COBRAMSEG 2024

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

ANAIS | Volume 1

GEOTECNIA PARA O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL

Realização:

ABMS

ABMS Núcleo Regional Paraná/Santa Catarina

cbmr comitê brasileiro de mecânica das rochas

Editora:

EDITORA OMNIS SCIENTIA

Realização

Organização

Editora

Patrocínios

Patrocínio Diamante

Patrocínio Rubi

Patrocínio Esmeralda

Patrocínio Água Marinha

Patrocínio Turmalina

ArcelorMittal
ARCOS ENGENHARIA DE SOLOS
CHAMMAS ENGENHARIA
DYWIDAG
FOA Engenharia e Pré-Fabricados
FONNTES
BRUGG Geobrugg Safety is our nature
geolabor
Mincon
rst INSTRUMENTS
SEEQUENT
SHEIKAN ANCOR-JET FIBRAS
solugeot soluções geotécnicas
TECNOGEO GROUND

Patrocínio Opala

Bidim wavin
BRASECOL ENGENHARIA E FUNDAÇÕES CONFIANÇA TÉCNICA INOVAÇÃO
CARMIX DO BRASIL
CIVIL MASTER ENGENHARIA EM ALTURA
ESTAQ SONDAGENS E FUNDAÇÕES
ENGENHARIA
GEODO
Geoprojetos engenharia ltda. EXCELÊNCIA E QUALIDADE DESDE 1985
JET Brasil
ownlab
owntec
rocscience
SIDRASUL
TERRA ARMADA SUSTAINABLE TECHNOLOGY
Terra Dril
VPA Infra

Patrocínio Safira

AZULPACK TECHGROUND
FUGRO
FUNDATA ENGENHARIA E CONSULTORIA DE FUNDAÇÕES
Geoconceito Engenharia Consultiva
GEOPROVA
GD GEODIGITRUS Instrumentação Eletrônica
HUESKER Ideen. Ingenieure. Innovationen.
Yamada
mayasistemas www.mayasistemas.com.br
OBER GEOSSINTÉTICOS
PIMENTA DE AVILA CONSULTORIA LTDA
SYSDAM
SC SANTIAGO E CINTRA GEOTECNOLOGIAS
TETRA TECH
VERDETEC
WORLD SENSING

Patrocínio

PLANATERRA
TERRAPLENAGEM & PAVIMENTAÇÃO

Apoio

CAPES
CNPq

Apoio Divulgação

CTG ABINT
COMITÊ TÉCNICO DE GEOSSINTÉTICOS
DAMASCO PENNA
engenharia geotécnica
DRENAGEO
gus ENGENHARIA
MINISTÉRIO DAS CIDADES
GOVERNO FEDERAL
BRASIL
UNIÃO E RECONSTRUÇÃO
SOLO
Sondagem e Construções Ltda

Apoio Institucional

BRAZILIAN TUNNELLING COMMITTEE
CBT
COMITÊ BRASILEIRO DE TÚNEIS
ESCOLA POLITÉCNICA PUCPR
SIMSG ISSMGE
SINDUSCON
Balneário Camboriú e Camboriú
UEPG
Universidade Estadual de Ponta Grossa
UFPR
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
UFSC
UNIFACEAR
UNIVATES

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Lumos Assessoria Editorial

C749 Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (21. : 2024 : Balneário Camboriú, SC).
Anais do XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG) : geotecnia para o desenvolvimento sustentável : volume I [recurso eletrônico] / coordenador Vítor Pereira Faro. — 1. ed. — Recife : Omnis Scientia, 2024.
Dados eletrônicos (pdf).

Inclui bibliografia.
ISBN 978-65-6036-692-3
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024

1. Engenharia civil (Geotecnia). 2. Mecânica do solo. 3. Ciência do solo. 4. Solos - Conservação. I. Faro, Vítor Pereira.

CDD23: 624.15136

Bibliotecária: Priscila Pena Machado - CRB-7/6971

Editora Omnis Scientia

Av. República do Líbano, nº 251, Sala 2205, Torre A,

Bairro Pina, CEP 51.110-160, Recife-PE.

Telefone: +55 87 99914-6495

editoraomnisscientia.com.br

contato@editoraomnisscientia.com.br

Prefácio

A Comissão Científica do XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Cobramseg 2024) tem a honra de apresentar os anais do maior evento de geotecnia nacional. Com o tema Geotecnia para o desenvolvimento sustentável, o evento ocorreu entre os dias 24 e 27 de setembro de 2024, na cidade de Balneário Camboriú, Santa Catarina, e reuniu mais de 2.100 participantes.

Os trabalhos apresentados nestes anais, compõem três eventos: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Cobramseg), Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas (SBMR) e Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens (Geojovem). Tais eventos contemplaram diversas palestras, mesas redondas, mini-cursos e competições geotécnicas, e se traduzem aqui em um compilado de artigos que representam o atual estado da arte da geotecnia e que promoveram diversas discussões valiosas entre a academia, a indústria e o governo.

Foram recebidos mais de 1.500 resumos, dentre 21 eixos temáticos, que resultaram em 807 artigos completos. Portanto, a comissão científica gostaria de agradecer a cada um que dedicou seu tempo e sua experiência para que o sucesso desse evento fosse alcançado, foram muitos revisores de artigos, coordenadores de eixos temáticos, membros de comissões técnicas da ABMS, presidentes de sessões, debatedores, palestrantes... Enfim, um evento realmente feito por muitas pessoas. Muito obrigado a cada um que fez parte dessa história.

Vítor Pereira Faro

Presidente da Comissão Organizadora

Bianca Penteado de Almeida Tonus

Presidente da Comissão Científica

Comissões

Comissão Organizadora

Vítor Pereira Faro - Presidente
Bianca Penteado de Almeida Tonus
Giancarlo Domingues
Julián Buriticá García
Marcelo Heidemann
Ricardo Bergan Born

Comissão Científica

Bianca Penteado de Almeida Tonus - *Presidente*
André Brasil Cavalcante
Carlos Emmanuel Ribeiro Lautenschläger
Caroline Tomazoni Santos
Elisangela do Prado Oliveira
Felipe Gobbi
Fernando Henrique Martins Portelinha
Graziella Maria Faquim Jannuzzi
Helena Paula Nierwinski
Jean Rodrigo Garcia
Liamara Paglia Sestrem
Luiz Henrique Felipe Olavo
Magnos Baroni
Marcelo Heidemann
Marcelo Miqueletto
Maria das Graças Gardoni
Maria Regina Moretti
Murilo da Silva Espíndola
Rafael Cerqueira Silva
Roberta Bomfim Boszczowski
Talita Caroline Miranda
Vítor Pereira Faro

Comissão Financeira

Giancarlo Domingues - *Presidente*

Allícia Sthel S. de Oliveira

Comissão Consultiva

Alessander Christopher Morales Kormann

Edgar Odebrecht

Fernando Schnaid

Luis Fernando Sales

Luiz Antônio Bressani

Luiz Antoniutti Neto

Paulo Albuquerque

Comitê Assessor de Congresso (CAC)

Alessander Christopher Morales Kormann

Gustavo Simões

Paulo Albuquerque

ABMS - Diretoria Nacional

Roberto Quental Coutinho - *Presidente*

Bernadete Ragoni Danziger - *Vice-Presidente*

Mauricio Ehrlich - *Secretário Geral*

Jairo Pascoal Júnior - *Diretor Financeiro*

Petrucio Santos Junior - *Diretor de Comunicação*

Luiz Antonio Bressani - *Diretor de Relações Institucionais*

Max Gabriel Timo Barbosa - *Diretor do GeoJovem*

Robson Saramago - *Diretor de Normas Técnicas*

Marcos Massao Futai - *Diretor AD HOC*

Magnos Baroni - *Diretor AD HOC*

Felipe Gobbi - *Diretor AD HOC*

ABMS - NRPS

Marcelo Heidemann - *Presidente*

Bianca Penteado de Almeida Tonus - *Vice-Presidente*

Julian Asdrubal Buriticá Garcia - *Secretário Geral*

Giancarlo Domingues - *Diretor Financeiro*

Ricardo Bergan Born - *Diretor Eventos Técnicos*

Editora

Editor-Chefe

Dr. Daniel Luís Viana Cruz

Conselho Editorial

Dr. Amâncio António de Sousa Carvalho – ESS-UTAD – Portugal

Dr. Cássio Brancaleone – UFFS – Brasil

Dr. Marcelo Luiz Bezerra da Silva – UEPa – Brasil

Dra. Pauliana Valéria Machado Galvão – UPE – Brasil

Dr. Plínio Pereira Gomes Júnior – UFRPE – Brasil

Dr. Walter Santos Evangelista Júnior – UFRPE – Brasil

Dr. Wendel José Teles Pontes – UFPE – Brasil

Assistente Editorial

Thialla Larangeira Amorim

Imagem de Capa

Canva e Freepik

Edição de Arte

Vileide Vitória Larangeira Amorim

Revisão

Os autores

Este trabalho está licenciado com uma Licença Creative Commons – Atribuição-NãoComercial-SemDerivações 4.0 Internacional.

O conteúdo abordado nos artigos, seus dados em sua forma, correção e confiabilidade são de responsabilidade exclusiva dos autores.

Sumário

EVENTOS: COBRAMSEG E GEOJOVEM

Área 01. Barragens convencionais e de rejeitos

A DATA-DRIVEN APPROACH LINKING THE CREDIBLE FAILURE MODES FOR TSFS RISK ASSESSMENT.....80

A INFLUÊNCIA DO DESLOCAMENTO PERMANENTE TOLERÁVEL NO COEFICIENTE DE ACELERAÇÃO SÍSMICA OBTIDO PELA METODOLOGIA PROPOSTA POR PAPADIMITRIOU ET AL. (2014).....87

ABORDAGEM ESTATÍSTICA PARA A VALIDAÇÃO DE CRITÉRIOS DE ACEITAÇÃO DE CAMADAS COMPACTADAS EM PILHAS E BARRAGENS DE REJEITO.....95

ADEQUAÇÃO ESTRUTURAL DA BARRAGEM DE GERAÇÃO DA PCH FRANCISCO GROS.....103

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE TÉCNICAS DE MODELAGEM PARA REPRESENTAR A CONDIÇÃO INICIAL DE ESTRUTURAS SUSCETÍVEIS A LIQUEFAÇÃO COM MODELO NORSAND.....111

ANÁLISE COMPARATIVA QUANTIFICADA ENTRE AS RESOLUÇOES ANM N°95/2022 E N°130/2023 E O GISTM.....119

ANÁLISE DA EVOLUÇÃO DA REGULAMENTAÇÃO REFERENTE À SEGURANÇA DE BARRAGENS DE MINERAÇÃO NO ESTADO DE MINAS GERAIS.....127

ANÁLISE DAS TÉCNICAS DE DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS PROVENIENTES DO BENEFICIAMENTO DE MINÉRIOS.....135

ANÁLISE DE ALTERNATIVAS DE DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGEM POR MEIO DA ANÁLISE DE MÚLTIPLAS VARIÁVEIS (AMV).....143

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA BARRAGEM DO LAGO NORTE EM PALMAS-TO.....151

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES PARA FECHAMENTO DE BARRAGENS - ESTUDO DE CASO.....159

ANÁLISE DE INCOMPATIBILIDADE ENTRE ESTUDO GEOTÉCNICO PRELIMINAR E CONDIÇÃO IN SITU NA FUNDAÇÃO DA BARRAGEM DE CONCRETO CCR GERMINAL.....167

ANÁLISE DE METODOLOGIAS: CLASSIFICAÇÃO DE CONSEQUÊNCIAS SUGERIDA PELO GISTM E DANO POTENCIAL ASSOCIADO (DPA) DA RESOLUÇÃO ANM N°95/2022.....175

ANÁLISE DE RISCOS EM UMA CAVA DE MINÉRIO DE FERRO UTILIZANDO METODOLOGIA BOWTIE.....183

ANÁLISE DE SEGURANÇA DEVIDO A ANOMALIAS EM BARRAGEM DE TERRA PARA CONTENÇÃO DE REJEITO.....190

ANÁLISE DE UMA BARRAGEM TIPO POND NA REGIÃO DE POCONÉ/MT - ESTUDO DE CASO.....198

ANÁLISE DINÂMICA DE UMA BARRAGEM DE REJEITOS TÍPICA DESCOMISSIONADA.....206

ANÁLISE DO ESTADO CRÍTICO E POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA DE UM REJEITO DE BAUXITA.....214

ANÁLISE DO PARÂMETRO RU EM BARRAGENS DE TERRA.....222

ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA A DEFINIÇÃO DE NÍVEL DE CONTROLE PARA DESLOCAMENTOS EM BARRAGENS.....230

ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO EM REGIME TRANSIENTE E ESTABILIDADE PARA OTIMIZAÇÃO DO REFORÇO DE BARRAGENS: UM ESTUDO DE CASO.....238

ANÁLISES DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO TRATAMENTO DE FUNDAÇÕES DE UMA BARRAGEM DE REJEITO COM COLUNAS DE BRITA INJETADAS.....245

ANÁLISES ESTÁTICAS E PSEUDOESTÁTICA DE UMA BARRAGEM DE REJEITOS TRIDIMENSIONAL A PARTIR DE UM MODELO IMPLÍCITO.....253

ANOMALIAS, INCIDENTES E ACIDENTES EM BARRAGENS DE TERRA: ESTUDO DE CASO DA BARRAGEM DO BEZERRO EM JOSÉ DE FREITAS-PI.....261

APLICAÇÃO DE MÉTODOS ESTATÍSTICOS EM PIEZÔMETROS COMO AUXÍLIO AO MONITORAMENTO DE BARRAGENS.....269

ÁRVORES DE DECISÕES E EXECUÇÃO DE DRENO INVERTIDO EM TALUDE DE BARRAGEM.....277

ASPECTOS SOBRE A INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO DE BARRAGENS.....285

ASSESSMENT OF THE HYDRAULIC PROPERTIES OF IRON ORE TAILINGS FOR MINING CLOSURE PROJECTS IN BRAZIL…….....……293

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS REOLÓGICOS DO REJEITO NA EXTENSÃO E LATERALIDADE DO RUNOUT.....301

AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUPTURA NÃO DRENADA DE UMA BARRAGEM COM FUNDAÇÃO EM ALUVIÃO.....308

AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DE UM RESERVATÓRIO DE UMA BARRAGEM DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO VIA ENSAIOS DE PIEZOCONE.....316

AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DE ESTABILIDADE DE BARRAGEM DE TERRA EM SOLO ARGILOSO LATERÍTICO EM BOSSOROCA – RS.....326

AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DE ESTABILIDADE DE BARRAGEM DE TERRA EM SOLO ARGILOSO LATERÍTICO EM CONDOR – RS.....334

AVALIAÇÃO SÍSMICA DA ESTABILIDADE DE BARRAGENS PELA METODOLOGIA DO BRAY E MACEDO.....342

AVANÇOS E BOAS PRÁTICAS DE ENGENHARIA NO ÂMBITO DA MINERAÇÃO A PARTIR DA FIGURA DO ENGENHEIRO DE REGISTROS (EDR).....350

BARRAGENS DE REJEITO: ASPECTOS CONSTRUTIVOS E CARACTERÍSTICAS GERAIS.....357

CALIBRAÇÃO DO MODELO NORSAND PARA O REJEITO DE UMA BARRAGEM DE MINERAÇÃO DE FERRO.....365

CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE BARRAGEM DE REJEITO – ESTUDO DE CASO.....372

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DO CHASQUEIRO, ARROIO GRANDE/RS.....380

CENÁRIO DAS OBRAS DE DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGENS DE MINERAÇÃO NO BRASIL E SEUS IMPACTOS.....388

COMPARAÇÃO DE MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE ACELERAÇÃO SÍSMICA PARA USO EM BARRAGENS.....396

COMPORTAMENTO MECÂNICO E HIDRÁULICO DE REJEITO DE MINÉRIO DE COBRE COMPACTADO NA ENERGIA DO PROCTOR MODIFICADO.....404

CONSIDERAÇÕES TÉCNICAS REFERENTES AO ENSAIO DE GRANULOMETRIA VOLTADO PARA O DIMENSIONAMENTO DE SISTEMA INTERNO DE DRENAGEM DE BARRAGENS.....411

CONSTRUTIBILIDADE: A APLICAÇÃO EM PILHAS DE ESTÉRIL E/OU REJEITO.....419

CRITÉRIOS DE AVALIAÇÕES TÉCNICAS EM VERTEDOUROS CONSTITUÍDOS POR ELEMENTOS DE CONCRETO.....427

DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PARA COMPORTAMENTOS DE SOLOS RESIDUAIS COM GERAÇÃO DE EXCESSO DE POROPRESSÃO.....435

DESAFIOS NA DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGENS: VARIABILIDADE DE REJEITOS.....442

DESAFIOS PARA A ESTABILIZAÇÃO E DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO, ALTEADA A MONTANTE, LOCALIZADA NO QUADRILÁTERO FERRÍFERO.....450

DESCARACTERIZAÇÃO DA BARRAGEM B1 - ESTUDO DE CASO.....458

DESCARACTERIZAÇÃO DE “BARRAGENS DE REJEITO À MONTANTE” COM USO DO JET GROUTING: UM CASO INÉDITO NO BRASIL.....466

DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGEM ALTEADA À MONTANTE COM A IMPLEMENTAÇÃO DE REBAIXAMENTO DOS NÍVEIS FREÁTICOS.....474

DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGEM ALTEADA A MONTANTE: ESTUDO DE CASO E AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO.....482

DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITOS DE MINERAÇÃO NA GRANDE SÃO PAULO: INTEGRAÇÃO ENTRE HIDRÁULICA E GEOTECNIA APLICADA.....490

DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGENS DE MINERAÇÃO: DESAFIOS E FRAGILIDADES NO CONTEXTO BRASILEIRO LEGISLATIVO.....498

DETERMINAÇÃO DA LINHA DE ESTADO CRÍTICO E CURVAS TÍPICAS DE ADENSAMENTO DE AREIAS POR ENSAIOS TRIAXIAIS CIUSAT E SUAS APLICAÇÕES.....505

ELABORAÇÃO DE PGRBM PARA OBRA DE DESCARACTERIZAÇÃO DE UMA BARRAGEM DE MINERAÇÃO.....513

ESTIMATIVAS DE RECALQUE POR COMPRESSÃO SÍSMICA DE SOLOS ARENOSOS.....521

ESTRATÉGIAS DE COMUNICAÇÃO E INTEGRAÇÃO PARA O EOR.....528

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE VEIOS DRENANTES EM BARRAGENS DE TERRA NA CONDIÇÃO DE REBAIXAMENTO RÁPIDO.....536

ESTUDO DE CASO PARA DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGEM.....544

ESTUDO DE CASO SOBRE A DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGEM ALTEADA A MONTANTE PELA REMOÇÃO COMPLETA DO MACIÇO E DO RESERVATÓRIO.....551

ESTUDO DE DEFORMAÇÕES SUPERFICIAIS DE UM MODELO REDUZIDO DE BARRAGEM DE CONTRAFORTES POR MEIO DE INSTRUMENTAÇÃO.....559

ESTUDO DE PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMECÂNICAS DE UM REJEITO DE MINERAÇÃO DE FERRO EM ESTADO FOFO.....567

ESTUDO DE TENSÃO DEFORMAÇÃO EM UMA BARRAGEM EM DESCARACTERIZAÇÃO.....575

ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE UM REJEITO DE MINERAÇÃO DE OURO A LUZ DO ESTADO CRÍTICO.....583

ESTUDOS DE CASO DA APLICAÇÃO DE INJEÇÕES DE CALDA DE CIMENTO PARA O TRATAMENTO DE CANGA DETRITO-LATERÍTICA NO CONTEXTO DE FUNDAÇÃO PARA BARRAGEM DE ENROCAMENTO.....591

FLUXO EM MODELO REDUZIDO DE BARRAGEM DE TERRA: UM COMPARATIVO ENTRE SOLUÇÃO POR MEF E EXPERIMENTAL.....599

GERENCIAMENTO SUSTENTÁVEL DE ESTRUTURAS DE ARMAZENAMENTO DE REJEITO: BREVE ANÁLISE DO PADRÃO GLOBAL DA INDÚSTRIA PARA A GESTÃO DE REJEITOS.....607

GRADIENTES HIDRÁULICOS ASSOCIADOS A NÍVEIS DE CONTROLE: ESTUDO DE CASO DE UMA BARRAGEM PARA DISPOSIÇÃO DE REJEITOS.....615

INFLUÊNCIA DA COLMATAÇÃO DE FILTRO NO DESEMPENHO DE BARRAGEM EM CONDIÇÃO DE OPERAÇÃO.....623

INFLUÊNCIA DA FUNDAÇÃO DE UMA BARRAGEM DE TERRA UTILIZADA PARA DEPOSIÇÃO DE REJEITO E ÁGUA NA ANÁLISE TENSÃO-DE FORMAÇÃO.....631

INFLUÊNCIA DAS ANÁLISES PSEUDO-ESTÁTICAS NA VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGENS DE REJEITO.....639

INÍCIO DE LIQUEFAÇÃO DINÂMICA EM REGIÃO CONTINENTAL ESTÁVEL PELO MÉTODO SIMPLIFICADO DAS TENSÕES CISALHANTES.....647

INOVAÇÕES NA GESTÃO DE DADOS GEOTÉCNICOS GERADOS NA CONSTRUÇÃO DE PILHAS E BARRAGENS, UTILIZANDO O GEOLABOR.....655

INVESTIGAÇÃO DE PARÂMETROS CRÍTICOS NA ESTABILIDADE DE BARRAGENS DE REJEITOS SOB CONDIÇÕES DE LIQUEFAÇAO ESTÁTICA ATRAVÉS DE MODELOS CONSTITUTIVOS AVANÇADOS.....662

MANUTENÇÃO DE BARRAGENS DE TERRA: PROCEDIMENTOS PARA LEVANTAMENTOS DE ANOMALIAS E INDICAÇÕES DE AÇÕES CORRETIVAS.....670

MAPPING OF THE DECHARACTERIZATION OF TAILINGS DAMS IN STATE OF MINAS GERAIS, BRAZIL.....678

METODOLOGIA EXECUTIVA DE COLUNAS DE BRITA INJETADAS COM NATA DE PEGA RÁPIDA PARA REFORÇO DE FUNDAÇÕES DE BARRAGEM DE REJEITOS.....686

METODOLOGIAS DE ANÁLISE DE RISCOS: ANÁLISE COMPARATIVA E ASSOCIATIVA ENTRE FMEA, BOW TIE, ÁRVORE DE EVENTOS E FALHAS.....694

MODELAÇÃO EM MEF DO PROCESSO DE ALTEAMENTO DE UMA INSTALAÇÃO DE REJEITADOS CONSIDERANDO CENÁRIOS DISTINTOS DE PARAMETRIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA E DISSIPAÇÃO DE POROPRESSÕES.....702

MODELAGEM DA MANCHA DE INUNDAÇÃO DE RUPTURA DA BARRAGEM PASSAGEM DAS TRAÍRAS, RIO GRANDE DO NORTE.....710

MODELAGEM GEOTÉCNICA DE GRANDES DEFORMAÇÕES DE UMA BARRAGEM DE REJEITOS UTILIZANDO O MÉTODO DO PONTO MATERIAL.....718

MODELO IMPLÍCITO TRIDIMENSIONAL DE UMA BARRAGEM DE REJEITOS DE MINERAÇÃO.....726

MONITORAMENTO GEOTÉCNICO EM BARRAGENS COM RADAR TERRESTRE: INFLUÊNCIA DA PODA DA VEGETAÇÃO NA QUALIDADE DOS DADOS.....734

O PAPEL DO MODELO HIDROGEOLÓGICO NUMÉRICO NO DESCOMISSIONAMENTO DE BARRAGEM DE REJEITOS CONTAMINADOS COM FALHAS NO SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO.....742

PADRÃO GLOBAL DA INDÚSTRIA PARA A GESTÃO DE REJEITOS (GISTM). PREPARANDO-SE PARA A IMPLEMENTAÇÃO.....750

PROJETO DE FECHAMENTO DE BARRAGEM DE REJEITOS DE MINÉRIO DE OURO CONSIDERANDO A DISPOSIÇÃO DE REJEITOS FILTRADOS.....758

PROPOSTA DE UM ÍNDICE DE PERIGO PARA AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE BARRAGENS: ESTUDO DE CASO DA BARRAGEM BOQUEIRÃO DE PARELHAS/RN.....766

RECUPERAÇÃO DE CANAIS HIDRÁULICOS REVESTIDOS COM GEOCÉLULAS EXECUTADOS EM UM PARQUE SOLAR NA REGIÃO NORDESTE DO BRASIL.....774

RETROANÁLISE DO FLUXO DE ÁGUA PELA FUNDAÇÃO DA BARRAGEM DO ANEL DOM MARCO – AJUSTE DE PARÂMETROS.....782

RETROANÁLISE DO FLUXO TRANSIENTE DO DIQUE ESTACA 2 DURANTE O ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO.....790

SOLUÇÃO DE IMPERMEABILIZAÇÃO DE LAGOA DE SEDIMENTAÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS EXECUTADA NA CIDADE DE BRAGANÇA PAULISTA/SP.....798

USO DE GEOSYNTHETIC CLAY LINERS EM BARRAGEM DE REJEITOS COM INCLINAÇÕES IMPORTANTES.....806

UTILIZAÇÃO DE CONCRETO COMPACTADO COM ROLO - CCR PARA CONTENÇÃO DE BARRAGENS DE REJEITOS.....812

UTILIZAÇÃO DE MODELOS HIPERBÓLICOS NA DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE.....820

Área 02. Big Data e Inteligência Artificial em Geotecnica

APLICAÇÃO DE MACHINE LEARNING EM GEOTECNIA: PREVISÃO DE COMPORTAMENTO DE AREIA COM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....829

ARTIFICIAL INTELLIGENCE (AI): AN INNOVATIVE APPROACH FOR AUDITING FIELD SAMPLING IN WASTE MANAGEMENT CONTEXT……..837

ASSESSMENT OF SAFETY FACTORS OF NATURAL SLOPES BASED ON THE LIMIT EQUILIBRIUM METHOD AND ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS…….....845

AVALIAÇÃO DE MODELOS DE APRENDIZADO DE MÁQUINA PARA PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE SOLOS TROPICAIS.....853

AVALIAÇÃO DO CBR USANDO ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO COM MODELAGEM VIA BOOSTED TREES.....861

CLASSIFICAÇÃO DE IMAGENS DE RELATÓRIOS DE MONITORAMENTO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA ATRAVÉS DE REDES NEURAIS CONVOLUCIONAIS.....869

DETECÇÃO AUTOMÁTICA DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM OBRAS GEOTÉCNICAS UTILIZANDO VISÃO COMPUTACIONAL.....877

DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO UTILIZANDO REGRESSÃO LINEAR MULTIVARIADA.....885

GEOTECNOLOGIAS E ANÁLISES ESTATÍSTICAS MULTIVARIADAS APLICADAS EM OBRAS LINEARES.....894

INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL E MODELOS PAUTADOS EM FÍSICA NA ENGENHARIA GEOTÉCNICA: DESAFIOS, ESTRATÉGIAS E A IMPORTÂNCIA DA INTERPRETABILIDADE.....902

INTERFACE DINÂMICA DE DESEMPENHO PARA ANÁLISE DE DADOS DE BARRAGENS DE MINERAÇÃO.....910

MACHINE LEARNING NA GEOTECNIA: TREINAMENTO PARA TOMADA DE DECISÕES EM MONITORAMENTO DE ESTRUTURAS GEOTÉCNICAS.....917

MODELAGEM GEOESTATÍSTICA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DO SOLO DE UM AEROPORTO.....925

MODELO EM APRENDIZAGEM DE MÁQUINA PARA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES DIRETAS.....933

O PAPEL DA INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL NO PREENCHIMENTO DE LACUNAS DEIXADAS PELA PANDEMIA COVID-19 NO MONITORAMENTO DOS RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS.....940

PREVISÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE ATRAVÉS DE INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL.....950

PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA A PARTIR DE INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL.....958

PREVISÃO DO COMPORTAMENTO FILTRANTE DE GEOTÊXTEIS EM SOLOS INTERNAMENTE INSTÁVEIS UTILIZANDO REDE NEURAL ARTIFICIAL E MÉTODOS DE REGRESSÃO MULTIVARIADA.....966

REGRESSÃO LOGARÍTMICA NA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO E COMPARAÇÃO COM METODOLOGIAS CONVENCIONAIS.....973

REVISÃO DE LITERATURA: UTILIZAÇÃO DE MACHINE LEARNING E DADOS GEOTÉCNICOS PARA PROJETOS DE DISPOSIÇÃO DE ESTERIL E REJEITO PARA FEL-1.....981

SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS UTILIZANDO MACHINE LEARNING: UM ESTUDO DE CASO EM ANGRA DOS REIS – RJ.....989

USO DE REDES NEURAIS ARTIFICIAIS NA PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS EM BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO.....997

UTILIZAÇÃO DE IA EM SENSORIAMENTO REMOTO, COM AEROLEVANTAMENTOS REALIZADOS POR DRONE, PARA IDENTIFICAR TUBULAÇÕES DE DRENAGEM EM RESERVATÓRIO DE REJEITO.....1005

Área 03. Educação em GeoEngenharia

A INFLUÊNCIA DA EDUCAÇÃO AMBIENTAL NAS COMUNIDADES DE RISCO DE MOVIMENTO DE MASSA DA CIDADE JOÃO PESSOA-PB.....1014

A MITIGAÇÃO DE DESASTRES NATURAIS ATRAVÉS DE CONHECIMENTOS EM GEOTECNIA.....1022

ANÁLISE DA APLICAÇÃO DE METODOLOGIAS ATIVAS NO DESENVOLVIMENTO DE COMPETÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL.....1030

AS EXPERIÊNCIAS DE DOCENTES NO DESENVOLVIMENTO E IMPLEMENTAÇÃO DE METODOLOGIAS ATIVAS NO ENSINO DE GEOTECNIA.....1038

AVALIAÇÃO BIBLIOMÉTRICA DE ESTUDOS SOBRE A APLICAÇÃO DE MODELOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS.....1046

BARRAGEM I DA MINA DO CÓRREGO DO FEIJÃO EM BRUMADINHO: UMA ANÁLISE SISTÊMICA DA LITERATURA UTILIZANDO O PROKNOW-C.....1054

COMPETIÇÕES ACADÊMICAS E EXPERIMENTOS DIDÁTICOS NA ÁREA GEOTÉCNICA COMO FERRAMENTA DE APRENDIZADO.....1061

CONSIDERAÇÕES DE EDUCADORES SOBRE INOVAÇÃO NA EDUCAÇÃO DE MECÂNICA DOS SOLOS: UM ESTUDO DE CASO DO PROJETO GEOFUN.....1070

DESENVOLVIMENTO DE UM ECOSSISTEMA DE APRENDIZAGEM: A EXPERIÊNCIA EM CENTROS DE MONITORAMENTO GEOTÉCNICO.....1077

DIÁLOGO GEOTÉCNICO ENTRE UM ENGENHEIRO, UMA ENGENHEIRA E UMA CIDADÃ.....1085

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ANCORADAS E CAPACIDADE DE CARGA DOS TIRANTES: UMA REVISÃO DE ARTIGOS PUBLICADOS ENTRE 2012-2022.....1093

EDUCAÇÃO EM GEOENGENHARIA: CONSCIENTIZAÇÃO E RESPOSTA COMUNITÁRIA PARA DESAFIOS GEOTÉCNICOS EM UM BAIRRO DE JUIZ DE FORA (MG).....1101

ELABORAÇÃO DE JOGO DIDÁTICO PARA FINS DE ENSINO E APRENDIZAGEM EM SOLOS TROPICAIS NA PÓS-GRADUAÇÃO.....1109

ENTRELAÇANDO A TEORIA COM A PRÁTICA ATRAVÉS DE COMPETIÇÕES GEOTÉCNICAS UTILIZANDO MODELOS REDUZIDOS.....1115

EVOLUÇÕES, LIÇÕES APRENDIDAS E DESAFIOS DO MAIOR PROCESSO DE EMPILHAMENTO DE REJEITO FILTRADO DE MINÉRIO DE FERRO NO MUNDO.....1123

FATORES-CHAVE DE SUCESSO PARA APLICAÇÃO DE NOVOS GEOMATERIAIS.....1131

GEOPREVENÇÃO: CAPACITAÇÃO DOCENTE NA MITIGAÇÃO DE DESASTRES NATURAIS ATRAVÉS DE CONHECIMENTOS EM GEOTECNIA.....1139

JOGOS DIDÁTICOS PARA O ENSINO DE ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO.....1147

UM CASO DE INTEGRAÇÃO DE ENSINO CAMPO-LABORATÓRIO UTILIZANDO O PROGRAMA CAMINHOS GEOLÓGICOS DO DRM/RJ.....1155

Área 04. Estabilidade de Taludes e Contenções

A IMPORTÂNCIA DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO PARA DEFINIÇÃO DE TRATAMENTOS DE TALUDES.....1165

A INFLUÊNCIA DA VEGETAÇÃO NO FECHAMENTO DA PILHA DE ESTÉRIL PDE UNIFICADAS CONCEIÇÃO.....1173

A UTILIZAÇÃO DE GABIÕES DE MALHA ELETROSOLDADA COM GEOGRELHA EM CONTENÇÕES DE SOLO REFORÇADO EM INDAIATUBA.....1181

ADEQUAÇÕES DE PROJETO DE ATERRO INDUSTRIAL EM SOLO RESIDUAL DE ARENITO.....1190

ANÁLISE 2D E 3D APLICADA À ESTABILIDADE DE TALUDE REFORÇADO COM SOLO GRAMPEADO.....1198

ANÁLISE COMPARATIVA DA INFLUÊNCIA DA CONSIDERAÇÃO DA INTERFACE SOLO-ESTRUTURA NAS ANÁLISES DE TENSÃO DEFORMAÇÃO PARA DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS DE CONTENÇÃO.....1206

ANÁLISE COMPARATIVA DE PAREDES DE CONTENÇÃO PARA ESTRUTURAS DE GARAGEM SUBTERRÂNEA.....1212

ANÁLISE CRÍTICA DAS OBRAS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO AO PROCESSO EROSIVO COSTEIRO: ESTUDO DE CASO NA PRAIA DE PIPA/RN.....1220

ANÁLISE DA ESTABILIDADE E DO MODO DE RUPTURA DE UM MURO DE CONTENÇÃO PELO MÉTODO DE REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA.....1228

ANÁLISE DA IMPLEMENTAÇÃO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO NO CONTORNO DE SÃO SEBASTIÃO – SP.....1236

ANÁLISE DA VIABILIDADE DE IMPLEMENTAÇÃO DE ALTERNATIVAS SUSTENTÁVEIS EM MUROS DE ARRIMO DE GRAVIDADE: ESTUDO DE CASO EM JARAGUÁ DO SUL/SC.....1244

ANÁLISE DA VULNERABILIDADE AOS DESLIZAMENTOS DE TERRA EM VILAS, FAVELAS E CONJUNTOS HABITACIONAIS DO MUNICÍPIO DE BELO HORIZONTE FRENTE ÀS MUDANÇAS CLIMÁTICAS.....1252

ANÁLISE DE CONFLITO: EXPANSÃO URBANA EM ÁREAS DE ALTA DECLIVIDADE NO MUNICÍPIO DE ILHÉUS/BA.....1260

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE SOBRE SOLOS MOLES: ESTUDO DE CASO.....1266

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES CONSIDERANDO O IMPACTO DA HETEROGENEIDADE DAS CAMADAS DE SOLO NA PROBABILIDADE DE RUPTURA.....1274

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES LOCALIZADOS EM MUNICÍPIOS DA ZONA DA MATA SUL DE PERNAMBUCO.....1282

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UMA ENCOSTA DO RECIFE/PE CONSIDERANDO O SOLO INICIALMENTE NÃO SATURADO COM APLICAÇÃO DE CHUVAS.....1290

ANÁLISE DE ESTABILIDADE E CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DE UM TALUDE LOCALIZADO NA ZONA DA MATA DO ESTADO DE PERNAMBUCO.....1298

ANÁLISE DE ESTABILIDADE E DE FUNDAÇÃO DE SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS E FACE METÁLICA.....1306

ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM PILHA PULMÃO NO PROCESSO DE BASCULAMENTO DE ROM.....1314

ANÁLISE DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DE REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA PARA UM MURO DE SOLO REFORÇADO COM RCD E SOLO FINO.....1322

ANÁLISE DE PROBABILIDADE DE RUPTURA DE BARRAGEM DE REJEITO A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAIOS CPTU E SPT: ESTUDO DE CASO.....1333

ANÁLISE DE UMA ESCAVAÇÃO DE GRANDE ALTURA COM NÍVEL D'ÁGUA ELEVADO CONSIDERANDO FLUXO TRANSIENTE.....1341

ANÁLISE DETERMINÍSTICA DE ESTABILIDADE DE ENCOSTA NO BAIRRO DO ROGER JOÃO PESSOA – PB.....1349

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE CAIXAS DE GABIÃO SOLDADO POR MEIO DE ENSAIOS DE COMPRESSÃO EM AMBIENTE LABORATORIAL.....1357

ANÁLISE DOS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE TIRANTES – UMA REVISÃO SISTEMÁTICA DA LITERATURA.....1365

ANÁLISE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE REVERSÃO.....1373

ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTABILIDADE DE TALUDES ROCHOSOS FRATURADOS UTILIZANDO A TÉCNICA DE FRAGMENTAÇÃO DE MALHA.....1381

ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO TERRENO E DA GEOMETRIA DO BLOCO EM EVENTOS DE QUEDA DE ROCHA.....1389

ANÁLISE NUMÉRICA DE CONTENÇÃO EM ESTACAS PRANCHAS METÁLICAS DE CAIS DE PORTO.....1397

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE DE CORTE EM SOLO RESIDUAL DE GRANITO DE COCAL DO SUL/SC.....1405

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE RODOVIÁRIO DA BR 470.....1413

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES: CONFIABILIDADE DE SISTEMA EM SÉRIE COM FORM COMO ALTERNATIVA ÀS SIMULAÇÕES DE MONTE CARLO.....1420

ANÁLISE TÉCNICA CONSTRUTIVA DO USO DE GEOTIRAS EM CONTENÇÕES DE FACE EM TELA ELETROSSOLDADA GALVANIZADA PREENCHIDA COM PEDRAS.....1432

ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DA ESTABILIDADE DE TALUDES EM SOLOS ARGILOSOS LATERÍTICOS.....1440

ANÁLISES E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO PARA ESTABILIDADE SUPERFICIAL DE TALUDES COM O USO DE GEOCÉLULAS.....1448

APLICAÇÃO DA TÉCNICA DE REDE NEURAL ARTIFICIAL PARA DETERMINAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA DE TALUDES SIMPLES COM SOBRECARGA.....1456

APLICAÇÃO DA TÉCNICA DE SOLO GRAMPEADO PARA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE APÓS UM EVENTO DE RUPTURA.....1464

APLICAÇÃO DA TEORIA DO CAOS A DIFERENTES GEOMETRIAS DE TALUDES MISTOS.....1472

APLICAÇÃO DE GEOTECNOLOGIAS NO MAPEAMENTO DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A EVENTOS GEODINÂMICOS EM TEÓFILO OTONI – MG.....1480

APLICAÇÃO DO HYRCAN NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES COM O USO DO CAPIM VETIVER.....1488

APLICAÇÃO DO MÉTODO NÃO DESTRUTIVO TIME DOMAIN REFLECTOMETRY (TDR) EM SOLO GRAMPEADO.....1496

ASPECTOS DE PROJETO DE GRAMPEAMENTO E ENTELAMENTO CONTRA QUEDA DE BLOCOS ROCHOSOS NO CONTORNO VIÁRIO DE FLORIANÓPOLIS.....1504

ASPECTOS DE SUSTENTABILIDADE AMBIENTAL, SOCIAL E ECONÔMICA DE CONTENÇÕES EM SOLO REFORÇADO NA INTEGRAÇÃO DA RODOVIA DOS TAMOIOS AOS CONTORNOS DE CARAGUATATUBA E SÃO SEBASTIÃO.....1512

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE SOB O VIES DETERMINÍSTICO E PROBABILÍSTICO DO USO DE GEOGRELHA EM UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO.....1520

AVALIAÇÃO DA UTILIZAÇÃO DE SOLO REFORÇADO COM GRAMPO NA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE DE ESCAVAÇÃO COMPOSTO POR SOLO ARENOSO.....1528

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DO MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE DE CORREIA EM ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE DE TALUDES VIA FORM.....1536

AVALIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E DA ESTABILIDADE GLOBAL EM CORTINAS DE ESTACAS JUSTAPOSTAS E ESPAÇADAS.....1546

BARREIRA DE QUEDA DE ROCHAS COMO MEDIDA DE PROTEÇÃO DE UM TERMINAL FERROVIÁRIO.....1554

CALIBRATION OF STRENGTH AND DEFORMABILITY BEHAVIOUR OF A RESIDUAL SOIL BY THE DISCRETE ELEMENT METHOD.....1562

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE MOVIMENTO DE RASTEJO NO MUNICÍPIO DE OURO PRETO, QUADRILÁTERO FERRÍFERO (MG).....1570

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ANÁLISE PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DE TALUDES DO ATERRO SANITÁRIO EM RIO GRANDE – RS.....1578

COMPARAÇÃO DE MÉTODOS EMPÍRICOS E NUMÉRICOS NO DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE SOLOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS.....1586

COMPARAÇÃO ENTRE OS SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO SMR E SSPC EM UM TALUDE DE SILTITO BRANDO DA BACIA DO ITAJAÍ EM GASPAR – SC.....1594

COMPORTAMENTO DE ARRANCAMENTO DE ÂNCORA DE FORMATO IRREGULAR RASA EMBUTIDA EM SOLO RESIDUAL QUARTZÍTICO.....1602

CONCEPÇÃO DA CONTENÇÃO DE UM TALUDE FERROVIÁRIO A PARTIR DE TRILHOS REUTILIZADOS.....1610

CONCEPÇÃO DE PROJETO E EXECUÇÃO DO SUBSOLO DE UM EDIFÍCIO COM CORTINAS DE ESTACAS ESCAVADAS EM ERECHIM/RS.....1617

CONTENÇÃO EM SOLO GRAMPEADO COM TRECHO EM ARGILA ORGÂNICA.....1625

CONTROLE DE QUALIDADE DE CALDA DE CIMENTO PARA EXECUÇÃO DE GRAMPOS.....1633

CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO PARA MUROS DE SOLO REFORÇADO COM FACEAMENTO EM GEOCÉLULAS.....1638

DEEP LEARNING APLICADA A SEGMENTAÇÃO SEMÂNTICA SEMIAUTOMÁTICA DE CICATRIZES DE DESLIZAMENTOS DE TERRA: ASPECTOS GEOTÉCNICOS.....1646

DESEMPENHO DE CONTENÇÃO COMPOSTA PELA ASSOCIAÇÃO ENTRE TRILHOS FERROVIÁRIOS CRAVADOS E CORTINA ATIRANTADA.....1654

DIMENSIONAMENTO DE BULBO DE TIRANTES VERSUS DADOS DE ENSAIOS.....1662

EFEITO DO FLUXO D'ÁGUA E INTERCALAÇAO DE SOLOS GROSSOS E FINOS NA ESTABILIDADE DE ENCOSTAS NÃO SATURADAS SOB CHUVA.....1670

EFICIÊNCIA DE CORRELAÇÕES COM SPT PARA MENSURAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM RECIFE A PARTIR DE RESULTADOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....1678

ENSAIOS DE ARRANCAMENTO VERTICAIS PARA GRAMPOS EM SOLO.....1686

ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA COM ELEMENTOS DE SUPORTE PASSIVOS DE CARÁCTER DEFINITIVO NA BASE DE ENCOSTA.....1694

ESTABILIDADE DE TALUDE DIANTE DE EVENTOS PLUVIOMÉTRICOS NA BR-376 – SERRA DO MAR, PARANÁ, BRASIL.....1702

ESTABILIDADE DE TALUDES EM ÁREA DE DISPOSIÇÃO DE REJEITO: ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MODELAGEM 2D E 3D.....1711

ESTABILIDADE DE TALUDES POR RETROANÁLISE: UM ESTUDO DE CASO NO MUNICÍPIO DE NOVA LIMA - MINAS GERAIS.....1719

ESTABILIDADE PROVISÓRIA DE ESCAVAÇÕES EM SOLOS MOLES COM A UTILIZAÇÃO DE PONTEIRAS A VÁCUO.....1727

ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES COM SOLO GRAMPEADO - ESTUDO DE CASO.....1735

ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES RODOVIÁRIOS EM BASALTO NA REGIÃO CENTRAL DO RS: MAPEAMENTO GEOMECÂNICO E ESTRUTURAL APLICADO A PROJETOS.....1742

ESTUDO COMPARATIVO DE MUROS TERRA ARMADA COM REFORÇOS EXTENSÍVEIS E INEXTENSÍVEIS.....1750

ESTUDO DA INSTABILIDADE DE TALUDE EM CACHOEIRA DO BRUMADO, MARIANA/MG POR MEIO DE MÉTODO DE ELETRORRESISTIVIDADE.....1758

ESTUDO DE CASO DE RECUPERAÇÃO DE EROSÃO EM TALUDE A JUSANTE DE BRITADOR PRIMÁRIO.....1767

ESTUDO DE DEFLAGRAÇÃO DE ESCORREGAMENTOS DE TALUDES SUBMARINOS POR ELEVAÇÃO DE POROPRESSÃO COM MODELOS FÍSICOS CENTRIFUGADOS.....1775

ESTUDO DE ESTABILIDADE E PROPOSTA DE RETALUDAMENTO PARA O ESCORREGAMENTO DO BAIRRO VILA ISABEL EM ITAJUBÁ-MG.....1782

ESTUDO DE INSTABILIDADE GEOTÉCNICA EM UM ATERRO FERROVIÁRIO DE GRANDE PORTE NO ESTADO DO RIO DE JANEIRO.....1793

ESTUDO E PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE FERROVIÁRIO SOBRE MATERIAL COLUVIONAR.....1801

ESTUDO HIPOTÉTICO DE RUPTURA EM PILHAS DE ESTÉRIL - ESTUDO DE CASO.....1809

EXECUÇÃO DE 5 SUBSOLOS EM PAREDE DIAFRAGMA COM TÉCNICA DE PRÉ-FURO EM PRESENÇA DE ARENITO NA REGIÃO NORDESTE.....1816

EXPLORANDO INCERTEZAS NA ESTABILIDADE DE BARRAGENS DE TERRA: ABORDAGEM PROBABILÍSTICA.....1824

GESTÃO DO RISCO EM ÁREAS URBANIZADAS SUSCETÍVEIS A INSTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS: INDICADORES DA VULNERABILIDADE E CAPACIDADE.....1831

IMPACTO DE PRECIPITAÇÕES EXTREMAS NA ESTABILIDADE DE TALUDES: UMA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PELO SEEP/W COM USO DA INTERAÇÃO TERRA-CLIMA.....1839

INFLUÊNCIA DA INFILTRAÇÃO DE ESGOTO NA ESTABILIDADE DAS ENCOSTAS TÍPICAS DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO.....1847

INFLUÊNCIA DA SUCÇÃO NA ESTIMATIVA DO COMPRIMENTO DE TIRANTES INSTALADOS EM SOLOS NÃO SATURADOS.....1855

INSTABILIZAÇÕES DE ENCOSTAS E AEROFOTOGRAMETRIA POR DRONE – UMA IMPORTANTE INTERAÇÃO PARA AGILIZAR AVALIAÇÕES E ANÁLISES GEOTÉCNICAS PRELIMINARES.....1863

INTERAÇÃO SOLO-CLIMA DE UMA ESTRUTURA VERTICAL EM SOLO GRAMPEADO: ANÁLISE ENVOLVENDO UM EVENTO DE PRECIPITAÇÃO EXTREMA.....1871

LÓGICA FUZZY E ANÁLISE PROBABILÍSTICA APLICADA A ESTABILIDADE DE TALUDE.....1879

METODOLOGIAS DE CONSERVAÇÃO E MONITORAMENTO DE CORTINAS ATIRANTADAS.....1889

MITIGAÇÃO DE RUPTURA DE REJEITO COM USO DE BARREIRAS DINÂMICAS – CASO DE BRUMADINHO.....1897

MODELAGEM NUMÉRICA DE ESCAVAÇÃO EM TALUDE COM CAMADAS RELIQUIARES ESTABILIZADA COM ANCORAGENS – CASO DE ESTUDO.....1906

MONITORAMENTO PARA ANTECIPAÇÃO DE INSTABILIDADE DE TALUDE.....1914

NUMERICAL AND PARAMETRIC ANALYSIS OF EXCESS PORE PRESSURE BEHAVIORS IN UNREINFORCED EMBANKMENTS ON SOFT SOILS.....1922

NUMERICAL AND PARAMETRIC ANALYSIS OF HORIZONTAL DISPLACEMENT AND DISTORTIONS IN UNREINFORCED EMBANKMENTS ON SOFT SOILS.....1930

NUMERICAL AND PARAMETRIC ANALYSIS OF SETTLEMENT IN UNREINFORCED EMBANKMENTS ON SOFT SOILS.....1938

OTIMIZAÇÃO DA GESTÃO DE MANUTENÇÃO EM TALUDES FERROVIÁRIOS: UM ESTUDO DE CASO NA ESTRADA DE FERRO CARAJÁS.....1946

PARÂMETROS GEOTÉCNICOS E DE MAPAS DE SUSCETIBILIDADE DA BACIA DO CÓRREGO DO RIO DO PRÍNCIPE (TERESÓPOLIS/RJ), UTILIZANDO O SOFTWARE SHALSTAB.....1954

PROBABILISTIC NUMERICAL LIMIT ANALYSIS OF 2D AND 3D SLOPES CONSIDERING SPATIAL VARIABILITY OF SHEAR STRENGTH PARAMETERS.....1963

PROJETO DE CONTENÇÃO DA ORLA DE JOÃO PESSOA/PB.....1971

PROPOSTA DE MODELO CENTRÍFUGO PARA ESTUDO DA ESTABILIDADE DE TALUDES SUBMARINOS SUBMETIDOS AO PROCESSO DE SUBSIDÊNCIA.....1979

PROPOSTA DE SOLUÇÃO ALTERNATIVA PARA PROBLEMAS DE ESMAGAMENTO DE JUNTAS DE PARAMENTO EM MUROS DE SOLO REFORÇADO DE GRANDE ALTURA.....1987

PROTEÇÃO E ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA COM CONJUNTO DE SOLUÇÕES: BARREIRA DINÂMICA, ENVELOPAMENTO E ANCORAGEM DE BLOCOS.....1997

RETROANÁLISE 3D DE ENCOSTA COMPOSTA POR SAPROLITO EM MINAS GERAIS.....2005

RETROANÁLISE DE ESTABILIDADE COM DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO UTILIZANDO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....2013

RETROANÁLISE DE RUPTURA DE CONTENÇÃO DO TIPO MURO DE ARRIMO COM CONTRAFORTES EM MINERADORA DA REGIÃO SUDOESTE DO ESTADO DO TOCANTINS.....2021

RETROANÁLISE DE RUPTURA DE TALUDE EM ÁREA URBANA E PROPOSTA DE ESTABILIZAÇÃO.....2029

RETROANÁLISE DE UM ESCORREGAMENTO DE TALUDE NA ESTRADA LOURENÇO VELHO NA CIDADE DE ITAJUBÁ/MG.....2037

RETROANÁLISE GEOTÉCNICA DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM CONCRETO ARMADO NA REGIÃO CENTRO-SUL DE BELO HORIZONTE – MG.....2047

RETROANÁLISE PROBABILÍSTICA BIDIMENSIONAL POR EQUILÍBRIO LIMITE DE RUPTURA DE TALUDE NO MORRO DA FORCA EM OURO PRETO/MG.....2055

RISCOS GEOTÉCNICOS EM OBRAS DE CONTENÇÃO COM TALUDES DE CORTE TEMPORÁRIOS.....2063

SENSIBILIDADE DOS FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS COM A MUDANÇA DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO NATURAL PARA O INUNDADO.....2071

SERRA DO RIO DO RASTRO – CONTENÇÃO EXPERIMENTAL DE TIRANTES COM FACEAMENTO FLEXÍVEL EM SOLO COLUVIONAR.....2079

SOLO GRAMPEADO VERDE PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE NA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA – MINAS.....2086

SOLUÇÃO DE CONTENÇÃO PARA UMA RUPTURA OCORRIDA SOBRE UM TRATAMENTO EM ITABIRITO FRIÁVEL.....2095

SOLUÇÃO GEOTÉCNICA PARA A RUPTURA DO TALUDE DO ATERRO DE ENCONTRO PARA OAE DO KM 4+100 DA BR-282/SC (LE).....2102

UM ESTUDO NUMÉRICO DA INFLUÊNCIA DE FRATURAS NO REGIME DE FLUXO EM TALUDES.....2110

USO DE CONTENÇÃO TIPO SOLO REFORÇADO PARA VERTICALIZAR ATERRO DE UM COMPLEXO EÓLICO EXECUTADO COM SOLO RESIDUAL E ENROCAMENTO.....2118

UTILIZAÇÃO DE PRÉ-FUROS PARA CONTENÇÕES EM PAREDE DIAFRAGMA.....2126

VARIABILIDADE DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE SOLO E SUA INFLUÊNCIA NO ESTUDO DE ESTABILIDADE DE UM TALUDE.....2134

Área 05. Fundações

A DIFERENÇA ENTRE SIGNIFICADO FÍSICO E MATEMÁTICO NO ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO.....2143

A IMPORTÂNCIA DE APRESENTAR AO MENOS DUAS SOLUÇÕES TÉCNICAS DE FUNDAÇÕES PARA LIVRE ESCOLHA DO PROPRIETÁRIO.....2151

A IMPORTÂNCIA E O IMPACTO DO MONITORAMENTO DAS ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA EM SEU DESEMPENHO.....2159

ALGUNS CASOS DE COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS E DINÂMICAS.....2167

ANÁLISE COMPARATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA PRÉ-MOLDADA EM UMA OBRA DE INFRAESTRUTURA VIÁRIA NA GRANDE FLORIANÓPOLIS.....2175

ANÁLISE COMPARATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ENTRE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA E MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS EM CANAÃ DOS CARAJÁS-PA.....2183

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE DIFERENTES MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE RECALQUES POR PREVISÃO DE PROVA DE CARGA EM PLACA.....2191

ANÁLISE DA RESISTÊNCIA AO LONGO DO TEMPO DE ESTACA METÁLICA CRAVADA COM AUXÍLIO DE MARTELO VIBRATÓRIO.....2199

ANÁLISE DE CURVAS P-Y EM ESTACAS DE GRANDE DIÂMETRO A PARTIR DE INSTRUMENTAÇÃO COM INCLINÔMETRO – UM ESTUDO DE CASO.....2207

ANÁLISE DE FUNDAÇÕES EM OBRA DE ARTE PARA SUPORTE AO EFEITO TSCHEBOTARIOFF: CASO DE OBRA NO CONTORNO VIÁRIO DE FLORIANÓPOLIS.....2215

ANÁLISE DE MÉTODOS BASEADOS NO SPT PARA PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS HELICOIDAIS.....2223

ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA HORIZONTAL EM GRUPOS DE ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA EXECUTADAS EM SOLO ARENOSO.....2231

ANÁLISE DE VIABILIDADE PARA APLICAÇÃO DE FUNDAÇÃO DIRETA EM SOLO EXPANSIVO NA IMPLANTAÇÃO DE UMA SUBESTAÇÃO DE ENERGIA ELÉTRICA.....2239

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE SOLUÇÃO DE FUNDAÇÃO COM TUBULÃO CURTO (DÉCOURT, 2019) EM PRÉDIO ALTO POR MEIO DE MONITORAMENTO DE RECALQUE COM ALTIMETRIA DE PRECISÃO.....2247

ANÁLISE DO DESEMPENHO DE BASE DE CONCRETO ARMADO SUJEITA A AÇÕES DINÂMICAS.....2256

ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS PARA UM EDIFÍCIO DE MÉDIO PORTE, NA CIDADE DE JUIZ DE FORA – MG.....2264

ANÁLISE ESTATÍSTICA DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA APLICADOS A ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA NO MUNICÍPIO DE FORTALEZA.....2272

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE SAPATAS ISOLADAS EM SOLO COLAPSÍVEL SOB DIFERENTES CONDIÇÕES DE UMIDADE E PRÉ-CARREGAMENTO.....2280

ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE UNIDADES DE RADIER ESTAQUEADO ISOLADO COM VARIAÇÃO DO COMPRIMENTO DE ESTACA.....2287

ANÁLISE NUMÉRICA E PROVA DE CARGA INSTRUMENTADA PARA PROJETOS DE FUNDAÇÕES PARA UM EDIFÍCIO DE 51 PAVIMENTOS EM ITAPEMA-SC.....2295

ANÁLISE PROBABILÍSTICA APLICADA A PREVISÃO DE RECALQUE POR ADENSAMENTO PARA FUNDAÇÃO DIRETA.....2303

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DAS FUNDAÇÕES EM ESTACAS MISTAS DE OBRA PREDIAL: UM ESTUDO DE CASO.....2310

APLICACIÓN DE PRUEBAS DE EXTRACCIÓN PARA COMPROBAR LA CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES EN PLANTAS FOTOVOLTAICAS.....2318

ASPECTOS GEOTÉCNICOS DE PROJETO DE FUNDAÇÃO DE AEROGERADOR.....2326

AVALIAÇÃO DA PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS EM ESTACAS ESCAVADAS CURTAS EM SOLO SILTO-ARENOSO.....2334

AVALIAÇÃO DE MÉTODOS PARA CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS NA CIDADE DE NATAL/RN.....2342

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS SUBMETIDAS A DESLOCAMENTOS ELEVADOS, ATRAVÉS DE PCES INSTRUMENTADAS, EXECUTADAS NO PORTO DE SUAPE.....2351

AVALIAÇÃO DO PROCESSO DE SUBSIDÊNCIA DE SOLOS ARGILOSOS EM ZONA URBANA COSTEIRA – ESTUDO DE CASO.....2359

AVALIAÇÃO ESTATÍSTICA DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE CAPACIDADE DE CARGA APLICADOS A ESTACAS RAIZ EM FORTALEZA/CE.....2367

AVALIAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA PARA TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO NA DESCARACTERIZAÇÃO DE UMA BARRAGEM DE REJEITO DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO.....2375

CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA CURTAS APOIADAS EM ROCHA: ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS INSTRUMENTADAS.....2383

CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA: ESTUDO DE CASO COM MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E PROVA DE CARGA ESTÁTICA.....2391

CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES RASAS EM SOLO ARENOSO NÃO HOMOGÊNEO: INFLUÊNCIA DE UMA LENTE DE MATERIAL DE MENOR COMPACIDADE.....2399

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE FUNDAÇÕES DO CAMPO EXPERIMENTAL UFSC/ PERINI BUSINESS PARK JOINVILLE-SC.....2407

CARBON FOOTPRINT OF THE FOUNDATION WORK FOR A PUBLIC BUILDING IN RIO GRANDE DO SUL, BRAZIL…….....….2415

CASO DE OBRA DE CORREIAS TRANSPORTADORAS DE GRÃOS COM FUNDAÇÃO EM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS EM PARANÁGUA-PR.....2423

COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE RECALQUE OBTIDOS POR PROVA DE CARGA EM PLACA E POR ESTIMATIVAS VIA MODELAGENS NUMÉRICAS.....2431

COMPARATIVO ENTRE PREVISÃO DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA POR MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS E RESULTADOS DE ENSAIOS BIDIRECIONAIS.....2440

COMPORTAMENTO DE ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA EM SOLOS COMPRESSÍVEIS.....2448

CRAVAÇÃO DINÂMICA DE ESTACAS MOLDADAS “IN LOCO” PARA RESTITUIR SUA CAPACIDADADE DE CARGA GEOTÉCNICA.....2455

DESEMPENHO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA POR MEIO DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA INSTRUMENTADAS EM PROFUNDIDADE E DE SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....2461

DESLOCAMENTO ADMISSÍVEL PARA FUNDAÇÕES DE TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA.....2469

DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DINÂMICA EM PROVAS DE CARGA ESTÁTICA ATRAVÉS DE RESULTADOS DE ENSAIOS DINÂMICOS.....2476

DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS RAÍZ PARA DIFERENTES SONDAGENS SPT DE UM PRÉDIO PÚBLICO.....2484

ELABORAÇÃO DE CARTAS DE VIABILIDADE PARA FUNDAÇÕES EM ESTACAS ESCAVADAS E HÉLICE CONTÍNUA UTILIZANDO SONDAGEM SPT EM PALMAS - TO.....2492

ENSAIO DE BAIXA DEFORMAÇÃO PARA VERIFICAÇÃO DA INTEGRIDADE DE ESTACAS COM A UTILIZAÇÃO DE DIFERENTES MARTELOS E MASSAS PARA ADERÊNCIA.....2500

ENSAIOS CENTRÍFUGOS A 100G PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO À TRAÇÃO VERTICAL E INCLINADA DE ESTACA TORPEDO T-120.....2508

ESTIMATIVA DE CARGA DE RUPTURA EM ESTACAS HÉLICE A PARTIR DE ENSAIOS DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA UTILIZANDO MACHINE LEARNING.....2516

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA E PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO PARA OBRA DE AMPLIAÇÃO DE UM CENTRO MUNICIPAL INFANTIL.....2524

ESTUDO DA INTERAÇÃO ENTRE SOLO E POSTES DE DISTRIBUIÇÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, POR MEIO DE MODELAGEM ANALÍTICA.....2534

ESTUDO DA SUSCETIBILDADE AO EFEITO TSCHEBOTARIOFF EM ESTACAS POR MEIO DE LÓGICA DIFUSA.....2542

ESTUDO DE CASO: ANÁLISE DE RECALQUES DE EDIFICAÇÃO EM FUNDAÇÃO DIRETA EM PERFIL GEOTÉCNICO ESTRATIFICADO.....2550

ESTUDO DE CASO: EXECUÇÃO DE ESTACAS ESCAVADAS DE GRANDE DIÂMETRO E PROFUNDIDADE.....2557

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE SAPATAS ESTAQUEADAS ASSENTES EM SOLO RESIDUAL.....2565

ESTUDO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DA ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA APLICADA NO DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DIRETAS.....2573

ESTUDO NUMÉRICO DE ESTACAS ENSAIADAS POR CARREGAMENTO NO TOPO E PELO MÉTODO BI-DIRECIONAL.....2580

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF A FULL-SCALE ENERGY PILE INSTALLED IN MULTI-LAYERED SOIL…….....……2588

FATORES GEOTÉCNICOS A SEREM CONSIDERADOS EM PROJETOS DE FUNDAÇÕES DE TURBINAS DE GERAÇÃO EÓLICA - ESTUDO DE CASO.....2595

FUNDAÇÃO DE TANQUES DE ETANOL DE GRANDE PORTE COM RECURSO DE MELHORAMENTO DE SOLOS COM COLUNA DE BRITA.....2601

FUNDAÇÕES DE TORRES EÓLICAS OFFSHORE: MODELAGEM DE MONOPILE EM AREIA QUARTZOSA.....2609

FUNDAÇÕES DIRETAS DE AEROGERADORES: DIRETRIZES PARA CASOS DE NÃO CONFORMIDADE.....2617

FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM REGIÕES CÁRSTICAS - ESTUDO DE CASO.....2625

FUNDAÇÕES VISTAS COM OUTRO OLHAR.....2633

IMPACTO DOS ENSAIOS GEOTÉCNICOS NO PROJETO ESTRUTURAL: ESTUDO DE CASO DE ENSAIOS SPT NA CIDADE DE BOA VISTA.....2641

INCLUSÕES RÍGIDAS: UMA ALTERNATIVA DE FUNDAÇÃO PARA SILOS ASSENTE EM SOLOS MOLES.....2649

INFLUÊNCIA DA CONTAMINAÇÃO POR COMBUSTÍVEIS NA CAPACIDADE DE SUPORTE DOS SOLOS DE FUNDAÇÕES.....2657

INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE EXECUTIVA SOBRE A PROBABILIDADE DE RUÍNA DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE.....2665

INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL DE UM AEROGERADOR ASSENTE EM AREIA DE DUNA.....2674

INFLUÊNCIA DA SOBREPOSIÇÃO DA ÁREA DO BLOCO DE COROAMENTO SOBRE O COMPORTAMENTO DO GRUPO DE ESTACAS.....2682

INSTRUMENTAÇÃO DE FUNDAÇÃO POR ESTACA METÁLICA HELICOIDAL SUBMETIDA À TRAÇÃO.....2690

INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS RÍGIDAS COM PRESENÇA DE CARGAS RESIDUAIS.....2698

LÓGICA FUZZY APLICADA NA ANÁLISE DE FUNDAÇÃO RASA EM SOLOS REFORÇADOS.....2706

MÉTODO DE TRATAMENTO E DESCARTE DE FLUÍDO ESTABILIZANTE UTILIZADO EM OBRAS DE ESCAVAÇÃO DE CONTENÇÃO – ESTUDO DE CASO.....2714

MÉTODO PDR APLICADO À PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS.....2722

METODOLOGIA PARA CONTROLE DA CAPACIDADE DE ESTACAS CRAVADAS COM BASE EM ECD E EQUAÇÕES DINÂMICAS DESCRITAS POR CRANDALL.....2730

MODELAGEM NUMÉRICA DE PROVA DE CARGA - ESTUDO DE CASO EM OBRA GEOTÉCNICA.....2738

MONITORAMENTO DE VIBRAÇÕES CAUSADAS POR CRAVAÇÃO DE ESTACAS PRÉ MOLDADAS DE CONCRETO.....2746

MUDANÇA DE METODOLOGIA EXECUTIVA EM PROJETO DE FUNDAÇÕES DURANTE A FASE DE EXECUÇÃO DE UMA OBRA EM CANAÃ DOS CARAJÁS-PA.....2754

NOVA PROPOSTA PARA AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DO ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO.....2762

NOVO MÉTODO DE CÁLCULO DE RESISTÊNCIA DINÂMICA EM PROVAS DE CARGA ESTÁTICA COM CRITÉRIOS DE RUPTURA.....2770

O EXPANDER BODY NO BRASIL - CASOS DE OBRAS.....2778

O FATOR DE AMORTECIMENTO DO SOLO NO ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO COM ENERGIA CRESCENTE.....2786

PARÂMETROS DINÂMICOS PARA ANÁLISES CAPWAP EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EM SINOP – MT.....2794

PERSPECTIVES OF GEOTHERMAL CLIMATIZATION IN BRAZIL: BENEFITS AND CHALLENGES…….....……2802

PREVISÃO DO COMPORTAMENTO CARGA-RECALQUE EM ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO EM CAMPO EXPERIMENTAL NA CIDADE DE PONTA GROSSA-PR.....2810

PROJETO DE FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS DO NOVO AQUAVIÁRIO DE VITÓRIA/ES.....2818

PROJETO DE FUNDAÇÕES DIRETAS POR MEIO DE REFORÇO DE SUBSOLO, CASO DE OBRA EM VILA VELHA/ES.....2826

PROVA DE CARGA EM PERFIL LAMINADO NO GRAU 60 – UMA NOVA TECNOLOGIA.....2834

PROVA DE CARGA INSTRUMENTADA A COMPRESSÃO EM ESTACA METÁLICA HELICOIDAL MONOHÉLICE PARA MASTRO DE TORRES ESTAIADAS.....2842

PROVA DE CARGA PRÉVIA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA LONGAS - CASO DE OBRA.....2850

PROVAS DE CARGA EM PLACA COM E SEM REFORÇO DE GEOGRELHA EM SOLO COM FORMAÇÃO BARREIRAS EM MACAÉ/R.J.....2869

REFLEXÕES SOBRE O USO DO MANÔMETRO NA PROVA DE CARGA ESTÁTICA.....2877

RESISTÊNCIA DINÂMICA DETERMINADA ATRAVÉS DOS MÉTODOS CAPWAP E CASE.....2885

SIMULAÇÃO DE PROVA DE CARGA EM PLACA EM SOLO NÃO SATURADO CONSIDERANDO O EFEITO DA SUCÇÃO.....2893

SOBRE MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA PARA ESTACA RAIZ USANDO FERRAMENTAL ESTATÍSTICO E RNA.....2901

SOLUÇÕES DE FUNDAÇÃO PERTO DO RIO TRANCÃO, EM LISBOA.....2909

THE EFFECT OF AN ECCENTRIC BLOW IN THE HIGH STRAIN DYNAMIC PILE TEST.....2917

THE IMPORTANCE OF A RELIABLE SPT TEST ON COSTS OF DEEP FOUNDATIONS.....2925

TRATAMENTO DE SOLOS MOLES COM RECURSO A ATERROS DE PRÉ-CARGA NO LOTE 14 DA PLATAFORMA LOGÍSTICA LISBOA NORTE.....2932

UMA PROPOSTA DE METODOLOGIA DE SUPERFÍCIE RESISTENTE A PARTIR DE UMA SONDAGEM.....2940

USO DE FERRAMENTAL ESTATÍSTICO NA MELHORIA DE MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA NA CIDADE DE RECIFE.....2948

Área 06. Geotecnia Ambiental

A IMPORTÂNCIA DA REALIZAÇÃO DE ENSAIOS GEOTÉCNICOS PARA ELABORAÇÃO DE PROJETO DE RECUPERAÇÃO DE ÁREAS DEGRADADAS.....2957

A RESISTIVIDADE ELÉTRICA PARA A INVESTIGAÇÃO E O MONITORAMENTO GEOAMBIENTAL DE UM ATERRO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS.....2965

ALTERAÇÕES PROVOCADAS PELA ADIÇÃO DE CAL E FIBRA PET NUM SOLO ARGILOSO QUANTO À: RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO, TRAÇÃO E COMPRESSIBILIDADE.....2973

ANÁLISE CRÍTICA DOS MODELOS DE PREVISÃO E MONITORAMENTO DE RECALQUES MAIS EMPREGADOS EM ATERROS SANITÁRIOS BRASILEIROS.....2981

ANÁLISE DA CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA EM REJEITOS DE MINERAÇÃO COM POLÍMERO: AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DAS PROPRIEDADES HIDRÁULICAS.....2989

ANÁLISE DA DINÂMICA DE SUCÇÃO DO SOLO EM LONDRINA/PR E SUA RELAÇÃO COM EVENTOS CLIMÁTICOS.....2997

ANÁLISE DA EXPANSÃO LIVRE DE MISTURAS DE AREIA-BENTONITA INUNDADAS POR LIXIVIADO DE ATERRO SANITÁRIO.....3005

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO RESÍDUO DE POLIMENTO CERÂMICO (RPC) NAS PROPRIEDADES FÍSICO-QUÍMICAS E MECÂNICAS DE MISTURAS SOLO-RESÍDUO-CAL.....3013

ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE A MOVIMENTOS DE MASSA PARA AS REGIÕES METROPOLITANA, LITORAL SUL E VALE DO PARAÍBA, SÃO PAULO.....3021

ANÁLISE DA UTILIZAÇÃO DE VEGETAÇÃO NA ESTABILIDADE DE TALUDES.....3029

ANÁLISE DETERMINÍSTICA APLICADA AO MAPEAMENTO DE SUSCETIBILIDADE À MOVIMENTOS DE MASSA.....3037

ANÁLISE DO CICLO DE VIDA DA PRODUÇÃO DO COMBUSTÍVEL DERIVADO DE RESÍDUOS URBANOS (CDRU) EM ATERRO SANITÁRIO PARA COPROCESSAMENTO.....3045

ANÁLISE E MAPEAMENTO DE SUSCETIBILIDADE À EROSÃO DO PERÍMETRO URBANO DE RIO VERDE – GO.....3053

ANÁLISE MULTICRITÉRIO DO COMBUSTÍVEL DERIVADO DE RESÍDUOS (CDR) E TECNOLOGIAS DE TRATAMENTO TÉRMICO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS.....3061

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE TRANSPORTE DE CONTAMINANTE EM ESTUDO DE CASO DO ATERRO SANITÁRIO.....3069

APLICAÇÃO DE MÉTODOS ESTATÍSTICOS PARA DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO A PARTIR DE ENSAIOS TRIAXIAIS.....3077

APLICAÇÃO DE WETLANDS CONSTRUÍDAS COMO ALTERNATIVA NA DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE SEDIMENTOS.....3085

ATUALIZAÇÃO BAYESIANA APLICADA À ESTIMATIVA DE RECALQUES DE UM ATERRO SANITÁRIO.....3091

AVALIAÇÃO DA ADIÇÃO DE PÓ DE PET EM UM SOLO ARGILOSO PARA APLICAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO.....3099

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE LODO TÊXTIL EM PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA DE UM SOLO TRATADO COM CIMENTO.....3107

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE MISTURAS DE SOLO-CIMENTO COM SUBSTITUIÇÃO PARCIAL DO CIMENTO POR MICRO PET.....3115

AVALIAÇÃO DE SISTEMAS FECHADOS EM GEOTÊXTEIS PARA O DESAGUAMENTO DE LODO POR MEIO DE UM ENSAIO DE SEMI-DESEMPENHO.....3124

AVALIAÇÃO DE VAZAMENTOS EM GEOMEMBRANAS: ANÁLISE PARAMÉTRICA UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....3132

AVALIAÇÃO DO CICLO DE VIDA DE CANAIS HIDRÁULICOS COM IMPERMEABILIZAÇÃO DE GEOMEMBRANA.....3139

AVALIAÇÃO EXPEDITA DO POTENCIAL DISPERSIVO DE PERFIL DE SOLO PERTENCENTE A PLANÍCIE INTERNA COSTEIRA SUL DO RIO GRANDE DO SUL.....3147

CAMADA DE COBERTURA OXIDATIVA PARA REDUÇÃO DA EMISSÃO DO GÁS METANO EM ÁREAS DE DISPOSIÇÃO FINAL DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS.....3153

CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS DAS CAMADAS DE BASE E COBERTURA DO ATERRO SANITÁRIO DE SALGUEIRO-PE.....3161

CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA APLICADA AO ESTUDO DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A ESCORREGAMENTOS DE SOLOS E ROCHAS EM BELO HORIZONTE – MG.....3170

COMPARATIVO DE USO DE COMPACTADOR DE RESÍDUOS E TRATORES DE ESTEIRA CONVENCIONAIS EM UM ATERRO SANITÁRIO NO ESTADO DE PERNAMBUCO.....3178

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO TROPICAL REFORÇADO COM RESÍDUOS TÊXTEIS.....3186

CORRELAÇÃO ENTRE PLUVIOSIDADE E MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA PARA O MUNICÍPIO DE CONTAGEM – MG.....3194

DEGRADAÇÃO DE UM GEOTÊXTIL TECIDO DE POLIPROPILENO EM TESTE DE EXPOSIÇÃO DE CAMPO NA ZONA COSTEIRA DE NATAL/RN.....3202

DESEMPENHO MECÂNICO DE AGREGADOS RECICLADOS DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO PARA APLICAÇÃO EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM GABIÕES.....3210

DIAGNÓSTICO DA GERAÇÃO E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL NO MUNICÍPIO DE JUIZ DE FORA/MG.....3218

DIMENSIONAMENTO GEOTÉRMICO DE TROCADORES HORIZONTAIS EM UM CAMPO EXPERIMENTAL EM MARINGÁ – PR.....3226

ECOENGENHARIA EM GEOTECNIA: UTILIZAÇÃO DE FIBRAS DE AÇAÍ DA AMAZÔNIA (EUTERPE OLERACEA) NO MELHORAMENTO DE SOLOS ARENOSOS.....3234

EFEITO DA SUBSTITUIÇÃO PARCIAL DE SOLO POR AGREGADO RECICLADO NOS PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO DE MISTURA ESTABILIZADA COM CAL.....3242

EFEITOS DO TRATAMENTO QUÍMICO ELETROCINÉTICO EM UM SOLO RESIDUAL MADURO.....3250

EFICIÊNCIA DE SISTEMA DE COBERTURA EM UM ATERRO SANITÁRIO NA GERAÇÃO DE EFLUENTES.....3258

ENSAIO PILOTO DO TESTE DE RESPOSTA TÉRMICA APLICADO EM SOLO RESIDUAL.....3264

ESTABILIZAÇÃO DE REJEITO DE MINERAÇÃO DE FERRO COM CIMENTO ALCALINO DE CINZA DE CASCA DE ARROZ E CASCA DE OVO.....3271

ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS ARGILOSOS POR MEIO DE CIMENTO PORTLAND, ESCÓRIA GRANULADA DE ALTO-FORNO MOÍDA E PÓ DE FGD.....3276

ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DE SOLOS DE REGIÕES DE PLANÍCIE INUNDÁVEL: ESTUDO DE CASO DA RODOVIA TRANSPANTANEIRA.....3283

ESTIMATIVA DE EMISSÕES ATRAVÉS DE FISSURAS EM CAMADAS DE COBERTURA DE ATERROS SANITÁRIOS.....3291

ESTUDO DA MISTURA SOLO–CIMENTO–FIBRA DE CANA-DE-AÇUCAR.....3297

ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE SOLO AMAZÔNICO REFORÇADO COM FIBRAS VEGETAIS DE TUCUMÃ.....3306

ESTUDO DE CASO ACERCA DA DURAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO NA RECARGA DE AQUÍFERO UTILIZANDO O MÉTODO DE VARIAÇÃO DO NÍVEL D' ÁGUA.....3314

ESTUDO LABORATORIAL DA ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO ARGILOSO ORGÂNICO UTILIZANDO DIFERENTES LIGANTES.....3322

ESTUDO PARAMÉTRICO DA INFLUÊNCIA DA DECLIVIDADE DE TALUDES NA AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DE MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA EM OURO PRETO.....3330

FATORES QUE INFLUENCIAM NO DESEMPENHO DO SISTEMA GEOTÉRMICO HORIZONTAL E VERTICAL: UMA REVISÃO DA LITERATURA.....3338

GEOSSINTÉTICOS E OS PRINCIPAIS ENSAIOS PARA A GARANTIA DA QUALIDADE DE SUAS PROPRIEDADES.....3346

GESTÃO DE RISCO DE MOVIMENTO DE MASSA NA CIDADE DE JOÃO PESSOA-PB.....3354

ÍNDICE DE VULNERABILIDADE SOCIAL (IVS) E ZONAS DE RISCO NO MÉDIO VALE DO RIBEIRA, SP.....3362

INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE LODO DE ETA EM SOLO LATERÍTICO NA RESPOSTA DE COMPACTAÇÃO E NO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO.....3370

INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE LODO DE ETA EM SOLO LATERÍTICO POR MEIO DE ENSAIO DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL.....3376

INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE PET FILETE NOS PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO E NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE UM SOLO ARGILOSO.....3383

INFLUÊNCIA DA ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO ARGILOSO COM ESCÓRIA DE ACIARIA ELÉTRICA PRIMÁRIA NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....3391

INFLUÊNCIA DA ESTRUTURA DO SOLO NA ERODIBILIDADE SOB DIFERENTES CONDIÇÕES DE CAMPO.....3399

INFLUÊNCIA DA GEOMORFOLOGIA E DA DECLIVIDADE NA ELABORAÇÃO DE CARTA DE SUSCETIBILIDADE A MOVIMENTOS DE MASSA.....3407

INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NA REDUÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMAMENTE NO SOLO ARGILOSO ESTABILIZADO COM ESCÓRIA DE ACIARIA ELÉTRICA PRIMÁRIA.....3415

MAPEAMENTO DE SUSCETIBILIDADE À INUNDAÇÃO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO PONTE ALTA, DISTRITO FEDERAL.....3423

MAPEAMENTO GEOTÉCNICO DA BACIA DO CÓRREGO CAPETINGA, DISTRITO FEDERAL, PARA IDENTIFICAÇÃO DE ZONAS DE RECARGA DE AQUÍFEROS.....3431

MÉTODOS GEOELÉTRICOS NA INVESTIGAÇÃO EXPLORATÓRIA DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS.....3439

PERCOLAÇÃO DE LIXIVIADO DE DIFERENTES ATERROS SANITÁRIOS EM CAMADAS DE BASE DE SOLO COMPACTADO.....3447

PERMEABILIDADE DE AREIA FINA ESTABILIZADA POR ÁLCALI-ATIVAÇÃO COM USO DE RESÍDUOS: CAL DE CARBURETO E CINZA DE CASCA DE ARROZ.....3455

PERMEABILIDADE DE SOLOS ARENOSOS DO SUL DO BRASIL REFORÇADOS COM FIBRA DE POLIETILENO TEREFTALATO (PET).....3463

PERSPECTIVA PROBABILÍSTICA EM ATERROS SANITÁRIOS DIANTE DE TRINCAS E VARIAÇÕES HIDROGEOLÓGICAS.....3471

POLÍMERO SUPERABSORVENTE PARA APLIÇÕES DE IMPERMEBAILIZAÇÃO EM OBRAS GEOTÉCNICAS.....3479

POTENCIAL USO GEOTÉCNICO DE FIBRAS DE AÇAÍ COMO REFORÇO DE SOLOS ARGILOSOS: ESTUDO GEOTÉCNICO EXPERIMENTAL COMPARATIVO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....3485

PROPOSTA DE ATERRO SANITÁRIO PARA SANDOLÂNDIA-TO - ESTUDO DE CASO DE MUNICÍPIO DE PEQUENO PORTE.....3493

UMA BREVE DISCUSSÃO SOBRE A RECIRCULAÇÃO DE LIXIVIADO EM ATERROS SANITÁRIOS E SEU EFEITO NA PRODUÇÃO DE BIOGÁS.....3501

UMA CONTRIBUIÇÃO PARA A PARAMETRIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE MACIÇOS DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS.....3510

USO DE MISTURAS SOLO-CINZA TÊXTIL PROVENIENTE DE FORNOS CERÂMICOS EM CAMADA DE SUB-BASE.....3518

USO DE RESÍDUOS DE PÓ DE VIDRO EM ESTABILIZAÇÃO DE SOLO ARGILOSO – REVISÃO.....3526

UTILIZAÇÃO DE COULIS EM PAREDE DIFRAGMA PARA CONTENÇÃO DE FLUÍDO QUÍMICO EM SOLO E PRESERVAÇÃO DO MEIO AMBIENTE.....3531

UTILIZAÇÃO DE ENSAIOS DE INDERBITZEN PARA AVALIAÇÃO DA ERODIBILIDADE DO SOLO DA BACIA DO RIBEIRÃO GUARATINGUETÁ.....3538

VULNERABILIDADE FÍSICA DAS EDIFICAÇÕES E INFRAESTRUTURAS DE UMA ÁREA RURAL NO MUNICÍPIO DE BARRA TURVO – SP.....3546

Área 07. Geotecnia de Mineração

ANÁLISE DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA EM RESERVATÓRIOS DE REJEITOS DE MINERAÇÃO DE BAUXITA ATRAVÉS DE ENSAIOS CPTU E PALHETA.....3555

ANÁLISE DE ALCANCE DE DESLIZAMENTO EM PILHAS DE PRODUTO DE MINÉRIO DE FERRO.....3563

ANÁLISE DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO PROBABILÍSTICO DE ESTRUTURA DE BARRAMENTO.....3570

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO SUBMETIDOS A CARREGAMENTOS DE COMPRESSÃO.....3578

ANÁLISE ESTATÍSTICA DE COMPOSIÇÃO DE MINÉRIO DE FERRO EM PILHA DE PRODUTO.....3586

ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO DE ENSAIOS TRIAXIAIS DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO.....3594

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE TALUDES DE REJEITOS DE OURO CONSIDERANDO A TEORIA DE CAMPOS ALEATÓRIOS.....3602

APLICABILIDADE DO MÉTODO DO PONTO MATERIAL (MPM) PARA A ANÁLISE DE RUPTURA HIPOTÉTICA EM PILHA DE ESTÉRIL.....3611

APLICAÇÃO DE GEODRENOS PARA CONTROLE DO EXCESSO DE POROPRESSÕES E REFORÇO DE ESTRUTURAS.....3619

APLICAÇÃO DE MODELAGEM NUMÉRICA A PARTIR DA CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE SONDAGEM.....3627

APLICAÇÃO DO MÉTODO DE CONSOLI (2014) PARA ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA PARA REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO.....3635

ATERROS EXPERIMENTAIS DE REJEITOS FILTRADOS COM DIFERENTES PROPORÇÕES DE ARENOSOS E FINOS.....3643

AVALIAÇÃO DA MELHORIA DE CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE REJEITOS PARA EMPILHAMENTO UTILIZANDO ADITIVO POLIMÉRICO.....3651

AVALIAÇÃO DE SUSCEPTIBILIDADE A LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA POR ENSAIOS DIRECT SIMPLE SHEAR EM REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO FILTRADOS E COMPACTADOS.....3661

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE UM EMPILHAMENTO DRENADO DE REJEITOS ATRAVÉS DOS RESULTADOS DO CONTROLE DE COMPACTAÇÃO E DA CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....3669

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE UM REJEITO SILTOSO DE MINERAÇÃO DE FERRO SOB CONDIÇÕES NÃO DRENADAS.....3677

AVALIAÇÃO DOS FATORES DE SEGURANÇA DE PILHAS DE REJEITOS A PARTIR DE ANÁLISES DE ESTABILIDADE 2D E 3D.....3685

AVALIAÇÃO DOS TEMPOS DE RESPOSTA EM PIEZÔMETROS CASAGRANDE: ESTUDO DE CASO EM UMA BARRAGEM DE REJEITOS EM ITABIRA, MG.....3691

AVALIAÇÃO MULTICRITÉRIO DE ALTERNATIVAS PARA DESCARACTERIZAÇÃO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE SEDIMENTOS.....3698

BREVE HISTÓRICO RELACIONADO AOS FATORES DE INFLUÊNCIA NA OCORRÊNCIA DA LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA.....3706

CÁLCULO DA PROBABILIDADE DE FALHA DE UM TALUDE DE CAVA A CÉU ABERTO APLICANDO O MÉTODO FOSM.....3714

CARACTERIZAÇÃO DO ESTÉRIL DE MINERAÇÃO DE OURO DA REGIÃO DO PANTANAL MATOGROSSENSE E ANÁLISE DE SUA POTENCIAL APLICAÇÃO NA ENGENHARIA RODOVIÁRIA.....3722

CARACTERIZAÇÃO FÍSICA, QUÍMICA E MINERALÓGICA DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO.....3730

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE REJEITOS DE MINERAÇÃO DE COBRE.....3738

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS REJEITOS DE MINERAÇÃO DAS MINAS DO CAMAQUÃ, CAÇAPAVA DO SUL, RIO GRANDE DO SUL.....3746

COMPILAÇÃO DE GUIAS E MELHORES PRÁTICAS MUNDIAIS APLICADOS A EMPILHAMENTOS DE REJEITOS DE MINERAÇÃO DESAGUADOS.....3754

COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE MISTURAS DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO.....3762

CORRELAÇÃO ENTRE METODOLOGIAS DE ANÁLISE GRANULOMÉTRICA EM REJEITOS FILTRADOS DE MINÉRIO DE FERRO.....3770

DESAFIOS NA IMPLANTAÇÃO DE UM SISTEMA DE MONITORAMENTO SÍSMICO EM ESTRUTURAS GEOTÉCNICAS.....3778

DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE ESTADO CRÍTICO E RIGIDEZ DE UM REJEITO DE MINERAÇÃO.....3786

ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES APLICADOS A DIFERENTES REJEITOS DE MINERAÇÃO DE COBRE ESTABILIZADOS COM CIMENTO PO RTLAND.....3794

ESTUDO DO EFEITO DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO DE COBRE - CIMENTO PORTLAND.....3802

EXPANSÃO DO SISTEMA MICROSSÍSMICO DA MINA PILAR CORRELACIONADO AO APROFUNDAMENTO DAS ATIVIDADES.....3810

GEOTECNIA 4.0: PLANEJAMENTO, CONTROLE E INOVAÇÃO.....3818

GESTÃO DE RISCOS GEOTÉCNICOS DOS TALUDES DO MINERODUTO MINAS-RIO: BUSCA DE ÁREAS SUSCETÍVEIS ATRAVÉS DE GEOPROCESSAMENTO.....3826

IMPACTO DO POLÍMERO SUPERABSORVENTE NA SUCÇÃO E TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EM REJEITOS DE MINERAÇÃO DISPOSTOS A SECO.....3834

INCREMENTO DA EFICIÊNCIA NO TRATAMENTO E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS SÓLIDOS E LÍQUIDOS DE MINERAÇÃO, POR MEIO DO USO DE POLÍMEROS INORGÂNICOS.....3842

INFLUÊNCIA DA HISTÓRIA DE TENSÕES NO COMPORTAMENTO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO.....3849

INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO COM ADIÇÃO DE CIMENTO PORTLAND.....3857

IRON ORE TAILINGS CRITICAL STATE PROPERTIES FROM BASIC LABORATORY TESTS FOR STATIC LIQUEFACTION ANALYSIS…….....….3865

METODOLOGIA PARA DIAGNÓSTICO DOS TALUDES ADJACENTES À CORREIA TRANSPORTADORA DE LONGA DISTÂNCIA POR MEIO DE CLASSIFICAÇÃO DE RISCOS.....3875

MODELAGEM NUMÉRICA APLICADA A TALUDES EM UMA CAVA DE MINÉRIO DE FERRO DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO.....3883

MODELO HIDROGEOLÓGICO DE UMA CAVA DE MINÉRIO.....3891

MODELO TRIDIMENSIONAL DE UMA PILHA DE ESTÉRIL NO QUADRILÁTERO FERRÍFERO, MINAS GERAIS: UM ESTUDO DE CASO.....3899

NUMERICAL SIMULATION OF THE STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF AN IRON ORE TAILINGS FROM THE QUADRILÁTERO FERRÍFERO.....….3907

O IMPACTO DO PLANEJAMENTO E CONTROLE DE MANUTENÇÃO NA EFICIÊNCIA DA GESTÃO DE ATIVOS GEOTÉCNICOS: EVIDÊNCIAS DE UMA BARRAGEM DE MINERAÇÃO.....3915

OPEN PIT SLOPE DESIGN APPLIED TO MINERAL RESERVE STATEMENT RULES, SEC S-K 1300…….....3923

QUANTIFICAÇÃO DA VARIABILIDADE INERENTE E SEU IMPACTO NA ANÁLISE DA DRENAGEM PARCIAL EM ENSAIOS DE PIEZOCONE EM REJEITOS DE MINERAÇÃO.....3929

RETROANÁLISE DE RUPTURA DE PILARES NÃO ESTRUTURAIS - ABORDAGEM NUMÉRICA NO DIMENSIONAMENTO COM VISTA NA MELHORIA DA SEGURANÇA OPERACIONAL.....3937

REVISÃO DOS FATORES DE INFLUÊNCIA NO FLUXO DE REJEITOS APÓS O COLAPSO DE ESTRUTURAS DE ARMAZENAMENTO.....3942

SEGURANÇA DE BARRAGENS: UMA ABORDAGEM ABRANGENTE DA IMPORTÂNCIA DO ENGENHEIRO DE REGISTRO (EDR).....3950

UMA PROPOSTA DE GUIA PARA PADRONIZAÇÃO DE PROJETOS DE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA PARA SISTEMAS DE DISPOSIÇÃO EM PILHAS.....3958

USO DO MÉTODO DO PONTO MATERIAL (MPM) PARA ANÁLISE DE RUPTURA HIPOTÉTICA DE UMA PILHA DE REJEITO.....3966

UTILIZAÇÃO DE REJEITOS ARENOSOS PARA A CONSTRUÇÃO DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO.....3974

VERIFICAÇÃO DO PROCESSO DE GOVERNANÇA E CRITÉRIOS DE PROJETO (ET) PARA DISPOSIÇÃO TEMPORÁRIA DE REJEITOS DE MINERAÇÃO EM PILHAS.....3981

VISÃO GERAL DAS PRINCIPAIS INSTRUMENTAÇÕES UTILIZADAS NO ACIONAMENTO AUTOMÁTICO DE SIRENES DE BARRAGENS DE MINERAÇÃO.....3989

Área 08. Investigação de Campo, Controle e Monitoramento de Obras Geotécnicas

ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE CISALHAMENTO NÃO DRENADA EM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES.....3998

ANÁLISE DA VARIABILIDADE DE REJEITOS DE BAUXITA A PARTIR DA INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE PIEZOCONE.....4006

ANÁLISE DA VARIABILIDADE ESPACIAL VERTICAL INERENTE DE UM DEPÓSITO SEDIMENTAR MARINHO POR MEIO DE ENSAIOS SPT.....4015

ANÁLISE DAS ANOMALIAS IDENTIFICADAS EM UMA BARRAGEM DE REJEITO LOCALIZADA NO ESTADO DO PARÁ.....4023

ANÁLISE DE DISPERSÃO DE MEDIDAS DE ENSAIOS CPTU E IMPACTO EM COMPORTAMENTO E RESISTÊNCIA NÃO DRENADA.....4031

ANÁLISE DE LIQUEFAÇÃO EM REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO HIDRAULICAMENTE DISPOSTO.....4039

ANÁLISE DOS RECALQUES MEDIDOS IN SITU DE FUNDAÇÕES PARA TANQUES DE ARMAZENAMENTO DE COMBUSTÍVEL.....4047

ANÁLISE ESTATÍSTICA APLICADA PARA DETERMINAÇÃO DE NÍVEIS DE CONTROLE DE MEDIDORES DE VAZÃO INSTALADOS EM BARRAGENS DE MINERAÇÃO.....4055

APLICABILIDADE DE ENSAIOS CPTU E METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO DE SUSCEPTIBILIDADE A MOBILIZAÇÃO NÃO DRENADA EM SOLOS RESIDUAIS DE CONGONHAS-MG.....4063

APLICAÇÃO DA TÉCNICA DINSAR PARA MONITORAMENTO DE DESLOCAMENTOS DE TALUDE EM FAIXA DE DUTOS NO ESTADO DA BAHIA.....4070

APLICAÇÃO DE BORRACHA DE SILICONE LÍQUIDA COMO ELEMENTO DE VEDAÇÃO EM ENSAIOS DE PERMEABILIDADE DE SOLOS ARGILOSOS UTILIZANDO PERMEÂMETRO.....4078

APLICAÇÃO DO MÉTODO QA/QA NO CONTROLE DE COMPACTAÇÃO EM PROJETO DE REFORÇO DE BARRAGEM DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO.....4086

APRESENTAÇÃO DE DOIS TIPOS DE MONITORAMENTO EM ENCOSTAS DE FAIXAS DE DUTOS COM ENVIO PROGRAMADO DE DADOS.....4094

AVALIAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE DRENAGEM PARCIAL NOS ENSAIOS DE CPTU EM REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO.....4102

AVALIAÇÃO DE FATORES DE SEGURANÇA DETERMINÍSTICOS E PROBABILIDADES DE RUPTURA NA DEFINIÇÃO DE NÍVEIS DE CONTROLE PIEZOMÉTRICOS.....4109

AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA EM BARRAGEM DE TERRA SOB A CONDIÇÃO DE PIPING.....4117

AVALIAÇÃO DE TESTE DE EQUALIZAÇÃO DE CARGA HIDRÁULICA EM INSTRUMENTOS PIEZOMÉTRICOS DE TUBO ABERTO PELO MÉTODO DE HVORSLEV.....4125

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE UM EMPILHAMENTO DE REJEITOS FILTRADOS COM DIFERENTES DIRETRIZES OPERACIONAIS.....4132

AVALIAÇÃO DO MÉTODO DE OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE A PARTIR DE ENSAIOS DE DISSIPAÇÃO DE POROPRESSÃO.....4144

AVALIAÇÃO DO MÉTODO DE TOMOGRAFIA DE RESISTIVIDADE ELÉTRICA EM TIME-LAPSE COMO FERRAMENTA PARA O MONITORAMENTO GEOTÉCNICO.....4151

AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO DE REJEITOS DE FERROCROMO.....4159

AVALIAÇÃO DO SISTEMA DE MONITORAMENTO ETR E GNSS DE UMA ECJ-CCR.....4167

AVALIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS EM SOLOS MOLES COM VARIAÇÃO NA ESPESSURA.....4175

AVALIAÇÃO DOS RECALQUES DE UM TANQUE DE ÁGUA A PARTIR DE MODELAGEM NUMÉRICA EM PARALELO COM SOLUÇÃO ANALÍTICA.....4184

AVALIAÇÃO ESTATÍSTICA DE RAZÕES DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE REJEITOS DE MINERAÇÃO ORIUNDAS DE CORRELAÇÕES APLICADAS À CPTUS.....4192

BIM GEOTÉCNICO: DIGITALIZAÇÃO DE DADOS DE SONDAGENS PARA MODELAGEM DE INFORMAÇÃO DO SUBTERRÂNEO.....4200

CALIBRAÇÃO AVANÇADA DE INSTRUMENTAÇÃO PARA ESTACAS METÁLICAS E RÍGIDAS.....4206

CARACTERIZAÇÃO DE VIBRAÇÕES PROVENIENTES DO TRÁFEGO DE EQUIPAMENTOS SOBRE UMA BARRAGEM DE REJEITO: IMPACTOS NA RETOMADA OPERACIONAL DE UMA MINA DE FERRO.....4214

CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DE DEPÓSITO DE ARGILA MOLE NO MUNICÍPIO DE ITAJAÍ-SC.....4222

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPOS EXPERIMENTAIS PARA ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS HELICOIDAIS.....4230

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM PERFIL DE SOLO RESIDUAL AMAZÔNICO COM PRESENÇA DE CANALÍCULOS.....4238

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS DA REGIÃO AMAZÔNICA, POR MEIO DE ENSAIOS PIEZOCONE, PARA ANÁLISE DO FENÔMENO DE TERRAS CAÍDAS.....4246

CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA DE AFLORAMENTOS DE BEACHROCKS NA COSTA CEARENSE.....4254

CERTIFICAÇÃO DA INSTALAÇÃO DE INSTRUMENTOS: INCLINÔMETROS.....4262

CLASSIFICAÇÃO DE MATERIAIS EM ENSAIOS PIEZOCONE UTILIZANDO ENSAIOS DE DISSIPAÇÃO E ÍNDICE DE COMPORTAMENTO.....4270

COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE AFERIÇÃO DE TEOR DE UMIDADE IN LOCO E MÉTODO DA ESTUFA - ESTUDO DE CASO.....4277

COMPARATIVO DA CAPACIDADE DE CARGA POR PROVAS DE CARGA ESTÁTICA E DINÂMICA EM ESTACA METÁLICA COM SEÇÃO TRANSVERSAL VARIÁVEL.....4285

COMPARATIVO DOS PARÂMETROS DE CARACTERIZAÇÃO DE REJEITOS FILTRADOS DE MINÉRIO DE FERRO PROVENIENTES DAS MINAS DE BRUCUTU E ITABIRA.....4293

COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTÉRIL DE BAUXITA.....4301

COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MECÂNICO DE UM PERFIL DE SOLO NÃO SATURADO EM CONJUNTO COM SENSORES DE UMIDADE NA BAIXADA SANTISTA-SP.....4309

CONFIABILIDADE DE SONDAGENS MISTAS - ESTUDO DE CASO DE UM PROJETO DE ENGENHARIA.....4317

CONSIDERAÇÕES SOBRE A IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS.....4325

CONTROLE TECNOLÓGICO DE TERRAPLENAGEM UTILIZANDO O DCP EM SOLOS RESIDUAIS DE BASALTO DA REGIÃO DO ALTO URUGUAI/RS.....4333

CORRELAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS CBR E DCP PARA SOLOS ARGILOSOS RESIDUAIS BASÁLTICOS.....4340

CORRELAÇÕES ESTATÍSTICAS ENTRE VELOCIDADE DE ONDA CISALHANTE E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE SOLOS PARA ESTRUTURA DE REJEITO DISPOSTO HIDRAULICAMENTE.....4348

DESAFIOS GEOTÉCNICOS EM OBRAS DE ARTE ESPECIAL NO INTERIOR DE SÃO PAULO: INVESTIGAÇÃO E DIAGNÓSTICO DE RECALQUES EXCESSIVOS.....4357

DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS POR CORRELAÇÕES EM DEPÓSITOS DE BAUXITA.....4365

DETERMINAÇÃO DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO.....4372

DPL SÍSMICO NA INVESTIGAÇÃO DE UM PERFIL DE SOLO TROPICAL.....4380

EFICIÊNCIA DO CONTROLE DA COMPACTAÇÃO DE SOLOS DE SUPORTE PARA GEOMEMBRANA EM ATERRO SANITÁRIO EM CAMPINA GRANDE - PB.....4388

ENSAIO CONTÍNUO DE DMT MEDUSA EM UMA ARGILA MUITO MOLE.....4396

ENSAIO DMT NA PREVISÃO DE RECALQUES DE PISOS.....4404

ENSAIOS DE ARRANCAMENTO – CORRELAÇÃO ENTRE QS, TIPO DE SOLO E VOLUME INJETADO.....4412

ENSAIOS DE CAMPO COMBINADOS PARA CLASSIFICAÇÃO E ANÁLISE DE CIMENTAÇÃO EM SOLOS RESIDUAIS.....4420

ESTIMATIVA DE DENSIDADE RELATIVA DE SOLOS GRANULARES DO CAMPUS CARREIROS DA FURG A PARTIR DE SONDAGENS SPT.....4428

ESTRATÉGIAS DE IMPLEMENTAÇÃO DE MONITORAMENTO AUTOMATIZADO COM ESTAÇÕES TOTAIS ROBÓTICAS NA MINERAÇÃO.....4436

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE A OBTENÇÃO DE ÂNGULO DE ATRITO (f) PARA UM PARQUE SOLAR POR MEIO DE CORRELAÇÕES DE SPT E CISALHAMENTO DIRETO.....4444

ESTUDO DA EFICIÊNCIA DE FUNDAÇÕES COM SOLUÇÃO EM RADIER ESTAQUEADO PARA PRÉDIOS ALTOS.....4452

ESTUDO DA ENERGIA POTENCIAL E CINÉTICA NO SPT COM MARTELO OPERADO MANUALMENTE.....4460

ESTUDO DE CASO DE ATERRO EXPERIMENTAL DE ESTÉRIL DE MINERAÇÃO EM MARIANA/MG.....4468

ESTUDO DE CASO: AVALIAÇÃO DO MONITORAMENTO PIEZOMÉTRICO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE SEDIMENTOS MINERÁRIOS.....4476

ESTUDO EXPERIMENTAL PARA MEDIÇÃO DE DEFORMAÇÕES EM TUBO DE INCLINÔMETRO UTILIZANDO FIBRA ÓPTICA DISTRIBUÍDA.....4484

FLUXOS DE COMUNICAÇÃO E PLANOS DE RESPOSTA PARA SITUAÇÕES DE EMERGÊNCIA.....4492

IDENTIFICAÇÃO DE SOLO ORGÃNICO A PARTIR DE ENSAIOS CPTU E ENSAIO GEOFÍSICO.....4501

INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA EM ESTRUTURAS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS: APLICAÇÕES E RELEVÂNCIA.....4509

INSTRUMENTOS DE PLUVIOMETRIA PARA MONITORAMENTO DE OBRAS GEOTÉCNICAS: DESENVOLVIMENTO E CALIBRAÇÃO.....4517

INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO COM APLICAÇÃO DE ANÁLISE BAYESIANA: CASO DE ESTACAS METÁLICAS CRAVADAS NO RIO DE JANEIRO.....4524

MAPEAMENTO DO PERFIL DE SOLOS RESIDUAIS PRESENTES NO CANAL DA PIRACEMA DE ITAIPU BINACIONAL.....4532

METODOLOGIA DE QA/QC PARA PIEZÔMETROS AUTOMATIZADOS: PROCEDIMENTOS DE INSTALAÇÃO E ACEITABILIDADE DOS DADOS DE MONITORAMENTO.....4539

METODOLOGIA PARA A DEFINIÇÃO DE NÍVEIS DE CONTROLE PARA DESLOCAMENTOS EM BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO A PARTIR DA REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....4548

MONITORAMENTO DE CORTINA DE ESTACAS COM ANCORAGENS NO DISTRITO FEDERAL.....4555

MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES WITH A PASSIVE ROADSIDE APPROACH AT A TAILINGS DAM.....4563

NEW METHODOLOGIES FOR THE DETERMINATION OF YIELD PRESSURE OF MARINE CLAYS THROUGH THE CPTU.....4571

OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ATRAVÉS DA ANÁLISE DE PRESSIÔMETRO E COMPARAÇÃO COM METODOLOGIAS BASEADAS EM NSPT PARA PILHAS DE ESTÉRIL.....4579

POÇOS DE GRANDE DIÂMETRO EM MEIO URBANO, RESERVATÓRIOS NADO 1 E VILARINHO 2, BELO HORIZONTE - MODELO GEOTÉCNICO.....4588

POTENCIAL DO MONITORAMENTO MICROSSÍSMICO NA LOCALIZAÇÃO DE MÁQUINAS OPERANDO SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS.....4596

PRENAC - PRESSIÔMETRO NACIONAL.....4602

PREVENÇÃO ÀS RUPTURAS E MODOS DE FALHA ATRAVÉS DA INSPEÇÃO VISUAL.....4608

PRIMEIROS ENSAIOS COM O PRESSIÔMETRO MÉNARD NO DEPÓSITO DE ARGILA MOLE DO SARAPUI – RJ.....4616

PROPOSTA PARA DEFINIÇÃO DE NÍVEIS DE CONTROLE EM ESTRUTURAS COM RESTRIÇÃO DE ACESSO.....4624

QUALITY SURVEY OF SHOTCRETE FOR UNDERGROUND CONSTRUCTION USING NDT METHODS…….....…4632

REGRAS DE OURO EM ANÁLISES TENSÃO-DEFORMAÇÃO: PRINCÍPIOS ESSENCIAIS PARA UMA AVALIAÇÃO.....4640

REJEITOS COMPACTADOS DE MINÉRIO DE FERRO: AVALIAÇÃO DE PERFORMACE ATRAVÉS DOS RESULTADOS DE INVESTIGAÇÃO CPTU E ENSAIOS TRIAXIAIS.....4648

RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE GRAMPOS EXECUTADOS EM SOLO MOBILIZADO E SOLO RESIDUAL NO MUNICÍPIO DE DUQUE DE CAXIAS-RJ.....4656

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA EM BARRAGENS: VANTAGENS E DESVANTAGENS DA AUTOMAÇÃO.....4664

SONDA PIEZOMÉTRICA COMO FERRAMENTA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA: O CASO DA LAGOA RODRIGO DE FREITAS.....4672

TRATAMENTO DE SOLO MOLE UTILIZANDO ATERRO COM SOBRECARGA E GEODRENOS NO MUNICÍPIO DE ITAJAÍ-SC.....4679

USO COMBINADO DE ENSAIOS GEOFÍSICOS E GEOTÉCNICOS PARA AVALIAÇÃO DE PARÂMETROS DO SOLO.....4687

USO DE VANT PARA ANÁLISE GEOTÉCNICA.....4695

UTILIZAÇÃO DE NOVAS TECNOLOGIAS NO MONITORAMENTO DE PILHA DE REJEITO: MONITORAMENTO TÉRMICO COM USO DE DRONE.....4703

UTILIZAÇÃO DE TILTÍMETROS COM COMUNICAÇÃO SATELITAL COMO ALTERNATIVA AO MONITORAMENTO DE TALUDES AO LONGO DA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS.....4710

VIABILIDADE DE UTILIZAÇÃO DE TENOLOGIA INSAR NA VERIFICAÇÃO DE DESLOCAMENTOS VERTICAIS TERRESTRES.....4718

Área 09. Mecânica dos Solos Experimentais

A DIFERENÇA NOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO REALIZADOS COM E SEM SECAGEM PRÉVIA EM SOLO SATURADO.....4727

A IMPORTÂNCIA DA FONTE DE CÁLCIO PARA A PRECIPITAÇÃO DE CARBONATO DE CÁLCIO INDUZIDA POR MICRORGANISMOS (MICP).....4735

A IMPORTÂNCIA DO CONTATO E DAS CORREÇÕES NAS FASES DE ADENSAMENTO E CISALHAMENTO NO ENSAIO DSS EM SOLOS MOLES.....4743

ADAPTAÇÃO DO DISPOSITIVO INDERBITZEN E AVALIAÇÃO DAS TAXAS DE ERODIBILIDADE DE UM SOLO DA REGIÃO NORTE DO BRASIL.....4751

ADENSAMENTO TÉRMICO: PROPOSTA PARA MELHORIA DE RESPOSTA MECÂNICA DE ANCORAGENS OFFSHORE EM SOLOS MARINHOS MOLES.....4759

ANÁLISE COMPARATIVA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE AREIA E DE SOLO ARENO-SILTOSO REFORÇADOS COM FIBRAS NATURAIS E SINTÉTICAS.....4766

ANÁLISE DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE UM SOLO REFORÇADO COM FIBRA DE COCO.....4774

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO TAMANHO DAS FIBRAS DE CANA-DE-AÇÚCAR NA CURVA DE COMPACTAÇÃO DE SOLOS MODIFICADOS.....4782

ANÁLISE DAS DOSAGENS DE CIMENTO E CAL NA ESTABILIZAÇÃO DO SOLO SAPROLÍTICO EM MATO GROSSO: IMPACTO NO CBR.....4790

ANÁLISE DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO DE AREIAS SOB A PERSPECTIVA ENERGÉTICA.....4798

ANÁLISE DOS COMPORTAMENTOS FÍSICO-QUÍMICO E MECÂNICO DE AREIAS DE DUNAS MELHORADAS COM CIMENTO PORTLAND.....4806

ANÁLISE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE UM SOLO MELHORADO COM ADITIVO A BASE DE HIDRÓXIDO DE CÁLCIO.....4814

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ÍNDICES DE VAZIOS MÍNIMOS DA AREIA DA PRAIA DO FUTURO EM FORTALEZA POR DIFERENTES MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO.....4822

ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO TÉRMICO DE ARGILAS MOLES COM VARIAÇÃO DA VELOCIDADE DE CISALHAMENTO.....4830

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DAS AREIAS DA PRAIA DE PONTA NEGRA/ RN.....4837

ANÁLISE MICROESTRUTURAL DE AMOSTRAS DE REJEITO DE MINERAÇÃO RECONSTITUÍDAS POR DIFERENTES TÉCNICAS.....4844

ANÁLISE MORFOLÓGICA DE MATERIAIS GRANULARES UTILIZANDO DIFERENTES MÉTODOS.....4852

ANÁLISE QUÍMICA E MINERALÓGICA DE SOLO ESTABILIZADO COM LAMA DE CAL.....4860

APLICAÇÃO DE DIFRAÇÃO A LASER VIA SECA PARA ESTUDO GRANULOMÉTRICO DE UM SOLO RESIDUAL DE BASALTO DO OESTE DO PARANÁ.....4865

ASSESSING HOEK-BROWN PARAMETERS FOR CEMENTED MATERIALS: A COST-EFFECTIVE AND TIME-EFFICIENT METHODOLOGY…….....….4872

ASSESSMENT OF GEOGRID APPLICATION IN REDUCED-SCALE FOOTING WITH TRANSPARENT SOIL….....….4880

AVALIAÇÃO DA CONDIÇÃO NÃO DRENADA LIQUEFEITA EM REJEITOS DE MINERAÇÃO.....4888

AVALIAÇÃO DA CONDIÇÃO NÃO DRENADA LIQUEFEITA EM SOLOS RESIDUAIS MADUROS.....4895

AVALIAÇÃO DA GRANULOMETRIA DE MATERIAIS DE FILTROS PARA REJEITO DE MINERAÇÃO.....4903

AVALIAÇÃO DA PROPRIEDADE DE EXPANSÃO LIVRE DE UM SOLO EXPANSIVO SUBMETIDO A CICLOS SUCESSIVOS DE UMIDADE.....4911

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE SOLO EXPANSIVO ESTABILIZADO COM CAL E POLITEREFTALATO DE ETILENO (PET).....4919

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE SOLO EXPANSIVO ESTABILIZADO COM CINZA DO BAGAÇO DA CANA-DE-AÇÚCAR E CIMENTO PORTLAND.....4927

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA RESIDUAL DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO.....4935

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE DUAS AMOSTRAS DE ARGILA EXPANDIDA COM DIFERENTES TEXTURAS.....4943

AVALIÇÃO PRELIMINAR DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE AREIAS CALCÁREAS DE REGIÕES COSTEIRAS DO CEARÁ.....4951

CARACTERIZAÇÃO DE AREIAS CARBONÁTICAS DO LITORAL CEARENSE.....4959

CARACTERIZAÇÃO DE DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES DO SUDESTE DO BRASIL: CONTRIBUIÇÕES PARA O DESENVOLVIMENTO DE UM BANCO DE DADOS GEOTÉCNICO.....4967

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA AREIA DE ARRAIAL DO CABO.....4975

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DAS AREIAS DA BARRA DA TIJUCA.....4982

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE ARGILAS DA FORMAÇÃO SERRA DE SANTA HELENA, EM MONTES CLAROS, MG.....4990

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLO RESIDUAL DE GABRO COM POTENCIAL EXPANSIVO.....4996

COMPARAÇÃO DE VALORES DE COEFICIENTE DE ADENSAMENTO OBTIDOS DE ENSAIO OEDOMÉTRICO E ENSAIOS DE PIEZOCONE EM UM PERFIL DE SOLO.....5004

COMPARAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ATERROS SOBRE ESTACAS E SOBRE COLUNAS GRANULARES ENCAMISADAS.....5012

COMPORTAMENTO DE SOLOS COLAPSÍVEIS: PARQUE EÓLICO NA REGIÃO NORDESTE DO BRASIL.....5020

COMPORTAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL UTILIZADO COMO PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM ATERROS ESTAQUEADOS.....5028

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE ALGUNS MASSAPÊS DO RECÔNCAVO BAIANO.....5036

CORRELAÇÕES GEOTÉCNICAS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO COM ENSAIOS DE CAMPO EM SOLOS DE CASCAVEL-PR.....5044

DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA PARA CORPO DE ATERRO PREVISTO EM PROJETO DE DUPLICAÇÃO DA BR-386/RS.....5052

DESEMPENHO DE QUATRO DISPERSANTES QUÍMICOS NA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DA FRAÇÃO FINA DOS SOLOS TROPICAIS LATERÍTICOS.....5060

DESENVOLVIMENTO DE UMA FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA OTIMIZAÇÃO DE MISTURAS GRANULARES.....5068

EFEITO DO TEMPO DE CURA NA EXPANSÃO DE UM SOLO ESTABILIZADO COM CINZA DO BAGAÇO DE CANA-DE-AÇÚCAR E CAL.....5076

ENSAIO FREE SWELL INDEX PARA AVALIAÇÃO DE EXPANSÃO DE SOLO.....5084

ENSAIOS DE ADENSAMENTO CRS COM DIMENSÕES DE CORPOS DE PROVA REDUZIDAS.....5092

ESTUDO COMPARATIVO DE SOLO REFORÇADO COM GEOCÉLULA CONVENCIONAL E GEOCÉLULA CONFECCIONADA COM GARRAFA PET.....5099

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE ENSAIOS DE PALHETA E CILÍNDROS CONCÊNTRICOS COM AMOSTRAS DE ARGILA MARINHA UTILIZANDO O REÔMETRO DE BANCADA.....5107

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO ENVELHECIMENTO E TRATAMENTO DE FIBRAS DE COCO NO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE SOLO REFORÇADO.....5115

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DOS ÍNDICES DE VAZIOS NA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE AMOSTRAS DE SOLOS ARENOSOS.....5123

ESTUDO DAS CONDICIONANTES AMBIENTAIS PARA MITIGAÇÃO DE BIOFILME DE OCRE EM FILTROS GEOTÊXTEIS.....5131

ESTUDO SOBRE A EFICIÊNCIA NO ARMAZENAMENTO DE AMOSTRAS PARA ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....5139

ESTUDO SOBRE ADENSAMENTO TÉRMICO NA CAPACIDADE DE PERMANÊNCIA DE ESTACAS TORPEDO POR MEIO DE MODELOS CENTRÍFUGOS.....5147

EXPERIMENTAL STUDY OF HIGH PLASTICITY CLAYS REINFORCED WITH MIXTURES OF PLASTIC WASTE AND LIME IN FLEXIBLE PAVEMENT SUBGRADES……5155

EXPLORING THE POTENTIAL OF NATURAL FIBERS TO ENHANCE STABILITY AND LOAD-BEARING CAPACITY IN SHALLOW FOUNDATIONS.....5163

IMPLEMENTAÇÃO E CÁLCULO DA ESCALA DE FLUTUAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO ESTATÍSTICA EM ENSAIOS SPT E CPT.....5171

INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE UM SOLO SAPROLÍTICO GABROIDE.....5179

INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA NA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DE AREIAS.....5187

INFLUÊNCIA DA SUCÇÃO NOS PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE DE UMA AREIA ARGILOSA LATERÍTICA.....5196

INFLUÊNCIA DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO NA RESISTÊNCIA DE SOLO EXPANSIVO ESTABILIZADO COM CAL E CINZA DO BAGAÇO DE CANA-DE-AÇÚCAR.....5205

INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO NATURAL GRANULAR.....5214

INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS NO ÍNDICE DE VAZIOS DE UM SOLO NATURAL GRANULAR.....5222

INFLUÊNCIA DE CINZA VOLANTE NA RESISTÊNCIA DE UM SOLO ARGILOSO ESTABILIZADO COM CAL.....5230

INFLUÊNCIA DE DESVIOS DO GRAU DE COMPACTAÇÃO SOBRE A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL DE ARENITO.....5238

INFLUÊNCIA DE DUAS DIFERENTES PROFUNDIDADES NA PERMEABILIDADE DE SOLOS ARGILOSOS LATERÍTICOS.....5246

INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE CORTE EN EL COMPORTAMIENTO DE GEOMATERIALES Y LA ESTIMACIÓN DE SUS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....5254

MECHANICAL CHARACTERIZATION OF THE BEHAVIOR OF ARTIFICIAL GRAINS WITH SPECIFIC SIZE AND SHAPE…….....……5262

MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS EXPANSIVOS: UMA REVISÃO DA LITERATURA.....5270

MÓDULO CISALHANTE MÁXIMO DE AREIA QUARTZOSA OBTIDO ATRAVÉS DO ENSAIO MINI AIR HAMMER EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA.....5278

PREVISÃO DE RECALQUES EM MISTURAS DE SOLOS UTILIZADOS COMO LINERS EM UM ATERRO SANITÁRIO: UM ESTUDO EXPERIMENTAL.....5286

PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE UMA AREIA RECICLADA DE RAP.....5294

PROPRIEDADES HIDROMECÂNICAS DE UMA ARGILA POROSA DO DISTRITO FEDERAL.....5302

UMA CONTRIBUIÇÃO ÀS DISCUSSÕES SOBRE A QUALIDADE DE AMOSTRAS INDEFORMADAS DE SOLO MOLE BASEADA EM UM ESTUDO DE CASO.....5310

UTILIZAÇÃO DE TÉCNICAS GEOESTATÍSTICAS PARA A PREDIÇÃO DA RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO SPT.....5318

Área 10. Pavimentos, Infraestrutura Rodo e Ferroviária

AOTIMIZAÇÃONOPROCESSODEESTABILIZAÇÃOGRANULOMÉTRICADESOLOS....5327

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ADIÇÃO DE CAL HIDRATADA E CIMENTO NA ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO ARGILOSO PARA UTILIZAÇÃO COMO CAMADA DE PAVIMENTO.....5334

ANÁLISE DA CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MINERALÓGICA E DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DO LASTRO DA FERROVIA DE INTEGRAÇÃO OESTE-LESTE.....5342

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE UMIDADE DE COMPACTAÇÃO NO MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DE UM SUBLEITO DO DISTRITO FEDERAL.....5350

ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS TECNOLÓGICAS DE AGREGADOS DE COMPOSIÇÃO GRANÍTICA PROVENIENTES DE TRÊS MINAS NO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL.....5358

ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE MISTURA ASFÁLTICA MORNA.....5366

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS UTILIZANDO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....5374

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO SAPROLÍTICO EM MATO GROSSO ADICIONADO DO RESÍDUO DA MINERAÇÃO DE AGREGADOS.....5381

ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM PROJETO DE PAVIMENTO FLEXÍVEL COM SUBLEITO ESTABILIZADO COM ESCÓRIA DE ACIARIA ELÉTRICA SECUNDÁRIA.....5389

ANÁLISIS DE CORRELACIONES EXISTENTES ENTRE ENSAYOS DE LABORATORIO Y EL CONTENIDO DE HUMEDAD EN LAS CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE SUELOS.....5399

APLICAÇÃO DE LODO DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA EM MISTURA ASFÁLTICA A QUENTE.....5407

APLICAÇÃO DE RESÍDUOS EM INFRAESTRUTURAS RODOVIÁRIAS: UM ESTUDO BIBLIOGRÁFICO.....5415

APLICAÇÃO DO ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL EM TRECHO DA PB-262 COMO ESTRATÉGIA DE REABILITAÇÃO DE DANOS NA PAVIMENTAÇÃO.....5421

ATERRO LEVE DE ARGILA EXPANDIDA CONFINADA SOBRE SOLOS MOLES EM ENCONTRO DE OAE FERROVIÁRIA: ESTUDO DE CASO EM CUBATÃO-SP.....5429

AVALIAÇÃO DE PROPRIEDADE FÍSICA DE LIGANTE ASFÁLTICO CONVENCIONAL COM INCORPORAÇÃO DE RESÍDUO INDUSTRIAL.....5437

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DE DUAS ARGILAS E UMA AREIA NÃO LATERÍTICAS DE SALVADOR-BA.....5445

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE MISTURAS COMPACTADAS DE SOLO COM REJEITO DE MINERAÇÃO PARA APLICAÇÃO EM BASE E SUB-BASE RODOVIÁRIA.....5453

AVALIAÇÃO FUNCIONAL E ESTUDO DE RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL DOS PAVIMENTOS NOS TRECHOS RODOVIÁRIOS DA BA-262.....5458

AVALIAÇÃO INTEGRAL DE PAVIMENTO E DRENAGEM EM CALDAS NOVAS: ESTUDO DE CASO NA INFRAESTRUTURA VIÁRIA FLEXÍVEL.....5464

AVALIAÇÃO MECÂNICA DO USO DE ESCÓRIA DE ACIARIA PARA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS SILTOSOS.....5472

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS PARA SUBSÍDIO AO CONTROLE TECNOLÓGICO DE OBRAS DE TERRAPLANAGEM NO MUNICÍPIO DE CURVELO-MG.....5479

COMPARAÇÃO DO DESEMPENHO AMBIENTAL DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS: AAUQ COM ADIÇÃO DE POLIETILENO TEREFTALATO RECICLADO E CBUQ CONVEICIONAL.....5487

COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NO PAVIMENTO DO AERPORTO DE DOURADOS/MS.....5495

COMPORTAMENTO RESILIENTE DE SOLO COMPACTADO FRENTE A DIFERENTES CONDIÇÕES DE ENSAIO E HISTÓRICO DE TENSÕES.....5503

CONSIDERAÇÕES SOBRE A CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS PARA EMPREGO EM SUBLASTRO.....5511

CORRELAÇÃO ENTRE O CARREGAMENTO MULTIESTÁGIO E MONOESTÁGIO ENTRE DIFERENTES TIPOS DE SOLO.....5518

DIMENSIONAMENTO COMPARATIVO DE PAVIMENTO COM EMPREGO DOS MÉTODOS MECANICISTA E MEDINA NUM TRECHO DA BR-101/SC.....5526

EFEITO DA ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO ARENOSO COM ESCÓRIA DE ACIARIA ELÉTRICA PRIMÁRIA NA REDUÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....5534

EFEITO DA VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE NA DEFORMAÇÃO PERMAMENTE NO SOLO ARENOSO ESTABILIZADO COM ESCÓRIA DE ACIARIA ELÉTRICA PRIMÁRIA.....5541

EFEITOS DA ESTABILIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA E MELHORAMENTO QUÍMICO NA RESISTÊNCIA MECÂNICA DO REVESTIMENTO PRIMÁRIO DE UMA ESTRADA NÃO PAVIMENTADA DO ESTADO DA BAHIA.....5548

ESTABELECIMENTO DE SEGMENTO RODOVIÁRIO MONITORADO NA ERS 516: DESCRIÇÃO E PREVISÃO DE ÁREA TRINCADA PELO MÉTODO MEDINA.....5556

ESTATÍSTICA APLICADA A PARÂMETROS DE SUBLEITO RODOVIÁRIO NO DISTRITO FEDERAL.....5566

ESTUDO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÔMICO DE PROJETOS DE PAVIMENTOS EM UMA VIA URBANA DE GRANDE FLUXO NA CIDADE DE NATAL/RN.....5574

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE CONCHA DO MEXILHÃO-DOURADO TRITURADO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO TÍPICO DE ALAGOAS.....5582

EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DE COMPACTACIÓN EN TERRAPLENES MEDIANTE DIFERENTES MÉTODOS DE CONTROL.....5590

EVALUATION OF BOLIVIAN LATERITIC GRAVELS AS PAVEMENT BASE MATERIAL USING ENGINEERING SPECIFICATIONS ESTABLISHED IN OTHER TROPICAL REGIONS.....5598

IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO CAM CLAY VISCOPLÁSTICO EM PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS PARA PREVISÃO DE RECALQUES DE LONGO PRAZO.....5606

INCORPORAÇÃO DAS FIBRAS DE PAPEL KRAFT COMO TÉCNICA DE MELHORAMENTO DE SOLO EM COMPARAÇÃO A ESTABILIZAÇÃO TRADICIONAL DE SOLO COM CIMENTO.....5614

INFLUÊNCIA DA DETERMINAÇÃO DA CURVA DE COMPACTAÇÃO DE UM MATERIAL GRANULAR NO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS.....5622

INFLUÊNCIA DA MISTURA SOLO-RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO CIVIL NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....5630

INFLUÊNCIA DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO RESILIENTE DE MISTURAS SOLO-RAP.....5637

INFLUÊNCIA DA UTILIZAÇÃO DE ESCÓRIA DE ACIARIA ELÉTRICA SECUNDÁRIA NO ENSAIO DE MÓDULO DE RESILÊNCIA.....5645

INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE UMIDADE PÓS-COMPACTAÇÃO NOS MÓDULOS DE RESILÊNCIA DE SOLOS DE SUBLEITO DO DISTRITO FEDERAL.....5653

INFLUÊNCIA DE UM SOLO EXPANSIVO DE SUBLEITO NA OCORRÊNCIA PRECOCE DE TRINCAS EM UM PAVIMENTO ASFÁLTICO RECONSTRUÍDO.....5661

INFLUÊNCIA DO PROCEDIMENTO DO ALTEAMENTO DO LASTRO NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PLATAFORMA DE FERROVIA TIPO HEAVY HAUL UTILIZANDO MEF.....5669

INVESTIGAÇÃO DE UMA TENDÊNCIA DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DE SOLOS LATERÍTICOS ARGILOSOS: UMA ANÁLISE ESTATÍSTICA E CORRELACIONAL.....5677

MUDANÇAS CLIMÁTICAS: IMPACTOS EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA E OS DESAFIOS PARA A ENGENHARIA GEOTÉCNICA.....5685

PROPOSIÇÃO DE UM ÍNDICE PARA SELEÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM RELAÇÃO À ÁREA TRINCADA PREVISTA PELO MEDINA.....5693

PROPOSTA DE DELIMITAÇÃO DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DE DOIS SOLOS TROPICAIS ATRAVÉS DE ANÁLISE MULTIFATORIAL.....5701

REÚSO DE MATERIAL FRESADO NA PAVIMENTAÇÃO - ESTUDO DE CASO DA BR-153 NA REGIÃO SUL DO TOCANTINS.....5709

REUTILIZAÇÃO DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO EM CAMADAS DE PAVIMENTAÇÃO: ANÁLISE DE VIABILIDADE.....5717

UM DISPOSITIVO TIPO BOX TEST PARA ENSAIOS DE MATERIAL DE LASTRO FERROVIÁRIO.....5725

UMA PROPOSTA DE CLASSIFICAÇÃO DE LATERITAS CONSIDERANDO RESULTADOS DE ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE E MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....5733

USO DE SOLO LATERÍTICO PARA APLICAÇÃO EM PROJETOS DE PAVIMENTO FLEXÍVEL DE TRÁFEGO LEVE.....5741

Área 11. Túneis e Escavações Subterrâneas em Solo

ANÁLISE COMPARATIVA DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS PREVISTOS EM MODELAGEM NUMÉRICA E REGISTRADOS DURANTE A ESCAVAÇÃO DE TÚNEL DE ADUÇÃO EM COLÚVIO/TÁLUS.....5750

ANÁLISE NUMÉRICA DE TÚNEIS RASOS EM SOLOS NÃO COESIVOS.....5758

AVALIAÇÃO NUMÉRICA 3D DA INFLUÊNCIA DA EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES SOBRE O TÚNEL DO METRO: CONSIDERAÇÕES SOBRE JUNTAS NA MODELAGEM.....5764

COMPARAÇÃO ENTRE MEF E MÉTODOS EMPÍRICOS NA DETERMINAÇÃO DO PONTO DE INFLEXÃO NA BACIA DE RECALQUES DE TÚNEIS GÊMEOS.....5772

COMPARAÇÃO ENTRE O RAIO DE INFLUÊNCIA CALCULADO POR SICHARDT E OS OBTIDOS NA ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO TRANSIENTE PARA DIFERENTES PERMEABILIDADES.....5780

COMPARATIVO ENTRE PROCEDIMENTOS DE ANÁLISES DE CONSOLIDAÇÃO EM ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS.....5788

EFEITOS DA ESCAVAÇÃO DE POÇO EM REGIÃO PRÓXIMA A UMA CONTENÇÃO (PIT-IN-PIT).....5796

EFEITOS DO ATRITO NOS SISTEMAS DE CONEXÃO EM REVESTIMENTO MODERNOS DE TÚNEIS COM ADUELAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO.....5804

EXECUÇÃO DE POÇOS DE PEQUENO DIÂMETRO CONECTADOS A TÚNEIS DE MAIOR DIÂMETRO, EM GRANDES CENTROS URBANOS.....5812

INFLUENCE OF TUNNEL DEPTH ON GROUND RESPONSE IN LOOSE AND DENSE SANDY SOILS IN URBAN ENVIRONMENTS…….....….5820

MODELAGEM FÍSICA EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA: ANÁLISE EXPERIMENTAL DE TÚNEL RASO EM SOLOS NÃO COESIVOS.....5828

MODELAGEM NÃO LINEAR DE FIBRAS DE ALTO DESEMPENHO EM CONCRETO EM TÚNEIS: AVALIAÇÃO VIA ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO.....5834

NOVA LINHA CIRCULAR DO METROPOLITANO DE LISBOA: RECALÇAMENTO DE EDIFÍCIOS CENTENÁRIOS.....5843

NOVA LINHA CIRCULAR DO METROPOLITANO DE LISBOA: RECALÇAMENTO DE EDIFÍCIOS, O CASO DA OBRA ESPECIAL 3.....5849

SEVEN TUNNELS TO THE GREATER VITORIA AND THEIR GEOTECHNICAL ASPECTS.....5857

THE INFLUENCE OF ISOTROPIC COMPRESSION STIFFNESS ON GROUND DEFORMATION INDUCED BY SHALLOW TUNNELS….....……5865

TÚNEIS COM SEÇÕES OVALIZADAS EM NATM PARA OBRAS SUBTERRÂNEAS METROVIÁRIAS.....5873

TÚNEL REI PELÉ – TAGUATINGA/DF: PROJETO, DESAFIOS CONSTRUTIVOS, INSTRUMENTAÇÃO AUTOMATIZADA E MONITORAMENTO EM TEMPO REAL.....5881

UTILIZAÇÃO DE NOVA TECNOLOGIA DE SENSORES LINEARES EM CADEIA PARA O MONITORAMENTO DE DESLOCAMENTOS EM TÚNEL DO METRÔ DE SÃO PAULO.....5889

Área 12. Geossintéticos na Engenharia

ANÁLISE DOS EFEITOS DA RADIAÇÃO SOLAR NO PROCESSO DE DEGRADAÇÃO DE GEOTÊXTEIS.....5898

ASPECTOS SOBRE O USO DE GEOTÊXTEIS EM SISTEMAS FILTRO-DRENANTES EM ATERROS SANITÁRIOS.....5905

AVALIAÇÃO DE TÉCNICAS PARA CONTROLE DE EROSÃO A PARTIR DO ENSAIO DE INDERBITZEN.....5913

AVALIAÇÃO DO DESAGUAMENTO DE RESÍDUO DE PECUÁRIA EM SISTEMAS DE CONFINAMENTO DE RESÍDUOS EM GEOTÊXTEIS TECIDO E NÃO TECIDO.....5921

AVALIAÇÃO DO USO DE GEOCOMPOSTO COMO CAMADA DRENANTE EM OBRAS DE GEOTECNIA.....5929

DANOS EM GEOGRELHAS DEVIDO ÀS TENSÕES DE INSTALAÇÃO EM FRESADO RAP A PARTIR DE ENSAIOS EM CAMPO.....5937

DEGRADAÇÃO DE GEOMEMBRANA TEXTURIZADA DE PEAD EXPOSTA POR 5 ANOS EM COBERTURA DE ATERRO SANITÁRIO.....5944

EFEITO DO ESPAÇAMENTO ENTRE REFORÇOS NO COMPORTAMENTO DE MUROS EM SOLOS FINOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS.....5951

ESTUDO ESTATÍSTICO COMPARATIVO DA RESISTÊNCIA ENTRE INTERFACES GEOSSINTÉTICAS OBTIDAS POR MEIO DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO CONVENCIONAL (CDC) E PLANO INCLINADO (PI).....5959

INFLUÊNCIA DA TEXTURA DE GEOMEMBRANAS NA RESISTÊNCIA DE INTERFACE COM SOLO ARGILOSO.....5967

RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DE GEOMEMBRANAS DE PEAD EXPOSTAS EM PAINÉIS LOCALIZADOS EM REGIÕES BRASILEIRAS.....5975

UTILIZAÇÃO DE TUBOS GEOTÊXTEIS PARA EVITAR PROCESSOS DE ASSOREAMENTO E EROSÃO NAS PRAIAS DE PALMAS TOCANTINS.....5982

Área 13. Solos Não Saturados

ANÁLISE DA PRODUÇÃO CIENTÍFICA SOBRE SOLOS COLAPSÍVEIS NO BRASIL ATRAVÉS DE INDICADORES BIBLIOMÉTRICOS.....5991

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE FLUXO NÃO SATURADO DOS SOLOS RESIDUAIS MADUROS DO SUL DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO.....5999

AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DA SUCÇÃO NA EROSÃO POR SPLASH EM SOLO LATERÍTICO POR MEIO DE ENSAIOS COM SIMULAÇÃO DE CHUVA.....6007

AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS FÍSICOS DA CCSA OBTIDOS ATRAVÉS DE MODELOS DE PREDIÇÃO COM ÊNFASE EM SOLOS TROPICAIS.....6015

CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DO SOLO EM PRIMAVERA DO LESTE-MT: UM ESTUDO SOBRE OS SOLOS TROPICAIS POTENCIALMENTE COLAPSÁVEIS.....6023

CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DE UM PERFIL DE SOLO NÃO SATURADO EM CONJUNTO COM SENSORES DE UMIDADE NA BAIXADA SANTISTA-SP.....6031

COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS LATERÍTICOS: DESAFIOS E ESTRATÉGIAS PARA FUNDAÇÕES EM AMBIENTES TROPICAIS.....6039

CONHECIMENTO DO ENGENHEIRO E DA COMUNIDADE SOBRE OS SOLOS COLAPSÍVEIS E EXPANSIVOS.....6047

CURVA DE RETENÇÃO DE UM SOLO COLUVIONAR A PARTIR DA TÉCNICA DO PAPEL FILTRO E DE POROSIMETRIA DE MERCÚRIO.....6055

DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTO PARA ESTUDO DA PRESSÃO DE EXPANSÃO DE MISTURAS ARGILOSAS POR UMEDECIMENTO ATRAVÉS DA TRANSFERÊNCIA DE VAPOR.....6063

EFEITO DO TIPO DE RADIAÇÃO NA SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA INTERAÇÃO SOLO-ATMOSFERA DE UMA AREIA ARGILOSA NÃO SATURADA EM CLIMA TROPICAL.....6071

ESTUDO DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE RODOVIÁRIO À LUZ DOS PARÂMETROS NÃO SATURADOS DO SOLO.....6079

ESTUDO DE VIABILIDADE DE NOVO MEDIDOR DE SUCÇÃO CONFECCIONADO COM IMPRESSÃO 3D.....6087

ESTUDO NUMÉRICO DA INFLUÊNCIA DO REBAIXAMENTO DO NÍVEL D'ÁGUA SUBJACENTE NO COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO NÃO SATURADO DE UM ATERRO.....6095

FIBRAS DE PET COMO MATERIAL DE REFORÇO DE UM SOLO EXPANSIVO.....6103

MODELAGEM NUMÉRICA COM INTERAÇÃO SOLO-ATMOSFERA EM UMA PILHA DE REJEITOS FILTRADOS.....6111

EVENTO SBMR

Área 14. Big Data e Inteligência Artificial em Mecânica das Rochas

ANÁLISE DE IMPORTÂNCIA DE VARIÁVEIS NA DILUIÇÃO DE REALCES SUBTERRÂNEOS POR MEIO DE TÉCNICAS DE APRENDIZADO DE MÁQUINA.....6121

CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS EM MINAS A CÉU ABERTO NO BRASIL: UMA ABORDAGEM BASEADA EM INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL E ANÁLISE FATORIAL.....6129

OPTIMIZING STOPES AND RIB PILLARS IN SUBLEVEL OPEN STOPING MINING METHOD: AN AUTOMATED NUMERICAL MODELING APPROACH…….....6137

Área 15. Fundações, Escavações e Taludes em Rocha

ANÁLISE COMPARATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTAÇÕES EM ROCHA PELO MÉTODO CABRAL-ANTUNES E ENSAIOS ECD NOS CONTORNOS DE CARAGUATATUBA E DE SÃO SEBASTIÃO.....6146

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES A PARTIR DA FORÇA SÍSMICA INDUZIDA POR ABALOS DINÂMICOS NATURAIS.....6154

CARACTERIZAÇÃO PRELIMINAR DE TALUDE ROCHOSO NATURAL COM INDICATIVO DE COMPORTAMENTO QUANTO AO MOVIMENTO DE MASSA.....6162

EVALUATION OF GEOTECHNICAL PROPERTIES AND PARAMETERS THAT MOST INFLUENCE THE SAFETY FACTOR IN NUMERICAL ROCK SLOPE STABILITY ANALYSIS.....6170

FUNDAÇÕES EM SUBSOLO ROCHOSO: COMPARAÇÃO ENTRE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E PROFUNDAS.....6178

GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL BACK ANALYSIS OF THE PUNTA COLA ROCK AVALANCHE IN CHILE: A 3-DIMENSIONAL INTEGRATED APPROACH.....6186

IMPORTÂNCIA DE UM MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO BEM DEFINIDO PARA ESCOLHA DE ALTERNATIVA DE ESTABILIZAÇÃO DE EROSÃO EM TALUDE DE CAVA.....6194

PREVISÃO DA TAXA DE PENETRAÇÃO DO TBM ATRAVÉS DE ABORDAGENS DE APRENDIZADO DE MÁQUINA.....6201

PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO INTEGRADA DE RISCOS EM TALUDES DEVIDO A INSTABILIDADES E DESLIZAMENTOS.....6209

SIMULAÇÃO TRIDIMENSIONAL DE QUEDA DE BLOCOS.....6217

Área 16. Investigação de Campo e Laboratório em Mecânica das Rochas

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE MACIÇOS ROCHOSOS COM BASE EM ENSAIOS DE PERDA D'ÁGUA EXECUTADOS NO QUADRILÁTERO FERRÍFERO (MG).....6225

CORRELAÇÕES ENTRE ENSAIOS TRIAXIAIS E UNIAXIAIS PARA ROCHAS DURAS.....6230

ESTUDO DA DEGRADAÇÃO DE GNAISSES AO LONGO DE DEZ ANOS DE EXPOSIÇÃO A INTEMPÉRIES.....6238

PARÂMETROS TÍPICOS DA ROCHA INTACTA PARA LITOTIPOS ASSOCIADOS A JAZIDAS MINERAIS.....6245

RELAÇÃO EMPÍRICA ENTRE VELOCIDADES DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS CISALHANTES E COMPRESSIVAS DE UM SIENOGRANITO.....6253

Área 17. Mecânica das Rochas Alteradas e Naturalmente Brandas

ANÁLISE COMPARATIVA DE CRITÉRIOS DE RUPTURA PARA ESTABILIDADE DE TALUDES DE UMA CAVA A CÉU ABERTO ATRAVÉS DO PLAXIS.....6260

AVALIAÇÃO DO INTEMPERISMO EM FILITOS POR MEIO DA COLORIMETRIA.....6268

COMPILAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO.....6276

CORRELAÇÃO ENTRE DIFERENTES MÉTODOS DE CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS NO CONTEXTO DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO.....6284

Área 18. Mecânica das Rochas em Petróleo

NUMERICAL MODELING OF ANISOTROPIC GRAVEL PACK BEHAVIOR ON OPEN-HOLE COMPLETIONS…….....6292

O PAPEL DE MODELOS UNIDIMENSIONAIS NA SIMULAÇÃO DA SUBSIDÊNCIA INDUZIDA POR RETIRADA DE FLUIDOS.....6299

Área 19. Mecânica das Rochas para Mineração

ANÁLISE DE ESTABILIDADE PARA REDUÇÃO DO DIÂMETRO DE TIRANTES EM MINA SUBTERRÂNEA.....6307

ANÁLISE DO OVERBREAK NAS ESCAVAÇÕES DE DESENVOLVIMENTO DE UMA MINA SUBTERRÂNEA NO INTERIOR DA BAHIA.....6315

ANÁLISE NUMÉRICA DE MAPEAMENTO DE DANOS NO CONCRETO PROJETADO - MINA CUIABÁ, SABARÁ.....6323

APLICAÇÃO PRÁTICA DA TÉCNICA DO INVERSO DA VELOCIDADE NA PREVISÃO DE RUPTURA GLOBAL DE TALUDE.....6332

COMPARATIVO ENTRE O GRÁFICO DE ESTABILIDADE QUANTITATIVO E A REGRESSÃO LINEAR MÚLTIPLA PARA ESTIMATIVA DE DILUIÇÃO EM LAVRAS SUBTERRÂNEAS.....6341

DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA IDEAL PARA CROWN PILLAR ATRAVÉS DE MODELAGEM NUMÉRICA.....6351

DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DO MATERIAL PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES DE UM CANAL DE DESVIO.....6358

METODODOLOGIA PARA GERENCIAMENTO DE RISCOS EM LAVRAS DE CROWN PILLAR. ESTUDO DE CASO: MINERAÇÃO FAZENDA BRASILEIRO.....6366

MODELAGEM NUMÉRICA EM MINERAÇÃO SUBTERRÂNEA EM CONDIÇÕES DE ROCKBURST.....6373

MODELOS DDA PARA O ESTUDO DO MECANISMO DE ESTABILIZAÇÃO COM ANCORAGENS DO TETO DE ABERTURAS SUBTERRÂNEAS.....6385

MONITORAMENTO DE VIBRAÇÕES GERADAS NO DESMONTE DE ROCHAS POR EXPLOSIVOS EM BARRAGENS E PILHAS DE REJEITO DE MINERAÇÃO.....6393

PROPOSTA DE APLICAÇÃO DE MODELO DE RISCO GEOTÉCNICO NO PLANO DE PRODUÇÃO DA MINA PILAR, ERO BRASIL CARAÍBA.....6401

RETROANÁLISE DE ROMPIMENTO DE PILAR REMANESCENTE EM CÂMARA DE LAVRA ANTIGA PÓS RECUPERAÇÃO DE PILARES.....6409

Área 20. Mecânica das Rochas para Túneis, Barragens e Obras de Infraestrutura

CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE DESCONTINUIDADES EM MACIÇOS ROCHOSOS COMPETENTES.....6418

DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE POR RETROANÁLISE NA FUNDAÇÃO ROCHOSA DE BLOCOS DE CONTRAFORTES DA BARRAGEM DE ITAIPU.....6426

GERAÇÃO ESTOCÁSTICA DE ORIENTAÇÃO DE DESCONTINUIDADES CONFORME A DISTRIBUIÇÃO DE FISHER.....6434

MECÁNICA DE LA FRACTURA LINEAL ELÁSTICA APLICADA A ROCAS FRACTURADAS EMPLEANDO EL MODELO CVBM.....6442

PROPOSTA DE METODOLOGIA ANÁLOGA AO MÉTODO DA CONVERGÊNCIA E CONFINAMENTO PARA TÚNEIS UTILIZANDO ANÁLISES NUMÉRICAS BIDIMENSIONAIS.....6450

Área 21. Novas Tecnologias Aplicadas à Mecânica das Rochas

A UTILIZAÇÃO DA FIBRA ÓPTICA NO MONITORAMENTO MICROSSÍSMICO DE MACIÇOS ROCHOSOS FRATURADOS.....6459

ESTIMATIVA DE TENSÃO A PARTIR DO CAMPO DE DESLOCAMENTOS E DEFORMAÇÕES UTILIZANDO A TÉCNICA DE CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL (DIC).....6467

PLANO DE MONITORAMENTO, INSPEÇÕES E MANUTENÇÃO DE DOIS TÚNEIS DE PASSAGEM DE GASODUTOS DO BRASIL.....6475

THE FMEA METHODOLOGY APPLIED IN THE RISK MAP FOR AN OPEN PIT MINE.....6483

COBRAMSEG E GEOJOVEM

ÁREA 01.

Barragens convencionais e de rejeitos

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/1

A data-driven approach linking the credible failure modes for TSFs risk assessment.

Danielle Aparecida de Menezes
PhD candidate, Federal University of Ouro Preto, Ouro Preto, Brazil, danielle.menezes@aluno.ufop.edu.br

José Matheus Vieira Matos
Master candidate, Federal University of Ouro Preto, Ouro Preto, Brazil, jose.matos@aluno.ufop.edu.br

Hernani Mota de Lima
PhD Professor, Federal University of Ouro Preto, Ouro Preto, Brazil, hernani.lima@ufop.edu.br

Tatiana Barreto dos Santos
PhD Professor, Federal University of Ouro Preto, Ouro Preto, Brazil, tatiana.santos@ufop.edu.br

ABSTRACT: This study proposes a methodology to evaluate correlations between credible failure modes and risk controls for tailings storage facilities (TSFs), considering its characteristics and similarity. A dataset of 66 collapsed TSFs with known failure modes was analyzed. Variables included processed ore type, construction material and method, height, volume, seismic risk, and climate. The dataset was assessed for representativeness and to identify potential correlations for predicting structure behavior related to failure modes. Results showed that 21% of dams failing due to seismic liquefaction were in very high seismic risk zones, with 18% located in temperate climates. Upstream construction methods exhibited significant associations with static liquefaction (21%), seismic liquefaction (19%), and overtopping (12%). Regarding dam material, 15% of failures due to seismic liquefaction involved specific materials. Height and volume had minimal influence on failure modes within the analyzed dataset. These findings demonstrate the influence of structural characteristics on failure modes, enabling the correlation of applicable risk controls with TSF management and governance.

KEYWORDS: Tailings storage facility, credible failure mode, risk assessment

RESUMO: Este estudo propõe uma metodologia para avaliar correlações entre modos de falha criveis e controles de risco para instalações de disposição de rejeitos (TSFs), considerando suas características e similaridades. Um conjunto de dados de 66 TSFs colapsadas com modos de falha conhecidos foi analisado. As variáveis incluíram tipo de minério processado, material e método de construção, altura, volume, risco sísmico e clima. O conjunto de dados foi avaliado quanto à sua representatividade e para identificar correlações potenciais e prever o comportamento da estrutura relacionado aos modos de falha. Os resultados mostraram que 21% das barragens que falharam devido à liquefação sísmica estavam em zonas de risco sísmico muito alto, com 18% localizadas em climas temperados. Os métodos de construção a montante exibiram associações significativas com liquefação estática (21%), liquefação sísmica (19%) e transbordamento (12%). Em relação ao material da barragem, 15% das falhas devido à liquefação sísmica envolveram materiais específicos. Altura e volume tiveram influência mínima nos modos de falha dentro do conjunto de dados analisado. Esses achados demonstram a influência das características estruturais nos modos de falha, possibilitando a correlação de controles de risco aplicáveis com a gestão e governança de TSFs.

PALAVRAS-CHAVE: Estrutura de disposição de rejeitos, modo de falha crível, análise de risco

1 INTRODUCTION

Risk assessment plays a critical role in tailings management, as it directly influences the understanding of potential failure mechanisms in Tailings Storage Facilities (TSFs). As stated by ICMM (2021a), the primary goal of a TSF risk analysis is to identify potential failure modes. This allows for the implementation of appropriate risk management measures to reduce the likelihood of failure and/or mitigate its consequences.

Huang et al. (2020) define failure modes analysis as a systematic method for identifying how a system (or its components) might fail, along with the associated causes. Liquefaction (both static and seismic), structural failure, piping, and overtopping are among the most common failure modes for TSFs.

The Global Tailings Review (GTR, 2020) introduces the concept of credible failure modes. These are potential failure mechanisms that can arise from various factors throughout a TSF's lifecycle, including foundation materials, structural properties, slope design, drainage, and water management practices. The GTR acknowledges that credible failure modes can change as conditions at the facility evolve.

While different failure modes can lead to distinct failure scenarios, it's important to understand that labeling a failure mode as "credible" doesn't necessarily indicate its likelihood of occurring or the overall safety of the TSF. Instead, a credible failure mode signifies a mechanism that has the potential to cause a TSF failure.

1.1 Credible failure mode

Accurately identifying failure modes is crucial for pinpointing controls that can reduce the likelihood of failure occurrence. ICMM (2021a) defines a credible failure mode as one where the associated mechanism triggers an event that leads to the resulting failure.

TSFs face several common failure modes, as outlined below:

- **Liquefaction:** As highlighted by Robertson and Fear (2017), liquefaction is a significant concern for TSFs built on sandy soils. This phenomenon involves a sudden strength loss in loose sands, causing them to flow like a slurry when disturbed. It can be triggered by applied stress, a rapid change in stress conditions (static liquefaction), or earthquakes (seismic liquefaction). The Fundão Dam failure (Brazil, 2015) and the Brumadinho Dam failure (Brazil, 2019) are examples of such failures. Both these upstream method (CSP 2) facilities utilized sandy soils.
- **Structural failure:** This occurs due to weaknesses in the TSF itself, its foundation, or its abutments. ICMM (2021a) mentions factors like brittle materials or excessive settlement in soft zones as potential causes. This failure mode is more common in facilities with poor foundation permeability, leading to increased pore pressure and reduced strength. The Mount Polley failure (Canada, 2014) is a case of structural failure due to a foundation fault. This centerline method (CSP 2) dam experienced such a failure.
- **Piping:** ICOLD (2017) defines piping as the erosion of internal soil particles within a dam or its foundation due to seepage flow. This failure mode often occurs during initial filling as weaknesses are exposed by rising water levels. ICMM (2021a) emphasizes the importance of considering both physical and chemical aspects of TSFs throughout their lifecycle to prevent piping failures. As an example, in 2010, the Ajka Alumina Dam constructed using the downstream method failure by piping in Hungary (CSP 2).
- **Overtopping:** This typically results from extreme storms or landslides within the impoundment. ICMM (2021a) stresses the importance of adequate freeboard and considering all design, construction, operation water management, and closure criteria uncertainties to ensure safety against overtopping failure. The Merriespruit Dam in South Africa, built in 1978, experienced a breach in its dam wall following heavy rain in 1994 (CSP 2).

Risk controls for these failure modes need to be tailored to each specific scenario, considering various conditions that indicate potential failure. This research aims to support the identification of credible failure modes as a reference for establishing minimum and specific risk controls required for each mode, considering key structural characteristics and the Tailings Governance Structure.

To understand dam failure and enhance the understanding of the relationship between TSF characteristics and failure modes, various databases were consulted, as described in the following section.

1.2 Tailings Dataset

Analysis of tailings dam (TSF) failure data from databases like ICOLD, WISE, and CSP 2 confirms dam failure as a credible failure mode. This research aims to identify characteristic differences between failed and non-failed TSFs recorded in these databases. This will help establish representative features to improve the understanding of TSF risks and inform the implementation of appropriate risk controls for enhanced safety. Several databases were consulted for this study:

- **WISE:** Established in 1961, WISE provides detailed incident reports for 157 tailings dam failures. It includes information on ore type, incident type, tailings release, and associated impacts. However, WISE lacks in-depth data on failed dam characteristics and is not optimized for statistical analysis.
- **ICOLD Bulletin 99 (2019):** This update by ICOLD offers a valuable approach using statistical analysis of dam failures. However, the database includes not only TSFs but also other dam types, encompassing 322 failure cases from 1884 to 2018. For this research, the relevant aspects are the incident context and registered failure modes (foundation failure (17%), internal erosion (25%), overtopping (24%), structural failure (27%), and unknown (7%)).
- **CSP 2:** This database is a comprehensive record of tailings dam failures globally, with 368 cases documented from 1915 to 2022. It includes dam failures resulting in over 3,241 fatalities and the release of more than 250 million cubic meters of contaminated material downstream. Notably, CSP 2 data indicates a significant increase in failures after 2000 (113 dams).

The Matos (2023) database was ultimately chosen for this research due to data quality concerns in other sources. Matos (2023) rigorously treated data from the CSP database, addressing issues of incomplete information and missing data for many dams. This resulted in a focused dataset of 66 tailings dams.

The Matos (2023) database includes the following information for each TSF: type of ore processed, dam construction material and method, dam height, stored tailings volume, and failure mode. Additionally, Matos (2023) incorporated two crucial variables: seismic risk level (classified as very low to very high) and prevailing climate conditions (based on the widely used Koppen classification system). Seismic risk data was obtained from the Socioeconomic Data and Applications Center (SEDAC), a NASA resource, while climate data was categorized according to the Koppen classification, as outlined by Rolim et al. (2007).

1.3 Risk Controls

ICMM (2021a) defines risk controls as a series of measures implemented to either prevent unwanted events (like dam failures) from occurring or to minimize their negative consequences if they do happen. Critical controls, as per ICMM (2021a), are those essential for preventing undesirable events or significantly reducing their impact. Even with other controls in place, the absence or failure of critical controls can dramatically increase the risk.

The effectiveness of implemented controls significantly influences whether a credible failure mode translates into a catastrophic failure. ICMM (2021a) associates catastrophic failure with flow failures, which lead to severe consequences upon occurrence.

Silva (2020) emphasizes, using examples like Fundão and Brumadinho dam failures, that conventional TSF failures can have far-reaching spatial, temporal, and territorial consequences that are not easily resolved. Given the severity of impacts, the problem's complexity, and potential conflicts arising from dam and disaster risks, geographical and socio-environmental studies offer a valuable opportunity for interdisciplinary exploration.

Credible failures can differ significantly between conventional dam-like TSFs and non-conventional TSFs, as shown by Machado (2017) and Almeida et al. (2021). Retro analyses of the Fundão Dam failure by these researchers revealed discrepancies in peak flow results due to differing breach widths used in each analysis. However, they reached agreement on the wave propagation distance and maximum wave height.

Silva and Meguet (2021) investigated credible failure scenarios for a "Stack Break" facility, simulating a complete collapse. They observed limited potential for mobilized material movement after the initial rupture. This resulted in the rapid filling of the downstream valley, followed by a quick stop in a new stable configuration. This case study provides valuable insights for developing appropriate Emergency Preparedness and Response Plans (EPRPs) that consider the magnitude of potential impact scenarios.

Identifying credible failure modes for a Tailings Storage Facility (TSF) is crucial. This allows for the selection of appropriate controls to mitigate failure risks during tailings management and the establishment of governance practices aligned with the company's organizational structure.

2 METHODOLOGY

This section outlines the methodology used to identify credible failure modes for a tailings storage facility (TSF) database using the approach proposed by Matos (2023). The analysis aims to assess the effectiveness of implemented risk controls in tailings management and governance.

2.1 Data Collection and Processing

The first step involved gathering data on 28 TSFs, including ore type, dam construction materials and methods, height, volume, seismic risk, climate, and any recorded failure modes. This data was used to identify credible failure modes for each TSF following Matos' methodology.

The collected data was then cleaned and preprocessed to remove inconsistencies, handle missing values, and normalize features for further analysis. This ensures the data is suitable for modeling techniques like machine learning or statistical models used to predict failure modes based on available data.

2.2 Model Selection and Evaluation

Matos (2023) utilized a database built from the CSP 2 database, which contains information on 368 global dam failures since 1915. However, due to incomplete data, the final analysis included 66 dams. Matos' methodology employed various combinations of variables as input to train predictive models using the K Nearest Neighbors (KNN) algorithm in Python. The models were evaluated using the accuracy metric, with the most accurate model (excluding the volume variable and using 3 neighbors) achieving a 71% accuracy rate.

The final step involved evaluating the effectiveness of implemented risk controls for non-failure TSFs. This analysis assessed how well the controls mitigate identified risks and contribute to the overall safety and resilience of the facilities. The likelihood and potential consequences of identified risks were assessed based on TSF type. This evaluation aimed to inform the definition and implementation of risk controls specific to credible failure modes for TSFs, ultimately enhancing safety measures and mitigating potential risks.

3 RESULTS AND DISCUSSION

3.1 Dam failure database

Analysis of the dam failure database demonstrated its representativeness and identified potential correlations for predicting structural behavior related to failure modes. Notably, 21% of dam failures attributed to seismic liquefaction occurred in regions with very high seismic risk, while 18% were located in temperate climates.

The analysis of construction methods revealed a significant association between upstream construction and specific failure modes. Upstream construction methods were associated with 21% of static liquefaction failures, 19% of seismic liquefaction failures, and 12% of overtopping failures.

Regarding dam material, 15% of failures due to seismic liquefaction involved specific materials. Height and volume did not exhibit a significant influence on failure modes within the analyzed dataset. Figure 1 visually represents the relationships between seismic risk, construction method, climate influence, and TSF type.

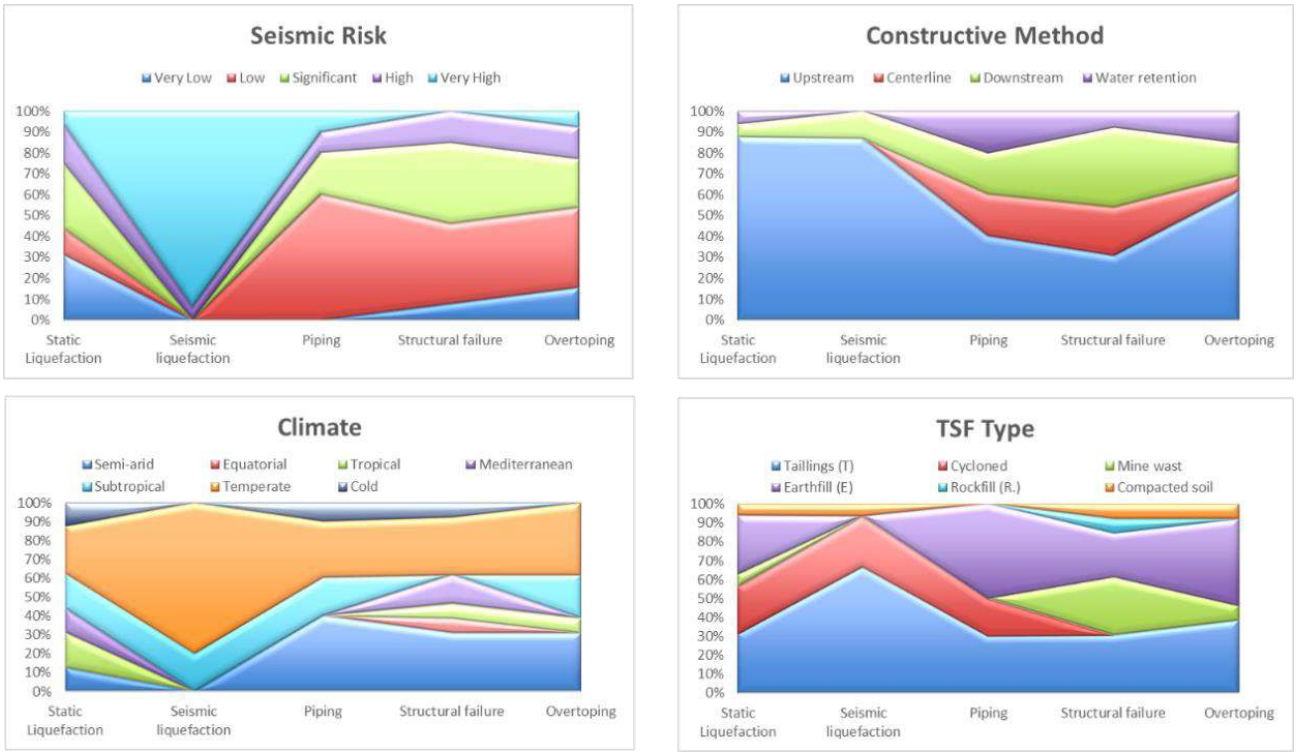


Figure 1. Graphic analysis for key features of TSF on dam failure database.

3.2 Database of TSFs analyzed

Table 1 presents the key characteristics of TSFs alongside the identified credible failure modes. These failure modes were derived from statistical analyses of historical data using the Matos (2023) methodology for predicting credible failure modes.

The findings indicate that "Structural failure" is the most prevalent credible failure mode, highlighting its importance for further investigation and the development of appropriate risk controls. It is important to acknowledge that data quality significantly impacts the results. This emphasizes the need for improved data collection practices for TSFs to ensure more representative outcomes in future studies.

Table 1. TSFs Dataset and Credible Failure Modes Based on Statistical Analyses of Historical Data (Matos, 2023).

TSF	Constructive method	TSF Type	Vol. Mm^3	Height m	Climate	Hazard Seismic	Ore Type	Credible failure mode
1	Downstream	Compacted soil	13	85	Tropical	Very Low	Nb	Structural failure
2	Downstream	Compacted soil	34	90	Tropical	Very Low	Nb	Structural failure
3	Downstream	Compacted soil	36	89	Tropical	Very Low	Nb	Structural failure
4	Upstream	Tailings	129	165	Tropical	Low	Fe	Structural failure
5	Upstream	Tailings	10	55	Tropical	Low	Fe	Structural failure
6	Dry Stack	Talings; Waste	4.4	80	Tropical	Low	Fe	Piping
7	In Pit	In Pit	2.9	30	Tropical	Low	Fe	-
8	Upstream	Tailings	59	70	Semi-arid	High	Cu	Structural failure
9	Upstream	Tailings	1	37	Semi-arid	High	Cu	Structural failure
10	Upstream	Tailings	23	98	Tropical	Very Low	Fe	Structural failure
11	Downstream	Compacted soil	11	39	Tropical	Very Low	Fe	Piping
12	Upstream	Compacted soil	9	77	Tropical	Very Low	Fe	Structural failure
13	Upstream	Compacted soil	19	35	Tropical	Very Low	Fe	Piping
14	Upstream	Compacted soil	31	51	Tropical	Very Low	Fe	Structural failure

TSF	Constructive method	TSF Type	Vol. Mm³	Height m	Climate	Hazard Seismic	Ore Type	Credible failure mode
15	Upstream	Rock	2	61	Tropical	Very Low	Fe	Structural failure
16	Upstream	Tailings	6	85	Tropical	Very Low	Fe	Structural failure
17	Upstream	Compacted soil	503	45	Tropical	Very Low	Fe	Structural failure
18	Upstream	Compacted soil	209	68	Tropical	Very Low	Fe	Structural failure
19	Downstream	Compacted soil	141	34	Tropical	Very Low	Cu	Piping
20	Upstream	Tailings	37	86	Tropical	Very Low	Fe	Structural failure
21	Upstream	Tailings	23	98	Tropical	Very Low	Fe	Structural failure
22	In Pit	In Pit	0,3	11	Tropical	Very Low	Cu	-
23	Downstream	Compacted soil	0,5	25	Tropical	Very Low	Cu	Piping
24	Center line	Tailings	2	21	Tropical	Very Low	Zn; Pb	Structural failure
25	Downstream	Tailings	15	44	Tropical	Very Low	Zn; Pb	Structural failure
26	Downstream	Tailings	3	33	Tropical	Very Low	Zn; Cu; Pb	Structural failure
27	Center line	Tailings	4	132	Desert	High	Zn; Cu; Pb	Liquefaction Seismic
28	Center line	Tailings	3	35	Semi-arid	High	Zn; Cu; Pb	Structural failure
29	Dry Stack	Tailings	7	15	Tropical	High	Zn; Pb	Structural failure
30	Upstream	Tailings	26	30	Tropical	Low	Coal	Slope Instability

4 CONCLUSIONS

This study analyzed a dam failure database and identified promising results for predicting tailings storage facility (TSF) behavior related to failure modes. The analysis suggests a strong correlation between several factors and specific failure types. The significant insights are:

- **Seismic Risk and Climate:** Seismic liquefaction failures were most prevalent (21%) in very high seismic risk zones, with 18% occurring in temperate climates. This suggests a link between geographical conditions and liquefaction risk.
- **Construction Method:** Upstream construction methods were significantly associated with specific failures: 21% of static liquefaction, 19% of seismic liquefaction, and 12% of overtopping failures. This highlights the importance of considering construction methods when assessing TSF vulnerability.
- **Dam Material:** While not as prominent as other factors, dam material played a role in 15% of seismic liquefaction failures, indicating a potential material-specific risk.
- **Height and Volume:** These factors did not show a significant influence on failure modes within the analyzed dataset.
- **Predominant Failure Mode:** "Structural failure" emerged as the most common credible failure mode based on the analysis of TSF characteristics (Table 1). This finding emphasizes the need for further investigation and development of robust risk controls to address structural vulnerabilities.

The study acknowledges the importance of high-quality data for obtaining representative results. Improvements in TSF data collection practices are crucial to ensure more reliable predictions and risk assessments in future studies.

This analysis provides valuable insights for TSF management. By understanding the relationships between various factors and failure modes, engineers and risk management professionals can prioritize actions and resources to enhance TSF safety and minimize the risk of catastrophic failures.

ACKNOWLEDGMENT

We would like to thank National Council for Scientific and Technological Development (CNPq), Coordination of Superior Level Staff Improvement (CAPES) and Minas Gerais State Foundation for Research Support (FAPEMIG - Grant APQ501-21) to support this research.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CSP 2 -Tailings Dam Failures 1915–2016 (2024). TSF Failures from 1915 : CSP2 (Accessed 16 March 2024).

GTR (2020) *Global Industry on Tailings Management (GISTM)*. Global Tailings Review org. 5th de August 2022.

Huang, J., You, J-X., Liu, H-C., Song, M-S. (2020). *Failure mode and effect analysis improvement: A systematic literature review and future research agenda.* Reliability Engineering & System Safety .Volume 199, July 2020, 106885

ICMM (2021a) *Tailings Management. Good practice guide.* Global Industry Standard on Tailings Management.

ICOLD (2017) *Internal erosion of existing dams, Levees and Dikes, and their foundations.* Committee on Dam Safety. International Commission on Large Dams (ICOLD). Final Draft December 2019.

ICOLD (2019) Incident database Bulletin 99 update. Statistical analysis of dam failures. Committee on Dam Safety. International Commission on Large Dams (ICOLD). Final Draft December 2019.

Machado, N. c. (2017). Retroanálise da Propagação Decorrente da Ruptura da Barragem do Fundão com Diferentes Modelos Numéricos e Hipóteses de Simulação (Dissertação de Mestrado). Apresentada ao curso de Engenharia civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, out, 159 f.

MATOS, J. M. (2023) Modo de Falha crível em *Barragens de Rejeito de mineração: Uma análise das variáveis condicionantes e proposição de um modelo preditor*. TCC - Final Course Work. Federal University of Ouro Preto. Brazil.

Robertson, P. K., Fear, C. E. (1997) *Liquefaction of sands and its evaluation.* Earthquake Geotechnical Engineering, Ishihara (ed.) Balkema, Rotterdam, ISBN 905410578X. University of Alberta, Edmonton, Alb., Canada

Silva, M. F. da. (2020). Análise espacial dos impactos socioambientais provocados pelo rompimento de duas barragens de rejeitos de mineração: Fundão, na cidade de Mariana e Córrego do Feijão, no município de Brumadinho (Minas Gerais – Brasil). Territorium, 28(I), 67–92. https://doi.org/10.14195/1647-7723_28-1_5

Silva, R.R.P and Meguet, E. (2021). Estudo de Ruptura hipotética de uma pilha compartilhada de estéril e rejeito - Estudo de Caso. XXIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos (ISSN 2318-0358).

WISE (2024) *Chronology of Major Tailings Dam Failures*. Uranium Project. https://www.wise-uranium.org/mdaf.html (Accessed 16 March 2024).

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/2

A Influência Do Deslocamento Permanente Tolerável No Coeficiente De Aceleração Sísmica Obtido Pela Metodologia Proposta Por Papadimitriou *et al*. (2014)

Felipe Vianna Amaral de Souza Cruz
Engenheiro Geotécnico, DF+ Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, fcruz@dfmais.eng.br

Gabriel de Oliveira Sant'Ana
Engenheiro Geotécnico, DF+ Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, gsantana@dfmais.eng.br

Marina Paula Secco
Engenheira Geotécnico, DF+ Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, msecco@dfmais.eng.br

RESUMO: A engenharia sísmica é essencial para a segurança estrutural, inclusive em regiões intraplacas, como no Brasil. Determinar coeficientes sísmicos precisos é crucial para projetos de estruturas prediais, obras de arte e, especialmente, barragens de terra, concreto e estruturas de contenção. A metodologia de Papadimitriou *et al*. (2014), que fora desenvolvida para barragens e grandes aterros, estima esses coeficientes com base em características geotécnicas e geométricas, distinguindo três valores de aceleração sísmica: PGA_{rock}, PGA na fundação e PGA_{crest} na crista da estrutura. Este estudo explora a relação entre deslocamento tolerável e coeficientes de aceleração sísmica, enfatizando a necessidade de considerar essa variável na avaliação de risco sísmico. As definições de deslocamento permanente devem ser as mais precisas possível para garantir a estabilidade das estruturas, considerando questões como operacionalidade, drenagem e estabilidade do maciço. Mudanças nesse deslocamento podem afetar significativamente o dimensionamento do coeficiente sísmico, impactando a segurança estrutural em caso de terremoto.

PALAVRAS-CHAVE: Coeficiente de Aceleração Sísmica, Análise Pseudoestática, Deslocamento Permanente Tolerável.

ABSTRACT: Seismic engineering is essential for structural safety, even in intraplate regions such as Brazil. Determining accurate seismic coefficients is crucial for the design of building structures, civil engineering works, and especially for earth dams, concrete dams, and retaining structures. The methodology developed by Papadimitriou et al. (2014), specifically designed for dams and large embankments, estimates these coefficients based on geotechnical and geometric characteristics, distinguishing three values of seismic acceleration: PGArock, PGAfoundation, and PGAcrest at the crest of the structure.

This study explores the relationship between tolerable permanent displacement and seismic acceleration coefficients, emphasizing the need to consider this variable in seismic risk assessment. Accurate definitions of permanent displacement are essential to ensure the stability of structures, taking into account factors such as operability, drainage, and the stability of the embankment. Changes in this displacement can significantly affect the determination of the seismic coefficient, thereby impacting structural safety in the event of an earthquake.

KEYWORDS: Seismic Acceleration Coefficient, Pseudo-static Analysis, Tolarable Displacement

1 INTRODUÇÃO

A sismicidade no Brasil, embora menos intensa em comparação com regiões tectonicamente mais ativas, é um fenômeno prevalente. Localizado na Placa Sul-Americana, predominantemente composta por crosta continental, o país experimenta eventos sísmicos devido à complexa interação com a Placa de Nazca,

especialmente na Zona Sísmica do Atlântico Sudoeste. Apesar da maioria dos terremotos ser de baixa magnitude, eventos notáveis como o terremoto de 1955 em Mato Grosso (magnitude 6.2) destacam a importância de compreender padrões e causas da sismicidade para avaliação de riscos. A análise de risco sísmico requer consideração da geologia local, estruturas geodinâmicas e falhas intraplaca. Pesquisas sismológicas, focadas no mapeamento e identificação dessas falhas, são cruciais para entender a sismicidade brasileira.

Segundo Cruz et al (2022), no contexto geotécnico brasileiro, a avaliação da estabilidade estrutural de barragens, considerando os efeitos da carga sísmica ganhou destaque devido à norma ABNT NBR 13.028:2017, que exige a análise de condições pseudoestáticas em barragens para o contexto da mineração. Esta norma orienta a necessidade de estudos sísmicos na área de implementação dessas estruturas, mesmo durante as fases iniciais do projeto, para avaliar a potencial sismicidade na região do projeto.

Embora a ABNT NBR 13028:2017 indique a determinação do Terremoto Máximo Credível (MCE) por meio de análises determinísticas baseadas em considerações geológicas, dados sismológicos e mapeamento detalhado de falhas ativas, essa metodologia está atualmente desatualizada, especialmente em regiões continentais de baixa sismicidade, devido à escassez de dados sísmicos nessas áreas. Assim, a avaliação da ameaça sísmica tem sido predominantemente realizada por meio da metodologia de Análise de Risco Sísmico Probabilística (PSHA), que fornece o espectro de aceleração para um terremoto provável, permitindo a estimativa da aceleração máxima do solo (PGA) para diferentes períodos de retorno. A PSHA é crucial para determinar os coeficientes de aceleração sísmica usados em análises pseudoestáticas, tornando-se um requisito normativo. As análises pseudoestáticas representam uma abordagem simplificada que exclui efeitos dinâmicos intensos, comportamento inercial e não avalia os níveis de deformação necessários para desencadear a falha, não sendo indicada para análise de materiais susceptíveis a liquefação (Hynes-Griffin e Franklin, 1984). Apesar dessa limitação, é um método simples, amplamente utilizado no Brasil e incorporado em programas de computador para análise de estabilidade de taludes por equilíbrio limite. No entanto, a precisão dos resultados depende do valor do coeficiente de aceleração sísmica horizontal (k_h) usado para estimar a força de inércia. Nesse sentido, o uso de uma metodologia apropriada para determinar k_h é essencial. Assim, este estudo apresenta uma análise sobre a influência do deslocamento tolerável com o k_h, avaliando a metodologia proposta por Papadimitriou *et al*. (2014).

2 ANÁLISE PSEUDOESTÁTICA

Segundo Cruz *et al*. (2024) as análises pseudoestáticas representam uma abordagem simplificada que negligencia os efeitos dinâmicos significativos, a inércia estrutural e a avaliação de deformações que possam levar à instabilidade do maciço. Estas análises não são recomendadas nem representativas para a avaliação de materiais suscetíveis à liquefação dinâmica (Hynes-Griffin e Franklin, 1984), sendo preferível avaliar tais estruturas por meio de estudos de carregamento dinâmico.

Para a determinação do coeficiente de aceleração sísmica horizontal (k_h) utilizado nas análises pseudoestáticas, existem várias metodologias propostas, como algumas citadas na Tabela 1 retirada do livro de Duncan, Wright e Brandon (2014) e modificada pelos autores trabalho, demonstrando que muitas das metodologias empregadas para a determinação do coeficiente de aceleração sísmica foram desenvolvidas considerando um deslocamento permanente tolerável de 100 cm para as estruturas, sendo que nem sempre esse valor é admissível para as estruturas em análise.

Segundo Duncan, Wright e Brandon. (2014), metodologias mais recentes são mais complexas e exigem estudos cuidadosos antes de sua implementação. A metodologia proposta por, Bray e Macedo (2019), é uma continuação do trabalho proposto por Bray e Travasarou (2009), que não será escopo deste trabalho, dimensiona o k_h através da variação do deslocamento permanente tolerável, assim como a metodologia proposta por Papadimitriou et al. (2014), conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Métodos para Estimativa do Coeficiente de Aceleração Sísmica (Duncan, Wrigth e Brandon, 2014, adaptado pelos autores).

Referência	Aceleração de referência (A_{ref})	Fator de correção (a/a_{Ref})	Fator de redução da resistência ao cisalhamento	Fator de segurança aceitável	Deslocamento Tolerável
Seed (1979)	0,75g (M ≈ 6½)	0,13	0,85	1,15	≈ 1,00m
Seed (1979)	0,75g (M ≈ 8¼)	0,17	0,85	1,15	≈ 1,00m
Hynes-Griffin e Franklin (1984)	PGA_{rock} (M ≤ 8,3)	0,50	0,80	1,0	1,00m
Kavazanjian *et al*. (1997)	PGA_{soil}	0,17 (se possuir amplificação)	0,80	1,0	1,00m
Kavazanjian *et al*. (1997)	PGA_{soil}	0,50	0,80	1,0	1,00m
Bray et al. (1998)	PGA_{rock}	0,75	1,00	1,0	0,30m para crista e 0,15m para base do aterro
Bray e Travasarou (2009)	Aceleração espectral (5% de amortecimento)	Depende da altura do talude e deslocamento	Não houve avaliação	Variável	Variável
Papadimitriou *et al*. (2014)	PGA_{rock}	Depende da altura do talude e deslocamento	Não houve avaliação	Variável	Variável
Bray e Macedo (2019)	Aceleração espectral (5% de amortecimento)	Depende da altura do talude e deslocamento	Não houve avaliação	Variável	Variável

Cruz *et al*. (2024) realizaram uma comparação entre as metodologias propostas por Papadimitriou *et al*. (2014) e Bray e Macedo (2019), concluindo que ambas apresentaram coeficientes sísmicos consistentes e na mesma ordem de grandeza. Não foi observada uma tendência de otimismo ou pessimismo em nenhuma das metodologias, com variações no comportamento dependendo das estruturas analisadas. Este trabalho focará exclusivamente na metodologia de Papadimitriou *et al*. (2014), examinando a influência da variação do deslocamento tolerável na obtenção do coeficiente sísmico.

3 PAPADIMITRIOU *ET AL* (2014)

O critério desenvolvido por Papadimitriou *et al*. (2014) é baseado em uma análise abrangente de dados (com 1084 superfícies de ruptura avaliadas, resultadas de um total de 110 análises sísmicas não linear de seções transversais 2D), apesar do extenso banco de dados da análise, vale ressaltar que o estudo foi realizado com apenas 4 diferentes sismos analisados, a metodologia fundamenta-se no pico de aceleração sísmica (PGA), distinguindo-o em três valores distintos ocorrentes no topo rochoso (PGA_{rock}), na camada de solo da fundação (PGA) e na crista da estrutura (PGA_{crest}), sendo a amplificação para o PGA na crista uma das vantagens da metodologia, pois entende-se que esse é o pior cenário, pois conta com a maior aceleração sísmica que uma barragem ou grande aterro podem obter. Esta metodologia, concebida em 5 etapas distintas, gera uma curva de amplificação desses valores, além de considerar, de maneira muito clara e direta a superfície de ruptura e aspectos da geometria da estrutura, como a presença de bermas de equilíbrio e sua altura total, conforme apresentado na Figura 1.

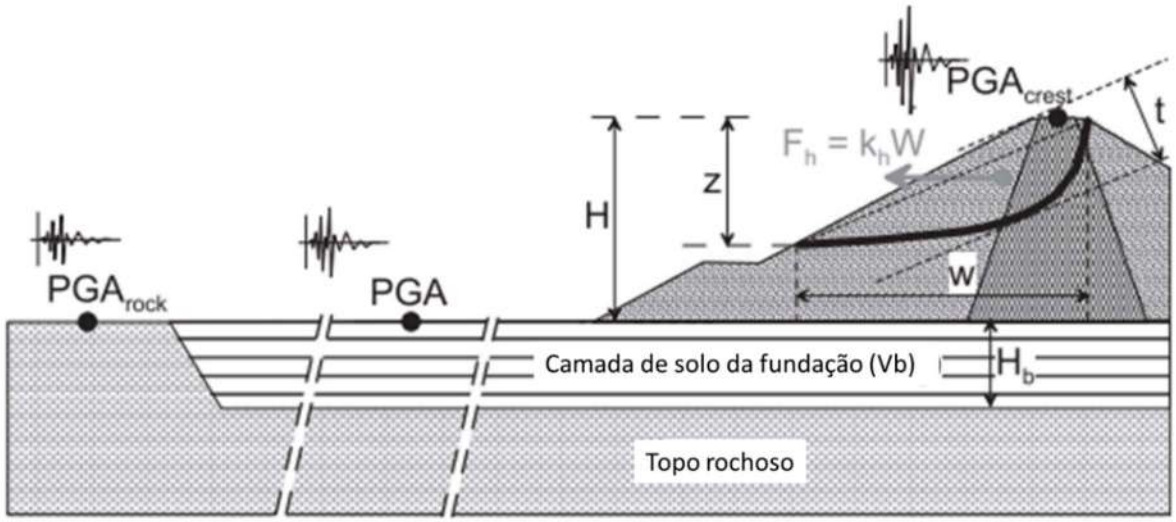


Figura 1. Esquema de parâmetros geométricos e acelerações considerados. Fonte: adaptado de Papadimitriou *et. al*. (2014).

3.1 Estimativa do Pico de Aceleração Sísmica no Solo (PGA) e do Período Fundamental da Ação Sísmica:

Este passo inicial tem por objetivo determinar a PGA, derivada da Aceleração de Pico Sísmico na rocha (PGA_{rock}), obtida por meio da Análise Probabilística de Ameaça Sísmica (PSHA). Adicionalmente, o PGA na fundação é influenciado pelo período fundamental da ação sísmica (T_e). Caso o PGA na camada de solo da fundação seja considerado no PSHA, o primeiro passo da metodologia pode ser iniciado a partir do item 3.2.

3.2 Estimativa do Período Fundamental Não Linear de Vibração da Barragem:

Nesta fase, busca-se dimensionar o período fundamental (T_e), o qual pode ser estimado através de correlações utilizando o Pico de Velocidade Máxima do Solo (PGV), considerando a frequência da excitação, conforme proposto por Fajfar *et al*. (1992). Para a análise do período fundamental não linear de vibração da camada de solo da fundação (T_0), são consideradas as condições da fundação da estrutura através da velocidade da onda cisalhante das camadas de solo da fundação (V_b). No caso de estruturas com camadas de solo sobre o topo rochoso, a metodologia considera a amplificação da PGA_{rock} devido à menor rigidez desse material em relação à rocha. Nos casos em que a estrutura está apoiada diretamente sobre o topo rochoso, o valor da PGA é considerado igual à PGA_{rock}.

3.3 Estimativa da Aceleração de Pico na Crista da Barragem (PGA_{crest}):

Esta etapa envolve o dimensionamento para determinação da PGA_{crest}, por meio de uma análise de atenuação e amplificação em relação ao valor de aceleração na base da estrutura e o período de vibração da estrutura determinado na etapa anterior da metodologia.

3.4 Estimativa do Coeficiente de Aceleração Sísmica Horizontal (k_{hmax}) com Base no PGA_{crest}:

Neste passo, calcula-se o coeficiente de aceleração sísmica horizontal máximo, observado na base da cunha de ruptura avaliada, com base em coeficientes que consideram as características geométricas da estrutura, superfície de ruptura e fundação e promovem uma atenuação do valor de PGA_{crest} até o ponto de apoio da massa deslocada pelo evento sísmico.

3.5 Estimativa do Coeficiente de Aceleração Sísmica Horizontal Efetivo (k_h) com Base no Deslocamento Tolerável:

Papadimitriou *et al*. (2014) enfatizam que a utilização de análises pseudoestáticas empregando o fator k_{hmax} seria excessivamente conservadora. Portanto, no último passo, sugere-se a adoção de um valor efetivo (k_{he}), como um percentual do valor máximo. O fator de escorregamento q (≥1) é correlacionado com os deslocamentos admissíveis (D_{all}) da estrutura em análise conforme demonstrado na Equação 1.

$$q = \frac{k_{hmax}}{k_{he}} = \left\{ \begin{array}{l} \dfrac{-8}{ln\left(\dfrac{D_{all}}{\left[90\dfrac{v_{hmax}{}^2}{k_{hma}\ g}\right]}\right)} (= q_{UB}), metodologia\ conservadora \\ \dfrac{-9{,}4}{ln\left(\dfrac{D_{all}}{\left[37\dfrac{v_{hmax}{}^2}{k_{hmax}g}\right]}\right)} (= q_{AVE}), metodologia\ racional \end{array} \right\} \geq 1 \quad (1)$$

Papadimitriou et al. (2014) recomendam a adoção de uma abordagem conservadora durante as etapas de projeto conceitual e básico, enquanto sugerem o uso de uma metodologia mais racional durante a etapa detalhada do projeto. No entanto, os autores do presente trabalho indicam a utilização da abordagem conservadora, especialmente quando a determinação do deslocamento tolerável não é derivada de uma análise de deslocamento permanente utilizando a metodologia desacoplada, metodologia essa que gera deslocamentos permanentes e não admissíveis. Além disso, os autores alertam que, segundo Papadimitriou et al. (2014), os deslocamentos toleráveis acima de 10 cm já seriam considerados elevados.

4 METODOLOGIA

O presente trabalho utilizou a metodologia de Papadimitriou et al (2014), detalhada no item anterior, para estimar o coeficiente de aceleração sísmica horizontal (k_h), utilizado nas análises pseudoestáticas. Assim, puderam ser avaliados os resultados de k_h, em 10 estruturas da mineração brasileira da região do Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais, com localizações próximas e características distintas, em função de deslocamento admissíveis (D_{all}) variados. As análises foram conduzidas em seções distintas da mesma estrutura, uma vez que a metodologia empregada varia de acordo com a geometria e superfície de ruptura, conforme discutido no item 3 do presente artigo, totalizando 17 análises. O PGA_{rock} utilizado foi de 0,175g com período de retorno de 10.000 anos para todas as estruturas.

A Tabela 2 apresenta as características variáveis de cada uma das estruturas analisadas como base para este estudo.

Tabela 2. Parâmetros utilizados nas análises pseudoestáticas para obtenção do k_h pela metodologia de Papadimitriou *et al* (2014).

Estrutura	Seção	V_b	H_b	H	k_y	V_c	t	w	z	h
B_a)	1	700	26,43	15,99	0,210	350	5,75	38,13	15,33	6,06
B_a)	2	670	21,41	15,23	0,220	400	7,04	43,63	16,48	16,28
B_b)	1	400	15,05	12,12	0,150	250	8,93	36,72	11,8	08,25
B_b)	2	440	15,77	11,84	0,170	250	2,26	13,16	6,86	06,69
B_c)	-	280	10,00	16,30	0,270	200	13,8	91,30	16,48	14,61
B_d)	1	500	21,00	14,50	0,190	300	10,85	60,25	13,64	11,95
B_d)	2	500	18,00	14,50	0,340	300	2,12	13,16	06,51	06,51
B_e)	-	275	41,10	25,80	0,500	180	7,40	52,1	11,00	10,30
B_f)	-	280	27,50	104,00	0,190	200	28,00	282	100,00	100,00
B_g)	-	370	13,10	97,02	0,220	300	17,85	215,75	85,48	97,02
B_h)	1	370	20,00	74,00	0,006	373	37,00	180	48,00	44,00

B_h)	2	370	30,00	78,80	0,006	373	37,00	180	48,00	44,00
B_i)	-	400	5,30	31,80	0,370	300	11,01	99,552	31,80	30,74
B_j)	1	370	3,93	14,65	0,230	200	5,54	33,9	14,65	14,65
B_j)	2	370	16,00	20,85	0,210	200	6,18	35,54	15,02	15,02
B_j)	3	370	15,12	21,81	0,210	200	5,80	35	14,98	14,98
B_j)	4	370	11,2	20,03	0,20	200	5,25	32,12	14,94	14,94

Nomenclaturas da Tabela 2. V_b – Velocidade cisalhante na camada de solo (m/s); H_b – Espessura da camada de solo (m); H – Altura da estrutura (m); k_y – Coeficiente sísmico de escoamento (g); V_c - Velocidade cisalhante na cunha de ruptura (m/s); t – Espessura da superfície de ruptura(m); w – Projeção horizontal da superfície de ruptura (m); z – Profundidade da superfície de ruptura (m); h – Altura da superfície de ruptura (m)

5 RESULTADOS

Na Figura 2 estão expostos os resultados de k_h variando em função do deslocamento admissível (D_{all}) para todas as estruturas analisadas conforme descrito pela Tabela 2. A partir dos resultados obtidos, é notável que o coeficiente sísmico, obtido através da utilização da metodologia proposta por Papadimtriou *et al*. (2014) é influenciado pela seleção do deslocamento permanente admissível, sendo que, quanto menor o deslocamento tolerado pela estrutura, maior seu k_h.

Os autores deste estudo reconhecem a importância de avaliar tal constante de forma individualizada, a fim de estabelecer uma abordagem analítica racional que leve em consideração as particularidades de cada estrutura.

Estes sugerem que a determinação do deslocamento permanente admissível pode ser abordada por meio de três enfoques principais:

- Estado Limite de Serviço (ELS) e Estado Limite de Último (ELU) - Operacionalidade: Avaliação de parâmetros como borda livre, elevação do emboque do extravasor, entre outros.
- Estado Limite de Serviço (ELS) e Estado Limite de Último (ELU) - Funcionalidade da Drenagem Interna: Avaliação do deslocamento necessário para que as faixas granulométricas de drenos e transições se tornem ineficientes ou insuficientes, não atendendo critérios de filtro, assim como carreamento e colmatação.
- Estado Limite de Último (ELU) - Comportamento Mecânico do Material: Análise do deslocamento (vertical ou horizontal, escolhendo o mais restritivo) necessário para instabilizar o maciço.

A definição da abordagem a ser empregada depende diretamente de fatores como a superfície de ruptura, o dimensionamento da drenagem interna (considerando os materiais e espessuras das camadas utilizadas nas transições), a linha freática e o tipo de material sob análise.

Os autores ressaltam a importância de utilizar metodologias que adotam um deslocamento tolerável predefinido com cautela. É desaconselhável aplicá-las sem uma avaliação específica da estrutura em questão para determinar se o deslocamento imposto realmente satisfaz as condições da estrutura, conforme sugerido por Hynes-Griffin e Franklin (1984).

Ressalta-se que, quando comparadas as metodologias do tipo racional e conservadora, observa-se que, no presente estudo, a razão entre elas variou de 1,5 a 2,1, confirmando o exposto por Papadimitriou *et al.* (2014), o qual determinou que as razões podem variar de 1,3 a 2,0.

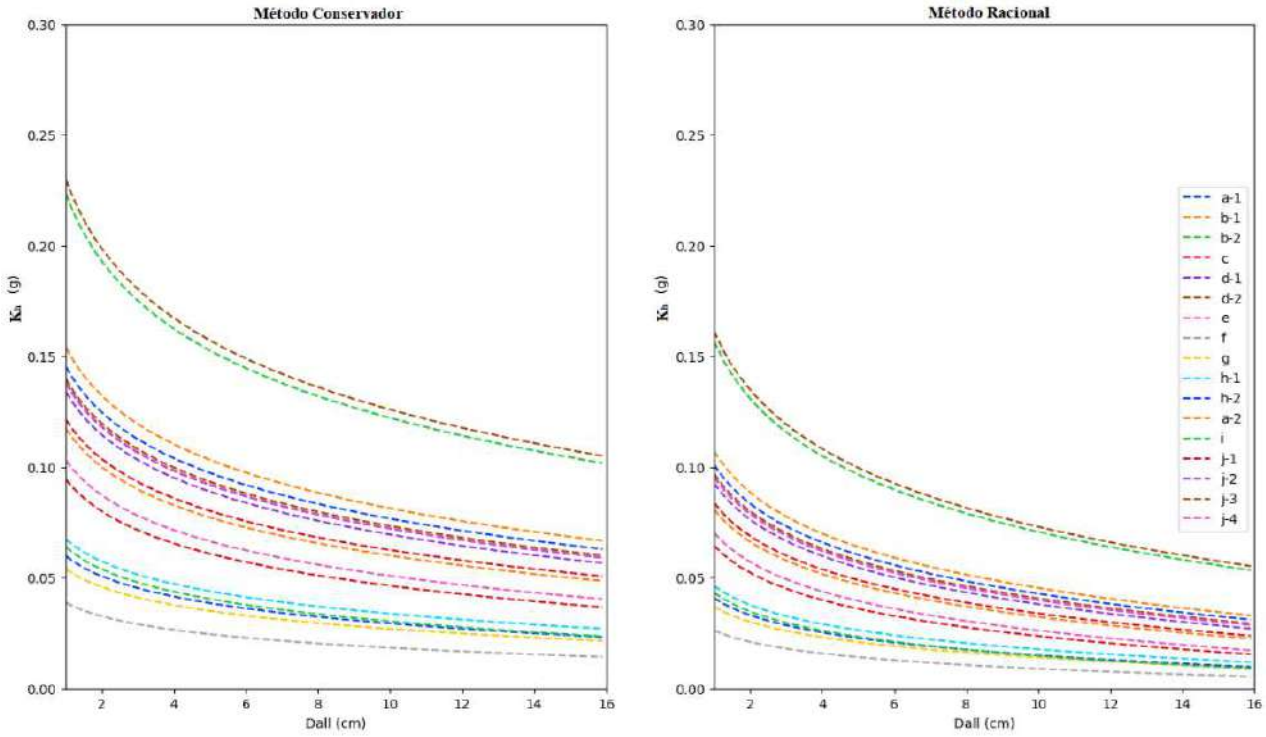


Figura 2. Estimativa do coeficiente de aceleração sísmica K_h pelos métodos racional e conservador propostos por Papadimitriou *et. al*. (2014).

6 CONCLUSÃO

Observa-se que a metodologia delineada por Papadimitriou *et al*. (2014) constitui uma abordagem adequada para a avaliação do coeficiente de aceleração sísmica, embasada em uma análise robusta de dados, considerando uma curva de amplificação dos valores de aceleração até a determinação do pico de aceleração sísmica na crista da estrutura (PGA_{crest}), contemplando ainda a variabilidade do deslocamento tolerável, a influência da superfície de ruptura e aspectos geométricos da estrutura, incluindo a presença de bermas de equilíbrio e sua altura total.

A partir dos resultados obtidos percebeu-se que a definição de um D_{all} para estruturas é fator determinante na obtenção do k_h para a metodologia utilizada, assim, os autores deste estudo destacam a importância de avaliar tal constante de forma individualizada, a fim de estabelecer uma abordagem analítica racional que leve em consideração as particularidades de cada estrutura.

Além disso, a proposta engloba duas abordagens distintas, uma racional e outra conservadora, onde se estabelece um fator de segurança variável entre 1,3 a 2,0, dependendo do deslocamento admissível, evidenciando que a metodologia se adapta à estimativa deste deslocamento. Enfatiza-se que Papadimitriou *et al*. (2014) sugerem a aplicação de uma abordagem conservadora apenas nas fases iniciais do projeto, porém, os autores deste trabalho ressaltam a preferência pela abordagem conservadora, especialmente na ausência de uma análise de deslocamento permanente empregando a abordagem desacoplada.

Adicionalmente, os autores alertam que, conforme destacado por Papadimitriou et al. (2014), deslocamentos toleráveis acima de 10 cm são considerados elevados. A utilização de valores superiores deve ser precedida por uma análise rigorosa das incertezas e das condições específicas do projeto.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a DF+ Engenharia Geotécnica e Recursos Hídricos pelo apoio dado no desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 13028. *Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos*

Bray, J. D., Rathje, E. M., Augello, A. J., and Merry, S. M. (1998). *Simplified seismic design procedure for geosynthetic-lined, solid-waste landfills*, Geosynthetics International, 5(1–2), 203–235.

Bray, J., and Travasarou, T. (2009). *Pseudostatic coefficient for use in simplified seismic slope stability evaluation*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(9), 1336–1340.

Bray, J. D., Macedo, J. (2019). "*Shear-induced seismic slope displacement estimates for shallow crustal earthquakes*". International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE).

Cruz, F. V. A. S., Faria, L. G., Matarazo, F. Y.,Reis, C. J., Sousa Filho, M. J. (2022). *Estimativa de Pico de Aceleração Sísmica para Barragens Brasileiras, com extrapolação conforme Eurocode 8*. COBRAE - VIII CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS.

Cruz, F. V. A. S., Sant'Ana, G. O., Secco, M. P. (2024). *A Importância da Avaliação Sísmica no Brasil*. Publicação no Linkedin

Cruz, F. V. A. S., Sant'Ana, G. O., Secco, M. P., Queiroga, V. R. F. (2024). *About Seismic Acceleration Coefficient for Pseudo-Static Analyses*. TAILINGS – 10th International Conference on Tailings Management.

Duncan, SG Wright, TL Brandon – 2014. *Soil Strength and Slope Stability*, 2rd ed., Wiley, Hoboken, New Jersey, USA.

Fajfar P, Vidic T, Fischinger M. – 1992. *On energy demand and supply in SDOF systems*, Fajfar P, Krawinkler H, editors. Nonlinear seismic analysis of RC buildings. Amsterdam: Elsevier.

Hynes-Griffin M. E., Franklin A. G. (1984), "*Rationalizing the seismic coeficiente method*", Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, (1984), PO Box 631, Vicksburg, Mississippi 391.

Kavazanjian, E., Jr., Matasovic, N., Hadj-Hamou, T., and Sabatini, P. J. (1997). *Geotechnical Engineering Circular #3, Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways, Vol. 1*, Design Principles, Publication No. FHWA-SA-97-076, Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transportation, Washington, DC.

Papadimitriou, Achilleas & Bouckovalas, George & Andrianopoulos, Konstantinos (2014), "*Methodology for estimating seismic coefficients for performance-based design of earthdams and tall embankments*", Soil Dynamics and Earthquake Engineering.

Seed, H. B. (1979). *Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams*, Nineteenth Rankine Lecture, Géotechnique, 29(3), Sept., 215–263.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/3

Abordagem Estatística para a Validação de Critérios de Aceitação de Camadas Compactadas em Pilhas e Barragens de Rejeito

Bianca Mendes de Lacerda
Engenheira Civil, Simplelab Tecnologia, Belo Horizonte, Brasil, bianca.lacerda@simplelabtech.com.br

Luiza do Bonfim Arce
Estatística, DME/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, luiza@dme.ufrj.br

Tadeu Henrique Oliveira de Castro
Engenheiro Civil, Chammas Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, tadeu@chammas.com.br

RESUMO: A pesquisa por inovações nas técnicas de construção de pilhas e barragens de rejeito vem crescendo na geotecnia, buscando a realização de uma prática mais segura, evitando possíveis novos acidentes e rompimentos futuros. A aplicação prática da estatística na construção dessas estruturas vem ganhando destaque nos últimos anos, mas ainda é um estudo de abordagem restrita. Dentre as metodologias de acompanhamento que são realizadas ao longo da obra, o controle tecnológico é destacado, sendo o processo que garante que as especificações técnicas de projeto sejam cumpridas. Atualmente, todo o processo do controle tecnológico é realizado de forma determinística, onde os parâmetros geotécnicos de controle devem estar dentro de um intervalo de valores especificados para que o ensaio realizado seja aprovado. Neste artigo, será apresentada uma abordagem estatística da aceitação dos critérios de especificação técnica para ensaios geotécnicos, levando em consideração a dispersão dos resultados obtidos para uma determinada região na estrutura, a fim de analisar o efeito destes resultados no processo do controle tecnológico. Foi realizado um estudo de caso utilizando o Geolabor, sistema de gerenciamento de dados geotécnicos, que apresenta uma solução completa de digitalização dos dados do controle tecnológico, comparando diferentes modelos estatísticos e de aprendizado de máquina, mostrando a importância das metodologias implementadas ao comparar a aderência às especificações ao se trabalhar com os parâmetros geotécnicos como variáveis aleatórias ou valores reais.

PALAVRAS-CHAVE: Geotecnia Estatística, Mineração, Pilhas e Barragens, Critérios de Aceitação, Inovação na Geotecnia

ABSTRACT: The search for innovations in the construction techniques of piles and tailings dams has been growing in geotechnics, aiming for a safer practice, avoiding potential new accidents and future breaches. The practical application of statistics in the construction of these structures has been gaining prominence in recent years, but it is still a study of restricted approach. Among the monitoring methodologies carried out throughout the work, technological control stands out, being the process that ensures that the technical specifications of the project are met. Currently, the entire process of technological control is carried out deterministically, where the geotechnical control parameters must be within a range of specified values for the test to be approved. In this article, a statistical approach to the acceptance of technical specification criteria for geotechnical tests will be presented, taking into account the dispersion of the results obtained for a specific region in the structure, in order to analyze the effect of these results on the technological control process. A case study was conducted using Geolabor, a geotechnical data management system, which provides a complete solution for digitizing technological control data, comparing different statistical and machine learning models, demonstrating the importance of the implemented methodologies when comparing adherence to specifications when working with geotechnical parameters as random variables or real values.

KEYWORDS: Statistical Geotechnics, Mining, Piles and Dams, Acceptance Criteria, Geotechnical Innovation

1 INTRODUÇÃO

O estudo da Estatística é amplamente discutido e aplicado em diversas áreas de atuação, tanto academicamente, quanto na prática. Na geotecnia, historicamente, o comportamento dos materiais é tratado de forma determinística, o que pode levar a erros significativos, devido às incertezas existentes provenientes da medição dos parâmetros geotécnicos, na realização dos ensaios e na distribuição natural dos solos (Souza, 2020). A aplicação de análises estatísticas na geotecnica da mineração está ganhando espaço e destaque nos últimos anos, mas ainda apresenta uma abordagem restrita (Flores, 2008).

O principal objetivo deste trabalho é realizar um estudo de caso com dados reais, extraídos do Geolabor, a fim de construir e comparar metodologias estatísticas e de machine learning para descrever o comportamento do índice de vazios no controle tecnológico de uma pilha de rejeitos. O Geolabor é um sistema de gerenciamento geotécnico, que possui um produto completamente voltado para o controle tecnológico (de Lacerda e Chammas, 2023). É destacado por Phoon (2020) que uma das principais dificuldades da realização prática de análises estatísticas na geotecnia é a falta de informações estruturadas.

Com a utilização do Geolabor, a problemática com a falta de dados é solucionada. Será possível analisar as relações entre diferentes parâmetros geotécnicos, utilizando de uma base rica e estruturada de dados reais, para a realização de diferentes modelos estatísticos e análises críticas. Com os modelos aplicados, será possível realizar previsões, levando em consideração o efeito das possíveis incertezas que existem na medição dos parâmetros geotécnicos que ditam, em conjunto, o comportamento do material compactado.

Para o estudo de caso que será apresentado, foi selecionada uma obra onde o critério para a liberação das camadas ao longo da construção exige que o índice de vazios seja menor do que 0.60. Com as análises que serão realizadas, espera-se ser possível comparar a aderência real à especificação técnica, com a aderência calculada a partir dos valores que levam em consideração, estatisticamente, as incertezas associadas. Espera-se, também, desenvolver um melhor entendimento sobre o efeito e influência que os diferentes parâmetros geotécnicos analisados possuem entre si, separada e conjuntamente.

2 METODOLOGIA

Para entender melhor o comportamento do índice de vazios a partir de diferentes parâmetros geotécnicos obtidos no controle tecnológico de uma pilha de rejeitos, foram utilizadas duas técnicas: regressão linear múltipla e Random Forest. Para as análises estatísticas que serão realizadas neste artigo, o índice de vazios será considerado a variável resposta, e os demais parâmetros geotécnicos analisados, as variáveis explicativas.

2.1 Regressão Linear Múltipla

Seja y o vetor dos n valores de índice de vazios calculados, X a matriz de desenho, onde a primeira coluna contém apenas o valor 1 e as colunas restantes representam os p-1 parâmetros geotécnicos considerados, e β o vetor de coeficientes da regressão, ou seja, os parâmetros desconhecidos que medem o efeito que cada variável tem no índice de vazios. Dessa forma, a variavel resposta pode ser escrita como uma combinação linear dos parâmetros geotécnicos, somada a uma quantidade aleatória que não se pode controlar, chamada de erro aleatório (ε). Por hipótese, os n erros aleatórios possuem distribuição normal com média 0 e variância σ^2 e são independentes entre si. Nesse contexto, supõe-se que a relação entre os parâmetros geotécnicos e o índice de vazios pode ser descrita a partir das Equações 1 a 5 a seguir.

$$y = (y_1, \dots, y_n)^T \quad (1)$$

$$\beta = \left(\beta_0, \dots, \beta_{p-1}\right)^T \quad (2)$$

$$y = X\beta^T + \epsilon \quad (3)$$

$$\epsilon = (\epsilon_1, \dots., \epsilon_n)^T \quad (4)$$

$$\epsilon \sim N_n(0_n, \sigma^2 I_n) \quad (5)$$

Onde N_n indica que os n erros aleatórios possuem distribuição normal n-variada, 0_n é a matriz de zeros e I_n é a matriz identidade, ambas de tamanho n x n.

Para este modelo, são realizadas algumas suposições, podendo estas apresentarem consequências para a análise dos dados: a relação entre o índice de vazios e os parâmetros geotécnicos selecionados é linear; os erros têm distribuição normal, portanto, os índices de vazios também possuem distribuição normal; os erros são independentes, portanto, os índices de vazios são independentes entre si; os erros têm variância constante σ^2, então os índices de vazios têm variância constante σ^2.

Dessa forma, para que o modelo utilizado seja considerado válido, é necessário verificar se os dados e o ajuste cumprem com os requisitos citados acima. Esta verificação pode ser realizada através de técnicas estatísticas, como testes de hipótese, e análises gráficas. Para a verificação da linearidade dos dados, analisou-se a significância da regressão através do teste de hipótese F, a partir do comando Summary do R; para a normalidade da distribuição dos erros, utilizou-se o teste de Shapiro Wilk (Royston, 1982); para a independência, foi realizada a análise gráfica dos resíduos, definidos como a diferença entre o valor observado e o ajustado pelo modelo; e para verificar se a variância dos erros é constante, optou-se pelo teste de Brown-Forsythe (Derrick, 2018).

3.2 Random Forest

O conceito geral de Random Forest foi apresentado por Breiman (2001). Este é um método ensemble, que combina múltiplos modelos de aprendizado de máquinas para obter métodos mais robustos e resultados de maior qualidade. Em especial, este tipo de modelo utiliza árvores de decisão, um tipo de modelo de aprendizado que particiona os dados de acordo com os padrões observados, de forma a obter grupos e subgrupos dispostos em uma estrutura hierárquica, em que haja homogeneidade dentro dos grupos e heterogeneidade entre eles.

O problema do uso dessas árvores é a grande variância das estimativas, além do alto risco de overfitting, ou seja, de que o modelo aprenda demais sobre um determinado conjunto de dados e não consiga generalizar as informações para observações que não estão ali. Diante desta situação, foi desenvolvido o Random Forest, metodologia que utiliza um conjunto de árvores de decisão para minimizar os riscos de haver um overfitting através da utilização da média do ajuste de cada árvore da floresta (Hastie et al, 2009).

Um ponto positivo do Random Forest é que não existem pressuposições a serem feitas a partir dos dados, vantagem que o torna popular e amplamente difundido na área. Por outro lado, embora o modelo traga uma fácil aderência a qualquer tipo de dado, ainda existem limitações: devido à natureza da floresta, não é possível estabelecer uma relação direta entre as variáveis explicativas e a variável resposta, como no caso do modelo de regressão múltipla. Além disso, não há uma interpretação direta para os resultados, como há no modelo de regressão, em que β_i representa o efeito do *i*-ésimo parâmetro geotécnico no índice de vazios. Ainda assim, o Random Forest pode ser uma boa alternativa para previsões.

3 ESTUDO DE CASO

3.1 Análise exploratória

A base de dados reais utilizada para a construção do estudo de caso que será apresentado neste artigo é composta pelos parâmetros geotécnicos apresentados na Tabela 1, sendo exibidos os resultados provenientes dos ensaios realizados nas primeiras 5 amostras, das 1030 analisadas. Todas as amostras foram coletadas em uma mesma obra e para o mesmo tipo de material. Não existem dados faltantes na base de dados para a realização das análises. Os parâmetros geotécnicos utilizados e suas respectivas nomenclaturas e unidades são: Índice de Vazios (e), Grau de Compactação (GC – %), Massa Específica Seca Máxima ($\gamma_{D,\,máx}$ – g/cm³), Umidade (w – %), Umidade Ótima (wot – %), Desvio de Umidade (dw – %), Massa Específica dos Grãos (γ_S – g/cm³), e Massa Específica Aparente In Situ (γ_D – g/cm³).

Tabela 1 - Apresentação dos parâmetros geotécnicos utilizados no estudo de caso.

e	GC	$\gamma_{D,\ máx.}$	w	wot	dw	γ_S	γ_D
0.48	100.80%	2.07	10.30%	11.10%	-0.80%	3.08	2.09
0.6	98.90%	1.852	10.00%	13.40%	-3.40%	2.93	1.83
0.51	100.40%	2.017	11.40%	11.40%	0.00%	3.06	2.03
0.5	100.50%	2.021	10.90%	11.30%	-0.40%	3.05	2.03
0.58	99.00%	1.876	11.60%	13.50%	-1.90%	2.94	1.86

O histograma da variável resposta está apresentado na Figura 1 a seguir. A fim de avaliar a distribuição deste parâmetro, em vermelho está representada a curva de densidade do índice de vazios e, em azul, a curva de densidade da distribuição normal calculada a partir da média e desvio padrão dos dados.

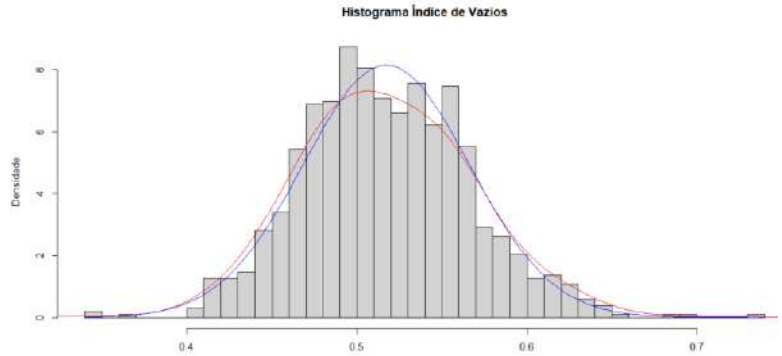


Figura 1 – Histograma da variável resposta, índice de vazios, junto às curvas de densidade da distribuição normal (azul) e dos dados (vermelha).

É possível observar, a partir da Figura 1, que o índice de vazios não segue perfeitamente uma distribuição conhecida, estando próximo da normal, porém com uma variação em torno da média. Verifica-se, também, que existem dois pequenos picos nas caudas dos dados, que não são identificados na distribuição normal. Essas particularidades dos dados podem afetar os resultados das análises que serão realizadas.

Para entender a relação entre os parâmetros geotécnicos analisados, será apresentada a matriz de correlações na Tabela 2 a seguir. Quanto mais próximo de 1 ou -1, maior é a correlação existente entre as variáveis, analisadas separadamente.

Tabela 2 – Matriz de correlação entre os parâmetros geotécnicos analisados.

	e	GC	γ_D	w	γ_S	dw	wot	$\gamma_{D,\ máx.}$
e	1.00	-0.46	-0.64	0.30	0.33	**0.07**	0.34	-0.39
GC	-0.46	1.00	0.38	-0.22	-0.05	-0.32	**0.16**	-0.21
γ_D	-0.64	0.38	1.00	-0.09	0.51	0.21	-0.45	0.82
w	0.30	-0.22	-0.09	1.00	0.22	0.78	0.28	0.04
γ_S	0.33	-0.05	0.51	0.22	1.00	0.33	-0.17	0.57
dw	0.07	-0.32	0.21	0.78	0.33	1.00	-0.38	0.41
wot	0.34	0.16	-0.45	0.28	-0.17	-0.38	1.00	-0.58
$\gamma_{D,\ máx}$	-0.39	-0.21	0.82	**0.04**	0.57	0.41	-0.58	1.00

A partir dos resultados apresentados na Tabela 2, é possível observar que, no geral, as correlações dois a dois entre os parâmetros geotécnicos avaliados não são muito altas, estando, em módulo, em torno de 0.4 para a maioria das variáveis. É interessante observar, como destacado na Tabela 2, que as correlações entre o desvio de umidade e o índice de vazios; a umidade e a massa específica seca máxima; e a umidade ótima e o grau de compactação são muito baixas ou quase nulas. Este é um comportamento que vem sendo observado em campo, quando se trata de rejeitos, diferente do que acontece com solos naturais. As curva de compactação dos rejeitos são praticamente paralelas, e a variação do índice de vazios aparenta ser mais dependente da energia de compactação do que dos parâmetros físicos de compactação.

Dos parâmetros geotécnicos que irão compor a matriz de covariáveis explicativas, são conhecidas duas relações diretas entre os dados, apresentadas nas Equações 6 e 7.

$$dw = w - wot \quad (6)$$

$$GC = \frac{\gamma_D}{\gamma_{D,máx}} \times 100 \quad (7)$$

Para a construção correta dos modelos estatísticos, as variáveis explicativas precisam, por hipótese, ser independentes. Desta forma, serão retirados das análises os parâmetros geotécnicos Desvio de Umidade e Massa Específica Aparente Seca In Situ. A fim de verificar que, de fato, não existem problemas de multicolinearidade entre as variáveis restantes, será calculado o VIF, Fator de Inflação de Variância (Fox e Monette, 1992), que indica multicolinearidade para valores acima de 10, calculado a partir da diagonal da inversa da matriz de correlações entre as covariáveis explicativas. Os resultados do VIF calculado estão apresenados na Tabela 3 a seguir.

Tabela 3 – Fator de Inflação para as variáveis explicativas que serão utilizadas no estudo de caso.

GC	w	γ_S	wot	$\gamma_{D,\ máx.}$
1.14	1.29	1.65	1.80	2.35

Como é observado na Tabela 3, todos os valores obtidos para o VIF são menores do que 10, indicando que não existem mais problemas com multicolinearidade nos dados. Sendo assim, estes serão os parâmetros geotécnicos que irão compor a matriz de covariáveis para a realização do estudo de caso. As estatísticas de resumo para os dados que serão utilizados neste trabalho estão apresentadas na Tabela 4.

Tabela 4 – Estatísticas de resumo para os parâmetros geotécnicos que serão analisados neste trabalho.

Variável	Média	Desvio Padrão	Mínimo	1° Quartil	2° Quartil	3° Quartil	Máximo
e	0.517	0.049	0.34	0.484	0.514	0.551	0.732
GC	100.24%	2.04%	88.70%	99.10%	100.40%	101.50%	108.40%
w	11.10%	1.33%	4.83%	10.29%	11.14%	11.93%	16.39%
γ_S	3.056	0.089	2.803	2.987	3.054	3.113	3.381
wot	11.54%	0.90%	8.10%	10.90%	11.50%	12.10%	14.30%
$\gamma_{D,\ máx}$	2.011	0.067	1.81	1.97	2.021	2.061	2.176

Por fim, para a modelagem, a base foi dividida em 80% de treino e 20% de teste. A seguir, tem-se os resultados para as técnicas utilizadas.

3.2 Resultados

A fim de visualizar a relação que os parâmetros geotécnicos possuem em conjunto, foi calculado um esquema de árvore de decisão aleatória (Breiman, et al, 1984), que está apresentado na Figura 2.

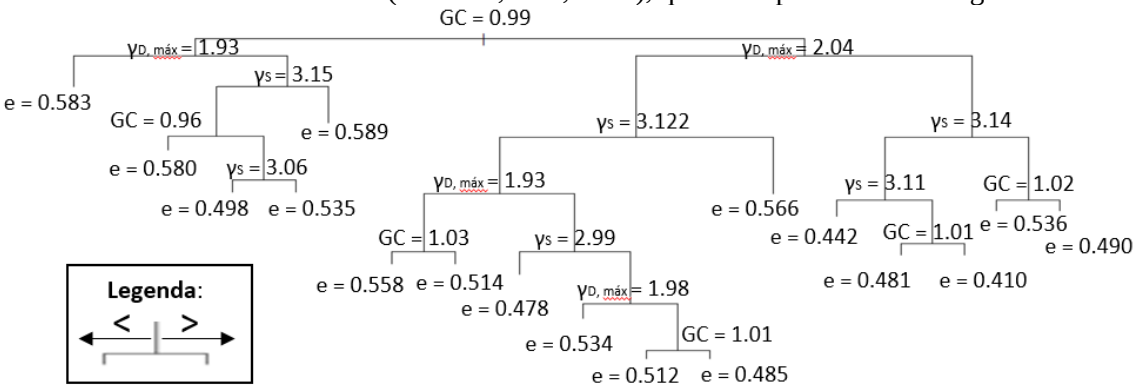


Figura 2 – Relação de árvore aleatória, da variação do índice de vazios com os intervalos das explicativas.

A partir da Figura 2, é possível observar que, para intervalos de dados muito próximos, existe uma diferença considerável do índice de vazios obtido, dependendo dos outros parâmetros geotécnicos, o que destaca a complexidade das relações entre os dados, quando analisados em conjunto. Dentre as cinco variáveis explicativas, a maior influência para a variação dos valores do índice de vazios parece ser devido ao grau de compactação, massa específica dos grãos e massa específica seca máxima, uma vez que a umidade ótima e a umidade do aterro não aparecem na árvore gerada. Esta conclusão corrobora com o que foi analisado

Com o objetivo de comparar diferentes modelos com os dados disponíveis, além de utilizar de duas diferentes metodologias, regressões lineares múltiplas e Random Forest, foi trabalhado com diferentes combinações de parâmetros geotécnicos compondo a matriz de variáveis explicativas e transformações na variável explicativa. A Tabela 5 apresenta o resumo dos resultados obtidos em todas as análises realizadas.

Tabela 5 – Resumo dos resultados obtidos nos diferentes modelos estatísticos construídos.

Análise	Modelo	R^2	RMSE	Shapiro-Wilk p-valor	Resíduos Indep.
1	$e \sim GC + w + \gamma_S + wot + \gamma_{D,\,máx}$	0.998	0.002	2.20E-16	Sim
2	$e \sim GC + w + wot + \gamma_{D,\,máx}$	0.513	0.034	3.43E-07	Não
3	$e \sim GC + \gamma_D$, máx $+ \gamma_S$	0.998	0.002	2.20E-16	Sim
4	$\ln(e) \sim GC + w + wot + \gamma_{D,\,máx}$	0.475	0.065	3.58E-04	Não
5	$\ln(e) \sim GC + \gamma_{D,\,máx} + \gamma_S$	0.997	0.005	2.20E-16	Sim
6	$\exp(e) \sim GC + w + wot + \gamma_{D,\,máx}$	0.472	0.056	9.30E-09	Não
7	$\exp(e) \sim GC + \gamma_{D,\,máx} + \gamma_S$	0.995	0.006	2.20E-16	Sim
8	**$\ln(e) \sim GC + w + wot + \gamma_{D,\,máx} - 1$**	**0.989**	**0.072**	**0.004**	**Sim**
9	$\ln(e) \sim GC + \gamma_{D,\,máx} + \gamma_S - 1$	0.997	0.035	3.35E-08	Não
10	$\ln(e) \sim GC + \gamma_S + wot + \gamma_{D,\,máx}$	0.998	0.030	0.0010	Não
11	**RF: $e \sim GC + w + \gamma_S + wot + \gamma_{D,\,máx}$**	**0.925**	**0.014**	-	-
12	RF: $e \sim GC + w + wot + \gamma_{D,\,máx}$	0.412	0.036	-	-
13	RF: $\ln(e) \sim GC + w + \gamma_S + wot + \gamma_{D,\,máx}$	0.920	0.015	-	-
14	RF: $\ln(e) \sim GC + w + wot + \gamma_{D,\,máx}$	0.409	0.036	-	-

Na Tabela 5, a presença do "-1" na descrição do modelo indica que o intercepto não foi considerado para a regressão. Como mencionado anteriormente, a distribuição dos dados do índice de vazios não segue uma distribuição perfeitamente normal e, por este motivo, nenhuma das regressões lineares múltiplas realizadas (análises 1 – 10) apresentou resíduos com distribuição normal (shapiro-wilk p-valor > 0.05). Sendo assim, com um R^2 alto, Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE) baixo, resíduos independentes e mais próximos da normalidade do que nas outras análises, o melhor modelo para este tipo de metodologia foi o de número 8, como destacado na Tabela 5. A partir dos resultados apresentados, é possível observar que a aplicação da transformação logaritmica da variável resposta e a retirada do intercepto levaram a uma melhora do modelo.

Utilizando o Random Forest (análises 11 – 14), por sua vez, não houve uma diferença significativa ao considerar a variável resposta com ou sem o logaritmo aplicado, como é esperado, uma vez que, nesta metodologia, não é realizada uma regressão linear, e o aprendizado de máquina vai funcionar da mesma forma para as duas situações. Observa-se que não foi possível construir um modelo eficiente sem utilizar a massa específica dos grãos como parte das variáveis explicativas, como aconteceu no modelo 8. Dessa forma, o melhor modelo para o Random Forest foi aquele que apresentou o maior R^2 e menor RMSE, sendo este o modelo 11, destacado na Tabela 5. Apesar das análises anteriores sugerirem uma baixa influência da umidade e da umidade ótima, nas duas metodologias analisadas, os melhores modelos contam com o efeito destes parâmetros geotécnicos para explicar o índice de vazios de forma mais eficiente.

Apesar de terem alcançado ajustes bons, com R^2 consideravelmente altos, os melhores modelos destacados não apresentaram uma boa capacidade para ajustar valores da variável resposta nas caudas da distribuição. A quantidade de amostras analisadas que apresentam índice de vazios maior do que 0.60 é de apenas 52 em 1030 observados. Dessa forma, os modelos podem estar interpretando esses pontos como outliers, além de não possuírem informações sufientes para representar o comportamento da relação e efeito

das variáveis explicativas na variável resposta para estes valores. As análises realizadas até este momento destacam a influência dos diferentes parâmetros geotécnicos do controle tecnológico no resultado do índice de vazios, principalmente do grau de compactação e da massa específica seca máxima (além da massa específica dos grãos, que apresenta relação direta e conhecida com o índice de vazios).

Além da maior compreensão do comportamento e relação conjunta dos parâmetros geotécnicos em rejeitos, o outro objetivo deste estudo de caso seria comparar a alteração da aderência à especificação técnica, uma vez que se levasse em consideração uma variação nos dados que explicam o índice de vazios. Como não foi possível, para este conjunto de dados, modelar os valores acima do especificado, este objetivo não foi concluído. Observando os valores muito baixos dos desvios padrões apresentados na Tabela 2, é possível afirmar que os resíduos analisados neste estudo de caso compõem um material homogêneo. Será realizada, então, uma análise simplificada a partir do desvio padrão, a fim de ressaltar a importância desse tipo de análise e incentivar futuros trabalhos mais aprofundados.

O índice de vazios é obtido a partir da relação entre a massa específica dos grãos e a massa específica seca aparente in situ, apresentada na Equação 8.

$$e = \frac{\gamma_S}{\gamma_D} - 1 \tag{8}$$

Dessa forma, serão realizados três cálculos: considerando o desvio padrão da massa específica dos grãos; da massa específica seca aparente in situ; e do índice de vazios. A partir das duas primeiras análises, será possível calcular a variação da aderência à especificação técnica, ao considerar que podem haver incertezas nas medições de γ_S e γ_D, respectivamente. Já na terceira análise, além de considerar as mesmas possíveis incertezas das anteriores, ainda é levado em consideração, indiretamente, as incertezas associadas à obtenção outros parâmetros geotécnicos que influenciam no índice de vazios, como o grau de compactação e a massa específica seca máxima.

Para a realização das análises, serão considerados, apenas, os casos mais críticos quanto ao efeito no resultado do índice de vazios, ou seja, o desvio padrão de sua respectiva variável será acrescido ao γ_S, decrescido de γ_D e acrescido no índice de vazios. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 6 a seguir.

Tabela 6 – Comparação das aderências à especificação técnica (e < 0.6) ao levar em consideração o desvio padrão das variáveis γ_S, γ_D e índice de vazios.

	γ_S	γ_D	e
Desvio Padrão	0.0796	0.0713	0.0522
Nova Aderência	91.61%	85.33%	88.22%
Aderência Original	95.00%	95.00%	95.00%
Diferença de Aderências	3.39%	9.67%	6.78%

4 CONCLUSÕES

Neste artigo, foi realizada uma análise estatística completa, com uma revisão teórica e aplicação do conhecimento, para o entendimento dos parâmetros geotécnicos em obra de pilha de rejeitos. Este tipo de estudo ainda é pouco difundido na geotecnia de mineração, principalmente quando se trata de rejeitos, sendo de extrema importância para compreender melhor o comportamento destes materiais e ajudar a garantir a qualidade das construções. Apesar dos modelos iniciais não terem sido suficientes para analisar com completude a influência das incertezas dos parâmetros geotécnicos na aderência à especificação técnica, a partir destas ficou clara a complexidade de suas correlações, destacando a importância da realização de novos modelos aplicados para este tipo de controle.

Nas análises com o cálculo do desvio padrão, foi possível verificar uma alteração considerável na aderência à especificação técnica ao somar/subtrair este valor às observações de cada variável, principalmente quando a incerteza está associada a massa específica seca aparente in situ, destacando a influência das possíveis incertezas de medição. Esta foi uma análise mais simplificada, para um material homogêneo, com o intuito de ressaltar a necessidade de um cuidado e da realização de análises críticas ao aprovar valores muito próximos ao especificado para a liberação das camadas. A partir destas análises, também é ressaltada a importância de incorporar os estudos estatísticos nas obras de pilhas e barragens de rejeitos.

Para futuros trabalhos, sugere-se que sejam realizadas análises com diferentes modelos para a mesma base de dados, considerando a possibilidade de associar a variável resposta a um modelo de mistura, a fim de rastrear as múltiplas modas que existem na distribuição; realizar regressões bayesianas, assumindo distribuições a priori para as variáveis explicativas; aplicar modelos não paramétricos para explicar o índice de vazios; e aplicar diferentes metodologias de machine learning para comparação de resultados e eficiência.

É sugerido, também, que sejam realizadas análises com uma nova base de dados, onde sejam conhecidos mais pontos que estejam acima da especificação técnica de projeto. Nesse caso, ainda será possível aplicar modelos lineares generalizados da família binomial para modelar a probabilidade do índice de vazios estar fora do limite da especificação técnica. Além dessas possibilidades, fica como sugestão de trabalhos práticos estudos que comparem os resultados estatísticos de amostras de rejeitos e de solos naturais com distribuição granulométrica similar, a fim de entender as particularidades do comportamento destes materiais.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao apoio da equipe da Simplelab Tecnologia, pelo incentivo e disponibilização dos dados para a realização do estudo de caso apresentado neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Breiman L., Friedman J. H., Olshen R. A., and Stone, C. J. (1984) Classification and Regression Trees. Wadsworth.

Breiman, L. (2001). "Random forests", *Mach. Learn.*, vol. 45, no. 1, pp. 5-32.

de Lacerda, B. M. and Chammas, S. C. (2023). A Importância da Gestão de Dados Geotécnicos em Obras de Pilhas e Barragens de Rejeitos. SNGB, Dams Week, Foz do Iguaçú. Available in: <https://cbdb-web>

Derrick, B; Ruck, A; Toher, D; White, P (2018). "Tests for equality of variances between two samples which contain both paired observations and independent observations". Journal of Applied Quantitative Methods. 13 (2): 36–47.

Flores, E. A. F. (2008). Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

Fox, J. and Monette, G. (1992) Generalized collinearity diagnostics. JASA, 87, 178–183.

Hastie, T., Tibshirani, R., Friedman, J. (2009). Random Forests. In: The Elements of Statistical Learning. Springer Series in Statistics. Springer, New York, NY. Doi: /10.1007/978-0-387-84858-7_15

Phoon, K. K. (2020). The story of statistics in geotechnical engineering. Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, 14(1), 3-25. Doi: /10.1080/17499518.2019.1700423

Royston, P. (1982). An extension of Shapiro and Wilk's WW test for normality to large samples. Applied Statistics, 31, 115–124. Doi: 10.2307/2347973.

Sousa, D. H. S. (2020). Obtenção de modelos probabilísticos para parâmetros geotécnicos: estudo de caso. Disponível em: https://repositorio.ufop.br/handle/123456789/12113

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/4

Adequação estrutural da barragem de geração da PCH Francisco Gros

Arthur Andreetta
Engenheiro de Segurança de Barragens, Statkraft, Florianópolis, Brasil, arthur.andreetta@statkraft.com

Beatriz Vieira
Estagiária de Segurança de Barragens, Statkraft, Florianópolis, Brasil, beatriz.vieira@statkraft.com

Laura Zappellini Sassi
Estagiária de Segurança de Barragens, Statkraft, Florianópolis, Brasil, laura.sassi@statkraft.com

Marcela Jeiss
Gerente de Civil & Dam Safety, Statkraft, Florianópolis, Brasil, marcela.jeiss@statkraft.com

RESUMO: A Pequena Central Hidrelétrica Francisco Gros, localizada no rio Itapemirim, município de Alegre, Espírito Santo, é composta por dois barramentos que operam a fio d'água: um de derivação e outro de geração. A barragem de geração, objeto deste trabalho, é constituída por um vertedouro de soleira livre assentado no leito do rio até a ombreira direita e por uma barragem de concreto na margem esquerda. Sua fundação é composta por gnaisses de composição granítica, sãos e resistentes com ocorrência de juntas de alívio sub-horizontais persistentes próxima a superfície do topo rochoso. A passagem de cheias excepcionais, em janeiro de 2020, provocou a movimentação e arrancamento de blocos de rocha na bacia de dissipação, alterando a condição geométrica da fundação. Ainda, a Revisão Periódica de Segurança identificou que a estrutura não atendia aos critérios de estabilidade e borda livre para a cheia decamilenar. Desse modo, foi implantada solução de engenharia para atender os seguintes objetivos: recuperação e proteção da bacia de dissipação, reforço estrutural para estabilização, monitoramento complementar e garantir borda livre mínima. As adequações executadas consistiram em: laje de concreto com *flip* junto ao pé do vertedouro, atirantamento da estrutura, cinco piezômetros elétricos e mureta de proteção da crista. A obra foi executada em 6 meses, com a usina em operação, durante o período seco. Assim, a barragem de geração atende aos critérios de projeto atuais, bem como apresenta comportamento monitorado e satisfatório durante a passagem de cheias.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade, Fundação, Monitoramento.

ABSTRACT: Francisco Gros Small Hydroelectric Power Station, located on the Itapemirim river, municipality of Alegre, Espírito Santo, is made up of two dams that operate at run-of-river: one diversion dam and other for generation. The generation dam, purpose of this work, consists of a free overflow spillway and a concrete dam on the left bank. Its foundation is composed of sound gneisses and granitic rock mass, with the occurrence of persistent sub-horizontal relief joints close to the surface of the foundation. The exceptional floods in January 2020, caused rock blocks movement in the dissipation basin, changing the geometric condition of the foundation. Furthermore, the Periodic Safety Review identified that the structure did not meet the stability and freeboard criteria for the 10,000-year flood. Therefore, an engineering solution was implemented to meet the following objectives: recovery and protection of the dissipation basin, structural reinforcement to meet minimum stability criteria, complementary monitoring, and minimum freeboard. The rehabilitation and improvement works carried out consisted of concrete slab with flip at the foot of the spillway, anchoring, five electrical piezometers and a wall to protect the dam crest. The civil works was carried out in 6 months during the dry season, with the plant in operation. As a result of the implemented structure, the generation dam meets current design criteria, as well presents monitored and satisfactory behavior during floods.

KEYWORDS: Stability, Foundation, Monitoring.

1 INTRODUÇÃO

A Pequena Central Hidrelétrica Francisco Gros, pertencente à Statkraft Energias Renováveis S.A. está localizada no município de Alegre, estado do Espírito Santo, na sub-bacia do rio Itapemirim pertencente à bacia hidrográfica do Atlântico Sudeste. A usina foi inaugurada em 2009 e possui 29,00 MW. Este aproveitamento hidrelétrico é composto por dois barramentos, sendo um de derivação e outro de geração.

O barramento de derivação, localizado no rio Braço Norte Esquerdo, desvia parte da água do rio para o reservatório do barramento de geração, no Rio Braço Norte Direito, por meio de um túnel de adução, escavado em maciço rochoso de gnaisse. A confluência destes dois rios forma o rio Itapemirim a montante da casa de força da PCH Francisco Gros. O arranjo geral do empreendimento é apresentado na Figura 1.

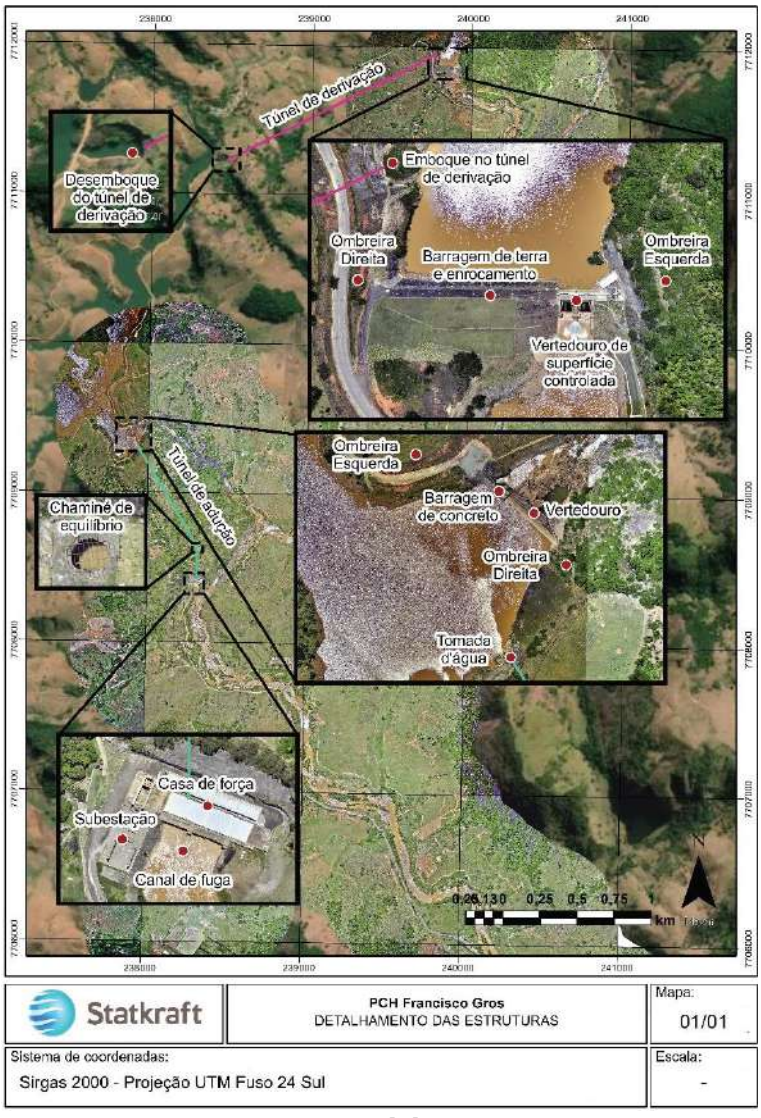


Figura 1. Arranjo geral do aproveitamento.

O arranjo geral do barramento de geração, foco deste trabalho, é constituído por uma barragem de concreto convencional, de 120,60m de comprimento, 6,00m de largura da crista no muro de fechamento esquerdo e 19,00m de altura máxima a partir da fundação no bloco da adufa, com a crista do muro de fechamento esquerdo na El. 200,00m, tendo toda sua fundação em maciço rochoso do tipo gnaisse.

O sistema extravasor da barragem de geração é composto por um vertedouro do tipo soleira livre no leito do rio de 55,00m de comprimento, com a soleira na El. 196,00m. Considerando-se a vazão decamilenar instantânea de 952 m³/s afluente ao vertedouro, tem-se o NA do reservatório na El. 199,89 m.

Em 2020, as estruturas da PCH Francisco Gros passaram por chuvas excepcionais ocasionadas pelo fenômeno da Zona de Convergência do Atlântico Sul - ZCAS (INMET, 2020), sendo registrado na barragem de geração a vazão de 576 m^3/s, correspondente a um período de retorno 100 anos. A passagem da cheia provocou a movimentação e arrancamento de blocos de rocha na bacia de dissipação bem como o depósito de blocos logo a jusante da estrutura.

Posteriormente, durante a Revisão Periódica de Segurança da Barragem, realizada em 2022, para a barragem de geração foi diagnosticado o não atendimento dos fatores de segurança para os casos de carregamento para a cheia decamilenar do vertedouro, e ainda que a barragem de concreto não atendia a borda livre mínima a partir da revisão dos estudos hidrológicos, conforme os Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (Eletrobrás, 2003).

Dessa forma, foi implantada solução de engenharia combinando-se o reforço estrutural para adequação da estrutura do vertedouro frente aos critérios de projetos atuais, proteção do maciço rochoso na bacia de dissipação e alteração do fluxo vertido de maneira a evitar-se a continuidade do processo erosivo junto ao pé do vertedouro. Além disso, a borda livre mínima frente aos critérios de projeto foram atendidas. Assim, a conceituação, definição e execução da solução implantada é o foco deste trabalho.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA

As investigações da fundação da PCH Francisco Gros na época do projeto básico contaram com a realização de 26 sondagens mistas e rotativas e seus ensaios associados (SPT e ensaios de perda d'água sob pressão) na área de implantação do empreendimento, além de sondagens complementares realizadas após a escavação da fundação na barragem de geração.

A fundação da barragem de geração é caracterizada por um maciço rochoso medianamente fraturado, composto por gnaisse são e resistente, formado por quartzo, feldspato e biotita, com foliação metamórfica (variação da inclinação) e ocorrência de juntas de alívio sub-horizontais, com ao menos duas famílias de fraturas persistentes próximas à superfície do topo rochoso. Predominam fraturas abertas, com paredes planas e oxidadas, algumas com preenchimento milimétrico de argila. A foliação metamórfica que forma as juntas de alívio, quando aberta, em conjunto com as demais fraturas subverticais, leva à formação de blocos de tamanho métrico a centimétrico, que podem ser vistos a jusante. Em função das características da fundação, em projeto básico foi adotada a hipótese da existência de uma junta subhorizontal a 1,0m de profundidade nas análises de estabilidade e os respectivos parâmetros geomecânicos de fundação (Tabela 1).

Tabela 1 – Parâmetros geomecânicos da fundação.

Parâmetro	Valor
Ângulo de atrito concreto/rocha (φ)	35°
Coesão concreto/fudação (c)	5,0 tf/m²

Como tratamentos de fundação, na época da construção, após a limpeza, foram executadas cortinas de injeção ao longo de todo o eixo do barramento e injeções complementares a montante e a jusante do eixo, de forma a preencher com calda de cimento as aberturas dos planos de descontinuidade do maciço rochoso. Complementarmente, foi executada uma cortina de drenos inclinados para alívio da subpressão na fundação da estrutura, instalados a partir dos degraus do vertedouro, mostrados na
Figura 15, com 4m de comprimento em rocha e espaçados a cada 3m, totalizando 14 drenos.

Os resultados dos tratamentos de fundação se mostraram eficientes. Quanto aos drenos, apenas 3 entraram em operação apresentando alívio de subpressão, localizados na esquerda hidráulica próximo ao bloco da adufa (D103) e na direita hidráulica (D112 e D113). O fato de os demais não entrarem em operação indica que, caso haja alguma junta no trecho rochoso perfurado, esta encontra-se selada. Portanto, considera-se que a hipótese de projeto básico de uma junta subhorizontal contínua pela fundação é conservadora.

A ombreira direita é composta por rocha gnáissica sã e aparente, que suporta a barragem vertente. A jusante do vertedouro, na base da ombreira, verifica-se uma falha com abertura centimétrica e alto ângulo de mergulo, inclinada de 60º-70º no sentido da ombreira, que isoladamente não constitui risco geológico-geotécnico ao barramento, mas interage com as descontinuidades horizontalizadas e ajuda a compartimentar o maciço rochoso. Na ombreira esquerda, o fechamento é feito sobre o maciço rochoso, seguido por uma camada de saprolito.

3 COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DA FUNDAÇÃO

A operação do vertedouro em períodos de cheia, favorece a desarticulação dos blocos rochosos devido aos impactos gerados na bacia de dissipação causados pela alta velocidade da água vertida. A passagem da cheia excepcional na região do barramento em janeiro de 2020, provocou a erosões e desplacamento de blocos de rocha na bacia de dissipação, com escorregamento da rocha alterada e do solo de cobertura da ombreira direita, transportados a jusante, em função dos quase 2,5m de vertimento sobre a soleira livre, alterando a condição geométrica da fundação. O escorregameto se deu ao longo dos planos de foliação metamórfica do gnaisse, orientados de maneira desfavorável em relação à inclinação da encosta.

As Figura 2 e Figura 3 mostram a condição pós-cheias da região logo a jusante da barragem de geração.

Figura 2. Aspecto da área a jusante com blocos removidos.

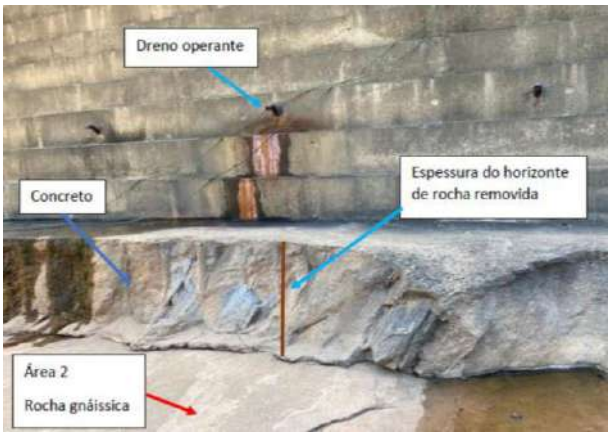


Figura 3. Detalhe para horizonte de espessura de rocha removida no pé da barragem.

Embora não tenham sido identificadas fraturas na rocha que gerassem perdas na base da fundação da barragem, conclui-se que o processo erosivo poderia ser agravado pela continuidade das cheias, e, portanto, foi implantada base de proteção, conforme detalhado no item 3 deste artigo.

Já o mapeamento geológico-geotécnico para liberação de fundação da base de proteção da fundação e reforço do vertedouro caracterizou a fundação em rocha sã a pouco alterada (A1/A2), coerente (C1), pouco fraturada (F1) com fraturas fechadas (F), sem preenchimento, forma ondulada, áspera e com duas famílias de fraturas sub-horizontal (SH) e sub-vertical (SV).

No limite entre a direita hidráulica e a ombreira, na interseção entre duas fraturas de direção de mergulho convergente, foi identificada a presença de seixos rochosos indicados na Figura 4, que foram retirados até atingir a rocha sã. A protuberância rochosa remanescente do pós-cheia, observada na Figura 5 no leito do rio, retrata a alta coerência do maciço, o qual foi preservado após tentativa de desmonte para limpeza de fundação. Foi identificada presença de água na porção da direita hidráulica e central, oriunda de microfissuras na estrutura do vertedouro. Na esquerda hidráulica não foram identificados pontos de infiltração nem grandes alterações, conforme Figura 6.

Figura 4. Presença de seixos rochosos.

Figura 5. Protuberância rochosa remanescente.

Figura 6. Esquerda hidráulica sem grandes alterações.

4 ATENDIMENTO AOS CRITÉRIOS ATUAIS

As estruturas da barragem de geração foram projetadas para uma TR 1.000 anos e verificadas para à cheia decamilenar, todavia, as adequações realizadas visaram atender a TR 10.000 anos, em atendimento as Diretrizes para estudos e projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas (Eletrobrás, 2000), que traz tal determinação para estruturas que possuam perigo de danos humanos a jusante.

Como a Zona de Autossalvamento (ZAS) da PCH Francisco Gros apresenta cerca de 1000 pessoas potencialmente impactadas no distrito de Rive, município de Alegre, Espírito Santo, o Dano Potencial Associado (DPA) da usina é considerado alto, conforme a Resolução Normativa n° 1.064 (ANEEL, 2023). Desse modo, as adequações garantem o risco admissível aceitável conforme os critérios atuais.

Ademais, as adequações estruturais permitiram que o fator de segurança ao deslizamento (FSD) para a cheia milenar somada aos esforços sísmicos fossem de 0,92 e 0,88 (considerando o plano de falha sub-horizontal na fundação), para 1,04 e 1,05, respectivamente. Assim como as tensões de fundação passaram a convergir não sendo identificado mais abertura de junta para as simulações da cheia milenar e decamilenar.

Assim, o dimensionamento dos elementos do projeto foram realizados com base nos critérios atuais para atendimento à cheia decamilenar e, ainda que conservadoras, adotadas as premissas do modelo geológico-geotécnico de projeto, descritos nos itens 2 e 3.

4.1 Projeto Executivo

O projeto executivo definido para proteção do maciço rochoso na bacia de dissipação, adequação estrutural do vertedouro para a cheia decamilenar e atendimento a borda livre mínima compreende as estruturas demonstradas na figura 7 e figura 8 e descritas na sequência.

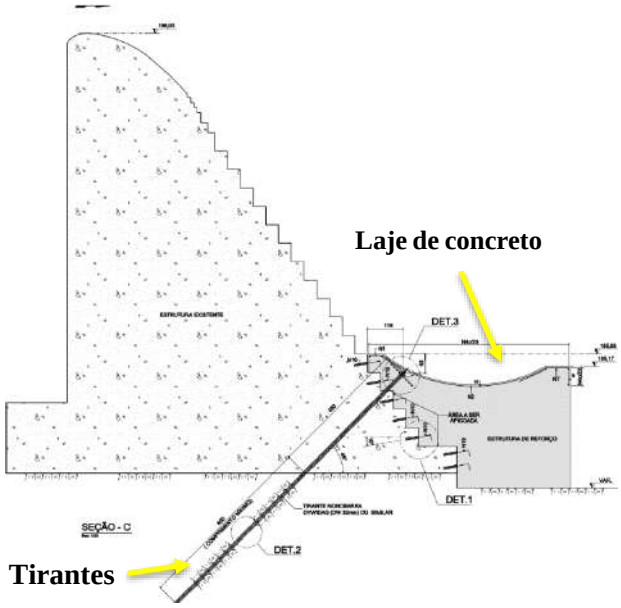


Figura 7. Reforço estrutural – Armadura.

Figura 8. Adequação das estruturas.

Laje de concreto de f_{ck} de 12 MPa junto ao pé do vertedouro em toda sua extensão de 3,24m de largura e altura variável conforme a fundação com uma média de 2,20m, com uma transição de 0,50m entre a estrutura existente (com sua área apicoada) e o concreto novo de f_{ck} de 25 MPa com barras de ligação N10 de 0,80m. A laje ainda é constituída por um flip hidráulico em sua superfície de concreto f_{ck} de 12 MPa.

Tirantes monobarra Dywidag (DW) de 32mm, que adentram na estrutura antiga em um ângulo de 45º, com no mínimo 6m de comprimento ancorados em rocha e aproximadamente 4,5m de trecho livre, espaçados a cada 2,70m, totalizando 16 tirantes.

Remoção blocos de rocha soltos até 30 m a jusante do pé do vertedouro, na área de influência do ressalto hidráulico. Após essa distância enntende-se que o fluxo já não interfere na segurança da estrutura.

A cortina de drenos existente foi mantida, prolongando-se os mesmos com saída no *flip*. No entanto, não foi considerada para alívio de subpressões, ou seja, os drenos foram considerados inoperantes.

Com relação ao atendimento da borda livre, o guarda-corpo metálico existente na lateral e a montante na crista da barragem de concreto foi substituído por alvenaria, com altura de 1,10m em toda sua extensão, em atendimento a norma ABNT/NBR 14718, exceto na região da plataforma metálica de operação do stop-log da vazão sanitária, onde a mureta de concreto foi construída com 0,40m de altura, de modo a garantir a borda livre mínima necessária frente aos critérios estabelecidos.

4.2 Obra

As obras tiveram início em março de 2023 e foram finalizadas em novembro de 2023, tendo ocorrido durante todo o período seco de modo a garantir a segurança das atividades, havendo o monitoramento hidrológico contínuo por precaução para o caso de vertimentos, principalmente durante o mês de outubro, em que a incidência de chuvas já era mais provável de ocorrer.

As principais atividades realizadas para a proteção e adequações estruturais da bacia de dissipação e do vertedouro foram: (i) remoção e limpeza de blocos de rocha da base da laje até uma extensão de 30 m a jusante do vertedouro (figura 9); (ii) apicoamento da estrutura existente e instalação de barras de ligação entre a estrutura existente e o concreto novo; (iii) concretagem de regularização da fundação; (iv) concretagem da laje e flip (figura 10); (v) perfuração em concreto e rocha dos furos dos tirantes (figura 11); (vi) instalação e acabamento dos tirantes; (vii) instalação de instrumentação nos drenos existentes.

Paralelo as atividades na região do vertedouro, ocorriam as frentes de trabalho para adequação da borda livre da barragem de concreto, sendo: (i) remoção do guarda-corpo metálico; (ii) perfuração e chumbamento de barras de ligação; (iii) execução de armagem; (iv) montagem de formas; e (v) concretagem. As figuras 12 a 14 ilustram as obras finalizadas.

Figura 9. Remoção de blocos de rocha

Figura 10. Concretagem da laje e flip

Figura 11. Perfuração em concreto e rocha para os tirantes

Figura 12. Reforço estrutural do vertedouro

Figura 13. Mureta de proteção para atendimento da borda livre

Figura 14. Cabine de leitura da instrumentação instalada

5 MONITORAMENTO

Para a complementação do monitoramento da barragem, além das já realizadas inspeções rotineiras mensais e inspeções de segurança regular anuais, foram instalados cinco piezômetros

elétricos (PZE) de corda vibrante em alguns dos furos dos drenos de fundação existentes, selecionados conforme o comportamento observado, dando a preferência pelos que apresentavam pressão ou água em seu interior.

Todos os piezômetros foram posicionados nas extremidades de fundo dos drenos, com o objetivo de minimizar a probabilidade de instalação dos instrumentos acima do ponto de contato entre concreto e rocha, devido a incertezas relacionadas à elevação dessa região. A seguir, a Figura 15 apresenta a localização dos instrumentos.

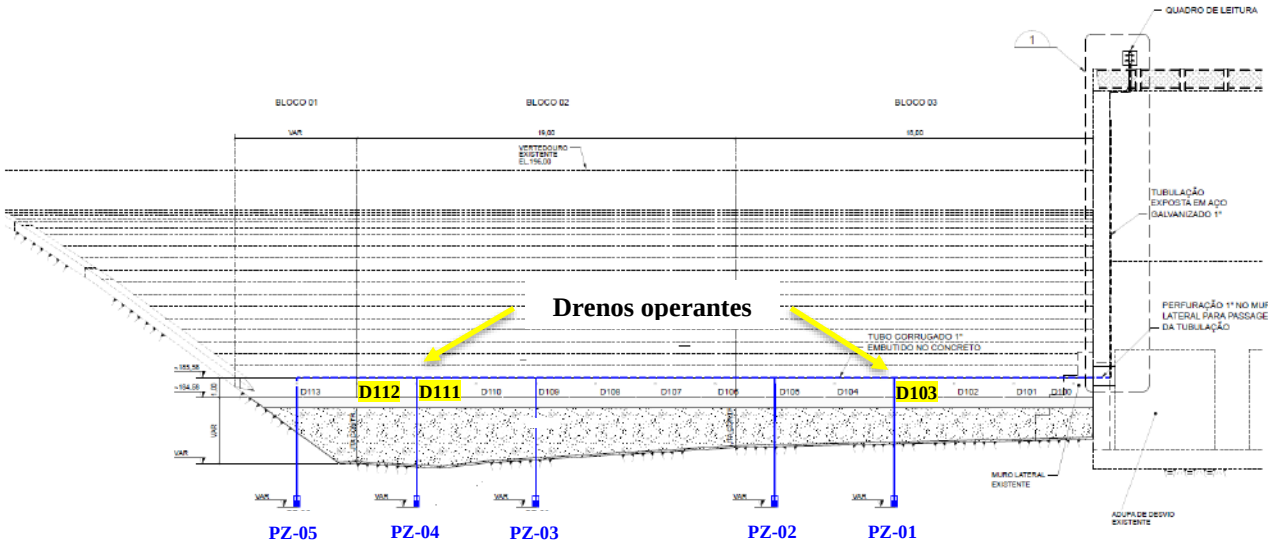


Figura 15. Instrumentação – Vista jusante do vertedouro

Os piezômetros foram lidos com frequência diária durante os primeiros dias após a instalação, com frequência gradualmente reduzida até a leitura mensal. Os resultados obtidos estão apresentados na figura 16 e representam valores abaixo do limite de atenção, este definido com base no diagrama de subpressão para o Caso de Carretamento Normal da estrutura (CCN). O nível do reservatório permaneceu abaixo do nível máximo normal (196,00m) no período analisado, conforme apresentado no gráfico da figura 16.

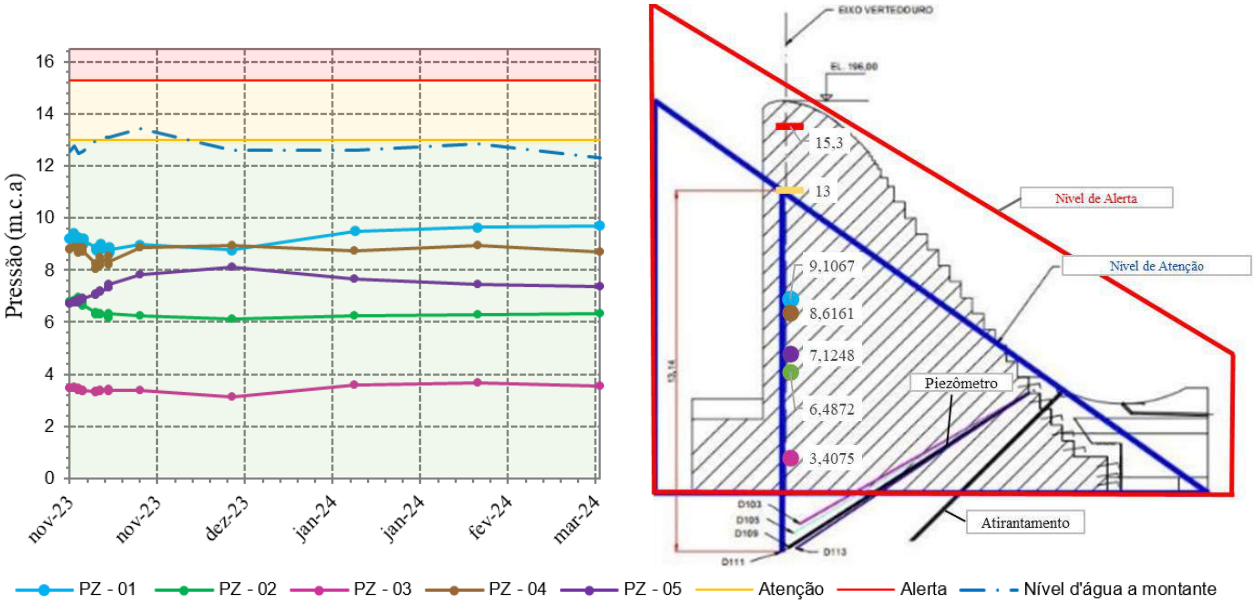


Figura 16. Valores de controle para os piezômetros elétricos

Os piezômetros PZ-01 e PZ-04 foram instalados em drenos com histórico operante de alívio de subpressão (D103 e D111, respectivamente), o que corrobora com os maiores resultados de subpressão obtidos.

O fato dos piezômetros PZ-02, PZ-03 e PZ-05 apresentarem subpressões menores e dos demais drenos não entrarem em operação indica que, caso haja alguma junta no trecho rochoso perfurado, essa se apresenta fechada, ainda, a carga piezométrica predominante na junta é inferior ao diagrama de subpressão levando em conta os drenos.

6 CONCLUSÕES

A adequação estrutural da barragem de geração da PCH Francisco Gros garantiu o atendimento aos critérios atuais considerados no Brasil, frente as questões de avaliação da estabilidade da barragem e condições de atendimento de borda livre mínima referentes para as cheias decamilenares.

O topo rochoso da bacia de dissipação e vale a jusante da estrutura agora encontram-se protegidos e reforçados para suportarem cheias excepcionais, vez que a limpeza dos blocos de rocha até a distância do ressalto hidráulico definido e a execução do *flip* sobre a laje de concreto estrutural promove uma alteração do comportamento hidráulico durante os vertimentos, evitando-se a recorrência do arrancamento de novos blocos de rocha da região.

A laje de concreto construída junto ao pé do vertedouro, somada ao atirantamento tanto da estrutura nova quanto da existente, principalmente, garantem as condições de estabilização requeridas para a passagem das cheias excepcionais de projeto da barragem (milenar) e decamilenar que podem vir a incidir sobre a estrutura. Além disso, a estrutura protege o topo rochoso junto ao pé do vertedouro.

O monitoramento complementar que foi adicionado ao barramento, por meio da instalação dos piezômetros elétricos, permite acompanhar o comportamento da estrutura frente a sua operação, principalmente quando da ocorrência de cheias expcionais, que, por hora, comprovam a teoria das subpressões dentro dos padrões esperados e conforme as características geológico-geotécnicas observadas.

Por fim, a alteração dos guarda-corpos metálicos pela mureta de proteção em concreto garantiu a borda livre mínima necessária no caso da ocorrência de uma cheia decamilenar, impedindo um possível galgamento sobre a barragem de concreto da margem esquerda e dando ainda mais segurança para a estrutura.

Assim, o vale a jusante e sua população estão assegurados, vez que o barramento foi fortificado para um cenário decamilenar, dando ainda mais robustez e confiabilidade para sua operação.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Statkraft Energias Renováveis S.A. por permitir a utilização dos dados e informações aqui apresentadas para a publicação deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Energia Elétrica – ANEEL (Brasil). Resolução Normativa n° 1.064, de 2 de maio de 2023. – ANEEL, Brasil, 2023.

Centrais Elétricas Brasileiras S.A. - Eletrobrás (Brasil). Diretrizes para estudos e projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas, 2000 - Eletrobrás, 2000. 458 p

Centrais Elétricas Brasileiras S.A. - Eletrobrás (Brasil). Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, 2003 - 2ª edição, Eletrobrás, 2003. 279 p

Instituto Nacional de Meteorologia – INMET. FORTES CHUVAS ATINGEM OS ESTADOS DO ESPÍRITO SANTO E MINAS GERAIS (inmet.gov.br), publicado em 30 de janeiro de 2020. Acessado em 12 de abril de 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/5

Análise Comparativa entre Técnicas de Modelagem para Representar a Condição Inicial de Estruturas Suscetíveis a Liquefação com Modelo Norsand

Bernardo Silva
Engenheiro Geotécnico, Tetra Tech South America, Brazil, Bernardo.Silva@tetratech.com

Renan Campos
Engenheiro Civil, Tetra Tech South America, Brazil, Renan.Campos@tetratech.com

Hernán Carvajal
Engenheiro Geotécnico, Tetra Tech South America, Brazil, Hernan.Carvajal@tetratech.com

Pablo Gonçalves
Engenheiro Geotécnico, Tetra Tech South America, Brazil, Pablo.Gonçalves@tetratech.com

Christine Alfradique
Engenheira Geotécnica, Tetra Tech South America, Brazil, Christine.Alfradique@tetratech.com

RESUMO: O modelo constitutivo Norsand é amplamente empregado em análises de tensão x deformação para avaliar o efeito de obras de escavação, reforço e adequações em barragens suscetíveis à ruptura por liquefação. Essa abordagem é crucial para determinar a taxa de avanço das obras, e evitar gatilhos inerentes ao fenômeno. Após definir os parâmetros geotécnicos, é necessário escolher um método para modelar numericamente a condição da estrutura antes das intervenções. Uma prática recomendada é simular os alteamentos do barramento e do reservatório, permitindo que o modelo numérico represente variações nos parâmetros de estado e campo de tensões *in situ* em cada região da estrutura. Essa simulação pode ser realizada apenas com o modelo Norsand ou combinando-o com modelos constitutivos mais simples capazes de para representar as sucessivas camadas de alteamento. Este artigo apresenta um estudo de caso teórico que compara o impacto de obras de reforço e escavação em uma barragem, utilizando diferentes abordagens de modelagem da condição inicial in situ. São apresentadas as variações mais relevantes em termos de parâmetro de estado, deslocamentos e deformações, com redução significativa do tempo computacional a partir da utilziação intercalada de modelo Norsand e modelo simplicado.

PALAVRAS-CHAVE: Liquefação, Norsand, Barragens, Tensão, Deformação.

ABSTRACT: The Norsand model is increasingly employed in stress-strain analyses to assess the impact of excavation, reinforcement, and adjustments on dams prone to liquefaction-induced failure. It helps determine the advancement rate of works to prevent liquefaction triggers. After defining geotechnical parameters, it's crucial to numerically model the structure's condition pre-intervention. Simulating dam and impoundment raisings aids in presenting variable parameters and stress fields. This can be achieved solely with the Norsand model or by interleaving layers of raising between simpler constitutive models. This article presents a theoretical case study comparing the impact of using different modeling approaches for the initial in situ condition in reinforcement and excavation works in a dam. The most relevant variations in terms of state parameters, displacements, and deformations are presented, with a significant reduction in computational time achieved by using the Norsand model interspersed with a simplified model.

KEYWORDS: Liquefaction, Norsand, Dams, Stress-Strain

1 INTRODUÇÃO

A ruptura da barragem de Fundão, em Mariana, Minas Gerais, em 2015, ficou marcada como uma das maiores tragédias ambientais da história brasileira. Além das consequências diretas da ruptura, o evento destacou o preocupante fenômeno da liquefação do solo e a importância das análises de tensão x deformação para prever e mitigar desastres desse tipo.

A liquefação é um fenômeno geotécnico no qual solos saturados, pouco coesivos e com comportamento contrátil perdem de forma abrupta parte da sua resistência e rigidez por um curto intervalo de tempo e se comportam como um líquido viscoso. A manifestação deste fenômeno ocorre devido ao excesso de poropressão em condições não drenadas engatilhadas sob ação de carregamentos monotônicos (liquefação estática) ou carregamentos cíclicos (liquefação dinâmica). Independentemente da origem da tipologia do gatilho, a liquefação pode resultar em colapsos de estruturas, como barragens, pontes e edifícios, levando a desastres de proporções devastadoras.

Para compreender e prever o comportamento do solo diante desses eventos extremos, as análises de tensão x deformação desempenham um papel crucial. Essas análises permitem avaliar como o solo responderá aos diferentes tipos de carregamentos e/ou descarregamentos fornecendo informações vitais para o projeto e a construção de infraestruturas seguras.

Um dos modelos amplamente utilizados para simular o comportamento de solos suscetíveis a liquefação é o modelo Norsand. Desenvolvido para representar as características complexas de resistência e deformação do solo, o modelo Norsand permite uma análise precisa e detalhada das condições de carga e sua influência na estabilidade do solo. Isso é essencial para identificar potenciais pontos de fragilidade e prever comportamentos adversos, como a liquefação estática.

O modelo constitutivo Norsand pode ser aplicado para a definição da taxa de avanço de obras (carregamento ou descarregamento), com o objetivo de evitar gatilhos de liquefação. Com esse intuito, após extensa campanha de investigação para caracterização dos materiais presentes, elaboração do modelo geológico-geotécnico e definição de parâmetros, é necessária a definição de um método para a representação no modelo numérico, da condição atual da estrutura (antes de qualquer intervenção).

A definição da condição atual da estrutura é importante para que seja possível realizar, de forma mais precisa, a previsão dos impactos das obras de escavação e/ou reforço no desempenho da estrutura, em termos de deslocamentos, excessos de poropressão, deformações cisalhantes, dentre outras informações relevantes que podem ser obtidas pelas análises de tensão x deformação. A partir dos valores iniciais obtidos para a situação *in situ*, os parâmetros geotécnicos a serem aplicados durante a modelagem da execução das obras são calibrados, visando maximizar a aderência à condição real em campo

Dentre os métodos possíveis para se modelar a condição atual da estrutura, constitui-se uma boa prática a simulação dos alteamentos do barramento e de seu reservatório. Desta forma, possibilita-se que o modelo numérico apresente parâmetros de estado (Ψ) e coeficientes de empuxo em repouxo (k_0) variáveis em cada região da estrutura, ou seja, uma abordagem contrária à definição de valores de k0 e Ψ fixos, normalmente obtidos pontualmente a partir de ensaios de campo e que possuem a limitação de não conseguirem representar a variabilidade desses parâmetros observada em estruturas geotécnicas. Essa prática, acoplada com as informações construtivas ao longo do tempo, resulta em uma modelagem mais confiável, dada a notória dificuldade de obtenção do valor de k0 em campo, o que limita a eficácia da utilização de valores únicos para os materiais do barramento.

A simulação dos alteamentos pode ser realizada apenas com a utilização do modelo Norsand ou por meio da intercalação das sucessivas camadas de alteamento entre modelos constitutivos mais simples e o Norsand. Isto se deve ao fato de que a aplicação exclusiva do Norsand durante as etapas de alteamento pode apresentar diversos problemas de instabilidade numérica no modelo. Dessa forma, o presente artigo busca apresentar um estudo de caso teórico no qual se compara a estimativa do impacto de obras de reforço e escavação em uma barragem por meio de diferentes artifícios técnicos de modelagem da condição inicial in situ.

2 METODOLOGIA

A simulação da condição inicial *in situ* de uma estrutura pode apresentar diferenças significativas a partir dos métodos utilizados para a representação dos alteamentos. Dessa forma, a condição inicial de uma barragem alteada a montante foi simulada a partir da intercalação entre um modelo constitutivo mais simples (*Hardening Soil Model* – HSM, Schanz *et al.*, 1999) e o modelo *Norsand* (Jefferies & Been, 2015), conforme prática comum apresentada pelo Itasca Consulting Group (2022) com o objetivo de geração do estado de tensões inicial *in situ e* referenciada por estudo realizado por Cheng & Jefferies (2020), e a partir da utilização exclusiva do modelo *Norsand* durante as fases de alteamento.

Para a realização das análises de tensão x deformação foi utilizado o *software* comercial Plaxis 2D Ultimate versão 2023.1.0.136 da Bentley Systems. Todas as condições de contorno foram mantidas para as duas simulações e foi seguido o mesmo faseamento das obras de reforço. Realizou-se uma análise de deformação e excesso de poropressão dependente do tempo (*Consolidation Analysis*), com simulação dos alteamentos da estrutura em 50 dias por camada.

Além disso, foram considerados 2 dias por camada de escavação e reforço e 3 dias por camada de construção do dique inicial, com o intuito de simular uma condição de construção rápida. Cada camada de reforço possui 1,5 metros de espessura e cada camada de rejeito 2,5 m. As poropressões estáticas foram calculadas por meio de linha freática global, desconsiderando sucção nas análises. Ao todo, foram representadas 21 etapas de reforço e 4 etapas de escavação para cada simulação. Adicionalmente, a estrutura avaliada possui 18 camadas de rejeito e foram necessárias 14 etapas para a simulação da construção do dique inicial e dos seus alteamentos.

Em relação a malha de elementos finitos, o maior refinamento nas regiões de interesse foi realizado nas regiões de interesse do estudo (reservatório em rejeito e alteamentos). A malha foi tratada de forma a garantir qualidade de no mínimo 30% para todos os elementos, segundo ferramenta do próprio *software*. A área dos elementos em regiões mais próximas ao reforço apresentou valores inferiores a 1 metro e em regiões mais afastadas do reservatório valores inferiores a 2,5 metros.

Utilizou-se o modelo Mohr-Coulomb para os litotipos de areia, aterro do dique de partida e alteamentos e enrocamentos. Para o saprólito de filito foi adotado o modelo *Hardening Soil Model* (Schanz *et al*., 1999). Em relação ao rejeito do reservatório, utilizou-se o modelo *Norsand* e, quando necessário intercalações, opotou-se pelo modelo HSM quando necessário realizar as intercalações. Os parâmetros geotécnicos utilizados foram definidos com base na literatura e na experiência prévia dos autores com litotipos semelhantes.

Os valores máximos de deslocamentos e deformações cisalhantes pós-obras de reforço e escavação serão apresentados na forma de análise comparativa entre as duas simulações. Também serão apresentadas imagens gráficas dos principais resultados do parâmetro de estado e da razão de resistência normalizada (N/M_θ) ao final da simulação de alteamentos (pré obras). Por fim, são apresentadas discussões acerca dps dos resultados para avaliar os impactos entre as simulações da condição inicial *in situ* do barramento pelos dois métodos mencionados.

3 ESTUDO DE CASO

3.1 Modelo

Para o presente estudo adotou-se uma seção simplificada de projeto de uma barragem de rejeitos arenosos com alteamentos a montante e com fundação em saprólito de filito. Os alteamentos e dique inicial foram representados por um material silto-argiloso de baixa permeabilidade. O sistema de drenagem interna é representado por tapetes drenantes e um filtro vertical.

O barramento apresenta 35,9 metros de altura antes das obras de escavação e 38,5 metros após. A inclinação global da estrutura pré-obras é de 1V:2,6H e de 1V:2H entre bermas. O reforço em enrocamento apresenta 30,2 metros de altura, inclinação global de 1V:3,5H e inclinação entre bermas de 1V:2H. A etapa de escavação envolveu a remoção de 4,1 metros de material no pé da estrutura para nivelamento do terreno.

Os drenos foram dimensionados com 1,2 metros de espessura. Por se tratar de uma seção simplificada, não foram representadas as camadas de transições entre os materiais que compõem o sistema de drenagem.

A fundação do modelo apresenta cerca de 56 metros e o distanciamento do último alteamento para a borda esquerda do modelo é de aproximadamente 100 metros, distâncias consideradas suficientes para evitar problemas de borda no modelo. A figura 1 apresenta a seção geológico geotécnica e a linha freática global adotada no estudo desenvolvido. A figura 2 apresenta imagens com a qualidade e área da malha de elementos finitos do modelo.

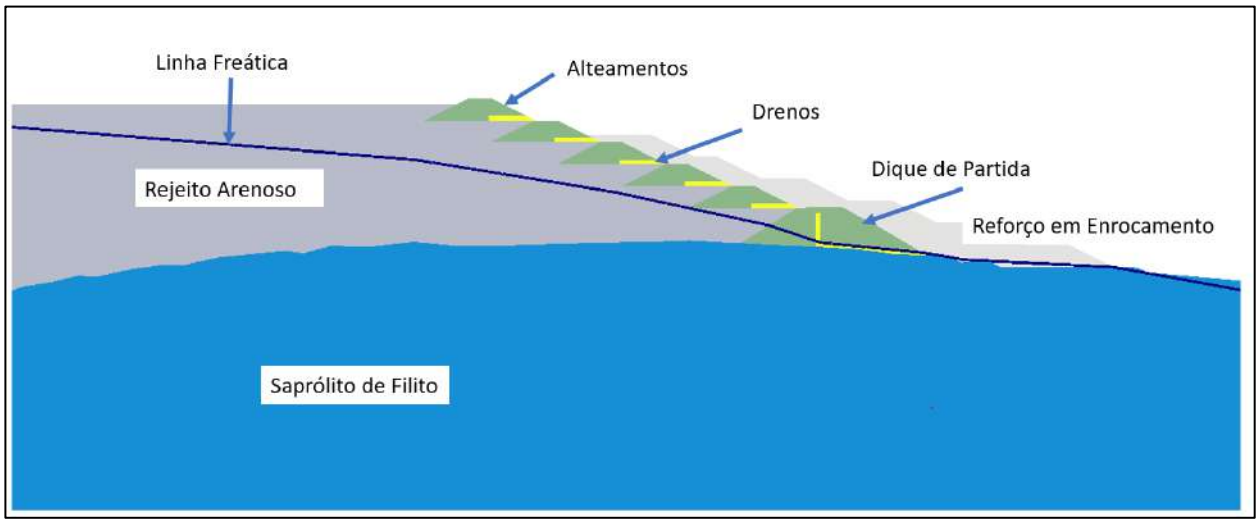
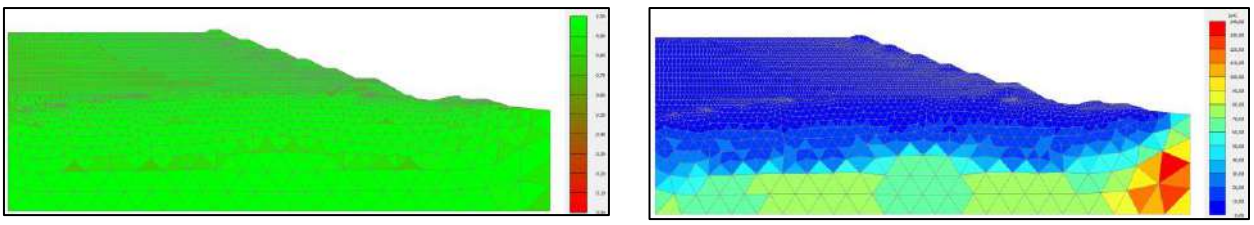


Figura 1. Seção Geológico-Geotécnica e Linha Freática utilizada como para o estudo.



(a) (b)

Figura 2. (a) Qualidade da malha de elementos finitos; (b) Área dos elementos da malha.

3.2 Parâmetros

Para a realização dos estudos de tensão x deformação é necessário a definição de parâmetros geotécnicos e hidráulicos para todos os materiais presentes na seção geológico-geotécnica do modelo. Para isso, foram utilziados valores de literatura e estimados com base na experiência do autor. Entre a tabela 1 e tabela 4 são apresentados os valores adotados.

Tabela 1. Parâmetros Adotados – Modelo de Mohr-Coulomb.

Litotipo	c' (kPa)	Φ' (°)	E' (MPa)	ν
Areia (Dreno)	1	32	20	0,30
Enrocamento	1	35	80	0,30
Alteamento e Dique de Partida	20	30	22	0,30

Tabela 2. Parâmetros Adotados – Modelo de HSM.

Litotipo	c' (kPa)	Φ' (°)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	ν_{ur}
Saprólito de Filito	22	33	10	10	30	0,20
Rejeito Arenoso	0	35	12	12	36	0,20

Tabela 3. Parâmetros Adotados – Norsand.

Litotipo	G_{ref} (MPa)	P_{ref} (kPa)	n_G	v	Ca	Cb	Cc	M_{tc}	N	X_{tc}	H_0	H_ψ	R	Ψ_o
Rejeito Arenoso	5	100	20	0,3	1,29	0,34	0,11	1,38	0,27	6	160	1037	1,1	0,10

Tabela 4. Parâmetros Adotados – Permeabilidade.

Litotipo	Kv (m/s)	kv / kh
Areia (Dreno)	1,00E-04	1
Enrocamento	1,00E-06	1
Alteamento e Dique de Partida	1,00E-03	1
Rejeito Arenoso	5,00E-05	1
Saprólito de Filito	5,00E-06	1

Para a estimativa do módulo de deformabilidade da areia foram considerados os valores típicos apresentado por Budhu (2011) para areia fofa e média. Em relação ao enrocamento, foi utilizado como referência o conjunto de valores típicos apresentados por Obrzud & Truty (2018) para material granular de compacidade fofa a média.

O campo de tensões *in situ* inicial foi calculado pelo *software* Plaxis 2D com base no método denominado "k_0 *procedure*". Nesse método, o valor de k_0 é calculado com base na equação empírica de Jaky (1944), apresentada na equação 1.

$$k_0^{nc} = 1 - sen\varphi \quad (1)$$

O valor de coesão de 1 kPa para o enrocamento e areia (dreno) foi um artifício adotado com o objetivo de evitar rupturas localizadas e superficiais nos dois litotipos. A adoção desse valor não traz impactos significativos para os estudos realizados e considerar a escala da estrutura analisada.

De modo geral, os parâmetros geotécnicos do modelo *Norsand* (Jefferies, 1993 e Jefferies & Been, 2015), foram obtidos com base no apêndice E do relatório do painel de especialistas sobre as causas técnicas do rompimento da Barragem I do Feijão (Robertson et. al, 2019). Os parâmetros G_{ref}, R, v e Ψo foram definidos com base na experiência do autor com materiais semelhantes. Os demais parâmetros foram adotados a partir de ensaios de caracterização física, triaxiais e de permeabilidade em materiais semelhantes.

3.3 Resultados

A tabela 5 apresenta os valores máximos obtidos nas duas simulações realizadas. A figura 3 apresenta imagem de deslocamento total para a simulação de intercalação entre *Norsand* e HSM com destaque para as regiões com maiores deslocamentos e deformações em ambas simulações.

Tabela 5. Valores máximos obtidos no rejeito nas análises de tensão x deformação – Pós-Reforço.

Parâmetro	*Norsand*	*Norsand* intercalado com HSM
Deslocamento Total	18,20 cm	18,28 cm
Deslocameno Vertical	17,13 cm	17,21 cm
Deslocamento Horizontal	6,73 cm	6,77 cm
Deformação Cisalhante	2,5%	3,4%

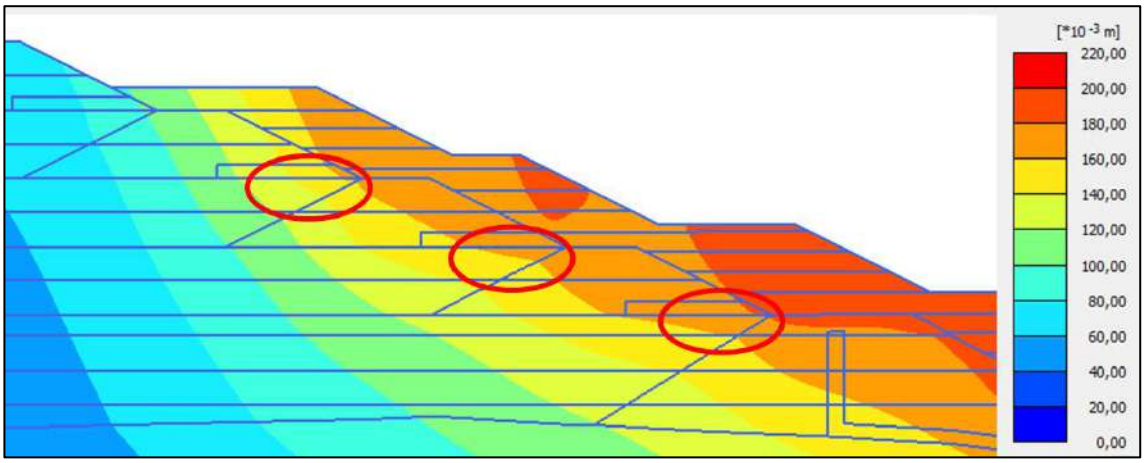


Figura 3. Deslocamento Total – Pós obra de reforço e escavação – Simulação alternando *Norsand* e HSM – Destaque para regiões no qual foram identificados maiores valores de deslocamento e deformação no rejeito.

Entre a figura 4 e figura 7 são apresentadas imagens gráficas da distribuição de parâmetro de estado e da razão de resistência não normalizada no rejeito arenoso. Para facilitar comparação, foi mantida a mesma escala da legenda para cada simulação, ou seja, a legenda de parâmetro de estado varia entre 0,02 e 0,20 e da razão de resistência normalizada entre 0,00 e 1,10.

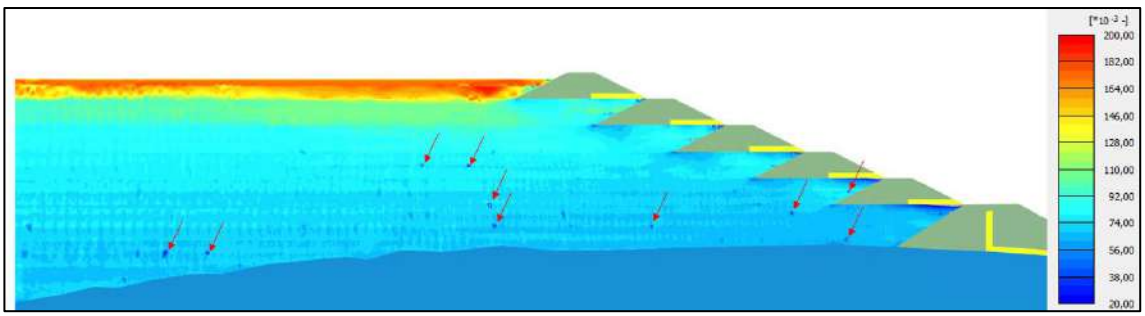


Figura 4. Parâmetro de Estado – Pré obra de reforço e escavação – Simulação apenas com *Norsand* – Destaque em vermelho para regiões pontuais com valores discrepantes de Ψ.

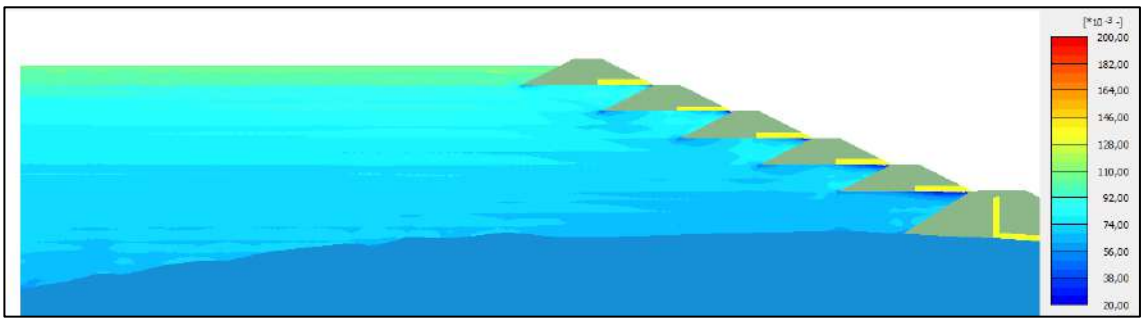


Figura 5. Parâmetro de Estado – Pré obra de reforço e escavação – Simulação alternando *Norsand* e HSM.

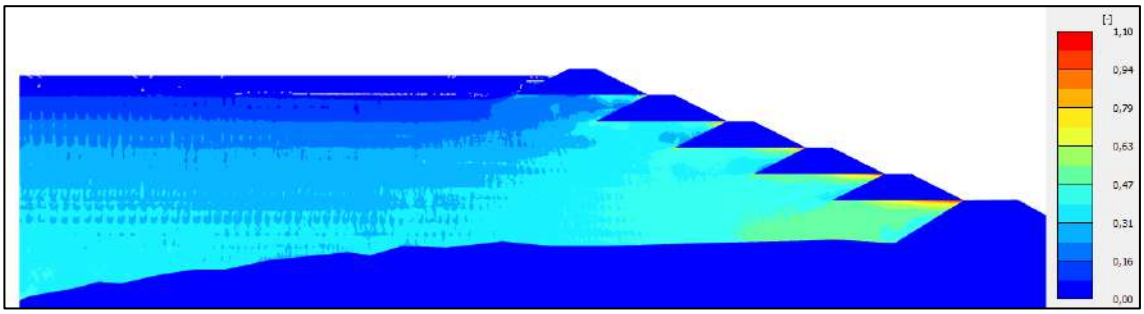


Figura 6. Razão de Resistência Normalizada (N/M_θ) – Pré obra de reforço e escavação – Simulação apenas com *Norsand.*

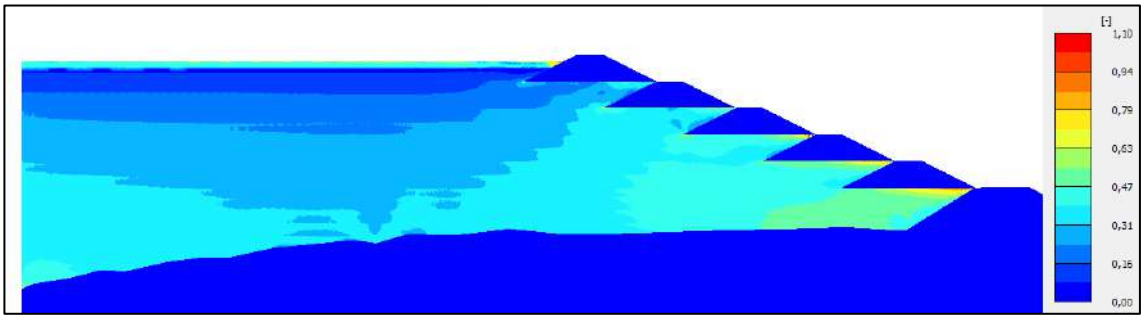


Figura 7. Razão de Resistência Normalizada (N/M_θ) – Pré obra de reforço e escavação – Simulação alternando *Norsand* e HSM.

4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados dos deslocamentos apresentados pela estrutura após as obras de reforço sugerem que não houve diferença significativa na previsão de recalques e deslocamentos horizontais para as duas simulações, com diferenças inferiores a 0,5 cm, dentro da margem de erro esperada para o porte da estrutura avaliada.

Em relação à deformação cisalhante, foi possível observar uma diferença na ordem de 1%, que pode ser considerada significativa para materiais que atingem resistência de pico a baixas deformações. No entanto, conforme evidenciado na figura 3, as regiões que apresentaram maiores valores de deslocamentos e deformações são muito localizadas, ocorrendo no contato entre os alteamentos e o reservatório em rejeito em profundidades mais rasas, ou seja, em áreas de menor tensão efetiva.

As figuras 4 e 5 ilustram a distribuição do parâmetro de estado do rejeito em profundidade e em diferentes regiões do barramento. É possível observar que a distribuição do parâmetro de estado (Ψ) pelas duas simulações é semelhante, com exceção de regiões mais superficiais do reservatório, onde a simulação apenas com o modelo *Norsand* apresentou valores de Ψ até 0,20. Além disso, são identificáveis pontos isolados no interior do reservatório na figura 4 com valores discrepantes do esperado (valores próximos ou inferiores a 0,02 em regiões com valores acima de 0,06, por exemplo), evidenciando a instabilidade do modelo durante as fases de preenchimento do reservatório, o que aumenta consideravelmente o tempo de processamento.

As figuras 6 e 7 mostram os valores de $N/M\theta$ no reservatório para as duas análises. Esse parâmetro é importante na engenharia e na geotecnia para identificar regiões de maior vulnerabilidade à liquefação e perda de resistência durante eventos sísmicos, sendo que valores mais próximos a 1 indicam maior vulnerabilidade. Observa-se que, para ambas as simulações, a distribuição de valores no reservatório foi muito semelhante, com exceção de regiões mais superficiais do reservatório que não têm impacto para o estudo desenvolvido.

Com base nas análises apresentadas, é possível perceber que não houve diferenças significativas nos resultados entre as duas simulações realizadas. Entretanto, é importante destacar que o esforço computacional e o tempo necessário para processamento dos estudos realizados apenas com a utilização do rejeito com parâmetros Norsand foram consideravelmente superiores e do aparecimento de inconsistências no valor de Ψ em alguns pontos da malha. Dessa forma, para estudos semelhantes, sugere-se a utilização do artifício de

modelagem apresentado no manual do software FLAC3D pelo Itasca Consulting Group (2022), no qual modelos constitutivos mais simples são utilizados para gerar o estado de tensões inicial do modelo.

Os parâmetros utilizados foram obtidos a partir de ensaios de caracterização física, triaxiais e de permeabilidade em materiais semelhantes. Ressalta-se que é necessária uma extensa campanha de investigação para a definição de todos os parâmetros necessários para a realização de um estudo de tensão x deformação confiável. O presente estudo teve como foco avaliar as diferenças entre a simulação do preenchimento do reservatório e alteamento da estrutura por dois métodos de modelagem distintos, mantendo-se todos parâmetros, premissas e critérios iguais

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Budhu, M. (2011). *Physical soil state and soil classification*. Soil mechanics and foundations, 65-66.

Cheng, Z., Jefferies, M. (2020). *Implementation and Verification of NorSand Model in General 3D Framework*. In: Geo-Congress. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2020. p. 10-19.

Itasca Software (2023). *FLAC3D Program Guide*. Disponível em: https://docs.itascacg.com/flac3d700/common/models/norsand/doc/modelnorsand.html. Acesso em: 22 mar. 2024.

Jaky, J. (1944). *The Coefficient of Earth Pressure*. Rest. Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary. 355-358.

Jefferies, M., Been, K. (2015). *Soil liquefaction: a critical state approach*. CRC press.

Jefferies, M. (1993) *NorSand: a simple critical state model for sand*. Géotechnique, v. 43, n. 1, p. 91-103.

Obrzud, R. F., Truty, A. (2018). *The Hardening Soil Model-a practical guidebook*. Z Soil. PC 100701 report. Switzerland: Zaca Service Ltd.

Robertson, P. K., Melo, L., Williams, D. J., & Wilson, G. W. (2019). *Relatório do Painel de Especialistas Sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Córrego do Feijão*. Disponível em: <http://www.b1technicalinvestigation.com/pt/report.html >. Acesso em 15 fev. 2024.

Schanz, T., Vermeer, P. A., Bonnier, P. G. (1999). *The hardening-soil model: Formulation and verification*. In R.B.J. Brinkgreve, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam. 281–290.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/6

Análise Comparativa Quantificada entre as Resoluções ANM n° 95/2022 e n° 130/2023 e o GISTM

Henrique Nogueira
Engenheiro Civil, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, henrique.nogueira@gwsengenharia.com.br

Ana Caroline Águido
Engenheira Ambiental, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, ana.aguido@gwsengenharia.com.br

Mariana Costa
Engenheira Civil, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, mariana.costa@gwsengenharia.com.br

Luiz Marques
Engenheiro Civil, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, luiz.marques@gwsengenharia.com.br

Lucas Brasil
Engenheiro Civil, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, lucas.brasil@gwsengenharia.com.br

RESUMO: A necessidade de conformidade regulatória na gestão de rejeitos e segurança de barragens se tornou prioridade devido a eventos catastróficos ocorridos no passado, resultando em impactos devastadores para o meio ambiente e para a população atingida. A metodologia de análise comparativa utilizada neste artigo tem como objetivo avaliar o possível grau de correlação entre os princípios do GISTM (Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos) e os artigos da Resolução n° 95/2022 e n° 130/2023 da ANM, por meio da atribuição de pontuações pautadas em critérios pré-estabelecidos. Este artigo faz referência à pesquisa conduzida anteriormente por Campbell (2020), que avaliou a conformidade da legislação em diversos países em relação aos princípios do GISTM. Os resultados de ambos os estudos são apresentados em tabela e gráfico comparativos. Como produto, este artigo destaca as principais lacunas na legislação brasileira que não estão alinhadas com o GISTM, como por exemplo questões relacionadas às mudanças climáticas. Além disso, foram identificados os principais tópicos que demonstraram sólida interface entre a legislação e o GISTM, como é o caso da atuação esperada das empresas de Engenharia de Registro (EdR). O objetivo dessas análises é contribuir para uma compreensão mais profunda da conformidade regulatória no Brasil em relação ao GISTM, fornecendo percepções sobre temas que requerem aprimoramento e aqueles para os quais a conformidade está bem estabelecida. Os resultados indicam uma nota inferior à apresentada por Campbell (2020), possivelmente devido à diferença na abrangência da análise, já que Campbell (2020) avaliou legislações federais e estaduais e o GISTM a nível de princípios, enquanto este artigo se concentra nas sinergias entre as Resoluções da ANM e o GISTM (a nível de princípios e requisitos). Conclui-se que o cumprimento apenas dos requisitos legais contidos nas Resoluções ANM n° 95/2022 e n° 130/2023 não é suficiente para garantir a conformidade ao GISTM, dada a diversidade de temas abordados no Padrão.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens, Mineração, GISTM, Resolução ANM, Legislação.

ABSTRACT: The need for regulatory compliance in tailings management and dam safety has become a priority due to catastrophic past events, resulting in devastating impacts on the environment and the affected population. The comparative analysis methodology used in this article aims to assess the degree of correlation between the principles of GISTM (Global Industry Standard on Tailings Management) and articles from ANM Resolutions No. 95/2022 and No. 130/2023, by assigning scores based on pre-established criteria. This study refers to previous research conducted by Campbell (2020), which assessed legislation compliance in various countries concerning GISTM principles. The results of both studies are presented in comparative table and graph. As a result, this article highlights key gaps in Brazilian legislation that are not aligned with GISTM, such as issues related to climate change. Furthermore, the main topics demonstrating a solid interface between legislation and GISTM were identified, such as the expected role of Engineer of Record (EoR) companies. The aim of these analyses is to contribute to a deeper understanding of regulatory compliance in Brazil regarding the GISTM, providing insights into areas requiring improvement and those where compliance is

well established. The results indicate a lower score than that presented by Campbell (2020), possibly due to the difference in the scope of the analysis, as Campbell (2020) assessed federal and state legislations, while this article focuses on the synergies between ANM Resolutions and the GISTM. It is concluded that compliance solely with the legal requirements outlined in ANM Resolutions No. 95/2022 and No. 130/2023 is not sufficient to ensure compliance with the GISTM, given the diversity of the covered topics in this Standard.

KEYWORDS: Dams, Mining, GISTM, ANM Resolution, Legislation.

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, observou-se uma crescente preocupação com a segurança de barragens e a gestão eficaz de rejeitos, impulsionada principalmente pela ocorrência de eventos catastróficos relacionados à rompimentos de barragens. Tais desastres resultaram em consequências devastadoras para o meio ambiente e comunidades afetadas, o que levou os órgãos regulamentadores a robustecerem o arcabouço legal relacionado à segurança de barragens ao longo dos anos. O objetivo foi aumentar, na medida do possível, o controle, a transparência de informações e gestão dessas estruturas de disposição, tanto por parte do empreendedor quanto dos próprios órgãos regulamentadores.

Analisando de maneira abrangente, o Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos - GISTM - surge como uma possível referência de melhores práticas a serem seguidas, indo além das exigências da própria legislação federal no cenário atual. Seu propósito é evitar futuras falhas de estruturas de disposição de rejeitos.

Já existem esforços para se comparar o GISTM e seu conteúdo a demais diretrizes, normas e legislações relevantes. Já foram publicados estudos comparativos entre o GISTM e padrões como o Towards Sustainable Mining (TSM) (MAC, 2021), normas ISO relacionadas à gestão sistemática (Reis e Oliveira, 2022), e legislações de diversos países, incluindo o Brasil (Campbell, 2020). Entretanto, para além dessas comparações, é importante compreender o grau de correlação entre as exigências estabelecidas pela legislação federal de segurança de barragens no Brasil e as melhores práticas preconizadas pelo GISTM.

Nesse contexto, o presente artigo se propõe a investigar possíveis interconexões entre a legislação federal publicada até o momento, notadamente as Resoluções ANM n° 95/2022 e n° 130/2023, e o GISTM, no que tange aos artigos e princípios que os compõem, respectivamente.

2 A EVOLUÇÃO DA LEGISLAÇÃO FEDERAL

Marcos importantes foram estabelecidos na legislação federal no que diz respeito à gestão de barragens nas últimas décadas. Esses instrumentos legais delinearam diretrizes e responsabilidades para a segurança de barragens, estabelecendo padrões e procedimentos importantes a serem seguidos pelos empreendedores.

Para o contexto atual, cabe destacar o papel da Resolução ANM n° 95, publicada em 2022, que consolida os atos normativos (Portarias e Resoluções) que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Visando ajustes e providências adicionais, a Resolução ANM n° 130 foi promulgada mais recentemente, em 2023, com o intuito de alterar a Resolução ANM n° 95 e dar demais providências relacionadas à segurança e gestão de barragens.

A Figura 01 apresenta, em ordem cronológica, os principais marcos legais federais relacionados às barragens até o presente momento, além de outros eventos relevantes para o estudo em questão, como a publicação do GISTM e os rompimentos ocorridos.

É importante notar que a atividade de mineração no Brasil ocorre em diversos estados, cada um com as particularidades inerentes a cada localidade. Por esse motivo, as regulamentações variam conforme os estados, refletindo as diferentes jurisdições. Para fins desta análise comparativa, optou-se por adotar as Resoluções ANM nº 95/2022 e nº 130/2023 como base de referência, visando afunilar as avaliações e interpretações. Dessa forma, não serão abordadas legislações estaduais nem as regulamentações, portarias ou decretos de outros órgãos regulamentadores, possibilitando assim uma abordagem mais específica e direcionada.

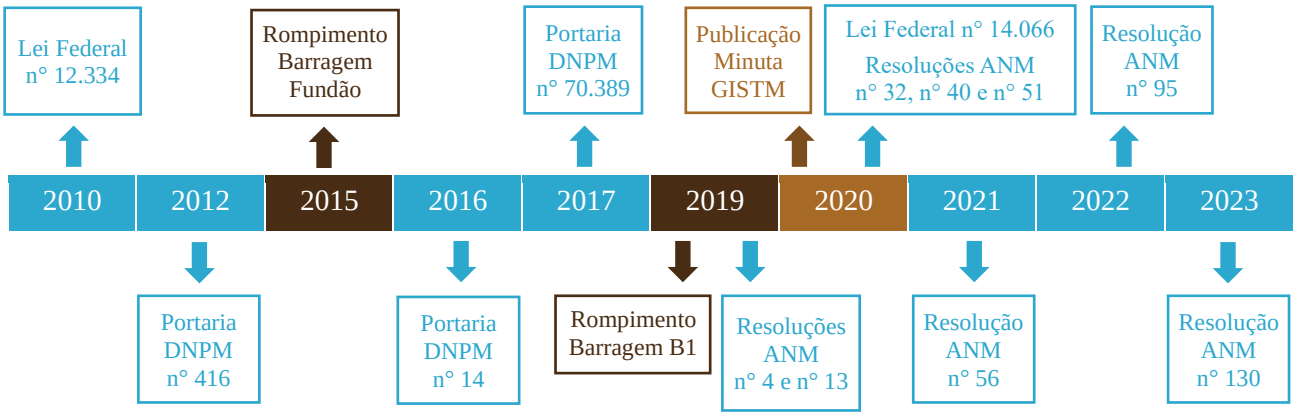


Figura 01. Linha do tempo dos principais marcos da legislação de barragens
Fonte: Adaptado de Braga (2021)

3 O PADRÃO GLOBAL DA INDÚSTRIA PARA A GESTÃO DE REJEITOS

A minuta do Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos (GISTM) foi inicialmente publicada em 2020 conjuntamente pelo ICMM[1], UNEP[2] e PRI[3], buscando atingir o objetivo final de evitar qualquer dano às pessoas e ao meio ambiente (zero dano), com tolerância zero para fatalidades humanas (ICMM et al, 2020). Sustentado por uma abordagem integrada, o GISTM tem como meta aumentar a segurança das estruturas de disposição de rejeitos e prevenir falhas catastróficas globalmente, por meio da implementação das melhores práticas para gestão de rejeitos.

O Padrão é composto por um conjunto de 6 tópicos, distribuídos em 15 princípios, que por sua vez se subdividem em 77 requisitos, a serem respondidos e evidenciados pelos responsáveis das estruturas de disposição de rejeitos no intuito de alcançar os objetivos estabelecidos. Os tópicos, seus respectivos temas e divisão dos princípios são apresentados no quadro da Figura 02.

TÓPICO I Comunidades Afetadas	TÓPICO II Base Integrada Conhecimentos	TÓPICO III Projeto, Construção, Operação e Monitoramento	TÓPICO IV Gestão e Governança	TÓPICO V Resposta às Emergências e Recuperação de Longo Prazo	TÓPICO VI Divulgação Pública e Acesso à Informação
▪ Princípio 1	▪ Princípio 2 ▪ Princípio 3	▪ Princípio 4 ▪ Princípio 5 ▪ Princípio 6 ▪ Princípio 7	▪ Princípio 8 ▪ Princípio 9 ▪ Princípio 10 ▪ Princípio 11 ▪ Princípio 12	▪ Princípio 13 ▪ Princípio 14	▪ Princípio 15

Figura 02. Divisão do GISTM em tópicos e princípios

4 METODOLOGIA DE ANÁLISE COMPARATIVA

Para o artigo em questão, objetivou-se avaliar o nível de correlação entre os princípios do GISTM e as Resoluções ANM n° 95/2022 e n° 130/2023, utilizando uma avaliação quantitativa. Embora essa metodologia seja subjetiva, classificar e pontuar é uma maneira de quantificar e tangibilizar o atendimento ao padrão global, além de possibilitar a comparação com outros padrões.

[1] ICMM – *International Council on Mining & Metals*
[2] UNEP – *United Nations Environment Programme*
[3] PRI – *Principles for Responsible Investment*

De maneira equivalente ao proposto nesse artigo, Campbell (2020) apresenta no capítulo XIII do compêndio de trabalhos preparados para o Global Tailings Review, uma análise da legislação relacionada à gestão de rejeitos nos países com relevante atividade de mineração. O estudo baseou-se na comparação e avaliação do cumprimento dos princípios do GISTM por meio do atendimento à legislação de cada país.

Na metodologia desenvolvida por Campbell (2020), cada princípio recebe uma pontuação que varia de 1 a 5, conforme os critérios estabelecidos apresentados na Tabela 01. A soma das notas dos 15 princípios resulta em uma pontuação geral do país.

Tabela 01. Critérios adotados para atribuição das notas

Pontuação	Classificação	Escopo da legislação em comparação com o Padrão
1	Não abordado	Não há legislação aplicável que trate do princípio
2	Minimamente abordado	Os conteúdos apresentados no princípio são abordados de maneira rasa na regulamentação
3	Parcialmente abordado	A maioria, mas não todos os conteúdos do princípio são abordados na legislação. Os conteúdos do princípio são abordados na legislação, porém com um padrão de exigência inferior
4	Abordado de forma abrangente	Os conteúdos do princípio são abordados na legislação com aproximadamente o mesmo nível de exigência que o Padrão
5	Padrão superior	Todos os conteúdos do princípio são abordados de forma mais abrangente e/ou mais restritiva na legislação

Fonte: Adaptada de Campbell (2020)

Os países estudados por Campbell (2020) foram Austrália, Brasil, Canadá, Chile, China, Gana, Cazaquistão, Rússia e África do Sul. Dentre os 09 países contemplados no estudo de Campbell (2020), o Brasil se posicionou com menor nota total.

Cabe ressaltar que o estudo foi endereçado em 2020, ou seja, as análises foram conduzidas com base nos requisitos legais vigentes até aquele momento. Desde então, pode-se considerar que houve grande evolução nas diretrizes federais relacionadas a gestão de rejeitos e segurança de barragens, e, portanto, o cenário legislativo brasileiro pode ter se alterado frente à conformidade ao Padrão.

Neste estudo, será realizada uma avaliação da sinergia entre os princípios do Padrão e as Resoluções ANM nº 95/2022 e nº 130/2023, de maneira análoga à análise realizada por Campbell (2020). Assim, será conduzida uma revisão dessa análise, considerando os avanços na legislação federal materializados nas Resoluções ANM nº 95/2022 e nº 130/2023. Os critérios de classificação seguirão os mesmos apresentados na Tabela 01. É importante observar que os princípios do GISTM são compostos por conjuntos de requisitos, os quais também foram considerados durante a análise e classificação/pontuação apresentados nesse artigo.

Cada princípio do GISTM foi avaliado e pontuado de acordo com o nível de interação com os artigos da Resolução ANM nº 95/2022, alterada pela Resolução ANM nº 130/2023. Cabe notar que o Padrão possui uma abrangência maior de temas, contemplando questões relacionadas à governança, atuação socioambiental, métricas de desempenho. Portanto, espera-se que os requisitos relacionados às disciplinas técnicas de segurança de barragens sejam aqueles que apresentem maior sinergia com as Resoluções brasileiras.

5 RESULTADOS ENCONTRADOS

A partir das análises, foi possível perceber lacunas de informações existentes entre a legislação e o GISTM, além das temáticas com boa correlação. Para os requisitos técnicos de segurança de barragens, boa parte do conteúdo dos requisitos é abordada na legislação. Entretanto, recorrentemente, algum critério chave não é abordado ou não faz parte das exigências legais, impedindo que a correlação seja maior.

A Tabela 02 apresenta os resultados apontados por Campbell (2020) da pontuação média dos 09 países participantes da pesquisa, além da nota individualizada do Brasil e a pontuação encontrada na presente análise. A Figura 03 ilustra tais dados de maneira gráfica. Importante notar que o Brasil recebe pontuação total abaixo da média global em ambas as análises.

Tabela 02 - Pontuação média dos 09 países e pontuação do Brasil por princípio

Princípio	Pontuação Média (Campbell, 2020)	Pontuação Brasil (Campbell, 2020)	Pontuação Brasil (Autores, 2024)
1	2,9	3	3
2	3,7	4	4
3	3,3	3	2
4	3,5	4	3
5	3,5	4	3
6	3,7	3	2
7	3,3	4	4
8	3,1	3	2
9	3	3	3
10	3,4	3	3
11	3,2	2	2
12	3	1	1
13	3,5	4	5
14	2,9	2	2
15	2,8	1	2
Total	**49**	**44**	**41**

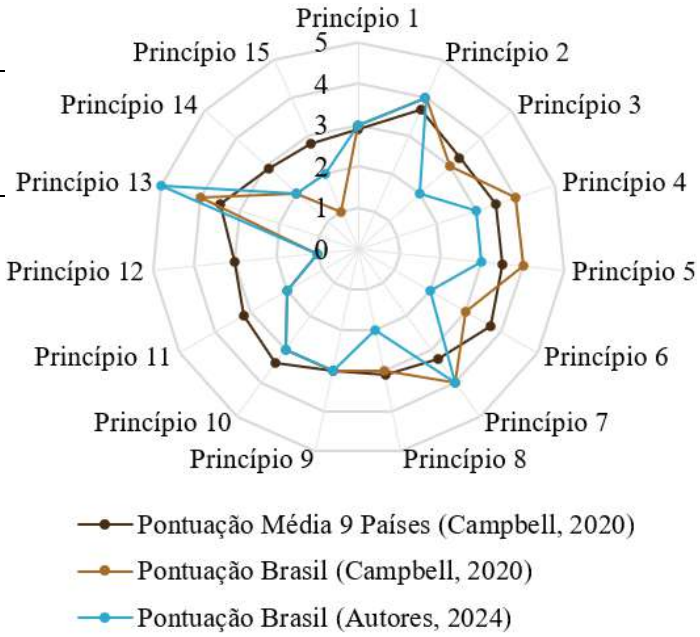


Figura 03 - Pontuação média dos 09 países e pontuação do Brasil por princípio

A Tabela 03 sumariza os resultados da comparação realizada. Os principais artigos das Resoluções consideradas que apresentaram correlação são destacados para cada um dos 15 princípios do GISTM. É importante observar que, embora tenham sido identificados artigos correlatos e conteúdos similares, isso não implica, necessariamente, que os artigos das Resoluções e os princípios e requisitos do GISTM possuam conteúdo idêntico. As similaridades notadas foram pontuadas conforme nível de correlação. As considerações mais relevantes foram apontadas de maneira sucinta, indicando principalmente as disparidades ou desvios.

Foram identificados alguns temas que divergem em abordagem entre o Padrão e as Resoluções. Como exemplo, pode ser citada a necessidade de se estabelecer uma estrutura de governança de estruturas de disposição de rejeitos. Coforme apresentada pelo GISTM, a gestão deve ser composta por quatro papéis com notória relevância na gestão da segurança das estruturas, com diretrizes para o correto fluxo de aprovação e comunicação entre eles. Os papéis são: Executivo Responsável (AE[4]), Engenheiro Responsável pelas estruturas de rejeito (RTFE[5]), Engenheiro de Registro (EdR) e Painel Independente de Revisão sobre Rejeitos (ITRB[6]). As Resoluções também apontam a necessidade de implantação do EdR, inclusive seu papel e responsabilidades, entretanto, não apresenta definições de demais papéis da estrutura de governança de rejeitos, nem estratégia de reportes e comunicação entre as funções críticas.

É importante notar que alguns temas não foram trabalhados de maneira aprofundada nas Resoluções avaliadas, ou nem sequer foram mencionados, recebendo pontuações baixas na análise em questão. Alguns exemplos, não se restringindo a:

a. Recuperação de longo prazo pós-falha de médio e longo prazo, tema amplamente trabalhado no princípio 14 do GISTM;
b. Sistema de Gestão de Rejeitos (TMS) e Gestão Socioambiental (ESMS);
c. Necessidade de considerar o impacto das mudanças climáticas e incertezas relacionadas, que podem culminar em desvios de projeto e impactos na segurança das estruturas;
d. Incentivo ao desenvolvimento de novas tecnologias relacionadas à gestão de rejeitos.

Em contrapartida, uma série de assuntos apresentados no GISTM foram considerados como plenamente abordados nas Resoluções. Nesses casos, as pontuações atribuídas durante a análise foram maiores. Dentre os principais exemplos, pode-se citar:

[4] Do inglês: Accountable Executive.
[5] Do inglês: Responsible Tailings Facility Engineer.
[6] Do inglês: Independent Tailings Review Board.

a. Necessidade da elaboração de análise de formação de brecha de ruptura/estudo de ruptura hipotética;
b. Projetar/planejar o fechamento e pós-fechamento;
c. Necessidade de minimizar riscos inaceitáveis para ALARP (tão baixo quanto razoavelmente praticável, do inglês *as low as reasonably practicable*;
d. Necessidade de elaboração de registros de construção, denominados *As Built;*
e. Necessidade do monitoramento de engenharia voltado à segurança das estruturas;
f. Necessidade de realizar revisões periódicas de segurança (RPSB do inglês *Dam Safety Review* - DSR), com frequência estabelecida conforme avaliação do dano e consequências;
g. Necessidade de desenvolver e atualizar de maneira recorrente um Plano de Preparação e Resposta a Emergências específico da estrutura, baseado em estudos de ruptura hipotética (EPRP) que pode ser associado aos Planos de Ação de Emergência para Barragens de Mineração (PAEBM).

Tabela 03 - Pontuação adotada por princípio e artigos correlatos

Princípio	Tema chave	Artigos correlatos	Pontuação	Considerações
1	Direitos humanos e engajamento significativo	6º, 35º, 48º, 80º	3	Dentre os assuntos abordados no Princípio 1, diligência em direitos humanos não é um assunto abordado nas Resoluções.
2	Base de conhecimento interdisciplinar	6º, 15º, 22º, 24º	4	Boa sinergia entre o Padrão e as Resoluções.
3	Tomada de decisão informada	6º, 49º	2	As Resoluções não abordam as mudanças climáticas nem referenciam princípios de gestão adaptativa.
4	Planos e projetos para minimizar riscos	6º, 15º, 46º, 50º, 53º, 65º, 78º	3	GISTM apresenta metodologia de Classificação de Consequências com critérios específicos distintos das classificações das Resoluções.
5	Design robusto	6º, 49º, 50º, 53º, 58º, 78º	3	Nas Resoluções não há incentivo para investigação/aplicação de novas tecnologias que minimizem risco, nem a realização de estudo de balanço hídrico/planos de gestão hídrica.
6	Planejamento, construção, operação e gestão de riscos	10º, 49º	2	Nas Resoluções não há menção a sistema de gestão de mudanças, sistema de gestão de rejeitos ou sistema de gestão social e ambiental.
7	Monitoramento ao longo do ciclo de vida	7º, 22º, 65º	4	Não há conteúdo sobre métricas de desempenho nas Resoluções.
8	Políticas, sistemas e capacidades contábeis	59º, 60º, 65º	2	Definições e terminologias específicas do GISTM: Engenheiro Responsável (RTFE) e Executivo Responsável (AE).
9	Engenharia de registro	65º	3	Não há determinação sobre o processo de contratação das empresas ou plano de sucessão do EdR.
10	Revisão em todos os níveis	15º, 16º, 18º, 65º	3	Nas Resoluções não há menção sobre a obrigatoriedade de auditorias internas nem exigência de publicação sobre a capacidade financeira relacionada a fechamento.
11	Cultura organizacional	59º, 60º	2	Nas Resoluções não há menção sobre a necessidade de incorporar conhecimentos práticos e lições aprendidas.
12	Denúncias e proteção a denunciantes	80º	1	Nas Resoluções não há menção a um processo de investigação e combate à infrações legais relacionadas a estrutura de rejeito e proteção contra retaliação à denunciantes.
13	Resposta à emergência	Cap. VI	5	Resoluções abordam de forma abrangente o tema.

Princípio	Tema chave	Artigos correlatos	Pontuação	Considerações
14	Recuperação de longo prazo	43º	2	Resoluções não tem enfoque em ações de médio/longo prazo relacionadas ao pós-falha.
15	Divulgação pública	3º, 4º	2	As resoluções não apontam obrigação por parte do operador a divulgar informações, somente aquelas a serem publicadas no SIGBM.

6 CONCLUSÕES

Buscar analisar diferentes legislações e diretrizes técnicas relacionadas à segurança de barragens pode ser entendido como um esforço na busca por aprimorar as práticas rumo a gestão segura das estruturas. Entretanto, esse tipo de análise comparativa possui caráter multidisciplinar, abrangendo diversas áreas de conhecimento, além do forte caráter subjetivo e interpretativo. De maneira a mitigar tais questões, as análises deste artigo foram realizadas por um grupo de profissionais e foi utilizado o critério de pontuação pautado no trabalho desenvolvido por Campbell (2020). Ainda sim, não deve ser desconsiderado o fato da análise ser subjetiva e interpretativa, cabendo ao leitor discernir tecnicamente ao aplicar tais informações.

Aplicando-se a análise comparativa quantificada entre o GISTM e as Resoluções ANM nº 95/2022 e nº 130/2023, foi possível classificar e pontuar os 15 princípios do GISTM, tendo como base os requisitos, de acordo com a correspondência apresentada frente aos Artigos das Resoluções supracitadas. Além disso, os artigos correlatos foram apontados, juntamente com as considerações sobre os temas não abordados pela legislação avaliada.

Portanto, é válido notar que o GISTM abrange uma ampla gama de tópicos relacionados à gestão de rejeitos, incluindo requisitos de governança, diretrizes técnicas e de projetos, considerações socioambientais, entre outros temas. Muitos desses assuntos não são abordados nas Resoluções, como foi possível notar no decorrer da análise. Por esse motivo, conclui-se que somente a conformidade com as Resoluções ANM n° 95/2022 e n° 130/2023 não é suficiente para garantir que uma estrutura geotécnica no Brasil esteja atendendo plenamente todos os requisitos e princípios do GISTM.

Considera-se que o cumprimento de requisitos legais adicionais, incluindo regulamentações estaduais, municipais e demais desdobramentos legais pertinentes, para além das Resoluções ANM n° 95/2022 e n° 130/2023, pode aproximar as mineradoras da conformidade ao GISTM, aumentando o atendimento e aderência aos seus princípios. No entanto, é importante destacar que este artigo não abordou uma avaliação mais abrangente nesse aspecto, o que poderia ser explorado em trabalhos futuros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Braga, M. (2021) *Mudanças de política ambiental motivadas por catástrofes: lições dos rompimentos de duas barragens de rejeitos no Brasil*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, 157 p.

BRASIL (2023). *Resolução ANM Nº 130, de 24 de Fevereiro de 2023*. Altera a Resolução ANM nº 95, de 7 de fevereiro de 2022, e dá outras providências. Brasília, DF: Diário Oficial da União, Edição: 39, Seção: 1, Página: 69.

BRASIL (2022). *Resolução ANM Nº 95, de 07 de Fevereiro de 2022*. Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Brasília, DF: Diário Oficial da União, Edição: 35, Seção: 1, Página: 69-79.

Campbell R., Hussain T., Wright O., Voulaz S., Infante F. (2020) *Comparative Analysis of Tailings-Related Legislation in Key Mining Jurisdictions.* Towards Zero Harm - A Compendium of Papers Prepared for the Global Tailings Review. Chapter XIII, 135 p.

ICMM, UNEP, PRI (2020) *Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos*. Minuta Final. 22 p.

ICMM (2021) *Protocolos de Conformidade*: *Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos.* 108 p.

MAC (2021) *Equivalency Between Requirements of Towards Sustainable Mining and the Global Industry Standard on Tailings Management*. Mining Association of Canada. 23 p. Disponível em: https://mining.ca/towards-sustainable-mining/alignment-with-other-standards. Acessado em: 20 de março de 2023.

Reis, G., Oliveira, J. C. (2022) *Integrating the Safety Management of Tailings Facilities to the ISO Model and to the Global Industry Standard on Tailings Management.* Mining Technology. IntechOpen.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/7

Análise da Evolução da Regulamentação Referente à Segurança de Barragens de Mineração no Estado de Minas Gerais

Anna Luiza Freitas Carvalho
Geóloga, Faculdade Arnaldo, Belo Horizonte, Brasil, annalfcarvalho@gmail.com

Marcio Fernandes Leão
Geológo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: As barragens se fizeram presentes na vida da humanidade desde a antiguidade. Com o passar dos anos, essas estruturas foram sendo aprimoradas para diversos usos. No Brasil, as barragens começaram a fazer parte do processo minerário, há pouco mais de 100 anos. Como todas as obras de engenharia, essas estruturas também não possuem risco zero e durante esses anos, alguns episódios de rompimento ocorreram no Brasil, principalmente no estado de Minas Gerais. Em função desses episódios de rompimento, o estado de Minas Gerais - teve a obrigatoriedade de dar uma resposta para a sociedade, trazendo normativas voltadas para a segurança dessas estruturas. O presente estudo mostra a evolução da regulamentação sobre segurança de barragens no estado de Minas Gerais, fazendo uma correlação dessa evolução com os acidentes ocorridos. No decorrer da análise foram mapeadas todas as evoluções normativas no estado, sendo possível observar que a maior e mais rigorosa delas entrou em vigor após o rompimento da barragem que registrou o maior número de óbitos no estado.

PALAVRAS-CHAVE: Segurança de Barragens, Legislação, Minas Gerais, PAEBM.

ABSTRACT: Dams have been present in the lives of humanity since the dawn of time, over the years these structures have been improved for various uses. In Brazil, dams began to be part of the mining process just over 100 years ago. Like all engineering works, these structures also do not have zero risk and during these years, some episodes of rupture occur in Brazil, mainly in the state of Minas Gerais. Due to these episodes of disruption, the state of Minas Gerais was obliged to respond to society, bringing regulations aimed at the safety of these structures. The present study shows the evolution of dam safety regulations in the state of Minas Gerais, correlating this evolution with the accidents that occurred. During the analysis, all regulatory developments in the state were mapped, and it was possible to observe that the largest and most rigorous of them came into force after the collapse of the dam that recorded the highest number of deaths in the state.

KEYWORDS: Dam Safety, Legislation, Minas Gerais, PAEBM.

1 INTRODUÇÃO

Barragens são estruturas construídas há milhares de anos atrás, com diversas finalidades, dentre elas: conter água para abastecimento humano, controlar inundações, represar água para geração de energia elétrica, uso industrial ou para irrigação de plantações. Com o passar dos anos e com o desenvolvimento e fortalecimento da indústria da mineração, as barragens passaram a ter um papel fundamental no processo, sendo utilizadas desde o processo de beneficiamento do material (recirculação de água para uso industrial), até para a disposição de rejeitos provenientes do processo.

O histórico de utilização de barragens no Brasil para processos minerários é bem recente, ultrapassando pouco mais de 100 anos (TEIXEIRA, 2021). Antes da utilização das barragens, os resíduos eram despejados de forma não controlada em locais próximos as minas (regiões mais remotas). Em 1944, houve a implantação da Planta Queiroz (Planta Metalúrgica de Beneficiamento), no município de Nova Lima/ Minas Gerais, sendo considerado o primeiro sistema de disposição de rejeitos no Brasil (pertencente a Mineração Morro Velho, atual AngloGold Ashanti), implementando várias barragens ao longo dos anos: Barragem Cocuruto, Barragem Calcinados, Barragem Rapaunha e Barragem Cambimbe (TEIXEIRA, 2021).

O início do processo de construção das estruturas de contenção de rejeitos de mineração foi marcado pela ausência de mão de obra adequada, não utilização de equipamentos apropriados, ausência de estudos de investigação e de elaboração de projetos. Ao longo dos anos uma série de acidentes ocasionados por falhas

em barragens foram registrados em todo mundo. As falhas em barragens e a inevitabilidade do setor de mineração no mercado levaram a necessidade da criação de normativas voltadas para a gestão e segurança das barragens utilizadas por este setor, estabelecendo controles e diretrizes de segurança. Essas normativas encontram-se em processo de evolução atualmente (TEIXEIRA, 2021).

A mineração é considerada uma atividade econômica fundamental no Estado de Minas Gerais, sendo este considerado o estado que mais possui reservas minerais, além da grande concentração de mineradoras principalmente na área do Quadrilátero Ferrífero (Q.F) (REZENDE 2016). Devido a essa concentração de atividade no estado, Minas Gerais possui em seu território a maior parte das barragens de rejeitos de mineração do Brasil, ou seja, cerca de 36% das Barragens registradas na Agência Nacional de Mineração (ANM, 2023).

Diante disto, o presente artigo tem o objetivo de analisar a evolução da legislação do estado de Minas Gerais relacionada a temática de segurança de barragens de rejeitos de Mineração. Além disso, foram correlacionados os principais eventos de rompimento de barragens de rejeitos que ocorreram no estado de Minas Gerais, com as alterações nas normativas. Por fim, foram apontados os principais pontos das diretrizes referentes ao Plano de Ação de Emergência (PAE), no estado de Minas Gerais.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O desenvolvimento do presente trabalho foi realizado a partir da revisão bibliográfica da literatura sobre barragens de rejeitos, com base em: artigos, Leis e revistas técnicas, englobando casos sobre os acidentes com as barragens de rejeitos em Minas Gerais, além da verificação da revisão normativa relacionada a barragens no estado, sendo comparações entre os acidentes e evoluções das normativas.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 Barragens de Mineração

O Brasil, em especial o estado de Minas Gerais possui como destaque em sua economia a produção mineral, tendo uma grande representatividade no cenário global (IBRAM, 2016).

As barragens de contenção de rejeito ou de materiais/efluentes provenientes do processo mineral construídas no passado utilizavam de métodos empíricos de construção, trazendo como consequências falhas de algumas destas estruturas. Estas falhas em muitos casos trouxeram como consequências: perdas de vidas, impactos ambientais de grandes proporções e grandes prejuízos econômicos para os empreendedores além de impactos diretos e indiretos para os órgãos públicos.

No Brasil, uma vez que muitas barragens de pequeno e médio porte foram construídas afastadas dos centros urbanos, existe uma escassez de informações e documentos que tratam sobre eventos com barragens, fazendo com que esses só passem a ter repercussão quando causam: perdas de vidas humanas, impactos ambientais ou outros impactos. Essas consequências afetam as condições de vida das pessoas, como por exemplo, bloqueio de vias e acessos (GUIDICINI, 2021). Abaixo está disposto um resumo dos prinicpais rompimentos de barragens de Mineração, registrados no estado de Minas Gerais:

- Barragem de Contenção de Rejeitos da Mina de Fernandinho (Itabirito/MG - 1986): a estrutura era utilizada para contenção de rejeitos de minério de ferro, possuindo um volume de aproximadamente 350.000 m^3 e 40 metros de altura. A barragem estava sendo alteada pelo método de montante. A ruptura da estrutura se deu inicialmente pela ombreira direita, seguida por um colapso total da estrutura. O acidente causou 7 óbitos, além do impacto da vegetação local (PARRA & LASMAR, 1987).
- Barragem de Contenção de Rejeitos Rio Verde (Nova Lima/MG 2001): a estrutura era utilizada para a contenção de minério de ferro. O seu rompimento liberou cerca de 600.00 m^3 de rejeito e foi responsável pela morte de 5 pessoas além: da contaminação de cursos d'água, destruição de parte de Mata Atlântica e rompimento de uma adutora de água (ANA, 2016).
- Barragem São Francisco (Miraí/MG – 2007): a barragem armazenava em seu reservatório rejeitos do beneficiamento de bauxita. A ruptura da estrutura liberou cerca de 2.000.000 de m^3, causando a inundação dos municípios de Miraí e Muriaé. Cerca de 1.200 casas foram atingidas e 4.000 pessoas ficaram desalojadas além da contaminação de córregos e rios (CETEM, 2012; ANA 2016).

- Barragem B1 (Itabirito/MG – 2014): Era uma estrutura construída para o armazenamento de rejeito de minério de ferro (cerca de 3.200.00 m^3 em seu reservatório). O rompimento da estrutura causou 3 óbitos e 5 pessoas feridas, além da contaminação de córregos da Bacia Hidrográfica do Rio das Velhas, supressão vegetal em APP e danos à vida aquática (FEAM, 2014).
- Barragem de Fundão (Mariana/MG – 2015): o reservatório da barragem de Fundão armazenava cerca de 45.000.00m^3 de rejeito proveniente do beneficiamento de minério de ferro. O rompimento da estrutura teve como consequência, 19 óbitos e a contaminação da fauna e flora (FEAM, 2016).
- Barragem B1 Mina Córrego do Feijão (Brumadinho/MG – 2019): a estrutura de B1 acumulava em seu reservatório aproximadamente 11.000.000 m^3 rejeito de minério de ferro. O rompimento da estrutura resultou em 269 fatalidades, 03 desaparecidos, além de impactos ambientais, sociais e econômicos.

3.2 Legislação de Segurança de Barragens no Estado de Minas Gerais

Diante dos últimos recorrentes episódios de acidentes com barragens no estado de Minas Gerais, que possui atualmente cerca de 36% das barragens de mineração do Brasil (ANM, 2021), foi necessário a criação de uma regulamentação voltada para a Segurança de Barragens no estado. Até junho de 2016, constavam no inventário de barragens disponibilizado para consulta pública, por meio da Fundação Estadual do Meio Ambiente (FEAM), 285 estruturas inseridas na Política Estadual de Segurança de Barragens (PESB), de Minas Gerais (IDE-SISEMA/Metadados, 2023).

A primeira normativa no estado de Minas Gerais, voltada para a Segurança de Barragens foi a Resolução Nº 99/2002 da Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável (SEMA), que tratava sobre o encaminhamento à Fundação Estadual do Meio Ambiente (FEAM), o Cadastro de Barragens de Rejeito, e Reservatórios de água (SEMAD, 2002). Posterior a ela vieram as Deliberação Normativa COPAM N° 62, de 2002 que estabeleceu o cadastramento e a classificação das barragens no estado, a Deliberação Normativa COPAM n°87, de 2005 que complementa os critérios de classificação e, a Deliberação Normativa COPAM n° 124, de 2008, que também complementa os critérios de classificação (COPAM, 2002; 2005; 2008).

A Lei Nº 21.972 de 21 de janeiro de 2016, que dispõe sobre o Sistema Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos – SISEMA atribui em seu conteúdo ao Poder Executivo a tarefa de estimular por todos os meios de alternativas à implantação de barragens. Além disso, teve a finalidade de promover a preservação do meio ambiente e a redução dos impactos ambientais gerados por empreendimentos de mineração (Lei Nº 21.972, 2016).

Através do Decreto Nº 46.993, o Governo do Estado de Minas Gerais, instituiu em 02 de maio de 2016 a Auditoria Técnica Extraordinária de Segurança de Barragem. Ficou estabelecida a obrigatoriedade da realização da Auditoria Técnica Extraordinária de Segurança de Barragem em todos os empreendimentos que fazem a disposição final ou temporária de rejeitos de mineração em barragens que utilizem ou que tenham utilizado o método de alteamento para montante (Decreto Nº 46.993, 2016).

Ainda no ano de 2016, surgiu um projeto de Lei, estimulado principalmente pela população de Minas Gerais e pelo Ministério Público do Estado, que ficou popularmente conhecido como “Mar de Lama Nunca Mais”. Esse projeto foi encaminhado para a Assembleia Legislativa do Estado com quase 56 mil assinaturas (SOUZA, 2019). A Lei Nº 23.291 que instituiu a Política Estadual de Segurança de Barragens (PESB), entrou em vigor em 25 de fevereiro de 2019 (Lei Nº 23291, 2019).

No ano de 2020, o governo de Minas Gerais, publicou o Decreto Nº 48078, de 05/11/2020, que regulamenta os procedimentos para análise e aprovação do Plano de Ação de Emergência – PAE, estabelecido no art. 9º da Lei Nº 23.291, de 25 de fevereiro de 2019, instituindo a Política Estadual de Segurança de Barragens (Decreto Nº 48078, 2020). A Lei Nº 23.291, que entrou em vigor no ano de 2019, teve os seus dispositivos regulamentados através do Decreto Nº 48140, de 25/02/2021.

Em março de 2021, foi publicada pelos órgãos SEMAD/FEAM/IEF/IGAM, a Resolução Conjunta Nº 3.049, que estabelece diretrizes para a apresentação do Plano de Ação de Emergência, para as barragens abrangidas pela Lei Nº 23.291/2019, no âmbito das competências do Sistema Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos definidas pelo Decreto Nº 48.078, de novembro de 2020. Além disso, determina procedimentos a serem adotados pelos responsáveis destas barragens quando estiverem em situação de emergência (Resolução Conjunta Nº 3.049, 2021).

O Instituto Mineiro de Agropecuária (IMA), estabeleceu em março de 2021 a Portaria IMA Nº 2047, que estabelece diretrizes, exigências e ações para a apresentação e aprovação do Plano de Ação de Emergência-PAE, para as barragens abrangidas pela Lei nº 23.291, de 25 de janeiro de 2019, no âmbito das competências do Instituto Mineiro de Agropecuária definidas pelo Decreto nº 48.078, de 5 de novembro de 2020. A IMA Nº 2047 determina procedimentos a serem adotados pelos responsáveis destas barragens quando estiverem em situação de emergência (Portaria IMA Nº 2047, 2021).

O Instituto Estadual do Patrimônio Histórico e Artístico de Minas Gerais (IEPHA), através da Portaria IEPHA nº 7 de 2021, estabeleceu normas e procedimentos acerca da: apresentação, análise e aprovação do Plano de Ação de Emergência – PAE, conforme previsto no Decreto Nº 48.078 /2020, no que tange à competência deste órgão Portaria IEPHA Nº 7, 2021).

A Fundação Estadual do Meio Ambiente de Minas Gerais (FEAM), por meio da Portaria FEAM Nº 678 de maio de 2021, estabeleceu regras para o credenciamento de auditores para a prestação de serviços de auditoria técnica de segurança de barragens no âmbito da Política Estadual de Segurança de Barragens. Em maio de 2021 a FEAM estabeleceu também o procedimento a ser seguido para o cadastro e classificação das barragens submetidas PESB, mediante a publicação da Portaria Nº 679 de 2021 Portaria FEAM Nº 679 de 2021 (Portaria FEAM Nº 678, 2021) (Portaria FEAM Nº 679, 2021).

A Coordenadoria Estadual de Defesa Civil de Minas Gerais (CEDEC/MG), trouxe através da Instrução Técnica nº 01/2021, os requisitos mínimos necessários para a elaboração e aprovação da Seção II do Plano de Ação de Emergência (PAE) das barragens inseridas nas PESB, conforme competência definida no Decreto Estadual Nº 48.078/2020 (Instrução Técnica nº 01/2021, 2021).

O Decreto Nº 48.078/2020, foi alterado pelo Decreto Nº 48.190 de maio de 2021, onde os prazos de atualização do PAE sofreram alterações. A Resolução Conjunta SEMAD/FEAM/IEF/IGAM Nº 3.049, foi alterada em novembro de 2001 pela Resolução Conjunta SEMAD/FEAM/IEF/IGAM Nº 3.181 de 2022.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Barragem de Fernandinho (Iatbirito/MG), que rompeu em janeiro de 1986, era uma estrutura de contenção de rejeitos de minério de ferro, com cerca de 40 metros de altura alteada pelo método de montante, onde os alteamentos ocorriam através do lançamento de rejeito sobre rejeito (sem compactação). O rompimento dessa estrutura se deu em duas etapas: sendo a primeira uma ruptura lenta próxima a ombreira direita e as segunda o colapso total da estrutura. A ruptura da barragem de Fernandinho não provocou nenhuma mudança ou concepção de uma legislação referente a segurança de barragens no estado de Minas Gerais, uma vez que a primeira normativa do tema, só entrou em vigor no ano de 2002, ou seja, 16 anos após este rompimento.

A barragem Rio Verde, (Nova Lima/MG) compunha um sistema de contenção de rejeitos de minério de ferro, do qual era alteado pelo método de montante. Em junho de 2001, sucedeu-se o rompimento dessa estrutura, ocasionando 5 óbitos, destruição de vias de acesso, devastação de cerca de 79 hectares de Mata Atlântica, além da contaminação do Córrego Taquaras e de uma área de cerca de 30 hectares de proteção ambiental, que receberam cerca de 600 mil m^3 de rejeito (GUIDICINI, 2021). Seis meses após o rompimento da barragem Rio Verde, a SEMAD publicou a Resolução Nº 99 de janeiro/2002. A referida normativa trouxe a obrigatoriedade dos empreendedores responsáveis por empreendimentos minerários e industriais detentores de barragens de rejeito e água, o envio em até 90 dias (após a publicação da normativa) do Cadastro de Barragens de Rejeito e Reservatórios de Água preenchido para a Fundação Estadual do Meio Ambiente (FEAM).

Ainda no ano de 2002, foi promulgado pelo Conselho Estadual de Política Ambiental (COPAM), a Deliberação Normativa COPAM Nº 62 de dezembro de 2002. Essa normativa foi estabelecida levando em consideração a insuficiência do conhecimento do acervo de barragens de contenção de rejeitos, de resíduos e de reservatórios de água, sob a responsabilidade de empreendedores industriais e de mineração dentro do estado de Minas Gerais, além da necessidade do estabelecimento dos requisitos mínimos para a obtenção do licenciamento dessas estruturas nos empreendimentos. Através desta Deliberação Normativa, foi estabelecido pela primeira vez no estado de Minas Gerais os critérios para classificação dessas barragens.

A Deliberação Normativa COPAM Nº 62/2002, mostrou também o início da busca por mecanismos específicos para a segurança das barragens em todas as suas fases. A normativa trouxe os requisitos mínimos de atendimento pelo empreendedor nas fases de: implantação, construção, operação e

fechamento/desativação, além do primórdio da construção de uma atenção voltada para implantação de sistemas eficazes de gestão de riscos para essas estruturas.

Em junho de 2005, foi publicada pelo COPAM a Deliberação Normativa Nº 87, que alterava e complementava a Deliberação Normativa Nº 62. Essa alteração se deu em função do cumprimento do Art. 9º da Deliberação Normativa COPAM Nº 62/2002, que estabelecia a construção de um Grupo de Trabalho multidisciplinar, com o objetivo de consolidar, tratar os dados e classificar as barragens com base nas informações do Formulário para Cadastro de Barragens. Ela também estabeleceu os critérios para a delimitação da área a jusante da barragem, e a periodicidade das auditorias previstas na Normativa.

A Publicação da Deliberação Normativa COPAM Nº 87/2005 trouxe como marcos a obrigatoriedade e a periodicidade da execução de Auditorias Técnicas Independentes nas estruturas, com a determinação do envio do Relatório da Auditoria de Segurança, assinada pelo(s) auditor(es) para a Fundação Estadual do Meio Ambiente – FEAM. Trouxe também a definição da classificação das barragens, baseada: nos critérios de altura da barragem, volume do reservatório, ocupação humana a jusante, interesse ambiental a jusante e instalações na área a jusante. As estruturas eram classificadas em três categorias de acordo com o somatório dos valores dos parâmetros de classificação.

Nos períodos de março de 2006 e janeiro de 2007, Minas Gerais suportava novamente eventos associados a barragens de mineração. A barragem São Francisco (Miraí/MG), era uma estrutura de contenção de rejeitos de mineração de bauxita, construída em duas etapas de alteamento. Em março de 2006, durante a etapa de alteamento, houve um incidente nesta estrutura, onde cerca de 135.000 m^3 de água e lama foram liberados, atingindo cursos de água da Zona da Mata e norte fluminense (Rio de Janeiro). A liberação desse material, causou danos aos ecossistemas ribeirinhos com mortandade de peixes, alagamento de áreas de cultivo e pastagem, além de comprometimento da qualidade da água de vido à turbidez (GUIDICINI, 2021). Dez meses após o incidente supracitado, houve o rompimento da estrutura. Segundo testemunhas, no dia chovia muito, o que levou a um aumento rápido do nível do reservatório, causando o vertimento da água no contato do maciço com a ombreira direita, dando início a um processo erosivo na estrutura. A rápida ação de comunicação à população, executada pela equipe de vigilância de barragens e pela Polícia Militar de Minas Gerais (PMMG), evitou perdas de vida em atribuição ao rompimento, porém a ação não impediu a destruição de casas, contaminação das águas do rio Muriaé e inundação das partes baixas das cidades Miraí e Muriaé além de cidades fluminenses, o abastecimento de água também foi impactado e ocorreu mortandade de peixes (GUIDICINI, 2021).

Um ano e dez meses após o rompimento da barragem de Miraí, o COPAM publicou a Deliberação Normativa COPAM Nº 124. Essa resolução, foi publicada com o objetivo de complementar a Deliberação Normativa COPAM Nº 87. A complementação da norma, veio em função da possibilidade da data definida para disponibilização do Relatório de Auditoria Técnica de Segurança de barragens, induzir a realização da auditoria no período chuvoso anual, podendo comprometer a confiabilidade dos dados, mascarando resultados, por exemplo, além de outros impactos.

Em novembro de 2014, Minas Gerais se presenciava mais uma vez o rompimento de uma barragem de rejeitos. A Barragem B1(Itabirito/MG) era uma estrutura construída para armazenamento de rejeitos, com alteamentos pelo método de montante. O espigotamento do rejeito nessa estrutura acontecia a partir da crista da estrutura. O acidente da estrutura aconteceu a partir do rompimento do maciço lateral da estrutura que se rompeu junto à ombreira direita. A jusante da barragem B1 estavam as barragens B2 e B3 que não suportaram o volume do material mobilizado e sofreram galgamento. B3 além do galgamento sofreu também a abertura de uma brecha no centro do talude de jusante. Em decurso do rompimento: três pessoas morreram, transcorreram danos ambientais diversos, além do comprometimento de água e energia em um condomínio próximo ao local do rompimento (SUPRAM, 2014).

Um ano após o rompimento da barragem B1, adveio o rompimento da barragem de Fundão (Mariana/MG). A barragem de Fundão, era uma estrutura construída para o armazenamento de minério de ferro e alteada pelo método de montante. Em novembro de 2015, houve o rompimento da barragem de Fundão, onde segundo Morgenstern (2016), a causa da ruptura está associada a deformação por extrusão do rejeito fino, que teria sido comprimido para frente (jusante), levando a um processo de liquefação na estrutura. Como consequência, 19 pessoas vieram a óbito, além de impactos ambientais ao longo da Bacia do Rio Doce.

Dois meses após o rompimento da barragem de Fundão e um ano e dois meses após o rompimento da barragem B1, o Governador do Estado de Minas Gerais, publicou a Lei Nº 21.972 de Janeiro de 2016, que

dispõe sobre o Sistema Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos – SISEMA. No Art. 30, da Lei citada, o Poder Executivo passou a ter a incumbência de fomentar, alternativas à implantação de barragens, objetivando a preservação do meio ambiente e a redução dos impactos ambientais gerados por empreendimentos de mineração.

Em maio de 2016, o Governo de Minas Gerais, através do Decreto Nº 46.993/2016, instituiu a Auditoria Técnica Extraordinária de Segurança de Barragem para todos os empreendimentos que realizam a disposição final ou temporária de rejeitos de mineração em barragens que utilizem ou que tenham utilizado o método de alteamento para montante. O decreto estabeleceu a obrigatoriedade da realização dessa auditoria por: profissionais legalmente habilitados, especialistas em segurança de barragens e externos ao quadro de funcionários da empresa responsável pelo empreendimento.

Em janeiro de 2019, o estado de Minas Gerais vivenciou o rompimento da barragem B1 Mina Córrego do Feijão (Brumadinho/MG). A estrutura era utilizada para o armazenamento de rejeito de minério de ferro, sendo alteada pelo método de montante. Segundo CIMNE (2021), o aumento repentino da poropressão é a causa mais provável para a liquefação, responsável pela ruptura da barragem. A ruptura da estrutura causou 269 fatalidades, o desaparecimento de 3 pessoas, além de impactos ambientais, sociais e econômicos.

Após o rompimento da barragem B1 Mina Córrego do Feijão, o estado de Minas Gerais diligenciou na construção de normativas consistentes voltadas para a Segurança de Barragens de Mineração. A Lei Nº 23.291/2019 foi promulgada um mês após o rompimento da barragem B1. A referida Lei instituiu no estado a Política Estadual de Segurança de Barragens (PESB), a ser implementada de forma articulada com a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), estabelecida pela Lei Federal Nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, e com as Políticas Nacional e Estadual de Meio Ambiente e de Proteção e Defesa Civil.

A PESB trouxe como critérios de enquadramento semelhantes a PNSB. Entretanto a PESB apresentou valores mais conservadores de altura do maciço e capacidade total do reservatório, para enquadramento em sua política. Um dos tópicos mais importantes que pode-se observar na PESB, é que pela primeira vez, em âmbito de uma legislação estadual em Minas Gerais, é citado o Plano de Ação de Emergência (PAE). Ele é referido atrelando a sua apresentação para obtenção da Licença de Instalação (LI) do empreendimento e para obtenção da Licença de Operação (LO), condicionada à aprovação a sua aprovação seguindo as premissas do Art. 9º da legislação e a apresentação dos estudos completos dos cenários de rupturas com mapas com a mancha de inundação. A PESB traz como obrigatório constar no PAE, uma previsão de instalação de sistema, de alerta sonoro ou outra solução de maior eficácia para alertar as comunidades em caso de uma situação de emergência com a barragem. Trouxe também medidas específicas para: resgatar atingidos, pessoas e animais, mitigar impactos ambientais, assegurar o abastecimento de água potável às comunidades afetadas e resgatar e salvaguardar o patrimônio cultural. Na PESB é estabelecida a disponibilização do PAE no empreendimento, no órgão ambiental competente e nas prefeituras dos municípios situados na área a jusante da barragem.

A PESB, por meio do Art. 12º vetou a concessão de licença ambiental para construção, instalação, ampliação ou alteamento de barragem em cujos estudos de cenários de rupturas fossem identificadas comunidades na zona de autossalvamento (ZAS). Nessa normativa a ZAS ficou determinada como: 10 km (dez quilômetros) ao longo do curso do vale ou a porção do vale passível de ser atingida pela onda de inundação num prazo de trinta minutos, sendo considerada a maior entre as duas. Através da publicação da PESB, ficou determinada também a descaracterização das barragens de contenção de rejeitos ou resíduos que tenham sido alteadas pelo método de montante (suscetível a liquefação).

A Resolução Conjunta SEMAD/ FEAM Nº 2.784 de Março/ 2019, determinou a descaracterização de todas as barragens de contenção de rejeitos e resíduos, alteadas pelo método a montante (provenientes de atividades minerárias) existentes em Minas Gerais.

Em cinco de novembro de 2020, por meio do Decreto Estadual Nº 48.078, os procedimentos para análise e aprovação PAE, estabelecido no art. 9º da Lei Nº 23.291/2019, foram regulamentados. Através deste decreto foram definidos os objetivos do PAE, sendo eles: segurança das pessoas e dos animais, preservação do meio ambiente e salvaguarda do patrimônio cultural, além de definidos os órgãos responsáveis pela análise e aprovação do documento. Ficou estabelecido a construção do PAE como um documento único, divido em cinco seções.

Por meio do Decreto Nº 48.140/2020, de fevereiro de 2021, dispositivos da Lei Nº 23.291/2019 foram regulamentados, e medidas para aplicação do art. 29 da Lei nº 21.972/ 2016, que trata da exigência do empreendedor da elaboração e implementação de: Plano de Ação de Emergência, Plano de Contingência e

Plano de Comunicação de Risco. Esses planos são obrigatórios quando as medidas de controle ambiental determinadas para o licenciamento ambiental de atividade ou empreendimento coloque em grave risco vidas humanas ou meio ambiente.

O ano de 2021 ficou marcado pelo volume de normativas voltadas para a segurança de barragens, com foco íntegro na apresentação pelos órgãos responsáveis pela análise e aprovação do PAE, elencados no Decreto Estadual Nº 48.078, das diretrizes de apresentação do Plano de Ação de Emergência - PAE, para as barragens abrangidas pela Lei nº 23.291/2019.

Por meio da Portaria FEAM Nº 678 de maio de 2021, foram estabelecidos os critérios para o credenciamento de auditores para a prestação de serviços de auditoria técnica de segurança de barragens no âmbito da PESB. Já a Portaria FEAM Nº 679 de maio de 2022, trouxe a descrição dos procedimentos a serem seguidos para o cadastro e classificação das barragens submetidas à PESB. Por fim, os prazos estabelecidos para análise e aprovação PAE, determinados pelo Decreto Nº 48.078/2020, foram alterados através da publicação do Decreto Nº 48.190/2021.

Atentando ao histórico de rompimento de barragens no estado de Minas Gerais, bem como suas causas e consequências, é notória a evolução da construção das normativas de segurança de barragens de rejeito de mineração dentro do estado. Essa ascensão é percebida de forma clara a partir da publicação da Lei Nº 23.291/2019, onde as ações de construção e aprovação do PAE, se destacaram, mostrando a relevância desse documento em uma situação de emergência e indispensabilidade de se ter esse documento para as barragens de rejeito de mineração.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O progresso da evolução das normativas voltadas para segurança de barragens de rejeitos de mineração no estado de Minas Gerais mostra a preocupação do estado em impedir que novos rompimentos aconteçam. É notório que diante dos episódios de rompimento de barragens o estado de Minas Gerais se viu na obrigatoriedade do fortalecimento das suas normativas voltadas para segurança de barragens, em destaque: a obrigatoriedade do cadastro de barragens, junto a FEAM, o estabelecimento de sistemas eficazes de gestão de riscos para essas estruturas, a obrigatoriedade de Auditorias Técnicas Independentes nas estruturas, a determinação dos parâmetros de classificação das barragens, auditorias Técnica Extraordinária de Segurança de Barragem, para estruturas que tenham sido construídas pelo método de alteamento a montante, obrigatoriedade do PAE, em legislação em âmbito estadual em Minas Gerais, além de diretrizes para elaboração e aprovação desses planos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANA – AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (2016) Encarte especial sobre a bacia do Rio Doce – Rompimento da barragem em Mariana/MG. Conjuntura dos Recursos Hídricos no Brasil Informe 2015. Brasília, DF: ANA/SPR, 49p.

ANM. Agência Nacional de Mineração. Classificação de Barragens de Mineração. Disponível em:< https://app.anm.gov.br/SIGBM/Publico/Estatistica>. Acesso em: 30 mai. de 2023.

CETEM – CENTRO DE TECNOLOGIA MINERAL (2012) Rompimento de barragem da Mineradora Rio Pomba Cataguases afeta qualidade da água em MG e no RJ. Rio de Janeiro, RJ: CETEM, 4 p.

COPAM, (2002) Deliberação Normativa COPAM nº 62, de 17 de dezembro de 2002. Disponível em:<https://www.ceivap.org.br/barragem/Normativa-COPAM-MG-62-2002.pdf>. Acesso em: 30 mai. 2023.

COPAM, (2005) Deliberação Normativa COPAM nº 87, de 17 de junho de 2005. Disponível em: <http://www.siam.mg.gov.br/sla/download.pdf?idNorma=8251>. Acesso em: 30 mai. 2023.

COPAM, (2008) Deliberação Normativa COPAM nº 124, de 09 de outubro de 2008.Disponível em: <https://www.ceivap.org.br/barragem/Normativa-COPAM-MG-124-2008.pdf>. Acesso em: 30 mai. 2023.

CIMNE (2021) RELATÓRIO FINAL - Análise computacional da ruptura da Barragem I na Mina do Córrego do Feijão, em Brumadinho. Disponível em:<https://www.mpf.mp.br/mg/sala-de-imprensa/docs/2021/relatorio-final-cinme-upc-traducao-do-sumario-executivo-final.pdf>.Acesso em: 30 mai. 2023.

Decreto Nº 46.993 de 2016. Disponível em:<http://www.siam.mg.go v.br/sla/download.pdf?idNorma=41216>. Acesso em: 30 mai.2023.

Decreto Nº 48078 de 2020. Disponível em:< https://www.snisb.gov.br/Entenda_Mais/legislacao-aplicada/mg-legislacao-mineira-decreto-48078-de-05_11_2020-assembleia-de-minas.pdf/view>. Acesso em: 30 mai. 2023.

Decreto Nº 48.190 de 2021. Disponível em:<https://leisestaduais.com.br/mg/decreto-n-48190-2021-minas-gerais-altera-o-decreto-n-48078-de-5-de-novembro-de-2020-que-regulamenta-os-procedimentos-para-analise-e-aprovacao-do-plano-de-acao-de-emergencia-pae-estabelecido-no-art-9-da-lei-n-23-291-de-25-de-fevereiro-de-2019-que-instituiu-a-politica-estadual-de-seguranca-de-barragens>. Acesso em: 30 mai. 2023.

FEAM – FUNDAÇÃO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE (2014) Inventário de Barragem do Estado de Minas Gerais, Belo Horizonte: FEAM, 2014. 44 p.

FEAM – FUNDAÇÃO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE (2016) Inventário de Barragem do Estado de Minas Gerais, Belo Horizonte: FEAM, 2016. 54 p.

Guidicini, G., Sandroni, S. S., Mello, F. M. (2021) Lições aprendidas com acidentes e incidentes em barragens e obras anexas no Brasil. Rio de Janeiro: CBDB, 207 p.

IDESisema/Metadados.Disponívelem:<https://idesisema.meioambiente.mg.gov.br/geonetwork/geonetwork/api/records/e0197766-b7af-4e1e-87667b1de8f2002 c>. Acesso em: 30 mai. 2023.

Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM) Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração/Instituto Brasileiro de Mineração; organizador, Instituto Brasileiro de Mineração. 1.ed. - Brasília: IBRAM, 2016. 128 p.

Instrução Técnica nº 01/2021 de 2021. Disponível em:<http://www.defesacivil.mg.gov.br/images/documentos/2021_Instrucao%20T%C3%A9cnica_vers%C3%A3o_publicada.pdf>. Acesso em: 30 mai. 2023.

Lei nº 21972 de 2016. Disponível em: <http://www.siam.mg.g ov.br/sla/download.pdf?idNorma=40095>. Acesso em: 30 mai. 2023.

Lei nº 23291 de 2019. Disponível em:<https://www.almg.gov.br/legislacao-mineira/texto /LEI/23291/2019/>. Acesso em: 30 mai. 2023.

Morgenstern, N. R., Vick, S. G., Viotti, C. S., Watts, B. D. (2016) – Fundão Tailings Dam Review Panel – Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam, 88 p.

Parra, P.C., Lasmar, N.T (1987). Ruptura da barragem de rejeitos de Fernandinho. Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos, REGEO'87, Rio de Janeiro, RJ, p. 423-444.

Portaria FEAM Nº 678 de 2021. Disponível em:<http://www.siam.mg.gov.br/sla/download.pdf?idNorma=53740>. Acesso em: 30 mai. 2023.

Portaria FEAM Nº 679 de 2021. Disponível em:<http://www.siam.mg.gov.br/sla/download.pdf?idNorma=53884>. Acesso em: 30 mai. 2023.

Portaria IEPHA Nº 7 de 2021. Disponível em:< http://www.iepha.mg.gov.br/images/servicos/PlanoAcaoEmergencial/IEPHA-portaria_07-2021_PAE.pdf>. Acesso em: 30 mai. 2023.

Portaria IMA Nº 2047 de 2021. Disponível em:<http://ima.mg.gov.br/comunicados/1557-defesa-animal/1907-protocolo-sanitario -situacao-de-emergencia>. Acesso em: 30 mai.2023.

Resolução Conjunta Nº 3.049 de 2021. Disponível em:<http://www.siam.mg.gov.br/sla/download.pdf?idNorma=53502>. Acesso em: 30 mai. 2023.

Resolução Conjunta SEMAD/FEAM/IEF/IGAM Nº 3.181 de 2022. Disponível em:<http://www.siam.mg.gov.br/sla/download.pdf?idNorma=56489>. Acesso em: 30 mai. 2023.

REZENDE, V. L.. A mineração em Minas Gerais: uma análise de sua expansão e os impactos ambientais e sociais causados por décadas de exploração. Sociedade & Natureza, v. 28, n. 3, p. 375–384, set. 2016.

SEMAD, (2022). RESOLUÇÃO SEMAD No 99, DE 29 DE JANEIRO DE 2002. Disponível em:<https://www.rcambiental.com.br/Atos/ver/RESL-SEMAD-MG-99-2002>. Acesso em: 30 mai. 2023.

Souza, T. S. A. Evolução histórica da legislação brasileira e do estado de Minas Gerais relacionado ao tema de disposição de rejeitos de mineração em barragens. 2019. 94 f. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.

SUPRAM - Superintendências Regionais de Meio Ambiente. PARECER ÚNICO Nº 211/2014 (DOC SIAM nº 1165006/2014). Belo Horizonte: COPAM, 2014. 10 p.

Teixeira, C. Z. (2021) Barragens de Rejeitos - Mecanismos de Ruptura e gestão de riscos. Cornelio Zampier Teixeira – Belo Horizonte – Editora Roma, 414 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/8

Análise das Técnicas de Disposição de Resíduos Provenientes do Beneficiamento de Minérios

Fernanda dos Santos Oliveira
Graduanda em Engenharia Civil, Universidade Federal do Vale do São Francisco - UNIVASF, Juazeiro, Brasil, fe.oli@hotmail.com

Raliny Mota de Souza Farias
Professora Doutora em Engenharia Civil, Universidade Federal do Vale do São Francisco – UNIVASF, Juazeiro, Brasil, raliny.mota@univasf.edu.br

RESUMO: A disposição dos resíduos gerados pela indústria da mineração tornou-se relevante visto as implicações ambientais e socioeconômicas que envolvem os critérios de risco e dano potencial associados à segurança de barragens. As obras caracterizadas pela contenção de rejeitos, por exemplo, constituem-se de estruturas geotécnicas que apresentam um desafio quanto à resistência, estabilidade e segurança. Nesse contexto, o presente trabalho teve como objetivo avaliar os métodos de disposição de estéril e rejeito oriundos da exploração de minérios, visando a seleção de alternativas viáveis, que considerem o aspecto operacional, econômico e geotécnico, para implementação. A metodologia consistiu em uma pesquisa bibliográfica com elaboração de diagnóstico qualiquantitativo dos critérios adotados na escolha das áreas de disposição, técnicas de lavra, equipamento de instrumentação, além da verificação das práticas de segurança. Os resultados permitiram entender as técnicas atuais e apresentar uma ferramenta de tomada de decisão capaz de contribuir com a descaracterização de barragens do tipo montante, em conformidade com a legislação vigente. Concluiu-se que tais informações representam um indicativo da melhor técnica para armazenamento dos resíduos e rejeitos, promovendo uma gestão responsável capaz de mitigar efeitos negativos do setor da mineração e oferecer alternativas a substituição das barragens consideradas de alto e médio risco.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeito de Minério, Empilhamento de Resíduos, Descaracterização de Barragem a Montante, Lavra.

ABSTRACT: The disposal of waste generated by the mining industry has become relevant given the environmental and socioeconomic implications that involve the criteria of risk and potential damage associated with dam safety. Works characterized by tailings containment, for example, consist of geotechnical structures that present a challenge in terms of resistance, stability and safety. In this context, the present work aimed to evaluate the methods for disposing of waste rock and waste arising from mineral exploration, aiming to select viable alternatives, which consider the operational, economic and geotechnical aspects, for implementation. The methodology consisted of bibliographical research with the elaboration of a qualitative and quantitative diagnosis of the criteria adopted in the choice of disposal areas, mining techniques, instrumentation equipment, in addition to the verification of safety practices. The results allowed us to understand current techniques and present a decision-making tool capable of contributing to the decharacterization of upstream dams, in accordance with current legislation. It was concluded that such information represents an indication of the best technique for storing waste and tailings, promoting responsible management capable of mitigating negative effects in the mining sector and offering alternatives to replacing dams considered high and medium risk.

KEYWORDS: Ore Rejecting, Waste Piling, Decharacterization of Upstream Dam, Mining.

1 INTRODUÇÃO

A exploração de recursos minerais desempenha um papel significativo no Brasil, por contribuir com a economia e influenciar a ocupação territorial ao longo dos anos. A partir das atividades do setor da mineração ocorrem a geração de resíduos que representam os volumes de materiais, denominados estéril e rejeito. O

estéril se caracteriza como um resíduo resultante das operações de extração da mina, reconhecido pelo baixo valor econômico e geralmente disposto em pilhas. Já o rejeito, é um material proveniente de processos de beneficiamento do minério, cujo objetivo é uniformizar o material e eliminar minerais sem valor econômico associados a melhorias na qualidade, pureza ou teor do produto final (IPEA, 2012).

O método de disposição de rejeito mais conhecido e amplamente utilizado é o convencional, através de barragens de contenção, que armazena o rejeito do processo da extração do minério através de alteamentos sucessivos. Além do método convencional, pode-se ainda fazer uso do empilhamento drenado para rejeito arenoso, lama espessada, pasta, disposição subaérea e disposição de rejeito filtrado para rejeitos finos, outra abordagem é a co-disposição, que envolve o depósito conjunto de rejeito e estéril (Alves, 2020).

A primeira barragem com essas caracteristicas no Brasil, foi planejada para o Vale do Queiros, na década de 50 em Nova Lima, onde a sua construção foi fundamentada nas práticas e nos equipamentos disponíveis na época. Apesar do desenvolvimento das tecnologias, as barragens eram consideradas não seguras uma vez que não existia rigor na aplicação de técnicas específicas para esse tipo de estrutura (Ávila *et al.*, 2021). Por isso, a mineração enfrentou ao longo dos anos, diversos desafios na acomodação de seus rejeitos, assim como na disposição dos estéreis.

Os acidentes envolvendo barragens de rejeito de minério geram um grande alerta no setor e impulsionam os avanços na legislação e na tecnologia. A ruptura da barragem *El Cobre*, no Chile (ano de 1965), resultou em uma regulamentação mais rígida na indústria da mineração. Assim, os aspectos técnicos de estabilidade da fundação foram considerados. Já as rupturas nas barragens da Mineração Rio Verde, em Minas Gerais nos anos 2000, levou à implementação de legislação estadual e programas de gestão de barragens. Nos anos seguintes, com as rupturas Fundão na cidade de Mariana (ano de 2015) e Brumadinho (ano de 2019), o setor da mineração adotou esforços para revisar os procedimentos de segurança de barragens e desenvolver novas técnicas de disposição de rejeitos, influenciando na percepção da sociedade sobre a gestão de resíduos pela indústria de mineração (Ávila *et al*., 2021). Assim os métodos de disposição progrediram com o intuito de promover a redução do potencial de danos, quanto ao aumento da segurança das estruturas que os contêm.

Estes aspectos reforçam a necessidade de investigar a implementação de novas abordagens para gerenciamento dos resíduos, visando a minimização de área necessária, a mitigação dos impactos ambientais e o aprimoramento das condições geotécnicas das estruturas de contenção, seja por meio de pilhas ou barragens. Diante desse contexto, o presente trabalho analisou os diferentes métodos de disposição de estéril e rejeito provenientes mineração, com o intuito de oferecer diretrizes para encontrar alternativas mais adequadas considerando os aspectos operacionais, econômicos e geotécnicos.

2 DIAGNÓSTICO DA DISPOSIÇÃO DOS RESÍDUOS E REJEITOS DA MINERAÇÃO

Nos primórdios da mineração no Brasil, a disposição de resíduos e os consequentes impactos ambientais eram comumente negligenciados, tornando a descarga direta no meio ambiente. A partir do século XX, as mineradoras adotaram dispositivos legais para minimizar as práticas ambientais inadequadas, na construção de barragens (IBRAM, 2016). A partir de 2010, as práticas de gestão de estéril quanto aos projetos de barragens de rejeito, trouxeram evolução de requisitos legais e normativos estabelecidos na adoção de critérios técnicos voltados para prevenção de riscos, como também a redução de impactos ambientais. Por isso, é importante entender como cada técnica é desempenhada na legislação vigente.

2.1 Barragem de Rejeitos

As barragens de contenção de rejeito, são estruturas geotécnicas projetadas para a contenção de resíduos provenientes de processos de beneficiamentos dos minérios. Logo, a disposição dos rejeitos varia conforme o processo de mineração, considerando as características geológicas e topográficas da área, como a propriedades dos materiais e o impacto ambiental dos contaminantes (Duarte, 2008).

As barragens convencionais, geralmente são construídas em uma única etapa, ou ocasionalmente, em duas ou três elevações, seguindo padrões rigorosos de construção. Há o método da linha de montante, a qual ocorre o deslocamento do eixo para montante, no qual os rejeitos são depositados são aproveitados como parte da estrutura de contenção. Dessa forma, são lançados a montante a partir da crista do dique inicial, formando uma praia que será a base de construção do próximo alteamento. Por conseguinte, o método de jusante se

caracteriza pelo aumento gradual da altura da barragem na direção do fluxo de água, a jusante do dique de partida. Construída através da utilização do próprio rejeito, solos de empréstimo ou estéril proveniente da mineração. Esse método é considerado uma opção mais segura, uma vez que possibilita o controle da qualidade do maciço e a posição da linha freática por meio da implementação de sistema contínua de drenagem interna, resultando na minimização do risco de ruptura devido à liquefação e *piping* (IPEA, 2012). O método de alteamento por linha de centro envolve a construção de alteamento sobre o rejeito depositado a montante e sobre o próprio barramento a jusante, seguindo um eixo vertical a partir do dique de partida (Machado, 2022).

É possível observar esboço dos três métodos na Figura 1.

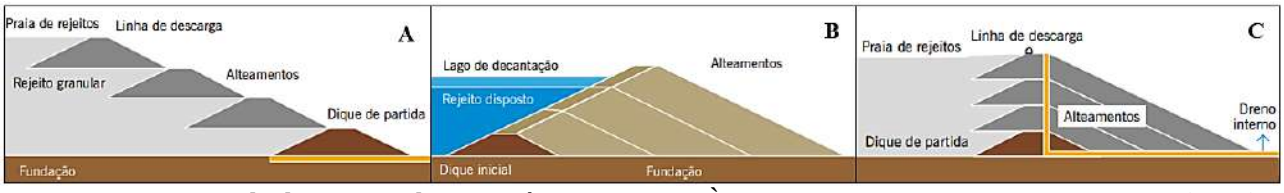


Figura 1. A: Tipos de disposição de rejeito à montante. B: À jusante. C: De centro. Fonte: IBRAM (2016).

O rejeito a ser contido é resultado de processos de beneficiamento mineral, que extrai os elementos de maior interesse econômico. Os procedimentos visam regularizar o tamanho dos fragmentos, retirando os minerais sem valor econômico e aprimorando a qualidade do produto final. Para tanto são empregados métodos como britagem, moagem e diferentes concentrações, variando conforme o tipo e qualidade do minério. A grande produção desses rejeitos exerce um impacto significativo no meio ambiente, levando as empresas e se preocuparem cada vez mais em reduzir os danos ambientais e os custos relacionados à disposição e contenção (Portes, 2013).

2.2 Empilhamento Drenado

O método do empilhamento drenado consiste em empregar uma estrutura de barramento impermeável, escolhendo uma outra drenante que permite a passagem de água livre por meio dos poros dos rejeitos, permitindo que seja drenado através da água liberada no sistema de drenagem com alta capacidade de vazão, interligada aos rejeitos do reservatório. Embora, seja um método implementado desde a década de 80, no Brasil, é denominada como "novo método" para reduzir o potencial de dano (IBRAM, 2016). A adoção de empilhamento filtrado oferece benefício na gestão de resíduos, minimização de riscos geotécnicos e ambientais, como menor área de disposição.

Os estéreis são extraídos a partir da atividade de lavra e se caracterizam com o teor e as propriedades físicas, dessa forma o processamento ou a comercialização. Já o método de construção de pilhas de estéril pode se dar através do método de disposição em camadas (Figura 2A), a qual consiste na utilização de caminhões para o transporte de material estéril e a descarga por basculante em plataforma abertas, resultando em pilhas cônicas, por fim o trator nivela o material com intuito de uniformizar as camadas e repetindo a ação até a construção da altura final da estrutura (Nunes, 2014).

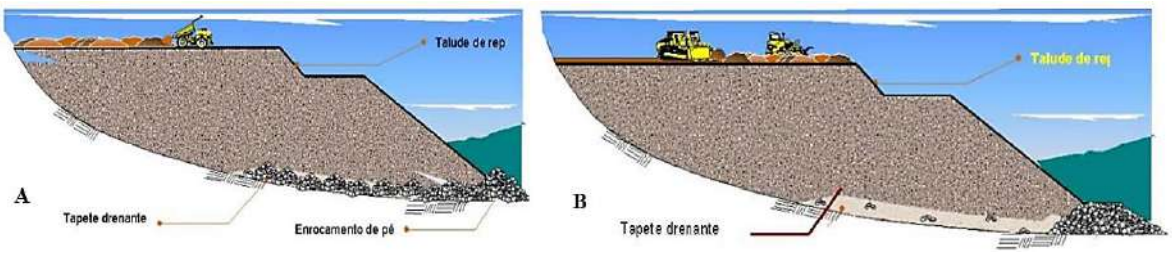


Figura 2. Empilhamento. A: Disposição em Camadas e B: Método por Bancos. Fonte: Nunes (2014).

O segundo método construtivo é por bancos ou ponta de aterro (FIGURA 2B), onde a geometria dos taludes é determinada através dos ângulos de repouso dos solos, sendo estes compactados exclusivamente pelo tráfego de equipamentos de terraplenagem (Petronilho, 2010). O terceiro método para o empilhamento de

estéril é a disposição por correias transportadoras, a qual o material é transportado e depositado na pilha por meio de correias, visto que é um elemento que transporta e lança o material (Nunes, 2014).

Quanto aos critérios geotécnicos, operacionais**,** econômicos e de segurança do empilhamento, o Brasil não possui normativas regulamentadoras para o desenvolvimento de projetos de engenharia para o empilhamento de rejeito filtrado e compactado, dessa maneira os empreendedores fazem uso de normativas voltadas para barragens e pilhas de estéril (Machado, 2022).

Sobre a estabilidade, a NBR 13029 (ABNT, 2017) determina que o fator de segurança (fs) mínimo em empilhamento a partir de obtenção da vazão medida deve ser no mínimo de 1,5, já a vazão calculada deve ser no mínimo 2,5. A análise de estabilidade tem por finalidade avaliar a possibilidade de ocorrer movimentos de massa em taludes naturais ou artificiais, os quais poderiam comprometer a integridade da estrutura. Assim, quantificar o "fs" será uma medida objetiva para compreender o potencial de rupturas (Machado, 2022).

Conforme Crystal *et al.* (2018) o empilhamento de rejeito filtrado tornou-se uma alternativa com uma produção significativamente mais altas, tendo de 2.500 até 30.000 toneladas por dia. A relação entre o custo operacional e a estabilidade física da pilha, têm influência na eficiência do filtro utilizado, os controles operacionais, como *Quality Assurance and Quality Control* (QA/QC,) instrumentação e monitoramento, sendo considerados trabalhosos durante a implantação, no entanto dispensa os métodos convencionais.

O critério geotécnico do empilhamento de estéril é fornecido pela NBR 13029 (2017), a qual fornece os fatores de segurança mínimo em que pode se operar uma pilha, sendo 1,5 para a superfície freática e 1,3 para superfície freática crítica. Para empilhamento de rejeito os critérios adotados são os mesmos.

A partir da Política Nacional de Segurança de Barragens, de acordo com a Lei nº 14.066 (BRASIL, 2020), estabeleceu-se critérios e ações para serem adotados para barragens de disposição de rejeitos, tem-se a classificação das barragens por Categoria de Risco alto, médio ou baixo, determinado baseando-se nas características técnicas, método construtivo, estado de conservação do empreendimento e conformidade com o Plano de Segurança de Barragem. Seguindo para a classificação por Dano Potencial Associado, podendo ser alto, médio ou baixo, estabelecido de acordo com o potencial por perda de pessoas e impactos econômicos, sociais e ambientais resultantes de uma eventual ruptura de barragem.

2.3 Instrumentação em Estruturas Geotécnicas e Transporte de Resíduos de Minério

A filtragem na mineração é extremamente importante, conforme Davies (2011), os rejeitos filtrados devem apresentar o grau ideal de saturação entre 60 e 80% para que permita a compactação ótima do material. E a partir dos avanços recentes na tecnologia implementada na filtragem, é possível alcançar a redução de custos de *Operation Expenditure* (OPEX), por viabilizar filtros mais duráveis e eficientes de processos em relação ao tempo de ciclo, sopro de ar, ciclo de lavagem, entre outros.

Na operação de uma barragem é essencial monitorar as deformações e a percolação através do maciço, das ombreiras e da fundação, o uso de instrumentos adequados é fundamental para garantir a estabilidade e segurança da estrutura (Oliveira e Silva, 2020). A implantação destes em barragens surgiu no século XIX com a utilização de piezômetro, visando a investigação das condições de percolação. Já em empilhamentos de estéril são instalados níveis de água, medidores de poropressão e marcos superficiais (Petronilho, 2010). No Quadro 1 é possível observar o tipo de instrumentação e suas respectivas características.

Quadro 1: Tipos de instrumentos e suas respectivas características. Fonte: Oliveira e Silva (2020).

Tipos de Instrumentos	**Propósito de Monitoramento**
Piezômetro	Monitora a Poropressão ou Subpressão no maciço
Indicador de Nível de Água	Monitora a linha freática no corpo do maciço
Medidor de Nível de Água	Monitora a linha freática para drenagem interna
Marco Superficial/Radar/GPS integrado	Monitora os deslocamentos verticais e horizontais
Inclinômetro	Monitora os deslocamentos, horizontais e superficiais
Medidor de Recalques	Monitoramento da deformação em profundidade

Já o transporte de resíduos da mineração utiliza sistemas por caminhão e por correia, onde a seleção de equipamentos é definida devido a diferença entre a lavra das minas, a propriedade do minério, as condições meteorológicas e a disposição dos depósitos (Racia, 2016).

O método convencional de descarte de resíduos estéreis se dá através de caminhões, sendo amplamente empregada nas minas brasileiras. A utilização de uma gestão eficiente de transporte e disposição do estéril implica significativamente nos custos no método de disposição (Nunes, 2014).

3 METODOLOGIA

A metodologia adotada consistiu em uma pesquisa bibliográfica com análise qualiquantitativa que destaca a abordagem do problema, cujo propósito foi diagnosticar as condições para a seleção de área de disposição, técnicas de lavra, instrumentação, redução de impactos ambientais e econômicos, além da verificação das práticas de segurança, com base na eficiência e redução dos danos operacionais. Foram analisados documentos científicos e dados oficiais contemplando diferentes mineradoras nacionais e internacionais, com nível de busca que contemplou o tipo de minério lavrado, o método de transporte, o material utilizado para disposição e qual material seguinte ao beneficiamento foi gerado, conforme Figura 3.

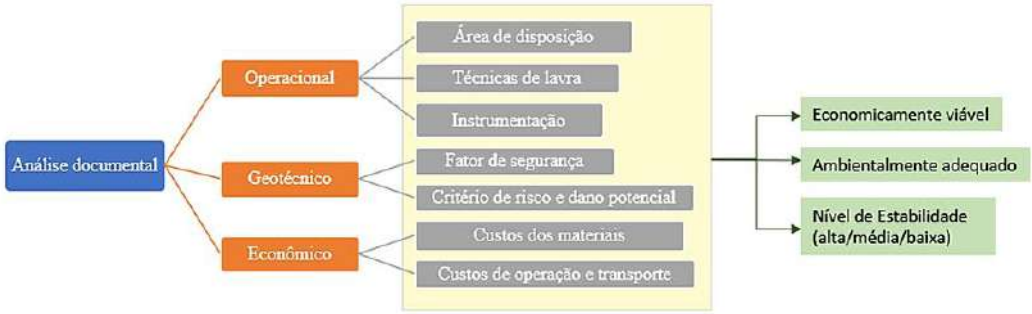


Figura 3. Fluxograma de metodologia implementada. Fonte: Autor (2024).

Os dados obtidos foram compilados e comparados a partir de 3 critérios para tomada de decisão operacional, econômico e geotécnico. Posteriormente foi desenvolvida uma ferramenta que sugere as melhores opções sobre método de disposição ou descaracterização de barragem.

3.1 Critério Geotécnico, Econômico e Operacional na Disposição de Resíduos

Os critérios adotados para serem utilizados com indicadores para avaliar a estabilidade utilizou as prescrições da NBR 13029 (ABNT, 2017), as quais considera que as análises de estabilidade de uma pilha de estéril devem ser realizadas adotando-se fatores de seguranças mínimos (fs=1,50 para superfície freática normal, fs=1,30 para superfície freática crítica, fs=1,5 para ruptura do talude em solo e 1,30 para rocha).

Os custos operacionais foram analisados como indicadores para avaliação da utilização da disposição em empilhamento com as demais técnicas de disposições de rejeitos, segundo metodologia de MEND (2017).

Por conseguinte, a metodologia de Alves (2020) foi considerada para determinar o indicativo de custos operacionais na avaliação do custo de implantação de uma nova barragem, o alteamento de uma existente e a implantação de uma pilha de rejeito filtrado.

A partir da Deliberação Normativa COPAM nº217 (2017) também foi avaliado o termo para análise ambiental e critérios de potencial poluidor, porte e localização, o que determinam a modalidade de licenciamento que pode ser liberada para cada tipo de empreendimento.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Análise no Tipo de Disposição e Respectivos Impactos

A partir do diagnóstico realizado a disposição de rejeito e estéril ocorrem em predominância de forma conjunta, sobre âmbito internacional o que compreende uma forma simples e flexível. Contudo, essa adoção requer a utilização de equipamento de terraplenagem que eleva os custos do empreendimento (Peixoto, 2012). Nas barragens avaliadas no Brasil a disposição separada tornou-se a mais utilizada, conforme Figura 4.

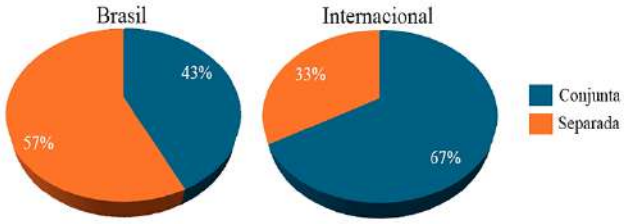


Figura 4. Análise de tipo de disposição nacional e internacionalmente. Fonte: Autor (2024)

Já ao avaliar o aspecto geotécnico, as condicionantes geotécnicas na utilização de materiais distintos utilizados na construção apresentaram comportamento diferentes dentro de estruturas de grande porte. Dessa forma, pilhas com a adoção de métodos de co-disposição requereram alto custo para a operação, para viabilizar ações e intervenções imediatas associadas a segurança ao implantar o monitoramento e instrumentação.

Observou-se que quanto a avaliação de acordo com os indicadores da COPAM (2017) há impacto ambiental no Potencial Poluidor considerável no Ar tanto nacionalmente como internacionalmente, na Água ressaltou-se a minimização do reaproveitamento de água na operação das estruturas e os demais nenhuma minimização. Por fim, no Solo nenhuma solução para redução do impacto durante a operação, somente seguinte ao plano de fechamento da estrutura para retornar ao meio ambiente (Figura 5).

Figura 5. Análise do Impacto Ambiental no Brasil e Internacionalmente. Fonte: Autor (2024)

A crescente preocupação ambiental e a pressão da opinião pública têm-se constituído em obstáculos para obter licenciamento de áreas destinadas à construção de novas barragens. Dessa forma, ao avaliar a área de disposição de empresas de mineração, abordadas por Cruz (2023), notou-se a adoção da implementação de pilhas drenadas como alternativas para dispor o rejeito e estéril, oriundo da lavra.

4.2 Análise Geotécnica e de Transporte

O empilhamento a seco com filtro prensado, também conhecido como disposição de rejeito filtrado, emergiu com uma alternativa considerável para o gerenciamento de rejeito em instalações em operação (Crystal *et al.*, 2018). Logo, o método de disposição a seco de rejeitos empilhados após o desaguamento prévio, resulta em material com baixa umidade e alta resistência ao cisalhamento, comportando-se como um material sólido no transporte e na forma de estruturas autoportante, requerendo contenção mínima (Cruz, 2023).

Por conseguinte, devido apresentarem "fs" como requerido na NBR configura estruturas estáveis e adequadas para implantação. Vale ressaltar que, ao avaliar geotecnicamente, de acordo com Peixoto (2012), a interação de materiais com comportamento distintos em estruturas de grande escala, é necessário adotar análises específicas das poropressões e estabilidade global. Como também, o plano de monitoramento e instrumentação é insubstituível para gerar informações sobre a estrutura, e viabilizar ações e intervenções eficazes diante de eventuais problemas. Dessa forma, ao avaliar operacionalmente, ambientalmente e economicamente a disposição em pilhas drenadas, segundo IISA (2016), requer gestão mínima e pouca contenção, como também o transporte pode ser realizado por caminhões ou correias, apresentando a taxa de infiltração desconsiderável, permitindo a possibilidade de recuperação progressiva da área de disposição, mantém a massa de rejeito estável, embora os custos de *Capital Expenditura* (CAPEX) e *Operational Expenditura* (OPEX) sejam elevados.

A partir dos critérios de avaliação definidos para implantação do empilhamento pelos valores por MEND (2017) e o custo orçado para o CAPEX e OPEX por Alves (2020), avaliou empresas que possuem

barragem e pilhas e concluiu que é mais econômico a implantação de mais empilhamentos devido aos investimentos em ativos, que a longo prazo amortizam o custo de implantação ou alteamentos.

4.3 Ferramenta para Avaliação de Implantação de Estrutura Geotécnica

A partir da inserção de dados quanto ao tipo de disposição, o impacto ambiental, técnica de disposição, condições geotécnicas apresentadas pela estrutura e o investimento *Capital Expenditura* (CAPEX) e *Operational Expenditura* (OPEX), seguinte a qual já estava alimentada com as opções que poderiam ser adotadas pelo empreendedor. Ao selecionar as condições possíveis de implantação da estrutura, a ferramenta indica a estrutura mais favorável as alternativas inseridas a fim de substituir a utilização das barragens a montante, segundo os critérios ambientais, geotécnicos e económicos (Figura 5).

Figura 5. Esboço dos comandos interativos da ferramenta de tomada de decisão. Fonte: Autores (2024).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com o visto a atividade de mineração é crucial demanda atenção e cuidado para que haja redução de impactos ambientais negativos e sociais, devido as rupturas de barragens à montante. Os resultados obtidos proporcionaram uma compreensão aprofundada das técnicas atuais e culminaram na apresentação de uma ferramenta de tomada de decisão eficaz, representada pelo norteador na implantação de novas medidas, para a descaracterização de barragens em conformidade com a legislação vigente.

Esse instrumento de gestão pode representar a identificação da abordagem mais adequada para o armazenamento de resíduos e rejeitos, destacando a importância da gestão responsável para mitigar os impactos negativos associados ao setor da mineração. Além disso, evidenciam a necessidade premente de oferecer alternativas viáveis para substituir as barragens consideradas de alto e médio risco. Sugere-se em pesquisas futuras a consolidação e ampliação prática do método desenvolvido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT-Associação brasileira de normas técnicas (2017). NBR 13029 Mineração -*Elaboração e apresentação de projeto de disposição de estéril em pilha*. Rio de Janeiro.

Alves, Pedro Ivo Amaro (2020). *Empilhamento de rejeito filtrado: a expansão de uma alternativa para substituição de barragens*. 114 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Ávila, Joaquim Pimenta; Sawayab, Marta; Sayão, Alberto S. F; Ferreira, Leonardo A. (2021). *Segurança de barragens de rejeitos no Brasil: avaliação dos acidentes recentes*. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, n. 152, p. 435-464.

BRASIL (2020). Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. *Dispõe sobre a classificação de barragens quanto ao potencial de dano associado e quanto ao risco*. Diário Oficial da União, Brasília, DF. Seção 1, p. 1-2.

Cruz, Rosy Cristina Amador (2023). *Análise da disposição de rejeito a seco relacionada ao projeto, estruturas de empilhamento e métodos de desaguamento do rejeito*. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Crystal, Collen; Hore, Cameron; Ezama, Ignacio. (2018). *Filter-Pressed Dry Stacking: Design Considerations Based on Practical Experience*. 2018. 11p. Tailing and Mine Waste, SRK Consulting.

Duarte, A. P. (2008*). Classificação das barragens de contenção de rejeitos de mineração e de resíduos industriais no estado de Minas Gerais em relação ao potencial de risco*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Davies, M.P. (2011). Filtered dry stacked tailings – the fundamentals. In Proceedings Tailings and Mine Waste, Vancouver, BC, Canadá.

COPAM - Conselho de Proteção Ambiental (2017). Deliberação Normativa Copam nº217, de 06 de dezembro de 2017. *Estabelece critérios para classificação e critérios locacionais para definição das modalidades de licenciamento ambiental de empreendimentos e atividades utilizadores de recursos ambientais no Estado de Minas Gerais*. Diário do Executivo. Minas Gerais.

IISA - INDUSTRY, INNOVATION AND SCIENCE AUSTRALIA (2016). *Leading Practice Sustainable Development Program for the Mining Industry - Tailings Management*. Austrália.

IPEA, Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (2012). *Diagnóstico dos resíduos sólidos da atividade de mineração de substâncias não energéticas: Relatório de pesquisa*. Brasília: Silva, A. P. M., Viana, J. P., Cavalcante, A. L. B. Disponível em: < https://portalantigo.ipea.gov.br/portal/index.php?option=com_content&view=article&id=15164>. Acessado em 07 mar. 2024.

IBRAM, Instituto Brasileiro de Mineração (2016). *Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração*. Instituto Brasileiro de Mineração; organizador, Instituto Brasileiro de Mineração. 1.ed. Brasília: IBRAM.

Machado, Leonardo da Silva (2022). *Estabilização de rejeitos de minério de ferro filtrados com uso de aditivos para disposição em pilhas compactadas (dry stacking)*. 2022. 289 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

MEND – Mine Environment Neutral Drainage Project. (2017). Report 2.50.1 *Study of Tailings Management Technologies*. Klohn Crippen Berger. The Mining Association of Canada (MAC), Canadá.

Nunes, D. dos R (2014). *Comportamento geotécnico de pilha de estéril formada pelo método de disposição por correia.* 111 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Oliveira, D. M. A. ; Silva, C. A. L. X (2020). . *Estudo da Arte de Instrumentação Geotécnica, Modos de Falha e Recomendações para Auscultação*. In: COBRAMSEG 2020, 2020, CAMPINAS - SP. COBRAMSEG 2020.

Racia, I. N (2016). *Desenvolvimento de um Modelo de Dimensionamento de Equipamento de Escavação e de Transporte em Mineração*. Dissertação para Obtenção de Título de Mestre em Engenharia de Minas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Portes, A. M. C. (2013). *Avaliação da disposição de rejeitos de minério de ferro nas consistências polpa e torta.* Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, Brasil, 154p.

Peixoto, C.L.P (2012). *Proposta de nova metodologia de desaguamento de rejeitos em polpa.* 93 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Petronilho, M. R (2010). *Avaliação do comportamento geotécnico de pilhas de estéril por meio de análise de risco*. 137 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/9

Análise de Alternativas de Descaracterização de Barragem por Meio da Análise de Múltiplas Variáveis (AMV)

Mariana Martins Corrêa
Engenheira de Minas, J&F Mineração, Corumbá, Brasil, mariana.correa@jfmin.com.br

Guilherme Roberto Slongo
Engenheiro Civil, TEC3 Geotecnia e Recursos Hídricos, Belo Horizonte, Brasil, gslongo@tec3engenharia.com.br

Gabriel Wilke Saliba
Engenheiro de Minas, J&F Mineração, Corumbá, Brasil, gabriel.saliba@jfmin.com.br

Hernani Mota de Lima
Engenheiro de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, hernani.lima@ufop.edu.br

RESUMO: O estudo investigou opções de descaracterização de uma barragem de rejeito usando Análise de Múltiplas Variáveis (AMV), uma abordagem comum em fechamento de minas, avaliando alternativas de forma qualitativa e quantitativa para garantir a sustentabilidade. Objetivou-se analisar vantagens e desvantagens considerando critérios técnicos, ambientais e socioeconômicos. A AMV desdobra-se em identificação, quantificação e avaliação dos impactos, organizados em variáveis, subvariáveis e indicadores. Variáveis técnicas e ambientais receberam a maior ponderação, destacando-se pela ênfase na segurança e reintegração da biodiversidade. A análise envolve cálculos de médias ponderadas para determinar a alternativa mais adequada. Uma das alternativas foi considerada via AMV como a mais vantajosa, priorizando a estabilidade e a redução de riscos. Isso foi alcançado através da eliminação do acúmulo de água, da remoção parcial do maciço, da integração adequada da estrutura desativada com o entorno, da reconformação do terreno e da revegetação, visando alcançar um risco residual mínimo.

PALAVRAS-CHAVE: Descaracterização, Barragem de Rejeitos, Análise de Múltiplas Variáveis, Sustentabilidade, Estabilidade.

ABSTRACT: The study investigated options for decommissioning a dam using Multiple Accounts Analysis (MAA), a commonly employed approach in mine closure, assessing alternatives qualitatively and quantitatively to ensure sustainability. The objective was to analyze the advantages and disadvantages considering technical, environmental, and socioeconomic criteria. MAA unfolds in identification, quantification, and evaluation of impacts, organized into variables, sub-variables, and indicators. Technical and environmental variables received the highest weighting, standing out for their emphasis on safety and biodiversity reintegration. The analysis involves weighted average calculations to determine the most suitable alternative. One of the alternatives was considered via AMV as the most advantageous, prioritizing stability and risk reduction. This was achieved through the elimination of water accumulation, partial removal of the massif, proper integration of the deactivated structure with the surroundings, land reshaping, and revegetation, aiming to achieve minimal residual risk.

KEYWORDS: Decommissioning, Tailings Dam, Multiple Accounts Analysis, Sustainability, Stability.

1 INTRODUÇÃO

Em geral, um projeto de mineração utiliza o sistema de Análise de Múltiplas Variáveis (AMV) como metodologia para a avaliação da sustentabilidade, tanto como uma plataforma de envolvimento das partes interessadas, quanto para a avaliação conjunta dos indicadores. O processo AMV permite a inclusão de

indicadores e valores para questões intangíveis (como estética, risco etc.) e questões tangíveis (como custos, estabilidade e segurança etc.) em uma avaliação de alternativas. Isto posto, a AMV foi proposta pelos autores Robertson e Shaw (2006) para avaliar qualitativa e quantitativamente, diferentes alternativas sob o viés da sustentabilidade, frente a projetos de fechamento de mina por meio de indicadores e metodologia de comparação de opções previamente propostas.

Em especial, a descaracterização de barragens de mineração envolve uma série de riscos técnicos, ambientais e socioeconômicos. A análise de múltiplas variáveis permite a identificação e avaliação desses riscos de forma integrada. Isso inclui fatores como a estabilidade da estrutura, a qualidade da água, a gestão de rejeitos, a erosão do solo e os impactos nas comunidades locais. Ao considerar todas essas variáveis em conjunto, os engenheiros e tomadores de decisão podem desenvolver estratégias de descaracterização que abordem efetivamente esses desafios complexos.

O objetivo deste estudo foi avaliar as vantagens e desvantagens das alternativas propostas para a descaracterização de uma barragem de rejeito, levando-se em consideração critérios técnicos, ambientais e socioeconômicos, bem como auxiliar o empreendedor nas fases posteriores do projeto conceitual. Cumpre observar que nesta análise os riscos relacionados ao custo de cada alternativa não foram abordados de forma quantitativa.

2 METODOLOGIA

Em linhas gerais, a AMV desdobra-se em três etapas fundamentais:

1. Identificar os impactos (positivos e negativos) para ser incluídos na avaliação;
2. Quantificar os impactos (positivos e negativos) para cada uma das alternativas;
3. Avaliar os impactos combinados ou cumulativos para cada alternativa e realizar uma comparação entre elas para desenvolver uma lista de preferência (por ranking, escalas e ponderações) das opções.

Os passos 1 e 2 consistem em toda a base da metodologia. Esses passos fundamentam-se de uma lista explícita de potenciais impactos (negativos ou positivos) que devem ser considerados na análise e organizados no que Robertson e Shaw (2006) chamaram de variáveis, subvariáveis e indicadores de impactos das várias alternativas.

Uma **variável** é um ponto do projeto relevante e tipicamente caracteriza-se por aspectos técnico, econômico, ambiental e socioeconômico. Dentro de cada variável listam-se os impactos referentes a cada variável, denominados de **subvariáveis**. Subsequentemente, as subvariáveis são divididas em **indicadores**. Indicadores são formas de medir os impactos qualitativamente e/ou quantitativamente sob a visão dos *stakeholders*.

Definidas as variáveis, subvariáveis e os indicadores, pode-se ranquear, escalar e ponderar todos os pontos para que sejam avaliados. Ranquear significa escolher, dentre as alternativas, a que recebe o melhor indicador para aquela subvariável daquela variável. Escalar significa atribuir um indicador para cada alternativa. Por fim, ponderar significa avaliar o grau de importância e influência que cada variável e subvariável apresenta no seu projeto e em relação às demais.

A seguir estão definidas as variáveis, subvariáveis e os indicadores para a análise apresentada neste documento. A Figura 1 apresenta os valores utilizados como escala para auxiliar na tomada de decisão.

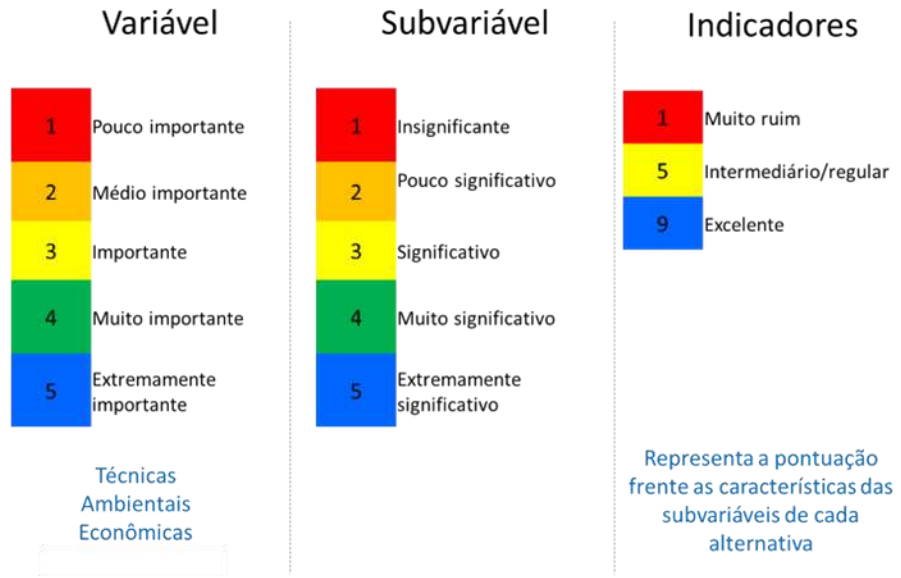


Figura 1. Escalas utilizadas como referência para a atribuição de pontos para as alternativas em estudo.

2.1 Alternativas Avaliadas

As alternativas para a descaracterização da barragem de rejeitos deste estudo, foram propostas no sentido de garantir a estabilidade da estrutura no longo prazo e reduzir eventuais riscos (geotécnicos e hidráulicos) associados.

Como atendimento ao projeto de descaracterização da barragem foram considerados os itens:

- Eliminação do acúmulo de água do reservatório (não ter mais a formação de lago);
- Remoção parcial do maciço;
- Manutenção do funcionamento do poço existente na crista da barragem;
- Garantia da adequada integração da estrutura desativada com a região do entorno, incluindo a reconformação do terreno e revegetação das áreas afetadas;
- Busca por um risco residual tão mínimo quanto for possível.

Deste modo, para o projeto de descaracterização, foram propostas três alternativas. Nos itens a seguir serão abordadas as particularidades de cada alternativa, contudo, cabe citar que há algumas atividades comuns as três opções, sendo elas:

- Fechamento da área do sump disposto na margem esquerda do reservatório (ponto atual de lançamento) e remoção da fauna (caso necessário);
- Demolição das estruturas de concreto com o correto descarte dos resíduos oriundos da demolição;
- Após as obras de descaracterização deverá ser realizado o tratamento da área e revegetação de todo o reservatório com espécies nativas da região;
- Monitoramento e acompanhamento do desempenho das obras, com eventuais necessidades de manutenções preventivas e/ou corretivas.

2.1.1 Alternativa 1

Consiste no corte do maciço com declividade de 10H:1V, remoção de duas bermas (aproximadamente redução de 12 m na altura do maciço), implantação de um sistema de drenagem superficial periférico ao reservatório, direcionando a drenagem para jusante do maciço remanescente, regularização do reservatório (com rampas de 3% no rejeito) direcionando a declividade para os canais periféricos, manutenção do sump existente para manejo de sedimentos e/ou descarga de rejeitos provenientes do processo de filtragem e reforço do talude de jusante com declividade de 5H:1V.

2.1.2 Alternativa 2

Consiste no corte do maciço com declividade de 5H:1V, remoção de duas bermas (aproximadamente redução de 12 m na altura do maciço), implantação de um sistema de drenagem superficial periférico ao reservatório, direcionando a drenagem para jusante do maciço remanescente, regularização do reservatório (com rampas de 3% no rejeito) direcionando a declividade para os canais periféricos, manutenção do sump existente para manejo de sedimentos e/ou descarga de rejeitos provenientes do processo de filtragem e reforço do talude de jusante com declividade de 5H:1V.

2.1.3 Alternativa 3

Consiste no corte do maciço com declividade de 5H:1V, remoção de duas bermas (aproximadamente redução de 12 m na altura do maciço), implantação de um sistema de drenagem superficial central, direcionando a drenagem para jusante do maciço remanescente, regularização do reservatório (com rampas de 3% no rejeito) direcionando a declividade para o canal central, manutenção do sump existente para manejo de sedimentos e/ou descarga de rejeitos provenientes do processo de filtragem e reforço do talude de jusante com declividade de 5H:1V.

2.2 Variáveis

A análise das alternativas de descaracterização da barragem utilizou as variáveis indicadas na Tabela 1. Na mesma tabela também estão definidos os pesos (ponderações) de cada variável. Esses pesos variaram de 1 a 5, onde 1 significa “pouco importante” e 5 significa “extremamente importante”.

Tabela 1. Variáveis e respectivos pesos para a avaliação das alternativas da descaracterização da barragem.

Variáveis	Ponderação (peso)
Técnicas	5
Ambientais	5
Econômica	4

Tendo em vista que o viés do projeto de descaracterização busca principalmente uma garantia da segurança da estrutura a longo prazo, juntamente com uma reintegração da biodiversidade local, as variáveis técnicas e ambientais apresentaram a ponderação igual a 5.

A variável econômica foi avaliada com base nos volumes de terraplenagem e de forma qualitativa sob o ponto de vista dos custos relacionados à manutenção pós-descaracterização. Para essa variável, foi atribuída uma ponderação igual a 4.

2.3 Subvariáveis

As subvariáveis devem ser analisadas sob cada variável, sejam elas: técnicas, ambientais e econômicas. Essas subvariáveis estão apresentadas na Tabela 2 juntamente com os pesos. Os pesos foram divididos de 1 a 5, onde 1 significa “pouco significativo” e 5 “extremamente significativo”.

Tabela 2. Peso das subvariáveis em relação às variáveis.

Variáveis	Peso Variáveis	Subvariáveis	Peso Subvariáveis
Técnicas	5	Dificuldade de construção	5
		Segurança hidráulica	5
		Segurança geotécnica	5
		Desempenho no longo prazo	5
		Drenagem	5
		Poço de Bombeamento	5
		Remoção de Rejeitos	4

		Serviços de terraplenagem	5
		Campanha de ensaios complementares	4
		Operação e manutenção pós descaracterização	4
Ambientais	5	Supressão Vegetal	5
		Recuperação Vegetal	4
		Qualidade da água superficial	5
		Qualidade da água subterrânea	5
		Estabilização de Sedimentos	5
		Uso da área pós descaracterização	3
Econômicas	4	Custo para descaracterização	5
		Remineralização do rejeito	2
		Custo Operacional pós-descaracterização	5

2.4 Indicadores

Os indicadores são as pontuações das alternativas para determinada subvariável, e neste documento, variaram entre 1 (muito ruim), 5 (intermediário/regular) e 9 (excelente). Portanto, a atribuição de 9 pontos para uma alternativa não quer dizer que ela seja "excelente", mas sim que, dentre as alternativas avaliadas, foi a que foi melhor classificada. Ressalta-se que as pontuações foram atribuídas de forma isolada para cada variável e subvariável.

A Tabela 3 apresenta um resumo dos indicadores para cada alternativa e uma breve descrição do item avaliado.

Tabela 3. Indicadores das alternativas.

Variáveis	**Peso Variáveis**	**Subvariáveis**	**Descrição de como o item foi avaliado**	**Peso Subvariáveis**	**Alternativa 01**	**Alternativa 02**	**Alternativa 03**
Técnicas	5	Dificuldade de construção	Há dificuldades de construção inerentes a alternativa? Ex: Escavação de rejeito saturado...	5	5	9	9
		Segurança hidráulica	Há algum risco hidráulico? Pode haver algum problema nos canais de drenagem (interferência com sump operando)?	5	9	7	5
		Segurança geotécnica	Há possibilidade de ruptura dos taludes?	5	9	8	8
		Desempenho no longo prazo	Qual alternativa há um maior desempenho?	5	9	9	5
		Drenagem	Há garantia de direcionamento do fluxo através dos sistemas de drenagem? Problemas com recalques diferenciais?	5	9	9	5
		Poço de Bombeamento	As obras de descaracterização podem impactar no poço existente?	5	5	8	8

Variáveis	**Peso Variáveis**	**Subvariáveis**	**Descrição de como o item foi avaliado**	**Peso Subvariáveis**	**Alternativa 01**	**Alternativa 02**	**Alternativa 03**
		Remoção de Rejeitos	Qual o volume de rejeito removido do reservatório?	4	1	5	5
		Serviços de terraplenagem	O volume de corte no maciço é igual para todas as alternativas?	5	5	9	9
		Campanha de ensaios complementares	Alguma alternativa vai demandar uma campanha mais robusta de ensaios?	4	5	9	9
		Operação e manutenção pós descaracterização	Qual das alternativas irá apresentar a maior necessidade de atividade de manutenção pós-descaracterização?	4	9	9	5
Ambientais	5	Supressão Vegetal	A área de supressão vegetal é igual para todas as alternativas?	5	9	9	9
		Recuperação Vegetal	A área de recuperação vegetal é igual para todas as alternativas?	4	5	5	5
		Qualidade da água superficial	A qualidade da água superficial pode ser prejudicada no período pós descaracterização até a consolidação/estabilização das obras?	5	9	9	5
		Qualidade da água subterrânea	A manutenção dos rejeitos no reservatório pode interferir na qualidade da água subterrânea (aumento de concentração de minerais)?	5	5	5	5
		Estabilização de Sedimentos	A manutenção dos rejeitos no reservatório pode interferir no prazo de estabilização dos sedimentos?	5	9	9	5
		Uso da área pós descaracterização	A área após as obras de descaracterização tem potencial para uso futuro?	3	5	5	2
Econômicas	4	Custo para descaracterização	Qual das alternativas tem maior tempo e custo de execução?	5	5	8	9
		Remineralização do rejeito	O rejeito removido pode ser reprocessado e gerar renda?	2	9	5	5

Variáveis	Peso Variáveis	Subvariáveis	Descrição de como o item foi avaliado	Peso Subvariáveis	Alternativa 01	Alternativa 02	Alternativa 03
		Custo Operacional pós-descaracterização	Qual das alternativas irá apresentar maior custo operacional?	5	1	5	1

3 RESULTADO DAS MÚLTIPLAS VARIÁVEIS

Após a definição das variáveis, subvariáveis e indicadores, pode-se realizar os cálculos para verificar qual a alternativa que melhor se adequou às variáveis e subvariáveis. Os cálculos para definição das pontuações finais das alternativas constam de médias ponderadas onde:

- Primeiramente, deve-se realizar a média ponderada para as subvariáveis (equação 1);
- Em seguida, com o resultado da média das subvariáveis é realizada a média ponderada das variáveis (equação 2), de modo a se obter o resultado final.

$$Mp_{sub} = \frac{p_{sub1}*x_1+p_{sub2}*x_2+\cdots+p_{subn}*x_n}{p_{sub1}+p_{sub2}+\cdots+p_{subn}} \quad (1)$$

$$Mp_{var} = \frac{p_{var1}*x_1+p_{var2}*x_2+\cdots+p_{varn}*x_n}{p_{var1}+p_{var2}+\cdots+p_{varn}} \quad (2)$$

A alternativa em vantagem é aquela que obtiver a maior pontuação. A Tabela 4 apresenta o resultado para cada alternativa.

Tabela 4. Resultado da AMV para as alternativas de descaracterização da barragem de rejeitos.

Variáveis	Peso Variáveis	Alternativa 01	Alternativa 02	Alternativa 03
Técnicas	5	6,70	8,23	6,83
Ambientais	5	7,22	7,22	5,41
Econômicas	4	4,00	6,25	5,00
Total		6,12	7,31	5,80

Levando-se em consideração todas as variáveis atribuídas neste documento para a avaliação das alternativas para a descaracterização da barragem, pode-se dizer que a Alternativa 2 é a mais adequada.

Ressalta-se que a avaliação apresentada trata-se de uma elucidação qualitativa dos itens avaliados pelos autores. Cabe ainda uma ponderação da equipe técnica do empreendedor, quanto à pontuação atribuída, avaliando as necessidades e demandas da empresa, para que seja realizada a escolha da alternativa adequada e dada a sequência para a próxima fase de projeto conceitual.

4 CONCLUSÕES

Neste artigo foram apresentadas três alternativas para a descaracterização de uma barragem de rejeitos. O intuito foi descrever cada uma delas, apresentando as suas principais características, os seus prós e contras, de forma a auxiliar o empreendedor na escolha da melhor alternativa a ser seguida para a etapa de projeto conceitual.

Para todas as opções propostas foram consideradas soluções no intuito de maximizar a segurança da estrutura pós-descaracterização e minimizar os impactos ambientais, reintegrando a área afetada ao meio ambiente.

As alternativas foram avaliadas isoladamente e comparativamente pelo método da Análises de Múltiplas Variáveis (AMV), no intuito de se obter uma análise clara e consolidada sobre todos os impactos inerentes ao projeto de descaracterização.

A alternativa que apresentou melhor desempenho frente às variáveis e subvariáveis foi a Alternativa 2. Essa alternativa demonstrou ser mais vantajosa frente as outras, principalmente, por apresentar as variáveis técnicas e econômicas melhores pontuadas.

Ressalta-se que a análise realizada nesse documento teve cunho preliminar, tendo em vista as incertezas atribuídas a cada uma das alternativas. Ademais, este estudo pretende apenas auxiliar de forma qualitativa o empreendedor quanto à tomada de decisão, para que seja dado o prosseguimento das próximas etapas do projeto de descaracterização.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a J&F Mineração pelo apoio e liberação dos dados para publicação e a TEC3 pela elaboração do projeto de descaracterização da barragem de rejeitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Robertson, A., Shaw, S. (2006) *Use of the multiple-accounts-analysis process for sustainability optimization*. Mining Engineering, 58, 33-33.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/10

Análise de Estabilidade da Barragem do Lago Norte em Palmas – TO

Anderson Nonato Pereira, Estudante, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Tocantins - IFTO, Palmas - TO, Brasil, anderson.pereira@estudante.edu.br

Paulo Vittor Evangelista da Silva, Estudante, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Tocantins - IFTO, Palmas - TO, Brasil, paulovittor27@gmail.com

Paulo Victor Bido Gellen, Estudante, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Tocantins - IFTO, Palmas - TO, Brasil, paulo.gellen@estudante.ifto.edu.br

Orlando Machado de Oliveira Neto, Estudante, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Tocantins - IFTO, Palmas - TO, Brasil, orlando.neto@estudante.ifto.edu.br

Flávio da Silva Ornelas
Professor, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Tocantins - IFTO, Palmas - TO, Brasil, flavioornelas@ifto.edu.br

RESUMO: Palmas, a capital mais nova do Brasil, enfrenta problemas de drenagem, com talvegues que acumulam água e promovem grandes acúmulos de água pluvial. Um antigo barramento agora cercado pela cidade, começou a acumular parte dessa drenagem, causando preocupação entre os moradores próximo a jusante devido a processos erosivos iniciados na barragem. Esta pesquisa verificou a conformidade dimensional da barragem com diretrizes do Plano Nacional de Segurança de Barragens, analisou os sistemas de monitoramento e obteve parâmetros de resistência por meio de ensaios laboratoriais e análises computacionais, determinando a estabilidade do talude. As análises preliminares indicaram ruptura por instabilidade gerada por erosão, após transbordamentos e fortes chuvas, confirmada posteriormente, mesmo com medidas de mitigação implementadas.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem, Análise de estabilidade, Monitoramento

ABSTRACT: Palmas, Brazil's newest capital, has been experiencing drainage issues due to exponential urban growth. Previously isolated sloughs are now surrounded by the city, accumulating significant rainwater and causing concern among downstream residents due to erosion processes near an old dam. This study conducted dimensional verification, bathymetry, and classification according to the National Dam Safety Plan guidelines. Monitoring systems were examined, and resistance parameters were obtained through laboratory tests and computational analyses to determine the dam slope stability. Preliminary field analyses indicated a downstream slope rupture due to instability generated by erosion, after overtopping and heavy rains, which was later confirmed, even efforts with mitigation measures implemented.
KEYWORDS: Dam, Stability analysis, Monitoring

1 INTRODUÇÃO

Na engenharia, desde os primórdios, as obras de terras denominadas atualmente como barragens, sempre tiveram um papel crucial no que tange a benefícios para sociedade. Paralelo a isso, algumas rupturas de barragens podem ocorrer devido aos sistemas construtivos sem critérios científicos, controle de riscos, ausência de projetos, gestão e relatórios operacionais, que são os responsáveis por identificar e mitigar possíveis falhas estruturais. Diante do exposto, é evidente a grande importância da análise de risco e mitigação de potenciais desastres, causados por

infraestruturas em perigo, como é o caso da barragem em questão na cidade de Palmas-TO. Em face disso, a capital mais nova do Brasil, enfrenta desafios decorrentes de sua rápida expansão urbana, incluindo problemas relacionados aos sistemas de drenagem que se destinam a talvegues, e que se tornaram barramentos de grandes volumes de água. Neste contexto, um antigo alagado, antes isolado em áreas rurais, foi atravessado por uma barragem, que também é uma via vicinal. Atualmente a estrutura construída sem projeto e com apenas um sistema de extravasamento, se encontra cercada pela cidade em expansão e acumula parte da drenagem urbana. Este cenário levou à preocupação dos moradores a jusante da barragem, que enfrentam o risco iminente de colapso, especialmente após o início de processos erosivos no talude à jusante, devido à falta de manutenção, monitoramento e excesso de chuvas.

A Lei 14066/2010 no artigo 2°, descreve que: "para os efeitos desta Lei, são estabelecidas as seguintes definições: I – barragem: qualquer estrutura construída dentro ou fora de um curso permanente ou temporário de água, em talvegue ou em cava exaurida com dique, para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas.

Segundo dados (SNISB) Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens: Quase um milhão de pessoas vivem perto de barragens potencialmente perigosas no Brasil, esse número se refere à quantidade de pessoas que vive a até um quilômetro de distância de uma das 1.220 barragens do país, classificadas como de alto risco e com alto potencial de dano. Diante deste panorama, o presente trabalho realizou uma análise abrangente da situação da barragem. Inicialmente, foram verificados dados cruciais, como batimetria, dimensões da barragem, galeria pluvial e nível da água retirados in loco, para determinar se a estrutura já se enquadra nos padrões de segurança estabelecidos pelo Plano Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e pela Lei 14.066/2020. Em seguida, foi executado um estudo detalhado da estabilidade do talude da barragem, empregando ensaios laboratoriais, análises computacionais e modelagem da barragem, com intuito de identificar possíveis pontos de fragilidade para o desenvolvimento de estratégias de mitigação.

Este trabalho destaca a importância de uma abordagem proativa e holística, na gestão de riscos geotécnicos, para proteger vidas, meio ambiente, edificações e infraestruturas e segurança para as comunidades de Palmas. A premissa deste trabalho foi a análise do talude de jusante, quanto a segurança que ele oferecida à população que reside próximo a sua localidade, e ainda, às pessoas que usam a crista da barragem como via de acesso aos bairros e chácaras. A Figura 1.1 apresenta a vista aérea da barragem e a ocupação urbana ao redor.

Figura 1.1. Vista aérea da barragem e a ocupação urbana ao redor (Google Earth, 2024)

2 METODOLOGIA

Com a informação prévia de erosão no talude da barragem, foram realizadas visitas para confirmar os danos existentes. Além de erosões pontuais, duas grandes árvores (uma próxima do extravasor), caíram e causaram rupturas do corpo do talude de jusante, deixando praticamente sem inclinação. Manchas excessivas de umidade e de óxidos de ferro nos taludes da jusante indicam fluxo de percolado. Outras árvores grandes nos taludes e marcas de inundação, indicam galgamento recente.

Foi averiguado a inexistência de sistemas de monitoramento como: piezômetros, sistema de drenagem, filtros, marcos topográficos etc. As dimensões do barramento foram medidas e a profundidade e nível do reservatório, determinados com batimetria. Os sinais de recentes transbordamentos foram confirmados por entrevistas aos moradores próximos, que relataram inclusive reincidências. Na tentativa de evitar a ruptura e possíveis consequências, o proprietário lançou blocos de rochas na erosão frente ao extravasor.

Os dados das dimensões do barramento, inclinação dos taludes, batimetria e níveis do reservatório e a topografia da jusante, foram utilizados para elaboração do modelo geométrico da barragem, que não existia. Estas informações foram utilizadas também para realização da modelagem em *softwares,* e a determinação do fator de segurança do talude na seção mais comprometida e na condição crítica.

Os parâmetros do material que compõe a estrutura do barramento, foram determinados a partir da retirada amostras indeformadas e amostras do solo para caracterização. Os locais da retirada destas amostras são próximos aos pontos erodidos, mas, distantes o suficiente, para não comprometer ainda mais a estrutura e a segurança pessoal. Foi realizada escavação manual cuidadosa e cravação de cilindro metálico, para que as amostra não sofresse amolgamento, com cuidado extremo para não causar avaria no talude. O material coletado foi levado para o laboratório do IFTO Campus Palmas, onde foram determinados por ensaios o teor de umidade, granulometria, limites de consistência e peso específico dos grãos. Posteriormente, para determinação da estabilidade dos taludes da barragem, os resultados dos ensaios laboratoriais realizados, foram utilizados em análises da modelagem numérica.

A Figura 2.1 apresenta, os pontos de erosão 1 e 2 (a), o registro da árvore antes da erosão (b) no ponto 1 frente ao extravasor (c), lançamento de blocos de rocha para conter a erosão (d) e retirada de amostras para análise no ponto 1 (e).

Com as amostras indeformadas, foram realizados os ensaios de cisalhamento direto, no laboratório da empresa Técnica Engenharia, que deu todo o suporte em seu laboratório. Os ensaios de cisalhamento direto, seguiram as prescrições da ASTM D3080M-11(2014). As amostras indeformadas foram esculpidas no molde da caixa de cisalhamento. Após pesagem, transposta para caixa bipartida dotada de placas dentadas e perfuradas, pedras porosas de topo e base, e quepe para transmissão de carga. A velocidade de aplicação da tensão cisalhante é aplicada conforme a classificação do solo com valor de 0,05 mm/min. A figura 2.2, apresenta da esquerda para a direita, a moldagem da amostra indeformada do solo e o ensaio de cisalhamento direto em andamento.

Figura 2.1. Pontos de erosão 1 e 2 (a), registro da árvore antes da erosão (b) no ponto 1 frente ao extravasor (c), lançamento de blocos de rocha para conter a erosão (d) e retirada de amostras para análise próxima erosão no ponto 1 (e).

Figura 2.2 Moldagem da amostra indeformada, ensaio de cisalhamento direto

3 RESULTADOS, ANÁLISES E DISCUSSÕES

Os ensaios de granulometria e limites de consistência, e posteriormente a classificação, seguiram conforme descritos por Das e Sobhan (2014), onde foi determinado que o material do barramento é um solo areno-siltoso (SM), classificado com a carta de plasticidade onde o limite de liquidez foi igual a 35% e o índice de plasticidade igual a zero. Também o teor de umidade natural igual a 33% e o peso específico dos grãos, determinado por ensaios com o picnômetro, conforme ASTM D854-14, foi de 2,67 g/cm³. O peso específico aparente natural das amostras igual a 1,9 g/cm³.

Os ensaios de cisalhamento direto, tiveram de ser repetidos. Algumas amostras cisalharam antes do ensaio. A forma da coleta, que tentou preservar ao máximo o talude em colapso, possivelmente os pontos já estavam em processos de desconfinamento e cisalhamento. Novas amostras foram coletadas agora com cilindro de 20 cm de diâmetro, onde a amostra esculpida tinha 5cm x 5 cm, e após ensaiadas, os resultados obtidos, indicaram o ângulo de atrito de 24,36° e coesão de 0,3 kPa. Na Figura 3.1, são apresentados os gráficos dos ensaios de cisalhamento direto e parâmetros de resistência gerados pelo equipamento.

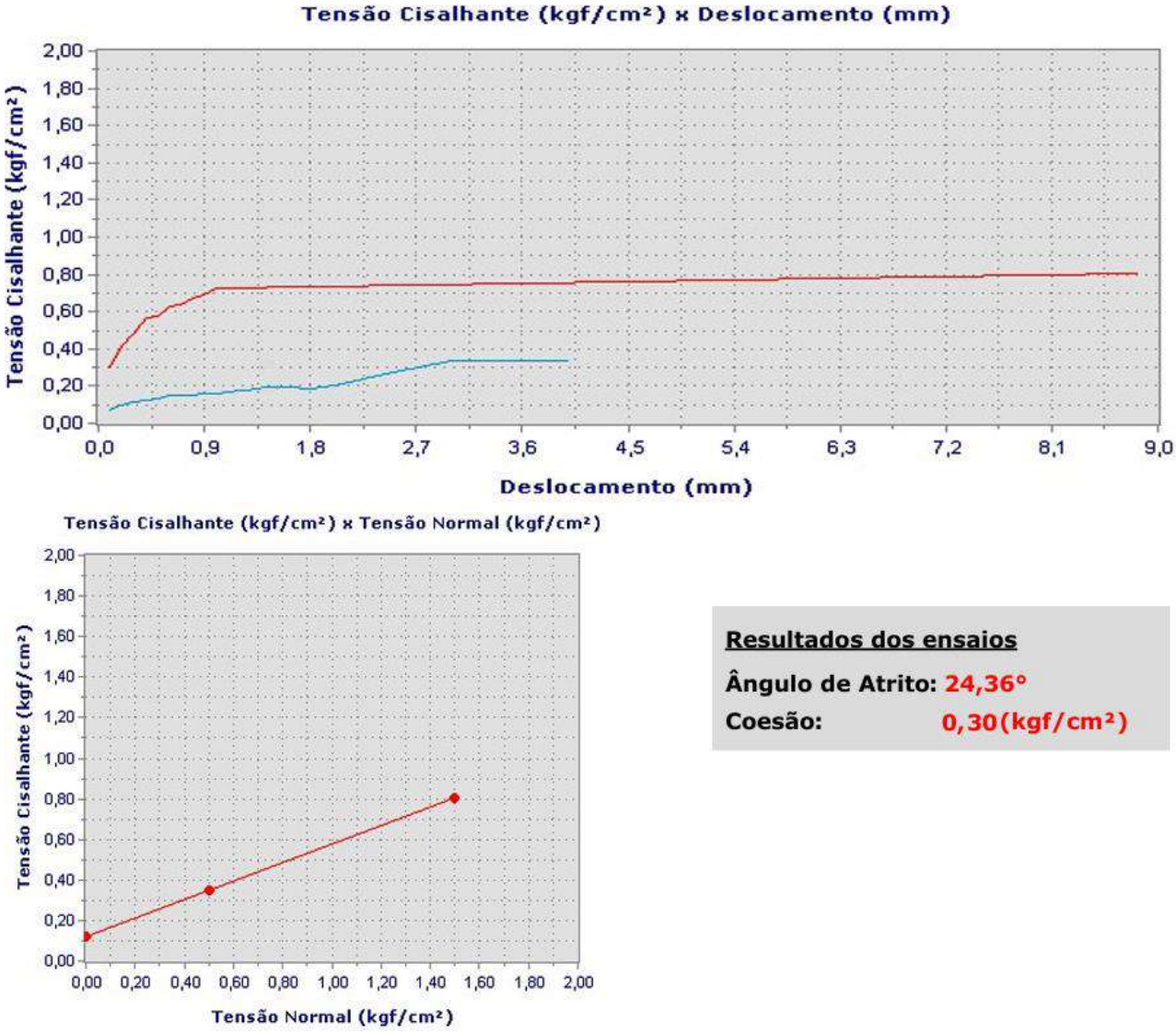


Figura 3.1 Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto e parâmetros gerados pelo equipamento

Com a obtenção dos parâmetros do solo e de resistências, foi realizada a modelagem numérica através do *software Slide*2 (Rocscience), e foi analisado o fator de segurança do talude a jusante, levando em consideração regime permanente da barragem. Primeiramente, foram estabelecidos o modelo geométrico, por intermédio dos dados retirados *in loco*, e as condições de contorno possíveis. Posteriormente, realizadas as análises de percolação e então a estabilidade do talude, por meio do método de Equilíbrio Limite em Fatias. Conforme Faiçal (2010), a análise da estabilidade de solos e taludes envolve a avaliação das condições geotécnicas e das forças atuantes e resistentes, utilizando métodos de equilíbrio limite para calcular fatores de segurança e prever o comportamento do solo em

situações diversas. Os resultados demonstraram que o FS estava abaixo do mínimo para a estabilidade, conforme figura 3.2.

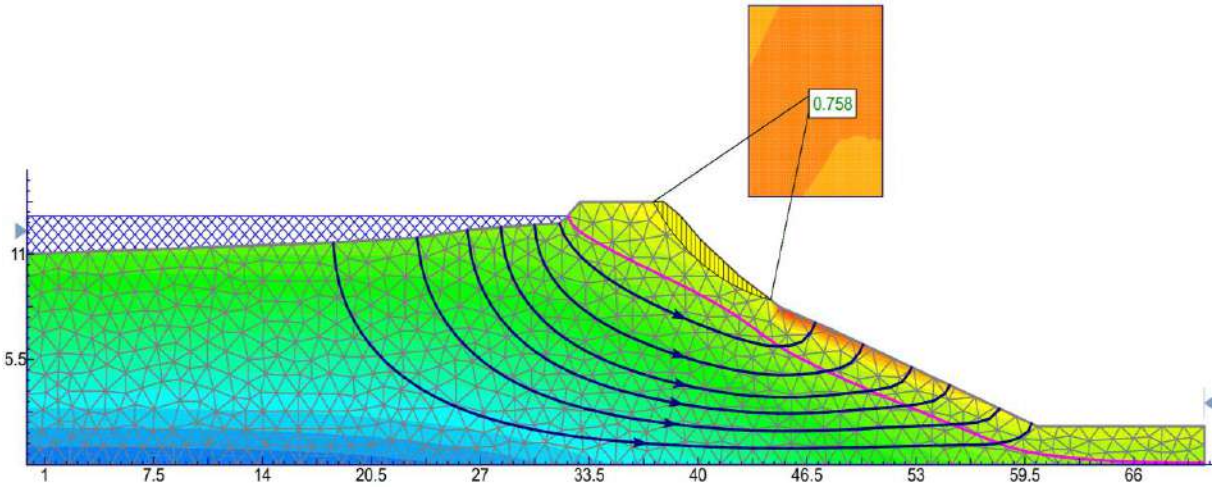


Figura 3.1 - Análise Determinística Estabilidade do Talude a Jusante

As análises foram realizadas com o método de Morgesten-Price, uma vez que, pertence ao grupo dos métodos rigorosos, onde realizam todas as condições de equilíbrio. Segundo Ferreira (2012), destaca que o método em questão é vantajoso por integrar as hipóteses de outros métodos de análise de estabilidade, adaptando-as conforme necessário para cada situação específica. Essa abordagem possibilita que os fatores de segurança calculados sejam equivalentes aos obtidos pelos métodos de Bishop, Janbu, Morgenstern-Price e Spencer em análises isoladas. Ademais, pela seção crítica analisada ser composta de um mesmo tipo de solo, foi utilizado superfície circular como parâmetro da modelagem numérica. Por fim, para determinar o ponto crítico de ruptura foi utilizado a opção de grades e raios.

Não conformados com o valor abaixo do mínimo para a estabilidade ainda presente, foi realizada a modelagem numérica com os *softwares* do GeoStudio: SEEP para obtenção do fluxo e SLOP/W para estabilidade do talude. Nas análises do fator de segurança do talude de jusante, levando em consideração o regime permanente normal da barragem, os resultados foram aproximadamente os mesmos. Paralelamente a isso, no talude que após a erosão estava muito íngreme, era perceptível e provável que as raízes e o enrocamento lançado emergencialmente, contribuíram para estabilidade momentânea. Na figura 3.3 é apresentado, a simulação no SEEP do Geostúdio, com o fluxo estabelecido. E na Figura 3.4, o Fator de Segurança, determinado também pelo método Morgestem-Price, no SLOP/W.

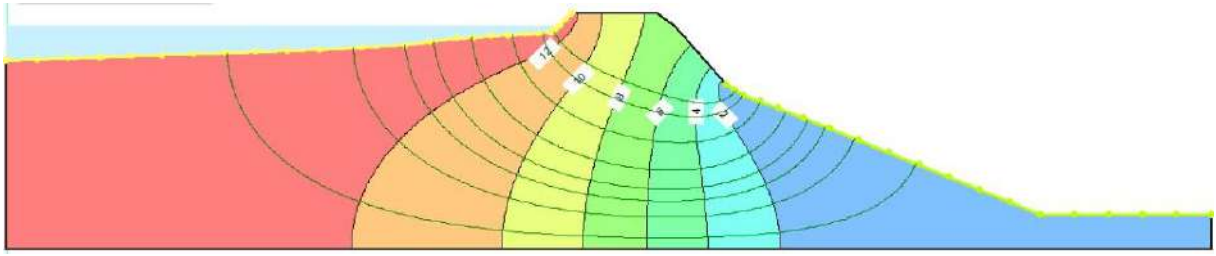


Figura 3.3 - Análise da percolação

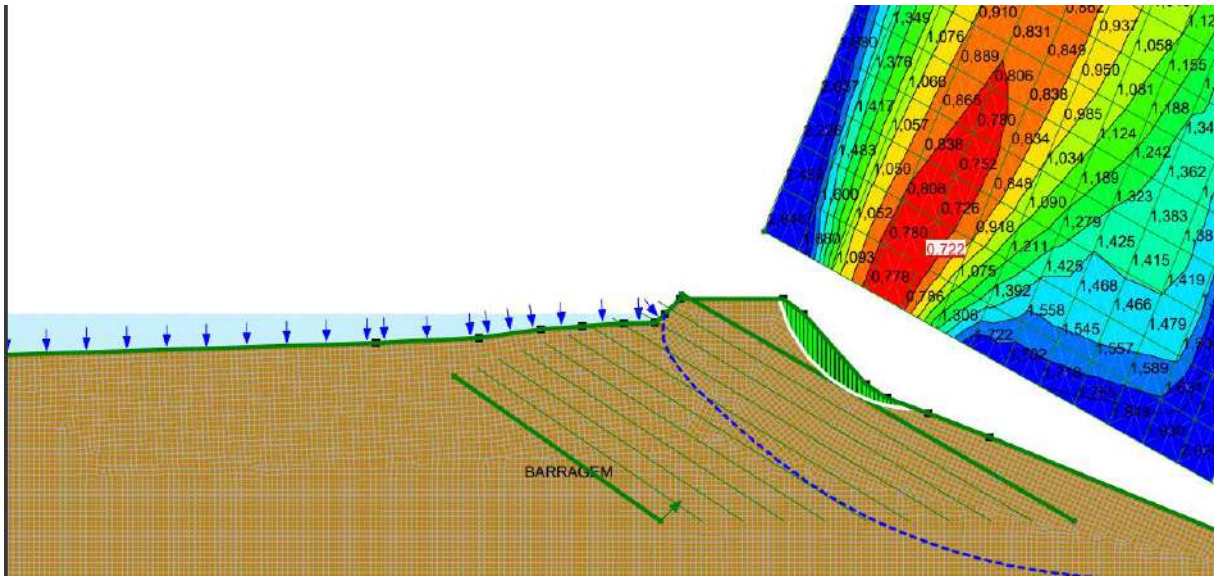


Figura 3.4 - Análise Determinística Estabilidade do Talude a Jusante

A barragem já estava apresentando vários processos de deterioração com o excesso de chuvas, e com a passagem de veículos. Conforme previsto nas primeiras análises, a barragem rompeu no dia 21 de fevereiro de 2024, após uma forte chuva, a erosão abriu uma vala e transportou os extravasores e parte do enrocamento lançado. A via que existia sobre o barramento foi interditada, e os moradores agora devem contornar por vias informais e distantes. A Figura 3.4 mostra a falha no ponto de erosão 1 (local do extravasor). Os blocos de rocha lançados serviram para minimizar a onda de cheia. Assim, o escoamento foi controlado sem causar maiores danos as residências próximas.

Figura 3.4 - Falha da barragem no ponto de erosão 1.

3.1 Classificação no PNSB

A análise da barragem do lago norte quanto ao enquadramento no (PNSB), determinado pela Lei n.º 12.334, de 20 de setembro de 2010, que instituiu a PNSB, em seu art. 9º estabelece que as inspeções de segurança regulares e especiais terão sua periodicidade, qualificação da equipe responsável, conteúdo mínimo e nível de detalhamento definidos pelo órgão fiscalizador, em função da categoria do risco e do dano potencial associado a barragem. O barramento serve como via de acesso frequente. Não existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, portanto à mesma se enquadra nas descrições e classificação relativa ao Dano Potencial Associado (DPA), baixo, por não causar danos significativos à população ou ao meio ambiente.

4 CONCLUSÃO

A pesquisa na barragem do Lago Norte em Palmas - TO demonstrou a importância da análise geotécnica para a segurança de barragens. As medições, modelagem geométrica e ensaios laboratoriais, permitiram prever a ruptura, que ocorreu conforme antecipado, destacando a eficácia dos métodos empregados e a necessidade de monitoramento contínuo. Também, permitiu a aplicação prática dos conhecimentos acadêmicos sobre geotecnia, barragens e estabilidade de taludes. Foram realizadas medições e modelagem geométrica, batimetria, coleta de amostras indeformadas, ensaios de caracterização e determinação de parâmetros de resistência, e com estes dados, uma modelagem numérica, que determinou a condição de instabilidade. Por último, conforme as diretrizes do Plano Nacional de Segurança de Barragens, foi classificada com DPA baixo.

O foco da pesquisa era avaliar a segurança da barragem, que já apresentava sinais de instabilidade, buscar soluções para garantir a estabilidade e para mitigação dos riscos possíveis. Três meses após o término dos estudos no local, a barragem rompeu, confirmando as previsões e destacando o ponto mais vulnerável a falhas. Isso demonstrou a eficácia dos processos de investigação e de determinação de parâmetros do material constituinte do aterro e o fator de segurança do talude e proporcionou a aplicação da teoria em prática.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a empresa Técnica Engenharia, que gentilmente realizou os ensaios de cisalhamento direto com todo o acompanhamento do processo e explicações aos estudantes, também a nosso professor Orientador Dr. Flavio Ornelas, que sempre esteve presente orientando e ajudando em nosso trabalho de pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional do Águas (Brasil) (2016). Guia de Orientação e Formulários para Inspeções de Segurança de Barragem / Agência Nacional das Águas. - Brasília: ANA, 218 p. il. – (Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens, 2)

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457. Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7181. Solo — Análise granulométrica. Rio de Janeiro.

ASTM International (2014). ASTM D854-14: Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.

ASTM International (2014). ASTM D3080M-11: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.

BRASIL. Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB)

BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). Brasília, DF: Presidência da República.

Das, B.M., Sobhan, K. (2014). Fundamentos de engenharia geotécnica. Tradução da 8. Ed norte-americana. São Paulo: Cenagage Learning, 562p

FAIÇAL, Massad. (2010); Obras de Terra: Curso básico de geotecnia 2ª edição, 216p.

SCHANAID, F. Ensaios de Campo e suas aplicações à engenharia de fundações. Editora Oficina de Textos. 224p, 2012

FERREIRA, F. L. J. Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de janbu e Spencer. Fevereiro de 2012. Acessado em: Acesso em: 11/04/2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/11

Análise de estabilidade de taludes para fechamento de barragens - Estudo de caso

Eduardo Thomazine Peruzzo
Engenheiro de Projetos Sênior, Faculdade Arnaldo, Paragominas, Brasil, Edu_thomazine@hotmail.com

Marcio Fernandes Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: O fechamento de uma barragem corresponde à conclusão do uso dessa estrutura para receber rejeitos do processo de mineração, além da remoção de estruturas temporárias e monitoramento das permanentes, seguido de ações de recuperação da área para viabilizar o uso futuro. O tema ainda é novo no Brasil e no mundo. Em 2021, no Brasil, o Plano de Fechamento de Minas passou a ser regulamentado e detalhado, quando foi promulgada a Resolução nº 68 da Agência Nacional de Mineração, que trata do Fechamento de Minas e demais estruturas. Em 2022, foi editada a Resolução nº 95, que define medidas regulatórias aplicáveis às barragens de mineração. Em 2023, a Resolução nº 130 altera a Resolução nº 95 e estabelece novos parâmetros para segurança e descaracterização de Barragens. O objetivo geral do artigo é apresentar os estudos geotécnicos do fechamento de duas estruturas que estão contempladas dentro do mesmo sistema de disposição de rejeitos. Nesse sistema existem duas barragens, aqui denominadas de barragens A e B. A partir dos estudos previamente realizados, foram avaliadas geotecnicamente duas barragens A e B sob o ponto de vista de Fechamento. Os resultados mostraram boa aderência geotécnica ao plano de fechamento da estrutura. Dada a recente obrigatoriedade dos planos de fechamento no país, para abrir novas fronteiras visando à eficácia da tomada de decisão, convém a análise da legislação brasileira atual comparativamente a de outros países cuja implementação de planos está consolidada.

PALAVRAS-CHAVE: Fechamento de barragens, Barragens de Mineração, Legislação.

ABSTRACT: The closure of a dam corresponds to the completion of the use of this structure to receive tailings from the mining process, in addition to the removal of temporary structures and monitoring of permanent ones, followed by actions to recover the area to enable future use. The topic is still new in Brazil and around the world. In 2021, in Brazil, the Mine Closure Plan became regulated and detailed, when Resolution No. 68 of the National Mining Agency was promulgated, which deals with the Closure of Mines and other structures. In 2022, Resolution No. 95 was published, which defines regulatory measures applicable to mining dams. In 2023, Resolution No. 130 amends Resolution No. 95 and establishes new parameters for the safety and decharacterization of Dams. The general objective of the article is to present the geotechnical studies of the closure of two structures that are included within the same waste disposal system. In this system there are two dams, here called dams A and B. Based on previously carried out studies, two dams A and B were geotechnically evaluated from the Closure point of view. The results showed good geotechnical adherence to the structure's closure plan. Given the recent mandatory closure plans in the country, to open new borders aiming at effective decision-making, it is advisable to analyze current Brazilian legislation in comparison with that of other countries whose implementation of plans is consolidated.

KEYWORDS: Dam closure, Mining Dams, Legislation.

1 INTRODUÇÃO

O planejamento da desativação e fechamento de uma mina, seja para um novo projeto ainda em elaboração, seja de uma mina já em funcionamento, é tema cada vez mais presente na pauta de discussão das empresas de mineração, dos órgãos reguladores e do meio acadêmico (SÁNCHEZ, 2013).

A terminologia desativação de mina é empregada por diversos autores como fechamento de mina. Para esse processo, caracterizam ações que compõe o descomissionamento, a reabilitação, a manutenção e monitoramento e o pós-fechamento (VICK, 1983).

A não reabilitação de áreas degradadas pela mineração ou a aplicação de técnicas inadequadas na execução dos planos de desativação e fechamento de mina, podem originar passivos ambientais, que por sua vez podem acarretar acidentes ambientais, podendo provocar danos ao meio ambiente e riscos à saúde humana (TONIDANDEL, 2011).

Da década de 80 até os dias atuais leis foram elaboradas especificamente para o setor minerário para orientar os empreendedores quanto às obrigações legais a serem cumpridas antes do fechamento de uma mina (ICMM, 2008). Adotando-se essa premissa, o empreendedor participa de todas as etapas desde a escolha da melhor proposta de desativação, seu detalhamento, discussão junto aos stakeholders, implantação e monitoramento pós-implantação, estando o empreendimento ainda em operação. Uma das etapas previstas no processo de fechamento de uma mina, se deve a desativação de suas estruturas auxiliares, dentre elas, as barragens de rejeitos.

O objetivo geral do artigo é apresentar os estudos geotécnicos do fechamento de duas estruturas (Barragens A e B) que estão contempladas dentro do mesmo sistema de disposição de rejeitos.

2 METODOLOGIA

A metodologia foi baseada na utilização de estudos realizados para duas barragens, aqui referenciadas como barragem A e barragem B, devido ao sigilo quanto ao nome real dessas estruturas. Posteriormente, foram elencadas as premissas para que as análises geotécnicas fossem desenvolvidas, tais como: o restabelecimento das condições originais da fauna e flora do local degradado, sem necessidade de reconformação do terreno; a manutenção da estrutura em si, buscando a proteção de nascentes à montante e desvio do fluxo para jusante; e intervenções geotécnicas necessárias para reconformação superficial dos reservatórios.

Foi determinada a capacidade de suporte do rejeito buscando obter a resistência não drenada e a escolha do equipamento para atuar no projeto sem trazer prejuízos à estabilidade de ambas as barragens.

Para as análises de estabilidade de ambas as barragens, foi considerada a seção de maior altura (seção crítica). As análises de estabilidade contemplaram a condição normal de operação, pós-fechamento e pseudo-estática, para ambas as barragens. Para essa última recomendação, seguiu o que preconiza a ELETROBRÁS (2003). Assim, as análises adotaram os valores de aceleração de 0,05 g na horizontal e 0,03 g na vertical. O Fator de Segurança (FS) foi determinado pelo método de GLE/Morgenstern-Price para superficies de ruptura não circulares optimizadas e o cálculo do FS conduzido pelo programa Slide Rocscience Inc. versão 6.025.

Os parâmetros dos materiais para as análises (Tabela 1) foram baseado em resultados de ensaios de laboratório, em ambas as barragens,

Tabela 1. Parâmetros dos materiais utilizados nas análises de estabilidade.

Barragem	Material	Cor	γ (kN/m³)	c'(kPa)	ϕ'(º)	Su/$\sigma_{v'}$
A	Rocha Alterada		21	40	34	-
	Solo Residual de Arenito		20	0	33	-
	Solo Aluvionar[1]		18	20	0	-
	Aterro Berma de Equilíbrio		19	-	-	0,5
	Aterro Compactado		20	16	32	-
	Aterro Esteirado		19	-	-	0,5
	Aterro Submerso[1]		16	16	0	-
	Rejeito Montante		15	-	-	0,144
	Rejeito Jusante[3]		16	20	0	-
	Filtro		18	0	32	-
B	Aterro Compactado		20	4	36	
	Fundação		18	12	33	
	Rejeito		15	-	-	0,144
	Filtro		18	0	30	

Legenda: [1] – Resistência não drenada (ϕ'=0).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Capacidade de Suporte dos Rejeitos

Para a verificação da capacidade suporte dos rejeitos e a partir da análise de enchimento obteve-se a curva de distribuição de índice de vazios com a profundidade, sem considerar o ressecamento (Figura 1). Em seguida, a parte superior desta curva foi modificada a partir de uma estimativa do índice de vazios na superfície após o ressecamento (igual a 1) (Figura 2). Este valor foi obtido em amostras coletadas em campo.

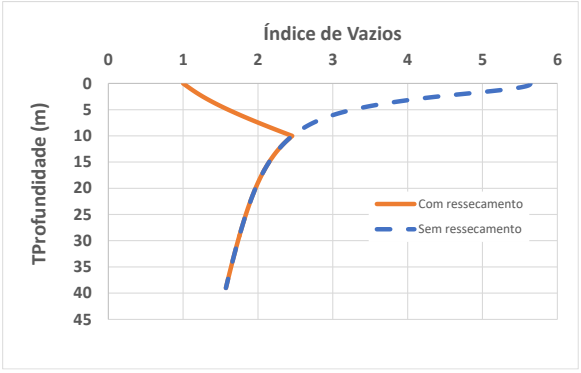


Figura 1. Variação do índice de vazios do rejeito com a profundidade sem e com ressecamento.

A partir da curva de compressibilidade do rejeito e a distribuição de índice de vazios com a profundidade com ressecamento determinou-se a distribuição de tensão efetiva vertical com a profundidade com e sem o ressecamento (Figura 2).

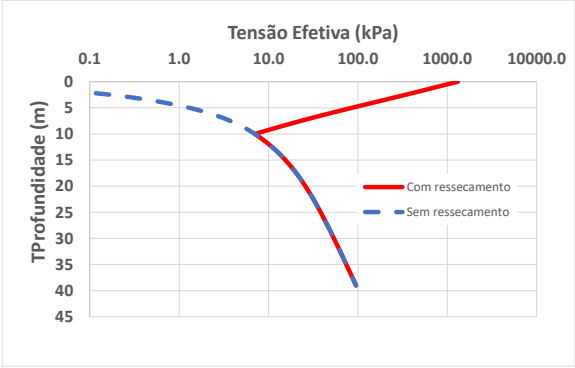


Figura 2. Variação com a profundidade das tensões efetivas no rejeito.

Em seguida, através das equações 1 e 2 (ATKINSON, 1981) foi determinada a tensão efetiva média no estado crítico (p') e a resistência não drenada do rejeito (Su):

$$p' = \sigma'_v \left(\frac{1+2\,K_0}{3}\right) \quad (1)$$

$$s_u = \frac{1}{2}\, M\, p' \exp\left(-\frac{\lambda-e}{\lambda}\log 2\right) OCR^{\frac{\lambda-e}{\lambda}} \quad (2)$$

Onde, K_0 e M, representam o coeficiente de empuxo no repouso e o gradiente da linha de estado crítico do Modelo Cam-Clay, respectivamente. Esses parâmetros foram calculados, por meio do ângulo de atrito de atrito efetivo do rejeito (Ø´), usando as equações 3 e 4 (JEFFERIES & BEEN, 2015):

$$K_0 = 1 - \sin \emptyset' \quad (3)$$

$$M = \frac{6\,\sin \emptyset'}{3+\sin \emptyset'} \quad (4)$$

O ângulo de atrito do rejeito foi estimado a partir de resultados de ensaios no rejeito e experiência dos autores. Adotou-se ϕ igual a 22º. (recomenda-se que sejam realizados ensaios de laboratório com amostras do rejeito para obter este parâmetro). Com este valor adotado encontrou-se Ko = 0,625 e M = 0,666. Os parâmetros de inclinação da reta virgem (λ) e índice de vazios (e) foram obtidos das curvas de compressibilidade do rejeito (Figura 3), segundo o Modelo Cam-Clay, correspondendo a 0,163 e 0,041, respectivamente.

Por fim, foi realizada também a distribuição com a profundidade da resistência não-drenada (Su) do rejeito (Figura 4), a partir de dados disponibilizados em estudos realizados para o rejeito.

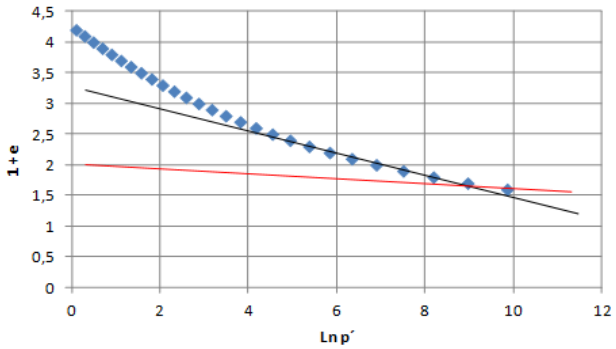


Figura 3. Determinação de λ pela linha de estado crítico (preta) e de e pela linha consolidação isotrópica (vermelha).

Figura 4. Variação com a profundidade da resistência não-drenada no rejeito com ressecamento.

Obtida a distribuição de resistência não-drenada com a profundidade, estimou-se um valor médio de Su nos primeiros 2 m de profundidade, correspondendo a 81 kPa. Adotou-se 2 m, pois o bulbo de tensões formado por carregamentos aplicados na superfície aprofunda-se até cerca de 2 vezes a largura da faixa na qual o carregamento é aplicado. A partir desta profundidade, o acréscimo de tensão devido à sobrecarga é muito pequeno. Como a esteira dos tratores ou os pneus dos caminhões tem, no máximo, 0,5 m, deduz-se que o carregamento vai ser absorvido pelo primeiro metro de rejeito. Mesmo assim, por segurança, adotou-se 2 m.

Com este valor médio de Su, calculou-se a capacidade de carga do rejeito (qf) de acordo com a Equação 5 (Atkinson (1981), Parry (1995), Skempton (1951)):

$$q_f = (2 + \pi)\, s_u = 415{,}74 \text{ (kPa)} \quad (5)$$

Por fim, obteve-se a carga dos equipamentos (qatuante), conforme Equações 6 e 7. No caso de trator de esteira D8T a pressão exercida no solo é de 106 kPa, e, no caso de caminhões com pneus 275/80R22.5 a pressão exercida no solo é de 897 kPa. Ou seja, para o trator de esteira mencionado o coeficiente de segurança (Cf) foi de 3,9 (bastante aceitável) e para o caminhão de 0,46 (inaceitável), respectivamente.

$$C_f = \frac{q_f}{q_{atuante}} = 3{,}9 \quad (6)$$

$$C_f = \frac{q_f}{q_{atuante}} = 0{,}46 \quad (7)$$

A partir dos resultados nota-se que os rejeitos adensam lentamente dentro dos reservatórios, o que influencia o momento do seu fechamento, quando máquinas terão que trabalhar sobre os mesmos para conformá-los de acordo com o projeto. Portanto, levantamentos topográficos devem ser realizados a fim de acompanhar o adensamento e compactação do rejeito, corrigindo, caso necessário, as declividades, a fim de evitar acúmulo de água no interior do reservatório.

3.2 Análise de Estabilidade

Na condição normal de operação (Figura 5), o nível d'água a jusante foi assumido como o máximo operacional de projeto (El. 58,00 m). Além disso, foi considerada a implantação de uma berma de equilíbrio, buscando uma melhoria de performance da estrutura a longo prazo. Dada a condição inicial da estrutura, não seria necessária uma intervenção (rebaixamento do nível d´água do reservatório, por exemplo) para a sua construção. Devido ao tempo necessário para implantar as obras de regularização propostas para o fechamento da estrutura, a cota piezométrica no rejeito e no maciço da barragem foi assumida a partir dos estudos hidrólogicos realizados na área, resultando em um FS de 1,51.

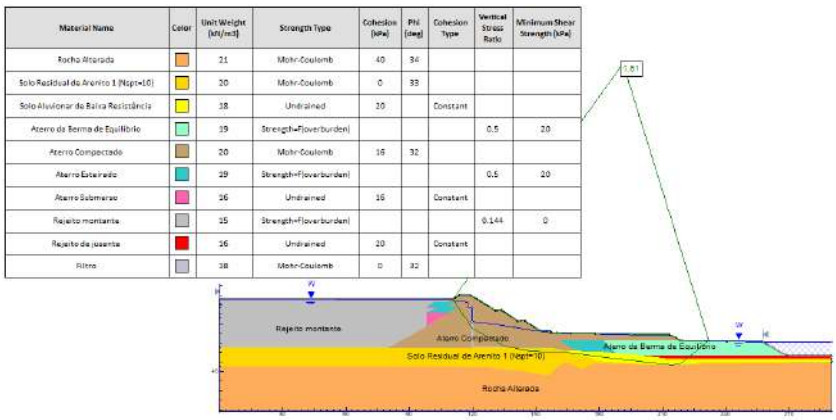


Figura 5. Análise de estabilidade da Barragem A – Condição normal de operação.

Já para a condição pós-fechamento (Figura 6), foi considerado o rebaixamento do nível d'água naturalmente, baseado em estudos hidrológicos, que indicaram não haver contribuição do maciço natural. Tendo em vista o encerramento das operações na barragem, o nível d'água rebaixará progressivamente. Assim, somada a redução do nível d'água com a adoção da berma de equilíbrio, o FS melhora significativamente, ou seja, um FS de 2,05.

Como a barragem não será removida, essa será submetida a condições extremas. Portanto, para a análise pseudo-estática (Figura 7), ou seja, considerando as acelerações sísmicas, mesmo havendo a presença da berma de equilíbrio e manutenção do nível d'água o FS é reduzido para 1,5, porém ainda aceitável (ICMM, 2008).

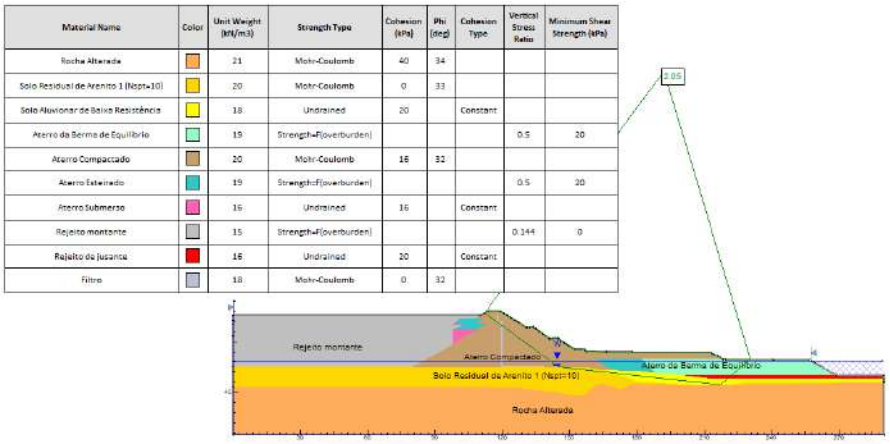


Figura 6. Análise de estabilidade da Barragem A – Pós fechamento.

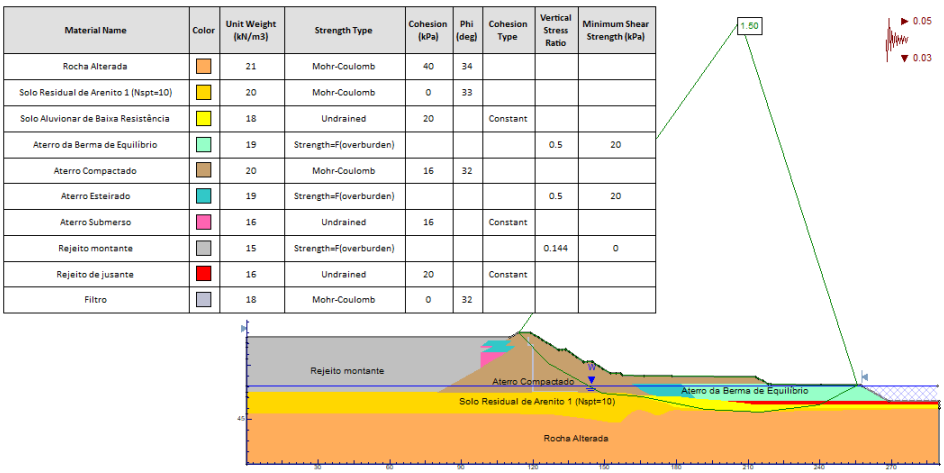


Figura 7. Análise de estabilidade da Barragem A – Pseudo-estática.

Como a Barragem B apresenta condições menos complexas de fundação, comparadas a barragem A, não foi necessário considerar um melhoramento da estabilidade geotécnica da barragem para o fechamento. Assim, foi avaliada a geometria de fechamento, com o maciço da barragem na El. 94,00 m e o reservatório da Barragem B na El. 75,00 m (situação atual do NA) e nível d'água na El. 90,00 m (situação possível caso o reservatório atinja sua capacidade plena de reservação). Devido ao tempo necessário para implantar as obras de regularização propostas para o fechamento da estrutura, a cota piezométrica no rejeito e no maciço da barragem foi assumida como a do nível operacional do reservatório da Barragem B (El. 75,00 m). Caso o reservatório atinja a capacidade plena (El 90 m), avaliou-se a estabilidade da estrutura mediante o estabelecimento das cotas piezométricas no maciço e no rejeito.

Para a condição normal de operação (Figura 8), da mesma forma que observado para a barragem A, os resultados mostram a mesma tendência, ou seja, de melhoria de estabilidade conforme o desenvolvimento do plano de fechamento, indicando um FS de 1,50.

Para as condições pós-fechamento (Figura 9) e extremas pela análise pseudo-estática (Figura 10), foram adotadas as mesmas medidas para a Barragem A, ou seja, o estabelecimento do nível d'água (baseado em estudos hidrológicos) e não continuidade da operação, resultando assim no aumento do FS para 1,66 e, a influência sísmica resultando em um FS de 1,44, respectivamente.

O Quadro 1 resume os fatores de segurança obtidos em todas as análises. Observa-se que os valores dos fatores de segurança, para a condição atual, são superiores a 1,5 e, portanto, apresentam taludes estáveis. Após o fechamento, ao alcançar as cotas piezométricas previstas em projeto, as Barragens A e B apresentam fatores

de segurança admissíveis (ICMM, 2008) demonstrando que geotecnicamente o plano de fechamento é factível.

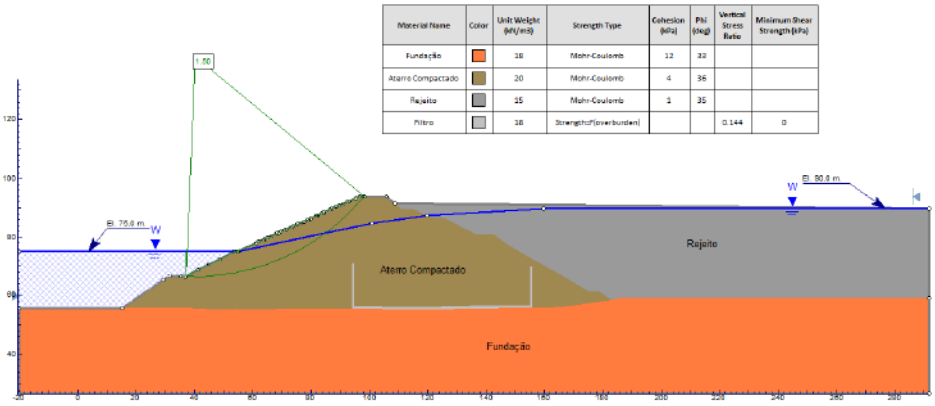


Figura 8. Análise de estabilidade da Barragem B – Condição normal de operação.

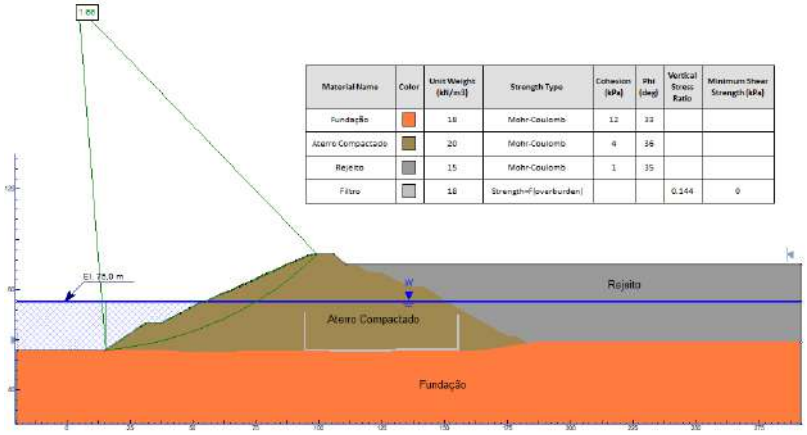


Figura 9. Análise de estabilidade da Barragem B – Pós Fechamento.

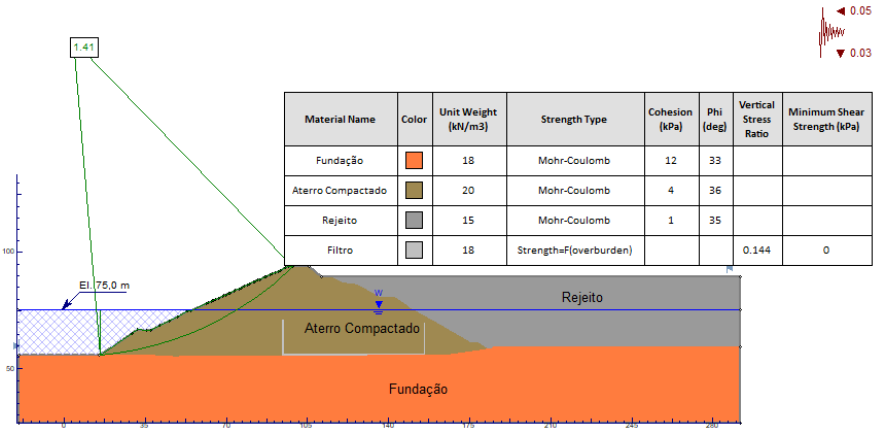


Figura 10. Análise de estabilidade da Barragem B – Pseudo-estática.

Quadro 1. Resultados das análises de estabilidade.

Estrutura	Situação de análise	Fator de segurança
Barragem A	Condição normal de operação	1,51
	Pós fechamento	2,05
	Pseudo-estática	1,50
Barragem B	Condição normal de operação	1,50

Pós fechamento	1,66
Pseudo-estática	1,41

A partir dos resultados é necessário validar: 1) o modelo de enchimento, medindo no campo a curva de enchimento com o tempo e confrontando o resultado por meio de ensaios; e, 2) o índice de vazios da camada superficial ressecada, para determinar o valor unitário usado no cálculo da resistência não-drenada.

Apesar de avaliadas a condição da estabilidade das barragens A e B, já considerando o cenário de fechamento, buscou-se garantir o estabelecimento das cotas piezométricas previstas em projeto por meio de um plano de instrumentação para determinar a cota piezométrica no interior do reservatório. Assim, os piezômetros foram distribuídos ao longo do reservatório de forma a viabilizar o monitoramento até que se alcance as condições finais previstas em projeto, N.A. na El. 58,0 m. para a barragem A e El. 75,0 m. Para a barragem B. É esperado que todo o sistema de rejeitos entre em equilíbrio, alcançando as cotas previstas, em até 8 anos após a paralização das atividades. Para tal, é proposto a instalação de quatro piezômetros do tipo Casagrande. No entanto, recomenda-se que essa instrumentação possa ser automatizada e com a incorporação de piezômetros elétricos.

Ainda durante o monitoramento do sistema de rejeitos, caso identificado qualquer ponto de acúmulo de água no reservatório, devido a recalques diferenciais ou falhas construtivas, deverá ser imediatamente regularizado para evitar a infiltração de água nos rejeitos, o que poderia postergar os prazos previstos para o equilibro linha freática no interior do reservatório e o tempo previsto para o adensamento completo do rejeito.

4 CONCLUSÕES

O plano de fechamento de uma barragem é assunto cada vez mais exposto na pauta de discussão de empresas do setor, dos órgãos reguladores e de instituições de ensino. Os parâmetros particulares ao fechamento estão pertinentemente ligados à sustentabilidade e segurança de uma atividade fundamental à sociedade contemporânea. Devido ao aumento do número de minas e avanço de suas normativas, o presente trabalho busca relacionar o resultado do plano de fechamento de barragem para a sociedade e áreas afetadas, dimensionando sua importância no que tange à minimização de impactos socioeconômicos, garantia de uso pós-barragem, redução de riscos de abandono e passivo ambiental, social, bem como moderação de riscos financeiros e de imagem. Além disso, os últimos acidentes envolvendo a mineração reforçaram a necessidade de uma melhor fiscalização nos projetos de fechamento das empresas mineradoras.

REFERÊNCIAS

Atkinson, J. H. (1981) Foundations and Slopes: An Introduction to Applications of Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill, London.

ELETROBRÁS (2003). Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas.

ICMM, INTERNATIONAL COUNCIL ON MINING & METALS (2008). Planning for Integrated Mine Closure: Toolkit. London. Traduzido e publicado em português pelo IBRAM.

Jefferies, M. & Been, K. (2015). Soil liquefaction: a critical state approach, 2nd ed. CRC Press.

Parry, R.H.G. (1995) Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics. E. & F.N. Spon, London.

Sánchez, L.E., Silva-Sánchez, S.S., Neri, A.C. (2013) Guia para o Planejamento do Fechamento de Mina. Brasília: Instituto Brasileiro de Mineração.

Skempton, A. W. (1951) The bearing capacity of clays. Proceedings Building Research Congress, 1, 180-9.

Tonidandel, R. P. (2011) Aspectos legais e ambientais do fechamento de mina no Estado de Minas Gerais. Dissertação (Mestrado em Geologia Econômica Aplicada) - Universidade Federal de Minas Gerais – MG, 146p.

Vick, S.G., (1983) Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams, Wiley Interscience. New York.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/12

Análise de Incompatibilidade Entre Estudo Geotécnico Preliminar e Condição *In Situ* na Fundação da Barragem de Concreto CCR Germinal

Lucas Pereira Cavalcante
Engenheiro civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, lucaspengenharia@gmail.com

Eduardo Mendonça Mamede Filho
Engenheiro civil, Superintendência de Obras Hidráulicas, Fortaleza, Brasil, eduardomamedef@gmail.com

Naasson Jorge Duarte de Azevedo
Engenheiro civil, Superintendência de Obras Hidráulicas, Fortaleza, Brasil, naasson.azevedo@gmail.com

Fábio Roney do Nascimento Silveira
Geólogo, Superintendência de Obras Hidráulicas, Fortaleza, Brasil, fabio_roney@yahoo.com.br

RESUMO: Este trabalho visa apresentar um estudo de caso acerca da barragem Germinal, situada no município de Palmácia, no Estado do Ceará, que foi construída com Concreto Compactado a Rolo (CCR), com capacidade de acumulação de aproximados 2 hm³ e 28,5 m de altura. Esta obra acabou por se tornar um exemplo de projeto que não previu com exatidão as condições do subsolo rochoso. No caso da obra em questão, constatou-se durante a execução a presença de blocos de rochas soltos (tálus) e de fraturamentos sistemáticos não previstos pelas sondagens iniciais. O intenso fraturamento e alteração das rochas inseridas na zona de falha localizada no leito natural do rio foram pontualmente prejudiciais para a definição da profundidade da fundação neste local. Tal condição tornou necessária um acréscimo substancial do volume de concreto de regularização, além de ensaios de perda d'água e injeções de cimento, em relação ao inicialmente previsto no projeto executivo. Por consequência, foi elaborado um aditivo, após a execução dos serviços de limpeza do terreno e de serviços preliminares, devido à discrepância entre as premissas adotadas durante o projeto executivo e a situação *in loco*, nos locais de implementação da fundação e do canal de restituição. Como resultado, a incompatibilidade promoveu acréscimos de 2.818,65 m³ de concreto de regularização, além de 455 ensaios de perda d'água Lugeon e 1.343 kg de injeção de calda de cimento. Ao todo, os acréscimos apresentaram repercussão financeira de R$ 922.597,58 representando balanço de 6,58% no valor da obra.

PALAVRAS-CHAVE: Fundação, Barragem, Incompatibilidade.

ABSTRACT: This work presents a case study about the Germinal dam, located in Palmácia County, in the State of Ceará, that was built with roller-compacted concrete (RCC), with dam volume of 2 hm³ and 28,5 m height. This construction ended up becoming an example of project that didn't accurately predicted the underground rock conditions. In the case of this dam, during execution, it was found the presence of loose rock blocks (tálus) and systematics fractures unforeseen in the initial surveys. The intense fracturing and rock alterations inserted in the fault zone located in the natural river bed were specifically harmful to the definition of the foundation depth in this location. This condition required a substantial increase of self-leveling concrete, in addition to water loss tests and cement grout injections, in relation to what was initially foreseen in the executive project. Consequently, an addendum was prepared, after the execution of the land cleaning and the preliminary services, due to the discrepancy between the assumptions adopted during the executive project and the *in loco* situation, in the places where the foundation and the diversion channel are implemented. As result, the incompatibility led to increases of 2.818,65 m³ of self-leveling concrete, as well as 455 Lugeon water loss tests and 1.343 kg of cement grout injection. In total, the increases had a financial repercussion of R$ 922.597,58 representing a balance of 6,58% in the cost of the dam.

KEYWORDS: Foundation, Dam, Incompatibility.

1 INTRODUÇÃO

Em muitas obras de engenharia, independentemente do tipo de construção, há a necessidade de revisão dos documentos acerca dos projetos e orçamentos. Ademais, a negligência de um estudo geológico-geotécnico adequado em fase de projeto é capaz de gerar, futuramente, repercussões financeiras significativas e não previstas para correção de problemas não observados previamente. No âmbito de barragens, apesar de ser comum um estudo do local bastante rigoroso, tais obras ainda podem ser suscetíveis a estes problemas de planejamento e execução.

Cruz (1996) ressalta que a elaboração de um projeto de barragem está integralmente associado ao controle de percolação tanto pelo corpo como pelo maciço, e que dependendo da possível vazão de percolação, poderá haver necessidade de correções no local. Esse viés também deve ser aplicado para situações de fundações de barragens de concreto, haja vista que uma rocha bastante fraturada pode ser capaz de comprometer tanto a funcionalidade como a segurança da obra como um todo.

Nesse contexto, a Barragem Germinal – situada no Município de Palmácia, Ceará – pode ser citado como um exemplo de projeto que não previu com exatidão as condições do subsolo rochoso. No caso da obra em questão, constatou-se durante a execução a presença de blocos de rochas soltos (tálus) e de fraturamentos sistemáticos não observados nas sondagens da fase de projeto.

Dessa forma, foi necessário promover um tratamento da fundação mais adequado para a condição da rocha encontrada após escavação até sua cota de fundação. Tal problemática acarretou em acréscimos nos quantitativos relacionados às linhas de tratamento da fundação, assim como de concreto de regularização para garantir uma superfície adequada para a execução da fundação, principalmente no eixo do barramento.

2 ESTUDO DE CASO

2.1 Obra Analisada

A Barragem Germinal está localizada no município de Palmácia, no Estado do Ceará, barrando o rio Pacoti situado na bacia Metropolitana, na região à montante do rio citado com o rio Salgado. Iniciada em 2016 e concluída em 2017, tal obra é classificada como barragem de concreto homogênea, construída com o uso de Concreto Compactado a Rolo (CCR). A seguir, são apresentados na Tabela 1 os principais dados da barragem estudada.

Tabela 1. Ficha técnica da Barragem Germinal (JM, 2012).

Dados	Informações
Tipo de barramento	Concreto Gravidade CCR
Capacidade total de acumulação	2.014.427,22 m³
Área de drenagem	94 km²
Altura máxima	28,45 m
Largura de coroamento	6,00 m
Extensão	180,00 m
Vazão Máxima de Projeto (TR = 10.000 anos)	1.137,40 m³/s
Volume de concreto do maciço	55.840,00 m³
Volume de escavação da fundação	104.630,00 m³

O local estudado para sua implantação possui condições favoráveis para a construção e para a acumulação de recursos hídricos, além de apresentar certa proximidade à sede municipal de Palmácia. A Figura 1 apresenta a seção máxima da barragem.

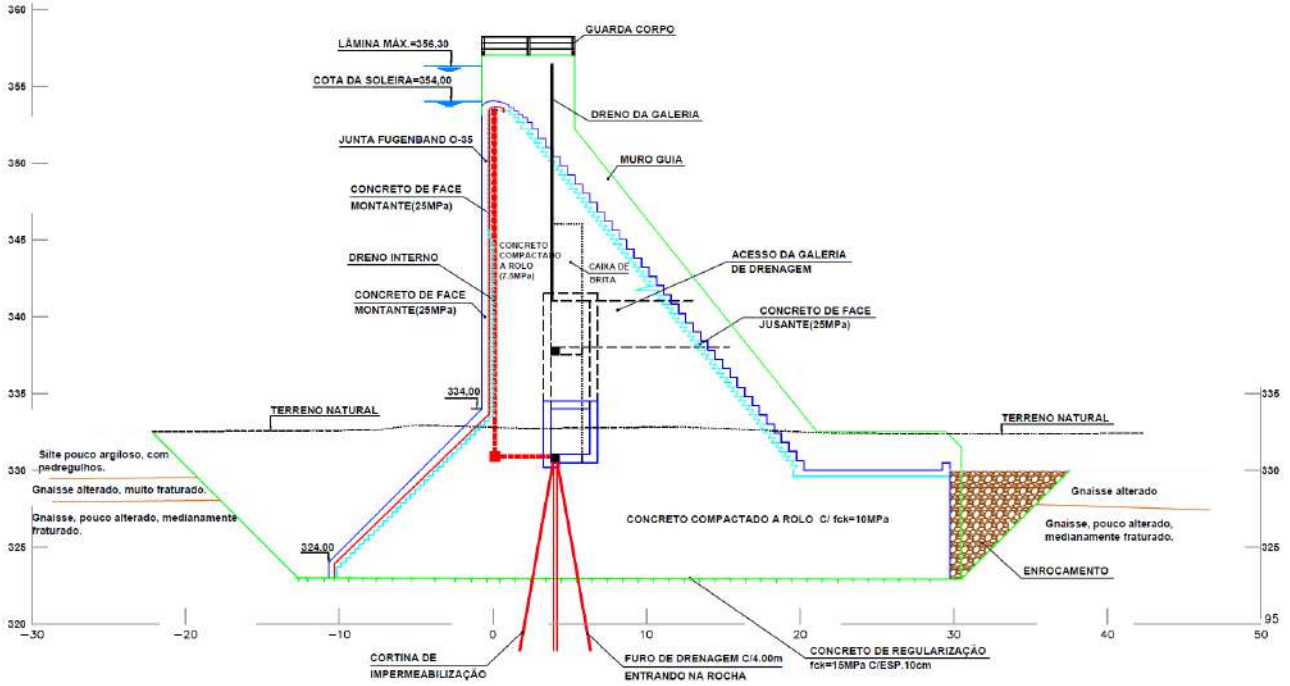


Figura 1. Seção máxima da barragem (adaptado de JM, 2012).

Infelizmente, a barragem acabou por se tornar um exemplo de projeto que não previu com exatidão as condições do subsolo rochoso. No caso da obra em questão, de acordo com o estudo geotécnico do projeto inicial, não foram previstos a expressiva presença de blocos de rochas soltos (tálus) e de fraturamentos sistemáticos na rocha localizada ao longo do eixo do barramento.

Tal fraturamento e o grau de alteração das rochas foram condicionantes para a definição da profundidade da fundação. Devido ao fato de não terem previsto tal condição geológica, o projeto de fundação da barragem não foi adequado tendo em vista as situações observadas *in loco*.

2.2 Geologia Local

A estrutura geométrica da barragem Germinal situa-se sobre rochas metamórficas de idade paleoproterozóicas denominadas por granada-biotita gnaisse, afetadas parcialmente por processos de migmatização, onde se observam micro dobramentos pigmáticos, e leitos quartzíticos. Inseridos neste contexto, ocorrem rochas metagraníticas de cor cinza-claro, e derrame granito pegmatítico pós-tectônico.

Conforme os estudos geológicos e geotécnicos, o conjunto litológico da área apresenta foliação e orientação mineral próximos aos do ângulo do eixo barrável, sendo eles de NW-SE e de N54ºW respectivamente.

Quanto à questão de geologia estrutural, confirma-se que diversos eventos geológicos promoveram grandes alterações na rocha que comprometeram sua finalidade para fundação de barramento, ainda que a mesma seja classificada como de bom suporte para a estrutura do barramento. Como aspecto comprobatório, foram observadas diversas foliações, intrusão vulcânica em zona de falha, além de intensos fraturamentos em sua extensão, todas atuando como manifestações visíveis na rocha da área em questão, durante os serviços de tratamento da fundação.

No tocante às características geomecânicas da fundação, foram descritas através de amostra de mão, com auxílio de canivete e martelo geológico, de acordo com os procedimentos de classificação de Bieniawski (1974) e Barton (1989). Na área, foram mapeados quatro universos litológicos distintos, de acordo com as rochas observadas, com as seguintes características geomecânicas, conforme mostra a Tabela 2. Enquanto que o mapa geológico pode ser conferido na região do eixo de barramento pode ser observado a partir da Figura 2.

Tabela 2. Classificações das rochas de fundação (SOHIDRA, 2016)

Rocha observada	Classificações	Descrição
Granada-biotita gnaisse 1	A1/R5/C1/F3	Rocha sã, muito resistente, muito coerente, moderadamente fraturada (6 a 10 fraturas/metro)
Granada-biotita gnaisse 2	A3/R3/C3/F3	Rocha moderadamente alterada, medianamente resistente, medianamente coerente, moderadamente fraturada (6 a 10 fratura/metro)
Metagranito	A1/R5/C1/F3	Rocha sã, muito resistente, muito coerente, moderadamente fraturada (6 a 10 fraturas/metro)
Granito pegmatítico	A1/R5/C2/F3	Rocha sã, muito resistente, coerente, levemente fraturada (2 a 5 fraturas/metro)

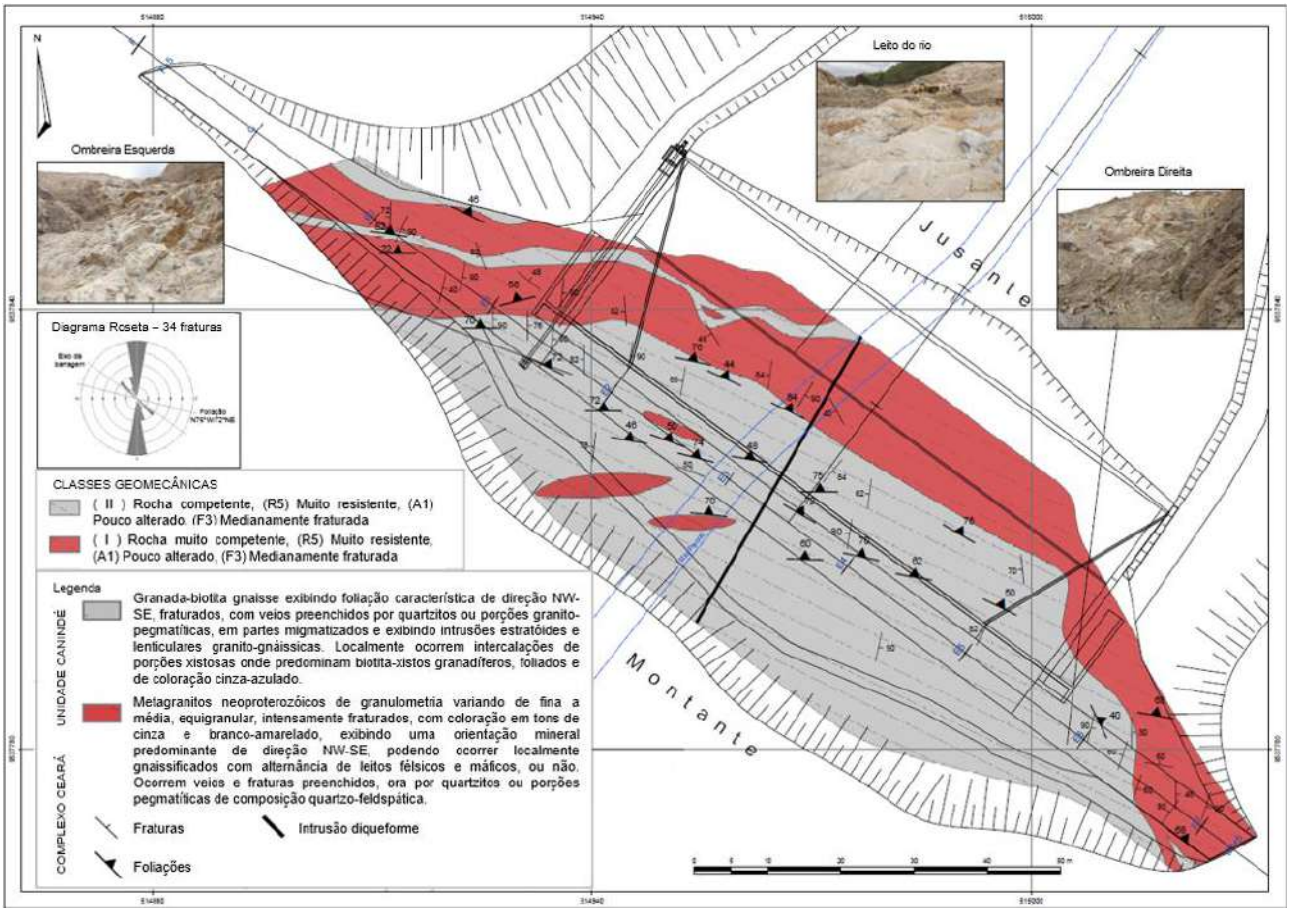


Figura 2. Mapa geológico do eixo de barramento

2.3 Problema Observado

Após a execução das escavações obrigatórias de materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias, até as cotas de fundação, foram identificadas certas incongruências entre o perfil de sondagem do projeto e a situação *in loco*. De acordo com o estudo geotécnico do projeto inicial, não foram previstas intercalações de rochas moderadamente alteradas, sistematicamente fraturadas, além de uma intrusão vulcânica perpendicular ao eixo do barramento, seguindo o leito natural do rio como entre as estacas E3+7,00 e E3+15,00 intensamente fraturada, demandando um incremento nas escavações da fundação, até cotas com condições geomecânicas favoráveis a instalação do empreendimento.

Em projeto inicial, foram realizadas ao longo do eixo do barramento 14 sondagens, sendo 13 rotativas e 1 SPT, sendo aproximadamente 1 a cada 20 metros, com complementares a cada 10 metros em locais de interesse. O resultados demonstraram a presença de seixo arenoso, no leito do rio, assim como camadas de profundidades variadas de silte argiloso, com posterior presença da rocha de fundação, segundo mapa geológico apresentado. A Figura 3 apresenta o perfil geológico-geotécnico no local do fraturamento observado, entre as estacas E3+7,00 e E3+15,00.

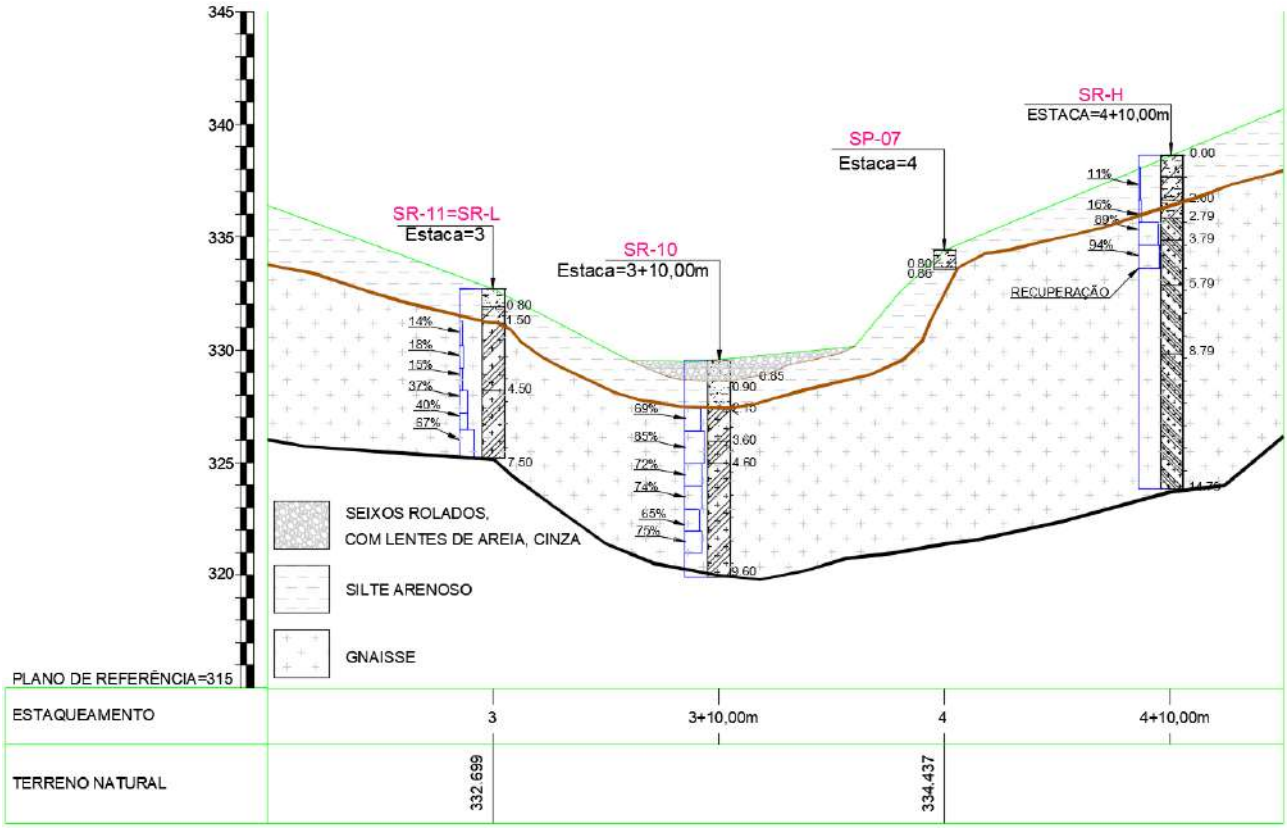


Figura 3. Recorte do perfil geológico/geotécnico entre as Estacas E2+10,00 e E4+15,00 no eixo da barragem

Esse perfil informa que há locais com bastante fraturamento, observados pelos dados de RQD conforme profundidade da sondagem. No entanto, no local onde foi executada a sondagem SR-10 foram observados, inicialmente, menores graus de fraturamento quando comparado aos demais resultados adjacentes. Durante os serviços de tratamento da fundação foi constatada a discrepância entre o projeto e a condição em campo.

Convém destacar que as sondagens a percussão e rotativas, apesar de serem bastante usuais nos estudos/projetos para reconhecimento de subsolo, tem certa restrição, pois são pontuais. Assim, a alta variabilidade do topo litológico na referida obra foi totalmente visualizado apenas em sua escavação, no estágio construtivo.

Nesse ponto em questão, distingue-se uma intrusão de rocha vulcânica, perpendicular às estruturas preferenciais, extremamente fraturada, exibindo faixas brechóides em variados graus de alterações, e ainda micro veios, centimétricos, preenchidos por material de composição carbonática.

Em verdade, o intenso fraturamento e alteração das rochas inseridas na zona de falha localizada no leito natural do rio foram pontualmente prejudiciais para a definição da profundidade da fundação neste local. Devido ao fato de não ter sido prevista tal falha geológica no projeto executivo da barragem, acerca de sua fundação, apresentou características destoantes em relação ao problema *in loco*.

Essa diversidade entre o perfil previsto em projeto e o real provocou mudanças orçamentárias, gerando a necessidade de remoção de vasto material rochoso, sendo estas, todas as porções de rocha que não se enquadravam nas condições geomecânicas aceitáveis para a segurança da obra. Tal situação propiciou uma geometria com acentuado desnível e bastante irregular para o assentamento da fundação.

2.4 Correções Adotadas

Após conferência das condições da rocha de fundação, e levando em consideração as características das rochas já elencadas, constatou-se durante os processos de escavação que seria inviável a execução da fundação em uma superfície regularmente plana como definido em projeto. Em verdade, a irregularidade da superfície determinada ocasionou obtenção de diferentes cotas de fundação pontualmente.

Inicialmente, os primeiros serviços corretivos foram de análise do fraturamento observado, por meio de testes e ensaios, tais como os ensaios de perda d'água Lugeon. Após detectar a condição de fraturamento do local, foram realizadas escavação e remoção do material inadequado para assentamento da fundação da barragem, destacando-se que a mesma foi executada até níveis onde a rocha remanescente apresentasse condições geomecânicas aceitáveis.

Vale ressaltar que também se constatou que além do grau de faturamento, a rocha também estava em avançado processo de argilitização. Dessa forma, foram removidas grandes quantidades de material argiloso presente no local do fraturamento, devido às condições da rocha intrusiva à montante, gerando uma cava de aproximadamente 2,5 metros de profundidade.

Em seguida, foram executados os serviços de limpeza e bombeamento da cava, confirmando que o relevo se encontrava com característica bastante irregular. A Figura 3 expõe o serviço de limpeza da rocha, com apresentação das direções preferenciais de fraturamento, enquanto que a Figura 4 apresenta uma foto da situação da rocha e do serviço de bombeamento e limpeza da cava.

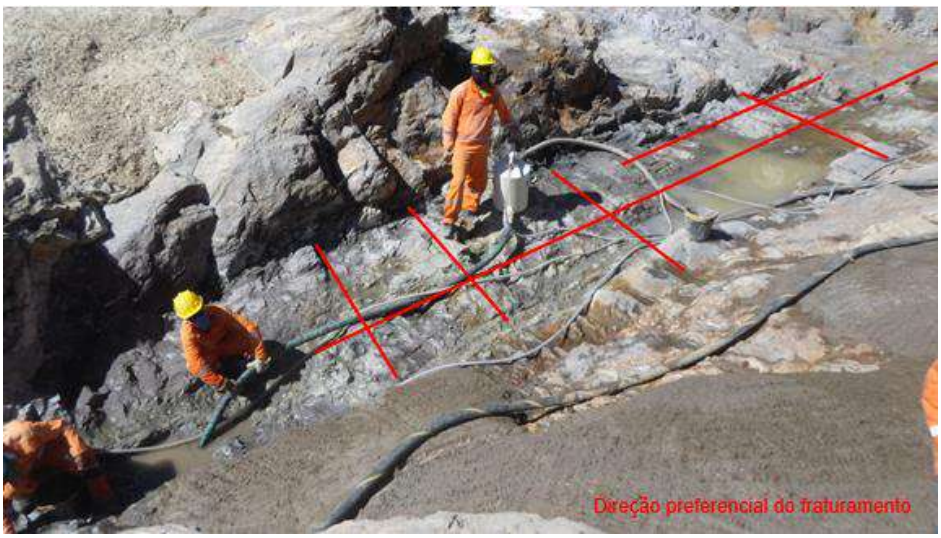


Figura 3. Direções preferenciais de fraturamento da rocha de fundação (SOHIDRA, 2016).

Figura 4. Vista da cava proveniente do fraturamento da rocha durante bombeamento (SOHIDRA, 2016).

Por fim, a regularização da superfície foi executada com a aplicação de concreto para regularização, com teor de cimento de 150 kg/m³ e resistência de 10 MPa. Seu preenchimento foi realizado até as cotas de projeto, garantindo a inalteração do projeto executivo acima da fundação. A Figura 5 apresenta arquivo fotográfico da execução desse serviço.

Figura 5. Execução do preenchimento da fratura com concreto de regularização (SOHIDRA, 2016).

3 IMPACTOS FINANCEIROS

A incompatibilidade entre o estudo geotécnico de projeto e a condição *in situ* foi responsável por alterações de quantitativos em diversos itens de tratamento de fundação, assim como no concreto de regularização como um todo. No caso da fundação, as alterações afetaram as linhas de tratamento, tanto as principais como as de contato, injeção e drenagem.

Por consequência, foi elaborado um aditivo, após a execução dos serviços de limpeza do terreno e de serviços preliminares, devido a discrepância entre as premissas adotadas durante o projeto executivo e a condição *in situ*, na implementação da fundação e do canal de restituição. Contudo, não houve a necessidade de reformulação relacionada ao projeto do barramento principal.

Quantitativamente, a incompatibilidade promoveu, no geral, acréscimos de 2.818,65 m³ de concreto de regularização, além de 455 ensaios de perda d'água Lugeon e 1.343 kg de injeção de calda de cimento. A seguir, é apresentada na Tabela 3 os principais acréscimos quantitativos provenientes da incompatibilidade analisada.

Tabela 3. Principais acréscimos quantitativos da incompatibilidade na fundação da Barragem Germinal

Itens	Projeto	Aditivo	Acréscimo	Impacto
Concreto Regularização 150,0 kg/m³ 10,0 MPa	515,60 m³	3.334,25 m³	2.818,65 m³	547%
Ensaio de perda d'água tipo "Lugeon"	585 un	1.040 un	455 un	78%
Injeção de calda de cimento	105.300 kg	106.643 kg	1.343 kg	1,3%

Conforme citado, o impacto de consumo de concreto para regularização, com teor de cimento de 150 kg/m³ e resistência de 10,0 MPa, foi o mais expressivo, com uso geral na obra aproximadamente 6,5 vezes a quantidade estimada em projeto executivo. Logo abaixo, a Tabela 4 informa a repercussão financeira de cada item acrescido.

Tabela 4. Principais impactos financeiros da incompatibilidade na fundação da Barragem Germinal

Itens	Acréscimo	Preço Unit.	Valor
Concreto regularização 150,0 kg/m³ 10,0 MPa	2.818,65 m³	238,04	R$ 670.951,45
Ensaio de perda d'água tipo "Lugeon"	455 un	550,53	R$ 250.491,15
Injeção de calda de cimento	1.343 kg	0,86	R$ 1.154,98

Quanto ao preço unitário de concreto de regularização, cabe ressaltar que o valor atribuído engloba tanto a produção (R$ 217,90) quanto o seu lançamento (R$ 20,14). Além disso, apesar de não possuir o maior preço unitário, este item se comprovou sendo o mais oneroso da correção do problema analisado, representando cerca de 73% do custo de correção, haja vista o acréscimo bastante relevante de seu quantitativo.

Ao todo, os acréscimos apresentaram repercussão financeira de R$ 922.597,58. Quando comparado ao valor orçado em contrato da obra – este de R$ 14.016.296,12 – constata-se que a incompatibilidade promoveu um acréscimo de custos com balanço de 6,58% do valor inicial da obra.

4 CONCLUSÕES

Sobre a Barragem Germinal, de forma sucinta, a ocorrência de uma condição geológica não prevista causou o acréscimo do investimento da obra em R$ R$ 922.597,58 no tocante a seu tratamento de fundação. Em verdade, o estudo geotécnico (pelas sondagens percussivas e rotativas) não foi capaz de prever a imensidão da falha na rocha em que a barragem seria assentada.

Dessa forma, para corrigir o problema, o volume de concreto de regularização foi acrescido em 2.818,65 m³, promovendo aumento de 547% em seu consumo e lançamento. Além disso, houve a necessidade de reavaliar os itens e serviços do projeto, justificando o encarecimento da obra para não prejudicar sua segurança.

A situação estudada permite concluir que incompatibilidades e deficiências nos projetos podem acontecer, ainda que sejam realizados estudos preliminares adequados. Além disso, é possível destacar que estudos imprecisos ou com menor rigor de detalhamento ao exigido para a obra são capazes de acarretar em custos imprevistos bastante significativos, podendo ser evitados priorizando mais detalhamentos nos estudos iniciais/preliminares na elaboração do projeto básico ou durante o desenvolvimento do projeto executivo.

AGRADECIMENTOS

À Superintendência de Obras Hidráulicas – SOHIDRA, em especial à toda equipe responsável pela Diretoria de Águas Superficiais – DASUP. Assim como, aos órgãos supervisores e projetistas, pela disponibilidade dos documentos em seus acervos necessários para a elaboração desse estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barton, N., Lien, R., Lund, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics, 6(4), 189-236. https://doi.org/10.1007/BF01239496

Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. John Wiley & Sons, New York, 251p.

Cruz, P. T. (1996). *100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção e Projeto*. Oficina de Textos. São Paulo, Brasil. 648 p.

JM Engenheiros Consultores LTDA (2012). *Projeto Executivo da Barragem Germinal: Memorial Descritivo do Projeto*. Tomo 1. Superintendência de Obras Hidráulicas – SOHIDRA. Fortaleza. Jul. 2012.

JM Engenheiros Consultores LTDA (2012). *Projeto Executivo da Barragem Germinal: Desenhos*. Tomo 2. Superintendência de Obras Hidráulicas – SOHIDRA. Fortaleza. Jul. 2012.

SOHIDRA (2016). *Relatório Mensal Acerca da Barragem Germinal Julho e Agosto 2016*. Superintendência de Obras Hidráulicas – SOHIDRA. Fortaleza. Ago. 2016.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/13

Análise de Metodologias: Classificação de Consequências Sugerida pelo GISTM e Dano Potencial Associado (DPA) da Resolução ANM nº95/2022

Henrique Nogueira
Engenheiro Civil, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, henrique.nogueira@gwsengenharia.com.br

Ana Caroline Águido
Engenheira Ambiental, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, ana.aguido@gwsengenharia.com.br

Mariana Costa
Engenheira Civil, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, mariana.costa@gwsengenharia.com.br

Luiz Marques
Engenheiro Civil, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, luiz.marques@gwsengenharia.com.br

Lucas Brasil
Engenheiro Civil, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, lucas.brasil@gwsengenharia.com.br

RESUMO: Ao longo dos últimos anos, diversas diretrizes para classificação de barragens foram publicadas com vistas a avaliar e dimensionar o dano esperado em caso de ruptura das estruturas. Cada um desses padrões se fundamenta em premissas e abordagens distintas, direcionadas à salvaguarda da população, aspectos ambientais e parâmetros técnicos de segurança de barragens. Nesse contexto, este trabalho se propõe a examinar duas dessas metodologias de classificação respaldadas em requisitos legais ou melhores práticas internacionalmente reconhecidas: a classificação de Dano Potencial Associado (DPA), estabelecida na Resolução n° 95 (ANM, 2022), e a classificação de consequências do Padrão Global da Indústria para Gestão de Rejeitos (GISTM). Tendo como objetivo apresentar uma abordagem prática que analise as metodologias de classificação de consequências do GISTM e o Dano Potencial Associado (DPA), foram explorados pontos de convergência entre esses sistemas, mediante a identificação e mapeamento de temas e critérios relacionados. Por fim, são comparadas algumas classificações reais publicadas no sistema SIGBM e portais de divulgação de uma grande mineradora, aplicando-se a correlação proposta neste artigo. A partir desse exercício, foi possível notar que as correlações estabelecidas entre as metodologias de classificação resultaram em baixas taxas de acerto, quando avaliados os resultados apresentados nos domínios públicos. Conclui-se, portanto, que não há interface suficiente entre as metodologias de classificação para serem correlacionadas de maneira direta. Recomenda-se até o presente momento a realização de análises individualizadas para cada metodologia, de modo a atender aos diferentes padrões.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens, Ruptura, Segurança.

ABSTRACT: Over the past few years, several guidelines for dam classification have been published with the aim of assessing and sizing the expected damage in the event of dam failure. Each of these standards is based on different premises and approaches, focused on safeguarding the population, environmental aspects, and technical safety parameters of dams. In this context, this paper seeks to examine two of these classification methodologies supported by legally established requirements or internationally recognized best practices: the Potential Associated Damage (DPA) classification, established in Resolution no. 95 (ANM, 2022), and the consequence classification of the Global Industry Standard for Tailings Management (GISTM). With the goal of presenting a practical approach that analyzes the consequence classification methodologies of GISTM and DPA, points of convergence between these systems were explored through the identification and mapping of related themes and criteria. Finally, the actual classifications published in the SIGBM system and disclosure portals of a major mining company are compared, applying the correlation proposed in this article. From this exercise, it was possible to notice that the correlations established between the classification methodologies resulted in low accuracy rates compared to the results presented in the public domains. Therefore, it is

concluded that there is not enough interface between the classification methodologies to be directly correlated. It is recommended to carry out individualized analyses for each methodology in order to meet the different standards.

KEYWORDS: Dams, Rupture, Safety.

1 INTRODUÇÃO

Após o trágico rompimento da Barragem I, localizada na Mina Córrego do Feijão, em Brumadinho/MG, houve uma mobilização mundial para estabelecer um padrão internacional de segurança para barragens. Este padrão, chancelado pelo ICMM (do inglês, *International Council on Mining and Metals*) reuniu as experiências das diversas empresas signatárias ao redor do mundo para criação de uma abordagem robusta sobre o tema. Nesse contexto, o GISTM (*Global Industry Standard on Tailings Management*) foi desenvolvido, composto por 15 princípios, subdivididos em 77 requisitos a serem seguidos, a prinícpio, pelas empresas signatárias.

O GISTM aborda uma ampla gama de temas ao longo dos requisitos, incluindo comunidades afetadas, base de conhecimentos, projetos, contrução, operação, governança, resposta a emergência, divulgação pública, entre outros. Especificamente no Requisito 4.1 é apresentada a necessidade de elaboração de uma classificação de consequências, a qual se fundamenta na avaliação dos possíveis impactos da estrutura em diversas áreas. Embora essa classificação possa, em alguns casos, ser subjetiva, ela orienta uma série de decisões relacionadas à gestão dessas estruturas.

Concomitantemente aos esforços internacionais para estabelecer um padrão global para a gestão de rejeitos, a Agência Nacional de Mineração (ANM) publicou em fevereiro de 2022 a Resolução ANM nº 95, que representa uma consolidação dos atos normativos relativos à segurança das barragens na mineração. Essa resolução inclui, no Anexo IV, um quadro contendo a classificação do Dano Potencial Associado (DPA), fundamentado nas classificações e instrumentos legais previamente sugeridos no âmbito da Política Nacional de Segurança de Barragens, consolidada pelas Lei 12.334 (2010) e 14.066 (2020), além da Resolução CNHR n°143, (2012).

Este artigo tem como objetivo principal realizar uma análise comparativa entre a classificação de consequências proposta pelo GISTM e o conceito de Dano Potencial Associado (DPA) sugerido pela Resolução ANM nº95/2022. Pretende-se identificar possíveis similaridades e diferenças entre as metodologias. Essa análise pode se mostrar especialmente relevante para o enquadramento de novas estruturas ao Padrão Global, considerando que as estruturas brasileiras já possuem uma classificação do DPA para atendimento legal. Portanto, espera-se perceber uma maneira simplificada de converter e associar tais classificações.

2 A EVOLUÇÃO DA LEGISLAÇÃO FEDERAL

Ao longo das últimas décadas, a legislação federal estabeleceu marcos significativos no âmbito da gestão de barragens, especialmente em virtude dos acidentes ocorridos em Mariana (2015) e em Brumadinho (2019). Esses eventos desencadearam a elaboração de instrumentos legais que delineiam diretrizes e responsabilidades para garantir a segurança dessas estruturas, instituindo padrões e procedimentos importantes a serem seguidos pelos empreendedores. Entre os vários parâmetros definidos, destaca-se a classificação de Dano Potencial Associado (DPA).

A necessidade de se classificar o Dano Potencial Associado foi instituída na Lei n°12.334 (Brasil, 2010), que estabeleceu a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). Posteriormente, a Resolução CNHR n°143 (2012) definiu os critérios gerais de classificação de barragens, incluindo a classificação por DPA, em atendimento ao artigo 7º da Lei nº12.334 (Brasil, 2010). Atualmente, o DPA e outras classificações são apresentadas no Anexo IV da Resolução ANM nº 95/2022, que consolida os atos normativos, como Portarias e Resoluções, que dispõem sobre segurança de barragens de mineração.

De maneira similar aos objetivos da classificação de consequências do GISTM, a classificação de Dano Potencial Associado é determinada com base no potencial de perdas de vidas humanas e dos impactos econômicos, sociais e ambientais decorrentes de um eventual rompimento, vazamento, infiltração no solo ou

mau funcionamento de uma barragem. Assim, a classificação do DPA leva em consideração quatro critérios principais: o volume do reservatório, a existência da população a jusante, o impacto ambiental e o impacto socioeconômico. Conforme as características da estrutura, são atribuídas notas para cada categoria, que são posteriormente somadas para a obtenção de um valor de DPA. O resultado é então enquadrado em três possíveis classificações: alto, médio ou baixo.

Com o intuito de promover a transparência na gestão de barragens, os empreendedores responsáveis por estruturas enquadradas na Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) têm a obrigação de divulgar os dados associados à classificação quanto ao DPA. Essas informações podem ser acessadas por meio do Sistema Integrado de Gestão de Segurança de Barragens de Mineração (SIGBM).

3 O PADRÃO GLOBAL DA INDÚSTRIA PARA A GESTÃO DE REJEITOS (GISTM)

A minuta do Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos (GISTM) foi inicialmente divulgada em 2020, em colaboração entre o ICMM, UNEP[1] e PRI[2], com o objetivo final de evitar qualquer dano às pessoas e ao meio ambiente (zero dano), adotando uma postura de tolerância zero para fatalidades humanas (ICMM et al, 2020). Composto por um conjunto de 77 Requisitos, o GISTM apresenta no Requisito 4.1 a necessidade de elaboração de uma classificação de consequências, que orienta uma série de decisões relacionadas à gestão das estruturas de disposição de rejeitos. A classificação de consequências é apresentada no Anexo 2 da Minuta do Padrão (ICMM et al, 2020).

Embora a adesão ao GISTM não seja uma obrigação legal, observa-se que sua implementação está se consolidando como uma boa prática no mercado, sendo especialmente liderada pelas empresas signatárias do ICMM. Tais empresas comprometeram-se a cumprir os requisitos do padrão dentro do prazo estipulado e, portanto, devem classificar todas as suas estruturas de disposição de rejeitos conforme a classificação de consequências apontada no GISTM. No contexto brasileiro, a tarefa de realizar os estudos de classificação de consequências geralmente recai sobre a empresa encarregada pela Engenharia de Registro (EOR) ou o próprio operador.

A classificação de consequências apresentada pelo GISTM baseia-se na classificação do ICOLD[3], que busca avaliar as estruturas em 5 critérios: (i) população potencialmente afetada, (ii) potencial de perdas humanas, (iii) danos ambientais, (iv) perdas culturais, sociais e ambientais, (v) perdas infraestruturais e econômicas. Cada uma dessas categorias recebe uma classificação, variando entre cinco níveis: (i) baixa, (ii) significativa, (iii) alta, (iv) muito alta, (v) extrema. Por fim, é adotada a classificação de consequências mais elevada dentre as encontradas para cada categoria.

4 PARÂMETROS COMPARADOS

A fim de estabelecer um referencial comparativo entre o DPA e a Classificação de Consequências, optou-se por utilizar os cinco tópicos de perdas incrementais apresentados na matriz de classificação do GISTM. Nos itens a seguir, serão discutidos os requisitos preconizados pelo GISTM para a avaliação de cada um dos tópicos, assim como sua relação com o DPA.

4.1 População Potencialmente em Risco

De acordo com a Classificação de Consequências do GISTM, o tópico de População Potencialmente em Risco pretende quantificar o número de pessoas que habitam a jusante da estrutura considerada e que estarão em risco em caso de ruptura. A partir dessa consideração, a estrutura é enquadrada em intervalos específicos de classificação de consequências, podendo chegar até a situação em que há mais de 1.000 pessoas potencialmente em risco.

Apesar da quantificação do número de pessoas sugerir uma análise determinística, é importante compreender a definição de risco. Para o caso específico relacionado a uma ruptura, entende-se que podem ser aplicadas duas definições de risco:

[1] UNEP – *United Nations Environment Programme*
[2] PRI – *Principles for Responsible Investment*
[3] ICOLD – *International Commission on Large Dams*

- Potencial de perder algo de valor. A perda pode significar dano ou perda física, mental, social ou financeira. Adaptado de Priest (1990);
- Probabilidade, alta ou baixa, de alguém se machucar numa situação de perigo. Adaptado de HSA(2014).

Apesar de serem muito semelhantes, uma das definições considera perdas além do risco à integridade física da população afetada, ao passo que a outra apenas mensura a capacidade de dano físico na situação. Entende-se, portanto, que não é trivial definir a população em risco, mesmo que haja o levantamento da população existente a jusante e da área afetada em caso de ruptura. A depender da interpretação, a população em risco pode ser apenas aquela afetada diretamente pela inundação, que possua sua moradia dentro da envoltória máxima de inundação. Por outro lado, seguindo a outra interpretação, o dano a uma propriedade rural pode ser também considerado risco ao dono do ativo.

No que diz respeito ao DPA, a classificação que mais se assemelha ao tópico de População Potencialmente em Risco é a categoria de Existência de População a Jusante. Para essa categoria, deve-se avaliar a área afetada e perceber a frequência de presença de pessoas na região afetada, levando em consideração fatores importantes, como a existência de vias de acesso ou empreendimentos no local.

Por meio de uma análise comparativa, percebe-se que a análise do DPA é direta, envolvendo apenas uma análise breve da região compreendida pela envoltória de inundação, associada a um cadastro de vias e residências, que podem ser realizados com o auxílio de imageamento de satélite. Por outro lado, a classificação de consequências implica na interpretação da consideração de risco, e vai além, visto que necessita de um cadastro detalhado do número de pessoas afetadas. Por esses motivos, não foi estabelecida correlação direta entre as categorias em questão.

4.2 Potencial de Perdas de Vidas

Semelhantemente ao que foi considerado no item anterior, o GISTM quantifica o número de perdas de vida para cada uma das classificações de consequências, as quais também estão associadas à existência de população a justante A classificação mais crítica, referente à classificação extrema, indica que o potencial de perdas humanas é muito elevado, com ocorrência a partir da centena.

Diferentemente da subjetividade do item anterior, a palavra “potencial” remete à possibilidade de ocorrência de um fato, e não à sua probabilidade. Sendo assim, entende-se que a interpretação desse tópico está estritamente relacionada ao cadastro das pessoas potencialmente afetadas no vale de jusante, realizado no âmbito dos Planos de Ação de Emergência para Barragens de Mineração (PAEBM).

Assim como no item anterior, a analogia da classificação de consequências com o DPA pode ser feita também com o tópico de Existência de População a Jusante. Nesse critério, é possível estabelecer uma relação clara de equivalência entre ambas, visto que de acordo com a classificação do GISTM, existe uma relação de probabilidade, que é eventualmente citada no DPA como uma frequência de ocupação a jusante. A relação identificada é sumarizada na Tabela 01.

Tabela 01. Relação entre a Classificação de Consequências do GISTM e o DPA no quesito Potencial de Perdas de Vidas e Existência de População a Jusante

Potencial de Perdas de Vida (GISTM)	**Existência de População a Jusante (DPA)**
Nenhum esperado	INEXISTENTE – Pontuação 0 Não existem pessoas permanentes/residentes ou temporárias/transitando na área afetada a jusante da barragem
Não especificado	
Possível (1-10)	POUCO FREQUENTE – Pontuação 3 Não existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, mas existe estrada vicinal de uso local
Provável (10-100)	FREQUENTE – Pontuação 5 Não existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante, mas existe rodovia ou outro local e/ou empreendimento de permanência eventual de pessoas que poderão ser atingidas
Elevado (mais de 100)	EXISTENTE – Pontuação 10 Existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante, portanto, vidas humanas poderão ser atingidas

4.3 Perdas para o Meio Ambiente

A classificação de consequências do GISTM categoriza as perdas ambientais de acordo com a magnitude da deterioração do ambiente, bem como do nível de toxicidade do material e do período necessário para a recuperação do ambiente. Por outro lado, o DPA estabelecido pela Resolução ANM n° 95 leva em consideração o tipo de material armazenado pela estrutura, conforme a classificação da ABNT NBR 10.004 (2004), bem como a relevância ambiental da área afetada, como áreas de proteção específica.

A análise sugerida pelo GISTM considera fatores qualitativos em sua análise, sendo levado em conta, quantitativamente, apenas a magnitude da área afetada e os prazos necessários para a recuperação. Em termos qualitativos, o potencial de toxicidade estabelecido pelo GISTM guarda interface com a classificação de materiais daNBR 10.004, atribuindo-se o critério de toxicidade aos resíduos classificados como Classe I – Perigosos. No entanto, é importante notar que a norma não especifica graus de toxicidade, apenas se um resíduo é tóxico com base na concentração de certos elementos. Isso sugere que um resíduo, mesmo apresentando baixa toxicidade na avaliação do GISTM, pode ser classificado como Classe I e, portanto, ter uma pontuação de 10 no DPA.

A fim de estabelecer um paralelo mais claro entre o DPA e a Classificação de Consequências, parte-se do pressuposto que o termo "potencialmente tóxico" é o limite para que o material não seja categorizado como tóxico de acordo com a NBR 10.004. Sugere-se uma correlação entre ambas as classificações de acordo com a Tabela 02.

Tabela 02. Relação entre a Classificação de Consequências do GISTM e o DPA no quesito Perdas para o Meio Ambiente e Impacto Ambiental

Perdas para o Meio Ambiente (GISTM)	**Impacto Ambiental (DPA)**
Perda ou deterioração mínima no curto prazo de habitats ou de espécies raras	INSIGNIFICANTE – Pontuação 0 Área afetada a jusante encontra-se totalmente descaracterizada de suas condições naturais e a estrutura armazena apenas resíduos Classe II B – Inertes (ABNT NBR 10.004)
Sem perda significativa de habitat. Possível contaminação de fontes de água, sem efeitos para a saúde. Baixo potencial de toxicidade. Baixo potencial para gerar drenagem ácida e de lixiviação neutra. Recuperação possível em um período de 1 a 5 anos.	POUCO SIGNIFICATIVO – Pontuação 2 Área afetada a jusante não apresenta área de interesse ambiental relevante ou áreas protegidas em legislação específica, excluídas APPs, e armazena apenas resíduos Classe II B - Inertes (ABNT NBR 10.004)
Perda ou deterioração significativa de habitat crítico ou espécies raras. Possível contaminação de fontes de água, sem efeitos para a saúde. Água de processo moderadamente tóxica. Baixo potencial para gerar drenagem ácida e de lixiviação neutra. Área potencialmente afetada de 10 km² a 20 km². Recuperação possível, mas difícil, podendo consumir mais de 5 anos.	SIGNIFICATIVO – Pontuação 6 Área afetada a jusante da barragem apresenta área de interesse ambiental relevante ou áreas protegidas em legislação específica, excluídas APPs, e armazena apenas resíduos Classe II B - Inertes (ABNT NBR 10.004)
Grande perda ou deterioração de habitat crítico ou espécies raras. Possível contaminação de fontes de água, sem efeitos para a saúde. Água de processo altamente tóxica. Alto potencial para gerar drenagem ácida ou lixiviação de metais. Área potencialmente > 20 km². Recuperação possível, mas muito difícil, consumindo 5 a 20 anos.	MUITO SIGNIFICATIVO AGRAVADO Pontuação 10 Barragem armazena rejeitos ou resíduos sólidos classificados na Classe I - Perigosos (ABNT NBR 10.004)
Perda catastrófica de habitat crítico ou espécies raras. Possível contaminação de fontes de água, sem efeitos para a saúde. Água de processo altamente tóxica. Potencial muito alto para gerar drenagem ácida ou lixiviação de metais. Área potencialmente > 20 km². Recuperação impossível ou consome muito tempo > 20 anos.	

4.4 Perdas de Saúde, Sociais e Culturais

As perdas de saúde, sociais e culturais estão relacionadas com a magnitude de transtorno em atividade comerciais ou de deslocamento social, ao impacto nos ativos de patrimônio e à duração dos efeitos na saúde humana. A análise realizada pelo GISTM para a classificação desses danos é feita, a princípio, de maneira

qualitativa, sendo que para as categorias a partir de "alta", é associado o quantitativo de pessoas afetadas por interrupções em atividades.

O DPA estabelece um item específico para danos socioeconômicos, relacionado exclusivamente com o nível de concentração de instalações residenciais ou com relevância socioeconômica e cultural da área. É desafiador estabelecer um paralelo entre a classificação do GISTM e o DPA, pois o GISTM inclui uma variável adicional de perda de saúde, que não é explicitamente considerada no DPA. No entanto, a partir da quantidade de pessoas afetadas, é possível traçar um paralelo com a densidade ocupacional mencionada pelo DPA. Na Tabela 03, é sugerida uma relação entre essas categorias de classificação.

Tabela 03. Relação entre a Classificação de Consequências do GISTM e o DPA no quesito Perdas de saúde, sociais e culturais e Impacto socioeconômico

Perdas de saúde, sociais e culturais (GISTM)	**Impacto socioeconômico (DPA)**
Transtornos mínimos para atividades comerciais e meios de subsistência. Nenhum efeito mensurável para a saúde humana. Nenhum transtorno para ativos de patrimônio regional, de lazer, comunitários ou culturais.	INEXISTENTE – Pontuação 0 Não existem quaisquer instalações na área afetada a jusante da barragem
Transtornos significativos para atividades comerciais e meios de subsistência. Baixa probabilidade de efeitos para a saúde humana. Baixa probabilidade de perda de ativos do patrimônio regional, de lazer, comunitários ou culturais.	BAIXO – Pontuação 1 Existe pequena concentração de instalações residenciais, agrícolas, industriais ou de infraestrutura de relevância socioeconômica cultural na área afetada a jusante da barragem
500 a 1.000 pessoas afetadas pela interrupção de atividades comerciais, serviços ou deslocamento social. Possíveis efeitos de curto prazo para a saúde humana. Transtornos para ativos do patrimônio regional, de lazer, comunitários ou culturais.	MÉDIO – Pontuação 3 Existe moderada concentração de instalações residenciais, agrícolas, industriais ou de infraestrutura de relevância socioeconômico cultural na área afetada a jusante da barragem
Mais de 1.000 pessoas afetadas pela interrupção de atividades comerciais, serviços ou deslocamento social, por mais de um ano. Possíveis efeitos de longo prazo para a saúde humana. Perda significativa de ativos do patrimônio regional, de lazer, comunitários ou culturais.	ALTO – Pontuação 5 Existe alta concentração de instalações residenciais, agrícolas, industriais ou de infraestrutura de relevância socioeconômico cultural na área afetada a jusante da barragem
Mais de 5.000 pessoas afetadas pela interrupção de atividades comerciais, serviços ou deslocamento social, por anos. Possíveis efeitos severos e/ou de longo prazo para a saúde humana. Destruição de ativos do patrimônio regional, de lazer, comunitários ou culturais.	

4.5 Perdas Infraestruturais e Econômicas

As perdas infraestruturais e econômicas estão relacionadas com o tipo de instalações atingidas, bem como com o valor dos danos causados. Em relação ao tipo de estrutura atingida, é possível realizar uma classificação conforme o GISTM por meio de uma análise visual da mancha de inundação e do imageamento. Contudo, em termos quantitativos de valor econômico, entende-se que muitas informações são necessárias, algumas das quais só são obtidas mediante elaboração de um PAEBM.

O DPA possui um tópico relativo aos impactos socioeconômicos, conforme apresentado anteriormente. No entanto, é importante ressaltar que uma análise abrangente da magnitude dos impactos vai além da simples consideração da densidade de empreendimentos. Em casos específicos, uma indústria localizada em uma área rural pode sofrer danos monetários maiores do que diversas instalações comerciais em uma cidade, o que torna difícil estabelecer uma correlação direta entre a classificação de consequências do GISTM e o DPA.

4.6 Matriz de Correlação

A partir das considerações realizadas individualmente para cada categoria da Classificação de Consequências do GISTM, propõem-se a correlação da metodologia pelo GISTM com o DPA para três

categorias: Potencial de perda de vida, Perdas para o meio ambiente e Perdas de saúde, sociais e culturais, conforme apresentado na Tabela 04.

Tabela 04. Resumo das correlações propostas entre as classificações para as categorias analisadas

Classificação GISTM	**Categorias**				
	População potencialmente em risco	**Potencial de perda de vida**	**Perdas para o meio ambiente**	**Perdas de saúde, sociais e culturais**	**Perdas infraestruturais e econômicas**
Baixa	NA	INEXISTENTE Pontuação 0	INSIGNIFICANTE Pontuação 0	INEXISTENTE Pontuação 0	NA
Significativa	NA		POUCO SIGNIFICATIVO Pontuação 2	BAIXO Pontuação 1	NA
Alta	NA	POUCO FREQUENTE Pontuação 3	SIGNIFICATIVO Pontuação 6	MÉDIO Pontuação 3	NA
Muito alta	NA	FREQUENTE Pontuação 5	MUITO SIGNIFICATIVO AGRAVADO Pontuação 10	ALTO Pontuação 5	NA
Extrema	NA	EXISTENTE Pontuação 10			NA

5 RESULTADO DA APLICAÇÃO EM BARRAGENS

A fim de verificar se as correlações propostas são de fato aplicáveis a barragens existentes, foi realizada uma comparação entre o DPA retirado do SIGBM, com aquele obtido a partir da correlação com a Classificação de Consequências do GISTM, disponibilizada em portais de acesso público. Foram comparadas 20 estruturas, todas pertencentes a uma grande mineradora, cujo nome foi omitido de modo a não expor tais estruturas, visto que esse não é o objetivo do presente estudo. Um resumo das notas obtidas em ambas as classificações é apresentado na Tabela 05.

Tabela 05. Comparativo entre o DPA de acordo com o SIGBM e a correlação sugerida.

Estrutura	**DPA da Estrutura (SIGBM)**			**DPA da Estrutura (Proposta Correlação)**		
	Existência Pop. Jusante	Impacto Ambiental	Impacto socioeconômico	Existência Pop. Jusante	Impacto Ambiental	Impacto socioeconômico
A	10	6	5	10	2	5
B	10	6	5	10	10	5
C	10	6	5	5	2	3
D	10	6	5	0	6	1
E	10	8	5	5	10	5
F	10	8	5	5	10	5
G	10	8	5	10	10	5
H	10	6	5	10	10	5
I	10	6	5	10	10	5
J	10	8	5	10	10	5
K	10	8	5	10	10	5
L	10	8	5	10	10	5
M	10	8	5	5	10	5
N	5	6	1	0	2	1
O	10	8	3	3	6	3
P	10	8	5	0	10	5
Q	5	0	1	0	2	1
R	10	8	5	0	10	5
S	10	8	5	5	6	3
T	3	6	1	0	6	0

Após a comparação entre o DPA obtido pela correlação sugerida neste artigo e o DPA apresentado no SIGBM, foi possível perceber diferenças consideráveis, mesmo para os temas correlatos. Observou-se que na categoria de perdas para o meio ambiente, houve a menor taxa de acerto, enquanto a maior taxa está associada às perdas de saúde, sociais e culturais. Um resumo dos resultados obtidos é apresentado na Tabela 06.

Tabela 06. Percentual de erros e acertos das correlações sugeridas

	Existência Pop. Jusante	**Impacto Ambiental**	**Impacto socioeconômico**
Erros	12	18	4
Acertos	8	2	16
Taxa de Acerto	40%	10%	80%

6 CONCLUSÕES

A partir das comparações realizadas, ainda que sejam propostas possíveis correlações entre a Classificação de Consequências do GISTM e o DPA, os métodos possuem diferenças de conceituais que impossibilitam obter uma associação clara e direta entre ambos. O conceito sugerido pelo GISTM é complexo, envolvendo requisitos quantitativos e subjetivos que exigem estudos robustos para enquadrar corretamente uma estrutura de disposição de rejeitos, o que pode levar a diferentes interpretações. Dada a complexidade e o esforço exigido para que uma estrutura se enquadre no padrão global de rejeitos, é natural que a Classificação de Consequências possua um rigor maior, sendo realizada em todas as fases do ciclo de vida das estruturas para orientar as decisões de gestão e projeto.

Por outro lado, a metodologia do DPA foi concebida de maneira qualitativa, a fim de possibilitar a classificação de uma estrutura mesmo em estágios iniciais de concepção, sendo as quantificações apresentadas simples de serem mensuradas a partir de uma análise visual da área próxima à estrutura. Adicionalmente, por se tratar de um requisito legal, o texto apresentado é claro, minimizando as nuances interpretativas das avaliações. Mesmo que haja dúvidas em relação a alguma categoria, espera-se um ganho de maturidade na classificação a partir do desenvolvimento das fases de projeto da estrutura.

Em termos quantitativos, percebe-se que as taxas de acerto para as categorias menos dependentes de informações mais detalhadas do reservatório, representadas pelo potencial de perda de vida e perdas para o meio ambiente, foram as mais baixas. Por outro lado, a categoria de perdas de saúde, sociais e culturais, considerada mais interpretativa, foi aquela que apresentou uma taxa de acerto mais elevada. Portanto, cabe salientar que tais informações não devem ser consideradas como referenciais para obtenção do DPA através da classificação de consequências, ou vice-versa, apenas servindo como uma métrica de comparação.

Conclui-se, portanto, que a Classificação de Consequências do GISTM e a Classificação de DPA, necessária para o cumprimento da legislação nacional, não possuem similaridades suficientes para serem correlacionadas, devendo ser realizadas análises individualizadas. Para tanto, é necessário que haja participação de profissionais qualificados e base de dados suficiente para realizar as devidas classificações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração (2022). *Resolução ANM n°95, de 07 de fevereiro de 2022*. Brasília.

Agência Nacional de Mineração (2024). SIGBM - Sistema Integrado de Gestão de Barragens de Mineração. Disponível em: https://app.anm.gov.br/SIGBM/Publico. Acesso realizado dia 20/03/2024.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2004). NBR 10004. *Resíduos sólidos – Classificação.*

Brasil (2010). *Lei nº12.334, de 20 de setembro de 2010*. Brasília.

HSA (2024) Health and Safety Authority. *Hazard and Risk*. Disponível em https://www.hsa.ie/eng/topics/hazards/. Acesso realizado em 15/03/2024

ICMM, UNEP, PRI (2020) *Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos*. Minuta Final. 22 p.

Ministério do Meio Ambiente (2012). *Resolução CNHR n°143, de 10 de julho de 2012*.

PRIEST, S. (1990). *The semantics of adventure education*. In Miles, J.C., & Priest, S. (Eds). Adventure Education. State College, PA: Venture Publishing

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/14

Análise De Riscos Em Uma Cava De Minério De Ferro Utilizando Metodologia Bowtie

Luiz Fernando Vieira Goulart
Engenheiro Civil, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, Luizfernando_goulart@hotmail.com

Talita Caroline Miranda
D.Sc./Professora, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, talita@etg.ufmg.br

Luiza Viana Pretti
Graduanda em engenharia Civil, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, luizapreetti@gmail.com

RESUMO: O estudo de caso aborda o risco de ruptura geológica em uma cava de mineração, analisando visualmente as rupturas nas paredes. Utilizando a metodologia Bowtie, o trabalho destaca sua aplicabilidade prática na avaliação abrangente dos riscos associados, indo além da identificação ao fornecer visão sobre estratégias de mitigação e prevenção. Os resultados evidenciam a evolução dos controles preventivos e das matrizes de riscos, destacando a influência direta das falhas nesses controles na segurança. O estudo enfatiza a importância da implementação oportuna da gestão de riscos, pois a demora pode resultar em consequências indesejadas, impactando as operações da cava e os negócios da empresa. Os objetivos incluem revisão bibliográfica, compreensão da metodologia Bowtie, análise de normas de gestão de riscos, coleta e avaliação de dados de uma estrutura geotécnica, e aplicação da metodologia Bowtie em um estudo de caso de riscos geotécnicos. Além disso, a conclusão destaca a importância de uma gestão proativa, enfatizando que a metodologia Bowtie é aplicável para análise de riscos geotécnicos, podendo potencializar a resiliência operacional, sustentabilidade e segurança da área.

PALAVRAS-CHAVE: Gestão, Riscos, Bowtie, Geotecnia

ABSTRACT: The case study addresses the risk of geological rupture in a mining pit, visually analyzing wall ruptures. Using the Bowtie methodology, the study highlights its practical applicability in the comprehensive assessment of associated risks, going beyond identification to provide insight into mitigation and prevention strategies. Results illustrate the evolution of preventive controls and risk matrices, emphasizing the direct impact of control failures on safety. The study underscores the importance of timely risk management implementation, as delays can lead to undesirable consequences, impacting pit operations and company business. Objectives include literature review, understanding the Bowtie methodology, analysis of risk management standards, data collection and evaluation of geotechnical structure, and Bowtie methodology application in a geotechnical risk case study. Furthermore, the conclusion emphasizes the significance of proactive management, stating that the Bowtie methodology is applicable for geotechnical risk analysis, potentially enhancing operational resilience, sustainability, and area safety.

KEYWORDS: Management, Risks, Bowtie, Geotechnics

1 INTRODUÇÃO

De acordo com o dicionário Aurélio a definição de risco é “Perigo; probabilidade ou possibilidade de perigo” (Ferreira, 2010). No contexto geral, a ISO 31000:2018, norma internacional de gerenciamento de riscos, define risco como: “Efeito da incerteza nos objetivos.” Esta definição destaca a ideia de que o risco está ligado à incerteza e à possibilidade de os objetivos serem afetados de maneira negativa. Somado a isso, para a classificação de um risco é necessário utilizar a matriz de risco, que é uma ferramenta essencial na gestão de riscos, como na Figura 1, que organiza informações sobre ameaças potenciais e suas consequências. Ela fornece uma representação visual das probabilidades de ocorrência e dos impactos associados a cada risco,

permitindo que as organizações priorizem suas ações de mitigação. Ao classificar os riscos em uma matriz, as empresas podem identificar aqueles que merecem maior atenção e recursos, ajudando-as a tomar decisões informadas e estratégicas para proteger seus objetivos e operações.

Além disso, a classificação do risco na matriz pode ser em três tipos diferentes, inerente, residual e projetado. O "Risco Inerente" refere-se ao risco natural ou não tratado associado a uma estrutura, processo, ação ou evento, sem a implementação de controles de risco. O "Risco Residual" é o risco ligado a uma estrutura, processo, ação ou evento que permanece após a aplicação dos controles de risco. O "Risco Projetado" envolve a projeção da medida de risco considerando controles eficientes e o efeito dos planos de ação que podem alterar a classificação do risco.

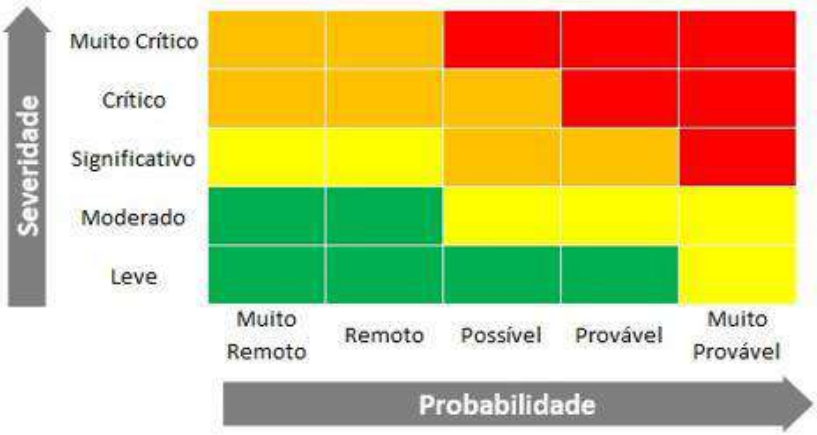


Figura 1. Matriz de Risco Adaptado de NOR-003-G.

Quando a combinação de probabilidade e severidade resulta em um posicionamento no quadrante vermelho, o risco é considerado “muito alto”; no quadrante laranja, é classificado como “alto”; no amarelo, é avaliado como “médio”; e no verde, é caracterizado como “baixo”. Isso oferece às organizações uma ferramenta eficaz para identificar e priorizar os riscos, facilitando a tomada de decisões informadas em relação à gestão de riscos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No livro *Bowties in Risk Management: A CCPS Concept Book* (2018), o *Bowtie* é um método de avaliação de riscos que pode ser utilizado para analisar e comunicar como cenários de alto risco ou outros cenários de interesse podem se desenvolver. A essência do *Bowtie* consiste em cenários de riscos factíveis em tomo de certos perigos, e maneiras de como a organização se previne de suas ocorrências. O livro descreve a metodologia *Bowtie*, uma ferramenta visual e sistemática que ajuda as organizações a avaliar, entender e controlar riscos complexos de maneira eficaz. O nome “*Bowtie*” deriva da forma do diagrama utilizado, que se assemelha a uma gravata borboleta, com o nó central representando o evento de interesse ou o perigo, e as duas abas representando as barreiras preventivas e mitigadoras, como na Figura 2.

Em CCPS (2018) indica que ao adotar a ferramenta *Bowtie* no gerenciamento de riscos em projetos, as organizações podem aumentar a eficácia na mitigação de riscos, melhorar a tomada de decisões informadas e contribuir para o sucesso geral do projeto. Ela oferece uma abordagem sólida para identificar e gerenciar riscos, independentemente da complexidade ou da indústria do projeto em questão.

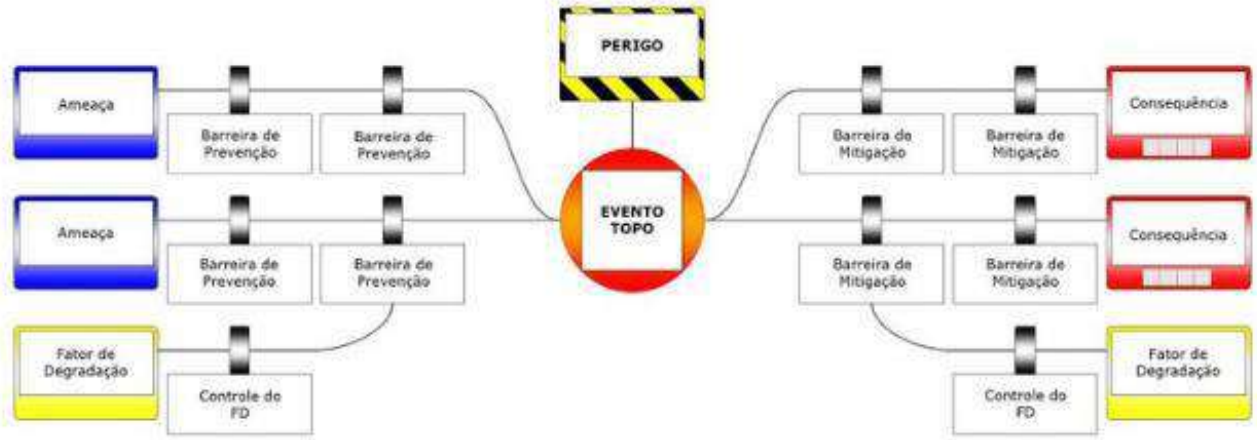


Figura 2. Modelo de *Bowtie*. Adaptado de CCPS (2018).

3 METODOLOGIA APLICADA AO ESTUDO DE CASO

Com base em imagens de satélite, disponibilizadas gratuitamente via GoogleEarth, procurou-se identificar sinais de ruptura de taludes existentes ao longo do tempo na cava de mineração conhecida como Mina do Pico, em Minas Gerais. Definindo hipoteticamente as causas, consequências e controles dos riscos, e por fim, classificando-os por meio de uma matriz de risco.

3.1 Risco existente

A evolução da ruptura da parede norte da cava do Pico desde 2016 até a situação atual em 2023, incluindo o início da ruptura da parede leste a partir de 2022. A progressão dos problemas na vertente nordeste, inicialmente nas bermas superiores e culminando no colapso de uma parte significativa da parede, será detalhada. Embora a ocorrência de rupturas de paredes seja comum no complexo minerário, as rupturas na cava do Pico apresentam um nível de risco que pode ser considerado como elevado, destacado na matriz de riscos e nas imagens das Figuras 3 a 5. O maior grau de risco está relacionado ao pior cenário, envolvendo o rompimento global das paredes norte e leste, com potenciais impactos financeiros, de segurança, ambientais e na reputação da empresa.

Figura 3. Evolução da ruptura da cava (2014). Fonte: Google Earth.

Figura 4. Evolução da ruptura da cava (2017). Fonte: Google Earth.

Figura 5. Evolução da ruptura da cava (2023). Fonte: Google Earth.

3.2 Risco existente

Na metodologia *Bowtie*, as causas são representadas de forma abrangente para entender os fatores que podem levar a eventos indesejados. Mapeando essas causas no lado esquerdo do diagrama, os profissionais visualizam claramente os fatores que contribuem para o risco, facilitando o desenvolvimento de estratégias de controle eficazes. A análise de dados de avaliações de riscos anteriores identificou quatro causas principais para o risco de ruptura da parede da cava, entre elas: a deficiência na drenagem superficial das bermas, geometria inadequada, aumento do nível da água e a deformação diferencial.

No método *Bowtie*, as consequências, representadas no lado direito do diagrama, são essenciais para avaliar a magnitude dos riscos associados a eventos indesejados. Na análise do pior cenário de ruptura global das paredes norte e leste, possíveis perdas de acesso, de instrumentação de monitoramento e à cava vizinha foram destacadas, juntamente com impactos fora da área licenciada e a impossibilidade de acessar um depósito de materiais. Forma identificados quatro impactos principais: reputacional, meio ambiente, pessoas e financeiro.

Na metodologia *Bowtie*, os controles atuam como barreiras entre causas e consequências, visando prevenir, mitigar ou responder a eventos indesejados. Essas medidas, como procedimentos operacionais,

sistemas de segurança e treinamentos, são cruciais para fortalecer a prevenção de riscos. A eficácia dos controles é essencial na gestão contínua de riscos, permitindo melhorias, identificação de lacunas e resposta eficiente a potenciais eventos adversos. Ao longo de quatro avaliações de riscos, foram desenvolvidos e ajustados controles para fortalecer a prevenção contra os riscos identificados, estabelecendo conexões precisas entre essas medidas preventivas e as causas subjacentes aos eventos indesejados. Essa abordagem, detalhada em tabelas, oferece uma visão clara e aprofundada da implementação da metodologia Bowtie, evidenciando as estratégias de controle e sua efetividade na gestão dos cenários de risco.

3 RESULTADOS

Durante a evolução das erosões da cava, foram conduzidas as avaliações de riscos feita pela equipe multidisciplinar, sendo que ocorre a avaliação do Bowtie do risco que contém as causas, controles e impactos, dessa forma são propostos adaptações ou adições de componentes do Bowtie que possa melhorar a gestão do risco como será demostrado a seguir. A Figura 6 mostra as três causas propostas e para cada uma delas quais seriam os controles a serem observados para o ano de 2023, com as técnicas de monitoramento modernas existentes e a disposição da engenharia geotécnica. Destaca-se que independentemente da causa, os dispositivos de controle sugeridos neste caso, são: as inspeções visuais, plano de monitoramento específico para o período chuvoso e sua execução, manutenção dos dispositivos de drenagem, monitoramento da instrumentação de movimentação e de nível de água e/ou piezométrico.

Figura 6. *Bowtie p*roposto.

As avaliações das imagens de satélite ao longo dos anos evidenciam que há uma ineficácia do controle de manutenção dos dispositivos de drenagem operacional, indicando a não funcionalidade devido à erosão avançada das paredes. Indicando que é preciso controles tais como: o monitoramento de movimentação superficial (sugestão de radar interferométrico), buscando melhorar a matriz de risco indesejada. A progressão da erosão nas paredes da cava, destacada pela metodologia *Bowtie*, revela causas como a deficiência na drenagem superficial e o aumento do nível da água, enfatizando a ineficácia do controle de manutenção. Essas falhas culminaram na ruptura das paredes norte e leste.

A interconexão dessas informações destaca a complexidade do problema, refletida na matriz de risco resultante da análise *Bowtie*, que cruza probabilidade com severidade, revelando a gravidade das consequências associadas às falhas nos controles e às causas identificadas. Dessa forma, isso permite a identificação das interconexões entre as análises de riscos, que são realizadas por meio da metodologia *Bowtie*. Além disso, a Figura 7 evidencia a classificação atribuída a cada matriz, para os anos de 2021 a 2023, destacando-se como uma ferramenta que pode ser utilizada para a gestão de riscos e embasamento na tomada de decisões estratégicas e indicando um aumento da severidade e da probabilidade de ocorrência ao longo dos anos, para regiões distintas da cava.

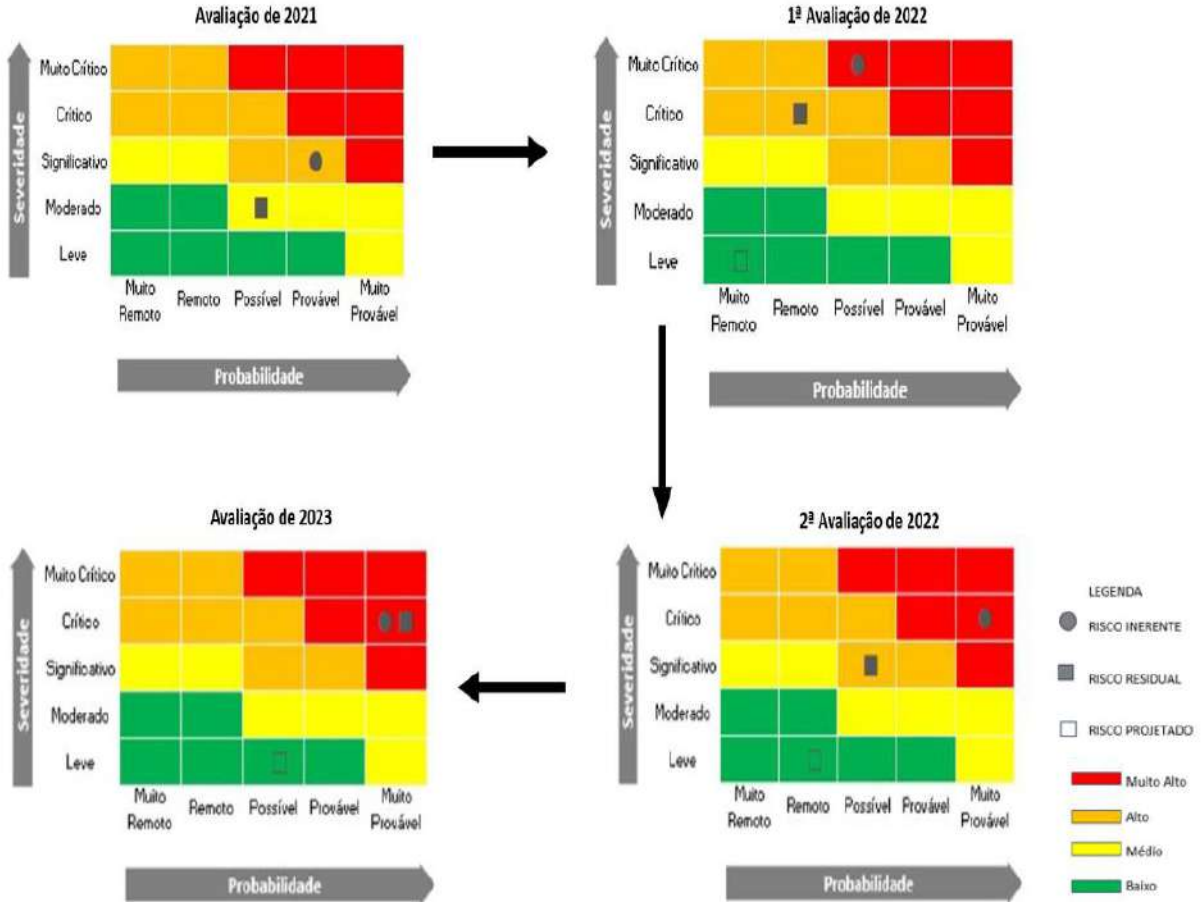


Figura 7. Evolução da Matriz de Risco.

4 CONCLUSÃO

Atualmente risco analisado com base em imagens de satélite, aplicando a metodologia *Bowtie*, se encontra no cenário inerente e residual com a probabilidade "Muito provável" e a severidade no "Critico" e no cenário projetado se encontra como probabilidade "Possível" e severidade como "Leve". Assim, com a gestão de riscos começando somente no ano de 2021 e se tratando de um local que durante 6 meses do ano apresenta índices pluviométricos bem altos, torna-se evidente que uma implementação gestão mais precoce e efetiva dessa abordagem teria conferido maior eficiência, potencialmente prevenindo as causas "Deficiência na drenagem superficial" e a "Aumento do nível da água" , consequentemente diminuindo as complicações substanciais nas paredes da cava, como sugere a análise da evolução do nível de risco nas matrizes pertinentes.

A introdução da metodologia *Bowtie* revela-se não apenas como uma ferramenta facilitadora para visualização das causas, consequências e controles associados a um risco específico, mas também como um meio abrangente de compreender macroscopicamente como os riscos são gerenciados. Destaca-se, ainda, a capacidade da metodologia em proporcionar uma visão que não apenas identifica as nuances da gestão de riscos, mas também delineia possibilidades de intervenção preventiva e mitigatória. Essa abordagem não apenas desvenda a complexidade do gerenciamento de riscos, mas também evidencia como deficiências em certos controles podem reverberar de maneira significativa na gestão do processo como um todo.

Diante dessas constatações, ressalta-se a relevância de uma gestão de riscos proativa, enraizada em metodologias como a *Bowtie*, para antecipar e responder de maneira eficaz aos desafios apresentados. Ao refletir sobre os resultados obtidos, percebesse que a integração dessa metodologia desde fases anteriores teria potencializado significativamente a resiliência operacional, sustentabilidade do empreendimento e a segurança da cava. Dessa forma, em relação os objetivos propostos no início do trabalho, pode concluir que a metodologia Bowtie é aplicável para uma análise risco de um risco geotécnico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CCPS (Center for Chemical Process Safety). (2011). *Guidelines for Hazard Evaluation Procedures*. John Wiley & Sons, 2011.

(CCPS), C. f. (2018). *Bow Ties in Risk Management: A Concept Book for Process Safety*. Wiley-Aiche.

ClimaTempo. (11 de Novembro de 2023). www.climatempo.com.br. Fonte: climatempo: https://www.climatempo.com.br/climatologia/3348/itabirito-mg

Corporativo Vale. (2022). NOR-0003-G – Norma de gestão de riscos.

Corporativo Vale. (2022). PNR-000154 - Análise de Bowtie.

Oliveira, M., & Ribeiro, M. (2019). *Impactos ambientais da exploração de areia na microbacia do Rio São Miguel*. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais.

Gordon A. Fenton, D. V. (2008). Risk *Assessment in Geotechnical Engineering. John Wiley & Sons, Inc.*

Instituto Estadual do Patrimônio Histórico e Artístico (Iepha-MG). (1 de Novembro de 2023). Fonte: http://www.iepha.mg.gov.br/: http://www.iepha.mg.gov.br/index.php/programas-e-acoes/patrimonio-cultural-protegido/bens-tombados/details/1/80/bens-tombados-pico-do-itabirito-ou-do-itabira

Souza, J. A. (05 de Outubro de 2021). A FERRAMENTA BOW-TIE NO DE RISCOS EM PROJETOS. E-Tech: Tecnologias para Competitividade Industrial.

Stamatis, D. H. (2003). *Failure Mode and Effect Analysis: FMEA from Theory to Execution. ASQ Quality Press.*

Stamatis, D. H. (2003). *Failure Mode and Effect Analysis: FMEA. From theory to execution. (Vol. 2nd Rev and Expanded ed. edition). Milwaukee: ASQ Quality Press.*

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/15

Análise de Segurança devido a Anomalias em Barragem de Terra para Contençao de Rejeito

Darym Júnior Ferrari de Campos
Engenheiro geotécnico, Progen S.A., Brasília-DF, Brasil, darymjunior@gmail.com

Thiago Luiz Coelho Morandini
Professor, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte-MG, Brasil, thiagomorandini@cefetmg.br

Denis Duda Costa
Engenheiro geotécnico, Progen S.A., Belo Horizonte-MG, Brasil, denis.costa@progen.com.br

Francisco Rodrigues
Engenheiro geotécnico, Progen S.A., Belo Horizonte-MG, Brasil, francisco.rodrigues@progen.com.br

Fernanda Rocha Reis Sol
Engenheira geotécnica, Vale S.A., Belo Horizonte-MG, Brasil, fernanda.sol@vale.com

Paulo Cesar Riquelme Gomide
Engenheiro geotécnico, Vale S.A., Belo Horizonte-MG, Brasil, paulo.cesar.gomide@vale.com

RESUMO: As avaliações de segurança das barragens sujeitam-se a incertezas inerentes a variabilidade das propriedades naturais e eventos que podem ocorrer, além do conhecimento inadequado de parâmetros e relações entre valores de entradas e saídas. Neste trabalho apresentam-se os resultados de simulações numéricas de anomalias, como trinca, erosão e surgência, normalmente encontradas em inspeções de segurança para medição do impacto no fator de segurança das barragens a jusante. O artigo limitou-se a simulações numéricas de três tipos de barragens de terra para contenções de rejeito, variando-se os parâmetros de resistência do aterro e dos rejeitos, acrescentando diferentes magnitudes de anomalias de taludes a jusante. Totalizou-se um espaço amostral de 162 análises. De acordo com os resultados, ocorrem reduções médias na análise de segurança variando-se entre 4% a 9% para as simulações de anomalias que tratam da erosão, entre 3% a 25% para a surgência e entre 12% a 25% para as trincas. Ainda, foi verificado o efeito combinado das anomalias, mostrando o impacto na redução do intervalo de segurança. Por fim, conclui-se que as anomalias simuladas são variáveis importantes a serem avaliadas em inspeções, não só para demonstrar desvios na operação e manutenção das estruturas, mas também pela redução do fator de segurança de projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Anomalias, Trincas, Erosão, Surgência, Fator de Segurança.

ABSTRACT: Safety evaluations of dams are subject to uncertainties inherent to the variability of natural properties and events that may occur, as well as inadequate knowledge of parameters and relationships between input and output values. This work presents the results of numerical simulations of anomalies, such as cracks, erosion, and upwelling, commonly found in safety inspections to measure the impact on the safety factor of downstream dams. The article was limited to numerical simulations of three types of earth dams for tailings containment, varying the parameters of embankment and tailings resistance, adding different magnitudes of downstream slope anomalies. A sample space of 162 analyses was totaled. According to the results, average reductions in safety analysis range from 4% to 9% for erosion simulations, from 3% to 25% for upwelling, and from 12% to 25% for cracks. Furthermore, the combined effect of anomalies was verified, showing the impact on reducing the safety interval. Finally, it is concluded that simulated anomalies are important variables to be evaluated in inspections, not only to demonstrate deviations in the operation and maintenance of structures but also due to the reduction of the design safety factor.

KEYWORDS: Anomalies, Cracks, Erosion, Upwelling, Safety Factor.

1 INTRODUÇÃO

As barragens de rejeito começaram a ser construídas no Brasil em meados da década de 1930, sendo fundamentais para o armazenamento de resíduos provenientes da lavra de mineração, evitando contaminação do ambiente e controlando a qualidade de efluentes a jusante. Porém, há muitas críticas relacionadas aos impactos sociais e ambientais, destacando-se ainda os aspectos ligados à segurança, como os riscos associados à construção e operação das barrangens.

Oliveira (2010) menciona que ao longo do tempo de vida útil de uma barragem de terra podem surgir diversos tipos de anomalias, podendo ser capazes de impactar negativamente no desempenho do barramento e de suas demais estruturas, resultando até mesmo em um rompimento ou galgamento da barragem, caso não sejam identificadas e tratadas a tempo, trazendo riscos às populações localizadas no seu entorno. Jansen (1983) afirma que o risco de falha de barragens é um dos pesos inevitáveis que a humanidade deve carregar, mas que os programas de avaliação de segurança para as barragens são de vital importância. O constante avanço na tecnologia de construção de barragens, especialmente no entendimento do comportamento dos materiais, colaboram para que as barragens existentes possam ser melhores avaliadas e para que progressivamente as novas barragens não venham a entrar em colapso.

Neste contexto, o presente artigo apresenta os resultados de simulações de erosão, surgência (variação do nível freático no maciço) e trinca em barragens tipo com propósito de estabelecer a influência dessas anomalias sobre o fator de segurança (FS) do talude a montante de barragens de forma determinística. As simulações foram realizadas para modelos de barragens alteadas a jusante pelo método determinístico por equilíbrio limite. Ao fim, o estudo se propôs em determinar um valor médio de redução de segurança devido às anomalias citadas, de modo a estabelecer uma forma de análise em portfólio ou de fonte de calibração dos métodos de análises em potfólio existentes para que possa auxiliar gestores de barragens na garantia e confiabilidade da estabilidade dessas estruturas.

2 AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA NAS BARRAGENS

Barragens existentes devem ser reavaliadas periodicamente a fim de se assegurar que elas estejam em condições seguras, de acordo com os padrões de segurança vigentes na data de avaliação. O propósito da avaliação de segurança é determinar o status da barragem no que diz respeito a sua estrutura e segurança operacional. A avaliação deve identificar problemas e recomendar tanto medidas remediadoras, restrições operacionais e/ou modificações, ou análises de estudos para a solução dos problemas. Estudos recentes têm proposto diferentes métodos de avaliação de segurança em barragens de rejeito, assim como evoluções nestes métodos, tais como Bowles (2000), Fell et al. (2000), Hartford and Baecher (2004), ICOLD (2009), Jeon et al. (2009), Schultz et al (2010), Zhang et al. (2016), Morgenstern (2018) e Lumbroso et al. (2021).

Pode-se citar como métodos de avaliação de segurança em barragens:

- Métodos de análise de risco: são estabelecidas probabilidades de ruptura versus consequências para um dado modo de ruptura avaliado. Os possíveis gatilhos de ruptura são apontados como eficaz, assim como pontos vulneráreis de uma estrutura, mas não retorna um número de segurança global;
- Métodos determinísticos: calcula-se um fator de segurança para o cenário avaliado. As incertezas são tratadas de forma implícita pelas normas e manuais de referência, retornando um fator de segurança para cada modo de falha (talude jusante, talude montante, fundação, liquefação etc). No entanto, só retorna um fator de segurança real se todos parâmetros de entrada forem levantados com precisão;
- Métodos de análise em portfólio, onde a condição atual da barragem é comparada à situação ideal de projeto por meio de inspeção e auditoria. As análises mensuram anomalias identificadas em campo, porém os pesos atribuídos dependem do método adotado, assim como depende da interpretação/expertise do avaliador.

3 ANOMALIAS

A Resolução n° 95 (ANM, 2022) caracteriza anomalia como “qualquer deficiência, irregularidade, anormalidade ou mau funcionamento que possa vir a afetar a segurança da barragem”. Anomalias podem surgir durante o tempo de vida útil de uma barragem de terra, afetando fundação, maciço, sistema de drenagem interna e superficial da barragem etc, sendo geralmente atribuídas às falhas de projeto, construção, erros em

processos de operação e inclusive a falta de conservação das próprias estruturas. Esse trabalho levou em conta três anomalias recorrentes que podem evoluir e afetar o funcionamento seguro do barramento de terra.

A primeira delas, a erosão, segundo Fell et al. (2008)., consiste no desprendimento, desgaste, transporte e sedimentação de partículas de solo em virtude da atuação de forças causadas pelo fluxo de água. Os tipos de erosão e posíveis consequências podem ser vistas pelos mesmos autores. Outra anomalia recorrente é a surgência, mencionada pela ANA (2017) como a ocorrência de água, por percolação, na face do paramento de jusante da barragem, ou nas ombreiras, em local não previsto pelo projeto. Por fim, a última anomalia tratada para fins de estudo é a trinca, normalmente provocadas por deformações excessivas e, principalmente, diferenciais dentro do aterro das barragens, levando a estrutura ao risco.

4 METODOLOGIA

4.1 Modelos Utilizados

Esse trabalho se propôs a avaliar como as anomalias, mencionadas no item 3, afetam quantitativamente a segurança de barragens por meio de simulações em modelos de barragens tipo. A magnitude da anomalia foi realizada por meio do comparativo entre os FS de uma mesma seção e dos mesmos parâmetros geotécnicos, minimizando, assim, a interferência do perfil analisado em termos de geometria (altura e inclinação) dos taludes. Para as avaliações de segurança das barragens proporam-se modelos de estruturas de pequeno, médio e grande porte, todas alteadas à jusante. A Figura 1 mostra a seção tipo das barragens alteadas à jusante de pequeno, médio e grande porte utilizadas para as simulações, denominadas B1, B2 e B3, respectivamente.

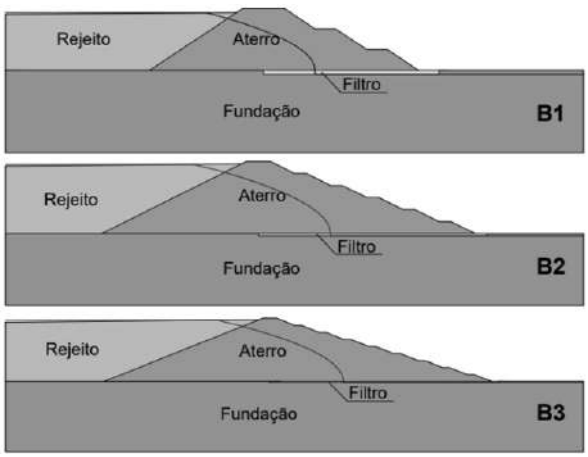


Figura 1. Seção tipo das barragens de terra empregadas.

Os parâmetros geotécnicos foram selecionados visando representar características de resistência tipicamente encontrados nas barragens brasileiras. Escolheu-se um rejeito com comportamento tipicamente não drenado, ou seja, resistência não-drenada. De modo a se obter uma variabilidade de modelos analisados, os parâmetros de ângulo de atrito do aterro e resistência resistência não-drenada do rejeito foram alterados em 4 valores inferiores e superiores de modo que cada modelo analisado (B1 a B3) representassem 18 barragens, totalizando um universo de 54 barragens simuladas.

As características geométricas das barragens B1, B2 e B3 são apresentadas na Tabela 1. Já os parâmetros geotécnicos dos materiais empregados nas simulações encontram-se na Tabela 2. Vale destacar que, com exceção do rejeito, os demais parâmetros dos materiais são considerados como efetivos.

Tabela 1. Características geométricas dos modelos empregados nas análises.

Barragem	Altura (m)	Inclinação do talude (V:H)	Largura das bermas (m)	Método de alteamento
B1	15	1:1,5	5	Jusante
B2	30	1:2,0	5	Jusante
B3	45	1:2,5	5	Jusante

Tabela 2. Parâmetros geotécnicos empregados nos modelos analisados.

Material	Peso específico (kN/m³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito	Resistência não-drenada (kPa)
Fundação	20	10	32º	-
Aterro	18	10	26º ± 8º	-
Rejeito	16	-	0º	(20±8) kPa + 4 kPa/m
Lastro	16	10	20º	-
Filtro	18	0	30º	-

4.2 Métodos de Análises

As análises de estabilidade dos modelos propostos foram realizadas por meio do cálculo do FS do talude de montante empregando-se o *software Slide 6.0*®. Foram consideradas análises sem presença de anomalias, o que é considerado como ideal nos projetos, assim como análises simulando erosão, surgência e trinca de pequeno, médio e grande porte, também denominadas como magnitudes 1, 2 e 3, respectivamente. Para as simulações, considerou-se as características para cada magnitude de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3. Características geométricas dos modelos empregados nas análises.

Magnitude	Erosão	Surgência	Trincas
1	Isolada, superficial, localizada em uma berma da seção	Base da estrutura, nível de água normal próximo ao centro da barragem	Crista da barragem, profundidade de até 5% da altura
2	Variada, até 2m de profundidade, localizada em até dois lados da seção	Acima da primeira berma, nível de água ligeiramente elevado próximo ao centro da barragem	Crista ou reservatório, profundidade de até 10% da altura
3	Variada, até 4m de profundidade, com erosões em várias camadas de bermas da seção	Acima da segunda berma, nível de água consideravelmente elevado próximo ao centro da barragem	Crista ou reservatório, profundidade de até 25% da altura

A título de exemplificação, a Figura 2a ilustra o modelo B2 a partir de uma das simulações numéricas considerando a condição de operação normal (sem presença de anomalias) e na Figura 2b com a presença

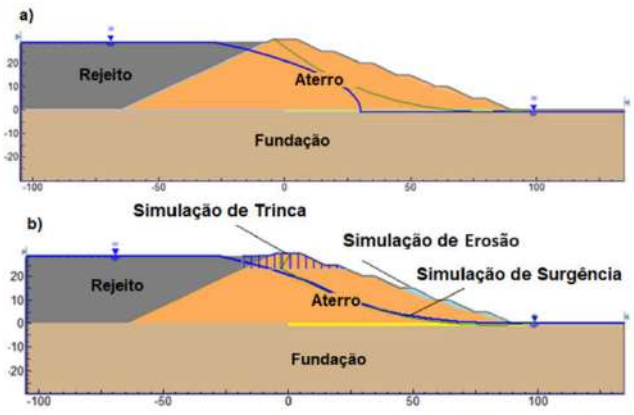


Figura 2. a) Exemplo de simulação sem anomalias; b) simulação com as três anomalias. (modelo B2).

Na implementação do método procedeu-se a análise prévia para definição das seções e parâmetros geotécnicos da condição ideal de projeto, simulando variações dos parâmetros de aterro e rejeitos, assim como o cálculo do FS para as condições de anomalias. Além disso, o FS foi calculado para combinações de erosão, surgência e trinca sempre com a mesma magnitude para verificar o efeito combinado e a hipótese de validade da sobreposição dos efeitos. A comparação entre o FS da condição de projeto e a condição de anomalia foi feita fixando os parâmetros geotécnicos para que não interferissem nos resultados.

Adotaram-se como premissas nas análises de estabilidade o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, superfícies circulares de ruptura e o método de análise de Morgenstern-Price que satisfaz, simultaneamente, o equilíbrio de forças e momentos entre fatias.

Finalmente, para o cálculo da perda de segurança nos modelos analisados devido à presença das anomalias, empregou-se da definição de margem de segurança presente em Schultz et al. (2010), o qual *R* representa as forças de resistência e *C* as forças de carregamento, conforme a Equação 1. Sabendo que o FS é definido pela razão entre *R* e *C*, conforme a Equação 2, define-se *MS* em função de FS.

$$MS = \frac{R - C}{C} \tag{1}$$

$$FS = \frac{R}{C} \rightarrow MS = FS - 1 \tag{2}$$

A magnitude relativa ao efeito das anomalias foi determinada calculando-se a perda relativa de margem de segurança (*ΔMS*), conforme Equação 3, dado pela diferença entre o *FS* inicial do projeto (FS_0) e o *FS* contendo alguma anomalia (FS_A).

$$\Delta MS = \frac{FS_0 - FS_A}{MS} \tag{3}$$

Considerando que o FS_A é a própria condição real de segurança de uma barragem (*CRS*), define-se *CRS* calculado por FS_0, *MS* e *ΔMS*, conforme as Equações 4 e 5.

$$CRS = FS_0 - MS \cdot \Delta MS \tag{4}$$

$$CRS = FS_0 - MS \sum \Delta MS \tag{5}$$

Vale destacar que a Equação 5 será válida apenas se o efeito da superposição dos efeitos de anomalias sobre a *MS* for verificado. Dessa forma, o efeito de duas ou três anomalias poderá ser representado pelo somatório de *ΔMS*.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados das simulações para avaliação da influência das anomalias de pequena, média e grande magnitude para as barragens B1, B2 e B3, sobre a segurança de barragens em termos de *ΔMS*, são ilustrados nas Figuras 3, 4 e 5, respectivamente. Em geral, os resultados apresentaram uma redução na segurança proporcional à magnitude das anomalias simuladas. Houve pouca variação em relação à média (a maioria das análises estava dentro dos limites do desvio padrão), sugerindo que as anomalias têm uma redução relativamente uniforme na segurança das barragens, independentemente de seu tamanho e tipo de elevação. As Figuras 3, 4 e 5 mostram o resultados para os casos de erosão, surgência e trinca, respectivamente.

As simulações consideraram os materiais como uniformes e homogêneos. Entretanto, em casos reais, o tamanho da barragem com maior susceptibilidade à heterogeneidade pode resultar em um aumento na incerteza e variabilidade dos parâmetros.

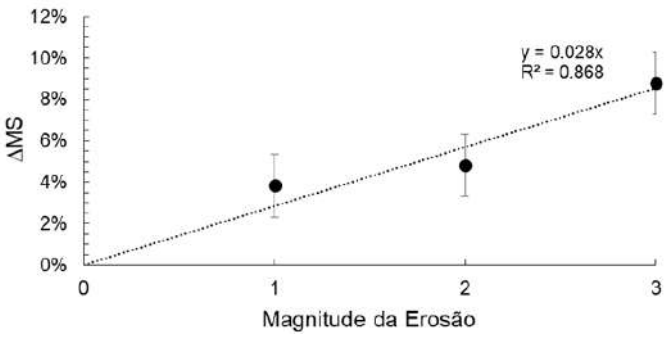


Figura 3. Variação *ΔMS* em função da magnitude – Ajuste linear dos resultados da simulação para erosão

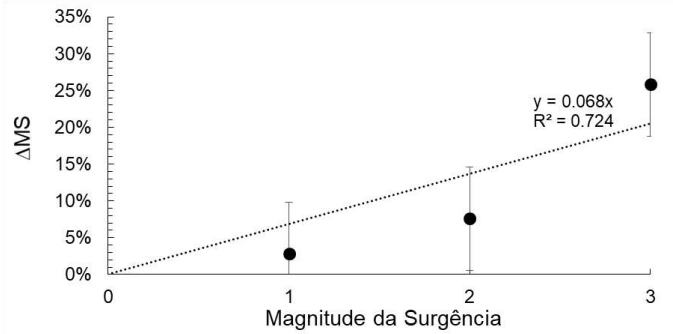


Figura 4. Variação *ΔMS* em função da magnitude - Ajuste linear dos resultados da simulação para surgência

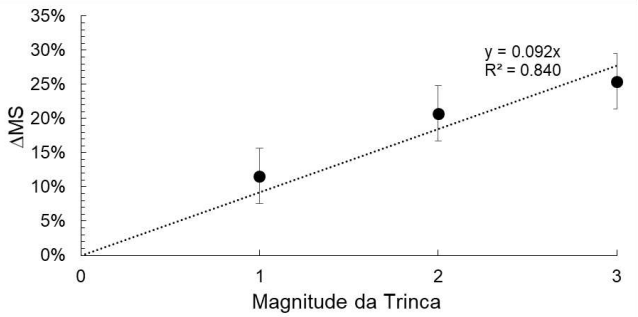


Figura 5. Variação *ΔMS* em função da magnitude – Ajuste linear dos resultados da simulação para trinca

Conforme as Figuras apresentadas, a erosão de magnitude 1 resultou em *ΔMS* de ~4%, a erosão de magnitude 2 em ~5%, e a erosão de magnitude 3 em ~9%. Quanto às surgências, observou-se que a de magnitude 1 resultou em *ΔMS* de ~3%, a magnitude 2 em ~8% e para a magnitude 3 oteve-se ~25%. Quanto às análises de trinca, observou-se o resultado em *ΔMS* de ~12% para a magnitude 1, ~21% para a magnitude 2 e ~25% para magnitude 3. Os resultados foram coerentes tanto na variação do atrito do aterro quanto na variação dos parâmetros de resistência dos rejeitos.

Ao analisar as possíveis diferenças entre os resultados da simulação, as superfícies de escorregamento não seguiram uma regra, mas foram bastante variadas tanto em profundidade quanto em localização. Esse comportamento era esperado devido à grande variação nos parâmetros geotécnicos e anomalias. De qualquer forma, apesar dessa variação na superfície de escorregamento, foi observada uma tendência linear relativa dos resultados.

O ajuste linear no gráfico para da avaliação da erosão (Figura 3) obteve um coeficiente de determinação de 87% e um desvio padrão de ±2,3% para a amostra de campo avaliada, indicando um modelo linear satisfatório entre a magnitude da erosão e a perda relativa de segurança da barragem. Da mesma forma, pode-se observar nas Figuras 4 e 5 bons ajustes lineares para os gráficos das anomalias de surgência e trinca. Verifico-se respectivamente um coeficiente de determinação de 72% e um desvio padrão de ±5,5%, e um coeficiente de determinação de 84% e um desvio padrão de ±2,1%.

Comparando as anomalias simuladas, pode-se inferir a partir dos resultados obtidos que a surgência e a trinca têm uma maior redução na segurança em comparação com a erosão. No entanto, pode-se afirmar que nenhuma das anomalias simuladas pode ser negligenciada, com resultados que podem atingir uma redução de até 25% na margem de segurança. Exemplificando-se, uma barragem com um FS de projeto de 1,5 apresentando uma surgência de magnitude 3, com *ΔMS* = 25% ± 5,5%, teria esse FS reduzido para uma faixa entre 1,35 e 1,40. Além disso, esse resultado poderia ser ainda mais significativo para o caso de verificação de mais de uma anomalia.

Além das simulações das anomalias analisadas isoladamente, combinações de anomalias também foram avaliadas neste trabalho para verificar a redução na segurança e a validação do efeito de sobreposição dos efeitos. A Figura 6 ilustra os resultados da compatibilidade entre erosão e surgência, erosão e trinca, e trinca e surgência, respectivamente.

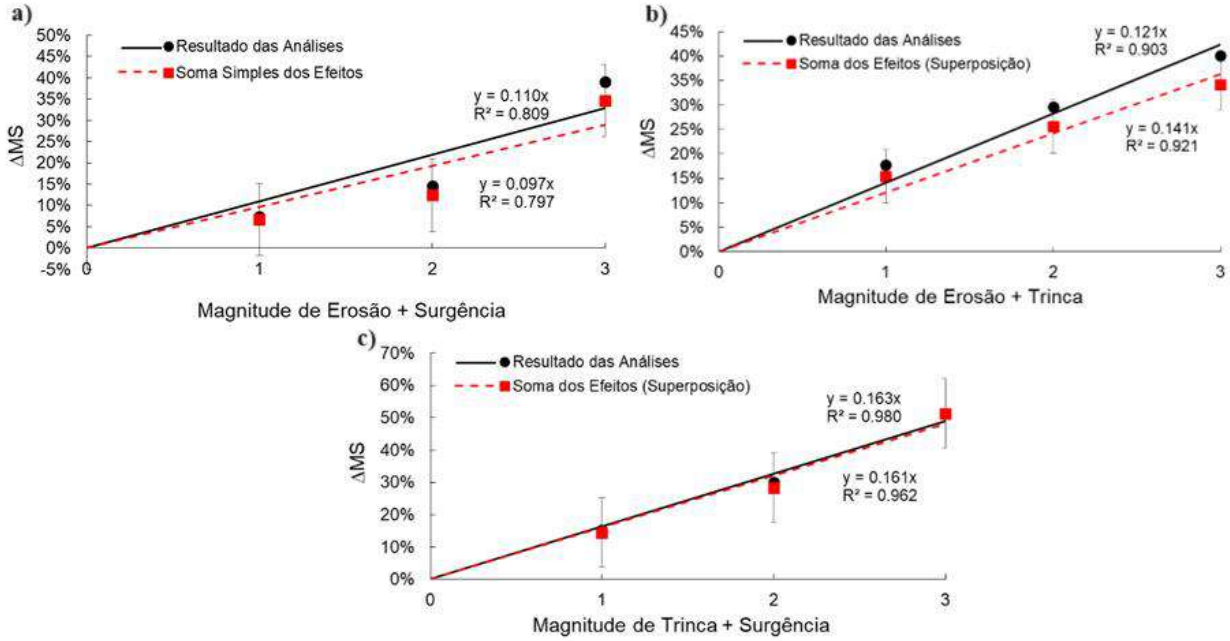


Figura 6. Variação de *ΔMS* em função da magnitude – Ajuste linear dos resultados para: a) erosão + surgência; b) erosão + trinca; e c) trinca + surgência

Conforme esperado, o efeito combinado das anomalias aumentou o *ΔMS* para todas as análises e magnitudes simuladas, tanto para avaliações de modelo isolado quanto em termos de média. Uma proporcionalidade é vista nos ajustes lineares na Figura 6 entre a magnitude combinada das anomalias e a perda relativa da margem de segurança. As análises da combinação de erosão + surgência (Figura 6a) retornaram *ΔMS* de ~8% para magnitude 1, ~15% para magnitude 2 e ~39% para magnitude 3. Para a combinação de erosão + trinca (Figura 6b), foi observado um *ΔMS* de ~15% para magnitude 1, ~30% para magnitude 2 e ~40% para magnitude 3. Por último, observa-se na Figura 6c, combinação de trinca + surgência, resultando em um *ΔMS* de ~15% para magnitude 1, ~30% para magnitudes 2 e ~51% para magnitudes 3.

Os valores do coeficiente de determinação variaram entre 80% e 98% considerando o desvio padrão apresentado. Este resultado mostra que as anomalias combinadas podem se somar ao efeito da redução da segurança, especialmente se essas anomalias forem identificadas na mesma seção da barragem. Assim, deve-se atentar às investigações apenas isoladas durante uma inspeção, pois pode não estar retratando a realidade.

Observando-se atentamente a Figura 6b, apesar do bom ajuste linear para a combinação das anomalias, o efeito tende a diminuir para a magnitude mais elevada, ficando claro o último ponto abaixo da linha de tendência. Isso pode ser explicado pelo fato de que a erosão e a trinca são anomalias que mudam a geometria, e para magnitudes elevadas, a erosão pode interferir na área das trincas ou vice-versa. Há uma possível mudança sutil da superfície de escorregamento entre uma análise e outra. Comparando-se com os gráficos das Figuras 6ac, esta observação não foi verificada, mostrando o ponto acima da linha de tendência para as magnitudes 3, retratando o efeito potencial da surgência sobre as anomalias que alteram a geometria da seção.

Os resultados apresentados neste trabalho indicam que é possível avaliar a condição real de segurança das barragens medindo as anomalias. No entanto, para esse fim, os resultados deste estudo devem ser complementados com avaliações de outras condições de contorno, como análises de tensão-deformação, bem como a avaliação de outros modos de falha que podem reduzir a segurança de uma barragem.

6 CONCLUSÕES

A partir da metodologia de pesquisa e dos resultados observados, foi demonstrado que é possível avaliar o efeito de redução de fator de segurança em barragens de terra para contenção de rejeito devido a anomalias, como erosão, surgência e trinca, por meio de simulações em softwares computacionais em modelos de barragens tipo. De acordo com as simulações, observou-se uma redução na segurança proporcional à magnitude das anomalias simuladas para todas as anomalias testadas, bem como uma tendência linear de redução na segurança com o aumento da magnitude da anomalia.

Em termos de efeitos na redução da margem de segurança, a surgência teve o percentual mais significativo a cada nível de magnitude, indo de ~3% até ~25%. Na sequência temos as trincas, de ~12% a ~25%. Já o menor efeito deu-se pela erosão, com a magnitude 1 iniciando em ~4%, chegando em ~9% na magnitude 3. Dessa forma, quando as anomalias são avaliadas separadamente, a redução na segurança pode chegar a 25%, indicando uma grande diminuição no fator de segurança de projeto de uma barragem.

O efeito combinado das anomalias demonstrou que a superposição dos efeitos é válida. Esta descoberta demonstra que a redução na segurança pode ser obtida adicionando o efeito das anomalias avaliadas separadamente dentro de um erro aceitável. Nas análises apresentadas, o efeito da avaliação combinada foi menor para as análises contendo erosão, e o pior cenário em termos de redução de segurança foi obtido para as combinações de trinca + surgência.Por fim, demonstrou-se que é possível medir a redução da segurança de uma barragem a partir do levantamento de anomalias rotineiramente realizadas durante inspeções e auditorias.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às empresas Vale S/A pela oportunidade e apoio destinado a pesquisa científica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANA – Agência Nacional de Águas (2017). Relatório de segurança de barragens 2016. ANA, Brasília, 84 p.

ANM – Agência Nacional de Mineração (2022). Resolução Nº 95, de 7 de Fevereiro de 2022: Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. ANM, Brasília, DF, 49 p.

Bowles, D.S. (2000). Advances in the practice and use of portfolio risk assessment. In: Proceedings of the 2000 Australian Committee on Large Dams – ANCOLD, pp. 1-12, Queensland, Australia.

Fell, R.; Bowles, D.S.; Anderson L.R.; Bel, G. (2000). The status of methods for estimation of the probability of failure of dams for use in quantitative risk assessment. In: Proceedings of 20th International Congress on Large Dams, Beijing, China. Anais, 20th International Congress on Large Dams.

Fell, R.; Foster, M.; Cyganiewicz, J.; Sills, G.; Vroman. N.; Davidson, R. (2008). Risk Analysis for Dam Safety: A unified method for estimating probabilities of failure of embankment dams by internal erosion and piping. Draft Guidance Document. 533p.

Hartford, D.N.D.; Baecher, G.B. (2004). Risk and uncertainty in dam safety. Thomas Telford Ltd, London. 391 p.

ICOLD – International Commission on Large Dams (2009). Dam safety management. In: Proceedings of 23rd International Congress on Large Dams, Brasília, Brazil. Anais, 23rd International Congress on Large Dams.

Jansen, R. B., Dams and Public Safety, A Water Resources Technical Paper, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, CO, EUA, 1983.

Jeon, J.; Lee, J.; Shin, D.; Park, H. (2009). Development of dam safety management system. Advances in Engineering Software, 40 (1): 554-563.

Lumbroso, D.; Davison, M.; Body, R.; Petkovšek, G. (2021) Modelling the Brumadinho tailings dam failure, the subsequent loss of life and how it could have been reduced, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 21, 21–37.

Morgenstern, N.R. (2018). Geotechnical Risk, Regulation, and Public Policy. Soils & Rocks, 41(2): 107-129.

Oliveira, J. B. V. R. Manual de operação de barragens de contenção de rejeitos como requisito essencial ao gerenciamento dos rejeitos e à segurança de barragens. (2010). Dissertação de Mestrado em Geotecnia Aplicada à Mineração, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 149 p.

Schultz, M.T. Gouldby, B.P.; Simm,J.D.; Wibowo, J.L. (2010). Beyond the factor of safety: Developing fragility curves to characterize system reliability. Techical Report: ERDC SR 10-1. U.S. Army Corps of Engineers, Washington.

Zhang, L.; Peng, M.; Chang D.; Xu Y. (2016). Dam failure mechanisms and risk assessment. John Wiley & Sons, Singapore, 476 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/16

Análise de uma Barragem Tipo P*ond* na Região de Poconé/MT – Estudo de Caso

Annika Ferreira Lopes
Geóloga, Faculdade Arnaldo, Poconé, Brasil, annikalopes25@gmail.com

Marcio Fernandes Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: A atividade mineral na região de Mato Grosso está em conformidade com as exigências dos órgãos estaduais e da Agência Nacional de Mineração (ANM). A extração é realizada em minas a céu aberto e o beneficiamento do minério de ouro ocorre em um circuito fechado, com os resíduos armazenados em barragens. O ouro é então concentrado em uma central de amalgamação, onde a água e o mercúrio são reutilizados. As barragens em Poconé, conhecidas como barragens do tipo *pond*, estando acima da topografia original do terreno, diferindo de barragens convencionais de fechamento de vales. Esse trabalho discute os estudos que levaram à análise de estabilidade dos taludes de uma dessas barragens, denominada Ouro Fino, e à elaboração de um mapa de inundação em caso de ruptura hipotética. Este estudo de caso é parte de um projeto associado à Cooperativa de Desenvolvimento Mineral de Poconé/MT. Assim, considera-se que a capacidade destrutiva da onda é significativa para os cenários dado o perigo hidrodinâmico, embora a onda não tenha alcançado nenhum povoado, habitações esparsas, construções de comércio ou aparelhos de infraestrutura cuja permanência de pessoas seria considerada eventual. Espera-se que o resultado das manchas de inundação e as variáveis hidrodinâmicas associadas às seções de interesse devam ser empregados para a avaliação do Dano Potencial Associado (DPA) desta estrutura e, caso necessário, na elaboração do PAEBM.
PALAVRAS-CHAVE: Barragem tipo *pond*, Mancha de inundação, Estabilidade de taludes.

ABSTRACT: Mineral activity in the Mato Grosso region complies with the criteria of state bodies and the National Mining Agency (ANM). Extraction is carried out in open-pit mines and the processing of gold ore takes place in a closed circuit, with waste stored in dams. The gold is then concentrated in an amalgamation plant, where the water and mercury are reused. The dams in Poconé, known as "lagoon" type dams, are located above the original topography of the land, of conventional valley closure dams. This work discusses the studies that led to the analysis of the stability of the slopes of one of these dams, called Ouro Fino, and the creation of a flood map in the event of a hypothetical rupture. This case study is part of a project associated with the Poconé/MT Mineral Development Cooperative. Therefore, consider that the destructive capacity of the wave is significant for the scenarios given the hydrodynamic danger, although the wave did not destroy any settlements, scattered dwellings, commercial buildings or infrastructure devices whose presence of people would be considered occasional. It is expected that the results of the flood spots and the hydrodynamic variables associated with the particles of interest should be used to evaluate the Associated Potential Damage (DPA) of this structure and, if necessary, in the preparation of the PAEBM.

KEYWORDS: "Pond" dams, Dam-break, Slope Stability.

1 INTRODUÇÃO

Os empreendimentos minerários da região de Poconé desenvolveram padrões para extração, beneficiamento e concentração final do ouro. A extração mineral é realizada em mina a céu aberto. O beneficiamento de minério de ouro (Au) é realizado em um circuito fechado, em que os resíduos são armazenados em uma estrutura de barragem. Nessa barragem os rejeitos que saem da planta de beneficiamento são lançados em um ponto (espigoto), enquanto a porção líquida segue em trajetória acompanhando a declividade do terreno, de modo a promover a decantação dos sólidos, até o ponto de

captação da água de recirculação, que é novamente conduzida até a planta de beneficiamento. Já a concentração final do ouro é realizada em uma central de amalgamação, instalada no empreendimento como estrutura de controle ambiental, cuja água é reutilizada em circuito fechado, da mesma forma que o mercúrio (Hg) usado na amalgamação do ouro, que é reutilizado após a queima em capela hermética, todo licenciado pela Secretaria de Estado e Meio Ambiente (SEMA).

As barragens da região de Poconé são do tipo pond (Figura 1), ou seja, são estruturas geotécnicas cuja cota superior está acima da topografia original do terreno. Essas estruturas, de controle ambiental, são instaladas fora de linhas de talvegue e fundos de vale, de modo que não têm finalidade de represar corpos hídricos para a contenção de rejeitos de mineração.

Nas bacias de contenção de rejeitos do tipo pond tem que levar em consideração o modelo construtivo destas e, consequentemente, o adensamento dos rejeitos dentro do reservatório da estrutura. Isto ocorre devido a necessidade de reaproveitamento da água que acumula na bacia para a planta de beneficiamento, e para fins econômicos tal retorno seja feito pela ação da gravidade. Isso as diferencia das várias barragens existentes em outras regiões mineradoras brasileiras. Desta forma, os estudos recomendados pela ANM (NBR 13028, 2017) para essas estruturas necessitam de algumas adaptações para que os produtos sejam satisfatórios, visto que estas estruturas (*pond*) são diferentes da maioria daquelas para as quais as recomendaçoes foram inicialmente criadas.

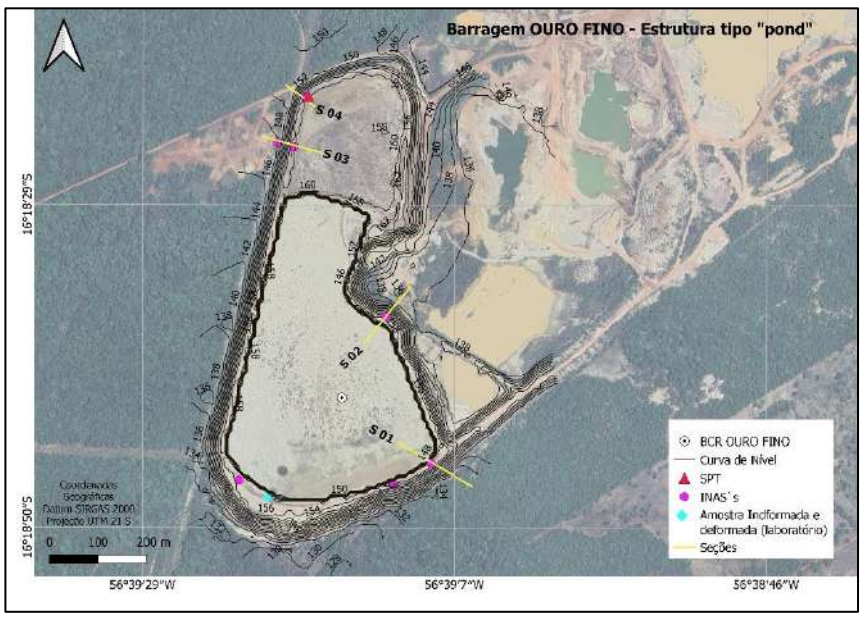


Figura 1. Barragem Ouro Fino, estrutura tipo *pond*, mostrando a disposição dos instrumentos de medição de nível d'água (INAS's), ensaio de SPT, ensaios de laboratorio, e as seçoes estudadas para a análise de laboratório.

Considerando essas especificidades, esse trabalho tem como objetivo a discussão dos resultados dos estudos que levaram à análise de estabilidade dos taludes de uma barragem e à confecção de seu mapa de inundação, em caso de hipotética ruptura.

2 METODOLOGIA

Os documentos de referência para o desenvolvimento deste estudo de caso se basearam nos trabalhos geotécnicos realizados pela CooperPoconé, entre os anos de 2019 e 2023. O Quadro 1 apresenta os relatórios que foram consultados para a análise de estabilidade da barragem Ouro fino e para o mapa de inundação em caso hipotético de ruptura.

Quadro 1. Documentos referentes ao estudo de estabilidade da barragem Ouro Fino.

Tipo	Nome/Descrição	Ano de Elaboração
Relatório	*As Is*	2020
Relatório	Mapa de Inundação	2022
Relatório	Batimetria	2020
Desenho	Ortomosaico e MDT	2022
Relatório	Plano de Instrumentação	2019
Relatório	Estudo de Chuva	2023
Relatório	RAG	2019
Relatório	Ensaios de Laboratório	2022

2.1 Análise de estabilidade

Para a análise de estabilidade do *pond* Ouro Fino consideraram-se os resultados obtidos pelas sondagens à percussão com ensaio SPT (Standart Penetration Test) realizadas no corpo da estrutura, bem como os resultados dos monitoramentos realizados em indicadores de níveis d'água (INA's). Consideraram-se ainda, os resultados das amostras deformadas e indeformadas, tanto daquelas coletadas no corpo da estrutura, como as coletadas na fundação em rocha alterada. As amostras foram analisadas por laboratórios credenciados e a análise de estabilidade da estrutura, por se tratar de uma estrutura tipo *pond*, foi realizada para cada setor do barramento, definidos em três setores, sul, leste e oeste.

2.2 Mapa de Inundação

Para o mapa de inundação foram utilizados os dados dos ensaios de laboratório e a carta planialtimétrica com topografia atualizada, que permitiram gerar as áreas de inundação e o perímetro da Zona de Autossalvamento (ZAS). A área de inundação foi projetada para todos os lados do maciço, levando em consideração todos os possíveis cenários, tendo sido utilizada a forma de galgamento como o pior cenário possível, a qual considera sempre o setor de topografia mais baixa, que também é considerada a de jusante. Os demais setores foram analisados considerando a ruptura de tipo *piping*.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Analise de estabilidade

As seções (S 01 a S 04) estudadas quanto à estabilidade seguiram o posicionamento conforme Projeto As-Is (Figura 1), sendo aqui apresentada a S 01, por ser a mais crítica. Com base nos ensaios e critérios de análise, para o material do aterro, adotaram-se valores de: peso específico (γ) igual a 25,76 kN/m³, coesão (c') de 40,8 kPa, ângulo de atrito (Φ') de 31° e k = 6,30 x 10-9 m/s e kv/kh = 1,0. As Figuras 2 e 3 apresentam os resultados para a S 01.

Com base nesses ensaios e nos critérios de análise, para o material da fundação, adotaram-se valores de: peso específico (γ) igual a 25.6 kN/m³, coesão (c') de 31.3 kPa, ângulo de atrito (Φ') de 30° e k = 7.09 x 10-9 m/s e kv/kh = 1,0.

Os resultados de análises do rejeito foram obtidos do Projeto As Is de 2020, em que se adotou valores de: peso específico (γ) igual a 25 kN/m³, coesão (c') de 20 kPa, ângulo de atrito (Φ') de 34° e k = 6,30 x 10-9 m/s e kv/kh = 1,0.

Para a análise física, o principal objetivo da análise de estabilidade geotécnica foi verificar se a resistência ao cisalhamento do maciço é superior às forças cisalhantes atuantes, de forma a garantir a sua estabilidade. Foram consideradas as possibilidades de ruptura local e global nos seguintes casos:

I. Cenário I: Simulação da fase de operacional normal da estrutura na cota 152 m. Fator de segurança mínimo de 1,5 na avaliação do talude de jusante.
II. Cenário II: Simulação da fase de operação com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, sendo combinada a ocorrência de uma ação excepcional (representada pela condição hidrológica excepcional com reservatório no nível máximo maximorum) com a

condição de carregamento normal, na cota 155 m. Neste caso, o fator de segurança mínimo deverá ser 1,5 na avaliação do talude de jusante e fundações.

III. Cenário III: Simulação da condição de carregamento limite correspondente a uma probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura muito baixa, na qual há a combinação de mais de uma ação excepcional. Nesse caso, representada pela condição hidrológica excepcional (com reservatório no nível máximo maximorum) e a ocorrência de sismo. Para esse caso, o fator de segurança mínimo deverá ser 1,1 na avaliação do talude de montante, jusante e fundações.

Como há compartimentação na barragem Ouro Fino, separada por um dique, depreende-se que há um compartimento norte denominado bacia acima e um compartimento ao sul, denominado bacia abaixo. Cada um foi tratado com níveis de máximo e operacional e máximo maximorum diferentes. O nível operacional do reservatório encontra-se na cota 152 m e o nível máximo maximorum se encontra na cota 155 m.

Já o volume de amortecimento de cheia é de 552.600 m³. Para o estudo de percolação, foi adotado o modelo de escoamento em regime permanente, analisado por meio de soluções numéricas através do método de elementos finitos. Neste contexto, a condutividade hidráulica é função da pressão do escoamento e então se determina iterativamente a posição da linha de saturação para escoamentos não confinados, como é o caso da barragem Ouro Fino.

Os fatores de segurança mínimos computados para os maciços da bacia de contenção de rejeitos Ouro Finos, considerando ruptura global e local, não apenas para a S 01 (Figura 2 e 3), mas também para as S 02 à S 04, em condições: normais, excepcionais e em situação de sismo, conforme cenários descritos, estão resumidos na Tabela 1.

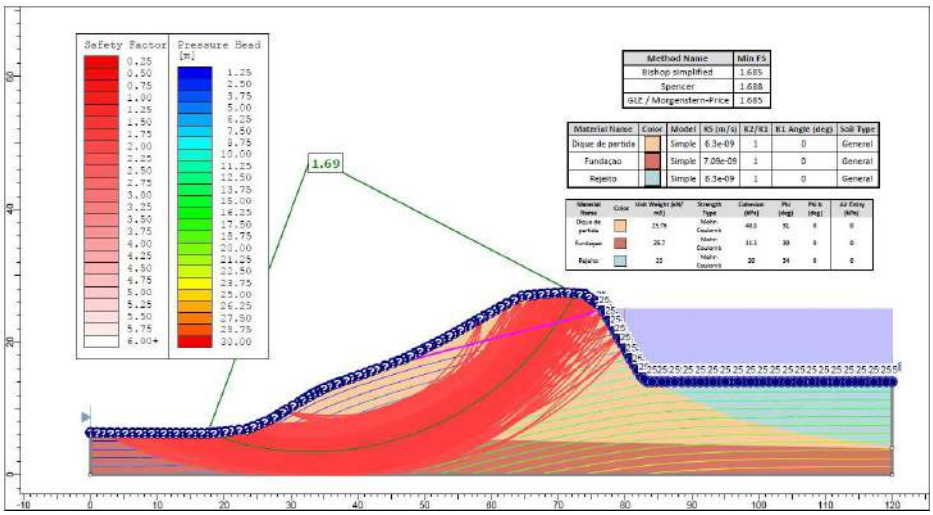


Figura 02. Analises de estabilidade para a seção 01, para os cenários (I e II).

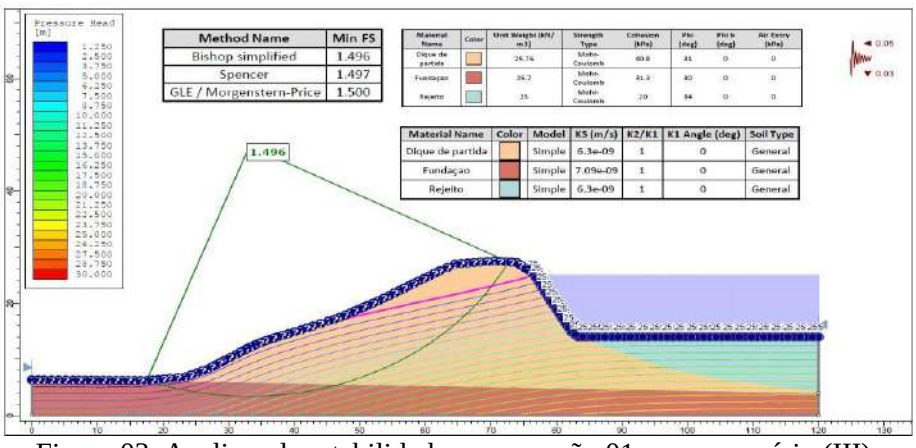


Figura 03. Analises de estabilidade para a seção 01, para o cenário (III).

Tabela 1. Resumo dos valores de fator de segurança estimados nas analises de establidade.

	FS de ref. 1.5	FS de ref. 1.5	FS de ref. 1.1
Seção de Ref.	Cenário I	Cenário II	Cenário III
Seção S01	1.79	1.69	1.49
Seção S02	1.67	1.59	1.42
Seção S03	1.86	1.82	1.64
Seção S04	2.25	2.24	1.98

3.2 Mancha de Inundação

A partir dos documentos da CooperPoconé foi possível definir as características geométricas da estrutura, bem como compreender as parcelas de sólidos e de líquidos que atualmente ocupam o reservatório. O Quadro 2 apresenta as principais características da bacia de rejeitos Ouro Fino.

Quadro 2. Principais Características da bacia de rejeito Ouro Fino.

Barragem Ouro Fino	
Elevação de fundo (m)	132
NA operacional (m)	152
Elevação da crista (m)	156/157
Borda livre operacional (m)	4
Volume armazenado no reservatório (m³)	696.805,00
Volume de água até o NA da batimetria (m³)	28.942,00
Volume livre acima do NA da batimetria até a crista (m³)	187.208,00

A bacia de contenção de rejeitos Ouro Fino não possui sistema extravasor de superfície, sendo utilizada uma tubulação de retorno de água com canos de 4". Entretanto, a segurança frente às cheias ocorre por manutenção de uma borda livre suficiente para amortecer uma chuva decamilenar. Deste modo os modos de falhas avaliados para e estrutura foram:

- Galgamento: O galgamento considerou a análise supercrítica do estudo de "Dam Break", uma vez que se trata de um modelo de barramento do tipo *Pond*, sendo esta modalidade de falha considerada de maior propensão a ocorrer no setor sul da barragem em função da cota altimétrica mais baixa.
- *Piping*: A segunda maior probabilidade de ruptura da barragem é do tipo *piping*, uma vez que em um cenário crítico poderia haver no corpo da barragem a formação de dutos por heterogeneidade na compactação de seus taludes. Neste caso, o modo de falha por *piping*, foi adotado para refletir as demais faces leste e oeste da bacia. O escoamento foi definido integralmente como Mud Flow, logo, o material propagado terá comportamento de fluido não-newtoniano. Os Quadros 3 a 5 apresentam os dados de entrada para a simulação e o Quadro 6 os resultados da simulação hidrológica para todas as bacias.

Quadro 3. Dados de entrada das equações de previsão da brecha – Dique Sul.

Dados de entrada	Dique Sul
Elevação da crista (m)	156,00
Elevação da fundação (m)	132,00
Altura da brecha - Hb (m)	24,00
Altura da lâmina de água no momento da ruptura – Hw (m)	4,00
Inclinação lateral (Z)	1,00
Elevação do N.A. para gatilho de desenvolvimento da brecha (m)	156,00
Total propagado (m³)	696.805,00

Quadro 4. Dados de entrada das equações de previsão da brecha – Dique Leste.

Dados de entrada	Dique Leste
Elevação da crista (m)	157,00
Altura da brecha - Hb (m)	16,00
Altura da lâmina de água no momento da ruptura – Hw (m)	3,00
Inclinação lateral (Z)	0,9
Elevação do N.A. para gatilho de desenvolvimento da brecha (m)	153,00
Total propagado (m³)	850.181,00

Quadro 5. Dados de entrada das equações de previsão da brecha – Dique Oeste

Dados de entrada	Dique Oeste
Elevação da crista (m)	156,00
Altura da brecha - Hb (m)	11,00
Altura da lâmina de água no momento da ruptura – Hw (m)	3,00
Inclinação lateral (Z)	0,5
Elevação do N.A. para gatilho de desenvolvimento da brecha (m)	155,00
Total propagado (m³)	849.590,00

Quadro 6. Resultados da simulação hidrológica do hidrograma de ruptura

Volume mobilizado (x10³m³)	Vazão de pico defluente (m³/s)
Cenario Sul - 696,80	632,1
Cenário Leste - 846,00	1245,7
Cenário Oeste - 554,00	525,0

Como resultado dos estudos de Dam Break da Bacia de Contenção de Rejeitos Ouro Fino, foi gerado o mapa para mancha de inundação apresentado na Figura 4. A ZAS do presente estudo compreende toda a mancha de inundação para o cenário Sul. Foi considerado como ZAS para o setor leste a área em malha quadriculada e para o cenário oeste foi considerada toda a mancha de inundação.

De acordo com os resultados obtidos, podem ser elencadas as seguintes constatações: a mobilização da onda determinou, nos primeiros metros da propagação, uma vazão de 599,72 m³/s, com altura da onda de 1,69 m e velocidades de até 4,52 m/s para o Cenário sul, uma vazão de 1245 m³/s, com altura da onda de 3,75 m e velocidades de até 8,2 m/s para o Cenário leste, e, 520 m³/s, altura da onda de 3,9 m e velocidades de até 17 m/s para o Cenário oeste. Assim, considera-se que a capacidade destrutiva da onda é significativa para os cenários dado o perigo hidrodinâmico, embora a onda não tenha alcançado nenhum povoado, habitações esparsas, construções de comércio ou aparelhos de infraestrutura cuja permanência de pessoas seria considerada eventual. Sendo assim, o risco considerado é somente ambiental. A onda atinge, para todos os cenários considerados, basicamente campos vegetados e cavas exauridas existentes ao longo do perímetro do empreendimento. Especialmente ao lado leste, a onda atinge bacias de recirculação de água e a cava do próprio empreendimento logo a jusante, ademais, a onda não se espraia no sentido da planta industrial, próxima e ao norte da brecha do dique leste.

Para o Cenário Sul, a inundação fica restrita a região ao sul do barramento com 2.385 m, atingindo apenas planícies de baixa declividade.

Para o Cenário Oeste, a inundação fica limitada as regiões entre a barragem a até no máximo 3400 m se acomodando ao longo da planície de baixas declividades. Para o Cenário Leste, a inundação limita-se entre a barragem e até 910 m sentido as calhas formadas pelas cavas próximas, onde as alturas de onda chegam a maiores valores (≅ 18 m na seção ST-02).

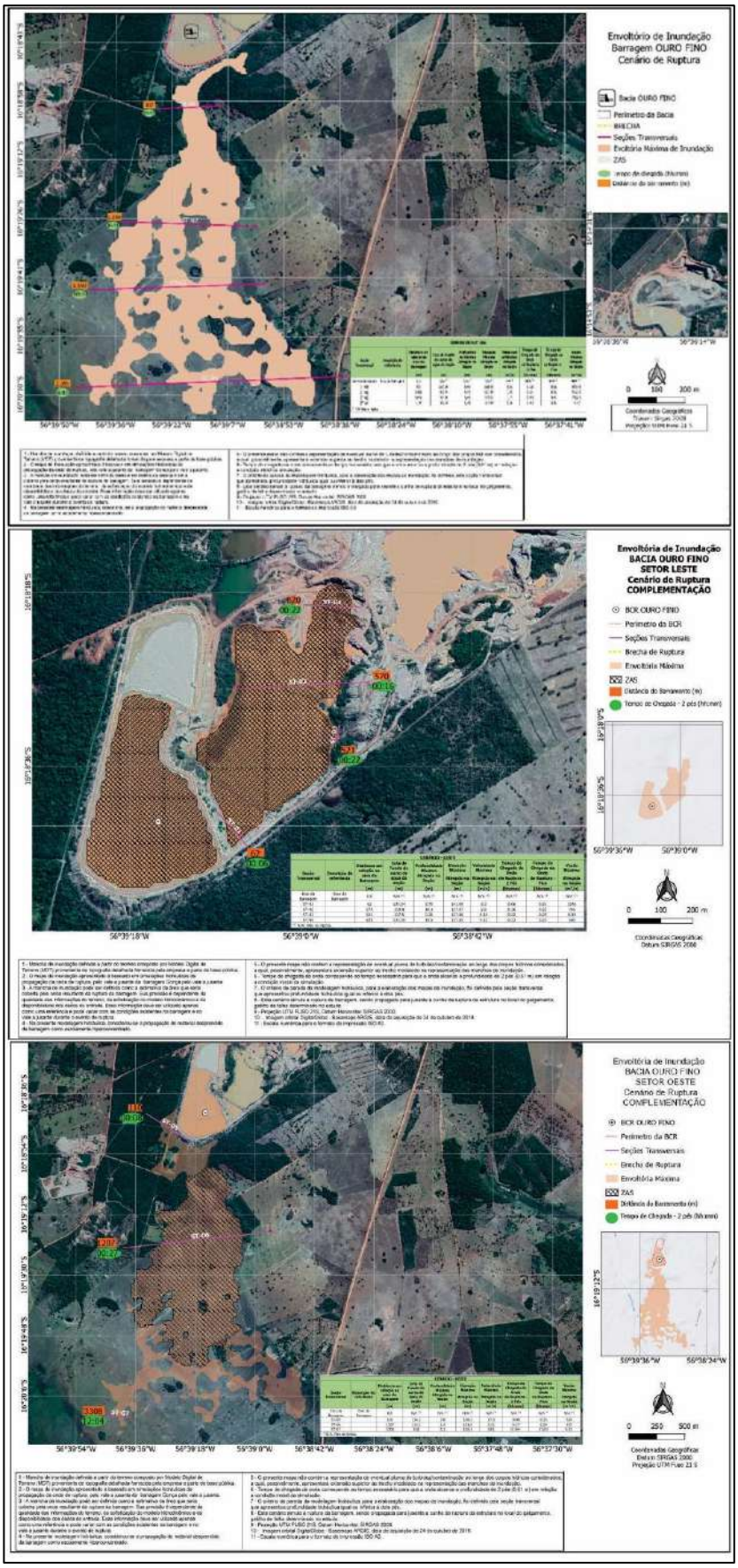


Figura 4. Mapas para as mancha de inundação de ruptura hipotética para os setores Sul, Leste e Oeste, respectivamente, para a barragem OURO FINO – Poconé – MT.

4 CONCLUSÕES

As análises de estabilidade da estrutura apresentaram fatores de segurança que estão acima dos mínimos preconizados pela NBR13.028:2017 em todos os cenários.

Espera-se que o resultado das manchas de inundação e as variáveis hidrodinâmicas associadas às seções de interesse devam ser empregados para a avaliação do Dano Potencial Associado (DPA) desta estrutura e, caso necessário, na elaboração do PAEBM.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 13028 (2017) Mineração — Requisitos para a elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água,16p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/17

Análise Dinâmica de uma Barragem de Rejeitos Típica Descomissionada

Welington Fardin
Mestrando em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, welington.fardin@aluno.ufop.edu.br

Saulo Gutemberg Silva Ribeiro
Diretor, GeoFast T&C Ltda., Ouro Preto, Brasil, saulogft@hotmail.com

RESUMO: Análises dinâmicas ganham cada vez mais espaço na avaliação da resposta sísmica de barragens de rejeitos, uma vez que representam melhor o comportamento dos rejeitos granulares sob carregamentos cíclicos. Este tipo de solicitação é a mesma que ocorre durante um evento sísmico, provocando movimentações do solo, geração de poropressão, e alteração no estado de tensão dos materiais. Além das forças inerciais induzidas que podem levar a estrutura ao colapso, o excesso de poropressão pode atuar como gatilho de liquefação. Faz se necessária a aplicação de análises que abordem esse comportamento, substituindo ou complementando as análises pseudo-estáticas. No presente trabalho, é desenvolvida uma análise sísmica dinâmica em uma seção típica de barragem para contenção de rejeitos, por meio de modelagem numérica no programa computacional GeoStudio, em seu módulo QUAKE/W. A ação sísmica é caracterizada por meio de um acelerograma artificial, compatível com o espectro de resposta de projeto da NBR 15421:2023. Por fim, é avaliado o fator de segurança obtido no método pseudo-estático e os efeitos produzidos na barragem quando submetida ao carregamento de forma dinâmica. Ao fim do terremoto são indicadas as zonas liquefeitas, sugerindo potenciais regiões de colapso e justificando a relevância do método.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem Numérica, Análise Sísmica, Análise Dinâmica, Barragens de Rejeitos.

ABSTRACT: Dynamic analyses are gaining more and more space in the assessment of the seismic response of tailings dams, as they better represent the behavior of granular tailings under cyclic loading. This type of loading is the same as that which occurs during a seismic event, causing ground movements, generation of pore pressure, and changes in the state of stress of the materials. In addition to the induced inertial forces that can lead the structure to collapse, the excess pore pressure can act as a liquefaction trigger. It is necessary to apply analyzes that address this behavior, replacing or complementing pseudo-static analyses. In the present work, a dynamic seismic analysis is developed in a typical section of a tailings dam, through numerical modeling in the GeoStudio computer program, in its QUAKE/W module. The seismic action is characterized using an artificial accelerogram, compatible with the design response spectrum of NBR 15421:2023. Finally, the safety factor obtained in the pseudo-static method and the effects produced on the dam when subjected to dynamic loading are evaluated. At the end of the earthquake, the liquefied zones are indicated, suggesting potential regions of collapse and justifying the relevance of the method.

KEYWORDS: Numerical Modeling, Seismic Analysis, Dynamic Analysis, Tailings Dams.

1 INTRODUÇÃO

Castilho (2017), explica que os mecanismos de disparo que podem desencadear o processo de liquefação em solos suscetíveis a ocorrência desse fenômeno, geralmente são divididos em gatilhos estáticos e dinâmicos. Enquanto o primeiro grupo refere-se à liquefação estática, devido ao aumento das tensões cisalhantes no solo por carrregamentos monotônicos, o segundo está relacionado à liquefação dinâmica e aos carregamentos cíclicos, com os eventos sísmicos sendo os mecanismos mais importantes.

Idriss e Boulanger (2008), explicam que um solo submetido a carregamentos cíclicos com a contínua reversão das tensões cisalhantes é induzido a um comportamento de densificação, resultando em deformação

volumétrica e redução do índice de vazios, desde que em condições drenadas. Se a massa de solo saturada apresentar condições não drenadas, a carga normal que provoca a contração do material é transferida para o fluído (incompressível) presente nos vazios do solo, aumentando sua poropressão.

Solos suscetíveis a apresentarem esse comportamento, como siltes, argilas sensíveis e areias, podem apresentar elevada geração de poropressão quando solicitados por carregamentos cíclicos. O aumento da poropressão pode ocorrer de forma instantânea ao início das solicitações, sendo por vezes inevitável o estabelecimento de condições não drenadas. O resultado entre essa elevação da pressão neutra e o baixo tempo disponível para sua dissipação, pode levar o solo a um excesso significativo de poropressão. Assim, quando esses valores aproximarem-se do estado de tensões efetivas confinantes inicial, o material atingirá seu estado liquefeito.

A resolução da Agência Nacional de Mineração n°. 95 (ANM, 2022), estabelece a necessidade da avaliação dos estudos sísmicos nas barragens de rejeitos brasileiras. Dessa forma, os métodos pseudo-estáticos ganharam espaço devido a sua abordagem direta, mesmo existindo uma grande simplificação na caracterização da ação sísmica. Sua metodologia também não contempla a possibilidade de geração de poropressão e liquefação dinâmica, que são os principais efeitos desencadeados por um terremoto.

Kramer (1996), defende que os efeitos induzidos no solo por terremotos são influenciados diretamente por sua duração, conteúdo de frequências e conjunto de acelerações. Logo, os coeficientes de aceleração unidimensionais e constantes atribuídos nas análises pseudo-estáticas podem não serem representativos do comportamento real do solo quando submetido a este tipo de solicitação. Estudos de Seed (1979), mostraram que algumas barragens que romperam durante terremotos apresentaram fatores de segurança pseudo-estáticos acima de 1,00, não indicando a tendência de ruptura da estrutura.

Por outro lado, as análises dinâmicas ganham espaço e apresentam-se como métodos mais concisos, com a caracterização do sismo geralmente sendo realizada por um histórico de acelerações no tempo (acelerograma). A metodologia por trás desses modelos constitutivos tem como objetivo representar o comportamento não linear do solo quando submetido à solicitações dinâmicas, principalmente contemplando a geração de poropressão e alteração do estado de tensões, caso os materiais possuam essa tendência.

Segundo Kramer (1996), o desenvolvimento de movimentos artificiais de solo é um recurso importante quando não há disponibilidade de registros sísmicos para o local de interesse, ou os registros não são representativos para a sismicidade local. No entanto, há a necessidade dos acelerogramas artificias serem compatíveis com as condições regionais de estudo, o que torna-se um desafio. Regulamentações voltadas para a segurança de barragens de rejeitos de mineração, orientam o uso do máximo terremoto provável nas avaliações sísmicas, com o tempo de retorno variando conforme potencial de dano da estrutura na possibilidade de rompimento, podendo alcançar até 10 000 anos (CDA, 2013; GISTM, 2020).

Neste trabalho foi realizada a análise sísmica dinâmica de uma barragem de rejeitos hipotética em processo de descaracterização, utilizando o modelo linear equivalente no módulo QUAKE/W do GeoStudio. A ação sísmica foi representada por um sismo artificial compatível com o espectro de resposta de projeto da NBR 15421 (ABNT, 2023), desenvolvido no domínio da frequência pelo método de superposição de ondas senoidais (Gasparini; Vanmarke, 1976).

2 METODOLOGIA

2.1 Desenvolvimento do Sismo Artificial

Conforme NBR 15421 (ABNT, 2023), foi desenvolvido um espectro de resposta de projeto para a zona sísmica 2, sendo adotada uma aceleração sísmica horizontal característica em rocha de 0,07 g. Já a classe de terreno na fundação da barragem, foi estabelecida sendo do tipo C (Rocha alterada ou solo muito rígido). Na Figura 1 é apresentado o espectro de resposta de projeto obtido para uma fração de amortecimento crítico de 5%.

A partir do método de superposição de ondas senoidais (Gasparini; Vanmarke, 1976) e a aplicação da interface gráfica SIMQKE_GR (Gelfi, 2012), desenvolveu-se um sismo artificial compatível com o espectro de resposta da Figura 1 (correspondência mínima de 90 % dos valores espectrais) e com PGA (*Peak Ground Acceleration*) de 0,081 g. Em seguida, aplicou-se um filtro do tipo passa-banda de *Butterworth*, eliminando

possíveis ruídos numéricos com valores além da faixa de frequência geralmente adotada em estudos sísmicos de 0,1 Hz a 15 Hz (Huamán, 2018). Na Figura 2 é ilustrado o sismo artificial desenvolvido.

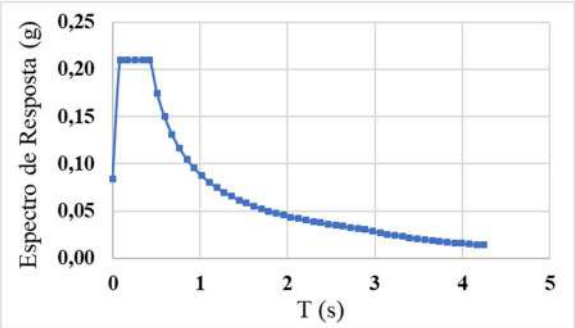


Figura 1. Espectro de resposta de projeto (g).

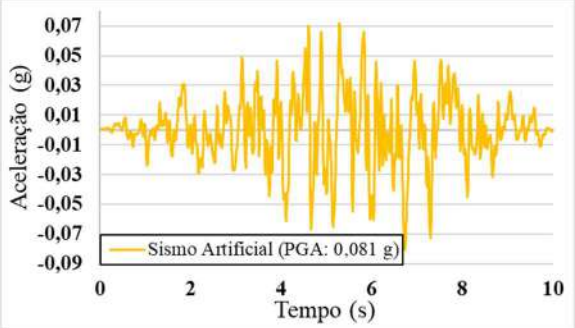


Figura 2. Sismo artificial (PGA 0,084 g).

2.2 Modelagem Numérica

2.2.1 Seção Geológico-Geotécnica

A seção geotécnica adotada neste estudo foi cedida pela GeoFast (2023) e trata-se de um perfil transversal hipotético de uma barragem de rejeitos alteada com *underflow*, pelo método de linha de centro, com o sistema de drenagem sendo composto por um tapete drenante. A seção apresentada na Figura 3 é típica de projetos em processo de descaracterização, possuindo além da berma de reforço, uma camada de rejeito filtrado sobre o reservatório de *overflow*. Os parâmetros geotécnicos básicos são apresentados na Tabela 1.

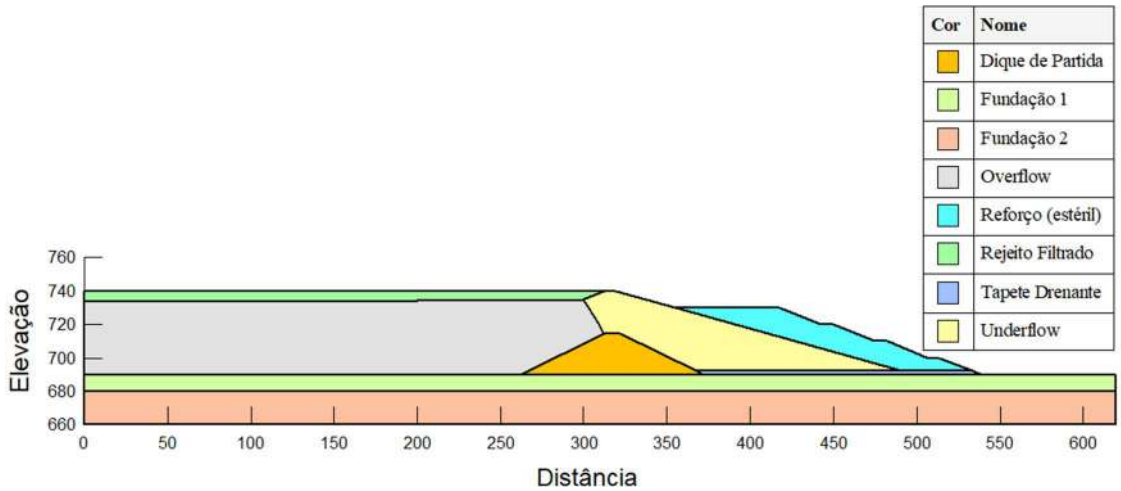


Figura 3 – Seção geológico-geotécnica (GeoFast, 2023).

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos básicos (adaptado de Fardin, 2024).

Material	γ (kN/m³)	c' (kPa)	φ' (°)	k_y/k_x	k_x (m/s)	K_0	G_{max} (kPa)
Dique de Partida	20	10	30	0,25	$1x10^{-8}$	0,5	63 000
Fundação 1	18	10	32	1	$1x10^{-8}$	0,5	210 000
Fundação 2	20	15	35	1	$1x10^{-9}$	0,5	315 000
Overflow	20	0	31	0,5	$1x10^{-6}$	0,7	Figura 7
Reforço (estéril)	18	10	35	0,25	$1x10^{-6}$	0,5	63 000
Rejeito Filtrado	18	0	32	0,3	$3x10^{-6}$	0,7	63 000
Tapete Drenante	18	0	35	1	$1x10^{-4}$	0,5	126 000
Underflow	20	0	33	0,3	$3x10^{-6}$	0,7	Figura 7

2.2.2 Análise Pseudo-Estática

Realizou-se uma análise de percolação por elementos finitos no módulo SEEP/W do GeoStudio, para definição das poropressões iniciais. Todas as análises posteriores foram acopladas aos resultados desta.

Inicialmente, a estabilidade da estrutura foi avaliada no módulo SLOPE/W por um método pseudo-estático, a partir de uma análise por equilíbrio limite, método de *Morgenstern-Price*. Não foram utilizadas metodologias de minoração do coeficiente de aceleração horizontal. O coeficiente vertical foi definido como 2/3 do horizontal (Newmark; Hall, 1982 *apud* Kramer, 1996). Assim, considerou-se uma carga sísmica horizontal de 0,081 g e uma vertical de 0,054 g, com o sentido contra a gravidade sendo o mais desfavorável.

O modelo constitutivo SHANSEP (*Stress History and Normalized Soil Engineering Properties*) foi utilizado para caracterizar os materiais *underflow* e *overflow* localizados abaixo da linha freática, com uma razão de resistência não drenada de pico de 0,24 e 0,21, respectivamente. Já a busca pela superfície crítica foi definida através da técnica de blocos especificados otimizada, com sua localização sendo forçada a percorrer a região saturada, com mobilização não drenada. Na Figura 4 é ilustrada a superfície de ruptura e o fator de segurança (FS) encontrado de 1,40.

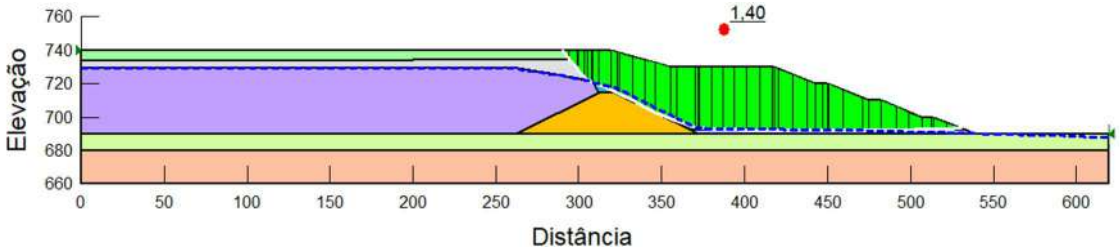


Figura 4. Avaliação sísmica inicial – método pseudo-estático.

2.2.3 Análise Dinâmica Linear Equivalente

No módulo de elementos finitos QUAKE/W, desenvolveu-se uma análise linear equivalente (não cálcula deformações permanentes) para avaliar o comportamento dinâmico da barragem. Os materiais com potencial de liquefação e de interesse nesse estudo (*underflow* e *overflow*) foram modelados através do modelo linear equivalente, já os demais foram definidos como linear elástico.

A tensão cisalhante equivalente foi adotada como sendo 65 % da tensão cisalhante máxima e o número de cíclos uniformes considerado igual a 5, correspondendo a um sismo de magnitude 6 (Seed, *et al*., 1975). O ângulo estimado da superfície de colapso foi aproximadamente 2/3 do ângulo de atrito efetivo (Kramer, 1996), e a resistência em regime permanente nula. A função que modela a geração de poropressão do *overflow* e *underflow*, foi definida conforme os estudos de Lee e Albaisa (1974) e DeAlba, Chan e Seed (1975), representada pela Equação 1. Em que N é o número de ciclos equivalentes, N_L o número de ciclos necessários para a liquefação e α relacionado às propriedades do material e condições do ensaio. A envoltória final está ilustrada na Figura 5.

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi}\, sen^{-1}\left[2\left(\frac{N}{N_L}\right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1\right] \qquad (1)$$

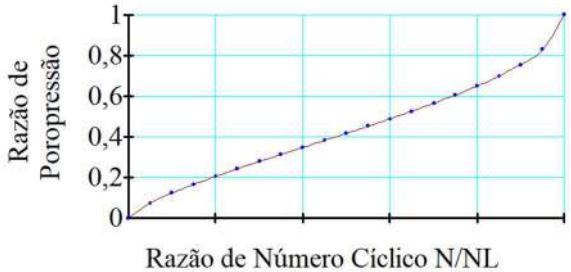


Figura 5. Função geração de poropressão dos rejeitos para α igual a 0,7.

A envoltória CSR (*Cyclic Stress Ratio*) que modela o número de ciclos necessários para a liquefação em função de uma determinada amplitude cisalhante cíclica, foi estimada com base no material "areia fofa" estudado por Seed e Lee (1965 *apud* Kramer, 1996), correspondendo ao CSR máximo (1 ciclo) igual a 0,15 para o *overflow*. O *underflow* foi normalizado para um CSR máximo de 0,17. Na Figura 6 são ilustradas as funções de número cíclico dos materiais. Já o módulo cisalhante inicial (G_{max}) em função da tensão efetiva média (σ'_m), foi obtido conforme correlação apresentada inicialmente por Kramer (1996) e normalizada para a pressão atmosférica (*Pa*), conforme apresentado no manual do QUAKE/W (Seequent, 2022). O coeficiente *k* foi baseado nos estudos de Seed e Idriss (1970) para os materiais "areia fofa" e "areia compacta". As trajetórias finais são apresentadas na Figura 7.

$$G_{max} = 22k\sqrt{P_a \sigma'_m} \quad (2)$$

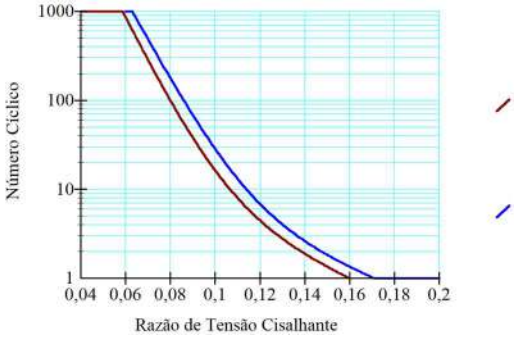


Figura 6. Função número cíclico.

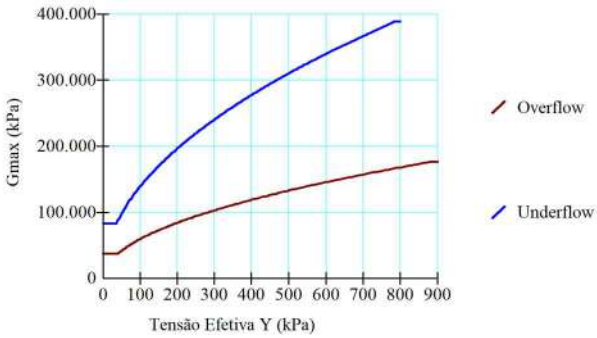


Figura 7. Função G_{max}.

Estudos de Ishibashi e Zhang (1993), possibilitaram representar o comportamento de amolecimento do solo quando solicitado por tensões cíclicas. Na Figura 8 é apresentada a função de redução do módulo cisalhante, e na Figura 9 a relação de amortecimento. Ambos os parâmetros são determinados para materiais com índice de plásticidade igual a zero e posteriormente correlacionados para determinada deformação cisalhante cíclica, calculada pelo elemento finito.

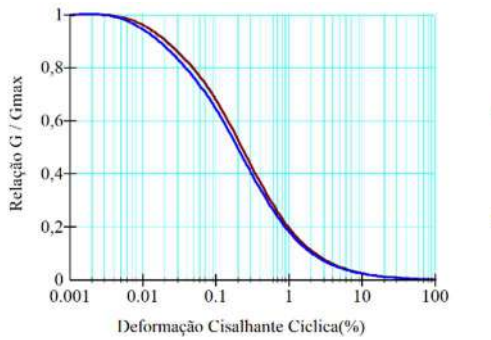


Figura 8. Função de redução G.

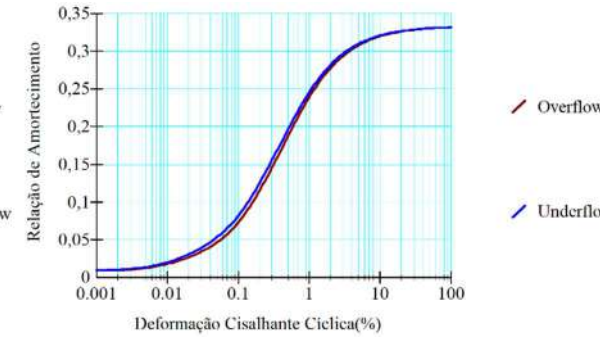


Figura 9. Relação de amortecimento.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

No módulo QUAKE/W foi possível realizar a análise das tensões estáticas iniciais, apresentada na Figura 10, a partir da qual realizou-se a análise dinâmica da estrutura. O carregamento dinâmico provocado pelo sismo resultou em uma forte geração de poropressão nos rejeitos, ilustrada na Figura 11, com alguns pontos apresentando um acréscimo de poropressão da ordem de 400 kPa.

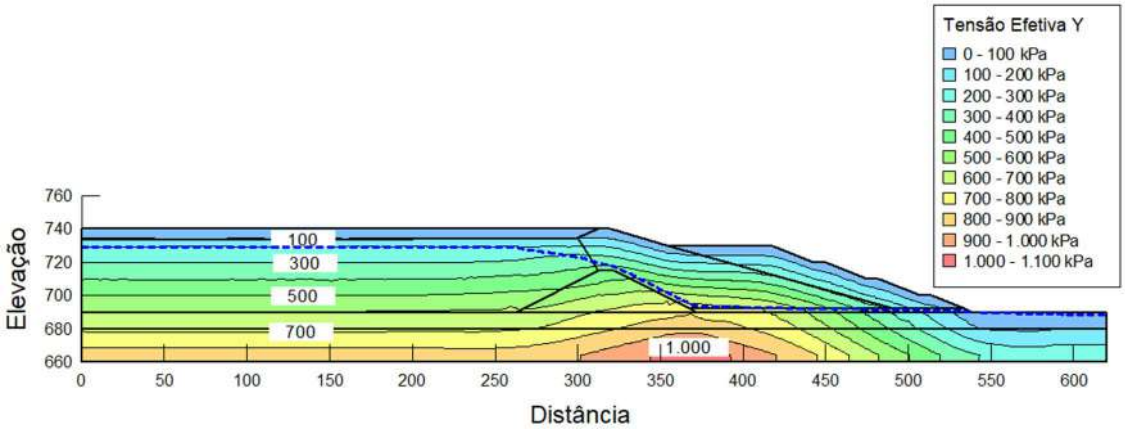


Figura 10. Tensões efetivas verticais iniciais.

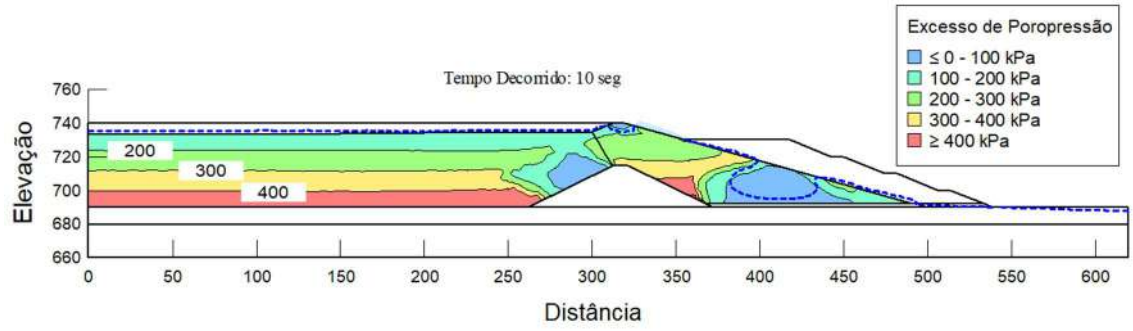


Figura 11. Excesso de poropressão no instante 10 segundos do sismo.

A geração de poropressão ocorreu de forma instantânea e gradativa ao decorrer do sismo. Esse comportamento mostra-se dependente das características geotécnicas dos materiais, além do conjunto de acelerações e frequências com que as movimentações são induzidas pelo terremoto, juntamente ao tempo de exposição da estrutura. Assim, o estado de tensões efetivas inicias foi alterado com a geração de poropressão, resultando em uma queda expressiva das tensões efetivas nos rejeitos, com alguns pontos alcançando valores nulos. Na Figura 12 são apresentadas as tensões efetivas ao fim do terremoto.

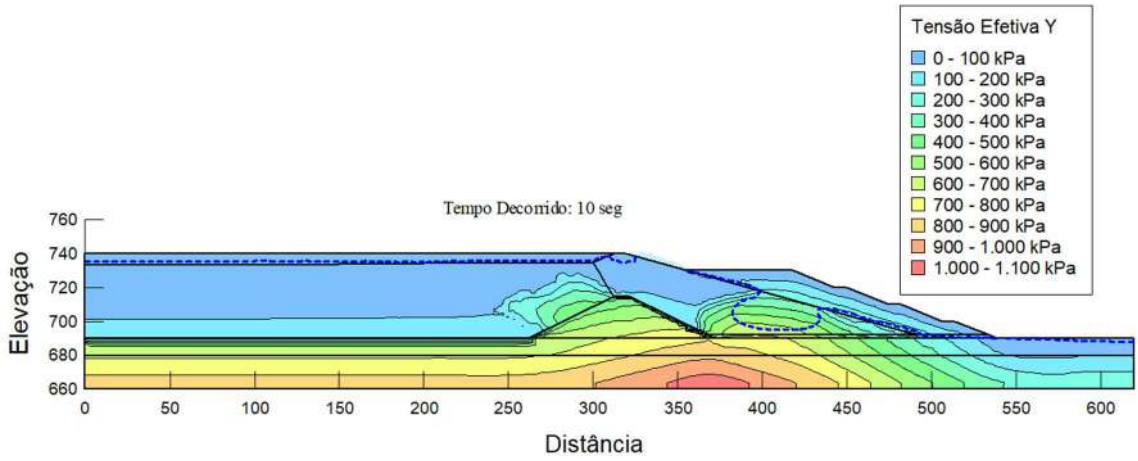


Figura 12. Tensões efetivas após 10 segundos de sismo.

O processo de liquefação dinâmica foi desencadeado em diversas regiões, sendo possível acompanhar a propagação das zonas liquefeitas ao longo do carregamento. Na Figura 13 é ilustrada a progressão e condição final da barragem, na qual praticamente todo o *overflow* e boa parte do *underflow* encontram-se em estado liquefeito.

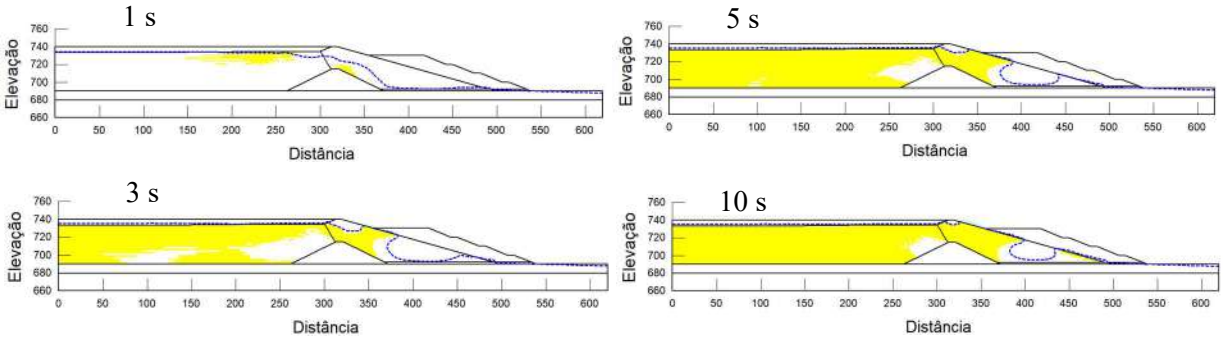


Figura 13. Zonas liquefeitas (em amarelo) no decorrer e final do sismo.

Conforme Kramer (1996), solos com comportamento *strain-softening* apresentam uma redução da resistência ao cisalhamento quando seu valor máximo é alcançado. O pico de resistência pode não ser mobilizado simultaneamente ao longo de toda superfície de ruptura, como abordado nas análises por equilíbrio limite, resultando em uma redistribuição das tensões solicitantes excedentes para as regiões próximas. Essas tensões redistribuídas podem levar outros pontos a alcançarem sua máxima resistência e posteriormente seu estado pós-pico, aumentando a zona de falha e desencadeando um processo de ruptura progressiva.

Kramer (1996), afirma que o fenômeno de ruptura progressiva foi observado em solos com esse tipo de comportamento mesmo quando análises de estabilidade por meio de métodos por equilíbrio limite indicavam fatores de segurança maiores do que 1,00. Entende-se que tais métodos podem não representar a estabilidade real de uma estrutura geotécnica quando parte considerável dos materiais do barramento liquefazem, consequentemente apresentando uma queda brusca de resistência.

Mesmo o método pseudo-estático indicando um FS de 1,40, o que sugere boa estabilidade da estrutura, os resultados da análise dinâmica indicam liquefação plena do *overflow* e de boa parte do *underflow*. Tal condição mostra um grande potencial de colapso da estrutura durante o sismo.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Análises pseudo-estáticas apresentam-se como metodologias atrativas, devido ao seu caráter simples e direto na avaliação de estruturas geotécnicas submetidas à solicitações sísmicas. Entretanto, em barragens de rejeitos de mineração, nas quais há a possibilidade de presença de materiais com potencial de geração de poropressão quando submetidos a carregamentos cíclicos, torna-se importante a avalição do processo de liquefação através de métodos dinâmicos.

Sismos com valores de PGA considerados baixos também podem desencadear problemas geotécnicos, já que os efeitos provocados no solo são influenciados por parâmetros mais complexos, como duração, acelerações induzidas e conteúdo de frequências. Assim, a simplificação da solicitação sísmica em um coeficiente de aceleração unidirecional e constante, como feito em métodos pseudo-estáticos, pode não refletir o real carregamento induzido no solo.

Apesar da indicação de estabilidade obtida com o uso de um método pseudo-estático, há proporções significativas da estrutura que sofrem liquefação quando ela é avaliada pelo método dinâmico. Portanto, percebe-se que o primeiro método de análise apresenta limitações nos casos em que a estrutura for suscetível à liquefação dinâmica.

AGRADECIMENTOS

À Seequent, pela concessão de uso da licença da ferramenta GeoStudio. E à GeoFast, pelo apoio durante o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 15421. *Projeto de estruturas resistentes a sismos*. Rio de Janeiro.

Agência Nacional de Mineração (2022). *Resolução ANM Nº 95*. Brasília, Distrito Federal.

Castilho, B. D. M. (2017) *Análise dos gatilhos de liquefação dinâmica e modelagem numérica da Barragem do Germano*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Nucleo de Geotecnia da Escola de Minas / UFOP. 116 p.

Canadian Dam Association (2013). CDA. *Dam safety guidelines 2007*.

Dealba, P., Chan, C. K., Seed, H. B. (1975) *Determination of soil liquefaction characteristics by large-scale laboratory tests.* University of California, Berkeley.

Fardin, W. (2024) *Análise sísmica dinâmica em barragens de rejeitos com um sismo artificial.* Monografia (Bacharelado). Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Gasparini, D., Vanmarke, E. (1976) *Simulated earthquake motion compatible with prescribed response spectra*. Massachusetts Institute of Technology. 101 p.

Gelfi, P. (2012) *SIMQKE_GR: Simulation of earthquake*. University of Brescia, Italy.

GeoFast (2023). Notas de aula: *estudo tensão-deformação em barragens de rejeitos*.

GISTM. (2020) *Padrão global da indústria para a gestão de rejeitos*. Global Taillings Review. 42 p.

Huamán, J. C. (2018) *Previsão numérica do comportamento sísmico da barragem de rejeitos de Alpamarca no Peru*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 172 p.

Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2008) *Soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California, USA. 264 p.

Ishibashi, I., Zhang, X. (1993) *Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay*.

Soils and Foundations, v.33, n.1, p. 182-191.

Kramer, S. L. (1996) *Geotechnical earthquake engineering*. International Series. New Jersey: Prentice-Hall, p 673.

Lee, K. L., Albaisa, A. (1974) *Earthquake induced settlements in saturated sands*. Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, v.100, n. GT4.

Seed, H. B. *et al*. (1975) *Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H. B. (1979) *Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams.* Geotechnique*, vol. 29, n. 3, p. 2215-263*.

Seed, H. B., Idriss, I. M. (1970) *Soil moduli and damping factors for dynamic*. University of California, Berkeley.

Seequent. (2022) *Dynamic Earthquake - Modeling with GeoStudio*. Seequent limited, the Bentley subsurface company. p. 179.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/18

Análise do Estado Crítico e Potencial de Liquefação Estática de um Rejeito de Bauxita

Mateus Zanini Broetto
Geológo Geotécnico, UFOP, Ouro Preto, Brasil, mateus.broetto@aluno.ufop.edu.br

Gacrieli Dientsmann
Docente, UFSC, Florianópolis, Brasil, g.dientsmann@ufsc.br

Murílo da Silva Espíndola
Docente, UFSC, Florianópolis, Brasil, murilo.espindola@ufsc.br

Ian Kanji Nunes Yonezawa
Geológo Geotécnico, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, ian.yonezawa@dam.com.br

RESUMO: Os rejeitos de bauxita são criados durante a etapa de clarificação do processo Bayer, responsável pela extração da alumina desse minério, que gera cerca de 0,8 a 1,5 toneladas de rejeitos para cada tonelada de alumina e cujo volume é bombeado em forma de polpa até um reservatório, geralmente em forma de barragem de contenção. A deposição dos rejeitos por via úmida, aliada as altas taxas de alteamento dos barramentos, deixam essas estruturas altamente suscetíveis ao fenômeno de liquefação, mesmo que constituídos por uma fração significativa de partículas em tamanho silte e argila. Tal incidente ocorre quando um aumento repentino de poro-pressões é capaz de anular as tensões efetivas do material, fazendo-o perder totalmente a sua estrutura. A susceptibilidade do material a esse evento pode ser verificada por meio das propriedades de estado, retiradas de ensaios de compressão triaxial. Desse modo, este trabalho tem por objetivo avaliar o potencial de liquefação estática de um rejeito de bauxita e determinar o seu estado crítico. A verificação foi feita por meio de ensaios de triaxiais não drenados, em uma amostra reconstituída com o maior índice de vazios encontrado em campo. O rejeito de bauxita, caracterizado como silte-argiloso de baixa plasticidade, mostrou-se suscetível a liquefação para níveis de tensões menores.

PALAVRAS-CHAVE: Liquefação, Rejeito de bauxita, Estado crítico, Índice the vazios

ABSTRACT: Bauxite tailings are created during the clarification stage of the Bayer process, responsible for extracting alumina from this ore, which generates around 0.8 to 1.5 tons of waste for each ton of alumina, whose volume is pumped as slurry to a reservoir, generally in the form of a tailing dam. The wet deposition of tailings, combined with the high rates of upstream construction method, leaves these structures highly susceptible to the liquefaction phenomenon, even if they are mainly composed of a significant fraction of silt and clay-sized particles. Such an event occurs when a sudden increase in pore pressure can nullify the material's effective stress, causing it to completely lose its structure. The material's susceptibility to this can be verified through state properties, taken from triaxial compression tests. Therefore, this work aims to evaluate the potential for static liquefaction of a bauxite tailings and to determine its critical state. The evaluation was carried out using undrained triaxial tests on a reconstituted sample with the highest void index found in the field. The bauxite waste, characterized as low plasticity silt-clay, was susceptible to liquefaction at lower stress levels.

KEYWORDS: Liquefaction, Bauxite tailings, Critical state, Void ratio

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, o Brasil possui a terceira maior reserva de bauxita do mundo, distribuída principalmente na região norte, seguida por sudeste e sul, onde grande parte de extração é destinada ao beneficiamento da alumina e o restante à indústria de refratários e químicos. (ANTUNES et al, 2012). Durante o processo de beneficiamento, altas quantidades de rejeitos são produzidas, e por conta disso, é necessário que haja a disponibilidade de áreas extensas para o seu armazenamento. A forma mais comum é por meio de reservatórios contidos por diques ou barragens, geralmente alteados à montante, método que possui melhor custo benefício, mas não é o mais seguro.

A deposição dos rejeitos por via úmida, alida as altas taxas de alteamento nesses reservatórios, tornam-os altamente suscetíveis ao fenômeno de liquefação, visto que quando saturados e submetidos a carregamentos não drenados, podem apresentar grande redução da resistência ao cisalhamento devido ao aumento das poropressões. Os resídous de mineração estão sujeitos a esse evento mesmo que compostos por partículas finas, de tamanho silte e argila, caso sejam não plásticas. Por serem não coesivas, a resistência ao cisalhamento é mobilizada apenas pelo atrito e rearranjo dos grãos (VICK,1983). Desse modo, a liquefação pode ser desencadeada por gatilhos sísmicos ou estáticos, que provocam uma instabilidade local e, consequêntemente, grandes rupturas com fluxos de lama, como ocorrido na barragem de Fundão em novembro de 2015 (MORGENSTERN et.al 2016).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Comportamento de Tensão-Deformação

De modo geral, solos submetidos a tensões normais uniformes e de cisalhamento variáveis demonstram uma relação de tensão-deformação parecida com as curvas encontradas na Figura 1, retiradas de ensaios de compressão triaxial. Para pequenos valores de tensão cisalhante aplicadas, a deformação correspondente é aproximadamente linear e elástica, onde a partir de certo nível de pressão, a alteração passa a ser plástica (irreversível). Este trecho da curva é conhecido como ponto ou zona de plastificação, em que no início, o material oferece maior reação a deformação cisalhante plástica, caracterizando um comportamento de *strain hardening*, devido ao aumento da resistência com a evolução das deformações (SCOTT, 1994). Essa conduta é observada em todas as deformações iniciais das curvas tensão-deformação e para alterações maiores na sinuosidade de material denso não drenado, apresentada na Figura 1.b. A queda da resistência com aumento das deformações cisalhantes, caracteriza um comportamento chamado de *strain softening*, conforme exemplificado pela curva de um material denso em situação drenada, Figura 1.a (SCOTT, 1994).

As deformidades de cisalhamento em solos saturados são acompanhadas por variação no volume, quando a drenagem é permitida e por variação de poropressão em caso oposto. Essas oscilações dependem principalmente das interações das partículas, além do estado e histórico de tensões (MITCHELL, 1993). Em 1936, Casagrande concluiu que as areias compactas, quando cisalhadas, apresentavam uma contração volumétrica inicial, por conta da acomodação das partículas, seguido de uma expansão volumétrica (dilatação), que é provocada pelo cavalgamento dos grãos, em razão da imposição de movimento sobre as partículas imbricadas. O aumento de volume é acompanhado de um acréscimo da resistência até um valor de pico, correspondente a maior taxa de variação volumétrica positiva. Após isso, o solo sofre *strain softening* até a estabilização da resistência. Para o caso de areias fofas, o cisalhamento gera uma diminuição de volume (contração), por causa da aproximação dos grãos e como não existe um pico de resistência, ocorre apenas a sua estabilização.

Com relação ao comportamento de sendimentos muito finos, geralmente, argilas normalmente adensadas comportam-se analogamente a areias fofas e argilas pré-adensadas a areias compactas, sendo que o conceito de índice de vazio crítico também é aplicável (SKEMPTON, 1964).

Para condições não drenadas de cisalhamento, se o solo apresentar comportamento contrativo, haverá variação de poropressão positiva, enquanto que se for dilatante, geração de poropressão negativa. Além disso, o desenvolvimento de poropressão positiva fará com a que resistência drenada seja maior que a não drenada em solos contrativos, sendo a recíproca verdadeira para a formação de poropressão negativa em dilatantes (HOLTZ; KOVACS, 1981).

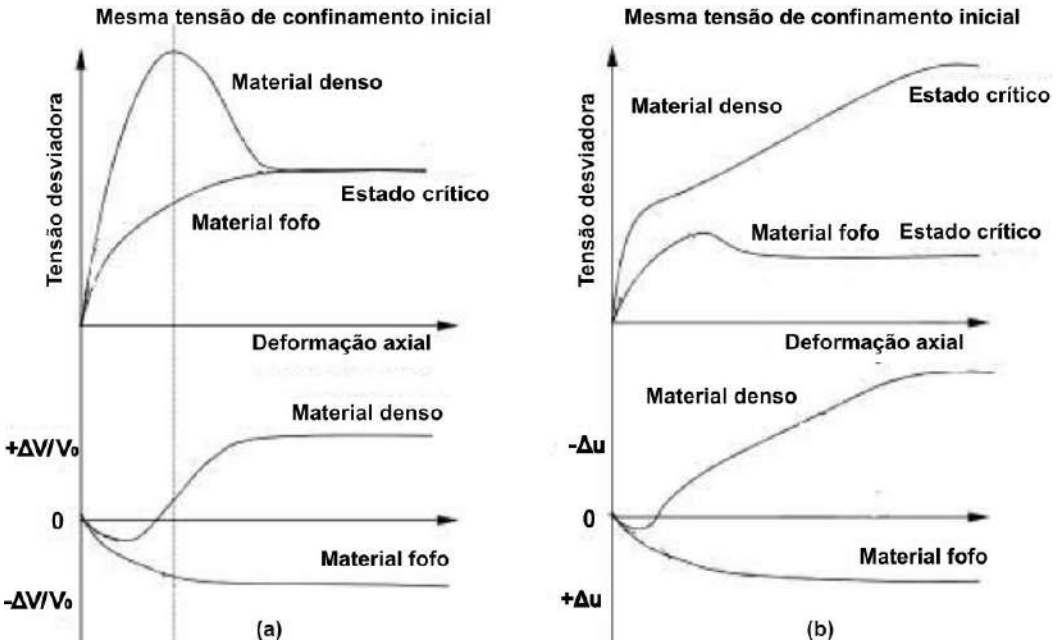


Figura 1 - Variação de volume e poropressão durante o cisalhamento. (a) Condição drenada. (b) Condição não drenada. Fonte: Modificado de Mitchell (1993)

2.2 Estado Crítico

O termo "índices de vazios críticos" foi emprego pela primeira vez por Casagrande (1936), ao estudar o comportamento de tensão deformação em areias saturadas, onde o autor concluiu que para um mesmo nível de tensões normais, tanto as areias fofas quanto as compactadas atingiam um mesmo índice de vazios a grandes deformações. O nível de tensões afeta diretamente o índice de vazios crítico (ec), tornando-se cada vez menor com o acréscimo de pressão, conforme relatado por Taylor (1948). A relação única entre o índice de vazios (ec), tensão média efetiva (p) e tensão desviadora (q) no estado crítico é dada pela linha do estado crítico (CSL, *critical state line*). Tal condição foi definida por Roscoe et al. (1958) como uma situação final em que o solo continua a deformar sob tensão e índices de vazios constantes. Para casos não drenados, ele é atingindo sob tensão e poropressões constantes (CASTRO, 1969).

A linha de estado crítico é comumente expressa em um espaço ln(p'c) x ec, seguindo a Equação 1, onde o índice de compressão no estado crítico (Γ) e o índice de vazios correspondente a um nível de tensão (λc) são propriedades intrínsecas do solo, ou seja, não afetadas por fatores como estrutura, histórico de tensões, índice de vazios, etc. No espaço p' x q a linha de estado crítico é definida pelo parâmetro (M), que representa a razão de tensões no estado crítico, de acordo a Equação 2, sendo que no caso de compressão triaxial, ele pode ser expresso em termos de ângulo de atrito crítico, utilizando-se a Equação 3. O parâmetro de estado (ψ) é muito útil dentro da abordagem do estado crítico, principalmente em estudos de liquefação, por representar o quão contrativo um solo pode ser, comportamento necessário para ocorrência do fenômeno. Been e Jefferies (1985) definiram ψ como a diferença entre o índice de vazios inicial (ei) e crítico (ec), equivalente para um mesmo nível de tensões, conforme exposto na Equação 4. Dessa forma, a amostra tenderá a ser contratil para valores positivos e dilatante para negativos.

$$ec = \Gamma - \lambda c \ln(p'c) \quad (1)$$

$$M = \frac{q}{pc} \quad (2)$$

$$M = \frac{6 * sen(\varphi c)}{3 - sen(\varphi c)} \quad (3)$$

$$\psi = ei - ec \quad (4)$$

2.2 Liquefação

O fenômeno de liquefação está relacionado com a perda de resistência de matérias particulados não-coesivos em situações não drenadas, seja por carregando cíclico ou estático. Como solos sem coesão em estado fofo, tendem a densificar quando sujeitos a tensões, caso ocorra um carregamento rápido o suficiente para não permitir a drenagem, em condição saturada, a propensão à contração do volume fará com que sejam gerados excessos de poropressão, diminuindo as tensões efetivas atuantes. Dentre as ocorrências de liquefação, destaca-se a estática, por ser muito destrutiva e de natureza repentina. Tal fenônemo ocorre em circunstâncias não drenadas monotônicas, onde as tensões cisalhantes aplicadas em um elemento do material são maiores do que ele pode surportar em seu estado liquefeito (KRAMER, 1996).

A liquefação estática está associada a um comportamento frágil não drenado, caracterizado pela redução de resistência de pico (*strain softening*) até uma condição residual (estado crítico), causada pelo colapso de arranjo metaestável das partículas do solo, também conhecido como fluxo por liquefação.

O fluxo por liquefação pode ser quantificado pelo o índíce de fragilidade Ib (*brittleness index*) proposto por Bishop (1967) o qual é definido como a razão da diferença entre a resistência de pico (qpico) e residual (qr) pela segunda, conforme a Equação 5. Quanto mais próximo de 1 for o valor, maior a sua intensidade.

$$\text{Ib} = \frac{qpico - qr}{qr} \tag{5}$$

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Preparação da Amostra

A amostra foi coletada por um tubo Shelby, cuja retirada foi feita por extrator mecânico vertical com o sentido da extrusão coincidente com o de cravação em campo, a fim evitar esforços de tração no solo. Como ela apresentava amolgamento em certas regiões, optou-se por desestruturar todo o material e realizar apenas ensaios com corpos de provas reconstituídos. Apos ser destorroada, a amostra foi deixada para secar ao ar até atingir a umidade higroscópica, sendo posteriormente realizados os ensaios de caracterização física e à reconstituição dos corpos de prova.

3.2 Ensaios de Caracterização Física

Parte da amostra foi separada para realização dos ensaios de determinação granulométrica, massa específica e índices de consistência. A granulometria foi feita com e sem o uso do agente dispersor Hexametafosfato de Sódio, a fim de verificar a efetividade do produto na defloculação do material. Para essa aferição, foram feitas duas calibrações, com e sem defloculante, para o densímetro utilizado no ensaio de sedimentação.

3.3 Reconstituição do corpo de prova

Nierwinski (2019) realizou ensaios de compressão triaxial não drenados em amostras com índices de vazios igual 1,30. A autora ainda apresenta os índices físicos de alguns pontos no depósito estudado, indicando que os índices de vazios podem variar de 1,2 a 1,5. Com base nisso, os corpos de prova foram reconstituídos com o maior valor encontrado em campo (er = 1,5), tendo como objetivo simular a situação mais crítica no desenvolvimento de fluxo por liquefação.

A reconstituição dos corpos de prova foi feita com auxilio de um molde tripartido, de mesmas dimensões do corpo de prova, e um cilindro de compactação graduado, sendo utilizado o método em que o material é compactando estaticamente em 5 faixas de mesma altura. Para atingir o índice de vazios desejado, foram controladas a altura, por meio da graduação do cilindro, além da massa de solo seca inserida em cada camada. O material foi compactado com uma umidade de 25 %, correspondente ao limite a partir do qual o material passava a ter comportamento pegajoso, o que diminuia a sua trabalhabilidade durante a reconstituição.

Foram reconstruídos 4 CPs com índices de vazios variando de 1.485 a 1.511, sendo cada um destinado a um estágio de confinamento.

3.4 Ensaios de Compressão Triaxiais não Drenados

Para avaliação da suscetibilidade ao fluxo por liquefação, foi utilizada uma prensa triaxial do tipo Bishop & Wesley. Equipamento cuja possibilidade de aplicação de trajetórias de tensão e deformação controladas é uma das principais vantagens em relação aos triaxiais comuns, que conseguem executar apenas trajetórias de tensões nas quais a tensão confinante (σc) ou radial (σr) é mantida constante, enquanto que a desviadora (σd) é lida com o avanço da deformação aplicada pela prensa (BISHOP; WESLEY,1975).

Nesse equipamento as tensões radiais (σr) e poropressões (u) são aplicadas por pressão d'água através de pistões hidráulicos, com capacidade de 2 MPa, sendo medidas por meio de transdutores de pressão com limite de 1 MPa para (u) e 2 MPa para (σr). A câmara triaxial supota tensões de até 1,7 MPa e comporta corpos de prova de 1,5"(38,1 mm) de diâmetro por 3"(76,2 mm) de comprimento. A tensao axial (σa) é igual a soma da radial com a desviadora, que por sua vez é resultante da força gerada pelo avanço de um êmbolo situado na base do equipamento, dividida pela área do corpo de prova, O impulso do êmbolo ocorre pela aplicação de pressão d'água em uma espécie de bexiga (mebrana bellofram), localizada abaixo da sua base, cuja impulsão é exercida por um pistão hidráulico com capacidade de 7 MPa, onde a pressão da bexiga deve superar a tensão confinante. A força transferida do êmbolo para o corpo de prova é medida por uma célula de carga submersível, que fica em contato com o topo do corpo de prova e possui capacidade de leitura de 450 kgf, equivalente a uma tensão desviadora máxima de 4 MPa. O equipamento conta ainda com transdutores de deslocamento externo, com trecho útil de 20 mm, que são utilizados para verificar as deformações axiais impostas ao corpo de prova, cuja aquisição de dados registrados é feita por um conversor Datascan 7220, que se comunica com *software* Triax 5.17, o qual analisa e transforma as informações obtidas em valores de tensão para dimensão e pressão. O controle dos pistões é feito por uma placa PCI-836, que converte e transmite os comandos emitidos pelo *software*.

No ensaio de compressão triaxial, os corpos de prova foram submetidos a caminhos de tensões comuns, em uma condição consolidada isotropicamente não drenada (CIU), sendo realizados quatro ensaios com tensões confinantes diferentes. A saturação inicial dos CPs foi feita por fluxo de água ascendente durante 24 horas, aplicando-se 15 kPa de tensão confinante, 10 kPa de poropressão na base e 0 kPa no topo (pressão atmosférica), resultando em um gradiente hidráulico de 11,5 e um tensão efetiva média de 10 kPa. Então, deu-se sequência a etapa de saturação por contrapressão, utilizando-se uma tensão confinante de 360 kPa e uma contrapressão de 350 kPa, cuja duração média foi de 6 dias, sendo finalizada ao atingir um B de Skempton igual ou superior a 0,95. A verificação desse parâmetro foi feita considerando-se um incremento de 10 kPa de tensão confinante, para um tempo de estabilização do seu valor em no mínimo 12 horas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para a caracterização básica do material foram realizados ensaios de massa específica, índices de consistência e granulometria por sedimentação, cujos resultados apresentados no Quadro 1 indicam que a amostra pode ser classificada como silte argiloso de baixa plasticidade.

Quadro 1 - Caracterização física da amostra. Fonte: Autores (2023)

Massa Específica Relativa	**Limites de Consistência**			**Granulometria com Defloculante**				
Gs	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Areia Fina*(%)	Silte*(%)	Argila*(%)	Finos**(%)	D_{50}(mm)
3.07	34.2	30.1	4.1	3	51	46	97	0.0057

*Classificação granulométrica de acordo com a ASTM
**Classificação granulométrica de acordo com o USCS

Para verificação da potencial liquefação da amostra e determinação de seu estado crítico, foram realizados 4 ensaios de compressão triaxial não drenados, submetidos a tensões de confinamento de 80 kPa, 150 kPa, 300 kPa e 600 kPa. Na Figura 2 são apresentadas as curvas de tensão desviadora e poropressão por deformação axial, onde em todos os estágios verificou-se um comportamento contrativo, evidenciado pelas

gerações de poropressão positivas. Com relação a análise de tensão-deformação, percebe-se que os CPs sofreram *strain softening*, com exceção do ensaiado com o maior confinamento, o que pode ser melhor visualizado na Figura 3, a qual apresenta as tensões desviadoras e poropressões normalizadas pela tensão efetiva média inicial (pi). Observa-se que o comportamento de *strain softening* para os níveis de tensão 80 kPa e 150 kPa, é seguido de um pequeno aumento de resistência (*strain hardening*), o que constata a ocorrência de um fluxo por liquefação no material. Para o estágio de confinamento de 300 kPa, acontece um *strain softening* muito pequeno, a partir dos 3% de deformação, acompanhado por uma estabilização da resistência, caracterizando uma plasticidade. Finalmente, com 600 kPa, a substância também evidenciou uma conduta plástica, à partir 5 % de deformação, apontando a sua ruptura.

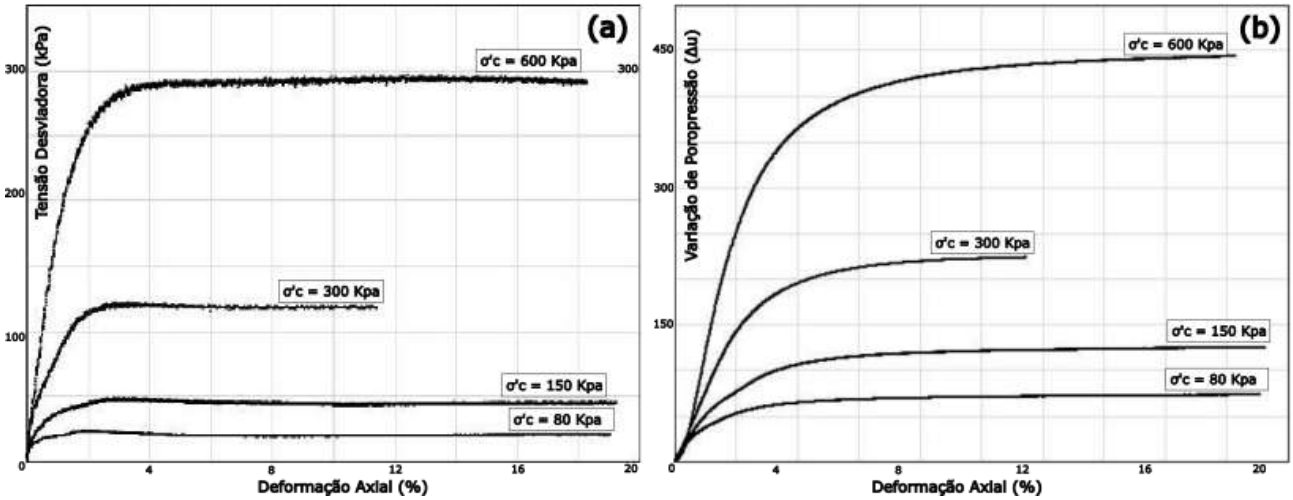


Figura 2 - a) Curvas de tensão desviadora (q) x deformação axial (εa). b) Curvas de geração de poropressão (Δu) x deformação axial (εa). Fonte: Autores (2023)

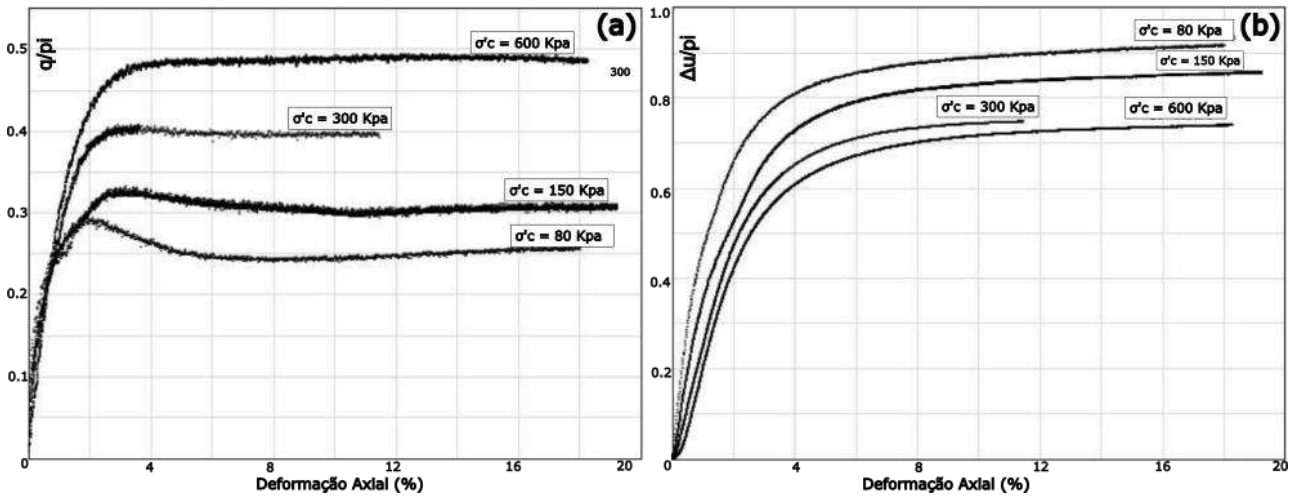


Figura 3 - a) Curvas de tensão desviadora (q) normalizada pela tensão média inicial (pi) x deformação axial (εa). b) Curvas de geração de poropressão (u) normalizada pela tensão média inicial (pi) x deformação axial (εa). Fonte: Autores (2023)

Ao analisar a Figura 3.b, percebe-se que a tendência de contração do material diminui com o aumento das tensões de confinamento, visto que as maiores poropressões normalizadas pelas tensões médias iniciais, são geradas para as menores pressões. Os valores do parâmetro Ac de Skempton (Δuc/qc) confirmam esta tendência e explicam o fato das curvas na Figura 3.a não estarem sobrepostas. Para um material não coesivo, se o comportamento de contração dependesse apenas da tensão efetiva média, as curvas normalizadas de poropressão e de tensão desviadoras estariam sobrepostas. A contração do solo está relacionada,

principalmente com o parâmetro de estado, o qual tende a diminuir com o aumento da tensão efetiva média inicial.

Conforme dados exibidos no Quadro 2, onde são exibidos os valores de tensão desviadora de pico (qpico), tensão desviadora no estado crítico (qc) e geração de poropressão no estado crítico (Δuc), é possível verificar, através do números do parâmetro de estado (ψ) e índice de fragilidade (Ib), para cada estágio de confinamento, que a amostra está mais sujeita a liquefação em menores tensões confinantes.

Quadro 2 - Dados obtidos de tensão-deformação obtidos para cada corpo de prova. Fonte: Autores (2023)

P'i (kPa)	ρd (g/cm³)	ρn (g/cm³)	er	ei=ef	ψ	p'c (kPa)	qpico (kPa)	Δuc (kPa)	Ac	Ib
80	1.223	1.525	1.511	1.346	0.080	12.64	23.35	73.35	3.61	0.13
150	1.220	1.530	1.516	1.321	0.100	35.53	48.50	125.76	2.78	0.07
300	1.235	1.538	1.485	1.242	0.071	116.50	121.45	223.51	1.90	0.03
600	1.236	1.532	1.485	1.178	0.057	252.57	292.15	444.23	1.52	0.00

Na Figura 4 são apresentadas as trajetórias de tensões em um espaço p’ x q com isolinhas auxiliares de deformação e a linha do estado crítico (CSL) determinada para o material, considerando apenas as tensões atingidas para os estágios de confinamento de 80 kP, 150 kPa e 600 kPa, sendo o de 300 kPa desconsiderado por ter sido interrompido aos 12% de deformação. Com base na CSL determinada, é possível verficiar que o material possui uma razão de tensão crítica (M) de 1.13, equivalente a um ângulo atrito crítico de 28,5°, além de coesão crítica por volta de 5,5 kPa.

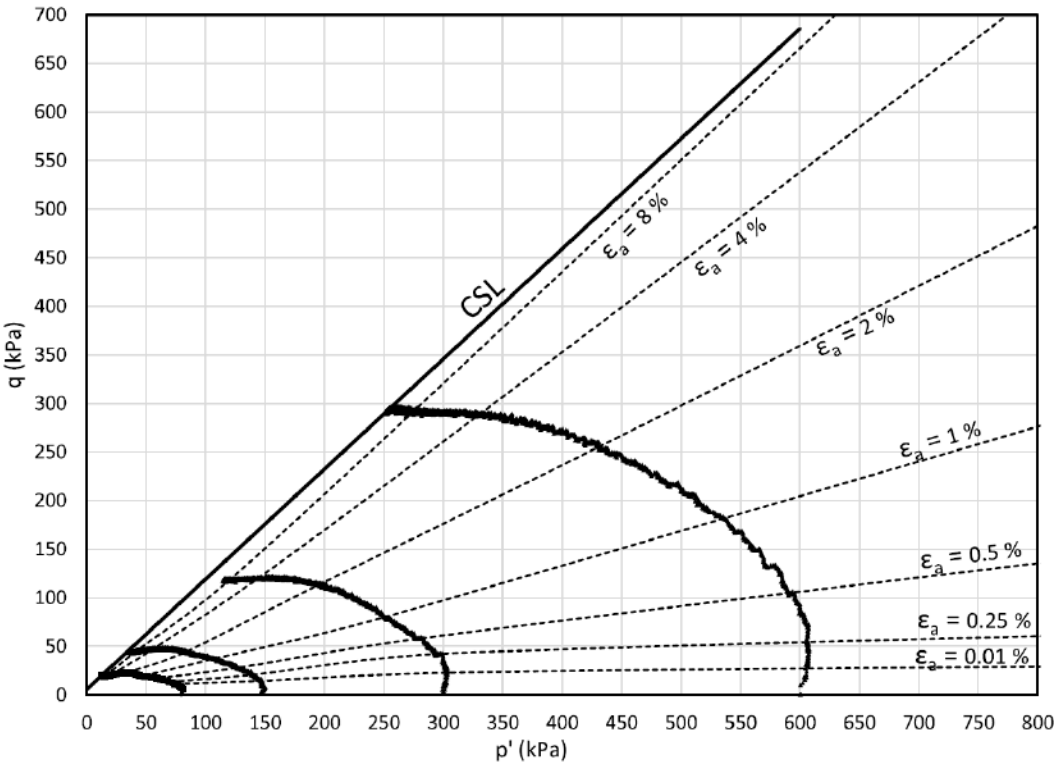


Figura 4 - Linha de estado crítico (CSL) e trajetórias de tensão representadas no espaço p' x q. Fonte: Autores (2023)

5 CONCLUSÕES

Apesar da liquefação estar associada a solos arenosos uniformes, o trabalho confirmou a sua possibilidade de ocorrência em solos finos pouco plásticos, caso dessa amostra, que possui apenas 3% de areia

e índice de plasticidade igual a 4,1%. Isso corrobora com o estudo de Terzaghi et. al (1996), o qual afirma que a presença de solos delgados plásticos diminui a permeabilidade, mas contribui com o aumento de resistência ao cisalhamento em função do acréscimo de coesão. Desse modo, em solos finos pouco plásticos, como não ocorre incremento de força por coesão, apenas a redução da permeabilidade, a suscetibilidade à liquefação é elevada.

Ademais, quando reconstituída a um índice de vazios de 1,5, a amostra apresentou um comportamento contrativo para todos os níveis de tensões, evidênciado pelo menor índice de vazios no estado crítico. Além disso, também foram obtidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento no estado crítico de φ_c=28,5° e c_c=5,5 kPa.

Por fim, foi demonstrado que o material é mais suscetível a liquefação para pressões mais baixas, de 80 kPa e 150 kPa, em razão do valor mais alto do parâmetro de estado (ψ) e índice de fragilidade (Ib), que apontam maior redução de volume e intensidade do fluxo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Antunes, M. L. P.; Conceição, F. T.; Toledo, S. P.; Kyohara, P. K. *Bauxita e seu resíduos: caracterização e estudo por microscopia eletrônica*. Anais do 56o . Congresso Brasileiro de Cerâmica, p. 2066-2074. Curitiba, 2012.

BEEN, K; JEFFERIES, M G. *A state parameter for sands. Géotechnique*, v. 2, n. 35, p.99-112, 1985.

BISHOP, A.W.. *Progressive failure with special reference to the mechanism causing it*. Proc. Geotech. Con, Oslo, v. 2, p.142-150, 1967.

Bishop, A.W., Wesley, L.D., 1975. *A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing*. Geotechnique 25, 657 – 670.

CASAGRANDE, A. *Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and Earth fills.* Journal of Boston Society of Civil Engineers, Jan. 1936.

CASTRO, G. *Liquefaction of sands.* 127 p. PhD Thesis, Harvard University, Cambridge, 1969.

HOLTZ, R. D, KOVACS, W. D. *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Englewood Cliffs, Prentice-Hell. v 1. 746 p. 1981.

KRAMER, S. L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, 1996.

MITCHELL, J. K. *Fundamentals of Soil Behavior*, 2.ed, New York: John Wiley and Sons, , 1993. 437 p

MORGENSTERN, N.R., VICK, S.G., VIOTTI, C.B, WATTS, B.D. *Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam*. Fundão Tailings Dam Review Panel. August, 2016.

NIERWINSKI, H. P. *Caracterização e comportamento geomecânico de rejeitos de mineração*. 218 p. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2019.

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P.. *On The Yielding of Soils*. Géotechnique, [s.l.], v. 8, n. 1, p.22-53, mar. 1958.

SCOTT, C. R. *Soil Mechanics and Foundations*. Chapmam & Hall. 3 ed, 408 p, 1994

SKEMPTON, A. W.. *Long-Term Stability of Clay Slopes*. Géotechnique, [s.l.], v. 14, n. 2, p.77-102, jun. 1964.

TAYLOR, D.W. (1948) *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York: John Wiley, 1948.

Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1996) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York.

VICK, S.G. *Planning, Design and Analysis of Tailings Dams*. John Wiley & Sons, Inc., 369p, 1983.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/19

Análise do Parâmetro Ru Em Barragens de Terra

Marcos Maia dos Santos
Mestrando em geotecnia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, marcosmaiadossantos@gmail.com

Dr. Rosiel Ferreira Leme
Professor, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, rosiel.leme@ufc.br

Fabiola Costa Lima
Laboratorista, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, cl-fabiola@hotmail.com

RESUMO: Apesar do avanço tecnológico na engenharia, as construções de barragens ainda enfrentam desafios, como na avaliação da estabilidade durante a fase final da construção. Neste estágio, o aumento das cargas durante a elevação do maciço pode gerar excesso de poropressão, ameaçando a estabilidade da estrutura. O parâmetro Ru, que relaciona o incremento das poropressões ao aumento da tensão vertical, é fundamental para uma análise precisa da estabilidade. Este estudo focou na análise do parâmetro Ru e nos fatores que o influenciam, assim como na consistência dos valores utilizados em projetos de barragens no Ceará na fase final de construção. Ensaios laboratoriais revelaram resultados consistentes com a literatura, mostrando uma variabilidade significativa no comportamento do parâmetro, influenciada pela origem do solo. Nos projetos de barragens no Ceará, os valores de Ru normalmente variam entre 10% e 30%, sem uma metodologia específica para sua determinação. Porém, uma análise mais detalhada revelou que para barragens com cerca de 50m de altura, os valores empregados nos projetos permanecem entre 20% e 30%. Em contraste, ensaios de laboratório e literatura indicam valores mais altos, chegando até 60% em alguns casos. Essa discrepância sugere que os valores de Ru nos projetos de barragens no Ceará podem não refletir adequadamente o desenvolvimento de poropressão no maciço durante a fase de construção.

PALAVRAS-CHAVE: Parameter Ru, Parameter $\overline{B}$, Pore pressure, Earth dams, Final construction.

ABSTRACT: Despite technological advances in engineering, dam constructions still face challenges, such as assessing stability during the final construction phase. At this stage, increased loads during mass lifting can generate excess pore pressure, threatening the structure's stability. The parameter Ru, which relates pore pressure increments to vertical stress increase, is essential for precise stability analysis. This study focused on analyzing the Ru parameter and the factors influencing it, as well as the consistency of values used in dam projects in Ceará during the final construction phase. Laboratory tests revealed results consistent with the literature, showing significant variability in parameter behavior influenced by soil origin. In Ceará dam projects, Ru values typically range from 10% to 30%, without a specific methodology for determination. However, a more detailed analysis revealed that for dams approximately 50m high, project values remain between 20% and 30%. In contrast, laboratory tests and literature indicate higher values, reaching up to 60% in some cases. This discrepancy suggests that Ru values in Ceará dam projects may not adequately reflect pore pressure development in the mass during the construction phase.

KEYWORDS: Parâmetro Ru, Parâmetro $\overline{B}$, Poropressão, Barragens de terra, Final de construção

1 INTRODUÇÃO

Barragens de terra são construções que acumulam água de bacias hidrográficas para diversas finalidades, como abastecimento de água, irrigação e geração de energia. Ao longo da história, a construção de barragens tem sido uma prática constante, evidenciando sua ligação com o desenvolvimento humano. No entanto, como qualquer obra de engenharia, as barragens não estão isentas de falhas, o que pode resultar em acidentes graves.

Portanto, é crucial elaborar projetos seguros para evitar problemas durante a execução e operação das barragens.

A análise de estabilidade de taludes é uma etapa essencial do projeto de barragens, onde se avalia se a estrutura é segura ou não. Métodos de equilíbrio limite são amplamente utilizados para expressar a estabilidade da estrutura por meio de um fator de segurança, no qual valores superiores a 1,0 são considerados estáveis. É importante ressaltar que, dependendo das características da obra, existem valores mínimos a serem considerados para garantir a estabilidade.

Diferentemente de outras obras geotécnicas, o estudo de estabilidade de barragens requer a avaliação da estrutura sob diferentes condições, incluindo a fase final de construção. Durante essa fase, a estabilidade é avaliada considerando a geração de pressões neutras devido ao aumento das cargas durante a execução das camadas de aterro. Massad (2010) explica que o excesso de poropressão ocorre por conta da velocidade da construção da barragem, na qual a baixa permeabilidade do solo compactado impede a dissipação adequada das pressões nos vazios. O parâmetro B de Skempton (1954) é utilizado para definir essa relação entre o aumento da pressão neutra e a carga vertical, que na situação de final de construção é equivalente ao valor de Ru.

O parâmetro Ru é determinado em laboratório por meio de ensaios triaxiais PN, mas pode ser estimado por intermédio da análise de obras semelhantes ou determinados por maciços experimentais com uso de piezômetros.

Santos (2021) realizou um levantamento com 23 projetos de barragens no estado do Ceará, onde foi identificado que não é comum a realização de ensaios laboratoriais para obter o parâmetro Ru. Os valores adotados nos projetos verificados variaram entre 0,1 e 0,3, sem o respaldo de uma metodologia adequada para sua determinação. Isso evidencia a falta de conhecimento sobre as características do solo, nessa área de pesquisa, o que pode resultar em projetos que podem não representar fielmente a situação proposta.

Esse artigo é fruto dos resultados obtidos em laboratório do projeto de graduação intitulado “Avaliação do Parâmetro Ru de solos compactados em barragens de terra” desenvolvido por Santos (2021). Seu objetivo é avaliar o parâmetro, comparando valores de laboratório com aqueles utilizados em projetos.

2 PARÂMETRO $\overline{B}$ E Ru

O parâmetro $\overline{B}$, difundido por Skempton (1954), define a relação entre o aumento da poropressão e o acréscimo de tensão vertical, como a adição de camadas de solo durante o processo executivo de uma barragem. Em seu estudo, Skempton também estabelece os limites de "$\overline{B}$", variando de 0 a 1, onde os extremos inferior e superior correspondem a graus de saturação de 0% e 100%, respectivamente. Bishop (1954) em seu trabalho, afirma que esse parâmetro pode ser empregado na análise de estabilidade de taludes de barragens de terra, especialmente durante a fase de construção e em situações de esvaziamento rápido do reservatório. A equação 01 apresenta $\overline{B}$.

$$\overline{B} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} \quad (1)$$

Onde:
Δu: variação de pressão neutra,
$\Delta \sigma_1$: variação da tensão principal maior.

Existem várias metodologias para determinar o parâmetro B. Uma delas envolve a realização de ensaios triaxiais PN, que simulam o processo de elevação de camadas de aterro e drenagem em condições específicas encontradas no campo (POZZEBON, 2017; CRUZ, 1973). Além disso, também é possível determiná-lo através da observação de obras semelhantes ou aterros experimentais, nos quais a variação da poropressão com a carga acrescida é verificada (MASSAD, 2010).

Segundo Vilhete (2017), B é utilizado para estimar a poropressão com o incremento de tensões verticais devido a elevação do aterro. No entanto, na análise de estabilidade de taludes, o parâmetro Ru, difundido por Bishop & Morgenstern (1960), é o mais adequado. Esse índice, está apresentado na equação 02.

$$R_u = \frac{u}{\gamma h} \quad (2)$$

Onde:

u: Pressão neutra,
γ: Peso específico do solo,
h: Profundidade do ponto na camada de solo.

Nas literaturas, esses dois coeficientes são frequentemente confundidos entre si. No entanto, isso não produz danos quanto a análise da segurança das obras, pois de acordo com Bishop & Morgenstern (1960), na fase final de construção são considerados equivalentes.

$$R_u = \overline{B} \quad (3)$$

2.1 Valores usuais de $\overline{B}$

Cruz (1996) apresentou um estudo no qual foi investigado o comportamento do parâmetro B em diferentes tipo de solo e condições de carregamento. Amostras de quatro grupos de solo foram submetidas a ensaios triaxiais PN. Os tipos de materiais de cada grupo estão apresentados na Tabela 1. A Figura 1 apresenta algumas curvas típicas apresentadas por Cruz (1996), com o parâmetro B no eixo das ordenadas e tensão principal máxima (σ1) no eixo das abscissas.

Tabela 1. Grupo de solos ensaiados.

Grupo	Tipo de material
Grupo I	Solos lateríticos argilosos
Grupo II	Solos saprolíticos
Grupo II	Solos lateríticos arenosos
Grupo IV	Solos transportados

Fonte: Cruz (1996) modificado pelo autor

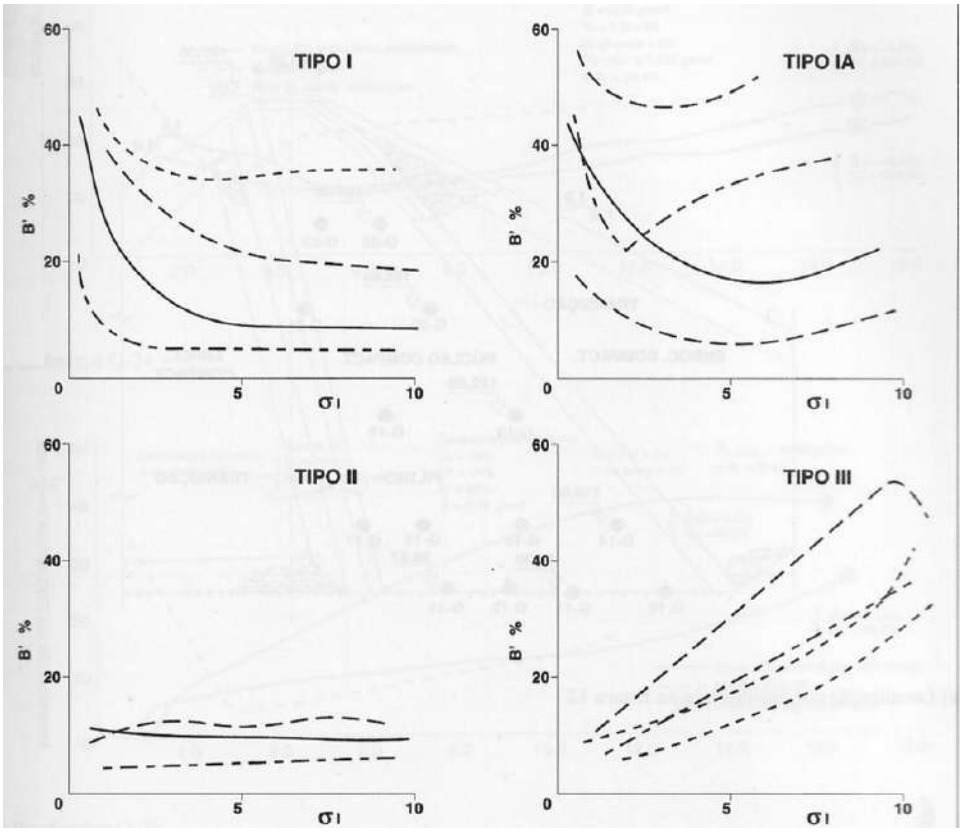


Figura 1 - Curvas típicas da variação do parâmetro $\overline{B}$ com a tensão principal máxima
Fonte: Cruz (1996)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Materiais

Foram selecionadas cinco amostras de solo, buscando-se representar solos típicos de barragens. O material foi fornecido pelo Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental (DEHA) da Universidade Federal do Ceará. A Tabela 2 detalha as localidades de onde as amostras de solo foram coletadas, bem como a litologia correspondente (a amostra 2 foi considerada originada de granito) a cada localidade.

Tabela 2. Localidade das amostras

Amostra	Município	Coordenadas (UTM)	Litologia
Amostra 1	Santa Quitéria - CE	355500.00 E, 9531000.00 S	Gnaisse
Amostra 2	Não informado	Não informado	Granito
Amostra 3	Barcarena – PA	750074.82 E, 9826136.35 S	Argilitos
Amostra 4	Barcarena – PA	749906.63 E, 9825900.64 S	Argilitos
Amostra 5	Barcarena – PA	749832.02 E, 9825882.58 S	Argilito

Fonte: Autor

3.2 Métodos

O estudo foi conduzido em duas etapas metodológicas distintas. Na primeira etapa, foram realizados ensaios laboratoriais para caracterizar o material e determinar os parâmetros de interesse. Na segunda etapa, foi avaliado o levantamento de dados realizado para complementar a análise.

3.2.1 Laboratório

Os ensaios de caracterização das amostras de solo, incluindo granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade e compactação, foram conduzidos em laboratório. Além disso, o parâmetro Ru foi determinado por meio do ensaio triaxial PN.

Os ensaios de caracterização seguiram as normas regulamentadoras pertinentes: NBR 7181/2016 para Análise Granulométrica, NBR 6459/2016 para Determinação do Limite de Liquidez, NBR 7180/2016 para Determinação do Limite de Plasticidade e NBR 7182/2016 para Ensaio de Compactação. Para determinar o parâmetro Ru, adotou-se a metodologia proposta por Head (1998) no Manual of Soil Laboratory Testing.

É relevante notar que, de acordo com essa metodologia, preciso determinar parâmetros de resistência do solo por meio de um triaxial adensado e drenado (CID), no entanto, estes foram estimados a partir dos valores sugeridos de resistência pela classificação do solo conforme o trabalho de Carvalho (1983).

3.2.2 Levantamento

Santos (2021) realizou uma pesquisa que envolveu o levantamento de dados de 23 barragens de terra. Os projetos foram adquiridos por meio da Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos (COGERH) e da biblioteca virtual da Secretaria dos Recursos Hídricos (SRH). Os dados extraídos desses documentos consistiram nos valores de Ru utilizados nos projetos, com a finalidade de realizar comparações com os valores encontrados na literatura e determinados em laboratório.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Laboratório

4.1.1 Ensaios de caracterização e compactação

A Figura 2 exibe as curvas granulométricas das amostras de solo analisadas. Com base nessas curvas, é evidente que os materiais estudados são predominantemente compostos por frações finas, indicando a tendência dos materiais em serem argilosos ou siltosos.

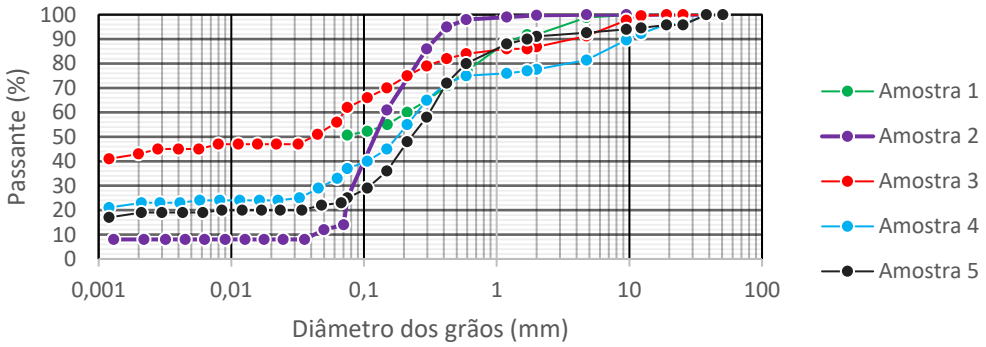


Figura 2 - Granulometria
Fonte: Autor

A Tabela 3 apresenta os limites de Atterberg das amostras ensaiadas. É importante destacar que, devido às suas propriedades, não foi possível determinar os índices de consistência da amostra 2, sendo assim considerada como um material não plástico e não líquido.

Tabela 3. Limites de Atterberg

Amostra	**Limite de Liquidez (%)**	**Limite de Plasticidade (%)**	**Índice de Plasticidade (%)**
Amostra 1	30	15	15
Amostra 2	NL	NP	-
Amostra 3	48	18	30
Amostra 4	32	16	16
Amostra 5	25	14	11

Fonte: Autor

Com base na distribuição granulométrica e nos limites de Atterberg, as amostras de solo foram classificadas de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). As amostras 4 e 5 foram identificadas como areias argilosas (SC). As amostras 1 e 3 foram classificadas como argilas de baixa compressibilidade (CL).

Devido à impossibilidade de estabelecer os limites de liquidez e plasticidade, a amostra 2 foi considerada como uma areia siltosa, com base no comportamento da curva granulométrica.

Por conta dos solos apresentam material fino em sua composição, há a tendência de gerar excesso de poropressões quando submetidos a aumentos de cargas verticais, tornando o material adequado para as análises desejadas.

A Figura 3 apresenta as curvas de compactação das amostras. A partir dessas curvas, foram determinadas a massa específica máxima e a umidade ótima, que podem ser obtidas nos gráficos para realizar a moldagem correta dos corpos de prova para os ensaios triaxiais.

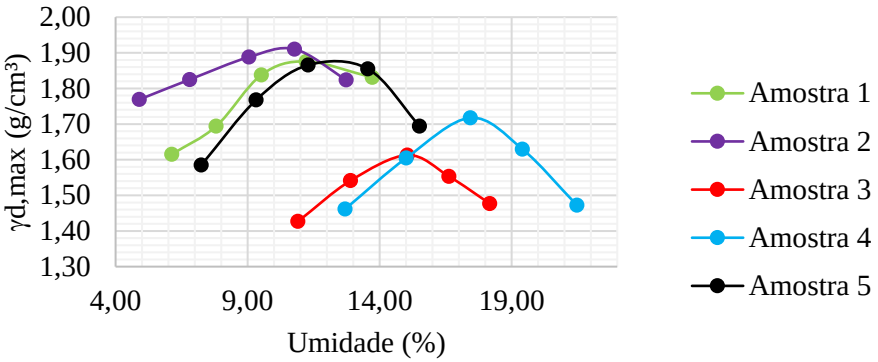


Figura 3 – Curvas de compactação
Fonte: Autor

4.1.2 Ensaios Triaxiais

Os ensaios triaxiais PN foram executados segundo as indicações de Head (1998). A partir das trajetórias de tensões, foram determinados os valores de Ru de acordo com os intervalos de variação da tensão principal maior, conforme mostrado na Tabela 4.

Tabela 4 - Ru das amostras

Amostra 1		**Amostra 2**		**Amostra 3**		**Amostra 4**		**Amostra 5**	
σ_1 (kPa)	**Ru (%)**	**σ_1 (kPa)**	**Ru (%)**	**σ_1 (kPa)**	**Ru (%)**	**σ_1 (kPa)**	**Ru (%)**	**σ_1 (kPa)**	**Ru (%)**
100-300	8	100-300	5	100-300	21,45	150-300	11,20	150-300	12,94
300-400	16	300-400	3	300-400	24,08	300-400	27,72	300-400	16,84
400-500	28	400-600	15	-	-	-	-	-	-
500-600	50	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Autor

Observa-se que a amostra 2, por ser mais granular em comparação com as outras, apresentou uma variação menor da poropressão, refletindo em um valor de Ru menor para os mesmos níveis de tensão. Em contraste, a amostra 1, composta principalmente por partículas finas, registrou um Ru de 50% para tensões de até 600 kPa, enquanto na amostra 2 alcançou apenas 15%. Para tensões até 400 kPa, o coeficiente é praticamente insignificante, variando entre 3 e 5%.

Além disso, as amostras 1 e 3, apesar de ambas serem argilas de baixa compressibilidade, apresentam valores e comportamentos distintos. Na amostra 1, observa-se uma variação crescente do Ru com o aumento de s1, enquanto na amostra 3, o coeficiente apresenta uma tendência quase constante. Essa disparidade pode ser justificada observando os estudos de Cruz (1996), os quais mostraram que o comportamento e valores podem variar consideravelmente para solos da mesma classificação, mas com diferentes litologias.

No entanto, mesmo diante das distintas características de cada amostra, incluindo comportamento, valores e composição litológica, é perceptível que os valores de Ru permanecem consistentes com sigma1, geralmente na faixa de 300 a 400 kPa, com uma variação de 15 a 25%, exceto para o material mais granular.

4.2 Comparação

Os resultados obtidos em laboratório foram comparados com os apresentados por Cruz (1996), levando principalmente em consideração a litologia do material. As amostras 1 e 2 foram relacionadas, respectivamente, com as curvas do tipo IA e II retiradas de Cruz (1996), enquanto as amostras 3, 4 e 5 foram comparadas com o tipo III. As curvas de comparação estão apresentadas na Figura 4.

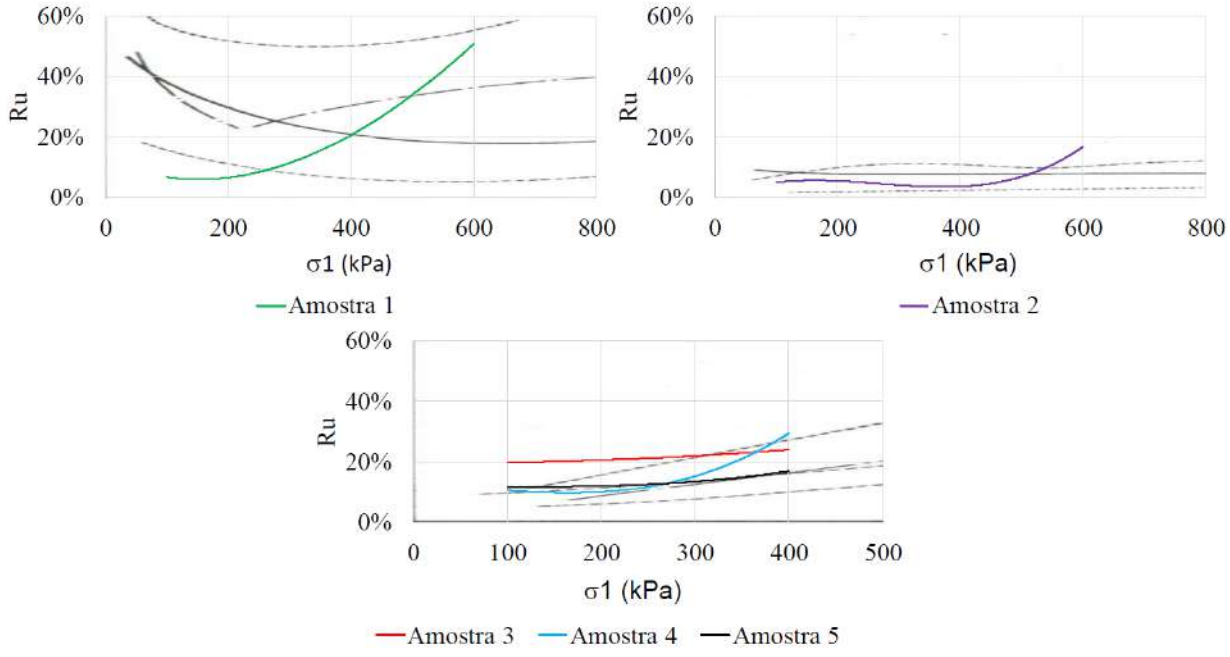


Figura 4 – Comparação entre o parâmetro R_u determinado em laboratório com os retirados de Cruz (1996)
Fonte: Autor

Foi possível observar que os valores encontrados em laboratório são próximos, tanto em termos de valores quanto de comportamento, aos encontrados na literatura. Além disso, como também apresentado por Cruz (1996), a influência da litologia no parâmetro Ru é clara. Por exemplo, as amostras 1 e 3, embora possuam a mesma classificação de solo, apresentam comportamentos distintos, enquanto as amostras 3, 4 e 5 são muito próximas e têm a mesma origem mineral.

4.3 Avaliação dos valores de Ru adotados em projetos de barragens no estado do Ceará

Nos relatórios de projetos de construção de barragens levantados por Santos (2021), o parâmetro Ru varia de 0 a 50% em materiais de baixa permeabilidade, o que está de acordo com os valores determinados em laboratório. No entanto, na literatura, é possível encontrar valores de até 60%.

Para verificar a consistência dos valores adotados em projetos, considerou-se que S1 é aproximadamente a tensão vertical do maciço. Geralmente, para barragens com até 20 metros de altura, as tensões variam entre 300 e 400 kPa. Os valores de Ru adotados nos projetos geralmente ficam entre 10% e 30%, mas os valores de laboratório e literatura para essa mesma faixa de tensões podem ser mais elevados. Além disso, ao analisar barragens mais altas, como Figueiredo, Inhuçu e Lontras, com alturas de 33,50 m, 45,50 m e 57,00 m, respectivamente, observamos que foram adotados 20% para a primeira e 30% para as últimas, o que contrasta com os valores de laboratório e literatura, que para esse nível de tensão podem chegar até 60%. Já em barragens mais baixas, como Boa Vista, com 6,30 m, foi adotado um valor de 20%, enquanto em ensaios chegamos a valores abaixo de 10% para esse nível de tensão. Isso mostra que a falta de conhecimento sobre as pressões neutras no solo pode levar a análises superdimensionadas ou subdimensionadas, afetando a estabilidade e o custo da obra.

5 CONCLUSÃO

É possível concluir que os valores de Ru podem variar até 60% de acordo com os resultados de laboratório e a literatura. Além disso, eles apresentam uma alta variabilidade, mas também podem exibir tendências de comportamento e valores, que são fortemente influenciados pela litologia do solo.

Além disso, foi observado que os valores desse parâmetro adotados em projetos de barragens no estado do Ceará podem não representar adequadamente o desenvolvimento de poropressão no maciço durante a fase de construção. Tanto em laboratório quanto na literatura, foi possível observar valores até 50% mais altos do que os adotados nos projetos.

A principal conclusão do trabalho foi a verificação da influência da litologia no comportamento da variação de poropressão com a variação de cargas verticais. No entanto, embora a litologia seja influente para os valores e tendências de Ru, não é recomendado estimar seu valor com base apenas nesse fator, devido à alta variabilidade do parâmetro, mesmo para solos de mesma origem e classificação. Portanto, a determinação em laboratório é a abordagem mais recomendada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459: *Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

Associação Brasileria de Normas Técnicas. NBR 7180: *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181: *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7182: - *Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro. 2016.

Bishop, A.W. The Use of Pore-Pressure Coefficients in Practice. Géotechnique, v. 4. 1954.

Bishop, A.W; Morgenstern, Norbert. Stability coefficients for earth slopes. Géotechnique, v. 10. P 129-153. 1960.

Carvalho. L. Hermani. Curso de Barragens de Terra com vistas ao Nordeste Brasileiro. DNOCS. Fortaleza, Ceará. 1983.

Cruz, P. T. 100 Barragens Brasileiras: Casos históricos, materiais de construção, projeto. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

Das, Braja M. Fundamentos de engenharia geotécnica. São Paulo: Thompson, 2007.

Head. K. H. Manual of soil laboratory testing. V.3. West Sussex: John Wiley & Sons Ltd. 1998.

Massad, F. Obras de Terra : Curso Básico de Geotecnia. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

Pozzebon, Beatriz Herter. Parâmetros de solos residuais compactados da Região Metropolitana de São Paulo: comparação com dados de outras localidades no Brasil. Dissertação de mestrado em Ciências – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.

Santos, M. *Avaliação do parâmetro Ru de solos compactados em barragens de terra*. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Ceará, 2021.

Skempton, A. W. The pore pressure coeficient A and B. Géotechnique, v. 4, pp. 143-147. 1954;

Vilhete, Didoney Fernandes. Retroanálise da ruptura do talude de montante da Barragem do Açu no final do período construtivo. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Rio Grande do Norte, 2017.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/20

Análise tensão-deformação para a definição de nível de controle para deslocamentos em barragens

Lucas Pinheiro da Silva
Engenheiro Civil, Tellus Company, Belo Horizonte, Brasil, lpinheiro@tellus company.com.br

Laura Fernandes Machado
Engenheira Civil, Tellus Company, Belo Horizonte, Brasil, lmachado@tellus company.com.br

Thiago Luiz Coelho Morandini
Engenheiro Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, thiagomorandini@cefetmg.br

Luiz Felipe Caríssimo Soares
Engenheiro Civil, Tellus Company, Belo Horizonte, Brasil, lsoares@tellus company.com.br

RESUMO: O presente trabalho objetiva a determinação de níveis de controle de deslocamento a partir de análises tensão-deformação de uma barragem construída em aterro compactado para a disposição de rejeitos. Para desenvolvimento do estudo, foi elaborada uma seção transversal hipotética na qual foram simuladas etapas sucessivas de construção/alteamento do maciço e espigotamento de rejeito no reservatório. Além disso, também foi realizado um estudo de sensibilidade no parâmetro de deformabilidade da litologia mais relevante no estudo tensão-deformação. Como principais resultados, foram determinados os níveis de controle para os estágios de implantação e operação da estrutura. O estudo possibilitou identificar a sensibilidade dos parâmetros de deformabilidade dos diferentes materiais no modelo avaliado. Por fim, ressalta-se que, a definição de níveis de controle para barragens não deve ser estabelecida unicamente sob a avaliação dos resultados meramente numéricos, faz-se necessária uma avalição análise interdisciplinar que inclua a condição integral da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Análise numérica, Tensao-deformação, Strength Reduction Factor (SRF), Equilíbrio Limite.

ABSTRACT: The present paper aims to determine displacement control levels based on stress-strain analysis of a dam compacted landfill for disposal of tailings. To develop the study, a hypothetical cross-section was elaborated in which successive stages of construction/raising of the mass and tailings dumping into the reservoir were simulated. Furthermore, a sensitivity study was also carried out on the most relevant lithology deformability parameter in the stress-strain study. The main results were determined the control levels for the implantation stages and operation of the structure. The study made it possible to identify the sensitivity of the deformability parameters of the different materials in the evaluated model. Finally, it should be noted that the definition of control levels for dams should not be established solely based on the evaluation of merely numerical results, an interdisciplinary analysis analysis is necessary that includes the integral condition of the structure.

KEYWORDS: Numerical analysis, Stress-strain, Strength Reduction Factor (SRF), Limit Equilibrium.

1 INTRODUÇÃO

A instrumentação para controle e monitoramento de obras geotécnicas constitui parte integrante e indispensável em barragens. O plano de instrumentação, quando bem executado, possibilita o monitoramento, interpretação e avaliação das condições e segurança da estrutura, nas fases de implantação, na operação e durante o fechamento da estrutura, garantindo em todas as condições necessárias de segurança e desempenho.

Dentre os mais diversos fins da instrumentação, Lindquist (1983) e Cruz (1996), apontam como objetivos: verificar as hipóteses, os critérios e os parâmetros adotados em projeto, para possibilitar o aprimoramento da obra; verificar a adequação de métodos construtivos; e, por fim, verificar as condições de segurança das obras e estruturas, para que sejam adotadas medidas corretivas em tempo hábil.

O uso da instrumentação demanda avaliação e análise para a definição dos níveis de controle, ou como cita Cruz (1996), a implantação de instrumentos só é justificável quando preexiste uma definição das grandezas a serem medidas e dos valores considerados normais dessas grandezas.

Para além das boas práticas, conforme a Resolução da ANM nº95 de 2022, a definição de nível de controle para as instrumentações existentes em uma barragem, é requisito legal e deve ser apresentado no Volume III – Registros e controles do Plano de Segurança de Barragens.

A consistência na definição dos referenciais de controle, independente da grandeza avaliada, decorre também da metodologia aplicada e da identificação dos modos de falhas a qual a estrutura está exposta.

Este artigo apresenta como objetivo a definição de níveis para controle de deslocamentos em uma barragem, por meio de análise numérica de tensão-deformação. Para o objetivo discriminado, foi simulada a implantação e operação de uma barragem de mineração, executada em aterro compactado, com rejeito disposto por meio de espigotamento. Essa simulação foi realizada em seção transversal hipotética elaborada, sendo a altura final do barramento de 28 m. A fundação da estrutura é composta pelas seguintes litologias sotopostas: colúvio, solo residual, saprolito e rocha. Foram simuladas etapas sucessivas de construção/alteamento do maciço e espigotamento de rejeito no reservatório.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento das análises tensão deformação foi utilizado o *software* RS2 desenvolvido pela *Rocscience*. A modelagem numérica seguiu os seguintes critérios:

- Aplicação dos modelos constitutivos Mohr-Coulomb (Elasto perfeitamente-plástico) e *Vertical Stress Ratio* (Elástico);
- Materiais isotrópicos e homogêneos quanto às suas características de resistência e deformabilidade;
- Parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade definidos a partir de valores típicos para as litologias(CRUZ,1996);
- Estudos realizados simulando o comportamento efetivo (drenado) dos materiais de maciço e fundação;
- Restrição de movimento lateral e na base da seção devido às camadas de solo/rocha adjacentes, simulada por meio das condições de restrição de deslocamento nos limites das geometrias.

As informações básicas do modelo de elementos finitos desenvolvido para as simulações numéricas, e as características técnicas da barragem do presente estudo são reportadas na tabela a seguir:

Tabela 1 - Informações básicas sobre a modelagem das seções de análise.

Código utilizado	RS2 (Rocscience™)
Tipo de elemento utilizado:	Triângulo de 6 nós
Discretização da malha:	Uniforme
Número máximo de iterações:	500
Tolerância:	0,001
Critério de convergência:	Absolute Forçe & Energy
Tipo de análise:	Tensões efetivas – Plane strain
Opção de consolidação	None
Cut-off de resistência a tração dos materiais:	1kPa
Estabilidade por elementos finitos:	Shear Strength Reduction (SSR)

Tabela 2 – Características técnicas da barragem

Altura (m)	23,0
Largura das Bermas (m):	6,0
Largura das Bermas (m):	6,0
Inclinação do Taludes	V:H – 1:1,8

A malha de elementos finitos utilizada para analisar a seção, na condição final, é apresentada na Figura 1. Na mesma figura, também, são mostrados os materiais constituintes, as condições de contorno consideradas para a modelagem numérica, sendo: restrições de deslocamentos verticais e horizontais na base do modelo e restrições de deslocamento horizontal nas laterais.

Destaca-se que as análises simuladas nesse trabalho não contemplaram nível d'água e que também foram executadas como "não-acopladas", ou seja, sem contemplar a consolidação das camadas implantadas e o tempo de implantação de cada estágio.

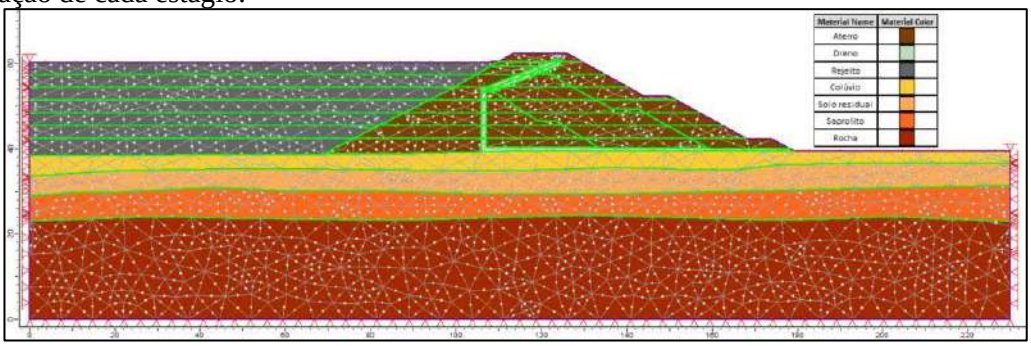


Figura 1. Seção de análise – Estágio 28 – malha de elementos finitos e restrições das análises de tensão-deformação.

Os parâmetros de análise estão discriminados na tabela a seguir.

Tabela 2. Parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais modelados na seção de análise.

Material	Peso específico (kN/m³)	Intercepto coesivo (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Razão de resistência vertical (Su/σ'v)	Módulo de elasticidade (kPa)	Coeficiente de Poisson
Aterro	20	30	10	-	25000	0,30
Dreno	19	35	0	-	45000	0,30
Rejeito	17	-	-	0,20	10000	0,30
Colúvio	18	28	0	-	15000-25000*	0,30
Solo Residual	19	30	5	-	25000	0,30
Saprolito	19	35	10	-	50000	0,30
Rocha	21	35	10	-	50000	0,30

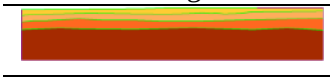
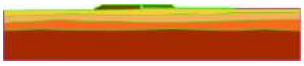
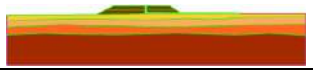
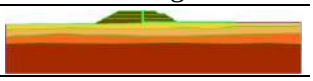
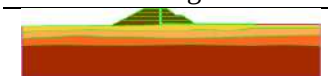
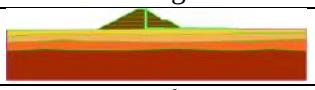
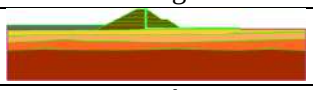
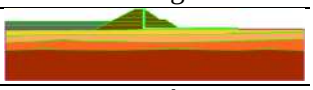
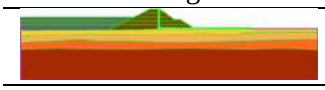
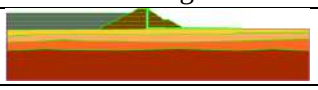
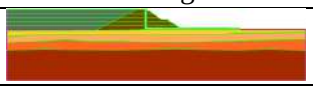
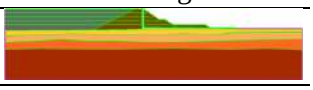
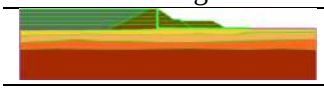
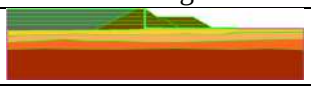
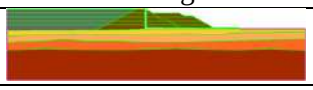
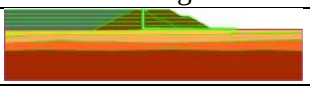
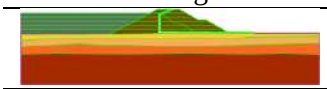
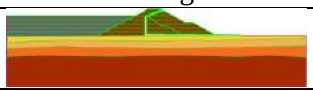
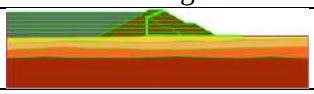
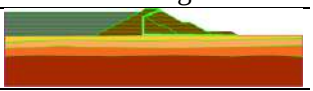
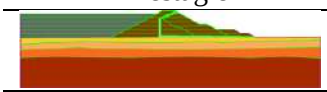
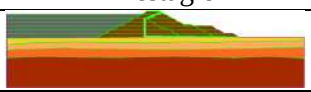
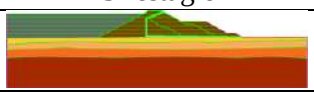
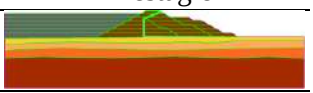
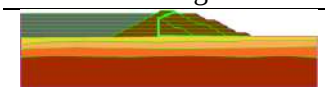
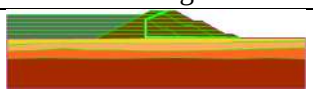
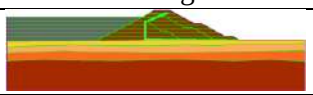
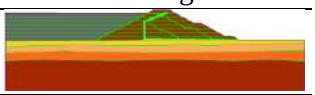
* Módulo de deformbilidade variável, confome descrito abaixo.

Em função da dificuldade de determinação assertiva dos parâmetros de deformabilidade, principalmente de solos transportados, como os de origem coluvionares, uma vez que são de difícil coleta e moldagem para ensaios laboratoriais e parametrização por ensaios de campo, propôs-se nesse trabalho a verificação de sensibilidade do modelo numérico quanto aos deslocamentos ao longo do processo de implantação e operação no caso da não execução de limpeza de fundação e da existência dessa camada sob o barramento. Dessa maneira, foram simuladas as condições detalhadas anteriormente em modelos variando-se os módulos de elasticidade do colúvio em três hipóteses (denominadas hipótese 1, 2 e 3) sendo os valores de módulos de elasticidade de 15000, 20000 e 25000 kPa, respectivamente.

As análises numéricas de tensão-deformação foram realizadas considerando 28 estágios. No primeiro estágio, foi gerado o estado de tensões geostáticas (chamado neste trabalho de 1° estágio ou estágio *In Situ*) do local, considerando a geometria anterior a implantação da estrutura. Os cinco estágios subsequentes contemplaram a construção do aterro inicial do barramento e do filtro projetado, sem admitir nenhuma limpeza de fundação, sendo cada estágio composto por camadas de 3 m de espessura. Os cinco estágios subsequentes mostraram a o preenchimento do reservatório com rejeito espigotado, também com 3 m de espessura em cada estágio. Nos sete estágios seguintes, simulou-se o alteamento do barramento principal, continuando-se o aterro compactado e o filtro, conforme a geometria, seguido pelo estágio simulando o preenchimento do reservatório a partir de rejeito espigotado. Os sete estágios seguintes também simulam o alteamento do barramento, em camadas de 3 m. Por fim, considerou-se nos 28° estágio o espigotamento da última camada de rejeito na estrutura.

De maneira a propor níveis de controle para deslocamentos, foram monitorados alguns pontos de controle ao longo dos estágios simulados. Foram selecionados três pontos, sobre a camada de colúvio (HQ1), abaixo do centro do barramento, na crista do barramento (HQ2) e na berma da El.45 m (HQ3). O ponto HQ1 deve ser um ponto monitorado através de placas de recalque, e os pontos HQ2 e HQ3, pontos monitorados por meio de marcos superficiais.

Tabela 3. Sequência construtiva simulada.

1° estágio	2° estágio	3° estágio	4° estágio
			
5° estágio	6° estágio	7° estágio	8° estágio
			
9° estágio	10° estágio	11° estágio	12° estágio
			
13° estágio	14° estágio	15° estágio	16° estágio
			
17° estágio	18° estágio	19° estágio	20° estágio
			
21° estágio	22° estágio	23° estágio	24° estágio
			
25° estágio	26° estágio	27° estágio	28° estágio
			

3 DESENVOLVIMENTO

O estado inicial de tensões totais é apresentado a seguir para a seção de análise. Esse estado foi gerado considerando um campo de tensões (*field stress*) do tipo gravitacional, com razão entre tensões efetivas K0 igual a 1. Na Figura 2 é exibido o diagrama de tensões máximas horizontais e tensões máximas verticais. Os resultados provenientes do modelo numérico demonstraram consistência de comportamento, sem a presença de zonas com concentração de tensões. No contexto das tensões totais máximas horizontais, os resultados apresentam coerência com a premissa da adoção de um coeficiente de repouso (K0) igual a 1.

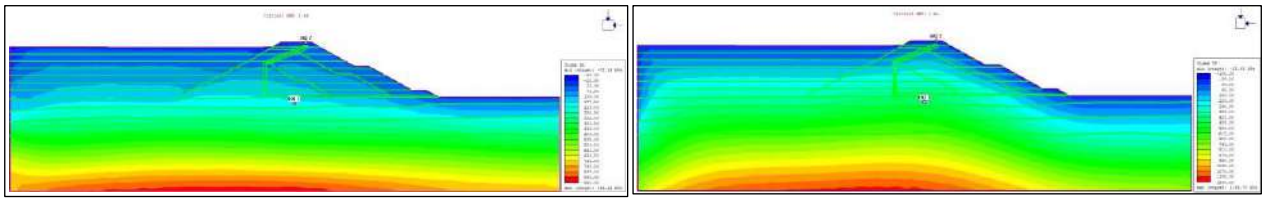


Figura 2. Seção – (a) Tensões totais verticais (b) Tensões totais horizontais – Condição final do barramento (28º estágio).

No modelo simulado é observado (Figura 3) as maiores deformações verticais ocorreram na região central do maciço e do rejeito disposto, corroborando com as conclusões apresentadas por Orgler (1983) *apud* Aires (2006) que indica a existência dos maiores recalques ocorrem a aproximadamente na terceira parte da altura da barragem (H/3). As Figura 3 mostra o diagrama de deslocamento vertical máxima.

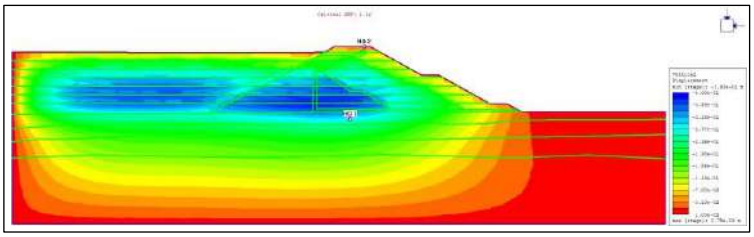


Figura 3. Seção – Deslocamento vertical máximo – Condição final do barramento (28º estágio).

A partir das primeiras análises percebeu-se que a camada de colúvio vinculava as maiores deformações cisalhantes simuladas (Figura 4).Esse fato está associado ao módulo de elasticidade menor, em comparação com os demais materias da seção transversal. Portanto, foram realizadas análises de sensilibidade da grandeza do módulo de elasticidade. A Figura 4 mostra o diagrama de deformação cisalhante máxima.

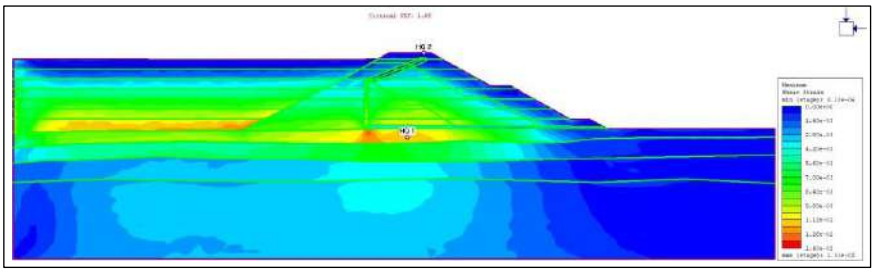


Figura 4. Seção – Deformação cisalhante máxima – Condição final do barramento (28º estágio).

De maneira complementar foi realizada também uma análise por equilíbrio limite do estágio final (28º), utilizando-se o *software* Slide2, também da Rocsience. Como premissa de análise, foram utilizados os métodos de Bishop simplificado, Morgentern-Price, Spencer e Sarma, utilizando-se superfícies de ruptura não-circulares(Figura 5).

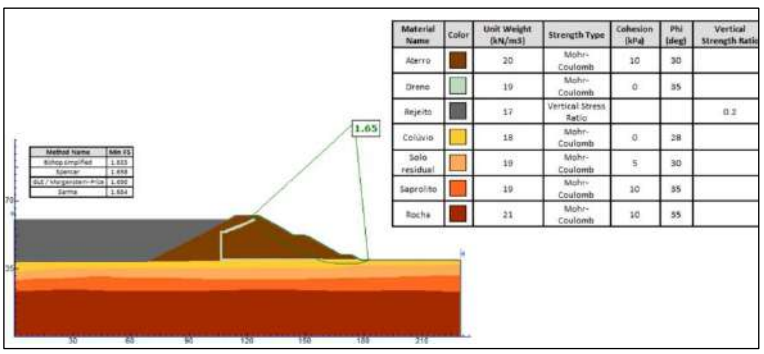


Figura 5. Análise de estabilidade por equilíbrio-limite – Condição final do barramento (28º estágio).

4 RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 Deslocamentos verticais e totais

De acordo com o exposto anteriormente, foram realizadas as simulações numéricas considerando diferentes módulos de deformabilidade para a camada de colúvio. A Figura 6 mostra os recalques verticais simulados ao longo dos estágios de cálculo, monitorados no ponto HQ1, usando-se como estágio de referência a condição *in situ* (1º estágio).

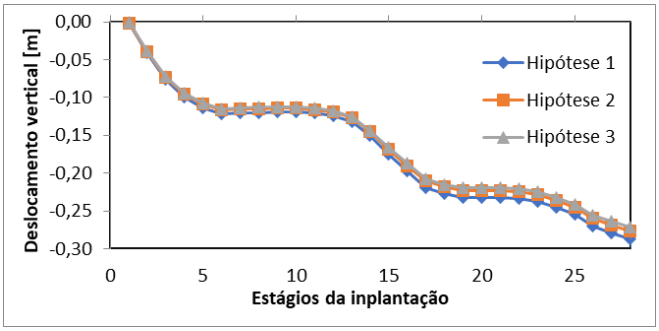


Figura 6. Deslocamento vertical - Sensibilidade do módulo de Elasticidade.

A Tabela 4 apresenta o resumo dos deslocamentos no ponto de monitoramento (HQ1). Verifica-se que o movimento de massa do barramento se apresenta predominantemente no sentido vertical (recalque). Foi percebido que a variação dos módulos de deformabilidade do colúvio, não gerou diferenças substanciais em termos de valores absolutos de deslocamento, apresentando uma diferença de aproximadamente 2 cm, entre as maiores diferenças de módulo simuladas. Esse fato indica que para essa geometria, não há relevância substancial desse parâmetro na deformação final do barramento.

Tabela 4. Valores de deformação obtidas nas análises numéricas – 28º estágio– HQ1.

Hipótese	Módulo de elasticidade (kPa)	Desl. Vertical (cm)	Desl. Horizontal (cm)	Desl. Total (cm)
1	15000	28,6	4,1	28,9
2	20000	27,7	3,8	27,9
3	25000	27,1	3,7	27,4

De maneira geral, os diagramas mostram uma concentração de deformação e deslocamento na região da fundação sob a implantação do barramento (Figura 7). Coerente com o esperado, os resultados indicam maiores valores de deformação para a simulação com o menor módulo de deformabilidade do colúvio. Observa-se também que as regiões com os maiores valores de deformação são àquelas localizadas nos contatos entre materiais com as maiores diferenças entre os módulos de deformabilidade. O comportamento identificado é congruente com o apontado por Aires (2006), que verifica concentrações de tensões em zonas de filtro e transições, esperada pela elevada rigidez perante os materiais adjacentes.

Na Figura 7, é aprensentado o resultado do método Shear Strength Reduction (SSR) utilizando elementos finitos. O critério utilizado permite determinar um coeficiente de redução progressiva dos parâmetros de resistência do material até que se atinja o limite de ruptura do talude. O método é baseado no critério de ruptura de Mohr-Coulomb e o resultado gerado é denominado SRF - fator de redução de resistência (Strength Reduction Factor).

Para o cenário de implantação total do projeto, obteve-se SRF igual a 1,66, e fator de segurança (FS) encontrado para a mesma seção considerando análises por equilíbrio limite (FS = 1,63). Na Figura 7, apresenta-se também a superfície de ruptura global mínima encontrada na análise pelo método de equilíbrio limite, representada pela linha vermelha. Nota-se que a região de maior deformação cisalhante, correspondente ao SRF crítico, não é similar a superfície encontrada pelo método de equilíbrio limite. Esse fato advém da concentração de deformação cisalhante na região do HQ1, consequência do baixo módulo de deformabilidade do colúvio (quando comparado com os demais materias) associado com o carregamento do maciço.

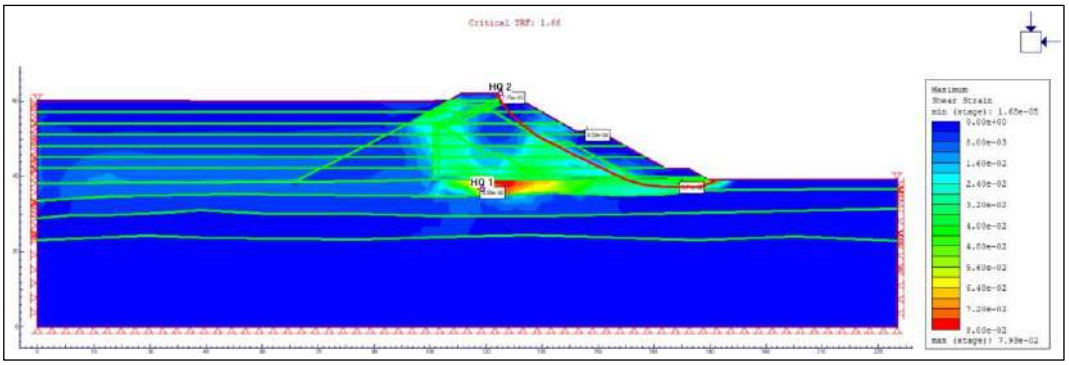


Figura 7. Fator de segurança pelo método Shear Strength Reduction (SRF=1,66) – Condição final do barramento (28ºestágio), Hipótese 1- Máxima deformação cisalhante.

4.2 Análises e definições

O monitoramento de instrumentos possibilita avaliar o desenvolvimento dos deslocamentos associados a implantação, que auxilia no diagnóstico e verificacão da aderência da operação ao previsto em projeto, a adequabilidade e validação da técnica construtiva utilizada, além da natureza de um evento adverso específico.

A partir de todo o exposto, foram avaliados os deslocamentos nos modelos numéricos nos cenários e foram sugeridos níveis de controle para deslocamento para as fases de implantação da estrutura e operação. Além disso, em razão da baixa variabilidade de valores de deformação, optou-se por apresentar os níveis de controle apenas para a hipótese 1. Destaca-se que, por se tratar de uma estrutura de contenção de rejeitos as fases de implantação e operação estão sobrepostas.

Como sugestão de níveis de controle, optou-se por definir níveis de normalidade e de alerta, durante a fase de implantação. Dessa maneira, em caso do atingimento de nível, sugere-se planos de ações associados que podem contemplar: visitas à obra, avaliação sobre a acurácia dos equipamentos utilizados no monitoramento, reorganização das atividades de maneira a eventualmente alterar a sequência de disposição.

Nessa etapa de implantação, foi avaliado como ponto monitoramento de controle de deslocamento vertical (recalque) apenas o ponto HQ1 e o nível de controle determinado pelo atingimento de toda a deformação admitida até aquele estágio, conforme o gráfico exposto na Figura 6.

Para avaliação e definição dos níveis de controle dos deslocamentos na etapa pós-implantação, foi utilizado o método de SSR (Shear. Strength Reduction). A utilização da metodologia proposta para definir os níveis de controle apresenta como objetivo associar os valores de referência com modelo numérico que possibilita indentificar o mecanismo de ruptura e zona mais provável de colapso.

O modelo hipotético proposto apresenta materiais de fundação com baixa resistência, principalmente quando comparados com os outras litologias existentes no modelo. Nesse sentido, o metódo de redução de resistência é representativo para as circunstâncias de campo que induzem alterações do comportamento do material associado aos processos de mobilização geral, que resulta na alteração do estado de tensão e resistência do solo.

A simulação do estudo mostra uma taxa de variação crescente dos deslocamentos, a partir do fator de redução de aproximadamente de 1,66 (Figura 8). Para condição do SRF crítico, os deslocamentos verticais na crista e berma são aproximadamente de 0,82 e 0,35 m. respectivamente. Quanto aos deslocamentos horizontais para o mesmo cenário, SRF crítico, os valores atigiram aproximadamente 0,45 e 0,35m.

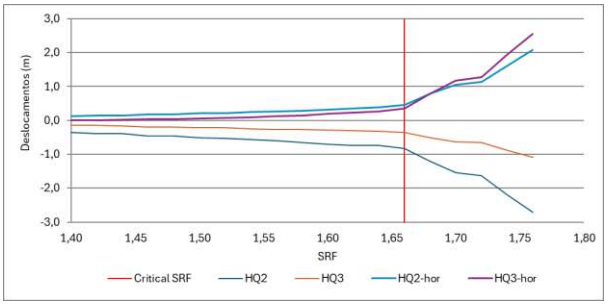


Figura 8 – Desenvolvimento dos deslocamentos verticais e horizontais nas bermas.

Para a definição dos níveis de controle foi verificado o deslocamento correspondente a 50% da deformação total estimada para o SRF crítico (Tabela 5).

Tabela 5. Valores de níveis de controle propostos para a fase de operação.

Nível de controle	HQ2		HQ3	
	Vert. (m)	Hor. (m)	Vert. (m)	Hor. (m)
Atenção	0,41	0,22	0,17	0,17

De modo complementar aos resultados das leituras dos instrumentos, devem ser realizadas inspeções visuais periódicas das estruturas visando identificar eventuais anomalias (trincas, abatimentos e recalques, ocorrência de erosões, aparecimento de surgência ou porções umedecidas, entre outras) que porventura venham a ocorrer.

5 CONCLUSÕES

Na literatura são apresentadas diferentes metodologias para definição de níveis de controle para deslocamentos de barragens, que percorrem por métodos estatísticos, empíricos e numéricos. O presente estudo utilizou de análise numérica para definição dos níveis de controle. Para o modelo numérico, foi realizado o estudo de tensão-deformação em uma seção típica de uma barragem de contenção de rejeito.

Por meio das análises, foi possível identificar a sensibilidade dos parâmetros de deformabilidade dos diferentes materiais no modelo avaliado. A aplicação de análises numéricas na definição dos níveis de controle encontra-se em avanço no estado da arte, e com inúmeras possibilidades de desenvolvimento e espaço para discussão. Por fim, ressalta-se que, a definição de níveis para barragens não deve ser estabelecida unicamente sob a avaliação dos resultados meramente numéricos, faz-se necessária uma avalição análise interdisciplinar que inclua a avaliação da condição integral da estrutura.

Destaca-se também que o modelo numérico estabelecido para o controle de níveis pode ser calibrado com a leitura dos instrumentos instalados na barragem. A partir de parâmetros de entrada no software mais acurados e modelos mais aderentes, o estabelecimento e o acompanhamento dos níveis de controle proporciona maior segurança durante a implantação e operação da estrutura.

Ainda é uma possibilidade não abordada no presente trabalho, a simulação de cenários diferentes de disposição/operação da estrutura, de maneira a avaliar a possível alteração da dinâmica de movimentação da estrutura. Além disso, também é uma oportunidade a inserção de nível d'água nas análises simuladas.

AGRADECIMENTOS

A Tellus Company, pelo incentivo em pesquisa e inovação, além do suporte técnico, e disponibilização das ferramentas necessárias para o desenvolvimento do estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aires, A. D. B (2006). Estudo tensão-deformação da barragem de Irapé. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Brasil. Resolução nº 95, de 07 de fevereiro de 2022. *Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração*. Diário Oficial da República Federativa do Brasil. Brasília, DF.

Cruz, P.T. (1996). 100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto. São Paulo: Oficina de Textos.

Lindquist, L.N. (1983) Instrumentação geotécnica: tipos, desempenho, confiabilidade, eficiência da qualidade e quantidade. In: Simpósio Sobre A Geotecnia Da Bacia Do Alto Paraná, São Paulo.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/21

Análises de Percolação em Regime Transiente e Estabilidade Para Otimização do Reforço de Barragens: um Estudo de Caso

Renata Pereira Gomes
Engª Civil Geotécnica, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte/MG, Brasil, renatapgomes97@gmail.com

Rafael Mendonça Carvalhais
Engº Civil Geotécnico, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte/MG, Brasil, rmcarvalhais@gmail.com

Frank Marcos da Silva Pereira
Engº Civil Geotécnico, VALE, Belo Horizonte/MG, Brasil, frank.pereira@vale.com

Daliana Cristina Possari
Engª Civil Geotécnica, VALE, Belo Horizonte/MG, Brasil, daliana.possari@vale.com

Sofia Martins Torres
Engª Civil Geotécnica, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte/MG, Brasil, sofiatorres1888@gmail.com

RESUMO: A barragem que alvo de estudo foi implantada com objetivo de conter sedimentos de pilhas existentes a montante e de armazenar água. O maciço principal da estrutura é composto por um núcleo argiloso, e trechos de montante e jusante em aterro silto argiloso. O reforço da barragem foi executado em solo coluvionar argiloso até a El.657,00 m, e em solo coluvionar até a El.666,60m. Este artigo tem como objetivo apresentar um estudo de caso de otimização de reforço em barragens, em que foram analisadas a estabilidade e percolação em regime de fluxo transiente da estrutura, avaliando a possibilidade de surgências no talude de jusante, a permanência do nível d'água no máximo maximorum no período do evento de precipitação máxima provável (18 horas) e considerando em um período chuvoso completo (aproximadamente seis meses). Com base no estudo de caso realizado, foi possível concluir a otimização do reforço na El. 657,00 m, uma vez que os cenários críticos hipotéticos são improváveis de serem atingidos. Deve-se avaliar a relação entre os riscos relativos à paralização do reforço na El. 657,00 m e o investimento da execução do reforço até a crista.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens, Análises Transientes, Percolação, Estabilidade, Fluxo.

ABSTRACT: The Dam that was the subject of this study was implemented with the aim of containing sediments from existing piles upstream and storing water. The main mass of the structure is composed of a clayey core, and upstream and downstream sections of clayey silt embankment. Dam buttress was performed using clay colluvium soil up to El. 657.00 m and was performed from that elevation up to approximately El. 666.60m with colluvium soil only. This article aims at presenting an engineered buttress final elevation optimizing study, in which the stability and percolation of the structure in a transient flow regime were analyzed, evaluating the possibility of surges on the downstream slope, considering water level staying at maximum maximorum level in the probable maximum precipitation event timeframe (18 hours), and considering a full rainy season (approximately 6 months). Based on the case study carried out, it was possible to conclude the optimization of the reinforcement at El. 657.00 m, since the hypothetical critical scenarios are unlikely to be reached. The ratio between risks of buttress suspension at El. 657.00 m and buttress performance up to crest investment must be assessed.

KEYWORDS: Dams, Transient Analysis, Percolation, Stability, Flow.

1 INTRODUÇÃO

Segundo CBDB, as barragens tem a capacidade de reter água, sedimentos e rejeitos, com o objetivo de armazenamento ou controle, podendo ser construídas em maciços de terra, em estruturas de concreto, ou aterro. As barragens construídas para armazenar e controlar água se destinam normalmente para abastecimento doméstico e industrial, à irrigação, à recreação, ao controle de sedimentação e de cheias, e à produção de energia elétrica.

Os acidentes envolvendo barragens por diversas causas demonstram que os barramentos não estão sendo bem planejados, projetados, construídos e/ou mantidos. Diante disso, é necessário que sejam realizados estudos na fase de projeto, com o objetivo de prever e evitar problemas nas estruturas tanto na sua construção, como na sua operação. (SOUZA, 2016).

Neste artigo, foi avaliado a execução de um aterro de reforço em solo compactado, até a El. 657,00 m, aproximadamente 10,0 m abaixo da elevação da crista de uma barragem de terra. A avaliação foi feita por meio de análises de fluxo em regime transiente, que simulam o comportamento do rebaixamento e da elevação da superficie freática no corpo da barragem em função do tempo, uma vez que, como a permeabilidade dos solos compactados dos aterros das estruturas do barramento são baixas, a elevação e rebaixamento da freática não seguem o nível de rebaixamento e elevação do nível do lago.

2 METODOLOGIA

2.1 Parâmetros de Resistência dos Materiais

A Tabela 1 apresenta o resumo dos parâmetros geotécnicos adotados nas análises de percolação e estabilidade.

Tabela 1 - Parâmetros Geotécnicos dos Materiais

Material	Cor	Parâmetros Geotécnicos						
		γ_{nat}	c'	ϕ'	c	ϕ	Permeabilidade	
		(kN/m)	(kPa)	(º)	(kPa)	(º)	K — (m/s)	Kv/Kh
Colúvio		17,0	10,0	27,0	-	-	10^{-6}	1
Solo Residual		18,0	23,0	30,0	-	-	10^{-6}	1
Saprólito de Gnaisse		18,0	15,0	37,0	-	-	10^{-5}	1
Rocha Alterada		23,0	30,0	40,0	-	-	10^{-5}	1
Granito de Gnaisse Sã		23,0	80,0	50,0	-	-	10^{-5}	1
Aterro – Maciço Inicial		20,1	12,0	30,0	16,0	25,0	$8x10^{-9}$	0,1
Aterro de Alteamento		18,4	11,9	20,5	16,4	8,9	$8x10^{-9}$	0,1
Reforço Silto Argiloso		19,0	24,3	29,3	58,4	13,5	$6,2x10^{-9}$	0,1
Reforço Argiloso		18,6	29,5	30,2	42,6	17,6	$6,2x10^{-9}$	0,1
Areia		18,0	0,0	33,0	-	-	$4,74x10^{-4}$	1
Brita 1		18,0	0,0	37,0	-	-	$4x10^{-1}$	1
Brita 2		20,0	0,0	37,0	-	-	10^{0}	1
Brita 4		20,0	0	38,0	-	-	10^{0}	1
Enrocamento		21,0	0	40,0	-	-	$9x10^{0}$	1
Sedimento		17,0	-	-	0,0	12,0	10^{-4}	1

Notas:

Com relação ao colúvio, solo Residual e saprólito de Gnaisse presentes na fundação, os parâmetros geotécnicos foram definidos com base em correlações empíricas com NSPT.
Os parâmetros geotécnicos da rocha alterada e granito-gnaisse foram definidos com base na literatura técnica.
Para os materiais a serem utilizados nos sistemas de drenagem interna da barragem, foram interpretados os resultados dos ensaios para areais e pedreiras comerciais na região da obra.
Os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb dos materiais do maciço principal, do alteamento e do reforço foram definidos com base nos ensaios geotécnicos de laboratório.

2.2 Método de Cálculo

As análises de estabilidade ao escorregamento foram realizadas considerando as condições de equilíbrio limite, utilizando os métodos de Morgenstern-Price, Bishop Simplified e Spencer, através do programa de computador SLIDE, desenvolvido pela Rocscience Inc., em Toronto, Ontario, Canadá. Esse método satisfaz as condições de equilíbrio de forças e de momentos e admite que as forças entre as lamelas têm a mesma direção.

As análises de percolação também foram realizadas utilizando o programa computacional SLIDE. O programa é utilizado para modelar o fluxo de água e a distribuição de pressões neutras em meios porosos como o solo, através do método dos elementos finitos.

As análises drenadas foram realizadas em termos de tensões efetivas, enquanto as análises pseudo-estáticas foram realizadas em termos de tensões totais abaixo do nível d'água, considerando as condições não drenadas de carregamento, conforme estabelecido pela NBR 13028/2017.
Para as condições drenadas foram considerados fator de segurança mínimo de 1,50, e para as análises pseudo-estáticas foram considerados fator de segurança mínimo de 1,10, conforme estabelcido pela NBR 13028/2017.

2.3 Seção Geotécnica Avaliada

As Figuras 1 e 2 apresentam respectivamente a planta de locação da seção analisada com a indicação em laranja da seção crítica – seção BB.

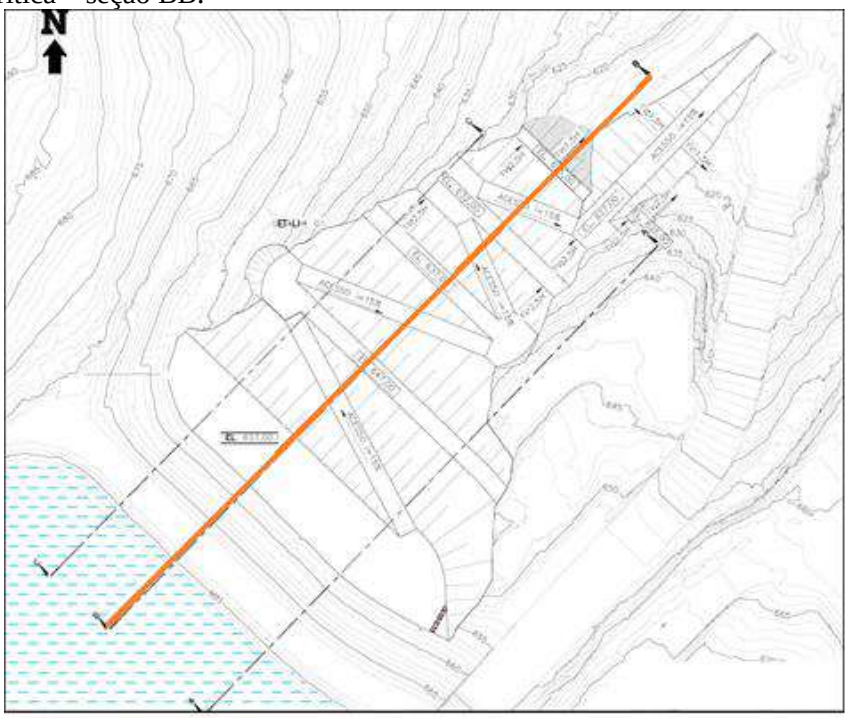


Figura 1. Indicação das seções transversais de análise com as obras de reforço - Planta

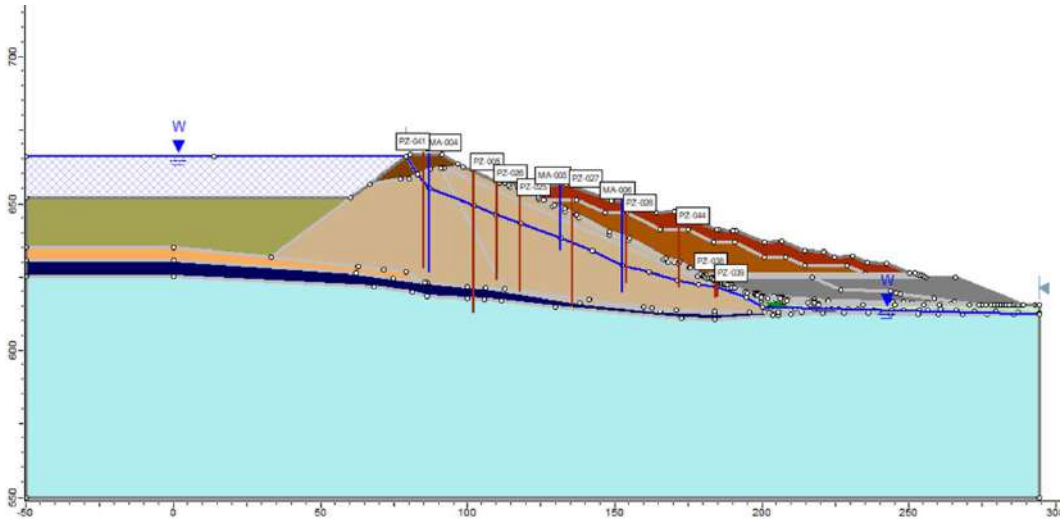


Figura 2. Geometria de Fluxo – Seção BB'

2.4 Condições de Contorno

Análises de percolação transientes foram realizadas para a estimativa do tempo de permanência das seções em condições críticas - com níveis d'água mais elevados - em caso de chuvas intensas. As análises foram realizadas com auxílio do software SLIDE da Rocscience, na configuração com o reforço até El. 657,00 m.

Para essas análises, foi considerado inoperante o sistema de drenagem interno existente no maciço, e considerado apenas o funcionamento do novo sistema de drenagem interna projetado, a ser executado entre o maciço existente e o maciço de reforço.

Foram estabelecidas as seguintes condições de contorno: (i) Limitação do valor de sucção no maciço a 5 kPa; (ii) Modelo hidráulico simples; (iii) Malha triangular com número aproximado de 1500 elementos, com discretização melhorada no talude de jusante; (iv) Extremidades laterais e inferiores com condição de contorno nulas; (v) Carga piezométrica no lago de 666,0 m (máximo *maximorum*) constante durante as análises transientes para saturação do maciço; (vi) Condição de contorno no filtro tipo *seepage*/*unknown* (P=0 ou Q=0), considerando a percolação livre no filtro; (vii) Condição do tipo *seepage*/*unknown* (P=0 ou Q=0) na freática limite após o filtro.

2.5 Condições de Carregamento

A estabilidade da barragem foi verificada para as condições de carregamento drenado e para a condição de carregamento não drenado com sismo, para a situação final de construção com aterro de reforço na elevação 657,00 m.

Para as análises de estabilidade com sismo, o efeito sísmico foi considerado por meio da aplicação de uma força estática adicional no centro de gravidade da massa deslizante. A força adicional é calculada com base na aceleração induzida pelo sismo. Este carregamento será de 0,10 g na horizontal, corresponde a uma intensidade VII na escala Mercalli Modificada ou magnitude equivalente a 6.0 na escala Richter. Este valor foi definido utilizado ½ PGA, variando entra 0,15 e 0,2 g, de acordo com recomendação de Griffin e Franklin, julho, 1984. Na direção vertical foi adotado um carregamento de 0,07 g.

2.6 Cenários Avaliados

De forma a representar o comportamento da estrutura, foram avaliados os seguintes cenários (i) verificação do comportamento da superfície freática e das condições de estabilidade da estrutura considerando a permanência do nível d'água no máximo maximorum no período do evento de precipitação máxima provável (18 horas) e (ii) verificação do comportamento da superfície freática e das condições de estabilidade da estrutura considerando a permanência do nível d'água no máximo maximorum em um período chuvoso completo (aproximadamente seis meses).

3 **RESULTADOS**

Neste item apresentam-se os resultados das análises de percolação em regime transiente e das esatbilidades realizadas para a barragem, considerando o reforço em solo compactado até a El. 657,00 m. Será apresentado neste artigo apenas os resultado para a seção crítica – seção BB. As Figuras 3 a 6 apresentam os resultados para os cenários avaliados.

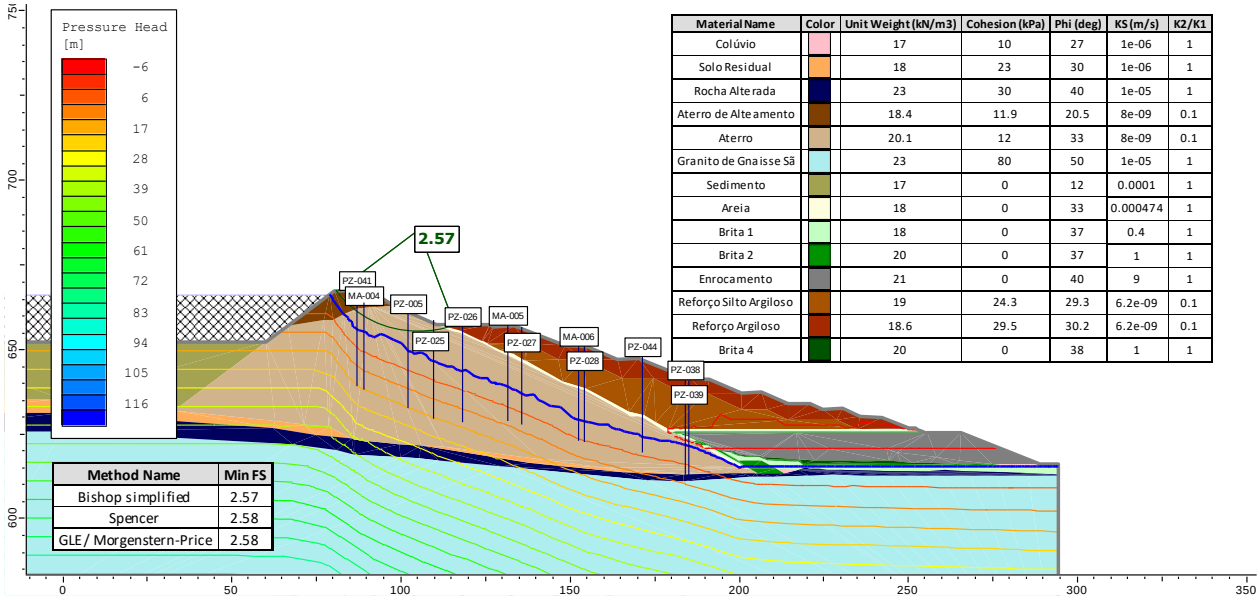


Figura 3. Seção BB' – Cenário (i) Reforço da Barragem até a Elevação 657,00m– Análise Drenada em Precipitação Máxima de Projeto (NA El.666,00 m - 18 horas) – Ruptura Circular

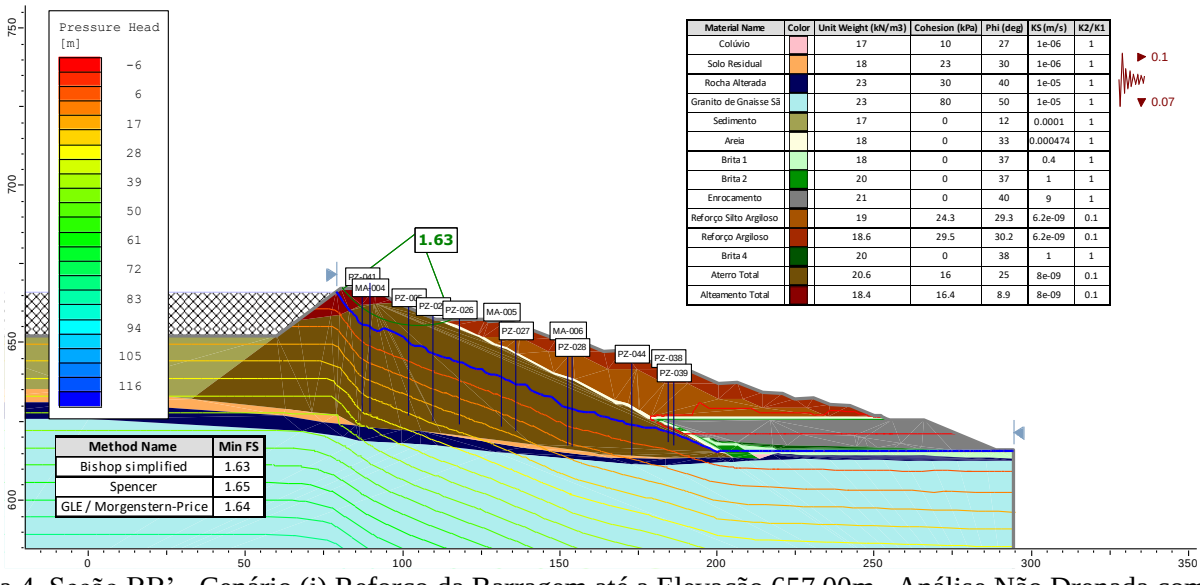


Figura 4. Seção BB' - Cenário (i) Reforço da Barragem até a Elevação 657,00m– Análise Não Drenada com Sismo em Precipitação Máxima de Projeto (NA El.666,00 m - 18 horas) – Ruptura Circular

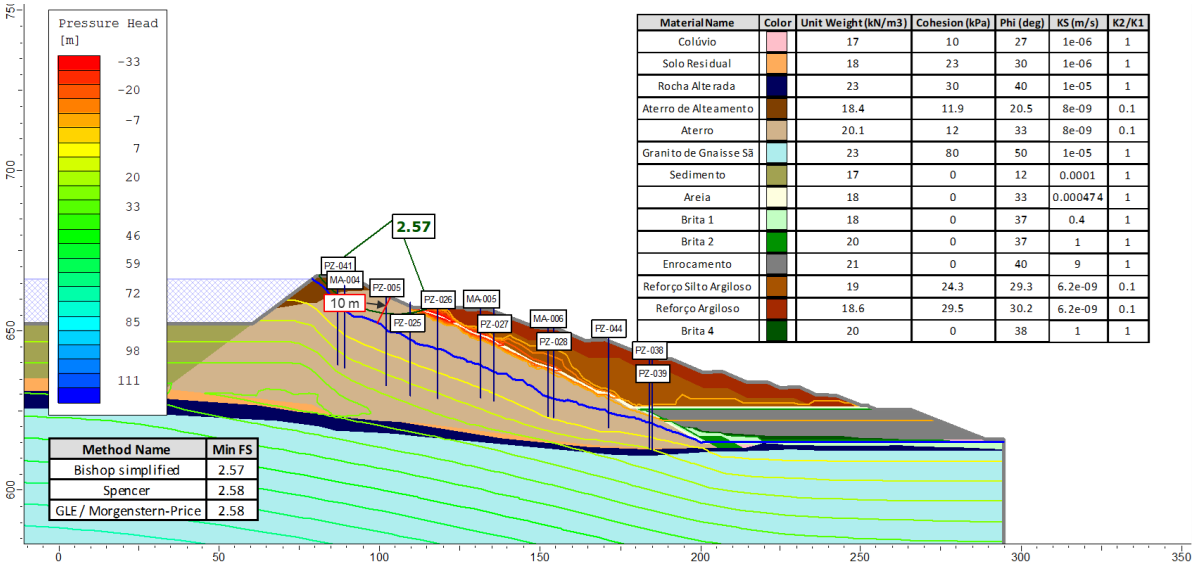


Figura 5. Seção BB' - Cenário (ii) Reforço da Barragem até a Elevação 657,00m– Análise Drenada em Período Chuvoso Completo (NA El.666,0m -180 dias) – Ruptura Circular

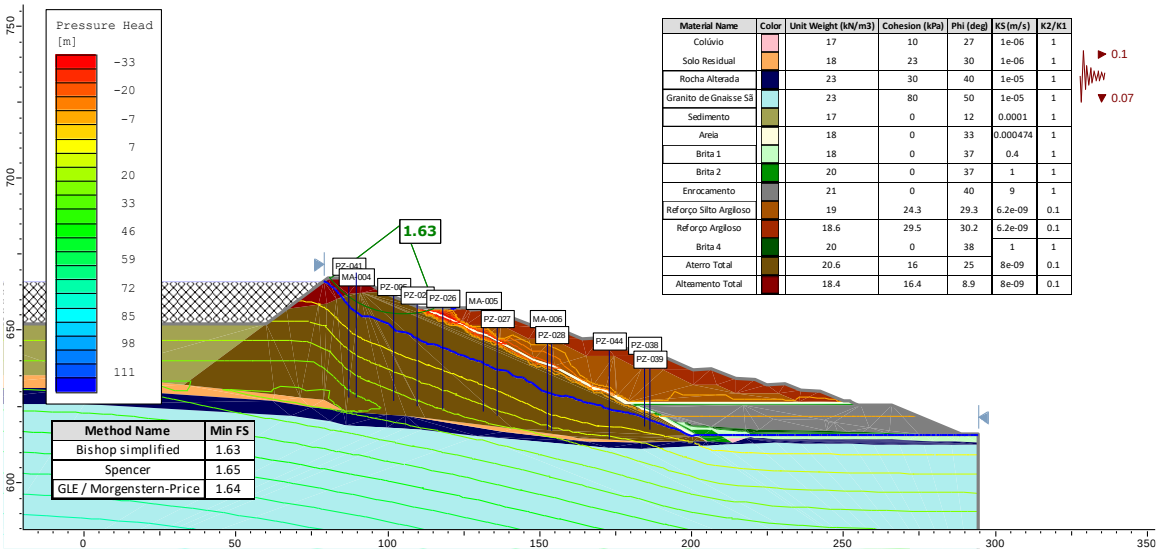


Figura 6. Seção BB' - Cenário (ii) Reforço da Barragem até a Elevação 657,00m– Análise Não Drenada com Sismo em Período Chuvoso Completo (NA El.666,0m -180 dias) – Ruptura Circular

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para as condições gerais estudadas, considerando os parâmetros de resistência obtidos, as análises de percolação em regime transiente e as análises de estabilidade mostram que com a permanência do nível d'água máximo *maximorum* durante a precipitação máxima de projeto, assim como durante um período chuvoso completo (6 meses) - a superfície freática obtida não possui elevação o suficiente para provocar surgências no talude de jusante acima da El. 657,00 m.

Para as condições de carregamento drenada e não drenada com sismo, com reforço até a El. 657,00 m, possuem fatores de segurança superiores aos mínimos preconizados pela NBR 13028/ 2017.

Com base nos estudos avaliados, é possível a otimização do reforço na El. 657,00 m, uma vez que os cenários críticos hipotéticos são muito improváveis de serem atingidos, e mesmo que houvesse uma surgência os fatores de segurança ainda seriam acima dos valores mínimos recomendados. Caso este cenário seja atingido e haja aparecimento de surgências as mesmas deverão ser tratadas.

Embora seja improvável que os cenários hipotéticos sejam atingidos, deve-se avaliar a relação entre os riscos relativos à paralização do reforço na El. 657,00 m e o investimento da execução do reforço até a crista. A freática para o período de 6 meses não é suficiente para provocar a surgência, mas encontra-se bem próxima da face do talude de jusante.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 13028 - *Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água.* Rio de Janeiro.

Comitê Brasileiro de Barragens - CBDB – Apresentação das Barragens. Disponível em < http://cbdb.org.br/apresentacao-das-barragens> Acesso em: 03 mar. 2024.

Souza, V. M. O. (2016) *Aspectos Fundamentais para a Análise de Estabilidade de Taludes de Barragens Durante Rebaixamento Rápido*. Monografia de Projeto Final em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia/ UNB, 71 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/22

Analises de Tensão-deformação do Tratamento de Fundações de uma Barragem de Rejeito com Colunas de Brita Injetadas

Fabio Silva
Gerente Técnico, JETsj Brasil, Belo Horizonte, Brasil, fsilva@jetsj.com

Miriam Lopes
Engenheira Geotécnica, JETsj, Lisboa, Portugal, mlopes@jetsj.com

Nuno Silva
Diretor Técnico, JETsj Brasil, Lisboa, Portugal, nsilva@jetsj.com

RESUMO: A presença de solos residuais de baixa resistência e elevada deformabilidade na projeção do futuro maciço de alteamento a jusante de uma barragem de rejeitos exigiu a implementação de tratamento para garantir a estabilidade da barragem e controlar os recalques diferenciais do futuro maciço. Os solos em questão têm matriz arenosa, com presença de material siltoso entremeado e pedregulhos, apresentando estrutura metaestável, corroborada pela baixa resistência identificada nos ensaios de campo, com N_{SPT}<2 e resistência de ponta do piezocone, praticamente nula. Quatro soluções para o tratamento desse material foram estudadas e testadas em campo. No entanto, apenas uma foi bem-sucedida. A solução de tratamento adotada consistiu em colunas de brita associado a injeções cimentícias de baixo módulo de deformabilidade. Através de análises de tensão-deformação 2D e 3D, avaliou-se, por meio de 29 cenários, os efeitos da variabilidade de rigidez das colunas na eficiência da solução de tratamento. Os resultados dos modelos 3D demonstraram uma tendência de concentração de tensões nas colunas mais rígidas, especialmente nos cenários em que há maior contraste de rigidez entre uma ou mais colunas e aquelas do seu entorno, levando à plastificação destas colunas e consequente aumento dos recalques da fundação, quando comparado aos modelos bidimensionais.

PALAVRAS-CHAVE: barragem de rejeitos, colunas de brita, análise de sensibilidade, rigidez, tensão-deformação, injeções comentícias

ABSTRACT: The presence of low-strength residual soils with high deformability in the projection of a tailings dam's future downstream slope, following its raising, imposed the implementation of ground improvement measures. These measures were crucial to ensure the stability of the dam and control differential settlements beneath the future embankment. The soils in question exhibit a sandy matrix interspersed with silty material and gravel, revealing a metastable structure. This metastability feature was corroborated by their low resistance observed during field tests, with N_{SPT} < 2 and very low cone penetration tip resistance. Four ground improvement solutions were thoroughly studied and field-tested for this material, but only one proved successful. The adopted ground improvement approach involved the use of Stone Columns combined with low-modulus cement injections. By conducting 2D and 3D stress-strain analyses, the impact of column stiffness variability on the ground improvement solution's efficiency across 29 scenarios was evaluated. Notably, the 3D model results indicated stress concentration tendencies in the stiffer columns, particularly in scenarios with significant stiffness contrast between one or more columns and their surrounding counterparts. This phenomenon led to the plastification of these columns and subsequent increased foundation settlements when compared to the 2D models.

KEYWORDS: tailings dam, stone column, sensitivity analysis, stiffness, stress-strain, cement injections

1 INTRODUÇÃO

A solução de colunas brita tem como objetivo restituir o confinamento aos solos residuais de dolomito, que se encontram em estado fofo na fundação do futuro maciço de alteamento a jusante de uma barragem de rejeitos no Quadrilátero Ferrífero e simultaneamente prover o melhoramento das propriedades mecânicas dos demais solos naturais por meio de substituição de material. Através do deslocamento lateral das partículas sólidas, induzido aquando da execução das colunas de brita e das injeções de alta e/ou baixa mobilidade, impõe-se um deslocamento radial na massa de solo, provocando uma redução do índice de vazios *in situ* e consequentemente a sua densificação.

A necessidade das análises aqui apresentadas advém da ocorrência de variações significativas nos módulos de deformabilidade das colunas injetadas em campo, comprovadas pelos resultados de ensaios realizados em amostras de colunas moldadas em laboratório, com os mesmos traços utilizados no campo. Esses ensaios indicaram módulos de deformabilidade e resistências à compressão não confinada até 4,5 vezes superiores àqueles previstos em projeto, o qual, originalmente considerava colunas de brita tradicionais, sem injeção cimentícia.

Dessa forma, visando avaliar se as referidas alterações nas propriedades do material poderiam vir a comprometer a eficácia e a eficiência da solução originalmente proposta, foram realizadas análises de sensibilidade sobre os modelos numéricos de projeto, considerando os valores médios e extremos do espectro de variação dos parâmetros obtidos na campanha de ensaios de laboratório. Desta forma, estabeleceu-se um programa de análises de tensão-deformação, no qual os parâmetros equivalentes dos solos tratados pelas colunas injetadas, cujo cálculo é baseado na taxa de substituição de material e advém de uma média ponderada dos parâmetros do solo não tratado e das colunas, são alterados proporcionalmente à variação dos parâmetros das colunas, que se alternam entre os valores extremos e o valor médio.

Com esta finalidade, foram elaboradas análises tensão-deformação 2D, nomeadamente, análises de elementos finitos, utilizando o *software* PLAXIS 2D, da seção transversal do talvegue da barragem, que intercepta os solos residuais inconsolidados. Além disso, foi elaborada um modelo 3D, utilizando o *software* PLAXIS 3D, de um trecho da referida seção transversal, com a finalidade de avaliar efeitos específicos que não podem ser observados em análises 2D.

2 PROGRAMA DE ANÁLISES

O programa de análises consiste na exploração de cenários nos quais os valores médios e extremos das propriedades dos materiais, que são variáveis em função da rigidez e da resistência das colunas, são combinados, de forma a simular os efeitos da variabilidade destes parâmetros nas diferentes colunas, ou em diferentes grupos de colunas em campo. Por se tratar de uma análise combinatória das diferentes possibilidades de valores para os parâmetros variáveis, se faz necessária a adoção premissas para controle do número de variáveis, haja vista que o número de análises cresce geometricamente com o número de variáveis.

Com essa finalidade foram adotadas inter-relações fixas, usualmente indicadas na literatura, entre os parâmetros de deformabilidade do constitutivo adotado nas modelagens, o *Hardening Soil* (Schanz; Vermeer e Bonnier, 1999). As inter-relações adotadas são indicadas na Equação 1 (Bentley 2024).

$$E_{50} = \mathrm{E}_{\mathrm{oed}} = {}^{E_{ur}}/_{3} \qquad (1)$$

Onde:

E_{50} – módulo secante a 50% da tensão de ruptura;
$\mathrm{E}_{\mathrm{oed}}$ – módulo oedométrico;
E_{ur} – módulo de descarregamento/recarregamento.

De forma análoga, considerou-se por dedução lógica do círculo de Mohr, a partir da fixação de um ângulo de atrito constante, uma relação direta entre a resistência à compressão uniaxial das colunas e a coesão efetiva do material. Expressa matematicamente pela Equação 2:

$$c' = \frac{q_u}{2} \tan\left(\frac{90-\phi'}{2}\right) \quad (2)$$

Onde:

c' – coesão efetiva;
q_u – resistência à compressão não confinada.

O terceiro parâmetro variável nas análises foi o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), o qual foi alternado entre o valor natural, estimado pela conhecida fórmula de Jaky (Jaky, 1944), e um valor melhorado que considera o efeito de expansão de cavidade pela execução das colunas. O valor de K_0, pós implantação das colunas, foi obtido por meio da simulação da implantação das colunas em um modelo axissimétrico de tensão-deformação. Desta forma, pelo princípio da contagem, obteve-se um total de 18 cenários de análise, conforme exposto na Figura 1.

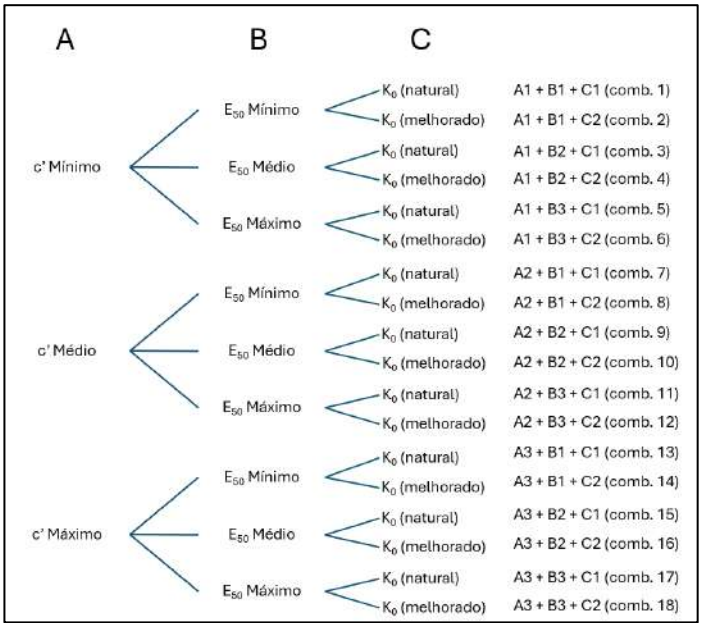


Figura 1. Espaço amostral do programa de análises 2D.

Os ensaios de laboratório demonstraram uma faixa de variação dos módulos secantes, E_{50}, de 91 a 381 MPa, enquanto os valores de q_u variaram de 1,23 a 2,38 MPa. Com esse intervalo e utilizando as taxas de substituição de material calibradas pelo sobreconsumo de brita, obtido em um campo experimental no local da obra, foram calculados os valores médios e extremos dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos equivalentes tratados pelas colunas, identificados pelos prefixos SEq.

A Figura 2 resume os intervalos de variação dos parâmetros variáveis do programa de análises. Destaca-se que a influência dos parâmetros das colunas nos parâmetros dos SEqs não é linear, pois as taxas de substituição não são constantes entre os diferentes materiais devido à expansão de cavidade.

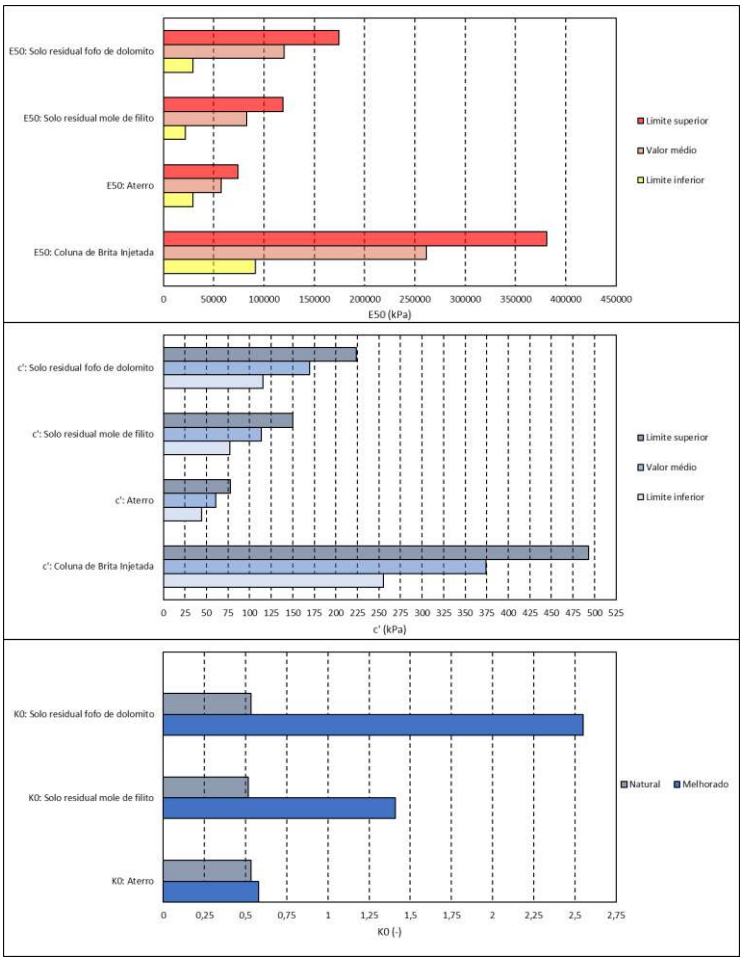


Figura 2. Intervalo de variação dos parâmetros variáveis da análise de sensibilidade.

Os dados brutos resultantes das análises, nomeadamente, a tensão de desvio q, a tensão cisalhante relativa τ_{rel} e os recalques no topo da fundação ρ foram processados por meio de uma rotina de cálculo programada pelos autores.

Diferentemente dos cenários de cálculo simulados nos modelos 2D, que exploram o efeito da variação dos parâmetros dos solos equivalentes, os cenários do programa de análises do modelo 3D buscam avaliar os mecanismos deformacionais e variações no estado de tensões da fundação em cenários nos quais os parâmetros de deformabilidade das colunas, modeladas como elementos discretos, variam de forma homogênea ou heterogênea dentro da malha. Para esta finalidade, fixou-se o intercepto coesivo das colunas discretas em seu valor mínimo e foram atribuídos sobre elas módulos secantes alternados entre e o valor médio e seus valores extremos. Guiado por essa premissa basilar, foram construídos modelos com 3 tipos de configuração:

- Arranjo uniforme: todas as colunas discretas assumem um mesmo valor de E_{50}.
- Arranjo caótico: as colunas assumem valores alternados entre o valor médio e os valores extremos, sendo distribuídos de forma puramente aleatória;
- Arranjo estruturado: as colunas assumem valores alternados entre o valor médio e os valores extremos, sendo distribuídos de forma intencional para a simulação de condições desfavoráveis para a obra.

Adicionalmente foi simulado um cenário que considera a quebra da ligação cimentícia de todas as colunas. Neste cenário anulou-se o valor do intercepto coesivo e reduziu-se o módulo secante mínimo em 25%. A Tabela 1 sintetiza os cenários simulados nos modelos 3D.

Tabela 1. Síntese dos cenários de modelagem tridimensional.

Modelo 3D (colunas discretas)			
Cenário	**Arranjo**	**c'**	**E_{50}**
A	Uniforme	min	E= $E_{máx}$
B	Uniforme	min	E= $E_{mín}$
C	Caótico	min	Aleatório ente $E_{máx}$ e $E_{mín}$
D	Caótico	min	Aleatório ente $E_{máx}$ e $E_{mín}$
E	Estruturado	min	Estruturado ente $E_{máx}$ e $E_{mín}$
F	Estruturado	min	Estruturado ente $E_{máx}$ e $E_{mín}$
G	Estruturado	min	Estruturado ente $E_{máx}$ e $E_{mín}$
H	Estruturado	min	Estruturado ente $E_{máx}$ e $E_{mín}$
I	Caótico	min	Aleatório ente $E_{máx}$ e $E_{mín}$
J	Caótico	min	Aleatório ente $E_{máx}$ e $E_{mín}$
CBIs plastificadas	Uniforme	zero	E= 75%$E_{mín}$

3 CONSTRUÇÃO DOS MODELOS

Os modelos desenvolvidos apresentam solos naturais, solos equivalentes (compósito de solos naturais e colunas de brita ou de jet grouting), aterros, rochas em estado natural e rochas injetadas com calda de cimento. São relacionados abaixo os modelos constitutivos utilizados na simulação destes materiais:

- Solos naturais e solos equivalentes tratados com colunas de brita - Modelo *Hardening Soil*.
- Solos reforçados com colunas de Jet Grouting – Modelo Mohr-Coulomb.
- Rochas em estado natural – Modelo Hoek-Brown (Hoek, 2002).
- Rochas injetadas – Modelo Mohr-Coulomb.

Os modelos 2D foram desenvolvidos em estado plano de deformação com N.A. em condição hidrostática de poropressão e a variação da elevação da superfície freática foi sequenciada com as etapas de alteamento do aterro da barragem. No que tange à simulação das etapas construtivas, todos os 18 cenários seguiram a mesma estruturação, variando-se apenas os parâmetros dos materiais tratados pelas colunas de brita. A sequência das fases de alteamento da barragem foi realizada com etapas plásticas de carregamento intercaladas com fases de adensamento de 90% do excesso de poropressão do modelo, efetivamente simulando uma construção lenta e controlada. Após o atingimento da elevação final da crista, simulou-se o enchimento do reservatório até a cota final, finalizando a sequência com uma etapa de dissipação total dos excessos de poropressão residuais.

A Figura 3 apresenta a seção transversal elaborada, com destaque para os 5 materiais tratados pelas colunas de brita. Destaca-se que os materiais SAP-FIL e SAP-DOL não tiveram seus parâmetros modificados nas análises de sensibilidade, por razões de controle de variáveis e por possuírem baixa representatividade para o problema em questão.

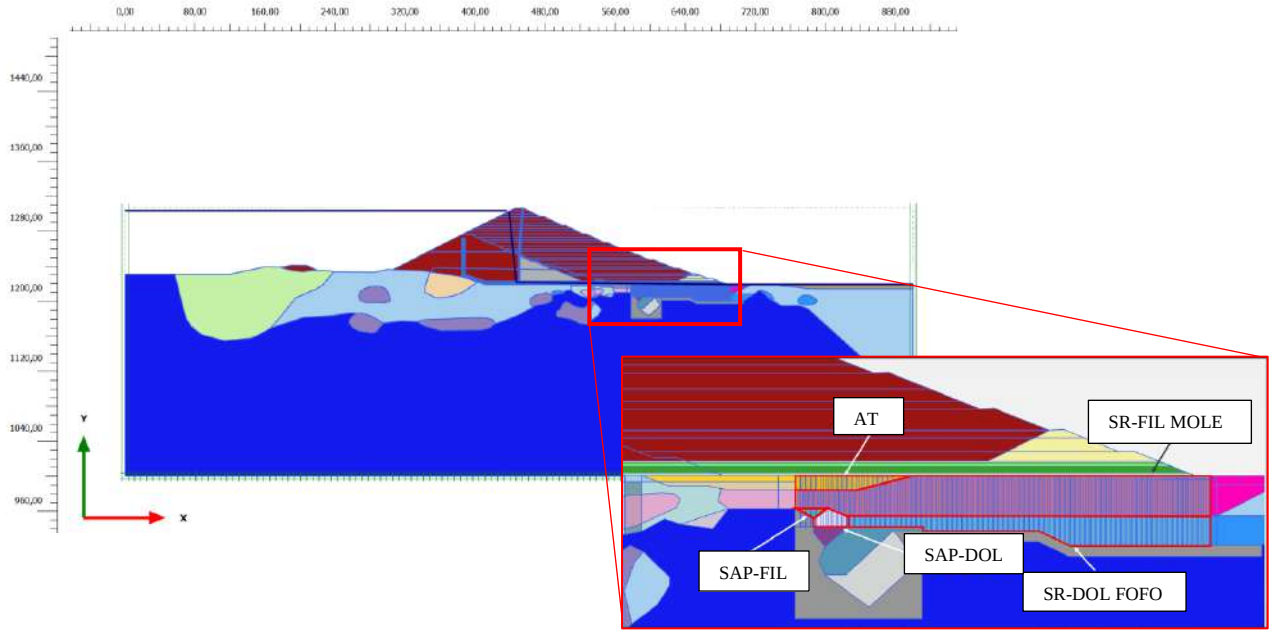


Figura 3. Seção transversal utilizada nos modelos 2D.

Nos modelos 3D, por sua vez, as colunas de brita foram simuladas como elementos discretos, com o objetivo de avaliar fenômenos como, distribuição de tensões entre o solo não tratado e as colunas, puncionamento do tapete drenante da barragem, o qual será assente sobre as colunas, e possíveis recalques diferenciais dentro da malha de colunas em função de variações não uniformes de rigidez entre colunas na malha. Os modelos 3D foram restritos à zona onde foram constatadas as máximas tensões e recalques nos modelos 2D, consistindo em modelos de extrusão, onde a espessura fora do plano 2D abrange 3 linhas de colunas da malha e não há variação nas espessuras das camadas de solo nessa dimensão. A diferença na metodologia de modelagem dos modelos 2D e 3D impede que haja plena convergência dos estados de tensão dos materiais entre modelos, no entanto, para garantir uma aproximação adequada entre os modelos, foram definidas interfaces, nos modelos 2D, nas fronteiras da zona de tratamento que seriam representadas nos modelos 3D e, em seguida, extraiu-se os empuxos nos planos que equivalem a essas fronteiras para importação nos modelos 3D. Esse procedimento simplificado simula o empuxo horizontal exercido pelo aterro ascendente da barragem e a componente resistente do maciço a jusante (fronteiras horizontais). Simulou-se também o peso do maciço de alteamento, atuando na fronteira superior do modelo como uma carga trapezoidal. Essa abordagem teve o objetivo de aproximar o estado de tensões dos modelos, sem a necessidade de modelamento de toda a estrutura.

A Figura 4 exemplifica o processo de "transferência" de carregamentos de fronteira dos modelos 2D para os modelos 3D, enquanto a Figura 5 ilustra a geometria utilizada nos modelos 3D.

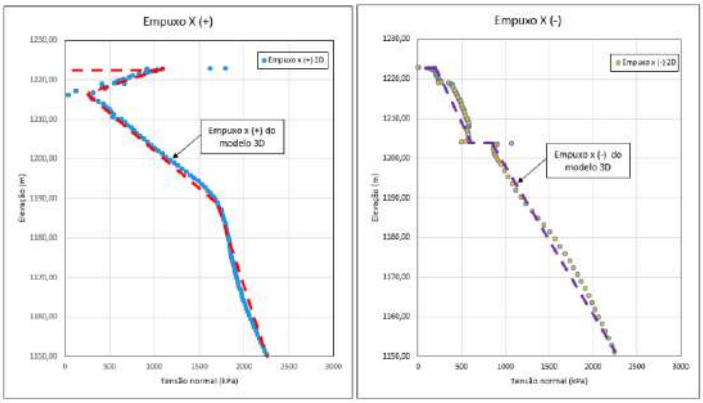


Figura 4. Comparação entre os empuxos e cargas verticais de modelos 2D e 3D.

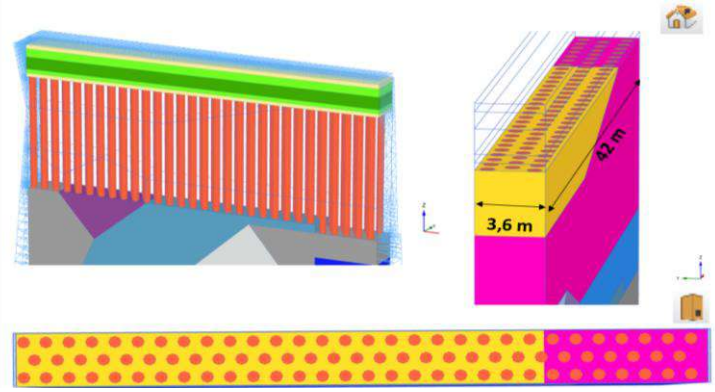


Figura 5. Geometria do modelo 3D de extrusão.

3 RESULTADOS

A Figura 6 apresenta a distribuição das tensões principais maiores em todos os cenários na interface entre o topo das colunas e o terreno natural, onde os quadrados azuis indicam as tensões no solo, os vermelhos as tensões nas colunas, os círculos roxos vazados as tensões no solo no cenário de plastificação de todas as colunas e os círculos roxos preenchidos as tensões nas colunas no cenário de plastificação de todas as colunas.

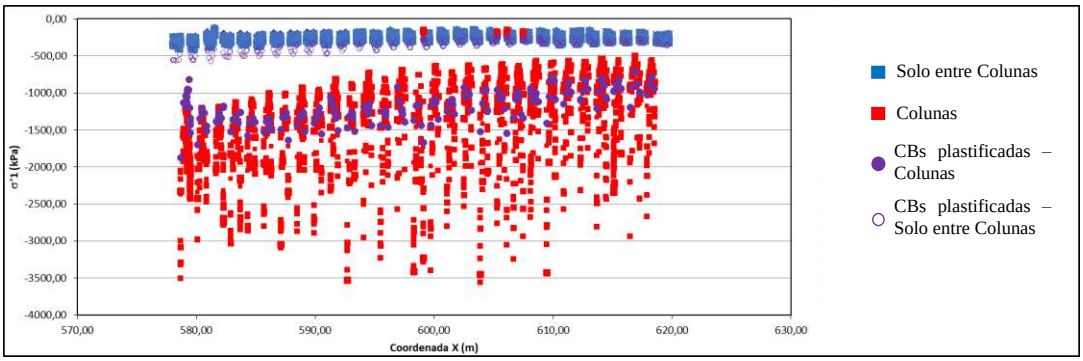


Figura 6. Tensões principais efetivas maiores σ'_1 no solo e nas colunas para todos os cenários de análise.

A Figura 7 apresenta a comparação entre os recalques obtidos no nível do terreno nos cenários simulados nos modelos 2D (linhas pretas) e nos modelos 3D (linhas vermelhas e roxas), onde as linhas roxas indicam o cenário de plastificação de todas as colunas.

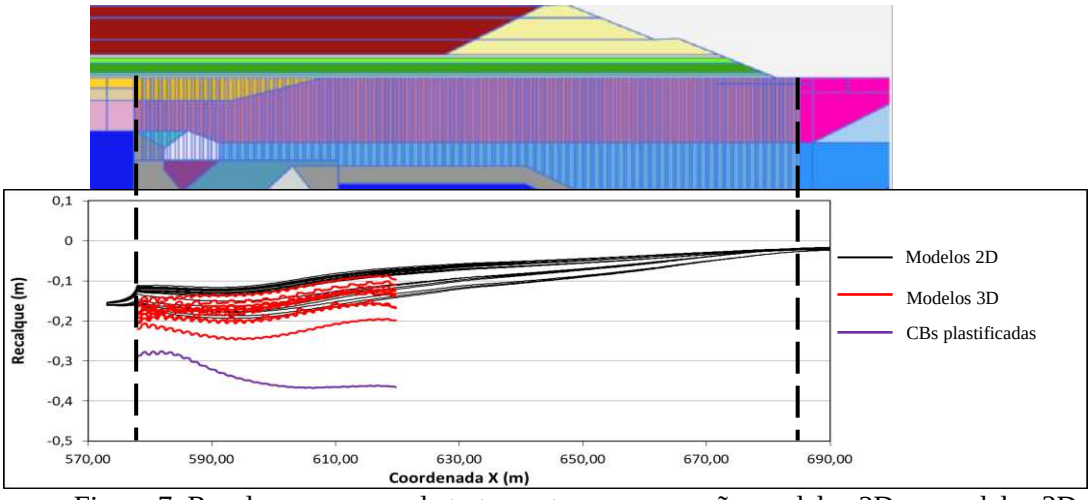


Figura 7. Recalques na zona de tratamento – comparação modelos 2D vs modelos 3D.

4 CONCLUSÕES

Os diversos modelos de tensão-deformação desenvolvidos permitiram traçar um panorama geral da influência que as colunas mais rígidas podem ter nos recalques totais e diferenciais esperados. Os cenários desenvolvidos nos modelos 2D não indicaram a ocorrência de pontos de plastificação nos clusters que simulam o solo tratado, tendo sido obtidas tensões cisalhantes máximas, no pior dos cenários, de 96% de τ_{max}.

A inclusão dos modelos 3D no programa de análises trouxe luz para um fenômeno não reprodutível nos modelos bidimensionais, que é a plastificação progressiva das colunas discretas e do solo no entorno delas, particularmente intensificado nos cenários nos quais há contraste significativo de rigidez entre colunas individuais próximas. Nestes cenários, a concentração de tensões nas colunas mais rígidas promove sua plastificação e consequente redistribuição de tensões para o solo circundante e colunas próximas, efetivamente criando zonas de plastificação, onde espera-se que a resistência ao cisalhamento do compósito seja reduzida e ocorram maiores recalques. No entanto, mesmo nos cenários mais críticos, quando, por exemplo, uma coluna de rigidez máxima encontra-se circundada por colunas com rigidez mínima, o confinamento radial impede a formação de bandas de cisalhamento mais expressivas. O fato de os modelos 3D terem apresentado mais pontos de plastificação quando comparados aos modelos 2D, é também justificado pelo fato das colunas terem sido modeladas com seu diâmetro teórico nos modelos 3D, efetivamente reduzindo as taxas de substituição de material em relação aos modelos análogos bidimensionais. O efeito da menor taxa de substituição dos modelos 3D torna-se evidente pela comparação das curvas de recalque obtidas nos modelos 2D e 3D, que demonstra um claro deslocamento vertical negativo das curvas dos modelos 3D, o que vai no sentido contrário de comparações usuais entre modelos 2D e 3D, que tendem a indicar deslocamentos inferiores nos modelos 3D.

O cenário que representa o que seria uma consequência extrema do fenômeno de plastificação das colunas injetadas, o qual considera todas as colunas com rigidez 25% inferior à mínima e sem coesão, demonstra que os recalques totais podem atingir valores de até 37 cm, com distorções angulares dentro da área de tratamento de até 1:180.

Os resultados dos modelos 3D demonstraram de forma satisfatória que a possibilidade de puncionamento das colunas através do tapete drenante não é relevante, uma vez que mesmo no cenário mais propício para ocorrência do fenômeno (todas as colunas com máxima rigidez), a ocorrência de pontos de plastificação no tapete drenante foi praticamente nula. Além disso, os recalques diferenciais dentro da malha (ondulações) ficarem restritos ao primeiro metro de aterro acima do topo das colunas, não havendo propagação através do tapete.

AGRADECIMENTOS

A JETsj agradece a autorização da DF+ Engenharia para a publicação do presente artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 8522. *Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão*

Jaky, J. (1944). *The Coefficient of Earth Pressure at Rest*. Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, pp. 355-358

Hoek, Evert et al., *Hoek-Brown Failure Criterion*. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.

Schanz, T., vermeer, P. A. & Bonnier P. G. (1999). *Formulation & Verification of the Hardening Soil Model*. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. First Edition.

Bentley (2024). PLAXIS 2D 2024.1 : 3 - Material Models Manual. Disponível em https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvisionwiki/46137/manuals---plaxis, acessado em 21/03/2024

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/23

ANÁLISES ESTÁTICAS E PSEUDOESTÁTICA DE UMA BARRAGEM DE REJEITOS TRIDIMENSIONAL A PARTIR DE UM MODELO IMPLÍCITO

Zharry Ribeiro Bueno
Engneheira Civil, Universidade Federeal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, zharryrbueno@hotmail.com

Talita Caroline Miranda
D.Sc./Professora, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, talita@etg.ufmg.br

Giovanna Monique Alelvan
D.Sc./Professora, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, giovannaalelvan@etg.ufmg.br

RESUMO: O propósito fundamental deste estudo é examinar os resultados dos fatores de segurança e da probabilidade de ruptura, confrontando-os com as previsões normativas, com o intuito de validar a relevância da condução de análises de estabilidade de taludes. A abordagem adotada neste trabalho é tridimensional, determinística e probabilística, utilizando um modelo implícito, visando proporcionar uma avaliação mais precisa da condição de segurança das estruturas geotécnicas. Este enfoque não apenas busca compreender os desafios inerentes à estabilidade dos taludes, mas também destaca a importância de adotar métodos avançados que considerem a dinâmica do solo e a complexidade tridimensional das condições geotécnicas. Ao fazê-lo, busca-se contribuir para o aprimoramento das práticas de engenharia geotécnica, promovendo uma abordagem mais abrangente e precisa na avaliação da segurança dessas estruturas cruciais.

PALAVRAS-CHAVE: Determinística, Probabilística, Modelagem Implícita, Slide 3.

ABSTRACT: The fundamental purpose of this study is to examine the results of safety factors and probability of failure, comparing them to normative predictions, in order to validate the relevance of conducting slope stability analyses. The approach adopted in this work is three-dimensional, deterministic, and probabilistic, utilizing an implicit model to provide a more accurate assessment of the safety condition of geotechnical structures. This approach not only seeks to comprehend the inherent challenges of slope stability but also underscores the importance of adopting advanced methods that consider soil dynamics and the three-dimensional complexity of geotechnical conditions. By doing so, the aim is to contribute to the improvement of geotechnical engineering practices, promoting a more comprehensive and precise approach in evaluating the safety of these critical structures.

KEYWORDS: Deterministic, Probabilistic, Implicit Modeling, Slide 3.

1 INTRODUÇÃO

No contexto brasileiro, a engenharia geotécnica desempenha um papel crucial na mitigação de desastres naturais devido à complexidade do solo e à diversidade geológica e geomorfológica do país. Esta disciplina é essencial não apenas na previsão de desastres, resultantes da combinação da suscetibilidade natural a fenômenos com a influência humana, mas também na implementação de soluções através de projetos de engenharia.

A importância da engenharia geotécnica na prevenção de acidentes é destacada por Duarte (2015), que enfatiza a necessidade de análises detalhadas do solo e a implementação de medidas de engenharia para

proteger comunidades e infraestruturas. A nível global, Roque (2018) destaca o papel significativo da engenharia geotécnica na proteção contra eventos naturais extremos, exigindo avanços contínuos na pesquisa geotécnica.

Na indústria de mineração, a engenharia geotécnica é fundamental, abordando propriedades mecânicas e físicas de solos, rochas e materiais geotécnicos. Essa disciplina é essencial na avaliação da estabilidade de estruturas, sustentabilidade ambiental e prevenção de acidentes, conforme normas como a NBR 6484 (ABNT, 2001). O conhecimento das propriedades dos solos é crucial para a elaboração de projetos seguros, conforme Vaz et al. (2018), sendo obtido por meio de ensaios de campo e laboratoriais.

O presente trabalho utiliza um modelo geológico-geotécnico tridimensional de uma barragem, desenvolvido no Leapfrog Works, para realizar análises estáticas, probabilísticas e pseudo-estáticas utilizando o software Slide3. Dados sísmicos e metodologias probabilísticas de outros estudos complementam a abordagem, visando aprimorar a compreensão e prevenção de potenciais riscos em estruturas geotécnicas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Validação e Importação do Modelo

Na validação do modelo implícito utilizado, foi realizada a análise dos resultados e das conclusões do estudo, quais apresentaram resultados satisfatórios para o presente modelo. Esse processo teve como objetivo verificar a precisão e a acurácia do modelo em representar as propriedades geotécnicas do terreno estudado.

Após a validação dos dados e parâmetros, procedeu-se à importação dos sólidos correspondentes a cada tipo de material litológico de maneira individualizada. Os volumes exportados do software LeapFrog Works, adotado nesta pesquisa, foram formatados utilizando a extensão .OBJ. Tal escolha foi motivada pela sua menor exigência computacional e menor detalhamento em comparação à extensão .DXF, decisão tomada em consideração à capacidade do software Slide 3 e ao esforço computacional demandado pelas análises empreendidas.

2.1.1 Criação do nível de água

A delimitação e criação da superfície freática foi realizada de maneira a contemplar o nível máximo da água, em conformidade com a altura do rejeito, com o propósito de avaliar a estrutura em um estado.

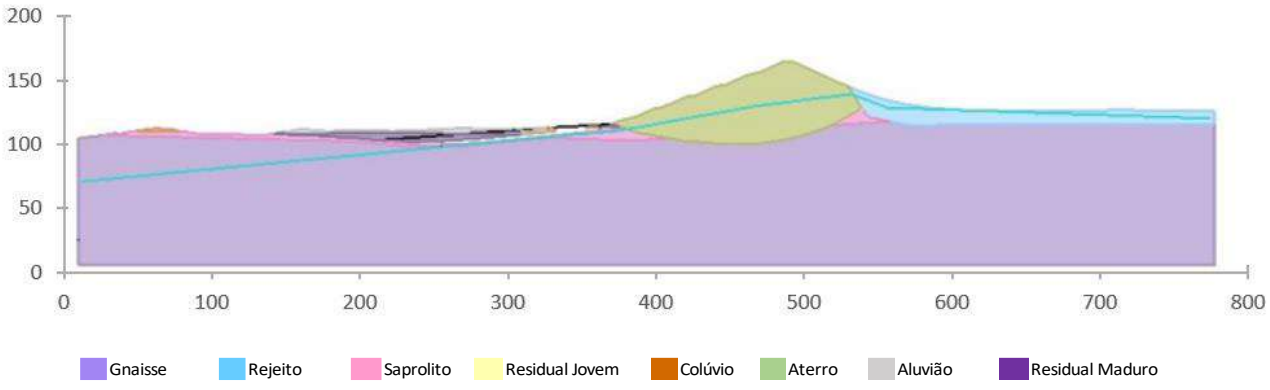


Figura 1. Seção com o nível do rejeito na fase inicial.

3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

A utilização de um modelo implícito representativo viabiliza a criação do modelo numérico, permitindo a condução de análises de estabilidade para avaliar a condição de segurança de um talude. Nesse processo, é essencial adotar um método que avalie o comportamento do talude próximo ao ponto de ruptura. Devido à

eficácia, simplicidade e difusão do método de equilíbrio-limite em análises bidimensionais (BRETAS, 2020), e à implementação do método no software Slide 3, para análises tridimensionais, optou-se pela utilização do método neste trabalho.

3.1 Análises Determinísticas

Nas análises determinísticas foram utilizados os valores médios dos parâmetros de resistência de cada material, representados na Tabela 1. Nestas análises, o software Slide 3, fornece como resultado, a superfície de ruptura crítica, ou seja, a superfície associada ao FS mínimo.

Foram feitas análises de estabilidade determinísticas utilizando os métodos de Bishop, Morgenstern-Price e Spencer, em todos os casos de carregamento a análise utilizando o método de Bishop resultou em menores valores de FS, por esse motivo serão apresentadas apenas as análises determinísticas que utilizaram este método.

Tabela 1. Parâmetros de resistência dos materiais em avaliação.

Material	γ	c’	φ'
	[kN/m³]	[kPa]	[°]
Colúvio	18,2	18	22
Aluvião	18	15	20
Residual Maduro	19	10	24
Residual Jovem	20	19	26
Saprolito	21	9	37
Granitoide	21	65	20
Rejeito	18	0	36
Aterro	20	10	25

3.2 Análise Pseudo-Estática

O software Slide3 realizou uma análise pseudoestática para calcular o coeficiente sísmico horizontal necessário a fim de atingir o Fator de Segurança Alvo de 1, utilizado para avaliar o momento potencial de ruptura. Essa análise foi conduzida para todas as superfícies de deslizamento, identificando uma superfície crítica que requer o valor mais baixo de ky para atingir o FS alvo. A opção de análise escolhida resultou em valores de Ky em vez de Fator de Segurança, conforme indicado pelo tutorial do Slide3. Se todas as superfícies de deslizamento inicialmente possuírem um Fator de Segurança menor que o Alvo, o Ky crítico relatado será zero. A comparação dos resultados incluiu a análise do coeficiente sísmico apresentado por Altoé (2023), que utilizou o método de Hynes Griffin & Franklin. Esse método considera que o coeficiente sísmico horizontal é igual a 0,5 vezes o pico de aceleração (PGA), com os parâmetros detalhados na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros de PGA (Altoé, 2023).

Classificação da estrutura	Aceleração	Tempo de Retorno
Significante	0.0093 g	975 anos
Alto	0.0175 g	2475 anos
Muito Alto	0,0270 g	5000 anos
Extremo	0,0409 g	10000 anos

O atual estudo visa avaliar a barragem em suas condições mais críticas, adotando, para fins de comparação, a aceleração com um tempo de retorno de 10.000 anos. Utilizando o método de Hynes Griffin & Franklin, foi obtido um valor crítico para a constante Ky equivalente a 0,5 vezes 0,0409 g, resultando em 0,02045 g.

3.3 Análises Probabilísticas

Segundo Miranda (2020), as análises de estabilidade probabilísticas incorporam a variabilidade dos parâmetros geomecânicos do solo. Quando não há ensaios suficientes para uma análise estatística, Assis (2011) propõe estimar o desvio padrão dos parâmetros geomecânicos usando coeficientes de variação da literatura, conforme mostrado na Equação 1:

$$CV = \frac{\sigma}{m} \text{ x } 100 \quad (1)$$

Onde (σ) é o desvio padrão da amostra e (m) é o valor médio do parâmetro.

Os coeficientes de variação neste estudo foram baseados em Miranda (2020) e Baecher e Christian (2003), com um CV de 10% para o ângulo de atrito efetivo e 40% para o intercepto de coesão efetivo. A variabilidade do peso específico dos materiais não foi considerada, pois, de acordo com Pimentel et al. (2017), sua contribuição para a variação do Fator de Segurança é insignificante em comparação com o intercepto de coesão e o ângulo de atrito. Os parâmetros adotados para a avaliação probabilística são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Variação dos parâmetros de resistência na análise probabilística.

Materiais	máx		méd		mín		desvio padrão	
	c' [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]	φ' [°]
Colúvio	25.2	24.2	18	22	10.8	19.8	7.2	2.2
Aluvião	21	22	15	20	9	18	6	2
Residual Maduro	14	26.4	10	24	6	21.6	4	2.4
Residual Jovem	26.6	28.6	19	26	11.4	23.4	7.6	2.6
Saprolito	12.6	40.7	9	37	5.4	33.3	3.6	3.7
Granitoide	91	22	65	20	39	18	26	2
Rejeito	0	44.07	0	35.83	0	32.44	0	2.39
Aterro	14	43.94	10	39.84	6	33.33	4	1.89

4 ESTUDO DE CASO

A Barragem em análise, localizada no quadrilátero ferrífero em Minas Gerais, tem como principal função armazenar rejeitos do beneficiamento de minério de ferro. A construção envolveu a execução de um dique de partida em duas etapas, com um aterro inicial para suportar eventos chuvosos antes de finalizar o barramento na altura de projeto. O projeto incluiu um aterro inicial com crista a 898,0 m, comprimento de 273 m e largura de 8,0 m, atingindo uma altura máxima de 36,0 m. A inclinação e geometria dos taludes seguiram as características do maciço final, conforme representado na Figura 2. Este estudo se concentrou na análise tridimensional da barragem durante a fase inicial de enchimento do reservatório, visando avaliar a criticidade do maciço nessa condição.

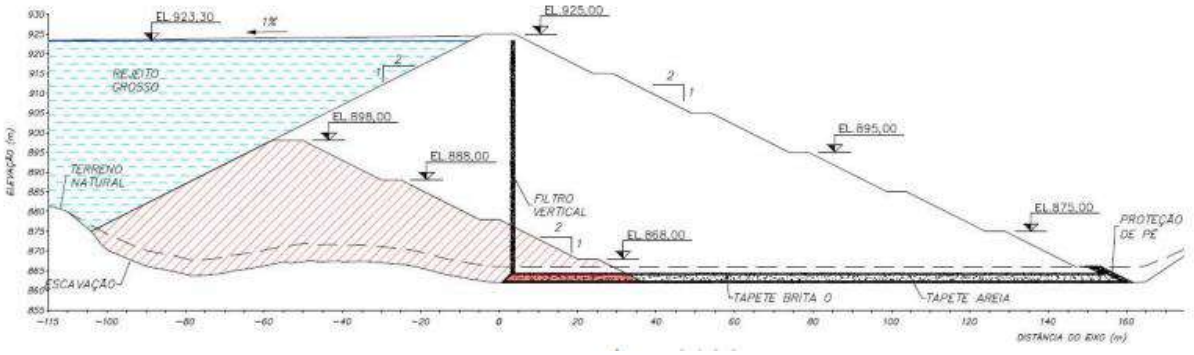
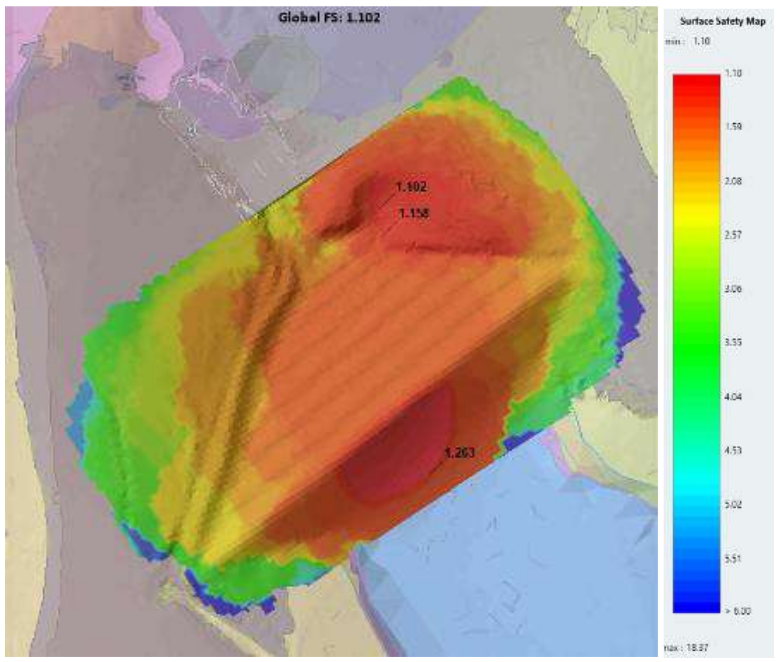


Figura 2. Aterro construtivo na El. 898,00 do dique de partida (Martino, 2023).

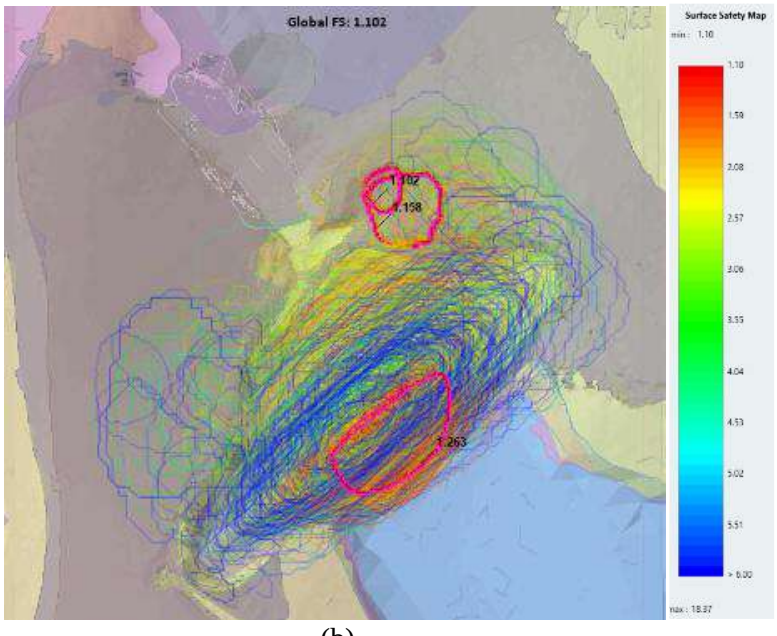
5 RESULTADOS

5.1 Análise Estática

A estrutura apresentou um FS crítico igual a 1,102 à jusante do maciço, enquanto a cunha de ruptura presente no maciço resultou em 1,263, como apresentam as Figuras 3 (a) e (b). No mapa de calor em função do fator de segurança apresentado na Figura 3 (a), é possível analisar que a cunha de ruptura crítica do maciço apresentou-se a montante da estrutura, pelo fato do baixo nível de rejeito na fase em avaliação. A Figura 3 (b) apresenta as possíveis cunhas de ruptura em função dos FS, e nela é possível analisar que as cunhas de ruptura presentes à jusante do maciço não estão relacionadas a um alto fator de risco devido ao FS.



(a)

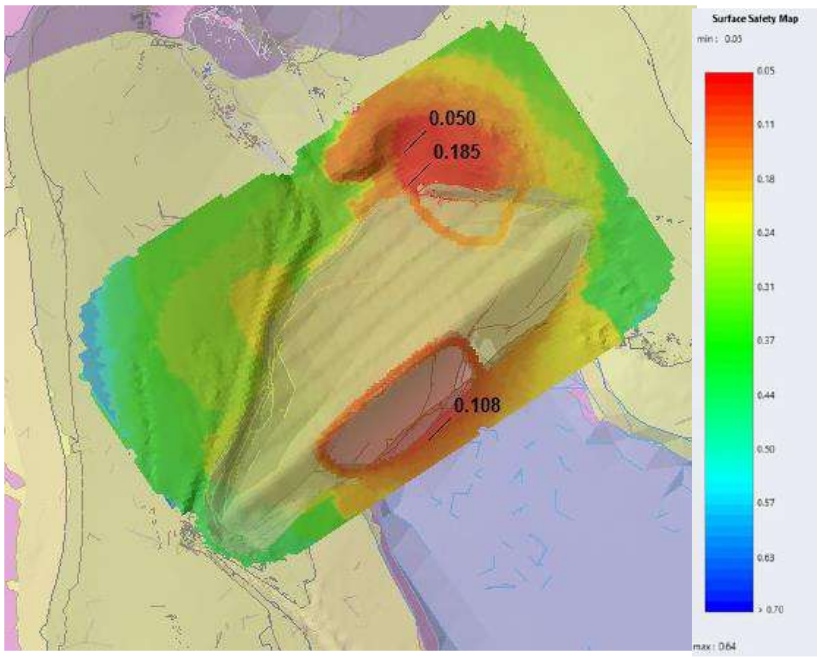


(b)

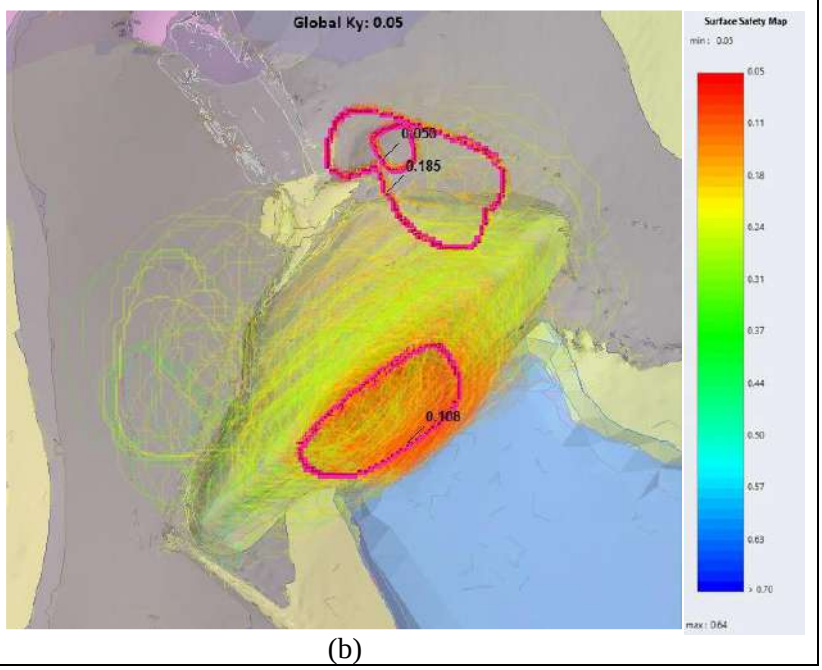
Figura 3. Resultados da análise determinística.

5.2 Análise Pseudo-Estática

A análise pseudo-estática apresenta o coeficiente sísmico mínimo capaz de gerar uma possível ruptura, ou seja, atingindo o FS igual a 1. Essa análise resultou em um coeficiente sísmico crítico igual a 0,05 g para as condições de avaliação da estrutura, como apresentado no mapa de segurança em função do coeficiente sísmico na Figura 4 (a). Para efeitos de comparação, baseando na metodologia apresentada por Altoé (2023), o resultado do coeficiente sísmico da região em avaliação, é igual a 0,02045 g. Na Figura 4 (b) são apresentadas as cunhas críticas de ruptura, e a partir dela, é possível observar que na análise pseudo-estática, o modelo não apresentou cunhas de rupturas críticas a jusante do maciço em avaliação, o que representa um ponto positivo na análise da estrutura.



(a)



(b)

Figura 4. Resultados da análise pseudo-estática.

5.3 Análise Probabilística

Com a utilização da abordagem probabilística, o FS médio obtido (1,197) foi inferior ao encontrado na análise determinística (1,263), uma redução de 5,2%. Já a probabilidade de falha obtida foi igual a 7,1%, uma vez que foram encontradas poucas cunhas de ruptura com valores de FS iguais ou inferiores a 1,0 na análise. Nesse contexto, entende-se que a variabilidade dos parâmetros de resistência dos materiais da região tem baixa influência na instabilização da barragem (Figura 5).

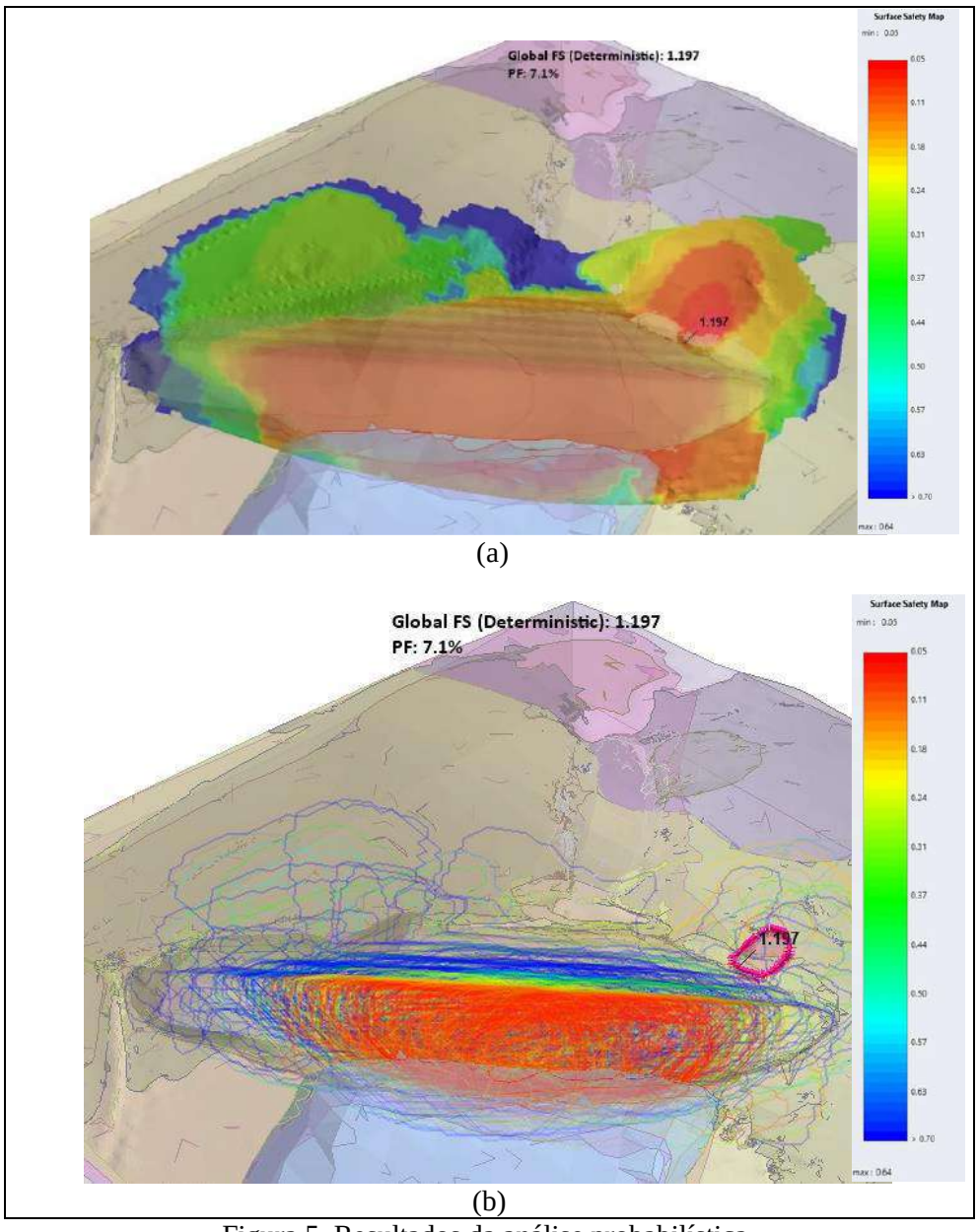


Figura 5. Resultados da análise probabilística.

6 CONCLUSÕES

Este estudo teve como objetivo principal realizar uma análise tridimensional da estabilidade de uma barragem de rejeitos de mineração, utilizando abordagens determinísticas, pseudo-estáticas e probabilísticas. O foco foi obter valores de fatores de segurança, coeficientes sísmicos críticos e probabilidade de falha, comparando esses resultados com parâmetros aceitáveis de normas técnicas e literatura especializada para avaliar a segurança da estrutura.

O modelo tridimensional foi desenvolvido pelo estudante Gabriel Martino usando dados de campo e laboratório, resultando em um modelo implícito construído no LeapfrogWorks. A implementação do modelo numérico foi feita no Slide3, utilizando parâmetros obtidos por correlações e interpretações de ensaios.

Nas análises determinísticas, os parâmetros foram baseados na média dos resultados de Martino, resultando em fatores de segurança críticos de 1,102 a jusante e 1,263 no maciço. A análise probabilística adotou variações de 40% para coesões e 10% para ângulos de atrito, resultando em um fator de segurança de 1,197 e probabilidade de falha de 7,1%.

A análise pseudo-estática identificou coeficientes sísmicos críticos de 0,05 g e 0,108 g para superfícies específicas. Comparando com o método de Hynes-Griffin, a estrutura mostrou-se segura em relação às condições sísmicas locais.

Embora a análise determinística tenha obtido um fator de segurança próximo ao requerido, classificando a estrutura como de desempenho mediano, destaca-se a importância das abordagens probabilísticas e pseudoestáticas. Compreender o possível gatilho de falha possibilita a implementação de medidas preventivas, evidenciando a importância da integração de abordagens determinísticas e probabilísticas na engenharia geotécnica e na gestão de riscos para uma compreensão mais profunda do comportamento de obras geotécnicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Altoé, J. R. (2023). *Influência das Análises Pseudo-Estáticas na Verificação da Estabilidade de Taludes em Barragens de Rejeito*. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Assis, A. P., Espósito, T., Gardoni Almeida, M., & Maia, J. C. (2011). *Métodos Estatísticos e Probabilísticos Aplicados a Geotecnia*. Brasília, DF: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

Baecher, G. B.; CHRISTIAN, J.T. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering.* John Wiley and Sons LTD, England.

Bretas, Thiago Cruz. (2020). *Retroanálise Probabilística Tridimensional por Equilíbrio-Limite de Rupturas de Talude em Belo Horizonte/MG*. Dissertação, Universidade Federal de Ouro Preto.

Duarte, C. C. (2015). *Eventos extremos de chuva e análise da suscetibilidade a movimentos de massa no município do Ipojuca-PE.* Tese de Doutorado, UFPE.

Martino, Gabriel Cruz de. (2023). *Modelo Implícito Tridimensional de uma Barragem de Rejeitos de Mineração*. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2023.

Miranda, Danilo Rodrigues (2020). *Estudo de caso: aplicação de abordagem probabilística em análises de estabilidade de uma barragem de terra*. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Pimentel, K. C. A.; Souza, T. C.; Campello, I. C.; Silva, P. H. A. (2017). *Avaliação Dos Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes de Barragens*. Em: XXXI Seminário Nacional de Grandes Barragens – Comitê Brasileiro de Barragens, 2017, Belo Horizonte.

Roque.A. J – (2018). *Ambiente e sustentabilidade: desafios e perspectivas para a Geotecnia* – Revista Geotecnia nº 143, 2018 – pp. 55-83 - Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

Vaz, A. P. M. S., Fiori, A. P., Silveira, C. T., (2018). *Métodos de Obtenção de Valores de Ângulo de Atrito e Coesão: comparação entre o ensaio de cisalhamento direto e cálculo baseado no SPT.* Boletim Paranaense de Geociências 74, 01, 1-10.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/24

Anomalias, incidentes e acidentes em barragens de terra: Estudo de caso da barragem do Bezerro em José de Freitas-PI

Ana Carolina Vasconcelos Silva
Universidade Federal do Ceará - UFC, Fortaleza, Brasil, eng.anacarolinavasconcelos@gmail.com

Francisco Chagas da Silva Filho
Universidade Federal do Ceará – UFC, Fortaleza, Brasil, fchagas@ufc.br

RESUMO: A construção de barragens no nordeste brasileiro foi a principal política pública de combate às secas implementada até o final do século XX, tanto por órgãos federais, quanto estaduais. Em decorrência disso, várias barragens encontram-se hoje com elevado tempo de construção, pouca manutenção e muitas vezes com inúmeras anomalias. Em abril de 2018, prestes a completar 25 anos de operação, a barragem do Bezerro, localizada no município de José de Freitas, no estado do Piauí, teve que ser submetida a ações corretivas devido a anomalias no maciço terroso identificadas em inspeções corriqueiras realizadas pelos próprios moradores locais. A intervenção teve que ser realizada em caráter emergencial, tanto pelo elevado dano potencial associado e alta categoria de risco, quanto por se tratar de uma compilação de situações desfavoráveis potencializando a rápida progressão de um tubo erosivo ("piping"). Nesse artigo são relatadas as principais anomalias encontradas em barragens de terra, um histórico de acidentes e incidentes ocorridos em barragens no Piauí e a análise crítica das técnicas corretivas utilizadas no caso da barragem do Bezerro.

Palavras-chave: Barragens de terra; Anomalias; Acidentes; Manutenção; Piauí.

ABSTRACT: The construction of dams in northeastern Brazil was the main public policy to combat droughts implemented at the end of the 20th century, both by federal and state agencies. As a result, several dams today have a long construction time, little maintenance and numerous anomalies. In April 2018, about to complete 25 years of operation, the Bezerro dam, located in the municipality of José de Freitas, in the state of Piauí, had to undergo corrective actions due to anomalies in the earth mass identified in routine inspections carried out by local residents themselves. The intervention had to be carried out on an emergency basis, both due to the high potential damage associated and high risk category, and because it was a compilation of unfavorable situations enhancing the rapid progression of "piping". This article reports the main anomalies found in earthen dams, a history of accidents and incidents occurring in dams in Piauí and a critical analysis of the corrective techniques used in the case of the Bezerro dam.

Keywords: Earth dams; Anomalies; Accidents; Maintenance; Piauí.

1 INTRODUÇÃO

Barragens de terra, assim como outras obras civis, são estruturas sujeitas aos efeitos adversos do tempo. No Brasil, grande parte das barragens é classificada como de alto dano potencial associado, principalmente, em função de terem municípios localizados à sua jusante. Os efeitos do tempo nessas estruturas se manifestam como anomalias e o alto dano potencial associado remete às possíveis consequências de um acidente e que, portanto, não deve prescindir de Plano de Ações Emergencial.

Nesse sentido, casos históricos de acidentes marcaram a engenharia de barragens no Brasil, inclusive no estado do Piauí. Reconhecer as semelhanças desses eventos, bem como as particularidades das medidas adotadas em cada caso, é o ponto de partida para o desenvolvimento de soluções eficientes na gestão de segurança de barragens.

Por essa razão, além da descrição das principais anomalias geralmente identificadas em inspeções de campo, o presente artigo também apresentou uma análise crítica do incidente ocorrido em 2018, na barragem do Bezerro, em operação desde 1993, no município piauiense de José de Freitas. O estudo de caso compreende a caracterização das singularidades da barragem, a identificação da condição em que se encontrava à época do evento e, nesse contexto, as ações de emergência e reabilitação que lhe foram implementadas.

2 PRINCIPAIS ANOMALIAS EM BARRAGENS DE TERRA

A Resolução nº 742/2011da ANA define como anomalia em uma barragem qualquer deficiência, irregularidade, anormalidade ou deformação que possa afetar a segurança, tanto em curto quanto em longo prazo. Importa esclarecer que, em uma inspeção regular de segurança de barragem, além de identificar as anomalias, é necessário classificá-las quanto à magnitude e ao nível de perigo, para que se possa tomar as ações necessárias a recuperação do barramento, sendo essas ações priorizadas em função dos resultados obtidos nas inspeções.

As anomalias verificadas com mais frequência em barragens de terra são apresentadas na TABELA 1 (ANA, 2016). Parte dessas anomalias, como a presença de vegetação nos taludes e de buracos abertos por animais, podem ser evitadas com procedimentos simples de manutenção. Outras apresentam-se mesmo com todos os cuidados na execução, como é o caso das fissuras, que podem ser motivadas tanto por contrações devido ao ressecamento, quanto por recalques e redistribuição de tensões (ver por exemplo, Sandroni, 2021). As anomalias críticas, no entanto, são as surgências, pois manifestam a percolação da água pelo maciço ou pela fundação em local não previsto e ocorrem, em geral, na condição de reservatório cheio.

Tabela 1. Principais anomalias em barragens de terra

Anomalias
Fissuras
Surgências
Instabilidade dos taludes
Depressões (recalques e afundamentos)
Proteção deficiente dos taludes
Erosão superficial
Crescimento excessivo de vegetação
Buracos abertos por animais

ANA (2016) apresenta o conceito de anomalia grave como sendo aquela capaz de comprometer a segurança de uma barragem e levá-la ao rompimento, no caso de não terem sido empreendidas em tempo as ações reparadoras. As surgências de água, em geral, podem evoluir para a condição de anomalia grave, principalmente quando associadas a outras anomalias. Esse é o caso do entubamento causado por uma erosão interna no maciço ou na fundação, que, consiste no arraste de partículas sólidas, ou de material em solução, promovido pelo fluxo de água (ver por exemplo Sandroni, 2021).

Sandroni (2021) aponta que o termo acidente é utilizado tanto para designar desastres ou rupturas quanto para anormalidades ou incidentes. Dada a confusão conceitual, é importante destacar que o termo incidente se limita a condição de anormalidade, ou seja, um comportamento inadequado ou imprevisto, que implique em medidas de reparo, mas que não comprometa o funcionamento da barragem.

Independente da magnitude e do nível de perigo, o aparecimento de anomalias exige atenção e cuidados por parte do empreendedor da barragem. Menescal (2004) alerta para o fato que barragens malcuidadas elevam o risco de prejuízos sociais, econômicos, ambientais e ao patrimônio nacional. Persechini (2015) ressalta que barragens malcuidadas e com a presença de anomalias podem resultar em acidente com rompimento do barramento.

3 HISTÓRICO DE ACIDENTES E INCIDENTES EM BARRAGENS NO PIAUÍ

Embora o registro de acidentes no Brasil seja escasso (Mello et al, 2021), não significa que a imensa quantidade de reservatórios dispostos em todo o território nacional esteve sempre em condição de segurança. No Piauí, apesar de apresentar apenas 64 barragens registradas, de acordo com o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), possui um relevante histórico de acidentes, como apresentado na Tabela 2.

A caracterização dos mecanismos envolvidos no evento ajuda a classificá-lo e a identificar suas causas (Mello et al, 2021). Para esses autores, existem três mecanismos que predominam: a percolação, que envolve a trajetória da água por dentro do aterro, nas interfaces ou através das fundações; a instabilidade, manifestado na forma de deslizamentos em aterros; e a erosão externa, observado na superfície da crista, dos taludes ou das

estruturas anexas, e interna, intimamente relacionada à percolação e caracterizada pelo entubamento ou erosão regressiva.

Tabela 2. Acidentes e Incidentes em barragens no Piauí

Barragem	Data do Evento	Mecanismo
Algodões I	27/05/2009	Percolação
Barreiras	Diversas datas	Instabilidade e Erosão
Bezerro	08/04/2018	Percolação e Erosão
Caldeirão	Diversas datas	Percolação
Joana	Junho/2004	Percolação e Erosão
Piaus	2009	Erosão e Instabilidade

A caracterização dos mecanismos envolvidos no evento ajuda a classificá-lo e a identificar suas causas (Mello et al, 2021). Para esses autores, existem três mecanismos que predominam: a percolação, que envolve a trajetória da água por dentro do aterro, nas interfaces ou através das fundações; a instabilidade, manifestado na forma de deslizamentos em aterros; e a erosão externa, observado na superfície da crista, dos taludes ou das estruturas anexas, e interna, intimamente relacionada à percolação e caracterizada pelo entubamento ou erosão regressiva.

Sampaio (2014) destaca que a maior parte das rupturas em barragens de aterro ocorre em período de cheias tendo como principais causas o galgamento e a erosão regressiva. Todavia, o que antecede essas causas e, consequentemente, as rupturas são as falhas de gerenciamento e manutenção das barragens.

Em sua relação com a segurança de barragens, o estado do Piauí tem como principal registro a tragédia ocorrida na barragem de Algodões I, município de Cocal, em 2009. Esse evento representou um somatório de erros e omissões na gestão de barragens (Mello et al, 2021), uma vez que a progressão para o acidente transcorreu por 15 dias até culminar na ruptura em 27 de maio de 2019. Para Sampaio (2014), a falta de manutenção e a deficiência nos estudos geológicos-geotécnicos do projeto foram as principais causas do rompimento da barragem. As ações emergenciais e corretivas durante o incidente não se mostraram eficientes e, em função disso, o resultado deixou vítimas fatais e um estado de devastação no leito a jusante.

Em junho de 2004, a barragem de Joana, localizada no município piauiense de Pedro II, também lidou com situação imprevista. A presença de uma surgência no talude de jusante alertou a população, com fluxo de água "barrenta", formando uma cava de 3 m por 4 m de seção e com vazão estimada em 50 L/s (Miranda et al, 2005). Dentre as hipóteses levantadas para explicar a anomalia, o "piping" foi descartado logo que os técnicos monitoraram a evolução da cava e sua posição em relação ao alinhamento da tubulação de tomada d'água. Essa última observação, acabou confirmando as falhas no sistema de adução da tomada d'água como a causa do incidente. Assim, medidas emergenciais adotadas com presteza ao final do mesmo mês foram bem-sucedidas, de acordo com Mello (2021), e evitaram o acidente.

Já a barragem do Caldeirão, também localizada ao norte do estado no município de Piripiri, passou por uma sequência de eventos que exigiram intervenções intensas e rápidas ao longo da sua operação (Mello et al, 2021). Desde 1956, todos os incidentes registrados nessa barragem tiveram o mecanismo da percolação atuando. Mello (2021) destaca que além da natureza da fundação, constituída por arenitos brandos e friáveis, com fraturas abertas e indícios de percolação, algumas características de projeto contribuíram para essa recorrência. As medidas de recuperação adotadas consistiram na injeção de caldas de cimento, para impermeabilizar a fundação, e na construção de um filtro invertido à jusante. Embora essas ações tenham controlado a situação da percolação, outras anomalias relacionadas à manutenção da barragem ainda recorrem.

Portanto, apesar de existirem vários mecanismos atuando no complexo da barragem durante um incidente, a evolução de uma anomalia grave pode ser controlada tomando-se as medidas corretas e com a agilidade necessária a situação de emergência. Esse é objetivo principal do Plano de Ações Emergenciais (PAE) que, de acordo com a Lei 12.334/2010, integra o Plano de Segurança da Barragem (PSB) e é de elaboração obrigatória para todas as barragens classificadas como de médio e alto dano potencial associado ou de alto risco, a critério do órgão fiscalizador.

4 ESTUDO DE CASO

A partir do Relatório Técnico elaborado pelo IDEPI (Instituto do Desenvolvimento do Piauí), empreendedor da barragem do Bezerro, foram obtidas as informações relativas aos serviços executados durante e após o incidente ocorrido em 2018 e, por conseguinte, analisadas em relação às recomendações propostas pela ANA (2016), pela literatura especializada e pelos resultados das suas aplicações.

4.1 Caracterização da barragem

A barragem do Bezerro é caracterizada como sendo uma barragem de terra com seção homogênea, assente em fundação composta por pacotes de arenitos, com tratamento através de trincheira compactada a montante do eixo da barragem. Está localizada a cerca de 3 km do município de José de Freitas e, portanto, segundo classificação no SNISB, possui alto dano potencial associado, além de alta categoria de risco. Todavia, de acordo com o próprio empreendedor, não possui Plano de Ações Emergenciais (PAE).

Originalmente, seus taludes de montante e jusante apresentavam, respectivamente, inclinação de 1:2,5 (V:H) e de 1:2 (V:H). Na Figura 1 é possível observar a seção transversal da barragem antes do incidente ocorrido em 2018. Originalmente, o seu sistema de drenagem não possuía filtro vertical ou inclinado, nem tapete drenante horizontal, somente um enroncamento de pé (rock-fill) no talude de jusante. Como proteção superficial a montante, possuía um rip-rap, contra ação das ondas formadas no reservatório, bem como um revestimento em solo laterítico, com meio fio e saída d'água a cada 20 m, como proteção da crista da barragem.

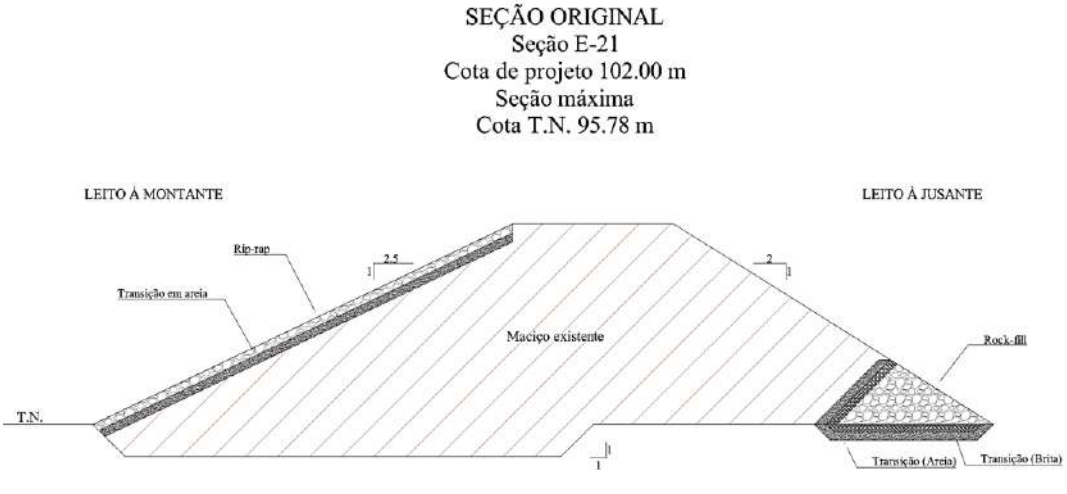


Figura 1. Seção transversal da barragem do Bezerro, antes do incidente.

As características dos principais componentes desse barramento estão apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3. Características dos componentes da barragem.

Elemento	Dimensão
Cota da crista	102,00 m
Largura da crista	5,00 m
Altura máxima	6,00 m
Extensão	1400,00 m
Cota da soleira	101,00 m
Lâmina máx. de projeto	0,32 m
Folga	0,68 m
Largura do sangradouro	60,00 m

4.2 Identificação das anomalias

Uma vez que um incidente ocorre após um conjunto de anomalias se manifestem na barragem, como uma indicação de que aquela estrutura precisa de intervenção, na barragem do Bezerro, nos anos anteriores a 2018, registrou-se danos constantes na proteção tanto do rip-rap, quanto do rock-fill, por retirada de pedras destas estruturas. Essa situação é bastante corriqueira e irregular, uma vez que esse material costuma ser utilizado na construção civil.

Ademais, foi identificada a presença de vegetação densa e de grande porte, nos taludes de montante e jusante, promovendo possíveis canais preferenciais de percolação por suas raízes atravessando o corpo da barragem. Também foram observados depressões e afundamentos na crista, além de falhas no sistema de drenagem de proteção contra a chuva.

O conjunto de irregularidades manifestado no corpo da barragem culminou em uma anomalia grave: uma surgência, localizada no talude de jusante. A partir da observação de uma forte saída d'água "barrenta" na "parede" do reservatório, um pescador, morador local, comunicou à prefeitura do município que deu sequência ao acionamento das autoridades competentes.

4.3 Descrição do incidente

A evolução da surgência se deu com fluxo constante de água barrenta e rupturas localizadas sucessivas, revelando o elevado gradiente hidráulico naquele ponto, bem como fraturamento hidráulico provocando a erosão. Todas essas características, observadas na Figura 2, permitem confirmar que o fenômeno ocorrido na barragem do Bezerro tratou-se de uma erosão tubular regressiva, ou seja, um entubamento. Os mecanismos atuantes nesse incidente são a percolação e a erosão.

Figura 2. Surgência indicando erosão tubular regressiva, talude de jusante.

Carneiro (2021) destaca que, no caso de barragens de terra homogêneas em que já tenha iniciado o processo de erosão interna no maciço do aterro, não haverá barreiras que impeçam a continuidade do arraste de partículas de solo e a erosão interna tende a continuar, a não ser que as forças de arraste sejam reduzidas. Portanto, restringir o fluxo ou rebaixar o nível do reservatório são as melhores formas de restringir o processo erosivo.

Em barragens de terra, os acidentes por percolação se manifestam devido ineficiência do sistema de drenagem, não apresentando as características de condução e filtragem da água.

Tão logo confirmada a situação de alerta, foram definidas as ações emergenciais para conter o fluxo d'água pela surgência e evitar o rompimento da barragem. Posteriormente, foram projetadas e realizadas as ações corretivas necessárias para reabilitação e retorno a condição normal de operação da barragem do Bezerro.

4.4 Ações emergenciais

De imediato, o que se pretende nas ações emergenciais é conter a progressão da erosão. ANA (2016) orienta que sejam adotadas medidas de intervenção para situações em que, por inspeção visual no corpo da barragem, se identifique zonas úmidas ou surgências no talude de jusante, com cenário provável de erosão interna. Sendo tais recomendações: o rebaixamento do nível d'água do reservatório; obras de reabilitação a definir consoante o tipo e a magnitude do problema; e o reforço da observação.

No caso da barragem do Bezerro, o empreendedor procedeu com as medidas indicadas na Tabela 4, destacadas nas Figuras 3-a e 3-b, e avaliadas segundo seus resultados. Tais medidas tiveram como consequência o aumento do nível no leito à jusante, o deslocamento da população ribeirinha, por meio de ação integrada com a Defesa Civil, e o controle do processo erosivo no talude da barragem.

Tabela 4. Ações emergenciais realizadas na barragem do Bezerro.

Ações emergenciais	Resultado	Observação
Abertura do registro da tomada d'água	Ineficaz	Falta de manutenção do equipamento
Rebaixamento do canal de aproximação da soleira do vertedouro	Eficaz	Mobilização de equipamentos e direcionamento do fluxo
Estabilização do talude na região da cavidade formada	Eficaz	Com manta bidim, tubo drenante e sacos de terra

(a)

(b)

Figura 3-a. Abertura do canal para reduzir o nível do reservatório; Figura 3-b. Estabilização do talude de jusante na região da surgência.

Portanto, a falta de manutenção de um equipamento tão importante para operação do reservatório, tanto no controle de vazão do rio, quanto no caso de incidentes como esse, indica a condição de vulnerabilidade que a barragem do Bezerro se encontrava à época do ocorrido. Por outro lado, as medidas que se seguiram contornaram essa falha e mostraram-se eficazes, apesar de aportar custos que poderiam ser evitados.

4.5 Ações corretivas

Uma vez controlada a progressão da anomalia grave, coube ao empreendedor retro analisar o projeto original e avaliar a possibilidade da continuidade do processo de erosão associado ao mecanismo da percolação em outros pontos da barragem. Por conseguinte, concluiu-se que o sistema de drenagem interno, composto unicamente pelo rock-fill, já não era suficiente para condução segura do fluxo d'água pelo corpo da barragem. Embora, tenha sido eficaz ao logo dos 25 anos de operação, os furtos do material de enroncamento do rock-fill potencializaram o incidente, sendo esse mais um indício da falta de manutenção dos elementos da estrutura.

Dessa forma, as medidas adotadas pelo empreendedor da barragem do Bezerro concentraram-se em implantar um sistema de drenagem interno eficiente e recuperar elementos comprometidos, conforme disposto na Tabela 5:

Tabela 5. Ações corretivas realizadas na barragem do Bezerro.

Ações corretivas	Resultado	Observação
Dimensionamento de filtro de areia do tipo chaminé	Eficaz	Conforme os critérios de filtragem em barragens
Projeto de poços de alívio à jusante	Eficaz	Para auxiliar o escoamento do fluxo drenado pelo rock-fill
Recomposição e ampliação do Rock-fill	Eficaz	Para controlar o gradiente de saída no pé do talude de jusante
Recomposição do Rip-rap	Eficaz	Para proteção do talude de montante
Alteamento da cota da crista	Eficaz	Para atender ao valor da folga mínima
Preenchimento dos canais e vazios no aterro remanescente	Eficaz	Com injeção de calda rigidificável

A implementação de tais ações alterou a seção transversal da barragem que atualmente é representada pela Figura 4:

Figura 4. Seção transversal da barragem do Bezerro, após o incidente.

5 CONCLUSÃO

Pode-se depreender da análise do histórico de acidentes e incidentes ocorridos em barragens no Piauí que: algumas anomalias são mais frequentes em barragens de terra; o mecanismo da percolação é o principal envolvido nos incidentes registrados pelo estado do Piauí; e a falta de manutenção dos elementos da barragem é fator comum atrelado à presença de anomalias e à gestão dos incidentes.

Em relação ao caso da barragem do Bezerro, as falhas no sistema de drenagem interno contribuíram fortemente para o processo de erosão tubular regressiva. Isto posto, cabe refletir sobre outros barramentos em condições semelhantes e que apontam para necessidade de retro análise de seus projetos e verificação da eficiência dos seus elementos. As soluções adotadas pelo empreendedor para controlar o fenômeno da erosão interna, apesar de não se pautarem em um Plano de Ações Emergenciais (PAE) próprio da barragem, seguiram as recomendações da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA) e foram eficazes em reestabelecer a segurança da estrutura e da população à jusante.

A condição em que uma barragem se encontra no momento da confirmação de uma anomalia grave é preponderante para a implementação das medidas emergenciais e corretivas, podendo até inviabilizá-las. Isso

comprova que nenhuma barragem é totalmente segura se não for bem gerenciada, constantemente monitorada e, principalmente, preparada para situações de emergência. Nesse ponto, ressalta-se a importância de elaborar e aplicar o Plano de Ações Emergenciais (PAE) que, por lei, deveria ser obrigatório não só para a barragem do Bezerro, como também para tantas outras classificadas como de alto dano potencial associado. Portanto, aprender com as experiências positivas (e negativas) em barragens de terra contribui para o fortalecimento da gestão de segurança de barragens no Piauí e no Brasil.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará (DEHA-UFC) pelo incentivo e apoio para o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO (ANA). *Manual do empreendedor sobre segurança de barragens – Volume II: Guia de orientação e formulários para Inspeções de Segurança de barragem.* Brasília: ANA, 2016.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO (ANA). *Manual do empreendedor sobre segurança de barragens – Volume IV: Guia de orientação e formulários do Plano de Ação de Emergência – PAE*. Brasília: ANA, 2016

CARNEIRO, H.F. *Erosões Internas no Aterro da Barragem Granjeiro: Estudo de Caso*. Monografia de Especialização, Departamento de Engenharia Ambiental, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2021, 114 p.

IDEPI, Instituto de Desenvolvimento do Piauí. *Tomo I - Relatório Geral da Barragem do Bezerro*. Piauí: Junho, 2018.

Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. *Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, e dá outras providências*. Diário Oficial da União, Brasília, DF, Brasil.

MENESCAL, R. A. et al. *Segurança de Barragens e Gestão de Recursos Hídricos no Brasil*. Brasília, 2004.

MELLO, F. M.; SANDRONI, S. S.; GUIDICINI, G. *Lições aprendidas com acidentes e incidentes em barragem e obras anexas no Brasil*. Rio de Janeiro: Comitê Brasileiro de Barragens, 2021a.

MIRANDA, A.N.; MENESCAL, R.A.; PERINI, D.S.; SOARES, F.R. – *Barragem Joana – Uma intervenção emergencial de segurança*. In: Seminário Nacional de Grandes Barragens, XXVI, Goiânia, 2005. T95 A08. 12 páginas.

PERSECHINI, M. I. M.; FREITAS, P.; DE NYS, E.; NUNES, C. M. *Segurança de barragens: engenharia a serviço da sociedade*. Série Água. Banco Mundial, Brasília, 2015.

SAMPAIO, Marcos Vinicius Nunes. *Segurança de barragens de terra: um relato da experiência do Piauí.* Fortaleza, 2014. 77 f. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Recursos Hídricos, Fortaleza-CE, 2014. Disponível em: <http://www.repositoriobib.ufc.br/00001c/00001c28.pdf>. Acesso em: 15/02/2024.

SANDRONI, S. S.; GUIDICINI, G. *Barragens de terra e enroncamento*. São Paulo: Oficina de Textos, 2021.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/25

APLICAÇÃO DE MÉTODOS ESTATÍSTICOS EM PIEZÔMETROS COMO AUXÍLIO AO MONITORAMENTO DE BARRAGENS

Augusto Barbosa Silva, Msc.
Professor, Instituto Federal de Rondônia, Porto Velho, Brasil, augusto.silva@ifro.edu.br

Mateus Ribeiro Caetano, Msc.
Doutorando do Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, mateusribeirocaetano@gmail.com

Rodrigo César Pierozan, Dsc.
Professor, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Brasil, rodrigopierozan@utfpr.edu.br

RESUMO: As estruturas de barragens são essenciais à gestão de recursos hídricos, e possuem múltiplas finalidades, como abastecimento de água e geração de energia. No entanto, as falhas em barragens representam um risco significativo, podendo levar a grandes danos ambientais e, ainda mais grave, perdas humanas, como ocorreu em desastres recentes no Brasil. A integridade destas infraestruturas é essencial para evitar desastres, e a avaliação contínua de sua segurança é um desafio que requer métodos eficientes e confiáveis. A instrumentação e o monitoramento contínuo são, portanto, essenciais à garantia de segurança e operacionalidade destas estruturas. Nesse contexto, este estudo foca na análise das subpressões ao longo de uma seção da barragem da Usina Hidrelétrica Salto, em Goiás, utilizando piezômetros para o monitoramento. Os dados coletados são analisados aplicando-se métodos estatísticos avançados, cuja metodologia consistiu em identificar correlações lineares significativas entre as leituras de piezômetros ao longo da seção escolhida e aplicar regressões lineares para obter um modelo de ajuste que representasse, com confiabilidade, o comportamento de determinados instrumentos através de seus correlatos. Verificou-se que um grupo de piezômetros tinha uma dependência muito forte entre si, fato que permitiu um modelo de ajuste cuja estimativa de leitura representou, de forma fidedigna, o seu comportamento em campo, com baixíssima variação. Através da metodologia estatística proposta, também foi possível identificar falhas na leitura de determinados piezômetros, apenas com a leitura de seus correlatos. Os resultados demonstraram a precisão dos modelos de ajuste para estimativas de leituras de piezômetros, desde que constatada uma correlação muito forte entre os dados analisados, auxiliando as tomadas de decisões em obras geotécnicas.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens, segurança de barragens, monitoramento de barragens, análise estatística, subpressões.

ABSTRACT: Dam structures are essential for water resources management and serve multiple purposes such as water supply and energy generation. However, failures in dams pose significant risks, leading to extensive environmental damages and, more critically, human losses, as seen in recent disasters in Brazil. The integrity of these infrastructures is crucial to prevent disasters, and continuous evaluation of their safety is a challenging task that requires efficient and reliable methods. Instrumentation and continuous monitoring are therefore essential to ensure the safety and operability of these structures. In this context, this study focuses on the analysis of subpressures along a section of the Salto Hydroelectric Power Plant dam in Goiás, using piezometers for monitoring. The collected data are analyzed using advanced statistical methods, which involve identifying significant linear correlations between piezometer readings along the selected section and applying linear regressions to obtain a fitting model that reliably represents the behavior of specific instruments through their correlates. It was found that a group of piezometers had a very strong dependence on each other, allowing for a fitting model whose reading estimate accurately represented their behavior in the field, with minimal variation. Through the proposed statistical methodology, it was also possible to identify failures in reading certain piezometers, solely based on the reading of their correlates. The results demonstrated the accuracy of

fitting models for piezometer reading estimates, provided a very strong correlation was observed among the analyzed data, thus aiding decision-making in geotechnical projects.

KEYWORDS: Dams, dam safety, dam monitoring, statistical analysis, subpressures.

1 INTRODUÇÃO

De modo geral, uma barragem é uma estrutura construída para represar ou desviar uma corrente de água natural, possuindo diversas finalidades, tais como fornecimento de água potável, controle do regime hidrológico (especialmente crucial em regiões semiáridas), criação de áreas para piscicultura, geração de energia hidrelétrica, suporte para sistemas de irrigação e até mesmo em atividades de mineração (Cruz, 2004).

De acordo com Lima (2014), essas estruturas podem apresentar falhas associadas a eventos de natureza hidráulica, de tal modo que comprometam sua operacionalidade e segurança, sendo mais comuns neste tipo de estrutura os modos de falha por galgamento, e por piping, quando em barragens de terra.

As rupturas de barragens podem danificar e destruir habitações, trazer grandes impactos ambientais, provocar prejuízos nas atividades socioeconômicas de determinado local e, principalmente, causar mortes. No Brasil, por exemplo, há o destaque para grandes casos problemáticos de ruptura de barragens, como o rompimento da barragem de Fundão, em 2015, e da barragem Mina do Córrego Feijão, em 2019, cuja catástrofe resultou no despejo de 12 milhões de metros cúbicos de lama de rejeito e ceifou a vida de mais de 250 pessoas (BRASIL, 2019).

Nesse contexto, é de fundamental importância garantir a manutenção das condições de segurança de barragens, que pode ser realizada com auxílio da instrumentação, um mecanismo de monitoramento que fornece dados que permitem diagnosticar o desempenho da estrutura e embasam as tomadas de decisão (Costa, 2018).

Dentre as muitas características de desempenho de barragens a serem analisadas, pode ser citado o estudo das subpressões, as quais são monitoradas através de instrumentos denominados piezômetros. As leituras destes instrumentos contribuem com o constante monitoramento da barragem que, quando associadas à aplicação de métodos estatísticos, subsidiam parâmetros de avaliação de suas condições de segurança (Pierozan et al., 2014).

Tendo isso em vista, este trabalho tem como principal objetivo identificar correlações significativas entre as leituras de piezômetros ao longo de uma seção da barragem da Usina Hidrelétrica Salto, em Goiás, e aplicar regressões lineares no sentido de obter um modelo de ajuste que represente, com confiabilidade, o comportamento de determinados instrumentos através de seus correlatos.

2.1 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Área de estudo

A Usina Hidrelétrica Salto está localizada, de acordo com o CTG Brasil (2023), entre os municípios de Itarumã e Caçu, no estado de Goiás, distante aproximadamente 380 km de Goiânia, implantada sob o Rio Verde, nas coordenadas UTM 482000 m E e 7920360 m S. Este empreendimento tem contribuído com a matriz energética do sistema elétrico brasileiro, fornecendo energia limpa para a região Centro-Oeste, por meio de seu reservatório de 60,2 quilômetros quadrados.

No estudo em questão, serão analisadas as leituras de piezômetros instalados em uma seção específica, consistindo-a na margem direita da barragem, por ela representar a maior seção do barramento, conter grande quantidade de instrumentos instalados e ainda possuir geometria mais uniforme. Os dados apresentados neste estudo foram extraídos do trabalho de Pierozan (2014), que apresentou um método de avaliação do desempenho de barragens por meio de agrupamento de instrumentos.

2.2 Piezômetros analisados

Ao longo da seção escolhida para a análise das leituras da instrumentação da referida barragem, foram constatados 37 piezômetros instalados em aproximadamente 1,6 km de extensão da seçãoe identificados pela sigla PSP. O tipo de instrumento aqui analisado foi o piezômetro casagrande (standpipe), de “tubo aberto”,

contudo, ressalta-se que a barragem possui outros instrumentos para monitoração, como marcos superficiais e medidores de vazão. Para o conjunto de dados a serem analisados neste trabalho, foi considerado o total de 282 leituras aferidas, realizadas com frequência diária até cerca de metade deste conjunto, enquanto a outra metade das leituras se deu, em média, a cada dois dias.

Tendo em vista o conjunto de 37 piezômetros instalados na seção analisada, foram desprezadas as leituras de 14 deles, uma vez que elas não apresentavam nenhum valor por não possuir fluxo d'água, devido ao seu local de instalação. Desta forma, o conjunto de dados analisados contou com um total de 23 piezômetros standpipe, assim identificados: PSP-2, PSP-4, PSP-6, PSP-8, PSP-10, PSP-12, PSP-13, PSP-14, PSP-15, PSP16, PSP-17, PSP-18, PSP-20, PSP-22, PSP-23, PSP-24, PSP-25, PSP-26, PSP-28, PSP-30, PSP-31, PSP-33 e PSP-36.

A partir dos resultados dos ensaios de granulometria e limites de Atterberg, foi possível classificar o solo de acordo com a classificação HRB, em um material argiloso, pertencente ao grupo A-6 e com Índice de grupo igual a 10.

2.3 Métodos estatísticos empregados

Para a obtenção de parâmetros geotécnicos utilizados em projetos de engenharia, Assis et al. (2018) destaca o interesse em se determinar uma grandeza a partir do valor de outra grandeza, possível graças ao uso do campo da estatística. Nessa circunstância, o presente estudo verificará se existe ou não uma relação entre os piezômetros escolhidos, assim como determinará o grau de associação entre eles.

Para o desenvolvimento proposto, será observada a dependência e a relação matemática entre variáveis, por meio de regressões e correlações lineares. Enquanto a técnica de regressão consiste no ajuste de um modelo matemático a um conjunto de dados de variáveis, a correlação corresponde à verificação da existência e o grau de relação entre elas.

A correlação linear pode ser representada a partir do cálculo do coeficiente de correlação linear de Pearson, "r", que pode ser obtido a partir Equação 1:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\left[\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2\right]\left[\sum_{i=1}^{n}(y_i - \bar{y})^2\right]}} \quad (1)$$

onde: r se refere ao coeficiente de correlação linear;
x_i e y_i correspondem às variáveis analisadas;
$\bar{x}$ e $\bar{y}$ correspondem às médias das respectivas variáveis.

O valor deste coeficiente varia r [-1; +1], correspondendo r = 1 a uma correlação positiva perfeita, e r = -1 a uma correlação negativa perfeita. Quanto mais próximo do valor de 1, mais forte é a correlação entre as variáveis analisadas, enquanto um valor mais próximo de 0 indica a ausência de correlação. Quando há uma correlação positiva, uma variável aumenta à medida que a outra também aumenta, com relação diretamente proporcional, enquanto na correlação negativa uma variável diminui à medida que a outra aumenta, uma relação inversamente proporcional.

Para comprovar se o coeficiente de correlação é significativo, recorre-se à significância estatística de tal coeficiente com a aplicação do teste t-Student, conforme a Equação 2:

$$t_{n-2} = r\frac{\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r^2}} \quad (2)$$

onde: t_{n-2} corresponde à estatística com n-2 graus de liberdade na tabela t de Student;
n se refere à quantidade de valores usados no cálculo da estatística;
r representa o coeficiente de correlação linear calculado.

A significância estatística corresponde a um valor que expressa a confiabilidade estatística, sendo comumente utilizados níveis de confiança da ordem de 95%. Nesse teste, são consideradas as hipóteses em que H_0: $\rho = 0$ e H1: $\rho \neq 0$, em que, caso o valor de t_{n-2} seja superior ao valor crítico de t, rejeita-se a hipótese nula. Caso a hipótese nula for rejeitada, ao nível de significância α, pode-se concluir que existe relação significativa entre as variáveis.

Em suma: $t_{n-2} > t_{crít}$, o cálculo é estatisticamente significativo; $t_{n-2} < t_{crít}$, o cálculo não é estatisticamente significativo.

Nesta pesquisa, além da correlação linear, serão aplicados os conceitos da regressão linear como técnica de ajuste do modelo matemático ao conjunto de dados. Por meio dessa técnica de ajuste de curvas, conforme Assis et al. (2018) esclarece, é possível estabelecer uma equação que irá ajustar os dados das variáveis independentes e dependente.

No modelo de regressão linear múltipla, se considera apenas uma variável dependente (Y), que é determinada por mais de uma variável independente (X), tendo o uso de mais variáveis uma força maior referente aos testes de significância, cuja representação pode ser dada pela Equação 3:

$$Y_i = \boldsymbol{\alpha} + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + ... + \beta_k X_k \quad (3)$$

onde: $\boldsymbol{\alpha}$ corresponde ao intercepto do eixo y, sendo o valor esperado de Y quando as variáveis independentes forem nulas; β_1 corresponde à variação esperada em Y, dado um incremento unitário em X_1, mantendo-se constantes todas as demais variáveis independentes; β_k corresponde à variação esperada em Y, dado um incremento unitário em X_k, mantendo-se constantes todas as demais variáveis independentes.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para a análise dos dados da instrumentação, a correlação estatística foi calculada pelas séries de leituras piezométricas realizadas ao longo do tempo, considerando o coeficiente de correlação linear para cada par de instrumentos analisados. O resultado dos cálculos de valores para os coeficientes de correlação entre todos os piezômetros foi expresso em porcentagem, tendo sido adotado nível de significância de 0,05 no teste de hipóteses, cujo resultado foi sintetizado em uma matriz de correlação linear, representada pela Figura 1.

	PSP - 02	PSP - 04	PSP - 06	PSP - 08	PSP - 10	PSP - 12	PSP - 13	PSP - 14	PSP - 15	PSP - 16	PSP - 17	PSP - 18	PSP - 20	PSP - 22	PSP - 23	PSP - 24	PSP - 25	PSP - 26	PSP - 28	PSP - 30	PSP - 31	PSP - 33	PSP - 36
PSP - 02	100,00%	99,19%	70,50%	80,66%	59,80%	56,18%	-33,63%	87,11%	-6,72%	81,14%	82,70%	82,72%	92,18%	50,04%	25,63%	-26,43%	90,99%	58,30%	86,07%	-37,08%	-4,06%	-9,83%	-33,30%
PSP - 04	99,19%	100,00%	64,22%	76,32%	52,88%	51,53%	-31,75%	90,23%	-2,10%	82,70%	80,99%	78,03%	89,25%	43,61%	17,97%	-32,49%	89,50%	51,12%	83,19%	-41,74%	-4,95%	-15,17%	-37,61%
PSP - 06	70,50%	64,22%	100,00%	95,16%	97,13%	87,75%	-41,19%	42,84%	-50,90%	32,60%	67,30%	91,04%	86,25%	56,49%	69,23%	28,09%	69,96%	96,74%	88,38%	9,93%	3,83%	43,14%	2,38%
PSP - 08	80,66%	76,32%	95,16%	100,00%	91,14%	90,12%	-43,62%	62,05%	-43,33%	41,48%	78,72%	88,52%	91,12%	44,42%	48,72%	2,92%	81,37%	88,96%	93,79%	-14,86%	0,83%	25,77%	-21,02%
PSP - 10	59,80%	52,88%	97,13%	91,14%	100,00%	91,15%	-42,06%	30,12%	-54,27%	20,04%	62,10%	83,90%	78,10%	51,24%	66,06%	29,81%	62,84%	96,63%	79,35%	11,02%	5,26%	41,78%	1,16%
PSP - 12	56,18%	51,53%	87,75%	90,12%	91,15%	100,00%	-35,96%	36,09%	-48,14%	9,27%	60,34%	67,27%	68,78%	25,94%	38,50%	7,96%	59,28%	82,53%	73,35%	-10,00%	3,69%	25,20%	-20,44%
PSP - 13	-33,63%	-31,75%	-41,19%	-43,62%	-42,06%	-35,96%	100,00%	-27,60%	38,81%	-15,97%	-49,86%	-44,96%	-46,26%	-14,34%	-17,15%	5,19%	-46,73%	-50,62%	-45,33%	15,54%	-1,29%	-2,32%	21,60%
PSP - 14	87,11%	90,23%	42,84%	62,05%	30,12%	36,09%	-27,60%	100,00%	4,27%	79,07%	75,07%	61,51%	76,66%	12,45%	-10,10%	-55,32%	80,17%	29,19%	74,56%	-60,28%	-8,95%	-26,88%	-54,26%
PSP - 15	-6,72%	-2,10%	-50,90%	-43,33%	-54,27%	-48,14%	38,81%	4,27%	100,00%	29,08%	-13,00%	-42,03%	-29,69%	-5,95%	-45,21%	-42,02%	-10,96%	-59,99%	-41,95%	-25,09%	-4,54%	-53,69%	-23,67%
PSP - 16	81,14%	82,70%	32,60%	41,48%	20,04%	9,27%	-15,97%	79,07%	29,08%	100,00%	65,01%	57,75%	68,63%	43,97%	7,98%	-38,62%	72,89%	21,80%	54,74%	-37,56%	-7,56%	-30,02%	-32,67%
PSP - 17	82,70%	80,99%	67,30%	78,72%	62,10%	60,34%	-49,86%	75,07%	-13,00%	65,01%	100,00%	71,47%	85,73%	43,34%	18,88%	-37,77%	96,39%	63,33%	79,24%	-44,17%	-2,26%	-17,60%	-54,05%
PSP - 18	82,72%	78,03%	91,04%	88,52%	83,90%	67,27%	-44,96%	61,51%	-42,03%	57,75%	71,47%	100,00%	94,92%	60,63%	66,46%	19,17%	77,30%	87,53%	94,11%	3,06%	0,05%	37,56%	2,79%
PSP - 20	92,18%	89,25%	86,25%	91,12%	78,10%	68,78%	-46,26%	76,66%	-29,69%	68,63%	85,73%	94,92%	100,00%	54,95%	47,77%	-6,44%	91,08%	79,76%	95,77%	-18,98%	-2,13%	14,62%	-22,29%
PSP - 22	50,04%	43,61%	56,49%	44,42%	51,24%	25,94%	-14,34%	12,45%	-5,95%	43,97%	43,34%	60,63%	54,95%	100,00%	74,51%	38,11%	50,12%	57,47%	45,55%	31,99%	7,15%	25,81%	27,05%
PSP - 23	25,63%	17,97%	69,23%	48,72%	66,06%	38,50%	-17,15%	-10,10%	-45,21%	7,98%	18,88%	66,46%	47,77%	74,51%	100,00%	78,89%	22,69%	74,86%	49,91%	69,24%	9,30%	74,89%	60,15%
PSP - 24	-26,43%	-32,49%	28,09%	2,92%	29,81%	7,96%	5,19%	-55,32%	-42,02%	-38,62%	-37,77%	19,17%	-6,44%	38,11%	78,89%	100,00%	-34,93%	37,08%	1,75%	87,19%	9,93%	81,17%	84,50%
PSP - 25	90,99%	89,50%	69,96%	81,37%	62,84%	59,28%	-46,73%	80,17%	-10,96%	72,89%	96,39%	77,30%	91,08%	50,12%	22,69%	-34,93%	100,00%	63,99%	83,34%	-42,75%	-2,31%	-16,50%	-50,88%
PSP - 26	58,30%	51,12%	96,74%	88,96%	96,63%	82,53%	-50,62%	29,19%	-59,99%	21,80%	63,33%	87,53%	79,76%	57,47%	74,86%	37,08%	63,99%	100,00%	82,49%	18,24%	5,56%	50,26%	8,73%
PSP - 28	86,07%	83,19%	88,38%	93,79%	79,35%	73,35%	-45,33%	74,56%	-41,95%	54,74%	79,24%	94,11%	95,77%	45,55%	49,91%	1,75%	83,34%	82,49%	100,00%	-14,28%	-1,40%	29,74%	-14,79%
PSP - 30	-37,08%	-41,74%	9,93%	-14,86%	11,02%	-10,00%	15,54%	-60,28%	-25,09%	-37,56%	-44,17%	3,06%	-18,98%	31,99%	69,24%	87,19%	-42,75%	18,24%	-14,28%	100,00%	25,81%	69,86%	79,69%
PSP - 31	-4,06%	-4,95%	3,83%	0,83%	5,26%	3,69%	-1,29%	-8,95%	-4,54%	-7,56%	-2,26%	0,05%	-2,13%	7,15%	9,30%	9,93%	-2,31%	5,56%	-1,40%	25,81%	100,00%	8,22%	7,53%
PSP - 33	-9,83%	-15,17%	43,14%	25,77%	41,78%	25,20%	-2,32%	-26,88%	-53,69%	-30,02%	-17,60%	37,56%	14,62%	25,81%	74,89%	81,17%	-16,50%	50,26%	29,74%	69,86%	8,22%	100,00%	70,08%
PSP - 36	-33,30%	-37,61%	2,38%	-21,02%	1,16%	-20,44%	21,60%	-54,26%	-23,67%	-32,67%	-54,05%	2,79%	-22,29%	27,05%	60,15%	84,50%	-50,88%	8,73%	-14,79%	79,69%	7,53%	70,08%	100,00%

Não há correlação estatística (não satisfez o nível de significância adotado)
Dependência fraca (coeficiente de correlação linear menor que 50%)
Dependência forte (coeficiente de correlação linear entre 50% e 90%)
Dependência muito forte (coeficiente de correlação linear entre 90% e 100%)

Figura 1 - Matriz de correlação linear.

A partir da matriz de correlação linear apresentada, é possível identificar os instrumentos que trabalham com sintonia. Nesse contexto, verifica-se que a maior parte dos piezômetros tem certa dependência uns dos outros, com graus variados de dependência.

Neste trabalho, optou-se por destacar um maior número de piezômetros que contêm dependência entre si, sobressaindo os seguintes grupos de instrumentos:

• Grupo 1 - Maior número de piezômetros que se correlacionam, considerando uma dependência muito forte (coeficiente de correlação linear entre 90% e 100%): PSP-2, PSP-20 e PSP-25 e os piezômetros PSP-6, PSP-8 e PSP-10;
• Grupo 2 - Maior número de piezômetros que se correlacionam, considerando uma dependência forte (coeficiente de correlação linear entre 50% e 90%): PSP-23, PSP-24, PSP-30, PSP-33 e PSP-36;
• Grupo 3 - Maior número de piezômetros que se correlacionam, considerando uma dependência fraca (coeficiente de correlação linear menor que 50%): PSP-13, PSP-14 e PSP-22.

A partir da correlação linear aferida, validada pelos testes de hipóteses, nota-se que no Grupo 1 há piezômetros cuja dependência é fortíssima, sendo eles ideais para a aplicação da regressão linear, a fim de se obter a equação que seja capaz de aferir o valor da subpressão. Considerando que neste grupo o conjunto de piezômetros que se correlacionam contém mais de dois instrumentos (variáveis), recorreu-se à regressão linear múltipla para a previsão de leituras de determinados piezômetros.

Optou-se por realizar a previsão de leituras de piezômetros considerando casos com instrumentos distintos. Dessa maneira, foram considerados os seguintes estudos de caso:

• Estudo de caso 1: sendo escolhido o piezômetro PSP-8, que se correlaciona aos piezômetros PSP-6 e PSP-10, para estimativa de leitura;
• Estudo de caso 2: sendo escolhido o piezômetro PSP-20, que se correlaciona aos piezômetros PSP-2 e PSP-25, para estimativa de leitura.

Para a aplicação da regressão linear múltipla, foi necessário definir, em cada caso, quais seriam as variáveis dependentes, que consistiam naqueles piezômetros cuja leitura se desejava conhecer, e quais eram as variáveis independentes, que correspondiam àqueles piezômetros responsáveis por assumir valores que subsidiariam o cálculo de leitura das variáveis dependentes.

O conjunto de dados utilizados para os estudos de caso propostos neste trabalho, contém a indicação das variáveis dependentes, representadas pela letra Y, que correspondem às leituras a serem estimadas e das variáveis independentes, representadas pela letra X, que correspondem aos piezômetros correlatos. Além destes dados, foram apresentados os valores de correlação entre a variável dependente e as variáveis independentes, cuja sistematizações encontram-se apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Estudo de caso 1 – definição de variáveis.

Estudo de caso 1			**Estudo de caso 2**		
Variável dependente (leitura a ser estimada)	**Variável independente (piezômetros correlatos)**	**Correlação linear**	**Variável dependente (leitura a ser estimada)**	**Variável independente (piezômetros correlatos)**	**Correlação linear**
Piezômetro PSP-8 (Y_1)	Piezômetro PSP-6 (X_{11})	+95,16%	Piezômetro PSP-20 (Y_2)	Piezômetro PSP-2 (Y_{21})	+92,18%
	Piezômetro PSP-10 (X_{12})	+91,14%		Piezômetro PSP-25 (Y_{22})	+91,08%

A partir da tabela apresentada anteriormente, as equações deduzidas para os estudos de caso foram obtidas de acordo com o modelo de regressão linear múltipla apresentado, o que permitiu a estimativa de leituras dos piezômetros de acordo com as seguintes expressões matemáticas:

$$Y_1 = 134{,}897 + 0{,}848 * X_{11} - 0{,}158 * X_{12} \quad (4)$$

$$Y_2 = 150{,}614 + 0{,}532 * X_{21} + 0{,}114 * X_{22} \quad (5)$$

Dessa maneira, utilizando as Equações 4 e 5 apresentadas, foi possível aferir as leituras para os piezômetros PSP-8 (Y_1) e PSP-20 (Y_2), respectivamente, sendo elas consideradas leituras sintéticas, haja vista que foram geradas por meio da leitura de outros piezômetros correlatos.

A partir desse desenvolvimento foi possível estabelecer uma previsão do comportamento das leituras ao longo do tempo. Para essa demonstração, foram gerados os gráficos 1 e 2, que demonstram a trajetória das leituras realizadas ao longo do tempo em todos os piezômetros do grupo analisado, assim como inclui a trajetória das leituras estimadas, obtidas pelas equações anteriormente citadas.

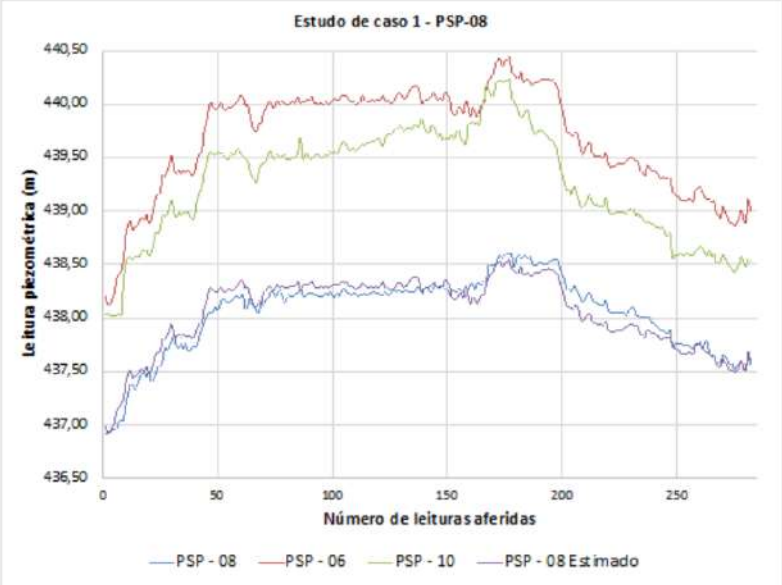


Gráfico 1 – Leitura dos piezômetros – Estudo de caso 1.

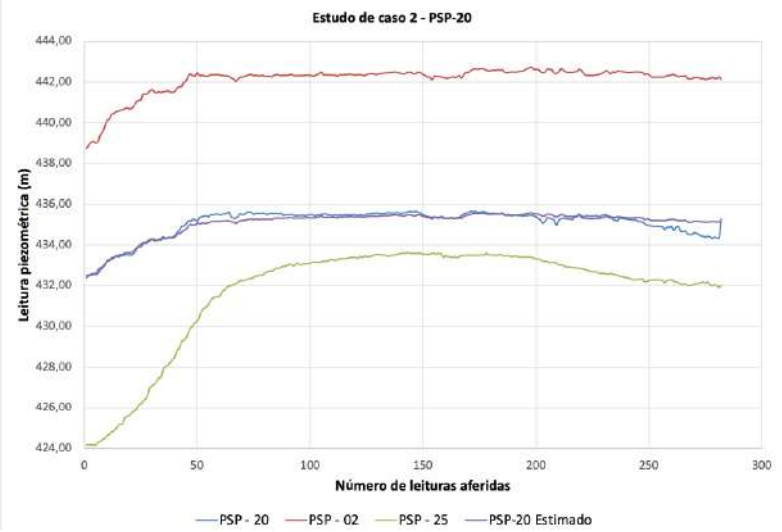


Gráfico 2 – Leitura dos piezômetros – Estudo de caso 2.

Observa-se por meio dos gráficos apresentados que, em ambos os casos de estudo, é notória a tendência de acompanhamento entre as trajetórias das leituras dos piezômetros, ou seja, quando a leitura de um piezômetro qualquer possui acréscimo de valor, as leituras dos piezômetros correlatos também aumentam, assim como decaem, caso a leitura tenha sido menor. Isso se deve pelo fato de a dependência entre as variáveis ser muito forte e possuir valor de coeficiente de correlação positivo, que influi uma grandeza diretamente proporcional.

Nota-se pelos gráficos, também, que em ambos os estudos de caso houve convergência entre os modelos ajustados para leitura estimada e as leituras feitas em campo. Percebe-se, portanto, que a utilização da estatística providenciou uma leitura estimada confiável para os piezômetros PSP-8 e PSP-20.

No primeiro estudo de caso, a variação máxima entre a leitura feita em campo e a leitura estimada, considerando o dia em que a leitura mais variou, foi da ordem de 0,23 metros em apenas uma das leituras, o

que corresponde a um percentual máximo de variação menor que 3%, que denota uma precisão muito forte do ajuste feito para a estimativa de leitura com uso de piezômetros correlatos.

No segundo estudo de caso obteve-se valor de 0,84 metros, em uma determinada leitura, para a variação máxima entre aquela feita em campo e a leitura estimada, correspondendo a um percentual máximo de variação pouco maior que 4% em determinado dia, que converge com a forte precisão do ajuste realizado para a estimativa.

A existência dessas correlações estatísticas pode estar relacionada aos aspectos de linearidade dos dados coletados pelas leituras dos piezômetros, uma vez que as variáveis demonstraram comportamento similar na distribuição geométrica dos dados ao longo do período analisado. Em campo, esse aspecto pode estar relacionado à posição de locação dos piezômetros no corpo da barragem, que pode sofrer interferência direta pelas propriedades da camada na qual os instrumentos estejam instalados.

Como demonstração da influência da instalação do instrumento em sua correlação, tem-se o exemplo dos piezômetros PSP-6, PSP-8 e PSP-10, que estavam todos alocados na mesma camada da fundação e expressaram uma correlação fortíssima, o que contribui com a hipótese de convergência do comportamento das leituras devido a alocação dos instrumentos. Isso pode estar diretamente relacionado à permeabilidade homogênea na camada, pois mesmo estando instalados em diferentes cotas e contendo diferentesleituras, essa condição levou a um comportamento similar entre as medições.

Além dos piezômetros destacados nos grupos apresentados, o piezômetro PSP-31 se sobressaiu como o único a possuir somente uma fraca dependência com o piezômetro PSP-30 e nenhuma correlação com os demais piezômetros.

Essa ausência de correlação esteve relacionada a uma lacuna de leitura notada nos registros analisados, que influenciou diretamente nos valores de correlação aferidos. Aplicando a técnica de correlação linear, foi possível notar um comportamento atípico com relação aos demais, que motivou a necessidade de uma análise mais afundo, o que culminou na identificação do erro de leitura do piezômetro PSP-31.

Constatada esta falha em uma das leituras, para fins de observação, foi realizada uma interpolação linear entre as leituras do dia anterior e do dia seguinte à lacuna, para o teste de uma nova correlação. Desta maneira, foram calculados novos e assertivos valores de correlação, apresentados na Figura 2, em comparação aos valores anteriormente calculados.

Piezômetros	Correlações	
	Com lacuna em leitura	Sem lacuna em leitura
	PSP - 31	**PSP - 31**
PSP - 02	-4,06%	-26,85%
PSP - 04	-4,95%	-33,84%
PSP - 06	3,83%	34,39%
PSP - 08	0,83%	12,85%
PSP - 10	5,26%	39,77%
PSP - 12	3,69%	23,82%
PSP - 13	-1,29%	-6,74%
PSP - 14	-8,95%	-53,27%
PSP - 15	-4,54%	-47,59%
PSP - 16	-7,56%	-51,08%
PSP - 17	-2,26%	-26,00%
PSP - 18	0,05%	18,23%
PSP - 20	-2,13%	-3,69%
PSP - 22	7,15%	33,57%
PSP - 23	9,30%	72,27%
PSP - 24	9,93%	86,03%
PSP - 25	-2,31%	-26,94%
PSP - 26	5,56%	44,99%
PSP - 28	-1,40%	6,54%
PSP - 30	25,81%	81,31%
PSP - 31	100,00%	100,00%
PSP - 33	8,22%	77,09%
PSP - 36	7,53%	67,25%

* Para referência das cores quanto ao seu grau de dependência, consulte a Figura 1

Figura 2 – Comparativo de correlações do piezômetro PSP-31.

Nota-se que houve grande divergência entre os valores de correlação causados pela ausência de uma única leitura e aquela leitura interpolada. Estabelecidos os novos valores, depreende-se que o piezômetro PSP-31 detém correlações fortes com os piezômetros PSP-24 e PSP-30, que poderiam ser utilizados para uma

estimativa de leitura no caso de eventuais lacunas nas falhas de registro. Contudo, ressalta-se que iria consistir em uma estimativa menos precisa, considerando que a dependência aferida entre as variáveis não detinha o grau muito forte (acima de 90%), como nos estudos de caso apresentados.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Sendo extremamente importante o constante monitoramento de uma barragem, considerando seu potencial de destruição, o estudo de aplicação de métodos estatísticos visa contribuir com maior segurança e prevenção de colapsos. Neste sentido, o estudo aqui destacado demonstra a precisão dos modelos de ajuste para estimativas de leituras de piezômetros, desde que constatada uma correlação muito forte, tendo destacado o resultado com baixíssimas variações das leituras estimadas àquelas medidas em campo.

Por meio deste trabalho, evidencia-se também que o uso de correlação e regressão lineares pode contribuir, por exemplo, para a identificação de comportamentos (leituras) fora dos padrões, que poderiam indicar uma situação atípica e auxiliar nas tomadas de decisão, como a necessidade ou não de verificação em campo. Essas técnicas podem, por exemplo, ajudar a inferir possíveis erros de leitura ou mesmo constatar defeito em instrumentos, ao mesmo tempo que permitem estimar as leituras corretas nestes casos.

Nos estudos de casos apresentados aqui, foi considerado um grupo em que três piezômetros eram correlatos entre si, cuja análise demonstrou precisão quanto à previsão de leituras obtidas. Ademais, cabe ressaltar que, no caso de grupos com maior quantidade de piezômetros correlatos, havendo um coeficiente de correlação muito forte, o comportamento do ajuste de estimativa se torna ainda mais preciso, haja vista a inclusão de mais variáveis independentes.

As leituras estimadas dos piezômetros PSP-8 e PSP-20 descreveram com grande confiabilidade o comportamento constatado em campo, enquanto a falha de leitura no piezômetro PSP-31 foi percebida graças à aplicação das técnicas descritas até aqui, o que presume o uso de estatística na geotecnia se tratar de mais uma ferramenta considerável para o acompanhamento das condições do barramento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Assis, A. P., Hernandez, H. M., Colmanetti, J. P. (2018). Métodos Estatísticos e Probabilísticos Aplicados à Geotecnia. Brasília: Publicação G.AP-AA002/2018, PPGG-UnB.

Brasil. (2019). Congresso Nacional - Relatório de Comissão Parlamentar de Inquérito: Rompimento da barragem de Brumadinho. Brasília, Câmara dos Deputados.

Costa, W. D. (2018). Geologia de Barragens. São Paulo: Oficina de Textos.

Cruz, P. T. da. (2004). 100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construçâo, projeto. São Paulo: Oficina de Textos.

CTG Brasil. (2023). Hidrelétrica Salto completa 8 anos. Disponível em: https://www.ctgbr.com.br/hidreletrica-salto-completa-8-anos/.

Lima, F. N. (2014). Avaliação das probabilidades de falhas em barragens associadas a eventos de naturezas hidráulicas hidrológicas: estudo de caso da PCH Cajuru (Master's thesis). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte (MG).

Pierozan, R. C., Teixeira, S. H. C., Dyminski, A. S., Romanel, C. (2014). Método de avaliação de desempenho de barragens por meio de agrupamento de instrumentos – Aplicação em ITAIPU. Geotecnia, 132, 131 – 150.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/26

Árvores de Decisões e Execução de Dreno Invertido em Talude de Barragem

Elmer Andrade Shikama
Engenheiro, Faculdade Arnaldo, Belo Horizonte, Brasil, sshikama@hotmail.com

Márcio F. Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: Vários fatores podem impactar o processo construtivo de um barramento, resultando em desvios na compactação, deixando uma porção de massa mais permeável, com alta percolação de água e com risco de comprometimento de toda a estrutura. Desta forma, este artigo teve como objetivo descrever um processo executivo de dreno invertido em um talude de jusante de um barramento para redução de risco ao *piping*, reduzindo o risco de ruptura dos taludes dos barramentos a partir de uma árvore de decisão e execução. Para tal, foi escolhido um barramento paralisado por vários anos, sem a rotina de inspeções regulares ou qualquer manutenção em suas estruturas. Durante o processo de reabilitação, foram identificados pontos de umidade mais elevados no talude de jusante da barragem, que suportado por resultados de geofísica, indicaram como alternativa a execução de um dreno invertido para minimizar riscos de rupturas. As técnicas de árvores de verificação e decisão foram adotadas para ilustrar a evolução das etapas construtivas do dreno invertido, adotando-se a premissa de melhor tempo e eficiência dos processos, por se tratar de obra emergencial. Desta forma a metodologia de árvore de decisão, associada com as técnicas construtivas de barramentos proveram uma solução eficaz ao problema inicialmente observado.

PALAVRAS-CHAVE: Árvore de decisão, Barragem, Dreno invertido.

ABSTRACT: Several factors can impact the construction process of a dam, resulting in deviations in compaction, leaving a portion of the mass more permeable, with high water percolation and risk of compromising the entire structure. Thus, this article aimed to describe an executive process of inverted drain in a downstream slope of a bus to reduce the risk of *piping*, reducing the risk of rupture of the bus slopes based on a decision and execution tree. For this purpose, a bus that had been paralyzed for several years was chosen, without regular routine inspections or any maintenance on its structures. During the rehabilitation process, higher humidity points were identified on the slope downstream of the dam, which, supported by geophysics results, indicated the execution of an inverted drain as an alternative to minimize the risk of ruptures. Verification and decision tree techniques were adopted to illustrate the evolution of the construction stages of the inverted drain, adopting the premise of better process time and efficiency, as it is an emergency work. In this way, the decision tree methodology, associated with bus construction techniques, provided an effective solution to the problem initially observed.

KEYWORDS: Decision Tree, Dam, Inverted Drain.

1 INTRODUÇÃO

Ao se construir um barramento para água ou rejeitos, os parâmetros de formação da estrutura indicados pelos cálculos de engenharia realizados devem ser estipulados, sendo suportados por teorias e ensaios de campo. Caso, por alguma adversidade, algum dos parâmetros não tenha sido corretamente seguido na execução do projeto de construção do barramento, pode-se gerar uma região mais permeável do que o projetado, quando a estrutura entrar em operação. O fluxo de água por esta região pode começar a carrear parte dos sólidos que compõe o talude formado e comprometendo a integridade de toda a estrutura e obra executada. Esse evento é popularmente conhecido na geotecnia como *piping*.

Pipings causam erosões progressivas, de maneira tubular, favorecendo o carreamento de partículas, a jusante do fluxo de água, para montante do maciço construído. A medida que o fluido percolante atravessa o

maciço, ele tende a expandir o diâmetro do tubo formado inicialmente, favorecendo colapso da estrutura (LADEIRA, 2007).

O *piping* é o maior problema enfrentado pelas barragens de terra. Para evitar este carreamento de sólidos por água percolada, pode-se optar pela execução de um dreno invertido. Um dreno invertido é uma obra de engenharia desenvolvida para filtragem de água percolada ou transmitida em um talude que compõe um barramento, que pode estar contendo água ou rejeitos de barragem.

A obra de engenharia pode ser considerada como de baixa complexidade executiva, mas demanda elevado conhecimento técnico e muita precisão na execução. A formação do dreno invertido consiste em um processo de preparação do terreno onde o mesmo será implantado, na definição e acamamento de elementos filtrantes, observando o controle do fator de segurança do barramento no qual está sendo construído. Uma das soluções que podem ser adotadas para o controle do escoamento, de acordo com Silva (2016), é a utilização de drenos. Esses filtros de drenagem devem ser projetados nas estruturas tendo como principais funções a de retenção e permeabilidade.

Desta forma o presente artigo buscou elencar as etapas de execução de um dreno invertido em taludes de barramentos para redução de risco de *piping*, atestando a aplicabilidade dessa técnica como solução geotécnica. Destaca-se que devido a ausência de projetos anteriores, adotou-se a metodologia de árvore de verificação e decisão para subsídio ao projeto. As informações aqui prestadas não consideraram a localização da estrutura uma vez que não se obteve autorização do empreendedor para divulgar tal informação.

2 METODOLOGIA

O trabalho descrito neste artigo foi realizado em um barramento reabilitado (Figura 1), para fins de acumulação de sedimento, que ficou paralisado por vários anos, sem a rotina de inspeções regulares ou qualquer manutenção em suas estruturas. Durante o processo de reabilitação foram identificados pontos de saturação no talude de jusante da barragem, que suportado por um estudo de geofísica, indicaram ser aconselhável a execução de um dreno invertido para minimizar riscos de rupturas. Apesar da ausência de leituras de medidores de nível d'água e piezômetros Casagrande, pretéritas, esses intrumentos estão instalados em dois pares, na crista e base da barragem, sendo importantes para avaliação da eficiência imediata da intervenção. Destaca-se ainda a total ausência de projetos anteriores, havendo desconhecimento inclusive sobre a estrutura e seus elementos drenantes. Estimou-se uma altura de barramento de 20 m, dividido em duas bermas, ou seja: berma 1 (inferior, correspondendo a porção junto a base da estrutura) e berma 2 (superior, correspondendo a porção junto a crista da barragem).

A sequência das etapas para a tomada de decisão da construção de um dreno invertido é derivada: da experiência executiva dos autores, estudos técnicos que possibilitaram a formação do projeto e especificidade da implantação do projeto. Para tal, foi adotada a metodologia de árvores de verificação e de decisão para o projeto do dreno invertido, por meio de um período de inspeções.

(a) (b)

Figura 1. Em (a), aspecto do barramento após vários anos sem manutenção e monitoramento. Em (b), barramento após primeira etapa de manutenção.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Árvore de Verificação e Decisão

As técnicas de árvore de verificação (Figura 2) e de árvore de decisão (Figura 3) foram adotadas para exemplificar e ilustrar a evolução das etapas que levaram a construção do dreno invertido, auxiliando também na celeridade do desenvolvimento do projeto. Após a inspeção de campo, foi observada uma faixa longitudinal úmida no segundo talude do barramento. No momento da coleta de dados dos instrumentos, notou-se nível alto nos INA's, indicando possível risco ao barramento. Esta observação motivou a sequência indicada na árvore de decisão para a execução do projeto.

Foram elencadas as principais questões para o desenvolvimento do pensamento crítico e subsídio à intervenção de engenharia com a construção do dreno invertido. Em função das informações de projeto do barramento, a escolha das árvores de verificação e decisão, buscaram a redução máxima de tempo de conclusão da atividade por ser tratar de obra de caráter, quase sempre, urgente ou emergencial.

Durante a avaliação da árvore de verificação, toda vez que é identificada a palavra risco se faz a rodada de processo via árvore de decisão, onde se valida a necessidade de aplicação de uma obra de engenharia ou não.

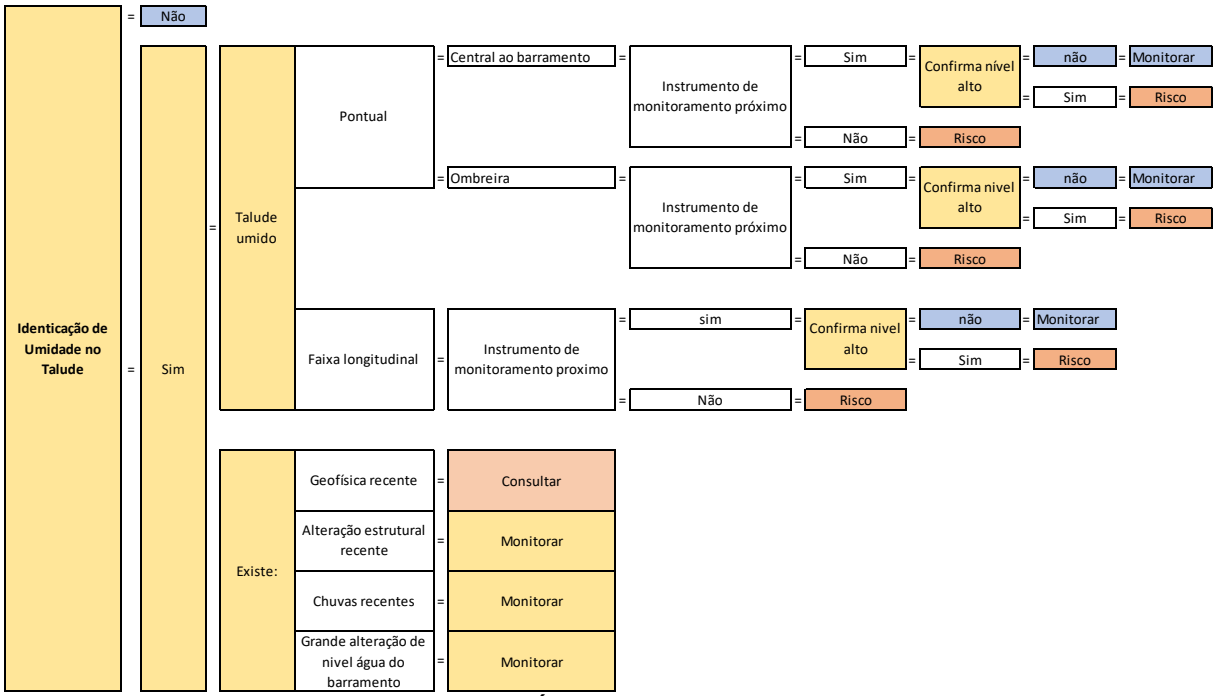


Figura 2. Árvore de Verificação.

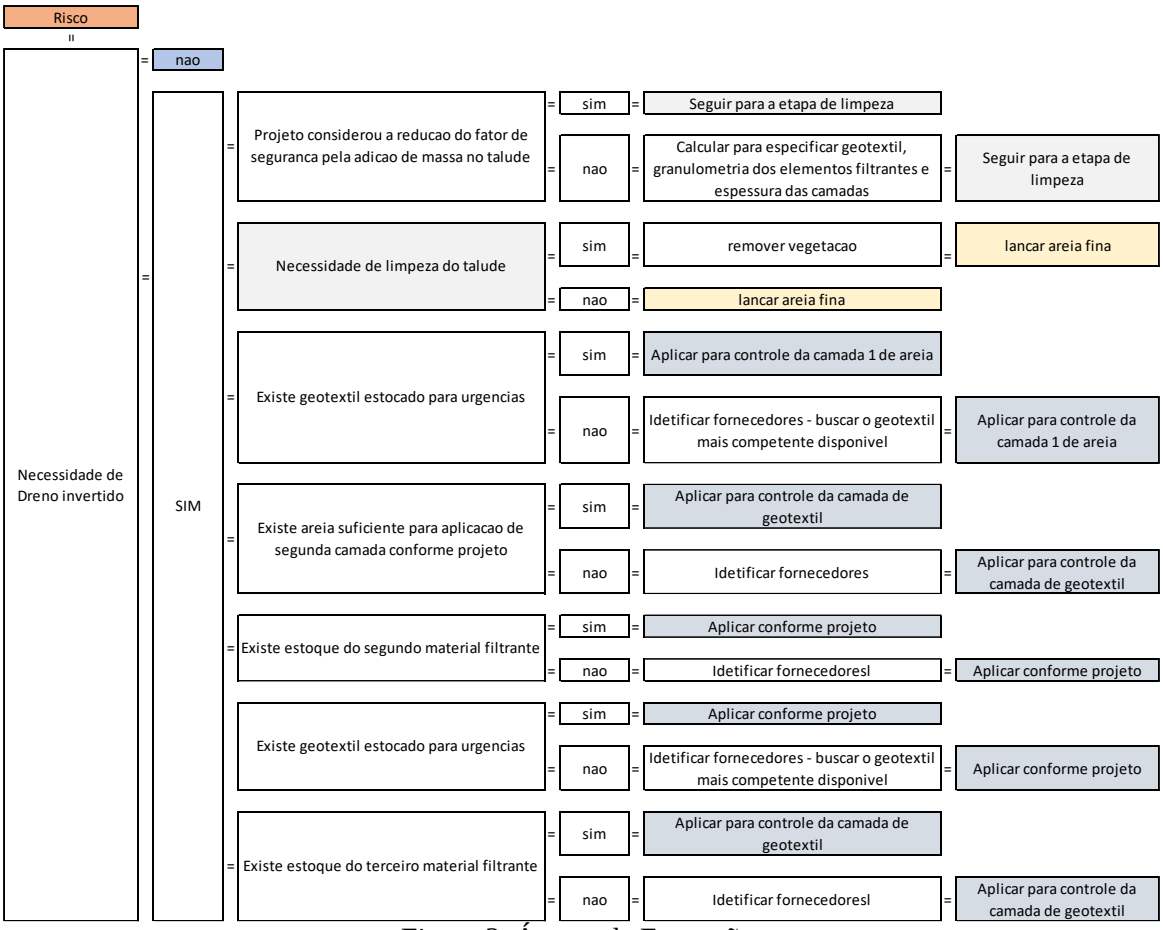


Figura 3. Árvore de Execução.

3.2 Coleta de Dados

O barramento ficou desprovido de manutenção e monitoramento por mais de 5 anos. Após a limpeza e início do processo de reabilitação operacional, foi possível realizar a inspeção de campo, associada a árvore de decisão elaborada. Baseado na observação de campo ficou claro a existência de um problema estrutural no barramento pela percolação de água. Iniciou-se imediatamente o processo de contratação de avaliação geofísica e o desenvolvimento do projeto do dreno invertido. A avaliação geofísica confirmou uma elevação do nível de água no barramento. Devido ao filtro central ainda drenar, não foi confirmada uma colmatação completa do filtro do barramento.

Análises de estabilidade foram executadas para avaliação da condição do barramento, sendo obtido um fator de segurança, drenado, superior a 1,5, calculado próximo a 1,8. Apesar da adoção de parâmetros geotécnicos de ensaios realizados em outras estruturas (barramento e fundação) semelhantes na área, o fator de segurança elevado permitiu a consideração da instalação do dreno invertido. Entretanto, a fim de não sobrecarregar a estrutura e reduzir o custo com material aplicado, foram feitas várias considerações sobre o projeto do dreno invertido antes da sua execução.

3.3 Considerações para Execução do Projeto

Partindo do princípio de que a estrutura suportaria o acréscimo de carga para construção de um dreno invertido na berma, foram utilizadas as técnicas para o dimensionamento de filtros em barramentos, conforme as Equações 1, 2 e 3 (SILVA, 2016).

$D15\ (T1) \leq 5\ D85\ (A)$ (critério de não ocorrência de *piping*) (1)

D15 (T1) ≥ 5 D15 (A) (critério de permeabilidade) (2)

2 ≤ D60 (T1) / D10 (T1) ≤ 20 (coeficiente de não uniformidade) (3)

Por fim optou-se pela adição de camadas de geotêxtil, para controle de superfinos, juntamente com a utilização de cinturões formados por caixas de gabiões amarradas de forma a reduzir a utilização de pedras de mão na cobertura final da obra. O geotêxil conferiu maior controle do fluxo de superfinos, assim como ajudou a garantir a formação das outras camadas do filtro. Além disso, a adição das caixas de gabião possibilitou reduzir em mais de 40% da demanda de pedra de mão sobre a estrutura, favorecendo o fator de segurança e reduzindo o custo do projeto, conforme Figura 4.

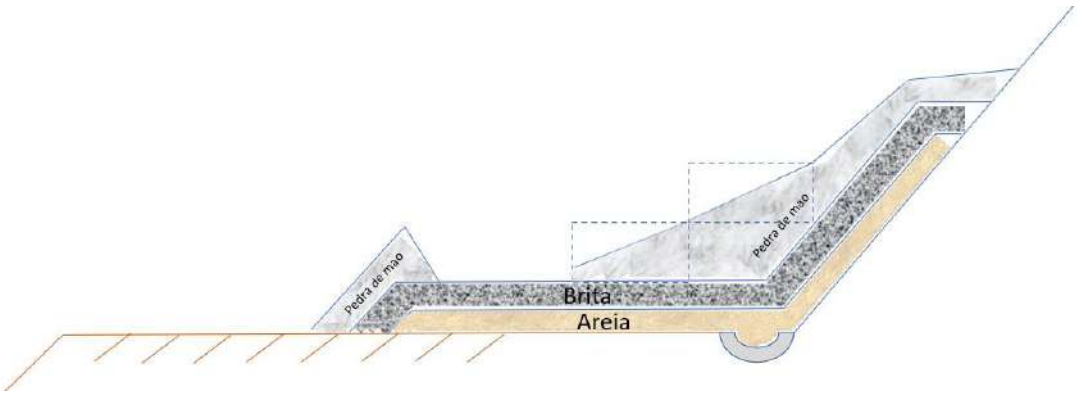


Figura 4. Finalização da concepção do projeto com adição de geotéxtil e caixas de gabião para redução da carga de pedras de mão.

Após a finalização do projeto conceitual, seguiu-se as etapas de construção, conforme sequência apresentada nas Figura 5 a 8.

(a)

(b)

Figura 5. Em (a), remoção da vegetação existe no local de implantação do dreno invertido, contemplando a face da berma 2 e o topo da berma 1 (delimitação pelas linhas em amarelo). Em (b), marcação de campo de alinhamento e altura de camadas de material a serem lançados para formação do dreno.

(c)

(d)

Figura 6. Em (c), lançamento inicial do material de formação do dreno, conforme marcação de campo. Em (d), lançamento da primeira camada de geotêxtil de controle de finos.

(e)

(f)

Figura 7. Em (e), finalização do colchão drenante de base e preparação para subida do filtro do dreno invertido em direção ao talude onde foi evidenciada a linha úmida longitudinal. Em (f), instalação dos gabaritos para garantia da espessura das camadas de areia e brita, sobre o geotêxtil.

(g)

(h)

(i)

Figura 8. Em (g), proteção da camada de brita com geotêxtil para posterior cobertura com as pedras de mão e gabiões. Em (h), continuação da execução do Dreno invertido. Em (i), finalização da formação do dreno invertido – vista de topo e longitudinal.

A atividade foi realizada no período do ano com certa pluviosidade, aumentando a dificuldade construtiva de algumas etapas, considerando a execução manual e sem prejuízo da atividade. Em cada etapa da execução do dreno invertido foi possível garantir o bom lançamento e construtibilidade das camadas, pois a constância das chuvas uniformizava a porosidade da areia facilitando o nivelamento.

Após a cobertura da areia com a brita, as chuvas possibilitaram visualizar a efetividade da drenagem do colchão de areia e brita, sem carreamento de finos.

Ao elevar a espessura do colchão de areia sobre o talude de jusante (coberto com a brita e envelopado com o geotêxtil) foi possível observar o fluxo de água percorrendo o interior da estrutura, sem que houvesse carreamento de finos ou areia sobre o colchão de brita. Destaca-se que o colchão se encontrava exposto (sem cobertura de pedras de mão), validando a tomada de decisão de não necessidade adição de pedras de mão sobre toda a camada de brita, em função do comportamento supracitado.

Os cinturões de gabião não apresentaram deslocamento após a finalização do lançamento das últimas camadas de pedra de mão. Assim, atribuiu-se sucesso construtivo pela uniformidade do colchão de areia. Além disso, os dias de estiagem e o fato de todas as caixas terem sido amarradas em pelo menos 4 pontos lateralmente e em no mínimo 2 pontos por caixa entre cinturões, contribuíram para a efetividade do projeto.

Ao fim da cobertura final com pedras de mão, a estrutura foi observada diariamente por pelo menos 4 meses, onde qualquer acomodação ou deslocamento de massa foi imperceptível. Também foi realizado o

monitoramento dos quatro instrumentos existentes na estrutura e mesmo diante do período de chuvas, foi identificada redução dos valores de leituras, comparando-se com o período anterior à construção do dreno invertido.

Desta forma a metodologia de sequência de fluxo para tomada de decisão e passos de execução, associada as técnicas de engenharia civil e geotecnia de barramentos proveram uma solução eficaz ao problema inicialmente observado, especialmente considerando as informações disponíveis para o desenvolvimento do projeto.

4 CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos pode-se concluir que o dreno invertido foi uma obra de sucesso, devido a ocorrência de dessaturação da berma de jusante, pela redução da coloração escura nas bermas, identificadas antes da intervenção. Complementarmente, o monitoramento associado ao período executivo e pós-construtivo permitiram a validação das árvores de decisão para esse tipo de projeto, corroborada ainda pela redução dos níveis d'água e piezométrico da estrutura.

Apesar da ausência de projeto, o julgamento por meio de procedimentos de árvores de verificação e decisão, facilitaram a justificativa dos critérios assumidos, em tempo hábil ao não agravamento das situações observadas. A utilização dos conceitos e cálculos geotécnicos corretos de estabilidade, monitoramento por instrumentos e técnicas de filtragem foram imprescindíveis ao sucesso da obra de engenharia pelo estabelecimento de níveis de controle.

O entendimento do projeto pelos executores de campo foi baseado em orientações precisa e assertiva, comprovada pelos registros fotográficos apresentados, conferindo alto grau de confiabilidade no trabalho executado frente aos dados disponíveis, bem como os critérios adotados por base na metodologia das árvores de verificação e decisão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ladeira, J. E. R. (2007) Avaliação de Segurança em Barragem de Terra, Sob o Cenário de Erosãoo Tubular Regressiva, por Métodos Probabilísticos. O Caso UHE São Simão. 2007. 230 f. dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte.

Silva, D. S. (2016) Estudo de filtro aplicado ao controle de erosão interna em barragens. 2016. 161 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto-MG.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/27

Aspectos sobre Instrumentação e Monitoramento de Barragens

Hosana Emilia Sarmento Costa Leite
Doutoranda, UFPE, Recife, Brasil, hosana.emilia@ufpe.br

Lícia Mouta da Costa
Professora Dra., UFPE, Recife, Brasil, licia.costa@ufpe.br

Leonardo José Nascimento Guimarães
Professor Dr., UFPE, Recife, Brasil, leonardo.guimaraes@ufpe.br

Silvio Romero de Melo Ferreira
Professor Dr., UFPE, Recife, Brasil, silvio.mferreira@ufpe.br

Olavo Francisco dos Santos Júnior
Professor Dr., UFRN, Natal, Brasil, olavo.santos@ufrn.br

RESUMO: A instrumentação de barragens e as inspeções visuais são os principais meios para avaliar a continuidade operacional e física de uma barragem, devendo ser consideradas como mutuamente complementares. O objetivo deste artigo é apresentar o estado da arte sobre aspectos dessa associação, bem como, sobre o plano de monitoramento de barragens, com foco na legislação brasileira e literatura técnica. A ênfase principal quanto ao monitoramento aborda a segurança de barragens, observando o plano nas diversas fases desde o projeto, a descaracterização e usos futuros, de forma a maximizar a segurança de barramentos. Relaciona-se também a pertinência de estudos de modos de falhas para determinar o melhor método de monitoramento a se executar e as análises de risco. Entre as principais considerações, observa-se que uma boa auscultação do barramento possibilita intervenções preventivas e corretivas, minimizando o risco de acidentes, preservando a segurança da estrutura, do meio ambiente e de terceiros em sua área de influência. Permite, também, mitigar incógnitas e incertezas de projeto, tendo por consequência refinamentos progressivos e melhorias nas técnicas de análise de risco e projetos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: Auscultação, Monitoramento, Barragens.

ABSTRACT: Dam instrumentation and visual inspections are the main means of evaluating the operational and physical continuity of a dam and should be considered as mutually complementary. The objective of this article is to present the state of the art on aspects of this association, as well as on the dam monitoring plan, focusing on Brazilian legislation and technical literature. The main emphasis in terms of monitoring is dam safety, observing the plan in the various phases from planning, decharacterization and future uses, in order to maximize dam safety. It is also related to the relevance of failure mode studies to determine the best monitoring method to perform and risk analyses. Among the main considerations, it is observed that a good sounding of the dam enables preventive and corrective interventions, minimizing the risk of accidents, preserving the safety of the structure, the environment and third parties in its area of influence. It also allows the mitigation of project unknowns and uncertainties, resulting in progressive refinements and improvements in risk analysis techniques and future projects.

KEYWORDS: Auscultation, Monitoring, Dams.

1 INTRODUÇÃO

A construção de uma barragem requer um processo construtivo laborioso e uma engenharia multidisciplinar, estando muitas vezes sujeitas a grandes cargas e condições de fundação especiais. Somado ao fato que durante sua vida útil as barragens se deterioram e seus indicadores de confiabilidade se alteram.

Além disso, nenhuma estrutura está imune ao risco de falha. Relaciona-se "risco de falha" a algum comportamento anômalo, "movimentos não admissíveis" que podem ocasionar acidentes (Silva *et al*., 2015 *apud* Guimarães Filho, 2021).

A Instrumentação de Barragens e as Inspeções Visuais são os principais meios de que se dispõe para avaliar a continuidade operacional e física de uma barragem, devendo ser encaradas sempre como mutuamente complementares. Zuculin (2020) afirma que a Segurança de Barragens é a área da engenharia que cuida da "saúde" da barragem. Nesse sentido o risco de acidentes é minimizado por meio do monitoramento na qualidade de diagnóstico da saúde da barragem, pois possibilita intervenções preventivas e corretivas, acarretando a diminuição do risco de acidentes e, consequentemente, preservando a segurança da estrutura e área de influência. A etapa de monitoramento, também, é conhecida por manutenção preditiva, na qual se "prediz" os possíveis problemas da estrutura (Piasentin, 2020).

Nesse contexto, as inspeções associadas a uma análise criteriosa dos dados fornecidos pela instrumentação de auscultação da barragem, quando adequadamente projetada, corretamente instalada e sistematicamente interpretada, formam a mais importante e eficiente ferramenta na avaliação do comportamento dessas estruturas, do mesmo modo que riscos potenciais têm maior possibilidade de serem detectados, a partir dessa associação (Oliveira, 2008). Permite, também, mitigar incógnitas e incertezas de projeto, tendo como consequência refinamentos progressivos e melhorias nas técnicas de análise de risco e projetos futuros (Andrade, 2021).

No artigo objetiva-se discorrer sobre aspectos dessa associação, tal como, sobre o plano de monitoramento de barragens com foco na legislação brasileira sobre segurança de barragens e literatura técnica, nas fases de planejamento, projeto, construção, primeiro enchimento e primeiro vertimento, operação, desativação, descaracterização e usos futuros, de forma a maximizar a segurança de barramentos. Em suma, trata-se de uma revisão bibliográfica sobre o tema.

No estudo relacionou-se também a pertinência de estudos de modos de falhas para determinar o melhor método de monitoramento a se executar, e complementando o tema, cometa-se sobre o Sistema Integrado de Segurança um conceito que vem sendo considerado como o mais completo para o controle dessas estruturas.

2 PROJETO DA INSTRUMENTAÇÃO DE AUSCULTAÇÃO

Segundo a Lei n.º 14.066 de 2020, Artigo 4º, inciso I, são fundamentos da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) "a segurança da barragem, consideradas as fases de planejamento, projeto, construção, primeiro enchimento e primeiro vertimento, operação, desativação, descaracterização e usos futuros" (Brasil, 2020). Desse modo, o Plano de Monitoramento e Instrumentação deve ser elaborado na fase de planejamento e projeto, sendo detalhado e complementado, à medida em que se forem obtendo novas informações sobre a obra e seu comportamento.

Na fase de planejamento e projeto, de acordo com Zuculin (2020), é definido o tipo e o arranjo da barragem e, a contar destes, estabelece-se quais as principais grandezas que deverão ser monitoradas pela instrumentação. Esse plano é implementado na fase de construção, de modo a poder controlar eficazmente o comportamento durante o primeiro enchimento do reservatório e ao longo da vida da barragem, até a sua desativação, descaracterização e usos futuros. Além disso, a instrumentação de barragens assume diferentes características e finalidades dependendo da etapa da obra.

O tipo de instrumento é escolhido de acordo com a grandeza a ser medida, levando em consideração a escala, desde a primeira medição até o final da vida útil da estrutura. A compatibilidade entre a magnitude do parâmetro medido e a precisão do instrumento é um aspecto fundamental, bem como seu campo de leitura. A falha nessa combinação pode danificar o dispositivo. Nessa fase, também, se considera a decisão sobre a automação da instrumentação. As grandezas a serem monitoradas em barragens de aterro e de concreto, juntamente como os instrumentos mais comuns para sua medição, podem ser encontradas no Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens da ANA (Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico), *Volume V - Diretrizes para a Elaboração de Projetos de Barragens* (ANA, 2016a, p. 144-145).

Ao longo da construção é o momento de verificar se as hipóteses de projeto estão evoluindo de forma positiva, se a relação entre os carregamentos e a tensões geradas está conforme especificada, se as deformações estão dentro dos limites previstos, nos maciços, fundação e estruturas anexas, etc. (Zuculin, 2020).

O primeiro enchimento do reservatório, etapa onde a barragem entra em carga total pela primeira vez, é uma das etapas mais relevantes do ponto de vista da segurança, reflete, inclusive, o teste inicial do desempenho da barragem e de suas fundações devendo, portanto, o controle de segurança merecer especial cuidado nessa fase (ANA, 2016a). Neste estágio, as leituras dos instrumentos podem não só reportar a ocorrência de anomalias que possam ameaçar a segurança da estrutura do barramento, como também, servirem de parâmetros de retro análise em modelos matemáticos, conferindo a eficiência e simplificações para novos projetos (Smiderle, 2014).

"A fase de operação engloba toda a vida útil da barragem. Nesta etapa, a barragem vai "trabalhar", isto é, deformar, recalcar, deslocar, aquecer, esfriar. Passará por situações de cheias e secas e, algumas até, por sismos." (Zuculin, 2020, p. 18). A instrumentação nesta fase tem por finalidade fornecer dados para verificação contínua das hipóteses de projeto, de maneira geral, monitorar o desempenho da barragem e estruturas associadas, ademais fundação e áreas críticas, indicar se a estrutura está funcionando como previsto, alertar para quaisquer acontecimentos que possam causar riscos à sua segurança (possíveis zonas de riscos), e obter informações para o aprimoramento de projetos de barragens futuras (Oliveira, 2008).

Além da instrumentação das estruturas do barramento pode ser relevante monitorar a área do reservatório, assim como as condições meteorológicas, hidrológicas e limnológicas que podem influenciar o desempenho de alguns instrumentos (Zuculin, 2020).

Em suma, o Manual de Monitoramento pode ser considerado o principal elo entre as fases de projeto, construção e operação de uma barragem. No plano completo de auscultação por instrumentação devem ser previstas todas as etapas supraditas, incluindo as dispostas a seguir (ANA, 2016a e 2016b; Piasentin, 2020). A estruturação dessas etapas são fundamentais para o sucesso do processo.

- Projeto da instrumentação a ser instalada: arranjo, detalhes, especificações dos materiais, instalação e montagem. Após a instalação é fundamental que a barragem tenha a documentação técnica do projeto, da instrumentação e dos desenhos como construído. Na escolha do tipo de instrumento deve-se atentar para os seguintes cuidados: simplicidade de funcionamento e instalação; confiabilidade; sensibilidade, faixa de medição; durabilidade; resistência; estabilidade; custos, operação e manutenção; experiência prévia com sua utilização; assistência técnica do fabricante; automação da coleta dos dados, entre outros (Fonseca, 2003; ANA, 2016a).
- Definição dos valores previstos e limites de comportamento aceitáveis para todos os instrumentos (em todas as fases), estabelecidos em projeto e com base no comportamento esperado da estrutura frente ao parâmetro lido pelo instrumento. Esta definição é importante para traduzir as expectativas do projetista comparativamente a um determinado parâmetro a monitorizar e permitir que as leituras recolhidas ganhem significado e utilidade na avaliação da segurança, nomeadamente nas fases de enchimento e início da operação, quando as equipes de monitoramento ainda não estão totalmente familiarizadas com a obra (Fusaro *et al*., 2017).
- Plano de operação da instrumentação: deve-se estabelecer uma metodologia de leitura, responsabilidades, procedimentos aplicáveis, frequências das leituras em toda vida útil da obra e durante possíveis casos excepcionais. Recomenda-se ainda que as leituras devem ser programadas com sequência e itinerário fixo; que os leituristas sejam os mesmos, e atuem também como inspetores visuais, no mínimo uma vez por semana, em especial no período operacional, percorrendo os diversos trechos e galerias da barragem. Frequências mínimas recomendadas para leitura dos instrumentos de auscultação, em barragens de aterro e de concreto, para as diferentes fases da vida da barragem, podem ser encontradas no Manual da ANA (2016b).
- Plano de observações visuais e inspeções in situ com suas frequências. Observações análogas ao plano de operação da instrumentação.
- Plano de análise e interpretação do comportamento da barragem baseado nos resultados da instrumentação e das inspeções visuais. As análises destas informações devem ser feitas por profissional habilitado (geólogo e/ou engenheiro geotécnico), de modo que possam ser identificadas eventuais situações anômalas indicativas da necessidade de intervenções corretivas ou de investigações mais detalhadas, tais como análise de estabilidade dos taludes.
- Plano para armazenamento das informações históricas, como relatórios e a base de dados da instrumentação. Refere-se ao tratamento de dados e registros a serem adotados. Levando em conta que ao longo do tempo, estes documentos formarão um histórico de dados, que é essencial para esclarecer eventuais comportamentos inesperados e auxiliar na interpretação dos resultados obtidos.

- Procedimentos de manutenção: trata-se das regras de manutenção, procedimentos, registros e responsabilidades, que devem ser desenvolvidos e implementados para assegurar que os instrumentos sejam mantidos em condições totalmente operacionais e seguras.

Fusaro *et al.* (2017) apresentam sugestões para a estruturação de um Manual de Monitoramento como ferramenta para a segurança de barragens. O artigo divide as atividades de monitoramento em três elementos: inspeção visual, instrumentação e testes em equipamentos eletromecânicos e comenta cada um desses itens, no caso da instrumentação discute-se desde a descrição geral da instrumentação e objetivos, descrição da instrumentação por seção, programa de coleta das leituras da instrumentação, procedimentos para calibração e manutenção dos instrumentos até procedimentos de análise dos dados.

Desta forma, com um plano de monitoramento eficiente, torna-se possível antecipar todos os cenários de ações necessárias para minimizar os danos decorrentes de uma possível ruptura. Contudo, quando as etapas de manutenção preditiva (monitoramento) e preventiva (obras de reparo) não são suficientes para evitar um acidente, é preciso ter regras definidas para serem adotadas, e nesse caso, insere-se o Plano de Ação de Emergência (PAE), cujo objetivo principal é minimizar os danos e fatalidades de eventos catastróficos (Piasentin, 2020).

É importante considerar que a interpretação dos dados fornecidos pela instrumentação é tão relevante quanto a própria existência da instrumentação e o melhor instrumento não é garantia de segurança se os dados obtidos não forem analisados corretamente, além disso, os instrumentos geotécnicos por si só não garantem a segurança estrutural, pois esses são apenas componentes para observação do comportamento da barragem (Silveira, 2006). Smiderle (2014, p. 29) cita que “a instalação de instrumentação sem a análise e interpretação adequadas é o mesmo que não se ter instrumentação alguma”.

Um bom sistema de instrumentação de campo deve ser capaz de examinar as hipóteses de projeto, a adequação dos métodos construtivos e as condições de segurança nas diversas fases da obra (Danese, 1998).

3 SISTEMA INTEGRADO DE SEGURANÇA (SIS)

Um conceito que vem sendo considerado como o mais completo para o controle dessas estruturas é o chamado Sistema Integrado de Segurança (SIS), que discerne a questão sobre três pilares: Técnico-Operacional (T-O); Monitoramento-Vigilância (M-V); e Gestão de Riscos / Emergência (G-E). Onde cada pilar deve ser analisado como uma condição necessária e complementar as outras, que em soma, conserva a barragem segura em todas as suas fases de vida (Perini, 2009; Leite 2019).

A segurança de barragens tem sido controlada por uma abordagem tradicional de engenharia baseada em critérios e normas técnicas vigentes. No SIS essa abordagem refere-se aos dois primeiros componentes supracitados, sendo o T-O responsável pelo controle da segurança estrutural, hidráulica e operacional, aplicados nas fases de projeto, construção, operação e descomissionamento, e o M-V pelo monitoramento, inspeção, auscultação da barragem, detecção e análise da obra (ICOLD, 2005; Melo, 2014; Leite 2019).

Autores como Pimenta (2009), enfatizam a necessidade de a ótica tradicional evoluir para abordagens orientadas para o risco, tratando de forma integrada as ações de desempenho e consequências. Menescal (2004), também, relata a importância de se reconhecer as ameaças aos empreendimentos por meio da metodologia de análise de risco.

É nesse contexto que se insere o terceiro pilar de sustentação da segurança de uma barragem: a Gestão de Riscos / Emergência. compreendendo “a implementação e preparação de todas as medidas e procedimentos necessários para o controle dos riscos e para dar uma resposta aos eventuais acidentes que possam ocorrer numa barragem”, com o objetivo de antecipar a detecção de crises e falhas (Perini, 2009, p. 6). Essa inserção, deve ser encarada como uma complementação da prática tradicional, e não como um senso de substituição.

Conceitualmente, a gestão de riscos de segurança de barragens corresponde a uma série de atividades integradas, tais como a avaliação de risco (identificação, análise e apreciação dos riscos) e controle de risco (mitigação, prevenção, detecção, plano de emergência, revisão e comunicação). Definido o contexto em que se enquadram os controles e padrões de referência, o próximo passo é a avaliação de riscos, que deve: integrar o processo de análise e avaliação de riscos e, também, fornecer recomendações sobre a necessidade de redução destes (ICOLD, 2005; Melo, 2014; Perini, 2009).

É possível realizar uma avaliação de riscos de maneira qualitativa, quantitativa ou com variações dessas abordagens. Os métodos de caráter qualitativo se apoiam em formas descritivas das probabilidades e

consequências, na semiquantitativa, associa-se valores numéricos a essas descrições, enquanto os quantitativos explicitam as incertezas, baseando-se, portanto, em valores numéricos da probabilidade e consequência. A decisão sobre qual abordagem adotar depende do nível de detalhamento desejado, dos tipos de riscos analisados, do objetivo da análise e, principalmente, das informações, dados e recursos disponíveis (Perini, 2009).

Vários são os métodos propostos na literatura: Índices de Risco, Causa e Indicadores de Falhas (LCI), Análise dos Modos de Falha e seus Efeitos (FMEA) que são considerados essencialmente qualitativos, e as Análises por Árvore de Falhas (FTA) e Eventos (ETA) que podem ser utilizadas tanto qualitativamente como quantitativamente (Melo, 2014).

Os Métodos quantitativos não devem ser considerados mais precisos ou adequados. A análise qualitativa é suficiente, e muitas vezes a única possibilidade, para certos tipos de decisões, seja por falta de informação numérica sobre modos de falha específicos ou devido a recursos e tempo insuficientes. Por outro lado, a qualidade da análise quantitativa depende da precisão e qualidade dos valores numéricos e do modelo analítico escolhido (Fusaro, 2011).

Segundo Yokozawa (2019) é possível analisar com precisão o risco de barragens, mas essa análise requer o cálculo da probabilidade de ruptura, que é resultado de uma abordagem probabilística. Os autores dizem que esse tipo de análise tem sido criticado porque o método de avaliação é considerado subjetivo, o que dificulta o estabelecimento de critérios para a elaboração de um projeto, acabando por tornar a análise determinística mais precisa e segura. No entanto, esta segunda categoria de análise não leva em conta as incertezas, o que torna a avaliação menos confiável.

Rebêlo (2021) afirma que os métodos probabilísticos podem ser interpretados como análises determinísticas complementares. A partir deles, conhecendo a distribuição de probabilidade das variáveis independentes (como os parâmetros do material), pode-se avaliar a distribuição probabilística das variáveis dependentes (como o fator de segurança). A autora destaca que órgãos e normas internacionais, como a ISO (*International Organization for Standardization*) já adotam a teoria de confiabilidade. Mas, os atuais critérios de análise de estabilidade do Brasil, se restringem ao desenvolvimento de projetos com uma filosofia inerentemente determinista. E mesmo reconhecendo a existência de incertezas geotécnicas, os conceitos de confiabilidade para desenvolvimento de projetos funcionam de forma muito limitada.

No caso de barragens, tendo em vista a necessidade de classificar e quantificar os riscos, a Resolução CNRH n.º 143, de 2012 (Brasil, 2012) apresenta critérios qualitativos para a classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo volume do reservatório, em atendimento ao art. 7° da Lei n° 12.334 de 2010 (Brasil, 2010). A referida Resolução considera risco como a possibilidade de ocorrência de acidente. Sua formulação, no entanto, diverge do formalmente definido e encontrado na literatura, estando restrito às características técnicas e de conservação da barragem e de suas estruturas associadas (Leite, 2019).

Melo (2014) ressalta, porém, que ainda que falha quanto à nomenclatura técnica de risco, a metodologia da Lei n.º 14.066, de 2020 (Lei n° 12.334 de 2010 atualizada), enquadra-se em uma das "boas práticas" da gestão de segurança de barragens adotadas internacionalmente. O autor citado acrescenta que, além da classificação rápida das barragens, esse método permite uma ponderação primária de possíveis modos de falha da barragem, podendo estabelecer valores de monitoramento. A Lei, também, contempla métodos construtivos, idade do empreendimento, e precedentes para que os reguladores estabeleçam normas de acordo com suas necessidades (Brasil, 2020).

Outra alteração, no âmbito da gestão de riscos, trata-se do primeiro objetivo da Lei n.º 12.334, de 2010, no Art. 3º, Inciso I, anteriormente escrito como: "garantir a observância de padrões de segurança de barragens de maneira a reduzir a possibilidade de acidente e suas consequências;" (Brasil, 2010), sendo modificado pela Lei n.º 14.066, de 2020, onde é inserido na redação do texto o conceito de "prevenção" quanto à possibilidade de acidentes ou desastres. No último objetivo (Inciso 8) incluiu-se também a necessidade quanto à definição dos procedimentos emergenciais em caso de incidente, acidente ou desastre (Brasil, 2020; Pereira, 2021).

Na PNSB Brasileiras o documento que consolida os procedimentos para o gerenciamento do risco e às respostas a situações de emergência é o Plano de Ação de Emergência – PAE, servindo como uma ferramenta suplementar de apoio à tomada de decisão para cada nível de alerta estabelecido. Este documento agora é obrigatório para todas as barragens destinadas à acumulação ou à disposição de rejeitos de mineração indiferentemente da sua classificação quanto ao dano potencial associado e ao risco (Brasil, 2020).

Ladeira (2007) destaca que a análise qualitativa de probabilidades para avaliação de riscos aplicados ao gerenciamento de segurança de barragem está se desenvolvendo com rapidez, particularmente nos Estados Unidos, Austrália, Canadá, Noruega e Reino Unido. O autor empregou em sua dissertação o método de análise de segurança ETA com enfoque probabilístico com o intuito de avaliar a possibilidade de ruptura de barragem por piping e o método chamado de UNSW (*University of New South Wales*), que foi desenvolvido na referida Universidade, em Sydney, Austrália.

A barragem da UHE – São Simão foi utilizada pelo autor supradito como estudo de caso e a base de dados na quantificação de rupturas e acidentes históricos conteve 1.462 barragens (aproximadamente 13 % da população mundial de barragens existentes até 1982). O resultado foi uma probabilidade de falha anual estimada por piping em grandes barragens de 4,5 x 10^{-4} por barragem, que se mostrou consistente com os dados históricos coletados no estudo. Os resultados também identificaram pontos chaves que demandam atenção e ações de prevenção para evitar impactos ambientais decorrentes do rompimento de barragens (Ladeira, 2007).

Outros trabalhos que merecem destaque na Gestão de Riscos com enfoque na avaliação de riscos e sua aplicação na engenharia de barragens através de estudos de casos são: Perini (2009), Melo (2014), Vianna (2015), Yokozawa (2019) e Leite (2019). Em geral os estudos avaliam os impasses na aplicação da abordagem baseada nos riscos e as vantagens decorrentes de seus resultados.

Yokozawa (2019) em sua dissertação aplicou os métodos probabilísticos FOSM (*First Order Second Moment*), PEM (*Point Estimated Method*), HPEM (*Hibrid Point Estimated Method*) e Monte Carlo, a partir de dados estatísticos dos parâmetros de entrada, averiguando as principais diferenças entre eles, assim como suas limitações e vantagens. Foram os objetos do estudo de caso dois tipos de barragens hipotéticas, uma do tipo mista (enrocamento com núcleo de argila) para aproveitamento hidrelétrico, e uma de rejeito, com três alteamentos. Dentre os métodos analisados a autora citou o Monte Carlo como mais confiável e exato, apesar de algumas limitações.

Outro trabalho recente, que conta com uma boa revisão bibliográfica sobre o tema é o trabalho de Leite (2019). Sua pesquisa caracteriza-se como um estudo de caso exploratório, buscando aperfeiçoar e aumentar a experiência em torno da análise de risco dentro da temática de segurança de barragens, o autor propôs desenvolver um modelo estruturado de suporte ao Processo de Monitoramento e Avaliação de Riscos em Segurança de Barragens da Agência Nacional de Energia Elétrica – ANEEL. Uma grande dificuldade na realização do levantamento de Leite (2019) foi a falta de estatísticas oficiais sobre os acidentes nas barragens brasileiras. A inexistência de uma base de dados histórica com informação sobre a natureza da eventual rutura, as suas prováveis causas e consequências impede a criação de cenários credíveis capazes de compreender as realidades da engenharia nacional.

Deve-se sempre considerar que a análise de risco é apenas uma etapa de um processo de gestão que não se encerra em si mesmo. O desenvolvimento adicional de pesquisas com base nesta análise não teria sentido sem um foco na manutenção da segurança (Fusaro, 2011).

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

É inquestionável a essencialidade das barragens para o funcionamento e desenvolvimento da sociedade, uma vez que garantem o abastecimento de água, geração de energia elétrica e a acumulação de rejeitos oriundos da produção minerária e industrial, entre outras funcionalidades. Contudo, adicionalmente aos seus atributos têm-se o potencial de risco dessas obras. A segurança estrutural dessas obras abrange desde a concepção da barragem (projeto), qualidade da construção, manutenção e monitoramento adequados, gestão de emergência eficiente da sua vida útil etc.

Para contribuir na redução do risco de barragens, muitos aspectos estão incluídos. Com a pesquisa, observa-se que uma boa auscultação do barramento possibilita intervenções preventivas e corretivas, minimizando o risco de acidentes, preservando a segurança da estrutura, do meio ambiente e de terceiros em sua área de influência. Permite, também, mitigar incógnitas e incertezas de projeto, tendo como consequência refinamentos progressivos e melhorias nas técnicas de análise de risco e projetos futuros. É importante considerar que a interpretação dos dados fornecidos pela instrumentação é tão importante quanto a própria existência da instrumentação e o melhor instrumento não é garantia de segurança se os dados obtidos não forem analisados corretamente, outrossim, os instrumentos geotécnicos por si só não garantem a segurança estrutural, pois esses são apenas componentes para observação do comportamento da barragem.

A cerca dos modos de falhas observa-se que projetar com foco em modos de falha específicos de uma estrutura permite que as atividades de monitoramento sejam direcionadas para os pontos sensíveis mais críticos, contribuindo desta maneira para um diagnóstico mais preciso do comportamento. Neste aspecto, conclui-se que o Plano de Monitoramento e Instrumentação deve ser elaborado na fase de planejamento e projeto, sendo detalhado e complementado, à medida em que se obtém novas informações sobre a obra e seu comportamento nas suas demais fases, potencializando, por conseguinte, a segurança do barramento.

Salienta-se que não é possível estabelecer uma regra para definir a quantidade de instrumentos. A determinação parte de uma avaliação do projetista. Duas barragens de mesma dimensão, por exemplo, podem ter quantidades diferentes de instrumentos, a depender do seu tipo de fundação. Recomenda-se, porém, na definição do número de instrumentos, a providência de alguns instrumentos de reserva.

Quanto ao SIS, acredita-se que a combinação de análises determinísticas com probabilísticas permite uma otimização nas análises, representando um avanço significativo na avaliação de segurança de barragens, especialmente levando em consideração a variabilidade das propriedades dos materiais e fornecendo resultados relacionados aos níveis de confiabilidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Águas - ANA (Brasil) (2016a) Manual do empreendedor sobre segurança de barragens. *Volume V - Diretrizes para a Elaboração de Projetos de Barragens*. ANA, Brasília, DF, 156 p. Disponível em: <https://www.snisb.gov.br/Entenda_Mais/publicacoes/ManualEmpreendedor>. Acesso em: 1 jun. 2022.

Agência Nacional de Águas - ANA (Brasil) (2016b) Manual do empreendedor sobre segurança de barragens. *Volume VII - Diretrizes para a Elaboração do Plano de Operação, Manutenção e Instrumentação de Barragens*. Brasília, ANA, Brasília, DF, 135 p. Disponível em: <https://www.snisb.gov.br/Entenda_Mais/publicacoes/ManualEmpreendedor>. Acesso em: 1 jun. 2022.

Andrade, G.S. (2021) Análise de risco integrada à gestão de segurança de barragens. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Desenvolvimento de Tecnologia, Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento, Curitiba, 218 p.

Brasil. (2010) Presidência da República. *Lei n.º 12.334, de 20 de setembro de 2010*. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos [...] Brasília, DF. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2010/Lei/L12334.htm>. Acesso em: 9 jun. 2018.

Brasil. (2012) Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional de Recursos Hídricos. *Resolução n.º 143, de 10 de julho de 2012*. Estabelece critérios gerais de classificação de barragens [...]. Brasília, DF. Disponível em: <https://www.ceivap.org.br/ligislacao/Resolucoes-CNRH/Resolucao-CNRH%20143.pdf>. Acesso em: 1 fev. 2022.

Brasil. (2020) Presidência da República. *Lei n.º 14.066, de 30 de setembro de 2020*. Altera a Lei n.º 12.334, de 20 de setembro de 2010 [...] Brasília, DF. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2020/lei/l14066.htm>. Acesso em: 1 fev. 2022.

Danese, P.C. (1998) *Estudo da transferência de tensões devido a efeitos tridimensionais na Barragem do Zabumbão*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, DF, 112 p.

Fonseca, A.R. (2003) *Auscultação por instrumentação de barragens de terra e enrocamento para geração de energia elétrica*: estudo de caso das barragens da UHE São Simão. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 158p.

Fusaro, T.C; Furtado, A.S.O.; Oliveira, V.R.F.; Silva, I.T.C. (2017) Estruturação do manual de monitoramento como ferramenta para a segurança de barragens. *Revista Brasileira de Engenharia de Barragens*, ano IV, (5), p. 15-21.

Fusaro, T.C. (2011) Unidade 1: *Análise e gestão de risco*. Curso Segurança de Barragens Volume III. Módulo III: gestão e desempenho de barragens. ANA/FPTI, Itaipu, Foz do Iguaçu.

Guimarães Filho, U. (2021) *A importância da instrumentação automatizada para a gestão de segurança de barragens*. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia de Minas), Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Araxá, 49 p.

International Commission on Large Dams – ICOLD. (2005) *Risk assessment in dam safety management: a reconnaissance of benefits, methods and current applications*. Bulletin 130. ICOLD, Paris, 276 p.

Ladeira, J.E.R. (2007) *Avaliação de segurança em barragem de terra, sob o cenário de erosão tubular regressiva, por métodos probabilísticos*. O caso UHE São Simão. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 230 p.

Leite, S.R. (2019) *Modelo para avaliação de riscos em segurança de barragens com associação de métodos de análise de decisão multicritério e conjuntos fuzzy*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, DF, 222 p.

Melo, A.V. (2014) *Análises de risco aplicadas a barragens de terra e enrocamento*: estudo de caso de barragens da Cemig GT. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 168 p.

Menescal, R.A. (Org.). (2004) *A segurança de barragens e a gestão de recursos hídricos no Brasil*. Proágua, Brasília, DF, 314p.

Oliveira, J.R.C. (2008) *Contribuição para a verificação e controle da segurança de pequenas barragens de terra*... Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, MG, 263 p.

Pereira, J.M.L. (2021) *Análise sobre a Política Nacional de Segurança de Barragens com ênfase nos critérios de monitoramento/instrumentação*. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Guarapuava, 62 p.

Perini, D.S. (2009) *Estudo dos processos envolvidos na análise de riscos de barragens de terra*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 128p.

Piasentin, C. (2020) *Unidade 2: Aspectos gerais da segurança de barragens*. Repositório ANA: Curso de Segurança de Barragens. Módulo I – Barragens: Aspectos Legais, Técnicos e Socioambientais. ANA, Brasília, DF. Disponível em: <https://capacitacao.ana.gov.br/conhecerh/bitstream/ana/2179/2/Unidade_2-modulo1.pdf>. Acesso em: 9 dez. 2020. (apostila).

Pimenta, M.L. (2009) *Abordagens de Riscos em Barragens de Aterro*. Tese de Doutorado, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.

Rebêlo, T.S. (2021) *Análise comparativa de métodos analítico e numérico na avaliação de estabilidade de escavação com solo grampeado e cortina ancorada utilizando abordagem probabilística*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/RJ, 162 p.

Silveira, J.F.A. (2006) *Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento*. 1 ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, 416 p. ISBN 978-85-8623-861-1.

Smiderle, C.S.D. (2014) *Segurança de barragens: análise da instrumentação da Barragem de Itaúba.* Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Rio Grande Sul, UFRGS, Porto Alegre, 224 p.

Vianna, L.F.V. (2015) *Metodologias de análise de risco aplicadas em planos de ação de emergência de barragens: auxílio ao processo de tomada de decisão*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 118 p.

Yokozawa, S.Y. (2019) *Avaliação dos métodos probabilísticos aplicados na análise de risco devido à instabilidade de barragens*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 111 p.

Zuculin, S. (2020) *Unidade 2: Instrumentação de Barragens*. Repositório ANA: Curso de Segurança de Barragens. Módulo II: Inspeção e Auscultação de Barragens. ANA, Brasília, DF. (apostila).

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/28

Assessment of the Hydraulic Properties of Iron Ore Tailings for Mining Closure Projects in Brazil

Aghileh Khajeh
Postdoc Research Fellow, Graduate Program in Civil Engineering, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil, aghileh.khajeh@ufrgs.br
Alexia Cindy Wagner
Ph.D. Candidate, Graduate Program in Civil Engineering, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil, alexia-wagner@hotmail.com
Thatyane Martins Gonçalves
VALE S.A., Belo Horizonte, MG, Brasil, thatyane.goncalves@vale.com
Frank Pereira
VALE S.A., Belo Horizonte, MG, Brasil, frank.pereira@vale.com
João Vítor de Azambuja Carvalho
Ph.D. Student, Graduate Program in Civil Engineering, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil, carvalho.jv@ufrgs.br

ABSTRACT:
Recent disasters with tailings dams raised by the upstream method have resulted in modifications to the legislation regarding tailings disposal. New regulations require these structures to be properly decommissioned. Closure projects require changes in the original structure to increase safety and reduce risk. This safer condition is usually achieved by removing materials from the original dam. These materials, afterward, can be stored as dry stacks using filtered and compacted materials. The materials in stacks will usually be unsaturated. Also, the use of dry stacking has been successfully addressed for arid areas for a long but lacks more data for structures in tropical climate areas. This study focused on assessing the hydraulic properties of three types of tailings (named A, B, and C) collected from a tailings' impoundment in Brazil at distinct stages of saturation. Then, permeability tests were performed using a flexible wall permeameter in different stages of degree of saturation, starting from 100%, considering the conditions of the tailings dams, and then decreasing the degree of saturation to account for the unsaturated behavior of tailings in dry stacks. The diffusivity, volumetric water content, and hydraulic conductivity of the tailings were studied and the changes in them showed similar trends for tailings B and C. However, tailings A exhibited some differences by displaying higher diffusivity and volumetric water content throughout the test, along with lower hydraulic conductivity, which remained relatively consistent during the entire test. Tailings A had the lowest saturated hydraulic conductivity as well.

KEYWORDS: Mining closure, tailings, permeability, hydraulic conductivity, volumetric water content, diffusivity.

1 INTRODUCTION

Tailings dams are generally constructed from local mining materials. The embankments can either be raised upstream, vertically (center-line) or downstream. Among these, upstream raising is the cheapest, hence, its construction became popular years ago (Kossoff et al., 2014). However, there are many failures reported in such dams for reasons like poor design and construction of primary dyke and drainage culverts (Consoli et al., 2022; Wei et al., 2013).

Owing to the numerous failures associated with the upstream dams, new regulations have been proposed in the Brazilian mining industry to enhance safety and mitigate risks. Thus, construction of new upstream raised dams was prohibited and those existing must be decommissioned. To achieve this goal, it is essential to safely decommission upstream tailings dams, highlighting the importance of comprehending the geotechnical properties of tailings, particularly focusing on hydraulic properties and permeability traits (Kütter et al., 2023).

Filtered tailings, also known as stacked tailings or dry stacked tailings, have gained popularity in recent years as an eco-friendly option compared to the traditional practice of depositing slurry in tailings dams. From

a geotechnical perspective, the main advantage of stacked tailings lies in the dewatering process, which enables tailings to be disposed of with water content close to the optimum condition achieved in standard Proctor tests (Dias Neto et al., 2024). Nonetheless, as the moisture content of the tailings after dewatering can vary significantly due to the variability in grain size distribution and mineralogical composition, impacting the efficiency of the filtration process, the unsaturated hydraulic behavior of the tailings is crucial to be considered. Furthermore, a critical factor highlighted by Rissoli et al. (2023) is the strong influence of weather conditions, especially during the rainy season in the southeastern region of Brazil, on the final moisture content of the filtered material. Therefore, the tailings in stacks will most probably be found initially in unsaturated conditions.

Moreover, groundwater seepage characteristics play a crucial role in designing tailings storage facilities. The seepage rate is directly influenced by the hydraulic conductivity coefficient (Shaker et al., 2022). This parameter is influenced by factors such as the fines content, ore mineralogy, and material density (Lupo & Hall, 2010). Besides, seepage can trigger various phenomena in the tailings, such as soil flow, contact soil flow, piping, and contact scouring (Wang et al., 2021). Recently, studies have concentrated more on evaluating the hydromechanical behavior of the tailings due to their importance in tailings storage facilities (Alhomair et al., 2017; Shamsai et al., 2007; Singh et al., 2021). The average tailings hydraulic conductivity was shown to decrease with increasing fine content.

Studying the hydraulic properties of tailings can be very important because their hydromechanical properties play a crucial role in determining the layering, permeability, and compressibility of the tailings storage structure. Hence, this paper evaluates the hydraulic properties of three different tailings (A, B, and C) from a tailings' impoundment in Brazil, considering both saturated and unsaturated hydraulic behavior of tailings. This evaluation aims to address the important considerations regarding mining closure projects (the saturated tailings found in the existent dam) and the possible after-removal disposition of dry stacks (the tailings removed from the dam are filtered and disposed of in dry stacks).

2 MATERIALS AND METHODS

2.1 Iron ore tailings (IOTs)

The analyzed tailings were obtained from three distinct locations within a tailings' impoundment in Minas Gerais, Brazil. In this study, the tailings were non-plastic and classified as A, B, and C. The grain size distribution of the tailings is depicted in Figure 1, revealing that tailings A is the finest, with 86.9% silt and 11.4% clay content. Tailings B and C have silt contents of 63.3% and 23.7% and clay contents of 2.4% and 1.4%, respectively, based on which tailings C is characterized as the coarsest. These tailings exhibit non-plastic properties, with tailings A and B classified as ML and tailings C as SM according to the Unified Soil Classification System (USCS) (ASTM D2487, 2011). The specific gravities (G_s) of the tailings were measured as 3.71, 3.64, and 3.52 for types A, B, and C, respectively (ASTM D854, 2005). Table 1 also lists the dominant mineralogical compositions of the IOTs studied.

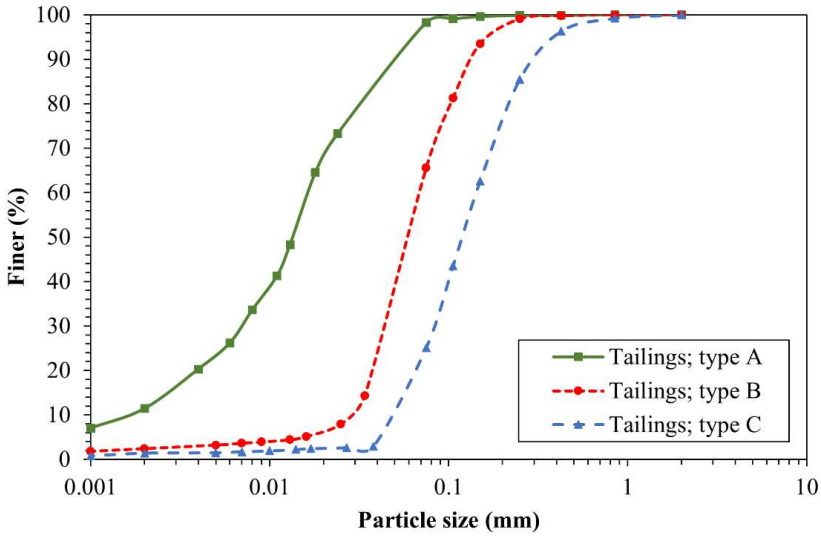


Figure 1 - Grain size distributions of the studied iron ore tailings.

Table 1 - Dominant mineralogical compositions of the studied IOTs.

Minerals		Tailings A	Tailings B	Tailings C
Silicates (%)	Quartz - SiO_2	21.98	47.63	48.08
	Chlorite	19.97	0.44	0.38
Oxides (%)	Iron Oxides	50.92	51.04	49.15

2.2 Permeability tests

A series of permeability tests were conducted on loosely compacted samples, targeting a relative density range of 30% to 50%. The minimum and maximum index densities were determined using ASTM D4254 (2006) and ASTM D4253 (2006), respectively (only for the maximum index of tailings A, the maximum dry density from a modified proctor (ASTM D1557, 2012) was considered). To replicate the high void ratios observed in the field, the samples were reconstituted using the moist-tamping method.

All the samples were fully saturated before starting the permeability tests, as confirmed by a B-value exceeding 0.97. The consolidation stress applied during the tests was approximately 100 kPa. The hydraulic conductivity test was performed using a flexible wall permeameter following ASTM D7664 (2018), Method B, which involves axis translation and refers to moving the sample in a specific direction during the test. An air entry pressure of 500 kPa was considered for the porous plate, indicating the pressure at which air begins to enter the porous material. De-aired water was used as the permeant, meaning that any dissolved air in the water was removed to prevent interference with the test results. The tests were conducted in six different stages where suction pressure was applied increasingly at 5, 10, 25, 50, 100, and 500 kPa at each specific step with the degree of saturation decreasing from a fully saturated condition (100%). Also, the changes in void ratios for tailings A, B, and C were initially measured, followed by measurements after consolidation and at the final step, as enlisted in Table 2.

Table 2 - Void ratio variations during testing of the studied IOTs.

Tailings	Initial	Post-consolidation	Final

Type A	1.66	1.46	1.46
Type B	0.81	0.76	0.76
Type C	0.74	0.72	0.72

3 PERMEABILITY TEST RESULTS

3.1 Volumetric water content

Figure 2 illustrates the changes in volumetric water content against suction increment during the test. As observed, with the increase in matric suction pressure across stages, the volumetric water content decreased in the various samples of tailings A, B, and C. This indicates that as the suction increment rises, the ability of the tailings to retain water decreases, resulting in a reduction in volumetric water content. These values almost reached zero for tailings B and C. It is essential to note that tailings A demonstrated a higher range compared to tailings B and C. Also, the trends in the changes for tailings B and C were similar. The volumetric water content started at 0.59, 0.43, and 0.42, and ended at 0.33, 0.01, and 0.02 for tailings A, B, and C, respectively. The decreasing trend in water content indicates that the tailings are drying out as suction pressure increases. These results are crucial as the a need to consider the variation in the degree of saturation under real field conditions.

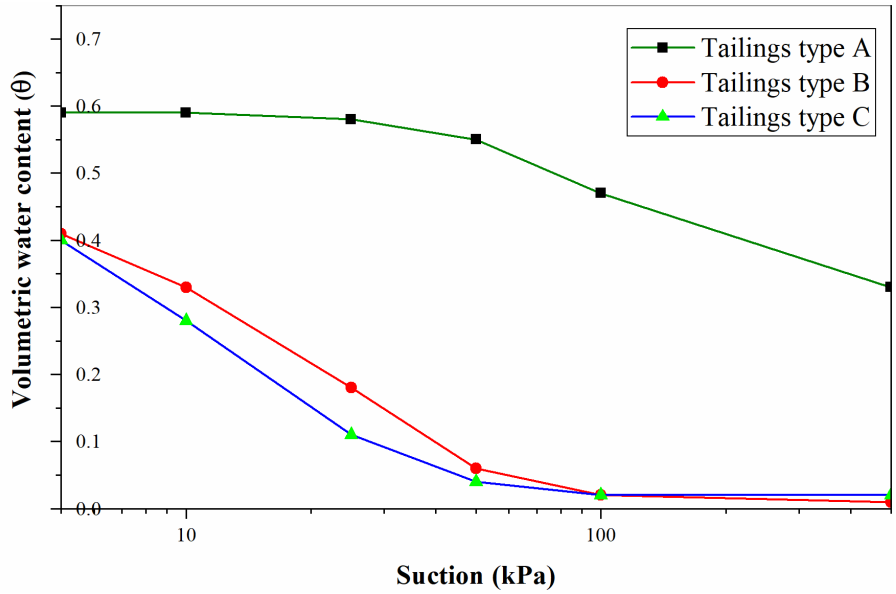


Figure 2 - Variation of volumetric water content against different suction pressures

3.2 Hydraulic conductivity

Figure 3 depicts the results of the hydraulic conductivity versus the changes in matric suction for the three studied tailings. From the graphs, it can be interpreted that the finer tailings (tailings A) exhibited a different behavior. The fluctuations in hydraulic conductivity are minimal for tailings A, with an average value of 7.02859E-11, which is extremely close to zero. Meanwhile, the characteristics of tailings B and C exhibited similarities. Initially, their values were 1.4E-09 and 2.0E-09, respectively. Having a decreasing trend, their final stage values are 1.8E-14 and 2.6E-15. Low hydraulic conductivity in tailings can limit the movement of water through the material, which may reduce the water infiltration in the structure. By incorporating fine contents that decrease hydraulic conductivity into the design of dry stacks, engineers can reduce the water infiltration and minimize the risk of seepage or failure of the structure.

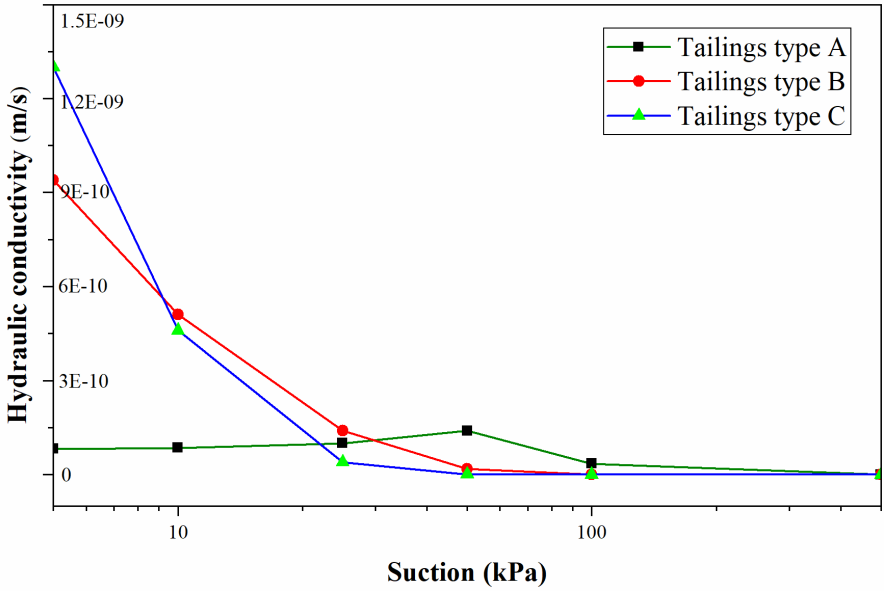


Figure 3 - Variation of hydraulic conductivity against different suction pressures

3.3 Diffusivity

Figure 4 displays the results of diffusivity versus the changes in matric suction for the three studied tailings. Diffusivity is a parameter dependent on both hydraulic conductivity and the volumetric water content-suction curve. It illustrates how water can move through the soil and how quickly the soil can retain or release water at various suction levels. Diffusivity can be calculated as the hydraulic conductivity divided by the gradient of the volumetric water content-suction curve (Gallage et al., 2013). Generally, diffusivity decreases with an increase in suction, and this reduction is more pronounced in tailings A, which has a higher fine content. The average values of diffusivity are 6.31E-09, 2.40E-09, and 1.53E-09 for tailings A, B, and C respectively. These values provide insights into how these specific types of tailings interact with water and influence water movement within them.

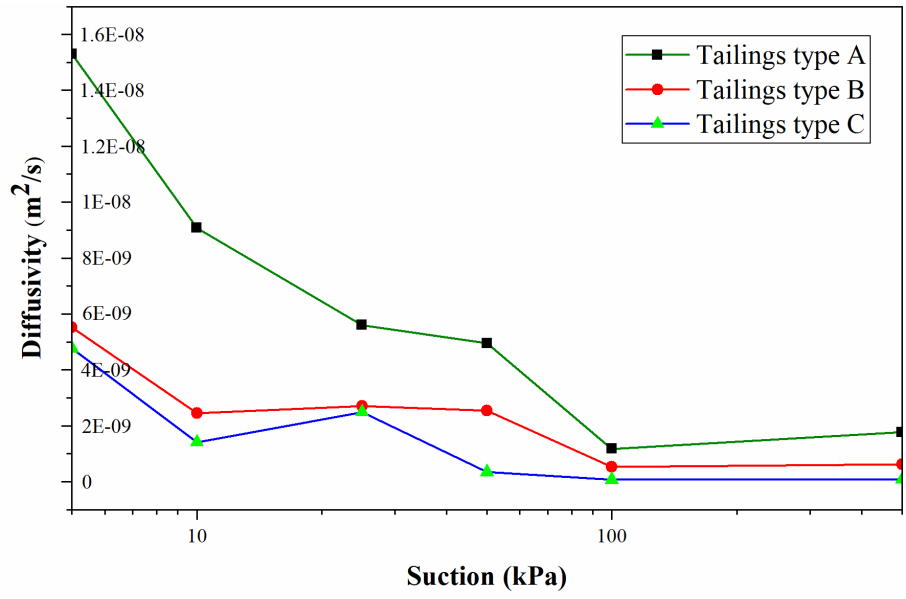


Figure 4 - Variation of diffusivity against different suction pressures

3.4 Saturated hydraulic conductivity

The saturated hydraulic conductivity was measured as investigating the worst-case scenario where the tailings are saturated on the dams. In the context of dry stacks, measuring the saturated hydraulic conductivity can help in predicting how water will flow through and interact with the tailings during heavy rainfall events. Figure 5 illustrates the changes in saturated hydraulic conductivity versus different tailings (A, B, and C) and the fine (silt and clay) contents of the tailings under investigation. Firstly, there was a clear increase in the saturated hydraulic conductivity from tailings A to C. Moreover, as the fine content of the tailings increased, the saturated hydraulic conductivity decreased. The saturated hydraulic conductivity ranged from 5E-11 to 2E-9. It is notable that tailings A, which possess the highest fine content, had the lowest saturated hydraulic conductivity. Conversely, tailings C, which are coarser with a lower fine content, have the highest saturated hydraulic conductivity.

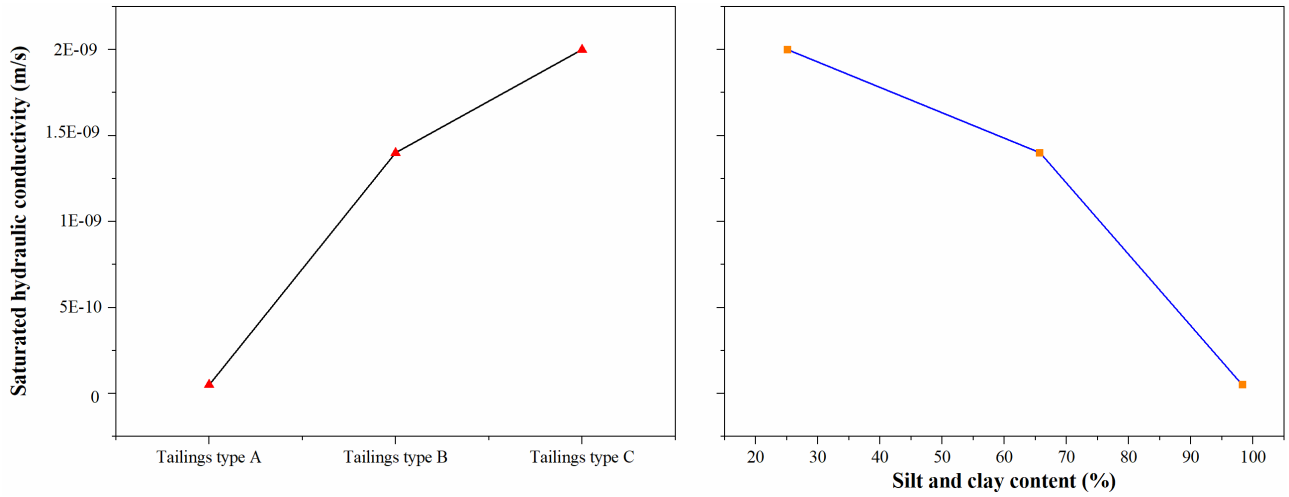


Figure 5 – Variations of saturated hydraulic conductivity versus different tailings (A, B, and C) and the fine (silt and clay) contents

4 CONCLUSIONS

This study examined the hydraulic behavior of three distinct tailings collected from a tailings storage facility in Brazil. Permeability tests were conducted to assess key properties, such as hydraulic conductivity, water content, and diffusivity, against the changes in the degree of saturation to consider the application of dry stacking, where unsaturated behavior is crucial. Additionally, the saturated hydraulic conductivity was discussed to consider the situation of tailings in tailings dams. The principal findings are summarized as follows.

- When considering the changes in volumetric water content at different suction pressures, tailings A showed a wider range than tailings B and C. The initial volumetric water content values were 0.59, 0.43, and 0.42, and they ended at 0.33, 0.01, and 0.02 for tailings A, B, and C, respectively. Higher values in tailings A may show that it has a higher capacity for retaining water compared to tailings B and C under varying suction pressures.
- The hydraulic conductivities were relatively low, with final stage values of 1.2E-15, 1.8E-14, and 2.6E-15 for tailings A, B, and C. This implies that the tailings are less likely to allow water to flow through them easily, which can be beneficial in terms of reducing the risk of seepage and water infiltration in dry stacking applications.
- The average diffusivity values were 6.31E-09, 2.40E-09, and 1.53E-09 for tailings A, B, and C.
- An increase in the fine content of the tailings resulted in a decrease in the saturated hydraulic conductivity. Fine particles (silt and clay) can clog pore spaces within the tailings material, reducing the ability of water to flow through the stacks.

Finally, the findings of this research contribute to a comprehensive understanding of the hydromechanical behavior of iron ore tailings (IOTs) aimed at decommissioning projects and construction of dry stacks, which generally show that the studied tailings are low-permeability materials.

ACKNOWLEDGMENTS

The research group wish to thank VALE S.A., the Brazilian Research Council (CNPq), and MEC-CAPES (PROEX) for all the support.

REFERENCES

Alhomair, S. A., Gorakhki, M. H., & Bareither, C. A. (2017). Hydraulic Conductivity of Fly Ash-Amended Mine Tailings. *Geotechnical and Geological Engineering*, *35*(1), 243–261. https://doi.org/10.1007/S10706-016-0101-Z/TABLES/4

ASTM D854. (2005). *"Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil solids by Water Pycnometer", ASTM International, West Conshohocken, PA, 2005, DOI: 10.1520/D0854-05*. ASTM international.

ASTM D1557. (2012). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft3 [2,700 kN-m/m3]) D1557 (2012). *Annual Book of ASTM Standards, ASTM International, West Conshohocken, PA*.

ASTM D2487. (2011). D2487 (2011) Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). *ASTM International, West Conshohocken, PA, Www. ASTM. Org*.

ASTM D4253. (2006). *Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table. ASTM International, West Conshohocken, Pa*.

ASTM D4254. (2006). *Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. ASTM International, West Conshohocken, Pa*.

ASTM D7664. (2018). Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of unsaturated soils. *ASTM International* .

Consoli, N. C., Vogt, J. C., Silva, J. P. S., Chaves, H. M., Filho, H. C. S., Moreira, E. B., & Lotero, A. (2022). Behaviour of Compacted Filtered Iron Ore Tailings–Portland Cement Blends: New Brazilian Trend for Tailings Disposal by Stacking. *Applied Sciences 2022, Vol. 12, Page 836*, *12*(2), 836. https://doi.org/10.3390/APP12020836

Davies, M. (2011). *Filtered dry stacked tailings : the fundamentals*. https://doi.org/10.14288/1.0107683

Dias Neto, S. L. S., Ferraz, R. L., da Silva, T. O., Marques, E. A. G., Pitanga, H. N., & Cândido, E. S. (2024). Hydraulic Characteristics of Silt-Sized Iron Ore Tailings. *Geotechnical and Geological Engineering 2024*, 1–23. https://doi.org/10.1007/S10706-024-02755-Y

Gallage, C., Kodikara, J., & Uchimura, T. (2013). Laboratory measurement of hydraulic conductivity functions of two unsaturated sandy soils during drying and wetting processes. *Soils and Foundations*, *53*(3), 417–430. https://doi.org/10.1016/J.SANDF.2013.04.004

Kossoff, D., Dubbin, W. E., Alfredsson, M., Edwards, S. J., Macklin, M. G., & Hudson-Edwards, K. A. (2014). Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts, and remediation. *Applied Geochemistry*, *51*, 229–245. https://doi.org/10.1016/J.APGEOCHEM.2014.09.010

Kütter, V. T., Martins, G. S., Brandini, N., Cordeiro, R. C., Almeida, J. P. A., & Marques, E. D. (2023). Impacts of a tailings dam failure on water quality in the Doce river: The largest environmental disaster in Brazil. *Journal of Trace Elements and Minerals*, *5*, 100084. https://doi.org/10.1016/J.JTEMIN.2023.100084

Lupo, J., & Hall, J. (2010). *Tailings and Mine Waste 2010 - Google Books*. In Proceedings Fourteenth International Conference on Tailings and Mine Waste (pp. 327-334).

Rissoli, A. L. C., Pereira, G. S., Mendes, A. J. C., Scheuermann Filho, H. C., Carvalho, J. V. de A., Wagner, A. C., Silva, J. P. de S., & Consoli, N. C. (2023). Dry Stacking of Filtered Iron Ore Tailings: Comparing On-Field Performance of Two Drying Methods. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1–12. https://doi.org/10.1007/S10706-023-02689-X/FIGURES/8

Shaker, A. A., Dafalla, M., Al-Mahbashi, A. M., & Al-Shamrani, M. A. (2022). Predicting Hydraulic Conductivity for Flexible Wall Conditions Using Rigid Wall Permeameter. *Water 2022, Vol. 14, Page 286*, *14*(3), 286. https://doi.org/10.3390/W14030286

Shamsai, A., Pak, A., Bateni, S. M., & Ayatollahi, S. A. H. (2007). Geotechnical characteristics of copper mine tailings: A case study. *Geotechnical and Geological Engineering*, *25*(5), 591–602. https://doi.org/10.1007/S10706-007-9132-9/TABLES/6

Singh, S., Zurakowski, Z., Dai, S., & Zhang, Y. (2021). Effect of Grain Crushing on the Hydraulic Conductivity of Tailings Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *147*(12), 04021143. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002667

Wang, G., Hu, B., Tian, S., Ai, M., Liu, W., & Kong, X. (2021). Seepage field characteristic and stability analysis of tailings dam under action of chemical solution. *Scientific Reports 2021 11:1*, *11*(1), 1–11. https://doi.org/10.1038/s41598-021-83671-6

Wei, Z., Yin, G., Wang, J. G., Wan, L., & Li, G. (2013). Design, construction and management of tailings storage facilities for surface disposal in China: Case studies of failures. *Waste Management and Research*, *31*(1), 106–112. https://doi.org/10.1177/0734242X12462281

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/29

Avaliação da influência dos parâmetros reológicos do rejeito na extensão e lateralidade do Runout

Marcos Túlio Fernandes
Engenheiro Geotécnico, Progen, Nova Lima, Brasil, marcostuliofernandes@hotmail.com

Daniel de Oliveira Dourado
Engenheiro de Recursos Hídricos, Vale, Nova Lima, Brasil, daniel.dourado@vale.com

Glaucimar Lima Dutra Fernandes
Analista de Gestão de Riscos, Vale, Itabira, Brasil, galdutra@hotmail.com

Willyan Giorgio Debastiani
Engenheiro de Recursos Hídricos, Vale, Nova Lima, Brasil, willyan.debastiani@vale.com

RESUMO: A avaliação do impacto da ruptura de uma barragem de rejeitos é realizada por meio de estudos de *dam break*. O comportamento do fluxo de rejeitos depende da concentração volumétrica de sólidos no reservatório, podendo ser newtoniano ou não-newtoniano. Para avaliar como a variação da granulometria e plasticidade afeta a tensão de escoamento, viscosidade e, consequentemente, a extensão e a lateralidade do runout, foi conduzido um estudo de caso com testes de sensibilidade. Foram realizados ensaios reológicos com amostras de rejeitos classificadas como siltes argilosos, siltes arenosos e areias siltosas, coletadas no reservatório de uma barragem de contenção de rejeitos. A partir destes ensaios foram realizadas simulações variando a tensão de escoamento e viscosidade do material no software HEC-HAS. Os resultados indicaram que as amostras de rejeitos siltes argilosos apresentaram comportamentos distintos em comparação às amostras de rejeitos siltes arenosos e areias siltosas, mesmo com a mesma concentração volumétrica, destacando a importância da avaliação da proporção de cada material no reservatório. Nos ensaios com *blends* destes materiais, observa-se que o material mais arenoso teve uma influência predominante no comportamento da curva de fluxo. Quanto à influência das variações das curvas reológicas no runout, observou-se que o aumento das tensões de escoamento e viscosidade provocaram uma redução da lateralidade da mancha, principalmente em regiões onde ocorre uma redução da velocidade. Os tempos de chegada dos materiais também foram afetados, tendo uma redução quando comparado o fluxo de rejeitos com o fluxo de água, demonstrando a importância de se considerar os parâmetros reológicos em modelagens de ruptura hipotética.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaios reológicos, Análise de Dam Break, Propriedades reológicas de rejeitos.

ABSTRACT: The assessment of the impact of a tailings dam breach is conducted through dam break studies. The behavior of the tailings flow depends on the volumetric concentration of solids in the reservoir, which can be newtonian or non-newtonian. To evaluate how variations in particle size distribution and plasticity affect yield stress, viscosity, and consequently, the extent and lateral spread of the runout, a case study with sensitivity tests was conducted. Rheological tests were performed on samples classified as clayey silts, sandy silts, and silty sands, collected from the tailings containment dam reservoir. Based on these tests, simulations were conducted varying the yield stress and viscosity of the material using HEC-HAS software. The results indicated that clayey silt tailings samples exhibited distinct behaviors compared to sandy silt and silty sand tailings samples, even with the same volumetric concentration, highlighting the importance of evaluating the proportion of each material in the reservoir. In tests with blends of these materials, it was observed that the more sandy material had a predominant influence on the flow curve behavior. Regarding the influence of variations in rheological curves on runout, it was observed that increasing yield stresses and viscosity led to a reduction in the lateral spread of the tailings, especially in regions where velocity decreases. The arrival times of the materials were also affected, with a reduction compared to water flow, emphasizing the importance of considering rheological parameters in hypothetical breach modeling.

KEYWORDS: Rheological tests, Dam Break Analysis, Rheological Properties of Tailings.

1 INTRODUÇÃO

A mineração no Brasil está atualmente em fase de desenvolvimento de novas tecnologias voltadas a disposição de rejeitos, devido aos acontecimentos de ruptura de barragens que ocorreram nos últimos anos. Contudo, por muitos anos, a disposição de rejeitos em barragens foi a alternativa mais utilizada para disposição deste subproduto do processo de beneficiamento do minério. Para gerenciamento destas estruturas e melhor definição de planos de emergência, para caso venha a ocorrer uma falha, a elaboração de estudos de ruptura hipotética se torna algo essencial (Gildeh *et al*., 2020).

Na elaboração destes estudos o entendimento do comportamento reológico do material é fundamental para a definição de qual modelo será adotado, sendo esta uma recomendação realizada pela Agência Nacional de Mineração (ANM), via Resolução 130 de 24 de fevereiro de 2023. O comportamento desenvolvido durante o fluxo é altamente influenciado pela concentração volumétrica de sólidos. Concentrações volumétricas abaixo de 20%, demonstram comportamento de fluxo de água, valores superiores a 20% e inferiores a 45%, resultam em comportamento de inundação de lama, e valores entre 45% e 55%, comportamento de fluxo de lama. Concentrações acima de 55% o contato entre as partículas é predominante, como ocorre em fluxo de detritos e escorregamentos de solo (CDA, 2021; O'Brien, 1986).

Em barragens de mineração, devida a elevada concentração volumétrica de sólidos, o comportamento quase sempre é não-newtoniano. Julien e Lan (1991) descrevem que um modelo para fluxo com elevada concentração volumétrica deve incluir elementos que descrevem a coesão entre partículas, viscosidade entre as partículas e ambiente fluído, efeito do impacto entre partículas e turbulência. Portanto, a realização de ensaios reológicos é fundamental para determinar as propriedades reológicas da mistura, que servirão para alimentar os modelos de análise do fluxo.

Para avaliar a influência das propriedades reológicas do material na lateralidade e extensão do runout, foram conduzidas simulações variando os parâmetros reológicos no software HEC-RAS. As curvas de relação entre tensão de escoamento e viscosidade com a concentração volumétrica de sólidos, foram definidas por meio de ensaios reológicos, realizados com reômetro do tipo palheta e cilindros concêntricos, conduzidos em amostras de rejeitos coletadas de uma barragem da Mineradora Vale, localizada em Minas Gerais.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.2 Obtenção dos parâmetros reológicos

As amostras ensaiadas foram obtidas de uma campanha de investigação realizada no reservatório de uma barragem de rejeitos, localiza em Minas Gerais, a fim de subsidiar a realização de um estudo de ruptura hipotética. Nesta campanha, foram coletadas 18 amostras de rejeitos com o emprego do equipamento CPTu, utilizando o amostrador do tipo *direct push.* Estas amostras se distribuem tanto em espacialidade no reservatório quanto em profundidade.

Além dos ensaios de reologia, também foram realizados ensaios de caracterização dos materiais. Devido à variação granulométrica dos rejeitos, observada após os ensaios de caracterização, também foram realizados ensaios com *blends* dos materiais siltes argilosos e siltes arenosos, nas proporções de 1:1, 1:2, 1:3 e 1:5.

Os ensaios reológicos foram conduzidos com o reômetro de palhetas sob taxa controlada, conforme exemplo exposto na Figura 1. A fim de se obter a curva de variação das propriedades com a concentração volumétrica de sólidos (C_v), para cada amostra foram realizados cinco ensaios com C_v variando entre 25 e 60%, a depender do comportamento do material ao ser homogeneizado. A definição dos valores de tensão de escoamento e viscosidade foi feita pela interpretação da curva de fluxo, obtida para cada concentração volumétrica, considerando a reologia de Bingham.

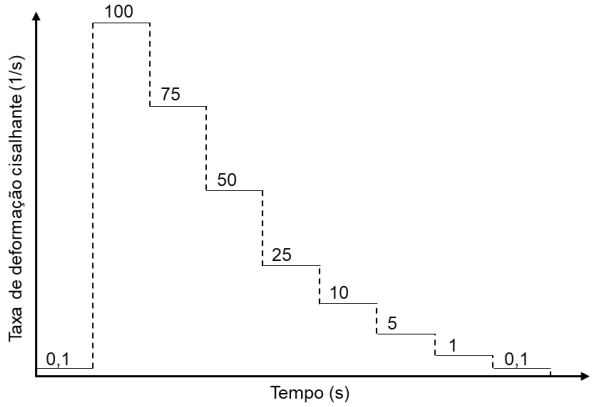


Figura 1. Exemplo de sequência de taxas de cisalhamento para realização dos ensaios.

2.3 Modelagem da ruptura hipotética

A modelagem da ruptura hipotética foi realizada no software HEC-RAS versão 6.4.1. No software foi criada uma barragem padrão com elevação de crista na 1.274,50 m e elevação de fundo na 1.224,00 m, totalizando 50,50 metros de altura. O reservatório desta barragem possui um volume de aproximadamente 40.000.000 m³.

Como o intuito é avaliar a influência das tensões de escoamento e viscosidades nos resultados, buscou-se não variar os demais parâmetros de entrada, para que estes não interfiram nos resultados. A geometria da brecha de ruptura foi definida por meio das equações de Froehlich (2008). O modo de falha adotado foi galgamento com progressão senoidal de formação da brecha. O valor de manning do modelo foi considerado o mesmo em toda a superfície topográfica, sendo este um valor constante de 0,04. Na Tabela 1 é possível visualizar os principais parâmetros adotados na modelagem.

Tabela 1. Resumo dos principais parâmetros de entrada.

Parâmetros	**Valor**
Largura inferior final	60
Inclinação lateral direita/esquerda	1/1
Tempo de formação da brecha	0,7h
Valor de Manning	0,04

Foram realizadas simulações considerando o modelo plástico de Bingham, no qual a tensão de cisalhamento (τ) e função da tensão de escoamento (τ_y), da viscosidade (μ) e da taxa de cisalhamento (dv_x/dz) atuante, conforme pode ser visto na Equação 1.

$$\tau = \tau_y + \mu \frac{dv_x}{dz} \quad (1)$$

Ao todo foram considerados quatro cenários, sendo eles: cenário 1: consideração de fluido como água, comportamento newtoniano; cenário 2: reologia referente aos materiais siltes argilosos; cenário 3: reologia referente ao *blend* 1:5; e cenário 4: reologia referente ao *blend* 1:1. A concentração volumétrica de sólidos adotada no modelo foi constante, com valor de 45%. Os valores de tensões de escoamento e viscosidades foram definidos considerando esta concentração volumétrica, aplicando as relações apresentadas no subitem 3.1. Um resumo dos parâmetros reológicos adotados pode ser visto na Tabela 2.

Tabela 2. Resumo dos valores de tensão de escoamento e viscosidade aplicados nos modelos.

Cenário	**Tensão de escoamento (Pa)**	**Viscosidade (Pa.s)**
Cenário 2 (Silte argiloso)	457,697	0,589
Cenário 3 (*Blend* 1:5)	7,371	0,045
Cenário 4 (*Blend* 1:1)	22,907	0,147

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Resultados dos ensaios de reologia

Na Tabela 3 estão expostos os resultados dos ensaios de caracterização das amostras. Como pode ser observado, as amostras de siltes argilosos tenderam a apresentar comportamento plástico. Por outro lado, as amostras de siltes arenosos e areias siltosas demonstraram, em sua grande maioria, comportamento não plástico, com algumas exceções, corroborando para uma maior dispersão dos resultados de reologia, refletindo em um menor coeficiente de correlação.

Tabela 3. Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização.

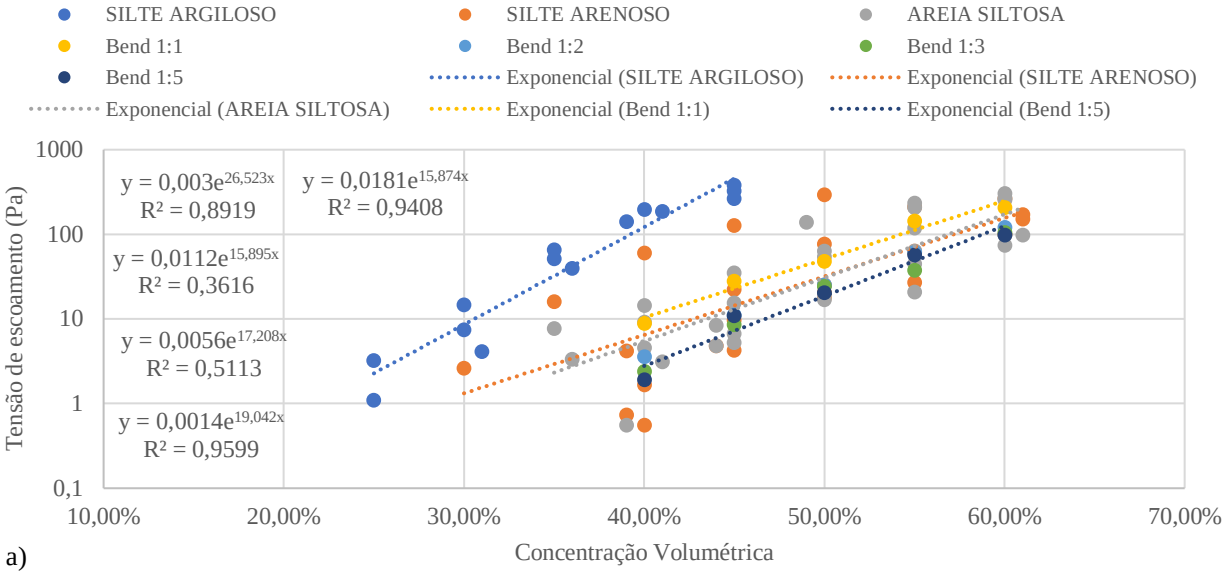
Classificação	**Porcentagem dos materiais predominantes**			**Limites de Atterberg**	
	%Argila	**%Silte**	**%Areia Fina**	**LL (%)**	**LP (%)**
Silte argiloso	17 a 23	71 a 76	-	19 a 26	14 a 19
Silte arenoso		48 a 62	21 a 45	15 a 16*	9 a 12*
Areia siltosa		26 a 43	44 a 60	14*	9 a 10*
Blend 1:1	1 fração Silte argiloso e 1 fração Silte arenoso				
Blend 1:2	1 fração Silte argiloso e 2 frações Silte arenoso				
Blend 1:3	1 fração Silte argiloso e 3 frações Silte arenoso				
Blend 1:5	1 fração Silte argiloso e 5 frações Silte arenoso				

*Alguns ensaios não apresentaram LL ou LP

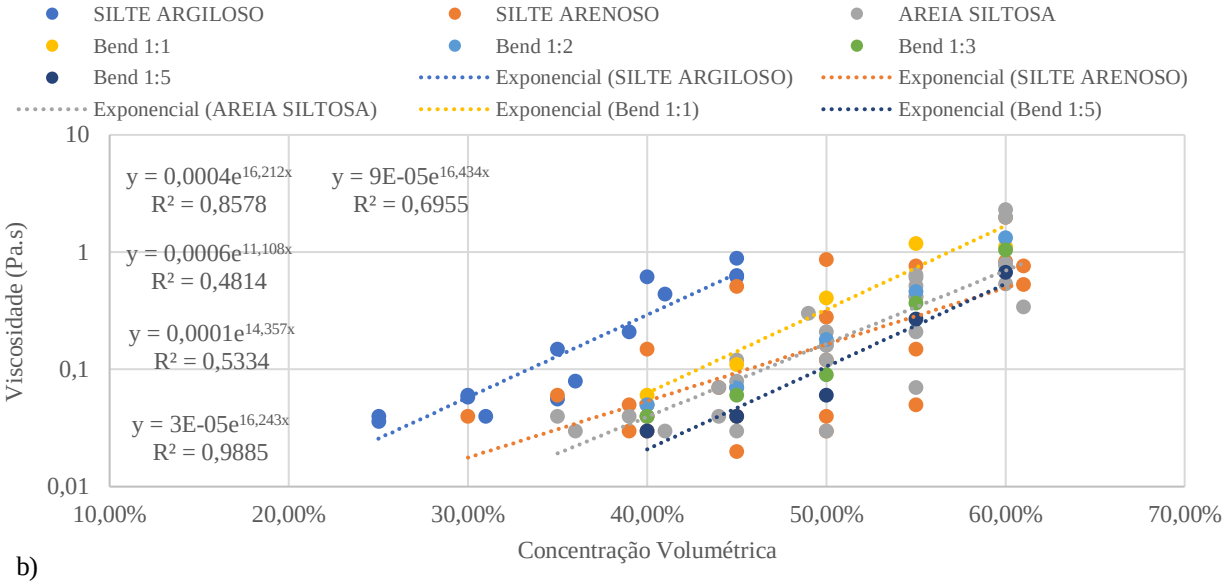
Na Figura 2 é possível visualizar os resultados dos ensaios de reologia. Nota-se que as amostras de materiais siltes argilosos foram as que apresentaram maiores valores de tensão de escoamento e viscosidade, muito devido à parcela de plasticidade. As amostras de areias siltosas e siltes arenosos apresentaram relações bem similares. Nas amostras ensaiadas com os *blends*, constatou-se que quanto maior a fração de silte arenoso, menor tende a ser os valores de tensão de escoamento e viscosidade, sendo observado que a curva do *blend* 1:5 foi o limite inferior encontrado e a curva do *blend* 1:1 o limite médio. Isto demonstra que a redução da plasticidade, provocada pela mistura de material granular, pode acarretar uma redução considerável nos parâmetros de resistência durante o fluxo, comprovando a importância de um programa de investigação no reservatório que permita realizar a devida caracterização dos materiais e avaliar a proporção da sua presença no meio. Na Tabela 4 é possível visualizar os parâmetros encontrados nas regressões apresentadas na Figura 2.

Tabela 4. Parâmetros dos ajustes das curvas reológicas obtidas para cada material.

Solo	**Tensão de escoamento**			**Viscosidade**		
	α1	**β1**	**R^2**	**α2**	**β2**	**R^2**
Silte Argiloso	0,003	26,523	0,892	0,000	16,212	0,858
Silte Arenoso	0,011	15,895	0,362	0,001	11,108	0,481
Areia Siltosa	0,006	17,208	0,511	0,000	14,357	0,533
Blend 1:5	0,001	19,042	0,960	0,000	16,243	0,989
Blend 1:1	0,018	15,874	0,941	0,000	16,434	0,696



a)



b)

Figura 2. Resultados dos ensaios reológicos: a) relação entre tensão de escoamento e concentração volumétrica; b) relação entre viscosidade e concentração volumétrica.

3.2 Impacto da variação dos parâmetros reológicos na lateralidade do runout

Na Figura 3 é possível visualizar os resultados de máxima elevação observada nas simulações. Os resultados obtidos com os dados reológicos dos *blends* 1:1 e 1:5 foram muito simulares, não havendo diferenças significativas no runout, sendo apresentado no mapa apenas o resultado do *blend* 1:5.

Nota-se que há uma tendência da lateralidade e profundidade do escoamento com água ser maior que o não-newtoniano, algo já esperado, tendo em vista que no escoamento não-newtoniano o fluxo somente ocorre se as tensões de cisalhamento forem superiores à tensão de escoamento do material. Esta diferença pode esta muito associada a forma de mobilização deste material ao longo do reservatório durante a formação da brecha, que tende a ser mais lenta nos fluxos não-newtonianos.

A lateralidade da mancha do material silte argiloso foi muito próximo da obtida com o *blend* 1:5 em alguns locais, sendo observada grande diferença nos remansos, onde há uma queda na velocidade e, consequentemente, na taxa de cisalhamento, refletindo em um menor alcance dos resultados encontrados com o material silte argiloso, conforme visto na Figura 3. Posto isto, a condição do reservatório durante o evento

de ruptura pode condicionar não somente o aumento do volume mobilizado, mas também alterações significativas na dinâmica de fluxo provocada pela redução da concentração volumétrico e dos parâmetros de resistência dos materiais.

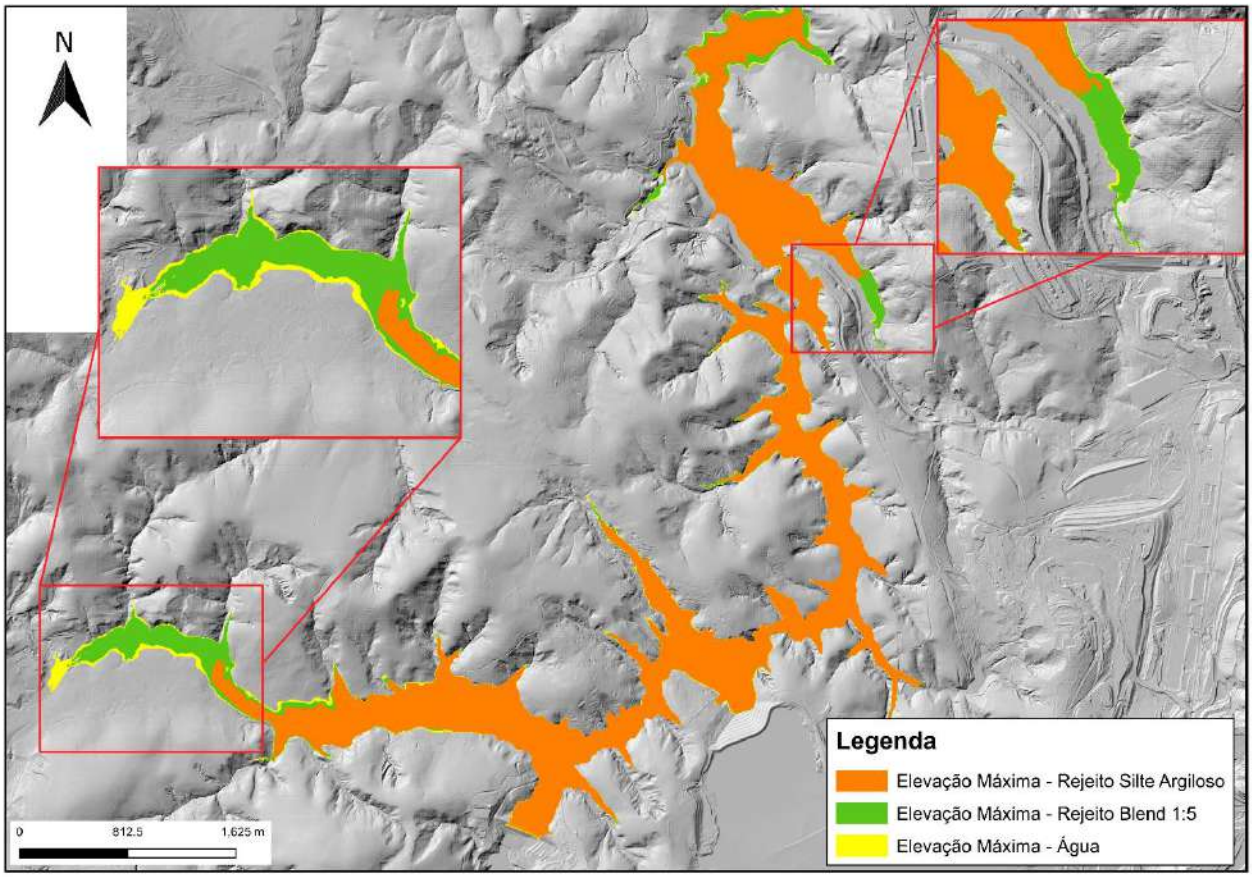


Figura 3. Envoltórias máximas de rupturas encontradas nas simulações realizadas.

3.3 Influência dos parâmetros de entrada nos tempos de chegada e velocidades do fluxo

Na Tabela 5 são apresentados os resultados dos tempos de chegada para cada simulação ao longo do eixo de propagação, cruciais para o entendimento do comportamento temporal do fluxo para diferentes materiais mobilizados. Os dados revelam particularidades significativas na mobilidade dos materiais, com implicações importantes para a gestão de desastres e a mitigação de seus impactos. Notavelmente, o material silte argiloso demonstra tempos de chegada menores nos primeiros quilômetros de simulação, no entanto, à medida que a distância aumenta, a resistência ao fluxo oferecida pelo material silte argiloso faz com que o tempo de chegada seja maior. Comportamento contrário pode ser observado para fluxos com água. Esta avaliação é fundamental e demonstra a influência da reologia destes materiais na definição do comprimento das zonas de autossalvamento, quando o critério mais conservador é o tempo de chegada de 30 min.

Os resultados com o *blend* 1:1 e *blend* 1:5, exibem comportamentos variáveis de mobilidade. Enquanto o *blend* 1:1 mostra tempos de chegada mais rápidos em distâncias mais curtas, quando comparado com a água, o *blend* 1:5 não apresentou este comportamento, tendo valores mais próximos do que o da água para a mesma distância. Essa diferenciação reflete a importância de considerar a composição dos materiais para compreender plenamente seus padrões de transporte em cenários de rupturas de barragens.

Tabela 5. Tempo de chegada para cada tipo de material mobilizado.

Material mobilizado	**Tempo de chegada (min)**		
	1 Km	**3 Km**	**5 Km**
Água	18,00	24,60	39,00
Blend 1:1	16,80	25,80	39,96
Blend 1:5	18,00	27,00	40,02
Silte argiloso	15,60	27,00	42,00

Os resultados apresentados na Tabela 5, sobre os tempos de chegada dos materiais mobilizados após uma ruptura de barragem, revelam uma relação direta com as velocidades do escoamento, sendo influenciadas pelas propriedades físicas dos materiais. Notavelmente, as simulações com o material silte argiloso exibe tempos de chegada mais rápidos em distâncias mais curtas, sugerindo inicialmente uma velocidade mais alta. No entanto, à medida que a distância aumenta, seu tempo de chegada se aproxima dos outros materiais, indicando uma perda de velocidade ao longo do trajeto. Esse fenômeno pode ser atribuído à maior viscosidade e tensão de escoamento dos materiais siltes argilosos, que tendem a retardar sua mobilidade em distâncias maiores.

4 CONCLUSÕES

Por meio das análises realizadas, foi possível observar a importância da consideração da reologia dos rejeitos na condução dos estudos de ruptura hipotética de barragens, refletindo em estudos que melhor representem o comportamento destes materiais durante o fluxo. Os ensaios reológicos demonstraram que a depender da granulometria e da plasticidade do material as curvas de fluxo podem possuir comportamentos bem distintos. Os rejeitos siltes argilosos apresentaram valores de tensão de escoamento e viscosidade bem maiores do que os rejeitos com maior fração de areia, expressando que a plasticidade de materiais mais finos pode conduzir a valores elevados de resistência ao fluxo. Constatou-se nos ensaios com os *blends* de materiais que a fração de areia predomina o comportamento do fluxo.

Com os resultados das simulações, foi possível identificar que comportamento de fluxos de fluidos não-newtonianos influenciam de forma relevante nos resultados das modelagens. Quando comparado os dois extremos das simulações realizadas, material de rejeito silte argiloso e de água, observam-se significativas mudanças na mancha em regiões de remanso ou em locais onde há redução significativa da velocidade. As simulações com rejeitos exibiram menores áreas impactadas, influenciando nas áreas mapeadas para a elaboração de planos de ação de emergência. O mesmo ocorre com os tempos de chegada dos materiais, que tendem a ser maiores quando se considera comportamento de fluxo não-newtoniado, interferindo, por exemplo, na definição das zonas de autossalvamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Canadian Dam Association (2021) *Technical Bulletin: Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams*.

O'Brien, J.S. 1986. Physical Processes, Rheology, and Modeling of Mud Flows. Ph.D. Dissertation, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.

Julien, P., Lan, Y. (1991) Rheology of Hyperconcentrations. *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 117, no. 3, p. 346-353.

Froehlich, D. C (2008) Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*. 134(12), p. 1708-1721.

Gildeh, H. K., Halliday, A., Arenas, A., Zhang, H. (2020). Tailings Dam Breach Analysis: A Review of Methods, Practices, and Uncertainties. *Mine Water and the Environment*. 40, p. 128–150.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/30

Avaliaçao Da Probabilidade De Ruptura Nao Drenada De Uma Barragem Com Fundaçao Em Aluviao

Ana Luiza Mendes Halabi
Engenheira Geotécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, ana.halabi@lme.pcc.usp.br

André Teólifo Beck
Professor, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, atbeck@sc.usp.br

Adrian Torrico Siacara
Professor, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, adrian.torrico@usp.br

RESUMO: A utilização de técnicas baseadas em analises probabilísticas é uma maneira de lidar com as incertezas intrínsecas na avaliação de segurança de barragens. Uma barragem pode ter diferentes tipos de falhas devido a eventos extremos, como terremotos, enchentes, movimentos de massas, dentro outros. Um tipo de falha comum em uma barragem é a falha por problemas na fundação. Barragens construídas em leitos de rio, com presença de aluviões arenosos e argilosos com potencial de liquefação, fazem parte da realidade da geotecnia brasileira. Assim, este trabalho estuda uma metodologia de análise de probabilidade de liquefação de uma barragem com fundação em aluvião arenoso fofo, e saturado, e avalia a probabilidade de falha para solicitações drenadas, não drenadas e sísmicas. Adicionalmente foi realizada uma comparação da probabilidade de falha Expansão de Caos Polinomial (PCE) comparada com método de simulação de Monte Carlo (SMC), concluindo que ambos os métodos são válidos para a geometria A partir desses resultados, foi desenvolvida a árvore de eventos simplificada para uma ruptura de talude de jusante da barragem.

PALAVRAS-CHAVE: Simulação de Monte Carlo; Risco; Análise Probabilística; Liquefação.

ABSTRACT: The use of techniques based on probabilistic analysis is a way of dealing with the intrinsic uncertainties in dam safety assessment. A dam can have different types of failures due to extreme events, such as earthquakes, floods, mass movements, among others. A common type of dam failure is failure due to foundation problems. Dams built on riverbeds, with the presence of sandy and clayey alluvium with liquefaction potential, are part of the reality of Brazilian geotechnical engineering. Thus, this work studies a methodology for analyzing the probability of liquefaction of a dam with a foundation in soft and saturated sandy alluvium, and evaluates the probability of failure for drained, undrained and seismic stresses. Additionally, a comparison was made of the failure probability Polynomial Chaos Expansion (PCE) compared with the Monte Carlo simulation method (SMC), concluding that both methods are valid for the geometry. From these results, the simplified event tree was developed for a slope failure downstream of the dam.

KEYWORDS: Monte Carlo Simulation; Risk; Probabilistic Analysis; Liquefaction.

1 INTRODUÇÃO

A utilização de técnicas baseadas em riscos é uma maneira de lidar com as incertezas intrínsecas na avaliação de segurança de barragens (Hartford and Baecher 2004, Caldeira 2005). Uma barragem também pode falhar devido a eventos extremos, como terremotos, enchentes, movimentos de massas, dentro outros (RIBAS, at al. 2021). Quando esses eventos ocorrem, a estrutura pode colapsar ou permanecer intacta, a depender do seu grau de segurança atual. A estrutura pode sofrer diminuição de sua segurança a partir de diferentes eventos, a seguir: (a) eventos extremos; (b) falhas de projetos; (c) erros ou más práticas de engenharia e investigações insuficientes durante construção e enchimento do reservatório; e (d) falha de inspeção, monitoramento e manutenção (Donnelly and Acharya, 2020).

Assim, para a operação segura de barragens de terra é necessário o estudo dos modos de falha da estrutura, incluindo as principais causas, ses possíveis efeitos, e maneiras de identificação e prevenção (Ribas,

at al. 2021). A análise de árvore de eventos (ETA) é uma metodologia bastante difundida que auxilia na avaliação de probabilidades de ruptura de uma estrutura a partir de análises quantitativas e semiquantitativas (Beck, 2012).

Para o estudo de uma barragem, as falhas na fundação são o sexto tipo de ruptura mais comum, e correspondem a cerca de 6 % dos acidentes históricos de rupturas de barragem de rejeitos na literatura (Halabi et al., 2022). Barragens construídas em leitos de rio, com presença de aluviões arenosos e argilosos com potencial de liquefação, fazem parte da realidade da geotecnia brasileira, em especial em barragens de menor altura. Assim, este trabalho estuda a probabilidade ruptura de uma barragem com fundação em aluvião arenoso fofo, e saturado, e com potencial de liquefação, para solicitações sísmicas de uma barragem com fundação em aluvião arenosa fofa e saturada.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Uma análise de estabilidade determina de forma quantitativa um valor para avaliação do comportamento e da sensibilidade à ruptura de uma barragem, nas condições em que estão submetidas (poropressões, sobrecargas, geometria, etc).

2.1 Equação de estado limite

O enfoque determinístico consiste em selecionar valores adequados para variáveis e calcular os fatores de segurança correspondentes às condições de solicitação (Barobosa, 2023). O Fator de Segurança é igual à relação entre as forças solicitantes e resistentes, sendo que estas se igualam a um no equilíbrio. A função de performance $g(\boldsymbol{X})$ é definida a partir do Fator de Seurança conforme a Equação 1 (Phoon, 2008), de forma que $g(\boldsymbol{X}) = 0$ é o limite entre a falha e a segurança de uma estrutura geotécnica.

$$g(\boldsymbol{X}) = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = FS(x_1, x_2, \dots, x_n) - 1 \quad (1)$$

2.2 Métodos probabilísticos

Problemas de confiabilidade estrutural são formulados em termos de um vetor de variáveis aleatórias, $\boldsymbol{X} = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$, representando um conjunto de parâmetros geotécnicos. A probabilidade de ruptura, então, se dá a partir da Equação 2, onde $f_{\boldsymbol{x}}(\boldsymbol{x})$ representa a função probabilidade de densidade de $\boldsymbol{x}$.

$$P_f = P[g(\boldsymbol{X}) \leq 0] = \int_{g(\boldsymbol{x})\leq 0} f_{\boldsymbol{x}}(\boldsymbol{x}) d\boldsymbol{x}$$

A simulação de Monte Carlo é o nome dado a simulações numéricas envolvendo a utilização de números aleatórios. Na análise de estabilidade, esta consiste no teste te uma estrutura para todas as combinações possíveis de resistências e ações. Estes métodos são também denominados métodos exatos, pois tende ao resultado exato quando o número de simulações tende ao infinito (Beck, 2012). Porém, tem um grande custo computacional. Diversas técnicas de amostragem podem ser utilizadas para otimizar esse método e, assim, diminuir seu custo computacional e acelerar a convergência.

A técnica de amostragem do Hipercubo Latino fornece resultados baseia-se em amostragem "estratificada" com seleção aleatória dentro de cada estrato, resultando em uma amostragem mais suave das distribuições de probabilidade (ROCSCIENCE, 2024).

Para aproximar a resposta de um modelo computacional mais complexo, podem ser aplicadas representações analíticas de forma a se criar um modelo simplificado, meta-modelo (Beck, 2012). Dentre as técnicas de meta-modelagem, destacam-se a expansão de polinômios de caos (Hermite de terceira ordem) (Choi, S.K. et al., 2004).

Mais informações sobre metodologias de análises probabilísticas são encontradas em Beck (2012).

2.3 Arvore de eventos

A árvore de eventos inclui uma ilustração dos possíveis resultados de um sistema, que parte de um evento inicial e se ramifica a cada evento e que é capaz de modelar o mecanismo de falha de um sistema desde o começo da falha e assim pode ser aplicado para a confiabilidade de estruturas (Goodarzi et al 2015). A sua estrutura começa com a probabilidade de um evento inicial (como evento de chuva ou sismo) no lado esquerdo, e a árvore se divide em galhos a direita à medida que eventos condicionantes da continuidade da falha se apresentam, até que os galhos finais são o resultado final da ruptura.

A probabilidade condicional em uma árvore de eventos representa a probabilidade que ocorra um evento, representado por um galho, dadas as séries de eventos precedentes únicos que ocorreram (Hill et al. 2001). Assim, uma série de eventos é definida como um caminho, único para cada galho, e a probabilidade final deste evento ocorrer é igual ao produto da probabilidade do evento inicial e da probabilidade condicional de todos os eventos anteriores. A árvore pode ser estendida para representar as consequências de cada ramo.

A avaliação de probabilidade condicional por árvore de eventos tem limitações, uma vez que em geral são necessários julgamentos subjetivos Goodarzi et al (2015).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a definição de uma probabilidade condicional de ruptura de uma barragem com fundação em sedimentos com potencial de liquefação, foram realizadas análises de estabilidade determinística drenada, não drenada e sísmica. A árvore de eventos apresentada neste trabalho corresponde somente à análise de ruptura por instabilidade do talude de jusante da barragem.

A barragem utilizada neste estudo é uma barragem de contenção de água, com 30 m de altura, com bermas 1V:3H de 10m, com 5m entre bermas. A barragem apresenta uma berma de estabilização em enrocamento, de 5,5 m de altura e 60 m de comprimento, com talude de 1V:2,5H. A fundação foi estimada como 28 m de areia fofa, saturada, com potencial de liquefação.

Neste estudo, os parâmetros de resistência de coesão efetiva, ângulo de atrito e peso específico dos materiais foram estimados conforme comportamento típico dos materiais. Para as análises probabilísticas, foram avaliados somente os parâmetros de resistência do corpo de aterro da barragem (coesão $c´$, ângulo de atrito ϕ' e peso específico natural γ) e da fundação (coesão, ângulo de atrito e resistência não drenada Su/σ'v), por serem os materiais mais influentes da resistência da estrutura.

A distribuição estatística dos dados foram definidas como distribuição normal, com desvio padrão da coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ') estimados conforme valores típicos de coeficiente de variação (CoV) apresentados em Silva (2015). A partir dos coeficientes de variação típicos, foram definidos o desvio padrão (σ). Para a razão de resistência não drenada, considerou-se como valor típico de variabilidade de um material homogêneo como sendo igual a 0,04, conforme o erro padrão apresentado por Olson e Stark (2003) o equivalente a um Coeficiente de Variação de 15%. O resumo dos parâmetros dos materiais da barragem são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros de resistência dos materiais.

Material	Cor	γ (kN/m3)	Parâmetro de Resistência				
			Parâmetro	Unidade	Média	CoV (%)	σ
Aterro argiloso		18	ϕ'	(º)	30	10	6
			c'	(kPa)	15	40	6
Enrocamento		22	ϕ'	(º)	38	-	-
Dreno		22	ϕ'	(º)	35	-	-
Areia contrátil - drenada		20	ϕ'	(º)	30	-	-
Areia contrátil - não drenada		20	$Su/\sigma'v$	(kPa)	0,27	15	0,04

Para as análises de estabilidade, foram realizadas análises de estabilidade por equilíbrio limite para determinação de um fator de segurança superior não drenado superiores à Resolução nº 95 da ANM, temos que o FS=1,5 na condição drenada, FS=1,5 na condição não drenada e FS=1,1 na condição não-drenada pseudo

estática). A Figura 1 apresenta a geometria da barragem com os fatores de segurança determinísticos encontrados para cada caso estudado.

A barragem apresenta fatores de segurança drenado muito superior ao 1,5 preconizado por norma, com ruptura pelo maciço. Porém, e situação não drenada (drenada ou sísmica) os fatores de segurança são mais próximos dos preconizados, e com ruptura passando pela fundação com liquefação.

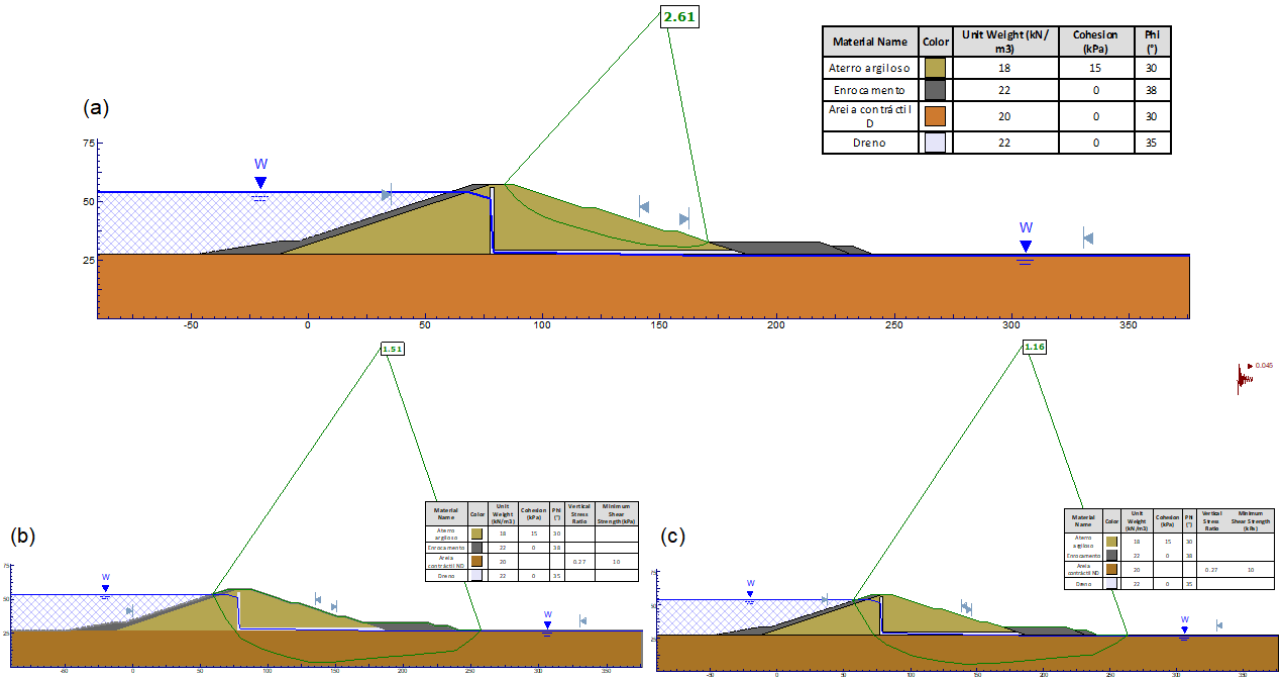


Figura 1. Geometria da barragem com Fatores de Segurança na condição (a) drenada – *FS* = 2,61; (b) não drenada – *FS* = 1,51; e (c) não drenado pseudo-estático – *FS*=1,16.

Em seguida foi realizada uma análise probabilistica na barragem, com a determinação da superfície crítica probabilística. Primeiramente, as análises foram realizadas utilizando o método de simulação Monte Carlo com amostragem LHS, para determinar a probabilidade de ruptura por carregamento drenado, não drenado e sísmico.

As análises probabilísticas foram realizadas também pelo método de PCE, a fim de avaliar se este método simplificado apresenta convergência satisfatória para este problema. Este método substitui o modelo original, com alta demanda computacional, por uma superfície de resposta polinomial (Beck, 2012), diminuindo o tempo comportamental. Porém, deve-se atentar se o polinomio calculado é representativo para o problema estudado, sendo portanto importante sua verificação com métodos de simulação.

A partir desses resultados, construída a árvore de eventos simplificada para uma ruptura por talude de jusante dessa barragem. Para isso, estimou-se a probabilidade de evento que cause o comportamento não drenado da fundação com susceptibilidade a liquefação e a probabilidade de ocorrência de evento sísmico.

O evento sísmico crítico utilizado foi avaliado de duas maneiras, a título de comparação. A primeira, utilizou-se o sismo de "projeto", que equivale a um FS > 1,10, e avaliou-se a probabilidade de ruptura dessa análise condicionada pela probabilidade do sismo de projeto. Além disso, definiu-se um sismo ky crítico (FS=1,0) pelo software computacional, e estimou-se a probabilidade aproximada de ocorrência deste sismo. Para a probabilidade de ruptura sísmica da árvore de eventos, foi utilizado o pior caso entre os dois.

Para análise sísmica foi realizada análise pseudo-estática com tempo de 2500 anos. O PGA foi definido a partir de um mapa sísmico do quadrilátero ferrífero próximo a cidade de Bonfim, local em que se observa um PGA de 0,09 g. Pelo método de Hynes-Griffin (1984) este corresponderia a uma aceleração de 0,045 na direção horizontal. Outros métodos, como o de Papadimitriou (2014) e Bray e Macedo (2019) definem a aceleração horizontal para análises pseudo-estáticos, mas não foram aplicados pela simplicidade do modelo proposto.

Destaca-se que a utilização de análises pseudo-estáticas não é apropriado para a verificação sísmica de materiais com potecial de liquefação, sendo necessária a verificação dinâmica destas estruturas. Esta foi utilizada, porém, por simplificação do modelo e pela maior facilidade de realização de análises probabilísticas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Esta seção apresenta os resultados da análise probabilísticas da barragem com fundação de sedimentos com potencial de liquefação idealizada. As Figuras 2 e 3 apresentam as análises probabilísticas para condições drenada, não drenada e pseudo-estática não-drenada pelos método de LHS e *Response Surface*, respectivamente. As análises foram feitar por *Overall Slope*, e as seções probabilísticas mais críticas são apresentadas nas figuras. A partir dos resultados, notamos que, no problema verificado, o método de *Response Surface* apresentou resultados similares à simulação por hiperbólico latino, sendo uma boa maneira para diminuição do tempo de resposta no caso da barragem apresentada.

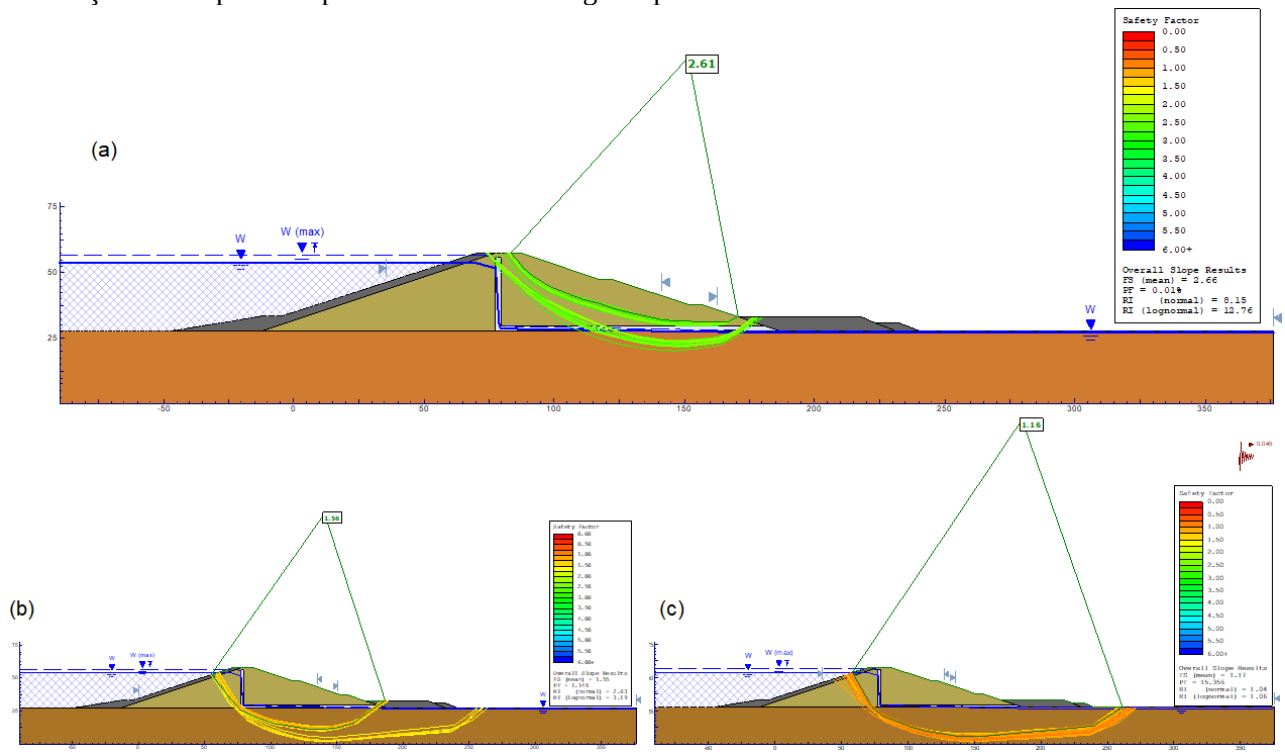


Figura 2. Análises probabilística da barragem por LHS e *Overall Slope* (a) drenado – $FS_{médio}$ = 2,61; (b) não drenado – $FS_{médio}$ = 1,51; e (c) não drenado pseudo-estático – $FS_{médio}$ =1,16.

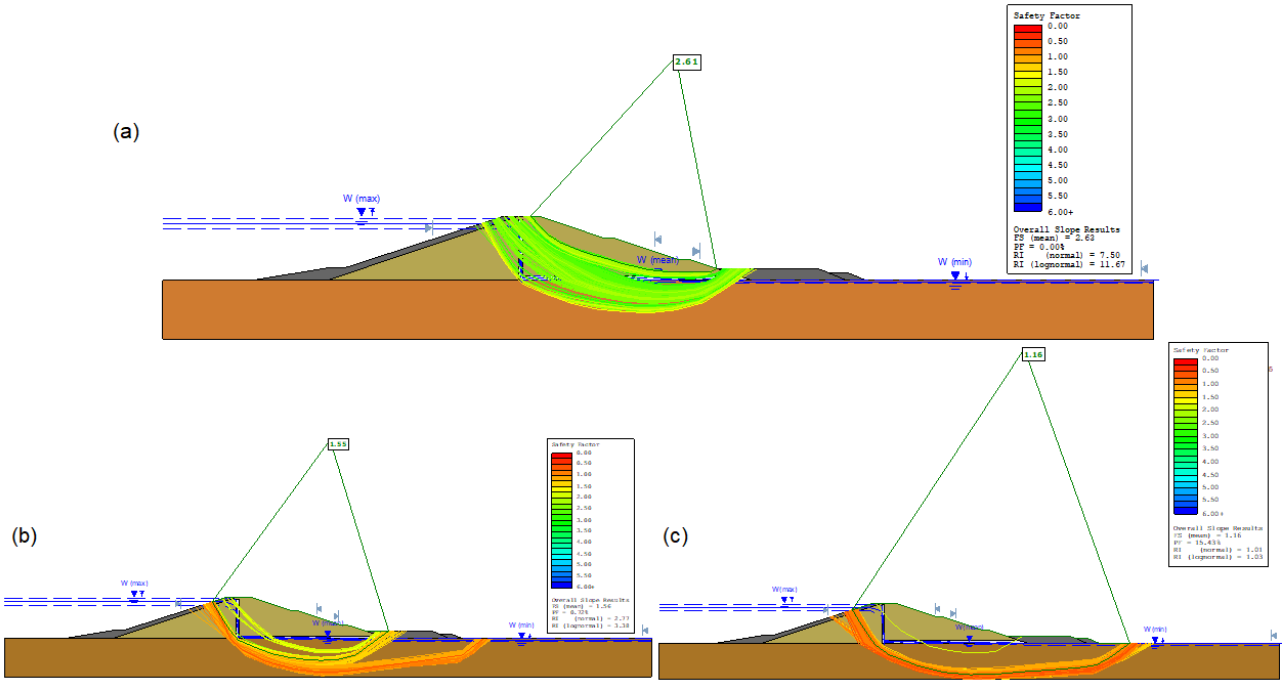


Figura 3. Análises probabilística da barragem por *Response Surface* e *Overall Slope* (a) drenado – $FS_{médio}$ = 2,61; (b) não drenado – $FS_{médio}$ = 1,51; e (c) não drenado pseudo-estático – $FS_{médio}$ =1,16.

A Tabela 3 apresenta os fatores de segurança da análise determinística, o fator de segurança médio (FoS) da análise probabilística por LHS e por *Response Surface*, e as probabilidades de ruptura para as análises drenada, não drenada, e não drenada pseudo-estática. Os fatores de segurança médios são próximos aos obtidos nas análises determinísticas, dada a distribuição normal das variáveis de entrada.

Tabela 3. Resumo dos resultados determinísticos e probabilísticos.

Método de Análise	Parâmetro	Condição		
		Drenada	Não Drenada	Pseudo-estática
Determinística		2,61	1,51	1,16
Response Surface	Média	2,62	1,55	1,17
	Desvio Padrão	0,22	0,22	0,16
	Probabilidade de Ruptura	1,0E-05	1,6E-02	1,6E-01
LHS	Média	2,63	1,56	1,16E+00
	Desvio Padrão	0,22	0,20	0,16
	Probabilidade de Ruptura	1,0E-05	1,6E-02	1,5E-01

A partir desses resultados, foi desenvolvida a árvore de eventos simplificada para uma ruptura de talude de jusante da barragem, apresentada na Figura 4, para avaliar a sua segurança. A probabilidade de ocorrência de solicitação não drenada foi definida de maneira conservadora, porém tendo em vista se tratar de camada homogênea de areia, o que diminui as chances de gatilho sismico.

A probabilidade de ruptura estimada para o talude de jusante é igual a 3,3E-4. A probabilidade de ruptura final da estrutura está intimamente relacionada à rupturas não drenadas, apesar de sua menor probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estrutura, devido a alta probabilidade de ruptura não drenada e sísmica.

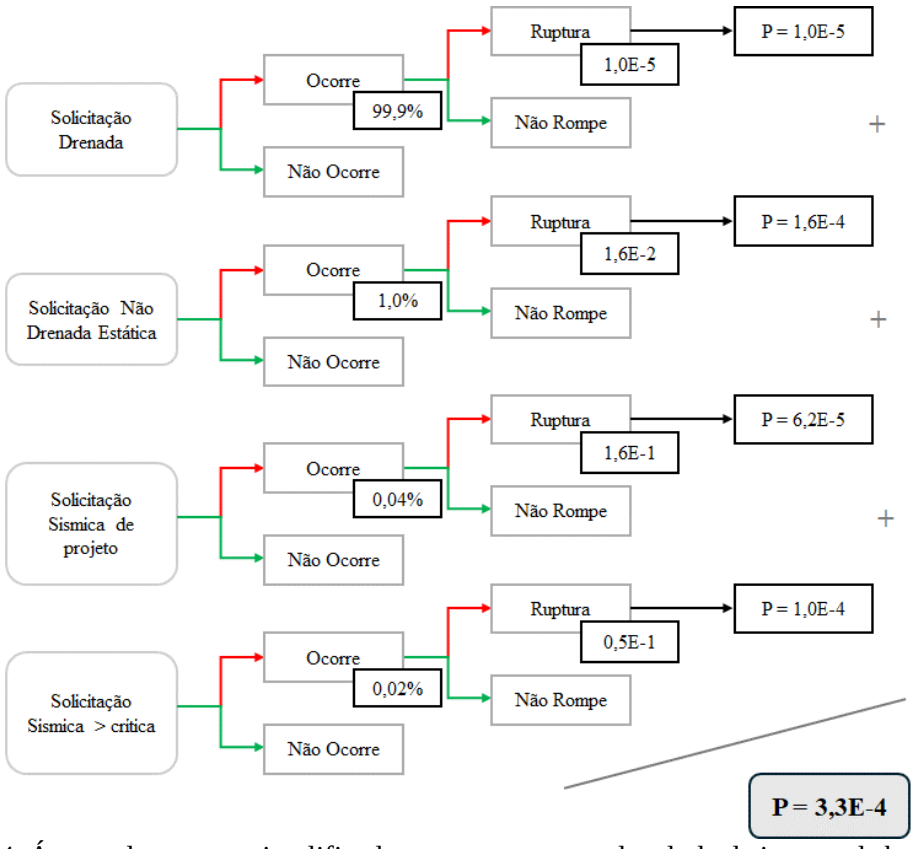


Figura 4. Árvore de eventos simplificada para uma ruptura de talude de jusante da barragem.

A probabilidade anual de ruptura da barragem obtida deve ser considerada em relação às consequências de ruptura, para cálculo dos riscos envolvidos e verificação se estes são aceitáveis. Assim, foi verificado o risco envolvido na ruptura desta barragem hipotética, para avaliação de sua aceitabilidade. Foram definidas duas situações de operação e locação da barragem, com potencial de perda de vidas humanas de 2 e 200 pessoas, para avaliar o risco da estrutura. A avaliação de risco foi realizada pelo gráfico F-N da FERC (2016), e é apresentada na Figura 5.

Observa-se que a probabilidade de ruptura apresentada encontra-se em uma categoria de riscos adequados desde que satisfeitas as condições de menores possíveis (ALARP) caso tenha uma perda de carga potencial de 2 pessoas. Caso essa barragem ponha em perigo mais pessoas, ela já se encontraria em uma condição de risco inaceitável.

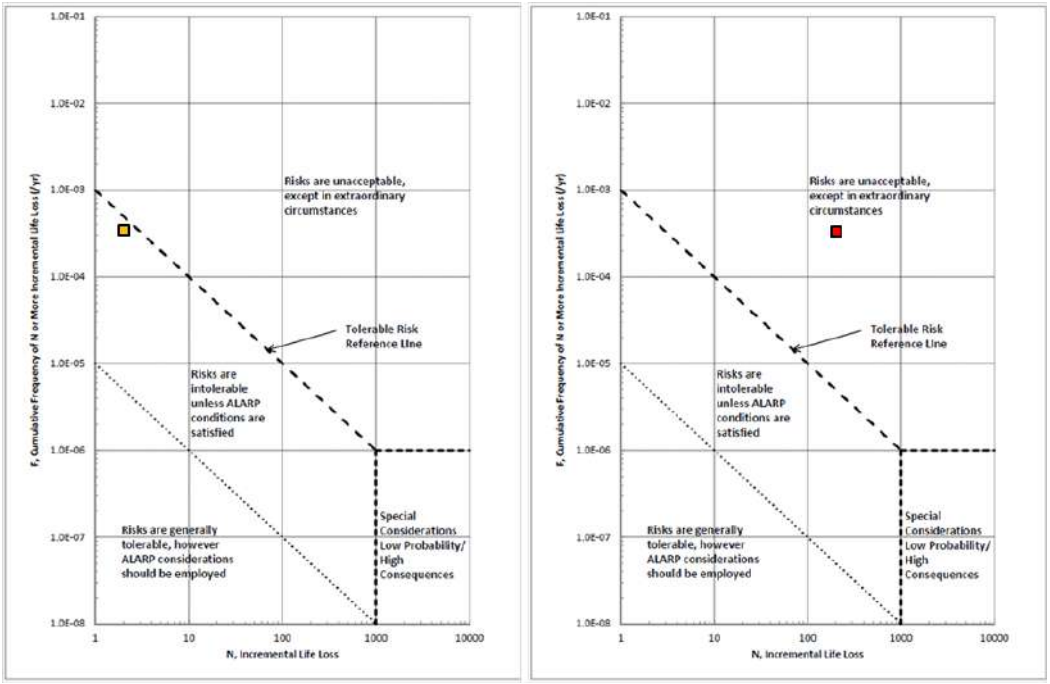


Figura 5. Árvore de eventos simplificada para uma ruptura de talude de jusante da barragem.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho avaliou a probabilidade de ruptura de uma barragem de água com fundação com potencial de liquefação.

Este trabalho comparou a determinação de probabilidade de ruptura por *Response Surface* comparada com método de simulação com hiperbólico latino. Para a geometria utilizada, a superfície de resposta calculada por *Response Surface* foi capaz de encontrar de maneira rápida a probabilidade de ruptura da geometria, confirmada pelo método LHS, sendo uma boa maneira para diminuição do tempo de resposta no caso da barragem apresentada.

A partir desses resultados, foi desenvolvida a árvore de eventos simplificada para uma ruptura de talude de jusante da barragem. A probabilidade de ruptura estimada para o talude de jusante, a partir da árvore de eventos, é igual a 3,3E-4. Este valor deve ser avaliado em conjunto com a avaliação de segurança dos outros sistemas da barragem, em conjunto com as consequências de uma ruptura hipotética da estrutura, para avaliação completa do risco da estrutura.

Análises de árvores de eventos são ferramentas úteis para a realização de análises de risco de barragens. A árvore de eventos apresentada apresenta estrutura simples porém que permite uma estimativa da probabilidade de ruptura do talude de jusante por instabilidade.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Universidade de São Paulo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Beck, André T. *Curso de confiabilidade estrutural*. São Carlos: Engenharia de Estruturas, EESC, USP, 2012.

Bray, J. D., Macedo, J. (2019). "Shear-induced seismic slope displacement estimates for shallow crustal earthquakes". *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE)*.

Choi, S. K., Grandhi, R. V., Canfield, R. A., & Pettit, C. L. (2004). Polynomial chaos expansion with latin hypercube sampling for estimating response variability. *AIAA Journal*, 42(6), 1191-1198.

Donnelly, C.R., Acharya, A.M. (2020). A discussion on the evolution and application of quantitative risk informed dam safety decision making. In: Mohd Sidek, L., Salih, G., Boosroh, M. (Eds.), *Water Resources Development and* Management. ICDSME 2019, Springer, Singapore, http://dx.doi.org/10.1007/978-981-15-1971-0_52.

Goodarzi, E., Lee, T., Ziaei, M., Haghizadeh, A. (2010). Estimating Probability of Failure Due to Internal Erosion with Event Tree Analysis. EJGE Vol. 15 [2010], Bund J, p. 935-948.

Halabi, A. L. M., Torrico Siacara, A., Sakano, V. K., Pileggi, R. G., & Futai, M. M. (2022). Tailings dam failures: a historical analysis of the risk. *Journal of Failure Analysis and Prevention*, *22*(2), 464–477. doi:10.1007/s11668-022-*01355*-3.

Hartford, D.N. and Baecher, G.B., 2004. *Risk and uncertainty in dam safety*. London, UK: Thomas Telford Ltd.

Hill, P.I., Bowles, D.S., Nathan, R.J., Herweynen, R. (2001). On the art of event tree modeling for portfolio risk analyses. *NZSOLD/ANCOLD 2001 Conference on Dams*, p. 1-10.

Hynes-Griffin, M. E., Franklin, A. G. (1984). "Rationalizing the Seismic Coefficient Method," *Miscellaneous Paper GL-84-13, US Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg*, 21 p.

Olson, S.M. and Stark, T.D. (2003) Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129, 727-737. http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:8(727).

Papadimitriou, A., Bouckovalas, G., Andrianopoulos, K. (2014), "Methodology for estimating seismic coefficients for performance-based design of earthdams and tall embankments", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.

Phoon, K.-K. (2008). *Reliability-based design in geotechnical engineering: computations and applications*. (K.-K. Phoon, Ed.) Routledge.

Ribas, J.R., Severo, J.C.R., Guimarães, J.F., , K.P.C. (2021) A fuzzy FMEA assessment of hydroelectric earth dam failure modes: A case study in Central Brazil, *Energy Reports*, Volume 7, Pages 4412-4424, ISSN 2352-4847, https://doi.org/10.1016/j.egyr.2021.07.012.

Schafer, H.L.; Beier, N.A.; Macciotta, R. (2022). Applying a Generalized FMEA Framework to an Oil Sands Tailings Dam Closure Plan in Alberta, Canada. *Minerals*, 12, 293. https://doi.org/10.3390/min12030293.

Silva, C. C. (2015) *Análise de estabilidade de um talude da cava de alegria utilizando abordagem* probabilística. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 134 f.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/31

Avaliação da suscetibilidade à liquefação de um reservatório de uma barragem de rejeito de minério de ferro via ensaios de piezocone

Heloísa Lopes Neres
Supervisora técnica, Fugro, Pinhais, Brasil, heloisa.lopes@fugro.com

Vitor Nascimento Aguiar
Consultor técnico, Fugro, Pinhais, Brasil, vitor.aguiar@fugro.com

Renathielly F. Silva Brunetta
Consultora técnica, Fugro, Pinhais, Brasil, r.brunetta@fugro.com

Guilherme Pepplow Piuzzi
Consultor técnico, Fugro, Pinhais, Brasil, guilherme.piuzzi@fugro.com

José Henrique Ferronato Pretto
Gerente de engenharia, Fugro, Pinhais, Brasil, jose.ferronato@fugro.com

RESUMO: A liquefação do solo é um fenômeno no qual o solo perde grande parte de sua resistência e rigidez por um período geralmente curto, mas ainda assim longo o suficiente para que cause muitos fracassos, com mortes e perdas financeiras significativas (Jefferies & Been, 2016). A avaliação da liquefação tem sido motivo de grande atenção em análises/diagnósticos de estabilidade e gerenciamento de risco de estruturas de mineração, principalmente após os grandes acidentes ocorridos nos últimos anos no Brasil. Nesse contexto, este trabalho tem como objetivo comparar os resultados obtidos pela aplicação de três propostas consagradas na literatura (Olson & Stark, 2003; Jefferies & Been; 2016 e Robertson, 2022) para a avaliação de suscetibilidade à liquefação com base em ensaios de piezocone (CPTu) de um reservatório de uma barragem de rejeitos de minério de ferro. Além disso, são obtidos os valores de razão de resistência não drenada de pico e residual também a partir dos ensaios de CPTu pela aplicação dos métodos propostos por Olson & Stark (2003) e Robertson (2022).

PALAVRAS-CHAVE: Liquefação estática, parâmetro de estado, razão de resistência não drenada, rejeitos de mineração e piezocone

ABSTRACT: Soil liquefaction is a phenomenon in which the soil loses a large part of its strength and stiffness for a usually short but still long enough period for liquefaction to be the cause of many failures, with significant deaths and financial losses (Jefferies & Been, 2016). The assessment of liquefaction has been a subject of great attention in stability analyses/diagnostics and risk management of mining structures, especially after the major accidents that have occurred in recent years in Brazil. In this context, this work aims to compare the results obtained by applying three well-established proposals in the literature (Olson & Stark, 2003; Jefferies & Been, 2016; and Robertson, 2022) for evaluating liquefaction susceptibility based on piezocone tests of a reservoir of an iron ore tailings dam. In addition, values of peak and residual undrained shear strength ratios are also obtained by applying the methods proposed by Olson & Stark (2003) and Robertson (2022).

KEYWORDS: Static liquefaction, state parameter, undrained shear strength ratio, mining tailings and piezocone

1 INTRODUÇÃO

A liquefação do solo é um fenômeno no qual o solo perde grande parte de sua resistência e rigidez durante um período geralmente curto, mas ainda assim suficientemente longo para que a liquefação seja a causa de muitas rupturas, mortes e grandes perdas financeiras. Trata-se de um aspecto do comportamento do solo que ocorre em todo o mundo e é de considerável importância tanto do ponto de vista de segurança pública como financeiro (Jeferries & Been, 2016). A liquefação estática (também chamada de "*flow liquefaction*") é resultante de uma súbita e significativa perda de resistência, que costuma ocorrer em materiais particulados altamente contráteis, saturados ou quase saturados, quando cisalhados sob condições não drenadas. A liquefação estática pode ser deflagrada por um carregamento estático ou cíclico, por elevação da superfície freática, ou ainda por deformações causadas por uma tensão cisalhante estática que seja maior que a resistência não drenada residual do solo (adaptado de Olson & Stark, 2003)

O fenômeno da liquefação já foi responsável por desatares de inúmeras obras civis de infraestrutura pelo mundo inteiro, algumas delas descritas por Jeferries & Been (2016). No Brasil, a preocupação com o fenômeno da liquefação aumentou consideravelmente após os recentes casos de ruptura de barragens de rejeito de mineração.

A análise de liquefação para maciços sujeitos a tensões de cisalhamento estáticas, ou seja, taludes, aterros, fundações de estruturas, reservatórios de rejeitos de mineração etc, normalmente consiste em três etapas principais: (1) análise de suscetibilidade; (2) análise de deflagração (ou gatilho); e (3) análise de estabilidade pós-gatilho (adaptado de Olson & Stark, 2003). A análise de suscetibilidade consiste basicamente em avaliar se o solo (ou rejeito) saturado ou quase saturado possui comportamento contrátil (tendência de diminuição de volume) ou dilatante (tendência de aumento de volume) quando sujeito a deformações cisalhantes. Materiais de comportamento contrátil são, em uma primeira análise, suscetíveis à liquefação estática, por apresentarem, em geral, queda abrupta de resistência não drenada pós-pico, sendo a suscetibilidade tanto maior quanto maior a queda de resistência. A análise de gatilho consiste em avaliar se um determinado evento (carregamento estático, dinâmico, elevação da superfície freática, etc) é capaz de deflagrar a liquefação estática, baseando-se, em geral, na resistência não drenada de pico do material. A análise de estabilidade pós-gatilho consiste em avaliar se uma ruptura do tipo fluxo (*flowslide*) irá ocorrer, fazendo uso da resistência não drenada residual do material.

Existem algumas propostas de metodologia bem difundidas na literatura para cada uma das análises descritas acima, fazendo uso de investigações geotécnicas tanto de laboratório quanto de campo. De acordo com o NCR (2016), ensaios de CPTu oferecem algumas vantagens para avaliação da suscetibilidade à liquefação e determinação dos valores de razão de resistência não drenada ($S_u/\sigma`_{v0}$) de pico e residual, dentre elas: capacidade de detectar camadas finas que podem afetar a deflagração da liquefação e a subsequente redistribuição de poropressões, alta reprodutibilidade dos resultados, os quais são menos dependentes do operador e do equipamento, além de rapidez e custo.

Dentro deste contexto, este trabalho tem como objetivo avaliar a suscetibilidade à liquefação e obter os valores de razão de resistência não drenada de pico e residual de um reservatório de rejeito de minério de ferro de uma barragem situada no Brasil, seguindo diferentes metodologias baseadas em resultados de ensaios de piezocone.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Breve descrição da campanha de investigações geotécnicas

A campanha de investigações geotécnicas que serviu de base para este trabalho foi realizada em um reservatório de uma barragem de rejeitos de minério de ferro, cuja construção foi iniciada com um dique de partida e contou com mais de cinco alteamentos pelo método de montante, e quase 60 m de altura. A campanha incluiu ensaios de piezocone (CPTu) em diferentes locais, com distância máxima de 900 m do maciço da barragem.

Para este trabalho foram considerados seis ensaios de piezocone, cujas profundidades máximas variaram entre 23 m e 48 m. Além disso, todas as seis verticais de CPTu contaram com ensaios de dissipação de poropressão ao longo da profundidade até a estabilização do excesso de poropressão gerado pela cravação do cone, tornando possível a determinação dos perfis de poropressão de equilíbrio (u_0) em todas as verticais.

Em sua maioria, os ensaios apresentaram no primeiro metro de profundidade resistência de ponta (q_c) acima de 5 MPa e atrito lateral (f_s) de cerca de 100 kPa, representando o aterro de conquista necessário para acesso do equipamento aos pontos ensaiados. Na sequência da cravação, as verticais de CPTu revelam q_c majoritariamente abaixo de 2 MPa e f_s abaixo de 50 kPa, levando a interpretação de uma camada de baixa resistência, até cerca de 20 m de profundidade. Ademais, verificam-se significativos excessos de poropressão gerados pela cravação do cone neste trecho. A partir de 20 m de profundidade, verificam-se eventuais valores de q_c de maior magnitude, entre 5 MPa e 10 MPa. Entretanto, essa camada mais resistente é visualizada por poucos metros, quando se observa novamente a camada de menor resistência. Finalmente, abaixo de 40 m de profundidade, tem-se maior variação das resistências e excessos de poropressão medidos, o que sugere a penetração do cone no terreno natural (fundação).

A caracterização física dos rejeitos foi realizada mediante ensaios de laboratório executados em diferentes amostras deformadas e indeformadas coletadas do reservatório. Os 20 pontos de amostragem variaram de 0,30 m a 22 m de profundidade. As 20 amostras deformadas e indeformadas extraídas do reservatório de rejeito apresentaram a seguinte granulometria em média: 1% de pedregulho, 34% de areia, 55% de silte e 10% de argila. Dessas amostras, uma apresentou índice de plasticidade (I_P) de 20%, nove foram caracterizadas como não plásticas, ao passo que as demais apresentaram I_P entre 4% e 11%, com média de 8%.

O peso específico dos grãos (γ_s) é, em média, igual a 33 kN/m³ e o peso específico natural (γ_{nat}) do rejeito é, em média, igual 22 kN/m³, sendo a confiabilidade deste último limitada às dificuldades de obtenção de amostras indeformadas de alta qualidade, e que preservassem o teor de umidade natural (w_{nat}) das amostras, que, por sua vez, variou de 6 a 30%. Ensaios triaxiais do tipo CIU realizados nas amostras indeformadas revelaram valores de ângulo de atrito efetivo no estado crítico (ϕ'_c) entre 32º e 40º (média de 35º) e intercepto coesivo (c') nulo, isto é, a envoltória de ruptura passa pela origem.

2.2 Metodologias aplicadas para avaliação da suscetibilidade à liquefação

A queda brusca de resistência não drenada que caracteriza o fenômeno da liquefação estática é causada pelo excesso de poropressão positivo gerado pela tendência de contração do solo (ou rejeito) ao ser cisalhado. Assim, uma das formas recomendadas para avaliar a suscetibilidade à liquefação estática é via o parâmetro de estado (ψ) que, por definição, corresponde à diferença entre o índice de vazios do solo em seu estado corrente (e) e o índice vazios na linha de estados críticos correspondente à tensão efetiva média (p') corrente (e_c). Atualmente, há um consenso de que solos com $\psi > -0{,}05$ devem ser vistos, à princípio, como suscetíveis à liquefação estática para fins práticos de engenharia. Isto está ligado ao fato de que solos com $-0{,}05 < \psi < 0$, embora estejam situados à esquerda (ou abaixo) da linha de estados críticos, isto é, do lado "dilatante", eles apresentam, em geral, uma tendência de contração no início do cisalhamento de tal ordem a ponto de a queda de resistência não drenada inicial ainda que não provoque uma ruptura do tipo *flowslide*, pode gerar graves consequências para a operação do empreendimento.

Dito isto, primeiramente a suscetibilidade à liquefação do reservatório foi avaliada pela estimativa dos valores de parâmetros de estado (ψ) ao longo da profundidade. Para tanto, duas metodologias foram empregadas, a saber: Jefferies & Been (2016) e Robertson (2022). A seguir, as duas metodologias são brevemente apresentadas pelas expressões que devem ser aplicadas.

A proposta de Robertson (2022) para cálculo de ψ a partir dos resultados dos ensaios de CPTu é dada pela seguinte expressão:

$$\Psi = 0{,}56 - 0{,}33 \log_{10}(Q_{tn,cs}) \quad (1)$$

, onde $Q_{tn,cs}$ é a resistência de ponta do cone normalizada equivalente à areia pura, sendo que:

$$Q_{tn,cs} = K_c \, Q_{tn} \quad (2)$$

, onde K_c é um fator de correção para levar em conta a mudança de comportamento de drenado para parcialmente drenado, devido ao aumento de teor de finos, sendo que, para $I_c \leq 3{,}0$:

$$K_c = 1{,}8346\, I_c^5 - 23{,}673\, I_c^4 + 124{,}02\, I_c^3 - 320{,}616\, I_c^2 + 405{,}821\, I_c - 199{,}97 \quad (3)$$

ou ainda em sua forma simplificada, também para $I_c \leq 3{,}0$:

$$K_c \approx 15 - \frac{14}{1 + (I_c/2{,}95)^{11}} \quad (4)$$

Quando $I_c < 1{,}7$, $K_c = 1{,}0$, indicando que não existe correção para areia pura (Robertson, 2022).

O valor de Q_{tn} é calculado como:

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{v0})/p_a]\,(p_a/\sigma`_{v0})^{\,n} \quad (5)$$

, onde q_t é a resistência de ponta do cone corrigida; σ_{v0} é a tensão vertical total *in situ* antes da inserção do cone; $\sigma`_{v0}$ é a tensão vertical efetiva *in situ* antes da inserção do cone; p_a é a pressão atmosférica; n é um expoente que varia com o tipo de solo, representado pelo índice I_c (ver Robertson & Cabal, 2022), sendo que:

$$n = 0{,}381(I_c) + 0{,}05(\sigma`_{v0}/p_a) - 0{,}15 \qquad (\text{sendo } n \leq 1{,}0) \quad (6)$$

$$I_c = [(3{,}47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1{,}22)^2]^{\,0{,}5} \quad (7)$$

$$Q_t = (q_t - \sigma_{v0})/\sigma`_{v0} \quad (8)$$

$$F_r(\%) = \left[\frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})}\right] 100\% \quad (9)$$

, sendo que f_s é a resistência por atrito lateral medida na luva de atrito do cone e F_r é a resistência por atrito normalizada.

A proposta de Jefferies e Been (2016) para cálculo de ψ a partir dos resultados dos ensaios de CPTu baseia-se na seguinte equação:

$$\Psi = -\frac{1}{\bar{m}} \ln\left[\frac{Q_p(1 - B_q) + 1}{\bar{k}}\right] \quad (10)$$

, sendo que:

$$Q_p = \frac{3\, Q_t}{(1 + 2K_0)} \quad (11)$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (12)$$

$$\bar{m} = 11{,}9 - 13{,}3\, \lambda_{10} \quad (13)$$

$$\bar{k} = M\left(3 + \frac{0{,}85}{\lambda_{10}}\right) \quad (14)$$

, onde K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso, B_q é chamado de razão de poropressão, u_2 é a poropressão medida no elemento poroso logo acima do cone no ensaio de CPTu, u_0 é a poropressão hidrostática (atuante antes da cravação do cone), λ_{10} é a inclinação da linha de estado crítico no plano e-log$_{10}$(p'), sendo "e" o índice de vazios e p' a tensão efetiva média, com $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$, e M a inclinação da linha de estado crítico no plano p' x q, sendo $q = \sigma_1 - \sigma_3$.

É fácil demonstrar que M pode ser calculado a partir do ângulo de atrito efetivo do solo no estado crítico (ϕ'_c) a partir da seguinte expressão:

$$M = \frac{6\,\mathrm{sen}(\phi'_c)}{3 - \mathrm{sen}(\phi'_c)} \tag{15}$$

Com base em ensaios triaxiais do tipo CIU realizados em amostras indeformadas extraídas do reservatório obteve-se ϕ'_c em média igual e 35º, o que leva a um valor de M de 1,42.

O valor de K_0 foi estimado pela expressão $K_0 = 1 - \mathrm{sen}(\phi')$. Assumindo-se que $\phi' \approx \phi'_c$, obtem-se, portanto, $K_0 = 0{,}43$.

Finalmente, na impossibilidade de determinação da linha de estado crítico no espaço e-p'-q, estimou-se o valor de λ_{10} como (ver Jefferies & Been, 2016, p.182):

$$\lambda_{10} = \frac{F_r}{10} \tag{16}$$

, com F_r em %.

Uma outra metodologia para avaliar a suscetibilidade à liquefação dos rejeitos armazenados no reservatório é via propostas formuladas com base em retroanálises de casos históricos de ruptura por liquefação estática. Neste trabalho, foram aplicadas as propostas de Olson & Stark (2003) e Robertson (2022).

A proposta de Olson & Stark (2003) estabelece uma linha de fronteira no plano q_{c1} - σ'_{v0} que divide as zonas de comportamento contrátil e dilatante do material, dada pela seguinte equação:

$$\left(\sigma'_{v0}\right)_{\text{fronteira}} = 1{,}10 \times 10^{-2}\,(q_{c1})^{4{,}79} \text{ , com } \sigma'_{v0} \text{ em kPa e } q_{c1} \text{ em MPa} \tag{17}$$

, sendo que:

$$q_{c1} = q_t\, C_q \tag{18}$$

, onde:

$$C_q = \frac{1{,}8}{\left[0{,}8 + \left(\sigma'_{v0}/p_a\right)\right]} \tag{19}$$

Olson (2009) mostrou que esta linha de fronteira depende da compressibilidade do material, conforme discutido adiante.

A proposta de Robertson (2022) baseia-se no gráfico Q_{tn} x F_r (SBT_n), no qual uma linha de CD = 70 estabelece a fronteira entre os materiais de comportamento contrátil e dilatante, sendo que:

$$CD = (Q_{tn} - 11)(1 + 0{,}06\,F_r)^{17} \tag{20}$$

Quando CD < 70, o material possui comportamento contrátil.

2.3 Metodologias aplicadas para cálculo das razões de resistência não drenada de pico e residual

Para cálculo da razão de resistência não drenada de pico ($S_{u\,pico}/\sigma'_{v0}$) a partir dos resultados dos ensaios de piezocone, foi aplicada somente a proposta de Olson & Stark (2003), dada pela seguinte expressão:

$$\frac{S_{u\,pico}}{\sigma`_{v0}} = 0{,}205 + 0{,}0143(q_{c1}) \pm 0{,}04 \quad \text{para } q_{c1} \leq 6{,}5 \text{ MPa} \tag{21}$$

Para cálculo da razão de resistência não drenada residual ($S_{u\,res}/\sigma'_{v0}$) a partir dos resultados dos ensaios de piezocone, foram aplicadas a proposta de Olson & Stark (2003) e a proposta de Robertson (2022).

A proposta de Olson & Stark (2003) é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{S_{u\,res}}{\sigma`_{v0}} = 0{,}03 + 0{,}0143(q_{c1}) \pm 0{,}03 \quad \text{para } q_{c1} \leq 6{,}5 \text{ MPa} \tag{22}$$

Robertson (2022) estabelece uma expressão para $I_c < 3{,}0$ e outra para $I_c > 3{,}0$.

Para $I_c < 3{,}0$ (areias e solos transicionais), tem-se que:

$$\frac{S_{u\,res}}{\sigma`_{v0}} = 0{,}0007 \exp\left(0{,}084\, Q_{tn,cs}\right) + \frac{0{,}3}{Q_{tn,cs}} \quad \text{para } \sigma`_{v0} \leq 300 \text{ kPa} \tag{23}$$

Para $I_c > 3{,}0$ (argilas), tem-se que:

$$\frac{S_{u\,res}}{\sigma`_{v0}} = \frac{f_s}{\sigma`_{v0}} = \frac{F_r(\%)\, Q_{tn}}{100} \tag{24}$$

3 RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 Avaliação da suscetibilidade à liquefação

A Figura 1 apresenta os perfis de índice de comportamento (I_c) ao longo da profundidade obtidos dos seis ensaios de piezocone e calculados no *software* CPeT-iT.

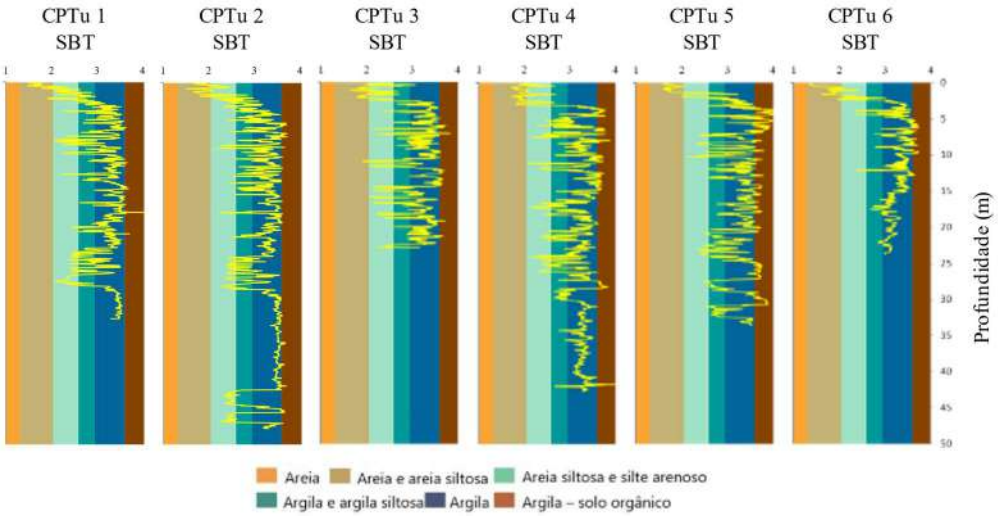


Figura 1 - Perfis de índice de comportamento (I_c) ao longo da profundidade

Da Figura 1 observa-se que o rejeito possui, em sua grande maioria, comportamento dos tipos “Argila” e “Argila e argila siltosa”, com alguns trechos do tipo “Areia siltosa e silte arenoso”. Por outro lado, a caracterização das amostras de rejeito revelou, em geral, baixo percentual de argila e baixa plasticidade. O

trecho inicial/superficial classificado como do tipo "Areia e areia siltosa" trata-se do aterro de conquista que foi lançado para a mobilização do equipamento aos pontos a serem ensaiados.

A Figura 2 apresenta os perfis de valores de parâmetro de estado (ψ) ao longo da profundidade do reservatório, calculados pelas metodologias de (a) Roberston (2022) no *software* CPeT-iT e (b) Jefferies & Been (2016), considerando apenas os trechos abaixo do nível d'água das seis verticais de piezocone. O nível d'água encontra-se, em geral, muito próximo à superfície do rejeito. A linha tracejada vermelha nos perfis indica ψ = - 0,05. O número de pontos calculados pelo método de Roberston (2022) é bastante inferior ao número de pontos calculados pelo método de Jefferies & Been (2016) em razão do primeiro ser restrito a $I_c \leq 3,0$, conforme mencionado acima. De acordo com a metodologia de Roberston (2022), 87% dos pontos calculados apontaram suscetibilidade à liquefação (ψ > – 0,05). Já com base na metodologia de Jefferies & Been (2016), 71% dos pontos analisados apontaram suscetibilidade à liquefação.

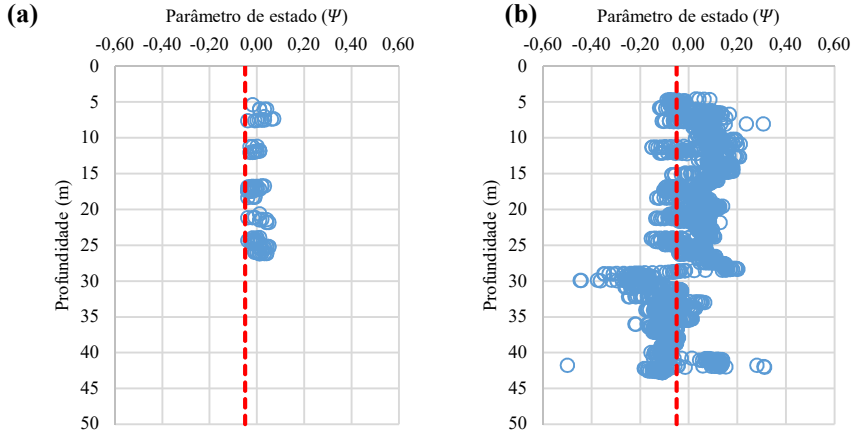


Figura 2 - Perfis de valores de parâmetro de estado ao longo da profundidade obtidos pelas metodologias de (a) Roberston (2022) e (b) Jefferies & Been (2016).

A Figura 3 apresenta a distribuição dos pontos calculados para as seis verticais de piezocone (abaixo do N.A.), no gráfico Q_{tn} x F_r (SBT_n), proposto por Robertson (2022). A linha vermelha tracejada representa CD=70, abaixo da qual se situam os solos de comportamento contrátil e acima da qual se situam os solos de comportamento dilatante. Neste caso, 95% dos pontos estão abaixo da linha CD=70, o que indica que estes são suscetíveis à liquefação. Observa-se também que parte significativa dos pontos estão contidos na área CC (*clay-like - contractive*, tipo argila - contrátil), corroborando o grande volume de rejeito com $I_c > 3,0$, conforme mencionado acima.

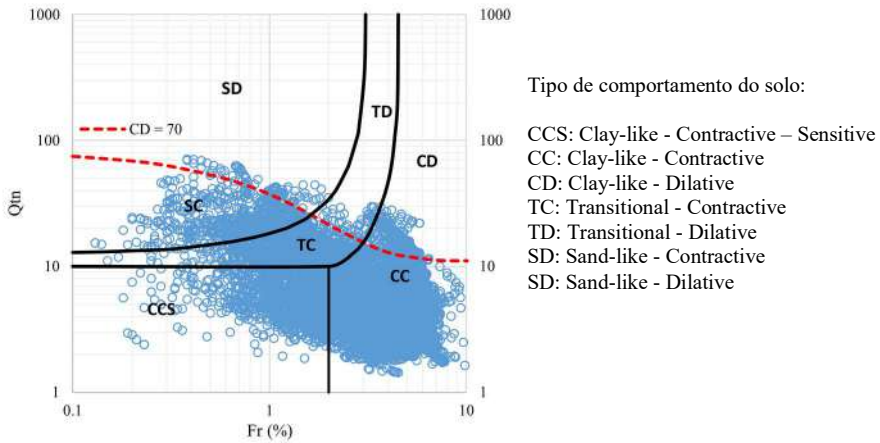
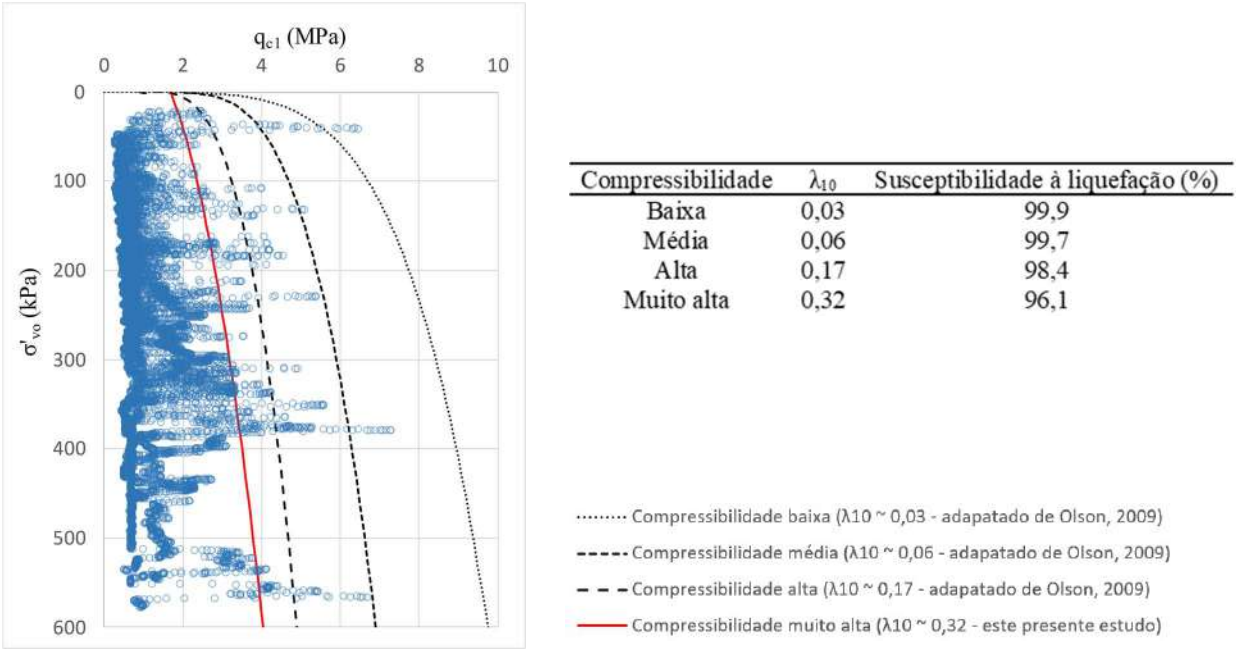


Figura 3 - Pontos das seis verticais de piezocone no gráfico Q_{tn} x F_r (SBT_n)

Na Figura 4 são apresentados os pontos [resistência de ponta (q_{c1}) x tensão vertical efetiva (σ'_{v0})] calculados nos trechos abaixo do N.A. das seis verticais de piezocone, segundo a metodologia de Olson & Stark (2003). A linha de fronteira pontilhada preta (mais à direita) é definida pela Equação (17), e divide solos

de comportamento contrátil (à esquerda) dos solos de comportamento dilatante (à direita). Posteriormente Olson (2009) destacou que a linha de fronteira é dependente da compressibilidade do solo, e que quanto maior a compressibilidade, mais a linha de fronteira desloca-se para a esquerda. Olson (2009) mostrou que a linha preta pontilhada corresponde a $\lambda_{10} \approx 0{,}03$ (baixa compressibilidade), e apresentou mais duas linhas de fronteira, uma correspondente a $\lambda_{10} \approx 0{,}06$ (média compressibilidade) e outra correspondente a $\lambda_{10} \approx 0{,}17$ (alta compressibilidade), apresentadas na Figura 4. A média aritmética dos valores de λ_{10} calculados com a Equação (16) a partir dos dados das seis verticais de piezocone abaixo do N.A. é igual a 0,32. Assim, com base nas três linhas de fronteira apresentadas por Olson (2009), extrapolou-se uma quarta linha de fronteira para $\lambda_{10} = 0{,}32$, apresentada na Figura 4. A Figura 4 apresenta os percentuais de pontos à esquerda de cada uma das quatro linhas de fronteira. Observa-se que 96,1% dos pontos ficam à esquerda da linha de fronteira $\lambda_{10} = 0{,}32$, os quais denunciam comportamento contrátil, isto é, suscetibilidade à liquefação.



Compressibilidade	λ_{10}	Susceptibilidade à liquefação (%)
Baixa	0,03	99,9
Média	0,06	99,7
Alta	0,17	98,4
Muito alta	0,32	96,1

Figura 4 - Resistência de ponta (q_{c1}) x tensão vertical efetiva (σ'_{v0}) calculados para as seis verticais de piezocone pelo método de Olson & Stark (2003)

3.2 Valores de razão de resistência não drenada de pico e residual

Para cálculo dos valores de razão de resistência não drenada de pico ($S_{u\,pico}/\sigma'_{v0}$) e residual ($S_{u\,res}/\sigma'_{v0}$) foram considerados apenas os trechos abaixo do nível d'água das seis verticais de piezocone analisadas. A Figura 5 apresenta os perfis ($S_{u\,pico}$ x σ'_{v0}) calculados com base na metodologia de Olson & Stark (2003), ao passo que a Figura 6 apresenta os perfis ($S_{u\,res}$ x σ'_{v0}) calculados com base nas metodologias de (a) Olson & Stark (2003) e (b) Robertson (2022), conforme descritas detalhadamente no Item 2.3.

A Tabela 1 apresenta alguns valores estatísticos de ($S_{u\,pico}/\sigma`_{v0}$) e ($S_{u\,res}/\sigma`_{v0}$) calculados das seis verticais de piezocone segundo os métodos mencionados acima. Da Tabela 1, observa-se que os valores de ($S_{u\,pico}/\sigma`_{v0}$) calculados pelo método de Olson & Stark (2003) ficaram compreendidos entre 0,21 e 0,30, com média de 0,22. Os valores de ($S_{u\,res}/\sigma`_{v0}$) calculados pelo método de Olson & Stark (2003) ficaram compreendidos entre 0,03 e 0,12, com média de 0,05. Já os valores de ($S_{u\,res}/\sigma`_{v0}$) calculados pelo método de Robertson (2022) situados acima do 1º quartil (igual a 0,09) mostraram-se muito elevados, provavelmente devido ao fato de grande parte dos dados coletados terem indicado $I_c > 3{,}0$, o que levou ao cálculo de ($S_{u\,res}/\sigma`_{v0}$) como f_s/σ'_{v0}, conforme detalhado no Item 2.2.

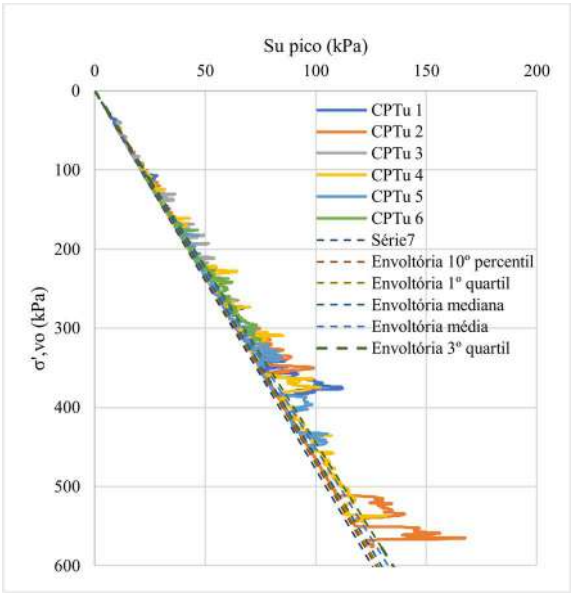


Figura 5 - Valores de ($S_{u\ pico}$ x σ'_{v0}) calculados pelo método de Olson & Stark (2003) com base nos trechos submersos das seis verticais de piezocone

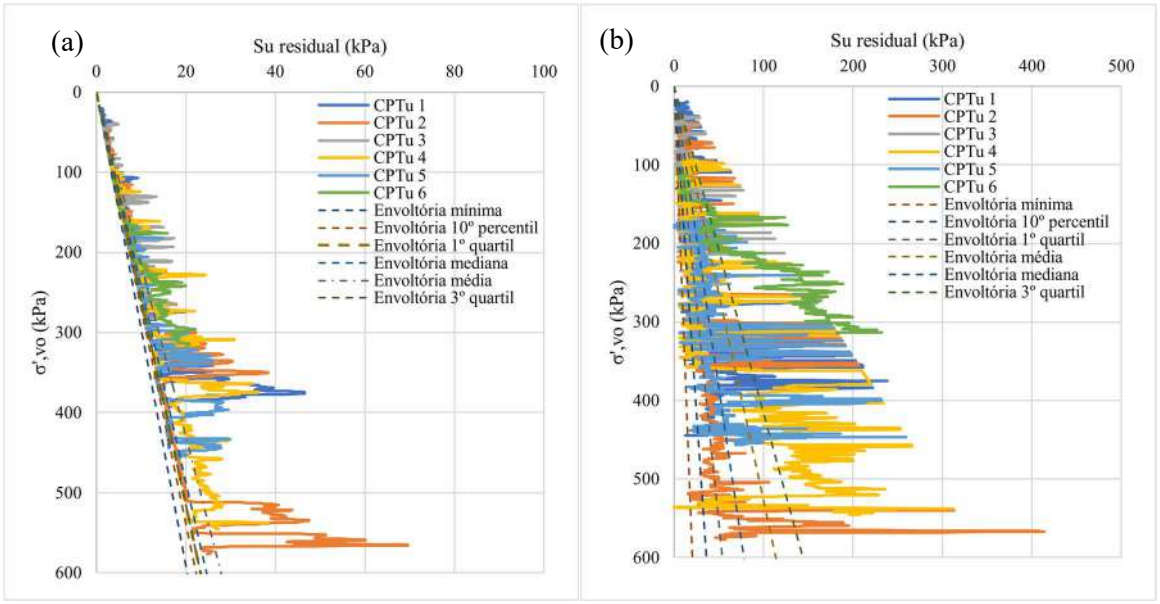


Figura 6 - Valores de ($S_{u\ res}$ x σ'_{v0}) calculados pelos métodos de (a) Olson & Stark (2003) e (b) Robertson (2022) com base nos trechos submersos das seis verticais de piezocone

Tabela 1. Valores estatísticos de ($S_{u\ pico}/\sigma`_{v0}$) calculados pelo método de Olson & Stark (2003) e de ($S_{u\ res}/\sigma`_{v0}$) calculados pelos métodos de Olson & Stark (2003) e Robertson (2022)

	$S_{u_pico}/\sigma`_{v0}$	$S_{u_residual}/\sigma`_{v0}$	$S_{u_residual}/\sigma`_{v0}$
Método	Olson & Stark (2003)	Olson & Stark (2003)	Robertson (2022)
Mínimo	0,21	0,03	0,01
10º percentil	0,21	0,04	0,06
1º quartil	0,21	0,04	0,09
Média	0,22	0,05	0,19
Mediana	0,22	0,04	0,13
3º quartil	0,22	0,05	0,24
Máximo	0,30	0,12	0,75

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou resultados de uma avaliação de suscetibilidade à liquefação estática e de cálculos de razão de resistência não drenada de pico ($S_{u\ pico}/\sigma`_{v0}$) e residual ($S_{u\ res}/\sigma`_{v0}$) de um reservatório de uma barragem de rejeitos de minério de ferro, com base em dados coletados de seis verticais de piezocone executadas no reservatório, e seguindo diferentes metodologias disponíveis na literatura. De acordo com os perfis de índice de comportamento (I_c) ao longo da profundidade obtidos dos ensaios de piezocone, o rejeito do reservatório possui, em sua grande maioria, comportamento dos tipos "Argila" e "Argila e argila siltosa", com alguns trechos do tipo "Areia siltosa e silte arenoso". Isto contrasta com os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica realizados em amostras extraídas do reservatório, que revelaram baixo percentual de argila (em média igual a 10%) e baixo índice de plasticidade (na grande maioria inferior a 11%).

No que diz respeito à avaliação da suscetibilidade à liquefação com base nos valores calculados de parâmetro de estado (ψ), de acordo com a metodologia de Roberston (2022), 87% dos pontos calculados apontaram suscetibilidade à liquefação (isto é, $\psi > -0{,}05$). Com base na metodologia de Jefferies & Been (2016), 71% dos pontos apontaram suscetibilidade à liquefação. Cabe a ressalva, contudo, que o método de Roberston (2022) aplica-se apenas aos dados coletados que fornecem $I_c \leq 3{,}0$. Já com base em metodologias formuladas a partir de retroanálises de casos históricos de ruptura por liquefação estática, o método de Olson & Stark (2003), considerando uma linha de fronteira extrapolada neste estudo para $\lambda_{10} = 0{,}32$ (média dos valores encontrados nas seis verticais de piezocone) com base em Olson (2009), apontou que cerca de 96% dos dados analisados acusam suscetibilidade à liquefação. O método de Robertson (2022), gráfico Q_{tn} x F_r (SBT_n), mostrou que 95% dos dados analisados apontam para a suscetibilidade à liquefação.

Finalmente, os valores de ($S_{u\ pico}/\sigma`_{v0}$) calculados pelo método de Olson & Stark (2003) ficaram compreendidos entre 0,21 e 0,30, com média de 0,22, ao passo que os valores de ($S_{u\ res}/\sigma`_{v0}$) calculados também pelo método de Olson & Stark (2003) ficaram compreendidos entre 0,03 e 0,12, com média de 0,05. Já os valores de ($S_{u\ res}/\sigma`_{v0}$) calculados pelo método de Robertson (2022) que ficaram acima do 1º quartil (igual a 0,09) mostraram-se muito elevados, provavelmente devido ao fato de grande parte dos dados coletados terem indicado $I_c > 3{,}0$, o que levou ao cálculo de ($S_{u\ res}/\sigma`_{v0}$) como f_s/σ'_{v0}.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Robertson, P.K. (2022) Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test: An Update. *Canadian Science Publishing*, 59 (4), p.620-624.

Robertson, P. K, Cabal, K. (2022). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. 7 th Ed.

Jefferies, M., Been, K. (2016) *Liquefaction: A Critical State Approach*, 2nd ed., CCR Press, New York, NY, USA, 712 p.

Olson, S.M. (2009) Strength Ratio Approach for Liquefaction Analysis of Tailings Dams. *Proceedings of the University of Minnesota 57th Annual Geotechnical Engineering Conference*, Minneapolis, Minnesota, February, p.37-46.

Olson, S.M., Stark, T.D.S. (2003) Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 129 (8), p.727-737.

NRC (2016). State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Consequences, Committee on Earthquake Induced Soil Liquefaction Assessment (Committee Members: Edward Kavazanjian, Jr., Chair, Jose E. Andrade, Kandian "Arul" Arulmoli, Brian F. Atwater, John T. Christian, Russell A. Green, Steven L. Kramer, Lelio Mejia, James K. Mitchell, Ellen Rathje, James R. Rice, and Yumie Wang), National Research Council, The National Academies Press, Washington, DC.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/32

Avaliação geotécnica de estabilidade de barragem de terra em solo argiloso laterítico em Bossoroca – RS

Bóris Casanova Sokolovicz
Professor do curso de Engenharia Civil, Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Santo Ângelo, Brasil, boriscs@san.uri.br

Beatriz Correia de Moraes
Graduanda em Engenharia Civil, Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Santo Ângelo, Brasil, beatrizcmoraes@aluno.santoangelo.uri.br

Alexandre Hahn Ten Cathen
Graduando em Engenharia Civil, Uninter, Santo Ângelo, Brasil, hahntencathen@gmail.com

Aline Alice Schuster Ajala
Bióloga e Engenheira Agrônoma, PSK Consultoria Ambiental LTDA, Santo Ângelo, Brasil, aline.ayala@hotmail.com

Rodrigo Gustavo Bergmann
Engenheiro Agrônomo, PSK Consultoria Ambiental LTDA, Santo Ângelo, Brasil, rodrigobergmann85@gmail.com

RESUMO: O artigo aborda a avaliação geotécnica da estabilidade de uma barragem de terra em solo argiloso laterítico em Bossoroca, Rio Grande do Sul, com o objetivo de apresentar os ensaios geotécnicos de laboratório e calcular sua estabilidade. A barragem de terra possui 17 metros de altura no ponto mais alto, foi avaliada por meio de coletas em 10 pontos ao longo do talude de jusante, incluindo ensaios como granulometria, limite de liquidez, compactação, resistência ao cisalhamento e permeabilidade. Utilizou-se o Método de Morgenstern-Price para a avaliação da estabilidade e do fator de segurança, com o software GeoStudio. Os principais aspectos analisados foram a resistência do solo, sua capacidade de suporte e permeabilidade, destacando a importância da análise detalhada da geologia e dos ensaios para garantir a segurança de estruturas geotécnicas como a barragem em estudo. Como análise final verificou-se que a barragem apresentou fator de segurança satisfatório.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem, Estabilidade, Solo Argiloso, Solo Laterítico, Ensaios Geotécnicos.

ABSTRACT: The article addresses the geotechnical assessment of the stability of an earthen dam in lateritic clayey soil in Bossoroca, Rio Grande do Sul, with the aim of presenting the laboratory geotechnical tests and calculating its stability. The earthen dam is 17 meters high at its highest point and was evaluated through collections at 10 points along the downstream slope, including tests such as granulometry, liquidity limit, compaction, shear resistance and permeability. The Morgenstern-Price Method was used to evaluate stability and safety factor, with the GeoStudio software. The main aspects analyzed were the soil resistance, its support capacity and permeability, highlighting the importance of detailed analysis of geology and tests to guarantee the safety of geotechnical structures such as the dam under study. As a final analysis, it was found that the dam presented a satisfactory safety factor.

KEYWORDS: Dam, Stability, Clayey Soil, Lateritic Soil, Geotechnical Tests.

1 INTRODUÇÃO

Este estudo tem como objetivo investigar a estabilidade de uma barragem de terra situada em solo argiloso laterítico na região de Bossoroca, Rio Grande do Sul. Ao focar nessa avaliação geotécnica, busca-se compreender os aspectos técnicos da estrutura, garantindo, assim, a segurança e servindo de exemplo para a região circundante.

Nesse contexto, a realização de ensaios geotécnicos de laboratório desempenha um papel crucial. Além de contribuir para a determinação da estabilidade da barragem, esses ensaios fornecem insights valiosos sobre as propriedades do solo, a resistência estrutural da obra e a capacidade de suportar cargas ao longo do tempo. Tais informações não apenas orientam as medidas de manutenção e segurança da barragem, mas também têm um impacto direto na qualidade de vida e na segurança dos habitantes das áreas circunvizinhas. Portanto, este estudo não se limita a uma análise técnica, mas também destaca a importância social e ambiental de compreender e monitorar estruturas geotécnicas como essa barragem em solo argiloso laterítico.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Para uma compreensão abrangente e precisa dos procedimentos apresentados neste estudo, é imprescindível uma explicação detalhada sobre a origem e as características do solo presente no local de análise, conforme ilustrado nas Figuras 1 e 2. A integração dessas informações é essencial para fundamentar a análise geotécnica, visando assegurar a segurança e a eficiência da estrutura em questão.

Figura 1. Vulcanismo no Brasil.

Figura 2. Regiões geológicas do RS.

Vale ressaltar que a barragem em questão está localizada na região geológica do Planalto, no Rio Grande do Sul. Esta região foi modelada por intensos processos vulcânicos que ocorreram há aproximadamente 135 milhões de anos. O produto desse vulcanismo foi uma rocha basáltica de coloração cinza, que, com o passar dos anos, devido ao intemperismo químico e físico, vai se desagregando. Durante esse processo, ocorre a laterização, que é o enriquecimento de óxidos de ferro e óxidos de alumínio, conferindo ao solo a coloração vermelha típica da Região das Missões. O óxido de ferro é responsável pela coloração, enquanto os óxidos de alumínio podem estar associados a pseudo ligações moleculares estáveis.

Casanova (1989) relata que os solos lateríticos ocorrem no Rio Grande do Sul, nas regiões do Planalto e das Missões, podendo atingir espessuras entre 15 e 20 metros. Nesses solos, predomina a fração argila. A Figura 3 apresenta a micrografia dos três principais tipos de argila.

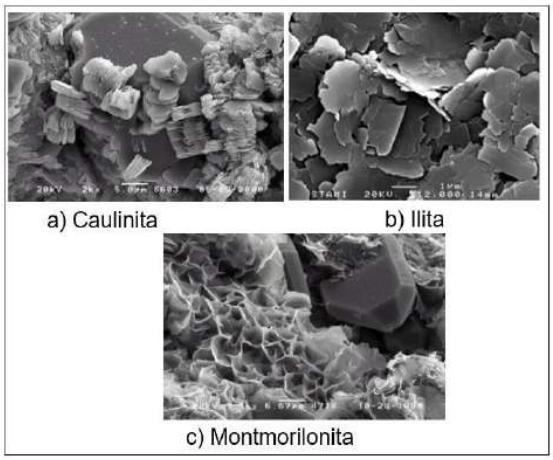


Figura 3. Micrografia dos Três Principais Tipos de Argila.

Conforme a Figura 3 nota-se que os três tipos de argilas apresentam microestrutura lamelar, ou seja, não são grãos, mas sim uma estrutura "folhada".

As barragens de terra são estruturas essenciais na engenharia civil, projetadas para reter água mediante o uso de materiais como solo compactado. A estabilidade dessas barragens é determinada pela interação complexa entre o solo, a geometria da estrutura e os carregamentos hidráulicos. Estudos teóricos enfocam a análise de estabilidade, considerando aspectos como resistência do solo, erosão e potenciais rupturas, especialmente diante de eventos extremos (Terzaghi, 1943; Duncan & Wright, 2005).

A segurança operacional é fundamental e implica em técnicas avançadas de construção e monitoramento, visando mitigar riscos e otimizar a performance estrutural (Fannin et al., 2011; Sassa et al., 2016). A evolução no projeto e construção de barragens de terra também enfatiza a importância da sustentabilidade ambiental e da eficiência na gestão hídrica (Wagner et al., 2020). Avanços recentes destacam a aplicação de novas tecnologias para melhorar a eficácia e a durabilidade dessas estruturas, promovendo seu papel crucial no armazenamento de água, controle de cheias e geração de energia hidrelétrica (Wan et al., 2018).

3 ESTUDO DE CASO

A barragem estudada apresenta 17 metros de altura no ponto mais alto. A Figura 4 apresenta a vista superior da barragem, a Figura 5 mostra o perfil longitudinal, a Figura 6 detalha os cortes. A barragem está apoiada em cima de um perfil geológico de basalto.

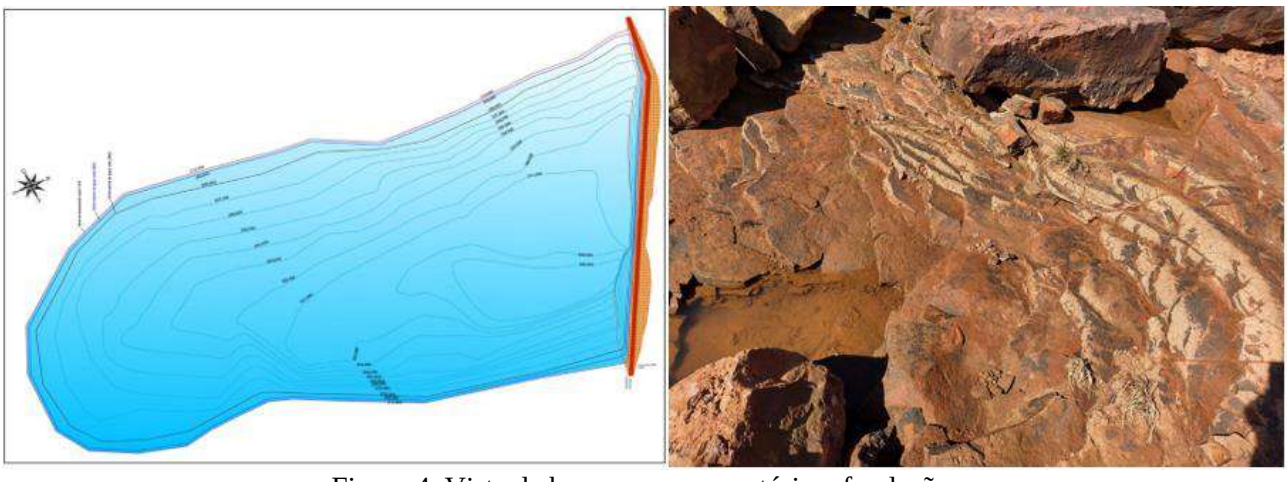


Figura 4. Vista da barragem, reservatório e fundação.

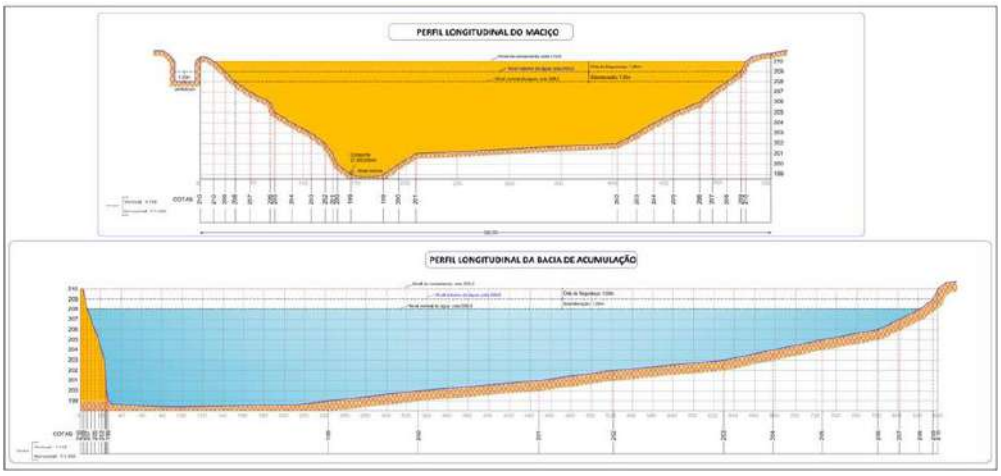


Figura 5. Perfil Longituginal.

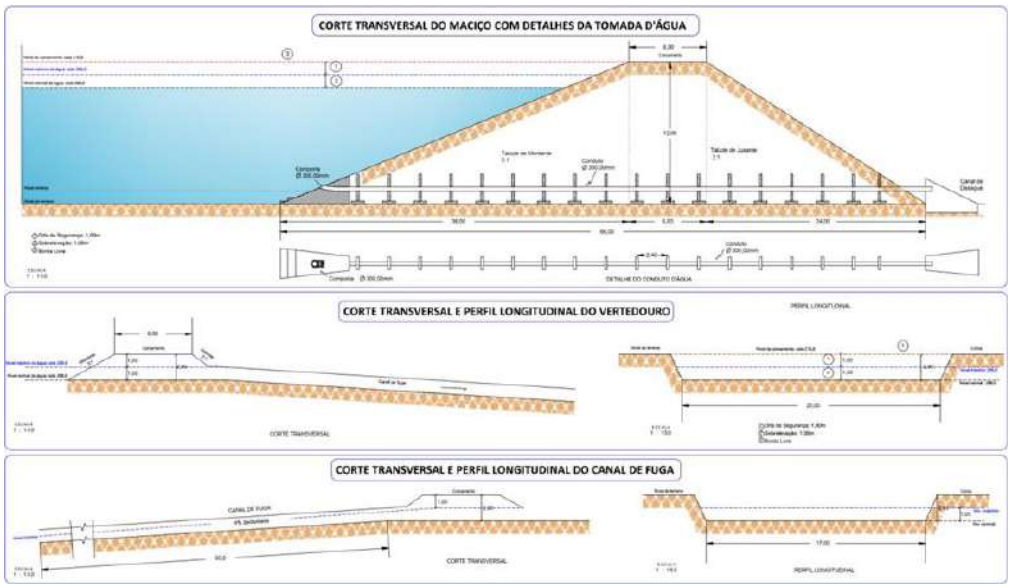


Figura 6. Corte Transversal do Barramento.

4 ENSAIOS REALIZADOS

Para uma amostragem adequada dos materiais da barragem, foram efetuadas coletas em 10 pontos ao longo do talude a jusante, conforme ilustrado na Figura 7.

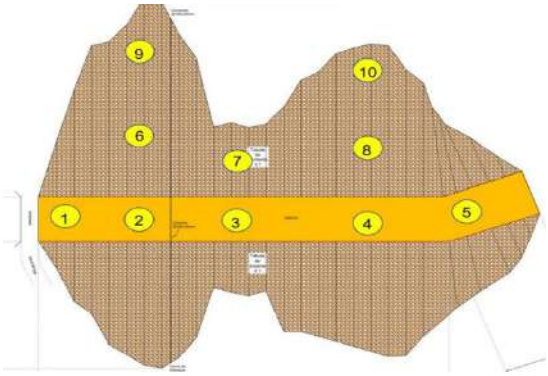


Figura 7. Pontos de Coleta de Solo ao Longo do Talude de Jusante.

4.1 Granulometria por Peneiramento e Sedimentação

O ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação foi realizado de acordo com as diretrizes da ABNT NBR 7181 (2018). A Tabela 1 apresenta os resultados dos pontos no local.

Tabela 1. Frações do Solo.

Ponto	Argila	Silte	Areia
1	77,60%	21,50%	0,90%
2	80,30%	19,50%	0,20%
3	82,50%	16,60%	0,90%
4	80,90%	18,50%	0,60%
5	78,90%	18,90%	2,20%
6	80,40%	17,50%	2,10%
7	79,90%	17,90%	2,20%
8	79,10%	18,20%	2,70%
9	80,20%	17,80%	2,00%
10	81,10%	18,10%	0,80%

Conforme a Tabela 1, verifica-se que a grande parcela do solo é argiloso.

4.2 Limite de Liquidez e Plasticidade

O ensaio do limite de liquidez (LL) foi realizado conforme as diretrizes da ABNT NBR 6459 (2016), enquanto o limite de plasticidade (LP) foi determinado segundo a ABNT NBR 7180 (2016). O índice de plasticidade (IP) é calculado pela diferença entre LL e LP. A Tabela 2 apresenta os resultados.

Tabela 2. Limite de Liquidez, Plasticidade e Índice de Plasticidade.

Ponto	LL	LP	IP
1	43,50%	30,10%	13,40%
2	41,20%	27,80%	13,40%
3	40,60%	25,90%	14,70%
4	43,10%	29,50%	13,60%
5	40,90%	27,10%	13,80%
6	39,60%	24,70%	14,90%
7	38,90%	24,60%	14,30%
8	41,20%	28,10%	13,10%
9	42,50%	28,60%	13,90%
10	39,60%	25,60%	14,00%

Os Índices de Plasticidade (IP) são classificados como:

- IP ≥ 15 – Altamente Plástico
- 7 > IP > 15 – Medianamente Plástico
- 1 > IP > 7 – Fracamente Plástico

Conforme a Tabela 2 observa-se que todos os pontos são classificados como Medianamente Plástico.

4.3 Compactação Normal e Grau de compactação

O ensaio de compactação na energia normal foi realizado conforme as diretrizes da ABNT NBR 7182 (2020). O grau de compactação foi verificado de acordo com a ABNT NBR 9813 (2016). Os resultados dos pontos no local estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Compactação normal.

Ponto	Densidade aparente seca máxima (g/cm³)	Umidade ótima (%)	Grau de Compactação no local (superficialmente) (%)
1	1,62	25,5%	83,6%
2	1,69	24,2%	85,6%
3	1,72	23,1%	88,1%
4	1,66	24,4%	84,1%
5	1,63	24,3%	82,6%
6	1,66	24,9%	85,1%
7	1,67	24,8%	84,1%
8	1,65	25,1%	87,8%
9	1,62	24,9%	85,1%
10	1,59	26,5%	81,3%

Conforme indicado na Tabela 3, observa-se que as densidades máximas de massa específica seca e umidade ótima foram bastante semelhantes. Quanto ao grau de compactação, variou entre 81,3% e 88,1%.

4.4 Resistência ao Cisalhamento

O ensaio de resistência ao cisalhamento do solo foi realizado de acordo com as diretrizes da ASTM D3080 - 04 (2004). A Tabela 4 apresenta os resultados dos pontos no local.

Tabela 4. Resistência ao Cisalhamento.

Ponto	Coesão (KPa = kN/m²)	Ângulo de atrito (graus)
1	14,1	31,1
2	19,2	35,2
3	16,6	33,9
4	17,3	32,2
5	16,1	31,1
6	15,2	30,5
7	17,5	31,9
8	15,4	32,4
9	16,1	33,2
10	14,3	29,9

Conforme a Tabela 4 observa-se que tanto a coesão quanto o ângulo de atrito foram muito semelhantes.

4.5 Permeabilidade

O ensaio de permeabilidade do solo foi realizado conforme as diretrizes da ABNT NBR 14545 (2021). A Tabela 5 apresenta os resultados dos pontos analisados no local.

Tabela 5. Permeabilidade.

Ponto	Coeficiente de permeabilidade K (m/s)	Coeficiente de permeabilidade K (cm/s)
1	$1{,}63 \times 10^{-8}$	$1{,}63 \times 10^{-6}$
2	$2{,}44 \times 10^{-8}$	$2{,}44 \times 10^{-6}$
3	$1{,}39 \times 10^{-8}$	$1{,}39 \times 10^{-6}$
4	$2{,}85 \times 10^{-8}$	$2{,}85 \times 10^{-6}$
5	$3{,}21 \times 10^{-8}$	$3{,}21 \times 10^{-6}$
6	$2{,}36 \times 10^{-8}$	$2{,}36 \times 10^{-6}$
7	$1{,}89 \times 10^{-8}$	$1{,}89 \times 10^{-6}$
8	$3{,}56 \times 10^{-8}$	$3{,}56 \times 10^{-6}$
9	$2{,}74 \times 10^{-8}$	$2{,}74 \times 10^{-6}$
10	$1{,}96 \times 10^{-8}$	$1{,}96 \times 10^{-6}$

Conforme a Tabela 5 observa-se que os valores de permeabilidade foram baixos, compatíveis com o solo de granulometria argilosa, com influência do silte.

4.6 Tensão admissível pelo penetrômetro de anel dinamométrico

A Tabela 6 apresenta os resultados do ensaio para determinar a capacidade de suporte do solo.

Tabela 6. Tensão admissível pelo penetrômetro de anel dinamométrico.

Ponto	Tensão (Kgf/cm²)
1	1,15
2	1,30
3	1,27
4	1,33
5	1,06
6	1,12
7	1,41
8	1,33
9	1,22
10	1,09

Os valores obtidos, variando de 1,06 Kgf/cm² a 1,41 Kgf/cm², indicam áreas com diferentes capacidades de suporte dentro do terreno argiloso. Essa análise foi superficial, ou seja, a 50 cm de profundidade.

5 ANÁLISE GEOTÉCNICA DE ESTABILIDADE

Para a avaliação da estabilidade da barragem e do fator de segurança, empregou-se o Método de Morgenstern-Price, considerado o mais apropriado para o presente estudo de caso. O software utilizado foi o GeoStudio e o fluxo foi considerado saturado.

Foram utilizadas as seguintes variáveis: coesão de 14 kN/m², ângulo de atrito de 33 graus, permeabilidade de 3,21 x 10^{-8} m/s e peso específico de 16 kN/m³. A Figura 8 apresenta os resultados do fator de segurança. Os 10 pontos de ensaios foram avaliados e através de uma análise estatística chegou nos valores que foram utilizados no Gestudio.

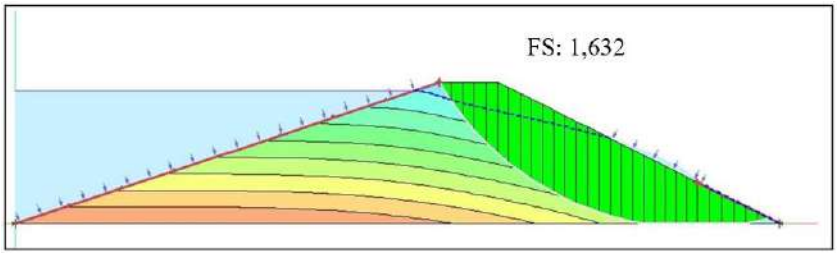


Figura 8. Fator de Segurança.

Conforme indicado na Figura 8, o fator de segurança foi de 1,632. Devido ao caráter rural da área a jusante e à ausência de riscos significativos para vidas humanas em caso de possível inundação, o fator de segurança é considerado satisfatório. A simulação foi realizada sem filtro por motivos de segurança, em conformidade com as condições observadas no local. A Figura 9 ilustra o sentido de fluxo da água no interior do maciço, enquanto a Figura 10 representa a distribuição das pressões ao longo do maciço.

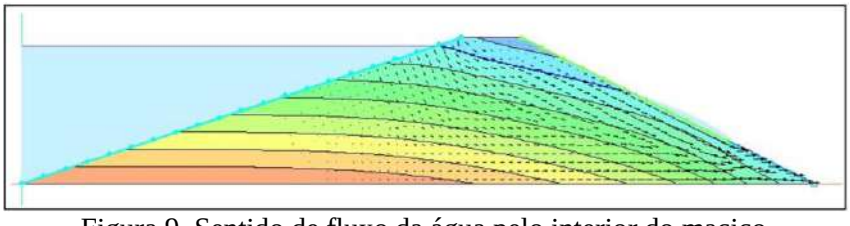


Figura 9. Sentido de fluxo da água pelo interior do maciço.

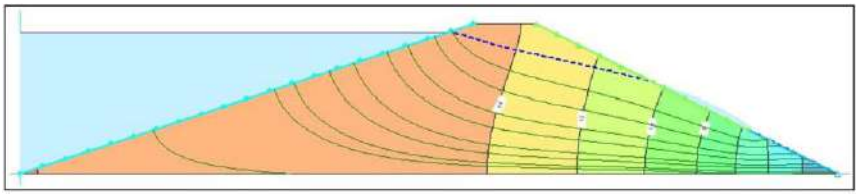


Figura 10. Distribuição das pressões ao longo do maciço.

6 CONCLUSÃO

Após a análise dos ensaios geotécnicos e dos cálculos realizados para avaliação da estabilidade da barragem, verificou-se que a estrutura atende aos critérios de segurança estabelecidos pela ABNT NBR 11682 (2009). Os ensaios realizados forneceram dados precisos e confiáveis para a análise geotécnica.

A aplicação do Método de Morgenstern-Price e a utilização do software GeoStudio possibilitaram uma avaliação abrangente da estabilidade, considerando aspectos como resistência do solo, capacidade de suporte de carga e permeabilidade. O resultado final indica que a barragem está estável diante das condições geotécnicas presentes no local de estudo. Esta conclusão é de suma importância não apenas para a segurança da estrutura, mas também para a tranquilidade e bem-estar da comunidade local e áreas circundantes, assegurando que a barragem desempenhe seu papel essencial de armazenamento e controle de água de maneira segura e eficaz.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6457: *Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 6459: *Solo - Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, 2017.

_____. NBR 7180: Solo - *Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 7181: Solo - *Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 2018.

_____. NBR 7182: Solo - *Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro, 2020.

_____. NBR 9813: *Solo - Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação*. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 11682: *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro, 2009.

ASTM International (2004). ASTM D3080 - 04 - *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. 2004.

CASANOVA, F.J. O ensaio de azul de metileno na caracterização de solos lateríticos. Anais da 21ª Reunião Anual de Pavimentação. Vol ll, pp. 276- 286. Salvador, BA. 1986.

DUNCAN, J. M., & Wright, S. G. (2005). Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons, Inc.

FANNIN, R. J., Mackay, M., Best, A. I., Wilson, G. W., & Cassidy, M. J. (2011). The evolution of dam safety practice in Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, *48*(9), 1243-1267.

PALEOTOCAS. Projeto de pesquisa para estudar as paleotocas na Região Sul do Brasil. UNESP, USP, UFRGS, FZB, FURG. 2021.

PUC RIO. Argilominerais, propriedades e aplicações. Classificação Estrutural dos Argilominerais. Rio de Janeiro, 2011.

SASSA, K., Fukuoka, H., & Wang, G. (2016). Integrated landslide disaster risk management in urban areas: Multiple-case studies from Japan. *Landslides*, *13*(6), 1299-1318.

Sociedade Brasileira de Geologia. Vulcanismo no Brasil. 2020.

TERZAGHI, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. John Wiley & Sons, Inc.

WAGNER, M., Motta, D., Schleiss, A. J., & Franca, M. J. (2020). Seismic performance assessment of embankment dams considering climate change effects: Case study of Rialb dam. *Engineering Structures*, *212*, 110453.

WAN, C., Zhao, J., Zhang, L., & Tang, H. (2018). Experimental study on the deformation characteristics of compacted clay in earth-rockfill dams under cyclic wetting and drying conditions. *Engineering Geology*, *237*, 206-215.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/33

Avaliação geotécnica de estabilidade de barragem de terra em solo argiloso laterítico em Condor – RS

Bóris Casanova Sokolovicz
Professor do curso de Engenharia Civil, Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Santo Ângelo, Brasil, boriscs@san.uri.br

Beatriz Correia de Moraes
Graduanda em Engenharia Civil, Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Santo Ângelo, Brasil, beatrizcmoraes@aluno.santoangelo.uri.br

Alexandre Hahn Ten Cathen
Graduando em Engenharia Civil, Uninter, Santo Ângelo, Brasil, hahntencathen@gmail.com

Aline Alice Schuster Ajala
Bióloga e Engenheira Agrônoma, PSK Consultoria Ambiental LTDA, Santo Ângelo, Brasil, aline.ayala@hotmail.com

Rodrigo Gustavo Bergmann
Engenheiro Agrônomo, PSK Consultoria Ambiental LTDA, Santo Ângelo, Brasil, rodrigobergmann85@gmail.com

RESUMO: O artigo aborda a avaliação geotécnica da estabilidade de uma barragem de terra em solo argiloso laterítico em Condor, Rio Grande do Sul, com o objetivo de apresentar os ensaios geotécnicos de laboratório e calcular sua estabilidade. A barragem, construída em 2007 e com 9 metros de altura no ponto mais alto, foi avaliada por meio de coletas em 10 pontos ao longo do talude de jusante, incluindo ensaios como granulometria, limite de liquidez, compactação, resistência ao cisalhamento e permeabilidade. Utilizou-se o Método de Morgenstern-Price para a avaliação da estabilidade e do fator de segurança, com o software GeoStudio. Os principais aspectos analisados foram a resistência do solo, sua capacidade de suporte e permeabilidade, destacando a importância da análise detalhada da geologia e dos ensaios para garantir a segurança de estruturas geotécnicas como a barragem em estudo. Como análise final verificou-se que a barragem apresentou fator de segurança satisfatório.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem, Estabilidade, Solo Argiloso, Solo Laterítico, Ensaios Geotécnicos.

ABSTRACT: The article addresses the geotechnical assessment of the stability of an earthen dam in clay laterite soil in Condor, Rio Grande do Sul, with the aim of presenting the laboratory geotechnical tests and calculating its stability. The dam, built in 2007 and 9 meters high at its highest point, was evaluated through collections at 10 points along the downstream slope, including tests such as granulometry, liquidity limit, compaction, shear resistance and permeability. The Morgenstern-Price Method was used to evaluate stability and safety factor, with the GeoStudio software. The main aspects analyzed were the soil resistance, its support capacity and permeability, highlighting the importance of detailed analysis of geology and tests to guarantee the safety of geotechnical structures such as the dam under study. As a final analysis, it was found that the dam presented a satisfactory safety factor.

KEYWORDS: Dam, Stability, Clayey Soil, Lateritic Soil, Geotechnical Tests.

1 INTRODUÇÃO

Este estudo tem como objetivo investigar a estabilidade de uma barragem de terra situada em solo argiloso laterítico na região de Condor, Rio Grande do Sul. Ao focar nessa avaliação geotécnica, busca-se compreender os aspectos técnicos da estrutura, garantindo, assim, a segurança e servindo de exemplo para a região circundante.

Nesse contexto, a realização de ensaios geotécnicos de laboratório desempenha um papel crucial. Além de contribuir para a determinação da estabilidade da barragem, esses ensaios fornecem insights valiosos sobre as propriedades do solo, a resistência estrutural da obra e a capacidade de suportar cargas ao longo do tempo. Tais informações não apenas orientam as medidas de manutenção e segurança da barragem, mas também têm um impacto direto na qualidade de vida e na segurança dos habitantes das áreas circunvizinhas. Portanto, este estudo não se limita a uma análise técnica, mas também destaca a importância social e ambiental de compreender e monitorar estruturas geotécnicas como essa barragem em solo argiloso laterítico.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Para uma compreensão abrangente e precisa dos procedimentos apresentados neste estudo, é imprescindível uma explicação detalhada sobre a origem e as características do solo presente no local de análise, conforme ilustrado nas Figuras 1 e 2. A integração dessas informações é essencial para fundamentar a análise geotécnica, visando assegurar a segurança e a eficiência da estrutura em questão.

Figura 1. Vulcanismo no Brasil.

Figura 2. Regiões geológicas do RS.

Vale ressaltar que a barragem em questão está localizada na região geológica do Planalto, no Rio Grande do Sul. Esta região foi modelada por intensos processos vulcânicos que ocorreram há aproximadamente 135 milhões de anos. O produto desse vulcanismo foi uma rocha basáltica de coloração cinza, que, com o passar dos anos, devido ao intemperismo químico e físico, vai se desagregando. Durante esse processo, ocorre a laterização, que é o enriquecimento de óxidos de ferro e óxidos de alumínio, conferindo ao solo a coloração vermelha típica da Região das Missões. O óxido de ferro é responsável pela coloração, enquanto os óxidos de alumínio podem estar associados a pseudo ligações moleculares estáveis.

Casanova (1989) relata que os solos lateríticos ocorrem no Rio Grande do Sul, nas regiões do Planalto e das Missões, podendo atingir espessuras entre 15 e 20 metros. Nesses solos, predomina a fração argila. A Figura 3 apresenta a micrografia dos três principais tipos de argila.

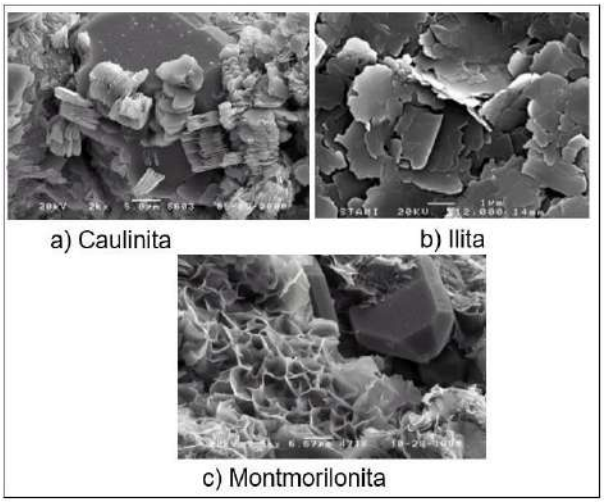


Figura 3. Micrografia dos Três Principais Tipos de Argila.

Conforme a Figura 3 nota-se que os três tipos de argilas apresentam microestrutura lamelar, ou seja, não são grãos, mas sim uma estrutura “folhada”.

3 ESTUDO DE CASO

A barragem em estudo foi construída em 2007 e possui 9 metros de altura em seu ponto mais elevado. A Figura 4 apresenta a vista superior da barragem; a Figura 5 exibe o perfil longitudinal da bacia de acumulação; a Figura 6 ilustra a planta baixa do barramento; e a Figura 7 detalha os cortes.

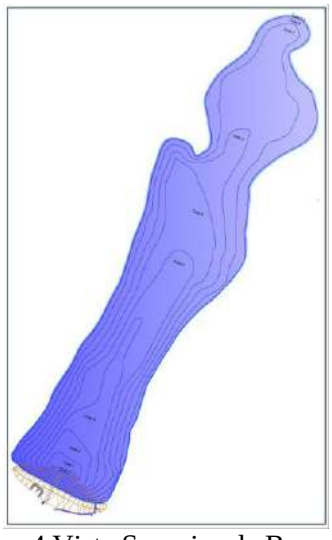


Figura 4.Vista Superior da Barragem.

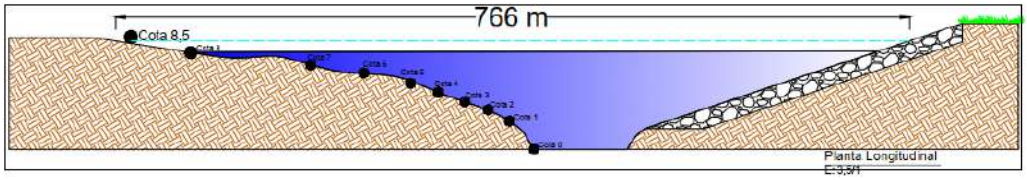


Figura 5.Perfil Longituginal.

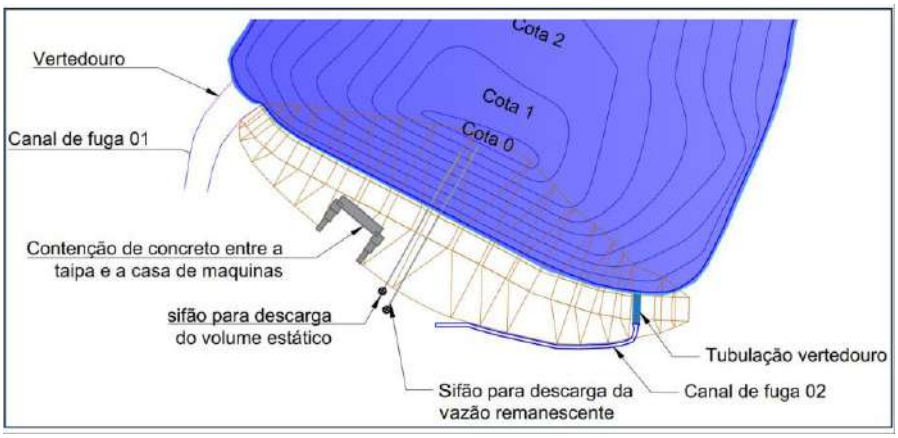


Figura 6. Vista da Planta Baixa do Barramento.

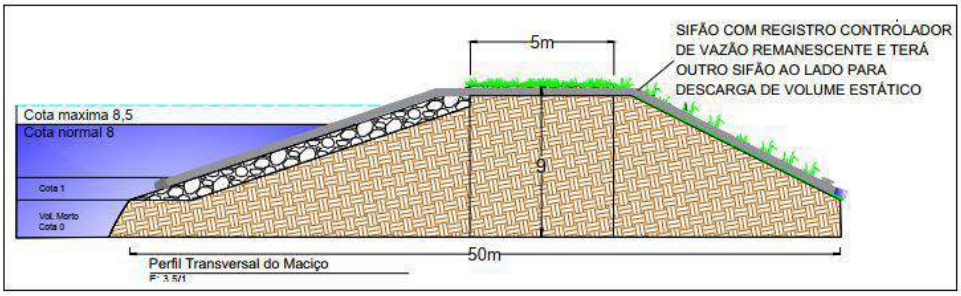


Figura 7. Corte Transversal do Barramento.

4 ENSAIOS REALIZADOS

Para uma amostragem adequada da barragem, foram realizadas coletas em 10 pontos ao longo do talude de jusante, conforme apresentada na Figura 8.

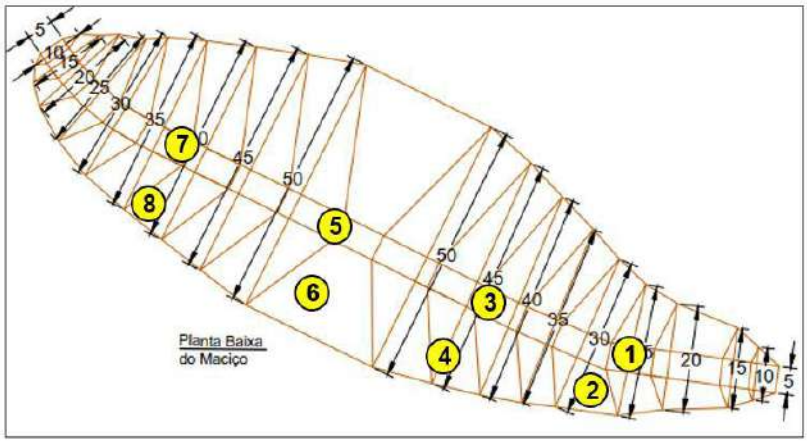


Figura 8. Pontos de Coleta de Solo ao Longo do Talude de Jusante.

4.1 Granulometria por Peneiramento e Sedimentação

O ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação foram realizados de acordo com as diretrizes da ABNT NBR 7181 (2018). A Tabela 1 apresenta os resultados dos pontos no local.

Tabela 1. Frações do Solo.

Ponto	Argila	Silte	Areia
1	78,20%	19,50%	2,30%
2	76,80%	20,30%	2,90%
3	77,70%	19,50%	2,80%
4	78,60%	18,70%	2,70%
5	77,30%	19,80%	2,90%
6	78,00%	18,90%	3,10%
7	78,30%	18,50%	3,20%
8	77,70%	19,50%	2,80%

Conforme a Tabela 1, verifica-se que a grande parcela do solo é argiloso.

4.2 Limite de Liquidez e Plasticidade

O ensaio do limite de liquidez (LL) foi realizado conforme as diretrizes da ABNT NBR 6459 (2016), enquanto o limite de plasticidade (LP) foi determinado segundo a ABNT NBR 7180 (2016). O índice de plasticidade (IP) é calculado pela diferença entre LL e LP. A Tabela 2 apresenta os resultados dos pontos analisados no local.

Tabela 2. Limite de Liquidez, Plasticidade e Índice de Plasticidade.

Ponto	LL	LP	IP
1	43,50%	29,34%	14,16%
2	44,20%	29,80%	14,40%
3	43,50%	30,20%	13,30%
4	45,60%	32,50%	13,10%
5	44,50%	31,20%	13,30%
6	43,20%	30,20%	13,00%
7	42,80%	28,90%	13,90%
8	43,60%	31,10%	12,50%

Os Índices de Plasticidade (IP) são classificados como:

- IP ≥ 15 – Altamente Plástico
- 7 > IP > 15 – Medianamente Plástico
- 1 > IP > 7 – Fracamente Plástico

Conforme a Tabela 2 observa-se que todos os pontos são classificados como Medianamente Plástico.

4.3 Granulometria por Peneiramento e Sedimentação

O ensaio de compactação utilizando energia normal foi realizado de acordo com as diretrizes da ABNT NBR 7182 (2020). O grau de compactação foi determinado conforme a ABNT NBR 9813 (2016). A Tabela 3 apresenta os resultados dos pontos analisados no local.

Tabela 3. Compactação normal.

Ponto	Densidade aparente seca máxima (g/cm³)	Umidade ótima (%)	Grau de Compactação no local (superficialmente) (%)
1	1,42	31,5%	83,4%
2	1,49	27,4%	88,8%
3	1,41	31,2%	82,3%
4	1,42	32,9%	83,9%
5	1,50	28,0%	89,4%
6	1,46	27,8%	87,2%
7	1,47	29,6%	88,1%
8	1,45	29,5%	87,5%

Conforme observado na Tabela 3, as densidades aparentes secas máximas e a umidade ótima foram muito semelhantes para todos os pontos avaliados.

4.4 Resistência ao Cisalhamento

O ensaio de resistência ao cisalhamento do solo foi realizado de acordo com as diretrizes da ASTM D3080 - 04 (2004). A Tabela 4 apresenta os resultados dos pontos no local.

Tabela 4. Resistência ao Cisalhamento.

Ponto	Coesão (KPa = KN/m²)	Ângulo de atrito (graus)
1	14,1	31,1
2	19,2	35,2
3	16,6	33,9
4	17,3	32,2
5	16,1	31,1
6	15,2	30,5
7	17,15	31,9
8	15,4	32,4

Conforme observado na Tabela 4, tanto a coesão quanto o ângulo de atrito apresentaram valores muito semelhantes. Isso indica que o solo é de mesma origem.

4.5 Permeabilidade

O ensaio de permeabilidade do solo foi realizado conforme as diretrizes da ABNT NBR 14545 (2021). A Tabela 5 apresenta os resultados dos pontos analisados no local.

Tabela 5. Permeabilidade.

Ponto	Coeficiente de permeabilidade K (m/s)	Coeficiente de permeabilidade K (cm/s)
1	$1{,}63 \times 10^{-8}$	$1{,}63 \times 10^{-6}$
2	$2{,}44 \times 10^{-8}$	$2{,}44 \times 10^{-6}$
3	$1{,}39 \times 10^{-8}$	$1{,}39 \times 10^{-6}$
4	$2{,}85 \times 10^{-8}$	$2{,}85 \times 10^{-6}$
5	$3{,}21 \times 10^{-8}$	$3{,}21 \times 10^{-6}$
6	$2{,}36 \times 10^{-8}$	$2{,}36 \times 10^{-6}$
7	$1{,}89 \times 10^{-8}$	$1{,}89 \times 10^{-6}$
8	$3{,}56 \times 10^{-8}$	$3{,}56 \times 10^{-6}$

5 ANÁLISE GEOTÉCNICA DE ESTABILIDADE

Para a avaliação da estabilidade da barragem e do fator de segurança, empregou-se o Método de Morgenstern-Price, considerado o mais apropriado para o presente estudo de caso. O software utilizado foi o GeoStudio.

Foram utilizadas as seguintes variáveis: coesão de 16 kN/m², ângulo de atrito de 30 graus, permeabilidade de 3,21 x 10^{-8} m/s e peso específico de 16 kN/m³. A Figura 9 apresenta os resultados do fator de segurança.

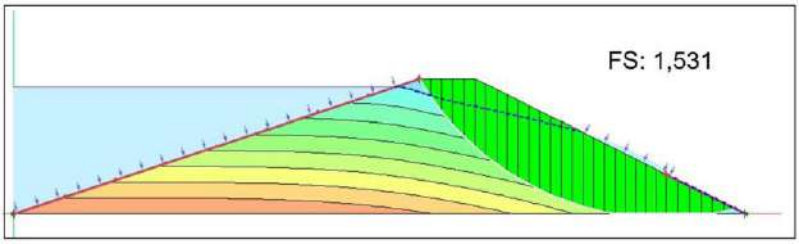


Figura 9. Fator de Segurança.

Conforme indicado na Figura 9, o fator de segurança foi de 1,531. Dado que a área a jusante é rural e não apresenta risco significativo de inundação que poderia colocar vidas em perigo, o fator de segurança é considerado satisfatório.

A simulação foi conduzida sem filtro por questões de segurança inicial. No entanto, a barragem será equipada com um filtro de pé horizontal, cuja largura corresponde a 15% da base do barramento e altura a 10% da altura do mesmo.

A Figura 10 ilustra o fluxo da água no interior do maciço, enquanto a Figura 11 mostra a dissipação das pressões ao longo do maciço. Ressalta-se que este fator de segurança é calculado após a conclusão das obras estruturais e a implementação das inclinações do talude jusante na proporção de 2 (horizontal) para 1 (vertical).

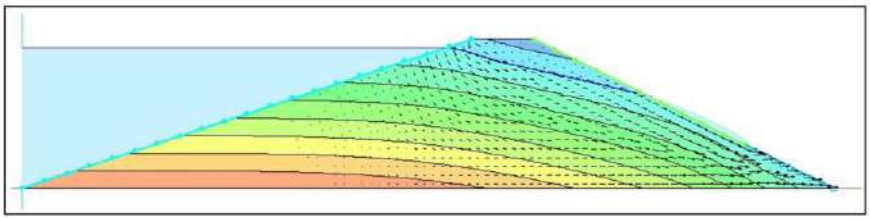


Figura 10. Sentido de fluxo da água pelo interior do maciço.

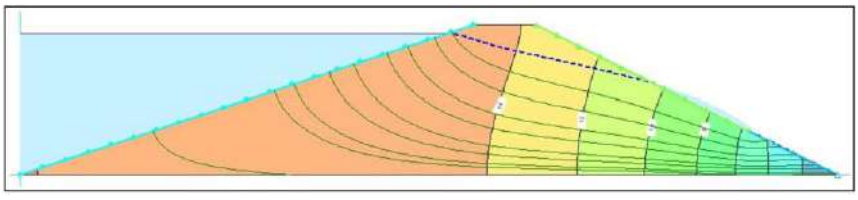


Figura 11. Dissipação das Pressões ao Longo do Maciço.

A figura 12 apresenta a proposta de reforço de jusante da barragem.

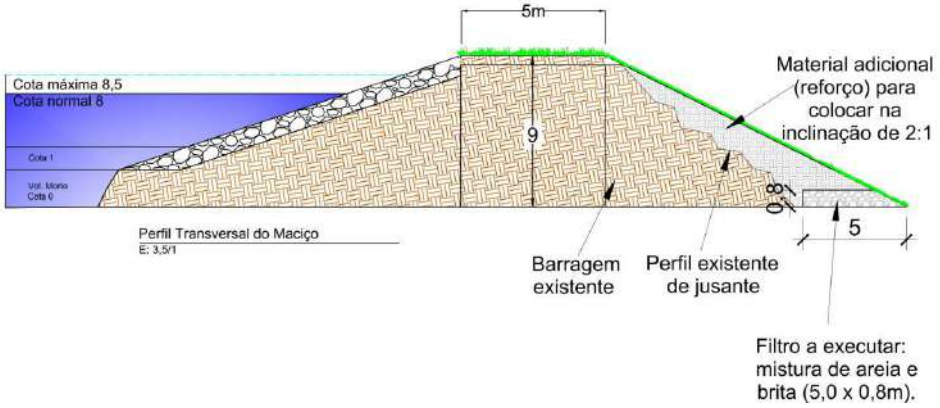


Figura 12. Reforço no Talude de Jusante

6 CONCLUSÃO

Após a análise completa dos ensaios geotécnicos e dos cálculos realizados para avaliar a estabilidade da barragem, conclui-se que a estrutura atende aos critérios de segurança estabelecidos pela ABNT NBR 11682 (2009). Os ensaios realizados forneceram dados precisos e confiáveis para a análise geotécnica.

A aplicação do Método de Morgenstern-Price e o uso do software GeoStudio permitiram uma avaliação abrangente da estabilidade, considerando aspectos como resistência do solo, capacidade de suporte de carga e permeabilidade. O resultado final indica que a barragem permanecerá estável diante das condições geotécnicas presentes no local de estudo. Esta conclusão é de suma importância não apenas para a segurança da estrutura, mas também para a tranquilidade e bem-estar da comunidade local e áreas circundantes, assegurando que a barragem desempenhe seu papel essencial de armazenamento e controle de água de maneira segura e eficaz.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6457: *Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 6459: *Solo - Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, 2017.

_____. NBR 7180: Solo - *Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 7181: Solo - *Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 2018.

_____. NBR 7182: Solo - *Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro, 2020.

_____. NBR 9813: *Solo - Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação*. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 11682: *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro, 2009.

ASTM International (2004). ASTM D3080 - 04 - *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. 2004.

CASANOVA, F.J. O ensaio de azul de metileno na caracterização de solos lateríticos. Anais da 21ª Reunião Anual de Pavimentação. Vol ll, pp. 276- 286. Salvador, BA. 1986.

PALEOTOCAS. Projeto de pesquisa para estudar as paleotocas na Região Sul do Brasil. UNESP, USP, UFRGS, FZB, FURG. 2021.

PUC RIO. Argilominerais, propriedades e aplicações. Classificação Estrutural dos Argilominerais. Rio de Janeiro, 2011.

Sociedade Brasileira de Geologia. Vulcanismo no Brasil. 2020.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/34

Avaliação Sísmica da Estabilidade de Barragens pela Metodologia de Bray e Macedo

Henrique Castelo Branco
Engenheiro Geotécnico, TRACTEBEL, Belo Horizonte, Brasil, henrique.castelo@tractebel.engie.com

RESUMO: A avaliação da estabilidade de barragens em condição de sismicidade se tornou cada vez mais crucial dado o significativo aumento de rupturas após terremotos. Diretrizes internacionais como o Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos (ICMM, 2020) abordam o risco sísmico como critério fundamental para o ciclo de vida das barragens. A aplicação de análises baseadas no método de Newmark (1965) formam a base para estudos preliminares da performance sísmica das estruturas geotécnicas (J. Bray e J. Macedo, 2017; J. Bray e J. Macedo, 2018). Apesar destas análises não substituírem as vantagens de uma análise dinâmica não linear, obter uma sensibilidade do deslocamento permanente induzido por sismo esperado antes de conduzir análises mais complexas é valioso (J. Bray e J. Macedo, 2019). O presente artigo discorre sobre a análise do estudo de risco sísmico, da definição dos critérios e tempo de retorno associados e da metodologia para calcular o coeficiente pseudoestático, adotando a proposta por J. Bray e J. Macedo (2019), ao avaliar a estabilidade de uma barragem hipotética. O artigo apresenta a aplicabilidade e relevância de novas metodologias na avaliação sísmica de barragens, fundamentais para garantir a segurança e contribuir para o desenvolvimento sustentável das estruturas geotécnicas.

PALAVRAS-CHAVE: Avaliação Sísmica, Análise de Estabilidade, Sismicidade, Risco Sísmico, Coeficiente Pseudoestático.

ABSTRACT: The assessment of dam stability under seismic conditions has become increasingly crucial given the significant increase in earthquakes followed by dam failures. International guidelines, such as the Global Industry Standard for Tailings Management (ICMM, 2020), address seismic risk as a fundamental criterion throughout the life cycle of dams. The application of analyses based on the Newmark method (1965) forms the basis for preliminary studies on the seismic performance of geotechnical structures (J. Bray and J. Macedo, 2017; J. Bray and J. Macedo 2018). Although these analyses do not replace the advantages of nonlinear dynamic analysis, obtaining a sensitivity of the expected earthquake-induced permanent displacement before conducting more complex analyses is valuable (J. Bray and J. Macedo, 2019). This paper discusses the analysis of seismic risk studies, including the definition of associated criteria and return periods, and the methodology for calculating the pseudo-static coefficient, adopting the proposal by j. Bray and J. Macedo (2019), when assessing the stability of a hypothetical dam. The article presents the applicability and relevance of new methodologies in seismic assessment of dams, crucial for ensuring safety and contributing to the sustainable development of geotechnical structures.

KEYWORDS: Seismic Assessment, Stability Analysis, Seismicity, Seismic Risk, Pseudo-Static Coefficient.

1 INTRODUÇÃO

Avaliar a performance sísmica de estruturas geotécnicas, apesar de uma prática antiga para países e regiões com sismicidade elevada, é uma prática nova para os engenheiros brasileiros. Antes da ruptura da Barragem de Fundão, em Mariana/MG, na data de 15 de novembro de 2015, não havia legislação que definisse os requisitos mínimos exigidos para estudos de risco sísmico ou avaliação de performance sísmica das estruturas geotécnicas de mineração. A pouca prática, quando aplicada, advinha da referência de Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (Eletrobrás, 2003), onde se recomenda a aplicação de uma avaliação sísmica pseudoestática com coeficientes de 5% de aceleração da gravidade (0,05 g) no sentido horizontal, e aproximadamente 2/3 desta aceleração (0,03 g) para a vertical. O referido documento indica que tais valores podem ser majorados em caso de condições geológico-estruturais do local sejam desfavoráveis.

Em 2017, a normativa referente à estabilidade de barragens (ABNT NBR 13.028) foi atualizada, e desde então é exigido a realização de estudos sísmicos para barragens de rejeito. A norma indica a adoção de critérios

de projeto conforme o *Canadian Dam Association* (CDA), além da adoção de um fator de segurança mínimo para a avaliação da estabilidade da estrutura sob o sismo (pseudoestática) de 1,1 e, em consonância com a atualização, a Portaria ANM Nº 70.389, de 17 de maio de 2017 indicou tal normativa como referência para tais estudos sísmicos.

Com a atualização do *Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams* pela CDA, em 2019, e com o documento produzido pelo ICMM, em 2020, intitulado Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos, maiores exigências e, por consequência, maior atenção foi dada às avaliações de performance sísmica para as barragens de rejeito na mineração. Atualmente, estes documentos são as referências para esta avaliação, e têm sido adotados pelas mineradoras para elevar o padrão de gestão corporativa e de critério de segurança, principalmente para estruturas geotécnicas classificadas com Dano Potencial Associado (DPA) alto.

Neste contexto, torna-se primordial entender os critérios, premissas, conceitos e o como proceder para o desenvolvimento da avaliação de estabilidade sísmica de estruturas geotécnicas. Dado as condições exigidas em norma, tais análises podem se tornar restritivas para o projeto ou avaliação geotécnica das estruturas, bem como direcionar para estudos e avaliações mais complexas como análises dinâmicas.

No geral, a avaliação da estabilidade sísmica de barragens pode ser realizada por análises pseudoestáticas, métodos baseados em deslocamento ou análises numéricas dinâmicas de tensão deformação (K. Andrianopoulos e*t al*. 2014). Este trabalho aborda a primeira metodologia, referente à exigida pela norma ABNT NBR 13.028/2017 e pelo CDA (2019).

2 OBJETIVO

Este trabalho objetiva apresentar as etapas de estudo e avaliação da estabilidade sísmica de uma barragem de rejeitos hipotética. Serão apresentados os critérios e premissas solicitados pelas normativas nacionais e diretrizes internacionais, a definição de parâmetros, obtidos por meio do *Probability Seismic Hazard Analysis* (PSHA), a aplicação da metodologia desenvolvida por J. Bray e J. Macedo (2019) para o cálculo do coeficiente pseudoestático e os resultados encontrados.

3 METODOLOGIA E DESENVOLVIMENTO

Para avaliar a estabilidade sísmica de uma estrutura geotécnica como uma barragem de rejeitos o primeiro ponto a ser considerado são os fatores limitantes de projeto.

Conforme supracitado, a Portaria DNPM Nº 70.389, substituída posteriormente pela ANM Nº 95 de 7 de fevereiro de 2022 e posteriormente alterada pela ANM Nº 130 de 24 de fevereiro de 2023, indica a normativa ABNT NBR 13.028/2017 como referência para os critérios de segurança para estruturas como barragens de rejeito, contenção de sedimentos ou reservação de água na mineração. Na normativa, exige-se que seja atendido um fator de segurança mínimo de 1,1 para a análise de estabilidade com solicitação sísmica, devendo ser considerado o nível máximo do reservatório, e sendo feita a análise de montante e jusante.

A normativa também indica como referência os critérios adotados pelo CDA, que em sua última revisão, estão também em consonância com os critérios exigidos para o GISTM (*Global Industry Standard on Tailings Management*). O principal critério exigido por estes documentos se trata do tempo de retorno associado à ocorrência do sismo. A Tabela 1 apresenta os critérios exigidos pelo CDA para construção, operação e fase transicional, bem como para a fase de fechamento e pós-fechamento das estruturas.

Tabela 1. Níveis-alvo para o risco de terremotos.

Classificação da Barragem	Probabilidade Anual de Excedência - Terremotos	
	Construção, Operação e Transicional	Fechamento e Pós-Fechamento
Baixo	1/100	1/1.000
Significante	Entre 1/100 e 1/1.000	1/2.475
Alto	1/2.475	Entre 1/2.475 e 1/10.000 ou MCE[1]
Muito Alto	Entre 1/2.475 e 1/10.000 ou MCE[1]	1/10.000 ou MCE[1]
Extremo	1/10.000 ou MCE[1]	1/10.000 ou MCE[1]

[1] MCE sigla para *Maximium Credible Earthquake* ou Máximo Terremoto Crível.

Conforme indicado na tabela, a definição do tempo de retorno a ser adotado nos cálculos para as fases do ciclo de vida das estruturas está relacionado com a classificação de criticidade, que leva em consideração a população em risco e com as perdas incrementais associadas aos valores ambientais e culturais, bem como econômicas.

Na próxima etapa da avaliação, utiliza-se o tempo de retorno associado ao critério de projeto da estrutura associado aos resultados de um estudo de PSHA. O produto final de um PSHA oferece um mapa de ameaça sísmica para uma determinada região, indicando as curvas de nível referentes à aceleração espectral (Sa) para o valor padrão de 5% de amortecimento crítico, dependentes também do período fundamental (Ts). O referido estudo também oferece um gráfico com as curvas de aceleração espectral *versus* período fundamental para cada tempo de retorno. A Figura 1 apresenta os resultados relevantes.

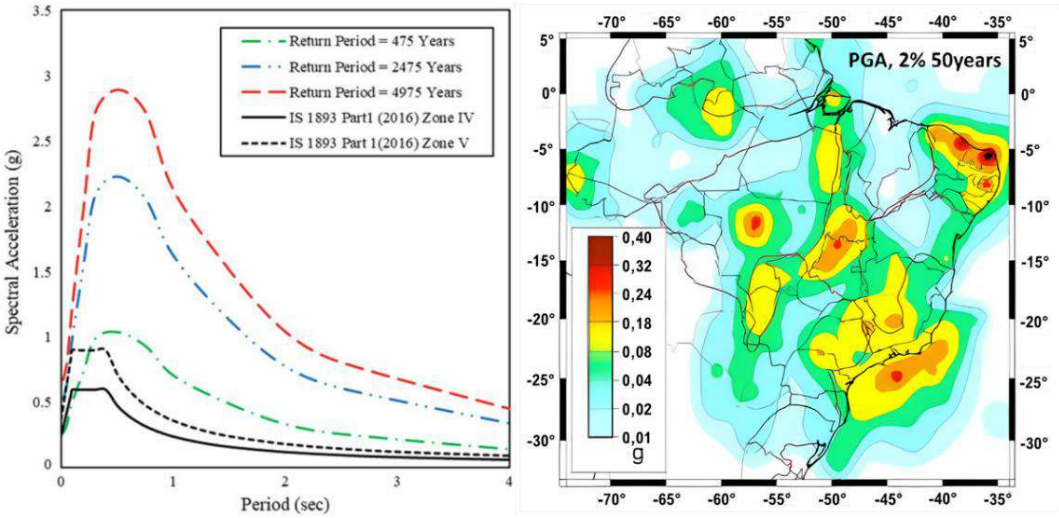


Figura 1. Resultados de estudo de PSHA. (Puri, S. O. *et al*. (2020); Assumpção *et al*. (2016) modificado).

A partir de um estudo de ameaça sísmica é possível iniciar o desenvolvimento dos estudos para avaliação da estabilidade da estrutura geotécnica submetida à esforços sísmicos. A análise pseudoestática da estabilidade da estrutura consiste em aplicar um coeficiente de aceleração, proporcional à aceleração da gravidade (g), no modelo geotécnico, adicionando esta aceleração como uma variável horizontal e, por vezes, também vertical.

Ao longo do tempo, foram desenvolvidas diversas metodologias para obter a aceleração da gravidade. Neste trabalho será abordada uma metodologia mais atualizada, desenvolvida por J. Bray e T. Travasarou (2009) e atualizada por J. Bray e J. Macedo (2019). A metodologia se baseia na avaliação da probabilidade da estrutura geotécnica (talude), quando submetida ao sismo, exceder um determinado deslocamento permanente crítico, sendo este deslocamento admissível um critério de projeto a ser definido pelo engenheiro.

O primeiro passo da metodologia é estimar o período fundamental (Ts) referente à estrutura. Para o caso de uma barragem, J. Bray e J. Macedo (2019) recomendam a Equação 1, baseada na relação entre altura total da estrutura H e o valor referente ao Vs (*shear wave velocity*) do material que compõem a estrutura. A Figura 2 apresenta a exemplificação das equações para se estimar o período fundamental de potenciais escorregamentos.

$$Ts = \frac{2{,}6H}{Vs} \tag{1}$$

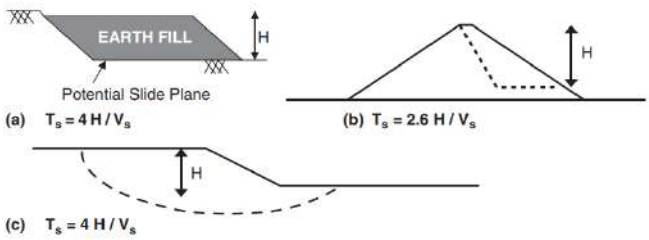


Figura 2. Estimativas do período fundamental de potenciais escorregamentos de bloco (J. Bray, 2007).

O valor de Vs é obtido por meio dos resultados de ensaios de SCPTu, sísmica de refração (método sísmico) ou por correlações de CPT, em função do tipo de solo e do SBT (*soil behaviour type*) e I_c (P. K. Robertson, 2022). Em casos que não há este tipo de ensaio disponível, a normativa brasileira referente a estruturas resistentes ao sismo, ABNT NBR 15.421 de 23 de maio de 2023, indica faixas de valores de Vs médio para os 30 metros superiores da superfície, separado por classes de terreno que vão de rocha sã (Vs ≥ 1.500 m/s) até o solo mole (Vs ≤ 180 m/s e $N_{SPT} \leq 15$). Tais valores podem ser utilizados como referência para estudos preliminares ou adotados a depender da complexidade do projeto.

Com o valor de Ts determinado, obtém-se o valor da aceleração espectral Sa (1,3Ts) pelos estudos de ameaça sísmica, considerando o tempo de retorno referente à estrutura, conforme sua criticidade. A adoção do Sa (1,3Ts) foi obtida por meio de regressão, realizada por J. Bray e J. Macedo (2019), para representar o amortecimento de 5% da aceleração sísmica, dado que este parâmetro reflete melhor a quantidade de degradação local e possui menor desvio padrão.

Caso o valor do período não seja compatível com o mapa de risco sísmico, recomenda-se adotar o mapa com o valor de Sa maior mais próximo.

Outra variável necessária para a metodologia é referente ao momento de magnitude do sismo (Mw), medida de magnitude de terremotos em termos de energia liberada, introduzida por T. Hanks e H. Kanamori (1979). Para este estudo, será adotado o maior terremoto registrado no Brasil, referente à 6,6 na escala Richter (M_L = 6,6), ocorrido na data de 20 de janeiro de 2024, em Ipixuna no estado do Amazonas. Conforme a Figura 3 que apresenta um gráfico desenvolvido no Wolfram Alpha®, este sismo corresponde à um Mw = 6,8.

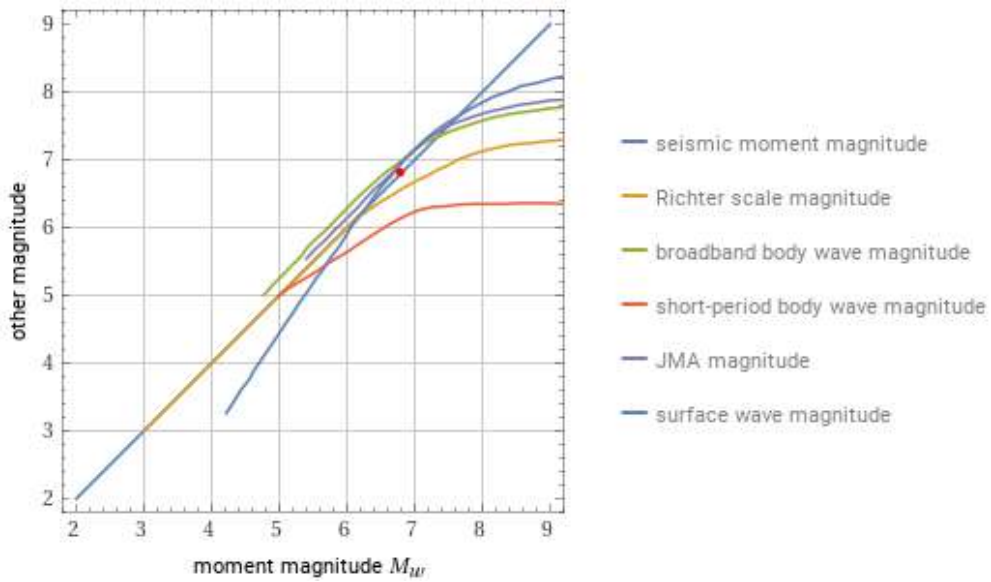


Figura 3. Comparação de Mw com outras magnitudes.

O último fator a ser definido se refere ao deslocamento permanente admissível para projeto. Tal valor deve ser adotado de maneira que, mesmo que haja uma probabilidade de excedência para tal, seja possível garantir com segurança a estabilidade da estrutura. Diversas fontes citam diferentes valores e critérios para o deslocamento admissível do solo para análises sísmicas. A Tabela 2 apresenta uma consolidação de alguns estudos.

Tabela 2. Deslocamento admissível para estruturas de terra submetidas ao sismo.

Deslocamento Admissível	Fonte
5 cm	J Bray e J. Macedo (2019)
15 cm	APEGBC[1] e FHWA[2]
0,1 – 10 cm	F. Rollo e S. Rampello (2021)
5 – 15 cm	Idriss (1985); Wilson e Keefer (1985)
10 cm	I. Bozbey e O. Gundogdu (2011)

[1] *Association of Professional Engineers and Geoscientists of British Coloumbia*
[2] *Federal Highway Administration*

Com base nas variáveis apresentadas, apresenta-se abaixo as esquações que governam a metodologia apresentada por J. Bray e J. Macedo (2019) para obter o coeficiente pseudoestático para análise de estabilidade de estruturas geotécnicas.

$$k = \exp\left(\frac{-a+\sqrt{b}}{0{,}49}\right) \quad (2)$$

Onde:

$$a = 2{,}491 - 0{,}344\mathrm{Ln}(S_a(1{,}3Ts)) \quad (3)$$

$$b = a^2 - 0{,}98\left(Ln(D_a) - a1 - 2{,}703Ln\left(S_a(1{,}3T_s)\right) + 0{,}089Ln\left(S_a(1{,}3T_s)\right)^2 - a2T_s - a3(T_s)^2 - 0{,}6070Mw - \varepsilon\right) \quad (4)$$

Para este caso, a1=5,894, a2=3,152 e a3=-0,910, dado que o valor de Ts ≥ 0,10 s.

J. Bray e J. Macedo (2019) incluem a variável ε, definida como o desvio padrão para a probabilidade de excedência do deslocamento admissível adotado. Para um valor de ε = 0, tem-se 50% de probabilidade de excedência do deslocamento admissível indicado, já para o valor de 0,74, correspondente à 1,0 desvio padrão, tem-se 16% de probabilidade de excedência do deslocamento admissível. Os próprios autores informam que é razoável utilizar a média (ε = 0) para os estudos, mas que em projetos críticos se deve utilizar um percentil menor (ε = σ = 0,74).

3.1 Estrutura Alvo do Estudo

Para exemplificar os resultados do desenvolvimento de uma análise pseudoestática pela metodologia de J. Bray e J. Macedo (2019), optou-se por considerar uma estrutura geotécnica hipotética. A estrutura em questão é definida como uma barragem de rejeitos, com altura de 40 m, construída pela metodologia de alteamento à montante, utilizando o próprio rejeito da praia compactado para construção dos diques de alteamento, com exceção do dique de partida. Ao realizar a classificação da barragem, de acordo com a ANM nº 95/2022, classifica-se por DPA alto e muito alto ao considerar o CDA (2019). A estrutura ainda está em operação.

O cenário hipotético considera a existência de ensaios de SCPTu já realizados na barragem. Os perfis observados foram muito semelhantes, onde basicamente toda a profundidade é constituída por rejeitos. A Figura 3 apresenta o resultado de um destes ensaios.

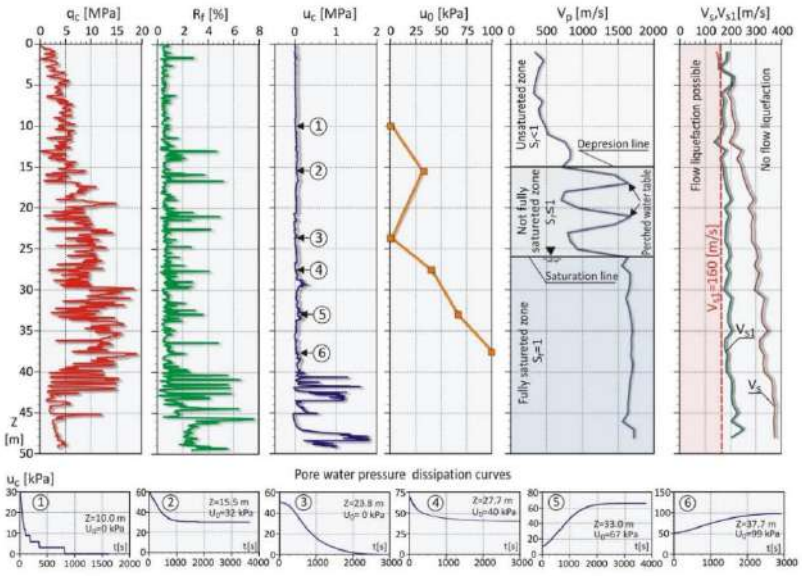


Figura 4. Resultado de ensaio de SCPTu. (Tschuschke, W. *et al.* 2020)

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com os dados e parâmetros informados no item 3, é possível obter o coeficiente pseudoestático.

Para o valor apresentado de Vs, adotou-se a banda inferior dos resultados obtidos por SCPTu como 160 m/s, partindo do pressuposto de que a estrutura é constituída basicamente de rejeitos (homogênea). Tal valor está aderente com o indicado pela ABNT NBR 15.421/2023, da qual indica a adoção do valor de 180 m/s para materiais com $N_{SPT} \leq 15$. Assim, o valor para o período espectral Ts é de 0,65 s. Ao considerar a dregradação de 1,3 Ts, obtém-se 0,85 s.

Para obter a aceleração espectral, supõem-se que foi realizado um estudo de ameaça sísmica para a mina na qual a barragem está situada. O referido estudo apresenta as curvas de aceleração espectral *versus* período fundamental semelhantes à imagem da Figura 1, entretanto, reduzidas à 10% do valor indicado, ou seja, o pico para TR de 4.975 anos é de aproximadamente 0,3.

Conforme indicado, observa-se que a população em risco se encontra na ZSS (Zona Secundária de Salvamento), que as sirenes estão em pleno funcionamento, e a estrutura possui PAEBM (Plano de Acionamento de Emergência para Barragens de Mineração). Além disso, a barragem possui monitoramento em tempo real, 24 horas por dia, para observar quaisquer indícios de alterações que possam levar à sua ruptura. Portanto, diante destas informações, optou-se por utilizar um tempo de retorno de 4.975 anos. Caso a população em risco fosse maior, e estivesse situada na ZAS (Zona de Autossalvamento), ou alguns dos demais critérios supracitados não atendessem ao estado da arte da segurança, o tempo de retorno de 10.000 anos ou MCE deveria ser adotado.

Para a curva de tempo de retorno de 4.975 anos e Ts de 0,85 s, o valor referente à aceleração espectral é de aproximadamente Sa = 0,25 g.

Assim, aplicando os valores de Mw = 6,8 e 1 desvio padrão (ε = 0,74), necessita-se apenas definir o deslocamento permanente admissível. Neste estudo, optou-se por adotar o valor de 5 cm, citado por J. Bray e J. Macedo (2019) e dentro dos intervalos indicados na Tabela 2.

Portanto, o resultado obtido para o coeficiente pseudoestático foi de k = 0,14 g, ou 14% de aceleração de g, aplicado horizontalmente à estrutura alvo.

De forma comparativa, realizou-se uma análise de estabilidade para a estrutura, que atendesse os fatores de segurança para análise não drenada de pico (F.S. ≥ 1,3), de acordo com a ANM nº 95, utilizando-se de valores de resistência dos materiais relativos. Foi aplicado para o rejeito disposto hidraulicamente a razão de resistência não drenada e mohr-coulomb para os demais materiais. Ao realizar a análise pseudoestática, com o coeficiente pseudoestático de 0,14 g, obteve-se um resultado de F.S de 0,59, menor que o exigido pela ANM para análise pseudoestátíca (F.S. ≥ 1,1) e menor do que o 1,0 exigido pela própria metodologia empregada. As análises foram realizadas no *software* Slide2 da Rocscience.

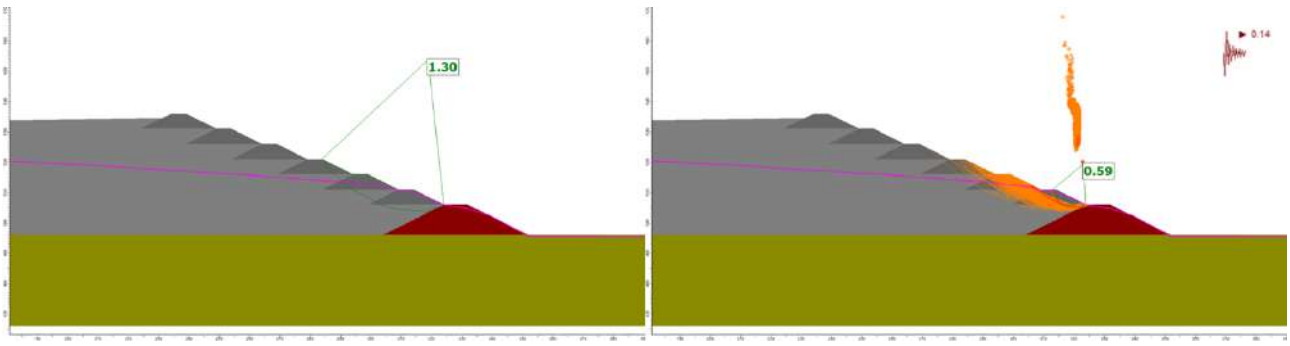


Figura 5. Análises de estabilidades em condição não drenada e não drenada com sismo.

Para avaliar em profundidade os resultados, importa verificar quais seriam os deslocamentos admissíveis. A partir destes resultados, pode-se avaliar pelo método do deslocamento crítico a probabilidade de os referidos deslocamentos permanentes serem admissíveis para a estabilidade global da estrutura ou não. Ainda, ressalta-se que a análise pseudoestática é uma análise preliminar de performance sísmica e importa para obter a sensibilidade do deslocamento permanente induzido pelo sismo esperado antes de conduzir análises mais complexas (J. Bray e J. Macedo, 2019). Os resultados obtidos de deslocamento esperado, com probabilidade de excedência de 16%, para que a estrutura obtenha os fatores de segurança de 1,1 (ANM

nº95/2022) e 1,0 (metodologia aplicada) são, respectivamente, 14 cm (k = 0,082) e 10 cm (k = 0,095). A Figura 6 apresenta os referidos resultados.

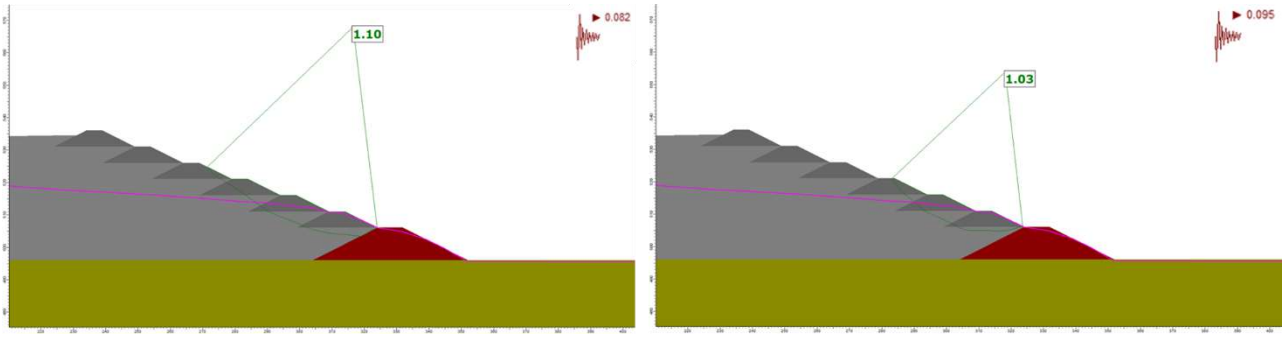


Figura 6. Análises de estabilidades em condição não drenada com sismo.

Conforme exposto acima, a estrutura hipotética, com as premissas iniciais adotadas, não atendeu aos critérios de estabilidade estabelecidos pelas normativas em vigor para o Brasil (ANM nº 95/2022), nem as diretrizes internacionais (CDA, 2019). Entretanto, foi observado que, para o fator de segurança mínimo indicado em norma (1,1), o deslocamento admissível, com probabilidade de excedência de 16%, é de aproximadamente 14 cm, e de 10 cm para os critérios do CDA (fator de segurança de 1,0 para análise pseudoestática).

Conclui-se com este trabalho que é possível aplicar a metodologia de J. Bray e J. Macedo (2019) para a análise de estabilidade com avaliação pseudoestática para atender as normativas em vigor. A metodologia também fornece informações importantes para o desenvolvimento de análises mais complexas, como método de deslocamento crítico ou análise dinâmica.

Mesmo não validada por um teste objetivo, as análises probabilísticas de risco sísmico são utilizadas há mais de 50 anos pelo governo e indústria em diversas aplicações, desde mapas nacionais de risco sísmico à critérios de normas para construção de edifícios. Estas análises se baseiam em suposições que conflitam com a física dos terremotos, onde alguns terremotos extremamente danosos ocorreram em regiões indicadas como de baixo risco (F. Mulargia *et al.* 2017). Mesmo assim, é informativo realizar análises de estabilidade pseudoestáticas como ferramenta de triagem ou dimensionamento preliminar (J. Bray e J. Macedo 2019).

Ressalta-se que, para alcançar resultados significativos, este método deve se basear em parâmetros representativos da solicitação sísmica da estrutura a ser avaliada. Se existe a possibilidade de grande perda de resistência do solo, como a ocorrência de liquefação, o foco do estudo deve se estender à avaliação deste comportamento e das consequências associadas ao desempenho de todo o sistema (J. Macedo e G. Candia, 2020).

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer à TRACTEBEL ENGINEERING LTDA pelo apoio e fornecimento das ferramentas necessárias para o desenvolvimento deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 13028. *Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 15421. *Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Agência Nacional de Mineração (2022). Resolução ANM nº 95. *Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração*. Brasília.

Agência Nacional de Mineração (2023). Resolução ANM nº 130. *Altera a Resolução ANM nº 95, de 7 de fevereiro de 2022, e dá outras providências*. Brasília.

Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., Bouckovalas, G. D., Karamitros, D. K. (2014). Insight into the seismic response of earth dams with an emphasis on seismic coefficient estimation. *Computers and Geotechnics*, v. 55, p. 195-210.

APEGBC. *Guidelines for legislated landslide assessments for proposed residential development in British Columbia.* Association of Professional Engineers and Geoscientists of BC; 2010.

Assumpção, M. et al. (2016) Terremotos no Brasil: Preparando-se para eventos raros. Sociedade Brasileira de Geofísica, *Boletim SBGf*, n. 96, p. 25-29.

Bozbey I., Gundogdu O. (2011). A methodology to select seismic coefficients based on upperbound Newmark displacements using earthquake records from Turkey. *Soil Dynam Earthq Eng*, v. 31(3). p. 440-451.

Bray J. D., Travasarou T. (2007). Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. v.133(4), p. 381-392.

Bray J. D., Travasarou T. (2009). Pseudostatic coefficient for use in simplified seismic slope stability evaluation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. v. 135(9). p. 1336-1340.

Bray J. D., Macedo J. (2017). 6th Ishihara lecture: simplified procedure for estimating liquefaction induced building settlement. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 102, p. 215-231.

Bray J. D., Macedo J, Travasarou T. (2018). Simplified procedure for estimating seismic slope displacements for subduction zone earthquakes. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* v. 144(3):04017124.

Bray J. D., Macedo J. (2019). Procedure for estimating shear-induced seismic slope displacement for Shallow Crustal Earthquakes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. v. 145(12):04019106.

Canadian Dam Association (2019). *Technical Bulletin: Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams*. CDA, Toronto, 61 p.

Global Tailings Review (2020). *Global Industry Standard on Tailings Management*. Global Tailings Review. ICMM, UNEP, PRI. 40 p.

FHWA (2011). *LRFD Seismic analysis and design of transportation geotechnical features and structural foundations*. NHI Course nº 130094 Reference Manual Geotechnical Engineering Circular nº. 3.

Hanks, T. C., Kanamori, H. (1979). A moment Magnitude Scale. *Journal of Geophysical Research*, v. 84, nº B5, p. 2348-2350.

Idriss, I. M. (1985). *Evaluating seismic risk in engineering practice*. Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, p. 12-16.

Macedo, J., Candia, G. (2020). Performance-based assessment of the seismic pseudo-static coefficient used in slope stability analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 133, p. 106-109.

Mulargia, F., Stark, P. B., Geller, R. J. (2017). Why is Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA) still used? *Physic of the Earth and Planetary Interiors*, v. 264, p. 63-75.

Newmark, N.M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*. v. 15, p. 139-160.

Robertson, P.K., Cabal, K. (2022). Guide to Cone Penetration Testing: A concise and practical applications guide. 7th ed. *P.K. Robertson Consulting*, Washington, DC, USA, 163p.

Rollo, F., Rampello, S. (2021). Probabilistic assessment of seismic-induced slope displacements: an application in Italy. *Bulletin of Earthquake Engineering*. v. 19, p. 4261-4288.

Puri, S. O., Puri, N., Naval, S., Jain, A. (2020). Probabilistic Seismic Hazards Maps for District of Pathankot. In book: *Smart Cities – Opportunities and Challenges*, v. 38 p. 1-11.

Tschuschke, W., Sławomir G., Magdalena W., Maciej K., Paweł S. (2020). The Application of the Seismic Cone Penetration Test (SCPTU) in Tailings Water Conditions Monitoring. *Water* v. 12(3), 737.

Wilson, R. C., Keefer, D. K. (1985). Predicting areal limits of earthquake-induced landsliding. *U.S. Geological Survey* Professional Paper 1360, p. 317–345.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/35

Avanços e Boas Práticas de Engenharia no Âmbito da Mineração a Partir da Figura do Engenheiro de Registros (EdR)

Luigi Nascimento Pelizzoli
Engenheiro Geotécnico, GEOCOBA, Belo Horizonte, Brasil, luigipelizzoli@gmail.com

Ana Luiza Mendes Halabi
Engenheira Geotécnica, GEOCOBA, Belo Horizonte, Brasil, ana.halabi@lme.pcc.usp.br

Afrânio Costa Pereira
Engenheiro Geotécnico, VALE, Belo Horizonte, Brasil, afranio.pereira@vale.com

RESUMO: O Engenheiro de Registros (EdR) é um dos atores principais para a tomada de decisões em segurança de barragens, possuindo um papel crucial desde a concepção de projeto até o monitoramento da estrutura. Organizações como o *Canadian Dam Association* (*CDA*), *International Committee on Large Dams* (*ICOLD*) e *International Council on Mining and Metals* (*ICMM*) possuem diretrizes para tal função, as quais são importadas e utilizadas na confecção de manuais internos de diversas empresas. Além disso, a legislação nacional, por meio da Resolução ANM nº 95 de Fevereiro/2022, exige que as estruturas de DPA alto possuam um Engenheiro de Registro. Porém, há escassez deste tipo de material no âmbito nacional e que se adeque às normativas e leis brasileiras. Nota-se também, lacuna de material de avaliação de performance da prestação do serviço do EdR. Segundo a Resolução nº 95, o Engenheiro de Registro deve ser capaz de apoiar a empresa na aplicação das boas práticas de segurança. Este deve avaliar continuamente a estrutura, em especial quanto a parâmetros de segurança e ao seu desempenho. Este artigo procura apresentar avanços, e boas práticas da EdR em território nacional, adequando tais diretrizes à experiência brasileira para esta função.

PALAVRAS-CHAVE: Engenheiro de Registro, Barragem de Rejeitos, Estrutura de Armazenamento de Rejeitos, Gestão de Riscos, Governança, Segurança de Barragens

ABSTRACT: The Engineer of Records (EoR) is one of the key players in decision-making for dam safety, playing a crucial role from project conception to the monitoring of the structure. Organizations such as the Canadian Dam Association (CDA), International Committee on Large Dams (ICOLD), and International Council on Mining and Metals (ICMM) have guidelines for such a role, which are imported and used in the creation of internal manuals for various companies. Moreover, national legislation, through Resolution No. 95 of February 2022, requires that high Associated Potential Damage (APD) structures have an Engineer of Record. However, there is a scarcity of this type of material at the national level that conforms to Brazilian norms and laws. It is also noted, a gap in performance evaluation material for the EoR service provision. According to Resolution No. 95, the Engineer of Record must be able to support the company in applying good safety practices. They must continuously assess the structure, particularly regarding safety parameters and its performance. This article seeks to present advancements and good practices of the EoR in the national territory, adapting such guidelines to the Brazilian experience for this role.

KEYWORDS: Engineer of Record, Tailings Dam, Tailings Storage Facility, Governance, Risk Management, Dam Safety

1 INTRODUÇÃO

O Engenheiro de Registro (EdR) tem como responsabilidade primária assessorar o Proprietário da estrutura nos principais aspectos do projeto, assegurando a todos os *stakeholders* o projeto e a operação da estrutura conforme as técnicas de engenharia vigentes. O *GISTM* (*Global Industry Standard on Tailings Management*) recomenda a nomeação de um Engenheiro de Registro experiente, com autoridade, papel e

responsabilidades bem definidos e com apoio do operador da estrutura, como princípio de gestão segura de barragens de rejeitos (*GISTM*, 2020).

O acompanhamento da estrutura por um engenheiro responsável é importante devido à sua complexidade, que tem a construção ao longo de sua vida útil relacionada a operação da mina, e que precisa ser, portanto, acompanhada para garantir que esta mantenha o conceito do projeto ou, se necessário, as alterações sejam realizadas de maneira segura (MACROBERT, 2022). O EdR é definido como responsável por auxiliar o empreendedor com orientação técnica, sendo responsável pela verificação do projeto, construção e operação da estrutura conforme as normas e diretrizes aplicáveis, além do registro de todas as informações relevantes no histórico da estrutura (IBRAM, 2019). Assim, tem um papel essencial na gestão de riscos da estrutura, a partir da gestão da informação, diminuição das incertezas em projetos, acompanhamento do desempenho da estrutura e avaliação periódica de sua segurança;

No âmbito nacional, o Engenheiro de Registros (EdR) foi primeiramente definido pela Resolução n. 95 da Agência Nacional de Mineração (ANM) (2022), e tem que ser um profissional externo à empresa proprietária da estrutura e cadastrado no CREA (Conselho Regional de Engenharia e Agronomia), e que deve ser capaz de dar apoio na aplicação das boas práticas de segurança nas barragens de rejeitos. Um EdR deve ser designado para todas as barragens de mineração que apresentem Dano Potencial Associado (DPA) alto. Assim, o EdR deve acompanhar a estrutura, avaliando sua segurança e emitindo relatório e ART, compondo a o Processo de Gestão de Risco.

A importância de um EdR é vista pela MAC (2019) como uma boa prática no gerenciamento de estruturas de armazenamento de rejeitos, facilitando trocas de informações entre a área operacional, a executiva e, na gestão de informações e técnica durante o ciclo de vida das estruturas. Esta relação entre os diferentes atores no resporte de informações sobre a gestão das estruturas de armazenamento de rejeitos é apresentada na Figura 1.

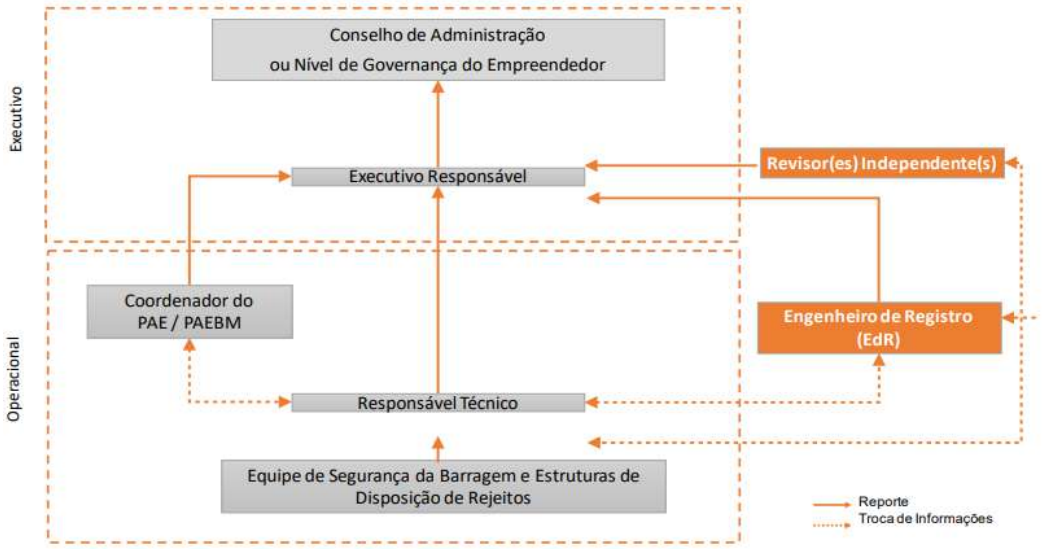


Figura 1. Ciclo de informações sobre gestão de *TSFs*. Fonte: *ICMM* (2018). *Adaptado pelos autores.*

O papel do EdR deve ser considerado dentro de um contexto de governança, destacando a importância da função, independentemente de como ela seja aplicada em cada empreendimento. Em outras palavras, cada empresa tem a flexibilidade de implantar as funções de EdR de acordo com a sua estrutura e grau de complexidade das instalações, podendo esta função estar distribuída entre diferentes pessoas da empresa e/ou contratadas.

É importante que o EdR seja externo às operações, embora possa pertencer aos quadros da empresa, evitando conflitos de interesse e levando diretamente as questões críticas relacionadas a um determinado sistema de disposição de rejeitos para o nível de gerência sênior O EdR deve ter ciência de todas as informações sobre uma determinada estrutura. Deve participar das atividades de análise de riscos e estar acessível para as revisões de segurança de barragens e revisões independentes, bem como ser acessível pelos responsáveis técnicos para discutir questões técnicas do *site*, quando necessário. Caso assim estabelecido, pode também ter

como responsabilidade a realização das inspeções regulares de segurança e emissão das respectivas Declarações da Condição de Estabilidade.

2 ATUAÇÃO DO ENGENHEIRO DE REGISTROS

O papel do EdR é multifacetado, essencial e central para a gestão de segurança e sustentabilidade de uma instalação de rejeitos. Este profissional é o pilar central que sustenta várias áreas cruciais, como a expertise técnica no design e acompanhamento da estrutura, a comunicação estratégica com todas as partes interessadas, e a responsabilidade legal perante regulamentações e padrões da indústria (ilustrado na Figura 2). Com uma responsabilidade abrangente que vai desde a concepção até o fechamento da instalação, o EdR deve manter uma vigilância constante, garantindo que todas as fases do ciclo de vida da instalação estejam alinhadas com as melhores práticas e as expectativas dos *stakeholders* (*GBA*, 2018).

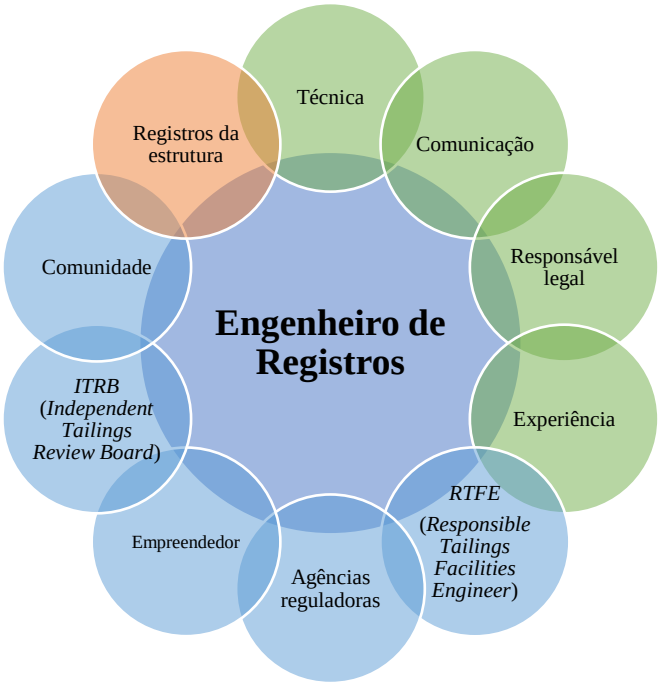


Figura 2. Ciclo de informações sobre gestão de *TSFs*. Fonte: *GBA* (2018). *Adaptado pelos autores.*

O EdR desempenha um papel vital em garantir a segurança e a integridade das instalações de rejeitos desde a concepção até o fechamento das *TSFs* (*Tailings Storage Facilities*). Esta função envolve uma série de responsabilidades críticas que começam com o desenvolvimento e a revisão do projeto para assegurar que todos os aspectos da instalação estejam em conformidade com os objetivos de desempenho, diretrizes aplicáveis, padrões e requisitos regulatórios. Também é encarregado de realizar inspeções de segurança de barragens, elaborar relatórios associados e participar ativamente em avaliações de risco, garantindo assim que a instalação opere de forma segura ao longo de seu ciclo de vida. Além disso, a implementação de um sistema formal de gestão de mudanças permite ao EdR avaliar, revisar, aprovar e documentar alterações de forma a manter a integridade e a segurança da instalação (*GISTM*, 2020).

O monitoramento técnico e a avaliação de desempenho são fundamentais para identificar e responder prontamente a qualquer desvio do desempenho esperado, com o EdR desempenhando um papel essencial na análise dos dados e na comunicação de preocupações ao proprietário e outras partes interessadas. A elaboração de documentos chave, são tarefas importantes que garantem a documentação adequada e a transparência das operações. Além disso, o EdR deve estabelecer e manter uma equipe de apoio experiente, comprometida com a melhoria contínua e a sustentabilidade de longo prazo das práticas de gestão de rejeitos.

Através da implementação de programas de qualidade e da manutenção de diálogos regulares e consultivos, o EdR impulsiona uma cultura organizacional voltada para a segurança, a responsabilidade e o aprimoramento constante. Esta abordagem integrada possibilita ao EdR desempenhar um papel crucial na

mitigação de riscos, na proteção ambiental e social, e na promoção da sustentabilidade dentro da indústria de mineração. Na prática, o EdR é responsável pela realização sistemática de inspeções e pela manutenção de registros precisos, o que permite uma resposta ágil e bem fundamentada a qualquer anormalidade. Uma comunicação eficaz com a comunidade e partes interessadas, como empreendedores, *RTFE* (*Responsible Tailings Facilities Engineer*) e *ITRB* (*Independent Tailings Review Board*), junto com a interação com órgãos reguladores, solidifica a transparência e a confiança pública. Essa abordagem observacional e preventiva, enraizada na experiência do EdR, assegura a integração das dimensões operacionais, ambientais e sociais.

Organizações como o *CDA*, *ICOLD* e *ICMM* possuem diretrizes para tal função, as quais são importadas e utilizadas na confecção de manuais internos de diversas empresas e, embora haja um esforço contínuo para alinhar as práticas de gestão de rejeitos no Brasil às melhores práticas e padrões internacionais, como os propostos pelo *GISTM* (2020). Ainda existem diferenças notáveis entre os manuais internacionais e a legislação nacional brasileira, principalmente em termos de aplicação e responsabilidades. Internacionalmente, há uma ênfase crescente na governança corporativa, na cultura de segurança, na gestão de risco durante todo o ciclo de vida das instalações de rejeitos e no envolvimento contínuo de um EdR, que ultrapassa o mero cumprimento técnico e legal e se estende para assegurar a aderência aos padrões éticos, ambientais e de segurança.

No Brasil, apesar dos avanços significativos pós-desastres de Mariana e Brumadinho, com a implementação de legislações mais rigorosas e o desenvolvimento de novos padrões de segurança, ainda pode haver lacunas na integração plena dos conceitos do *GISTM*, como a responsabilidade do EdR durante todo o ciclo de vida da barragem, incluindo fechamento e pós-fechamento, e a aplicação do princípio de risco *ALARP* (*As Low As Reasonably Practicable*). Além disso, enquanto o *GISTM* enfatiza uma abordagem sistemática e proativa para a gestão de riscos, incluindo a análise contínua de riscos e a atualização das práticas de gestão de rejeitos, pode haver diferenças na frequência e no escopo dessas avaliações de riscos conforme exigido pela legislação brasileira. A comunicação transparente com os *stakeholders* e a responsabilização contínua por parte do EdR, como preconizado pelos padrões internacionais, são aspectos que ainda estão sendo fortalecidos no Brasil.

Ainda que o Brasil esteja avançando para fechar essas lacunas, é essencial continuar os esforços para integrar plenamente os princípios de governança e responsabilidade ambiental presentes nos manuais internacionais. Isso inclui a capacitação contínua de profissionais, a melhoria da transparência nas comunicações e o estabelecimento de revisões independentes e regulares das instalações de rejeitos para assegurar que os padrões de segurança sejam atualizados e estejam em conformidade com as melhores práticas internacionais. A adoção de tais práticas não só fortalecerá a segurança das barragens de rejeitos no Brasil, mas também promoverá uma cultura de segurança e sustentabilidade que é vital para o setor de mineração e para a sociedade como um todo.

3 A FIGURA DO EDR APLICADA NA GESTÃO DE RISCOS

A presença de um Engenheiro de Registro no acompanhamento de uma estrutura tem o objetivo de diminuir seus riscos associados à operação. Assim, este profissional é responsável por auxiliar em seu acompanhamento, facilitando o gerenciamento de riscos ao longo de sua vida útil. Porém, a descrição das obrigações desses profissionais, e a quais são os acompanhamentos realizados para o cumprimento desse objetivo, apresentam algumas especificidades quanto à atuação deste profissional.

Ambos o *GISTM* e a Res. Nº 95 da ANM definem a obrigação do EdR de realizar o acompanhamento da estrutura, minimizando riscos de falhas e aumentando sua segurança. Além disso, é importante nas comunicações entre operadores, reguladores e a comunidade, e é fundamental na garantia de cumprimento de regulamentos e normas de segurança.

O EdR, para a legislação brasileira, é necessário para o atendimento dos requisitos legais em estruturas com DPA alto. Este profissional deve ser externo a empresa e deve apoiar a aplicação das boas práticas de segurança, assegurando a aplicação dos regulamentos, diretrizes e normas aplicáveis (RES N° 95 ANM), além de ser co-responsável legal pela estabilidade da estrutura. O profisional deve ser credenciado no órgão fiscalizador aplicável, como por exemplo, a ANM no caso das barragens de mineração e a FEAM-MG para as estruturas em Minas Gerais. Este profissional, então, deve ao longo do ano realizar inspeções periódicas (em geral, mensais), e avaliação contínua da instrumentação e comportamento da estrutura, apresentados

mensalmente nos Relatórios Mensais (RM). Além disso, o EdR deve atuar na elaboração do Relatório de Inspeção de Segurança Regular (RISR) semestralmente e emitir a Declaração de Condição de Estabilidade (DCE). Assim, o Engenheiro de Registro na legislação brasileira pretende diminuir os riscos, sendo um consultor externo

Segundo o *GISTM*, o EdR deve auxiliar na implementação de medidas para redução do risco envolvido em uma estrutura de disposição de rejeitos, reduzindo a probabilidade de colapso e as consequências a um nível tão baixo quanto razoavelmente possível (do inglês, *ALARP*). Assim, o EdR deve produzir uma série de documentos com o objetivo de manter registros, realizar melhorias na estrutura e implementar a gestão de mudanças na estruturas. Dentre estes documentos temos:

- Relatório de Base de Projeto (do inglês, DBR - *Desing Basis Report*) – consolidação de dados da estrutura, detalhamento de pressupostos e critérios do projeto, com restrições operacionais. Deve ser atualizado sempre que ocorrer alguma mudança relevante na estrutura;
- Relatório de Registro de Construção (relatório "Como Construído" ou *As Built*), que deve ser atualizado sempre que houver mudança relevante na estrutura ou sua infraestrutura. Em caso de ausência deste, o empreendedor deverá desenvolver o Relatório "Como Está" ou *As Is*;
- Manual de Operações, Manutenção e Vigilância (OMV) – descrever o contexto e prever os controles críticos para operações seguras das estruturas, de forma a apoiar a gestão eficaz de riscos; prever frequência de leitura de instrumentos, identificando e apresentando evidências de desvios do desempenho esperado;
- Relatório de Avaliação de Alterações (RAA) – avaliação do impacto cumulativo de mudanças no nível dos riscos, além de apresentar recomendações para a gestão de riscos.

Apesar das diferenças entre a função do EdR nacional e as recomendações internacionais, observa-se que o objetivo e a principal função é a mesma. Este profissional deve registrar e analisar os dados da estrutura, monitorar o seu funcionamento e histórico, e auxiliar tecnicamente o empreendedor de forma a manter a segurança o mais segura o possível. Isso porque, seguindo o princípio de manter o risco tão baixo quanto razoavelmente possível (Princípio *ALARP*).

De maneira geral o EdR auxilia na diminuição das incertezas acerca da estrutura, no aumento da segurança dos projetos, na manutenção da estrutura e, assim, na diminuição da frequencia de ocorrência de incidentes ou acidentes. Além disso, auxilia na diminuição da magnitude de consequências, dentre outros, a partir da previsão de controles críticos de instrumentos, o que permite uma resposta antecipada a incidentes. A Figura 3 apresenta o princípio *ALARP* aplicado na análise de risco, importante para o gerenciamento seguro das estruturas, exemplificando o papel da manutenção, da atualização de projeto e da mudança de plano de operação na redução de riscos de uma estrutura.

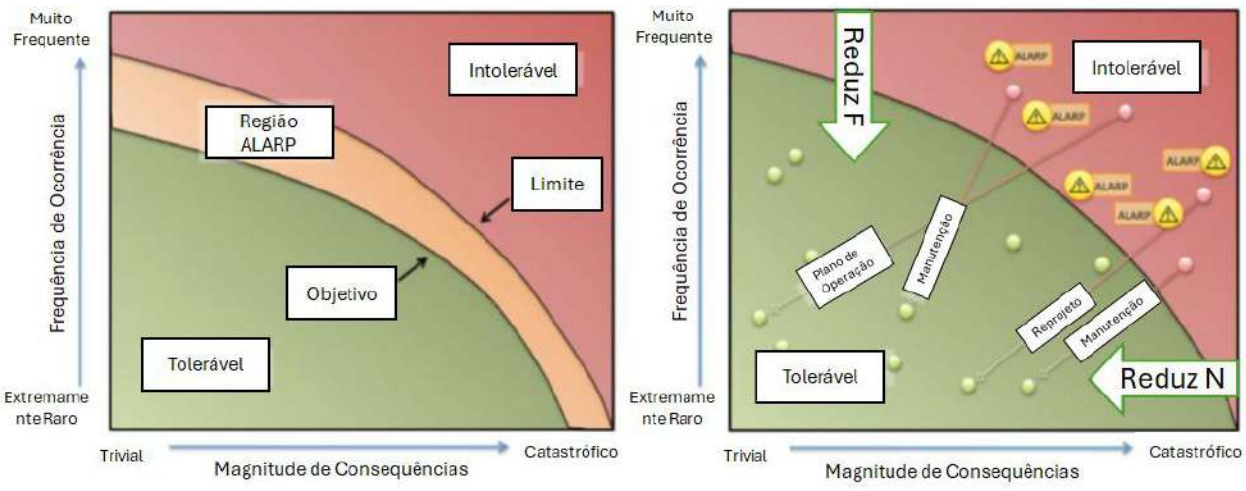


Figura 3. Ilustração esquemática do princípio *ALARP* aplicado no gerenciamento de riscos. Fonte: Williams (2021). *Adaptado pelos autores.*

4 CONCLUSÕES

O papel do Engenheiro de Registros emergiu como fundamental na gestão de segurança das barragens de rejeitos no Brasil, marcando uma evolução significativa na abordagem de segurança e sustentabilidade do setor de mineração. Através da implementação de legislações rigorosas e a adoção de padrões internacionais como o *GISTM*, o EdR atua como um pilar central na garantia das práticas de engenharia aplicadas ao longo do ciclo de vida das *TSFs*, de modo que estejam alinhadas com as melhores práticas e as expectativas de todas as partes interessadas. Esta função não apenas assegura a integridade técnica e a conformidade regulatória das instalações, mas também promove uma cultura de segurança, responsabilidade e transparência entre operadores, reguladores e a comunidade.

Apesar dos avanços, persistem desafios na plena integração dos princípios de governança e responsabilidade ambiental preconizados pelos padrões internacionais, notadamente em aspectos como a gestão de riscos *ALARP* e a comunicação transparente com *stakeholders*. A continuidade dos esforços para o alinhamento das práticas brasileiras às melhores práticas internacionais é essencial para não apenas fortalecer a segurança das barragens de rejeitos, mas também para consolidar uma indústria de mineração sustentável e socialmente responsável no Brasil. O compromisso contínuo com a capacitação de profissionais, a melhoria da transparência nas comunicações e a realização de revisões independentes regulares são passos fundamentais para alcançar estes objetivos, promovendo assim um legado de segurança e sustentabilidade para as futuras gerações.

É imperativo destacar a persistente carência de materiais e diretrizes específicas nacionais que norteiem a performance e avaliação contínua da atuação do EdR ao longo da vida útil das estruturas. Essa lacuna se traduz em um desafio para a implementação e manutenção de práticas consistentes e eficazes, que garantam a segurança e a sustentabilidade dessas instalações em longo prazo. A criação e a disseminação de manuais, diretrizes, e estudos de caso nacionais que se alinhem às peculiaridades e regulamentações brasileiras são fundamentais para preencher essa lacuna, assegurando assim que a atuação do EdR esteja sempre pautada nas melhores práticas e na vanguarda da tecnologia e da inovação em engenharia geotécnica. A continuidade da pesquisa e o desenvolvimento de material específico nessa área são cruciais para a evolução contínua da segurança de barragens de rejeitos no Brasil, contribuindo para a mitigação de riscos e para a proteção do meio ambiente e das comunidades ao redor dessas estruturas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às empresas GEOCOBA e VALE pelo ambiente de troca de ideias e experiências.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM. Agência Nacional de Mineração. Resolução n° 95, de 07 de fevereiro de 2022. *Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração*. Brasil, 2022.

CDA. Canadian Dam Association. (2019) *Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams*. Tech. Bul. Mining Dams Comm. Can. Dam Ass., Disponível em: https://www.cda.ca/ItemDetail?iProductID=faa3a4d0-7d70-4429-998a-f4d8dce8b588&Class=09c61659-a500-41dc-ac034dd71a7120b7&WebsiteKey=f82d2da7-0fd4-40d3-aa86-fb45e40121d5. Acesso em: 14 mar. 2024. Toronto, Ontario.

GBA. Geoprofessional Business Association. (2018) *Proposed Best Practices for the Engineer of Record (EOR) for Tailings Dams*. 25 p.

Global Tailings Review. (2020) *Global Industry Standard on Tailings Management*. International Council on Mining and Metals (ICMM), United Nations Environment Program (UNEP), Principles for Responsible Investment (PRI), 2020, 42 p.

IBRAM. Instituto Brasileiro de Mineração. (2019) *Guia de Boas Práticas de Gestão de Barragens e Estruturas de Disposição de Rejeitos*. Disponível em: https://ibram.org.br/wp-content/uploads/2019/07/ manual-ibram-2019-07-14-r0f-1.pdf. Acesso em: 14 mar. 2024.

ICMM. International Council on Mining and Metals. (2021) *Tailings Management: Good practice guide*. London: ICMM, 2021.

MAC. Mining Association of Canada. (2019) *A Guide to the Management of Tailings Facilities: Version 3.1*. Ottawa: The Mining Association of Canada, 2019.

MacRobert, C.; Wates, J.; Coetzee, A.; Howell, G. (2022) *GISTM: Who are the responsible individuals?* Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy, v. 122, n. 6, p. 299-304.

MINAS GERAIS. Decreto nº 48.140, de 25 de fevereiro de 2021. *Regulamenta dispositivos da Lei nº 23.291, de 25 de fevereiro de 2019, que institui a Política Estadual de Segurança de Barragens, estabelece medidas para aplicação do art. 29 da Lei nº 21.972, de 21 de janeiro de 2016, e dá outras providências.* Belo Horizonte: Minas Gerais, 25 fev. 2021. Disponível em: <https://www.almg.gov.br/legislacaomineira /texto/DEC/48140/2021/?cons=1>. Acesso em: 14 mar. 2024.

Ruiden, P.; Thomas, F.; Pei, E.; David, M. (2021) *Engenheiro de Registro (EOR) para Instalações de Rejeitos*. Disponível em: <https://www.knightpiesold.com/sites/en/assets/File/KP%202021%20-%20EORServices GuidelinePortuguese.pdf>. Acesso em: 14 mar. 2024.

Silva, A. (2022) *Aplicação de um Engenheiro de Registro (EDR) em Barragens de Abastecimento de Água: Benefícios na Segurança*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hídrica) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hídrica, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá.

Williams, D. (2021) *Lessons from Tailings Dam Failures — Where to Go from Here?* Minerals, v. 11, n. 853, 34 p.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/36

Barragens de Rejeito: aspectos construtivos e características gerais

Rafael Dall' Agnol Ecco
Engenheiro Civil, Universid. Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, rafaeldallagnolecco@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa
Professor, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, naloan.sampa@ufsc.br

Giovani Jordi Bruschi
Doutor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil

Pablo Gondim de Oliveira
Graduando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, pablo.gondim.oliveira@gmail.com

RESUMO: A crescente geração de rejeitos tem evidenciado a necessidade de ampliação e construção de novas barragens de rejeito. No entanto, apesar dos avanços tecnológicos no setor mineral e dos desenvolvimentos científicos na engenharia geotécnica, as rupturas dessas barragens continuam a ocorrer. Diante da necessidade crescente de armazenamento seguro de rejeitos em estruturas estáveis e de menor risco, os desafios contemporâneos da engenharia geotécnica tornam-se mais complexos e exigentes. Neste contexto, este trabalho tem como objetivo apresentar aspectos gerais e construtivos das barragens de rejeito, através de uma pesquisa básica que utiliza abordagens qualitativas para os referenciais teóricos e quantitativas para os dados obtidos na literatura. Os tópicos abordados incluem tipos de barragens, métodos construtivos, mecanismos de ruptura, panorama nacional e a distribuição de rupturas no Brasil. O estudo conclui que, embora a maioria das barragens de rejeito brasileiras possua baixa classificação de risco, elas apresentam médio a alto dano potencial associado. Em relação aos métodos construtivos, a literatura não indica uma preferência clara por uma opção específica. Quanto às rupturas, observa-se um desalinhamento conceitual sobre os mecanismos e causas, com maior incidência de rupturas em barragens alteadas pelo método de montante. Além disso, há discrepâncias nas pesquisas estatísticas sobre falhas de barragens de rejeito, destacando a necessidade de mais estudos, especialmente sobre acidentes em barragens nacionais.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens de Rejeito, Métodos Construtivos. Ruptura. Mineração. Engenharia Geotécnica.

ABSTRACT: The increasing generation of tailings has highlighted the need for expansion and construction of new tailings dams. However, despite technological advances in mining and scientific developments in geotechnical engineering, failures of these dams continue to occur. With the increasing need to safely store tailings in stable and low-risk structures, the current geotechnical challenges have become more complex and demanding. In this context, this work aims to present general and constructive aspects of tailings dams through basic research using qualitative approaches for theoretical references and quantitative approaches for data obtained from the literature. The topics covered include types of dams, construction methods, failure mechanisms, national overview and distribution of failures in Brazil. The study concludes that, although most Brazilian tailings dams have a low-risk classification, they have a medium to high associated damage potential. Regarding construction methods, the literature does not indicate a clear preference for any particular option. Regarding failures, there is a conceptual misalignment regarding mechanisms and causes, with a higher incidence of failures in dams constructed using the upstream method. In addition, there are inconsistencies in statistical research on tailings dam failures, highlighting the need for further studies, especially on accidents in national dams.

KEYWORDS: Tailings Dams, Construction Methods, Failures, Mining, Geotechnical Engineering.

1 INTRODUÇÃO

A mineração é uma atividade essencial para o progresso econômico, desempenhando um papel fundamental no desenvolvimento de vários países. Considerada uma atividade tanto econômica quanto industrial, suas fases englobam a prospecção, exploração, desenvolvimento, explotação e recuperação (Hartman e Mutmansky, 2002).

No Brasil, o setor de mineração registrou uma produção mineral de 1,15 milhões de toneladas e um faturamento de R$ 339 bilhões em 2021, representando um aumento de 7% na produção e 62% no faturamento em relação ao ano anterior (IBRAM, 2022). Esse crescimento é principalmente atribuído à extração de minério de ferro, ouro e cobre (ANM, 2021).

O beneficiamento dos minérios visa remover os minerais não aproveitáveis e aumentar a concentração dos minerais valiosos, resultando na geração de resíduos (Martins, 2016). Como observado por Nierwinski (2019), a mineração gera grandes volumes de materiais sem valor econômico, os quais, devido ao processo industrializado de produção, possuem propriedades distintas dos materiais naturais. Os resíduos da mineração podem ser classificados em estéreis e rejeitos. A proporção de estéreis ou rejeitos gerados varia de acordo com o tipo de material minerado, não sendo uniforme. Em particular, a mineração de minérios não metálicos tende a gerar mais estéreis, enquanto a mineração de minérios metálicos produz maior quantidade de rejeitos devido ao processo de transformação mineral (IBRAM, 2016).

Apesar do crescimento contínuo da atividade mineral e da consequente geração de rejeitos, avanços tecnológicos nas últimas décadas possibilitaram a exploração de jazidas minerais com teores menores de minério, resultando em uma maior produção de rejeitos (Cavalcante, 2004). Estima-se que a quantidade anual de rejeitos alcançará cerca de 684.000.000t até 2030, o dobro do volume produzido em 2010 (IPEA, 2012).

Diante da considerável quantidade de rejeitos gerados, é imperativo adotar um processo sistemático para seu descarte (Cavalcante, 2004). No Brasil, o método comum de disposição de rejeitos envolve o armazenamento em barragens, com um total de 548 dessas estruturas no país (ANM, 2022b). A norma NBR 13028 (ABNT, 2017) define a barragem de rejeito como a principal estrutura de contenção nos sistemas de disposição de rejeitos, podendo ser construída com rejeitos, solo ou enrocamento.

A crescente necessidade de armazenamento de rejeitos resulta na construção de um maior número de barragens, assim como no alteamento das barragens já existentes. No entanto, apesar dos avanços no setor mineral e na Engenharia Geotécnica, ainda ocorrem rupturas de barragens de rejeito (Roche et *al.*, 2017), que podem afetar extensas áreas, causando prejuízos econômicos e danos significativos às comunidades a jusante e ao meio ambiente (Nierwinski, 2019). Portanto, garantir a estabilidade das barragens de rejeito permanece como um dos principais desafios da engenharia geotécnica contemporânea (Martins, 2016).

Diante do exposto, este artigo apresenta uma visão geral sobre as barragens de rejeito, visando contribuir para a revisão literatura. Para isso, o artigo aborda o panorama nacional das barragens de rejeito, as práticas relacionadas à disposição de rejeitos, os métodos construtivos e os principais mecanismos de ruptura. Além disso, são discutidos estudos sobre a distribuição espacial e temporal das rupturas de barragens de rejeito.

2 PANORAMA DAS BARRAGENS DE REJEITO NO BRASIL

O incidente ocorrido em 2003 na Barragem de Cataguases direcionou a atenção do legislador federal para questões de acidentes de barragens, culminando na apresentação do Projeto de Lei 1.181/2003 (Souza e Sampaio, 2017). Mais tarde, esse projeto foi convertido na Lei ordinária 12.334, de 20 de setembro de 2010 (alterada pela Lei federal 14.066/2020), que institui a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB).

A PNSB tem como objetivo principal garantir padrões de segurança, regular ações nesse sentido e promover o monitoramento e acompanhamento dessas atividades. Além disso, busca ampliar o controle das barragens pelo poder público, por meio de fiscalização, orientação e correção das medidas de segurança, bem como compilar informações para auxiliar o gerenciamento da segurança das barragens pelos governos e estabelecer conformidades técnicas. A PNSB visa também promover uma cultura de segurança de barragens e gestão de riscos, determinar procedimentos emergenciais e facilitar a atuação coordenada de empreendedores, fiscais e órgãos de proteção civil em situações de acidente, incidente ou desastre (BRASIL, 2010). A PNSB abrange barragens destinadas ao represamento de água para diversos usos, à disposição final ou temporária de rejeitos, e à acumulação de resíduos industriais, desde que apresentem pelo menos uma das características exigidas (ANM, 2019).

Os instrumentos da PNSB incluem a classificação das barragens de acordo com a Categoria de Risco (CRI) e o Dano Potencial Associado (DPA) (BRASIL, 2010). No entanto, devido à falta de conformidade com os critérios estabelecidos, muitas barragens de rejeito não são abrangidas pela PNSB nem são classificadas em relação à Categoria de Risco, Dano Potencial Associado e Classe.

A classificação quanto à CRI avalia as barragens com base nos fatores que podem resultar em acidentes ou desastres, categorizando as barragens em grupos de risco alto, médio e baixo. Nessa avaliação, são considerados aspectos relacionados às características técnicas da barragem, seu estado de conservação e o cumprimento do Plano de Segurança da Barragem (PSB) (ANM, 2022a).

O DPA refere-se às consequências associadas ao rompimento, vazamento, infiltração ou mau funcionamento da barragem, e sua classificação divide as barragens em grupos com DPA alto, médio e baixo (ANM, 2022a). Este processo de avaliação considera o volume total do reservatório, a presença de população a jusante, e os impactos ambiental e socioeconômico. Por meio desses critérios, o DPA busca mensurar o potencial de perdas de vidas humanas, impactos sociais, econômicos e ambientais associados ao rompimento de uma barragem, independentemente da probabilidade de ocorrência desses eventos (ANM, 2022a).

A Classe é atribuída com base na combinação da CRI e do DPA, diferenciando as estruturas quanto à sua abrangência e à periodicidade das ações de segurança (ANM, 2019). A Portaria Nº 70.389 possibilita a classificação das barragens nas classes A, B, C, D e E, sendo que o nível de criticidade diminui gradativamente da classe A até a classe E.

Com relação à Classificação de Nível de Emergência (CNE), a Resolução Nº 95 (ANM, 2022a) estabelece que seu objetivo é graduar potenciais situações de emergência que possam comprometer a segurança das barragens. Essa classificação é realizada sempre que uma Situação de Emergência for declarada pelo empreendedor, classificando a estrutura de acordo com os níveis de emergência 1, 2 e 3. A avaliação conjunta de CRI, DPA e CNE fornece um retrato mais preciso da configuração atual das barragens de rejeito.

Para análise, considerando um total de 584 barragens, observa-se que cerca de 25% delas estão no estado de Minas Gerais, que possui a maior quantidade dessas estruturas. Em seguida, estão os estados do Mato Grosso e da Bahia, com 139 e 77 barragens, respectivamente. Quanto ao volume represado, Minas Gerais concentra cerca de 43% dos 4.051 milhões de metros cúbicos. O Mato Grosso e Goiás, segundo e terceiro estados com maior volume represado, concentram, respectivamente, 15,4% e 14,1% do montante total.

Os estados de Minas Gerais, Pará, Bahia e Goiás, que juntos concentram 80% da produção de commodities minerais no Brasil (Marini, 2016), são responsáveis por 52,2% das barragens, as quais represam 70,2% do volume total de rejeitos. É importante ressaltar que uma maior produção mineral não necessariamente resulta em um maior número de barragens de rejeito e/ou volume represado, uma vez que a disposição dos rejeitos pode ocorrer de outras maneiras, não obrigatoriamente através de barragens de rejeitos.

Das 584 barragens de rejeito no Brasil analisados, apenas 329 (56,3% do total) são contempladas pela PNSB por atenderem às características determinadas pela Lei nº 12.344. Uma das características é o porte das barragens, que leva em consideração vários critérios, incluindo altura e volume represado. No entanto, não é possível afirmar com precisão a configuração das barragens contempladas pela PNSB. Por outro lado, as 255 barragens não contempladas pela PNSB são de pequeno porte e não armazenam resíduos perigosos.

Por outro lado, das 329 barragens avaliadas, 252 (76,6%) possuem risco baixo quanto à CRI, 46 (14,0%) apresentam risco médio e 31 (9,4%) apresentam risco alto de acidente. Em relação ao DPA, 195 (59,3%) barragens foram avaliadas com DPA alto, 113 (34,3%) com DPA médio e 21 (6,4%) com DPA baixo. Quanto à classificação pela Classe, que engloba o DPA e a CRI, constatou-se que 24 (7,3%) barragens receberam a Classe A (a de maior criticidade). A maioria das barragens está na Classe B, englobando 178 (54,1%) estruturas, enquanto as Classes C, D e E abrangem 106 (32,2%), 4 (1,2%) e 17 (5,2%) barragens, respectivamente.

Por fim, dentre as 584 barragens avaliadas quanto à CNE, 556 (95,2%) não apresentam emergência. As 28 (4,8%) barragens restantes estão classificadas com algum nível de emergência, sendo 17 (2,9%) no Nível 1, 8 (1,4%) no Nível 2 e 3 (0,5%) no Nível 3, o de maior criticidade.

Os indicadores acima alertam o poder público, empresas e especialistas do setor para a necessidade de revisão e controle de diversos aspectos relacionados à segurança de barragens, tanto no âmbito construtivo quanto operacional e de descomissionamento.

3 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE BARRAGENS DE REJEITO

O processo de construção das barragens alteáveis geralmente começa com a construção de um dique inicial. Os rejeitos são então retidos dentro dessa estrutura até atingirem uma altura próxima à do dique. Nesse estágio, inicia-se a construção de um segundo dique sobre o primeiro, acompanhando o aumento do nível dos rejeitos. Esse processo é repetido conforme a demanda de represamento adicional (Vick, 1990).

Conforme a NBR 13028 (ABNT, 2017), as barragens alteáveis podem ou não utilizar rejeitos em sua construção. Como materiais que podem ser empregados na construção de barragens, Vick (1990) indica solos de áreas de empréstimo, rejeitos descarregados hidraulicamente ou frações grosseiras de rejeitos provenientes de descargas com ciclonagem. Em complemento, Lazarim (2015) destaca que os rejeitos não são os materiais mais

adequados para a construção de estruturas hidráulicas devido à sua susceptibilidade à erosão interna (piping), erosão superficial e liquefação, além de serem desafiadores de compactar. No entanto, devido ao grande volume de rejeitos gerados e sua proximidade com o maciço da barragem, seu uso na construção das barragens torna-se economicamente atrativo para as mineradoras.

Geralmente, os métodos de montante, jusante e da linha de centro são os mais empregados para o alteamento de barragens (Vick, 1990). A nomenclatura desses métodos é atribuída à direção de avanço da crista da barragem durante os processos de alteamento.

O método de alteamento a montante é o mais antigo, simples e econômico. Consiste na construção de um dique inicial, seguido pelo lançamento de rejeitos para formar uma praia de rejeitos que servirá como base para o próximo alteamento. À medida que os rejeitos se consolidam, os alteamentos são repetidos sucessivamente até alcançar a altura desejada (Vick, 1990; Araujo, 2006) destaca que fatores como controle da superfície freática, capacidade de armazenamento de água e suscetibilidade à liquefação sísmica limitam a aplicação do método. Por exemplo, no Chile, esse método é proibido devido às condições sísmicas locais (Araújo, 2019). No Brasil, o alteamento pelo método de montante foi proibido pela Lei nº 14.066/2020. Apesar disso, devido às suas vantagens econômicas, ele foi amplamente utilizado pelas mineradoras na construção de barragens no país.

O método de alteamento a jusante envolve a construção de um dique inicial, geralmente composto por solo ou enrocamento compactado, seguido por alteamentos a jusante do dique (Araújo, 2006; Lazarim, 2015). Esses alteamentos são executados quando a estrutura atinge ou está próxima de sua capacidade de armazenamento (Bjelkevik, 2005). O método de jusante é considerado mais seguro devido ao elevado rigor construtivo. Além disso, ele permite a incorporação de núcleos impermeáveis e drenos internos, visando o controle da superfície freática. Portanto, o método de jusante é apropriado para situações em que rejeito possui grandes volumes de água (Vick, 1990). Um aspecto relevante é o controle adequado da drenagem por meio de filtros, o que reduz a chance de acúmulo de poropressão, que por sua vez diminui a resistência ao cisalhamento dos materiais (EPA, 1994). A implementação dessas medidas construtivas, juntamente com a possibilidade de compactação adequada, torna o alteamento pelo método de jusante viável, apresentando resistência à liquefação em regiões de alta sismicidade (Vick, 1990). No entanto, este método possui um custo significativo devido à necessidade de um grande volume de material (Fernandes, 2017), além de exigir um planejamento cuidadoso para reservar espaço suficiente para o avanço do pé da barragem, o que muitas vezes limita a altura final da barragem (Vick, 1990).

As barragens construídas pelo método de linha de centro são consideradas uma solução intermediária entre os métodos previamente discutidos (Araujo, 2006). Este método compartilha algumas características positivas e negativas dos métodos anteriores (Fernandes, 2017). Ele envolve a criação inicial de um dique de partida, seguido pelo lançamento subsequente dos rejeitos a partir da crista da estrutura. Os alteamentos subsequentes são realizados utilizando a praia de rejeitos, a crista da estrutura e o terreno natural como suportes. Além disso, este método permite a inclusão de um sistema de drenagem dentro da estrutura da barragem, o que reduz a altura da superfície freática e diminui a sensibilidade ao posicionamento da lagoa de decantação (Vick, 1990; EPA, 1994).

No entanto, o método de linha de centro não é adequado para armazenar rejeitos com grandes volumes de água por longos períodos (Vick, 1990; EPA, 1994) devido a sua estrutura, que possui parte dos diques apoiada diretamente sobre o rejeito, o que pode comprometer a estabilidade do maciço (Fernandes, 2017).

Quanto à resistência sísmica, as barragens alteadas com esse método são consideradas aceitáveis devido à possibilidade de compactação do corpo principal do aterro e de controle dos níveis de saturação por meio de drenagem (Vick, 1990). Mesmo que as frações finas de rejeito represadas contra a face montante da estrutura possam sofrer liquefação, as partes central e jusante da barragem podem permanecer estáveis com a compactação e drenagem adequadas (EPA, 1994).

Uma comparação detalhada entre os métodos construtivos em termos de requisitos do rejeito lançado e de descarga, adequação para o represamento de água, resistência sísmica, restrições à taxa de alteamento, requisitos do material do maciço e custo relativo é apresentada por Vick (1990).

4 RUPTURAS DE BARRAGENS DE REJEITO

As rupturas de barragens de rejeito representam uma séria ameaça, pois podem resultar na liberação de grandes volumes de água e rejeitos, com o potencial de causar devastação às comunidades a jusante e ao meio ambiente. Geralmente, as barragens estão sujeitas a diversos mecanismos de ruptura, sendo os mais comuns: deslizamento, galgamento, ruptura na fundação, erosão externa, piping e liquefação (EPA, 1994).

Os deslizamentos ocorrem principalmente quando as forças aplicadas excedem a resistência do material (Oldecop e Rodriguez, 2007). Como resultado, podem ocorrer desde pequenos desprendimentos ao longo da face da barragem até o colapso completo da estrutura (EPA, 1994). As principais causas incluem alterações no lençol

freático, vibrações induzidas, mudanças na permeabilidade da fundação e assentamento da mesma, etc. (CANMET, 1977).

A ocorrência de galgamento é caracterizada pelo escoamento da água sobre a crista da barragem, resultando na erosão da estrutura e no aumento do risco de ruptura (Roche et *al*., 2017). O galgamento pode ser desencadeado por fatores como precipitação excessiva, desvio inadequado de águas superficiais ou gestão deficiente da descarga de resíduos (EPA, 1994; Roche et *al*., 2017). Este fenômeno pode ser delineado em três estágios: i) instabilidade inicial da barragem devido ao impacto do fluxo hídrico; ii) incremento dos rejeitos no fluxo, intensificando sua energia; iii) deslocamento vigoroso do material retido e da água para jusante (Lyu et *al*., 2019). Todavia, os principais determinantes do impacto do galgamento incluem a taxa de escoamento sobre a crista, a duração do fluxo e a erodibilidade do material constituinte da estrutura (CANMET, 1977).

Além do galgamento, a erosão externa também provoca a erosão da face da barragem devido ao escoamento de águas pluviais ou ações de vento (particularmente em regiões áridas) em taludes íngremes (Roche et *al*., 2017; Yaya et *al*., 2017; Haeri et *al*., 2020; Bjelkevik, 2005; Sodré, 2021). Estratégias para prevenir ou mitigar os efeitos da erosão externa incluem a implementação de sistemas adequados de drenagem pluvial (EPA, 1994), a aplicação de cobertura vegetal (Bjelkevik, 2005) ou a aplicação de técnicas de impermeabilização.

A ruptura na fundação ocorre quando a estrutura de represamento é construída sobre solos com baixa capacidade de carga (Roche et *al*., 2017). Uma investigação geotécnica apropriada pode antecipar a presença de camadas com baixa resistência ao cisalhamento e identificar fissuras na rocha, possibilitando intervenções necessárias (Clarkson e Williamns, 2021). No entanto, Icold (2001) alerta para a possibilidade de ocorrência desse tipo de ruptura devido às interpretações equivocadas dos resultados de investigações geotécnicas adequadamente conduzidas.

Piping refere-se à erosão interna ao longo de um trajeto de infiltração, ocorrendo dentro ou abaixo da estrutura da barragem, resultando na formação de um fluxo concentrado (EPA, 1994; Clarkson e Williamns, 2021). Tipicamente, a infiltração se concentra em áreas mais permeáveis da estrutura, e quando o gradiente hidráulico crítico é excedido, partículas sólidas da barragem ou da fundação começam a ser carreadas, resultando na formação de um buraco ou ravina no ponto de saída da infiltração (CANMET, 1977; Knight, 2015). Este fenômeno pode ser atribuído a problemas no funcionamento ou dimensionamento do sistema de drenagem interno, compactação inadequada ou rachaduras decorrentes de assentamentos (ICOLD, 1996; Knight, 2015). No entanto, identificar precocemente esse mecanismo é desafiador. Apesar disso, a observação constante dos fluxos de infiltração em direção ao sistema de drenagem pode fornecer alguns indícios, como mudanças na coloração ou na intensidade do fluxo (ICOLD, 1996).

A liquefação é um fenômeno decorrente da diminuição significativa da resistência ao cisalhamento do material, causada pelo aumento do excesso de poropressão com a aplicação de um carregamento rápido sob condições não drenadas (Silva, 2010). Nos rejeitos de mineração, a coesão é praticamente inexistente, sendo a resistência ao cisalhamento dependente exclusivamente da parcela friccional (Nierwinski, 2019). Assim, a diminuição significativa da resistência do solo pode resultar em rupturas potencialmente catastróficas, caracterizadas por impactos extensos e deslocamentos rápidos dos materiais (Silva, 2010).

A liquefação pode ser desencadeada por carregamentos estáticos ou dinâmicos. A liquefação estática pode ocorrer devido a carregamentos estáticos, como a construção de diques de alteamento, enquanto a liquefação dinâmica pode ser causada por eventos dinâmicos, como terremotos (Penna et *al*., 2010). Além disso, a suscetibilidade à liquefação depende do tipo de solo, densidade relativa e da localização da linha freática (EPA, 1994).

Nierwinski (2019) enfatiza a necessidade de realizar mais estudos para compreender o comportamento dos materiais de rejeito, visando à identificação de padrões de comportamento de materiais suscetíveis à liquefação. A autora destaca que os ensaios triaxiais e de cone sísmico (SCPTu) podem ser empregados para avaliar a suscetibilidade à liquefação por meio do parâmetro de estado (ψ). Um valor positivo desse parâmetro indica uma tendência contrativa do material, sinalizando a suscetibilidade ao fluxo por liquefação. Por outro lado, um valor negativo indica uma tendência à dilatação, o que sinaliza não susceptibilidade à liquefação

Robertson (2010) enfatiza a necessidade de cautela nos projetos de barragens de rejeitos, recomendando uma avaliação cuidadosa da suscetibilidade à liquefação da estrutura. Medidas preventivas, como o monitoramento contínuo das obras, a instalação adequada de instrumentação e a implementação de elementos filtrantes verticais, são essenciais para a construção segura de estruturas em materiais suscetíveis à liquefação (Penna et *al*., 2010).

5 DISTRIBUIÇÃO DAS RUPTURAS DE BARRAGENS DE REJEITO

Esta seção aborda a distribuição temporal e espacial das rupturas em barragens de rejeito, considerando as causas, os mecanismos de ruptura e os métodos construtivos. Estudos conduzidos por autores como ICOLD (2001),

Azam e Li (2010), Lyu et *al.* (2019) e Piciullo et *al.* (2022) analisaram essa distribuição temporal, resultando em conclusões similares. No entanto, diferenças observadas podem ser atribuídas à utilização de bases de dados distintas.

Quanto às causas e aos mecanismos de ruptura, é importante destacar que não existe consenso na literatura quanto à definição e abrangência de cada termo. Por exemplo, enquanto a EPA (1994) classifica o galgamento como um mecanismo de ruptura, o ICOLD (2001) o considera uma causa de ruptura.

Em relação à evolução do número de rupturas ao longo das décadas, Lyu et *al.* (2019) relataram que houve 2 rupturas na década de 1910, 1 em 1920, 2 em 1930, 7 em 1940, 8 em 1950, 56 em 1960, 57 em 1970, 48 em 1980, 54 em 1990, 35 em 2000 e 45 em 2010. Observa-se um aumento expressivo na quantidade de rupturas após a década de 50, seguido por uma redução nos números de falhas a partir da década de 90. Esse padrão é explicado pela conjunção de vários fatores, incluindo a grande demanda mundial por produção mineral após a reconstrução de áreas afetadas pela Segunda Guerra Mundial, o desenvolvimento de países recém-independentes na África e Ásia, e práticas deficientes de inspeção e manutenção das estruturas (Azam e Li, 2010; Lyu et *al.*, 2019). A subsequente redução no número de falhas nas décadas posteriores está associada à implementação de critérios de segurança mais rigorosos e ao aprimoramento das tecnologias construtivas (Azam e Li, 2010).

A distribuição espacial de acidentes em barragens de rejeito foi investigada por Rico et *al.* (2008), Azam e Li (2010) e Lyu et *al.* (2019), os quais obtiveram resultados relativamente similares. No entanto, eventuais discrepâncias nos resultados são atribuíveis às diferenças entre as bases de dados utilizadas e aos períodos de publicação das pesquisas. Por exemplo, Liu et *al.* (2019) relatou que 43,49% das rupturas ocorreram na América do Norte, 19,37% na América do Sul, 15,56% na Ásia, 13,65% na Europa, 4,44% na África e 3,49% na Oceania. Em contrapartida, Azam e Li (2010), em um universo de 218 rupturas, reportaram que 35,32% ocorreram na América do Norte, 18,35% na América do Sul, 26,61% na Europa, 10,55% na Ásia, 5,96% na África e 3,21% na Austrália. Lyu et *al.* (2019) e Azam e Li (2010) destacaram ainda que os dados utilizados estão incompletos, não abrangendo todas as rupturas ocorridas. Vários autores alegam que essa limitação decorre, em parte, devido a não divulgação de muitas rupturas por causa da sensibilidade ou implicações legais.

Em relação à distribuição de rupturas por país no período de 1910 a 1999, Lyu et *al.* (2019) indicaram os seguintes números de ocorrências: Estados Unidos (95), Chile (28), Canadá (14), Reino Unido (12), Filipinas (11), Peru (11), África do Sul (8), China (7), Japão (6), Austrália (6), entre outros. Já no período de 2000 a 2018, número de ocorrências por país segue: Estados Unidos (14), Chile (10), Brasil (8), China (7), Canadá (6), Reino Unido (6), Filipinas (4), México (4), Peru (2), Austrália (2).

A análise da distribuição das rupturas sugere uma tendência de deslocamento da concentração de ocorrências de países desenvolvidos para países em desenvolvimento (Azam e Li, 2010). A maioria das rupturas em países desenvolvidos ocorreu no século XX, um período de rápido crescimento econômico para esses países. Em contrapartida, nos países em desenvolvimento, como o Brasil, a maior parte das rupturas concentra-se no século atual (Lyu et *al.*, 2019).

Essa tendência é compatível com o desenvolvimento econômico e o nível de conhecimento em termos construtivos, de dimensionamento e de monitoramento. Isso reforça a necessidade de países em desenvolvimento darem maior atenção à segurança e estabilidade dessas estruturas à medida que suas economias crescem. Além disso, esses países podem aprender com a experiência acumulada pelos países desenvolvidos que já sofreram com rupturas de barragens (Azam e Li, 2010; Lyu et *al.*, 2019).

A distribuição do número de rupturas em função de suas causas e mecanismos é fundamental para o desenvolvimento da engenharia e a análise de previsão de desempenho, visando a prevenção de novas rupturas de barragens de rejeito. Roche et *al.* (2017) identificaram que 24,9% das rupturas têm causas desconhecidas, enquanto o galgamento é responsável por 21,1% das rupturas, a instabilidade de taludes por 14,4%, terremotos por 12,9%, infiltração por 8,1%, estruturas inadequadas por 7,7%, ruptura da fundação por 7,2%, erosão externa por 3,3% e subsidência da mina por 0,5%.

Por outro lado, Rico et *al.* (2008) constataram que, em uma amostra de 146 rupturas, 24,66% foram atribuídas a chuvas não usuais, 14,38% a liquefação, 14,38% a causas desconhecidas, 10,13% a má gestão, 8,90% a falhas estruturais, 6,85% a *piping*, 6,16% a galgamento, 6,16% a ruptura da fundação e 4,79% a instabilidade de taludes. Além disso, Gildeh et *al.* (2020) observaram que entre os 61 eventos de rupturas analisados, as principais causas foram a liquefação sísmica, galgamento, instabilidade de taludes e infiltração. É importante destacar que chuvas excessivas e terremotos podem desencadear galgamento e liquefação sísmica, respectivamente. Gildeh et *al.* (2020) também observaram que a altura máxima das barragens rompidas devido à maioria dos mecanismos está no intervalo entre 40 e 70 metros.

Com relação à influência do método construtivo na ruptura de barragens, diversos estudos indicaram que a maioria das rupturas ocorreu em barragens alteadas pelo método de montante, seguido pelo método de jusante e, por último, pelo método de linha de centro. Piciullo et *al.* (2022) relataram que, dos casos de rupturas analisados,

não foram identificados os métodos construtivos em 49% dos casos, enquanto 32% foram atribuídos ao método de montante, 6% ao método de jusante e 2% ao método de linha de centro. Lyu et *al*. (2019) analisaram 169 casos de ruptura e observaram que 99 casos se referem ao método montante, 26 ao método jusante, 14 relacionados à linha de centro, e os casos restantes estão relacionados ao tipo de retenção de água.

É importante ressaltar que, conforme explicado por ICOLD (2001), maior número de rupturas em barragens alteadas pelo método de montante e de jusante pode ser reflexo da maior quantidade dessas estruturas em comparação às da linha de centro. Em termos porcentuais, Piciullo et *al*. (2022) demonstraram maior frequência de rompimentos em barragens alteadas pelo método de montante (13%). A frequência de ocorrência de rupturas em barragens alteadas pelo método de jusante (7%) é menor do que a observada em barragens alteadas pelo método de linha de centro (11%). Esses resultados corroboram com a pesquisa de Franks et *al*. (2021), cujas análises concluíram que o método de montante é mais propenso a apresentar problemas de instabilidade, seguido pelo método de linha de centro e, por fim, o método de jusante.

6 CONCLUSÕES

O artigo abordou de forma geral o panorama das barragens de rejeito no Brasil, métodos construtivos, rupturas e a distribuição espacial e temporal das rupturas. Conclui que as consequências das rupturas reforçam a necessidade de monitoramento contínuo e de um melhor entendimento do comportamento do rejeito, dos mecanismos e causas das rupturas de barragens. Esse entendimento permitirá maior segurança, prevenção de futuras rupturas, aprimoramento nos métodos de dimensionamento e nas técnicas construtivas. No entanto, a escassez de dados sólidos sobre históricos de rupturas dificulta análises estatísticas e o aprendizado com erros passados em métodos construtivos, investigação geotécnica, dimensionamento e monitoramento do desempenho. Por fim, destaca-se a necessidade de promover discussões e análises contínuas sobre a segurança das barragens, com a participação do poder público, mineradoras, projetistas, executores e comunidades, de modo a garantir que o progresso da engenharia atenda ao interesse comum no presente e no futuro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM. (2019) *Relatório anual de segurança de barragens de mineração 2019. Brasília*, 2019.

ANM. (2021) *Anuário mineral brasileiro principais substâncias metálicas 2021*. Brasília.

ANM. (2022a) *Resolução ANM nº 95, de 07 de fevereiro de 2022.* Brasília.

ANM (2022b). **Barragens**. [S.l.].

Araujo, C.B. (2006) *Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro*. Dissertação - Programa de Pós-Graduação de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro.

Azam, S., Li, Q. (2010) Tailings Dam Failures: A Review of the Last One Hundred Years. *Geotechnical News*, [S.l.], v. 28(4), p. 50-53.

Bjelkevik, A. (2005) *Water Cover Closure Design for Tailings Dams*. Luleå: Luleå University of Technology.

BRASIL. (2010) *Lei n. 12.334*, de 20 de setembro de 2010.

Cavalcante, A.L.B. (2004) *Modelagem e simulação do transporte por arraste de sedimentos heterogêneos acoplado ao mecanismo de tensão-deformação-poropressão aplicado a barragens de rejeitos*. Tese - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília.

CANMET – Canadian Centre for Mineral and Energy Technology. (1977) *Pit slope manual*. Ottawa: Supply and Services Canada.

Clarkson, L., Williams, D. (2021) An Overview of Conventional Tailings Dam Geotechnical Failure Mechanisms. *Mining, Metallurgy & Exploration*, v. 38(3), p. 1305-1328.

EPA - Environmental Protection Agency. (1994) *Technical Report design and evaluation of tailings dams*. Washington.

Fernandes, R.B. (2017) *Metodologia para unificação do sistema de classificação de barragens de rejeito*. Dissertação - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto.

Franks, D.M., Stringer, M., Torres-Cruz, L.A., Baker, E., Valenta, R., Thygesen, K., Mattews, A., Howchin, J., Barbie, S. (2021) Tailings facility disclosures reveal stability risks. *Scientific Reports*, [S.l.], v. 11, p. 7.

Gildeh, H.K., Halliday, A., Arenas, A., Zhang, H. (2021) Tailings Dam Breach Analysis: A Review of Methods, Practices, and Uncertainties. *Mine Water and the Environment*, [S.l], v. 40(1), p. 128-150.

Haeri, S.M., Motlagh, A.M., Gholami, R., Soleimani, S. (2020) Tailings Dam Failure Modes; *Recognitions and Preventions*. In: NATIONAL CONGRESS ON CIVIL ENGINEERING, Tabriz. **Proceedings....**, Tabriz: [s.n.], p. 8.

Hartman, H., Mutmansky J. (2002) *Introductory Mining Engineering*. 2nd. ed. Reino Unido: John Wiley& Sons.
IBRAM - Instituto Brasileiro de Mineração. (2016) *Gestão e Manejo de Rejeitos de Mineração*. IBRAM.
IBRAM - Instituto Brasileiro de Mineração. (2022) *Setor Mineral 2021*. IBRAM.
ICOLD. (1996) A guide to tailings dams and impoundments. Paris: ICOLD.
ICOLD. (2001) Tailings dams risk of dangerous occurrences. Paris: ICOLD.
IPEA – Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada. (2012) *Diagnóstico dos Resíduos Sólidosda Atividade de Mineração de Substâncias Não Energéticas*. Brasília.
Knight, Z. (2015) *Slope stability analysis of tailings dam embankments*. TCC – Charles Darwin University, [S.l.].
Lazarim, T.P. (2015) *Espalhamento de rejeitos em cenários de ruptura de barragens - simulações em modelo reduzido e proposta de método para avaliação de área atingida*. Dissertação - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
Li, Q., Chen, Z., Zhang, B., Li, B., Lu, K., Lu, L., Guo, H. (2020) Detection of Tailings Dams Using High-Resolution Satellite Imagery and a Single Shot Multibox Detector in the Jing–Jin–Ji Region, China. *Remote Sensing*. Basel, Switzerland, v. 12(16).
Lyu, Z., Chai, J., Xu, Z., Qin, Y., Cao, J. A. (2019) Comprehensive Review on Reasons for Tailings Dam Failures Based on Case History. *Advances in Civil Engineering*, [S.l.], p. 18.
MARINI, O.J. (2016) Potencial Mineral do Brasil. *In*: Melfi, A. J.; Misi, A.; Campos, D. A.; Cordani, U. G. (Org.). *Recursos minerais no Brasil*: problemas e desafios. Rio de Janeiro: Academia Brasileira de Ciências. cap. 1. p. 18-31.
Martins, Luís Fernando. (2016) *Barragens de rejeito de mineração no Brasil: principais tipos de barragens, instrumentação e monitoramento*. Especialização – Programa de Pós-Graduação Lato Sensu à distância, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Pará. Belém.
Nierwinski, H. (2019) *Caracterização e comportamento geomecânico de rejeitos de mineração*. Tese - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.
Oldecop, L., Rodríguez, R. (2007) Estabilidad y seguridad de depósitos de residuos mineros. *In*: Rodríguez, R.; García-Cortés; A. (Ed.). *Los residuos minero metalúrgicos en el medio ambiente*. Madrid: Instituto Geológico y Minero de España, cap. 3. p. 197-244.
Pacheco, R.L.R. (2018) *Static liquefaction in tailings dam and flow failure. In: Seminario Riesgos geotécnicos*. Madrid.
Penna, L.R., Filho, W.L.O., Araújo, L.G., Almeida, F.E. (2010) Liquefação Estática em Depósitos de Rejeitos de Mineração. In: COBRAMSEG, 2010, Gramado. **Anais...**. [S.l.]: ABMS, p. 7.
Piciullo, L., Storrøsten, E. B., Liu, Z., Nadim, F., Lacasse, S. (2022) A new look at the statistics of tailings dam failures. *Engineering Geology*, [S.l.], v. 303, p. 15.
Rico, B., Benito, G., Salgueiro, A.R., Díez-Herrero, A., Pereira, H.G. (2008) Reported tailings dam failures: A review of the European incidents in the worldwide context. *Journal of Hazardous Materials*, v. 152(2), p. 846-852.
Robertson, P.K. (2010) Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, [S.l], v. 136(6), p. 12.
Roche, C., Thygesen, K., Baker, E. (2017) *Mine tailings storage: safety is no accident.* [S.l.]: United Nations Environment Programm.
Silva, W.P. (2010) *Estudo do potencial de liquefação estática de uma barragem de rejeito alteada para montante aplicando a metodologia de Olson (2001)*. Dissertação – Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto.
Sodré, W.W.B. (2021) Estudo da utilização da berma de equilíbrio – reforço em barragens de rejeitos: revisão bibliográfica. *Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento*, v. 7, p. 121-140.
Souza, L.M.C.G., Sampaio, J.A.L. (2017) Licenciamento ambiental e concessão minerária: perspectivas da política nacional de segurança de barragem. *Nomos*, Fortaleza, v. 37.1(1), p. 93-115.
Vick, S. G. (1990) *Planning, design, and analysis of tailings dams*. 2nd ed. Vancouver: BiTech Publishers Ltd.
Yaya, C., Tikou, B., Lizhen, C. (2017) Numerical analysis and geophysical monitoring for stability assessment of the Northwest tailings dam at Westwood Mine. *Inter. Jour. of Mining Scie. and Tech.*, [S.l.], v. 2(4), p. 701-710.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/37

Calibração do Modelo NorSand Para O Rejeito De Uma Barragem De Mineração De Ferro

Luísa de Andrade Araújo
Engenheira Civil, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, luisaa.a@hotmail.com

Thiago Cruz Bretas
Engenheira Civil, Tbretas, Belo Horizonte, Brasil, tbretas@tbretas.com

Marcelle Murta Brugnara
Engenheira Civil, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, marcellembrugnara@gmail.com

Rafael Mendonça Carvalhais
Engenheira Civil, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, rmcarvalhais@gmail.com

Frank Marcos da Silva Pereira
Engenherio Civil, VALE, Belo Horizonte, Brasil, frank.pereira@vale.com

RESUMO: O modelo constitutivo NorSand considera o efeito do índice de vazios no comportamento do solo, sendo capaz de representar a perda de resistência do material ao se contrair (strain-softening). Tal característica se faz relevante na avaliação do comportamento de rejeitos arenosos, uma vez que consegue analisar a liquefação deste material. Este estudo contempla a definição dos parâmetros do modelo NorSand para o rejeito de uma barragem localizada no Quadrilátero Ferrífero, considerando a análise de 21 ensaios triaxiais e 27 ensaios CPTUs, realizados neste material. Com os resultados dos ensaios triaixias, foi realizado um refinamento daqueles que atingiram o estado crítico, de forma a possibilitar a determinação da linha de estados críticos (LEC) deste material. A análise dos ensaios CPTUs contribuiu para a calibração do parâmetro de estado do rejeito e susceptibilidade à liquefação, avaliando a coerência com os ensaios triaxiais. A partir destes dados, foi realizada a calibração individual de cada corpo de prova do ensaio triaxiais por meio de uma planilha de referencia e, com o intervalo de valores encontrados, foi realizada a calibração coletiva do rejeito, por meio do software RSData, de forma a se obter parâmetros NorSand que representem o material como um todo. Essa calibração teve como referência o comportamento menos resistente do rejeito (limites inferiores) e representou bem a perda de resistência do material conforme o esperado. A calibração realizada foi capaz de representar, de maneira satisfatória, as trajetórias de tensões indicadas pelos ensaios triaxiais realizados.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeito, NorSand, Índice de Vazios, Calibração.

ABSTRACT:
The NorSand constitutive model considers the effect of the void index on the behavior of the soil, being able to represent the material's loss of resistance when contracting (strain-softening). This characteristic is relevant in evaluating the behavior of sandy tailings, as it can analyze the liquefaction of this material. This study includes the definition of the parameters of the NorSand model for tailings from a dam located in the Iron Quadrangle, considering the analysis of 21 triaxial tests and 27 CPTUs tests, carried out on this material. With the results of the triaxial tests, a refinement of those that reached the critical state was carried out, in order to enable the determination of the critical state locus (CSL) of this material. The analysis of the CPTUs tests contributed to the calibration of the state parameter and the susceptibility to liquefaction, evaluating coherence with the triaxial tests. From these data, individual calibration of each specimen of the triaxial tests was carried out using a reference spreadsheet and, with the range of values found, the set of tests was calibrated using the RSData software, in order to obtain NorSand parameters that represent the material as a whole. This calibration took as a reference the less resistant behavior of the waste (lower limits) and represented the material's loss of resistance as expected. The calibration carried out was capable of satisfactorily representing the stress trajectories indicated by the triaxial tests carried out.

KEYWORDS: Tailings, NorSand, Void Index, Calibration, Critical State

1 INTRODUÇÃO

O reservatório da barragem é constituído por rejeitos gerados a partir do beneficiamento de rochas de itabirito hematíticas, ao longo de aproximadamente 20 anos de operação. O rejeito é caracterizado por uma granulometria que varia de areia fina a média siltosa, de cor marrom escura a preta e de compacidade fofa, cujos valores médios de NSPT ficaram entre os 2 e 4 golpes, comumente apresentam altos teores de minério de ferro.

O modelo constitutivo que melhor representa o comportamento do rejeito é o NorSand. Para isso, foram interpretados todos os ensaios de laboratório e campo disponíveis para este material. A partir deste modelo é possível determinar o potencial de liquefação dos rejeitos durante as etapas de descaracterização da barragem, considerando o comportamento de perda de resistência pós pico (strain-softening). Em geral, a liquefação estática ocorre em materiais granulares fofos sob condições não drenadas no cisalhamento. Durante esse carregamento, a poropressão aumenta e a tensão efetiva diminui até atingir valores residuais ao mesmo tempo em que as deformações aumentam constantemente (Sternik, 2014).

A teoria do estado crítico envolve mais do que independência das propriedades relacionadas à densidade. Os modelos descritivos são intrinsecamente ajustados à curva e ancorados nos dados dos ensaios, que podem ser muito adequados para modelagem numérica se as trajetórias de tensões no problema de interesse forem semelhantes às condições dos ensaios. No entanto, a precisão dos modelos descritivos na representação de um determinado comportamento pode ser desafiadora.

Nesse contexto, o NorSand foi aplicado a uma variedade de solos, desde silte argiloso até areia, com bom sucesso (Jefferies, M. 2010). Inicialmente, o NorSand foi usado principalmente para modelar o comportamento da areia, e agora existe experiência suficiente com o NorSand para fornecer intervalos de parâmetros típicos para outros materiais. A abordagem adotada pelo modelo NorSand não se limita a solos dilatantes e pode representar de maneira suave o comportamento de solos desde muito fofos a muito compactos, conforme Jefferies (1993)

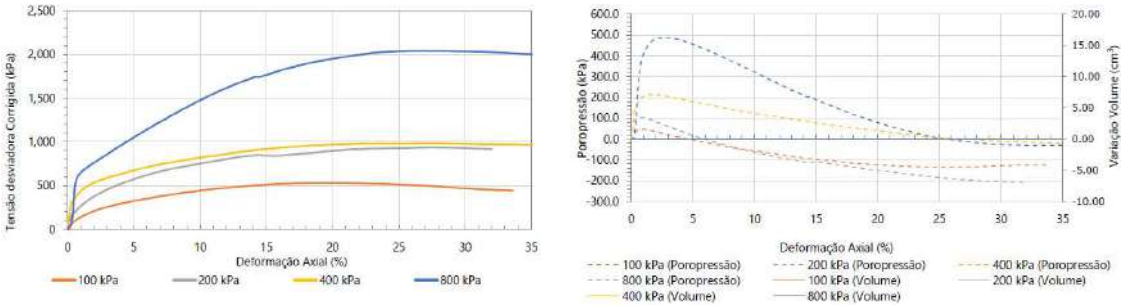
Sabe-se que os rejeitos são dispostos em camadas horizontais cujas características dependem das atividades da planta de beneficiamento durante a operação da barragem. Portanto, um reservatório de rejeitos possui um comportamento anisotrópico, conforme citado por Castonguay (2018). Porém, neste estudo, utilizou-se a formulação clássica do NorSand para materiais isotrópicos.

Este estudo tem por objetivo apresentar uma calibração do modelo NorSand a partir dos resultados de ensaios triaxiais e CPTUs aplicados a um rejeito de uma barragem alteada a montante, localizada no Quadrilátero Ferrífero, em obra de descaracterização. Para a avaliação do comportamento do material e calibração do modelo foi utilizado o software RSData, desenvolvido pela RocScience. Nele foram lançadas as tensões na ruptura e as trajetórias de tensões obtidas nos ensaios triaxiais executados para o material.

3 METODOLOGIA

Para realizar a calibração do modelo NorSand de um rejeito de minério de ferro foram analisados os resultados de uma campanha de investigação geotécnica contemplando 21 ensaios triaxiais, sendo 13 ensaios triaxiais do tipo CIU (adensamento isotrópico e cisalhamento por compressão triaxial não drenada), 4 ensaios triaxial do tipo CID (adensamento isotrópico e cisalhamento por compressão triaxial drenada), 2 ensaios CKU (adensamento anisotrópico e cisalhamento por compressão triaxial não drenada), e 2 ensaios CKD (adensamento anisotrópico e cisalhamento por compressão triaxial drenada). Tais ensaios foram executados para tensões de confinamento variando de 50kPa a 800kPa.

Foi realizada a avaliação do comportamento do material por meio dos gráficos de Tensão Desviadora x Deformação Axial, Variação de Poropressão x Deformação Axial e Variação de Volume x Deformação Axial, em que a horizontalização da curva indica que o estado crítico do material foi atingido. Abaixo é apresentado o resultado do ensaio triaxial da Amostra S02491 onde observa-se que as curvas das quatro tensões confinantes (100kPa, 200kPa, 400 kPa e 800kPa) apresentaram uma tendencia a horizontalidade a partir dos 25% de deformação.



a) Tensão Desviadora x Deformação Axial b) Poropressão x Deformação Axial

Figura 1. Resultados Gráficos do Ensaio Triaxial da Amostra S02491

A avaliação citada acima identificou que 16 amostras atingiram o estado crítico. Tais amostras/ensaios foram utilizadas para a obtenção da linha de estado crítico por meio do gráfico Índice de Vazios x Log de P'oct e, assim, definir os parâmetros Γ e λ do modelo NorSand, em que o λ corresponde ao coeficiente angular da linha de estado crítico, enquanto o Γ correspondo ao seu coeficiente linear.

Neste rejeito, também foram executados 27 ensaios CPTUs, que foram utilizados para a caracterização do parâmetro de estado ψ. Os dados do CPTU foram analisados pelo software Cpet-it e a obtenção do parâmetro de estado se deu por formulações.

Tais valores obtidos serviram para orientar as calibrações a serem executadas. Os demais parâmetros necessários para a utilização do modelo NorSand foram obtidos por meio da calibração individual de cada ensaio que atingiu o estado crítico, assim como uma análise de todos estes ensaios juntos, por meio do software RSData, que permite a calibração com a visualização do conjunto de dados.

4 RESULTADOS

Assim, foi elaborado um gráfico Índice de Vazios x Log de P'oct, contemplando apenas as16 amostras, nas quais foi identificado o atingimento do estado crítico, para a definição da linha de estado crítico (LEC). Ressalta-se que o P'oct é dado pela fórmula abaixo:

$$P'oct = \frac{\sigma'1 + 2\sigma'3}{3} \quad (1)$$

O gráfico supracitado é apresentado na Figura 2. Os pontos definidos para a elaboração da LEC correspondem ao último dado obtido no ensaio. Foram analisadas equações exponenciais, linear, logarítmica, polinomial e de potência para avaliar aquela que mais se adequasse à dispersão de dados e a logarítmica foi a que apresentou o maior raio quadrático.

Nota-se um baixo R^2, devido a heterogeneidade do material, fato esperado para o reservatório de rejeitos, considerando a metodologia de disposição. De qualquer forma, não foi identificado um zoneamento dos rejeitos baseado no local de coleta das amostras, uma vez que não se dispôs de coletas por todo o reservatório, tendo sido concentrado na região da praia de rejeitos.

A linha de estado crítico forneceu o Γ de 1,17 e o λ de 0,053. Tais valores foram utilizados como valores de base para as demais calibrações. Sendo assim, avaliou-se valores entorno deles, mas não se restringindo a eles.

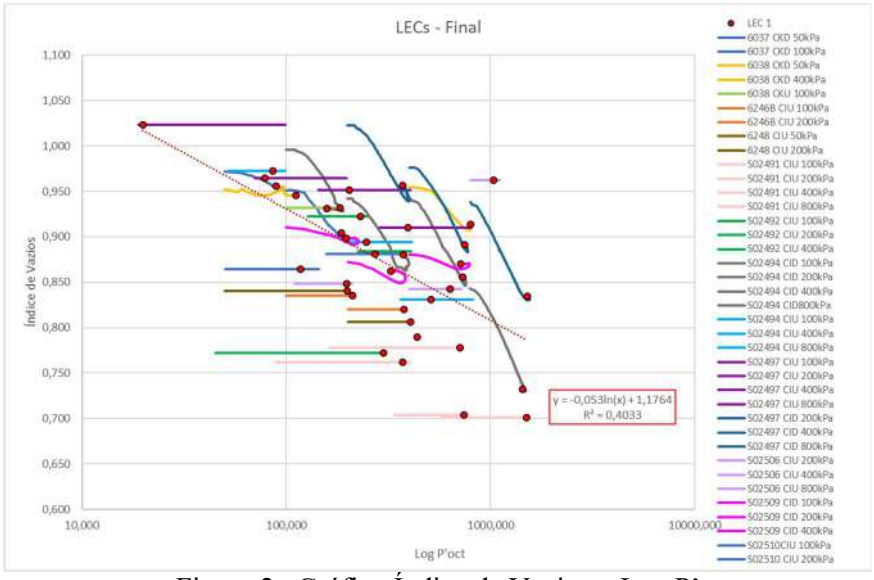


Figura 2. Gráfico Índice de Vazios x Log P'

Os ensaios CPTUs foram analisados no que diz respeito ao parâmetro de estado encontrado. Este ensaio fornece de profundidade, resistência de ponta, poropressao e resistência lateral. Foi utilizado o software Cpet-it para a avaliação dos dados do ensaio e obtenção de output básicos que contribuiram para a determinação do parâmetro de estado por meio da fórmula a seguir:

$$\Psi = 0{,}56\text{-}0{,}33*\log(Q_{tn,cs}) \qquad (2)$$

Onde o $Q_{tn,cs}$ é obtido pelo produto do Q_{tn} (resistência de ponta normalizada) pelo K_c (fator de correção), para valores de I_c<2,6, conforme Robertson (2022).

Foram plotados os dados de parâmetro de estado por profundidade do rejeito. O gráfico que representa esta compilação de dados é apresentado na Figura 3. Nota-se que a grande concentração do material se encontra no ramo contrátil, com valores de ψ superiores a -0,05 e, principalmente entre os valores 0 e 0,1.

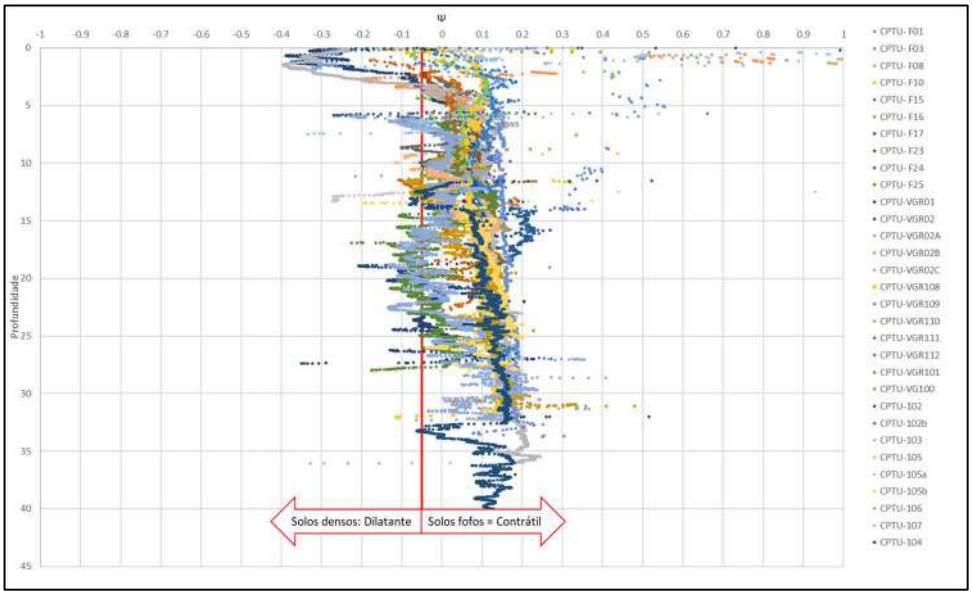
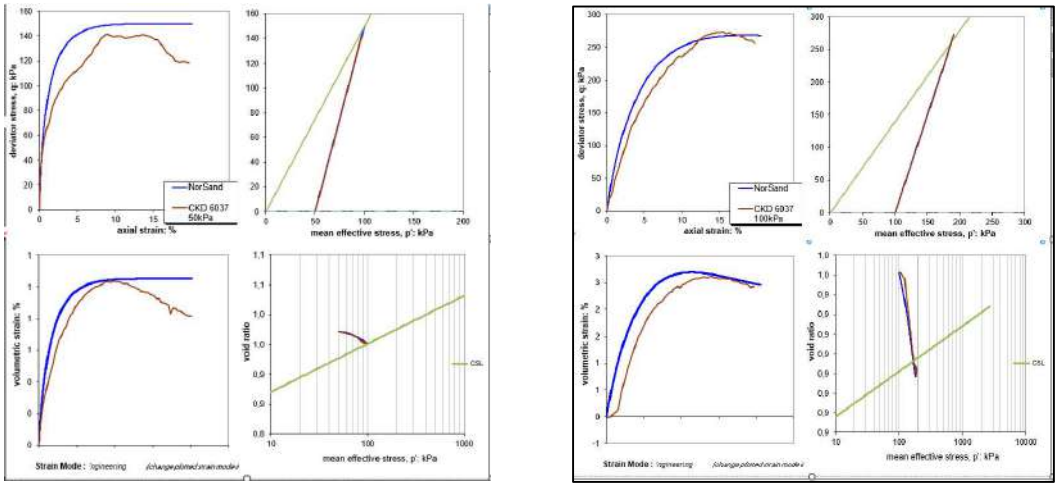


Figura 3. Parâmetro de Estado x Profundidade do Rejeito

Partindo dos dados obtidos nas análises supracitadas e nos ensaios triaxiais, foi realizada uma calibração manual por meio da utilização da planilha NorTxl2(r12). Nerlek_270, desenvolvida por Mike Jefferies, para a obtenção dos parâmetros do modelo de NorSand. Nesta planilha, foram estimados valores para os parâmetros

do modelo, de forma a obter uma curva calibrada semelhante à curva obtida no ensaio. A Figura 4 apresenta o resultado da calibração para a amostra 6037 nas tensões confinantes de 50kPa e 100kPa, em que a curva em marrom corresponde aos dados do ensaio e a curva em azul corresponde à calibração realizada.



a) Amostra 6037 – CKD 50kPa b) Amostra 6037 – CKD 100kPa

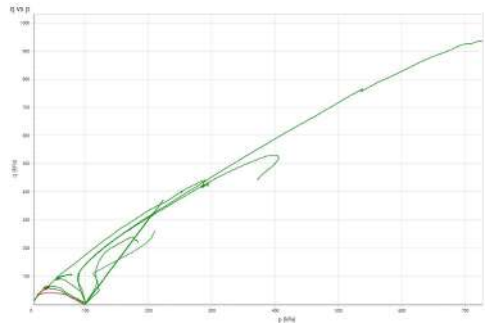
Figura 4. Estudo de Calibração da Amostra 6037

Dentre as 16 amostras selecionadas, 42 tensões confinantes atingiram o estado crítico e estes 42 corpos de prova foram avaliados. A Tabela 1 apresenta o resumo com os valores mínimos, máximos e médios para os parâmetros, obtidos por meio da calibração individual.

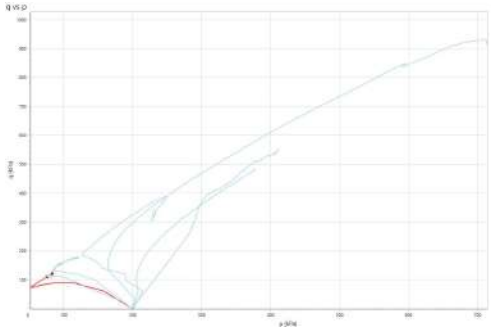
Tabela 1. Resumo da Calibração Individual com Modelo NorSand

Valores	**Γ**	**λ**	**M_{tc}**	**N**	**X_{tc}**	**H**	**G_{max} (MPa)**	**n**	**Ψ_0**	**OCR**
Média	1,15	0,05	1,49	0,3	3,95	104,75	18,82	0,23	0,001	1
Mínimo	0,59	-0,28	1,10	0,2	0,15	12,00	6,00	0,10	-0,09	1
Máximo	2,05	0,22	1,70	0,4	10,00	500,00	50,00	0,30	0,15	1
Desvio Padrão	0,31	0,08	0,11	0,06	2,71	102,73	11,72	0,07	0,06	0

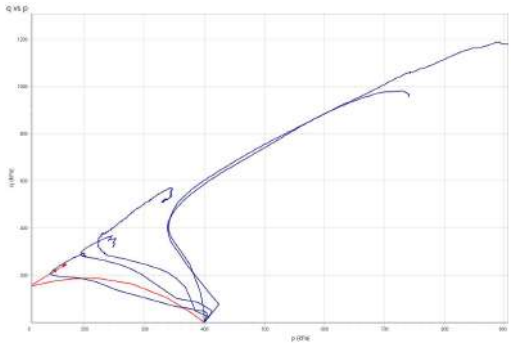
Os valores apresentados na Tabela 1 serviram para nortear a calibração do rejeito como um todo. Nota-se que os valores de Γ e λ obtidos na calibração individual se assemelha aos obtidos na linha de estado crítico. O conjunto de dados dos ensaios triaxiais que atingiram o estado crítico foram inseridos no software RSData. As calibrações realizadas até o momento serviram de orientação e embasamento para a calibração conjunta do material. A calibração final inseriu os dados pertinentes aos intervalos identificados na calibração individual. As Figuras 5 e 6 apresentam os gráficos com as trajetórias de tensão principais e a curva calibrada (Modelo NorSarnd) representada pela linha vermelha. Conforme apresentado, a calibração foi feita de forma conservadora, se aproximando das curvas mais baixas. A Tabela 2 apresenta os valores obtidos nesta calibração conjunta.



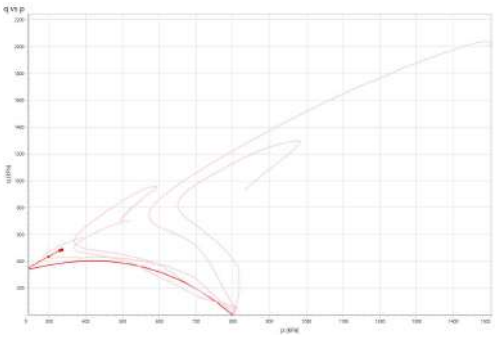
a) Tensão Confinante de 100kPa



b) Tensão Confinante de 200kPa

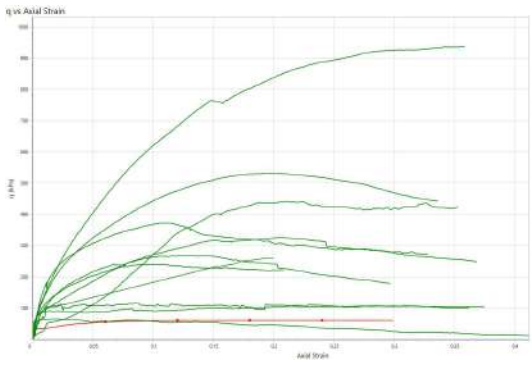


c) Tensão Confinante de 400kPa

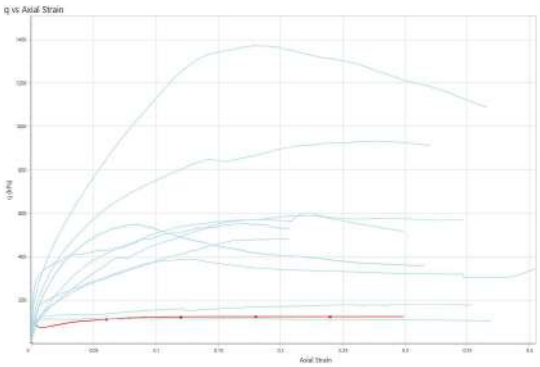


d) Tensão Confinante de 800kPa

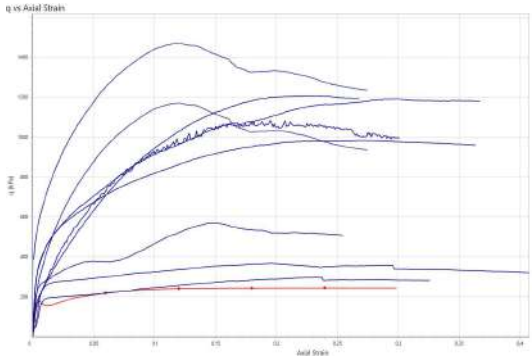
Figura 5. Gráficos tensão x deformação separados por tensões confinantes



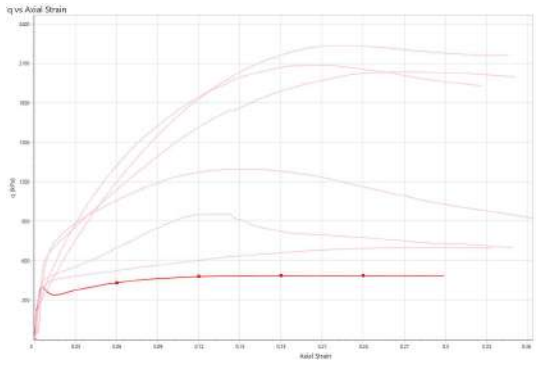
a) Tensão Confinante de 100kPa



b) Tensão Confinante de 200kPa



c) Tensão Confinante de 400kPa



d) Tensão Confinante de 800kPa

Figura 6. Trajetória de Tensões separados por Tensões Confinantes

Tabela 2. Parâmetros do Rejeito – Norsand

Material	Γ	λ	M_{to}	N	X_{tc}	H	G_{max}	n	Ψ_0
Rejeito	1,17	0,053	1,45	0,35	6,38	40	37500	0,3	0,046
Jefferies (2016) (*)	(0,9-1,4)	(0,04-0,07)	(1,30-1,60)	-	>4	-	-	-	-

(*)Areias e Siltes

5 COMENTÁRIOS FINAIS

Este trabalho avaliou os resultados de 42 ensaios triaxiais e 27 ensaios CPTUs em rejeito de minério de ferro. Realizou-se uma calibração individual de cada corpo de prova em que o estado crítico foi atingido, através da planilha de Jefferies (2016) e, posteriormente, uma análise conjunta dos resultados no RSData. Nota-se que houve uma convergência dos resultados obtidos pelo gráfico de índice de Vazios (e) *vesus* Log P'oct, gráfico Parâmetro de estado (Ψ) *versus* profundidade, calibração individual e calibração conjunta.

A calibração apresentou resultados aderentes e muito coerentes com os dados obtidos nos ensaios de laboratório realizados, conseguindo representar de maneira fidedigna o comportamento real do rejeito. Ressalta-se que os valores dos parâmetros encontrados na calibração do modelo constitutivo NorSand estão dentro dos intervalos indicados por Jefferies M. (2016), para solos granulares.

Importante ressaltar que um reservatório de rejeito apresenta grande heterogeneidade e mesmo anisotropia com relação aos parâmetros cuja determinação exata constitui tarefa minuciosa. Além disso, é necessário um banco de dados robusto, que contemple toda a extensão do material a ser analisado. Para um zoneamento/setorização dos rejeitos torna-se fundamental que as investigações sejam espacialmente distribuídas pelo reservatório. Portanto, seria interessante um melhor detalhamento da investigação, com sondagens e CPTUs em regiões mais afastadas do barramento.

A partir de estudos como este, que determinam os parâmetros do material como um todo, poderão ser desenvolvidos estudos de susceptibilidade a liquefação e estudos de tensão deformação mais confiáveis. Ressalta-se que para isso é necessária extensa campanha de investigação geotécnica, contemplando diversos ensaios especiais de laboratório, assim como ensaios de campo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Castonguay, V. e Konrad, J. (2018) Anisotropic behavior of a sand predicted by a modified NorSand soil model. Department of civil and water engineering, Université Laval Québec, QC. Canadá. Publicado em GeoEdmonton Moving Forward.

Gomes, A. S. at all (2022). Calibração do modelo constitutivo NorSand para análise do descomissionamento de barragem de rejeito. Cobramseg.

Jefferies, M.G. (1993). Nor-Sand: a simple critical state model for sand. Geotecnique 43.

Jefferies, M.G. & Been K. (2016). Soil Liquefaction: A critical state approach. Taylor & Francis Group, London and New York, 2 vol.

Sternik. K. (2014). Prediction of static liquefaction by Nor San constitutive model. Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XXXVI, No. 3.

Robertson, P. K. (2022). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test: an update. Canadian Science Publishing.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/38

Caracterização geomecânica de barragem de rejeito – Estudo de caso

Marina Fernanda Rocha de Avelar
Engenheira Civil, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, avelarmarina@ufmg.br

Talita Caroline Miranda
Professora Adjunta, Departamento de Engenharia de Transporte e Geotecnia, UFMG, Belo Horizonte, Brasil talita@etg.ufmg.br

Sérgio Gonçalves Pena
Engenheira Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, penasrgio@gmail.com

Isabele Altoé Bissoli
Graduanda em Engenharia Civil, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, isabelealtoe@ufmg.br

RESUMO: A premissa básica de um projeto geotécnico é o conhecimento em detalhe das caratcerísticas do maciço, em especial os parâmetros de resistência ao cisalhamento do material. Uma boa campanha de investigação geotécnica é composta por diversos tipos de ensaios campo e de laboratório, permitindo ao projetista que o traçado de uma seção de análise de estabilidade que seja representativa da estratigrafia do solo com a aferição dos parâmetros de resistência para cada camada. Com o avanço da tecnologia computacional é possível estimar a distribuição espacial das propriedades geomecânicas através da geração de um modelo tridimensional. Este trabalho apresenta a compilação dos resultados de duas campanhas de investigação geológico/geotécnica realizadas em uma barragem de rejeitos. Foi dada uma ênfase especial aos dados de CPTu, os quais foram utilizados para obter um modelo tridimensional e uma seção transversal da estratigrafia de deposição do rejeito, conforme a classificação do solo STBn.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem tridimensional, Estabilidade de barragem, CPTu, Propriedades geomecânicas.

ABSTRACT: The basic premise of a geotechnical project is detailed knowledge of the characteristics of the mass, especially the material's shear resistance parameters. A good geotechnical investigation campaign is made up of different types of field and laboratory tests, allowing the designer to outline a stability analysis section that is representative of the soil stratigraphy with the measurement of resistance parameters for each layer. With the advancement of computational technology, it is possible to estimate the spatial distribution of geomechanical properties through the generation of a three-dimensional model. This work presents the compilation of the results of two geological/geotechnical investigation campaigns carried out in a tailings dam. Special emphasis was placed on CPTu data, which were used to obtain a three-dimensional model and a cross section of the tailings deposition stratigraphy, according to the STBn soil classification.

KEYWORDS: Three-dimensional modeling, Dam stability, CPTu, Geomechanical properties.

1 INTRODUÇÃO

Os rompimentos de barragens de rejeitos de mineradoras resultaram em muitos danos humanos e imensuráveis danos ambientais no estado de Minas Gerais. Os principais ocorridos foram: Grupo Itaminas (Itabirito, 1986), Mineração Rio Verde (Nova Lima, 2001), Mineradora Rio Pomba Cataguases (Miraí, 2007), Companhia Siderúrgica Nacional (Congonhas, 2008), Herculano Mineração (Itabirito, 2014), Samarco/Vale/BHP Billiton (Mariana, 2015) e, por fim Córrego do Feijão (Brumadinho, 2019).

Todas as barragens citadas possuem em comum atestados de funcionamento que garantiam a segurança de que não haveria ruptura. Para garantir a estabilidade dos taludes é indispensável o conhecimento detalhado dos parâmetros geomecânicos do maciço, em especial os parâmetros de resistência ao cisalhamento do material, seja por ensaios de campo ou de laboratório. Esses ensaios fornecem dados pontuais para um local específico ou ao longo de uma profundidade. A localização destas informações depende da campanha da investigação e do monitoramento da execução da barragem, em geral, para um determinado plano preferencial, traçando assim as seções geológico-geotécnicas, cruciais para o estudo da estabilidade da barragem.

Tais seções transversais ao corpo de uma barragem, utilizadas nas análises de estabilidade, em geral, são obtidas com base na experiência do profissional com base nas informações de investigação geotécnica disponível pontualmente ou ao longo de uma profundidade. No entanto, técnicas mais atuais, utilizando plataformas com softwares modeladores, permitem a integração de diversos tipos de informações e análises da variação pontual e/ou sua distribuição espacial de um determinado dado. Gerando assim modelos implícitos tridimensionais que apresentam a estimativa e/ou extrapolação dos parâmetros pontuais ou longo de uma superfície e/ou camada de solo para áreas que não possuem informações.

Barragens de terra utilizadas para conter o rejeito de mineração, possuem um número expressivo de resultados de diferentes ensaios que permitem uma melhor caracterização do maciço. Este trabalho pretende reunir e interpretar os resultados de diferentes ensaios de laboratório e de campo, com o intuito de estimar os parâmetros geomecânicos do maciço, de duas formas: por comparação e por modelagem implícita tridimensional. Estimando assim os parâmetros de resistência do solo para uma seção crítica para um futuro trabalho de análise de estabilidade.

O maciço de uma barragem de rejeitos, objeto de estudo deste trabalho, está localizado em uma província mineral da Região Central de Minas Gerais. Construída principalmente pelo método de alteamento a montante, contando também com um alteamento a jusante, a barragem possui cerca de 80 metros de altura e 1,5 milhão de metros cúbicos de rejeitos gerados no processo de tratamento de minério de ferro.

2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO

As campanhas de investigação geotécnica realizadas na barragem contaram com ensaios de campo como sondagem mista, *Vane Test* e ensaios de *Cone Penetration Test* (CPTu). Devido ao volume de ensaios e a possibilidade de estimar inúmeros parâmetros geomecânicos através dos resultados do CPTu foi dada maior ênfase a esse ensaio.

Os ensaios de cone com medida de poropressão (CPTu) são utilizados para determinar a estratigrafia de perfis de solo, avaliar as propriedades dos materiais a serem investigados e prever a capacidade de carga de fundações. O procedimento consiste na cravação de uma ponteira cônica (com 60° de ápice) no terreno a uma velocidade constante de 20 mm/s, obtida através de um equipamento com uma estrutura de reação e um sistema de aplicação de carga. A seção transversal do cone possui 10 cm² e a área da luva de atrito lateral é de 150 cm². A penetração é realizada através do acionamento contínuo de hastes com cerca de 1 m de comprimento, operadas por um pistão hidráulico, e é interrompida apenas para conexão de novas hastes e para realização do ensaio de dissipação (Filho, 2004).

À medida que as hastes são introduzidas no solo, a cada 2 cm de profundidade, alguns parâmetros são obtidos de forma automática e através de instrumentação de precisão devidamente calibrada e instalada na extremidade inferior do conjunto. São eles: a resistência à penetração de ponta (q_c), a resistência por atrito lateral (f_s), a poropressão (u) e o ângulo de inclinação da ponteira cônica em relação à vertical. Esses dados são transmitidos à superfície por um sistema de ondas acústicas ou cabo, eliminando-se qualquer influência do operador no ensaio, e podem ser visualizados em tempo real através de um computador.

Segundo Bedin (2006), os ensaios de piezocone são bastante úteis na identificação das propriedades físicas e mecânicas de depósitos de resíduos para o estudo de sua estabilidade estrutural. Em geral, os perfis característicos gerados como resultado dos ensaios de CPTu executados em resíduos de minérios se assemelham, uma vez que apresentam grande variabilidade de resistência em função da profundidade, além de considerável heterogeneidade espacial de propriedades.

É importante ressaltar a importância da influência da drenagem na estimativa de parâmetros constitutivos em materiais com fração siltosa predominante. Na interpretação de ensaios de campo nesse tipo de solo com permeabilidade intermediária, é necessário especificar as condições de drenagem impostas ao solo

durante a cravação do cone. Como é apresentado por Schnaid & Odebrecht (2012), devem ser asseguradas condições não drenadas ou perfeitamente drenadas para que ensaios de piezocone e palheta seja interpretados corretamente, pois a drenagem parcial modifica o estado de tensões ao redor da sonda e, caso isso aconteça, os resultados dos ensaios não podem ser utilizados para estimar parâmetros constitutivos do solo.

2.1 Parâmetros Geotécnicos

Para solos argilosos, a partir do ensaio CPTu é possível obter alguns parâmetros de resistência, deformabilidade e condutividade hidráulica do solo, como a história de tensões, resistência ao cisalhamento não drenada (Su), fator de capacidade de carga (Nk), razão de pré-adensamento (OCR), coeficiente de empuxo no repouso (ko), módulo de deformabilidade não drenada (Eu), módulo cisalhante médio (Go), coeficiente de adensamento horizontal (Ch) (Schnaid & Odebrecht, 2012).

No caso de solos não coesivos, são obtidos parâmetros de resistência e deformabilidade a partir de correlações com os resultados fornecidos pelo ensaio. Alguns desses parâmetros são: densidade relativa (Dr), ângulo de atrito interno (ϕ'), módulo de deformabilidade (E) e módulo cisalhante médio (Go).

Como resultado da cravação do cone, são obtidas: a resistência de ponta (q_c), o atrito lateral (f_s) e a poropressão gerada durante a cravação (u). Outros dois parâmetros considerados fundamentais na identificação do tipo de solo e caracterização estratigráfica do perfil podem ser inferidos, a razão de atrito (F_r) e o coeficiente de poropressão (B_q).

A razão de atrito (FR) relaciona a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s) ao longo da profundidade do perfil.

As medidas de resistência à penetração podem ser influenciadas pelo efeito da atuação de poropressões em áreas desiguais da geometria do cone, portanto é necessário conhecer as pressões neutras medidas na base do cone (u) para calcular a resistência real mobilizada no ensaio (Schnaid & Odebrecht, 20). A desigualdade se dá no encontro entre a luva e a ponta do cone, conforme é apresentado na Figura 3. A resistência corrigida é chamada (q_t) e é obtida conforme Robertson & Cabal (2015). Para solos argilosos e siltosos, em condições não drenadas, a medida da resistência de ponta deve ser corrigida e em solos arenosos não é necessário fazer correção (Robertson & Cabal, 2015).

2.2 Classificação dos Solos

Uma das principais aplicações do ensaio de piezocone é a determinação da estratigrafia e da classificação dos solos. Em geral, a resistência de ponta (q_c) é alta em solos arenosos e baixa em solos argilosos. Já a razão de atrito (R_f) costuma ser baixa em areias e alta em argilas. De acordo com Robertson & Cabal (2015), os ensaios CPT e CPTu não fornecem uma classificação dos solos baseada em características físicas, como tamanho dos grãos, mas orientam a sua classificação a partir de características mecânicas, como compressibilidade e resistência, e do tipo de comportamento do solo (SBT).

O gráfico do tipo de comportamento do solo mais utilizado atualmente foi introduzido em 1986 por Robertson e atualizado pelo mesmo autor em 2010. No gráfico são utilizados os parâmetros obtidos do ensaio: resistência de ponta (q_c) e razão de atrito (R_f). A resistência de ponta é normalizada pela pressão atmosférica, tornando-a adimensional.

Como a resistência à penetração do cone aumenta com a profundidade devido ao aumento da tensão vertical é necessário normalizar os resultados para solos muito rasos e/ou muito profundos. Para Nejaim (2015), qualquer normalização que represente o acréscimo de tensões deveria considerar mudanças em termos de tensões horizontais, uma vez que a resistência à penetração é influenciada significativamente pela tensão efetiva horizontal.

O tipo de comportamento do solo pode ser aperfeiçoado pela coleta dos dados de medida de poropressão. Em argilas moles e siltes, o excesso de poropressão gerado pela penetração é maior, enquanto em argilas sobreadensadas ou sites e areias siltosas a poropressão pode ser baixa ou até negativa em relação a poropressão de equilíbrio (u_0). A taxa de dissipação da poropressão durante a pausa no ensaio (ensaio de dissipação) também pode ajudar na classificação do tipo de solo. Em solos arenosos, qualquer excesso de poropressão irá se dissipar rapidamente, enquanto em solos argilosos a taxa de dissipação pode ser bastante lenta (Robertson & Cabal, 2015).

3 LOCAL DE ESTUDO

A barragem abordada nesse trabalho está localizada em uma importante região produtora de minério integrante do Quadrilátero Ferrífero. A mineração nessa região teve sua operação iniciada ainda no século XIX, quando a lavra ainda era realizada em pequena escala, e com o interesse crescente de novas empresas mineradoras, passou-se a exigir licenciamento ambiental corretivo e assinatura de Termos de Ajustamento de Conduta para proteção do meio ambiente.

Essa barragem, renomeada de Barragem B1 nesse estudo, teve seu dique de partida construído com material argiloso compactado. O primeiro alteamento foi realizado pelo método à jusante, utilizando-se solo residual de filito no corpo e material argiloso na face de montante. Em seguida, foi executado um alteamento à montante em aterro compactado também com solo residual de filito reaproveitado de escavações realizadas para a implantação de uma estrutura próxima a barragem.

Foram realizados mais quatro alteamentos a montante e o último alteamento, a jusante. Atualmente, a barragem se encontra desativada e a estrutura não está mais em operação, apenas são realizadas auditorias e monitoramento periódico da estabilidade.

4 METODOLOGIA

Foram analisados resultados de ensaio de duas campanhas de investigações geotécnicas diferentes, uma realizada em 2013 e outra em 2019. A campanha de 2013 contou com apenas 4 ensaios de piezocone realizados no corpo da barragem, através dos diques dos alteamentos. Já na campanha de 2019 foram executados 17 ensaios, sendo 10 no reservatório e 7 no corpo da barragem. A partir dos dados gerados pelos ensaios de CPTu foram estimados os parâmetros geomecânicos da barragem e do rejeito.

Foi realizada uma avaliação preliminar dos resultados, onde através dos dados fornecidos pelos ensaios foram calculadas a razão de atrito (F_r), o coeficiente de poropressão (B_q), a resistência de ponta corrigida (q_t) e a correção do atrito lateral medido (f_s).

Em seguida, foi feita a classificação dos solos SBTn para a determinação da estratigrafia. Para isso ,foram utilizados os gráficos do tipo de comportamento do solo. Para normalizar os parâmetros utilizados para a classificação foram usadas as equações apresentadas por Robertson & Cabal (2015). Para as camadas de solos não coesivos, foram estimados a partir do ensaio CPTu: densidade relativa (D_r), ângulo de atrito interno (ϕ'), módulo de deformabilidade (E_s), módulo cisalhante médio (G_o) e parâmetro de estado (Ψ). Já para as camadas de solo coesivos foram observados: razão de pré-adensamento (OCR) e o coeficiente de empuxo no repouso (k_o).

Neste trabalho, optou-se por utilizar a modelagem implícita tridimensional com informações de ensaios de investigação geotécnica do tipo CPTu, mais especificamente do parâmetro de classificação do solo SBTn. Para tal, foi utilizado o modelador Leapfrog Works, desenvolvido pela Seequent, utilizando a ferramenta de interpolação chamada FastRBF ™ (Fast Radial Basis Function), que acelera os processos e permite a atualização dinâmica dos modelos. Após a obtenção do modelo tridimensional, foi obtida uma seção transversal no eixo da barragem, para fins de comparação.

5 RESULTADOS

A fim de se analisar o comportamento do rejeito depositado na barragem ao longo dos anos, foram comparados os resultados dos ensaios de piezocone da campanha de 2013 e da campanha de 2019. Devido à concentração dos furos em duas áreas diferentes (topo e pé da barragem). Foram gerados gráficos em função da profundidade dos furos, adotando para tal análise a cota mais alta do ensaio da campanha de 2019, cota 1011,23 m do furo CPTU-05-2019 A, como referência para a as análises. Para as camadas de areias e siltes foram analisados: densidade relativa (Dr), ângulo de atrito interno (ϕ'), módulo de deformabilidade (Es), módulo cisalhante médio (Go) e parâmetro de estado (Ψ). Já para as camadas de argila foram observados: razão de pré-adensamento (OCR) e o coeficiente de empuxo no repouso (ko).

A Figura 1 apresenta a variação da densidade relativa do material dos solos não coesivos (areias e siltes) ao longo da profundidade. Na Figura 1- a) é observada uma variação da densidade relativa entre 20 e 100% até a profundidade de 33 m, entre 33 e 47 m esta variação cai para 29 e 45%, que também é observada na

campanha de 2013 c), o que pode ser considerado coerente visto os furos de CPTu são paralelos e distanciados de poucos metros. Já a campanha de 2019 na parte inferior do talude (pé da barragem) os valores de densidade relativa observados em b) variam entre 18 e 100%.

Em relação ao ângulo de atrito interno do material (Figura 1) observa-se que a campanha de 2019 registra valores mais altos para o ângulo de atrito interno do material, variando entre 32 e 43°, como observado em a) e b). Já na campanha de 2013, observado em c), esse parâmetro variava entre 32° e 43°. No entanto, assim como observado no gráfico de densidade relativa, os valores de ângulo de atrito entre 37 e 47 m de profundidade se mantém na mesma faixa de variação entre 32° e 38º, indicando que não houve um aumento deste parâmetro com o passar do tempo, nesta região. Dando continuidade à análise dos parâmetros estimados a partir dos dados de CPTu somente para solos não coesivos, observa-se na Figura 2 a variação do módulo de deformabilidade (Es) em relação à profundidade. Estas comparações foram realizadas para os demais parâmetros estimados através das correlações de CPTu.

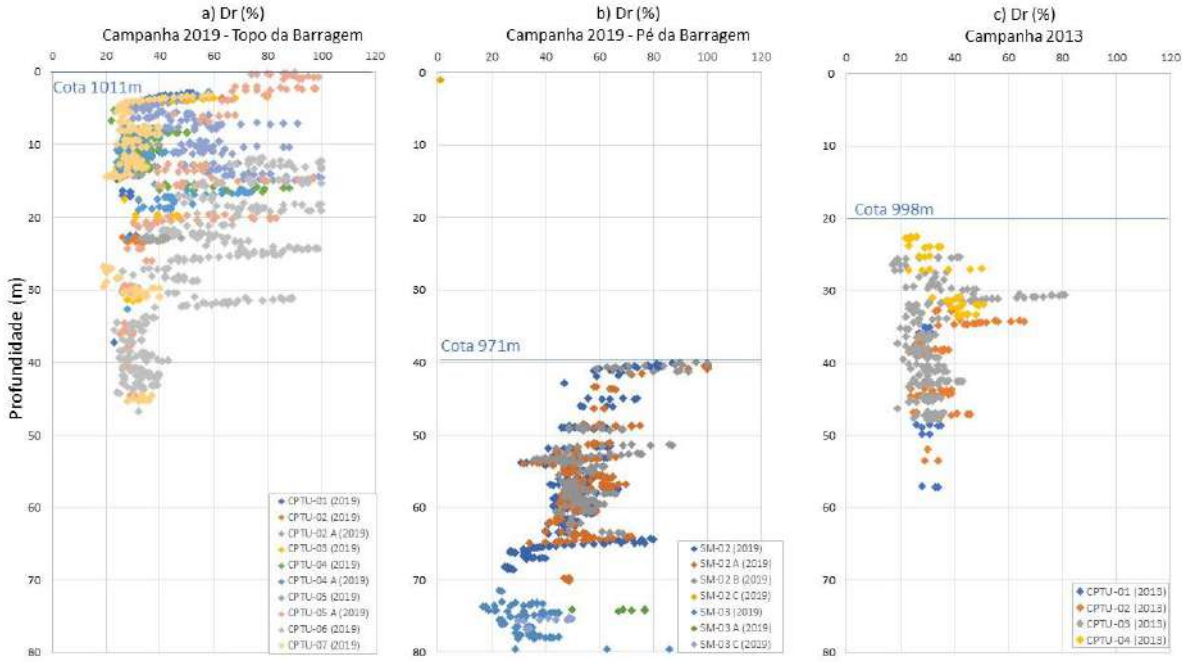


Figura 1 - Variação dos valores de densidade relativa com a profundidade.

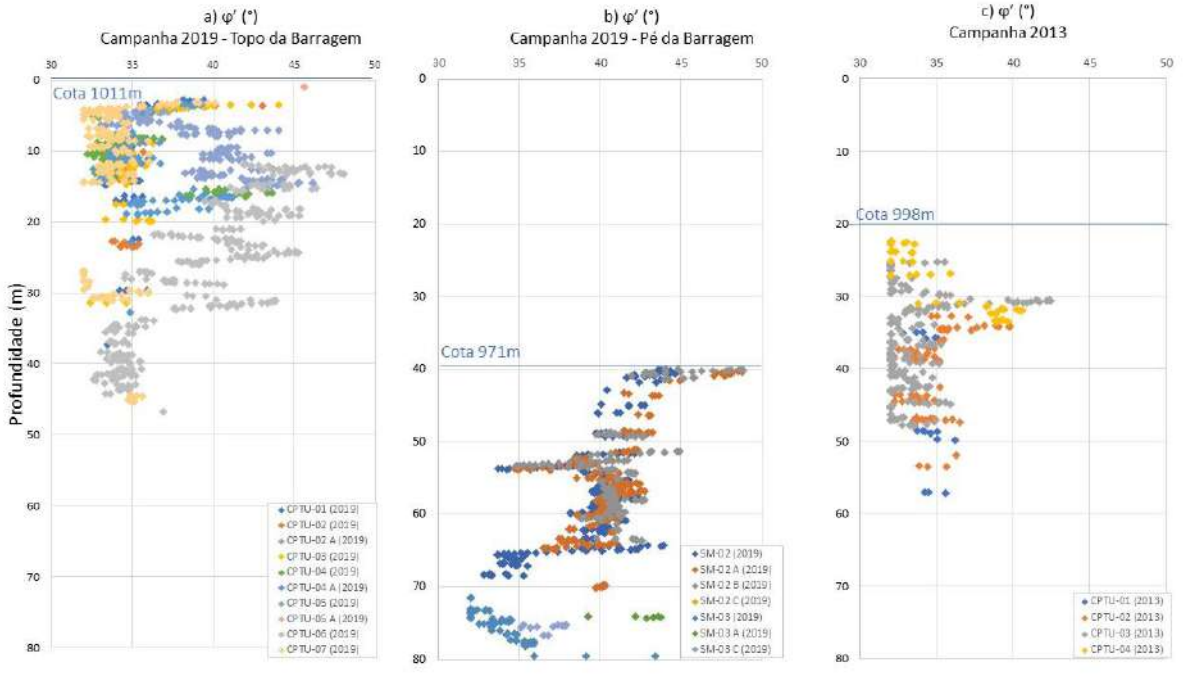


Figura 2 - Variação dos valores de ângulo de atrito efetivo com a profundidade

Seguindo a mesma metodologia foram analisados os parâmetros de módulo de deformabilidade *(E_s)* e módulo cisalhante médio *(G_o)*, resistência ao cisalhamento não drenada *(S_u)* e coeficiente de empuxo *(k_0)* praticamente não sofreu alteração, se mantendo no valor esperado para materiais argilosos.

Com o intuito de se analisar a distribuição espacial dos dados estimados, primeiramente optou-se por gerar um modelo tridimensional da estratigrafia, conforme apresentada na Figura 3, com a classificação e a estratigrafia de deposição dos rejeitos na barragem em função da classificação dos solos SBTn onde se observa os seguintes solos:

- Zona 6: Areias (Areias a areias siltosas) no topo do talude, indicando a utilização de material arenoso utilizado na última elevação da barragem como solo compactado no alteamento.
- Zona 7: Areias com cascalhos a areias em uma zona central indicando que houve uma deposição de material de classificação mais grosseira no último alteamento da barragem.
- Zona 3: Argila (argilas siltosas e argilas) indicando que houve deposição de material de classificação mais fina com comportamento coesivo ao longo do corpo da barragem;
- Zona 5: Misturas de areia (areias siltosas e siltes arenosos) indicando que houve deposição de material de classificação mais fina com comportamento não coesivo;
- Zona 6: Misturas de silte (siltes argilosos e argilas siltosas) indicando que a utilização deste material para os alteamentos da barragem a partir da cota 975m.
- Zona 2 (Solo orgânico – Argila) e Zona 1 (Solo fino sensível) indicando limite entre o material depositado e o solo existente na base da barragem.

Como o conjunto de dados de campo estão alinhados, foi gerada a seção apresentada na Figura 4, com a seção estratigráfica obtida para fins de comparação com a seção de projeto. Nota-se que somente pelo SBTn não é possível indicar geometricamente o dique de partida e os alteamentos realizados.

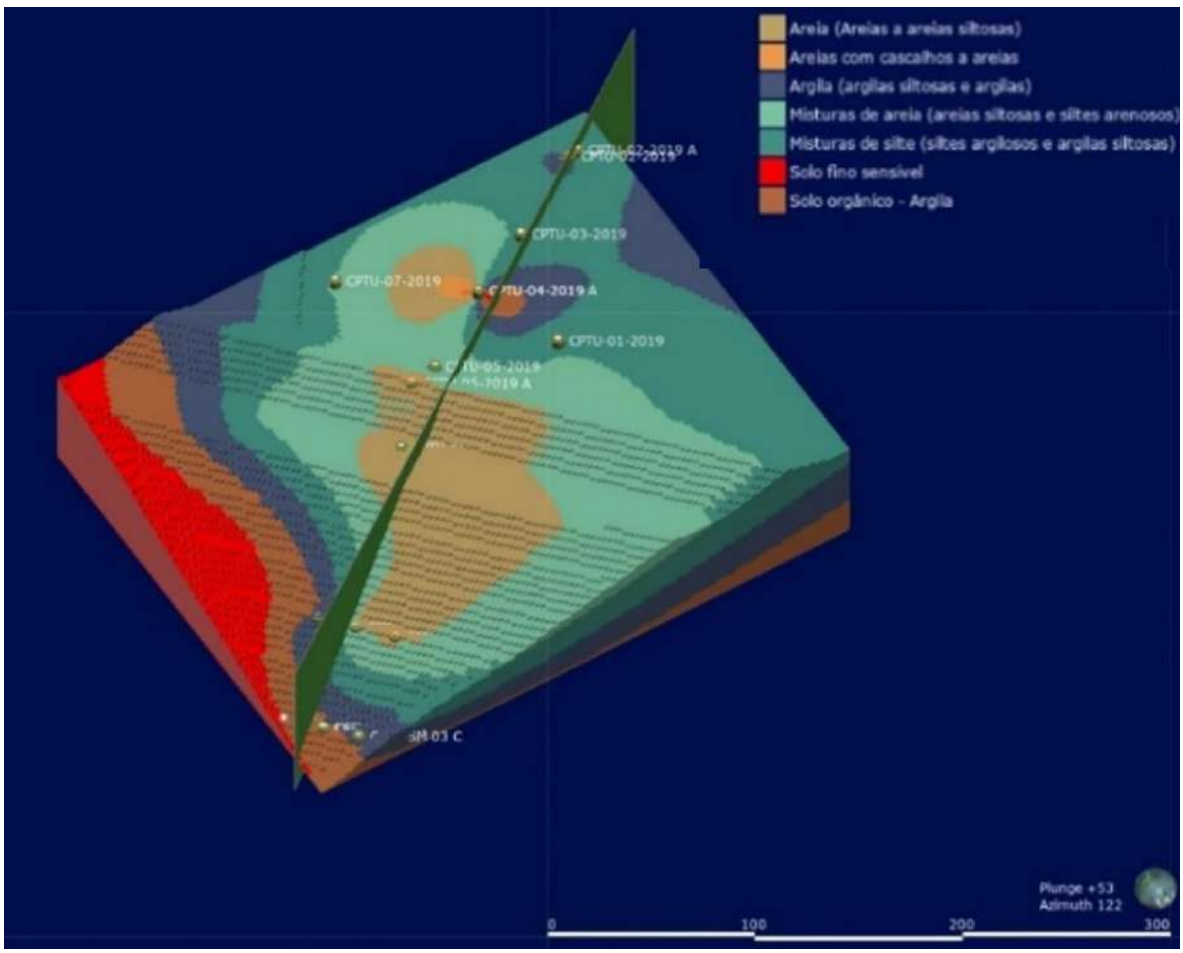


Figura 3 – Modelo tridimensional com a classificação dos solos em função do SBTn, furos de CPTu e localização da seção analisada.

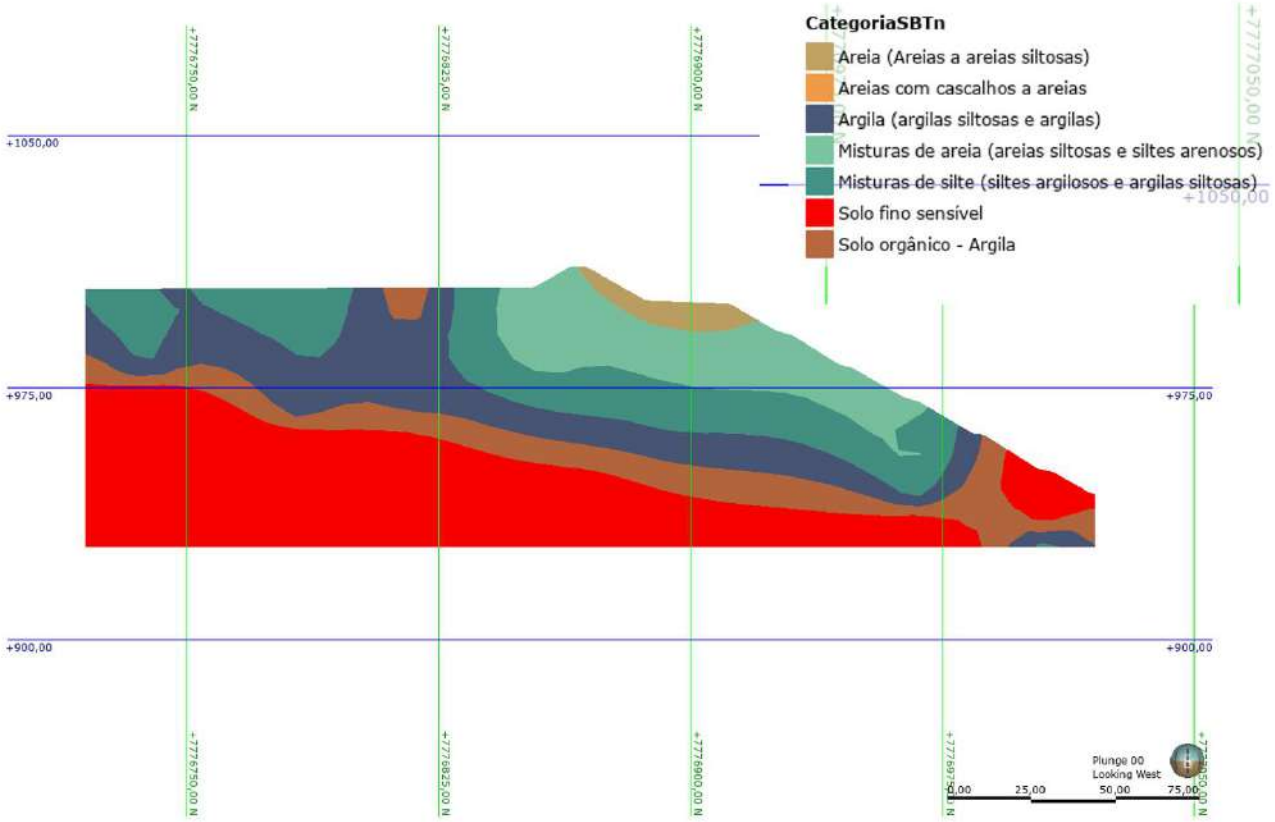


Figura 4 – Seção estratigráfica em função da classificação dos solos SBTn.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Coletar, avaliar e determinar os parâmetros geomecânicos de uma barragem de rejeitos a partir de dados de investigação geotécnia é de suma importância como etapa anterior ao da análise de estabilidade de ruptura. O principal objetivo deste trabalho em coletar, catalogar as informações de caracterização básica e estimar os parâmetros de cisalhamento do solo, foi atingido parcialmente.

No entanto estas informações foram fundamentais para a determinação da estratigrafia da barragem. As análises foram divididas por campanha (2013 e 2019) para verificar o comportamento do material com o passar do tempo. Para a campanha mais atual, também foi feita a divisão entre topo e pé da barragem para agrupar melhor os resultados dos ensaios de piezocone. Foram verificados parâmetros para solos arenosos, argilosos e siltosos, uma vez que foram encontrados esses três tipos de material nos perfis.

Para as camadas de solo não coesivos (areias e siltes) notou-se o aumento de parâmetros como densidade relativa (D_r), ângulo de atrito interno (ϕ), módulo de deformabilidade (E_s) e módulo cisalhante médio (G_o). Já as camadas de solo coesivo (argilas) apresentaram uma redução da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) para novos alteamentos da barragem, e um aumento para camadas existentes (Figura 1 e Figura 2). Os gráficos de ambas as campanhas mostram a tendência de as camadas mais profundas possuírem razão de pré-adensamento mais baixas, indicando materiais normalmente adensados, enquanto o coeficiente de empuxo (k_0) praticamente não sofreu alteração, se mantendo no valor esperado para materiais argilosos.

Para as camadas de solos siltosos buscou-se observar o comportamento do parâmetro de estado com o intuito de se analisar o comportamento do material próximo a condição de estado crítico (Figura 2). Ao longo dos alteamentos da barragem notou-se uma diminuição no valor desse parâmetro, aproximando o material de um comportamento dilatante com o passar do tempo.

O uso de ferramentas de modelagem permite que se tenha um modelo mais próximo da realidade do campo, o que ficou evidenciado na seção em que é possível observar a deposição e estratigrafia da deposição do rejeito. No entanto, o modelo gerado precisa passar por uma análise refinada, incluindo a topografia da base da barragem e informações do "*as built*" dos alteamentos da barragem. Com isto a seção de análise estará o mais fiel possível ao

projeto executado em campo, em especial para o corpo da barragem que não ficou bem representado na seção de análise.

Para trabalhos futuros recomenda-se:

- Integração de todas as informações em uma plataforma do tipo SIG (Sistema de Informações Geográficas) associado a um banco de dados georreferenciado contendo as informações da investigação e detalhes topográficos dos alteamentos;
- Análise e validação de todos os parâmetros de resistência do solo e de comportamento tensão *versus* deformação obtidos, através da análise individual de cada furo e do conjunto de informações.
- Comparação dos valores de resistência ao cisalhamento não drenado para os solos coesivos obtidos CPTu e Vane e a validação dos mesmos com dados da literatura. Separando a análise por região (rejeito ou corpo da barragem) e por data, com o intuito de avaliar se houve mudança nestes parâmetros ao longo do tempo.
- Refino do modelo tridimensional e da seção de análise, incluindo as delimitações de corpo de barragem e rejeito. Assim como a inserção das demais informações além da classificação do solo e análise da variação das informações ao longo da profundidade e espacialmente.

7 REFERÊNCIAS

Bedin, J. (2006). *Interpretação de ensaios de piezocone em resíduos de bauxita.* Dissertação (mestrado). Porto Alegre, RS, Brasil: Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Filho, L. H. (2004). *Avaliação do comportamento geotécnico de barragens de rejeitos de minério de ferro através de ensaios de piezocone*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

Nejaim, P. (2015). *Análise do tipo de comportamento do solo do depósito de Sarapuí II através de ensaios de Piezocone com ênfase na camada do Pleistoceno*. Projeto de Graduação (UFRJ/Escola Politécnica). Rio de Janeiro.

Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2015). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering* (6ª ed.). USA: Gregg Drilling & Testing, Inc.

Schnaid, F., & Odebrecht, E. (2012). *Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações* (2. ed.). São Paulo: Oficina de Textos.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/39

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DO CHASQUEIRO, ARROIO GRANDE/RS

Leonardo Abreu Hernandes
Graduando em Eng. Civil, Universidade Federal do Rio Grande - FURG, Rio Grande, Brasil, leonardoabreuhernandes@hotmail.com

Jeanderson Lima da Silva
Graduando em Eng. Civil, Geotop Topografia e Engenharia e Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Rio Grande, Brasil, jeandersonlima.s@outlook.com

Karina Retzlaff Camargo
Professora, Universidade Federal do Rio Grande - FURG, Rio Grande, Brasil, karinacamargo@furg.br

Alexandre Felipe Bruch
Professor, Universidade Federal de Pelotas – UFPel, Pelotas, afbruch@gmail.com

Régis Pinheiro Maria
Técnico Administrativo em Educação, Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Rio Grande, Brasil, regis.p@hotmail.com

RESUMO: A Barragem do Chasqueiro é uma barragem de terra localizada no extremo sul do estado do Rio Grande do Sul e entrou em operação na década de 1980. Vem sendo desenvolvido um projeto sobre o uso de métodos geotécnicos e geotecnologias como ferramenta de auscultação desta barragem e, como parte deste projeto, este trabalho apresenta a identificação e caracterização geotécnica tradicional e pela Metodologia MCT dos solos utilizados como material de construção da barragem. Foram identificadas, através de interpretação do projeto básico da barragem e saídas de campo, uma jazida de solo granular e uma de solo fino, da qual foram caracterizadas amostras de dois horizontes diferentes. Em síntese os resultados vão ao encontro da caracterização geotécnica descrita no projeto básico da barragem e salienta-se o comportamento laterítico do solo fino utilizado.

PALAVRAS-CHAVE: Solo granular, Solo fino, Classificação MCT, Barragem de terra

ABSTRACT: Chasqueiro dam is an earth dam located in the extreme south of Rio Grande do Sul state and came into operation in the 1980s. A project has been developed on the use of geotechnical methods and geotechnologies as tool for this dam auscultation and, as part of this project, this work presents the identification and traditional geotechnical characterization and by MCT Methodology of the soils used as construction material for the dam. Through interpretations of the dam's basic project and fieldwork, a deposit of granular soil and a deposit of fine soil, which were characterized samples from two different horizons. In summary, the results are in line with the geotechnical characterization described in the dam's basic design and the lateritic behavior of the fine soil used stands out.

KEYWORDS: Granular soil, Fine soil, MCT Classification, Earth dam

1 INTRODUÇÃO

Desde o final do ano de 2022, o Grupo de Geotecnia da Universidade Federal do Rio Grande – FURG e pesquisadores parceiros estão desenvolvendo um projeto sobre o uso de métodos geotécnicos e

geotecnologias como ferramenta para a auscultação da Barragem do Chasqueiro (CAMARGO *et al.*, 2023; SILVA *et al.*, 2023a; SILVA *et al.*, 2023b). A barragem avaliada se localiza no município de Arroio Grande, no extremo sul do estado do Rio Grande do Sul, conforme Figura 1, e tanto a barragem, quanto o sistema de irrigação a ela associado são obras públicas, das quais a ALM (Agência de Desenvolvimento da Lagoa Mirim), da Universidade Federal de Pelotas (UFPel), é responsável pela administração. Como parte deste projeto de auscultação, este trabalho propõe-se a identificar e caracterizar geotecnicamente os solos utilizados como materiais construtivos da barragem.

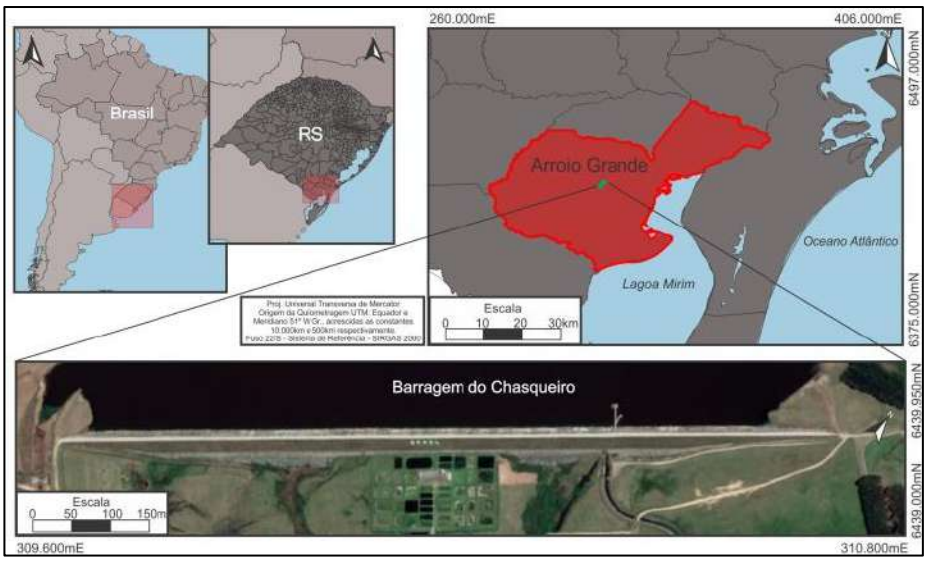


Figura 1. Mapa de localização da Barragem do Chasqueiro

De acordo com ALM (2023), o Distrito de Irrigação do Arroio Chasqueiro (DIBAC) é constituído por terras irrigáveis às margens do Arroio Chasqueiro. A região está distante cerca de 10 km da sede do município de Arroio Grande e 70 km de Pelotas, principal pólo geoeconômico da zona sul do estado do Rio Grande do Sul. A Barragem do Chasqueiro, parte do projeto e objeto de estudo deste trabalho, está em operação desde 1983 e localiza-se na Bacia Hidrográfica do Arroio Chasqueiro (BHAC). Segundo Bonczynski (2023), a BHAC, no seu curso médio alto (bacia de captação da barragem), está localizada na unidade geológica mais antiga presente no estado do Rio Grande do Sul, denominada Escudo Sul Rio-Grandense (ESRG), onde há, portanto, o predomínio de rochas ácidas, sejam graníticas ou gnáissicas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a caracterização geotécnica dos materiais construtivos da barragem a condição ideal é a coleta de amostras indeformadas retiradas do corpo do barramento. Entretanto, esta opção não se mostrou viável por: (i) questões financeiras do projeto; e, principalmente, (ii) possibilidade de instabilização do barramento pela retirada de amostras e criação de caminhos preferenciais para a circulação de água. Assim, como método alternativo foi investigada a provável localização das jazidas exploradas para a construção do barramento, coleta de amostras nestas localizações e realização de ensaios de caracterização geotécnica com estas amostras.

As amostras coletadas foram transportadas para ambiente laboratorial, onde a preparação das amostras e determinação do teor de umidade higroscópico foram realizados de acordo com os procedimentos estabelecidos pela NBR 6457 (2016). O limite de liquidez e de plasticidade foram determinados de acordo com a NBR 6459 (2016) e NBR 7180 (2016), respectivamente. A análise granulométrica e a massa específica dos grãos foram determinadas conforme as recomendações da NBR 7181 (2016) e NBR 6508 (2016), respectivamente. Em seguida, foi realizado o ensaio de compactação na Energia do Proctor Normal – seguindo especificações encontradas no projeto básico da barragem – de acordo com os procedimentos preconizados pela NBR 7182 (1986). Para garantir a energia de compactação desejada (5,95 kg.cm/cm³),

nesta etapa foram utilizados o cilindro pequeno (volume útil da ordem de 1 litro) e soquete pequeno (massa de 2,5 kg e altura de queda de 30,5 cm). A compactação ocorreu em três camadas, as quais receberam 26 golpes. Convêm destacar que este ensaio foi realizado apenas para os dois materiais finos coletados, uma vez que se entende que o material granular foi utilizado somente para o filtro e não há indicações no projeto básico sobre compactação/energia de compactação deste. Uma vez realizados os ensaios para determinação dos parâmetros de compactação dos solos finos, foi realizado com ambas as amostras ensaios CBR (*California Bearing Ratio*), seguindo recomendações da norma DNIT 172/2016 – ME. Por fim, foi realizada classificação pela Metodologia MCT (Miniatura, Compactado e Tropical), conforme recomendações de Nogami e Villibor (1995). Para atingir este fim foram realizados apenas os ensaios da Metodologia necessários para realizar a classificação. Assim, foram realizados ensaios de compactação mini-MCV (DNER-ME 258, 1994) e ensaios de perda de massa por imersão (DNER-ME 256, 1994).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Através da leitura e interpretação do projeto básico da barragem (SONDOTÉCNICA, 1976), presumiu-se que as jazidas exploradas para a construção do barramento estavam no entorno do local de construção da barragem. Como forma de verificação se as jazidas identificadas foram efetivamente exploradas, foi elaborado o mapa apresentado na Figura 2, o qual se utiliza de uma imagem do *Google Earth*® de 1985, período de início da operação da barragem, e pode-se verificar a exposição dos solos por retirada da vegetação superficial, o que é um forte indício de que as jazidas foram efetivamente exploradas para a construção do barramento. Uma vez verificado que as jazidas identificadas em projeto básico, provavelmente, foram exploradas para a construção da barragem, foi realizada uma saída de campo à Barragem do Chasqueiro para verificar esta hipótese. Nas localizações das jazidas indicadas em projeto básico foi verificada a presença de indícios de escavações, desníveis e ondulações nos terrenos e adjacências ratificando, mais uma vez, a exploração destes materiais, conforme mostra a Figura 3.

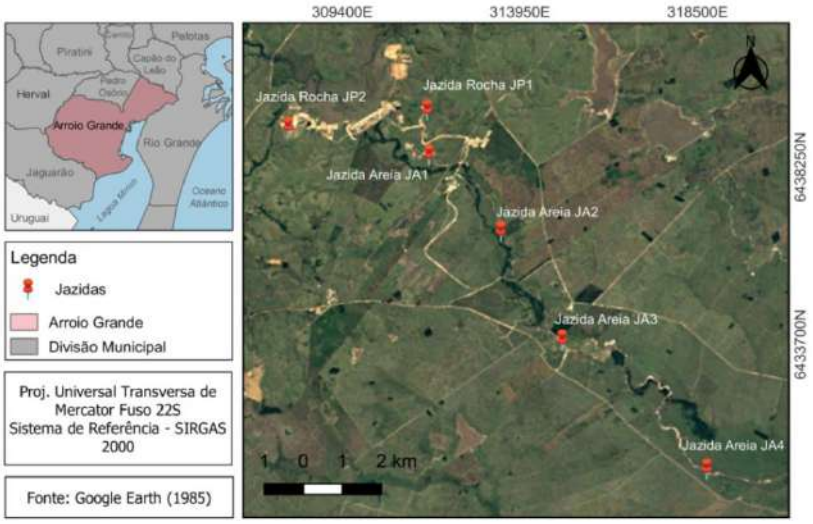


Figura 2. Localização das jazidas indicadas em projeto básico sobre imagem do *Google Earth*® de 1985

A Figura 4a mostra a coleta de material granular na jazida identificada como JA1. Destaca-se que, por se localizarem em áreas particulares, este trabalho não teve acesso às jazidas JA2 e JA3. Não foi encontrado nenhum perfil exposto dos materiais da jazida JA1. Assim, a coleta dos cerca de 80 kg foi realizada com uso de cavadeira articulada, após escavação dos, cerca de, 5 cm iniciais do perfil, onde havia o enriquecimento por matéria orgânica. No local foi observada a presença de nível de água praticamente aflorante (20 a 25 cm), o que pode ser explicado por se localizar às margens do antigo leito do arroio (à jusante do barramento). Entende-se que o solo trata-se de um Neossolo fluvial predominantemente quartzoso, com grãos arredondados, o que denota a maturidade textural e mineralógica causada pela energia do transporte fluvial. A Figura 4b apresenta o perfil da jazida de solo fino da jazida denominada JP2, o qual

pode ser avaliado mais profundamente do que anterior por o processo de exploração do material como jazida para a barragem ter deixado evidente o perfil. Observa-se na imagem quatro camadas distintas para o perfil de solo avaliado, as quais estão indicadas na Figura 4 com numeração sequencial de 1 a 4.

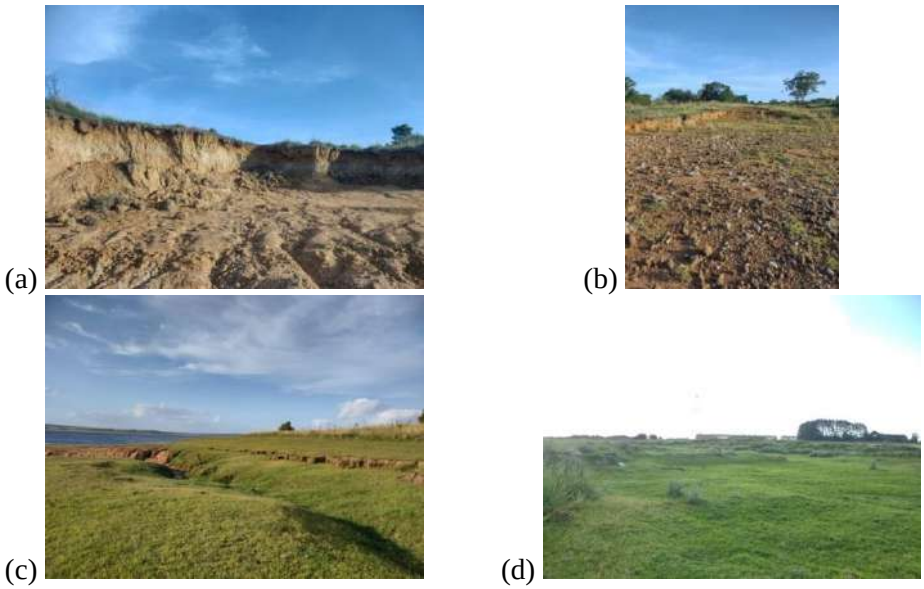


Figura 3. Evidência de exploração das jazidas: (a) evidência de escavação de grande porte em perfil de solo fino; (b) evidência de deslocamento relativo e enriquecimento por material granular próximo ao perfil de solo fino indicado em (a); (c) evidência de deslocamento relativo e ravinamento cicatrizado próximo ao perfil de solo indicado em (a); e (d) ondulação em perfil de solo granular.

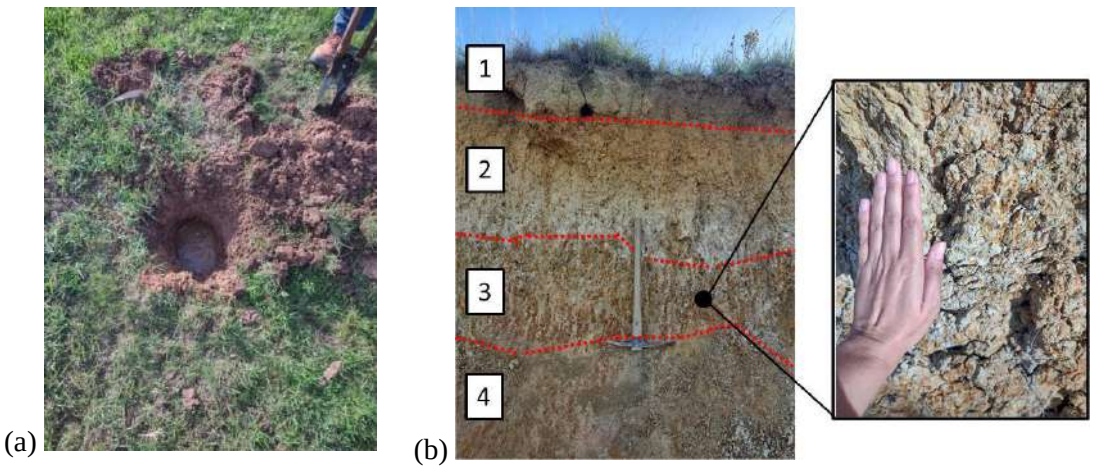


Figura 4. Coleta de amostra: (a) do material granular; (b) do perfil de solo fino com detalhe para o horizonte com plintitas

Entende-se que a camada superficial (Camada 1) presente na Figura 4b trata-se do material de expurgo descrito no projeto básico da barragem (SONDOTÉCNICA, 1976) como uma camada de solo transportado, areno-argiloso com raízes, medianamente plástico, semi-impermeável, marrom-escuro e que deveria ser removido por ocasião da limpeza. Por sua vez, entende-se que as Camadas 2 a 4 são constituídas por solo residual de gnaisse. As descrições de Sondotécnica (1976), para o que se entende ser a Camada 2, referem-se a uma argila siltosa de consistência média, elevada plasticidade, vermelha, por vezes amarelada. As descrições do projeto básico para o que se entende ser a Camada 3 referem-se a uma argila siltosa com areia média a grossa, plasticidade elevada, quase impermeável, cor cinza, por vezes variegada, com veios amarelados e avermelhados, com espessura média da ordem de um metro. Por fim, o que se entende por Camada 4 é descrita como horizonte de solo residual jovem, com areia fina a grossa com pedregulhos

médios, siltosa, micácea, compacta e de cor variegada. Assim, entende-se que em termos gerais, as descrições do projeto básico vão ao encontro das observações em campo. Destaca-se que apenas a Camada 1 é descrita como um solo transportado, sendo as demais camadas compostas por solo residual oriundo da alteração intempérica e pedológica da rocha gnáissica. Portanto, a Camada 2 encontra-se mais alterada e lixiviada que a 3. Sendo que a mais jovem apresenta a formação de plintitas (no detalhe da Figura 4b), provavelmente, oriundas da alteração por variação cíclica do nível de água no perfil. Esta hipótese é ratificada pela localização do perfil, o qual está bastante perto da barragem, no antigo leito do Arroio Chasqueiro, local onde esta variação cíclica da profundidade do lençol freático é crível.

Como o projeto básico descreve o uso para a construção do barramento apenas do solo residual jovem, foram coletadas amostras representativas nas Camadas 2 e 3 (cerca de 50 kg de cada uma). Entende-se que esta porção trata-se de um Cambissolo, com evidente formação transicional. Assim, a Camada 2 é tratada daqui para frente como Cambissolo – Horizonte com plintitas e a Camada 3 como Cambissolo – Horizonte subsuperficial. A Figura 5 apresenta as curvas granulométricas destes solos. Observa-se que todas as amostras pertencem à fração solo, com nenhum grão maior que pedregulho (limite superior igual a 60 mm, segundo NBR 6502/2022). Destaca-se que se optou, neste trabalho, por seguir a padronização da nomenclatura proposta em Sondotécnica (1976).

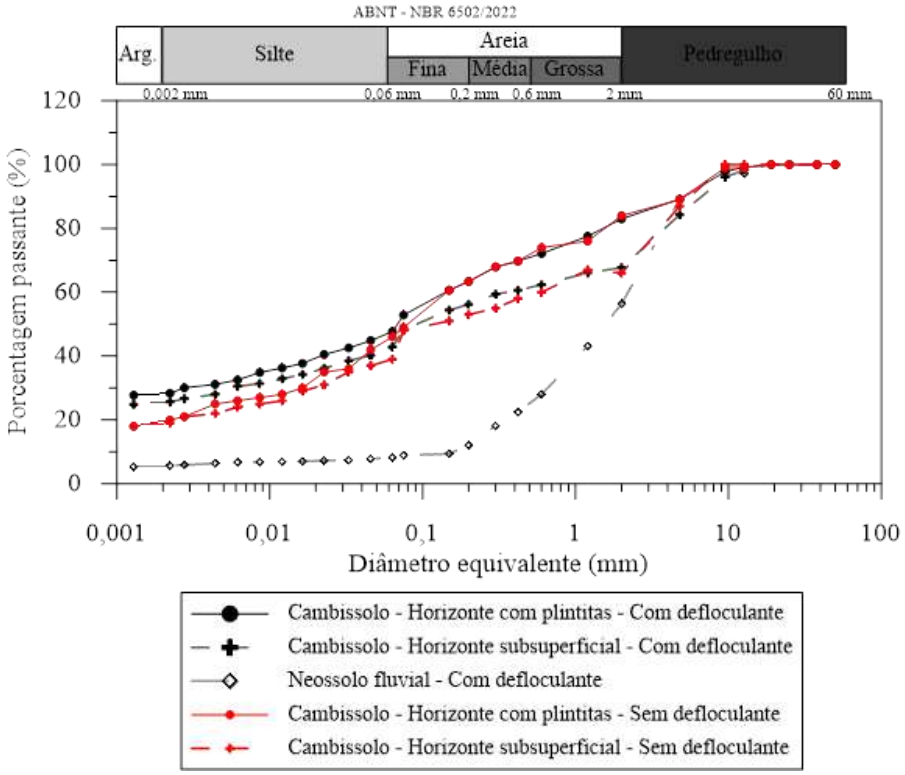


Figura 5. Curvas granulométricas

A Tabela 1 apresenta os dados de caracterização geotécnica de cada um dos solos amostrados, onde γ_s é o peso específico real dos grãos, d_{50} é o diâmetro médio das partículas, *wl* é o limite de liquidez, *wp* é o limite de plasticidade, I_p é o índice de plasticidade, C_u é o coeficiente de uniformidade da curva granulométrica e C_c é o coeficiente de curvatura, Ind. é indeterminado, HRB é a classificação pela *Highway Research Board*, SUCS é a classificação pelo Sistema Unificado de Classificação e *NP* é não plástico. Observa-se que o Neossolo fluvial apresenta um peso específico real dos grãos compatível com o solo quartzoso, conforme esperado, e os dois horizontes de Cambissolo apresentam valores menores, os quais são compatíveis com solos ricos em minerais mais leves (como feldspatos, micas e argilominerais). Texturalmente o Neossolo fluvial trata-se de uma areia pedregulhosa, o Cambissolo – Horizonte com plintitas de areia argilosa e o Cambissolo – Horizonte subsuperficial de pedregulho argilo-arenoso. Entre os dois horizontes de Cambissolo há pequena variação entre as frações argila e silte e ambos apresentam comportamento de solo normal em relação ao índice de atividade coloidal. Todos os solos apresentam curva

granulométrica classificada como desuniforme (C_c > 15). O Neossolo fluvial apresenta coeficiente de uniformidade de um solo bem graduado. Entretanto, este parâmetro, em função da impossibilidade de determinação de d_{10} não pode ser avaliado nos outros solos.

Tabela 1. Caracterização geotécnica

Propriedade	Neossolo fluvial	Cambissolo – Hor. com plintitas	Cambissolo – Hor. Subsuperficial
γ_s (kN/m³)	26,5	25,2	25,3
d_{50} (mm)	2	0,07	0,08
w_l (%)	NP	58	46
w_p (%)	NP	23	20
I_p (%)	NP	35	26
I_a (%)	NP	1,25	1
Argila (%)	7	28	25
Silte (%)	1	19	18
Areia (%)	56	36	25
Pedregulho (%)	46	17	32
C_u	40	> 75	> 350
C_c	0,064	Ind.	Ind.
HRB	A-2-4 (0)	A-7-6 (20)	A-7-5 (20)
SUCS	SW	CH	CL

Pela HRB, o Neossolo fluvial é classificado como um solo A-2-4 (0), o qual agrupa solos pedregulhosos e areias siltosas e argilosas e, portanto, vai ao encontro da classificação textural apresentada pelo solo. Pelo SUCS o solo é classificado como SW, ou seja, areia bem graduada, a qual apresenta boa trabalhabilidade como material de construção e excelentes características como material drenante. O solo do Cambissolo – Horizonte com plintitas é classificado pela HRB como um solo A-7-6 (20), grupo que dentre os solos argilosos inclui materiais com altos índices de plasticidade em relação ao limite de liquidez, altamente elásticos e também susceptíveis a consideráveis variações de volume. Pelo SUCS o solo é classificado como CH, ou seja, argila de alta plasticidade. Este grupo costuma apresentar regular a má trabalhabilidade como material de construção e apresentar baixíssima permeabilidade. Destaca-se que de acordo com o projeto básico da barragem, este solo não seria indicado para uso como material de construção da barragem em virtude da sua elevada plasticidade. Entretanto, há evidências de exploração do material como material de empréstimo. Entende-se que é provável que os dois horizontes tenham sido misturados para a utilização na construção do barramento. Embora esta análise não tenha sido realizada por este trabalho, entende-se como provável que a mistura apresente o comportamento especificado em projeto básico. Por sua vez, o solo do Cambissolo - Horizonte subsuperficial é classificado pelo HRB como um solo A-7-5 (20), grupo também pertencente ao dos solos finos, mas diferentemente do Horizonte com plintitas, com moderado índice de plasticidade em relação ao limite de liquidez. Pelo SUCS o solo é classificado como CL, ou seja, argila de baixa plasticidade. Este grupo costuma apresentar de regular a boa trabalhabilidade como material de construção e, assim como o grupo CH, baixíssima permeabilidade.

As curvas de compactação dos solos finos indicam pesos específicos aparentes secos máximos de 17,1 e 17,3 kN/m³ e teores de umidade ótima de 15,5 e 14,9%, respectivamente, para o Horizonte com plintitas e subsuperficial. Quanto aos resultados de CBR, o Cambissolo – Horizonte com plintitas apresentou um CBR de 8%, com 0,17% de expansão. Por sua vez, o Cambissolo – Horizonte subsuperficial apresentou um CBR de 7% com 0,13% de expansão. Os valores de CBR são consideravelmente baixos, mas são compatíveis com solos argilosos. A expansão é considerada baixa e, por isso, o solo é considerado adequado para uso em obras geotécnicas. Os resultados de baixa expansão vão ao encontro dos resultados do Índice de Atividade Coloidal apresentados anteriormente. Ambos os solos finos avaliados são classificados como LG', ou seja, pertencem ao grupo das argilas ou argilas arenosas de comportamento laterítico.

4 CONCLUSÕES

O trabalho faz uso de leitura e interpretação do projeto básico da Barragem do Chasqueiro para a identificação das prováveis localizações das jazidas de solo fino e granular utilizados como material construtivo do barramento e, em seguida, de saída de campo para a comprovação da localização destas jazidas. Amostras deformadas representativas destes materiais foram coletadas e geotecnicamente caracterizadas pelos métodos tradicionais e pela metodologia MCT. Em síntese, os resultados apontam para o uso como material granular de um Neossolo fluvial, classificado como uma areia bem graduada, e como material fino dois diferentes horizontes de um solo oriundo da evolução geológica e pedológica de rocha gnáissica encontrada na região, sendo um horizonte classificado como uma argila de alta plasticidade e outro como uma argila de baixa plasticidade. Quanto aos solos finos, conforme o esperado, o horizonte mais maduro apresenta peso específico aparente seco máximo maior. Além disso, os solos finos apresentam baixos valores de CBR e expansão. Pretende-se dar continuidade à pesquisa pela avaliação do comportamento mecânico através de ensaios para a determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos finos e, assim, pela interpretação destes resultados dar continuidade aos processos de auscultação geotécnica da barragem

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALM – Agência de Desenvolvimento da Lagoa Mirim (2023). *Diagnóstico e Prognóstico do Distrito de Irrigação do Arroio Chasqueiro*. Relatório Técnico. No prelo.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 6508. *Grãos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457. *Amostras de solos – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Solo – determinação do limite de liquidez.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6502. *Solos e rochas – terminologia.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo – determinação do limite de plasticidade.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo – análise granulométrica.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182. *Solo – ensaio de compactação.* Rio de Janeiro.

Bonczynski, R. G. (2023). *Diagnóstico físico-conservacionista da bacia hidrográfica do Arroio Chasqueiro, Arroio Grande/RS*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geografia, Departamento de Geografia, Universidade Federal de Pelotas, 138 p.

Camargo, K. R., Bruch, A. F., Silva, J. L., Collares, G. L. (2023). Inventário de propriedades geotécnicas e outras informações de interesse da Barragem do Chasqueiro/RS. *Revista de Engenharia e Tecnologia,* 15 (1), 12 p.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 256: *Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão*. 14 p. 1994.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 258: *Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV*. 14 p. 1994.

DNIT – Departamento Nacional de Infraetrutura de Transportes (2016). DNIT-ME 172: *Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnbia utilizando amostras não trabalhadas.* Brasília.

Nogami, J. S., Villibor, D. F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos.* São Paulo: Villibor.

Silva, J. L., Camargo, K. R., Bruch, A. F., Collares, G. L. (2023)a. Simulação de Inspeção de Segurança Regular de Barragem de Terra: Barragem do Chasqueiro – Arroio Grande/RS. *Revista de Engenharia e Tecnologia*, 15 (1), 12 p. 2023a.

Silva, J. L., Camargo, K. R., Collares, G. C., Bruch, A. F. (2023)b. Uso de GPR para a identificação de instrumentação em subsuperfície na Barragem do Chasqueiro – Arroio Grande/RS/Brasil. *Revista Prociências*, 6 (1), 16 p.

Sondotécnica (1976). Projeto Básico do Distrito de Irrigação do Arroio Chasqueiro. *Relatório Técnico.*

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/40

Cenário das Obras de Descaracterização de Barragens de Mineração no Brasil e seus Impactos

Sophia Braga Carvalho
Engenheira Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, sophia.braga@engenharia.ufjf.br

Cátia de Paula Martins
Professora, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil,catia.martins@ufjf.br

Bruno Melanez
Professor, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, bruno.milanez@ufjf.br

RESUMO: A descaracterização de barragens visa minimizar os riscos de rompimento, vazamento de rejeitos e contaminação de cursos d'água das estruturas de contenção. No entanto, os impactos provenientes dessa atividade durante a própria execução das obras de descaracterização e estruturas complementares, é um ponto de extrema importância e deve ser considerado. O objetivo deste artigo é investigar a descaracterização de barragens de mineração no contexto brasileiro analisando os números de atividades de descaracterização de barragens a montante no território nacional a partir da proibição por meio da resolução da ANM nº 04 (BRASIL, 2019). Como resultado da proibição do alteamento a montante, muitos empreendedores da área de mineração tiveram que adotar soluções para a descaracterização dessas barragens existentes, de acordo com a singularidade de cada estrutura e a condição de estabilidade de cada uma. A execução dessas obras de descaracterização e estruturas complementares podem gerar uma série de impactos os quais ainda serão melhor entendidos a partir do monitoramento das obras em andamento e as finalizadas. Para isso, conclui-se que é necessário que as atividades de descaracterização sejam executadas com um pensamento sustentável e com a compreensão do extenso processo de devolução da área para o meio ambiente.

PALAVRAS-CHAVE: Descaracterização, Barragem, Impactos, Brasil.

ABSTRACT: The decharacterization of dams aims to minimize the risks of rupture, leakage of tailings, and contamination of watercourses from containment structures. However, the impacts arising from this activity during the execution of decharacterization works and complementary structures are of utmost importance and must be considered. The objective of this article is to investigate the decharacterization of mining dams in the Brazilian context by analyzing the numbers of decharacterization activities of upstream dams nationwide following the prohibition through ANM Resolution nº 04 (BRASIL, 2019). As a result of the prohibition of upstream raising, many mining entrepreneurs have had to adopt solutions for the decharacterization of these existing dams, according to the uniqueness of each structure and the stability condition of each one. The execution of these decharacterization works and complementary structures can generate a series of impacts that will be better understood through monitoring of ongoing and completed works. Therefore, it is concluded that it is necessary for decharacterization activities to be carried out with a sustainable mindset and an understanding of the extensive process of returning the area to the environment.

KEYWORDS: Decharacterization. Dam. Impacts. Brazil.

1 INTRODUÇÃO

A partir do ano de 2019, com a Resolução nº 04 da Agência Nacional de Mineração, foi proibida a utilização de barragem com o método de alteamento a montante pelas empresas mineradoras. De acordo com essa resolução, todos os empreendimentos com barragens alteadas a montante ou por métodos desconhecido deveriam atender ao prazo de descaracterização desses barramentos até 15 de agosto de 2021 para estruturas

inativas ou até 15 de agosto de 2023 para estruturas em operação (BRASIL, 2019). A partir de então, deu-se uma corrida por parte das empresas para atender aos prazos estipulados por lei.

Em agosto de 2019, com a Resolução nº 13 da ANM, foram estabelecidos novos prazos apresentados na Tabela 1 para a conclusão de descaracterização de acordo com as características da estrutura de barramento, desde que possuam alteamento a montante ou método desconhecido (BRASIL, 2019).

Tabela 1. Prazos de atendimento legal para minimização do risco de rompimento (Adaptado de BRASIL, 2019)

Prazo	Ação	Critério de cumprimento
15/12/2019	Conclusão da elaboração do projeto técnico executivo de descaracterização,	Alteamento a montante ou método desconhecido
15/09/2021	Concluir obras de estabilização da barragem existente ou construção de contenção a jusante	Alteamento a montante ou método desconhecido
15/09/2022	Conclusão da descaracterização	barragens com volume ≤ 12 milhões de metros cúbicos

Em 30 de setembro de 2020, a Lei 14.066 estabeleceu modificações no Plano Nacional de Segurança de Barragens e o prazo para a descaracterização de todas as estruturas alteadas a montante até 25 de fevereiro de 2022, trazendo também a possibilidade de postergação do prazo pela agência reguladora em caso de necessidade mediante justificativa e autorização. Por fim, em 07 de fevereiro de 2022, com a Resolução nº 95 da ANM, o prazo final de apresentação da descaracterização da barragem ou justificativa para prorrogação foi acordado para a mesma data estabelecida pela Lei 14.066, 25 de fevereiro de 2022 (BRASIL, 2022).

Dado o cenário da obrigação legal de descaracterizar barragens a montante ou com método desconhecido dentro do prazo estipulado, as empresas responsáveis por estruturas nessa condição iniciaram as atividades necessárias para tal, com a elaboração de projetos a nível conceitual, básico e executivo, estudando as melhores soluções frente às condições de cada barragem.

As informações referentes ao andamento dessas atividades são reportadas à Agência Nacional de Mineração (ANM), responsável por acompanhar, analisar e fiscalizar tais documentos. Periodicamente, são emitidos pela agência relatórios em forma de *Report* sobre o desenvolvimento desses projetos.

Diante deste cenário, identificou-se a necessidade de compreender a evolução do cumprimento legislativo no território nacional e quais foram as alternativas encontradas pelos empreendedores para o atendimento legal. Para isso, foram analisados de forma quantitativa os dados disponíveis sobre as barragens alteadas a montante que necessitam da descaracterização em âmbito nacional, e de forma qualitativa, as soluções de engenharia encontradas para descaracterização das estruturas.

2 PANORAMA QUANTITATIVO NACIONAL

De acordo com o dado gerado pelo Sistema Integrado de Gestão de Barragens de Mineração em 21/09/2023, há atualmente 61 barragens cadastradas definidas como utilizando o método de alteamento considerado a montante ou desconhecido, o que representa 6,6% das barragens cadastradas no sistema (BRASIL, 2023b), conforme apresentado na Figura 1.

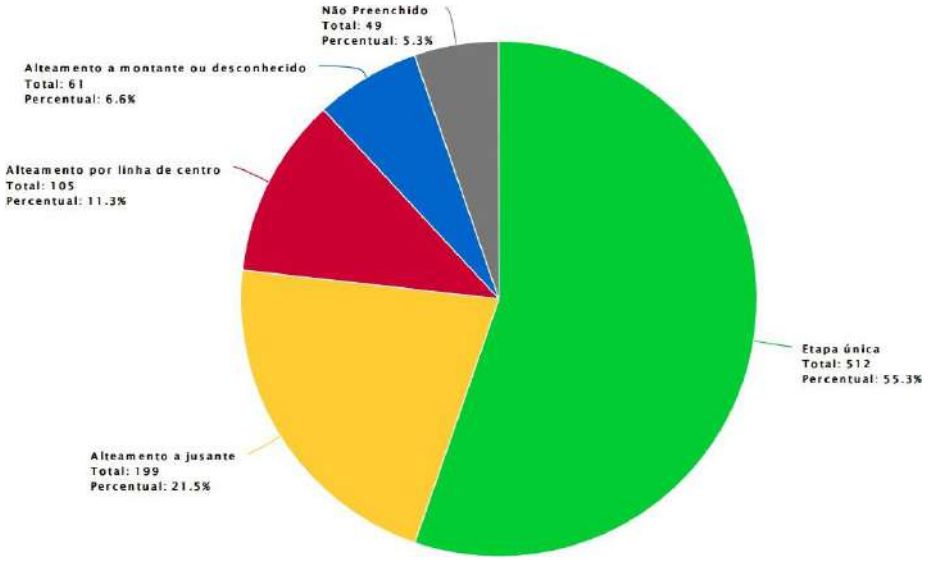


Figura 1. Número de Barragens de acordo com o método de alteamento cadastrado no SIGBM (BRASIL, 2023b)

Dentre essas 61 estruturas apontadas, todas possuem alteamento a montante, sendo que cinco dessas estruturas não estão inseridas na Política Nacional de Segurança de Barragens devido ao fato de não se enquadrarem nos critérios de classificação presente na Lei nº 12.334/2010. Por esse motivo, o espaço amostral utilizado para análise e controle das barragens a serem descaracterizadas se limita a 57 estruturas atualmente.

Vale ressaltar que, no *Report* Trimestral emitido pela ANM em fevereiro de 2023, é apontada a estrutura Sr. Pedrinho da Cooperativa de Mineração dos Garimpeiros de Pontes e Lacerda – COMPEL como uma estrutura de alteamento por método desconhecido devido à falta de documentação de projeto; porém, a mesma aparece cadastrada no SIGBM como alteamento de etapa única e não é considerada no relatório por não ser classificada a montante (BRASIL, 2023c).

Dentre as 57 barragens apontadas como alteamento a montante a serem descaracterizadas, três se encontram em Nível de Emergência 3, seis barragens com Nível de Emergência 2, nove com Nível de Emergência 1, oito em Nível de Alerta e 31 barragens sem apresentar nível de emergência (BRASIL, 2023d). A evolução das barragens alteadas a montante por classificação do nível de emergência está apresentada na Figura 2.

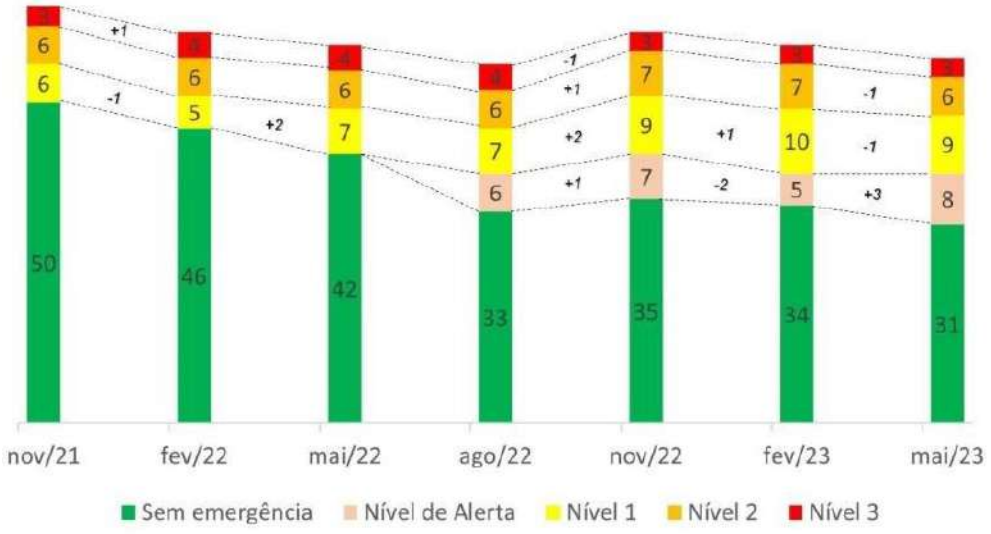


Figura 2. Distribuição das barragens a montante por nível de Emergência (BRASIL, 2023d)

Desde a divulgação da obrigação legal para descaracterização das estruturas alteadas a montante ou com método desconhecido, as empresas entraram em uma corrida contra o tempo para atender às exigências,

evitando as penalidades que seriam aplicadas. De acordo com o relatório mensal emitido pela ANM em agosto de 2023, em 2019 havia um total de 74 estruturas alteadas a montante, e no período de cinco anos, 17 barragens foram descadastradas do SIGBM (BRASIL, 2023e).

Ao analisar esse dado em número absoluto, entende-se que houve um grande avanço no cumprimento das obrigações legais na teoria; no entanto, ao analisar os casos de maneira mais pontual, a prática se apresenta diferente. A Tabela 2 apresenta a relação das alterações referentes à classificação das barragens cadastradas no SIGBM de acordo com os relatórios trimestrais publicados pela ANM.

Tabela 2 - Relação da classificação de barragens a partir da obrigação legal (Autor, 2023)

Classificação	2019	2020	2021	2022	2023
Estruturas descaracterizadas	4	3	4	3	1
Estruturas com alteração de método construtivo	-	-	1	6	2
Estruturas classificadas com alteamento a montante	-	-	-	7	-
Estruturas classificadas com alteamento desconhecido	-	-	-	1	1
Estruturas desclassificadas da PNSB	-	-	-	-	1

Como apresentado na Tabela 2, desde 2019 foram descaracterizadas quinze estruturas classificadas anteriormente como utilizando o método de alteamento a montante. Nos últimos cinco anos, nove estruturas que eram classificadas como alteamento a montante tiveram sua classificação modificada após estudos técnicos. No caminho inverso, sete barragens que não eram caracterizadas como alteamento a montante, passaram a ser classificadas dessa maneira após investigações realizadas pelo empreendedor. Por fim, duas estruturas foram adicionadas como estrutura com alteamento desconhecido por não apresentarem informações conclusivas quanto ao método de alteamento, e uma estrutura que possuía alteamento a montante foi desclassificada da PNSB.

O último *Report* trimestral disponibilizado pela Agência Nacional de Mineração (maio/2023) apresenta o atual *status* das estruturas com exigência legislativa de descaracterização, conforme mostra a Figura 3.

Figura 3. Status das estruturas com necessidade de descaracterização de acordo com a legislação (BRASIL, 2023d)

Pode-se observar com base na Figura 3, que entre as 57 barragens cadastradas no SIGBM, dezoito ainda estão na fase de elaboração do projeto executivo de descaracterização (23%). Das restantes, 10 têm projetos detalhados, mas as obras de descaracterização ainda não foram iniciadas. Há 25 barragens em diferentes estágios de execução das intervenções previstas no projeto, com prazos de finalização variados, dependendo das características intrínsecas e complexidade de cada barragem (44%). Quatro barragens tiveram seus processos de descaracterização declarados como concluídos pelos empreendedores.

Em comparação com o ano de 2019, quando 74 estruturas eram alteadas pelo método a montante, quinze já foram descaracterizadas e retiradas do banco de dados do SIGBM. Além disso, o método construtivo de oito

delas foi alterado, enquanto outras seis foram redefinidas como alteadas pelo método de montante após novos estudos técnicos, como a revisão periódica de segurança da barragem (RPSB) ou a análise "*As Is*".

Dentre as 57 barragens ainda a serem descaracterizadas, as empresas apresentam à ANM o projeto de execução de descaracterização com a justificativa de engenharia mais adequada para cada caso. Nesse cenário, são apresentados os dados indicados na Figura 4.

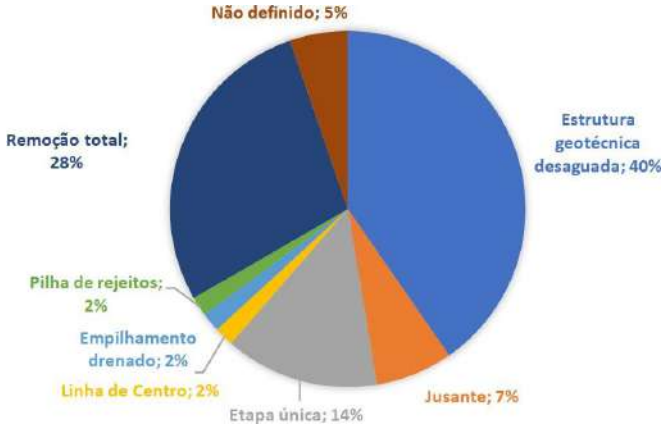


Figura 4. Distribuição da nova configuração geométrica das barragens a montante previstas em seus projetos de descaracterização (BRASIL, 2023d)

Com base nos dados mostrados na Figura 4, das 57 barragens atualmente catalogadas como alteadas a montante no Sistema de Informações de Gestão de Barragens (SIGBM), 23 delas têm planos de modificar o método construtivo para transformá-las em estruturas geotécnicas não destinadas à contenção, sedimentação ou disposição de rejeitos, como parte do processo de descaracterização. Esse número representa 40% do total de barragens nessa categoria. Quatro das barragens planejam ajustar sua geometria para jusante, enquanto oito mudarão para o método de etapa única e uma adotará o método de linha de centro. Assim, a modificação geométrica se apresenta como a solução de engenharia para 23% dos projetos de descaracterização que anteriormente utilizavam o método de montante. Duas barragens estão em processo de conversão para empilhamento drenado, e uma para pilha de rejeitos, somando juntas 4% das alternativas de engenharia que estão sendo implementadas. Além disso, 16 barragens planejam a remoção completa do maciço e dos rejeitos em seus planos executivos de descaracterização, o que equivale a 28% dos casos. Por outro lado, três das estruturas recentemente adicionadas à categoria de barragens a montante ainda não têm conceitos estabelecidos para as obras de descaracterização (BRASIL, 2023d).

As estruturas apresentadas como descaracterizadas ou com método construtivo alterado, são consideradas pelo órgão regulador como atendimento a legislação concluído. Para avaliação das soluções encontradas pelas empresas quanto aos processos de descaracterização, foi realizada uma busca aos documentos para acesso público sendo encontrado poucos relatórios quanto as saídas encontradas.

3 SOLUÇÕES DE ENGENHARIA PARA A DESCARACTERIZAÇÃO A MONTANTE

O encerramento de uma estrutura requer a execução de um conjunto de ações destinadas a assegurar sua estabilidade física, química e biológica a longo prazo por meio de estudos investigativos, de monitoramento e componentes físicos de uma estrutura (Mao; Kam, 2011). Dessa forma, entende-se que a melhor ação de engenharia para descaracterização de uma estrutura deve ser de acordo com as características da barragem baseando-se em projetos de construção e alteamento, além de dados de monitoramento e análises de condição de estabilidade.

Diante disso, as soluções propostas para descaracterização apresentadas à ANM são apresentadas de forma variada. De acordo com a resolução nº 95, para o descadastramento de uma estrutura do SIGBM por descaracterização, devem ser atendidas as fases de descomissionamento, controle hidrológico e hidrogeológico, estabilização e monitoramento, bem como apresentar cópia de documento específico emitido pelo órgão ambiental que atesta a descaracterização (BRASIL, 2022). Dessa forma, não é apresentado de maneira conclusiva qual o critério para considerar a descaracterização de uma estrutura a montante em vista da individualidade de cada situação.

Nessa situação, estruturas diferentes recebem soluções de engenharia diferentes para atendimento a obrigação legal. Para entendimento da situação atual das soluções apresentadas, foi realizado um levantamento de relatórios de andamento de descaracterização disponíveis para acesso público atendendo aos seguintes critérios, tomando como base as classificações em consonância com o art. 7º da Lei nº 12.334, de 2010.

- método construtivo considerando somente alteamento a montante;
- disponibilidade de documento digital para consulta pública do andamento das obras de descaracterização;
- nível de emergência, considerando o nível mais crítico, nível de emergência 3;
- e dano potencial associado, sendo este o dano resultante da ruptura, vazamento, infiltração no solo ou mau desempenho de uma barragem, na sua situação mais provável, considerando os impactos nas vidas humanas, na sociedade, na economia e no meio ambiente, para determinar sua gravidade, considerando dano potencial associado alto.

Ainda de acordo com a resolução nº 95 (BRASIL, 2022), para que uma estrutura seja considerada descaracterizada e retirada da condição a montante do cadastro junto à agência reguladora, é indispensável a apresentação de um documento de atestado elaborado por um profissional legalmente habilitado, bem como um documento específico expedido pelo órgão ambiental competente.

Vale destacar que estão disponíveis para consulta nas páginas da internet dos empreendimentos somente relatórios de acompanhamento de obras de barragens em processo de descaracterização, não sendo disponibilizados relatórios de barragens descaracterizadas. Os documentos disponíveis são em atendimento ao Termo de Compromisso de Descaracterização de Barragens firmado entre o Ministério Público de Minas Gerais, a Fundação Estadual do Meio Ambiente de Minas Gerais, Ministério Público Federal e as empresas mineradoras em fevereiro de 2022, após a constatação do não atendimento pelas empresas do prazo inicialmente estipulado pela Lei Federal 14.066 e a Lei estadual de Minas Gerais 23.291 para a descaracterização das barragens alteadas a montante (SEMAD, 2022). Salienta-se que não há obrigação legal a nível federal de transparência dessas informações de interesse público pelo empreendedor.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base no cenário atual da legislação sobre a obrigação de descaracterização de barragem com alteamento a montante ou com método desconhecido, e considerando os casos de desastres ocorridos em Minas Gerais e aos problemas inerentes de técnicas de alteamento pelo método a montante, pode-se observar uma visível necessidade de estabelecer requisitos mínimos de atendimento aos repasses em uma obra de descaracterização.

Compreende-se a individualidade de cada estrutura para que se estabeleça um método único de projeto para execução de uma obra dessa magnitude; no entanto, acredita-se ser necessária a apresentação de critérios mínimos quanto ao andamento dessas atividades para garantir a segurança física e ambiental das áreas no entorno dessas estruturas.

Quanto à necessidade de avaliação de um órgão ambiental para a validação do processo de descaracterização, somado ao atestado de um profissional legalmente habilitado segundo a Resolução nº 95 (BRASIL, 2022), questiona-se sobre a capacidade técnica de órgãos ambientais avaliarem e atestarem a descaracterização de barragens visto que a ANM é o órgão público responsável por monitorar aspectos de estabilidade geotécnica das barragens de rejeito e não há garantias que todas as agências ambientais estaduais tenham pessoal qualificado para realizar tal atividade. Ademais, as obras de descaracterização, por serem de caráter emergencial, não houve obrigatoriedade de apresentação de licenciamento prévio para início das obras.

Inicialmente, a partir de 2019, a ANM estipula prazos para a conclusão da descaracterização de estruturas alteadas a montante; porém com o advindo da lei federal 14.066 em 2020, o tom da obrigatoriedade mudou ao permitir a postergação do prazo mediante apresentação de justificativas aos órgãos reguladores. Obras dessa magnitude não devem ser executadas sem a realização de investigações geotécnicas, hidrotécnicas e ambientais pertinentes; dessa forma, questiona-se os critérios utilizados para a definição do prazo de atendimento inicial, considerando a realidade de uma técnica nova e emergente com um mercado em adaptação de mão de obra qualificada. Como consequência direta, o não atendimento desses prazos cria a necessidade de apresentação de justificativas de postergação de atendimento, transferindo a urgência da solução desses casos para segundo plano.

Ao analisar o acompanhamento e fiscalização do órgão regulamentador em atendimento as suas próprias resoluções, sob a ótica de informações públicas disponibilizadas, o *Report* trimestral disponibilizado pela ANM se mostra-se em débito com as informações prestadas. Ao desconsiderar estruturas com alteamento por método desconhecido em sua análise, são apresentadas informações não condizentes com o cenário atual, reduzindo o espaço amostral apresentado legalmente e deixando em aberto o conhecimento sobre a fiscalização de estruturas em situações de perigo semelhante ou mais agravante que aquelas classificadas como montante.

De acordo com informações fornecidas pelo SIGBM, acessado em setembro de 2023, 49 estruturas possuem classificação como método de alteamento não preenchido (BRASIL, 2023b), ou seja, não informadas à ANM, tornando-se desconhecidas para a agência, representando 80% a mais do número de estruturas classificadas como alteamento a montante ou desconhecido.

As soluções de engenharia apresentadas para descaracterização das estruturas são específicas para cada estrutura, porém, a falta de padronização na divulgação das informações pelas empresas mineradoras à agência reguladora torna confusas as opções encontradas para cada caso. Nos relatórios apresentados pela ANM, diferentes soluções são apresentadas para nova geometria das barragens descaracterizadas a montante (BRASIL, 2023d), conforme a Figura 4. Entretanto, não é discorrido sobre os métodos adotados para essa nova configuração, mesmo que de forma simples, deixando em aberto o entendimento dos termos associados. Ademais, 5% das estruturas não apresentam definida a previsão de adequação geométrica da barragem após obras de descaracterização, mesmo após quatro anos da obrigação legal.

O estudo das soluções propostas para as obras de descaracterização das barragens a montante foi limitado aos dados apresentados no *Report* trimestral da Agência Nacional de Mineração e aos documentos encontrados em páginas de internet de empresas mineradoras que apresentaram relatórios em atendimento a acordo de compromisso com Ministério Público de Minas Gerais e a Fundação Estadual do Meio Ambiente de Minas Gerais.

Essa limitação de informações se deu em virtude da falta de obrigatoriedade legal, em âmbito federal, para a disponibilização de relatórios sobre as obras de descaracterização pelos empreendedores e por não ser disponibilizado ao acesso público pela ANM às informações técnicas sobre as obras de descaracterização apresentadas à agência.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos à Universidade Federal de Juiz de Fora, pública, gratuita de qualidade e a todos os colaboradores envolvidos no desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRASIL. Agência Nacional de Mineração. Resolução nº 4, de 15 de fevereiro de 2019a. Brasília, DF. Disponível em: https://anmlegis.datalegis.inf.br/action/ActionDatalegis.php?acao=abrirTextoAto&link=S&tipo=RES&numeroAto=00000004&seqAto=000&valorAno=2019&orgao=ANM/MME&codTipo=&desItem=&desItemFim=&cod_modulo=351&cod_menu=8014. Acesso em: 23 ago. 2023.

BRASIL. Agência Nacional de Mineração. Resolução nº 13, 8 de agosto de 2019b. Brasília, DF. Disponível em:[https://anmlegis.datalegis.inf.br/action/ActionDatalegis.php?acao=abrirTextoAto&link=S&tipo=RES&numeroAto=00000013&seqAto=000&valorAno=2019&orgao=ANM/MME&codTipo=&desItem=&desItemFim=&cod_modulo=351&cod_menu=8014]. Acesso em: 25 ago. 2023.

BRASIL. Agência Nacional de Mineração. Resolução nº 95, 6 de julho de 2022. Brasília, DF. Disponível em:https://anmlegis.datalegis.inf.br/action/ActionDatalegis.php?acao=abrirTextoAto&link=S&tipo=RES&numeroAto=00000095&seqAto=000&valorAno=2022&orgao=ANM/MME&cod_modulo=414&cod_menu=7348. Acesso em: 25 ago. 2023.

BRASIL. Agência Nacional da Mineração. Resolução nº 130, 24 de fevereiro de 2023a. Brasília, DF. Disponível em:https://anmlegis.datalegis.inf.br/action/ActionDatalegis.php?acao=abrirTextoAto&link=S&tipo=RES&numeroAto=00000130&seqAto=000&valorAno=2023&orgao=ANM/MME&codTipo=&desItem=&desItemFim=&cod_modulo=414&cod_menu=7348. Acesso em: 25 ago.2023.

BRASIL. Agência Nacional de Mineração. Sistema de Gestão de Segurança de Barragem de Mineração. 2023b. Brasília, DF. Disponível em: [https://app.anm.gov.br/SIGBM/Publico]. Acesso em 26 ago. 2023.

BRASIL. Agência Nacional de Mineração. Report Trimestral – Descaracterização de barragens a montante. Fevereiro de 2023c. Brasília, DF. Disponível em: https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens/boletim-de- barragens-de-mineracao/report_trimestral_maio_2023_descaracterizacao_publicacao_v2.pdf. Acesso em: 29 set. 2023.

BRASIL. Agência Nacional de Mineração. Report Trimestral – Descaracterização de barragens a montante. Maio de 2023d.Brasília, DF. Disponível em: https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens/boletim-de- barragens-de-mineracao/report_trimestral_maio_2023_descaracterizacao_publicacao_v2.pdf. Acesso em: 29 set. 2023.

BRASIL. Agência Nacional de Mineração. Report Mensal – Descaracterização de barragens a montante. Agosto de 2023e. Brasília,DF. Disponível em: https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens/boletim-de-barragens- de-mineracao/boletim-mensal-agosto-2023.pdf. Acesso em: 29 set. 2023.

BRASIL. Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. Brasília, DF. Disponível em: https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2020/lei/l14066.htm. Acesso em: 08 ago. 2023.

MAO, Y.; KAM, S. *Closure of Tailings Dams*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON MINE CLOSURE, 6., 2011, Lake Louise. *Proceedings of the Sixth International Conference on Mine Closure*. Perth: Australian Centre for Geomechanics, 2011. v. 1. Disponível em: https://papers.acg.uwa.edu.au/p/1152_38_Mao/. Acesso em: 15 set. 2023.

SEMAD. Governo de Minas e MP firmam Termo de Compromisso com mineradoras para garantir a descaracterização de barragens. 24 de fevereiro de 2022. Disponível em: http://www.meioambiente.mg.gov.br/noticias/5065-governo-de-minas-e-ministerio-publico-firmam-termo-de-compromisso-com-mineradoras-para-garantir-a-descaracterizacao-de-barragens. Acesso em: 15 set. 2023.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/41

Comparação de Métodos de Estimativa de Aceleração Sísmica para uso em Barragens

Ingrid Belcavello Rigatto
Coordenadora de Geotecnia, HIDROBR, Belo Horizonte, Brasil, ingrid.rigatto@hidrobr.com

Daniel Marangon Mendes do Nascimento
Auxiliar de Engenharia, HIDROBR, Belo Horizonte, Brasil, daniel.nascimento@hidrobr.com

Marko Rupert
Especialista em Geotecnia, HIDROBR, Belo Horizonte, Brasil, marko.rupert@hidrobr.com

Ana Carolina Jerônimo de Oliveira
Coordenadora de Geotecnia, HIDROBR, Belo Horizonte, Brasil, ana.oliveira@hidrobr.com

RESUMO: A estimativa da aceleração sísmica é essencial para a obtenção de modelos que representem adequadamente a realidade e cumpram as regulamentações vigentes de avaliação da segurança de barragens e pilhas. Neste trabalho, comparou-se a estimativa da Aceleração de Pico de Terreno usando o método de Cruz *et al*. (2022) em relação aos valores dos mapas de Assumpção *et al*. (2016) e da Eletrobrás (2003), amplamente utilizados no Brasil. Utilizando as recomendações do Eurocode 8 e da *Canadian Dam Association*, aplicou-se a decomposição em vetores verticais e horizontais em uma barragem hipotética, localizada no Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, com tempo de retorno de 10.000 anos. Uma análise de equilíbrio limite pseudo-estático no software Slide2 foi utilizada para comparar os fatores de segurança obtidos por essas diferentes metodologias. Os resultados destacaram como a estimativa da aceleração sísmica afeta a avaliação da segurança da barragem. A escolha crítica da metodologia é fundamental, principalmente na ausência de estudos locais específicos para as regiões de interesse. O método da Eletrobrás (2003) não apresenta diferenças de acordo com o período de retorno da estrutura, o que traz muita simplificação ao estudo. Já o método de Cruz *et al*. (2022) é mais recente e complementa o método de Assumpção *et al*. (2016) através de dados medidos em campo.

PALAVRAS-CHAVE: Aceleração sísmica, Pseudo-estática, Sismo, Estabilidade, Barragens.

ABSTRACT: Estimating seismic acceleration is essential to obtain models that adequately represent reality and comply with current regulations for assessing the safety of dams and piles. In this work, the estimate of Peak Terrain Acceleration was compared using the method of Cruz et al. (2022) in relation to the values in the maps by Assumpção et al. (2016) and Eletrobrás (2003), widely used in Brazil. Using the recommendations of Eurocode 8 and the Canadian Dam Association, the decomposition into vertical and horizontal vectors was applied to a hypothetical dam, located in the Iron Quadrangle, Minas Gerais, with a return time of 10,000 years. A pseudo-static limit equilibrium analysis in Slide2 software was used to compare the safety factors obtained by these different methodologies. The results highlighted how the estimation of seismic acceleration affects the assessment of dam safety. The critical choice of methodology is fundamental, especially in the absence of specific local studies for the regions of interest. The Eletrobrás (2003) method does not present differences according to the return period of the structure, which greatly simplifies the study. The method by Cruz et al. (2022) is more recent and complements the method of Assumpção et al. (2016) through data measured in the field.

KEYWORDS: Seismic acceleration, Pseudo-static, Earthquake, Stability, Dams.

1. INTRODUÇÃO

Em todo o mundo, as barragens são utilizadas para diversos fins e atuam nas economias dos países, seja por meio de geração de energia, abastecimento humano, plantações ou uso em empresas de mineração (Hasan *et al*., 2023). Considerando sua vasta existência e formatos, é fundamental que seus projetos e avaliações de estabilidade contemplem e resistam às mais variadas cargas que possam ocorrer, de forma a garantir a segurança dessas estruturas.

A consequência de uma eventual ruptura de barragem costuma ser catastrófica, levando ao lançamento descontrolado de milhões de metros cúbicos de material, causando graves perdas em termos de bens e vidas humanas. Masini e Rampello (2020), destacam que muitas rupturas ao redor do mundo estão relacionadas à atividade sísmica. Portanto, é fundamental que grandes barragens tenham avaliações de segurança sísmica realizadas periodicamente durante sua longa vida útil, envolvendo novas informações e conceitos de projeto e segurança sísmica (Wieland, 2022).

Apesar da baixa ocorrência de eventos sísmicos no Brasil, a sismicidade no território nacional não é nula. Dessa forma, a norma ABNT NBR 13028:2017 exige que em projetos de barragens seja avaliado o potencial de sismicidade na área de implantação da barragem, com base em registros, bibliografias e normas existentes. Além disso, nas etapas iniciais dos estudos, a norma também sugere a utilização dos critérios da *Canadian Dam Association* (CDA, 2007), com a utilização do Máximo Terremoto Credível (MCE) em análises pseudo-estáticas. Além disso, sismos em regiões intraplaca, como a região em que está o Brasil, podem atingir magnitudes altas e serem catastróficos, segundo Cruz *et al.* (2022).

Pelecanos *et al*. (2015) compilam um histórico da abordagem da resposta sísmica na modelagem e citam os principais autores do assunto. Segundo os autores, as análises possuem diversos níveis de abordagem e vão desde análises pseudo-estáticas (determinando a tensão sísmica mínima geradora de instabilidade no talude da barragem) até análises tridimensionais com elementos finitos (abordando modelos constitutivos, comportamento elasto-plástico do solo, pressões hidrodinâmicas, análise de consolidação acoplada e cálculo de coeficiente sísmico). Apesar de ser um instrumento formidável para análise sísmica de barragens, a confiabilidade do método de elementos finitos é, uma fonte de preocupação, porque poucos estudos numéricos incluem comparações de medições de campo.

Buscando uma melhor compreensão dos mecanismos de falha associados aos terremotos, Le *et al.* (2022), após revisão do estado da arte sobre o tema, destacam que para reduzir as incertezas e garantir a segurança das barragens, as metodologias de cálculo da deformação sísmica das barragens de terra ainda precisam ser ampliadas e aprimoradas.

A análise pseudo-estática, que será abordada nesse documento, consiste na simulação de um efeito sísmico em coeficientes de aceleração horizontais (K_h) e verticais (K_v), constantes e com iguais intensidades em toda a altura da barragem. Assim, esses coeficientes provocam forças de inércia resultantes do produto de K_h e K_v pela massa de solo. Esse método de análise é pessimista em relação aos fatores de segurança, uma vez que despreza o comportamento dinâmico do sismo numa estrutura e seus efeitos de atenuação ao longo do tempo. Sendo assim, considera-se acréscimo de carga constante e em tempo infinito e constitui um cenário desafiador ao equilíbrio dos taludes. Mesmo sendo uma abordagem mais simples por não considerar deformações ou perda de resistência do solo após tensões dinâmicas, a análise pseudo-estática ainda é muito utilizada, principalmente em projetos iniciais ou com menos dados disponíveis, por isso esta abordagem será o foco deste estudo.

Porém, ainda faltam metodologias de estimativa definidas especificamente para o Brasil, bem como necessita-se de uma abordagem mais sistemática para estimar a sismicidade para tempos de retorno elevados. Estimar a Aceleração de Pico de Terreno (*Peak Ground Acceleration* – PGA) no Brasil é uma tarefa difícil, uma vez que o monitoramento sísmico em território brasileiro é muito menor quando comparado a países com maior incidência desses eventos.

Nesse contexto, alguns autores (como Assumpção *et al.*, 2016, e Cruz *et al.*, 2022) propuseram metodologias para estimar a PGA no Brasil, reunindo informações sismológicas do país e comparando-as com métodos adotados internacionalmente. A escolha do método apropriado depende do tipo de barragem, localização geográfica e características sísmicas do local.

Este estudo buscou compreender melhor os métodos disponíveis para estimativa de cargas sísmicas em barragens de terra utilizadas na mineração. Para tanto, foram avaliados alguns métodos que estimam o PGA

com complexidade e aplicabilidade variadas. Será avaliada uma hipotética barragem de rejeitos, na região do Quadrilátero Ferrífero do Estado de Minas Gerais, caracterizada pela extração de minerais. Os itens a seguir detalham a metodologia e os dados utilizados, os resultados obtidos e sua discussão.

2. METODOLOGIA

Dois termos são muito importantes quando trata-se de análises sísmicas: PGA e MCE. O PGA, já citado, é um parâmetro relacionado à Magnitude (M) e à distância epicentral do terremoto. Esta quantidade avalia o movimento máximo do solo em função de um terremoto. Já o Terremoto Máximo Credível (*Maximum Credible Earthquake* – MCE) é a magnitude máxima de um terremoto capaz de ocorrer em um determinado ambiente tectônico, em função dos dados geológicos e sismológicos disponíveis. O PGA é medido em função da aceleração da gravidade (g) com valor nominal de 9,80665 m/s². Por exemplo, se valor de PGA encontrado for de 0,10 g, significa que ele corresponde a 10% da aceleração da gravidade, ou seja, 0,98 m/s². Além disso, o vetor de aceleração da gravidade aplicado aos programas de modelagem deve ser dividido em um par ordenado, ou seja, uma aceleração horizontal e uma aceleração vertical.

Segundo a CDA (2007) avalia-se o dano potencial associado (DPA) a estrutura para definição do tempo de retorno necessário para a estimativa do PGA. Nesse sentido, barragens classificadas como "Extremas" deverão apresentar um PGA associado ao tempo de retorno de 10.000 anos ou MCE, conforme explicitado na Tabela 1.

Tabela 1. Níveis de risco de abalos sísmicos e seus respectivos tempos de retorno.

Classificação (nota 1)	**Probabilidade de excedência anual - Cheias (nota 2)**	**Probabilidade de Excedência anual - Sismos (nota 3)**
Baixa	1/100	1/100
Significativa	Entre 1/100 e 1/1.000 (nota 4)	Entre 1/100 e 1/1.000
Alta	1/3 entre 1/1.000 e PMF* (nota 5)	1/2.475 (nota 6)
Muito Alta	2/3 entre 1/1.000 e PMF* (nota 5)	1/2 entre 1/2.475 e 1/10.000 ou MCE* (nota 5)
Extrema	**PMF* (nota 5)**	**1/10.000 ou MCE* (Nota 5)**

*PMF – máxima cheia provável; MCE – maior sismo credível; AEP – probabilidade de excedência anual.
1 - Como definido na tabela de Classificação de Barragem;
2 - Simples extrapolação das estatísticas de cheias além de 10-3 AEP não é aceitável;
3 - Valores médios do intervalo estimado nos níveis de AEP para terremotos devem ser usados;
4 - Selecionado com base na análise incremental de cheias, exposição, e consequência de falha;
5 - PMF e MCE não tem AEP associados;
6 - Esse nível foi escolhido para garantir compatibilidade com o estabelecido nas normas de construção canadenses.

Fonte: *Canadian Dam Association* (2007)

2.1 Métodos de estimativa de PGA utilizados

Para estimativa do PGA associado a um tempo de retorno de 10.000 anos, conforme especificado na Tabela 1, foram utilizados 3 métodos, sendo eles:

- Eletrobrás (2003);
- Assumpção *et al.* (2016); e
- Cruz *et al.* (2022).

2.1.1 Eletrobrás (2003)

O Manual da Eletrobrás (2003) define um par ordenado de aceleração de pico fixa, ou seja, uma aceleração horizontal (K_h) e uma aceleração vertical (K_v), com valores de 0,05g e 0,03g, respectivamente.

Ressalta-se que o valor de Kv corresponde a 2/3 de K_h segundo Shannon e Wilson (1979), relação que será adotada para definir a aceleração vertical para as demais metodologias.

Como este manual já indica as acelerações horizontais e verticais, pode-se estimar o valor PGA associado a estas acelerações por retroanálise. Sabe-se, pelo método de Hynnes-Griffin e Franklin (1984), que o coeficiente K_h consiste na metade do PGA. Assim, estima-se que o PGA utilizado na lista da Eletrobrás (2003) seja de 0,10g.

2.1.2 Assumpção et al. (2016)

Assumpção *et al*. (2016) consideraram a probabilidade de ocorrência de movimentos de solo, que é estimada em função de 2 fatores:

- frequência anual de sismos de cada magnitude (relação magnitude-frequência de Gutenberg Richter, 1944);
- relações empíricas que preveem acelerações esperadas em função da magnitude e da distância central.

Com essas considerações, os autores elaboraram mapas brasileiros independentes com delimitações de zonas sísmicas. As zonas sísmicas consistem em áreas categorizadas por faixas de valores PGA. Além destes mapas com zonas sísmicas, Assumpção *et al*. (2016) realizaram uma análise específica dos epicentros dos sismos catalogados, onde podem ser estimadas zonas com maior frequência de movimento do solo. A frequência, por sua vez, foi calculada dividindo-se o número de pontos (ou terremotos) pela área estudada.

Após uma média ponderada dos mapas de zonas sísmicas e análises pontuais de frequência de terremotos, foram apresentados 2 mapas com estimativa de PGA em rocha no território brasileiro. Os autores propõem um mapa de estimativa do PGA com probabilidade de retorno de 2% em 50 anos, o que corresponde a um tempo de retorno de 2.475 anos.

2.1.3 Cruz et al. (2022)

Uma adaptação do método de Assumpção *et al*. (2016) foi realizado por Cruz *et al*. (2022). Este método considera os mapas de Assumpção *et al*. (2016) de 475 e 2.475 anos e compara os valores de PGA obtidos nos mapas (PGA_{map}) com uma base de dados de monitoramento de terremotos conhecida pelo autor. Após comparação, Cruz *et al*. (2022) propõem uma equação de correção ($PGA_{estimada}$) para os valores obtidos no mapa de Assumpção *et al*. (2016), conforme Equação [1].

$$PGA_{estimada} = 0{,}011 \cdot e^{11{,}698 \cdot PGA_{map}} + 0{,}02 \quad (1)$$

Ambas as metodologias referem-se a estimativa do PGA através de mapas de zonas sísmicas que não consideram um tempo de retorno de 10.000 anos.

Para extrapolar as acelerações de pico encontradas nos mapas ou correções, utiliza-se a correlação presente no Eurocode 8 para o tempo de retorno requerido. A equação para extrapolação dos valores de aceleração de pico presentes no Eurocode 8 é indicada na Equação [2] juntamente com os dados deste estudo.

$$Y = \frac{a_{gc}}{a_{gr}} = \left(\frac{T_{rc}}{T_{ncr}}\right)^{k} = \left(\frac{10000}{475}\right)^{0{,}40} \quad (2)$$

Onde:
Y = Fator de importância;
a_{gc} = Aceleração de projetos;
a_{gr} = Aceleração de referência;
T_{rc} = Tempo de retorno do projeto;
T_{ncr} = Tempo de retorno de referência;
k = Coeficiente de ponderação (varia de 0,3 a 0,4, adota-se, nesse estudo, 0,4)

3. APLICAÇÃO E ESTUDO DE CASO

A barragem hipotética adotada neste estudo será classificada na condição "Extrema" e terá um Tempo de Retorno (TR) de 10.000 anos para probabilidade de excedência do sismo. Para simplificar neste estudo, será adotada uma barragem com apenas um material constituindo a fundação e a fundação feita de material muito resistente, de forma que sejam consideradas apenas superfícies de ruptura no barramento da estrutura.

Dessa maneira, parte-se para estimativas dos valores de PGA para um tempo de 10.000 anos associados a cada método de estimativa supracitados no Item 2. Uma vez calculados os valores de PGA decompõem-se esse resultado em K_h e K_v de acordo com Hynes-Griffin & Franklin (1984) e Shannon e Wilson (1979), os quais consideram que K_h é 0,5 do PGA estimado e K_v igual a 2/3 de K_h, respectivamente.

Os valores de PGA encontrados utilizando as 3 metodologias abordadas nesse estudo para o Tempo de Retorno de 10.000 anos e os coeficientes horizontais e verticais associados a cada um deles, são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Estimativa de PGA para TR de 10.000 anos e os respectivos coeficientes verticais e horizontais.

Metodologia	**PGA (TR 10.000 anos)**	**K_h**	**K_v**
Eletrobrás (2003)	0,10 g	0,05 g	0,03 g
Assumpção *et al*. (2016)	0,21 g	0,11 g	0,07 g
Cruz *et al*. (2022)	0,15 g	0,08 g	0,05 g

Estes valores encontrados serão inseridos em análises de estabilidade na condição pseudo-estática da barragem a fim de encontrar os diferentes fatores de segurança (FS) relacionados.

As análises de estabilidade foram avaliadas pelo método de equilíbrio limite, utilizando Slide2®, software desenvolvido pela Rocscience, segundo metodologia rigorosa de estabilidade de taludes proposta por Morgenstern-Price (GLE - *General Limit Equilibrium*).

A seção geológica-geotécnica representativa da barragem, que será submetida a análises pseudo-estáticas, é apresentada na Figura 1.

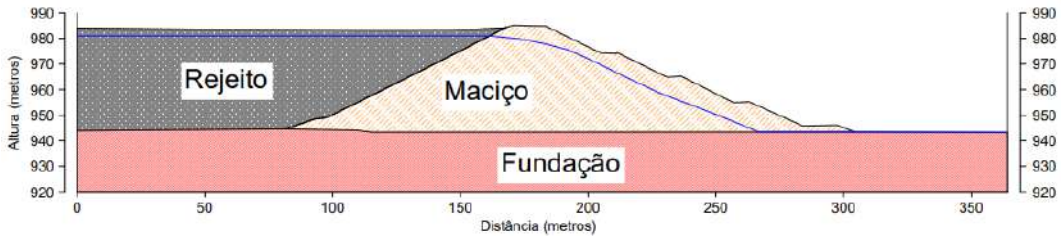


Figura 1. Seção da barragem analisada.

Os parâmetros de resistência considerados para cada material presente na estratigrafia da seção 2D (Figura 1) estão apresentados na Tabela 3. Esses valores típicos adotados foram estimados com base em bibliografia (Cruz, 1996).

Tabela 3. Parâmetros adotados dos materiais.

Material	**Cor**	**Método de análise**	**γ_{nat} (kN/m³)**	**c' (kN/m²)**	**ϕ' (º)**
Maciço		Mohr-Coulomb	18	5	29
Rejeito		Mohr-Coulomb	20	2	30
Fundação		Infinite Strength	20	-	-

Os resultados e discussões acerca das análises de estabilidade executadas são expostos no item a seguir.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

As análises de estabilidade foram executadas conforme metodologia apresentada no item anterior. Foram executadas três diferentes análises, uma para cada metodologia de estimativa de PGA para um TR de

10.000 anos. Os resultados das análises assim como as superfícies de ruptura de talude encontradas são apresentados da Figura 2 à Figura 4.

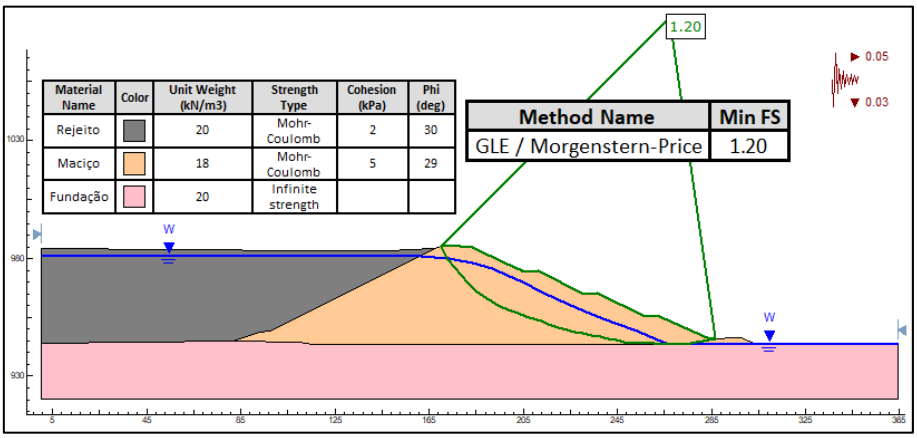


Figura 2. Análise pseudo-estática com coeficientes de aceleração da Eletrobrás (2003).

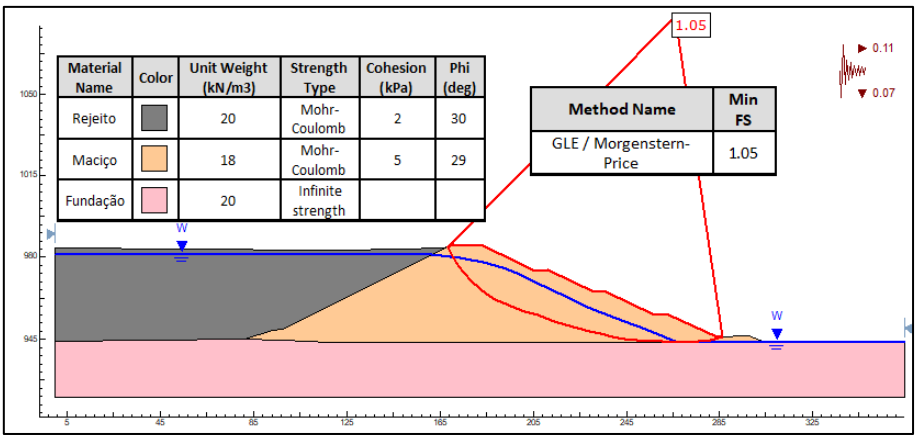


Figura 3. Análise pseudo-estática com coeficientes de aceleração de Assumpção *et al*. (2016).

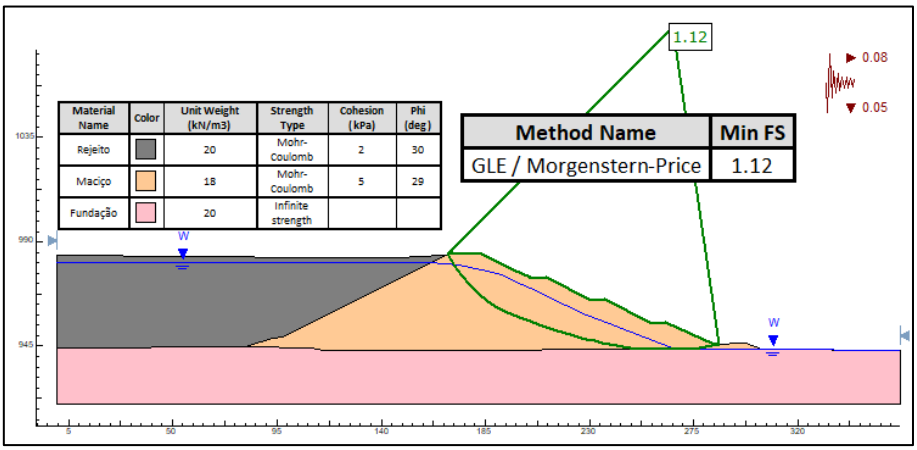


Figura 4. Análise pseudo-estática com coeficientes de aceleração de Cruz *et al.* (2022).

Os fatores de segurança correspondentes para as três estimativas de aceleração sísmica obtidos nas análises de estabilidade são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Fatores de segurança obtidos das análises de estabilidade de acordo com a metodologia adotada.

Metodologia	**K_h**	**K_v**	**Fator de Segurança**
Eletrobrás (2003)	0,05 g	0,03 g	1,20
Assumpção *et al*. (2016)	0,11 g	0,07 g	1,05
Cruz *et al*. (2022)	0,08 g	0,05 g	1,12

Nota-se que a análise utilizando a metodologia de Assumpção *et al*. (2016) apresenta FS menor que 1,10, ou seja, abaixo do fator de segurança limite especificado pela norma brasileira ABNT NBR 13028:2017, a qual orienta a análise de estabilidade para estruturas em cenário pseudo-estático. Assim, para uma mesma situação analisada, a metodologia de Assumpção *et al*. (2016) indica que a estrutura não se encontra segura, enquanto ao utilizar os métodos de Cruz *et al*. (2022) e Eletrobrás (2003) encontram-se fatores de segurança acima do limite mínimo estabelecido na normativa. Entretanto, o risco sísmico real é o mesmo para a estrutura, porém com abordagens que levam a valores diferentes para sismos de diferentes tempos de retorno.

Nesse exemplo, tomando como base a Eletrobrás (2003), observa-se que uma variação de 0,06g (mais que o dobro) no PGA pode implicar em redução significativa do fator de segurança para o método de Assumpção *et al*. (2016), ou seja, redução de, aproximadamente, 14%. Entretanto, o método da Eletrobrás (2003) não apresenta diferenças de acordo com o período de retorno da estrutura, o que traz muita simplificação ao estudo e pode não ser representativo. Em contraste, o método de Cruz *et al*. (2022) apresenta-se como mais atual, uma vez que parte do método de Assumpção *et al*. (2016) e o complementa a partir da comparação com dados sísmicos obtidos em campo.

Nota-se que a metodologia de Cruz *et al*. (2022) utiliza os mapas sísmicos da metodologia de Assumpção *et al*. (2016). Dessa maneira, para refino dessas metodologias probabilísticas devem ser elaborados mapas sísmicos mais precisos, ou seja, considerando falhas geológicas próximas, maior monitoramento dos eventos sismológicos e análise dos materiais de fundação, uma vez que o meio de dispersão influência nos valores de K_h e K_v calculados.

5. CONCLUSÃO

A correta estimativa da aceleração sísmica é fundamental na elaboração ou revisão de projetos de barragens, e a escolha da metodologia adequada deve levar em consideração as especificidades de cada projeto, garantindo a segurança e o cumprimento das normativas atualizadas e recomendações mais recentes

As diferentes metodologias analisadas para estimar o PGA neste estudo impactaram nos valores de aceleração utilizados e, consequentemente, nos fatores de segurança calculados. As diferenças em relação ao fator de segurança calculado nas análises de estabilidade para um período de excedência de 10.000 anos estão na ordem da primeira e segunda casa decimal e são significativas nas análises. Em relação aos métodos avaliados, o da Eletrobrás (2003) apresentou os menores valores de aceleração, seguido pelo método de Cruz *et al*. (2022) e Assumpção *et al*. (2016).

A metodologia de Assumpção *et al*. (2016) quando comparada à Eletrobrás (2003), apresentou valores acima de 100% do PGA, o que impactou em uma diminuição de 14% no FS estimado e apresentou uma análise de estabilidade abaixo do fator mínimo exigido pela ABNT NBR 13028:2017. Já a metodologia de Cruz *et al* (2022) quando comparada à da Eletrobrás (2003) apresenta diferença de 50% acima nos valores de PGA e aproximadamente 7% abaixo nos valores de fator de segurança, resultando em fatores de segurança acima do mínimo exigido pela norma, mesmo que próximo nesse limite.

Os fatores de segurança calculados demonstram a importância de um melhor entendimento e direcionamento de como abordar os valores de sismo para um TR de 10.000 anos, atendendo ao especificado na ABNT NBR 13028:2017, com $FS_{mín} \geq 1{,}10$. Com o impacto demonstrado neste trabalho, ressalta-se a necessidade uma metodologia probabilística mais consolidada a ser amplamente difundida no Brasil (seja por norma ou guia de boas práticas), para a estimativa dos coeficientes de aceleração horizontal e vertical adotados nas análises pseudo-estáticas em barragens de terra e empilhamentos.

Embora o Brasil seja notoriamente reconhecido como um país sem incidência de grandes eventos sísmicos, destaca-se a necessidade de maior monitoramento sismológico visando maior campo amostral de

dados para a estimativa de PGA no futuro, seja por mapas de zonas sísmicas específicas ou por outra método de cálculo. Esse ajuste nas metodologias probabilísticas com um maior campo amostral contribuirá para uma maior fidelidade da modelagem e, consequentemente, estimativa de fatores de segurança referentes a análises pseudo-estáticas mais representativos. Dadas as dimensões continentais do Brasil, sugere-se a consolidação de mapas sísmicos regionais, segmentando o território brasileiro em mapas com valores de PGA mais detalhados para a localidade estudada.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à HIDROBR pelo apoio e incentivo na realização deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 13028. *Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água.* Rio de Janeiro.

Assumpção, M. S., Dias, F. L., Zevallos, I., Naliboff, J. B. (2016). *Intraplate stress field in South America from earthquake focal mechanisms*. Journal of South American Earth Sciences, 71, 278-295. https://doi.org/10.1016/j.jsames.2016.07.005

Canadian Dam Association – CDA (2007). Technical Bulletins: Guidelines for public safety around dams. English edition. Canadá.

Centrais Elétricas Brasileiras S.A. – Eletrobrás (2003). Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. Rio de Janeiro.

Cruz, F. V. A. S., Faria, L. G., Matarazo, F. Y., Reis, C. J., Souza Filho, M. J. (2022). Estimativa de Pico de Aceleração Sísmica para Barragens Brasileiras, com extrapolação conforme Eurocode 8. VIII COBRAE - Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Ipojuca – PE, 2022.

Cruz, P. T. (1996). 100 Barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção e projeto. São Paulo: Oficina de Textos. 647p.

Hasan, S., Sönmezoğlu, Y., Arslan, M. E. (2023). *The Seismic Behavior of Buildings with Flat Slab Systems under Near-Fault Ground Motions*. Düzce Üniversitesi Bilim ve Teknoloji Dergisi, 11(4), 1972-1995. https://doi.org/10.29130/dubited.1214030

Hynes-Griffin, M. E., Franklin, A. G. (1984). Rationalizing the Seismic Coefficient Method. Miscellaneous Paper GL-84-13, US Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, 1984, 21 p.

Le, P. H., Nishimura, S., Nishiyama, T., Fang, C., Nguyen, T. C. (2022). *Seismic Deformation of Earth Dams: A State-of-the-art Review*. Reviews in Agricultural Science, 10: 138–154. https://doi.org/10.7831/ras.10.0_138

Masini L., Rampello S. (2020). *Influence of input assumptions on elevation of seismic performance of an earth dam.* Journal of Earthquake Engineering: 1-25. https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1835747

Pelecanos, L., Kontoe, S., Zdravković, L. (2015). *A case study on the seismic performance of earth dams.* Géotechnique, 65(11), 923–935. https://doi.org/10.1680/jgeot.sip.15.p.009

Shannon e Wilson, Inc. and Agbabian Associate (1979). *Statistical Analysis of Earthquake Grund Motion Parameters*, U.S, Nuclear Regulatory Commission, Washington, D.C and National Technical Information Service, Springfield, Virginia.

Wieland, M. (2022*). Book review: Seismic Analysis of Structures and Equipment.* Earthquake Spectra, 38(1):725-725. https://doi.org/10.1177/87552930211035148

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/42

Comportamento Mecânico e Hidráulico de Rejeito de Minério de Cobre Compactado na Energia do Proctor Modificado

Marcela Corrêa dos Santos
Discente da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), Rio Grande/RS, Brasil, marcelacorreasts@gmail.com

Saymon Porto Servi
Docente do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Sul (IFRS), Rio Grande/RS, Brasil, saymon_servi@hotmail.com

Karina Retzlaff Camargo
Docente da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), Rio Grande/RS, Brasil, karinacamargo@furg.br

RESUMO: O processo de mineração em sua etapa de beneficiamento busca viabilizar a obtenção do mineral de interesse, tendo como resultante do processo, a geração de materiais sem valor comercial, comumente conhecidos como rejeitos de mineração. O material residual necessita de um destino final, geralmente sendo acondicionado em as barragens de contenção e/ou pilhas de rejeito. O conhecimento do comportamento geotécnico do rejeito de mineração é de fundamental importância para o correto dimensionamento destas estruturas utilizadas como depósitos, tendo em vista que os acidentes causados por esse tipo de obra e material podem resultar em imensuráveis desastres em seu entorno. O rejeito de mineração é um material de aparência muito semelhante a um solo convencional, porém seu comportamento não necessariamente será análogo ao de um solo de mesma faixa granulométrica, considerando que não possui origem pedológica. Desta forma, este trabalho tem como objetivo analisar um rejeito de minério de cobre de granulometria semelhante à de um solo silte arenoso, sob elevada energia de compactação, observando aspectos de comportamentos mecânicos e hidráulicos, a partir de carregamento unidimensional e permeabilidade, respectivamente. A análise dos resultados obtidos resulta em parâmetros de permeabilidade que se encontram dentro da faixa de valores esperados para solos siltosos, traçando um comparativo entre o comportamento do rejeito e destes, além de não evidenciar comportamento adensável.

PALAVRAS-CHAVE: Condutividade hidráulica; Adensamento unidimensional; Compressibilidade; Material geotécnico não convencional.

ABSTRACT: The mining process in its processing stage seeks to make it possible to obtain the mineral of interest, resulting in the generation of materials with no commercial value, commonly known as mining tailings. The residual material needs a final destination, generally being stored in containment dams and/or tailings piles. Knowledge of the geotechnical behavior of mining waste is of fundamental importance for the correct dimensioning of these structures used as deposits, considering that accidents caused by this type of work and material can result in immeasurable disasters in their surroundings. Mining waste is a material very similar in appearance to conventional soil, but its behavior will not necessarily be analogous to that of a soil of the same particle size range, considering that it does not have a pedological origin. Therefore, this work aims to analyze a copper ore tailing with a particle size similar to that of a sandy silt soil, under high compaction energy, observing aspects of mechanical and hydraulic behavior, based on one-dimensional loading and permeability, respectively. The analysis of the results obtained results in permeability parameters that are within the range of values expected for silty soils, drawing a comparison between the behavior of the tailings and these, in addition to not showing consolidation behavior.

KEYWORDS: Hydraulic conductivity; One-dimensional consolidation; Non-textbook geotechnical material.

1 INTRODUÇÃO

O processo de mineração consiste em uma sequência de etapas que abrangem diversas áreas do conhecimento com o objetivo final de extrair e utilizar o minério explorado com o máximo de aproveitamento de suas propriedades específicas. Segundo Luz e Lins (2018), a rocha da qual o mineral é extraído pode conter um ou mais minerais de interesse e além disto, o processo de extração do mineral traz consigo não somente os minérios de interesse comercial, mas também uma parcela a qual não possui interesse econômico, comumente identificados como rejeitos de mineração. O processo que origina duas parcelas de material chama-se beneficiamento, que através de processos em cadeia produtiva (*e.g.*, britagem, moagem, floculação) realiza a separação entre minério e rejeito. Neste cenário, é necessário o acondicionamento da fração de rejeito em local seguro, em geral sendo utilizadas as barragens de contenção ou pilhas filtradas e compactadas.

Segundo Vick (1983), o termo rejeito pode ser considerado uma nomenclatura genérica a qual refere-se a qualquer tipo de resíduo de mina, processo de extração e formação, considerando que os resíduos sólidos provenientes do processo de mineração podem ter diferentes denominações que se diferem de acordo com seu processo de extração, origem e granulometria. O rejeito em sua maioria possui uma granulometria composta predominantemente por material fino devido aos processos de fragmentação que passa durante o beneficiamento do minério, sendo este material uma mistura de diferentes minerais que compõe a rocha de origem e apresentando uma heterogeneidade química na sua composição. Por este motivo a compreensão inicial do comportamento mecânico e hidráulico do rejeito deve ser analisada de forma rigorosa, considerando que as barragens e pilhas utilizadas para a disposição final do rejeito são obras geotécnicas de alta complexibilidade e exigem o conhecimento prévio do material e seu comportamento.

O Brasil possui grandes reservas de diferentes tipos de minério (cobre, ouro, alumínio, ferro, entre outros) espalhadas em seu território e, segundo Barreto (2001), por este fato é um dos seis países mais importantes na área da mineração, e em consonância a isto possui elevadas quantidades de rejeito que necessitam de um destino final. Recentes incidentes causados por rupturas de barragens no país como a barragem do Fundão e do Córrego do Feijão, ambas em Minas gerais, são exemplos do grande impacto ambiental e social que a falha nas obras de disposição de rejeitos pode causar. A fim de remediar os incidentes envolvendo barragens de rejeito, os estudos utilizando este material vem ganhando destaque nos últimos anos.

Neste contexto, este trabalho tem como objetivo contribuir com os estudos sobre rejeitos de mineração, dando continuidade ao trabalho apresentado por Servi *et al.* (2023), o qual estuda um rejeito de minério de cobre proveniente do estado do Pará através de ensaios de caracterização geotécnica, e ensaios Proctor de compactação. O material estudado pelos autores contém uma composição granulométrica semelhante a um solo silto-arenoso, com peso específico real dos grãos de 34 kN/m³ e sem indicativo de plasticidade. Em relação aos parâmetros Proctor de compactação, foram realizados ensaios nas três energias, resultando em valores de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima de compactação, respectivamente, de 20,6kN/m³ e 12,4% para a energia normal, 21,6kN/m³ e 11,9% para a energia intermediária e 22,5kN/m³ e 11,2% para energia modificada. Com o intuito de dar continuidade à pesquisa com este rejeito de mineração, o trabalho objetiva investigar o comportamento do material sob aspectos de permeabilidade e consolidação unidimensional na energia do Proctor modificado.

2 METODOLOGIA

O rejeito de mineração de cobre utilizado foi enviado ao Laboratório de Geotecnia e Concreto Prof. Dr. Claudio Renato Rodrigues Dias da Universidade Federal do Rio Grande (LGC/FURG) com elevado teor de umidade, sendo está a condição em que o material se encontrava em campo. No laboratório o material foi submetido ao processo de secagem em estufa e destorroamento, sendo posteriormente armazenado em local seco e sem contato com agentes externos.

Nos ensaios de permeabilidade e adensamento oedométrico realizados neste trabalho foram utilizados os dados apresentados por Servi *et. al.* (2023) de peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d\ máx}$) e umidade ótima ($w_{ót}$) obtidos para a energia do Proctor modificado. É importante ressaltar que o rejeito de mineração é classificado como um material geotécnico não convencional devido ao seu processo de formação não ter

origem pedológica. Porém, segundo Servi *et al.* (2023), ensaios empregados para análises do comportamento de solos convencionais podem ser utilizados para obter as propriedades geomecânicas do rejeito de mineração.

2.1 Ensaio de permeabilidade

A permeabilidade de um material geotécnico é definida através do chamado coeficiente de permeabilidade (*k*), que é expresso em termos de velocidade e quantifica a facilidade com que a água percola pelo material saturado quando submetida a um gradiente hidráulico. Este é um parâmetro de grande relevância para obras de engenharia, através do conhecimento da permeabilidade do material é possível, por exemplo, determinar o fluxo em barragens e realizar estudos de estabilidade. Dentre outras possibilidades, a determinação do coeficiente de permeabilidade pode ser feita através dos ensaios de permeâmetro à carga variável e à carga constante. A escolha entre estes dois ensaios é baseada na orientação estabelecida pelas normas que os regem. A utilização do ensaio de permeabilidade à carga constante (ABNT NBR 13292, 2021) para solos granulares e a realização do ensaio de permeabilidade à carga variável (ABNT NBR 14545, 2021) para solos finos.

O rejeito de minério de cobre em questão foi caracterizado como um material fino por Servi *et al.* (2023), com fração de argila e silte da ordem de 51,1%. Porém, apesar da granulometria apresentada o material não se classifica como um material geotécnico convencional e, por esta razão, decidiu-se realizar o ensaio de permeabilidade para as duas condições de aplicação de carga, a fim de comparar e, assim, interpretar os resultados obtidos.

Baseando-se na NBR 7182/16 e utilizando diretamente o molde do permeâmetro, o rejeito foi compactado na energia do Proctor modificado de forma dinâmica utilizando os valores de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima de 22,5kN/m³ e 11,2%, respectivamente. Após a compactação, uma camada drenante composta por brita foi adicionada ao topo do molde do permeâmetro, no qual foram instalados um sistema de torneira e dreno, o que permitiu a circulação de um fluxo de água ascendente por 24h para a saturação do material, etapa necessária para garantir um fluxo de água constante através do rejeito compactado durante o ensaio. Este procedimento foi seguido tanto para os ensaios à carga variável, quanto à carga constante. A Figura 1 apresenta o sistema de montagem utilizado para ambos ensaios de permeabilidade aqui apresentados.

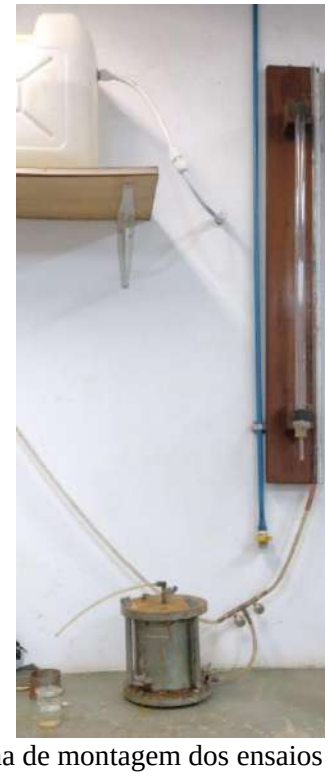


Figura 1 – Sistema de montagem dos ensaios de permeabilidade

2.1.1 Ensaio de permeabilidade a carga variável

Com o material devidamente saturado pelos procedimentos anteriores, o permeâmetro foi desconectado da torneira que fornece a água para a saturação e, em seguida, conectado a uma bureta de diâmetro conhecido (0,81 cm), a qual foi preenchida com água até uma carga hidráulica de 140 cm. O fluxo de água que a bureta submete o permeâmetro é ascendente, sendo a saída do molde conectada a uma proveta onde foram feitas leituras a cada 10 cm de carga hidráulica percolada. A determinação do coeficiente de permeabilidade para o ensaio a carga variável é feita através da Equação 1.

$$k = \frac{2{,}3 * a * L}{A * \Delta t} * \log\left(\frac{h_i}{h_f}\right) \quad (1)$$

Onde:
a – Área da bureta;
L – Altura da amostra;
A – Área da amostra;
Δt – Tempo de ensaio;
hi – Altura inicial medida na bureta;
hf – Altura final medida na bureta.

2.1.2 Ensaio de permeabilidade a carga constante

Para a realização do ensaio a carga constante foram utilizados bureta e proveta para a coleta do fluxo de água percolado, atingindo uma carga hidráulica de 144 cm na bureta de 0,81 cm de diâmetro. A carga hidráulica foi mantida constante a 144 cm durante todo o ensaio, recebendo alimentação constante pela torneira a qual fica conectada. Realizaram-se leituras no tempo a cada 25 mL de água percolada em fluxo ascendente até que o tempo de leitura se tornasse constante. A Equação 2 expressa o cálculo do coeficiente de permeabilidade.

$$k = \frac{t*L}{V*h*A} \quad (2)$$

Onde:
t – Tempo de ensaio;
L – Altura da amostra;
V – Volume da amostra;
h – Carga hidráulica;
A – Área da amostra.

2.2 Ensaio de adensamento

O volume total do rejeito é composto por partículas sólidas de material e pelo volume dos vazios, o qual pode estar ocupado com água e ar. Assim, ao compactar o material as partículas acomodam-se nos vazios de forma a reduzir seu volume com a expulsão destes elementos de seus vazios. O processo de redução de volume pela eliminação de água dos vazios é chamado de adensamento. Essa redução de volume se dá no tempo e é está relacionada à variação do índice de vazios, pela variação tensão efetiva no maciço de rejeito devido a diminuição da poropressão na água intersiticial.

O estudo das deformações no solo é fundamental para o dimensionamento de obras geotécnicas como as barragens e pilhas de rejeito, sendo estas análises dadas a partir de ensaios de adensamento oedométrico, o qual é normatizado pela NBR 16853 (ABNT, 2020). O ensaio de adensamento oedométrico consiste na aplicação de uma carga vertical em um corpo de prova confinado lateralmente, sendo feitas medidas no tempo das deformações verticais sofridas pelo material. Os parâmetros geotécnicos obtidos pelo ensaio são:

coeficiente de adensamento (c_v), o qual corresponde à taxa de dissipação do excesso de poropressão, e dos índices de recompressão (C_r), compressão (C_c) e descarga (C_d).

O rejeito de minério de cobre foi compactado de forma estática diretamente no molde do ensaio, um anel de aço chamado de anel de adensamento, utilizando os mesmos parâmetros de compactação na Energia do Proctor Modificada de peso específico seco máximo e umidade ótima utilizados na compactação do ensaio de permeabilidade, obtidos em ensaios de compactação previamente realizados e apresentados por Servi. e*t. al.* (2023). Nesta etapa foram retiradas amostras do material utilizado para determinação da umidade de moldagem. O anel de adensamento utilizado tem diâmetro de 5 cm e altura de 2 cm, e após a compactação do material o anel com o material foi transferido para a célula de adensamento, onde foi adicionado o conjunto de pedra porosa e papel filtro, tanto na base, quanto no topo da amostra. O corpo de prova foi inundado assim que transferido para a célula de adensamento. Com o conjunto devidamente instalado na prensa, o deflectômetro foi ajustado e o ensaio foi iniciado aplicando uma tensão inicial de 5kPa ao corpo de prova.

O corpo de prova ficou sujeito a cada estágio de carga por um período de 24 h, no qual foram realizadas leituras de deformação no deflectômetro em intervalos pré-definidos de tempo. Os estágios de carga utilizados no ensaio foram de 5, 10, 25, 50, 100, 250, 500 e 1000 kPa. Ao final das 24h do estágio de 1000kPa foi iniciado o processo de descarregamento do corpo de prova para 500kPa e seguindo a ordem inversa de carregamento até o último estágio de 5kPa. Os resultados do ensaio permitem a construção da curva de índice de vazios em função tensão vertical efetiva aplicada nos estágios de carregamento e descarregamento da amostra. Os índices de recompressão, compressão e descarga do material são calculados a partir destes resultados, conforme apresentado na Figura 2, com base na Equação 3.

$$C_r = C_c = C_d = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \tag{3}$$

Onde:
Δe – Variação de índice de vazios;
$\Delta log\sigma'$ – Variação de tensão vertical efetiva.

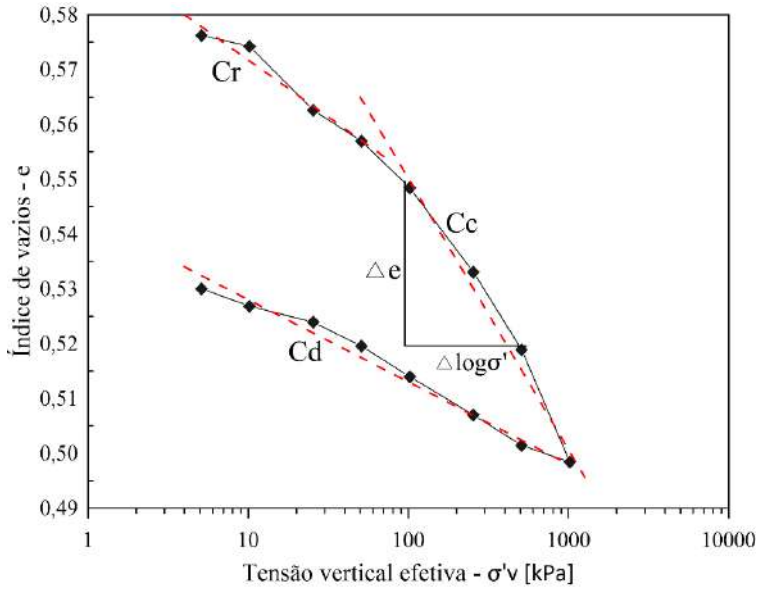


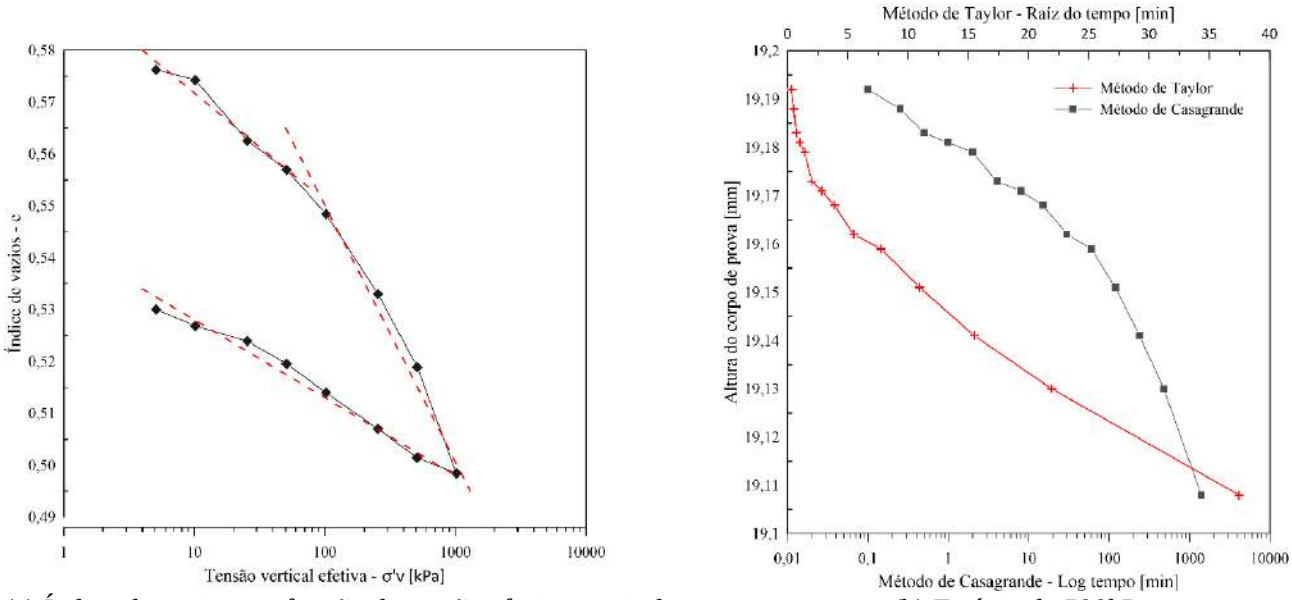
Figura 2 – Curva e x Ov (kPa)

O coeficiente de adensamento do material é definido a partir das leituras de altura do corpo de prova, obtidas através das deformações medidas no ensaio no tempo correspondente, estes dados geram uma curva para cada estágio de carga do ensaio. Os métodos tradicionais para a determinação deste parâmetro são, conforme Pinto (2006), os métodos de Taylor e de Casagrande.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os coeficientes de permeabilidade do rejeito de minério de cobre obtidos através dos ensaios de permeabilidade na energia do Proctor Modificado correspondentes a um índice de vazios de 0,57 foram de 1,87 x 10^{-7} m/s para o ensaio a carga variável e 2,11x10^{-7} m/s para carga constante, apresentando uma notável semelhança entre seus resultados apesar dos diferentes métodos de ensaio utilizados. Segundo Pinto (2006), um solo na faixa granulométrica dos siltes possui coeficiente de permeabilidade entre 10^{-6} a 10^{-9}m/s, considerando a granulometria do rejeito de minério de cobre ensaiado neste trabalho, os valores encontrados para coeficiente de permeabilidade em ambas as cargas vão ao encontro a referência encontrada na literatura para solos granulometricamente semelhantes a este.

Utilizando os dados obtidos no ensaio de adensamento foi construída a curva índices de vazios (*e*) por tensão efetiva vertical (σ_v') apresentada na Figura 3a, de onde foram retirados os valores correspondentes aos trechos atribuídos a cada um dos índices. Estes valores foram aplicados a Equação 3, resultando em um índice de recompressão (Cr) de 0,021, compressão (Cc) de 0,049 e de descarga (Cd) de 0,015.



(a) Índice de vazios em função da tensão efetiva vertical (b) Estágio de 500kPa

Figura 3 – Curvas de adensamento

Através da análise dos resultados do ensaio de adensamento oedométrico não foram observadas variações significativas no volume do corpo de prova no decorrer do ensaio, sugerindo que o rejeito de minério de cobre aqui apresentado não apresenta recalque no tempo. Com isto, as curvas geradas para a determinação do coeficiente de adensamento não geraram resultados possíveis de aplicação dos métodos de Casagrande e Taylor para nenhum dos estágios de carga, já que ambos métodos são utilizados para a determinação do recalque no tempo do material. A Figura 3b apresenta as curvas de adensamento geradas pelo estágio de 500kPa, utilizando as escalas adequadas para a aplicação de ambos os métodos.

Portanto, não foi possível a determinação do coeficiente de adensamento do rejeito de minério de cobre analisado neste trabalho para nenhuma das cargas aplicadas ao material.

4 CONCLUSÕES

O ensaio de permeabilidade tornou possível a comparação entre os resultados obtidos e os valores de referência disponíveis na literatura e demonstram que o rejeito de minério de cobre deste trabalho possui comportamento hidráulico dentro da faixa de valores esperados. Em relação ao ensaio de adensamento, como citado no capítulo anterior, os resultados apresentados pelo rejeito não geram uma curva com definição para que sejam utilizados os métodos de Casagrande ou Taylor, impossibilitando a análise do coeficiente de adensamento do material. Este fato se dá pelo motivo do material apresentar certa compressibilidade, como o indicado pela análise do gráfico apresentado na Figura 2, porém não apresentar características de deformabilidade no tempo relevantes, concluindo-se então que o rejeito de minério de cobre aqui estudado não possui recalque significativo.

A realização de ensaios convencionais aplicados a materiais não convencionais, como o rejeito, é relevante no sentido de entender o comportamento do material e poder compará-lo a algo já conhecido, como um solo. Estas comparações oferecem caminhos ferramentas que permitem chegar a conclusões sobre os parâmetros do rejeito de minério. Considerando a importância do estudo dos rejeitos de mineração nos dias atuais, pretende-se dar seguimento a este trabalho analisando outras características deste rejeito de minério de cobre, afim de tornar o acervo de informações sobre o material o mais completo possível.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182. Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 13292. Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 14545. Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16853. Solo – Ensaio de Adensamento unidimensional. Rio de Janeiro.

Chaves, A. P.; Barreto, M. L. (2001). Mineração e desenvolvimento sustentável: desafios para o Brasil. CETEM, Rio de Janeiro, RJ.

Luz, A. B.; Lins, F. A. F. (2018). Tratamento de minérios: Introdução ao tratamento de minérios. CETEM, Rio de Janeiro, RJ.

Massad, F. (2016) Mecânica dos solos experimental. Oficina de textos, São Paulo, SP.

Pinto, C. S. (2006). Curso básico de mecânica dos solos. 3ª edição. Oficina de textos. São Paulo, SP.

Servi, S. P., Santos, M. C., Camargo, K.R., Bastos, C. A. B., Consoli, N. C. (2023) Comportamento mecânico de rejeito de minério de cobre. Anais do X Congresso Brasileiro de Geotecnia e IX Congresso Brasileiro de Geossintéticos. Salvador, BA.

Vick, S. G. (1983). Planning, design, and analysis of tailings dams. Wiley Interscience. New York, NY.

XX I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/43

Considerações Técnicas Referentes ao Ensaio de Granulometria Voltado para o Dimensionamento de Sistema Interno de Drenagem de Barragens

Fernando Carolino da Silva
Engenheiro Geotécnico e Mestre em Geotecnia, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, fernandocarolinodasilva@hotmail.com

Arthur Cândido Dias
Engenheiro Geotécnico, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, arthur.dias@walmengenharia.com.br

Danilo Vítor dos Santos Mutzenberg
Engenheiro Geotécnico e Mestre em Geotecnia, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, danilo.mutzenberg@walmengenharia.com.br

Higor Silva Ferreira
Engenheiro Geotécnico, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, higor.ferreira@walmengenharia.com.br

Mariana Moura
Engenheira Geotécnica, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, nanarib@gmail.com

RESUMO: O dimensionamento do sistema de drenagem interna de barragens, sejam filtro verticais ou tapetes drenantes, é um processo complexo que envolve vários fatores, sendo necessário o conhecimento da configuração deste sistema e dos materiais a serem utilizados. As metodologias existentes para o dimensionamento de tal sistema dependem de dois parâmetros obtidos da curva granulométrica do material, D_{15} e D_{85}. No entanto, a metodologia para a determinação da curva granulométrica do solo estipulada pela norma tem se mostrado inadequada para a obtenção dos parâmetros da parcela mais fina, pois somente a ação do defloculante não é capaz de desagregar o material, necessitando de uma ação física para se obter uma curva completa. Este artigo apresenta a determinação completa da curva granulométrica de um solo intemperizado, utilizando a metodologia proposta na normativa e complementando-a com uma metodologia de ultrassom, obtendo-se assim um parâmetro D_{15} mais adequado. Os resultados mostram que para a obtenção de uma curva granulométrica completa de materiais intemperizados, geralmente é necessária uma ação física, como uso de ultrassom.

PALAVRAS-CHAVE: Drenagem Interna, Curva Granulométrica, Ultrassom.

ABSTRACT: The design of the internal drainage system of dams, whether vertical filters or drainage mats, is a complex process that involves several factors, requiring knowledge of the configuration of this system and the materials to be used. The existing methodologies for sizing such a system depend on two parameters found in the particle size curve of the material, D15 and D85. However, the methodology for determining the soil particle size curve stipulated by the standard has been excluded for obtaining the thinnest portion clauses, as only the action of the deflocculant is not capable of disaggregating the material, requiring a physical action to stop it. get a full curve. This article presents the complete determination of the granulometric curve of a weathered soil, using the methodology proposed in the regulations and complementing it with an ultrasound methodology, thus seeking a more appropriate D15 parameter. The results show that to obtain a complete particle size curve of weathered materials, a physical action is generally necessary, such as the use of ultrasound.

KEYWORDS: Internal Drainage, Granulometric Curve, Ultrasound.

1 INTRODUÇÃO

As atividades de mineração resultam da extração, beneficiamento e transformação de minérios para diversos fins. Um dos produtos resultantes da mineração e do beneficiamento dos diversos tipos de minérios são os rejeitos, os quais são dispostos em estruturas de contenção e armazenamento, tais como: barragens e lagoas, as quais são, muitas vezes, parte integrante das usinas de mineração (Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM, 1984). Portanto, o procedimento mais comumente utilizado pelas mineradoras para destinação de materiais gerados durante os processos de exploração mineral (rejeitos) é a construção de barragens de rejeito.

Quando as barragens de rejeito não são projetadas e construídas corretamente, elas podem romper, causando desastres ambientais e socioeconômicos. De acordo com a Agência Nacional de Mineração (ANM), em seu último *report* mensal (outubro de 2023), no Brasil há 929 barragens de mineração cadastradas no SIGBM, das quais 458 estavam enquadradas na Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB. Fernandes (2020), apresenta o total de falhas em barragens de rejeito baseado no boletim 121 do ICOLD (2001), e correlaciona os principais problemas aos seguintes fatores: instabilidade de taludes (24%), falhas – terremotos e galgamento (17 e 15%), fundações e infiltração ou problemas com drenagem (11%).

Cruz (2004), argumenta que o dimensionamento correto do sistema de drenagem interna de uma estrutura de barramento e suas correspondentes transições estão diretamente relacionados com a estabilidade da estrutura, controlando o fluxo de água através dos componentes de aterro e fundação da barragem. Segundo Silva (2016), a falha no fluxo dentro do corpo da barragem pode levar à saturação do maciço, fazendo com que a estrutura apresente elevados valores de poropressão reduzindo, assim, a resistência ao cisalhamento do material do aterro e levando à uma ruptura abrupta.

Nesse contexto, onde a condução dos fluxos deve ser feita de forma ordenada no interior do maciço da barragem, o sistema de drenagem interna assume papel fundamental para evitar a saturação do maciço, o que pode ocasionar a ruptura pelo modo de falha de erosão interna regressiva – *piping*. Para garantir o bom funcionamento do sistema de drenagem interna, as camadas de transição entre os materiais devem ser dimensionadas visando atender aos critérios de retenção, permeabilidade e uniformidade, permitindo, assim, que o fluxo em direção ao dreno ocorra sem o carreamento de material fino proveniente do aterro (TERZAGHI e PECK, 1962 e CRUZ, 2004). Ainda, esses critérios se baseiam na distribuição granulométrica dos materiais utilizados no projeto, e visam correlacionar o diâmetro das partículas do filtro com o diâmetro das partículas do solo-base (aterro da barragem) a partir dos parâmetros D_{15} e D_{85}, obtidos das curvas granulométricas dos materiais.

A NBR 7181, de 2016, busca nortear os ensaios para definição da granulometria de um material, mas o que se tem observado, na prática, é que tal metodologia não é adequada para obtenção dos parâmetros da parcela mais fina do solo, principalmente quando se trata de material de aterro de barragem. Isso porque somente a ação do defloculante não é capaz de desagregar o material, necessitando de uma ação física para se obter uma curva granulométrica completa, principalmente para a obtenção do parâmetro D_{15}.

A desagregação utilizando apenas o defloculante não é totalmente eficaz quando aplicada aos solos tropicais, os quais predominam no território brasileiro. Segundo Roseno e Camapum de Carvalho (2007), as propriedades desses solos geralmente são avaliadas através de metodologias que foram desenvolvidas para solos em climas temperados. Os autores analisaram a estabilidade dos agregados presentes em um perfil de solo tropical por meio do uso de defloculante químico e de ultrassom. As análises granulométricas foram feitas utilizando-se um granulômetro a laser, e os resultados obtidos mostraram a existência de agregações que se desfazem tanto pela ação química do defloculante quanto pela ação física do ultrassom.

Logo, o objetivo do presente artigo é apresentar a determinação completa da curva granulométrica de um solo intemperizado, utilizando a metodologia proposta na normativa e complementando-a com a utilização do ultrassom, obtendo-se, assim, um parâmetro D_{15} mais adequado.

As amostras utilizadas nos ensaios desses estudos foram coletadas no Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, localizado no Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte, em Brasília – DF. O referido material foi considerado como sendo constituinte do maciço de uma barragem para disposição de rejeitos de mineração, onde a granulometria foi determinada através de metodologia convencional proposta pela normativa da ABNT e as metodologias complementares foram utilizadas para determinação da curva granulométrica completa da amostra. Como pode-se observar, os materiais estudados tratam-se de solos localizados em regiões tropicais, que não podem ser avaliados a partir da mecânica dos solos clássica.

2 BREVE REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Dimensionamento de Drenagem Interna de Barragens

2.1.1 TERZAGHI e PECK, 1962

Os critérios de retenção baseados nas curvas granulométricas visam relacionar o diâmetro das partículas do filtro com diâmetro das partículas do solo subjacente, baseado na distribuição de partículas de ambos os materiais (ARAUJO, 2019). Devido à percolação de água em solos bem graduados, é necessário que o filtro seja bem dimensionado, de modo a bloquear as partículas com seus vazios, retendo as partículas mais finas.

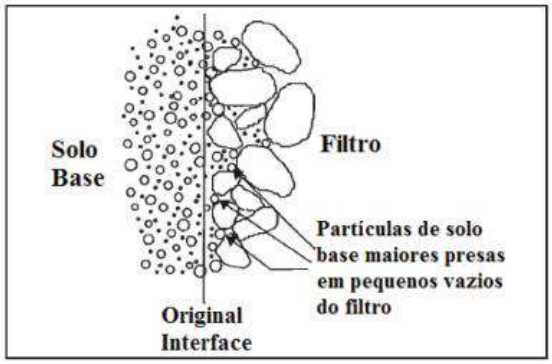


Figura 1. Interface solo – filtro (adaptado de LOCKE, 2001, apud FIDELES E MALVEIRA, 2017).

O critério abordado por Terzaghi e Peck (1962), adotado para projetos de filtros granulares, baseia-se no uso de areias uniformes, e possui duas premissas, sendo a primeira referente ao critério de filtragem ou contenção do material, em que o $D_{15Filtro}$/ $D_{85Solo-Base} \leq 4$ ou 5; e a segunda referente ao critério de permeabilidade, em que $D_{15Filtro}$/ $D_{85Solo-Base} \geq 4$ ou 5.

2.1.2 CRUZ, 2004

Segundo CRUZ (2004), em qualquer interface de dois materiais granulares onde há fluxo da água do material mais fino para o mais grosseiro, pode ocorrer o carreamento de algumas partículas finas, gerando o fenômeno de *piping* em barragens. Neste contexto, o autor propõe uma metodologia para o dimensionamento do sistema de drenagem interna e suas transições, baseada em parâmetros obtidos por meio da curva granulométrica dos materiais a serem utilizados no aterro do barramento e no sistema de drenagem interna.

No dimensionamento de transições internas deverá ser considerado, como material de transição, qualquer material cuja função estrutural seja a de evitar o carreamento de grãos do material vizinho, que está sendo retido através de contenção esterométrica. Ainda, sempre que as transições façam parte dos sistemas de drenagem, superpõe-se ao requisito de contenção do material vizinho o requisito de permeabilidade (CRUZ, 2004).O autor apresenta critérios de dimensionamento de drenos baseados nos tipos de material que poderão estar em contato numa barragem, sendo eles: maciço/dreno, transição/seção drenante, entre outros. A seguir, se encontram descritos os critérios a serem adotados para cada material:

Transições para o sistema de drenagem interna:

Dn = diâmetro *n* do grão do dreno ou transição;
dn = diâmetro *n* do material de base;
n = porcentagem em peso de partículas menores do que o diâmetro respectivo (*D* ou *d*).

Interface material coesivo – material granular:

$D_{15}/d_{85} \leq 5$ e $D_{15} \leq 1{,}00$ mm – Critério de Contenção;

$D_{15}/d_{85} \geq 5$ e $D_{15} > 0{,}074$ mm – Critério de Permeabilidade.

O autor cita que os valores de d_{15} e d_{85} do material base (coesivo) devem ser obtidos por ensaio de sedimentação sem o uso de defloculante e sem agitação mecânica. Entretanto, na grande maioria das vezes, devido ao processo de intemperização do material de base utilizado, são formadas agregações em tais materiais e o uso do defloculante não proporciona uma curva granulométrica completa do material. Ainda, segundo o autor, esses critérios não devem ser aplicados em materiais dispersivos. Para tais materiais, recomenda-se a realização de ensaios de laboratório para atender a requisitos de "filtro efetivo".

Interface material granular fino – material granular:

$D_{15}/d_{85} \leq 5$ – Critério de Contenção;

$D_{15}/d_{15} \leq 5 \geq 5$ e $D_5 > 0{,}074$ mm – Critério de Permeabilidade.

Interface material granular – material granular:

$D_{15}/d_{85} \leq 9$ – Critério de Contenção;

$D_{15}/d_{15} \geq 5$ – Critério de Permeabilidade.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Solo Estudado

Silva (2022) e diversos outros autores listados em seu trabalho, estudaram o perfil de solo do Campus Experimental da Universidade de Brasília, na cidade de Brasília, mais especificamente na Asa Norte, Distrito Federal. Amostras indeformadas e deformadas foram coletadas para caracterização geotécnica dos materiais, variando nas profundidades de 2,00 m, 4,00 m, 5,00 m, 6,00 m, 8,00 m, 9,00 m, 10,00 m e 12,00 m. O perfil de intemperismo do Campus Experimental, segundo Guimarães (2002), pode ser dividido em três horizontes, a saber: i) solo residual laterítico (0,00 m a 8,80 m), sendo constituído por uma argila arenosa vermelha escura entre 0,00 m a 5,00m, e uma argila pedregulho arenosa vermelha escura entre 5,00 m a 8,80 m; ii) horizonte de transição (8,80 m a 10,30 m), sendo constituído por um predomínio de solo laterítico entre 8,80 m a 9,80 m, com poucas estruturas reliquiares entre 9,80 m a 10,30 m; iii) horizonte de solo saprolítico de metarritimito (10,30 a 15,00m), sendo constituído por uma intercalação de quartzo entre 10,30 m a 11,30m, e um silte argiloso vermelho entre 11,30 m a 15,00 m. Em relação à determinação granulométrica dos materiais do campus experimental da UnB, contemplou-se granulometrias com e sem o uso de defloculante. Entretanto, Roseno e Camapum de Carvalho (2007) apresentaram curvas granulométricas determinadas, usando a metodologia do granulômetro a laser (FIGURA 2). Ambos os autores analisaram a estabilidade dos agregados presentes no perfil de solo de Brasília por meio do uso de defloculante químico e de ultrassom, e mostraram que, no perfil de solo analisado, existem agregações que se desfazem pela ação química do defloculante e outras pela ação física do ultrassom.

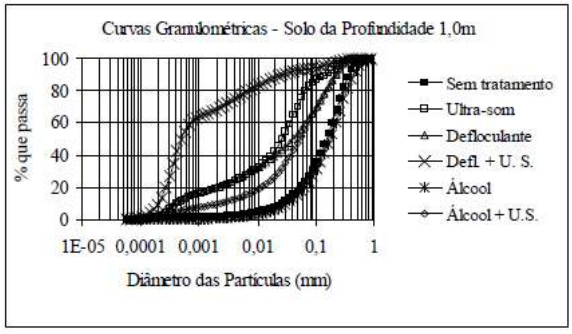


Figura 2. Influência das Condições de Ensaio sobre a Granulometria do Solo Muito Intemperizado, pré-seco (ROSENO E CAMAPUM DE CARVALHO, 2007).

O comportamento hidromecânico dos solos, seja no estado saturado, seja no estado não saturado, está diretamente associado à composição químico-mineralógica e às características estruturais que apresentam (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

Segundo Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021), o teor de gibbsita, que é mais próximo à superfície do solo, permanece constante entre 2,00 m e 4,00 m de profundidade, diminuindo com a profundidade. O comportamento oposto é observado para a caulinita. A caulinita, neste caso, é provavelmente originada do intemperismo da muscovita.

Os autores discorreram também sobre a grande similaridade entre o teor de quartzo e gibbsita ao longo de todo o perfil. Na condição neoformada, o quartzo está presente em quantidades significativas no interior das agregações, como observado nas lateritas do Distrito Federal. Os minerais presentes no solo nessas condições não influenciam no comportamento hidromecânico do solo, o que relativiza a importância da composição mineralógica no estudo do comportamento de solos tropicais não saturados e na definição da própria curva característica solo-água.

De acordo com Camapum de Carvalho *et al.* (2015), nos minerais mais granulares e menos ativos, como o quartzo, a retenção de água assume natureza predominantemente física, dando origem ao denominado efeito capilar. Já nos minerais menores e mais ativos, como os argilominerais, de um modo geral, a retenção de água assume natureza predominantemente química, com energia de adsorção significativa, o que dá origem à sucção propriamente dita.

As microestruturas típicas de perfis de solos submetidos ao processo de intemperismo tropical são apresentadas a seguir, em que tal exemplo refere-se ao Campus Experimental da Universidade de Brasília. O estudo é apresentado em Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021). Na Figura 3 (a, b) são ilustradas as microestruturas de um solo profundamente intemperizado. Segundo os autores, o que se pode observar na Figura 3 (a), no solo coletado mais superficialmente (a 2,00 m de profundidade), é que existe a predominância de agregados com macroporos entre eles, e esses agregados possuem microporos como apresentado na Figura 3 (b). A 5,00 m de profundidade (Figura 3 (b)), é possível observar que os agregados ainda estão presentes, mas em menor quantidade.

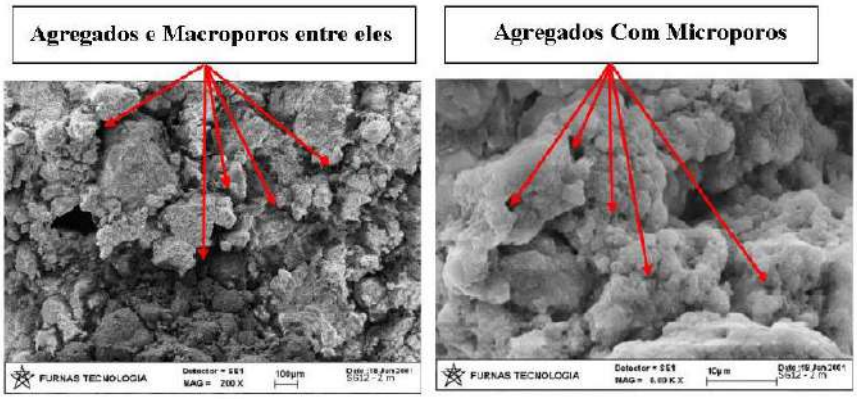


Figura 3. Microestrutura dos Solos ao Longo do Perfil de Intemperismo: solos profundamente intemperizados (a, b) (CAMAPUM DE CARVALHO E GITIRANA JR., 2021).

Esta análise microestrutural, combinada com a análise mineralógica exemplificada na seção anterior, mostra que, em perfis de intemperismo em regiões tropicais, transformações mineralógicas e estruturais andam de mãos dadas.

3.2 Metodologias para Determinação de Granulometria

A normativa brasileira ABNT NBR 7181, de 2016, apresenta a metodologia para determinação de uma análise granulométrica de solo através do peneiramento e sedimentação. A título de conhecimento, após a preparação da amostra conforme ABNT NBR 6457:2024, e operações preliminares determinando-se a massa da amostra seca em temperatura ambiente, passa-se o material na peneira 2,0 mm, separa-se a porcentagem retida para o peneiramento grosso (peneira de 50 mm a 4,8 mm) e utiliza-se a porcentagem passante para determinação da distribuição granulométrica apenas por peneiramento, na qual são utilizados 100 g para três

determinação de umidade higroscópica, e 120 g para pesagem e lavagem na peneira 0,075 mm. Posteriormente, determina-se a granulometria passando o material seco da peneira 1,2 mm a 0,075 mm. Já no processo de sedimentação e peneiramento, utiliza-se a porcentagem passante na peneira 2,0 mm tomando 100 g para determinação da umidade hidroscópica e 120g (para solos arenosos) ou 70 g (solo siltosos e argilosos) para sedimentação e peneiramento fino, conforme os passos a seguir: junta-se ao material, como defloculante, 125 cm^3 de hexametafosfato de sódio com a concentração de 45,7 g do sal por 1000 g de solução. Em seguida, após a solução atingir o pH entre 8 e 9, deve-se agitar até que todo material fique imerso e manter em repouso por, no mínimo, 12 h. Na sequência, submete-se a mistura no aparelho dispersor por 15 minutos e, após a estabilização da temperatura, iniciam-se as leituras do densímetro correspondente aos tempos de sedimentação (t) de 0,5 min, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1h, 2h, 4h, 8h e 24h, a contar do início da sedimentação. Por fim, deve-se seguir com a secagem do material e determinação da granulometria, passando o material da peneira 1,2 mm a 0,075 mm.

Já os autores Roseno e Camapum (2007) propõem a utilização de granulômetro a laser para determinação granulométrica do solo, pois com essa metodologia é possível fisicamente desagregar partículas inferiores a fração de argila com o bombardeamento de uma dispersão do solo em água através de feixe de raios laser. Os autores utilizam solos retirados em profundidade de 1,00 m, 4,00 m e 8,00 m do Campus Experimental de Brasília, passantes na peneira nº 40, devido as características do granulômetro utilizado. Dessa forma, foram executados ensaios nas condição padrão do ensaio e em meios dispersantes quimicamente diferentes, considerando o grau de intemperização do solo, como: dispersos em água destilada e sem o uso de ultrassom; dispersos em água destilada e com o uso de ultrassom; dispersos em solução de hexametafosfato de sódio e sem o uso de ultrassom; dispersos em solução de hexametafosfato de sódio e com o uso de ultrassom; dispersos em álcool e sem o uso de ultrassom; dispersos em álcool e com o uso de ultrassom. Os autores concluíram que, devido ao fato de os materiais possuírem elevados graus de intemperização, o tipo de método utilizado para determinar a curva granulométrica influenciava significativamente nos resultados obtidos.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Granulometria do Material em Estudo

Tendo em vista as agregações presentes no material em estudo, determinou-se a granulometria do solo utilizando-se a metodologia da normativa brasileira e a complementação da curva por meio do uso da metodologia com granulômetro a laser, com o uso de defloculante e ultrassom, desagregando ao máximo o material avaliado (Figura 4).

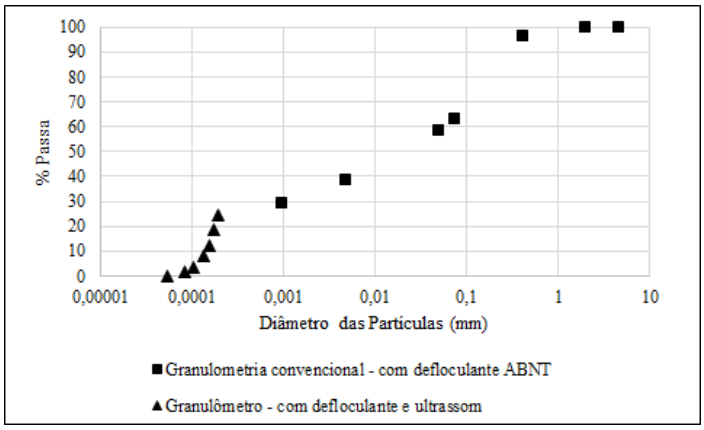


Figura 4. Curva granulométrica da amostra de 2,00 m do Campus Experimental da UnB (SILVA, 2022).

4.2 Aplicação em Barragens de Mineração

Conforme já explanado ao longo do presente artigo, tal estudo averigua a importância das determinações das curvas granulométricas utilizadas no aterro de barragens de mineração e dos materiais que irão compor o sistema de drenagem interna do barramento e suas respectivas transições, de forma a evitar a colmatação do dreno, o que pode ocasionar o fenômeno *piping*.

Assim, a Figura 5 apresenta as faixas granulométricas dos seguintes materiais: areia, brita 0, brita 3 e enrocamento, e do material a ser utilizado no aterro hipotético de uma barragem de mineração, caso esse apresente características como do solo tropical de Brasília.

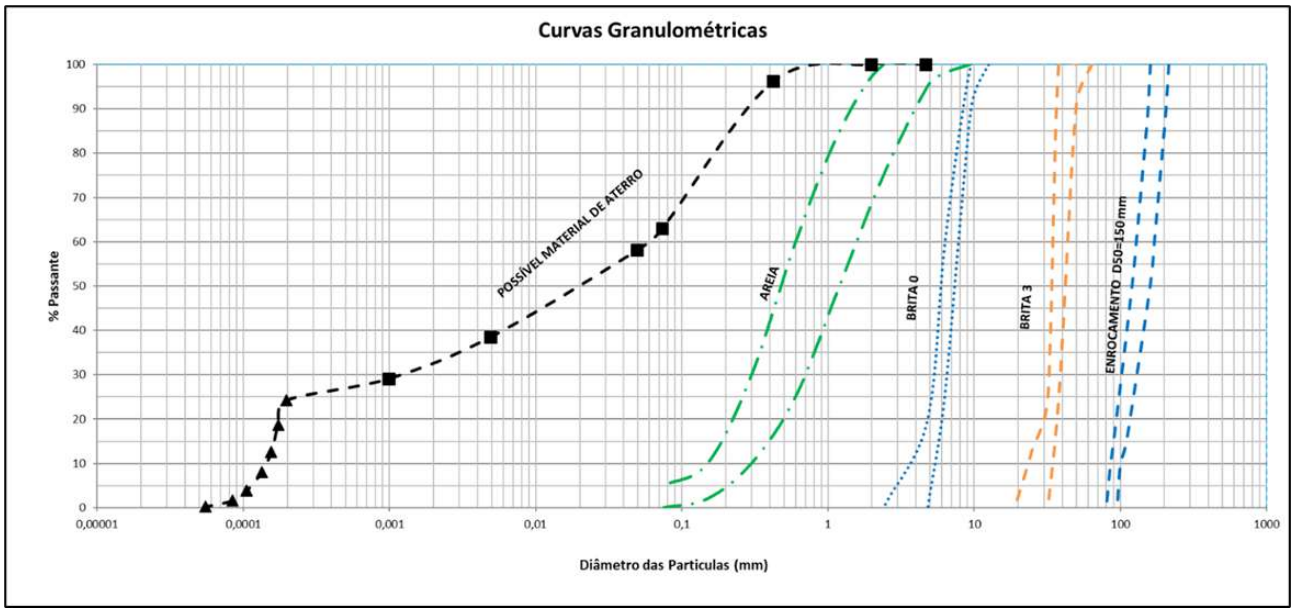


Figura 5. Faixas granulométricas dos materiais a serem utilizados no sistema de drenagem interna do barramento hipotético levantado neste artigo.

Observa-se, ainda, a amplitude de faixa do material arenoso obtido pelo método utilizado, o que pode levar a uma escolha de materiais inadequados. Assim, cabe ao engenheiro geotécnico validar o melhor material a ser utilizado com base nas boas práticas de engenharia, levando-se em conta a adoção de um parâmetro de coeficiente de não uniformidade menor do que 6, evitando-se, assim, o carreamento de partículas, mas permitindo a drenagem do material.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O sistema de drenagem interna em conjunto com um projeto bem elaborado de engenharia de barragens, considerando o dimensionamento correto de todo o conjunto da estrutura, é de suma importância para seu sucesso, uma vez que o mal-uso de materiais ou não dimensionamento da drenagem e transições pode acarretar problemas como *piping* na barragem a ser construída.

A normativa do ensaio de granulometria de solos (NBR7181, de 2016) estipula como se obter a granulometria de um material. Porém, o que se tem observado na prática, é que tal metodologia não é adequada para obter parâmetros da parcela mais fina do material, pois somente a ação do defloculante não é capaz de desagregar o material, necessitando de uma ação física para se obter uma curva completa.

Portanto, este artigo apresentou a determinação completa da curva granulométrica de um solo intemperizado, utilizando a metodologia proposta na normativa e complementando-a com uma metodologia de ultrassom. Desse modo, obteve-se um parâmetro D_{15} mais adequado, já que este provém da fase de sedimentação da granulometria para a qual foi proposta a melhoria.

Com isto, obtém-se um dimensionamento mais assertivo do sistema de drenagem interna de barragens de mineração.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Deus, a WALM BH Engenharia, a Furnas Centrais Elétricas S.A ao CNPq e a Cappes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: *Solo – Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro, 2016. 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: *Solos – Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade.* Rio de Janeiro, 2024. 7p.

ARAUJO, Antonio A. F. *Estudo teórico e experimental da segurança de filtros de barragens de terra à erosão interna*. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, p. 23-35. 2019.

Camapum de Carvalho, J.; Gitirana Junior, G.F.N.; Machado, S.L.; Mascarenha, M.M.A.; Filho, F.C.S. (2015). *Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico*. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS). 805p.

Camapum de Carvalho, J. and Gitirana Jr.(2021). *Unsaturated soils in the context of tropical soils. In Soils and Rocks*. Vol 44 (3), pp. 1-25.

CRUZ, Paulo T. *100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto*. 2. ed.

Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM. 1984. *Código de Mineração e legislação correlata*. República Federativa do Brasil. Ministério das Minas e Energia. Brasília, DF, 292p.

Fernandes, Rafaela Baldi. *Metodologia para gestão de risco em barragens a partir de árvore de eventos e análise FMEA*. Tese de Doutorado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia, 2020.

FIDELES, B.; MALVEIRA, V. *Segurança nas barragens Gangorra e Itaúna contra erosão interna*. Revista Tecnologia, v. 38, n. 2, p. 1–19, 2017.

Guimarães, R.C (2002). *Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas*. Dissertação de mestrado. Publicação nº G. DM – 090A/02, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p.

Roseno, J. L.; Camapum de Carvalho, J.. *Avaliação Granulométrica De Um Perfil De Solo Tropical Usando O Granulômetro A Laser*. In: III Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, 2007, Cuiabá. III Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste. Cuiabá: KCM Editora & Distribuidora, 2007. v. 1. p. 1-11.

SILVA, Dayana S. *Estudo de filtro aplicado ao controle de erosão interna em barragens*. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto. 2016.

SILVA, F. C. (2022). *Estimativa de Curvas Características de Solos Tropicais Brasileiros Via Métodos Indiretos*. Dissertação de Mestrado, Publicação - 372/2022, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 236p.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B. *Mecânica dos solos na prática da engenharia*. 1. ed. Rio de Janeiro: Tradução A. J. da Costa Nunes e M. de L. C. Campello., 1962.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/44

Construtibilidade: A Aplicação em Pilhas de Estéril e/ou Rejeito

Phillipe Justino Martins
Engenheiro Civil, Anglogold Ashanti, Belo Horizonte, Brasil, pjustinom@gmail.com

Marcio Fernandes Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: A pilha de estéril e/ou rejeito distingue-se de uma barragem devido a possibilidade do empilhamento desses materiais provenientes do processo de mineração, por meio da prática da construção de aterros. Para a execução de uma pilha, há de ser executado o estudo de construtibilidade. Assim, esse artigo objetivou elencar o estudo de construtibilidade para a execução de uma pilha de estéril e/ou rejeito por meio da identificação das etapas e estruturas de apoio para a construção e o cálculo dos consumíveis do projeto. A metodologia foi baseada no CAPEX e OPEX para pilhas e com base na experiência dos autores. Foram destacados os principais consumíveis em projetos dessa natureza a partir de um projeto hipotético para a identificação das estruturas que devem ser executadas e aquelas que devem ser implantadas no decorrer da disposição do estéril (CAPEX) e outras após a disposição (OPEX). Com toda a integração dos responsáveis é possível a redução de custos, minimização dos impactos ambientais e prevenção de potenciais acidentes futuros. Por fim, é importante reconhecer que a construtibilidade de pilhas de estéril e/ou rejeitos enfrentam: desafios, novas pesquisas e investimentos. Esses elementos são necessários para aprimorar os métodos construtivos, bem como garantir a adaptação da indústria às futuras demandas regulatórias e ambientais.

PALAVRAS-CHAVE: Construtibilidade, Pilhas de Rejeito, Planejamento.

ABSTRACT: The waste pile and/or tailings is different from a dam due to the possibility of piling these materials from the mining process, through the practice of building landfills. To build a pile, the constructability study must be completed. Therefore, this article aimed to list the entire constructability study for the execution of a waste and/or waste pile by identifying the steps and support structures for the construction and calculating the project consumables. The methodology was based on CAPEX and OPEX for batteries and based on the authors' experience, highlighting the main consumables in projects of this nature from a hypothetical project to identify the structures that must be executed and those that must be implemented during the waste disposal (CAPEX) and others after disposal (OPEX). With all the integration of those responsible, it is possible to reduce costs, minimize environmental impacts and prevent potential future accidents. Finally, it is important to consider that the constructability of waste piles and/or tailings faces challenges and new research and investments are necessary to improve construction methods, as well as guarantee the industry's adaptation to future regulatory and environmental demands.

KEYWORDS: Constructability. Tailing Piles. Planning.

1 INTRODUÇÃO

Em projetos de construtibilidade, há a preocupação com a mão-de-obra especializada para tal, sendo essa escassa quando abordados projetos de empilhamento. Há ainda questões relacionadas com: o orçamento, o prazo de conclusão e os insumos. Esses últimos que se não estiver na obra no tempo certo e com a qualidade ideal, haverá problemas com o prazo, bem como o orçamento. Para evitar diversos problemas na etapa de execução, é executado todo o planejamento nas etapas anteriores, tais como: Estudos iniciais, projeto conceitual, projeto básico e projeto detalhado. Nestas etapas, executa-se o estudo de construtibilidade, responsável por informar o quantitativo de: mão-de-obra, equipamentos, combustíveis, resíduos gerados, locais disponíveis para a busca dos insumos, água, energia e demais itens necessários para a perfeita execução da obra. Apesar da definição, a etapa de construtibilidade é distinta para uma barragem e uma pilha. A barragem de rejeitos recebe rejeito disposto por meio de tubulações em sua forma líquida (lama ou rejeito hidráulico). Já a pilha (estéril e/ou rejeito) se difere das barragens por tratar-se da disposição à seco ou dry stacking, de materiais provenientes do processo de mineração. Desta forma, o estudo de

construbilidade para os empilhamentos torna-se complexo devido a pilha em si sofrer alteamentos conforme necessidade, além da utilização de materiais heterogêneos, ao longo do período construtivo.

Assim, esse artigo objetivou elencar todo o estudo de construtibilidade para a execução de uma pilha de estéril e/ou rejeito por meio da identificação das etapas e estruturas de apoio necessárias à execução, bem como o cálculo dos consumíveis do projeto.

2 METODOLOGIA

A metodologia foi baseada no *Capital Expenditure* (CAPEX), ou em português despesas de capital e no *Operational Expenditure* (OPEX), ou em português despesas operacionais para pilhas, com base na experiência dos autores. Para a elaboração do estudo de construtibilidade, deve-se entender todo o escopo do projeto, ou seja, identificar quais estruturas necessitam ser executadas ao longo do processo (CAPEX) e quais deverão ser executadas após a disposição (OPEX) ao longo do projeto. Foram destacados os principais consumíveis em projetos dessa natureza, a partir de um projeto hipotético. Além disso, foram analisadas as diversas etapas envolvidas na construção de pilhas de estéril e/ou rejeito, destacando-se a relevância da distinção entre despesas de capital (CAPEX) e despesas operacionais (OPEX). Inicialmente, detalham-se as etapas construtivas, contemplando todas as estruturas necessárias, tanto para o início quanto para a continuidade, bem como a conclusão da disposição do material. Em seguida, discute-se o estudo de construtibilidade, que envolve a quantificação das atividades, equipamentos, mão-de-obra, consumo de combustíveis, energia, água, resíduos e efluentes, além da localização das estruturas de apoio.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A compreensão do sequenciamento construtivo revela-se essencial para o planejamento das atividades e desembolsos, sendo imprescindível a análise detalhada de cada estrutura e local de construção, bem como a logística necessária para a entrega dos materiais. As etapas de construção de uma pilha são constituídas entre CAPEX e OPEX, sendo o CAPEX todas as estruturas que são necessárias para o início da disposição de estéril e/ou rejeito e o OPEX na disposição ou após a disposição.

O estudo de construtibilidade foi executado como método de quantificação, ou seja: das atividades, equipamentos, mão-de-obra direta e indireta, consumo de combustíveis, energia, água, resíduos e efluentes, bem como a localização dos locais em que serão colocadas as estruturas de apoio, sendo elas. Essas áreas são: Área de Depósito de Material Excedente (ADME), sendo este empregado em local diferente para material estéril e para material do tipo topsoil; Área de Depósito de Material Lenhoso (ADML); Canteiro de Obras; Localização do Apanhador de Água; e Pátio de Agregados.

O projeto de construção da pilha deve informar o sequenciamento construtivo da pilha. Tal sequenciamento é analisado para o planejamento das atividades e desembolso necessário para a execução da estrutura. A análise da planilha de quantidades junto ao sequenciamento construtivo fornece ao planejador responsável os principais elementos para a execução do estudo de construtibilidade.

Para a análise do projeto, é verificada cada estrutura a ser construída, tanto no local em que será empregada, quanto na logística necessária para a entrega dos materiais. A caracterização do local em que será construída a estrutura é de vital importância para o projeto. Abaixo será descrita cada atividade de análise em projetos de empilhamento.

A análise para construção dos acessos de sondagem não limita-se a planta do local. É feita a análise verificando o local em que será implementada a pilha, de maneira a verificar as principais interferências; caso possível ocorrer a relocação da pilha mediante as interferências apontadas; reduzindo assim o custo inicial da obra, bem como a interferência com o meio ambiente. Também verifica-se o cruzamento com cursos d'água para a execução de travessias ou a relocação da pilha, conforme supracitado. Além disso, a presença de edificações em locais de interesse para sondagem, a ausência de acessos para essas ou mesmo com a existência, questões relacionadas a geometria (largura e declividade) devem ser consideradas nas análises. Ainda nesse tema, é preciso identificar a presença de vegetação densa ou se há alternativas para a sua realocação, bem como a presença de linha de transmissão ou de distribuição. Esses itens podem ser impeditivos para a execução do acesso.

Para a execução das sondagens é necessária o desenvolvimento de uma praça, cuja geometria é dependente do tipo de equipamento e atividade, devendo haver previsibilidade de mudanças dos custos calaculados em função da dinâmica do projeto. Verifica-se também se o equipamento atende a critérios de segurança, às declividades da praça à ser construída ou se é necessário um ajuste no greide. Verifica-se também todas as estruturas necessárias para a sua execução.

Em relação ao canteiro, esse deve atender o efetivo e com condições adequadas. Por fim, deve ser verificado o balanço de corte e aterro e se está equilibrado, ou se é necessário o seu empréstimo ou bota-fora. Importante verificar se o local em que será disposto o topsoil e/ou material lenhoso atende o volume.

O resgate de fauna e flora é um dos elementos anteriores à construção da pilha. Segundo Lacerda, et al., (2021) esse processo é executado por biólogos que fazem o acompanhamento técnico nas frentes de supressão, afugentando os espécimes da fauna. Segundo Walter, et al. (2005) o resgate de flora se diferencia do resgate de fauna devido a essa ser móvel enquanto que a flora não.

Os acessos construtivos diferem-se dos acessos de sondagem devido à serem de maior porte, bem como necessário comportar os equipamentos que ali irão passar. Esses devem ser analisados conforme os acessos de sondagem. O acesso operacional é caracterizado como o acesso para disposição do estéril e/ou rejeito na pilha, sendo analisado conforme o acesso construtivo. Para tal, é verificado o local, conforme a curva cota x área x volume do projeto, para melhor atendimento e com menor custo.

A supressão vegetal ocorre de maneira progressiva com as etapas da obra, sendo necessária a sua verificação por parte: da área suprimida, a quantidade de equipamentos ali empregada e os acessos em que esses equipamentos irão trafegar até a ADML. Esse que por sua vez deverá ser calculado por meio do inventário florestal.

A limpeza superficial irá ocorrer nas áreas de ocorrência de topsoil. Sua verificação ocorre devido a: quantidade de material a ser retirado, área, sua profundidade (30 ou 50 cm), bem como a distância até o ADME de topsoil.

O empilhamento, por se tratar de uma obra geotécnica, a qual haverá disposição de grande material (estéril e/ou rejeito), o tratamento de fundação é empregado em regiões críticas definias pelos estudos geológico-geotécnicos. Assim, são verificados todos os itens conforme a limpeza superficial, alterando-se o seu local de disposição que ocorrerá no ADME de estéril ou mesmo confinado na própria pilha.

A análise para a execução da drenagem interna é dependente: dos acessos, da área disponível para os equipamentos (escavadeiras e caminhões basculantes) no local de execução, bem como o pátio de agregados próximo à drenagem interna (reduz custos no deslocamento de material do pátio de agregados até a frente de obra). Para o pátio de agregados, verifica-se o quantitativo do material a ser consumido mensalmente, considerando uma margem de segurança para não faltar material nas frentes de serviço, executando assim o planejamento do quantitativo total que será disposto no pátio de agregados. Na Figura 1 é apresentada simulação para o dimensionamento de um pátio de agregados.

A drenagem superficial da etapa de CAPEX é influenciada pelos: canais de desvio, travessias, bueiros, galerias e canais periféricos. Esses itens são analisados para: a verificação da mão-de-obra necessária, a logística dos materiais, a área para emprego da mão-de-obra necessária e se existem fornecedores de materiais de construção próximos à região para planejamento das atividades executivas. A etapa de drenagem superficial do tipo OPEX é caracterizada por elementos após ou durante à disposição do material (rejeito e/ou estéril), sejam: as canaletas de berma, descidas d'água, canais e etc. Para essa etapa, analisa-se o quantitativo de mão-de-obra, logística necessária e o tempo em que será executada.

As drenagens temporárias ocorrem no desenvolver da pilha, sendo essas construídas em sua maioria das vezes por meio de escavação do terreno natural e colocação de enrocamento. Para esta análise, verifica-se o local, a área para emprego da mão-de-obra, os equipamentos necessários e o tempo para a execução.

Os sistemas de contenção de sedimentos conhecido por *Sediment and Upstream Management Plan* (*SUMP*) ou Diques são construídos na maioria das vezes nos cursos de água. Esses devem ser verificados para a sua construção, sendo avaliado o desvio dos cursos, executando corta-rios ou elementos similares. Sua análise de construtibilidade ocorrerá por meio: da mão-de-obra necessária, de equipamentos, do local de disposição do material escavado, da distância média de transporte e sua área.

A disposição de estéril e/ou rejeito ocorre por meio de camadas (controle de umidade e compactação). Para essa etapa, verifica-se o quantitativo de equipamentos e mão-de-obra, conforme o *masterplan* de material gerado pelos filtros e/ou da mina.

	Mês 01	Mês 02	Mês 03	Mês 04	Mês 05	Mês 06
Volume Adquirido (m³)	225	100	50	50		
Volume consumido (m³)	75	75	75	75	75	50
Volume remanescente disposto no pátio (m³)	225	250	225	200	125	50
Saldo do estoque (m³)		150	175	150	125	50
Saldo (m³)	150	175	150	125	50	-
Percentual Adicional (%)	50%	50%	50%	50%	50%	50%
Altura da Pilha (m)	4	4	4	4	4	4
Área Necessária (m²)	84	94	84	75	47	19
Saldo de Área (m²)	16	6	16	25	53	81
Ocupação (%)	84%	94%	84%	75%	47%	19%

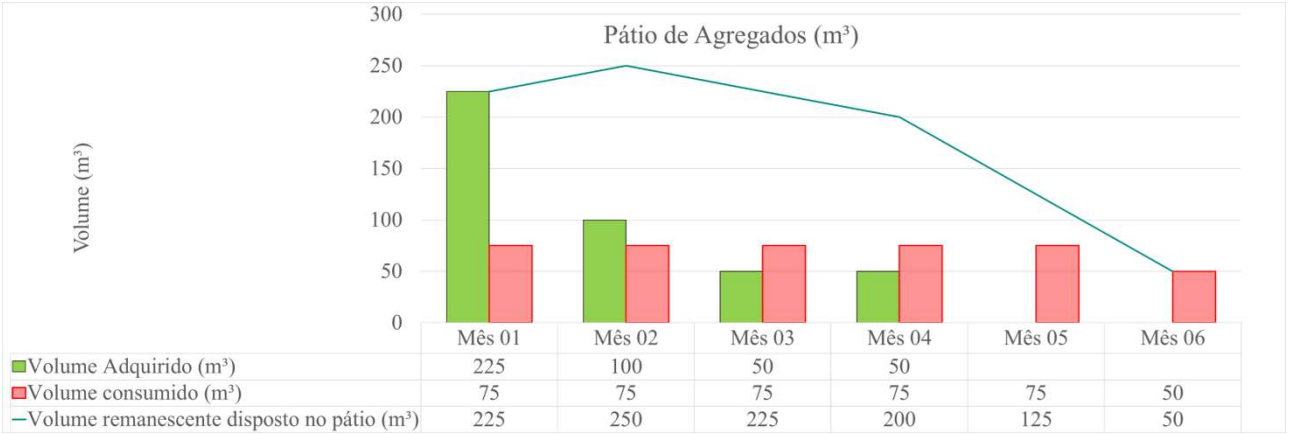


Figura 1. Dimensionamento do custo para um pátio de agregados em projetos de pilha.

Antes do empilhamento, por vezes são construídos aterros experimentais, que tem finalidade de avaliar em escala reduzida a *performance* dos materiais na pilha. Para a construção do aterro, análisa-se a: área necessária para a sua execução, as interferências e a mão-de-obra para o emprego do canteiro de obras próximo ao aterro, bem como os equipamentos necessários e a logística dos materiais e instrumentos se forem necessários.

A instrumentação é um dos elementos primordiais para avalição do desempenho construtivo das pilhas, pois subsidiam o monitoramento geotécnico da estrutura. Essa etapa pode iniciar com as sondagens na execução de: indicadores de nível d'água (INA), piezômetros, células de recalque, marcos topográficos, dentre outros instrumentos. Análisa-se: o quantitativo de mão-de-obra, os equipamentos que serão empregados que por sua vez podem ser importados, gerando um *gap* entre o momento de compra e a instalação do mesmo, podendo alterar todo o planejamento da pilha.

A etapa final do desenvolvimento da pilha é o seu fechamento. Assim, análisa-se o plano de fechamento e o atendimento aos parâmetros baseados nos estudos técnicos de projeto.

A impraticabilidade é definida como o tempo improdutivo durante o ano. Esse estudo considera os dias de precipitação, conforme pode ser verificado na Tabela 1, bem como o detalhamento do tempo improdutivo conforme Tabela 2, gerando assim o número de dias totais para a execução da obra durante o ano.

Tabela 1. Estudo de Impraticabilidade Anual

Mês	Dias Totais	Sáb. / Dom.	Fer.	Dias Úteis	Dias de Prec.	Fator de Retomada	Dias Imprat.	Dias Prat.	Horas mês	Percentual de Imprat.
Jan	31	8	1	22	7.5	2	11	11	61	65%
Fev	28	8	3	17	4.5	2	6	11	61	61%
Mar	31	10	0	21	6	2	9	12	66	61%
Abr	30	8	2	20	3	2	4	16	88	47%
Mai	31	8	1	22	2	2	3	19	105	39%
Jun	30	10	1	19	2	2	3	16	88	47%
Jul	31	8	0	23	1	2	2	21	116	32%
Ago	31	10	0	21	1	2	2	19	105	39%
Set	30	10	1	19	2	2	3	16	88	47%
Out	31	8	1	22	4	2	6	16	88	48%

Mês	Dias Totais	Sáb. / Dom.	Fer.	Dias Úteis	Dias de Prec.	Fator de Retomada	Dias Imprat.	Dias Prat.	Horas mês	Percentual de Imprat.
Nov	30	10	1	19	7	2	9	10	55	67%
Dez	31	10	1	20	6.5	2	9	11	61	65%
Total	365	108	12	245	46.5	24	67	178	982	51%

Tabela 2. Detalhamento do Tempo Improdutivo

Descrição dos Impactos (Seg – Sex) ** 07:00 as 17:00 (Seg - Qui) - 07:00 as 16:00 (Sex)*	Unidade	Quantidade	(%)
Dialogo Diário de Segurança	(min.)	20	10%
Preenchimento parte diária e definições das tarefas do dia	(min.)	30	15%
Transporte de ida e volta para o refeitório (máx. 2 km)	(min.)	50	25%
Retorno para a frente de trabalho (máx. 2 km)	(min.)	50	25%
Fadiga da mão-de-obra durante o dia de trabalho	(min.)	30	15%
Procedimentos de Saúde e Segurança	(min.)	20	10%
Total minutos improdutivos dia	(min.)	200	100%
Média horas improdutivas dia	(h)	3.33	
Média horas trabalho dia	(h)	8.8	
Média horas trabalho dia produtivas	(h)	5.50	
Fator Eficiência	%	62.50%	

A quantificação dos equipamentos e mão-de-obra são dimensionados com base nos índices médios (Tabela 3). Para a etapa de CAPEX, verifica-se o cronograma iniciando a partir da liberação do licenciamento ambiental e o prazo final das obras com o início da disposição. Para a etapa de OPEX, ocorre no início da disposição até o planejado de fechamento da pilha no masterplan.

Tabela 3. Exemplos de Índices Médios.

Atividade de Implantação	Código	Quantidade	Unidade
Aplicação de junta de dilatação	AJD	5,4 HH/Unid	Equipe
Aplicação de material impermeável	AMI	146 m³/h	Rolo Compactador
Armadura em aço CA-50	ARM	0,05 HH/Unid	Equipe
Armadura em aço CA-60	ARM6	0,05 HH/Unid	Equipe
Armadura em tela soldada	ARMT	0,05 HH/Unid	Equipe
Aterro com solo argiloso - fechamento	ASAF	146 m³/h	Rolo Compactador
Armadura em aço CA-50	ARM	0,05 HH/Unid	Equipe

Para a quantificação de equipamentos e mão-de-obra, verifica-se inicialmente o quantitativo de serviços e planilha-se dividindo pelo índice médio de cada serviço, gerando assim o quantitativo de equipamentos e mão-de-obra necessários, com o prazo de início e fim, já descontados os dias por meio do estudo de impraticabilidade. Assim, tem-se o número de dias disponível para a execução das atividade, sendo possível verificar a possibilidade de execução da obra no tempo correto. Em seguida, verifica-se a área da atividade empregando todos os equipamentos e mão-de-obra. Caso a resposta seja positiva, verifica-se se é possível o emprego de turnos; caso negativo deverá ser colocado no relatório a impossibilidade da execução das obras no tempo sugerido. Caso o projeto possa ser empregado no prazo correto, elabora-se os histogramas de equipamento, bem como os serviços notáveis.

O canteiro de obras deve possuir todos os elementos necessários para o perfeito funcionamento da obra e apoio à mão-de-obra empregada. Os canteiros de obras devem ser dotados conforme BRASIL (2020) dos seguintes itens: instalação sanitária, vestiário e local para refeição. Para a execução das obras, deverá haver: escritório para o efetivo indireto, central de forma e aço (canais de concreto), reservatório de água (para os casos de locais remotos onde não há tratamento de esgoto deverá ser adotada fossa, filtro e sumidouro), energia por meio de linhas de distribuição ou geradores, local para disposição dos caliça/entulho ou rejeitos da obra (colocados em caçamba), estacionamento, almoxarifado e área de lazer. Todo o cálculo necessário para o canteiro deverá ser executado conforme as normas vigentes, executando o quantitativo de: instalação sanitária, vestiários e locais para refeição conforme preconiza a norma. A área das estruturas pode ser calculada por meio da Tabela 4.

Tabela 4. Canteiro de Obras

Canteiro de Obras	Quant.	Área (m²)	Área Contâiner (m²)	Memória
Lavatórios	14	8,4		Lavatório = 1 para 20 (Conforme NR 18.5.3) / (0,6 m² para cada Lavatório)
Vasos Sanitários	14	14		Vaso Sanitário = 1 para 20 (Conforme NR 18.5.3) / (1,0 m² para cada Vaso Sanitário)
Mictorio	14	8,4		Mictório = 1 para 20 (Conforme NR 18.5.3) / (0,6 m² para cada Mictorio)
Vestiário	264	326,3		Para estabelecimentos com menos de 750 trabalhadores, área mínima do vestiário por trabalhador = 1,5 - (nº de trabalhadores / 1000). (Conforme NR 24.4.2)
Chuveiros	27	21,6		Chuveiro = 1 para 10 (Conforme NR 18.5.3) / (0,8 m² para cada Chuveiro)
Circulação		75,7		20% da soma das instalações sanitárias
Vestiário/Sanitários		455	455,4	m²
Escritório	106	530	538,2	Incluso no escritório (banheiro / copa / escritório) - 5 m² por pessoa
Guarita	1	9		Padrão
Depósito de Resíduos		25		Calculado considerando o número de caçambas para quantidade de pessoas ~ 0,15 m² por pessoa
Central Forma e armação	1	80		Utilizar tenda de 8x10 m (80 m²)
Estacionamento	13	163		Número de MOI dividido por 8 * 12,5 m² por carro
Refeitório		296	303,6	35% da área do restaurante (cozinha) + 20% área do restaurante (recebimento) + 45% área salão (aprox. 0,8m² por pessoa)
Saúde, Segurança e Meio Ambiente (SSMA)	1	28	27,6	Considerando contêiner 2,3 x 12 m (28 m²)
Cobertura Ambulância	1	50		Considerada tenda 5x10 m (50 m²)
Almoxarifado	1	55	55,2	Considerando 2 contêiner 2,3x12 m (55 m²)
Vaga ônibus	6	450		Vaga para estacionamento de ônibus
Vaga Micro-ônibus/Van	6	300		Vaga para estacionamento de Micro-ônibus/Van, não contabilizando circulação de embarque e desembarque
Vaga Caminhão	3	165		Vaga para estacionamento de caminhão
Área de Vivência	1	50		Utilizar tenda de 5 x 10 m (50 m²)
Reservatório de água	2	32		Utilizando reservatório tipo taça 2 m de diâmetro, 1 m para cada lado de espaço livre)
Grupo Geradores	2	26		Dimensões dos grupos e 1 m para cada lado para eventuais manutenções, abastecimentos e etc.
Tanque Séptico	2	8		Dimensões apenas para limpeza e inspeção, sendo o tanque séptico enterrado
Sub- Total		2.722		Áreas edificantes ou reservadas para vagas de caminhões e ônibus
Circulação		3.539		130 % do subtotal, sendo aplicada para circulação de equipamentos, acessos e circulação no próprio canteiro
Total		6.260,6		

Para a execução da obra são necessários alguns consumos; desses algumas demandas devem ser enviadas ao órgão ambiental para a sua verificação e liberação. Para o estudo de construtibilidade, verifica-se o consumo de água para o consumo humano e da obra, sendo esses utilizados para: a umectação de vias, umectação do material à ser compactado, na utilização da execução do concreto e a sua cura, dentre outros usos. A sua memória de cálculo é apresentada na Tabela 5 para consumo de água potável e na Tabela 6 para consumo de água bruta.

Tabela 5. Consumo de Água Potável

Descrição	Unid.	Quant.
Parâmetros		
Consumo de água potável por pessoa	Litros/Pessoa	50
Pico de Mão-de-Obra	Efetivo	370
Consumo de água mineral por pessoa	Litros/Pessoa	3
Volume do galão de água mineral	Litros/Pessoa	20
Cálculo de Consumo Diário de Água Potável		
Consumo diário Mão-de-Obra Direta (MOD)	Litros	18.500
Consumo para dois dias	Litros	37.000
Reservatório de água potável	Litros	2 x 20.000
Cálculo de Consumo Diário de Água Mineral		
Consumo diário	Litros	1.110
Galões	GL	56
Consumo de Água Potável		
Consumo Total Diário	Litros	19.610

Tabela 6. Consumo de Água Bruta

Descrição	Unid.	Quant.
Umectação de Vias		
Consumo diário de água para umectação de via	Litros/dia	200.000
Consumo mensal de água para umectação de via	Litros/mês	4.000.000
Número de Caminhões Pipa Necessário	unid.	2
Vazão Necessária do Apanhador de água	m³/h	36.36
Número de Meses	Meses	10
Consumo Total	Litros	40.000.000
Água Concreto		
Consumo de água	m³	3
Consumo de água	Litros	2.750
Umectação de Aterro		
Consumo de água	Litros	645.120
Consumo de Água Bruta		
Consumo Total da Obra	Litros	40.647.870

A energia é um dos itens primordiais à obra, seja em equipamentos para construção, seja para o: escritório, vestiário, almoxarifado, SSMA e refeitório.

Os combustíveis empregados na obra deverão ser executados por meio do consumo médio de cada equipamento com relação ao quantitativo de equipamentos. Com o emprego de seres humanos no locais de obra, há de ser calculado e transmitido para o órgão ambiental o quantitativo de efluentes que serão tratados ou removidos do canteiro de obras, bem como os resíduos que serão gerados na obra.

Tabela 7. Consumo de Energia kilo Volt Ampere (kVA)

Equipamento/Utilidades	Quant.	Potência	Potência Total	Potência Instalada	Fator de Demanda	Demanda
Iluminação (lâmpada LED tubular)	251	100	25100	58200	100% para os primeiros 20 kVA 80% para o que exceder 20 kVA	50.560
Tomada	251	100	25100			
Poste de iluminação externo	2	4000	8000			
Ar-Condicionado	20	1400	28000	28000	40%	11.200
Chuveiro Elétrico	27	4400	118800	118800	37%	43.956
Policorte (Máquina para cortar aço) com motor trifásico 7,5 CV	1	6900	6900	Demanda Individual Absorvida da Rede - kVA		6500
Bancada de serra com motor trifásico 7,5 CV	1	6900	6900			
				Total (VA)		112.216
				Total + 20% de reserva (kVA)		135

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo de construtibilidade de pilhas de estéril e/ou rejeito é essencial para garantir a viabilidade econômica e ambiental dos projetos de mineração e disposição de resíduos. A compreensão das atividades que compõem a construção dessas estruturas é fundamental para promover não só a segurança e estabilidade da estrutura ao longo do tempo, bem como garantir a segurança financeira e verificação dos riscos empregados ao projeto. Tal estudo deve ser executado desde o início do projeto. Engenheiros, geólogos, geotécnicos e demais profissionais devem colaborar entre si, considerando: as características do local, logística, dificuldade do emprego e contratação da mão-de-obra, equipamentos, bem como a aquisição e adequação do material para a construção da pilha. Com toda a integração dos responsáveis é possível a redução de custos, minimização dos impactos ambientais e prevenção de potenciais acidentes futuros.

Sendo as pilhas de estéril e/ou rejeito estarem relacionadas com a sustentabilidade e responsabilidade ambiental, é possível executar obras de descaracterização de barragens por meio de reforço da estrutura e contrapilhamento, bem como pode usar áreas já degradadas como cavas por exemplo. Nesse sentido, a construtibilidade deverá estar envolvida em qualquer decisão do projeto.

Por fim é importante reconhecer que a construtibilidade de pilhas de estéril e/ou rejeitos enfrenta desafios e novas pesquisas e investimentos são necessários para aprimorar os métodos de construção, bem como garantir a adaptação da indústria a futuras demandas regulatórias e ambientais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRASIL (2020). *Norma Regulamentoda Nº 18*. Brasília: República Federativa do Brasil.

Lacerda, F., Almeida, B., e Lima, B., (2021). *A Atuação do Biólogo no Programa de Afugentamento e Resgate de Fauna em Supressão Vegetal*. Faculdade Laboro.

Walter, B. Cavalcanti, T. (2005). *Fundamentos para a coleta de germoplasma vegetal*. Brasília: Embrapa Recursos Genéticos e Biotecnologia.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/45

Critérios de Avaliações Técnicas em Vertedouros Constituídos por Elementos de Concreto

Alvaro Pereira
Engenheiro Civil, D.Sc, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, alvaro@fgs.eng.br

Daniel da Silva Gomes
Engenheiro Civil, M.Sc., FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, daniel@fgs.eng.br

Felipe Gobbi
Engenheiro Civil, D.Sc, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, felipe@fgs.eng.br

RESUMO: Este artigo apresenta a aplicação de um critério para a inspeção visual de vertedouros, estruturas de concreto compostas por canal vertente e muros laterais. As manifestações patológicas, resultantes da ação do tempo, desgaste pela água, abrasão, cavitação e reações álcali-agregado, são as principais patologias encontradas nestas estruturas. analisadas. O manual de segurança e inspeção de barragens do Ministério da Integração Nacional - MIN (2002) é utilizado como referência para a inspeção, indicando a necessidade de vistorias nas superfícies para detectar deterioração, erosão e/ou cavitação. Além das observações visuais, a inspeção considera a resistência estrutural por esclerômetro, verificação da carbonatação relacionada à infiltração de água nas fissuras e a avaliação da biodeteriorização do concreto. Anteriormente a inspeção propriamente dita um sobrevoo com veículo aéreo não tripulado (VANT) é realizado, segmentando a estrutura e identificando as regiões mais críticas visualmente. O artigo apresente a metodologia prática para inspeções em vertedouros de concreto armado, abrangendo recomendações do MIN (2002) e da NBR 6118 (2023).

PALAVRAS-CHAVE: Inspeção em estrutura de concreto, Vertedouro, Barragem, Segurança.

ABSTRACT: This paper introduces the application of a criterion for the visual inspection of spillways, concrete structures consisting of a spillway channel and side walls. Pathological manifestations resulting from weathering, water erosion, abrasion, cavitation, and alkali-aggregate reactions are the primary pathologies encountered in these structures. The safety and inspection manual for dams published by the Ministry of National Integration - MIN (2002) serves as a reference for inspection, highlighting the necessity of surveys on surfaces to detect deterioration, erosion, and/or cavitation. In addition to visual observations, the inspection incorporates structural resistance through sclerometry, assessment of carbonation related to water infiltration in fissures, and evaluation of concrete biodeterioration. Prior to the actual inspection, a UAV (Unmanned Aerial Vehicle) overflight precedes the inspection, segmenting the structure and identifying visually critical regions. The article presents a practical methodology for inspections in reinforced concrete spillways, encompassing recommendations from MIN (2002) and NBR 6118 (2023).

KEYWORDS: Inspection of concrete structures, Spillway, Dam, Safety.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, a construção de barragens foi inicialmente proposta como uma medida de combate às grandes secas que assolavam o nordeste brasileiro, ainda no século XIX. Essas estruturas, originalmente concebidas para gerenciar os recursos hídricos visando ao abastecimento humano e à mitigação da escassez de água, ganharam ao longo do tempo diversas finalidades e tipologias. Segundo o Relatório de Segurança de Barragens (2023), as barragens nacionais incluídas no PNSB (Política Nacional de Segurança de Barragens), são em sua maioria constituídas por terra, enquanto 4% em concreto convencional, destaca-se que 28% das barragens não há conhecimento do tipo de material que é constituído o barramento.

A segurança das construções de concreto em uma barragem é definida pelos princípios estabelecidos na norma brasileira "Ações e Segurança das Estruturas" NBR 8681 (2003). Para assegurar a segurança global da

estrutura e de todos os seus elementos estruturais, é necessário verificar e atender às condições especificadas desta norma, considerando os estados limites últimos e de utilização, levando em conta as combinações das ações correspondentes aos tipos de carregamentos.

Segundo Carvalho (2008) e Sthepens (2011), a construção da barragem deve obedecer a critérios básicos fundamentais de segurança, no entanto é comum encontrar estruturas de barragens construídas com a ausência de dimensionamento técnico, assim se tornando estruturas com alto risco de colapso. Portanto, a execução de um plano de monitoramento, e a aplicação de avaliações técnicas torna essencial para evitar eventos decorrentes da deterioração destas estruturas. Não é o caso da estrutura alvo deste trabalho. O barramento inspecionado teve a finalidade de retenção de água do processo de mineração, e foi projetado e construído seguindo projetos e técnicas de engenharia.

O presente trabalho consiste na avaliação/inspeção visual, através de acesso por cordas e equipamentos manuais apropriados, da estrutura de concreto que compõe o vertedouro. O escopo do trabalho envolve uma inspeção, associada a utilização de ferramentas mecânicas e químicas para uma avaliação mais assertiva. Além das inspeções visuais realizadas por toda a estrutura do vertedouro, também foram verificados pontos específicos da estrutura com a utilização de ferramentas mecânicas (esclerômetro) para estimativa da resistência à compressão simples do concreto e químicas (solução de fenolftaleína) para a verificação da carbonatação do concreto.

2 INSPEÇÃO DA ESTRUTURA DO VERTEDOURO

A execução de inspeções regulares em vertedouros é crucial para garantir a estabilidade e segurança de barragens, uma vez que esses elementos desempenham um papel fundamental na gestão eficiente do volume de água, prevenindo potenciais riscos de transbordamento e assegurando a integridade estrutural das barragens. As estruturas de concreto, como a do canal vertente e muros laterais do vertedouro, são passíveis da ocorrência de manifestações patológicas típicas, decorrentes, em sua maioria, pela combinação da idade da estrutura, da ação erosiva, do fluxo da água, por abrasão ou cavitação, e de reações álcali-agregado. Segundo Teixeira et al. (2017), estes processos são ocasionados pelo desgaste superficial do concreto, o desenvolvimento de fissuras e a ocorrência de eflorescências e possíveis processos corrosivos das armaduras.

Piasentin (2018) enfatiza que a vistoria visual de barragens é crucial para a manutenção preditiva, realizada por engenheiros com conhecimento técnico. Apesar dos avanços em sistemas automatizados de monitoramento, as inspeções in loco e a observação visual são fundamentais para garantir a segurança estrutural. Nos últimos anos, o monitoramento de barragens com sistemas avançados tem crescido em importância, mas é essencial equilibrar isso com inspeções regulares para manter a estabilidade das estruturas.

Seguindo as diretrizes do Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (2002), do Ministério da Integração Nacional (MIN), as estruturas de concreto dos vertedouros devem estar livres de todas as instalações não-autorizadas, as quais são exemplificadas como: pranchões, e suas superfícies devem ser vistoriadas quanto à deterioração causada por desgaste pelo tempo; tensões não-usuais ou extremas; reação química alcalina ou outra; e, erosão, cavitação e/ou vandalismo.

Em relação às paredes do canal vertente, o Ministério da Integração Nacional se refere na evidência de recalque diferencial, observando no alinhamento das estruturas e o nivelamento entre as superfícies dos painéis de parede e piso do vertedouro. Ademais, todas as juntas de contração devem estar livres de vegetação e os contatos entre o aterro e a estrutura devem ser vistoriados quanto à evidência de erosão interna (piping).

Para a Agência Nacional de Águas – ANA (2020), os critérios a serem averiguados nos vertedouros durante a inspeção regular de segurança de barragem estão presentes na “Ficha para Inspeção Regular de Barragem de Concreto” – Anexo B4.

A NBR 6118 (2023), descreve a necessidade para quaisquer estruturas de concreto a existência de um manual de utilização, inspeção e manutenção, capaz de englobar garantias quanto a vida útil prevista para a estrutura. As informações supracitadas são complementares com a NBR 5674 (2024), na qual defende que as manutenções preservem o desempenho previsto em projeto ao longo do tempo, minimizando a depreciação da estrutura, sendo estas segmentadas em manutenções rotineiras, corretivas e preventivas.

Para as atividades a serem executadas em vertedouros, são priorizadas as inspeções visuais, que caracterizam na utilização de métodos não destrutivos, na avaliação sem modificar as características ou sem a retirada do material do local de avaliação, foram avaliados a resistência da estrutura a partir da análise dos dados esclerométricos seguindo o que preconiza a NBR 7584 (2012) e avaliação na carbonatação do concreto de acordo com Werle et al. (2011).

No cenário da monitorização de barragens, Quispe et al. (2018) destaca a importância da instrumentação automatizada na aquisição de dados para avaliações periódicas de integridade estrutural. Embora tais instrumentos proporcionem segurança e confiabilidade nos registros, é crucial abordar os desafios associados aos custos elevados de implantação, visando um retorno de investimento a longo prazo. Questões fundamentais relacionadas à calibração, manutenção, monitoramento em tempo real, investigação de anomalias, integração de dados e avaliação de custos e benefícios são abordadas como elementos cruciais nas inspeções regulares. A implementação eficaz dessas práticas não apenas sustenta a confiabilidade dos dados coletados, mas também contribui para a segurança e estabilidade duradouras das barragens, um aspecto crítico na gestão sustentável de infraestruturas hidráulicas.

3 CRITÉRIOS TÉCNICOS DE INSPEÇÃO

A inspeção, na estrutura de concreto que compõe o vertedouro, se concentra na avaliação e inspeção visual inicialmente realizada com imagens obtidas por VANT na qual é possível segmentar os elementos e avaliar visualmente a estrutura. Esta metodologia é uma alternativa, e considerada como uma primeira etapa para a inspeção, quanto ao difícil acesso para inspeção nestas estruturas visto que necessitam de acesso por cordas e profissionais habilitados. Posteriormente a avaliação dos registros fotográfico, foi executada uma abordagem visual, combinada com o uso de ferramentas mecânicas e químicas para uma avaliação mais criteriosa.

Os critérios a serem averiguados nos vertedouros, que consistem este documento, durante a inspeção regular de segurança de barragem, foram baseados nas informações presentes na “Ficha para inspeção regular de barragem de concreto”, da Agência Nacional de Águas (ANA) (2020).

Os elementos existentes do vertedouro foram avaliados com inspeções visuais e verificados pontos específicos da estrutural com a utilização de ferramentas mecânicas (esclerômetro) e químicas (verificação da carbonatação do concreto), estes procedimentos estão segmentados nas condições geotécnicas, estruturais do elemento conforme descritos a seguir: resistência do concreto, com estimativa da RCS através de esclerômetro; verificação quanto a espessura de carbonatação da estrutura de concreto, a qual apresenta um indicativo de eventual ataque às armaduras; e, verificação quanto a biodeteriorização do concreto em virtude de meios biológicos.

Para avaliar as condições/situação atual das estruturas expostas, foram utilizados métodos não destrutivos, que consistem em avaliar sem modificar as características ou sem a retirada do material do local de avaliação. Dentre os ensaios de controle de material, não destrutivos, destacam-se os métodos esclerométricos.

Os métodos esclerométricos seguem o que preconiza a NBR 7584, e devem ser empregados preferencialmente em circunstâncias onde haja a verificação da uniformidade da dureza superficial da estrutura de concreto (ABNT, 2012).

3.1 Condições Geotécnicas

A identificação de patologias fornece informações sobre a durabilidade do concreto, a resistência à ação da água e as possíveis consequências para a estabilidade do vertedouro. Além disso, a avaliação da aderência entre o concreto e as armaduras, juntamente com a presença de manchas, eflorescências ou outros sinais visíveis de degradação, é fundamental para determinar a necessidade de intervenções corretivas e a implementação de estratégias de manutenção preventiva. O monitoramento contínuo dessas condições no concreto do vertedouro desempenha um papel crucial na preservação da segurança e durabilidade da estrutura ao longo do tempo. Além disto, a implementação de instrumentações, possuem a capacidade de identificar anomalias, prevenindo potenciais desastres, mas também contribui para a análise de longo prazo, melhorando projetos futuros e promovendo uma gestão eficiente e sustentável dessas infraestruturas. A seguir são apresentadas as patologias recorrentes que podem contribuir na estabilidade de estrutura:

- presença de fissuras, trincas ou rachaduras, estas formações podem ser indícios de tensões, movimentos do terreno (geotécnicos) que podem afetar a integridade da estrutura, e demandar uma avaliação cuidadosa para garantir a estabilidade ao longo do tempo (Figura 1);
- deslocamento do terreno (rupturas), esta observação demanda atenção, podendo comprometer a estabilidade da estrutura, requerendo avaliações detalhadas e medidas corretivas para garantir a segurança e durabilidade de estrutura (Figura 1);
- estabilidade dos taludes adjacentes a estrutura, saturação do maciço, essencial para assegurar a integridade estrutural, prevenir desastres e promover a sustentabilidade a longo prazo das instalações hidráulicas (Figura 2);

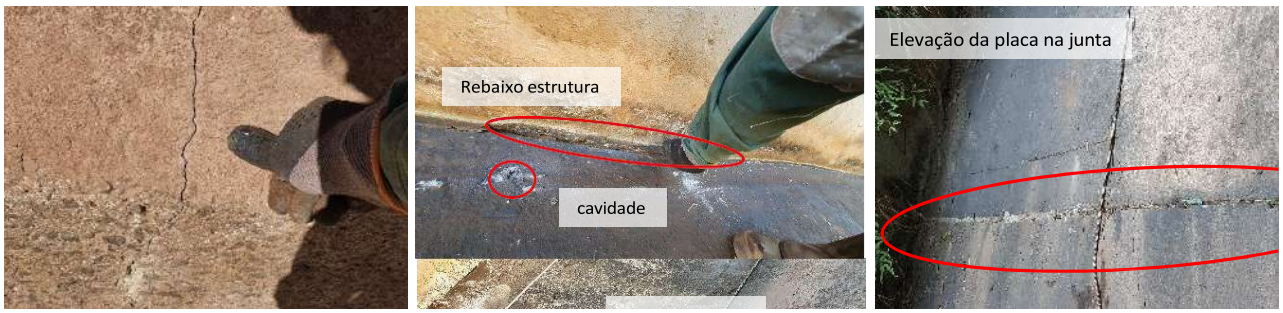


Figura 1. Verificada trinca (esquerda), rebaixamento da estrutura (central) e elevação do painel na junta de dilatação (direita).

Figura 2. Observado surgência d'água representando saturação do maciço nas paredes laterais da rampa do vertedouro.

3.2 Condições Estruturais

A avaliação das condições estruturais é essencial para determinar a integridade e estabilidade de uma estrutura, abrangendo elementos como a presença de deformações, desalinhamentos, fendas, corrosão, e outros indicadores que possam afetar a segurança e desempenho a longo prazo. Os processos patológicos que evidenciam estes comportamentos, nos elementos estruturais, podem ser destacados a partir dos seguintes itens:

- Deterioração da superfície do concreto, induzido pelo processo de desgaste gradual e resultando em potenciais impactos na durabilidade e resistência da estrutura;
- Juntas de dilatação danificadas e/ou inexistentes, comprometem a capacidade da estrutura em absorver movimentos térmicos e de expansão, representando potenciais riscos para a integridade do elemento; (Figura 3);
- Armaduras expostas, ocorrência pelo desgaste ou degradação da camada de proteção, representando uma ameaça à resistência estrutural e à durabilidade;
- Sinais de erosão ou infiltração de água, revelam a possível degradação da estrutura, sugerindo a presença de processos erosivos ou infiltração hídrica, o que pode comprometer a estabilidade e a integridade do concreto ao longo do tempo;
- Presença de vegetação (Figura 3);
- Eventos sísmicos, representam eventos de movimentação intensa do maciço, gerando forças dinâmicas significativas que podem afetar a integridade da estrutura;
- Qualidade da estrutura (concreto), a partir de ensaios com o uso de esclerômetro, permite a identificação precoce de potenciais áreas de desgaste e deterioração, evidenciada por zonas de menor resistência (Figura 4);
- Carbonatação do concreto, determina o nível de corrosão potencial das armaduras, sendo essencial

para preservar a durabilidade e integridade do vertedouro, ao identificar áreas suscetíveis a processos corrosivos (Figura 5);

Figura 3. Junta de dilatação danificada (esquerda), e observada presença de vegetação em crescimento.

Figura 4. Execução do teste esclerométrico nas estruturas do vertedouro.

Figura 5. Execução do teste de carbonatação na estrutura do vertedouro, com a utilização da solução de fenolftaleína.

3.3 Condições do Sistema de Drenagem

A avaliação das condições do sistema de drenagem tem o objetivo de verificar a eficácia na gestão de águas pluviais e prevenir problemas como inundações e erosão. Inclui a verificação de obstruções, adequação dos canais de escoamento, e presença de sedimentos. Essa análise garante o correto direcionamento da água, prevenindo danos estruturais e otimizando a sustentabilidade ambiental, estes podem ser elencados conforme os itens a seguir:

- Sistema de drenagem superficial do complexo, coletor e direcionamento de água pluviométrica, prevenindo a saturação do maciço;
- Drenos barbacãs, controladores da pressão hidrostática e evitar acúmulo excessivo de água, garantindo a estabilidade e segurança das estruturas (Figura 6);
- Bacia dissipadora de energia a jusante do canal vertente, essencial para reduzir a velocidade da água, contribuindo para a estabilidade e gestão controladora do fluxo hídrico (Figura 6), a fim de evitar também possíveis processos erosivos na região de jusante ao vertedouro;

Figura 6. Observados drenos barbacãs obstruídos e bacia dissipadora com os dentes de concreto com sinais de desgaste.

4 METODOLOGIA PARA INSPEÇÃO

A análise se baseia em uma metodologia observacional, visando estabelecer um sistema lógico de inspeção que categoriza as manifestações patológicas em grupos, levando em consideração as origens dos problemas. Apesar de possíveis ocorrências simultâneas de diferentes manifestações patológicas, buscando racionalizar a abordagem para cada condição, detalhando aspectos técnicos a serem observados durante a vistoria da estrutura. Essa abordagem sistemática visa proporcionar uma compreensão aprofundada das condições presentes, permitindo uma intervenção mais precisa e eficaz para preservar a integridade e durabilidade da infraestrutura.

Para uma descrição mais detalhada das condições observadas no vertedouro, a opção foi segmentar a estrutura, conforme apresentado pela Figura 7, delimitada pelas juntas de dilatação existentes, e conduzir a inspeção das características mencionadas utilizando *checklists*, baseados nas condições geotécnicas, estruturais e de drenagem. Essa abordagem segmentada permite uma análise mais específica e sistemática, abrangendo cada seção do vertedouro de maneira individualizada. A utilização de *checklists* facilita a identificação precisa de elementos como trincas, desgaste superficial, e outras manifestações patológicas, contribuindo para uma avaliação abrangente e eficiente da integridade estrutural da instalação.

Com base nas estruturas a serem avaliadas, é recomendado que as etapas construtivas da inspeção sejam concebidas a partir da:

- Sobrevoo com a utilização de VANT: O sobrevoo com VANT usa drones com câmeras e sensores para capturar dados da estrutura aérea. Fornece uma perspectiva abrangente para análises detalhadas da sua condição, identificando áreas de preocupação e facilitando o planejamento de inspeções adicionais. A utilização de VANT pode ser considerada como uma etapa inicial, de reconhecimento;
- Identificação dos elementos a serem inspecionados: Antes da inspeção, é crucial identificar os elementos a serem avaliados para garantir uma abordagem organizada e completa, evitando negligenciar aspectos críticos durante o processo;
- Segmentação e numeração dos painéis presentes na rampa do canal vertente: A rampa do canal vertente é dividida em painéis inspecionáveis, possibilitando a identificação precisa de áreas que necessitam de atenção.
- Identificação e numeração dos dispositivos de drenagem interna (barbacãs): Identificar e numerar dispositivos de drenagem interna, durante a inspeção é essencial para avaliar individualmente sua condição, facilitando o acompanhamento da manutenção por registros e relatórios.
- Execução de *checklists* com base nas condições geotécnicas, estruturais e sistema de drenagem: A realização de checklists é crucial na inspeção, guiando a avaliação das condições geotécnicas, estruturais e de drenagem da barragem.

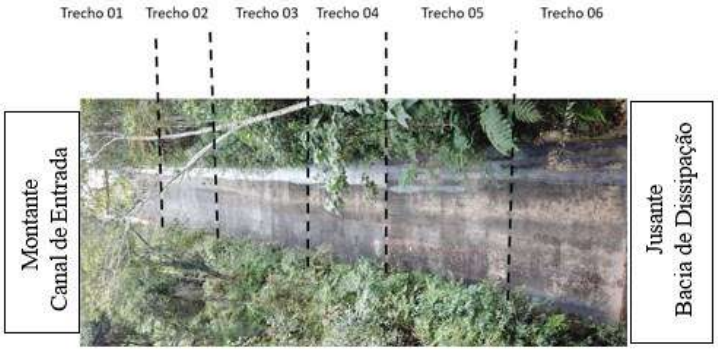


Figura 7. Segmentação dos painéis pertencentes as áreas avaliativas do vertedouro.

6 RESULTADOS

O desenvolvimento e uso de *checklists* para inspeção visual em estruturas são essenciais para identificar precocemente possíveis problemas. Essas listas oferecem uma abordagem sistemática, permitindo aos inspetores identificar de forma organizada quaisquer anomalias, incluindo aspectos como drenagem e geotecnia para garantir uma avaliação holística da integridade estrutural, contribuindo assim para a segurança e longevidade das estruturas. Um exemplo é o checklist detalhado, referente ao trecho 01, apresentado na Figura 8 e Figura 9 para o trecho 4, verificação da inspeção visual em estruturas, incluindo integridade estrutural, tais registros fotográficos foram apresentados no item das condições estruturais deste documento.

fgsgeotecnia — CHECKLIST DE INSPEÇAO DE QUALIDADE DO CONCRETO

VERTEDOUROS

LEGENDA: NA - Não Aplicável; NE - Não Evidente; PR - Precisa de Reparação; A - Adequado; I - Inadequado

1	GERAIS	
1.1	Projeto	-
1.2	Data	19/07/2022
1.3	Trecho	1
1.4	Foto	

2	ESTRUTURA VERTENTE						
2.1	Rachaduras ou trincas no concreto			X			
2.2	Ferragem do concreto exposta		X				
2.3	Deterioração da superfície do concreto			X			
2.4	Descalçamento da estrutura		X				
2.5	Juntas de dilatação danificadas			X			Necessário limpeza
2.6	Sinais de deslocamentos das estruturas		X				
2.7	Rachaduras nos muros laterais			X			Necessário reparo
2.8	Erosão nos contatos dos muros		X				
2.9	Sinais de percolação ou áreas úmidas			X			
2.10	Deterioração da superfície do concreto dos muros			X			Necessário limpeza
3	MUROS LATERAIS						
3.1	Erosão na fundação		X				
3.2	Erosão nos contatos dos muros		X				
3.3	Rachaduras no concreto		X				
3.4	Ferragem do concreto exposta		X				
3.5	Deterioração da superfície do concreto			X			Necessário limpeza e reparo
OBSERVAÇÕES GERAIS							

Figura 8. Exemplo do *Check list* utilizado na Inspeção de Qualidade do Concreto (Trecho 1)

fgsgeotecnia — CHECKLIST DE INSPEÇÃO DE QUALIDADE DO CONCRETO

VERTEDOUROS

LEGENDA: NA - Não Aplicável; NE - Não Evidente; PR - Precisa de Reparação; A - Adequado; I - Inadequado

1	GERAIS	
1.1	Projeto	Mina de Águas Claras (MAC)
1.2	Data	19/07/2022
1.3	Trecho	4
1.4	Foto	

	ASPECTO VISTORIADO	NA	NE	PR	A	I	OBS
2	ESTRUTURA VERTENTE						
2.1	Rachaduras ou trincas no concreto			X			
2.2	Ferragem do concreto exposta		X				
2.3	Deterioração da superfície do concreto			X			
2.4	Descalçamento da estrutura		X				
2.5	Juntas de dilatação danificadas			X			Necessário limpeza
2.6	Sinais de deslocamentos das estruturas		X				
2.7	Rachaduras nos muros laterais		X				
2.8	Erosão nos contatos dos muros		X				
2.9	Sinais de percolação ou áreas úmidas			X			Necessária identificação do origem água
2.10	Deterioração da superfície do concreto dos muros			X			Necessário limpeza
3	MUROS LATERAIS						
3.1	Erosão na fundação		X				
3.2	Erosão nos contatos dos muros		X				
3.3	Rachaduras no concreto		X				
3.4	Ferragem do concreto exposta		X				
3.5	Deterioração da superfície do concreto			X			Necessário limpeza

Página 1

Figura 9. Exemplo do *Check list* utilizado na Inspeção de Qualidade do Concreto (Trecho 4)

No ensaio de carbonatação, a fenolftaleína é usada para identificar o pH, diferenciando substâncias ácidas e básicas. A solução é uma mistura de álcool (95%) e fenolftaleína (100:1), onde o álcool atua como solvente. Este método qualitativo ajuda a detectar a profundidade da carbonatação do concreto. A fenolftaleína é incolor em pH menor que 9 e magenta em pH maior que 9. No ensaio, apenas no trecho 05 não houve indícios de carbonatação, enquanto nos outros trechos (5 dos 6 trechos) foi observada a possibilidade de corrosão devido à variabilidade do pH.

Para a avaliação quanto a resistência da estrutura fora utilizadas informações obtidas por acesso por corda e ensaios na estrutura. A estrutura do vertedouro foi inspecionada quanto à qualidade do concreto visual. Ensaios esclerométricos indicaram uma resistência à compressão superior a 35. O canal de aproximação também foi inspecionado e testado, revelando uma resistência média à compressão de 46,5 MPa.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo ofereceu uma análise aprofundada das manifestações patológicas frequentemente encontradas em vertedouros construídos com concreto armado, categorizando-as por origem, reconhecendo que muitas delas podem ter múltiplas fontes. As manifestações patológicas foram classificadas como de ordem geotécnica, estrutural e relacionadas ao sistema de drenagem, proporcionando uma compreensão abrangente dos potenciais desafios enfrentados por essa categoria específica de estrutura hidráulica.

Adotou-se uma abordagem abrangente que combinou informações obtidas por registros fotográficos utilizando VANT, por acesso por corda e ensaios não-destrutivos realizados em toda a extensão da estrutura do vertedouro. A estrutura vertente foi subdividida em seis segmentos, demarcados pelas juntas de dilatação

existentes, possibilitando uma inspeção detalhada de suas características por meio de um *checklist* visual de inspeção da qualidade do concreto. Além disso, ensaios esclerométricos foram conduzidos para avaliar a variabilidade da resistência do concreto. A utilização da solução de fenolftaleína permitiu a identificação da espessura de carbonatação, enriquecendo a análise ao oferecer informações sobre possíveis áreas afetadas por processos de carbonatação ao longo da estrutura do vertedouro.

Essa abordagem integrada, envolvendo múltiplos métodos de inspeção e ensaios, não apenas oferece uma visão abrangente da condição atual da estrutura, mas também fornece dados quantitativos importantes sobre a qualidade do concreto e potenciais áreas sujeitas à carbonatação. Essa combinação de técnicas permite uma avaliação mais holística da integridade da estrutura do vertedouro, contribuindo para a eficácia das decisões de manutenção e preservação a longo prazo.

Como perspectiva, sugere-se especialmente em locais onde a abertura de janelas de inspeção não comprometa a funcionalidade da estrutura, a implementação dessa prática para a verificação detalhada das armaduras, presentes nos elementos estruturais do vertedouro. A abertura de janelas de inspeção proporcionaria uma visão direta das condições das armaduras, permitindo uma avaliação mais precisa do potencial corrosivo. Importante notar que, no processo deste artigo, essa metodologia não foi empregada para confirmar a ocorrência de processos corrosivos nas armaduras.

AGRADECIMENTOS

Os autores deste artigo agradecem a toda equipe da FGS Engenharia Geotécnica e Ambiental na produção e desenvolvimento de informações importantes de campo e escritório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (2023). Relatório de Segurança de Barragens 2022. Brasília.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024). NBR 5674. Manutenção de Edificações - Requisitos para o Sistema de Gestão de Manutenção. Rio de Janeiro 32 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 6118. Projetos de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro. 260 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). NBR 7584. Concreto Endurecido – Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão – Método de Ensaio. Rio de Janeiro. 10 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003). NBR 8681. Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimentos. Rio de Janeiro. 18 p.

Carvalho, J. A. (2008). *Dimensionamento de Pequenas Barragens para Irrigação*. Universidade Federal de Lavras. Minas Gerais, 153 p.

Costa, W. D. (2012). *Geologia de Barragens*. Oficina de Textos, São Paulo, 338 p.

Guimarães Filho, U. (2021). *A importância da Instrumentação automatizada para a gestão de Segurança de barragens de rejeito*. CEFET. Minas Gerais. 49 p.

Leão, M. F. (2021). *Barragens de terra e enrocamento*. Platos Soluções Educacionais S.A. São Paulo, 74 p.

Ministério da Integração Nacional (2002). Manual de Segurança e Inspeção de Barragens. Brasília, 148 p.

Piasentin, C. (2018). Apostila: Módulo III - Inspeção e auscultação de barragens. Centro de Treinamento de Itaipu. Paraná. Piasex Assessoria e Consultoria. 59p.

Quispe, C.C., Fontes, M.M.M., Cardoso, J.C.M. (2018). *Instrumentação em barragens: a automatização é realmente uma necessidade?* – XIX COBRAMSEG. Bahia. Anais. ABMS. v. 4, p. 378-383.

Stephens, T. (2011). Manual sobre pequenas barragens de terra: guia para localização, projeto e construção. Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rome, IT, 120 p.

Teixeira, S.H.C., de Souza Júnior, T.F., Pasqual, R.S., Luz, C.C. (2017). *Método exemplificado de inspeções de campo para avaliação de anomalias e manifestações patológicas em barragens de terra*. 2° Simpósio Paranaense de Patologia das Construções. P. 461-473.

Werle, A.P., Kazmierczak, C.S., Kulakowski, M.P. (2011). Carbonatação em concretos com agregados reciclados de concreto. Ambiente construído: Porto Alegre. v. XXI. n.2. p. 213-228.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/46

Definição Dos Parâmetros De Resistencia Não Drenada Para Comportamentos De Solos Residuais Com Geração De Excesso De Poropressão

Fernanda Ferreira Silva
Engenheira Geotécnica, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil,
fernandafsmares@gmail.com

Rayala Lisboa Masensini
Engenheira Geotécnica, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil,
rayala.lisboa@gmail.com

Nicolas Marques de Aguiar Brandão
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil,
nicolasmarquesbrandao@gmail.com

Antônio Serpa Freire
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil,
antonio.asfreire@gmail.com

Fernanda Yamaguchi Matarazo
Engenheira Geotécnica, Progen S.A, Belo Horizonte, Brasil,
fernandaymatarazzo@gmail.com

RESUMO:
Para entendimento dos comportamentos dos solos naturais com geração de poropressão, faz-se necessário a definição dos parâmetros de resistência não drenada destes materiais, para que a análise seja coerente e confiável, particularmente no que tange as regiões da diversidade geológica do Quadrilátero Ferrífero. A caracterização de tais solos enfrenta desafios interpretativos, enfatizando a necessidade de análises representativas do comportamento de cada solo. Tratando-se de solos naturais do Quadrilátero Ferrífero, é visível a predominância nas fundações, de solos residuais. Este artigo conduz uma abrangente discussão sobre a metodologia de análise da definição dos parâmetros de resistência não drenados. Dessa forma, a multiplicidade de metodologias aplicadas para distintos tipos de solo, pode gerar incertezas e ambiguidades na seleção e aplicação ideal para casos específicos, levando em consideração suas eventuais discrepâncias e restrições. Os resultados apresentados tem como objetivo aplicar uma interpretação dos ensaios de resistência em solos naturais, com geração de poropressão, identificando as envoltórias de resistências para cada tipo de comportamento das trajetórias de tensões, demostrando o cuidado ao correlacionar com metodologias aplicadas para outros tipos de materiais. A pesquisa ressalta a importância de uma compreensão aprofundada das propriedades dos solos locais e defende uma abordagem mais holística na análise de estabilidade, para aprimorar as estimativas dos parâmetros de resistência.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência Não Drenada, Solos Naturais, Quadrilátero Ferrífero, Quasi-steady State.

ABSTRACT:
For understanding the behaviors of natural soils with pore pressure generation, it is necessary to define the undrained resistance parameters of these materials, so that the analysis is coherent and reliable, particularly regarding the geological diversity regions of the Iron Quadrangle. The characterization of such soils faces interpretive challenges, emphasizing the need for representative analyses of the behavior of each soil. When it comes to natural soils of the Iron Quadrangle, the predominance of residual soils in foundations is visible. This article conducts a comprehensive discussion on the methodology of analyzing the definition of

undrained resistance parameters. Thus, the multiplicity of methodologies applied for any type of soil can generate uncertainties and ambiguities in the selection and ideal application for specific cases, taking into consideration their eventual discrepancies and constraints. The results presented aim to apply an interpretation of resistance tests on natural soils with pore pressure generation, identifying the resistance envelopes for each type of stress path behavior, demonstrating the care in the correlation with methodologies applied to other types of materials. The research highlights the importance of a thorough understanding of the properties of local soils and advocates for a more holistic approach in stability analysis to improve estimates of resistance parameters.

KEYWORDS: Undrained Shear Stress, Natural Soils, Iron Quadrangle, Quasi-steady State.

1 INTRODUÇÃO

Para uma avaliação geotécnica de uma estrutura, sejam barragens, pilhas, taludes ou diques, é de suma importância a avaliação, objetivando reconhecer se os solos componentes no seu maciço ou fundação apresentam condições de carregamento não drenado e assim sendo, a determinação desse parâmetro de resistência. Contando com a interpretação concisa dos ensaios de laboratório, e também a avaliação de campo e suas particularidades, respeitando a metodologia aplicada para cada tipo de comportamento apresentado, fica assegurado que os resultados obtidos são as estimativas baseadas em ensaios laboratoriais para definição do comportamento do material em *softwares* de análise.

Segundo Terzaghi e Peck (1996), para uma melhor compreensão do conceito do parâmetro de resistência de cisalhamento não drenada do solo, é quando ocorre o carregamento no solo de forma mais rápida que a dissipação dos excessos de pressões neutras geradas no maciço terroso. Esse parâmetro pode ser determinado através de ensaios de laboratório, como ensaios triaxiais adensados e não drenados (CIU), que serão discutidos nesse estudo, bem como na análise de campo.

Tratando de solos naturais siltosos e arenosos, pode ser visto que é necessária uma análise mais abrangente das solicitações aplicadas na estrutura e na análise das envoltórias de tensões efetivas, já que apresentam condições bem distintas em relação a rejeitos, por exemplo, e estes podem apresentar um cenário não drenado, quando demonstram comportamento contrátil. O que pode ser um desacordo de muitos engenheiros, porém, falhas caracterizadas por condições não drenadas podem ocorrer de forma rápida com pouca ou nenhuma indicação de falha. Sabendo-se que entendimentos de mecanismos de falhas não drenadas, inadequados, levando a extremas consequências, é um fator que representa em média 50% dos casos de falhas, de acordo com Scott Martens (2024), na apresentação da Universidade de Alberta.

O comportamento de um material é governado pelas tensões efetivas e a geração de poropressão influencia diretamente neste estado de tensões. Sendo assim, discute-se a interpretação dos resultados dos ensaios para a determinação se aquele solo apresenta uma condição não drenada, assim como a utilidade da condição não drenada para solos naturais. Levando em consideração, quando há dúvidas sobre a definição do estado crítico das amostras por tensões efetivas e principalmente como essas tensões são mobilizadas durante a solicitação do cisalhamento.

Vale ressaltar que, avaliando somente a permeabilidade do solo, não é possível determinar que seja a condição mais desfavorável para o solo com comportamento não drenado ou drenado. Cabe analisar também o tempo de carregamento, ou seja, o tempo de duração da execução de obras.

Os resultados apresentados neste estudo são evidenciados através da metodologia proposta por Olson e Mattson (2008), a fim de aplicar a interpretação dos ensaios de laboratório e a obtenção de parâmetros de resistência não drenada do solo saprolítico de xisto com geração de poropressão, demostrando o cuidado de não correlacionar com metodologias aplicadas para outros tipos de materiais.

2 METODOLOGIA

De posse dos ensaios de compressão triaxial não drenado (CIU) de um solo saprolítico de xisto predominantemente silto-arenoso a siltoso, com pouca argila, localizado na zona nordeste do Quadrilátero Ferrífero na região de fechamento do Sinclinal Gandarela, foi possível tratar e plotar os gráficos de análise e principalmente o de tensão deformação e da trajetória de tensões.

A metodologia discorreu em três momentos para avaliar primeiramente se o solo apresenta um comportamento característico para a condição de avaliação da resistência não drenada.

No primeiro momento, no diagrama de tensão deformação, foi avaliado se há um comportamento *strain softening* (amolecimento) ou *strain hardening* (endurecimento) e o intervalo da deformação limite das amostras. No segundo momento, foram analisadas as envoltórias na trajetória de tensões que apresentaram o comportamento *quasi-steady-state* (estado quase estacionário), em curva com formato "s", observando minuciosamente em qual trecho as máximas desviatórias foram geradas no cisalhamento para que fosse funilada as amostras que obtiveram um comportamento contrátil. Finalmente, no terceiro momento, foram analisadas, ainda na trajetória de tensões, os comportamentos definitivamente contráteis e também o trecho em que houve a máxima desviatória no cisalhamento.

Após esses três momentos, e de posse dos comportamentos das envoltórias em que foi possível verificar o excesso da poropressão, foram utilizados os dados das amostras selecionadas que apresentaram esse comportamento contrátil para a análise de resistência não drenada. Assim, foram plotados os gráficos conforme metodologia de Olson & Mattson (2008) para a determinação da resistência não drenada Su/σ'v.

De posse dos resultados, foi analisado com criticidade, respeitando a metodologia, e ressaltando a compreensão aprofundada do solo estudado, incorporando dados de campo para aprimorar as estimativas dos parâmetros de resistência, defendendo uma abordagem mais holística na análise de estabilidade.

3 Interpretação das envoltórias no ensaio triaxial CIU e a determinação da resistência não drenada

Para este estudo, foram selecionadas amostras de solo saprolítico de xisto, material característico nas fundações de barragens no Quadrilátero Ferrífero. A Tabela 1, a seguir, apresenta os dados respectivos de cada amostra utilizada para essa análise, representando os diversos estados de tensões (p' e q) que foram sujeitos os corpos-de-prova pela tensão confinante (σ'3f), e a resistência ao cisalhamento não drenada do solo (Su/σ'_v).

Tabela 1. Parâmetros – Amostras de Ensaios CIU – Solo Saprolítico de Xisto (Fundação).

Amostra	σ'3f (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	Su/σ'_v
Amostra 1	100	93,04	53,84	0,54
	200	143,65	87,81	0,44
	400	269,87	149,87	0,37
	800	524,34	276,34	0,35
Amostra 2	400	317,89	179,89	0,45
	800	548,36	262,36	0,33
Amostra 3	150	88,26	49,03	0,33
	300	186,33	100,03	0,33
	600	380,50	189,27	0,32
	800	500,14	264,78	0,33
Amostra 4	100	74,55	42,55	0,43
	300	183,55	93,55	0,31
	600	368,05	177,05	0,30
Amostra 5	100	128,20	85,2	0,85
	300	171,35	100,3	0,33
	600	406,30	201,3	0,34

No primeiro momento, foi feita a análise do diagrama de tensão deformação, em que é tradicionalmente, de acordo com Terzaghi e Peck (1996), a utilização da análise do pico da curva para associar a ruptura dos corpos de prova, porém, existe também solos que se comportam de forma *strain*

hardening, em que acontece o enrijecimento das partículas progressivamente, e a análise de um parâmetro não drenado não fica tão óbvia. Devendo-se analisar a deformação daquela amostra e no trecho em que ela atinge o estado crítico.

Na Figura 1 é apresentado o diagrama tensão deformação das amostras do solo saprolítico de xisto, em que a maioria das amostras apresentaram comportamentos *strain hardening* e conforme o critério de ruptura proposto por Campos e Carrillo (1995), onde é proposto um critério de ruptura para esses solos que não apresentam esse comportamento com o pico tão visível, analisando o intervalo em que a curva apresenta uma inclinação constante, correspondendo ao estado crítico, que a partir daquele ponto cujas deformações passam a ser nulas.

Sendo assim, foi percebido uma ruptura após longas deformações na maioria das amostras, que conduz realmente a parâmetros de resistência superiores. É importante ressaltar que as amostras 3, 4 e 5 não se encontravam disponíveis os dados brutos do ensaio, apenas o relatório de laboratório, entretanto nas figuras da tensão desviatória elas obtiveram o mesmo comportamento das amostras 1 e 2 apresentadas na figura a seguir.

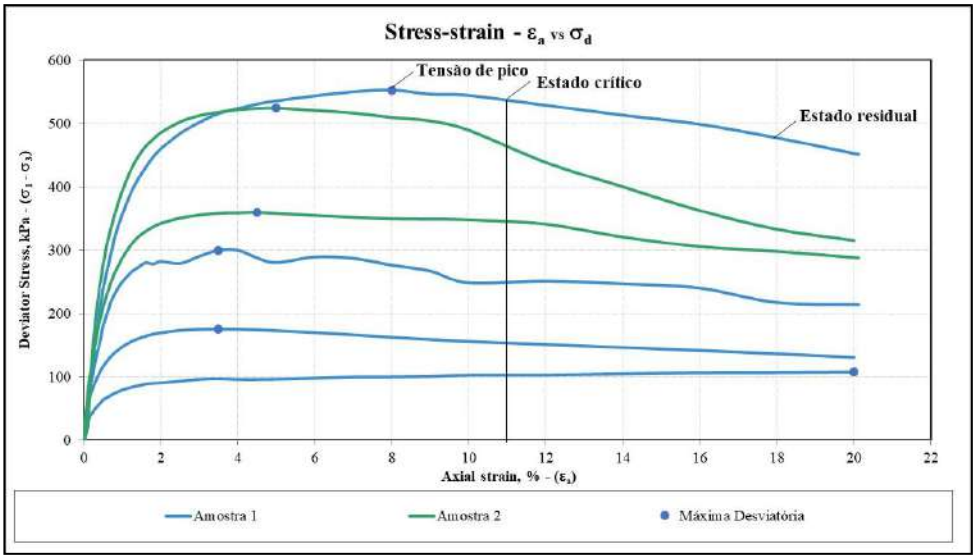


Figura 1. Tensão Deformação – Amostras Solo Saprolítico de Xisto.

Considerando o comportamento *strain hardening* do solo, não deve ser descartada a análise da trajetória de tensões para a avaliação se há uma redução do p' na etapa de cisalhamento enquanto não há redução da poropressão. Portanto, no segundo momento, analisando o gráfico de tensões efetivas, o solo natural em questão, apresentou comportamentos distintos, amostras claramente dilatantes, amostras com comportamento quasi-steady state ou quase estado estável, e amostras claramente contráteis.

Analisando então as amostras em curva "s", ou quase-steady state, que apresentam inicialmente um ganho de poropressão nas tensões confinantes iniciais e após a deformação de aproximadamente 10%, as amostras dissipam a poropressão, sendo importante avaliar em qual fase do comportamento aquela amostra apresentou seu estado crítico, ou na sua fase de ganho de poropressão, em que, ela realmente não suporta esse excesso e tende a não drenar, solicitada a tais tensões, ou se a amostra rompe em um ponto que já dissipou aquele aumento de poropressão, que, nesse caso ela suportaria tais tensões e drena antes de romper. A Figura 2 apresenta de forma clara esse comportamento.

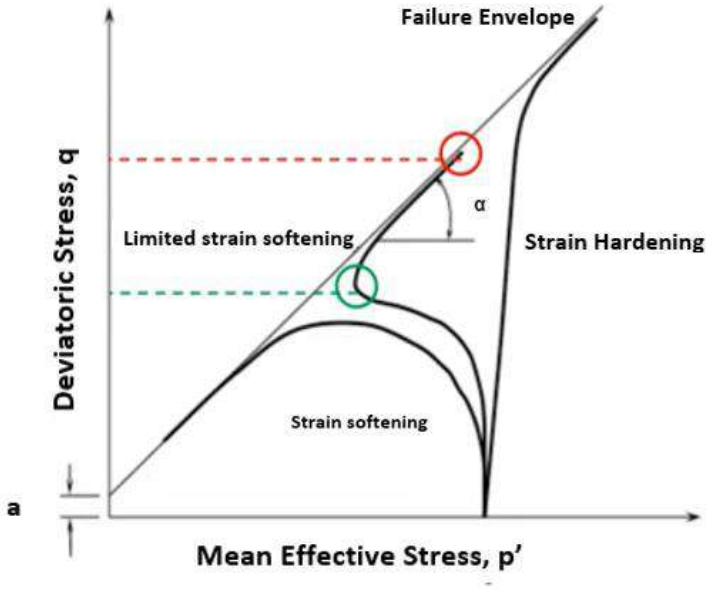


Figura 2. Scott Martens - Apresentação "*Selection of Strength Parameters for Stability Analysis of Mining Earth Structures*" realizada pela Universidade de Alberta (2024).

Um total de oito amostras apresentaram esse comportamento *quasi-steady-state* e analisadas uma por uma, nenhuma amostra obteve um comportamento dissipativo de poropressão.

No terceiro momento foi gerado um diagrama com todas amostras que apresentaram o comportamento contrátil e os pontos de máxima desviatória indicados em vermelho, conforme Figura 3.

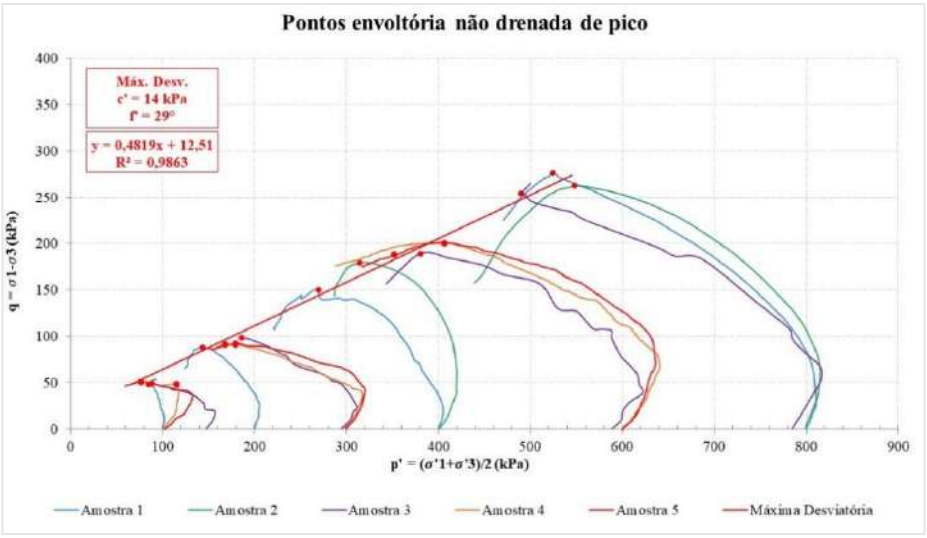


Figura 3. Trajetória de Tensões – Amostras Solo Saprolítico de Xisto.

Após a análise dos três momentos, ficou claro a necessidade da avaliação do comportamento de resistência não drenada no referido material, já que, mesmo que ele não apresente um pico bem definido no gráfico de tensão deformação, e sim um excesso de poropressão nas trajetórias de tensões. Partindo para a metodologia da definição do parâmetro de resistência não drenada definida por Olson & Matson (2008), em que, pode ser definida pela Equação 1, sendo o quociente da tensão desviatória pela tensão confinante.

$$\frac{Su}{\sigma'_v} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2\sigma_3} \quad (1)$$

Onde: Su é a resistência não drenada; σ'_v a tensão vertical efetiva; σ_1 é a tensão total principal maior e σ_3 é a tensão confinante.

A partir dessa equação, normalizando a resistência não drenada (Su) pelas tensões confinantes, foi plotado o gráfico de Su/σ'v, conforme Figura 4. Analisando o diagrama, foi possível observar que há três valores na tensão confinante de 100kPa, e esse valor se coincide na tensão de 150kPa, após essa tensão observa-se uma tendência de aumento de Su, dessa forma foi definido o Su mínimo de 50 kPa e traçada a linha de tendência, que obteve uma sequência de pontos bem próxima e satisfatória, com coeficiente de ajuste próximo à unidade. A partir da equação da linha de tendência foi determinado o valor de resistência não drenada para esse material, isto é, $Su_{mín}$ igual à 50 kPa e relação de resistência não drenada normalizada pela tensão confinante de 0,34.

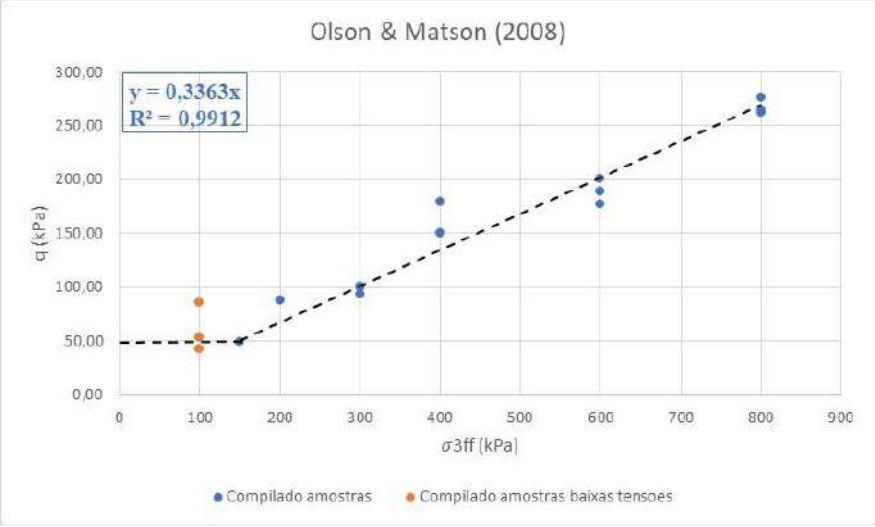


Figura 4. Su/σ'v – Amostras Solo Saprolítico de Xisto.

4 CONCLUSÃO

A partir das análises dos resultados apresentados neste estudo, foi observado que, para a definição do parâmetro de resistência não drenada é necessário a verificação de abrangentes situações e do comportamento do solo. Nos gráficos de tensão deformação, não se obteve picos bem definidos para a avaliação do pico de ruptura, e foi observado um comportamento *strain hardening*, logo, fazendo com que as avaliações para o desenvolvimento deste trabalho partissem para as trajetórias de tensões, onde foram selecionadas apenas amostras em que houve comportamento contrátil, gerando um excesso de poropressão nos corpos de prova e a obtenção do ponto da máxima desviatória.

Posteriormente partiu-se para a metodologia de Olson e Mattson (2008) para a definição do parâmetro de resistência não drenada, para a qual foi definido um critério de Su mínimo de 50kPa e relação de resistência não drenada normalizada pela tensão confinante de 0,34, a partir da qual, foram observados resultados representativos para o material de estudo em diferentes níveis de tensões aplicadas sobre o corpo de prova.

De posse do resultado de resistência não drenada para o solo saprolítico de xisto, e discorrido toda essa análise, gera-se uma avaliação confiável à aplicação desse parâmetro para as análises de estabilidade da estrutura que contém essa geologia na sua fundação, aprimorando a estimativa de forma bastante coerente com a região e as solicitações e restrições que a estrutura pode apresentar.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a BVP Geotecnia e Hidrotecnia pela disponibilização dos dados e apoio técnico, bem como aos familiares e amigos que foram imprescindíveis para a realização desse trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Olson, S, M; Mattson, B, B. (2008) *Mode of shear effects on yield and liquefied strength ratios*. Canadian Geotech, J. Vol. 45. Canadá.

Scott Martens (2024) Apresentação da Universidade de Alberta: *Selection of Strength Parameters for Stability Analysis of Mining Earth Structures.*

Duncan, J.; Wright, S. G; Brandon, T.L.; (2014) *Soil Strength and Slope Stability*, 2rd ed., Wiley, Hoboken, New Jersey, USA.

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1987) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 161 p.

Lemos, S.G.F.P. (2014) Estudo da resistência não drenada de solo de baixa consistência por meio de ensaios de campo e laboratório Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, 183 p.

Denise M. S. Gerscovich - FEUERJ (2010) Faculdade de Engenharia Departamento de Estruturas e Fundações - Resistência ao Cisalhamento.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/47

Desafios na Descaracterização de Barragens: variabilidade de rejeitos

João Vítor de Azambuja Carvalho
Doutorando, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, Brasil, carvalho.jv@ufrgs.br

Alexia Cindy Wagner
Doutoranda, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, alexia-wagner@hotmail.com

Hugo Carlos Scheuermann Filho
Pós-doutorando, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, hugocsf@ufrgs.br

Thatyane Martins Gonçalves
Engenheira geotécnica sênior, Vale S. A., Santa Luzia-MG, thatyane.goncalves@vale.com

Nilo Cesar Consoli
Professor titular, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, consoli@ufrgs.br

RESUMO: O grande volume de material armazenado, somado às variabilidades intrínseca e de disposição (ao longo do reservatório) dos rejeitos de mineração, explicam a complexidade relacionada às etapas de concepção, operação e fechamento de barragens de rejeito de mineração. Isto é, esses aspectos dificultam a obtenção de parâmetros de comportamento representativos do material depositado e, assim, prejudicam a compreensão do seu comportamento. Tais inconvenientes são acentuados nas barragens alteadas pelo método à montante: os diques de alteamento são assentados sobre o rejeito depositado, o qual eventualmente encontra-se em estado fofo e saturado. Nesse contexto, a fim de ampliar a segurança da atividade mineradora brasileira, introduziram-se novas regulamentações proibindo a construção de estruturas desse tipo e demandando o fechamento das já existentes. No entanto, o processo de desativação envolve novos desafios em face da ausência tanto de procedimentos normativos específicos como do registro adequado relativos ao projeto original e suas alterações ao longo da operação da barragem. Ademais, essas estruturas podem não ter sido concebidas para as solicitações decorrentes da remoção de material envolvidas na descaracterização. Portanto, a caracterização dos rejeitos *in situ* é essencial à garantia de êxito nos processos de descaracterização de barragens à montante. Assim, o presente trabalho avalia a variabilidade existente nos rejeitos dispostos em uma barragem que será descaracterizada por meio de sete ensaios de piezocone (CPTu) realizados em distintos pontos da barragem.

PALAVRAS-CHAVE: rejeitos de mineração, barragens alteadas à montante, ensaios de campo, descaracterização, descomissionamento.

ABSTRACT: The enormous amount of stored material, associated with the tailings' intrinsic and spatial (within the reservoir) variabilities, account for the complexities related to the stages of conception, operation, and shutdown of the tailings dams. Those aspects hinder the obtainment of representative parameters of the deposited mine tailings, preventing the comprehension of their behavior. Such inconveniences are particularly escalated in upstream heightened dams: the raising dikes are supported above the deposited tailings, which can be loose and saturated. In this regard, novel legislation has been introduced to increase the safety of the Brazilian mining industry by prohibiting the construction of new upstream dams and demanding the closure of the existing ones. Nevertheless, the shutdown of such structures is challenging because, in addition to the absence of proper normative recommendations, the records of the original projects (and the following modifications) are usually poor. Moreover, such structures may not be conceived to deal with the efforts deriving from material removal during the closure operations. As a reason, the in situ characterization of the mine tailings is of utmost importance in the tailings dam closure. Accordingly, the present work assesses the variability of the tailings within a dam that is about to be de-characterized through seven piezocone (CPTu) tests conducted in different locations within the dam.

KEYWORDS: mine tailings, upstream heightened dams, *in situ* testing, de-characterization, decommissioning.

1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, o Brasil tem se destacado como um dos maiores fornecedores globais de minério de ferro, o que implica geração de quantidades consideráveis de rejeitos derivados dos processos de beneficiamento (Global Data 2022). Por questões práticas e econômicas, esses eram usualmente dispostos em barragens com alteamento a montante; isto é, nas quais os diques de alteamento são assentados sobre os rejeitos previamente depositados (Silva et al. 2024). No entanto, esses podem ser suscetíveis à liquefação por encontrarem-se saturados e em estado fofo, o que, atrelado à uma compreensão errônea do seu comportamento, compromete a segurança dessas estruturas de contenção e pode levar a eventos catastróficos (Santamarina et al. 2019; Armstrong et al. 2019). Nesse contexto, uma nova regulamentação foi recentemente introduzida no Brasil, proibindo a construção de novas barragens a montante e demandando o fechamento das já existentes (Schaper et al. 2020). Ou seja, hoje é fundamental lidar com as questões práticas relacionadas à desativação desses reservatórios, questões essas associadas aos processos de intervenção que visam eliminar completamente as características de barragem dessas estruturas, reincorporando-as ao meio ambiente de forma segura: a descaracterização da barragem.

Contudo, a descaracterização é uma atividade intrincada dada às solicitações oriundas dos procedimentos de movimentação e remoção de material da barragem, geralmente não previstas no projeto original, e da complexidade do rejeito em si. Diferentemente dos solos naturais, rejeitos de mineração são essencialmente materiais clásticos e antrópicos (Consoli et al. 2023). Ou seja, são compostos por fragmentos de rocha britada cujas características das partículas (gradação, forma e rugosidade) são afetadas pelos processos utilizados no beneficiamento, sendo suscetíveis, portanto, a eventuais alterações na rocha matriz e nesses processos de beneficiamento (Carmignano et al. 2021).O comportamento mecânico dos rejeitos é, assim, influenciado por todas essas particularidades, o que é um agravante no processo de descaracterização, já que modelos constitutivos utilizados em materiais convencionais podem não ser aplicáveis aos rejeitos de mineração. Ademais, a heterogeneidade nas características do rejeito ao longo do reservatório é outro fator-chave na descaracterização, pois o material depositado se distribui, e sedimenta, de modo não uniforme a partir do ponto de deposição, podendo dar origem a zonas formadas por materiais com diferentes gradações (Li et al. 2019).

Assim, o êxito de um processo de descaracterização recai sobre a descrição adequada do rejeito depositado, a qual permita a definição das condições do material nas diferentes zonas do reservatório bem como a obtenção de parâmetros de comportamento representativos. No entanto, a coleta de amostras indeformadas (e representativas das condições do material) para condução de ensaios de laboratório é tarefa intricada em função da gradação do material, a qual tende a variar de siltosa a arenosa, e da dificuldade de acesso a certas áreas da barragem (Raghunandan et al. 2012; Quinteros e Carraro 2023). Desse modo, ensaios de campo devem ser utilizados para contornar essas adversidades, sendo o ensaios de cone (CPT) ou piezocone (CPTu) recomendados nesse contexto (Robertson et al. 2017; Sousa and Gomes 2020).

Portanto, o presente trabalho avalia a variabilidade existente nos rejeitos de minério de ferro dispostos em uma barragem que será descaracterizada por meio de sete ensaios de piezocone (CPTu) realizados em distintos pontos do reservatório. Tal abordagem permite compreender a variabilidade espacial na condição dos rejeitos depositados, além de fornecer um indicativo sobre o comportamento mecânico do material avaliado.

2 BARRAGEM ANALISADA

A barragem analisada situa-se na região do Quadrilátero Ferrífero, no estado de Minas Gerais, e pertence a um complexo do qual fazem parte outras barragens de rejeito de minério de ferro. Os diques de alteamento desse reservatório foram alteados a montante. Logo, há a necessidade de descaracterização dessa estrutura, com consequente movimentação e extração dos rejeitos de minério de ferro ali depositados. A figura 1 apresenta os pontos correspondentes aos sete ensaios de piezocone (CPTu) realizados a fim de verificar a homogeneidade do material depositado bem como da caracterização geral desse em termos de comportamento.

Os ensaios CPTu seguiram as diretrizes da norma ASTM D5778 (ASTM 2020), sendo executados a uma taxa de 20 mm por segundo com um piezecone de 10 cm² de área de base. A profundidade de cravação máxima foi de cerca de 35 metros para a maioria dos ensaios realizados.

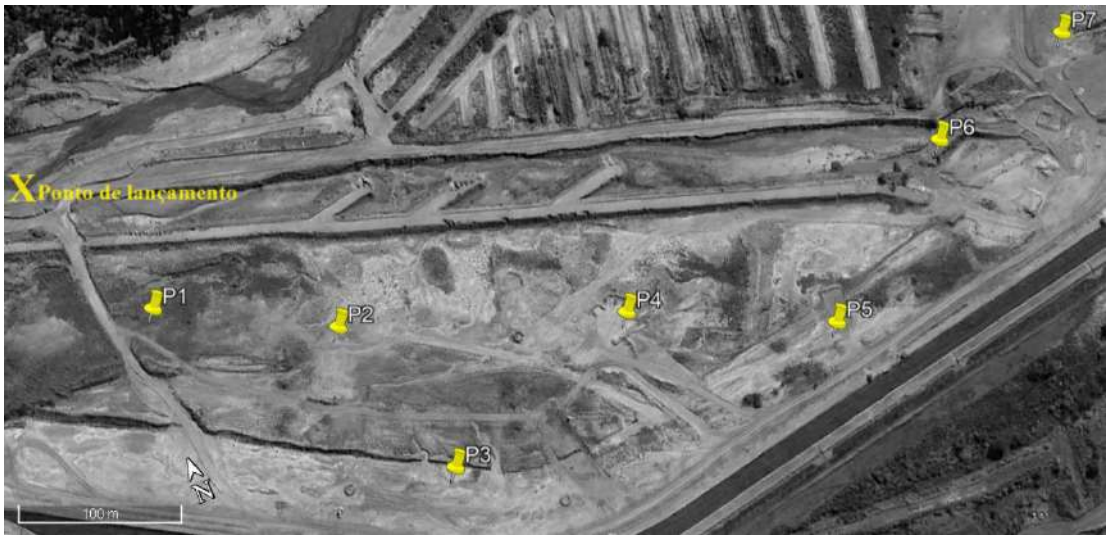


Figura 1. Pontos dos ensaios CPTu na barragem.

3 RESULTADOS

3.1 Resultados Gerais

A figura 2 apresenta os dados básicos oriundos dos ensaios CPTu executados; isto é, resistência de ponta corrigida (q_t), razão de atrito (R_f), e poropressão medida na base (u_2). O rejeito depositado parece apresentar relativa homogeneidade ao longo da profundidade, dada a estreita faixa de variação dos parâmetros de resistência medidos em cada um dos pontos de perfuração. Ademais, a despeito das distâncias consideráveis entre os locais de ensaio, os resultados obtidos são similares e indicam pouca variabilidade do material depositado ao longo da barragem. Exíguas exceções são os pontos de ensaio P5 e P7. O primeiro apresentou certo pico de resistência de ponta por volta dos 7,5 metros de profundidade; logo retornando à tendência dos demais ensaios. No segundo, registraram-se valores de q_c ligeiramente inferiores aos demais, especialmente até os 20 metros de profundidade. Também, não houve acréscimo de poro-pressão gerado pela cravação do cone, indicando o comportamento drenante do material. Logo, u_2 corresponde à poro-pressão estática e revelou que o nível da água estava localizado a cerca de 7 metros de profundidade para a maioria dos pontos de ensaio, com exceção de P7, no qual a água estava em torno de 2 metros abaixo da superfície.

As análises envolvendo a classificação dos geomateriais por tipo de comportamento requerem, em sua maioria, a utilização de resultados normalizados do CPTu. Nesse sentido, a figura 3 apresenta os dados normalizados relativos à resistência de ponta (Q_{tn}), atrito lateral (F_r), e poro-pressão (B_q). A determinação dessas grandezas deu-se com base nas metodologias correntes (Reid et al. 2018; Eslami et al. 2020), sendo que para estimativa da tensão vertical (σ_{vo}) utilizou-se a correlação proposta por Robertson e Cabal (2010) no cálculo do peso específico aparente do solo. Os dados apresentados na figura 3 corroboram a relativa homogeneidade do rejeito ao longo dos pontos analisados.

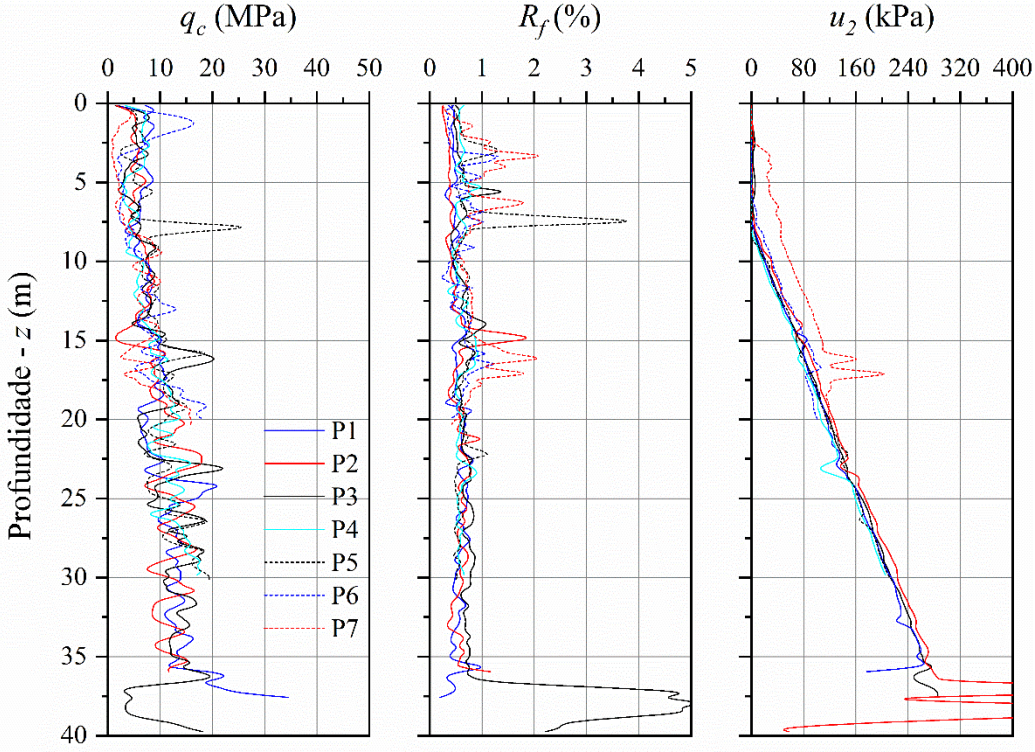


Figura 2. Resultados dos ensaios CPTu

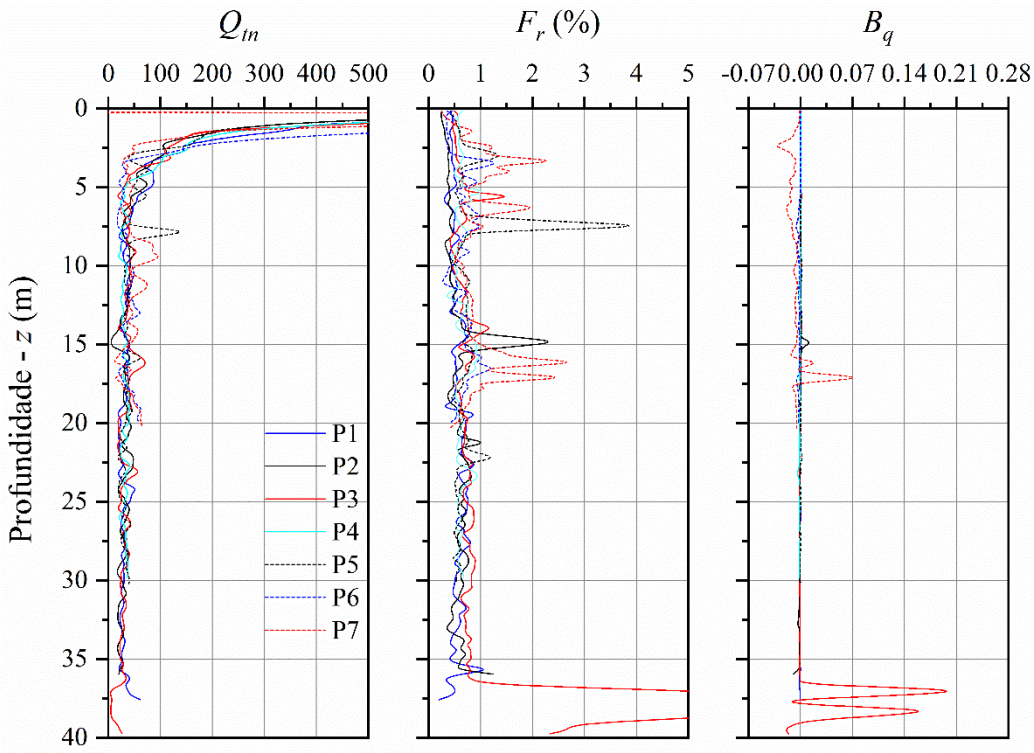


Figura 3. Resultados normalizados dos ensaios CPTu

3.2 Classificação do Comportamento do Material

Ao longo da profundidade investigada de cada ensaio, o rejeito foi classificado conforme o índice de classificação do material (I_c) proposto por Robertson e Wride (1998). Esse é função dos dados normalizados

de resistência de ponta (Q_{tn}) e de atrito lateral (F_r) apresentados anteriormente. A figura 4 contém os valores de I_c ao longo da profundidade para cada um dos sete ensaios realizados. Em consonância com os resultados apresentados nas figuras 2 e 3, nota-se a homogeneidade do material depositado tanto verticalmente (no mesmo ensaio) quanto horizontalmente (entre ensaios). Basicamente, o rejeito de minério de ferro comporta-se como uma areia nos primeiros cinco metros de profundidade e como uma areia siltosa (ou silte arenoso) até o fim das profundidades máximas de cada um dos ensaios. Há exceções pontuais nos ensaios P2 e P5, os quais apresentam comportamento de silte argiloso (ou argila siltosa) em pequenos trechos entre 14 e 20 metros de profundidade.

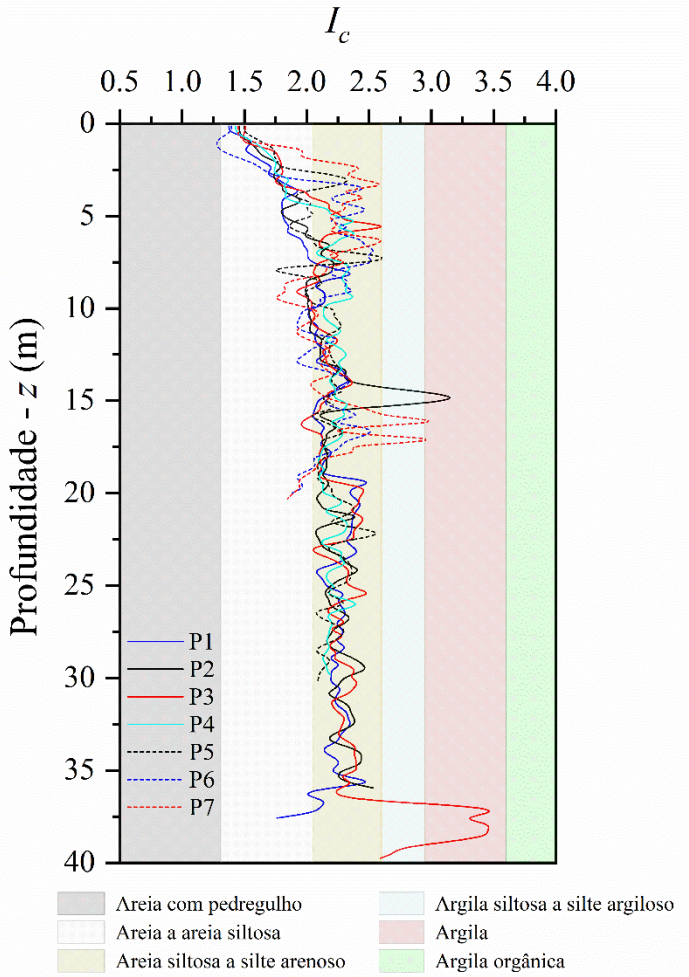


Figura 4. Índice de classificação do material

3.3 Análise do Estado do Rejeito Depositado

O comportamento dos rejeitos de minério de ferro pode ser analisado sob a ótica da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (MSEC), a qual tem como conceito basilar a ideia de que um material granular quando continuamente cisalhado passa a se comportar como um fluido friccional: a distorção prossegue em um regime com volume, tensão efetiva média, e tensão cisalhante constantes (Schofield e Wroth 1968). Logo, o estado crítico atua como uma condição de referência para a análise do comportamento de geomateriais, sendo base para diversos modelos constitutivos (Jefferies 1993; Gajo e Wood 1999; Wood 2008). No plano de compressão índice de vazios – tensão efetiva média (e:$ln\ p$) o estado crítico pode ser idealizado matematicamente por uma função linear (ou variações), denominada de linha de estado crítico (LEC), e o estado atual do solo pode ser determinado com base nessa LEC por meio do parâmetro de estado (ψ). Comumente, ψ consiste na diferença entre o índice de vazios atual (ou antes do cisalhamento – e) e o índice de vazios no estado crítico (e_c), correspondente a mesma tensão efetiva; ou seja, é a medida da distância vertical entre e e e_c (Been e Jefferies 1985). Portanto, valores positivos para ψ indicam uma resposta contrativa (ou geração positiva de poro

pressão), enquanto valores negativos denotam um comportamento dilatante (ou geração negativa de poro pressão).

Assim, no contexto da descaracterização de barragens de rejeito, é fundamental estimar o valor de ψ a fim de prever (ou idealizar) o comportamento do material depositado. Valores de ψ superiores a -0.05 podem indicar tendência contrátil, o que pode significar zonas de instabilidade (ou liquefação) para o comportamento não drenado (Yoshimine e Ishihara 1998; Shuttle e Cunning 2007). Aqui, as abordagens propostas por Jefferies e Been (2015) e Robertson (2010) foram utilizadas para estimativa *in situ* do parâmetro de estado do material nos sete pontos de ensaio. De maneira geral, há uma concordância entre os resultados obtidos por essas duas metodologias. Ademais, o material analisado encontra-se majoritariamente na faixa de comportamento dilatante, sendo que apenas alguns pontos resultaram em valores de ψ superiores a -0.05. Porém, esses valores são de baixa magnitude, o que indica baixo potencial de compressão (ou de geração de poro pressão positiva para condições não drenadas).

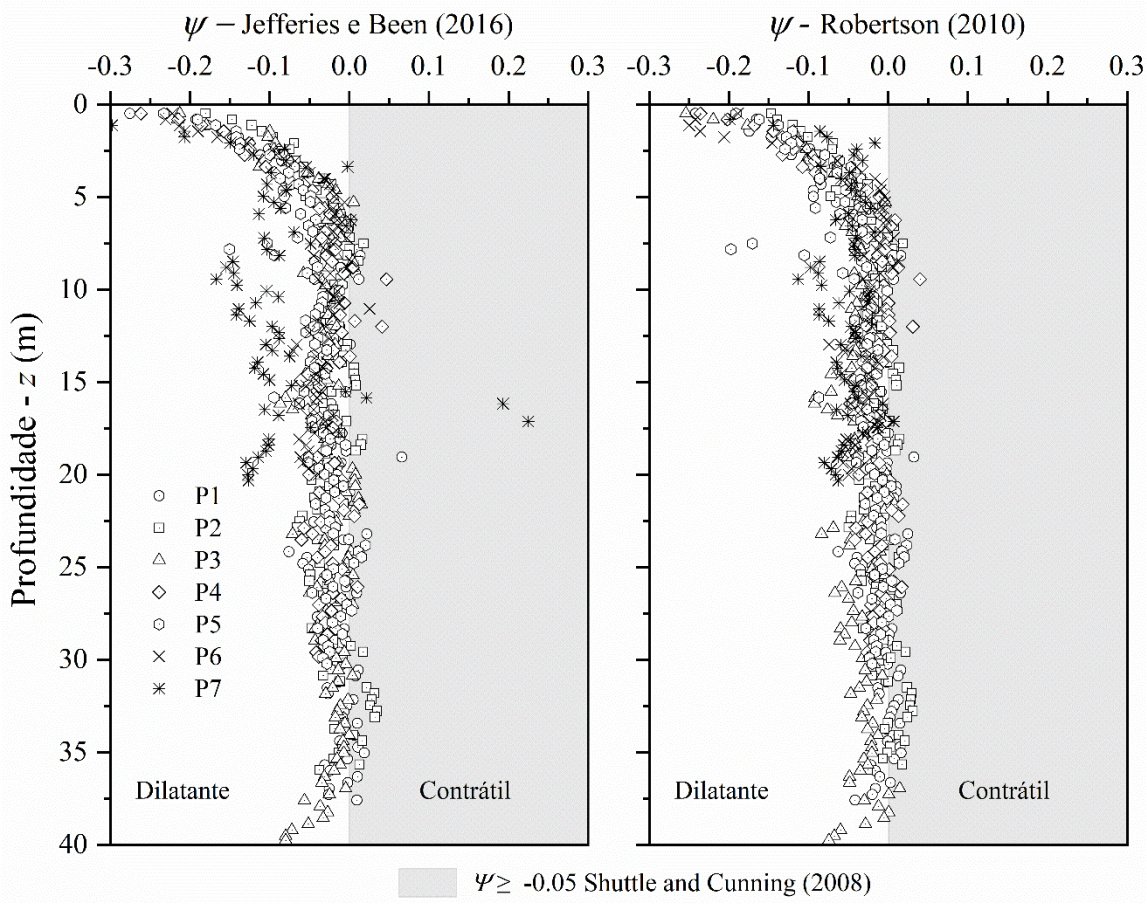


Figura 5. Tendência de variação volumétrica do rejeito.

4 CONCLUSÕES

O presente trabalho consistiu na análise de sete ensaios CPTu realizados ao longo de uma barragem de rejeito de minério de ferro em iminente processo de descaracterização, com enfoque para a variabilidade vertical do material (no mesmo ensaio) e horizontal (entre ensaios). Dessa forma, com base nos resultados apresentados, e considerando as limitações do programa experimental, as seguintes conclusões podem ser feitas:

O nível de variabilidade entre os ensaios, e dentro do mesmo ensaio (ao longo da profundidade), é irrisório, indicando a homogeneidade vertical e horizontal do rejeito de minério de ferro depositado. Aspecto esse que é facilitador para concepção do plano de descaracterização.

O comportamento do rejeito depositado enquadra-se majoritariamente na faixa areia siltosa-silte arenoso, ou seja, é um material drenante sob condições usuais de carregamento. Ainda, nos primeiros cinco metros de profundidade o material é ainda mais grosseiro, enquadrando-se na faixa areia a areia siltosa.

Essencialmente o rejeito analisado apresenta valores negativos para o parâmetro de estado estimado, indicando comportamento dilatante. Ou seja, o risco de eventuais fenômenos de instabilidade relacionados à liquefação é reduzido.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam seus agradecimentos ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e à Vale S.A.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Armstrong M, Petter R, Petter C (2019) Why have so many tailings dams failed in recent years? Resour Policy 63:101412. https://doi.org/10.1016/j.resourpol.2019.101412

ASTM (2020) Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils - ASTM D5778. ASTM International

Been K, Jefferies MG (1985) A state parameter for sands. Géotechnique 35:99–112. https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.2.99

Carmignano O, Vieira S, Teixeira AP, et al (2021) Iron Ore Tailings: Characterization and Applications. J Braz Chem Soc. https://doi.org/10.21577/0103-5053.20210100

Consoli NC, Azambuja Carvalho JVD, Wagner AC, et al (2023) Determination of critical state line (CSL) for silty-sandy iron ore tailings subjected to low-high confining pressures. J Rock Mech Geotech Eng S1674775523002172. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2023.06.014

Eslami A, Moshfeghi S, MolaAbasi H, Eslami MM (2020) Soil behavior classification (SBC) using CPT and CPTu records. In: Piezocone and Cone Penetration Test (CPTu and CPT) Applications in Foundation Engineering. Elsevier, pp 111–144

Gajo A, Wood M (1999) Severn–Trent sand: a kinematic-hardening constitutive model: the *q*–*p* formulation. Géotechnique 49:595–614. https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.5.595

Global Data (2022) Brazil Iron Ore Mining Market by Reserves and Production, Assets and Projects, Fiscal Regime including Taxes and Royalties, Key Players and Forecast, 2021-2026

Jefferies M, Been K (2015) Soil Liquefaction: A Critical State Approach, Second Edition, 0 edn. CRC Press

Jefferies MG (1993) Nor-Sand: a simle critical state model for sand. Géotechnique 43:91–103. https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.1.91

Li Q, Liu Y, Zhang H (2019) Experimental study on sedimentation characteristics of fine tailings. IOP Conf Ser Mater Sci Eng 592:012186. https://doi.org/10.1088/1757-899X/592/1/012186

Quinteros VS, Carraro JAH (2023) The initial fabric of undisturbed and reconstituted fluvial sand. Géotechnique 73:1–15. https://doi.org/10.1680/jgeot.20.P.121

Raghunandan M, Juneja A, Hsiung B (2012) Preparation of reconstituted sand samples in the laboratory. Int J Geotech Eng 6:125–131. https://doi.org/10.3328/IJGE.2012.06.01.125-131

Reid D, Fanni R, Koh K, Orea I (2018) Characterisation of a subaqueously deposited silt iron ore tailings. Géotechnique Lett 8:278–283. https://doi.org/10.1680/jgele.18.00105

Robertson PK (2010) Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT. Huntington Beach, California, USA, pp 471–478

Robertson PK, Cabal KL (2010) Estimating soil unit weight from CP. CPT 10, CA, USA

Robertson PK, Da Fonseca AV, Ulrich B, Coffin J (2017) Characterization of unsaturated mine waste: a case history. Can Geotech J 54:1752–1761. https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0129

Robertson PK, Wride C (Fear) (1998) Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Can Geotech J 35:442–459. https://doi.org/10.1139/t98-017

Santamarina JC, Torres-Cruz LA, Bachus RC (2019) Why coal ash and tailings dam disasters occur. Science 364:526–528. https://doi.org/10.1126/science.aax1927

Schaper D, Lessa R, Freitas A, Weeks B (2020) De-characterization and closure of TSF: concepts of the Brazilian legislation and international criteria. Gecamin Digital Publications, virtual format

Schofield A, Wroth CP (1968) Critical state soil mechanics. McGraw Hill, New Yorl

Shuttle DA, Cunning J (2007) Liquefaction potential of silts from CPTu. Can Geotech J 44:1–19. https://doi.org/10.1139/t06-086

Silva JPS, Rissoli ALC, Cacciari PP, et al (2024) Triaxial testing response of compacted iron ore tailings considering a broad spectrum of confining pressures. Soils Found 64:101438. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2024.101438

Sousa GM, Gomes RC (2020) Obtaining geotechnical parameters from correlations between geophysics and CPT tests in tailings dams. REM - Int Eng J 73:453–462. https://doi.org/10.1590/0370-44672019730114

Wood DM (2008) Critical state and soil modelling. In: Proceedings of the Fourth International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials,. Millpress, Atlanta, p 1000

Yoshimine M, Ishihara K (1998) Flow Potential of Sand During Liquefaction. Soils Found 38:189–198. https://doi.org/10.3208/sandf.38.3_189

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/48

Desafios para a estabilização e descaracterização de barragem de rejeito de minério de ferro, alteada a montante, localizada no quadrilátero ferrífero

Alexandre Batista de Souza Santos
FONNTES GEOTÉCNICA, Belo Horizonte, Brasil, alexandre.santos@fonntesgeotecnica.com

Nelson Motta Vieira
FONNTES GEOTÉCNICA, Belo Horizonte, Brasil, nelson.vieira@fonntesgeotecnica.com

Rafael Freitas Rodrigues
FONNTES GEOTÉCNICA, Belo Horizonte, Brasil, rafael.rodrigues@fonntesgeotecnica.com

Michel Moreira Morandini Fontes
FONNTES GEOTÉCNICA, Belo Horizonte, Brasil, michel@fonntesgeotecnica.com

RESUMO: O presente trabalho consiste em estudo de caso acerca da estabilização de uma barragem alteada a montante, situada no quadrilátero ferrífero no estado de Minas Gerais, considerando os cenários hipotéticos e condições de contorno estudadas, que apontaram para performance não satisfatória da estrutura, com fatores de segurança abaixo do mínimo recomendado, conduzindo para a sua estabilização, como ação pretérita à descaracterização. Para viabilizar a descaracterização foi proposta uma metodologia de incremento dos níveis de segurança da estrutura, com medidas de rebaixamento do lençol freático por meio de poços tubulares e escavação e bombeamento a montante no reservatório. Para controle das ações e avaliação do comportamento da estrutura foi realizado o acompanhamento contínuo de deformações e da piezometria, o que subsidiou o entendimento do modelo da barragem por meio de análises comparativas em programas de elementos finitos. O modelo geológico-geotécnico da seção de análise foi desenvolvido por meio da setorização dos rejeitos do reservatório, de acordo com dados obtidos em campanhas de sondagens do tipo CPTu e classificados conforme Robertson (2016), além de dados de SPT. A setorização dos rejeitos considerou a forma de disposição dos rejeitos ao longo dos anos de operação da barragem. A calibração do modelo de elementos finitos se deu através da comparação dos resultados das simulações computacionais com leituras de marcos superficiais instalados ao longo do maciço da barragem, além do rebaixamento da linha freática, referentes às etapas iniciais de escavação. Os resultados encontrados mostraram que o modelo drenado foi o que melhor estimou os reais deslocamentos registrados. Constatou-se ainda que o modelo Mohr Coulomb tem por consequência uma majoração dos deslocamentos horizontais em 3 vezes ao real, corroborando com estudos similares. Conclui-se sobre a necessidade de modelos constitutivos específicos para projetos de remoção de desmontes destes depósitos.

PALAVRAS-CHAVE: Análise tensão-deformação, setorização de rejeitos, retroanálises, estabilização.

ABSTRACT: This work consists of a case study of the stabilization of an upstream raised dam, located in the Iron Quadrangle in the State of Minas Gerais, considering the hypothetical scenarios and boundary conditions studied, which indicated an unsatisfactory performance of the structure, with safety factors below the recommended minimum, leading to its stabilization, with de-characterization as the preferred action. In order to make the de-characterization feasible, a methodology was proposed to increase the safety level of the structure, with measures to lower the water level by means of tube wells and upstream excavation and pumping in the reservoir. In order to control the actions and evaluate the behavior of the structure, a continuous monitoring of deformations and piezometry was carried out, which helped to understand the dam model by means of retro analyses in finite element programs. The geological-geotechnical model of the analysis section

was developed by sectoring the tailings of the reservoir, according to data obtained from CPTu type drilling campaigns and classified according to Robertson (2016), as well as SPT borehole campaigns. The sectorization of the tailings considered how the tailings were disposed of over the years that the dam was in operation. The finite element model was calibrated by comparing the results of the computer simulations with readings from surface markers installed along the dam massif, as well as the grouting of the water table, referring to the initial stages of excavation. The results showed that the drained model was the one that best estimated the real recorded displacements. It was also found that the Mohr-Coulomb model leads to an increase in horizontal displacements of 3 times the real value, confirming similar studies. It is concluded that there is a need for specific constitutive models for mining projects in these reservoirs.

KEYWORDS: Stress-strain analysis, reject sectorization, retro analyses, stabilization

1 INTRODUÇÃO

Os rompimentos de barragens ocorridos no Brasil, em especial no estado de Minas Gerais fizeram com que a legislação brasileira se tornasse mais restritiva quanto a construção, operação, diagnóstico/monitoramento e desativação de barragens. Neste sentido, destaca-se a resolução Nº95 da Agência Nacional de Mineração (ANM), e a resolução Nº 2784 da Fundação Estadual do Meio Ambiente (FEAM) que restringe o método construtivo denominado a montante e regulariza as etapas de descaracterização das estruturas existentes que foram implantadas sob este critério.

Entretanto, ao se deparar com a necessidade de descaracterização dessas estruturas, muitos desafios foram observados dentre eles a necessidade de estabilização e refoço prévio com vistas a minimizar os riscos de rompimento por liquefação ou reduzir o dano potencial associado a essas estruturas geotécnicas, tendo como balizador e obedecendo a todos os critérios de segurança da Resolução Nº95 (ANM, 2022) e da Norma ABNT NBR 13.028/2017 que trata do projeto de barragens.

Neste contexto este artigo tem por obejtivo apresentar os resultados alcançados em estudos e projetos de estabilziação de uma barragem alteada a montante, ja desativada, localizada em uma mina de ferro do quadrilátero ferrífero, estado de Minas Gerais.

A estrutura encontrava-se com fatores de segurança para as condições não-drenadas abaixo do mínimo requerido pela lesgilação e, portanto, ações de estabilização se mostraram necessárias. Ainda, tendo em vista que esta estrutura foi alteada sobre os rejeitos contráteis de outra estrutura à jusante a proposta de uma berma de reforço na base do talude de jusante foi descartada pois poderia ocasionar uma ruptura iminente durante a sua construção devido a possíveis incrementos das poropressões internas nos rejeitos, principalmente da fundação, os quais no início das ativiades se apresentavam elevados.

Logo a proposta de estabilização da barragem teve como premissa promover o rebaixamento dos níveis freáticos no interior do reservatório e, consequentemente, no maciço da barragem, a partir de escavação e retirada dos rejeitos nas porções à montante do reservatório, mantendo um gradiente hidráulico para montante na busca de melhoria para os fatores de segurança, com inversão e rebaixamento da linha freática. Associado às atividades de escavação, foram implementados um sistema de bombeamento constante do fluxo superficial e subsuperficial concentrado em um sump na porção de montante, próximo ao pé das escavações realizadas no reservatório, e poços tubulares profundos instalados na porção intermediária do reservatório.

Neste contexto como forma de controle das deformações e recalques promovidos pelo processo de rebaixamento, o plano de estabilização previu o controle das taxas de rebaixamento da linha freática e das taxas de deformações do maciço, mantendo a segurança operacional do processo de estabilização proposto.

Diante do exposto, esse trabalho apresenta parte dos resultados das análises de tensao deformação realizadas para validação do modelo geológico geotécnico elaborada para essa estrutura que, por meio de análises comparativas, permitiu estabeler os controles supracitados e subsidaram as projeções de escavação e rebaixamento da freática, que seguem promovendo a estabilização da estrutura e possibilitarão que a mesma possa vir a ser descaracterizada em breve.

2 METODOLOGIA

2.1 Barragem alteada a montante em estudo e intervenções para rebaixamento do nível freático

A barragem deste estudo de caso está situada no quadrilátero ferrífero, estado de Minas Gerais, e possui um volume de rejeito armazenado da ordem de 4,5 milhões de metros cúbicos. Sua altura é da ordem de 30 metros e o método construtivo adotado foi o alteamento para montante. Na Figura 1 é apresentada a seção crítica de análise.

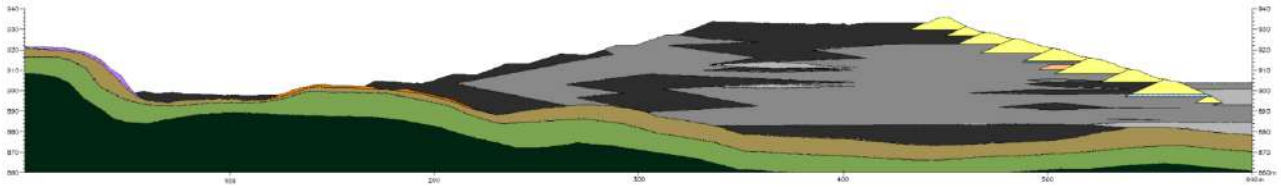


Figura 1. Seção crítica – dimensões em metros.

A partir do ano de 2021 foram realizadas escavações no reservatório a montante e instalados poços de bombeamento dentro do reserveatório e no pé da estrutura com o objetivo de promover, de maneira controlada, o rebaixamento do nível freático e, consequentemente, influenciar na estabilidade da estrutura.

Para esse estudo apresenta-se os resultdas da modelagem e analises de tensao deformação realizadas no software Plaxis2D, para a seção considerada crítica.

2.2 Modelagem geológico-geotecnica

O modelo geológico-geotécnico existente foi elaborado com base nas informações obtidas nas campanhas de investigação executadas entre 2011 e 2023. Neste contexto, o reservatório da barragem em estudo está posicionado sobre uma fundação composta por solo residual de xisto com textura silto-argilosa, coberto por uma estreita camada de tálus. Sotoposto ao horizonte de solo residual ocorre o horizonte de saprolito do xisto, de textura silto-arenosa a siltosa. Sob o saprolito encontra-se o xisto alterado (A4) a moderadamente alterado (A3), muito fraturado (F5), com resistência muito branda superior (R1+) a medianamente resistente (R3). O reservatório é composto por rejeitos de minério de ferro que apresentam diferentes comportamentos geotécnicos, como mostraram os resultados dos ensaios de CPTu. Por este motivo, esta unidade foi dividida em 3 subunidades, a saber: rejeito argiloso; rejeito transicional de padrão estratificado dado pela alternância de camadas arenosas e argilosas e rejeito arenoso, conforme a classificação de Robertson (2016).

2.3 – Parâmetros de resistência e deformabilidade das camadas

Os parâmetros de resistência dos materiais foram determinados a partir de ensaios especiais de laboratório, investigações de campo e através da experiência dos profissionais. Já os parâmetros de deformabilidade foram obtidos por meio da metodologia de Teixeira e Godoy (1996), utilizando sondagens SPT, que leva em consideração as características granulométricas do solo. A Tabela 1 e a Tabela 2 apresentam, respectivamente, os parâmetros de resistência efetivos e não drenados. A Tabela 3 apresenta os parâmetros de deformabilidade obtidos.

Tabela 1. Parâmetros de resistência efetivos.

MATERIAL	LEGENDA	PESO ESPECÍFICO (KN/M³)	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	
			c' (kPa)	ϕ' (°)
Aterro		18,81	17,5	29,8
Lastro de enrocamento		20	0	32
Tálus		19	7	32
Rejeito		19	0	33

Solo Residual de Xisto		19,6	4	30
Saprolito de Xisto		20	37	32
Xisto		20	80	32

Tabela 1. Parâmetros de resistência não drenados.

SEÇÃO	Su (pico)/σ'_v		
	Rejeito argiloso	Rejeito transicional	Rejeito arenoso
SEÇÃO CRÍTICA	0,274	0,233	0,248

Tabela 1. Parâmetros de deformabilidade efetivos.

SEÇÃO	Módulo de elasticidade E' (KPa)		
	Rejeito argiloso	Rejeito transicional	Rejeito arenoso
SEÇÃO CRÍTICA	2000	12300	14300

2.4 Ensaio de piezocone (CPTu) e Ensaio SPT

Ao longo dos anos foram realizadas inúmeras campanhas de investigação *in situ* no maciço e no reservatório da barragem. Sendo assim, foi possível conhecer com boa precisão os materiais dos alteamentos e dique inicial, o terreno natural e a distribuição dos rejeitos na estrutura. Os rejeitos do reservatório foram classificados conforme seu comportamento, de acordo com a metodologia de Robertson 2016 (ensaios CPTu), sendo classificados em arenoso, transicional ou argiloso. A Figura 2 apresenta o ábaco de Robertson para um dos ensaios avaliados na definição do comportamento do rejeito do reservatório.

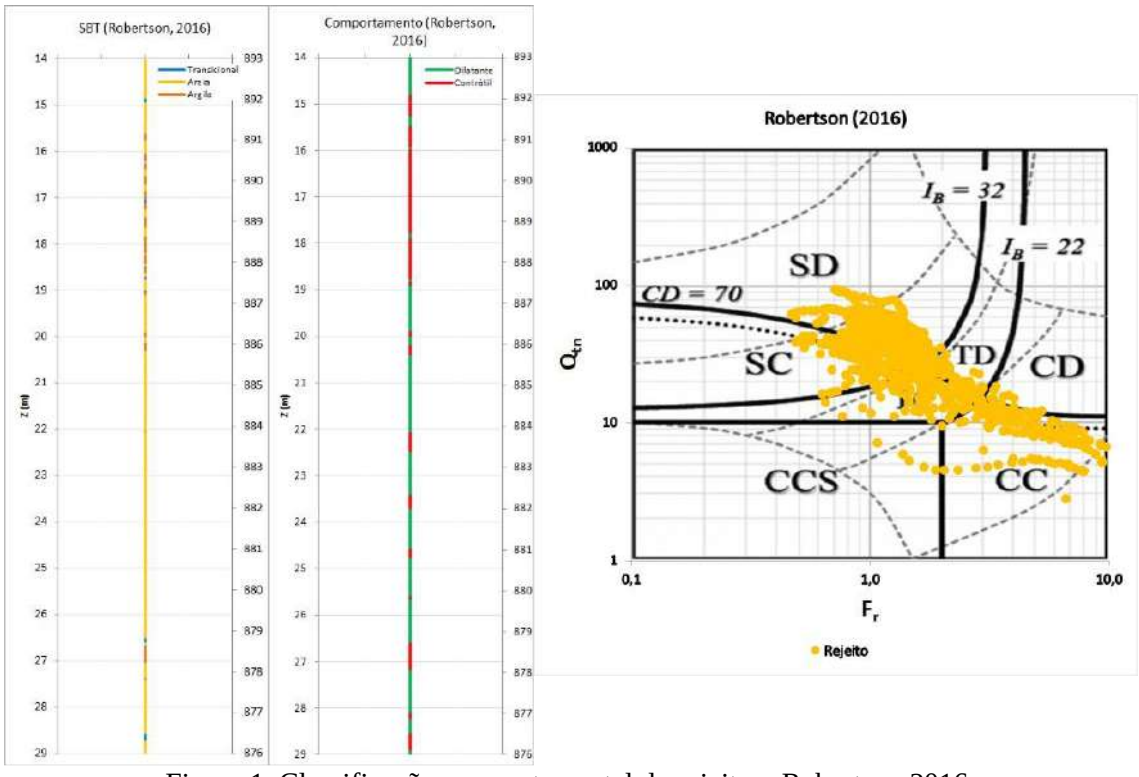


Figura 1. Classificação comportamental do rejeito – Robertson 2016.

2.5 Slide2 e Plaxis 2D

Foi definido o modelo geológico-geotécnico das seções representativas da estrutura, sendo estes utilizados nas análises numéricas. Periodicamente foram realizadas análises de estabilidade pela teoria do equilíbrio limite no *software* Slide 2. Para entender o comportamento da estrutura em termos de deformação e deslocamento, foram realizadas análises tensão deformação no *software* Plaxis 2D.

3 RESULTADOS

3.1 Calibração do modelo

Para o estudo de calibração do modelo foi realizada uma análise comparativa do comportamento observado na seção crítica do barramento a fim de calibrar o modelo mais representativo de comportamento dos rejeitos, por meio da avaliação das repostas do maciço frente às escavações e rebaixamento das linhas freáticas registradas no período compreendido entre setembro de 2021 e julho de 2022, materializados pelos dados de topografias bimestrais e leituras dos instrumentos existentes a saber: marcos superficais, indicadores de nível d' água e piezômetros, além do controle dos níveis do bombeamento.

3.2 - Análises de estabilidade

A Figura 2 apresenta a variação do nível freático e do avanço das escavações de montante na estrutura ao longo dos anos de 2022 e 2023.

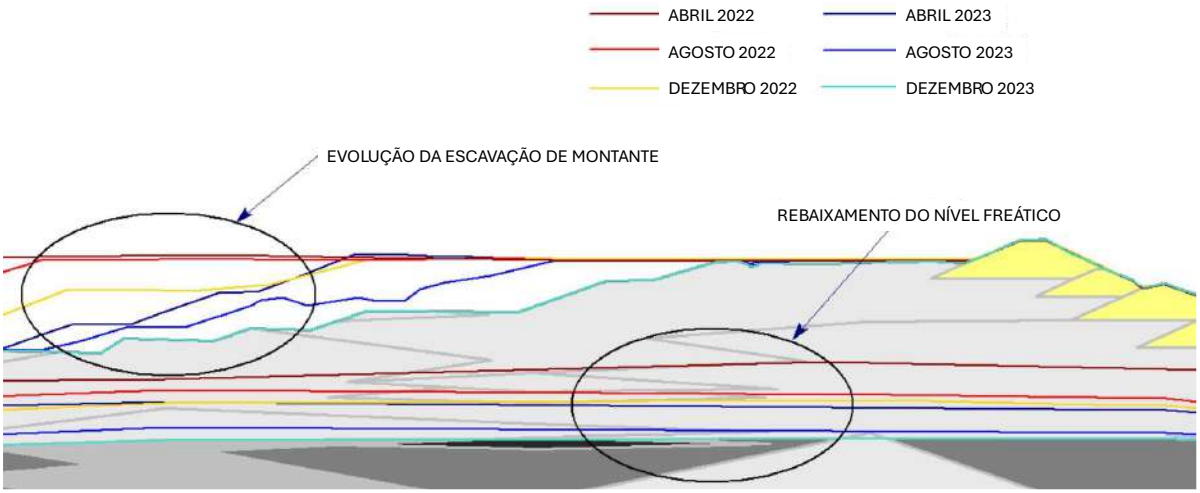


Figura 2. Evolução das escavações e do rebaixamento freático para a seção crítica da estrutura.

A diminuição dos volumes armazenados e o efetivo rebaixamento do nível freático ocasionaram em maior segurança da estrutura. A Figura 3 apresenta a variação dos fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade pela teoria do equilíbrio limite realizadas no *software* Slide 2, com superfícies de ruptura circulares e pelo método de Bishop Simplificado. Os cenários avaliados nas análises de estabilidade foram definidos de acordo com a NBR 13.028/2017 e, mais recentemente, a Resolução ANM 95/2022, sendo eles: estático com parâmetros drenados, estático com parâmetros não drenados de pico e pseudoestático com parâmetros não drenados de pico.

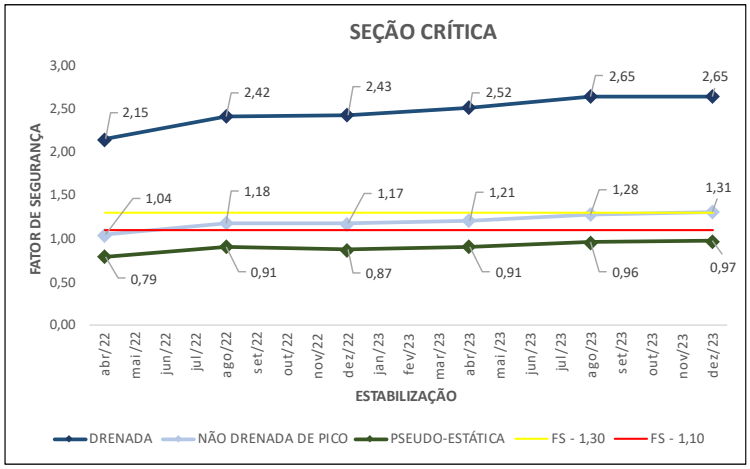


Figura 3. Evolução dos fatores de segurança para a seção crítica.

3.2 Análises tensão deformação

Para o controle das deformações e dos deslocamentos da estrutura, foram realizadas análises tensão deformação no *software* Plaxis 2D. Com topografias quinzenais e leituras semanais dos indicadores de nível d' água e dos piezômetros instalados na estrutura, foram criados inúmeros estágios no programa que permitiram reproduzir as intervenções feitas ao longo dos últimos anos.

Para os rejeitos foram realizadas tanto análises com os parâmetros drenados quanto com os parâmetros não drenados. Para a análise não drenada o tipo de drenagem selecionada no programa foi o *Undrained A*, que permite calcular o comportamento não drenado a partir dos parâmetros efetivos de resistência e de rigidez.

Os deslocamentos obtidos na análise comparativa considerando a condição drenada dos rejeitos do reservatório foram comparados com as leituras dos marcos superficiais existentes na crista e nas bermas da estrutura. A Figura 4 mostra a avaliação dos deslocamentos obtidos no modelo e em campo.

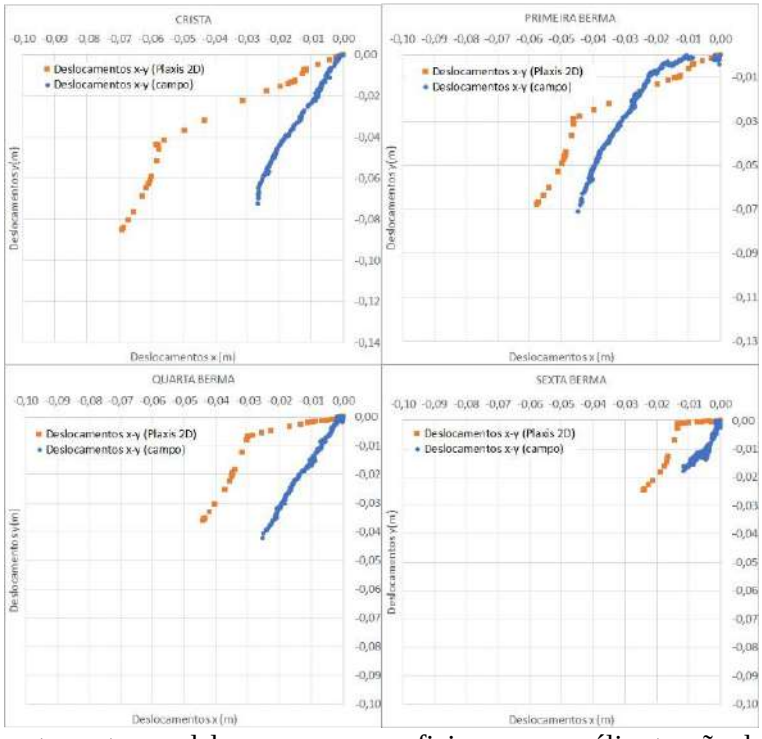


Figura 4. Deslocamentos entre modelo e marcos superficias para a análise tensão deformação drenada.

Para a análise comparativa com parâmetros não drenados, o modelo número não apresentou um comportamento coerente em termos de magnitude e sentido quando comparados às leituras de campo dos marcos superficiais (Figura 5).

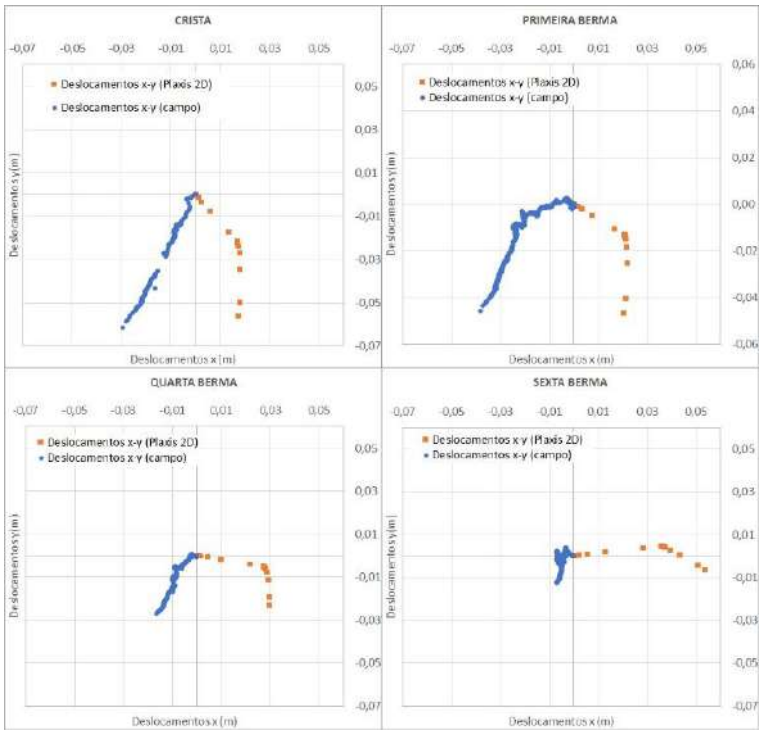


Figura 5. Deslocamentos entre modelo e marcos superficias para a análise tensão deformação não drenada.

Com base nos resultados apresentados na modelagem numérica, entende-se que o comportamento da estrutura é drenado e que as intervenções realizadas vem sendo efetivas. Ademais, pela magnitude dos deslocamentos dos marcos superficiais, a estrutura tem maior movimento na região da crista e uma redução no sentido de jusante, ou seja, o deslocamento da crista é maior do que o apresentado na sexta berma.

4 CONCLUSÃO

A descaracterização das estruturas geotécnicas alteadas a montante vem se mostrando um grande desafio para as mineradoras e projetistas. O presente estudo apresentou algumas das intervenções necessárias para melhorar a condição de estabilidade da estrutura em questão.

As intervenções propostas mostraram-se efetivas para o aumento de segurança da estrutura. As escavações e o rebaixamento do nível freático permitiram que a seção crítica da estrutura pudesse atender o fator de segurança mínimo estipulado na Resolução ANM 95/2022. As análises pseudo-estáticas também registraram ganhos significados de segurança, mas ainda se encontram abaixo da unidade, reiterando que as intervenções devem ser mantidas e ampliadas.

As análises tensão-deformação mostraram que atualmente a estrutura tem um comportamento drenado, com deslocamentos no sentido de montante do reservatório, o que era esperado devido à inversão do fluxo d'água e das escavações realizadas na porção de montante do reservatório (alívio de tensões). Caso a estrutura passe a ter um comportamento não drenado, as avaliações indicam um deslocamento no sentido de jusante, que, dependendo da intensidade, podem levar a deformações excessivas e comprometer a estabilidade.

Ademais, o modelo drenado estimou de forma satisfatória o recalque. Entretanto, o deslocamento no plano Norte – Leste foi majorado. Sendo assim, novas avaliações que consideram o módulo de deformabilidade

no carregamento/descarregamento e modelos constitutivos pautados no comportamento do rejeito estão sendo discutidas, sendo esperados deslocamentos ainda mais próximos dos evidenciados em campo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a FONNTES GEOTÉCNICA pela oportunidade de atuar em um projeto dessa escala e importância, com todo o apoio para seu correto andamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 13028:2017 – Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água - Requisitos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2017.;

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO. Resolução n° 95, de 7 de fevereiro de 2022: consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Brasília, DF: ANM, 2022;

OLSON, Scott Michael. Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance. University of Illinois at Urbana-Champaign, 2001

ROBERTSON, P., & Cabal, K. (2015). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Prepared for Gregg Drilling & Testing Inc. (6th Edition ed.).

TEIXEIRA, A. H.; Godoy, N. S. de; Análise, projeto e execução de fundações rasas. Fundações: teoria e prática. 1996.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/49

Descaracterização da Barragem B1 - Estudo de Caso

Ricardo Luís Alves Almeida
Engenheira Civil, ITAMINAS, Sarzedo, Brasil, ricardolaalmeida@hotmail.com

Márcio F. Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: Em Minas Gerais, a legislação de barragens é regida principalmente pela Política Nacional de Segurança de Barragens (Lei n° 12.334/2010) e pela Política Estadual de Segurança de Barragens (Lei n° 23.291/2019). Ambas estabelecem diretrizes gerais para a segurança de barragens no estado, objetivando garantir a prevenção de acidentes e minimizar os impactos negativos causados por eventuais falhas. As leis definem as competências dos órgãos reguladores, estabelecem critérios técnicos para o licenciamento e fiscalização das barragens, determina as responsabilidades dos empreendedores e estabelece normas para a classificação e monitoramento de barragens. Em 2019, após o rompimento da barragem de Brumadinho, o governo brasileiro emitiu uma série de decretos que impuseram novas normas, sendo a principal delas a proibição da construção de novas barragens alteadas a montante e a obrigatoriedade da descaracterização das existentes. Este trabalho apresenta o estudo de caso da Barragem B1, localizada no município de Sarzedo, de propriedade da mineradora Itaminas Comércio de Minérios S/A. A Barragem B1, estrutura originalmente alteada a montante, foi submetida à descaracterização de sua metodologia construtiva, sendo hoje considerada alteada a jusante. O estudo de caso em tela comprova que é possível regularizar a situação legal de barragens originalmente alteadas a montante, tendo como base a concepção técnica do projeto de descaracterização, bem como a relevância da permanência da estrutura no contexto local.

PALAVRAS-CHAVE: Descaracterização, Método de montante, Legislação.

ABSTRACT: The National Policy for Dam Safety (Law n° 12.334/2010) and the State Policy for Dam Safety (Law n° 23,291/2019) are the two laws that primarily oversee dam legislation in Minas Gerais. Both lay down broad principles for dam security in the state with the intention of preventing accidents and reducing the harm brought on by any failures. The laws outline the obligations of business owners, the qualifications of regulatory authorities, technical requirements for dam licensing and supervision, and standards for the classification and monitoring of dams. Following the Brumadinho dam collapse in 2019, the Brazilian government enacted a number of decrees that enforced new rules, the most important of which was the ban on the construction of new upstream dams and the requirement for existing structures to be decharacterized. This paper presents a case study of B1 Dam, located in the Sarzedo city, owned by the mining company Itaminas Comércio de Minérios S/A. The B1 Dam, a structure originally built upstream, was submitted to a change in its construction methodology, and is now considered to be built downstream. The case study at hand proves that it is possible to regularize the legal situation of dams originally elevated upstream, based on the technical conception of the decharacterization project, as well as the relevance of the structure's permanence in the local context.
Keywords: decharacterization -upstream method, legislation.

KEYWORDS: Decharacterization, Upstream method, Legislation.

1 INTRODUÇÃO

Os desastres com barragens ocorridos em Mariana em 2015 e Brumadinho em 2019, foram eventos trágicos que causaram danos ambientais, materiais e humanos significativos. A partir desses desastres, como medida reativa aos eventos ocorridos, a legislação brasileira para barragens passou por uma série de mudanças visando aumentar segurança e a fiscalização dessas estruturas. Antes destes eventos a fiscalização e licenciamento de barragens eram realizadas de forma descentralizada pelos órgãos ambientais dos estados, municípios, e pelo antigo DNPM, Departamento Nacional de Pesquisa Mineral. Com a evolução da

legislação a responsabilidade pela fiscalização e licenciamento das barragens foram colocadas para os órgãos ambientais estaduais e federais de maneira mais clara e objetiva, que passaram a contar então com uma legislação mais rigorosa e com mais recursos para garantir a segurança das estruturas. Ocorreu também uma padronização do processo de fiscalização e licenciamento de barragens em todo o país, estabelecendo critérios mais rigorosos de segurança e prevenção de acidentes.

A partir da criação da Lei 23.291/2019, ficou proibida a construção de novas barragens a montante no estado e foram estabelecidos prazos para descaracterização das estruturas já existentes. A legislação estadual 23.291/2019 (MINAS GERAIS, 2019), em seu Capítulo II, Art. 13, § 3º, preconiza que:

"Considera-se barragem descaracterizada, para fins do disposto neste artigo, aquela que não opera como estrutura de contenção de sedimentos ou rejeitos, não possuindo características de barragem, sendo destinada a outra finalidade".

O trabalho proposto tem por objetivo abordar o estudo de caso da Barragem B1, cuja obra passou por um processo de descaracterização dos dois alteamentos à montante da estrutura, visando a manutenção da operação, ou seja, visando contribuir com a questão: É possível uma barragem alteada a montante continuar a operar após as obras de descaracterização?

2 METODOLOGIA

A metodologia utilizada para o desenvolvimento deste estudo buscou consolidar as premissas utilizadas na concepção do projeto da Barragem B1, com a legislação vigente, que não prevê no seu texto, a possibilidade de descaracterização apenas dos alteamentos de montante da estrutura, dando foco também na importância da permanência da barragem no contexto local e do empreendimento. Estas importantes funções, levaram ao desenvolvimento de um projeto que associasse as questões de segurança da barragem e da comunidade localizada a jusante da estrutura, à necessidade da continuidade de suas operações. Diante do exposto, foram descaracterizados apenas os dois alteamentos de montante, caracterizando a barragem como a jusante, a partir do encerramento das obras, permitindo a continuidade das suas atividades.

Para tanto serão abordadas as questões técnicas consideradas no projeto, a evolução da legislação ao longo do tempo e as prerrogativas das leis utilizadas para consolidação do conceito apresentado aos órgãos competentes.

Este estudo de caso aborda a metodologia utilizada pela Itaminas para descaracterização apenas dos dois alteamentos de montante da Barragem B1, mantendo a estrutura em condições operacionais.

Como ação inicial para o desenvolvimento desta metodologia, foi apresentado tempestivamente aos órgãos competentes, projeto e cronograma de descaracterização do método de montante, conforme Art. 8º da Resolução Nº 13 da ANM datada de 8 de agosto de 2019.

A concepção do projeto executivo seguiu todas as boas práticas da engenharia, contemplando obras de reforço a jusante tendo como objetivo minimizar os riscos de rompimento por liquefação da estrutura original, conforme preconiza o referido artigo.

Com relação a execução das obras, foi apresentado cronograma adotando a data de 31 de dezembro de 2022 como limite para finalização dos trabalhos, aderente ao preconizado no Art. 58 da Resolução Nº 95 da ANM.

Este prazo foi prorrogado até dezembro de 2022, através de um Termo de Acordo assinado entre a Itaminas e o Ministério Público Estadual em 22 de fevereiro de 2022, com anuência da ANM, Secretaria do Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável (SEMAD), Procuradoria do Estado de Minas Gerais e Ministério Público Federal.

Ainda com relação ao projeto, os fatores de segurança preconizados para o aterro de reforço construído a jusante foram estabelecidos conforme Art. 54, § 5º, I, da Resolução ANM 95, que preconiza fator de Segurança na condição não drenada global igual ou superior a 1,5 para resistência de pico, quando os materiais forem sujeitos à mobilização por resistência não drenada.

A concepção do projeto não previa intervenções fora da área já antropizada, tanto a jusante, como a montante, uma vez que as cotas do coroamento do maciço e da tomada d´água do verdedouro permanecem inalteradas o que traz aspectos ambientais positivos para caso estudado.

Muitas dificuldades no que se refere a legislação vigente foram enfrentadas, como por exemplo, a proibição da construção de novas barragens em regiões onde se apresentava população localizada na Zona de Autosalvamento (ZAS), conforme Art. 54, Resolução ANM 95.

Além disso, a Legislação Estadual não prevê a regularização ambiental relacionada a descaracterização apenas do método de montante das barragens, como pode ser observado no Art. 13, § 3º, da Lei 23.291/2019, considerando como estrutura descaracterizada, aquela que não opera para contenção de sedimentos ou rejeitos, não possuindo características de barragem, sendo destinada a outra finalidade.

Para fundamentação e consolidação da alternativa apresentada pela Itaminas, além das questões relacionadas a concepção do projeto executivo, acima citadas, foram utilizadas prerrogativas da legislação vigente, para defesa da viabilidade técnica da remoção apenas dos dois alteamentos de montante da estrutura, associada a necessidade da manutenção de sua operação.

Uma das primeiras e mais importantes iniciativas, foi a aprovação do projeto apenas da descaracterização dos dois alteamentos de montante junto aos órgãos reguladores. Desta forma, foi possível o início das obras no primeiro semestre de 2020 com acompanhamento contínuo dos órgãos fiscalizadores (ANM e FEAM), durante a realização das atividades. Destaca-se que a consolidação da metodologia de maneira compartilhada (mineradora e órgãos fiscalizadores) proporcionou segurança para as operações. Todas estas ações culminaram no reconhecimento oficial por parte da ANM, através da reclassificação da barragem como estrutura a jusante.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A empresa ITAMINAS possui em seu empreendimento duas barragens denominadas B1 e B4, sendo que a primeira originalmente era utilizada para contenção dos rejeitos gerados no início das atividades do empreendimento e posteriormente recebia os sedimentos originados das vias de acesso e áreas de operação da mina, que eram transportados pelos sistemas de drenagens pluviais, promovendo então, a clarificação final dos efluentes, captação e recirculação de água industrial. Já a segunda, foi projetada e operada até fevereiro de 2022, para armazenamento de rejeitos oriundos dos processos de beneficiamento de minérios. Atualmente a Barragem B1 tem a função de reservação e captação de água para o processo industrial.

A Barragem B1 localiza-se no talvegue do Córrego do Engenho Seco, próximo às coordenadas 7.781.200 N e 592.600 E, no extremo norte das Minas do Engenho Seco.

A Barragem B1 foi construída na década de 1970 com a finalidade de conter os rejeitos do tratamento de minérios da antiga Instalação de Tratamento de Minérios - ITM 01, da ITAMINAS.

O maciço da barragem foi construído em três etapas, compreendidas pelo dique de partida e dois alteamentos de montante. O dique de partida foi construído em terreno natural com finos de minérios até elevação média de 836 metros, apresentando uma altura máxima de 19,00 metros. Na segunda etapa foi construído um alteamento de montante com finos de minérios sobre a “praia” de rejeitos, com aproximadamente 4,00 metros de altura, atingindo a elevação média de 840,00 metros. Na terceira e última etapa, foi executado um alteamento de montante com materiais estéreis da mina com altura média de 4,00 metros, até a cota 844,00 m.

Ao longo da operação do empreendimento, a Mina do Engenho Seco passou por várias modificações no seu arranjo geral. Em 2007 foi realizado o desassoreamento do reservatório da barragem e a estrutura passou a ser utilizada para contenção de sedimentos, clarificação dos efluentes, captação e recirculação de água industrial, função que exercia até o início das obras.

Figura 1. Localização da barragem B1 (contorno em vermelho).

3.1 Projeto de adequação da Barragem B1

A Figura 2 apresenta a seção típica após o processo de descaracterização da barragem B1. Como medida inicial, foi executado um canal extravasor lateral, que proporcionou o desvio do Córrego do Engenho Seco para a parte externa da estrutura. O reservatório da barragem foi então drenado, tendo como objetivo majorar as condições de segurança durante a realização das obras. A partir daí, foi executado a construção de um maciço de reforço para jusante, a partir do dique de partida, preservado na elevação 836,00, criando as condições de segurança necessárias para remoção dos dois alteamentos de montante. Como condicionante de projeto, foi adotada a mesma cota de coroamento da barragem original (elevação 844,00) para o novo maciço e desenvolvida uma geometria de forma a manter ativo o sistema extravasor. Esse novo arranjo resultou na descaracterização dos alteamentos de montante, mantendo as condições hidráulicas do conjunto reservatório/sistema extravasor para o trânsito de cheias com Tempo de Recorrência de 10.000 anos.

A fim de viabilizar as obras em condições máximas de segurança foi executado o "ensecamento" do reservatório, através do desvio do Córrego Engenho Seco em canal enrocado que deságua no vertedouro existente.

A adequação do maciço foi realizada através da construção de bermas de equilíbrio para jusante, a partir do dique de partida, propiciando condições seguras para supressão dos alteamentos de montante existentes.

As bermas de equilíbrio foram construídas com solos de matriz argilosa, compactados na umidade ótima.

O sistema de drenagem interna proposto para Barragem B1 foi executado através da construção de um filtro vertical conectado a um tapete horizontal do tipo sanduiche, areia/brita/areia, que deságua no dreno de pé em enrocamento. Além desse sistema, foi construído um dreno na ombreira esquerda, próximo do vertedouro conectado no tapete horizontal. O novo sistema de drenagem interna foi planejado e executado de forma a operar de maneira independente, sem depender do funcionamento da drenagem da estrutura original. O filtro vertical é constituído de areia grossa lavada. O tapete horizontal tem seção do tipo sanduiche, com uma camada de brita, envolta em uma camada de areia grossa, com inclinação longitudinal em direção ao dreno de pé. O dreno de pé tem altura total de 4,00 m, executado em enrocamento envolto em camadas de materiais de transição.

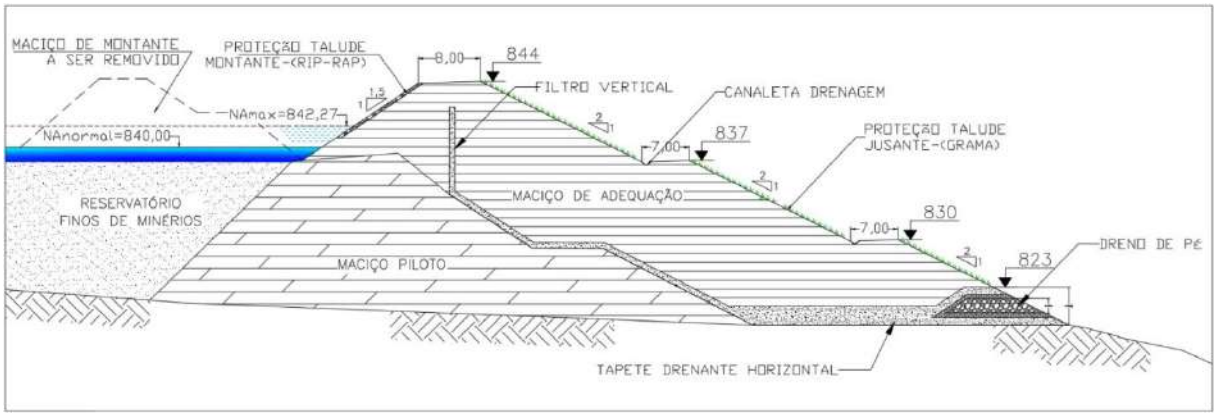


Figura 2. Seção Típica de Adequação (Fonte: Autor - ITAMINAS).

No plano geral da drenagem superficial da Barragem B1, foram implementadas canaletas pré-moldadas de concreto no pé dos taludes dos aterros direcionando o fluxo para as ombreiras. No contato berma/ombreiras, o fluxo da drenagem foi direcionado para caixas coletoras com bueiros de greide, que por sua vez irão desaguar no canal coletor no entorno do maciço, o qual conduz o fluxo para o leito do Córrego Engenho Seco a jusante da bacia de dissipação do vertedouro. O arranjo geral da drenagem superficial é apresentado a seguir na Figura 3.

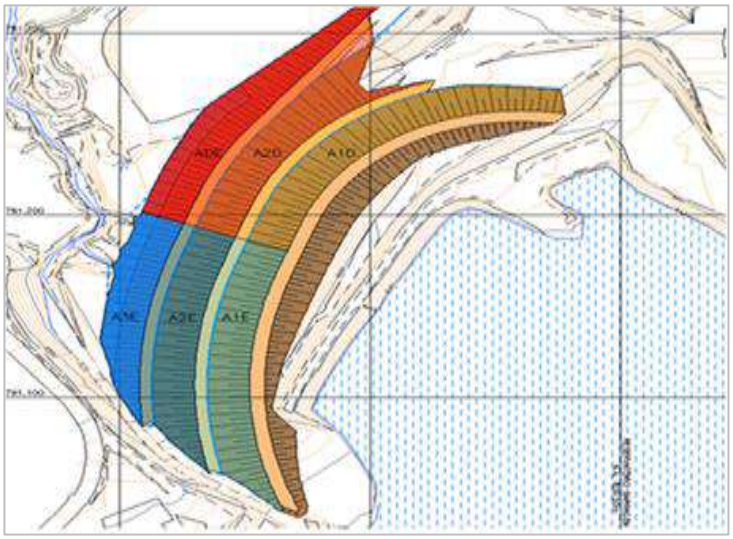


Figura 3. Arranjo Geral da Drenagem Superficial (Fonte: Autor - ITAMINAS).

O sistema extravasor da Barragem B1 está localizado na margem esquerda do maciço, sendo todo escavado em terreno natural e revestido com concreto armado, desaguando no leito natural do Córrego do Engenho Seco.

A Barragem B1 é monitorada através de 5 (cinco) seções onde estarão dispostos Piezômetros (PZ) e Indicadores de Nível d'Água (INA). Quanto às deformações, essas são monitoradas através de 3 (três) seções, 1 (uma) central e 2 (duas) de ombreiras, contendo 9 (nove) prismas e 1 (uma) estação robótica. O efluente da drenagem interna é medido através de 2 (dois) medidores de vazões triangulares localizados a jusante da estrutura. Além disso, a barragem possui contínuo monitoramento por imagens, sendo as mesmas transmitidas para a Sala de Controle e Monitoramento.

3.2 Análises de estabilidade

As condições de segurança geotécnica do maciço da Barragem B1 foram verificadas a partir de análises de percolação, estabilidade ao escorregamento, e estudo do potencial de liquefação da barragem.

As análises de estabilidade ao escorregamento foram feitas para as diversas etapas de construção e na situação final da obra, para as condições, drenada e não drenada, considerando uma eventual colmatação dos drenos. Quanto a susceptibilidade à liquefação, as análises foram feitas para carregamento estático e carregamento sísmico. O Quadro 1 apresenta o resumo das análises.

Quadro 1. Resumo das análises de estabilidade (Fonte: Autor - ITAMINAS).

Etapa	Condições Analisadas	FS
Situação no início da obra	Condição normal de operação; NA 839,00; linha de percolação instrumentada; condição drenada.	1,54
	Condição normal de operação; NA 839,00; linha de percolação modelada; condição drenada.	1,56
Situação durante as obras de adequação	Rebaixamento NA até a elevação 837,50; condição drenada.	1,56
	Limpeza da fundação e remoção da berma 825,00; condição drenada.	1,36
	Construção do maciço na elevação 828,00; condição drenada.	1,71
	Rebaixamento da berma do dique de partida da elevação 833,00 para 827,00; Condição drenada.	1,48
	Construção do maciço na elevação 836,00 e remoção dos alteamentos de montante; Condição drenada.	1,95
	Construção do maciço até a elevação 844,00 (crista da barragem); Condição drenada.	1,81
Etapa	**Condições Analisadas**	**FS**
Simulação operação da Barragem	Enchimento reservatório na elevação 840,00; condição drenada.	1,81
	Enchimento reservatório na elevação 842,00; condição drenada.	1,79
	Enchimento reservatório na elevação 842,00; potencial de liquefação; carregamento estático; condição não drenada.	1,59
	Enchimento reservatório na elevação 842,00; carregamento dinâmico; condição não drenada.	1,49
Situação atual da Barragem	**Condição Drenada**	**1,98**
	Condição não Drenada	**1,93**
	Condição Pseudo-Estática- Sismo	**1,57**

O processo de descaracterização apenas dos alteamentos de montante da Barragem B1, e não da estrutura como um todo, desenvolvido pela Itaminas, procurou atender às legislações vigentes por meio das melhores práticas de engenharia.

Apesar do regramento atual, que no âmbito da legislação vigente e de suas limitações, não deixa explicitada a possibilidade de descaracterização apenas dos alteamentos de montante, foi possível contrapor tal restrição através de um projeto executivo bem elaborado, associado à utilização das prerrogativas legais atuais e ao debate propositivo e construtivo com os órgãos fiscalizadores. Outro fator importante neste processo, além da própria supressão da metodologia de montante, foi demonstrar a importância da permanência da operação da estrutura, tanto para o empreendimento, quanto para a comunidade local, uma vez que a barragem proporciona segurança hidráulica e hidrológica para o vale a jusante.

Como resultados práticos obtidos no processo de descaracterização dos alteamentos de montante da Barragem B1, pode-se destacar: adequação da barragem à legislação vigente melhora considerável dos fatores de segurança da estrutura, melhorias das condições estruturais da barragem, no que se refere à drenagem interna, geometria, drenagem superficial, controle do aterro do maciço, etc, melhorias nas condições de controle e monitoramento da estrutura, aumento da capacidade do reservatório, proporcionando com isso, um melhor amortecimento das cheias, com controle das vazões a jusante, reforçando a tese da importância da barragem como nível de base local, descaracterizar apenas os alteamentos de montante da barragem, mantendo a operação da barragem após término das obras e reconhecimento, por parte da ANM, da metodologia aplicada, através da reclassificação da barragem como Estrutura Alteada a Jusante.

4 CONCLUSÃO

Diante do exposto, fica evidente que, diante de um projeto adequado, sólido embasamento técnico e jurídico, entendimento entre empresa, órgãos fiscalizadores e comunidade, torna-se possível, mesmo com as restrições da legislação atual, promover a descaracterização apenas do método de montante de uma barragem, e não da estrutura como um todo.

Além disso, abre-se a discussão sobre a possibilidade de continuidade da operação de barragens após obras de descaracterização, levando-se em consideração as características de cada estrutura e sua importância no contexto local e do empreendimento.

Outro fato relevante seria relacionado ao ganho ambiental associado à metodologia adotada, evitando a ocupação de novas áreas para construção de outra barragem com objetivo de atender as necessidades operacionais do empreendimento.

Esse conjunto de fatores, deixa aberta a possibilidade de discussões futuras sobre a possibilidade de aprimoramento da legislação vigente, proporcionando maior segurança jurídica, para adoção por parte dos empreendedores, de soluções técnicas que permitam a descaracterização apenas da metodologia de montante, associada a continuidade da operação da barragem.

Pós-conclusão das obras, a Barragem B1 exercerá papel muito relevante, tanto no contexto do empreendimento, como ponto de reservação e captação de água industrial, como no contexto social local, uma vez que a estrutura também terá a função de regularização das vazões à jusante, diante da grande capacidade de absorção de cheias em sua bacia de acumulação, evitando com isso, inundações em vários bairros na cidade de Sarzedo.

REFERÊNCIAS

BRASIL. Lei Federal Nº 9433 de 08 de janeiro de 1997. Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, regulamenta o inciso XIX do art. 21 da Constituição Federal, e altera o art. 1º da Lei nº 8.001, de 13 de março de 1990, que modificou a Lei nº 7.990, de 28 de dezembro de 1989. Brasília, DF, 1997. Disponível em https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/LEIS/L9433.htm. Acesso em: 13 fev. 2023

BRASIL. Lei Federal Nº 12.334 de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei no 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4o da Lei no 9.984, de 17 de julho de 2000. Brasília: Ministério das Minas e Energia, DF, 2010. Disponível em https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/l12334.htm . Acesso em: 25 fev. 2023.

BRASIL. Resolução Nº 143 de 10 de julho de 2012. Conselho Nacional de Recursos Hídricos - CNRH. Estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo seu volume, em atendimento ao art. 7° da Lei n° 12.334, de 20 de setembro de 2010. Brasília: Ministério do Meio Ambiente, DF, 2012. Disponível em https://www.snisb.gov.br/Entenda_Mais/legislacao-aplicada/resolucao-cnrh-143-2012.pdf/view. Acesso em: 25 fev. 2023.

BRASIL. Resolução Nº 144 de 10 de julho de 2012. Conselho Nacional de Recursos Hídricos - CNRH. Alterada pela Resolução CNRH Nº 178, de 29 de junho de 2016. Estabelece diretrizes para implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens, aplicação de seus instrumentos e atuação do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens, em atendimento ao art. 20 da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que alterou o art. 35 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997. Brasília: Ministério do Meio Ambiente, DF, 2012. Disponível em https://www.snisb.gov.br/Entenda_Mais/legislacao-aplicada/resolucao-cnrh-144-2012.pdf/view. Acesso em: 26 fev. 2023.

BRASIL. Portaria Nº 526 de 09 de dezembro de 2013. Departamento Nacional de Pesquisa Mineral - DNPM. Estabelece a periodicidade de atualização e revisão, a qualificação do responsável técnico, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Ação de Emergência das Barragens de Mineração (PAEBM) , conforme art. 8°, 11 e 12 da Lei n° 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), e art. 8º da Portaria nº 416, de 3 de setembro de 2012. Brasília, DF, 2013. Disponível em https://www.williamfreire.com.br/areas-do-direito/direito-ambiental/portaria-no-526-de-09-dezembro-de-2013/. Acesso em: 25 fev. 2023.

BRASIL. Portaria Nº 14 de 15 de janeiro de 2016. Departamento Nacional de Pesquisa Mineral – DNPM.Estabelece prazo para apresentação de comprovante de entrega das cópias físicas do Plano de Ação de Emergência de

Barragem de Mineração (PAEBM) para as Prefeituras e Defesas Civis municipais e estaduais, conforme exigido pelo art. 7º da Portaria nº 526, de 2013, e dá outras providências. Brasília, DF, 2016. Disponível em https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens/portaria-dnpm-14-2016-barragens-de-mineracao. Acesso em: 26 fev. 2023.

BRASIL. Portaria Nº 70.389 de 17 de maio de 2017. Departamento Nacional de Pesquisa Mineral – DNPM. Cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração, o Sistema Integrado de Gestão em Segurança de Barragens de Mineração e estabelece a periodicidade de execução ou atualização, a qualificação dos responsáveis técnicos, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Segurança da Barragem, das Inspeções de Segurança Regular e Especial, da Revisão Periódica de Segurança de Barragem e do Plano de Ação de Emergência para Barragens de Mineração, conforme art. 8°, 9°, 10, 11 e 12 da Lei n° 12.334 de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens - PNSB. Brasília, DF, 2017. Disponível em https://www.gov.br/anm/pt-br/centrais-de-conteudo/dnpm/documentos/portaria-dnpm-n-70389-de-17-de-maio-de-2017-seguranca-de-barragens/view. Acesso em: 25 fev. 2023.

BRASIL. Resolução Nº 4 de 15 de fevereiro de 2019. Agência Nacional de Mineração. ANM. Estabelece medidas regulatórias cautelares objetivando assegurar a estabilidade de barragens de mineração, notadamente aquelas construídas ou alteadas pelo método denominado "a montante" ou por método declarado como desconhecido. Brasília: Ministério das Minas e Energia, DF, 2019. Disponível em https://www.in.gov.br/materia//asset_publisher/Kujrw0TZC2Mb/content/ id/63799094/do1-2019-02-18-resolucao-n-4-de-15-de-fevereiro-de-2019-63799056. Acesso em: 25 fev. 2023.

BRASIL. Resolução Nº 13 de 08 de agosto de 2019. Agência Nacional de Mineração. ANM. Estabelece medidas regulatórias objetivando assegurar a estabilidade de barragens de mineração, notadamente aquelas construídas ou alteadas pelo método denominado "a montante" ou por método declarado como desconhecido e dá outras providências. Brasília: Ministério das Minas e Energia, DF, 2019. Disponível em https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens/resolucao-anm-no-13-de-8-de-agosto-de-2019.pdf. Acesso em: 26 fev. 2023.

BRASIL. Resolução Nº 32 de 11 de maio de 2020. Agência Nacional de Mineração. ANM. Altera a Portaria Nº 70.389 de 17 de maio de 2017 e dá outras providências. Brasília: Ministério das Minas e Energia, DF, 2020. Disponível em https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/noticias/anm-deixa-regras-de-seguranca-de-barragens-mais-rigidas/resolucao-no-32_2020-altera-a-portaria-70389_2017/view. Acesso em: 26 fev. 2023.

BRASIL. Lei Federal Nº 14.066 de 30 de setembro de 2020. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração). Brasília, DF, 2020. Disponível em https://legislacao.presidencia.gov.br/atos/?tipo=LEI&numero=14066&ano=2020&ato=cf5ATSU1UMZpWTf83. Acesso em: 25 fev. 2023.

BRASIL. Resolução Nº 95 de 07 de fevereiro de 2022. Agência Nacional de Mineração. ANM. Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Brasília: Ministério das Minas e Energia, DF, 2022. Disponível em https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/noticias/veja-o-que-muda-com-a-resolucao-anm-ndeg-95-2022/resolucao_anm_no95-1.pdf/view. Acesso em: 25 fev. 2023.

BRASIL. Resolução Nº 130 de 24 de fevereiro de 2023. Agência Nacional de Mineração. ANM. Altera a Resolução ANM nº 95, de 7 de fevereiro de 2022, e dá outras providências. Brasília: Ministério das Minas e Energia, DF, 2023. Disponível em https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/resolucao-anm-n-130-de-24-de-fevereiro-de-2023-466161726. Acesso em: 25 fev. 2023.

MINAS GERAIS. Lei 23.291 de 25 de fevereiro de 2019. Institui a Política Estadual de Segurança de Barragens. Belo Horizonte, MG, 2019. Disponível em https://www.almg.gov.br/legislacao-mineira/texto/LEI/23291/2019/. Acesso em: 25 fev. 2023.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/50

Descaracterização de "Barragens de Rejeito à Montante" com Uso do Jet Grouting: Um Caso Inédito no Brasil

Alfredo Dácio de Moraes Filho
Engenheiro Civil, Novatecna S/A, São Paulo, Brasil, alfredomoraes@novatecna.com.br

Akira Koshima
Gerente Técnico, Novatecna S/A, São Paulo, Brasil, akira@novatecna.com.br

Miriano Rolando Pieroni
Diretor Presidente, Novatecna S/A, São Paulo, Brasil, pieroni@novatecna.com.br

Victor Moraes de Lima
Engenheiro Civil, Novatecna S/A, São Paulo, Brasil, victorlima@novatecna.com.br

RESUMO: No contexto contemporâneo, onde incidentes envolvendo barragens de rejeito repercutiram no cenário nacional brasileiro, medidas regulatórias foram instauradas com o intuito de mitigar riscos e preservar a integridade tanto ambiental quanto humana. Essas medidas delineiam diretrizes para a descaracterização segura das barragens já existentes e concentram-se na minimização de riscos associados a tais estruturas. Nesta conjuntura, a utilização da tecnologia Jet Grouting emergiu como solução importante em um destacado projeto de descaracterização de barragem de rejeito alteado a montante. A meta central desta aplicação convergiu para a substancial melhoria das propriedades geotécnicas dos depósitos de rejeito remanescentes, situados à jusante da barragem a ser descaracterizada, nas fundações dos aterros de reforço e drenagem a executar. Este artigo pretende delinear as principais razões que motivaram a seleção desta tecnologia, bem como apresentar precauções preliminares indispensáveis à fase de execução do jet grouting e relatar sobre a prática de monitoramento contínuo da qualidade dos serviços realizados. Os desfechos advindos da aplicação da referida tecnologia são discutidos, sublinhando os benefícios apreciáveis alcançados no que concerne à estabilidade estrutural, resistência ao cisalhamento e deformação, refletindo, consequentemente, na segurança global da barragem de rejeito à montante.

PALAVRAS-CHAVE: Jet Grouting, Descaracterização de Barragem, Barragens de Rejeito, Estabilidade Geotécnica, Segurança de Barragens, Melhoria de Solo.

ABSTRACT: In the contemporary context, where incidents involving tailings dams have resonated in the Brazilian national scenario, regulatory measures have been established with the intent to mitigate risks and preserve both environmental and human integrity. These measures outline guidelines for the safe decommissioning of existing dams and focus on minimizing risks associated with such structures. In this situation, the use of Jet Grouting technology emerged as an important solution in a notable project for the decommissioning of a tailings dam raised by upstream method. The central goal of this application was aimed at substantially improving the geotechnical properties of the remaining tailings deposits located downstream of the dam to be decommissioned, in the foundations of the reinforcement and drainage embankments to be constructed. This article intends to outline the main reasons that motivated the selection of this technology, as well as to present essential preliminary precautions for the execution phase of jet grouting and to report on the practice of continuous monitoring of the quality of the services performed. The outcomes derived from the application of said technology are discussed, highlighting the appreciable benefits achieved in terms of structural stability, shear strength, and deformation, consequently reflecting on the overall safety of the upstream tailings dam.

KEYWORDS: Jet Grouting, Dam Decommissioning, Tailings Dams, Geotechnical Stability, Dam Safety, Soil Improvement.

1 INTRODUÇÃO

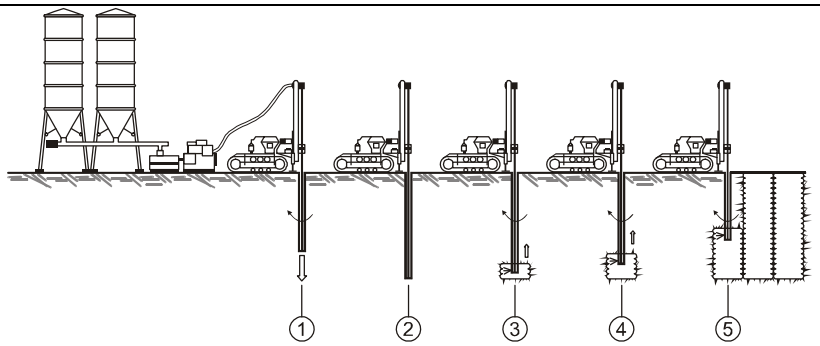
Em um contexto marcado por exigências crescentes por segurança e inovação nas práticas de gestão de barragens de rejeitos, o projeto de descaracterização de uma distinta barragem localizada entre os municípios de Mariana e Ouro Preto, em Minas Gerais, Brasil, emerge como um referencial de inovação e compromisso técnico. Frente aos desafios de estabilidade e integridade de uma barragem de rejeito inativa, o projeto adotou a tecnologia de Jet Grouting, um movimento estratégico visando atender às demandas regulatórias rigorosas e às necessidades técnicas específicas do contexto.

Centrando esforços na reestruturação da camada de rejeitos, o objetivo foi mitigar riscos e assegurar a estabilidade de longo prazo da área. O Jet Grouting, selecionado após uma análise comparativa das opções disponíveis, destacou-se pela sua capacidade de consolidar a massa de rejeitos, aumentando sua resistência ao cisalhamento e diminuindo a susceptibilidade a movimentações indesejadas, com um controle preciso sobre o processo. Este procedimento assegurou a intervenção com eficiência e precisão, destacando-se como uma escolha pragmática diante dos desafios encontrados.

Este trabalho examina o uso do Jet Grouting em rejeitos. Analisa-se a escolha dessa tecnologia, medidas de precaução para sua implementação e o papel vital do monitoramento para garantir a eficácia e qualidade ao projeto.

2 A ESCOLHA DO JET GROUTING

A tecnologia do Jet Grouting, desenvolvida inicialmente no Japão durante a década de 1970, representa um avanço significativo nas técnicas de melhoramento do solo. Este método é notável por sua capacidade de transformar e estabilizar solos “in situ”, utilizando um jato de alta pressão para desagregar o solo e misturá-lo com uma suspensão de cimento (Figura 1.). O processo resulta na formação de corpos sólidos, geralmente cilíndricos, que melhoram as propriedades mecânicas e de permeabilidade do solo original. A principal vantagem do Jet Grouting reside na sua flexibilidade e precisão, permitindo a formação de colunas de reforço nas regiões estritamente necessárias, com pouca ou nenhuma perturbação às estruturas adjacentes ou ao ambiente.



1) Perfuração a rotação ou roto-percussão
2) Fim da perfuração
3) Início da jato-cimentação
4) Retirada da composição da haste em direção à boca do furo com velocidades de subida e rotação preestabelecidas
5) Fim da jato-cimentação no nível estritamente necessário, retirada da haste do furo e repetição do processo no furo seguinte.

Figura 1. Sequência construtiva do Jet Grouting (KOSHIMA, 2019).

Uma das características técnicas mais notáveis do Jet Grouting reside na sua capacidade de efetuar perfurações de diâmetro relativamente reduzido, geralmente situando-se entre 100 a 150 milímetros (aproximadamente 4 a 6 polegadas), e, a partir dessas, desenvolver colunas de solo-cimento de grande diâmetro. Este atributo se mostra particularmente benéfico em empreendimentos que demandam intervenções profundas e substanciais no subsolo, sobretudo em situações onde métodos convencionais de melhoramento do solo podem enfrentar limitações de viabilidade ou eficácia. A habilidade de gerar colunas de ampla dimensão a partir de perfurações diminutas confere uma abordagem notavelmente flexível e custo-efetiva para

a estabilização de solos, representando uma solução altamente eficiente para uma vasta gama de desafios geotécnicos.

Especificamente, o Jet Grouting se destaca pela sua aplicabilidade na consolidação de formações rochosas, onde outras técnicas poderiam ser menos eficazes ou mesmo inviáveis (KOSHIMA et al., 2022). A capacidade do Jet Grouting de penetrar e estabilizar blocos rochosos é especialmente vantajosa, pois permite o reforço e a integração dessas estruturas geológicas complexas no projeto de melhoria do terreno. Esta técnica, portanto, não apenas facilita a estabilização de solos, mas também permite a execução efetiva de colunas em substratos rochosos, ampliando significativamente o espectro de aplicabilidade do Jet Grouting em projetos de engenharia civil e geotécnica.

3 DESIGN DO REFORÇO DE FUNDAÇÃO POR MEIO DO JET GROUTING

O design de reforço de fundação via Jet Grouting foi orientado pela sua eficácia na estabilização in situ de solos, desenvolvendo modelos de estabilidade que atendessem aos requisitos específicos do projeto, incluindo a segurança na escavação de sedimentos moles, adequação de fatores de segurança, e minimização de assentamentos e deslocamentos. Incorporou-se ao design barretes paralelos ao longo do vale para suporte e resistência ao cisalhamento, com colunas secantes de 0,9 m (expandidas para 1,2 m nos primeiros 3,0 m) espaçadas a cada 2,0 m. Colunas primárias e secundárias, estas últimas de 1,2 m de diâmetro formando uma capa de 3,0 m de espessura (Figura 2.), reforçaram as fundações e proporcionaram uma base para as camadas de transição e drenagem, otimizando a distribuição de tensões.

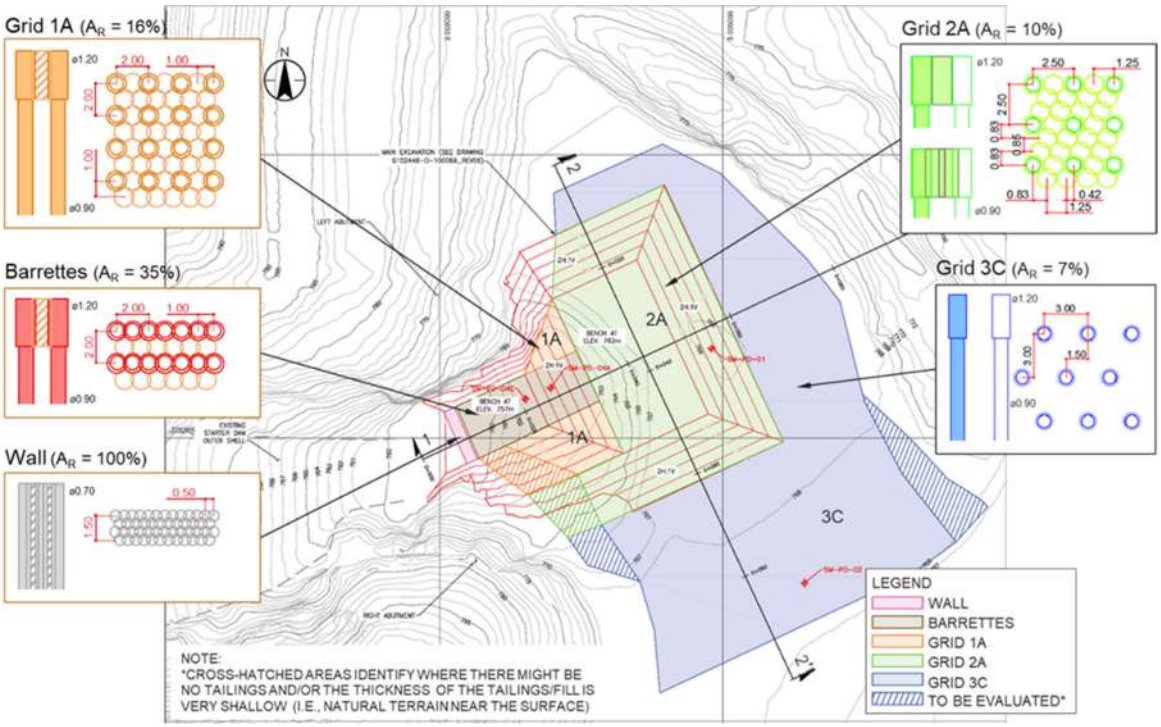


Figura 2. Elementos da solução em Jet Grouting (PINHEIRO et al., 2023).

A disposição e configuração das colunas primárias e secundárias, organizadas em diferentes malhas — especificamente, Grid 1A, Grid 2A e Grid 3C - com variações nos espaçamentos.

4 VALIDAÇÃO INICIAL DOS CRITÉRIOS DE QUALIDADE

Após a escolha do Jet Grouting, amplamente reconhecido por sua eficiência na estabilização in situ de solos, emergiram incertezas relacionadas às premissas de projeto, particularmente quanto à geometria e resistência dos elementos de Jet Grouting, além de preocupações sobre os efeitos adversos na barragem durante as injeções, especialmente em relação às vibrações.

Essas questões destacaram a necessidade de realizar testes piloto, que se mostraram fundamentais por dois motivos principais: em primeiro lugar, para validar a eficácia da técnica de Jet Grouting na melhoria dos rejeitos remanescentes na base do sistema de drenagem passiva e do aterro de reforço; e em segundo, para determinar e afinar os parâmetros de controle operacional (Tabela 1.). A precisão nesses ajustes era vital para garantir a conformidade com os critérios de aceitação e os parâmetros de projeto, contribuindo assim para o êxito e a segurança do projeto.

Tabela 1. Critérios de qualidade iniciais.

Tipo	Critério Alvo
Vibração	Velocidades de propagação das ondas abaixo de 25 mm/s.
Geometria.	Diâmetros das colunas definidos em 0,9 e 1,2 metros; continuidade assegurada dos barretes; adequado engaste das colunas no saprolito e na rocha base.
Resistência.	Resistência à compressão não confinada mínima de 1,5 MPa após 28 dias de cura.
Qualidade e homogeneidade.	Uniformidade estrutural com uma recuperação de núcleo mínima de 85%.

4.1 Descrição dos critérios iniciais de qualidade

4.1.1 Vibração

Durante a validação dos critérios iniciais de qualidade, foi dada atenção especial às vibrações geradas pelo processo de Jet Grouting em rejeitos com alto risco de liquefação, realizando-se ensaios geofísicos por meio de acelerometros. Esses ensaios objetivaram monitorar a velocidade de propagação das ondas vibratórias, com o critério estabelecido de que essa velocidade não deveria exceder 25mm/s. Esta precaução buscava garantir que as vibrações não provocassem alterações nas propriedades geotécnicas dos rejeitos, preservando a estabilidade e a segurança da estrutura.

A implementação desse critério nos estágios iniciais do projeto foi fundamental, assegurando que as operações de Jet Grouting não afetassem adversamente a integridade dos rejeitos. Tal medida preventiva demonstrou a importância de avaliações criteriosas das condições geotécnicas em projetos que envolvem técnicas avançadas de melhoria do solo, contribuindo para o sucesso do projeto ao manter os padrões de segurança e desempenho requeridos.

4.1.2 Geometria

A verificação da geometria das colunas foi um passo fundamental na fase inicial do projeto, enfocando especialmente na área denominada como barrete (figura 3.). Essa análise inicial visou garantir a correta formação e aderência entre as colunas aspectos críticos para a estabilidade estrutural do sistema de Jet Grouting. A precisão na conformação das colunas e a eficácia da sua interligação, sobretudo nas áreas de barrete, eram essenciais para assegurar um suporte contínuo e integrado, otimizando assim a resistência e a capacidade de carga do solo reforçado.

Adicionalmente, a atenção voltou-se para a interação das colunas com o filito e saprolito oriundo desse em camadas imediatamente superiores. As verificações iniciais buscaram confirmar uma aderência eficiente entre as colunas de Jet Grouting e essas camadas geológicas, uma vez que tal aderência é fundamental para a distribuição uniforme das tensões e a transferência adequada de cargas no subsolo. Estas avaliações, realizadas nas etapas iniciais, foram determinantes para validar a eficácia da tecnologia de Jet Grouting empregada, destacando a importância de um planejamento preciso e da execução cuidadosa no sucesso do projeto e na melhoria das condições geotécnicas do local.

(a) Diâmetro das colunas.

(b) Aderência entre colunas.

(c) Integração entre materiais.

Figura 3 – Verificação das colunas teste.

4.1.3 Resistência

A realização de sondagens foi essencial para obter testemunhos indeformados, visando verificar a qualidade e a resistência das colunas de Jet Grout (Figura 4.). Esses testemunhos foram avaliados com base em critérios de aceitação específicos, focando principalmente na resistência uniaxial não-confinada, que deveria alcançar, no mínimo, 1,5 MPa após 28 dias de cura. A meta era que pelo menos 90% das amostras cumprissem esse padrão de resistência.

A frequência e os critérios para a realização dos ensaios de compressão axial não-confinada foram estabelecidos com base no comprimento das colunas. Foram determinados dois ensaios para colunas de mais de 10 metros de comprimento e um ensaio para colunas mais curtas. Essa abordagem tinha o objetivo de realizar uma análise precisa da resistência e qualidade das colunas formadas, contribuindo para a avaliação compreensiva da estrutura.

Figura 4. Aspecto dos corpos de prova das amostras indeformadas após rompimento.

4.1.4 Qualidade e homogeneidade

Para avaliar a qualidade e homogeneidade das colunas de Jet Grouting, corpos de prova foram extraídos das colunas por meio de sondagem rotativa, utilizando um barrilete amostrador tipo PQ com diâmetro interno de 63 mm. Esse procedimento permitiu um avanço hidráulico controlado, com mínima utilização de água e sem induzir vibrações, minimizando potenciais danos aos testemunhos.

As sondagens para extração dos corpos de prova foram programadas para ocorrer no mínimo 14 dias após a injeção da calda de cimento, assegurando que os testemunhos representassem adequadamente a condição curada das colunas. Além disso, estabeleceu-se a necessidade de uma recuperação mínima de 85% do núcleo durante a extração dos testemunhos, um critério essencial para garantir que a avaliação da qualidade e homogeneidade das colunas fosse realizada com a maior precisão possível, refletindo o verdadeiro estado e integridade das estruturas de Jet Grouting.

5 CONTROLE DE QUALIDADE DURANTE A EXECUÇÃO

Anteriormente a fase de franca operação, foi realizada uma revisão detalhada dos planos de engenharia e especificações técnicas, preparando todos os equipamentos essenciais, como a máquina perfuratriz (Figura 5.), o sistema de injeção, e o conjunto de moto-bomba e misturador-agitador. Ferramentas avançadas de medição, como inclinômetros e dataloggers, foram cruciais para o controle das operações.

Figura 5. Execução do Jet Grouting com 3 equipamentos em escavações escalonadas.

5.1 Descrição dos controles de qualidade durante a operação

A aplicação da técnica de Jet Grouting seguiu um processo rigoroso, desde a perfuração até a injeção da mistura de cimento, respeitando a sequência de execução estabelecida. Um sistema de controle de qualidade foi implementado para monitorar cada etapa, garantindo a exatidão na localização, profundidade e verticalidade das colunas, além da verificação constante da pressão de injeção.

5.1.1 Monitoramento

Para otimizar a execução e garantir a precisão do projeto, foram utilizados dataloggers de última geração (Figura 6.). Esses dispositivos registravam em tempo real parâmetros críticos, como pressão de injeção, taxa de fluxo e inclinação das colunas, fornecendo dados detalhados que permitiram ajustes imediatos e precisos. Essa abordagem assegurou a conformidade com os padrões de qualidade e a eficácia contínua das operações de Jet Grouting.

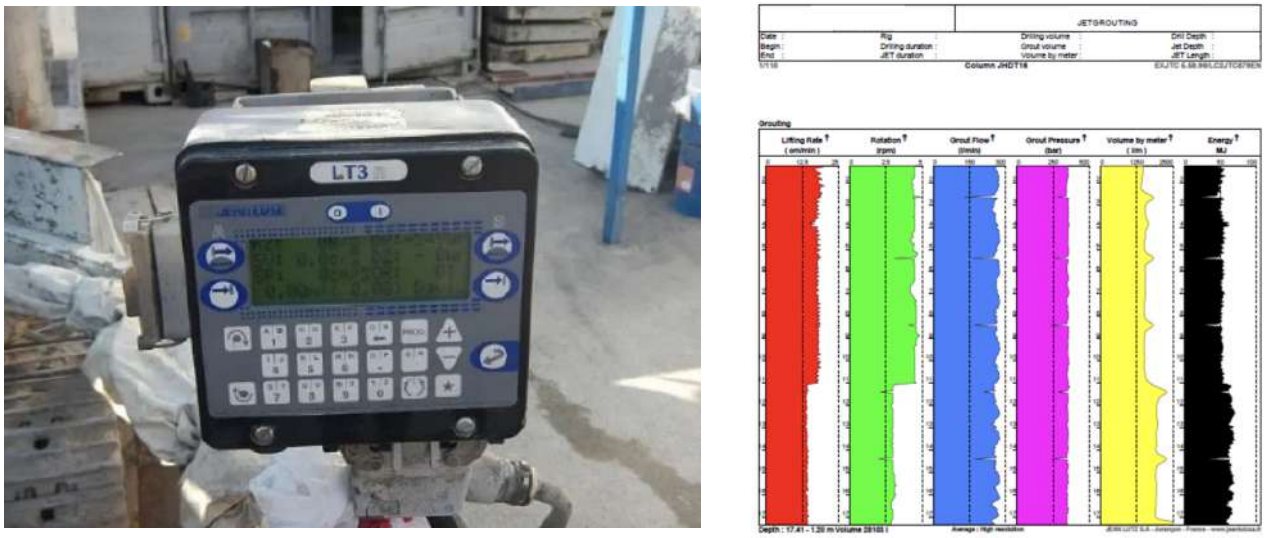


Figura 6. Datallogers e relatórios similares foram utilizados para controle (JEAN LUTZ S.A., 2024)

5.1.2 Verticalidade

As medições de verticalidade nas perfurações utilizaram instrumentos de perfilagem avançados, entre eles, um giroscópio de busca do Norte. Especificamente adaptados para uso nas hastes Jet Grouting, estes dispositivos foram capazes de registrar pontos a cada centímetro com alta precisão. Essa tecnologia permitiu uma avaliação exata da orientação e inclinação logo após a conclusão das perfurações, assegurando que as operações satisfizessem os elevados padrões de precisão e qualidade demandados.

5.1.3 Controle Tecnológico

Durante a execução do projeto, além da sistematização dos controles efetuados na etapa de testes, a avaliação da calda de cimento foi rigorosamente adotada, envolvendo a medição de exsudação, densidade e viscosidade após a utilização de cada 180 toneladas de cimento, que representava a capacidade total dos silos no canteiro de obras.

Adicional a esses controles, o material de refluxo foi coletado e acondicionado em formas cilíndricas com dimensões superiores às padrões recomendadas - especificamente, com 100 mm de diâmetro interno e 200 mm de altura. Esta abordagem foi escolhida para lidar com a consistência pastosa e a heterogeneidade do material inerte, composto por solo desagregado contendo torrões.

5.1.4 Controle experimental

A análise do refluxo de Jet Grouting, composto por solo-cimento, é ferramenta crucial para avaliar a qualidade do serviço e estimar o diâmetro das colunas formadas, segundo Lesnik (2003) através da formulação de balanço de massa. Este procedimento, muito embora mantenha dúvidas quanto a validação da fórmula e não substituisse verificações diretas, forneceu importantes diretrizes aos executores durante a aplicação da técnica conferindo camada extra de qualidade. Dessa forma, ao passo da execução, obteve-se aplicado a formulação de balanço de massa as seguintes medianas (Tabela 2.):

Tabela 2. Valores obtidos na formulação de balanço de massa segundo Lesnik (2003).

Diâmetro projetado	Calda (kg/m³)	Refluxo (kg/m³)	Diâmetro med. (m)
Em colunas ø70cm	1.610	1.800	0,95
Em colunas ø90cm	1.592	1.808	1,05
Em colunas ø120cm	1.616	1.791	1,33

6 DATABOOK – UM COMPÊNDIO DETALHADO DO DESEMPENHO DO PROJETO

O databook de encerramento, elaborado ao final do projeto, constitui um compêndio detalhado que documentou todas as fases do trabalho, desde a concepção até sua conclusão. Esse dossiê incluiu desenhos técnicos, especificações do método de Jet Grouting, registros de construção, atividades de monitoramento e certificações de qualidade dos materiais e eficácia das colunas Jet Grouting.

Enriquecido com relatórios finais, o databook não só resumiu o desempenho do projeto, mas também registrou lições aprendidas, oferecendo insights valiosos para projetos futuros (Tabela 3.).

Este arquivo abrangente validou a execução do projeto em conformidade com os padrões contratuais e regulatórios, servindo como garantia da segurança e confiabilidade da obra.

Tabela 3. Valores estatísticos obtidos na conclusão do projeto registrados no Databook.

Descrição	Valor Alvo	Valor Obtido
Densidade da calda de cimento (a/c = 0,8).	1.620,00 kg/m³	1.623,33 (± 15,28) kg/m³
Resistência da calda de cimento aos 28 dias (a/c = 0,8).	-	11,74 (± 1,29) MPa
Densidade do material de refluxo.	-	1.882,50 (± 45,00) kg/m³
Resistência em amostras obtidas do material de refluxo.	≥1,50 MPa	8,16 (± 1,71) MPa
Resistência em amostras indeformadas.	≥1,50 MPa	8,41 (± 3,54) MPa
Exudação da calda de cimento (a/c = 0,8).	-	2,83 (± 0,32) %
Fluidez da calda de cimento (a/c = 0,8).	-	7,2 (± 0,3) seg.
Fluidez do material de refluxo.	-	9,1 (± 0,7) seg.
Taxa de cimento por metro cúbico de coluna.	1.097,50 kg/m³	1.134,71 (± 20,81) kg/m³
Tolerância na verticalidade das perfurações (L ≥ 5,0 m).	≤1,00%	0,21 (± 0,43) %

7 CONCLUSÕES

A implementação do Jet Grouting neste projeto destacou sua eficácia na estabilização de solos, melhorando significativamente as propriedades geotécnicas dos rejeitos remanescentes. Selecionada por sua adaptabilidade e precisão, esta técnica permitiu enfrentar os desafios de estabilidade e integridade de uma barragem de rejeito inativa, cumprindo rigorosamente as demandas regulatórias e técnicas. Os resultados obtidos reafirmaram a capacidade do Jet Grouting em criar colunas de reforço em rejeitos eficazmente, evidenciando sua contribuição para a segurança estrutural, resistência ao cisalhamento e minimização de movimentações indesejadas.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a todos que foram essenciais para o êxito deste projeto, desde o Proprietário do Empreendimento, pelo suporte constante, até o Projetista, o Acompanhamento Técnico e a Fiscalização, por garantirem precisão, inovação e conformidade. Um reconhecimento especial à Empreiteira e sua equipe, cujo empenho e proatividade foram cruciais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Koshima, A. (2019). *Livro Fundações: Teoria e Prática, Jet Grouting*, sub-item 17.2, cap. 17, p 692 a 706, Oficina de Textos - ABMS ABEF, com vários editores e autores, 3ª edição.

Koshima, A. et al. (2022) *Jet Grouting na Consolidação de Maciços com Blocos*, XX COBRAMSEG, Campinas, Brasil.

Pinheiro, M. et al. (2023). *Programa de teste de campo de Jet Grouting em rejeitos moles, Proceedings of Tailings and Mine Waste, Vancouver, Canada.*

Jean Lutz S.A. Devices. Disponível em: <http://www.jeanlutzsa.fr/en/devices/>. Acesso em: 01 jul. 2024.

Lesnik, M. (2003). Tese de Doutorado, *Determinação do alcance do processo de jateamento, levando em consideração os parâmetros de fabricação e as propriedades do solo por meio de análise de retorno*, Graz University of Technology, Graz, Áustria.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/51

Descaracterização De Barragem Alteada À Montante Com A Implementação De Rebaixamento Dos Níveis Freáticos

Vanessa Luiza Thums
Engenheira Civil, VALE, Belo Horizonte, Brasil, vanessa.luiza.thums@vale.com

Luísa de Andrade Araújo
Engenheira Civil, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, luisa.araujo@dam.com.br

Rafael Mendonça Carvalhais
Engenheiro Civil, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, rafael.carvalhais@dam.com.br

Victor de Oliveira Dias Rocha
Engenheiro Civil, VALE, Belo Horizonte, Brasil, victor.oliveira.rocha@vale.com

Bruno Henrique Morais D'Angelo
Engenheiro de Minas, VALE, Belo Horizonte, Brasil, bruno.dangelo@vale.com

RESUMO: Após a ruptura da Barragem Fundão (2015) e 1 (2019), a política nacional de segurança de barragens apresentou diversas alterações (Lei nº 14.066/2020), proibindo a construção de novas barragens com alteamentos a montante e exigindo a descaracterização daquelas já construídas por este método construtivo. Neste contexto, a descaracterização de barragens construídas pelo método de montante requer cautela e critérios bem estabelecidos de projeto e controles efetivos na execução, de forma a evitar gatilhos que possam gerar liquefação na estrutura. Este estudo de caso apresenta a metodologia aplicada para a descarcaterização de uma barragem alteada a montante, contemplando a escavação do rejeito do reservatório e dos alteamentos da estrutura. O rebaixamento dos níveis freáticos ocorrerá em função das escavações no rejeito, sendo aplicadas metodologias diferentes na praia de rejeitos e no restante do reservatório. As escavações permitem a redução do grau de saturação do rejeito, melhorando sua condição não drenada que é um dos condicionantes para a ocorrência da liquefação estática e, ainda, promove o alívio de tensões de forma controlada. As obras de descaracterização desta estrutura serão executadas em sete fases, tendo sido concluída a Fase 1 em 2023, quando ocorreu o início das atividades. Durante todo o perído de execução do projeto e da obra foram avaliados os dados de instrumentação existente e a estabilidade da estrutura, cujos resultados refletem o direcionamento do fluxo para montante, resultando numa melhoria da condição de segurança da barragem.

PALAVRAS-CHAVE: barragem, descaracterização, rejeito, nível d'água, alteamento a montante.

ABSTRACT: After the rupture of the Fundão (2015) and 1 (2019) dams, the national dam safety policy presented some changes (Law nº 14.066/2020) prohibiting the construction of new dams with raised upstream and requiring the decharacterization of those already built by this constructive method. In this context, the decharacterization of dams built using the upstream method requires caution and well-established design criteria and effective controls during execution, to avoid triggers that could generate liquefaction in the structure. This case study presents the methodology applied to the removal of a dam raised upstream, including the excavation of the reservoir tailings and the structure's upstream raising. The lowering of groundwater levels will occur because of excavations in the tailings, with different methodologies being applied on the tailings beach and the rest of the reservoir. Excavations allow the reduction of the degree of saturation of the tailings, improving the undrained condition of tailings which is one of liquefaction condicionate, and promotes stress relief in a controlled manner. The works to decharacterize this structure will be carried out in seven phases, with Phase 1 having been completed in 2023, when the activities has effectively begun. All along the period of execution of the project and work, existing instrumentation data and the stability of the structure were evaluated, the results of which reflect the direction of the flow upstream, resulting in an improvement in the dam's safety condition.

KEYWORDS: dam, decharacterization, tailings, water level, upstream raising.

1 INTRODUÇÃO

Na década de 2010 o Brasil sofreu com dois grandes rompimentos de barragens, sendo Fundão em 2015 e Barragem 1 em 2019, tendo sido liberados um volume elevado de rejeitos no meio ambiente e acarretando na morte de centenas de pessoas. Ambas barragens possuiam o método construtivo de alteamento a montante e tais rompimentos foram ocasionados pela liquefação do rejeito de fundação dos alteamentos. Este fenômeno se dá pela perda de resistência do material, induzida pelo aumento de poropresões, em condição não drenada, típica de solos finos, com baixa coesão, que se apresentem como contrátil e saturados (SILVA,2010).

Diante destes desastres, a legislação da mineração se tornou mais restritiva, principalmente no estado de Minas Gerais, onde ocorreram os rompimentos mencionados. Em 2019 foi emitida uma resolução conjunta SEMAD/FEAM n° 2.784 que determinou a descaracterização de todas as barragens de contenção de rejeitos e resíduos alteadas pelo método a montante, provenientes de atividades minerárias e localizadas no estado de Minas Gerais. Na sequência, a Agência Nacional de Mineração (ANM) publicou a resolução de n° 13 que estabeleu medidas regulatórias para assegurar a estabilidade de barragens de mineração e considerações a respeito dos projetos de descaracterização. Em 2020, a Lei nº 12.334/2010 que estabelecia a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), foi alterada pela Lei nº 14.066 que estabeleceu a proibição de barragens com método construtivo alteado a montante por todo o território nacional. Posteriormente, foi publicada a Resolução ANM n° 95/2022, atualizada pela Resolução ANM º 130/2023, que consolidou os atos normativos acerca da segurança de barragens de mineração no âmbito nacional.

Em 2021 foi realizada uma avaliação ambiental integrada a respeito das obras de descaracterização de barragens alteadas pelo método de montante em Minas Gerais, onde foi identificado que os projetos de descaracterização se classificam em desmonte total, desmonte parcial e sem desmonte da estrutura, sendo desmonte parcial o modelo mais aplicado (NERI, at al. 2021).

Em atendimento às normativas supracitadas, foi desenvolvido um projeto de descaracterização de uma barragem alteada a montante do quadrilátero ferrífero que consiste na escavação e remoção do rejeito do reservatório e dos três alteamentos a montante, permanecendo o Dique de Partida com método construtivo em etapa única. Parte do rejeito reservado pelo Dique de Partida será escavado para que a estrutura permaneça com um volume útil e se torne uma barragem de reservação de água e sedimentos ao final das obras.

O rejeito disposto na barragem é caracterizado como um silte argiloso em estado não compactado (fofo) e saturado, com coeficiente de permeabilidade estimado de 8,05E-05 cm/s. Conforme a interpretação dos resultados de ensaios triaxiais e CPTUs, este material tem comportamento contrátil ao sofrer cisalhamento em condições não drenadas, ou seja, há geração de poropressões positivas, redução das tensões efetivas e, assim, redução da resistência ao cisalhamento. O nível d'água atual se encontra abaixo da base do 2º alteamento, aproximadamente na elevação 1.291 m, com drenagem interna do Dique de Partida em pleno funcionamento.

Robertson et al. (2019) indica que um depósito saturado ou quase saturado, constituído de solos arenosos ou siltosos muito fofos, ou mesmo de argilas sensíveis, caso submetido a carregamentos não drenados, pode estar sujeito a deslizamento ou fluxo devido à liquefação estática. Dessa forma, o rejeito da estrutura em análise apresenta vários fatores condicionantes para a ocorrência do fenômeno da liquefação estática. A metodologia implementada procurou promover o rebaixamento da superfície freática da estrutura por meio das próprias escavações, realizadas de montante para jusante de forma controlada e dentro das premissas do projeto executivo e, assim, reduzir a saturação do rejeito e, consequentemente, as condicionantes para a ocorrência de liquefação estática durante as obras de descaracterização.

2 OBJETIVO

Este artigo tem por objetivo apresentar a metodologia utilizada para o rebaixamento do nível d'água do reservatório de uma barragem alteada a montante, permitindo assim, que as obras de descaracterização sejam executadas com maior segurança para os trabalhadores e, que melhore a condição não drenada do rejeito, controlando uma das principais condicionantes para a ocorrência de liquefação estática.

3 METODOLOGIA

A barragem modelo deste estudo consiste em uma estrutura composta por um Dique de Partida e três alteamentos à montante. Previamente ao início das obras de descaracterização foram implementadas diversas

ações visando a diminuição do aporte de água no barramento. Dentre essas ações, se destacam o esgotamento do lago existente e a execução de canais de cintura para mitigação dos fluxos direcionados para o reservatório. Além disso, foram executadas escavações/regularizações de planos preparatórios para períodos chuvosos, na porção mais a montante do reservatório, que permitiram a condução da contribuição de água superficial para esta região.

O projeto de descaracterização desta estrutura consiste na escavação do rejeito a partir da região mais a montante do reservatório de forma a executar um *sump* de recebimento dos fluxos no ponto mais baixo da escavação. Os taludes projetados possuem inclinação suave, considerando 1V:3H para o rejeito em condição não saturada e 1V:6H para o rejeito em condição saturada. A altura máxima de escavação proposta é de 3 m, com bermas variando de 10 m a 20 m. Todas as bermas possuem declividade suficiente para permitir o direcionamento das águas superficiais para o fundo da escavação. No *sump* haverá um sistema de bombeamento que conduzirá a contribuição de água para os canais de contorno do barramento. A escavação a ser executada na praia de rejeitos, nos 200 m mais próximos ao barramento, deverá ser executada por meio de trincheiras drenantes perpendiculares à crista, com declividade em direção ao *sump* (jusante para montante), a serem executadas no sentido das ombreiras para o centro. Tal metodologia foi implementada com o objetivo de conduzir os fluxos de água para a região de montante, afastando do maciço a possibilidade de recargas da superfície freática.

As obras de descaracterização possuem a premissa de serem executadas apenas nos períodos secos, sendo paralisadas nos períodos chuvosos, enquanto os fatores de segurança das análises para a condição não drenada para resistência residual ou liquefeita não atenderem. Esta premissa foi definida com o objetivo de reduzir o risco associado das atividades e, devido à baixa produtividade nos dias chuvosos. Nos períodos chuvosos são previstas ações mitigadoras, como regularização da drenagem superficial do reservatório, impedindo que se formem poças e fluxos não controlados e, dificulte a recarga do lençol freático da estrutura.

O barramento e o reservatório possuem uma gama de instrumentos para controle do nível d'água e poropressão, por meio de medidores de nível d'água (INA) e piezômetros (PZ), respectivamente. A medida em que a escavação for executada no reservatório e nos alteamentos, os INA's são desativados e os PZ's são rebaixados, permanecendo em pleno funcionamento e monitorando a poropressão no rejeito. Parte da instrumentação é automatizada, com leituras a cada 4 horas, e parte das leituras são manuais, com frequência semanal. Desde o início do projeto, a empresa do Projeto de Descaracterização e a equipe de Geotecnia Operacional da Vale acompanham o monitoramento da instrumentação e, analisam a performance da estrutura com análises de estabilidade semanais, quinzenais e mensais, conforme necessidade. O rejeito desta estrutura apresenta comportamento não drenado com resistência de pico e contrátil e, dessa forma, as análises de monitoramento consideraram parâmetros de resistência em termos de razão de resistência de pico para o rejeito, a partir dos dados obtidos nos ensaios de campo CPTUs.

No período de abril a outubro de 2023 foi executada a Fase 1 deste projeto, contemplando a escavação apenas da região montante do reservatório, mantendo um distanciamento de 200 m do barramento, conforme Figura 1 que apresenta a conformação final da Fase 1. Foram escavados cerca de 1,8Mm³ de rejeito neste ano. Durante todo o período foram realizadas análises de estabilidade mensais da estrutura, considerando a condição não drenada de pico, e o acompanhamento do monitoramento da estrutura.

Figura 1. Configuração final da Fase 1 das obras de descaracterização.

4 RESULTADOS

Visando auxiliar no processo de drenagem do rejeito, foram executadas valas de drenagem e praças de trabalho no reservatório, com inclinação do terreno para a região de montante, onde se situa o *sump* existente com bombeamento. Esta metodologia apresentou resultados efetivos no tratamento das praças para escavação e possibilitou o escoamento da água liberada pela dissipação do rejeito saturado para o *sump* que chegou a bombear até 600 m³/dia no período seco. Além disso, no período chuvoso de 2023/2024 foi possível observar uma boa performance na drenagem do reservatório, sem anomalias e empoçamentos.

A estrutura conta com quatro seções de instrumentação para análise do monitoramento. As Figuras 2 a 5 apresentam os gráficos comparativos da instrumentação e da pluviometria, sendo a nomenclatura das seções na sequência da ombreira direita para a esquerda. Importante informar que no período de abril a outubro de 2022 foram registrados 308 mm acumulados de chuva, enquanto no mesmo intervalo de 2023, foram registrados 387 mm, meses que ocorreram as escavações no reservatório relacionadas com a Fase 1 da descaracterização. Alguns instrumentos foram descomissionados de acordo com o avanço das escavações, como o INA_203_20 e INA_200_20.

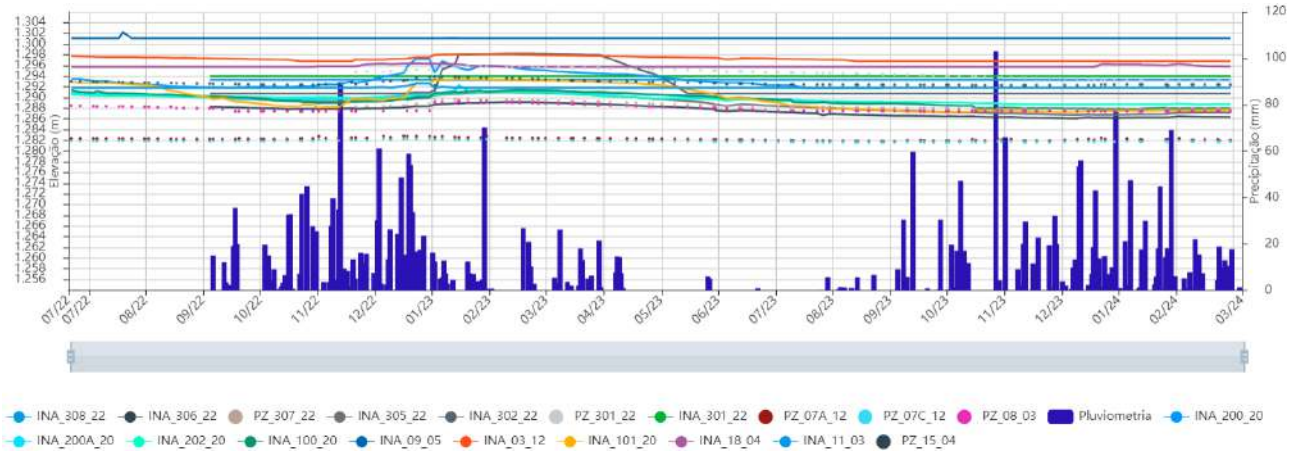


Figura 2. Histórico de leituras da instrumentação da Seção A.

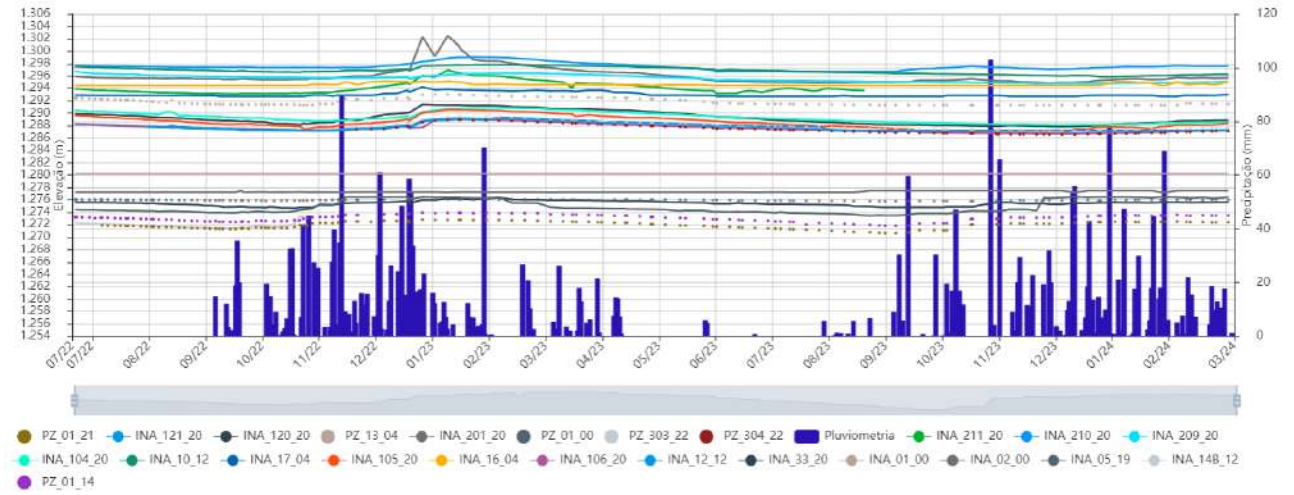


Figura 3. Histórico de leituras da instrumentação da Seção B.

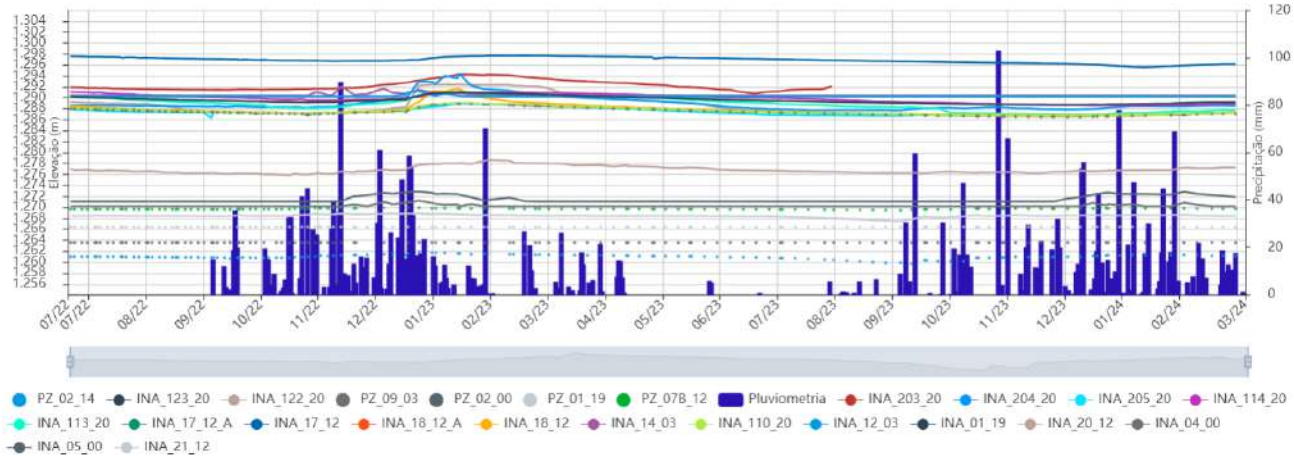


Figura 4. Histórico de leituras da instrumentação da Seção C.

Figura 5. Histórico de leituras da instrumentação da Seção D.

De forma geral, é possível avaliar que alguns instrumentos apresentaram comportamento similar ao ciclo hidrológico anterior, enquanto que a maioria apresentou pouca recarga e alguns mostraram redução das leituras durante o período chuvoso. Os instrumentos das seções A e D foram os que apresentaram maior variação em comparação ao ano de 2022 e 2023. Alguns instrumentos instalados no reservatório não apresentaram recarga em 2023, como o INA_201_20, INA_204_20, INA_202_20 e INA_205_20. Os instrumentos instalados a jusante da estrutura e no Dique de Partida não apresentaram variação significativa em suas leituras entre 2022 e 2023, mostrando um comportamento similar de elevação durante os períodos chuvosos. Instrumentos instalados no 3º (crista da barragem) e 2º alteamentos apresentaram pouca ou nenhum recarga com a incidência das chuvas, como o INA_302_22, INA_101_20 e o INA_26_12, enquanto que alguns apresentaram um comportamento diferente dos demais ciclos hidrológicos, mostrando redução nas leituras como o INA_303_22, INA_108_20 e INA_25_12.

É importante ressaltar que as escavações executadas em 2023 tiveram sua conformação final na porção de montante do reservatório na elevação 1.293 m, com a base do *sump* na elevação 1.290 m. A expectativa é que, com o avanço das obras e execução das demais fases, o nível freático, inclusive no maciço, continue a rebaixar e, apresentar leituras e recargas menores.

Como análise complementar, podemos avaliar os instrumentos instalados no 2º alteamento, região que o nível freático influencia significativamente no resultado do fator de segurança. A Figura 6 apresenta o gráfico de uma seção longitudinal com os instrumentos instalados na crista do 2º alteamento e, é possível observar que ao comparar os períodos de 2022 e 2023, a instrumentação praticamente não apresentou recarga com a incidência das chuvas, mantendo as leituras estáveis desde o final do período chuvoso de 2022. Destaca-se o INA_101_20 que apresentou diferença de 6 m e, os instrumentos INA_122_20 e INA_26_12 de 4 m, entre as leituras atuais e as do último período chuvoso.

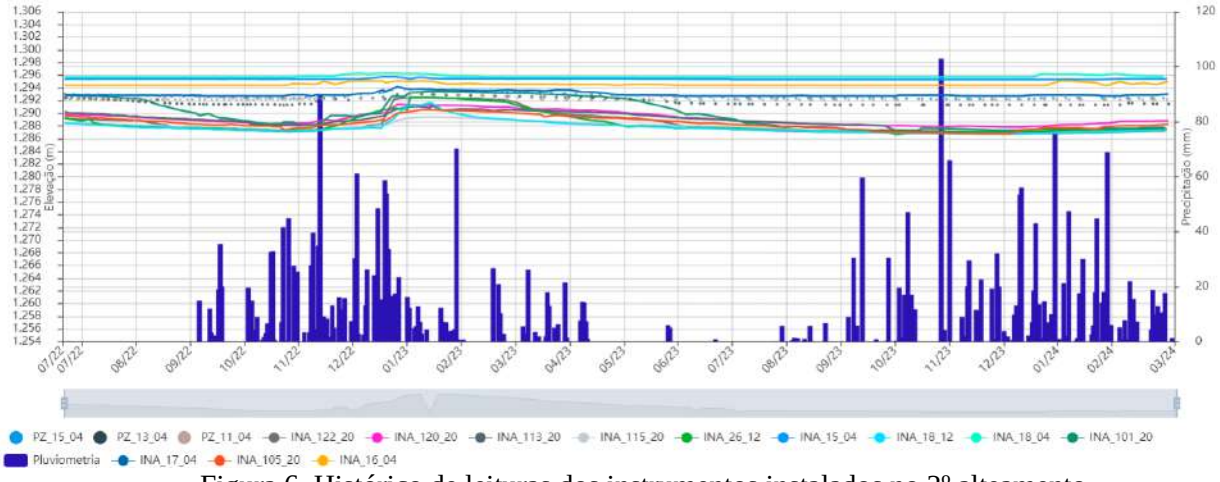


Figura 6. Histórico de leituras dos instrumentos instalados no 2º alteamento.

As seções de instrumentação são coincidentes com as seções de análise da estabilidade da estrutura, sendo os dados de monitoramento base para esta avaliação. A Figura 7 apresenta o gráfico com a evolução dos fatores de segurança (FS) encontrados mensalmente desde 2021 para a análise de condição não drenada para resistência de pico, que é uma das principais referências de condição de estabilidade da estrutura. Os registros pluviométricos são apresentados em barras enquanto que as linhas são os resultados dos FS para cada seção. É possível observar um comportamento diretamente relacionado com a incidência pluviométrica, apresentando menores resultados no período chuvoso e, melhoria da condição de estabilidade no período seco. Isso ocorre em função da variação da superfície freática no interior da estrutura. Ao comparar os resultados de 2022 e 2023 percebe-se que após a implementação das melhorias de controle e direcionamento da drenagem para porção mais montante do reservatório, a estrutura atingiu coeficientes de segurança superiores, mesmo com índices pluviométricos acumulados similares. Destacam-se os resultados para a seção A, que apresentou maiores FS, diretamente relacionado a não recarga de alguns instrumentos no período chuvoso de 2023.

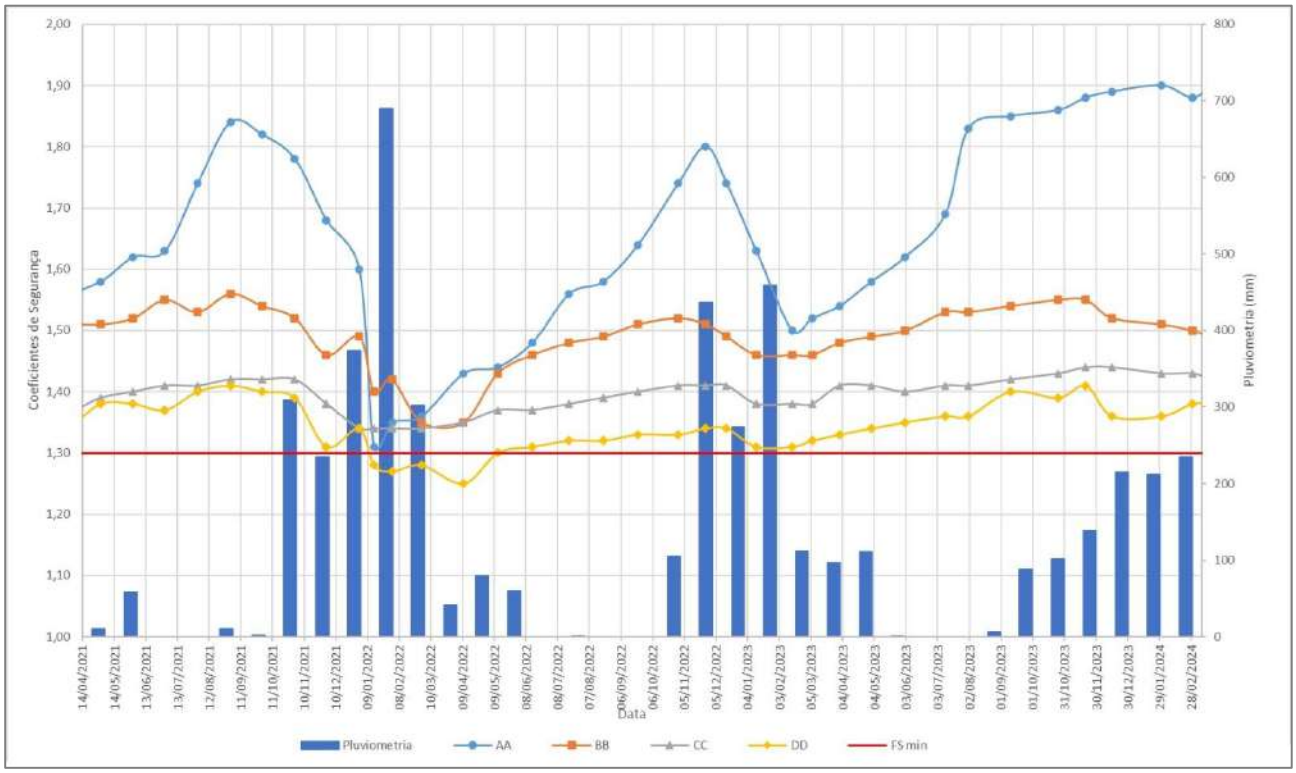


Figura 7. Resultados mensais dos fatores de segurança da estrutura desde 2021.

As Figuras 8 e 9 apresentam os resultados das análises de estabilidade da Seção A da barragem nos meses de novembro/2022 e novembro/2023, respectivamente. É perceptível o rebaixamento do nível d'água na região abaixo do segundo alteamento entre as duas análises, resultando em uma melhoria significativa nos fatores de segurança com incremento de 0,25 e, assim, na condição de estabilidade da estrutura. Em 2022 o nível freático nesta região era aproximadamente na elevação 1.293 m e, em 2023 se encontrava em torno da elevação 1.287 m, conforme avaliação dos dados de monitoramento.

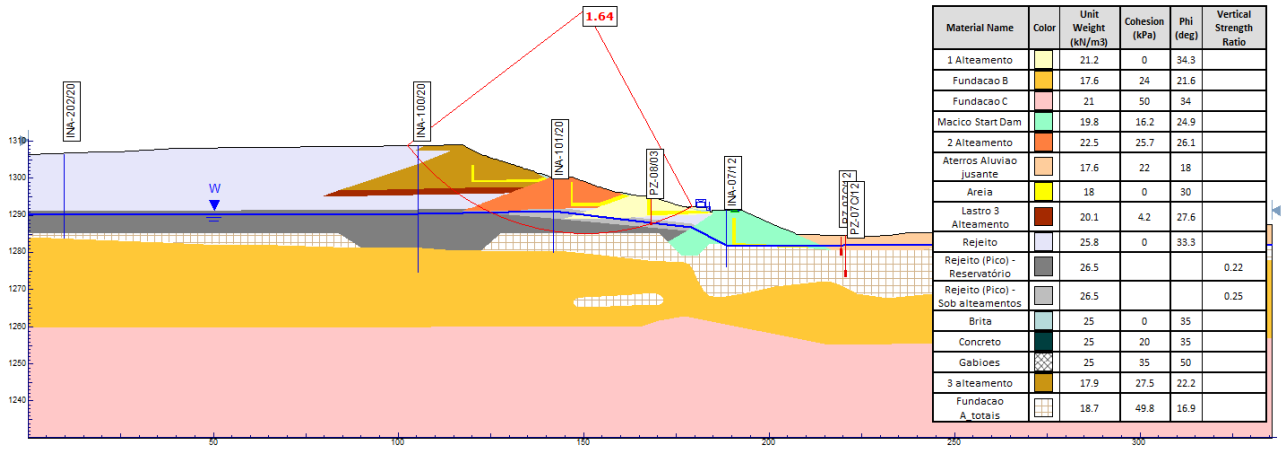


Figura 8. Seção A - Análise de Estabilidade – Condição Não Drenada de Pico – Novembro/2022.

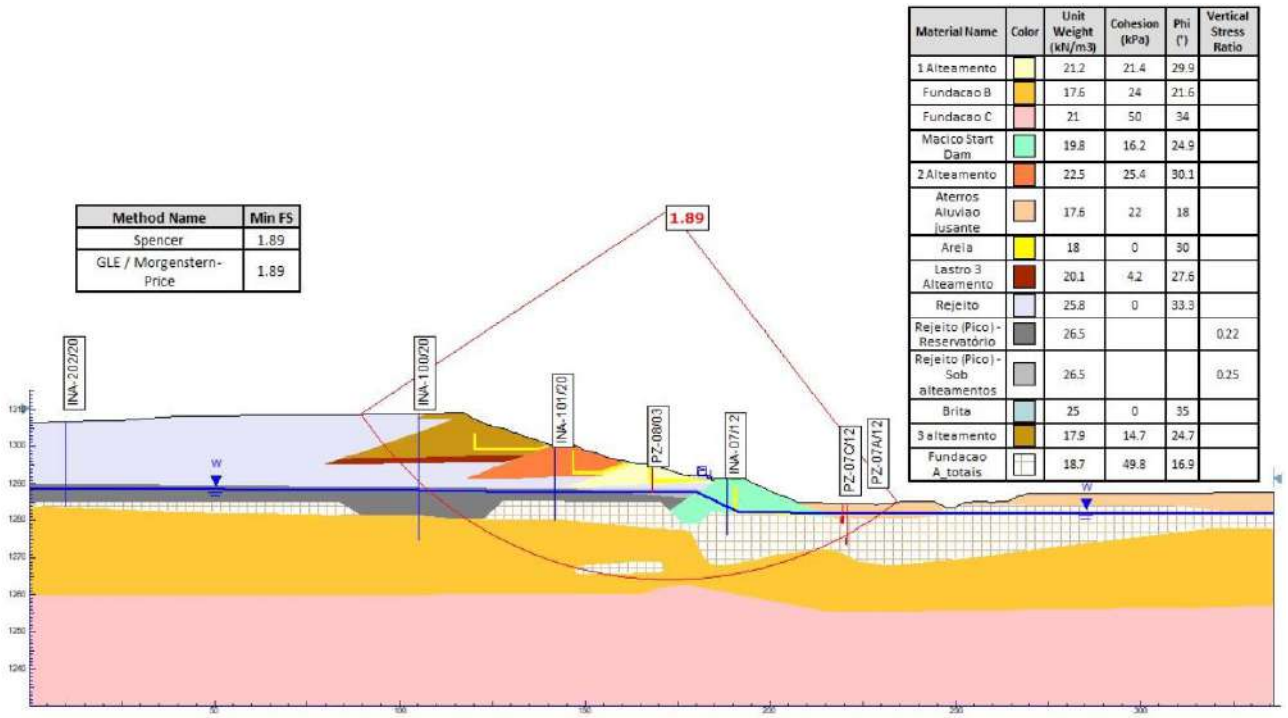


Figura 9. Seção A - Análise de Estabilidade – Condição Não Drenada de Pico – Novembro/2023.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo de caso apresentou a análise de uma barragem alteada a montante do quadrilátero ferrífero que está em processo de descaracterização. As obras de descaracterização serão realizadas com a remoção de parte do reservatório e dos três alteamentos, através de escavações de montante para jusante, com direcionamento do fluxo de água para a região montante do reservatório, onde há um *sump* com bombeamento. No período de abril a outubro de 2023 foi executada a Fase 1 deste projeto, contemplando a escavação apenas da região montante do reservatório, mantendo um distanciamento de 200 m do barramento.

De forma geral, é possível avaliar que alguns instrumentos apresentaram comportamento similar ao ciclo hidrológico anterior, enquanto que a maioria apresentou pouca recarga e alguns mostraram redução das leituras durante o período chuvoso. Os instrumentos das seções A e D, localizadas próximo às ombreiras, foram os que apresentaram maior variação em comparação ao ano de 2022 e 2023. Instrumentos instalados na crista e no 2º alteamento apresentaram pouca ou nenhuma recarga com a incidência pluviométrica, como o INA_302_22, INA_101_20 e o INA_26_12, enquanto que alguns apresentaram um comportamento diferente

dos demais ciclos hidrológicos, mostrando redução nas leituras como o INA_303_22, INA_108_20 e INA_25_12.

Ao avaliar os instrumentos instalados no 2º alteamento, região que o nível freático influência significativamente no resultado do fator de segurança foi possível observar que ao comparar os períodos de 2022 e 2023, a instrumentação praticamente não apresentou recarga com a incidência das chuvas, mantendo as leituras estáveis desde o final do período chuvoso de 2022. Os dados de monitoramento dos instrumentos foram utilizados como base para as análises de estabilidade, levando a fatores de segurança maiores em 2023, comparados a 2022, incrementando segurança a estrutura.

Com isso, é possível concluir que a metodologia utilizada para a descaracterização desta barragem vem apresentando resultados positivos, tanto na forma de execução e na dissipação da poropressão do rejeito quanto na performance da estrutura, sendo observada evolução da estabilidade ao longo dos meses.

É importante ressaltar que as escavações executadas em 2023 tiveram sua conformação final na porção de montante do reservatório na elevação 1.293 m, com a base do *sump* na elevação 1.290 m. A expectativa é que, com o avanço das obras e execução das demais fases, o nível freático, inclusive no maciço, continue a rebaixar e, apresentar leituras e recargas menores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Lei 12.334. (2010) *Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei no 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4o da Lei no 9.984, de 17 de julho de 2000.*

Lei 14.066. (2020) *Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração).*

Neri, A.C.; Sánchez, L.E.; Alves, C.F.C; Dupin, P.C.; Silva-Sánchez, s.; Baeta, A.m.; Modesto, A.;Christofolleti, C.; Cunha, C.b.; Tanikawa, D.H.; Piló, H.; Yoshida, H.T.; Bessa Jr., J.E.; Bezerra, J.S.B.; Sánchez, J.; Dias, L.g.; Souza, L.T.M.; Santos, M.R.G.; Souza, L.T.M.; Santos, M.R.G.; Borghieri, M.G.; Ferracini, M.; Massignan, R.S.; Monteiro, V.L. (2021) *Avaliação ambiental integrada das obras de descaracterização de barragens alteadas pelo método de montante no estado de Minas Gerais*. São Paulo: Fundação para o Desenvolvimento Tecnológico da Engenharia. 36p.

Resolução Conjunta SEMAD/FEAM - MG n°2.784. (2019) *Determina a descaracterização de todas as barragens de contenção de rejeitos e resíduos, alteadas pelo método a ontante, proveniente de atividades minerárias, existentes em Minas Gerais e dá outras providencias.*

Resolução N° 13 ANM. (2019) *Estabelece medidas regulatórias objetivando assegurar a estabilidade de barragens de mineração, notadamente aquelas construídas ou alteadas pelo método denominado "a montante" ou por método declarado como desconhecido e dá outras providencias.*

Resolução N° 95 ANM. (2022) *Consolida os atos normativos que dispõesm sobre segurança de barragens de mineração.*

Resolução N° 130 ANM. (2023) *Altera a Resolução ANM nº 95, de 7 de fevereiro de 2022, e dá outras providências.*

Robertson, P. K.; Melo, L.; Williams, D. J.; Wilson, G. W. Relatório do Painel de Especialistas Sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Córrego do Feijão. Painel de Especialistas, 2019. 77 p.

Silva, W.P. (2010) *Estudo do potencial de liquefação estática em uma barragem de rejeito alteada para montante aplicando a metodologia de Olson 2001*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto / UFOP, 6 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/52

Descaracterização de Barragem Alteada a Montante: Estudo de Caso e Avaliação de Desempenho

Ricardo Cabette Ramos
Engenheiro Geotécnico, VALE S.A., Itabira/MG, Brasil, ricardo.cabette@vale.com

Keitiane Fátima Coimbra
Engenheiro Geotécnico, VALE S.A., Itabira/MG, Brasil, keitiane.coimbra@vale.com

Thatyane Martins Gonçalves
Engenheiro Geotécnico, VALE S.A., Itabira/MG, Brasil, thatyane.goncalves@vale.com

Gustavo Henrique Nogueira
Engenheiro Geotécnico, WALM, Belo Horizonte/MG, Brasil, gustavo.nogueira@walmengenharia.com.br

Frank M. S. Pereira
Engenheiro Geotécnico, VALE S.A., Belo Horizonte/MG, Brasil, frank.pereira@vale.com

RESUMO: Após os acidentes ocorridos na mineração brasileira nos últimos anos, iniciou-se em 2019 a eliminação de barragens alteadas pelo método a montante, conforme exigências dos órgãos reguladores. O processo de descaracterização inclui descomissionamento, estabilização, monitoramento pós-obra e controle hidrológico e hidrogeológico. Este artigo descreve o estudo de caso de um dique construído sobre rejeitos em um sistema de barragens. O estudo para descaracterização desta estrutura envolveu investigações diretas, ensaios de campo e laboratório, revisões de projeto e análise de riscos por entidades independentes, visando um projeto robusto e seguro. A solução aplicada consistiu na escavação parcial do reservatório a montante e aterro da região a jusante, transformando o local em uma praia de rejeitos com baixa declividade e eliminando a função de contenção do dique. Em 2022, a descaracterização foi concluída e, um ano após as obras, análises e inspeções indicaram aumento na segurança em relação ao fenômeno da liquefação. O objetivo deste artigo é descrever o desempenho da solução implementada em uma das primeiras estruturas brasileiras descaracterizadas, levando em consideração sua importância no contexto atual da mineração.

PALAVRAS-CHAVE: Estrutura descaracterizada; Monitoramento pós-obra; Aumento da Segurança.

ABSTRACT: After the accidents that occurred in Brazilian mining in recent years, the elimination of upstream-raised dams began in 2019, as required by regulatory agencies. The de-characterization process includes decommissioning, stabilization, post-work monitoring, and hydrological and hydrogeological control. This article describes a case study of a dike constructed on tailings within a dam system. The de-characterization study of this structure involved direct investigations, field and laboratory tests, project reviews, and risk analysis by independent entities, aiming for a robust and safe project. The implemented solution consisted of partial excavation of the upstream reservoir and backfilling of the downstream region, transforming the site into a low-slope tailings beach and eliminating the dike's containment function. In 2022, the de-characterization was completed, and one year after the works, analyses and inspections indicated increased safety against liquefaction. The objective of this article is to describe the performance of the implemented solution in one of the first de-characterized structures in Brazil, highlighting its importance in the current mining context.

KEYWORDS: De-characterized structure; Post-work monitoring; Increased safety.

1 INTRODUÇÃO

A construção e manutenção de barragens de rejeitos são aspectos cruciais para o desenvolvimento sustentável da indústria mineradora. Durante décadas, diversas abordagens foram empregadas na concepção dessas estruturas, incluindo métodos como elevação a jusante, linha central e montante. No entanto, os trágicos acidentes envolvendo o colapso das barragens de Mariana (2015) e Brumadinho (2019) no Brasil levaram a uma reavaliação das práticas de construção e regulamentação dessas estruturas. Como resultado, proibiu-se a construção de novas barragens construídas pelo método a montante e promulgou-se legislações exigindo a eliminação das existentes que foram construídas seguindo essa metodologia, por meio de um processo conhecido como descaracterização.

A legislação estabelecida pela Agência Nacional de Mineração do Brasil (ANM nº 13/2019) estipula que as estruturas de contenção de rejeitos que cumpram os requisitos da resolução não devem mais receber rejeitos e/ou sedimentos de forma permanente. Além disso, essas estruturas devem passar por um processo meticuloso de desativação, controle hidrológico e hidrogeológico, estabilização e monitoramento.

Diante das lições aprendidas com os desastres recentes, estudos enfatizaram a importância de incluir os mecanismos de liquefação nas análises de estabilidade dessas estruturas (Turan et al., 2022; Silva et al., 2023). A liquefação pode ser desencadeada por eventos sísmicos, vibrações resultantes de atividades humanas ou variações nos níveis de saturação do solo (Zhang et al., 2022).

Em face dos desafios associados à remoção de estruturas construídas sobre rejeitos, a concepção de projetos requer uma abordagem abrangente que inclua uma variedade de avaliações e estudos preliminares antes da implementação. Especial atenção também deve ser dada aos desafios geotécnicos durante as fases de implementação. Este estudo de caso específico examina a remoção de uma dique de contenção, construído em uma praia de rejeitos e classificado como uma estrutura elevada a montante, cuja obra figura entre as primeiras barragens a serem descaracterizadas das trinta que serão eliminadas pela Vale S.A., uma empresa líder do setor minerador.

2 DESCARACTERIZAÇÃO

2.1 Contextualização do projeto

Em atendimento às necessidades anteriormente expostas, foi desenvolvido para a estrutura foco deste estudo um projeto de descaracterização para alcance de todas as condicionantes preconizadas pelas legislações vigentes. O Dique foi construído pelo método a montante em quatro elevações sucessivas até atingir uma altura de 21 m e um comprimento de 606 m, contendo em seu reservatório 8,8 milhões de m³ de rejeito. Importante destacar que previamente ao início das obras de descaracterização, foi construída uma berma de reforço para adequação do Fator de Segurança da estrutura, permitindo assim as ações da descaracterização. O presente tópico aborda questões inerentes ao projeto de descaracterização.

2.1.1 Arranjo Geral e Conceito do Projeto

O projeto de descaracterização foi composto, de maneira geral, por três ações: (i) escavação parcial do reservatório, (ii) conjugado com a execução de um aterro a jusante da estrutura, transformando toda região em uma praia de rejeitos estável. Sobre essa superfície, (iii) foram propostos canais de drenagem compostos por enrocamento e transições, e leiras direcionadoras para auxiliar melhor condução dos fluxos para os dispositivos propostos.

2.1.2 Caracterização Geológico-Geotécnica

Como ponto de partida, foram identificadas 6 campanhas geotécnicas, abrangendo aquelas executadas anteriormente em fases de construção/alteamento, ou mais recentes para atendimento às demandas mais atuais no âmbito do projeto. Essas campanhas abarcaram ensaios de campo e/ou laboratório, desde ensaios CPTu a triaxiais.

Os rejeitos caracterizados a partir dos dados de campo, majoritariamente por meio de ensaios de piezocone, mostraram dois comportamentos típicos do rejeito do local – fino, em camadas superficiais e granular, mais profundos. Essa divisão pode ser observada tanto pelos dados de cravação – q_c, f_s, u_2, quanto pelas classificações consagradas, como o sistema SBTn (Robertson, 2016).

Como materiais utilizados no aterro a jusante da estrutura foram aplicados os mesmos rejeitos da camada de reforço construída, que estavam dispostos a montante do local, e com caráter estritamente granular. Esse material foi estudado para, após aplicado, apresentar comportamento dilatante sob cisalhamento, eliminando o potencial de liquefação da camada.

O maciço existente da estrutura era composto predominantemente de materiais finos, advindos de solos naturais presentes nas ombreiras da estrutura, tendo sido devidamente compactados no ato de sua construção.

2.1.3 Seções de Análise e Definição do Nível Freático

Foram analisadas 3 seções geológico-geotécnicas ao longo do dique, sendo duas próximas a cada ombreira e a última central. Para definição do nível freático de cada estrutura, foi realizada uma análise sob dois viéses: seção atual e geometria descaracterizada.

Para a seção atual, foram interpretados todos os dados de instrumentação disponíveis – piezômetros e medidores de nível d'água, onde em posse dessas informações, definiu-se a superfície freática de projeto como aquela de comportamento mais crítico historicamente.

Por outro lado, é de amplo conhecimento que, finalizada a descaracterização, haveria um novo comportamento da superfície freática, tendo em vista das questões hidrogeológicas e geomecânicas do local. Para esse cenário, atribui-se como situação crítica a elevação do fundo dos canais periféricos. A Figura 1 representa a definição para uma das seções de projeto, considerando a geometria da estrutura descaracterizada.

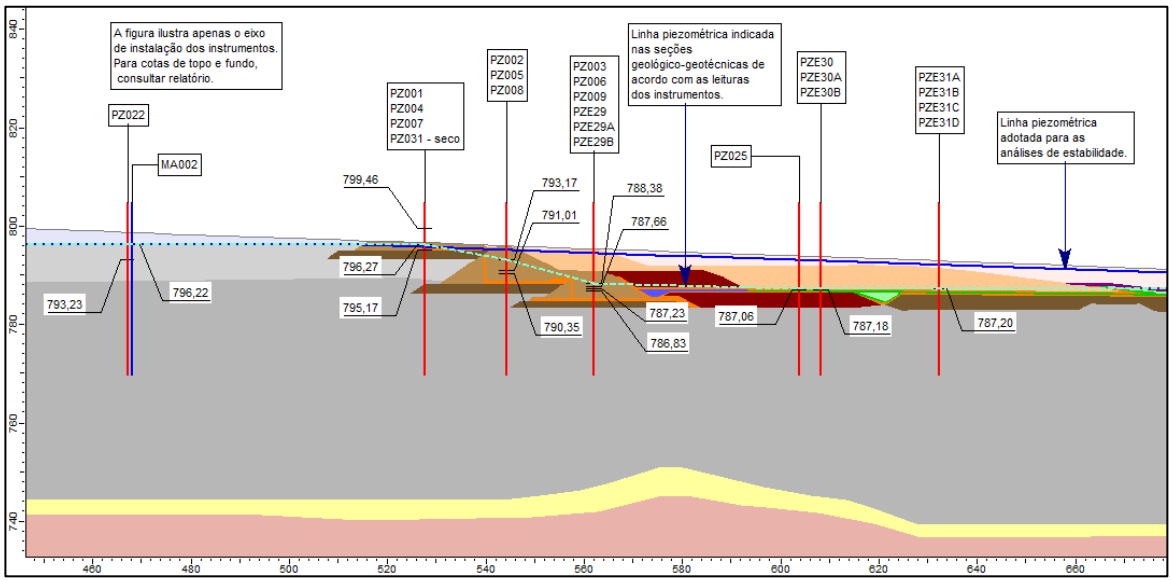


Figura 1. Definição das superfícies freáticas de projeto, seção exemplo.

2.1.4 Diretrizes para Controle, Monitoramento e Paralisação da Obra

Conforme citado anteriormente, as obras foram compostas, majoritariamente, de cortes e aterros, sofrendo grande influência do comportamento dos rejeitos da fundação que foram dispostos hidraulicamente. Desse modo, foi pensada na metodologia necessária para segurança das ações, para acompanhamento durante e pós-obra. Somado aos instrumentos existentes, foi proposta uma malha suficientemente robusta, de modo a viabilizar o monitorar em tempo real de toda a área de influência das intervenções.

Como resultado, as ações de obra foram acompanhadas por meio de uma malha de piezometros (de Corda Vibrante e Casagrande) e geofones de superfície. Com exceção dos geofones, que foram removidos após concluídas as obras, foram mantidos instrumentos para monitoramento pós-obra, com foco em avaliar o desempenho das estruturuas. A Tabela 1 apresenta a frequência de leitura realizada.

Tabela 1. Frequência de leitura dos instrumentos.

Instrumento	Até 15 dias após término da obra	Entre 15 e 45 dias após o término da obra	Após 45 dias do término da obra
Piezômetros de Corda Vibrante	Tempo real	A cada 1 hora	A cada 1 hora
Piezômetros Casagrande	2 vezes por dia	Diário	Semanal
Geofones de superfície	Tempo real	-	-

Foram definidos limites seguros para realização das obras, que limitavam as vibrações a 5 mm/s e os acréscimos abruptos (em período inferior à 24 horas) de poropressão em 5 kPa. Nesses cenários as obras eram paralisadas como um todo. O aspecto observacional também foi considerado como critério, configurando-se como suspensão de obra a evidência de patologias visuais, tais como *sand boils*, trincas, etc.

3 ASPECTOS LEGAIS REQUERIDOS X DESEMPENHO DAS OBRAS

Em obediência à normativa vigente, a descaracterização da estrutura foco deste estudo foi finalizada em novembro de 2022, conforme exigido pela resolução nº 13/2019 da ANM. Essa regulamentação estipula que empreendedores com barragens construídas ou alteadas pelo método a montante devem elaborar um projeto executivo de descaracterização e avançar com as obras após conclusão das intervenções de estabilização, quando necessário. Em complementação a este requisito, o projeto de descaracterização da estrutura deve ser elaborado em consonância com o "Termo de Referência para Descaracterização de Barragens Alteadas pelo Método de Montante", conforme estabelecido pela Resolução Conjunta SEMAD/FEAM nº 2.784 de 21 de março de 2019, em conformidade com a Lei 23.291, de 25 de fevereiro de 2019, que institui a Política Estadual de Segurança de Barragem em Minas Gerais.

A estrutura, foco desse estudo, teve o encerramento de sua operação anteriormente ao sancionamento da Portaria 70.389/2017 em 2019, momento em que o seu reservatório já encontrava-se assoreado. Dessa forma, o descomissionamento procedeu com a desativação da infraestrutura relacionada à sua operação. A Figura 2 mostra a evolução e o processo de assoreamento do reservatório da estrutura após encerramento das suas atividades.

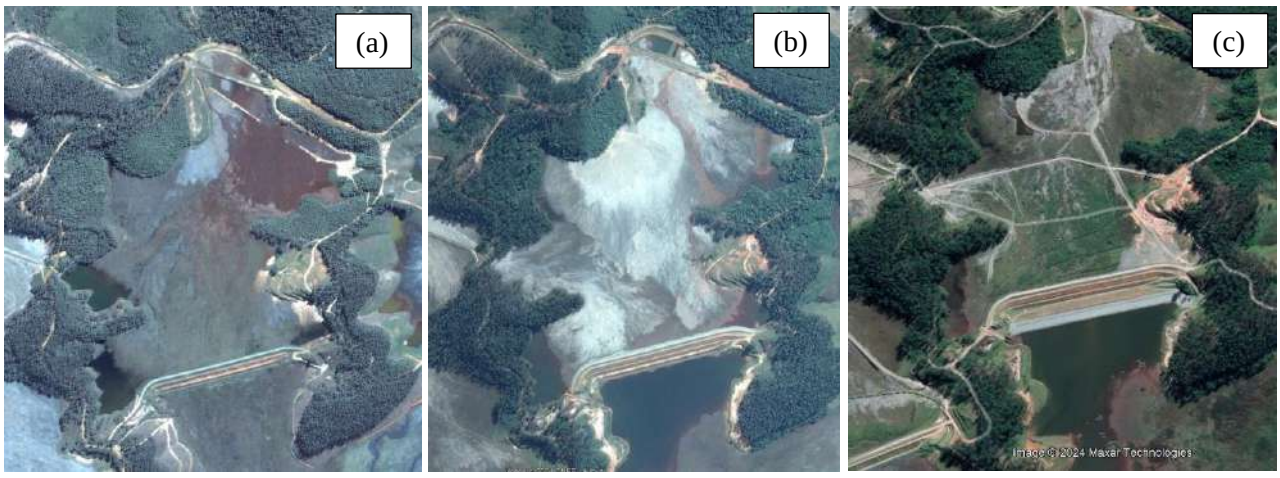


Figura 2. Em (a) ilustra a estrutura em 2003, (b) condição da estrutura em 2013 e (c) condição da estrutura em 2019.

O conceito do projeto conforme prescrito na legislação brasileira tem por objetivo também a estabilidade física a longo prazo das estruturas remanescentes. Sendo, no dique em estudo, adotada a combinação do aterro a jusante com a escavação parcial do seu maciço e reservatório a fim de transforma-se a região em uma praia de rejeitos, retirando-se, assim, a função de barramento e a sua descaracterização como barragem de mineração. Conforme pode ser observado na Figura 3, a solução adotada buscou uma geometria final suavizada, com inclinações inferiores à 4%, de modo a permitir fatores de segurança acima do recomendado pela legislação. As áreas demarcadas em vermelho demonstram a região de escavação e as hachuradas diagonalmente em verde apresentam a área de aterro.

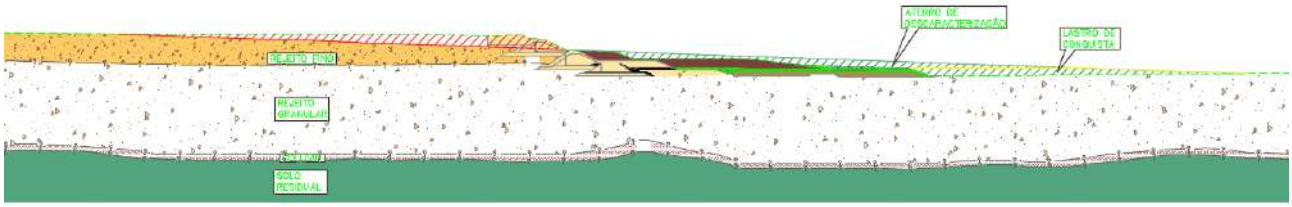


Figura 3. Seção geológica-geotécnica representando as regiões de corte e aterro para descaracterização da estrutura.

Além disso, conforme supracitado (item 2.1.3) a linha freática adotada nas análises de estabilidade da superficie final descaracterizada levou em consideração o cenário no qual o nível d'água aproximava-se da base dos canais de drenagem e da superfície final de projeto, Figura 4 a 6. No entanto, ao observarmos a piezometria após início das obras de descaracterização, período seco de 2022, nota-se que os níveis piezômétricos considerados em projeto apresentam-se conservadores nas regiões do antigo maciço, ou seja, maiores do que os registrados após as obras. Na Tabela 2 são mostradas as leituras piezométricas consideradas em projeto e os valores máximos atingidos após iniciadas as escavações no reservatório.

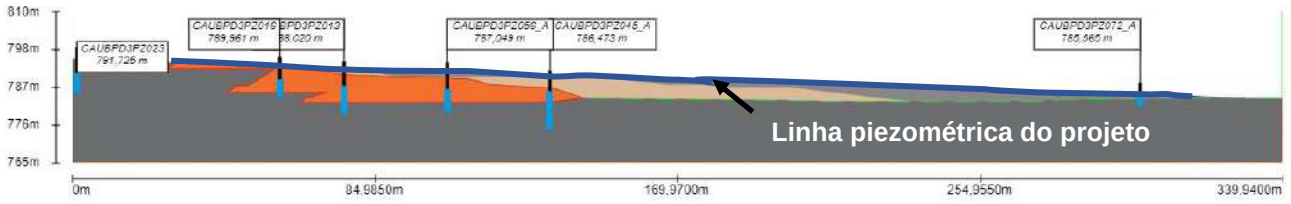


Figura 4. Seção A-A descaracterizada e instrumentada.

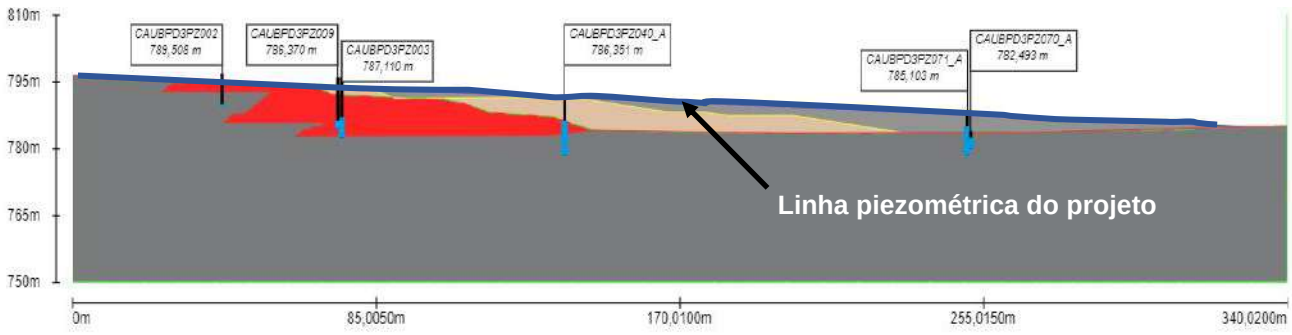


Figura 5. Seção B-B descaracterizada e instrumentada.

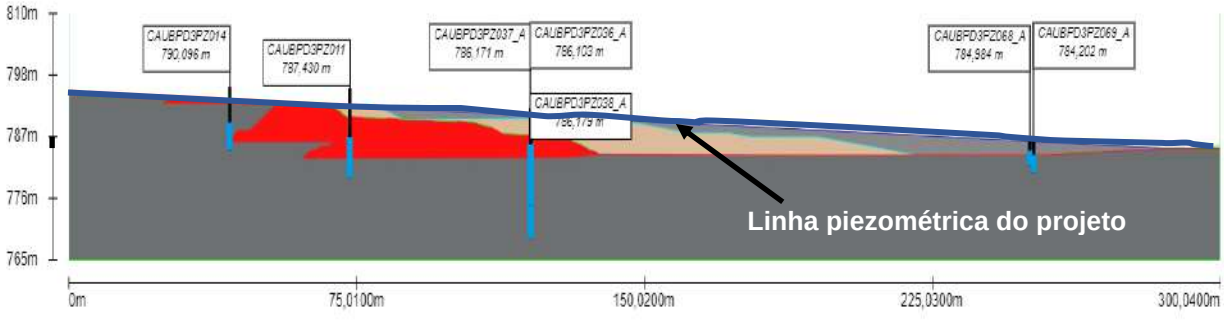


Figura 6. Seção C-C descaracterizada e instrumentada.

Tabela 2. Leituras piezométricas nas análise de estabilidade de projeto, modelo hidrogeológico e, por fim, leituras máximas obtidas após descaracterização da estrutura – Seção A-A.

Código do Instrumento	Leitura admitida em Projeto (m)	Leitura Modelo Hidrogeológico (m)	Leitura máxima após descaracterização (m)	
			2023	2024
CAUBPD3PZ016	791,22	791,64	790,89	790,21
CAUBPD3PZ023	794,01	792,53	792,61	792,03
CAUBPD3PZ013	789,08	791,40	788,62	788.24
CAUBPD3PZ056_A	789,03	791,22	787,61	787,29
CAUBPD3PZ045_A	787,16	786,95	786,99	786,74
CAUBPD3PZ072_A	785,90	785,77	786,04	785,56

Nota-se nas Tabelas 2, 3 e 4 que os instrumentos CAUBPD3PZ072_A, CAUBPD3PZ070_A e CAUBPD3PZ068_A, localizados a jusante das seções transversais, atingiram valor de piezometria acima daquele previsto em projeto. Estes instrumentos encontram-se a jusante do antigo barramento da estrutura, Figura 4 a 6, região no qual há o encontro com o reservatório da barragem principal do sistema e a bacia de dissipação do canal periférico, o que não interfere nos fatores de segurança da estrutura.

Tabela 3. Leituras piezométricas nas análise de estabilidade de projeto, modelo hidrogeológico e, por fim, leituras máximas obtidas após descaracterização da estrutura – Seção B-B.

Código do Instrumento	Leitura admitida em Projeto (m)	Leitura Modelo Hidrogeológico (m)	Leitura máxima após descaracterização (ma)	
			2023	2024
CAUBPD3PZ003	787,73	790,68	787,52	787,3
CAUBPD3PZ002	790,49	791,08	789,96	789,63
CAUBPD3PZ070_A	782,30	785,38	783,13	782,90
CAUBPD3PZ040_A	786,60	786,67	786,48	786,35
CAUBPD3PZ054_A	787,37	787,97	787,22	787,06
CAUBPD3PZ063_A	788,52	790,71	788,10	787,54

Tabela 4. Leituras piezométricas nas análise de estabilidade de projeto, modelo hidrogeológico e, por fim, leituras máximas obtidas após descaracterização da estrutura – Seção C-C.

Código do Instrumento	Leitura admitida em Projeto (m)	Leitura Modelo Hidrogeológico (m)	Leitura máxima após descaracterização (m)	
			2023	2024
CAUBPD3PZ069_A	785,85	785,76	784,84	784,75
CAUBPD3PZ068_A	785,58	785,76	785,80	785,51
CAUBPD3PZ014	791,79	791,79	791,51	790,37
CAUBPD3PZ011	788,32	791,79	787,96	787,64

Associada à geometria de descaracterização, o controle hidrológico e hidrogeológico é outro importante aspecto, uma vez que desempenha um papel crucial, implementando medidas efetivas para reduzir ou eliminar aportes de águas no reservatório. Conforme já abordado, a obra apresenta dois canais de drenagem com o objetivo de conduzir o escoamento superficial proveniente da precipitação incidente diretamente sobre a bacia de contribuição, direcionando-o para jusante com velocidades compatíveis com o material, evitando processos erosivos na praia de rejeitos e, ainda, garantindo ausência de acúmulo de água na região do antigo reservatório formado pelo barramento e a jusante. Na Figura 7 (a) é apresentado no projeto o arranjo geral contemplando os canais periféricos, na Figura 7 (b) apresenta o as built e na Figura 7 (c) a obra de descaracterização finalizada.

Ambos os canais periféricos, adotou-se o tempo de retorno de 500 anos, conforme preconizado pela NBR 13.028 (ABNT, 2017), atendendo a Resolução Conjunta SEMAD/FEAM nº 2.784 de 21 de março de 2019.

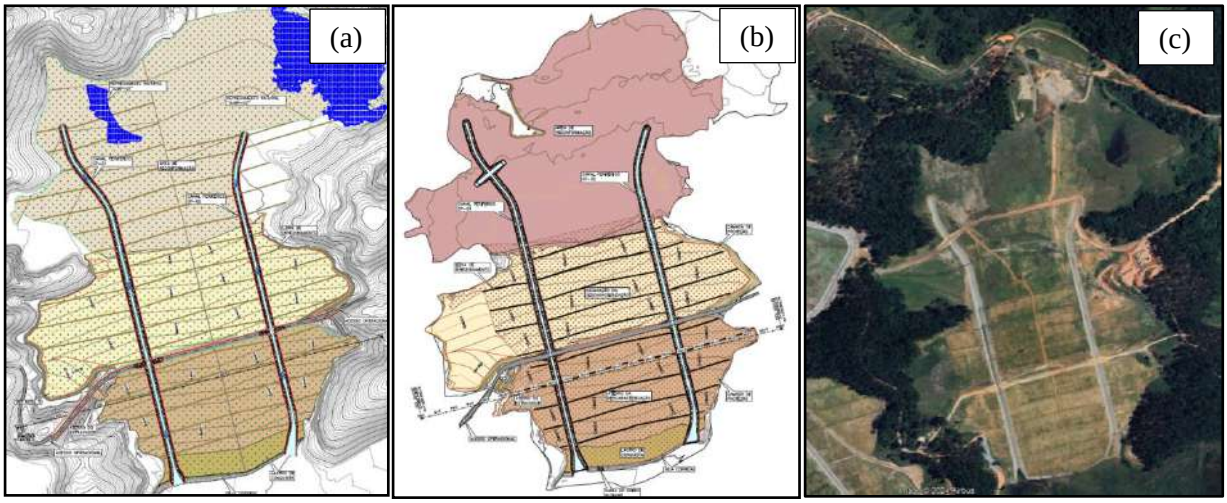


Figura 7. Na imagem (a) ilustra o projeto de descaracterização e (b) obra de descaracterização finalizada.

Após finalizadas as obras de descaracterização em 2022, durante inspeções visuais de rotina, foi possível verificar que não houve acúmulo d'água na área descaracterizada, o que indica a efetividade do conjunto canais periféricos e leiras direcionadoras (Figura 8). Estas últimas foram executadas a fim de reduzir as bacias de contribuição ao longo da porção descaracterizada e, consequentemente, evitar o carreamento de partículas e o ravinamento. É importante destacar que toda a área descaracterizada também recebeu proteção vegetal por meio de um mix de sementes reintegrando-a ao meio ambiente e contribuindo, também, para a proteção da superfície. Na Figura 9 pode-se observar as condições do reservatório antes do início das obras.

No que refere-se a estabilização química, em virtude de os rejeitos dispostos a montante e na fundação da estrutura serem classificados como não perigosos – inertes (classe II-B), de acordo com a norma NBR 10.004 (ABNT, 2004), não foram necessárias ações adicionais no sentido de estabilização química/biológica dos mesmos.

Este conjunto de etapas adotadas para estrutura do Dique 03 não apenas resulta em uma a redução de riscos, mas também um compromisso com a sustentabilidade e a responsabilidade ambiental no setor de mineração.

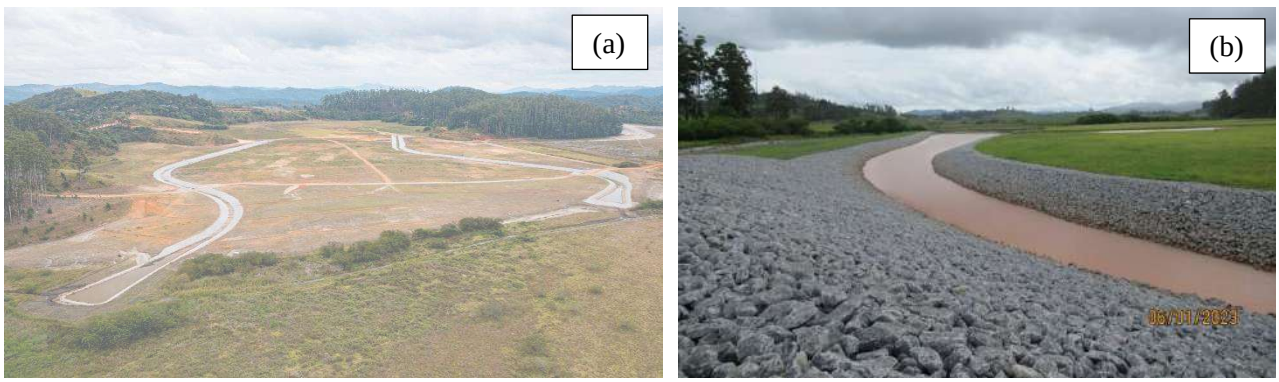


Figura 8. Na imagem (a) ilustra o canal operante em outubro de 2023 e em (b) o canal em 06/01/2023.

Figura 9. Inspeção na estrutura realizada em dezembro de 2018 onde observa-se o aporte dágua a jusante da estrutura.

4 CONCLUSÃO

A descaracterização bem-sucedida do dique em estudo representa um marco importante na busca por segurança e sustentabilidade na indústria de mineração. A abordagem integrada adotada, que incluiu uma análise geotécnica detalhada, modelagem hidrogeológica e monitoramento contínuo, demonstrou um alto desempenho na mitigação de riscos associados a barragens de rejeitos. Ao enfrentar os desafios complexos da descaracterização, este projeto estabeleceu um padrão para futuras iniciativas de segurança em estruturas similares em todo o mundo.

Além de reduzir os riscos imediatos de colapso, a descaracterização desta estrutura teve impactos positivos adicionais. Ao transformar a área em uma praia de rejeitos estável e eliminar a função de contenção da estrutura, o projeto contribuiu para a reintegração da área ao meio ambiente e das comunidades circunvizinhas. Essa abordagem demonstrou um compromisso tangível com a responsabilidade ambiental e o bem-estar das comunidades afetadas.

A adesão rigorosa às regulamentações estabelecidas pela Agência Nacional de Mineração do Brasil e outras entidades foi fundamental para o sucesso da descaracterização da estrutura. A conformidade estrita não só garantiu a implementação de medidas eficazes de mitigação de riscos, mas também fortaleceu a confiança do público nas operações de mineração e nas autoridades reguladoras.

Documentando os desafios enfrentados e as soluções encontradas durante o processo de descaracterização aliadas as melhores práticas do mercado, este estudo oferece valiosos *insights* para profissionais do setor, autoridades reguladoras e comunidades afetadas. A troca de conhecimentos e experiências resultante desse trabalho pode informar e orientar futuras iniciativas de descaracterização de barragens, contribuindo para a contínua melhoria da segurança e da sustentabilidade na indústria de mineração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Chang, D., Guo, H., Yin, J., & Xu, W. (2021). Liquefaction analysis of a tailings dam in the Yunnan-Guizhou Plateau, China. *Environmental Earth Sciences*, 80 (5), p.1-13.

Silva, M. A. S., Nogueira, F. C., & Nunes, C. B. (2023). Liquefaction analysis of a dam foundation considering local site effects. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 149(1), p.78-89.

Turan, N., Kaya, I., & Balcı, C. (2022). Investigation of liquefaction potential of tailings dams using cyclic triaxial tests. *Environmental Earth Sciences*, 81(9), p.1-14.

Zhang, J., Zhang, J., Tian, H., Guo, W., & Huo, W. (2022). Liquefaction risk assessment of tailings dams considering seismic and dynamic properties of tailings. *Journal of Earthquake Engineering*, 26(1), p.64-86.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/53

DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITOS DE MINERAÇÃO NA GRANDE SÃO PAULO: INTEGRAÇÃO ENTRE HIDRÁULICA E GEOTECNIA APLICADA

Lucas Deroide do Nascimento
Engenheiro Civil, Reconverte Planej. Projetos, São Paulo, Brasil, lucas.nascimento@reconverte.com.br

Rodrigo Martins Lucci
Eng. Civil Hidráulico, Reconverte Planej. Projetos, São Paulo, Brasil, rodrigo.lucci@reconverte.com.br

Ana Cristina Akinaga Hatori
Engenheiro Civil, Reconverte Planej. Projetos, São Paulo, Brasil, ana.hatori@reconverte.com.br

José Antonio Gonçalves
Engenheiro Geólogo, Reconverte Planej. Projetos, São Paulo, Brasil, jag@reconverte.com.br

Marco Antonio de Souza Martins
Eng. de Minas, Embu S.A. Engenharia e Comércio, São Paulo, Brasil, mmartins@embusa.com.br

RESUMO: A Barragem BA-4 da Pedreira Juruaçu (Embu S.A.), situada no distrito de Perus (município de São Paulo) está cadastrada no SIGBM (Sistema de Gerenciamento de Barragens de Mineração) com DPA (Dano Potencial Associado) alto, em função das características geométricas da estrutura e da existência de população a jusante. A barragem, com 45 m de altura máxima do maciço e 403 m de comprimento da crista, foi construída pelo método de alteamento a jusante. O projeto de descaracterização foi desenvolvido pela Reconverte Planejamento e Projetos introduzindo o conceito de 'escoamento superficial controlado', a partir da criação de zonas específicas de escoamento na superfície do antigo reservatório, capeado com solos argilosos, impondo uma dinâmica hidráulica que reduziu a velocidade da água, diminuindo, assim, a vazão afluente ao exutório e possibilitando a manutenção do sistema extravasor existente no barramento. O projeto implantado demonstrou que o conceito de escoamento controlado, associado à construção de estruturas hidráulicas adaptadas às condições geotécnicas do rejeito, foi uma solução eficiente para a descaracterização da barragem. O escoamento controlado permitiu reduzir a velocidade da água e seu potencial erosivo, permitindo a construção de canais com tecnologia, relativamente simples e com materiais de baixo custo. Com a necessidade de imposição da vazão de projeto (TR=10.000 anos), o escoamento superficial controlado propiciou a manutenção da estrutura extravasora existente, evitando obras de redimensionamento da escada hidráulica para que comportasse uma chuva decamilenar.

PALAVRAS-CHAVE: Escoamento controlado, descaracterização de barragem, geotecnia aplicada.

ABSTRACT: The BA-4 dam at Pedreira Juruaçu (Embu S.A.), located in the district of Perus (municipality of São Paulo), is registered in the SIGBM system with a high DPA, due to the geometric characteristics of the structure and the existence of a population downstream. The dam, with a maximum height of 45 m and a crest length of 403 m, was built using the downstream raising method. The de-characterization project was developed by Reconverte Planejamento e Projetos introducing the concept of 'controlled surface runoff', based on the creation of specific runoff zones on the surface of the old reservoir, capped with clay soil, imposing a hydraulic dynamic that reduced the speed of the water, thus reducing the flow to the outlet and making it possible to maintain the existing overflow system in the dam. The implemented project demonstrated that the concept of controlled surface runoff, associated with the construction of hydraulic structures adapted to the geotechnical conditions of the tailings, was an efficient solution for de-characterizing the dam. The controlled runoff made it possible to reduce the speed of the water and, consequently, its erosive potential, allowing the construction of channels with relatively simple technology and low-cost materials. With the need to impose the design flow rate (TR 10,000 years), controlled surface runoff made it possible to maintain the existing overflow structure, avoiding the need to resize the hydraulic ladder to accommodate decamillennial rainfall.

KEYWORDS: Controlled runoff; dam de-characterization, applied geotechnics.

1 INTRODUÇÃO

A Barragem BA-4, construída em 1988 para armazenar rejeitos do beneficiamento de granito, passou por sete alteamentos até alcançar a cota final de 796,10 m em 2016.

A mudança do processo de beneficiamento de úmido para seco e o descomissionamento do reservatório de rejeitos, no primeiro semestre de 2020, determinou o início do projeto de descaracterização da barragem. Em outubro de 2022, a Embu concluiu a etapa final das obras previstas pelo Plano de Metas para descaracterização de BA-4, com o capeamento total da área do reservatório e implantação de canais superficiais e dispositivos hidráulicos.

A descaracterização efetiva de uma estrutura é o resultado de um plano de gestão ambiental que deve reunir as informações técnicas necessárias, desenvolver projetos, implementando ações e metas que permitam atingir às condições de segurança adequadas à reconversão da área para novo uso.

2 PREMISSAS E CRITÉRIOS ADOTADOS

No projeto de descaracterização da Barragem BA-4 foram adotadas práticas e critérios consagrados para seu desenvolvimento.

Para subsidiar as avaliações de estabilidade foram coletadas amostras do rejeito e amostras indeformadas do aterro e da fundação da estrutura. As amostras de rejeito foram ensaiadas na mesma condição de saturação encontrada na barragem, para permitir a avaliação do comportamento atual do material encontrado no reservatório. Foram realizados em cinco amostras do rejeito, retirados em diferentes pontos e profundidades, ensaios de identificação tátil-visual, análise granulométrica, limites de consistência, densidade real, umidade, concentração volumétrica de sólidos, ensaios reológicos em rampa de taxa de cisalhamento, ensaios de cisalhamento direto e teste de rampa inclinada. Em amostras indeformadas (duas do aterro da barragem e quatro amostras indeformadas da fundação) foram realizados ensaios triaxiais do tipo CIU_{SAT}, com medidas de pressão neutra, complementados pela caracterização total das amostras.

O monitoramento de BA-4 consiste em 23 medidores de nível d'água, instalados no maciço e no interior do reservatório, para acompanhamento das variações da linha freática em cinco seções principais de análise.

As análises de estabilidade foram realizadas em termos de tensões efetivas, adequadas para esta fase de longo prazo da estrutura e com a posição do nível freático em uma condição hidrostática estável. As análises foram realizadas através do *software* Slide® por três métodos de cálculo, em conformidade com a NBR 13.028/2017. Os referenciais sísmicos utilizados foram aqueles recomendados pela Eletrobrás (2003).

Com relação aos estudos hidrológicos, considerou-se a definição da vazão de projeto para um período de retorno de 10.000 anos, para atender aos critérios de segurança hidráulica da ANM no processo de descaracterização da estrutura.

O sistema de drenagem superficial, fundamentado sob o conceito de escoamento superficial controlado, foi projetado para receber as águas precipitadas, direcioná-las a zonas distintas de escoamento e conduzi-las pelos canais de drenagem até o curso d'água natural, fora das dependências do empreendimento. Para isso, o sistema foi definido de forma que transformasse a precipitação de projeto de TR=10.000 anos em vazão compatível com a capacidade de descarga da escada hidráulica existente, o que minimizou significativamente o custo das obras hidráulicas de descaracterização. O desenvolvimento dos estudos para a concepção do sistema compreendeu a seguinte sequência de elaboração: verificação da capacidade de descarga da escada hidráulica existente, pré-dimensionamento dos canais, definição da geometria e cálculos para a transição do canal trapezoidal para o canal retangular, dimensionamento dos canais com modelagem bidimensional e configuração das zonas de escoamento diferenciado.

3 PROJETOS

3.1 Descaracterização da Estrutura

A etapa inicial do projeto de descaracterização, a rigor, teve início em 2020 com o descomissionamento do reservatório, quando o processo de beneficiamento foi alterado, eliminando todos os produtos que dependiam de água para produção, cessando o lançamento de polpa de rejeitos no reservatório. A premissa conceitual para a descaracterização foi a reintegração da estrutura do barramento e da área do reservatório à

morfologia do entorno antropormofizado, sem prejuízos ao meio ambiente, garantindo sua estabilidade, proporcionando segurança à população a jusante, além de viabilizar uma futura utilização da área do antigo reservatório.

Como intervenções na dinâmica das águas pluviais foram implantados desvios na região da cava de Juruaçu, ocasionando a redução drástica do afluxo das águas da área de contribuição e das descargas de águas superficiais no antigo reservatório. O reservatório recebeu, então, uma camada de aproximadamente 1,5 m de solo argiloso, como um paramento limitante à infiltração das águas pluviais que incidem diretamente sobre a superfície.

A concepção do sistema de escoamento superficial se baseou na estratégia de não promover alteração no sistema extravasor, mesmo considerando-se uma chuva decamilenar. Essa premissa norteou os estudos para a avaliação da possibilidade de se trabalhar com dispositivos de retardo para o tempo de permanência das águas afluentes à área do reservatório, até o lançamento no vertedouro do barramento. Dessa forma, a dinâmica do escoamento superficial foi projetada para captar as águas de uma precipitação de TR=10.000 anos e encaminhá-las para o exutório, promovendo um trânsito hidráulico tal, que cuja vazão fosse compatível com a capacidade de descarga da escada hidráulica existente e, também, não alterasse o volume de escoamento atual dos canais naturais a jusante, cujas margens encontram-se ocupadas por moradias das comunidades do entorno.

O sistema de escoamento superficial consistiu, basicamente, na subdivisão da área do reservatório em três áreas com dinâmicas hídricas distintas para o escoamento das águas superficiais (*runoff*), denominadas ZEC, ZED e ZEL (Figura 1).

A Zona de Escoamento Direcionado (ZED), com inclinação média de 0,1%, tem o objetivo de receber e direcionar as águas precipitadas nesta região para um setor afastado do barramento, denominado ZEL.

A Zona de Escoamento Lento (ZEL), tem capacidade de receber as águas da ZED e direcioná-las para o canal trapezoidal construído no perímetro do reservatório. A ZEL, capacitada pra reter temporariamente a precipitação recebida da ZED, tem seu ponto mais baixo coincidente com a entrada do canal trapezoidal na ZEC, não gerando, assim, nenhuma reservação de água.

A Zona de Escoamento do Canal (ZEC) é a área perimetral da lateral direita do reservatório e contém o canal periférico que a margeia. A ZEC tem função de transportar as águas precipitadas diretamente para o canal.

Figura 1- Áreas de dinâmica de escoamento superficial e direcionamento das águas pluviais.

Os dispositivos hidráulicos do canal periférico da ZEC foram divididos em três setores com geometrias diferentes. O trecho inicial, que recebe as águas da ZEL, tem geometria trapezoidal e é revestido por geocélulas, até o canal de transição que 'ordena' o fluxo até o com o canal retangular de concreto armado que, por sua vez, direciona para a escada hidráulica.

3.2 Geotecnia aplicada

3.2.1 Parâmetros dos Materiais

Os parâmetros de resistência adotados para os materiais mais representativos nas análises de segurança da estrutura (solos do aterro do maciço e da fundação) foram baseados em ensaios laboratoriais disponíveis. Os materiais que não possuem ensaio específico foram correlacionados em referências bibliográficas e valores de NSPT apresentados nas sondagens executadas durante a vida da estrutura. Os parâmetros foram divididos principalmente em três diferentes materiais, sendo eles: aterro, fundação e rejeito.

O aterro do barramento é composto por materiais, predominantemente, constituídos por argila arenosa ou argila silto-arenosa e silte argilo-arenoso, de consistência média a dura. O NSPT médio é de 15 golpes, chegando até 37 golpes em maiores profundidades. Após análise dos resultados dos ensaios triaxiais do tipo CIUSat adensado rápido, foram adotados os parâmetros geotécnicos efetivos apresentados na Tabela 1.

A fundação, de acordo com as sondagens realizadas, está praticamente apoiada em solo residual constituído por silte arenoso. As sondagens indicam que o solo residual tem NSPT médio de 23 golpes, chegando até o impenetrável em maiores profundidades. Após análise dos resultados dos ensaios triaxiais do tipo CIUSat adensado rápido, foram adotados os parâmetros geotécnicos efetivos apresentados na Tabela 1.

Nas sondagens realizadas antes do início do processo de descaracterização, o rejeito, composto por camadas constituídas de areia fina e média, intercaladas por camadas de silte argiloso ou arenoso, apresentava N_{SPT} médio de 5 golpes e, nas camadas mais superficiais, N_{SPT} de 1 ou 2 golpes. O rejeito amostrado em diferentes pontos e profundidades foi submetido a ensaios de cisalhamento e, após análise dos resultados, foram adotados os parâmetros geotécnicos apresentados na Tabela 1. Por se tratar de um material areno-siltoso com umidade superior a 20%, a mudança da velocidade do ensaio de cisalhamento não alterou a resistência, comprovando que os transientes de excesso de poropressões (ou mesmo os transientes de alteração de sucção) do ensaio se dissiparam muito rápido, como era de es esperar. Dentro destas condições, a não saturação não interfere na resistência ao cisalhamento.

Tabela 1 - Parâmetros geotécnicos adotados para o aterro compactado, fundação e rejeito.

Material	C' (kPa)	Φ' (o)
Aterro compactado	11	32
Fundação BA-4	33	29
Rejeito BA-4	23	24

3.2.2 Análise de Estabilidade

As análises de estabilidade foram realizadas através da consolidação de todos os dados existentes ao longo da vida útil do barramento. Foram desenvolvidas com o programa Slide 8.0® e os fatores de segurança foram calculados pelo método do Equilíbrio Limite, utilizando-se três métodos de cálculo: Morgenstern-Price, Bishop Modificado e Spencer, considerados rigorosos para superfícies de ruptura circulares, fundamentados pelo critério de resistência de Mohr-Coulomb.

Para a realização das análises de estabilidade foram confrontados os principais aspectos determinantes: a geometria (seção transversal) da barragem, os parâmetros geotécnicos adotados para os materiais e os níveis piezométricos atuantes nos cálculos. Os resultados das análises de estabilidade global para as cinco seções (Figura 2), adotando-se a última leitura do N.A. e com os valores de parâmetros supracitados, estão indicados resumidamente na Tabela 2.

Tabela 2 - Resultado da análise de estabilidade global para a Barragem BA-4.

Seção	**Método**		
	Morgenstern-Price	**Bishop Modificado**	**Spencer**
A-A´	2,30	2,30	2,30
B-B´	2,28	2,29	2,28
B-B´ - taludes berma pré carga	1,72	1,73	1,72
C-C´	2,23	2,24	2,23
D-D´	2,35	2,35	2,35
E-E´	2,29	2,29	2,30

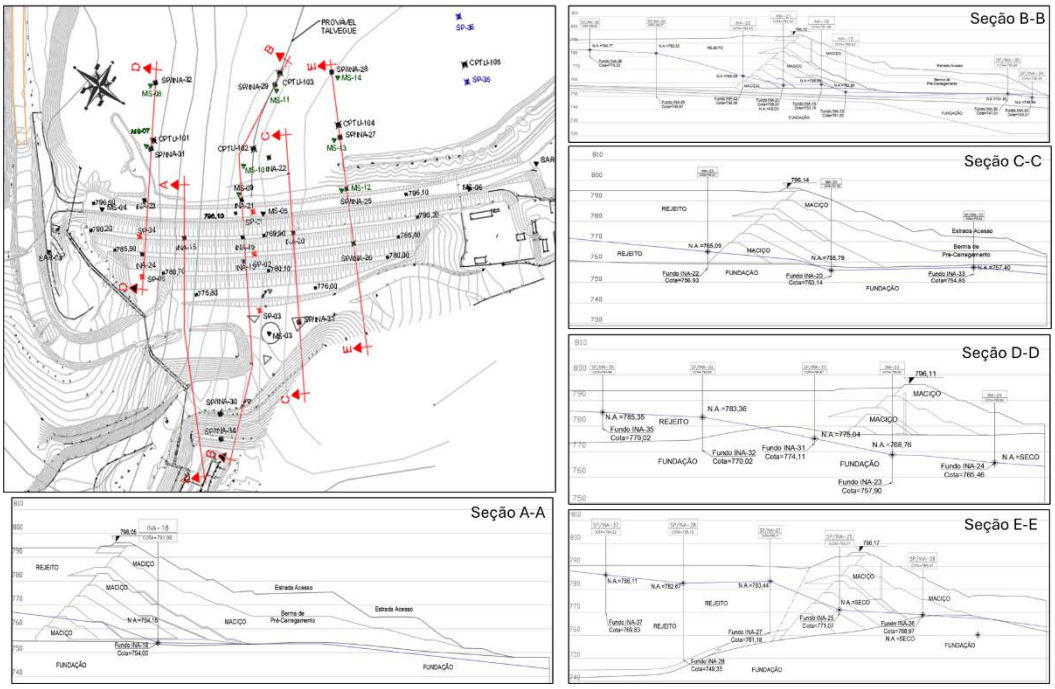


Figura 2 – Planta e Seções de Análise.

Observou-se que a superfície crítica de ruptura se desenvolve integralmente no maciço do 7º Alteamento, não sendo influenciada pelo nível d'água que se encontra profundo e estável no contato maciço/fundação da barragem, com tendência de rebaixamento na região do reservatório capeado. O fator de segurança (FS) atende ao fator mínimo de segurança prescrito pela NBR 13.028:2017, para condição normal de operação (FS>1,50). Os fatores de segurança são elevados e representam robustez na segurança geotécnica, na geometria e nos materiais empregados na construção da estrutura.

Em complemento, realizou-se uma análise utilizando a recomendação de Eletrobrás (2003) com a avaliação das condições da estrutura, face a sismos naturais ou induzidos, utilizando análise pseudoestática, adotando cargas sísmicas correspondentes a acelerações de 0,050 g na direção horizontal e 0,030 g na direção vertical. A Tabela 3 ilustra os fatores de segurança obtidos.

Tabela 3 - Resultado da análise de estabilidade global (sismo Eletrobrás).

Seção	**Método**		
	Morgenstern-Price	**Bishop Modificado**	**Spencer**
B-B´	1,99	2,00	2,00

3.3 Estudos Hidrológicos

O objetivo deste estudo foi o de definir a chuva de projeto para o período de recorrência igual a 10.000 anos e, assim, aplicar sobre a área de estudo modelada com malha computacional bidimensional, definindo as vazões para o escoamento superficial.

A Barragem BA-4, situada no município de São Paulo, encontra-se na bacia do Córrego Andado, na cabeceira do Ribeirão Perus. As chuvas de projeto desse estudo foram determinadas a partir de medições pluviométricas nas proximidades da região da Pedreira Juruaçu. Optou-se por uma análise local estatística para o conhecimento da magnitude dos eventos que podem ocorrer com uma determinada frequência. O período de retorno (tempo de recorrência) de um evento é entendido como o tempo médio (em anos) em que esse evento é superado ou igualado pelo menos uma vez. É definido como:

$$T = 1/F \quad (1)$$

Onde,

T= período de retorno, em anos;
F= frequência de um evento hidrológico.

Os dados hidrológicos apresentam variações sazonais que podem ser irregulares e onde ocorrem extremos e diferentes sequências de valores que caracterizam as variáveis como aleatórias. Assim, variáveis hidrológicas estarão sempre associadas a uma probabilidade de ocorrência e técnicas estatísticas, aplicadas para avaliar a ocorrência de fenômenos hidrológicos com determinada magnitude. Trata-se de uma estimativa de risco ou de probabilidade de ocorrência.

As distribuições de probabilidades notáveis que usualmente se adaptam aos extremos na hidrologia e usadas neste estudo são: Normal, Log Normal, Gumbel, Gama e Log Pearson. Com a distribuição probabilística selecionada, conseguiu-se a correlação entre as chuvas diárias e suas recorrências. Comparando-se os resultados obtidos da análise estatística para as distribuições probabilísticas que apresentaram as melhores aderências aos valores observados (Gumbel, Log Normal e Normal), escolheu-se a distribuição Gumbel, pois foi a que apresentou as menores diferenças quadráticas e, também, valores para períodos de retorno maiores com maior proximidade aos valores de campo.

Nas simulações hidrológicas as precipitações finais adotadas para a área da Pedreira Juruaçu, são as apresentadas na Tabela 4 para os períodos de retorno de 100 e 10.000 anos.

Tabela 4 - Chuvas de Projeto Finais para o Posto Perus.

TR (anos)	Chuva de Projeto (mm)
100	158,5
10.000	256,9

A modelação hidrológica foi realizada por meio do *software* de previsão de vazões HEC-HMS (Hydrologic Modelling System) desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers).

O modelo hidrológico adotado foi National Resource Conservation Service (NRSC) que considera o método de perdas por infiltração com a determinação do CN (*Curve Number*) para todas as sub-bacias da área de estudo, calcula qual parte da chuva gera o escoamento superficial. Na área de projeto (ver Figura *3*) não foi considerada a infiltração no solo e sim o escoamento da chuva total sobre a área de contribuição.

O percurso das águas referente ao restante da área do empreendimento direciona as águas para a propriedade vizinha, denominada de TELC, retornando ao percurso natural que existia antes do início da cava (Figura 3). A área em azul é a contribuição interna do reservatório, as demais estão direcionadas à área vizinha.

As áreas de contribuição foram consideradas de acordo com a concepção do sistema de drenagem. Conforme a Figura 4, as áreas foram assim definidas:

- *Zona de Escoamento Direcionado (ZED)*: ocupa cerca de 53% da área do antigo reservatório, a água da chuva escoa em uma superfície com declividade de 0,1% e é direcionada à Zona de Escoamento Lento;
- *Zona de Escoamento Lento (ZEL)*: área do antigo reservatório, localizada na parte mais distal do barramento, ocupa uma área em torno de 19%, é responsável pelo recebimento das águas pluviais, incidentes sobre a área do reservatório e em áreas adjacentes ao empreendimento, as quais são conduzidas pelo Canal Periférico pertencente a ZEC.
- *Zona de Escoamento do Canal (ZEC):* ocupando cerca de 28% da área do reservatório original, escoa as águas de chuvas pelo Canal Periférico (de fundo e lateral) até o sistema extravasor;
- *Áreas Adjacentes:* compostas pelas áreas externas à Barragem BA-4.

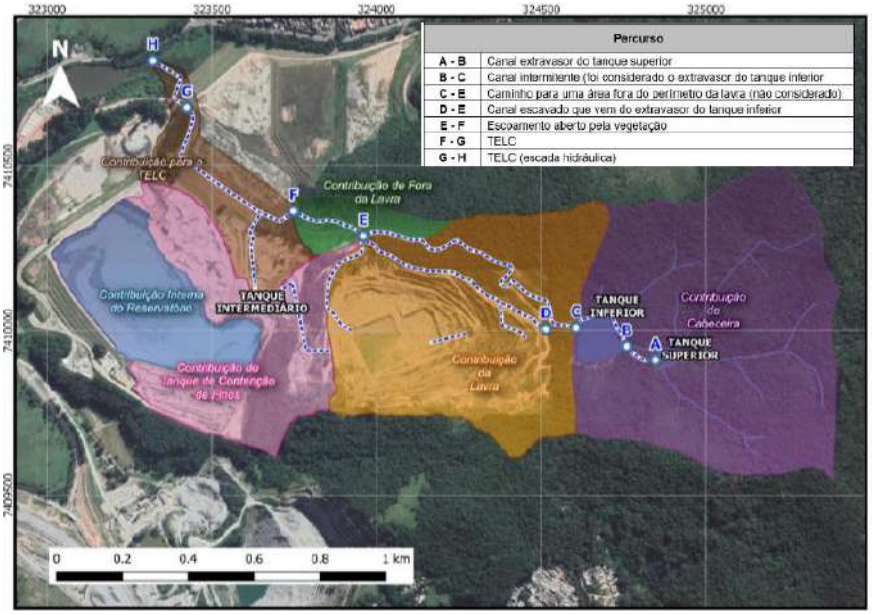


Figura 3 – Percurso das águas direcionadas para TELC. (Adapt. Google Earth, Maxar Technologies, 2019).

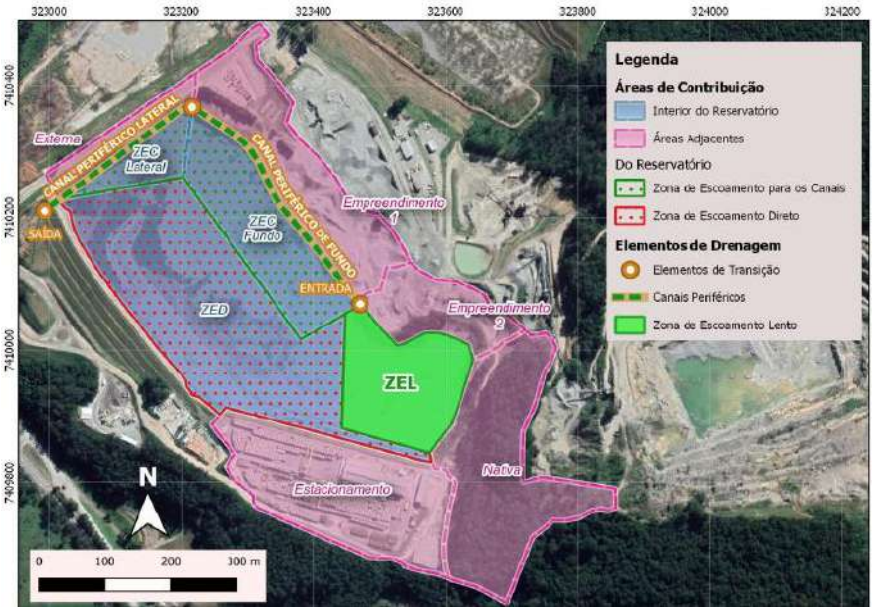


Figura 4 - Áreas de contribuição consideradas. (Adapt. Google Earth, imagem Maxar Technologies, 2019).

3.4 Estudos Hidráulicos

A elaboração desse estudo teve como objetivo dimensionar o sistema de drenagem superficial, de forma que as vazões geradas fossem compatíveis com a capacidade de descarga da escada hidráulica existente. O dimensionamento foi elaborado conforme apresentado nos itens subsequentes.

3.4.1 Verificação da Capacidade da Descarga da Escada Hidráulica Existente

A capacidade de descarga da escada hidráulica existente foi verificada para a vazão do vertedor Poço 1 que é de 5 m³/s e para uma vazão 20% acima, 6,0 m³/s. A transição entre o fluxo *nappe flow* e *skimming flow* está relacionada à vazão e, de forma geral, com a geometria dos degraus.

Com o levantamento de campo foram identificados seis lances da escada hidráulica existente, com diferentes configurações de degraus, para os quais foram verificados os tipos de escoamentos. Com relação aos muros laterais da escada hidráulica existente, que apresenta uma altura de 1,2 m, se fez necessário a verificação da altura do escoamento bifásico gerado no regime skimming flow. Este constatou que comporta

o escoamento para as vazões de 4,5 e 5 m³/s, porém, pode transportar até 9 m³/s, sem que ocorra o transbordamento pelos muros laterais.

3.4.2 Pré-dimensionamento dos Canais

O pré-dimensionamento dos canais teve como premissa a vazão máxima equivalente à capacidade de descarga da escada hidráulica existente igual a 5 m³/s. Desta forma, o sistema de drenagem não transportará para as estruturas hidráulicas existentes, a jusante da barragem, vazões superiores para a quais estas foram projetadas.

3.4.3 Dimensionamento da Transição do Canal Trapezoidal para o Canal Retangular

O dimensionamento da transição tem como objetivo definir o comprimento da mudança de seção para não ocorrer grandes diferenças de NA entre as seções e evitar turbulência no escoamento. A transição foi dimensionada segundo (Chow, 1959), com um comprimento total de 34 m, para as características das seções de montante e de jusante, trapezoidal com a largura da superfície da água igual 17,35 m e a seção retangular igual a 2 m.

3.4.4 Dimensionamento dos Canais com Modelagem Bidimensional

Após o pré-dimensionamento dos canais, o sistema de canais e as zonas de escoamento foram dimensionadas por meio de modelagem hidrodinâmica bidimensional rain-on-grid ou seja chuva sobre a rede, para a definição das dimensões do sistema de drenagem. A condição de contorno utilizada foi a precipitação referente à chuva excedente, calculada nos estudos hidrológicos atualizados.

O Modelo Digital de Terreno representa o projeto das zonas de escoamento e demais áreas de contribuição adjacentes. O resultado da modelagem bidimensional indica que a vazão na saída do sistema de drenagem é de 5,14 m³/s, inferior à capacidade de escoamento da escada hidráulica, que pode transportar até 9 m³/s sem a ocorrência de transbordamento pelos muros laterais. Como o sistema de drenagem implantado seguiu, rigorosamente, o projeto de descaracterização da barragem, o objetivo de não alterar as vazões efluentes foi alcançado e, assim, não há impactos hidrográficos previstos, atendendo, também, ao objetivo de transformar a precipitação de TR=10.000 anos em vazões compatíveis com a capacidade de descarga da escada hidráulica existente, o que evitou intervenções de grande porte no barramento, minimizando eventuais riscos, acelerando o cronograma de implantação e diminuindo significativamente o custo das obras de descaracterização.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A descaracterização de BA-4 apresentou como inovação a introdução do conceito de escoamento superficial controlado. A setorização do escoamento superficial permitiu subdividir a área impermeabilizada do reservatório em sucessivas zonas de retardo, obrigando ao escoamento superficial seu direcionamento a um canal periférico. Essa solução permitiu a manutenção do vertedouro, escadas hidráulicas e dos equipamentos hidráulicos existentes, mesmo impondo-se a vazão da TR=10.000 anos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem, especialmente, a Leonardo Motta e Márcio Gonçales pela extrema competência com que efetivaram os trabalhos de implantação do projeto e, extensivamente, a todos os profissionais das duas equipes técnicas que souberam conduzir com harmonia as atividades de projetos e obras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CHOW, V. T. (1959) *Open Channel Hydraulics*. New York: McGraw-Hill.

ELETROBRAS (2003) *Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas* - Comitê Brasileiro de Barragens-CBDB/CIGB/ICOLD

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/54

Descaracterização de Barragens de Mineração: Desafios e Fragilidades no Contexto Brasileiro Legislativo

Sophia Braga Carvalho
Engenheira Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, sophia.braga@engenharia.ufjf.br

Cátia de Paula Martins
Professora, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, catia.martins@ufjf.br

Bruno Melanez
Professor, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, bruno.milanez@ufjf.br

RESUMO: O objetivo deste artigo é apresentar o contexto legislativo brasileiro federal no âmbito da descaracterização de barragens de mineração, apontando os desafios e fragilidades que permeiam esse cenário. Pretendemos analisar as normativas envolvidas na descaracterização de barragens, considerando as lições aprendidas com desastres anteriores, como os eventos em Mariana (2015) e Brumadinho (2019). Mesmo com as mudanças legislativas, observou-se a permanência da necessidade de melhorias na regulamentação dessas atividades inicialmente colocadas como caráter emergencial e atualmente com liberdade legislativa para postergação dos prazos perante apresentação das justificativas. Ao ser definido o termo de descaracterização pela Agência Nacional de Mineração, em 2019, apresentou-se como obrigatório a retirada de todo o material armazenado, inclusive os diques e o maciço principal, porém esse termo apresentou modificações ao longo das novas publicações. Entende-se essa solução como paliativa, uma vez que o alteamento de uma estrutura deve ser definido desde a fase de projeto, podendo o erro de execução ou cálculo se estender para todas as etapas, não somente ao alteamento. Com isso, espera-se investigar e compreender o contexto legislativo brasileiro e identificar as pontos de atenção nas políticas regulatórias que resultam nas ações práticas realizadas pelas empresas responsáveis e que afetam a segurança e o meio ambiente, visando contribuir para um melhor entendimento e desenvolvimento de estratégias mais eficazes nesse importante aspecto da mineração no Brasil.

PALAVRAS-CHAVE: Descaracterização, Barragem, Legislação.

ABSTRACT: The objective of this article is to present the Brazilian federal legislative context concerning the decharacterization of mining dams, highlighting the challenges and weaknesses that permeate this scenario. We intend to analyze the regulations involved in the decharacterization of dams, considering the lessons learned from previous disasters, such as the events in Mariana (2015) and Brumadinho (2019). Despite legislative changes, the need for improvements in the regulation of these activities, initially deemed urgent but now allowing for legislative postponements upon justification, remains evident. When the term "decharacterization" was defined by the National Mining Agency in 2019, it mandated the removal of all stored material, including dikes and the main embankment. However, this term has undergone modifications in subsequent publications. This solution is considered palliative, as the elevation of a structure should be defined from the project phase, and errors in execution or calculation can extend to all stages, not just the elevation. Therefore, this study aims to investigate and understand the Brazilian legislative context and identify the areas of concern in regulatory policies that result in the practical actions carried out by responsible companies, affecting safety and the environment, in order to contribute to a better understanding and development of more effective strategies in this crucial aspect of mining in Brazil.

KEYWORDS: Decharacterization, Dam, Legislation.

1 INTRODUÇÃO

A descaracterização de barragens a montante é um tema de grande relevância no Brasil devido aos riscos que tal estrutura pode proporcionar caso não seja devidamente executada e monitorada, por constituir uma atividade complexa e detalhada. No Brasil, ocorreram dois dos maiores desastres de barragens do mundo, em Mariana (2015) e em Brumadinho (2019), ambos causados pelo colapso de barragens com alteamento a montante.

Em relação à atividade de mineração e utilização dos recursos naturais, pode-se considerar que a normatização voltada para a segurança de barragens é relativamente recente, porém o avanço da legislação brasileira sobre esse assunto nos últimos demonstra o reconhecimento quanto à importância da proteção do meio ambiente, das comunidades e do patrimônio cultural.

Objetivando a segurança e prevenção, os órgãos regulamentadores encontraram como solução inicial a descaracterização de barragens com alteamento pelo método a montante ou desconhecido, uma vez que as barragens onde ocorreram os acidentes possuíam essa técnica construtiva. Esses incidentes promoveram a urgência de reavaliar e remediar outras estruturas semelhantes em todo o território brasileiro por meio de reformulações na legislação nacional e reforço dos órgãos fiscalizadores. As mudanças na legislação refletem um compromisso renovado com a segurança, incorporando padrões mais elevados de projeto, construção e monitoramento de barragens.

Quando se refere às atividades de fechamento e destinação de uma estrutura ao fim da sua vida útil, entende-se ser um movimento recente, como pode-se observar em relação à necessidade de elaboração de plano de fechamento e monitoramento após a descaracterização, fatores que surgiram com maior enfoque a partir das tragédias ocorridas.

A construção a montante é o procedimento menos dispendioso, mas é adequada apenas sob uma combinação muito específica de granulação de rejeitos, armazenamento de água e condições sísmicas (Vick, 1990). O método de alteamento a montante necessita de atenção especial nas fases de projeto, construção, operação e desativação, devendo dar enfoque à escolha de materiais utilizados, elementos de drenagem interna e análise das solicitações de carregamento. O manual de operação da estrutura deve ser incluído e detalhado no projeto com o objetivo de evitar erros (ABNT, 2017).

Dito isso, observa-se a necessidade de abordar a descaracterização de barragens a montante no Brasil a partir de uma visão legislativa motivados pelos desastres de Mariana e Brumadinho, eventos que destacaram a urgência de ações preventivas para evitar futuras tragédias. O objetivo principal do artigo é apresentar as medidas adotadas pelos órgãos regulamentadores para promover a segurança e prevenção desses incidentes, com foco na descaracterização de barragens com alteamento pelo método a montante. Além disso, busca-se compreender as implicações das mudanças na legislação brasileira relacionadas à segurança de barragens e ao fechamento adequado dessas estruturas ao final de sua vida útil.

2 EVOLUÇÃO LEGISLATIVA

A legislação referente à segurança de barragens no Brasil abrange normas e regulamentações que visam garantir a proteção ambiental e a segurança das estruturas. A Figura 1, apresenta um recorte da evolução legislativa federal no Brasil referente à segurança de barragens e a definições quanto ao fechamento e descaracterização dessas estruturas.

Os quadrados apresentados em verde representam documentos vigentes até a data desse trabalho; o quadrado em amarelo aponta a lei que se encontra vigente, porém com alterações, referente à Política Nacional de Segurança de Barragens. Os quadrados apresentados em laranja representam documentos que foram revogados, mas foram apresentados para entendimento do contexto cronológico da regulamentação nacional. Por fim, os hexágonos em azul apresentam dentro da cronologia os acontecimentos de rompimento ocorridos em Minas Gerais, principais motivadores para mudanças legislativas, principalmente quanto ao tópico de descaracterização de alteamentos a montante.

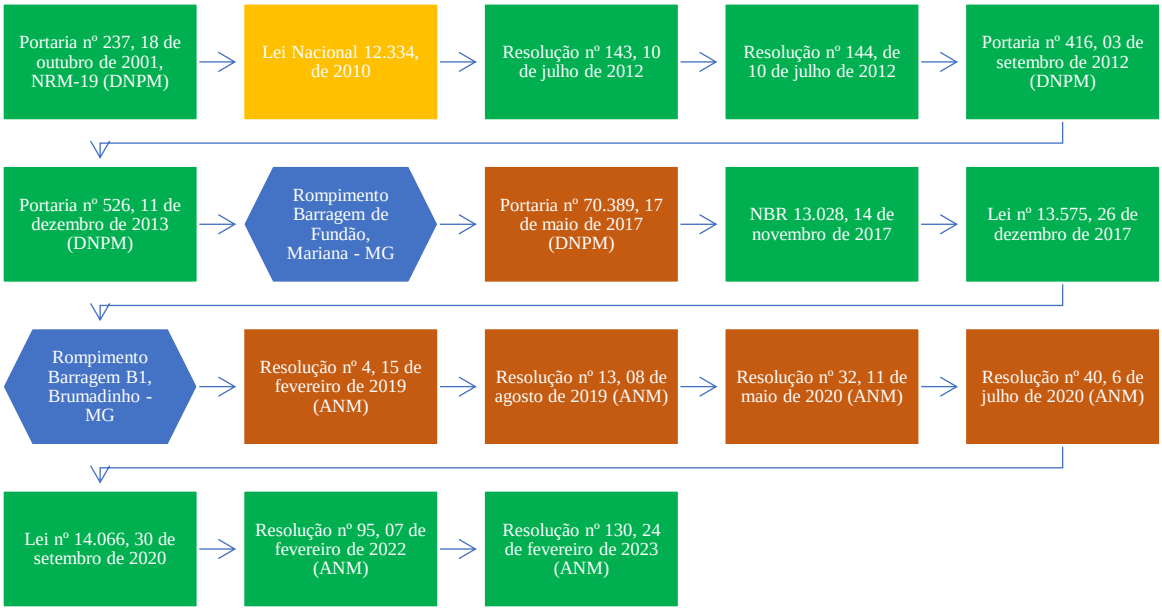


Figura 1: Fluxograma cronológico de documentos regulamentadores federais de segurança de barragens.

A Portaria nº 237 do Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM) foi um dos primeiros instrumentos de regularização das estruturas de barramento. O documento tem como objetivo regular as atividades relacionadas à mineração e aprimorar os serviços de fiscalização, análise de projetos e minimização de impactos ambientais (DNPM, 2001).

A Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, estabeleceu o Sistema Nacional de Informação sobre Segurança de Barragens e a Política Nacional de Segurança de Barragens. A referida lei estabelece critérios para enquadramento das estruturas dentro da Política Nacional e fomenta a cultura de segurança de barragens e gestão de riscos por meio de atividades de fiscalização, monitoramento e conformidades técnicas de construção. Com relação às etapas de vida de uma barragem, é citado no art 3º, inciso II a etapa de desativação e de uso futuro da área de construção com a necessidade de apresentar projeto específico para cada etapa (BRASIL, 2010).

As Resoluções nº 143 e nº 144 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), têm como objetivo definir os critérios de classificação de barragens quanto ao risco, dano potencial e volume do reservatório, estabelecendo os parâmetros de classifcação (CNRH, 2012a), bem como aplicar instrumentos previstos na Política Nacional de Segurança de Barragens (CNRH, 2012b). Com a Portaria nº 416 do DNPM, criou-se o Cadastro Nacional de Barragens abordando também pontos essenciais do Plano de Segurança, Revisão Periódica de Segurança e Inspeções Regulares e Especiais (DNPM, 2012).

A Portaria nº 526 do DNPM, detalha os procedimentos para elaboração do Plano de Ação de Emergência e a importância do envolvimento da Defesa Civil, prefeitura e demais instituições indicadas pelo governo do município a fim de promover simulados de situação de emergência junto à comunidade (DNPM, 2013).

A Portaria nº 70.389 do DNPM foi publicada em 2017, posteriormente ao rompimento da Barragem de Fundão, no município de Mariana, ocorrido em 2015. Na portaria são consideradas definições referentes a barragem de mineração ativa, em processo de fechamento, inativa ou desativada e barragem de mineração descaracterizada.

Uma barragem de mineração é considerada ativa, de acordo com essa portaria, quando está em operação, isto é, recebe rejeitos ou resíduos que provêm da atividade minerária, enquanto uma barragem inativa ou desativada é a estrutura que não está mais em operação e não recebe mais aporte de material, porém, é mantida a estrutura com característica de barragem (DNPM, 2017).

Uma barragem em processo de fechamento, é caracterizada como uma estrutura que não opera como contenção de sedimentos, mas ainda possui características de barragens de mineração. Ainda de acordo com a Portaria, uma barragem é considerada descaracterizada quando esta não mais opera como uma estrutura de contenção, passando a não possuir características de barragem com destinação à outra finalidade. Nesse

momento, é a primeira vez em que é citado o termo de barragem descaracterizada (DNPM, 2017). Por fim, o termo descomissionamento é apresentado como o encerramento das operações com a remoção das estruturas de operação associadas.

Paralelamente, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) emitiu a Norma Brasileira Regulamentadora NBR 13.028 em 2017, abordando os requisitos necessários para a elaboração e apresentação do projeto de barragens. Dentro da seção de termos e definições presente na norma encontra-se o termo "barragens construídas sobre os rejeitos" sendo definido como estruturas que são levantadas sobre o rejeito, recuada do maciço principal, aumentando a capacidade de disposição, porém não alterando a altura do barramento (ABNT, 2017). Outras definições relevantes são apresentadas no documento, o termo "desativação da barragem" é apresentado como "suspensão da operação, temporária ou definitiva, quando a estrutura não está recebendo aporte de rejeitos e/ou sedimentos". Em seguida encontra-se a definição do plano de fechamento de barragem como um processo de conceituação, planejamento e projeto que culminariam no fechamento da estrutura (ABNT, 2017)..

A Lei nº 13.575 de 26 de dezembro de 2017 foi responsável por extinguir o Departamento Nacional de Produção Mineral e criar a Agência Nacional de Mineração (ANM) vinculando-a ao Ministério de Minas e Energia com o objetivo de promover a gestão, regulação e fiscalização das atividades de mineração no território brasileiro (BRASIL, 2017). A partir dessa alteração, são emitidas resoluções pela ANM, com enfoque às numerosas publicações após ao segundo grande caso de rompimento de barragem de contenção de rejeitos de mineração, a Barragem B1, no município de Brumadinho.

A Resolução nº 4 de 15 de fevereiro de 2019 foi um marco importante para a legislação de segurança de barragens de mineração. Ela vem para estabelecer medidas cautelares para garantir a estabilidade das estruturas com ênfase àquelas com alteamento de método a montante ou declarado como alteamento de método desconhecido (BRASIL, 2019a). A Resolução também altera o art. 2º da Portaria DNPM nº 70.389 citada anteriormente, com a definição de barragem de mineração em processo de fechamento ou descomissionamento como a estrutura que não mais recebe aporte de rejeitos, com a paralisação das atividades operacionais, permanecendo o material no reservatório.

O termo barragem de mineração descaracterizada, aparece pela primeira vez, sendo definida como a estrutura que não opera como contenção de sedimentos ou rejeitos, não possuindo características de barragem de mineração, considerando a retirada de todo o material depositado na barragem, incluindo diques e maciços, fazendo com que a barragem deixe de existir no final do processo (BRASIL, 2019a). Vale ressaltar que posteriormente essa resolução foi revogada, não mais sendo considerado essa definição. Entretanto, é necessário a apresentação da evolução técnica do conceito através de legislações e construção conjunta dos termos. A resolução ainda apresenta a proibição da utilização do método de construção ou alteamento de barragens de mineração "a montante" em todo o território nacional (BRASIL, 2019a).

A resolução nº 13 reforça a proibição das utilização de barragens alteadas a montante estabelecida na resolução nº 4/2019, porém é estendida a proibição de utilização do método de alteamento com inclusão as estruturas já alteadas (BRASIL, 2019b). A resolução apresenta datas de ações a serem atendidas dentro do prazo para barragens enquadradas na situação de método de alteamento a montante ou método desconhecido e enquadradas na PNSB. Até a data 12 de outubro de 2019 essas estruturas deveriam ser desativadas com remoção das instalações referentes a operação da barragem e com o prazo de 15 de agosto de 2022 ser realizado a descaracterização dessas barragens. São estipulados também prazos para cumprimento de ações de minimização de riscos de rompimentos em estruturas de acordo com o método de alteamento e a capacidade de armazenamento do barramento (BRASIL, 2019b).

É importante ressaltar que essa resolução revoga a definição de barragem descaracterizada apresentada pela Portaria nº 70.389 e pela resolução nº 4 da ANM, a qual era apresentada com a necessidade da retirada de todo o material contido pelo barramento. Além disso, essa Resolução aborda pela primeira vez as etapas mínimas do processo de descaracterização como descomissionamento, controle hidrológico e hidrogeológico e estabilização da estrutura (BRASIL, 2019b).

A Resolução nº 32 revoga o inciso VII do art. 2º da portaria 70.389/2017, o qual classificava uma barragem de mineração em processo de fechamento como uma estrutura que não possuía mais finalidade de contenção de sedimentos e/ou rejeitos, mas possuía características de barragens de mineração. A lei também altera o inciso VIII com o acréscimo do monitoramento com uma etapa do processo de descaracterização obedecendo o que estabelecido pela projetista (BRASIL, 2020a).

Nesse contexto, a Resolução nº 40 complementou as medidas preventivas ao estabelecer a obrigatoriedade de monitoramento automatizado para estruturas com alto Dano Potencial Associado (DPA), e determinar a instalação de sistemas de monitoramento em um prazo específico após sua publicação (BRASIL, 2020b).

A Lei nº 14.066 de 2020 foi responsável por alterar a Política Nacional de Segurança de Barragens de 2010. Dentre as alterações apresentadas, é citado pela primeira vez na PNSB a definição de barragem descaracterizada, dada como uma barragem que não opera como estrutura de contenção de sedimentos ou rejeitos, passando a não possuir características de barragem, se destinando a outra finalidade (BRASIL,2020c).

Dentro dos objetivos da PNSB citados no art. 3º da referida lei, é apontado em seu inciso II a regulamentação a partir da política dos padrões de segurança de barragens, sendo acrescido a fase de descaracterização, a qual não era citada anteriormente.

A Lei nº 14.066 acrescenta a PNSB a nível federal, com o poder legislativo, a proibição de construção ou alteamento de barragens de mineração com método construtivo a montante. Como consequência, é estabelecido o prazo para conclusão da descaracterização dessas estruturas até a data de 25 de fevereiro de 2022, essa data poderia ser prorrogada pela entidade reguladora e fiscalizadora desde que fosse comprovada a inviabilidade técnica do processo de descaracterização e mediante autorização da autoridade licenciadora do Sisnama (BRASIL, 2020a).

A Resolução nº 95 apresenta a classificação de barragem descaracterizada com alteração na etapa de monitoramento, onde é estipulado o prazo mínimo de dois anos de monitoramento da estrutura após a conclusão do processo de descaracterização. A resolução também enquadra o processo de descaracterização dentro do ciclo de vida de uma estrutura com finalidade de contenção de sedimentos ou rejeitos, seguindo a Lei nº 14.066 (BRASIL, 2022).

O art. 57 da resolução também aponta a obrigatoriedade de descaracterização de barragens ou estruturas vinculadas ao processo operacional de mineração situadas a jusante de outra estrutura de barramento, a qual possa comprometer a segurança da barragem situada a montante, com prazo estabelecido para a data de 15 de agosto de 2022 (BRASIL, 2022).

A resolução traz como objetivo minimizar o risco de rompimento, em especial por liquefação de barragens alteadas pelo método a montante ou desconhecido. A obrigação do empreendedor apresentar o projeto técnico executivo de descaracterização da estrutura contemplando as medidas a serem implantadas para garantir a estabilização e reduzir o dano potencial associado ao rompimento da estrutura obedecendo os critérios de segurança da resolução e da norma NBR 13.028/2017. Conforme estipulado pela Lei 14.066/2020, o prazo determinado para conclusão da descaracterização era até 25 de fevereiro de 2022, podendo ser prorrogado caso apresentado justificativa a ANM (BRASIL, 2022).

Por fim, com a Resolução nº 130 da ANM dentre as mudanças apresentadas, é estabelecida a proibição da construção ou alteamento do método denominado a montante em todo o território nacional. Além disso, dentre as etapas de descaracterização de barragens, o monitoramento obrigatório de no mínimo dois anos deve ser dividido em até duas fases, sendo o monitoramento ativo e passivo (BRASIL, 2023).

3 CONSIDERAÇÕES

As novas resoluções e a alteração na Política Nacional de Segurança de Barragens demonstram um avanço na tratativa dessas estruturas a longo prazo, porém algumas adaptações e melhorias devem ser observadas.

Conforme discutido pela NBR 13.028 de 2017, o método de alteamento a montante necessita de atenção especial desde a fase de projeto até a desativação da estrutura, sendo necessária uma análise detalhada da disposição do material de rejeito utilizado. Entretanto, o método não é classificado como inseguro ou ineficaz desde que se atendam os parâmetros de fator de segurança e seja devidamente executado. Questiona-se então se houve uma responsabilização dos acidentes pelo método utilizado ao se proibir construção e obrigar a descaracterização dessas estruturas.

Ainda sobre a NBR 13.028 de 2017, analisando o contexto atual, observa-se a necessidade de atualizar a norma de acordo com as novas legislações, uma vez que barragens com alteamento a montante não são mais permitidas em todo o território brasileiro, um marco definido posteriormente à elaboração da referida norma. Adicionalmente, ao comparar com as legislações atuais, não é citada na norma a elaboração do documento "*As Is*", obrigatório para estruturas que não possuem documento "*As Built*".

A partir de 2019, a resolução nº 04 da Agência Nacional de Mineração proibiu a utilização de barragens com método de alteamento a montante pelas empresas mineradoras, estabelecendo prazos para a descaracterização dessas estruturas sendo 15 de agosto de 2021 para estruturas inativas e 15 de agosto de 2023 para estruturas em operação. Em agosto do mesmo ano, a resolução nº 13 da ANM ajustou os prazos conforme as características das barragens. Posteriormente, a Lei 14.066 de 30 de setembro de 2020, modificou o PNSB e fixou a data limite para a descaracterização de todas as barragens alteadas a montante para 25 de fevereiro de 2022, permitindo a prorrogação mediante justificativa e autorização. Finalmente, a resolução nº 95 da ANM, de 07 de fevereiro de 2022, confirmou essa data.

Essa flexibilização do prazo de conclusão abriu espaço para retardar a finalização dessas obras, as quais buscam um avanço na segurança de barragens, apresentando uma contradição no caráter emergencial posto inicialmente.

Na resolução 95/2022, não é apresentada a obrigatoriedade de analisar e apresentar os impactos ambientais das obras de descaracterização. Entende-se que, dada a urgência da conclusão dessas atividades, a finalização da avaliação ambiental em período seco e chuvoso pode acarretar atrasos. Contudo, entender os impactos decorrentes dessas obras de grande impacto é inegociável para garantir sua eficácia, podendo ser realizada paralelamente a outros estudos.

A resolução nº 130/2023 torna não obrigatório o monitoramento passivo após a conclusão das obras de descaracterização. A descaracterização pode ser considerada como uma atividade recente no cenário brasileiro de segurança de barragens. Frente a isso, ainda não são totalmente conhecidos os impactos ambientais consequentes dessas obras. Dito isso, entende-se que o monitoramento pós-descaracterização é de extrema importância para acompanhamento e futuro aprimoramento das regulamentações dessa atividade, não devendo ser considerado não obrigatório.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos à Universidade Federal de Juiz de Fora, pública, gratuita de qualidade e a todos os colaboradores envolvidos no desenvolvimento deste projeto de pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. NBR 13.028. Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos. 14 de setembro de 2017. 3ª ed. Rio de Janeiro, 2017.

BRASIL. Agência Nacional de Mineração. Resolução nº 4, de 15 de fevereiro de 2019a. Brasília, DF. Disponível em: https://anmlegis.datalegis.inf.br/action/ActionDatalegis.php?acao=abrirTextoAto&link=S&tipo=RES&numeroAto=00000004&seqAto=000&valorAno=2019&orgao=ANM/MME&codTipo=&desItem=&desItemFim=&cod_modulo=351&cod_menu=8014. Acesso em: 23 ago. 2023.

BRASIL. Agência Nacional de Mineração. Resolução nº 13, 8 de agosto de 2019b. Brasília, DF. Disponível em:[https://anmlegis.datalegis.inf.br/action/ActionDatalegis.php?acao=abrirTextoAto&link=S&tipo=RES&numeroAto=00000013&seqAto=000&valorAno=2019&orgao=ANM/MME&codTipo=&desItem=&desItemFim=&cod_modulo=351&cod_menu=8014]. Acesso em: 25 ago. 2023.

BRASIL. Agência Nacional de Mineração. Resolução nº 32, de 11 de maio de 2020a. Brasília, DF. Disponível em: https://anmlegis.datalegis.inf.br/action/ActionDatalegis.php?acao=abrirTextoAto&link=S&tipo=RES&numeroAto=00000032&seqAto=000&valorAno=2020&orgao=ANM/MME&codTipo=&desItem=&desItemFim=&cod_modulo=351&cod_menu=6675. Acesso em: 10 ago. 2023.

BRASIL. Agência Nacional de Mineração. Resolução nº 40, de 6 de julho de 2020b. Brasília, DF. Disponível em: https://anmlegis.datalegis.inf.br/action/ActionDatalegis.php?acao=abrirTextoAto&link=S&tipo=RES&numeroAto=00000040&seqAto=000&valorAno=2020&orgao=ANM/MME&codTipo=&desItem=&desItemFim=&cod_modulo=351&cod_menu=8014. Acesso em: 25 ago. 2023.

BRASIL. Agência Nacional de Mineração. Resolução nº 95, 6 de julho de 2022. Brasília, DF. Disponível em:https://anmlegis.datalegis.inf.br/action/ActionDatalegis.php?acao=abrirTextoAto&link=S&tipo=RES&numeroAto=00000095&seqAto=000&valorAno=2022&orgao=ANM/MME&cod_modulo=414&cod_menu=7348. Acesso em: 25 ago. 2023.

BRASIL. Agência Nacional da Mineração. Resolução nº 130, 24 de fevereiro de 2023a. Brasília, DF. Disponível em:https://anmlegis.datalegis.inf.br/action/ActionDatalegis.php?acao=abrirTextoAto&link=S&tipo=RES&numeroAto=00000130&seqAto=000&valorAno=2023&orgao=ANM/MME&codTipo=&desItem=&desItemFim=&cod_modulo=414&cod_menu=7348. Acesso em: 25 ago.2023.

BRASIL, Lei nº 12.334, 20 de setembro de 2010. Brasília, DF. Disponível em: https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/l12334.htm. Acesso em: 05 mai. 2023.

BRASIL, Lei nº 13.575, 26 de dezembro de 2017. Brasília, DF. Disponível em: [http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2015-2018/2017/lei/l13575.htm]. Acesso em: 08 ago. 2023.

BRASIL, Lei nº 14.066, 30 de setembro de 2020c. Brasília, DF. Disponível em: https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2020/lei/l14066.htm. Acesso em: 08 ago. 2023.

CNRH, Conselho Nacional de Recursos Hídricos. Resolução nº 143, 10 de julho de 2012a. Brasília, DF. Disponível em: https://www.ceivap.org.br/ligislacao/ResolucoesCNRH/Resolucao-CNRH%20143.pdf. Acesso em: 15 mai. 2023.

CNRH, Conselho Nacional de Recursos Hídricos. Resolução nº 144, 10 de julho de 2012b. Brasília, DF. Disponível em: https://www.ceivap.org.br/ligislacao/ResolucoesCNRH/Resolucao-CNRH%20144.pdf. Acesso em: 15 mai. 2023.

DNPM, Portaria nº 237, 18 de outubro de 2001. Departamento Nacional de Produção Mineral. Brasília, DF. Disponível em: https://anmlegis.datalegis.inf.br/action/ActionDatalegis.php?acao=abrirTextoAto&link=S&tipo=POR&numeroAto=00000237&seqAto=000&valorAno=2001&orgao=DNPM/MME&cod_modulo=414&cod_menu=7901. Acesso em: 08 ago. 2023.

DNPM, Portaria nº 416, 03 de setembro de 2012. Departamento Nacional de Produção Mineral. Brasília, DF. Disponível em: [https://sistemas.anm.gov.br/publicacao/mostra_imagem.asp?IDBancoArquivoArquivo=7230]. Acesso em: 08 ago. 2023.

DNPM, Portaria nº 526, 09 de dezembro de 2013. Brasília, DF. Disponível: [https://williamfreire.com.br/areas-do-direito/direito-ambiental/portaria-no-526-de-09- dezembro-de-2013/]. Acesso em: 10 ago. 2023.

DNPM, Portaria nº 70.389, 17 de maio de 2017. Departamento Nacional de Produção Mineral. Brasília, DF. Acesso em: [https://www.gov.br/anm/pt-br/centrais-deconteudo/dnpm/documentos/portaria-dnpm-n-70389-de-17-de-maio-de-2017-seguranca-debarragens/view]. Acesso em: 08 ago. 2023.

VICK, Steven G. Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams. BiTech Publishers Ltd. 1990. Disponível em: [https://open.library.ubc.ca/soa/cIRcle/collections/ubccommunityandpartnerspublicati/52387/items/1.0394902]. Acesso em: 17 set. 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/55

Determinação da Linha de Estado Crítico e Curvas Típicas de Adensamento de Areias por Ensaios Triaxiais CIU_{SAT} e Suas Aplicações

Guilherme de Mattos Galhardo
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte, Brasil, guilherme.galhardo@pimentadeavila.com.br

Guilherme Henrique da Silva Pinto
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte, Brasil, guilherme.henrique@pimentadeavila.com.br

João Lira da Matta Machado
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte, Brasil, joao.machado@pimentadeavila.com.br

RESUMO: O entendimento do comportamento de areias quando submetidas a diferentes níveis de tensões é de suma importância para antever a resposta do material para diferentes condições de carregamento, bem como a avaliação da sua resposta durante o adensamento e seu potencial de liquefação. Dessa forma, este artigo descreve uma metodologia utilizada para a determinação da linha de estado crítico (*Critical State Line* - CSL) e curvas de adensamento de areias (*Normal Compression Line* - NCL e *Limiting Compression Curve* - LCC) em gráficos de compacidade relativa por tensão confinante, a partir dos resultados de ensaios triaxiais CIU_{SAT}, realizados para amostras moldadas a diferentes condições de compacidade relativa (diferentes índices de vazios). Diante da elaboração do gráfico proposto, foi possível estimar o comportamento do material em análise a partir do acréscimo de tensões devido a modificações na geometria do maciço (alteamentos), sendo possível observar a mudança de comportamento ao cisalhamento de dilatante para contrátil. Apesar de tal mudança no comportamento, constatou-se que devido ao nível de tensões a perda de resistência do material não seria do tipo abrupta (apresentando baixa fragilidade), sendo descartada a possibilidade de ocorrência de liquefação estática.

PALAVRAS-CHAVE: Compacidade Relativa, Linha do Estado Crítico, Liquefação, Fragilidade.

ABSTRACT: Understanding the behavior of sands under different stress levels is of utmost importance to anticipate the material's response to various loading conditions, as well as assessing its response during consolidation and its liquefaction potential. Thus, this paper describes a methodology used to determine the Critical State Line (CSL), the Normal Compression Line (NCL) and the Limiting Compression Curve (LCC) for sands in relative density versus confining stress plots, based on the results of CIU_{SAT} triaxial tests conducted on samples prepared under different relative density conditions (different void ratios). By constructing the proposed chart, it was possible to estimate the behavior of the material under analysis as stress increased due to changes in the dam’s geometry (embankments) and observe the transition in behavior from dilative to contractive shear response. Despite this change in behavior, it was found that due to the stress levels, the material's strength loss would not be abrupt (indicating low brittleness), thus ruling out the possibility of static liquefaction occurrence.

KEYWORDS: Relative Density, Critical State Line, Liquefaction, Brittleness.

1 INTRODUÇÃO

De um modo geral, pode-se afirmar que as areias ou materiais arenosos se encontram presentes em praticamente todas as barragens de terra existentes, seja como material drenante aplicado em seu sistema de drenagem interna ou como parte de sua fundação em terreno natural. Tais materiais podem ocorrer tanto em condição natural (solos transportados ou residuais com fração predominante arenosa) quanto como material antropizado (como os sistemas de drenagem), como ocorre em diversas barragens independentemente do método construtivo. Para ambos os casos citados, faz-se necessário estudar as condições em que se encontram tais materiais, para que seja possível avaliar questões relacionadas ao seu comportamento frente a novos carregamentos, ou avaliar o seu potencial de liquefação.

Segundo Dos Santos Junior (2021), a liquefação estática ocorre em solos saturados ou com alto grau de saturação que apresentam perda abrupta de resistência durante o cisalhamento devido à sua tendência à geração de excesso de poropressão positiva em carregamentos não drenados (redução do índice de vazios, caracterizando um comportamento contrátil). Tal fenômeno ocorre com areais e siltes de baixa plasticidade em compacidade fofa (elevado índice de vazios).

Casagrande (1936) define a existência de um índice de vazios crítico ($e_{crit.}$), como estado no qual os solos tendem a atingir ao final de um ensaio de cisalhamento, independentemente de sua condição inicial de compacidade. Ele observou que amostras de uma areia inicialmente fofas tendiam a se contrair ao longo do cisalhamento (redução do índice de vazios), enquanto amostras desta mesma areia, moldadas densas ao início do ensaio, tendiam a se dilatar (aumento do índice de vazios), com ambas atingindo o mesmo índice de vazios ao final do ensaio.

Tendo em vista que o e_{crit} não é único para um determinado material (Taylor, 1948), mas sim varia em função da tensão confinante a qual este se encontra submetido, a linha de estado crítico (*Critical State Line* - CSL) pode ser definida como a envoltória que relaciona os índices de vazios dos estados críticos com a sua respectiva tensão confinante efetiva. Para avaliar a posição relativa do estado de um material em relação ao seu estado crítico, pode ser utilizado o parâmetro de estado (ψ) que consiste na diferença entre o índice de vazios atual e o índice de vazios no estado crítico para uma mesma tensão efetiva ($\psi = e_0 - e_{crit}$).

O comportamento típico das areias (*sand-like soils*) quando submetidas a adensamento também pode ser observado no espaço gráfico de índice de vazios por tensão média (p' ou log de p'), conforme mostrado na Figura 1. Diferentemente das argilas (*clay-like soils*), que apresentam uma única linha de compressão normal (*Normal Compression Line* - NCL), também denominada reta virgem, paralela a CSL, as areias apresentam uma infinidade de linhas de compressão normais, a depender de seu estado inicial. Para materiais *sand-like*, observa-se também a existência de uma curva de compressão limite (*Limiting Compression Curve* - LCC), para a qual todas as NCL's tendem a convergir, a altas tensões. Nesta região, a CSL se torna retilínea e paralela a LCC, sendo que a razão entre as tensões confinantes efetivas destas, para uma mesma compacidade relativa, apresenta valores entre 2 e 4 (Pestana e Whittle, 1995).

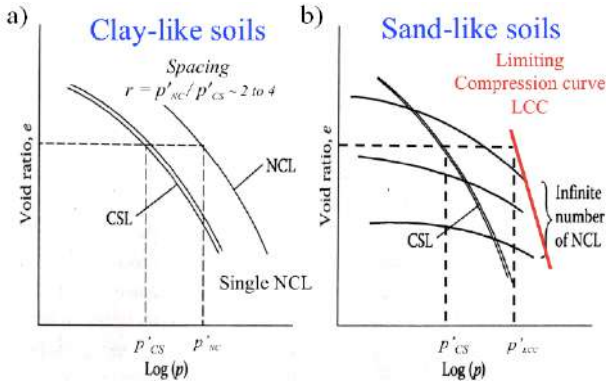
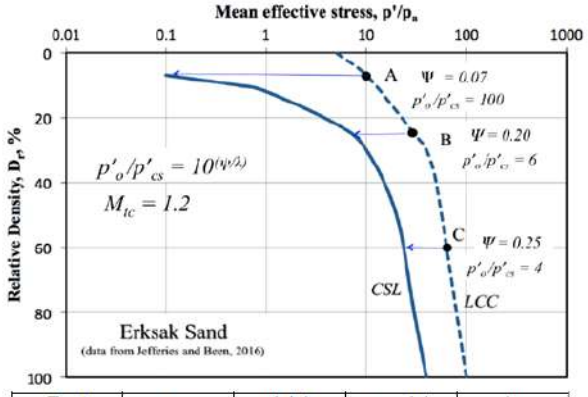


Figura 1 - Esquema típico do comportamento das areias, com a CSL, NCL, e LCC sendo plotadas em gráfico de e *vs* Log (p') para: a) argilas; e b) areias (Adaptado de Robertson, 2017).

Observa-se na Figura 2 os resultados de ensaios triaxiais CIU_{SAT} apresentados por Jefferies e Been (2016), realizados para três amostras de uma mesma areia, com diferentes compacidades iniciais, em um gráfico de compacidade relativa (CR) por tensão confinante efetiva octaédrica (p') normalizada pela pressão

atmosférica (p_a = 100 kPa). Conforme observado pelos autores, a razão entre a tensão confinante efetiva atuante (p'_o) e a tensão confinante efetiva do estado crítico (p'_{cs}), para uma mesma compacidade relativa, apresenta grande influência em sua fragilidade (I_B – *Brittleness Index*), a qual pode ser definida como o percentual de perda de resistência após o pico (Robertson, 2017). A amostra C apresenta um parâmetro de estado (ψ) superior ao da amostra A, porém, como este apresenta uma relação muito inferior de p'_o/p'_{cs}, a perda de resistência observada foi menor, como indicado pelo índice de fragilidade I_B. Este fato se justifica pela proximidade entre o estado do material e a CSL nesta região a altas tensões, resultando em uma perda de resistência menor para atingir o estado crítico, ou seja, menor fragilidade em relação as outras amostras (menor I_B).



Test	ψ	p'_o/p'_{cs}	$s_{u,cs}/p'_o$	I_B
A	0.07	100	0.006	0.9
B	0.20	6	0.10	0.4
C	0.25	4	0.14	0.2

Figura 2 – Posição da CSL e LCC e avaliação de sua influência no comportamento de areias a altas tensões (Adaptado de Jefferies e Been, 2016).

Robertson (2017) avaliou casos históricos de ocorrência de liquefação de rejeitos em barragens, e constatou que o fenômeno não é observado para materiais que apresentem fragilidade menor que 40% ($I_B \leq$ 0,40). Em complemento, Sadrekarimi e Olson (2011) observaram que, quando a razão entre as tensões confinantes apresenta valores menores do que 4 ($p'_o/p'_{cs} < 4$), o material apresenta baixa fragilidade, com $I_B <$ 0,20. Portanto, os materiais que se encontram nesta faixa entre a CSL e a LCC a altas tensões, mesmo sendo contráteis, apresentam uma perda de resistência reduzida, não sendo suscetíveis a liquefação. Tal conclusão também foi observada por Robertson (2017), conforme apresentado na Figura 3 em que a razão das tensões confinantes é inversamente proporcional a fragilidade.

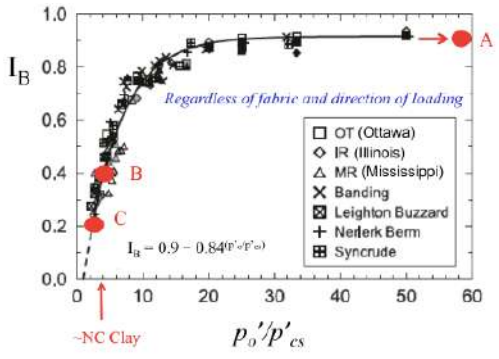


Figura 3 – Relação entre as razões de tensões e a fragilidade (Adaptado de Robertson, 2017).

Dessa forma, o presente artigo tem por objetivo apresentar a metodologia adotada para a determinação da linha de estado crítico (CSL) e curvas típicas de adensamento de areias (NCL e LCC) a partir de ensaios triaxiais CIU_{SAT}. Os ensaios foram realizados para amostras moldadas a diferentes condições de compacidade inicial considerando uma areia pura a ser utilizada como sistema de drenagem de uma barragem. A partir da definição destas curvas em um gráfico de CR por Log (p'/p_a), buscou-se avaliar o comportamento do material frente a novos carregamentos (alteamento) bem como avaliar o seu potencial de liquefação para cada etapa.

2 METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO

A metodologia desenvolvida neste estudo consiste nas seguintes etapas:

1. Determinação da linha de estado crítico da areia estudada (CSL) a partir dos resultados dos ensaios triaxiais CIU_{SAT} executados que tenham atingido o estado crítico;
2. Avaliação do comportamento das areias frente a etapa de adensamento dos ensaios triaxiais, para as diferentes condições iniciais de compacidade, traçando-se assim, as linhas de compressão normais (NCLs) associadas;
3. A partir das NCLs definidas na etapa anterior, definição da posição aproximada da curva de compressão limite (LCC);
4. Seleção dos casos mais críticos observados em campo em relação a possibilidade de ocorrência de comportamento contrátil (ou seja, pontos onde a areia se encontre com menor compacidade e onde será submetida as maiores tensões confinantes);
5. Tendo como referência as NCLs traçadas a partir das fases de adensamento dos ensaios triaxiais, estimar a NCL representativa da areia do ponto crítico observado em campo, a partir do conhecimento de sua compacidade inicial e da tensão de confinamento atuante sobre esta;
6. Avaliação do comportamento esperado do material, comparando o ponto representativo do caso mais crítico esperado para a condição de campo, em relação a CSL (indicando assim se há tendência a comportamento contrátil ou dilatante), sendo que:
    - Caso seja observada tendência ao comportamento dilatante, a ocorrência de liquefação pode ser descartada para o material;
    - Caso seja observada o comportamento contrátil, avaliar se há possibilidade de ocorrência de perda de resistência significativa. Para tal, foi adotado como referência o índice de fragilidade I_B, seguindo a referência apresentada por Robertson (2017), sendo que:
        - Para $I_B > 0,40$ o material apresenta potencial de liquefação (alta fragilidade); e
        - Para $I_B < 0,40$, a ocorrência de liquefação pode ser descartada para o material (baixa fragilidade).

3 CARACTERIZAÇÃO DA AREIA CONSIDERADA NO ESTUDO

A Figura 4 apresenta curva granulométrica típica da areia utilizada no presente estudo, denominada como “Areia A”, sendo composta praticamente pela fração areia conforme a classificação proposta pela NBR 7181 (ABNT, 2016). A massa específica dos grãos apresentou valor médio de 2,665 g/cm³ obtida conforme a NBR 6458 (ABNT, 2016). Foram realizados também ensaios de índices de vazios máximos e mínimos, conforme normas NBR 16840 e 16843 (ABNT, 2020a e 2020b). A média dos índices de vazios máximos obtidos foi igual a 0,819 e mínimos igual a 0,479.

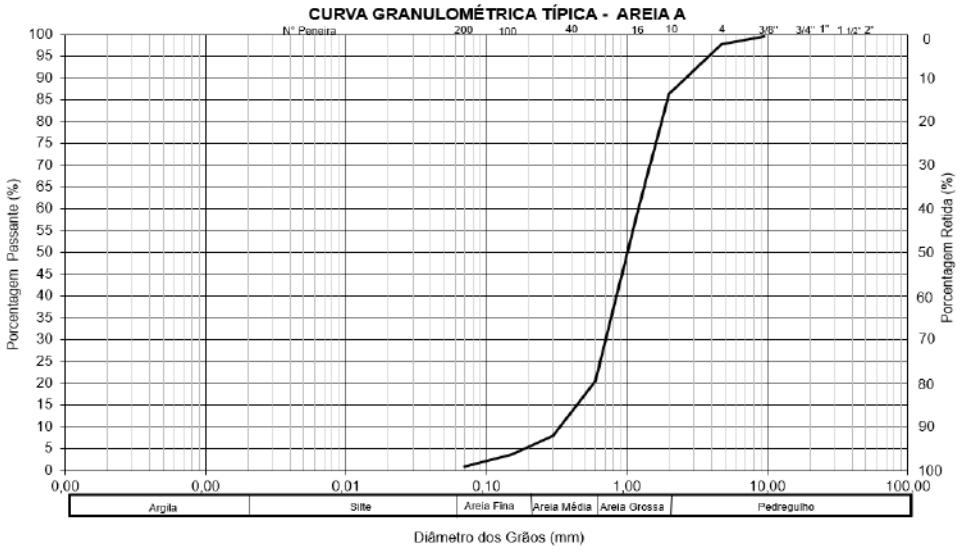


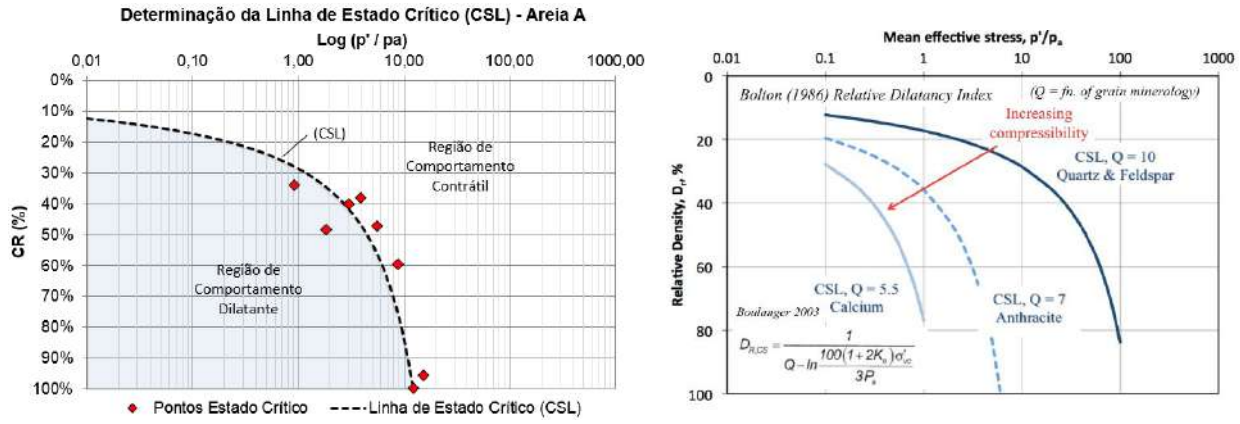
Figura 4- Curva Granulométrica Típica da Areia A.

4 DEFINIÇÃO DA CSL, NCL E LCC A PARTIR DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CIU$_{SAT}$

Os ensaios triaxiais foram realizados para três grupos de amostras, moldadas a condições de compacidade relativa (CR) distintas. A moldagem foi realizada pelo processo de compactação a úmido (*Moist Tamping*) conforme descrito por Vianna da Fonseca (2021) e os procedimentos de saturação, adensamento e cisalhamento realizados conforme a norma americana D4767-11 (ASTM, 2020). O CR inicial foi determinado a partir dos índices de vazios calculados para cada corpo de prova, comparados aos índices de vazios máximo e mínimo obtidos. Para cada grupo de amostras, foram realizados ensaios para quatro níveis de tensões confinantes (100, 200, 400 e 800 kPa), totalizando 12 corpos de prova. Obteve-se CRs. de 29,1%, 43,8% e 85,0% (mensurados para a etapa de moldagem, anterior a percolação, saturação e adensamento).

Como critério para a determinação do ponto onde o ensaio tenha atingido o estado crítico, foi avaliado o comportamento dos gráficos de tensão desviadora e poropressão *vs* deformação axial. Foram considerados como representativos do estado crítico os pontos que não apresentaram variações significativas de tensão desviadora e poropressão enquanto se deformavam até o ponto limite do ensaio (deformação axial de 20%). Dos 12 ensaios triaxiais realizados, 8 atingiram o estado crítico ao final do ensaio.

Os pontos representativos do estado crítico de cada ensaio triaxial foram plotados em um gráfico de CR por Log (p'/p$_a$), normalizando a tensão efetiva média pela pressão atmosférica. O resultado obtido é apresentado na Figura 5a. Para a definição da CSL nesse espaço gráfico, foi utilizada a equação linear proposta por Bolton (1986) apresentada na Figura 5b. Foi adotado um valor de 8,0 para o parâmetro "Q", para o ajuste dessa equação aos resultados dos ensaios e k_0 estimado igual a 0,70.



(a) (b)

Figura 5 – Determinação da Linha de Estado Crítico (CSL): a) Areia A (foco deste estudo); e b) Equação linear proposta por Bolton (1986) apresentada por Robertson (2017) para a determinação da CSL.

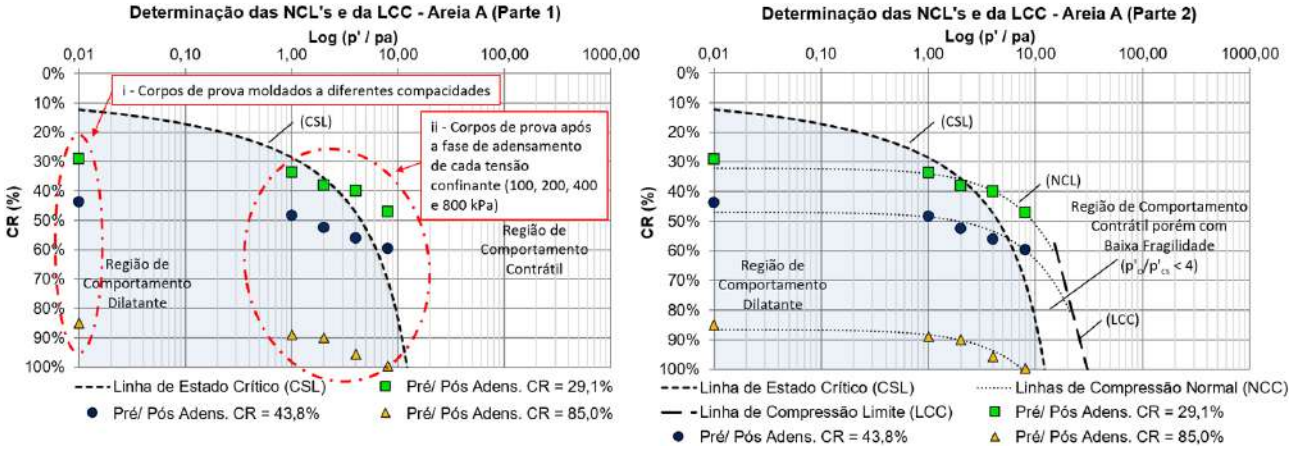
Para a determinação das NCLs e da LCC a partir das informações da fase de adensamento do ensaio triaxial foram plotados neste mesmo espaço gráfico (CR *vs* Log (p'/p$_a$)), diferentes momentos dos corpos de prova, sendo:

(i) Ponto representativo da preparação dos corpos de prova, no momento anterior ao início do ensaio, onde uma compacidade inicial é aplicada, apresentando CR conforme executado e tensão confinante nula; e
(ii) Pontos representativos do final da fase de adensamento de cada um dos corpos de prova, submetidos as diferentes tensões confinantes de ensaio (100, 200, 400 e 800 kPa);

Como a fase de adensamento de todos os quatro corpos de prova tem seu ponto de início em comum, pode-se admitir que todos os corpos de prova são submetidos ao mesmo esforço até que se atinjam 100 kPa de tensão confinante aplicada. Neste ponto, um dos corpos de prova tem sua fase de adensamento concluída, enquanto os demais seguem sendo adensados até a tensão de 200 kPa, onde o ensaio de mais um corpo de prova é concluído, e assim sucessivamente até 800 kPa. O estado final de cada um dos corpos de prova submetidos a fase de adensamento representa diferentes pontos de uma mesma trajetória de adensamento (NCL). Na Figura 6a são apresentados os estados dos corpos de prova descritos acima.

Na Figura 6b são definidas as NCLs representativas para cada um dos grupos de ensaio, que representam corpos de prova moldados a diferentes compacidades iniciais. As NCLs foram definidas por equações lineares

a partir dos resultados dos ensaios. Ainda na Figura 6b, a partir das NCLs, pode-se estimar a posição de um trecho da LCC. A partir de comparações entre a posição da CSL e da LCC, no trecho em que estas se desenvolvem aproximadamente paralelas, pode-se inclusive delimitar uma região de comportamento contrátil, porém com perda de resistência reduzida (I_B < 0,20) e, portanto, não susceptível a liquefação, conforme discutido anteriormente.



(a) (b)

Figura 6 - Determinação das NCLs e da LCC da Areia A: a) Parte 1; b) Parte 2.

O gráfico apresentado na Figura 6b descreve o comportamento esperado para a Areia A em relação a sua dilatância, que varia em função do seu estado de compacidade e tensão confinante atuante, comparado a posição da CSL. Da mesma forma, permite avaliar a tendência a perda de resistência do material, quando submetido a um esforço cisalhante. O gráfico permite ainda o conhecimento do comportamento esperado dessa areia, quando submetida a condições de adensamento.

Desta forma, o gráfico apresentado na Figura 6b se torna uma ferramenta útil para o estudo do comportamento do material para diferentes propósitos, como a avaliação de recalques esperados frente a novos carregamentos e avaliação do seu potencial de liquefação, para condições atuais e futuras.

5 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Como exemplo de aplicação, o método desenvolvido será utilizado para validar o CR mínimo definido em especificação técnica para a camada de areia de um tapete drenante a ser executado no contato com a fundação de uma barragem de terra hipotética. O objetivo é avaliar se o CR especificado permitirá que a areia trabalhe de maneira adequada quando submetida às tensões confinantes futuras esperadas. A metodologia permitirá avaliar se o seu adensamento resultará, por exemplo, numa redução da espessura do tapete drenante que comprometerá a seção hidráulica considerada no dimensionamento do sistema de drenagem interno da barragem, ou ainda se esta areia apresentará comportamento susceptível a liquefação, para as tensões confinantes esperadas pós carregamento.

Como dados de entrada da avaliação, foram considerados CR especificado de projeto de 55,0% e tensões confinantes máximas esperadas de 500 e 1.000 kPa, referentes a construção do maciço inicial e do primeiro alteamento da barragem por jusante, respectivamente. O estado da Areia A foi estimado para estas tensões confinantes esperadas a partir da compacidade relativa inicial supracitada e da trajetória de adensamento NCL estimada a partir de uma equação linear, tendo como referência as demais NCLs definidas para o material a partir dos ensaios triaxiais CIU_{SAT} (ver item 4).

A Figura 7 apresenta o resultado obtido, no qual pode-se observar a linha de compressão normal (NCL) estimada a partir do CR inicial de 55,0%, com marcações destacando os pontos de interesse das tensões confinantes esperadas de 500 e 1.000 kPa. Neste exemplo, o material do tapete inicia-se abaixo da CSL configurando-se um estado dilatante ao cisalhamento. Após o alteamento, o material cruza a CSL e passa a ter um comportamento contrátil ao cisalhamento, porém plotando dentro da região onde espera-se uma baixa fragilidade como a observada por Jefferies e Been (2015) na Figura 2.

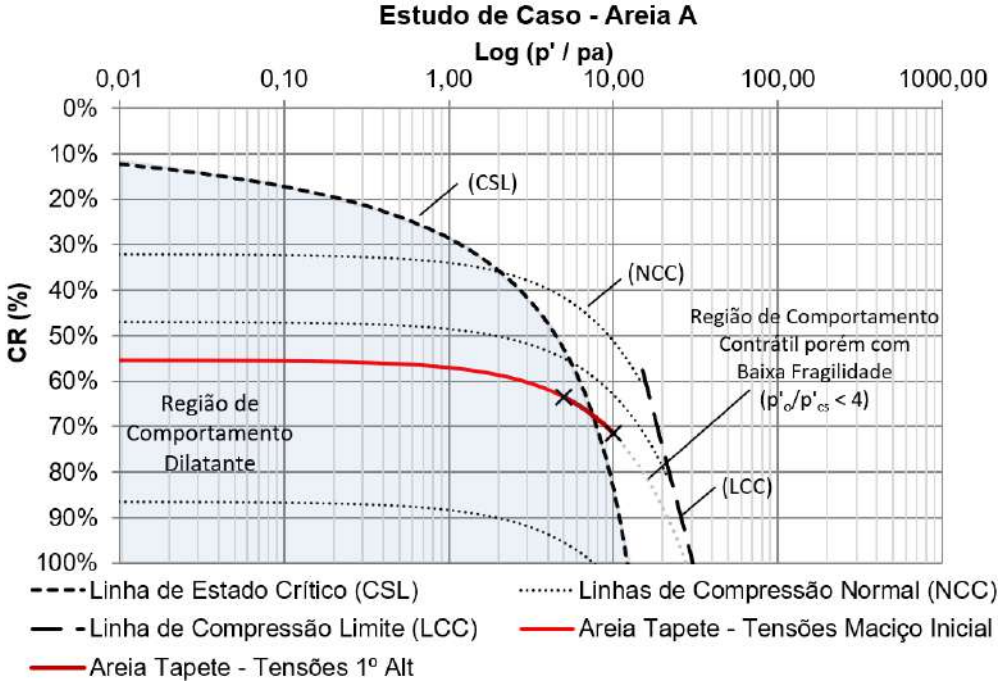


Figura 7 - Estudo de Caso da Areia A.

Em relação a deformabilidade, observa-se uma variação do CR ao longo da trajetória, atingindo valores de 64,0% e 72,0%, para as tensões confinantes esperadas de 500 e 1.000 kPa, respectivamente. A partir desses valores de CR, é possível determinar o índice de vazios e calcular a redução de espessura do tapete de areia para cada etapa. O resultado obtido é indicado na Tabela 1, sendo possível observar uma variação reduzida de 0,04 m, a partir da qual não se espera comprometimento do funcionamento no sistema de drenagem, visto os fatores de segurança elevados usualmente considerados para este tipo de dimensionamento.

Tabela 1 – Avaliação da Redução do CR, do Índice de Vazios

Etapa	Tensão Confinante Esperada (kPa)	Compacidade Relativa (CR)	Índice de Vazios (e)	Espessura do Tapete de Areia (m)
Execução Tapete de Areia	0	55%	0,632	1,00
Maciço Inicial	500	64%	0,601	0,98
1º Alteamento	1000	72%	0,574	0,96

Mediante a avaliação apresentada, conclui-se que o material não se enquadra como suscetível a liquefação em ambas as situações (pré e pós alteamento) apesar da sua mudança de comportamento de dilatante para contrátil, bem como apresenta uma redução desprezível na sua espessura que não levaria riscos ao sistema de drenagem interna. Portanto, o CR especificado está adequado frente aos critérios adotados neste trabalho.

6 CONCLUSÕES

O presente trabalho apresenta uma sugestão de metodologia a ser seguida para a determinação da linha de estado crítico (CSL) e curvas típicas de adensamento de areias (NCL e LCC) a partir de ensaios triaxiais CIU_{SAT}, realizados para amostras preparadas a diferentes condições de compacidade inicial. A definição destas curvas típicas se mostra de grande utilidade para o conhecimento do material e avaliação do seu comportamento esperado, para diferentes condições de compacidade e tensão confinante.

Como exemplo, foram avaliadas as condições e comportamentos esperados de uma areia componente de um tapete drenante de uma barragem de terra hipotética, frente a diferentes condições de tensões confinantes impostas ao longo de sua vida útil, em um primeiro momento devido a construção do maciço principal e em um segundo momento devido ao alteamento da estrutura. Foi possível estimar a variação do CR da camada

para cada etapa e, consequentemente, a variação do seu índice de vazios e recalque esperado. Foi possível também avaliar a mudança de comportamento do material e sua susceptibilidade a liquefação, para cada etapa.

Cabe destacar que a metodologia aqui desenvolvia pode sofrer modificações para outros casos, que apresentem condições de contorno diferentes, devendo ser avaliada para o caso específico em estudo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio e o incentivo da Pimenta de Ávila na elaboração deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Society for Testing and Materials – ASTM. (2020). D4767-11: *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. (2020a). NBR 16840: *Solo - Determinação Do Índice de Vazios Máximo de Solos Não Coesivos*

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. (2020b). NBR 16843: *Solo - Determinação Do Índice de Vazios Mínimo de Solos Não Coesivos*

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. (2016). NBR 6458: *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. (1995). NBR 7181: *Solo Análise Granulométrica*

Bolton, M.D. (1986). *The strength and dilatancy of sands*. Geotechnique, 36(1): 65–78

Casagrande, A. (1936) "*Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of earth fills*". Journal of Boston Society of Civil Engeneers.

Dos Santos Junior, M. (2021) *Avaliação da Susceptibilidade à Liquefação Estática de um Rejeito Silto-Arenoso com Base em Ensaio CPTu*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP).

Jefferies, M.G. and Been, K. (2016). *Soil Liquefaction – A critical state approach*. Taylor & Francis, London, ISBN 0-419-16170-8 478 pages.

Pestana, J.M. & Whittle, A.J. (1995) *Compression model for cohesionless soils*, Géotechnique, 45(4), 611-633.

Robertson, P. K. (2017) "*Evaluation of Flow Liquefaction: influence of high stresses*". Proceedings of the 3rd International Conference on Performance Based Design (PBD-III), Vancouver, BC, Canada

Sadrekarimi, A., and Olson, S.M. (2011) *Yield strength ratios, critical strength ratios, and brittleness of sandy soils from laboratory tests*. Canadian Geotechnical Journal, 48(3): 493–510.

Taylor, D.W. (1948) "*Fundamentals of Soil Mechanics*". New York: John Wiley.

Viana da Fonseca, A., Cordeiro, D., & Molina, F. (2021). *Recommended Procedures to Assess Critical State Locus from Triaxial Tests in Cohesionless Remoulded Samples*. Geotechnics, 1, 1–34.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/56

Elaboração de PGRBM para Obra de Descaracterização de uma Barragem de Mineração

Erika Santos Brito
Analista de Geotecnia, HIDROBR, Belo Horizonte, Brasil, erika.brito@hidrobr.com

Ana Luiza Martins Arantes
Estagiária de Geotecnia, HIDROBR, Belo Horizonte, Brasil, ana.arantes@hidrobr.com

Ingrid Belcavello Rigatto
Coordenadora de Geotecnia, HIDROBR, Belo Horizonte, Brasil, ingrid.rigatto@hidrobr.com

Ian Henrique Pires
Analista de Geotecnia, Mineração USIMINAS, Belo Horizonte, Brasil, ian.henrique@usiminas.com

Augusto Romanini
Coordenador de Geotecnia, Mineração USIMINAS, Belo Horizonte, Brasil, augusto.romanini@usiminas.com

RESUMO: Este estudo desenvolveu um Processo de Gestão de Riscos para a descaracterização de uma barragem de mineração, dividida em três etapas distintas. A primeira etapa consiste na adequação doo sistema extravasor, selagem do reservatório e implementação do sistema de drenagem. A segunda etapa abrange a escavação de solo mole, tratamento da fundação e prolongamento do dreno de fundo. Já na terceira etapa, será realizado o reforço com estéril a jusante do barramento, drenagem superficial e cobertura vegetal. O processo foi implementado buscando atender aos requisitos regulatórios através da identificação, análise, avaliação e redução de riscos em cada fase da obra, utilizando a metodologia FMEA e um indicador de impacto no cronograma (IC). Cada etapa da obra foi classificada com base no atraso potencial, possibilidade de comprometer a funcionalidade das estruturas e no risco de não atendimento aos prazos legais . Os resultados indicaram prioridades para a adequação do sistema extravasor e tratamento de fundação, considerando seu alto impacto no cronograma. A avaliacão criteriosa dos riscos, a partir de análise complementar pela metodogia Bow-Tie, somado à reuniões internas, contribuiu para embasar planos de ação e comunicação visando a operacionalização do PGRBM.

PALAVRAS-CHAVE: PGRBM, Gestão de riscos, FMEA, Bow-Tie, Descaracterização de barragem

ABSTRACT: This study developed a Risk Management Process for the decharacterization of a mining dam, divided into three distinct stages. The first stage involves adaptations to the spillway system, reservoir sealing and drainage system implementation. The second stage requires soft soil excavation, foundation treatment and lengthening the bottom drain In the third stage, reinforcement will be carried out with sterile downstream of the dam, along with surface drainage system and vegetation cover. The process was implemented seeking to meet regulatory requirements through the identification, analysis, evaluation and reduction of risks in each phase of the decharacterization, using the FMEA methodology and a schedule impact indicator (IC). Each stage was classified based on potential delay, possibility of compromising the functionality of the structures and risk of not meeting the stipulated legal deadlines. The results indicated priorities for adapting the spillway system and foundation treatment, considering their high impact on the schedule. The careful analysis of risks, applying Bow-Tie and holding internal meetings, contributed to supporting action and communication plans aimed at operationalizing the Risk Management Process.

KEYWORDS: Risk Management Process, Risk Management, FMEA, Bow-Tie, Decharacterization of the dam

1 INTRODUÇÃO

A extensiva utilização de barragens destaca-se na indústria brasileira de mineração e representa uma parcela importante na geração de recursos através da comercialização no mercado nacional e internacional. O atual contexto desse setor é marcado pelos desafios relacionados à proteção do meio ambiente e segurança durante a construção e operação das estruturas de mineração (Costa, 2019).

Após os desastres de Mariana e Brumadinho, destaca-se a necessidade de seguir rigorosamente as normas associadas aos processos de operação e descaracterização das barragens, além da necessidade de manutenção e monitoramento pela empresa responsável durante todo o ciclo de vida da estrutura, para de evitar futuras falhas semelhantes. Ademais, segundo Freitas e Silva (2019), entende-se a importância da reformulação da situação atual dos modelos de compreensão e governança dos riscos, com o fortalecimento dos órgãos governamentais (com recursos humanos, técnicos e financeiros necessários).

O Processo de Gestão de Risco deve ser parte integrante da gestão da estrutura em questão e da tomada de decisão da empresa responsável. Os principais objetivos associados à gestão de riscos consistem em identificar e analisar possíveis riscos que envolvem a estrutura, classificar esses riscos quanto a sua severidade e impactos caso venham a ocorrer, propor ações para detectar, combater, mitigar ou reduzir a probabilidade de ocorrência dos riscos identificado, garantir a segurança da equipe de operação, segurança ambiental, segurança da população e evitar impactos legais. Esses princípios vão em concordância com o Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos (ICMM, 2020), que no princípio 4 enfatiza o desenvolvimento de planos e critérios de projeto para estruturas de disposição de rejeitos, visando minimizar os riscos ao longo de todo o ciclo de vida, incluindo as fases de fechamento e pós-fechamento. Isso envolve a determinação da classificação das consequências de falhas, avaliando as condições a jusante e selecionando a classificação mais alta para cada categoria. Essa avaliação deve ser fundamentada em modos plausíveis de ruptura, sendo defensável e documentada. O objetivo é manter a flexibilidade no desenvolvimento de novas estruturas, otimizando custos e priorizando a segurança ao longo de todo o ciclo de vida das estruturas de disposição de rejeitos. Assim, reforça-se a importância de uma gestão de risco para a fase de descaracterização de uma barragem.

2 CONTEXTO

Para o presente trabalho, estudou-se uma barragem utilizada para disposição de rejeitos, localizada no quadrilátero ferrífero de Minas Gerais, onde os rejeitos úmidos finos e superfinos gerados na concentração do minério de ferro eram lançados sob forma de polpa no reservatório. A estrutura possui um aterro inicial com solo argilo-siltoso compactado, trazido da área de empréstimo a montante da estrutura. Além disso, a estrutura passou por um alteamento por jusante, com altura final de 46 metros e possui alto dano potencial associado (DPA).

Nessas condições, após realização de estudo de ruptura hipotética, Dam Break, verificou-se que a existência de comunidade na Zona de Autossalvamento (ZAS), o que é vedado pela Resolução ANM n° 95/2022. Assim, foram avaliadas três opções, conforme preconizado na normativa supracitada: descaracterização da estrutura, o reassentamento da população e o resgate do patrimônio cultural, ou obras de reforço que garantam a estabilidade efetiva da estrutura. A escolha se dá em decisão do poder público, ouvido o empreendedor e consideradas a anterioridade da barragem em relação à ocupação e a viabilidade técnico-financeira das alternativas, e foi optado pela descaracterização da estrutura.

A alternativa de descaracterização foi dividida em três etapas principais: selagem do reservatório, adequação do vertedouro e execução dos SUMPs e canais, execução da substituição de solo mole por enrocamento a jusante (tratamento de fundação) e execução do reforço a jusante.

Na resolução também é indicado que deve ser realizado Processo de Gestão de Risco de Barragens de Mineração (PGRBM) antes de qualquer modificação na estrutura em questão, incluindo a descaracterização, e deve anteceder cada fase do ciclo de vida da estrutura. Desta forma, foi elaborado o PGRBM para todas as etapas de descaracterização da estrutura, a fim de avaliar, analisar e controlar os riscos associados as etapas propostas para a obra.

3 METODOLOGIA

3.1 Gestão de risco

O risco, de acordo com a ABNT NBR 31000:2018, é o efeito da incerteza nos objetos, geralmente caracterizado pela referência aos eventos potenciais e às consequências, ou uma combinação destes, e muitas vezes expresso em termos de uma combinação de consequências de um evento (incluindo mudanças nas circunstâncias) e a probabilidade de ocorrência associada.

A gestão de risco, segundo Caldeira (2005), consiste na identificação e classificação de riscos, bem como na avaliação das consequências relacionadas a esses riscos por meio da estimativa de suas grandezas e probabilidade de ocorrência. O processo deve ser elaborado a partir de metodologias reconhecidas, capazes de integrar a gestão de risco e a tomadas de decisão, uma vez que possibilita o estabelecimento de ações que visam o controle, a mitigação e a redução dos impactos relacionados a esses riscos apresentados.

De acordo com a ABNT NBR 31000:2018, a gestão de risco necessita de uma responsabilização abrangente, integralmente aceita e bem definida. Além disso, os profissionais responsáveis devem ser adequadamente qualificados e com recursos para verificar controles, monitorar riscos, implementar melhorias, e comunicar-se de forma eficiente com partes internas e externas envolvidas no processo de gestão de riscos. Dessa forma, é importante indicar a definição de cargos bem como suas funções e responsabilidades dos principais atores do PGRBM.

A partir do conhecimento das principais características da estrutura e das etapas da obra descaracterização previstas em projeto, foi iniciada a fase da análise e avaliação dos riscos relacionados ao processo de descaracterização. Destaca-se que, a elaboração da gestão de riscos demonstra que a empresa em questão possui responsabilidade social, legal, ambiental e econômica já que esses setores podem ser diretamente ou indiretamente afetados pelas consequências de eventos relacionados a acidentes envolvendo estruturas de contenção de rejeitos. Ademais, para a elaboração do PGRBM, foi necessária a participação dos profissionais responsáveis pela estrutura da Barragem e integrantes da consultoria envolvida, sendo esta composta por engenheiros e técnicos que atuam na análise constante de informações, avaliação dos riscos e proposição de medidas e controles dos riscos relacionados às barragens, garantindo uma equipe multidisciplinar que visa identificar os riscos hidráulicos, geológicos e geotécnicos para a barragem. A Figura 1 apresenta um fluxograma com resumo da metodologia utilizada para elaboração do Processo de Gestão de Risco.

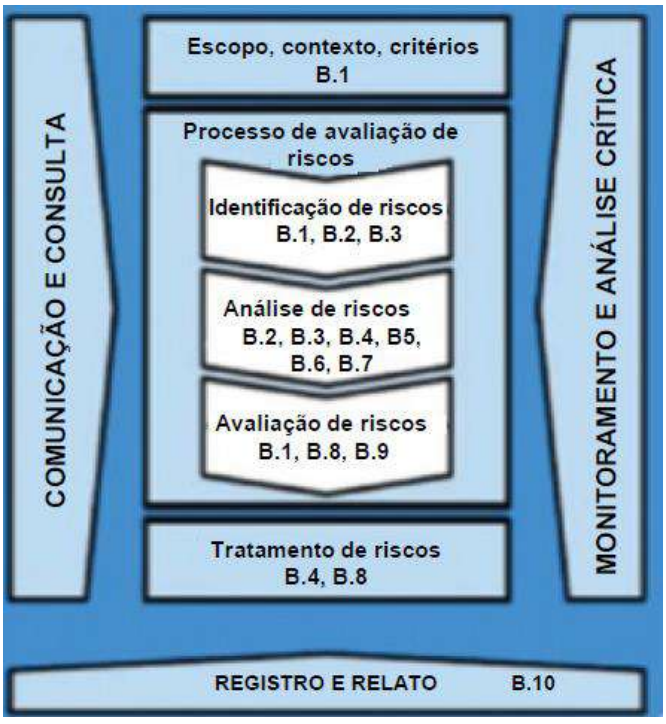


Figura 1. Fluxograma da Gestão de Risco.
Fonte: Adaptado de ABNT NBR IEC 31010:2021.

3.2 Metodologias de análise de risco

Segundo Melo (2014) a análise de risco consiste, essencialmente, no uso da informação disponível para estimar o risco relativo a indivíduos ou populações, a propriedades ou ambiente, decorrentes de condições de perigo. Dentre diversos métodos disponíveis, de acordo com a ABNT NBR ISO IEC 31010:2021, foi adotado para a avaliar a segurança da Barragem durante sua obra de descaracterização o método de análise de risco aprofundada "FMEA" (Análise dos modos de Falha e seus Efeitos).

Segundo Espósito (2013), o método FMEA é uma técnica adequada para definir, identificar e analisar potenciais modos de falha, suas causas e consequências, bem como os meios de detecção. A partir de tais dados, o principal objetivo do método consiste na definição de medidas que diminuam ou impeçam eventuais incidentes. Dentre as vantagens desse método, têm-se sua aplicação a modos de falhas humanas, de equipamentos e sistemas, bem como a facilidade de legibilidade, compreensão e interpretação da estrutura do método. O método permite, também, avaliar os efeitos e sequência de acontecimentos decorrentes de cada falha e classificá-las de acordo com seu risco e probabilidade de ocorrência.

Durante a elaboração do presente PGRBM, após a identificação da complexidade do risco, optou-se pelo uso do método Bow-Tie, como ferramenta de análise de risco alternativa. A análise Bow-Tie é um método simples de descrever e analisar os caminhos de um risco desde suas causas até as consequências, com diagramas construídos, tanto a partir das árvores de falha e eventos quanto por uma sessão de brainstorming (ABNT NBR IEC 31010:2021). Tal alternativa é aplicada para revisão de controles ou em situações das quais não se justifica o uso do FMEA. Trata-se de uma metodologia de fácil compreensão, uma vez que tem como saída a representação gráfica e clara do problema, além de não demandar muitos recursos para sua elaboração.

Assim, o principal objetivo do uso do Bow-Tie na elaboração do projeto está relacionado ao acompanhamento da efetividade das ações implementadas, além da identificação de novos riscos possíveis, análise de indicadores de resultados e controles, além da elaboração de novos controles, caso necessário. Outro ponto importante, o Bow-Tie foi utilizado para melhor compreensão dos riscos apontados no FMEA. Trata-se então de uma metodologia usada de forma auxiliar e complementar, que possibilita análise do processo executivo da obra, uma vez que por ser um processo dinâmico e estar sujeita a imprevistos e surgimento de novos riscos, é possível realizar uma avaliação detalhada e específica de pontos considerados relevantes por meio de uma metodologia simplificada e direcionada.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A seguir serão apresentados os detalhes sobre a elaboração do PGRBM para uma barragem em descaracterização, em quem apresenta-se as etapas, classificações e planos elaborados, juntamente com um exemplo de risco avaliado.

4.1 Etapas de avaliação

Após a escolha da metodologia empregada na avaliação, define-se a equipe responsável e inicia-se as etapas da avaliação dos riscos, que inclui tanto a identificação quanto a apreciação dos riscos. O principal objetivo dessa etapa está relacionado ao reconhecimento e ao entendimento dos riscos, suas causas, estimativa das grandezas de suas consequências e probabilidades de ocorrência, além da definição de aceitabilidade e tolerabilidade do risco.

Para a identificação dos riscos foi avaliado o projeto de descaracterização da barrragem, incluindo cronograma de obra e especificação técnica, além de visitas de campo e entrevistas como outras fontes de informações. Através da metodologia FMEA, realizou-se uma avaliação semi-quantitativa para identificar inicialmente os riscos, suas causas e efeitos. Ao longo do desenvolvimento do trabalho, foi aplicada a metodologia Bow-Tie para identificação de novos riscos possíveis e, após a identificação do risco, foi realizado o cálculo do risco, multiplicando-se os valores de Severidade e ocorrência estimada.

4.2 Classificação dos riscos

Na etapa de análise/classificação do risco foram adotados os níveis de risco definidos pela Resolução ANM nº 95/2022: aceitável, ALARP ("tão baixo como razoavelmente exequível") e não aceitável (ou intolerável). Dessa forma, os riscos são quantificados a partir do produto entre o índice de ocorrência e do índice de severidade e são classificados de forma preliminar em "aceitável" (R<5), "tolerável" (5<R<12,5) e "intolerável" (R>12,5).

Adicionalmente, os riscos classificados como "toleráveis" passaram por avaliação complementar a fim de se verificar se atendem ao princípio ALARP (*As Low As Reasonably Practicable*). Além da pontuação estabelecida, para que o risco se classifique como ALARP, avaliou-se se existe a possibilidade de reduzir a severidade ou a ocorrência da falha por meio de algum controle ou recomendação de melhoria, desde que essa possibilidade seja razoavelmente exequível, ou seja, os custos para atingir um nível adicional de redução de risco não sejam desproporcionais se comparadas a redução de risco esperada.

4.3 Impacto no cronograma

Uma vez que se trata da análise de gestão de risco para uma barragem em descaracterização, ou seja, um processo dinâmico e sujeito a imprevistos, fez-se necessário avaliar como possíveis impactos no cronograma afetaria a segurança local e global da estrutura durante as atividades que serão executadas, bem como possíveis novos riscos relacionados a atrasos no planejamento. Assim, a avaliação no impacto do cronograma foi realizada de forma qualitativa, adotando-se as seguintes classificações (Tabela 1): Sem impacto, Baixo, Médio, Alto e Muito Alto.

Tabela 1. Classificação quanto ao impacto no cronograma

C	Impacto no Cronograma (IC)
1	**Sem Impacto** A ocorrência da falha não implicaria em atraso no cronograma da obra ou não implicaria na funcionalidade da estrutura em execução.
2	**Baixo** A ocorrência da falha implicaria em baixo impacto no cronograma, afetando apenas a atividade ou baixo impacto na sua funcionalidade.
3	**Médio** A ocorrência da falha implicaria em impacto mediano no cronograma, afetando também a atividade subsequente ou Impacto apenas a funcionalidade da estrutura devido a não finalização da etapa dentro do prazo.
4	**Alto** A ocorrência da falha implicaria em grandes atrasos no cronograma, afetando também outras etapas da obra de descaracterização ou A finalização da etapa não ocorre no prazo comprometendo a funcionalidade de outras estruturas
5	**Muito Alto** Avanço das obras para período que traga outros riscos para a estrutura (Avanço das obras para período chuvoso, não atendimento do prazo legal)

Com intuito de classificar as atividades de execução em critério de priorização, dados os riscos identificados e o impacto que o atraso de cronograma pode acarretar, considerou-se a relação do risco pelo impacto no cronograma. Com o resultado é possível ordenar as atividades visando indicar em quais delas

devem ser concentrados os esforços no que diz respeito ao controle de execução, interferências com outras atividades executadas de forma simultânea e controle dos prazos de execução (cronograma proposto).

Para classificação final do risco, considerando fatores de severidade, probabilidade de ocorrência e impacto no cronograma, foram adotados priorização "regular", "importante" e "muito importante" (Tabela 2), de acordo com a maior necessidade de atenção da equipe técnica durante a execução, ao cronograma, acompanhamento e controles da atividade relacionada a essa falha. Além disso, a priorização considerada "muito importante" requer correções imediatas durante a obra, caso seja identificada anomalias nas estruturas da barragem relacionadas a essa falha.

Tabela 2. Classificação final do risco.

Classificação	Cor
Regular	
Importante	
Muito Importante	

Destaca-se que, a partir dos valores associados ao risco para a relação da severidade pela probabilidade de ocorrência e para a classificação quanto ao impacto no cronograma, a falha possível é representada na Matriz de Classificação final, conforme Tabela 3.

Tabela 3. Matriz de risco por impacto no cronograma.

Risco\IC	1	2	3	4	5
De 1 a 5					
De 6 a 12,5					
De 12,5 a 25					

A matriz indica que riscos considerados aceitáveis podem ser classificados com prioridade "regular", "importante" ou "muito importante" a depender de uma menor ou maior classificação quanto ao impacto no cronograma (primeira linha da matriz). Já os riscos considerados ALARP, podem ter sua prioridade classificada como "importante" ou "muito importante" de acordo com o impacto relacionado ao cronograma, o que mostra maior necessidade de atenção as falhas relacionadas a esse intervalo (segunda linha da matriz). Por fim, os riscos considerados inaceitáveis, geralmente relacionados a possibilidade de ruptura da barragem e liberação descontrolada de rejeito ou impactos legais como sanções da ANM, são classificados apenas com a pprioridades "muito importante" (última linha da matriz).

4.4 Aplicação das classificações

A partir da elaboração da metodologia FMEA aplicada para o presente estudo de caso, incluindo também a avaliação do impacto no cronograma, conclui-se que existem atividades propostas na obra de descaracterização capazes de trazer maiores riscos para a segurança do processo executivo e para a estrutura geral. Dentre essas atividades, destaca-se a adequação do vertedouro, que tem como objetivo garantir a segurança hidráulica da estrutura e também atender o prazo estabelecido pela ANM. Além disso, a etapa de tratamento de fundação se destaca pelo modo de falha catastrófico associado, já que envolve escavação de solo mole a jusante da estrutura. Ademais, considera-se relevante analisar estruturas que entrarão em operação durante a execução das demais atividades de obra e como seu funcionamento poderia trazer riscos para a obra e respectivas causas associadas, um exemplo é a adequação do sistema extravasor já finalizada e como sua atuação pode influenciar na execução das demais etapas da descaracterização.

A análise crítica de cada atividade e seus riscos associados de maneira prévia resultou na compreensão de que a adaptação e complementação de metodologias exisitentes possibilitou a apresentação de resultados mais coerentes. Um exemplo é apresentado na Tabela 4, com a identificação das causas e do risco associado, e da avaliação da probabilidade de ocorrência, da severidade e do impacto no cronograma.

A inclusão do item de Impacto do Cronograma foi de grande importância para priorizar as ações e controles que foram estabelecidas a seguir, de forma a garantir mais segurança na operação e execução do projeto de descaracterização.

Tabela 4. Exemplo de aplicação.

Fase da obra	**Escavação do solo mole a jusante da estrutura**
Causas associadas	Alívio de tensões/ sobrecarga
Riscos associados	Movimento de massa local e global
Ocorrência	Remota: Existência de projetos indicando como será realizada a retirada do solo mole. No entanto, é necessário considerar erros de execução devido a falha humana. No estudo de tensão deformação elaborado pela é avaliado o impacto da sobrecarga na estrutura, considerando-se a ocorrência como remota. No entanto, considerou-se possibilidade de erro de execução e falha de equipamentos.
Severidade	Catastrófica: A instabilização da barragem a jusante e liberação descontrolada de rejeito teria grande impacto tanto na segurança de pessoas envolvidas em toda a obra de descaracterização da barragem além da população a jusante da estrutura, com perdas humanas. A instabilização da barragem a jusante e liberação descontrolada de rejeito gera perda catastrófica de habitat, contaminação de recursos hídricos e impactos no ecossistema afetados pela mancha de rejeito. A instabilização da barragem a jusante e liberação descontrolada de rejeito acarretaria em perdas econômicas extremas que afetam a infraestrutura da sociedade localizadas próximas a estrutura, além de violação legal com multas e/ou consequência penal.
Impacto no cronograma	Muito alto: O atraso na escavação do solo mole a jusante da estrutura teria um grande impacto no cronograma, uma vez que existem etapas subsequentes que dependem da sua execução, como a substituição por enrocamento. Tais etapas, caso não sejam executadas antes do período de chuvas, podem trazer outros modos de falhas que não estavam sendo considerados devido a redução da tensão resistente a jusante da barragem, capazes de gerar a ruptura da barragem e liberação descontrolada de rejeito.

4.4 Planos de Ação e Comunicação

Após concluída a avaliação de riscos, elaborou-se o plano de ação com base nas informações apresentadas na etapa de avaliação, em ações são propostas a fim de controlar tais riscos, que, de acordo com Pimenta (2009), consiste em um conjunto de atividades integradas, contemplando ações de decisão, mitigação, prevenção, detecção, planos de emergência, revisão e comunicação de riscos. Assim, segundo Pimenta (2009), para a tomada de decisão faz-se uma comparação entre os resultados obtidos na análise de risco e os critérios de aceitabilidade e tolerância, indicados na apreciação do risco.

Os controles estão relacionados, principalmente, à execução das atividades da obra, ou seja, controle de ocorrência, que tem como objetivo principal evitar que possíveis falhas aconteçam e, por isso, indicam ações a serem seguidas relacionadas a mão de obra, material utilizado, acompanhamento técnico de obra entre outros. Também foram elaborados controles de cronograma, a fim de garantir que a atividade seja executada dentro do prazo proposto para o planejamento da obra, de forma a evitar novos riscos não previstos, relacionados a não funcionalidades das diversas estruturas da barragem ou da operação do processo durante o período de chuvas.

E, por fim, foi elaborado o Plano de Comunicação, com objetivo de organizar e repassar informações para toda a equipe envolvida na obra de descaracterização da Barragem, e outros *stakeholdres*, uma vez que, após as etapas de avaliação dos riscos e definição de controles críticos e regulares, há a necessidade de verificar se todas as medidas e precauções desenvolvidas estão de fato sendo efetivas, de modo a testar e monitorar cada controle, para que seja possível estabelecer estatísticas capazes de comprovar a efetividade do processo e, em caso deste não alcançar a eficácia esperada, sejam definidos e propostos planos de ação com estratégias para as mudanças necessárias.

5 CONCLUSÃO

Esse estudo apresentou a importância da adaptação de uma metodologia tradicionalmente utilizada a fim de realizar uma análise aprofundada de cada caso prático, como a gestão de riscos para uma barragem em descaracterização. Por isso, fez-se necessária a implementação da avaliação do impacto do cronograma, uma vez que apenas a análise do risco pelos critérios de severidade e probabilidade de ocorrência não seriam suficientes para proximidade da realidade dos resultados e informações. A classificação final do risco deve permitir um bom direcionamento para a equipe responsável pela estrutura acerca de quais atividades da obra demandariam maior atenção, controle e monitoramento, trazendo, então, embasamento para a priorização das atividades e tomadas de decisão efetivas.

Destaca-se, também, acerca da importância de avaliar as estruturas propostas pelo plano de descaracterização finalizadas e como seus riscos de operação associados poderiam afetar nas atividades subsequentes da obra.

Conclui-se que pode haver necessidade de metodologias complementares, já que por se tratar de uma gestão de risco de obra, ou seja, cenário sujeito a atrasos e falhas de execução, faz-se necessário avaliar novos riscos que não estavam previstos pela metodologia FMEA, associados a esses imprevistos. Neste caso, o Bow-Tie permitiu uma análise e avaliação específica e direcionada de causas, consequencias e barreiras relacionados a esses novos modos de falha identificados ao longo da execução da obra.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à HIDROBR pelo apoio e incentivo na realização deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração – ANM. Resolução Nº 95. Ministério de Minas e Energia: Brasília, 2022, 36 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. NBR ISO 31000. *Gestão de Risco – Princípios e diretrizes –*. Rio de Janeiro, 2018.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. NBR ISO IEC 31010. *Gestão de Risco – Técnicas para o proceso de avaliação dos riscos –*. Rio de Janeiro, 2021.

Caldeira, L. (2005) Análise de Risco em Geotecnia. Aplicação a Barragens de Aterro. Programa de Investigação para obtenção de Habilitação para funções de Coordenação Científica, LNEC, Lisboa, 238 p.

Costa. L. N. L. R. (2019) Mineração e sustentabilidade ambiental: o caso pilar de goiás e os desafios legais e operacionais para o desenvolvimento sustentável frente às inovações normativas no setor de mineração no Brasil. Dissertação. Programa de pós-graduação em Sociedade, Tecnologia e Meio ambiente – Centro Universitário de Anápolos – UniEvangélica. 2019. 83 p.

Espósito, T., Palmier, L. R. (2013) Application of risk analysis methods on tailings dams. Soils and Rocks, São Paulo, v. 36, n. 1, p. 97-117, jan-abr.

Freitas, C. M., Silva, M. A. D. (2019) Acidentes de trabalho que se tornam desastres: os casos dos rompimentos em barragens de mineração no Brasil. *Rev. Bras. Medicina do Trabalho,* v.17, n.1, p.21-29. https://doi.org/10.5327/Z1679443520190405

International Council on Mining and Metals – ICMM: The Global Industry Standard on Tailings Management – Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos – GISTM (2020). Disponível em: < global-tailings-standard_spreads_PT.pdf (globaltailingsreview.org)> Acesso em 20 fev. 2024.

Melo, A. V. (2014) Análises de risco aplicadas a barragens de terra e enrocamento: estudo de caso de barragens da Cemig GT. Dissertação. Mestrado em Geotecnia. Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. 244 p.

Pimenta, M. L. B. (2009) Abordagens de riscos em barragens de aterro. Lisboa: LNEC, 2009. 570

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/57

Estimativas de recalque por compressão sísmica de solos arenosos

Judith Yimena Ramos Arce
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, jramos_1909@hotmail.com

Celso Romanel
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, celso.romanel@gmail.com

RESUMO: Os vários métodos simplificados para determinação de deslocamentos permanentes causados por sismos em taludes de barragens de terra, mineração e encostas naturais baseados no modelo do bloco deslizante de Newmark estimam apenas os deslocamentos causados por deformações cisalhantes ao longo da potencial superfície de ruptura e no interior da massa deslizante de solo deformável. O deslocamento vertical permanente na crista da barragem ou talude devido à compressão sísmica não é capturado explicitamente pelo método de Newmark. O procedimento mais conhecido na engenharia geotécnica para estimativa de compressão sísmica foi apresentado com base em ensaios de laboratório por Tokimatsu e Seed (1987), para areias limpas, e estendido por Pradel (1998) e Stewart e Wang (2003). No presente trabalho estes métodos são utilizados para determinação do recalque na crista de uma barragem submetida a carregamento sísmico, sendo também comparados com os valores de recalque computados por simulação numérica 2D pelo método dos elementos finitos.

PALAVRAS-CHAVE: Compressão sísmica; recalque; solos arenosos; métodos simplificados

ABSTRACT: The various simplified methods for determination of permanent displacements in soil slopes (earth dams, mining dams, natural slopes) based on the Newmark sliding block model only yield the displacement caused by shear deformations along the potential rupture surface and inside the potential sliding mass of deformable soil. Permanent vertical displacement on the dam or slope crest due to seismic compression is not explicitly captured by the Newmark method. The best known procedure in geotechnical engineering for seismic compression deformation is based on laboratory tests by Tokimatsu and Seed (1987), for clean sands, further extended by Pradel (1998) and Stewart e Wang (2003). In the present work, these methods are used to determine the compression settlement on the crest of a dam submitted to different seismic loading. Their results are also compared with the compression settlement obtained through a 2D finite element analysis.

KEYWORDS: Seismic compression; settlement; sandy soils; simplified methods

1 INTRODUÇÃO

Uma das consequências de eventos sísmicos é o recalque da superfície de depósitos de solo arenosos. Deslocamentos verticais podem acontecer devido à densificação cíclica ou pela reconsolidação de solos saturados liquefeitos à medida que os excessos de poropressão induzidos pelo carregamento sísmico são dissipados. Vários procedimentos semi-empíricos, baseados em resultados de ensaios de laboratório, ensaios de campo e retroanálises de casos históricos, foram publicados na literatura para estimativa deste tipo de recalque, admitindo que as deformações laterais são nulas (formulação 1D) com as deformações volumétricas sendo portanto consideradas iguais às deformações verticais.

Se a deformação vertical em cada camada de solo for integrada em relação à profundidade, o resultado fornecerá um valor de recalque ρ conforme Eq. 1, onde a integração é aproximada por um somatório das deformações volumétricas ε_{vi} em n subcamadas de espessura Δz_i. No caso de ensaios SPT a posição do número de golpes medidos em campo corresponde ao centro de cada subcamada.

$$\rho = \sum_{1}^{n} \varepsilon_{vi} \Delta z_i \tag{1}$$

Solos arenosos fofos podem comprimir durante carregamento sísmico e, se estiverem na condição saturada, atingir o estado de liquefação e apresentar recalques com a dissipação dos excessos de poropressão sismicamente induzidos. Em solos secos, ou parcialmente saturados, o carregamento sísmico pode resultar em compressão sísmica (densificação) que também leva ao surgimento de recalques na superfície. As deformações volumétricas geralmente causam menores valores de deslocamentos do que deformações cisalhantes cíclicas, mas é prudente verificar o valor do recalque induzido por compressão sísmica na crista de um talude.

Vários procedimentos semi-empíricos, baseados em resultados de ensaios de laboratório (Tokimatsu e Seed, 1987; Stewart e Whang, 2003) e ensaios de campo (Pradel, 1998; Robertson, 2010) foram publicados na literatura para estimativa deste tipo de recalque em solos arenosos. Alguns deles são apresentados a seguir.

2 MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA CÁLCULO DO RECALQUE POR COMPRESSÃO SÍSMICA

2.1 Tokimatsu e Seed (1987)

O método proposto por Tokimatsu e Seed (1987) é aplicável para areias limpas (teor de finos FC ≤ 5%), na condição total ou parcialmente saturada. O desenvolvimento foi feito por meio de correlações com resultados de ensaios cíclicos triaxiais e de cisalhamento direto e comparação com recalques de campo observados nos terremotos de Niigata, em 1964, Tokachioki e Miyagiken Oki, em 1968. O método fornece um gráfico (Fig. 1) para estimativa da deformação volumétrica em função da resistência à penetração $(N_1)_{60}$ do ensaio SPT e da razão de tensão cíclica CSR para terremoto com magnitude M_w = 7,5. As curvas em linha cheia representam a estimativa da deformação volumétrica para o solo saturado liquefeito enquanto que as curvas em linha tracejada se referem aos casos onde excessos de poropressão foram gerados, porém sem ocorrência de liquefação, com deformações volumétricas menores do que na condição saturada. Neste último caso, de acordo com GDP-9 (2015), se o fator de segurança contra liquefação FS_L for superior a 1,25 então o recalque de compressão sísmica pode ser considerado desprezível.

As curvas da Fig. 1 também podem ser aplicadas para eventos de diferentes magnitudes por meio da Tab. 1, que apresenta os efeitos da magnitude na razão de tensão cíclica CSR em função do fator de escala de magnitude r_m. Multiplicando os valores das ordenadas das curvas de igual deformação volumétrica pelo correspondente fator de escala (r_m) então gráficos semelhantes aos da Fig. 1 podem ser construídos para outras magnitudes de terremoto. Alternativamente, o valor da razão de tensão cíclica CSR para um terremoto com magnitude M_w (CSR_{M_w}) pode ser convertido para a razão de tensão cíclica para um terremoto M_w = 7,5 ($CSR_{M_w=7,5}$) de acordo com a Eq. 2, com o objetivo de usar as curvas da Fig. 1 diretamente.

$$CSR_{M_w=7,5} = \frac{CSR_{M_w}}{r_m} = 0,65\left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right) r_d \times \frac{1}{r_m} \quad (2)$$

onde σ_v e σ'_v são as tensões verticais total e efetiva, respectivamente, na profundidade z, a_{max} é a aceleração horizontal máxima na superfície do terreno, g representa a aceleração da gravidade e r_d é o fator de redução da tensão cisalhante cíclica com a profundidade.

Tabela 1 – Influência da magnitude do terremoto em CSR (adaptado de Tokimatsu e Seed, 1987)

Magnitude do terremoto	Fator de escala (r_m) em CSR
8,5	0,89
7,5	1,00
6,75	1,13
6	1,32
5,25	1,50

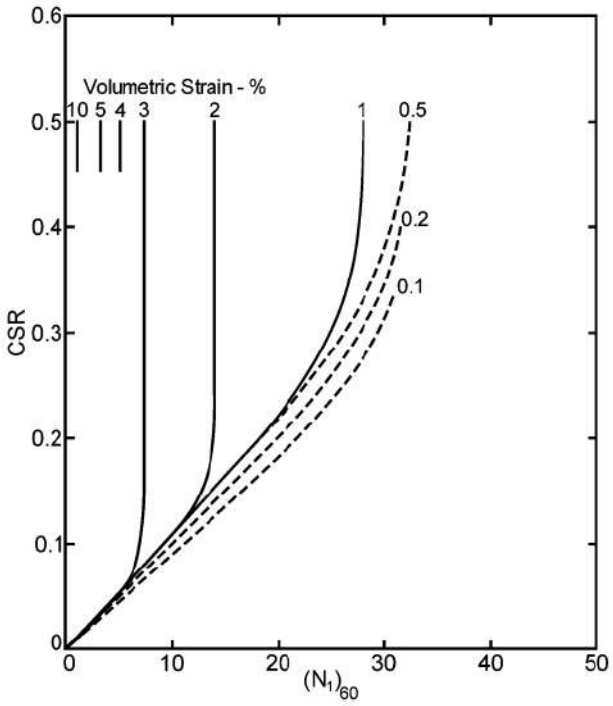


Figura 1 – Deformação volumétrica em areia limpa em função da razão de tensão cíclica $CSR_{Mw=7,5}$ e do número de golpes $(N_1)_{60}$ (adaptado de Tokimatsu e Seed, 1987).

2.2 Pradel (1998)

Pradel (1998) apresentou uma adaptação do método de Tokimatsu e Seed (op.cit.) que consiste na utilização de um conjunto de equações, dispensando o uso de gráficos e tabelas, para prever o recalque de compressão sísmica induzido por terremoto em areia limpa seca (FC ≤ 5%). O método é composto dos seguintes 4 passos de cálculo:

a) determinação da tensão cisalhante cíclica média $\tau_{cic,média}$ de acordo com a Eq. 3 proposta por Seed e Idriss (1971).

$$\tau_{cic,média} = 0{,}65\tau_{cic,max} = 0{,}65\frac{\gamma h}{g}a_{max}r_d = 0{,}65\frac{\sigma_{v0}}{g}a_{max}r_d \quad (3)$$

onde o fator de redução de tensões r_d foi formulado por Seed e Idriss (1971).

b) obtenção do valor do módulo de cisalhamento máximo G_{max} mediante ensaio de campo (velocidade de propagação da onda S), ensaio de laboratório ou correlações com resultados de ensaios de penetração SPT ou CPT.

c) cálculo da deformação cisalhante uniforme equivalente (deformação efetiva) γ por meio da Eq. 4:

$$\gamma = \frac{\tau_{cic,média}}{G_{max}(G/G_{max})} \quad (4)$$

que depende da razão de degradação do módulo do módulo G/G_{max}.

Pradel (op.cit.) obteve a Eq. 5 relacionando G/G_{max} vs. γ com base na curva de degradação de módulo de cisalhamento proposta por Iwasaki et al. (1978).

$$\gamma = \left[\frac{1 + a\ exp\left(b\tau_{cic,média}/G_{max}\right)}{1 + a}\right]\frac{\tau_{cic,média}}{G_{max}} \quad (5a)$$

$$a = 0{,}0389(p/p_0) + 0{,}124 \qquad b = 6400(p/p_0)^{-0{,}6} \quad (5b)$$

onde p é a tensão total média na profundidade z e p_0 representa a pressão atmosférica (100 kPa).

d) determinar a deformação volumétrica $\varepsilon_{vi}^{Mw=7,5}$, correspondente a um terremoto de magnitude M_w = 7,5 em função da deformação cisalhante efetiva γ :

$$\varepsilon_{vi}^{Mw=7,5} = \gamma(N_1/20)^{-1,2} \quad (6)$$

onde N_1 é o número de golpes SPT normalizado em relação à tensão vertical efetiva de 1 atm.

Por fim, a deformação volumétrica ε_{vi} induzida por um terremoto de magnitude M_w é estimada pela Eq. 7:

$$\varepsilon_{vi} = \varepsilon_{vi}^{Mw=15}\left(N_{eq\ Mw}/15\right) \quad (7a)$$

$$N_{eq\ Mw} = (M_w - 4)^{2,17} \quad (7b)$$

2.3 Stewart & Whang (2003)

Stewart e Whang (2003) atualizaram o procedimento de Tokimatsu e Seed (1987), originalmente aplicável apenas para areias limpas, estendendo-o para estimativa de recalque de compressão sísmica em areias siltosas não plásticas e argilas de baixa plasticidade.

Este processo de atualização implicou em: a) utilização de um fator de redução de tensão cisalhante r_d com formulação mais abrangente, dependente da profundidade z, da magnitude do sismo M_w, da aceleração máxima na superfície a_{max} e da velocidade média de propagação de onda S nos 12 m superiores do depósito de solo (V_{S12}); b) consideração da curva de degradação do módulo de cisalhamente recomendada por Darendeli e Stokoe (2001) que incorpora efeitos da tensão de confinamento e do índice de plasticidade do material.

2.4 Observações:

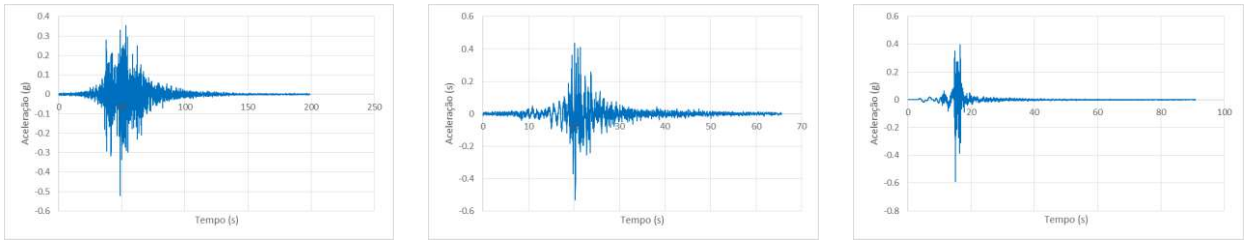
a) É importante notar que os métodos simplificados de Tokimatsu e Seed (1987), Pradel (1998) e de Stewart e Whang (2003) foram baseados em resultados de ensaios de laboratório de cisalhamento cíclico unidirecional, enquanto que terremotos produzem acelerações multidirecionais em campo. Após a realização de ensaios em mesas vibratórias, Pyke et al. (1975) sugeriram que o recalque causado pela combinação das duas componentes de aceleração horizontal pode ser aproximado como a soma dos recalques causados por cada componente atuando separadamente. Isto significa que o recalque determinado pela Eq. 1 deve ser duplicado para consideração de efeitos de vibração bidirecional.

b) Os métodos de Tokimatsu e Seed (1987) e Pradel (1998) foram propostos para areias limpas, sendo porém razoável utilizá-los para areia siltosa considerando a correção do número de golpes SPT em relação ao teor de finos $(N_1)_{60cs}$, mas o processo introduz mais incertezas no resultado final.

3 REGISTROS DE ACELERAÇÃO SÍSMICA

No presente estudo foram utilizados os acelerogramas dos terremotos de Atico (2001) com magnitude M_w = 8,4, de Lima (1966) com M_w = 8,1 e de Moquegua (2003) com M_w = 7,0, ocorridos no Peru, que apresentam mecanismos focais similares aos resultados obtidos no estudo de desagregação da ameaça sísmica probabilística. Os registros foram previamente tratados por correção da linha base e aplicação de um filtro passa-banda do tipo Butterworth no intervalo de 0,1 Hz a 25 Hz, utilizando o software SeismoSignal (SeismoSoft, 2016). A partir dos acelerogramas corrigidos, foram obtidos os terremotos de projeto (Fig. 2) pelo método de ajuste espectral considerando o espectro de acelerações determinado no estudo de ameaça sísmica probabilística para um período de retorno de 10.000 anos.

As acelerações horizontais máximas na crista do talude foram estimadas pela resposta 1D do depósito de solo com o programa computacional DEEPSOIL v7 (Hashash et al., 2020), conforme Tab. 2.



(a) (b) (c)

Figura 2. Acelerogramas dos terremotos de projeto: (a) Atico 2001; (b) Lima 1966; (c) Moquegua 2003.

Tabela 2 - Aceleração horizontal máxima na crista da barragem ao longo do furo de sondagem SPT-04

Sondagem	Acelerações na superfície do solo (g)		
	Atico 2001	Lima 1966	Moquegua 2003
SPT-04	0,78	0,72	0,66

4 ESTIMATIVA DE RECALQUES

4.1 Métodos simplificados 1D

A estimativa do recalque de compressão sísmica foi feita para o perfil geotécnico determinado ao longo do furo de sondagem SPT-04, posicionado na crista da barragem (Fig. 3), situada no Peru. Os resultados para os três sismos de projeto estão indicados na Tab. 4 onde se observa que o método de Stewart e Wang (op,cit) produziu os maiores valores de previsão de recalque na crista da barragem, para os três terremotos.

.

4.2 Método numérico 2D

Com o objetivo de analisar os resultados de recalque determinados com os métodos simplificados, foi também executada uma análise numérica 2D pelo método dos elementos finitos, no estado plano de deformação, utilizando o software Plaxis 2D v. 2020. A simulação do comportamento cíclico dos materiais foi feita com o modelo constitutivo elastoplástico PM4Sand (Boulanger e Ziotopoulou, 2017) cujos parâmetros foram determinados em ensaios de campo e de laboratório, conforme Tab. 3.

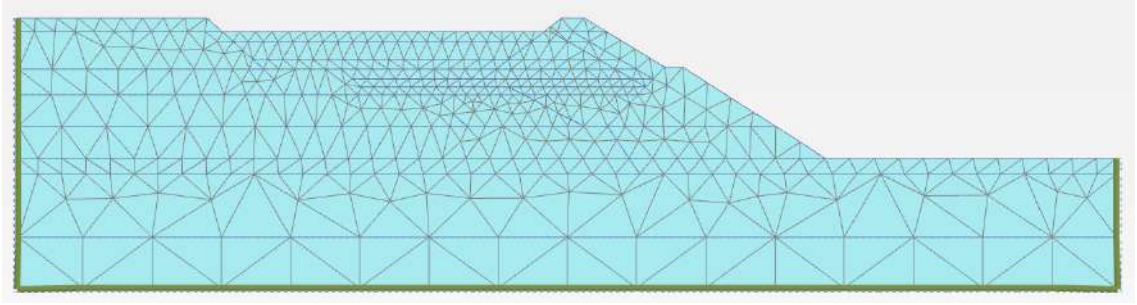
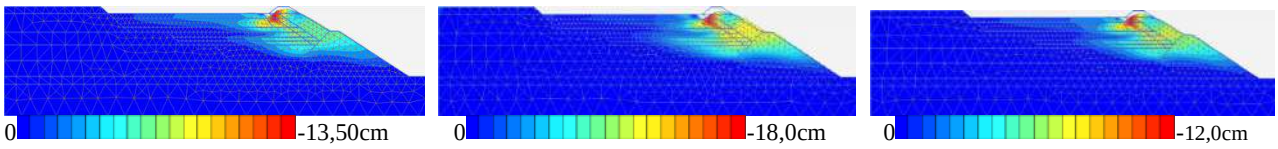


Figura 3 - Discretização de seção transversal da barragem

Tabela 3 - Parâmetros do modelo PM4Sand para análise dinâmica 2D da barragem.

Prof. (m)	Υ_{total} (kN/m3)	$(N_1)_{60}$	D_{R0}	G_0 (MPa)	h_{p0}	e_{max}	e_{min}	nb	nd	phi_{cv}	nu	Q	R
0-2,5	16	6	0.36	486.88	2,68	0,8	0,5	0,5	0,1	33,0	0,3	10,0	1,5
2,5-4	17	10	0.47	590.43	3,09	0,8	0,5	0,5	0,1	33,0	0,3	10,0	1,5
4-5	16	6	0.36	486.88	2,68	0,8	0,5	0,5	0,1	33,0	0,3	10,0	1,5
5-6	17	9	0.44	566.32	2,99	0,8	0,5	0,5	0,1	33,0	0,3	10,0	1,5
6-8	17	10	0.47	590.43	3,09	0,8	0,5	0,5	0,1	33,0	0,3	10,0	1,5
8-10	17	9	0.44	566.32	2,99	0,8	0,5	0,5	0,1	33,0	0,3	10,0	1,5
10-15	17	9	0.44	566.32	2,99	0,8	0,5	0,5	0,1	33,0	0,3	10,0	1,5

De acordo com os resultados da Fig. 4 e Tab. 4, os valores numéricos resultaram inferiores aos estimados pelos métodos simplificados. As diferenças têm várias causas, dentre as quais os modelos de comportamento mecânico adotados nos diferentes métodos (ensaios de laboratório, modelo constitutivo elastoplástico), tipo de formulação (semi-empírica, mecânica dos meios contínuos), cenários de análise (1D, 2D). Vale observar que os valores de recalque mostrados na Fig. 4 foram duplicados na Tab. 4, atendendo à recomendação de Pyke et al. (1975) mencionada na seção 2.4.



(a) (b) (c)

Figura 4 - Recalques induzidos pelos terremotos (a) Atico 2001 (b) Lima 1966;(c) Moquegua 2003.

Tabela 4 - Resumo dos recalques obtidos por métodos simplificados e elementos finitos.

Método	Recalque (cm)		
	Atico 2001	Lima 1966	Moquegua 2003
Tokimatsu e Seed (1987)	42,50	43,21	40,05
Pradel (1998)	40,80	55,67	34,95
Stewart e Whang (2003)	56,20	58,42	49,70
Plaxis 2D	27,00	36,00	24,00

5 CONCLUSÃO

Devido a dificuldades na determinação dos parâmetros de entrada em modelos constitutivos elastoplásticos para simulação do comportamento cíclico de solos por método numérico, a prática da engenharia muitas vezes recorre aos métodos simplificados para estimativa do recalque de compressão sísmica. Todavia, nenhum destes métodos parece conseguir prever com precisão aceitável o recalque final, com erros relativos podendo ser superiores a 100%.

Os métodos simplificados para estimativa de deslocamentos permanentes em taludes baseados na analogia do bloco deslizante de Newmark (Makdisi e Seed, 1978; Bray e Travasarou, 2007; Bray e Macedo, 2019) estimam os deslocamentos causados por deformações cisalhantes, i.e. o deslocamento de corpo rígido ao longo da potencial superfície de deslizamento mais o deslocamento permanente causado por deformações cisalhantes no interior da massa de solo deslizante deformável. Todavia, o movimento da crista de um talude natural ou barragem provocado por deformações cisalhantes é mecanicamente diferente do movimento da crista decorrente da compressão volumétrica dos materiais que formam o talude. Por esta razão, é importante contar com um método simplificado, mas confiável, para a estimativa do recalque por compressão causado por evento sísmico. Uma possibilidade, não explorada no presente trabalho, é a estimativa do recalque de compressão sísmica por meio de uma formulação probabilística, como a desenvolvida por Cetin et al. (2009) baseada em retroanálises de casos históricos de campo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Boulanger, R. W. e Ziotopoulou, K. PM4Sand: a sand plasticity model for earthquake engineering applications. Report No. UCD/CGM-17/01, Center for Geotechnical Modeling, University of California at Davis, 2017.

Bray, J.D. e Macedo, J. Procedure for estimating shear-induced seismic slope displacement for shallow crustal earthquakes, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 145, n.12, 2019.

Bray, J.D. e Travasarou, T. Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements, J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 133, n.4, pp. 381 – 392, 2007

Cetin, K. O.; Bilge, H.T.; Wu, J.; Kammerer, A.M. e Seed, R. B. Probabilistic models for cyclic straining of saturated clean sands, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 135, n. 3, p. 371-386, 2009

Darendeli, M. B. e Stokoe, K. H., II. Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves, Geotechnical Engineering Report GD01-1, University of Texas at Austin, 2001

GDP-9 Geotechnical Design Procedure: liquefaction potential of cohesionless soils, Revision 3, Geotechnical Engineering Bureau, Department of Transportation, State of New York, 2015.

Hashash, Y.M.A.; Groholski, D.R.; Phillips, C.A.; Park, D, e Musgrove, M. DEEPSOIL v.7, Department of Civil and Environmental Engineering, Univ.Illinois at Urbana-Champaign, User Manual, 137 p., 2020.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F.; Tokida, K. e Yasuda, S. A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation, San Francisco, California, p. 885-896, 1978

Makdisi. F.I. e Seed, H.B. Simplified procedure for estimating dam and embankment response. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 105, n.12, pp. 1427-1434, 1978.

Pradel, D. Procedure to evaluate earthquake-induced settlements in dry sandy soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 124, n. 4. 364-368, 1998.

Pyke, R.; Seed, H.B. e Chan, C.K. Settlements of sands under multidirectional shaking. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 101, n. GT4, p. 379-398, 1975.

Robertson, P. K. Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v.136, n.6, pp. 842-853, 2010.

Seed, H.B. e Idriss, I.M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v. 97, 1249-1273, 1971.

Stewart, J. P. e Whang, D. H. Simplified procedure to estimate ground settlement from seismic compression in compacted soils. Pacific Conference on Earthquake Engineering, Los Angeles, CA, USA, 2003.

Tokimatsu, K. e Seed, H. B. Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 113(8), 861-878, 1987.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/58

Estratégias de Comunicação e Integração para o EoR

Agata Benedet de Jesus
Eng.ª Civil Especialista em Segurança de Barragens, GeoCompany, Barueri, Brasil, agata.benedet@geocompany.com.br

Thomaz Henrique Leite de Jesus
Eng.º Civil Especialista em Segurança de Barragens, Diretor de Serviços de Campo, GeoCompany, Barueri, Brasil, thomaz@geocompany.com.br

Habib Georges Jarrouge Neto
Eng.º Civil, Diretor de Desenvolvimento, GeoCompany, Barueri, Brasil, habib@geocompany.com.br

Roberto Kochen
Professor PhD Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Presidente e Diretor Técnico, GeoCompany, Barueri, Brasil, kochen@geocompany.com.br

Adrian Torrico Siacara
EngProfessor Doutor, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, adrian.torrico@usp.br

RESUMO: O Engenheiro de Registro (EoR) é responsável por manter uma visão holística das instalações e garantir que os riscos potenciais sejam identificados e mitigados. Neste artigo serão compartilhadas estratégias de comunicação aplicadas na função de EoR no setor da mineração. O caso aborda uma gama de questões intrincadas, marcadas não só pelo elevado grau de risco associado às barragens de rejeitos, mas também pela simultaneidade de etapas: design, operação, descomissionamento e reintegração ambiental. A complexidade torna-se amplificada pela presença de múltiplas partes interessadas, incluindo projetistas, equipes internas da instalação, estruturas de governança, bem como órgãos reguladores e entidades de fiscalização. Nesse cenário, a comunicação eficaz emerge como o pilar central para o êxito da função do EoR, exigindo um esforço coordenado e uma troca de informações precisa e transparente para assegurar a segurança e a integridade durante todo o ciclo de vida da instalação. O artigo visa fornecer insights valiosos para profissionais e gestores envolvidos na gestão de barragens, fortalecendo a segurança e o desempenho das estruturas ao longo do tempo.

PALAVRAS-CHAVE: Engenharia de Registro, EdR, Gestão de Riscos, Segurança de Barragens, Mineração, Instalações de Armazenamento de Rejeitos.

ABSTRACT: The Engineer of Record (EoR) is responsible for maintaining a holistic view of the facilities and ensuring that potential risks are identified and mitigated. In this article, communication strategies applied in the role of EoR in the mining sector will be shared. The case addresses a range of intricate issues, marked not only by the high degree of risk associated with tailings dams but also by the simultaneity of stages: design, operation, decommissioning, and environmental reintegration. The complexity becomes amplified by the presence of multiple stakeholders, including designers, internal teams of the facility, governance structures, as well as regulatory bodies and oversight entities. In this scenario, effective communication emerges as the central pillar for the success of the EoR role, requiring coordinated effort and an exchange of precise and transparent information to ensure safety and integrity throughout the life cycle of the facility. The article aims to provide valuable insights for professionals and managers involved in dam management, strengthening the safety and performance of structures over time.

KEYWORDS: Engineer of Record, EoR, Risk Management, Dam Safety, Mining, Tailings Storage Facilities.

1 INTRODUÇÃO

O termo Engenheiro de Registro (EoR) surgiu em 1976 na América do Norte, com a publicação de um padrão para construção de edifícios e pontes de aço, sendo adotado pela engenharia geotécnica em 1993 na publicação do guia "National Practice Guideline for the Geotechnical Engineer of Record" (Hatton, 2021). Desde então a função do EoR vem sendo evoluída, em termos de definições mais formais e estrutura.

Após os desastres de Mount Polley em 2014 e Mariana em 2015, houve um questionamento a níveis globais sobre o paradigma do EoR, com a busca por orientações sobre como abordar a gestão bem-sucedida dessas estruturas de contenção de rejeitos, persistentes e em constante mudança. Isso sugere que o papel do EoR como conhecemos hoje é uma resposta direta e evolutiva a esses eventos, e à necessidade de uma gestão mais rigorosa das barragens de rejeitos na indústria de mineração. Com o tempo, tornou-se evidente que a complexidade e a longevidade das barragens exigem uma abordagem de equipe para o papel do EoR. Isso levou à ideia de que o EoR não é apenas um indivíduo, mas um grupo de profissionais multidisciplinares, com uma estratégia de desenvolvimento contínuo (Morrison, F.; Hatton, N, 2019).

O desenvolvimento do Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos (GISTM) é um exemplo de como o papel do EoR foi formalizado e integrado em padrões internacionais para melhorar a segurança das barragens de rejeitos. Em 2022 a Agência Nacional de Mineração, publicou a resolução nº 95, que consolidou os atos normativos que dispõem sobre a segurança de barragens de mineração e exigiu que os empreendedores designassem um EoR composto por equipe externa à empresa, em barragens classificadas com dano potencial associado Alto.

A função de Engenheiro de Registro (EoR) em barragens é uma tarefa multifacetada e desafiadora, que exige uma combinação de profundo conhecimento técnico, habilidades de gestão e uma compreensão aguçada das responsabilidades legais e éticas. O papel do EoR não é bem definido pelas legislações brasileiras, e notoriamente não é apenas uma questão de engenharia, mas também de liderança e comunicação, pois o EoR serve como a ponte entre a complexidade técnica e as expectativas da sociedade para a segurança e integridade das estruturas de barragens.

Neste artigo são analisadas experiências adquiridas pela prática recente da Engenharia de Registro em barragens do setor da mineração e serão propostas estratégias de comunicação e integração entre a equipe do EoR, equipe operacional, equipe de projeto e governança para que seja crescente a busca por melhoria contínua nas barragens brasileiras.

2 METODOLOGIA DE ANÁLISE

A partir de análise crítica de publicações no tema, foram mapeados desafios já identificados, onde é destacada a escassez de profissionais qualificados para atender a demanda criada pela exigência legal. A equipe do EoR necessita de uma especialização elevada, demandando não só o desenvolvimento de competências técnicas, mas também o aprimoramento em habilidades interpessoais. A transferência de conhecimento e a continuidade do papel do EoR ao longo da vida útil de uma barragem também representam desafios significativos. (Sova, M. et al., 2023).

O presente artigo parte da experiência adquirida na função de EoR entre 2021 e 2024, em um sistema composto por um barramento principal de contenção de rejeitos e outras seis estruturas internas de barramento, que passam pelo processo de descaracterização e reintegração ao reservatório, por serem alteadas pelo método de montante. O sistema se encontra em operação paralisada, devido a segurança das estruturas e pela existência de pessoas ocupando permanentemente a área a jusante desses diques internos.

Aplicou-se uma análise transacional em busca de identificação de padrões e práticas atuais na comunicação e integração de informações.

3 O PAPEL DO EOR DE BARRAGENS DE MINERAÇÃO E SEUS DESAFIOS

Os protocolos de conformidade do Padrão Global da Indústria de Mineração, traz como definição para o Engenheiro de Registro (EoR):

> *"Empresa de engenharia qualificada responsável por confirmar que a instalação de rejeitos foi projetada, construída e descomissionada com a devida preocupação com a integridade da instalação, e que está alinhada e atende às regulamentações, leis, diretrizes, códigos e padrões aplicáveis. O Engenheiro de Registro pode delegar tarefas, mas não a responsabilidade. Em algumas jurisdições altamente regulamentadas, em especial o Japão, o papel do EOR é assumido pelas autoridades reguladoras responsáveis." (ICMM, 2021).*

A legislação brasileira, traz que o EoR deve ser um profissional externo à empresa, com registro no CREA, capaz de apoiar a aplicação dos procedimentos recomendados às boas práticas de segurança, respaldado pelos regulamentos, diretrizes e normas aplicáveis no âmbito nacional e internacional. Traz no artigo 65, que o EoR deverá avaliar a estrutura continuamente, emitindo relatórios, com ART, que considerem os objetivos de desempenho, parâmetros de segurança, diretrizes, padrões aplicáveis e requisitos legais vem sendo alcançados, considerando todo seu ciclo de vida (ANM, 2021).

O EoR definitivamente não é uma entidade isolada, mas parte de uma equipe que colabora para atender aos objetivos de segurança da instalação. Esta equipe deve ser composta por indivíduos que estejam comprometidos com estratégias de desenvolvimento que suportam o alcance a esses objetivos no presente e no futuro.

Um desafio persistente na função de EoR reside na dificuldade em garantir a continuidade e o acesso a informações cruciais sobre a barragem ao longo de seu ciclo de vida. A mudança de propriedade da estrutura, a rotatividade de profissionais em empresas de mineração e a natureza dinâmica das operações podem resultar em perda de conhecimento histórico sobre o projeto, dificultando a tomada de decisão informada pelo EoR. A falta de registros abrangentes, incluindo dados geotécnicos, modificações de projeto e histórico de desempenho, pode prejudicar a capacidade do EoR de avaliar adequadamente a segurança da barragem e implementar medidas de mitigação de riscos eficazes. (Morrison et al., 2017)

Chirstopher N. Hatton, coautor do *Geoprofessional Business Association Guidance for EoR*, dedicado a estabelecer o estado da prática para o EoR, aponta os principais desafios que vêm sendo encontrados com a crescente demanda por EoRs. A gestão de múltiplos projetos simultaneamente pode comprometer a qualidade das análises, inspeções e relatórios, além de aumentar o risco de erros e omissões. Morrison et al (2017) enfatiza a natureza iterativa do método, que exige monitoramento constante, análise de dados e eventuais ajustes no projeto, pode ser desafiadora em termos de recursos, tempo e expertise. A formação de novos EoRs expõe a falta de experiência prática em campo, especialmente em relação à construção, operação e fechamento de barragens. A experiência em campo é crucial para o desenvolvimento de habilidades de observação, análise crítica e tomada de decisão em situações reais. A escassez de programas de treinamento prático e a dificuldade em encontrar oportunidades de trabalho em campo para jovens engenheiros contribuem para esse desafio.

A resistência de alguns empreendedores em adotar a figura do EoR também representa um obstáculo à implementação da função. A contratação de um EoR implica em custos adicionais para o empreendedor, além da necessidade de adaptar os processos internos de gestão de segurança de barragens. A falta de compreensão sobre os benefícios da função e a percepção de que o EoR pode representar uma ameaça à autonomia do empreendedor podem levar à resistência na adoção da figura do profissional. (Silva et al., 2023)

A falta de clareza na delimitação das atribuições do EoR, a sobreposição de responsabilidades com outros profissionais e a falta de documentação formal sobre o papel do EoR podem gerar conflitos, atrasos e comprometer a eficácia da gestão de segurança. (Straker & McKenna, 2022)

Em 2016, a Geoprofessional Business Association conduziu uma seção de entrevistas em seu workshop, com profissionais experientes em barragens de rejeitos, para obter informações sobre as atuações na função de EoR. Apropriando-se da experiência obtida na América do Norte, são destacadas preocupações em relação ao acesso às informações necessárias para confirmar suposições de projeto além de resistências encontradas de operadores, em não apreciar totalmente a necessidade de observação contínua.

Para o desempenho adequado da função, dois pontos se mostram cruciais, (1) o EoR deve manter vigilância constante e um entendimento profundo de todas as atividades, desde a concepção do projeto até o descomissionamento e (2) deve manter a independência de atuação, para garantir que as decisões sejam tomadas com base na segurança e na conformidade técnica, em vez de considerações internas da empresa como custos ou cronogramas de produção.

4 ESTRATÉGIAS DE COMUNICAÇÃO

A gestão e regulamentação de barragens, especialmente as de rejeitos de mineração, apresentam desafios complexos que afetam tanto os empreendedores quanto os órgãos regulatórios. Um dos principais desafios enfrentados pelos empreendedores, é a necessidade de equilibrar a eficiência operacional e a conformidade regulatória com a segurança e a sustentabilidade ambiental. A pressão para maximizar a produção e o lucro frequentemente entra em conflito com a necessidade de investimentos significativos em práticas de gestão de rejeitos seguras e sustentáveis. Este dilema é exacerbado pela complexidade técnica inerente ao projeto, construção e operação de barragens de rejeitos. Como estratégia preliminar, é importante identificar os papéis e responsabilidades específicos dos envolvidos.

Para os órgãos regulatórios, a principal dor reside na dificuldade de implementar e fazer cumprir regulamentações que assegurem a segurança das barragens de rejeitos. A rápida evolução das melhores práticas e padrões técnicos, juntamente com a diversidade de condições geológicas e operacionais das minas, torna desafiador para os reguladores manterem-se atualizados e fornecerem orientações claras e eficazes. Além disso, a necessidade de monitoramento contínuo e avaliação independente das condições de segurança das barragens requer recursos significativos, que muitas vezes são limitados, aumentando o risco de falhas de supervisão.

Em situações de risco iminente ou incidente, a comunicação assertiva e transparente com o proprietário da barragem e com as autoridades competentes é imprescindível. O EoR deve comunicar os riscos de forma clara e objetiva, utilizando linguagem acessível e evitando minimizações ou informações alarmistas. É fundamental apresentar um plano de ação conciso e objetivo, detalhando as medidas a serem tomadas para mitigar os riscos e garantir a segurança da barragem. A comunicação constante sobre a evolução da situação e a efetividade das medidas implementadas é crucial para manter a confiança e a colaboração entre as partes envolvidas. (Morrison et al., 2017)

A comunicação eficaz permite a construção de confiança e a promoção de uma cultura de segurança robusta. Uma estratégia fundamental é a comunicação proativa e transparente, mantendo os stakeholders informados sobre o desempenho da barragem, os riscos identificados e as medidas de mitigação implementadas. Relatórios periódicos concisos e acessíveis, utilizando linguagem clara e evitando jargões técnicos, facilitam a compreensão das informações pelos stakeholders não técnicos. (Hatton, 2022)

O profissional deve estabelecer uma comunicação aberta e honesta com o proprietário, fornecendo relatórios regulares sobre o estado da barragem, os resultados de inspeções e quaisquer preocupações de segurança identificadas. A capacidade de comunicar os riscos de forma clara e concisa, sem minimizar ou exagerar a gravidade da situação, é crucial para construir confiança e garantir que as medidas corretivas sejam tomadas em tempo hábil. (Sova et al., 2023)

O EoR deve ser capaz de defender suas recomendações técnicas, mesmo quando confrontado com pressões de custo ou cronograma. A segurança da barragem deve ser sempre a prioridade máxima, e o EoR tem a responsabilidade profissional e ética de garantir que os mais altos padrões de segurança sejam mantidos. A comunicação assertiva, baseada em dados técnicos sólidos e na experiência profissional, é fundamental para influenciar as decisões e garantir que a segurança da barragem não seja comprometida por fatores econômicos ou operacionais. (Sova et al., 2023)

4.1 Teoria da Análise Transacional

Em 1950 o psiquiatra Eric Berne desenvolveu a teoria da Análise Transacional, trazendo a premissa de que as interações sociais, ou "transações", podem ser analisadas para determinar o estado do ego e de onde elas se originam, o que pode ajudar a identificar padrões de comportamento e comunicação ineficazes. Mountain e Davidson discutem na sua publicação “Working Together” como a análise transacional pode ser usada para entender a dinâmica de equipe e melhorar a colaboração incluindo desde a melhoria dos processos de comunicação, até a implementação de mudanças estruturais que promovam uma cultura organizacional mais positiva e produtiva.

A Análise Transacional (AT) oferece um framework robusto para a compreensão e melhoria das interações dentro das equipes responsáveis pela gestão de barragens de rejeitos. Berne (1964) propôs que cada indivíduo opera a partir de três estados do ego: Pai, Adulto e Criança. Estes estados influenciam a forma como as pessoas se comunicam e interagem. No contexto de segurança das estruturas de barragens, a comunicação

emerge como um objetivo central, refletindo a importância de uma abordagem integrada e colaborativa para a gestão de riscos. Na Figura 1, é ilustrado o triângulo transacional em que o EoR está inserido.

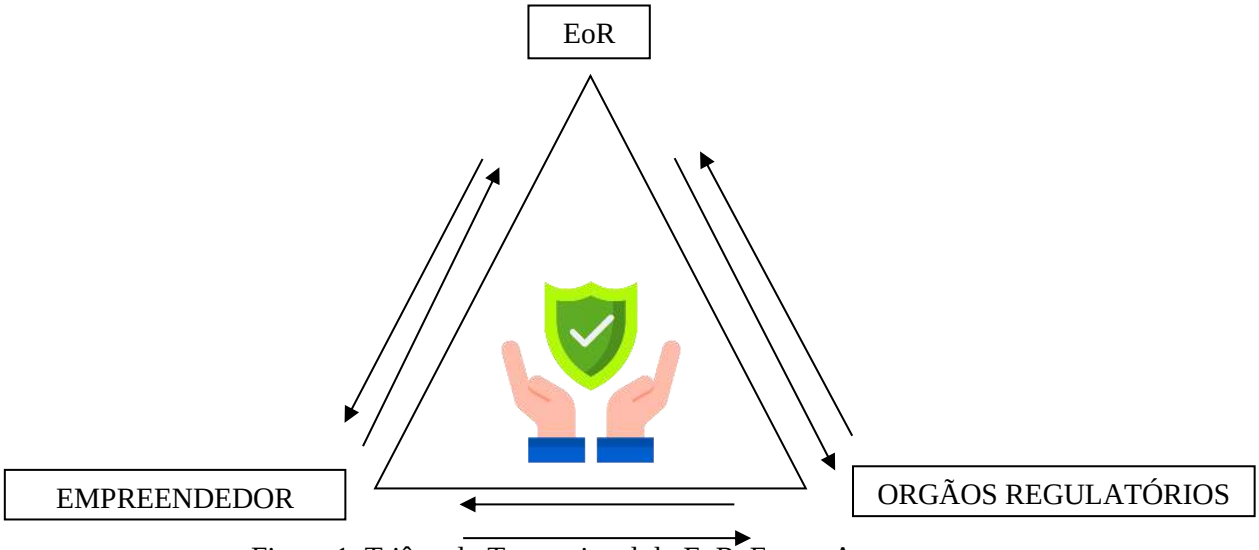


Figura 1. Triângulo Transacional do EoR. Fonte: Autor.

4.1.1 Estado do Ego Pai

Este estado pode ser subdividido em pai crítico e pai nutritivo. No contexto de barragens, o crítico pode se manifestar como uma abordagem excessivamente rígida e inflexível às regulamentações, enquanto o nutritivo pode promover uma cultura de segurança através de suporte e orientação.

- **Crítico:** Enfatiza a disciplina e a conformidade com as normas, mas pode se tornar autoritário, dificultando a adaptação a novas práticas ou inovações.
- **Nutritivo:** Oferece apoio e encorajamento, promovendo um ambiente de trabalho seguro e colaborativo, mas pode, às vezes, negligenciar a necessidade de disciplina.

4.1.2 Estado do Ego Adulto

O estado Adulto é caracterizado por uma abordagem racional e lógica. Equipes de gestão de barragens que operam predominantemente a partir deste estado são capazes de tomar decisões baseadas em dados e evidências, promovendo uma gestão de riscos mais eficaz. Este estado é crucial para a análise objetiva de dados técnicos e a implementação de soluções práticas.

- **Adulto:** Toma decisões baseadas em informações factuais e evidências, equilibrando as necessidades de segurança e eficiência operacional. No entanto, pode ser visto como excessivamente analítico e distante em situações que requerem empatia.

4.1.3 Estado do Ego Criança

Este estado pode ser dividido em Criança Adaptada e Criança Livre. A Criança Adaptada pode se conformar excessivamente às normas, possivelmente ignorando riscos emergentes, enquanto a Criança Livre pode trazer inovação e criatividade, mas também pode ignorar procedimentos de segurança.

- **Adaptada:** Segue regras e normas, o que pode ser benéfico para a conformidade regulatória, mas pode falhar em identificar e responder a novos riscos.
- **Livre**: Introduz criatividade e inovação, essencial para resolver problemas complexos, mas pode negligenciar a importância dos procedimentos de segurança.

A dinâmica das relações interpessoais é marcada pela mudança constante de posições e papéis entre os estados do ego. Em um ambiente de alta pressão e complexidade técnica, como o gerenciamento de barragens, os indivíduos e equipes frequentemente alternam entre os estados do ego para responder a diferentes situações e demandas. Por exemplo, um profissional de equipe pode estar adotando um estado Crítico ao impor regulamentos de segurança. Convida-lo a mudar para o estado Nutritivo ao oferecer suporte emocional após um incidente. Da mesma forma, um engenheiro pode operar no estado Adulto ao analisar dados técnicos, mas recorrer ao estado Criança Livre ao desenvolver soluções inovadoras para problemas emergentes.

A identificação de estados do ego predominantes nas equipes pode ser instrumental na implementação de estratégias de comunicação mais eficazes. Uma equipe dominada pelo estado Crítico, pode precisar de intervenções para equilibrar a rigidez com a flexibilidade necessária para adaptar-se a novas informações e práticas emergentes. Da mesma forma, encorajar o estado Adulto pode promover uma cultura de tomada de decisão baseada em evidências, crucial para a gestão segura de barragens de rejeitos. Além disso, a análise de transações entre diferentes membros da equipe pode revelar padrões de comportamento que contribuem para ineficiências ou riscos. Transações dominadas por estados do ego Criança Adaptada podem indicar uma falta de assertividade na comunicação de riscos, enquanto transações Adulto-Adulto podem indicar uma comunicação clara e eficaz.

Em ambientes de alta pressão, como a gestão de barragens de rejeitos, a comunicação pode frequentemente desencadear padrões de comportamento baseados em dominação, ameaça, medo, pressão ou tensão. Quando a comunicação é percebida como dominadora ou ameaçadora, os indivíduos tendem a responder com comportamentos de luta, travamento ou fuga. Por exemplo, um líder que utiliza uma abordagem autoritária pode encontrar resistência ativa (luta), passividade (trava) ou evasão (fuga) por parte da equipe. Esses padrões de comportamento não apenas comprometem a eficácia operacional, mas também aumentam o risco de falhas na comunicação crítica, essenciais para a segurança das barragens. A resposta de luta, travamento ou fuga pode impedir a identificação precoce de problemas e a implementação de soluções eficazes, exacerbando a vulnerabilidade da estrutura e a segurança das operações.

Por outro lado, quando a comunicação é orientada para fornecer contexto, checar informações e lidar com dados, fatos e evidências, a resposta tende a ser de apoio, cooperação, confiança e conexão. Uma abordagem baseada no estado do ego Adulto, que valoriza a troca de informações precisas e a tomada de decisões fundamentadas em evidências, promove um ambiente colaborativo. Nesse cenário, os membros da equipe sentem-se valorizados e seguros para contribuir com suas perspectivas, resultando em uma maior coesão e eficiência operacional. No entanto, uma comunicação permissiva que evita conflitos e conversas difíceis pode levar à exploração de limites e exposição a riscos. A falta de enfrentamento de questões críticas pode permitir que problemas menores se transformem em crises significativas, comprometendo a integridade e a segurança das barragens na tomada de decisões. Na Figura 2 essa dinâmica de padrões de resposta identificadas é ilustrada esquematicamente.

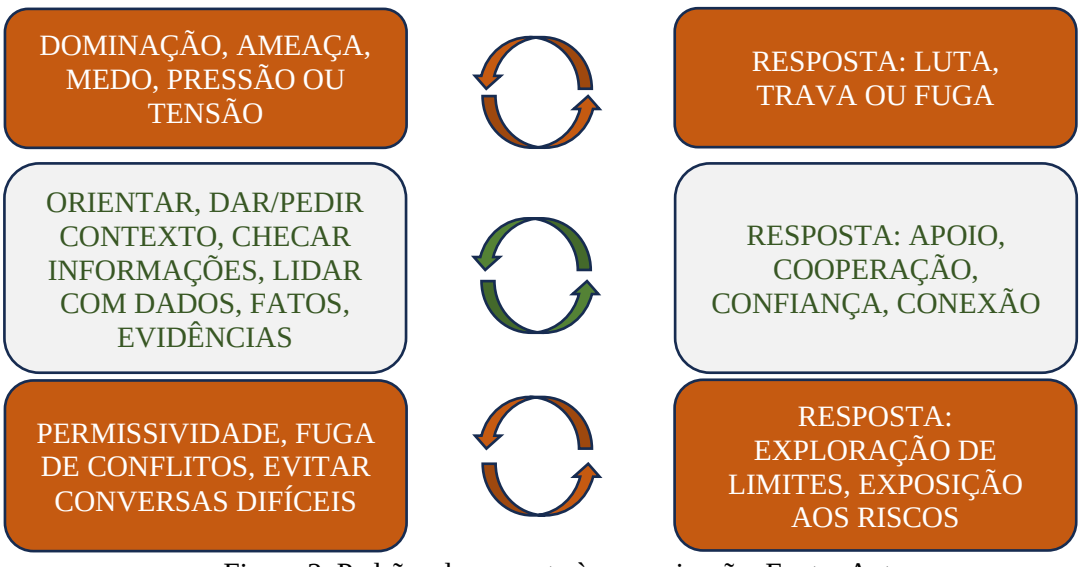


Figura 2. Padrões de resposta à comunicação. Fonte: Autor.

A aplicação da AT pode ir além da comunicação interpessoal, influenciando mudanças estruturais dentro das organizações. No contexto de barragens de rejeitos, isto pode incluir a criação de estruturas de reporte que incentivem a comunicação aberta e honesta, a implementação de treinamentos focados na identificação e gestão de estados do ego, e a promoção de uma cultura organizacional que valorize a segurança e a sustentabilidade. Relatórios periódicos, claros e concisos, devem ser elaborados, destacando o estado atual da barragem, os resultados do monitoramento, as análises de risco e as recomendações para ações corretivas. A linguagem utilizada deve ser acessível ao público-alvo, evitando jargões técnicos complexos e privilegiando a objetividade na transmissão das informações.

A adoção de uma abordagem essencialmente observacional em debates diretos demonstra ser uma alternativa para envolvimento contínuo do EoR. Na Tabela 1 é apresentada uma lista não exaustiva, de estratégias aplicáveis ao dia a dia do EoR, em busca de criar conexões e manter uma comunicação eficaz.

Tabela 1. Estratégias de Comunicação Aplicáveis ao EoR.

1.	Manter escuta ativa para limitações e problemáticas trazidas
2.	Evidenciar o que está indo bem
3.	Reconhecer reais esforços
4.	Buscar trazer dados, fatos e evidências
5.	Orientar de maneira clara e assertiva
6.	Orientar aprendizagem
7.	Convidar o desenvolvimento do outro
8.	Evidenciar incertezas
9.	Explicar oferecendo detalhes importantes e contexto
10.	Compartilhar aspectos que precisam ser trabalhados, para que gerem resultados reais
11.	Checar o entendimento

No contexto produtivo, a elaboração de um contrato formal, com a descrição detalhada das responsabilidades, da autoridade e dos recursos disponibilizados ao EoR, evita ambiguidades e garante a efetividade da função. A emissão de relatórios de inspeção, análises de risco, planos de ação e registros de comunicação devem ser previstos continuamente e devem estar disponiveis a todos os interessados com a brevidade necessária. A utilização de um sistema de gerenciamento de dados centralizado facilita o acesso à informação e a colaboração entre os stakeholders. Reuniões regulares, visitas ao local e workshops colaborativos mostram-se como facilitadores na troca de informações e a construção de consenso em relação às decisões de segurança.

Por fim, a independência do EoR em relação ao empreendedor deve ser constantemente relembrada, para garantir a imparcialidade das análises e a segurança da barragem. A pressão por parte do empreendedor para aprovar projetos ou minimizar riscos, a dependência financeira do EoR em relação ao cliente e a falta de mecanismos para garantir a autonomia do profissional podem comprometer a sua independência. A criação de painéis de revisão independentes, a exemplo dos ITRBs, e a garantia de que o EoR tenha liberdade para reportar diretamente ao regulador em caso de discordâncias com o empreendedor são medidas importantes para fortalecer a independência do profissional.

6 CONCLUSÃO

A partir da experiência adquirida na função de EoR entre 2021 e 2024, foi apresentada uma lista de estratégias de comunicação e integração para estabelecer canais de comunicação robustos que se fazem necessária para o desempenho da função. A dificuldade reside não apenas na vastidão de informações técnicas

que devem ser monitoradas, inerentes ao contexto de barragens, mas também na habilidade de navegar pelas nuances e garantir que a comunicação entre as partes interessadas seja clara, oportuna e eficaz.

A importância do EoR não pode ser subestimada, dada a sua responsabilidade compartilhada em garantir integridade, segurança e conformidade técnica dessas estruturas ao longo de todo o seu ciclo de vida. O EoR desempenha um papel desde a concepção do projeto até o descomissionamento, assegurando que todas as fases sejam executadas com a máxima atenção aos detalhes técnicos, regulamentações aplicáveis e melhores práticas da indústria, contribuindo significativamente para a minimização de riscos, a promoção da sustentabilidade ambiental e a proteção das comunidades locais.

O desenvolvimento de uma cultura organizacional que valorize a transparência e a colaboração interdepartamental é essencial. A adoção dessas medidas pode não apenas auxiliar na função do EoR, mas também garantir que a filosofia da corporação e a intenção do projeto sejam atendidas ao longo de todo o ciclo de vida da instalação, contribuindo para a construção de uma infraestrutura de mineração mais segura e responsável.

A aplicação da Análise Transacional na gestão de barragens de rejeitos oferece uma abordagem simples e poderosa para melhorar a comunicação e a colaboração entre os diferentes stakeholders. Ao identificar e corrigir padrões de comportamento ineficazes, é possível promover uma cultura organizacional que equilibre a eficiência operacional com a segurança e a sustentabilidade, contribuindo para a redução de riscos e a melhoria contínua das práticas de gestão de barragens.

A adoção e o reconhecimento do papel do EoR representam um avanço na gestão de riscos e na promoção de práticas seguras e sustentáveis na indústria da mineração e além. A combinação de estratégias de comunicação eficazes pode transformar a dinâmica organizacional, promovendo um ambiente onde a segurança, a sustentabilidade e a eficiência operacional coexistem harmoniosamente. Dessa forma, a indústria de mineração pode avançar de maneira mais responsável e segura, protegendo tanto o meio ambiente quanto as comunidades locais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração (2022). Resolução nº 95, de 07 de fevereiro de 2022.

Berne, E. (1964). *Games People Play: The Psychology of Human Relationships*. New York: Grove Press.

Geoprofessional Business Association (ASFE) (1993). *National Practice Guideline for the Geotechnical Engineer of Record.*

Geoprofessional Business Association (ASFE) (2018). *Proposed Best Practices for the Engineer of Record (EoR) for Tailings Dams.*

International Council on Mining & Metals (2021). *Global Industry Standard on Tailings Management.*

Morrison, K.F.; Hatton, C.N. (2016). *Engineer(s) of Record – Changing the Dam Paradigm. Colorado, USA.*

Mountain, A; Davidson,C. (2016). *Working Together: Organizational Transactional Analysis and Business Performance.*

Morrison, K.F.; Hatton, C.N. (2021). *QTG - Constitutive Elements of the Engineer of Record (EoR) - From the Intrinsic to the Esoteric.* Disponível em <https://www.youtube.com/watch?v=gUQC-ZEz31A>. Acesso em: 15 março 2023.

Sova, M.; Ertuk, H.; Hatton, C. (2023). *Effective EoR Succession Planning Recommendations for Implementation of GISTM.* Vancouver, Canadá.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/59

Estudo da influência de veios drenantes em barragens de terra na condição de rebaixamento rápido

Louise Cuadra
Enga. Geotécnica, UFPR, Foz do Iguaçú, Brasil, louisecuadra@gmail.com

Sidnei Helder Cardoso Teixeira
Professor Associado, UFPR, Curitiba/PR, Brasil, s.teixeira@ufpr.br

Tennison Freire de Souza Junior
Pós-doutorando e Eng. Geotécnico, UFPR/TPF Engenharia, Curitiba/PR, Brasil, tennison.junior@tpfe.com.br

RESUMO: O rebaixamento do nível do reservatório é uma condição importante de carregamento em barragem de terra e que precisa ser avaliada. A descompressão causada pela redução do empuxo hidráulico no talude de montante, nessas situações, reduz a estabilidade do espaldar do aterro e, a depender da velocidade que ocorre, não permite a dissipação de poropressões positivas no interior do maciço, minorando as tensões efetivas podendo levar a barragem ao colapso. Uma alternativa técnica viável para esses casos consiste na construção de veios drenantes no espaldar montante da barragem. Esses elementos são drenos lineares dispostos equiespaçadamente, alteram o fluxo e reduzem as poropressões positivas no interior do aterro, implicando em aumento da estabilidade global do talude de montante. Este trabalho tem como objetivo avaliar o efeito dos veios drenantes em taludes de montante de barragens de terra a partir uma avaliação paramétrica, por meio de simulações numéricas no software Geostudio (módulo SEEP/W e SLOPE W) com base no método dos elementos finitos (MEF) em condições de fluxo de transiente. Através destas análises, busca-se retirar conclusões sobre o efeito de cada parâmetro na resposta de estabilidade de taludes por meio de modelos de equilíbrio limite.

PALAVRAS-CHAVE: Fluxo transiente, Veios drenantes, Estabilidade de taludes, Rebaixamento rápido, Barragem de terra.

ABSTRACT: The reservoir water level drawdown is a crucial loading condition in earth dams that requires thorough evaluation. The decompression induced by the reduction of hydraulic thrust on the upstream slope diminishes the stability of the embankment slope. In such scenarios, depending on the its rate, it impedes the dissipation of positive pore pressures within the mass, consequently diminishing effective stresses and potentially leading to dam failure. A technically viable alternative for these situations involves the construction of horizontal intermediate filters in the upstream slope of the dam. These elements, equispaced linear drains, alter the flow and mitigate positive pore pressures within the embankment, resulting in an overall increase in the stability of the upstream slope. This study aims to assess the effect of drainage veins on upstream slopes of earth dams through a parametric evaluation, utilizing numerical simulations in the Geostudio software (SEEP/W and SLOPE/W modules) based on the Finite Element Method (FEM) under transient flow conditions. Through these analyses, conclusions were obtained regarding the influence of each parameter on slope stability responses using limit equilibrium models.

KEYWORDS : Transient flow, Horizontal intermediate filters, Slope stability, Rapid drawdown, Earth dam.

1 INTRODUÇÃO

De um modo geral, as barragens de terra são estruturas em solo compactados que tem como objetivo criar um reservatório para o representamento da água ou rejeitos de mineração para atendimento da

necessidades humanas, tais como irrigação, geração de energia, abastecimento de água, controle de cheias, estocagem de rejeitos, saneamento e outros.

Para que as barragens de terra desempenhem adequadamente a finalidade a que foi projetada, é necessário que seja considerado o sistema de drenagem interna composto por tapetes drenanrtes, drenos lineares, drenos de fundo, etc. Estes sistemas drenagem interna tem como objetivo reduzir o excesso de poropressão positiva, de modo a evitar possíveis fenômenos de piping de aterro, piping de fundação, surgências, e/ou instabilidade dos taludes da estrutura.

Em termos técnicos, para que se garanta a estabilidade dos taludes de uma estrutura de barragem de terra para representamento de água, faz-se necessário que, durante as avaliações de estabilidade, a estrutura atenda aos fatores de segurança mínimos requeridos para os cenários de final de construção, operação com reservatório cheio, rebaixamento rápido do NA e ocorrência de evento sísmico (Gaioto, 2003). O cenário de rebaixamento rápido tem como característica o desconfinamento do talude, em função da redução do empuxo ativo da água, em velocidade superior à com que ocorre a dissipação das poro-pressões internas no maciço. O excesso de poropressão reduz a tensão efetiva do espaldar montante e, consequentemente, a resistência ao cisalhamento e o fator de segurança são afetados.

A condição de rebaixamento rápido ocorre em regiões com longos períodos estiagem, como por exemplo em regiões do semiárido, baixa precipitação mensal ou anual de uma área, em função de alguma operação na comporta ou em períodos de chuvas incomuns com posterior rebaixamento. Atualmente, uma das tecnicas para reduzir as poropressões no espaldar de montante é a introdução de veios drenantes (também conhecido na literatura internacional como *intermediate filters*).

Os veios drenantes são drenos horizontais introduzidos ao longo da altura da barragem que tem o objetivo de reduzir os caminhos fluxo, de modo que durante a construção ou durante o rebaixamente rápido do reservatório, ocorra a redução das poro-pressões a niveis que não afetem a estabilidade dos taludes. Assim sendo, este artigo tem como objetivo avaliar o efeito dos veios drenantes em taludes de montante de barragens de terra em distintas condições de fundações, através de simulações numéricas no *software* Geostudio (módulo Seep/W e Slope/W) com base no método dos elementos finitos (MEF) em condições de fluxo de transiente.

2 VEIOS DRENANTES

De acordo com IS 9429 (1999), os veios drenantes são às vezes aplicados nos espaldares a montante e a jusante para reduzir as pressões nos poros durante a construção e condições de rebaixamento rápido e também após chuvas prolongadas. Segundo Fell *et al.* (2014), os veios drenantes, dependendo do espaldar (montante/jusante), podem desempenhar funções distintas. No talude de jusante, eles possuem o objetivo dissipar o excesso de poropressão durante a construção. No talude de montante, têm como objetivo dissipar a poropressão durante o rebaixamento rápido do reservatório e prevenir o carreamento de finos na direção de montante, quando não existe a possibilidade de acesso para reparos.

No Brasil, até onde se tem conhecimento por parte dos autores, existe apenas um relato de uma barragem com a presença de veios drenantes internos, que é a a Barragem do Iraí – Curitiba/PR. (Rodrigues e Lobo, 2023) A Figura 1 ilustra a seção trasnversal desta estrutura com os respectivos drenos.

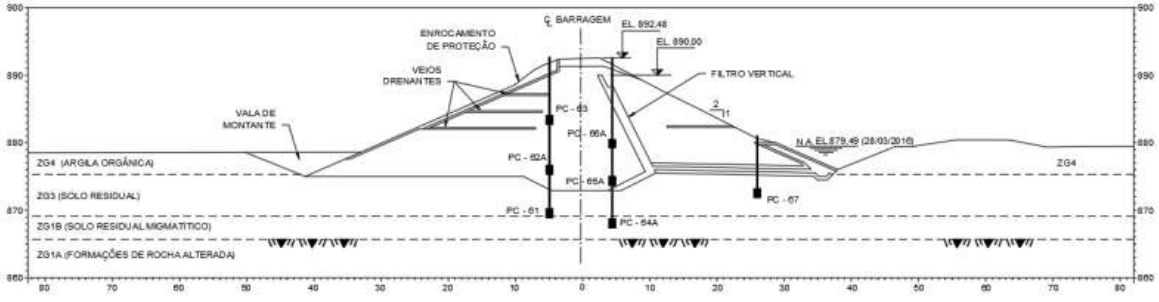


Figura 1. Seção transversal de barragem de terra com veios drenantes
Fonte: Rodrigues e Lobo (2023)

Em termos de projeto, os veios drenantes podem, tipicamente, ser dispostos em camadas de 0,6 m de espessura e espaçamentos veriticais de cerca de 6 m. Geralmente é considerado adequado no caso de camadas de veios drenantes nas zonas a montante, para reduzir a poropressão da água durante o esvaziamento. As camadas de filtro precisam se estender até as inclinações externas do aterro para drenar a água acumulada, e não devem ser conectadas a filtros inclinados ou verticais. Um espaço mínimo recomendado de 2,0 m ou mais precisa ser mantido entre a face do filtro inclinado/vertical e a camada de filtro intermediária a jusante (IS 9429, 1999).

Segundo IS 9429 (1999), o dimensionamento dos veios drenantes podem ser realizado usando as equações (1) e (2) conjuntamente com o ábaco da Figura 2:

$$D = \frac{4.L^2 K_{vi}}{\pi^2 \alpha K_{hz}} \quad (1)$$

$$T = \frac{C_v t}{D^2} \quad (2)$$

Onde:
L = Comprimento da camada de filtro;
K_{vi} = Condutividade hidráulica vertical do filtro;
K_{hz} = Condutividade hidráulica Horizontal do filtro;
C_v = Coeficiente de consolidação do material;
t = Período de tempo ao final do qual a eficiência desejada deve ser alcançada;
α = metade da espessura da camada de filtro.

Os outros dois termos no gráfico são:
n = eficiência dos filtros quanto ao rebeixamento da freática, ao final do tempo (t), e
h = metade da distância entre duas camadas de filtro.

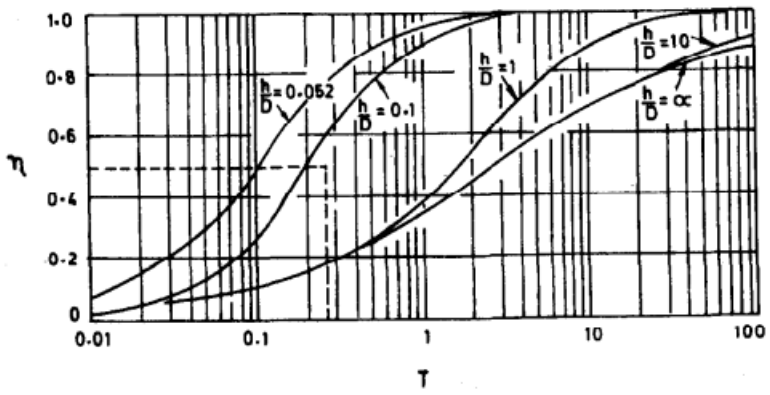


Figura 2. Avaliação da eficiência de drenagem (n) com o fator tempo (t) para carga crescente linearmente
Fonte: IS 9429 (1999)

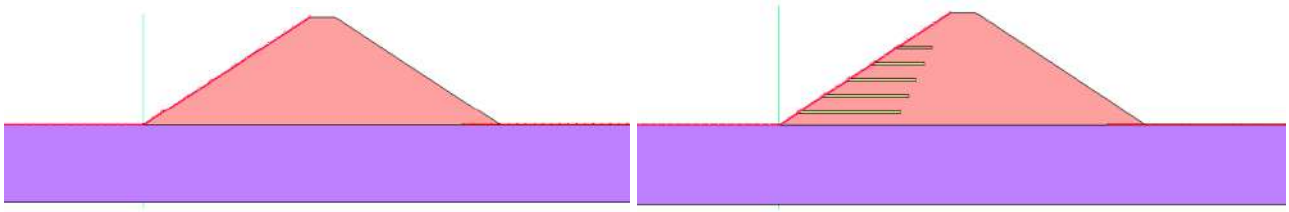
3 MÉTODO

No presente trabalho, o estudo para avaliação do efeito dos veios drenantes foi realizada usando o pacote Geotudio. O Seep/W e Slope/W são os módulo de simulações para análise de percolação e estudo de estabilidade de taludes, respecticamente. A abordagem de cálculo ocorre em termos de tensões efetivas, uma vez que este método permite realizar uma análise acoplada de fluxo seguido de uma análise de estabilidade. Dessa maneira, é possível utilizar os resultados da análise de fluxo em termos de poropressões e utilizar como *input* das análises de estabilidade para cada instante do rebaixamento (através da simulação de fluxo

transiente), em contraponto a uma abordagem clássica, na qual as poropressões são calculadas a partir da distância vertical entre a linha freática e a base da fatia.

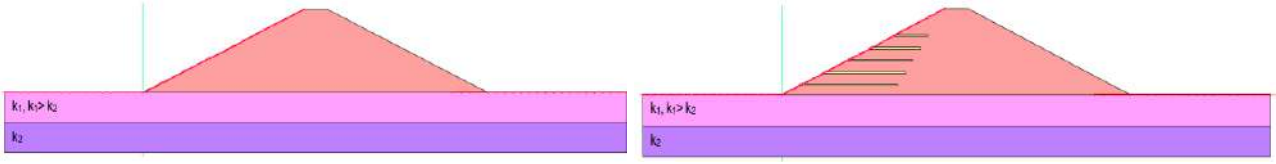
Em uma análise não acoplada, quando o rebaixamento se inicia, as pressões intersticiais serão maiores que no caso de uma análise acoplada pois essa abordagem não considera as mudanças a que o maciço estabilizador está sujeito em termos de tensões logo imediatamente após o esvaziamento se iniciar (Pinyol *et al.*, 2008).

Para avaliação do comportamento dos veios drenantes, foram escolhidos dois cenários para a fundação da barragem, sendo eles: a) perfil com uma camada única, representada por um material menos permeável (ver Figura 3) e parâmetros refrentes à camada inferior (ver Tabela 1) e b) perfil representado por uma camada superficial mais permeável seguida de outra camada menos permeável (ver Figura 4 e Tabela 1).



(a) (b)

Figura 3. Estudo comparativo entre a barragem de terra com e sem veios drenantes apoiada sobre um solo homogêneo



(a) (b)

Figura 4. Estudo comparativo entre a barragem de terra com e sem veios drenantes apoiada sobre um solo com diferentes condutividade hidráulicas.

A geometria adotada foi de uma barragem homogêna com 28 m de altura e 10 m de comprimento da crista, com inclinação dos taludes de montante e de jusante igual a 2,5H: 1V. Nesta estrutura foi considerada a presença de um dreno de pé para todos os cenários, o qual foi representado por uma condição de contorno. Como pode ser visualizado nas figuras supracitadas, foi analisado efeito da variação dos materiais e espessuras da fundação no comportamento da estabilidade da estrutura em função da dissipação gerada pelo rebaixamento rápido. Para tanto, a barragem que está em contato com uma camada de fundação possui 20 m de profundidade e no cenário de camada composta da fundação, esta foi dividida em duas camadas de 10 m cada.

A Tabela 1 indica todos aos parâmetros utilizados nas análises do presente estudo, sendo: K_x (condutividade hidráulica saturada na direção x); K_y (condutividade hidráulica saturada na direção y); c' (intercepto coesivo efetiva); φ' (ângulo de atrito efetivo); e γ (peso específico do solo).

Tabela 1. Parâmetros adotados nas análises de percolação (Seep/W) e estabilidade (Slope/W).

Parâmetro	Maciço	Veio drenante	Fundação (camada superior)	Fundação (camada inferior)
K_x *(cm/s)*	$1\ x\ 10^{-5}$	$2\ x\ 10^{-2}$	$1\ x\ 10^{-4}$	$5\ x\ 10^{-5}$
K_x/K_y	2	1	1	1
γ *(kN/m³)*	21	19	16	19
c' *(kPa)*	10	0	0	6,2
φ' *(º)*	31	35	25	29

Antes de analisar o rebaixamento rápido do reservatório, modelou-se uma fase de cálculo designada por fluxo permanente, com o objetivo de simular a situação em que a barragem se encontra na situação de pleno

armazenamento, ou seja, com o nível de água do reservatório constante a uma cota elevada durante um longo período. Para esta etapa, assumiu-se que uma lâmina d'água de 24 m e taxa de rebaixamento 1m/dia.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Ao analisar o comportamento de fluxo da estrutura sobre fundação homogênea, observa-se que à medida que o nível de água no reservatório diminui, os vetores de fluxo tendem a se deslocar em direção ao talude de montante, como indicado nas Figura 5 e Figura 6. Quando há veios drenantes presentes (ver Figura 6), fica evidente a influência dessas estruturas no fluxo do maciço e na fundação. Os veios tendem a tornar as linhas equipotenciais mais horizontais próximas à superfície do solo e a aumentar a dissipação de água no talude de montante, ao mesmo tempo em que reduzem o fluxo na fundação e na saída do sistema de drenagem a jusante da barragem. Além disso, as linhas freáticas, atendem uma geometria semalhante, porém na estrutura com veio drenante, a geração das poropressões positivas ocorrem na extremidade interna a una certa distância da face do talude de montante.

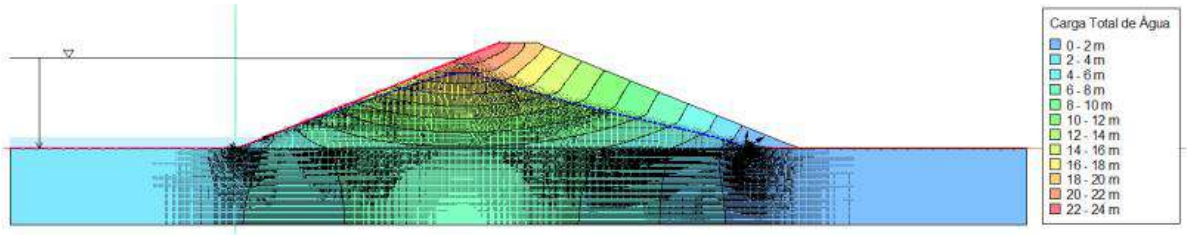


Figura 5. Análise de percolação , com base em MEF, da barragem de terra homogênea sem veios drenantes com fundação em solo homogêneo

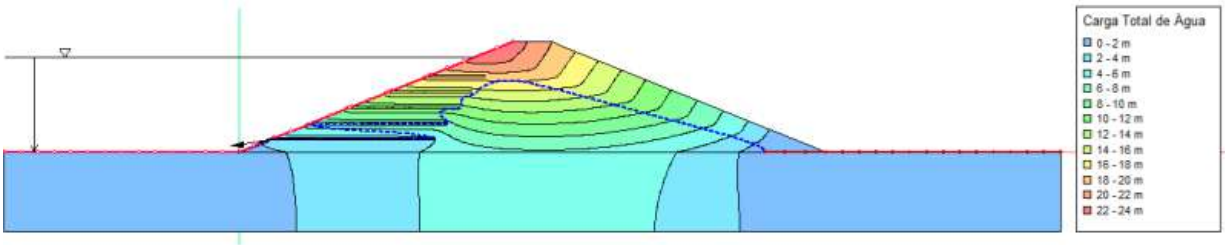


Figura 6. Análise de percolação , com base em MEF, da barragem de terra homogênea com veios drenantes com fundação em solo homogêneo

Ao comparar a Figura 7 e Figura 8, nota-se que as superfícies potenciais de ruptura entre a estrutura com veio drenante e sem veio drenante apresentaram extensões distintas, como também fatores de segurança diferentes. Em termos de fator de segurança, a seção homogênea com veios drenantes resultou, em média, fatores de segurança 12% maiores do que a seção homogênea sem veios drenantes.

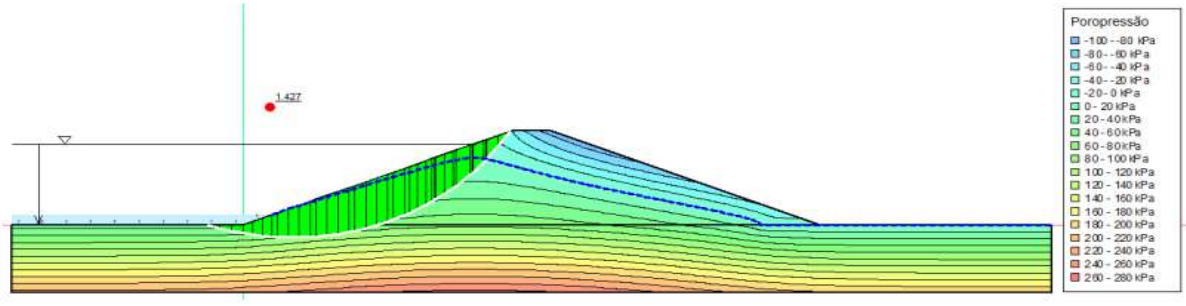


Figura 7. Análise de estabilidade, com base em MEF, da barragem de terra homogênea sem veios drenantes com fundação em solo homogêneo

A presença dos veios interfeiriram na resposta do fator de segurança, de modo houve uma mudança de 1,427 (sem veios drenantes) para 1,595 (com veios drenantes), o que demonstra o efeito favorável da dissipação da poropressões pela presença de veior dreneantes.

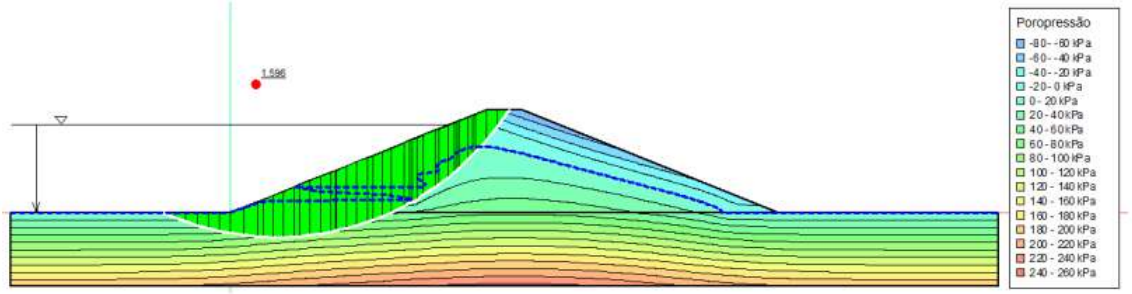


Figura 8. Análise de estabilidade, com base em MEF, da barragem de terra homogênea com veios drenantes com fundação em solo homogêneo

Quando existe a presença dos veios drenantes fica evidente a influência dessas estruturas no fluxo no interior do maciço e na fundação heterogênea, como pode ser verificado ao se comparar a Figura 9 com a Figura 10. Pode ser observado que a curva de carga total aparentemente mantém alguma semelhança com a curva sem veios drenantes, porém no espaldar montante, os veios dissiparam o excesso de poropressão no talude de montante, alterando a posição da freática nesta região, bem como diminuindo o fluxo na fundação e na saída do sistema de drenagem a jusante da barragem.

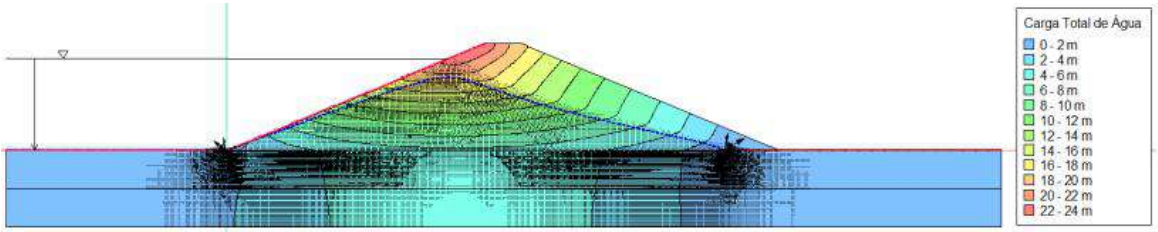


Figura 9. Análise de percolação, com base em MEF, da barragem de terra homogênea sem veios drenantes com fundação em solo heterogêneo

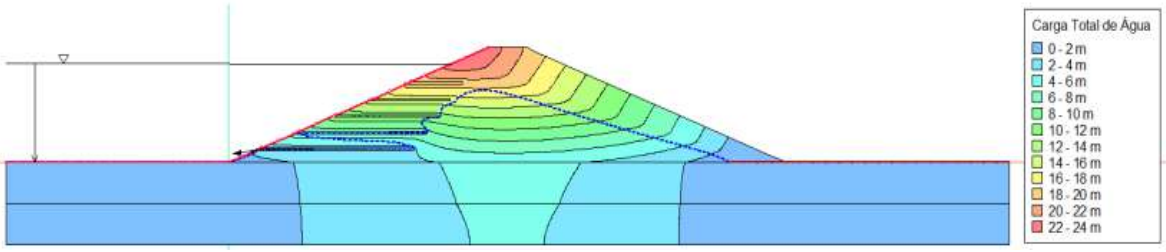


Figura 10. Análise de percolação, com base em MEF, da barragem de terra homogênea com veios drenantes com fundação em solo heterogêneo

Ao comparar as simulações de estabilidade da Figura 11 e da Figura 12, foi observado que a seção homogênea com veios drenantes (FS=1,296) resultou em fatores de segurança 6% maiores do que a seção homogênea sem veios drenantes (FS=1,224). Os veios drenantes não foram tão eficientes necessário, ainda que, no espaldar a montante, reduzisse significativamente o efeito do excesso de poropressão positiva, a instabilidade global desencadeou uma mobilização de massa semlhante ou levemente superior ao modelo sem veios drenantes.

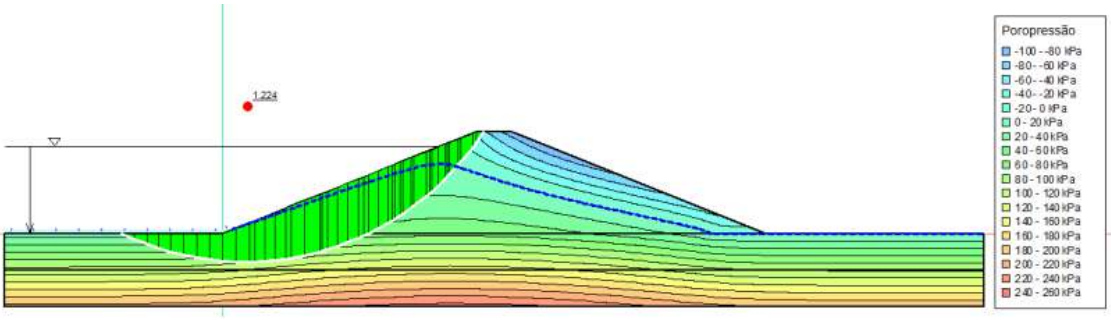


Figura 11. Análise de estabilidade, com base em MEF, da barragem de terra homogênea sem veios drenantes com fundação em solo heterogêneo

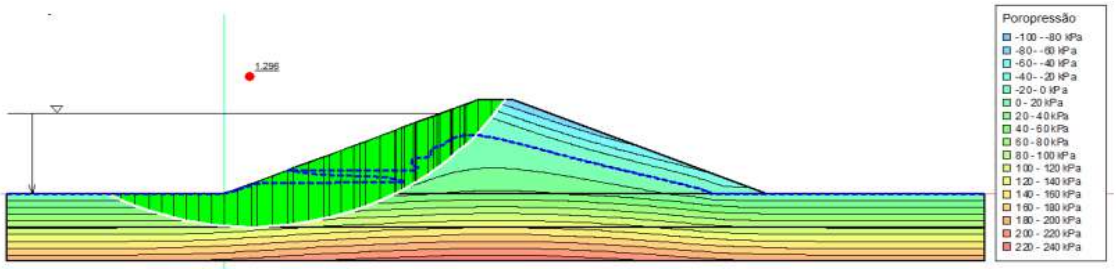


Figura 12. Análise de estabilidade, com base em MEF, da barragem de terra homogênea com veios drenantes com fundação em solo heterogêneo

5 CONCLUSÕES

Após avaliar os cenários simulatórios das análises de percolação e de estabilidade, algumas conclusões podem ser declaradas, sendo elas:

- A partir da análise de percolação, foi observado que, na barragem sem veios drenantes, uma linha freática elevada se desenvolve no espaldar de montante. Na presença de veio drenante, verificou-se uma posição mais baixa da linha freática. Os veios drenantes possibilitaram que ocorresse um afastamento da linha freática da face montante em função da facilidade de dissipação do excesso de poropressão;
- Foi observado que os veios os drenantes elevaram o FS dos espaldares a montante. No caso de fundação em solo homogêneo, o FS aumentou em 12% e no caso de fundação em solo heterogêneo o FS aumentou 6%. Essas reduções são válidas para os casos avaliados e podem diferir em outras situações, que devem ser avaliadas segundo suas características específicas.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam os seus agradecimentos ao CNPQ (Conselho Nacional de Pesquisa) e a CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo fomento a pesquisa no Brasil.Além disso, os pesquisadores agradecem ao PPGEC/UFPR (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) pelo espaço físico e pelas instruções do corpo técnico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Fell, R.; Macgregor, P.; Stapledon, D.; Bell, G.; Foster, M. (2014) *Geotechnical Engineering of Dams*. Taylor and Francis: London, 1348 p.

Gaioto, N. (2003) *Introdução ao projeto de barragens de terra e de enrocamento.* USP: São Paulo, 126 p.

Indian Standard (1999). IS 9429. Drainage system for earth and rockfill dams - Code of Practice. New Delhi.

Massad, F. (2010) *Obras de Terra: Curso básico de Geotecnia*. Oficina de Textos: São Paulo, 216 p.

Pinyol, N. M. ; Alonso, E. E. ; Olivella, S. (2008) Rapid drawdown in slopes and embankments. *Water Resources Research*, 44.

Rodrigues, R. De L.; Lobo, A. V. De L. (2023) Estudo de rebaixamento rápido de reservatório em uma barragem de abastecimento. In: Seminário Nacional de Grandes Barragens, Foz do Iguaçu. *Anais...* CBDB. v. 1, p. 1-13.

Sandroni, S. S.; Guidicini, G. (2021) *Barragens Terra e Enrocamento*. Oficina de Textos: São Paulo, 167 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/60

Estudo de Caso para Descaracterização de Barragem

Rafael Mendonça Carvalhais
Engº Civil Geotécnico, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte/MG, Brasil, rmcarvalhais@gmail.com.br

Renata Pereira Gomes
Engª Civil Geotécnica, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte/MG, Brasil, renatapgomes97@gmail.com

Sandra Mara Ribeiro
Engª Civil Geotécnica , VALE, Belo Horizonte/MG, Brasil, sandra.ribeiro@vale.com

Frank Marcos da Silva Pereira
Engº Civil Geotécnico , VALE, Belo Horizonte/MG, Brasil, frank.pereira@vale.com

Sofia Martins Torres
Engª Civil Geotécnica, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte/MG, Brasil, sofiatorres1888@gmail.com

RESUMO: Este artigo tem por objetivo abordar sobre a solução para descaracterização de uma barragem no quadrilátero ferrífero. O arranjo proposto envolve o preenchimento do reservatório com rejeito filtrado até a elevação da crista do barramento. O reservatório deverá ser regularizado com declividade aproximada de 1,0 % na direção dos canais de drenagem projetados nas margens esquerda e direita do reservatório. Foi prevista uma camada final da regularização do reservatório com selo de solo argiloso, semi compactado, sobre a qual deverá ser executada uma proteção vegetal, de forma a reduzir as infiltrações de água que poderiam acarretar elevações de superfícies freáticas no maciço. Os canais de drenagem principais projetados percorrem todo o reservatório. Estes canais recebem as águas superficiais e de canais secundários que coletam todos os pontos de deságue dos talvegues naturais e drenagens superficiais existentes das pilhas próximas. De forma a garantir as condições de suporte para a execução dos canais, foi previsto sob eles, uma camada de rejeito filtrado, com espessura de 1,0m. Em função da grande extensão e áreas dos canais, foi prevista a instalação de uma geomembrana de PEAD, como camada de impermeabilização para reduzir a infiltração de água pela fundação dos canais.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens, Descaracterização, Fechamento, Drenagem.

ABSTRACT: This article aims to address the solution for de-characterization of a dam in the iron quadrangle. The proposed arrangement involves filling the reservoir with filtered waste up to the dam crest elevation. The reservoir must be regularized with a slope of approximately 1.0% in the direction of the drainage channels designed on the left and right banks of the reservoir. A final layer of regularization of the reservoir was planned with a seal of clayey soil, semi-compacted, on which plant protection must be carried out, in order to reduce water infiltration that could lead to elevations in water tables in the massif. The main drainage channels designed run throughout the reservoir and receive surface water and water from secondary channels that collect all outflow points from natural thalwegs and existing surface drainages from nearby piles. In order to guarantee the support conditions for the execution of the channels, a layer of filtered waste, 1.0 m thick, was provided beneath them. Due to the large length and areas of the channels, it was planned to install a HDPE geomembrane as a waterproofing layer to reduce water infiltration through the foundation of the channels.

KEYWORDS: Dams, Decharacterization, Closing, Drainage.

1 INTRODUÇÃO

A mineração no Brasil é uma das principais frentes econômicas no país, responsável por congregar mais de 7.300 empresas e microempreendedores individuais, gerar mais de 204 mil empregos diretos, além de um faturamento de R$ 250 bilhões, sendo Minas Gerais o estado com a maior participação no faturamento (PMB, 2023). Como consequência da sua grande produção de minério de ferro, também há uma grande concentração de barragens de rejeitos para atender toda a demanda da atividade minerária no estado.

Após os acidentes ocorridos em Fundão em 2015 e da Barragem B1 da mina do Córrego do Feijão em 2019, os estudos foram aprimorados, e os critérios normativos e legais referente a Política Nacional de Segurança de barragens. Nesse contexto, a Resolução nº 95 de 07 de fevereiro de 2022 determina que para todas as barragens de mineração que seja identificada comunidade na ZAS - Zona de Autossalvamento, de acordo com a definição do IBGE, deverão ser descaracterizadas, reforçadas ou deverá reassentar toda a comunidade existente na ZAS.

O estudo de caso apresentado neste artigo tem como proposta para descaracterização da barragem o preenchimento do reservatório até a crista da estrutura, a execução de canais nas margens que receberão as contribuições de água, e a regularização do reservatório com camada de solo argiloso e proteção vegetal por meio de hidrossemeadura. Dessa forma, pode-se promover o fechamento da estrutura e sua reintegração com o meio ambiente.

2 METODOLOGIA

Nos itens a seguir são apresentados a geometria proposta para o projeto de descaracterização, os parâmetros geotécnicos de resistência dos materiais considerados para as análises de estabilidade, os critérios e premissas de dimensionamento e as análises de estabilidade realizadas para a estrutura.

2.1 Geometria Proposta

A geometria de descaracterização proposta consiste no preenchimento do reservatório até a elevação da crista do barramento (El. 971,70 m), utilizando o rejeito filtrado, com espessura aproximada de 12,0 m.

Os canais de drenagem principais foram projetados nas margens, esquerda e direita, com seção trapezoidal (taludes de 1V:6H) e dimensionados considerando uma declividade de 0,5%, visando um menor desnível do platô devido às suas dimensões. Em função da grande extensão e área dos canais, foi previsto a instalação de uma geomembrana de PEAD - Polietileno de Alta Densidade, como camada de impermeabilização para reduzir a infiltração de água pela fundação dos canais.

Os canais percorrem todo o reservatório, interceptando todo o aporte de água proveniente dos terrenos adjacentes. Além disso, recebem as águas superficiais, de canais secundários que coletam todos os pontos de deságue dos talvegues naturais e drenagens superficiais existentes das pilhas próximas.

O reservatório deverá ser regularizado com declividade aproximada de 1,0 % na direção dos canais de drenagem projetados nas margens esquerda e direita do reservatório. Foi prevista uma camada final da regularização do reservatório com selo de solo argiloso, semi compactado com espessura de 0,40 m, sobre a qual deverá ser executada uma proteção vegetal por meio de hidrossemeadura, de forma a reduzir as infiltrações de água que poderiam acarretar elevações de superfícies freáticas no maciço.

2.2 Parâmetros de Resistência dos Materiais

Os parâmetros geotécnicos dos materiais que compõem o corpo da barragem e sua fundação foram obtidos por meio de coletas de amostras indeformadas, execução de ensaios de campo e laboratório. Os parâmetros geotécnicos dos materiais da drenagem interna da barragem foram definidos de acordo com materiais semelhantes utilizados em outras estruturas. A Tabela 1 apresenta um resumo dos parâmetros geotécnicos adotados nas análises de estabilidade.

Tabela 1. Parâmetros Geotécnicos dos Materiais

Material	Parâmetros adotados								
	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (º)	c (kPa)	ϕ (º)	su/σ'v pico	su/σ'v liq.	K (m/s)	Kv/Kh
Rejeito Filtrado	20,0	0,0	32,0	-	-	-	-	1,0 E-6	0,1
Estéril	18,0	10,0	27,0	-	-	-	-	1,0 E-6	0,1
Aterro do Maciço Principal e Inicial	18,0	11,0	28,0	10,0	20,0	-	-	7,5 E-8	0,1
Aterro de Reconformação	19,0	17,0	32,0	24,0	14,0	-	-	7,5 E-8	0,1
Areia	18,0	0,0	30,0	-	-	-	-	1,0 E-4	1,0
Brita	18,0	0,0	30,0	-	-			1,0 E-1	1,0
Rejeito Reservatório	18,0	0,0	30,0	-	-	0,21	0,04	1,0 E-7	1,0
Solo Residual Jovem	19,0	10,0	23,0	20,0	18,0	-	-	1,5 E-6	1,0
Saprolítico de Xisto	19,0	7,0	29,0	-	-	-	-	6,6 E-7	1,0
Xisto Alterado	22,0	40,0	37,0	-	-	-	-	3,0 E-6	1,0
Xisto São	26,0	*Infinite Strength*		-	-	-	-	1,0 E-7	1,0

Notas:

- Os parâmetros dos materiais que compõem o maciço e fundação da estrutura foram definidos de acordo com os ensaios de compressão triaxial CIUsat – Adensamento isotrópico e cisalhamento por compressão triaxial não drenado, realizados de acordo com a norma internacional ASTM D4767.
- Parâmetros de permeabilidade obtidos por meio de ensaios executados em campo de acordo com ABGE.

2.3 Critérios e Premissas de Dimensionamento

Os critérios e premissas adotados no Projeto de descaracterização da barragem avaliada foram: (i) Taludes dos canais de drenagem do reservatório com inclinação 1V:6H, revestidos em gabião colchão; (ii) Preenchimento do reservatório até a crista atual da barragem com rejeito filtrado para promover o fechamento da estrutura; (iii) Ruptura global dos taludes utilizando o método de Morgenstern-Price e Spencer, adotando-se o menor fator de segurança obtido; (iv) Avaliação de superfícies críticas de esacorregamento de forma não circular; (v) Análises de estabilidade considerando os cenários de carregamentos estático e dinâmico.

Para o carregamento dinâmico, as acelerações induzidas pelos sismos, considerados nas análises pseudo estáticas, foram definidos com base no método CDA, para uma TR de 2.475 anos; (vi) Tempos de retorno analisados conforme preconizado pela NBR 13.028:2017 e Resolução ANM Nº95/2022; (vii) O tempo de concentração total das bacias hidrográficas serão definidos a partir da soma dos tempos de concentração nos talvegues naturais e em canais, calculados por fórmulas empíricas e pelo método cinemático proposto pelo SCS, respectivamente (PINHEIRO, 2011); (viii) Os canais foram dimensionados considerando uma borda livre em relação à profundidade de escoamento calculada, considerando como vazão de dimensionamento a vazão de projeto acrescida de 30% (Qd = 1,30 Qp), para uma TR correspondente a PMP.

2.4 Análises de Estabilidade

As análises de estabilidade ao escorregamento foram realizadas a partir do método de equilíbrio limite, utilizando os métodos de Morgenstern-Price e Spencer, através do software SLIDE, desenvolvido pela Rocscience Inc., em Toronto, Ontario, Canadá. Esses métodos satisfazem as condições de equilíbrio de forças e de momentos e admitem que as forças entre as lamelas têm a mesma direção.

Para as análises efetuadas, foram avaliadas as seguintes condições de carregamento: (i) drenada, com parâmetros efetivos para todos os materiais; (ii) Condição não drenada de pico - Parâmetros totais para os materiais abaixo da superfície freática e razão de resistência de pico – Su/σ'v (pico) para o rejeito depositado no reservatório; (iii) Condição pseudoestática – Parâmetros totais para os materiais abaixo da superfície freática e razão de resistência de pico – Su/σ'v (pico) para o rejeito depositado no reservatório, com aplicação do carregamento sísmico; (iv) Condição não drenada liquefeita - Parâmetros totais para os materiais abaixo da superfície freática e razão de resistência liquefeita – Su/σ'v (liq) para o rejeito depositado no reservatório.

Para as análises de estabilidade na condição pseudoestática, o efeito sísmico é considerado por meio da aplicação de uma força estática adicional no centro de gravidade da massa deslizante. A força adicional é calculada com base na aceleração induzida pelo sismo. Este carregamento será de 0,10g na horizontal, corresponde a uma intensidade VII na escala Mercalli Modificada ou magnitude equivalente a 6.0 na escala Richter. Este valor foi definido utilizado ½ PGA, variando entra 0,15 e 0,2g, de acordo com recomendação de Griffin e Franklin, Julho, 1984. Na direção vertical foi adotado um carregamento de 0,07g.

A Figura 1 apresenta a seção geológico-geotécnica adotada nas análises de estabilidade, definidas apartir da interpretação das investigações de campo e laboratório.

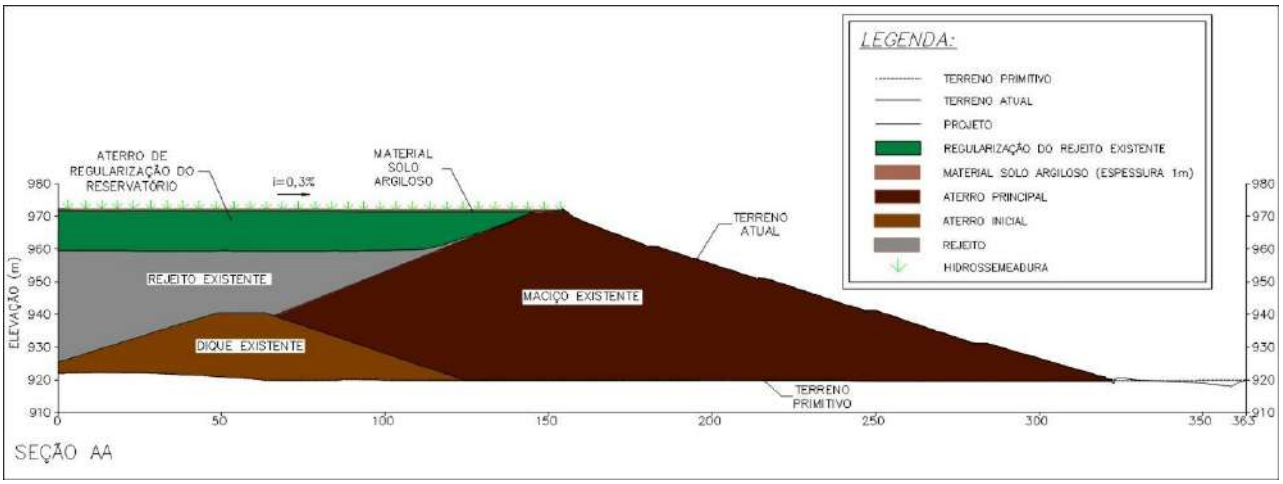


Figura 1. Seção geológico-geotécnica adotada nas análises de estabilidade

Os Coeficientes de segurança mínimos foram definidos com base na norma NBR 13028 - Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos e na Resolução 95 da ANM, de 07 de fevereiro de 2022, que consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração.

Dessa forma, os coeficientes de segurança mínimos são assim definidos: (i) 1,50 para a condição drenada; (ii) 1,50 não drenada de pico; (iii) 1,20 para a condição não drenada liquefeita e (iv) 1,10 para a condição não drenada de pico + sismo (pseudoestática).

3 RESULTADOS

Para verificar a eficiência do projeto de descaracterização, apresenta-se a seguir o resultado do arranjo geométrico proposto, após a definição dos canais e a verificação da estabilidade da estrutura.

3.1 Análises de Estabilidade

A Tabela 2 apresenta uma compilação dos coeficientes de segurança obtidos para a descaracterização da Barragem com o preenchimento com Rejeito Filtrado.

Tabela 2. Fatores de Segurança Obtidos

Condição	Fator de segurança	
	Mínimo Recomendado	Obtido
Drenada	1,50	2,00
Não Drenada de Pico	1,50	1,93
Não Drenada Liquefeita	1,20	1,93
Não Drenada de Pico com Sismo	1,10	1,42

3.2 Dimensões dos Canais

A Tabela 3 a seguir são apresentados resultados dos dimensionamentos hidráulicos dos canais que compõe o sistema de drenagem superficial para a Descaracterização da estrutura.

Tabela 3. Dimensionamentos Hidrológicos-Hidráulicos dos canais

DIMENSIONAMENTOS HIDRÁULICOS - CANAIS														
Bacia	Revestimento	Seção	TR (anos)	n	i (m/m)	Q de Projeto (m^3/s)	Q*1,30 (m^3/s)	Profundidade Escoamento (m)	Área Molhada (m^2)	Velocidade (m/s)	Número de Froude	Borda Livre (m)	Seção Adotada	
													Base (m)	Altura (m)
OMBREIRA ESQUERDA														
1.1	GABIÃO COLCHÃO	TRAPEZOIDAL	PMP	0,030	0,0050	3,118	4,053	0,60	2,76	1,13	0,47	0,10	1,00	0,70
1.2	GABIÃO COLCHÃO	TRAPEZOIDAL	PMP	0,030	0,0050	22,579	29,353	1,27	12,17	1,86	0,53	0,23	2,00	1,50
1.3	GABIÃO COLCHÃO	TRAPEZOIDAL	PMP	0,030	0,0050	84,861	110,319	1,76	33,40	2,54	0,61	0,24	8,50	2,00
OMBREIRA DIREITA														
2.1	GABIÃO COLCHÃO	TRAPEZOIDAL	PMP	0,030	0,0050	10,775	14,007	0,93	7,00	1,54	0,51	0,57	2,00	1,50
2.2	GABIÃO COLCHÃO	TRAPEZOIDAL	PMP	0,030	0,0050	2,906	3,778	0,58	2,62	1,11	0,46	0,12	1,00	0,70
2.3	GABIÃO COLCHÃO	TRAPEZOIDAL	PMP	0,030	0,0050	24,561	31,930	1,31	12,96	1,90	0,53	0,19	2,00	1,50
2.4	GABIÃO COLCHÃO	TRAPEZOIDAL	PMP	0,030	0,0050	31,231	40,601	1,31	15,62	2,00	0,56	0,19	4,00	1,50
2.5	GABIÃO COLCHÃO	TRAPEZOIDAL	PMP	0,030	0,0050	68,851	89,506	1,76	28,27	2,44	0,59	0,24	5,50	2,00

A Figura 2 apresentada abaixo identifica uma seção típica dos canais projetados, resultado dos dimensionamentos hidrológicos-hidráulicos realizados.

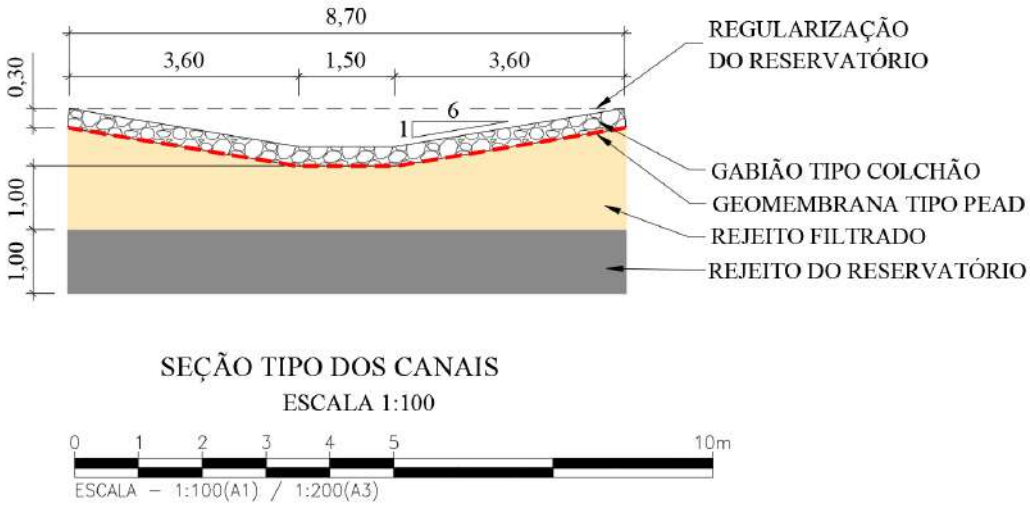


Figura 2. Seção típica dos canais de drenagem

3.3 Arranjo Geométrico

Após os estudos e dimensionamentos efetuados, apresenta-se na Figura 3 a seguir o arranjo geral da solução proposta para a descaracterização da Barragem.

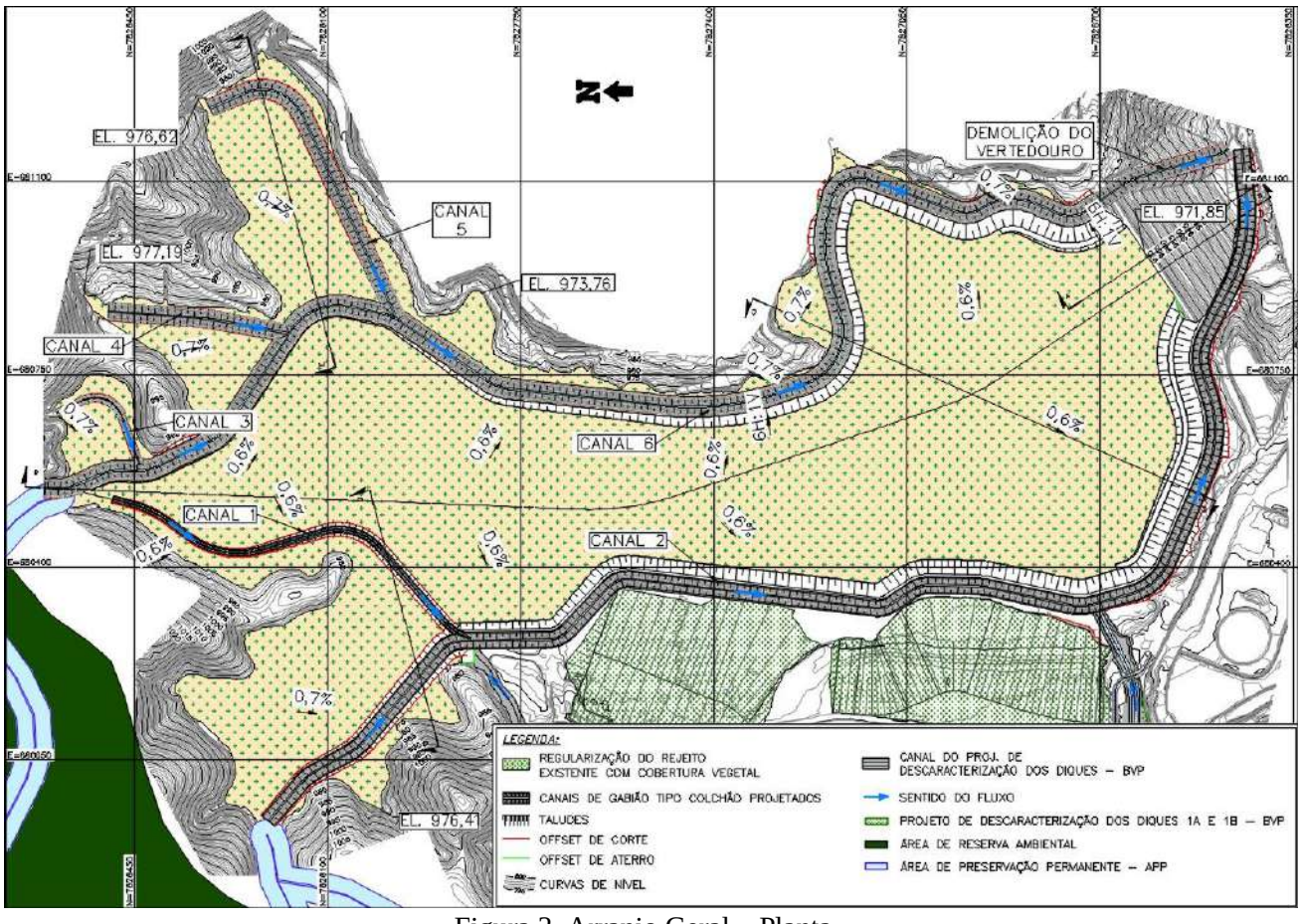


Figura 3. Arranjo Geral – Planta

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os critérios e as premissas que nortearam a elaboração do projeto tinham como objetivo atender as normas e legislações vigentes, bem como permitir a viabilidade de execução.

Para as condições gerais estudadas, o projeto desenvolvido foi satisfatório, uma vez que as análises de estabilidade mostraram que na estrutura descaracterizada os coeficientes de segurança obtidos são superiores aos mínimos exigidos em legislações. Além disso, os canais de drenagem dimensionados estão em concordância às normas vigentes.

Ademais, a utilização do rejeito filtrado como preenchimento do reservatório é um fator importante, permitindo uma disposição segura e aplicando o subproduto da mineração em novos processos. A evolução das boas práticas de mineração e a conscientização sobre a importância de devolver às comunidades do entorno a área recuperada após a exaustão do bem mineral são prioridades (PMB, 2023) .

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 13028. *Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (2021). ABGE. *Investigações geológico-geotécnicas- Guia de boas práticas*. São Paulo.

Agência Nacional de Mineração (2022). Resolução n° 95. Brasília, DF. Disponível em: <https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens/legislacao/resolucao-no-95-2022.pdf>. Acesso em: 24 fev. 2024.

ASTM International (2020). ASTM D4767: Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils.

Hynes-Griffin M. E., Franklin A. G. (1984), “Rationalizing the seismic coeficiente method”, Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, (1984), PO Box 631, Vicksburg, Mississippi 391.

Instituto Brasileiro De Mineração (2023). Panorama Mineração do Brasil 2023 (PMB). Brasília, DF, 30 ago. 2023. Disponível em: <https://panoramamineracao.com.br/pmb2023/>. Acesso em: 24 fev. 2024.

Pinheiro, M. C. (2011) *Diretrizes para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamentos hidráulicos em obras de mineração*. Porto Alegre.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/61

Estudo de caso sobre a descaracterização de barragem alteada a montante pela remoção completa do maciço e do reservatório

Renan Landim Campos
Engenheiro Civil, Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, renan.campos@tetratech.com

Matheus Junio Silveira Alves
Geólogo, Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, matheus.alves@tetratech.com

Eduardo Hollerbach Klier
Engenheiro Civil, Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, eduardo.klier@tetratech.com

Eisenhower da Silva Feio
Geólogo, VALE S.A., Congonhas, Brasil, eisenhower.feio@vale.com

Bárbara Fernanda Gonçalves Braz
Engenheira Civil, VALE S.A., Congonhas, Brasil, barbara.braz@vale.com

RESUMO: O presente artigo visa apresentar o estudo de caso relativo à descaracterização de uma barragem alteada a montante, que tinha como função a contenção de sedimentos em área de mineração. A estrutura se encaixa no contexto do quadrilátero ferrífero, em Minas Gerais, e passou por uma remoção completa do maciço em aterro compactado e de todo o sedimento depositado no reservatório. As atividades de obra foram executadas ao longo de um ano, e contaram exclusivamente com equipamentos mecânicos tradicionais, ora trabalhando pelas ombreiras, ora avançando a partir de aterros de conquista lançados sobre o sedimento. Múltiplas foram as soluções de engenharia necessárias para garantir que os lastros operacionais seriam estáveis, para garantir que o nível freático estivesse rebaixado, e para preservar a integridade da estrutura até que ela estivesse apta a ter sua crista progressivamente reduzida. Em uma primeira sessão, o projeto executivo é brevemente descrito. Na sequência, são expostos resultados, imagens e informações relativas as atividades de campo. Objetiva-se, com isso, comparar o projetado com o implantado, evidenciando as experiências obtidas e as lições aprendidas que podem auxiliar a comunidade científica no desenvolvimento de futuras soluções.

PALAVRAS-CHAVE: Descaracterização, barragem, sedimento, remoção total.

ABSTRACT: The paper aims to present a case study regarding the decharacterization of an upstream raised dam, which had the function of containing sediments in a mining area. The structure is located in Minas Gerais and underwent a complete removal of the compacted embankment and all sediment deposited in the impoundment. Construction activities were carried out over two years and relied exclusively on traditional mechanical equipment, sometimes working from the abutments and at other times advancing from dumped fill embankments placed over the sediment. Multiple engineering solutions were necessary to ensure that operational ballasts would be stable, to lower the water table, and to preserve the integrity of the structure until it was ready to have its crest progressively reduced. In a first section, the executive design is briefly described. Subsequently, results, images, and information related to field activities are presented. The objective is to compare the planned with the implemented, highlighting the experiences gained and lessons learned that can assist the scientific community in developing future solutions.

KEYWORDS: Decharacterization, dam, sediment, complete removal.

1 INTRODUÇÃO

A partir da Resolução n° 13, publicada pela ANM em 2019 e posteriormente atualizada pelas Resoluções n° 95 e 130, foi estabelecida uma proibição em âmbito federal de barragens alteadas pelo método de montante. Em todo o território nacional, dezenas de estruturas de contenção de rejeitos e sedimentos se enquadravam nessa característica. Com isso, uma enorme demanda surgiu no meio da engenharia geotécnica, sobre a qual passou a ser necessário projetar, planejar e implantar soluções complexas em tempos limitados.

Para a descaracterização das barragens, muitas são as alternativas técnicas possíveis. Algumas delas permitem a manutenção completa ou parcial do maciço e/ou dos materiais contidos no reservatório. Para estruturas de pequeno e médio porte, contudo, a remoção total do material antrópico é uma alternativa interessante, que sempre deve ser avaliada e que para muitos cenários pode se mostrar a mais adequada. Todavia, a remoção completa não é uma solução trivial, visto que ela deve ser feita em um sequenciamento construtivo que permita nunca colocar o barramento em uma condição de segurança inadequada, ainda que ela seja transitória. Soma-se a isso a dificuldade operacional de trabalhar com veículos e equipamentos mecânicos sobre rejeitos/sedimentos inconsolidados, saturados e que oferecem pouca capacidade de suporte.

Com o objetivo de tratar dos desafios supracitados, desenvolve-se um estudo de caso relativo à descaracterização de uma barragem real. A estrutura escolhida se insere no contexto do quadrilátero ferrífero, em Minas Gerais, e estava em operação com o objetivo de contenção dos sedimentos gerados em uma área de extração do minério de ferro. Ela foi construída em 1983, com um maciço em aterro compactado em seção homogênea. Ao longo dos anos, ela passou por 03 alteamentos, sendo os dois últimos pelo método de linha de centro, e o primeiro para montante. Com isso, a estrutura se enquadrou na nova política para descaracterização de barragens.

No que tange aos aspectos geométricos, a barragem estudada apresenta altura máxima de 18,0 m, crista com 144,0 m de comprimento, e reservatório com volume total igual a 98.250 m^3. Já em relação à composição geológico-geotécnica, o maciço se apoia em uma camada contínua de canga detrito-laterítica, sobreposta a um perfil de solo de alteração do filito. A Figura 1 ilustra a conformação do barramento anterior a descaracterização, enquanto a Figura 2 apresenta os contatos geológico-geotécnicos de uma seção típica.

Figura 1. Imagem aérea do barramento anteriormente à descaracterização

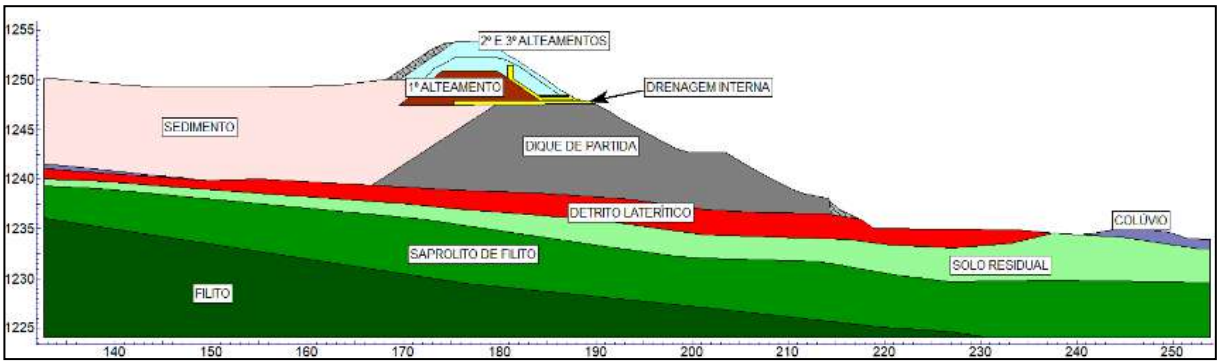


Figura 2. Contatos geológico-geotécnicos em seção típica da barragem

Durante a fase de concepção da solução para descaracterização da estrutura, foi conduzido um estudo de alternativas. Em função do pequeno porte da estrutura, tanto do maciço quanto do reservatório, a solução que se mostrou mais efetiva foi a remoção completa do maciço e de todo o sedimento contido no reservatório. Após essa definição, entre os anos de 2019 e 2021 foi desenvolvido um projeto de engenharia, passando por todas as etapas de detalhamento: conceitual, básico e executivo. A partir de agosto de 2021, iniciaram-se as obras de implantação em campo. Após um ano, em julho de 2022, as obras foram encerradas, com o terreno natural sendo atingido em toda área que anteriormente compunha o maciço e o reservatório.

Visando ampliar o detalhamento do estudo de caso proposto, os capítulos seguintes desenvolvem a abordagem em três principais linhas. Inicialmente, serão apresentadas as principais definições do projeto detalhado. Na sequência, introduz-se o desenvolvimento das obras em campo. Por fim, é feita uma discussão entre o projetado e o executado, avaliando tecnicamente como o projeto venceu os desafios que eram impostos, trazendo as lições aprendidas que podem ser consideradas pela comunidade científica durante a elaboração e construção de projetos com objetivos e abordagens similares.

2 PROJETO DETALHADO

O projeto executivo para descaracterização da barragem abordada nesse estudo de caso foi concluído em 2021. Em linhas gerais, ele era composto por 03 fases que deveriam ser executadas durante aproximadamente 02 anos, cobrindo 02 períodos de estiagem e um período chuvoso.

A primeira fase prevista para o período de estiagem de 2021 visava estabelecer toda a infraestrutura necessária para a obra (acessos, área de secagem, sistemas de desvio, contenções e poços), além de iniciar uma remoção parcial dos sedimentos contidos no reservatório. Esta fase dividia-se em 09 principais etapas, quais sejam:

- Construção de poços de rebaixamento;
- Aplicação de retentores de sedimento;
- Adequação da área de disposição temporária;
- Ampliação dos acessos existentes (principal e perimetrais);
- Ampliação do *sump* a montante do reservatório;
- Reforço da ombreira esquerda em solo grampeado;
- Construção do canal de desvio da margem direita hidráulica;
- Remoção parcial de sedimentos;
- Desconexão do sistema de desvio.

A segunda fase trata de um momento transitório, no qual não haveria atividades de obra em função do período chuvoso entre 2021 e 2022. Nessa etapa era previsto um constante monitoramento da estrutura, associado a uma equipe de manutenção disponível para eventuais ações corretivas e/ou emergenciais, além de limpezas frequentes dos *sumps* operacionais posicionados na área.

A terceira fase, por sua vez, contempla a remoção de todo o sedimento ainda remanescente, e também a escavação do maciço compactado e de seus alteamentos. Ao final dessa fase, a estrutura estaria descaracterizada. O sequenciamento construtivo foi dividido nas seguintes atividades:

- Conexão do sistema de desvio;
- Remoção dos sedimentos e da barragem existente;
- Revegetação dos taludes;
- Remoção das obras de desvio provisórias.

Para o rebaixamento do nível freático durante as obras, a solução propunha a execução de canais de desvio, os quais tem por objetivo cortar a contribuição perene de água e com auxílio de um bombeamento ensecar o interior do reservatório. Conjuntamente, dois poços de rebaixamento foram projetados, sendo um deles localizado na cabeceira do reservatório, e outro em aterro de conquista na porção central. A Figura 3 ilustra esses dispositivos.

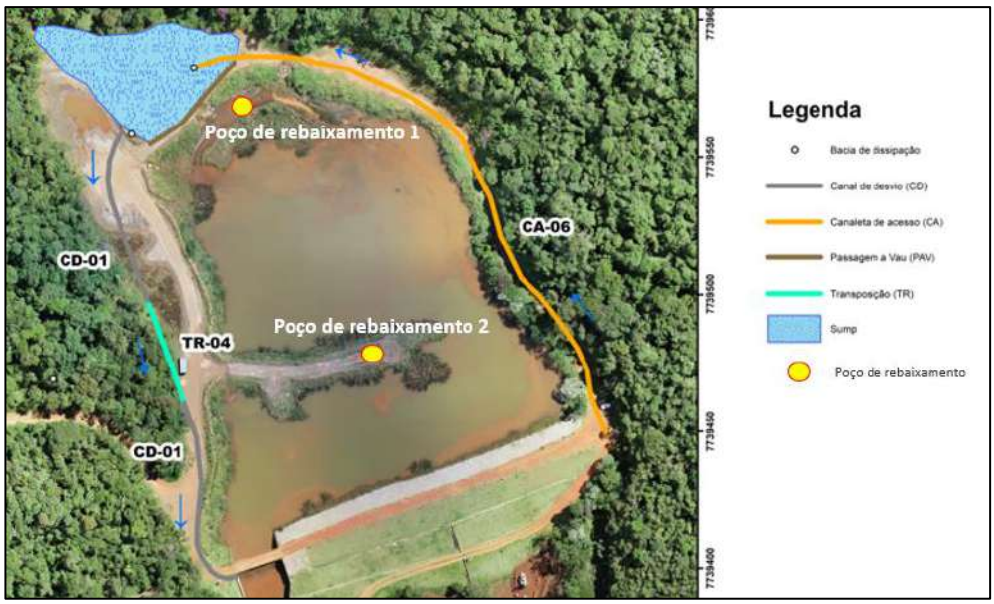


Figura 3. Sistema de desvio e poços de rebaixamento – Projeto executivo

Para a remoção dos sedimentos no interior do reservatório, foi proposta uma técnica inteiramente mecânica, que consistia na escavação por lâminas a partir de aterros de conquista. Com o alcance das escavadeiras hidráulicas selecionadas, é possível escavar uma espessura de 2 m de sedimento para cada arranjo de aterros de conquista executados, conforme ilustra a Figura 4.

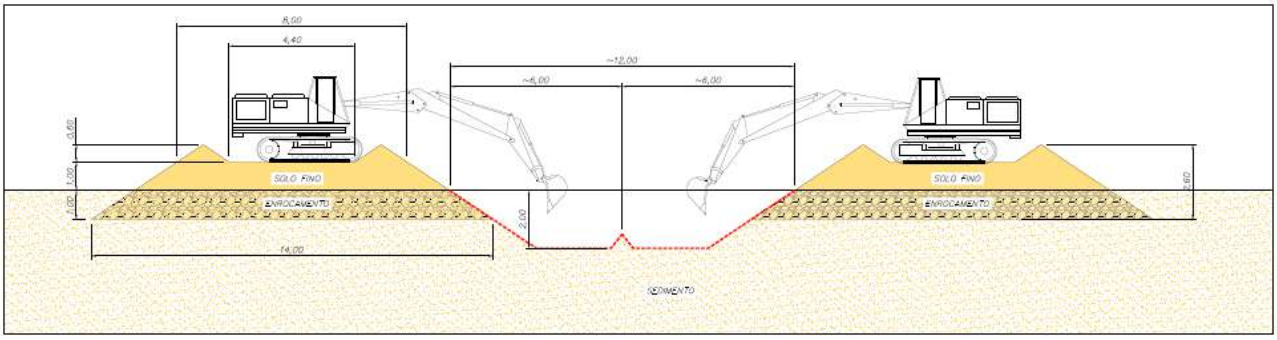


Figura 4. Seção típica dos aterros de conquista – Projeto executivo

Para a Fase 1, com o objetivo de escavar apenas a porção mais a montante do reservatório, preservando o trecho de proximidade com os alteamentos da barragem, foram dimensionados 04 arranjos de aterro de conquista, conseguindo assim atingir os 08 m de profundidade necessários. O projeto é apresentado na Figura 5.

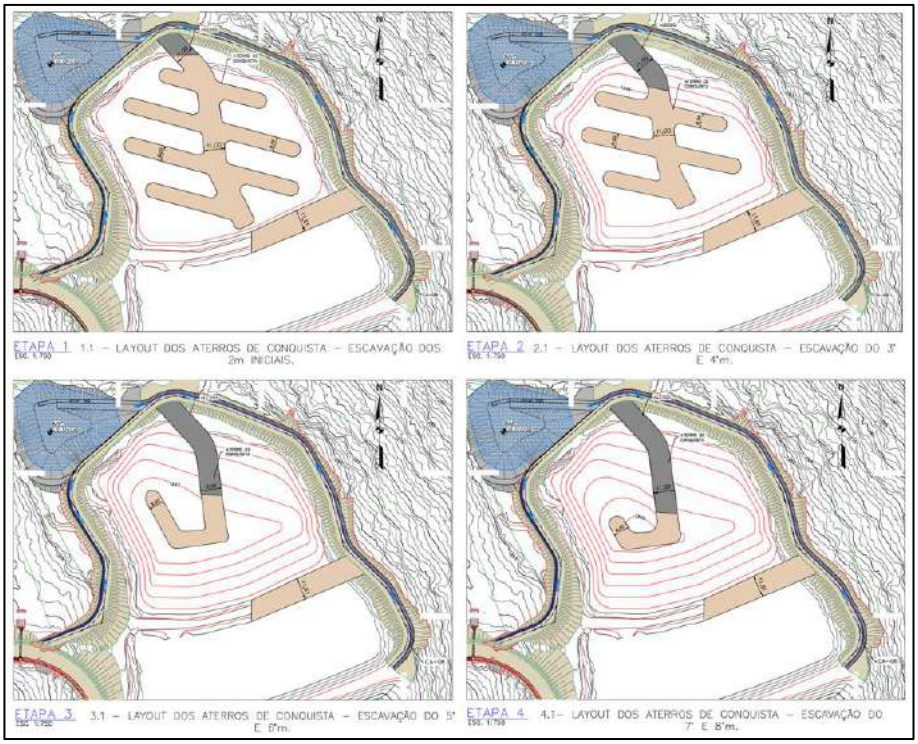


Figura 5. Arranjos de aterro de conquista – Fase 1 – Projeto executivo

A Fase 3, conduzida no segundo período de estiagem, foi projetada para iniciar com a remoção dos alteamentos da barragem, a partir de escavadeiras anfíbias trabalhando no interior do reservatório, em posições próximas à crista. Removendo esse material, ele seria distribuído em um platô, com as atividades progredindo para o avanço de 2,0 em 2,0 m com múltiplos arranjos de aterro de conquista, assim como na Fase 1. A Figura 6 apresenta o projeto desses arranjos.

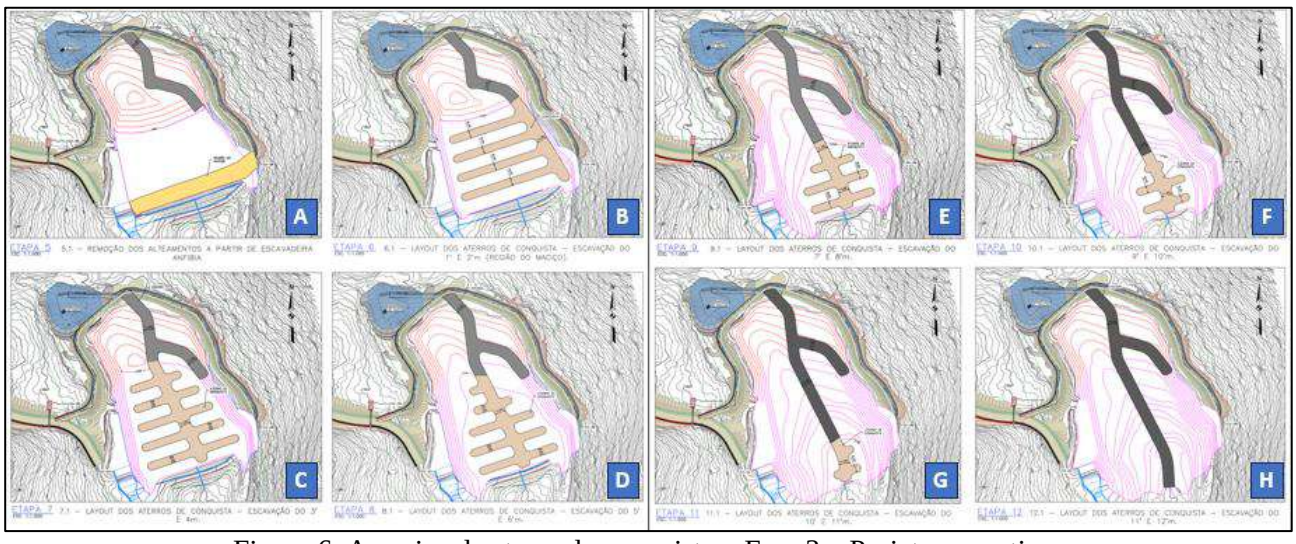


Figura 6. Arranjos de aterro de conquista – Fase 3 – Projeto executivo

Para todas as etapas de remoção de sedimento, eles seriam escavados em uma condição de elevada saturação. Dessa maneira, foi desenvolvida uma área de secagem em região adjacente. O sedimento seria, então, escavado no reservatório, colocado em caminhões e levado até a área de secagem. Nela, cada ciclo de secagem seria composto por 04 dias em baias alternadas. Após atingir o teor de umidade alvo, o material seria

novamente colocado em caminhões para que fosse transportado até sua destinação final em outra porção da mina.

3 EXECUÇÃO DAS OBRAS

Devido a mudanças no planejamento e no cronograma de obra, a divisão em 03 fases que havia sido proposta em projeto foi alterada logo no início da implantação. As atividades começaram no final de agosto de 2021, quando o primeiro período de estiagem que iria compor a Fase 1 já estava em seus meses finais. Dessa maneira, passou-se a trabalhar em um conceito de fase única, com algumas das atividades sendo executadas durante o período chuvoso entre 2021 e 2022. Optou-se por priorizar atividades de infraestrutura que envolvem menor terraplenagem durante esse período, com a remoção dos sedimentos e do maciço iniciando apenas em março de 2022.

A segunda principal alteração de projeto fez referência ao rebaixamento do nível freático. O sistema de desvio foi implantado com sucesso, e de maneira aderente ao dimensionado, mesmo com sua execução ocorrendo majoritariamente durante o período chuvoso. Todavia, para o rebaixamento subsuperficial, observou-se que o esgotamento da lâmina d'água e a execução de pequenas valas de drenagem pelas margens do reservatório, a partir de escavadeiras de braço longo, era suficiente para garantir um teor de umidade do rejeito que permitisse capacidade de carga adequada para lançamento dos aterros de conquista. Dessa maneira, foi dispensada a aplicação do sistema de dois poços de rebaixamento que havia sido desenvolvido durante a etapa de projeto detalhado.

A solução de lançamento de aterros de conquista para alcançar todo o reservatório possibilitando a remoção completa de sedimentos foi eficiente. Conforme ilustrado na Figura 7(a) a geometria em seção transversal seguiu dimensões próximas as de projeto, e em nenhum momento durante a execução das atividades foram identificados problemas de atolamento dos equipamentos ou rupturas locais dos lastros. Em relação aos arranjos propostos, sua concepção também foi seguida em campo (Figura 8 e Figura 9), contando apenas com pequenos ajustes, uma vez que as obras para remoção dos sedimentos passaram a consistir em uma etapa única, sem a necessidade de limitar a área de atuação como era definido para a Fase 1.

A escavação da crista e dos alteamentos da barragem foi executada a partir da uma plataforma lançada inicialmente na ombreira esquerda do maciço (Figura 7(b)), com escavadeiras hidráulicas tradicionais entrando sobre o próprio maciço, promovendo uma escavação progressiva no sentido leste-oeste. Essa alternativa se mostrou mais adequada em relação a utilização de escavadeiras anfíbias pelo interior do reservatório. Após o nivelamento com a superfície de sedimentos, o sequenciamento voltou a seguir os arranjos de aterros de conquista propostos.

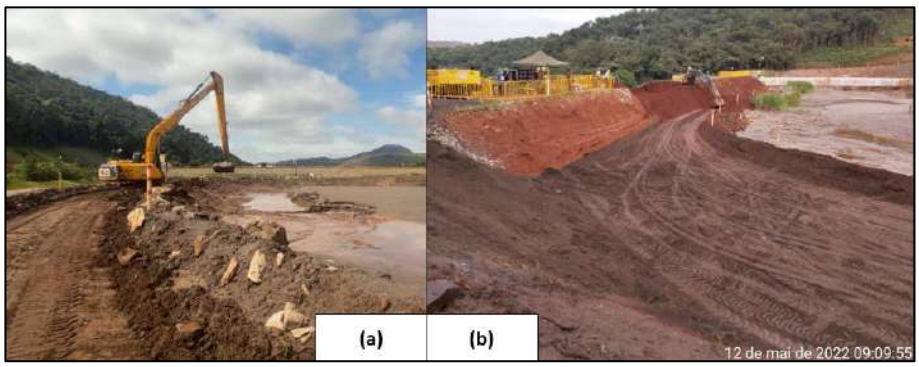


Figura 7. (a) Aterro de conquista (b) Remoção da crista a partir da ombreira esquerda

A Figura 8 e a Figura 9 apresentam um histórico de fotografias aéreas realizadas durante a execução das obras. Foi dado enfoque ao período de remoção do sedimento e do maciço, no período de estiagem de 2022. Todavia, nas imagens é possível notar que atividades de infraestrutura como acessos (principal e perimetrais) já estava concluída, bem como o sistema de desvio, que pode ser percebido pelas aduelas de concreto conectando o *sump* a montante do reservatório com o emboque do sistema extravasor. Destaca-se, ainda, que conforme se adentrava no período de estiagem e na remoção do maciço, alguns equipamentos passaram a

conseguir transitar sobre o aterro e os sedimentos sem a necessidade dos lastros operacionais, otimizando os momentos finais de obra.

Figura 8. Desenvolvimento das obras para descaracterização – Imagens aéreas

Figura 9. Desenvolvimento das obras para descaracterização – Imagens aéreas

É importante notar que ao final da descaracterização do barramento a área em questão seria ressignificada para a implantação de uma nova solução de contenção de sedimentos, uma vez que a demanda por controle ambiental permanece ativa. Por esse motivo, a região do reservatório não foi revegetada e a estrutura de concreto que configurava o sistema extravasor pela ombreira direita foi preservada.

No que tange à destinação final dos materiais, observou-se que durante o período de estiagem os ciclos de secagem de aproximadamente 04 dias eram suficientes para garantia do teor de umidade necessário para transporte do sedimento. Contudo, em função da concentração de todos os esforços para remoção de sedimentos em apenas um período de estiagem, foi necessário ampliar a capacidade da área de secagem que havia sido prevista, de forma a acompanhar um cronograma de obra mais acelerado. O material proveniente do maciço compactado, por sua vez, já era removido em teores de umidade adequados, podendo ser encaminhado diretamente para sua destinação final.

Para os aspectos hidrológicos e hidráulicos, notou-se que todo o sistema de desvio, com o auxílio do *sump* de montante, foi suficiente para garantir o ensecamento da área durante as obras no período de estiagem. No período chuvoso, o reservatório da barragem operou em conjunto com o sistema de desvio, e o funcionamento também foi adequado, sem nenhuma intercorrência. Ambientalmente, o controle de turbidez foi feito múltiplas vezes ao dia, visando garantir a qualidade do efluente que vertia pelo sistema extravasor.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De forma geral, a solução de remoção completa dos sedimentos e do maciço se mostrou adequada para a barragem apresentada neste estudo de caso. As atividades de obra se desenvolveram com fluidez, dentro dos

prazos esperados e sem contar com a necessidade de alterações robustas ao projeto de descaracterização. Para estruturas de porte similar, a solução apresentada deve se colocar como alternativa viável a ser estudada considerando o contexto de cada demanda.

Em relação aos equipamentos adotados, observa-se que foi viável a execução de todas as atividades sem contar com escavadeiras anfíbias. Apesar de comumente utilizadas em reservatórios de rejeitos e sedimentos, para obras em prazos curtos elas se colocam como uma opção de baixa produtividade e alto custo. O trabalho com escavadeiras hidráulicas tradicionais a partir de aterros de conquista se mostrou mais eficiente, tanto em quesitos técnicos quanto em aspectos de segurança do trabalho. Salienta-se, contudo, que as dimensões apresentadas neste trabalho para os aterros de conquista foram calculadas a partir do porte dos equipamentos e veículos que trafegariam sobre ele, não sendo válidas para quaisquer sobrecargas de obras que se enquadrem em contextos distintos.

A dispensa da necessidade de construção dos poços de rebaixamento trouxe uma série de ganhos às atividades. Todavia, essa também não é uma conclusão que deve ser generalizada. Em situação nas quais o projeto ainda se encontra em fase de desenvolvimento, recomenda-se que além das modelagens de percolação sejam conduzidos testes de rebaixamento em campo, visando calibrar as soluções propostas.

A execução das atividades em período chuvoso e período de estiagem permitiu obter algumas conclusões importantes. Para elementos civis, como canais e contenções, conseguiu-se obter viabilidade de execução e eficiência adequada durante o período chuvoso. Atividades de terraplenagem para construção do acesso operacional, por sua vez, contaram com desafios e baixa produtividade principalmente para o aterro compactado, porém também foram concluídas com sucesso. Já a remoção dos sedimentos se mostrou inadequada em período chuvoso, com o material se comportando de maneira muito solta, sem conseguir perder umidade e/ou oferecer capacidade de carga para que se trabalhasse sobre ele. Dessa maneira, apesar de algumas tentativas, a frente de atuação no maciço e no reservatório só conseguiu deslanchar de fato após a diminuição das chuvas e o início de um período de estiagem.

O monitoramento geotécnico da barragem foi mantido durante todo o tempo de atuação da obra. Observou-se uma progressividade das condições de segurança do maciço, que atingiu mínimos históricos dos instrumentos quando da ativação do sistema de desvio e bombeamento da lâmina d'água. Analogamente, durante as escavações os fatores de segurança eram maximizados a cada etapa de rebaixamento da crista, até que a estrutura foi exaurida por completo, eliminando o risco geotécnico associado.

Finalmente, na temática de controle ambiental, a existência do *sump* localizado a montante e sua incorporação ao sistema de desvio dimensionado foi essencial para garantir a clarificação da águas que eram descarregadas a jusante, e também para viabilizar uma área de tratamento com polímeros quando os indicadores apontavam para uma necessidade de melhoria na qualidade da água. Caso o sistema de desvio fosse composto exclusivamente por canais, o controle ambiental teria sido dificultado. Para o dimensionamento de sistemas parecidos em obras de descarcaterização, recomenda-se que a construção de um *sump* ou estrutura de propósito análogo seja considerada.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Tetra Tech e à VALE pela oportunidade de desenvolver este trabalho e por fomentar o avanço científico na área de engenharia. Para além da equipe envolvida na elaboração deste artigo, centenas de profissionais foram imprescindíveis para que a solução abordada fosse concebida, projetada e executada ao longo dos últimos anos. O resultado apresentado é fruto da dedicação e do esforço colaborativo de cada uma dessas pessoas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração (2022). Resolução Nº 13, de 8 de agosto de 2019. *Estabelece medidas regulatórias objetivando assegurar a estabilidade de barragens de mineração.*

Agência Nacional de Mineração (2022). Resolução Nº 95, de 7 de fevereiro de 2022. *Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração.*

Agência Nacional de Mineração (2022). Resolução Nº 130, de 24 de fevereiro de 2023. *Altera a Resolução ANM nº 95, de 7 de fevereiro de 2022, e dá outras providências.*

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/62

Estudo de Deformações Superficiais de um Modelo Reduzido de Barragem de Contrafortes por Meio de Instrumentação

Paulo Henrirque Moura Moreira
Mestrando no Programa de Pós-graduação Stricto Sensu em Tecnologia e Gestão da Inovação (PPGTI), Universidade Comunitária da Região de Chapecó, Chapecó, Brasil, ph2moreira@unochapeco.edu.br

Fernanda Gral Ibrahim
Engenheira Civil, Universidade Comunitária da Região de Chapecó, Chapecó, Brasil, fernanda.ibrahim@gmail.com

Paola Avila
Engenheira Civil, Universidade Comunitária da Região de Chapecó, Chapecó, Brasil, paola.avila@unochapeco.edu.br

Marieli Biondo
Doutora em Engenharia Geotécnica, Vale SA, Belo Horizonte, Brasil, marieli.lopes@vale.com

Eduardo Roberto Batiston
Doutor em Engenharia Civil, Universidade Comunitária da Região de Chapecó, Chapecó, Brasil, erbatiston@unochapeco.edu.br

RESUMO: A literatura sobre barragens de concreto da tipologia contraforte é relativamente limitada, deixando uma lacuna significativa na compreensão dessas estruturas. A utilização de modelos físicos reduzidos para análises assume uma relevância no dimensionamento dessas barragens, especialmente devido à escassez de normas brasileiras específicas para orientar o dimensionamento desse tipo de construção. O objetivo desta pesquisa foi analisar o comportamento de deformações em uma barragem contraforte utilizando a instrumentação de um modelo físico em escala reduzida. Para isso, foi utilizado o Centro de Estudos Hidráulicos e Modelos Reduzidos da Unochapecó (CEHMU) e construído o modelo reduzido, no qual foram instalados oito extensômetros elétricos de resistência também conhecidos como *strain gages* (SG) instalados em quatro regiões diferentes. Foi realizado um plano experimental de ensaios estruturado em quatro fases com objetivo de captar as deformações físicas da estrutura e verificar seu comportamento estrutural. As deformações por compressão foram observadas: 4,88 µm/m no Montante Superior, 3,99 µm/m no Montante Inferior, 3,90 µm/m na Jusante e 1,74 µm/m no Contraforte. Com os resultados apresentados, foi possível concluir que há uma eficiência do sistema de monitoramento com resistores ao medir as deformações pontuais de barragem em escala reduzida.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens de Contrafortes; modelo reduzido, instrumentação.

ABSTRACT: The literature on concrete dams of the buttress typology is relatively limited, leaving a significant gap in the understanding of these structures. The use of reduced-scale physical models for analysis assumes relevance in the design of these dams, especially due to the scarcity of specific Brazilian standards to guide the design of this type of construction. The objective of this research was to analyze the behavior of deformations in a buttress dam using instrumentation of a reduced-scale physical model. For this purpose, the Center for Hydraulic Studies and Reduced Models of Unochapecó (CEHMU) was used and a reduced-scale model was constructed, in which eight electrical resistance strain gauges (SG), installed in four different regions, were used. An experimental test plan was conducted in four phases aiming to capture the physical deformations of the structure and verify its structural behavior. Compression deformations were observed: 4.88 µm/m in the Upper Upstream, 3.99 µm/m in the Lower Upstream, 3.90 µm/m in the Downstream, and 1.74 µm/m in the Buttress region. With the presented results, it was possible to conclude that there is efficiency in the monitoring system with resistors when measuring the point deformations of the dam in reduced scale..

KEYWORDS: Buttress dam; Reduced scale model; Instrumentation.

1 INTRODUÇÃO

Os procedimentos usuais de verificação da estabilidade global, empregados em barragens de concreto, são baseados em métodos empíricos e no emprego de fatores de segurança, que se utilizam de métodos baseados em simplificações para as definições dos carregamentos atuantes, parâmetros das resistências e dos modelos do comportamento mecânico. Por sua vez, inserem incertezas nesses procedimentos de análise que os acompanham ao longo de todo o ciclo de vida da estrutura, desde a concepção até o final da vida útil. Essas incertezas geram riscos que podem ser agravados pela execução inadequada de qualquer uma das fases de uma obra de engenharia (projeto, construção, operação e desativação). As incertezas são inevitáveis, pois possuímos um conhecimento incompleto sobre a natureza, mas podem ser reduzidas com a coleta de dados reais e redução das incertezas de previsão (PIRES *et al*., 2019).

Dimensionamentos de barragens têm aporte teórico fundamentalmente baseado nos critérios regidos pela Centrais Elétricas Brasileiras S.A. (ELETROBRÁS, 2003) e podem ser adotados guias e manuais norteadores da segurança, como o Guia Básico de Segurança de Barragens (CBDB, 2001) e o Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (BRASIL, 2002), além de bibliografias nacionais e internacionais. Todavia, não existem normativas específicas no Brasil que regulamentem a elaboração de projetos dessa tipologia de estrutura.

As barragens com finalidade de produção de energia podem ser classificadas em dois grandes grupos de acordo com o material utilizado na sua construção: barragens de concreto, que podem ser do tipo gravidade, arco e contrafortes, e barragens convencionais de terra ou enrocamento (HICKMANN, 2016).

O modelo de barragem em estudo é o modelo contraforte, pelo qual oferece a vantagem da redução do volume de concreto e diminuição do esforço de subpressão (tensão positiva) devido a sua menor área em contato com a fundação, obtendo-se assim uma desvantagem pelo peso próprio estar apoiado sobre essa área de contato reduzida, que gera um acréscimo de tensão de compressão na fundação, o que pode exigir alternativas adicionais ao projeto como tratamento com tirantes, injeção de calda e drenagem profunda. (ARACAYO, 2016).

As barragens de contraforte pertencem a uma tipologia específica de barragem, barragem de gravidade, onde a grande massa de concreto é reduzida e as forças são desviadas para a fundação da barragem por meio de contrafortes verticais ou inclinados (ASDSO, 2021). São constituídas por uma laje plana de concreto, suportada por um contraforte com geometria geralmente triangular. Sua laje de concreto tem a função de transferir as cargas da água armazenada para o contraforte, que por sua vez transfere o carregamento à fundação mediante as forças de contato superficial (E.ON, 2013 apud QUEIROZ, 2018).

Portanto, quando comparada às barragens de gravidade, as barragens contraforte tem a vantagem que requerem menos material devido à resistência do concreto, mas, em contrapartida, exigem um projeto estrutural mais complexo e mais detalhado, pois, os contrafortes agem como suporte e são construídos ao longo da barragem em determinados intervalos e a jusante do barramento. Por consequência disto, exige-se também um projeto de fôrmas na sua execução (VALTERSSON e JOHANSSON, 2018).

O presente estudo tem como objetivo principal desta pesquisa foi analisar o comportamento de deformações em uma barragem contraforte utilizando a instrumentação de um modelo físico em escala reduzida durante as etapas de enchimento do reservatório.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A pesquisa foi realizada no Centro de Estudos Hidráulicos e Modelos Reduzidos da Unochapecó (CEHMU) localizado nas dependencias da Universidade Comunitária da Região de Chapecó (Unochapecó) que comtem um tanque em alvenaria de blocos de concreto e vidros instalados em suas laterais para permitir a visualização do comportamento dos modelos limitados. O tanque de ensaios, representado na Figura 1, foi projetado com dois patamares horizontais em fibra de vidro sobre blocos de EPS como demostrado. O primeiro nível possui saídas conectadas a uma cisterna de 600 litros para abastecimento por gravidade.

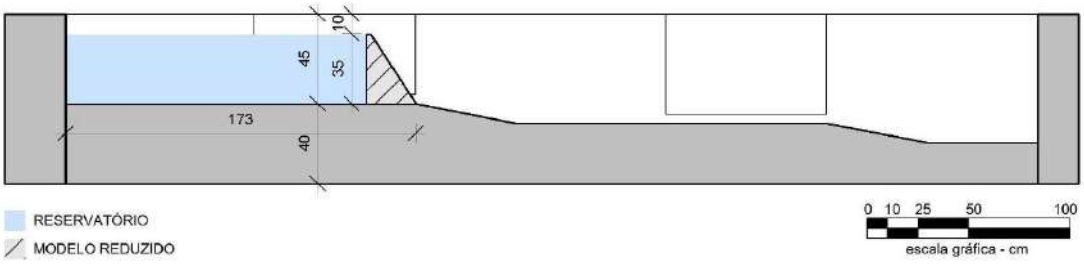


Figura 1. Corte longitudinal tanque de ensaios CEHMU.

2.1 Construção, Cura e Instalação do Modelo Reduzido

Para a definição das dimensões do modelo reduzido foi utilizado como referência os resultados obtidos por Soares (2014) que afirmam que uma barragem contraforte em escala real com seção composta por altura de 3,50 m, comprimento do contraforte de 2,74 m, espessura da laje à montante e do próprio contrafortes iguais a 50 cm, e vãos entre os contrafortes iguais a 2,25 m, caracteriza uma estrutura segura em relação à estabilidade global. Porém optou-se por diminuir os vãos entre os contrafortes para 17,50 cm, em relação ao considerado seguro por Soares (2014), a fim de que estes fossem alocados de forma igualmente espaçada ao longo de todo o comprimento do barramento, bem como arredondar o comprimento do contraforte para 28 cm. Estas dimensões foram adotadas como base na concepção do modelo físico para a modelagem numérica deste trabalho, utilizando uma escala de redução de 1:10 para tornar a seção compatível ao tanque de ensaio.

A estrutura foi executada em concreto pré-moldado, com fôrmas de MDF de 6 mm de espessura, com encaixes macho fêmea nas bordas de cada face e foi utilizado adesivo instantâneo multiúso para fixar todos os componentes, foi levada em consideração na extensão da laje e nos contrafortes do modelo foi empregada uma tela galvanizada de malha 4 e BWG 21 para simular a armadura de aço da estrutura em escala real.

Assim, optou-se por utilizar um concreto composto por areia grossa, cimento CP II-F-32 e pedrisco, no traço de 1:1,9:2,21, com fator de água/cimento (a/c) igual a 0,5 e fck de 20 MPa com adição de um aditivo superplastificante sintético à base de polímeros policarboxilatos na dosagem de 0,5% sobre a massa de cimento. Foi realizado o controle tecnológico do concreto realizando o ensaio de compressão do corpo de prova com a idade de 12 dias e obtendo resistência de 20,86 Mpa.

A desforma ocorreu sete dias após a concretagem e em seguida foi mantido a estrutura em câmara úmida, para cura do concreto, por um período de cinco dias. Na sequência, foi alocado no interior do tanque de ensaios do CEHMU e posteriormente foi realizado o tratamento de impermeabilização e fixação da superfície da estrutura em contato com o tanque conforme demostrado na Figura 2.

Figura 2. Instalação da instrumentação finalizada

2.2 Instrumentação do Modelo Reduzido

Em seguida o modelo reduzido construído foi equipado com instrumentação em oito pontos diferentes conforme a Figura 3 , todos dispostos de maneira simétrica empregando extensômetros elétricos de resistência, também conhecidos como *strain gages* (SG) pertencentes à marca HT Sensor Technology, modelo BE 120-5AA-X-4cm (5x3), com comprimento de 5 mm, resistência nominal de 120 ± 0,2 Ω e um fator de correção de 2,08 ± 1 %.

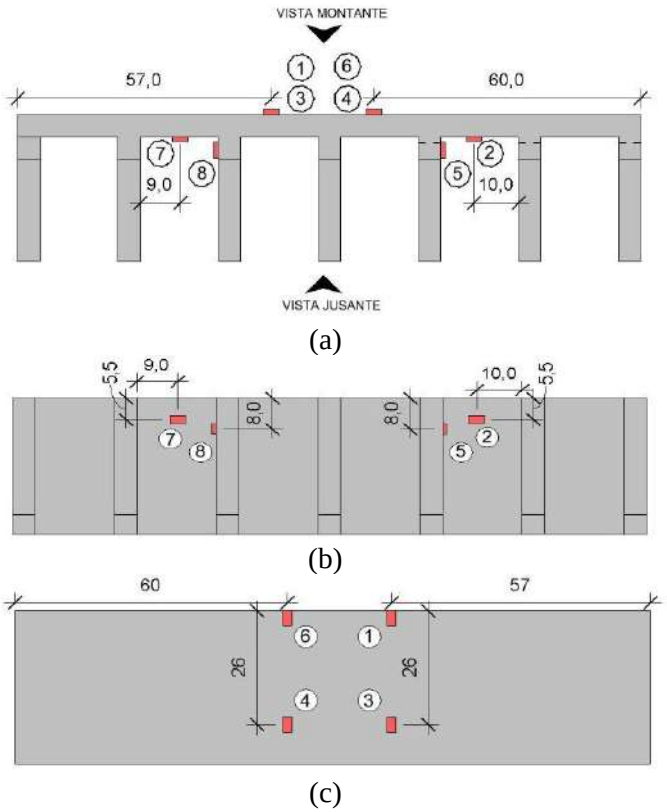


Figura 3 – Esquema do posicionamento dos extensômetros no modelo: Planta baixa (a); Vista jusante (b); Vista montante (c)

Na primeira seção, dois resistores foram instalados na parte inferior do barramento reduzido a montante, sendo denominados de "montante inferior". Esses resistores foram instalados os SG3 e SG4. Em outra seção, chamada "montante superior", mais dois resistores foram conectados os SG1 e SG6, ambos posicionados na direção vertical. Além disso, foram posicionados dois sensores na seção “jusante” do barramento, nos SG 2 e SG 7 na posição horizontal. Na seção denominada "contrafortes", posicionados na direção horizontal, também foram instalados dois sensores, os SG 5 e SG 8 conforme Tabela 1.

Tabela 1. Posicionamento dos extensômetros no modelo

Seção da barragem	SG de leitura	Posição
Montante inferior	SG3 e SG4	Vertical
Montante superior	SG1 e SG6	Vertical
Jusante	SG2 e SG7	Horizontal
Contrafortes	SG5 e SG8	Horizontal

Foi utilizado o sistema de aquisição de dados QuantumX (DAQ) modelo MX840B, que possuí oito entradas analógicas. O equipamento responsável por captar os sinais dos sensores, filtrar e ampliar seus impulsos elétricos, além de tratar e captar os dados para armazenamento e disponibilizando em uma interface com um microcomputador aquisitando os dados dos SG’s. Os dados coletados pelo QuantumX são

posteriormente processados e analisados pelo software OriginPro 2023b, para obter informações precisas sobre a integridade e a estabilidade da modelo reduzido

2.3 Plano Experimental do ensaio

Para garantir a precisão e a confiabilidade dos resultados, a execução do ensaio foi estruturada em quatro fases distintas, cada uma desempenhando um papel fundamental na coleta e análise dos dados e repetido o processo 8 vezes e nomeando cada execução como CCN1 a CCN8.

A primeira fase do ensaio consistiu em ligar o sistema de medições, sem quaisquer alterações no carregamento, com o propósito de permitir um aquecimento do sistema elétrico. Esse período de 5 minutos permitiu que o sistema alcançasse um estado térmico estável, essencial para garantir controles precisos e consistentes ao longo do ensaio.

Na segunda fase, iniciou-se o acionamento dos registros para o abastecimento do reservatório. O processo de enchimento do reservatório foi cuidadosamente realizado de forma gradual durante 56 minutos, permitindo observar e registrar o comportamento das estruturas conforme a água era acumulada. O objetivo principal desta fase era monitorar o processo de enchimento até que o reservatório estivesse completamente cheio, garantindo assim uma análise abrangente de como a estrutura reage às cargas em constante aumento.

Prosseguindo para a terceira fase, procedeu-se o esvaziamento do reservatório de maneira controlada. Essa etapa foi especialmente projetada para aliviar as cargas impostas pela fase anterior de enchimento gradual. O esvaziamento lento e controlado permitiu observar como a estrutura se comporta durante a liberação gradual das forças, visando a uma compreensão mais completa das respostas dinâmicas da estrutura em situações de mudanças de carga.

Por fim, a quarta fase consistiu no armazenamento dos dados coletados. Todas as medições, observações e registros foram cuidadosamente catalogados e transferidos para um computador para análise posterior. A partir desses dados, buscou-se identificar o comportamento da estrutura sob as condições de carregamento adotadas.

3 RESULTADOS

A água se acumula no reservatório, exercendo uma pressão hidrostática nas paredes da barragem e essa pressão aumenta conforme o nível de água aumenta. A Figura 4 demostra o processo de enchimento adotado, que envolve o aumento gradual do nível da água dentro do reservatório da barragem até atingir o nível máximo da barragem, e em seguida foi realizado e esvaziamento do reservatório de forma gradual. Os níveis do reservatório estão demonstrados na figura em relação ao tempo de ensaio, e limitou-se ao tempo de 200 minutos para demonstração das tendências de seu comportamento.

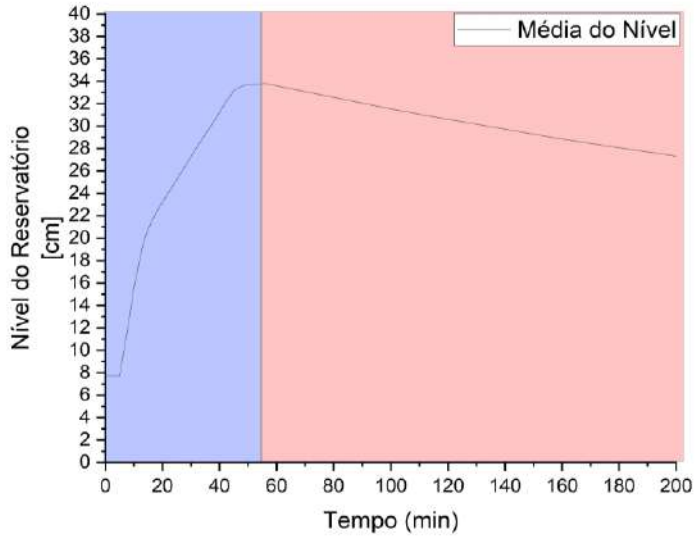


Figura 4. Nível do reservatório pelo tempo.

Ao examinar atentamente a Figura 4, é possível identificar uma fase particularmente significativa destacada na porção azul da figura. Essa fase abrange tanto a etapa 01 quanto a etapa 02 do ensaio experimental, nesse intervalo ocorre a preparação do sistema de medição e o subsequente enchimento da barragem. É relevante destacar que a cota máxima do nível de água atinge 34,2 cm e nota-se que o tempo necessário para atingir o enchimento total do reservatório foi precisamente de 56 minutos.

Para a análise da deformação na seção do modelo reduzido denominada de "Montante Inferior", foi utilizado a média do SG 3, formada pela média dos ensaios CCN 01, CCN 03, e CCN 06 e foi utilizado também a média do SG 4, pelo qual, foram utilizados os dados dos ensaios CCN 04, CCN 06 e CCN 07. Os valores médios das deformações provenientes desses canais foram então sintetizados e estão representados de maneira clara na Figura 5.

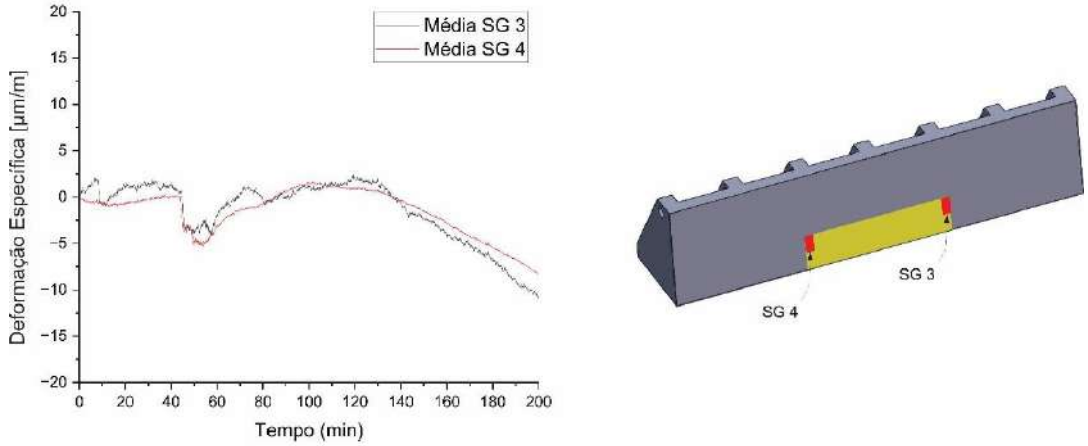


Figura 5. Ensaio de deformação específica na Montante Inferior

Embora a região de Montante Inferior possa ter experimentado uma compressão ao longo desse período, ao final desse ciclo, a estrutura retornou sua condição de deformação semelhante à sua posição inicial. Contudo, a partir do marco temporal de 44 minutos, surgiu um novo padrão de deformação, caracterizado por uma mudança abrupta e negativa. Essa alteração refletiu um deslocamento leve da estrutura, ocorrendo antes da manifestação da máxima tensão hidráulica.

Na análise da seção do modelo reduzido denominado Montante Superior, adotou-se uma abordagem que compreende o SG 1 e o SG 6. No SG 1, a média foi inserida com base nos ensaios CCN 04, CCN 06, CCN 07 e CCN 08. Da mesma forma, no SG 6, os resultados dos ensaios CCN 04, CCN 06, e CCN 07 foram usados para derivar a média. Esses valores médios de deformação vindos desses canais foram cuidadosamente combinados e estão visualmente representados na Figura 6.

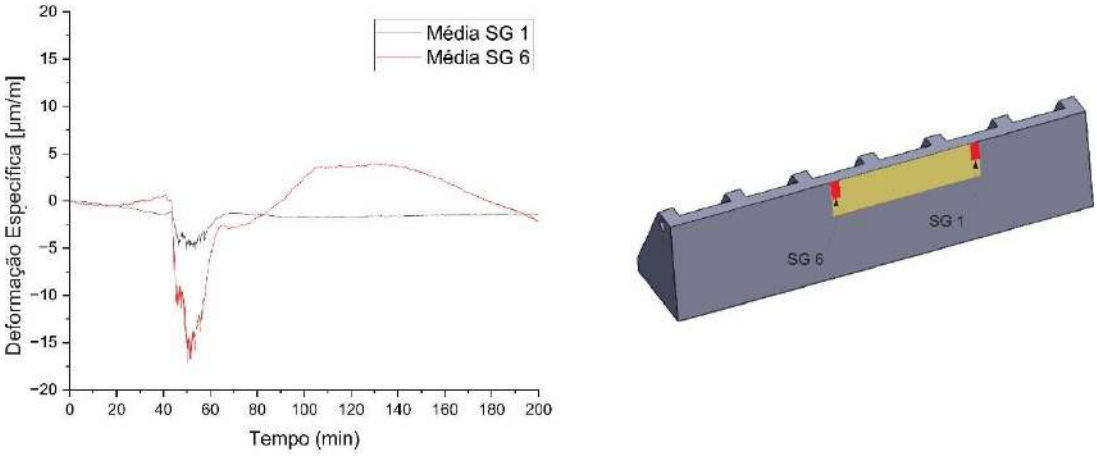


Figura 6. Ensaio de deformação específica na Montante Superior

A região Montante Superior tem sua importância por ser a região que ocorre as maiores deformações previstas pelo modelo numérico e nota-se que até o tempo de 44 minutos o concreto obteve um comportamento com variações nas deformações sem muita relevância, pressupõem que a influência da alteração da umidade não foi uma variável que afetou o sistema de coleta de dados e nota-se que a estrutura se manteve resistente aos esforços atuantes. A partir do tempo 44 minutos nota-se brusca deformação representando um deslocamento da estrutura antes de atingir a máxima tensão hidráulica bem mais acentuado no canal 6.

Para examinar a seção Jusante do modelo reduzido, foi empregada uma abordagem dupla. Primeiramente, a média do SG 2, formada pela média dos ensaios CCN 04, CCN 06 e CCN 07. Além disso, a média do SG 7 foi derivada dos dados dos ensaios CCN 04, CCN 06 e CCN 08. A média das deformações extraídas de cada um desses canais estão refletidas na Figura 7.

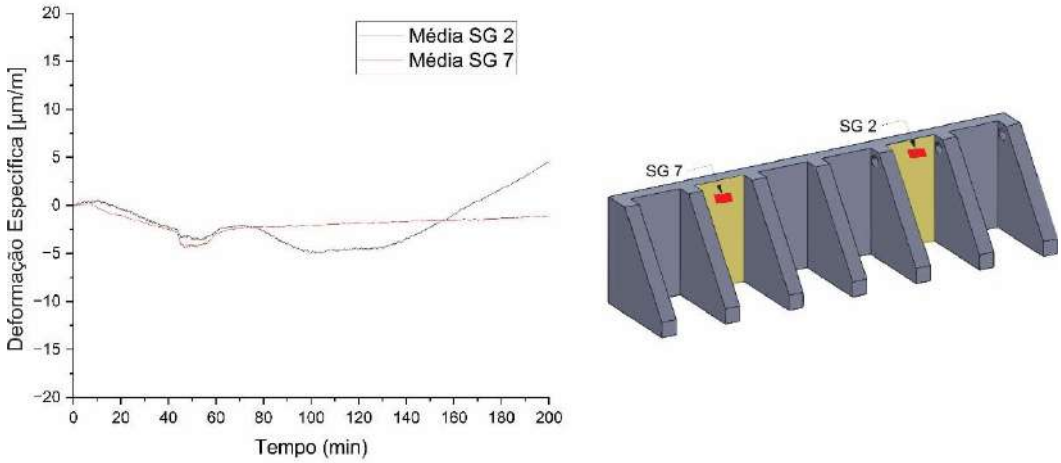


Figura 7. Média da deformação específica na Jusante

A região Jusante revela melhor o comportamento elástico do concreto até o tempo de 44 minutos tendo um padrão na declinação da deformação. A partir do tempo 44 minutos nota-se uma sutil deformação representando um pequeno deslocamento da estrutura antes de atingir a máxima tensão hidráulica.

Por fim, a análise da seção designada como Contraforte no modelo reduzido. Inicia-se calculando da média das medições provenientes do canal 5, consolidada a partir dos resultados dos ensaios 04, 06, e 07. Adicionalmente, incorporou-se a média calculada a partir do canal 8, com a utilização dos dados coletados nos ensaios 04, 06 e 08. As médias resultantes desses canais, que refletem as deformações registradas e o resultado dessa análise estão apresentadas por meio da Figura 8.

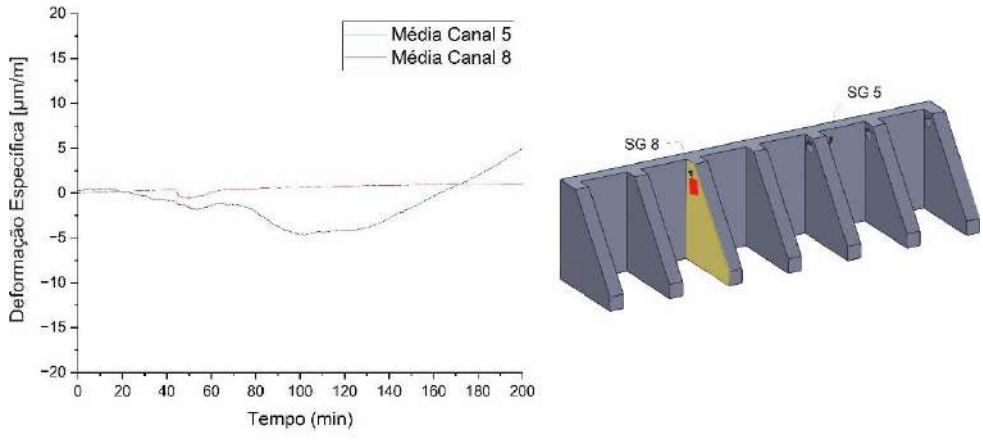


Figura 8. Média da deformação específica na Contraforte

A região Contraforte mostra um comportamento de deformação mais estável até o tempo de 44 minutos nota-se o mesmo padrão na declinação da deformação, de forma mais discreta se compararmos com as outras partes da estrutura.

4 CONCLUSÃO

Conclui-se, portanto, que o sistema de monitoramento com resistores demonstrou eficiência ao medir as deformações pontuais da barragem, permitindo o acompanhamento das deformações durante o enchimento do reservatório e a observação de sua acomodação e máxima deformação. No entanto, verificou-se que o sistema não foi eficiente para acompanhar as fases de galgamento e esvaziamento do reservatório. Diante das deformações observadas sob as condições de carga consideradas nas análises, é possível concluir também que a estrutura da barragem não sofreu deformações excessivas que comprometessem sua funcionalidade ou segurança. Recomenda-se, entretanto, a realização de um estudo da interação entre fundação e estrutura, visando mapear o comportamento das concentrações de tensões e deformações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aracayo, Luis Antonio Sucapuca. *Modelagem térmica de barragem de contraforte via ANSYS: caso de estudo do bloco E6 da Usina Hidrelétrica de Itaipu - UHI*. 2016. 79 f. Trabalho de Conclusão de Curso, Curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, Universidade Federal da Integração Latino-Americana, Foz do Iguaçu, 2016.

ASDSO, "*Dams 101. Association of state dam safety officials*", Disponível em <www.damsafety.org/dams101>. Acesso em 10 jul. 2021.

Brasil. Ministério da Integração Nacional. *Manual de Segurança e Inspeção de Barragens*. Brasília: MI, 2002.

CBDB - Comitê Brasileiro de Barragens. *Guia Básico de Segurança de Barragens*. São Paulo: CBDB, 2001.

ELETROBRÁS. *Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas*. Centrais Elétricas Brasileiras S.A. – ELETROBRÁS, 2003. 278 p.

Hickmann, Tásia. *Análise de variação térmica sazonal em barragem de contrafortes com o uso de cálculo fracionário*. / Tásia Hickmann. – Curitiba, 2016.

Pires, K. O., Beck, A. T., Bittencourt, T. N., Futai, M. M. *Análise de confiabilidade de barragem de concreto construída*. Rev. IBRACON Estrut. Mater. vol.12 no.3, São Paulo, 2019.

Soares, Eduardo Campos. *Projeto estrutural de uma barragem de concreto com contraforte*. 2014. 86 p. Trabalho de Conclusão de Curso. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

Queiroz, Daniel, *An alarm system for pore pressure measurements in the foundation of concrete dams – a case study of Storfinnforsen buttress dam*. School of Architecture and the Built Environment Department of Civil and Architectural Engineering Division of Soil and Rock Mechanics, Stockholm, Sweden. 2018

Valtersson, Dan, Johansson, Lukas. *Stability Analysis of Non-overflow Section of Concrete Gravity Dams*. Especialização em Engenharia de Minas e Geotécnica, Universidade de Lulea de Tecnologia, Naquim, China 2018.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/63

Estudo de propriedades físicas e geomecânicas de um rejeito de mineração de ferro em estado fofo

Julia da Silva
Bolsista de iniciação científica no curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, julia.silva216100@gmail.com

Barbara Jade Alves
Bolsista de iniciação científica no curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, barbarajadealves@gmail.com

Helena Paula Nierwinski
Professor adjunto, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, helena.paula@ufsc.br

Marcelo Heidemann
Professor adjunto, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, marcelo.heidemann@ufsc.br

Amanda Silva Barbosa
Mestranda do curso de Engenharia Civil Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, amandabarbosa.3208@gmail.com

RESUMO: A extração de minérios no Brasil influencia diretamente no desenvolvimento do sistema econômico do país. Assim, em razão da ampliação das atividades mineradoras, destaca-se a importância de métodos construtivos seguros para o armazenamento de materiais derivados do processo de beneficiamento, como os rejeitos de mineração. Os rejeitos de mineração possuem propriedades físicas e geomecânicas dependentes do tipo de minério extraído e do processo de beneficiamento adotado, fatores estes que influenciarão também seu desempenho no interior de estruturas de armazenamento, como é o caso das barragens de rejeito de mineração. Diante deste fato, a presente pesquisa tem por objetivo caracterizar fisicamente um rejeito de mineração de ferro, avaliando valores de índices de vazios máximos e mínimos e seu estado em condição de compactação máxima à energia normal. Após, foram estudadas condições críticas que permitiram a confecção de corpos de prova para simulação de condições próximas àquelas oriundas do lançamento hidráulico de rejeitos no interior de uma barragem. Estes corpos de prova foram submetidos a ensaios triaxiais não-drenados. Os resultados dos ensaios demonstraram que o rejeito de mineração de ferro apresenta-se como um material de granulometria silto-arenosa, não plástico e com peso específico aparente seco pouco dependente do teor de umidade. Os ensaios triaxiais demonstraram que a condição ensaiada caracterizou uma estrutura frágil e com suscetibilidade à ocorrência de liquefação para os estados de tensões avaliados.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitos, Mineração, Barragens, Ensaio Triaxial.

ABSTRACT: The extraction of ores in Brazil directly influences the country's economic system development. Thus, due to the amplification of mining activities, the importance of safe construction methods for storing materials derived from the beneficiation process, such as mining waste, stands out. Mining waste has physical and geomechanical properties dependent on the type of ore extracted and the beneficiation process adopted, factors that will also influence its performance within storage structures, such as mining waste dams. Given this fact, this research aims to physically characterize an iron mining waste, evaluating maximum and minimum voids indices values and its state under maximum compaction condition at normal energy. Afterward, critical conditions were studied that allowed the production of test specimens to simulate conditions close to those arising from the disposal of waste inside a dam. These specimens were subjected to undrained triaxial tests. The test results showed that the iron mining waste presents itself as a silty-sandy grain size material, non-plastic, and with a dry specific weight slightly dependent on the moisture content. The triaxial

tests showed that the tested condition characterized a fragile structure and susceptibility to liquefaction occurrence for the evaluated stress states.

KEYWORDS: Tailings, Mining, Dams, Triaxial Test.

1 INTRODUÇÃO

A mineração de ferro é uma atividade de grande importância econômica, especialmente no Brasil. No entanto, essa atividade resulta na produção de um subproduto conhecido como rejeito de mineração de ferro, material composto por partículas finas, sem valor comercial (IBRAM, 2016). As características físicas e geomecânicas dos resíduos de mineração são determinadas pelo tipo de minério que foi extraído e pelo método de beneficiamento utilizado (Vick, 1983). Esses fatores também afetam o comportamento desses resíduos quando armazenados em estruturas específicas, como as barragens de rejeitos de mineração. Por conseguinte, as barragens de rejeitos são estruturas geotécnicas projetadas para manter a estabilidade por um período muito extenso, frequentemente ultrapassando a vida operacional da própria mina (Araujo, 2006).

Barragens de contenção de rejeitos podem ser construídas utilizando o próprio rejeito ou materiais oriundos das atividades de mineração (como estéreis) e solos naturais de áreas de empréstimo. Por razões econômicas, as barragens são construídas por camadas não compactadas de rejeito granular depositado hidraulicamente, conhecidas como aterros hidráulicos (Vick, 1983). No entanto, o lançamento hídrico implica na formação de depósitos com um componente geotécnico complexo, exigindo o conhecimento das características físicas do rejeito, particularmente a resistência ao cisalhamento, o adensamento e a permeabilidade. Além disso, o processo de segregação natural das partículas do rejeito na praia de deposição pode se tornar um fenômeno bastante complexo devido às diferentes densidades dos minerais presentes. Esse processo de segregação hidráulica é bastante comum nos rejeitos de minério de ferro, devido à interação de diferentes granulometrias e densidades dos grãos de sílica e dos óxidos de ferro (Martin e McRoberts, 2002; Ribeiro, 2000).

De acordo com Morgenstern *et al*. (2016) e Robertson *et al*. (2019), episódios recentes de rupturas em barragens de rejeitos de mineração de ferro ocorridos no Brasil evidenciaram a necessidade de estudo e entendimento do comportamento dos rejeitos dentro destas estruturas. Além disso, análises das rupturas ocorridas e trabalhos científicos demonstraram que estes rejeitos, sob condições espefícicas, tem tendência a se liquefazer (Morgenstern *et al*., 2016; Robertson *et al*., 2019; Nierwinski, 2019). Assim, a gestão adequada desse rejeito é um desafio multifacetado que requer uma solução integrada e colaborativa, considerando aspectos técnicos, econômicos, sociais e ambientais. Do ponto de vista técnico, a caracterização física e mecânica do rejeito é fundamental para entender suas propriedades e comportamento, especialmente quando submetido a condições de compactação, grau de saturação e nível de tensões específicas. Essas informações são cruciais para o projeto e a operação segura das estruturas de armazenamento. A gestão inadequada pode resultar em perdas financeiras para as empresas de mineração, além de impactos socioeconômicos e de preservação da saúde e vida das comunidades locais.

Neste contexto, o objetivo deste estudo é realizar caracterização física e mecânica de um rejeito de mineração de ferro, além de avaliar a suscetibilidade à ocorrência de liquefação do material no estado fofo (alto índice de vazios). Isso envolve a avaliação dos valores dos índices de vazios máximos e mínimos, bem como o estado do rejeito sob condições de compactação máxima à energia normal, além de analisar o comportamento do material quando submetido a ensaios triaxiais não drenados (CIU) em diferentes estados de tensões de confinamento. A escolha do ensaio triaxial do tipo CIU deve-se ao fato do mesmo permitir observar o comportamento do material em condições críticas de falta de drenagem e geração de excessos de poropressões provocados pela imposição de cargas. Esta análise é fundamental para entender melhor as propriedades físicas dos rejeitos de mineração de ferro e seu comportamento sob diferentes níveis de tensões.

2 METODOLOGIA

2.1 Rejeito de ferro e caracterização do material

O rejeito avaliado na presente pesquisa trata-se de um rejeito de mineração de ferro, proveniente de um depósito localizado na região nordeste do Brasil, cuja identidade não pode ser apresentada por questões de sigilo. O rejeito apresenta coloração cinza escuro quando seco, conforme Figura 1. Sua composição química é formada predominantemente por SiO2, com pequenas quantidades de óxido de ferro, hidróxido e caulinita. Em termos de mineralogia, o rejeito é composto principalmente de quartzo e pequenas quantidades de hematita e goethita. Na etapa inicial do estudo, foi realizada a caracterização do minério de ferro com base em ensaios que Ortigão (2007) define como simples ou índice. Esses ensaios são essenciais para estabelecer parâmetros e analises do solo, assim, efetuaram-se ensaios de limites de Atterberg (ABNT NBR 7180/2016 e ABNT NBR 6459/2017), densidade relativa dos grãos (DNER – ME 093/94), granulometria (peneiramento e sedimentação, conforme ABNT NBR 7181/2017 e compactação máxima utilizando energia normal (ABNT NBR 6457/2016). Além disso, analisaram-se os valores dos índices de vazios máximos e mínimos, conforme normativas ABNT NBR 16840/2020 e ABNT NBR16843/2020 para determinação do índice de vazios de solos não coesivos.

Figura 1. Rejeito de mineração de ferro in natura.

2.2 Procedimento de Moldagem de corpos de prova e execução do ensaio triaxial

Os ensaios de compressão triaxial, também conhecidos como triaxiais estáticos, são os mais completos para entender parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, que dependem da história e do estado de tensões deste. Esses ensaios são realizados em uma câmara triaxial (Figura 2c), onde os corpos de prova são submetidos a tensões confinantes e carregamentos axiais para simular as condições de campo.

Os corpos de prova submetidos ao ensaio triaxial foram reconstituídos a partir de uma amostrada deformada, utilizando-se um molde bipartido de dimensões de Ø50x100mm. A moldagem dos corpos de prova ocorreu utilizando-se o método "*moist tamping*". Buscou-se moldar corpos de prova em condições críticas, ou seja, a fim de atingir a densidade relativa mínima correspondente ao máximo índices de vazios. Adotando-se um teor de umidade de 10% para auxiliar na mistura e compactação do material, foi possível confeccionar corpos de prova íntegros com densidade relativa, γd = 1,90g/cm³, equivalente a um índices de vazios: e =0,9. Para uma melhor homogeneidade da mistura, os corpos de prova foram moldados uniformemente em 3 camadas sucessivas, sendo as mesmas compactadas individualmente de forma manual e cuidadosa, com controle da altura das mesmas. O corpo de prova obtido é apresentado na Figura 2a.

Para a realização do ensaio triaxial foi utilizado um Equipamento de Ensaio Triaxial Estático – MS150 da marca Owntec. De acordo com o Manual de Instruções MS 150 – EnsaioTriaxial Estático, o equipamento permite a realização de ensaios em condições drenadas e não drenadas, e a saturação dos corpos de prova pode ser realizada por vários métodos, com a checagem do parâmetro de saturação B. Os ensaios foram realizados juntamente ao Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Santa Catarina, campus Joinville-SC. O equipamento apresenta dimensões de 2100 mm x 750 mm x 2100 mm (LxPxH); Peso total de: 400kg (Prensa: 300kg e Bancada: 100kg); Célula de carga com capacidade de 1000 Kgf; Curso máximo: 100mm; Tensão: 220V – 50/60Hz; Corrente: 5 A e Potência: 1,1 kW; A velocidade de avanço pode atingir de 0,0005mm/min até 100mm/min; Neste ensaio, foi adotada a velocidade de carregamento foi de 0,05 mm/min.

Os corpos de prova foram submetidos ao ensaio Adensado Isotropicamente/não drenado (CIU), conforme as normas ASTM D4767-11 e ISO-17892-9-2018. Aplicaram-se tensões confinantes de 25, 50 e 100

Kpa e obtenção de parâmetro B mínimo de Skempton, de 0,95. As leituras do procedimento foram retiradas automaticamentes pelo equipamento e analisadas posteriormente através de planilhas Excel, para o tratamento dos dados, conforme será discutido a seguir.

a) b) c)

Figura 2. Ensaio Triaxial em: a) corpo de prova do rejeito de mineração de ferro após moldagem; (b) corpo de prova encamisado por membrana de látex; (c) câmara triaxial.

3 Discussões e Resultados

3.1 Propriedades físicas do rejeito de mineração de ferro

As propriedades físicas do rejeito de mineração de ferro foram descritas na Tabela 1. Nota-se que o material em estudo apresenta alto concentração de partículas finas em sua composição, comportamento não plástico, e classifica-se como A4 (solos siltosos) pelo sistema rodoviário (*Highway Research* Board – HRB) e ML (solo siltoso de baixa plasticidade) pelo sistema unificado de clasificação (SUCS). Além disso, quanto à obtenção dos valores de índices vazios máximos e mínimos, embora a norma utilizada para a determinação destes limite a realização do ensaio para solos que apresentam no máximo 12% de material passante na peneira de 0,075mm, a aplicação dela foi efetuada nesse estudo, pois o rejeito de mineração de ferro não é um solo natural, apresentando caráter granular, embora composto por partículas cujo diâmetro se enquadra no grupo de silte e argilas.

Tabela 1. Propriedades físcias do rejeito de mineração de ferro.

Propriedade	Valor	Unidade
Limite de Liquidez (LL)	-	%
Limite de Plasticidade (LP)	-	%
Índice de Plasticidade (IP)	Não-Plástico (NP)	%
Densidade dos Grãos	3,64	G
Areia Fina (0.06 mm < Diâmetro < 0.2 mm)	69,00	%
Silte (0.002 mm < Diâmetro < 0.06 mm)	17,69	%
Argila (Diâmetro < 0.002 mm)	0	%
Diâmetro médio das partículas, D50 (mm)	0,069	mm
Peso específico seco máximo por compactação Proctor Normal	2,04	kN/m³
Umidade ótima por compactação Proctor Normal	12,6	%
Classificação SUCS	ML	-
Classificação HRB	A4	-
e(mín)*	0,76	-
e(máx)*	1,05	-
γn (mín.)*	1,78	g/cm³
γn (máx.)*	2,06	g/cm³

*Resultados obtidos conforme normativa ABNT NBR 16840/2020 e ABNT NBR16843/2020

A partir da análise dos resultados apresentados pela Tabela 1, verifica-se que o rejeito apresente um alto valor da densidade dos grãos, provocada pela presença do minério de ferro no material. A predominância do tamanho de partículas corresponde à uma areia fina. Os valores dos índices de vazios máximos e mínimos não variaram muito entre si. Destaca-se que a moldagem do corpo de prova para o ensaio triaxial buscou reproduzir a condição mais próxima possível da condição de índice de vazios máximo, de forma a obter um corpo de prova estável. Ademais, a Tabela 1 apresenta os resultados obtidos a partir do ensaio de compactação Proctor, na energia normal. Foi identificado um teor de úmidade ótimo do material, w_{otm} = igual a 12,6%, correspondente ao índice de vazios (*e*) igual a 0,79 e peso específico aparente seco igual a 2,04 g/cm³. Entretanto, verificou-se que o material apresentou pouca variação do peso específico aparente seco frente à adição de água, como se observa na Figura 3, sendo os valores dos pesos específicos pouco alterados dentro da faixa de umidade avaliada. Importante destacar, que apesar da pouca variação de comportamento do material com o teor de umidade, na condição ótima identificada, o índice de vazios ainda é inferior ao índice de vazios mínimo obtido para este material.

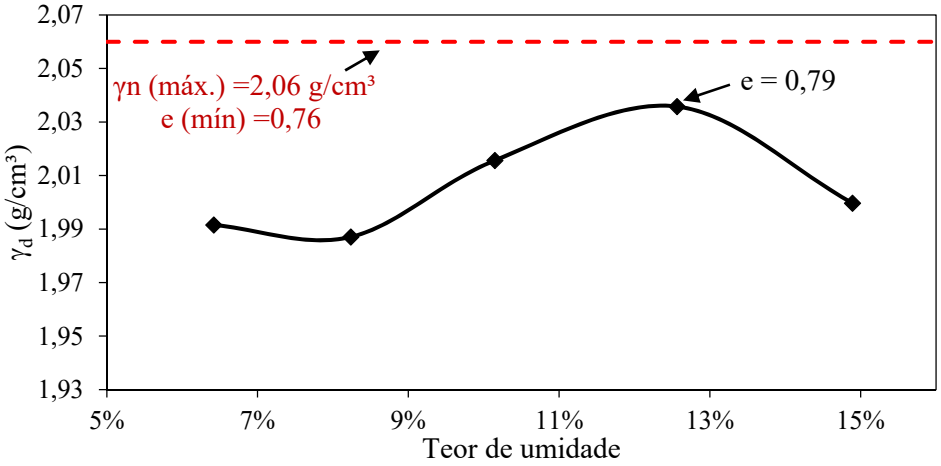


Figura 3. Curva de Compactação resultante do ensaio Proctor, sob energia normal.

3.2 Avaliação de propriedades de resistência do rejeito de mineração de ferro em condição fofa

A partir dos ensaios triaxiais não drenados, foi possível observar o comportamento do material graficamente relacionando a máxima tensão cisalhante mobilizada e a deformação axial atingida (*q versus ε*), conforme Figura 4a. Ademais, foram obtidas as trajetórias de tensões efetivas para as distintas tensões confinantes testadas (Figura 4b), e com essas informações foi possível obter de maneira indireta o ângulo de atrito efetivo de pico de solo (*Φ'*), em um gráfico de *q versus p'*. O valor de *Φ'* é definido como o ângulo máximo em que a força exercida sobre o solo pode ser inclinada em relação à força normal à superfície de contato, sem provocar o deslizamento do solo ao longo do plano de ruptura (PINTO, 2006). A partir da metodologia Cambridge, traçou-se o gradiente de uma linha através dos picos destas trajetórias de tensões, chamada de razão de atrito de estado crítico (M_{tc}).

Em análise aos dados da Figura 4 verifica-se que o corpo de prova moldado na condição fofa (*e*=0,90), sob condições não drenadas de cisalhamento resultou em valores de tensão desvio máximos, para cada nível de tensão confinante avaliado, bastante baixos. Para a tensão confinante de 25 kPa, a tensão desvio máxima (*q* de Cambridge) registrada foi de 7,34 kPa, para tensão confinante 50 kPa de 14,49 kPa e para a tensão confinante de 100 kPa, foi de 31,55 kPa. Por se tratar de um material granular, o ajuste da reta para obtenção do ângulo de atrito passou pela origem, não resultando em valores para o intercepto coesivo. O ângulo de atrito efetivo de pico encontrado foi de 10,94°. Salienta-se que os valores de ângulo de atrito efetivo de picoencontrados para a condição de estudo são extremamente baixos quando comparados com outros estudos da literatura com rejeitos de mineração de ferro, onde são registrados valores da ordem de 30º (Robertson *et al*., 2019). Tal situação pode ser explicada pelo fato dos ensaios resultarem em valores nulos de *q* ao final do

ensaio, o que caracterizaria uma perda da estrutura com a condição de saturação e carregamento impostas, indicando ocorrência de liquefação.

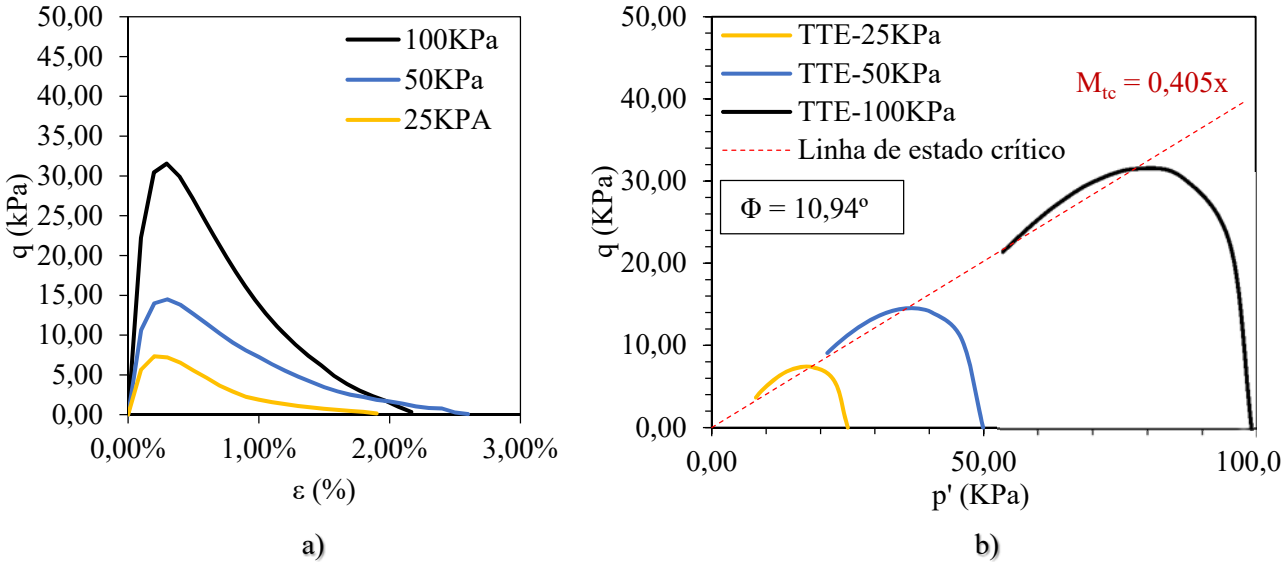


Figura 4. Trajetória de Tensões Efetivas no plano q e p'.

Na Figura 4b apresenta-se ainda, a envoltória que define a condição crítica obtida através dos ensaios. Utilizando-se os valores obtidos para o índice de vazios crítico e a tensão correspondente, provenientes dos resultados dos ensaios, foi possível representar graficamente no espaço de variáveis *p'* (pressão efetiva) *versus e* (índice de vazios) os conjuntos de dados (*p'; e*). A configuração linear destes conjuntos indica a Linha de Estado Crítico (LEC) do material testado, conforme apresentado na Figura 5. Na Figura 5 também está representa a linha que define a condição inicial do material, previamente ao cisalhamento. Por se tratar de um ensaio realizado em condições não-drenadas, não há variação volumétrica e, portanto, o índice de vazios se mantém igual. No entanto, o nível de tensões (*p'*) é reduzido até que a condição crítica é atingida. De acordo com Been e Jefferies (1985), a partir do cenário apresentado na Figura 5 é possível obter o parâmetro de estado do material (ψ), dado pela diferença entre o índice de vazios inicial e o índice de vazios na condição crítica, considerando o mesmo valor de *p'*. Com base nos resultados encontrados, verifica-se que o rejeito estudado apresentou comportamento contrátil e um valor de ψ positivo. Por exemplo, para um valor de *p'* de 50 kPa, tem-se um e de 0,9 para a condição inicial e 0,87 para o estado último, caracterizado um valor de ψ de +0,03.

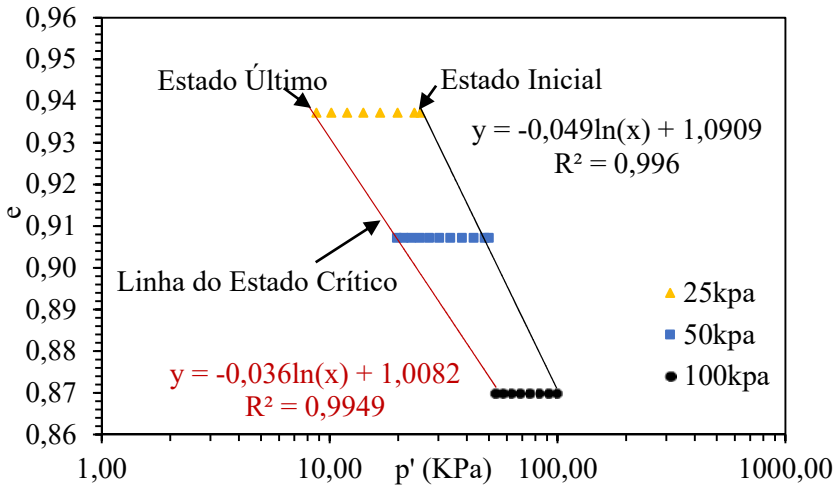


Figura 5. Representação Gráfica da LEC.

Robertson (2010) afirma que suscetibilidade à liquefação já começa a ocorrer em materiais cujo valor de ψ é igual a -0,05, assim é evidenciada a suscetibilidade à ocorrência de liquefação do rejeito estudado, para o qual se obteve ψ da ordem de +0,03. Segundo Neto (2006), a liquefação de solos arenosos está relacionada à redução da resistência do solo devido ao aumento da poropressão induzida por deformações resultantes de cargas aplicadas, seja de maneira monotônica ou cíclica. Os corpos de prova de rejeito submetidos ao ensaio triaixial apresentavam condição fofa, com alto índice de vazios, condição que levou à total perda de estrutura dos mesmo quanto submetidos aos carregamentos não drenados impostos. A Figura 6 representa a condição do corpo de prova ao final do ensaio, com a estrutura totalmente perdida, o que corrobora com a premissa de que houve liquefação do rejeito estudado.

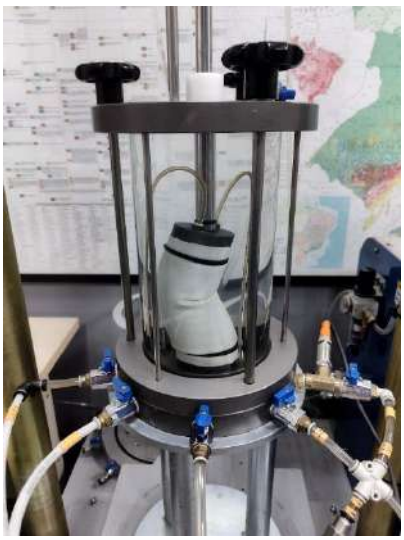


Figura 6. Perda de estrutura do corpo de prova ao final do ensaio sob tensão confinante de 50KPa.

4 Considerações Finais

O presente trabalho apresentou a caracterização física e mecânica de um rejeito de mineração de ferro, descrevendo o material em estudo como um material de características silto-arenosas, não plástico e com peso específico aparente seco pouco dependente do teor de umidade.

Resultados dos ensaios triaxiais não drenados indicaram que o rejeito, nas condições ensaiadas (nível de tensões e índice de vazios - estado fofo), possui estrutura frágil, e sofre liquefação sob condições de carregamento não drenado. Indentificou-se um comportamento contrátil do material através da avaliação de condições últimas de estado, embora o parâmetro de estado, apesar de positivo, não apresentando valor muito alto.

Destaca-se que o presente estudo baseou-se em resultados de ensaios triaxiais não-drenados, sendo que a posição da linha do estado crítico deva ser corroborada através de ensaios triaxiais drenados e com maior faixa de abrangência de níveis de tensão. Os resultados da presente pesquisa sugerem a necessidade de uma gestão cuidadosa dos rejeitos de mineração de ferro, especialmente quando em condições de saturação completa, em estado fofo e sob baixos níveis de tensões, a fim de evitar problemas de estabilidade, risco a vidas e impactos socioeconômicos e ambientais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Araujo, C.B. (2006). *Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação de Engenharia, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro 133 p.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2016). NBR 6457. *Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Associação Brasileira de Normas Técnicas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2017). NBR 6459. *Amostras de solos – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.
Associação Brasileira De Normas Técnicas (2020). NBR 16843. *Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos*, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2020). NBR 16840. *Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos*, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2016). NBR 7180 – *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2017). NBR 7181 – *Solo – Análise granulométrica. Rio* de Janeiro.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 093: Solos – determinação da densidade real. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, DNER,1994.

IBRAM Instituto Brasileiro de Mineração Gestão e Manejo de Rejeitos de Mineração relatório disponível em: http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00006222.pdf, 2016.

Morgenstern, N.R., Vick, S.G., Viotti, C.B, Watts, B.D. Fundão Tailings Dam Review Panel. Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam. August, 2016.

Neto, E.A.R. Utilização de um equipamento triaxial cíclico para estudo da liquefação de uma mistura de rejeitos de minério de granulometria fina. 2006. 105 p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2006.

Nierwinski, H. P. (2019). *Caracterização e Comportamento Geomecânico de Rejeitos de Mineração*. Tese de doutorado em Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Ortigão, J. A. R. Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. 3. ed. Terratek, 2007.

Marin, T.E. e Mcroberts E.C. Some considerations in the stability analysis of upstream tailings dams. Tailings and Mine Waste. 2002.

Pinto, Carlos. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

Ribeiro, L.F.M. *Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicado a barragens de rejeitos.* . Tese de doutorado em Engenharia *Brasília*: Universidade de Brasília, 2000.

Robertson, P. K. Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 842:853, 2010.

Robertson, P. K.; Melo, L.; Willians, D. J.; Wilson, G. W. 2019. Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I. December.

Skempton, A. W. *The Pore-Pressure Coefficients A and B*. Geotechinique, vol. 4, p. 143-147, 1954.

Vick, S.G. Planning, Design and Analysis of Tailings Dams. John Wiley & Sons, Inc., 369 p, 1983

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/64

Estudo de Tensão Deformaçao em uma Barragem em Descaracterização

Augusto Romanini 1
Engenheiro Geotécnico, Mineração Usiminas S.A, Belo Horizonte, Brasil, augusto.romanini@gmail.com

Ian Henrique Pires 2
Engenheiro Geotécnico, Mineração Usiminas S.A, Belo Horizonte, Brasil, ianhpires@gmail.com

RESUMO: Apresenta-se o estudo de tensão deformação em uma estrutura inativa de contenção de rejeitos de mineração. A estrutura é construída em aterro compactado e tem altura de 46,00 m e armazena aproximadamente 8,4 milhões de m³ de rejeito. O projeto de descaracterização é composto de etapas, além do descomissionamento, controle hidráulico e hidrogeológico, estabilidade e monitoramento. O estudo tem como foco a etapa de estabilização a ser executada no projeto. O modelo numérico se baseou na seção principal da estrutura, sendo essa adotada como a seção crítica do referido estudo por apresentar maior altura e pelas características da fundação. A fim de apresentar as deformações esperadas em cada etapa construtiva, a análise foi dividida nas etapas para execução da camada de reforço, sendo uma antes da execução da obra, representando o cenário atual, a segunda considerando o tratamento de fundação e as outras cinco, referentes às etapas de obras até a fase final. As análises foram realizadas com seções estudadas com o *software* PLAXIS 3D – Bentley Systems. Optou-se, então, por utilizar o modelo constitutivo *Hardening Soil* (HS) para as camadas de aluvião e de solos moles, tendo em vista que o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb se torna limitado para caracterização do comportamento desses tipos de materiais, haja visto que eles são suscetíveis a maiores deformações se comparado com as outras unidades geológico-geotécnicas, apresentando alto grau de compressibilidade. Por outro lado, o modelo constitutivo HS permite a descrição não linear do comportamento do solo quando submetido à grandes aplicações de cargas e deformação, levando em consideração o efeito de endurecimento do material, características que melhor representam o comportamento real do material in situ

PALAVRAS-CHAVE: barragem, descaracterização, tensão,deformação, simulação

ABSTRACT: The study of strain stress performed in an inactive structure and used for containment of mining tailings. The structure is built in compacted landfill and has a height of 46.00 m and stores approximately 8.4 million m³ of tailings. The closure project is composed of stages, in addition to decommissioning, of hydraulic and hydrogeological control, stability and monitoring. The study focuses on the stabilization stage to be carried out in the project. The numerical model was based on the main section of the structure, which was adopted as the critical section of the study because of its higher height and the characteristics of the foundation. In order to present the expected deformations in each construction stage, the analysis was divided into the stages for the execution of the reinforcement layer, 1 before the execution of the work, representing the current scenario, one considering the foundation treatment and the other 5, referring to the stages of works until the final phase. The analyses were performed with sections studied using PLAXIS 3D software – Bentley Systems. It was then decided to use the Hardening Soil (HS) constitutive model for the alluvial and soft soil layers, considering that the Mohr-Coulomb constitutive model becomes limited to characterize the behavior of these types of materials, since they are susceptible to greater deformations when compared to the other geological-geotechnical units, presenting a high degree of compressibility. On the other hand, the HS constitutive model allows the non-linear description of the behavior of the soil when subjected to large applications of loads and deformation, considering the hardening effect of the material, characteristics that best represent the real behavior of the material in situ

KEYWORDS: dam, closure, stress, deformation, simulation

1 INTRODUÇÃO

A estrutura alvo do estudo está localizada no município de Itatiaiuçu-MG, situado a cerca de 78 km ao sul da cidade de Belo Horizonte e seu acesso, a partir de Belo Horizonte, pela Rodovia BR 381 (sentido São Paulo). Durante sua vida útil a estrutura teve como função principal o armazenamento de rejeitos e recirculação de água. A estrutura foi descomissionada em 26/12/2021, não recebendo mais o aporte de rejeitos. A estrutura tem sua construção iniciada em 2010, por meio de um aterro compactado utilizando materiais argilo-siltososos. A estrutura passou por um alteamento a jusante, também se utilizando de aterro compactado. A configuração atual da estrutura apresenta crista com largura média de 16,0 m e comprimento aproximado de 536,0 m, com altura de 46,0 m. Além disso, a obra de alteamento contou com novo sistema de drenagem interna, composto por tapete drenante e filtro vertical, além do tratamento de fundação com a execução de blocos/enrocamento.

A descaracterização da estrutura será realizada em etapas. Para atender ao projeto de descaracterização, o reservatório deverá ser impermeabilizado, de forma a confinar os rejeitos do ambiente. Após a desativação da barragem, foi proposto um sistema de envelopamento com material argiloso e *topsoil* vegetalizado para revegetação. Sobre essas camadas, deverá ser aplicada uma camada de solo orgânico de 50 cm de espessura para aplicação de proteção vegetal. A proteção vegetal, juntamente com a impermeabilização do reservatório, compõem etapas essenciais para o controle hidrológico e hidrogeológico da estrutura, conforme os critérios para 'Barragem de mineração descaracterizada' da resolução ANM nº 95 de 2022..

Em de acordo com o dimensionamento hidráulico e hidrológico, devem ser executados elementos do sistema de drenagem superficial e de detenção de sedimentos. Os canais de conexão ligarão os *sumps* ao canal de cintura, passando sobre o reservatório. O canal de cintura funcionará como um elemento de drenagem principal, coletando toda a contribuição da área do reservatório e áreas adjacentes. O dimensionamento do canal garante a coleta do escoamento produzido pelas chuvas, já que na configuração final de descaracterização não haverá reservação ou acúmulo de água, nem amortecimento de cheias.

Além disso, será realizada a substituição de solo mole por enrocamento a jusante da barragem. Essa substituição visa aprimorar as características e condições da fundação para a execução do reforço a jusante da estrutura. Na etapa de execução do reforço no talude de jusante, o projeto foi dimensionado com aproximadamente 40,0 m de extensão, com uma inclinação de taludes de 4H:1V. Esses taludes terão em média 5,0 m de altura, com exceção da área de acesso. Essa geometria foi definida considerando a compatibilização dessa camada de reforço com a topografia das ombreiras, buscando integrar o projeto ao encaixe do vale.

Diante desse contexto, os estudos apresentados no presente documento compreendem a realização do estudo tensão *versus* deformação de forma segmentada e sequenciada de acordo com a execução. Dessa maneira, avalia-se a deformação na medida em que o reforço é executado, em cada etapa executiva prevista em projeto, até a finalização e consolidação da camada de reforço da estrutura. Permitindo assim, uma avaliação das deformações ocasionadas pela implantação do reforço a jusante da estrutura e verificação da viabilidade do projeto, de forma a garantir que sua execução atinja os objetivos propostos.

2 METODOLOGIA

2.1 Parâmetros geotécnicos

Inicialmente, foi necessária a avaliação dos ensaios de laboratório a fim de identificar o modelo constitutivo mais adequado para cada material e, assim, definir os parâmetros geotécnicos relevantes para cada modelo constitutivo.

O desenvolvimento deste estudo foi conduzido com o emprego do *software* PLAXIS 3D – Bentley Systems, cujo método de cálculo utilizado foi o de *consolidação*. Esse método permite realizar análises do desenvolvimento de tensões, deformações e dissipação do excesso de poropressão em função do tempo. Em análise prévia, constatou-se que a maioria dos materiais existentes, com exceção do aluvião mole a muito mole e do colúvio, são bem representados pelo modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. O modelo de Mohr-Coulomb é relativamente mais simples, por considerar que o material tem comportamento linear elástico perfeitamente plástico. Por esta razão, o modelo exige menor quantidade de parâmetros de entrada, e os parâmetros básicos são o Módulo de Elasticidade (E) e Coeficiente de Poisson (υ).

O Módulo de Elasticidade é a propriedade mecânica que mede a rigidez dos materiais e define a relação tensão-deformação dos mesmos. É considerado pelo modelo constitutivo de Mohr-Coulomb como valor fixo, mas no caso de comportamento real dos solos o seu valor varia de acordo com o nível de tensão a qual o solo está submetido. O Coeficiente de Poisson (υ) é um valor adimensional que relaciona as deformações em duas dimensões de um material isotrópico e homogêneo. O *Hardening Soil (HS)* é um modelo constitutivo não linear hiperbólico, e considera que o solo apresenta um comportamento dependente do nível de tensão confinante ao qual está submetido, resultando em aumento da rigidez e, consequentemente, deformações mais realistas.

Optou-se, então, por utilizar o modelo constitutivo *Hardening Soil* para as camadas de aluvião e de solos moles, tendo em vista que o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb se torna limitado para caracterização do comportamento desses tipos de materiais, haja vista que eles são suscetíveis a maiores deformações se comparado com as outras unidades geológico-geotécnicas, apresentando alto grau de compressibilidade. Por outro lado, o modelo constitutivo *HS* permite a descrição não linear do comportamento do solo quando submetido à grandes aplicações de cargas e deformação, levando em consideração o efeito de endurecimento do material, características que melhor representam o comportamento real do material in situ.

A definição dos módulos de elasticidade dos materiais existentes, ocorreu através da interpretação dos ensaios triaxiais realizados no plano de investigação do projeto de descaracterização. Considerando o modelo de Mohr-Coulomb, a partir do gráfico tensão-deformação dos ensaios triaxiais encontrou-se o valor de *E* correspondente a cada tensão ensaiada, conforme apresentado na Figura 1.

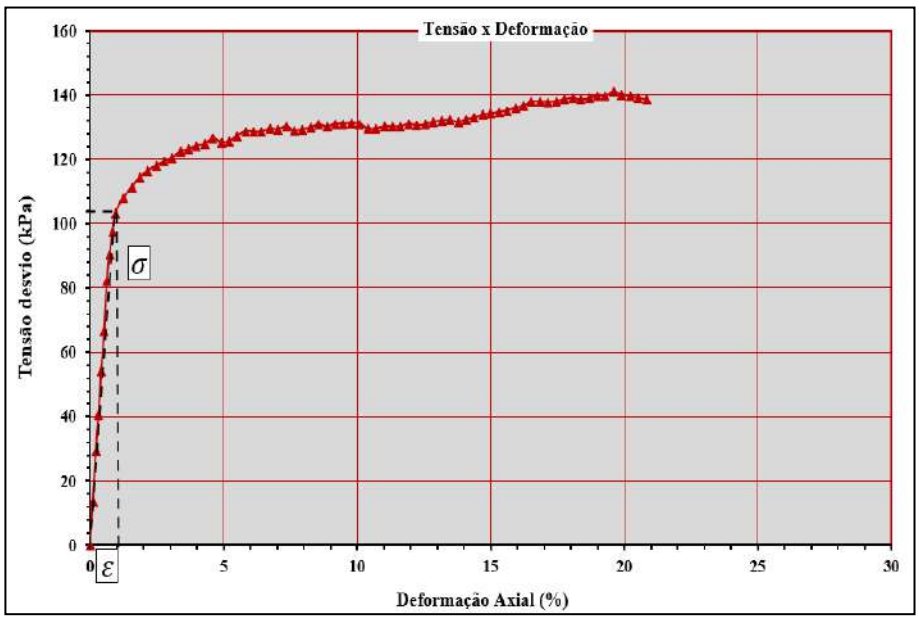


Figura 1. Módulo de elasticidade a partir do gráfico Tensão x Deformação
Fonte: Ensaio CIUSat – 8203 (adaptado)

Após a análise gráfica, foi utilizada a Equação 1 para o cálculo do módulo de elasticidade, com base nas tensões e deformações obtidas. Foi adotada a média dos resultados encontrados em cada ensaio para a definição do módulo de elasticidade de cada material. As equações abaixo são derivadas da Lei de Hooke.

$$E = \sigma / \varepsilon \quad (1)$$

O coeficiente de Poisson foi determinado pela relação elástica ilustrada na Equação 2.

$$\upsilon = K0 / (1+K0) \quad (2)$$

O empuxo no repouso (K_0) foi determinado com base nos ângulos de atrito efetivos dos materiais, A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta a relação utilizada, proposta por Jaky (1944), para a estimativa do empuxo no repouso.

$$V = 1 - \sin \theta' \quad (3)$$

O modelo construtivo escolhido para o aluvião muito mole a mole e o colúvio é o *Hardening Soil*, seguindo as orientações do manual *Plaxis*, levando em consideração que os solos moles apresentam comportamento muito compressível que não é bem representado através do modelo de Mohr-Coulomb, que estuda o comportamento elástico perfeitamente plástico.

Desta forma, os parâmetros de entrada para o *Hardening Soil* são:

- Parâmetros de rigidez:
  - E_{50}^{ref}: Rigidez secante em ensaio triaxial drenado padrão (pode ser considerado $E_{50}^{ref} \cong 1.E_{oed}^{ref}$);
  - E_{oed}^{ref}: Rigidez de recompressão/descarregamento (por padrão $E_{ur}^{ref} = 3.E_{50}^{ref}$)
  - m: expoente de dependência entre rigidez e níveis de tensão. Para solos moles é realístico usar valores de m=1.
- Parâmetros de ruptura (baseados em Mohr-Coulomb):
  - c: coesão efetiva;
  - Φ: ângulo de atrito efetivo;
  - Ψ: ângulo de dilatância.

A definição dos módulos de elasticidade do rejeito e colúvio foi obtido a partir do gráfico de tensão-deformação do ensaio triaxial, encontrou-se os valores de E_{50} correspondente a cada tensão ensaiada. Em seguida, plotou-se esse par de pontos em um gráfico logarítmico, sendo traçada uma linha interligando os pontos, utilizando como referência o manual do software Plaxis. A partir da inserção do E_{50}^{ref} os demais módulos de elasticidade são calculados.

A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos para os parâmetros de rigidez para o modelo de Mohr-Coulomb, e a Tabela 2 os parâmetros para o modelo *Hardening Soil*, ambos após interpretação dos ensaios triaxiais e de adensamento.

Tabela 1. Parâmetros de rigidez dos materiais – Mohr-Coulomb

Material	Cor	E' (MPa)	$\boldsymbol{\upsilon}$
Aterro - Maciço inicial		37,25	0,32
Aterro - Alteamento do maciço		30,28	0,34
Rejeito		1,00	0,33
Fundação - Solo Residual de Xisto Nova Lima		25,69	0,32
Fundação - Saprólito de Xisto Nova Lima		118,00	0,24
Enrocamento		60,00	0,33
Aluvião Médio a Rijo		20,00	0,36
Estéril (Reforço)		60,00	0,33

Tabela 2.Parâmetros de rigidez dos materiais – Hardening Soil

Material	Cor	E'50	E_{oed}	E_{ur}	υ_{ur}
Aluvião Mole a Muito Mole		2000	2000	6000	0,2
Colúvio		5000	5000	15000	0,2

2.1 Estudo de Tensão Deformação

O estudo de tensão deformação mostra-se necessário devido ao aumento das tensões com a construção do reforço a jusante da estrutura. A análise permitiu avaliar o comportamento das camadas frente à construção do reforço, especialmente do aluvião mole e do colúvio, materiais menos competentes localizados a jusante da estrutura e na ombreira esquerda, respectivamente.

Em consonância com à premissa do projeto, a proposta de descaracterização da estrutura não contempla a remoção total do material de baixa capacidade de suporte, mas sim aliviado pela geometria suave. Dessa forma, o tratamento da fundação consiste na remoção parcial do material localizado a jusante da estrutura. Espera-se deslocamentos mais expressivos nessa região, considerando que os materiais moles são mais compressíveis do que os materiais mais competentes. As seções críticas são aquelas que apresentam esses materiais. Portanto, é necessário avaliar o comportamento do barramento diante do aumento do peso em seu talude de jusante, onde ocorrerá um significativo aumento das tensões confinantes.

O estudo de tensão deformação consiste na simulação do comportamento do maciço, estimando as tensões e deformações que ocorrerão na estrutura. Isso possibilita a identificação de possíveis excessos que possam influenciar na segurança da barragem. Esse tipo de análise é importante para avaliar estruturas altas, faseadas ou aquelas sujeitas a tensões muito grandes. Recomenda-se que essas análises sejam realizadas em conjunto com análises de equilíbrio limite para um melhor entendimento das tensões e sua influência na segurança da estrutura.

A partir do modelo numérico, é possível realizar previsões quantitativas de deslocamentos causadas por aplicação de cargas estática ou dinâmicas, cuja precisão dos resultados é dependente do nível de simplificação da geometria, da aproximação dos parâmetros reais dos materiais e das condições de contorno. As análises apresentadas foram realizadas com intuito de avaliar a deformação ocasionada pela construção do reforço para a descaracterização da estrutura, e visa avaliar o impacto do trânsito de equipamento nas camadas presentes na região afetada pela descaracterização.

As análises tensão deformação foram avaliadas utilizando o *software* PLAXIS 3D, da Bentley Systems. O estudo considera: i) análise apenas na seção principal da estrutura; ii)materiais isotrópicos e homogêneos, iii) modelo construtivo simplificado, utilizando o modelo de Mohr-Coulomb para os materiais que apresentem parâmetros de rigidez superiores a 5 MPa; iv) Modelo construtivo avançado, utilizando o modelo *Hardening Soil* para os materiais que apresentem parâmetros de rigidez inferiores a 5 MPa; v) Adoção de linha freática em cota fixa no reservatório na cota 973 m, passando pelo sistema de drenagem interna do barramento e contato do reforço com a fundação e vi) malha formada por elemntos triangulares.

Analisaram-se seis cenários para verificar os deslocamentos durante as obras e após a sua conclusão, os quais são apresentados na Tabela 3. Ressalta-se que os períodos adotados para cada fase da construção foram baseados no cronograma de descaracterização da estrutura disponibilizado. Além disso, também foram realizadas análises que contemplam períodos posteriores à descaracterização da estrutura. Contudo, notou-se que as deformações significativas se restringem ao período de construção do reforço, sendo esse o foco do estudo. A seção de análise desse estudo é apresentada na Figura 2.

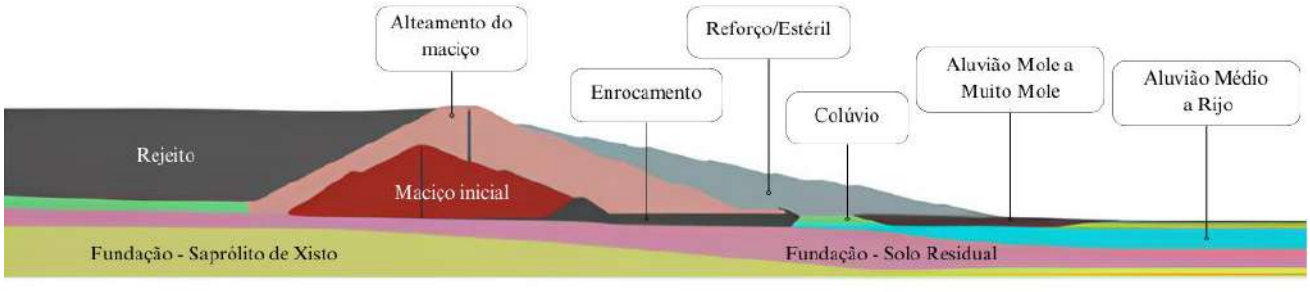
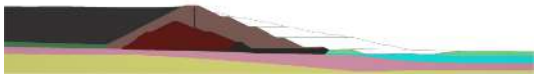
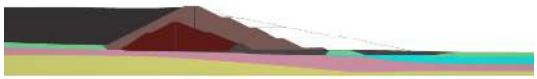
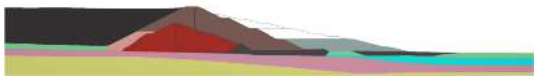
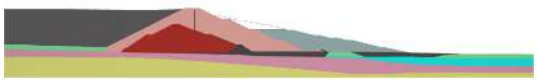


Figura 2. Seção AA' – Etapa final

Tabela 3. Cenários Analisados

Etapa		Descrição
Etapa 1: Condição atual		]Situação anterior a execução do reforço da fundação e da estrutura da barragem
Etapa 2: Escavação para reforço da fundação		Escavação para retirada de solo mole, provocando alívio de tensões (execução em 120 dias)
Etapa 2: Implantação do reforço da fundação		Execução de enrocamento em substituição ao solo mole retirado, acréscimo de tensão (execução em 120 dias)
Etapa 3: Alteamento do reforço do maciço 1		Execução de aterro de alteamento do reforço fase 1, acréscimo de tensão (execução em 64 dias)
Etapa 4: Alteamento do reforço do maciço 2		Execução de aterro de alteamento do reforço fase 2, acréscimo de tensão (execução em 32 dias)
Etapa 5: Alteamento do reforço do maciço 3		Execução de aterro de alteamento do reforço fase 3, acréscimo de tensão (execução em 16 dias)
Etapa 6: Alteamento do reforço do maciço 4		Execução de aterro de alteamento do reforço fase 4, acréscimo de tensão (execução em 4 dias)

3 RESULTADOS

A seção AA’ está localizada no eixo central da estrutura e é considerada a mais crítica para a viabilidade do projeto. Essa seção abrange todas as fases previstas para a descaracterização da barragem, incluindo a escavação para o tratamento da fundação, o próprio tratamento da fundação e as quatro fases de construção do reforço. Além disso, em sua configuração final, ainda está presente uma camada remanescente de aluvião mole, que é o material com menor resistência à compressão em comparação com os demais da fundação.A Figura 3 apresenta os deslocamentos calculados após a escavação do local para o posterior tratamento da fundação.

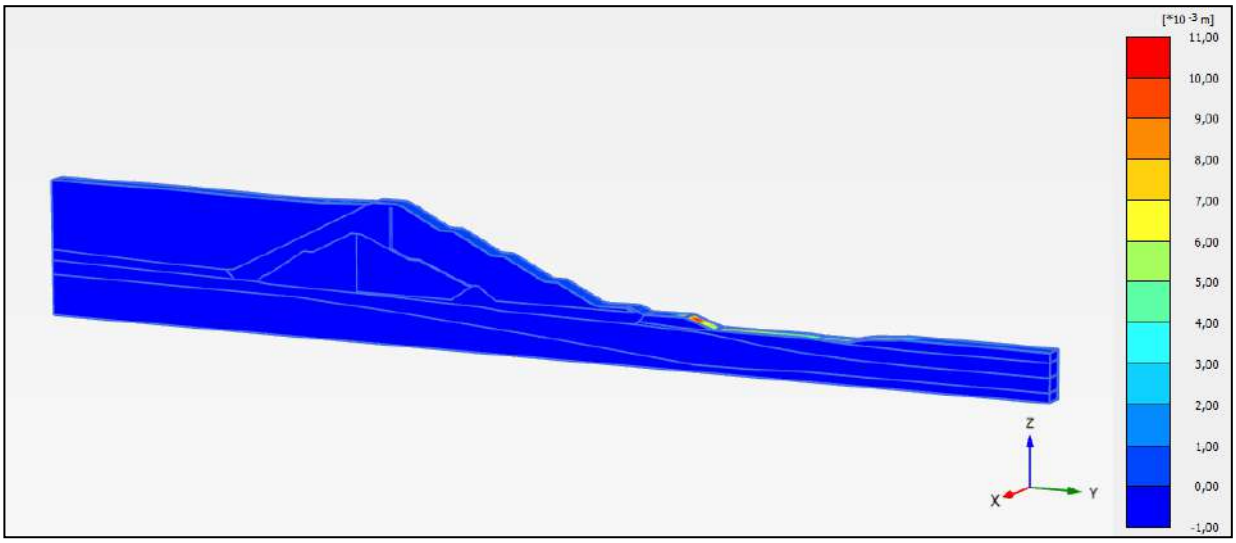


Figura 3. Seção AA' – Deformação total (m) – Etapa de escavação para tratamento da fundação.

Os deslocamentos causados pela escavação para tratamento de fundação ficaram próximos de 0,01 m, conforme apresentado na Figura 3. Dessa forma, os resultados mostram que a retirada de material a jusante da estrutura não tem influência na estabilidade do barramento, uma vez que as movimentações se restringem ao local de retirada de material.

A Figura 4 apresenta os deslocamentos após a conclusão de todas as etapas de descaracterização da estrutura.

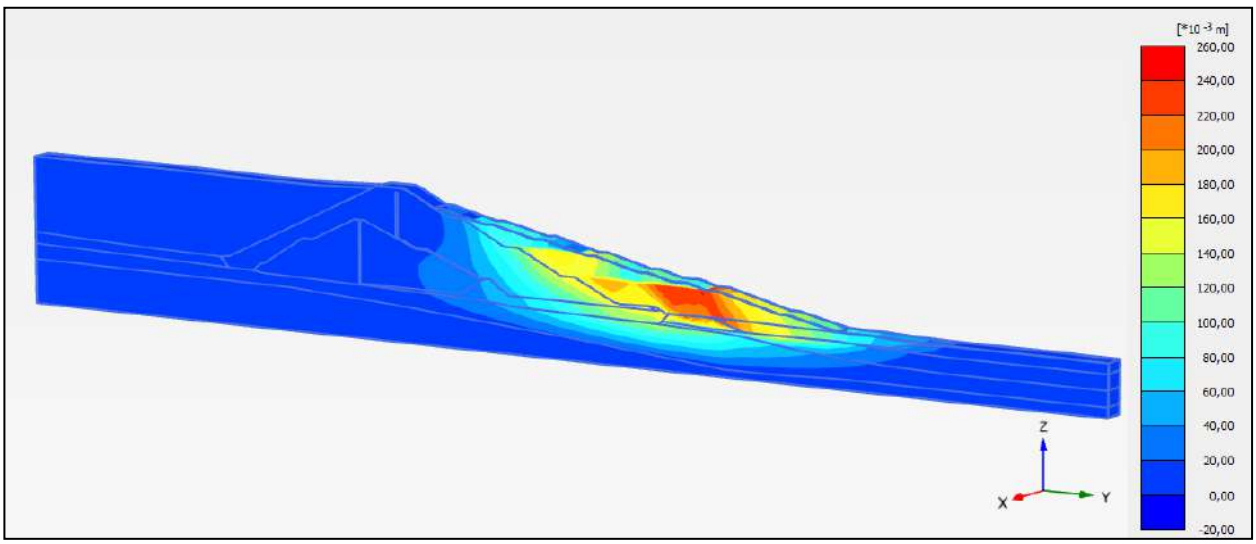


Figura 4. Seção A-A' – Deformação total (m) – Quarta etapa do alteamento do reforço em estéril.

Os maiores deslocamentos estão concentrados no reforço construído e na camada remanescente do aluvião mole, cujo valor máximo é de 0,25 m, sendo 0,25 m na vertical e 0,17 m na horizontal, conforme apresentado na Figura 4. Além disso, é possível visualizar que os deslocamentos no barramento são, em sua maioria, inferiores à 0,10 m. Por fim, relacionado aos deslocamentos totais, nota-se que as maiores movimentações ocorrem nas fases iniciais de alteamento do reforço, fato decorrente do maior volume de material disposto na primeira e segunda fase.

O resultado apresenta-se dentro do esperado, considerando que o estéril e o aluvião mole foram as camadas que apresentaram maiores deslocamentos, devido ao alto índice de vazios e a alta taxa de compressibilidade, respectivamente. Ademais, relacionado à tensão vertical efetiva o barramento está submetido a tensões não maiores que 42 MPa, e o contato do reforço com a fundação o maior valor calculado é de 31 MPa. A Tabela 4 apresenta os resultados para a seção A-A da estrutura.

Tabela 4. Resultados dos deslocamentos totais, verticais e horizontais do faseamento da construção

Seção	Etapa	A-A'
Deformação Total (m)	Escavação para tratamento da fundação	0,010
	Implantação do tratamento da fundação	0,020
	1ª Etapa de alteamento do reforço	0,200
	2ª Etapa de alteamento do reforço	0,230
	3ª Etapa de alteamento do reforço	0,240
	4ª Etapa de alteamento do reforço	0,240
Deformação em Z - Vertical (m)	1ª Etapa de alteamento do reforço	0,200
	2ª Etapa de alteamento do reforço	0,220
	3ª Etapa de alteamento do reforço	0,220
	4ª Etapa de alteamento do reforço	0,220
Deformação em Y - Horizontal (m)	1ª Etapa de alteamento do reforço	0,100
	2ª Etapa de alteamento do reforço	0,180
	3ª Etapa de alteamento do reforço	0,190
	4ª Etapa de alteamento do reforço	0,190

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos dados obtidos dos ensaios de laboratório disponibilizados, foi realizada a interpretação dos resultados dos ensaios de caracterização, adensamento e triaxiais dos materiais que compõem o barramento e sua fundação. Para este estudo, foram utilizados dois modelos constitutivos para caracterizar os materiais: elasto-plástico perfeito *e Hardening Soil*.

O modelo constitutivo *Hardening Soil* foi aplicado à caracterização do aluvião mole e do colúvio, pois estes materiais apresentam alto índice de compressibilidade e são mais adequadamente representados por este modelo. Já para os demais materiais, foi utilizado o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito (Mohr-Coulomb).

Os resultados indicam que os deslocamentos horizontais e verticais observados são relativamente pequenos em comparação com as dimensões do barramento, reforço e unidades litológicas da região. Além disso, a implantação do reforço no talude de jusante da estrutura não causou grandes deformações no barramento, o que permite concluir que as obras de descaracterização não afetam negativamente a estabilidade da estrutura.

Ademais, o tratamento de fundação aplicado mostrou-se adequado e reduziu significativamente os deslocamentos previstos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Mineração Usiminas S.A e a Diretoria de Desenvolvimentos de Projetos Estratégicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARDET, J.P.. Experimental soil mechanics. New Jersey: Prentice-Hall, Inc., 1997.

BENTLEY SYSTEMS. PLAXIS 3D (2023): Reference Manual. Bentley Systems, 646 pág.

DA CRUZ, P. T.. 100 Barragens Brasileiras. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 610 p.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V.. Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1969.

MOREIRA, L.. Análise de Deformação de uma Barragem de Terra Instrumentada Com o Uso de Dois Modelos Constitutivos. Dissertação (Mestrado) - Programa De Pós-Graduação Em Engenharia De Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, 2012.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/65

Estudo do Comportamento Geomecânico de um Rejeito de Mineração de Ouro a Luz do Estado Crítico

Davidson Miguel Avelar de Oliveira
Doutorando, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, eng.davidson@hotmail.com

Mariana Tonini de Araújo
Pós-doutoranda, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, marianatonini93@gmail.com

Nilo Cesar Consoli
Professor Titular, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, consoli@ufrgs.br

RESUMO: Devido aos grandes acidentes com barragens de rejeito a disposição de rejeitos filtrados em pilhas tem se apresentado como uma alternativa de disposição altamente difundida. Tendo em vista que para essa técnica de disposição a pilha é construída com o próprio rejeito, as características estruturais e o comportamento geomecânico são essenciais para garantir a segurança estrutural. Assim, este trabalho tem como principal objetivo a caracterização e avaliação do comportamento geomecânico de um rejeito de mineração de ouro. Foram realizados ensaios de compressão triaxial não drenado e saturado (CIUsat) em amostras reconstituídas em laboratório com grau de compactação de 90% e submetidas às tensões confinantes de 100, 200, 400, 800 e 1.600 kPa. Ensaios de adensamento unidimensional foram realizados em amostras reconstituídas com grau de compactação de 86%, 88%, 102% e 103%. Foram realizados ensaios de caracterização geotécnica, química e mineralogia (MLA e DRX) para identificar as principais características do geomaterial. Os resultados foram analisados a luz da mecânica do estado crítico, com avaliação de comportamento geomecânico quanto a geração de poropressões, definição de parâmetro de estado, delimitação da região de comportamento contrátil e dilatante e características da linha de estado crítico (LEC) e linhas de consolidação isotrópica (LIC). Os resultados indicam diversas LIC associadas aos diferentes estados de consolidação inicial e não paralelismo entre LEC e LIC. As amostras obtiveram parâmetro de estado positivo ($\psi+$) associado a geração de poropressões positivas e ao comportamento contrátil do material, características vinculadas ao grau de compactação estudado (90%) nos ensaios triaxiais.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeito de Ouro, Estado crítico, Comportamento Geomecânico, Pilhas de Rejeito.

ABSTRACT: Due to major accidents with tailings dams, filtered tailings stacking has emerged as a highly widespread disposal alternative. Considering for this disposal technique that the stacking is built with the tailing itself, the structural characteristics and geomechanical behavior are essential to ensure structural safety. Therefore, the main objective of this work is to characterize and assess the geomechanical behavior of a gold mining tailing. Undrained isotropic consolidation (CIUsat) triaxial shear tests, in saturated condition, were carried out on samples reconstituted in the laboratory with a compaction degree of 90% and subjected to confining stresses of 100, 200, 400, 800 and 1,600 kPa. One-dimensional consolidation tests were carried out on reconstituted samples with compaction degree of 86%, 88%, 102% and 103%. Geotechnical, chemical and mineralogy characterization tests (MLA and XRD) were carried out to identify the main characteristics of the geomaterial. The results were analyzed considering the critical state, and the geomechanical behavior was assessed regarding pore pressures generation, state parameter, contractive and dilatant behavior region delimitation and critical state line (LEC) and isotropic consolidation lines (LIC) characteristics. The results indicate several LICs associated with different initial consolidation states of the material and non-parallelism between LEC and LIC. Samples presented a positive state parameter ($\psi+$), direct associated with positive pore pressures generation and contractive behavior, characteristics associated with the compaction degree studied (90%) in the triaxial tests.

KEYWORDS: Gold tailings, Critical state, Geomechanical behavior, Tailings stacking.

1 INTRODUÇÃO

Uma alternativa amplamente difundida em detrimento da disposição do rejeito em polpa em barragens é o método de desaguamento do rejeito, que tem como finalidade a redução da quantidade de água e incremento do teor de sólidos, seguido de disposição mecanizada em pilhas. Segundo Portes (2013) o uso da técnica de disposição em pilha de rejeitos filtrados em comparação com o uso do sistema convencional de disposição dos rejeitos em forma de polpa apresenta grandes benefícios, como menor impacto ambiental, menores riscos associados e menores consequências relacionadas aos modos de falha. Vale destacar que não necessariamente as estruturas do tipo pilhas de rejeitos filtrado terão em todas eventuais condições comparativas às barragens, menores riscos (susceptibilidade x consequência), porém, o fato de dispor materiais com menor saturação pode propiciar menor potencial de abrangência/extensão do material quando numa eventual ruptura, devido a viscosidade e concentração de sólidos. Segundo Ulrich e Kerr (2011) os rejeitos filtrados são caracterizados por apresentarem teor de sólidos acima de 85%, o que, conforme Melo (2013), estaria associado a propensões ao escoamento muito baixas.

Segundo Galvão-Sobrinho (2014) a produção mineral tem elevado a magnitudes cada vez maiores o volume de rejeitos gerados, resultando, consequentemente, no aumento do porte de estruturas de disposição, como pilhas de rejeitos. Crystal et al. (2018) menciona o uso da mecânica dos solos no estado crítico para entender as limitações de altura de pilhas de rejeitos filtrados e mudança de comportamento do material, principalmente em elevadas tensões. Segundo Jefferies e Been (2016) a condição do material no estado crítico é caracterizada por um estado estável em que a tensão média efetiva (p´), tensão desvio (q) e o índice de vazios (e) não variam. A avaliação de comportamento do material a luz do estado crítico é comumente realizada através do diagrama de volume específico (v) ou índice de vazios (e) em função da tensão efetiva média (p').

A teoria idealizada, conforme Jefferies e Been (2016), propõe uma única linha de compressão isotrópica (LIC) paralela a uma linha de estado crítico (LEC), compensadas por uma razão de espaçamento. Em contradição às definições clássicas, Robertson (2017) definiu que há comportamentos distintos para solos argilosos e arenosos. Para este autor, solos argilosos possuem uma única LEC paralela a uma única LIC e solos arenosos possuem diversas LIC não paralelas a LEC. Porém, a maior parte dos trabalhos relatados na literatura são baseados em testes em areias limpas e uniformes ou materiais puramente argilosos, em contrapartida, muitos geomateriais, como os rejeitos de mineração de ouro, possuem granulometria predominante siltosa.

Assim, é essencial o estudo gemecânico de rejeitos de mineração, tendo em vista as limitações de entendimento do comportamento geotécnico de rejeitos de mineração de ouro no estado crítico, geomateriais predominantemente siltosos. Neste sentido, este trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento geomecânico de um rejeito de ouro a luz do estado crítico.

2 MATERIAIS E METODOLOGIA

O material utilizado para desenvolvimento deste estudo corresponde a um rejeito de mineração de ouro. Este rejeito é proveniente do beneficiamento do minério de ouro após o processo de flotação e filtragem do material. Foram coletadas amostras deformadas de rejeito provenientes do reservatório de uma barragem de contenção de rejeitos. A coleta aleatória distribuída em 5 (cinco) locais diferentes do reservatório teve como objetivo garantir maior representatividade do material.

Para a caracterização química e mineralógica, foram coletadas 12 (doze) amostras do rejeito de ouro. Os ensaios foram realizados por microscopia eletrônica de varredura (MEV) no Centro de Microscopia da UFMG (Belo Horizonte – MG, Brasil). As análises mineralógicas e associações minerais realizadas consideraram tanto o contraste do número atômico quanto a composição química de cada fase (imagens eletrônicas retroespalhadas e espectros de raios X característicos por EDS, modo XBSE para análise modal e SPL_DZ para mineralogia Au-Ag).

Para a caracterização geotécnica foram realizados ensaios de granulometria e sedimentação (NBR 7181, 2016), massa específica dos grãos (NBR 6508, 1984), índice de vazios máximo (NBR 12004, 2015), limite de liquidez (NBR 6459, 2016), limite de plasticidade (NBR 7180, 2016), compactação proctor normal (NBR

7182, 2020) e ensaios de permeabilidade a carga variável (NBR 14545, 2021). O índice de vazios mínimo foi definido por correlação com o máximo peso específico seco através da equação a seguir.

$$\gamma_d = (Gs.\gamma_w)/(1+e) \quad (1)$$

Os ensaios de adensamento unidimensional foram realizados para obtenção das curvas de adensamento e definição das linhas de consolidação isotrópica, através de correlação matemática. Os ensaios foram realizados conforme orientações da norma NBR 16853 (ABNT, 2020). As amostras foram moldadas em diferentes estados de consolidação inicial, correspondentes a um grau de compactação de 86%, 88%, 102% e 103%, identificadas neste trabalho, respectivamente, como S2-86N, S4-88N, S1-102N e S3-103N. Foram executadas aplicações de cargas de carregamento de 2, 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600 e 3200 kPa e em seguida de descarregamento de 3200, 1600, 800, 400, 200, 50 e 12,5 kPa. Os parâmetros de inclinação λ e κ referente ao descarregamento e recarregamento da Linha Isotrópica de Consolidação (LIC) foram definidos por correlação com os parâmetros Cc e Cs do ensaio de Adensamento Unidimensional, já que λ=Cc/2,3 e κ = Cs/2,3.

Os ensaios triaxiais de consolidação isotrópica não drenada (CIU), em condição saturada (B de Skempton igual a 0,98), foram realizados em amostras reconstituídas em laboratório conforme ASTM D4767 (ASTM, 2020). Foram moldadas amostras reconstituídas com grau de compactação de 90%, identificadas neste trabalho como S5-90N. As amostras foram moldadas com altura de 110 mm e diâmetro de 50 mm e submetidas a tensões confinantes (p_0') de 100, 200, 400, 800 e 1.600 kPa.

Para avaliação do comportamento geomecânico do material utilizou-se como metodologia a análise dos resultados em termos de tensão de desvio (q) e geração de poropressões (u) em função da deformação axial (εa), trajetória de tensões efetivas (TTE), e, para a condição no estado crítico, variação volumétrica (v) em função da tensão efetiva média (p').

A avaliação no estado crítico foi realizada através da determinação da Linha de Estado Crítica (LEC) pela função curvilínea (Equação 2) e função linear (Equação 3), equações propostas por diversos autores (JEFFERIES E BEEN, 2016; LI E COOP, 2018; SCHNAID ET AL., 2013; VERDUGO, 1992; VERDUGO E ISHIHARA, 1996; SCHOFIELD E WROTH, 1968). Foi considerada como metodologia para definição da condição no estado crítico os resultados no estágio final de cisalhamento. Neste trabalho os parâmetros "a", "b" e "c" foram ajustados até obtenção de uma linha curva de maior convergência com os dados na condição última de cisalhamento. O parâmetro Γ corresponde ao valor de ν equivalente a p' = 1 kPa e λ é a inclinação da LEC.

$$v = a - b(\ p'/p_{ref})^c \quad (2)$$

$$\nu = \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \quad (3)$$

A equação da Linha Isotrópica de Consolidação (LIC) no plano v-ln.p' é definida pela função linear apresentada a seguir, semelhante a equação linear da LEC. O parâmetro N correspondente ao valor de ν equivalente a p' = 1 kPa e λ é a inclinação da LIC.

$$\nu = N - \lambda \cdot \ln p' \quad (4)$$

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Mineralogia

Os resultados dos ensaios de caracterização química permitiram determinar os principais elementos químicos presente no rejeito de mineração de ouro, sendo eles, em ordem de concentração, Si (22,1%), Fe (12,3%), Ca (5,21%), Al (3,49%), C (3,43%), S (2,49%), Mg (2,02%), K (0,75%), Mn (0,57%), Na (0,46%), Ti (0,32%) e As (0,15%).

Os resultados de mineralogia indicam que o rejeito é rico principalmente em quartzo (SiO_2), 37,98%. Óxidos e outros silicatos são raros e representam menos de 0,1%. Os sulfetos representam uma pequena parcela

dos minerais correspondendo a 0,71% para as amostras de rejeito. Em maiores proporções estão presentes cerca de 4,43% de Albita ($NaAlSi_3O_8$), 8,92% de Moscovita ($KAl_3Si_3O_{10}(OH)_{1.9}F_{0.1}$), 15,8% de Clorita ($(Mg,Fe)_3(Si,Al)_4O10(OH)_2{\cdot}(Mg,Fe)_3(OH)_6$) e 6,92% de carbonatos ($Ca(Fe,Mg,Mn)(CO_3)O_2$, $FeCO_3$, e $CaCO_3$).

A predominância de quartzo (SiO_2) em rejeitos de mineração de ouro também foi relatada por Hoch (2022) com cerca de 93,89%, Lebron (2023) com cerca de 59,3%, Festugato (2011) na proporção de 29% e Bedin (2010) com cerca de 32,5% presente na rocha de origem e no rejeito cerca de 33,47%.

3.2 Caracterização Geotécnica

Os resultados dos ensaios de caracterização são apresentados na Tabela 1. Conforme ASTM D2487 (ASTM, 2017) o rejeito é classificado como silto arenoso (ML) sendo constituído de 78,4% de silte, 16,5% de areia e 5,1% de argila. Foi definido índice de vazios máximo de 1,44 e mínimo de 0,56, sendo o valor mínimo definido por correlação com o máximo peso específico. Através dos gráficos de compactação normal é possível aferir que o material apresenta teor de umidade ótimo de 17,83% e peso específico seco máximo de 1,72 kN/m³.

Tabela 1. Caracterização geotécnica do rejeito.

Caracterização	Resultados	Norma
Pedregulho (%)	0,00	NBR 7181 (ABNT, 2016)
Areia grossa (%)	0,00	
Areia média (%)	0,73	
Areira fina (%)	22,87	
Silte (%)	75,30	
Argila (%)	1,10	
Massa específica (Gs)	2,81	NBR 6508 (ABNT, 1984)
e máx	1,44	NBR 12004 (ABNT, 2015)
e min	0,56	Correlação com o máximo peso específico
Teor de umidade ótimo (%)	17,83	NBR 7182 (ABNT, 2020)
Peso específico seco máximo: kN/m3	1,72	NBR 7182 (ABNT, 2020)
LL: (%)	Não-líquido	NBR 6459 (ABNT, 2016)
LP: (%)	Não-plástico	NBR 7180 (ABNT, 2016)
Classificação	ML	ASTM D2487 (ASTM, 2017)
Coeficiente de Permeabilidade (cm/s)	$1,7x10^{-7}$	NBR 14545 (ABNT, 2021)

3.3 Comportamento Geomecânico

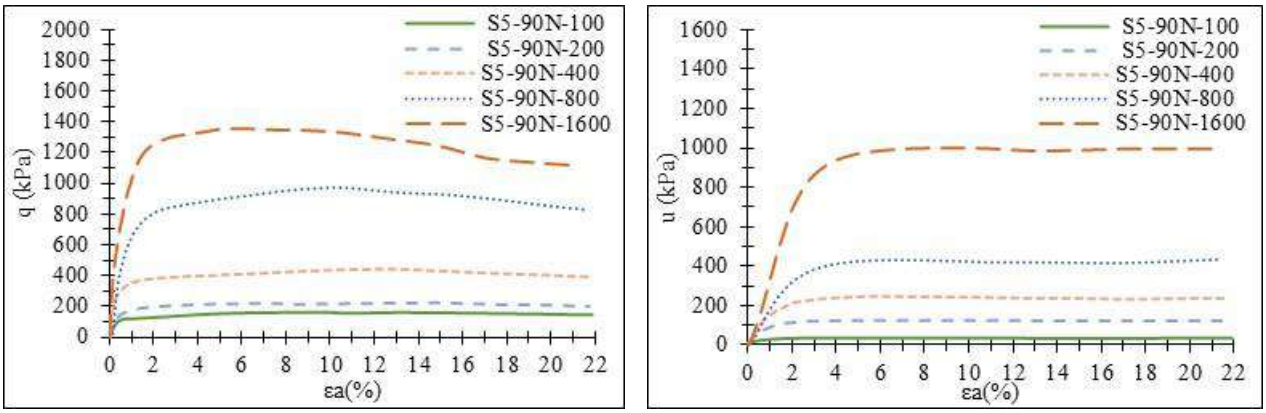
Os resultados de tensão desvio (q) e geração de poropressões (u) em função da deformação axial (εa) são apresentados na Figura 1. Verifica-se a estabilização da tensão de desvio (q) e da geração de poropressões (u) para deformações axiais da ordem de 18% e 8%, respectivamente. As amostras obtiveram geração de poropressão positiva para todos os estados de tensão confinante. No comportamento tensão de desvio por deformação axial as amostras alcançaram a tensão máxima desviadora seguido por pequena redução de resistência e estabilização. Os principais resultados dos ensaios triaxiais são apresentados na Tabela 2.

A avaliação de comportamento no cisalhamento e definição dos parâmetros de resistência e no estado crítico do material foram avaliados em termos de trajetórias de tensões efetivas, assim como definição da envoltória de resistência de pico e no estado crítico (Figura 2a). Observa-se que a envoltória de resistência de pico é superior a envoltório no estado crítico. Os parâmetros de resistência para a máxima tensão desviadora foram intercepto coesivo de 17 kPa e ângulo de atrito de 31°.

Tabela 2. Resultados dos ensaios triaxiais.

ID	Condição	GC (%)	$p'_{inicial}$ (kPa)	p'_{final} (kPa)	$q_{máximo}$ (kPa)	q_{final} (kPa)	v_{final}	e_{final}	$v_{inicial}$	$e_{inicial}$	ψ0
S5-90N	CIU	90	100	94,11	157,97	108,34	1,74	0,74	1,79	0,79	0,01
S5-90N	CIU	90	200	127,21	222,22	162,63	1,72	0,72	1,79	0,79	0,01
S5-90N	CIU	90	400	250,17	444,86	297,52	1,69	0,69	1,79	0,79	0,01
S5-90N	CIU	90	800	549,70	967,69	653,09	1,66	0,66	1,79	0,79	0,02
S5-90N	CIU	90	1600	860,85	1359,72	944,54	1,62	0,62	1,79	0,79	0,04

Onde: GC – grau de compactação; p’ – tensão efetiva média; q – tensão desviadora; v – volume específico; e – índice de vazios; ψ0 – parâmetro de estado.



(a) (b)

Figura 1. a) Gráfico tensão em função da deformação axial; e b) gráfico de variação de poropressões em função da deformação axial.

Os resultados indicam que a maioria das amostras atingiram ou estavam se movendo em direção ao estado crítico no estágio de cisalhamento final. Este fato é constatado pela tendência de estabilização da tensão de desvio (q) e variação de poropressões (u) a partir de certo estágio de deformação axial. O ângulo de atrito no estado crítico no plano p’-q resultou em valor de 28° e razão de atrito no estado crítico (M) de 1,13. Estes valores estão dentro da ordem de grandeza apresentada na literatura para rejeitos de ouro, conforme Bedin (2010), Lebron (2023) e Hoch (2022).

Os resultados de Adensamento Unidimensional são apresentados na Figura 2b. Constata-se que existem diversas linhas de adensamento unidimensional (LAU) que são diretamente correlacionadas com a consolidação inicial ou grau de compactação de cada amostra. As amostras foram preparadas com grau de compactação de 86% (S2-86N), 88% (S4-88N), 102% (S1-102N) e 103% (S3-103N). Os parâmetros de inclinação λ e κ referente ao descarregamento e recarregamento da Linha Isotrópica de Consolidação (LIC) foram definidos por correlação com os parâmetros Cc e Cs do ensaio de Adensamento Unidimensional (Tabela 3).

A Linha de Estado Crítica (LEC) foi inferida pela interpolação dos valores de volume específico (ν) e tensão média efetiva (p’) ao final do ensaio triaxial. A Figura 2c apresenta a determinação da LEC através da função curvilínea (Equação 2). Neste gráfico a LEC foi traçada em conjunto com a linha de adensamento unidimensional (LAU) da amostra S4-88N (GC=88%), para efeitos comparativos. Contata-se que todas as amostras, independente da tensão confinante submetida, obtiveram parâmetro de estado positivo (ψ+), o que indica comportamento contrátil no cisalhamento associado a geração de poropressões positivas.

A LEC determinada pela função linear (Equação 3) foi traçada em conjunto com os resultados de LIC para diferentes estados de consolidação inicial das amostras (Figura 2d). As LICs foram determinadas por correlação matemática através da manipulação dos resultados das LAUs. Os parâmetros das funções lineares da LEC foram Γ=1,97 e λ=-0,05. Os resultados de N, λ e κ das LICs são apresentados na Tabela 3. Constata-se que existem diversas linhas de consolidação isotrópica (LIC) para a correspondente linha de estado crítico (LEC) e que elas não são paralelas entre si, apresentando diferentes valores de λ. Foi determinado parâmetro

de inclinação (λ) da LEC de -0,05 enquanto os parâmetros de inclinação (λ) das LICs variam entre -0,016 e -0,033.

Tabela 3. Parâmetros do ensaio de Adensamento Unidimensional e correlação com os parâmetros de Compressão Isotrópica.

ID	Compressão Oedométrica		Compressão Isotrópica		
	Cc	Cs	N	λ	κ
S1-102N	-0,045	-0,011	1,88	-0,020	-0,005
S2-86N	-0,060	-0,015	2,06	-0,026	-0,007
S3-103N	-0,036	-0,009	1,78	-0,016	-0,004
S4-88N	-0,077	-0,010	2,22	-0,033	-0,004

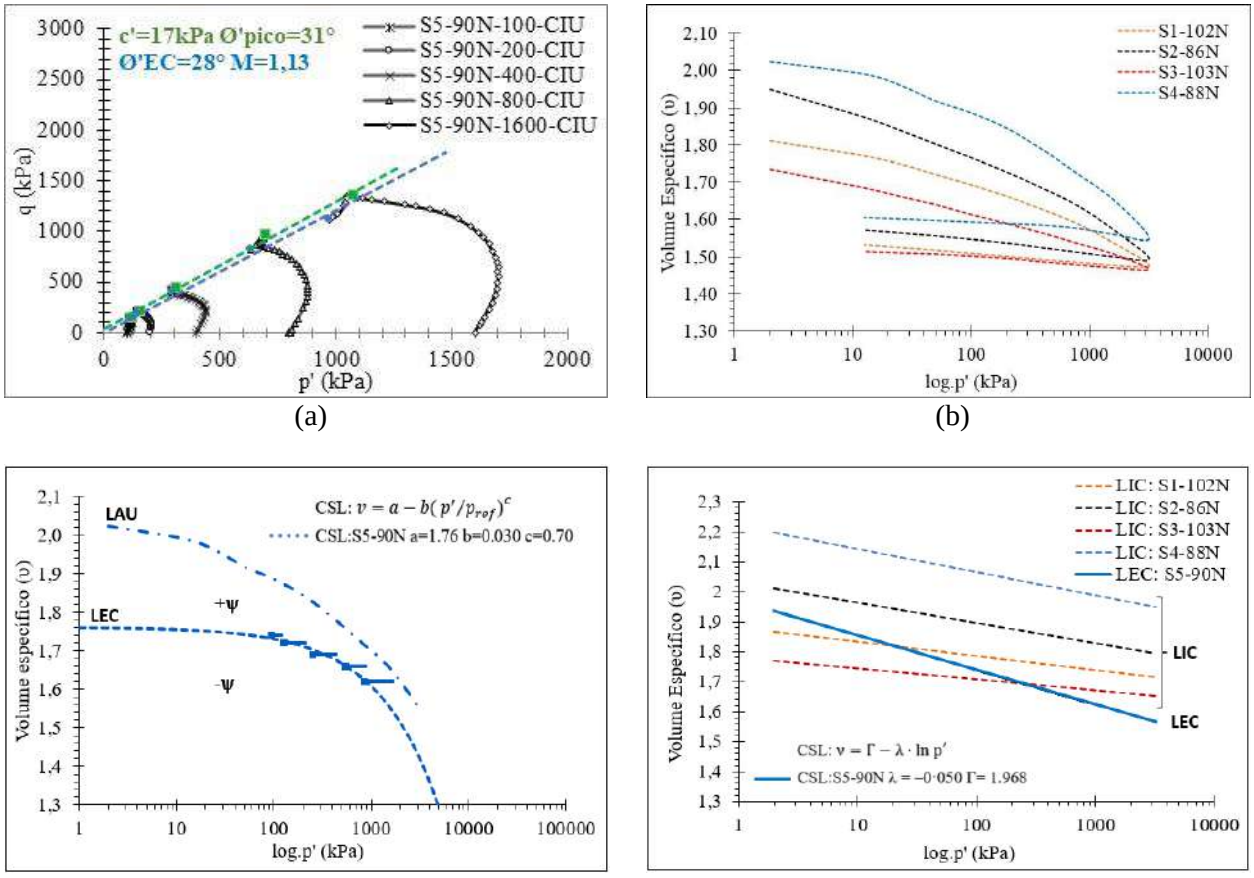


Figura 2. a) trajetória de tensões efetivas das amostras S5-90N; b) curvas de adensamento unidimensional; c) linha de estado crítico (LEC) e linha de adensamento unidimensional (LAU); e d) linha de estado crítico (LEC) e linhas de consolidação isotrópica (LIC).

4 CONSIDERAÇÕES

Foi analisado neste estudo o comportamento geomecânico de um rejeito de mineração de ouro quando submetido a um cisalhamento por compressão triaxial não drenado saturado (CIUsat) e adensamento unidimensional. Para tanto, foram avaliadas no cisalhamento a geração de poropressões, resistência e comportamento no estado crítico. Ensaios de caracterização geotécnica e mineralogia foram realizados para indicar as principais características do rejeito de mineração de ouro.

Os resultados de caracterização geotécnica evidenciam que o rejeito de mineração de ouro estudado possui características compatíveis a outros rejeitos de ouro apresentados na literatura. O material é classificado como silto arenoso com pouca parcela de argila e não-plástico. A condutividade hidráulica foi determinada

como 1,7 x 10^{-9} m/s, valor típico de rejeitos de mineração com granulometria fina e não plásticos. Para a compactação normal foi definido peso específico seco máximo de 1,74 kN/m³ e teor de umidade ótimo de 17,8%. Com relação a mineralogia o rejeito apresentou predominância de Quartzo (SiO_2), 37,98%, em conformidade com a caracterização de rejeitos de ouro por outros autores.

A avaliação mecânica quanto a esforços de compressão triaxial e consequente geração de poropressões (Δu) e tensão desvio (q) em função da deformação axial (εa) indicaram comportamento similar a geomateriais e solos com granulometria semelhante. A resistência ao cisalhamento do material é maior quanto maior a tensão confinante aplicada. Em geral, as amostras apresentaram pequena redução de resistência após a falha (máxima tensão desviadora). Para todos os níveis de tensão confinante, 100, 200, 400, 800 e 1.600 kPa, as amostras apresentaram geração de poropressão positiva, i.e., comportamento contrátil.

Em relação ao comportamento no estado crítico percebe-se que os resultados no diagrama volume específico (v) em função do logarítmico da tensão efetiva média (log.p') ajustaram-se bem a equação exponencial curvilínea e linear, para os níveis de tensão confinante estudados. Quanto a avaliação conjunta da Linha no Estado Crítico (LEC) e das Linhas de Consolidação Isotrópica (LIC), definidas para diferentes estados de consolidação inicial (86%, 88%, 102% e 103%), conclui-se que existem diversas LICs não paralelas entre si e entre a LEC. A variabilidade das LICs é diretamente relacionada com a consolidação inicial das amostras. Além disso, verifica-se que a inclinação da LEC é superior a inclinação das LICs. Este comportamento assemelha-se a definição proposta por Robertson (2017) para materiais arenosos. Neste sentido, conclui-se que, embora o rejeito de ouro de estudo tenha predominância de partículas siltosas a parcela arenosa pode estar condicionando o comportamento do material no cisalhamento.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PPGEC-UFRGS), ao laboratório da Diefra e ao Centro de Microscopia da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Society for Testing and Materials (2017). ASTM. D2487: *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes* (Unified Soil Classification System). ASTM. [S.l.].

American Society for Testing and Materials (2020). ASTM. D4767: *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*. ASTM. [S.l.].

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2015). NBR 12.004. *Solo-Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos*. ABNT. Rio de Janeiro, p. 6.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 14.545. *Solo-Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável*. ABNT. Rio de Janeiro - RJ, p. 16.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16.853. *Solo-Ensaio de adensamento unidimensional*. ABNT. Rio de Janeiro, p. 16.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Solo-Determinação do limite de liquidez*. ABNT. Rio de Janeiro - RJ, p. 5.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 6508. *Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica.* ABNT. Rio de Janeiro - RJ, p. 8.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo-Determinação do limite de plasticidade.* ABNT. Rio de Janeiro - RJ, p. 3.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo-Análise Granulométrica.* ABNT. Rio de Janeiro - RJ, p. 12.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 7182. *Solo-Ensaio de compactação.* ABNT. Rio de Janeiro - RJ, p. 9.

Bedin, J. (2010) *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração.* Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 205.

Crystal, C., Hore, C., Ezama, i. (2018) Filter-Pressed Dry Stacking: Design Considerations Based on Practical Experience. Tailings and Mine Waste. *Geotechnical Engineering*. Keystone, Colorado, USA, p. 209-219.

Festugato, L. (2011) *Comportamento de Hidratação e Resposta Cisalhante Cíclica de Resíduo de Mineração Cimentado Reforçado com Fibras*. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

Galvão-Sobrinho, A. R. V. (2014) *Metodologia para implantação de um sistema de disposição de rejeitos em minério de ferro na região do semiárido: estudo de caso*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Sanitária, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, Rio Grande do Norte, p. 134.

Hoch, B.Z. (2022) *Comportamento Geomecânico de Rejeito de Mineração de Ouro Submetido a uma Ampla Faixa de Tensões de Confinamento sob Carregamento Monotônico e Cíclico*. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 220.

Jefferies, M., Been, K. (2016) *Soil Liquefaction: A Critical State Approach.* Second Editioned. Taylor & Francis Group, LLC. [S.l.].

Lebron, C.A.X.S. (2023) *Propriedades Físicas e Geomecânicas à Luz do Estado Crítico de um Rejeito de Ouro*. Dissertação de Mestrado - Universidade de Coimbra. Coimbra, p. 128.

Li, W., Coop, M. R. (2018) Mechanical Behaviour of Panzhihua Iron Tailins. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 56, n. 3, p. 420-435.

Melo, L.R. (2013) *Análise comparativa de metodologias de previsão de inundação decorrente da ruptura de barragens de rejeitos: caso hipotético da Barragem Tico-Tico.* Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia. Belo Horizonte, MG.

Portes, A. M. C. (2013) *Avaliação da disposição de rejeitos de minério de ferro nas consistências polpa e torta*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, Minas Gerais, p. 154.

Robertson P. K. (2017) *Evaluation of Flow Liquefaction: influence of high stresses.* Conference: PBDIII, Vancouver, BC, Canada. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/318682041>.

Schnaid, F.; Bedin, J.; Viana da Fonseca, A.J.P., Costa Filho, L.M. (2013) Stiffness and strength governing the static liquefaction of tailings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 139, n. 12, p. 2136-2144.

Schofield, A.; Wroth, P. (1986) *Critical State Soil Mechanics*. Cambridge: McGRAW-HILL Book Company. Cambridge.

Ulrich, B., Kerr, T. (2011) High-density tailings, paste and filtered tailings. *Mining Engineering*, v. 63, n. 11, p. 66-70.

Verdugo, R. (1992) *Characterization of sandy soil behavior under large deformation*. Ph.D. thesis, University of Tokyo. [S.l.].

Verdugo R.; Ishihara K. (1996) The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, v. 36, n.2, p. 81-91.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/66

Estudos de Caso da Aplicação de Injeções de Calda de Cimento para o Tratamento de Canga Detrito-Laterítica no Contexto de Fundação para Barragem de Enrocamento

Matheus Junio Silveira Alves
Geólogo, Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, matheus.alves@tetratech.com

Renan Landim Campos
Engenheiro Civil, Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, renan.campos@tetratech.com

Eduardo Hollerbach Klier
Engenheiro Civil, Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, eduardo.klier@tetratech.com

Eisenhower da Silva Feio
Geólogo, VALE S.A., Congonhas, Brasil, eisenhower.feio@vale.com

Bárbara Fernanda Gonçalves Braz
Engenheira Civil, VALE S.A., Congonhas, Brasil, barbara.braz@vale.com

RESUMO: Este trabalho apresenta um estudo de caso da aplicação de injeções de calda de cimento para o tratamento de uma fundação parcialmente constituída por canga detrito-laterítica, em área de construção de uma barragem de enrocamento para contenção de sedimentos na região do Quadrilátero Ferrífero. Inicialmente, apresenta-se o projeto desenvolvido, com os critérios para definição da malha de furos, profundidades e aspectos executivos de segurança pensados para mitigar problemas gerados por fraturamento hidráulico. Na sequência, são compilados os resultados obtidos em campo, com a disposição final dos furos, indicação do volume de calda de cimento absorvida por cada um, e o status de execução das linhas secundárias. Adicionalmente, trata-se também os ensaios de controle tecnológico conduzidos, com procedimentos de perda d'água sob pressão e permeabilidade por infiltração. Espera-se, com isso, poder comparar o que foi projetado com a execução em campo, evidenciando o nível de efetividade atingido pelo conceito proposto.

PALAVRAS-CHAVE: Injeções, Calda de Cimento, Barragem, Canga Detrito-Laterítica, Fundação.

ABSTRACT: This work presents a case study of the application of cement grout injections for the treatment of a foundation partially covered by lateritic detritus in the construction area of a rockfill dam for sediment containment in Minas Gerais, Brazil. Initially, the detailed design is presented, including criteria for defining the borehole grid, depths, and safety execution aspects proposed to mitigate problems caused by hydraulic fracturing. Subsequently, the field results are compiled, including the final layout of boreholes, indication of the volume of cement grout absorbed by each, and the execution status of the secondary lines. Additionally, technological control tests are discussed, involving procedures for water loss under pressure and permeability through infiltration. The goal is to compare designed aspects with the field execution, highlighting the level of effectiveness achieved by the proposed concept.

KEYWORDS: Injections, Cement Grout, Dam, Lateritic Detritus, Foundation.

1 INTRODUÇÃO

A utilização de injeções de calda de cimento para o tratamento de fundação de barragens é uma prática centenária no Brasil. Usualmente, o objetivo dessa solução de engenharia é preencher os vazios e/ou anomalias existentes no material natural da fundação, provocando assim uma redução na permeabilidade, que tem papel importante no controle de gradientes hidráulicos para combater os processos erosivos. Todavia, grande parte das aplicações conhecidas para essa técnica são no contexto de barragens com fundação em topo rochoso, nas quais os problemas a serem corrigidos são diversas descontinuidades mais persistentes (fraturas, falhas) que podem colocar em risco todo o projeto.

No ambiente de mineração, barragens de rejeito e sedimentos são apoiadas majoritariamente em perfis de solos alterados, raramente atingindo uma condição de rocha sã. A ausência de estruturas geológicas da rocha matriz (foliação, fraturas) torna incomum a execução de linhas de injeção durante a construção das estruturas. Entretanto, na configuração geológica do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais, podem ser encontradas coberturas recentes do Cenozoico (colúvio, aluvião, canga detrito-laterítica) em áreas de potencial implantação de barramentos. Dessa observação retoma-se a necessidade de avaliar soluções capazes de tratar essa deficiência sem que seja necessária a remoção completa do material.

Com esse objetivo, o projeto executivo para implantação de uma barragem de enrocamento para a contenção de sedimentos no Quadrilátero Ferrífero, contou com o dimensionamento de linhas de injeção de calda de cimento, retratadas como um estudo de caso para este trabalho. Em termos geológico locais, a canga detrito-laterítica apresentava-se através de uma crosta superficial compacta de espessura variável entre 0,50 cm e 1,5 m aproximadamente, com continuidade lateral e transversal praticamente em toda a geometria de construção da barragem.

No trecho do vale, que compõe o piso da fundação, optou-se por remover mecanicamente através de um trator tipo D-10 e rompedor hidráulico todo o material ferruginoso detrítico-laterítico, assentando o maciço sobre a camada de saprólito de filito exposta. Todavia, na região da ombreira esquerda, as condições de estabilidade da encosta não permitiam o avanço da escavação ou a execução de *cut-offs*. Analogamente, no trecho da ombreira direita, a existência de uma interferência com a estrutura de concreto do sistema extravasor também não permitia a remoção completa do horizonte. Dessa maneira, para as duas ombreiras recorreu-se ao tratamento por injeção de calda de cimento.

Em campo, as atividades foram executadas com sucesso durante o período de estiagem de 2023. A Figura 1 ilustra a área de implantação da estrutura antes do início dos trabalhos de injeções de calda de cimento.

Figura 1. Vista aérea da fundação com exposição do saprólito de filito, e com detalhe tracejado em amarelo indicando a área de tratamento.

Em continuação, apresentam-se os principais elementos para o entendimento da solução. Inicialmente, é apresentada a caracterização geológico-geotécnica da canga em questão. Na sequência, são discutidas as definições advindas do projeto executivo, que tratam sobre a calda de cimento, o posicionamento e

profundidade dos furos, bem como as recomendações construtivas. A execução da solução é então abordada, qualitativamente a partir de imagens e descrições dos processos, e quantitativamente pela apresentação dos resultados. Por fim, são apresentadas considerações a respeito da comparação entre projetado e executado, sinalizando elementos que podem contribuir para a avaliação de efetividade dessa técnica para problemas similares em situações da engenharia geotécnica.

2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

No contexto geológico regional do Quadrilátero Ferrífero (QFe), a área de estudo se insere no extremo sul da Sinclinal Moeda (Figura 2), localizando-se na interface de depósitos detríticos recentes, como no caso de colúvios, chapadas de canga, formação ferrífera bandada, e a maiores profundidades, sobre filitos e xistos pertencentes ao Supergrupo Minas.

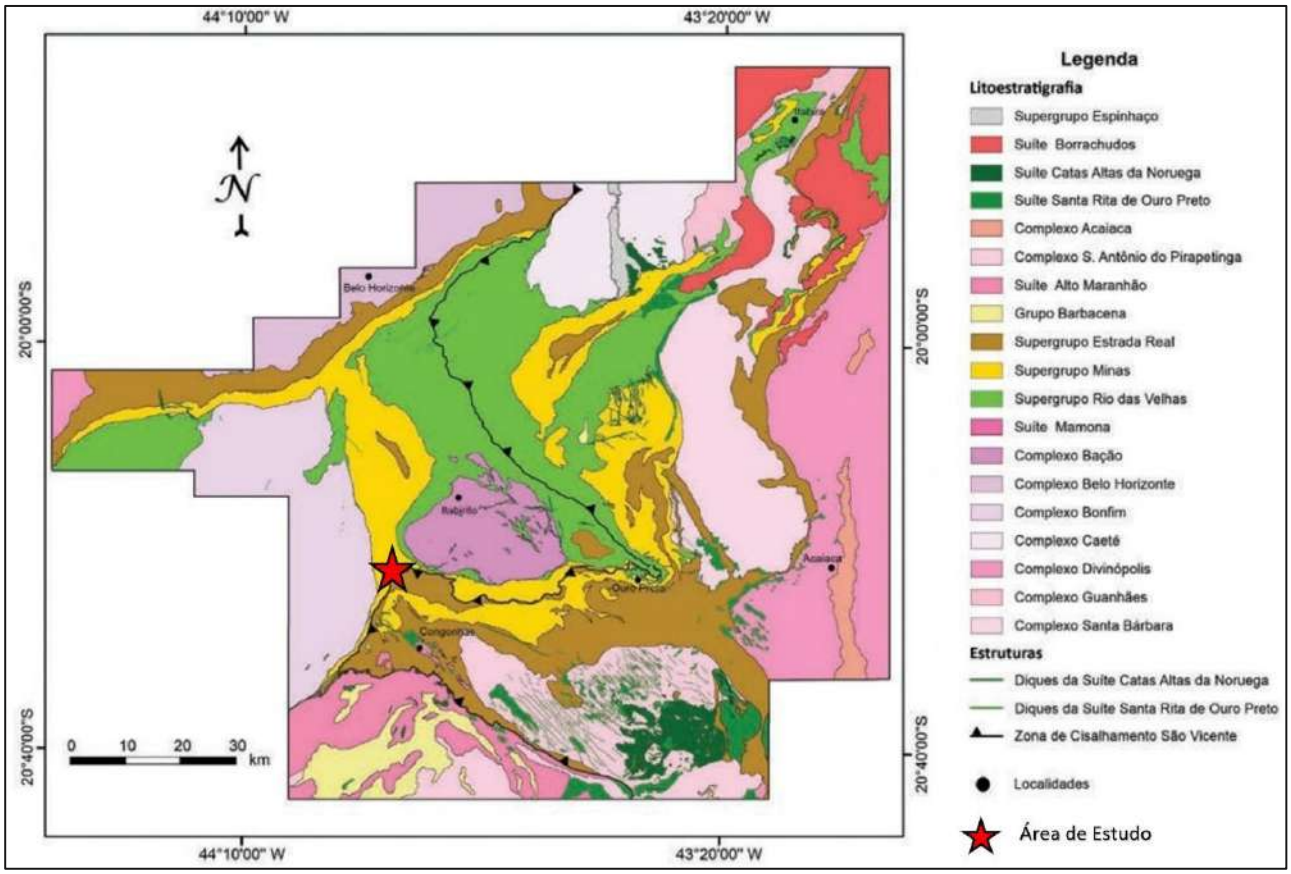


Figura 2. Mapa geológico do Quadrilátero Ferrífero, com detalhe em vermelho indicando a área de estudo no extremo Sul da Sinclinal Moeda. Modificado de Endo *et al*. (2019a).

Conceitualmente o termo canga é descrito por diversos autores (Dorr, 1964; 1969; McFarlane, 1976; Meyer, 1997), como formações superficiais compostas por fragmentos de outras rochas adjacentes, cimentadas por limonita e hematita, originadas a partir de transporte, deposição, processos químicos e mecânicos, bem como do enriquecimento supergênico de Fe, Al e outros elementos residuais, conforme verificado em regiões tropicais do Brasil e do mundo.

A canga remanescente tratada e exposta nos taludes das ombreiras esquerda e direita, conforme se observa na Figura 3, exibe macroscopicamente uma cor marrom-avermelhado. Apresenta porosidade, matriz de textura argilo-arenosa a areno-argilosa, com raros traços de areia grossa de quartzo, e fragmentos detríticos lateríticos de composição ferruginosa (formação ferrífera, hematita), de tamanho variados entre 20 e 60 mm, angulosos a sub-angulosos, esparsos sobre sua matriz fortemente cimentada por óxidos e hidróxidos de ferro, que reflete em um material duro e compacto, atingindo o impenetrável quando executa sondagem percussiva.

Em termos mecânicos baseado na classificação da (ISRM, 1981), com o uso do martelo de geólogo, define-se a canga de resistência média (R3) e resistente (R4), incluindo como material de 1ª e 2ª categoria.

Figura 3. Visada para a exposição da canga detrito-laterítica em contato geológico com o saprólito de filito.

3 PROJETO DETALHADO

A distribuição dos furos de injeção na face do maciço de canga detrito laterítico, na ombreira esquerda e direita, foi definida com base nos arranjos propostos por Xanthakos *et al*. (1994). Esses arranjos indicam uma malha retangular de pontos de injeção primários que, a depender do volume de calda absorvido, é complementada por furos secundários intermediários. A profundidade de cada furo foi feita pela modelagem geológica de subsuperfície, a partir de investigações realizadas durante o histórico da estrutura, buscando que cada furo atinja apenas as camadas de interesse.

A distância entre os furos primários foi especificada tomando como base as características granulométricas dos materiais alvo das injeções, seguindo recomendações de Xanthakos *et al*. (1994). A canga detrito laterítica, conforme discutido, possui granulometria bastante heterogênea, textura variável entre argilo-arenosa e areno-argilosa, com presença de pedregulhos cimentados por óxidos e hidróxidos de ferro. Dessa forma, propôs-se a realização de linhas de furos primários com distanciamento de 3,0 m e, quando a absorção em algum trecho for superior a 50 kg de cimento por metro, conforme recomendação de Naresi (2011), seriam executados furos secundários (R igual a 1,5 m).

O material de injeção para tratamento foi definido como calda (ou argamassa) de cimento, que compreende uma mistura de cimento e água. Conforme exposto por Xanthakos *et al*. (1994), esse material pertence à categoria de argamassas particuladas possuindo um comportamento reológico de fluidos de Binghamian. A principal característica que determina suas propriedades como estabilidade, fluidez, resistência e durabilidade é a proporção (traço) entre água e cimento. As injeções foram projetadas para execução em duas fases após o preenchimento da bainha. A primeira utilizando calda com relação A/C (água/cimento) de 1:1. A segunda dispondo de uma relação A/C mais reduzida, igual 0,7:1. Esse faseamento é recomendável para garantir o atingimento de profundidades maiores e para assegurar um melhor preenchimento dos poros e/ou fraturas existente na canga. A Figura 5 e a Figura 6 abaixo ilustram, respectivamente, o arranjo de furos propostos para cada ombreira.

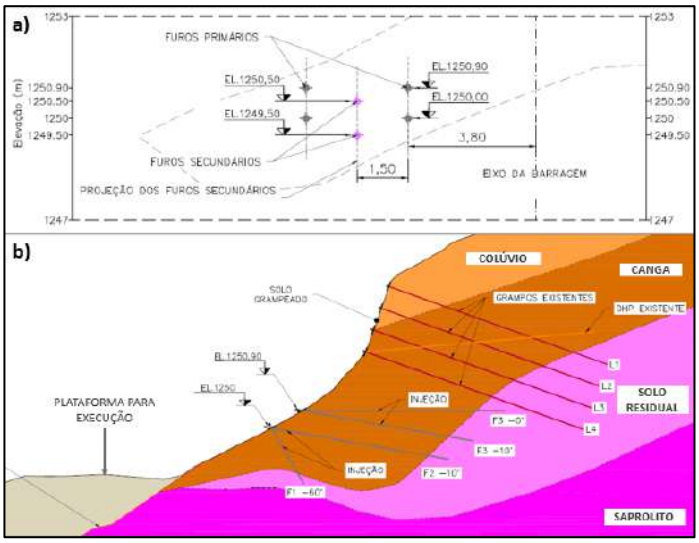


Figura 5. A) Vista frontal em planta do arranjo de projeto para os furos de injeções na ombreira esquerda. B) Seção geológica local com a exibição das unidades remanescentes.

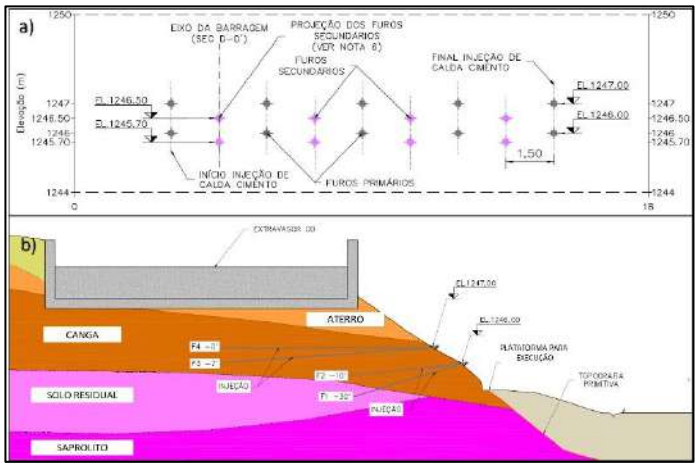


Figura 6. A) Vista frontal em planta do arranjo de projeto para os furos de injeções na ombreira. B) Seção geológica local com a exibição das unidades remanescentes.

Para evitar fraturamento hidráulico, foi proposta uma limitação da pressão de injeção igual a 2 vezes a tensão principal menor média. Esta foi calculada pela equação (1), que envolve a profundidade de injeção (L), a inclinação do furo em relação à horizontal (α = 60°), o coeficiente de empuxo em repouso (adotado k_0 = 0,5 m) e o peso específico (γ = 23 kN/m³) da canga detrito laterítica.

$$P(kPa) = 2 * \sigma_3 = 2 * (L \sin\alpha * k_0 * \gamma) = 20 * L \qquad (1)$$

Por fim, definiu-se que a taxa de injeção nas duas ombreiras poderia variar entre 0,2 e 1,8 m³/h a depender das condições de permeabilidade do meio. O valor máximo admissível seria aquele produzido pela pressão de injeção máxima estabelecida. O controle de qualidade da execução das injeções de calda de cimento foi concebido a partir de ensaios do tipo Lugeon, conforme procedimento padrão ABGE (1975) e ensaios de infiltração, conforme procedimento padrão ABGE (1996), e de acordo com o apresentado na Tabela 1. Segundo Fell *et al*. (2005), sob condições ideais (por exemplo, meio homogêneo e isotrópico), um Lugeon (1LU) é equivalente a 1,3E-05 cm/s (ou 1,3E-07 m/s).

Tabela 1. Estágios e pressões para realização do ensaio Lugeon.

Valor de Lugeon	Classificação	Condutividade Hidráulica (cm/s)	Rock discontinuity condition
<1	Muito baixa	< 1E-05	Muito apertada

Valor de Lugeon	Classificação	Condutividade Hidráulica (cm/s)	Rock discontinuity condition
1 – 5	Baixa	1E-05 – 6E-05	Apertada
5 – 15	Moderada	6E-05 – 2E-04	Pouco parcialmente aberta
15 – 50	Média	2E-04 – 6E-04	Alguma abertura
50 – 100	Alta	6E-04 – 1E-03	Muito aberta
>100	Muito alta	>1E-03	Aberta com espaço ou vazios

Para determinar a estanqueidade é calculada o parâmetro "UA", conforme equação (2), que considera absorção (A), tempo (t), profundidade (l) e pressão (p). Trechos com "UA" inferiores a 1,0 seriam considerados estanques.

$$UA = \frac{A\ (litros\ por\ 10\ minutos)}{t\ (minutos) * l\ (metros) * p\ (\frac{Kgf}{cm^2})} \quad (2)$$

4 EXECUÇÃO DA OBRA

As injeções de calda de cimento foram executadas durante o período de estiagem de 2023. Para atingir as elevações necessárias, foram usadas plataformas em aterro compactado construído com materiais de sacrifício. O equipamento utilizado foi a Perfuratriz PWH-5000 com rotator pneumático (martelo de fundo). A Figura 7 e a Figura 8 apresentam registros fotográficos da execução na ombreira esquerda e direita, respectivamente. Observou-se que as profundidades previstas em projeto, definidas a partir de investigações geológicas na área, se confirmaram, com os litotipos de interesse sendo encontrados nos trechos próximos aos esperados.

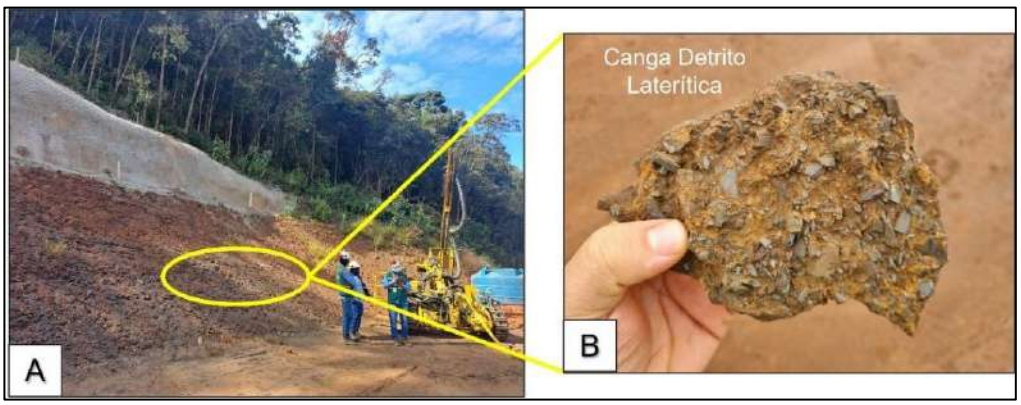


Figura 7. A) Vista da praça de aterro compactado utilizado como plataforma de apoio para a execução das injeções na ombreira esquerda. B) Amostra de mão da canga detrito-laterítica tratada.

Figura 8. A) Visada para a praça de aterro compactado utilizado como plataforma de apoio para a execução das injeções na ombreira direita. B) Amostra de mão de canga detrito-laterítica tratada.

Para determinar a condutividade hidráulica preliminar do maciço antes da fase tratamento, foram realizados ensaios exploratórios sob pressão tipo Lugeon quando identificado o litotipo canga, e para horizontes inconsolidados como aterro, e solos transportados (colúvio), foram executados ensaios de infiltração pelo método de carga constante. Os furos de sondagem escolhidos para a análise de pré-tratamento foram aqueles da extremidade e/ou na porção central limitados a região de tratamento.

Após a execução dos serviços de injeções com calda de cimento, a Figura 9 apresenta os resultados do consumo e calda de cimento em kg/m para cada furo da ombreira esquerda. A Figura 10 demonstra informação análoga para a ombreira direita.

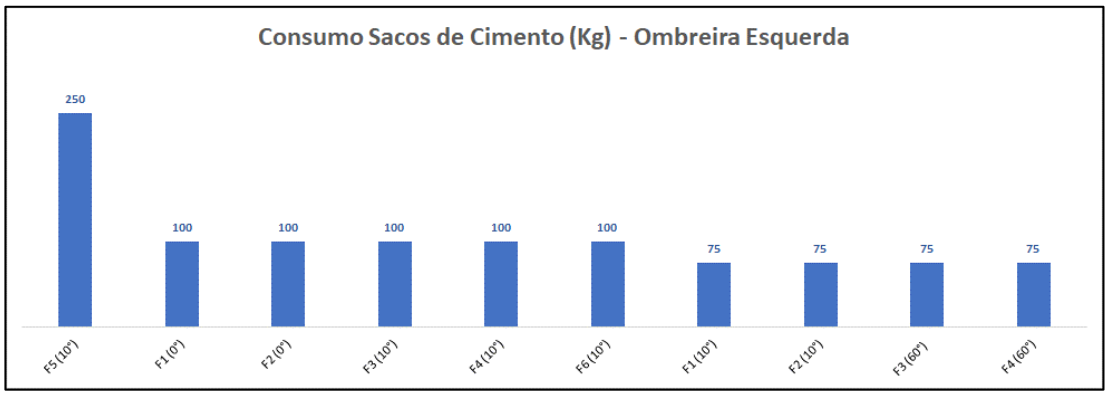


Figura 9. Consumo de calda de cimento no talude da ombreira esquerda.

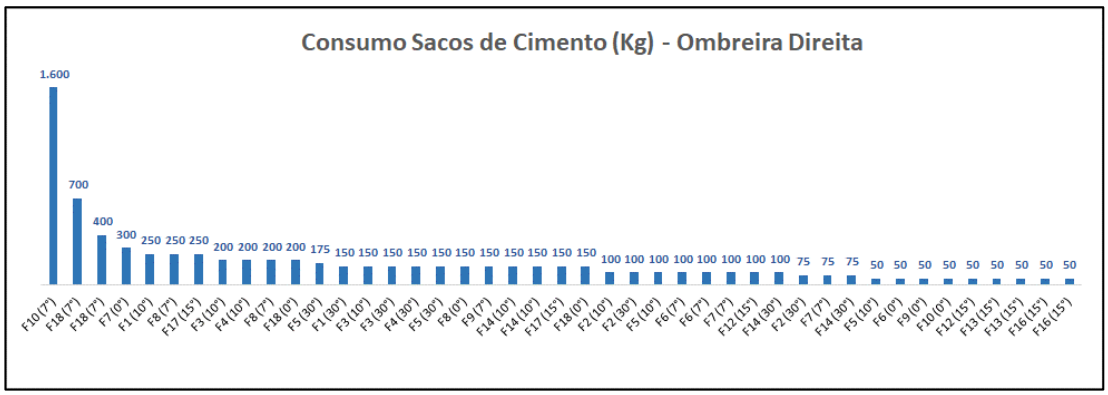


Figura 10. Consumo de calda de cimento no talude da ombreira direita.

De forma geral, todos os furos primários e secundários foram realizados conforme especificado no projeto, com ajustes nas dosagens quando necessário. Após análises dos resultados, nota-se baixas taxas de infiltração nos furos com absorção inferior a 150 kg/m, devido, possivelmente, às características geológicas locais dos maciços com baixa porosidade e conectividade entre os poros da canga, o que consiste em um obstáculo em relação à transmissão da calda de cimento mais densa e grossa.

Para os consumos superiores a 150 kg/m, especificamente nos furos da ombreira direita, conclui-se que a absorção é resultado da presença de materiais antrópicos remanescentes, conforme demonstrado na seção geológica (Figura 6). No caso do furo F5 (10°) na ombreira esquerda, o consumo excedente está relacionado às fraturas naturais e/ou pequenas aberturas que foram tratadas.

Seguindo as análises, a Tabela 2 indica os resultados obtidos de estanqueidade dos maciços (ombreira esquerda e direita), através da condutividade hidráulica pós-tratamento. Com base nesses valores após a injeção de calda de cimento na fundação, conclui-se que houve redução na permeabilidade e eficácia dos serviços de injeção, apontando para uma distribuição mais homogênea e isotrópica da tendência de fluxo por percolação, equivalente a uma condutividade hidráulica do conjunto na ordem de 10^{-5} cm/s. Além disso, é importante ressaltar as características favoráveis das ombreiras, onde sotoposto a camada de canga, ocorre o solo residual e saprólito de filito, material que colabora significativamente também para baixos valores de condutividade hidráulica.

Tabela 2. Resultados com os valores de Lugeon (LU) obtidos nos ensaios pós-tratamento.

Furo	Prof. (m)	UA	Litotipo
EPA-F2-45° (OD)	3,40	0,85	Canga detrito-laterítica
EPA-F4A-45° (OD)	3,00	0,28	Aterro de matriz argila siltosa pouca arenosa com matéria orgânica e pedregulhos
EPA-F4-30° (OE)	4,00	0,08	Canga detrito-laterítica

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir do exposto, conclui-se que as injeções de calda de cimento para o tratamento da canga detrito-laterítica se mostraram viáveis, e que os critérios de projeto adotados se confirmaram efetivos em campo. As ombreiras foram caracterizadas como uma condutividade hidráulica adequada e consideradas estanques pelo controle tecnológico, o que significa que a calda percolou pelas fraturas e/ou poros existentes, transformando a fundação de apoio lateral da barragem em um meio mais homogêneo e isotrópico.

É importante salientar, contudo, que a aplicação das injeções não deve substituir a escavação do horizonte como principal solução de engenharia para quando são identificados materiais de baixa competência mecânica em áreas de fundação de barragem. Sua execução é recomendada para trechos específicos, em pontos cujas condições de contorno não permitem que a remoção seja adotada como alternativa.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Tetra Tech e à VALE pela oportunidade de desenvolver este trabalho e por fomentar o avanço científico na área de engenharia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Geologia de Engenharia – ABGE (1975): Ensaios de Permeabilidade em Solos – Orientações para sua Execução no Campo – 3a Edição, São Paulo.

Associação Brasileira de Geologia de Engenharia – ABGE (1975): Ensaios de Perda D´àgua sob Pressão – Diretrizes – Boletim 02, São Paulo.

Dorr, J. v.N. (1964). Supergenese iron ores of Minas Gerais, Brazil. Economic Geology, 59 (7): 1203-1240.

Dorr, J.v.N. (1969). Physiographic, stratigraphic and structural development of Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. USGS. Prof. Paper 641-A. Washington. 110 p.

Endo I., Delgado C. E. R. Oliveira M.T. A., Suita; M. T. de F., Barbosa M. S. C., Lana C. E., Moura L. G. de B. de. (2019a). Estratigrafia e Arcabouço Estrutural do Quadrilátero Ferrífero: Nota Explicativa do Mapa Geológico do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. Escola de Minas – UFOP.

Fell, R., Macgregor, P., Stapledon. D., Bell, G. (2005). Geotechnical Engineering of Dams. Taylor & Francis. London. UK.

Isrm (1981). Rock Characterization Testing and Monitoring. Brown, E., Ed. Pergamon Press, Oxford, 211 p.

Mcfarlane, M.J. (1976). Laterite and Landscape. London: Acamedic Press. 151p.

Meyer, R. (1997). Paleolaterites and Paleosols. Rotterdam: Balkema, A.A. 151p.

Naresi, L.A. (2011). Infreaestrutura – projetos, custos e construção. Editora Pini, n° 7, ano 1.

Xanthakos, P.P., Abramson, L.W., Bruce, D.A. (1994). Ground Control and Improvement. Wiley.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/67

Fluxo em Modelo Reduzido de Barragem de Terra: um Comparativo Entre Solução por MEF e Experimental

Laiânderson da Silva Leal
Graduando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, laiandersoneng@gmail.com

Carina Silvani
Professora na Unidade Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, carinasilvani@gmail.com

Pedro Raimundo Santana Junior
Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, engpejota@gmail.com

Alisson do Nascimento Lima
Doutorando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, alissonnascimentolim@gmail.com

RESUMO: Barragens têm sido um importante recurso para o desenvolvimento da humanidade desde o início da civilização. A segurança dessas estruturas deve ser avaliada continuamente para garantir sua estabilidade. Deste modo, um dos principais fenômenos deflagradores de rupturas em barragens é a percolação excessiva de água, que podem afetar a estabilidade da estrutura, causando erosão na base, danificando a camada protetora, levando a perda significativa de água e eventualmente seu colapso. Nesta perspectiva, o presente estudo teve como objetivo analisar e comparar por meio de modelos reduzidos e modelos numéricos, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), a percolação de água no maciço de uma barragem de terra, observando o comportamento das linhas de fluxo e quantificação de vazão. Assim, adotou-se uma abordagem que avaliou modelos reduzidos com e sem elementos de drenagem interna, em escala reduzida, e posteriormente os mesmos foram modelados numericamente no SEEP/W. Os resultados avaliaram a quantificação das vazões percoladas e variação da linha freática. Assim observou-se que as posições das linhas freáticas nos diferentes modelos apresentaram coincidência, já as vazões percoladas se mostraram distintas. Por fim, observou-se que modelos reduzidos contribuem significativamente para compreensão do fluxo em barragens de terra, e que os filtros desempenham um papel importante no controle da linha freática.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem de terra, Percolação da água, Modelo reduzido, Análise de fluxo.

ABSTRACT: Dams have been an important resource for the development of humanity since the beginning of civilization. The safety of these structures must continually be assessed to ensure their stability. Therefore, one of the main phenomena that triggers dam failures is excessive water percolation, which can affect the stability of the structure, causing erosion at the base, damaging the protective layer, leading to significant loss of water and eventually its collapse. From this perspective, the present study aimed to analyze and compare, through reduced models and numerical models, using the Finite Element Method (FEM), the percolation of water in the mass of an earthen dam, observing the behavior of the flow lines and flow quantification. Thus, an approach was adopted that evaluated reduced models with and without internal drainage elements, on a reduced scale, and later they were modeled numerically in SEEP/W. The results evaluated the quantification of percolated flows and variation in the water table. Thus, it was observed that the positions of the phreatic lines in the different models showed considerable coincidence, while the percolated flows were different. Finally, it was observed that reduced models contribute significantly to understanding the flow in earthen dams, and that filters play an important role in controlling the water table.

KEYWORDS: Earth dam; Water percolation; Reduced model; Flow analysis.

1 INTRODUÇÃO

As barragens são estruturas bem conhecidas pela humanidade desde sua antiguidade têm como objetivo interceptar o curso d'água a fim de reter uma determinada quantidade de água, de modo a se obter uma vazão de regularização ao longo da sazonalidade das precipitações. O uso desse recurso hídrico pode atender diversas finalidades, tais como o abastecimento de água, irrigação, transporte, lazer entre outras aplicações (Quintas, 2002). Logo, dada tal importância, as análises a respeito de segurança das barragens devem ser continuamente estudadas e avaliadas, pois mesmo sendo estruturas com comportamento bastante estudado, estas ainda apresentam rupturas, gerando consideráveis danos socioeconômicos, e perdas de vidas humanas (Huang *et al*., 2017).

Apresentar condições adequadas de funcionalidade (represamento), mas também de segurança deve ser mandatório em projeto de barragens. No que se refere às barragens de terra, a sua estabilidade é afetada por diferentes fatores dos quais o mais importante é a percolação de água pelo corpo da barragem (Amnyattala; Rezaie, 2018). Em consonância a isso, a água que percola pode danificar a camada protetora dos taludes, tornando-a mais suscetível a futuros danos. Em certos casos a percolação também pode levar a uma perda significativa de água, afetando a eficiência da barragem como um recurso hídrico.

Segundo Eduardo e Nogueira (2019), o fluxo de água pode influenciar todo o comportamento geotécnico do solo, tais como cisalhamento, permeabilidade, expansividade, e tensões efetivas. Um grande número de rupturas de barragens de terra ocorre devido à falta de controle de fluxo. A água se infiltra pelo maciço da barragem, promovendo o arraste ou carregamento das partículas. o que acaba por gerar erosão na base e/ou no corpo da barragem levando a falhas muitas vezes catastróficas. Deste modo, análises de percolação são fundamentais para que se torne possível observar a distribuição das poropressões, linha piezométrica e o cálculo das vazões em diferentes trechos da barragem, auxiliando assim na análise de estabilidade, dimensionamento de sistemas de drenagem e de tapetes impermeabilizantes (Massad, 2010;, Sandroni; Guidicini. 2022).

Dessa forma, baseando-se no avanço tecnológico das últimas décadas, métodos computacionais para suporte na análise e estudo de fluxo em barragens se tornaram mais presentes, como os Método dos Elementos Finitos (MEF). O MEF é um método numérico que divide o material, no caso a barragem, em pequenos elementos, ou seja, elementos finitos, que são usados para representar a barragem em termos matemáticos. Baseando nisso, a percolação da água é modelada por meio da resolução de equações diferenciais de fluxo com base nas propriedades físicas do solo, incluindo permeabilidade e densidade, como também nas condições de contorno, que descrevem as condições ao longo da superfície da barragem (Abokwiek et al., 2022; Haghdoost et al., 2023) Atualmente, muitas das análises de fluxo são feitas por esse método, assim, o antigo traçado manual, hodiernamente, é feito somente em ambientes acadêmicos ou mesmo para realizar estimativas. Para que os métodos numéricos sejam eficazes, segundo Freitas; Silva e Menezes (2016), é necessária uma boa escolha da malha de transição, sendo a validação deste método efetuada através da análise de itens, tais como, qualidade da malha de transição, da solução numérica e do processo de convergência.

Aliado a isso, modelos reduzidos são também utilizados como para análise do comportamento final da barragem em diferentes situações, como por exemplo a tem-se aquele utilizado para simular a Usina de Belo Monte, localizada no Rio Xingu, Pará (Muller *et al*., 2017). Sendo assim, um dos usos é visualizar a percolação da água na barragem, permitindo simulações e análises técnicas, além de ser instrumento didático relevante para a temática. Além disso, os modelos reduzidos permitem a análise de diferentes cenários e condições, incluindo mudanças na quantidade e pressão da água, variações na permeabilidade do solo, efeitos de drenagem etc. (Massad, 2010).

Nesta perspectiva, a presente pesquisa teve como objetivo analisar, por meio de alguns modelos reduzidos, a percolação de água no maciço de uma barragem de terra, observando o comportamento das linhas de fluxo e seu comportamento com relação a modelagem numérica, por meio do método dos elementos finitos, do modelo reduzido.

2 METODOLOGIA

A metodologia concentrou-se em duas etapas: um a experimental e outra numérica. Na primeira etapa se deteve a construção da estrutura suporte ao modelo reduzido, caracterização dos materiais, a

concepção e construção dos modelos reduzidos de barragem, e por fim a mensuração o acompanhamento qualitativo (linhas de fluxo) e quantitativo (vazões). Na segunda etapa os mesmos modelos concebidos experimentalmente, foram simulados por método numéricos para posterior comparação com os parâmetros obtidos experimentalmente.

2.1 Construção do Recipiente Impermeabilizado

Para realizar os experimentos, foi construído um recipiente de madeira impermeabilizado, com saídas de água nas laterais controladas por registros e um vidro transparente para observação do fluxo pelo modelo reduzido de barragem. O projeto, com dimensões em centímetros, está apresentado na Figura 1.

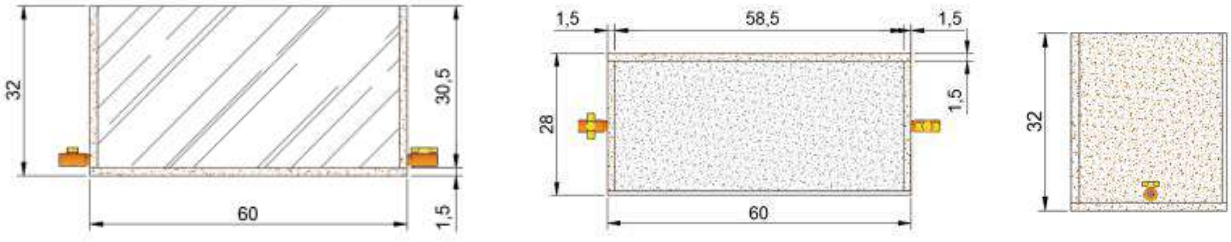


Figura 1. Projeto do recipiente para o modelo reduzido de barragem de terra, vista frontal, superior e lateral, respectivamente

2.2 Propriedades dos Materiais do Corpo da Barragem e do Filtro

Para a execução dos experimentos em modelo reduzido foram utilizados dois tipos distintos de materiais. Para o corpo da barragem, optou-se por empregar uma areia, enquanto para a camada de filtro foi utilizado pedrisco. O uso da areia, apesar de conhecidamente não ser indicado para a construção de barragens, se deu devido buscar uma maior velocidade no fluxo e na obtenção dos resultados pensando na praticidade do experimento.

A areia utilizada possui granulometria passante na peneira de abertura 1,180mm e retida na peneira de abertura de 0,075mm. Já para o material do filtro, o material nomeado como pedrisco possui granulometria passante na peneira de abertura 2,800mm e retido na ABNT#1,180mm. A granulometria desses materiais foi obtida conforme a NBR 17054 (ABNT, 2022).

O coeficiente de permeabilidade (k) para areia e o pedrisco foi determinado de forma empírica partindo da fórmula proposta por Hazen (1911), conforme Equação 1, e exposto por Lívia *et al.*, (2018), que relaciona o diâmetro do material com sua condutibilidade hidráulica, isto é, aplicado em areias saturadas. Para fins de comparação, foi também utilizado o modelo de Alyamani e Şen (1993) (Equação 2).

$$k = CH \times (D_{10})^2 \quad (1)$$

Em que:
k = coeficiente de permeabilidade (cm/s);
CH = coeficiente (habitualmente, emprega-se 100);
D_{10} = diâmetro efetivo do solo (cm).

$$k = 1{,}505 \cdot (I_o + 0{,}025 \cdot (D_{50} - D_{10}))^2 \quad (2)$$

Em que:
k = coeficiente de permeabilidade (cm/s);
Io = interseção (em milímetros) criada ao conectar D_{50} e D_{10} e projetá-la no eixo do diâmetro das partículas;
D_{10} = diâmetro efetivo do solo (cm).
D_{50} = diâmetro efetivo do solo (cm).

Assim, partindo da metodologia descrita, foi obtido o coeficiente de permeabilidade para ambos, para utilizá-los posteriormente na simulação do software.

2.3 Montagem dos Modelos Reduzidos e análise de fluxo de forma experimental

Com o propósito de verificar distintos modelos de barragens de terra, foram escolhidos quatro tipos para análise. Abrangendo desde a barragem de terra homogênea sem filtro (Figura 2a) até as variantes que incorporam diferentes tipos de filtros, incluindo a barragem com filtro de pé (Figura 2b), com filtro horizontal (Figura 2c) e, por fim, com filtro vertical (Figura 2d).

Para análise da rede de fluxo, a Figura 2 ilustra o projeto em cada caso, bem como o nível que água atingiu em regime permanente. Por fim, realizou-se a gravação do fluxo de água e registro fotográfico da rede de fluxo para posterior comparação com a rede de fluxo obtida por elementos finitos.

Para medir a vazão de percolação em cada modelo reduzido de barragem, foi aplicado um fluxo constante de água. Em seguida, utilizou-se uma proveta para registrar a vazão em um intervalo de tempo específico. Esse procedimento foi repetido três vezes para cada barragem.

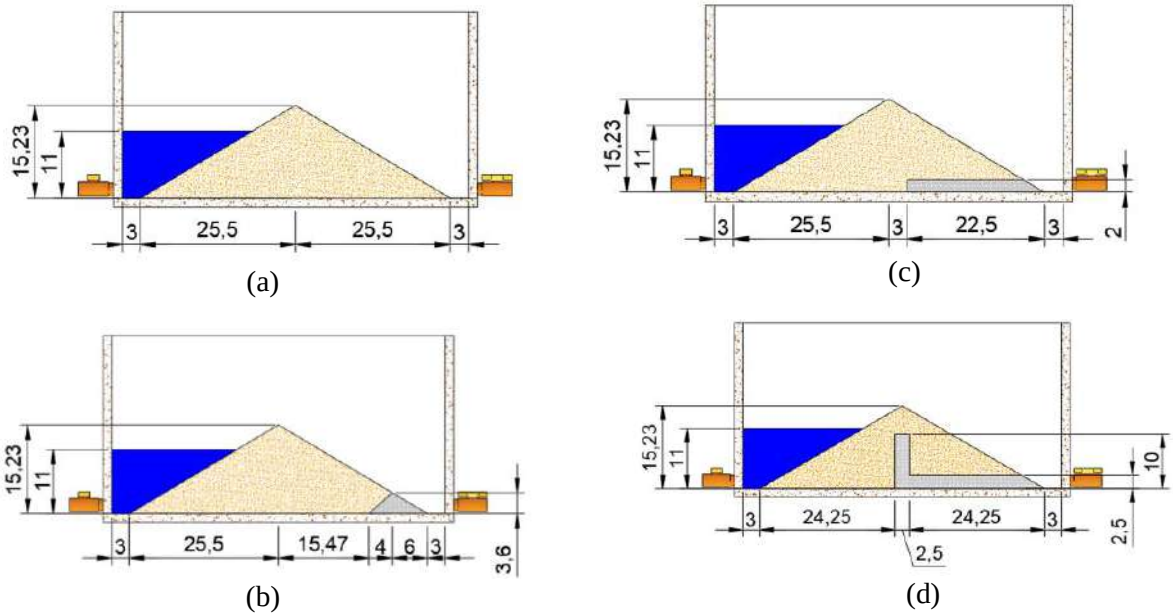


Figura 2. Barragem homogênea (a), com filtro de pé (b), com filtro horizontal (c) e barragem com filtro vertical (d). Escala: cm.

Por fim, com auxílio do software SEEP/W (Versão estudante), extensão do Geostudio, as secções transversais das barragens foram desenhadas e foi definida a grade de elementos finitos, conforme exemplificado na Figura 3, e posteriormente executada a solução numérica no software. Assim, foram obtidas todas as linhas de fluxo para cada modelo reduzido, representado o exemplo da Figura 3 pela linha tracejada em azul, e obtida a vazão calculada na extremidade jusante do modelo. E por fim, comparou-se as linhas de fluxo obtidas experimentalmente com as obtidas pelo método dos elementos finitos.

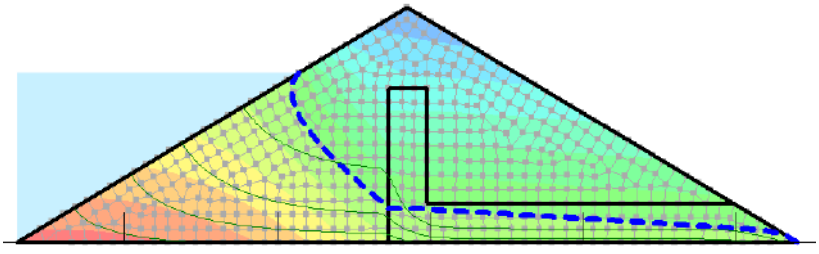


Figura 3. Exemplo de malha de elementos finitos utilizada.

3 RESULTADOS

Os resultados e discussões são apresentados tanto para os modelos experimentais em escala reduzida quanto para as simulações numéricas. Foram desenvolvidas discussões com base nos resultados a respeito,

principalmente, do uso dos diferentes tipos de filtros em barragens de terra e como eles podem afetar o fluxo e a estabilidade. Não obstante, também foram a comparadas a estimativa de parâmetros de permeabilidade utilizados nas simulações numéricas, e consequentemente na obtenção da vazão, com a vazão observada experimentalmente.

3.1 Propriedade Dos Materiais

Para obter o coeficiente de permeabilidade da areia, foram aplicados dois métodos distintos: o primeiro método foi baseado na abordagem de Hazen (1911), e o segundo na metodologia proposta por Alyamani e Şen (1993). Partindo disso, os resultados dos coeficientes de permeabilidade obtidos em cada método, bem como outros dados importantes nos experimentos, foram elencados na Tabela 1.

Tabela 1. Resumo dos parâmetros obtidos.

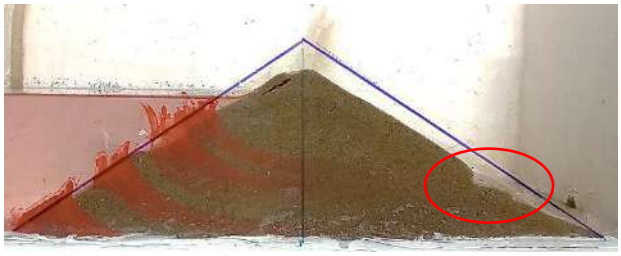
Materiais	D10 (cm)	D50 (cm)	Io (cm)	k (Hazen) cm/s	k (Alyamani e Şen) cm/s
Areia	0,015	0,03	0,13	0,0225	0,0256
Pedrisco	0,127	0,185	1,12	1,6129	1,893

3.2 Análise de Fluxo nos Modelos Reduzidos

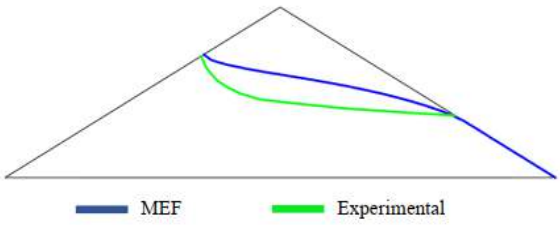
Como o fluxo teórico obtido a partir dos coeficientes de permeabilidade foram bastante similares, por se tratar de equações empíricas e que se baseiam em índices granulométricos. Deste modo, utilizou-se para as análises os traçados obtidos pelos parâmetros de Hazen (1911), ou seja, k = 0,0225cm/s e k = 1,6129cm/s, para areia e pedrisco, respectivamente. Sendo assim, mediante a Figura 4 e 5 pode-se ilustrar os resultados obtidos para análise experimental e teórica no SEEP/W (Versão Estudante) da linha freática.

A Figura 4a e b apresenta linha freática percolada através do corpo da barragem homogênea. Foi possível observar o fluxo emergindo no talude de jusante, tanto na simulação numérica quanto no modelo experimental. Assim, ocasionando uma tendência para o carreamento das partículas de solo pela água, evidenciado na Figura 4a, e posteriormente ocasionando a ruptura por erosão do maciço do modelo experimental, Figura 4c.

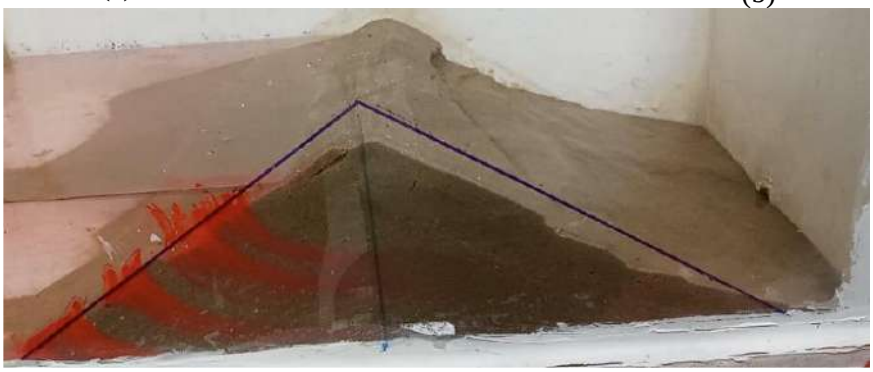
.



(a)



(b)



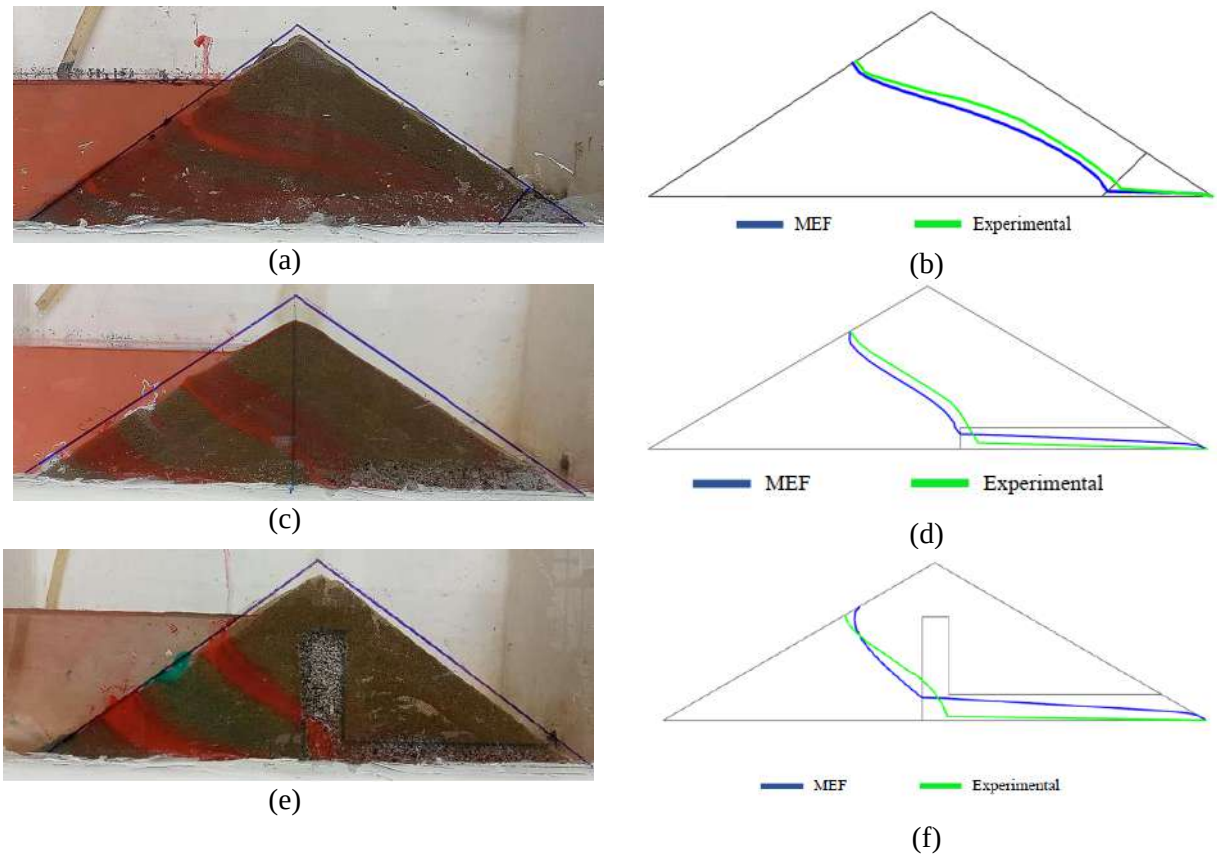
(c)

Figura 4. Modelo experimental de barragem homogênea (a), comparativo das linhas piezométricas (b) e ruptura por erosão hidráulica (c),

A Figura 5 trata do uso de diferentes tipos de filtro na avaliação do comportamento da linha freática no modelo experimental, e a comparação com o resultado numérico. Na Figura 5a nota-se que a linha freática se direciona no sentido do filtro de pé, permitindo o fluxo de água, o que pode reduzir potencial erosão do corpo do talude. A barragem com filtro horizontal, Figura 5c, mostra a eficácia deste no direcionamento do fluxo de água no interior do maciço. Semelhante resultado é observado na Figura 5e é possível se identificar a menor altura de linha freática, no caso do filtro vertical.

As Figuras 5b, 5d e 5f, mostram que os resultados do modelo experimental se assemelham bastante com o modelo numérico, assim como pôde ser observado no caso da barragem homogênea. No que se refere à altura da linha freática a que apresentou uma menor altura ao longo da seção transversal do modelo foi a referente Figura 5f que possui o filtro vertical. O que era esperado de acordo com Massad (2010), Sandroni e Guidicini. (2022) é esta situação que tem a melhor condição de reduzir a saturação do maciço a jusante, e consequentemente apresentar uma maior estabilidade, como foi possível observar tanto no modelo experimental, Figura 5e, como na simulação numérica 5f.

Partindo dos dados da simulação no SEEP/w (versão estudante) e os dados obtidos experimentalmente com os modelos reduzidos, foi possível identificar que os modelos podem ser utilizados para uma visualização simplificada do fluxo através do corpo de barragens de terra além possibilitar as condições de funcionamento dos diferentes tipos de filtro. Além de que indicar que o uso dos filtros foi essencial para que se mantivesse a estabilidade do modelo experimental, e consequente de obras reais.



(a) (b) (c) (d) (e) (f)

Figura 5. Modelo experimental de barragem com filtro de pé (a) filtro horizontal (b) e barragem com filtro vertical (c), e comparativo das linhas piezométricas (b, d e f), respectivamente.

3.3 Análise das Vazões

Os dados de vazão experimental, assim como as simulações no SEEP-W para cada caso, foram dispostos na Figura 6.

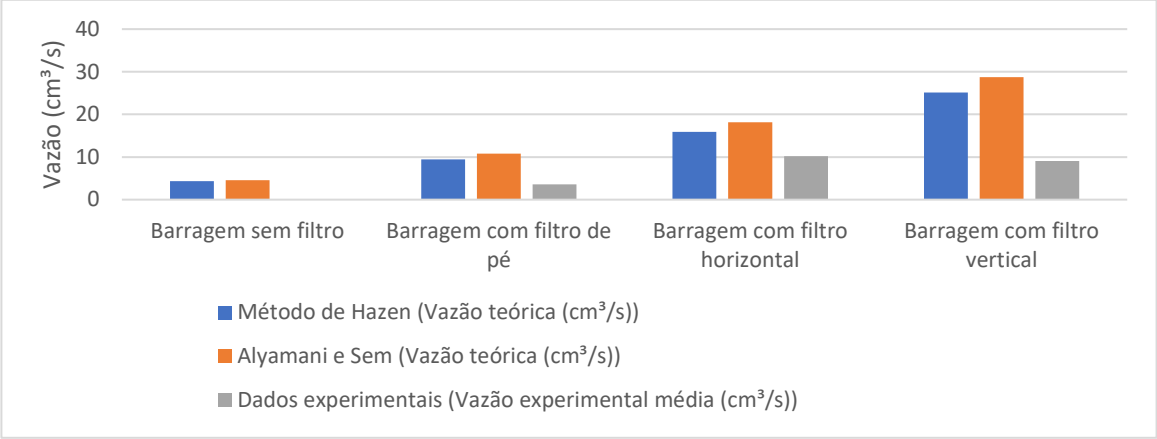


Figura 6. Análise comparativa das vazões.

De acordo com os resultados dispostos na Figura 7, pode-se observar uma diferença considerável entre os dados de vazão experimental média e teórica. A impossibilidade de mensuração na barragem sem filtro devido ao rompimento breve impossibilitou o comparativo na mesma. Sendo assim, essa análise revela uma baixa precisão nos dados de vazão quando comparados teoricamente e experimentalmente. Isso pode estar relacionado a imprecisão na estimação dos coeficientes de permeabilidade, que foram baseados em equação empíricas.

4 CONCLUSÕES

A partir dos resultados e discussões apresentadas, pode-se destacar algumas conclusões no que se refere as simulações no modelo reduzido de barragens de terra em comparação com a modelagem em elementos finitos (MEF):

- A análise de fluxo com o software utilizando o MEF em comparação com os modelos reduzidos, mostra uma consistência nos dados, já que a linha freática na simulação se mostrou semelhante a formada experimentalmente.
- . Os diferentes tipos de filtros demonstraram a capacidade de controlar a linha freática e melhorar a estabilidade da barragem, com destaque para o filtro vertical na prevenção da saturação da barragem. Sendo assim, a importância do uso de filtros em barragens de terra ficou evidente em cada análise
- Análise das vazões revelou incertezas significativas, indicando a necessidade de conduzir estudos adicionais, como a determinação do coeficiente por meio de ensaios de permeabilidade. Além disso, a implementação de medidas para reduzir os erros na análise experimental o que pode contribuir para a minimização das discrepâncias observadas entre os métodos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abokwiek, R., Al Sharabati, M., Hawileh, R. et al. (2022). A Finite Element Model for the Analysis of Seepage Flow of Water Under Concrete Dams. *Geotech Geol Eng* . v. 40 , p. 2823–2841 .

Alyamani, M. S. e Şen, Z. (1993). Determination of hydraulic conductivity from complete grain-size distribution curves. *Ground Water*, Vol. 31, No. 4, p. 551-555.

Amnyattalab, J., Rezaie, H. (2018). Study of the effect of seepage through the body of earth dam on its stability by predicting the affecting hydraulic factors using models of Brooks–Corey and van Genuchten (Case study of Nazluchay and Shahrchay earth dams). *Int. J. Environ. Sci. Technol.* v. 15, p.2625–2636 .

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 17054:2022. *Determinação da composição granulométrica — Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Eduardo, G. P. e Nogueira, L. F. C. (2019). *Mecânica dos Solos e suas Aplicações*. Oficina de Textos.

Freitas, C. M. D.; Silva, M. A. D.; Menezes, F. C. (2016). "O desastre na barragem de mineração da Samarco: fratura exposta dos limites do Brasil na redução de risco de desastres". *Cienc. Cult.* v. 68, n. 3, p. 25-30.

Haghdoost, M., Lakzian, E., Norouzi, R. et al. (2023). Numerical simulation using the finite element method to investigate the effect of internal cutoff walls on seepage and hydraulic gradients in homogeneous earth dams. *Model. Earth Syst. Environ*. v. 9, p. 3851–3864 .

Hazen, A. (1911). Discussion of 'Dams on sand foundations' by A. C. Koening. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, v. 73, p. 199-203.

Huang, D., Yu, Z., Li, Y. et al. (2017). Calculation method and application of loss of life caused by dam break in China. *Nat Hazards*. v. 85, p. 39–57 .

Marques, J. C. Unas, M. (2010). Estudos em Modelo Reduzido de Percolação em Barragens de Aterro [Small Scale Studies of Seepage in Earth Dams]. FEUP: *Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente*.

Massad, F. (2010). *Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia*. São Paulo: Oficina de Textos

Muller, I. I. et al. (2017). Calibração do leito do modelo físico reduzido do Rio Xingu para o estudo da Usina Hidrelétrica de Belo Monte. In: *XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos* [s.l: s.n.]. Florianópolis.

Sandroni, S. S., Guidicini, G. *Barragens de terra e enrocamento*. [s.l.] Oficina de Textos, 2022.

Quintas, F. E. G. (2022). *Planejamento da Construção de Barragens de Terra.* Dissertação - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. [S.l.].

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/68

Gerenciamento Sustentável de Estruturas de Armazenamento de Rejeito: Breve Análise do Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos

Denise Capanema
Engenheira Civil, Progen S.A., Belo Horizonte, Brasil, denise_capanema@hotmail.com

Henrique Nogueira
Engenheiro Civil, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, henrique.nogueira@gwsengenharia.com.br

Silvia Faria
Engenheira Civil, Progen S.A., Belo Horizonte, Brasil, silviadinizfaria@yahoo.com.br

Marina Borges
Geologa, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, marina.borges@vale.com

Ana Caroline Águido
Engenheira Ambiental, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, ana.aguido@gwsengenharia.com.br

RESUMO: Acidentes envolvendo estruturas de armazenamento de rejeitos de mineração causaram, ao longo dos anos, incontáveis impactos à sociedade, incluindo grandes danos ao meio ambiente e fatalidades humanas. Neste contexto, o Conselho Internacional de Mineração e Metais em conjunto com o Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente e Princípios para o Investimento Responsável lançaram o Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos em agosto de 2020, o que representou uma grande mudança em termos de transparência e responsabilidade no âmbito do gerenciamento das estruturas. O objetivo final do Padrão é evitar qualquer dano às pessoas e ao meio ambiente, com tolerância zero para fatalidades humanas. O Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos traz, portanto, uma abordagem sistemática e robusta de boas práticas relacionadas à sustentabilidade ambiental, social e de governança corporativa além de questões técnicas de engenharia. O presente trabalho objetiva descrever como o Padrão contribui para um desenvolvimento sustentável da mineração e quais os principais desafios para que ocorra sua implementação bem-sucedida.

PALAVRAS-CHAVE: Mineração, Governança, Rejeitos, Meio Ambiente, Social.

ABSTRACT: Accidents involving mining tailings storage facilities have caused countless impacts on society over the years, including significant damage to the environment and human fatalities. In this context, the International Council on Mining and Metals, collectively with the United Nations Environment Programme and the Principles for Responsible Investment, launched the Global Industry Standard on Tailings Management in August 2020, which represented a major shift in terms of transparency and accountability in the management of the facilities. The ultimate goal of the Standard is to prevent any harm to people and the environment, with zero tolerance for human fatalities. Therefore, the Global Industry Standard on Tailings Management brings a systematic and robust approach to best practices related to environmental, social, and corporate governance sustainability, as well as technical engineering issues. This paper aims to describe how the Standard contributes to sustainable mining development and the main challenges for its successful implementation.

KEYWORDS: Mining, Governance, Tailings, Environment, Social.

1 INTRODUÇÃO

A mineração ao redor do mundo tem sido marcada por uma série de eventos indesejados, que vão desde acidentes de rotina até falhas catastróficas. Desde 1960, houve um aumento significativo no número de incidentes em barragens de rejeitos em todo o mundo, com uma média de 1,76 acidentes por ano. Em 2010, aproximadamente 90 falhas foram registradas, destacando a necessidade de maior atenção à segurança e os impactos ambientais e socioeconômicos causados por rompimentos desse tipo de estrutura (WISE URANIUM, 2010 *apud* CHAMBERS; HIGMAN, 2011).

Em 05 de novembro de 2015 ocorreu o rompimento da barragem de Fundão, na unidade industrial de Germano, entre os distritos de Mariana e Ouro Preto, Minas Gerais. Esse acidente devastou distritos próximos, especialmente Bento Rodrigues, resultando em desaparecidos e muitos desabrigados (GLOBO, 2015). O derramamento de milhões de metros cúbicos de rejeitos de mineração no sistema fluvial atingiu o Rio Doce e se espalhou até o mar no estado do Espírito Santo (ESPINDULA; NODARI e SANTOS, 2019).

Outra falha catastrófica ocorreu em 25 de janeiro de 2019 na mina Córrego do Feijão, em Brumadinho, Minas Gerais, resultando no colapso da barragem de rejeitos. Cerca de 11,7 milhões de metros cúbicos de detritos provenientes da atividade mineradora foram despejados na região, atingindo a área urbana e rural circundante, resultando em uma extensão de mais de oito quilômetros de destruição (GLOBAL TAILINGS REVIEW, 2020). Esse foi o maior acidente já registrado no Brasil, ocorrendo pouco após a tragédia de Mariana, e considerado uma das maiores tragédias socioambientais do país (CASTRO; ALMEIDA, 2019).

De acordo com Campante (2019), os desastres em Mariana e Brumadinho não foram os únicos registrados em Minas Gerais. Em 1986, o rompimento da barragem de rejeitos da mina de Fernandinho, em Itabirito, resultou na morte de 7 pessoas. Em 2001, a barragem da Mineração Rio Verde, em Nova Lima, causou a morte de 5 trabalhadores. Em 2014, 3 operários perderam a vida em outro acidente em Itabirito, desta vez na mina Herculano. Esses casos de graves acidentes na mineração, como os ocorridos em Mariana e Brumadinho, que representam grandes desastres sociais e ambientais, é possível identificar duas principais causas: as características inerentes da atividade econômica da mineração e a maneira como ela se relaciona com o Estado e a comunidade (CAMPANTE, 2019).

Esses eventos mostram que, apesar dos avanços em segurança e transparência na indústria de mineração, ainda há muito a ser feito para proteger vidas, melhorar o desempenho e garantir a responsabilidade do empreendedor. Dentro desse contexto, o Conselho Internacional de Mineração e Metais (ICMM da sigla em inglês), o Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente (PNUMA da sigla em inglês) e os Princípios para o Investimento Responsável (PRI da sigla em inglês) firmaram o compromisso de padronizar as melhores práticas para a gestão de rejeitos. Nesse ínterim, em 5 de agosto de 2020, foi lançado o Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos, GISTM da sigla em inglês (GLOBAL TAILINGS REVIEW, 2020).

Ainda de acordo com Global Tailings Review (2020), este Padrão foi desenvolvido por especialistas multidisciplinares contando com a contribuição de um grupo consultivo multilateral. O processo de avaliação envolveu extensas consultas públicas com as comunidades afetadas, representantes governamentais, investidores e partes interessadas da indústria minerária e baseou-se nas melhores práticas disponíveis, bem como nas lições aprendidas dos eventos ocorridos de falha de barragens. O GISTM se esforça em transformar a mineração de modo a garantir o objetivo final de não causar danos às pessoas e ao meio ambiente. Apoiado por uma abordagem integrada à gestão de resíduos, o Padrão visa prevenir incidentes catastróficos e aumentar a segurança das instalações de rejeitos globalmente, promovendo transparência, responsabilização e proteção dos direitos das pessoas afetadas (GLOBAL TAILINGS REVIEW, 2020).

Cabe ressaltar que exemplos passados mostram que o perigo não surge apenas em razão de falhas técnicas, mas também de questões associadas à governança e gestão. Nesse sentido, a divulgação de dados para transparência e prestação de contas à sociedade, assim como a responsabilização, deve ser uma prioridade máxima em todos os níveis da empresa.

Este artigo descreve como o GISTM contribui para um desenvolvimento sustentável da mineração e quais os principais desafios para sua implementação bem-sucedida. Além disso, será discutida a importância de estabelecer os papéis e responsabilidades, como também o desenvolvimento de documentações estratégicas para gestão de rejeitos das estruturas de armazenamento de rejeitos (EAR's).

2 METODOLOGIA

Esse artigo consiste em uma pesquisa bibliográfica e exploratória, baseada em materiais já publicados, como livros, artigos científicos e conteúdos disponíveis online, além das percepções e conhecimentos adquiridos pelos autores na implementação do GISTM nos últimos anos. O objetivo dessa pesquisa é proporcionar uma maior familiaridade com o assunto, a fim de desenvolver um melhor entendimento acerca das questões relacionadas à aplicabilidade do Padrão.

A principal fonte de referência para esta pesquisa consiste no site *Global Tailings Review*, em razão da facilidade de acesso aos dados, da importância e credibilidade dos órgãos elaboradores, além da grande quantidade de informações disponíveis sobre o tema.

3 BREVE ANÁLISE DO PADRÃO GLOBAL DA INDÚSTRIA PARA A GESTÃO DE REJEITOS (GISTM)

O GISTM é um documento com 6 Tópicos divididos em 15 Princípios, que por sua vez se subdividem em 77 Requisitos auditáveis. O padrão estabelece uma referência global para a gestão de rejeitos, envolvendo as principais áreas para todo o ciclo de vida das EAR's.

Neste item serão discutidos como os conteúdos do padrão são apresentados, como os critérios de conformidade são estabelecidos e descritos pelas bibliografias consultadas, além de quais tópicos são considerados de extrema relevância e que são discutidos e implementados por meio do GISTM, sendo estes um modelo de governança, a gama de documentos estratégicos para o gerenciamento das EAR's e os principais sistemas de gestão associados que devem ser implementados.

3.1 Divisão dos Conteúdos do Padrão

O Padrão estabelece um modelo para uma gestão sustentável e segura de estruturas de disposição de rejeitos, proporcionando maior flexibilidade para que os operadores alcancem esse objetivo da melhor maneira possível. A minuta do GISTM inclui um preâmbulo, uma seção de Requisitos, um glossário e anexos. Os requisitos apresentados são aplicáveis individualmente a cada EAR e foram concebidos para serem práticos e verificáveis (ICMM, 2020).

Uma breve análise dos Tópicos do GISTM revela diversas abordagens temáticas, que contribuem para uma melhor cultura organizacional, com maior responsabilidade e sustentabilidade em todos os processos durante o ciclo de vida das EAR's, incluindo o fechamento e pós-fechamento.

O Tópico I - Comunidades Afetadas aborda o respeito aos direitos das pessoas impactadas pelo projeto e a busca por envolvê-las significativamente em todas as etapas.

Já o Tópico II - Base integrada de Conhecimentos desenvolve uma base de informações interdisciplinar essencial para garantir a gestão adequada dos rejeitos, fomentando o uso dos conhecimentos social, ambiental, econômico e técnico local para embasar as decisões em todas as etapas do ciclo de vida da EAR (ICMM, 2020).

O Tópico III - Projeto, Construção, Operação e Monitoramento de Estruturas de Disposição de Rejeitos permite compreender os potenciais níveis de impacto associados à EAR com base nos critérios de projeto utilizados, identificando possíveis modos de falha da estrutura e suas consequências, promovendo o desenvolvimento da gestão de rejeitos com base na gestão de riscos (ROMAN *et al*., 2023).

O Tópico IV - Gestão e Governança aborda a implementação de diretrizes, sistemas e atribuições para garantir a proteção e a confiabilidade das EAR's, estabelecendo políticas, sistemas e responsabilidades como parte de um processo sólido de controle de qualidade e de riscos. Esse tópico prescreve uma cultura organizacional que estimula o aprendizado, a comunicação e a identificação precoce de problemas, o estabelecimento de procedimentos para relatar e responder a denúncias, além da implementação de medidas de proteção aos denunciantes (ICMM, 2020).

O Tópico V - Resposta às Emergências e Recuperação de Longo Prazo, prepara o operador para lidar com emergências decorrente de falhas nas EAR's indicando o estado de prontidão para uma recuperação de longo prazo caso ocorra uma falha catastrófica.

Por fim, o Tópico VI - Divulgação Pública e Acesso à Informação visa tornar amplamente disponíveis as informações sobre as EAR's para respaldar a transparência e a prestação de contas públicas (ICMM, 2020).

A Figura 1 apresenta a distribuição dos Tópicos, os Princípios associados e a quantidade de Requisitos nos quais são subdivididos.

Figura 1. Estruturação do GISTM
Fonte: Adaptado de *Global Tailings Review* (2020).

3.2 Critérios de Conformidade

Em maio de 2021, o ICMM publicou um documento denominado Os Protocolos de Conformidade, que apresenta critérios claros e concisos para permitir que a conformidade ao GISTM seja avaliada. A orientação para validação do ICMM (2021) define:

- Autoavaliação – Confirmação própria (ou seja, autoavaliação) da existência e integridade de sistemas e/ou práticas relativas à implementação, na medida em que sejam aplicáveis em um determinado contexto. Ou seja, destina-se a ajudar os operadores a autoavaliarem o seu progresso na implementação do Padrão.
- Validação Externa – Confirmação independente da razoabilidade e autenticidade das afirmações feitas nas autoavaliações. Esta avaliação pode ocorrer como parte de uma auditoria separada do sistema, por exemplo, uma auditoria do sistema de gestão ambiental ISO 14001 (ICMM, 2021). Ou seja, isto significa permitir que auditores terceirizados verifiquem de forma independente se uma estrutura de armazenamento de rejeitos atende aos requisitos da Padrão.

Ainda de acordo com ICMM (2021), os protocolos permitem fornecer a terceiros independentes e ao operador, critérios para apoiar a implementação com exemplos que não são obrigatórios, mas implícitos, e para avaliar o cumprimento de todos os requisitos aplicáveis do Padrão. Os possíveis resultados para a autoavaliação ou validação de terceiros de um requisito individual, desnominados níveis de conformidade, incluem Atende, Atende Parcialmente e Não Atende.

Em certas circunstâncias, um requisito pode ser considerado Não Aplicável, como quando operações de mineração não ocorrem em terras ou territórios indígenas ou tribais, caso em que o Requisito 1.2 não se aplica. Os níveis de conformidade estão descritos na Tabela 1 como abordado no ICMM (2021).

Tabela 1. Descrição dos níveis de conformidade, adaptado de ICMM (2021).

Nível de conformidade	Descrição do resultado
Atende	Sistema e/ ou práticas relacionadas ao Requisito foram implementadas e há evidências suficientes para demonstrar que o requisito está sendo cumprido.
Atende parcialmente	Os sistemas e/ ou práticas relacionadas ao cumprimento do Requisito foram apenas parcialmente implementados. Persistênica de lacunas ou fragilidades que podem contribuir para a incapacidade de atender ao Requisito ou fornecimento de evidencias verificáveis insuficientes para demonstrar que a atividade está alinhada ao Requisito.
Não atende	Os sistemas e/ ou práticas necessárias para apoiar a implementação do Requisito não existem, ou não estão sendo implementadas, ou não podem ser evidenciados.
Não aplicável	O Requisito específico não se aplica ao contexto da estrutura.

3.3 Modelo de Governança Sugerido Pelo GISTM

O GISTM define quatro papéis fundamentais para um melhor gerenciamento das EAR's, sendo estes: Executivo Responsável (AE da sigla em inglês), Engenheiro Responsável de Estruturas de Rejeitos (RTFE da sigla em inglês), Engenheiro de Registro (EOR da sigla em inglês) e um Conselho Independente de Revisão de Rejeitos (ITRB da sigla em inglês).

Os Protocolos de Conformidade (ICMM, 2021) oferecem orientações detalhadas sobre as funções e responsabilidades desses papéis, conforme descrito na Tabela 2.

Tabela 2. Resumo das funções chave do GISTM, adaptado de MacRobert *et al.* (2022)

Papel	Função
Executivo Responsável (AE) *Nomeado pelo CEO ou Conselho de Administração*	✓Responsável por garantir que estruturas de gestão adequadas estejam instaladas e funcionando em cada mina. ✓A responsabilidade pode ser delegada (por exemplo, a um especialista corporativo em rejeitos), mas não a prestação de contas (*accountability*). ✓Nomeação do ITRB (ou um Revisor Técnico Independente Sênior) ✓Auxiliar as operações na seleção de RTFE e EOR. ✓Aceitar critérios de projeto mais baixos quando apropriado.
Engenheiro Responsável da Instalação de Rejeitos (RTFE) *Nomeado pela Operação (Gerente da Mina) com contribuição do AE. Em alguns casos, o AE pode nomear um RTFE se as funções forem partilhadas*	✓Responsável pela integridade de uma EAR. ✓Facilitar a comunicação entre as partes. ✓Garantir o escopo e o orçamento relacionados aos trabalhos associados a EAR. ✓Garantir que a EAR seja projetada, construída e fechada de forma adequada em conjunto com Engenheiro de Registro (EOR).
Engenheiro de Registro (EOR) *Nomeado pela Operação (Gerente de Mina) com a contribuição do AE.*	✓Garantir que a EAR seja projetada, construída e fechada de forma adequada. ✓Realizar inspeções regularmente. ✓Apoiado por uma equipe de projeto multidisciplinar (trabalhando em conjunto com o EOR ou subcontratado).
Conselho Independente de Revisão de Rejeitos (ITRB) ou Revisor Técnico Independente Sênior *Nomeado pela operação (Gerente de Mina) com a contribuição do AE. O AE também pode nomear o ITRB.*	✓Não têm autoridade para tomar decisões. ✓Avalia os fatores subjacentes à segurança dos rejeitos, notadamente o planejamento, projeto, construção, operação, manutenção, monitoramento do desempenho e gestão de riscos ao longo do ciclo de vida das estruturas de armazenamento de rejeitos.

Alguns requisitos dos Protocolos de Conformidade (ICMM, 2021) podem ser evidenciados por meio de currículos, demonstrando as experiências e competências dos profissionais envolvidos. A relação e comunicação entre os quatros papéis é crucial, apesar das funções serem distintas: (i) o AE é responsável por garantir a gestão adequada de todas as estruturas de armazenamento da empresa de mineração, (ii) o RTFE assegura a integridade das EAR's, garantindo que as estruturas sejam projetadas, operadas e fechadas com segurança, (iii) o Engenheiro de Registro (EOR) oferece suporte técnico operacional externo, e (iv) o Conselho Independente de Revisão de Rejeitos (ITRB) avalia regularmente a conformidade técnica das estruturas associada à segurança.

Destaca-se que os documentos relacionados à segurança precisam ser regularmente avaliados por um ITRB ou por um revisor sênior, embora seja importante ressaltar que o ITRB não tem autoridade para tomar decisões. O AE mantém a responsabilidade de definir critérios de segurança, nos quais o EOR e RTFE tomam conjuntamente as decisões de projeto (MacROBERT *et al.*, 2022).

3.4 Documentação Estratégica sobre Gestão de Rejeitos

Além de estabelecer uma governança sólida por meio da atribuição de papéis e responsabilidade, o GISTM expõe a necessidade das EAR's apresentarem ou elaborarem documentos estratégicos para uma gestão adequada ao longo do seu ciclo de vida. Esses documentos têm como objetivo consolidar as bases de dados técnicos das estruturas, avaliar riscos e segurança, estabelecer regras operacionais, planejar ações voltadas à emergência, entre outros, visando aprimorar a tomada de decisão rumo à gestão segura das estruturas.

É interessante notar que alguns dos documentos solicitados no GISTM já se alinham com o que é exigido pela legislação brasileira, em virtude dos avanços regulatórios ocorridos nos últimos anos nos âmbitos nacional, estadual ou em colaboração com órgãos multilaterais e a indústria. No entanto, é importante perceber que os documentos considerados correlatos ainda mantêm suas particularidades inerentes.

A seguir, são apresentados alguns dos principais documentos requisitados pelo GISTM, juntamente com os itens equivalentes ou correlatos frequentemente desenvolvidos no contexto técnico brasileiro.

(i) Estudo de Classificação de Consequências: Este estudo, apresentado pelo Requisito 4.1, avalia os possíveis impactos a jusante em caso de falha. Tal classificação pode ser vista como uma metodologia para mensurar as consequências e avaliar os danos potenciais, subsidiando decisões técnicas relacionadas à gestão das EAR's, como critérios de gestão e projeto. No Brasil, o Dano Potencial Associado (DPA) é recorrentemente aplicado como uma metodologia de classificação, embora apresente categorias e critérios distintos em comparação com a classificação do GISTM.

(ii) Relatório de Base do Projeto (DBR da sigla em inglês): Apontado no Requisito 4.8, este relatório detalha e fornece a base e critérios para o projeto, operação, construção, monitoramento e gestão de riscos da EAR. Ele se assemelha a relatórios de consolidação de dados, comumente elaborados por empresas projetistas no desenvolvimento de trabalhos de engenharia.

(iii) Manual de Operações, Manutenção e Vigilância (OMS da sigla em inglês): Referenciado no Requisito 6.4, este manual descreve os indicadores de desempenho e critérios de operação, controles de risco e controles críticos, voltados à gestão segura das estruturas. Paralelamente, a legislação federal solicita que o empreendedor apresente um plano de operação para barragens de mineração enquadradas na Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), que inclua procedimentos de operação, inspeção, monitoramento e manutenção.

(iv) Plano de Preparação e Resposta a Emergências (EPRP da sigla em inglês): Apresentado no Requisito 13.1, este plano é desenvolvido especificamente para a área da estrutura, considerando os modos de falha críveis. Deve identificar perigos e estabelecer estratégias de resposta a emergências, considerando recursos e pessoas envolvidas. No Brasil, de maneira similar, é exigida a elaboração do Plano de Ação de Emergência para Barragens de Mineração (PAEBM), parte integrante do Plano de Segurança de Barragem (PSB).

(v) A Revisão de Segurança de Barragens (DSR da sigla em inglês): Apontada no Requisito 10.5, é uma avaliação periódica, realizada de maneira sistemática por uma equipe de revisão independente, qualificada para analisar aspectos técnicos, operacionais e de governança de uma EAR. Apesar de algumas especificidades, um processo semelhante de revisão independente é solicitado pela legislação atual, denominada Revisão Periódica de Segurança de Barragens (RPSB).

3.5 Sistemas de Gestão Associados

O ICMM (2021) aborda a importância da implementação de sistemas de gestão, reconhecendo seus desafios, mas também os benefícios em termos de desempenho e gerenciamento de informações.

O Sistema de Gestão de Rejeitos, do inglês *Tailings Management System* (TMS), se posiciona como tema central do Padrão e tem foco na organização da sistemática de governança geotécnica relacionada à operação e gestão segura das EAR's ao longo de seu ciclo de vida. O TMS, recomendado pelo requisito 8.2, inclui elementos essenciais, tais como: (i) estabelecimento de políticas, procedimentos e diretrizes norteadoras das atividades; (ii) planejamento da governança, incluindo a identificação e garantia de recursos adequados, como pessoal experiente e/ou qualificado, equipamentos, programação, dados, documentação e recursos financeiros; (iii) definição de objetivos, métricas e indicadores de desempenho; (iv) controle e gestão de mudanças; (v) avaliações de desempenho e de risco; (vi) diretrizes de operação e gestão de emergência, incluindo a elaboração de manuais de operação e planos de emergência; e por fim, (vii) auditorias e revisões, incluindo do próprio TMS com vistas à melhoria contínua.

É importante ressaltar que o TMS e seus diversos componentes devem interagir com outros sistemas de gestão estabelecidos, como o Sistema de Gestão Socioambiental (SGSA) e o sistema de conformidade legal.

O Sistema de Gestão Socioambiental (SGSA), também mencionado no Requisito 8.2, adota uma abordagem metodológica baseada nos elementos do ciclo PDCA (Planejar-Executar-Verificar-Agir) para gerenciar riscos e impactos socioambientais de forma estruturada a curto e longo prazo. O SGSA auxilia as empresas a integrarem os procedimentos e objetivos para a gestão desses impactos nas principais operações do negócio, por meio de um conjunto de processos claramente definidos e replicáveis.

É fundamental notar que muitas atividades e necessidades descritas no GISTM podem vir a integrar um sistema abrangente de gerenciamento ambiental e social aplicado em toda a mina. Segundo ICMM (2020), no caso de já terem sido adotados sistemas confiáveis para garantir a observância desses requisitos, como processos de auditoria ou verificação de terceiros, estes devem ser reconhecidos como equivalentes para evitar duplicidades na medida do possível.

4 CONCLUSÃO

Manter-se em conformidade com o GISTM não elimina a necessidade de atender aos requisitos estabelecidos em estatutos, leis, regulamentos, portarias ou outras diretrizes governamentais, sejam elas nacionais, estaduais ou locais. Os operadores devem seguir rigorosamente os requisitos do padrão, sem contrariar outras legislações. O padrão será respaldado por protocolos de implementação que fornecerão o suporte necessário, incluindo instruções detalhadas para certificação e garantia de segurança (ICMM, 2020).

Uma EAR segura é aquela que executa sua função prevista em condições normais e incomuns, não representa um risco inaceitável às pessoas, à propriedade ou ao meio ambiente, além de atender aos critérios de segurança aplicáveis. O lançamento do GISTM, em 2020, tem como objetivo auxiliar o desenvolvimento de uma gestão segura e responsável de rejeitos nas questões sociais e ambientais nas EAR's. O Padrão levou as partes interessadas da mineração a repensar como as EAR's estão sendo projetadas, construídas, operadas, monitoradas e fechadas atualmente, e, ainda mais importante, como elas são gerenciadas, revisadas, mantidas e governadas em todo o ciclo de vida.

A motivação das partes interessadas envolvidas na implementação do Padrão é que a sociedade recupere a confiança na indústria da mineração além de fazer com que a comunidade faça parte dela, levando ao caminho da sustentabilidade e desenvolvimento por meio de investimento responsável. Cabe ressaltar que este processo conjunto deve ser monitorado e controlado para melhoria contínua. Um sistema de governança forte, que possa garantir a continuidade dos papéis, deverá apoiar tal monitoramento e transmissão de informações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Campante, R. G. (2019) *Mineração e Grandes Acidentes do Trabalho: A Lógica Subjacente*. Disponível em: < Mineração e grandes acidentes do trabalho: a lógica subjacente (trt3.jus.br)>. Acesso em: 02 mar. 2024.

Castro, L. S. de., Almeida E. (2019) *Desastres e Desempenho Econômico: Avaliação do Impacto do Rompimento da Barragem de Mariana.* Disponível em: <https://periodicos.ufsc.br/index.php/geosul/article/view/2177-5230.2019v34n70p406/38527>. Acesso em: 02 mar. 2024.

Chambers, D., Higman, B. (2011) *Long Term Risk of Tailings Dam Failure*. Disponível em: < CHAMBERS_&_HIGMAN_2011.PDF >. Acesso em: 02 mar. 2024.

ICMM - Conselho Internacional de Mineração e Metais. (2020) *Padrão Global da Indústria sobre Gestão de Rejeitos*. Londres.

ICMM - Conselho Internacional de Mineração e Metais (2021) *Protocolos de Conformidade Global: Padrões Globais sobre Gestão de Rejeitos.* Londres.

Espindula. H. S., Nodari. E. S., Santos. M. A. Dos. (2019) *Rio Doce: Riscos e Incertezas a partir do desastre de Mariana (MG).* Disponível em: <https://www.scielo.br/j/rbh/a/WVJHkHCGb8HXBRrPX9hjYCv/#>. Acesso em: 02 mar. 2024.

Globo. (2015) *Rompimento da Barragem em Mariana: Perguntas e Respostas.* Disponível em: <https://g1.globo.com/ciencia-e-saude/noticia/2015/11/rompimento-de-barragens-em-mariana-perguntas-e-respostas.html>. Acesso em: 02 mar. 2024.

Global Tailings Review (2020). *Global Industry Standard on Tailings Management*. Disponível em: <https://globaltailingsreview.org/>. Acesso em: 02 mar. 2024.

MacRobert. C. J., *et al.* (2022) *GISTM: Who are the responsible individuals?*. Disponível em: < GISTM: Who are the responsible individuals? (scielo.org.za)>. Acesso em: 02 mar. 2024.

Roman. C., *et al*. (2023) Consulting Experience in the Implementation of the Global IndustryStandard on Tailings Management. Disponível em: <https://ausenco.com/assets/documents/Consulting-Experience-in-the-Implementation-of-the-Global-Industry-Standard-on-Tailings-Management.pdf> . Acesso em: 02 mar. 2024.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/69

Gradientes Hidráulicos Associados a Níveis de Controle: Estudo de Caso de uma Barragem para Disposição de Rejeitos

Érika Gomes
Engenheira Civil Geotécnica, DF+ ENGENHARIA, Belo Horizonte, Brasil, egomes@dfmais.eng.br

Sabrine Rodrigues
Engenheira Civil Geotécnica, DF+ ENGENHARIA, Belo Horizonte, Brasil, srodrigues@dfmais.eng.br

Fernando Fante
Engenheiro Civil Geotécnico, DF+ ENGENHARIA, Belo Horizonte, Brasil, ffante@dfmais.eng.br

Samuel Loures
Engenheiro Civil Geotécnico, DF+ ENGENHARIA, Belo Horizonte, Brasil, sloures@dfmais.eng.br

RESUMO: Barragens de terra são estruturas geotécnicas permeáveis, formadas por aterros compactados nos quais se estabelece um nível freático interno, que varia ao longo do tempo em função das condições climáticas, operacionais e de funcionamento dos dispositivos de drenagem interna. Portanto, sua operação precisa ser gerida a partir de níveis de controle para assegurar sua segurança, níveis estes definidos para auxiliar na tomada de decisão de ações preventivas e corretivas, permitindo o diagnóstico de anomalias indicativas do aumento de pressão da água que, por consequência, podem resultar em perda de estabilidade. Nas barragens de mineração brasileiras, os níveis de controle estão frequentemente associados ao monitoramento da performance da estrutura e auxiliam na tomada de decisões. Frequentemente, são empregues análises determinísticas baseadas em métodos de equilíbrio limite para elaboração dos níveis de controle, contudo, existem divergência de padrões, metodologias e critérios para sua elaboração. Nestas análises, aplica-se a metodologia clássica onde eleva-se a superfície freática interna até a verificação da falha por instabilização do espaldar de jusante da barragem, determinada por meio de um fator de segurança. Mas, a indução da elevação freática no maciço nem sempre representa a condição admissível de funcionamento. Muitas vezes, condições de operação podem gerar o desenvolvimento de gradientes hidráulicos críticos acima dos limites admissíveis, ocasionando outros modos de falha *e.g.*, *piping*, ainda que dentro dos limites de criticidade admissíveis estabelecidos por fatores de segurança. Nesse contexto, este estudo tem por objetivo discutir a aplicação da metodologia clássica de avaliação dos níveis de controle por meio da avaliação da segurança de gradientes hidráulicos e, ao final, indicar quando se deve ou não aplicá-la. Para isso, foram conduzidas análises de percolação seguidas de análises de estabilidade por equilíbrio limite de barragem de contenção de rejeitos associadas a fatores de segurança pré-estabelecidos. A partir dos resultados, foi possível discutir que gradientes hidráulicos elevados e surgências podem ocorrer anteriormente a fatores de segurança estabelecidos para controle, demonstrando divergência entre fatores de segurança e gradientes hidráulicos admissíveis, que a integração destes é fundamental para tomada de decisão quanto à condição real de risco associada aos níveis de controle e que a tomada de decisão poderá envolver a alteração da metodologia de elaboração da carta, ou ainda, mudança da solução de engenharia proposta.

PALAVRAS-CHAVE: Níveis de controle, gradientes hidráulicos, instrumentação geotécnica, segurança de barragens.

ABSTRACT: Earth dams are permeable geotechnical structures constructed by compacted embankments in which an internal water table is established. This water table varies over time due to climatic, operational, and internal drainage device conditions. Consequently, their operation must be managed based on control levels to ensure safety. These defined levels assist in decision-making for preventive and corrective actions, allowing the diagnosis of anomalies indicative of increased water pressure that could lead to instability. In Brazilian mining dams, control levels are often associated with monitoring the structure's performance and aiding decision-making. Deterministic analyses based on limit equilibrium methods are frequently employed to establish these control levels. However, there are divergences in standards, methodologies, and criteria for their development. In these analyses, the classical methodology involves raising the internal water table until

failure is verified due to downstream embankment instability, determined by a safety factor. Nevertheless, inducing water table elevation in the mass does not always represent an acceptable operating condition. Often, operational conditions can lead to critical hydraulic gradients exceeding permissible limits, resulting in other failure modes (e.g., piping), even if they remain within acceptable criticality limits established by safety factors. In this context, the objective of this study is to discuss the application of the classical methodology for assessing control levels by evaluating hydraulic gradient safety. Ultimately, it aims to indicate when this methodology should or should not be applied. To achieve this, the study conducted seepage analyses followed by stability analyses using the limit equilibrium method for a containment dam associated with pre-established safety factors. The results revealed that elevated hydraulic gradients and upwellings can occur before the safety factors established for control. This highlights a discrepancy between safety factors and permissible hydraulic gradients. Integrating these factors is crucial for making informed decisions regarding the actual risk associated with control levels. Decision-making may involve altering the methodology used for chart development or even changing the proposed engineering solution.

KEYWORDS: Instrumentation control levels, hydraulic gradient, geotechnical instrumentation, dam safety.

1 INTRODUÇÃO

Barragens são estruturas construídas para acumulação de substâncias essencialmente aquosas, quer sejam estas puras, como água, ou misturas de líquidos e sólidos, como sedimentos ou rejeitos (ANM, 2024). Estas estruturas são empregadas em diversos setores da economia, tais como agricultura, energético e mineração, em geral, para atividades de abastecimento, produção ou controle.

Para simplificar a geometria das barragens, frente à sua função de permitir o armazenamento, estas estruturas são comumente construídas em fundos de vale, a partir do fechamento transversal de talvegues naturais por meio de um paramento. Desta forma, são compostas, essencialmente, por um barramento, construído para fechamento, e por um reservatório de acumulação, formado em função deste.

De acordo com o tipo de material principal utilizado em sua construção, as barragens são classificadas como sendo de concreto ou de terra (CBDB, 2024). Estas últimas, são as soluções mais empregadas no Brasil para contenção de rejeitos, escopo deste estudo.

Em síntese, as barragens de terra são compostas por um aterro permeável de solo compactado e elementos de drenagem interna, como filtros verticais ou inclinados e tapetes drenantes, projetados para o contato entre aterro e fundação, conectados aos drenos de pé, externos de proteção. O nível freático que se estabelece pelo maciço e fundação destas estruturas é condicionado pela presença de água no reservatório, pela geometria e características dos dispositivos de drenagem interna e pelas condições de drenabilidade do aterro e da fundação.

A elevação freática no aterro resulta na diminuição da resistência ao cisalhamento dos solos, o que pode desencadear processos de instabilização, bem como na formação de gradientes hidráulicos elevados, que podem originar erosões internas. Desta forma, a estabilidade física do aterro está fundamentalmente condicionada ao controle do nível freático interno resultante do enchimento do reservatório, quando mais elevado este for, menor a condição de segurança esperada.

Em condições normais, quanto mais eficiente for o sistema de drenagem interna do maciço, menor será altura no nível d'água no aterro. Contudo, a superfície freática varia sazonalmente dentro do barramento, em função do regime de chuvas, das condições de operação da barragem e/ou em função do funcionamento de sua drenagem interna.

Portanto, faz-se necessária a gestão de segurança geotécnica das barragens, que envolve um conjunto de ações para acompanhamento de seu comportamento frente a estas mudanças sazonais. De modo a se assegurar que tais variações de comportamento se limitem dentro de faixas de maior ou menor criticidade, que sejam temporárias, que permitam intervenções se necessárias e que não culminem em sua ruptura.

Este processo de controle é realizado por meio da sua auscultação, isto é, o conjunto de medidas de gestão de risco, que objetivam a detecção e o diagnóstico de eventuais deteriorações que comprometam a segurança das barragens. O processo de auscultação pode ser feito por meio de inspeções visuais em superfície

e por meio de monitoramento por instrumentação instalada no aterro e na fundação (Fonseca, 2003). Uma das principais ferramentas de gestão de risco de barragens de terra são as denominadas Cartas de Controle, documentos os quais determinam os níveis normais e os níveis críticos de freáticos admissíveis para cada estrutura.

2 OBJETIVO

Este estudo tem por objetivo discutir a segurança de gradientes hidráulicos associados aos fatores de segurança convencionalmente pré-definidos para barragens de terra. Bem como, contribuir para discussão quanto às limitações normativas para elaboração de projetos de barragem de mineração.

3 MODOS DE FALHA DE BARRAGENS DE TERRA

A legislação determina que nos projetos de barragens devem ser estabelecidos critérios de avaliação de segurança periódica, com base no monitoramento e nos potenciais modos de falha identificados para cada estrutura. A normativa NBR 13.028 (ABNT, 2017) é a principal referência a respeito da elaboração de projetos de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água. Neste aspecto, a normativa aponta como principais mecanismos de ruptura de barragens: (i) estabilidade, (ii) galgamento, (iii) liquefação, e (iv) erosão interna. A estabilidade física é avaliada por meio de análises de equilíbrio limite em cenários de mobilização de resistência drenada ou não drenada, de acordo com o comportamento previsto dos materiais que a compõem a estrutura. O galgamento é elucidado a partir do trânsito de cheias, já a liquefação a partir dos materiais e condições de carregamento em que a estrutura estará submetida. Por fim, a erosão interna está associada ao arraste de partículas do solo em função dos gradientes hidráulicos elevados.

Nesta seara, a estabilidade física e a erosão interna podem ser condicionadas pelo nível freático estabelecido para o maciço. Embora estes mecanismos estejam associados a um mesmo elemento de origem, por vezes, suas análises podem ser realizadas de forma dissociada, incorrendo a avaliações por ventura incorretas. No que tange a estabilidade das estruturas, a norma NBR 13.028 (ABNT, 2017) indica que os fatores de segurança mínimos para a condição freática normal e crítica são de 1,50 e 1,30, respectivamente. Já para análises pseudo-estáticas e de rebaixamento rápido do reservatório, este valor passa a 1,10. No caso da avaliação da erosão interna, a NBR 13.028 (ABNT, 2017) é sucinta, e indica apenas que haja a verificação dos gradientes hidráulicos, sem apresentar metodologias ou valores limites. Esta verificação pode ser executada através de análises de percolação, a partir do método de elementos finitos. Em condições em que são definidas linhas piezométricas no modelo numérico, não é possível a determinação de gradientes, penalizando a compreensão do comportamento como um todo.

A percolação é definida como o movimento de água pelo solo, pelo qual uma força é aplicada por unidade de volume. A velocidade com que o movimento ocorre é proporcional ao coeficiente de permeabilidade do material em fluxos laminares que obedecem a Lei de Darcy, como destaca Skempton & Brogan (1994). Em determinadas condições, estas forças podem conduzir ao arraste de partículas, e por consequência, a erosão interna. Este arraste é condicionado pelo gradiente hidráulico, *i.e.*, relação entre a carga hidráulica por unidade de comprimento de solo. Na literatura, foram reportados alguns limites críticos (i_{cr}), a partir do qual a velocidade de fluxo se torna crítica ao ponto de induzir carreamento de partículas (USACE, 1986). A Tabela 1 indica valores de referência com base no conceito de estabilidade interna. Solos internamente estáveis possuem estrutura equilibrada e não estão suscetíveis a sofrer grandes deslocamentos ou deformações, naturais ou induzidas.

Tabela 1. Gradientes críticos reportados na literatura. Adaptado de Skempton & Brogan (1994).

Referência	Solos estáveis		Solos instáveis	
	Fluxo horizontal	Fluxo vertical	Fluxo horizontal	Fluxo vertical
den Adel *et al*. (1988)	0,70	–	0,16 – 0,17	–
Skempton & Brogan (1994)	–	1,00	–	0,20 – 0,34

Uma vez previstos os gradientes hidráulicos críticos, são aplicados fatores de segurança da ordem de 3 a 4, como sugerido por Terzaghi (1929) *apud* Rezagholilou & Khorasani (2007). Portanto, em solos estáveis em que os gradientes críticos se encontram na faixa de 0,7, tem-se valores admissíveis variando entre 0,23 e 0,175.

4 NÍVEIS DE SEGURANÇA PELA METODOLOGIA TRADICIONAL

Segundo a metodologia tradicional, amplamente utilizada no Brasil, os níveis de segurança podem ser definidos a partir de análises de estabilidade por equilíbrio limite, para definição das superfícies de ruptura cujos fatores de segurança sejam os limites das faixas de risco preconizadas. Segundo Zorzal et al. (2016), as faixas de controle e limites de fatores de segurança podem ser definidas através dos seguintes valores: nível normal para $FS \geq 1{,}50$, nível de atenção para $1{,}30 \leq FS < 1{,}50$, nível de alerta para $1{,}10 \leq FS < 1{,}30$ e nível de emergência para $FS < 1{,}10$. Para cada fator de segurança são extraídas as correspondentes elevações freáticas ou níveis piezométricos dos instrumentos, são estes os denominados níveis de controle.

Entretanto, destaca-se que no Brasil não existe consenso sobre limites (valores) de controle para a instrumentação e de critérios (Filho et. Al., 2023). O Corps of Engineers (USACE, 2020), por exemplo, indica a definição de valores limites (limites de projeto, limites de atenção e indicadores de desempenho) que poderão ser utilizados na definição de alarmes e alertas com a utilização de métodos determinísticos e estatísticos. De Rubertis (2018) indica limites de limite e atenção que podem ser baseados em estudos teóricos ou analítico ou ainda com base nas leituras históricas e comportamentais do instrumento. O boletim 158 da ICOLD (2014) apresenta possíveis metodologias para a definição de limites de controle de alerta e alarme (nomeadas advertências) em sistemas automatizados com a utilização de modelos estatísticos e/ou determinísticos.

Usualmente, para aplicação do método tradicional, calibram-se as permeabilidades dos materiais que compõem o maciço e fundação, de modo a simular possíveis situações que acarretariam um processo de instabilização no talude de jusante, como a colmatação do sistema de drenagem interno, má compactação do aterro, entre outras.

5 DETERMINAÇÃO DE NÍVEIS DE CONTROLE FREÁTICO

Para determinação dos níveis de controle freático, inicialmente, foi emprega a metodologia tradicional, na qual níveis freáticos, ou piezométricos, são comumente associados a fatores de segurança 1,50, 1,30 e 1,10, que ditam, respetivamente, os cenários operacionais de normalidade, atenção, alerta e emergência para barragens. O estudo foi realizado por meio de modelagem numérica, a partir de uma seção hipotética de uma barragem homogênea executada em maciço único de aterro argiloso compactado.

Para a determinação dos níveis de controle, é necessário induzir uma elevação freática no maciço a qual induza sua redução de resistência, de forma a resultar nos fatores de segurança por equilíbrio limite que foram preconizados. Para tanto, são comumente utilizadas duas alternativas técnicas, são estas, o traçado freático manual ou a elaboração de análise de percolação complementar.

Neste estudo, foram conduzidas análises de percolação e estabilidade integradas, a fim de automatizar a geração de gradientes hidráulicos, uma vez que a partir do traçado manual seria necessário gerar uma rede de fluxo simplificada, para o cálculo, igualmente manual, dos gradientes. Foram adotados três cenários freáticos, cada qual associado dos fatores de segurança predefinidos, 1,50, 1,30 e 1,10.

Desta forma, na análise de percolação reduziu-se gradualmente a permeabilidade do sistema de drenagem interna, por meio da redução do coeficiente de permeabilidade dos materiais que o compõem, a fim de proporcionar uma elevação hipotética da superfície freática no maciço. A partir dos resultados obtidos pela metodologia tradicional, avaliou-se para cada um dos três cenários, a rede de fluxo resultante, a ocorrência ou não de surgências e os gradientes de saída no pé do talude de jusante.

Para a realização das análises de percolação e estabilidade, foram empregados os *softwares* Seep/W e Slope/W, respectivamente, do pacote Geostudio v. 2019 da empresa Seequent. Nas análises de percolação, foram adotadas como condições de contorno: (i) nível freático do reservatório a montante da barragem na

elevação de 1273,0 m (condição normal hipotético de operação), e (ii) vazão nula na superfície do terreno (*drainage*). A malha foi definida de forma simplificada, considerando um tamanho global de 2 m, e refinada na razão de 0,25 do tamanho padrão na região da drenagem interna e ao pé da barragem. Na Figura 1 está representada a seção modelada, os materiais, e as condições de contorno aplicadas.

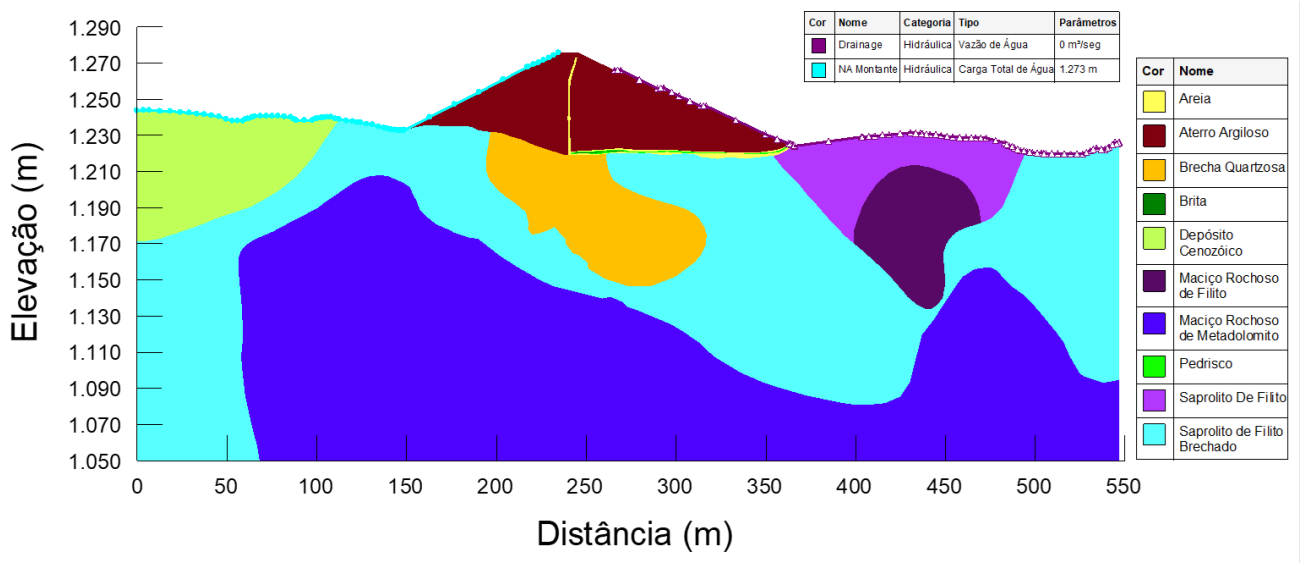


Figura 1. Seção hipotética avaliada e condições de contorno hidráulicas.

A estabilidade da estrutura foi avaliada através de análises de equilíbrio limite, empregando o método de Morgenstern-Price, e superfícies de ruptura circulares. Os parâmetros de permeabilidade e de resistência dos materiais, obtidos através de ensaios de laboratórios, estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros geotécnicos.

Material	γ	k_x	c’	φ’	UCS	GSI	mi
	(kN/m³)	(m/s)	(kPa)	(°)	(MPa)		
Aterro Argiloso Compactado	18,5	$1x10^{-8}$	15	28	-	-	-
Areia (Drenagem Interna)	18,0	$1x10^{-4}$	-	31	-	-	-
Brita 0 (Drenagem Interna)	18,0	$1x10^{-2}$	-	32	-	-	-
Brita 1 (Drenagem Interna)	18,0	$1x10^{-1}$	-	34	-	-	-
Depósito Cenozóico	19,0	$1x10^{-7}$	20	36	-	-	-
Filito	28,0	$4x10^{-7}$	-	-	15	30	7
Metadolomito	28,0	$2x10^{-6}$	-	-	35	35	9
Saprolito de Filito	18,0	$2x10^{-7}$	8	28	-	-	-
Saprolito de Filito Brechado	19,0	$2x10^{-7}$	5	30	-	-	-

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A partir das análises dos três cenários freáticos, associados aos fatores de segurança 1,50, 1,30 e 1,10, verificou-se que para obtenção dos fatores de segurança iguais ou inferiores a 1,30, seria necessária uma elevação da superfície freática que ocasionava surgência no espaldar de jusante da barragem (Figura 2). A título de exemplo, na Figura 2 é apresentado o resultado para o cenário referente ao FS igual a 1,10 e a localização da janela de extração de dados que foi utilizada para coleta e análise dos gradientes de saída.

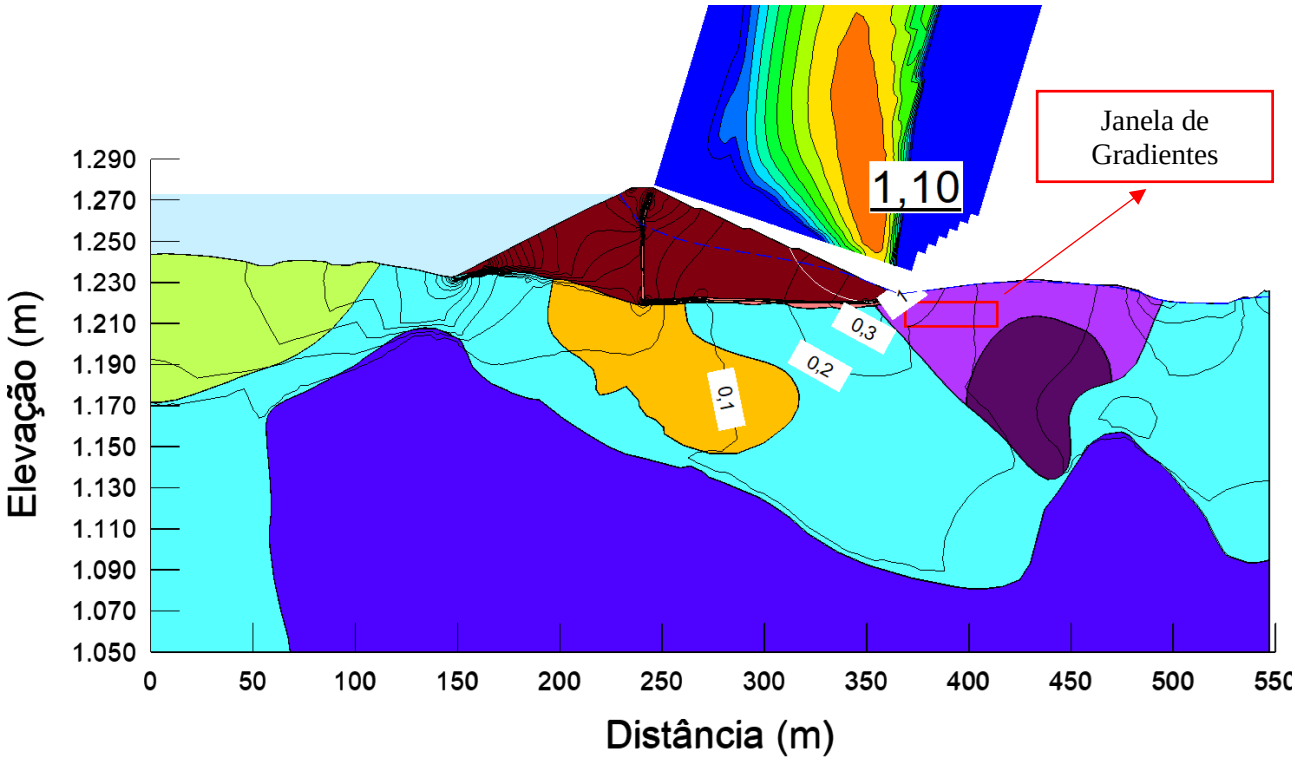


Figura 2. Análise de estabilidade por equilíbrio limite e percolação: Fator de Segurança, isolinhas de gradientes totais e localização da janela de gradientes.

Assim, verifica-se que os gradientes máximos obtidos próximos à saída do sistema interna de drenagem da barragem (região de interface entre aterro e drenagem) variaram entre 0,4 e 1,0. Na Tabela 3, em resumo, são apresentados os gradientes de saída para os demais cenários avaliados, comparativamente aos gradientes hidráulicos máximos admissíveis, que são previstos na literatura em função do tipo de material onde ocorrem.

Tabela 3. Resultados das análises.

Fatores de segurança	Gradientes totais		
	Admissíveis	Janela	Máximos
1,50	0,175	0,27	0,50
1,30	0,200	0,38	0,75
1,10	0,233	0,46	1,05

Desta forma, observou-se que os gradientes de saída localizados na janela avaliada, que configuram os gradientes máximos (próximos a saída do tapete drenante), se encontram acima dos valores admissíveis apresentados na literatura. Para a barragem analisada, os resultados indicam que somente em condições extremas de percolação no interior do maciço, com deflagração de surgências no espaldar de jusante, seriam atingidos os fatores de segurança comumente associados aos níveis de alerta e de emergência.

Gradientes elevados de saída são associados ao risco de erosão interna. Nesse contexto, observou-se que ao definir níveis de controle baseando-se no modo de falha por estabilidade física da estrutura, quantificado por um fator de segurança, pode existir possibilidade de que se atinja, primeiramente, o modo de falha de *piping* na fundação da estrutura. Logo, esse comportamento sinalizou que, apesar de o modo de falha de estabilidade por equilíbrio limite ser atendido, outros modos de falha, como o *piping* (erosão tubular progressiva), ficam negligenciados nesta metodologia de elaboração de cartas de controle.

Uma vez constatado que os gradientes avaliados se encontram acima dos valores admissíveis apresentados na literatura e que o método tradicional de elaboração de cartas de controle é falho, torna-se necessária a aplicação de outras metodologias para estabelecimento de níveis de controle ou a adoção de

soluções de engenharia para redução dos gradientes hidráulicos, para que estes se enquadrem na metodologia tradicional.

Sabadini *et. al.* (2018) apresenta uma metodologia alternativa para elaboração de níveis de controle, a qual estabelece uma forma de determinação de fatores de segurança intermediários, associados aos níveis hidráulicos para barragens. Outra opção, seria ponderar dados estatísticos ou empíricos, o que demandaria histórico de estruturas antigas, com robusta base de dados de monitoramento.

Neste ponto, nota-se que embora existem alternativas no meio técnico para suprir essa inconsistência entre a estabilidade preconizada por um fator de segurança e a estabilidade correspondente a outros modos de falha, as referências normativas nacionais se restringem à preconização de fatores de segurança.

Uma vez que não há procedimento normativo, fica a critério do projetista e, por consequência, condicionado à sua expertise, este nível de discussão nos projetos. Isto gera uma fragilidade no estabelecimento dos níveis de controle, que pode comprometer a segurança das estruturas.

O problema se torna ainda mais preocupante, uma vez que não há preconização para o estabelecimento de gradientes hidráulicos associados aos níveis de segurança para gestão de risco de barragens. E, ainda, que a metodologia tradicional permite, até mesmo, o traçado manual de níveis d'água, que pode resultar em níveis freáticos ainda mais críticos, sem a ponderação correspondente de outros modos de falha.

7 CONCLUSÃO

O presente artigo procurou discutir pontos de atenção ao se conduzir análises para definição dos níveis de controle, amplamente utilizado na engenharia geotécnica brasileira, tomando-se como base o modo de falha por *piping*.

A partir dos resultados comprova-se que gradientes hidráulicos elevados e surgências podem ocorrer anteriormente a fatores de segurança estabelecidos para controle. Desta forma, ainda que as estruturas atendam aos fatores de segurança normatizados, podem estar sujeitas a ruptura por modos de falha não passíveis de análise por meio de análises de equilíbrio limite. Isto demonstra uma dissociação entre os métodos convencionalmente utilizados para estudo e, ainda, sem respaldo normativo para tomada de decisões quanto à condição real de risco associada aos níveis de controle.

As normas brasileiras não estabelecem uma metodologia bem definida para a elaboração de cartas de controle, tão pouco exige ou padroniza uma forma de avaliação de gradientes hidráulicos, ficando a cargo do projetista essa verificação. A padronização através de uma normativa nacional, com critérios claros acerca das metodologias de avaliação, possibilitaria uma maior assertividade nas determinações dos níveis de controle eliminando a subjetividade na tomada de decisões.

Por fim, salienta-se que a avaliação dos gradientes hidráulicos é relevante na avaliação do comportamento da estrutura, pois nem sempre a pior condição está diretamente associada a instabilização física do maciço mensurada por um fator de segurança estabelecido por meio de equilíbrio limite. Mas, pode estar associada a gradientes hidráulicos elevados, que demandam o uso de outras metodologias para o estabelecimento de níveis de controle adequados.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa DF+ ENGENHARIA GEOTÉCNICA E RECURSOS HÍDRICOS LTDA. pelo apoio no desenvolvimento do trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração - ANM (2024). *Barragens de Mineração*. Disponível em: <https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens> Acesso em: 01 marc. 2024.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 13028. *Mineração — Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água — Requisitos*. Rio de Janeiro.

Comitê Brasileiro de Barragens (2024). *Apresentação das Barragens*. Disponível em: <http://cbdb.org.br/apresentacao-das-barragens> Acesso em: 01 marc. 2024.

De Rubertis, K. P. E. (2018). *Monitoring dam performance: instrumentation and measurements*. American Society of Civil Engineers (ASCE). ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice no. 135.

Den Adel, H., Bakker, K.J. & Klein Breteler, M. (1988). Internal Stability of Minestone, In: Proceedings International Symposium on Modelling Soil–Water–Structure Interaction, International Association for Hydraulic Research (IAHR), Netherlands, Balkema, Rotterdam: 225–231.

Filho, T. M. V. et. Al. (2023). *Discussão sobre valores de controle para a instrumentação de barragens*. XXXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens.

Fonseca, A. R. (2003). *Auscultação por instrumentação de barragens de terra e enrocamento para geração de energia elétrica – estudo de caso das barragens da UHE São Simão*. Dissertação (Mestrado) - Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, Ouro Preto.

International Commission on Large Dams - ICOLD (2014) - *Bulletin 158. Dam Surveillance Guide*. Chapter 9.

Rezagholilou, A.; Khorasani, R. (2007). *Seepage Design Criteria in Embankment Dams on Alluvium Foundation*. Symposium: Dam Safety Management. Role of State, Private Companies and Publicin Designing, Constructing and Operating of Large Dams. ICOLD 75th Annual Meeting.

Sabadini, M. F. et al. (2018). *Níveis de controle para avaliação da segurança de barragens – estudo de caso – barragem principal*. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG.

Seequent. (2023). *Stability Modeling with GeoStudio*. Calgary, Canada. Disponível em: < https://downloads.geoslope.com/geostudioresources/books/23/1/SlopeStabilityModeling.pdf> Acesso em: 01 marc. 2024.

Seequent. (2023). *Heat and Mass Transfer Modeling with GeoStudio*. Calgary, Canada. Disponível em: < https://downloads.geoslope.com/geostudioresources/books/11/4/Heat%20and%20Mass%20Transfer%20Modeling.pdf>. Acesso em: 01 marc. 2024.

Skempton, W.; Brogan, J.M. (1994). *Experiments on Piping in Sandy Gravels*. Géotechnique, No. 3, 449-460.

U.S. Army Corps of Engineers - USACE (1986). *Engineering and design: seepage analysis and control for dams*. EM-1110-2-1901, set.

U.S. Army Corps of Engineers - USACE (2020). *Instrumentation of embankment dams and levees*. EM 1110-2-1908. Washington, DC: Headquarters, US Army Corps of Engineers.

Zorzal, RV.; Sanots, R. D. N.; Elian, L. H. R.; Ribeiro, L. L.; Dias, M. A (2016). *Proposição de Metodologia para a Elaboração de Carta de Risco de Barragens de Terra e Terra-Enrocamento*. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/70

Influência da Colmatação de Filtro no Desempenho de Barragem em Condição de Operação

Luana Aparecida Silva
Estudante de Engenharia Civil, CEFET-MG, Curvelo, Brasil, luanasil412@gmail.com

Lucas de Freitas Souza
Estudante de Engenharia Civil, CEFET-MG, Varginha, Brasil, lucas.f.souza@hotmail.com

Armando Belato Pereira
Professor Doutor, CEFET-MG, Varginha, Brasil, armandobelato@cefetmg.br

Alexandre Magno Alves de Oliveira
Professor EBTT, IFSULDEMINAS, Campus Pouso Alegre, Brasil, alexandre.oliveira@ifsuldeminas.edu.br

Thiago Bomjardim Porto
Professor Doutor, CEFET-MG, Curvelo, Brasil, thiagoportoeng@gmail.com

RESUMO: As barragens de terra são estruturas geotécnicas complexas, concebidas para a contenção, retenção e armazenamento de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e sólidos. A estabilidade da estrutura está relacionada a diversos fatores, dentre eles a drenagem do fluído que percola no interior do maciço geotécnico. O sistema de drenagem interno é composto por filtros que desembocam em um dreno de pé. Em condições de operação, os filtros presentes nas barragens podem sofrer colmatação, devido ao acúmulo de partículas em seus vazios. Utilizando-se os programas SEEP/W e SLOPE/W da GeoStudio, realizou-se a modelagem numérica da seção transversal típica da barragem do açude de Benguê (altura de 24m), localizada na cidade de Aiuaba no estado do Ceará. Verificou-se o comportamento da estrutura em diferentes estágios de avanço da colmatação. Na análise realizada, identificou-se uma redução do fator de segurança (FS) em razão da progressão da colmatação e consequente saturação do maciço geotécnico da barragem. O funcionamento com filtro não colmatado teve o fator de segurança (FS) de 1,85, valor este, acima do que é exigido pelas recomendações de projeto (FS = 1,5). Já com o sistema de drenagem inoperante, teve o valor de FS correspondente a 0,96, apresentando instabilidade da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens; filtros; colmatação; estabilidade de talude; percolação.

ABSTRACT: Earth dams are sophisticated engineering structures designed for the containment, retention, and storage of liquid substances or mixtures of liquids and solids. The stability of the structure is related to various factors, including the drainage of the fluid that percolates inside the geotechnical massif. The internal drainage system is made up of filters that flow into a footing drain. Under operating conditions, the filters present in the dams can become clogged due to the accumulation of particles that are not fine enough in the empty spaces in the soil. Using GeoStudio's SEEP/W and SLOPE/W programs, numerical modeling was carried out of the typical cross-section of the Benguê dam (height 24m), located in the city of Aiuaba in the state of Ceará. The behavior of the structure at different stages of clogging progression was verified. The analysis revealed a reduction in the factor of safety (FS) due to the progression of clogging and consequent saturation of the dam's geotechnical massif. Operation with the filter not clogged had a factor of safety (FS) of 1.85, higher than that required by the design recommendations (FS = 1.5), and with the drainage system inoperative had a FS value of 0.96, showing instability of the structure.

KEYWORDS: Dams; filters; clogging; slope stability; seepage.

1 INTRODUÇÃO

As barragens são estruturas complexas que segundo o Sistema Nacional de Barragens (Brasil, 2021) e a USACE (2004) atuam para conter ou acumular uma certa substância/mistura líquida e sólida, podendo ser

construída dentro de um curso de água permanentemente ou por um determinado tempo. Para garantir a estabilidade desse tipo de estrutura diversas variáveis devem ser consideradas, entre elas o sistema de drenagem interno. O filtro é um componente importante para garantir uma boa durabilidade da barragem, impedindo a saturação do talude a jusante.

A drenagem interna eficaz da água que percola no maciço pode ser impedida pelo processo de colmatação dos filtros, que se dá pela deposição de materiais dos espaços nos vazios destinados a passagem do fluído. Com o passar do tempo os barramentos podem sofrer diversos danos devido a obstrução dos elementos de drenagem, isto impede o controle da percolação de água interna, essa situação pode influenciar no surgimento de patologias, que por sua vez, podem levar ruptura da estrutura. De acordo com *United States Bureau of Reclamation*, USBR (1984), cerca de 50% dos acidentes com barragens envolvem erosões ocasionadas por entubamento.

A garantia da durabilidade da vida útil da estrutura está intrinsecamente relacionada as medidas de controle de segurança, que representa o comprometimento com as exigências de desempenho previstos, a fim de reduzir os efeitos de possíveis acidentes (PERINI, 2009). Diante disso, faz-se relevante considerar o processo que pode levar a ineficiência do sistema de drenagem e a influência desse processo na estabilidade e segurança da estrutura.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO E OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo analisar a influência da colmatação dos filtros de barragens a partir de uma modelagem computacional. Para simular a colmatação do filtro foram utilizadas 4 diferentes situações para a barragem/filtro (operante, quase colmatado, colmatado, mas com coeficiente mínimo e inoperante). Assim, pode-se avaliar a percolação de água no interior do barramento e como esta situação influencia no coeficiente de segurança e, consequentemente na estabilidade da barragem.

A modelagem mencionada foi realizada nos softwares do *GeoStudio* 2023, por meio do teste/estudantil, SEEP/W e SLOPE/W, para analisar a estabilidade do talude jusante e a análise de fluxo interno, respectivamente. Foi utilizado a NBR 11682 (ABNT, 2009) para compreensão de alguns termos relacionadas à estrutura de barramento.

3 ESTUDO DE CASO

3.1 Barragem Benguê

A barragem Benguê está situada na região sul do estado do Ceará, no município de Aiuaba, a estrutura faz parte da bacia hidrográfica do Alto Jaguaribe e barra o Riacho do Umbuzeiro. O açude tem uma capacidade de 19,56 m³ de água, o barramento foi construído em 2000, com intuito de promover o abastecimento de água ao município. A estrutura possui 480 m de extensão pelo coroamento, a seção transversal adotada para a análise está representada na Figura 1.

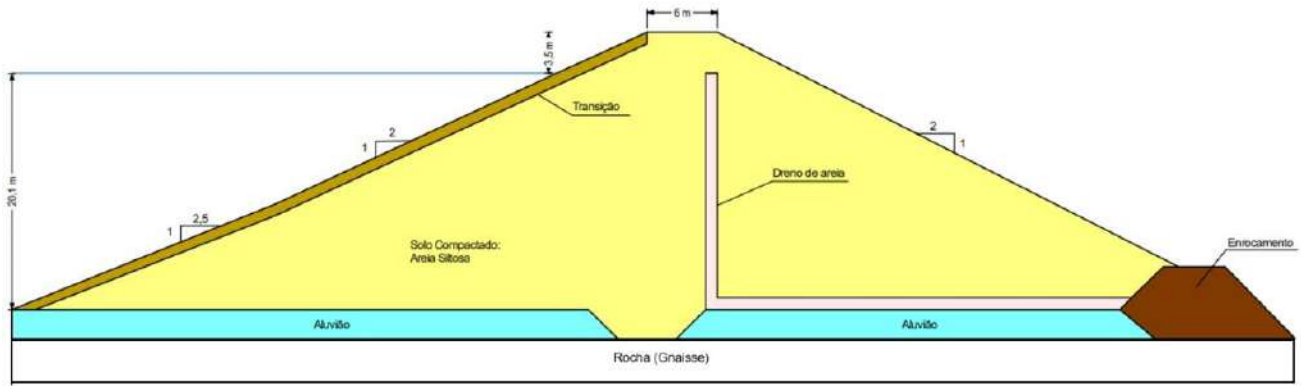


Figura 1. Seção transversal da barragem de terra.
Fonte: Adaptado de SRHCE (2018).

2 PARÂMETROS ADOTADOS

2.1 Parâmetros hidráulicos adotados para análises de fluxo

Para realizar essas análises, como demonstrado anteriormente, a geometria da seção adotada foi que apresentou maior seção transversal da estrutura. Todos os parâmetros de entrada foram fornecidos pela Secretária de Recursos Hídricos do Ceará. Para essa estrutura foram adotados a homogeneidade dos materiais de cada elemento.

Os coeficientes de permeabilidade (ou condutividades hidráulicas) dos materiais foram obtidos pelos ensaios do permeâmetro a carga constante e do permeâmetro a carga variável, esses dados foram disponibilizados nos relatórios básicos, realizados durante a fase de projeto da estrutura. Para os materiais do maciço geotécnico e do filtro foram considerados os valores médios presentes na Tabela 1.

Tabela 1. Condutividade hidráulica dos materiais que compõe a barragem.

Componente	Material	k (m/s)
Maciço	Areia Siltosa	$1{,}40 \times 10^{-8}$
Transição	Pedregulho	$1{,}00 \times 10^{-3}$
Filtro	Areia	$1{,}30 \times 10^{-6}$
Enrocamento	Pedregulho	$1{,}00 \times 10^{-3}$
Fundação superficial	Cascalho Arenoso	$3{,}70 \times 10^{-6}$

Fonte: SRHCE (1998).

A anisotropia hidrogeológica do material compactado considerada por Massad (2010) e adotada para esse trabalho assumiu uma condutividade hiráulica na direção X (k_x) 9 (nove) vezes maior que a condutividade hiráulica na direção Y (k_y). A perda de carga pode ser avaliada por meio das linhas equipotenciais no sentido de montante a jusante da barragem de terra, podendo-se, assim, prever o comportamento da linha freática (fluxo de água no barramento). Para esse trabalho foi avaliado o comportamento da linha freática frente as mudanças referentes a redução da permeabilidade dos filtros de drenagem.

2.1.1 Avaliação da Colmatação

A partir da formulação apresentada por Darcy (1856), tem-se a Condutividade Hidráulica dos solos (k), que é uma propriedade que expressa a capacidade de movimentação da água em um solo e é de extrema importância para avaliação da colmatação. Para Bacchi e Reichardt (1988), o fator de redução está relacionado a condutividade hidráulica, diminuindo este parâmetro conforme o fator aplicado. Para esse trabalho, o objetivo não será explicar a causa da colmatação dos drenos, mas assim, avaliar, numericamente, a interferência relativa que esse processo pode causar a estabilidade da estrutura em regime de operação.

A colmatação irá representar a ineficiência total do filtro, para essa situação a permeabilidade será anulada, para que não ocorra fluxo no interior desse elemento, porém é considerado que tal comprometimento não ocorre de forma imediata, levando a consideração do processo inicial e seus efeitos no fator de segurança.

Será avaliado, portanto, algumas situações de comprometimento da drenagem, mas enfatizando a situação mais crítica que advém do processo de colmatação, que seria a sua condição final, no qual representa um comprometimento total da drenagem pelos filtros, desse modo, parte do fluxo será direcionado apenas para a trincheira, quanto a demais passará a se acumular no interior da estrutura, ou mais em específico na região a jusante da barragem. Para a evolução da permeabilidade do material drenante foram considerados os dados da Tabela 2.

Tabela 2. Fator de redução aplicado a condutividade hidráulica.

Situação de Colmatação	Fator de redução	Condutividade hidráulica k (m/s)	
		Filtros	Dreno de pé
Operante	Sem redução	$1{,}30 \times 10^{-6}$	$1{,}00 \times 10^{-3}$
Levemente Colmatado	0,0001000	$1{,}30 \times 10^{-8}$	$1{,}00 \times 10^{-5}$
Colmatado (FS mínimo)	0,0000185	$5{,}72 \times 10^{-9}$	$4{,}40 \times 10^{-6}$
Inoperante	Sem filtro	Quase zero	Quase zero

2.2 Parâmetros de resistência dos materiais

Os parâmetros presentes foram definidos por meio dos ensaios técnicos realizados, em específico do ensaio de cisalhamento. Esses dados demonstrados na Tabela 3 serão utilizados para simular a condição de estabilidade de ambos os taludes.

Tabela 3. Parâmetros geotécnicos da barragem.

Material	Peso Específico (kN)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (ϕ′)
SC	18,7	1,2	33,65°
Areia	18,5	0	30°
Transição	19	0	33°
Enrocamento	20	0	40°
Aluvião	18,5	0	33°

Fonte: SRHCE (1998).

Para realizar as análises de estabilidade dos taludes foi considerado a Análise Determinística e como método de equilíbrio-limite foi utilizado o método de Morgenstern-Price (1965), no qual a superfície de ruptura pode assumir qualquer forma e todas as condições de contorno e equilíbrio são satisfeitas (GERSCOVICH, 2016). De Assis *et al* (2020), Silva (2011) e Freitas (2011) consideraram essa metodologia a mais rigorosa e exige um cálculo computacional mais complexo, que é resolvido de modo iterativo. Além do mais esse procedimento requer a divisão da massa que possui potencial de deslizamento em fatias infinitesimais, as condições que preveem a estabilidade devem considerar o equilíbrio de forças e momentos de maneira simultânea.

Com o método para obtenção do fator de segurança (FS) é possível estabelecer o coeficiente mínimo aceitável. A NBR 13028 (ABNT, 2017) aponta o FS mínimo de 1,50 para a barragem em regime de operação considerando o talude jusante como o analisado, para rebaixamento rápido a norma aponta o FS mínimo de 1,10 e o talude montante deve ser analisado, já para a fase final de construção, ambos os taludes são avaliados e o FS mínimo é 1,30. A USACE (2004) apresenta um manual de estabilidade de taludes que define fatores/coeficientes de segurança (FS) mínimos para barragens de terra bem parecido com o que a NBR 13028 apresenta, a Tabela 4 do manual pode ser vista a seguir. Ressalta-se que esse quadro de informações é de suma importância pelo fato de impactar diretamente na metodologia e resultado.

Tabela 4. Coeficiente de segurança mínimo aceitável.

Condição de análise	Fator de segurança (mínimo)	Talude analisado
Final de construção	1,30	Montante/Jusante
Regime de operação	1,50	Jusante
Rebaixamento rápido	1,10	Montante

Fonte: Adaptado de USACE (2004).

É interessante pontuar que, para este trabalho, as análises serão voltadas para o talude jusante, por se tratar do regime de operação da barragem, as outras condições como: rebaixamento do reservatório e final de construção não serão avaliados.

3 METODOLOGIA

A metodologia teve início com a definição dos pontos e a delimitação das regiões da barragem para construir a geometria do objeto de estudo. Em seguida foram determinados os parâmetros geotécnicos (coesão, ângulo de atrito e peso específico) e hidráulicos obtidos (condutividade hidráulica) dos materiais do barramento. Com as propriedades informadas aos materiais houve a necessidade de estabelecer condições de contorno para que a simulação ocorra de forma correta, sendo elas:

- Montante: condição fundamental para definir a carga de montante que impõe o fluxo;
- Jusante: condição que delimita a saída de fluxo a jusante;
- Pressão nula: condição que determina a carga hidráulica igual 0;
- Drenagem: condição que aplicada para determinar/direcionar o fluxo de água quando este entrar contato com talude jusante ou com filtro na situação operante.

Ressalta-se que as duas últimas condições de contorno foram utilizadas para simular um dreno em completo estado operante, já que ele consegue direcionar o fluxo de água jusante corretamente. Além disso, a condição "Drenagem" foi utilizada para limitar o talude jusante para quando o dreno estiver inoperante. Para avaliação da estabilidade, utilizou-se o método de entrada e saída que determina potenciais superfícies de ruptura delimitadas por duas linhas de cor vermelha, indicando o ponto de partida e chegada da análise, respectivamente. A Figura 2 apresenta sucintamente o fluxograma metodológico desta pesquisa.

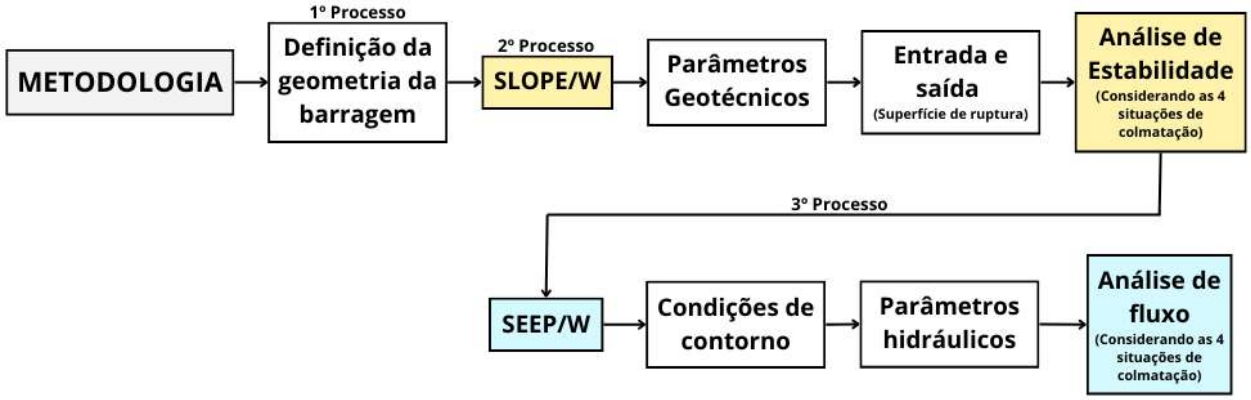


Figura 2. Fluxograma da metodologia da pesquisa.

As condições de contorno "Drenagem" e "Pressão nula" não são consideradas na modelagem do filtro colmatado e inoperante, para realizar esse cenário foi reduzido a condutividade hidráulica, conforme já foi mencionado. A Figura 3 a seguir demonstra o resultado com todas as condições de contorno.

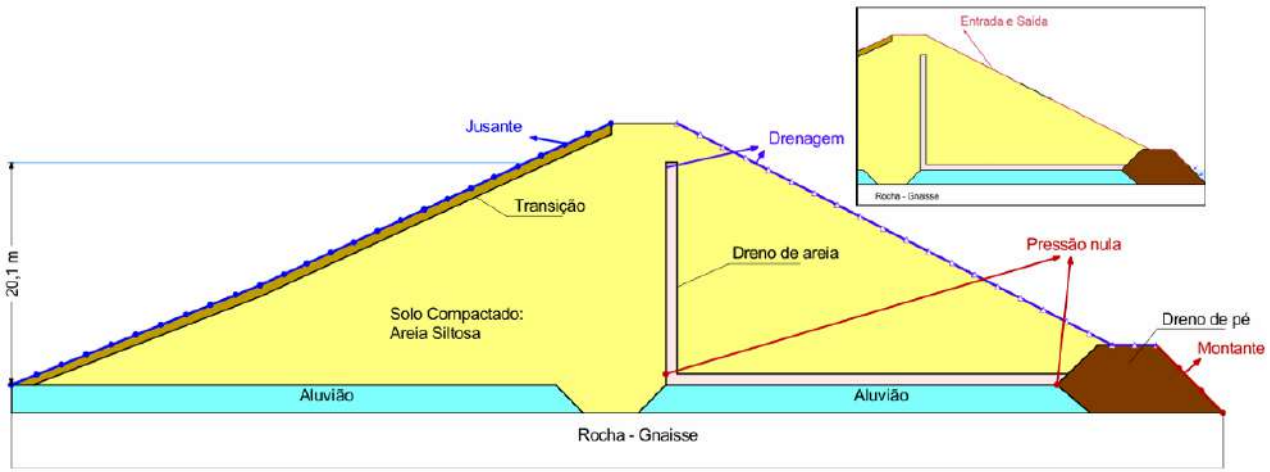


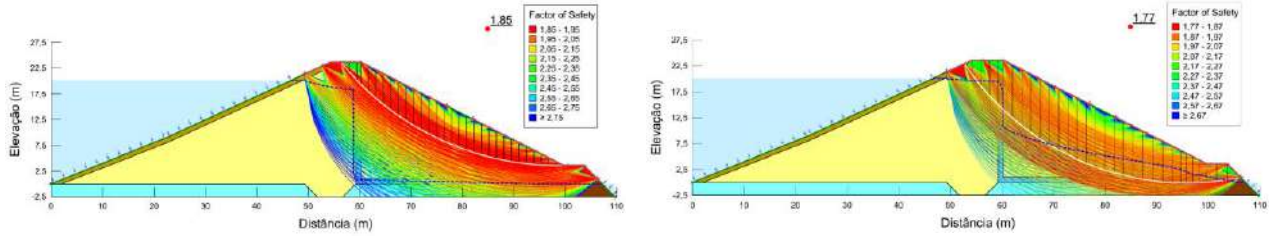
Figura 3. Condições de contorno da barragem de terra.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para a condição inicial apresentada na Figura 4(a), a análise de percolação apresenta um comportamento eficientemente conduzido da linha freática ao longo do filtro e do dreno de pé. Este resultado sugere uma operação adequada do sistema de drenagem, assegurando a estabilidade do maciço. O fator de segurança (FS) indicado, demonstra o valor de 1,85, que está significativamente acima do limite mínimo exigido para estabilidade da estrutura. Esses dados corroboram a efetividade do projeto implementado desde que o filtro esteja operante e sem colmatação, destacando a robustez e confiabilidade do sistema.

Na Figura 4(b), tem-se uma situação que remete ao desenvolvimento do processo de colmatação, no qual a partir da metade do filtro a linha freática deslocou-se um pouco para cima do filtro horizontal, e por fim, direcionando-se ao dreno de pé. Tal comportamento reflete a complexidade entre os componentes da barragem

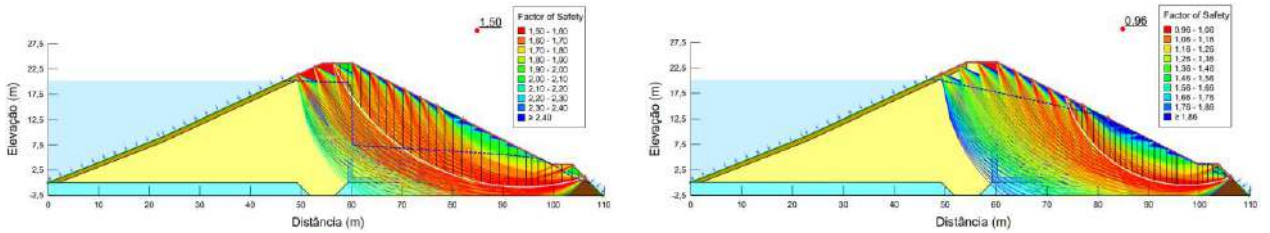
e o processo de colmatação. O FS calculado teve o valor de 1,77 demonstrando que apesar de já atingir um alto índice de redução da permeabilidade do sistema de drenagem, a estrutura não apresenta instabilidade.



(a) Filtro operante (b) Filtro pouco colmatado

Figura 4. Análise de Estabilidade do talude de jusante da barragem com filtro operante/colmatado.

A modelagem demonstrada na próxima Figura 5(a), apresenta a situação de colmatação dos filtros, percebe-se uma deficiência na direção da linha freática em relação ao filtro horizontal, além da percolação no maciço do talude a jusante da barragem, o que induz a saturação e aumento da poropressão na região. Para essa situação o FS demonstrou o valor de 1,50, e a partir dos comportamentos anteriores, observa-se a progressão do comprometimento do sistema de drenagem, que passa a operar com apenas 0,0018% da sua capacidade.



(a) Filtro colmatado com FS de 1,5 (b) Filtro inoperante/completamente colmatado

Figura 5. Análise de Estabilidade do talude de jusante da barragem com filtro comprometido.

Na última e mais crítica situação, Figura 5(b), o FS é de 0,96, no qual demonstra uma redução de cerca de 48,1% se comparado ao FS do filtro operante da situação da Figura 4(a). Esse comportamento representa o comprometimento da estabilidade da estrutura, uma vez que é possível perceber que a linha freática se comporta como se não houvesse um sistema de drenagem interno, para esse caso os valores de poropressão aumenta na região da jusante da barragem. A condutividade hidráulica foi ajustada para tendência zero, pois em razão da colmatação, o fluxo de água nos filtros é prejudicado, o que reflete a situação crítica de um sistema de drenagem ineficiente. A Tabela 5 apresenta o resumo para os valores dos fatores de segurança em diferentes cenários de avanço da colmatação.

Tabela 5. Resumo das análises dos fatores de segurança.

Cenário	**Situação do Filtro**	**Fator de segurança Calculado**	**Fator de segurança Mínimo**
1	Filtro operante	1,85	1,5
2	Filtro pouco colmatado	1,77	
3	Filtro colmatado	1,5	
4	Filtro inoperante	0,96	

Com base nos resultados expostos, a Figura 6 apresenta a correlação entre a colmatação do filtro/dreno de pé, responsável pela redução da condutividade hidráulica, e o fator de segurança da barragem. Conforme evidenciado, à medida que a condutividade hidráulica do filtro/dreno diminui, o fator de segurança também do barramento também diminui. É conveniente destacar que para construir a curva com mais acurácia foi necessário estabelecer pontos intermediários que foram simulados novamente nos softwares do GeoStudio.

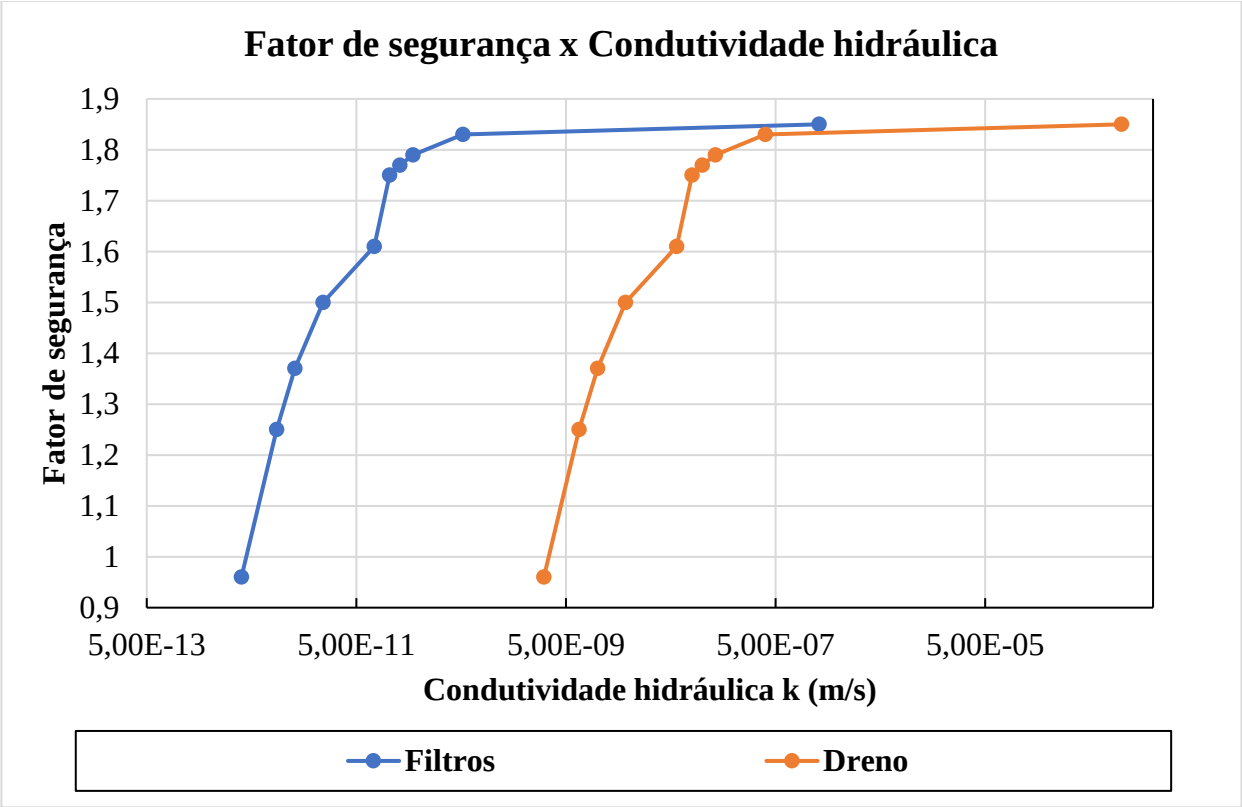


Figura 6. Fator de segurança da barragem e condutividade hidráulica do filtro.

5 CONCLUSÃO

A partir das análises realizadas, foi possível observar a redução do coeficiente de segurança nas 4 situações simuladas (filtro operante, filtro pouco colmatado, filtro colmatado e filtro inoperante), além da modificação no comportamento da linha freática no maciço. Os resultados obtidos fornecem *insights* valiosos sobre a influência da colmatação dos filtros, uma vez que foi perceptível a relação intrínseca entre o sistema de drenagem e a estabilidade da estrutura. O comparativo entre as duas primeiras condições (filtro operante-filtro pouco colmatado) demonstra que o comprometimento do sistema de drenagem devido a redução da permeabilidade, apresenta valores nítidos de redução do FS (1,85-1,77), porém o barramento ainda encontra-se condição segura e sem riscos de descontrole do direcionamento da linha freática.

Por outro lado, tem-se uma situação comparativa entre as duas últimas condições (filtro colmatado-filtro inoperante) os valores de redução dos coeficientes de segurança são significativos (1,50-0,96). No primeiro desta comparação, o filtro opera com 0,0018% da sua capacidade, com um FS de valor mínimo para uma situação crítica que leva à sua ineficiência, esse fenômeno acomete ariscos potenciais de saturação e entubamento (*piping)* dependendo do gradiente hidráulico, colocando a estrutura em uma situação crítica de ruptura.

Para efeito de análise, a situação que acomete a segurança da estrutura, não ocorre de forma imediata, no entanto rupturas recorrentes a esse fenômeno, não foram constatadas antes do colapso devido à falta de investigação do sistema de drenagem, monitoramento da instrumentação: piezometria e medida de vazão do sistema de drenagem interna. Portanto, para manter a segurança da barragem é essencial manter a condutividade hidráulica dentro dos limites adequados, medidas preventivas devem ser tomadas durante o projeto e construção da estrutura. Os resultados destacam a importância da avaliação sistema de drenagem, nos processos de mitigação aos riscos associados a colmatação. Para essa análise foi constatado que a barragem dimensionada está adequadamente equipada para lidar com condições reais de operação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) e do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET MG) na viabilização do presente artigo. Gostaríamos de agradecer também a *Seequent* pela disponibilização do software e ao COBRAMSEG 2024 pela oportunidade da publicação do presente trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 13028. *Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos*. Rio de Janeiro.

Bacchi, O. O. S., Reichadt, K. (1988) *Escalonamento de propriedades hídricas na avaliação de métodos de determinação da condutividade hidráulica de solos. Revista Brasileira de Ciência do Solo*. Campinas. Disponível em: https://pascal-francis.inist.fr/vibad/index.php?action=getRecordDetail&idt=6691825. Acesso em 27 mar. de 2024.

Brasil, (2021) Relatório de segurança de barragens 2020. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. Brasília. Disponível em: https://www.snisb.gov.br/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/2020/rsb-2020.pdf. Acesso em: 23 mar. 2024.

Darcy, H. (1856) Les Fountaines Publiques de la Ville de Dijon. Paris: Dalmont.

De Assis, H. B., Passafaro, G. S., e Nogueira, C. G (2020) Estudo comparativo entre abordagens determinística, de máxima probabilidade de falha e de máximo risco na estabilidade de taludes, considerando métodos de equilíbrio limite e Teoria da Confiabilidade. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG 2020), Campinas.

Freitas, M.A.C. (2011) *Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP. Disponível em: https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/61387/1/000148648.pdf. Acesso em 19 mar. de 2024.

Gerscovich, D. M. (2016) *Estabilidade de Taludes*.2. ed. São Paulo: Oficina de Textos.

Massad, F. (2010) *Obras de Terra: curso básico de geotecnia*. 2. ed. São Paulo: : Oficina de Textos.

Morgenstern, N.R., Price, V. E. (1965) *The analysis of the stability of general slip surfaces*. Géotechnique, v.15.

Perini, D.S (2009) *Estudo dos processos envolvidos na análise de riscos de barragens de terra*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília. Disponível em: http://www.realp.unb.br/jspui/handle/10482/4363. Acesso em 17 mar. de 2024.

SRHCE (1998) *Projeto Executivo da Adutora de Aiuaba (Tomo V) - Volume 1, Relatório Geral e Memorial de Cálculo*. Secretaria de Recursos Hídricos do Ceará (SRHCE). Disponível em: http://www.ged.srh.ce.gov.br/pesquisar_por_municipio.php. Acesso em 04 jul. de 2024.

Silva, J. P. (2011) *Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na análise de estabilidade de taludes*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP. Disponível em: https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/62106/1/000149997.pdf. Acesso em: 18 mar. de 2024

USACE (2004) *General Design and Construction Considerations for Earth and Rockfill Dams. United States Army Corps of Engineers. Departament of the Army*, Washington DC. Disponível em: https://www.publications.usace.army.mil/portals/76/publications/engineermanuals/em_1110-2-2300.pdf. Acesso em 16 mar. de 2024.

USBR (1983) *Dams and Public Safety.* A Water Resources Technical Publication; By Robert B. Jansen. U. S. Department of the Interior Bureau of Reclamation (USBR). Denver.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/71

Influência da Fundação de uma Barragem de Terra Utilizada para Deposição de Rejeito e Água na Análise Tensão-Deformação

Isabela Grossi da Silva
Engenheira Civil Geotécnica, G5 Engenharia, Curitiba, Brasil, isa.grossisilva@gmail.com

Marcio F. Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, marcio.leao@tractebel.engie.com

RESUMO: O comportamento das barragens de rejeito ainda é um assunto relativamente novo no meio geotécnico com diversos assuntos a serem estudados. O objetivo do estudo foi analisar o comportamento tensão-deformação de uma barragem de contenção de rejeitos e água com cerca de 50 m de altura na seção crítica de maior altura, considerando diferentes cenários em relação à presença ou não de descontinuidade na fundação, bem como a direção e mergulho dessa. Foram analisados 4 cenários, sendo um deles de referência, isto é, fundação sem descontinuidade, o segundo com descontinuidade horizontalizada e os demais com presença de descontinuidade com mergulho para montante e para jusante em relação ao eixo da barragem. Verificou-se que a presença de descontinuidade na fundação interfere no comportamento tensão-deformação da barragem, sendo o perfil de deslocamento amplamente modificado e há concentração de tensão e deformação cisalhante pela presença deste elemento na fundação.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem, Rejeito, Tensão-deformação, Fundação, Descontinuidade.

ABSTRACT: The behavior of tailings dams is still a relatively new subject in the geotechnical environment with several subjects to be studied. The article analyzed the stress-strain behavior of a tailings and water containment dam with a height of about 50 m in the highest critical section, considering different scenarios in relation to the presence or not of discontinuity in the foundation, as well as the direction and dive of this one. Four scenarios were analyzed, one of them being a reference, that is, foundation without discontinuity, the second with horizontal discontinuity and the others with the presence of discontinuity with dip upstream and downstream in relation to the dam axis. It was found that the presence of discontinuity in the foundation interferes with the stress-strain behavior of the dam, with the displacement profile being widely modified and there is a concentration of stress and shear strain due to the presence of this element in the foundation.

KEYWORDS: Dam, Tailing, Stress-Strain, Foundation, Discontinuity

1 INTRODUÇÃO

A Lei 14.066 de 2020 sobre a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) estabelece a definição de barragem como “qualquer estrutura construída dentro ou fora de um curso permanente ou temporário de água, em talvegue ou em cava exaurida com dique, para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas” (Brasil, 2020).

Dentre os diferentes tipos de barragens, estão as barragens de aterro que podem ser de seção homogênea ou zoneada. As barragens de seção homogênea são as barragens de terra que podem ter ou não elementos filtrantes em seu interior a depender do estudo de percolação. As barragens zoneadas são, normalmente, as de enrocamento que possuem um núcleo considerado impermeável (argila, material asfáltico ou face de concreto) e os taludes de material permeável.

As barragens de terra homogêneas com elementos drenantes possuem um filtro, que pode ser vertical ou inclinado, ligado a um filtro horizontal ou tapete drenante abaixo do seu talude de jusante com o objetivo de guiar a água percolada pela barragem para fora da estrutura de forma segura. Além disso, em parte de sua face de montante apresenta-se o rip-rap que é composto por material granular que impede a erosão da região do talude sujeita a onda do reservatório.

Magalhães (2017) comenta que características da fundação, como deformabilidade e permeabilidade, influenciam na seleção do tipo de barragem. Por exemplo, barragens de terra podem ser assentadas em

fundações menos resistentes e mais deformáveis quando comparado com barragens de enrocamento e de concreto. Além disso, as características de resistência da fundação podem condicionar a declividade dos taludes da barragem, fator importante para definição da seção da barragem. Quando barragens de aterro são assentadas sobre fundações rochosas, dificilmente se tem problemas relacionados à resistência deste material. Neste caso, torna-se importante avaliar a percolação de água através de fissuras e porosidade da rocha. A determinação da permeabilidade dos terrenos rochosos é feita por ensaios de perda d´água, sob pressão, realizados em furos de sondagens rotativas (Soares, 2010).

As fundações das barragens devem ser identificadas quanto a sua geologia e propriedades, como resistência, deformabilidade e permeabilidade. É importante mapear seu fraturamento e evidências de movimentações precedentes (Soares, 2010), quando a fundação é composta por maciços rochosos.

Soares (2010) afirma que as fundações são consideradas uma das principais condicionantes ao desenvolvimento de acidentes em barragens, sejam estas construídas com rejeitos ou por meio das técnicas convencionais. O autor ainda afirma que a fundação da barragem deve proporcionar um suporte estável das estruturas sob condições de carregamento e saturação, sem sofrer deformações excessivas, uma vez que essas deformações tenderiam a resultar no desenvolvimento de fraturas no corpo das barragens resultantes do recalque diferencial.

Neste intuito, o mapeamento geológico da fundação da barragem e da área alagada pelo reservatório tem extrema relevância quanto ao adequado comportamento da estrutura. Caso não seja realizado a caracterização desta região, descontinuidades presentes na fundação podem comprometer seu desempenho. Isto é, mesmo que a rocha predominante na fundação tenha parâmetros geotécnicos considerados adequados ao empreendimento implantado, as descontinuidades presentes nesses locais podem condicionar o comportamento da estrutura. Quando o mapeamento geológico é realizado e são identificadas fraturas ou descontinuidades na fundação, são previstos tratamentos locais com o objetivo de aumentar a resistência do maciço e/ou diminuir a permeabilidade do material ou mesmo controlar o fluxo de água que percola pela fundação. Este trabalho tem o intuito de apresentar a influência da presença de descontinuidade na fundação de uma barragem de terra utilizada para deposição de água e rejeito em relação à análise de tensão-deformação.

2 METOLODOGIA

Inicialmente foi definida a seção da estrutura, bem como os parâmetros geológico-geotécnicos para as análises. A barragem de terra é de seção homogênea com elementos drenantes em seu interior e proteção em determinada parte da sua face de montante (Figura 1). A estrutura é assentada sobre filito com marcantes descontinuidades. Foi também realizada verificação da influência do mergulho da descontinuidade para o comportamento tensão-deformação da estrutura.

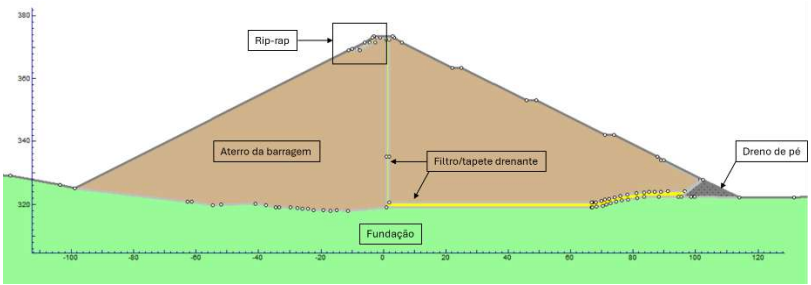


Figura 1. Seção transversal da barragem e seus elementos constituintes.

2.1 Propriedades Geotécnicas

Os materiais do aterro da barragem, os sistemas drenantes e a fundação da barragem foram considerados com comportamento constitutivo regido por Mohr-Coulomb no regime elástico. Para a descontinuidade se utilizou o modelo de Barton-Bandis. Mohr-Coulomb define que a tensão cisalhante (τ) é composta por uma parcela de coesão (c) somada ao produto da tensão normal atuante (σ) pela tangente do ângulo de atrito ($\emptyset$), conforme Equação 1.

$$\tau = c + \sigma . tg\emptyset \quad (1)$$

O critério de Barton-Bandis (1982) foi criado de forma empírica a partir de ensaios de cisalhamento em juntas artificiais, para determinação da resistência ao cisalhamento de descontinuidades que apresentam rugosidade (Equação 2), onde τ é a resistência ao cisalhamento, σ_n é a tensão normal, φ é o ângulo de atrito básico da rocha intacta, JRC é o coeficiente de rugosidade da junta e JCS é a resistência à compressão uniaxial das paredes das descontinuidades. O valor de JRC é obtido por comparação visual entre a rugosidade padrão e existente. O JCS é determinado através de medição em campo.

$$\tau = \sigma_n tg\left[JRC . log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \varphi\right] \quad (2)$$

Os parâmetros foram obtidos de ensaios de laboratório. No entanto, como o foco do trabalho é a análise de tensão-deformação em função da presença de descontinuidades, são exibidos apenas os valores na Tabela 1. O aterro da barragem foi classificado como um solo argilo-siltoso; o rejeito é proveniente de minério de ferro; a fundação é de filito; a descontinuidade presente na fundação de filito teve parâmetros obtidos através das observações em campo do mapeamento geológico realizado; e, os parâmetros dos materiais do sistema drenante e de proteção (areia e enrocamento) são os usualmente empregados para tais finalidades.

Tabela 1. Parâmetros do aterro da barragem.

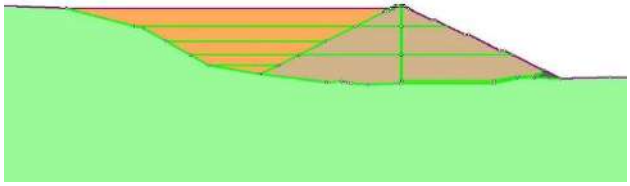
Parâmetro	**Material**			**Unidade**
	Aterro da barragem	**Rejeito**	**Fundação de filito**	
Peso específico	19	26	22	kN/m³
Coesão	20	0	48	kPa
Ângulo de atrito	25	35	27	Graus
Módulo de elasticidade	20	10	70	Mpa
Coeficiente de Poisson	0,33	0,30	0,20	-
Coeficiente de permeabilidade	3,60E-08	2,25E-06	5,0E-06	m/s
Parâmetro	**Enrocamento**	**Areia**	**Descontinuidade**	**Unidade**
Peso específico	23	21	-	kN/m³
Coesão	0	0	-	kPa
Ângulo de atrito	40	30	0	Graus
Módulo de elasticidade	110	100	3	Mpa
Coeficiente de Poisson	0,30	0,30	0,20	-
Coeficiente de permeabilidade	1,00E+00	1,00E-04	-	m/s
JCS	-	-	10	Mpa
JRC	-	-	4	-

2.2 Análise numérica

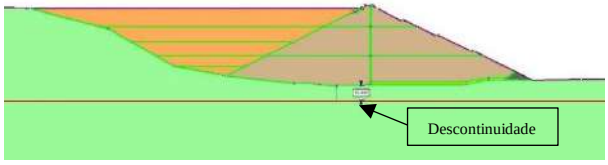
Para a análise tensão-deformação foi utilizado o *software* RS2 da *Rocscience*®. Os cenários analisados, considerando a presença ou não de descontinuidade, bem como a influência do mergulho são apresentados na Figura 2. O cenário 1 é referencial para os demais, por não apresentar descontinuidade (Figura 2A). No cenário 2, há presença da descontinuidade horizontal a 10 m de profundidade (Figura 2B). O cenário 3 possui a descontinuidade com mergulho a jusante com 30° (Figura 2C). Por fim, no cenário 4 a descontinuidade possui mergulho a montante de 30° (Figura 2D). A cota máxima de disposição do rejeito foi 371,50 m, 2 m abaixo da cota da crista da barragem.

No programa de análise numérica utilizado, ao inserir uma descontinuidade no modelo é necessário definir a condição de extremidade desse material, sendo que extremidade fechada significa que não há movimento relativo (deslizamento ou abertura) nos pontos extremos da junta e a condição aberta permite movimento relativo (RS2 ROCSCIENCE, 2022). No presente estudo não foi considerado movimento relativo na descontinuidade, pois a seção foi modelada grande o suficiente para simular essa condição.

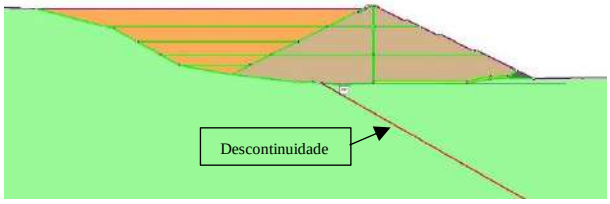
A) Cenário 1 – referência – sem descontinuidade



B) Cenário 2 – descontinuidade horizontal a 10 m de profundidade



C) Cenário 3 – descontinuidade com mergulho a jusante de 30°



D) Cenário 4 – descontinuidade com mergulho a montante de 30°

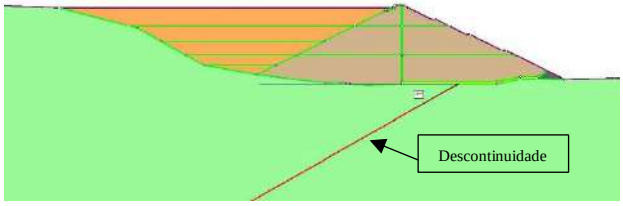


Figura 2. Seções analisadas.

Em relação às condições aplicadas, apresenta-se a Figura 3 em que para a malha de elementos finitos utilizada, optou-se por uma graduada com elementos triangulares de 6 nós. As condições de contorno utilizadas para a percolação foram livre no talude de jusante da barragem e carga de água na EL. 372 m sobre o rejeito para o estágio final. As restrições aplicadas foram de livre movimentação na superfície e restrições em XY na lateral e base do modelo.

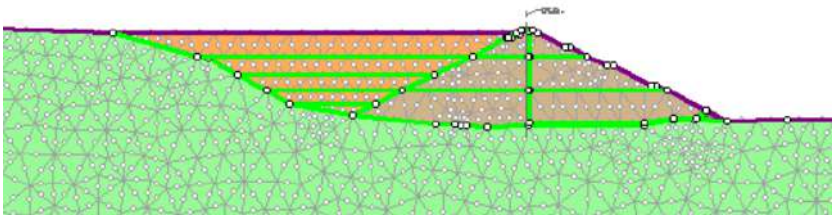


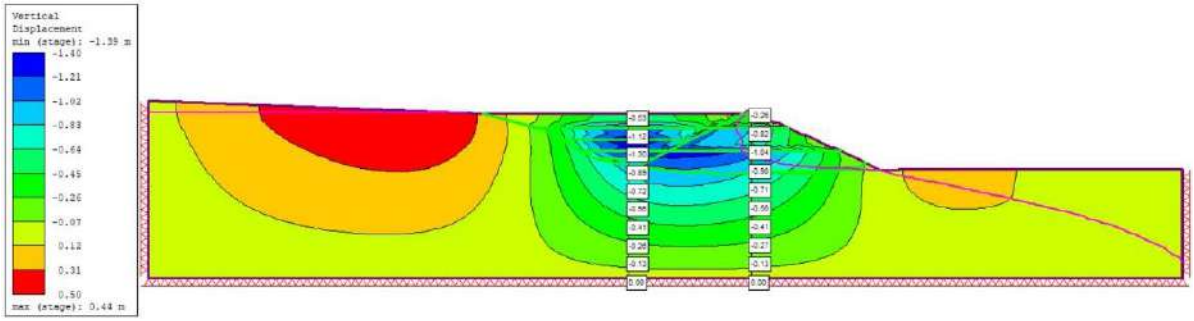
Figura 3. Malha aplicada no modelo.

3 RESULTADOS

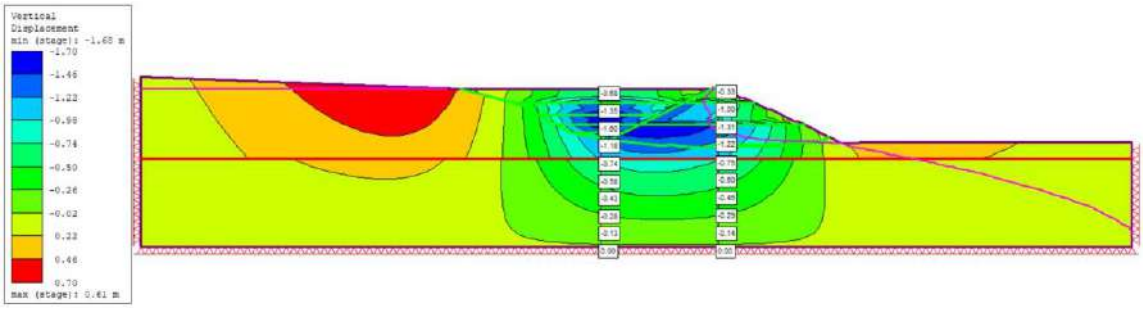
Os resultados obtidos são apresentados de maneira comparativa em relação: aos deslocamentos verticais e horizontais, tensão efetiva média e deformação máxima cisalhante para os 4 cenários simulados.

A Figura 4 apresenta os deslocamentos verticais obtidos com o modelo numérico. O cenário 1 resultou em recalque máximo de 1,39 m (Figura 4A), o cenário 2 de 1,68 m (Figura 4B), o cenário 3 de 1,88 m (Figura 4C) e o cenário 4 de 1,80 m (Figura 4D). A região que resultou o maior recalque variou em relação aos cenários executados. Para o cenário 1 e 2, a região com maior deslocamento vertical foi central do rejeito e no espaldar de montante da barragem. Para o cenário 3 e 4, o perfil de deslocamento modifica drasticamente e a região central do aterro da barragem, na qual a descontinuidade está localizada, obteve os maiores recalques, indicando que o mergulho da descontinuidade interfere em tal resultado. Além disso, observa-se que em todos os cenários o terreno apresentou sobre-elevação do terreno a montante do rejeito e na fundação a jusante da barragem.

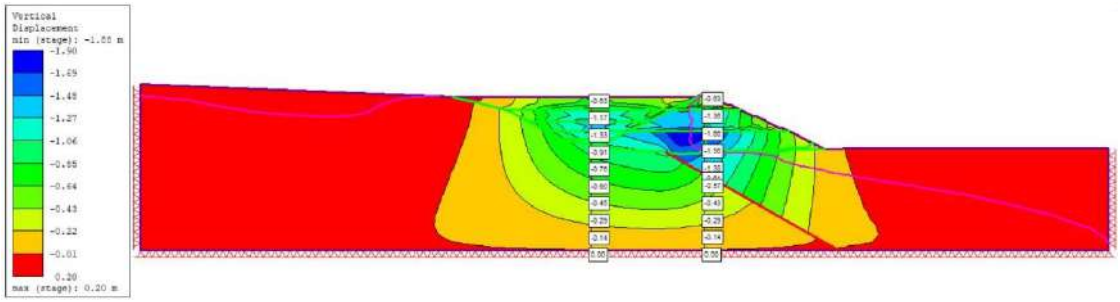
A) Cenário 1



B) Cenário 2



C) Cenário 3



D) Cenário 4

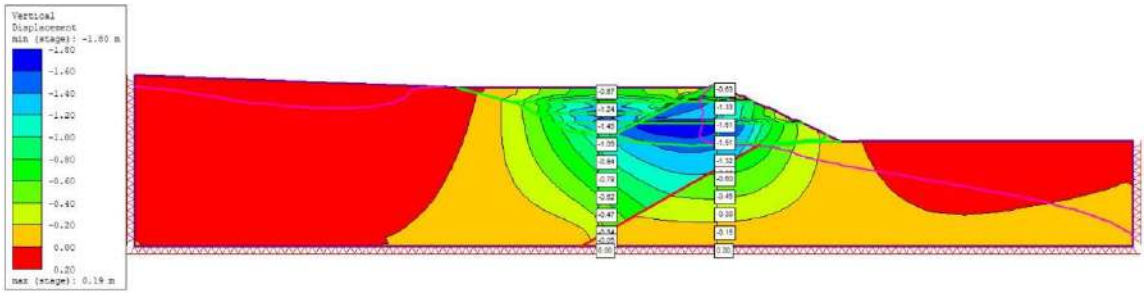
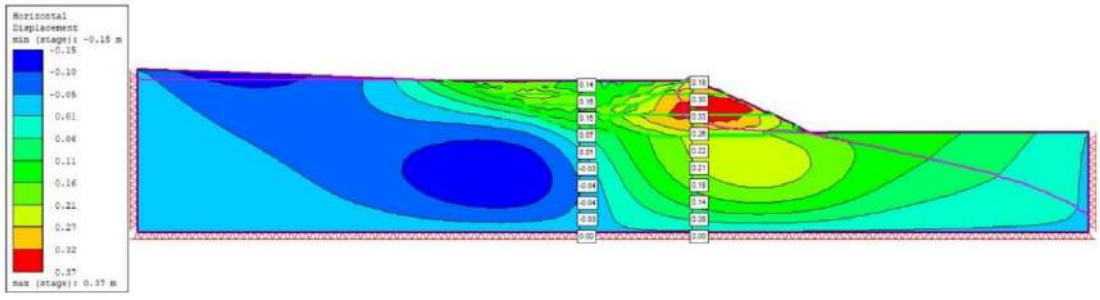


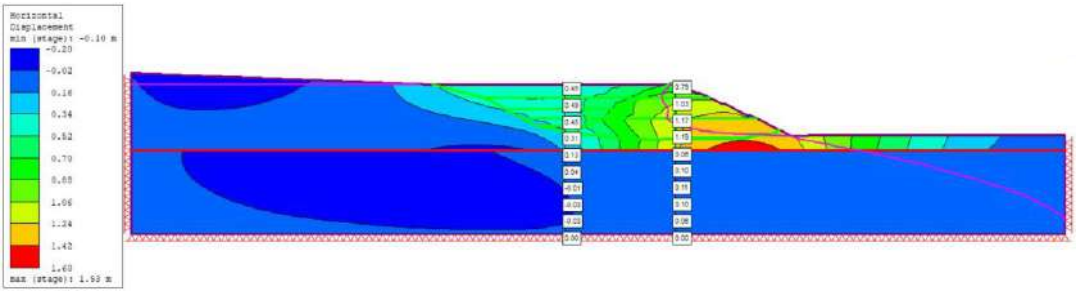
Figura 4. Deslocamento vertical.

A Figura 5 apresenta a distribuição dos deslocamentos horizontais na seção analisada, sendo estes distintos para cada cenário. Em todos os cenários o maior deslocamento foi no sentido de jusante da barragem (valor positivo) e o deslocamento horizontal resultante do cenário 2 foi consideravelmente maior quando comparado com os demais, indicando que para este caso a presença de descontinuidade horizontalizada seria a pior situação. O cenário 1 resultou em deslocamento máximo de 0,37 m na região central do espaldar de jusante da barragem (Figura 5A). O cenário 2 apresentou deslocamento de 1,53 m na região da descontinuidade localizada abaixo do espaldar de jusante da barragem (Figura 5B). Já para o cenário 3 o deslocamento foi de 0,78 m na região central da descontinuidade (Figura 5C). Por fim, o cenário 4 mostrou deslocamento de 0,46 m na região central e inferior a descontinuidade (Figura 5D).

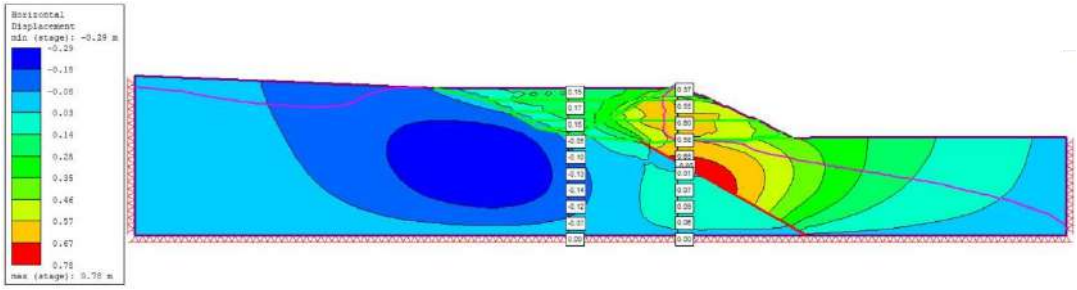
A) Cenário 1



B) Cenário 2



C) Cenário 3



D) Cenário 4

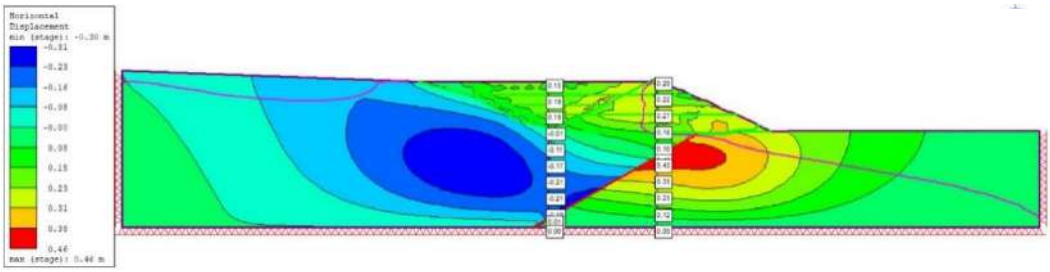
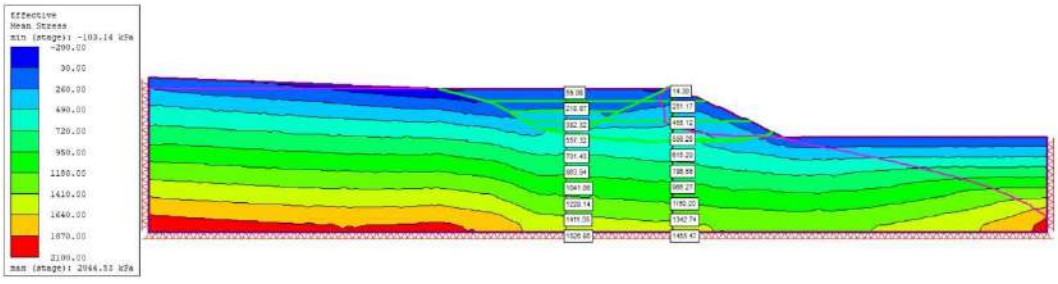


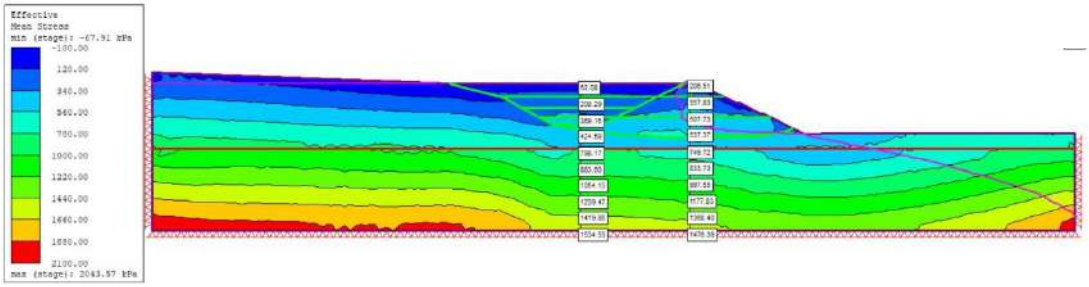
Figura 5. Deslocamento horizontal.

A Figura 6 exibe disposição da tensão efetiva média para os cenários analisados. Pela Figura 6A se observa que no cenário de referência não há concentração de tensão na barragem. A presença de descontinuidade com mergulho horizontal (Figura 6B) altera pouco o perfil de tensão e a presença de descontinuidade com diferentes mergulhos (Figura 6C e D) gera concentração de tensão na região desse elemento no limite do contorno do modelo.

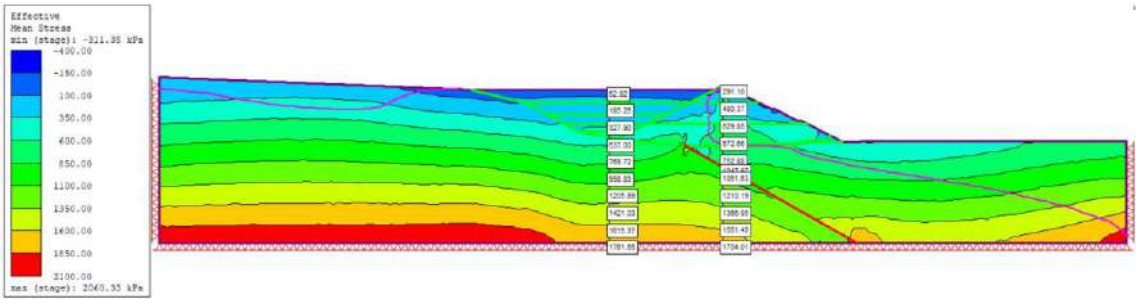
A) Cenário 1



B) Cenário 2



C) Cenário 3



D) Cenário 4

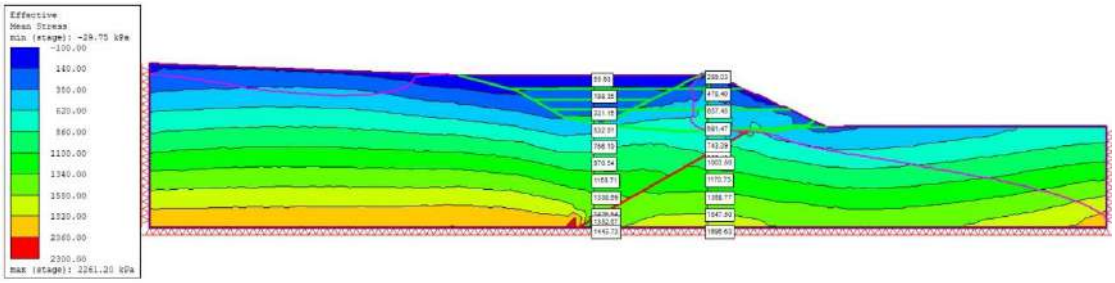
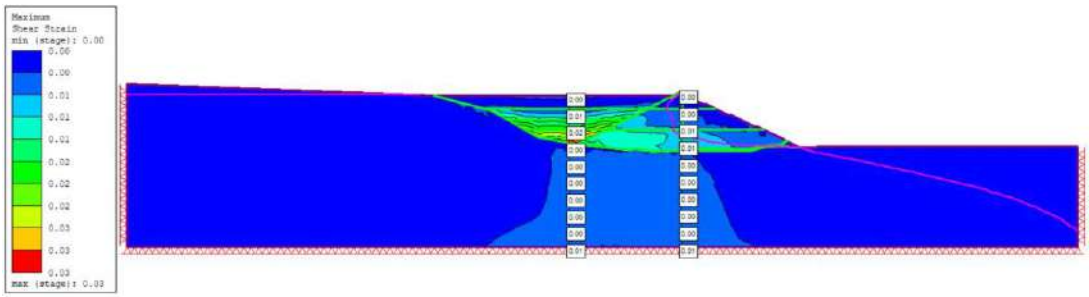


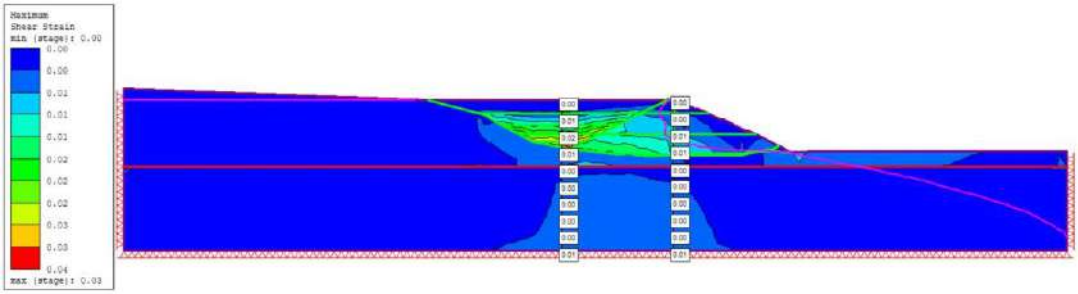
Figura 6. Tensão efetiva média.

Ao analisar a máxima deformação cisalhante (Figura 7) se observa sua concentração no fundo do reservatório em todos os cenários, bem como no contato entre fundação-descontinuidade e aterro da barragem para ambos os cenários (3 e 4) em que a descontinuidade possui mergulho (Figura 7C e D). De acordo com os resultados expostos, a presença de descontinuidade gera uma região de atenção nos espaldares da barragem. No entanto, ressalta-se que os resultados obtidos possuem valores baixos de máxima deformação cisalhante.

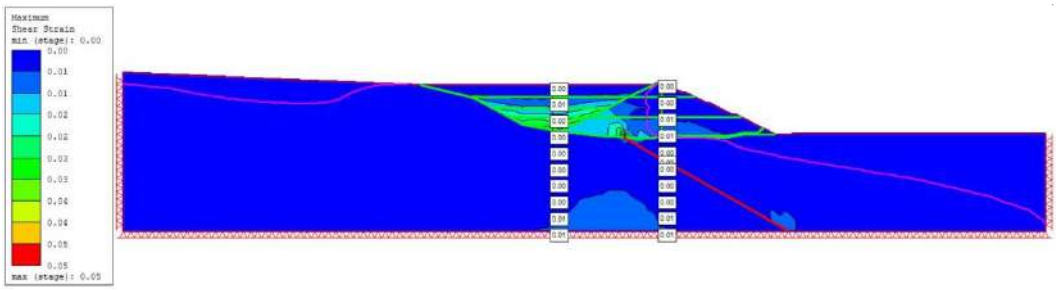
A) Cenário 1



B) Cenário 2



C) Cenário 3



D) Cenário 4

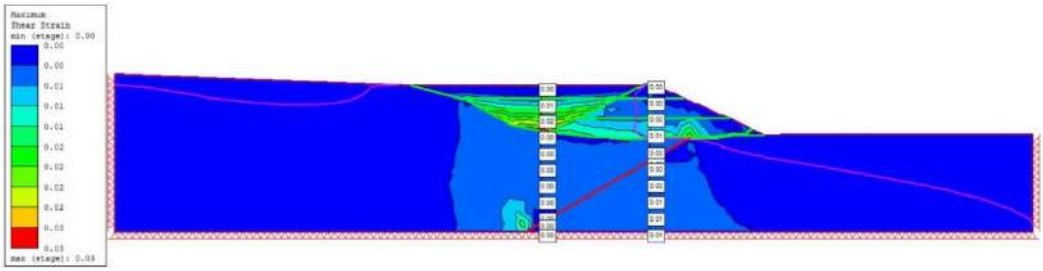


Figura 7. Máxima deformação cisalhante.

4 CONCLUSÃO

A partir do estudo apresentado, nota-se que a presença de descontinuidade, além de sua orientação e mergulho, influencia no comportamento tensão-deformação da barragem. O recalque aumentou com a presença da descontinuidade sendo máximo para o cenário 3 (descontinuidade com mergulho a jusante). O perfil de deslocamento horizontal apresentou grande variação para os cenários analisados, sendo que a presença de descontinuidade gerou concentração do deslocamento horizontal neste elemento, tendendo a ocorrer em sua região central ou a jusante do eixo da barragem e sendo máxima para quando a descontinuidade foi simulada horizontalizada. Em relação à tensão efetiva média, em geral, houve nenhuma ou pouca concentração, ocorrendo maiores valores no contorno final do modelo na presença da descontinuidade com mergulho a montante ou jusante. A máxima tensão cisalhante apresentou concentração em todos os cenários no fundo do reservatório e no contato barragem-fundação nos cenários que a descontinuidade apresentava mergulho a jusante ou montante em relação ao eixo da barragem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARTON, N.; BANDIS, S. (1982). Effects of Block Size on the Shear Behaviour of Jointed Rock. Issues in Rock Mechanics. In Proceedings of 23 rd US Symposium of Rock Mechanics (eds RE Goodman & F.E. Heuze), Berkeley, California, pp 739-760.

BRASIL. Constituição (2020). Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). Edição 189. Seção 1.

MAGALHÃES, Ricardo Aguiar. (2017). Curso sobre utilização do guia de revisão periódica de segurança de barragem e de diretrizes para elaboração de projetos de barragens: manual do empreendedor sobre de segurança de barragens - volumes III e V. Rio de Janeiro. 90 slides, color.

RS2 ROCSCIENCE (2022). User guide: add joint. Disponível em: https://www.rocscience.com/help/rs2/documentation/rs2-model/boundaries/adding-boundaries/add-joint. Acesso em: 23/02/2024.

SOARES, Lindolfo. (2010). Barragem de rejeitos. Comunicação técnica elaborada para o livro tratamento de minérios, 5ª Edição – Capítulo 19 – pág. 831–896. Editores: Adão B. da Luz, João Alves Sampaio e Silvia Cristina A. França.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/72

INFLUÊNCIA DAS ANÁLISES PSEUDO-ESTÁTICAS NA VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGENS DE REJEITO

Júlia Ramos Altoé
Engenheira Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, julia-altoe@hotmail.com

Talita Caroline Miranda
Docente, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, talita@etg.ufmg.br

Ricardo das Chagas Santos
Discente, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, ricardochagas.eng@gmail.com

Nathalia Gabriela Pereira Goulart
Engenheira Civil, Hidro-Br, Belo Horizonte, Brasil, nathaliagpg@gmail.com

RESUMO: As análises pseudo-estáticas em geotecnia são técnicas empregadas para examinar como estruturas geotécnicas se comportam diante de cargas sísmicas. Diferentemente das análises dinâmicas, que levam em conta a resposta em tempo real das estruturas às ondas sísmicas, as análises pseudo-estáticas simplificam o problema para uma análise estática. O presente estudo objetiva avaliar a interferência das análises pseudo-estáticas no Fator de Segurança em taludes de uma barragem de rejeito, considerando diferentes geometrias, classificações de risco e tempos de retorno para cada situação. Para essa avaliação foram contemplados dois métodos de análise pseudo-estáticas: Hynes Griffin & Franklin e Bray & Macedo. No fim, será possível fazer uma comparação entre os fatores de segurança obtidos para taludes de jusante e montante, considerando coeficientes sísmicos em barragens com nenhum, um ou três alteamentos feitos à montante. Outra conclusão que poderá ser feita é uma análise de sensibilidade da redução ou aumento dos coeficientes físicos quando as barragens são classificadas em diferentes níveis de riscos e, consequentemente, apresentam distintos tempos de retorno. Por fim, será observado a diferença dos resultados para os dois métodos, baseando-se nos fatores de segurança obtidos para cada configuração geométrica e tempo de retorno considerado.

PALAVRAS-CHAVE: sismo, análises pseudo-estáticas, taludes, estabilidade de taludes, risco sísmico.

ABSTRACT: Pseudo-static analyses in geotechnical engineering are techniques employed to examine how geotechnical structures behave under seismic loads. Unlike dynamic analyses, which take into account the real-time response of structures to seismic waves, pseudo-static analyses simplify the problem for a static analysis. The present study aims to evaluate the interference of pseudo-static analyses on the Safety Factor of slopes in a tailings dam, considering different geometries, risk classifications, and return periods for each situation. For this evaluation, two pseudo-static analysis methods were considered: Hynes Griffin & Franklin and Bray & Macedo. Ultimately, it will be possible to compare the safety factors obtained for downstream and upstream slopes, considering seismic coefficients in dams with zero, one, or three upstream raisings. Another conclusion that can be drawn is a sensitivity analysis of the reduction or increase in physical coefficients when dams are classified at different risk levels and, consequently, present distinct return periods. Finally, the difference in results for the two methods will be observed, based on the safety factors obtained for each geometric configuration and considered return period.

KEYWORDS: earthquake, pseudo-static analyses, slopes, slope stability, seismic risk.

1 INTRODUÇÃO

Barragens de rejeito são estruturas construídas para armazenar resíduos provenientes de atividades como a mineração (WERNECK, 2019). Os rejeitos são materiais indesejados ou não aproveitáveis resultantes dos processos de extração e beneficiamento de minério. Quando não projetada, construída ou gerenciada corretamente, a barragem pode entrar em colapso, causando grandes desastres ambientais e humanos, devido a isso, medidas de segurança e monitoramento são necessárias para minimizar o risco de rupturas.

Atualmente, o processo de retomada de reservatórios tem sido implantado em sistemas de rejeito como tecnologia alternativa à construção de novos reservatórios. A atividade de retomada tem o benefício de promover o ganho de volume nos reservatórios existentes para posterior disposição de rejeito transportado hidraulicamente, com menor teor de sólidos (maior umidade). Como consequência, as estruturas existentes aumentam sua vida útil. Segundo Sousa e Gomes (2018), neste processo, o material já seco, é escavado do reservatório, transportado e disposto em pilhas controladas, enquanto rejeitos recentes são depostos na cavidade formada na barragem, para extração da fase líquida.

Visando a maior segurança da operação, a norma brasileira NBR 13028:2017 - Mineração - Elaboração e apresentação de projetos de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água, estabelece no seu subitem 5.3.6 a necessidade dos estudos sísmicos em projetos de barragem. Nesse contexto, uma alternativa ao cumprimento deste subitem da norma, é a realização de análises pseudo-estáticas. Segundo CRUZ (2017) análises pseudo-estáticas na geotecnia são métodos utilizados para avaliar o comportamento de estruturas geotécnicas sujeitas a carregamentos sísmicos. Ao contrário das análises dinâmicas, que consideram a resposta em tempo real das estruturas às ondas sísmicas, as análises pseudo-estáticas simplificam o problema, tratando-o como um problema estático. Nestas análises, as acelerações sísmicas são convertidas em forças estáticas equivalentes, que são aplicadas às estruturas geotécnicas. Essas forças são distribuídas de acordo com os parâmetros de resistência e geometria da estrutura. Como resultado é feita uma avaliação da estabilidade e os deslocamentos resultantes sob as condições de carregamento sísmico.

O software Slide, desenvolvido pela Rocscience, é uma ferramenta amplamente utilizada na engenharia geotécnica para análises de estabilidade de taludes e estruturas de contenção. Ele oferece recursos para realizar análises pseudo-estáticas, que permitem avaliar o comportamento de uma estrutura sujeita a carregamentos sísmicos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Configurações Geométricas consideradas para as análises

Para este estudo serão avaliadas algumas configurações geométricas escolhidas a fim de criar-se uma sensibilidade dos materiais e fatores que mais interferem no fator de segurança obtido através das análises pseudo-estáticas. A geometria da barragem-tipo varia para as análises de cunhas de ruptura à jusante ou montante (Figura 1).

2.2.1. Configurações para análises de ruptura à jusante

Para as análises de ruptura à jusante foram consideradas 3 configurações, sendo a primeira uma barragem sem alteamentos, a segunda configuração conta com uma barragem com 1 alteamento à montante e a terceira configuração conta com 3 alteamentos à montante.

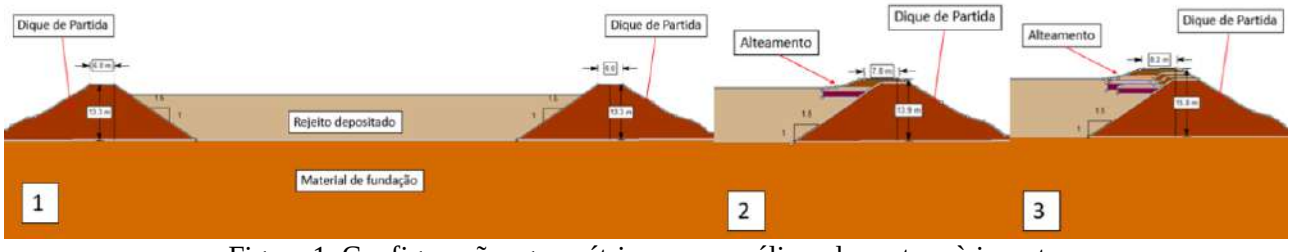


Figura 1. Configurações geométricas para análises de ruptura à jusante.

2.1.2. Configurações para análises de ruptura à montante

Para as análises de ruptura à montante também foram consideradas 3 configurações, sendo a primeira uma barragem sem alteamentos, a segunda configuração conta com uma barragem com 1 alteamento à montante e a terceira configuração conta com 3 alteamentos à montante (Figura 2).

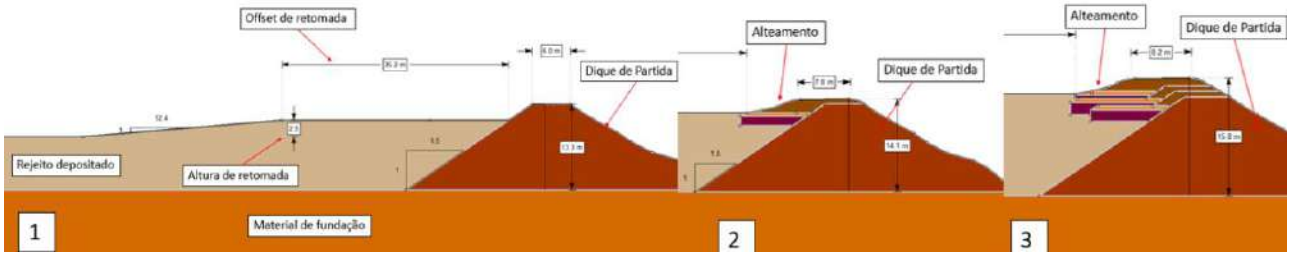


Figura 2: Configurações geométricas para análises de ruptura à montante.

2.2 Classificação de risco das Estruturas

Para o estudo de classificação das estruturas será utilizado o referencial teórico "Canadian Dam Association - Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams, 2014 ED. 2019. Este documento apresenta diversas diretrizes de segurança de barragens de mineração, dentre elas classifica-se a estrutura (barragem) considerando: a existência de população exposta na área de dano potencial estipulada; a perda de vidas potencial em casa de ocorrência de eventos críticos; danos ambientas entre outros critérios apresentados na Figura 3.

Dam class	Population at risk [note 1]	Incremental losses		
		Loss of life [note 2]	Environmental and cultural values	Infrastructure and economics
Low	None	0	Minimal short-term loss No long-term loss	Low economic losses; area contains limited infrastructure or services
Significant	Temporary only	Unspecified	No significant loss or deterioration of fish or wildlife habitat Loss of marginal habitat only Restoration or compensation in kind highly possible	Losses to recreational facilities, seasonal workplaces, and infrequently used transportation routes
High	Permanent	10 or fewer	Significant loss or deterioration of *important* fish or wildlife habitat Restoration or compensation in kind highly possible	High economic losses affecting infrastructure, public transportation, and commercial facilities
Very high	Permanent	100 or fewer	Significant loss or deterioration of *critical* fish or wildlife habitat Restoration or compensation in kind possible but impractical	Very high economic losses affecting important infrastructure or services (e.g., highway, industrial facility, storage facilities for dangerous substances)
Extreme	Permanent	More than 100	Major loss of *critical* fish or wildlife habitat Restoration or compensation in kind impossible	Extreme losses affecting critical infrastructure or services (e.g., hospital, major industrial complex, major storage facilities for dangerous substances)

Figura 3: Quadro de classificação de risco de barragens, conforme CDA (2019).

Para as análises de ruptura à jusante serão considerados as consequências de falha “muito alto” e “extreme” para se obter uma sensibilidade da diferença dos fatores de segurança obtidos para cada uma das classificações. Para as análises de ruptura à montante, as duas classificações consideradas serão “significante” e “alta”, com o objetivo de avaliar a alteração no fator de segurança para cada um dos níveis de risco.

2.3 Determinação de Períodos de Retorno

Para o estudo do período de retorno, será utilizado o referencial teórico: Dam Safety Guidelines – 2013. O tempo de retorno para barragens é um parâmetro utilizado para estimar a probabilidade de ocorrência de um evento, como um abalo sísmico, que possa colocar em risco a segurança da barragem. Este é definido como o intervalo médio de tempo entre a ocorrência de um evento com uma determinada magnitude ou intensidade. A Tabela 1 apresenta sugestões sobre o tempo de retorno a ser aplicado para cada classificação de risco.

Tabela 1: Níveis de risco e seu respectivo tempo de retorno (CDA, 2019).

Dam Classification	Annual Exceedance Probability – Earthquakes (note 1)
Low	1/100 AEP
Significant	Between 1/100 and 1/1,000
High	1/2,475 (note 2)
Very High	1/2 Between 1/2,475 (note 2) and 1/10,000 or MCE (note 3)
Extreme	1/10,000 or MCE (note3)

Da mesma forma como supracitado, para as análises de ruptura à jusante serão considerados as consequências de falha “muito alto” e “extreme”, já para as análises de ruptura à montante, as classificações “significante” e “alta”.

2.4 Peak Ground Acceleration - PGA (Pico de Aceleração Sísmica)

Para a região analisada (Porto de Trombetas), foi emitido um relatório técnico em 2019 que trata sobre a aceleração a ser utilizada para o local, a depender da classificação de risco da barragem. Dessa forma, sintetizou-se na Tabela 2, os picos de aceleração que serão considerados.

Tabela 2: Classificações e parâmetros que utilizados.

	Método Probabilístico (MDE)	
Classificação da estrutura	Aceleração	Tempo de retorno
Significante	0,0093 g	975 anos
Alto	0,0175 g	2.475 anos
Muito Alto	0,0270 g	5.000 anos
Extremo	0,0409 g	10.000 anos

2.5 Método de Hynes-Griffin & Franklin (1984)

A metodologia de Hynes-Griffin & Franklin, como descreve Duncan (2014), foi desenvolvida para barragens de terra e refletem os resultados de análises extensivas. Após a definição do parâmetro aceleração (PGA), a análise de estabilidade pseudo-estática deverá ser conduzida utilizando um coeficiente sísmico igual a ½ (0,5) do pico de aceleração previsto. Por conseguinte, deve-se utilizar uma envoltória de resistência multiplicando a resistência ao cisalhamento por 0,8. Por fim, o fator mínimo satisfatório, defino pelo autor do método é de 1,0. ($FS \geq 1,0$).

2.6 Método de Jonathan D. Bray & Jorge Macedo (2019)

O método de Bray e Macedo (2019), objetiva fornecer estimativas de deslocamentos de taludes quando solicitados por uma aceleração sísmica. O cálculo do coeficiente sísmico “k”, passa pelas seguintes etapas:

1- Cálculo do Ts (período espectral) com a equação descrita abaixo, sendo H a altura máxima do bloco deslizante, retirada das configurações geométricas propostas e o fator $V_s = 250\, m/s$ como proposto em relatório técnico (2019) de risco sísmico para a região de estudo.

$$\mathrm{Ts} = 4 \times \frac{\mathrm{H}}{\mathrm{Vs}} \tag{1}$$

2- Cálculo do Sa (aceleração espectral), que será obtido através do gráfico (*Spectral Acceleration x Period*) disponibilizado no relatório técnico de risco sísmico (2019) para a região do estudo. O gráfico não foi apresentado pois o relatório é confidencial.

3- Cálculo dos fatores "a" e "b" através das equações a seguir, sendo Sendo Da = 5 cm (deslocamento máximo) e M como sendo a máxima magnitude possível do sismo considerado, para cada tempo de retorno, encontrado no relatório técnico de risco sísmico para a região de estudo (2019). Ademais o ε (coeficiente de variação associado a uma distribuição normal de média) considerado foi de 1,48 associado a uma probabilidade de excedência de 2,5%., isto é, encontrando nas análises de estabilidade um FS igual a 1,0, têm-se uma chance de 2,5% de que seu deslocamento na estrutura, provocado pelo sismo, seja superior a 5 cm (Da).

$$\mathrm{a} = 2{,}491 - 0{,}344 \times \ln(\mathrm{Sa}(1{,}3\mathrm{Ts})) \tag{2}$$

$$\mathrm{b} = \mathrm{a2} - 0{,}98[(\ln \mathrm{D_a} - \mathrm{al} - 2{,}703 \ln(\mathrm{S_a}(1{,}3\mathrm{T_s})) + 0{,}089(\ln(\mathrm{S_a}(1{,}3\mathrm{T_s}))_2 - \mathrm{a2}\ \mathrm{T_s} - \mathrm{a3}(\mathrm{T_s})_2 - 0{,}6070\mathrm{M} - \varepsilon] \tag{3}$$

4- Cálculo do "k" (coeficiente de aceleração), através da equação 4.

$$\mathrm{k} = \frac{-\mathrm{a} + /\sqrt{\mathrm{b}}}{0{,}49} \tag{4}$$

3 RESULTADOS

Foram realizadas as análises de estabilidade para cada uma das configurações geométricas sugeridas, bem como para o tempo de retorno estudados. Por fim, os resultados foram compilados em tabelas.

3.1 Método de Hynes & Franklin

Na Tabela 3 são apresentados os resultados das análises de estabilidade considerando o método de Hynes & Franklin. Ressalta-se que a coluna de resultados "FS sismo" se refere as análises quando se considera apenas o PGA para dado tempo de retorno, e a coluna "FS sismo com atenuação" considera o método de fato, com as atenuações aplicadas.

Percebe-se, portanto, que a redução do fator de segurança foi significativa para este método, variando de uma redução de 0,51 até 0,59 para as rupturas à jusante e de 0,64 a 0,96 para as rupturas à montante. As Figuras 4 a 6, mostram parte das análises obtidas. Para estas foi analisada a ruptura à jusante, considerando um TR de 5.000 anos.

Tabela 3: Resultados obtidos para a metodologia de Hynes Griffin & Franklin

Método Hynes Griffin & Franklin Franklin					
Ruptura à Jusante					
Configuração	TR 5.000 anos – PGA 0.027 g			TR 10.000 anos PGA – 0.409 g	
	FS estático	FS Sismo	FS sismo com atenuação	FS sismo	FS sismo com atenuação
1	2,48	2,33	1,92	2,26	1,89
2	2,38	2,24	1,84	2,17	1,82
3	2,28	2,16	1,77	2,09	1,75
Ruptura à Montante					
Configuração	TR 5.000 anos – PGA 0.0093 g			TR 2.475 anos PGA – 0.0175 g	
	FS estático	FS Sismo	FS sismo com atenuação	FS estático	FS sismo
1	2,78	2,25	2	1,93	1,82
2	2,47	2,04	1,79	1,76	1,65
3	2,36	1,98	1,72	1,73	1,6

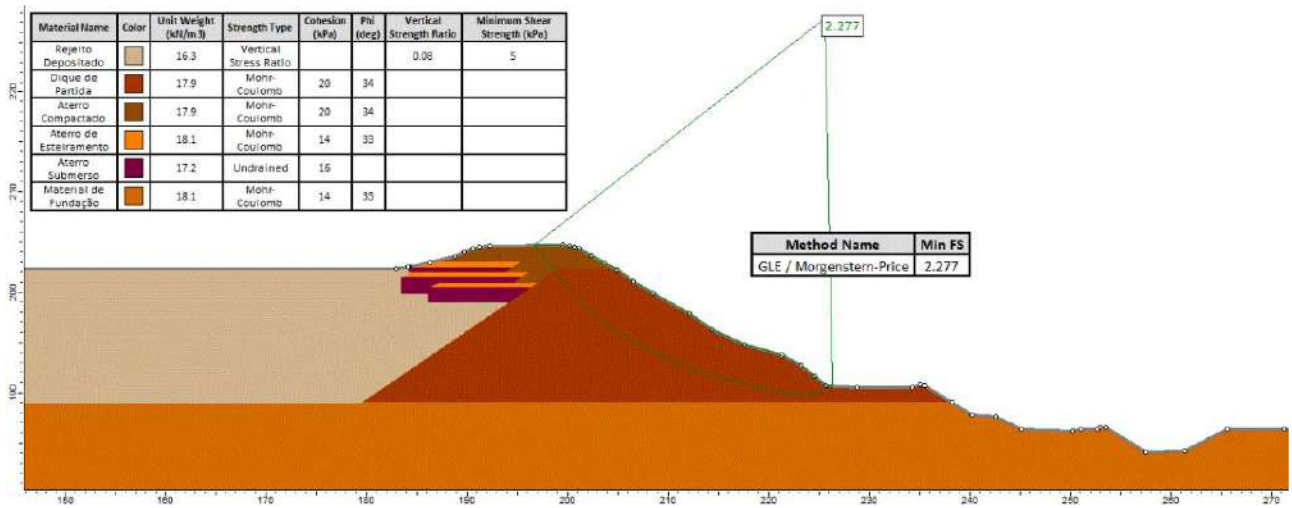


Figura 4: Configuração 3 – Ruptura à jusante - Análise Estática – TR 5.000 anos – FS 2.28.

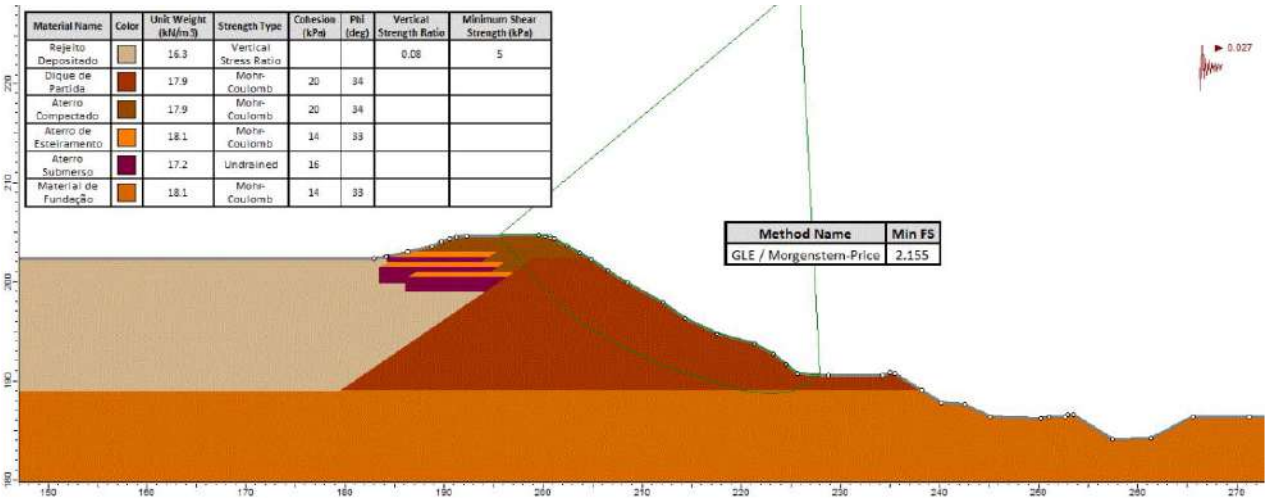


Figura 5: Configuração 3 – Ruptura à jusante - Análise Sismo– TR 5.000 anos – FS 2.16.

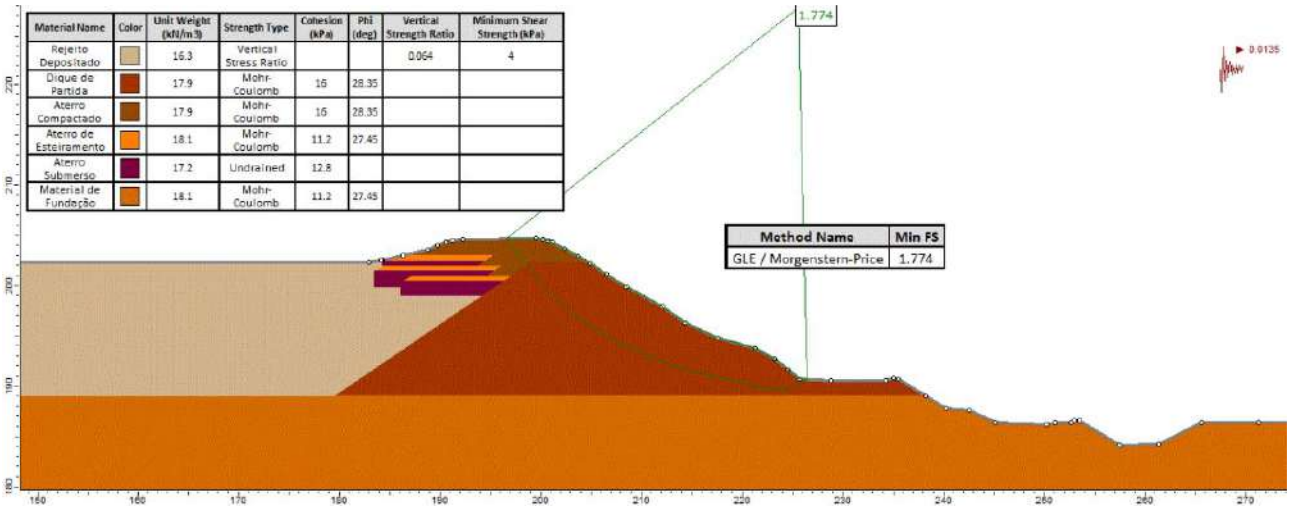


Figura 6: Configuração 3 – Ruptura à jusante - Análise Hynes & Franklin– TR 5.000 anos – FS 1.77.

3.2 Método de Bray & Macedo

Na Tabela 4 resume-se os resultados das análises de estabilidade considerando o método de Bray & Macedo. Percebe-se, portanto, que a redução do fator de segurança neste método, foi consideravelmente menor, variando de uma redução de 0,08 até 0,13 para as rupturas à jusante e de 0,14 a 0,51 para as rupturas à montante. Um exemplo das análises obtidas é apresentado na Figura 7, considerando um TR de 5.000 anos.

Tabela 4: Resumo dos Resultados obtidos para o método de Bray & Macedo

Método Hynes Griffin & Franklin Franklin			
Ruptura à Jusante			
Configuração	TR 5.000 anos – 0.015 g		TR 10.000 anos – 0.024 g
	FS -Estático	FS -Sismo	FS- Sismo
1	2,48	2,4	2,35
2	2,38	2,3	2,26
3	2,28	2,21	2,16
Ruptura à Montante			
Configuração	TR 5.000 anos – 0.003 g		TR 2.475 anos – 0.009 g
	FS -Estático	FS -Sismo	FS- Sismo
1	2,78	2,59	2,27
2	2,47	2,31	2,05
3	2,36	2,22	1,99

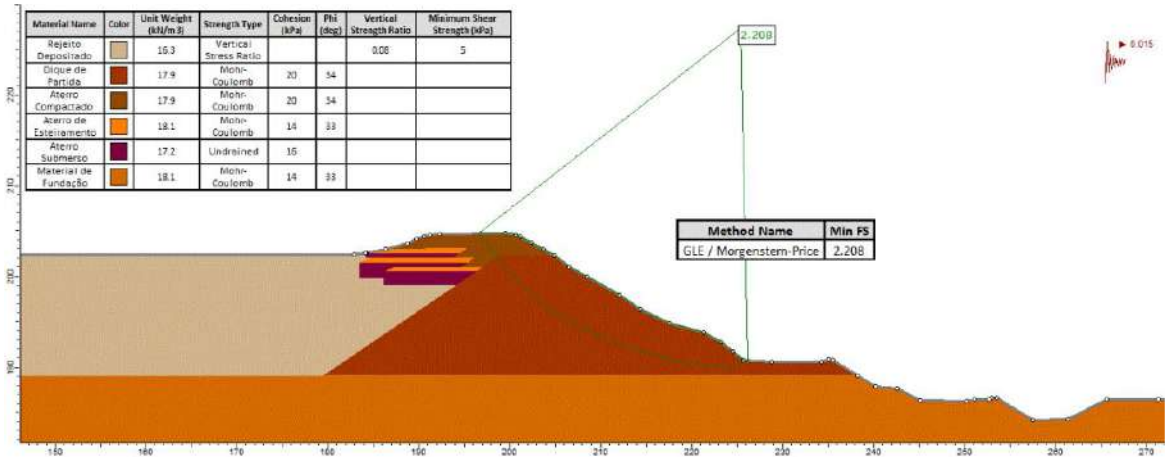


Figura 7: Configuração 3 – Ruptura à jusante – Análise de Bray & Macedo - TR 5.000 anos – FS 2.21

4 CONCLUSÕES

Como supracitado, os coeficientes sísmicos considerados no método de Bray & Macedo retornaram maiores fatores de segurança, fazendo com que o método de Griffin & Franklin seja mais conservador para a barragem adotada neste estudo, mas não se pode afirmar que o método de Bray & Macedo seja mais arrojado no geral, isso pois, quando se fazem os cálculos com uma altura maior de bloco deslizante (H), o método resulta em coeficientes sísmicos mais elavados, o que gera FS menores.

Outro importante fator a ser levado em consideração é que o rejeito se demonstrou mais susceptível ao efeito do sismo, dessa forma, mesmo com menores coeficientes sísmicos (devido aos menores tempos de retorno), houve uma maior redução do fator de segurança para ambos os métodos.

Algo a se destacar é que no programa Slide o talude é dividido em blocos ou fatias que representam seções individuais da encosta. Cada bloco é tratado como uma entidade discreta e independente, e o programa considera o equilíbrio de cada bloco separadamente. Esses blocos são geralmente definidos por planos de falha potenciais que podem ocorrer na encosta.

Nesse contexto estima-se que num programa de diferenças finitas seja possível representar de maneira mais fiel o efeito do sismo na estabilidade dos taludes, pois se configura uma análise dinâmica. Apesar de reconhecer esta limitação do software Slide, este é uma ferramenta eficaz e amplamente utilizada para realizar análises pseudo-estáticas de estabilidade de taludes, fornecendo informações importantes para o projeto e a mitigação de riscos geotécnicos.

REFERÊNCIAS

ABRAMSON, Lee; LEE, Thomas; SLOAN, S. (2001). *Slope Stability and Stabilization Methods* (Estabilidade de Taludes e Métodos de Estabilização).

AYALA, Grover R. Llanque; CALVALCANTI, Maria do Carmo Reis; MAHLER, Cláudio Fernando. (2020). *Análise de Estabilidade de Talude Considerando o Efeito Sísmico de uma Barragem de Rejeito de Minério de Ferro* - XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, 2020.

CDA (Canadian Dam Association) (2019) *Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams.*

CRUZ, Felipe Souza - *Análise Pseudo-Estática (2021). Definição Do PGA (NBR13028:2017)* – BVP Geotecnia e Hidrotecnia, 2021.

DUNCAN, Michael; WRIGHT, Stephen; BRANDON, Thomas (2014). *Soil Strength and Slope Stability* – Second Edition.

Relatório Técnico de risco sísmico para a região estudada (2019) – Confidencial.

SILVA, João – *Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes* (2011). Faculdade de engenharia Universidade do Porto.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/73

Início de Liquefação Dinâmica em Região Continental Estável pelo Método Simplificado das Tensões Cisalhantes

Celso Salvador Villalobos
PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, celsosalvador0513@gmail.com

Jackeline Castañeda Huertas
PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, jackeline.castaneda@gmail.com

Celso Romanel
PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, celso.romanel@gmail.com

RESUMO: Análises preliminares do potencial de início de liquefação dinâmica em solos arenosos ou rejeitos de mineração saturados estimam fatores de segurança contra o início de liquefação expressos pela razão entre a resistência dinâmica do solo e a demanda sísmica. A resistência é geralmente determinada dos resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, velocidade de propagação de onda S) enquanto que a demanda sísmica depende da magnitude do terremoto e da resposta dinâmica do depósito de solo quando excitado por ondas sísmicas. Esta metodologia tem várias versões na literatura, dependendo do banco de casos históricos analisados por diferentes pesquisadores. De comum, todas as versões têm o fato de serem baseadas em eventos sísmicos ocorridos em regiões sismicamente ativas, principalmente na costa oeste norte-americana. No presente trabalho, uma versão para cálculo do fator de segurança contra início de liquefação dinâmica, especificamente desenvolvida para regiões continentais estáveis como o Brasil, é aplicada em uma barragem de mineração brasileira usando dados de ensaios SPT. A comparação dos resultados obtidos com esta formulação e os valores determinados com parâmetros e correlações desenvolvidas para regiões sismicamente ativas, indica que os fatores de segurança para uma região continental estável podem ser 25% inferiores.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem de Rejeitos, Terremotos, Início de Liquefação, Região Continental Estável

ABSTRACT: Preliminary analyzes of dynamic liquefaction triggering in saturated sandy soils or mining tailings estimate safety factors against liquefaction triggering, expressed by the ratio between soil dynamic resistance and seismic demand. Resistance is usually determined from results of field tests (SPT, CPT, shear wave propagation) while seismic demand depends on the magnitude of the earthquake and the dynamic response of the soil deposit when excited by seismic waves. This methodology has several versions in the literature, depending on the historical data analyzed by different researchers. In common, all versions have the fact that they are based on seismic events that occurred in seismically active regions, especially in the US west coast. In the present paper, a version for the calculation of the safety factor against dynamic liquefaction triggering, specifically developed for stable continental regions such as Brazil, is applied to a Brazilian mining dam using SPT test data. A comparison between the results obtained with this formulation and the values determined with parameters and correlations developed for seismically active regions, indicates that safety factors for a stable continental region can be 25% lower.

KEYWORDS: Tailings Dam, Earthquakes, Liquefaction Triggering, Stable Continental Regions

1 INTRODUÇÃO

A história registra ao longo dos séculos muitos casos de ruptura de depósitos de solos arenosos devido a terremotos, com consideráveis prejuízos econômicos e culturais, perdas de vidas humanas e danos ao meio ambiente, causados pela liquefação dinâmica de solos arenosos saturados. Ainda que o fenômeno de liquefação já fosse conhecido, até meados dos anos 1960 não havia métodos bem estabelecidos para fundamentar práticas de engenharia visando a prevenir a ocorrência de liquefação e minimizar suas consequências.

Quando o solo flui de maneira semelhante a um líquido é porque a tensão cisalhante estática, induzida pela gravidade na condição de equilíbrio, excede a resistência ao cisalhamento não drenada do solo durante um período de tempo significativo, provocando a ocorrência de grandes deslocamentos em taludes. Nestes casos, o fenômeno é denominado de fluxo por liquefação (*flow liquefaction, flow failure*). A condição incipiente (*liquefaction triggering*) para fluxo por liquefação está associada com a resistência não drenada residual que é mobilizada quando o solo sofre grandes deformações. O fluxo por liquefação é mais comum em terrenos naturais mas pode também acontecer em obras de engenharia como barragens de terra, de mineração, rejeitos sólidos, diques, aterros atrás de estruturas para contenção de água.

O início da liquefação dinâmica pode ser investigado em laboratório por meio de ensaios cíclicos triaxiais ou cisalhamento direto. Os primeiros são mais simples de executar, mas os ensaios de cisalhamento direto fornecem uma melhor representação do comportamento sísmico de depósitos de solo com superfície pouca inclinada (< 6%) excitados por ondas S verticais que induzem tensões cisalhantes em planos horizontais, enquanto que em ensaios triaxiais as tensões cisalhantes cíclicas atuam no corpo de prova em planos inclinados de 45º. Uma grande dificuldade para determinar o início de liquefação é representar corpos de prova com a mesma estrutura do solo em campo. Devido ao custo e dificuldades de amostragem, métodos de laboratório para estimativa do início de liquefação são geralmente limitados para projetos de grande importância ou para atividades de pesquisa em universidades.

Na prática da engenharia, uma estimativa preliminar do fator de segurança contra o início de liquefação dinâmica é geralmente feita pelo método simplificado das tensões cisalhantes introduzido por Seed e Idriss (1971). O método é baseado em casos históricos pós-terremoto que foram categorizados como "liquefação" ou "não liquefação" em função de evidências observadas em campo. A demanda sísmica, quantificada pela razão de tensão cíclica CSR (*Cyclic Stress Ratio*) é plotada versus a resistência à penetração do solo em ensaios de campo (SPT, CPT) ou velocidade de propagação de onda S. Neste tipo de gráfico, os casos de liquefação e de não liquefação são separados pela curva da razão de resistência cíclica CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) que representa a capacidade de um ponto do solo em resistir à liquefação dinâmica durante um sismo com magnitude de momento M_w = 7,5 sob tensão vertical efetiva de 1 atm (condições de referência). O fator de segurança contra o início da liquefação (FS_L) pode então ser estimado considerando as condições de referência ou as condições específicas do sítio analisado (M_w, σ'_v) de acordo com a Eq 1.

$$FS_L = \frac{CRR_{M_w=7,5\ \sigma'_v=1\ atm}}{CSR_{M_w=7,5\ \sigma'_v=1\ atm}} = \frac{CRR_{M_w\ \sigma'_v}}{CSR_{M_w\ \sigma'_v}} \quad (1)$$

2 RAZÃO DE TENSÃO CÍCLICA CSR

A razão de tensão cíclica CSR (z) para um terremoto de magnitude M_w é definida pela razão entre o valor da tensão cisalhante cíclica uniforme equivalente ($0{,}65\ \tau_{cic,max}$) e a tensão vertical efetiva atuante no ponto à profundidade z, conforme Eq. 2.

$$CSR_{M_w\ \sigma'_v} = 0{,}65\ \frac{\tau_{cic,max}}{\sigma'_v} = 0{,}65 \left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right) r_d \quad (2)$$

onde σ_v e σ'_v são as tensões verticais total e efetiva, respectivamente, na profundidade z, a_{max} é a aceleração horizontal máxima na superfície do terreno, g representa a aceleração da gravidade e r_d é o fator de redução da tensão cisalhante cíclica com a profundidade. O fator 0,65 foi introduzido por Seed e Idriss (1967) para reduzir o valor de pico da tensão cisalhante cíclica máxima ($\tau_{cic,max}$), que ocorre apenas uma vez durante o carregamento sísmico, para uma tensão cisalhante cíclica uniforme equivalente.

2.1 Fator de redução da tensão cisalhante cíclica

2.1.1 Correlação para região sismicamente ativa

Correlações para estimativa do fator r_d publicados na literatura dependem apenas da profundidade (Youd et al., 2001), da profundidade e da magnitude do sismo (Idriss, 1999; Boulanger e Idriss, 2014) ou da profundidade, magnitude do sismo, aceleração na superfície e da velocidade média de propagação da onda S

nos 12 m superficiais (Cetin e Seed., 2004). A proposta de Boulanger e Idriss (2014), bastante utilizada na prática para z ≤ 30 m (Eq. 3), é decorrente de 512 análises da resposta dinâmica de depósitos de solo pelo método linear equivalente, considerando magnitudes de terremoto M_w = 5,5, 6,5 e 7,5 em apenas 6 perfis geotécnicos, sendo 5 deles formados por 33 m de areia sobre base rochosa e apenas um perfil com variação na estratigrafia. Em um estudo mais amplo, o fator de redução da tensão cisalhante proposto por Cetin e Seed (op. cit.), menos utilizado na prática da engenharia, foi obtido com base em 2153 análises da resposta dinâmica de depósitos de solo, considerando a combinação de 50 diferentes combinações de estratigrafia sob carregamento de 42 histórias de aceleração de terremotos com magnitude 5,7 ≤ M_w ≤ 8,1.

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M] \quad (3a)$$

$$\alpha(z) = -1{,}012 - 1{,}126 sen\left(\frac{z}{11{,}73} + 5{,}133\right) \quad (3b)$$

$$\beta(z) = 0{,}106 + 0{,}118 sen\left(\frac{z}{11{,}28} + 5{,}142\right) \quad (3c)$$

Uma questão que surge no cálculo de CSR (Eq. 2) é como estimar o valor da aceleração horizontal máxima a_{max} na superfície do depósito de solo. O procedimento mais comum é executar uma análise linear equivalente com programas computacionais para propagação 1D de ondas SH, como o programa DEEPSOIL (Hashash et al., 2020). Outra questão é sobre a conveniência, ou não, de estimar CSR ao longo da profundidade do perfil geotécnico de interesse com base nos valores de $\tau_{cic,max}$ (Eq. 2) computados por meio de programas de resposta dinâmica 1D ou utilizar a formulação em termos do fator de redução da tensão cisalhante cíclica r_d. Análises computacionais específicas para cálculo de CSR podem não ser consistentes com as curvas empíricas propostas por diversos pesquisadores para estimativa de CRR que aparecem no numerador da Eq. 1. Recomenda-se que as análises de resposta dinâmica 1D sejam utilizadas apenas para determinar o valor da aceleração horizontal máxima na superfície a_{max}.

2.1.2 Correlação para região continental estável

Lasley et al. (2016) utilizaram os depósitos de solo investigados por Cetin e Seed (2004) considerando 149 pares de aceleração horizontal do banco de dados de McGuire et al. (2001), formado por terremotos da região estável CEUS (*Central Eastern United States*) com magnitude 4,5 ≤ Mw ≤ 7,6 e distâncias sítio – fonte entre 0,1 a 199 km. A relação proposta por Lasley et al. (op.cit.), conforme Eq. 4 para z < 20 m, é aplicável em regiões SCR *(Stable Continental Region*), como no Brasil, e diferenciam-se das citadas anteriormente que foram desenvolvidas com base em dados de terremotos da região sismicamente ativa WUS *(Western United States*).

$$r_d = (1 - \alpha)\exp(-z/\beta) + \alpha + \varepsilon_{rd} \quad (4a)$$

$$\alpha = exp(-3{,}86 + 0{,}3669 M_w) \quad (4b)$$

$$\beta = exp(-18{,}92 + 5{,}565 M_w) \quad (4c)$$

A variável aleatória ε_{r_d} é normalmente distribuída com média nula e desvio padrão σ_{r_d} estimado pela Eq. 4d:

$$\sigma_{r_d} = 0{,}1595/[1 + exp(-0{,}5326z)] \quad (4d)$$

2.2 Ajuste de CSR para magnitude M_w = 7,5

A razão de tensão cíclica CSR necessária para início da liquefação (i.e. para atingir a razão de resistência cíclica CRR) decresce com o aumento do número de ciclos do carregamento. A magnitude do terremoto é geralmente utilizada como medida indireta do número de ciclos visto que se trata de grandeza diretamente correlacionada com a duração do terremoto e do número de ciclos. Um fator de escala para magnitude de terremoto (MSF – *magnitude scaling factor*) é introduzido para padronizar o valor de CSR em relação à magnitude de referência M_w = 7,5 conforme Eq. 5.

$$\mathrm{CSR}_{M_w=7,5\ \sigma'_v} = \mathrm{CSR}_{M_w\ \sigma'_v}\frac{1}{MSF} = 0,65\left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right)r_d\frac{1}{MSF} \quad (5)$$

2.2.1 Fator de escala MSF para região sismicamente ativa

Até 2001, o fator MSF era definido apenas com a magnitude do terremoto (Youd et al., 2001). Nos anos seguintes, outras propostas foram publicadas na literatura, como a Eq. 6 apresentada por Boulanger e Idriss (2014) em função da variação da densidade relativa do solo (ou da resistência à penetração no ensaio SPT).

$$\mathrm{MSF} = 1 + (\mathrm{MSF}_{\max} - 1) \times \left[8,64\exp\left(\frac{-\mathrm{M_w}}{4}\right) - 1,325\right] \text{ com valor mínimo para } \mathrm{M_w} = 5,25 \quad (6a)$$

$$\mathrm{MSF}_{\max} = 1,09 + \left[\frac{(\mathrm{N_1})_{60cs}}{31,5}\right]^2 \leq 2,2 \quad (6b)$$

onde $(\mathrm{N_1})_{60cs}$ é o número equivalente de golpes do ensaio SPT em areia limpa (cs – *clean sand*) normalizado em relação à tensão vertical efetiva de 1 atm e 60% de eficiência da energia do martelo.

2.2.2 Fator de escala MSF para região continental estável

Lasley et al. (2017) propuseram o fator de escala de magnitude MSF conforme Eq. 7, onde $N_{eq\ Mw}$ é o número equivalente de ciclos uniformes de um carregamento senoidal que representa o carregamento irregular de um terremoto com magnitude $\mathrm{M_w}$.

$$\mathrm{MSF} = \left(14/N_{eq\ Mw}\right)^{0,34} \leq 2,02 \quad (7)$$

O cálculo de $N_{eq\ Mw}$ é feito pela Eq. 8a proposta por Green e Terri (2005):

$$N_{eq\ Mw} = 0,4605 - 0,4082 \times ln(a_{max}/g) + 0,2332M_w + \varepsilon_{total} \quad (8a)$$

onde a_{max} é a aceleração máxima em unidades de g e ε_{total} é uma variável aleatória normalmente distribuída com média nula e desvio padrão σ_{total} dado pela Eq. 8b:

$$\sigma_{total}(z) = max\left[0,5399 - 0,0773 \times \frac{z}{26,4}\ ; 0,4626\right] \quad (8b)$$

na qual z designa a profundidade do ponto em metros.

3 RAZÃO DE RESISTÊNCIA CÍCLICA CRR

No caso de ensaios de simples reconhecimento (SPT), o cálculo da resistência cíclica $\mathrm{CRR}_{M_w=7,5\ \sigma'_v=1atm}$ nas condições de referência é feito no método de Boulanger e Idriss (2014) de acordo com a Eq. 9a considerando o número equivalente de golpes do ensaio SPT em areia limpa $(\mathrm{N_1})_{60cs}$.

$$\mathrm{CRR}_{M_w=7,5\ \sigma'_v=1at} = \exp\left[\frac{(\mathrm{N_1})_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(\mathrm{N_1})_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(\mathrm{N_1})_{60cs}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{(\mathrm{N_1})_{60cs}}{25,4}\right)^4 - 2,8\right] \quad (9a)$$

com

$$(\mathrm{N_1})_{60cs} = \mathrm{N} \times \mathrm{C_N} \times \mathrm{C_R} \times \mathrm{C_B} \times \mathrm{C_S} \times \mathrm{C_E} + (\Delta\mathrm{N_1})_{60} \quad (9b)$$

onde *N* é o número de golpes medido de campo e $\mathrm{C_N}$, $\mathrm{C_R}$, $\mathrm{C_B}$, $\mathrm{C_S}$ e $\mathrm{C_E}$ são coeficientes para correção da tensão vertical efetiva (1atm), comprimento da haste de ensaio, diâmetro do furo, tipo de amostrador e eficiência de energia do martelo, respectivamente. A parcela $(\Delta\mathrm{N_1})_{60}$ se refere a um ajuste em função do teor de finos (FC – *fine content*) estimado pela Eq. 9c.

$$\Delta(N_1)_{60} = exp[1{,}63 + (9{,}7/FC) - (15{,}7/FC)^2] \quad (9c)$$

3.1 Ajuste de CRR para tensão efetiva

O fator de ajuste de tensão efetiva K_σ foi proposto por Seed (1983) como a razão entre CRR para determinada tensão vertical efetiva σ'_v e CRR para tensão vertical efetiva de 1 atm no mesmo solo ($K_\sigma = CRR_{\sigma'v}/CRR_{\sigma'v=1\,atm}$). As correlações entre a razão de resistência cíclica CRR e a resistência do solo in situ $(N_1)_{60cs}$ são tipicamente apresentadas na literatura em relação às condições de referência, como na Eq. 9.a. Boulanger e Idriss (2014) apresentaram a Eq. 10 para estimativa do fator K_σ.

$$K_\sigma = \min\begin{cases} 1 - C_\sigma \times \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \text{ com } C_\sigma = \frac{1}{18{,}9 - 2{,}55 \times \sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0{,}3 \\ 1{,}1 \end{cases} \quad (10)$$

4 FATOR DE SEGURANÇA F_{SL} CONTRA INÍCIO DE LIQUEFAÇÃO

No cálculo do fator de segurança contra início de liquefação é essencial considerar CSR e CRR sob mesma tensão vertical efetiva e mesma magnitude do terremoto. O fator de segurança FS_L pode ser determinado usando a tensão vertical efetiva atuante no ponto e a magnitude do terremoto no problema específico, ou a tensão vertical de referência (1 atm) e a magnitude de referência (M_w = 7,5).

Nas condições de referência,

$$FS_L = \frac{CRR_{M_w=7{,}5\ \sigma'_v=1\,atm}}{CSR_{M_w=7{,}5\ \sigma'_v=1\,atm}} = \frac{CRR_{M_w=7{,}5\ \sigma'_v=1\,atm}}{0{,}65\left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right) r_d/(MSF\ K_\sigma)} \quad (11a)$$

Nas condições de campo,

$$FS_L = \frac{CRR_{M_w\ \sigma'_v}}{CSR_{M_w\ \sigma'_v}} = \frac{CRR_{M_w=7{,}5\ \sigma'_v=1\,atm} MSF\ K_\sigma}{0{,}65\left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right) r_d} \quad (11b)$$

5 COMPARAÇÃO ENTRE VALORES DE F_{SL} EM REGIÃO CONTINENTAL ESTÁVEL E REGIÃO SÍSMICAMENTE ATIVA

Os valores do fator de segurança contra o início de liquefação (Eq. 11a ou 11b) foram determinados com a formulação de Boulanger e Idriss (2014) pelas Eq. 3, 6, 9, 10 para região sismicamente ativa, e as Eq. 3, 4, 7 e 10 para região continental estável. O fator de ajuste de tensões verticais K_σ não foi explicitamente tratado por Lasley et al. (2016, 2017), admitindo-se aqui o mesmo valor determinado pela Eq. 10. Esta mesma hipótese foi considerada por Green et al. (2019) na investigação do coeficiente de segurança contra o início de liquefação dinâmica com base em resultados de ensaios CPT.

5.1 Estudo de caso

A barragem de rejeitos (Fig. 1) compreende a construção de um dique de partida com material de empréstimo e estágios posteriores de alteamento com rejeitos ciclonados. A posição do lençol freático se encontrado a 2 m de profundidade, no furo de sondagem SPT-01 e a 7 m no furo SPT-02. A velocidade da onda cisalhante V_S do solo de fundação é 750 m/s (classe B). Considerando diretrizes internacionais de segurança de barragem de rejeitos (GISTM, 2020; CDA, 2019) dois cenários sísmicos foram analisados, com probabilidade de excedência anual de 1/2500 e 1/10000 com valores de PGA de 0,05g e 0,10g, respectivamente, determinados em estudo de ameaça sísmica probabilística.

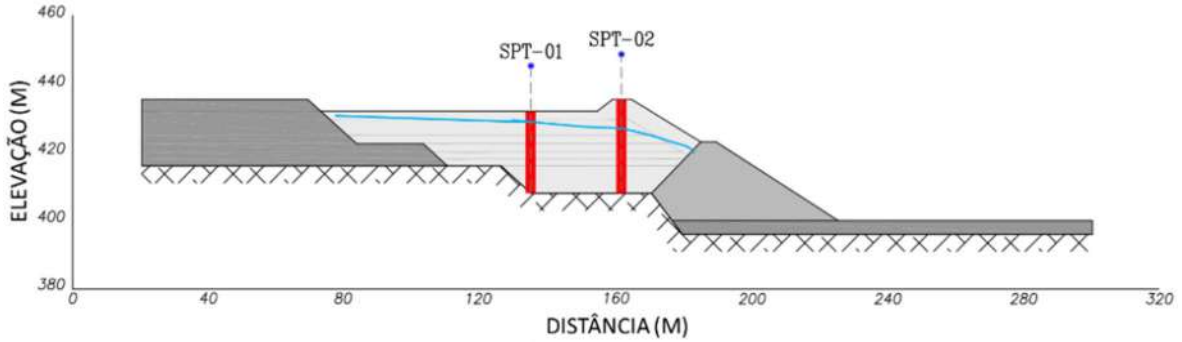


Figura 1. Seção transversal da barragem de rejeitos.

As Fig. 2 e 3 comparam a variação do fator de segurança F_{SL} com a profundidade, computados com os métodos de Boulanger e Idriss (2014) e Lasley et al. (2016, 2017). Conforme pode ser observado, houve diminuição do valor do fator de segurança na consideração de região continental estável em até 25%, evidenciando a importância da utilização de valores de r_d e MSF específicos para estas regiões.

Os cálculos foram feitos considerando a mesma aceleração máxima a_{max} na superfície, mas deve-se ter em mente que geralmente os efeitos de amplificação sísmica são maiores em regiões continentais estáveis, com embasamento em rocha cristalina (classe A), do que em regiões sismicamente ativas, com embasamento em rocha branda (classe B).

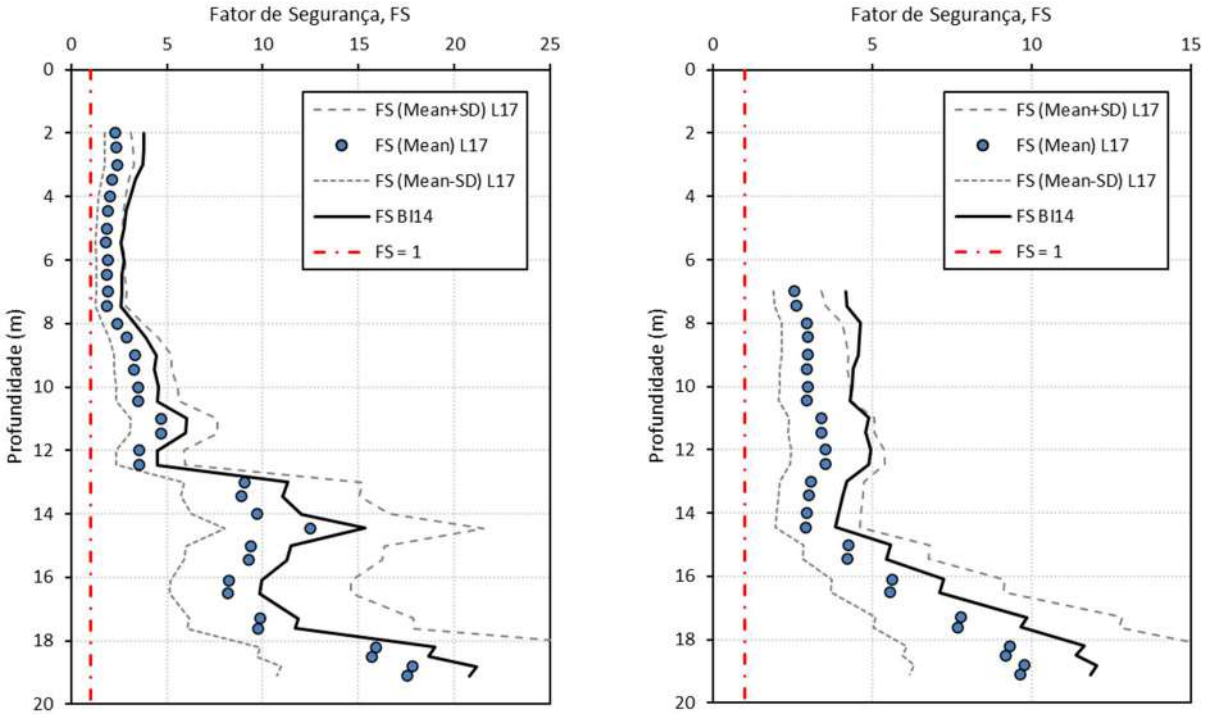


Figura 2. (a) Furos SPT-01 (b) SPT-02 para sismo com período de retorno de 2500 anos. Previsão de Boulanger e Idriss (2014) em linha preta contínua e por Lasley et al. (2016, 2017) em círculos (mediana) e linhas cinzentas (± desvio padrão).

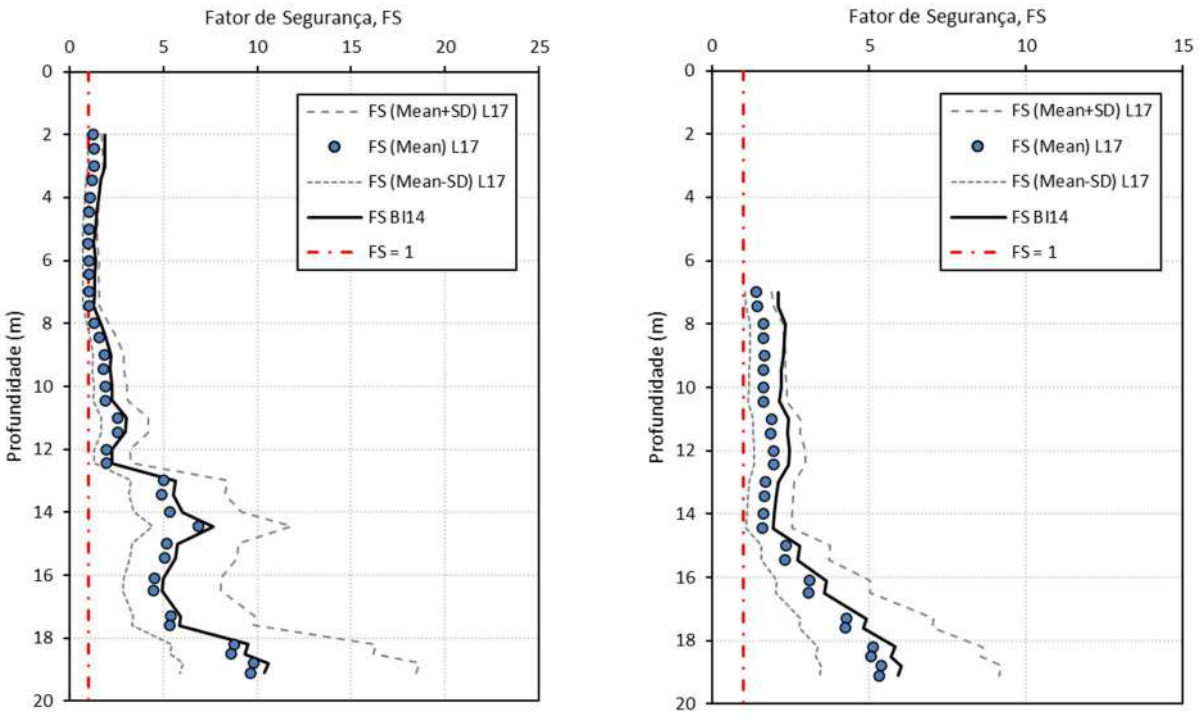


Figura 3. (a) Furos SPT-01 (b) SPT-02 para sismo com período de retorno de 10000 anos. Previsão de Boulanger e Idriss (2014) em linha preta contínua e por Lasley et al. (2016, 2017) em círculos (mediana) e linhas cinzentas (± desvio padrão).

6 CONCLUSÕES

Neste trabalho procurou-se chamar a atenção da comunidade geotécnica brasileira envolvida em análises de liquefação sísmica usando métodos simplificados para estimativa do fator de segurança contra o início de liquefação. A literatura apresenta várias metodologias desenvolvidas para a região oeste dos Estados Unidos, sismicamente ativa, mas no caso de um região continental estável, como no Brasil, há importantes diferenças devido ao contraste de impedâncias entre o solo e o embasamento rochoso e na distribuição de frequências dos terremotos. No exemplo considerado no presente estudo, a utilização dos parâmetros / correlações propostas por Lasley (2016, 2017) reduziram os fatores de segurança em até 25% em relação aos valores obtidos com a formulação de Boulanger e Idriss (2014).

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Boulanger, R. W. e Idriss, I. M. CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. *Report UCD/CGM-14/01*, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, 2014.

Cetin, K. O.; Seed, R. B. Nonlinear shear mass participation factor (rd) for cyclic shear stress ratio evaluation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 24, pp. 103-113, 2004.

Green, R.A.; Bommer, J.J.; Rodriguez-Marek, A.; Maurer, B.W.; Stafford, P.J.; Edwards, B.; Kruiver, P.P.; Lange, G. e Van Elk, J. Addressing limitations in existing “simplified” liquefaction triggering evaluation

procedures: application to induced seismicity in the Groningen gas field, *Bulletin of Earthquake Engineering*, v. 17, pp. 4539-4557, 2019.

Green, R.A. e Terri, G.A. Number of equivalent cycles concept for liquefaction evaluations revisited. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 131, n. 4, p. 477-488, 2005.

Hashash, Y.M.A.; Groholski, D.R.; Phillips, C.A.; Park, D, e Musgrove, M. DEEPSOIL v.7, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, *User Manual*, 137 p., 2020.

Idriss, I. M. An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential. Proceedings of TRB workshop on new approaches to liquefaction, *Federal Highway Administration FHWA-RD-99-165*, 1999.

Lasley, S.J.; Green, R.A. e Rodriguez-Marek, A. Number of Equivalent Stress Cycles for Liquefaction Evaluations in Active Tectonic and Stable Continental Regimes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* v. 143, n.4:04016116, 2017.

Lasley, S.J; Green, R.A. e Rodriguez-Marek, A. A new stress reduction coefficient relationship for liquefaction triggering analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* v. 142, n. 11:06016013, 2016.

Seed, H. B. Earthquake-resistant design of earth dams, *Proc. Symp. Seismic Design of Earth Dams and Caverns*, ASCE, New York, pp. 41–64, 1983.

Seed, H.B. e Idriss, I.M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, v. 97, 1249-1273, 1971.

Seed, H. B. e Idriss, I. M. Analysis of liquefaction: Niigata earthquake, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, v. 93, SM3, pp. 83-108, 1967.

Youd, T. L.; Idriss, I. M.; Andrus, R D.; Arango, I.; Castro, G.; Christian, J. T.; Dobry, R.; Finn, W. D. L.; Harder, L. F. Jr.; Hynes, M. E.; Ishihara, K.; Koester, J. P.; Liao, S. S. C.; Marcuson, W. F.; Martin, G. R.; Mitchell, J. K.; Moriwaki, Y.; Power, M. S.; Robertson, P. K; Seed, R. B. e Stokoe, K H. Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental*, v. 127, n.10, pp. 817-833, 2001.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/74

Inovações na Gestão de Dados Geotécnicos Gerados na Construção de Pilhas e Barragens, Utilizando o Geolabor

Bianca Mendes de Lacerda
Engenheira Civil, Simplelab Tecnologia, Belo Horizonte, Brasil, bianca.lacerda@simplelabtech.com.br

Samir Chequer Chammas
CEO, Simplelab Tecnologia, Belo Horizonte, Brasil, samir@simplelabtech.com.br

Tadeu Henrique Oliveira de Castro
Engenheiro Civil, Chammas Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, tadeu@chammas.com.br

RESUMO: A importância da inovação vem ganhando destaque no setor da mineração, em busca por novas tecnologias que aumentem e garantam, cada vez mais, a segurança das construções. O Geolabor é um software de gerenciamento de dados geotécnicos em constante desenvolvimento, que busca por evolução diariamente, sendo pioneiro na implementação de diferentes metodologias inovadoras na prática da geotecnia. Nesse artigo, serão apresentados alguns dos desenvolvimentos realizados, que contribuem para a conformidade das obras de pilhas e barragens. Será abordado sobre os módulos 3D e estatístico, que estão em desenvolvimento no Geolabor, e sobre uma metodologia já implementada no sistema, que garante que as especificações técnicas de projeto sejam cumpridas em toda a extensão da obra, analisando o atendimento à frequência de ensaios e a representatividade dos dados – que será o foco deste artigo. As implementações que serão realizadas no Geolabor têm como objetivo alertar o usuário sobre possíveis pontos de atenção e sugerir análises críticas mais aprofundadas em determinadas localizações. Será apresentado um estudo de caso, comparando a atual metodologia prática para análise do cumprimento dos critérios técnicos que relacionam a quantidade de ensaios necessários por volume de construção, com a implementada no Geolabor. O resultado comprova a eficiência deste projeto, mostrando que uma obra com mais de 100% de aderência às especificações técnicas pode apresentar uma aceitação real reduzida em mais de 30%, ao ser calculada a partir da nova metodologia.

PALAVRAS-CHAVE: Gestão de Dados Geotécnicos; Inovação; Geotecnia na Mineração; Pilhas e Barragens; Geolabor.

ABSTRACT: The importance of innovation has been gaining prominence in the mining sector, as it seeks new technologies to increase and ensure the safety of constructions. Geolabor is a geotechnical data management software in constant development, striving for evolution daily, and pioneering the implementation of different innovative methodologies in geotechnical practice. This article will present some of the developments made, contributing to the compliance of piles and dams constructions. It will cover the 3D and statistical modules, currently under development in Geolabor, and a methodology already implemented in the system, ensuring that project technical specifications are met throughout the entire construction, analyzing compliance with test frequency and data representativeness - the focus of this article. The implementations in Geolabor aim to alert users to possible points of concern and suggest more in-depth critical analyses in certain locations. A case study will be presented, comparing the current practical methodology for analyzing compliance with technical criteria related to the required number of tests per construction volume, with that implemented in Geolabor. The result confirms the efficiency of this project, showing that a construction with over 100% adherence to technical specifications may have a reduced actual acceptance by over 30%, when calculated using the new methodology.

KEYWORDS: Geotechnical Data Management; Innovation; Geotechnics in Mining; Stacks and Dams; Geolabor.

1 INTRODUÇÃO

Vivendo no mundo da tecnologia, o tema de inovações vem ganhando espaço nos mais diversos setores de trabalho. A mineração no Brasil passou por avanços significativos ao longo dos anos, principalmente se em questões de organização e legislação (Catapreta, 2018). Na geotecnia, um dos maiores desafios da mineração está na disposição dos rejeitos, e a responsabilidade de buscar por novas técnicas e metodologias que garantam construções mais seguras, eficientes e menos danosas ao meio ambiente é cobrada diariamente não só pela necessidade de evolução, mas, também, pela sociedade (Alves, 2020).

O controle tecnológico é o processo que garante que as especificações técnicas de projeto sejam cumpridas ao longo da construção. A importância deste processo atualmente é destacada no mercado e na literatura, sendo a sua ausência apontada por Freitas, *et al.* (2015) como uma das principais causas de acidentes de barragens no mundo. A realização de uma criteriosa supervisão e de análises críticas para tomadas de decisão durante toda a obra são essenciais para garantia da qualidade e veracidade dos resultados obtidos ao longo da execução dos ensaios geotécnicos e de todo o processo do controle tecnológico.

O Geolabor é um sistema de gerenciamento de dados geotécnicos voltado para pilhas e barragens que otimiza e aprimora todo o processo de controle das construções. Sendo pioneiro em diversas metodologias inovadoras no setor da mineração, o Geolabor está em um processo constante de evolução e busca por inovações que beneficiem a prática da geotecnia (de Lacerda e Chammas, 2023). Nesse sentido, foi desenvolvido e implementado o primeiro modelo tridimensional interativo, automatizado e atualizado em tempo real, sem a necessidade de conhecimento do usuário em modelagem ou programação, completamente voltado para a gestão de dados do controle tecnológico (de Lacerda e Chammas, 2022).

Além da importância de se trabalhar com um sistema de gerenciamento de dados otimizado, das inovações na gestão dos dados do controle tecnológico e na modelagem tridimensional, também é possível destacar como tema de inovação que está sendo desenvolvido no Geolabor o módulo estatístico. Na geotecnia, existem incertezas nas propriedades dos solos, associadas a diversas possibilidades, como a medição dos parâmetros, execução dos ensaios ou condições de campo (Flores, 2008). A prática das análises estatísticas na geotecnia está em crescimento, mas ainda apresenta uma abordagem restrita, apesar de sua importância (Ferreira, 2022). Dessa forma, o módulo estatístico tem como objetivo tratar, de forma automatizada e interpretável, os parâmetros geotécnicos como variáveis aleatórias, em vez de determinísticos, servindo como suporte para análises críticas e tomadas de decisões.

Neste artigo, o principal objetivo é destacar mais um tópico de inovação na prática da geotecnia, tendo como foco alertar e modificar a forma de interpretação e verificação das especificações técnicas de projeto no controle tecnológico de obras de pilhas e barragens. Será apresentado um estudo de caso que foi realizado utilizando o Geolabor, descrevendo os resultados da aplicação de uma metodologia inovadora para o controle e aplicação das especificações técnicas na construção. A partir de dados reais de uma estrutura finalizada, que foi construída com base em um exigente controle tecnológico, será realizada uma comparação entre os resultados obtidos pela atual metodologia de verificação da relação entre ensaios necessários e executados por volume compactado, com a metodologia proposta neste trabalho.

2 METODOLOGIA

A metodologia proposta tem como principal objetivo garantir a representatividade dos ensaios executados ao longo da obra, com relação à frequência exigida pela especificação técnica de projeto. Um dos critérios comuns na construção de pilhas e barragens é aquele que especifica a quantidade de ensaios que devem ser executados por um determinado volume de material compactado. Atualmente, o cumprimento desta exigência é verificado a partir da relação entre ensaios totais realizados por volume acumulado total, para cada praça de construção. Levando em consideração uma área que possui 6 camadas compactadas, com uma especificação técnica onde é necessário 1 ensaio de HILF (ensaio de compactação pelo método de HILF) a cada 800m³ de material compactado, além de exigir que seja realizado ao menos 1 ensaio de HILF por camada, a Figura 1 apresenta um exemplo fictício, representando o controle desta suposta área, a partir da análise atual, por volume acumulado total.

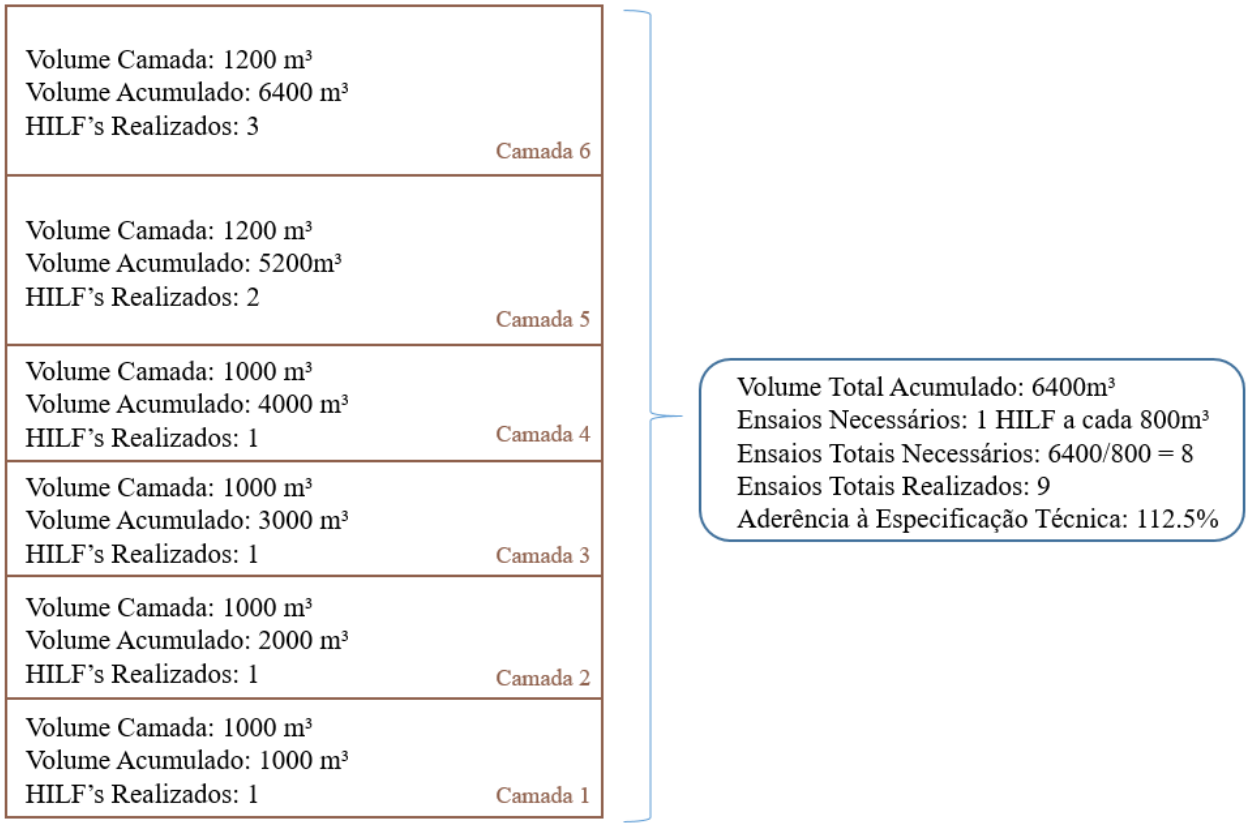


Figura 1. Representação esquemática da realização do controle de especificação técnica a partir do volume acumulado, metodologia prática atual.

No exemplo da Figura 1, é apresentada uma praça de construção onde foram construídas 6 camadas, com um volume total de material compactado de 6400m³. De acordo com a especificação técnica informada, é necessária a realização de um ensaio de HILF a cada 800m³ compactados. Analisando a proporção entre o volume total lançado com o intervalo de volume necessário para a realização de um ensaio, tem-se a quantidade de 8 ensaios totais necessários. Tendo sido realizados 9 ensaios, a partir da metodologia atual, que considera um conjunto de camadas compactadas para posterior verificação do atendimento à especificação técnica, a aderência final calculada é de 112.5%.

Ao realizar as análises de aderência à especificação técnica conforme a atual metodologia, é considerado, apenas, o montante total construído, não sendo o processo de cosntrução completamente analisado. Acompanhando a evolução cronológica da obra, ao chegar na Camada 4, tem-se um volume parcial acumulado de 4000m³. Sendo necessário realizar 1 ensaio de HILF a cada 800m³, nesse momento, já deveriam ter sido executados, pelo menos, 5 ensaios – o que não ocorre. Sendo assim, é possível observar que existe uma faixa de volume compactado que não está de acordo com a especificação técnica nessa obra.

Neste exemplo, é constatado que os ensaios realizados, mesmo em quantidade excessiva, não são representativos para todo o volume compactado, apesar da metodologia atual de controle informar aderência ao que foi especificado. Tendo em vista a problemática apresentada, foi desenvolvida uma nova forma de avaliar o cumprimento da especificação técnica para este tipo de controle, levando em consideração toda a extensão e evolução da obra, de forma a garantir a representatividade dos ensaios realizados ao longo da construção.

O conceito de "Faixas" foi criado para fazer este acompanhamento criterioso, de forma que o intervalo gerado para cada Faixa é o mesmo do que o volume especificado por ensaio. Ou seja, no exemplo onde seria necessário 1 ensaio de HILF a cada 800m³, as Faixas para avaliar a aderência deste ensaio à especificação técnica serão incrementadas de 800 em 800m³, sendo representadas por "0 – 800", "800 – 1600", e assim por diante. A Figura 2 apresenta o mesmo exemplo da Figura 1, agora avaliado pela metodologia por Faixas.

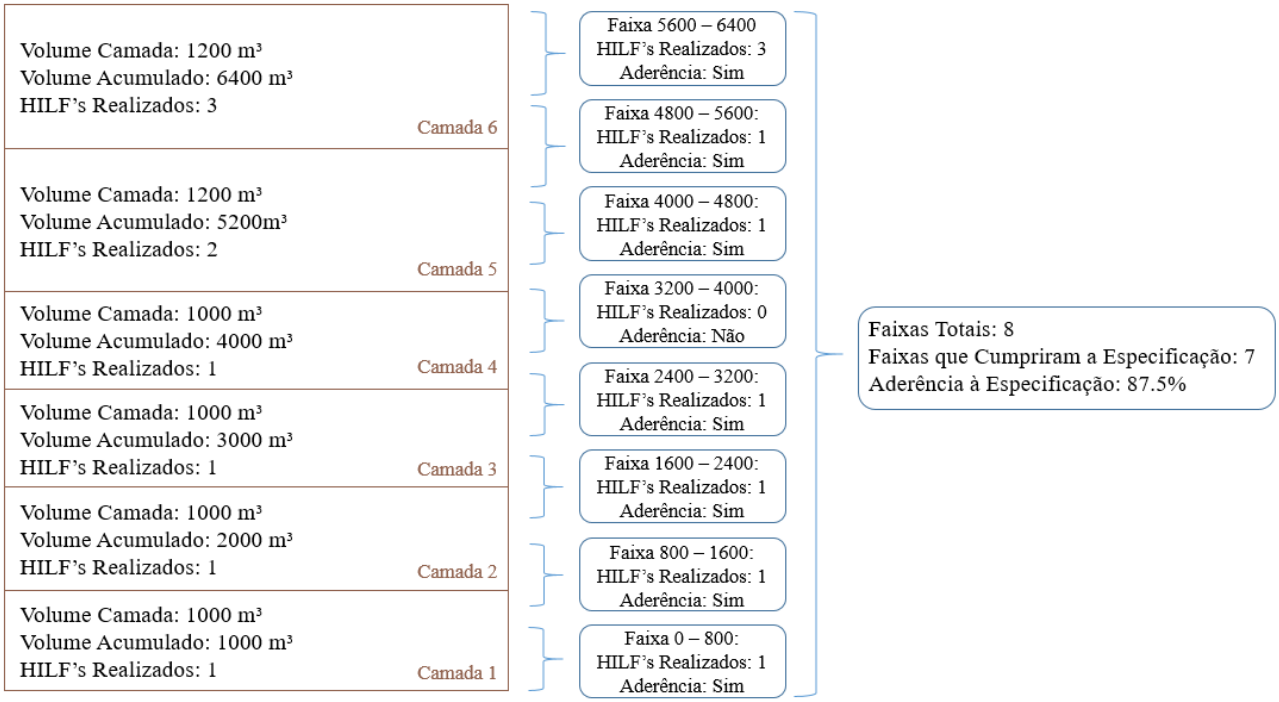


Figura 2. Representação esquemática da realização do controle de especificação técnica a partir da metodologia por faixas, proposta neste artigo

O exemplo apresentado na Figura 2 possui as mesmas quantidades de camadas, volumes compactados e ensaios realizados, sendo a única diferença, a forma de acompanhar a aderência à especificação técnica de projeto. Analisando os resultados da Figura 2, é possível observar que a metodologia por Faixas tem a capacidade de identificar que, ao chegar em 4000 m³, não haviam sido realizados 5 ensaios, como seria necessário. Cada ensaio que foi realizado nas camadas numeradas de 1 a 4 são alojados nas quatro primeiras Faixas, que contemplam o volume acumulado de 0 a 3200 m³. Nesta nova forma de interpretação dos resultados, automatizada no Geolabor, ao compactar a Camada 4, o engenheiro responsável seria informado no relatório da camada, emitido automaticamente pelo sistema, que devem ser realizados 2 ensaios de HILF nesta camada para que a especificação técnica seja cumprida na sua respectiva Faixa.

No momento em que não é realizado um segundo ensaio na Camada 4, tendo em vista que o volume acumulado final desta camada já alcançou o limite superior da Faixa em análise (4000m³), o sistema entende que não existe mais a possibilidade de ser realizado um ensaio dentro deste intervalo, para que se cumpra com o critério da especificação técnica. Se, em vez da Camada 4 possuir 1000m³, esta tivesse, por exemplo, 800m³ de volume compactado, a metodologia iria manter em aberto a análise para a Faixa de 3200 – 4000 até a compactação da camada seguinte, uma vez que o limite máximo de volume da Faixa ainda não teria sido atingido e um ensaio executado na Camada 5 ainda estaria dentro deste intervalo, cumprindo com a especificação. Dessa forma, mais de uma camada pode contemplar uma mesma faixa, assim como uma mesma camada pode pertencer a mais de uma faixa, garantindo que a análise será realizada com base no volume compactado real, acompanhando toda a construção.

A metodologia por Faixas implementada é válida para quaisquer ensaio e volumes especificados, e pode ser, também, estendida para outros tipos de critério de especificação técnica de projeto, como por elevação ou área acumuladas, seguindo a mesma lógica utilizada para o critério por volume acumulado. O resultado final apresentado é, para cada praça de construção, a relação da aderência de cada faixa, a quantidade de ensaios que foram realizados além do necessário, e a aderência total, que é calculada a partir da Equação 1 a seguir.

$$Aderência\ Total = \frac{Quantidade\ de\ Faixas\ que\ aderiram\ à\ especificação}{Quantidade\ total\ de\ Faixas} \quad (1)$$

3 ESTUDO DE CASO

A fim de verificar a eficiência da metodologia por Faixas, desenvolvida e implementada no Geolabor, foi realizado um estudo de caso utilizando dados reais, cadastrados no sistema. A Tabela 1 apresenta, além do volume total acumulado de material compactado, a relação das especificações técnicas para cada praça de construção.

Tabela 1. Especificação técnica para as praças de construção que serão analisadas.

Praça de Construção	Volume Total Acumulado (m³)	Ensaio*					
		HILF (m³)	GPS (m³)	MES (m³)	CPN (m³)	LL/LP (m³)	w (m³)
A	19019	800	2000	-	-	-	-
B	7180	800	2000	2000	2000	2000	2000
C	53285	800	2000/5000	2000/5000	2000/5000	2000/5000	2000/5000
D	18096	800	2000	2000	2000	2000	2000
E	205344	800	5000	5000	5000	5000	5000

*Onde:

GPS – Granulometria por Peneiramento e Sedimentação;
MES – Massa Específica dos Grãos; CPN – Proctor Normal;
LL/LP – Limites de Atterberg;
w – Teor de Umidade

Na Tabela 1 é possível observar quais ensaios são necessários de serem realizados para cada praça de construção, assim como a cada quantos metros cúbicos de camada compactada, ao menos um determinado ensaio deverá ser executado. Na praça de construção C houve uma alteração na especificação técnica ao longo da obra, o que também é levado em consideração, automaticamente, nos cálculos da metodologia por Faixas. A Tabela 2 a seguir apresenta o resumo dos resultados, comparando as metodologias atual (por volume total) e a metodologia implementada (por Faixas), para cada praça e ensaio, especificados na Tabela 1.

Tabela 2. Resultados da análise do cumprimento das especificações técnicas de projeto para os ensaios exigidos, a partir da metodologia por volume total acumulado (atual) e metodologia por faixas (proposta), com destaque para os resultados mais críticos em cada ensaio analisado.

Praças de Construção	Total Executado	Total Necessário	Ensaios a Mais	Aderência Vol. Total	Aderência Faixas
HILF					
A	62	24	38	258%	100%
B	37	9	28	411%	100%
C	**87**	**67**	**20**	**130%**	**93%**
D	34	23	11	148%	100%
E	**213**	**257**	**-44**	**83%**	**74%**
GPS					
A	5	10	-5	50%	50%
B	8	4	4	200%	100%
C	18	18	0	100%	78%
D	**10**	**10**	**0**	**100%**	**70%**
E	**33**	**42**	**-9**	**79%**	**64%**

		MES			
A	-	-	-	-	-
B	7	4	3	175%	100%
C	19	18	1	105%	83%
D	**10**	**10**	**0**	**100%**	**70%**
E	**33**	**42**	**-9**	**79%**	**64%**
		CPN			
A	-	-	-	-	-
B	9	4	5	225%	100%
C	17	18	-1	94%	78%
D	**10**	**10**	**0**	**100%**	**70%**
E	**31**	**42**	**-11**	**74%**	**62%**
		LL/LP			
A	-	-	-	-	-
B	8	4	4	200%	100%
C	20	18	2	111%	83%
D	**10**	**10**	**0**	**100%**	**70%**
E	**33**	**42**	**-9**	**79%**	**64%**
		w			
A	-	-	-	-	-
B	2	4	-2	50%	50%
C	10	18	-8	56%	56%
D	**8**	**10**	**-2**	**80%**	**70%**
E	11	42	-31	26%	19%

Analisando os resultados apresentados na Tabela 2, é possível observar que existe uma queda considerável da aderência que relaciona a quantidade de ensaios necessários por ensaios executados para todas as exigências, na maioria das praças de construção analisadas. É verificado que existe, principalmente para o ensaio de HILF, uma quantidade excessiva de ensaios sendo realizados, que poderia ser reduzida ao realizar o acompanhamento da obra a partir da metodologia desenvolvida, uma vez que esta apresenta, a cada camada compactada, a quantidade de ensaios necessários para o cumprimento da especificação técnica.

Observa-se, também, que, mesmo quando a aderência por volume total acumulado é superior a 100%, a aderência real para toda a extensão da obra e representação dos ensaios ainda pode ser inferior a 100%. A variação das aderências calculadas chega em até 30%, na Praça D para os ensaios MES, CPN e LL/LP, destacando a importância do estudo de caso realizado. Ao longo de uma construção, existe uma margem de aderência considerada aceitável, porém, percebe-se que, em algumas praças onde a aderência já seria inferior a 100%, esta pode cair ainda mais, quando analisada pela metodologia por Faixas. Dessa forma, praças como a E, poderiam estar saindo da margem aceitável, devido à redução considerável apresentada, sendo mais um ponto de atenção e destaque para a importância da metodologia implementada.

A partir desta nova análise, sempre que os critérios da especificação técnica forem cumpridos em 100%, eles também vão estar sendo cumpridos em 100% ao realizar o acompanhamento com base no volume total acumulado, prática atual. Dessa forma, a implementação desta metodologia no dia a dia da obra não afeta negativamente o desempenho ou a rotina dos engenheiros e gestores responsáveis, possuindo apenas vantagens a serem destacadas. Além disso, as limitações que podem existir para a realização da análise a partir desta nova metodologia são as mesmas já existentes para a metodologia por volume total, como, por exemplo, existir o registro e controle do volume compactado por camadas.

4 CONCLUSÕES

O estudo de caso realizado neste artigo verifica a notória relevância da metodologia desenvolvida para a geotecnia da mineração, uma vez que esta garante a representatividade dos ensaios realizados ao longo de toda a construção, além de facilitar as tomadas de decisão no controle tecnológico e poder ser utilizada como forma de evitar a realização excessiva de ensaios que não são especificados em projeto. A metodologia por faixas discutida é uma inovadora forma de interpretar a especificação técnica de projeto e realizar o controle tecnológico na construção de pilhas e barragens, apresentando diversos pontos de melhoria no dia a dia da obra. Para trabalhos futuros, sugere-se que sejam realizados novos estudos de caso com diferentes conjuntos de dados, além de incentivar a utilização prática da metodologia como uma forma de mitigar possíveis inconsistências da prática com o projeto de construção.

A integração da metodologia desenvolvida no Geolabor automatiza todas as análises, apresentando os resultados de aderência e a relação entre a quantidade de ensaios realizados e ensaios necessários, diretamente nos relatórios de área e camada, respectivamente. A utilização prática da metodologia por faixas não apresenta nenhum tipo de malefício a nenhum setor de engenharia envolvido na construção de pilhas e barragens, sendo completamente vantajoso na rotina dos colaboradores e na garantia de qualidade da construção. O Geolabor segue desenvolvendo e implementando inovações no setor da geotecnia, visando a realização de um controle tecnológico mais rigoroso e cada vez mais confiável, com resultados que representem a realidade da obra da melhor forma possível.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem pelo apoio e suporte de toda a equipe da SimpleLab Tecnologia, que dispôs das informações necessárias para preparo e formalização do estudo de caso apresentado neste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alves, P. I. A. (2020). Empilhamento de rejeito filtrado: a expansão de uma alternativa para substituição de barragens. Disponível em: https://repositorio.ufop.br/. Acesso em: 22/03/2024

Catapreta, S. H. F. (2018). As ICTS, as parcerias público-privadas e a inovação na mineração: estudo de caso da Universidade Federal de Ouro Preto. Disponível em: https://monografias.ufop.br/. Acesso em: 22/03/2024.

de Lacerda, B. M. and Chammas, S. C. (2023) – A Importância da Gestão de Dados Geotécnicos em Obras de Pilhas e Barragens de Rejeitos. SNGB, Dams Week, Foz do Iguaçú. Disponível em: cbdb-web/

de Lacerda, B. M., Chammas, S. C. (2022) – Gestão Tridimensional Interativa de Dados do Controle Tecnológico para Pilhas e Barragens. Em: Anais do XX COBRAMSEG, Campinas. Disponível em: cobramseg-2022/

Ferreira, P. M. (2022) – "Avaliação da confiabilidade do fator de segurança obtido por análise probabilística em relação à análise determinística em barragens de mineração". Disponível em: monografias.ufop.br/

Flores, E. A. F. (2008). Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo. PUC-Rio. Rio de Janeiro

Freitas, C. M., Silva, M.A., Menezes, F.C. (2015) – "O desastre na barragem de mineração da Samarco: Fratura exposta dos limites do Brasil na redução de risco de desastres". Cienc Cult (São Paulo); 68:25-30.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/75

INVESTIGAÇÃO DE PARÂMETROS CRÍTICOS NA ESTABILIDADE DE BARRAGENS DE REJEITOS SOB CONDIÇÕES DE LIQUEFAÇAO ESTÁTICA ATRAVÉS DE MODELOS CONSTITUTIVOS AVANÇADOS

Jaime Andres Castañeda Barbosa
Engenheiro Geotécnico, BVP, Rio de Janeiro, Brasil, jaime.barbosa@bvp.eng.br

Lina Johanna Sabogal
Engenheiro Geotécnico, BVP, Medellin, Colômbia, lina.sabogal@bvp.eng.br

Jean Aparecido Viegas
Engenheiro Geotécnico, BVP, Belo Horizonte, Brasil, jean.viegas@bvp.eng.br

Wesley Durval Soares de Carvalho
Engenheiro Geotécnico, Vale, Belo Horizonte, Brasil, wesley.soares.carvalho@vale.com

Dalliane Guedes
Engenheiro Geotécnico, Vale, Belo Horizonte, Brasil, Dalliane.Guedes@vale.com

RESUMO: Nos últimos anos, a segurança de barragens de rejeitos tornou-se uma preocupação crescente na indústria de mineração devido a falhas catastróficas que resultaram em perdas ambientais e humanas significativas (Smith et al., 2018; Doe & Co., 2019). Tais eventos ressaltam a necessidade de avaliar com precisão o potencial de liquefação de barragens de rejeitos (Brown, 2020), uma vez que os métodos convencionais de análise de estabilidade, baseados em equilíbrio limite, podem subestimar o risco de colapso por não considerarem a redução da resistência pós-pico (Lee et al., 2021). A modelagem numérica, empregando modelos constitutivos avançados, surge como uma ferramenta promissora para melhorar as previsões de estabilidade de tais estruturas (Zhao & Zhang, 2017). Em particular, o modelo NorSand, que foi desenvolvido para replicar o comportamento de areias densas sob carga (Been & Jefferies, 1985), e o modelo Hardening Soil - Small (HSSM), que é eficaz na captura de deformações de pequenas a grandes amplitudes (Benz, 2007), são de especial interesse. Este trabalho propõe um estudo inovador que aplica análises numéricas detalhadas para examinar o risco de potencial de liquefação em uma barragem de rejeitos operacional localizada em mina Gerais, incorporando modelos constitutivos avançados como o Hardening Soil - Small (HSS) e NorSand no software de elementos finitos Plaxis 2D. A pesquisa enfatiza a simulação da construção incremental da barragem e a avaliação de um cenário críticos que podem precipitar falhas progressivas. Através da análise comparativa, este estudo destaca as semelhanças entre os modelos HSS e NorSand em termos de predição de falhas, excessos de poropressão, trajetória de tensões, fator de redução de parâmetros (srf) e potencial de liquefação. Nossos achados revelam nuances importantes na performance dos modelos constitutivos, contribuindo para um entendimento aprofundado das condições de risco e fornecendo um caminho para estratégias de mitigação e design aprimoradas para estruturas geotécnicas desafiadoras.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens de rejeitos, potencial de liquefação estático, modelagem numérica, modelos constitutivos, Gatilho.

KEYWORDS: Tailing Dam, Static liquefaction potential, Numerical model, Constitutive model, Triggers load.

1 INTRODUÇÃO

Os rejeitos, provenientes do processo mineral, são materiais granulares e/ou finos não plásticos que, quando dispostos hidraulicamente, tendem a formar camadas de material de baixa densidade, com alto grau de saturação, suscetíveis à liquefação pela aplicação de carregamentos não-drenados. O fenômeno da liquefação estática em barragens de rejeito de mineração tem sido amplamente estudado devido às potenciais consequências destrutivas de sua ocorrência, muitas vezes envolvendo perdas de vidas humanas além de danos econômicos, sociais e ao meio ambiente. De forma resumida, o conceito do fenômeno de liquefação pode ser entendido como a perda da resistência ao cisalhamento do material, induzido por acréscimos de poropressão.

Nos últimos anos, o interesse pela avaliação de liquefação de fluxo em rejeitos ganhou importância devido aos acidentes recentes em estruturas erguidas a montante. Adotando procedimentos conservadores, diretrizes internacionais (por exemplo, ANCOLD (2019)) recomendam assumir que a liquefação estática ocorrerá em rejeitos saturados quebradiços/contráteis e que é necessário verificar a estabilidade empregando resistência ao cisalhamento residual não drenada (straing-softening). Além disso, tem-se desenvolvido novas metodologias que utilizam técnicas de desaguamento dos rejeitos que promovam a redução da água residual incorporada no produto final vêm sendo estudadas de modo a minimizar os riscos das estruturas de deposição (FIGUEIREDO, 2007).

Assim, análises pelo método elementos finitos têm sido adotadas, buscando capturar o comportamento de amolecimento dos rejeitos em cisalhamento não drenado. Embora existam vários modelos constitutivos avançados e que oferecem maior precisão ao realizar a modelagem e a simulação, a dificuldade maior é a sua implementação e calibração do modelo.

Neste artigo são analisadas a construção em etapas de uma barragem e sua estabilidade no estado atual. Utiliza-se o modelo constitutivo NorSand, que foi desenvolvido para replicar o comportamento de areias densas e siltes não plásticos sob carga (Been & Jefferies, 1985), e o modelo Hardening Soil - Small (HSS), que é eficaz na captura de deformações de pequenas a grandes amplitudes e o comportamento de amolecimento não drenado mudando os módulos de rigidez (Benz, 2007). Ambos implementado no PLAXIS 2D, para avaliar a suscetibilidade da barragem à liquefação do fluxo, incluindo a geometria e o zoneamento da barragem, a fragilidade dos rejeitos e as condições freáticas. Finalmente, foi avaliado um possível gatilho devido ao alteamento da barragem.

2 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso é de uma barragem de rejeitos de 75 metros de altura, que foi construída usando o método a montante. O maciço da Barragem é composto basicamente pelo Dique de partida, construídos com blocos de canga e transições e os alteamentos que foram implantados com o próprio rejeito disposto hidraulicamente no reservatório e empilhado na face da barragem com a utilização de tratores de esteiras e carregadeiras. Na região do maciço composta por rejeitos, a geometria da barragem é caracterizada por bermas com largura de aproximadamente 3 a 5 metros, com altura de banco de 5m entre bermas. A inclinação geral do talude da barragem é de aproximadamente 3,7(H):1(V).

A fundação é composta por materiais transportados e solos residuais. As unidades metamórficas ocorrem predominantemente na condição de solo residual, solo saprolítico e saprólito. A seguir, a Figura 01 apresenta a seção, sequenciamento construtivo e o zoneamento dos materiais.

A figura 1, mostra uma divisão entre a zona saturada e não saturada, sendo o material que se encontra embaixo do NA o rejeito saturado com comportamento não drenado e acima do NA o rejeito não saturado definido pelas curvas de retenção (SWCC).

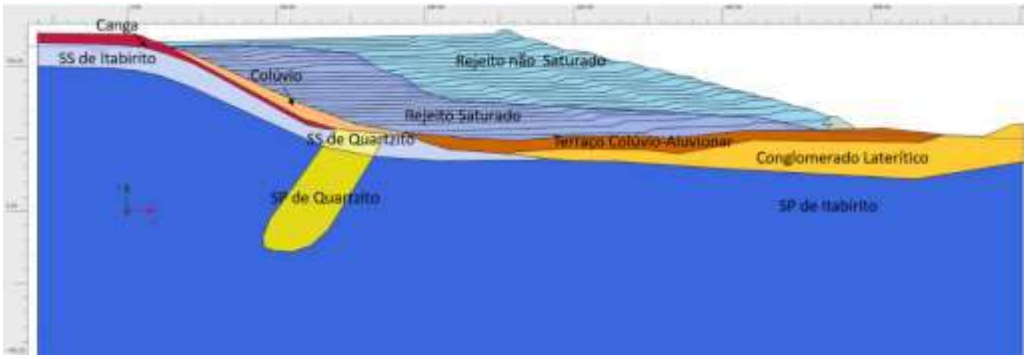


Figura 1 - Seção transversal, zoneamento e sequenciamento construtivo representativo da Barragem.

3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO REJEITO

O rejeito foi representado no modelo conservando o zoneamento definido com base nos resultados brutos dos piezocones em função dos locais de execução e do método de disposição do rejeito na Barragem. Buscou-se examinar os resultados brutos dos piezocones em função dos locais de execução e do método de disposição do rejeito na Barragem. A campanha de ensaios de campo e laboratório auxiliou na caracterização do comportamento mecânico do rejeito, sendo definido como um silte arenoso, sem plasticidade, com resistência de ponta variando entre 10 – 20 Mpa, resistência lateral de 0.9 – 1.0, parâmetro de estado de 0.1 no 50 percentil, I_c entre 1.7 e 2.3, I_B de 40 – 60, tempo para atingir o 50% de dissipação poropressão t_{50} entre 57 – 1, G_0 de 100MPa e m de 0.5.

Os ensaios de compressão triaxial isotrópica não drenados (CIU) e drenados (CID), auxiliaram na definição da linha de estado crítico λ, Γ, parametro de estado , $\psi = 0.1$ e parâmetros de resistência M_{tc}, c`e $\phi$`. A linha de instabilidade foi definida a partir dos ensaios CIU, o valor calculado foi de 18°.

As figuras 2 e 3, apresentam o resumo dos ensaios de laboratório a diferentes tensões confinantes e estados (denso ou fofo) após do adensamento do corpo de prova (consolidação 1D).

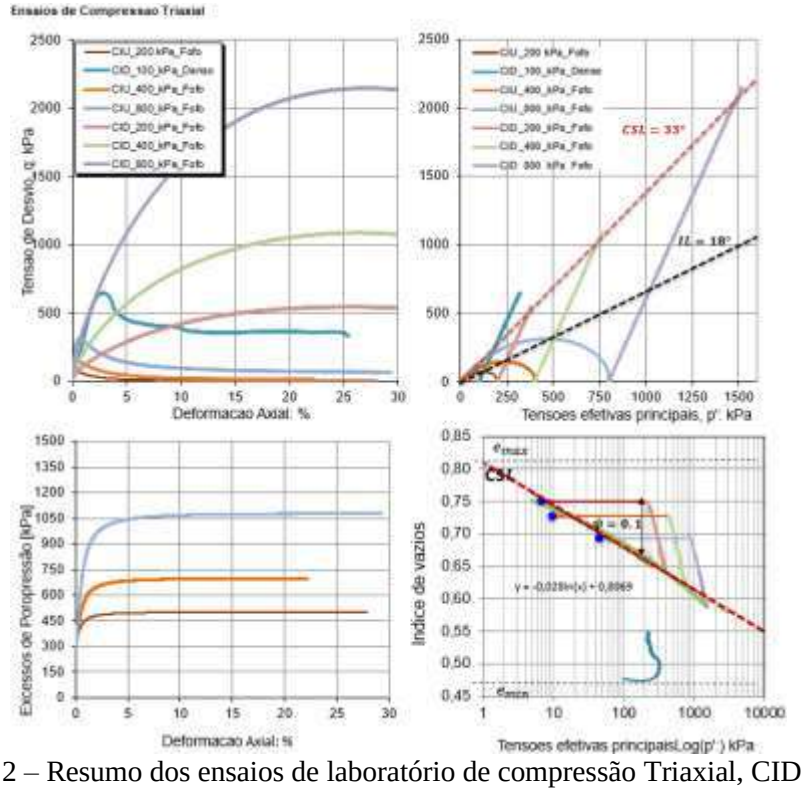


Figura 2 – Resumo dos ensaios de laboratório de compressão Triaxial, CID e CIU.

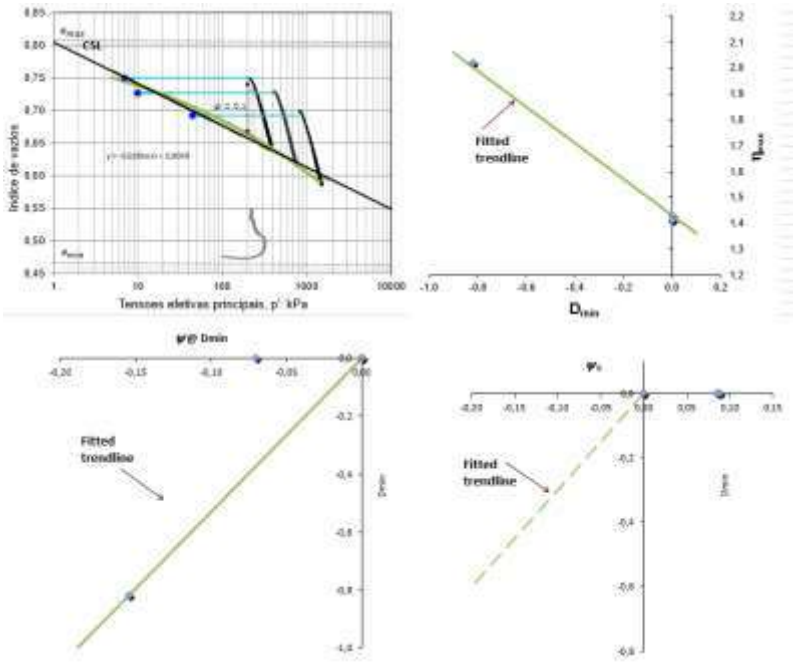
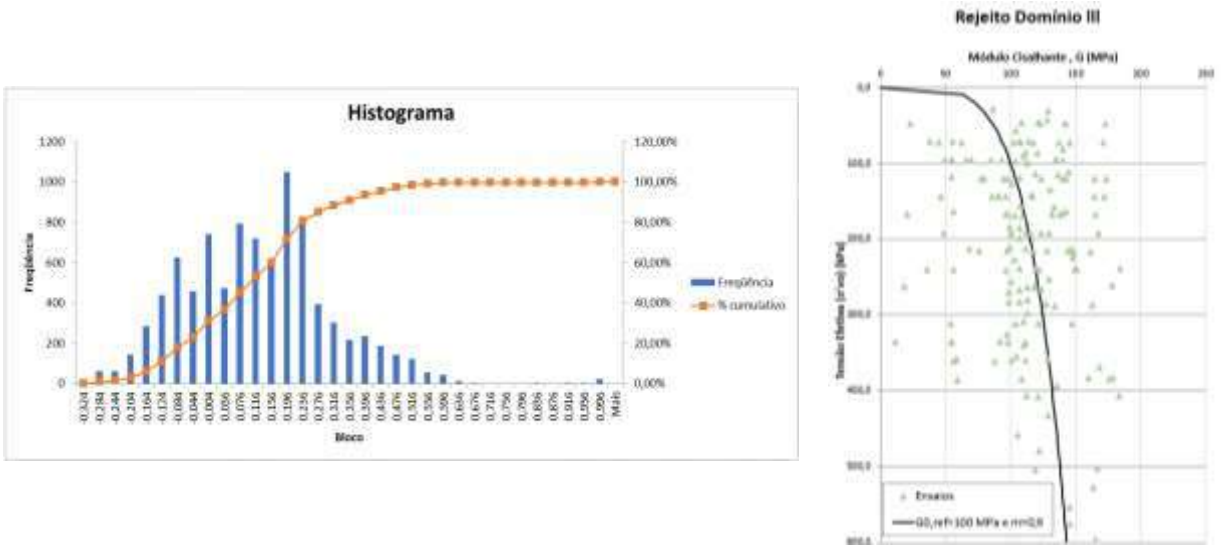


Figura 3 – Resumo do cálculo dos parâmetros de dilatancia do modelo NorSand.

A figura 4 apresenta os ensaios de campo realizados SCPTu e CPTu.



(a) Cálculo do Parâmetro de estado (ψ) (b) Cálculo do modulo cisalhante G_0

Figura 4 – Ensaios de campo (a) CPTu e (b) SCPTu.

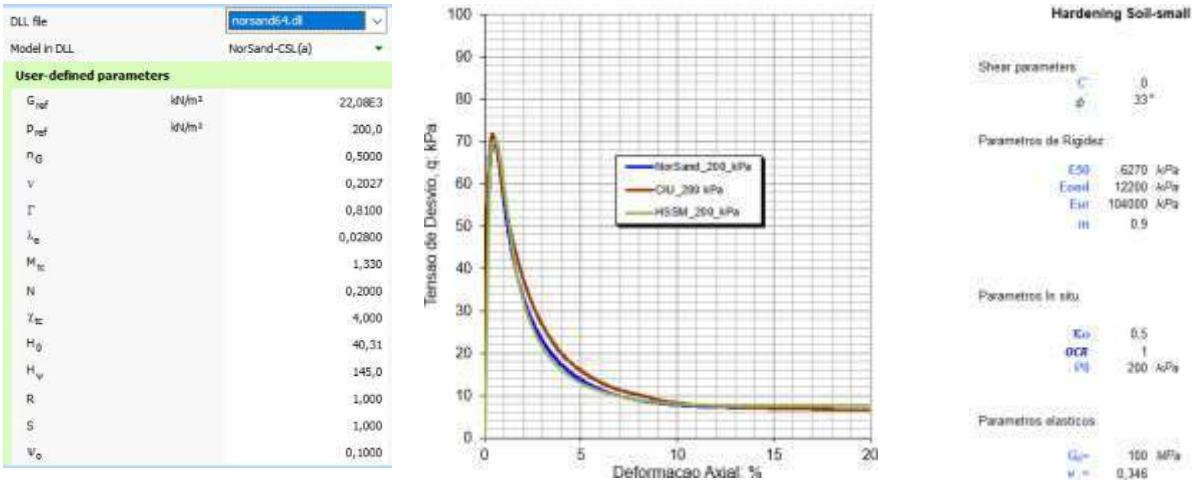
4 CALIBRACAO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS

O modelo constitutivo HSSM foi implementado no Plaxis. Este modelo fundamenta-se na captura do potencial de liquefação gerado por acréscimos de carga e comportamento não drenado do material. O cisalhamento não drenado ocorre a volume constante, ou seja, um equilíbrio entre as deformações volumétricas elástica e deformações volumétricas plásticas $\varepsilon_v = \varepsilon_e + \varepsilon_p = 0$ permitindo capturar a resistência não drenada pico e residual (strain-hardening e strain-softening). A calibração dos parâmetros de resistência efetiva (c`,$\phi$`) é feita mediante ensaios de laboratório CIU e CID. Os parâmetros na zona elástica são calibrados dos ensaios de campo SCPTu e Bender element a diferentes tensões confinantes (G_0, m), os parâmetros de rigidez ($E_{oed}^{ref}, E_{ur}^{ref}$) sao calibrados de ensaios de adensamento. Outros parâmetros tais como, $\gamma_{0,7}$, v_u, K_0^{nc} e R_f são

obtidos por calibração (Sottile 2021, 2023). O HSSM não se baseia na teoria dos estados críticos, porem o índice de vazios e o parâmetro de estado não é usado como parâmetro de entrada.

O modelo constitutivo de NorSand se baseia na linha de estados críticos sendo o parâmetro de estado um dos parâmetros principais durante a calibração, sendo calibrado mediante ensaios de campo e laboratório. A calibração dos parâmetros de entrada e feita com ensaios de laboratório CIU e CID na obtenção da linha de estado crítico e os parâmetros de dilatancia são obtidos de ensaios drenados com comportamento denso. Para mais informações o livro de Jefferies (1993) e Been e Jefferies (2016).

A figura 5 apresenta a calibração do modelo constitutivo de Hardening soil-small e de NorSand para uma tensão confinante de 200 kPa no gráfico de tensão x deformação e seus respetivos parâmetros de entrada.



(a) Input NorSand (b) Calibração tensão confinante de 200 kPa (c) Input Hardening soil-small

Figura 5 – Resumo da calibração dos modelos constitutivos : (a) NorSand, (b) Calibração e (c) Hardening Soil-small com seus parâmetros de entrada.

5 MODELAGEM NUMERICA

5.1 Geometria e Malha de Elementos Finitos

A geometria e a malha dos elementos finitos do modelo são apresentadas na figura 6. O modelo tem uma largura total de 660 m e uma altura máxima de aproximadamente 220 metros, o modelo foi estendido com o intuito de não ter influencias de borda. Observa-se que para a seção em estudo a malha gerada apresenta 11921 elementos triangulares e 95895 nós para a cota final de construção. A configuração do nível de água foi obtida mediante históricos de INAs, Piezômetros, CPTu e ensaios de dissipação para o estado final de construção. Durante a construção da barragem o NA foi obtido mediante analises de percolação. Para a modelagem da condição atual da Barragem, será utilizado o programa de elementos finitos Plaxis, versão 2D, da empresa Bentley Systems.

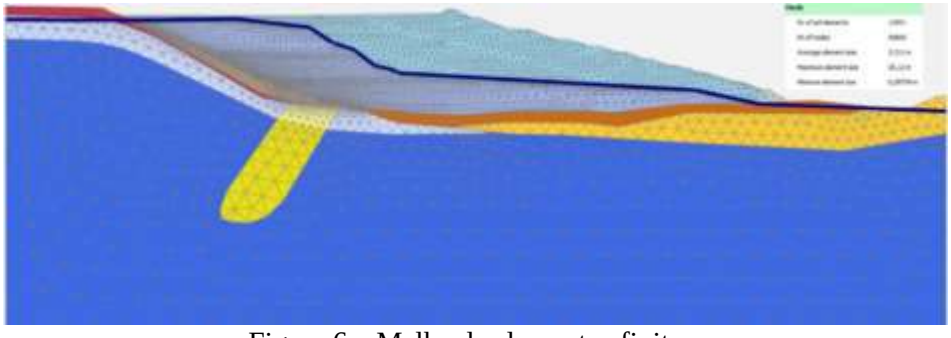


Figura 6 – Malha de elementos finitos.

5.2 Resultados da Modelagem Numerica

A análise numérica busca representar a condição da Barragem no estado atual, alteando cada 2.5 metros e um possível gatilho devido ao carregamento do material. Os resultados apresentados são para o final da construção, avaliando a resistência mobilizada após de atingir o pico (pós-pico), potencial de liquefação, trajetória de tensões e SRF.

A figura 7 apresenta os pontos de controle avaliados e uma separação dos resultados obtidos na figura 8 entre os comportamentos de endurecimento e amolecimento na região do rejeito da barragem

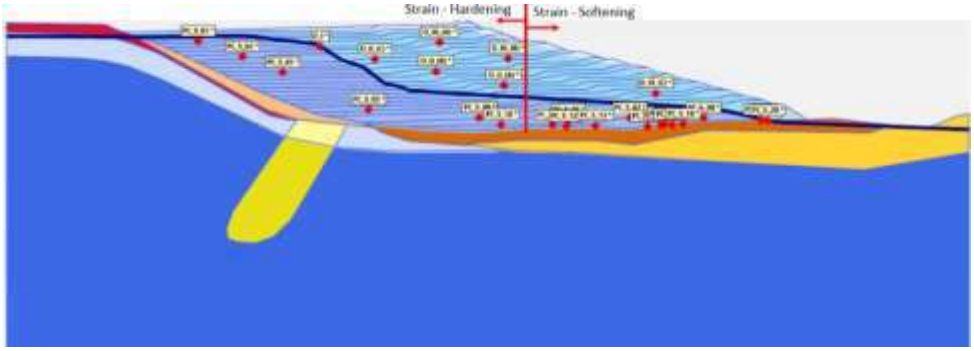


Figura 7 – Pontos de controle durante a construção da barragem de rejeitos.

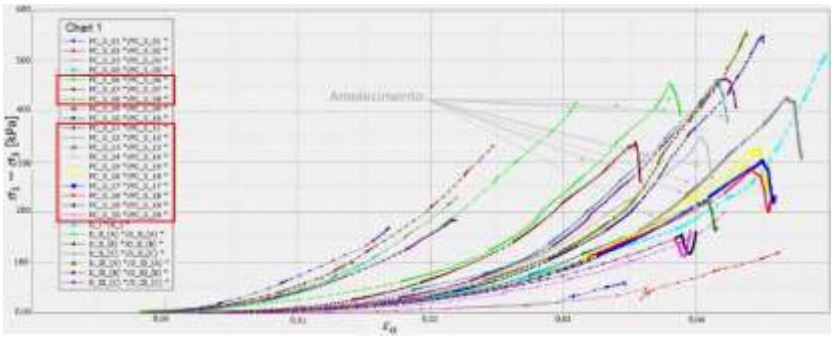
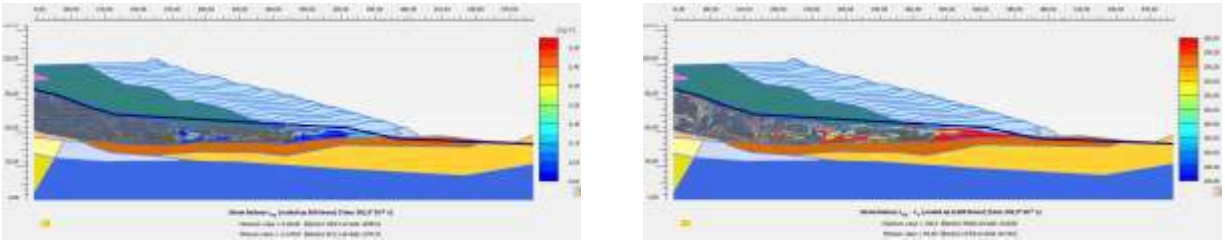


Figura 8 – Resultados dos pontos de controle na barragem no gráfico de tensão x deformação para os modelos constitutivos de NorSand e HSSM.

A figura 9 apresenta os gráficos do histórico de maior deformação cisalhante e volumétrica no final da construção da barragem de rejeitos.



(a) Deformações cisalhantes (b) Deformações volumétricas

Figura 9 – Propagação do histórico de deformações: (a) Cisalhantes e (b) Volumétricas na etapa final da construção.

A figura 10 apresenta a cunha de ruptura calculada pelo método dos elementos finitos SRF. É visto que as maiores deformações acontecem nos pontos de controle que passam pela cunha de ruptura.

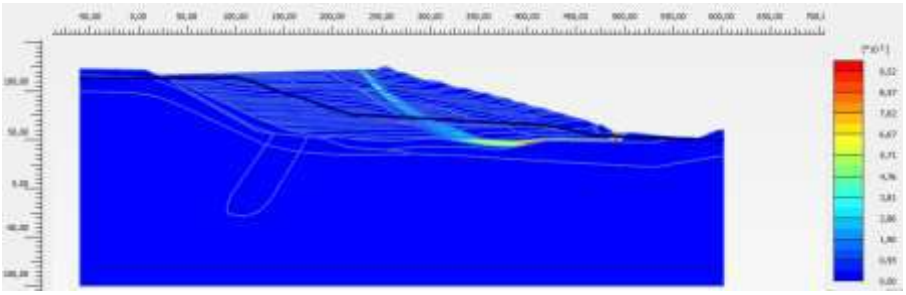


Figura 10 – Cunha de ruptura por elementos finitos SRF – 1.7 Deformação desvio incremental.

A figura 11 apresenta o potencial de liquefação no estado atual da barragem, apresentando maior concentração de η/M_{tc} entre os intervalos de 0.5 e 0.7.

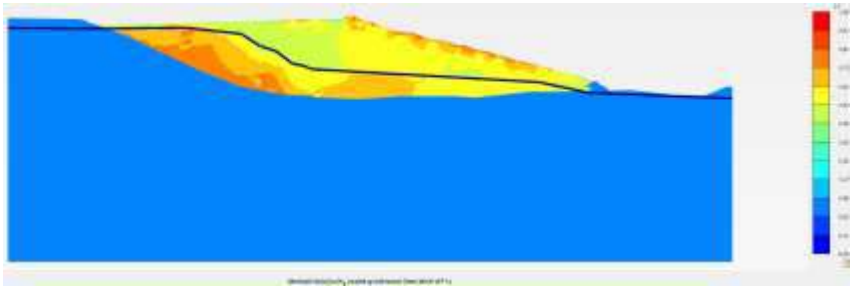


Figura 11 – Potencial de liquefação no estado atual da barragem – $\eta/M_{tc.}$

5.3 Avalição do Carregamento Adicional (Gatilho)

A barragem mostrou pontos nos quais chegaram a ter um amolecimento, mas não atingiram a zona de volume constante ou ruptura. A figura 12 apresenta um carregamento adicional de 30 metros, o equivalente a 690 kPa (gatilho), sendo incluso de forma instantânea. É vista uma ruptura global pelo método de redução de parâmetros, dado um comportamento não drenado e um valor de SRF na ordem de 1.

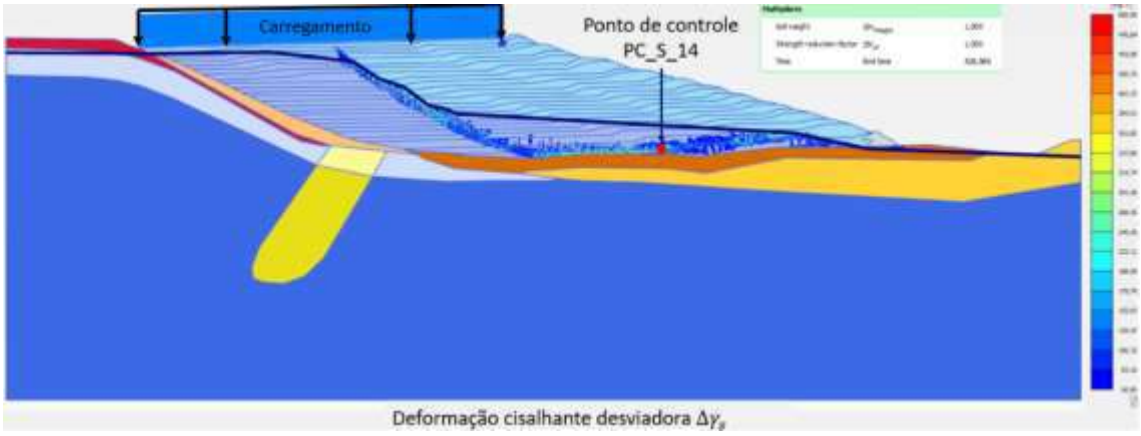
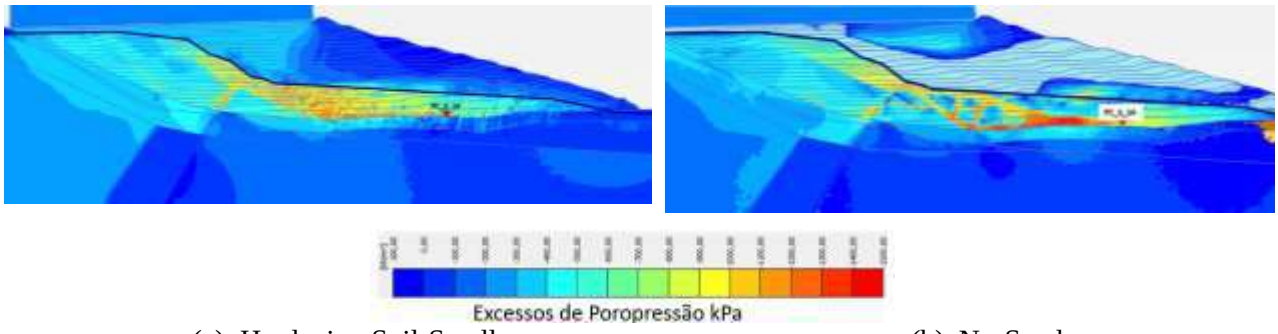


Figura 12 – Cunha de ruptura por elementos finitos SRF - 1 Deformação cisalhante incremental.

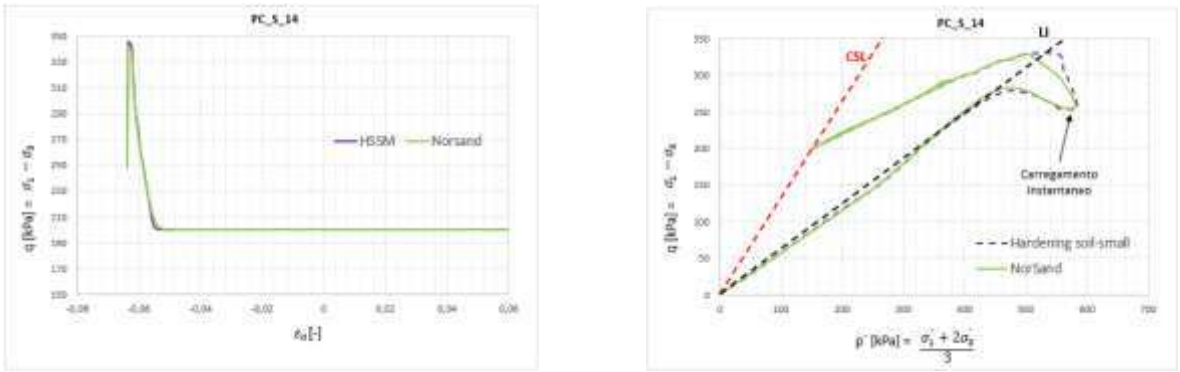
A figura 13 apresenta os máximos excessos de poropressão devido ao carregamento nos modelos HSS e NorSand.



(a) Hardening Soil-Small (b) NorSand

Figura 13 – Excessos de poropressão durante o acréscimo de carga: (a) HSSM e (b) NorSand

A figura 14 apresenta o resultado da avaliação do ponto de controle na figura 11. Observando-se um amolecimento no gráfico de tensão-deformação que atinge a resistência residual (Visto na figura 14. (a)) e um comportamento não drenado na trajetória de tensões (Visto na figura 14. (b)).



(a) Gráfico de tensão x deformação (b) Gráfico das trajetórias de tensões

Figura 14 – comportamento não drenado durante o acréscimo de carregamento de 700 kPa – Modelos constitutivos de NorSand e HSSM.

6 CONCLUSÕES

Neste artigo, dois modelos constitutivos: HSS e NorSand, foram calibrados empregando dados reais de rejeitos e, em seguida, aplicados em um modelo numérico para simular a construção da barragem até o estado atual e após um possível gatilho, sendo visto que os dois modelos conseguem capturar o comportamento de liquefação e possíveis pontos de amolecimento durante a construção da barragem.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar sua sincera gratidão à Vale e BVP pelo apoio e incentivo na elaboração desse trabalho. Em especial agradecemos a Paulo Cella e Washington Pirete porque foram fundamentais suas orientações e discussões na realização deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANCOLD, 2019. *Guidelines on tailings dams - Planning, design, construction, operation and closure.*

Been, K. and Jefferies, M. 2016. *Soil liquefaction: a critical state approach. Taylor & Francis.*

Sottile M, Cueto I, Sfriso A, 2020. *A simplified procedure to numerically evaluate triggering of static liquefaction in upstream-raised tailings storage facilities.*

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/76

Manutenção de Barragens de Terra: Procedimentos para Levantamentos de Anomalias e Indicações de Ações Corretivas

Roberto Santos Rodrigues
IFSC, Florianópolis, Brasil, roberto.sr@aluno.ifsc.edu.br

Fernanda Simoni Schuch
IFSC, Florianópolis, Brasil, fernandass@ifsc.edu.br

Elodio Sebem
IFSC, Florianópolis, Brasil, elodio.sebem@ifsc.edu.br

Jucelio Gonçalves
IFSC, Florianópolis, Brasil, jucelio@ifsc.edu.br

Fábio Krueger da Silva
IFSC, Florianópolis, Brasil, fabio.krueger@ifsc.edu.br

RESUMO: Barragens de terra são estruturas construídas para diversas finalidades, sendo elas: acúmulo de água, irrigação de agriculturas, abastecimento humano, geração de energia, regulação de cheias, dentre outras. Mas, além de gerar benefícios, as estruturas podem gerar riscos para a população do seu entorno, pela falta de manutenção das mesmas. A fim de se evitar acidentes ou incidentes, criaram-se leis e políticas no Brasil e no mundo, as quais exigem a fiscalização, inspeção e manutenção de barragens. No intuito de produzir procedimentos, e assim, fazer cumprir a legislação vigente para segurança de barragens de terra, realizou-se uma inspeção em campo, para identificação de anomalias de uma barragem de terra no estado de Goiás (estudo de caso), através do preenchimento de fichas de inspeção. Na sequência os dados coletados foram sistematizados dados, de modo a se planejar as principais ações para solucionar as anomalias encontradas. Dentre essas anomalias encontradas pode-se citar: erosões, crescimento de arbustos e pequenas árvores, colônias de animais no corpo da barragem de terra e drenagem superficial inoperante. A execução de ações propostas para essas anomalias irá possibilitar a recuperação da barragem, garantido assim a segurança do barramento, do meio ambiente e de pessoas que convivem no seu entorno.

PALAVRAS-CHAVE: Manutenção de barragem; Anomalias em barragem de terra; Monitoramento de barragens; Inspeção de barragem de terra.

ABSTRACT: Earth dams are structures built for various purposes, including water storage, agricultural irrigation, human supply, power generation, flood control, among others. However, besides generating benefits, these structures can pose risks to the surrounding population due to lack of maintenance. In order to prevent accidents or incidents, laws and policies have been created in Brazil and worldwide, which require the supervision, inspection, and maintenance of dams. With the aim of producing procedures and thus enforcing the current legislation for the safety of earth dams, an on-site inspection was carried out to identify anomalies in a dam in the state of Goiás (case study), through the completion of inspection forms. Subsequently, the collected data were systematized in order to plan the main actions to solve the anomalies found. Among these anomalies found, erosion, growth of bushes and small trees, colonies of animals on the body of the earth dam, and non-operational surface drainage can be mentioned. The execution of proposed actions for these anomalies will enable the recovery of the dam, thus ensuring the safety of the structure, the environment, and the people living in its vicinity.

KEYWORDS: Dam maintenance; Earth dam anomalies; Dam monitoring; Earth dam inspection

1 INTRODUÇÃO

De acordo com o Sistema Nacional de Informação sobre Segurança de Barragens (SNISB, 2024), existem, no Brasil, 26.721 barragens cadastradas. Dessas, 4.000 apresentam dano potencial associado Alto, 1.300 Médio, 7.100 Baixo e 14.300 não são classificadas. Do total de barragens cadastradas, 6.079 estão sujeitas à Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), conforme a Lei nº 12.334/2010 (BRASIL, 2010). Esta lei, modificada pela Lei nº 14.066/2020 (BRASIL, 2020), aplica-se a barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos, e à acumulação de resíduos industriais que apresentem pelo menos uma das seguintes características: altura do maciço igual ou superior a 15 metros, capacidade do reservatório igual ou maior que 3.000.000 m³, ou reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis.

As barragens cadastradas no Brasil e submetidas à Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) têm diversas finalidades, como geração de energia elétrica, irrigação, abastecimento de água, regularização de cheias e contenção de rejeitos industriais ou de mineração. Segundo o Relatório Anual de Segurança de Barragens da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA, 2024), 56% das barragens foram construídas em terra, 4% em concreto convencional, 5% em terra-enrocamento, e 27% não possuem informações sobre o material utilizado na construção.

Diante da preocupação com rupturas e a segurança das barragens, várias ações devem ser adotadas, incluindo a recuperação de barragens degradadas pelo tempo. É essencial que empreenderores e autoridades públicas responsáveis implementem medidas preventivas adequadas para minimizar os riscos de ruptura. As barragens de terra, em particular, são mais suscetíveis ao desgaste com o tempo se não forem submetidas a manutenções periódicas. Problemas como erosões, crescimento desordenado de vegetações, danos causados por animais e perdas na eficiência da drenagem interna e superficial são comuns. Este trabalho tem como objetivo apontar problemas específicos em barragem de terra sujeita à PNSB, e propor soluções eficazes para a manutenção e segurança da mesma. Realizaram-se os apontamentos tomando-se como estudo de caso, a inspeção numa barragem no Estado de Goiás/Br, observando-se as indicações da Agência Nacional de Águas (ANA), em seus manuais.

2 MÉTODO DA PESQUISA

Realizou-se pesquisa de campo, de natureza qualitativa-descritiva, baseando-se em um estudo de caso, onde, por meio de um procedimento de inspeção visual, observou-se, coletou-se a analisou-se anomalias no corpo de uma barragem de terra, localizada no Estado de Goiás/Br.

Construída em 2002, a obra em questão, tem como finalidade a regularização das vazões, ou seja, controlar o fluxo de água do rio para garantir um fluxo constante a jusante da estrutura, além de permitir a captação para irrigação agrícola e o controle de cheias em sua bacia hidrográfica. Localizada na Bacia Hidrográfica do Rio Paranã, no Estado de Goiás, a barragem possui um reservatório com cerca de 30 km² e um volume de armazenamento de 190 hm³. A crista da barragem tem uma extensão de 1.760 m, altura máxima de 33 m e volume total de aterro da ordem de 1.150.000 m³. Neste trabalho, devido a questões de confidencialidade, o nome da obra em questão não será divulgado.

O procedimento para levantamento de anomalias da barragem de terra se deu através de preenchimento de ficha de inspeção, a qual foi desenvolvida, baseando-se nos dados abordados pela ANA, utilizando-se como modelo a '*Ficha Para Inspeção Regular de Barragens de Terra*' da ANA (ANA, 2024), na qual são apresentados os dados gerais e condição atual da barragem, situação, magnitude e nível de perigo das anomalias reportadas. A ficha (Tabela 1) é dividida em partes, a saber: Barragem. O item da Barragem é subdivido entre Crista, Talude de Montante, Talude de Jusante e Instrumentação (ANA, 2024) e este foi o item pesquisado para a presente publicação. O levantamento de campo foi realizado no ano de 2021 e, neste artigo apresentam-se as anomalias observadas no talude de montante, talude de jusante e crista.

Para cada parte da estrutura inspecionada, marcou-se na ficha a atual 'situação', 'magnitude' e 'nível de perigo', pintando ou assinalando o quadrado correspondente (em verde na Tabela 1). As situações são classificadas como: NA – Este item não é aplicável; NE – Anomalia não existente; PV – Anomalia constatada pela primeira vez; DS – Anomalia diminuiu; PC – Anomalia permaneceu constante; AU – Anomalia aumentou e NI – Este item não foi inspecionado. Quanto a sua magnitude, estas são classificadas como: I – Insignificante; P – Pequena; M – Média e G – Grande. E, quanto ao Nível de Perigo (NP) que alterna entre os valores de 0 a 3, sendo estes classificados como: 0 – Nenhum; 1 – Atenção; 2 – Alerta e 3 – Emergência.

Tabela 1. Ficha de Inspeção.

SITUAÇÃO:
NA - Este item Não é Aplicável
NE - Anomalia Não Existente
PV - Anomalia constatada pela Primeira Vez
DS - Anomalia Desapareceu
DI - Anomalia Diminuiu
PC - Anomalia Permaneceu Constante
AU - Anomalia Aumentou
NI - Este item Não Foi Inspecionado

MAGNITUDE:
I - Insignificante
P - Pequena
M - Média
G - Grande

NÍVEL DE PERIGO: (NP)
0 - Nenhum
1 - Atenção
2 - Alerta
3 - Emergência

B.	BARRAGEM													
B.1	TALUDE DE MONTANTE	SITUAÇÃO								MAGNITUDE				NP
1	Erosões	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
2	Escorregamentos	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
3	Rip-rap incompleto, destruído ou deslocado	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	2
4	Afundamentos e buracos	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
5	Árvores e arbustos	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
6	Erosão nos encontros das ombreiras	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	-
7	Formigueiros, cupinzeiros ou tocas de animais	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
8	Deslocamento de blocos de rocha pelo efeito de ondas	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	2
B.2	CRISTA	SITUAÇÃO								MAGNITUDE				NP
1	Erosões	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
2	Fissuras longitudinais e transversais	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	-
3	Falta de revestimento	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	0
4	Falha no revestimento	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	0
5	Desabamentos/afundamentos (recalques)	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
6	Árvores e arbustos	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
7	Defeitos na drenagem	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
8	Defeitos no meio-fio	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	-
9	Formigueiro, cupinzeiros ou tocas de animais	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
10	Desalinhamento do meio-fio	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	-
11	Depressões devido à falta de sobrelevação	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	-
B.3	TALUDE DE JUSANTE	SITUAÇÃO								MAGNITUDE				NP
1	Erosões ou ravinamentos	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
2	Escorregamentos	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
3	Fissuras	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	-
4	Falha na proteção granular	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	-
5	Falha na proteção vegetal	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
6	Afundamentos e buracos	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	-
7	Árvores e arbustos	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
8	Erosão nos encontros das ombreiras	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	-
9	Cavernas e buracos nas ombreiras	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	-
10	Canaletas quebradas ou obstruídas	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
11	Formigueiros, cupinzeiros ou tocas de animais	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
12	Sinais de movimento	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	-
13	Sinais de fuga de água ou áreas úmidas (surgências)	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	1
14	Carreamento de material na água dos drenos	NA	NE	PV	DS	DI	PC	AU	NI	I	P	M	G	-

Uma vez observadas e identificadas as anomalias, buscou-se as soluções adequadas para sua correção. Isso resultou na elaboração de uma tabela contendo as seguintes informações: Área inspecionada; Anomalias mapeadas; e Sugestões de ações corretivas / Serviços de manutenção a serem executadas, a qual consta no item 4 deste artigo.

3 ANOMALIAS ENCONTRADAS

Sabe-se que, ao longo da inspeção são diversas as anomalias que podem ser encontradas, porém, para o estudo de caso em particular, as anomalias encontradas foram: vegetação com raízes profundas; problemas no "rip-rap" de montante; erosões; falhas na drenagem superficial; presença de colônia de animais. Tais anomalias foram observadas no talude de montante, talude de jusante e crista. Cada uma destas, segue descrita brevemente nos subitens abaixo:

3.1. Vegetação com raízes profundas

Identificou-se a presença de vegetação excessiva, como pequenas árvores e arbustos sobre o corpo da barragem de terra. Este tipo de vegetação acaba dificultando a visibilidade para a identificação de outras anomalias e pode contribuir para a redução de resistência do solo, acelerando processos erosivos e gerando também caminhos preferenciais para a percolação devido às raízes profundas.

3.2 Problemas no "rip-rap" de montante

No paramento de montante da barragem de terra era prevista uma proteção de enrocamento ou "*rip-rap*". Esta proteção normalmente é formada por duas camadas, onde a camada externa é de rochas de dimensões maiores para proteger o talude principalmente da força das ondas e por uma camada interna de rochas de dimensões menores que tem a função de evitar que a água que passa pela camada externa carregue partículas do solo do talude.

Verificou-se que o talude se encontra com trechos desprotegidos, com excesso de vegetação e com erosões aparentes nesses trechos. O "*rip-rap*" sofreu movimentações e diminuição da espessura da camada de proteção, provavelmente devido à ação das ondas ou disposição inadequada das rochas durante sua construção.

3.3 Erosões

Este tipo de anomalia encontra-se presente em diversas partes da barragem, tanto no espaldar de montante como no de jusante. O espaldar de montante apresenta a maioria das erosões em áreas entre a crista da barragem e o trecho de proteção de "*rip-rap*". Esse trecho corresponde ao trecho desprotegido do talude, ficando exposto e mais suscetível a esse tipo de anomalia. No espaldar de jusante, a maioria das incidências de erosões encontra-se próximo às descidas em escada da drenagem superficial. A ineficiência do sistema de drenagem e a falta de proteção no talude dão origem a esse tipo de anomalia, uma vez que as águas pluviais descem pelo talude de forma descontrolada, surgindo assim as erosões.

3.4 Falhas da Drenagem Superficial

A drenagem superficial prevista no projeto executivo era composta por canaletas do tipo meia-cana ao longo de toda a crista da barragem e descidas em escadas espaçadas a cada 80 metros uma descida da outra. Identificou-se em campo que a crista apresenta ravinamentos junto aos *off-set's* de montante e jusante não sendo possível a visualização do sistema de drenagem superficial, estando o mesmo enterrado e as descidas em escadas com ocorrência de assoreamento, tornado assim o sistema de drenagem ineficiente ou mesmo inoperante em alguns casos. A crista da barragem deveria possuir inclinação única de 2% na direção do talude de jusante, direcionando as águas da chuva para as canaletas, mas o observado em campo é que a crista apresenta inclinações variadas tanto para montante quanto para jusante.

Além de apresentar desgastes naturais, por conta da ação do tempo, as descidas em escadas apresentam também assoreamento em alguns degraus e a possível causa para os problemas de assoreamento das escadas é o fato de não mais existirem as canaletas na crista da barragem, isso faz com que as águas pluviais desçam de forma descontrolada carreando material da barragem ao longo dos degraus. Além do assoreamento nas escadas, essa também é a provável causa das erosões em todo o espaldar.

3.5 Presença de Colônia de Animais

Durante a inspeção identificou-se a presença de colônia de animais, em especial, cupinzeiros, comuns na região em que a obra se localiza. Esses cupinzeiros se tornam um grande problema quando ganham grandes proporções, pois podem diminuir o caminho das percolações, facilitando assim a saturação e deterioramento do sistema de drenagem interna.

4 AÇÕES CORRETIVAS PROPOSTAS

Com base nas anomalias encontradas e acima descritas, apresenta-se na tabela 2 as ações corretivas sugeridas para cada região do barramento.

Tabela 2. Sugestões de ações corretivas das anomalias encontradas.

Área inspecionada	Anomalias mapeadas	Sugestões de Ações corretivas / Serviços de manutenção a serem executados
Talude de Montante	a. Processos de erosão superficial; b. Deslocamento dos blocos de rocha do "*rip-rap*"; c. Inexistência do "*rip-rap*" acima do nível do reservatório; d. Vegetação de tamanhos variados; e. Existência de cupinzeiros.	a. Recuperação das erosões superficiais e recuperação com solo, solo cimento ou sacaria de solo cimento; b. Recomposição dos blocos de rochas da proteção. c. Executar a proteção do "*rip-rap*" até a cota da crista da barragem; d. Remoção de todos os arbustos e pequenas árvores existentes; e. Remoção de todas os cupinzeiros existentes; f. Execução da proteção do talude com Geocélulas, como alternativa ao *rip-rap*.
Crista da barragem	a. Erosões junto ao "*off-set"* de montante e jusante; b. Ausência de revestimento ou pavimento; c. Drenagem superficial danificada ou inexistente; d. Vegetação de tamanhos variados; e. Existência de cupinzeiros.	a. Recuperação das erosões superficiais e recuperação com solo, solo cimento ou sacaria de solo cimento; b. Execução da pavimentação da crista e correção da declividade; c. Recuperar e executar a drenagem superficial; d. Remoção de todos os arbustos e pequenas árvores existentes; e. Remoção de todas os cupinzeiros existentes.
Talude de Jusante	a. Processos de erosão superficial; b. Deficiência da proteção do espaldar; c. Drenagem superficial assoreada e/ou inexistente; d. Vegetação de tamanhos variados; e. Existência de cupinzeiros.	a. Recuperação das erosões superficiais e recuperação com solo, solo cimento ou sacaria de solo cimento; b. Recomposição da proteção vegetal nos taludes; c. Recuperação da drenagem existente e execução de novos dispositivos; d. Remoção de todos os arbustos e pequenas árvores existentes; e. Remoção de todas os cupinzeiros existentes; f. Execução da proteção do talude com Geocélulas, como alternativa ao *rip-rap*.

4.1 Tratamentos Superficiais

Dentre os serviços de manutenção elencados na Tabela 2, destacam-se aqui, os procedimentos indicados para se realizar: a remoção de arbustos e/ou pequenas árvores, a remoção de colônias de pequenos animais e a recomposição com solo, solo cimento ou sacaria de solo cimento.

4.1.1 Remoção de Arbustos e/ou Pequenas Árvores

A sequência para a remoção e/ou supressão deverá seguir:

a) Remover o arbusto/árvore de forma cuidadosa, devendo-se garantir a remoção das raízes;
b) Previamente a recomposição dos vazios deve-se executar a remoção dos materiais soltos e aspergir água para evitar a perda de umidade do material de substituição para o remanescente do aterro;
c) O Material de substituição (solo ou solo cimento) deverá ser compactado em camadas com espessura máxima (10 cm - compactador manual / 15 cm - compactador mecânico) até o completo preenchimento do vazio.

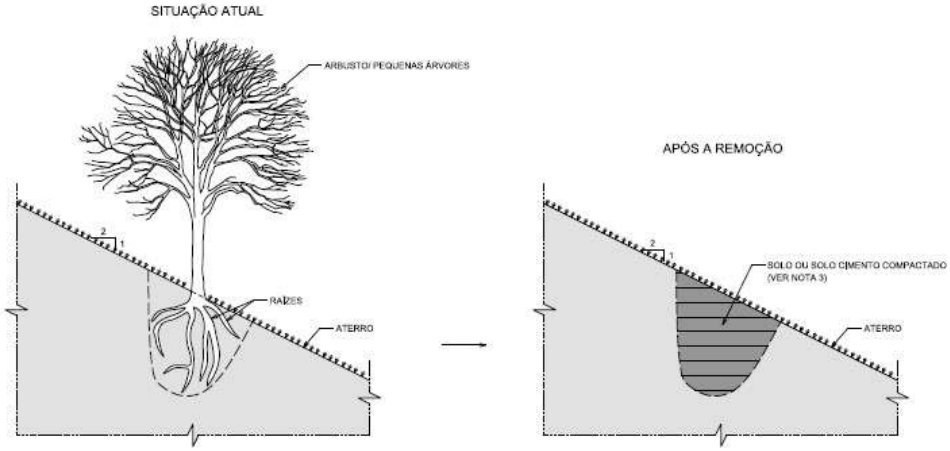


Figura 1. Remoção de arbustos e/ou pequenas árvores.
Fonte: Própria

4.1.2 Remoção de Colônia de Animais

A sequência para a remoção de colônia de animais deverá seguir:

a) Remover toda a colônia tomando-se o cuidado/garantia de remoção de toda a parte que se situa abaixo do nível do terreno;
b) Previamente a recomposição dos vazios deve-se executar a remoção dos materiais soltos e aspergir água para evitar a perda de umidade do material de substituição para o remanescente do aterro;
c) O Material de substituição (solo ou solo cimento) deverá ser compactado em camadas com espessura máxima (10 cm - compactador manual / 15 cm - compactador mecânico) até o completo preenchimento do vazio.

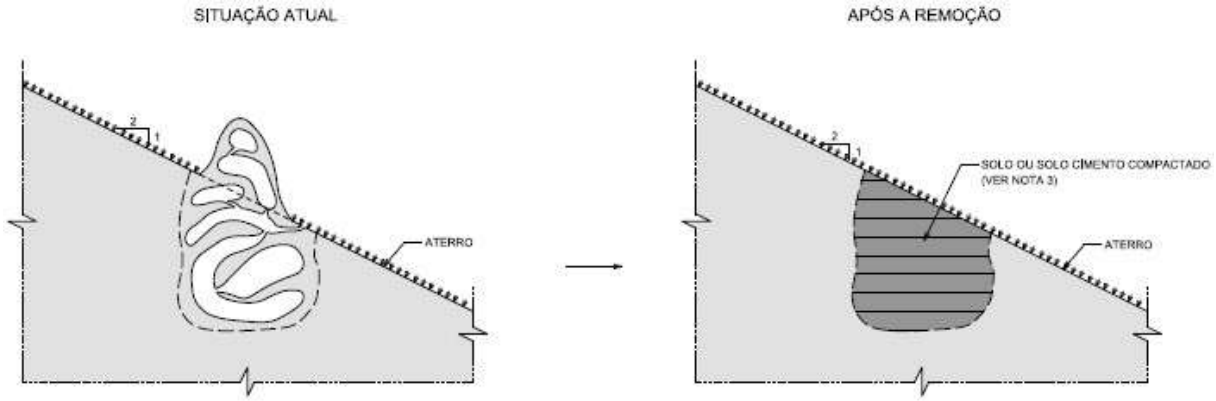


Figura 2. Remoção de colônia de animais.
Fonte: Própria

4.1.3 Recomposição com Solo, Solo Cimento ou Sacaria de Solo Cimento

A sequência para a recomposição com solo ou solo cimento deverá seguir:

a) Remoção e limpeza do recinto a ser recomposto eliminando todo o material erodido/depositado;
b) Aspergir água no maciço terroso de forma a corrigir a umidade;
c) Executar o preenchimento do vazio seguindo as premissas e recomendações de projeto

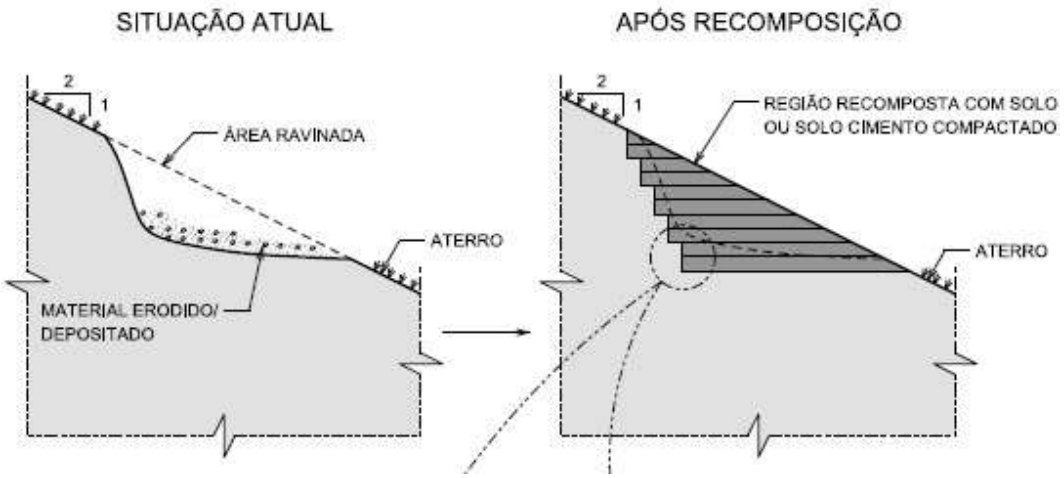


Figura 3. Recomposição com solo ou solo cimento.
Fonte: Própria

A sequência para a recomposição com sacaria de solo cimento deverá seguir:

a) Remoção e limpeza do recinto a ser recomposto eliminando todo o material erodido/depositado;
b) Executar regularização com concreto magro, traço 1:4:8, de regularização ($e_{mínimo}$=5 cm);
c) Executar recomposição com sacaria de solo cimento seguindo as premissas e recomendações de projeto;
d) Executar o fechamento junto à crista da recomposição com concreto magro

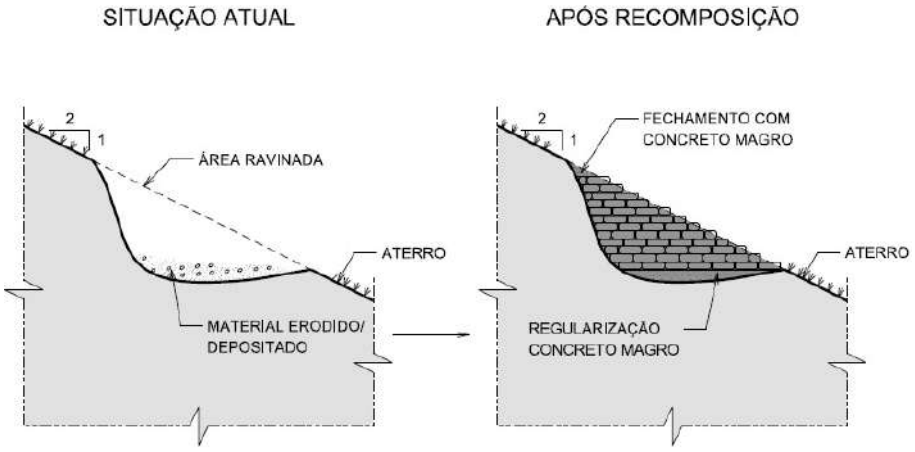


Figura 4. Recomposição com sacaria de solo cimento.
Fonte: Própria

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As estruturas analisadas da barragem de terra do estudo de caso foram: talude de montante, crista e talude de jusante. Encontrou-se as seguintes anomalias: processos de erosões superficiais, deslocamento dos blocos de rocha do *"rip-rap"*, vegetação de tamanhos variados, existência de cupinzeiros e drenagem superficial danificada ou inexistente. Os tratamentos adotados foram: recuperação de erosões superficiais, recomposição das proteções dos taludes, remoção de arbustos e colônia de animais e recuperação de drenagem superficial. Com estes procedimentos de recuperação as anomalias que comprometem as estruturas serão eliminadas. Porém para que o barramento continue em um estado de conservação aceitável para a segurança será necessário a operação com monitoramentos constantes e manutenções sempre que apresentar futuras manifestações patológicas.

Sugere-se que trabalhos futuros similares sejam realizadas em outras regiões do Brasil, de modo a se obter um panorama nacional das anomalias mais recorrentes neste tipo de obra de terra, favorecendo assim, a elaboração de procedimentos assertivos e periódicos de manutenção, destas relevantes obras de engenharia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANA, Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. *Modelo ANA – Ficha de inspeção de segurança regular de barragem de terra.* Disponível para download em: < https://www.gov.br/ana/pt-br/todos-os-documentos-do-portal/documentos-sre/barragens/modeloanafichaparainspecaoregulardebarragemdeterra.docx/view > Acesso em 15 Mar. 2024.

ANA, Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. *Relatório de Segurança de Barragens-2022.* Disponível em: < https://www.snisb.gov.br/portal-snisb/documentos-e-capacitacoes?tipo=documento&id=121 > Acesso em 23 Jun. 2024.

BRASIL. Lei nº 12.234, de 20 de setembro de 2010. *Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos*. Alterada pela Lei nº 14.066/2020. Disponível em: < https://www.planalto.gov.br/cciviL_03/_Ato2007-2010/2010/Lei/L12234.htm > Acesso em 23 Jun. 2024.

BRASIL. Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020 *que altera dispositivos da Lei nº 12.334/2010. Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos.* Disponível em: < https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2020/lei/l14066.htm > Acesso em 23 Jun. 2024.

SNISB, Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens. Disponível em: < https://www.snisb.gov.br/portal-snisb/inicio > Acesso em 23 Jun. 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/77

Mapping of the Decharacterization of Tailings Dams in State of Minas Gerais, Brazil

Ana Manoela de Castro Santos
Teacher, Unidade de Ensino Superior de Feira de Santana, Feira de Santana, Bahia, Brasil,, eng.manoelacastro@gmail.com

Felipe Costa Albquerque
MsC, Budapest University of Technology and Economics, Budapest, Hungary, fcalbuquerque@zoho.comb

ABSTRACT: In Brazil, the failures of the Mariana and Brumadinho dams in Minas Gerais resulted in approximately 300 fatalities and 4 additional disasters. These events caused widespread destruction of communities, environmental manipulation, and pollution of one of the largest regional rivers. Consequently, the legislative process accelerated toward the decharacterization of upstream mineral tailings dams, leading to the enactment of Law No. 23,291 in 2019. This law established the State Policy for Dam Safety in Minas Gerais, aligning with the National Safety Policy for Dams (PNSB). Therefore, this work aimed to map the deactivated dams and those in the process of being deactivated, analyzing the evolution of compliance with the deadlines established by Brazilian legislation. The legislation establishes different deadlines for the completion of decharacterizations, considering the volume stored in the structure. As of the present moment, 70.27% of the structures still require pending actions.

KEYWORDS: Decharacterization, tailings dams, mapping

1 INTRODUCTION

Despite dams being well-established geotechnical structures used for generations, the concept of “decharacterization” remains relatively uncommon in the field. However, recent dam failures have underscored the necessity of acquiring technical knowledge to safely manage and decommission these structures. The term "decharacterization" refers to the process of altering or dismantling dams, particularly those used for storing mining tailings, to reduce risks associated with their structural integrity and environmental impact.

In Brazil, the collapses of the Mariana and Brumadinho dams resulted in the loss of approximately 300 lives, with four individuals still missing. These disasters devastated numerous communities and caused significant environmental degradation and pollution in one of the region’s largest rivers. In response to these tragedies, there has been a significant shift in regulatory and public policy frameworks concerning dam safety and environmental management. The enactment of Law No. 23,291 in 2019 marked a critical milestone, mandating strict regulations for the decharacterization of dams constructed using the upstream method, which is prone to instability and failure under certain conditions. This legislative initiative aimed to prevent future disasters and ensure safer practices in the mining sector. Consequently, there has been a heightened focus on decharacterizing dams constructed using similar methodologies.

2 TAILINGS DAMS

Dams have been built by mankind for thousands of years for various purposes, such as water storage flow control, and hydroelectric power generation. With the advance of mineral exploration and the need for socio-environmental conservation related to it, tailings dams have been receiving great attention, mainly due to their harmful potential in case of failure. Azam and Li (2010) presented in the *Geotechnical News* magazine a world history of failures in mining dams, where according to the authors, about 1.2% of mining dams had some type of failure, against 0.01% of civil dams, in 100 years.

According to Duarte (2008), dams are typically divided into two types: civil and mining dams, basically civil or conventional dams intended to contain anything except mining tailings. In addition, it can be noted that a tailings dams is built in stages that follow the mining rhythm, that is, as the tailings are generated, the elevations are performed.

Following two catastrophic collapses of mining tailings dams in Brazil — Fundão in Mariana in 2015 and Córrego do Feijão in Brumadinho in 2019, both located in Minas Gerais — new legislation was enacted on February 25, 2019 (Law No. 23,291). This legislation prohibits the construction and environmental licensing of dams utilizing the "upstream" construction method, similar to those involved in the aforementioned disasters. It mandates that existing dams of this type undergo "decharacterization" within three years from the date of publication, setting the deadline for February 2022. Subsequently, Resolution No. 13 of August 2019, issued by the National Mining Agency (ANM), extended this requirement nationwide. This was further supported by the National Policy on Dam Safety in 2020, which provided longer deadlines compared to the mineral law.

This requirement represents a pioneering initiative globally, lacking comprehensive technical guidelines (Massignan and Sánchez, 2022). According to Sánchez, Silva-Sánchez, and Neri (2013), the term "decharacterization" is uncommon in dam engineering globally but is documented in Brazilian literature and used by Vale, one of the industry's largest companies, the concept refers to the process of safely decommissioning or altering dams, to mitigate risk associated with their structural integrity or environmental impact.

2.1 Dam Construction – Upstream Method

Around 5 to 10% of the total cost of a mining operation (including mineral research, land preparation, equipment acquisition, auxiliary structures, and others) is allocated to the design, execution, and management of tailings dams. Tailings dams are structures that remain at permanent risk of rupture, and any damage caused by them persists even after the cessation of mineral exploration (Xin et al., 2011).

Despite being artificial structures, similar to natural geotechnical formations such as slopes, the passage of time can undermine their stability. Therefore, proper maintenance and monitoring are essential (Cardozo, Pimenta, and Zingano, 2016). There are three main construction methodologies for tailings dams: the downstream method, the upstream method, and the centerline method.

In the upstream method (Figure 1), the dam is constructed and progressively raised upstream from an already consolidated tailings deposit. This method is widely used by many mining companies but, according to Araújo (2006), it suffers from low construction control, which can lead to critical safety issues. According to Martin and McRobert (1999), this methodology presents significant geotechnical challenges due to induced tensions, liquefaction potential, and the non-consolidation of foundation materials

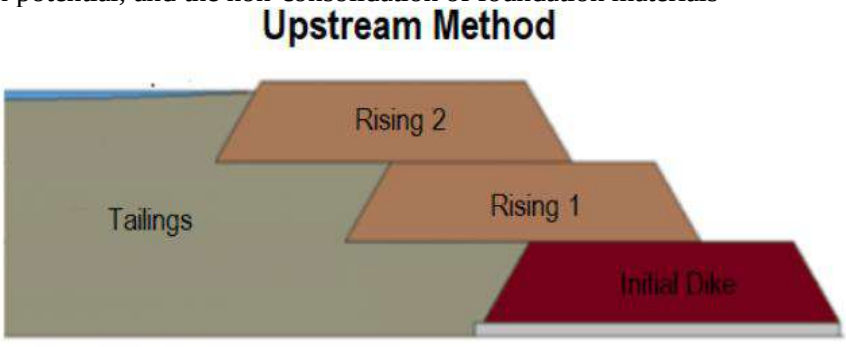


Figure 1. Upstream Method (Cardozo, Pimenta and Zingano, 2016)

Because this methodology uses heightening carried out partially over a pre-existing tailing, which generates savings in earth movement, this brings complexity to the construction control of the dam and drainage control.

The upstream method will be highlighted in this study because the Fundão and Córrego do Feijão dams were built using this methodology and new Brazilian legislation requires the decharacterization of all dams constructed in this way. According to Araújo (2006) and Martin and McRobert (1999), due to the heightening being carried out on previously arranged and unconsolidated materials that are in a saturated condition, they

tend to present low shear resistance and susceptibility to liquefaction by dynamic and static loads., in addition to problems associated with internal drainage. According to Rico et al (2008), dams built with this methodology accounts for 76% of dam failures.

2.2 Dam Closure

According to Bjelkevik (2011), planning for the closure of tailings dams must begin simultaneously with planning the structure to guarantee sustainable decommissioning and cost reduction. The selected disposal method, water balance management and tailings characterization (Pritchard, Jensen and Welsh, 2010) influence dam rehabilitation, whereas closure is made difficult by the extension of areas that have the potential for erosion and infiltration.

Pozzo et al (2006) suggest planning closure based on risk analysis in the areas of geology, geotechnics, seismicity, hydrometeorology, population and environment, whereas for Lacy (2005) documentation of the dam's history is fundamental, while for Prtichard, Jensen and Welsh (2010) it is necessary to carry out field tests with monitoring.

2.2.1 National Dam Safety Policy (PNSB)

This law established the State Dam Safety Policy in Minas Gerais, where the catastrophes of Mariana and Brumadinho occurred, to be implemented in conjunction with the PNSB (National Dam Safety Policy) and the National and State Environmental and Civil Protection and Defense Policies.

Another important aspect of this law is Article 13, which states: 'The granting of an environmental license for the operation or expansion of dams intended for the accumulation or final or temporary disposal of industrial or mining waste that utilizes the upstream raising method.' Paragraph 1 specifies that the entrepreneur is responsible for the decharacterization of inactive tailings or waste containment dams that utilize or have utilized the upstream raising method. Additionally, Paragraph 2 mandates three years for the entrepreneur to transition to alternative technologies for the dam and complete its decharacterization.

2.2.2 Resolution No. 13, 08/08/2019

This Resolution establishes regulatory measures aiming to ensure the stability of mining dams, especially those built using the “upstream” method or a method declared as unknown. This Resolution extended the deadline for the decharacterization of mining dams or structures linked to the mining operational process for storing liquid effluents, located immediately downstream of the mining dam and whose existence may compromise the safety of the upstream dams until August 15, 2022. Therefore, all deadlines mentioned for decharacterization are:

i. Until September 15, 2022, for dams with a volume <= 12 million cubic meters, according to the National Registry of Mining Dams of the Integrated Mining Management System (SIGBM);
ii. Until September 15, 2025, for dams with a volume between 12 million and 30 million cubic meters, according to the National Registry of Mining Dams SIGBM;
iii. Until September 15, 2027, for dams with a volume >= 30 million cubic meters, according to the National Registry of Mining Dams SIGBM.

3 METHODOLOGY

The current panorama of Brazilian mining dams presented in this work was prepared on April 2024 and will be represented by Federative Unit (UF). The information presented was obtained through the public dam database made available by ANM. The flowchart of the process carried out is shown in Figure 2.

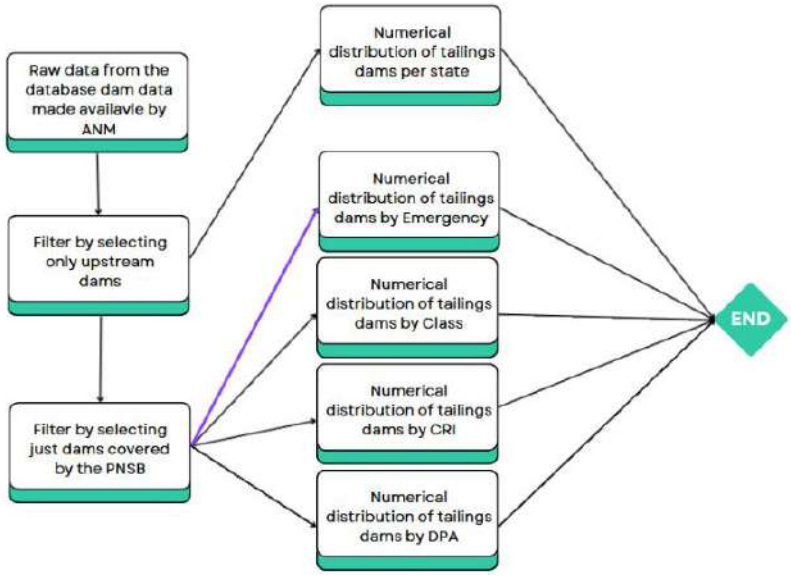


Figure 2. Process flowchart performed for the analyses developed in this study (Author, 2024)

Initially, data was collected from official sources and subsequently filtered to identify dams that fall under the upstream methodology. Next, dams were categorized by state distribution, enabling a regional analysis of safety conditions. Simultaneously, they were evaluated for coverage under the National Dam Safety Policy (PNSB), classifying them by class, risk category (CRI), potential damage (DPA), and emergency status. This analysis facilitated the identification of states with the highest concentration of dams under the studied methodology, as well as those requiring urgent actions. Furthermore, efforts were made to investigate the progress of proposed decharacterization plans by 2035 in the state with the highest number of dams.

4 RESULTS

Data collection and information processing were sequenced, as shown in Figure 3. Thus, initially, information was obtained on the number of dams per State, after which those that were built following the upstream methodology were filtered and, subsequently, among which are covered by the PNSB

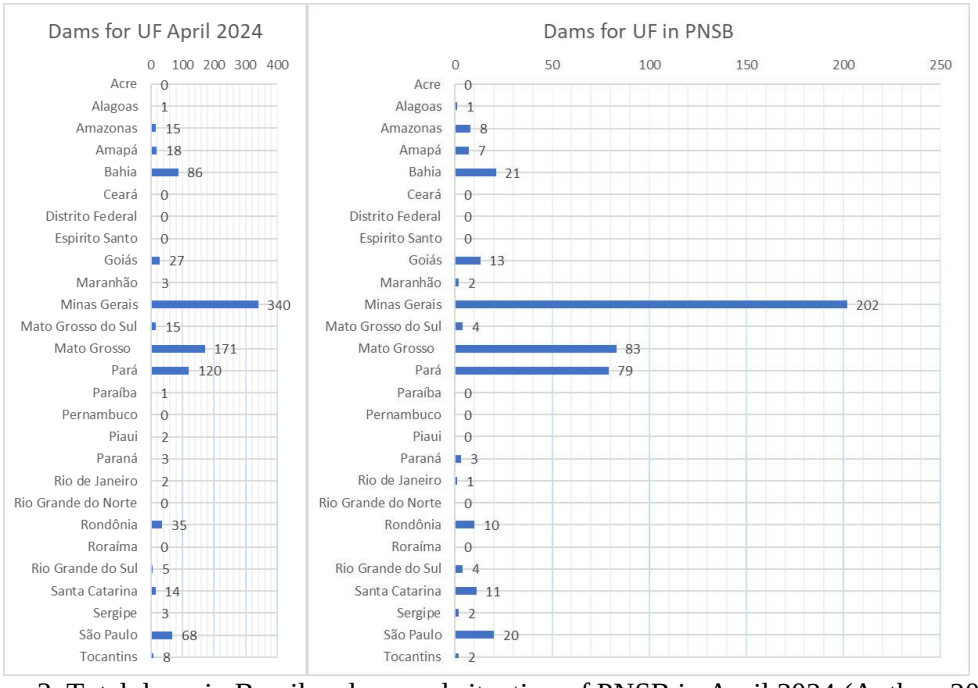


Figura 3. Total dams in Brazil and general situation of PNSB in April 2024 (Author, 2024)

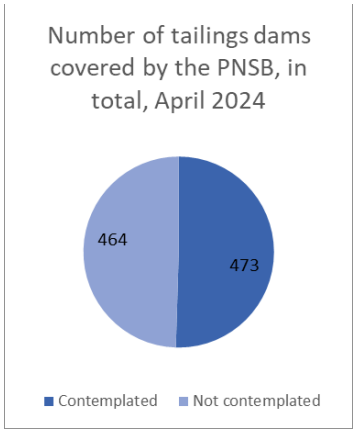


Figure 4. Proportion of dams covered and not covered by PNSB in April, 2024 (Author, 2024)

Figures 4 and 5 illustrate that among Brazil's 24 Federative Units, only 17 have dams, with 50.48% of these covered under the National Dam Safety Policy (PNSB). Subsequently, dams constructed using the upstream methodology were filtered from this group. Figure 8 provides a comprehensive overview of upstream dams in Brazil and their inclusion, or exclusion, in the PNSB.

According to the Quarterly Report of the National Mining Agency (ANM) (April 2024), 17 upstream dams have already been decharacterized and removed from the Integrated System of Mining Rights (ISMR) since 2019, leaving 52 dams remaining. Among these, 20 are currently in the preparation phase of their executive decharacterization projects, 19 are in the process of implementing planned interventions, 7 are under monitoring following the completion of engineering works, and 2 have been fully decharacterized, although formal requests for deregistration have not yet been submitted.

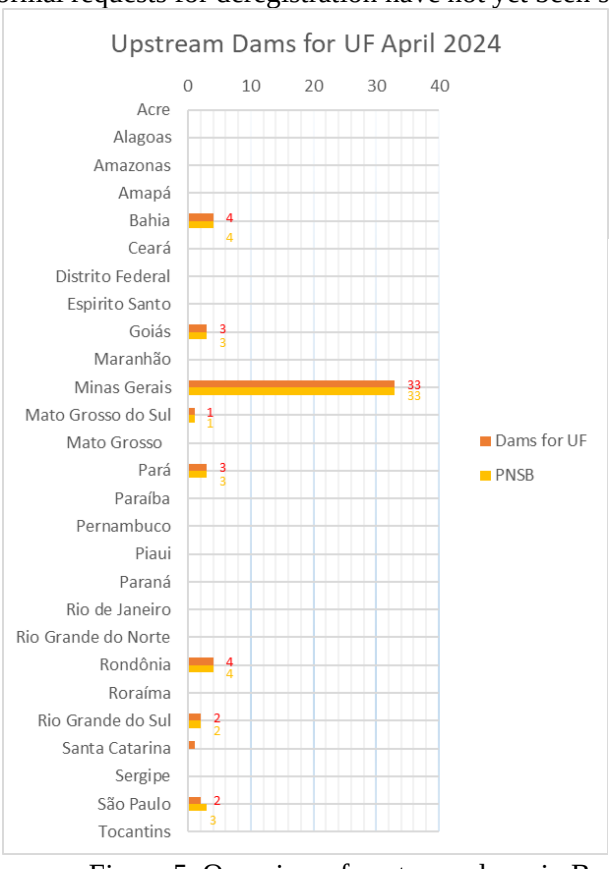


Figure 5. Overview of upstream dams in Brazil and their coverage by PNSB (Author, 2024)

It is possible to verify the significant number of dams that follow this methodology in the State of Minas Gerais, where the Mariana and Brumadinho catastrophes occurred, thus highlighting the panorama of decharacterization in this state. According to Vale's Dam Decharacterization Program, the largest mining company in Brazil, there are 17 structures left to be decharacterized by 2035, with expectations that 3 will be fully decharacterized by the end of 2024, as depicted in Figure 6.

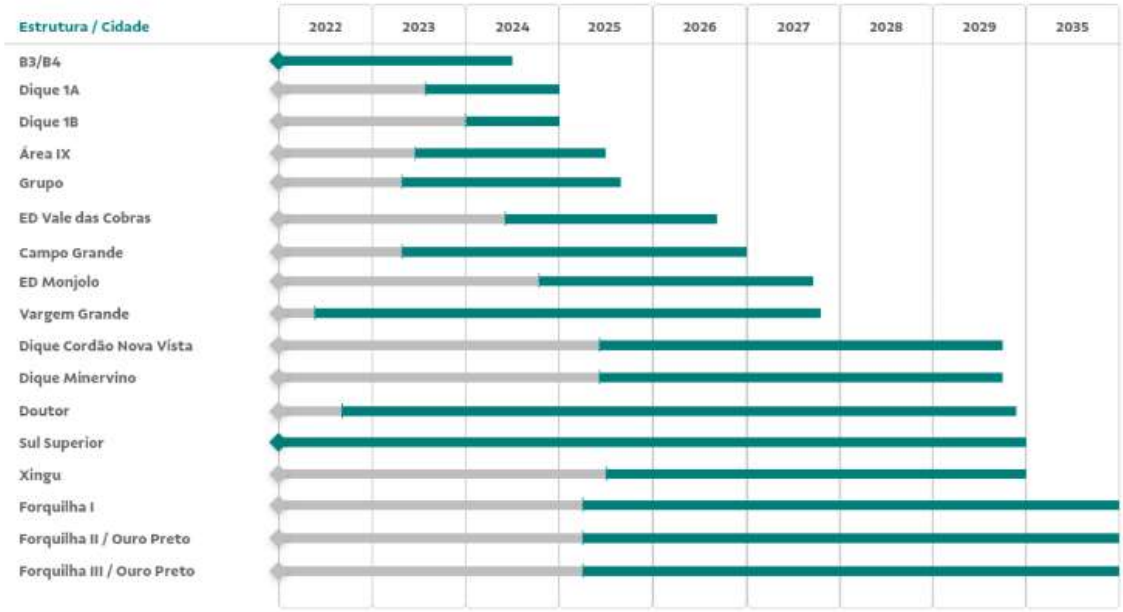


Figure 6. Schedule of the Upstream Dam Decharacterization Program in Brazil (Vale, 2024)

In this way, it is possible to visualize in Figure 7 the general panorama of decharacterization of upstream dams in Brazil. Where the states Mato Grosso and Santa Catarina lost 100%, Pará 66.67%, São Paulo 50% and Minas Gerais 36.36%

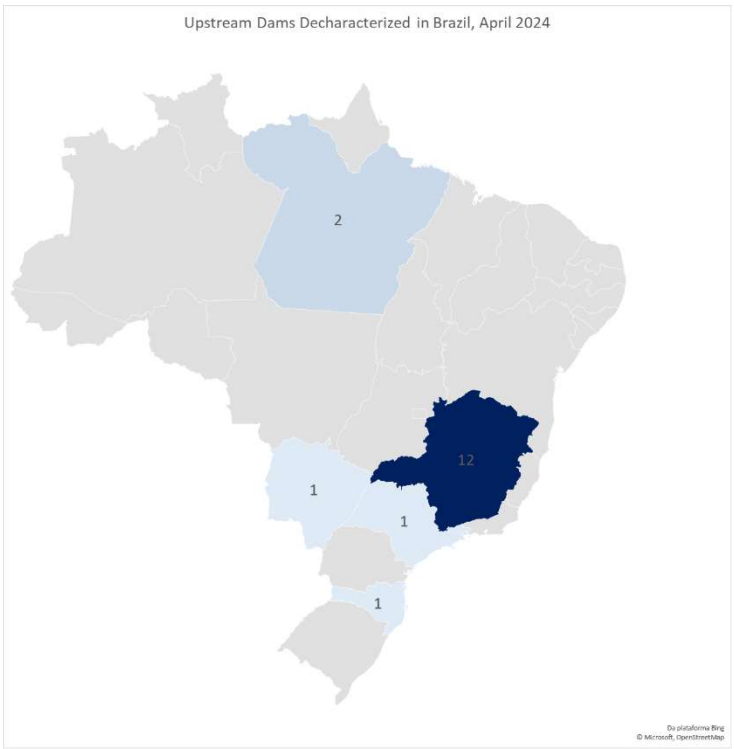


Figure 7. Decharacterization in Brazil by State (Author, 2024)

5 CONCLUSION

According to the data collected, it can be observed that the states of Minas Gerais, Mato Grosso, and Pará have the highest number of dams covered by the National Dam Safety Policy (PNSB), with 202, 83, and 79 units, respectively. Out of the 473 dams covered by the PNSB, only 74 were slated for decharacterization, of which 17 have already completed the process since 2019.

Regarding dams under Vale's responsibility, only 17 remain active, representing a decharacterization rate of 43.33%, demonstrating adherence to the company's projections and meeting the deadlines stipulated by law. These findings underscore the need for ongoing vigilance and proactive measures to ensure the safety and sustainable management of dam infrastructure in Brazil in the future.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author expresses gratitude to Masters Daliana Possari and Paulo Vitor for their enduring encouragement, guidance, and friendship over the years. The authors also extend their thanks to the Budapest University of Technology and Economics, particularly the Stipendium Hungaricum Program and the Tempus Foundation, for providing them with an unforgettable academic experience.

BIBLIOGRAPHIC REFERENCES

ANM (2019). *Resolução n° 13, de 8 de agosto de 2019.* Available in <https://www.snisb.gov.br/Entenda_Mais/legislacao-aplicada/anm-resolucao-13-2019.pdf> Access in June 30th, 2024.

Araújo, C. B. (2006). Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Azam, S., & Li, Q. (2010). Tailings dam failures: A review of the last one hundred years. Geotechnical News, 28(4), 50-54.

Bjelkevik, A. G. (2011) ICOLD – sustainable design and post-closure performance of tailings dams. In: Proceedings of the Sixth International Conference on Mine Closure (pp. 353-359). Australian Centre for Geomechanics.

Brasil (2020) Presidência da República. Lei n° 14,066, de 30 de setembro de 2020. Amends Law No. 12,334, of September 20, 2010, which establishes the National Dam Safety Policy (PNSB), Law No. 7,797, of July 10, 1989, which creates the National Environmental Fund (FNMA), Law No. 9,433, of January 8, 1997, which institutes the National Water Resources Policy, and Decree-Law No. 227, of February 28, 1967 (Mining Code).

Cardozo, F.A.C. Pimenta, M.M.; Zingano, A.C. (2016) Métodos Construtivos de Barragens de Rejeitos de Mineração–Uma Revisão. Holos, 8, 77-85.

Duarte, A. P. (2008). Classificação das barragens de contenção de rejeitos de mineração e de resíduos industriais no estado de Minas Gerais em relação ao potencial de risco. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

Jesus, M.B. (2021) Aspectos de gestão de segurança de barragens frente à política nacional de segurança de barragens. Doctoral dissertation, Universidade de São Paulo.

Lacy, H. (2005) Closure and rehabilitation tailings storage facilities. Developments in mineral processing, 15, 233-250.

Martin, T. E., & McRoberts, E. C. (1999). Some considerations in the stability analysis of upstream tailings dams. In Proceedings of the Sixth International Conference on Tailings and Mine Waste, Vol. 99, 287-302.

Massignan, R. S., & Sánchez, L. E. (2022). *O que significa descaracterizar barragens de rejeitos de mineração? Uma revisão sistemática da literatura.* Engenharia Sanitaria e Ambiental, 27(2), 225-234.

Minas Gerais (2019) Lei n° 23.291 Institui a política estadual de segurança de barragens. Diário Executivo, Minas Gerais, 26(2).

Pritchard, J.; Jensen, T.; Welsh, D. (2010) Options for management and closure of tailings storage facilities. Engineering and Mining Journal, v. 211.

Pozzo, S. Andrade, C, Wates, JA, Griffin, BJ (2006) Closure of Tailings Impoundments – Chilean Experiences. In *Mine Closure 2006: Proceedings of the First International Seminar on Mine Closure* (pp. 191-197). Australian Centre for Geomechanics.

Rico, M; Benito, G., Salgueiro, R., Diez-Herrero, A. (2008) Reported tailings dam failures. A review of the European incidents in the worldwide context. *Journal of hazardous materials*, *152*(2), 846-852.

Sánchez, L. E.; Silva-Sánchez, S. S.; Neri, A. C. (2013) Guia para planejamento do fechamento de mina. Brasília: Instituto Brasileiro de Mineração.

Vale (2024). Barragens. Available in < https://vale.com/pt/barragem> Access in July 03th, 2024.

Xin, Zheng; Xiaohu, Xu; Kaili, Xu. (2011) Study on the risk assessment of the tailings dam break. *Procedia Engineering*, *26*, 2261-2269.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/78

Metodologia Executiva de Colunas de Brita Injetadas com Nata de Pega Rápida para Reforço de Fundações de Barragem de Rejeitos

Fabio Brumano
Gerente Técnico-Comercial, Tecnogeo Ground, São Paulo, Brasil, fabio.brumano@tecnogeo.com.br

Marcelo Felix dos Santos
Diretor Técnico-Comercial, Tecnogeo Ground, Rio de Janeiro, Brasil, marcelo.felix@tecnogeo.com.br

Rafael Oliva
Diretor de Obras, Tecnogeo Ground, São Paulo, Brasil, rafael.oliva@tecnogeo.com.br

RESUMO: Este trabalho apresenta a metodologia desenvolvida para a execução de colunas de brita injetadas para o reforço de fundação de uma barragem de rejeitos com alteamento de 84m onde foi necessária a formulação de diferentes traços de caldas de cimento e natas de pega rápida, visando impedir o fluxo de água através das colunas de brita. A análise inicial do subsolo evidencia a intricada complexidade associada à instalação de associada fundação, enfatizando a presença de solos moles e fofos, aliada ao fenômeno de artesianismo. Essas características geotécnicas específicas foram cruciais para o desenvolvimento da solução aplicada. A estratégia adotada de colunas de brita injetadas por via dupla será discutida como uma solução adaptativa para lidar com as subsolo incomum. Também serão destacados os desafios enfrentados e as soluções específicas desenvolvidas. Um estudo de caso foi utilizado de maneira abrangente para ilustrar a aplicação prática abordada, fornecendo *insights* valiosos sobre a eficácia da técnica em condições geotécnicas adversas. O artigo conclui reforçando a importância de considerar as características geotécnicas específicas do local ao desenvolver estratégias de reforço de fundações de similar complexidade.

PALAVRAS-CHAVE: Colunas de Brita Injetadas, Melhoramento de solo, Reforço de Fundações, Barragem de Rejeitos, Nata de Pega Rápida.

ABSTRACT: This paper presents the methodology used for the execution of injected stone columns to reinforce the foundations of a tailings dam where it was necessary to formulate different mixes of cement grouts and quick-setting slurries, aiming to prevent water flow through the stone columns. The initial analysis of the subsurface highlights the intricate complexities associated with foundation installation, emphasizing the presence of soft and loose soils, coupled with the artesian flow. These specific geotechnical characteristics were crucial for the development of the applied solution. The adopted strategy of two-way injected stone columns will be discussed as an adaptive solution to deal with the unusual subsurface conditions. The challenges faced and specific solutions developed will also be highlighted. A comprehensive case study was used to illustrate the practical application discussed, providing valuable insights into the effectiveness of the technique under adverse geotechnical conditions. The paper concludes by reinforcing the importance of considering the specific geotechnical characteristics of the site when developing foundation reinforcement strategies.

KEYWORDS: Injected Stone Columns, Soil Improvement, Foundation Reinforcement, Tailings Dam, Quick Set Slurry.

1 INTRODUÇÃO

Durante o processo de construção de uma barragem de rejeitos em Minas Gerais, identificou-se a existência de solos com baixa capacidade de suporte e compressíveis na área a jusante do paramento e ainda sob a projeção do futuro barramento. A construção do maciço foi segmentada em duas fases principais: a inicial e a final. Durante a fase de construção do maciço inicial, adotou-se a técnica de CCP (Cement Churning Pile) – tecnologia da família do *Jetgrouting* – para o reforço desta região de solo de baixa resistência. Esta

solução se mostrou eficaz na região, com sua performance validada por meio de coletas de amostras frescas, por sondagens rotativas, ensaios de Cross Hole dentre outros.

À medida que os estudos progrediram na área a jusante do barramento, detectou-se zonas com fluxo horizontal de água na interface entre o solo e o maciço rochoso, além da presença de artesianismo. Nessa área mais distante do maciço inicial, porém ainda na região do maciço final, duas regiões críticas foram identificadas, necessitando de reforço no solo.

Na Área 1, foi encontrada uma zona com um perfil geológico-geotécnico onde solos de baixa resistência se intercalavam com camadas de metadolomito rochoso e saprólito. O solo residual de metadolomito, caracteristicamente fofo, podia estender-se a profundidades que ultrapassavam os 35 m em relação à superfície do terreno.

Já na Área 2, o perfil caracterizava-se por ser mais uniforme, com o topo rochoso situado em profundidades inferiores a 20 m. Essa área era composta por uma sequência que iniciava com solo residual de filito brechado mole, seguia por solo residual de metadolomito fofo com espessura variando em torno dos 4 m e culminava no maciço rochoso de metadolomito com uma superfície fraturada que se estendia como uma capa de espessura também de 4 m.

Colunas teste de CCP foram implantadas com a intenção de se apoiar no maciço rochoso. Porém. durante a construção, observou-se perda d'água durante a perfuração e perda de refluxo de calda durante a injeção, fenômenos atribuídos às fissuras na rocha e também ao fluxo de água no metadolomito fofo.

Visando aprimorar estas áreas para suportar as cargas do maciço final, várias técnicas de melhoria do solo foram testadas. O método CCP foi abandonado devido à ineficiência causada pela perda de material e pela incapacidade de estabelecer contato com a rocha. Seguiram-se outros testes, que também se mostraram ineficazes devido às peculiaridades do subsolo.

O uso de estacas raiz foi rapidamente descartado, pois o peso da argamassa gerava empuxo suficiente para desestabilizar a estrutura do metadolomito fofo, impedindo a formação da estaca. O mesmo problema ocorreu com as estacas hélice contínua. Ambas apresentavam perda de material para o solo a ponto de não se conseguir preencher o fuste por completo.

Finalmente, optou-se por colunas de brita vibrocompactadas pelo método *bottom-feed*. Este procedimento não apresentou o abatimento do fuste durante ou após a execução, revelando-se uma solução viável para o reforço do solo desde que as vibrações induzidas no solo fossem mínimas evitando assim qualquer incremento no potencial de liquefação. Testes sísmicos foram executados e evidenciou-se que a perturbação no solo era desprezível e comparável às vibrações de tráfego na plataforma de trabalho, viabilizando assim a vibrocompactação pelo método *bottom-feed* como solução viável. No entanto, devido às propriedades drenantes das colunas de brita, sua aplicação foi limitada, pois o fluxo constante de água no subsolo poderia transportar partículas, criando vazios e potencial risco de colapso.

Para contornar a percolação de água pelas colunas de brita, desenvolveu-se, em colaboração entre executor, projetista, consultores, *checker* de projeto e a mineradora, a técnica de colunas de brita injetadas com calda de cimento. Esta abordagem inovadora no Brasil exigiu características especiais, que foram aperfeiçoadas através de testes laboratoriais e de campo até a implementação final na obra.

As colunas injetadas requeriam uma mistura de pega rápida para evitar a dispersão no solo devido ao fluxo de água constante, e a calda de cimento não poderia ser mais rígida que uma coluna de brita tradicional. Isso implicou na utilização de aditivos e ajuste na proporção de cimento e bentonita para atenuar a resistência da calda.

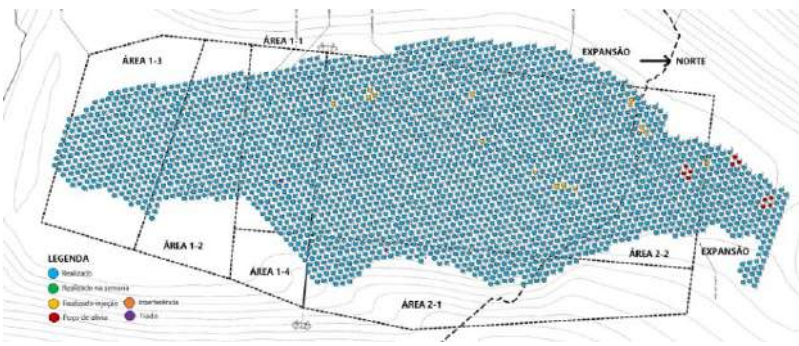


Figura 1a – Distribuição das colunas por área | Figura 1b – Local de instalação das colunas de brita injetadas.

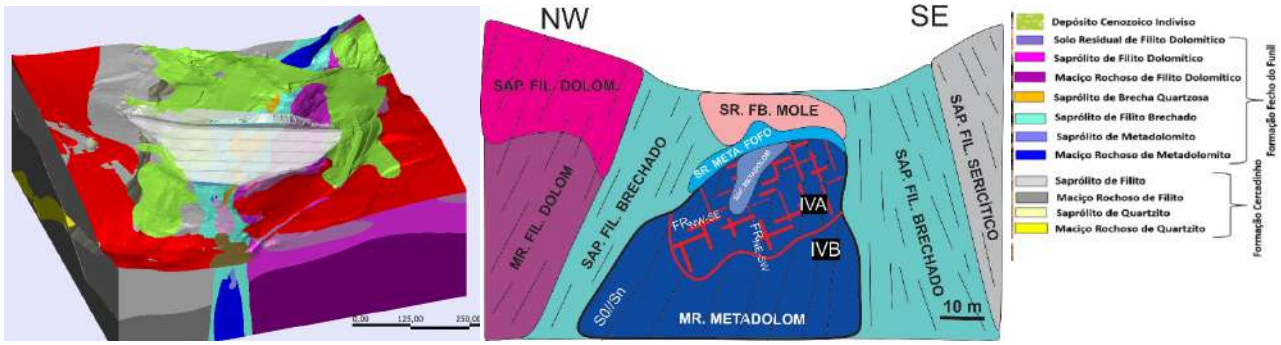


Figura 2 – Representação 3D e perfil geológico predominante à jusante da barragem (DF+)

3 COLUNAS DE BRITA INJETADAS

A técnica de colunas de brita injetada representa um avanço significativo na engenharia geotécnica para o reforço de solos com baixa capacidade de suporte. Embora seja uma prática estabelecida globalmente, sua aplicação no Brasil é inovadora e pioneira. O método construtivo consiste na inserção de material granular no solo, acompanhado pela injeção de uma calda cimentícia, que preenche os espaços entre material pétreo, aumentando a resistência à compressão das colunas e diminuindo sua permeabilidade.

O propósito dessas colunas é melhorar as propriedades do solo para suportar cargas de fundações diretas e distribuídas, como as de aterros e pavimentos de concreto.

Originada na Europa nos anos 1930, a vibrocompactação foi desenvolvida para compactar solos granulares não coesivos. Com o passar do tempo, a técnica evoluiu para incluir solos coesivos, dando origem às colunas de brita por vibrossubstituição. Ambos os métodos se baseiam na reorganização das partículas do solo em uma estrutura mais densa através da vibração.

A vibrossubstituição expande essa noção ao substituir o solo original por material granular de alta resistência, como brita, que é compactada em profundidade. Esse processo compacta o solo e também melhora suas características mecânicas.

Com a necessidade de colunas mais robustas para solos extremamente compressíveis, surgiram técnicas complementares, como as colunas de brita injetadas com caldas de cimento e bentonita, e as colunas de brita concretadas.

As colunas de brita injetadas são particularmente benéficas em solos de baixa capacidade, proporcionando melhorias significativas e estabilidade para os aterros. Sua baixa permeabilidade previne a transformação em drenos verticais, uma vantagem adicional neste projeto.

3.1 Layout e Distribuição das colunas

O design propunha uma disposição triangular das colunas, espaçadas a cada 1,40 m, com diâmetro nominal de 80 cm com um pé alargado para tentar substituir ao máximo do solo fofo de metadolomito. A profundidade máxima seria de 20 m, limitada pela capacidade dos equipamentos de perfuração. Na Área 1, com solos compressíveis estendendo-se além de 20 m, uma injeção de consolidação foi planejada até a cota -18 m para preparar a instalação das colunas de brita. Na Área 2, com rocha mais superficial, as colunas foram instaladas conforme o padrão.

As injeções de consolidação merecem atenção especial e serão tema de trabalhos futuros.

3.1 Nata de Pega Rápida

A formulação da nata de pega rápida exigiu vários testes de traço, iniciando no laboratório da Tecnogeo Ground e prosseguindo para testes de campo, ajustando a mistura para as condições operacionais. Um sistema de injeção por duas vias foi desenvolvido, pois se viu a necessidade da utilização de traços bicomponentes.

Diversas composições foram testadas, destacando-se o NPR da CGC e o Montan Grout da MC Bauchemie, ambos com tempos de pega adequados e aprovados para uso em campo. Com efeito, os dois produtos foram aplicados durante a execução do projeto.

Figura 3. Mistura, preparo e determinação de *gel time* em laboratório.

3.3 Gel Time

Os critérios de aceitação para o tempo de gelificação variaram entre o NPR e o Montan Grout devido às diferenças nos processos de endurecimento. O NPR forma um gel rígido entre 2 a 3 minutos, enquanto o Montan Grout começa a gelificar imediatamente após a mistura, mantendo-se fluido e ganhando viscosidade gradualmente, resistindo à lavagem pelo fluxo de água subterrâneo após menos de 5 minutos.

3.2 Resistência a Compressão Simples

A resistência da calda foi restrita a uma faixa entre 0,75MPa e 1,5MPa com uma margem de desvio muito restrita:

Tabela 1. Faixa limite de variação das resistências da nata de pega rápida.

Faixa	Máximo Permitido
Até 0,50 MPa e acima de 2,00 MPa	10%
0,51 a 0,75 MPa e 1,51 a 2,00 MPa	20%

4 METODOLOGIA EXECUTIVA

4.1 Construção Típica

As etapas a seguir descrevem o procedimento executivo das colunas de brita injetadas:

4.1.1 Pré-furo

Devida à necessidade de melhoramento de solo sobretudo na região do solo de metadolomito fofo e no contato entre o solo e a rocha A metodologia executiva das colunas de brita injetadas neste projeto demandou da realização de pré-furos utilizando trados do tipo hélice contínua até o atingimento da rocha.

Além disso, durante a perfuração, informações críticas como coordenadas, profundidade, diâmetro e quaisquer anomalias ou interrupções foram registradas e informadas à fiscalização. Em situações onde as colunas de brita não atingiram a profundidade final prevista, foi necessário retomar o uso do pré-furo. Em áreas onde o avanço do pré-furo foi impedido por zonas impenetráveis, como o topo rochoso de metadolomito, procedeu-se com o preenchimento da rocha dolomítica por meio de vibrocompactação em etapas menores, criando uma base alargada para o preenchimento adequado do topo rochoso.

4.1.2 Posicionamento e Perfuração

A topografia deve marcar os pontos a serem executados de acordo com o projeto executivo. Os pontos marcados também devem ser encontrados nos desenhos de acompanhamento de execução através de sua

identificação própria, esses pontos devem ser marcados através da cravação de uma estaca de madeira no solo. Para formar uma coluna, o vibrador, acoplado ao seu tubo prolongador, é posicionado conforme a indicação topográfica. O sistema de vibração é iniciado e o vibrador é lentamente abaixado.

4.1.3 Descrição técnica das etapas de construção

4.1.4 Penetração no Solo

A ferramenta vibratória é introduzida no terreno até que alcance a nega ou a profundidade de projeto. Esta condição é aquela associada à máxima amperagem encontrada no gráfico e depende do tipo de vibrador utilizado.

O vibrador ultrapassa os estratos de solos de baixa resistência até a profundidade exigida no projeto executivo ou até a nega, auxiliado pelos mecanismos de vibração, pelo ar comprimido, pelo peso próprio da composição e pelo *pull-down* do equipamento.

O material é injetado no solo através da ponta do vibrador. O ar-comprimido com pressões de trabalho de pelo menos 0,5 kgf/cm² auxilia a injeção da brita e da nata de pega rápida;

4.1.5 Adição do Material

Com o auxílio de uma carregadeira, o material granular é despejado na caçamba elevatória do equipamento. Essa caçamba é elevada até a altura da tremonha, a brita é despejada e flui pelo tubo oval até alcançar o tubo de condução localizado no vibrador. Ao mesmo tempo, a nata de cimento e o componente acelerador de pega são preparados e bombeada para dentro do tubo de condução já na ponta inferior do vibrador. A brita e a nata de pega rápida são misturados momentos antes da saída da brita do vibrador e o início do processo de construção da coluna.

Figura 4 - Exemplo de equipamento - Vibrocat e central de mistura e injeção.

4.1.6 Vibrocompactação

Após alcançada a profundidade de projeto e/ou camada competente, o vibrador sobe e o material é injetado no solo. O vibrador é suspenso em etapas e o vazio criado pela sua subida é preenchido com o material da coluna. O vibrador, em seguida, penetra novamente no solo injetando o material e comprimindo-o radialmente no solo ao redor.

Este processo se provou necessário ser mais intenso na ponta da coluna, onde havia a ocorrência do metadolomito fofo e continuada com menor diâmetro até o topo. O diâmetro da coluna resultante depende da rigidez do solo ou densidade *in-situ* do solo ao redor (quanto menos competente for o solo, maior o diâmetro da coluna).

No caso da região entre o metadolomito fofo e a rocha dolomítica, os pés das colunas chegaram a tocar umas nas outras, tamanha a falta de resistência e frágil estrutura que compõe este solo.

O diâmetro da coluna construída pode ser estimado através do monitoramento do consumo de material durante a instalação. A compactação do solo é monitorada através da análise do repouso do vibrador

(perfuração do solo) e os picos de amperagem. Os picos informam de forma indireta a resistência de penetração e a compactação exercida no agregado, pelos movimentos de subida e descida.

A ferramenta de vibração é um longo e pesado tubo acoplado ao vibrador, que é movido por um motor elétrico. Portanto, a magnitude da amperagem atribuída ao motor elétrico indica a resistência que o vibrador encontra quando está penetrando no solo e quando alcança a nega durante a instalação da coluna.

4.1.7 Conclusão das colunas

Essas etapas de adição de material e compactação se repetem sucessivamente até que a coluna formada alcance a cota da superfície da plataforma de trabalho. Diferentemente de outras tecnologias testadas, a CBI – Coluna de Brita Injetada não evidenciou abatimento durante a fase construtiva.

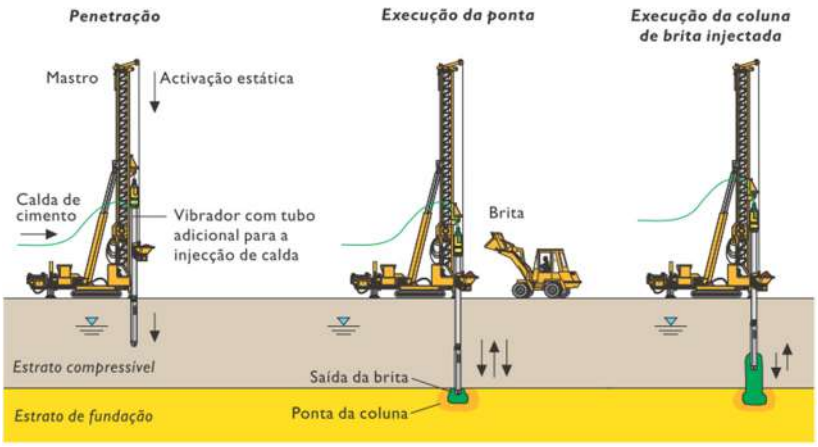


Figura 5 - Representação das etapas do processo executivo (cortesia: Tecnogeo Ground)

4.2 Processos de controle de qualidade e de execução

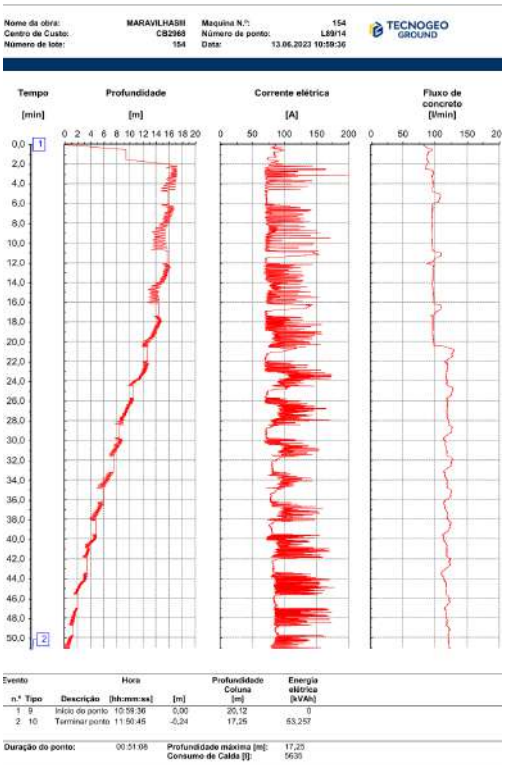


Figura 6 - Protocolo de registro gráfico

O monitoramento de instalação das colunas é realizado através de registro computadorizado automático, chamado M5. Este instrumento fornece um registro automático da execução, em forma de um protocolo gráfico de profundidade versus tempo, consumo elétrico (esforço de compactação) versus tempo e consumo de nata de cimento. A informação inclui:

- número de referência da coluna;
- data e hora da instalação;
- tempo necessário para a instalação;
- máxima profundidade atingida;
- esforço de compactação durante penetração e processo de compactação;
- Consumo de calda;

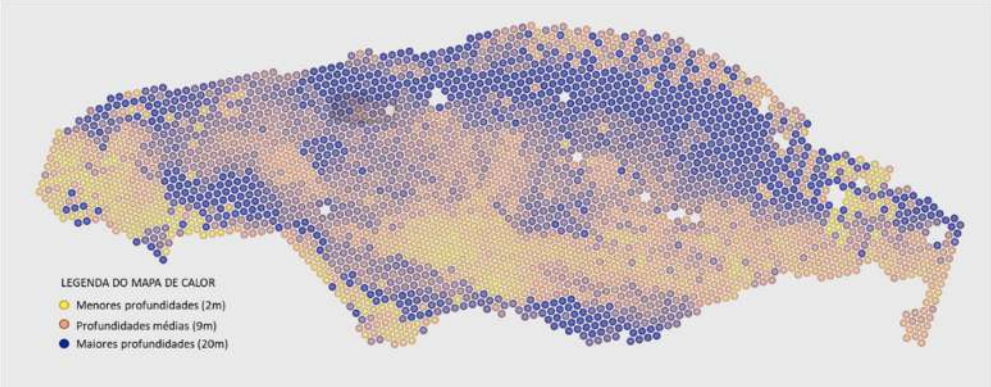
Estes protocolos gráficos registram de forma automática os dados advindos do processo de execução de cada coluna de granular. Estes protocolos são a certificação de qualidade de cada coluna executada.

5 RESULTADOS

Os dados obtidos através dos controles e garantia de qualidade da nata de pega rápida, apresentaram resultados muito melhores do que os estipulados em projeto. As resistências das natas de pega rápida se mantiveram surpreendentemente dentro dos limites mais rígidos do projeto.

O rígido controle do traço proporcionou grande consistência de resultados também na fluidez e exsudação das natas.

Sondagens posteriores e perfurações de injeções na rocha abaixo das colunas de brita evidenciaram que o alargamento do pé das colunas de brita criou uma camada de solo com propriedades completamente distintas do solo fofo de metadolomito original, viabilizando assim a impermeabilização das inclusões semirrígidas, evitando desta feita o fluxo ascendente através das colunas.



Faixa	Somatório	Valor máximo permitido
Até 0,50 MPa e acima de 2,00 MPa	2,36%	10%
0,51 a 0,75 MPa e 1,51 a 2,00 MPa	10,12%	20%

Figura 7 – Mapa de profundidade de instalação das colunas de brita injetadas e resultado das resistências da nata de pega rápida.

5 CONCLUSÕES

A técnica demonstrou ser não apenas viável, mas também a mais eficaz diante dos desafios impostos pelas condições geotécnicas do local.

As colunas de brita injetadas se destacaram como a solução ótima, superando as limitações do subsolo. A habilidade de controlar a rigidez das colunas, através do controle da resistência da calda, resultou em uma

barreira eficaz contra o fluxo interno de água, prevenindo o transporte de partículas e a consequente formação de vazios no subsolo. Essa abordagem não só promoveu o reforço desejado do solo, mas também possibilitou a construção segura do maciço final da barragem.

A versatilidade da técnica de colunas de brita injetadas se estende para além do contexto de mineração, desmistificando a resistência de sua aplicação em contextos de barramentos de rejeitos por conta de eventual restrição por acréscimo do potencial de liquefação. Sua aplicação pode ser adaptada para uma variedade de projetos de infraestrutura, como rodovias, ferrovias e pisos de galpões logísticos. A capacidade de ajustar a rigidez das colunas torna a técnica particularmente valiosa em condições de solos adversas, como argilas muito moles ou turfas, oferecendo uma solução menos flexível e mais confiável para o reforço de solo nestas condições. A velocidade construtiva e sua relação benefício-custo são diferenciais da tecnologia sem contar a baixa pegada de emissão carbono por incorporar materiais granulares naturais.

Outro aspecto inovador deste projeto é a implementação de uma prova de carga planejada sobre o conjunto de colunas. Este teste será crucial para um entendimento mais aprofundado do comportamento do compósito de solo reforçado. Os resultados esperados da prova de carga têm o potencial de provocar estudos futuros e fomentar o desenvolvimento de novas abordagens das técnicas de reforço de solo.

A técnica de colunas de brita injetadas com nata de pega rápida provou ser uma solução robusta e adaptável para o reforço de fundações em condições geotécnicas complexas. O sucesso deste projeto não apenas atesta a eficácia da técnica, mas também serve como um marco para a engenharia geotécnica, expandindo as possibilidades de aplicação e promovendo inovações na área.

Este estudo reforça a importância de soluções customizadas e bem fundamentadas, que considerem as características únicas de cada local e as demandas específicas de cada projeto. A continuidade da pesquisa e inovação é essencial para avançar na prática da geotecnia e garantir a segurança e a estabilidade das estruturas suportadas por solos reforçados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. S. S.; Marques, M. E. S. (2010). Aterro Sobre Solos Moles Projeto e Desempenho, Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

Balaam, N.P.; Booker, J.R. (1981). *Analisys of rigid rafts supported by granular piles. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geotechnics*, vol. 5379-403.

Barksdale, R. D.; Bachus, R.C. (1983). *Design and construction of stone columns*. Report n° FHWA/RD-83/026, National, Technical Information Service, Springfield, Virginia, USA.

Barron, R.A. (1948). *Consolidation of fine-grained soils by drains wells. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, v.73, n.6, p.811-835.

European Standard (EN 14731:2005). *Execution of special geotechnical works – Ground treatment by deep vibration;*

Geotechnical Engineering Handbook (2001) - Volume 1: 6th Edition.

Geotechnical Engineering Handbook (2008) - Volume 2: 7th Edition.

Han, J. (2010). Consolidation settlement of stone columns reinforced foundation in soft soils. In: New Techniques on soft soils. Almeida, M (Ed.). Oficina de Textos, p. 167-177, São Paulo, Brasil.

Kirsch, F. (2010), *Ground improvement by deep vibration methods*;

Kirsch, K. and BELL, A., (2012), *Ground Improvement, Third Edition*;

Ludemann, S. M. et al. (2020) Pátio sobre Solos Moles Tratados com Colunas de Brita. COBRAMSEG, Campinas, SP, Brasil.

Priebe, H. (1995) - *The Design of Vibro Replacement,* Ground Engineering

Souza, Giana L. A. et alii (2016). Projeto e controle de execução de reforço de solos moles utilizando colunas de material granular: experiência com a implantação de um grande empreendimento rodoviário. COBRAMSEG, Belo Horizonte, MG, Brasil.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/79

Metodologias de Análise de Riscos: Análise Comparativa e Associativa entre FMEA, Bow Tie, Árvore de Eventos e Falhas

Ana Caroline Águido
Engenheira Ambiental, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, ana.aguido@gwsengenharia.com.br

Lucas Brasil
Engenheiro Civil, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, lucas.brasil@gwsengenharia.com.br

Mariana Costa
Engenheira Civil, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, mariana.costa@gwsengenharia.com.br

Robert Nagai
Engenheiro Civil, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, robert.nagai@gwsengenharia.com.br

Henrique Nogueira
Engenheiro Civil, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, henrique.nogueira@gwsengenharia.com.br

RESUMO: A Resolução nº 95/2022, complementada pela resolução nº 130/2023, ambas publicadas pela Agência Nacional de Mineração (ANM), estabelece a necessidade de implantação do Processo de Gestão de Riscos para Barragens de Mineração (PGRBM) para barragens classificadas com Dano Potencial Associado (DPA) Alto. No PGRBM deverá conter a identificação, análise, avaliação e classificação dos riscos em Aceitável, ALARP (Tão Baixo como Razoavelmente Exequível) e Inaceitável a partir da utilização de metodologias reconhecidas nacionalmente e internacionalmente. Nesse contexto, serão discutidas três metodologias que podem ser utilizadas para análise de riscos geotécnicos e hidrotécnicos, sendo elas o FMEA (*Failure Mode and Effect Analysis*), em português "Análise de Modos de Falha e seus Efeitos", *Bow Tie* e Árvore de Eventos associada à Árvore de Falhas. Essas metodologias podem ser aplicadas de forma isolada ou, até mesmo, podem ser realizadas análises complementares com o auxílio de mais de uma metodologia. A análise FMEA pode ser complementada com a aplicação da Árvore de Eventos, a fim de qualificar numericamente a probabilidade de ocorrência de determinada causa. Ao passo que a análise *Bow Tie* pode ser realizada, de maneira adicional, para melhor qualificar os controles preventivos e mitigatórios existentes. Sendo assim, cada metodologia poderá ser aplicada em diferentes contextos e espaços temporais, a depender do objetivo de cada análise de risco. No presente artigo será realizada uma breve descrição das metodologias. Adicionalmente, é apresentada uma análise comparativa entre as três metodologias de análise de risco citadas, explorando as vantagens e desvantagens observadas para a qualificação de riscos geotécnicos e hidrotécnicos no contexto da mineração.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de Risco, FMEA, *Bow Tie*, Árvore de Eventos, Árvore de Falhas.

ABSTRACT: Resolution No. 95/2022, complemented by Resolution No. 130/2023, both published by the National Mining Agency (ANM), establishes the need to implement the Risk Management Process for Mining Dams (PGRBM) for dams classified as Potential Damage Associate (DPA) High. The PGRBM must contain the identification, analysis, evaluation and classification of risks into acceptable, ALARP (As Low as Reasonably Achievable) and unacceptable based on the use of nationally and internationally recognized methodologies. In this context, three methodologies that can be used to analyze geotechnical and hydrotechnical risks will be discussed, namely FMEA (Failure Mode and Effect Analysis), in Portuguese "Failure Mode Analysis and their Effects", Bow Tie and Tree of Events associated with the Fault Tree. These methodologies can be applied in isolation or even complementary analyzes can be carried out with the help of more than one methodology. The FMEA analysis can be complemented with the application of the Event Tree, in order to numerically qualify the probability of occurrence of a given cause. While the Bow Tie analysis can be carried out, in an additional way, to better qualify existing preventive and mitigating controls. Therefore,

each methodology can be applied in different contexts and time frames, depending on the objective of each risk analysis. This article will provide a brief description of the methodologies. Additionally, a comparative analysis is presented between the three risk analysis methodologies mentioned, exploring the advantages and disadvantages observed for the qualification of geotechnical and hydrotechnical risks in the context of mining.

KEYWORDS: Risk Analysis, FMEA, Bow Tie, Event Tree, Fault Tree.

1 INTRODUÇÃO

A gestão de riscos é uma ferramenta fundamental que pode ser empregada nas ações de prevenção da ocorrência de um evento indesejado, devendo ser eficaz na predição e sempre atualizada de acordo com as análises e cenários avaliados. De acordo Ladeira (2007) *apud* Gomes *et al*. (2005), o processo de avaliação do risco deve ser iniciado com o estudo dos modos de falhas para estimar as probabilidades e consequências associadas a cada uma das ameaças identificadas.

A implementação de análises de riscos é indicada pelo Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos – GISTM (ICMM, 2020), bem como no Processo de Gestão de Riscos para Barragens de Mineração (PGRBM), implementado pela Resolução ANM n° 95/2022 (promulgada pela Resolução ANM n° 130/2023), sendo obrigatório para barragens de mineração que possuem Dano Potencial Associado (DPA) Alto.

De acordo com Melo (2014), as análises de riscos podem ser de natureza qualitativa, quantitativa e semiquantitativa. Nas análises qualitativas, é possível utilizar uma abordagem descritiva ou uma escala numérica para demonstrar a probabilidade de ocorrência de danos e a magnitude de suas potenciais consequências. Nas análises quantitativas, são utilizados valores numéricos para representar as consequências potenciais e suas probabilidades, permitindo observar a magnitude real das consequências no cenário em estudo com base nos dados apresentados. Já as análises semiquantitativas, também denominada como análise intermediária, considera-se uma abordagem conjunta (qualitativa e quantitativa), onde geralmente são empregados descritores verbais para traduzir valores de probabilidades atribuídas em valores numéricos.

Nesse contexto, serão apresentadas três metodologias que podem ser utilizadas para análise de riscos geotécnicos e hidrotécnicos, sendo elas o FMEA (*Failure Mode and Effect Analysis*), em português “Análise de Modos de Falha e seus Efeitos”, *Bow Tie* e Árvore de Eventos associada à Árvore de Falhas. Cada metodologia poder ser aplicada em diferentes contextos e espaços temporais, a depender do objetivo de cada análise de riscos.

No presente artigo será realizada uma análise comparativa entre as três metodologias de análise de risco citadas, explorando as principais vantagens e desvantagens, o que leva a indicações sobre a melhor aplicabilidade de cada método a depender do objetivo pretendido.

2 APLICABILIDADE DE ANÁLISE DE RISCOS

A elaboração de análise de riscos para estruturas geotécnicas, no contexto da mineração, está relacionada com a avaliação das condições de segurança das estruturas e do possível impacto de uma eventual ruptura hipotética a que o vale de jusante está sujeito e dos possíveis impactos sobre indivíduos, sociedade, órgãos reguladores e meio ambiente. Convém mencionar que o risco está presente em obras de engenharia já que, frequentemente, observa-se a dificuldade de se caracterizar e prever, com exatidão, o comportamento de certos materiais, associado às limitações, variações e incertezas das modelagens realizadas.

O processo de gerenciamento de riscos deve ser conduzido de forma sistemática, iterativa e colaborativa. Dessa forma, este processo consiste na identificação do que pode falhar, por quais razões, de que forma e, ainda, na determinação de possíveis causas com potencial para desencadear acontecimentos capazes de conduzir a incidentes e acidentes. De acordo com o ICOLD (2011), o risco pode ser definido como a possibilidade de acontecer algo, podendo ser definido como o produto da probabilidade pela consequência.

Hartford e Baecher (2004) afirmam que as análises de risco são úteis para a operação, a manutenção e a vigilância das barragens e reservatórios. Conforme apresentado por Melo (2014), salienta-se que a gestão de riscos associados a barragens pode ser considerada um grande avanço, em especial nas fases de operação e manutenção, por consistir nas bases de um programa estruturado de monitoramento e priorização das atividades de reparo e reabilitação dessas estruturas por parte dos empreendedores. Além disso, muitas vezes as decisões relativas à alocação de recursos de manutenção são tomadas pelos proprietários de barragens em

um ambiente não técnico, e a abordagem de risco é amplamente difundida e geralmente de fácil entendimento e aceitação pelos tomadores de decisão.

No processo de gestão de riscos, uma das etapas de grande relevância está associada a identificação dos potenciais mecanismos de falha da estrutura, tendo como enfoque a definição dos modos de falha críveis para as estruturas em análise.

A Figura 1 apresenta as etapas previstas na gestão de riscos em consonância com a NBR 31.000/2018 ("Gestão de riscos – Diretrizes"). De acordo com a referida norma, no processo de Gestão de Riscos as seguintes etapas devem ser consideradas: Estabelecimento do Contexto; Identificação de Riscos; Análise de Riscos; Avaliação de Riscos; Tratamento de Riscos; Monitoramento e Análise Crítica; Comunicação e Consulta.

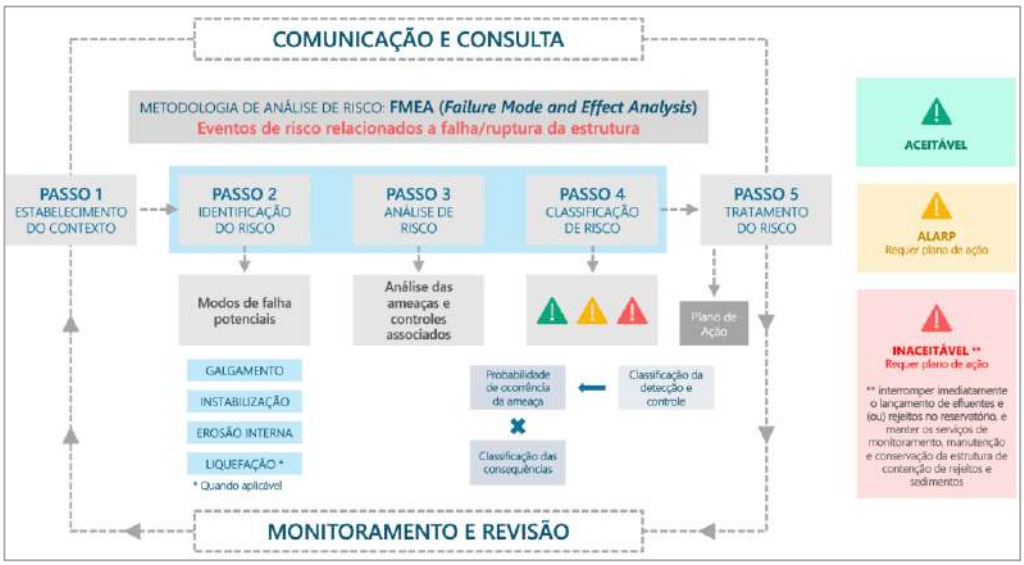


Figura 1. Etapas da Gestão de Riscos. Fonte: Adaptado da NBR 31.000/2018.

3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE DE RISCO

3.1 FMEA

A metodologia FMEA (do inglês *Failure Modes and Effects Analysis*) é uma ferramenta que permite a identificação e análise qualitativa de riscos associados a uma determinada falha, sendo realizada com base na identificação do risco de falhas e de suas consequências.

Esta metodologia possibilita o julgamento sistêmico para assegurar que todos os modos de falha possíveis e seus efeitos (consequências) sejam analisados. Além disso, possibilita a detecção do risco por meio dos controles em diferentes estágios de evolução do modo de falha (primeiro estágio, segundo estágio e estágio final). Em linhas gerais, a metodologia FMEA pode desenvolvida na seguinte sequência:

1. Levantamento e integração de todas as informações e estudos relevantes à construção e operação da estrutura (projeto, investigações, incidentes e acidentes ocorridos);
2. Definição do estágio do projeto avaliado: conceitual, básico, operação, descaracterização ou fechamento;
3. Os modos de falha identificados na estrutura em análise podem ser originados da ocorrência de: fenômenos naturais, processo físico ou biológico, deficiências na fase de construção, defeitos na qualidade dos materiais de construção, falhas operacionais, ação humana, entre outras;
4. Identificação dos efeitos de cada modo de falha sobre a estrutura, sobre o sistema em que está inserido e sobre o ecossistema em seu entorno;
5. Análise dos efeitos do modo de falha e capacidade de detecção dos controles com relação ao estágio de: impactos locais (primeiro estágio); impactos intermediários (segundo estágio) e impactos finais (estágio final);
6. Classificação dos controles de acordo com a eficácia;
7. Avaliação da probabilidade de ocorrência do evento;

8. Classificação das consequências/impacto de cada modo de falha de acordo com grau de severidade;
9. Elaboração da matriz de risco (podendo ser 6x6 ou 5x5, por exemplo) com a avaliação qualitativa da possibilidade de ocorrência *versus* a severidade das consequências/impactos do evento. A partir desta matriz, é estabelecida uma classificação de riscos em: Risco Aceitável, ALARP e Risco Inaceitável. A sigla ALARP, traduzida do inglês "*As low as reasonably practicable*", em português "tão baixo como razoavelmente exequível", representa a situação em que os esforços para a redução do risco devem ser contínuos até que o sacrifício adicional (em termos de custo-benefício, viabilidade técnica, tempo, esforço ou outro emprego de recursos) seja amplamente desproporcional à redução de risco adicional alcançado (Art. 2 - Resolução Nº. 95/2022, ANM);
10. Definição de controle e ações mitigadoras (podendo ser denominados de planos de ação) de maneira a diminuir a possibilidade dos modos de falha bem como de seus efeitos e severidade.

Para a análise FMEA é importante que seja definido para qual cenário está se avaliando a condição da estrutura geotécnica. De acordo com Lauriano (2009), é uma das metodologias mais utilizadas no Brasil, principalmente em barragens de rejeitos.

3.2 *BOW TIE*

A metodologia *Bow Tie* é uma abordagem centrada no evento crítico (ou evento topo), que inclui um diagrama de risco mostrando como várias ameaças podem resultar na perda de controle de um perigo e permitir que essa condição insegura se desenvolva em várias consequências indesejadas. Esta metodologia permite identificar os perigos e avaliar os riscos associados com uma visão geral clarificada dos cenários de acidentes, assim como a identificação de causa e efeito, tendo como ponto central o acontecimento crítico.

Dentre as vantagens da utilização do *Bow Tie* tem-se: o mapeamento de processos críticos; o mapeamento de atividades críticas e dos vários controles preventivos e mitigatórios para cada ameaça (barreiras); o levantamento e análise completa dos fatores de riscos, riscos e impactos; a estrutura lógica e de fácil entendimento, propiciando uma visão clara e objetiva dos principais riscos da organização; a larga abordagem, ou seja, pode ser utilizado para diversas disciplinas (Meio ambiente, Projetos, Financeiro, entre outros) e a investigação de ocorrências materiais, danos a pessoas e danos ambientais.

O diagrama, apresentado na Figura 2, apresenta o esquema das barreiras e controles de prevenção e mitigação existentes, as causas e consequências.

Figura 2. Diagrama da Metodologia *Bow Tie*. Adaptado de Santos (2023).

3.3 ÁRVORE DE EVENTOS ASSOCIADA À ÁRVORE DE FALHAS

A Árvore de Eventos (*Event Tree Analysis* - ETA) é uma técnica gráfica que apresenta uma sequência lógica utilizada para identificar possíveis resultados dada a ocorrência de um evento inicial, podendo ser aplicada tanto qualitativamente como quantitativamente. Nas sequências, em cada nó são representadas as ramificações, em que cada evento terá uma resposta "sim" ou "não", com sua probabilidade de ocorrência atribuída.

A Árvore de Falhas (*Fault Tree Analysis* – FTA) é uma técnica dedutiva utilizada para identificar e analisar os fatores que podem contribuir para um evento específico indesejado (chamado "evento de topo"), de maneira qualitativa ou quantitativa. Segundo Lima *et al* (2013) a análise da árvore de falhas pode ser qualitativa, quando se quer identificar as vulnerabilidades de um sistema ou individualizar os modos de falhas mais sensíveis, ou quantitativa, quando se quer avaliar a probabilidade de ocorrência de um evento indesejável e estimar a confiabilidade geral do sistema. O processo é iniciado com as consequências (ex: rupturas), tipicamente no topo do diagrama (evento topo), e progride em direção a um maior detalhamento das causas, localizadas na parte inferior do diagrama, de forma vertical. Além do evento topo, tem-se ainda os eventos primários, que não sofrem qualquer desenvolvimento na análise, ou seja, são assumidos independentes dos outros eventos e, se a análise em questão for quantitativa, a eles devem ser atribuídas probabilidades. Há também eventos intermediários, básicos (que não carecem maior desenvolvimento), condicionais (condições específicas ou restrições), entre outros (Lima *et al*, 2013).

Entre os eventos da FTA existem relações denominadas portas lógicas, em que a Porta "OU" indica que o evento ocorre se pelo menos um evento anterior/inferior ocorrer, e a Porta "E", em que o evento ocorre se todos os eventos anteriores/inferiores ocorrer. Para ambas as metodologias, ETA e FTA, podem ser utilizadas as fórmulas de cálculo de Probabilidade da Álgebra Booleana, apresentadas a seguir:

Para o operador lógico "E", utiliza-se a Equação 1:

$$P = P_1 \times P_2 \times \ldots \times P_n \tag{1}$$

Para o operador lógico "OU", utiliza-se a Equação 2:

$$P = 1 - [(1 - P_1) \times (1 - P_2) \times \ldots \times (1 - P_n)] \tag{2}$$

A Figura 3 apresenta um modelo esquemático com a sequência lógica de uma árvore de eventos e a Figura 4 apresenta um modelo esquemático da árvore de falhas.

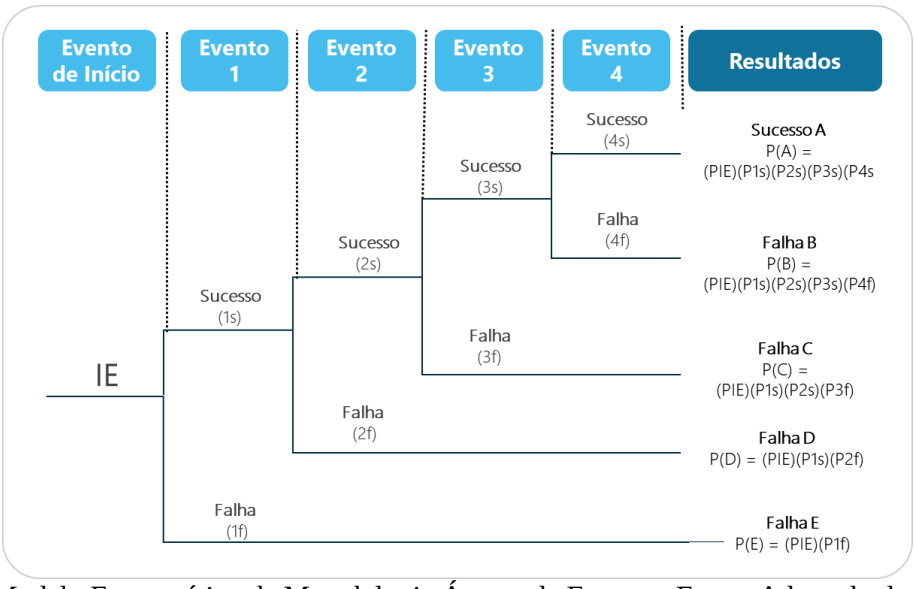


Figura 3. Modelo Esquemático da Metodologia Árvore de Eventos. Fonte: Adaptado de Hartford e Baecher (2004).

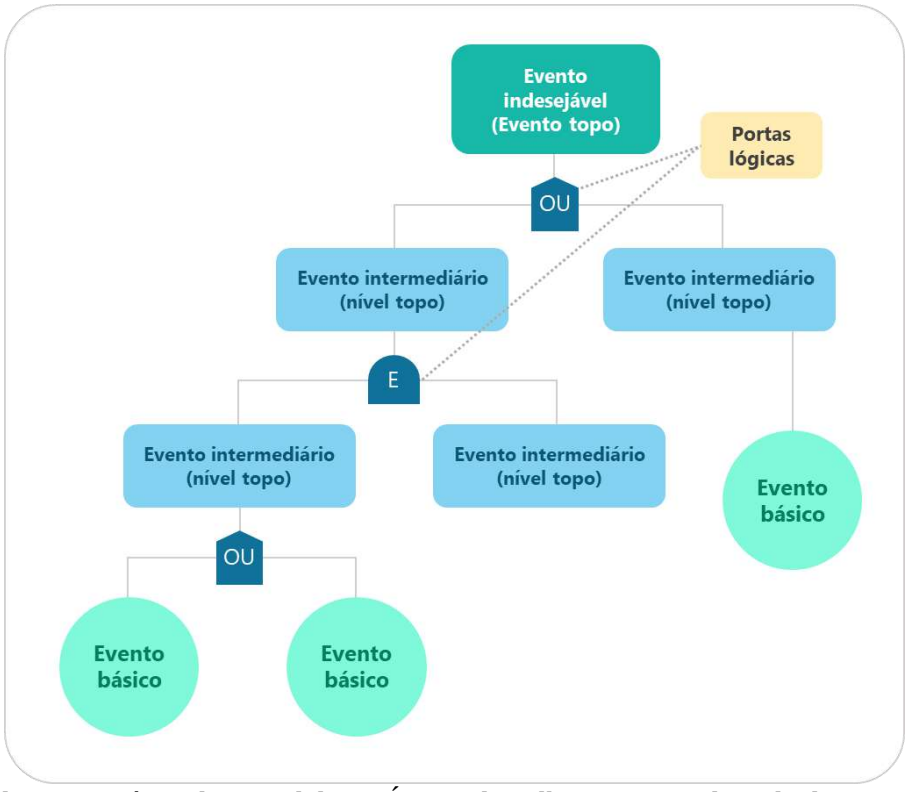


Figura 4. Modelo Esquemático da Metodologia Árvore de Falhas. Fonte: Adaptado de NASA (2002).

Destaca-se que, na metodologia Árvore de Eventos, a definição dos valores de probabilidade em cada nó pode ser realizada a partir de descritores verbais, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Probabilidade Equivalente para Descrição Verbal. Fonte: Baseada em Vick (1997), Licthentein & Newman (1967) *apud* Baecher & Christian (2003).

Descrição Verbal	**Probabilidade Equivalente**
Virtualmente impossível	0,01
Pouco provável	0,15
Neutro (Não se tem informações sobre as chances de o evento ocorrer ou as chances de ocorrência são iguais)	0,50
Bastante provável	0,70
Mais provável	0,85
Virtualmente certo	0,99

4 ANÁLISE DAS METODOLOGIAS APRESENTADAS

No presente item, será apresentada uma análise comparativa das metodologias de análise de riscos mencionadas neste artigo, elencando aspectos relacionados à sua aplicabilidade, bem como vantagens e desvantagens, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2. Análise comparativa e aplicabilidade das metodologias de análise de riscos

Método	Tipo de Análise	Vantagens	Desvantagens
FMEA	Qualitativa	• .Adequado para equipes multidisciplinares; • .A discretização e avaliação dos modos de falha são realizadas de acordo com a possível materialização dos eventos, levando em consideração o contexto em que a estrutura está inserida e os controles existentes. A materialização do modo de falha não necessariamente aborda o evento final associado à ruptura (no caso de análises de risco para barragens de rejeitos, por exemplo); • .Propicia boas discussões.	• Pode exigir um investimento significativo de tempo e recursos para conduzir uma análise detalhada. Subjetividade na definição das probabilidades e dificuldade em priorizar os riscos avaliados; • Dependente da experiência dos membros da equipe nomeada e da qualidade das informações disponíveis.
BOW TIE	Qualitativa	• .Foco na avaliação dos controles existentes/barreiras, que possam prevenir a ocorrência do evento central (evento topo) ou mitigar suas consequências; • .As causas e consequências adversas de um evento podem ser ilustradas em conjunto; • .Estruturação lógica e de fácil entendimento, propiciando uma visão clara e objetiva dos riscos.	• Nem sempre é adequado para todos os tipos de eventos adversos, podendo ser mais eficaz em cenários específicos - com um evento topo definido e único.
FTA e ETA	Qualitativa; Quantitativa	• .Fornece uma representação visual das possíveis causas de um evento adverso, o que facilita a compreensão e a comunicação entre as partes interessadas. • .Possibilita uma análise com maior nível de detalhe a partir da definição numérica da probabilidade associada a um determinado risco.	• Se aplicada em diversos modos de falha, pode ser difícil capturar e avaliar todas as interações entre as falhas potenciais, limitando a eficácia da análise.

5 CONCLUSÃO

Neste artigo, foram apresentadas metodologias de análises de riscos que podem ser aplicadas na avaliação e gestão de riscos geotécnicos e hidrotécnicos aplicados a barragens de mineração e pilhas de rejeito e/ou estéril. O processo de avaliação de riscos é de suma importância e aponta diretrizes para alcançar o menor nível de risco possível para fases diversas do contexto da estrutura em análise, seja na condição de projeto, operação, descaracterização ou fechamento.

Análises de riscos possibilitam a identificação sistemática de modos potenciais de falha críveis para as estruturas de análise, além de auxiliar na identificação de lacunas existentes no que diz respeito aos estudos e documentação disponíveis para a estrutura, visando estabelecer uma base sólida para tomada de decisão e definição de estratégia, além de priorizar mediadas para redução e/ou mitigação dos riscos. Um dos produtos da análise de riscos está relacionado a definição de ações a serem aplicadas na operação e manutenção dos processos da estrutura geotécnica avaliada, com o intuito de reduzir a probabilidade dos possíveis riscos, bem como minimizar possíveis impactos resultantes da materialização de falha da estrutura geotécnica.

Como pontos de destaque das metodologias apresentadas, a metodologia FMEA possibilita mapear o estágio da evolução do modo de falha, sendo possível identificar em qual fase a materialização dos efeitos é mais provável (1º - Efeitos/Impactos Locais, 2° - Intermediários ou 3° - Finais), quais os efeitos associados e quais ações preventivas e corretivas podem ser tomadas. A metodologia *Bow Tie* fornece uma visão compacta

do modo de falha, associada a fácil compreensão dos cenários de eventos relevantes que podem se materializar em um determinado contexto, tendo como destaque o modelo mental baseado em controles (preventivos e mitigatórios). A Árvore de Falhas permite analisar a probabilidade de ocorrência das causas de um dado evento (de maneira quantitativa) e a Árvore de Eventos possibilita avaliar as consequências associadas à ocorrência deste evento. Essas metodologias podem ser aplicadas de forma isolada ou, até mesmo, podem ser realizadas análises complementares com o auxílio de mais de uma metodologia. A escolha da metodologia a ser aplicada requer análise crítica a respeito das ameaças que serão avaliadas e do objetivo da análise, permitindo melhor abordagem e síntese dos resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração (2022). *Resolução N° 95, de 7 de fevereiro de 2022*. MME - Ministério de Minas e Energia. Brasília.

Agência Nacional de Mineração (2023). *Resolução N° 130, de 24 fevereiro de 2023*. MME - Ministério de Minas e Energia. Brasília.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). *NBR ISO 31000. Gestão de Riscos - Diretrizes*. Rio de Janeiro.

Baecher, G.B., Christian, J.T. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. West Sussex, England, 619 p.

Hartford, D.N.D., Baecher G.B. (2004). *Risk and uncertainty in dam safety*. CEA Technologies Dam Safety Interest Group. ISBN 0 7277 3270 6, London, England, Thomas Telford Publishing, 391 p.

ICMM, UN, PRI, (2020) – *Global Industry Standard on Tailings Management* – GISTM.

ICOLD (2011). *Improving tailings dam safety: critical aspects of management, design, operation and closure*. International Commission on Large Dams. Paris, 180 p. (Bulletin, 139).

Ladeira, J.E.R. (2007). *Avaliação de segurança em Barragem de Terra sob o cenário de Erosão Tubular regressiva, por métodos probabilísticos. O Caso UHE – São Simão.* Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 210 p.

Lauriano, A.W. (2009). *Estudo de ruptura da Barragem de Funil: comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS*. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 251f.

Lima, F.N., Naghettini, M., Espósito, T. (2013). *Aplicação do Método da Árvore de Falhas (FTA) para Avaliação da Probabilidade de Falha das Comportas do Vertedouro de uma Barragem*. In: XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Bento Gonçalves, Rio Grande do Sul.

Melo, A.V. (2014). *Análises de risco aplicadas a barragens de terra e enrocamento: estudo de caso de barragens da CEMIG GT*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 244 f.

NASA (2002). *Fault Tree Hadbook with Aerospace Aplications*. Versão 1.1. Agosto. NASA Office of Safety and Mission Assurance. Washington, DC.

Santos, C.H. *Nova NR 01 - Análise De Riscos Diagrama Bow Tie – Templete*. Disponível em: <https://hotmart.com/pt-br/marketplace/produtos/analise-de-riscos-diagrama-bow-tie-templete-conforme-nr-01-iso-31000-2018/I57424665R>. Acesso em: 21 mar. 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/80

Modelação em MEF do Processo de Alteamento de uma Instalação de Rejeitados Considerando Cenários Distintos de Parametrização da Resistência e Dissipação de Poropressões

Bernardo Vasconcelos
Ex-Mestrando de Engenharia Civil (com especialização em Geotecnia) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, TPF Consultores, Porto, Portugal, bernardojpvasconcelos@gmail.com

António Viana da Fonseca
CONSTRUCT-GEO, Universidade do Porto (FEUP), Porto, Portugal, viana@fe.up.pt

Gonçalo Tavares
TPF Consultores, Lisboa, Portugal, goncalo.tavares@tpf.pt

RESUMO:
A mineração tem-se revelado, ao longo da história da Humanidade, uma atividade fundamental no desenvolvimento e na manutenção do funcionamento da sociedade. Aproveitados os produtos de principal valor comercial, resta, do processo que levou à sua obtenção, quantidades volumosas de subprodutos não aproveitáveis – os rejeitados. O volume de rejeitados gerado exige a sua cuidada e planeada deposição, com recurso a estruturas e/ou técnicas geotécnicas, tipicamente barragens ou pilhas, de enorme suscetibilidade à liquefação. O comportamento do material pode ser definido recorrendo a métodos constitutivos mais simples, como é o caso do Mohr-Coulomb, ou outros, como os que recorrem aos conceitos da Teoria dos Estados Críticos, procurando contemplar a perda súbita de resistência. Este trabalho foca-se na simulação numérica de uma secção de uma barragem de rejeitados, construída pelo método de montante, com recurso ao Método dos Elementos Finitos e ao modelo Mohr-Coulomb, em ambiente PLAXIS, avaliando e testando a influência de modos distintos de representação da resistência e da poropressão, e suas dissipação e evolução em profundidade, nos resultados e na aproximação à realidade, nomeadamente a ocorrência de liquefação. Com os modelos preconizados, foi possível concluir qual dos modos de parametrização e modelação conduzem a resultados mais coerentes e representativos.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitados, Barragem, Métodos dos Elementos Finitos, PLAXIS, Poropressão, Dissipação.

ABSTRACT: Throughout the history of Humanity, mining has proved to be a fundamental activity in the development and maintenance of the society. Once the products of main commercial value have been exploited, large quantities of unusable sub-products are left over from the production process - tailings. The volume of tailings generated requires its careful and planned placement in geotechnical structures, typically dams or dry stacks, which are highly susceptible to liquefaction and demands specified geotechnical knowledge. The material's behaviour can be defined by simple constitutive methods, for example Mohr-Coulomb, or others, such as those based in the Critical State Theory concepts, seeking to take into account the rapid strength loss. This work focuses on the numerical simulation of a tailings dam section, built using the upstream method, with the help of the Finite Elements Method and the Mohr-Coulomb model in PLAXIS, in order to evaluate and to test the influence of distinct ways of modelling strength and poropressure and its dissipation and evolution in depth on the results precision, namely the occurrence of liquefaction. The taken models allowed to conclude which of the parameterisation and modelling methods lead to the most coherent and representative outputs.

KEYWORDS: Taillings, Dam, Finite Elements Method, PLAXIS, Porepressure, Dissipation.

1 INTRODUÇÃO

Desde a construção de ferramentas, nos primórdios da Humanidade e na atualidade, passando pela criação de bens de luxo de ourivesaria até à tecnologia informática e à transição digital, essencial para o progresso e desenvolvimento da sociedade global, a mineração desempenha um papel central na gestão e nas atividades económicas dos países, representando em boa parte a riqueza de cada potência. Da mineração extraem-se matérias de alto valor – o minério –, mas também grandes volumes de material economicamente inaproveitável, como é caso do escombro, resultante da lavra e que poderá servir o enchimento das galerias quando encerradas (Russo, 2007), e dos rejeitados, advindos do processo de beneficiação do minério, começando com a britagem e terminando com a concentração, requerendo grandes quantidades de água, ver Luz e Lins (2018).

Os rejeitados, não podendo ser vertidos no meio ambiente devido às suas propriedades químicas, devem ser depositados em estruturas geotécnicas, designadamente barragens e pilhas de rejeitados. O elevado teor de água dos rejeitados, variável consoante as propriedades do minério e consequente processo de beneficiação e a existência ou não de processos de pós desaguamento e espessamento do material, representa um desafio para a estabilidade destas grandes estruturas. Os rejeitados têm tipicamente propriedades distintas das observadas em solos naturais (Vick, 1983), constituindo uma espécie de solo siltoso solto, de peso volúmico elevado, suscetível à liquefação.

As barragens de rejeitados podem ter configurações espaciais e temporais diversas. No caso da construção de um só dique definitivo, aproxima-se à tecnologia das barragens de aterro comuns e a sua principal desvantagem é a necessidade de dispor de todo o material estrutural no início da sua construção, concentrando os custos no tempo (Vick, 1983). Há três técnicas de expansão que permitem diluir a construção ao longo do tempo (Figura 1), como é o caso do método de montante, o mais económico e por isso o mais utilizado, caracterizando-se por sucessivos alteamentos em direção ao interior do depósito, com diques de menor dimensão fundados no rejeitado já depositado, constituindo as barragens daquele tipo a maioria dos incidentes nestas estruturas (Rico et al., 2008). Outro destes métodos é, por oposição, o método de jusante, o mais dispendioso mas que procura assegurar maior estabilidade, fundando a expansão no terreno natural (Russo, 2007), com sucessivos aumentos do dique de partida em direção ao exterior do depósito. Resta mencionar o método de linha de centro, que combina a economia do primeiro e a estabilidade do segundo, fundando a expansão do dique de partida no terreno natural, por um lado, e nos rejeitados depositados, por outro (Albuquerque Filho, 2004).

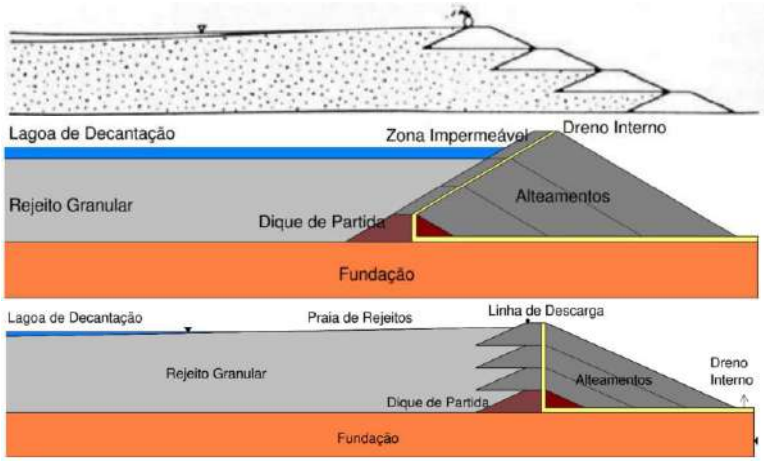


Figura 1. Diferentes Tipos de Alteamentos, adaptado de Vick (1983) e Albuquerque Filho (2004).

Os dados apresentados pela ICOLD (2011) mostram a vulnerabilidade destas estruturas, mais elevada que nas barragens de água. Uma parte considerável dos desafios estruturais das barragens de rejeitados prende-se pela sua passibilidade de ocorrência de rotura por liquefação, de acordo com Mogami e Kubo (1953) por anulação da tensão efetiva. De acordo com Viana da Fonseca (2012), o fenómeno de liquefação pode ser

originado por carregamentos cíclicos (liquefação cíclica) ou por carregamento rápido monotónico (liquefação estática), desencadeando uma diminuição súbita de resistência.

A simulação numérica entrega ferramentas que ajudam na avaliação da estabilidade e na previsão do comportamento dos materiais e de toda a estrutura das barragens de rejeitados, nomeadamente recorrendo ao Método dos Elementos Finitos, fundado na discretização de uma malha de elementos que obedecem a leis previamente definidas. Esta parametrização pode seguir vários modelos constitutivos, baseados em conceitos teóricos diversos, escolhidos visando a maior adequação do método à resolução do desafio geotécnico.

A Teoria dos Estados Críticos baseia-se na proximidade de cada partícula de material ao estado crítico (parâmetro de estado, ψ (Been, 1999)) – estado para o qual o solo tende quando solicitado, entrando em regime de fluído friccional com resistência residual (o material encontra-se liquefeito), Schofield e Wroth (1968). O volume de vazios crítico para cada estado de tensão caracteriza a Linha dos Estados Críticos (LEC), dividindo o espaço de tensão entre solos soltos, contrácteis, mais suscetíveis à liquefação e solos densos, dilatantes (Figura 2).

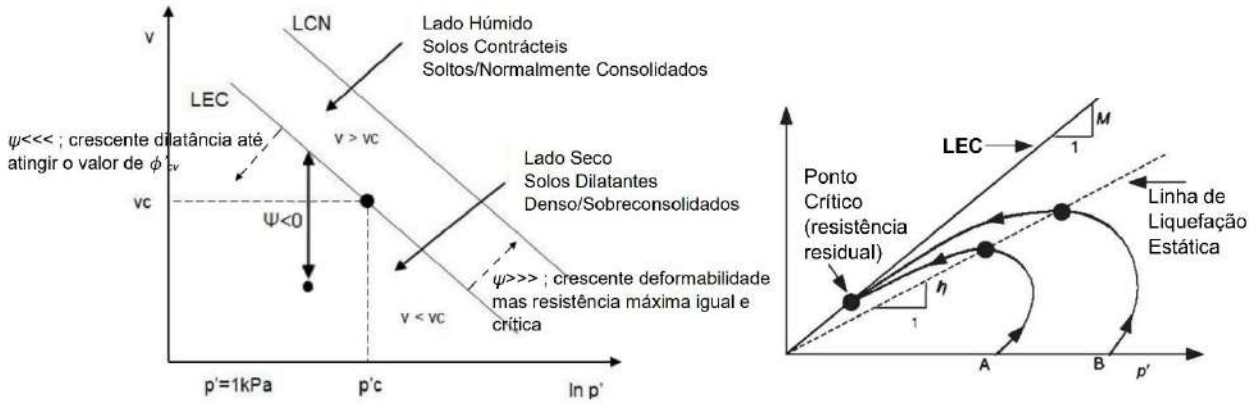


Figura 2. Estado dos Solos (adaptado de Maranha das Neves, 2016, e de Carneiro, 2021), Linha de Liquefação (Been and Jefferies, 2004).

O modelo teórico de Mohr-Coulomb, simples porém útil e informativo, baseia-se no pressuposto de um comportamento elástico (com módulo de Young, E, constante) perfeitamente plástico (deformação a volume constante), delimitando os estados possíveis dos impossíveis ou instáveis através da envolvente de rotura, definida pelo ângulo de atrito efetivo a volume constante e pela coesão efetiva.

2 A BARRAGEM

A barragem sobre a qual o presente trabalho se debruça surgiu da necessidade de deposição de rejeitados oriundos da exploração de minério de cobre, zinco e chumbo, principalmente. A produção perdura há algumas décadas e não se espera que o seu término esteja próximo, como tal, a estrutura carrega consigo um vasto historial, em tudo fulcral para a compreensão do comportamento do material depositado, que deverá atingir dezenas de milhões de metros cúbicos. Como na maioria das estruturas deste género, pelas propriedades que compõem os rejeitados, pelo modo como é possível depositar e pela configuração estrutural, deve avaliar-se o comportamento do material e dos solos em vários estágios da sua expansão.

2.1 Histórico de Deposição e Expansão

Diferentes fases da produção impõem distintos modos de construção e deposição. No caso de estudo, iniciou-se a deposição após a construção de um dique – o dique de partida – nas zonas em que o terreno natural tem cota mais baixa, constituindo um depósito. A deposição nesta fase era submersa, com rejeitado em polpa, e por isso muito solto e com substancial suscetibilidade à liquefação. A primeira expansão deu-se no dique de

partida, onde este existia, com alteamentos para jusante, em três fases (três alteamentos) que duraram alguns anos.

Posteriormente, a deposição prosseguiu de modo emerso, até se revelar necessária uma nova expansão que permitisse não interromper a produção, havendo em cada instante volume disponível na barragem de rejeitados. Assim, iniciou-se um processo de deposição por células, construídas em escombro sobre o rejeitado, constituindo, desta forma, cada par de células, um pequeno reservatório. Atendendo ao fenómeno de perda súbita de resistência já mencionado, e dado o ritmo de produção, que impede uma demorada consolidação com dissipação dos excessos de poropressão, o material começou a sofrer um processo de espessamento, com perda benéfica de água (continuando, contudo, saturado). A deposição de rejeitado, em forma de espessado, traduz-se num aumento dos custos, mas permite um processo de alteamento mais estável, com comportamento material mais resistente e menos vulnerável à liquefação, bem como menor segregação na praia (criando uma pendente entre 1,5% e 2.5%), contrariamente ao que acontecia na deposição de polpa. O espessamento continuou, desde então, a integrar o processo que leva o rejeitado desde o fim do beneficiamento até à sua deposição na barragem.

Posteriormente, esgotada a capacidade do enchimento por células, procedeu-se a um alteamento por método de montante, com pequenos diques e subsequentes coberturas em escombro. O escombro do dique e a deposição ficariam então assentes em rejeitado já depositado, com sucessivos perímetros de escombro (dique e cobertura) em direção ao interior do depósito. É esperado que, aquando o encerramento da exploração, a barragem contemple 13 níveis de alteamentos a montante (Figura 3).

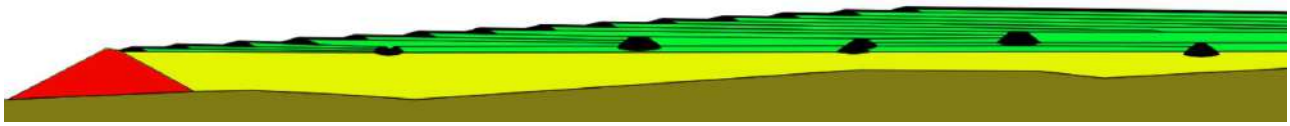


Figura 3. Secção da Barragem de Rejeitados em estudo. É possível verificar as três fases – deposição em polpa, por células e pelo método de montante.

2.2 Caracterização do Material e dos Solos

A secção de estudo é uma das maiores e mais desfavoráveis secções da barragem e, simultaneamente, representativa de todas as fases de expansão – começa pelo dique de partida, que suporta o rejeitado em polpa, progredindo em altura pelo método de montante, submergindo as células. O terreno natural, de comportamento drenado, com pendente tendencialmente para jusante, é bastante competente, como é possível observar no Quadro 1, de caracterização e parametrização dos materiais e solos da secção em questão (o quadro inclui previamente a indicação do modelo constitutivo usado na modelação).

Quadro 1. Parametrização dos Materiais da Barragem de Rejeitados

Material	Modelo	Drenagem	Peso Vol Sat [kN/m³]	E [kPa]	υ	c' [kPa]	ϕ [°]	$s_{u,ref}$ [kPa]	$s_{u,inc}$ [kPa/m]	$k_x = k_y$ [m/s]
Terreno Natural	MC	D	25	500E3	0,2	16,7	36	-	-	10^{-8}
Dique	MC	D	21,5	80E3	0,3	0	<11m -> 29 11m-22m -> 28 22m-44m -> 26	-	-	10^{-5}
Escombro	MC	D	21,5	80E3	0,3	0	28	-	-	10^{-5}
Pasta	MC	UD	23	50E3	0,4	-	27	0	2,62	10^{-7}
Polpa	MC	UD	23	20E3	0,4	-	27	0	2,096	10^{-8}

3 MODELAÇÃO

Como mostrado no quadro anterior, o modelo constitutivo utilizado para a representação de todos os materiais foi o Mohr-Coulomb. Importa lembrar que este modelo, por si só, não é capaz de reproduzir a transição para um comportamento friccional com resistência residual, após ultrapassada a resistência de pico e atingida a plastificação. Uma forma de atender idealmente a esta preocupação seria a atualização manual, faseada e localizada das propriedades do material (especificamente a resistência não drenada) na medida da evidência da sua plastificação – estado de pós cedência. Em vez disso, também poderiam ser adotados modelos avançados que preveem a integração deste fenómeno, como o NorSand, ou de modelos mais simples, como o Strain-Softning. Ainda assim, a estrita utilização do modelo Mohr-Coulomb permite, a par com a análise dos deslocamentos em cada fase, uma suficiente aproximação (para o propósito) ao comportamento dos rejeitados e do corpo da barragem.

O modo como são definidas a resistência e a dissipação das poropressões e a sua evolução em profundidade, que têm elevada influência na estabilidade, foi o foco deste trabalho. Além disto, a modelação exigiu o atendimento de algumas particularidades relacionadas com o software utilizado, PLAXIS, nomeadamente a definição de uma camada de ajuda numérica, de elevada resistência. Deste modo, evitou-se a interrupção do cálculo por motivos de deslocamentos elevados, aquando da simulação da colocação do escombro. Estes deslocamentos devem ser acautelados numericamente pois, na realidade, é um processo feito progressivamente e sobre a camada superficial de rejeitado, parcialmente sobreconsolidada. Não sendo este o objeto de estudo, o emprego de camada numérica resistente serviu o propósito do trabalho.

O ponto de partida da simulação utilizado, o estado inicial, em “Gravity Loading” (como é sugerível para casos de camadas não horizontais), foi a fase final da deposição em polpa, antes da deposição por células. As fases subsequentes, de alteamentos com diques em escombro, seguidos de deposição e então da construção das coberturas, também em escombro, foram cada uma divida em duas. A primeira subfase consiste no carregamento (por construção ou deposição), essencialmente em regime não drenado (“Plastic”), de modo instantâneo, originando excessos de poropressão; a segunda fase, por sua vez, visa atender ao ganho de resistência com o tempo, relacionado com a dissipação dos excessos de poropressão, sendo então ajustado um período para consolidação, de acordo com o ritmo real dos trabalhos. Contrariamente ao que possa parecer lógico, a substituição destas duas fases por uma de fluxo acoplado (“Fully Coupled”) não contribui para a maior precisão do modelo, mas, em vez disso, gera gradientes hidráulicos ascendentes que provocam o empolamento do material.

Para avaliar a influência do modo de definição do material e, por conseguinte, da distribuição e dissipação da poropressão e seus excessos, foram estabelecidos 3 cenários de parametrização. O primeiro cenário, mais simples, consistiu na caracterização dos rejeitados com evolução da resistência não drenada em profundidade, tendo como cota de referência a cota de deposição inicial (para cada camada); a imprecisão deste cenário consta na não atualização da mesma resistência com o estado de tensão efetivo, por exemplo nas zonas que ficariam submersas por camadas de rejeitado espessado de fases seguintes, não se traduzindo a dissipação dos excessos de poropressão num proporcional ganho de resistência. O segundo modelo procura contornar a dificuldade de, em ambiente PLAXIS, estabelecer interdependência da resistência não drenada com o estado de tensão efetivo; isto é feito pela definição da resistência segundo o tipo A, com indicação do ângulo de atrito, obrigando assim à sua evolução conforme o estado imposto pelos sucessivos alteamentos, acompanhados da subida do nível de água. O terceiro modelo (Figura 4), mais trabalhoso, consistiu em subdividir todas as camadas horizontais em camadas verticais cuja evolução do estado de tensão efetivo no tempo fosse semelhante, associando a resistência não drenada à cota de superfície em cada instante, alterando-a manualmente a cada fase em que fosse afetada.

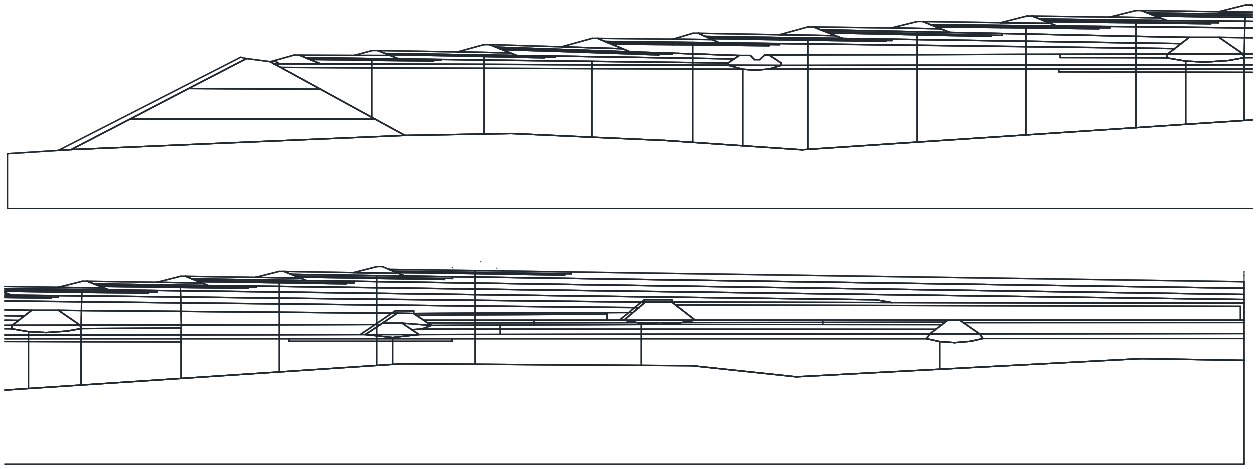


Figura 4. Divisão das Camadas da Secção segundo Diferentes Tensões Efetivas.

4 RESULTADOS

Como esperado, o primeiro cenário encerrou com uma rotura precoce, no momento do carregamento do oitavo dique, com a rotura localizada na interface polpa-rejeitado espessado (fator de segurança inferior a 1,0 e deslocamentos máximos na ordem dos 110 mm, que pode indicar liquefação), como é possível verificar na Figura 5. Isto sucede por se concentrarem pontos de baixa resistência na superfície da polpa, uma vez que foi referenciada à cota de superfície do estado inicial.

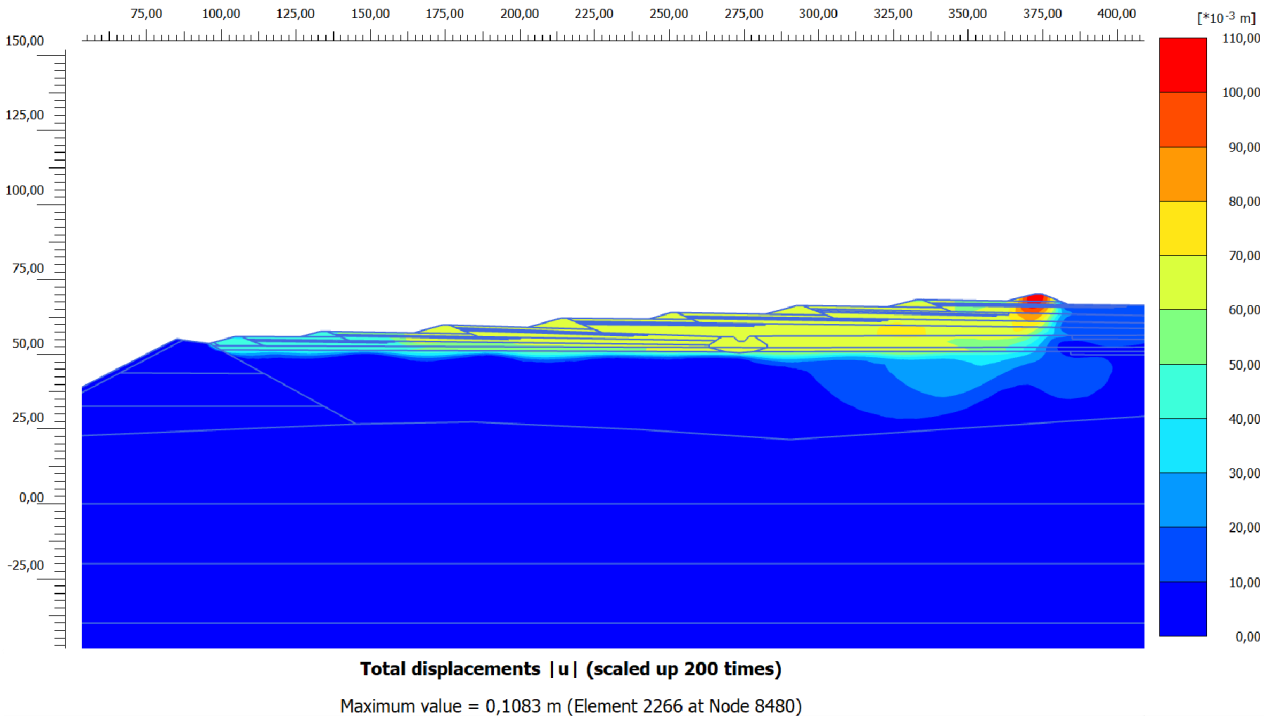


Figura 5. Deslocamentos Totais na Fase de Rotura para o modelo sem atualização da resistência não drenada com a tensão efetiva

Nos segundo e terceiro cenários os alteamentos foram sendo acomodados até à fase de encerramento, com estabilidade validada pelo cálculo numérico – fator de segurança de 1,38, para um mecanismo de rotura

na face jusante do dique de partida. Em ambos os cenários, quer a distribuição dos deslocamentos em profundidade e em planta, quer o valor máximo de deslocamentos (na ordem dos 3 cm) são muito idênticos, como pode ser visualizado na Figura 6.

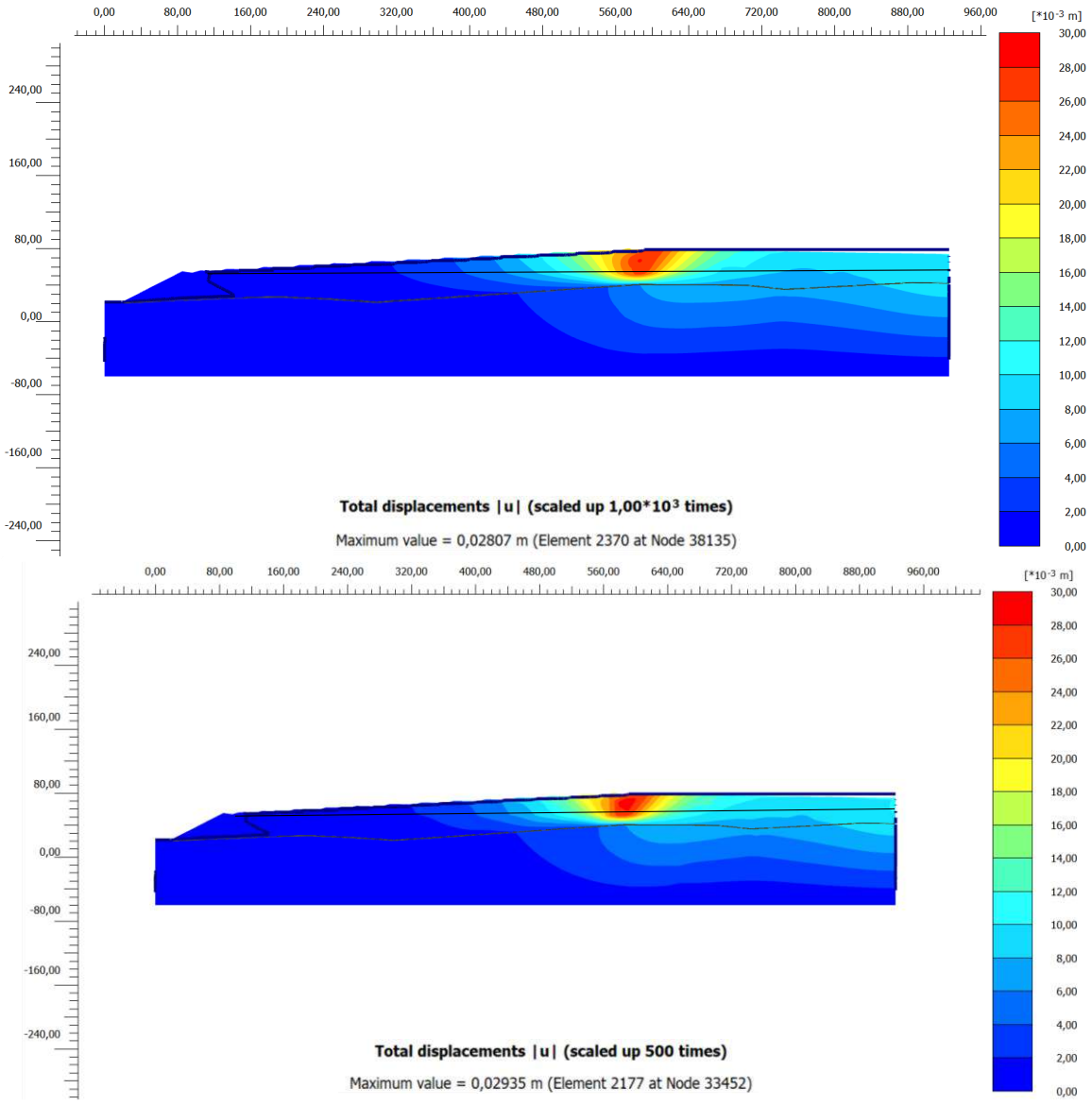


Figura 6. Deslocamentos na Análise da Fase de Encerramento da Secção da Barragem de Rejeitados para os modelos com atualização da resistência não drenada segundo a tensão efetiva pelo método não drenado tipo A (em cima) e pelo método de atualização manual da resistência (em baixo).

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho permite afirmar a importância da modelação na avaliação das condições de estabilidade das estruturas geotécnicas essenciais à prática da indústria mineira, porém, quando não dominadas as especificidades e o processo numérico, particulares para cada software e método utilizado, os cálculos podem induzir em erro, favorável ou negativamente. Os resultados obtidos respondem à proposição inicial, tendo sido obtidos dados convergentes que poderão indicar a coerência e a validade do modo de definição da resistência, dependente da dissipação dos excessos poropressão na fase de consolidação (cenários 2 e 3).

AGRADECIMENTOS

Um agradecimento a todos os que disponibilizaram os dados que serviram de base a este estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque Filho, L. H. (2004). *Avaliação do Comportamento Geotécnico de Barragens de Rejeitos de Minério De Ferro através de Ensaios de Piezocone*. Pós-Graduação, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto.

Been, K. (1999). *The critical state line and its application to soil liquefaction*. P. V. Lade, & J. A. Yamamuro, Physics and Mechanics of Soil Liquefaction, 1999, pp. 195- 204, Balkema, Rotterdam.

Carneiro, J. (2021). *Characterization of iron ore tailings and evaluation of the effect of compactation and confining pressures on its behaviour*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa.

ICOLD (International Commission on Large Dams) (2011). *Improving Tailings Dam Safety - Critical Aspects of Management, Design, Operation and Closure*. Institution of Civil Engineering, Paris.

Luz, A. B; Lins, F. A. F. (2010). Introdução ao Tratamento de Minérios. In *Tratamento de minérios*, pág. 3-20, CETEM/MCT, Rio de Janeiro.

Mogami T. & Kubo K. (1953). *The behaviour of soil during vibration*. Proceedings of the third international conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 1953, pág. 152- 155, Suíça.

Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A. R., Díez-Herrero, A., & Pereira, H. G. (2008). Reported tailings dam failures: a review of the European incidents in the worldwide context. *Journal of Hazardous Materials*, 22/julho/2007, pág. 847-852, CERENA - Centro de Recursos Naturais e Ambiente do IST, Lisboa.

Russo, F. (2007). *Comportamento de barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico: caracterização laboratorial e simulação numérica do processo construtivo*. Dissertação de doutoramento, Universidade de Brasília.

Schofield, A., Wroth, C. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. London.

Vasconcelos, B. (2023). *Aplicação De Modelos Constitutivos Baseados Na Mecânica Dos Estados Críticos Para Análise De Estabilidade De Barragens De Rejeitados*. Simulação Numérica Pelo Método De Elementos Finitos. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. https://hdl.handle.net/10216/151839

Viana da Fonseca, A. (2012). *Application of in situ testing in tailing dams, emphasis on liquefaction: case-history*. Workshop on Practical Applications in ISC'4. Geotechnical and Geophysical Site Characetrization, 1 (181-203), CRC, Taylor & Francis, London, UK.

Vick, S. G. (1983). *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. Wiley.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/81

Modelagem da Mancha de Inundação de Ruptura da Barragem Passagem das Traíras, Rio Grande do Norte

José Ailton da Costa Ferreira
Doutorando em Engenharia Ambiental, UEPB, Campina Grande, Brasil, frreirailton@gmail.com

Osvaldo de Freitas Neto
Professor Efetivo, UFRN, Natal, Brasil, osvaldo.neto@ufrn.br

Fagner Alexandre Nunes de França
Professor Efetivo, UFRN, Natal, Brasil, fagnerfranca@ufrn.br

RESUMO: Usualmente, a modelagem da onda de ruptura deriva de estudos de *Dam-Break* baseados em simulações hidrodinâmicas que utilizam modelos complexos. Entretanto, a escassez de informações precisas acerca dos parâmetros topográficos e hidrológicos da região, dificulta sua reprodução pelos órgãos governamentais responsáveis. O objetivo deste trabalho foi realizar a simulação da mancha de inundação de rompimento hipotético da barragem Passagem das Traíras, localizada no estado do Rio Grande do Norte, utilizando uma implementação em *Python* para estimar os potenciais impactos em seu vale de jusante. Os valores de entrada correspondentes às coordenadas geográficas, à altura e ao volume da barragem estudada foram utilizados para determinar o comprimento do rio a jusante do barramento. Em seguida, foi realizado o traçado do curso d'água com o auxílio do *software* QGIS para obter o perfil topográfico de cada seção transversal do talvegue, baseado no Modelo Digital de Elevação (MDE) e nos arquivos *shapefiles*. A partir da espacialização dos resultados, identificou-se que a superfície de inundação da barragem compreende residências, empreendimentos e rodovias localizados a jusante do barramento, a qual se estende até a zona urbana do município de Caicó/RN. Devido ao elevado potencial de provocar perdas de vidas humanas e aos impactos socioeconômicos e ambientais estimados, Passagem das Traíras foi classificada com Dano Potencial Associado (DPA) alto.

PALAVRAS-CHAVE: SIG, DPA, Dam-break, Impacto Potencial, Abordagem Simplificada.

ABSTRACT: Typically, rupture wave modeling stems from Dam-Break studies based on hydrodynamic simulations using complex models. However, the scarcity of precise information regarding the topographic and hydrological parameters of the region complicates its reproduction by government agencies.The objective of this work was to simulate the flood zone resulting from a hypothetical break of the Passagem das Traíras dam, located in the state of Rio Grande do Norte, using a Python implementation to estimate potential impacts downstream. Input values corresponding to geographic coordinates, height, and volume of the studied dam were used to determine the length of the river downstream. Subsequently, the watercourse was traced using QGIS software to obtain the topographic profile resulting from each cross-section of the valley, based on the Digital Elevation Model (DEM) and shapefiles. Through spatialization of the results, it was identified that the flood zone of the dam encompasses residences, developments, and highways located downstream, extending to the urban area of the municipality of Caicó/RN. Due to the high potential for loss of human lives and estimated socio-economic and environmental impacts in the downstream, Passagem das Traíras was classified with a high DPA (Dam Potential Assessment).

KEYWORDS: GIS, DPA, Dam-break, Potential Impact, Simplified Approach.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, a Lei Federal nº 12.334, de 20 setembro de 2010, atualizada pela Lei Federal 14.066, de 30 setembro de 2020, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), regulamenta as barragens designadas à

reservação de água, à disposição final ou provisória de rejeitos e ao acúmulo de resquícios industriais, com características aplicáveis a ela. Em contrapartida, apesar dos esforços para melhorar a segurança dessas estruturas, os recentes acidentes evidenciam falhas graves na gestão dos recursos e a ausência de itens essenciais à segurança e à manutenção do complexo, como os Plano de Segurança de Barragens (PSB) e Planos de Ação e Emergência (PAE).

De acordo com o Relatório de Segurança de Barragens (RSB), elaborado para o ano de 2022 (ANA, 2023), cerca de 58% das barragens cadastradas no SNISB não possuem classificação quanto ao Dano Potencial Associado (DPA). Porém, estima-se que o número de barragens existentes seja ainda superior a quantidade cadastrada no SNISB. Além disso, o nível de detalhamento dos eventos adversos reportados nos RSB pode estar diretamente relacionado à severidade dos danos associados e, casos menos evidenciados ou subnotificados, são negligenciados (Silva *et al.*, 2021).

Para estimar os prováveis impactos no vale de jusante decorrentes de acidentes, de qualquer natureza, é imprescindível realizar o mapeamento da mancha de inundação de ruptura das barragens para auxiliar na classificação do DPA e dar suporte às demais ações discriminadas no PAE, como definir as zonas de autosalvamento (ZAS), as zonas de segurança secundária (ZSS), os tempos de chegada para picos de onda e os locais críticos existentes (Brasil, 2022). Usualmente, o mapeamento da mancha de inundação de ruptura deriva de estudos de *Dam-Break*, baseados em simulações hidrológicas e hidrodinâmicas que utilizam modelos complexos, como o *Hydrologic Engineering Center – River Analysis System* (HEC-RAS) (ANA, 2014). Entretanto, a escassez de informações precisas, acerca dos parâmetros topográficos e hidrológicos da região, dificulta sua reprodução pelos agentes das entidades fiscais responsáveis por estes empreendimentos (Ferla, 2018; Petry *et al*., 2018; Rolo *et al*., 2022).

As abordagens simplificadas de modelagem da mancha de inundação realizam a previsão direta e propagam o hidrograma de vazão de ruptura no vale de jusante para simular a onda de ruptura, o que reduz a complexidade do problema sem perder significativamente a precisão dos resultados. O modelo simplificado desenvolvido pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA), apoiada pelo Banco Mundial e em parceria com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) de Portugal, consiste em uma simplificação das equações de Saint-Venant e em uma série de procedimentos para estimar o DPA das barragens (ANA, 2014; Melo, 2015; Petry *et al*., 2018).

Diversos pesquisadores propuseram abordagens simplificadas para obter as superfícies de inundação em caso de rompimento hipotético de barragens (Lima, 2023; Oliveira *et al*., 2021; Rolo *et al*., 2022; Rossi *et al*, 2021;). Rolo *et al*. (2022) desenvolveram uma implementação em *Python*, baseada na metodologia simplificada da ANA (2014), para modelar a onda de ruptura decorrente de rompimentos de barragens. Constatou-se que os resultados obtidos são suficientes para classificar as barragens em relação ao DPA, além de promover uma significativa redução do tempo de processamento e da interação com o usuário, com o uso de *softwares* livres e de código aberto.

Portanto, o objetivo desta pesquisa é determinar a superfície de inundação do rompimento hipotético da barragem Passagem das Traíras, localizada no estado do Rio Grande do Norte, com o auxílio da ferramenta desenvolvida por Rolo *et al*. (2022), a fim de estimar os prováveis impactos no vale de jusante e classificá-la quanto ao DPA.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A Figura 1 apresenta o fluxograma das etapas metodológicas realizadas para modelar a onda de ruptura de inundação da área de estudo e estimar os potenciais impactos no vale de jusante. São elas: 1) caracterização da área de estudo, 2) seleção e levantamento dos dados, 3) modelagem da onda de ruptura da barragem e 4) classificação quanto ao DPA.

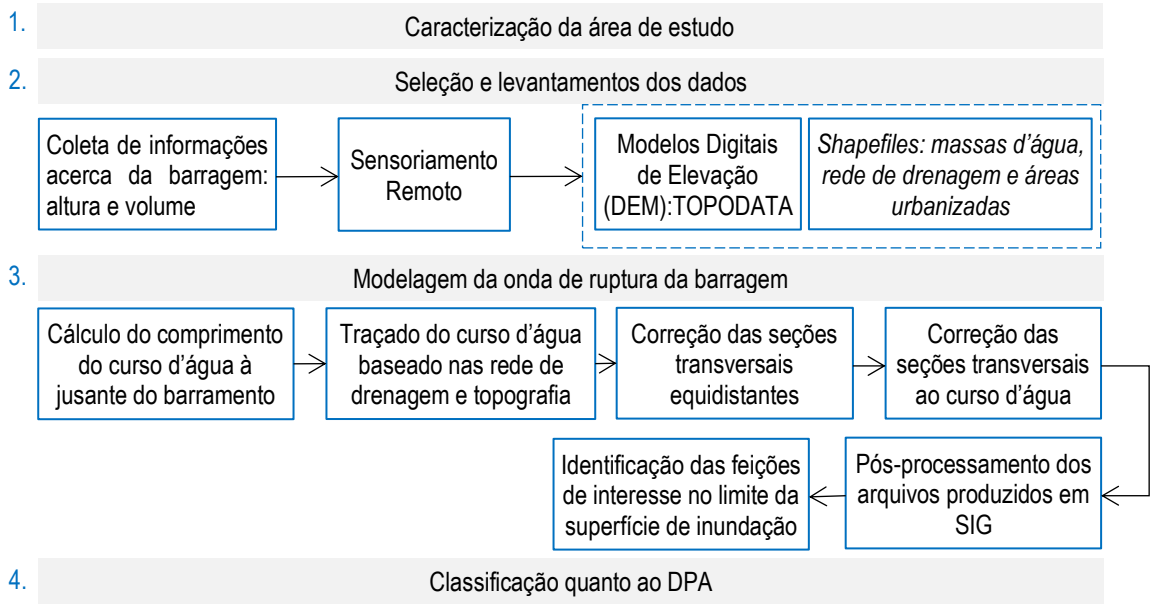


Figura 1. Fluxograma das etapas metodológicas realizadas para simular a mancha de inundação da barragem estudada.

2.1 Caracterização da área de estudo

A barragem Passagem das Traíras (Figura 2), localizada nos limites dos municípios São José do Seridó, Jardim do Seridó e Caicó, estado do Rio Grande do Norte, está inserida na bacia hidrográfica do rio Piranhas-Açu e intercepta o Rio Seridó. Seu barramento foi construído em 1994 pelo Departamento de Estradas e Rodagem do Rio Grande do Norte (DER/RN), do tipo concreto compactado a rolo (CCR), e possui 25,5 m de altura e capacidade máxima de reservação igual a 45,70 hm³ (ANA, 2023).

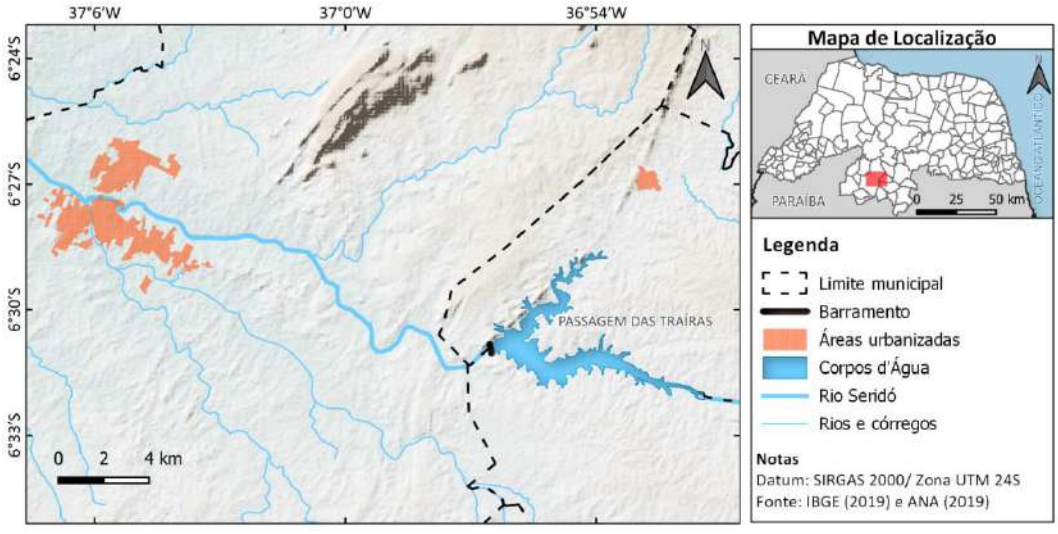


Figura 2. Localização da área de estudo.

O município de Caicó/RN também sofre influência do Rio Barra Nova, regulado pela barragem Itans, que corta a zona urbana na porção sudoeste. As diferentes feições geomorfológicas encontradas na bacia hidrográfica possuem como principal dinâmica a erosão diferencial, evidenciada através de maciços residuais em plena depressão sertaneja e em vales dissecados no planalto da Borborema (Rabelo; Araújo, 2019). Em relação aos aspectos climáticos, apresenta um clima semiárido, do tipo quente e seco, com altas taxas de evapotranspiração, que é influenciado pelos mecanismos meteorológicos do ENSO (El Niño Oscilação Sul) e

da Zona de Convergência Inter Tropical (ZCIT). A pluviosidade média anual correspondem a cerca de 700 mm, com alta variabilidade interanual, concentradas nos meses de fevereiro a abril (Diniz; Pereira; 2015).

As barragens Boqueirão, Caldeirão, Zangalheiras, Marechal Dutra e Açude Cruzeta contribuem efetivamente para a descarga dentro da Passagem das Traíras, que apresenta nível elevado de sua capacidade volumétrica ao longo dos anos de sua operação, com 20 vertimentos registrados pela Secretaria de Meio Ambiente e Recursos Hídricos do Estado do Rio Grande do Norte (SEMARH/RN) (2019).

2.2 Abordagem simplificada para modelar a onda de ruptura da barragem

2.1.1 Seleção e levantamento dos dados

As informações de altura, volume e localização do barramento foram coletadas a partir do SNISB. O Modelo Digital de Elevação (MDE) utilizado pertence ao projeto TOPODATA (Brasil, 2008), que possui dados refinados do *Shuttle Radar Topography Mission* (SRTM), com resolução espacial de 30 m. Para caracterizar o vale de jusante, foram obtidos os arquivos vetoriais de massas d'água, rede de drenagem, áreas urbanizadas e de unidades de conservação disponibilizados pela ANA e pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE).

2.1.1 Modelagem da onda de ruptura

A modelagem da onda de ruptura da barragem foi realizada com o auxílio da implementação em *Python* desenvolvida por Rolo *et al*. (2022). Esta aplicação computacional permite realizar a modelagem da superfície de inundação decorrentes rompimentos hipotéticos de forma automatizada, com auxílio de *softwares* livres e de código aberto, e com pouca interação do usuário.

A partir das informações acerca das características da barragem e de seu reservatório, especialmente a altura e o volume, a vazão máxima ao longo da área modelada foi estimada para calcular o comprimento do rio a jusante do barramento utilizado para obter a superfície de inundação. O traçado do rio com essa medida foi realizado manualmente e salvo em formato *Keyhole Markup Language* (KML). Quando foram identificadas feições de interesse além do comprimento obtido, o curso d'água foi extendido para compreendê-las.

Posteriormente, os arquivos *raster*, em formato *.tiff*, e KML foram importados para a interface gráfica do usuário, onde o curso d'água foi automaticamente suavizado e cortado transversalmente por 21 seções equidistantes (ANA, 2014). Quando necessário, as seções transversais resultantes foram exportadas para o QGIS, versão 3.3.22, e rotacionadas em torno do seu próprio eixo. Esta ação é necessária para evitar o cruzamento entre as linhas, desde que a localização do ponto médio da seção não fosse alterada, e conseguir uma maior precisão das áreas susceptíveis à inundação (ANA, 2014).

Por fim, os cálculos hidráulicos foram realizados sem a interação do autor e o modelo interativo tridimensional da superfície de inundação da barragem Passagem das Traíras foi salvo, em formato *shapefile*, para produzir o mapa da área potencialmente afeada.

2.1.1 Classificação da barragem quanto ao DPA

A partir dos resultados obtidos, foi analisada a existência de infraestruturas urbanas e rurais, permanentes e temporárias, bem como de povoados e áreas agrícolas, florestais e de proteção ambiental, compreendidas nos limites da superfície de inundação resultante para determinar o DPA da barragem Passagem das Traíras (Brasil, 2012; ANA, 2016)

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A extensão do curso d'água a jusante do barramento da Passagem das Traíras foi calculada com base nas suas características e de seu reservatório, sendo equivalente a 19,28 km. Apesar dessa medida ser o principal critério de parada para simular a onda de ruptura, o curso d'água foi estendido até o limite da zona urbana da cidade para compreender as estruturas de interesse que não eram alcançadas inicialmente pelo traçado, pois esse valor é uma métrica estimada com base em parâmetros empíricos (ANA, 2014). Os mapas

das Figuras 3a e 3b apresentam as estruturas de interesse existentes no limite da superfície de inundação de rompimento hipotético da barragem para estimar os impactos socioeconômicos e ambientais no vale de jusante.

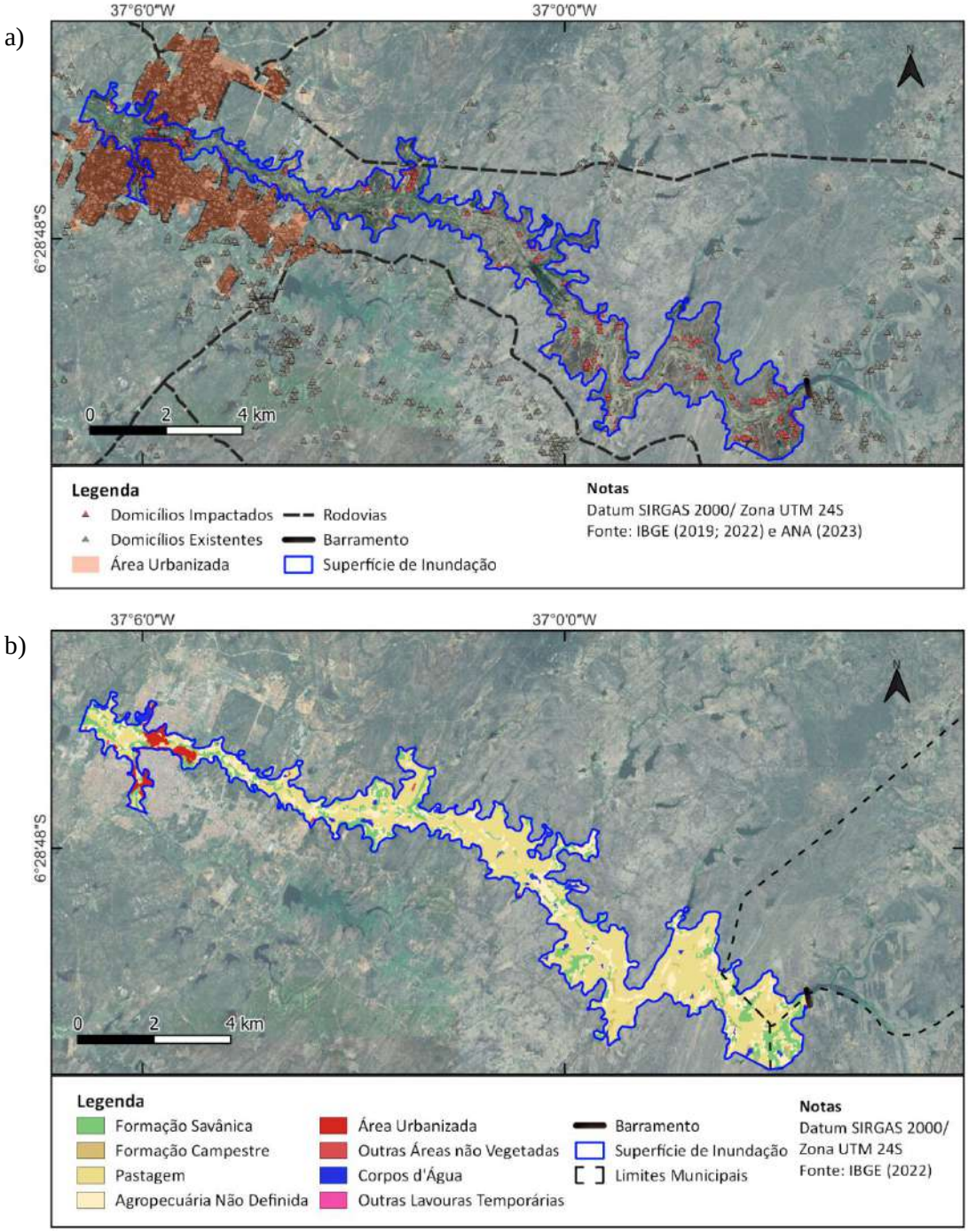


Figura 3. Identificação de feições de interesse compreendidas no limite da superfície de inundação de ruptura de Passagem das Traíras: a) Infraestruturas existentes e b) uso e ocupação do solo.

Na Figura 3a, observa-se que a onda de ruptura atinge residências isoladas e estabelecimentos agropecuários e de ensino situados imediatamente a jusante do barramento, e se estende até a zona urbana do município de Caicó/RN. No caso da ruptura do seu reservatório com cota máxima da capacidade de acumulação de água, estima-se que 1.500 domicílios urbanos e rurais seriam atingidos, além de rodovias e demais infraestruturas existentes nos limites da superfície de inundação. Em relação ao uso e ocupação do solo, na Figura 3b observa-se que a maior parcela das áreas inundadas corresponde às áreas de pastagem, agricultura e não vegetadas, bem como parte da zona urbana próxima ao leito do Rio Seridó, que totalizam

mais de 25 km². Ressalta-se que a bacia do Rio Seridó possui relevo com declividade acentuada, e, em casos de rompimento, pode provocar maior escoamento em uma onda de cheia e tempo de resposta baixo, devido ao grande volume liberado no vale de jusante.

A Figura 4 apresenta os setores censitários urbanos impactados pela onda de ruptura simulada para a barragem Passagem das Traíras. As áreas em destaque (1, 2, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 25, 22, 23, 29, 30, 31, 32, 51, 52, 59, 63) correspondem aos setores censitários que possuem a maior densidade demográfica e são parcialmente atingidos, que representam um montante de aproximadamente 14.000 habitantes. Contudo, observa-se que as áreas diretamente afetadas estão majoritariamente inseridas na planície do Rio Seridó e, ao sudoeste, são limitadas pelo Rio Barra, onde residem cerca de 7.000 habitantes que estariam efetivamente expostos ao risco de inundação (IBGE, 2024; Souza, 2021).

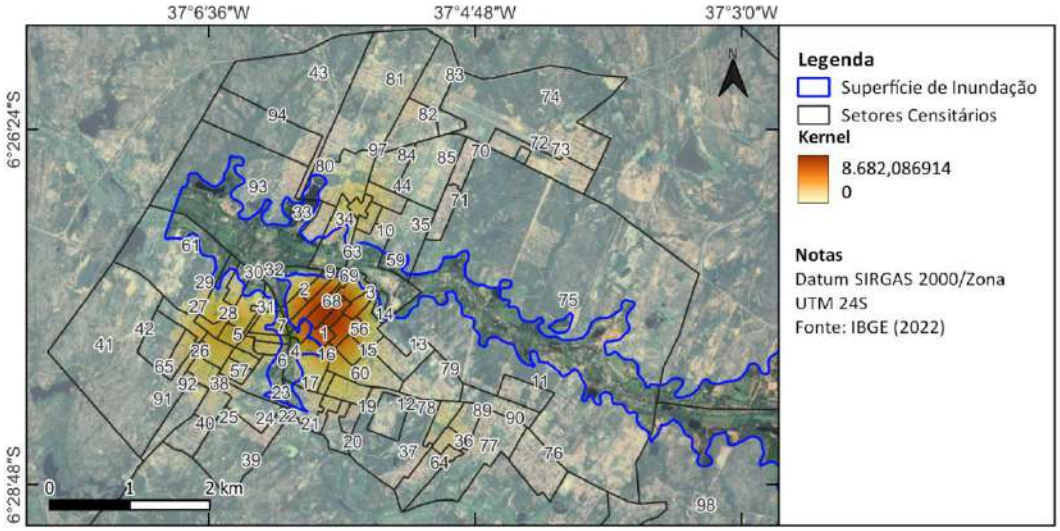


Figura 4. Setores censitários urbanos afetados pela onda de ruptura da barragem Passagem das Traíras.

Souza (2021) simulou dois cenários de ruptura da barragem Passagem das Traíras por meio da interpolação da topografia local. A partir dos dados de vazão nas cotas 50% e 100% do seu volume , foi gerada a superfície de inundação gerada pela ruptura da barragem por meio de uma análise multivariadas de camadas e *buffers* da área possivelmente atingida. Para estas condições, foi constatado que o número mínimo de vítimas é superior a cinco mil e as áreas inundadas somam mais de 40 km², nos dois cenários.

Neste cenário, a barragem Passagem das Traíras preocupa a ANA por apresentar problemas de baixa qualidade e segregação do concreto do barramento, evidenciados nos RSB de 2016 a 2020, que pode favorecer o desenvolvimento de potenciais modos de falhas (ANA, 2017; 2021). Apesar de se verificar a implantação de obras para recuperar o barramento, Passagem das Traíras ainda foi classificada pela ANA com Categoria de Risco (CRI) alta (ANA, 2023). Em adição, a existência de uma cidade com 61.146 habitantes (IBGE, 2024), que dista menos de 18 km do barramento, com dispositivos de contigência frágeis, problemas estruturais preocupantes e atividades de monitoramento e manutenção insuficientes, coloca a barragem e o município de Caicó/RN em um cenário de possível desastre tecnológico no contexto nacional (Souza, 2021).

Salienta-se ainda que Caicó/RN está localizado nas proximidades da barragem Itans e, em caso de rompimento, o potencial de perda de vidas humanas e os impactos socioeconômicos e ambientais podem se equiparar aos danos estimados para a barragem Passagem das Traíras. Enquanto a barragem Marechal Dutra, que contribui para a manutenção do reservatório de Passagem das Traíras, não aumenta o risco potencial em caso de falhas (Ferreira, 2023). Este fato reforça a necessidade de o complexo hidráulico possuir planos de emergência e contingência compatíveis com a realidade local, bem como adotar medidas de segurança eficientes para reduzir o risco de ruptura à níveis aceitáveis.

O Quadro 1 apresenta a classificação da Passagem das Traíras em relação ao DPA consoante a Resolução nº 132 , de 22 de fevereiro de 2016, da ANA. Observa-se que os indicadores Potencial de Perdas de Vidas Humana e Impactos Socioeconômicos assumem valores máximos, mesmo que seu volume seja enquadrada como médio. Assim, Passagem das Traíras foi classificada com DPA alto. De igual modo, os

impactos estimados no vale de jusante por Souza (2021), que utiliza outra abordagem simplificada para este fim, também enquadra Passagem das Traíras com DPA alto.

Ao comparar os resultados obtidos pela implentação em *Python* proposta por Rolo *et al*. (2022) com os de outros modelos que utilizam métodos mais complexos, percebe-se que, mesmo possuindo maiores graus de incerteza, a estimativa da superfície de inundação pode ser utilizada para classificar o DPA das barragens e e as disparidades não comprometem a confiabilidade do método (Tchiedel *et al*., 2017).

Quadro 1. Classificação quanto ao DPA. Fonte: Adaptado de ANA (2016)

Indicador	Classificação	Pontuação	DPA
Potencial de perdas de vidas humanas	Existente	12	24
Impactos socioeconômicos	Alto	8	
Impactos ambientais	Significativo	2	
Volume	Médio	2	

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo realizou uma análise da propagação da onda de ruptura hipotética da barragem Passagem das Traíras, por meio de uma implementação em *Python* associada a um SIG para estimar os impactos potenciais no vale de jusante. A partir da espacialização dos resultados, observou-se que a onda de ruptura afeta residências e empreendimentos localizados a jusante do barramento, a qual se estende até a zona urbana do município de Caicó/RN. As áreas mais afetadas estão majoritariamente inseridas na planícies do Rio Seridó e, ao sudoeste da mancha urbana, limitada pelo Rio Barra, onde residem aproximadamente sete mil habitantes expostos ao risco de inundação.

Em conformidade com a Resolução nº 132 da ANA, Passagem das Traíras foi classificada com DPA alto, devido ao elevado potencial de perdas de vidas humanas e aos impactos socioeconômicos e ambientais significativos no interior da superfície de inundação. Portanto, métodos simplificados podem ser utilizados pelas agências governamentais e empreendedores de barragens com recurso financeiro limitado, para gerar o mapeamento das superfícies de inundação e estimar os impactos no vale de jusante, com tempo de processamento e interação entre o usuário reduzidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (2014). *Classificação de Barragens Reguladas pela Agência Nacional de Águas – Produto 6*. Brasília: ANA.

Agência Nacional de Águas E Saneamento Básico – ANA (2016). *Resolução nº 132, de fevereiro de 2016. Brasília*: ANA.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (2017). *Relatório de Segurança de Barragens 2016*. Brasília. Disponível em: https://www.snisb.gov.br/portalsnisb/api/file/download/281/4/rsb-2016.pdf. Acesso em: 23 nov. 2022.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (2021). *Relatório de Segurança de Barragens 2020. Brasília*. Disponível em: https://www.snisb.gov.br/portalsnisb/api/file/download/145/4/rsb-2020.pdf Acesso em: 23 nov. 2022.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (2023). *Relatório de Segurança de Barragens 2022. Brasília, 2023*. Disponível em: https://www.snisb.gov.br/portalsnisb/api/file/download/463/4/rsb-2022.pdf Acesso em: 15 out. 2023.

Brasil (2008). Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE). *Topodata: banco de dados geomorfométricos do Brasil*. São José dos Campos: INPE.

Brasil (2010). Casa Civil. Subchefia para Assuntos Jurídicos. *Lei n. 12.334, de 20 de setembro de 2010*. Diário Oficial da União: Brasília.

Brasil (2012). Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional de Recursos Hídricos. *Resolução nº 143, de 10 de julho de 2012*. Diário Oficial da União: Brasília.

Brasil (2020). Secretaria-Geral. Subchefia para Assuntos Jurídicos. *Lei n. 14.066, de 30 de setembro de 2020*. Diário Oficial da União: Brasília.

Brasil (2022).Atos do poder executivo. *Decreto nº 11.310, de 26 de dezembro de 2022*. Diário Oficial da União: Brasília.

Diniz, M. T. M.; Pereira, V. H. C. (2015). *Climatologia do Estado do Rio Grande do Norte, Brasil: sistemas atmosféricos atuantes e mapeamento de tipos de clima*. Boletim Goiano de Geografia, v. 35, n. 3, p. 488-506.

Ferla, R. (2018). *Análise de aspectos hidráulicos de métodos simplificados envolvendo rompimento de barragens*. Porto Alegre: UFRGS, 2018.

Ferreira, J. A .C. (2023). *Modelo multicritério de avaliação de risco de segurança de barragens baseado em lógica fuzzy*. 2023. 123 p. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2024). *Senso demográfico – 2022*. Rio de Janeiro: IBGE.

Lima, G. S. (2023). *Mapeamento de Perigo Potencial Associado ao Rompimento de Barragens sob Efeito Cascata*. 2023. Dissertação (Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Melo, J. F. (2015). *Dam-break flood risk assessment. In Second International Dam World Conference*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Oliveira, J. A.; Salgado, S. R. T.; Viana, H. N. L.; Oliveira, M. V. A. M.; Carneiro, H. F.; Oliveira, Y. C. A. (2021). *Dambreak Model – Software de Simulação de Rompimento de Barragens*. In: XXIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos - XXII SBRH 2021, Belo Horizonte: ABRH.

Petry, A.; Laus, F.; Anderáos, A.; Bomfim, M. (2018). *Classificação de barragens quanto ao dano potencial associado: a experiência da agência nacional de águas*. In: Third International Dam World Conference. Foz do Iguaçu: IBRACON.

Rabelo, D. R.; Araújo, J. C. (2019). *Estimativa e mapeamento da erosão bruta na bacia hidrográfica do Rio Seridó, Brasil*. Revista Brasileira De Geomorfologia, v.20, n. 2.

Rolo, R. M; Marodin, F. A.; Carrard, G. P.; Cardone, L. B.; Silveira, C. J. S. (2022). *A Python implementation for the simplified dam-break flood modeling*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 27, n. 8.

Rossi, C. L. C. U.; Marques, M. G.; Teixeira, E. D.; Melo, J. F. D.; Ferla, R.; Prá, M. (2021). D. *Dam-Break analysis: proposal of a simplified approach*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.26, n. 2, p.1-15.

Secretaria Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos – SEMARH/RN (2019). *Estudo e elaboração do projeto executivo para Recuperação/manutenção da barragem Passagem das Traíras – contrato no 009/2018-SEMARH*. Natal, RN. 2019.

Silva, R. S. A.; Mederiros, A. B. S.; Oliveira Júnior, A. P.; Freitas Neto, O.; Santos Júnior, O. F. (2021). *Acidentes e incidentes em barragens brasileiras: uma análise dos dados disponíveis nos relatórios de segurança de barragens e da legislação vigente*. Holos, v. 6, p.1-17.

Souza, J. L. (2021). *Cenários de ruptura da barragem Passagem das Traíras: uma Contribuição para a redução de riscos de desastres tecnológicos e segurança populacional em Caicó/RN/Brasil*. 2021. 136 p. Dissertação (mestrado em Geografia) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

Tschiedel, A. D. F.; Monte, B. E. O.; Paiva, R. C. D. D. (2017). *Rompimento da barragem Lomba do Sabão: diferentes abordagens dimensionais*. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Florianópolis: BRHidro.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/82

Modelagem Geotécnica de Grandes Deformações de uma Barragem de Rejeitos Utilizando o Método do Ponto Material

Lucas Ghion Zorzan
Mestrando, PUC-Rio, Curitiba, Brasil, lucasghionzorzan@gmail.com

Fabricio Fernández
Professor, Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile, fabricio.fernandez@ucn.cl

Eurípedes do Amaral Vargas Jr.
Professor, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, vargas@puc-rio.br

RESUMO: A modelagem numérica de rupturas de barragens de mineração representa, atualmente, uma importante ferramenta na previsão de comportamento e consequências associadas a eventuais falhas de estruturas de contenção de rejeitos ou sedimentos. Eventos recentes de rupturas, tanto no Brasil quanto no exterior, demonstram que as metodologias utilizadas para esse fim apresentam algumas limitações, seja pelos métodos empregados, hipóteses associadas ou pela complexidade do fenômeno em si. Utilizando uma abordagem geotécnica, o presente trabalho tem como objetivo contribuir para a avaliação do processo de ruptura de barragens de mineração por meio da modelagem numérica de grandes deformações utilizando o Método do Ponto Material (MPM), considerando tanto os eventos que podem conduzir à falha geotécnica, o desenvolvimento da ruptura e sua dinâmica até a estabilização, com a definição do *run-out* da ruptura. O MPM, por ser um método híbrido capaz de simular o meio contínuo utilizando pontos deslocáveis em uma malha fixa de cálculo, supera algumas limitações de métodos numéricos convencionalmente utilizados em geotecnia em análises de grandes deformações, ao mesmo tempo que permite a utilização de modelos constitutivos elasto-plásticos que são aplicáveis para análises de barragens de rejeitos. Neste trabalho, é estudada a ruptura da Barragem Norte do Complexo de Mineração de Cadia, na Austrália, caso histórico de falha de uma estrutura de contenção de rejeitos. As modelagens focam na simulação de um *run-out* compatível com as observações de campo, procurando contribuir tecnicamente para a disseminação do MPM como uma ferramenta numérica adequada e disponível para este tipo de análise geotécnica.

PALAVRAS-CHAVE: Método do Ponto Material, Grandes Deformações, Barragens de Rejeitos, Ruptura

ABSTRACT: Numerical modeling of mining dam ruptures currently represents an important tool in predicting the behavior and consequences associated with potential failures of tailings or sediment containment structures. Recent rupture events, both in Brazil and abroad, demonstrate that the methodologies used for this purpose have some limitations, whether due to the methods employed, associated assumptions, or the complexity of the phenomenon itself. Using a geotechnical approach, this work aims to contribute to the evaluation of the mining dam rupture process through numerical modeling of large deformations using the Material Point Method (MPM), considering both the events that can lead to geotechnical failure, the development of the rupture, and its dynamics until stabilization, with the definition of the rupture run-out. MPM, being a hybrid method capable of simulating the continuum using movable points in a fixed calculation mesh, overcomes some limitations of numerically conventional methods used in geotechnical analyses of large deformations, while allowing the use of elasto-plastic constitutive models applicable for tailings dam analyses. In this work, the rupture of the Northern Tailings Storage Facility of the Cadia Mining Complex in Australia is studied. The modeling focuses on simulating a run-out consistent with field observations, seeking to technically contribute to the dissemination of MPM as a suitable and available numerical tool for this type of geotechnical analysis.

KEYWORDS: Material Point Method, Large Deformation, Tailings Dams, Failure

1 INTRODUÇÃO

Rupturas de grandes proporções envolvendo barragens de rejeitos têm afetado a sociedade de maneira expressiva nos últimos anos. No caso particular do Brasil, a ruptura de duas barragens - Barragem de Fundão (2015), em Mariana-MG e Barragem I (2019) do Córrego do Feijão, em Brumadinho-MG - tiveram consequências catastróficas em termos ambientais, sociais e econômicos, impactando na perda de centenas de vidas humanas. Esta realidade provocou o aumento do rigor da legislação nacional e, no meio técnico, conduziu a um forte aprimoramento das técnicas de projeto, análise e verificação de barragens de rejeitos.

Incorporando um risco de ruptura cerca de duas vezes superior ao observado para barragens de reservação de água (Williams, 2021), estas estruturas de terra destinadas para acúmulo dos resíduos provenientes da atividade mineral têm se mostrado um desafio técnico para a engenharia geotécnica. Além da grande escala, figurando entre as maiores obras civis atualmente executadas (Adamo et al., 2021), as barragens de rejeitos agregam um elevado grau de dificuldade envolvendo interface entre a constante variação geométrica do aterro, a forte complexidade hidromecânica dos materiais depositados e sua variabilidade espacial bem como as operações empregadas na gestão da mina e alteamento da barragem.

Os métodos frequentemente empregados em análises de estabilidade e tensão-deformação baseiam-se na teoria do equilíbrio limite (com emprego de métodos clássicos e modelos rígidos perfeitamente plásticos) e simulações numéricas que empregam em quase sua totalidade o Método dos Elementos Finitos (MEF) (Yuan et al., 2015). Uma vez que as considerações de equilíbrio limite não representam o comportamento pós-ruptura ou a evolução dos deslocamentos e deformações, a modelagem numérica do comportamento geomecânico dos rejeitos é frequentemente realizada considerando um corpo com comportamento elasto-plástico, discretizado em uma malha contínua. Esta hipótese, embora aplicada com bastante sucesso até os dias atuais, possui limitações em representar problemas de grandes deformações - como, por exemplo, no estudo do comportamento pós-ruptura. Desta forma, a aplicação de métodos numéricos sem malha ou híbridos se mostra uma interessante alternativa com potencial prático de sucesso em avaliações de barragens de mineração.

O presente trabalho tem por objetivo apresentar os estudos numéricos, utilizando o Método do Ponto Material (MPM), para avaliação do comportamento pós-ruptura de uma barragem de rejeitos alteada para montante, cuja ruptura ocorreu em 2018 sem consequências ambientais significativas e sem perda de vidas humanas. De modo geral, se propõe avaliar a aplicabilidade do MPM no estudo de barragens de mineração bem como seu potencial na definição do *run-out* de rupturas potenciais.

2 O MÉTODO DO PONTO MATERIAL

O *Material Point Method*, em português Método do Ponto Material (MPM), é um método numérico híbrido embasado na combinação de formulações Lagrangeanas e Eulerianas, cujas aplicações são diversas tanto na Engenharia quanto em outros ramos do conhecimento (Vaucorbeil, 2019). De maneira simplificada, o esquema geral do ciclo computacional do MPM pode ser resumido como apresentado na Figura 1 e no sequenciamento a seguir:

1. Inicialização dos pontos materiais (Figura 1-a).
2. Mapeamento das informações contidas nos pontos, interpolando-as para os nós da malha Euleriana (Figura 1-b).
3. Resolução da equação governante nos nós da malha Euleriana (Figura 1-c).
4. Mapeamento das informações contidas nos nós, transferindo-as para os pontos materiais (Figura 1-d).
5. Reinício do ciclo.

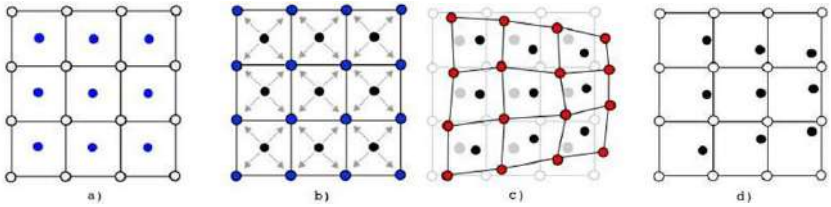


Figura 1. Esquema do processo de cálculo computacional no MPM (adaptado de Fernández, 2020).

2.1 Aspectos do MPM em Geotecnia

Em especial nas últimas duas décadas, a difusão dos métodos numéricos por meio de *softwares* comerciais, principalmente utilizando implementações do MEF, possibilitou a utilização cotidiana das ferramentas computacionais para problemas práticos. Para o caso particular de problemas de grandes deformações, as análises com o MEF têm sido aplicadas com sucesso nas últimas décadas (Augarde et al., 2021), demandando reinicialização da malha de cálculo e remapeamento dos pontos de quadratura para contornar as limitações de deformações excessivas das malhas utilizadas para discretização no MEF.

Um grupo de métodos, no qual o Método do Ponto Material se inclui, atraiu grande interesse da comunidade geotécnica pelo potencial de análise de problemas em grandes deformações envolvendo custos computacionais significativamente menores (Sulsky et al., 1994). Estes métodos, ditos híbridos, possuem como atrativo a utilização de um artifício de cálculo envolvendo uma malha cuja forma é retornada à posição inicial a cada ciclo de cálculo, sendo a informação armazenada em pontos materiais com capacidade de simular materiais com comportamento dependente do histórico de tensões. Este fato permite se trabalhar com uma deformação acumulada consideravelmente grande sem os empecilhos numéricos associados a uma malha extremamente deformada.

2.2 Implementações Computacionais do MPM

Deve-se notar que as mais importantes publicações e, consequentemente, os estudos voltados à aplicação do MPM, são bastante recentes, concentrando-se em um período contido nos últimos 30 anos. Embora uma série de publicações tenha demonstrado o potencial do método em análises geotécnicas, sua utilização está ainda, em maior medida, restrita ao ambiente acadêmico, de pesquisa e desenvolvimento. A Tabela 1 apresenta a lista dos principais programas disponíveis, em uma atualização do estudo feito por Fernández (2020) a partir de uma extensa revisão do estado da arte do MPM.

Tabela 1. Principais programas computacionais com implementação do MPM (após Fernández, 2020).

Programa	Autor	Ano	País	Universidade	Enfoque Geotécnico
NairnMPM	J. Nairn	2003	Estados Unidos	Utah	Não
MPM-GIMP	P. C. Wallstedt e J. E. Guilkey	2008	Estados Unidos	Utah	Não
C-SAFE	ASC Center	2011	Estados Unidos	Utah	Não
Anura3D	Anura3D-RC	2016	Vários	Várias	Sim
MPM3D-F90	X. Zhang	2018	China	Tsinghua	Não
CB-Geo	K. Kumar	2018	Estados Unidos	Texas	Sim
MPMsim	MPMsim Ltda.	2019	Reino Unido	-	Não
AMPLE	W. M. Coombs e C. Augarde	2019	Reino Unido	Durham University	Não
MPM-PUCRio	F. Fernández	2020	Brasil	PUC-Rio	Sim
Karamelo	A. de Vaucorbeil et al.	2020	Austrália	Deakin University	Não

3 MODELAGEM NUMÉRICA DA RUPTURA DA BARRAGEM NORTE DE CADIA

O complexo Cadia Valley consiste em um conjunto de estruturas destinadas à exploração e processamento de minério de ouro e cobre e está localizado a cerca de 25 km da cidade de Orange, Austrália. Em termos geotécnicos, duas barragens de armazenamento de rejeitos fazem parte do conjunto: a Barragem Norte e a Barragem Sul (Figura 2).

Figura 2. Localização das principais estruturas do complexo de Cadia.

O evento principal de ruptura ocorreu na face sul da Barragem Norte no dia 9 de março de 2018, aproximadamente entre as estacas 1.850 e 2.150. A primeira evidência do processo foi o surgimento de trincas na crista do barramento, as quais se desenvolveram ao longo do dia de observação. No dia 11 de março, um segundo evento envolvendo liquefação dos materiais ocorreu, estendendo a superfície de ruptura e aumentando a abrangência do escorregamento. Ao final da ocorrência, 1.330.000 m³ de material foi mobilizado, prolongando-se cerca de 170 m para jusante.

Na ocasião da ruptura, estavam sendo realizadas obras de reforço na estrutura, as quais foram divididas em duas etapas: a primeira, consistindo em uma berma de enrocamento entre as El. 720,0 m e 735,0 m (ou seja, um carregamento da estrutura), e a segunda, não executada, no pé do barramento. No início das obras para construção da segunda etapa de reforço, um material de baixa densidade e consistência foi detectado na fundação (solo residual da formação *Forest Reef Volcanics*), demandando a realização de uma escavação (desconfinamento do pé) para posterior assentamento do reforço com enrocamento. O evento de ruptura ocorreu dias após a realização das escavações, tendo as obras executadas na ocasião importante papel no gatilho que levou ao colapso, embora suas causas sejam consideravelmente mais complexas. O estudo relacionado à ruptura da Barragem Norte foi realizado por Jefferies et al. (2019), em um esforço de diversos especialistas para compreender os fenômenos envolvidos no movimento observado em março de 2018.

3.1 Modelo Numérico

O modelo numérico construído no presente trabalho utilizou o MPM para estudo do comportamento pós-ruptura da barragem de Cadia, com foco para a simulação da geometria final deformada da estrutura. O conteúdo aqui apresentado consiste em resultados parciais do estudo completo realizado, com foco para a avaliação da aplicabilidade de modelos constitutivos simples na avaliação deste tipo de problema de grandes deformações.

O código utilizado para processamento das análises numéricas do presente trabalho foi desenvolvido pelo Grupo de Pesquisa Geoanálise do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. O simulador denominado MPM-PUCRio foi concebido e publicado por Fernández (2020). O *software* é um simulador numérico que considera o Método do Ponto Material para modelar problemas de grandes deformações em Geotecnia, além de permitir a modelagem de processos geológicos, incorporar modelos elasto-plásticos com endurecimento e amolecimento, comportamento viscoso dos materiais e transições reológicas.

3.1.1 Seção de Análise

A seção transversal considerada representativa foi obtida a partir da documentação elaborada pelo Painel de Especialistas responsável pelo diagnóstico do evento (Jefferies et al., 2019). A seção em questão localiza-se na porção central da ruptura, próxima à estaca 2.000. O modelo bidimensional elaborado é composto por 35.052 pontos materiais, distribuídos em uma malha de cálculo composta por células com dimensão de 3,0 m, considerando estado plano de deformação. A Figura 3 apresenta o modelo numérico adotado.

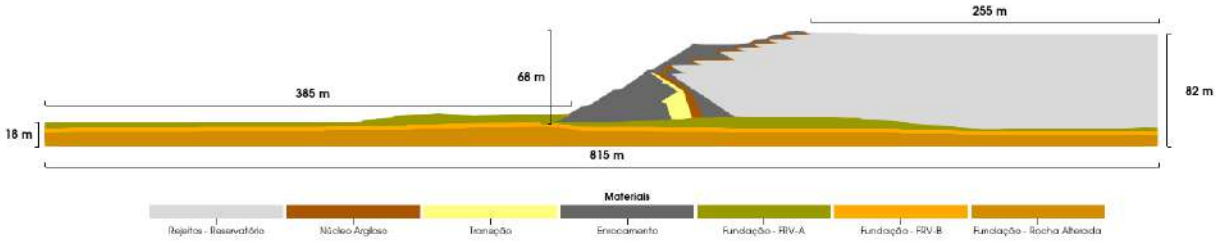


Figura 3. Modelo numérico da Barragem Norte, construído com o MPM- PUCRio.

3.1.2 Parâmetros dos Materiais

A seção da Barragem Norte foi compartimentada em sete materiais. Com relação à definição dos parâmetros dos modelos constitutivos utilizados para as principais análises do presente trabalho, foram considerados os resultados das investigações de campo e laboratório compiladas pelo ITRB (Jefferies et al., 2019), apresentadas e, quando apropriado, reinterpretadas. A Tabela 2 apresenta o resumo dos parâmetros elásticos adotados, enquanto aqueles utilizados para parametrização dos modelos de Tresca e Mohr-Coulomb (tanto na condição drenada quanto não-drenada) são apresentados na Tabela 3.

Dois aspectos importantes sobre o comportamento dos materiais devem ser destacados. Com relação aos rejeitos do reservatório, as investigações executadas permitem concluir que, de uma forma geral, estes materiais apresentavam-se em um estado fofo, com comportamento contrátil no cisalhamento, e saturados, susceptíveis, portanto, ao processo de liquefação. Para o material de baixa consistência identificado na fundação do barramento (denominado FRV-A), investigações laboratoriais posteriores à ruptura identificaram forte tendência de queda de resistência ao cisalhamento do material com o nível de deformações. Ou seja, trata-se de um material com tendência de amolecimento.

Tabela 2. Parâmetros elásticos adotados nas análises.

Material	ν	E (MPa)
Rejeitos	0,35	50
Núcleo Argiloso	0,27	38
Transição	0,30	78
Enrocamento	0,35	59
FRV Unidade A	0,30	39
FRV Unidade B	0,30	50
FRV Rocha Alterada	0,25	325

Tabela 3. Parâmetros de resistência adotados nas análises.

Material	Peso Específico Saturado	Resistência Drenada - Pico		Resistência Drenada - Residual		Resistência Não Drenada Liquefeita	Razão de Resistência Não Drenada - Liquefeita
	kN/m³	c' (kPa)	ϕ' (º)	c' (kPa)	ϕ' (º)	S_u (kPa)	S_u/σ'_v
Rejeitos	20	0,0	35,0	-	-	5,0 ou 10,0	0,09
Núcleo Argiloso	20	10,0	22,0	-	-	-	-
Transição	20	0,0	42,0	-	-	-	-
Enrocamento	22	0,0	40,0	-	-	-	-
FRV Unidade A	19	39,0	21,0	0,0	17,0		
FRV Unidade B	21	55,0	25,0	-	-	-	-
FRV Rocha Alterada	22	-	-	-	-	-	-

3.1.3 Cenários Avaliados

Para avaliação do comportamento pós-ruptura da Barragem Norte, foram considerados modelos constitutivos elasto-plástico simples (Tresca e Mohr-Coulomb), considerados modelos básicos e largamente empregados em avaliações geotécnicas. Foram avaliados quatro cenários de modo a verificar, principalmente, a sensibilidade do modelo ao parâmetro de resistência não drenada dos rejeitos do reservatório. Como os modelos considerados não permitem avaliar aspectos específicos de materiais geotécnicos, como a ocorrência de solicitações não drenadas, a liquefação estática ou efeitos de amolecimento, tais condições foram impostas aos modelos por meio de trocas nos modelos constitutivos a partir de condições pré-estabelececidas.

As análises realizadas consideraram acoplamento fluido-mecânico parcial, em que as poropressões foram calculadas apenas no início do processamento a partir da definição do nível freático por meio das leituras de instrumentação disponíveis. Este tipo de acoplamento, embora menos preciso, garantiu simulações mais estáveis do ponto de vista numérico. Ainda assim, de modo a minimizar instabilidades, as poropressões das partículas foram desativadas em um tempo de processamento t=11,0 s, em que a ruptura da barragem já é caracterizada e a manutenção das poropressões iniciais tem pouca influência na análise dinâmica de *run-out*.

De forma geral, a modelagem foi realizada considerando a inicialização das tensões geoestáticas e poropressões de forma a obter uma condição representativa do estado pré-ruptura. Após a inicialização das partículas, simulou-se a escavação do material de baixa consistência existente no pé da estrutura e fundação (denominado FRV-A), sendo esta condição considerada como gatilho para a degradação da resistência do solo residual de fundação remanescente (susceptível a amolecimento), o qual tem papel importante na indução de deslocamentos na estrutura e, consequentemente, na liquefação dos rejeitos do reservatório. A escavação foi simulada em etapa única, de forma instantânea, por meio da inativação dos pontos materiais na geometria da limpeza da fundação. A Tabela 4 apresenta o resumo das simulações realizadas.

Tabela 4. Simulações realizadas.

Modelo de Cálculo	Condição Simulada
MPM-101	Solicitação não drenada em todo reservatório, considerando modelo de Tresca homogêneo (S_u constante com a profundidade) em um valor de 10 kPa (conforme Pierce, 2021)
MPM-102	Solicitação não drenada em todo o reservatório, considerando modelo de Tresca homogêneo (S_u constante com a profundidade) em um valor de 5 kPa
MPM-103	Solicitação não drenada em todo o reservatório, considerando modelo de Tresca heterôgeneo (S_u variando com a profundidade) na razão S_u/σ'_v=0,09
MPM-104	Solicitação não drenada em todo o reservatório, considerando modelo de Tresca heterôgeneo (S_u variando com a profundidade) na razão S_u/σ'_v=0,09 com Su mínimo de 5 kPa

3.2 Resultados Obtidos

A simulação da dinâmica da ruptura pela simulação MPM-101 conduziu à geometria final apresentada na Figura 4, na qual também estão representados os levantamentos topográficos realizados após os eventos de março de 2018. Nota-se que o modelo subestima o *run-out* final da estrutura, ou seja, o deslocamento máximo das partículas na ocorrência da ruptura é inferior ao realmente observado. Na porção de montante do reservatório liquefeito, observa-se recalques significativos e pouca correspondência com a superfície de ruptura levantada.

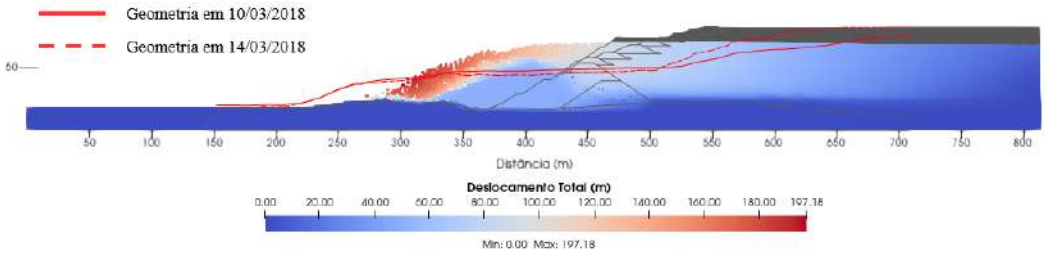


Figura 4. Geometria final do modelo MPM-101.

Ao se considerar o modelo de Tresca homogêneo em todo o reservatório com S_u=5 kPa (Figura 5), nota-se maior aproximação entre o *run-out* obtido no modelo numérico e o identificado em campo. As diferenças acentuam-se para montante, especialmente na região em que se concentra a porção do dique de partida (em enrocamento) mobilizado (entre as distâncias de 350 e 450 m). No reservatório, permanecem recalques significativos e pouca correspondência com o levantamento, possivelmente em função da liquefação total do reservatório. A comparação entre os modelos MPM-101 e MPM-102 permite inferir que a resistência não-drenada liquefeita, constante com a profundidade, de 10 kPa é alta para a geometria e condições modeladas.

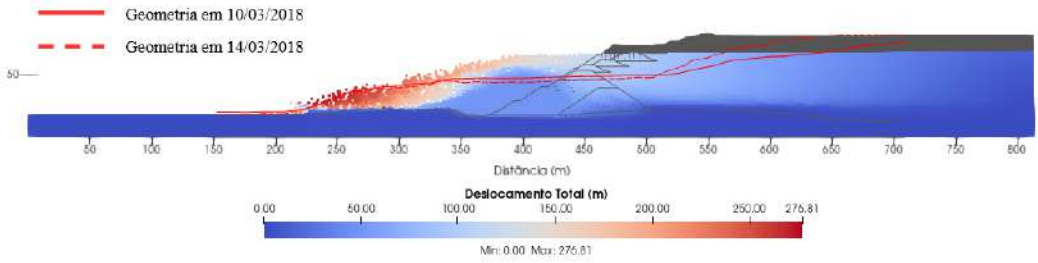


Figura 5. Geometria final do modelo MPM-102.

De modo a verificar a sensibilidade do modelo à adoção de uma resistência não drenada variável com a profundidade, utilizando a razão de resistência S_u/σ'_v na condição liquefeita, que é uma prática recorrente na engenharia de barragens, processou-se o modelo MPM-103. O resultado, apresentado na Figura 6, demonstrou a ocorrência de deslocamentos altamente super-estimados, de modo que os pontos materiais atingiram, inclusive, os limites da malha Euleriana de cálculo. Assim, o *run-out* obtido com esta hipótese não foi representativo para a estrutura, resultando na liberação de um volume maior de materiais do reservatório, além de uma área impactada a jusante superior à observada.

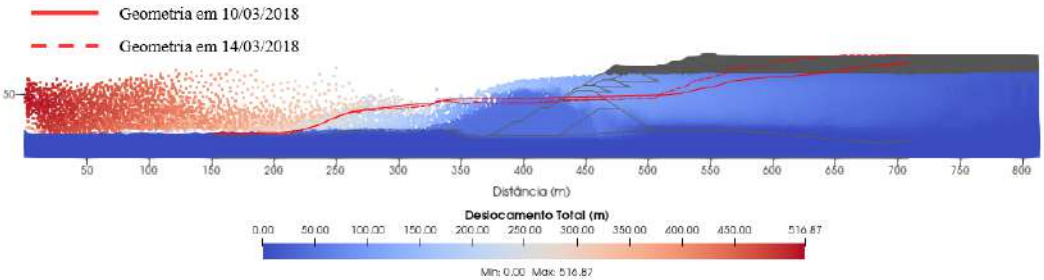


Figura 6. Geometria final do modelo MPM-103.

Finalmente, o modelo MPM-104 considerou a representação da resistência não drenada dos rejeitos do reservatório a partir da variação linear com o nível de confinamente a partir de S_u/σ'_v=0,09, porém considerando um valor de $S_{u,mínimo}$=5 kPa (valor constante adotado no MPM-102). A partir da Figura 7 nota-se que houve boa representação da massa rompida na região de jusante, bastante semelhante ao levantamento pós-ruptura. Resultados próximos aos da Figura 5 (MPM-102) foram recuperados, indicando pequena sensibilidade da dinâmica do movimento à consideração do modelo de Tresca heterogêneo, sendo o comportamento geral mais sensível ao valor da resistência não drenada constante com a profundidade.

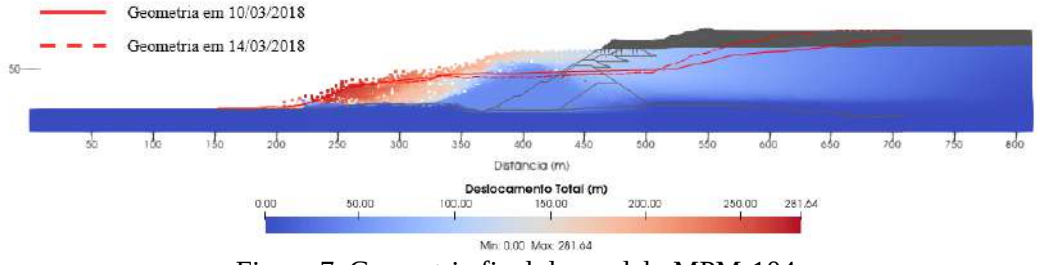


Figura 7. Geometria final do modelo MPM-104.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

O presente trabalho apresentou os estudos numéricos realizados utilizando o Método do Ponto Material (MPM) na simulação do comportamento pós-ruptura de uma barragem de rejeitos alteada para montante. Foram utilizados modelos constitutivos simples, de Mohr-Coulomb e Tresca, para simular os eventos que antecederam o incidente bem como a dinâmica do movimento após desencadeado o processo. Embora com limitações em termos de representação do comportamento complexo dos solos, estes modelos constitutivos permitiram a simulação da geometria da massa rompida com relativa assertividade, ao menos para estabelecimento de uma região potencialmente afetada pelo volume liberado na ruptura.

Os resultados indicam que o método numérico MPM possui relevante potencial prático no estudo de problemas de grandes deformações em geotecnia, especialmente por superar problemas numéricos inerentes à excessiva deformação das malhas de cálculo em métodos Eulerianos, tal como o MEF.

Os resultados iniciais apresentados nesta publicação permitem traçar algumas recomendações para trabalhos futuros, tais como a utilização de modelos constitutivos avançados às análises com o MPM, de forma a captar o comportamento tensão-deformação-resistência dos solos ao longo de toda a solicitação. Isso minimizaria o número de interações entre o usuário e o programa, o que conduziria a uma maior capacidade de o modelo preditivo fornecer resultados confiáveis.

AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho agradecem ao CNPq, à CAPES e à PUC-Rio pelo apoio financeiro e institucional para realização da pesquisa apresentada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adamo, N.; Al-Ansari, N.; Sissakian, V.; Laue, J.; Knutsson, S. (2021). *Dam safety: The question of tailings dams*. J. Earth Sci. Geotech. Eng, 11:1-26.

Augarde, C. E., Lee, S. J., & Loukidis, D. (2021). *Numerical modelling of large deformation problems in geotechnical engineering: A state-of-the-art review*. Soils and Foundations, 61(6), 1718-1735.

Fernández, F. (2020). *Modelagem numérica de problemas geotécnicos de grandes deformações mediante o método do ponto material*. Pontifícia Universidade Católica de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Jefferies, M.; Morgenstern, N. R.; Zytl, D. V. ; Wates, J. (2019). *Report on NTSF embankment failure*. Technical report, Independent Technical Review Board.

Sulsky, D.; Chen, Z.; Schreyer, H. L. (1994). *A particle method for history-dependent materials*. Computer methods in applied mechanics and engineering, 118:179-196.

Vaucorbeil, A. D.; Nguyen, V. P.; Sinaie, S. ; Wu, J. Y. (2019). *Material point method after 25 years: theory, implementation and applications*. Advances in applied mechanics, 53:185-398.

Yuan, L. W., Li, S. M., Peng, B., & Chen, Y. M. (2015). *Study on failure process of tailing dams based on particle flow theories*. International Journal of Simulation Modelling, 14(4), 658-668.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/83

Modelo Implícito Tridimensional de uma Barragem de Rejeitos de Mineração

Gabriel Cruz de Martino
Engenheiro Civil Júnior, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, gmartino@ufmg.br

Talita Caroline Miranda
Professora, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, talita@etg.ufmg.br

Ronderson Queiroz Hilario
Professor, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, ronderson@etg.ufmg.br

RESUMO: Este trabalho busca criar um modelo geomecânico detalhado de uma barragem de contenção de rejeitos, em que será utilizado o software Leapfrog Works para desenvolver um modelo tridimensional da estrutura. Foram utilizadas as informações geotécnicas oriundas de sondagens SPT e mistas para estimar correlações para ângulo de atrito, coesão e pesos específicos para condições tanto naturais, quanto saturadas para garantir uma representação espacial das características geológicas e geotécnicas do solo da região de interesse. Por fim, para validar o modelo proposto, foram utilizados ensaios laboratoriais realizados na área da barragem realizando-se comparações com os dados obtidos através da interpolação dos ensaios "in situ" utilizados na modelagem, a fim de verificar a precisão e a compatibilidade do modelo construído. Em complemento, será utilizado um modelo explícito da estratigrafia da região realizada por um especialista da área da geologia para verificar a compatibilização do modelo geológico da estratigrafia obtido pelo software.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaios de Campo, Modelagem Implícita, Leapfrog Works, Modelo Geomecânico, Modelo Tridimensional.

ABSTRACT: This work aims to create a detailed geomechanical model of a tailings containment dam, utilizing Leapfrog Works software to develop a three-dimensional model of the structure. Geotechnical information from SPT and mixed boreholes will be used to estimate correlations for friction angle, cohesion, and specific weights for both natural and saturated conditions to ensure a spatial representation of the geological and geotechnical characteristics of the soil in the region of interest. Finally, to validate the proposed model, laboratory tests conducted in the dam area will be used to compare with data obtained through interpolation of "in situ" tests used in the modeling, in order to verify the accuracy and compatibility of the constructed model. In addition, an explicit model of the region's stratigraphy created by a geology expert will be used to verify the compatibility of the geological model of the stratigraphy obtained by the software.

KEYWORDS: Field Tests, Implicit Modeling, Leapfrog Works, Geomechanical Model, Three-Dimensional Model.

1 INTRODUÇÃO

A geotecnia desempenha um papel crucial na indústria de mineração, garantindo a estabilidade de estruturas como taludes, barragens e pilhas de rejeitos para prevenir acidentes. No Brasil, sua importância é ainda maior devido à complexidade do solo e à diversidade geológica do país. Paulo Teixeira da Cruz destaca a geotecnia como a ciência que estuda o comportamento de solos e rochas em obras de engenharia, essencial para avaliar a estabilidade de barragens (Cruz, 100 Barragens Brasileiras). O conhecimento das propriedades do solo, obtido por meio de ensaios de campo e laboratoriais, é fundamental para projetos seguros, permitindo a construção de modelos geotécnicos que representam seu comportamento (ABNT NBR 6484/2001). Este trabalho visa estabelecer um modelo implícito tridimensional das condições geológicas e geotécnicas de uma

barragem de rejeitos, utilizando o software Leapfrog Works da Seequent. Essa abordagem visa não apenas prevenir desastres, mas também garantir a eficiência e segurança das operações mineradoras no país.

2 METODOLOGIA

Com o objetivo de alcançar os propósitos deste trabalho, será adotado o fluxo metodológico segmentado e detalhado a seguir, Iniciou-se o estudo com a coleta de informações relevantes para o levantamento topográfico do reservatório, bem como para as seções típicas da estrutura, realizadas por meio de modelagem explícita e informações necessárias para a contextualização e compreensão do funcionamento da barragem em questão. Posteriormente, consolidaremos os dados obtidos por meio das investigações geológico-geotécnicas realizadas em laboratório, visando a estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Adicionalmente, coletaremos os dados provenientes das investigações de campo, obtidos através dos ensaios de SPT e sondagens mistas.

Após foi realizada a compatibilização das informações e estimativa de parâmetros geotécnicos. Esse procedimento consistiu em uma análise criteriosa das informações contidas nas sondagens selecionadas. Cabe ressaltar que todos os aspectos geológicos e texturais identificados foram devidamente compatibilizados. Concluída a classificação geológica e textural, foram consultadas referências bibliográficas relevantes para a realização de correlações entre os valores dos Nspt's (Standard Penetration Resistance) obtidos nas sondagens e a estimativa de parâmetros geotécnicos contemplados.

Na sequencia definiu-se o modelo geométrico e estratigráfico, que permitiu uma representação precisa das características do terreno e da distribuição dos materiais geológicos. No presente estudo, será adotada uma abordagem específica para alcançar um modelo mais coerente, levando em consideração a estrutura geológica da região. Nesse contexto, a superfície topográfica passará por ajustes a fim de otimizar o modelo. Essa modificação envolverá a divisão da topografia em duas partes distintas. Sendo elas, a superfície dos solos da região estudada, e a topografia relacionada ao reservatório de rejeitos, inserido como uma falha para que seja segregado das interpolações realizadas pelo Leapfrog Works, já que nessa região se apresenta apenas o rejeito da barragem estudada. Por fim, a superfície topográfica será convertida em um bloco volumétrico delimitado pelo rejeito e pelo volume a ser dividido em camadas segundo os dados das sondagens de campo inseridas, sendo obtido um modelo implícito da estratigrafia da região do estudo.

Por fim foi realizada a modelagem implícita a partir dos dados obtidos por meio das investigações geotécnicas realizadas no modelo escolhido foram tratados por meio da criação de um modelo de blocos para cada parâmetro estudado. A modelagem de blocos é uma abordagem que representa a distribuição espacial das propriedades geotécnicas do subsolo e dos parâmetros condicionados. Para cada parâmetro, o modelo de blocos será criado com base nos dados coletados durante as investigações geotécnicas, levando em consideração a variação espacial dos valores. Cada bloco no modelo representará uma porção do subsolo, com parâmetros geotécnicos atribuídos de acordo com as características identificadas, permitindo uma análise espacial e compreensão do comportamento geotécnico do terreno.

Para validação do resultado obtido, será comparado o modelo implícito com dados de ensaios triaxiais para verificar sua precisão e acurácia na representação das propriedades geotécnicas do terreno estudado.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A coleta e classificação de dados são fundamentais no processo de desenvolvimento de um modelo implícito geotécnico. Tais etapas fornecem informações para a compreensão das características do terreno e precisão da modelagem Os dados utilizados como entrada consistiram em uma superfície topográfica, bem como informações coletadas por meio de sondagens mistas e sondagens SPT (Standard Penetration Test). A área em análise, possui um histórico de sondagens realizadas ao longo de diferentes anos e por empresas distintas. Contudo, durante o processo de coleta de dados, algumas sondagens tiveram que ser desprezadas, por conta da existência de sondagens localizadas fora da área de prioridade e sem informações relevantes para a modelagem. As locações das sondagens consideradas no modelo estão apresentadas na Figura 1.

Os resultados dos ensaios laboratoriais também foram considerados e utilizados na validação do modelo proposto, permitindo a análise da confiabilidade das condições geotécnicas estimadas a partir do modelo implícito definido.

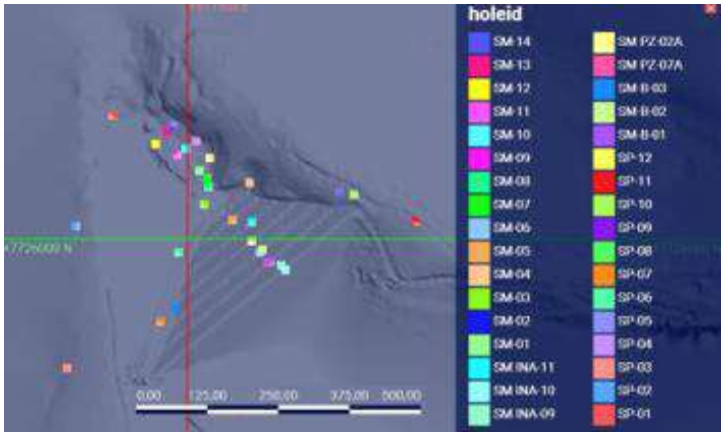


Figura 1. Locação das sondagens consideradas no modelo em planta.

Uma vez realizada a adequada seleção das sondagens, foi possível avançar para a etapa de compatibilização dos dados. Esse procedimento consistiu em uma análise das informações contidas nas sondagens selecionadas. Cabe ressaltar que todos os aspectos geológicos e texturais identificados foram devidamente compatibilizados. Na Figura 2 estão evidenciadas as sondagens divididas a partir da geologia considerada no estudo.

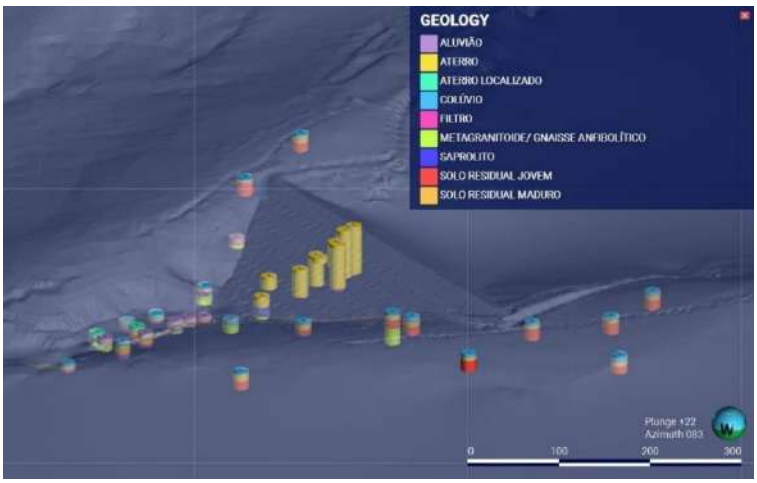


Figura 2. Sondagens divididas a partir da geologia considerada no estudo.

Uma vez concluída a classificação geológica e textural, foram consultadas referências bibliográficas relevantes para a realização de correlações entre os valores dos Nspt's (Standard Penetration Resistance) obtidos nas sondagens e a estimativa de parâmetros geotécnicos, tais como ângulo de atrito, coesão (total e efetiva) e peso específico, tanto para condições naturais quanto saturadas. Essas referências bibliográficas estão evidenciadas na Tabela 1 e Tabela 2.

Por fim, foram realizadas interpolações utilizando os dados das tabelas com o objetivo de obter uma visão abrangente do contexto do solo na região de estudo. Dessa forma, foi possível estimar valores desconhecidos entre os pontos de dados observados, proporcionando uma representação mais completa e contínua das características do solo presente na estratigrafia do modelo geomecânico.

Tabela 1. Parâmetros médios do solo. Fonte: Joppert (2007).

Parâmetros médios do solo						
Tipo de solo	Faixa de Nspt	Módulo de elasticidade (t/m^2)	Peso específico (kN/m^3)		Ângulo de atrito efetivo (graus)	Coesão efetiva (kPa)
			Natural	Saturado		
Areia pouco siltosa/ pouco argilosa	0 – 4	2000 – 5000	17	18	25	-
	5 – 8	4000 – 8000	18	19	30	-
	9 – 18	5000 – 10000	19	20	32	-
	19 – 41	8000 – 15000	20	21	35	-
	> 41	16000 – 20000	20	21	38	-
Areia média e fina muito argilosa	0 – 4	2000	17	18	25	0
	5 – 8	4000	18	19	28	5
	9 – 18	5000	19	20	30	7,5
	19 – 41	10000	20	21	32	10
Argila porosa vermelha e amarela	0 – 2	200 – 500	15	17	20	7,5
	3 – 5	500 – 1000	16	17	23	15
	6 – 10	1000 – 2000	17	18	25	30
	> 10	2000 – 3000	18	19	25	30 a 70
Argila siltosa pouco arenosa	0 – 2	100	17	18	20	7,5
	3 – 5	100 – 250	18	19	23	15
	6 – 10	250 – 500	19	19	24	20
	11 – 19	500 – 1000	19	19	24	30
	20 – 30	3000 – 10000	20	20	25	40
	> 30	10000 – 15000	20	20	25	50
Argila arenosa pouco siltosa	0 – 2	500	15	17	15	10
	3 – 5	500 – 1500	17	18	15	20
	6 – 10	1500 – 2000	18	19	18	35
	11 – 19	2000 – 3500	19	19	20	50
	> 20	3500 – 5000	20	20	25	65
Argila orgânica/ Turfa	0 – 1	40 – 100	11	11	15	5
	2 – 5	100 – 150	12	12	15	10
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 – 8	8000	18	19	25	15
	9 – 18	10000	19	20	26	20
	19 – 41	15000	20	20	27	30
	> 41	20000	21	21	28	50

Tabela 2. Correlações para estimativa de parâmetros. Fonte: Godoy (1983) e Teixeira (1996).

Referência	Parâmetro	Correlação
Godoy	Ângulo de atrito não drenado	$\emptyset = 28° + 0{,}4\ Nspt$
Teixeira		$\emptyset = \sqrt{20\ Nspt} + 15°$

Como resultado, foi gerado o bloco volumétrico correspondente à região de interesse, que foi dividido em camadas, além da correta delimitação do rejeito como uma falha no modelo. O presente trabalho tem como finalidade realizar uma análise comparativa da estratigrafia em um estudo geotécnico, considerando dois modelos distintos. Sendo um deles, um modelo 2D derivado de um mapeamento geológico realizado por um especialista na área, e o outro, o modelo 3D obtido a partir das análises e estimativas feitas pelo software Leapfrog Works 2023.1. O foco dessa comparação é identificar possíveis diferenças nos estratos de solo representados por cada modelo, levando em consideração as simplificações, estimativas e limitações de ambos os estudos.

Portanto, os resultados provenientes dessa comparação foram apresentados e discutidos, destacando as diferenças e semelhanças identificadas entre os estratos de solo representados por cada modelo. A interpretação desses resultados será conduzida levando em consideração as limitações inerentes a cada abordagem, com o

intuito de fornecer uma visão mais abrangente da estratigrafia da área de estudo. A Figura 3 ilustra o modelo 3D segmentado de acordo com a estratigrafia geológica da região em estudo, que será submetido a seccionamentos apropriados para a realização das análises comparativas atreladas ao estudo.

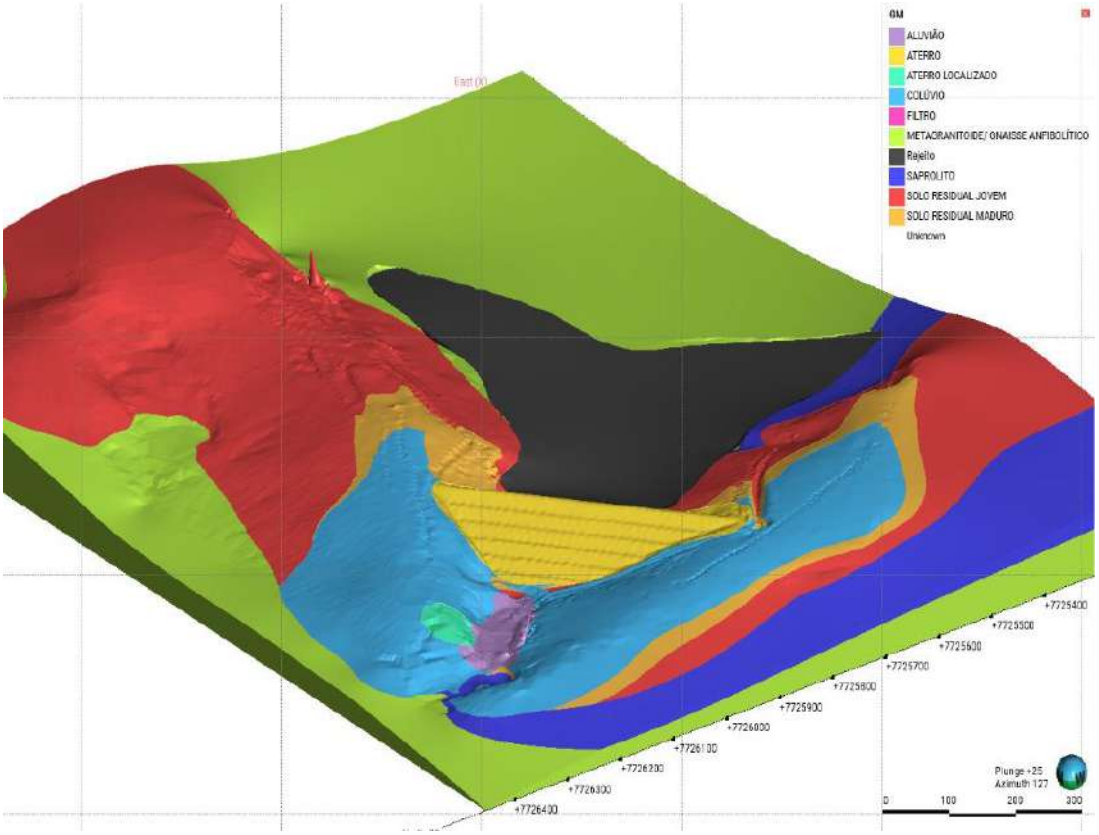


Figura 3. Planta da região de estudo segregada pela geologia interpolada pelo software.

Sendo assim, observa-se na Figura 4 e na Figura 6 a seção D e B, respectivamente, realizadas manualmente por um geólogo especializado. Já na Figura 5 e na Figura 7, podem-se analisar a estratigrafia das mesmas regiões, porém estimadas com o uso do software Leapfrog Works. As diferenças encontradas da topografia se devem ao fator escala exagerado na vertical para os perfis criados manualmente e os criados pelo softwares as escalas vertical e horizontal seguem a mesma escala.

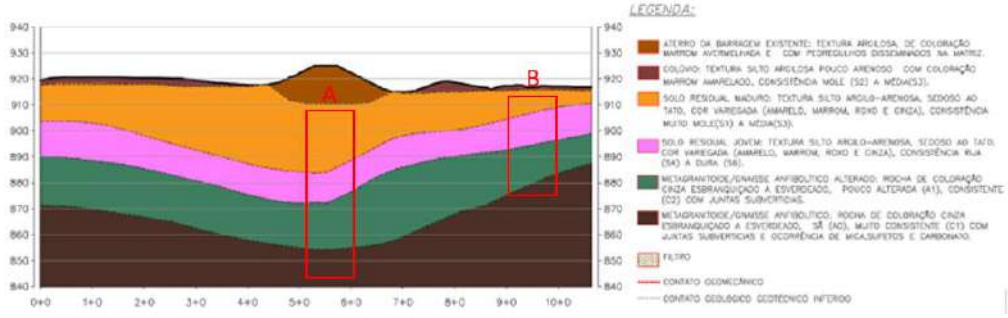


Figura 4. Seção D realizada manualmente por um especialista (Direita) e realizada pelo software Leapfrog Works 2023.1.

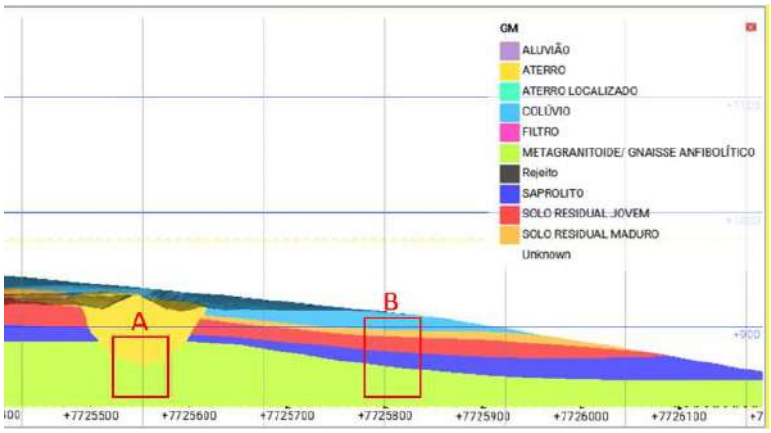


Figura 5. Seção D realizada pelo software Leapfrog Works 2023.1. .

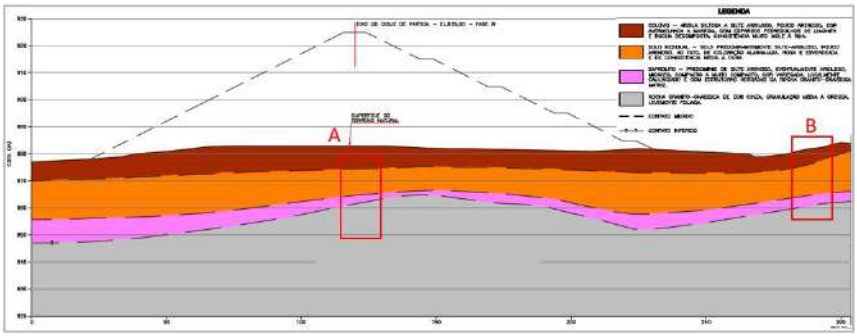


Figura 6. Seção B realizada manualmente por um especialista. Fonte: Relatório técnico da estrutura (2023).

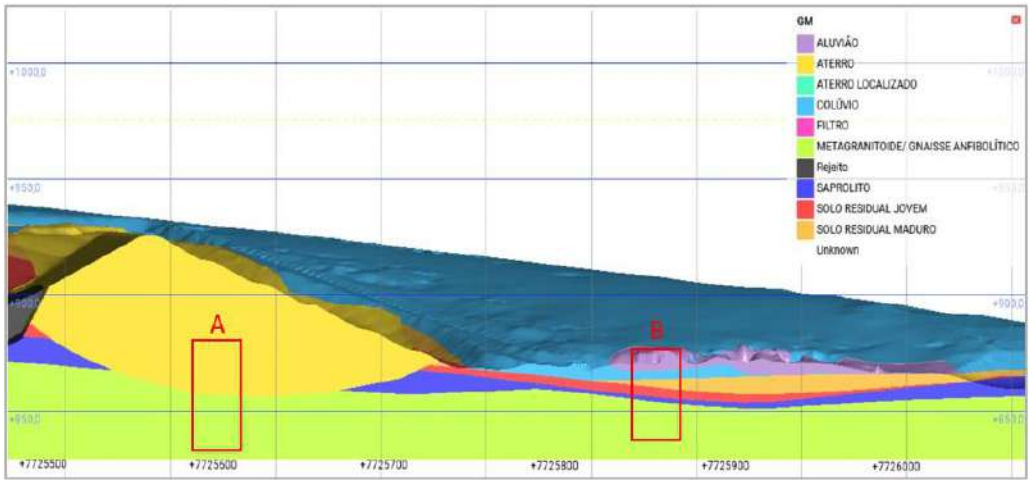


Figura 7. Seção B realizada pelo software Leapfrog Works 2023.1.

Ao comparar as seções, é possível identificar algumas discrepâncias na estratigrafia das respectivas regiões. No modelo gerado pelo Leapfrog, observa-se uma extensão mais profunda do aterro (regiões destacadas com a letra A), o que pode ser atribuído à distribuição das sondagens utilizadas no modelo. Devido à concentração dessas sondagens na área central do maciço, a falta de informações resulta em interpolações realizadas pelo software, conforme ilustrado nas seções do modelo. Analogamente, essa falta de informações também prejudicou a coerência da região à montante da estrutura, estabelecendo assim algumas divergências também significativas. Por outro lado, a região a jusante da barragem (regiões destacadas com a letra B) apresenta uma maior coerência, pois conta com uma densidade de informações mais distribuída. Como resultado, para essa região analisada é observada uma maior concordância entre os modelos, com diferenças interpretativas esperadas para as regiões que possuem lacunas de informações.

O outro objetivo da pesquisa consistiu em desenvolver um modelo implícito para a estimativa de parâmetros geotécnicos na região estudada, tais como ângulo de atrito, coesão (total e efetiva) e peso específico, tanto para condições naturais quanto saturadas e validar esses valores com os ensaios de laboratório realizados.

Dessa forma, o modelo de blocos foi elaborado utilizando-se blocos com dimensões de 1 metro em todas as direções para cada parâmetro mencionado e para cada camada de solo abordada no estudo. São apresentados na Figura 8, Figura 9, Figura 10, Figura 11, Figura 12 e Figura 13, os modelos de blocos para as correlações realizadas para a geologia do maciço da barragem (aterro).

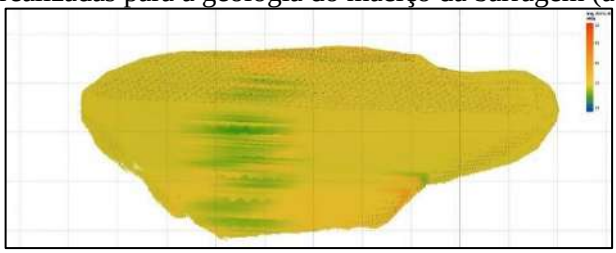


Figura 8. Modelo de blocos da camada de aterro calculado para o ângulo de atrito de Godoy.

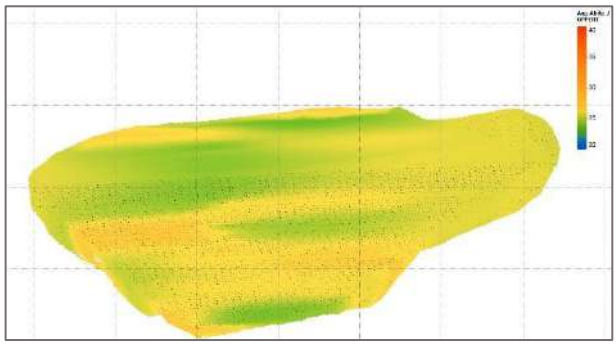


Figura 9. Modelo de blocos da camada de aterro calculado para o ângulo de atrito de Joppert.

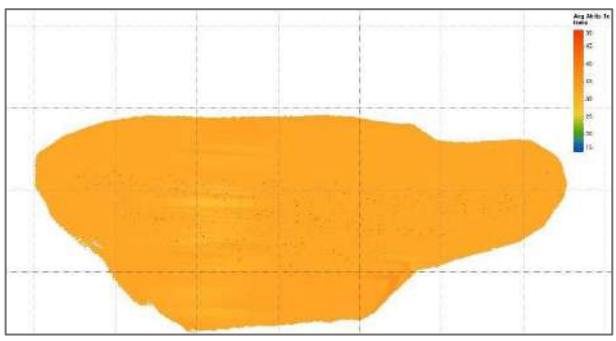


Figura 10. Modelo de blocos da camada de aterro calculado para o ângulo de atrito de Teixeira.

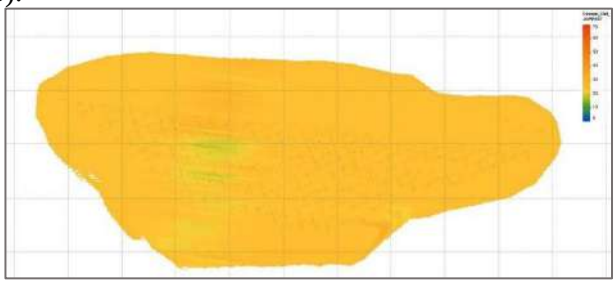


Figura 11. Modelo de blocos da camada de aterro calculado para a coesão efetiva de Joppert.

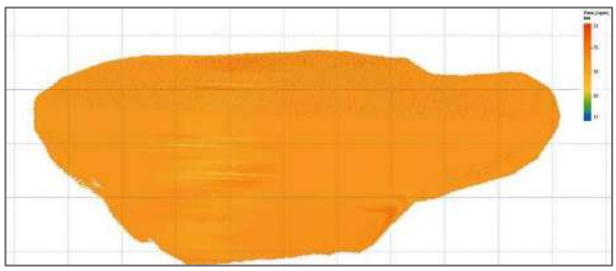


Figura 12. Modelo de blocos da camada de aterro calculado para o peso específico natural de Joppert.

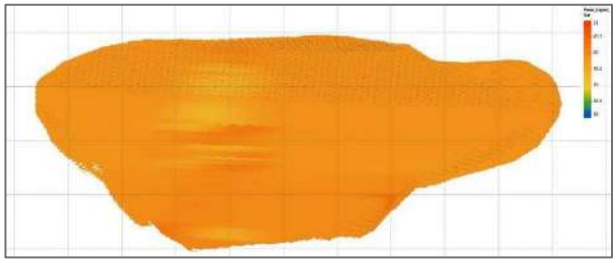


Figura 13. Modelo de blocos da camada de aterro calculado para o peso específico saturado de Joppert.

Para realizar a comparação dos parâmetros obtidos pelo modelo com os resultados dos ensaios laboratoriais, foram colhidos os valores interpolados pelo modelo de blocos nas mesmas coordenadas e profundidades dos ensaios laboratoriais.

4 CONCLUSÕES

A criação de um modelo geomecânico visa reduzir incertezas na região da barragem de rejeitos, proporcionando uma distribuição precisa dos parâmetros do solo através de correlações empíricas. A análise comparativa da estratigrafia não visa invalidar nenhum modelo, mas sim aprimorar o entendimento das condições geológicas e geotécnicas da área. Embora o modelo 2D tenha sido desenvolvido com base em

mapeamento especializado realizado por equipe de geólogos, enfrentou desafios devido à falta de detalhes em algumas áreas. O modelo 3D, construído com dados do estudo, enfrentou incertezas na interpolação dos dados, especialmente para os parâmetros de coesão e peso específico.

Aproximações satisfatórias foram obtidas para o ângulo de atrito, alinhadas com correlações propostas, porém, as estimativas para coesão e peso específico foram menos precisas, destacando a importância de ajustar correlações para melhorar a precisão das estimativas. Ensaios CPTu são recomendados para aprimorar a acurácia das estimativas de coesão.

Inconsistências foram observadas no modelo estratigráfico devido à falta de dados detalhados do solo. A inclusão da camada de aterro como uma falha poderia melhorar as interpolações nessa região e, consequentemente, os ajustes para outras camadas do solo. Apesar dos desafios, a interpolação do modelo de blocos foi satisfatória, especialmente para o ângulo de atrito, indicando a eficiência do modelo tridimensional, apesar das simplificações adotadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Mello, V. F. B. (1975). *Maciços e Obras de Terra. anotações de apoio às aulas*. São Paulo: EPUSP.

Gaioto, Nélio (2003). *Introdução ao Projeto de Barragens de Terra e de Enrocamento*. Depto. de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos – USP.

Cruz, Paulo Teixeira da (2004). *100 Barragens Brasileiras*..

Massad, Faiçal (2010). *Obras de Terra - Curso básico de Geotecnia*. São Paulo: Oficina de Textos.

Agência Nacional de Mineração – ANM (2022). *Resolução Nº 95, de 07 de fevereiro de 2022*. Brasília, DF.

Robertson, Peter K.; Cabal, K.L (2015). *Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering*. 6. ed. Signal Hill: Gregg Drilling & Testing, Inc.

Schnaid, Fernando; Odebrecht, Edgar (2012). *Ensaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos.

De Sousa Pinto, Carlos (2016). *Curso básico de Mecânica dos Solos*. Oficina de Textos.

Das, Braja M.; Sivakugan, Nagaratnam (2007). *Livro Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. São Paulo: Thomson Learning.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2020). *NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2017). NBR 13028: *Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água - Requisitos*. Rio de Janeiro.

Brasil (2010). *Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010*. Estabelece a política nacional de segurança de barragens. Brasília, DF.

Cintra, José Carlos A.; Aoki, Nelson; Henrique, José (2011). *Fundações Diretas Projeto Geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos.

Joppert Jr., Ivan (2007). *Fundações e Contenções de Edifícios*. São Paulo: PINI.

Nogueira, Joao Baptista et al (2005). *Mecânica dos solos: ensaios de laboratório*.

Barreto, Fernanda Souto (2021). *A Modelagem Implícita no Aprimoramento do Modelo Conceitual de uma Área Contaminada*. São Paulo: USP.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/84

Monitoramento Geotécnico em Barragens com Radar Terrestre: Influência da Poda da Vegetação na Qualidade dos Dados.

Lucas Leonardo Swerts Esteves
Engenheiro Geotécnico,Vale S.A., Itabira, Brasil, lucas.esteves@vale.com

Eduardo César Jardim
Engenheiro Especialista,Vale S.A., Itabira, Brasil, eduardo.jardim@vale.com

Clíscia Cerceau Silva
Engenheira Geotécnica,Vale S.A., Itabira, Brasil, cliscia.silva@vale.com

Yngrid Luísa Paula da Silva Ferreira
Analista Operacional,Vale S.A., Itabira, Brasil, yngrid.ferreira@vale.com

Maílson Braga Moreira
Analista Operacional,Vale S.A., Itabira, Brasil, mailson.moreira@vale.com

RESUMO: O monitoramento de barragens de mineração pode ser realizado considerando técnicas e instrumentos distintos. O radar terrestre vem sendo utilizado para essa finalidade, pois opera de forma remota e contínua, em quase tempo real, e pode detectar movimentações superficiais com grande precisão a grandes distâncias. Ademais, possui uma ampla cobertura, ele varre uma parede inteira, não apenas pontos como nas estações totais robóticas. Contudo, é fundamental compreender suas limitações, principalmente aquelas que podem causar falhas de detecção ou gerar interpretações equivocadas na análise de dados. Uma dessas limitações é a presença de vegetação, portanto, este estudo visa entender a influência da vegetação nesse tipo de monitoramento e o impacto da poda da vegetação, baseado na observação e interpretação dos dados de monitoramento de uma barragem de rejeito, em que serão analisados o comportamento dos dados coletados pelo radar, a magnitude e sentido dos deslocamentos, a taxa de deslocamento ao longo do tempo e o nível de ruído presente nos mapas e nas séries temporais. O resultado da análise visa melhorar a compreensão e eficácia do monitoramento geotécnico de barragens por meio de radar terrestre, sobretudo nas barragens do Brasil, uma vez que a maioria delas possui muita vegetação.

PALAVRAS-CHAVE: Radar Terrestre, Barragem de Mineração, Vegetação.

ABSTRACT: Monitoring mining dams can be accomplished using various techniques and instruments. Ground-based radar has been increasingly employed for this purpose due to its remote and continuous operation, nearly real-time capabilities, and precise detection of surface movements over long distances. Additionally, it provides extensive coverage, scanning entire walls rather than just specific points like robotic total stations. However, it is crucial to understand its limitations, particularly those that may lead to detection failures or misinterpretations in data analysis. One such limitation is the presence of vegetation. This study aims to explore the influence of vegetation on ground-based radar monitoring and assess the impact of vegetation pruning. The analysis is based on observations and interpretation of monitoring data from a tailings dam. The study examines the behavior of radar-collected data, displacement magnitudes and directions, displacement rates over time, and noise levels present in maps and time series. The results aim to enhance the understanding and effectiveness of geotechnical monitoring of dams using ground-based radar, especially for dams in Brazil, where vegetation is prevalent.

KEYWORDS: Ground-based Radar, Mining Dams, Vegetation.

1 INTRODUÇÃO

O radar interferométrico terrestre tem se destacado como uma ferramenta essencial no monitoramento geotécnico de estruturas geotécnicas, emprega técnicas interferométricas avançadas para detectar movimentações milimétricas no terreno ao longo do tempo, permitindo uma avaliação abrangente da estabilidade e integridade de barragens, cavas e taludes. Sua capacidade de monitorar grandes áreas com alta resolução espacial e temporal torna-o especialmente valioso para identificar potenciais riscos geotécnicos e tomar medidas preventivas ou corretivas de forma proativa. No entanto, é importante ressaltar uma limitação associada à presença de vegetação. Em áreas com cobertura vegetal densa, a interferência causada pela vegetação pode distorcer os dados do radar, dificultando a interpretação das deformações observadas. Segundo Gonçalves *et al.* (2023), a vegetação é uma das limitações da tecnologia do radar terrestre, podendo interferir na interpretação dos dados coletados, uma vez que as ondas emitidas pelo radar podem ser refletidas, absorvidas ou dispersas pela vegetação, causando a perda de coerência espacial e aumento do nível de ruído nos dados, dificultando a identificação de movimentações na estrutura da barragem e/ou gerando informações de baixa confiabilidade. Portanto, ao utilizar o radar interferométrico terrestre em ambientes com vegetação significativa, é necessário considerar essas limitações e implementar técnicas de processamento de dados específicas para mitigar os efeitos adversos da vegetação nos resultados do monitoramento geotécnico.

Neste contexto, este artigo tem como objetivo estudar a influência da vegetação no monitoramento superficial por radar terrestre de uma barragem de rejeito, além de entender o impacto da poda da vegetação na melhoria dos dados nesse tipo de monitoramento. As informações aqui contidas são provenientes do monitoramento pelo equipamento Radar IBIS-FM da Hexagon no período de 01/01/2023 a 21/09/2023.

2 ATIVIDADE DE SUPRESSÃO VEGETAL

Foi realizada a supressão vegetal em quase toda a estrutura da barragem, que durou ao todo quarenta dias para sua finalização. A atividade iniciou-se em 01/04/2023 e foi finalizada em 10/05/2023. Conforme pode ser observado na Figura 1, a roçada foi realizada de forma gradual ao longo de toda a estrutura, com exceção da porção delimitada em vermelho, uma vez que se trata de uma região inacessível ao robô (iCUT) que realiza a atividade.

Figura 1. Atividade de supressão vegetal na Barragem Sul Superior pelo iCUT.

3 RESULTADOS DO MONITORAMENTO

3.1 Gráfico de Data Quality

O Data Quality é um parâmetro baseado na coerência espacial e indica a qualidade dos dados. O processo para calcular a coerência espacial envolve comparar as imagens pixel a pixel, utilizando operações matemáticas que consideram tanto a amplitude quanto a fase das imagens radar. A normalização é crucial para garantir que a coerência espacial seja calculada de maneira objetiva e comparável entre diferentes regiões da imagem. Se o parâmetro de qualidade dos dados for menor do que o definido (0,7), os arquivos Psv's são descartados e não são processados pelo software. Com isso, o radar deixa de processar os dados em tempo real até que eles alcancem o parâmetro de qualidade estabelecido novamente.

A Figura 2 representa o Data Quality no período compreendido entre 01/01/2023 e 21/09/2023. Estão presentes os eventos de início (01/04/2023) e fim (10/05/2023) da atividade de supressão vegetal nas linhas de cor rosa, que levou ao todo 40 dias para a finalização. Antes do início da roçada da estrutura, percebe-se uma grande oscilação do parâmetro de qualidade, com vários resultados abaixo do limite definido (0,7). Além disso, nota-se uma melhora gradativa entre os meses de janeiro a março, provavelmente devido a melhora natural relativa à transição do período de chuva e seca. Após a roçada, observa-se uma significativa melhora na qualidade dos dados, a partir de meados de abril, a maioria dos valores estão acima de 0,8, sem apresentar grandes oscilações.

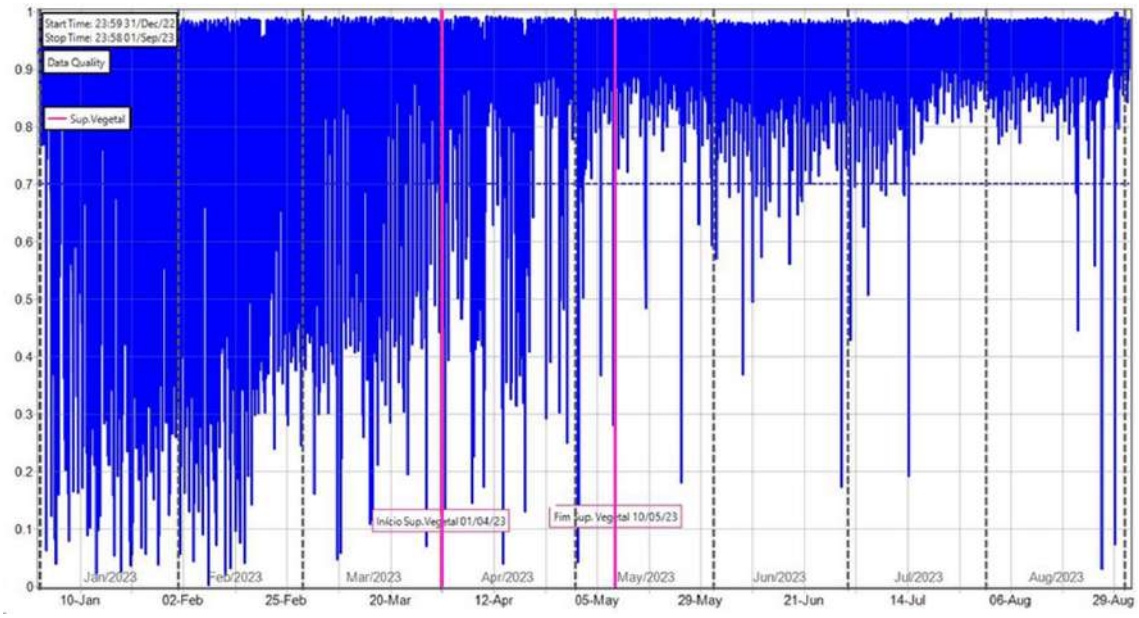


Figura 2. Gráfico de Data Quality entre 01/01/2023 e 21/09/2023.

3.2 Análise Comparativa dos Dados entre os Períodos Pré e Pós-Supressão Vegetal

Com o propósito de entender a influência da vegetação nos dados do radar foi realizada uma análise comparativa dos dados entre os períodos pré e pós-supressão vegetal, foram selecionados mapas de deslocamento, de coerêncial espacial e de interferograma corrigido. Foram considerados dois períodos de análise, o primeiro contemplado dentro do período pré-roçada e o segundo dentro do período pós-roçada.

3.2.1 Mapa de Deslocamento

O mapa de deslocamento é uma imagem que representa a diferença de fase entre as aquisições efetuadas pelo radar, por meio do recurso de interferometria. O mapa de deslocamento da Figura 3a contempla o período de 01/03/23 a 31/03/23 (dentro do período pré-roçada) e o mapa de deslocamento da Figura 3b contempla o

período de 10/05/23 a 10/06/2023 (dentro do período pós-roçada), ambos representando um período de 30 dias e apresentado nas escalas de -200 a +200 mm. A supressão vegetal foi realizada em toda a barragem, com exceção da área delimitada em vermelho na Figura 3b.

Observa-se, na Figura 3a, um mapa com várias regiões de acúmulo de deslocamento, com um nível de ruído considerável, principalmente nos taludes da porção central e inferior da estrutura. Os deslocamentos observados não se apresentam de forma homogênea, ou seja, são verificadas regiões de acúmulo preferenciais, associadas provavelmente às regiões de maior vegetação. De forma geral, percebe-se que o mapa da Figura 3b está muito mais "limpo" do que o mapa da Figura 3a e não são observadas as regiões de acúmulo de deslocamentos muito presentes na Figura 3a. Já na região delimitada em vermelho, na Figura 3b, onde não foi realizado a supressão vegetal observa-se o oposto, ou seja, ocorre um aumento do nível de ruído e o aparecimento de regiões apresentando deslocamento.

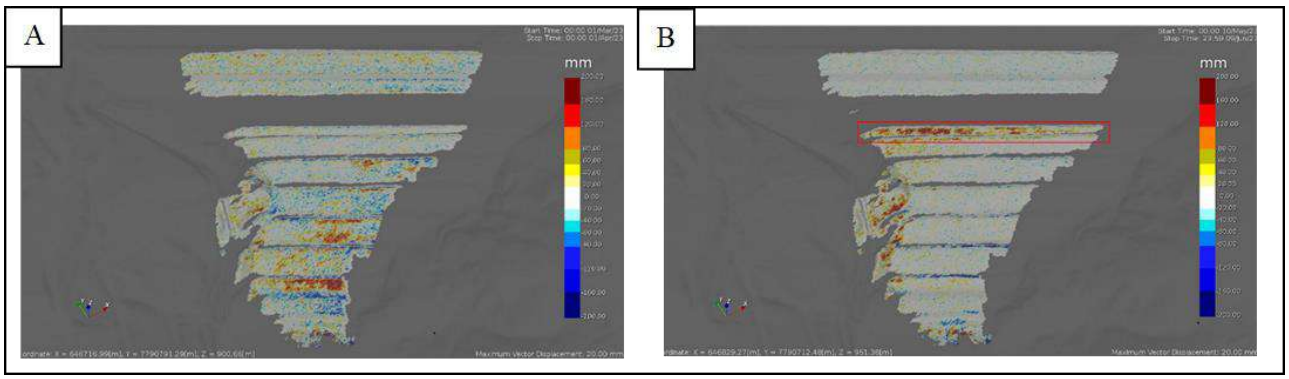


Figura 3. Mapa de Deslocamento (a) período pré-roçada: 01/03/23 a 31/03/23 (b) período pós-roçada: 10/05/23 a 10/06/23.

3.2.2 Mapa de Coerência Espacial

O mapa de coerência espacial estima a correlação da interação da onda do radar com o alvo entre as duas imagens que formam o interferograma, pode assumir valores entre 0 (sem correlação) e 1 (correlação completa). O mapa de coerência espacial da Figura 4a é relativo ao dia 01/03/23 (está inserido dentro do período pré-roçada) e o mapa de coerência espacial da Figura 4b contempla dados do dia 08/06/23 (está inserido dentro do período pós-roçada).

Observa-se na Figura 4a um mapa com baixa coerência espacial, especialmente na porção central e inferior da estrutura. Percebe-se, também, baixa coerência nas regiões planas e de borda da estrutura. De forma geral, nota-se uma melhora na coerência espacial em toda a estrutura na Figura 4b, com exceção da área onde não foi realizada a supressão vegetal, delimitada em vermelho, nessa região ocorreu uma piora na coerência espacial. No entanto, nota-se, ainda, na Figura 4b, regiões de baixa coerência espacial localizadas nas regiões planas e de borda.

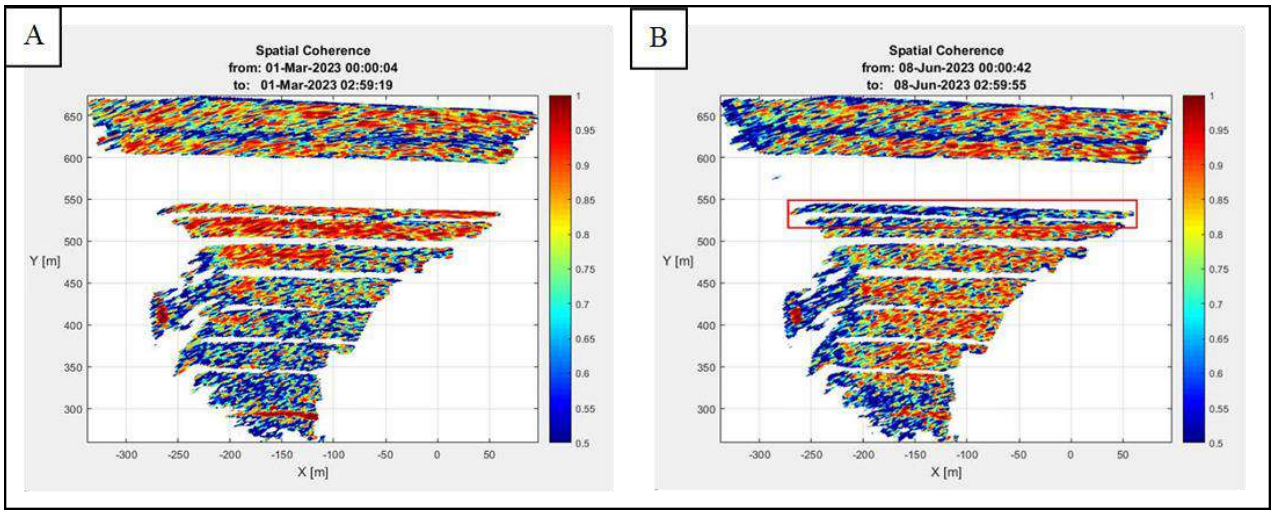


Figura 4. Mapa de coerência espacial (a) período pré-roçada: 01/03/23 (b) período pós-roçada: 8/06/23.

3.2.3 Mapa de Interferograma Corrigido

O mapa de interferograma corrigido calcula e exibe um mapa de diferença de fase entre o primeiro e último dado, corrigidos por um ajuste linear (modelo de correção atmosférica). É expresso em graus e pode assumir valores entre -180° e 180°. O mapa de interferograma corrigido da Figura 5a é relativo ao dia 01/03/23 (está inserido dentro do período pré-roçada) e o mapa de interferograma corrigido da Figura 5b contempla dados do dia 08/06/23 (está inserido dentro do período pós-roçada).

Corroborando com os mapas de deslocamento e de coerência espacial, nota-se uma diminuição significativa do nível de ruído em toda a estrutura ao se comparar os mapas da Figura 5a e 5b. Como o interferograma corrigido representa um dado pós-processado pelo algoritmo de correção atmosférica, entende-se que os ruídos observados não foram causados por interferências atmosféricas, e sim originados pela vegetação presente na estrutura. Após a roçada, os ruídos são suavizados, somente são observados ruídos presentes nas regiões de baixa amplitude (regiões planas e de borda) e na porção delimitada em vermelho, onde não foi realizada a atividade de roçada.

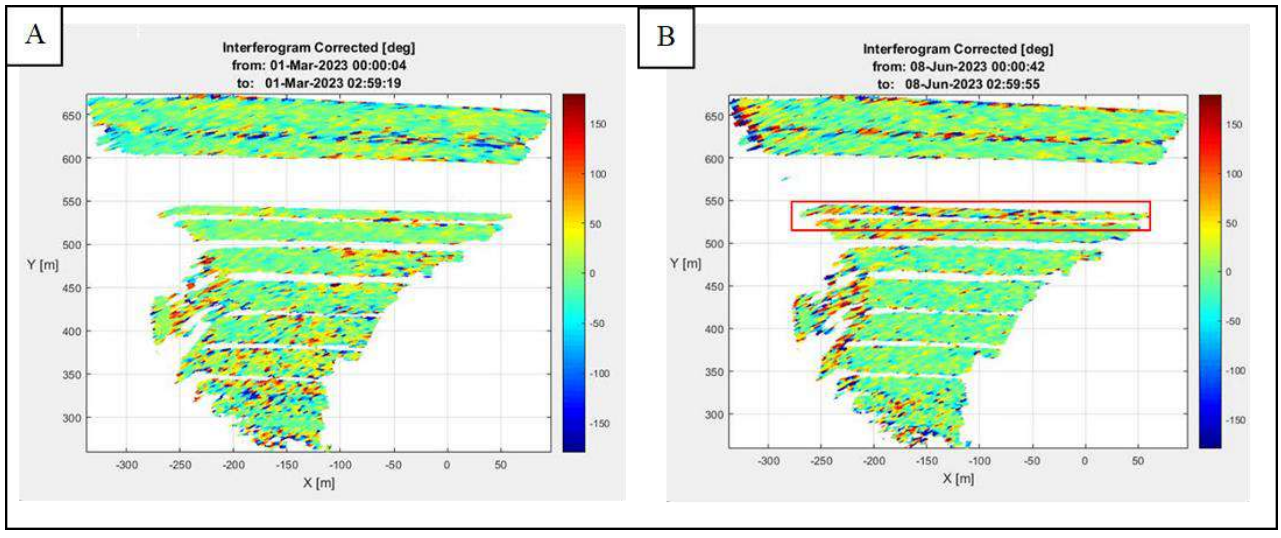


Figura 5. Mapa de interferograma corrigido (a) período pré-roçada: 01/03/23 (b) período pós-roçada: 08/06/23.

4 ÁREAS SELECIONADAS

Foram criadas seis áreas ao longo das faces dos taludes da estrutura (Figura 6), com o objetivo de entender se a supressão vegetal causou mudança no comportamento dos dados coletados pelo radar, ou seja, se ocorreu alguma variação com relação à magnitude e sentido dos deslocamentos, bem como na taxa de deslocamento ao longo do tempo e sobre o nível de ruídos presente nas séries temporais. As áreas 01 a 06 foram selecionadas nas faces dos taludes, principalmente na porção central e inferior da estrutura, regiões onde foram observadas maiores mudanças após a supressão vegetal na análise visual realizada no tópico 3.2.

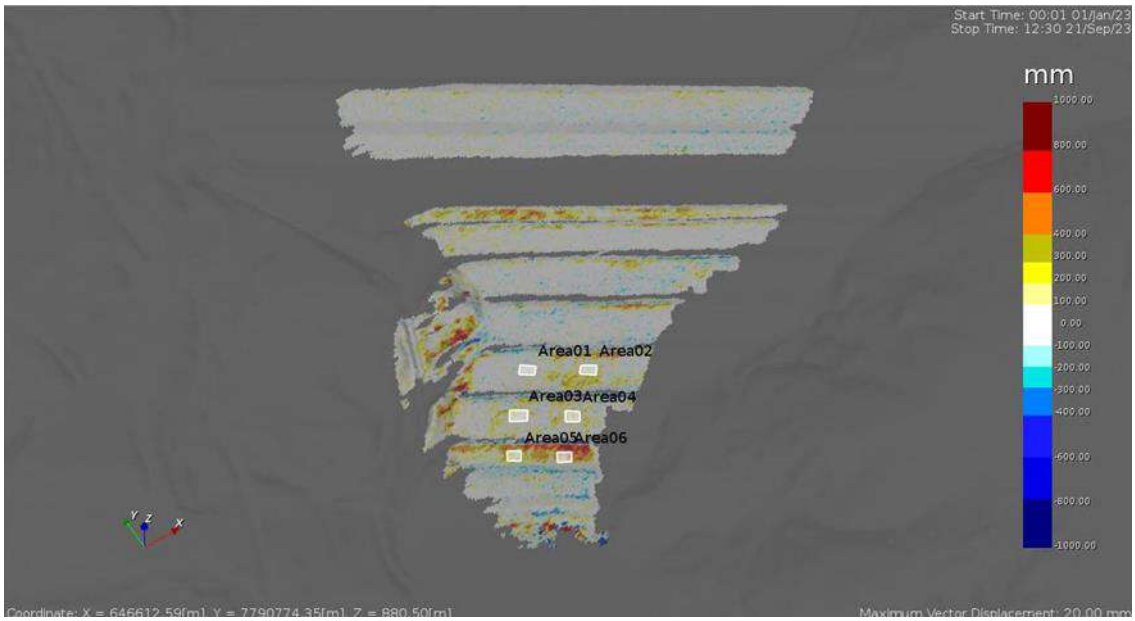


Figura 6. Mapa de deslocamento com as áreas selecionadas.

As Figuras 7 e 8 representam as séries temporais de deslocamento e velocidade. O deslocamento apontado em uma série temporal é a média do deslocamento de cada píxel da área selecionada. Observa-se nos gráficos das Figuras 7 e 8, uma mudança significativa no comportamento das séries temporais após a atividade de roçada realizada na estrutura. Anterior à atividade de roçada, notam-se saltos repentinos ou oscilações frequentes, com variações recorrentes no sentido de deslocamento. Além disso, a maioria das áreas apresentam uma tendência linear de deformação, ou seja, percebe-se um incremento de deslocamento ao longo do tempo. Após a data fim da supressão vegetal (linha rosa), as áreas apresentam um comportamento de estabilidade, sem apresentar acúmulo de deslocamento. Com relação à velocidade, ocorre uma variação significativa da amplitude do gráfico para todas as áreas, ou seja, uma variação nos valores de máximos e mínimos.

4.1 Séries Temporais de Deslocamento e Velocidade das Áreas 01 a 06

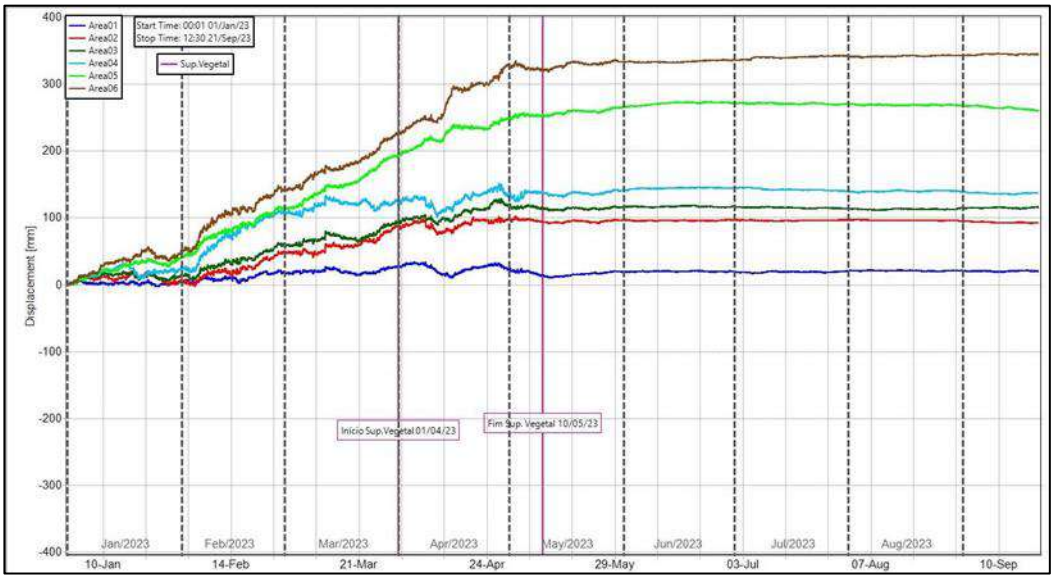


Figura 7. Série temporal de deslocamento das áreas 01 a 06.

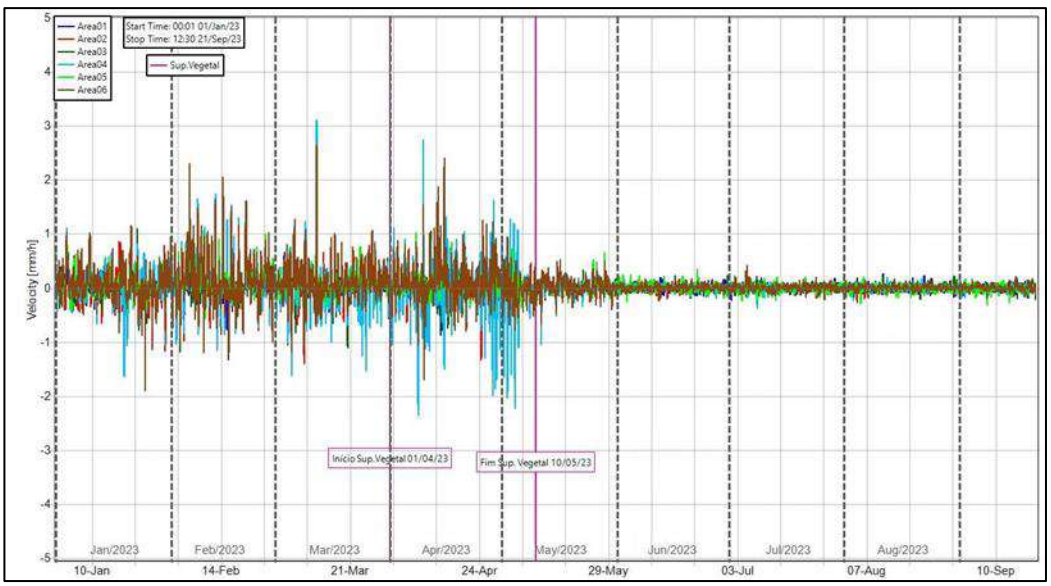


Figura 8. Série temporal de velocidade das áreas 01 a 06.

5 CONCLUSÃO

A análise do Data Quality proporcionou verificar que a coerência espacial e consequentemente a qualidade dos dados melhorou de forma significativa após a atividade de supressão vegetal da estrutura.

Como esperado, o resultado da análise comparativa dos dados a partir dos mapas de deslocamento, de coerência espacial e de interferograma corrigido confirma a vegetação como um fator muito prejudicial no monitoramento por radar terrestre, gerando um aumento do nível de ruídos, diminuição da coerência espacial e o aparecimento de regiões apresentando deslocamento.

O estudo das áreas selecionadas comprovou que a vegetação pode gerar tendências e incremento de deslocamento nas regiões monitoradas, além de causar dados com comportamento ruidoso. Com a supressão da vegetação observou-se a estabilização dos dados.

De forma geral, a atividade de roçada da estrutura gerou um efeito positivo na estabilização dos dados detectados pelo radar, reduzindo o nível de ruído observado e causando o desaparecimento de regiões com acúmulo preferencial de deslocamento. A melhora na qualidade dos dados gera maior confiabilidade, e como resultado espera-se uma assertividade nas análises realizadas para a identificação de deslocamentos reais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Gonçalves, O., Clemente, B., Campos, M., Lisboa, P., Yamamoto, L., 2023. Influência da vegetação no monitoramento superficial de radar terrestre em barragens de mineração. In: XXXIV Seminário Nacional de Grande Barragens, Paraná.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/85

O Papel do Modelo Hidrogeológico Numérico no Descomissionamento de Barragem de Rejeitos Contaminados com Falhas no Sistema de Impermeabilização

Lucas Henrique Vieira
Engenheiro Geotécnico, DF+ Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, lvieira@dfmais.eng.br

Thaís Guedes Ayres Silva
Hidrogeóloga, DF+ Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, tgsilva@dfmais.eng.br

Luciano Rodrigo Gomes Santos
Geoquímico Ambiental, GeoEnviron, Belo Horizonte, Brasil, luciano.santos@geoenviron.com.br

Camila Mendes Correa Pinto
Engenheira Geotécnica, DF+ Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, cmendes@dfmais.eng.br

Alexandre Chagas Pelegrineli
Engenheiro Geotécnico, DF+ Engenharia, Limeira, Brasil, apelegrineli@dfmais.eng.br

RESUMO: Reservatórios de barragens de rejeitos não-inertes usualmente são concebidas com sistema de impermeabilização a fim de evitar a contaminação do solo de fundação e lençol freático. Nos casos em que se detecta a falha deste sistema de impermeabilização, o modelo hidrogeológico numérico desempenha um papel importante para o descomissionamento destas estruturas. Para o estudo hidrogeológico da área do barramento, estabeleceu-se os limites e condições de contorno para o modelo conceitual, assim como, a compilação dos dados de monitoramento existentes. Com base no modelo conceitual foi construído o modelo numérico em cinco etapas, desde o refinamento da malha até a simulação dos cenários. A partir do modelo numérico calibrado e da montagem dos cenários de tratamento propostos foi possível executar as simulações e comparar os impactos de cada alternativa na impermeabilização da estrutura. Em relação as vazões obtidas nas zonas de balanço nos cenários de simulação, observou-se que o Cenário 1, no qual é aplicada a impermeabilização de superfície pela geomembrana observa-se que a vazão se reduz drasticamente para 5 m³/dia em relação ao calibrado em permanente (42 m³/dia) demonstrando a eficiência do tratamento de superfície com a geomembrana impermeabilizante. E no Cenário 2 onde o tratamento é realizado com solo de baixa permeabilidade a vazão de Dreno de Fundo corresponde a 12 m³/dia, mostrando que essa solução é menos eficiente que a geomembrana, mas também eficiente para redução da vazão dentro do reservatório.

PALAVRAS-CHAVE: Descomissionamento de Barragens, Sistema de Impermeabilização, Modelo Hidrogeológico Numérico.

ABSTRACT: Non-inert tailings dam reservoirs are usually designed with a waterproofing system in order to avoid contamination of the foundation soil and groundwater. In cases where failure of this waterproofing system is detected, the numerical hydrogeological model plays an important role in the decommissioning of these structures. For the hydrogeological study of the dam area, the limits and boundary conditions for the conceptual model were established, as well as the compilation of existing monitoring data. Based on the conceptual model, the numerical model was built in five steps, from mesh refinement to scenario simulation. From the calibrated numerical model and the assembly of the proposed treatment scenarios, it was possible to run the simulations and compare the impacts of each alternative on the waterproofing of the structure. In relation to the flow rates obtained in the balance zones in the simulation scenarios, it was observed that in Scenario 1, in which surface waterproofing is applied by the geomembrane, it is observed that the flow rate is drastically reduced to 5 m³/day in relation to the calibrated permanently (42 m³/day) demonstrating the efficiency of surface treatment with the waterproofing geomembrane. And in Scenario 2, where the treatment

is carried out with low permeability soil, the Bottom Drain flow corresponds to 12 m³/day, showing that this solution is less efficient than the geomembrane, but also efficient in reducing the flow within the reservoir.

KEYWORDS: Dam Decommissioning, Waterproofing System, Numerical Hydrogeological Model

1 INTRODUÇÃO

Reservatórios de barragens de rejeitos não-inertes usualmente são concebidas com sistema de impermeabilização a fim de evitar a contaminação do solo de fundação e lençol freático. Nos casos em que se detecta a falha deste sistema de impermeabilização, com característica difusa, o modelo hidrogeológico numérico pode desempenhar um papel importante no processo de escolha da melhor solução para o descomissionamento destas estruturas. O modelo hidrogeológico é crucial para entender as direções de fluxo da água subterrânea e suas interações com as águas superficiais, assim como com o material contaminante contido no reservatório, ajudando nas tomadas de decisão e minimizando os riscos ambientais e de segurança associados à barragens de rejeito contaminados.

O modelo hidrogeológico numérico permite a análise em três dimensões das condições de contorno e parâmetros associados aos materiais naturais e antrópicos, mostrando como ocorre a interação do fluxo na barragem e arredores. Isso ajuda a prever o comportamento da água e planejar estratégias de drenagem adequadas.

Sabe-se que o descomissionamento das barragens de rejeito ocorre principalmente por duas maneiras: remoção do maciço ou revegetação do reservatório. Neste último, em barragens com resíduos perigosos, faz-se necessária a impermeabilização da superfície do reservatório em fase anterior à revegetação.

No caso em estudo, o monitoramento ambiental detectou vazamento pela membrana de fundo, e assim, o modelo hidrogeológico numérico foi desenvolvido com o intuído de simular as alternativas de tratamento, auxiliando na tomada de decisão sobre qual a solução mais viável.

2 MÉTODO

Para o estudo hidrogeológico da área do barramento, inicialmente estabeleceu-se os limites e condições de contorno para o modelo hidrogeológico conceitual, assim como, a compilação dos dados de monitoramento existentes.

Com base no modelo conceitual foi construído o modelo numérico. Para isso foi utilizado o *software* "Visual *MODFLOW*" e o algoritmo para a resolução das equações foi o MODFLOW-NWT, desenvolvido pelo Serviço Geológico dos Estados Unidos – USGS, através do método de diferenças finitas.

A metodologia para desenvolver o modelo hidrogeológico foi dividida em cinco etapas:

- 1ª Etapa: Construção do modelo com refinamento de malha, vertical e horizontal, na região do barramento e nas unidades de menor espessura;
- 2ª Etapa: Discretização das unidades hidrogeológicas identificadas no mapeamento geológico-geotécnico de superfície;
- 3ª Etapa: Discretização dos instrumentos de monitoramento e impermeabilização do barramento;
- 4ª Etapa: Calibração em regime permanente com dados de monitoramento;
- 5ª Etapa: Simulação de cenários a fim de tentar prover direções preferenciais de fluxo e vazões com a impermeabilização de superfície com geomembrana e por camada de solo.

2.1 Montagem e Calibração do Modelo

As condições de contorno em hidrogeologia representam as situações de fluxo d'água no modelo, sendo que esse pode ser de carga especificada, fluxo especificado, ou carga e fluxo não especificado, sendo o fluxo dependendo da carga, conforme o elemento a ser introduzido, como rios, lagos, zonas de aporte hídrico.

A extensão horizontal do modelo foi definida com base em condições de contorno naturais visando uma condição de fluxo nula em suas extremidades (Figura 1). Assim, a região foi delimitada pela área da bacia hidrográfica do vale em que a barragem se encontra. Verticalmente o modelo teve sua superfície superior

definida pela importação da topografia e o limite inferior definido pela cota da drenagem mais baixa vizinha ao vale, buscando uma condição de fluxo de base local (Figura 2).

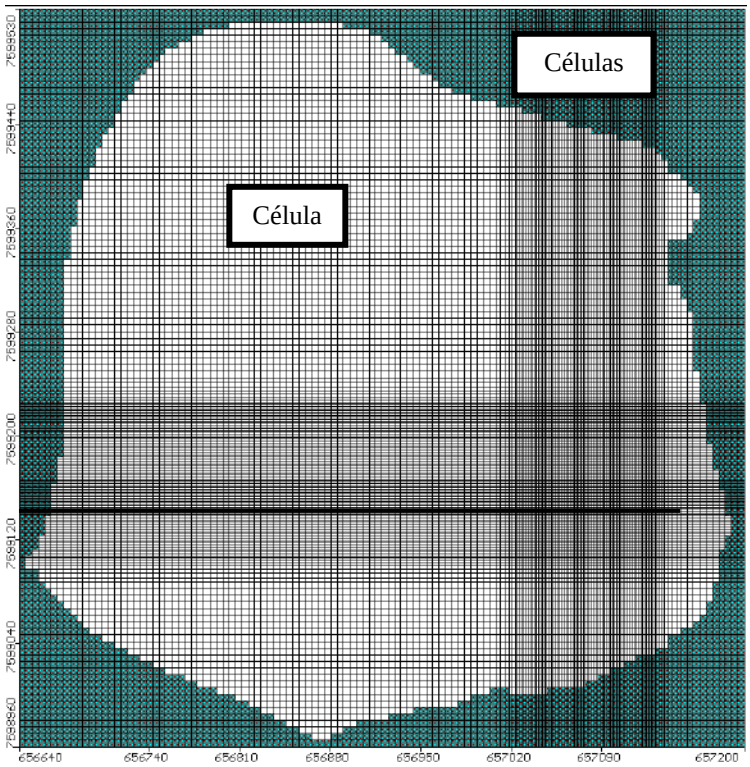


Figura 1 – Malha Horizontal do modelo (Camada 1 - Traço preto indica seção da Figura 2).

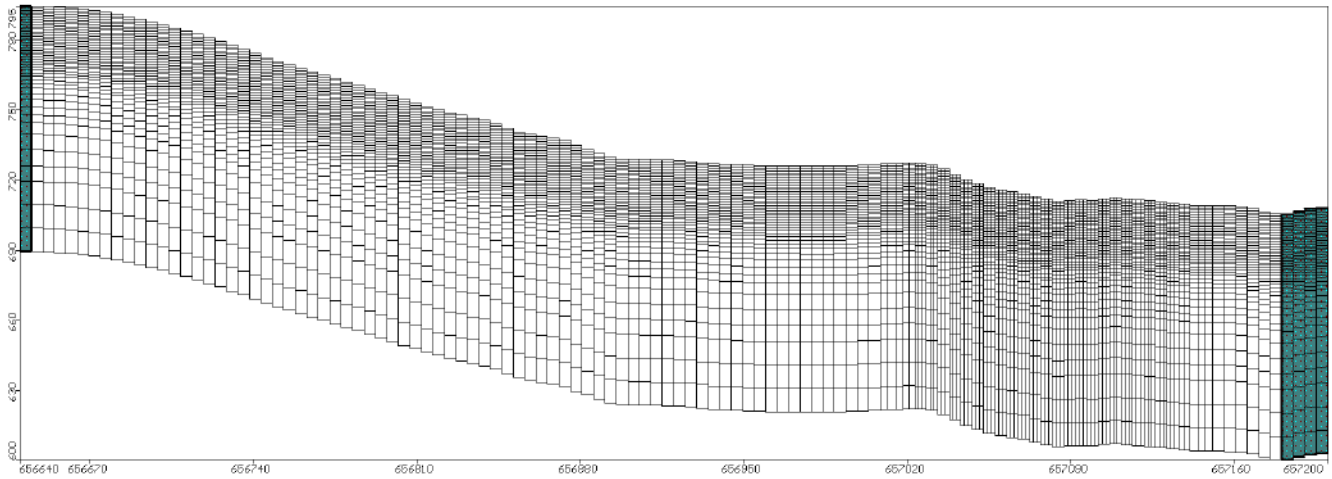


Figura 2 – Malha vertical do modelo numérico.

Dessa forma o modelo foi desenvolvido com os dados disponibilizados existentes da região de estudo. Assim, neste foram discretizadas as condições de contorno como limite de fluxo nulo, limite com fluxo de entrada e saída, drenos, lago do reservatório e recarga superficial. Esses podem ser observados na Figura 3.

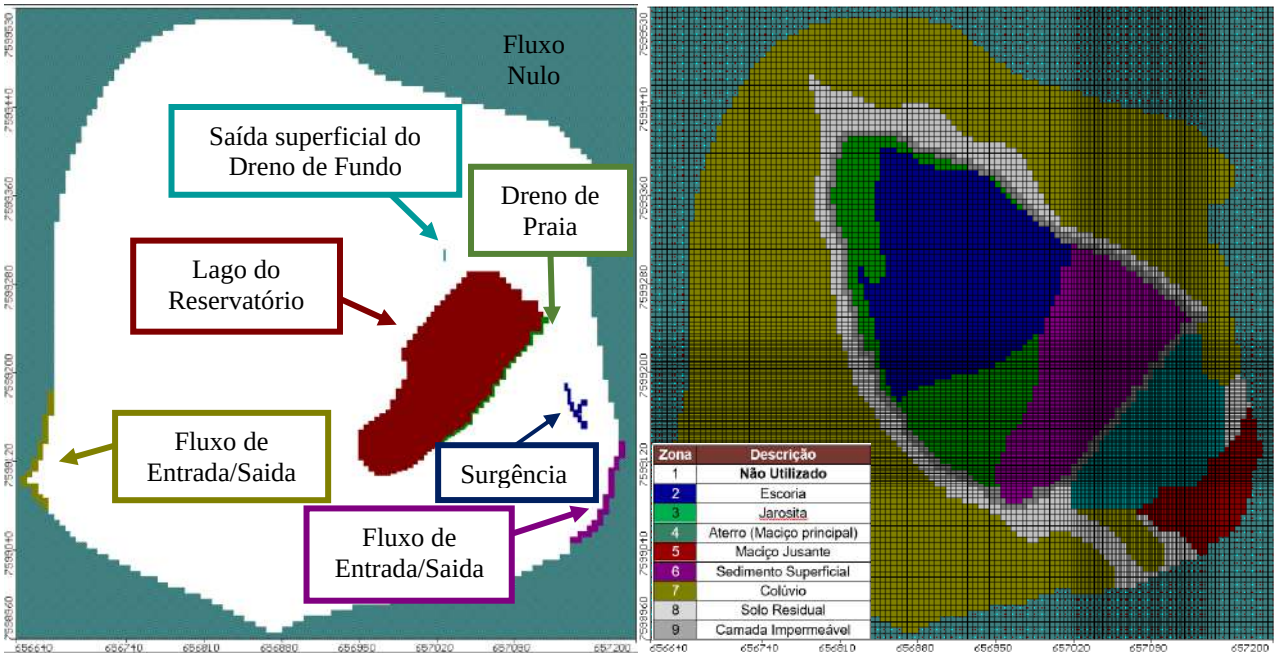
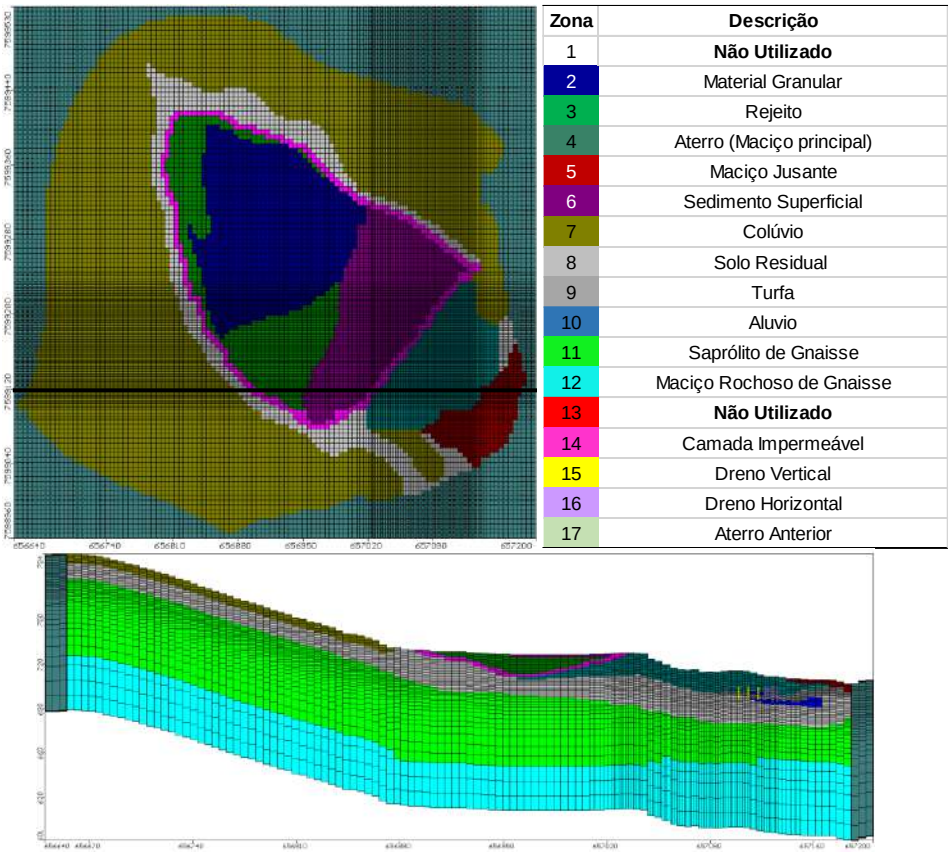


Figura 3. Condições de contorno imputadas ao modelo, com detalhe para as zonas de recarga superficiais (a direita), onde também é possível observar a malha utilizada com refino na área do maciço do barramento.

A discretização das unidades hidrogeológicas foi realizada por interpolação com base no mapa de superfície e seções geológicas geradas para a área. Foram obtidas 15 zonas que são apresentadas na Figura 4, ressalta-se que as zonas 1 e 13 não foram utilizadas. Destaca-se a zona 14 que foi discretizada com baixíssima condutividade hidráulica para representar a camada impermeabilizante do fundo do reservatório, que segundo o monitoramento tem mostrado falhas e fluxo para o lençol freático, contaminando este.



Zona	Descrição
1	**Não Utilizado**
2	Material Granular
3	Rejeito
4	Aterro (Maciço principal)
5	Maciço Jusante
6	Sedimento Superficial
7	Colúvio
8	Solo Residual
9	Turfa
10	Aluvio
11	Saprólito de Gnaisse
12	Maciço Rochoso de Gnaisse
13	**Não Utilizado**
14	Camada Impermeável
15	Dreno Vertical
16	Dreno Horizontal
17	Aterro Anterior

Figura 4. Unidades hidrogeológicas discretizadas no modelo em planta e seção.

Com base nos dados de condutividade conceituais e nos dados de monitoramento de nível de água nos piezômetros e indicadores de nível de água instalados no sítio, realiza-se o processo de calibração do modelo, a fim de obter valores de condutividade coerentes e compatíveis com variações em função da anisotropia. Nesse processo os valores de condutividade hidráulica, obtidos inicialmente pelos ensaios de permeabilidade, são alterados inúmeras vezes buscando uma melhor correspondência aos dados de nível observados e calculados pelo modelo.

2.2 Montagem das Simulações

Após a calibração do modelo em regime permanente foram montados os cenarios a serem simulados. Ressalta-se que o processo de calibração de um modelo hidrogeológico numérico de fluxo, só se torna realmente completo com a calibração em regime transiente, onde valores de armazenamento são incorporados ao modelo. Assim, o modelo obtido é uma aproximação da realidade, um retrato temporal.

Os cenários de simulações foram definidos a fim de fornecer informações para o comportamento defeituoso da camada impermeabilizante do fundo do barramento, assim como simular a situação de tratamento implementando uma impermeabilização de superfície com uma geomembrana e com o solo de baixa permeabilidade.

Assim, em comparação ao resultado em regime permanente foram simuladas duas situações: com a impermeabilização de superfície pela geomembrana (Cenário 1), onde uma camada com recarga nula foi atribuída ao topo do reservatório; e outra situação com a impermeabilização por uma camada de solo (Cenário 2), neste cenário foi atribuída uma zona de permeabilidade baixa (10-8 cm/s) as duas primeiras camadas sob o reservatório e uma camada de baixa recarga (Taxa = 2%).

Na Figura 5 mostra a localização da zona cinza escura que demonstra a região onde foi atribuída a zona de recarga e permeabilidade reduzida sob o reservatório, para representar as soluções de tratamento. O traço na figura mostra a localização das seções que serão apresentadas como resultado com as direções de fluxo.

Destaca-se que nos cenários de impermeabilização foi necessária a retirada do recurso “river” e dos drenos presentes nas duas primeiras camadas do modelo para a convergência do modelo, assim o Dreno de Praia foi totalmente retirado. A Tabela 1 resume os cenários simulados.

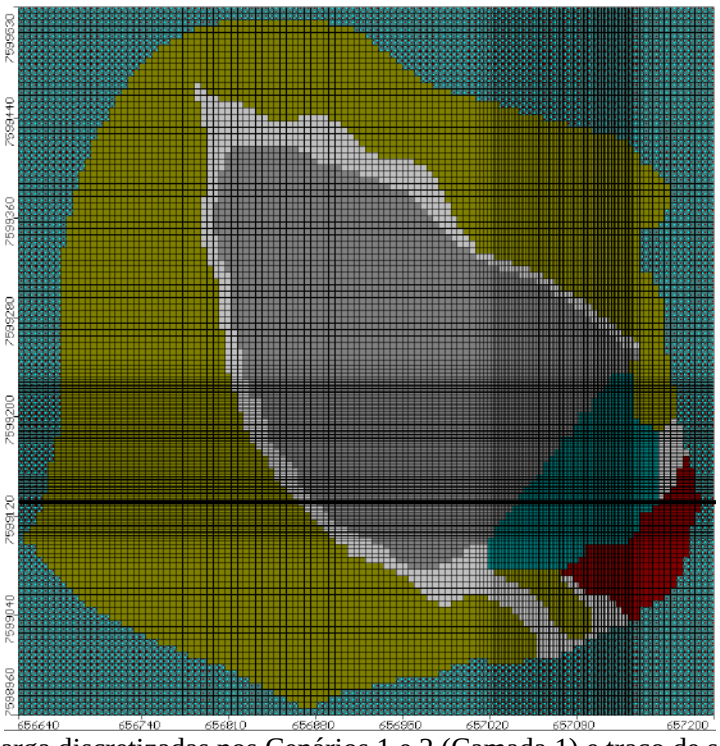


Figura 5. Zonas de recarga discretizadas nos Cenários 1 e 2 (Camada 1) e traço de seções apresentadas nas figuras posteriores.

Tabela 1. Resumo da configuração dos Cenários Simulados

Cenário	Permeabilidade da Membrana Impermeabilizante de Fundo (cm/s)	Taxa de Recarga da Membrana Impermeabilizante de Superfície (2%)	Permeabilidade da Camada de Solo Impermeabilizante de Superfície (cm/s)
Permanente	10^{-9}	Não aplicada	Não aplicada
Cenário 1	10^{-9}	0	Não aplicada
Cenário 2	10^{-9}	2	10^{-8}

3 RESULTADOS

A partir do modelo numérico calibrado e da montagem dos cenários de tratamento propostos foi possível executar as simulações e comparar os impactos de cada alternativa na impermeabilização da estrutura. Para essa analise tres parametros foram mensurados: variação dos níveis d'água, vazões calculadas para os drenos de praia e fundo do barramento, balanço das vazões de trocas entre os materiais do reservatório e unidades vizinhas.

3.1 Variações de Niveis D'água

Quanto a variação dos níveis d'água durante as simulações, a Tabela 2 mostra as variações de nível entre o modelo calibrado em permanente e os Cenários 1 e 2 com a impermeabilização de superfície pela geomembrana e por solo, respectivamente.

Tabela 2. Comparação entre os dados de nível d'água obtidos em cada instrumentos nos cenários 1 e 2 simulados e o calibrando em regime permanente pelo modelo.

Ponto	Cenário 1	Cenário 2
	Calc. Cen. 1- Calc. Perm.	Calc. Cen. 2- Calc. Perm.
INA-01	0.04	0.15
INA-02	0.04	0.13
INA-03	0.04	0.15
INA-04	0.03	0.11
INA-05	0.03	0.12
INA-06	0.03	0.12
INA-07	0.04	0.14
INA-08	0.03	0.10
PM-1	0.02	0.07
PM-2	0.04	0.15
PM-3	0.00	0.02
PM-4	0.00	0.03
PM-5	0.05	0.18
PZ-1	0.03	0.10
PZ-2	0.02	0.08
PZ-3	0.02	0.07
PZ-4	0.03	0.11
PZ-5	0.02	0.09
PZ-6	0.02	0.06
PZ-7	0.02	0.10
PZ-8	0.03	0.10

Nesta análise vê-se que no Cenário 1, com impermeabilização por geomembrana, em comparação ao permanente, a variação máxima foi 5 cm, com a impermeabilização de superfície por solo (Cenário 2) passa para a máxima de 18 cm.

3.1 Variações nas Vazões dos drenos

Em relação as vazões obtidas nas zonas de balanço nos cenários onde a camada impermeabilizante de fundo tem efetividade, observa-se na Tabela3 os dados de vazão dos drenos.

Tabela 3. Vazão observada e calculada pelo modelo para os Drenos de Praia e Fundo nos Cenários 1 e 2.

Ponto de Medição		Vazão (m³/dia)			
Zona	**Estrutura**	**Observado**	**Permanente**	**Cenário 1**	**Cenário 2**
3	Dreno de Praia	960	976.75	Retirado	Retirado
4	Dreno de Fundo	192	42.49	5,02	12,48

Os dados acima mostram que o Cenário 1, no qual é aplicada a impermeabilização de superfície pela geomembrana observa-se que a vazão se reduz para 5 m³/dia em relação ao calibrado em permanente (42 m³/dia). E no Cenário 2 onde o tratamento é realizado com solo de baixa permeabilidade a vazão de Dreno de Fundo corresponde a 12 m³/dia.

3.4 Direções de Fluxo

Para observação das relações das direções de fluxo durante as alterações simuladas foram extraídas imagens de seções oeste-leste de cada um dos cenários, que serão mostradas e descritas abaixo da Figura 6 a Figura 8.

É possível notar que na calibração em permanente (Figura 6) as setas de direção de fluxo subterrâneo bordeiam o reservatório e a carga hidráulica dentro do reservatório grada de 850 m no topo a 720 na base. As setas dentro do reservatório fluem de montante para jusante e de margens para talvegue.

No Cenário 1 (Figura 7), a carga hidráulica dentro do reservatório é 790m, reduzindo o gradiente hidráulico dentro do reservatório que é possível observar pela menor densidade de linhas equipotenciais. Neste as setas de fluxo se direcionam da superfície para a base.

No Cenário 2 (Figura 8), também observamos o mesmo comportamento em relação as setas de direção de fluxo, porém em relação as equipotenciais, estas agora apresentam um gradiente hidráulico ainda maior, gradando de 920m no topo para 720m na base do reservatório.

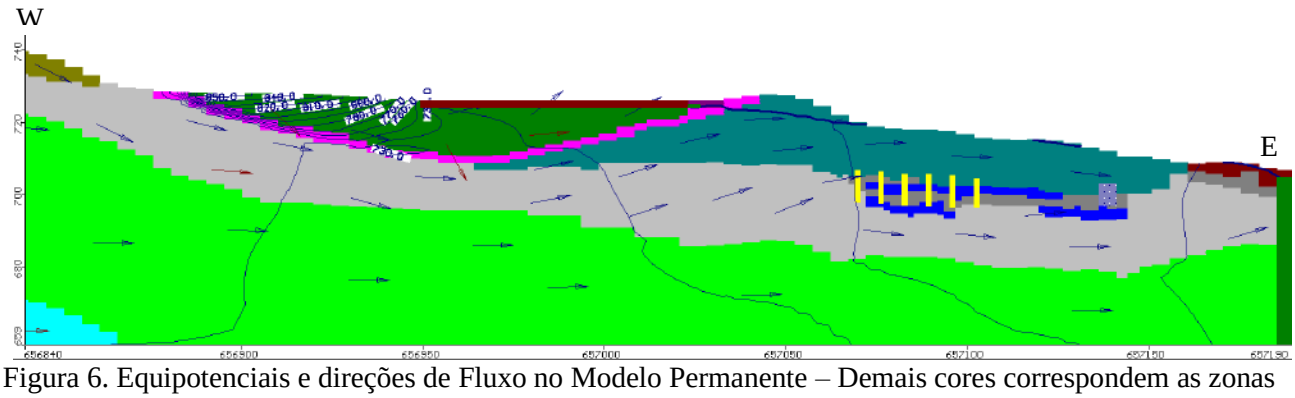


Figura 6. Equipotenciais e direções de Fluxo no Modelo Permanente – Demais cores correspondem as zonas de condutividade hidráulica.

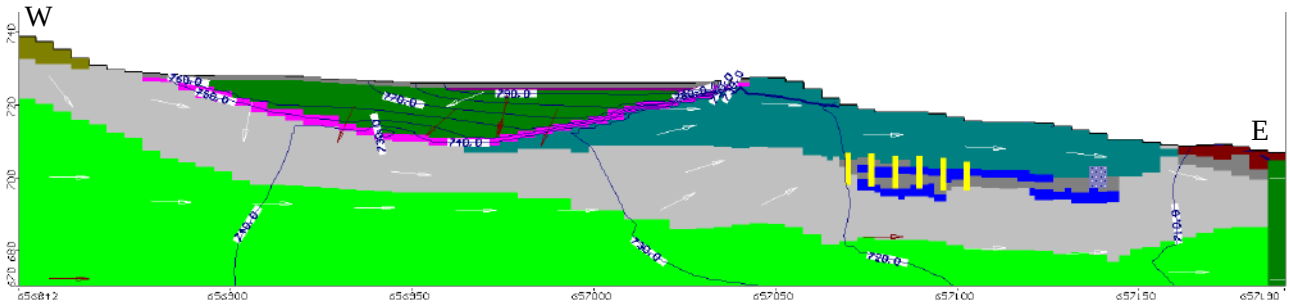


Figura 7. Equipotenciais e direções de Fluxo no Cenário 1 – Demais cores correspondem as zonas de condutividade hidráulica.

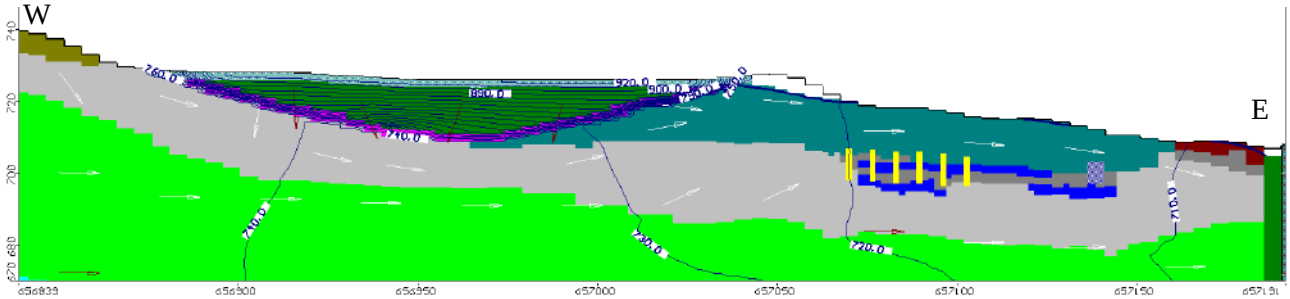


Figura 8. Equipotenciais e direções de Fluxo no Cenário 2 – Demais cores correspondem as zonas de condutividade hidráulica

4 CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos é possivel contatar que durante as simulações os níveis d'água variaram alguns centimetros nos cenários simulados. No Cenário 1, com impermeabilização por geomembrana, em comparação ao permanente a variação máxima foi 5 cm. Essa variação é atribuida as mudanças no modelo, como a retirada do dreno de praia. Porém com a impermeabilização de superfície por solo (Cenário 2) essa diferença passa para a máxima de 18 cm. Assim, mostrando maior aporte e elevação do nivel freatico no modelo pela utilização desta solução ao invez da geomembrana.

Em relação as vazões obtidas nas zonas de balanço nos cenários de simulação, vê-se que o Cenário 1, no qual é aplicada a impermeabilização de superfície pela geomembrana observa-se que a vazão se reduz drasticamente para 5 m³/dia em relação ao calibrado em permanente (42 m³/dia) demonstrando a eficiência do tratamento de superfície com a geomembrana impermeabilizante. E no Cenário 2 onde o tratamento é realizado com solo de baixa permeabilidade a vazão de Dreno de Fundo corresponde a 12 m³/dia, mostrando que essa solução é menos eficiente que a geomembrana, mas também eficiente para redução da vazão dentro do reservatório. Com relação as direções de fluxo notar-se que no Cenário 1, a diferença que a carga hidráulica dentro do reservatório é reduzida para 790m, reduzindo também o gradiente hidráulico dentro do reservatório. Neste as setas de fluxo se direcionam da superfície para a base. No cenário 2, também observamos o mesmo comportamento em relação as setas de direção de fluxo, porém em relação as equipotenciais, estas agora apresentam um gradiente hidráulico ainda maior.

O Modelo Hidrogeológico Numérico foi calibrado em regime permanente e os resultados obtidos, expõem as condições de fluxo de água subterrânea da área e demonstra os resultados gerados pelos cenários de simulações propostos para as estruturas impermeabilizantes.

Dito isto, conclui-se que somente a impermeabilização de topo da estrutura não será suficiente para a estabilização química do lençol freático. Conforme análises do modelo hidrogeológico, ainda existirá recarga pelo fundo do reservatório, onde a impermeabilização é deficiente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 13028. *Mineração Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos*. Rio de Janeiro.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/86

Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos (GISTM). Preparando-se para Implementação.

Marcelo Roberto Barbosa
Diretor Técnico, MB Consultoria Mineral Ltda, Rio de Janeiro, Brasil, marcelo.barbosa@mbcm.com.br

Lucas Samuel Santos Brasil
Analista Pleno, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, lucas.brasil@gwsegenharia.com.br

Flavia Cruz Pereira
Analista Sistema, LM Consulting Ltda, Belo Horizonte, Brasil, flavia.cruz@lmconsulting.com.br

Denise Capanema
Analista Pleno, GWS Engenharia Ltda, Belo Horizonte, Brasil, denise.capanema@gwsegenharia.com.br

Marina Borges
Analista Pleno, Vale SA, Belo Horizonte, Brasil, marina.borges@vale.com

RESUMO: O lançamento do Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos, GISTM da sigla em inglês em agosto de 2020, representou um divisor de águas no gerenciamento das Estruturas de Armazenamento de Rejeitos (EARs), trazendo para um mesmo guia uma robusta abrangência temática, técnica e não técnica, até certo ponto inédita, tendo em vista as partes envolvidas na elaboração. Atestando sua importância, todas as mineradoras globais, membros do Conselho Internacional de Mineração e Metais, ICMM da sigla em inglês, firmaram compromisso público para sua adoção. À primeira vista, o Padrão parece tarefa complexa e de difícil implementação, mas não é, desde que seja encarada como uma transformação cultural na gestão de rejeitos da Companhia. O trabalho apresenta alguns aspectos de uma implementação do GISTM em empresas, trazendo o caso da Vale SA, que entre 2020 e 2023 alcançou conformidade em 48 EARs. Através de um diagrama do arcabouço de governança, os Macroprocessos da Fase de Pré-Implementação serão comentados, sugerindo uma forma de se preparar para implementar, alcançar e manter a conformidade ao Padrão. Com isso, espera-se estar contribuindo para estimular outras mineradoras no engajamento voluntário ao GISTM, visando um contínuo aprimoramento dos processos, elevando a segurança das EARs.

.
PALAVRAS-CHAVE: GISTM, Rejeitos, Barragem, Estrutura Geotécnica, Compliance Geotécnico

ABSTRACT: The launch of the Global Industry Standard on Tailings Management, GISTM for its acronym in English, in August 2020, represented a milestone in the management of Tailings Storage Facilities (TSFs), bringing a robust thematic technical and non-technical coverage to the same guide, to some extent unprecedented, considering the parties involved in the preparation. Attesting to its importance, all global mining companies, members of the International Council on Mining and Metals, ICMM for its acronym in English, made a public commitment to its implementation. At first glance, the Global Standard seems like a complex and difficult task to implement, but it is not, as long as it has to be seen as a cultural transformation in the Company's waste management. The work presents some key aspects for companies to implementing GISTM, bringing some facts about Vale SA, which between 2020 and 2023 achieved compliance for 48 TSFs. Through a governance framework, the Macroprocesses of the Pre-Implementation Phase will be commented, suggesting a way of preparation to achieve and maintain compliance with the Standard. Finally, it is expected to encouraging other mining companies to voluntarily engage with GISTM, aiming at the continuous improvement of processes to increase the safety of the TSFs.

KEYWORDS: GISTM, Tailings, Dam, Geotechnical Structure, Geotechnical Compliance

1 INTRODUÇÃO

O documento "Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos", GISTM da sigla em inglês, (ICMM, 2020), que será tratado neste artigo também como "Padrão de Rejeitos" ou simplesmente "Padrão", representou um divisor de águas para a indústria mineral no gerenciamento mais responsável e sustentável para Estruturas de Armazenamento de Rejeitos (EARs), ou "barragens de rejeitos", também tratados neste artigo como "barragens". Ele reuniu em um mesmo guia, uma abrangência temática, técnica e não técnica, até certo ponto inédita, tendo em vista a diversa e robusta documentação de diretrizes e boas práticas sobre rejeitos já disponíveis na mineração global.

A elaboração do GISTM, publicado em agosto de 2020, teve como gatilho o rompimentos de barragens de rejeitos em anos anteriores, culminando com o incidente de Brumadinho no Brasil em 2019. Um reforço a esta iniciativa para o desenvolvimento de um Padrão de Rejeitos vem de Williams, D.J. (2021) que lembra que os alteamentos progressivos das barragens de rejeitos levaram a uma taxa inaceitável de falhas catastróficas, resultando em mortes e danos a infraestruturas e ambientais. O autor ressalta ainda que a taxa de danos em barragem de rejeitos é cerca de duas ordens de magnitude superior à de barragens de água.

O GISTM foi fruto de uma colaboração entre o Conselho Internacional de Mineração e Metais (ICMM), o Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente (PNUMA) e os Princípios para o Investimento Responsável (PRI). Este consórcio inédito trouxe uma produtiva mescla de objetivos e valores que concebeu um conjunto abrangente de diretrizes e requisitos, mirando uma gestão mais segura, não só da engenharia e geotecnia, mas também social, ambiental e de governança para as barragens de rejeitos durante todo seu ciclo de vida, desde o projeto e construção até a operação, fechamento e pós-fechamento, além de prever que o Padrão deve ser aplicado a barragens atuais e futuras.

Em relação aos prazos de implementação, o GISTM recomendou que as empresas membros do ICMM, implementassem e divulgassem suas conformidades até agosto de 2023 para as barragens classificadas como de consequência extrema e muito alta. Para as demais barragens de rejeitos, o prazo final para a conformidade é agosto de 2025.

Para esclarecimento, "Conformidade" significa que a empresa é capaz de demonstrar a existência de sistemas e processos para implementar todos os Requisitos aplicáveis do Padrão (sem conflitar com a legislação pertinente vigente).

Diversos autores vem destacando a relevância do GISTM para a indústria, entre eles Romero, J.P. (2023) que cita que o Padrão dá forte ênfase na prevenção de falhas catastróficas pois promove a adoção de abordagens baseadas em riscos para garantir a segurança dos trabalhadores, das comunidades e do meio ambiente. Ele acrescenta que ainda incentiva o uso de melhores práticas para minimizar o impacto ambiental, inclui medidas para reduzir o consumo de água, prevenir a poluição e promover a reabilitação e recuperação para restaurar os ecossistemas afetados. O autor finaliza dizendo que o Padrão enfatiza a importância de transparência, responsabilização e envolvimento das partes interessadas, além de encorajar as mineradoras a divulgarem informações relevantes sobre suas barragens e interagir com as comunidades afetadas.

Sova, M.R. et al. (2023) coloca que proprietários de minas, reguladores e consultores de engenharia já vinham reportando sobre aspectos técnicos e de segurança de barragens, porém, com o novo Padrão, eles agora reportam a um nível ainda não exigido ou definido, pois o ciclo de vida típico de uma barragem pode durar de 10 a 100 anos, e as instalações muitas vezes passam por construções progressivas, mantendo-as ativas. A autora ainda lembra que envolver-se na conformidade ao Padrão tem sido um grande desafio para a indústria, exigindo maior responsabilidade dos engenheiros e proprietários das barragens.

O trabalho tem o objetivo de trazer alguns aspectos da implementação do GISTM em empresas, compartilhando o caso da Vale SA que implementou o Padrão entre 2020 e 2023 para 48 barragens de rejeitos no Brasil e no Canadá.

2 SOBRE O GISTM E OS PROTOCOLOS DE CONFORMIDADE

2.1 GISTM

O GISTM, possui 6 Tópicos, subdivididos em 15 Princípios, que por sua vez se dividem em 77 Requisitos auditáveis. A Figura 1 mostra de forma resumida quais os temas inter-relacionados por todo o Padrão, sendo importante frisar que, de alguma forma, boa parte deles estão contemplados na Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB).

6 Tópicos	15 Princípios	77 Requisitos
1 - Comunidades Afetadas	1 - Direitos Humanos	4
2 - Base Integrada de Conhecimentos	2 - Cohecimento	4
	3 - Informação para Decisão	4
3 - Projeto, Construção, Operação e Monitoramento de Estruturas de Disposição de Rejeitos	4 - Planejamento	8
	5 - Desenho	8
	6 -Riscos	6
	7 - Monitoramento	5
4 - Gestão e Governança	8 - Políticas	7
	9 - EoR	5
	10 - Revisão	7
	11 - Cultura	5
	12 - Denunciante	2
5 - Respostas a Emergências e Recuperação de Longo Prazo	13 - Emergência	4
	14 - Recuperação	5
6 - Divulgação Pública e Acesso à Informação	15 - Divulgação	3

Figura 1. Temas inter-relacionados dos Tópicos, Princípios e Requisitos do GISTM.

O Padrão reúne elementos de transformação cultural e estabelece uma nova visão mais integradora e abrangente, que chama a responsabilidade agora para todas as áreas da empresa, que de alguma forma interagem para que as equipes de geotecnia de barragens estejam instituídas e valorizadas, e ainda tendo como premissa ser um Padrão ativo por todo o ciclo de vida das barragens. Outros destaques do novo Padrão é que as avaliações e auditorias de conformidade (internas e externas) passam a ser individualizadas por cada barragem, e atribui novos papéis e responsabilidades, transpassando toda a hierarquia da empresa dos níveis operacionais até os mais altos níveis.

2.2 Os Protocolos de Conformidade

O documento Os Protocolos de Conformidade (ICMM, 2021) também elaborado pelo ICMM, foi publicado em maio de 2021. Este documento teve a colaboração de 2 empresas de consultoria internacional e do "Grupo de Trabalho sobre Rejeitos do ICMM", composto por profissionais de 21 empresas membros do ICMM.

O objetivo principal destes protocolos é servir de guia para que as empresas e terceiras partes independentes possam avaliar a implementação dos requisitos e confirmar a conformidade com o GISTM.

É um documento sob a forma de fichas, com critérios de como os requisitos deverão ser avaliados, e alguns exemplos de documentações, atividades e iniciativas que poderão ser apresentadas como evidências para os 77 requisitos auditáveis do Padrão. Importante ressaltar que apesar destas orientações, o conteúdo dos requisitos deve ser amplamente estudado, interpretado e entendido pelas equipes envolvidas na implementação, pois carregam uma rica transversalidade de disciplinas, e deve ser aproveitado ao máximo, auxiliando sobremaneira no engajamento e integração das equipes. A Figura 2 mostra o exemplo de uma página do documento sob a forma de ficha para cada um dos 77 requisitos do Padrão.

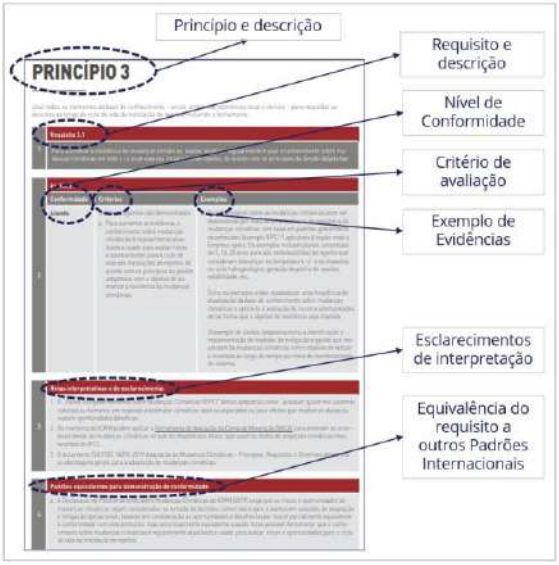


Figura 2. Exemplo de página do documento Os Protocolos de Conformidade sob a forma de ficha para cada um dos 77 requisitos do Padrão.

O Padrão, portanto, por meio dos protocolos de conformidade do ICMM, ajudará a demonstrar a todas as partes interessadas, que práticas responsáveis estão sendo aplicadas em todo o ciclo de vida das barragens de rejeitos da empresa.

Finalmente é relevante destacar uma recomendação deste documento para que as empresas membros do ICMM estejam comprometidas de demonstrar suas conformidades com base, no mínimo, em autoavaliações dentro dos prazos acordados. No entanto, deve-se contratar terceiras partes independentes para realizar uma validação ou verificação, assim que razoavelmente possível, para confirmar as afirmações feitas nas autoavaliações.

3 MACROPROCESSOS DE GOVERNANÇA GISTM E ALGUNS ASPECTOS DA IMPLEMENTAÇÃO

O arcabouço de governança GISTM necessário para a implementação nas empresas, pelas diversas peculiaridades intrínsecas, e a variada gama de fatores que regem suas estruturas de rejeitos, indica que não há como ter uma "bala de prata" de metodologias e arcabouços prontos ou ideais. O que a experiência mostra é que cada empresa deverá desenvolver sua própria metodologia e sua única jornada de transformação cultural ao adotar o GISTM, o que vem necessariamente ao longo do tempo, porém, obviamente, aproveitando-se de vivências de implementações divulgadas na indústria global, que é exatamente a intenção com o presente artigo.

O diagrama dos macroprocessos a ser apresentado, carrega importante maturidade, graças ao seu tempo de implementação, que permitiu uma profunda interpretação e entendimento dos 'meandros" dos requisitos GISTM. A Figura 3 mostra a sequência dos macroprocessos e suas inter-relações com as 3 Fases da implementação sugeridas.

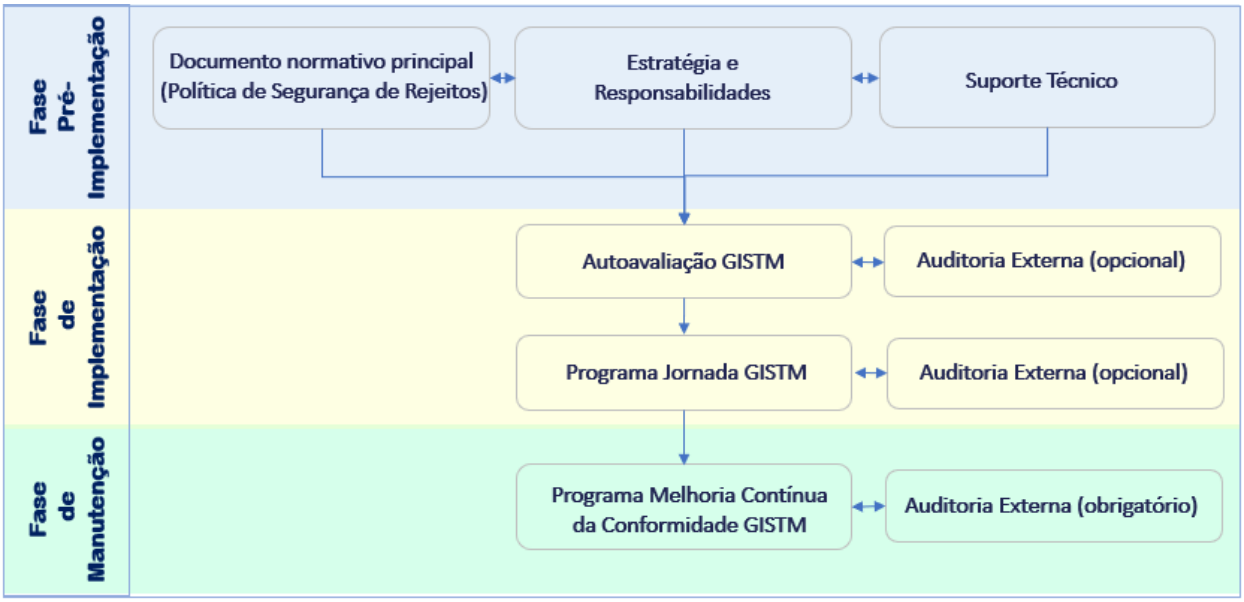


Figura 3. Macroprocessos de governança GISTM em suas 3 Fases: Pré-Implementação, Implementação e Manutenção da Conformidade ao Padrão.

Todos os Macroprocessos são desdobrados em inúmeros processos e produtos, porém, pela limitação imposta ao tamanho do artigo, apenas os Macroprocessos da Fase de Pré-Implementação serão comentados em seus pontos de atenção e aspectos chave.

3.1 Macroprocessos da Fase Pré-Implementação do GISTM

A experiência mostrou que, com o foco nos 3 Macroprocessos desta Fase, se bem discutidos e planejados internamente, conseguem entregar para as empresas uma boa visibilidade de como o Padrão estará integrado futuramente dentro dos processos da Companhia. Os Macroprocessos que serão comentados a seguir são interdependentes e não necessariamente tem um prazo definido para serem concluídos.

3.1.1 Macroprocesso - Documento Normativo Principal

Este macroprocesso pode ser encarado como o "ponto de partida" da implementação do Padrão na empresa. Trata-se de documento de extrema importância que, pode até já existir internamente junto com outros normativos da empresa, e/ou ter outras denominações, mas em geral deve ser elaborado e intitulado como "Política de Segurança de Rejeitos". Este documento chancela o comprometimento da alta administração com a gestão responsável dos rejeitos, e com a implementação do GISTM, ou mesmo podendo ser outro padrão de conformidade já existente, externo ou interno, nacional ou internacional.

Este documento deve ter a assinatura do maior nível hierárquico da empresa, e ampla divulgação interna e pública, dando visibilidade a seriedade do compromisso aos funcionários e ao mercado.

- *Caso da Vale SA: A Política foi revisada e publicada com ampla divulgação interna.*
- *Lição: Base importante para construir a sinergia e engajamento necessários.*

3.1.2 Macroprocesso - Estratégia e Responsabilidades

Este macroprocesso traz 3 pontos de atenção a serem considerados:

- Prazo de implementação: Para empresas não membros do ICMM o engajamento ao Padrão é voluntário, e, portanto, este prazo é livre e flexível, e deve ser ajustado a necessidade e a viabilidade enxergada pela empresa.
  - *Caso da Vale SA: Foram 3 anos para alcançar a Conformidade GISTM em 48 barragens.*

- *Lição: Deve se ter como premissa um cronograma realista e factível, com metas progressivas. O importante é planejar-se para ir atingindo as metas aos poucos, o que rodará um loop contínuo de estímulo às equipes envolvidas e à alta administração.*

- Recursos humanos: A "equipe GISTM" deve ser preferencialmente dedicada, ou seja, independente da equipe operacional da barragem. O benefício da dedicação exclusiva deve-se ao fato de que pela multidisciplinariedade dos requisitos do Padrão, uma interlocução técnica central é mais produtiva e integradora, constituindo referência e ponto focal nos desdobramentos da implementação, além de não levar sobrecarga de novas demandas às equipes operacionais. Esta equipe dedicada deve ter pelo menos um profissional sênior da empresa com expertise em geotecnia de mineração.
  - *Caso da Vale SA: A equipe GISTM flutuou entre 10 profissionais (2 em tempo integral da Vale SA (1 sênior e 1 trainee), e 8 contratados de empresas terceiras de geotecnia e tecnologia (3 em tempo integral (profissionais pleno), 3 meio período (profissionais júnior e pleno) e 2 sob demanda (profissionais sênior))*
  - *Lição: Um pequeno núcleo GISTM dedicado é suficiente para acompanhar e buscar engajamento dentro da companhia aos processos de implementação.*

- Recursos financeiros: O orçamento a ser empenhado é outro assunto de livre discussão na empresa, diretamente relacionado ao número de estruturas de rejeitos, e obviamente, intrínseco a disponibilidade. Este item terá reflexo mais visível em 3 pontos importantes: no prazo da implementação, na equipe dedicada, e no suporte técnico, seja de consultoria ou tecnologia.
  - *Caso da Vale SA: Opção pelo longo prazo de implementação (seguindo o prazo recomendado pelo ICMM de 3 anos), equipe GISTM própria "enxuta" e preferência por desenvolver sua plataforma de tecnologia para gestão e controle.*
  - *Lição: Deve-se ter em mente que, como o prazo, equipe e infraestrutura podem ser adaptados, a decisão sobre o orçamento de implementação também pode. A mensagem é, que é melhor iniciar a implementação em ritmo mais lento do que postergar ou não iniciar.*

3.1.3 Macroprocesso – Suporte Técnico

Este macroprocesso traz 2 pontos de atenção a serem considerados:

- Expertise técnica externa: Este ponto trata da necessidade de buscar conhecimento técnico externo para apoiar a implementação do Padrão, que em princípio se dá sob três formas:
  a) Consultoria técnica: Essa forma de suporte não é prevista no Padrão e, portanto, é opcional e de livre iniciativa da empresa, segundo sua necessidade de adquirir conhecimento para implementação. Pode ser empresa ou consultor independente para orientar os primeiros passos no GISTM e/ou acompanhar os desdobramentos dos trabalhos de implementação.
     - *Caso da Vale SA: Foram contratadas duas empresas para acompanhar toda a implementação até a conformidade. Uma empresa de engenharia e geotecnia (respaldo nas áreas técnicas e não técnicas do Padrão), e uma empresa de tecnologia e gerenciamento de projetos e processos (respaldo no ambiente digital de armazenamento, gestão, controle de indicadores de performance (KPI) e visibilidade dos resultados).*
     - *Lição: Pela multidisciplinariedade do Padrão e suas temáticas abrangentes, não é imprescindível contratar ou montar uma grande equipe como visto no item 3.1.2, porém, a aquisição de conhecimento prévio do Padrão, pelo menos nos primeiros passos para planejar um bom "roadmap", é bastante aconselhável.*

  b) Profissional independente: Essa forma de suporte é recomendada pelo Padrão para uma atividade específica de validação dos resultados, que também pode ser chamada de verificação

ou auditoria. Esta atividade é importante quando a empresa já iniciou o trabalho de implementação e decide que precisa calibrar sua metodologia e resultados em andamento, ou ainda, confirmar o nível de conformidade já alcançada até aquele momento. Os Protocolos de Conformidade denominam esta atividade de "validação de terceiros" ou "auditoria de terceiros", que deve ser realizada por um profissional ou auditor com a experiência, competências e conhecimentos necessários para confirmar, com perícia a razoabilidade, a autenticidade das afirmações feitas pelas autoavaliações das empresas, ou para realizar uma auditoria autônoma.

Importante alertar em relação a prazos, que, apesar de ser apenas uma recomendação, esse texto do Padrão reitera que as empresas devem contratar auditores para realizar a validação de terceiros o mais rápido possível para confirmar as afirmações das autoavaliações. Posteriormente, os intervalos entre as auditorias iindependentes devem ser de no máximo três anos para as barragens com consequência "Extrema" ou "Muito alta" e de cinco anos para todas as outras.

- *Caso da Vale SA: Foram contratadas duas empresas para auditoria em dois períodos diferentes. A primeira rodada foi uma "auditoria de calibração" após a primeira autoavaliação das barragens (para analisar a metodologia e o nível de conformidade alcançada até aquele momento), e uma segunda rodada, com uma "auditoria de verificação e validação" antes da divulgação da conformidade ao mercado (para assegurar a confiabilidade dos resultados).*
- *Lição: Apesar destas calibrações, validações, verificações, ou auditorias não serem mandatórias, mas recomendações do Padrão, o importante é assegurar a qualidade e a confiança nos resultados da implementação, sendo a melhor forma dessa asseguração, uma visão externa e independente.*

c) Conselho Independente de Revisão de Rejeitos (ITRB da sigla em inglês) e Revisor Técnico Sênior Independente: Esta forma de suporte é obrigatória pelo Padrão. Diversos requisitos mais focados em riscos e emergências solicitam que, algumas atividades, documentos e/ou produtos a serem apresentados como evidência de atendimento destes requisitos, passem pelo crivo ou de um ITRB (que é um grupo de 2 ou mais Revisores Independentes, com experiência acima de 25 anos) ou de um Revisor Independente (que é apenas 1 profissional com experiência acima de 25 anos). Esta escolha entre ITRB ou Revisor Independente é uma opção da empresa contratante, que pode se dar em função do número de barragens (quanto maior a quantidade, melhor é ter a opinião de um grupo de especialistas), mas também pode ser pelo nível de criticidade ou risco do ativo naquele momento, que também exigiria preferencialmente a opinião de mais de um especialista.

- *Caso da Vale SA: Foram contratadas as duas formas de suporte.*
- *Lição: Importante atender a esta exigência do Padrão, procedimento fundamental, principalmente pela segurança física das barragens.*

- Transformação digital: Este ponto de atenção trata da promoção de um ambiente digital na empresa, igualmente de sua livre iniciativa, podendo ser ajustado a necessidade e a viabilidade dos recursos humanos, tecnológicos e orçamentários. Importante frisar que estes ambientes digitais, em geral, são escalonáveis, podendo iniciar-se com ferramentas básicas, as chamadas "low code", e ir-se construindo melhorias e robustez progressivamente. Todavia, este ponto é sensível, e deve ser entendido como a forma "ótima" de organizar e registrar todo o processo de governança, além do potencial que carrega de ser o "cartão de visita" da implementação do GISTM interno e externamente, principalmente visando futuras auditorias.

Esta transformação digital sugerida tem pelo menos 3 objetivos:

a) Cadastro unificado de dados em rede corporativa: Deve-se evitar cadastros e manipulação de dados e informações em fontes isoladas. Pode-se pensar em "front-end" com interfaces mais amigáveis, padronização, metadados e controles de acessos. Busca-se no mínimo dar confiabilidade e auditabilidade aos dados e evitando disseminação de dados divergentes pela empresa;
b) Armazenamento e consulta centralizados dos dados e evidências: Deve-se evitar diretórios isolados e não controlados. Pode-se pensar em repositórios mais robustos para os arquivos digitais de evidências, com segurança e controle de acessos e "backlog" de alterações e modificações. Busca-se, no mínimo demonstrar integridade do ambiente de ponta a ponta (importante nas auditorias), e;
c) Tratamento, gerenciamento e divulgação dos dados: Deve-se evitar ferramentas sem regras de alerta de erros de digitação e redundâncias ou outras. Pode-se pensar no desenvolvimento de indicadores de performance (KPIs), com saídas em painéis "dashboards" com gráficos customizados, e relatórios e mapas parametrizáveis.

- *Caso da Vale SA: Foi desenvolvido ambiente digital apropriado e escalonável.*
- *Lição: Deve-se procurar desenvolver um ambiente digital centralizado e integrado com ferramentas de gestão e controle em rede, dando visibilidade ao acompanhamento interativo da implementação e de seus resultados progressivos, que, de alguma forma, auxilia e estimula a transformação cultural sugerida pelo Padrão.*

4 CONCLUSÃO

Um diagrama do arcabouço de governança GISTM foi sugerido e seus Macroprocessos foram comentados junto a fatos reais da empresa Vale SA, que implementou o Padrão e alcançou a conformidade para 48 EARs em 3 anos.

A mensagem principal é que, para as empresas não membros do ICMM, existe uma grande flexibilidade para implementação do GISTM em termos de prazo, equipe e/ou recursos financeiros. Estas variáveis podem ser ajustadas a qualquer perfil de empresa, o que retira, em parte, a aparente dificuldade e complexidade de implementação pela magnitude do Padrão, o que se entende como um convite para que possam engajar-se voluntariamente, iniciando suas jornadas de transformação cultural trazidas pelo GISTM.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Vale SA pela autorização do uso dos fatos descritos da sua implementação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ICMM (2020) Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos (GISTM).

ICMM (2021) Os Protocolos de Conformidade - GISTM.

Romero, J.E. (2023) Engineers of Record, Professional Registration, and the Mining Industry in Mexico. In: Anais do Tailings and Mine Waste 2023, Vancouver, Canada p. 201–212.

Soya, M.R.; Erturk, H.S.; Hatton, C.N. (2023) Effective EoR Succession Planning. Recommendations for Implementation of GISTM. In: Anais do Tailings and Mine Waste 2023, Vancouver, Canada p. 213–224.

Williams, D.J. (2021) Lessons from Tailings Dam Failures — Where to Go from Here? Minerals, 11, 853. 34P. Disponível em: https://doi.org/10.3390/min11080853 Acesso em: 10 março 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/87

Projeto de fechamento de barragem de rejeitos de minério de ouro considerando a disposição de rejeitos filtrados

Nancy Raphaela Sousa Lopes
Tetra Tech, Belo Horizonte, Brasil, nancy.lopes@tetratech.com

Pablo Camilo Gonçalves
Tetra Tech, Belo Horizonte, Brasil, pablo.goncalves@tetratech.com

Jonathas de Brito Balbino
Tetra Tech, Belo Horizonte, Brasil, jonathas.balbino@tetratech.com

Renato Vinícius Silva Santos
Jaguar Mining, Belo Horizonte, Brasil, renato.silva@jaguarmining.com.br

Rayssa Garcia de Sousa
Jaguar Mining, Belo Horizonte, Brasil, rayssa.sousa@jaguarmining.com.br

RESUMO: A técnica de desaguamento de rejeitos por meio da filtragem e o empilhamento desses materiais tornou-se uma tendência significativa nos empreendimentos de mineração devido aos elevados volumes de rejeitos gerados e às restrições na implementação e expansão de barragens de disposição. A possibilidade de utilização de rejeitos filtrados em reservatórios de barragens existentes durante a fase de fechamento é uma solução que otimiza o uso volumétrico das estruturas. Entretanto, é importante destacar que essa prática é desafiadora devido à baixa capacidade de carga dos materiais depositados. Portanto, este artigo aborda o fechamento de uma barragem de rejeitos de ouro com a utilização de rejeitos filtrados sobre o atual reservatório, sob a forma de aterro compactado. Drenos sintéticos verticais (geodrenos) foram instalados estrategicamente para acelerar o processo de adensamento e o aumento da resistência do material já depositado. Análises de estabilidade e estudos de tensão x deformação, conduzidas com o software Geostudio (Sigma/W e Slope/W), consideraram as características de implementação do projeto e apresentaram resultados satisfatórios, destacando a eficácia dos drenos sintéticos na aceleração dos processo de adensamento e dissipação das poropressões.

PALAVRAS-CHAVE: Drenos Sintéticos Verticais, Solos Inconsolidados, Dissipação de Poropressão, Aceleração do Adensamento, Aterro de Rejeito Filtrado.

ABSTRACT: The technique of dewatering tailings through filtration and stacking has become a significant trend in mining projects due to the large volumes of generated tailings and restrictions on the implementation and expansion of disposal dams. The possibility of using filtered tailings in existing dam reservoirs during the closure phase is a solution that optimizes the volumetric use of structures. However, it is important to note that this practice is challenging due to the low load-bearing capacity of deposited materials. Therefore, this article addresses the closure of a gold tailings dam using filtered tailings over the current reservoir, in the form of compacted fill. Vertical synthetic drains (geodrains) were strategically installed to accelerate the consolidation process and increase the strength of the already deposited material. Stability analyses and stress-strain studies, conducted using Geostudio software (Sigma/W and Slope/W), considered the project implementation characteristics and presented satisfactory results, highlighting the effectiveness of synthetic drains in accelerating consolidation processes and dissipating pore pressures.

KEYWORDS: Prefabricated Vertical Drains; Unconsolidated Soils; Dissipation of Pore Pressures; Acceleration of Settlements, Filtered Tailings Landfill.

1 INTRODUÇÃO

Conforme comportamento observado em solos, os rejeitos resultantes do processo de beneficiamento do minério, após serem depositados nos reservatórios de contenção da barragem, também passam pelo processo de consolidação e adensamento. Em geral, os rejeitos finos têm baixa permeabilidade e o processo de consolidação, associado ao aumento da resistência do material, ocorre de forma gradual e lenta, podendo ser comparados aos solos compressíveis naturais. Atualmente, considerando os grandes volumes de rejeitos gerados e as restrições existentes para a implementação e/ou expansão de barragens de disposição, a alternativa de desaguamento de rejeitos através do processo de filtragem e sua disposição sob a forma de empilhamento tem sido amplamente considerada dentro dos empreendimentos de mineração. No contexto deste trabalho, uma possibilidade de aproveitamento volumétrico de uma barragem de rejeitos existente foi considerar a disposição de rejeitos filtrados no reservatório como parte do seu processo de fechamento. Esta alternativa se apresenta como um grande desafio, uma vez que os materiais reservados podem ser considerados inconsistentes, não consolidados e com baixa capacidade de suporte. Nesse contexto, para tornar a solução viável, considera-se a aplicação de drenos sintéticos verticais com o intuito de promover a melhoria das características geotécnicas dos rejeitos depositados nos reservatórios.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Drenos Sintéticos Verticais

No final da década de 1920, a construção de drenos verticais de areia foi pioneiramente realizada na Califórnia, Estados Unidos. Aproximadamente dez anos depois, foi desenvolvido, pelo engenheiro sueco Walter Kjellman, o primeiro protótipo de dreno pré-fabricado de papelão, que continuou sendo utilizado até o início dos anos 1970, quando o núcleo de papelão foi substituído por material sintético com sulcos, porém, ainda com filtro de papel. Posteriormente, filtros de geotêxtil foram incorporados aos novos modelos, constituindo os atuais drenos sintéticos verticais, usualmente chamados de geodrenos ou PVD (*Prefabricated Vertical Drain*), apresentado em tiras com cerca de 10 cm de largura e dezenas de metros de comprimento (Vertematti *et al.*, 2015). Comparando os drenos sintéticos com os drenos verticais tradicionais executados com materiais granulares, destacam-se algumas vantagens, como o fato de serem mais econômicos em regiões onde existem limitações para o uso de materiais naturais, apresentarem facilidade de transporte e de instalação, e, por serem produtos manufaturados, é possível obter propriedades específicas, com repetibilidade e controle de qualidade rigoroso.

Para a definição do espaçamento entre os drenos sintéticos, dado o padrão da malha de cravação previamente definido (malhas quadradas ou triangulares) e um grau de adensamento médio da camada para um tempo aceitável, é necessário realizar o dimensionamento dos drenos, utilizando, por exemplo, a sequência proposta por Almeida e Marques (2014). No processo de instalação dos drenos sintéticos verticais, executa-se inicialmente a camada drenante, que tem também função de aterro de conquista, geralmente composto por areia grossa com alta permeabilidade, responsável por captar o fluxo proveniente dos drenos. Segundo Vertematti *et al.* (2015), o colchão deve apresentar características geotécnicas e geométricas apropriadas, de tal forma que a sua capacidade de vazão seja maior ou igual a dos drenos e não retarde o funcionamento do sistema. Somente após a execução do colchão drenante, são instalados os drenos, até a profundidade indicada em projeto e, feito isso, é executado o aterro de sobrecarga.

2.2 Aplicação de Drenos Sintéticos Verticais em Barragens de Contenção de Rejeitos

No Brasil, a adoção da técnica de drenos sintéticos em barragens de contenção de rejeitos ainda é pouco explorada. A maioria dos estudos e aplicações de geossintéticos nessas estruturas concentra-se em filtração e drenagem, separação e proteção, reforço de fundações e taludes com o uso de geogrelhas, estabilização de faces com geotêxteis e revestimentos com geomembranas. Engels *et al.* (2004) destaca que os drenos sintéticos verticais são duráveis, possuem resistências química e biológica satisfatórias e que, ao serem aplicados em depósitos de rejeitos de baixa consistência, auxiliam na redução das poropressões e no aumento da coesão não drenada do material (Figura 1).

Figura 1. Expulsão de água de rejeito fino usando drenos sintéticos verticais (Engels *et al.*, 2004)

Em 1976, durante a construção de uma barragem de rejeitos na mina de Lornex Copper, próxima a Vancouver, Canadá, foram empregados drenos sintéticos verticais para acelerar o ganho de resistência dos materiais moles na fundação da estrutura. Essa abordagem permitiu a conclusão da barragem, com 43 metros de altura, dois meses antes do prazo previsto. O monitoramento geotécnico da barragem evidenciou uma rápida dissipação das poropressões. Ensaios de campo e de laboratório corroboraram o aumento da resistência dos materiais de fundação (Burke e Smucha, 1981).

De acordo com o IAEA (2004), técnicas de desaguamento in situ de rejeitos, como a instalação de drenos sintéticos, têm sido adotadas no encerramento de várias minas em diferentes partes do mundo. Na mina de urânio Nabarlek, Austrália, os rejeitos foram depositados diretamente na cava exaurida (IAEA, 2004). Em 1988, um programa de reabilitação incluiu a instalação de drenos sintéticos verticais a 3 m de espaçamento, até 33 m de profundidade, para acelerar o adensamento dos rejeitos. A água começou a fluir nos drenos logo após a instalação, aliviando as poropressões.

3 METODOLOGIA

3.1 Contextualização

O maciço da barragem foi construído em etapa única em solo compactado e apresenta coroamento na El. 1.098,00 m, crista com 5,0 m de largura e 388,0 m de comprimento, altura máxima de 19,0 m, altura entre bermas de 5,0 m, largura de bermas de 4,0 m, e taludes de montante e jusante com inclinação de 1,0V:2,0H. Quanto à caracterização química do rejeito, ele é classificado como Resíduo Perigoso Classe I, de acordo com os padrões estabelecidos na norma ABNT NBR 10.004/2004, portanto, o fundo do reservatório e o talude de montante da barragem são revestidos com uma geomembrana PEAD de 2,0 mm de espessura.

O projeto foi dividido em quatro etapas, no sentido da crista para o fundo do reservatório, de forma a reduzir, progressivamente, a área de contribuição das chuvas e garantir ainda um volume de amortecimento para segurança frente à passagem de cheias. Deverá ser construído um colchão drenante, de 30 cm de espessura, antecedendo a execução do aterro de rejeito filtrado, com a finalidade de captação e condução das águas provenientes dos geodrenos, durante o processo de adensamento do rejeito disposto hidraulicamente e permitir o acesso dos equipamentos de cravação dos drenos e de compactação do rejeito filtrado. Foi proposto ainda o envelopamento do colchão drenante horizontal, com a aplicação de mantas geotêxteis de polipropileno, que exercerão a função de separação/transição. O aterro de rejeito filtrado deverá ser devidamente compactado e reforçado com a instalação de geogrelhas (resistência nominal de 200 kN/m), instaladas em múltiplas camadas. Por fim, foi previsto um sistema de impermeabilização e cobertura, que consiste na instalação de uma geomembrana PEAD, sobre a qual, foi proposta a instalação de uma manta geotêxtil não tecido de poliéster, com o objetivo de proteger a geomembrana contra possíveis danos e, por fim, deverá ser construída uma camada de solo orgânico, com espessura de 50 cm, a qual permitirá a revegetação da área. A Figura 2 apresenta uma seção esquemática do projeto.

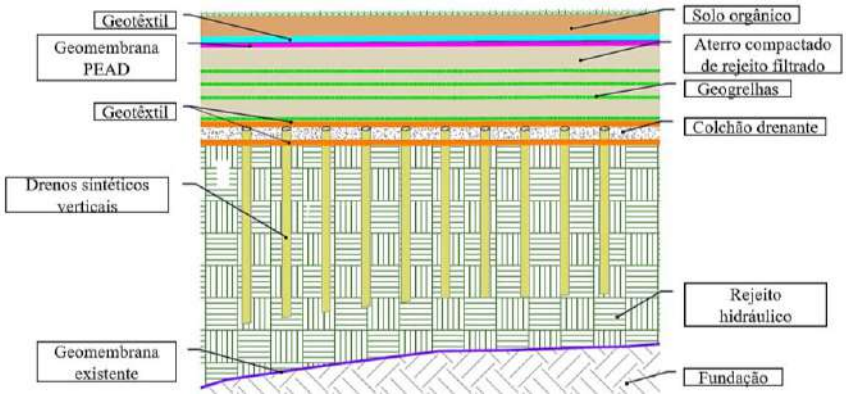


Figura 2. Seção esquemática

3.1 Dimensionamento

O dimensionamento foi realizado de acordo com a metodologia apresentada por Almeida & Marques (2014), aplicada a solos moles. Analiticamente, também foi feita a estimativa do recalque imediato, através da aplicação da Teoria da Elasticidade, e do recalque primário pelo Método de Pacheco e Silva (1970). A Tabela 1 apresenta as tensões *in-situ*, os parâmetros do rejeito considerados no dimensionamento e os recalques estimados.

Tabela 1. Tensões *in-situ*, parâmetros do rejeito e estimativa de recalque no centro do aterro

						Parâmetros do rejeito								**Estimativa de recalque**
Etapa	**H_t (m)**	**σ'_{v0} (kPa)**	**$\Delta\sigma'_{v1}$ (kPa)**	**$\Delta\sigma'_{v2}$ (kPa)**	**σ'_v (kPa)**	**Cc**	**e_{v0}**	**c_v (m^2/ano)**	**c_h (m^2/ano)**	**k_v (m/s)**	**k_h (m/s)**	**k_h/k'_h**	**k'_h (m/s)**	**Δh (m)**
1ª	16	345,6	71,3	50	466,9	0,3	0,8	8,41	12,62	8,4Ex-9	1,3E0-8	3,0	4,2E-09	0,59
2ª	18	388,8	106,0		544,8									0,81
3ª	17	367,2	154,2		571,4									1,03
4ª	13	280,8	181,1		511,9									1,03

Onde: H_t = Altura da camada de rejeito hidráulico; σ'_{v0} = Tensão vertical inicial efetiva; $\Delta\sigma'_{v1}$ = Acréscimo de tensão devido à carga do aterro; $\Delta\sigma'_{v2}$ = Acréscimo de tensão devido à carga de equipamentos; σ'_v = Tensão vertical efetiva; Cc = Coeficiente médio de compressão; e_{v0} = índice de vazios inicial; c_v = Coeficiente de adensamento vertical; c_h = Coeficiente de adensamento horizontal; k_v = Coeficiente de permeabilidade vertical; k_h = Coeficiente de permeabilidade horizontal; k'_h = Coeficiente de permeabilidade horizontal da área afetada pelo amolgamento causado na cravação do dreno; Δh = recalque estimado.

Os coeficientes de adensamento e permeabilidade verticais foram determinados a partir de ensaios de laboratório, para a faixa de tensões verticais correspondente às tensões *in situ*. Os coeficientes horizontais foram obtidos estimando-se razões de c_v/c_h e k_v/k_h iguais a 1,5. O valor da razão k_h/k'_h foi adotado conforme apresentado por Indraratna *et al.* (2005, apud Almeida e Marques, 2014), de recomendações a partir dez estudos sobre o efeito do amolgamento nas permeabilidades, com base nas dimensões da zona amolgada.

Foi considerada a cravação em malhas quadradas, com espaçamento de 2,0 m, utilizando-se drenos com 10 cm de largura (a_g) e 0,5 cm de espessura (b_g), e mandril de cravação com 12 cm de largura (w_m) e 6 cm de espessura (l_m). A partir destes parâmetros foram definidos os diâmetros equivalentes do dreno (d_w) e do mandril de cravação (d_m) e o diâmetro da área afetada pela cravação (d_s), apresentados na Tabela 2.

Para o presente dimensionamento, considerou-se a drenagem combinada, ou seja, radial e vertical. Adotou um grau de adensamento global médio (U) desejado de 90% para a camada de rejeito depositado e o tempo aceitável (t_{ac}) para a obtenção deste grau de adensamento corresponde ao tempo de execução de cada etapa. Considerando a estimativa de produção diária de rejeito filtrado disponibilizada pela mineradora e o

arranjo geométrico dos aterros, definiu-se o tempo de construção (t_{ac}) em cada uma das etapas, conforme apresenta Tabela 2. Comparando-se os tempos necessários (t_{nec}) para a obtenção do adensamento desejado com os tempos aceitáveis (t_{ac}), referentes aos prazos de construção dos aterros, observa-se, para todas as etapas, $t_{nec} < t_{ac}$. Portanto, os espaçamentos adotados para as etapas foram considerados satisfatórios.

Tabela 2. Grandezas geométricas, tempos de construção (aceitável e calculado) e volumes do aterro de rejeito de cada etapa

Grandezas geométricas			**Resultados**			
d_w (m)	**d_m (m)**	**d_s (m)**	**Etapa**	**Volume do aterro de rejeito filtrado (m³)**	***t_{ac}* (mês)**	***t_{nec}* (mês)**
0,067	0,10	0,19	1ª	16395	7	6
			2ª	29729	13	10
			3ª	31787	14	10
			4ª	26723	12	6

3.1 Execução do projeto

Previamente à cravação dos drenos foi construída a camada de colchão drenante, constituída de brita 0/brita 1, com espessura de 30 cm. Após a construção do colchão, foi iniciada a cravação dos drenos e, em um intervalo de apenas 5h, 244 furos já haviam sido perfurados, totalizando 1092 metros de profundidade. A Figura 3 apresenta os registros fotográficos da execução do projeto.

Figura 3. (a) Colchão drenante construído com espessura de 30 cm. (b) Processo de cravação dos drenos. (c) Malhas quadradas com espaçamento de 2,0 m (d) Detalhe do núcelo e do filtro do dreno.

3.2 Estudos Geotécnicos

Os estudos geotécnicos envolveram análises de tensão x deformação durante a construção de aterros compactados de rejeitos filtrados, bem como análises de estabilidade dos aterros e do talude de jusante do maciço da barragem. Foi utilizado o software GeoStudio, versão 2019, com os módulos SIGMA/W e SLOPE/W. Para otimizar as simulações numéricas com drenos verticais sintéticos, foi necessário converter um problema tridimensional em um modelo de deformação plana equivalente. A equivalência entre as condições de deformação axissimétrica e de deformação plana foi obtida a partir de ajustes na permeabilidade do rejeito, mantendo-se o espaçamento entre os drenos, conforme apresenta Indraratna e Redana (1997). A permeabilidade original do rejeito era de 1,3E-06 cm/s e a permeabilidade equivalente obtida foi 2,0E-07 cm/s, cerca de 6,5 vezes menor. No processo de conversão foram seguidas as premissas do Modelo Linear Elástico.

Nas análises de tensão x deformação, os rejeitos já depositados na barragem foram modelados segundo o modelo de Cam-Clay Modificado, enquanto outros materiais seguiram o Modelo Elasto-plástico. Nas análises de estabilidade, o Fator de Segurança (FS) foi calculado com base em critérios de razão de resistência não drenada e resistência de Mohr-Coulomb. As Tabelas 3 e 4 mostram os parâmetros geotécnicos dos materiais considerados nas análises.

Em relação aos parâmetros do estado crítico do rejeito já depositado, para a obtenção da inclinação "M" da linha do estado crítico no espaço p' x q, foram utilizados os ensaios CIU_{SAT} realizados em amostras com índices de vazios variando entre 0,941 e 1,052 após aplicação das tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. O valor obtido foi de 1,38, fornecendo valor de ϕ_{cr} igual a 34°. Ressalta-se, porém, que os ensaios triaxiais utilizados não objetivaram, quando da sua execução, o atingimento do estado crítico para o rejeito e, portanto, as recomendações apresentadas na literatura no que tange à preparação de amostras, não foram seguidas e o valor obtido poderia apresentar-se superestimado. Dessa forma, optou-se por considerar um valor de M igual a 1,21, a partir do qual foi calculado o ϕ_{cr} de 30º, utilizando-se a correlação proposta por Jefferies e Been (2016). Os parâmetros λ e κ foram obtidos por correlação com os coeficientes médios de compressão (Cc) e de expansão (Cs) do adensamento oedométrico, através da relações propostas por Atkison e Bransby (1978). Para todos os materiais, foi estimado um coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3, que se encontra dentro dos intervalos encontrados na literatura, apresentados por Moreira (2012). Os demais parâmetros dos materiais do modelo foram definidos a partir dos ensaios de campo e de laboratório realizados na campanha de investigações geotécnicas.

Tabela 3. Parâmetros considerados para o rejeito depositado hidraulicamente

γ' (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (º)	$S_{u\,(Peak)}/\sigma'_{v0}$	$S_{u\,(Liq)}/\sigma'_{v0}$	k_{eq} (m/s)	e_0	λ	κ	ν	D (kPa)	M	ϕ'_{cr} (°)
21	0	28	0,21	0,04	2E-09	0,87	0,098	0,0196	0,3	3,367	1,21	30

Tabela 4. Parâmetros considerados para os outros materiais que constituem a barragem

Material	γ' (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (º)	k (m/s)	ν	E (MPa)
Aterro fofo	17	5	23	1,55E-05	0.3	10
Aterro compactado	20	20	29	8,57E-08		17
Saprolito	21	0	37	5,38E-08		77
Rocha alterada	22	31	39	3,00E-09		128
Solo residual	20	0	35	5,00E-07		18
Colúvio	20	5	27	2,93E-08		10
Filtro (areia)	20	0	30	5,35E-04		35
Dreno de pé	20	0	35	1,15E-02		35
Aterro de rejeito filtrado	24	0	35	2,48E-08		17
Colchão drenante (brita 0/brita1)	20	0	30	1,00E-02		30

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.2 Análises de Tensão x Deformação

As análises foram realizados considerando um período de cerca de 20.000 dias (aproximadamente 55 anos), com e sem os drenos sintéticos. Para melhor visualização da influência dos drenos no comportamento da estrutura, optou-se por considerar um ponto (nó) localizado na metade da camada de rejeito depositado hidraulicamente, conforme mostra a Figura 4.

As Figuras 5 e 6 apresentam os gráficos obtidos. Em relação aos deslocamentos, observa-se que a curva em vermelho (com drenos) tende a estabilizar em torno de 1.480 dias, aproximadamente 100 dias após o término das obras da 4ª etapa. Por outro lado, a curva em preto (sem drenos) indica um aumento nos deslocamentos ao longo de todo o período analisado (t = 20.000 dias). Embora não haja diferenças significativas em termos de magnitude dos recalques, os deslocamentos são menores na curva em vermelho (com drenos) em comparação com a curva em preto (sem drenos). Durante a construção dos aterros (até t =

1.380 dias), a presença de drenos sintéticos (curva vermelha) resulta em valores significativamente menores de excesso de poropressão em comparação com a ausência de drenos (curva preta). Após a conclusão dos aterros, ambas as curvas mostram uma tendência de decréscimo dos excessos de poropressão com o tempo, mas a curva vermelha indica maior estabilidade. Durante a construção dos aterros observa-se também um aumento de até, aproximadamente, 17 kPa nas tensões efetivas e totais na condição com drenos. Após a conclusão das obras, a estabilização das tensões ocorre após cerca de 100 dias para a condição com drenos e aproximadamente 660 dias para a condição sem drenos. No entanto, após a estabilização, as tensões na condição sem drenos são superiores, com uma diferença de cerca de 15 kPa.

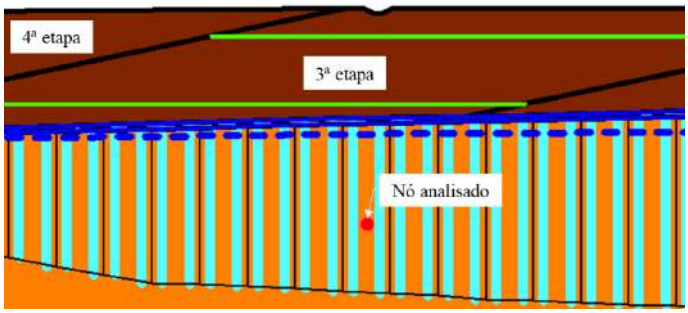


Figura 4. Localização do ponto considerado na análise comparativa.

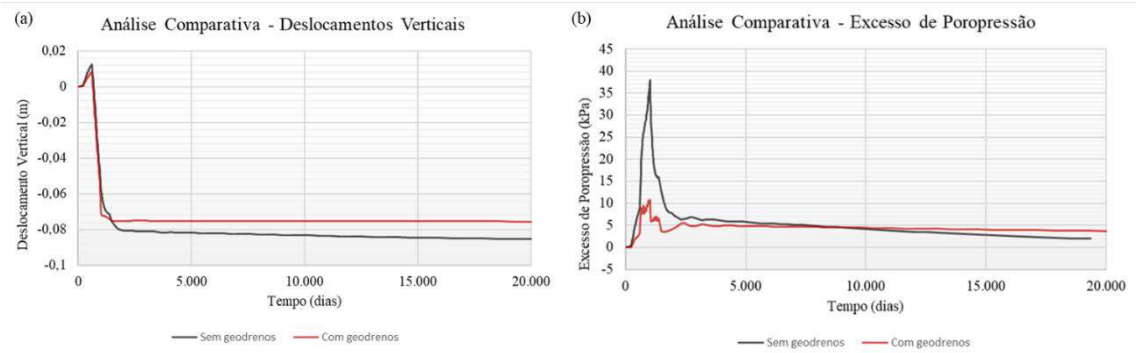


Figura 5. Análise comparativa: (a) Deslocamentos verticais *versus* tempo. (b) Excesso de poropressão *versus* tempo.

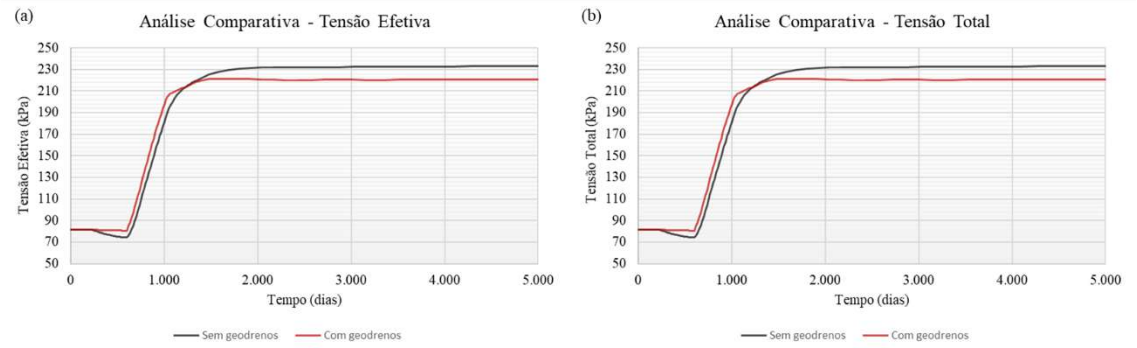


Figura 6. Análise comparativa: (a) Tensão efetiva *versus* tempo. (b) Tensão total *versus* tempo.

4.1 Análises de Estabilidade

A Tabela 5 apresenta os Fatores de Segurança obtidos nas análises de estabilidade. Para a 4ª etapa, não está prevista a formação de taludes e, portanto, não foram realizadas análises de estabilidade. Os fatores de segurança obtidos, para as diferentes condições analisadas, atendem aos valores mínimos exigidos pela norma ABNT NBR 13.028/2017 e, portanto, podem ser considerados satisfatórios.

Tabela 5. Fatores de segurança

	Maciço				**Aterros compactados de rejeito filtrado**					
	Antes da obra		**Após a obra**		**1ª etapa**		**2ª etapa**		**3ª etapa**	
	Condição 1	**Condição 2**	**Condição 1**	**Condição 2**	**Condição 1**	**Condição 2**	**Condição 1**	**Condição 2**	**Condição 1**	**Condição 2**
$FS_{mín}$	1,5	1,1	1,5	1,1	1,5	1,1	1,5	1,1	1,5	1,1
FS_{obtido}	1,52	1,33	1,52	1,33	2,03	1,49	1,62	1,14	1,86	1,33

Sendo: Condição 1 = análise estática; Condição 2 = análise pseudo-estática.

5 CONCLUSÕES

Comparando os resultados obtidos para a condição com e sem drenos no ponto localizado no meio da camada de rejeitos, fica evidente que a condição com drenos apresenta uma tendência significativamente maior de estabilização dos deslocamentos e das poropressões do que a condição sem drenos, sendo observada ainda uma redução, embora pequena, na magnitude dos deslocamentos para a condição com a presença dos drenos. Observa-se também que as magnitudes dos recalques obtidas nas análises de tensão x deformação foram significativamente menores que as obtidas analiticamente. Durante a construção dos aterros, observa-se que a geração de poropressões é significativamente menor na condição com drenos, alcançando uma diferença de aproximadamente 27 kPa (2,55 mca) no ponto localizado no centro da camada de rejeitos. A partir das análises de estabilidade, foi possível concluir que, independentemente do aumento da carga devido ao preenchimento do reservatório, a estabilidade física na região do talude a jusante do maciço da barragem não é alterada, uma vez que os cenários antes e depois da construção apresentaram os mesmos fatores de segurança. Os fatores de segurança encontrados para as diferentes etapas e condições analisadas atenderam aos valores mínimos exigidos pela ABNT NBR 13.028/2017 e, portanto, foram considerados satisfatórios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2004). NBR 10004. Resíduos sólidos - Classificação. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 13028. Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água. Rio de Janeiro.

Almeida, M. d., & Marques, M. S. (2014). Aterro sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho. São Paulo: Oficina de Textos.

Burke, H. H., Smucha, S. S. (1981). Geodrain installation at Lornex Tailings Dam. Proc l0th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. V3, pp. 599-602. Stockholm: Publ Rotterdam. https://www.issmge.org/publications/online-library.

Engels, J., Schönhardt, M., Witt, K., Benkovics, I., & Berta, Z. (2004). Tailings management facilities - Intervention actions for risk reduction: A European research and technological development project. Contract Number: EVG1-CT-2002-00066.

IAEA - International Atomic Energy Agency. (2004). The long term stabilization of uranium mil tailings: Final report of a co-ordinated research project 2000-2004. IAEA-TECDOC-1403. ISBN 92–0–108904–X. ISSN 1011–4289.

Indraratna, B.; Sathananthan, I.; Bamunawita, C.; Balasubramaniam. A.S. (2005). Theoretical and numerical perspectives and field observations for the design and performance evaluation of embankments constructed on soft marine clay. Elsevier Geo-Engineering Book Series, v. 3, Ground Improvement – Case Histories. Indraratna, B; Chu, J.; Hudson, J. A. (Eds.). Oxford: Elsevier, p. 51-89. DOI: 10.1016/S1571-9960(05)80005-9.

Indraratna, B.; Redana, I.W. (1997). Plane strain modeling of smear effects associated with vertical drains. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 474-478. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:1(96).

Vertematti, J. C. (2015). Manual Brasileiro de Geossintéticos (2ª ed.). São Paulo: Blucher.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/88

Proposta De Um Índice De Perigo Para Avaliação Da Segurança De Barragens: Estudo De Caso Da Barragem Boqueirão De Parelhas/RN.

Matheus Vinicius da Silva Azevedo
Engenheiro Civil, UFRN, Natal, Brasil, matheusviniciusaz@hotmail.com

José Ailton da Costa Ferreira
Doutorando em Engenharia Ambiental, UEPB, Campina Grande, Brasil, frreirailton@gmail.com

Allan Benício Silva de Medeiros
Doutorando, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, allanbenicio08@gmail.com

Osvaldo de Freitas Neto
Professor Efetivo, UFRN, Natal, Brasil, osvaldo.neto@ufrn.br

Olavo Francisco dos Santos Junior
Professor Efetivo, UFRN, Natal, Brasil, olavo.santos@ufrn.br

RESUMO: No Brasil, a promulgação da Lei Federal nº 12.334, que estabelece Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), fortaleceu a cultura de segurança das barragens. Entretanto, a ausência de parâmetros normativos efetivos aumenta o risco de falhas dessas estruturas. A avaliação da segurança consiste na identificação de fatores de risco, que podem favorecer a ocorrência de incidentes e acidentes, e na sistematização de indicadores. Deste modo, objetivo deste estudo foi propor um Índice de Perigo da Barragem (IPB), utilizando o método Processo Analítico Hierárquico (AHP), para avaliar o nível de segurança da barragem Boqueirão de Parelhas/RN. Os indicadores foram selecionados com base na Resolução nº 143 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH) e, em seguida, priorizados por especialistas com experiência na temática para compor o IPB proposto. Ao aplicar o IPB à barragem Boqueirão de Parelhas, o empreendimento foi classificado com nível de perigo médio, com valor inferior a 50%, que é equivalente à sua classificação quanto a Categoria de Risco (CRI) (médio) e Nível de Perigo Global (NPG) (alerta). Portanto, o IPB proposto pode ser aplicado a barragens de acumulação de água com características semelhantes para avaliar seu nível de perigo e auxiliar na tomada de decisão da gestão da segurança.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem Ministro João Alves, Processo Analítico Hierárquico, Avaliação de Riscos, Gestão de Segurança.

ABSTRACT: In Brazil, the promulgation of Federal Law nº 12,334, which establishes the National Policy on Dam Safety (PNSB), has strengthened the culture of dam safety. However, the absence of effective normative parameters increases the risk of failures in these structures. Safety assessment involves identifying risk factors that may contribute to incidents and accidents and systematizing indicators. Thus, the objective of this study was to propose a Dam Hazard Index (IPB) using the Analytic Hierarchy Process (AHP) method to assess the safety level of the Boqueirão de Parelhas Dam in Rio Grande do Norte. Indicators were selected based on Resolution nº 143 of the National Water Resources Council (CNRH) and then prioritized by experts with experience in the subject to compose the proposed IPB. When applying the IPB to the Boqueirão de Parelhas Dam, the project was classified with a medium danger level, with a value below 50%, equivalent to the Risk Category (CRI) (medium) and Global Danger Level (NPG) (alert) classifications. Therefore, the proposed IPB can be applied to water accumulation dams with similar characteristics to assess their danger level and assist in decision-making for safety management.

KEYWORDS: Ministro João Alves Dam, Hierarchical Analytical Process, Risk Assessment, Safety Management.

1 INTRODUÇÃO

As barragens são estruturas essenciais para garantir a subsistência e o desenvolvimento de uma região, possuindo maior destaque em áreas com clima semiárido como o Nordeste brasileiro. As irregularidades na distribuição espacial e temporal da precipitação, marcada por longos períodos de seca seguidos por chuvas intensas, interferem no planejamento e na gestão dos recursos hídricos (Gomes *et al.*, 2015; Amorim *et al.*, 2020). No contexto nacional, a Lei Federal nº 12.334, de setembro de 2010, atualizada pela Lei Federal nº 14.066, de setembro de 2020, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), determina as principais diretrizes de segurança, de fiscalização e de responsabilização das barragens para reduzir os riscos a níveis aceitáveis e garantir o desempenho dos reservatórios ao longo de sua vida útil. Entretanto, os incidentes e acidentes registrados nos Relatórios de Segurança de Barragens (RSB), somados aos casos que são negligenciados e/ou subnotificados, evidenciam ainda a ausência de parâmetros normativos efetivos e de atividades de monitoramento e manutenção compatíveis com a realidade local (ANA, 2023a).

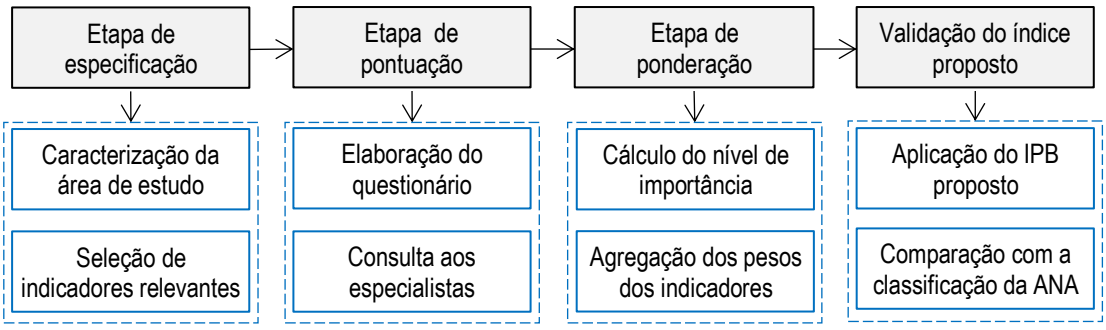
A Resolução nº 143, de julho de 2012, do Conselho Nacional de Recursos Hídricos determina os critérios de classificação das barragens quanto a Categoria de Risco (CRI) e ao Dano Potencial Associado (DPA). A avaliação de risco da segurança das barragens é realizada pelo órgão fiscalizador competente por meio de inspeções visuais *in loco* para detectar as principais anomalias que podem comprometer a integridade física do barramento e de suas estruturas anexas, bem como sua magnitude, que é utilizada para obter o Nível de Perigo Global (NPG) da barragem. Tendo em vista que o risco é intrínseco à estas estruturas, é imprescindível caracterizar o vale de jusante para estimar os potenciais impactos socioeconômicos e ambientais decorrentes de acidentes provocados por eventos adversos (Brasil, 2012).

Diversos estudos foram desenvolvidos para estimar o risco e as condições perigosas de uma barragem mediante uma avaliação sistemática dos indicadores de segurança (e.g. Zuffo, 2010; Aguiar *et al*., 2015; Leite, 2019). Destacam-se os métodos multicritérios de apoio a decisão, como o Processo Analítico Hierárquico (AHP), que realiza a decomposição e síntese de uma hierarquia complexa até a priorização alternativas mais adequadas para a resolução de um problema (Carvalho e Corteletti, 2021). Portanto, o presente artigo objetiva propor um Índice de Perigo da barragem (IPB) utilizando o método AHP para avaliar o nível de perigo à segurança da barragem Boqueirão de Parelhas/RN.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para atingir o objetivo proposto, a metodologia baseou-se em quatro etapas, apresentadas na Figura 1 e detalhadas adiante.

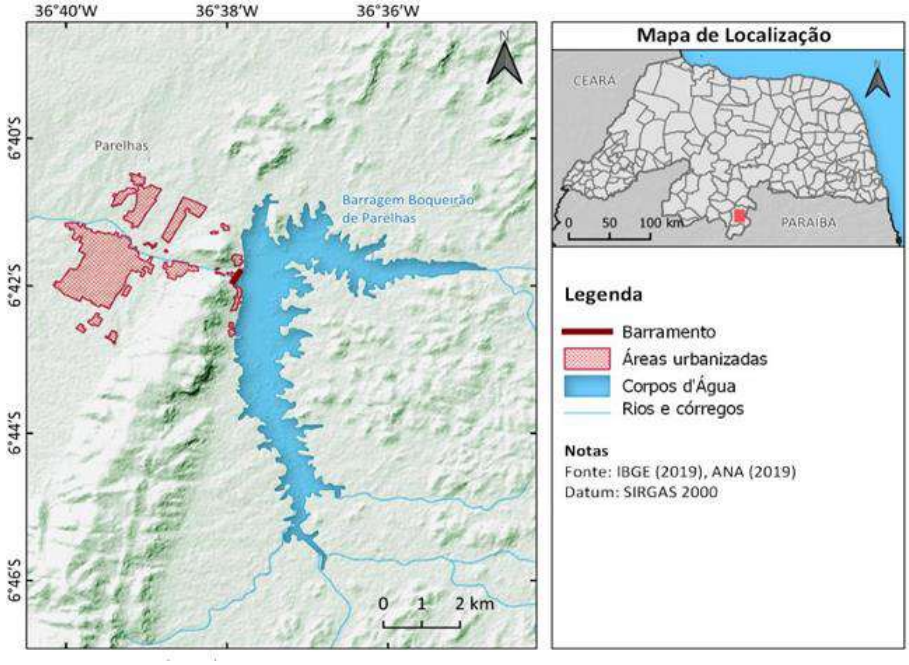
Figura 1 - Fluxograma do procedimento metodológico



2.1 Caracterização da área de estudo

O mapa da Figura 2 apresenta a localização da área de estudo e a área inundada pela barragem Boqueirão de Parelhas. A barragem Boqueirão de Parelhas está localizada no município de Parelhas/RN, inserida na bacia hidrográfica dos rios Piranhas-Açu, e barra os rios Seridó e das Vazantes. Ela foi construída no ano de 1988 pela Secretaria Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídrico, e seu barramento é de terra e enrocamento, com uma capacidade de reservação máxima igual a 84,79hm³ (ANA, 2023a).

Figura 2 – Localização e área inundada da barragem Boqueirão de Parelhas.



No contexto geomorfológico, a região apresenta a predominância de rochas metamórficas ortoderivadas e está inserida nos domínios morfológicos da Depressão Sertaneja e do Planalto da Borborema. Além disso, possui um clima semiárido quente, uma pluviosidade anual média de 568,2 mm (CPRM, 2005).

2.2 Especificação dos indicadores

Os indicadores foram selecionados com base na Resolução nº 143, de 10 de julho de 2012, do CNRH, que define os critérios gerais de classificação de barragens quanto a CRI e ao DPA. Tendo em vista que a CRI é composta pelos critérios Características Técnicas, Estado de Conservação e Plano de Segurança, foram extraídos apenas os indicadores mais relevantes de cada grupo (Quadro 1), acrescido do indicador Capacidade de Reservação, que mantém relação direta com o DPA e as especificações de projeto de uma barragem.

Quadro 1. Indicadores selecionados para obter o Índice de Perigo proposto. Fonte: Adaptado de Brasil (2012).

Critério	Indicador
Características técnicas (CT)	Vazão de projeto (CT_1)
	Capacidade de reservação (CT_2)
	Altura (CT_3)
	Comprimento do barramento (CT_4)
Estado de Conservação (EC)	Percolação de água (EC_1)
	Deformação e recalque (EC_2)
	Deterioração da barragem e/ou paramentos (EC_3)
Plano de Segurança (PS)	Confiabilidade das estruturas extravasoras e de adução (PS_1)

2.3 Processo Analítico Hierárquico (AHP)

O AHP transforma preferências humanas em valores numéricos para tomada de decisão de problemas estruturados. O método compreende três etapas principais: a estruturação, a definição de prioridades e julgamentos e a consistência lógica (Saaty, 1990). Neste estudo, a técnica AHP foi utilizada para determinar os pesos dos indicadores que compõe o Índice de Perigo (IP) proposto.

2.3.1 Pontuação dos indicadores

Foi elaborado um questionário *online*, com o auxílio da ferramenta *Google Forms*, para coletar o julgamento dos especialistas e ponderar os indicadores por meio matriz de decisão paritária. Para isso, foram convidados especialistas com experiência em segurança de barragens para atribuir os pesos aos indicadores com base em sua experiência.

2.3.2 Ponderação dos indicadores

Para obter a importância relativa entre os indicadores, foi realizado uma comparação paritária por meio da indicação do nível de importância pelo especialista, em uma escala de 1 a 9, onde: 1 – possuem a mesma importância; 3 – importância fraca de um sobre o outro; 5 – importância forte ou essencial; 7 – importância muito forte ou demonstrada; 9 – importância absoluta; e 2,4,6,8 – valores intermediários entre os valores adjacentes (Saaty, 1990).

Dessa forma, foi possível determinar o peso de cada indicador, a partir dos julgamentos especializados. Tendo em vista que a preferência subjetiva dos especialistas é atribuída por meio de uma escala ordinal, deve-se determinar o grau de inconsistência da matriz de comparação par a par e o quanto seu autovalor máximo se distancia da ordem da matriz. O Índice de Consistência (IC) para os pesos dos indicadores é dado pela Equação 1, onde $\lambda_{máx}$ é o autovalor máximo e N é a ordem da matriz.

$$\mathrm{IC} = \frac{\lambda_{\mathrm{máx}} - \mathrm{N}}{\mathrm{N} - 1} \tag{1}$$

Para reduzir a subjetividade e a inconsistência do método, a Razão de Consistência (RC), apresentada na Equação 2, compara o IC da matriz resultante em relação ao Índice de consistência Randômico (IR), conforme a ordem da matriz (Tabela 1). A matriz de comparação paritária será considerada consistente quando $\mathrm{RC} \leq 0{,}10$. Caso contrário, o especialista deve ser convidado para reavaliar seu julgamento (Saaty, 1990). Por fim, foi realizada a agregação dos julgamentos dos especialistas a partir do cálculo da média geométrica e obter um resultado para o grupo.

$$\mathrm{RC} = \frac{\mathrm{IC}}{\mathrm{IR}} \tag{2}$$

Tabela 1. Índice de consistência randômico médio conforme a ordem da matriz produzida. Fonte: Adaptado de Saaty e Vargas (2012).

Ordem (n)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
IR	0,0	0,0	0,58	0,9	1,12	1,24	1,32	1,41	1,45	1,49	1,51	1,48	1,56	1,57

2.3.3 Agregação do peso dos indicadores

A agregação dos indicadores foi realizada por meio do método aritmético de média ponderada. De acordo com a Resolução nº 143 do CNRH, cada indicador possui um intervalo de valores que representa a intensidade do problema. Para obter um valor de IPB que varie de 0 a 1, a pontuação de cada indicador foi normalizada na base 100, conforme apresentado no Quadro 2.

Cada indicador normalizado é multiplicado pelo seu peso correspondente, resultando em um somatório dos produtos obtidos, dado pela Equação 3. Na qual, IPB é índice de perigo da barragem, w_i corresponde ao peso atribuído ao indicador, I_i cada indicador selecionado e n é o número total de indicadores. O IPB foi categorizado em quatro classes, considerando os intervalos interquartis, para classificar a barragem quanto ao seu nível de perigo.

$$\mathrm{IPB} = \sum_{\mathrm{i}=0}^{\mathrm{n}} \mathrm{w_i} \cdot \mathrm{I_i} \tag{3}$$

Quadro 2. Pontuação dos indicadores normalizada. Fonte: Adaptado de Brasil (2012)

Indicador	Pontuação do CNRH	Pontuação normalizada	Descrição
EC_1	0	0,00	Percolação totalmente controlada pelo sistema de drenagem
	3	37,50	Umidade ou surgência nas áreas de jusante, paramentos, taludes ou ombreiras estabilizadas e/ou monitoradas
	5	62,50	Umidade ou surgência sem tratamento ou em fase de diagnóstico
	8	100,00	Surgência em áreas de jusante, paramentos, taludes ou ombreiras com carreamento de material ou com vazão crescente
EC_2	0	0,00	Inexistente
	1	12,50	Existência de trincas e abatimentos de pequena extensão e impacto nulo
	5	62,50	Existência de trincas e abatimentos de impacto considerável
	8	100,00	Existência de trincas, abatimentos ou escorregamentos expressivos
EC_3	0	0,00	Inexistente
	1	25,00	Falhas na proteção dos taludes e paramentos, presença de pequenos arbustos
	2	50,00	Erosões superficiais, ferragem exposta, crescimento de vegetação generalizada
	4	100,00	Depressões acentuadas nos taludes com potencial de comprometimento da segurança
PS_1	0	0,00	Estruturas civis e hidroeletromecânicas em pleno funcionamento
	4	40,00	Estruturas civis e hidroeletromecânicas preparadas para a operação, mas sem fontes de suprimento de energia de emergência
	7	70,00	Estruturas civis comprometidas ou dispositivos hidroeletromecânicos com problemas identificados, com redução de capacidade de vazão e com medidas corretivas
	10	100,00	Estruturas civis comprometidas ou dispositivos hidroeletromecânicos com problemas identificados, com redução de capacidade de vazão e sem medidas corretivas
CT_1	3	0,00	Cheia Máxima Provável (CMP) ou Decamilenar
	5	28,57	Milenar
	8	71,43	TR = 500 anos
	10	100,00	TR < 500 anos ou Desconhecida/Estudo não confiável
CT_2	1	0,00	$V \leq 5$ milhões m³
	2	25,00	5 x 106 m³ < V < 75 x 106 m³
	3	50,00	75 x 106m³ ≤ V ≤200 x 106 m³
	5	100,00	V > 200 x 106 m³
CT_3	0	0,00	$H \leq 15$ m
	1	33,33	15 m < H < 30 m
	2	66,67	30 m ≤ H ≤ 60 m
	3	100,00	H > 60 m
CT_4	2	0,00	$C \leq 200$ m
	3	100,00	C > 200 m

2.3 Validação do Índice de Perigo

A Barragem Boqueirão de Parelhas foi utilizada para validar o (IPB) devido à sua relevância hídrica para o estado do Rio Grande do Norte. As informações dos indicadores foram extraídas do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB) e dos relatórios de Inspeção de Segurança Regular (ISR) elaborados pela ANA (ANA, 2023).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Fase de especificação, pontuação e ponderação dos indicadores

O questionário foi respondido por cinco especialistas, divididos entre profissionais do Instituto de Gestão e Águas do Rio Grande do Norte (IGARN), da Secretaria Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos (SEMARH/RN) e professores e pós-graduandos da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN). Todas as matrizes de comparação par a par apresentaram Razão de Consistência (RC) inferior a 0,01 e, em seguida, foram agregadas para obter um único valor para a decisão em grupo. A Tabela 2 apresenta as avaliações numéricas e os pesos correspondentes aos indicadores para a decisão em grupo.

Na Tabela 2, observa-se que os indicadores Confiabilidade das estruturas extravasoras e de adução (PS_1) e Deformação e recalques (EC_2) possuem a maior importância frente as demais alternativas. Os indicadores Percolação (EC_1) e Deterioração do barramento (EC_3), que correspondem ao estado de conservação da barragem e de suas estruturas anexas, também apresentaram forte importância, superior a 15%. Na Resolução nº 143 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), quando qualquer indicador do critério Estado de Conservação (EC) é maior ou igual a oito, as barragens são automaticamente classificadas com Categoria de Risco (CRI) alta, justificando a preferência desses indicadores para determinar o nível de perigo de barragens.

Tabela 2. Avaliação numérica agregada da decisão em grupo.

Indicador	EC_1	EC_2	EC_3	PS_1	CT_1	CT_2	CT_3	CT_4	Peso (*w*)
EC_1	1	1	1 2/9	5/7	3 1/6	3 7/8	6	7 1/3	0,1899
EC_2	1	1	1 3/4	1 2/9	3 1/2	5	6	8	0,2252
EC_3	5/6	4/7	1	5/7	3	3	4 1/2	7	0,1552
PS_1	1 2/5	5/6	1 2/5	1	3 7/8	5	7	9	0,2271
CT_1	1/3	2/7	1/3	1/4	1	3	3 7/8	6 1/2	0,0883
CT_2	1/4	1/5	1/3	1/5	1/3	1	2 4/9	5	0,0559
CT_3	1/6	1/6	2/9	1/7	1/4	2/5	1	5 2/7	0,0397
CT_4	1/7	1/8	1/7	1/9	1/7	1/5	1/5	1	0,0188

Por outro lado, o indicador Comprimento do barramento (CT_4) apresentou a menor preferência entre as alternativas, sendo inferior a 2%. Ressalta-se que apesar das características técnicas de um reservatório serem importantes para avaliar o risco de falhas, a combinação de um ou mais fatores podem aumentar o perigo de rompimento na ausência de atividades de monitoramento e manutenção efetivas da barragem e comprometimento da integridade física dos seus elementos estruturais, que favorecem o desenvolvimento de potenciais modos de falhas. Observa-se ainda que o indicador Capacidade de reservação (CT_2) também apresentou baixa importância relativa para determinar o perigo de rompimento, apesar de estar diretamente relacionado aos potenciais danos no vale de jusante decorrente de acidentes, consequentemente, estando mais relacionado ao risco associado. Deste modo, a comparação destes indicadores com aqueles relacionados diretamente ao desempenho e confiabilidade da barragem, resulta em uma baixa preferências entre as alternativas. Este fato é evidenciado no peso do indicador Vazão de projeto (CT_1) que mantém relação direta com o indicador PS_1. Nesta perspectiva, o Índice de Perigo da barragem (IPB) foi obtido por meio da agregação dos produtos entre os pesos finais encontrados e seus respectivos indicadores (Equação 4). A fim de avaliar o nível de perigo de uma barragem, utilizou-se os intervalos interquartis para categorizar o IPB em quatro classes, conforme apresenta o Quadro 3.

No Quadro 3, valores de IPB inferiores a 25 correspondem a barragens que apresentam bom estado de conservação e possuem atividade de manutenção preventiva e corretiva contínuas. Quando forem identificadas anomalias que não comprometem a segurança da barragem a curto prazo, mas, que podem favorecer potenciais modos de falhas, as barragens podem ser enquadradas com nível de perigo médio, com IPB abaixo de 50, ou alto, para o caso de valores de IPB maiores que 50, onde o empreendedor deve mitigar as anomalias encontradas para garantir o desempenho dos reservatórios frente a eventos adversos. De forma análoga, valores de IPB superiores a 75 não significam necessariamente que a barragem poderá falhar, mas que é imprescindível a adoção de medidas de segurança eficazes e em tempo compatível com os problemas encontrados para garantir sua segurança.

$$\mathrm{IPB} = 0{,}1899 \cdot \mathrm{EC}_1 + 0{,}2252 \cdot \mathrm{EC}_2 + 0{,}1552 \cdot \mathrm{EC}_3 + 0{,}2271 \cdot \mathrm{PS}_1 + 0{,}0883 \cdot \mathrm{CT}_1 + 0{,}0559 \cdot \mathrm{CT}_2 + 0{,}0397 \cdot \mathrm{CT}_3 + 0{,}0188 \cdot \mathrm{CT}_4 \quad (4)$$

Quadro 3. Classificação do nível de perigo.

Intervalo	Classificação
IPB $< 25\%$	Baixo
$25\% \leq$ IPB $\leq 50\%$	Médio
$50\% \leq$ IPB $\leq 75\%$	Alto
IPB $> 75\%$	Muito alto

3.2 Aplicação do Índice de Perigo da Barragem Boqueirão de Parelhas

De acordo com o RSB (ANA, 2022), a barragem Boqueirão de Parelhas foi classificada com CRI média e DPA alto. No ISR realizado pela ANA (ANA, 2023b), verificou-se a existência de vegetação ao longo dos taludes de montante e jusante, de pequenos trechos irregulares no *rip-rap* e enrocamento próximos ao coroamento, e de erosão de pequena magnitude nos encontros com as ombreiras, mas que não comprometem a segurança da barragem a curto prazo.

Destacam-se ainda a ausência de canaletas ao longo do talude de jusante e a presença de vegetação nos canais de aproximação e de restituição da barragem, bem como a existência de edificações irregulares próximas ao canal de aproximação do vertedouro. Como o nível do reservatório se encontra em uma cota baixa, cerca de 6,65% da sua capacidade máxima de acumulação, devido à ausência de chuvas na região, não foi possível verificar problemas relacionadas a percolação da água através do barramento. Entretanto, foram identificados sinais de erosão nos equipamentos hidromecânicos e estado de má conservação da escada de acesso à torre de tomada d'água e casa de comando, o que indica a ausência de atividades de monitoramento e manutenção adequada de seus componentes. Nesta perspectiva, o IPB de Boqueirão de Parelhas foi obtido com base nas pontuações normalizadas do Quadro 2, substituídas na Equação 4, resultando na Equação 5:

$$\begin{aligned} \mathrm{IPB}_{\mathrm{Boqueirão}} = {} & 0{,}1899 \cdot 37{,}5 + 0{,}2252 \cdot 12{,}5 + 0{,}1552 \cdot 25 + 0{,}2271 \cdot 70 + 0{,}0883 \cdot 100 \\ & + 0{,}0559 \cdot 50 + 0{,}0397 \cdot 33{,}33 + 0{,}0188 \cdot 100 = 44{,}54 \end{aligned} \quad (5)$$

Conforme classificação do Quadro 3, a barragem Boqueirão de Parelhas possui um nível de perigo médio. Os registros e análises realizadas demonstram que seu estado atual é normal sob o ponto de vista de segurança, sendo classificada consoante a Resolução nº 236, de 30 de janeiro de 2017, atualizada pela Resolução nº 121, de 9 de maio de 2022, com nível de Alerta. Apesar disso, as anomalias detectadas não apresentam risco direto à segurança do empreendimento a curto prazo, devendo ser realizada a supressão da vegetação, e executados serviços de manutenção corretiva dos taludes, cristas, vertedouros e equipamento hidromecânicos. Dessa forma, o IPB proposto classificou a barragem Boqueirão de Parelhas em categorias equivalentes em relação a CRI e ao NPG utilizada pelos órgãos fiscalizadores de segurança de barragens.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo propôs e definiu um Índice de Perigo da barragem (IPB) utilizando o método AHP, para avaliar o nível de perigo à segurança da barragem Boqueirão de Parelhas/RN. O IPB proposto utilizou o método AHP para incorporar a experiência dos especialistas ao processo avaliativo e, por sua vez, determinar o nível de perigo de segurança de barragens de acumulação de água. Nas etapas de pontuação e ponderação, verificou-se que os indicadores Deformação e Recalque e Confiabilidade das Estruturas Extravasoras e de adução apresentaram a maior importância para compor o índice, pois estão diretamente relacionados à integridade física do barramento. Por outro lado, os indicadores que pertencem ao critério Características Técnicas, obtiveram baixa preferência frente às demais alternativas, com destaque para o indicador Comprimento do Coroamento.

Ao aplicar o IPB à barragem Boqueirão de Parelhas, o barramento foi classificado com nível de perigo médio, com valor inferior a 50%. Ao comparar este resultado com a classificação da barragem quanto à CRI (médio) e ao NPG (alerta), o IPB possui categorias equivalentes. Este fato se justifica nas anomalias relatadas no relatório de Inspeção de Segurança Regular (ISR), que não fornecem risco imediato à segurança da barragem a curto prazo e requerem a execução de medidas de manutenção do barramento e de suas estruturas anexas. Portanto, o IPB proposto pode ser aplicado a barragens de acumulação de água com características semelhantes para avaliar seu nível de perigo e auxiliar na tomada de decisão da gestão da segurança.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguiar, D. P. O.; Feis, L. M. C. F. ; Dalfré Filho, J. G. ; Genovez, A. I. B. (2015) Contribuição ao estudo do índice de segurança de barragens - ISB. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 20, p. 360-368.

Amorim, A. C. B.; Lucio, P. S.; Silva, C. M. S.; Rodrigues, D. T.; Brito Neto, F. A. (2020) Regionalização e Análise da Tendência da Precipitação do Rio Grande do Norte Associados a Padrões de TSM. *Revista Brasileira de Meteorologia*, v. 35, n. 2, p. 269–80.

ANA – Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (2023b). *Relatórios de Inspeção de Segurança – dados cedidos*. ANA: Brasília.

ANA – Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (2023a). *Relatório de Segurança de Barragens 2022*. Brasília. Disponível em: https://www.snisb.gov.br/portalsnisb/api/file/download/145/4/rsb-2020.pdf acesso em: 15 mar. 2024.

ANA – Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (2022b). *Resolução nº 121, de 09 de maio de 2022*. Altera a Resolução ANA nº 236, de 30 de janeiro de 2017. ANA: Brasília.

Brasil. Casa Civil. Subchefia para Assuntos Jurídicos. *Lei n. 12.334, de 20 de setembro de 2010*. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei no 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4o da Lei no 9.984, de 17 de julho de 2000. Diário Oficial da União: Brasília, 2010.

Brasil. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional de Recursos Hídricos. *Resolução nº 143, de 10 de julho de 2012*. Estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo seu volume, em atendimento ao art. 7° da Lei n° 12.334, de 20 de setembro de 2010. Diário Oficial da União: Brasília, 2012.

Brasil. Secretaria-Geral. Subchefia para Assuntos Jurídicos. *Lei n. 14.066, de 30 de setembro de 2020*. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração). Diário Oficial da União: Brasília, 2020.

Carvalho, G. B.; Corteletti, R. C. (2021) Proposta metodológica para previsão de impactos decorrentes de acidentes com barragens de rejeito. *Engenharia Sanitária E Ambiental*, 26(3), 525–534.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil (2005). *Projeto cadastro de fontes de abastecimento por água subterrânea*. Diagnóstico do município de Parelhas, estado do Rio Grande do Norte. Recife: CPRM/PRODEEM.

Faria, D. G. M; Augusto Filho, O. (2013) Aplicação do Processo de Análise Hierárquica (AHP) no mapeamento de perigo de escorregamentos em áreas urbanas. *Revista do Instituto Geológico*, [s.l.], v. 34, n. 1, p.23-44. GN1 Genesis Network.

Gomes, H. B.; Ambrizzi, T.; Herdies, D. L.; Hodges, K.; Silva, B. F. P. (2015) Easterly Wave Disturbances over Northeast Brazil: An Observational Analysis. *Advances in Meteorology*, v. 2015, p. 1-20.

Leite, S. R. (2019) *Modelo para Avaliação de Riscos em Segurança de Barragens com associação de métodos de análise de decisão multicritério e Conjuntos Fuzzy*. 2019. xxi, 197 f., il. Dissertação (Mestrado Profissional em Computação Aplicada) – Universidade de Brasília, Brasília.

Saaty, T. L. (1990) How to make a decision: the analytic hierarchy process. *European Journal of Operational Researc*h, v. 48, p. 9–26.

Saaty, T. L.; Vargas, L. G. (2012) How to make a decision: models, methods, concepts and applications of the analytic hierarchy process. *Int Ser Oper Res Manag Sci* 175:1–21.

Zuffo, M. S. R. (2010) *Análise de risco em barragens: um índice de priorização*. 265 p. Tese (doutorado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Eng. Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/89

Recuperação de Canais Hidráulicos Revestidos com Geocélulas executados em um Parque Solar na região Nordeste do Brasil.

João Alexandre Paschoalin Filho
Geoconceito Engenharia Consultiva, São Paulo, Brasil, jalexandre@geoconceitoengenharia.com.br

Brenno Augusto Marcondes Versolatto
Geoconceito Engenharia Consultiva, São Paulo, Brasil, brenno@geoconceitoengenharia.com.br

Joana Paula Machado Ribeiro
Universidade de Coimbra, Departamento de Ciências da Terra Coimbra & Instituto de Ciências da Terra — Polo do Porto, Portugal, joana.ribeiro@uc.pt

RESUMO: Este artigo documenta os serviços de inspeção técnica realizada, bem como a solução de recuperação de 35 km de canais hidráulicos situados em um importante parque de geração de energia solar situado na região Nordeste do Brasil. Os canais em estudo foram executados em solo predominantemente arenoso e revestidos com geocélulas preenchidas com argamassa de cimento e areia. Todavia, em função de falhas no projeto e processo executivo destes, ocorreram patologias diversas no revestimento dos canais, chegando a comprometer o uso. Neste contexto, foram conduzidas inspeções "in situ" no intuito de identificar as anomalias e suas possíveis causas. Em seguida, aspectos do projeto executivo foram reavaliados, tais como a quantidade de grampos e dimensões das valas de ancoragem das geocélulas. De uma forma geral, foram identificadas falhas no dimensionamento apresentado no memorial de cálculo inicial. Para recuperação dos trechos estudados foi avaliada a utilização de telas metálicas em substituição às geocélulas como elemento de armadura para revestimento de concreto. Portanto, este artigo traz uma importante colaboração ao meio técnico, uma vez que apresenta problemas com instalação de geocélulas que podem ocorrer em função de projeto e instalação inadequados. Também propõe uma solução de remediação, dimensionada de forma que possa servir ao meio técnico como sugestão para casos semelhantes.

PALAVRAS-CHAVE: Geocélulas, Recuperação Estrutural, Drenagem, Geossintéticos.

ABSTRACT: This paper reports the technical inspection services carried out, as well as the solution for the recovery of 35 km of hydraulic channels in an important solar energy generation park in the Northeast Brazil region. The channels under study were executed in predominantly sandy soil and lined geocells filled with cement mortar and sand. However, various pathologies occurred in the channel lining due to failures in the construction process, compromising their use. In this context, "in situ" inspections were carried out by the researchers to identify the anomalies and their possible causes. Then, aspects of the previous executive project were reassessed, such as the number of clamps, dimensions of the geocell anchoring trenches, etc. In general, flaws were identified in the sizing presented in the initial calculation memorial. For recovery of the studied stretches, the use of metallic screens was studied in substitution of the geocells as reinforcement elements for concrete coating. Therefore, this article contributes to the technical field since it presents problems with the installation of geocells that can occur due to inadequate design and installation. It also brings to light the dimensioned remediation solution so that it can serve the technical environment as a suggestion for similar cases.

KEYWORDS: Geocells; Structural Recovery; Drainage; Geosynthetics.

1 INTRODUÇÃO

O local em estudo consiste em um parque de produção de energia solar com aproximadamente 40 km de canal a céu aberto, executado com revestimento superficial de geocélula com espessura de 7,5 cm, preenchida com argamassa de cimento e areia (traço 1:6,7). Esta solução foi empregada e executada em toda extensão de canal. Segundo Lavoie et al. (2011), as geocélulas podem ser definidas como um produto com estrutura tridimensional aberta, constituída por células interligadas, que confinam mecanicamente os materiais nela inseridos, como por exemplo, concreto, solo ou enrocamento. Dos materiais constituintes, os polímeros são os mais empregados, como por exemplo, o polietileno (PE), o polipropileno (PP), o poliéster (PET) e a

poliamida (PA). Cada um destes cabe a um tipo de aplicação, sendo que alguns apresentam maior resistência em ambientes hostis, enquanto outros, menos resistentes, tendem a possuir uma característica mais elástica (Baruffi et al., 2015). Devido às características do tipo da solução, foi prevista a execução de uma vala de ancoragem na parte superior do terreno, na crista do talude, com dimensões de 15 cm de profundidade e 45 cm de comprimento, a qual é preenchida com argamassa. Adicionalmente foi feita e inclusão de grampos de ancoragem com barras de vergalhão no formato "J" com Ø 3/8'' e comprimento de 30 cm. A figura 1 ilustra seções do projeto executivo do canal. De acordo com este existem cinco seções típicas, referentes às alturas de canal de 0,5, 0,75, 1,00, 1,15 e 1,35 m.

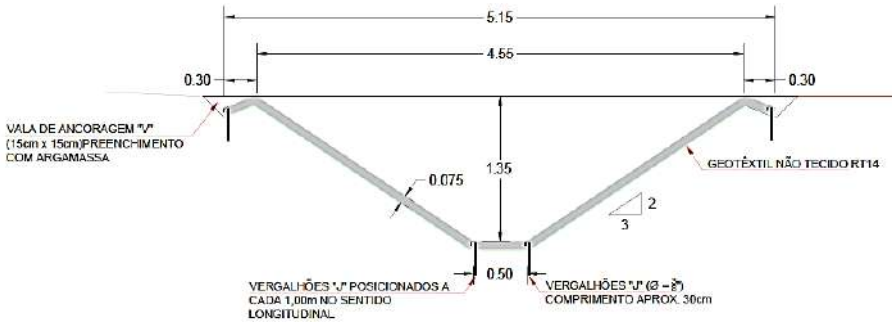


Figura 1. Seção típica para canais com altura de 1,35 m.

Conforme a figura 1 , nota-se a presença de manta geotêxtil na interface solo/revestimento e indicação de implantação de grampos de ancoragem na parte superior e inferior do talude. Segundo as informações fornecidas em campo, para implantação dos canais projetados foram realizadas as obras de terraplenagem e instalação da infraestrutura prevista consoante os critérios apresentados em projeto, sendo executada por três empreiteiras distintas. Em relação aos procedimentos de compactação do reaterro, estes seguiram as diretrizes fornecidas pela equipe de campo, onde o processo executivo não atendeu aos critérios de compactação previstos no projeto executivo. Em termos da cronologia de obra, os canais foram implantados e posteriormente a equipe responsável pela montagem dos painéis solares realizou cortes no terreno e na seção transversal do canal para passagem de fiação elétrica. O revestimento dos canais foi executado com geocélula e argamassa de areia e cimento, e foram ainda realizados procedimentos de controle tecnológico similar aos de concreto, onde foram coletadas amostras das argamassas para determinação dos seus parâmetros de resistência a compressão conforme a ABNT NBR 5739. Em inspeções conduzidas pelos pesquisadores foram identificadas em campo as seguintes patologias: a) Presença de ruptura do revestimento com destacamento do bloco de argamassa; b) Presença de fissura transversal com alinhamento predominante à nervura da geocélula; c) Presença de ruptura do revestimento com evidente movimentação do bloco de argamassa e solo de fundação; d) Presença de colapso do revestimento devido à perda de sustentação da seção hidráulica e; e) Trecho com existência de travessia de tubulação elétrica.

De modo geral, pode-se dividir as fissuras existentes nos canais em grupos distintos: a) Nos trechos que a espessura do revestimento é maior formando uma espessa capa de argamassa (superior à altura da geocélula) as fissuras se manifestam com configuração transversal a seção do canal; b) Outra situação é quando a espessura do revestimento é menor que a altura da geocélula, e o quadro de fissuração tem o alinhamento da nervura da geocélula. Na situação em que o revestimento não supera a altura da geocélula, a fissuração ocorre na interface da nervura entre a geocélula e a argamassa. Destaca-se a elevada variação de temperatura local, onde durante o dia se tem temperaturas superiores a 30ºC e à noite temperaturas abaixo de 20ºC. Nos diversos trechos onde foi constatada a presença de colapso do revestimento, pode-se afirmar que, em sua totalidade, este é decorrente da perda de sustentação de sua fundação com posterior infiltração de água por meio dos processos erosivos do solo e vazios de trechos comprometidos, resultando no colapso total do revestimento. A maioria dos trechos em ruína estavam localizados em trechos de travessia de cabos existente no sistema do Parque Solar. O solo local é altamente suscetível à erosão, além de apresentar pontos baixos, originando escoamento de água ao longo de seu alinhamento longitudinal, tendo em vista a magnitude das erosões observadas no trecho. O solo apresenta grande quantidade de finos, o que acarreta no assoreamento dos dispositivos de drenagem implantados.

Ressalta-se que foi verificado que em alguns trechos foi executada uma recuperação prévia do terreno com elevação de cota do reaterro em relação ao terreno natural. Nesta condição, ocorre um processo erosivo na interface reaterro-solo natural. Cabe ressaltar que o sistema de revestimento de canal utilizado não é estrutural, ou seja, a sua estabilidade está ligada à condição de apoio e ancoragem. Dessa forma, se houver movimentação do terreno, o revestimento não terá capacidade de suportar estes esforços e tenderá a acompanhar as deformações do terreno. As figuras 2 a 5 apresentam algumas patologias constatadas no local, e a figura 6 mostra a localização dos canais no parque.

Figura 2. Vista geral da nervura da geocélula do canal.

Figura 3. Vista geral do canal SN5 com a presença de colapso do revestimento com perda de sustentação da seção hidráulica. Trecho com existência de travessia de tubulação elétrica.

Figura 4. Vista geral do canal SN10 com a presença de colapso do revestimento com perda de sustentação da seção hidráulica.

Figura 5. Vista geral de um trecho do canal SN13 que foi removido o revestimento.

2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DO LOCAL

O terreno de fundação do canal encontra-se localizado na bacia Sanfranciscana, grupo Urucuia, caracterizado por depósitos eólicos de campos de dunas secas, fluvial entrelaçado depositado em canais e fluvial entrelaçado sedimentado em lençóis de areia e cascalho. Está presente desde o sul da bacia, onde é preservado em áreas isoladas e recoberto por sedimentos epiclásticos, até o norte da bacia, onde se torna a unidade predominante (Campos & Dardenne, 1997). Conforme resultados de sondagens à percussão conduzidas, o subsolo é classificado como solo residual composto por uma areia, fina a média, siltosa, de coloração marrom e compacidade fofa a pouco compacta (Nspt entre 2 a 8 golpes). O nível do lençol freático não foi constatado nas investigações realizadas. Por meio dos ensaios de permeabilidade "*in situ*", determinou-se um coeficiente de permeabilidade de 10^{-5} cm/s, valor classificado como baixo para areias, condizente com um material arenoso de granulometria fina a média. De acordo com estudo hidrológico conduzido, as chuvas que ocorrem no local da obra são rápidas e de alta intensidade, representando um grande volume de água acumulada em um curto espaço de tempo. Os dados pluviométricos que subsidiaram os estudos foram adotados a partir de estação meteorológica distante a cerca de 3km do local. Com a chegada do primeiro período de chuvas, verificou-se em campo que no local ocorrem chuvas com maior volume e intensidade em comparação ao adotado em projeto. Considerando a sazonalidade climática, o regime pluviométrico se distribui de maneira irregular. Com máxima concentração no verão e mínima no inverno, a presença de solo arenoso superficialmente pode potencializar processos erosivos superficiais.

3 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DAS GEOCÉLULAS

3.1 Esforços solicitantes gravitacionais devido ao revestimento com geocélula

Os cálculos das forças solicitantes devido ao revestimento sobre o talude foram recalculados, adotando a metodologia apresentada por Wu & Austin (1992). Neste método determinam-se os esforços devido ao peso próprio do revestimento e forças resistentes devido ao atrito terreno/revestimento. Em seguida foi feita a comparação dos resultados a fim de se verificar se é necessária a execução de uma ancoragem no topo do talude ou se somente a força atrito é o suficiente para resistir e incorporar um fator de segurança contra o deslizamento do revestimento. A Figura 7 apresenta o esquema de cargas e parâmetros a serem utilizados nesta verificação. A Tabela 1 demonstra a verificação das ancoragens.

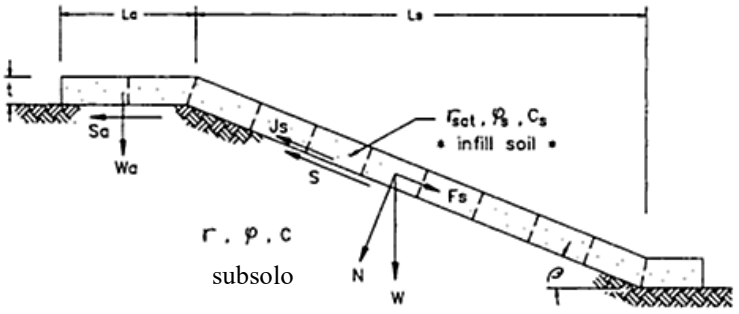


Figura 7. Esquema de esforços e parâmetros de cálculo (Wu & Austin, 1992).

Onde:
t= Espessura da geocélula (m);
β= Ângulo de inclinação do talude (graus ou radianos);
Ls= Comprimento horizontal do talude (m);
φ= Ângulo de atrito do solo do talude;
δ= Ângulo de atrito da interface solo/manta geotêxtil (8 graus, conforme fabricante);
c= coesão do solo;
yrevestimento= peso específico do material de preenchimento;
Js= Força atrito entre o revestimento e terreno do talude;
S= força de atrito ao longo do talude;
W= força peso próprio;
Fs= força cisalhante.

As equações utilizadas são apresentadas a seguir:

$$W = (y \cdot Ls \cdot t)/\cos\beta \quad (1)$$
$$Fs = W \cdot \text{sen}\beta \quad (2)$$
$$Fs = w \cdot \text{sen}\beta \cdot \text{tg}\delta \quad (3)$$
$$Jr = w \cdot \cos\beta \cdot \text{tg}\delta \quad (4)$$

Tabela 1. Verificação de ancoragem das seções críticas dos canais.

Seção estudada	Altura do canal (m)	Inclinação do talude	Conclusão
SN-S1	0,50	34º	Ancoragem
SN-S2	0,75	34º	Ancoragem
SN-S3	1,00	34º	Ancoragem
SN-S4	1,15	34º	Ancoragem
SN-S17	0,50	34º	Ancoragem
EOP-S2	0,75	34º	Ancoragem
EOP-S3	1,00	34º	Ancoragem
EOP-S4	1,15	34º	Ancoragem
EO1/23-S1	0,50	34º	Ancoragem
EOP-S2	0,75	34º	Ancoragem
EOP-S3	1,00	34º	Ancoragem
EOP-S4	1,15	34º	Ancoragem
EOP-S5	1,35	34º	Ancoragem

3.2 Verificação da vala de ancoragem

A vala de ancoragem neste tipo de solução possui extrema importância devido ao fato desta prover o suporte para se evitar o deslizamento do revestimento na interface solo/revestimento. Adicionalmente, contribui para a fixação da geocélula no talude, por consequência inibe a infiltração de água por baixo dos

painéis de revestimento. A metodologia de cálculo aplicada para a determinação da vala considera o esforço solicitante gerado pela força peso próprio, já decomposta sobre o talude, multiplicado por um fator de segurança devido a incertezas do carregamento (possíveis variações devido a aumento da espessura de preenchimento de argamassa), dividido pela força de atrito gerada pelo peso próprio da vala de ancoragem projetada, de acordo com a fórmula seguinte:

$$l_{VALA} \times h_{VALA} = \frac{F_D \times Fator\ de\ Segurança}{y \times tg\delta} \quad (5)$$

A Tabela 2 apresenta os cálculos realizados levando-se em consideração a vala de ancoragem executada em campo, sendo que foi verificado se as dimensões desta são suficientemente adequadas para resistir as forças envolvidas.

Tabela 2. Verificação da vala de ancoragem.

Seção estudada	Área da vala necessária (m^2)	Área da vala executada "in situ" (m^2)	Conclusão
SN-S1	0,045	0,045	Usar grampo
SN-S2	0,045	0,045	Usar grampo
SN-S3	0,061	0,045	Usar grampo
SN-S4	0,061	0,045	Usar grampo
SN-S17	0,045	0,045	Usar grampo
EOP-S2	0,045	0,045	Usar grampo
EOP-S3	0,061	0,045	Usar grampo
EOP-S4	0,061	0,045	Usar grampo
EO1/23-S1	0,045	0,045	Usar grampo
EOP-S2	0,045	0,045	Usar grampo
EOP-S3	0,061	0,045	Usar grampo
EOP-S4	0,061	0,045	Usar grampo
EOP-S5	0,061	0,045	Usar grampo

Conforme pode-se notar pela tabela, as dimensões da vala proposta em projeto e executada em campo não é suficiente para resistir as cargas devido ao revestimento com argamassa de cimento e areia. Portanto, avalia-se que os grampos de fixação possuem um papel importante para o sistema de ancoragem.

3.3 Verificação dos grampos de ancoragem

A resistência ao arrancamento do grampo de ancoragem depende de vários fatores, incluindo as condições de compacidade do solo de apoio e o cuidado com que os grampos são cravados. Deste modo, conforme informações colhidas junto da equipe de campo, onde os grampos foram instalados por meio da cravação com emprego de martelo, concomitante com a deposição da argamassa nos vazios da geocélula, para efeito de cálculo será considerado uma resistência ao arrancamento de 0,27 kN por grampo. A Tabela 3 apresenta as verificações conduzidas para a determinação da quantidade de grampos a ser utilizada.

Tabela 3. Verificação da quantidade de grampo para cada seção.

Seção estudada	Força resistente necessária (kN)	Força de arrancamento do grampo (kN)	Quantidade de grampo estimada
SN-S1	0,60	0,27	3
SN-S2	0,97	0,27	4
SN-S3	1,33	0,27	5
SN-S4	1,55	0,27	6
SN-S17	0,60	0,27	3
EOP-S2	0,97	0,27	4
EOP-S3	1,33	0,27	5
EOP-S4	1,55	0,27	6
EO1/23-S1	0,60	0,27	3
EOP-S2	0,97	0,27	4
EOP-S3	1,33	0,27	5

EOP-S4	1,55	0,27	6
EOP-S5	1,76	0,27	7

Na Tabela 3, onde se apresentam os resultados obtidos, nota-se que as quantidades de grampos determinadas são superiores às executadas em campo, e por isso, deste modo se conclui que as ancoragens instaladas nos canais estão deficitárias.

4 SOLUÇÃO ESTRUTURAL DE RECUPERAÇÃO DOS CANAIS

O projeto de recuperação propõe a realização de uma nova estrutura de canal por meio de concreto armado, aplicando-se um concreto com resistência estrutural de 20 MPa reforçado com uma tela metálica CA-60 tipo Q138 (malha de 10 × 10 cm, 4,2 mm espessura e taxa de 2,2 kg/m²). Devido às travessias de cabos de energia que passam por baixo do canal, é proposta a execução de blocos de ancoragem na crista do talude, para gerar um aumento da ancoragem do revestimento sobre o talude escavado e compactado da vala dos cabos. Nos demais trechos, optou-se pela manutenção da seção original do canal projetado, mantendo-se a vala de ancoragem e grampos de fixação compostos por vergalhão no formato "J" com Ø 3/8. As figuras 8 e 9 ilustram as seções do projeto de recuperação. Note-se que no caso da Figura 8, o uso de manta geotêxtil na interface solo/estrutura será retirado, sendo que o concreto deverá estar em contato direto com o terreno existente.

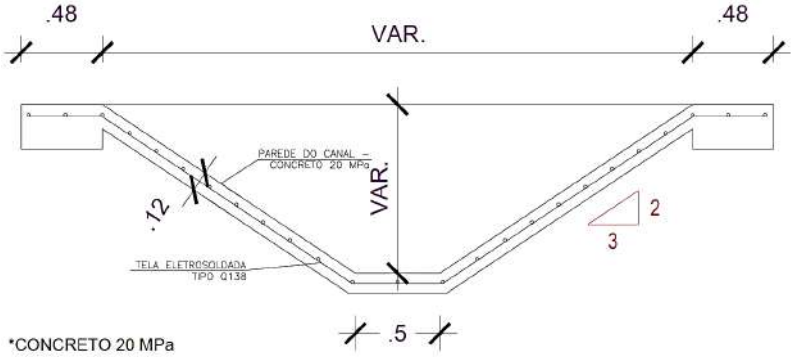


Figura 8. Recomposição proposta para os canais com o uso de tela metálica (seções SN-S1 à SN-S17).

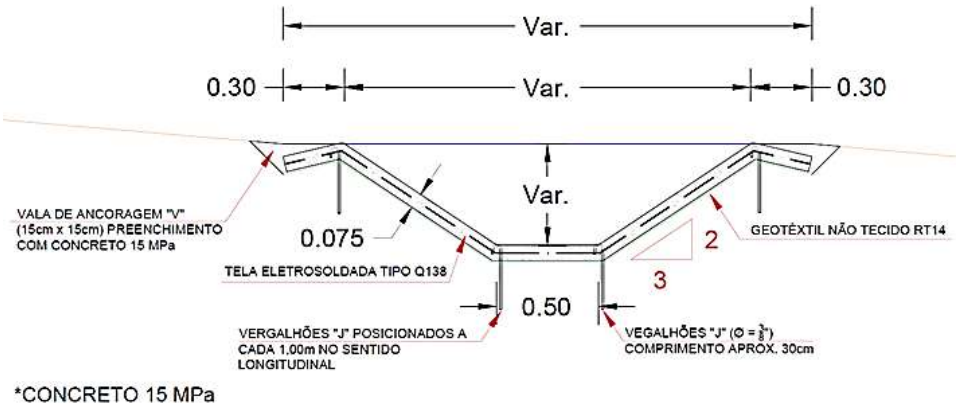


Figura 9. Recomposição proposta para os canais com o uso de tela metálica (seções EOP-S2 à EOPS5).

Conforme as figuras, chama-se a atenção para a variação das espessuras de revestimento, 12 e 7,5 cm respectivamente, aplicação de concretos com resistências distintas e geometria diferenciada da ancoragem superior na crista do talude. Deste modo, para embasar a verificação estrutural do canal, foram adotados os seguintes comportamentos para o solo de fundação: a) Horizontes de solo com comportamentos mecânicos distintos, onde cada camada é considerada homogênea e isotrópica; b) Coeficiente de reação vertical do solo de fundação (kv) igual a 5.000 kN/m³. A verificação estrutural consiste em modelar uma placa do canal em elementos finitos, aplicando as cargas de peso próprio e peso da água. Dessa forma são extraídos os esforços solicitantes e, consequentemente, a armação necessária. O modelo estrutural foi realizado com auxílio de software de elementos finitos Strap 2017. A Figura 10 demonstra a modelagem utilizada na análise.

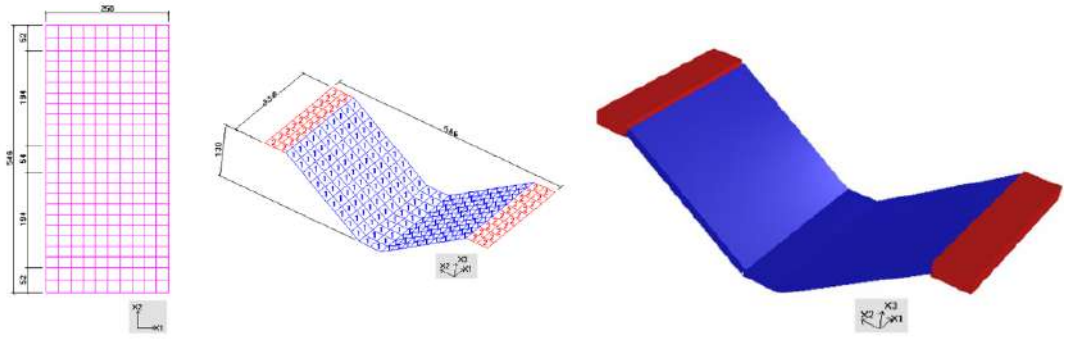


Figura 10. Modelagem utilizada para a verificação da tela metálica.

5 CONCLUSÕES

A fissuração de um elemento rígido como argamassa é natural em elementos de grandes dimensões. Uma forma de combater a fissuração é a implantação de juntas de dilação. Todavia, ao se considerar o sistema proposto em projeto executivo inicial, o quadro de fissuração seria mínimo se a espessura do revestimento estivesse limitada à altura da geocélula, pois as nervuras funcionariam como uma espécie de "junta de dilatação" e conseguiriam absorver os esforços decorrentes da dilatação térmica da argamassa. A escavação do terreno para passagem do cabeamento elétrico, posterior a implantação do canal, se mostrou determinante para ocorrência dos processos erosivos locais. Tal procedimento foi executado de forma inapropriada, onde o reaterro local não seguiu as recomendações técnicas pertinentes.

Ao longo da inspeção, verificaram-se anomalias relacionadas a vícios executivos. Apesar da grande distância entre a jazida pétrea e a obra (cerca 280 km), conclui-se que a solução de preenchimento por meio da substituição do material pétreo por argamassa não apresentou boa adequabilidade ao local, tendo como base os problemas construtivos constatados "in situ". Portanto, a variação térmica, suporte do solo e erros executivos foram determinantes para as ocorrências das patologias observadas.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 5739. *Concreto- Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndrico*. Rio de Janeiro.

Baruffi, A., Miguel, G.D., Abido, L.C., Floss, M.F (2015) Análise do comportamento mecânico de geocélulas. Anais...In: II Encontro Nacional de

Tecnologia Urbana, Passo Fundo, RS, 10p.

Campos, J.E.G., Dardenne, M.A (1997) Estratigrafia e sedimentação da bacia Sanfranciscana: Uma revisão. *Revista Brasileira de Geociências*, 27 (3), pág. 260 – 282.

Lavoie, F.L., Benjamin, C.V.C, Palma, S.L., Botelho, C (2011) *Experiência na Utilização de Geocélulas de Polipropileno em Obras de Engenharia*. Anais...In: REGEO 2011, 8p.

Wu, K.J., Austin, D.N (1992) Three-dimensional polythylene geocells for erosion control and channel linings. Maryland.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/90

Retroanálise do fluxo de água pela fundação da barragem do Anel Dom Marco – ajuste de parâmetros

Luigi Nascimento Pelizzoli, Mestrando
Eng. Geotécnico, PPGCI/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, luigipelizzoli@gmail.com

Luiz Antônio Bressani, PhD
Eng. Geotécnico, BSE Engenharia Geotécnica e Ambiental, Porto Alegre, Brasil, labressani@gmail.com

RESUMO: O estudo apresentado descreve a retroanálise do fluxo pela fundação de uma barragem de concreto, barragem do Anel Dom Marco, situada em Rio Pardo / RS, destacando os ajustes de parâmetros como permeabilidade, incluindo a anisotropia, das rochas da fundação. A pesquisa teve como foco principal a necessidade de entender o comportamento hidrogeológico da fundação após a recuperação realizada seguindo um incidente de retroerosão (*piping)* ocorrido na década de 1970. A análise descrita aqui utilizou um modelo computacional do entorno do Pilar 5 da barragem, desenvolvido a partir de dados coletados por meio de piezômetros e observações dos drenos instalados na fundação da barragem. Os resultados indicam que os drenos instalados foram (e são) cruciais para reduzir as subpressões da região, mostrando uma eficiência de redução das poropressões entre 60 e 70%, quando operando plenamente. A modelagem e os ajustes dos parâmetros permitiram calibrar o modelo numérico com bastante precisão aos dados de campo, permitindo uma compreensão mais abrangente da permeabilidade e das anisotropias da fundação da barragem, essenciais para o controle e verificação da segurança a longo prazo da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Percolação, Rochas Brandas, Anisotropia, *Piping*, Fundação de Barragem.

ABSTRACT: The study presented in the file examines the back-analysis of flow through the foundation of a concrete dam, highlighting parameter adjustments such as permeability and the anisotropy of the foundation rock. The research was motivated by the need to better understand the hydrogeological behavior of the dam after a piping incident that occurred in the 1970s. The analysis involved the use of a computational model of Pillar 5 of the Anel Dom Marco Dam, located in Rio Pardo / RS, developed from data collected through piezometers and observations of the drains installed in the dam's foundation. The results indicate that the drains are crucial for reducing subpressures, with an effectiveness of reduction between 60 and 70% when fully operational. The modeling and parameter adjustments allowed for precise calibration of the model to the observed reality, providing insight into the permeability and anisotropy of the dam's foundation, essential for the long-term safety of the structure.

KEYWORDS: Percolation, Soft Rocks, Anisotropy, Piping, Dams Foundation.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, a segurança e o monitoramento de barragens são preocupações constantes devido ao histórico de acidentes tanto nacionais quanto internacionais. Este artigo apresenta o estudo de uma barragem de regularização da navegação, localizada no rio Jacuí no município de Rio Pardo, a aproximadamente 167 km de Porto Alegre, no centro-leste do Estado do Rio Grande do Sul (barragem do Anel de Dom Marco). A estrutura de gravidade é de concreto e possui 04 vãos móveis superiores centrais e 02 vertedouros fixos em suas extremidades.

A estrutura possui 220 metros de comprimento e tem uma altura máxima de 13,25 metros. Uma galeria de inspeção se estende ao longo de toda a barragem, acessível através de poços localizados nos três principais pilares. A fundação da barragem está apoiada no nível basal da Formação Estrada Nova, constituída por uma camada de folhelhos que varia de cinza esverdeado a cinza chumbo, com horizontes locais de material síltico e arenoso que, em alguns pontos, transicionam para siltitos e arenitos argilosos de cor avermelhada.

Após um incidente de *piping* da fundação log a jusante da barragem, em 1973, um sistema de monitoramento foi implementado, incluindo 16 piezômetros, sendo 5 deles mais profundos. Além disso, um

sistema de drenagem da fundação foi estabelecido, consistindo de 67 drenos subverticais e inclinados que penetram de 3 a 4 metros na rocha, a partir da parede de jusante da galeria.

É bem estabelecido que a heterogeneidade dos maciços rochosos afeta a distribuição das pressões hidrostáticas e das forças de percolação, com as linhas equipotenciais concentrando-se nas áreas menos permeáveis. Os maciços rochosos sedimentares apresentam características naturais de heterogeneidade (geralmente vertical), anisotropia de permeabilidade e descontinuidades, com ou sem preenchimentos. Isto é mais muito salientado nas rochas brandas, pelo nível de alteração, e a escala dos problemas pode determinar o grau de heterogeneidade e anisotropia percebido/avaliado. Estratificação (processo de formação) e diaclasamento (tectônica) são as principais características geológicas que impactam na avaliação do fluxo e na segurança das barragenssentido.

Infelizmente os dados disponíveis de projeto, relativos à permeabilidade da rocha de fundação, são escassos, em parte porque que a estrutura já tem mais de 50 anos e sua propriedade foi alterada ao longo dos anos. Assim, os autores realizaram uma coleta dos materais disponíveis (relatórios de obra, fotos de recuperação, dados da instrumentação, etc.) para desenvolver um modelo computacional de fluxo. Baseando-se nas leituras dos instrumentos e nas vazões observadas nos drenos, este artigo apresenta o modelo do Pilar 5, em que foi ajustado o comportamento hidrogeológico para determinar valores representativos de permeabilidade e anisotropia da fundação do entorno.

2 BREVE HISTÓRICO E CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM DO ANEL DOM MARCO

A Barragem do Anel Dom Marco está situada em Rio Pardo, a 167 km de Porto Alegre, no centro-leste do Rio Grande do Sul, conforme ilustrado na Figura 1. Esta barragem é parte da hidrovia do Rio Jacuí, criando um remanso até a barragem de Fandango em Cachoeira do Sul. Foi concluída em 1972 pelas entidades DNPVN e Portobrás, com o propósito de regularizar a vazão do rio, especialmente em períodos de seca, para garantir o funcionamento da eclusa do sistema do Anel Dom Marco. Atualmente, é operada pela Administração das Hidrovias do Sul (AHSUL).

A estrutura de concreto tem 220 metros de comprimento, 13,25 metros de altura, e é composta por 04 vãos móveis centrais e dois vertedouros fixos. Uma galeria de visita acessível por poços nos três pilares maiores percorre toda a extensão da barragem, que cria um desnível de 7,50 metros, superado por uma eclusa em um canal dragado, facilitando a navegação e evitando um meandro de aproximadamente 8 km. A barragem é segmentada em 14 blocos, incluindo pilares principais e intermediários, além de trechos variados, conforme descrito nas figuras correspondentes. A Figura 1 ilustra a localização e o esquema construtivo da Barragem do Anel Dom Marco.

Figura 1. Localização e esquema construtivo da barragem do Anel Dom Marco.

As obras de recuperação da barragem foram organizadas em duas fases principais. Na primeira etapa, como medida emergencial para prevenir o rompimento, foram reforçadas as estruturas por atirantamento, a partir da galeria de visita, com tirantes de barra com profundidades de ancoragem entre 16,5m e 19,5m abaixo do piso da galeria e inclinações de 10° a 15°. Paralelamente, um sistema de drenagem foi instalado, incluindo 67 drenos que penetraram de 3 a 4m na rocha de fundação a partir da parede de jusante da galeria. Adicionalmente, foi estabelecido um sistema de monitoramento utilizando piezômetros e pêndulos invertidos, compreendendo 16 piezômetros no contato entre o concreto e a rocha, sendo 5 profundos e 11 rasos.

Para restaurar a barragem estruturalmente, foram instalados 135 tirantes de cabo, tanto verticais quanto inclinados para montante, com um comprimento médio de 20 metros, ancorados abaixo do plano de movimentação e ao longo da parede montante da galeria. Foram também realizadas sondagens de amostragem completa na área do radier de concreto e um mapeamento geológico detalhado das principais fendas longitudinais da fundação. Durante as observações, identificou-se o contato entre dois litotipos distintos na El. 2,0 m (cota absoluta), sendo um siltito micáceo arenoso de cor avermelhada, com intercalações de lentes de arenito calcífero, sobreposto por um folhelho verde argiloso, com camadas arenosas e conglomeráticas. Também foram observadas estrias de fricção e pequenos deslocamentos entre blocos ao longo de falhas. As estruturas danificadas foram reparadas e a barragem retomou sua operação em 1974.

A partir da descrição do ocorrido a Tabela 1 apresenta os tipos de análises de fluxo realizadas para este estudo. Embora os instrumentos ainda estejam presentes na estrutura, as leituras foram interrompidas desde a estabilização satisfatória da barragem, conforme recomendação dos consultores naquela época. Com os dados fornecidos foi possível calibrar o modelo com certa acurácia, e após, extrapolá-lo para os dias atuais, buscando analisar o comportamento de fluxo do Pilar 5.

Tabela 1. Tipos de análises executadas neste trabalho.

Bloco	Piezômetro	Dreno	Tipo	Data
Pilar 5	PZ12	1, 2, 3	Leitura de Campo	1975, 1978
			Modelo c/ dreno	1975, 1978, 2001 a 2019
	PZ13		Leitura de Campo	1975, 1978
			Modelo c/ dreno	1975, 1978, 2001 a 2019

Nota-se, primeiramente, que as análises das sondagens e piezômetros sugerem a possível existência de canais de drenagem ou zonas de fraturas na rocha, que podem estar contribuindo para as surgências de água observadas na estrutura. Em particular, foi observado um aumento na infiltração de água numa zona localizada imediatamente abaixo da galeria de visita. Além disso, a presença de fragmentos de rocha e lama observados dentro da barragem (logo após o incidente) sugere uma potencial comunicação entre a galeria da barragem e a rocha de fundação, bem como a existência de falhas ou juntas que poderiam estar facilitando o caminho da a água. A Figura mostra algumas das situações descritas nos relatórios de recuperação pós-incidente de 1973. Neste artigo não será feita uma descrição mais detalhada da fundação (ver Pelizzoli, 2024).

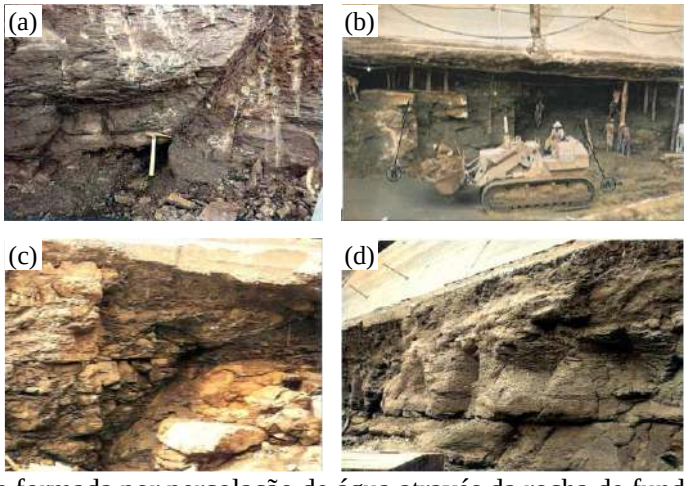


Figura 2. (a) Cavidade formada por percolação de água através da rocha de fundação da barragem; (b) Avanço da erosão segundo uma zona falhada sob a fundação de um dos trechos; (c) Erosão em um dos locais

em que a fratura horizontal intercepta uma das falhas inclinadas; (d) Plano com intenso fraturamento da rocha, por secagem, ao longo das superfícies expostas.

Neste estudo a estratigrafia foi revisada com base nas sondagens realizadas em cada bloco da estrutura durante o período de reforços necessários após o incidente. Um total de 43 sondagens foi analisado, abrangendo a maior parte da fundação do barramento, que é o foco principal deste trabalho. A Figura 3 mostra uma seção estratigráfica simplificada obtida a partir dessas sondagens (este estudo), com uma vista frontal da estrutura. A seção do Pilar 5 é indicada na figura.

Apesar do número significativo de sondagens, persistem alguns desafios na interpretação, especialmente no que se refere à anisotropia da fundação. Essas sondagens foram avaliadas em conjunto com as escavações realizadas a jusante. Foram encontradas poucas descontinuidades nas sondagens, e não foram obtidas imagens dos testemunhos coletados, o que prejudicou a análise dos materiais e uma interpretação mais precisa da fundação atual. A análise conjunta das fotografias das escavações na base da estrutura a jusante (como aquelas da Figura 2) possibilitou uma compreensão melhor da anisotropia da fundação e de como isso influenciou no incidente, destacando também os locais de *piping* observados.

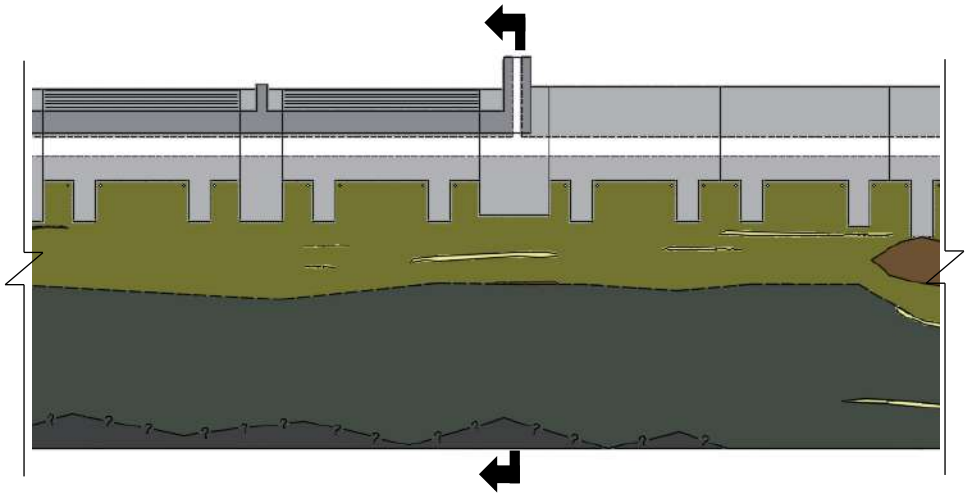


Figura 3. Vista frontal de montante para jusante com indicação da seção do Pilar 5.

Para a determinação da vazão específica dos drenos, utilizou-se a média dos valores medidos nos drenos instalados no Pilar 5, buscando refletir as condições reais de drenagem. Considerou-se, igualmente, os níveis médios de água a montante e a jusante, que são críticos para a análise do fluxo de água através da fundação da barragem e para avaliar o impacto potencial sobre a estabilidade da estrutura. As dimensões e as cotas de instalação dos drenos foram definidas com base nos desenhos dos projetos. A Tabela 2 mostra os valores máximos, mínimos, médios e desvio padrão das leituras dos piezômetos para os anos de 1975 e 1978 , enquanto a Tabela 3 mostra os valores de vazões médias, desvio padrão e vazão específica para o Pilar 5.

Tabela 2. Cargas máximas, médias e mínimas para o Pilar 5.

1975					1978					Dif. méd.
Carga média (m.c.a.)	**Cota local (m)**	**Carga máx.**	**Carga mín.**	**Desv. Pad.**	**Carga média (m.c.a.)**	**Cota local (m)**	**Carga máx.**	**Carga mín.**	**Desv. Pad.**	
8,68	2,68	10,59	7,33	0,72	8,60	2,60	11,08	7,39	0,89	60,5%

Tabela 3. Médias e desvios padrão das vazões dos drenos do Pilar 5.

Vazão Média (cm^3/s)	**Vazão Média (l/s)**	**Desvio Padrão (l/s)**	**Vazão Esp. (l/s/m)**
3,14	3,14E-03	3,39E-03	4,81E-04

3 MODELAGEM E AJUSTE DOS PARÂMETROS

Na fase inicial, o trabalho foi conduzido com a aplicação de modelagem de fluxo permanente, utilizando dados coletados no ano de 1975. Esta modelagem foi enriquecida pela adoção de uma série de valores específicos para permeabilidade e anisotropia, detalhados adiante, que são fundamentais para entender o comportamento hidrogeológico da estrutura sob estudo.

O processo incluiu a elaboração de seções geológico-geotécnicas detalhadas, que foram derivadas a partir de análises cuidadosas das sondagens disponíveis e das inspeções de campo realizadas durante o período em que a estrutura foi reforçada, englobando a análise da estrutura de concreto em si. Isso permitiu uma compreensão mais profunda das características hidrogeotécnicas, essenciais para a modelagem.

Além disso, estabeleceram-se valores fixos de permeabilidade para os materiais que, embora não estejam diretamente ligados à camada de fundação principal em estudo, influenciam o comportamento geral do sistema de fluxo na área analisada. Na modelagem da barragem do Anel Dom Marco, a definição da geometria e estratigrafia da fundação foi baseada nos desenhos do projeto e na coleta de documentos "*as built*". As sondagens feitas durante o reforço da estrutura foram revisadas e as seções geológico-geotécnicas recriadas usando o *software* AutoCad 2D.

Os dados de anisotropia da fundação foram adquiridos com o auxílio do *software* Seep/w, ajustando-se conforme as condições de contorno em relação ao Pilar 5 com base nas variações históricas dos níveis de água do reservatório a montante e jusante, e o ajuste da curva foi calibrado nos pontos de leitura dos níveis das séries através do *software* mencionado. A Tabela 4 apresenta os valores de permeabilidade utilizados no modelo.

Tabela 4. Valores de permeabilidade utilizados para calibração dos modelos.

Material	**Permeabilidade (m/s)**	**Relação k_y/k_x**	**Fonte**
Concreto Convencional (CCV)	1×10^{-14}	1	Filho (2005)
Concreto Compactado a Rolo (CCR)	1×10^{-10}	1	Filho (2005)
Enrocamento	1×10^{-3}	1	Nieble (2021)
Areia grossa	1×10^{-4}	1	Nieble (2021)
Areia fina	1×10^{-5}	1	Nieble (2021)
Arenito calcáreo	1×10^{-5}	1	Meyer (2002)
Siltito	1×10^{-8}	1	Clavaud *et al*. (2008)
Folhelho	1×10^{-8}	Var.	Clavaud *et al*. (2008)

A Tabela 5 apresenta os valores aplicados no modelo para as análises transientes feitas posteriormente e o comparativo entre os valores medidos e simulados. Para a anisotropia da camada de folhelho obteve-se o valor k_y/k_x de 0,6. Já para o ajuste da curva obteve-se o valor de 100%, indicando que, para este bloco, o instrumento calibrado apresentou uma resposta condizente com os desníveis de NA de montante e jusante da estrutura.

Tabela 5. Valores utilizados para calibração dos modelos para o *software* Seep/w.

Instrumento de Referência	**NA Montante [m]**	**NA Jusante [m]**	**Valores de referência (1975)**				**Valores simulados**		
			Valor de fluxo aplicado no dreno [m³/s/m²]	**Valor medido máx. [m]**	**Valor medido mín. [m]**	**Valor medido méd. [m]**	**Carga da Pressão de Água [m]**	**Relação k_y/k_x**	**Valor de ajuste da curva**
PZ12 - P5	13,86	9,75	$2{,}01 \times 10^{-4}$	10,59	7,33	8,68	8,64	0,6	100%

4 RESULTADOS OBTIDOS

As Figuras 4 a 7 apresentam os resultados obtidos a partir das análises de fluxo bidimensional transiente com a aplicação dos valores adotados na calibração do modelo. Analisou-se o Pilar 5 nos moldes citados anteriormente, procurando-se aproximar os valores simulados aos valores medidos. A Figura 4 ilustra a seção

de análise e as linhas equipotenciais, as Figuras 5 e 6 os valores medidos *versus* simulados, e a Figura 7 o r² obtido da análise do PZ12 e do PZ3 no ano de 1975, de acordo com dados fornecidos.

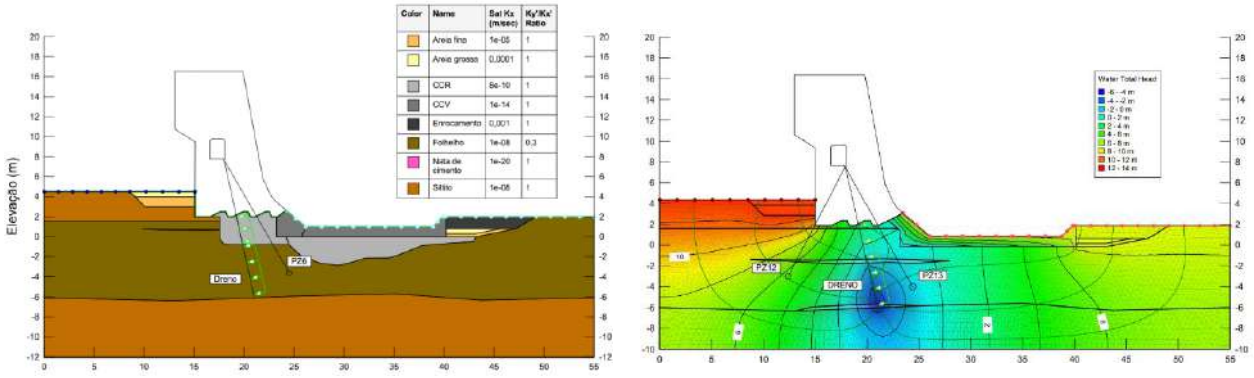


Figura 4. Seção modedala no Seep/w e resultado do regime das linhas equipotenciais.

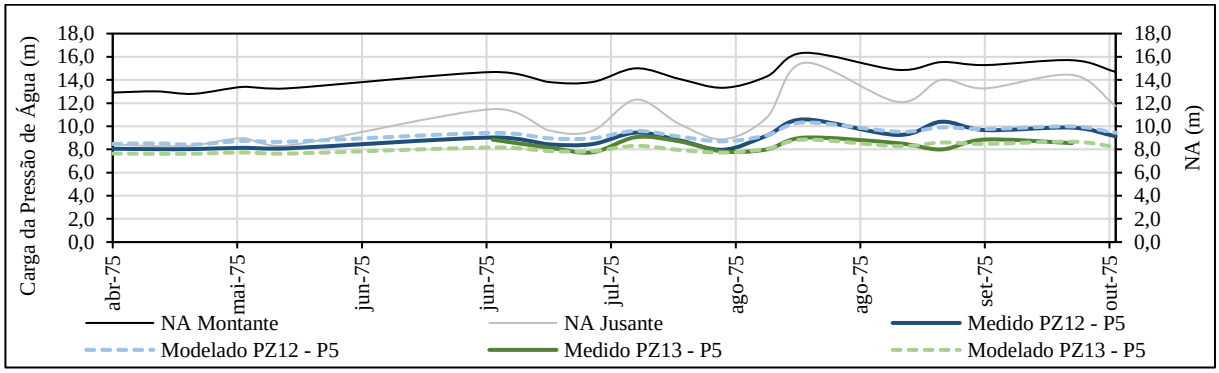


Figura 5. Leituras medidas x simuladas para o ano de 1975.

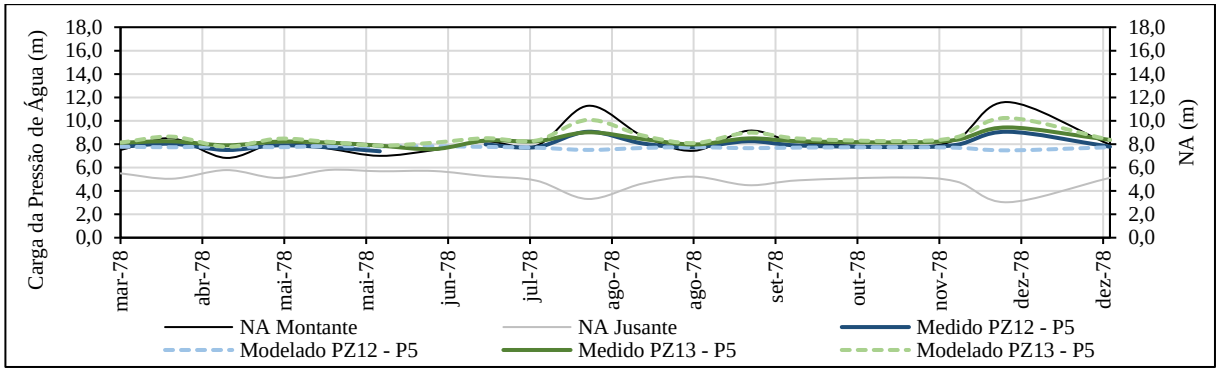


Figura 6. Leituras medidas x simuladas para o ano de 1978.

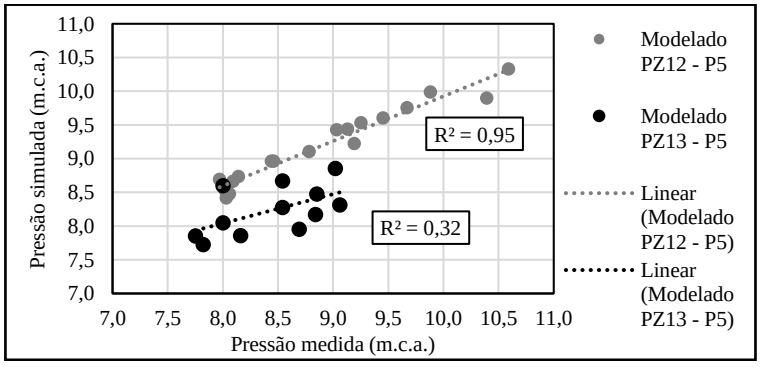


Figura 7. Correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas.

As análises mostram uma diminuição nas subpressões, especialmente ao analisar o desempenho dos drenos antes e após as obras de recuperação. Esses drenos são reconhecidos como instrumentos vitais para a extensão da vida útil da estrutura, devido à sua capacidade de reduzir as pressões de forma geral, abrangendo tanto as subpressões quanto as reduções nos fluxos críticos.

A verificação de aproximação dos valores simulados aos medidos deu-se a partir do método estatístico da Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE - *Root Mean Squared Error*), conforme ilustrado na equação 1, a qual representa uma evolução do cálculo do Erro Quadrático Médio (MSE), incorporando a mesma fundamentação de penalizar disparidades significativas entre os valores previstos e os valores reais observados (BRUCE, 2019).

$$RMSE(y, \hat{y}) = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(y_i - \hat{y}_i)^2} \quad (1)$$

Assim, a interpretação do RMSE é similar à do MAE: um RMSE de 1,0 m sugere que, em média, as estimativas do modelo podem divergir do valor real em até 1,0 m, para mais ou para menos. Esta análise se aplica a cada seção e em cada situação observada, considerando os períodos relevantes. A Tabela 5 mostra os valores obtidos de r^2, r e RMSE para os piezômetros modelados.

Tabela 5. Valores dos erros obtidos para os resultados das calibrações dos modelos.

Bloco	r^2	r	RMSE
Pilar 5 - PZ12 (1975)	95%	0,97	0,09 m
Pilar 5 - PZ13 (1975)	32%	0,57	0,13 m

A extrapolação do modelo foi realizada após a obtenção de valores estatisticamente representativos e adequados, comparados aos valores observados. Para alimentar o modelo, foram utilizados os níveis de água a montante e a jusante durante o período mencionado, resultando na obtenção dos níveis de poropressão como saída do modelo.

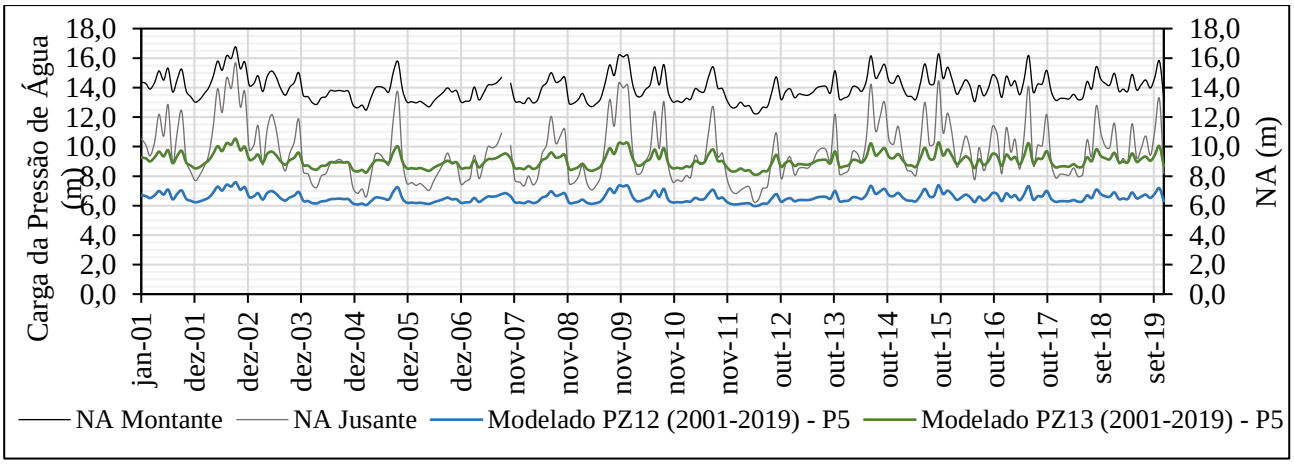


Figura 8. Resultado dos dados modelados para os anos entre 2001 e 2019.

Os dados apresentados destacam uma diminuição significativa das subpressões em análises que consideram a operação dos drenos, especialmente nos períodos antecedentes e subsequentes às intervenções de recuperação. É reconhecido que esses drenos desempenham um papel crucial na extensão da vida útil da estrutura devido à sua eficácia em reduzir as pressões de maneira ampla, abrangendo tanto as subpressões quanto a diminuição dos fluxos críticos. Conforme ilustrado na Figura 9, observa-se que os drenos da barragem são capazes de reduzir as subpressões em aproximadamente 60 a 70%, quando em pleno funcionamento.

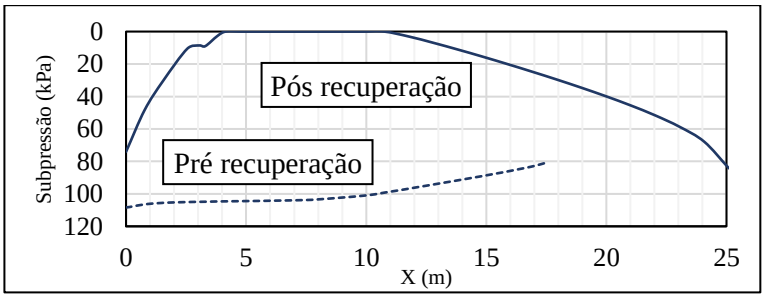


Figura 9. Resultados de subpressão na barragem e radier para diferentes condições de obra (dados de 1975).

5 CONCLUSÃO

As principais conclusões incluem a observação de que as variações nas pressões piezométricas são pequenas, indicando que a drenagem está sendo efetivamente realizada. Também foram identificados caminhos de drenagem ou descontinuidades na fundação da barragem, evidenciados por surgências de água em pontos específicos. Adicionalmente, algumas infiltrações estão possivelmente relacionadas à presença de calcita em fendas e cavidades, um mineral que se dissolve facilmente em água e pode estar contribuindo para estes eventos.

A análise dos dados revela uma tendência generalizada de diminuição na vazão dos drenos, o que sugere a possível colmatação desses elementos em quase todos os blocos monitorados. Esse fenômeno está documentado na literatura sobre elementos drenantes, especialmente no que se refere a rochas sedimentares fraturadas. Há também a possibilidade de que as próprias fraturas nas rochas estejam sendo colmatadas pelo material fino transportado.

A manutenção dos elementos drenantes é crucial para a extensão da vida útil da estrutura. Foi notória a diminuição das vazões devido à colmatação física ou à ação de ferrobactérias. Considerando a redução de cerca de 60% nas subpressões, ocasionada pelos elementos drenantes, estes se mostram essenciais para a estabilidade da barragem.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a UFRGS pelo ambiente proporcionado para o desenvolvimento dos estudos, e ao Eng. Cleber Floriano da SF Engenharia Diferenciada, juntamente à Magna Engenharia pelo auxílio na obtenção dos dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bruce, P.; Bruce, A. (2019) *Estatística prática para cientistas de dados: 50 conceitos essenciais.* 1ª edição. Rio de Janeiro, RJ: Alta Books.

CLAVAUD, J. B. *et al*. (2008) *Permeability anisotropy and its relations with porous medium structure*. Journal of Geophysics Research, v. 113.

Marques Filho, J. (2005) *Maciços experimentais de laboratório de concreto compactado com rolo aplicado às barragens.* 2005. 247p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

Meyer, R. (2002) *Anisotropy of sandstone permeability*. CREWES Research Report. v. 14.

Nieble, C. M.; Guidicini, G.; De Mello, L. G. (2021) *Barragens em Arenitos Brandos no Brasil.* São Paulo: ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental.

PELIZZOLI, L. N. *Barragem do Anel Dom Marco: Histórico, Obras de Recuperação e Análise de Fluxo Bidimensional*. 2024. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/91

Retroanálise do fluxo transiente do Dique Estaca 2 durante o enchimento do reservatório

Pablo Henrique Moreira
Engenheiro Geotécnico, UFRJ, Rio de Janeiro,Brasil, pablo.moreira@coc.ufrj.br

Maria do Carmo Reis Cavalcanti
Professor Adjunto, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, carminhacavalcanti@poli.ufrj.br

Marcos Barreto de Mendonça
Professor Associado, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, mbm@poli.ufrj.br

RESUMO: Este trabalho apresenta os resultados de retroanálises de percolação desenvolvidas para o Dique Estaca 2, com altura de 72 m, integrante do Complexo Hidrelétrico de Simplício, de propriedade de Furnas Centrais Elétricas, no rio Paraiba do Sul, entre os estados de RJ e MG. As retroanálises tiveram como objetivo ajustar parâmetros geotécnicos de permeabilidade e anisotropia, a partir da comparação dos resultados das análises transientes de fluxo em meios parcialmente saturados por elementos finitos, utilizando o módulo SEEP da Geoslope, com os valores registrados pela instrumentação durante e após o enchimento do reservatório. Foram identificadas discrepâncias entre os resultados das análises com parâmetros do projeto e os valores observados na instrumentação de campo. Destaca-se a mais rápida saturação da fundação e do núcleo da barragem, este último muito influenciado pela anisotropia gerada pelo processo de compactação do aterro que resultou em um coeficiente de permeabilidade horizontal dez vezes superior ao coeficiente de permeabilidade vertical. Ajustes nos parâmetros de permeabilidade permitiram simulações que melhor refletissem o comportamento da estrutura de barramento em estudo durante o avanço da frente de saturação, contribuindo para uma melhor compreensão do fluxo transiente. Desta forma, viabilizam-se projeções e verificações futuras mais realistas para nortear a tomada de decisões quanto a ações preventivas / corretivas com vistas à segurança da barragem e do vale a jusante a partir da instrumentação.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens, análises numéricas, percolação, instrumentação, retroanálise, permeabilidade.

ABSTRACT: This work aims to present the results of retro-percolation analysis developed for Dique Estaca 2, with a height of seventy-two meters, part of the Simplício Hydroelectric Complex, owned by Furnas Centrais Elétricas, on the Paraiba do Sul River between the states of RJ and MG. The retro analysis aimed to adjust the geotechnical parameters of permeability and anisotropy, based on the comparison of the results of transient flow analyses in media partially saturated media by finite elements, using Geoslope's SEEP module, with the values recorded registered by the instrumentation during and after the reservoir impounding. Some discrepancies between the results of the analyses with project parameters and the values observed in the field instrumentation were identified, such as the faster saturation of the foundation and dam´s core, the latter greatly influenced by the anisotropy induced by the landfill compaction process, which resulted in a horizontal permeability ten times higher than the vertical permeability. Adjustments on the permeability parameters allowed simulations that better reflected the behavior of the structure under study during the advance of the saturation front, contributing to a better understanding of the transient flow and allowing for more realistic future projections and verifications to guide the decision-making processes regarding preventive/corrective actions to guarantee the dams and the downstream valley safety based on the instrumentation.

KEYWORDS: Dams, numerical analyses, Percolation, instrumentation, retro analysis, permeability.

1 INTRODUÇÃO

Redlinger (1999) e Gen et al (2024) observaram que a maioria das anomalias detectadas em estruturas de barramento envolvem problemas com a percolação de água. Dessa forma, dentre os parâmetros necessários ao projeto de barragens de terra, os coeficientes de permeabilidade dos materiais afiguram-se como um dos mais importantes, pois serão determinantes do comportamento do fluxo de água através do maciço e fundação.

Segundo Cruz (1996), assegurar o controle do fluxo através dos elementos que compõem a barragem é um princípio indispensável para garantir a sua segurança. Portanto, compreender o comportamento do fluxo que se estabelecerá no interior do maciço torna-se crucial (Casagrande, 1961), uma vez que as principais forças atuantes na barragem residem nas poropressões geradas dentro do maciço durante o processo de enchimento do reservatório. Essas poropressões desempenham papel significativo na redução da tensão efetiva, resultando, por conseguinte, na diminuição da resistência ao cisalhamento do solo.

A determinação da distribuição das poropressões pode ser efetuada através de análise de percolação utilizando elementos finitos. Os métodos numéricos são amplamente difundidos e utilizados para a determinação de redes de fluxo e, consequentemente, das poropressões, possibilitando a obtenção de bons resultados , sujeito à qualidade dos parâmetros adotados.

Retroanálises são comumente utilizadas para verificar os parâmetros dos materiais (Deschamps e Yankey, 2006), assim como para investigar falhas nas estruturas geotécnicas (Leonards, 1982). A associação de Retroanálise aos dados da instrumentação de monitoramento de uma barragem permite uma melhor compreenção do comportamento da barragem e avaliar possíveis comportamentos não previstos, conforme Oliveira et al (2022) e Ribeiro et al (2022). Diante de um comportamento anômalo, com base nos dados da instrumentação, é possível reavaliar a segurança da estrutura através de análises de percolação e de tensão x deformação, verificando os parâmetros utilizados na concepção da barragem (Fusaro, 2007).

O objetivo deste trabalho é, tomando como base o comportamento dos piezômetros durante o enchimento do reservatório, efetuar retroanálises para verificar se os parâmetros de projeto representam adequadamente o comportamento do fluxo no interior do maciço e, se necessário, efetuar ajustes nos mesmos, o que permitirá avaliar o desempenho da barragem baseado em caracteristicas mais próximas das encontradas no campo.

2 ESTUDO DE CASO

2.1 Descrição geral do Dique Estaca 2.

O aproveitamento hidrelétrico de Simplício, implantado no rio Paraíba do Sul, na fronteira entre os estados do Rio de Janeiro e Minas Gerais, engloba diversos canais, túneis, reservatórios e diques. O Dique Estaca 2, objeto de estudo do presente trabalho, tendo como função o fechamento de uma sela topográfica, consiste em uma estrutura de barramento de terra zoneada e enrocamento, apresentando comprimento de crista de 255 m e altura máxima de 75 m. A fundação do dique, no leito do córrego, numa faixa de aproximadamente 75m, é em topo rochoso. As ombreiras esquerda e direita têm fundação do núcleo central e espaldares de montante e jusante em colúvio/solo residual maduro e solo residual jovem. As figuras 1 apresenta, uma visão aérea do barramento já com o reservatório cheio.

Figura 1 – Vista aérea do Dique Estaca 2 (reservatório ao funfo). Fonte: Google Earth

2.2 Instrumentação do Dique Estaca 2

O projeto de instrumentação do Dique Estaca 2 foi composto de piezômetros de tubo aberto, medidores de nível d'água (MNA) e marcos superficiais (MS). Os MS foram instalados ao longo da crista e das bermas da barragem para acompanhar os deslocamentos pós construtivos e os MNA foram instalados nas ombreiras visando avaliar a alteração do nível fréatico no terreno natural. Os piezômetros de tubo aberto receberam a nomeclatura de PZA, quando instalados no corpo da barragem e PZFM, quando instalados na fundação. Os PZA, na sua maioria, foram instalados imediatamente acima do tapete drenante para acompanhar a efetividade da drenagem interna ao verficar o desenvolvimento de poropressões nesta região.

O plano de monitoramento da estrutura preconizava, para os piezômetros de medidores de NA, leituras diárias nos 3 primeiros meses após o início do enchimento do reservatório e, a partir de então, leituras semanais até o primeiro ano de operação, após o que as leituras passariam a mensais. Para os MS, após o primeiro ano de operação, as leituras passaram a ser anuais.

O presente estudo, por tratar-se de análise de fluxo, aborda apenas o comportamento dos piezômetros. A Figura 2 apresenta a localização dos instrumentos instalados nas seções B e E.

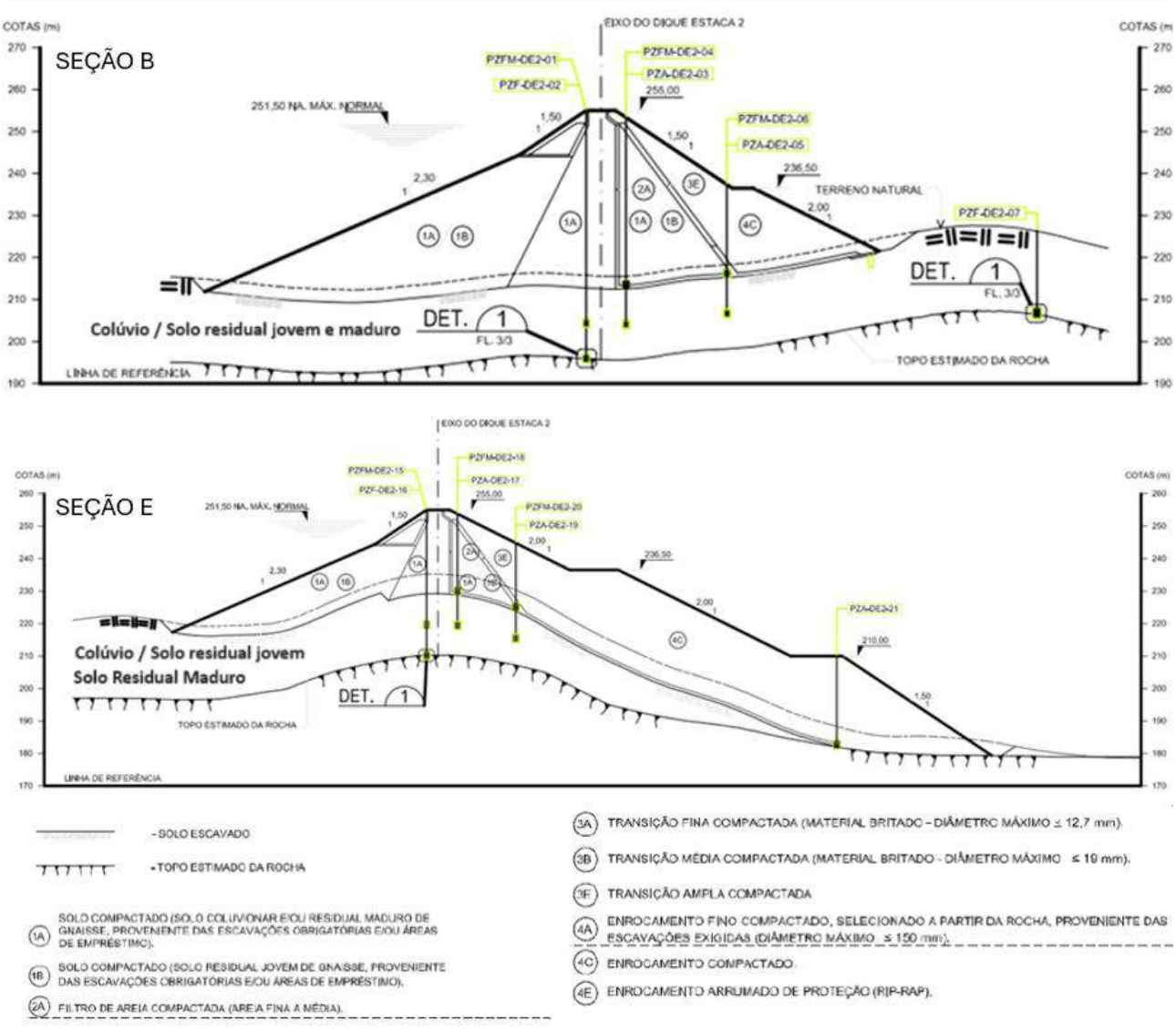


Figura 2 – Seções transversais B e E do Dique Estaca 2, respectivamente

3 METODOLOGIA

3.1 Malha de Elementos Finitos

Para a modelagem numérica por elementos finitos, foram utilizadas malhas com elementos triangulares e quadrados. A malha no paramento de montante, no núcleo e no filtro possui um tamanho global de 1,25m, no parâmetro de jusante 2,5m e para a rocha utilizou-se uma menor discretização com elemento do tamanho de 5 m. Desta maneira foi possível otimizar a composição sem prejudicar a convergência com elementos menores em áreas de maior interesse, conforme a Figura 3.

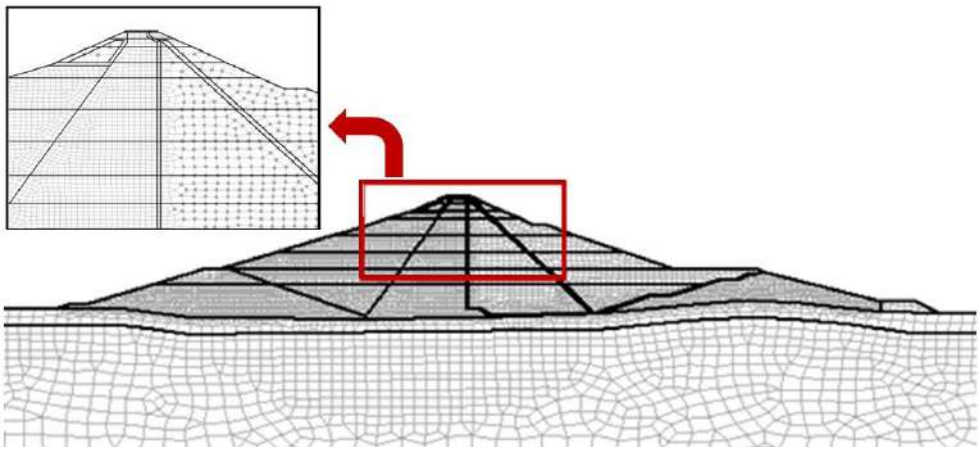


Figura 3- Malhas de elementos finitos utilizada no modelo númerico

3.2 Parâmetros de permeabilidade e condições de contorno

Os parâmetros de condutividade hidráulica saturada adotados inicialmente foram os considerados nas análises de percolação do projeto, assim como as relações de anisotropia do aterro compactado, conforme Tabela 1. As curvas relativas à umidade volumétrica versus condutividade hidráulica não saturada, essenciais para as análises transientes, foram estabelecidas com base em padrões típicos conforme o tipo de material. Essa definição foi realizada utilizando a biblioteca de dados do software SEEP/W, o qual disponibiliza essas curvas consoante os tipos de solo e suas características levando em consideração a umidade residual e a umidade saturada.

As condições de contorno consideradas em ambas as análises incluíram o potencial associado ao nível d'água (NA) do reservatório (variável ao longo do tempo) e pressão zero na extremidade do tapete horizontal a jusante da barragem, onde o fluxo é livre. Além disso, foi considerado o nível freático na extremidade de jusante do modelo, juntamente com uma condição de contorno variável no dreno (poropressão > 0) / impermeável (poropressão < 0) em parte do talude a jusante da barragem.

Tabela 1 – Coeficientes de permeabilidade saturada de projeto (k_x: permeabilidade horizontal; k_y: permeabilidade vertical)

Material da Barragem	K_X (cm/s)	K_Y (cm/s)
Aterro (1A)	4,00E-06	1,00E-06
Aterro (1B)	4,00E-05	1,00E-05
Enrocamento (3F)	10	10
Transição (3A)	1	1
Areia (2A)	1,00E-02	1,00E-02
Colúvio	1,00E-04	1,00E-04
Solo Residual Jovem	1,00E-03	1,00E-03
Rocha Superficial	1,00E-04	1,00E-04
Rocha Profunda	1,00E-05	1,00E-05

Na avaliação do fluxo transiente, o tempo constitui uma variável crucial, tornando essencial a determinação do intervalo abrangido pela análise, o número de fases e o espaçamento temporal entre elas. Conduziu-se uma análise transiente com uma duração de 722 dias, visando assegurar que, ao término da análise, o regime de fluxo tenha atingido a condição de estado estacionário ou permanente. A discretização temporal dos passos da análise foi estabelecida de forma exponencial, proporcionando uma análise mais minuciosa do processo no início, refletindo o procedimento de monitoramento da estrutura, totalizando 72 etapas.

3.3 COMPARATIVO DA ANÁLISE NÚMERICA COM A INSTRUMENTAÇÃO

As análises foram realizadas em duas seções da barragem (B e E), situadas nas ombreiras e com fundação no colúvio e no solo residual. Para comparação entre o modelo numérico e a instrumentação foi utilizado o banco de dados fornecido por Furnas com todos os instrumentos operacionais nas seções em análise.

A princípio foi avaliada a compatibilidade entre a instrumentação e o modelo, adotando-se os parâmetros de projeto, focando-se na formação da região de saturação, nas poropressões geradas e nas velocidades de geração da poropressão. Após esta análise avaliou-se outros dois cenários possíveis, considerando-se, no primeiro, redução da permeabilidade do colúvio e, no segundo, aumento da anisotropia dos materiais do aterro devido ao processo de compactação. Os parâmetros utilizados para as retroanálises são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Parâmetros de permeabilidade e anisotropia utilizado nas retroanálises de fluxo transiente(k_x: permeabilidade horizontal; k_y: permeabilidade vertical)

Material da Barragem	Retroanálise 1		Retroanálise 2		Retroanálise 3	
	Ky (cm/s)	Kx/Ky	Ky (cm/s)	Kx/Ky	Ky (cm/s)	Kx/Ky
Aterro (1A)	4,00E-06	4	4,00E-06	4	4,00E-06	10
Aterro (1B)	4,00E-05	4	4,00E-05	4	4,00E-05	10
Enrocamento (3F)	10	1	10	1	10	1
Transição (3A)	1	1	1	1	1	1
Areia (2A)	1,00E-02	1	1,00E-02	1	1,00E-02	1
Colúvio	1,00E-04	1	1,00E-03	1	1,00E-04	1
Solo Residual Jovem	1,00E-03	1	1,00E-03	1	1,00E-03	1
Rocha Superficial	1,00E-04	1	1,00E-04	1	1,00E-04	1
Rocha Profunda	1,00E-05	1	1,00E-05	1	1,00E-05	1

4 RESULTADOS

4.1 Resultados referentes à seção B

Na seção B, conforme indicado no plano de instrumentação, havia sete piezômetros destinados ao monitoramento dessa região (Figura 2). Contudo, os dois piezômetros planejados para a região central do núcleo não foram efetivamente instalados. Os instrumentos PZA-DE2-03 e PZA-DE-05, instalados no tapete drenante, com o propósito de verificar o adequado funcionamento do sistema de drenagem interna, conforme esperado, permaneceram secos ao longo de todo o período analisado. O PZFM-DE2-07, apesar de instalado na fundação a jusante do barramento, não registrou qualquer alteração nas leituras, mantendo-se seco, indicando que essa região da fundação não foi saturada durante o enchimento do reservatório ou que o instrumento pode ter apresentado alguma anomalia, impedindo a detecção de possíveis variações no nível d'água.

A Figura 4 exibe os dados referentes às cotas piezométricas do PZFM-DE2-04 para cada retroanálise realizada. Observa-se que as taxas de variação das poropressões durante o enchimento das três retroanálises são próximas às indicadas pelas leituras do instrumento, embora haja variação na magnitude das leituras e nas datas de saturação. No presente caso, a retroanálise 1, com os parâmetros de projeto, revelou-se a mais próxima dos resultados desejados. No entanto, é importante observar que todas as análises representam de forma aproximada as leituras da instrumentação.

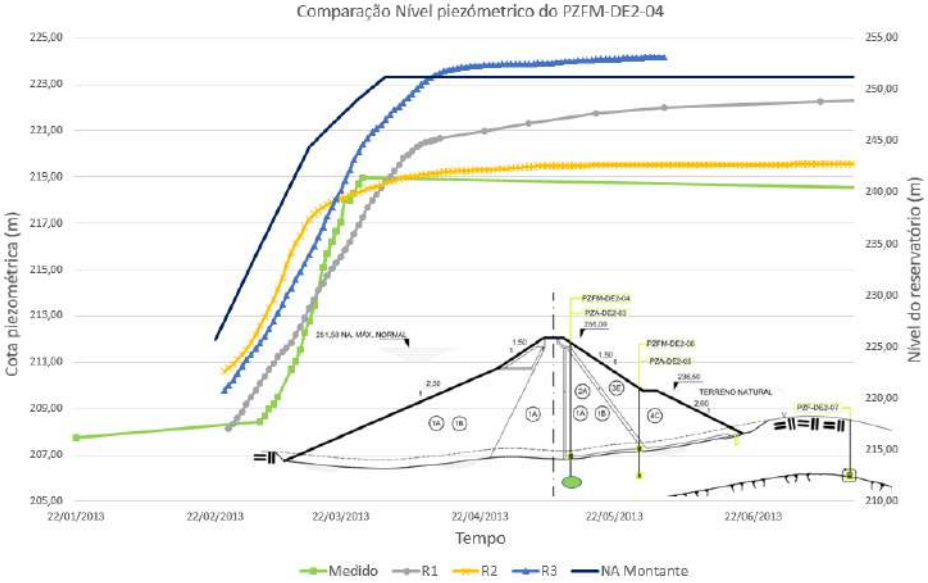


Figura 4- Comparação das cotas piezométricas medidas e das retroanálises realizadas do PZFM-DE2-04 com posição do ponto de medição em verde (seção B)

No que diz respeito ao PZFM-DE2-06, as análises demonstram comportamentos consideravelmente discrepantes, como evidenciado pela Figura 5. A retroanálise 2, na qual a permeabilidade do colúvio é considerada mais elevada, apresenta desempenho melhor em termos da velocidade de avanço da frente de saturação, entretanto, não gerou poropressões condizentes com as medidas. Observa-se a ocorrência de um problema com o piezômetro que levou à paralização de suas medições durante o enchimento. Apesar da interrupção na medição das poroporessões pelo piezôemtro, os resultados indicam que a retroanálise 3 foi a que apresentou melhor concordância com o campo.

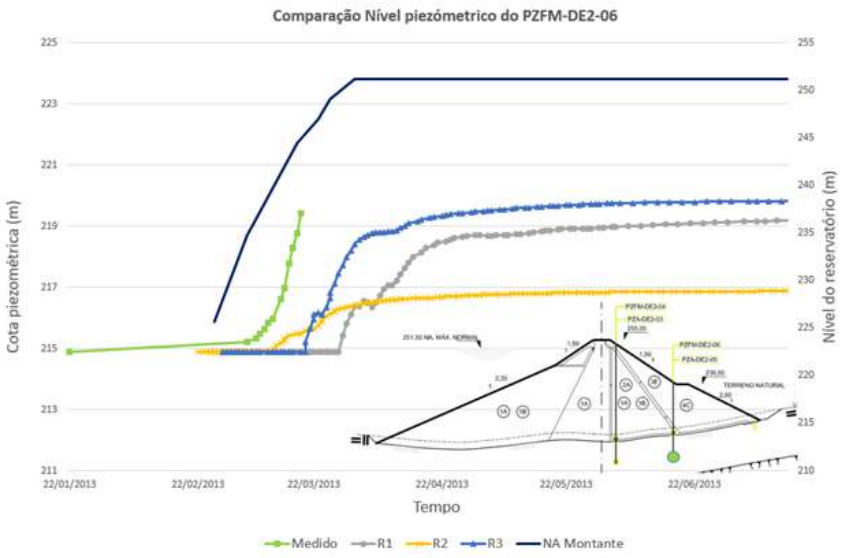


Figura 5- Comparação das cotas piezométricas medidas e das retroanálises realizadas do PZFM-DE2-06 com posição do ponto de medição em verde (seção B).

4.2 Resultados referentes à seção E

A Seção E possui três piezômetros, sendo o PZA-DE2-17 e o PZA-DE2-21 localizados no sistema de drenagem interna, enquanto o PZFM-DE2-18 está instalado na camada de colúvio subjacente à fundação da barragem. Os demais instrumentos previstos para a seção não foram instalados conforme evidenciado na Figura 2. Os piezômetros alocados no sistema de drenagem, PZA-DE2-17 e PZA-DE2-21, permaneceram secos durante todo o período de enchimento e operação, conforme esperado para a região, o que também foi observado nas análises numéricas.

O PZFM-DE2-18 apresentou variações que permitiram a comparação do seu comportamento e velocidade de saturação com os resultados provenientes da modelagem numérica do fluxo transiente. Os resultados das cotas piezométricas medidas e geradas no modelo nas três análises são apresentados no Figura 6, juntamente com a variação do NA do reservatório.

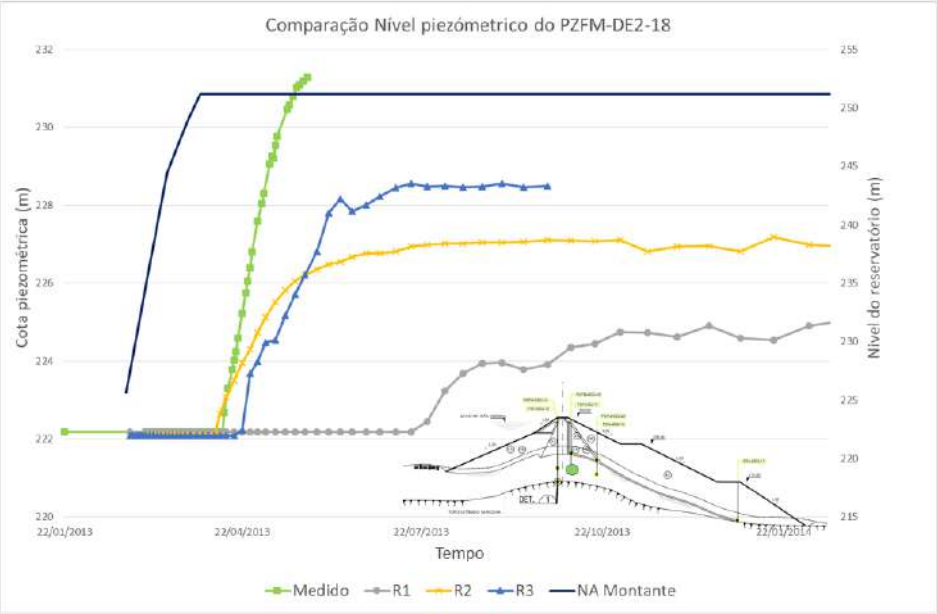


Figura 6- Comparação das cotas piezométricas medidas e das retroanálises realizadas do PZFM-DE2-18 (indicação da posição do ponto de medição em verde).

Observa-se que, os resultados da retroanálise 1, com os parâmetros de projeto, diferem significativamente do comportamento da instrumentação de campo, que indica uma demanda de aproximadamente 100 dias para iniciar a saturação na região do ponto de medição do instrumento. No caso da retroanálise 2, os resultados de velocidade de saturação são praticamente concordantes. No entanto, as poropressões do modelo numérico revelaram-se consideravelmente inferiores às leituras do instrumento, atingindo um valor máximo de 50 kPa. Quanto à retroanálise 3, esta apresentou uma data de saturação próxima à da instrumentação de campo, com um atraso de aproximadamente 3 dias, e as poropressões mostraram-se mais compatíveis, alcançando 65 kPa.

5 CONCLUSÃO

Mesmo com as três retroanálises realizadas não foi possível obter exatamente os mesmos resultados da instrumentação, o que em parte pode ser explicado pela consideração bidimensional de fluxo transversal, de montante para jusante, quando nas ombreiras existe também fluxo longitudinal; havendo ainda a possibilidade da presença de feições geológicas com permeabilidade mais elevada não identificadas durante o processo de investigação realizado. Não obstante, pode-se dizer que retroanálise que apresentou melhor compatibildiade levou em consideração uma maior anisotropia no aterro, o que pode acontecer devido ao processo de compactação durante a construção e explica o comportamento apresentado pela instrumentação.

As conclusões derivadas dos resultados da simulação numérica do enchimento do reservatório confirmaram a possibilidade de obtenção de parâmetros geotécnicos mais ajustados a realidade e uma melhor antecipação do comportamento da instrumentação, desempenhando um papel fundamental no monitoramento geotécnico da estrutura. Com os parâmetros otimizados, torna-se possível determinar com maior precisão os valores de controle para a instrumentação em análises de estabilidade, proporcionando assim uma maior confiabilidade na avaliação da segurança da estrutura e maior previsibilidade em eventuais intervenções de manutenção corretiva, quando necessárias.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e a Furnas pela disponibilização dos dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Redlinger, C. *NPDP Summary of Incidents*. ICODS Dam Safety Technical Seminar Proceedings, Federal Emergency Management Agency Emergency Management Institute, pp. 21-50, Feb. 17-19, 1999.

Gee, N., Baker, M., Mauney, L., Hotchkiss, R.H., *Analysis of Dam Failure and Incident Investigations in the United States from 1960 through 2022: Framework for Improving Future Investigations*. Journal of Water Resources Planning and Management, Volume 150, Issue 3, https://doi.org/10.1061/JWRMD5.WRENG-6181.

Cruz, P. T. (1996) *100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção e Projeto*. Oficina de Textos, 1996.648p. São Paulo.

Casagrande, A. (1961) *Control of seepage through foundations and abutments of dams*. Geotechnique, 11(3), 161–182

Deschamps R, Yankey G (2006) Limitations in the back-analysis of strength from failures. ASCE J Geotech Geoenvironmental Eng 132(4):532–536.

Leonards, G.A. (1982) *Investigation of failures*. ASCE J Geotech Eng Div 108(2):185–246

Oliveira, F. W. A., Mendonça, M. B., Cavalcanti, M. do C.R., Gomes, R. C.(2022) *Análise de fluxo de uma barragem de terra com avaliação dos efeitos de colmatação do sistema de drenagem por ocre*. Revista brasileira de engenharia de barragens, Ed. 13 , Tema 7, Brasil.

Ribeiro, D. R., Leal J. R.,(2022) *Calibração de modelos geológico-geotécnico por meio de interpretação de dados de instrumentos de auscultação*. Revista brasileira de engenharia de barragens, Ed. 13 , Tema 1, Brasil.

Fusaro, T. C. (2007), *Estabelecimento Estatístico de Valores de Controle para a Instrumentação de Barragens de Terra: Estudo de Caso das Barragens de Emborcação e Piau*. Dissertação de Mestrado Profissional, Universidade Federal de Ouro Preto, 174 p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/92

Solução de Impermeabilização de Lagoa de Sedimentação de Resíduos Industriais Executada na Cidade de Bragança Paulista/SP

João Alexandre Paschoalin Filho
Geoconceito Engenharia Consultiva, São Paulo, Brasil, jalexandre@geoconceitoengenharia.com.br

Brenno Augusto Marcondes Versolatto
Geoconceito Engenharia Consultiva, São Paulo, Brasil, brenno@geoconceitoengenharia.com.br

Joana Paula Machado Ribeiro
Universidade de Coimbra, Departamento de Ciências da Terra Coimbra & Instituto de Ciências da Terra - Polo do Porto, Portugal, joana.ribeiro@uc.pt

RESUMO: Este artigo apresenta a solução desenvolvida para a impermeabilização de uma lagoa de sedimentação de resíduos industriais situada no município de Bragança Paulista, interior de São Paulo. Devido à baixa qualidade da compactação do aterro das margens e à falta de manutenção da geomembrana de PEAD instalada em seu interior, a qual nunca foi substituída desde o início de operação da lagoa, foram constatados pontos de surgência de umidade em diversos pontos dos taludes de montante das margens do reservatório. Em inspeção conduzida "in loco", foi constatado que o líquido percolado era o mesmo contido na lagoa. Dessa forma, um projeto de impermeabilização do reservatório seria necessário; no entanto, as condições de operação da indústria não permitiam o esgotamento da lagoa para a troca da geomembrana. Portanto, a solução de projeto consistiu em instalar a geomembrana exteriormente ao talude das margens, para em seguida revesti-la com solo vegetal para proteção e plantio de placas de grama. Também foi previsto um sistema de drenagem superficial adjacente para conduzir o percolado a locais convenientes e adequados.

PALAVRAS-CHAVE: Impermeabilização, obra industrial, lagoa de sedimentação, geomembrana.

ABSTRACT: This article presents the solution developed for the waterproofing of an industrial waste sedimentation pond located in the municipality of Bragança Paulista in the interior of São Paulo. Due to the poor compaction quality of the embankment on the banks and the lack of maintenance of the HDPE geomembrane installed inside, which has never been replaced since the lagoon began operating, moisture emergence points were found at various locations on the upstream slopes of the reservoir banks. An on-site inspection revealed that the percolated liquid was the same as that contained in the lagoon. Therefore, a waterproofing project for the reservoir was necessary; however, the industry's operating conditions did not allow for draining the lagoon to replace the geomembrane. Thus, the design solution involved installing the geomembrane on the exterior slope of the banks, followed by coating it with topsoil for protection and planting grass plates. An adjacent surface drainage system was also planned to direct the percolated liquid to appropriate and suitable locations.

KEYWORDS: Waterproofing, industrial work, sedimentation pond, geomembrane.

1 INTRODUÇÃO

A obra referida neste artigo consiste em um dique em uma lagoa de decantação situada em uma planta industrial em Bragança Paulista. Esta lagoa faz parte do sistema de tratamento de efluentes resultantes dos processos industriais. Os taludes da lagoa possuem, em média, altura variando entre 4,0 e 5,5 m, com uma crista de 8 m de largura. Os taludes internos têm uma inclinação próxima a 1,0(H):1,0(V) (conforme levantamento batimétrico realizado), enquanto os taludes externos apresentam inclinação de 1,5(H):1,0(V).

Os taludes são revestidos por grama, sem a presença de árvores ou vegetação de porte significativo. Ao redor da lagoa, há drenos superficiais visíveis. No dique, também existem piezômetros e marcos superficiais para observação de deslocamentos verticais. Destaca-se que a lagoa está situada próxima a um rio local. Durante inspeções realizadas "in loco", não foram constatadas trincas no corpo do talude externo da lagoa que indicassem movimentações ou qualquer indício de rupturas localizadas. Contudo, foram observadas, em diversas regiões, surgências de líquidos percolando pelo corpo do talude e pela fundação da lagoa. Em algumas áreas, esse fluxo é suficientemente intenso para causar saturação do solo a jusante da lagoa. Em certos taludes, surgências localizadas são observadas a partir da altura média.

De acordo com relatórios dos marcos superficiais, as leituras dos instrumentos não demonstraram movimentação significativa do maciço. As leituras dos piezômetros também não indicaram qualquer fenômeno que pudesse comprometer a estabilidade dos taludes. A seguir, são apresentadas fotografias que ilustram a situação estudada.

Figura 1. Surgência de percolado por capilaridade no pé do talude da margem da lagoa.

Figura 2. Detalhe do dreno de enrocamento no pé do talude da lagoa trabalhando afogado pelo percolado.

A lagoa em estudo possui revestimento interno composto por geomembrana de PEAD (Polietileno de Alta Densidade). Segundo Lodi (2003), as geomembranas são materiais sintéticos ou reforços betuminosos de baixa permeabilidade utilizados em aplicações geotécnicas e ambientais. De acordo com Lavoi e Coelho (2018), as geomembranas de PEAD têm excelente resistência química, boas características mecânicas e são historicamente recomendadas para aplicações mais severas em termos ambientais. Elas podem ser aplicadas em aterros sanitários, canais, lagoas de tratamento de efluentes, contenção de substâncias perigosas, entre

outras (Marçal, 2012).

No entanto, a geomembrana da lagoa nunca foi substituída em seus 40 anos de uso. Dessa forma, é possível que a percolação dos líquidos esteja relacionada a problemas na impermeabilização interna. Marçal (2012) comenta que, mesmo em obras onde se emprega o controle e a garantia da qualidade da construção, as geomembranas estão sujeitas a danos que podem comprometer seu desempenho como barreira.

2 INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DO LOCAL

Para prospecção do subsolo local foram realizadas sete sondagens à percussão com execução de ensaios do tipo SPT (Standard Penetration Test), totalizando 91 m perfurados. Todas as sondagens, executadas de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6484/2020, foram localizadas na crista do dique. A Tabela 1 apresenta um resumo destas sondagens.

Tabela 1. Relação das sondagens à percussão realizadas.

Sondagem	Profundidade (m)	Profundidade de N.A (m)
SP01	15,10	0,50
SP02	8,13	2,95
SP03	15,06	1,80
SP04	13,13	0,90
SP05	14,10	0,40
SP06	16,45	1,90
SP07	9,08	1,80

N.A - nível de água.

De forma geral, verifica-se que o maciço em estudo apresenta uma camada superficial de aterro com espessura variando entre 1,5 e 5,5 m, composta por argila arenosa pouco siltosa, de consistência mole a média e baixos valores de Nspt (variando entre 1 golpe/20 cm até 5 golpes/30 cm). Na fundação do aterro, observa-se uma camada de areia fina a grossa, pouco siltosa e de coloração acinzentada. Ressalta-se que, em algumas regiões, essa areia se apresenta fofa, com valores de Nspt menores que 1 golpe/30 cm. Em outros locais, a mesma camada apresenta valores de Nspt bem superiores, chegando a 12 golpes/30 cm. O nível do lençol freático foi identificado em profundidades variando entre 0,50 e 2,95 m.

3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Com base nas sondagens à percussão executadas e nos perfis geológicos obtidos, foram realizadas análises de estabilidade utilizando o método de equilíbrio limite, adotando-se superfície de ruptura circular. O fator de segurança mínimo para avaliar a condição de estabilidade dos taludes da lagoa foi determinado conforme as recomendações da ABNT NBR 11.682/2009, considerando o risco potencial de perda de vidas humanas e a possibilidade de prejuízos materiais e ambientais. As tabelas 2 e 3 apresentam as recomendações da norma.

Tabela 2. Níveis de segurança contra perda de vidas humanas (ABNT NBR 11.682/2009).

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado

Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Tabela 3. Níveis de segurança contra danos ambientais e materiais (ABNT NBR 11.682/2009).

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais sujeitos a proximidades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Tabela 4. Fatores de segurança sugeridos em função do risco (ABNT NBR 11.682/2009).

Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais			
Alto	1,5	1,5	**1,4**
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Dessa forma, considerando o alto potencial de ocorrência de danos ambientais e materiais, já que os taludes estão próximos a um importante rio da cidade, e entendendo que a lagoa é um local de permanência eventual de pessoas, o fator de segurança mínimo escolhido, de acordo com as recomendações da ABNT NBR 11.682/2009, foi de 1,4. Para as análises de estabilidade, foram estimados parâmetros de resistência dos materiais componentes do maciço, com base nas sondagens realizadas. Os parâmetros efetivos de resistência e os pesos específicos das camadas adotadas são apresentados na Tabela 5. Estes foram obtidos por meio de correlações matemáticas e revisão bibliográfica sobre solos semelhantes.

Tabela 5. Parâmetros de resistência utilizados.

Material	γ (kN/m^3)	c (kPa)	φ (°)
Aterro	18	15	23
Solo aluvionar	15	20	---
Solo de alteração	18	15	28

Também foi realizada a análise das condições de fluxo no interior do talude e a determinação da linha freática em cada seção. Na região da fundação do aterro da lagoa, foi considerada a condição de igualdade entre parâmetros de permeabilidade nas direções horizontal e vertical (kv = kh). No entanto, no corpo do aterro, considerou-se a relação kv/kh = 0,1, conforme sugerido por Cruz (1999).

Esse fato se justifica devido à laminação ocorrida durante a compactação das camadas de solo sobrepostas, que compõem o maciço, influenciando a magnitude dos valores de permeabilidade em ambas as direções ortogonais. A seguir, são apresentadas as seções analisadas e algumas das saídas computacionais das análises de estabilidade.

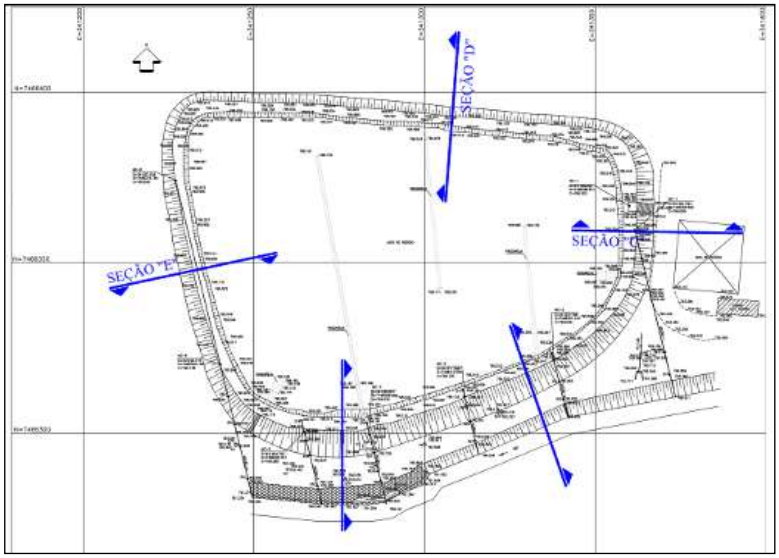


Figura 3. Locação das seções analisadas.

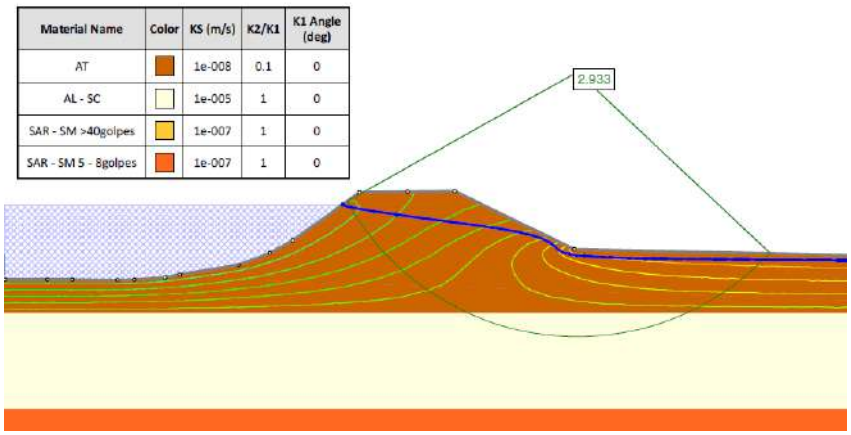


Figura 4. Análise de estabilidade do talude de jusante - Seção CC.

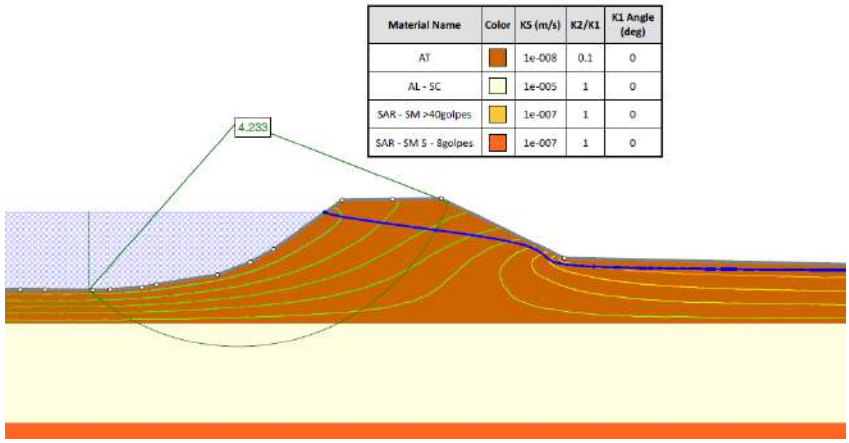


Figura 5. Análise de estabilidade do talude de montante - Seção CC.

A Tabela 6 demonstra os fatores de segurança obtidos nas análises e a comparação destes com o valor mínimo recomendado pela ABNT NBR 11.682/2009.

Tabela 6. Fatores de segurança obtidos

Seção	FS talude externo	FS talude interno	FS mínimo	Situação
AA	1,71	3,80	1,4	Ok
BB	1,52	3,80	1,4	Ok
CC	2,93	4,23	1,4	Ok
DD	2,85	4,27	1,4	Ok
EE	3,03	4,50	1,4	Ok

Por meio das análises de estabilidade realizasas, constatou-se que os fatores de segurança obtidos, tanto para os taludes internos, quanto para os externos, apresentaram valores satisfatórios em relação ao estabelecido pela ABNT NBR 11682/2009, considerando as especificidades do local e o reservatório cheio.

Dessa forma, pode-se concluir que o fluxo de percolado não interfere na estabilidade dos taludes da lagoa. Todavia, por se tratar de líquido proveniente da lavagem de equipamentos, com elevado potencial de contaminação do solo, houve a necessidade de elaborar um projeto executivo de impermeabilização dos taludes.

4 SOLUÇÃO DE IMPERMEABILIZAÇÃO DOS TALUDES DA LAGOA

Em função da impossibilidade de esvaziamento da lagoa para a substituição do revestimento existente, optou-se pela aplicação de uma camada adicional de geomembrana de PEAD externamente aos taludes da lagoa (sobre o talude de jusante). Após o posicionamento da geomembrana, esta foi coberta por uma camada de solo e placas de grama. Para a coleta e destinação adequada do fluxo que passaria pelo pé do talude, foram previstos drenos de pé de geocomposto drenante. Com o intuito de impedir a movimentação das geomembranas instaladas, foi projetada uma vala de ancoragem de 0,5 x 0,5 x 0,50 m na crista dos taludes. As figuras seguintes demonstram a área em que a geomembrana foi instalada e a seção típica da solução executada.

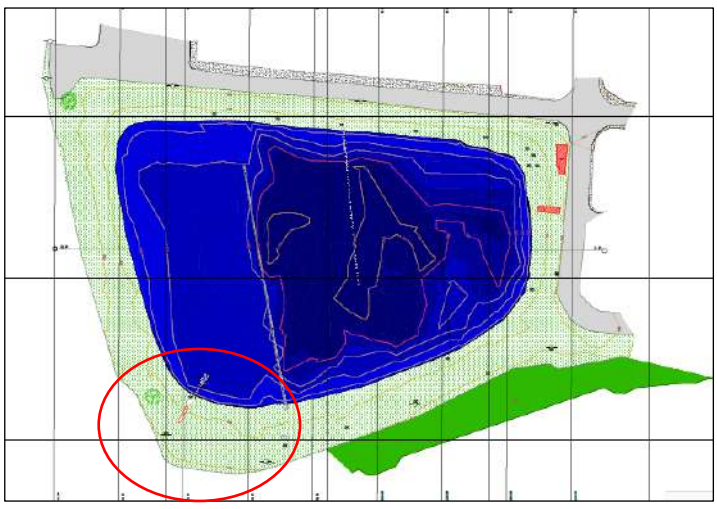


Figura 6. Levantamento topobatimétrico. Em detalhe: local onde foi instalada a geomembrana.

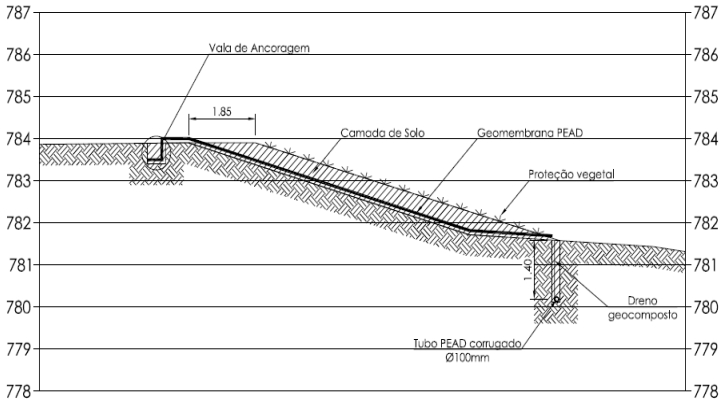


Figura 7. Seção típica da solução utilizada.

A Figura 8 demonstra o detalhe de solidarização entre os painéis de geomembrana. As Tabelas 7 a 10 apresentam as especificações técnicas dos geossintéticos utilizados na solução.

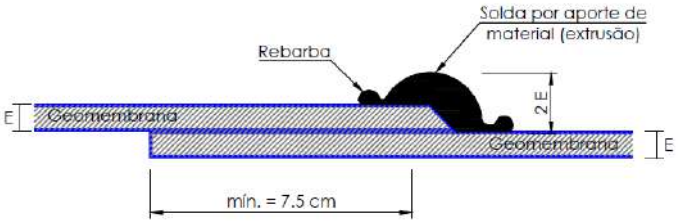


Figura 8. Detalhe da solda entre os painéis de geomembrana.

Tabela 7. Quantidade de materiais utilizados.

Descrição do material	Quantidade	Unidade
Aterro compactado	1.961,85	m^3
Geomembrana	5.430,04	m^2
Geocomposto drenante	641,40	m^2
Tubo perfurado drenante	451,00	m

Tabela 8. Especificação do geocomposto drenante.

Espessura média (ASTM D 5199)	1,00 mm
Resistência à tração na ruptura	27 kN/m
Deformação na ruptura	700%
Resistência ao rasgo	125 N
Resistência ao puncionamento	320 N
Dimensões	5,90 x 120 m
Embalagem	bobinas

Tabela 9. Especificação do tubo drenante.

Diâmetro externo (mm)	100 + ou -1
Diâmetro interno (mm)	85 + ou -1
Área abertura perfurada	80,3 cm^2/m
Coeficiente de rugosidade	0,016
Comprimento	50 m

Tabela 10. Especificação do geocomposto.

Espessura (mm)	11,0
Resistência a tração (kN/m)	11,0

Abertura aparente (mm)	0,16
Permeabilidade do geotêxtil (cm/s)	0,30

6 CONCLUSÕES

As análises de estabilidade realizadas indicaram que os taludes da lagoa se apresentavam estáveis, mesmo com as condições de fluxo interno de percolado estabelecidas. A impossibilidade de esgotamento da lagoa para substituição da geomembrana existente, que provavelmente estava danificada, levou à solução de instalar painéis adicionais de geomembrana externamente ao talude de jusante do aterro da lagoa. Com o intuito de controlar as surgências de fluxo no pé dos taludes, foram executadas valas preenchidas com geocompostos, que conduziram o percolado para locais adequados. A solução implantada foi eficiente na garantia da estanqueidade da área revestida, não sendo mais detectadas surgências de percolado no talude impermeabilizado e em sua base.

No entanto, é importante ressaltar que, apesar de evitar a surgência de percolado pelos taludes, esta solução possui a limitação de não impedir que este atinja o lençol freático. Para tal, a lagoa deverá ser inevitavelmente esgotada para a substituição completa do revestimento de fundo. Esta solução é adequada enquanto a operação da fábrica não constrói uma lagoa substituta ou encontra meios de operação que possibilitem a interrupção provisória de suas atividades para a manutenção definitiva da lagoa.

REFERÊNCIAS

ABNT (2009). NBR 11.682: *Estabilidade de Encostas*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, p. 33.

ABNT (2020). NBR 6484: *Solo-Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, p. 28.

Cruz, P.T (1999). *100 Barragens Brasileiras* Editora Oficina de Textos, São Paulo. p. 647.

Lavoie, F. L.; Coelho, M. F. L. (2018) Geomembranas e Suas Aplicações. Revista Fundações e Obras Geotécnicas, v. 8, p. 28-32.

Lodi, P.C. (2003) *Aspecto de degradação de geomembrana poliméricas de polietileno de alta densidade (PEAD) e de poli (Cloreto de vinila) (PVC)* Tese de Doutorado, Departamento de Geotecnia – Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 354p.

Marçal, R. (2012) *Avaliação da permeabilidade em geomembranas de Polietileno de Alta Densidade (PEAD).* Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia. Universidade Estadual Paulista – Campus Ilha Solteira, 83p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/93

Uso De Geosynthetic Clay Liners Em Barragem De Rejeitos Com Inclinações Importantes

Javier Calderón, NAUE GmbH & CO Latin-America Manager Santiago, Chile jcalderon@naue.com

Kent Von Maubeuge NAUE GmbH & CO Technical Director Espelkamp-Fiestel Germany kvmaubeuge@Naue.com

RESUMO: Os revestimentos geossintéticos de argila GCLs são materiais compósitos fabricados industrialmente que combinam argila bentonítica e geossintéticos para aplicações de vedação. Geralmente o material se faz com argila e geotêxteis não tecidos e tecidos ou alguma combinação de geotêxteis e geomembranas. O presente trabalho presenta um estudo de mais de 5 anos para avaliar o comportamento de cisalhamento de laboratório a longo prazo construindo vários dispositivos de cisalhamento por fluência em grande escala para avaliar o comportamento de GCLs tecidos/não tecidos perfurados com agulha sob condições in-situ simuladas de baixa carga normal e fazendo um comparativo com um estudo de campo de longa duração ao cisalhamento a longo prazo do GCL perfuradas com agulha confirmado no estudo de estabilidade de taludes da EPA de Cincinnati USA onde, entre outras GCLs foram instaladas em taludes de 1:2 (26°), com 30m de comprimento.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem de rejeitos, GCL, cisalhamento.

ABSTRACT: GCLs clay geosynthetic liners are industrially manufactured composite materials that combine bentonite clay and geosynthetics for sealing applications. The material is generally made from clay and non-woven and woven geotextiles or some combination of geotextiles and geomembranes. The present work presents a 5+ year study to evaluate the long-term laboratory shear behaviour by constructing several large-scale creep shear devices to evaluate the behaviour of needle-punched woven/nonwoven GCLs under in-situ conditions. simulated low normal load and making a comparison with a field study of long-term shear of needle-drilled GCL confirmed in the Cincinnati USA EPA slope stability study where, among other GCLs were installed on slopes of 1 :2 (26°), 30m long.

KEYWORDS: Tailings dam, GCL, shear stress

1. INTRODUÇÃO

Os revestimentos geossintéticos de argila GCLs são materiais compósitos fabricados industrialmente que combinam argila bentonítica e geossintéticos para aplicações de vedação. O ângulo de atrito do plano médio pouco hidratado da bentonita isolada (pico aprox. 9°, residual cerca de 4° a 5°) é superado pela punção da agulha de todos os componentes, criando uma tensão de cisalhamento uniforme transmitindo ao GCL. Os GCLs são empregados em todo o mundo há quase quatro décadas incluindo Brasil já que desde vários anos atras existe uma norma técnica aprovada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). A norma especifica os requisitos mínimos para localização, projeto, implantação e operação de aterros sanitários de diferentes portes, para a disposição final de resíduos sólidos urbanos. Os GCLs são geralmente usados para substituir ou aumentar mantos de argila compactada. A permeabilidade GCL é tipicamente na faixa de ≤ 5 x 10-11m/s. Uma das principais vantagens dos GCLs perfurados com agulha é que eles podem ser instalados em aplicações de inclinação íngreme (por exemplo, em uma inclinação de 45 m de comprimento em uma aplicação de aterros sanitários em uma inclinação de 1:2 (26,6°). Para tais aplicações, é importante avaliar a tensão de cisalhamento de interface da GCL e provar que a tensão de cisalhamento interna da GCL é suficiente para atender aos critérios de projeto.

Matematicamente aproximadamente 2,5 milhões de fibras por m² reforçam uma camada de argila bentonítica à medida que são perfuradas com agulhas entre os geotêxteis para fazer um GCL.

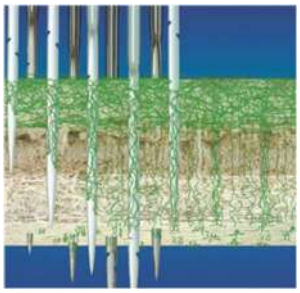


Figura 1. Secção transversal de um GCL perfurado com agulha

As fibras perfuradas com agulha têm uma resistência à tração típica de 40cN, de modo que o reforço pode criar uma tensão de cisalhamento de curto prazo de aproximadamente 1.000kN/m². Partindo do princípio de que as inter-travagens do reforço de fibras se completam, deve ser tomado em consideração um fator de segurança para a fluência polimérica. Usando um fator de segurança de 4, obtém-se uma tensão de cisalhamento teórica de longa duração de 250kN/m².

Em várias centenas de testes de cisalhamento, a tensão de cisalhamento interna de GCLs foi avaliada após 24 horas de pré-hidratação sem confinar o estresse para simular condições de instalação do caso ou uma instalação subaquática. Os GCLs também variaram no controle de qualidade no valor do pelado, de modo que os resultados da tensão de cisalhamento puderam ser plotados contra o valor do pelado, convertendo a tensão de cisalhamento em tensão de confinamento (solo de cobertura com densidade de 20kN/m³) e inclinações de declividade (Figura 2). Uma interceptação de coesão não foi levada em consideração para que os valores obtidos ficassem do lado conservador. Observa-se, na Figura 2, que existe relação entre o valor do pelado e a tensão de confinamento. O plano de cisalhamento está fora do GCL se o valor de resistência ao pelado for superior à aquela inclinação escolhida para a profundidade de cobertura selecionada. O valor A da Figura 2 indica que nenhuma falha interna ocorre para os GCL em taludes 1:1,5 (33,7°) com tensão de confinamento de solo de cobertura de 4m (80kN/m²), mas poderia ocorrer com solo de cobertura de 5m.

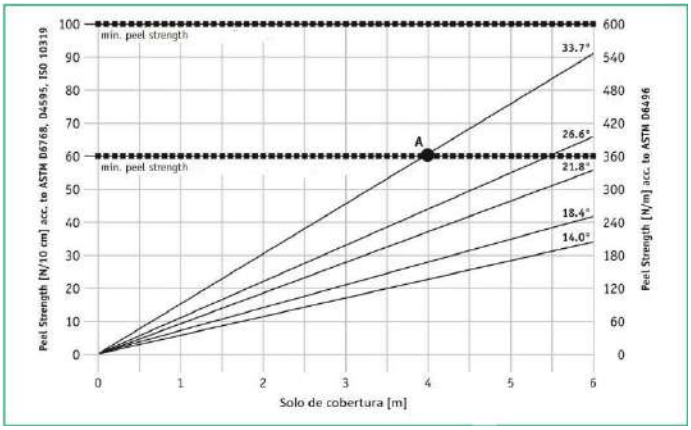


Figura 2. Correlação do pelado para efeitos de calculo

Pode-se mostrar que os valores do pelado feitos no laboratório de controle de qualidade de uma empresa fabricante (MQC) alcançados para os GCLs satisfazem as necessidades de projeto para a maioria das aplicações de baixa tensão de confinamento.

2. Comportamento geral de cisalhamento dos GCLs

Para examinar o comportamento geral de cisalhamento dos GCLs em uma condição hidratada, testes em diferentes tipos de GCL foram realizados após 24 horas de pré-hidratação horizontal sem tensão de confinamento nos laboratórios da Alemania em uma mesa basculante automática (1m x 1m), os GCLs foram cisalhados entre geomembranas texturizadas (GM). O set-up (Figura 3) foi então carregado com uma brita de 300mm de espessura (aprox. 6kN/m²). A caixa foi construída de tal forma que o plano de cisalhamento só poderia ocorrer entre uma das geomembranas e a GCL ou no próprio GCL.

Figura 3. Mesa de inclinação automática e caixa de cisalhamento

Após um tempo de consolidação de curto prazo de 0,5 horas, a caixa foi inclinada a uma taxa de 1°/min. de inclinação.
Alguns resultados representativos dos testes realizados são mostrados na Tabela 1.

Tabela 1. Resultados do valor típico da tabla do corte com testes de inclinação

Estrutura	plano de cisalhamento	ângulo de cisalhamento
Bentonita de 5kg entre dois geotêxteis, fixada com cola solúvel em água	interno	8°
4,5kg bentonita entre dois geotêxteis, perfurada com 8N/10cm de resistência da pelado	interno	18°
Bentonita de 4,5kg entre um não tecido de 200g/m² e um tecido de 100g/m², perfurado com uma força de pelado de 65N/10cm	externo (tecido)	22°
Bentonita de 4,5kg, colada por ponto entre dois não tecidos (200g/m²)	externo	29°
Bentonita de 4,5kg entre dois não tecidos 300g/m², perfurada com uma força de pelado de 30N/10cm	externo	33°

Os resultados do teste destacam dois fatores significativos no comportamento dos GCLs:

a) A resistência ao corte dos GCLs perfurados com agulha tem uma influência decisiva no comportamento de cisalhamento.

b) Em uma suficiente transferência de força de cisalhamento interna, a seleção dos geossintéticos adjacentes é significativa para a transferência de cisalhamento interface.

Não tecidos perfurados com agulha de baixo peso (~ 200g/m²) e os tecidos apresentam ângulos de cisalhamento mais baixos do que os mais pesados não tecidos perfurados com agulha (~ 300g/m²).

3. Exemplos de valores de cisalhamento de interface

Ao selecionar um GCL, não é apenas relevante o reforço interno e tensão de cisalhamento, mas o comportamento de cisalhamento da interface é também importante. Para uma primeira suposição, a relação para solos entre os ângulos de atrito de interface dos geotêxteis podem ser assumidos pela equação (1) dada

$$\lambda = \tan \delta' / \tan \varphi' \qquad (1)$$

na Tabela 2. e comparável com os resultados do ensaio de caixa de cisalhamento. O valor da resistência a fricção do solo (tan φ') e da fricção na interfase (tan δ') dão como valor o coeficiente de fricção λ. Como um parâmetro comparável. Em qualquer caso, estas estimativas não podem substituir os testes de caixa de cisalhamento por solos do local.

Tabela 2. Fricção de interfase assumida em relação ao geotêxtil e solo

	Nao tecido	Tecido
Argila	~ 0.92	~ 0.84
Areia Fina	~ 0.92	~ 0.80
Areia Grossa	~ 0.95	~ 0.83

O ensaio de cisalhamento direto com solos no local deve seguir o mais próximo possível das condições no local, incluindo, por exemplo, o estresse de confinamento e a hidratação do GCL. A Tabela 3. resume a gama de ângulos de cisalhamento que foram alcançados em vários ensaios de cisalhamento de interface contra geossintéticos e solos, e mostra claramente que a GCL em geral alcança ângulos de atrito mais baixos do que os componentes não tecidos perfurados por agulha de uma GCL.

Tabela 3. ângulos de cisalhamento de interface GCL contra geossintéticos ou solos

Geossintético ou solo adjacente	faixa de ângulo de atrito Tecido	faixa de ângulo de atrito Nao Tecido
Geomembrana lisa	8 a 12	8 a 12
Geomembrana texturada	10 a 25	18 a 35
Solo superficial	18 a 28	21 a 32
Areia	21 a 28	24 a 32
Cascalho arenoso	23 a 28	25 a 34

4. Comportamento de cisalhamento de laboratório a longo prazo

Em abril de 1994, uma empresa fabricante de GCLs em Alemania construiu vários dispositivos de cisalhamento por fluência em grande escala para avaliar o comportamento de diferentes GCLs tecidos/não tecidos perfurados com agulha, sob condições in-situ simuladas de aplicações de baixa carga normal. O programa de testes incluiu a medição do movimento diferencial de fluência, bem como testes adicionais de cisalhamento pós-teste no material GCL. O material testado foi um produto GCLs (woven carrier, nonwoven cover geotextile). Para garantir a aplicabilidade desses dados a todos os produtos perfurados com agulha tipo standard.

O GCL em teste foi montado em um aparelho de teste de 1m x 1m na seguinte seção transversal (de cima para baixo):

· Chapas de aço 25kN/m²
· 300mm de brita britada de 2 a 8mm contida em uma caixa de aço
· GCL com geotêxtil ancorado na chapa de aço inferior

Antes do início do ensaio, todo o aparelho foi gradualmente inclinado para refletir um ângulo de inclinação de 25° (1:2.14), resultando em uma deformação constante de 14kN/m², sob uma tensão de confinamento de aproximadamente 30kN/m². Para garantir saturação completa, a amostra foi hidratada diariamente. Os testes foram iniciados em 17 de abril de 1994 e continuaram até 1º de dezembro de 1998 para um tempo total decorrido de mais de 40.800 horas. Após o carregamento inicial do corpo de prova com a tensão confinante, uma pequena quantidade de movimento foi medida no sistema, associada ao assentamento da brita na caixa de aço. Enquanto o movimento ocorria, não havia rasteira ou alongamento no GCL perfurado com agulha. Independentemente disso, foi incluído nos números finais de deslocamento para garantir o quadro mais conservador.
Com um valor inicial de 2,5mm de movimento, o valor final pouco antes da desmontagem da caixa foi um movimento diferencial total de 2,9mm (inclui o deslocamento) durante o período de mais de 40.000 horas (Figura 4).

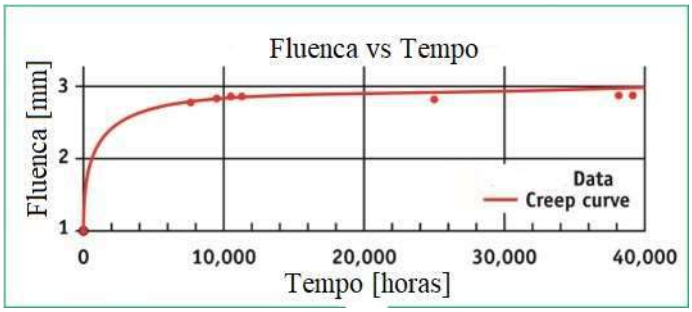


Figura 4. Comportamento de fluência em correlação ao tempo

O GCL foi testado quanto à sua resistência ao peeling e ao cisalhamento após a desmontagem do dispositivo para melhor avaliação do corpo de prova. A resistência mínima da resistência ao pelado ainda estava dentro dos limites certificáveis para o material padrão (maior que 60N/10cm) resp. 360 N/m de acordo com a norma ASTM D6496. Três ensaios de cisalhamento direto, realizados sob hidratação plena e carga normal de 25kPa, mostraram tensão de cisalhamento máxima de 64,8kPa, 78,4kPa e 84,1kPa, após mais de 40.800 horas de ensaios de fluência.
Embora a resistência à fluência de um material esteja diretamente relacionada com as próprias fibras perfuradas por agulha, testes semelhantes em outras variações do GCL refletem a mesma conclusão, que os GCLs do estilo tecido/não tecido são resistentes aos efeitos de longo prazo da deformação constante sob baixas cargas normais.

5. Estudo de campo de longa duração

Esse desempenho de cisalhamento a longo prazo dos GCL perfuradas com agulha também foi confirmado no estudo de estabilidade de taludes da EPA de Cincinnati (Figura 5), onde várias amostras de diferentes fabricantes foram instaladas em taludes de 1:2 (26°), com 30m de comprimento. Os GCLs não falharam interna ou Inter facialmente. Uma GCL não reforçada falhou internamente na camada de bentonita devido à hidratação da bentonita. Em duas outras lâminas, o solo de cobertura, a rede de drenagem e a geomembrana que sobrepõe a GCL deslizaram na interface mais fraca entre o lado tecido da GCL e a geomembrana texturizada. Em ensaios de cisalhamento direto foi determinado que esta interface só parecia ter um ângulo de atrito de aproximadamente 20° a 24°, muito baixo para uma inclinação de 1:2. Em inclinações 1:3 (18,4°) ou mais íngremes, recomenda-se, portanto, o uso de GCLs perfuradas com agulha com não tecidos perfurados por agulha em ambos os lados.

6. Conclusão

Os materiais geossintéticos de argila perfurados com agulha apresentam muitas vantagens técnicas. Além da baixa condutividade hidráulica, da capacidade de auto-vedação e das propriedades de alongamento, o valor do pelado e a resistência ao cisalhamento são critérios importantes para a eficiência a longo prazo dos GCLs. A exigência de uma resistência mínima ao pelado é necessária para cada aplicação de inclinação. É importante que a prova de estabilidade a longo prazo seja realizada. A fim de alcançar o ângulo de atrito de interface necessário contra as interfaces adjacentes (por exemplo, geomembrana texturizada ou solo), os não tecidos ligados mecanicamente ou agulhados são especialmente adequados. Com uma massa por unidade de área de ≥ de 200g/m² é alcançado um bom desempenho de cisalhamento da interface. Os exames existentes sobre o desempenho a longo prazo das GCLs mostram que os mantos geossintéticos de argila perfurados com agulha são barreiras de vedação previsíveis e fornecem estabilidade a longo prazo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Von Maubeuge, K.P., Eberle, M.A. »Can geosynthetic clay liners be used on slopes to achieve long-term stability«, 3rd International Congress on Environmental Geotechnics, Lisboa, Portugal, Sept. 1998, 375-380.

[2]Heerten, G.; Saathoff, F.; Scheu, C.; von Maubeuge, K.P.; »On the long-term shear behaviour of geosynthetic clay liners (GCLs) in capping sealing systems«; Proceedings of the International Symposium Geosynthetic Clay Liners, Nuernberg, April 1995, 141 - 150.

[3]Grett, H.D. »Das Reibungsverhalten von Geotextilien in bindigem und nichtbindigem Boden« Heft 59, Mitteilungen des FranziusInstitut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Hannover, 1984.

[4]Koerner, R.M., Carson, D.A., Daniel, D.E., Bonaparte, R. »Update of the Cincinnati test plots«, Geo-Bento ‘98, Paris, February 1998.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/94

Utilização De Concreto Compactado Com Rolo - CCR Para Contenção De Barragens De Rejeitos

Frank Marcos da Silva Pereira
Diretor, VALE S.A., Belo Horizonte, Brasil, engfrank51@yahoo.com.br

João Bosco Moreira do Carmo
Especialista, VALE S.A., Belo Horizonte, Brasil, jboscomc70@hotmail.com

Walton Pacelli de Andrade
Consultor, Engeconsol, Belo Horizonte, Brasil, wpacelli@gmail.com

RESUMO: Após os acidentes ocorridos recentemente nas barragens a montante em Mariana e Brumadinho no estado de Minas Gerais, o contexto da execução de obras emergenciais para proteger as regiões a jusante, foi um marco para a engenharia brasileira assim como um desafio para a mineradora VALE. A opção escolhida para a construção dessas estruturas foi a que demonstrou ser mais rápida e segura com metodologia construtiva consagrada no meio técnico, o Concreto Compactado com Rolo - CCR. Em poucos meses foi possível construir estruturas robustas e estáveis capazes de garantir a eficácia de contenção de uma eventual ruptura das barragens de rejeitos em nível crítico, mitigando o risco, protegendo a vida de uma maneira geral. Foram construídas duas Estruturas de Contenção a Jusante – ECJ em Minas Gerais. A produção de CCR nas centrais de concreto da primeira obra teve início no dia 01 de agosto de 2019 e sua conclusão se deu em 20 de novembro de 2019, com trabalhos adicionais concluídos em 18 de fevereiro de 2020, totalizando 184.212,37 m³ de concreto produzidos, sendo 148.556,90 m³ desse valor correspondente à produção de CCR. Na segunda obra o Controle Tecnológico abrangeu o período de julho de 2019 a agosto de 2021. Foram lançados 548.406,21 m³ de CCR, com recordes nacionais na produção diária e mensal de CCR. Neste trabalho serão abordados os dados do Controle Tecnológico aplicado nessas obras, análise dos resultados dos ensaios do concreto fresco e endurecido, assim como a campanha de carotagens e investigações posteriores à construção, com aval positivo após a conclusão dessas obras e suas implicações técnicas.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens, Concreto, Contenção, Rejeitos.

ABSTRACT: After the recent accidents at the upstream dams in Mariana and Brumadinho in the state of Minas Gerais, the context of carrying out emergency works to protect downstream regions was a milestone for Brazilian engineering as well as a challenge for the mining company VALE. The option chosen for the construction of these structures was the one that proved to be faster and safer with a construction methodology recognized in the technical world, Roller Compacted Concrete - RCC. In just a few months it was possible to build robust and stable structures capable of guaranteeing the effectiveness of containment of an eventual rupture of tailings dams at a critical level, mitigating the risk and protecting life in general. Two Downstream Containment Structures - ECJ were built, in Minas Gerais state. The production of RCC in the concrete plants at first ECJ began on August 1, 2019 and concluded on November 20, 2019, with additional work completed on February 18, 2020, totaling 184,212.37 m³ of concrete produced, with 148,556.90 m³ of this value corresponding to the production of RCC. In the second ECJ Technological Control covered the period from July 2019 to August 2021. 548,406.21 m³ of RCC were launched, with national records in daily and monthly production of RCC. This work will cover data from the Technological Control applied in these works, analysis of the results of fresh and hardened concrete tests, as well as the coring campaign and post-construction investigations, with positive approval after the completion of these works and their technical implications.

KEYWORDS: Dams, Concrete, Containment, Tailings.

1 INTRODUÇÃO

Em ambas Estruturas de Contenção a Jusante ECJ foram definidas premissas de projeto onde prevaleceu a qualidade da construção e a segurança executiva. Para tanto, a escolha dos materiais constituintes mais apropriados foi fundamental para a obtenção de concretos que atendessem a todas as propriedades especificadas, assim como a durabilidade das estruturas, notadamente a comprovação da inibição de reações expansivas verificadas nos ensaios de Reação Álcali Agregado – RAA. As obras deveriam ser executadas em tempo recorde para garantir a proteção das cidades localizadas a jusante das barragens em nível crítico de estabilidade. Neste sentido, a primeira escolha foi a utilização do cimento CP III com teor de escória de alto de forno de 50%. Esta definição foi baseada em estudos realizados em várias obras similares e estudos tecnológicos realizados por Furnas Centrais Elétricas em seu laboratório de concreto em Goiânia-GO. A utilização de agregados oriundos de rejeitos da mineração foi benéfica devido a elevada densidade desses materiais em relação aos agregados de litologia gnaisse disponíveis na região das obras. Esta decisão também foi estratégica pois propiciou ganhos de densidades do CCR 20% maiores que concretos convencionais, refletindo diretamente na redução do volume da estrutura, redução do tempo de execução da obra e consequentemente uma ação ecologicamente correta pelo reaproveitamento de rejeitos industriais. Na primeira ECJ foi aplicado o Granulado da Instalação de Concentração – GIC, proveniente da Mina de Água Limpa da Vale, um rejeito de baixo teor de ferro, porém com elevada densidade, da ordem de 3500 kg/m^3. Em Mina de Fábrica foi aplicado o Itabirito Compacto disponibilizado pela Mineradora Herculano. Ambos agregados de rejeitos possuíam dimensão máxima característica de 50 mm e foram utilizados em sua maioria com duas faixas granulométricas, uma fração grossa retida na malha 12 mm e outra fração fina, com percentual de material passante na peneira 200 (0,075 mm) suficiente para garantir o adequado empacotamento do CCR. Os concretos convencionais foram fabricados com agregados de litologia gnaisse na dimensão máxima característica de 19 mm e areia, sendo que em Mina de Fábrica foi possível aplicar também o concreto bombeado com agregados pesados. A segregação na descarga da mistura em campo não foi significativa e não houve interferência com as curvas granulométricas teóricas, apesar de haver a descontinuidade decorrente em alguns pontos do gráfico de granulometria. Isso vem comprovar que na granulometria do CCR pode haver pequenas variações aceitáveis dos limites teóricos da curva teórica de Bolomey, já que não havendo segregação da fração graúda, assim como a falta ou excesso de finos que comprometa a uma quantidade excessiva de água unitária da dosagem, a mistura pode ser ajustada sem dificuldades. As restrições de elevada abrasão Los Angeles para agregados graúdos se restringem a estruturas de enrocamentos expostos às intempéries ou em superfícies hidráulicas expostas a elevadas velocidades. Para concretos estruturais e massivos, devidamente estudados e caracterizados para atendimento das características mecânicas, elásticas, viscoelásticas e de durabilidade, um valor elevado desse parâmetro, nesses casos, é irrelevante. O efeito de durabilidade de agregados de origem hematita, com teores de FeO_2 elevados, não compromete a vida útil do concreto. A carbonatação normalmente observada em estruturas de concreto poderá apresentar em concretos com hematita uma coloração avermelhada, porém somente provocando um efeito estético. A utilização da hematita no estado natural, sem tratamentos térmicos, não promoveria o fenômeno da oxidação da massa, pois o CCR utilizado não estará submetido a elevadas temperaturas capazes de alterar o efeito natural do fenômeno de oxidação e comprometimento da durabilidade do concreto. Na Figura 1 as imagens dos agregados especiais utilizados nos concretos.

Agregado GIC - Mina Água Limpa – Primeira ECJ	Itabirito Compacto – Mineradora Herculano – Segunda ECJ

Figura 1 – Agregados de rejeitos Industriais utilizados na construção das ECJs.

2. DEFINIÇÃO DAS DOSAGENS DE CCR

Estudos de dosagens foram realizados previamente ao início da obra. O Laboratório da SOLOCAP em BH, especializado em obras rodoviárias foi adaptado para atender aos ensaios do CCR. Com a necessidade emergencial foi possível rapidamente preparar o ambiente do laboratório para realização dos ensaios de CCR no estado fresco e endurecido. O resumo dos estudos de dosagens dos concretos compostos com os agregados disponíveis na região da obra, foi realizado obedecendo o Método do Módulo de Finura. Este método foi desenvolvido em Furnas Centrais Elétricas na década de 70 para atender as principais construções de hidrelétricas no Brasil e posteriormente em diversas obras no exterior. A norma brasileira do CCR publicada em 2015 veio apresentar algumas características intrínsecas à tecnologia desenvolvida no Brasil. Vale destacar o aparelho DMA, desenvolvido no Laboratório de Concreto de Furnas em Goiânia-GO, pelos técnicos Guilherme Leroy, e Valdir Paulino de Oliveira e dos engenheiros Moacir Alexandre Souza de Andrade e Walton Pacelli de Andrade, aproveitando um dispositivo apresentado na *Designation 11, Figure 218.Apparatus for Direct Measurement of Surface, Moisture, Absorption, and Specific gravity of Aggregate PX-D-33523.(1988)*, disponibilizado no *Concrete Manual A Water Resources Technical Publication eighth Edition revised do US Bureau of Reclamation.*

Na primeira ECJ a dosagem CCR.6, foi a mais utilizada e na segunda ECJ a dosagem preponderante foi a CCR4. As dosagens mais aplicadas nas obras estão apresentadas a seguir na Tabela 1

Tabela 1 - Dosagens de CCR mais aplicadas nas obras

Barragem – ECJ			Primeira ECJ	Segunda ECJ
Dosagem			CCR 6	CCR 4
fck Projeto	MPa		8,0	
Idade de Controle	dias		90	
Módulo de Finura	-		5,44	4,71
Cimento CP III	(kg/m3)		100	100
Água			140	155
Areia Artificial			560	1279
Brita 2			2152	1443
Aditivo Polifuncional			1	1
Relação A/C	-		1,40	1,55
Propriedades do Concreto Fresco e Endurecido	Densidade Teórica (kg/m³)		3012	2.958
	Cannon Time (s)	Média	12,4	11,6
		D Padrão	2,4	2,0
	Massa Unitária - Vebê (kg/m³)	Média	2398	2.909
		D Padrão	115	24,42
	Massa Especifica - DMA (kg/m³)	Média	2985	2.991
		D Padrão	139	21,69
	Temperatura do Concreto (°C)	Média	23,1	24,1
		D Padrão	4,0	3,6
	M. Espec. CCR Curado (kg/m³)	Média	2835	2.888
		D. Padrão	46	42
	Média das Resistências à Compressão Axial (MPa)	3 dias	2,1	2,1
		7 dias	3,4	4,3
		28 dias	6,1	9,6
		90 dias	9,5	12,1
	N. Amostras (n)	Idades de Controle	118	163
Coeficiente "t"			0,842	0,842
Média das Resistências à Compressão Axial na Idade de Controle (MPa)			9,5	12,1
Desvio Padrão na idade de controle			2,1	1,96
Coeficiente de Variação (%)			22,1	17,1%
Fck (MPa) - Recalculado			8,0	9,9

3. CAROTAGENS DO CCR NA PRIMEIRA ECJ

A realização da campanha de carotagem, foi programada para comprovar a qualidade do CCR aplicado e correlacionar as propriedades obtidas durante a construção da obra com as de Laboratório. Esta atividade foi acompanhada sistematicamente pela VALE e executada pela empresa GEONORTE de Goiás. Esta atividade foi programada para comprovar a expectativa de atendimento das propriedades do concreto endurecido na própria estrutura.

3.1 ASPECTO GERAL DOS CAROTES

Nas Figura 2 são mostradas algumas fotografias dos carotes extraídos na Barragem a partir da idade de 90 dias, o que ocorreu a partir de fevereiro de 2020.

(a) Testemunho contato entre CCV e CCR	(b) Detalhe do contato entre a fundação e o concreto – Gentileza de Alexandre Guimarães.

Figura 2 – Carotes extraídos nas ECJs

Durante a carotagem foram feitos televisionamentos do interior dos furos, um dos quais é mostrado na Figura 2 (b), furo SRC-01, contato do CCR/CCV/rocha de fundação – sem escala, que demonstra que as paredes dos carotes extraídos e filmados pela empresa GEOSOL, quando foi possível verificar a uniformidade das paredes completamente íntegras e fechadas, sendo descritas com vazios insignificantes e de ordem milimétrica.

3.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS

Os testemunhos do CCR foram levados para o Laboratório da SOLOCAP em Belo Horizonte, onde foram preparados e identificados para realização dos ensaios de Massa Específica, Absorção, Permeabilidade, Resistência à Compressão, Módulo de Elasticidade e para a determinação da Coesão e Ângulo de Atrito entre uma junta horizontal tratada e não tratada, normalmente obtidas respectivamente com e sem inserção de argamassa de ligação, com intervalo de lançamento inferior a 24h.

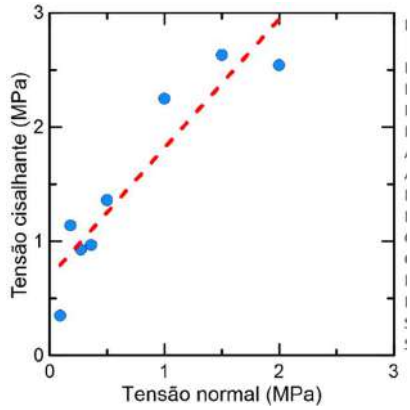
3.3 RESUMO DOS RESULTADOS DOS TESTEMUNHOS NA PRIMEIRA ECJ

A seguir está apresentada a Tabela 2 está apresentado o resumo dos resultados dos ensaios com os carotes. Esses resultados não sofreram correções dos valores obtidos nos ensaios apresentados.

Tabela 2 – Resultados das médias dos ensaios executados com os testemunhos primeira ECJ.

Furo		SRC-01	SRC-02A	SRC-05	SRC-06	SRC-07
Bloco		12	11	4	2	3
Massa específica (kg/m^3)		3,094	3,148	2,953	2,924	3,043
Absorção de água (%)		5,2	4,8	5,3	5,8	4,2
Resistência compressão (MPa)		11,9	11,4	10,9	10,7	11,5
Resistência tração diametral (MPa)		1,6	1,4	1,4	1,6	1,4
Módulo Elasticidade (GPa)		13,1	14,3	19,6	14,2	8
C. Permeabilidade 10^{-11} (m/s)		6,82	9,79	8,35	9,13	7,39
Cisalhamento direto	Laboratório	(*)/SOLOCAP	(**)/SOLOCAP		(**)/PUC-RJ	(***)/SOLOCAP
	Coesão (MPa)	0,200	0,899		0,690	0,614
	Ângulo de atrito (°)	45,0	45,3		48,4	70,1
Triaxial (****)	Coesão (MPa)	4,0				
	Ângulo de atrito (°)	51,3				
(*) Junta tratada de CCR - Equipamento em desenvolvimento; (**) Junta tratada de CCR - Equipamento normatizado; (***) CCR Junta não tratada (****) Ensaio triaxial junta CCR e CCV.						

Os resultados de cisalhamento e ângulo de atrito foram correlacionados com os testes que comprovaram a boa aderência entre as camadas e a capacidade de colagem entre as faixas compactadas estarem satisfatórias.



Y = 1,1280.X + 0,6900
R=0,9276
Coesão: 0,69 MPa
Ângulo Atrito: 48,4 º.

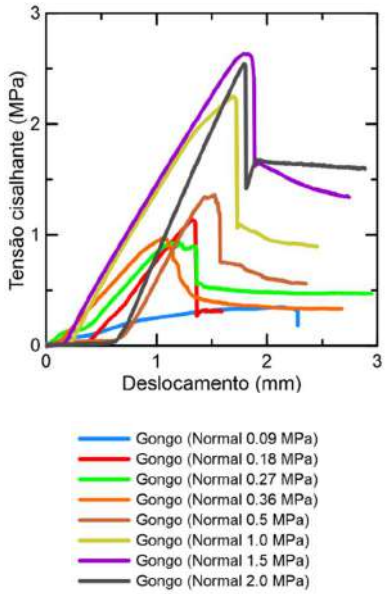


Figura 3 – Cisalhamento direto em juntas não-tratadas – PUC – RJ – Primeira ECJ - Fonte: CARMO 2023.

Foi realizado um ensaio complementar com o testemunho de CCR extraído da obra de ECJ Mina de Fábrica contemplando uma região entre o contato entre o CCV e o CCR composto de agregado itabirito compacto. Os ensaios foram realizados no Laboratório da GEOCONTROLE em Nova Lima MG e os resultados estão apresentados na Figura 4.

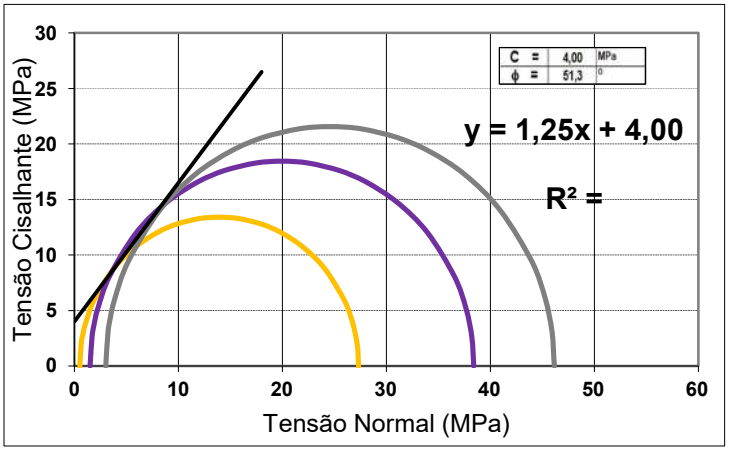


Figura 4 – Ensaio Triaxial – Gentileza da GEOCONTROLE

4. CAROTAGENS DO CCR EM FÁBRICA

Foram realizados 9 furos de sondagens nos Blocos 3, 5, 10, 11 e 15 da Estrutura de Contenção. Nos ensaios realizados com os carotes foi possível realizar a análise e comparação com os resultados obtidos durante a execução da obra pelo Controle Tecnológico. Os serviços de sondagens foram realizados pela empresa Geonorte com utilização de Sonda March 700, com Barrilhete de 8" Furos aplicando-se produtos: Gelplus/Betonita.

Tabela 7 – Estatística dos Ensaios de Carotes em Fábrica

Concreto Endurecido						
Dados Estatísticos	NBR 9778		NBR 7220	NBR 7580	NBR 8522	Permeabilidade (cm/s)
	Massa Esp. SSS (kg/m³)	Absorção (%)	Tração Diametral (MPa)	Compressão Axial (MPa)	Módulo Elast. (GPa)	
número "n"	13	13	17,0	31	38	12
Média	2,959	6,7	1,7	12,9	16,1	7,57E-09
Sd	0,024	0,8	0,3	3,2	3,6	1,64E-09
Média + Sd	2,984	7,5	2,0	16,2	19,7	9,21E-09
Média - Sd	2,935	5,9	1,4	9,7	12,5	5,94E-09
Máximo	3,004	8,4	2,3	20,8	22,1	9,93E-09
Mínimo	2,918	5,6	1,1	8,2	7,0	5,53E-09

5. CONCLUSÕES

Estruturas em Concreto Compactado com Rolo contendo agregado de rejeito de hematita ou de Itabirito Compacto oriundos da explotação de minério de ferro, foram construídas para proteger as comunidades de uma possível ruptura das barragens de rejeitos. Os testemunhos extraídos destas contenções apresentaram em média densidade da ordem de 3.000 kg/m^3, resistência à compressão de 10 MPa e absorção de água de 5,0 %, conforme especificado nos projetos. A utilização do cimento Portland com 50% de escória de alto-forno promoveu um aumento adiabático de temperatura de 5 ºC, observado em amostras de laboratório, adequado para utilização deste CCR em estruturas maciças. Amostras de laboratório deste CCR da primeira e Gongo Soco apresentaram deformação total aos 90 dias em ensaio de fluência (deformação elástica mais fluência específica) de 175×10-6/MPa. O módulo de elasticidade de corpos de prova moldados variou de 12,0 GPa a

14,6 GPa. Os testemunhos extraídos da contenção apresentaram módulos elásticos entre 8 GPa e 19 GPa, assim como resistência diametral à compressão de 1,4 MPa a 1,6 MPa e coeficiente de permeabilidade entre 6×10^{-11} e 10×10^{-11} m/s. No ensaio de cisalhamento direto, as juntas tratadas com argamassa apresentaram coesão entre 0,7 MPa e 0,9 MPa e ângulos de atrito entre 40º e 48º. Estes resultados demonstraram que o uso deste CCR foi adequado para construção das contenções de Congo Soco e Fábrica. As construções foram rápidas e eficientes, com uma média de lançamento e compactação de concreto de 70.000 m^3/mês, e não foram detectados problemas devido ao uso de agregado de rejeitos de hematita. A utilização de rejeitos de hematita se mostrou adequada para aplicação em outras obras em CCR com finalidades semelhantes em estruturas maciças de concreto, especialmente em obras emergenciais.

Além dessas vantagens, estudos de atenuação da radiação gama apresentados por CARMO 2023, indicaram que este CCR, por ser mais pesado, pode ser considerado para trabalhos de contenção e blindagem em estruturas massivas, estruturas emergenciais de blindagem em acidentes radiológicos, ou para tratamento de fundações de usinas nucleares. Neste estudo, a metodologia utilizada para a realização de ensaios de blindagem de amostras de concreto nos laboratórios do CDTN em Belo Horizonte, mostrou-se adequada para os objetivos que foram definidos e poderia ser adotada futuramente como padrão para futuras pesquisas e até mesmo ser considerada para um ensaio a ser normatizado.

Todos os resultados dos materiais utilizados na obra para a fabricação do CCR (cimento, agregados, aditivos químicos e água) foram controlados estatisticamente e atenderam aos limites estabelecidos pelas normas vigentes para sua aplicação para as duas obras. Os resultados desses materiais constituintes foram compatíveis aos obtidos em outras obras de CCR. Segundo a norma ABNT NBR 10004:2004 (ABNT, 2004) o GIC se enquadra como resíduo não perigoso, Classe II, inerte, apresentando níveis de concentração abaixo dos valores limites especificados para elementos críticos, tais como o cromo total (<0,05 mg/l), zinco (<5 mg/l) e chumbo (<0,01 mg/l).

O benefício da construção de Estruturas de Contenção a Jusante como as que a VALE vem construindo na região do Quadrilátero Ferrífero, para evitar novas tragédias de ruptura de barragens a montante como as de Brumadinho e Mariana, é imensurável. Após as chuvas de janeiro 2022 na região de Minas Gerais, as barragens de contenção construídas pela VALE cumpriram seu papel de proteger as cidades a jusante. Houve grande volume de chuvas, com vazões próximas às máximas de projeto, com grande aporte de água nas regiões de Nova Lima, Barão de Cocais e Mariana, porém sem registros de acidentes de rupturas das barragens de propriedade da VALE. A boa interação durante a construção entre a VALE, as Projetistas WALM e DF+ , assim como o Consórcio Construtor CMM, resultou na construção das duas estruturas robustas com estratégia de construção adequada, coerente com as necessidades emergenciais desses importantes Projetos.

AGRADECIMENTOS

A VALE S.A. por não ter medido esforços para construção dessas obras emergenciais em caráter de urgência, mobilizando os recursos necessários para a realização das Estruturas de Contenção a Jusante.

A todas as empresas que participaram dessas obras e dos profissionais que com espírito de colaboração e determinação se voltaram para obtenção de um objetivo único que trouxe maior segurança e garantia de qualidade das obras executadas sob um rigoroso controle construtivo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Relatório Consultor Walton Pacelli de Andrade - ECS-005-2020-R0 – Controle Tecnológico do Concreto Compactado com Rolo aplicado em Gongo Soco.

Relatório RL-1850DD-X-17625 Rev. A. *Detailed Design Utilities* / Sul Superior Dam RCC Dam Structure Stability Analysis – Fondation of ECJ Second Subsoil Investigation – Technical Report.

Relatório Emitido pela GEOCONTOLE – Rochas – Determinação da Resistência à Compressão Triaxial – ASTM D 2664 – 95 (Obra n°:10817/Sondagem n°: TRA-01 / Lote: 1/ Amostra n°: 12838 - 1) Mina Gongo Soco

Relatório PUC – RJ - RCC – Studies in Laboratory - Preliminary Results for Gongo Soco – *Dam Restraint - RCC – Studies in Results Laboratory Projeto – Dec 01-20*. Determinação da resistência ao cisalhamento de interfaces concreto – rocha Referente: DEC 01-20 Cliente: Consórcio Minas Mais Relatório Final - Prof. Eurípedes, do Amaral Vargas Jr, Bruno Pinheiro Pires, Victor Nogueira Lima.

Relatório Consolidado de Controle Tecnológico -Controle Tecnológico do Concreto e Geotécnia Gongo Soco (Contrato n°: 5500060296/ REL-GS-CT- 0003/2020/ Data: 06/04/2020)

Relatório Técnico - Descomissionamento da Barragem Sul Superior – S4195-F4 - Projeto detalhado utilidades – Barragem Sul Superior Estrutura de Contenção Jusante – CCR - Avaliação do uso de coesão no contato concreto com a fundação.

Relatório de José Marques Filho - 0GH_20200519RH – Barragens ECJ-CCR – Comentários ao Relatório da RIZZO intitulado "*Review of Laboratory Data and Stability Analysis RCC Backup Dam Gongo Soco Mine"*

Relatório de José Marques Filho – Comentários ao Relatório "*Review of Laboratory Data and Stability Analisys RCC Backup Dam Gongo Soco Mine*" – 25/05/2020.

Relatório Emitido pelo CMM - REL-GS-CT-003/2020, emitido em 06/04/2020.

Relatório REL-MF-CT-0013-2021 - Controle Tecnológico abrangendo o período de julho de 2019 a agosto de 2021, na execução da estrutura de Contenção em Concreto Compactado com Rolo (CCR) da Mina de Fábrica, para o descomissionamento das Barragens Forquilha I, II, III, IV e Grupo.

Relatorio Emitido por Walton Pacelli de Andrade - Obra de Gongo Soco – Vale - CMM GS-CT-003 2020 R0 Abril 2020 Projetista DF+ e Vale Muro de Contenção à Jusante Forquilhas Comentários sobre Carotagens Itabirito-MG ECS-022-2021-R0 17/08/2021 28/09/2021.

CARMO, J. B. M., Avaliação do Concreto Compactado com Rolo – CCR – Composto com Rejeito de Hematita para Estruturas Massivas – Comissão Nacional de Energia Nuclear – Centro de Desenvolvimento da Tecnologia Nuclear – Programa de Pós-Graduação em Ciência e Tecnologia das Radiações, Minerais e Materiais – Tese de Doutorado - Belo Horizonte/MG – 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/95

Utilização de Modelos Hiperbólicos na Determinação de Parâmetros de Deformabilidade

Joaquim Araújo Costa Neto
Engenheiro Civil, Intertechne, Curitiba, Brasil, jacn@intertechne.com.br

Raphael Maia Soares
Engenheiro Civil, Curitiba, Brasil

Rafael Modesto
Engenheiro Civil, Intertechne, Curitiba, Brasil, rem@intertechne.com.br

Philippe de Moraes Stankevicius
Engenheiro Civil, Intertechne, Curitiba, Brasil, pms@intertechne.com.br

Pedro de Carvalho Tha
Engenheiro Civil, Intertechne, Curitiba, Brasil, pdct@intertechne.com.br

RESUMO: A utilização de modelagem numérica pode ser considerada como uma ferramenta essencial para entender o comportamento de obras geotécnicas. Os solos além de apresentar grande variabilidade natural dos seus parâmetros são materiais que, geralmente, apresentam comportamento elastoplástico o que acaba por dificultar a correta avaliação dos seus parâmetros de deformabilidade. Este trabalho descreve uma metodologia para a determinação dos parâmetros de deformabilidade de solos a partir de resultados de ensaios triaxiais visando realizar uma avaliação analítica utilizando o modelo proposto por Duncan-Chang ou uma avaliação numérica utilizando o modelo Hardening Soil implementado no Midas GTS NX comparando os resultados de ambos os métodos a ensaios de compressão triaxial em solos residuais do quadrilátero ferrífero.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem Numérica, Modelo Hiperbólico, Parâmetros de Deformabilidade.

ABSTRACT: Numerical modeling can be considered as an essential tool for understanding the behavior of geotechnical works. Besides presenting great natural variability in their parameters, soils are materials that generally exhibit elastoplastic behavior, which ends up hindering the correct evaluation of their parameters of deformability. This paper describes a methodology for determining soil deformability parameters based on results from triaxial tests by comparing analytical solutions proposed by Duncan and Chang and a numerical evaluation with the Hardening Soil Model implemented on Midas GTS NX, comparing the results of both methods with triaxial tests on residual soils from the quadrilátero ferrífero.

KEYWORDS: Numerical Modeling, Hyperbolic Models, Deformability Parameters.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação do comportamento de obras geotécnicas não é uma tarefa trivial. Para tanto, é necessário um robusto plano de instrumentação do empreendimento para verificar se as premissas determinadas na fase de projeto estejam de acordo com o comportamento real da estrutura. No entanto, é primordial tentar predizer o comportamento destas estruturas por meio de análises sejam elas embasadas no histórico de outras obras ou a partir de análises numéricas.

A análise do histórico de obras com o objetivo de extrapolar seu comportamento é uma atividade extremamente necessária para garantir a segurança de novos empreendimentos. No entanto, com a facilidade de acesso a computadores mais robustos, o uso de análises numéricas tornou-se uma ferramenta essencial para estudar o comportamento atual de obras e avaliar o seu desempenho ao longo dos anos.

A avaliação computacional do comportamento associado a recalques de uma obra está condicionada, principalmente, pelos parâmetros de deformabilidade e modelos constitutivos escolhidos para a simulação. A definição destes parâmetros é função do tipo de material e da fidelidade do modelo numérico com o modelo físico. Materiais geotécnicos apresentam grande variabilidade natural dos seus parâmetros e são, geralmente, simulados utilizando modelos constitutivos mais complexos, o que torna a correta determinação dos parâmetros de simulação uma tarefa árdua.

Desta forma, este trabalho tem o objetivo de sugerir uma metodologia para a determinação de parâmetros de deformabilidade de solos a partir de ensaios de compressão triaxial, por meio de avaliações analítica e numérica com modelos constitutivos hiperbólicos.

2 MODELOS CONSTITUTIVOS HIPERBÓLICOS

Modelos constitutivos buscam representar, interpretar e prever o comportamento tensão *vs.* deformação de materiais embasados em equações matemáticas. A definição de qual modelo constitutivo utilizar é função do tipo de material e do que se espera dele quando submetido há algum tipo de deslocamento relativo, ou seja, quando há deformação do corpo em análise.

Em análises cujo o material em foco são solos, os modelos constitutivos que conseguem capturar com um certo grau de eficiência o comportamento deste materiais são os modelos constitutivos hiperbólicos. Estes modelos conseguem simular o comportamento não-linear de solos por meio da equação de uma hipérbole. Apesar de serem eficientes na definição do comportamento tensão *vs.* deformação de solos, é necessário uma extensa campanha de ensaios, principalmente, triaxiais para a correta definição dos parâmetros matemáticos do modelo.

Assim, a seguir serão apresentadas as bases teóricas dos modelos constitutivos hiperbólicos que serão utilizados no desenvolvimento deste trabalho.

2.1 Modelo Duncan-Chang (DCM)

Duncan e Chang (1970) derivaram a equação da hipérbole para a determinação de um modelo constitutivo hiperbólico para ser utilizado em análises com o Método dos Elementos Finitos. Este modelo faz a utilização de um módulo de Young tangente (E_i) variante com o nível de tensões ao qual o material está submetido e delimita a tensão de desvio a um valor máximo assintótico ($(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$) conforme ilustrado na Figura 1.

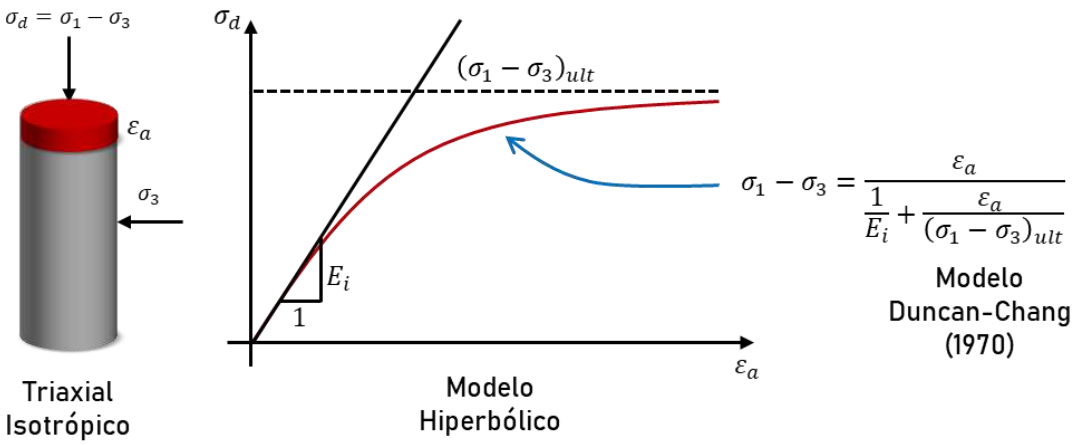


Figura 1. Modelo constitutivo hiperbólico desenvolvido por Duncan e Chang (1970).

A principal vantagem deste modelo é a sua generalidade. Este método pode ser utilizado para representar o comportamento tensão *vs.* deformação de solos argilosos e granulares, saturados e não saturados e para condições de carregamento drenado e não drenado tornado-se uma excelente ferramenta para avaliar os parâmetros de deformabilidade de solos.

2.2 Modelo *Hardening Soil* (HSM)

O modelo constitutivo *Hardening Soil* (HSM) foi desenvolvido Schanz *et al*. (1999) e é considerado um modelo avançado utilizado na análise tensão *vs.* deformação de solos. Este método consegue modelar fenômenos macroscópicos básicos do solo, tais como: a densificação, a rigidez em função do nível de tensões e o histórico de tensões. Além disso, por ser embasado na teoria da plasticidade, o HSM é capaz de avaliar parâmetros de plastificação do material e dilatância, tornando o método com características ideiais para simulações mais acuradas de processos complexos.

Assim como no modelo proposto por Duncan e Chang (1970), o HSM faz a utlização de uma equação hiperbólica para simular o comportamento tensão *vs.* deformação do solo. No entato, a descrição matemática no HSM é feita de forma mais robusta devido à utilização de três módulos de elasticidade, sendo eles: módulo secante (E_{50}), módulo oedométrico (E_{oed}) e módulo de descarregamento e recarregamento (E_{ur}). A Figura 2 ilustra o modelo constitutivo hiperbólico utilizado no HSM.

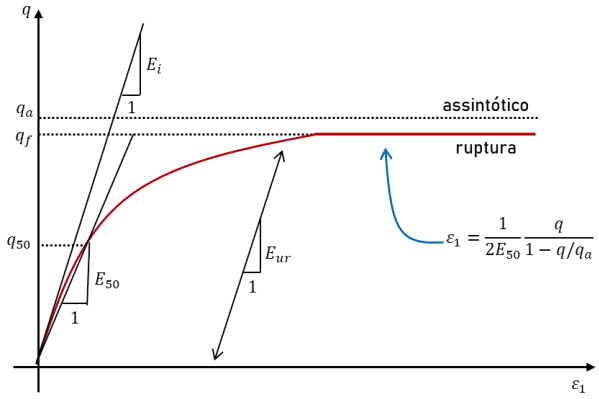


Figura 2. Modelo constitutivo *Hardening Soil*.

Além dos módulos de rigidezes, o HSM faz a utlização de outros parâmetros necessários para a completa descrição do comportamento tensão *vs*. deformação de solos. A Tabela 1 apresenta um resumo dos parâmetros utilizados no HSM.

Tabela 1. Parâmetros do modelo HSM.

Parâmetro	Descrição	Avaliação do Parâmetro
φ'	Ângulo de atrito	Inclinação do critério de ruptura Mohr-Coulomb
c'	Coesão	Intercepto-y do critério de ruptura Mohr-Coulomb
R_f	Razão de ruptura	q_f/q_{ult}
E_{50}^{ref}	Rigidez secante de referência do ensaio triaxial CD	Intercepto-y no espaço $\log(\sigma_3/\sigma_{ref}) - \log(E_{50})$
E_{eod}^{ref}	Rigidez tangente de referência do ensaio oedométrico	Intercepto-y no espaço $\log(\sigma_1/\sigma_{ref}) - \log(E_{oed})$
E_{ur}^{ref}	Rigidez de descarregamento /recarregamento de referência	Intercepto-y no espaço $\log(\sigma_3/\sigma_{ref}) - \log(E_{ur})$
m	-	Inclinação da reta no espaço $\log(\sigma_3/\sigma_{ref}) - \log(E_{50})$
ν_{ur}	Coeficiente de Poisson de descarregamento recarregamento	0,2 (Referência)

3 METODOLOGIA

A metodologia para a determinação dos parâmetros de deformabilidade de solos que será descrita neste trabalho utiliza como base os ensaios de compressão triaxiais isotrópicos, drenados ou não drenados. De forma

geral, para se ter uma boa congruência do modelo análitico/numérico com o modelo físico, é esperado que os ensaios triaxiais sejam feitos com, no mínimo, quatro tensões confinantes e que a resolução do ensaio possa minimamente caracterizar o comportamento do solo analisado.

Desta forma, será apresentada, a seguir, uma metodologia para a determinação dos parâmetros de deformabilidade do solos avaliado de forma analítica pelo modelo Duncan e Chang (DCM) e de forma numérica utilizando o modelo constitutivo HSM no módulo *Soil Test* do *software* Midas GTS NX.

3.1 Metodologia Duncan-Chang (DCM)

Após processamento dos dados dos ensaios triaxiais e definição da curva tensão desvio *vs.* deformação axial para todas as tensões confinantes, deve-se seguir os seguintes passos:

1. Determinação dos parâmetros α e β

Na curva tensão desvio *vs.* deformação axial, deve-se definir, a partir da máxima tensão de desvio, as tensões e deformações correspondentes a 95% e 75% da tensão de desvio máxima conforme ilustrado na Figura 3a.

De posse dos pares, deve-se fazer a plotagem deles no espaço $\varepsilon_a/(\sigma_1-\sigma_3)$ *vs.* ε_a conforme ilustrado na Figura 3b. Os parâmetros α e β serão o intercepto da reta com o eixo y e a inclinação da reta, respectivamente. É importante salientar que a determinação destes parâmetros deverá ser feita para cada tensão confinante do ensaio de compressão triaxial.

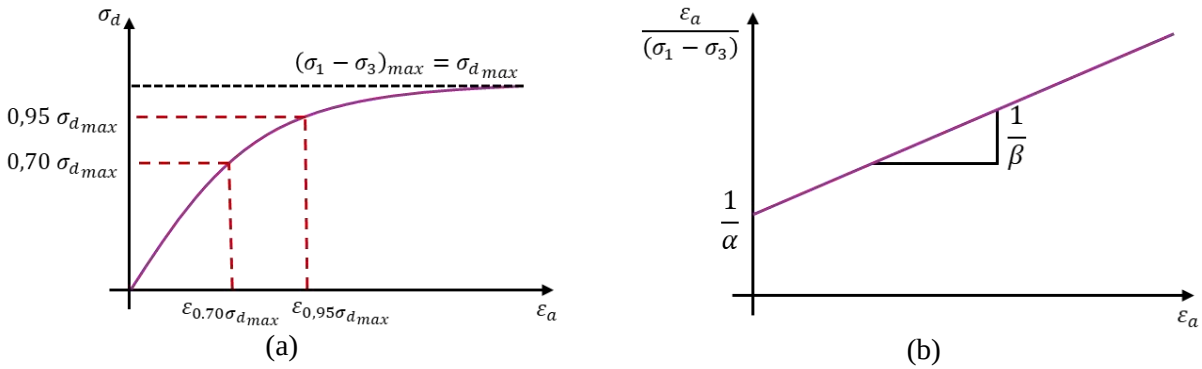


Figura 3. Determinação dos parâmetros α e β.

2. Determinação dos parâmetros K e n

De posse dos parâmetros determinados no item 1, é feita a determinação para cada tensão confinante do ensaio de compressão triaxial dos parâmetros K e n por meio de regressão linear destes dados no espaço $\log(\alpha/\sigma_3^{ref})$ *vs.* $\log(\sigma_3/\sigma_3^{ref})$, onde σ_3^{ref} é a pressão atmosféria (101,3 kPa). A variação do parâmetro α com a tensão confinante pode ser representada por equação sugerida por Janbu (1963) ilustrada na Figura 4.

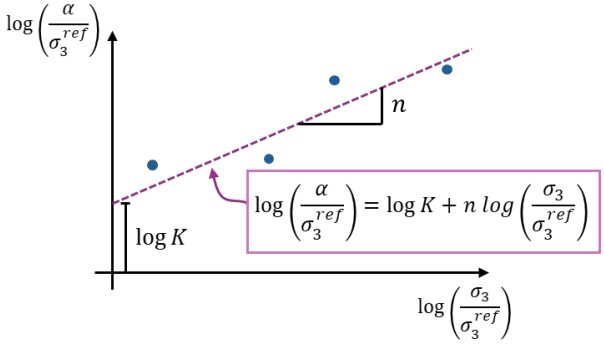


Figura 4. Determinação dos parâmetros K e n.

3. Determinação dos parâmetros E_i , R_f e geração do gráfico tensão *vs.* deformação

A determinação dos parâmetros E_i e R_f são determinandos pelas seguintes expressões:

$$E_i = K\sigma_3^{ref}\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_3^{ref}}\right)^n \quad (1)$$

$$R_f = \frac{\sigma_{d_f}}{\beta}, \text{ onde } \sigma_{d_f} = (\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c\cos(\varphi)+2\sigma_3\, sen(\varphi)}{1-sen(\varphi)} \quad (2)$$

É importante salientar que a defição de R_f deverá ser feita para cada tensão confinante e, ao final, deverá ser feito a média aritimética deles para a geração da curva tensão desvio vs. deformação do solo de maneira analítica (DCM), descrita pela seguinte expressão:

$$\sigma_d = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{\frac{\sigma_{d_f}}{R_{f\,médio}}}} \quad (3)$$

3.2 Metodologia HSM

A calibração dos parâmetros de deformabilidade para análises numéricas com o HSM é feita a partir da metodologia Duncan Chang (DCM). Os parâmetros que devem ser determinados para a utilização do HSM são o módulo secante de referência e o coeficiente m, a seguir será feita a descrição para a determinação destas variáveis.

O módulo secante deverá ser determinado a partir das curvas obtidas com a metodologia DCM para cada tensão confinante por meio da relação $0{,}5\sigma_{d,f}/\varepsilon_{0,5\sigma d,f}$.

A partir da definição do módulo secante, deverá ser feita a regressão linear destes dados no espaço $\log(E_{50})$ *vs.* $\log\left(\sigma_3/\sigma_3^{ref}\right)$. O módulo secante de referência será a intercepção da regressão linear com o eixo y e o parâmetro m é a inclinação da reta de regressão linear. A definição dos módulos oedométrico e descarregamento/recarregamento de referência é feita em função do módulo secante de referência, uma boa prática de simulação é considerar $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$ e E_{ur}^{ref} = 3 a 5 vezes E_{50}^{ref}.

É importante salientar que assim como no DCM, o HSM faz uso de curvas hiperbólicas para a simulação de solos. Desta forma, a obtenção do módulo secante de referência é feita utilizando o DCM pois é possível prever os resultados da simulação do solo com o HSM a partir dos parâmetros definidos com a metodologia analítica.

Outro fator importante é a qualidade dos resultados dos ensaios triaxiais. Em alguns casos, para alguma tensão confinante, os resultados apresentam alguns problemas seja na leitura ou na baixa resolução dos resultados e, por isso, o DCM é utilizado para avaliar o comportamento geral do ensaio analisado com estas metodologias.

4 RESULTADOS

A avaliação das metodologias apresentadas neste trabalho foi feita a partir da análise de ensaios triaxiais realizados em um solo residual de gnaisse do quadrilátero ferrífero. A Figura 5 ilustra o resultado do ensaio de compressão triaxial realizado neste solo e serviu de base para a determinação dos parâmetros de deformabilidade com as metodologias descritas neste trabalho.

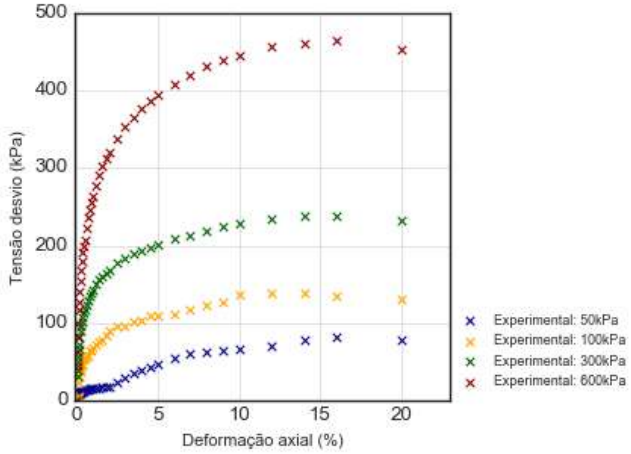


Figura 5. Curva tensão desvio *vs.* deformação para um solo residual de gnaisse do quadrilátero ferrífero.

A partir dos dados do ensaio de compressão triaxial do solo residual de gnaisse, foi feita a aplicação da metodologia analítica DCM para avaliar de forma preliminar os dados do ensaio e determinar os parâmetros da metodologia numérica HSM, a saber: módulo secante de referência e coeficiente m. Desta forma, foi considerado nesta análise o solo com coesão de 22 kPa e ângulo de atrito de 14 graus. Os parâmetros da metodologia DCM definidos a partir dos dados de ensaio são: K de 108, n de 0,93 e R_f de 0,90. A Figura 6 ilustra a comparação dos resultados do ensaio de compressão triaxial e a metodologia analítica DCM.

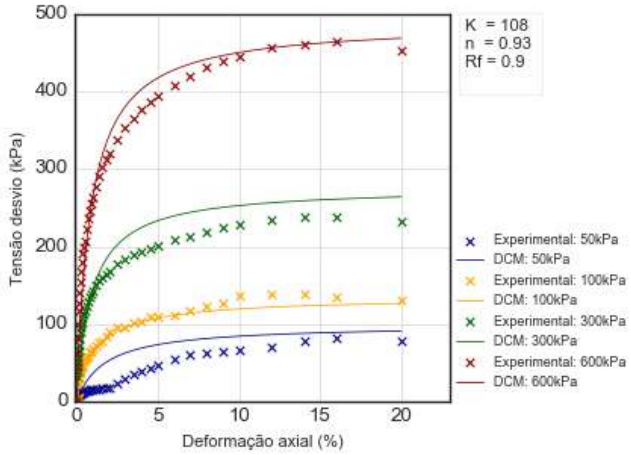


Figura 6. Comparação dos resultados de ensaio de compressão triaxial e a metodologia analítica DCM.

De forma geral, a metodologia analítica DCM conseguiu capturar bem o comportamento desenvolvido pelo solo residual de gnaisse para as tensões confinantes entre 100 e 600 kPa durante o ensaio de compressão triaxial.

No entanto, é importante observar que para a tensão confinante de 50 kPa, a metodologia DCM não se ajustou bem aos resultados experimentais isso ocorreu provavelmente devido à problemas associados ao ensaio de compressão triaxial, já que até 2% de deformação a tensão desvio praticamente não mudou. Além disso, é possível perceber que ao final do ensaio a metodologia DCM conseguiu se aproximar bem da tensão desviadora máxima. Por fim, é importante salientar que estas diferenças não invalidam a calibração do ensaio triaxial já que é importante observar a calibração do comportamento geral desenvolvido pelo solo durante o ensaio.

Tomando como ponto de partida as curvas tensão desvio *vs.* deformação definidas pela metodologia analítica DCM, foi feita a calibração dos parâmetros utilizados na simulação numérica do ensaio de compressão triaxial com a metodologia HSM proposta neste trabalho. Desta forma, os parâmetros obtidos foram: E_{50}^{ref} de 5600 kPa, E_{oed}^{ref} de 5600 kPa, E_{ur}^{ref} de 16800 kPa e coeficiente m de 0,95.

De posse dos parâmetros, foi feita uma simulação numérica do ensaio de compressão triaxial do solo residual de gnaisse utilizando o módulo *Soil Test* do programa Midas GTS NX com o modelo constitutivo HSM conforme ilustrado na Figura 7.

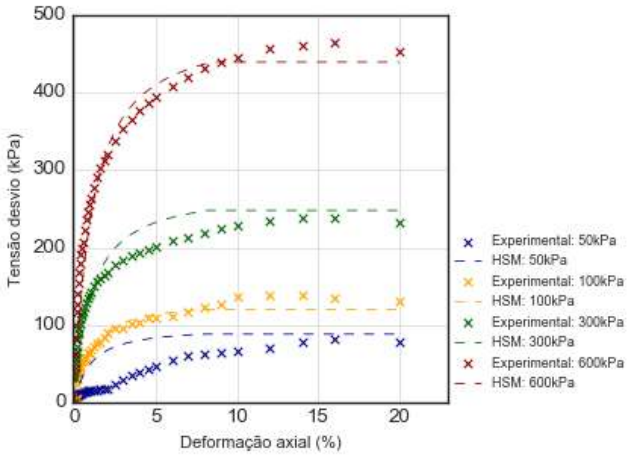


Figura 7. Comparação dos resultados de ensaio de compressão triaxial e a metodologia numérica HSM.

De forma geral, a metodologia numérica HSM conseguiu capturar bem o comportamento desenvolvido pelo solo residual de gnaisse para as tensões confinantes entre 100 e 600 kPa durante o ensaio de compressão triaxial.

Além disso, como esperado, a metodologia numérica HSM não foi capaz de simular o comportamento desenvolvido pelo solo residual de gnaisse durante o ensaio de compressão triaxial com tensão confinante de 50 kPa. Conforme descrito anteriormente, essas diferenças podem ter ocorrido devido à problemas no ensaio, porém este fato não invalida a calibração numérica feita com a metodologia HSM, já que de forma geral, a simulação numérica foi eficiente na avaliação do comportamento geral do ensaio de compressão triaxial do solo residual de gnaisse.

Por fim, foi feita uma comparação dos resultados obtidos de forma experimental com ensaios de compressão triaxial e as metodologias, analítica e numérica, descritas neste trabalho para mostrar a congruência dos resultados obtidos conforme ilustrado na Figura 8.

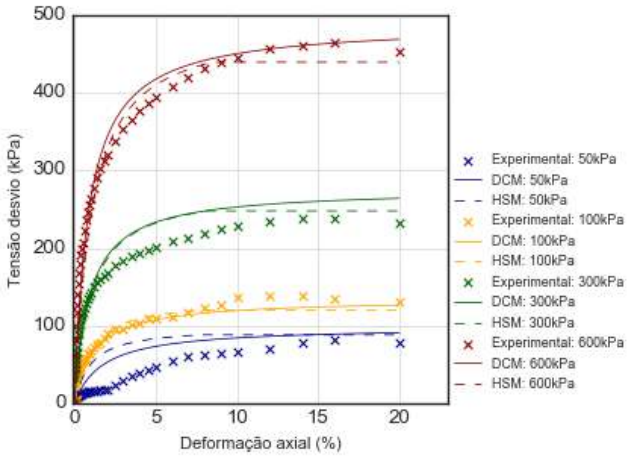


Figura 8. Comparação entre as metodologias analítica/numérica e os dados experimentais.

É importante observar que ambas as metodologias foram capazes de capturar com eficiência o comportamento desenvolvido pelo solo residual de gnaisse durante os ensaios de compressão triaxial. Além disso, é perceptível que o comportamento desenvolvido pela metodologia analítica DCM se aproxima muito do comportamento numérico HSM e, portanto, é válido a utilização da metodologia analítica para a calibração da metodologia numérica.

5 CONCLUSÕES

Neste trabalho foi discutida a importância de modelos hiperbólicos na determinação de parâmetros de deformabilidade de solos e da sua importância para a avaliação do comportamento de obras geotécnicas. Além disso foram demonstradas as bases teóricas de dois modelos constitutivos hiperbólicos sendo eles o modelo Duncan e Chang (1970) e o modelo *Hardening Soil*.

Foram descritas duas metodologias para a determinação de parâmetros de deformabilidade de solos a partir de ensaios de compressão triaxial de maneira analítica e numérica. Além disso, ambas as metodologias foram comparadas com um ensaio de compressão triaxial realizado em um solo residual de gnaisse do quadrilátero ferrífero.

As metodologias analítica e numérica conseguiram capturar bem o comportamento desenvolvido pelo ensaio de compressão triaxial do solo residual de gnaisse para as tensões confinantes entre 100 e 600 kPa. Entrentanto, para o ensaio com tensão confinante de 50 kPa, ambas as metodologias não conseguiram capturar adequadamente o comportamento inicial deste ensaio. Isso foi atribuído à possibilidade de problemas neste ensaio, uma vez que a tensão de desvio se manteve constante até 2% de deformação. Além disso, as metodologias foram capazes de capturar bem a tensão desvio máxima desenvolvida neste ensaio. Apesar das diferenças observadas, estas não invalidam a capacidade das metodologias de capturar o comportamento geral desenvolvido pelo solo residual de gnaisse durante o ensaio de compressão triaxial.

Foi feita uma comparação entre as metodologias numérica e analítica com os dados experimentais, onde foi possível constatar que, apesar de existirem diferenças entre elas, ambas foram capazes de capturar de forma eficaz o comportamento desenvolvido durante o ensaio de compressão triaxial. Além disso, foi possível constatar a validade da utilização da metodologia analítica para a calibração da metodologia numérica.

Por fim, a utilização da metodologia analítica para a calibração da metodologia numérica mostrou-se uma ferramenta de grande potencial na determinação dos parâmetros de deformabilidade de solos para a utilização na modelagem numérica tensão *vs.* deformação destes materiais. É importante salientar que a recomendação é a utilização de ambas as metodologias para proporcionar maior robustez na determinação destes parâmetros.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o incentivo e apoio prestados pela empresa Intertechne para o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ducan, J. M., Chang, C. Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*.

Janbu, N. (1963). Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. *Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.* Wiesbaden, 1, 19-25 p.

Schanz, T., Vermeer, P., and Bonier, P. (1999). Formulation and Verification of The Hardening Soil model. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema, Rotterdam. 11.

ÁREA 02.

Big Data e Inteligência Artificial em Geotecnica

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/96

Aplicação de *Machine Learning* em Geotecnia: Previsão de Comportamento de Areia com Ensaios de Cisalhamento Direto

Gleyce de Souza Baptista, M.Eng
Engª Geotécnica, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, gleycesouza@aluno.puc-rio.br

Marina Bellaver Corte, D.Eng
Professora Assistente, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, marina@puc-rio.br

RESUMO: Este artigo explora a aplicação de técnicas de aprendizado de máquina — especificamente, *Random Forest* (RF), *Support Vector Regression* (SVR) e *Feedforward Neural Networks* (FNN) — para estimar curvas de tensão-deslocamento em ensaios de cisalhamento direto, um aspecto crítico em análises e projetos geotécnicos. A investigação centra-se na capacidade desses modelos de capturar a complexidade do comportamento do solo, como ferramenta alternativa complementar às análises geotécnicas, se opondo às limitações de métodos tradicionais baseados em correlações empíricas e teóricas. A pesquisa iniciou-se com uma seleção de 7 trabalhos acadêmicos que forneceram gráficos de tensão-deslocamento, do total de 205 ensaios, que foram digitalizados e formaram a base experimental que irá alimentar e treinar os algoritmos de Inteligência Artificial (IA) propostos. Os modelos foram avaliados utilizando métricas de desempenho como o *Mean Absolute Error* (MAE), a *Root Mean-Square Error* (RMSE) e o coeficiente de determinação (R^2), com o RF demonstrando superioridade em precisão e generalização. Além disso, a validação das previsões demonstrou potencial conservadorismo das estimativas, essencial para a segurança em projetos geotécnicos. Os resultados reafirmam o potencial das técnicas de aprendizado de máquina como ferramentas auxiliares valiosas para a engenharia geotécnica, mesmo com conjuntos de dados limitados. Este estudo sublinha a importância e a viabilidade de integrar abordagens computacionais avançadas na prática geotécnica.

PALAVRAS-CHAVE: Inteligência Artificial; Aprendizado de Máquina; Curva Tensão-Deslocamento; Ensaio de Cisalhamento Direto.

ABSTRACT: This article explores the application of machine learning techniques—specifically, Random Forest (RF), Support Vector Regression (SVR), and Feedforward Neural Networks (FNN)—to estimate stress-displacement curves in direct shear tests, a critical aspect in geotechnical analysis and projects. The investigation focuses on these models ability to capture the soil behavior's complexity, serving as a complementary alternative tool to geotechnical analyses, countering the limitations of traditional methods based on empirical and theoretical correlations. The research began with the selection of 7 academic papers that provided stress-displacement graphs, out of a total of 205 tests, which were digitized and formed the experimental base to feed and train the proposed Artificial Intelligence (AI) algorithms. The models were evaluated using performance metrics such as the Mean Absolute Error (MAE), the Root Mean-Square Error (RMSE), and the coefficient of determination (R^2), with RF demonstrating superiority in precision and generalization. Moreover, the validation of the predictions showed potential conservativeness of the estimates, essential for safety in geotechnical projects. The results reaffirm the potential of machine learning techniques as valuable auxiliary tools for geotechnical engineering, even with limited data sets. This study underscores the importance and feasibility of integrating advanced computational approaches into geotechnical practice.

KEYWORDS: Artificial intelligence; Machine Learning; Stress-Displacement Curve; Direct Shear Test.

1 INTRODUÇÃO

Entender a resistência ao cisalhamento do solo é essencial para a engenharia geotécnica, pois influencia diretamente a estabilidade e a segurança de estruturas civis e construções. Lambe e Whitman (1969) destacam que a resistência ao cisalhamento do solo granular seco é determinada por uma variedade de fatores, agrupados em dois conjuntos: um relacionado a características intrínsecas do solo, como índice de vazios, tensão

confinante e taxa de carregamento, e outro associado a fatores que diferenciam um solo de outro, tais como tamanho e forma das partículas e distribuição granulométrica.

Durante um cisalhamento drenado, identificam-se dois comportamentos volumétricos nas areias: contrátil, com redução de volume, e dilatante, com aumento de volume. Esses fenômenos dependem de uma série de fatores, incluindo o índice de vazios inicial (e_0) ou, mais especificamente, a compacidade relativa (CR), bem como a tensão normal (σ_v), no início do cisalhamento (Pinto, 2009).

A precisão na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento é crucial para análises e projetos geotécnicos. Tradicionalmente, esses parâmetros são estimados por meio de ensaios de campo e de laboratório, complementados por relações matemáticas empíricas e/ou teóricas. No entanto, essas abordagens podem não capturar toda a complexidade do comportamento do solo. Nesse contexto, a inteligência artificial (IA) emerge como uma ferramenta promissora. Recentemente, técnicas de computação, incluindo IA, têm sido usadas para resolver problemas variados em geociências e engenharia geotécnica, segundo Kanungo et al. (2014). Zhang et al. (2022) examinaram o avanço da utilização do aprendizado de máquina, do inglês *Machine Learning* (ML), na previsão de propriedades do solo, Figura 1, destacando sua crescente aplicação em engenharia e geologia desde 2018. O estudo mostra um aumento significativo no uso dessas técnicas, evidenciado por um gráfico com uma linha vermelha que representa o crescimento acumulado de publicações na área.

Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo desenvolver e avaliar modelos preditivos baseados em técnicas de ML, como *Random Forest* (RF), *Support Vector Regression* (SVR) e *Feedforward Neural Networks* (FNN), para estimar as curvas de tensão-deslocamento a partir de ensaios de cisalhamento direto em areia.

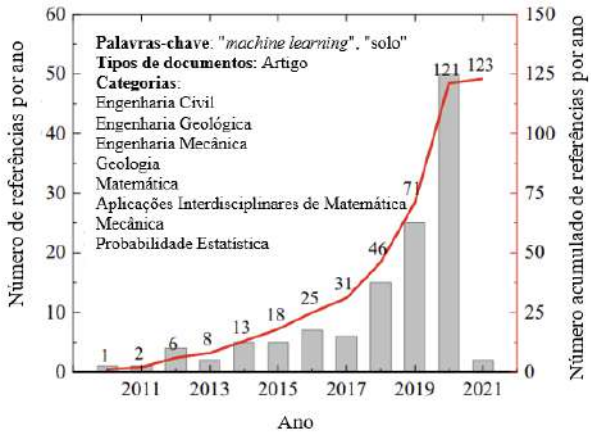


Figura 1 Número de publicações relacionadas ao desenvolvimento e aplicação de algoritmos de ML para previsão de propriedades do solo (Adaptado de Zhang et al., 2022)

1.1 Aprendizado de Máquina

De acordo com Goodfellow et al. (2016), a IA é um campo com muitas aplicações práticas e tópicos de pesquisa ativos. *Softwares* inteligentes são procurados para automatizar o trabalho de rotina, compreender a fala ou imagens, fazer diagnósticos em medicina e apoiar a investigação científica básica. Um modelo de ML pode ser definido, de acordo com Mohri et al. (2018), como métodos computacionais que utilizam a experiência (dados passados ao modelo) para melhorar o desempenho ou fazer previsões precisas.

O objetivo do modelo de ML é aprender uma função (h) que seja uma aproximação próxima da função desconhecida (f). O desafio é encontrar um equilíbrio entre a simplicidade do modelo e sua acurácia nas previsões, considerando as características dos dados e as necessidades específicas da aplicação (Baranauskas et al., 2000). Na Figura 2 (a), vemos um modelo que se ajusta demais aos dados de treinamento, incluindo possíveis ruídos, o que é um exemplo de *overfitting*. Já a Figura 2 (c) mostra *underfitting*, onde o classificador falha em se ajustar até mesmo aos dados de treinamento. A Figura 2 (b) ilustra um equilíbrio, com um preditor de complexidade média que classifica a maioria dos dados corretamente sem focar excessivamente em pontos isolados (Lorena e Carvalho, 2007).

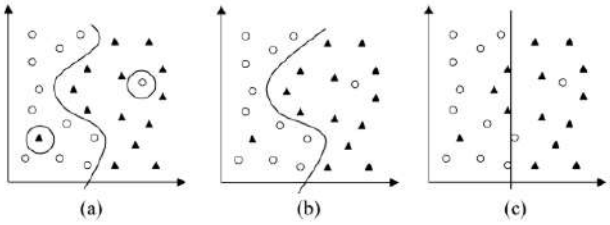


Figura 2 Conjunto de treinamento e três hipóteses diferentes (Lorena e Carvalho, 2007)

1.1.1 Decision Trees (DT) e *Random Forest* (RF)

Árvores de decisão (*Decision Trees* – DT) são técnicas de aprendizado de máquina que segmentam os dados de previsão em regiões simplificadas, utilizando a média ou a moda das respostas das observações de treinamento para fazer previsões (James et al., 2023).

Breiman (2001) descreve a *Random Forest* (RF) como um conjunto de DT que trabalham juntas como classificadores. Cada árvore usa vetores aleatórios para dar um voto à classe mais frequente para uma dada entrada em problemas de classificação. Zhang et al. (2022) ampliam essa definição, explicando que a floresta aleatória combina várias DT, cada uma atuando como um modelo preditivo independente, para formar um "comitê" que faz decisões coletivas. Em tarefas de regressão, o resultado é a média das previsões de todas as árvores. A criação de uma RF: inicia com a base de treino, cria-se subconjuntos para treinar árvores de decisão individuais e, finalmente, agrega-se os resultados dessas árvores para obter a predição final. Raschka e Mirjalili (2017) afirmam que, na última década, as RF se destacaram no campo do aprendizado de máquina por sua eficiência em classificação, escalabilidade e facilidade de uso.

Zhang et al. (2022) destacam que na configuração de RF, dois hiperparâmetros são essenciais: 'ntree', o número de DTs, e 'mtry', o número de atributos considerados em cada divisão de nó (eq. 1). Esses parâmetros determinam a estrutura e eficácia do modelo. A construção das DTs usa o método de *bagging* (*bootstrap aggregating*), gerando múltiplos conjuntos de treinamento através de amostragem com substituição. Geralmente, cada conjunto inclui dois terços dos dados originais, deixando um terço "*out of the bag*" para teste e avaliação de erro e desempenho da árvore.

1.1.2 Support Vector Regression (SVR)

As máquinas de vetores de suporte, *Support Vector Machine* (SVM), são embasadas pela teoria de aprendizado estatístico (TAE). Essa teoria estabelece uma série de princípios que devem ser seguidos na obtenção de classificadores com boa generalização, definida como a sua capacidade de prever corretamente a classe de novos dados do mesmo domínio em que o aprendizado ocorreu (Lorena e Carvalho, 2007). A Figura 3 apresenta uma representação do modelo e seus elementos. O SVR trabalha a partir da minimização do erro, maximizando a margem e considerando a flexibilidade através das variáveis de folga (ξ), que permitem erros dentro de um certo limiar (ε). Os vetores de suporte são os pontos de dados mais próximos do hiperplano e têm uma função importante na definição da margem, que é a distância entre o hiperplano e esses pontos mais próximos.

No treinamento do SVR, o objetivo é descobrir um hiperplano que não apenas separe todos os conjuntos de dados, mas que também mantenha a maior "folga" ou margem possível entre as diferentes categorias, matematicamente ele pode ser expresso pela eq. 2 (Zhang et al., 2022). Onde m é um total de conjuntos de dados; ξ é o parâmetro de folga, ou margem, indicando o erro permitido; C é a regularização do parâmetro para impor uma penalidade em caso de erro. A função *kernel* comumente utilizada na base pode ser obtida a partir da eq. 3, onde γ_{kernel} é o coeficiente *kernel*.

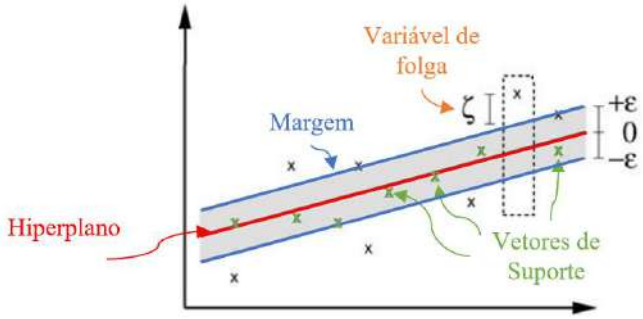


Figura 3 Representação do SVR (Adaptado de Scholkopf e Smola, 2002 apud Smola e Scholkopf, 2004)

$$min_{\xi,w,b}\frac{1}{2}\left|\left|W\right|\right|^2 + C\sum_{i=1}^{m}\xi_i, s.a.\, y_i(W^T\phi(X)+b) \geq 1-\xi_i, \quad i=1,2,\ldots,m, \quad \xi_i \geq 0 \tag{1}$$

$$\phi(x_i,x_j) = \exp\left(-\gamma_{kernel}\left|\left|x_i - x_j\right|\right|^2\right) \tag{2}$$

1.1.3 Feedforward Neural Network (FNN)

Conforme Fielding (1999) citou em seu trabalho, um modelo simplificado de neurônio em uma Rede Neural Artificial (RNA) replica a maneira como os neurônios biológicos recebem estímulos, processam sinais através de pesos sinápticos e disparam impulsos elétricos dependendo do nível de ativação. Russell e Norvig (2020) destacam a interação entre camadas das RNAs como um diferencial importante desses modelos em comparação a métodos lineares ou de decisão. Existem vários tipos de RNAs, incluindo as Redes Neurais *Feedforward*, que processam informações em uma única direção sem laços, as Convolucionais, especializadas em classificação de imagens, e as Recorrentes, adequadas para séries temporais e sequências (Russell e Norvig, 2020; James et al., 2023). *Feedforward Neural Network* (FNN) é o algoritmo de ML mais comumente usado, segundo Zhang et al. (2022), além de ser um dos modelos mais simples consistindo em camadas de entrada, ocultas e de saída e este será o modelo utilizado na presente pesquisa.

Uma rede neural processam vetores de entrada $X_1, X_2, \ldots, X_p$ usando uma função $f(X)$ para prever a resposta Y, operando numa estrutura de rede *feedforward* com p preditores. As ativações na camada oculta, A_k, são calculadas a partir das entradas através de funções de ativação $g(z)$ não lineares, como sigmoid ou ReLU, gerando $h_k(X)$. Estas são essenciais para a produção da resposta na camada de saída. James et al. (2023) argumentam a favor da ReLU em redes modernas devido à sua eficiência. O modelo realiza regressão linear sobre as ativações N, ajustando parâmetros, incluindo viéses $(\beta_0, \ldots, \beta_k)$ e pesos $(W_{10}, \ldots, W_{Kp})$, durante o treinamento. Aplicando funções de ativação $g(\cdot)$ a X, o modelo introduz uma não linearidade chave para capturar complexidades nos dados, permitindo a representação de relações complexas (James et al., 2023).

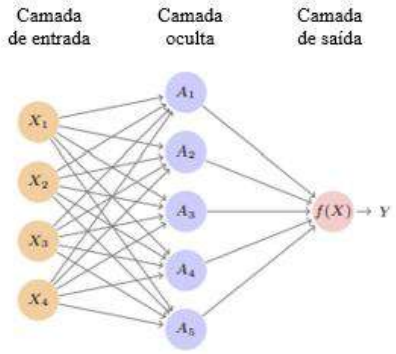


Figura 4 Exemplo de rede FNN com uma camada oculta (Adaptado de James et al., 2023)

$$f(X) = \beta_0 + \sum_{k=1}^{K}\beta_k A_k, \tag{3}$$

$$A_k = h_k(X) = g\left(W_{k0} + \sum_{j=1}^{p} W_{kj}\, X_j\right) \tag{4}$$

1.2 Medidas de Desempenho

Duas métricas comuns em problemas de regressão são o Erro Médio Absoluto (*Mean Absolute Error* - MAE) e a Raiz do Erro Quadrático Médio (*Root Mean Square Error* - RMSE). O MAE, eq. 6, calcula a média das diferenças absolutas entre previsões e valores reais, enquanto o RMSE, eq. 7, calcula a raiz quadrada da média dos erros ao quadrado, dando mais peso a erros maiores. O RMSE é sensível a *outliers*, diferentemente do MAE, que se assemelha à distância percorrida em quarteirões ortogonais em uma cidade, conhecida como norma Manhattan. Ambas as métricas fornecem uma medida da distância entre o vetor de previsões e o de valores reais (Baranauskas e Monard, 2000; Géron, 2019).

$$MAE = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}|y_i - h(x_i)| \quad (5)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(y_i - h(x_i)\right)^2} \quad (6)$$

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Este estudo se iniciou com uma pesquisa na literatura geotécnica em bases de dados, concentrando-se em ensaios de cisalhamento direto em areia com uso de palavras-chave direcionadas. Publicações, artigos, conferências e teses com dados experimentais em gráficos tensão-deslocamento foram selecionados. Excluindo materiais distintos de areia, selecionou-se 7 estudos com um total de 205 ensaios e 7.185 pares de dados de tensão-deslocamento. Dos trabalhos, 3 ensaios completos foram destinados para validação. Após interpolação e aplicação de um limite de deslocamento de 5 mm, resultaram 3.434 pares de dados. Estes foram divididos em conjuntos de treinamento (80%) e teste (20%). Os estudos selecionados são apresentados na Tabela 1, com especificação de autores, ano, título do trabalho, localização e quantidade de ensaios. Os parâmetros e as estatísticas descritivas dos dados usados na modelagem são apresentados na Tabela 2, que resume os valores mínimos e máximos para granulometria específica (Gs), porosidade inicial (e_0), taxa de consolidação (CR %), tensão vertical (σ_v) em kPa, e deslocamento horizontal (δ_h) em mm.

Tabela 1 Trabalhos utilizados para formação do banco de dados

Autor, Ano (ID)	Título do trabalho	Localização da areia	Quantidade de ensaios
Coutinho, 2021 (C21)	Ensaios de Cisalhamento Direto na Areia da Praia de Ipanema	Ipanema	71
Marques, 2009 (M09)	Ensaios de resistência ao cisalhamento com areia de Hokksund para projeto de revitalização da câmara de calibração	Hokksund	20
Monteiro et al., 2023 (M23)	Caracterização Geotécnica da Areia do Porto do Açu	Porto do Açu	16
Nunes, 2014 (N14)	Ensaios de caracterização geotécnica da areia da praia de Itaipuaçu	Itaipuaçu	29
Pinheiro, 2018 (P18)	Caracterização geotécnica em laboratório da areia da praia dos Cavaleiros – Macaé/RJ	Cavaleiros	24
Simões, 2015 (S15)	Caracterização geotécnica da areia da praia de Ipanema	Ipanema	30
Teles, 2013 (T13)	Estudo sobre os parâmetros de resistência e deformabilidade da areia de Hokksund	Hokksund	15

Tabela 2 Dados estatísticos dos *inputs* utilizados

-	Gs	e_0	CR (%)	σ_v (kPa)	δ_h (mm)
Mín	2.643	0.428	8	12.50	0
Máx	2.763	0.726	99	1600.00	5

2.2 Métodos

A metodologia adotada neste estudo consistiu em quatro etapas fundamentais: coleta de dados, pré-processamento, definição e treinamento das arquiteturas, e finalmente, a análise e validação.

Durante a coleta de dados, empregou-se uma abordagem sistemática para obter gráficos de tensão-deslocamento dos estudos selecionados. Os dados foram digitalizados utilizando o *software PlotDigitizer* (2024), facilitando sua conversão para formatos numéricos aptos para análise estatística. Além disso, informações complementares relevantes aos materiais e métodos de ensaio foram detalhadamente analisadas. Este processo resultou na criação de um banco de dados unificado.

O pré-processamento dos dados envolveu a limpeza, organização e transformação dos dados para garantir sua adequação para análises subsequentes, refletindo as condições experimentais.

A seleção da arquitetura dos modelos foi realizada através da técnica de busca em grade (*Grid Search*), explorando sistematicamente várias combinações de parâmetros para identificar a configuração mais eficiente. A implementação dessa técnica utilizou a ferramenta *GridSearchCV* da biblioteca *sklearn*, com validação cruzada para uma avaliação consistente dos modelos. A seleção dos melhores parâmetros baseou-se em métricas de desempenho como MAE, RMSE e o coeficiente de determinação (R^2), orientando o treinamento dos modelos.

Por fim, a análise de desempenho e validação dos modelos foi realizada utilizando MAE, RMSE e R^2, para avaliar a acurácia e a capacidade de generalização dos modelos com dados de teste. Avaliações adicionais em um conjunto de validação buscaram verificar a aplicabilidade prática dos modelos, com uma análise comparativa entre eles visando identificar o desempenho superior com base nas métricas selecionadas.

3 RESULTADOS

Os resultados da avaliação de desempenho para as fases de treino e teste são fornecidos na Tabela 3. Na análise de desempenho, o modelo RF se destacou, apresentando as melhores métricas: MAE e RMSE menores (0.01 e 0.02, respectivamente) e um R^2 de 0.99 durante o treino, indicando alta precisão. No teste, o aumento do MAE e RMSE foi modesto (0.03 e 0.05, respectivamente), com um R^2 mantendo-se alto em 0.96, sugerindo boa generalização. Os modelos de SVR e FNN não alcançaram desempenho comparável. O SVR teve MAE e RMSE maiores em treino e teste em comparação com o RF, enquanto o FNN mostrou precisão reduzida no treino (MAE de 0.09 e RMSE de 0.13) e um R^2 mais baixo (0.74), performance que se manteve estável no teste, refletindo uma capacidade de generalização inferior.

Tabela 3 Avaliação de desempenho dos modelos

Modelo	Treino			Teste		
	MAE	RMSE	R^2	MAE	RMSE	R^2
RF	0.01	0.02	0.99	0.03	0.05	0.96
SVR	0.05	0.10	0.86	0.06	0.10	0.85
FNN	0.09	0.13	0.75	0.09	0.13	0.74

Na sequência do estudo, foram analisadas as curvas de resistência geradas pelos modelos para os conjuntos de validação, complementadas por uma avaliação do conservadorismo dessas previsões. Tal avaliação, conforme eq. 8, se baseia na comparação dos valores máximos previstos nos eixos y das curvas dos modelos com os observados em ensaios reais de validação. Uma diferença positiva indica uma previsão conservadora, potencialmente aumentando a segurança ao superestimar a resistência.

A Figura 5, demonstra os resultados dos modelos na previsão a relação tensão-deslocamento nos ensaios de validação, com previsões em vermelho e dados reais em azul. É possível perceber que o modelo de RF se alinhou bem com os dados, indicando uma modelagem precisa para diferentes condições do material, embora com ligeira subestimação da tensão máxima, variando de 0.01 a -0.03. O modelo SVR mostrou alta precisão em casos específicos, como no ID M23_27_300, mas apresentou divergências em outros, como no ID S15_88_150, refletindo variações na capacidade de captura de picos de tensão. As diferenças máximas entre as previsões e os dados reais foram moderadas, de -0.01 a 0.03. Por outro lado, o modelo de FNN teve menor aderência aos dados de validação, com diferenças variando de -0.03 a 0.11. Em dois dos três casos, o FNN tendeu a superestimar a tensão máxima, indicando uma propensão a favorecer a segurança. Conclui-se, a partir

dos resultados de validação, que os modelos RF e SVR oferecem uma combinação equilibrada de precisão e conservadorismo, adequados para prever curvas de tensão-deslocamento em cisalhamento direto. O FNN, embora apresente utilidade, requer uma avaliação cuidadosa.

$$dif = máx(\mathrm{y}_{\mathrm{previsão}}) - máx(\mathrm{y}_{\mathrm{real}}) \tag{7}$$

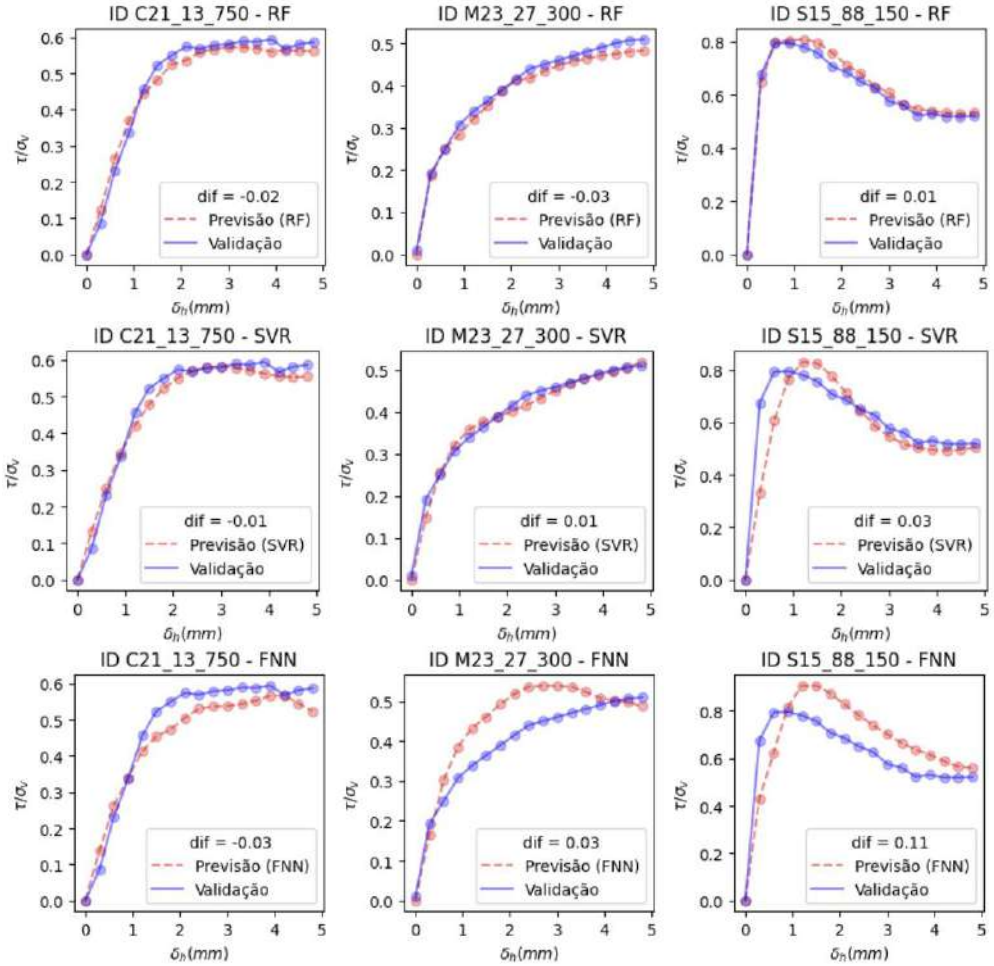


Figura 5 Curvas de previsão nos ensaios de validação

4 CONCLUSÕES

A avaliação dos modelos indicou que o modelo de RF apresentou desempenho superior aos demais, evidenciando elevada precisão e capacidade de generalização notável. Durante a fase de validação das previsões, o conservadorismo das estimativas foi examinado mediante a comparação entre os valores máximos previstos e os valores máximos observados, processo no qual o RF demonstrou consistência com as métricas de avaliação, refletindo uma boa modelagem. Em contrapartida, os modelos de SVR e FNN exibiram variações em sua habilidade de capturar e generalizar os dados. Mesmo diante de um conjunto de dados de dimensões limitadas, os resultados alcançados são promissores, sublinhando a viabilidade da aplicação dessas técnicas avançadas como ferramentas complementares na engenharia geotécnica. Este estudo reforça, portanto, o potencial significativo do emprego de métodos de aprendizado de máquina em melhorar a precisão e a confiabilidade das análises em projetos geotécnicos.

AGRADECIMENTOS

As autoras agradecem à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal do Nível Superior) e à FAPERJ (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro) pelo apoio financeiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARANAUSKAS, J. A.; MONARD, M. C. *Reviewing Some Machine Learning Concepts and Methods*. São Carlos. 2000.

BREIMAN, L. *Random Forests*. Kluwer Academic Publishers, v. 45, p. 5–32, 2001.

COUTINHO, J. V. M. *Ensaios de Cisalhamento Direto na Areia da Praia de Ipanema*. 2021. Dissertação de Mestrado—Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2021.

FIELDING, A. H. *Machine Learning Methods for Ecological Applications*. Nova York: Springer US, 1999.

GÉRON, A. *Hands-on Machine Learning with Scikit-Learn, Keras, and TensorFlow: Concepts, Tools, and Techniques to Build Intelligent Systems*. Second Edition ed. [s.l.] O'Reilly Media, Inc., 2019.

GOODFELLOW, I.; BENGIO, Y.; COURVILLE, A. *Deep Learning*. [s.l: s.n.].

JAMES, G.; WITTEN, D.; HASTIE, T.; TIBSHIRANI, R.; TAYLOR, J. *An Introduction of Statistical Learning with Applications in Python*. [s.l: s.n.].

KANUNGO, D. P.; SHARMA, S.; PAIN, A. *Artificial Neural Network (ANN) and Regression Tree (CART) applications for the indirect estimation of unsaturated soil shear strength parameters*. Frontiers of Earth Science, v. 8, n. 3, p. 439–456, 20 set. 2014.

LAMBE, T. WILLIAM.; WHITMAN, R. V. *Soil Mechanics*. Massachusetts: Massachusetts Institute of Technology, 1969.

LORENA, A. C.; DE CARVALHO, A. C. P. L. F. *Uma Introdução às Support Vector Machines*. Revista de Informática Teórica e Aplicada, v. 14, n. 2, p. 43–67, 20 dez. 2007.

MARQUES, F. DE L. *Ensaios de resistência ao cisalhamento com areia de Hokksund para projeto de revitalização da câmara de calibração*. 2009. Iniciação Científica—Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) - Fundação Carlos Chagas Filho de Amparo à Pesquisa do Estado do RJ (FAPERJ), 2009.

MOHRI, M.; ROSTAMIZADEH, A.; TALWALKAR, A. *Foundations of Machine Learning second edition*. Second Edition ed. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology, 2018. ISBN(9780262039406).

MONTEIRO, D. P.; DANZIGER, B. R.; LIMA, B. T. *Caracterização Geotécnica da Areia do Porto do Açu*. 2023, Anais... 10º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 2023

NUNES, V. P. *Ensaios de Caracterização Geotécnica da Areia da Praia de Itaipuaçu*. 2014. Projeto de Graduação—Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2014.

PINHEIRO, G. P. *Caracterização Geotécnica em Laboratório da Areia da Praia dos Cavaleiros-Macaé/RJ*. 2018. Macaé: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2018.

PINTO, C. DE S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3ª Edição ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

PlotDigitizer. Disponível em: <https://plotdigitizer.com>. Acesso em: 25 out. 2023.

RASCHKA, SEBASTIAN.; MIRJALILI, VAHID. *Python machine learning : machine learning and deep learning with Python, scikit-learn, and TensorFlow*. [s.l.] Packt Publishing, 2017. 622 p. ISBN(9781787125933).

RUSSELL, S.; NORVIG, P. *Artificial Intelligence: A Modern Approach.* Fourth Edition ed. [s.l.] Pearson, 2020. ISBN(9780134610993).

SIMÕES, F. B. *Caracterização Geotécnica da Areia da Praia de Ipanema*. 2015. Projeto de Graduação—Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.

SMOLA, A. J.; SCHOLKOPF, B. *A tutorial on support vector regression* *. Statistics and Computing, v. 14, p. 199–222, 2004.

TELES, G. L. V. *Estudo Sobre os Parâmetros de Resistência e Deformabilidade da Areia de Hokksund*. 2013. Projeto de Graduação—Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2013.

ZHANG, P.; YIN, Z. Y.; JIN, Y. F. *Machine Learning-Based Modelling of Soil Properties for Geotechnical Design: Review, Tool Development and Comparison.* Archives of Computational Methods in Engineering, v. 29, n. 2, p. 1229–1245, 1 mar. 2022.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/97

Artificial Intelligence (AI): An Innovative Approach for Auditing Field Sampling in Waste Management Context

Igor Pinhal Luqueci Thomaz
Researcher, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, pinhal@coc.ufrj.br

Claudio Fernando Mahler
Professor, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, mahler@coc.ufrj.br

ABSTRACT: Audit and control models are necessary in an open, transparent and accountable government. The use of Artificial Neural Networks (ANN) in audit models to predict the physical properties of Municipal Solid Waste (MSW), such as gravimetric composition, has been discussed, especially after the world experienced the COVID-19 pandemic. Traditional on-site sampling is expensive, slow and requires specialized professionals, who are exposed to physical and chemical risks, while predictions made by ANN can be carried out with little or no waste handling, and can be done retroactively, to fill gaps in information left during the mandatory quarantine period. ANNs depend on data sets provided by third parties, which need to be chosen looking for reliability, periodicity and availability. In this work we show the possibility of adopting ANN models fed by socioeconomic datasets relating to an important capital in Brazil to make predictions of the physical properties of MSW produced in this city destined for landfills.

KEYWORDS: Municipal Solid Waste; Artificial Neural Networks; gravimetric composition; landfills; audit

RESUMO: Modelos de auditoria e controle são necessários em um governo aberto, transparente e responsável. O uso de Redes Neurais Artificiais (RNA) em modelos de auditoria para previsão de propriedades físicas de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU), como a composição gravimétrica, tem sido discutido, especialmente após o mundo ter vivenciado a pandemia COVID-19. A amostragem tradicional in loco é cara, lenta e requer profissionais especializados, que ficam expostos a riscos físicos e químicos, enquanto as previsões feitas pelas RNA podem ser realizadas com pouco ou nenhum manuseio de resíduos, e podem ser feitas retroativamente, para preencher lacunas de informações deixadas durante o período de quarentenas obrigatórias. As RNA dependem de conjuntos de dados fornecidos por terceiros, que precisam ser escolhidos buscando confiabilidade, periodicidade e disponibilidade. Neste trabalho mostramos a possibilidade de adotar modelos de RNA alimentados por conjuntos de dados socioeconômicos relativos a uma importante capital do Brasil para realizar previsões das propriedades físicas dos RSU produzidos nesta cidade destinados a aterros sanitários.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduos Sólidos Urbanos; Redes Neurais Artificiais; composição gravimétrica; aterros sanitários; auditoria

1 INTRODUCTION

The Municipal Solid Waste (MSW) can be analyzed by its physical characteristics, such as gravimetric composition and specific weight. They are very relevant to planning suitable services of urban cleaning, and reliable models for estimating waste generation are crucial to allow better use of public funds (THOMAZ, 2016). The waste sector traditionally uses on-site sampling procedures, which demand the hiring of specialized personnel, consumes a significant amount of time and financial resources, and are dangerous for employees responsible for handling them (THOMAZ et al., 2023). But the COVID-19 pandemic has changed the world, causing transformations in the economy, employment and daily life (IKIZ et al., 2021). Concerns about the risks of solid waste contamination have increased, mainly due to the sudden increase in waste infected with virulent agents (PENTEADO and CASTRO, 2021).

At that juncture, when the limitations imposed by the COVID-19 pandemic had to be respected, it was simultaneously mandatory to maintain a minimum level of quality in waste management. By adopting healthy

and safe methods to monitor the waste produced, predictive models utilizing Artificial Intelligence (AI), such as Artificial Neural Networks (ANN), gained visibility and importance them (ADELEKE et al., 2021; ANDEOBU et al., 2022).

Given the success of models that aim to fill information gaps in times of pandemic, such as the one presented by Thomaz et al. (2023), this work proposes an audit model, based on ANN, that can be used to audit gravimetric composition and specific weight datasets obtained from in-situ sampling of MSW. To achieve the objectives, an ANN model was proposed, fed by socioeconomic datasets related to a significant capital of Brazil. To properly focus on the theme of Auditing, it was decided not to use data related to the pandemic and post-pandemic periods, on which other dedicated works exist.

To select appropriate datasets, a literature review was conducted, from which it was concluded that the properties of MSW are influenced by indicators such as: income; GDP; educational degree; family size; average age of family member; access to medical care insurance; access to electricity, potable water supply and sanitation system; population (VAZQUEZ et al., 2020; GHANBARI et al., 2021; NOMAN et al., 2023; THOMAZ et al., 2023).

The model presented in this paper has been tested with a dataset consisting of population data, Gross Domestic Product (GDP) and total annual electricity consumption, made available for a 15-year interval, from 2004 to 2019. However, due to the pragmatic spectrum of the paper, it was decided to present only the forecasts made with the data for the year 2011, which represents the average year within the studied set, and for which there is a huge availability of detailed data, necessary for the correct understanding of the concepts explored.

2 MATERIALS AND METHODS

2.1 Study area and datasets

THOMAZ (2016) tested different scenarios to understand how the socioeconomic characteristics of the population of a given region determines the gravimetric composition of Municipal Solid Waste (MSW), allowing a reliable prediction of the gravimetric characteristics of the waste produced, knowing only its population profile. ANN models enable a clean approach, without the need for waste handling by workers.

ANN are capable of simulating the behavior of the animal brain, which is an organ able to learn without know the algorithm that produces the problem, able to generalize and robust. The use of ANN allows the understanding of complex phenomena as well as allows the estimation of dependent variables, making use of other more accessible variables.

Models, such as those proposed by Thomaz (2016) and Thomaz et al. (2023), consider that waste reflects the daily behavior of society, then, it is possible to infer that there is a relationship of predictability between the characteristics of society and the properties of the waste produced by it.

The model uses socioeconomic data, assuming that factors such as purchasing power, educational level, habits, customs and density population govern the production and characteristics of the waste generated. The use of input variables that are not relevant for determining the outputs causes the introduction of noise at the input and impairs the performance of the network, while the elimination of input variables that contain relevant information about the outputs results in the deterioration in the accuracy of the output results prediction.

The study area chosen to validate the model was the Municipality of Rio de Janeiro, capital of the State of Rio de Janeiro, located at southeast region of Brazil. Besides being one of the main economic and financial regions of the country, Rio de Janeiro is known internationally for its attractive culture and landscape. It is important to note that the data collection stage is one of the most time-consuming steps in carrying out the work, because a huge amount of raw data should be obtained from different sources, in different formats, with different reference parameters.

In the year 2010, the population resident in the Municipality was 6,320,446, equivalent to almost 40% of the population of the State of Rio de Janeiro (IBGE, 2010). Almost 10 years later, in the year 2019, the population in the municipality of Rio de Janeiro grew to 6,718,903 inhabitants (IBGE, 2019).

The collection of MSW in the Municipality of Rio de Janeiro is carried out by the Municipal Cleaning Company (COMLURB), which provides numerous data regarding the collection and disposal of MSW (PMRJ, 2021). The MSW gravimetric composition, divided into standardized fractions Paper-Cardboard, Plastic, Glass, Metal, Organic matter, and others, and the MSW specific weight were provided by COMLURB (2023).

The GDP of the municipality of Rio de Janeiro exhibited a growth trend for most of the years corresponding to the period between 2004 and 2020, with the period between the years 2010 and 2013 standing out, where the minimum annual growth exceeded 10%. However, starting from the year 2018, when the GDP reached its peak of R$ 363 billion, a decline began, with a drop of 2.33% recorded between the years 2018 and 2019, and an even larger drop, of 6.66%, recorded between the years 2019 and 2020 (IBGE, 2023).

As previously stated, the year 2011 represents the midpoint of the 15-year interval studied from 2004 to 2019, in addition, there is a large amount and diversity of socioeconomic data available between the years 2004 and 2011, including geographically referenced data (SNIS, 2023). This scenario is one of the best possible, which is when a wide range of socioeconomic information is available to feed the forecasting algorithm, allowing it to be verified which socioeconomic characteristics are most relevant.

2.2 Computational Tool

The MATLAB software was selected to program the ANN, because it presented the best performance among the other tested programs, such as “Weka”, a freeware from the University of Waikato, and the paid Excel add-in called “NeuralTools” from Palisade company (THOMAZ et al., 2023).

Within the computational environment, population and MSW data were grouped into spreadsheets that were filtered, processed and transformed into a detailed information database, used to assemble sets “entries-targets” compatible with the software used during study.

The Toolbox incorporated into MATLAB allows real-time monitoring of network learning (figure 1), making it possible to cancel, reconfigure, change the hyperparameters and restart the process at any time. The preliminary evaluation of the ANN training performance can also be conducted through a plot of the Mean Squared Error (MSE) values against the number of training epochs. The MSE metric emphasizes larger errors by squaring each individual error prior to averaging these squared errors.

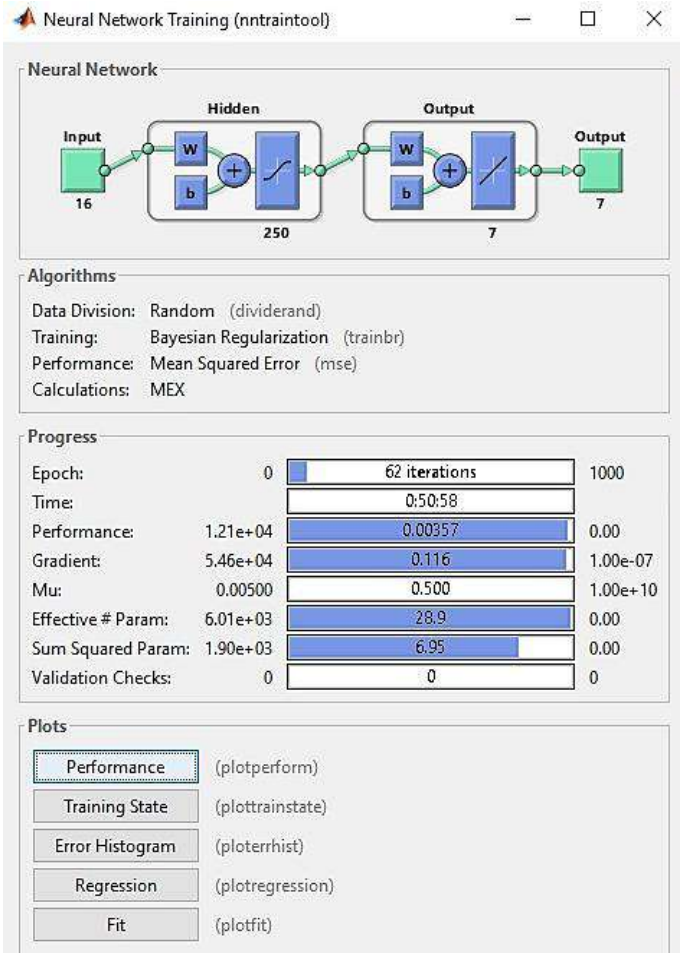


Figure 1. Real-time monitoring of network learning. Source: Author.

It was chosen networks fed by multiple layers of output nodes, or Multilayer Perceptrons (MLP) (figure 2). They have one or more hidden (intermediate) layers, that is, each neuron in a layer has direct connections to neurons in the adjacent layer. In this case, there is also a comparison between the results, and the error found is inserted back into the network in order to adjust the values, further decreasing the value of the error function.

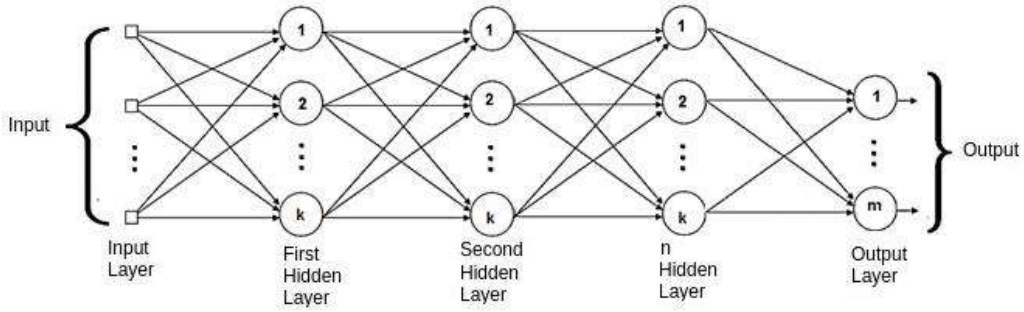


Figure 2. Schematic diagram of a Multilayer Perceptrons (MLP) neural network.

The number of layers hidden at the script was chosen according to the empirical method proposed by BEALE (2022), avoiding excessive layers, which could cause overfitting problem, damaging the process of generalization. Tests with few hidden layers were started, and the number of layers was increased to hundreds of them. The simulations carried out with more than two hundred layers required a very large computational effort, and the results were not satisfactory. For this case, it was observed that fifty layers are sufficient.

3 RESULTS AND DISCUSSION

For the Municipality of Rio de Janeiro, the combination of population data, GDP and total annual electricity consumption, proved to be adequate for the 2004-2011 period, therefore, they were used to build the MATLAB input database (Table 1) and choose targets (Table 2). The results for the chosen paradigm year can be seen in Table 3, and the compliance check is shown in Table 4.

Table 1. Input database to feed the algorithm developed in MATLAB.

INPUTS		2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011
Population		6,051,399	6,094,183	6,136,652	6,093,472	6,161,047	6,186,710	6,320,446	6,355,949
GDP Present Value (millions R$)		112,675	117,772	128,026	140,095	158,757	170,517	190,018	209,366
Classes of electricity consumption (MWh)	Residential	4,840,630	5,264,761	5,286,605	5,394,924	5,382,944	5,759,607	5,985,329	6,018,867
	Industrial	2,495,426	2,251,276	1,852,207	3,875,665	3,891,549	2,583,374	2,860,884	2,562,750
	Commercial	4,343,455	4,685,725	5,066,104	4,963,312	5,055,236	5,280,937	5,535,628	5,684,810
	Rural	1,779	1,894	1,888	2,109	2,130	2,197	2,245	2,360
	Public powers	936,013	1,021,809	1,224,161	1,154,018	1,149,348	1,229,854	1,245,820	1,286,482
	Street lighting	423,173	504,554	166,819	461,413	447,082	435,053	442,492	448,021
	Public service	588,144	570,904	1,104,240	603,604	609,149	783,308	796,484	824,004
	Own consumption	42,669	40,997	66,768	65,446	59,100	55,815	66,511	74,411

Table 2. Targets selected for the year 2011 gravimetric composition and specific weight prediction.

TARGETS		2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011
Gravimetric composition	Paper - Cardboard (%)	12.5	13.5	14.8	14.6	16.1	16.1	16.5	Target ṁ
	Plastic (%)	15.4	15.3	14.7	17.2	19.2	20.3	19.1	Target ṁ
	Glass (%)	3.2	3.2	2.7	2.9	2.9	2.8	3.0	Target ṁ
	Metal (%)	1.7	1.7	1.6	1.6	1.6	1.7	1.4	Target ṁ
	Others (%)	7.4	5.5	4.8	5.6	4.7	5.4	5.0	Target ṁ
	Organic matter (%)	59.7	60.7	61.4	58.1	55.7	53.6	55.0	Target ṁ
Specific Weight (Kg/m³)		153.6	148.4	144.9	144.5	31.2	124.0	111.1	Target ṁ

Table 3. Prediction results for the year 2011 gravimetric composition and specific weight.

OUTPUTS		2011
Gravimetric composition	Paper - Cardboard (%)	16.6486
	Plastic (%)	18.7446
	Glass (%)	2.8387
	Metal (%)	1.4758
	Others (%)	4.7447
	Organic matter (%)	55.5476
Specific Weight (Kg/m³)		104.2891

Table 4. Compliance check for the year 2011 gravimetric composition and specific weight prediction results.

COMPLIANCE CHECK		Reference	Estimated	Error	
		2011	2011	Absolut	Relative
Gravimetric composition	Paper - Cardboard	16.84%	16.65%	0.1869	1.11%
	Plastic	19.29%	18.74%	0.5431	2.82%
	Glass	3.19%	2.84%	0.3479	10.92%
	Metal	1.68%	1.48%	0.2056	12.23%
	Others	6.33%	4.74%	1.5887	25.08%
	Organic matter	52.68%	55.55%	-2.8722	-5.45%
Specific Weight (Kg/m³)		109.09	104.29	4.7961	4.40%

The relative errors of the predictions (Table 4) were less than 11%, except for the fraction "metal" (relative error 12.23%) and for the fraction "other residues" (relative error 25.08%). Forecasting errors are shown visually in the following graphs (figure.3 and figure 4).

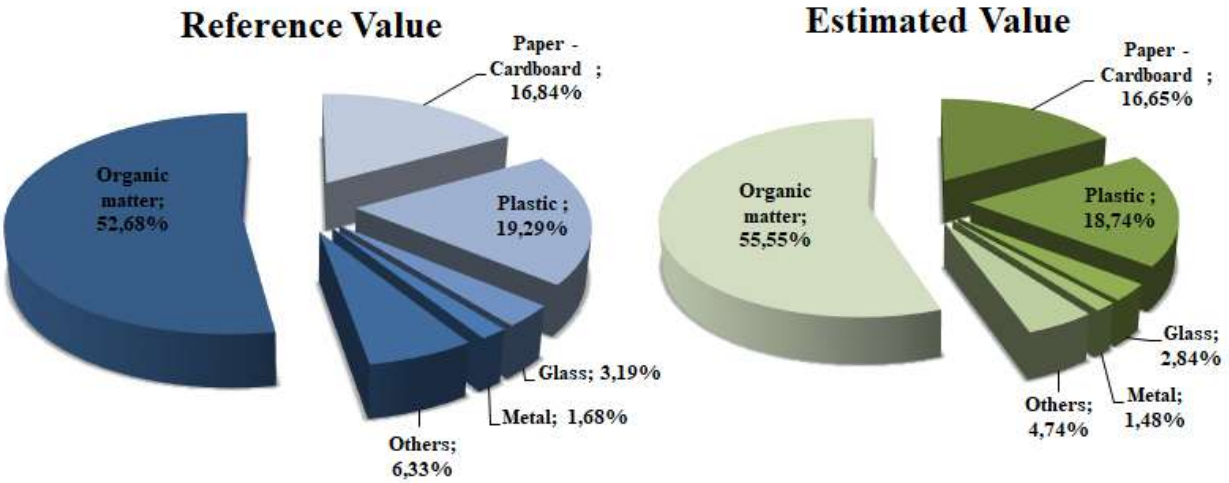


Figure 3. Graphical representations of the reference fractions and estimated Gravimetric Composition of the year 2011 in the Municipality of Rio de Janeiro.

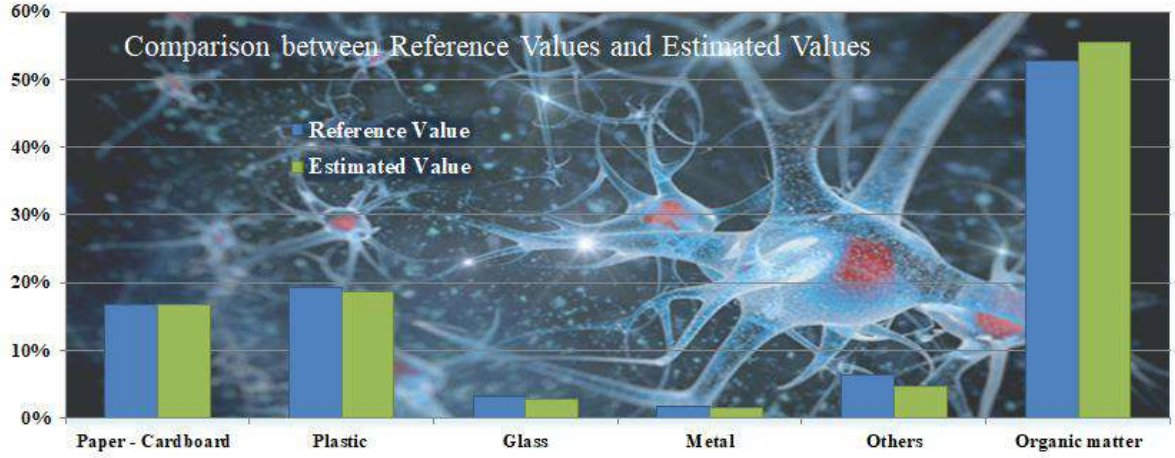


Figure 4. Comparison between Reference Values and Estimated Values of Gravimetric Composition of the year 2011 in the Municipality of Rio de Janeiro.

Understanding predictive models, in terms of interpreting and identifying actionable insights, is a challenging task, but it is crucial to make an analysis of the relative error of more than 25% in module in the forecast of the fraction "other wastes", and the relative error of 12.23% in module in the prediction of the "metal" fraction.

It is possible to verify that the fractions "plastic", "glass", "metal" and "other wastes" were underestimated, while the fraction of "organic matter" was overestimated in the forecast (Tables 3 and 4). When analyzing the absolute errors, it could be verified that the gravimetric fractions of the underestimated plots compose the overestimated plot, which is intuitive. In this sense, it is probable that the simulation has classified "generically" part of the referred underestimated fractions as being "organic matter".

Analyzing the history of the organic matter fraction, it can be observed that there was a growth trend between 2004 and 2006, followed by a downward trend between 2006 and 2009, with a return to the growth trend between 2009 and 2010 (Table 1). Looking at this perspective, there is an indication that the neural network considered that the growth trend would be maintained for at least one more year. However, the projection was conservative, with a slight positive difference of 0.14% between the forecasts for 2010 and 2011. The tendency is for errors to become smaller and smaller as simulations are made and databases grow.

4 CONCLUSIONS

The technological advancement has democratized the access to complex computational tools, previously limited to specific sectors, for widespread societal benefit. Opting for ANN models for predicting the gravimetric composition and specific weight of MSW proves to be more efficient than traditional on-site sampling. The latter necessitates the engagement of specialized professionals, is time-intensive, and dangerous to the workers responsible for waste handling, particularly in times of a pandemic, such as the COVID-19 outbreak.

Due to its qualities, this tool is highly recommended to support policymakers in their resource management strategies, including auditing, since it allows analyzing the consistency of gravity data and specific weight provided by third parties, making it easier for the auditor to decide where to concentrate efforts in the search for suspicious situations.

Despite errors exceeding 10% for two gravimetric fractions, the immediate implementation of the technique would be beneficial in audit tasks. The results are not used to fill information gaps, but as a benchmarking tool for auditors in the audit scope definition stage. For this purpose, the model can be useful in determining the relevance of each planned point for the audit.

A significant challenge for the future would be the implementation of audit tools automatically powered by waste management datasets from the main waste-generating municipalities. These tools could inherently contain ANN models capable of identifying anomalies that need to be urgently investigated, enabling audit work to be conducted while the problems are still small.

REFERENCES

Adeleke, O., Akinlabi, SA, Jen, T., Dunmade I. (2021) Application of artificial neural networks for predicting the physical composition of municipal solid waste: An assessment of the impact of seasonal variation. Waste Management & Research: The Journal for a Sustainable Circular Economy, vol. 39. http://dx.doi.org/10.1177/0734242x21991642 .

Andeobu, L., Wibowo, S., Grandhi, S. (2022) Artificial intelligence applications for sustainable solid waste management practices in Australia: A systematic review. Science of The Total Environment, vol. 834. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2022.155389.

Beale, M.H., Hagan, M.T., Demuth, H.B. (2022) Deep Learning Toolbox™ User's Guide, 14th Ed, Massachusetts, MathWorks.

COMLURB. Table 1494. (2023) Main characteristics of household waste - percentage gravimetric composition (…)(In Portuguese). [accessed 2023 Sep 11]. www.arcgis.com/sharing/rest/content/items/ccdc3c0946ff430db6ef479befe8a5a5/data

Ghanbari, F., Kamalan, H., Sarraf, A. (2021) An evolutionary machine learning approach for municipal solid waste generation estimation utilizing socioeconomic components. Arab J Geosci. 14(2). http://dx.doi.org/10.1007/s12517-020-06348-w.

Ikiz, E., Maclaren, V.W., Alfred, E., Sivanesan, S. (2021) Impact of COVID-19 on household waste flows, diversion and reuse: The case of multi-residential buildings in Toronto, Canada. Waste management, vol 164. https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2020.105111

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). (2010) Censo Demográfico 2010 (In Portuguese), Rio de Janeiro.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). (2019) Estimativas da população residente para os municípios e para as unidades da federação brasileiros com data de referência em 1º de julho de 2019 (In Portuguese), Brasília.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). (2023) Table 1517. Produto Interno Bruto (PIB) das capitais (...) Brasil - 2002-2012 (in portuguese). [accessed 2023 Sep 31]. https://www.arcgis.com/sharing/rest/content/items/0fee074296c9473aa9752813c453d1c3/data.

Noman, A.A., Rafizul, I.M., Moniruzzaman, S.M., Kraft, E., Berner, S. (2023) Assessment of municipal solid waste from households in Khulna city of Bangladesh. Heliyon. http://dx.doi.org/10.1016/j.heliyon.2023.e22446.

Penteado, C.S.G.; Castro, M.A.S. (2021) Covid-19 effects on municipal solid waste management: What can effectively be done in the Brazilian scenario? Waste management, vol 164. https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2020.105152

PMRJ. (2021) Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos (PMGIRS) da Cidade do Rio de Janeiro (in portuguese). http://www.rio.rj.gov.br/dlstatic/10112/13305794/4334422/PMGIRSVERSAO12_08_21.pdf

SNIS. Table 1477. (2023) População total, população atendida, quantidade de ligações, quantidade de economias e extensão de rede de abastecimento de água (...) (in portuguese). [accessed 2023 Jul 7]. https://www.arcgis.com/sharing/rest/content/items/0e0c2674837242b18d78f9a66f638433/data.

Thomaz, I.P.L. (2016) Utilização de Redes Neurais Artificiais (RNA) para previsão da composição gravimétrica e peso específico de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) (In Portuguese), master's thesis, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Thomaz, I.P.L., Mahler, C.F., Calôba, L.P. (2023) Artificial Intelligence (AI) applied to waste management: A contingency measure to fill out the lack of information resulting from restrictions on field sampling. Waste Management Bulletin. https://doi.org/10.1016/j.wmb.2023.06.002

Vazquez, Y.V., Barragán, F., Castillo, L.A., Barbosa, S.E. (2020) Analysis of the relationship between the amount and type of MSW and population socioeconomic level: Bahía Blanca case study, Argentina. Heliyon. http://dx.doi.org/10.1016/j.heliyon.2020.e04343

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/98

Assessment of Safety Factors of natural slopes based on the Limit Equilibrium Method and Artificial Neural Networks

Luis Felipe dos Santos Ribeiro
Department of Civil and Environmental Engineering, Pontifical Catholic, Brazil
Tecgraf Institute at PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brazil, luissantos@tecgraf.puc-rio.br

Claudio Resende
Department of Civil and Environmental Engineering, Pontifical Catholic, Brazil
Tecgraf Institute at PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brazil, claudiohorta@tecgraf.puc-rio.br

Karl Martins
Department of Civil and Environmental Engineering, Pontifical Catholic, Brazil
Tecgraf Institute at PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brazil, karligor@tecgraf.puc-rio.br

Roberto Quevedo
Tecgraf Institute at PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brazil, rquevedo@tecgraf.puc-rio.br

Deane Roehl
Department of Civil and Environmental Engineering, Pontifical Catholic, Brazil
Tecgraf Institute at PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brazil, deane@tecgraf.puc-rio.br

RESUMO: A compreensão da estabilidade dos taludes é fundamental para uma gestão eficaz dos riscos e para a prevenção de catástrofes naturais. Acidentes relacionados com o deslizamento de encostas naturais podem afetar seriamente sociedades e sua infraestrutura, com consequências graves como a perda de vidas humanas e perdas econômicas. Face às incertezas associadas às características das camadas de solo e às alterações climáticas, os modelos de redes neuronais artificiais (RNA) surgem como soluções rápidas e robustas para a previsão do fator de segurança de taludes naturais. Nesse sentido, neste trabalho compilou-se um extenso conjunto de dados, relacionando parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito) e fatores geométricos do talude (inclinação, espessura da camada de solo e a espessura de solo saturado) com fatores de segurança determinados através de um método de equilíbrio limite. Uma porcentagem de 80% dos dados foi utilizada para treinar e otimizar os hiperparâmetros do modelo de RNA empregando uma abordagem de otimização Bayesiana. O restante dos modelos foi utilizado para a execução de testes e validação. Adicionalmente, foi efetuado um estudo da importância das características para investigar o efeito de cada parâmetro na determinação do fator de segurança.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Fator de segurança, Redes Neurais Artificiais

ABSTRACT: Understanding the slope stability is vital for effective risk management and prevention of natural disasters. These accidents can lead to extensive destruction, affecting societies, infrastructure, and agriculture, with severe consequences. In the face of uncertainties associated with soil characteristics and climate changes, artificial neural network (ANN) models raise as fast and robust solutions for predicting the safety factor (SF) of natural slopes. To train an ANN, an extensive synthetic dataset was compiled, encompassing soil strength parameters (cohesion and friction angle) and slope geometric factors (inclination and soil layer height). Next, the dataset was separated into 80% to train and optimize the model's hyperparameters using a Bayesian optimization approach. The rest of the data was used for testing and validation. Additionally, a features importance study was made to investigate the effect of each input in the SF determination.

KEYWORDS: Slope's Stability, Limit State Method, Artificial Neural Networks

1 INTRODUCTION

The stability of natural slopes holds paramount significance within geotechnical engineering. This discipline bears the responsibility of addressing and mitigating the potentially devastating risks associated with landslides which are one of the major natural disasters that produce intensive, widespread damage to human societies resulting in grave economic, social, and environmental losses to many countries (Crozier, 1999, 2010; Qi and Tang, 2018).

Safety factors (SF) are usually adopted in order to check if a slope is stable or not. In theory, when the safety factor is higher than one, the slope is stable. However, due to parameter uncertainty and security issues, geotechnical engineers consider safety factors higher than a minimum valor can vary from 1.2 – 1.5, depending on field application. Different limit equilibrium methods based on the quantification of the driving and the resisting forces along a failure surface (Li et al., 2016) are used for a quick assessment of safety factors (Bishop, 1955; Janbu et al., 1956; Spencer, 1967; Morgenstern and Price, 1965). However, a set of shear-strength parameters (cohesion and friction angle) as well as a failure or slip surface inside the slope must be assumed before computing safety factors. Such issues have been discussed in many studies with special attention and careful investigation (Michalowski, 1995; Qi and Tang, 2018; Qian et al., 2019). In this sense, a comprehensive understanding of geometrical and physical parameters is imperative in order to evaluate their impacts on slope stability problems (Wang, Xu and Xu, 2005). Several sensitivity studies were used for such purposes, combining deterministic analyses (LEM, analytical and numerical methods) and statistical methods (Sloan, 1988; Kardani et al., 2021).

Recently, computational intelligence models have gained notorious relevance in applications for several engineering problems, including soil and rock mechanics (Kardani et al., 2021). Methodologies, such as those based on support vector machines (Chang and Chiang, 2009), decision trees (Glastonbury and Fell, 2008), ensembles (Qi and Tang, 2018; Kardani et al., 2021) and artificial neural networks (Wang, Xu and Xu, 2005; Li et al., 2016; Qian et al., 2019) emerge as an important alternative to enable the development of fast, robust, and accelerated models that learn patterns and correlations between the parameters related to slopes stability and the safety factor value. Consequently, artificial intelligence-based approaches have also been used for the assessment of slope stability factors (Brand, Premchitt and Phillipson, 1984; Sloan, 1988; Crozier, 1999; Dai and Lee, 2001; Cai and Ugai, 2004; Collins and Znidarcic, 2004; Wang, Xu and Xu, 2005; Chang and Chiang, 2009; Li et al., 2016; Qi and Tang, 2018; Kardani et al., 2021).

In the present study, an artificial neural network based on a Bayesian optimization approach is proposed for the assessment of safety factors in natural slopes considering representative geometries and soil strength parameters. In addition, the impact of rain infiltrations affecting particularly the weight of the soil are included through the consideration of a shallower and saturated soil thickness.

2 METHODOLOGY

The accuracy of neural networks is mainly dependent on a set of variables, such as the quality and size of the dataset, the structure of the model, and the number of training epochs. In this sense, the dataset generation procedures and the optimization scheme for obtaining a high-performance artificial neural network model are described in the following sections.

2.1 Artificial Neural Networks

During the last decades, the use of ANN has presented a crescent use nowadays in several applications. Deep learning techniques raise as great alternatives due to the flexibility and robustness of neural networks. In this context, ANN was developed inspired by the structure of a human brain composed of layers and neurons analogous to synaptic connections, where each performs operations indicating the level of activation of each input in each neuron (HAYKIN, 2008), as expressed in the equation (1).

$$\boldsymbol{y}^{L} = \sigma^{L}(\boldsymbol{W}^{L}\,\boldsymbol{y}^{L-1} + \boldsymbol{B}^{L}) \tag{1}$$

where $\boldsymbol{W}^{L}, \boldsymbol{B}^{\boldsymbol{L}}, \boldsymbol{y}^{L}$ and σ^{L} are the weights matrix, bias vector, outputs, and activation of the layer $\boldsymbol{L}$, respectively. It is important to mention that for $\boldsymbol{L}$ equal to 1, $\boldsymbol{y}^{1}$ is the input vector and for $\boldsymbol{L}$ equal to the number of ANN layers, $\boldsymbol{y}^{L}$ is the output of the model.

The activation function is introduced to regard the nonlinear capacity of the model for learning complex function relationships between inputs and outputs. The most straightforward adopted activation functions are rectified linear unit (ReLU), sigmoid, hyperbolic tangent, etc. Recently, a new class of adaptative loss functions has been proposed showing a new class of activations capable of enhancing the accuracy of ANN (BARRON, 2019).

Figure 1 shows the fully connected neural network, the so-called dense feedforward neural network, is a set of layers composed of artificial neurons that map the inputs $\boldsymbol{x_i}$ to the outputs $\boldsymbol{y_i}$, after passing the information by the layers in a forward pass from the input to the output layer. The internal layers, i.e., the layers between the input and output layers, are called hidden layers and define the deepness of the model.

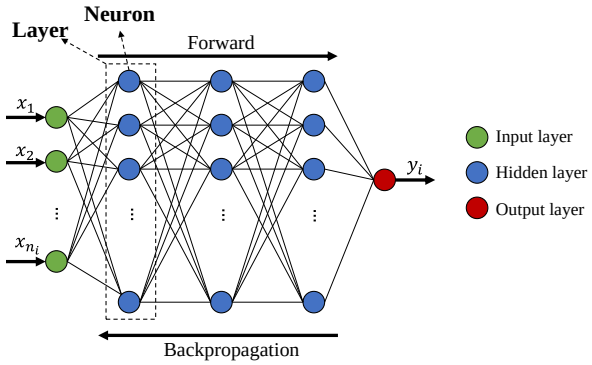


Figure 1. Fully connected neural network representation.

The ANN training strategy, when performed in a supervised manner, consists of minimizing an objective function, denoted as a loss function ($\mathcal{L}$), seeking to determine the optimal weights and biases ($W^*; b^*$) of the model (GOODFELLOW; BENGIO; COURVILLE, 2016; HAYKIN, 2008). Typically, error metrics are used as loss functions, which consider the difference between predicted (y_i^{pred}) and expected (y_i^{real}) responses, as shown in equation (2) represented by the mean squared error (MSE).

$$\mathcal{L}(W^*, b^*) = \arg\min\left[\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left|y_i^{real} - y_i^{pred}\right|^2\right] \tag{2}$$

where N denotes the total number of labeled data.

The optimization of the ANN parameters is a numerical process that uses the gradient of the loss function concerning the weights and biases in an interactive way. Then, after a forward pass, the gradient of loss is obtained using automatic differentiation (GÜNEŞ BAYDIN et al., 2018), and the parameters are adjusted often using gradient-based schemes in the backpropagation pass by applying the equations (3) and (4).

$$W^{k+1} = W^k - \eta\frac{\partial\mathcal{L}}{\partial W^k} \tag{3}$$

$$B^{k+1} = B^k - \eta\frac{\partial\mathcal{L}}{\partial B^k} \tag{4}$$

2.2 Limit equilibrium methods for safety factor determination

The mathematical formulation of LEM involves the equilibrium between the driving and resisting forces along a potential failure surface within the slope. The analysis considers the forces acting parallel and perpendicular to the assumed failure surface. The basic principle is to determine the critical conditions under which the resisting forces along a potential failure surface are just sufficient to balance the driving forces. LEM often rely on some assumptions, such as the existence of homogeneous soil properties and a single and pre-defined failure surface, making those methods suitable for quick assessments of safety factors. However, LEM require careful consideration of their limitations in more complex geological settings.

In this study, the Morgenstern and Price method was employed for the assessment of safety factors (MORGENSTERN; PRICE, 1965). This method extends the original Bishop method (BISHOP, 1955) to consider circular or non-circular failure surfaces adopting a series of slices to analyze the mobilization of shear

strength. While more complex than the original Bishop method, the Morgenstern and Price method provides a more refined analysis for slope stability, particularly in situations where the failure surface shape is not strictly circular (HUANG, 2014a). In this study, the safety factor is rigorously assessed through the application of limit equilibrium analyses using an open software named HYRCAN® (MIKOLA, R, 2023).

3 PROBLEM SETUP

3.1 Dataset Generation

Several geometries using different soil layer thickness (h) and slope inclination (α) as well as different soil strength parameters given by the soil cohesion (c) and friction angle (ϕ) were used as design variables in order to represent a wide range of soils and slopes. In addition, a saturated soil layer is included in order to represent effects of rain infiltration which can increase the weight of the soil. Therefore, two soil layers with different soil unit weights are considered. The shallower layer, represented by the height (h_w), is the saturated soil with a unit weight (γ_{sat}) of 21 kN/m^3. The deeper layer, represented by height ($h - h_w$), is the soil in natural conditions with a unit weight (γ_{nat}) of 18 kN/m^3. The parametric model is shown in Figure 2.

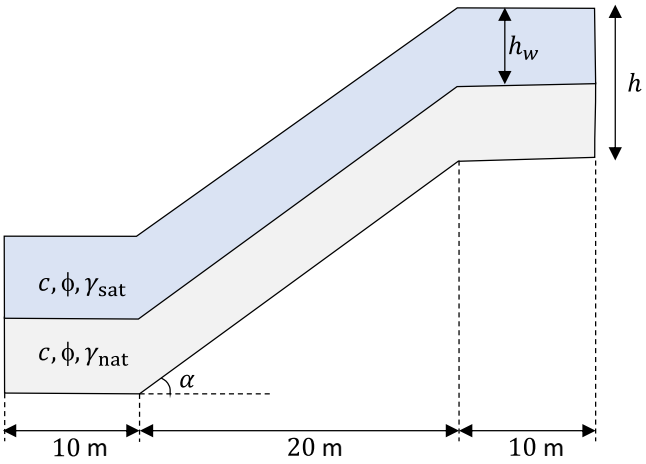


Figure 2. Graphical representation of the parametric slope.

Some limits reported in the literature were adopted to generate the matrix of experiments as shown in Table 1. In total, 10,500 numerical models compound the extensive dataset that ensures a robust foundation for subsequent analyses under diverse and systematically varied conditions. Such a meticulous sampling strategy not only contributes to the comprehensiveness of the dataset but also provides a nuanced understanding of the interplay between the input variables in the experimental setup.

Table 1. Upper and lower bounds utilized to generate the datasets.

Parameters	Symbol	Lower bound	Upper bound	Unit
Height of soil on slope	h	1.0	5.0	m
Height of saturated soil	h_W	0.1	4.5	m
Slope inclination	α	15	45	degree
cohesion	c	0	20	kPa
friction angle	ϕ	15	45	degree

In each experiment, a systematic sampling strategy was employed through the utilization of a uniform grid scheme. This approach requires discretizing all input variables, including height, inclination, cohesion, friction angle, and saturation front, within regular grids. Specifically, the height variable underwent discretization into five incremental values, while the inclination, cohesion, and friction angle were discretized with a uniform interval of 5 units each. Subsequently, the discretization process for the saturation front entailed considering

six percentage of the height: 10%, 20%, 40%, 60%, 80% and 90%. The resulting discretized grids for these parameters were then individually combined, resulting in a comprehensive experiment matrix.

Considering a briefly descriptive analysis of the obtained SF values, the computed statistics reveal that the mean of Safety Factor (SF) values is 1.76, accompanied by a standard deviation of 1.21. Notably, the contrast between the relatively lower median (1.42) and the correspondingly higher upper bound (6.57) underscores the asymmetry in SF distribution, as shown in Figure 3(a). This observation implies an inherent imbalance in the distribution of SF values, a noteworthy aspect that warrants further consideration in the analysis of the simulated results.

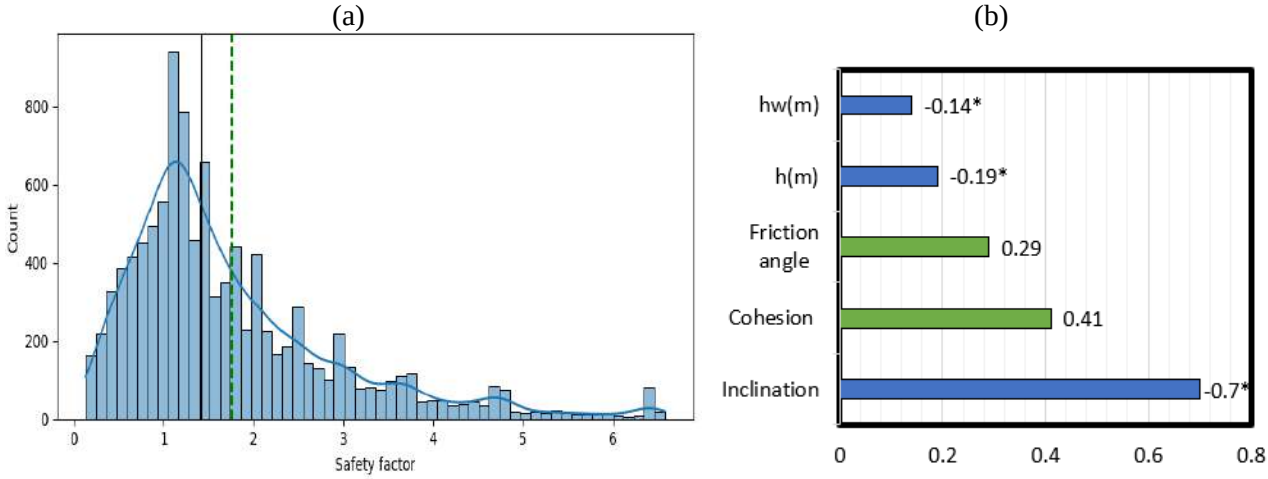


Figure 3. Exploratory analysis of synthetic dataset. (a) Histogram of safety factor values in the dataset; (b) Correlation values between input features and safety factor.

Considering the built data set, the correlation values between all features and SF are shown in Figure 3(b). Notably, the inclination of the slope reports a pronounced negative correlation value of -0.7, categorizing it as a highly correlated feature with an inverse relationship with the SF. This means that the correlation coefficient is either higher than 0.5 or lower than - 0.5. Moreover, the height and saturation front values also report a negative correlation with the safety factor, albeit at a lower magnitude. In contrast, the strength parameters (cohesion and friction angle), demonstrate positive correlation values, showing a direct correlation with SF indicating the increasing of SF with increasing of strength, which agrees with the physical behavior of slopes.

3.2 K-Fold Cross-Validation (CV)

In the evaluation of an Artificial Neural Network (ANN) model, two prevalent challenges are systematically addressed: **(i)** assessing training accuracy concerning both training and testing data, and **(ii)** evaluating predictive performance on entirely new data. The initial consideration involves gauging the risk of underfitting or overfitting by scrutinizing the metrics derived from the model's performance on both training and validation datasets. This comparative analysis serves as a crucial diagnostic to discern the model's ability to capture patterns in the data without compromising its ability to generalize to new, unseen instances. Subsequently, the model's generalization performance is further examined by assessing its predictions on novel unseen data.

To address the performance issues associated with ANNs, the cross-validation scheme in accordance to optimization algorithms are commonly used to define the optimal hyperparameters of the model, ensuring that the best model will continue to perform accurately under new possible scenarios without losing significant capacity.

The efficacy of the trained model is assessed through four conventional metrics quantifying the disparity between the predicted values (FS^*) and the corresponding expected safety factor values (FS). The metrics used here are: (i) the Mean Absolute Percentage Error (MAPE); (ii) the Mean Absolute Error (MAE); (iii) the Mean Squared Error (MSE); and (iv) the Coefficient of Determination (R^2).

3.3 Hyperparameter Tuning and Features Importance

The performance of the ANNs is very dependent on components called hyperparameters such as: the number of hidden layers, the number of neurons per layer, the activation functions, the regularization terms and many others. In the literature, the set for each of hyperparameter is defined in a previous stage to the training of the ANN considering some relevant search schemes (e.g. grid- and randomized-based search) (BERGSTRA et al., 2011; CHEN; WU; LIU, 2021). However, instead of using exhaustive search schemes, the Bayesian optimization method raises as a robust approach to optimize objective functions that require high computational effort, working well in noisy functions – as can be the case of the neural network hyperparameter tuning (ABREU et al., 2023; FRAZIER, 2018). The process of Bayesian optimization involves creating a probabilistic model with the objective of minimizing a defined performance metric, specifically the k-fold cross-validation performance represented by the average Mean Squared Error (MSE). The Latin-Hypercube-Sample (LHS) strategy is used to generate a set of initial evaluation points. Then, until the pre-defined stopping criterion is met, the probabilistic model is continuously updated as new points are computed by the optimization algorithm. This work adopts the limited-memory BFGS optimization algorithm. Moreover, the Scikit-Optimize library® (PEDREGOSA et al., 2011) is adopted to perform the Bayesian optimization.

4 RESULTS

The definition of best set of hyperparameters was taken considering 100 evaluations in the Bayesian optimization. The minimum solution is reached after 60 calls, stabilizing the objective function during the optimization process. The optimal hyperparameters for accurately building an ANN-based model for predicting SF were found to be 0.00018 for the learning rate, 4 for the number of hidden layers, 96 for the number of neurons, and rectified linear units for the activation function. The obtained values, when compared against the defined limits, show that the adopted range is adequate, as the values are not at the bounds.

To interpret the importance of each hyperparameter in the proposed ANN, the partial dependence of each one is presented in Figure 4. The results show the relevant importance of choosing a correct learning rate value and the number of hidden layers. On the other hand, the number of neurons per layer and the activation function do not report an effective impact when the values change.

Finally, Table 2 that shows low values of MAE, MSE and MAPE for the optimum hyperparameters. Consequently, it is expected a high accuracy of the best model for both training and test datasets. Moreover, the high value of R^2 indicates that the model captures the tendency of real values, which is also graphically expressed by the regression plot in Figure 5(a).

The good metrics of the model provide global insights about all prediction ranges. However, critical slopes are found in the range of safety factors up to two. Therefore, a local analysis was carried out in order to elucidate the model's local performance for the critical region. Figure 5(b) shows the histogram of MAPE for the tested dataset. The results indicate that only 0.571% and 2.19% of all test samples report relative errors higher than 10%, and 5%, respectively, demonstrating the high performance of the model.

With the test suite filtering of SF < 2.0, the average distance between predictions and expected values is approximately -0.0024 with a deviation of 0.0169. That indicates that the model is underpredicting the safety factor, favoring safety. Furthermore, the maximum error is 0.055 which also favors safety and can be used as a factor to reduce predictions, giving the model more safety. Furthermore, the low error value also indicates that the model is not overly conservative.

Table 2. Prediction metrics for the neural network model

Dataset	MAE	MSE	MAPE (%)	R^2
Training	0.01522	0.00049	1.13479	0.99965
Test	0.01536	0.00054	1.09606	0.99964

After training the predictive model, it is possible to evaluate the importance of all input variables in the definition of SF. A feature importance algorithm based on a corrupted dataset strategy denoted as Permutation Importance (PEDREGOSA et al., 2011) is used to explore the impact of each geomechanical variable on determining SF. The measures of feature importance are shown in Figure 6. The results revealed that the

slope's inclination is the most impacting variable, followed by soil's strength parameters, while the last two geometric properties: the total and the saturated soil height, present the least important variables.

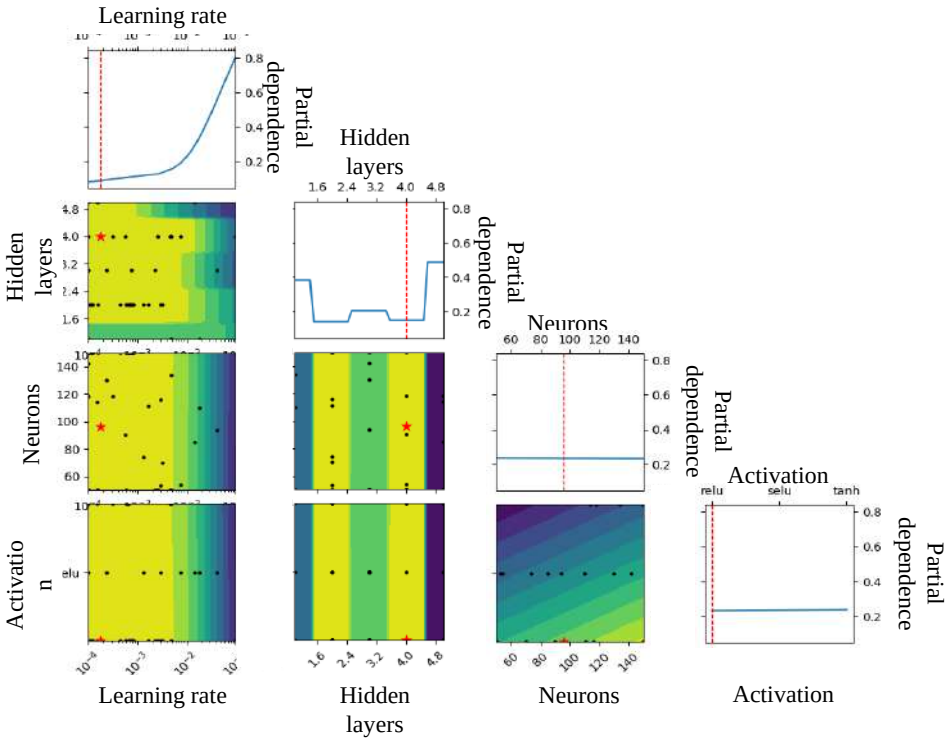


Figure 4. Partial dependence and contour plots for the Bayesian optimization results. The black dots represent the samples and the red stars, their minimum values.

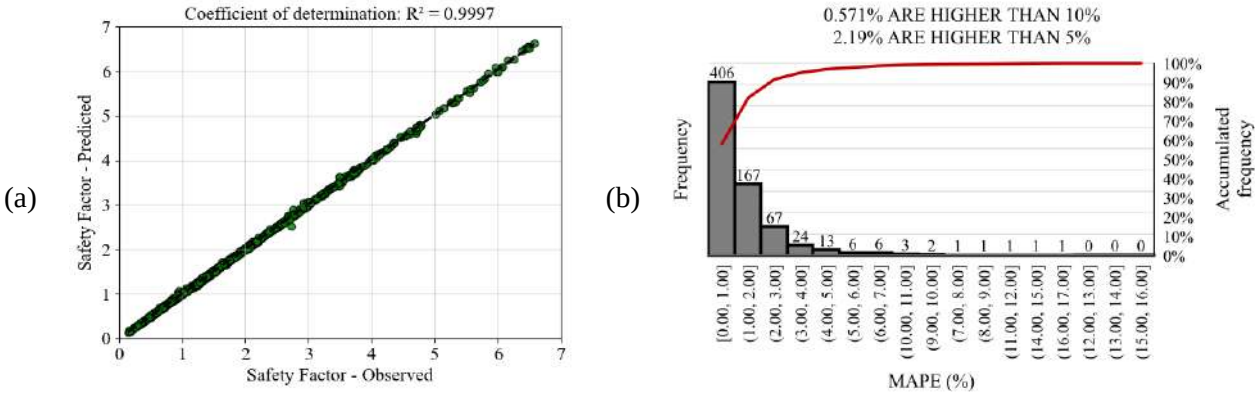


Figure 5. Artificial neural network model evaluation. (a) Regression plot (b) Histogram of errors and accumulate errors.

5. CONCLUSIONS

This study proposes an artificial intelligence-based approach for computing the safety factor of slopes considering a set of design variables related to soil strength parameters (cohesion and friction angle) and slope geometric factors (natural soil layer height, saturated soil layer height and slope inclination).

The neural network architecture was defined using a Bayesian optimization approach, considering the average performance of a 5-fold CV. After tuning, the best set of hyperparameters was chosen to train the final predictive model. Considering the test dataset, the predicted and expected responses exhibited a high degree of correlation, i.e. R^2 equals 0.9996, which indicates that the model captures quite well the SF tendency.

Moreover, the mean absolute error was 0.015, and the mean absolute relative error was 1.096%, which indicates the notorious accuracy of the proposed model. Finally, a variable importance study confirms that the inclination of slopes and cohesion are the most influential variables in assessing the stability of the slope.

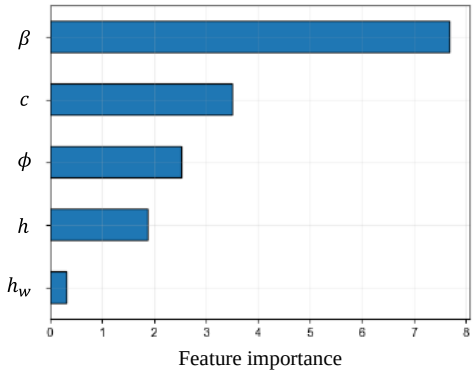


Figure 6. Variable importance for the neural network inputs.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors gratefully acknowledge the support from Carlos Chagas Filho Foundation for Supporting Research in the State of Rio de Janeiro (FAPERJ) Grant E-26/211.766/2021, Brazilian National Council for Scientific and Technological Development (CNPq) Grants 420074/2021 and 407388/2022-2, and Tecgraf/PUC-Rio Institute at PUC-Rio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREU, R. et al. Parameter identification of minifrac numerical tests using a gradient boosting-based proxy model and genetic algorithm. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 30 nov. 2023.

BARRON, J. T. **A General and Adaptive Robust Loss Function**. Proceedings of the IEEE/CVF Conference on Computer Vision and Pattern Recognition (CVPR). **Anais**...2019.

BERGSTRA, J. et al. **Algorithms for Hyper-Parameter Optimization**. Part of Advances in Neural Information Processing Systems 24 (NIPS 2011). **Anais**...2011.

BISHOP, A. W. The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. **Géotechnique**, v. 5, n. 1, p. 7–17, mar. 1955.

CHEN, S.; WU, J.; LIU, X. EMORL: Effective multi-objective reinforcement learning method for hyperparameter optimization. **Engineering Applications of Artificial Intelligence**, v. 104, p. 104315, set. 2021.

FRAZIER, P. I. A Tutorial on Bayesian Optimization. 8 jul. 2018.

GOODFELLOW, I.; BENGIO, Y.; COURVILLE, A. **Deep Learning**. The Mit Pr ed. [s.l: s.n.]. v. 1

GÜNEŞ BAYDIN, A. et al. Automatic differentiation in machine learning: A survey. **Journal of Machine Learning Research**, v. 18, p. 1–43, 2018.

HAYKIN, S. **Neural networks and learning machines**. 3. ed. New York: Pearson, 2008.

HUANG, Y. H. **Slope Stability Analysis by the Limit Equilibrium Method**. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2014a.

HUANG, Y. H. **Slope Stability Analysis by the Limit Equilibrium Method**. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2014b.

MIKOLA, R, G. **HYRCAN: A Comprehensive Limit Equilibrium Software Package for 2D Slope Stability Analysis.** [s.l: s.n.].

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. **Géotechnique**, v. 15, n. 1, p. 79–93, mar. 1965.

PEDREGOSA, F. et al. Scikit-learn: Machine learning in Python. **the Journal of machine Learning research**, n. 12, p. 2825–2830, 2011.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/99

AVALIAÇÃO DE MODELOS DE APRENDIZADO DE MÁQUINA PARA PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE SOLOS TROPICAIS

Francisco Michael Gonçalves Saraiva
IME, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, michael.francisco@ime.eb.br

Antônio Carlos Rodrigues Guimarães
IME, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, guimaraes@ime.eb.br

Orivalde Soares da Silva Júnior
IME, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, orivalde@ime.eb.br

RESUMO: A deformação permanente é um parâmetro crucial no dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos rodoviários, pois influencia diretamente a vida útil e a eficiência dessas estruturas. Devido à complexidade e à não-linearidade dos fenômenos envolvidos no estudo de pavimentação, os métodos tradicionais de análise, baseados em modelos empíricos ou teóricos, apresentam limitações e incertezas. Nesse contexto, as técnicas de aprendizado de máquina surgem como alternativas promissoras para modelar, classificar e otimizar os parâmetros relacionados aos solos e aos pavimentos. Este artigo propõe o estudo de diferentes técnicas de aprendizado de máquina para a seleção dos modelos mais promissores para a previsão da deformação permanente de solos. Para isso, utilizou-se uma biblioteca de aprendizado de máquina em Python, o Pycaret, e um solo analisado no ensaio triaxial de cargas repetidas. A partir do resultado do ensaio, foi criado um banco de dados com a tensão confinante, tensão de desvio, número de ciclos e deformação permanente. Os 19 modelos disponíveis na biblioteca foram hierarquizados pelo coeficiente de determinação (R^2) da validação cruzada com 10 dobras. Os resultados mostraram que o Extra Trees Regressor é o modelo de melhor desempenho nos dados de teste (R^2 = 0, 9983), seguido pelo Decision Tree Regressor (R^2 = 0.9948), Gradient Boosting Regressor (R^2 = 0.9938) e outros. Além disso, é possível afirmar que as técnicas de aprendizado de máquina têm grande potencial de uso na previsão de deformação permanente, pois das 19 técnicas testadas, 8 apresentaram R^2 superior a 0,96 nos dados de teste e, portanto, são capazes de estimar a deformação permanente com alta precisão. Este trabalho contribui para a compreensão e a previsão da deformação permanente em solos tropicais, com potencial para melhorar a eficiência e a durabilidade dos pavimentos rodoviários construídos com esses solos. Além disso, o uso de aprendizado de máquina abre novas possibilidades para a modelagem e a previsão de comportamentos complexos na pavimentação.

PALAVRAS-CHAVE: Deformação permanente, Dimensionamento mecânico-empírico, Solos tropicais, Aprendizado de Máquina.

ABSTRACT: Permanent deformation is a crucial parameter in the empirical-mechanical design of road pavements, as it directly influences the lifespan and efficiency of these structures. Due to the complexity and non-linearity of the phenomena involved in pavement study, traditional analysis methods, based on empirical or theoretical models, present limitations and uncertainties. In this context, machine learning techniques emerge as promising alternatives to model, classify, and optimize parameters related to soils and pavements. This article proposes the study of different machine learning techniques for the selection of the most promising models for the prediction of permanent soil deformation. For this, a low-code machine learning library in Python, Pycaret, and soil analyzed in the repeated load triaxial test were used. From the test result, a database was created with the confining stress, shear stress, number of cycles, and permanent deformation. The 19 models available in the library were ranked by the coefficient of determination (R^2) of the 10-fold cross-validation. The results showed that the Extra Trees Regressor is the best-performing model on the test data (R^2 = 0.9983), followed by the Decision Tree Regressor (R^2 = 0.9948), Gradient Boosting Regressor (R^2 = 0.9938), and others. Furthermore, it is possible to affirm that machine learning techniques have great potential for use in predicting permanent deformation, as of the 19 techniques tested, 8 presented an R^2 greater than 0.96 on the test data and, therefore, are capable of estimating permanent deformation with high precision. This work

contributes to the understanding and prediction of permanent deformation in tropical soils, with the potential to improve the efficiency and durability of road pavements built with these soils. In addition, the use of machine learning opens up new possibilities for modeling and predicting complex behaviors in paving.

KEYWORDS: Permanent Deformation, Mechanistic-empirical pavement design, Tropical Soils, Machine Learning.

1 INTRODUÇÃO

Os métodos de dimensionamento de pavimentos passaram de puramente empíricos para métodos Mecanicistas-Empíricos (ME). Com a disponibilidade de microcomputadores de alta velocidade e métodos de teste sofisticados, a tendência para métodos mecanicistas é uma realidade. Esta evolução é um testemunho do progresso contínuo na engenharia de pavimentos e destaca a importância de adaptar novas tecnologias e metodologias (Huang, 2004).

A análise dos materiais constituintes das camadas do pavimento pelo ME é centrada no ensaio triaxial de cargas repetidas. Neste ensaio, o comportamento elasto-plástico são analisados e expressos, pelo módulo resiliente e pela deformação permanente (Santos, 2022). Este é um problema estrutural grave em pavimentos, por isso, algumas normas limitam o afundamento da trilha de roda para garantir a segurança e a eficiência dos pavimentos (Guimarães, 2009).

Embora a medição da deformação seja uma tarefa relativamente simples, sua previsão é extremamente complexa e requer consideração de vários fatores, incluindo as propriedades dos materiais do pavimento, as condições ambientais, distribuição de tensões e histórico de tensões ao longo da vida útil do pavimento (Lekarp, 2000).

Diversos modelos baseados em regressão foram propostos para descrever e prever a caracterização da deformação permanente dos materiais do pavimento. Esses modelos geralmente resultam de regressões e são função do número de ciclos de carga e/ou estado de tensões. No entanto, os modelos são limitados a prever a deformação permanente sob condições de múltiplas tensões e ciclos, mas geralmente falham em cobrir a complexidade do comportamento do solo (Alnedawi, 2021).

A ênfase no estudo de solos tropicais é crucial, pois suas características únicas, reconhecidas na engenharia geotécnica, também afetam seu comportamento em relação à deformação permanente. É importante ressaltar que esses solos são amplamente encontrados no Brasil. Portanto, os modelos de previsão de deformação permanente, originalmente desenvolvidos com base em solos de clima temperado, não serão adequados para prever a deformação nesse contexto tropical (Guimarães, 2009)

Observa-se que a aprendizagem de máquina, subcampo da Inteligência Artificial (IA), está se tornando comum em aplicações de engenharia geotécnica. Isso inclui previsão de explosões de rochas, monitoramento da saúde estrutural, análise de estabilidade de encostas e retroanálise do módulo de camada de pavimentos. Na área de subleitos e pavimentação, há um aumento significativo no número de publicações sobre esse assunto nos últimos anos. No entanto, o uso de técnicas de aprendizagem de máquina para prever a deformação permanente ainda é limitado. (Hao, 2022; Baghbani, 2022).

Assim, a previsão da deformação permanente em pavimentos rodoviários construídos com solos tropicais, é uma tarefa complexa que requer consideração de vários fatores e embora existam modelos baseados em regressão, muitas vezes não cobrem a complexidade do comportamento dos solos tropicais.

Portanto, este trabalho apresenta diferentes técnicas de inteligência artificial para prever a deformação permanente em pavimentos rodoviários construídos com solos tropicais.

O artigo está estruturado em: Introdução, estabelecendo o contexto e a relevância do estudo. A seção 2 se apresenta o aprendizado de máquinas com PyCaret. A seção 3 detalha os materiais e métodos utilizados na pesquisa. Resultados obtidos e discussão desses resultados nas seções 4 e 5. Ao final, apresenta-se a Conclusão, resumindo as descobertas e fazendo recomendações para pesquisas futuras.

2 APRENDIZADO DE MÁQUINA COM PYCARET

O PyCaret é uma biblioteca de aprendizado de máquina de baixo código em Python que permite que os cientistas de dados realizem experimentos completos com rapidez e eficiência. Para este estudo, foram abordadas 19 técnicas de regressão disponíveis no PyCaret. O nome de cada técnica pode ser observado nos resultados e maiores detalhamentos na documentação da biblioteca.

Os sistemas de aprendizado de máquina enfrentam desafios como a qualidade dos dados, o viés dos modelos e a complexidade dos algoritmos. Para lidar com isso, é comum dividir o conjunto de dados em dados de treinamento e dados de teste e uso de diferentes métricas para cada tipo de problema, como Coeficiente de Determinação (R^2), Erro Quadrático Médio (MSE), Erro Absoluto Médio (MAE), Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE) e Erro Percentual Médio Absoluto (MAPE). O coeficiente de determinação é mais informativo e não possui as limitações das demais métricas citadas qu podem variar de zero a infinito, Portanto, um único valor não fornece muita informação sobre o desempenho da regressão em relação à distribuição dos elementos de verdade fundamental (Chicco, Warrens e Jurman, 2021). Por isso, a escolha do R^2 como métrica de referência e a apresentação das demais métricas para avaliação dos erros.

As regressões buscam desenvolver um modelo com boa capacidade de generalização, ou seja, que tenha uma boa capacidade preditiva na presença de um conjunto de dados não utilizado para o treinamento do modelo. Isso pode ser alcançado através da validação cruzada, uma técnica estatística que ajuda a melhorar o desempenho dos modelos de aprendizado de máquina (Ikeagwuani, Nweke e Onah, 2023).

A validação cruzada K-fold é uma técnica usada em aprendizado de máquina para avaliar o desempenho de um modelo. Ela divide aleatoriamente o conjunto de treinamento em K subconjuntos distintos chamados de dobras (“folds”). O modelo é então treinado e avaliado K vezes. Em cada iteração, uma dobra é escolhida para avaliação e as outras K-1 dobras são usadas para treinamento (Gerón, 2021).

Por exemplo, se K for 5, o conjunto de treinamento seria dividido em 5 partes. Na primeira iteração, a primeira parte seria usada para avaliação e as outras 4 partes para treinamento. Na segunda iteração, a segunda parte seria usada para avaliação e as outras 4 (incluindo a primeira) para treinamento. Esse processo continuaria até que cada uma das 5 partes tivesse sido usada uma vez para avaliação. Os resultados de cada iteração são então médios para produzir uma métrica de desempenho final para o modelo.

Este método tem se mostrado eficaz para conjuntos de dados moderados, produzindo baixa variabilidade nas taxas de erro de teste e baixo viés em comparação com outros métodos de validação cruzada. Isso ocorre porque, ao treinar um modelo com validação cruzada k-fold, um conjunto menor de observações idênticas é usado no processo (Flach, 2012; Xiong et al., 2020).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo em questão analisou um solo extraído de uma jazida localizada no município de Santa Maria da Vitória, na Bahia. Este solo apresenta granulometria heterogênea e quantidade significativa de laterita em processo de alteração.

O Índice de Suporte Califórnia (ISC) determinado como 94%, indicando uma alta capacidade de suporte de carga. A expansão da material medida em 0,1%, sugerindo uma baixa suscetibilidade a variações volumétricas em resposta a mudanças na umidade. A umidade ótima para compactação determinada como 11,4% e o peso específico máximo aparente seco medido em 2,02 g/cm³.

Importante ressaltar que o material foi caracterizado como não plástico, o que significa que não apresenta Limites de Liquidez (LL) e Plasticidade (LP). Esta característica é crucial para entender o comportamento do material em diversas condições de umidade.

Tabela 1. Pares de Tensões ensaiados

TC (MPa)	0,08	0,08	0,08	0,12	0,12	0,12
TD (MPa)	0,08	0,16	0,24	0,12	0,24	0,36

Em relação às classificações do solo, o material foi categorizado de acordo com várias normas. De acordo com a classificação do Transportation Research Board (TRB), o solo foi classificado como A-2-4. Segundo a classificação Unified Soil Classification System (USCS), o solo foi classificado como GM. E de acordo com

a classificação Miniatura, Compactado, Tropical (MCT), o solo foi classificado como NA'. Além desta caracterização, foram realizados ensaio foi realizado em uma célula triaxial com carga repetida com energia intermediária. Para este ensaio, foram executados seis pares de tensões confinante e de desvio (TC e TD) conforme apresentado na
Tabela *1*. Foram aplicados 150.000 ciclos à frequência de 5 Hz em cada corpo de prova. As leituras foram feitas conforme recomendação da NORMA DNIT 179/2018- IE.

3.1 Metodologia

Inicialmente foi feita a coleta dos dados do ensaio Triaxial de Cargas Repetidas. Após a coleta de dados, o banco de dados foi transformado para as seguintes características: N, TC/PA, TD/PA, Def. P [%]. Neste contexto, N representa o número de ciclos, TC/PA é a tensão confinante dividida pela pressão atmosférica (PA), TD/PA é a tensão de desvio dividida pela pressão atmosférica, e Def. P [%] é a deformação permanente expressa em porcentagem. A pressão atmosférica (PA) é usada como referência para adequar as unidades de medida propostas por Guimarães (2009).

Após o ajuste do conjunto de dados, foi realizada uma Análise Exploratória de Dados (EDA). Esta análise permitiu uma melhor compreensão das características intrínsecas dos dados e suas inter-relações. Devido à grande variabilidade, uma transformação logarítmica na base 10 (log10) foi aplicada à coluna correspondente ao número de ciclos. Em seguida, o banco de dados foi dividido aleatoriamente, com 30% reservado para o conjunto de teste e os 70% restantes utilizados para o treinamento dos modelos. A coluna correspondente ao número de ciclos não transformado foi excluída durante o treinamento dos modelos.

A biblioteca de aprendizado de máquina Pycaret foi utilizada para a análise dos dados, permitindo o teste e comparação de 19 modelos de aprendizado de máquina diferentes. A eficácia dos modelos foi avaliada com base no coeficiente de determinação. As métricas apresentadas nesta etapa referem-se à média dos dados de teste da validação cruzada com 10 dobras. Conhecida como "10-fold cross-validation" é frequentemente utilizada em estudos semelhantes (Ikeagwuani, Nweke e Onah, 2023). Os modelos foram então treinados e ordenados com base no coeficiente de determinação (R^2) da validação cruzada. Os modelos com $R^2 > 0,9$ foram considerados de alto desempenho e avaliados no conjunto de teste para verificar sua generalização considerando a mesma proposição feita por Ikeagwuani et al. (2023).

Por fim, foram apresentados os modelos mais promissores para estimação da deformação específica do ensaio triaxial de cargas repetidas. O método encontra-se esquematizado na Figura 1.

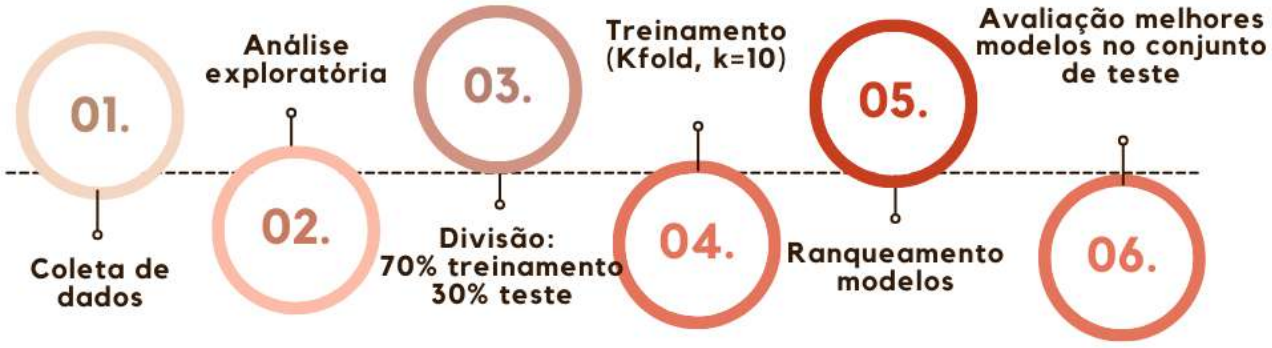


Figura 1. Fluxograma do Método

4 RESULTADOS

A coleta das 534 leituras do ensaio Triaxial de Cargas repetidas são representados na *Figura 2*.

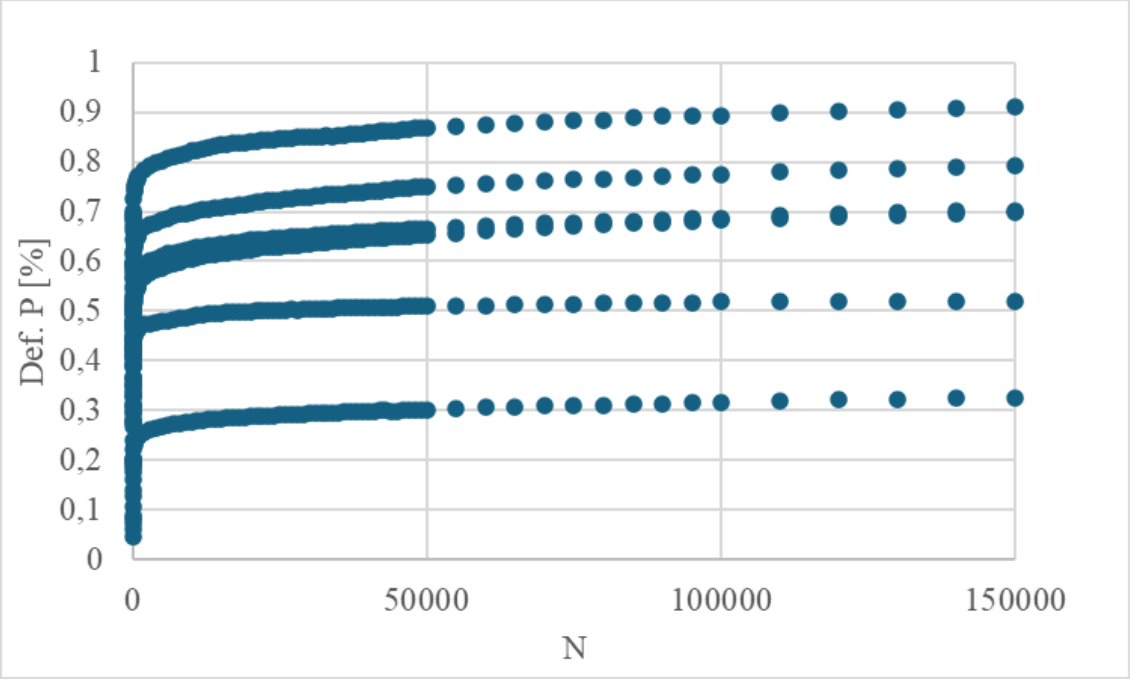


Figura 2 - Dados do Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas

Foi realizada uma análise integrada das quatro variáveis do ensaio Triaxial de Cargas Repetidas: N (Número de ciclos), TC/PA (Tensão confinante/Pressão atmosférica), TD/PA (Tensão de desvio/Pressão atmosférica) e Def. P [%] (Deformação permanente em %). Na Tabela 2 são apresentados os resultados da análise exploratória.

Tabela 2. Análise Exploratória dos Dados

Característica	N	TC/PA	TD/PA	Def. P [%]
Contagem	534,000	534,000	534,000	534,000
Média	30393,034	0,983	2,075	0,568
Desvio Padrão	34922,643	0,195	0,944	0,191
Mínimo	1,000	0,781	0,796	0,047
25%	800,000	0,789	1,231	0,458
50%	21000,000	0,982	1,917	0,613
75%	43000,000	1,178	2,540	0,697
Máximo	150000,000	1,183	3,792	0,910

- N (Número de ciclos): A variável N apresenta uma grande variação, com um desvio padrão de 34922.64. O número de ciclos varia de 1 a 150000, com uma média de aproximadamente 30393. A mediana é 21000, indicando que metade dos ciclos são inferiores a esse valor.
- TC/PA (Tensão confinante/Pressão atmosférica): A tensão confinante, quando normalizada pela pressão atmosférica, tem uma média de aproximadamente 0.98, com um mínimo de 0.78 e um máximo de 1.18. A mediana é muito próxima da média, sugerindo uma distribuição simétrica. O desvio padrão é 0.19, indicando uma variabilidade moderada nos dados.
- TD/PA (Tensão de desvio/Pressão atmosférica): A tensão de desvio, quando normalizada pela pressão atmosférica, tem uma média de aproximadamente 2.07. O valor mínimo é 0.80 e o máximo é 3.79. O desvio padrão é 0.94, indicando uma variação moderada nos dados.
- Def. P [%] (Deformação permanente em %): A deformação permanente varia de 0.05% a 0.91%, com uma média de 0.57%. A mediana é 0.61%, sugerindo que metade das observações têm uma deformação permanente inferior a esse valor. O desvio padrão é 0.19, indicando uma variabilidade moderada nos dados.

O desvio padrão para a variável explicativa N é relativamente elevado, indicando uma dispersão considerável dos valores em torno das médias. Esta variabilidade pode impactar a precisão de modelos de aprendizado de máquina, tornando necessário o uso de técnicas como normalização ou transformação dos dados. Para tratar a variável N, optou-se por aplicar uma transformação logarítmica na base 10 (N_log). Esta estratégia pode contribuir para melhorar a estabilidade do modelo e facilitar a interpretação dos resultados.

Com base nos resultados obtidos após a análise exploratória dos dados e transformação logarítmica do número de ciclos, foi executado o PyCaret configurado com as características apresentadas na Tabela 3. Os modelos foram avaliados com base nas métricas apresentadas anteriormente. Os resultados são apresentados na Tabela 4 com destaque para os modelos com um coeficiente de determinação (R^2) maior que 0,9 que foram considerados como tendo ótimo desempenho e foram avaliados com dados de teste.

Tabela 3. Configuração do PyCaret

Descrição	Valor
Variável Alvo	Def. P [%]
Tipo de Alvo	Regressão
Formato Original dos Dados	534 linhas e 5 colunas
Formato dos Dados Transformados	534 linhas e 4 colunas
Formato do Conjunto de Treinamento Transformado	373 linhas e 4 colunas
Formato do Conjunto de Teste Transformado	161 linhas e 4 colunas
Recursos Ignorados	1 (variável N)
Recursos Numéricos	3
Pré-processamento	Ativado
Gerador de Folds	KFold (10 folds)

Tabela 4. Resultados da Validação Cruzada K-fold

Modelo	MAE	MSE	RMSE	R^2	MAPE
Extra Trees Regressor	**0,0031**	**0,0001**	**0,0070**	**0,9983**	**0,0081**
Gradient Boosting Regressor	**0,0073**	**0,0002**	**0,0126**	**0,9951**	**0,0181**
Random Forest Regressor	**0,0073**	**0,0002**	**0,0144**	**0,9934**	**0,0184**
Extreme Gradient Boosting	**0,0080**	**0,0002**	**0,0148**	**0,9926**	**0,0203**
Light Gradient Boosting Machine	**0,0104**	**0,0004**	**0,0187**	**0,9891**	**0,0301**
Decision Tree Regressor	**0,0087**	**0,0004**	**0,0190**	**0,9876**	**0,0206**
K Neighbors Regressor	**0,0095**	**0,0005**	**0,0219**	**0,9842**	**0,0346**
AdaBoost Regressor	**0,0259**	**0,0011**	**0,0332**	**0,9668**	**0,0572**
Bayesian Ridge	0,0606	0,0058	0,0762	0,8298	0,1454
Ridge Regression	0,0607	0,0058	0,0763	0,8298	0,1461
Linear Regression	0,0604	0,0058	0,0762	0,8297	0,1449
Least Angle Regression	0,0604	0,0058	0,0762	0,8297	0,1449
Huber Regressor	0,0581	0,0061	0,0777	0,8214	0,1342
Passive Aggressive Regressor	0,0726	0,0072	0,0841	0,7909	0,1667
Orthogonal Matching Pursuit	0,0872	0,0119	0,1083	0,6495	0,2229
Lasso Regression	0,1578	0,0361	0,1897	-0,0361	0,4127
Elastic Net	0,1578	0,0361	0,1897	-0,0361	0,4127
Lasso Least Angle Regression	0,1578	0,0361	0,1897	-0,0361	0,4127
Dummy Regressor	0,1578	0,0361	0,1897	-0,0361	0,4127

Após a seleção dos melhores modelos, mantidos os mesmos hiperparâmetros, eles foram submetidos à validação com dados de teste. A Figura 3 mostra que o desempenho foi igualmente satisfatório com os dados de teste, com todos os R^2 superiores a 0,96.

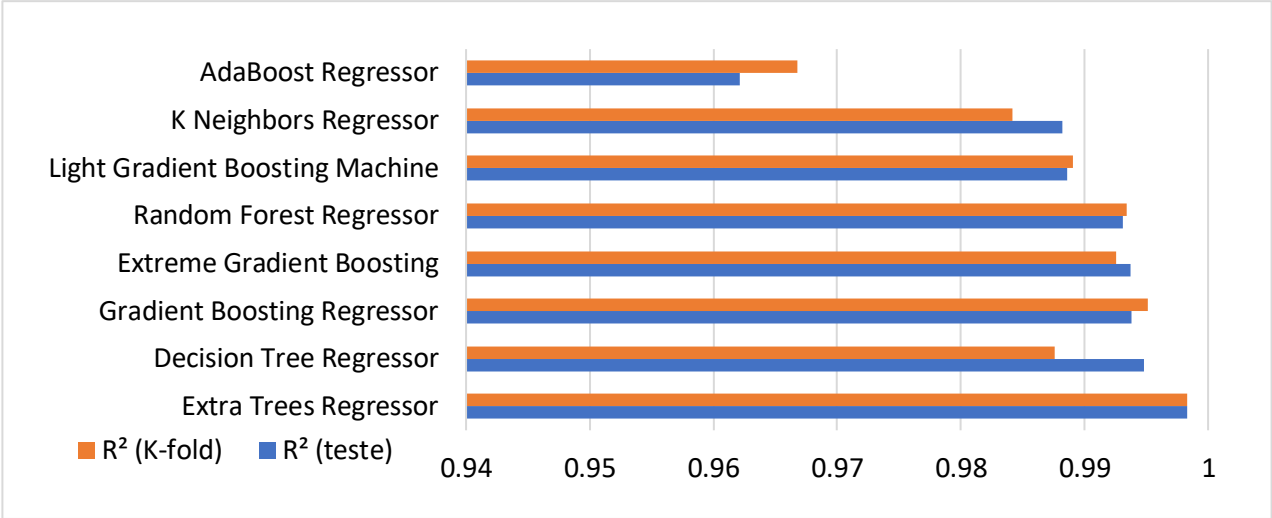


Figura 3. Resultado nos Dados de Teste

5 DISCUSSÃO

Este estudo utilizou uma abordagem inovadora de aprendizado de máquina para prever a deformação permanente de solos tropicais, com o ensaio triaxial de cargas repetidas como base. O Extra Trees Regressor se destacou como o modelo de melhor desempenho, seguido de perto pelo Decision Tree Regressor, Gradient Boosting Regressor e outros modelos avaliados.

A análise detalhada dos resultados destacou o grande potencial das técnicas de aprendizado de máquina na previsão da deformação permanente. De um total de 19 técnicas avaliadas, 8 apresentaram um coeficiente de determinação nos dados de teste superior a 0,96, indicando uma precisão notável na estimativa da deformação permanente.

As técnicas de aprendizado de máquina têm demonstrado um desempenho impressionante em diversos campos, incluindo soluções geotécnicas. Estudos recentes, como os de Hao e Pabst (2022) e Baghbani et al. (2022), destacaram o potencial dessas técnicas.

Este trabalho representa uma contribuição significativa para a compreensão e previsão da deformação permanente em solos tropicais, abrindo novos horizontes para melhorar a eficiência e durabilidade dos pavimentos rodoviários construídos com esses solos. Além disso, a aplicação do aprendizado de máquina abre novas possibilidades para a modelagem e previsão de comportamentos complexos na pavimentação, impulsionando avanços substanciais na engenharia de pavimentos.

Com o alto desempenho demonstrado por essas técnicas, pode-se sugerir a redução do número de pares de tensões de ciclos no ensaio. Isso levaria a uma economia significativa de tempo e recursos.

6 CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

Neste estudo, foram investigadas 19 técnicas de aprendizado de máquina com o objetivo de identificar as mais promissoras para a previsão da deformação permanente de solos tropicais. A análise foi realizada utilizando um conjunto de dados que não havia sido visto pelos modelos durante a fase de treinamento.

Os resultados indicaram oito técnicas com grande potencial para atingir o objetivo proposto. Estas incluem: Extra Trees Regressor, Decision Tree Regressor, Gradient Boosting Regressor, Extreme Gradient Boosting, Random Forest Regressor, Light Gradient Boosting Machine, K Neighbors Regressor e AdaBoost Regressor.

Cada uma dessas técnicas apresentou um desempenho notável, demonstrando a capacidade de generalizar bem para dados não vistos. Isso sugere que esses modelos podem ser eficazes na previsão da deformação permanente de solos tropicais em cenários do mundo real.

No entanto, é importante ressaltar que este estudo está limitado ao solo ensaiado. Portanto, recomenda-se que futuras pesquisas avaliem o desempenho desses modelos em relação às interpolações e extrapolações. Isso permitirá uma compreensão mais completa de como esses modelos podem se comportar quando aplicados a diferentes tipos de solo ou a condições de solo que variam das utilizadas neste estudo.

Além disso, seria benéfico explorar outras técnicas de aprendizado de máquina que não foram incluídas neste estudo. Com o rápido avanço da área de aprendizado de máquina, novas técnicas estão sendo constantemente desenvolvidas e algumas delas podem oferecer melhorias significativas no desempenho.

Em resumo, este estudo fornece uma base para futuras pesquisas na previsão da deformação permanente de solos tropicais usando técnicas de aprendizado de máquina. As técnicas identificadas aqui como as mais promissoras oferecem um ponto de partida valioso para esses esforços futuros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALNEDAWI, A.; NEPAL, K. P.; AL-AMERI, R. Effect of loading frequencies on permanent deformation of unbound granular materials. International Journal of Pavement Engineering, v. 22, n. 8, p. 1008–1016, jul. 2021. ISSN 1029-8436, 1477-268X. Disponível em: https: //www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/10298436.2019.1656807.

BAGHBANI, A.; CHOUDHURY, T.; COSTA, S.; REINER, J. Application of artificial intelligence in geotechnical engineering: A state-of-the-art review. Earth-Science Reviews, v. 228, p. 103991, maio 2022. ISSN 00128252. Disponível em: https://linkinghub.elsevier. com/retrieve/pii/S0012825222000757.

CHICCO, D.; WARRENS, M.; JURMAN, G. The coefficient of determination R-squared is more informative than SMAPE, MAE, MAPE, MSE and RMSE in regression analysis evaluation. PeerJ Comput. Sci., 2021.

FLACH, P. Machine Learning: The Art and Science of Algorithms that Make Sense of Data. 2012.

GERÓN, A. Mãos à obra: aprendizado de máquinas com scikit-learn e tensorflow. [S.l.]: Alta Books, 2021. ISBN 978-85-508-0902-1.

GUIMARÃES, A. Um Método Mecanístico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos. Tese (Doutorado) — UFRJ, Rio de Janeiro:, 2009.

HAO, S.; PABST, T. Experimental Investigation and Prediction of the Permanent Defor- mation of Crushed Waste Rock Using an Artificial Neural Network Model. International Journal of Geomechanics, v. 22, n. 5, p. 04022032, maio 2022. ISSN 1532-3641, 1943-5622. Disponível em: https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29GM.1943-5622.0002363.

HUANG, Y. H. Pavement analysis and design. 2nd ed. ed. Upper Saddle River, NJ: Pearson/Prentice Hall, 2004. ISBN 978-0-13-142473-9.

IKEAGWUANI, C. C.; NWEKE, C.; ONAH, H. N. Prediction of resilient modulus of fine-grained soil for pavement design using KNN, MARS, and random forest techniques. Arabian Journal of Geosciences, 2023.

LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. State of the Art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. Journal of Transportation Engineering, v. 126, n. 1,p. 76–83, jan. 2000. ISSN 0733-947X. Publisher: American Society of Civil Engineers. Disponível em: https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-947X%282000% 29126%3A1%2876%29.

SANTOS, J. T. A. d.; SILVA, P. A. L. d.; GUIMARÃES, A. C. R. Determinação da incerteza de medição nos ensaios de deformação permanente de solos lateríticos. TRANSPORTES, v. 30, n. 2, p. 2678–2678, ago. 2022. ISSN 2237-1346. Disponível em: https://www.revistatransportes.org.br/anpet/article/view/2678.

XIONG, Z.; CUI, Y.; LIU, Z.; ZHAO, Y.; HU, M.; HU, J. Evaluating explorative prediction power of machine learning algorithms for materials discovery using k -fold forward cross- validation. Computational Materials Science, 2020.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/100

Avaliação do CBR Usando Ensaios de Caracterização do Solo com Modelagem via Boosted Trees

Paulo Victor Acácio Alves
Engenheiro Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil, paulovictor.alves@coc.ufrj.br

Gerson Jacques Miranda dos Anjos
Professor, Universidade Federal do Pará, Belém, mirandadosanjos@gmail.com

Alberto Miranda
Engenheiro Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil, alberto.miranda1997@gmail.com

Marcelo Seabra de Andrade
Engenheiro Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil, eng.marceloseabra@gmail.com

RESUMO: A rápida e correta determinação do CBR é de fundamental importância na execução do projeto e nas obras de terra na geotecnia. A execução do ensaio para a determinação desse parâmetro é demorada e impactante no cronograma da obra. São encontrados na literatura internacional diversas formulações e modelos para predizer esse índice, combinando diversos parâmetros do solo para fazer a determinação, geralmente falhando por serem executados através de modelos com pouca capacidade de predizer a variável ou em uma quantidade de dados limitados para descrever o comportamento. Desse modo, se viu válida a criação de um programa que utiliza uma base de dados e um modelo mais robusto para predizer esse índice, além de ter uma capacidade maior de adaptar-se as características dos solos encontrados no Brasil. No processo de criação do programa foi utilizado um boosted tree e foram usados os mais de 1200 dados que se teve acesso para a criação do modelo de predição, sendo que os dados foram tratados para a retirada de dados que possuíam ruídos ou que tinham outliers, foi feita a separação dos dados para treino e validação, sendo separados 80% e 20%, respectivamente. Constatou-se que o modelo conseguiu aferir valores com uma enorme precisão e com elevada capacidade de generalização por valores que nunca teve contato, atingindo $R^2 = 0,994$.

PALAVRAS-CHAVE: CBR, Pavimentação, Boosted Trees, Inteligência Artificial, Aprendizado de Máquina.

ABSTRACT: The quick and correct determination of the CBR is of fundamental importance in the execution of the project and in the earthworks in geotechnics. The execution of the test to determine this parameter is time-consuming and has an impact on the work schedule. Several formulations and models are found in the international literature to predict this index, combining several soil parameters to make the determination, usually failing because they are executed through models with little capacity to predict the variable or in a limited amount of data to describe the behavior. . In this way, the creation of a program that uses a database and a more robust model to predict this index was validated, in addition to having a greater capacity to adapt to the characteristics of the soils found in Brazil. In the process of creating the program, a boosted tree was used and the more than 1200 data that had access were used to create the prediction model, and the data were treated to remove data that had noise or that had outliers, data was separated for training and validation, being separated 80% and 20%, respectively. It was found that the model was able to measure values with enormous precision and with a high capacity for generalization by values that it never had contact with, reaching $R^2 = 0.994$.

KEYWORDS: CBR, Paving, Boosted Trees, Artificial Intelligence, machine learning.

1 INTRODUÇÃO

Desde que se passou a construir estradas pavimentadas o grande objetivo foi melhorar as estradas de terra, protegendo-as da ação da água, do desprendimento de poeira e pedras, tornando a via mais segura e cômoda para a passagem de tráfego, tornando-as mais duráveis. As primeiras estradas construídas em solos argilosos que enlameavam pela ação da chuva, passaram a ser encascalhadas e ensaibradas. Posteriormente, as vias passaram a ser revestidas com macadame e pedra britada (Motta e Medina, 2015).

Os pavimentos rodoviários são formados por camadas variadas que compatibilizam as cargas oriundas do tráfego transmitidas pelo pneu, na qual, conforme se aproxima da superfície, a resistência desses materiais vai crescendo sendo obedecidas questões racionais e econômicas no seu dimensionamento. Sendo comum aferir a resistência das camadas constituídas por solo através do California Bearing Ratio (CBR), também conhecido no Brasil por Índice de Suporte Califórnia (ISC).

O ensaio para a determinação do CBR foi desenvolvido originalmente na California State Highway Department, na década de 30, como parte do estudo de falhas em pavimentos, sendo posteriormente incorporado pela Army Corps of Engineers para o dimensionamento de pavimentos flexíveis e em seguida em diversas normas ao redor do mundo. Seu propósito foi providenciar uma avaliação da estabilidade relativa para a pedra britada fina do material de base. Depois seu uso foi expandido para sub-bases. O ensaio consiste na mensuração na resistência do solo a penetração de 2,54 mm e 5,08 mm de um embolo rígido, com o valor dessa resistência sendo expressa em porcentagem das duas cargas padrões, adotando o maior entre os dois valores. Apesar das numerosas críticas e a queda em popularidade nos últimos anos, continua formando as bases de métodos empíricos de dimensionamento. O valor do CBR é usualmente utilizado para o projeto e como indicador de resistência e capacidade de suporte se subleito, sub-base e base de estradas rodoviárias e de aeródromos.

A determinação do valor do CBR é parte fundamental para o projeto de diversas estruturas na engenharia civil, sendo a rápida determinação, fundamental para reduzir o tempo da obra. Muitos estudos demonstraram o efeito do tipo de solo e as propriedades básicas no CBR, subsequentemente identificando muitas outras correlações entre o CBR e outros parâmetros do solo. Muitas das equações de correlação propostas não têm um alto coeficiente de correlação. Portanto, é possível concluir que a estimativa do CBR é difícil de obter usando os métodos estatísticos convencionais. A maioria das equações empíricas propostas não possuem uma boa acurácia nem uma solução generalizada, na qual, é devido a representação inadequada das propriedades do solo, presença de relação intrínseca entre os parâmetros e métodos de cálculo inconsistentes (Taskiran, 2010).

Baseado nos conceitos de mecânica dos pavimentos, hoje se reconhece que existem critérios mais adequados para nortear estas escolhas, a partir do entendimento do pavimento como um sistema em camadas sujeito a cargas repetidas. O CBR torna-se cada vez mais defasado, mas pelas condições regionais, na qual, os equipamentos para determinar o módulo resiliente não se tem disponível em todo o norte do Brasil e, muito dos equipamentos encontram-se com grandes filas pelos programas de pós-graduação, tornando a sua utilização inviável para uma grande gama de obras do país.

Com o que se apresenta, o desenvolvimento de inteligência artificial (IA) para a determinação do CBR pode ser uma alternativa viável. Os modelos de inteligência artificial podem simular associações que são altamente não lineares entre numerosos parâmetros de entrada e saída e podem, portanto, determinar previsões com uma acurácia maior do que os obtidos com regressões simples e múltiplas. Com isso foi pensado em como a IA poderia auxiliar na solução para que esse parâmetro fosse mais facilmente determinado na obra.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 O Índice de Suporte Califórnia

O ensaio do Índice de Suporte Califórnia (DNIT - ME 172/2016) é precedido pela compactação do material nas características desejadas de umidade (w) e de peso específico seco (γd), em cinco camadas iguais, de forma a se ter uma altura total de solo de cerca de 12,5 cm após a compactação. Após o término da moldagem é retirado o disco espaçador e os moldes são invertidos e é colocado o prato-base perfurado. Sendo colocado no espaço deixado pelo disco espaçador do corpo de prova a haste de expansão com pesos anelares. É

encaixado, na haste de expansão, um extensômetro fixo ao tripé porta-extensômetro, ajustado na parte superior do cilindro, destinado a medir as expansões ocorridas a cada 24 horas até que se tenha completado 96 horas.

Com o término do período de embebição e sua retirada de imersão é iniciado o ensaio de penetração. Leva-se o molde a prensa e faz-se o assentamento do pistão de penetração no solo, através da aplicação de uma carga de, aproximadamente, 45 N, sendo aferida pelos deslocamentos do ponteiro do extensômetro do anel dinamométrico. Após é acionada a manivela pela prensa com a velocidade de 1,27 mm/min. Cada leitura no extensômetro é função de uma penetração do pistão no solo.

Para Black (1961) a falha da capacidade de suporte ocorre de acordo com a teoria da plasticidade quando a tensão passiva de Rankine nas cunhas ao redor do êmbolo é atingida, permitindo o solo levantar e o êmbolo mover-se para baixo em tensão constante. É dito também que o teste de CBR é uma forma de medir o módulo de deformação em condições particulares e não a capacidade última. A relação entre o valor do CBR e a capacidade de suporte última depende também do tipo de solo como do método de compactação.

A maior rigidez em solos leva que eles tenham uma maior zona rompida ao redor do êmbolo com penetrações de 2,5 mm. Para solos de baixa rigidez a capacidade de suporte não é atingida nos 5 mm, a resistência ao cisalhamento é mobilizada só em zonas locais nas extremidades do êmbolo. O uso das alternativas de penetração nas quais o CBR pode ser definido significa que o parâmetro pode refletir diferentes proporções de resistência e rigidez (Hight e Stevens, 1982).

2.2 Formulações na literatura

Os estudos relacionados ao CBR se fazem necessários por ser muito difundida no meio técnico, principalmente, pela sua fácil interpretação teórica e por uma grande disponibilidade de equipamentos em todo o território nacional. Com isso diversos autores na literatura buscaram desenvolver e aprimorar métodos para diminuir a demanda de tempo para se ter a ideia de como seria o comportamento do solo em campo, assim, diminuindo o tempo que é demandado na obra.

A literatura mostra que os parâmetros de entrada pouco variam de um autor para outro, sendo mais a forma como eles organizam e deixam de utilizar alguns em relação a outros o que mais diferencia. Os métodos de obter os modelos para aferir o CBR é algo que se diferencia entre os autores, desde regressões simples que tem baixa capacidade de descrever o comportamento de variáveis que são altamente não lineares, até modelos sofisticados com grande capacidade de predição e generalização.

Black (1961) aferiu o valor de CBR através da análise de ruptura ao redor do êmbolo pela sua similaridade com uma fundação. Para materiais granulares o crescimento do valor de CBR é grande, sendo evidenciado nesse estudo através das areias uniformes. Para a determinação do CBR tem que ser determinada a carga de ruptura e com a dificuldade de considerar o efeito de confinamento do molde e, também, sendo necessário determinar o valor da coesão como parâmetro para determinar o q_u.

Em seu trabalho sobre solos coesivos, Black (1962) conseguiu determinar uma correlação entre o CBR e o índice de plasticidade para diversos valores de índice de consistência - como mostra a Figura 1 - os valores apresentados consideram o solo saturado, tendo-se também valores que fazem a correção para estimar o CBR para solos não saturados. Sendo esses valores muito usados como guia na seleção de solos de Londres na época.

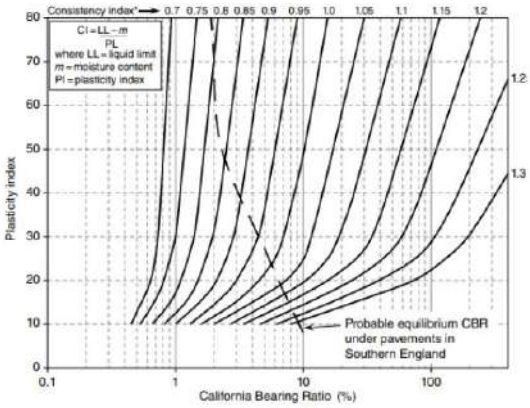


Figura 1. Relação entre CBR e índice de plasticidade para vários índices de consistência.

Taskiran (2010) utilizou a Rede Neural Artificial (RNA) e a Programação de Expressão Genética (PEG) para a predição do CBR de solos de granulação fina da Turquia. Para o treinamento da RNA foram extraídos 79% dos dados, correspondendo um grupo de 119 testes, e outros 21% foram usados para teste do modelo, que representa 32 testes. Os parâmetros de entrada para o RNA foram pertencentes a 3 grupos, entre eles, as propriedades índices que reflete a plasticidade, a granulometria e as propriedades de compactação. Com o uso do PEG ele conseguiu gerar uma função matemática que prediz o valor do CBR, sendo feitos modelos com diferentes números de entrada de variáveis para predizer o Índice de Suporte Califórnia, sendo os parâmetros de entrada iguais os da RNA. O modelo I com 7 parâmetros de entrada e o modelo V com 4 parâmetros obtiveram os melhores resultados do R^2.

Este trabalho de Yildirim e Gunaydin (2011) usou como parâmetros para o estudo a análise granulométrica do material, os limites de Atterberg, o peso específico seco máximo e a umidade ótima do solo. As correlações foram obtidas por regressão simples, múltipla e por RNA estimando correlações entre os diversos modelos com coeficiente de determinação variando de 0,80-0,95. O seu uso é recomendado para análises preliminares de projeto. Para a regressão simples foram analisados os dados pelo método de regressão de mínimos quadrados, tendo obtido correlações fortes nas equações com porcentagem de pedregulho (G) e porcentagem de finos (F)

Bhatt e Jain (2014) demonstraram a eficiência da rede neural para predizer o valo do CBR, mas primeiro eles desenvolveram modelos para regressão linear simples e regressão linear múltipla, sendo achado coeficiente de determinação (R^2), respectivamente, de 0,62 e 0,88. Com o uso da Rede Neural Artificial (RNA) eles testaram os modelos com a entrada e retirada dos diversos 22 parâmetros. O melhor resultado foi de R^2 de 0,979 usando os parâmetros de porcentagem de pedregulho, porcentagem de areia, umidade ótima e peso específico seco máximo.

Bhardan et al. (2021a) possuíam para esse estudo 312 dados do projeto de uma ferrovia localizada na Índia, contando com seis parâmetros básicos de 5 tipos diferentes de solo. Outros 40 dados foram obtidos de ensaios para validação dos métodos apresentados, sendo, posteriormente, mostrada a comparação detalhada da acurácia do modelo. No estudo foram usados oito diferentes modelos de Extreme Learning Machine (ELM). O ELM-MPSO atingiu a melhor solução entre todos os modelos com $R^2 = 0,91$ e RMSE = 0,0645. Essa meta-heurística baseada em populações possui um grau de convergência mais rápido, sendo capaz de escapar das áreas de mínima local.

Em seu outro estudo, Bhardan et al. (2021b) usaram quatro métodos para criar modelos de previsão, sendo usados splines de regressão adaptativa multivariada com modelos lineares por partes, splines de regressão adaptativa multivariada com modelos cúbicos por partes, processo gaussiano de 23 regressão e programação genética. Foram usados neste trabalho 312 dados de CBR de uma obra ferroviária na Índia, sendo 250 para treino e 62 para teste de modelo, com a proposição de três equações para a determinação da variável dependente do estudo. Separadamente foram feitos no laboratório experimentos para verificar a confiabilidade de modelo. Os experimentos mostraram que o modelo spline de regressão adaptativa multivariada com os modelos lineares por partes obtiveram a maior acurácia, atingindo coeficiente de determinação (R^2) de 0,9686 e raiz do erro quadrático médio (RMSE) de 0,0359.

Os modelos utilizados no trabalho de Trong et al. (2021), são constituidos de três modelos de árvore de decisão, contendo, a poda de erro reduzido (REPT), a poda de erro reduzido baseado em superfície aleatória (RSS-REPT) e a Extra Tree (ET). O modelo foi desenvolvido com 214 amostras e com dez parâmetros de entrada. A ET mostrou-se o algoritmo mais robusto, conseguindo obter para os dados de teste $R^2 = 0,968$. O problema que podemos citar no uso dessas heurísticas é que seu uso fica limitado na faixa de valores que se utilizou para criar o modelo, como pode ser observado na faixa granulométrica de areia que limita seu uso entre 20- 30%.

2.3 Árvores de Decisão (Boosted Trees)

Sabe-se que o problema de aprendizado de máquina está ligado a procura num espaço de possíveis soluções, dada uma linguagem para representar as generalizações de exemplos e uma função de avaliação de hipóteses, o problema de aprendizado busca nesse espaço de hipóteses definido pela linguagem de representação.

Nas árvores de decisão usa-se a estratégia de dividir os problemas complexos em problemas mais simples, sendo progressivamente aplicada a mesma estratégia. As soluções dos diversos subproblemas podem ser agrupadas na forma de uma árvore, produzindo assim uma solução complexa. O poder contido nessa ideia está no fato da divisão de cada espaço de instâncias em subespaços e cada subespaço é ajustado usando diferentes modelos.

Para Faceli et al. (2019), a árvore de decisão é um grafo acíclico direcionado em cada nó ou é um nó de divisão, tendo dois ou mais sucessores, ou um nó folha. Sendo um nó folha contendo um rotulo com uma função. Quando se analisa o nó folha são considerados apenas os valores da variável alvo nos exemplos que chegam até ele. Nos casos mais simples, a função é a constante que minimiza a função custo. Nos problemas de regressão, que são o alvo dessa pesquisa, a constante que minimiza a função custo do erro médio quadrático é a média, já para a mediana que diminui a função custo do desvio absoluto. Um nó de divisão contém um teste condicional baseado nos valores do atributo, como percebe-se na Figura 2. Sendo cada árvore correspondente a uma região desse espaço. As regiões definidas pelas folhas da árvore são mutuamente excludentes, e a reunião delas cobre todo o espaço definido pelo atributo.

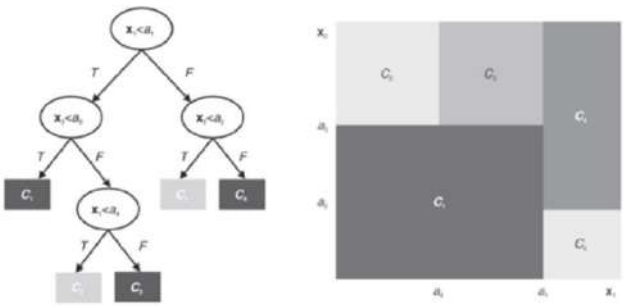


Figura 2. Uma árvore de decisão e as regiões de decisão no espaço de objetos.

Para o desenvolvimento dessa árvore foi usado o algoritmo de aprendizado Boosted Trees, em que, o boosting gerado é um método que agrega várias árvores. Diferencia-se da floresta aleatória por lidar com o erro criado pelas árvores anteriores, sendo as novas árvores formadas considerando o erro das anteriores e assim sucessivamente, sendo a forma desse modelo nomeada aprendizado sequencial. Com o boosting as árvores de decisão ‘‘fracas” tornam-se em aprendizados fortes. O boosting é um processo iterativo, no qual, pela dependência da árvore anterior, é difícil paralelizar o seu treinamento, torna seu tempo de treino maior. As árvores modificadas pelo processo de boosting são chamadas Boosted Trees.

3 METODOLOGIA

Para a execução desse trabalho foram utilizados resultados de CBR de 1211 amostras. Dessas amostras, um total de 462 foram retiradas do trabalho do Ferreira (2008) e as outras 749 vem do arquivo pessoal de Anjos (2022) que possui dados de diversas regiões do Brasil.

Os parâmetros de entrada usados no algoritmo foram o CBR, como o sendo a variável resposta desejada; os parâmetros de compactação como a umidade ótima e peso especifico seco máximo, Wot e γd,max; os limites de Atterberg, LL e LP; a porcentagem de areia, S; a porcentagem de pedregulhos, G; e a porcentagem de finos, que reúne argilas e siltes, F.

Para que fosse evitado que o modelo tivesse grande dificuldade de predizer corretamente os valores, foi feita a retirada dos dados que continham ruídos e dados faltantes, após isso, foi feita a retirada dos dados com valores muito discrepantes – sendo considerado outliers – que poderiam causar uma perda de acurácia do modelo para predizer esses valores muito afastados da tendencia da maioria dos dados. Com o pré-processamento feito, foram separados 80% dos dados para o treinamento e 20% para o teste do modelo.

Com o programa desenvolvido, foi testado com vários índices e coeficientes estatísticos com o objetivo de avaliar qual a capacidade de previsão dele. Para isso foram utilizados quatro ferramentas estatísticas, sendo elas: Coeficiente de determinação, R^2; Raiz do Erro Quadrático Médio, RMSE; Erro Absoluto Médio, MAE; Erro Percentual Absoluto Médio, MAPE.

4 RESULTADOS

Para a elaboração do programa e do modelo foi feito o uso do Python como linguagem de programação. Com o modelo baseado no Boosted Trees foi possível combinar diversos variáveis de entrada, a fim de determinar a variável alvo. Para o modelo proposto os parâmetros utilizados para a determinação do CBR foram LL, LP, G, S, F, γd e Wot. Com isso foram usadas 4 ferramentas estatísticas para avaliar o modelo, conforme tabela 1.

Tabela 1. Ferramentas estatísticas do Trabalho.

Modelo	Índices de Performance			
	R^2	RMSE	MAE	MAPE
Boosted Trees	0,994	1,1771	0,718	0,0617

Após a construção do modelo a partir dos 1211 casos, no qual, o software foi usado para treinamento e a posterior validação. A Figura 3 mostra como comporta-se os valores calculados (ordenadas) pelos valores medidos (abscissas). Mostrou-se grande adequação do modelo, chegando próximo da reta ideal, obtendo R^2 = 0,994.

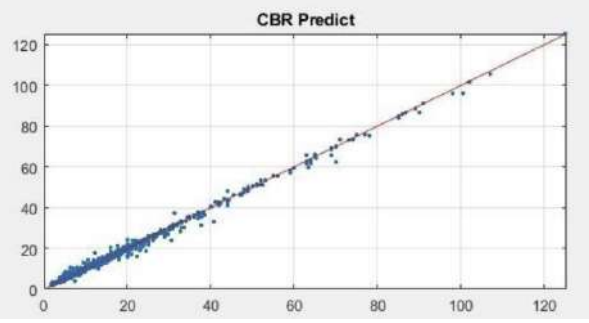


Figura 3. Gráficos de valores medidos x calculados pelo modelo.

O programa construído é de fácil utilização, após serem adicionadas as 8 variáveis no programa, conforme figura 4, ele apresenta o valor do CBR e da faixa dos mínimos e máximos valores que o grupo que ele se enquadra pode atingir.

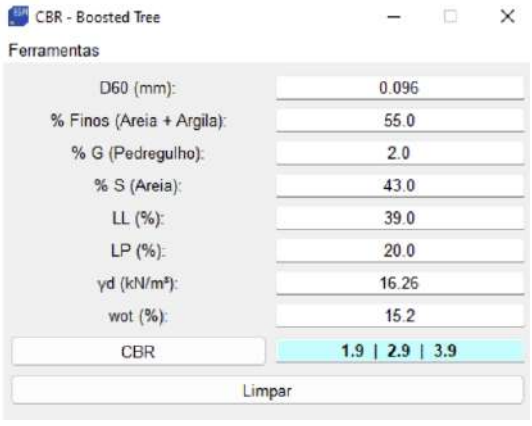


Figura 4. Programa em uso para obtenção do CBR.

A Figura 5 mostra uma das limitações dos algoritmos baseados em árvores de decisão, que é a impossibilidade de extrapolação, pois esses algoritmos agrupam valores não tendo a capacidade de prover valores para além das faixas que eles foram treinados.

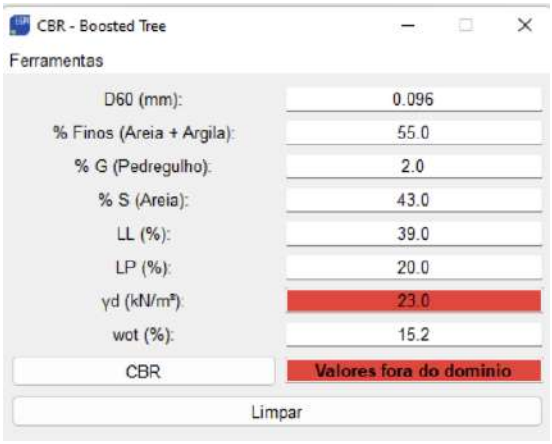


Figura 5. Uso fora da faixa que o programa foi desenvolvido.

5 CONCLUSÃO

Apesar dos novos modelos desenvolvidos na mecânica dos pavimentos, o CBR continua sendo um dos processos mais usados para quantificar a resistência do solo em projetos de aterro, barragens, estradas etc. Sabe-se que ensaios mais sofisticados ainda não são uma realidade para todo o país e que mesmo o ensaio de CBR é moroso e necessita, ao menos, 4 dias para se ter o resultado de uma amostra. Por essa problemática que foi desenvolvido o presente trabalho, com ele conseguimos viabilizar projetos com uma agilidade maior do que são usuais nas obras, apenas usando o aprendizado de máquina no desenvolvimento do programa.

Com o modelo desenvolvido tornou-se possível determinar com uma maior assertividade os valores de CBR em comparação com a literatura, pois, o que é observada nela, são formulações baseadas em pequenos quantidades de dados. Apesar de, em alguns casos, encontrar-se grandes valores de coeficiente de determinação, isso é gerado pela possível capacidade do modelo predizer dentro do grupo de dados que ele foi exposto (*overfitting*) ou pela sua generalização para pequenas faixas de valores.

O estudo ainda se demonstrou valioso por corroborar com o crescimento do uso da inteligência artificial no aprendizado e criação de modelos eficazes em uma área que lida com problemas altamente não-lineares. Como sabe-se o CBR é um ensaio com diversas variáveis e os resultados no grupo de validação atingiram $R^2 = 0{,}994$.

Entende-se pelo algoritmo usado, que ele agrupa valores em pequenas faixas, sendo assim, ineficiente para extrapolações de resultados fora das usadas no trabalho, sendo validos para:

- $16{,}6\ \% \leq LL \leq 74\ \%$
- $10{,}6\ \% \leq LP \leq 42{,}2\ \%$
- $12{,}79\ KN/m^3 \leq \gamma d \leq 22{,}73\ KN/m^3$
- $4{,}9\ \% \leq Wot \leq 26{,}9\ \%$
- $9\ \% \leq F \leq 99\ \%$
- $1\ \% \leq S \leq 84{,}5\ \%$
- $0\ \% \leq G \leq 78\ \%$
- $0\ mm \leq D60 \leq 10\ mm$

Portanto, o presente estudo teve como objetivo predizer valores de CBR com parâmetros de fácil obtenção no laboratório e foi de grande valor para o desenvolvimento de projetos de engenharia, sem que com isso houvesse perda na precisão dos valores que seriam gerados em caso da execução do ensaio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANJOS, G. J. M. *Acervo pessoal de dados*. 2022.

BARDHAN, A. et. al. *Efficient computational techniques for predicting the California bearing ratio of soil in soaked conditions*. Engineering Geology. v. 291, p. 1-20, set. 2021.

BARDHAN, A. et. al. *ELM-based adaptive neuro swarm intelligence techniques for predicting the California bearing ratio of soils in soaked conditions. Applied Soft Computing*. v. 110, p. 1-26, out. 2021.

BHATT, S.; JAIN, P. K. *Prediction of California Bearing Ratio of Soils Using Artificial Neural Network*. American International Journal of Research in Science, Technology, Engineering & Mathematics. v. 8 (2), p. 156-161, set. 2014.

BLACK, W. P. M. *The calculation of laboratory and in-situ values of California Bearing Ratio from bearing capacity data*. Géotechnique. v. 11, p. 14-21, mar. 1961.

BLACK, W. P. M. *A Method of Estimating the California Bearing Ratio of Cohesive Soils from Plasticity Data*. Géotechnique. v. 12, p. 271-282, dez. 1962

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. DNIT 172/2016-ME. Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio.

FACELI, K. et. Al. *Inteligência Artificial: uma abordagem de aprendizado de máquina*. 1ª ed. Rio de janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 2019.

FERREIRA, J. G. H. M. *Tratamento de Dados Geotécnicos para Predição de Módulos de Resiliência de Solos e Britas Utilizando Ferramentas de Data Mining*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

HIGHT, D. W.; STEVENS, M. G. H. *An analysis of the California bearing ratio test in saturated clays*. Géotechnique. v. 32, p. 315-322, mar. 1982.

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. *Mecânica dos Pavimentos*. 3ª ed. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2015.

TASKIRAN, T. *Prediction of California bearing ratio (CBR) of fine grained soils by AI methods. Advances in Engineering Software*. v. 41, p. 886-892, mar. 2010.

TRONG, D. K. et. al. *On Random Subspace Optimization-Based Hybrid Computing Models Predicting the California Bearing Ratio of Soils. Materials*. v. 14, p. 1-20, out. 2021.

Yildirim, B.; Gunaydin, O. *Estimation of California bearing ratio by using soft computing systems*. Expert Systems with Applications. v. 38, p. 6381-6391, maio. 2011.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/101

Classificação de Imagens de Relatórios de Monitoramento de Estacas Hélice Contínua Através de Redes Neurais Convolucionais

Leonardo Alves da Silva
Engenheiro Civil, Consultor, Macaé, Brasil, leonardoas@poli.ufrj.br

Gustavo Vaz de Mello Guimaraães
Professor, Instituto Politécnico/UFRJ, Macaé, Brasil, guimaraes@macae.ufrj.br

Janaina SantAnna Gomide Gomes
Professora, Instituto Politécnico/UFRJ, Macaé, Brasil, janainagomide@gmail.com

Lucas Marques Pires da Silva
Engenheiro Civil, Benthic, Rio de Janeiro, Brasil, lucas.silva@coc.ufrj.br

RESUMO: As estacas tipo hélice contínua monitoradas vem ocupando um espaço cada vez maior no mercado brasileiro de fundações. Dentre seus benefícios inclui-se a capacidade de monitoramento através de sensores instalados na torre da perfuratriz (e.g.: pressão hidráulica, velocidade de avanço do trado, rotação do trado, pressão de concreto e velocidade de extração do trado). Esse sistema de monitoramento permite a tomada de decisão em tempo real, baseada em dados técnicos, para garantir que as estacas estejam em conformidade com os padrões de projeto. Utilizar a inteligência artificial para auxiliar na tomada de decisões na engenharia vem se destacando atualmente. Conciliar a aplicação de estacas hélice contínua monitoradas com o aprendizado de máquina é o atual desafio por diversos profissionais da área geotécnica. Assim, a presente pesquisa utiliza redes neurais convolucionais para realizar uma classificação multirrótulo dos boletins de monitoramento de estacas hélice contínua. Esta classificação visa determinar se existe algum tipo de falha em um ou mais dos cinco parâmetros normalmente medidos durante a execução destas estacas. Os resultados preliminares, realizados em um banco de dados com 3690 boletins de monitoramento de estacas hélice contínuas executadas em diversos municípios do Estado do Rio de Janeiro, se mostraram satisfatórios.

PALAVRAS-CHAVE: Aprendizado de Máquina, Redes Neurais Convolucionais, Estaca tipo Hélice Contínua Monitorada, Classificação Multirrótulos das Falhas.

ABSTRACT: Monitored continuous flight auger are occupying an increasingly large space in the Brazilian foundation market. Their benefits include the ability to monitor through sensors installed in the drill tower (e.g. hydraulic pressure, auger advance speed, auger rotation, concrete pressure and auger extraction speed). This monitoring system enables real-time decision-making, based on technical data, to ensure that the piles comply with the design standards. The use of artificial intelligence to aid decision making in engineering is gaining prominence these days. Reconciling the application of monitored continuous flight auger with machine learning is the current challenge for many professionals in the geotechnical field. This research uses convolutional neural networks to perform a multi-label classification of continuous auger pile monitoring reports. This classification aims to determine whether there is any type of failure in one or more of the five parameters normally measured during the execution of these piles. The preliminary results, carried out on a database of 3690 monitoring reports for continuous flight auger in various municipalities in the state of Rio de Janeiro, proved satisfactory.

KEYWORDS: Machine Learning, Convolutional Neural Networks, Monitored Continuous Flight Auger, Multi-label Fault Classification.

1 INTRODUÇÃO

No contexto da estabilidade e sustentação de construções civis, a engenharia de fundações é determinante para garantia da segurança frente à instabilidade do solo e à ocorrência de recalques, em conformidade com as exigências geotécnicas (NBR6122/2019). A crescente preferência pela adoção de estacas hélice contínua na engenharia civil se dá em função de uma série de vantagens técnicas que visam otimizar a eficiência e o desempenho das fundações. Além da eficiência durante a execução, caracterizada pelo processo contínuo de perfuração e concretagem, as estacas hélice contínua sobressaem-se pela redução do impacto ambiental. Isso é atribuído à minimização das emissões de ruídos e vibrações durante o processo de assentamento (Neto; Kochen, 2003). Essas estacas destacam-se, ainda, pela sua adaptabilidade a diversos tipos de solo e pela elevada capacidade de carga, possibilitando o monitoramento eficaz durante a execução.

Os relatórios de monitoramento de estaca hélice permitem o controle de qualidade da fundação devido aos parâmetros obtidos durante o monitoramento em sua execução, desde a entrada do trado no solo até a saída que ocorre concomitantemente com a concretagem, além de informações como a data, hora e especificações técnicas (Albuquerque, 2001). Essa abordagem fornece uma visão do desempenho da estaca hélice e permite uma avaliação para a tomada de decisões embasadas na otimização dos processos construtivos, tais como: realização de ensaios complementares para verificar a qualidade (integridade) do concreto da estaca e/ou ensaio para verificar sua capacidade de carga geotécnica. Em último caso, podendo até condenar a utilização daquela estaca em um projeto.

Por outro lado, a obtenção de informações por meio do monitoramento da estaca pode introduzir incertezas, sendo a confiabilidade desses dados diretamente vinculada à calibração do equipamento. A ausência desse processo pode comprometer significativamente a integridade e a confiabilidade das informações recebidas pelo sistema (Albuquerque, 2001). Nesse cenário, a implementação de técnicas avançadas de aprendizado de máquina se apresenta como uma abordagem estratégica para otimizar o tempo de interpretação desses dados, visando fornecer ao engenheiro ferramentas mais robustas para o auxílio da tomada de decisões, seja para condenar ou aprovar as estacas assentadas ao longo das obras de fundações.

As Redes Neurais Convolucionais (CNNs) são especialmente eficazes em tarefas de visão computacional (Murphy, 2012). Este modelo de aprendizado de máquina tem sido amplamente empregado no reconhecimento de padrões em imagens. O aumento do poder computacional, aliado à disponibilidade crescente de conjuntos de dados de treinamento, permitiu que CNNs atingissem desempenhos satisfatórios em tarefas visuais complexas, superando inclusive a capacidade humana (Géron, 2022). O foco desse trabalho é avaliar o uso da técnica de aprendizado de máquina para a análise automática dos relatórios de monitoramento de estaca hélice contínua. Busca-se encontrar soluções mais robustas na gestão de informações técnicas para promover uma interpretação mais precisa e detalhada dos dados coletados durante a execução da estaca, contribuindo para otimizar a eficiência e a segurança na realização de fundações em diversos contextos construtivos.

2 METODOLOGIA

2.1 Banco de Dados

O conjunto de dados analisado no estudo consistiu em 3690 relatórios de monitoramento de estaca hélice continua, os quais foram gerados por meio do software "SaCi3" pela Geodigitus mediante licença. Esses relatórios foram de obras de estaca hélice continua realizadas nos municípios do Estado do Rio de Janeiro, cujos diâmetros variaram de 30 a 50 centimetros e comprimentos de 5 a 28 metros. Em cada relatório, são destacados cinco parâmetros monitorados: pressão hidráulica (Hid), rotação (Rot), velocidade (Vel), pressão do concreto (Conc), e velocidade de extração (Ext). Os três parâmetros iniciais estão relacionados à perfuração do solo e os dois últimos à saída do trado. Além disso, é gerado um perfil estimado (Perf) com base no volume teórico e volume real gasto para a execução da estaca.

Inicialmente os relatórios foram classificados com 6 rótulos dependendo da sua falha e 1 rótulo associado ao relatório perfeito, ou seja sem falha. Os rótulos de falha podem acontecer ao mesmo tempo, o que é denominado como classificação multirrótulos. Nesse contexto, as falhas gráficas foram definidas quando qualquer segmento nos gráficos do relatório estivessem sem informações nos parâmetros de pressão hidráulica,

rotação, velocidade, e velocidade de extração. Adicionalmente, no parâmetro pressão do concreto foi considerado falha uma mudança abrupta de pressão ou ausência de informações gráficas no relatório. Por fim, a falha no perfil estimado foi determinada pelo preenchimento parcial do concreto na seção transversal ou pela ausência de informações gráficas também no segmento. Exemplos dessas falhas são ilustradas na Figura 1, assim como um relatório sem falha também é apresentado.

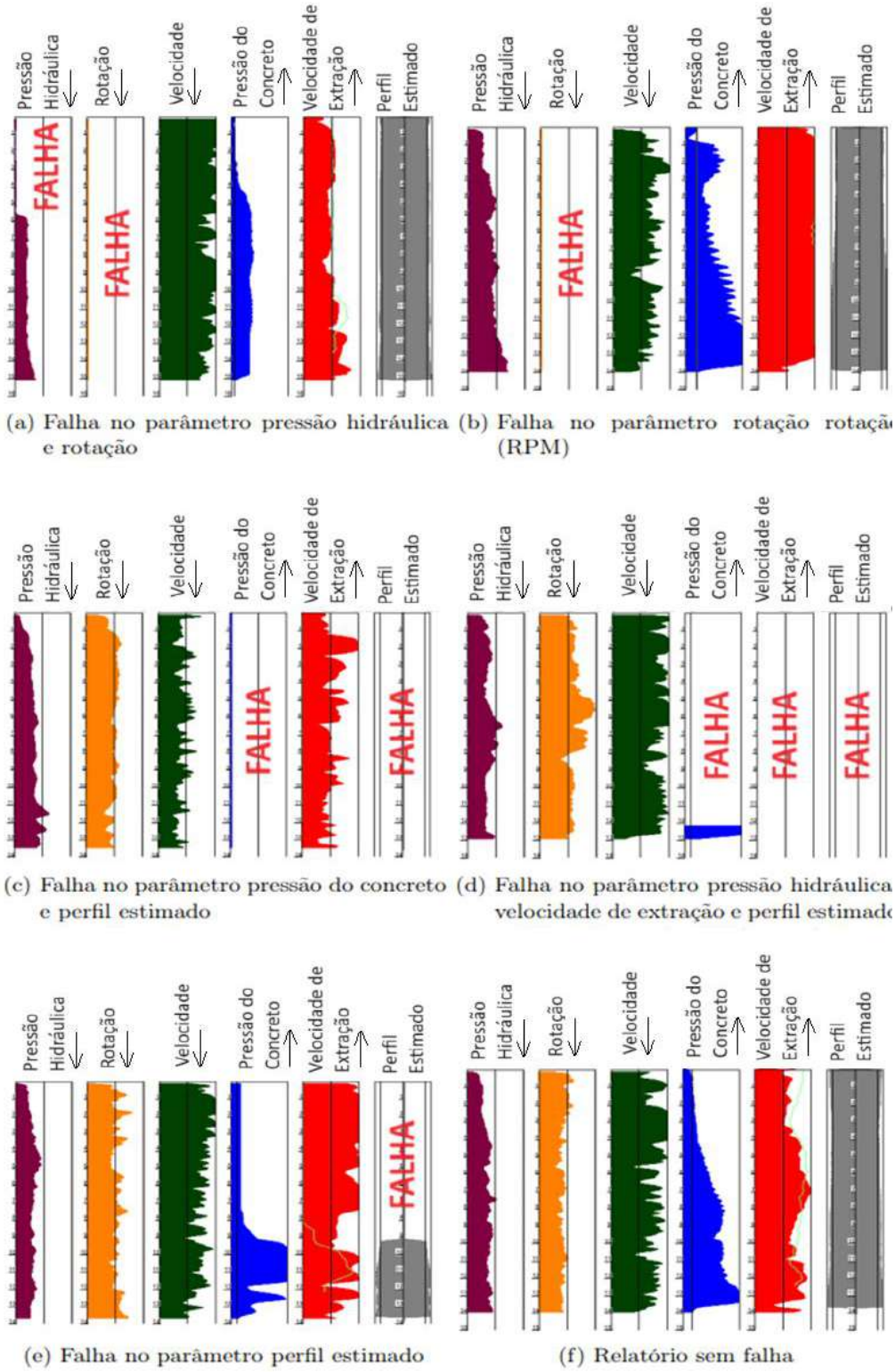


Figura 1. Rótulos dos relatórios: tipos de falhas ou sem falha.

Após a rotulação dos dados, foi gerado um gráfico mostrando o número de relatórios por tipo de falha gráfica, conforme ilustrado na Figura 2.

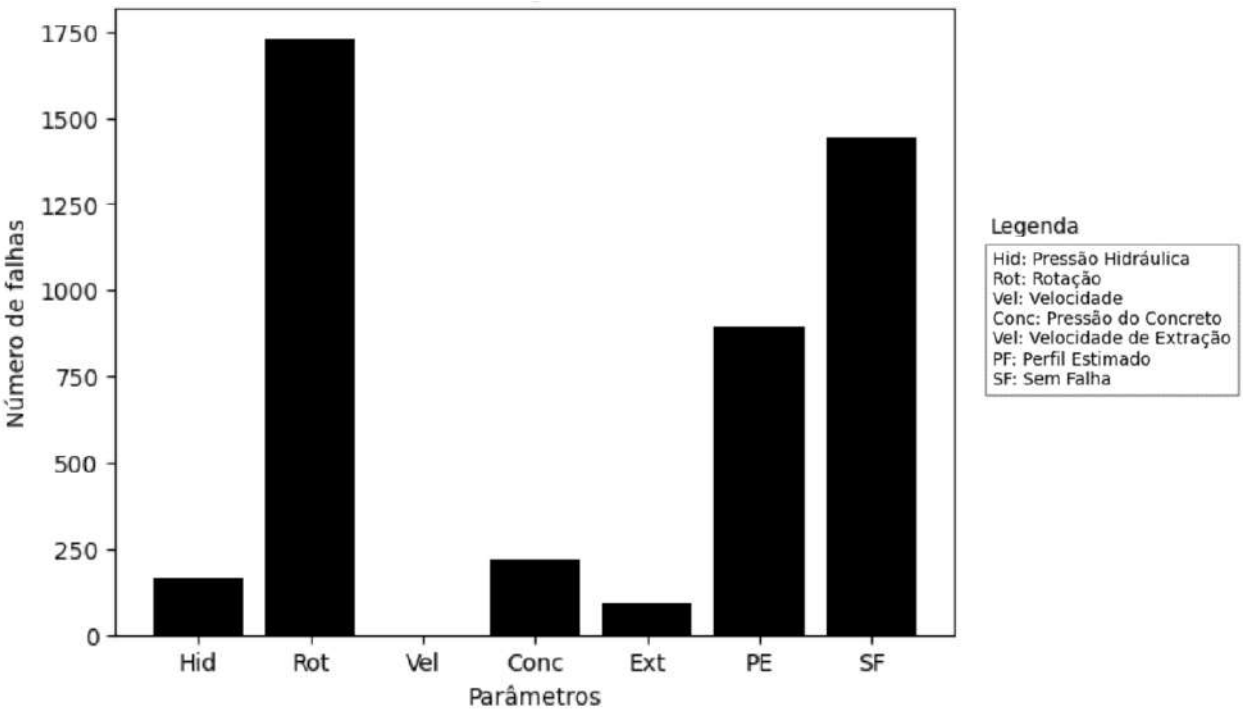


Figura 2. Falhas gráficas por rótulo.

Percebeu-se que o parâmetro da velocidade não possuia falha. Assim, naturalmente esse rotulo de falha atribuido anteriormente não foi considerado na pesquisa. Assim, o número de rótulos passou a ser 5 rótulos dependendo da sua falha e 1 rótulo associado ao relatório sem falha.

É importante destacar ainda, que a Figura 2 não apresenta a quantidade total de relatórios do banco de dados, uma vez que um relatório pode registrar mais de uma falha gráfica, resultando em contagens múltiplas para um mesmo dado.

2.2 Seleção do Algoritmo de Aprendizado de Máquina

As Redes Neurais Convolucionais são apropriadas para trabalhar com dados complexos, como imagens, vídeos e áudios (Géron, 2022). As CNNs são constituidas de camadas de convolução, responsáveis pela extração de características das imagens; camadas de *pooling*, cuja a finalidade é reduzir gradualmente a dimensionalidade da imagem, consequentemente a complexidade computacional do modelo; camadas de agrupamento, a qual tem por função utilizar as características extraídas para realizar a classificação das imagens; por fim, as funções de ativação permitem que o modelo de aprendizado de máquina representem relações mais complexas entre os dados, além de permitir a resolução de problemas de diversos domínios.

Nesse contexto, para realizar a classificação das imagens dos relatórios, foi desenvolvido um algoritmo de CNNs, através da linguagem de programa *Python*, com quatro camadas convolucionais seguidas de uma camada de *pooling* com função de ativação "*Tanh*". Em seguida, há três camadas totalmente conectadas, sendo que as duas primeiras também possuem função de ativação "*tahn*"e a última camada tem função de ativação sigmoide (Digitalsreeni Multilabel Classification, 2023).

2.3 Treinamento do Modelo

O conjunto de dados analisado no estudo consiste em 3690 relatórios de monitoramento de estaca hélice contínua. Para a divisão desses dados, foi empregada a biblioteca *Scikit-learn* do *Python* e utilizado o método *train-test-split*, responsável por particionar os dados. Os dados foram divididos em dois conjuntos: um

composto por 80% dos dados e outro por 20%. Este último conjunto, o qual representa 20% dos dados totais, foi reservado para o teste do modelo. No conjunto que englobou os 80% dos dados, 80% do grupo foi destinado ao treinamento do modelo, enquanto os 20% restantes foram utilizados para a validação. O parâmetro *random-state* foi utilizado a fim de garantir a reprodutibilidade da divisão dos dados. Ao definir um valor específico para o *random-state*, torna-se possível reproduzir exatamente a mesma divisão de dados em treinamento e teste sempre que o código for executado. Isso garante a consistência dos resultados e facilita a validação do modelo.

Uma consideração relevante é o desbalanceamento de exemplos de relatórios de diferentes rótulos presente no conjunto de dados, onde um grupo de rótulos possui um número significativamente maior de exemplos (indicando falhas nos mesmos parâmetros) em comparação com outro grupo de rótulos, que contém poucos exemplos. Para abordar esse desequilíbrio, o parâmetro *stratify* foi empregado na divisão dos dados. Essa abordagem ssegura que os diferentes grupos de rótulos sejam representados de forma proporcional nos conjuntos de treinamento, validação e teste, evitando assim que o modelo adquira viés, ou seja, que aprenda de forma desigual, privilegiando o grupo de rótulos com mais exemplos em detrimento do grupo com menos exemplos. A Tabela 1 mostra a divisão do conjunto de dados após a utilização do *stratify*.

Tabela 1. Divisão dos Dados.

Rótulos	Treino	Validação	Teste
Sem Falha	933	225	290
Rotação	787	199	246
Perfil Estimado	238	55	74
Rotação, Perfil Estimado	159	50	52
Pressão Hidraulica, Rotação	74	24	25
Pressão do Concreto, Perfil Estimado	66	14	20
Pressão de Concreto, Velocidade de Extração, Perfil Estimado	30	6	9
Rotação, Pressão de Concreto, Velocidade de Extração, Perfil Estimado	26	6	7
Pressão Hidráulica, Rotação, Perfil Estimado	22	2	7
Rotação, Pressão de Concreto, Perfil Estimado	21	5	6
Pressão Hidráulica, Rotação, Pressão de Concreto, Velocidade de Extração, Perfil Estimado	3	0	1
Velocidade de Extração, Perfil Estimado	3	0	1
Pressão Hidráulica, Rotação, Pressão de Concreto, Perfil Estimado	2	1	1

2.3 Análise de Desempenho

Para representar os resultados obtidos pelas CNNs, a Matriz Confusão, conforme ilustrada na Figura 3, é uma ferramenta útil de avaliação de classificadores. Ela é uma matriz quadrada na qual as linhas correspondem às classes reais, e as colunas às classes previstas. As entradas localizadas na diagonal principal da matriz de confusão representam as classificações corretas, enquanto as demais entradas indicam o número de amostras de uma classe que foram erroneamente classificadas como pertencentes a outra classe. Consequentemente, é possível relacionar as entradas da matriz de confusão aos conceitos de falso positivo (FP) e falso negativo (FN), associados aos erros de classificação. Para uma visão mais abrangente, as amostras corretamente classificadas pertencentes à classe positiva são denominadas verdadeiros positivos (TP), enquanto as amostras corretamente classificadas pertencentes à classe negativa são denominadas verdadeiros negativos (TN) (Cerri, 2010).

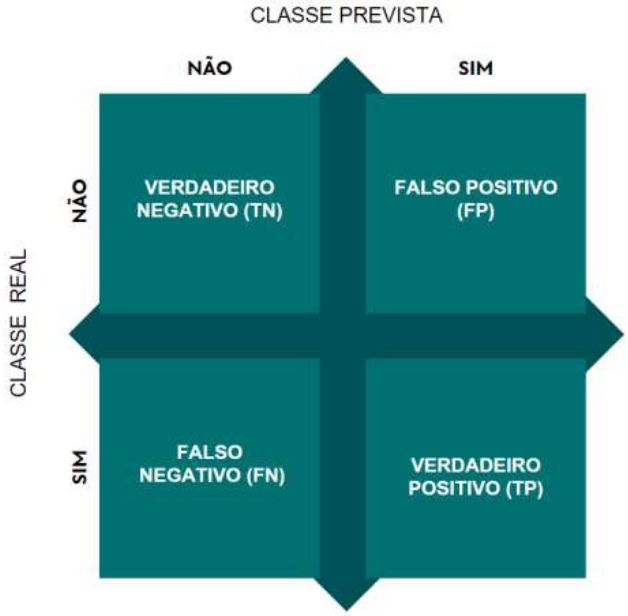


Figura 3. Matriz confusão.

Nesse sentido, é possível estabelecer relações entre os erros e acertos obtidos pelo modelo, identificando métricas de desempenho que orientem a avaliação de modelos de *Machine Learning* consoante o contexto de desenvolvimento. Para (Murphy, 2012), existem várias maneiras de resumir a matriz confusão, sendo mais comum a utilização de métricas como a acurácia, precisão, *recall* e *F1-Score*.

A acurácia empregada para mensurar a proporção de dados previstos corretamente pelo modelo em relação ao total dos dados. Essa métrica revela-se particularmente valiosa em cenários nos quais há dados cujo rótulos são equilibrados, de modo assegurar uma ponderação equivalente na classificação entre as categorias, o que não é o caso deste trabalho. A acurácia é dada pela equação 1:

$$Acurácia = \frac{TN+TP}{TN+TP+FN+FP} \quad (1)$$

A precisão é uma métrica que mede a proporção de exemplos positivos corretamente identificados em relação a todos os exemplos que o modelo classificou como positivos. É utilizada como uma métrica de desempenho quando o objetivo é limitar o número de falsos positivos, dada pela equação 2:

$$Precisao = \frac{TP}{TP+FP} \quad (2)$$

O *recall* é uma métrica que mede a capacidade do modelo de prever classes positivas reais. Em outras palavras, é a proporção de exemplos positivos corretamente identificados em relação a todos os exemplos positivos existentes; isto é, quando é importante evitar falsos negativos, conforme equação 3:

$$Recall = \frac{TP}{TP+FN} \quad (3)$$

Por fim, o *f1score* é obtido por meio de uma média harmônica da precisão e do *recall*, onde uma pontuação F1 atinge seu melhor valor em 1 e pior em 0, conforme equação 4:

$$f1_{score} = 2 \times \frac{precisão \times recall}{precisão+recall} \quad (4)$$

3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A Figura 4 apresenta as matrizes confusão que determinam a quantidade de erros e acertos do modelo em relação aos dados de teste dos casos estudados. Vale lembrar que a diagonal principal representa os acertos do modelo.

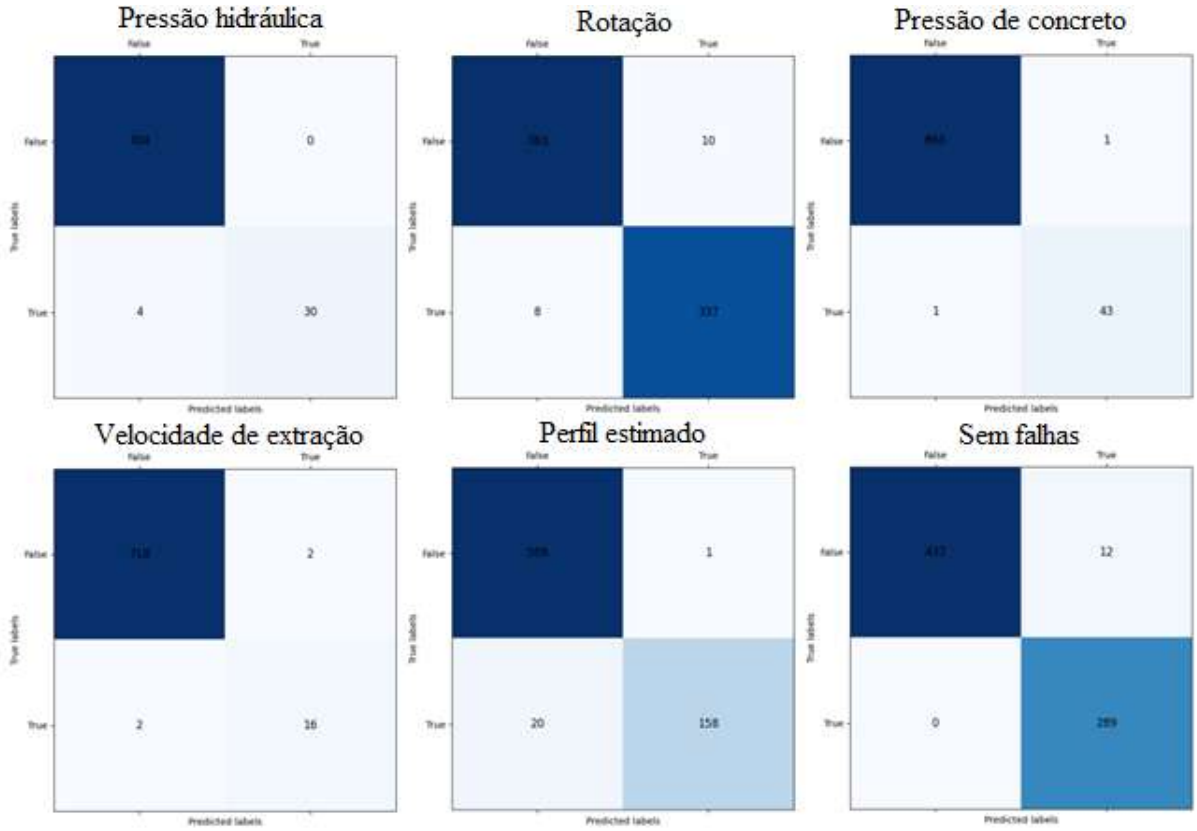


Figura 4. Matrizes confusão do modelo.

Nota-se que o menor erro previsto (quantidade de relatórios classificados de forma errada sobre número total de relatórios) pelo modelo foi em relação ao parâmetro “Pressão do Concreto”, correspondente a 0,27%. Por outro lado, o maior erro previsto foi sob exemplos que possuem falha no parâmetro “Perfil Estimado”, com 2,8%.

O relatório de desempenho, conforme apresentado na Tabela 2, exibe as métricas (precisão, *recall* e *F1score*) resultantes da arquitetura de Redes Neurais Convolucionais, quando alimentadas pelos dados de teste, ou seja, 20% do banco de dados.

Tabela 2. Divisão dos dados de teste.

Métrica	Pressão Hidrúalica	Rotação	Pressão Concreto	Velocidade de Extração	Perfil Estimado	Sem Falha
Precisão	1.00	0.97	0.98	0.89	0.99	0.96
Recall	0.88	0.98	0.98	0.89	0.89	1.00
$F1_{score}$	0.94	0.97	0.98	0.89	0.94	0.98

O modelo alcançou sua maior precisão ao identificar relatórios com falhas gráficas no rótulo "Pressão Hidráulica". Em contraste, a precisão foi menor ao identificar relatórios com falhas gráficas no parâmetro "Velocidade de Extração". No que diz respeito ao *recall*, os relatórios “Sem Falhas” gráficas alcançaram um recall de 100%, enquanto os relatórios com falhas no parâmetro "Velocidade de Extração" também apresentaram o menor recall. Em relação ao *F1-score*, os relatórios “Sem Falhas” e com falhas gráficas na “Pressão do Concreto” obtiveram a pontuação mais alta, ao passo que os relatórios com falhas no parâmetro "Velocidade de Extração", mais uma vez, tiveram a pontuação mais baixa.

Nesse sentido, como o *F1-score* é uma média harmônica entre *recall* e precisão, a classificação das falhas gráficas em relatórios de estaca hélice contínua monitorada alcançou resultados satisfatórios, indicando a viabilidade da utilização do modelo de Redes Neurais Convolucionais na classificação multirrótulos de boletins de monitoramento de estacas hélice contínuas, um dos campos da engenharia de fundações.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

A pesquisa teve como objetivo avaliar o uso da técnica de aprendizado de máquina para a análise automática de 3690 relatórios de monitoramento de estaca hélice contínua, com o objetivo de otimizar o tempo de interpretação desses dados.

Esses relatórios foram de obras de estaca hélice contínua realizadas nos municípios do Estado do Rio de Janeiro, cujos diâmetros variaram de 30 a 50 centímetros e comprimentos de 5 a 28 metros. Os relatórios foram classificados com 5 rótulos dependendo da sua falha (pressão hidráulica, rotação, pressão do concreto, velocidade de extração e perfil estimado) e 1 rótulo associado ao relatório sem falhas. Destaca-se que os rótulos de falha podem acontecer ao mesmo tempo, o que é denominado como classificação multirrótulos.

Foi empregada uma arquitetura de Redes Neurais Convolucionais para avaliar sua capacidade de classificação dos relatórios de estacas hélice contínua, buscando fornecer resultados eficazes quando a quantidade de dados a ser analisada é muito grande.

A matriz confusão - associada as métricas de acurácia, precisão, *recall* e *f1score* - é uma ferramenta útil de avaliação de classificadores e foi utilizada para representar os resultados obtidos pelas CNNs.

No geral, a arquitetura alcançou um resultado satisfatório. Isso é corroborado pelo elevado valor de *F1-score* alcançado para cada um dos seis rótulos avaliados, ambos acima de 89%.

Com base nos resultados apresentados, conclui-se que as Redes Neurais Convolucionais representam uma alternativa viável para a classificação multirrótulos de falhas em relatórios de estaca hélice contínua monitorada, auxiliando os engenheiros de fundações nas corretas tomadas de decisões, como a execução de ensaios complementares para avaliar a integridade do concreto de uma estaca e/ou a realização de ensaios para determinar sua capacidade de carga geotécnica. Em situações extremas, essas avaliações podem até resultar na desqualificação de uma determinada estaca para uso em um projeto específico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Albuquerque, P. J. R. (2001). *Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Cerri, R. (2010). *Técnicas de classificação hierárquica multirrótulo*. Dissertação de Mestrado, Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Digitalsreeni Multilabel Classification (2023). https://github.com/bnsreenu/ python_for_microscopists/blob/master/142-multi_label_classification.py. Acesso em 2023/05/18.

Géron, A., (2022). *Mãos à obra: Aprendizado de máquinas com scikit-learn e tensorflow*. Alta Books.

Neto, J.A.A. e Kochen, R. (2003). *Estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos*. Revista Engenharia.

Massad, D. F., & de Carvalho, D. D. (2001). *Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade*.

Multilabel classification using Keras. (2020, July 16). [Video]. https://www.youtube.com/watch?v=hraKTseOuJA&t=1001s. Retrieved March 3, 2023, from https://github.com/bnsreenu/ python_for_microscopists/blob/master/142-multi_label_classification.py.

Murphy, K. P. (2012). *Machine learning: A probabilistic perspective*. MIT Press.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/102

Detecção Automática de Manifestações Patológicas em Obras Geotécnicas Utilizando Visão Computacional

Leandro Silva de Assis
Doutorando, EP USP, São Paulo, Brasil, leandroassis@usp.br

Ana Carolina Fernandes de Souza
Iniciação Científica, GeoinfraUSP / EP USP, São Paulo, Brasil, anafsouza@usp.br

Bernardo Lopes Poncetti
Doutorando, GeoinfraUSP / EP USP, São Paulo, Brasil, bernardoponcetti@usp.br

Marcos Massao Futai
Prof. Coordenador, GeoinfraUSP / EP USP, São Paulo, Brasil, futai@usp.br

RESUMO: Os túneis são elementos de estruturas geotécnicas com comportamento complexos que fazem parte da logística de transportes e requer elevada atenção na inspeção e monitoramento de sua performance, haja visto que, um possível colapso nesse tipo de ativo causa severos prejuízos. A literatura aponta como sendo uma necessidade a padronização na caracterização e classificação de manifestações patológicas em ativos de infraestrutura, bem como a indexação da espacialização com histórico do ativo. Este trabalho propõe uma metodologia inovadora para a detecção automática de manifestações patológicas em obras geotécnicas, como túneis, utilizando técnicas de visão computacional. A abordagem busca superar a subjetividade na caracterização e classificação das patologias nesses ativos e requer maior robustez na construção de data set.

PALAVRAS-CHAVE: Túneis, Inteligência Artificial, Inspeção, Patologia, Geotecnia.

ABSTRACT: Tunnels are elements of geotechnical structures with complex behavior that are part of transport logistics and require great attention in the inspection and monitoring of their performance, given that a possible collapse in this type of asset causes severe losses. The literature points out that standardization in the characterization and classification of pathological manifestations in infrastructure assets is a necessity, as well as the indexing of spatialization with the asset's history. This work proposes an innovative methodology for the automatic detection of pathological manifestations in geotechnical works, such as tunnels, using computer vision techniques. The approach seeks to overcome subjectivity in the characterization and classification of pathologies in these assets and requires greater robustness in data set construction.

KEYWORDS: Tunnels, Artificial Intelligence, Inspection, Pathology, Geotechnics

1 INTRODUÇÃO

Os túneis são elementos de estruturas geotécnicas com comportamento complexos que fazem parte da logística de transportes e requer elevada atenção na inspeção e monitoramento de sua performance, haja visto que, um colapso nesse tipo de ativo causa severos prejuízos.

Via de regra a inspeção de túneis sempre foi desenvolvida na subjetividade de profissionais responsáveis pelo ativo, de acordo com a percepção empírica das equipes, sem registros históricos ou uniformização das rotinas, repetindo práticas que não acompanharam o desenvolvimento tecnológico. Como solução, recentemente alguns estudos avaliam a possibilidade de automação das inspeções de estruturas, por meio da aplicação de técnicas de inteligência artificial, por exemplo, por representarem uma das alternativas mais promissoras no ramo do monitoramento de estruturas (Belloni et al., 2020). Esses projetos já fazem parte de investimentos de grandes empresas do ramo da construção civil, como a Vale©, Petrobrás© e a Acciona©, e a tendência é que a busca por regulamentação e maiores investimentos nesse ramo cresçam.

Mesmo que seja um ramo relativamente novo de pesquisa, sabe-se que é possível desenvolver e aplicar monitoramento de túneis usando a detecção de danos por meios visuais ou fazendo uso de equipamentos e sensores[MF1]. Parte essencial desses estudos envolve o método de aprendizado de máquina que tem sido aplicado cada vez mais, desde as últimas décadas, no ramo da construção. É uma ferramenta poderosa, que funciona por automatizar e aprimorar funções humanas, diminuindo a demanda de mão de obra in loco e, consequentemente, aumentando a segurança (Yayin et al., 2021). Ele já foi aplicado no monitoramento de questões de ocupação e segurança em locais de construção (Zhang and Shi, 2020) e na análise e comparação dos custos do ciclo de vida de construções, considerando a manutenção das obras ao longo do tempo (Gao et al., 2019).

A aprendizagem profunda tem ganhado espaço no ramo das técnicas de aprendizado de máquina devido à sua alta performance[MF2] em termos de rapidez e acurácia, quando comparada a subjetividade e imperícia humana. A aplicação da visão computacional, com o uso de drones e fotogrametria abrem espaço para uma nova era na inspeção de estruturas (Savino & Tondolo, 2020). Nesse ramo do aprendizado de máquina, são utilizadas redes neurais artificiais com múltiplas camadas, de maneira que diversas informações possam ser extraídas, a partir de diferentes níveis de estudo e detalhe. Assim, essas redes neurais são altamente qualificadas para tarefas de classificação de objetos e imagens por meio da compreensão e adaptação de características (Simonyan et al., 2014), (Redmon et al., 2016).

É escassa a disponibilidade de *dataset* com manifestações patológicas em concreto projetado, sendo necessária a construção desse repositório de dados para possibilitar a aplicação da Inteligência Artificial, muitas vezes sendo necessária a aplicação de técnicas de ampliação sintética de dados – *data augmentation.*

A técnica de *data augmentation* consiste na manipulação da imagem real, alterando sua rotação, brilho, suavidade, espelhamento entre outros, para multiplicar o número de imagens disponível, até que alcance um quantitativo de imagem viável para garantir o aprendizado da máquina.

De acordo com o atual cenário esse trabalho visa a aplicação de inteligência artificial, através do YOLO V5® para detecção de manifestações patológicas em túneis e avaliar a influência do banco de dados de imagem com aplicação de técnicas de *data augmentation.*

2 METODOLOGIA

2.1 Fluxo da metodologia

Com o intuito de aprimorar a detecção de patologias no concreto, o primeiro passo do estudo envolveu a construção de uma base de dados, capaz de prover imagens suficientes para um estudo. A partir disso, a base de dados foi aplicada em um programa de implementação do algoritmo de visão computacional YOLO V5®, e os resultados preliminares obtidos foram analisados. A Figura 1, ilustra o fluxograma da metodologia.

Figura 1. Fluxograma da metodologia.

A Figura 1 [MF3]ilustra as etapas desenvolvidas neste trabalho para implementação dos algoritmos de detecção de manifestações patológicas em concreto projetado.

2.1.1 Construção do Data set

Foram reunidas 53 imagens [MF4]que apresentassem manifestações patológicas de infiltração no revestimento de túneis em concreto projetado, porque além de se tratar de um tipo de manifestação comumente encontrada, é a responsável pelo desencadeamento de outras ainda mais graves. As imagens colecionadas foram rotuladas utilizando o software Vott®, *open source* desenvolvido pela Microsoft®, que auxilia na criação da máscara sobre a região onde aparece a manifestação patológica, e os parâmetros dessas máscara, indicando o rótulo da patologia, foram exportados em arquivo formato *.json, que por sua vez servirá como referência para a rede neural a decodificar os parâmetros de saída da última camada e imprimir a caixa delimitadora, conforma esquema da Figura 2.

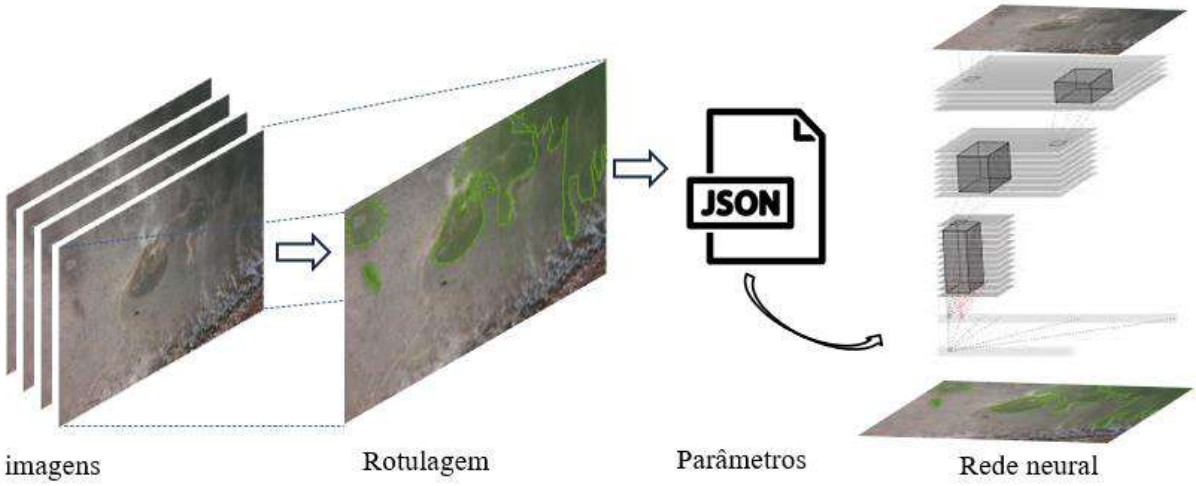


Figura 2. Construção do *data set*.

O aprendizado de máquina é um processo estatístico, requerendo redundância de dados para aumentar a confiança dos resultados inferidos. Neste trabalho foi necessário utilizar a plataforma Robflow® para ampliar o número de 53 imagens disponíveis, aplicando as seguintes técnicas de *data augmentation:* segmentação com variação do zoom até 23%, rotação horizontal, brilho e exposição ± 25%, borrar acima de 2,5 px. Essa técnica sintética de ampliação de dados ajuda a garantir o mínimo de redundância, ampliando o *data set* para 177 imagens.

Para mensurar os efeitos da aplicação da técnica de *data augmentation*, foram comparadas as métricas obtidas antes e depois da ampliação da *data set.*

2.1.2 Implementação do algoritmo

O YOLO v5 foi o algoritmo escolhido, que é organizado a partir de redes neurais convolucionais, que conta com diversas camadas responsáveis por trazer maior eficiência e um menor custo computacional para o sistema. Ele retorna três produtos: as classes dos objetos detectados, com base em características pré-definidas como formatos, cores e texturas, “caixas de seleção”, traçadas ao redor dos objetos e as confianças de objeto (objectness scores), que uma probabilidade de 0 a 1 de que a caixa prevista realmente esteja sobre um objeto analisado.

O YOLO v5 foi definido por conta de sua entrega em agilidade comparada à acurácia, que supera por exemplo a *Faster* RCNN, outra forma de reconhecimento de imagem muito utilizada, e bastante precisa, mas que funciona quase 10 vezes mais devagar e com maior custo computacional. Além disso, percebeu-se um melhor desempenho do YOLO v5 quando em cenários de baixa iluminação, como é o caso da base de dados

aplicada nesta pesquisa. Ainda que existam filtros para a solução disso quando trabalhando com *data augmentation*, optou-se por seguir com um modelo que tivesse melhor ajuste com as características em estudo

A linguagem de implementação dos códigos foi realizada em Python® no ambiente do Google Colab®, que auxilia de forma pratica a implementação de diversas linguagens via navegador web, sem necessidade de configurações prévias.

O *data set* foi divido em porções obedecendo a fração 80/10/10, onde foram utilizadas 80% das imagens para treinamento da rede neural e 10% para teste e 10% para validação, conforme recomendado por Kapadia, 2022. Foram treinadas 200 épocas cada rótulo conforme indicado nas instruções de uso, analisando ao final suas convergências.

2.1.3 Avaliação das métricas dos resultados

mAP (*Mean Average Precision*): Foi a métrica utilizada para medir a média da precisão dos algoritmos em diferentes classes de objetos em uma detecção de objetos. Fornece uma visão geral da capacidade do modelo em detectar objetos de diferentes tipos.

IoU (*Intersection over Union*): Foi utilizada para avaliar a sobreposição entre a caixa delimitadora prevista pelo modelo e a caixa delimitadora verdadeira do objeto. Ajudando a determinar o quão bem o modelo localiza os objetos em uma imagem.

Precisão: Representa a proporção de verdadeiros positivos em relação ao total de itens positivos previstos pelo algoritmo. Indica a precisão das predições positivas feitas pelo modelo.

Recall: Indica a proporção de verdadeiros positivos em relação ao total de itens positivos presentes nos dados. Mostra a capacidade do modelo em recuperar corretamente os exemplos positivos.

F1: É a média harmônica entre precisão e recall, fornecendo uma única medida que equilibra ambos os aspectos. É útil quando há um desequilíbrio entre as classes de dados.

AP (*Average Precision*): É a média da precisão calculada em vários níveis de recall. Útil para avaliar a precisão das classificações em um conjunto de dados, especialmente em problemas de detecção de objetos.

3 RESUTADOS E DISCUSSÃO

O *data set* foi composto por 53 imagens de infiltração devidamente rotuladas, em diferentes condições de angulo, iluminação e escala, afim de simular as condições de visualização encontrada no interior de um túnel.

As imagens após serem treinadas, testadas e validadas apresentaram as seguintes métricas indicadas nas Figuras 3 e 4, que mostram a performance do algoritmo com e sem aplicação de *data augmentation*.[MF5]

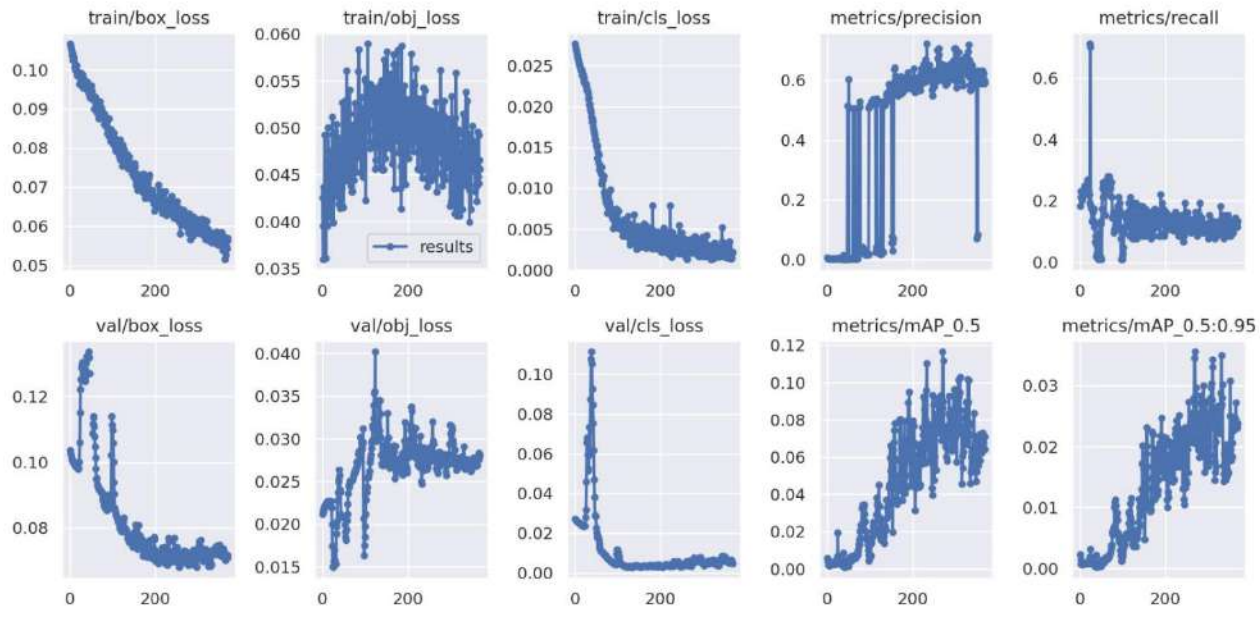


Figura 3 – métrica de avaliação do algoritmo de deteção de manifestações patológicas sem aplicação de *data augmentation.*

Analisando o "*box loss*", consegue-se uma visão a respeito dos acertos do modelo quanto às previsões das caixas de seleção, considerando o posicionamento da caixa em relação ao centro do objeto e o tamanho da caixa em relação ao tamanho do objeto. Menores valores são mais satisfatórios e o esperado seria um gráfico próximo a uma "*elbow curve*". Com base em uma análise de "*Intersect over Union*", basicamente comparando as regiões de sobreposição do local previsto para ter um objeto a ser detectado e os locais que realmente tinham objetos, percebe-se que ao longo do tempo o erro aumentou, o que indica certa deficiência ou desfalque no experimento. Isso é atribuído à pequena quantidade de imagens fornecida, que representa cerca de 10% da quantidade ideal para o treinamento de uma rede dessa categoria.

Analisando o "*object loss*", pretende-se obter valores pequenos, indicando que o algoritmo é bem certo quanto à presença de objetos nas caixas de seleção. Para os gráficos obtidos, atribui-se baixa perda na seção de validação, com um pico, e uma perda que aumenta gradativamente na parte selecionada para treinar o algoritmo. Esse comportamento tende a ser revertido com uma melhor distribuição de imagens entre as subseções dos *data sets*, claro, quando a quantidade de imagens é satisfatória para teste. Idealmente, um modelo teria um baixo "*object loss*", indicando maior confiança de objeto, o que significa que há uma boa distinção entre os objetos buscados e ruídos de fundo.

Analisando o "*class loss*", foi obtido um resultado mais satisfatório. Isso porque esse parâmetro considera os acertos do modelo em atribuir as categorias corretas aos objetos identificados. Foi possível garantir tanta precisão neste modelo por conta das poucas classes definidas.

Em seguida, são apresentados gráficos mais claros de se interpretar, que consideram a precisão do modelo. No quarto gráfico da primeira linha, observa-se a precisão geral do modelo, considerando quantas das detecções positivas estavam de fato corretas, enquanto nos gráficos de mAP (*Mean Average Precision*), explicita-se uma relação que considera a precisão classe por classe. Uma precisão aceitável para o YOLO v5 seria acima de 70% inicialmente, aproximando de 80% quando o *data set* e o treinamento do modelo fossem ideais, conforme observado pela bibliografia. Ainda que em certos momentos as seções tenham se aproximado dessa métrica, em sua maioria percebe-se que ainda há um extenso caminho trabalhando na expansão dessa base de dados.

Nesse sentido, aborda-se um tópico fundamental: a quantidade de patologias demarcadas na base de dados vigente, em comparação à real possibilidade de quantidades de patologias a serem consideradas. Esta base de dados em desenvolvimento preliminar conta apenas com imagens demarcadas de infiltração. Com a expansão da base de dados envolvendo todas as patologias idealizadas previamente, certamente será possível adquirir um melhor resultado.

Após as técnicas de *data augmentation*, o *data set* passou e ser constituído de 177 imagens e foi possível verificar o efeito sobre a respostas do algoritmo, conforme demonstrado na figura 4.

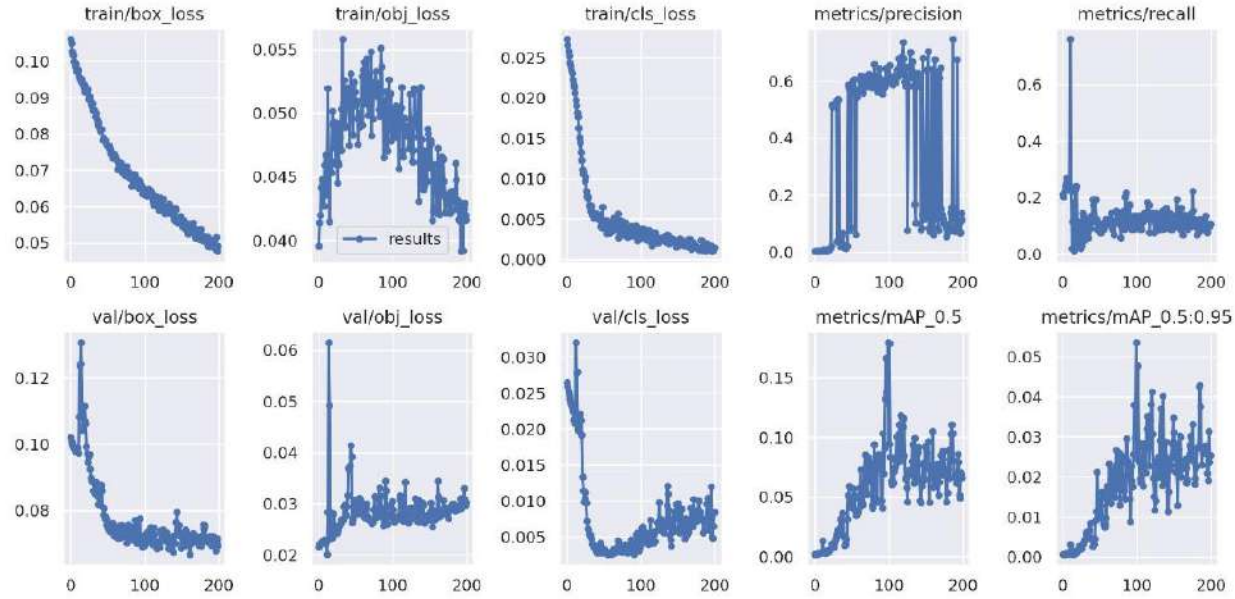


Figura 4 – métrica de avaliação do algoritmo de deteção de manifestações patológicas com aplicação de *data augmentation* com 200 épocas de treinamento.

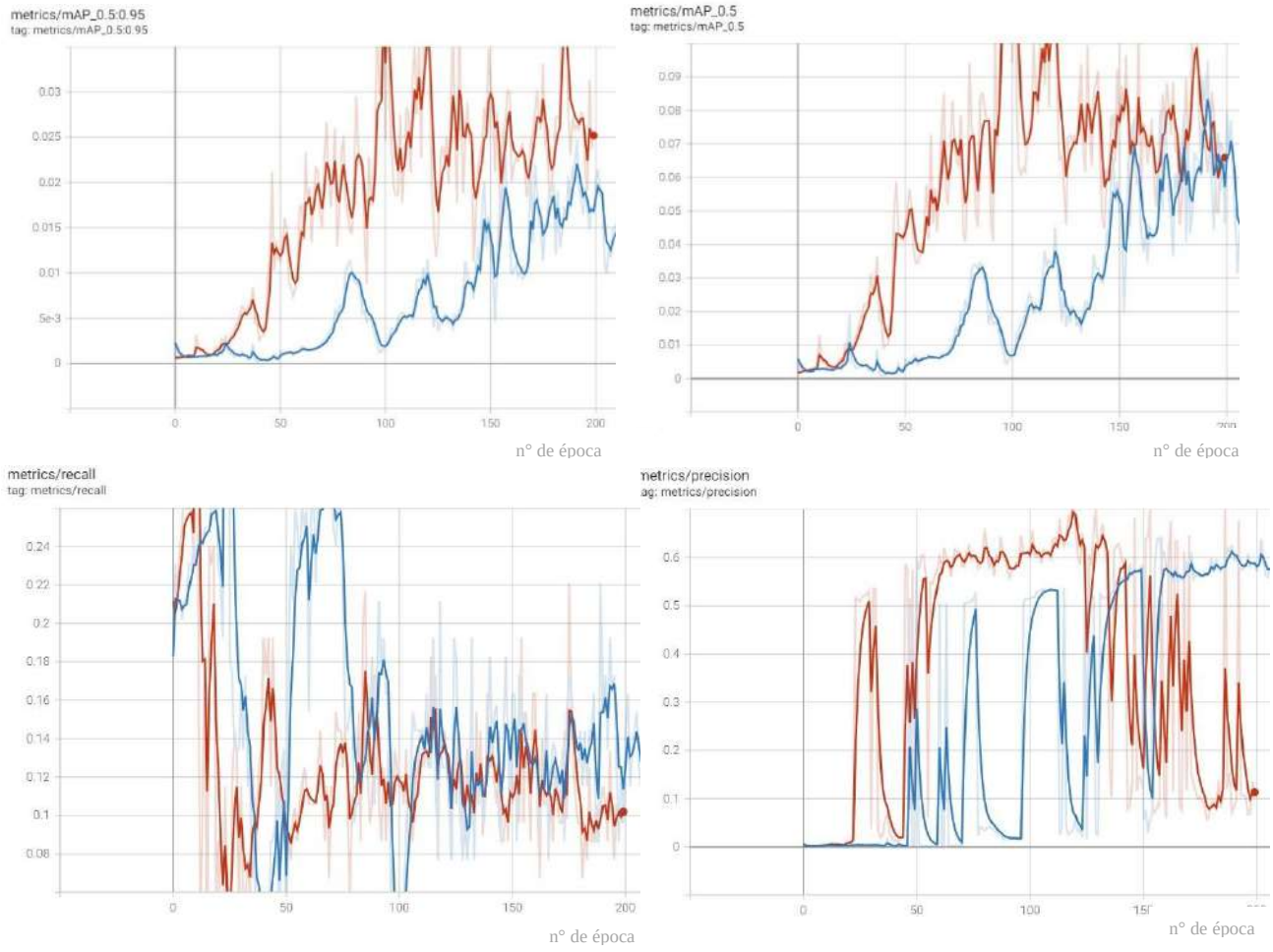


Figura 5 – efeito da *data augmentation* nas métrica de avaliação do algoritmo de deteção de manifestações patológicas.

Ao observar mostra mAP 50 e mAP 50:95, é notória a influência da aplicação da aplicação de *data augmentation* no set de imagens, permitindo a melhoria do algoritmo na sua capacidade de distinção entre objetos, conforme mostrado na Figura 5. Entretanto, para a capacidade de determinação de verdadeiros positivos, ou seja, a razão do número pelo número total de respostas, a técnica não mostrou interferência positiva, demonstrando uma redução na capacidade de recuperar os exemplos positivos dentro da população, conforme mostrado pela comparação dos gráficos de Recall.

Em termos de precisão a aplicação de *data augmentation* apresenta significativa melhoria, com uma forte tendência de queda a partir da janela de da época 150.

A Tabela 1, mostra a em números os melhores resultados alcançados pelos algoritmos com e sem a técnica de *data augmentation*.

Tabela 1 – Resumo de métricas do algoritmo de detecção de manifestaçãoes patológicas em tuneis.

	mAP 50	F1 score	Recall	Precisão
Sem *data augmentation*	0,233	0,13 a 0,145	0,40	0,45
Com *data augmentation*	0,179	0,12 a 0,26	0,93	0,606

4 CONCLUSÕES

A partir dos resultados apresentados, entende-se que atravessando a limitação da quantidade de imagens e diversidade das imagens no *data set*, a capacidade de atuação do YOLO v5, se comprova de maneira efetiva para essa aplicação. Neste trabalho apresentou-se a metodologia para construção do *data set* voltado para inspeção de manifestações patológicas em túneis, um atual gargalo nessa área, afinal, busca-se a mitigação da subjetividade das atuais maneira de inspeção desses ativos. Assim, esse trabalho traz como principais contribuições o uso de visão computacional apoiado em uma plataforma aberta para preencher a lacuna de subjetividade na inspeção de túneis possibilitando a detecção em tempo real e ao vivo.

Ao comparar ambos os resultados das bases de dados, constata-se que ainda é necessário expandir a base de dados e isso seria possível a partir da inclusão de mais patologias. Além disso, confirmaram-se as hipóteses dos efeitos do *data augmentation*, que são benéficos até certo ponto, a partir do qual as interferências no modelo se demonstram por certo vício do algoritmo, conhecido como *overfitting*.

AGRADECIMENTOS

Universidade de São Paulo – USP, CAPES e Cátedra Under Rail - Vale.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Pires, P. J. M.; Meneguete, D. S.; Salgado, N. G. DE P (2016). Otimização dos processos de inspeção em monitoramento para túneis em rocha. *Revista Mosaicum*, n. 23, 20 maio 2016.

Mirzazade, A. et al. (2021) Workflow for Off-Site Bridge Inspection Using Automatic Damage Detection-Case Study of the Pahtajokk Bridge. *Remote Sensing*, v. 13, n. 14, p. 2665, 7 jul. 2021.

Savino, P.; Tondolo, F. (2021). Automated classification of civil structure defects based on convolutional neural network. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, v. 15, n. 2, p. 305–317, abr. 2021.

Yayin Xu, Ying Zhou, Przemyslaw Sekula, Lieyun Ding, (2021). Machine learning in construction: From shallow to deep learning, *Developments in the Built Environment*, Volume 6, 2021.

Gao, X. et al. (2019). Machine Learning Applications in Facility Life-Cycle Cost Analysis: A Review. Computing in Civil Engineering 2019, 13 jun. 2019.

Lanning A, E. Zaghi A and Zhang T (2022). Applicability of Convolutional Neural Networks for Calibration of Nonlinear Dynamic Models of Structures. Front. Built Environ. 8:873546. doi: 10.3389/fbuil.2022.873546, abr. 2022

Simonyan, K.; Zisserman, A. Very deep convolutional networks for large-scale image recognition. CoRR, abs/1409.1556, 2014. Disponível em: <http://arxiv.org/abs/1409.1556>.

Anitescu, C. et al. Artificial neural network methods for the solution of second order boundary value problems. Computers, Materials and Continua, Tech Science Press, v. 59, n. 1, p. 345–359, 2019.

Korfmann K, Sellinger T, Freund F, Fumagalli M, Tellier A. 2024. Simultaneous Inference of Past Demography and Selection from the Ancestral Recombination Graph under the Beta Coalescent. bioRxiv, 2022.09.28.508873. ver. 5

Kaitian Wang, Panshan Li, Yang Liu, Hu Li, Yanqing Men and Yongliang Huang, 2021. Research on the Present Situation and Development Trend of Subway Tunnel Inspection Vehicle. IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 1203 022126. DOI 10.1088/1757-899X/1203/2/022126

Jo Plested and Tom Gedeon 2022. Deep transfer learning for image classification: a survey. Deep transfer learning for image classification: a survey, https://doi.org/10.48550/arXiv.2205.09904

Harsh K Kapadia, Paresh V Patel and Jignesh B Patel, Convolutional Neural Network Based Improved Crack Detection In Concrete Cubes - International Journal of Computing and Digital Systems, ISSN (2210-142X) Int. J. Com. Dig. Sys. 13, No.1 (Jan-2023), http://dx.doi.org/10.12785/ijcds/130127.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/103

Determinação da Resistência Não Drenada de Rejeitos de Minério de Ferro Utilizando Regressão Linear Multivariada

Fernanda Yamaguchi Matarazo
Mestranda, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, fernandaymatarazo@gmail.com

Tatiana dos Santos Barreto
Professora Adjunta, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, tatiana.santos@ufop.edu.br

RESUMO: Na geotecnia, um dos aspectos críticos a serem considerados é a capacidade de um material de suportar cargas abruptas, sem expulsar a água contida em seus poros, um atributo conhecido como resistência não drenada. Esse aspecto é crucial em projetos de grande magnitude, como a construção de barragens e a gestão de pilhas de rejeitos de mineração. Para avaliar tal característica, muitos profissionais recorrem ao ensaio de palheta, uma prática endossada pela literatura. No entanto, essa abordagem, por si só, pode não ser suficiente, uma vez que requer uma análise aprofundada do perfil do solo e seu grau de saturação. Para aprimorar a precisão dos resultados, muitos profissionais combinam as informações do ensaio de palheta com os dados do CPTu, proporcionando uma visão mais abrangente do perfil do subsolo. Contudo, é importante destacar que as análises baseadas no CPTu, normalmente ajustadas para solos naturais, podem não ser as mais adequadas para materiais processados, como é o caso dos rejeitos de mineração. Diante dessa complexidade, o presente estudo desenvolveu um modelo para a determinação da resistência não drenada dos rejeitos de minério de ferro via parâmetros do CPTu. Para isso, foi utilizado um banco de dados composto por 93 observações provenientes de quatro locais distintos do Quadrilátero Ferrífero. Desenvolveu-se um modelo de regressão linear multivariada com uma validação cruzada K-Fold com k variando de 2 a 10. O modelo mais promissor, com k-fold igual à 10, exibiu um R^2 de 0,75, MAE de 24,46 MPa e RMSE de 34,37 MPa, valores promissores quando comparados às metodologias usuais.

PALAVRAS-CHAVE: RLM, resistência não drenada, rejeito de minério de ferro.

ABSTRACT: In geotechnics, one of the critical aspects to consider is the ability of a material to withstand sudden loads without expelling the water contained in its pores, an attribute known as undrained strength. This aspect is crucial in large-scale projects, such as the construction of dams and the management of mining waste piles. To evaluate this characteristic, many professionals turn to the vane test, a practice endorsed by the literature. However, this approach, by itself, may not be sufficient, as it requires an in-depth analysis of the soil profile and its degree of saturation. To enhance the accuracy of the results, many professionals combine information from the vane test with data from the CPTu, providing a more comprehensive view of the subsurface profile. However, it is important to highlight those analyses based on the CPTu, usually adjusted for natural soils, may not be the most suitable for processed materials, such as mining waste. Given this complexity, the present study developed a model for determining the undrained strength of iron ore tailings via CPTu parameters. For this, a database consisting of 93 observations from four different sites in the Iron Quadrangle was used. A multivariate linear regression model was developed with a K-Fold cross-validation with k ranging from 2 to 10. The most promising model, with a 10-fold k, exhibited an R^2 of 0.75, an MAE of 24.46 MPa, and an RMSE of 34.37 MPa, promising values when compared to usual methodologies.

KEYWORDS: RLM, undrained shear strain, iron ore tailings.

1 INTRODUÇÃO

A produção de minério de ferro tem mostrado uma tendência ascendente significativa ao longo dos últimos anos, conforme evidenciado pelos dados recentes do USGS (2023). Essa crescente produção é reflexo, tanto do avanço tecnológico na exploração mineral, quanto na demanda incessante da indústria siderúrgica. O crescimento substancial na produção de minério de ferro produz uma implicação direta na gestão ambiental, em particular no que concerne à geração de rejeitos. Assim, a responsabilidade de garantir a integridade das

TSFs (Tailings Storage Facilities) nunca foi tão premente (Hu et al., 2017), já que o aumento no volume de rejeitos amplia o escopo da engenharia geotécnica, que diante dos acidentes expressivos ocorridos nos últimos anos, exige uma revisão das práticas atuais de avaliação e manutenção da estabilidade das estruturas de rejeitos.

A avaliação da resistência ao cisalhamento não drenada dos rejeitos de minério de ferro é uma área de significativa importância e interesse na engenharia geotécnica, principalmente para as produções localizadas no Quadrilátero Ferrífero. Esta propriedade crítica influencia na estabilidade das estruturas de armazenamento de rejeitos, sendo fundamental para a prevenção de falhas estruturais, especialmente em condições em que a drenagem é inibida e o potencial de liquefação é uma preocupação latente (Hu et al., 2017).

A prática convencional do ensaio de palheta (Vane Test), endossada por pesquisadores como Schnaid & Odebrecht (2012), oferece uma estimativa direta da resistência não drenada *in situ*. Contudo, Robertson (2009) salienta que sua eficácia é limitada pela falta de informação sobre o perfil do subsolo e condições de saturação. Neste contexto, o ensaio Cone Penetration Test com medição de poropressão (CPTu), uma ferramenta amplamente reconhecida pela sua precisão e consistência (Robertson, 1990), tem sido empregue como um complemento ao ensaio de palheta (em alguns casos o substituindo), fornecendo o detalhamento do perfil geotécnico do subsolo. Contudo, os parâmetros obtidos a partir do CPTu são frequentemente calibrados adotando correlações propostas e validadas para solos naturais (Brown & Gillani, 2016). Essas correlações podem não ser inteiramente aplicáveis à materiais manufaturados, como os rejeitos de mineração (Pinto et al., 2021). Diante deste cenário, destaca-se a necessidade do desenvolvimento de modelos que possam fornecer uma avaliação mais acurada para esses materiais específicos e principalmente métricas de erro para auxiliar na tomada de decisão.

Em resposta a este desafio, propõe-se a integração de técnicas de estatística multivariada que são capazes de desvendar as relações intrincadas entre múltiplas variáveis independentes e uma variável dependente. Possibilitando assim, enriquecer o arsenal analítico do pesquisador, projetista e empreendedor, uma vez que são capazes de fornecer respostas rápidas, aumentam a compreensão das interações entre os parâmetros geotécnicos e adaptam-se eficazmente a novos dados. Entretanto, destaca-se que o sucesso desta abordagem está ligado à qualidade do banco de dados empregado. Um banco de dados que seja representativo e bem estruturado é fundamental para a eficácia do modelo. Como bem observado por Dhar (2013), modelos construídos sobre bases de dados inadequadas ou não representativas inevitavelmente conduzirão a respostas imprecisas ou mesmo errôneas.

Neste estudo, utilizou-se a regressão linear multivariada (RLM) para elucidar a relação das leituras advindas do ensaio CPTu sobre a resistência ao cisalhamento não drenada dos rejeitos de minério de ferro, com o objetivo de desenvolver um modelo RLM que integrasse as leituras do CPTu – resistência de ponta corrigida (qt), atrito lateral (fs) e excesso de poropressão (u2) – para aprimorar a previsão da resistência não drenada.

2 METODOLOGIA

Neste estudo, analisou-se um banco de dados composto por observações de rejeitos de minério de ferro coletadas em quatro localidades distintas no Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais, Brasil. Devido a confidencialidade dos dados, os locais de coleta não serão mencionados.

As amostras foram coletadas em profundidade variável por meio de amostragem tipo *Shelby* ou *Denisson* e sua caracterização foi realizada por ensaios laboratoriais, sendo eles: teor de umidade natural, limites de consistência, distribuição granulométrica e densidade relativa dos grãos, conforme preconiza as normativas brasileiras.

O banco de dados total apresenta cerca de 72 CPTus com medidas a cada 1 ou 5 cm, totalizando aproximadamente 1.345 m de ensaio e cerca de 66.581 leituras. Entretanto, tem-se apenas 137 medições de resistência não drenada pelo ensaio de palheta. Portanto, após a compatibilização geográfica dos resultados, o banco foi composto por 137 amostras que correlacionam as medidas do CPTu, isto é, resistência de ponta corrigida (qt), atrito lateral (fs) e excesso de poropressão (u2), com as medidas de resistência não drenada de pico advindas do ensaio de palheta.

Para a avaliação comportamento dos rejeitos, foram avaliados os índices de classificação de comportamento propostos por Robertson (1990), Robertson & Wride (1998) e Robertson (2016).

Previamente à determinação da resistência não drenada (Su) do rejeito sob investigação, torna-se necessário caracterizar o comportamento não drenado inerente ao referido material. Para esta avaliação adotou-

se a metodologia proposta por Robertson (2009), uma vez que os dados dos ensaios de dissipação não se encontravam disponíveis. A fim de comparação, as amostras foram avaliadas pelas metodologias propostas por Schnaider et al. (2008) e Torrez-Cruz (2015).

Conforme proposto por Robertson (2009), o diagrama de classificação comportamental estabelece critérios para a cravação do cone em relação ao índice I_c, no qual valores inferiores à 2,50 sugere a cravação drenada, entre 2,5 e 2,6 a cravação parcialmente drenada e valores iguais ou superiores à 2,60, cravação não drenada. Destaca-se que na atualização de 2016, Robertson converte o índice I_c para I_B, ampliando a interpretação do comportamento não drenado para solos que apresentem valores de I_B inferiores à 22, conforme apresentado na Figura 1. Após a aplicação da verificação mencionada, foram consideradas 98 amostras.

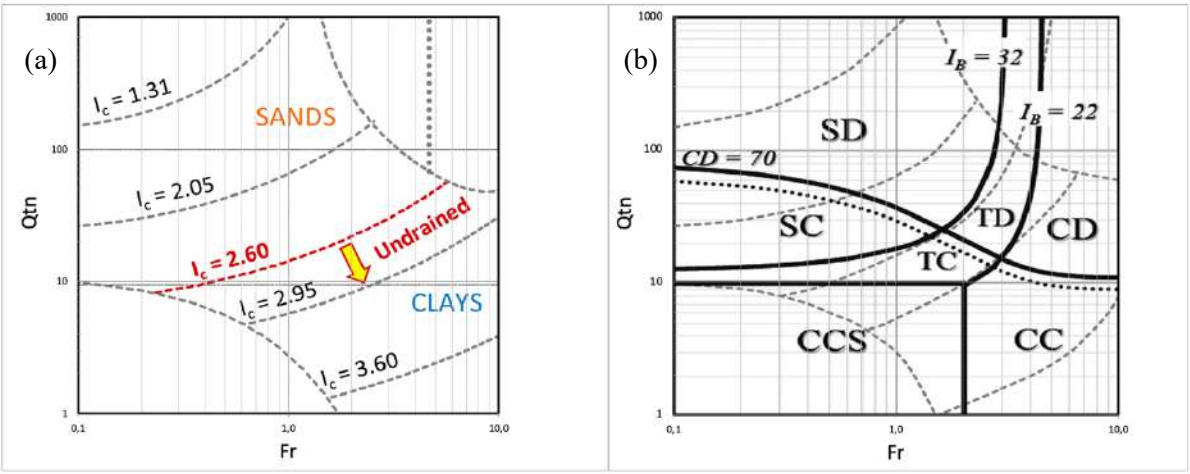


Figura 1. (a) Ábaco de classificação comportamental apresentado por Robertson (2009); (b) Ábaco de classificação comportamental apresentado por Robertson (2016)

Neste conjunto de 98 amostras, foram removidos os *outliers* pela distância de Mahalanobis, adotando-se o percentil 95 como limite, no qual resultou em 93 amostras para elaboração dos modelos.

Em contraste com os ensaios de palheta, que foram realizados com coletas de dados a cada metro de profundidade, os ensaios CPTus tiveram registros feitos em intervalos de 1 ou 5 cm. Esta diferença na densidade de pontos de dados entre os métodos exigiu uma etapa adicional de padronização para alinhar os conjuntos de dados brutos. Para padronizar os dados, adotou-se uma abordagem semelhante à descrita por Abu Farsakh & Mojumder (2020) e Pinto (2023). Especificamente, empregou-se a média dos valores do ensaio de CPTu coletados em um intervalo de um metro, considerando dados situados 0,50 m acima e 0,50 m abaixo do ponto coincidente com o resultado do ensaio Vane Test, conforme apresentado na Figura 2.

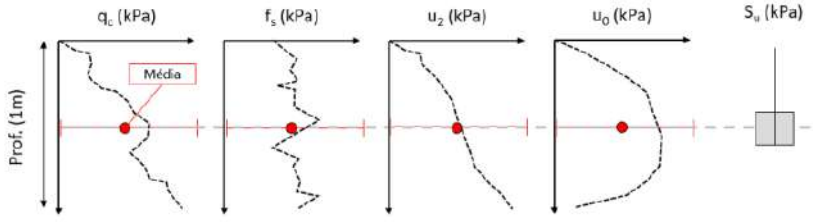


Figura 2. Representação esquemática da compatibilização dos resultados dos ensaios (adaptado de Pinto, 2023)

Antes do início da elaboração dos modelos, o banco de dados foi avaliado descritivamente, obtendo-se a média, desvio padrão, mínimo e máximo das variáveis utilizadas no estudo. Posteriormente, as variáveis independentes (qt, fs e u2) foram normalizadas, este processo ajusta diferentes escalas de medidas para uma faixa comum, eliminando assim os vieses inerentes à disparidade de unidades ou magnitudes, como por exemplo, as leituras da resistência de ponta em MPa e as leituras de atrito lateral e excesso de poroporessão em kPa. Tal padronização além de permitir comparações justas entre os coeficientes, facilita a interpretação na variável resposta, evitando multicolinearidade, sobreajuste e violação da suposição de normalidade, como identificado por Montgomery et al. (1993) e Chowdhury et al. (2021).

Utilizou-se os testes Shapiro-Wilk, Kolmogorov-Smirnov e Mardia para avaliação da normalidade dos dados. E para avaliar a homogeneidade das variâncias adotou-se o Teste de Bartlett e o Teste de Levene, os quais são similares, mas o último mostra-se menos sensível a dados que não seguem estritamente uma distribuição normal.

A validação dos modelos elaborados no *software* R foi realizada por meio da técnica de validação cruzada k-fold, com k variando de 2 a 10, a fim de garantir a robustez do modelo e a confiabilidade das previsões.

O ajuste dos modelos foi avaliado estatisticamente pelo coeficiente de determinação R^2, que indica a variância dos dados que é explicada pelo modelo, com valores entre 0 e 1. Quanto maior o R^2, mais explicativo é o modelo. No entanto, para uma avaliação mais abrangente, foram aplicadas também as métricas de Erro Absoluto Médio (MAE) e a Raiz do Erro Quadrático (RMSE). O MAE quantifica a média dos valores absolutos das discrepâncias entre as previsões e os valores observados, proporcionando uma medida intuitiva e direta da média dos erros, independentemente da sua direção (positivo ou negativo). Por outro lado, o RMSE avalia a raiz quadrada da média dos quadrados dos erros, atribuindo assim, um peso maior para as discrepâncias mais significativas.

Após a construção e validação dos modelos RLM, comparou-se a performance com as equações existentes na literatura para determinação de Su, especificamente as equações que utilizam os fatores de carga Nkt, Nke, NΔu (Equação 1) com calibração com as leituras advindas do Vane Test e cálculo do Nkt propostas por Robertson (2012) e Mayne & Peuchen (2022), conforme apresentam a Equação 2 e a Equação 3.

$$Su = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{Nkt} = \frac{q_t - u_2}{N_{kE}} = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (1)$$

$$Nkt = 10{,}5 + 7\,log(Fr) \quad (2)$$

$$Nkt = 10{,}5 + 4{,}6\,ln(B_q + 0{,}1) \quad (3)$$

Onde, qt é a resistência de ponta corrigida, σ_{v0} é tensão vertical total, u2 é o excesso de poropressão medido no cone, Δu é a variação de poropressão, $N_{\Delta u}$ é o produto entre Bq e N_{kt}, N_{kE} é fator de capacidade de carga baseado na resistência de ponta efetiva, Fr é o atrito normalizado e Bq é o índice de poropressão.

3 RESULTADOS

A Figura 3 apresenta as curvas granulométricas das amostras estudadas. Ressalta-se que não foram realizados ensaios de caracterização para todos os pontos de aferição do Vane Test, por esta razão, a distribuição granulométrica não foi considerada como uma variável independente. Observa-se uma variabilidade granulométrica considerável dos rejeitos estudados, fator esperado devido às diferentes frentes de lavra e processos de beneficiamento em localizações distintas.

Todas as amostras estudadas foram classificadas com comportamento não plástico (NP). Portanto, apresentam índice de plasticidade igual à zero. Por essa razão, não foi aplicado o fator de correção μ_R como proposto por Bjerrum (1973) para os resultados dos ensaios de palheta realizados.

A densidade relativa dos grãos (G_s) situa-se entre 2,902 g/cm3 e 4,352 g/cm3, com média 3,552 cm3 e desvio padrão de 0,43 g/cm3.

A Tabela 1 apresenta as métricas estatísticas descritivas das variáveis independentes e dependente consideradas no modelo.

De acordo com a matriz multivariada das variáveis, Figura 4, há uma relação positiva entre Su e u2, indicando que à medida que o excesso de poropressão aumenta, a resistência não drenada tende a aumentar. Quando observa-se Su e fs e Su e qt, nota-se pontos dispersos em altos valores e uma relação mais forte até 50 kPa. Ainda no diagrama, há uma correlação positiva moderada entre Su e u2 e uma relação positiva forte entre Su e qt e Su e fs. Isto sugere que qt e fs tem maiores correlações lineares e podem ser bons preditores para Su, enquanto u2 pode ter um poder preditivo mais fraco, mas ainda significativo.

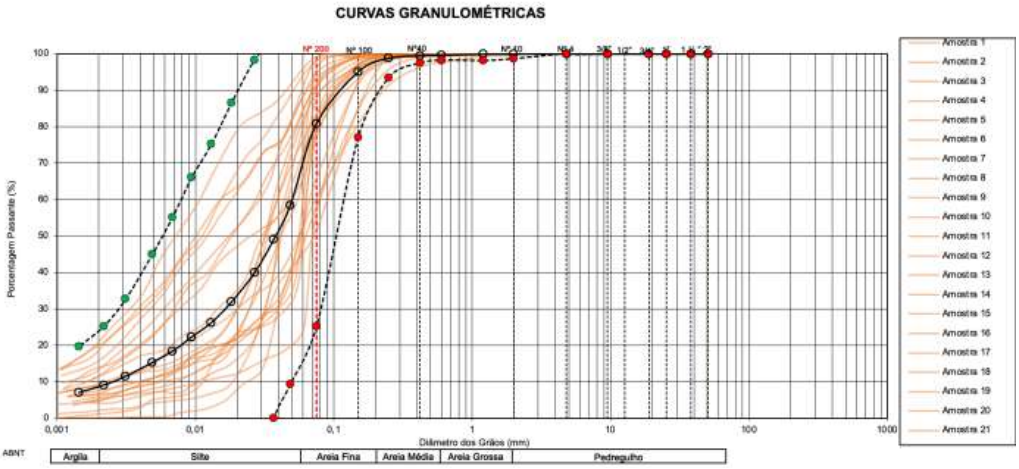


Figura 3. Curvas granulométricas das amostras ensaiadas

Tabela 1. Métricas estatísticas das variáveis

	Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
Su (kPa)	72,91	64,17	7,14	342,42
qt (Mpa)	2,91	3,08	0,23	12,93
fs (kPa)	67,18	75,97	2,90	335,90
u2 (kPa)	329,49	203,14	3,59	953,52

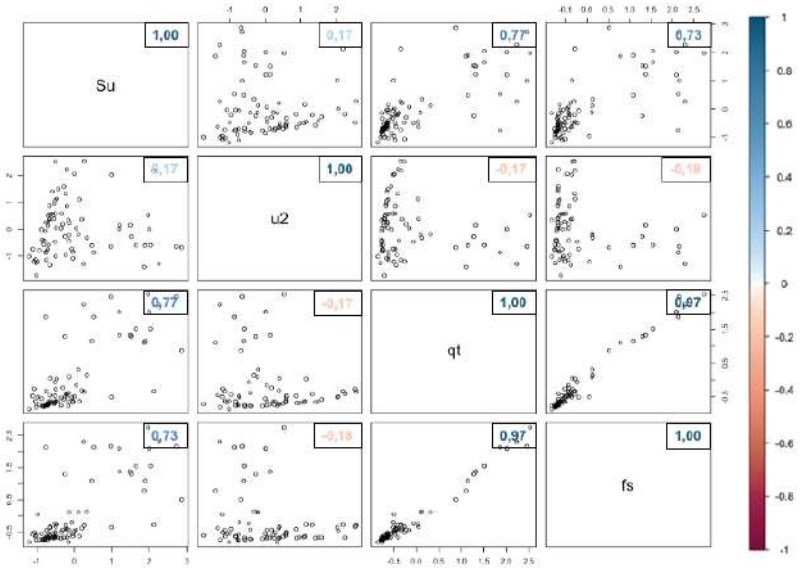


Figura 4. Matriz de correlação

Dada a natureza confidencial das informações, conforme mencionado anteriormente, os conjuntos de dados completos não serão divulgados. Entretanto a Figura 5 apresenta uma visão geral das leituras advindas do ensaio CPTu com os pontos utilizados neste estudo destacados em azul.

A Figura 6 apresenta o diagrama *Soil Behavior Type* (SBT) proposto por Robertson (2009 e 2016), no qual os pontos em cinza apresentam todas as amostras ensaiadas e os pontos em azul as amostras utilizadas neste estudo. No diagrama de Robertson (2009) observa-se que todas as amostras consideradas no estudo ocorrem com cravação não drenada, isto é, com $I_c > 2,60$. Já no diagrama de Roberto (2016), algumas amostras situam-se no trecho inferior do limite próximo ao I_B igual à 22, indicando drenagem parcial, entretanto, como estas amostras apresentam valores de resistência não drenada próximas às amostras com comportamento completamente não drenado, optou-se por considerá-las neste estudo.

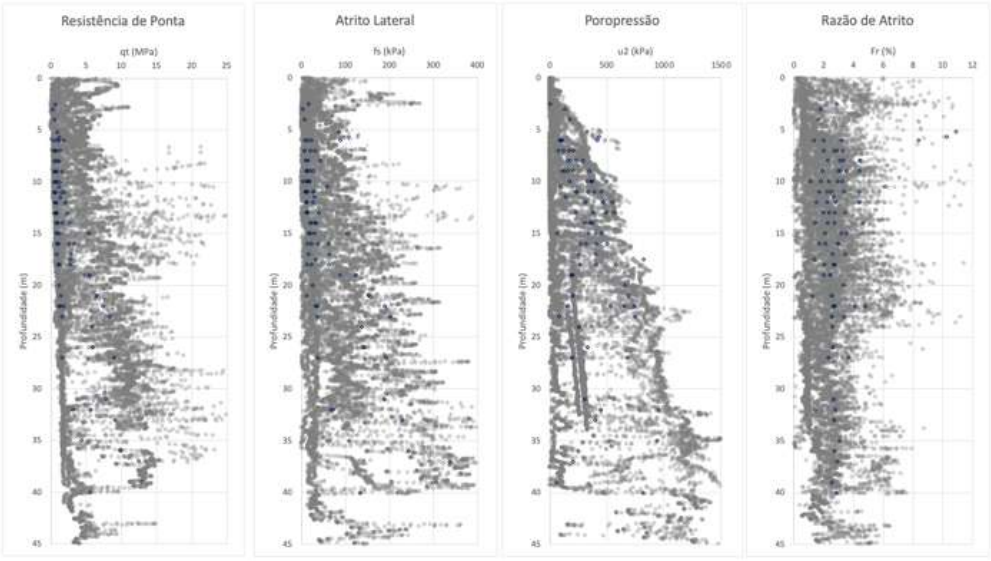


Figura 5. Leituras de resistência de ponta corrigido, atrito lateral, excesso de poropressão e razão de atrito

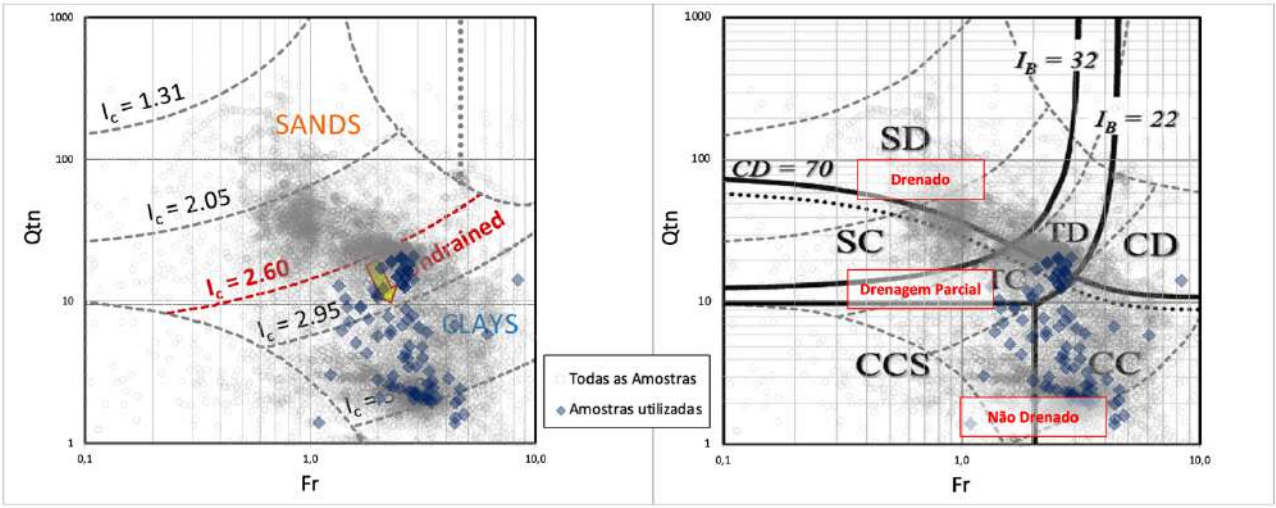


Figura 6. Diagrama de Classificação adaptado de Robertson (2009 e 2016) adapatado.

Os resultados do modelo RLM, com validação cruzada k-fold variando de 2 a 10, são apresentados na Tabela 2, com a validação cruzada mais promissora destacada e os seus coeficientes apresentados na Equação 4.

Tabela 2. Resultados obtidos pelos modelos RLM

Modelo	k-fold	R^2	MAE	RMSE
RLM	2	0,69	24,09	35,93
	3	0,70	24,25	35,59
	4	0,67	24,96	37,04
	5	0,68	25,33	36,81
	6	0,68	25,57	37,11
	7	0,70	24,57	35,43
	8	0,72	24,56	35,04
	9	0,70	24,31	34,67
	10	0,74	24,27	34,26

$$Su = 75{,}95\ qt - 23{,}61\ fs + 19{,}57\ u2 + 72{,}91 \quad (4)$$

A aplicação da validação cruzada K-Fold reforçou a confiabilidade do modelo, indicando que o mesmo é estável e consistente em diferentes subdivisões do conjunto de dados. Este método de validação é essencial para assegurar que o modelo não esteja sobreajustado e que possua uma boa capacidade de generalização.

A análise dos resíduos do modelo mostrou uma distribuição aproximadamente normal, indicando que as suposições do modelo de regressão linear foram atendidas. Não foram detectadas evidências de heteroscedasticidade ou padrões anômalos nos resíduos, o que aponta para a adequação do modelo aos dados analisados.

A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos pelas metodologias usuais com os melhores resultados destacados.

Tabela 3. Resultados obtidos pelas metodologias usuais

K-fold	Nkt			Nke			NΔu			Robertson (2016)			Mayne &Peuchen (2022)		
k	R2	RMSE	MAE	R2	RMSE	MAE	R2	RMSE	MAE	R2	RMSE	MAE	R2	RMSE	MAE
2	0,57	95,21	59,24	0,56	104,49	65,88	0,03	76,59	51,95	0,58	203,13	122,23	0,62	109,74	67,76
3	0,59	95,42	59,44	0,58	104,70	66,10	0,01	76,31	51,76	0,59	203,39	122,58	0,64	110,00	67,99
4	0,60	95,32	59,43	0,59	104,59	66,07	0,15	76,74	51,85	0,60	203,40	122,54	0,63	109,95	68,03
5	0,64	94,59	58,95	0,63	103,75	65,48	0,10	76,41	51,68	0,65	202,06	121,91	0,68	109,21	67,56
6	0,55	94,41	58,80	0,54	103,62	65,41	0,10	76,55	51,87	0,55	201,69	121,54	0,60	108,91	67,31
7	0,59	95,54	59,49	0,59	104,84	66,19	0,10	76,78	52,06	0,60	203,63	122,65	0,63	110,04	67,93
8	0,56	96,48	60,01	0,56	105,85	66,70	0,27	76,95	52,13	0,57	205,31	123,86	0,59	111,05	68,65
9	0,63	93,46	58,35	0,61	102,56	65,04	0,18	75,68	51,04	0,63	199,37	119,64	0,68	107,83	66,36
10	0,57	95,31	59,77	0,56	104,54	66,41	0,17	75,12	51,07	0,58	202,65	122,50	0,62	109,93	68,23

Em comparação com as equações de resistência não drenada, o modelo proposto neste estudo apresentou um desempenho superior, observado pelo coeficiente R^2 superior e métricas de erro RMSE e MAE inferiores, conforme apresenta a Figura 7.

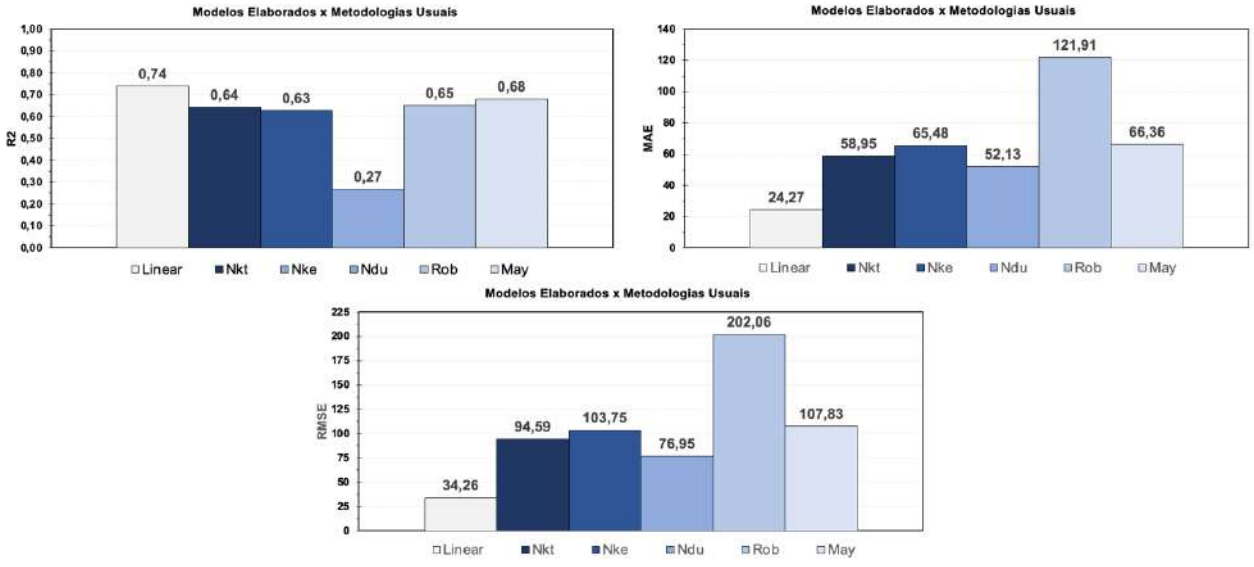


Figura 7. Comparação modelo RLM e metodologias usuais

5 CONCLUSÕES

O modelo RLM desenvolvido neste estudo demonstrou uma capacidade satisfatória de prever a resistência não drenada dos rejeitos de minério de ferro, como indicado pelo coeficiente de determinação (R^2) de 0,74 e o menor valor de MAE e RMSE indica uma precisão preditiva melhorada, o que é essencial para aplicações na engenharia geotécnica, onde as estimativas precisas são vitais para a segurança e estabilidade das estruturas de rejeitos.

A aplicabilidade limitada das equações convencionais aos rejeitos de minério de ferro ressalta a necessidade de modelos específicos que considerem as propriedades distintas destes materiais. Assim, o

modelo proposto fornece uma alternativa para a estimativa da resistência não drenada para rejeitos de minério de ferro.

A precisão aprimorada do modelo tem implicações significativas para o projeto e a gestão de barragens de rejeitos e outras estruturas geotécnicas, contribuindo para avaliações de risco mais precisas e para a tomada de decisões informadas sobre a segurança dessas estruturas. Além disso, a capacidade de melhor prever a resistência não drenada pode auxiliar na otimização de processos de empilhamento, drenagem e na implementação de medidas de mitigação de riscos.

Embora o modelo tenha mostrado resultados promissores, reconhece-se que a pesquisa foi limitada à dados de quatro locais no Quadrilátero Ferrífero. Sugere-se que estudos futuros expandam a base de dados para incluir locais com uma gama mais ampla de propriedades geotécnicas e ambientais, aumentando assim a a possibilidade do uso desses modelos para outras cenários. Além disso, pesquisas adicionais poderiam explorar outros modelos de dependência das variáveis, a incorporação de outras variáveis preditoras, como a granulometria, mineralogia dos rejeitos e resistência não drenada advinda de ensaios laboratoriais (como por exemplo o ensaio *Direct Simple Shear* – DSS), para refinar ainda mais a precisão do modelo.

Os achados deste estudo sublinham a utilidade da regressão linear multivariada como uma ferramenta para a modelagem da resistência não drenada em rejeitos de minério de ferro, oferecendo uma contribuição significativa para a prática da engenharia geotécnica. A pesquisa abre caminho para abordagens analíticas mais refinadas que podem transformar a maneira como a indústria de mineração gerencia seus rejeitos, priorizando a segurança e a sustentabilidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abu-Farsakh, M.Y.; Mojumder, M.A.H.. (2020) Exploring Artificial Neural Network to Evaluate the Undrained Shear Strength of Soil from Cone Penetration Test Data. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board.

Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction of soft clays and structurally instables soils. Proc. of the 8th ICSFMFE, Moscow, v.2, pp.111-159.

Brown, B. and Gillani, I. (2016). Common errors in the slope stability analyses of tailings dams. 1st Asia Pacific Slope Stability in Mining Conference. September, Perth, pp 545–556.

Chowdhury, S., Lin, Y., Liaw, B. Y., & Kerby, L. M. (2021). Evaluation of tree based regression over multiple linear regression for non-normally distributed data in battery performance.

Dhar, V. (2012). Data Science and Prediction. SSRN Electronic Journal. doi:10.2139/ssrn.2086734

Hu, L., Wu, H., Zhang, L., Zhang, P., & Wen, Q. (2017). Geotechnical Properties of Mine Tailings. Journal of Materials in Civil Engineering, 29(2), 04016220. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001736

Mayne, P.W. and Peuchen, J. (2022). Undrained shear strength of clays from piezocone tests: a database approach. Proceedings, 5th Intl. Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'22, Bologna).

Montgomery, D. C., Peck, E. A., & Vining, G. G. (1993). Introduction to linear regression analysis. Journal of the American Statistical Association, 88(421), 383. https://doi.org/10.2307/2290746

Pinto, G. H. S.; Dos Santos Jr. M. P.; Brandão, H. A.; Resende, H. M. Characterization and evaluation of the undrained shear strength of a bauxite mine tailings. Tailings and Mine Waste. 2021.

Pinto, G. H. da S. Proposta de modelos de predição da resistência não drenada de rejeitos de bauxita. 2023. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2023.

Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. Canadian geotechnical journal, v. 27, n. 1, p. 151-158, 1990.

Robertson, P. K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system—an update. Canadian Geotechnical Journal, v. 53, n. 12, p. 1910-1927, 2016.

Robertson, P. K. (2018). Evaluation of liquefaction in tailings and mine waste: an update. 18th Tailings and Mine Waste.

Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2012) Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de Textos.

Schneider, J. A., Randolph, M. F., Mayne, P. W., & Ramsey, N. R. (2008). Analysis of Factors Influencing Soil Classification Using Normalized Piezocone Tip Resistance and Pore Pressure Parameters. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(11), 1569–1586.

Smirnov, N. (1948). Table for estimating the goodness of fit of empirical distributions. Annals of Mathematical Statistics, 19(2), 279-281.

Torrez-Cruz, L.A. (2015). CPT-based Soil Type Classification in a Platinum Tailings Storage Facility. From Fundamentals To Applications in Geotechnics, (Proc. 15th PCSMGE, Buenos Aires), IOS Press, Amsterdam: 406-413, 2015.

USGS (2023). Iron Ore Statistics and Information. National Minerals Information Center. Disponível em: <https://www.usgs.gov/centers/national-minerals-information-center/iron-ore-statistics-and-information>. Acesso em: 11/10/2023

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/104

GEOTECNOLOGIAS E ANÁLISES ESTATÍSTICAS MULTIVARIADAS APLICADAS EM OBRAS LINEARES

Mauro Candido Filho
Mestrando (PPGEM-DEMIN), Univ. Federal de Ouro Preto, Brasil, mauro.candido@aluno.ufop.edu.br

Tatiana Barreto dos Santos
Professora, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, tatiana.santos@ufop.edu.br

Allan Erlikhman Medeiros Santos
Professor, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, allan.santos@ufop.edu.br

RESUMO: Este estudo se propõe a analisar se um conjunto dados obtidos em um ambiente SIG pode ser tratado utilizando técnicas de estatística multivariada, tais como análise de componentes principais e análise de agrupamentos. As observações no banco de dados contêm informações relacionadas a fatores condicionantes para deslizamentos. Os fatores escolhidos foram elevação, declividade, setorização litológica e setorização pedológica. A análise de componentes principais permitiu a redução da dimensionalidade do banco de dados para 2 variáveis, que mantiveram 83,25% da variância dos dados originais. A análise de agrupamentos revelou a presença de 3 grupos distintos. Comparando a disposição espacial de eventos registrados na ferrovia, os grupos 1 e 2 contiveram cerca de 73% das ocorrências. A validação dos agrupamentos pelo coeficiente de silhueta demonstrou baixa coesão e alta separação para todos os agrupamentos, com coeficiente médio de 0,58, demonstrando agrupamento natural dos dados analisados.

PALAVRAS-CHAVE: Estatística Multivariada, SIG, ferrovias, rodovias.

ABSTRACT: This study aims to analyze whether a dataset obtained in a GIS environment can be treated using multivariate statistical techniques, such as principal component analysis and cluster analysis. The observations in the database contain information related to conditioning factors for landslides. The chosen factors were elevation, slope, lithological zoning, and pedological zoning. Principal component analysis allowed the reduction of the database dimensionality to 2 variables, which retained 83.25% of the original data variance. Cluster analysis revealed the presence of 3 distinct groups. Comparing the spatial distribution of events recorded on the railway, groups 1 and 2 contained approximately 73% of the occurrences. Validation of the clusters by the silhouette coefficient showed low cohesion and high separation for all clusters, with an average coefficient of 0.58, demonstrating a natural clustering of the analized data.

KEYWORDS: Multivariate Statistics, GIS, railways, highways.

1 INTRODUÇÃO

O uso e aplicação de ferramentas de geoprocessamento tem crescido substancialmente em diversos campos da ciência nos últimos anos, tendo como exemplos a modelagem de recarga em aquíferos (Souei & Zouaghi, 2021), investigação de contaminações do solo por metais pesados (Hou *et al.*, 2017), ameaças de incêndios florestais (Cetin *et al.*, 2023) entre outros. A aplicação de SIG está fortemente presente nos ramos de ciências da terra e as engenharias (Feng *et al.* 2020, Wei *et al.* 2021, Taloor *et al.* 2021), incluindo a geotecnia (Khan *et al.*, 2022), pois têm como uma das premissas fundamentais a demarcação no espaço das características observados em campo.

A ocorrência de eventos geológicos-geotécnicos como deslizamentos de encostas, tombamento de blocos e ruptura de taludes podem ocorrer pelas intervenções humanas sobre o terreno, seja pela ocupação indiscriminada de locais sujeitos a estas ocorrências, seja por ações planejadas, tais como a implantação de rodovias e ferrovias (Yamusa, Ismail & Tella, 2022; Khusulio & Kumar, 2023). Entretanto, não é simples a escolha de quais variáveis serão avaliadas nestes projetos e estabelecer relações significativas entre elas (Khusulio & Kumar, 2023).

Uma ferramenta essencial na avaliação de áreas sujeitas a episódios relacionados a movimentos de massa é o mapa de suscetibilidade a deslizamentos (Ma *et al.*, 2019). Este é um instrumento que não reduz o fenômeno relacionado ao perigo, mas que auxilia na redução da extensão dos impactos causados por deslizamentos (Ali *et al.*, 2021). Várias técnicas foram desenvolvidas para auxiliar na elaboração de mapas de suscetibilidade nas últimas décadas (Leonardi *et al.*, 2021). Tais métodos podem ser divididos em 2 grupos: métodos qualitativos (baseados em inventários e orientados por conhecimento prévio) e métodos quantitativos (baseados em modelos físicos e orientados por dados) (Leonardi *et al.*, 2021; Ma *et al.*, 2019).

Métodos qualitativos, ou heurísticos, são mais descritivos e subjetivos, baseando-se no conhecimento de especialistas em mapeamentos de suscetibilidade para deslizamento e zonas de perigo (Senouci *et al.*, 2021). Estes métodos fornecem uma estimativa de "onde" os deslizamentos são esperados (Leonardi *et al.*, 2021). Já os métodos quantitativos podem ser divididos em 2 subgrupos, os determinísticos, nos quais se calcula um fator de segurança relacionado ao talude em estudo, e os estatísticos, em que o objetivo é analisar as correlações entre fatores condicionantes e a distribuição dos deslizamentos no espaço (Senouci *et al.* 2021, Leonardi *et al.* 2021). A escolha de qual método utilizar, irá depender da escala do estudo, da disponibilidade de dados e do próprio conhecimento científico envolvido (Senouci *et al.*, 2021).

Antes da escolha do método a ser empregado para a execução do mapa de suscetibilidade, é primordial elaborar um banco de dados dos fatores desencadeantes nos processos de deslizamentos (Bhat *et al.*, 2023). Alguns exemplos de fatores relevantes utilizados em pesquisas ao redor do mundo consideram elevação (altitude), declividade, orientação de vertentes, solo, geologia, uso e ocupação dos solos, distância de rios, distância de rodovias, NDVI, entre outros (Das, Sarnar & Kanungo 2022; Bhat *et al.* 2023; Li, Wang & Chen 2021, Leonardi *et al.* 2021, Senouci *et al.* 2021).

Os usos extensivos dos Sistemas de Informação Geográfica- SIGs (ou *Geographic Information System - GIS*) e o Sensoriamento Remoto permitiram que eles se estabelecessem como parte integral na avaliação de suscetibilidade a deslizamentos graças às capacidades de gerenciamento dos fatores envolvidos, bem como permitirem estabelecer correlações e realizar estimativas entre os fatores e as áreas propensas aos deslizamentos (Leonardi *et al.* 2021; Das, Das, Sarnar & Kanungo 2022).

O objetivo do presente trabalho pode ser sintetizado como a verificação de tendência de agrupamentos para um conjunto de observações extraídas num trecho da ferrovia Estrada de Ferro Vitória-Minas por meio do qual será realizada análises de estatística multivariada (análise de componentes principais e análise de agrupamentos) de fatores condicionantes escolhidos (elevação, declividade, litologia e pedologia), extraídos usando um software SIG. Os agrupamentos serão validados e comparados com os registros de eventos ocorridos no passado para o mesmo trecho.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Área de estudo

O trecho em análise é denominado "Ramal de Fábrica", uma parte da ferrovia Estrada de Ferro Vitória-Minas, cuja concessão atual é da mineradora Vale do Rio Doce.

Este trecho possui cerca de 165 km de extensão e está completamente inserido no estado de Minas Gerais. Tem seu ponto inicial próximo a cidade de Nova Era e do entroncamento com o "Ramal de Itabira". Seu ponto final é nas imediações da mina de Fábrica Nova, também pertencente à mineradora Vale do Rio Doce e localizado próximo à cidade de Congonhas.

O propósito da operação deste ramal é o escoamento das produções de minério de ferro da concessionária e outras cargas gerais, como combustível e celulose. Além disto, numa porção deste segmento também trafega o comboio de vagões do Trem Turístico de Passageiros, que parte de Belo Horizonte (MG) com destino a Vitória (ES) e vice-versa.

Foi estipulado um *buffer* de 120 m em cada lado do traçado da linha, a fim de delimitar a área de influência das camadas temáticas condicionantes, as quais constituíram o mapa de suscetibilidade a deslizamentos.

2.2 Fatores condicionantes de deslizamentos

2.2.1 Elevação

A elevação afeta características topográficas, geomorfológicas e geológicas, as quais conduzem a uma variação espacial dos diversos processos de deslizamentos e também influencia na distribuição vegetal do local (Nachappa *et al.*, 2020). Grandes elevações também são propensas a experimentar maiores índices pluviométricos, os quais podem provocar um aumento na saturação e reduzir a estabilidade do solo (Bhat *et al.*, 2023).

Os dados de elevação foram extraídos do Modelo Digital de Elevação NASADEM, disponibilizado pela *National Aeronautics and Space Administration, NASA*. A resolução do arquivo é 30 m x 30 m.

2.2.2 Declividade

Quanto maior a declividade, maior será a tensão de cisalhamento no pé do talude e, consequentemente, mais propenso será o talude à deformação e ruptura (Li, Wang & Chen, 2021). Portanto, a declividade pode ser considerada uma variável condicional crucial na análise de suscetibilidade a deslizamentos, visto que é empregada na maioria das análises.

A declividade é um produto derivado da elevação e, portanto, os dados foram obtidos do MDE NASADEM. Na elaboração do mapa temático, os intervalos foram definidos como 0-10º, 10-20º, 20-30º, 30-40º, 40-50º e > 50º.

2.2.3 Litologia

Características como a resistência e permeabilidade das rochas são capazes de serem previstas pela litologia. Do mesmo modo, propriedades *in-situ* do solo que influenciam processos de deslizamentos também podem ser indicadas pela litologia (Das, Das, Sarnar & Kanungo 2022).

Na área de estudo, a litologia foi dividida em 3 setores pela equipe de geologia da concessionária, tendo como base o Mapa Geológico do Estado de Minas Gerais (Silva *et al.*, 2020).

A litologia ficou dividida como: Xistos – Quartzitos Ferruginosos, Filitos – Xistos Quartzitos e Itabiritos, Granitos – Xistos Carbonáticos e Quartzitos.

2.2.4 – Pedologia

As características dos solos podem influenciar a ocorrência de deslizamentos, especialmente se uma classe pedológica possuir um alto grau de retenção para água (Tešić, 2021).

As classes de solos neste estudo foram extraídas do Mapa de Solos do Brasil (Santos *et al.*, 2011) e ajustadas pela equipe de geologia da concessionária. As classes foram Latossolo Vermelho e Cambissolo RFA.

2.3 – Componentes Principais

A técnica de componentes principais foi proposta por Karl Pearson, em 1901, e fundamentada por Hotteling em 1933. De acordo com Santos (2019), o objetivo desta técnica é explicar como se estruturam a variância e a covariância do conjunto de dados em um vetor aleatório contendo *p* variáveis, por meio da construção de combinações lineares das variáveis originais, de maneira que estas combinações lineares não apresentem correlações entre si. Por não exigir normalidade multivariada, esta técnica é aplicável a qualquer conjunto de variáveis, obrigando-se apenas que estas sejam correlacionadas entre si. Outro uso dessa técnica é a quantificação de variáveis. Essa técnica foi empregada nos dados com essa finalidade.

2.4 – Análise de Agrupamentos

Esta técnica buscar analisar eventos ou variáveis baseados nas suas próprias características. Os cálculos estatísticos agrupam elementos de forma indistinta, considerando apenas similaridades ou dissimilaridades, não considerando critérios prévios para inserção em qualquer grupo (Rafael, 2019).

A similaridade (ou a dissimilaridade - sua inversa) entre os elementos é uma medida para determinar as semelhanças entre as observações a serem agrupadas. As características utilizadas para expressar a similaridade são combinadas em um cálculo para todos os pares de elementos, de maneira que todos os objetos sejam comparados a todos os demais e que após essa comparação, os agrupamentos serão formados (Rafael, 2019).

Após obter a matriz das medidas de similaridade ou dissimilaridade, escolhe-se um método de agrupamento. Neste trabalho o método do *k-means* é adequado, pois ele busca minimizar a distância quadrática média dos pontos presentes no mesmo agrupamento, de maneira a encontrar uma configuração que diminua a variância interna dos grupos e maximize a variância entre os grupos (Santos, 2021). A medida de distância utilizada foi a euclidiana.

2.4 – Banco de Dados

O banco de dados é constituído por 42.831 pontos, que são consideradas as ocorrências avaliadas. Cada ponto é o centróide de um pixel de resolução 30 m x 30 m, cujo conjunto deles formam as imagens *raster* que recobrem a área de influência do trecho da ferrovia. Cada ponto contém as observações das 4 variáveis (Elevação, Declividade, Litologia, Pedologia). A variável água não foi avaliada neste artigo. Utilizando o R (R Core Team, 2024), foi aplicada a técnica de componentes principais no banco de dados e logo em seguida, realizada análise de agrupamentos.

3 RESULTADOS

3.1 – Mapas Temáticos

Os mapas temáticos relacionados aos fatores condicionantes foram confeccionados no *software* QGIS (QGIS.org, 2024) e são apresentados na Figura 1.

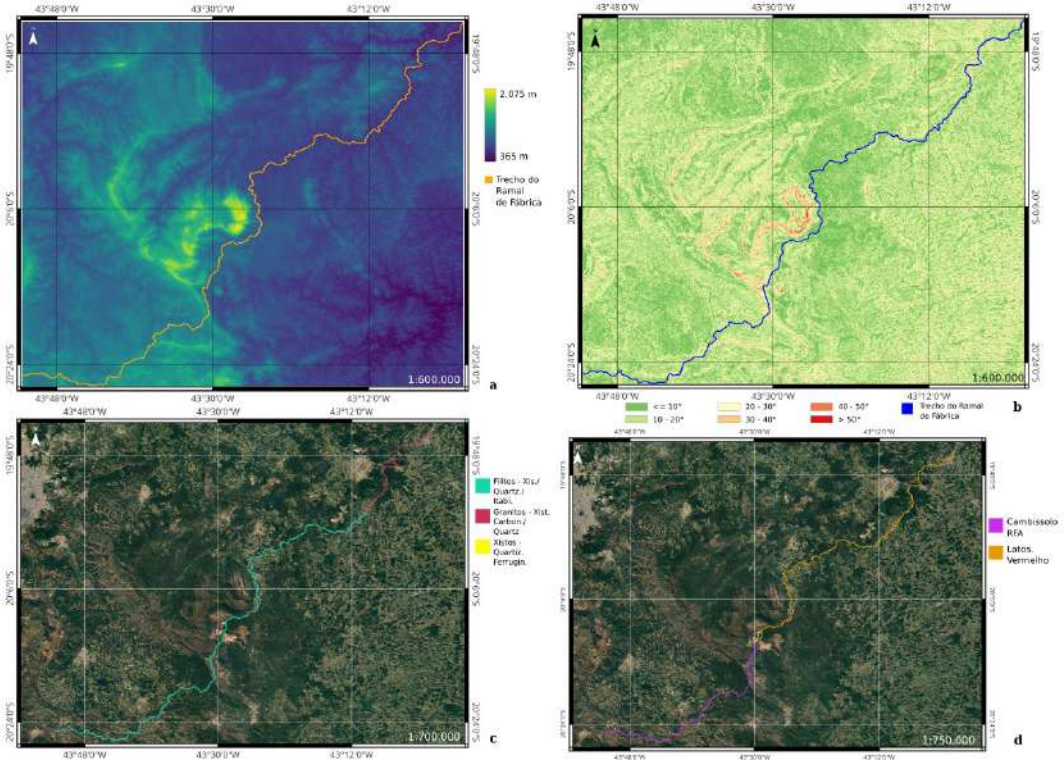


Figura 1. **a**:Elevação, **b**: Declividade, **c**: Setorização litológica, **d**: Setorização pedológica. O *datum* dos mapas é WGS 84 (EPSG: 4326). Imagem de fundo nos itens **c** e **d** - Maxar Technologies/Google.

3.2 – Análise de Componentes Principais (ACP)

A ACP permitiu a quantificação e redução da dimensionalidade do banco de dados original para as duas primeiras componentes. A primeira componente principal reteve 58,63% da variância original, enquanto a segunda componente reteve 25,22% da variância. Desta forma, as duas primeiras componentes foram capazes de explicar 83,85% da variância total do banco de dados. Este é um bom indicativo de empregabilidade da técnica, já que usualmente são aceitos valores acima de 70% para retenção das componentes.

Na Figura 2, os valores das componentes principais relacionadas à cada observação são representados em gráfico. Nela é possível observar um agrupamento natural dos trechos analisados em três grupos distintos.

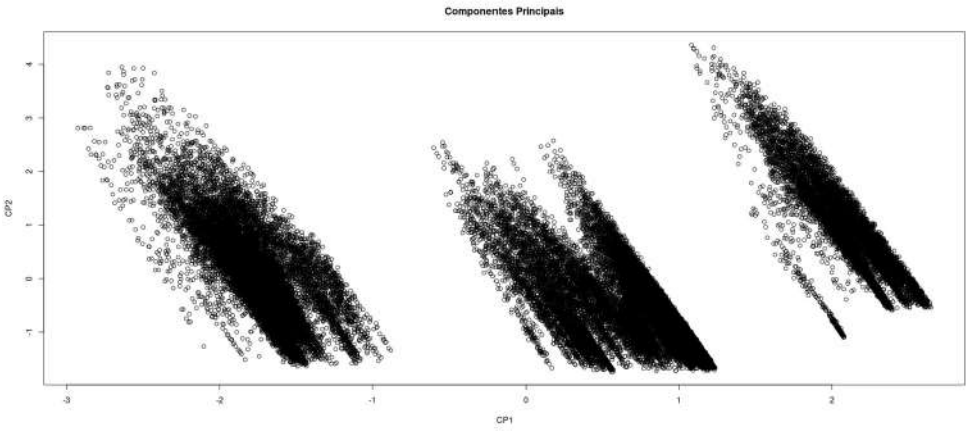


Figura 2. Componentes Principais

3.3 – Análise de Agrupamentos (*Clustering*)

O agrupamento dos trechos foram conduzidos utilizando a técnica de agrupamentos *k-means*, considerando a distância euclidiana. No agrupamento 1, foram alocados 17.476 pontos, no agrupamento 2, 16.614 pontos e no agrupamento 3, 8.741 pontos. A Figura 3 demonstra a alocação dos dados nos respectivos grupos.

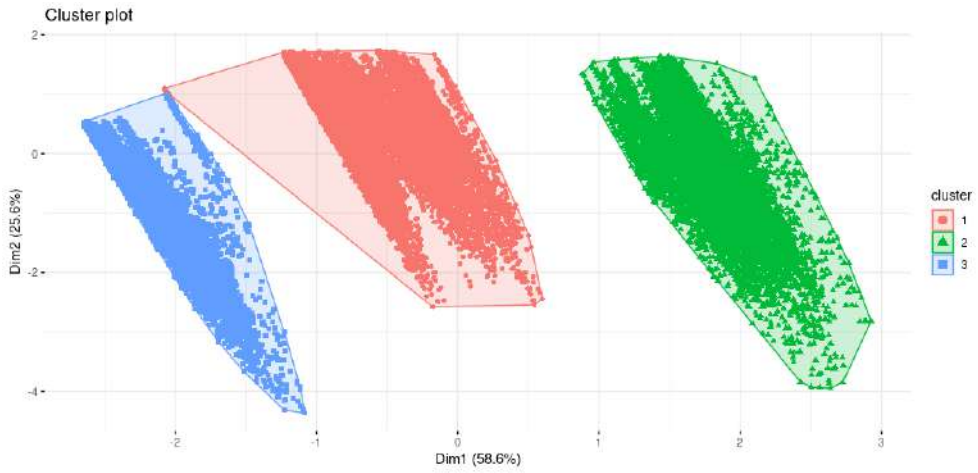


Figura 3. Alocação dos pontos conforme agrupamento.

A concessionária da ferrovia mantém um banco de registros contendo todos os eventos relacionados a deslizamentos que ocorreram ao longo do trecho viário. Entretanto, o método empregado neste artigo não prevê quais eventos ocorrerá, pois o método apenas divide os pontos em *clusters*. A Tabela 1 lista o número de eventos que ocorreram considerando a segmentação dos agrupamentos neste trabalho.

Tabela 1. Quantitativo de eventos ocorridos no trecho.

Cluster	Nº de Eventos	% do Total de Eventos
1	31	36
2	32	37
3	24	27

Os agrupamentos 1 e 2 concentram a maioria de eventos por também possuírem a maior quantidade de pontos em cada agrupamento.

3.4 – Validação dos Agrupamentos

Deseja-se que agrupamentos em algoritmos de classificação não-supervisionados apresentem grupos com baixa coesão (distância dentro dos grupos) e alta separação (distância entre grupos).

O coeficiente de silhueta (CS) foi utilizado neste trabalho como parâmetros de validação dos agrupamentos. Sua representação está ilustrada na Figura 4.

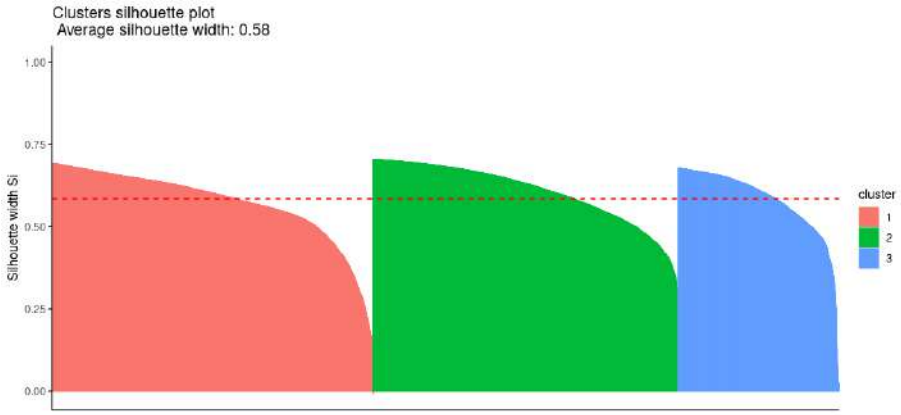


Figura 4. Gráfico de silhueta para os 3 agrupamentos.

O coeficiente de silhueta é definido no intervalo [-1,1] e quanto mais próximo de 1, menos coeso e melhor separado é o agrupamento.

De forma geral, um CS entre 0,7 e 1 pressupõe forte agrupamento; entre 0,5 e 0,7 considerado um resultado aceitável; entre 0,5 e 0,25 revela uma fraca estrutura de agrupamento e finalmente, entre 0 e 0,25 indica que nenhuma estrutura considerável foi assinalada nos dados (Campos, 2019).

Os valores de silhueta obtidos neste estudo foram: *cluster* 1 0,57; *cluster* 2 0,60; *cluster* 3 0,58. Portanto, os agrupamentos revelaram-se aceitáveis.

4 CONCLUSÕES

As técnicas de estatística multivariada aplicada ao conjunto de dados apresentado, cujos fatores condicionantes avaliados (elevação, declividade, setorização litológica e setorização pedológica) demonstrou ser possível e adequada, com clara tendência para formação de 3 agrupamentos distintos.

O percentual dos eventos de deslizamentos ocorridos no passado e monitorados na ferrovia pela concessionária concentrou-se em sua maioria nos agrupamentos 1 e 2. A validação dos agrupamentos revelou que os grupos possuem coesão e separação aceitável. Como trabalho futuro, os grupos serão analisados internamente para que um rótulo possa ser atribuído. Posteriormente, esses grupos serão representados em ambiente SIG.

5 AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001, com apoio do CNPq, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – Brasil, através do Projeto 402756/2023-1. Além disso, os autores agradecem à Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) e Empresa VALE S/A pelo apoio financeiro, bem como o apoio recebido do iMobilis UFOP (Laboratório de Computação Móvel), na pessoa do Prof. Mateus Coelho Silva.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ali, S.A.; Parvin, F.; Vojteková, J.; Costache, R.; Linh, N. T. T.; Pham, Q. B.; Vojtek, M.; Gigović, L.; Ahmad, A.; Ghorbani, M. A. (2021) GIS-based landslide susceptibility modeling: A comparison between fuzzy multi-criteria and machine learning algorithms. *Geoscience Frontiers*, Volume 12 (2), p.857-876.

Bhat, I.A.; Ahmed, R.; Bhat, W.A.; Ahmed, P. (2023) Application of AHP based geospatial modeling for assessment of landslide hazard zonation along Mughal road in the Pir Panjal Himalayas. *Environ Earth Sci* 82, 336.

Campos, S. L. S. (2019) *Busca nãao supervisionada de padrões por técnicas de agrupamento clássica e nebulosa.* 149f. Monografia. Insituto de Ciências Exatas, Universidade Federal de Juiz de Fora.

Das, S.; Sarkar, S. & Kanungo, D.P. (2022) GIS-based landslide susceptibility zonation mapping using the analytic hierarchy process (AHP) method in parts of Kalimpong Region of Darjeeling Himalaya. *Environ Monit Assess* 194, 234.

Feng, J.; Feng, L.; Wang, J.; King, C. W. (2020) Evaluation of the onshore wind energy potential in mainland China—Based on GIS modeling and EROI analysis. *Resources, Conservation and Recycling*, 152:104484.

Khan, F.; Das, B.; Mishra S. R. K.; Awasthy, M. (2022) A review on the Feasibility and Application of Geospatial Techniques in Geotechnical Engineering Field. *Materials Today: Proceedings*, Volume 49, Part 2, p. 311-319.

Khusulio, K.; Kumar, R. (2023) Feasibility assessment of multi-criteria decision making and quantitative landslide susceptibility methods: A case study of Mao-Maram Manipur. *J Earth Syst Sci* 132, 56.

Leonardi, G.; Palamara, R.; Manti, F.; Tufano, A. (2022) GIS-Multicriteria Analysis Using AHP to Evaluate the Landslide Risk in Road Lifelines. *Appl. Sci.* 12, 4707.

Li, B.; Bin, L.; Wang, N.; Chen, J. (2021) GIS-Based Landslide Susceptibility Mapping Using Information, Frequency Ratio, and Artificial Neural Network Methods in Qinghai Province, Northwestern China. *Advances in Civil Engineering*. Vol. 2021:4758062.

Ma, Z.; Qin, S.; Cao, C.; Lv, J.; Li, G.; Qiao, S.; Hu, X. (20119) The Influence of Different Knowledge-Driven Methods on Landslide Susceptibility Mapping: A Case Study in the Changbai Mountain Area, Northeast China. *Entropy*, 21(4):372.

Nachappa, T. G.; Kienberger, S.; Meena, S. R.; Hölbling, D.; Blaschke, T. (2020) Comparison and validation of per-pixel and object-based approaches for landslide susceptibility mapping, *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 11:1, p.572-600.

QGIS.org, 2024. QGIS Geographic Information System. QGIS Association. *http://www.qgis.org*

R Core Team (2023). _R: A Language and Environment for Statistical Computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. *https://www.R-project.org/*.

Rafael, M. C. E. (2019) *Análise estatística multivariada para correlação de variáveis sismográficas e geotécnicas em uma cavidade natural subterrânea – mina de ferro N4EN, Carajás.* 99 f. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Santos, A. E. M. (2021) *Classificação de maciços rochosos por meio de técnicas da estatística multivariada e inteligência artificial*. 195 f. Tese (Doutorado em Engenharia Mineral) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Santos, H. G. dos; Junior, W. de C.; Dart, R. de O.; Aglio, M. L. D.; Sousa, J. S. de; Pares, J. G.; Fontana, A.; Martins, A. L. da S.; Oliveira, A. P. de. (2011) O novo mapa de solos do Brasil: legenda atualizada. Rio de janeiro: *Embrapa Solos*, 67 p. (Embrapa Solos. Documentos, 130.) 1 mapa, color. Escala 1:5.000.000. Disponível em: https://ainfo.cnptia.embrapa.br/digital/bitstream/item/123772/1/DOC-130-O-novo-mapa-de-solos-do-Brasil.pdf

Santos, T. B dos. (2019) *Análise de risco geotécnico em taludes rochosos de mina com uso de técnicas estatísticas multivariadas e de aprendizado de máquina*. 106 f. Tese (Doutorado em Engenharia Mineral) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Senouci, R.; Taibi, N.-E.; Teodoro, A.C.; Duarte, L.; Mansour, H.; Yahia Meddah, R. (2021) GIS-Based Expert Knowledge for Landslide Susceptibility Mapping (LSM): Case of Mostaganem Coast District, West of Algeria. *Sustainability*. 13(2):630.

Silva, M. A. da; Pinto, C. P.; Pinheiro, M. A. P; Mainho, M. de S.; Lombello, J. C.; Pinho, J. M. M. P.; Goulart, L. E. A.; Magalhães, J. R. (2020) Mapa geológico do estado de Minas Gerais. Belo Horizonte: *CPRM*. 1 mapa, color. Escala 1:1.000.000.

Tešić, D. (2021) Landslide susceptibility mapping using GIS along the Niš-North Macedonia highway. *Zbornik radova Departmana za geografiju, turizam i hotelijerstvo.* 01. p.1-13.

Taloor, A. K.; Adimalla, N.; Goswami, A. (2021) Remote Sensing and GIS applications in Geoscience. *Applied Computing and Geosciences*, 11:100065.

Wei, J.; Chen, G.; Huang, J.; Xu, L.; Yang, Y.; Wang, J.; Sadick, A.-M. (2021) BIM and GIS Applications in Bridge Projects: A Critical Review. *Applied Sciences,* 11(13):6207.

Yamusa, I.B.; Ismail, M.S.; Tella, A. (2022) Highway Proneness Appraisal to Landslides along Taiping to Ipoh Segment Malaysia, Using MCDM and GIS Techniques. *Sustainability*; 14(15):9096.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/105

Inteligência Artificial e Modelos Pautados em Física na Engenharia Geotécnica: Desafios, Estratégias e a Importância da Interpretabilidade

Luan Carlos de Sena Monteiro Ozelim
Pesquisador Colaborador, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil, ozelim@unb.br

Darym Júnior Ferrari de Campos
Engenheiro Geotécnico, Progen S.A., Brasília-DF, Brasil, darymjunior@gmail.com

José Camapum de Carvalho
Pesquisador Colaborador, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil, camapumdecarvalho@gmail.com

André Luís Brasil Cavalcante
Professor, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil, abrasil@unb.br

Gilson de Farias Neves Gitirana Junior
Professor, Universidade Federal de Goiás, Goiânia-GO, Brasil, gilsongitirana@ufg.br

RESUMO: A inteligência artificial (IA) está ganhando destaque na modelagem geomecânica de materiais na Engenharia Geotécnica, com redes neurais profundas liderando os métodos orientados a dados. Essas redes se destacam na previsão de estados futuros de sistemas dinâmicos, mas apresentam uma limitação significativa: a falta de interpretabilidade. Modelos baseados em dados focam na previsão e carecem de equações governantes ou interpretação clara das variáveis originais. Existem alternativas para remediar essa questão, mas tais alternativas têm aplicação ainda incipiente na Geotecnia. Este artigo discute estratégias para criar modelos de IA que respeitem princípios físicos, com ênfase em abordagens que permitam a criação de modelos "caixa cinza". Diferente dos modelos teóricos (baseados na física, sem dados) e dos "caixa preta" (baseados em dados, sem compreensão física), os modelos "caixa cinza" combinam conhecimento físico básico com calibração ou complementação por dados. Destaca-se a importância das reflexões de engenharia no uso de modelos de IA e a necessidade de se buscar modelos físicos parcimoniosos e interpretáveis. Assim, a IA deve ser vista como uma aliada na melhoria do entendimento geotécnico, e não como uma substituta aos profissionais que atuam na área.

PALAVRAS-CHAVE: Interpretabilidade, Modelos pautados em física, Redes Neurais.

ABSTRACT: Artificial intelligence (AI) is being increasingly used to perform the geomechanical modeling of materials in Geotechnical Engineering, with deep neural networks leading data-driven methods. These networks are particularly good in predicting future states of dynamic systems but have a significant limitation: lack of interpretability. Data-driven models focus on prediction and lack governing equations or clear interpretation of the original variables. There are alternatives to address this issue, but their application in Geotechnics is still in its early stages. This article discusses strategies to build AI models that respect physical principles, with emphasis on approaches that enable the creation of "gray box" models. Unlike theoretical models (based on physics, without data) and "black box" models (based on data, without a physics background), "gray box" models combine basic physics knowledge with data calibration or supplementation. The importance of combining engineering analyses with AI models is highlighted, emphasizing the need for parsimonious and interpretable AI models. Thus, AI should be seen as an ally in improving geotechnical understanding, not as a substitute for professionals in the field.

KEYWORDS: Interpretability, Physics-informed methods, Neural Networks.

1 INTRODUÇÃO

Montáns *et al*. (2019) indicam que o aprendizado humano depende da observação e vivência do mundo, do qual se coleta dados, às vezes facilmente quantificáveis, às vezes mais qualitativos. Também, a partir da observação, relacionam-se eventos a esses dados colhidos. Por outro lado, é a partir de experiências repetitivas que se pode determinar alguns padrões que relacionam dados e eventos em si. No caso da descoberta científica, esses padrões e relações são formalizados em leis e equações, os dados são formalizados em propriedades e variáveis, e as observações são formalizadas em eventos, que podem ser as próprias ações ou propriedades.

Leis e equações, típicas da ciência, permitem realizar previsões e propiciam a transmissão do procedimento de aprendizagem de forma muito compacta, com o mínimo de informação. No entanto, o processo clássico de aprendizagem em ciência é um processo lento que precisa de muita observação e um grande número de experimentos, por vezes de custo elevado, para descobrir as principais variáveis envolvidas e sua influência no fenômeno que se busca entender e no campo geotécnico tais variáveis são muitas vezes dinâmicas no espaço e no tempo. Esse processo acaba por apresentar algumas questões importantes, como uma quantidade provavelmente enorme de combinações possíveis de variáveis, fazendo com que frequentemente se esqueça variáveis relevantes. Além do mais, a abordagem científica clássica é orientada por hipóteses e, portanto, é tendenciada por elas (Montáns *et al*., 2019).

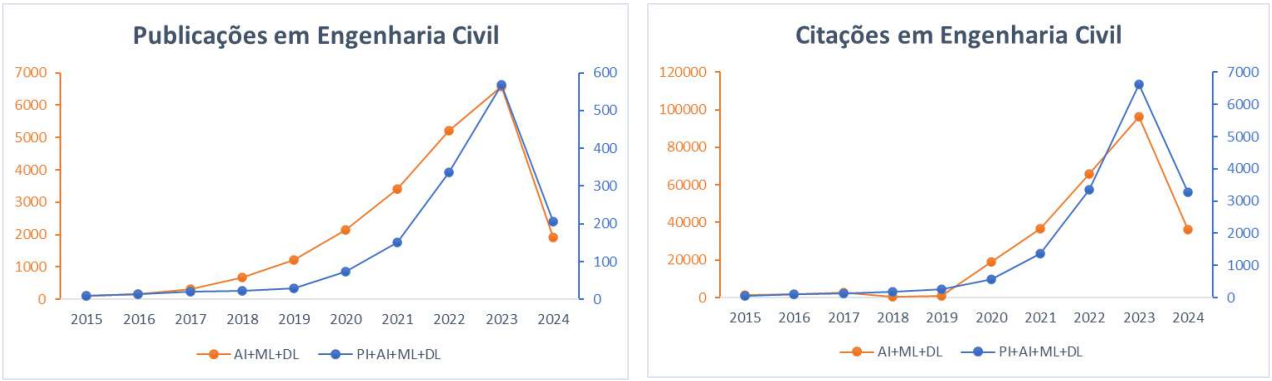
Os procedimentos orientados a dados buscam, na medida do possível, uma abordagem implicitamente imparcial para a experiência de aprendizado com base em dados brutos de observações reais. Esses procedimentos têm a vantagem adicional de testar correlações entre diferentes variáveis e observações, aprender sobre padrões imprevistos na natureza e permitir descobrir novas leis científicas ou, ainda, realizar previsões sem a disponibilidade de tais leis (Montáns *et al*., 2019). Nesse contexto, quando se está tratando de infraestruturas geotécnicas cujo comportamento é complexo e/ou parcialmente explicado por modelos e arranjos numéricos tradicionais, uma abordagem que tem ganhado força é a utilização de técnicas de inteligência artificial (IA) e aprendizagem de máquinas (*machine learning* – ML) capazes de gerar modelos que buscam reproduzir o comportamento do sistema como um todo fundamentado em resultados experimentais ou de monitoramento de campo. Cabe destacar que as técnicas de IA e ML tem origem natural, pois são fruto da inteligência humana.

Conforme indica Ferrari de Campos (2022), a coleção de algoritmos e métodos de mineração de dados desenvolvidos constitui-se como pilar central dos agentes de IA e, embora a IA tenha uma longa história em descobertas científicas, abordagens orientadas a dados podem agora ingerir e processar algoritmos em escala, dado o avanço dos computadores atuais. Nesse contexto, o recente e rápido aumento na disponibilidade de dados de medição de sistemas físicos estimulou o desenvolvimento de muitos métodos baseados em dados para modelagem e previsão de dinâmica. Na vanguarda dos métodos orientados a dados estão as redes neurais profundas (*Deep Neural Networks* - DNNs). As DNNs não apenas alcançam desempenho superior para tarefas como classificação de imagens, mas também têm se mostrado eficazes para previsão de estado futuro de sistemas dinâmicos (Raissi *et al*., 2019). Uma limitação chave de DNNs, e métodos similares baseados em dados, é a falta de interpretabilidade do modelo resultante: eles são focados na previsão e não fornecem equações governantes ou modelos claramente interpretáveis em termos do conjunto de variáveis original. Assim, o presente artigo se debruça sobre a importância da inclusão de balizadores físicos durante a criação e uso de modelos de inteligência artificial, em especial daqueles que utilizam redes neurais profundas no contexto da Engenharia Geotécnica. Inicialmente, uma breve análise bibliométrica sobre o impacto acadêmico dessa temática é apresentando. Posteriormente, discute-se sobre modelagem no contexto geotécnico e, finalmente, sobre os desafios, estratégias e a importância da interpretabilidade dos modelos pautados em IA.

2 INTERESSE ACADÊMICO: MODELAGEM ORIENTADA A DADOS E PAUTADA EM FÍSICA

Quando se pensa em justificar a importância e abrangência de um dado tema de pesquisa, há dois grandes aspectos que devem ser abordados, quais sejam: importância acadêmica e abrangência prática. Do ponto de vista acadêmico, a importância do estudo de modelos criados a partir de técnicas de inteligência artificial (*artificial intelligence - AI*), aprendizado de máquina (*machine learning - ML*) e aprendizado profundo (*deep learning - DL*) dentro da grande área de Engenharia Civil (4005 *Civil Engineering*) pode ser revelada por uma

simples análise bibliométrica realizada na ferramenta *Dimensions* (https://www.dimensions.ai/), para o período de janeiro de 2015 a abril de 2024, usando a busca dentre palavras-chave com o texto *"(machine learning) AND (artificial intelligence) AND (deep learning)*" e o campo de pesquisa de *"(4005 Civil Engineering)"*. Nessa primeira análise, nota-se um crescente interesse no tema, com um total de 21684 publicações e um total de 260973 citações, o que rende uma média de mais de 12 citações por artigo publicado. Os dados em laranja nas Figuras 1(a) e 1(b) mostram isso.



(a) (b)

Figura 1. Publicações (a) e citações (b) de artigos publicados na grande área de Engenharia Civil utilizando as palavras-chave indicadas.

Ao considerar o estudo de modelos pautados em física (*physics-informed models - PI*), uma nova análise para o mesmo período revela, ao adicionar a palavra chave *"physics-informed"* à busca, um total de 1430 publicações sobre o tema, com 15909 citações, gerando uma média de mais de 11 citações por artigo publicado. Esse comportamento pode ser visto nos dados marcados em azul nas Figuras 1(a) e 1(b). Nessas figuras, nota-se que a velocidade de crescimento tanto no número de publicações quanto de citações para estudos que consideram modelos pautados em física é maior do que aqueles que não o fazem. Além disso, a partir de 2021 há um crescimento vertiginoso no interesse pelos modelos pautados em física, o que é reflexo da constatação de que modelos puramente baseados em dados trazem senões importantes, principalmente para sua aplicação em situações de campo, e têm grande dificuldade para refletir a variabilidade espacial e temporal das situações fáticas. Esse mesmo fenômeno, de maior interesse em modelos com restrições físicas, pode ser visualizado na Figura 2, em que são mostrados os percentuais de artigos publicados que receberam ao menos uma citação durante o período indicado. Na Figura 2, fica visualmente evidente que o estudo das técnicas de inteligência artificial pautadas em física tem gerado maior interesse a partir de 2021 (o percentual de artigos com citações é maior do que aqueles sem a consideração de restrições físicas).

Destaca-se que além do interesse acadêmico em ultrapassar as fronteiras do conhecimento em um dado tema de pesquisa, há também motivações de ordem prática para o tema de pesquisa em questão. Considerando a não rara grande abrangência dos projetos e obras de infraestrutura geotécnica, quando de uma eventual falha, é possível que diversas pessoas beneficiadas por essa infraestrutura sejam prejudicadas. Dessa forma, garantir a operação sem intercorrências desses elementos é não apenas um desejo, mas sim uma obrigação das diversas entidades públicas e empresas responsáveis por essas estruturas. Importante notar que, mesmo em casos mais simples, em que pequenos deslocamentos não previstos são observados em certas estruturas (túnel, fundação barragem etc.), por vezes é necessário suspender a atividade/ocupação local por dias para uma avaliação mais criteriosa do problema. Essa paralisação é capaz de gerar enormes prejuízos a quem depende desse uso/ocupação. Fica claro, portanto, que dispor de um melhor entendimento do comportamento geomecânico de infraestruturas geotécnicas é fundamental para que se garanta a segurança operacional e para que se minimizem os riscos geotécnicos. Assim, a temática da construção de modelos orientados por dados e aplicados à modelagem de infraestruturas geotécnicas se faz necessária, em especial daqueles que respeitam restrições físicas conhecidas, de maneira a avançar na representatividade que esses modelos apresentam da realidade.

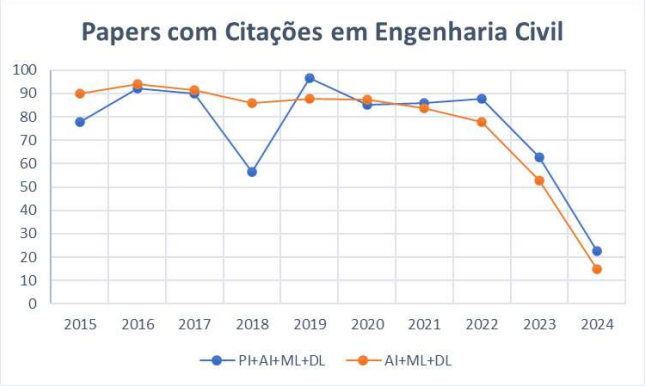


Figura 2. Interesse acadêmico relativo (percentual de artigos com citações) dentro da grande área de Engenharia Civil para as palavras-chave indicadas.

3 MODELAGEM EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Zhang *et al*. (2023) defendem que os solos e materiais encontrados no âmbito da Engenharia Geotécnica apresentam comportamentos mecânicos complexos devido à sua composição, microestruturas e morfologias complementando se aqui esse entendimento com o fato de serem eles comumente dotados de grande variabilidade espacial e temporal. Inúmeros modelos constitutivos avançados foram propostos na literatura geotécnica para capturar esses comportamentos (Amorosi *et al*., 2021, Jefferies & Been, 2015, Rouainia & Muir Wood, 2000, Yin *et al*., 2011). Geralmente, os modelos existentes são baseados em leis teóricas sofisticadas e amplo conhecimento de domínio, o que pode às vezes dificultar a transferência completa do entendimento para a prática dos engenheiros de projeto e, portanto, a adoção pela indústria. A tendência de um número crescente de parâmetros constitutivos também apresenta desafios com a calibração de parâmetros e a convergência computacional quando incorporados em pacotes de modelagem numérica (Zhang *et al*., 2021). Por essas razões, modelos constitutivos precisos, que sejam simples, interpretáveis e confiáveis, continuam sendo altamente desejáveis.

Nessa linha, Jefferies & Been (2015) argumentam que o tempo e os esforços empreendidos na criação de modelos, particularizados a um projeto em específico, configuram-se como restrições ao emprego de análises numéricas mais abrangentes na prática da Engenharia. Tal fato decorre de que, ao longo do processo de modelagem, os custos com a criação de ferramentas computacionais sob medida (implementação de *solvers* numéricos ou de modelos constitutivos refinados) podem consumir rapidamente o orçamento disponível dentro do projeto, o que faz com que a prática de Engenharia fique basicamente restrita a "plataformas de modelagem" geotécnicas comerciais, como FLAC, PLAXIS ou SIGMA/W. Em alguns casos, plataformas mais gerais como ABAQUS e COMSOL podem acabar também negligenciadas, devido às particularidades que seu uso apresenta.

Uma das maiores questões em utilizar essas plataformas de modelagem é que, em seus pacotes-padrão, por vezes os modelos disponíveis ou sobre ou sub representam as particularidades dos materiais de interesse. Isso faz com que surja a necessidade de criar ou adaptar modelos que sejam capazes de incorporar tais particularidades sem que haja a necessidade de implementações computacionais rebuscadas, processo esse que acaba implicando em ajustes de valores de parâmetros para aproximar uma dada situação real (teste de laboratório ou monitoramento de campo, por exemplo) ao resultado da simulação numérica.

Nesse contexto, a criação de novos modelos aplicados à modelagem geomecânica de infraestruturas geotécnicas tem ocorrido. Em especial, a modelagem baseada em IA e ML, orientada por dados, surgiu como uma ferramenta promissora para complementar as técnicas existentes de modelagem constitutiva de solos (Basheer, 2000, Karapiperis *et al*., 2021, Wang & Sun, 2018, Zhang *et al*., 2020). Essa abordagem envolve aprender relações tensão-deformação diretamente dos dados, ou seja, sem nenhum conhecimento/pressupostos de domínio. Esses modelos podem ser capazes de proporcionar modelagens mais orientadas a dados que, em última análise, podem melhorar o entendimento que se tem a respeito dos materiais e estruturas envolvidos. Fica claro, portanto, que a evolução do uso de plataformas de modelagem tradicionais passa pelo processo de criação de modelos mais gerais a partir de IA e ML.

4 DESAFIOS NO USO DE MODELOS CRIADOS A PARTIR DE DNNs

Para que se possa criar modelos a partir de DNNs, esse tipo de abordagem geralmente requer a calibração a priori dos algoritmos a partir de dados considerados como representativos do comportamento do material (He *et al*., 2021). Smyrniou (2018) avaliou quais técnicas de DNNs podem ajudar na modelagem do comportamento de tensão e deformação de solos. Para aquela autora, a rede funcionaria como uma caixa preta (sem possibilidade de interpretação para a rede em si). Assim, Smyrniou (2018) mostrou que a rede é bem sucedida ao reproduzir uma matriz elástica linear completa. No caso de um modelo que previa uma lei de endurecimento, a rede analisada não apresentou bons resultados.

Embora essa abordagem simplifique muito o processo de modelagem, a falta de confiabilidade na previsão, especialmente fora dos dados de calibração, é amplamente documentada (Linka *et al*., 2021, Xu *et al*., 2021). A dependência típica de grandes volumes de dados pode se tornar proibitiva para aplicações geotécnicas, dada a custosa aquisição de dados de alta qualidade. Assim, por melhores que sejam os resultados dos modelos indicados, nota-se que a falta de balizadores físicos compromete a generalização dos resultados para situações aplicadas da Engenharia. Quando as situações de campo são consideradas, os erros tendem a aumentar grandemente, pois a capacidade extrapolativa desses modelos, que foram calibrados puramente a partir de um contexto de aprendizagem estatística, são bastante reduzidas. Surge, assim, a necessidade de discutir como incorporar a física no processo de construção de modelos orientados a dados.

5 MODELOS QUE RESPEITAM A FÍSICA DOS FENÔMENOS

Conforme reforçam He *et al*. (2021), a computação orientada a dados com restrições físicas é um paradigma computacional emergente que permite a simulação de materiais complexos diretamente de bancos de dados do comportamento desses materiais, ignorando a construção clássica do modelo constitutivo. De maneira geral, há uma diversidade de estratégias que podem ser empregadas para a criação desses modelos balizados. Em especial, há arquiteturas que permitem desenvolver estratégias de modelagem "caixa preta" e "caixa cinza" para sistemas complexos onde a física é apenas parcialmente conhecida. Em contraste com os modelos teóricos (totalmente determinados a partir da física, sem necessidade de dados) e de "caixa preta" (totalmente determinados a partir de dados, sem necessidade de compreensão física), um modelo de "caixa cinza" é um modelo que emprega alguma física ou compreensão básica, mas que ainda precisa ser calibrado ou completado com os dados. Assim, a abordagem "caixa cinza" se torna bastante interessante ao aliar as melhores características de ambos os modelos ("caixas preta" e puramente teóricos).

Além disso, a arquitetura de um algoritmo de IA não apenas permite impor restrições físicas, ou física pré-definida, mas também pode descobrir restrições físicas que precisam ser incorporadas, ou seja, pode-se tanto restringir o aprendizado quanto aprender restrições (Loiseau & Brunton, 2018; Kaiser *et al*., 2018). Assim, se corretamente orientados, algoritmos de "caixa cinza" se tornam valiosos aliados na descoberta de novas relações antes não vislumbradas. Dessa forma, não apenas modelos físicos parcimoniosos e interpretáveis podem ser descobertos como resultado direto de tais estratégias, mas também podem ser descobertos *insights* críticos, como leis de conservação e restrições físicas. Essas inovações têm o potencial de descobrir modelos generalizáveis que podem ser modificados para lidar com física multiescala, sistemas ruidosos e dados limitados (Montáns *et al*., 2019).

6 ESTRATÉGIAS PARA CONSTRUÇÃO DE MODELOS QUE RESPEITAM A FÍSICA

De maneira geral, uma primeira abordagem possível é aquela que utiliza regressão simbólica para identificar diretamente a estrutura de um sistema dinâmico não linear a partir de dados (Schimidt & Lipson, 2009). Isso funciona notavelmente bem para descobrir modelos físicos interpretáveis, mas a regressão simbólica é computacionalmente cara e pode ser difícil de dimensionar para grandes problemas (Montáns *et al*., 2019). Alternativas mais rebuscadas, como aquela de He *et al*. (2021), exploram técnicas de aprendizado profundo com uma arquitetura de rede neural de *autoencoder* capaz de aprender a representação de baixa dimensão subjacente do banco de dados de materiais por eles estudados. He *et al*. (2021) ainda utilizam um esquema de interpolação de preservação de convexidade para garantir a estabilidade numérica e variedade constitutiva representativa.

Quanto à previsão de comportamentos complexos de materiais geotécnicos, a combinação de conhecimento prévio com modelagem orientada por dados representa o estado da arte para aplicações práticas

de IA e ML (Zhang *et al*., 2023). Essa abordagem envolve a incorporação de empirismo ou leis teóricas conhecidas como informações prévias dentro do framework orientado por dados (Cuomo *et al*., 2022, Liu & Wang, 2019, Raissi *et al*., 2019, Sun *et al*., 2020). A operação mais comum é incorporar leis físicas subjacentes, como balanço e funções potenciais, nas funções de perda de IA/ML, de modo que as previsões sejam restritas a valores admissíveis na prática profissional (Flaschela *et al*., 2021, Vlassis & Sun, 2021). Pesquisas recentes também exploraram frameworks orientados por dados personalizados para incluir conhecimento prévio de domínio (Bonatti & Mohr, 2022), que comumente assumem a forma de uma estrutura hierárquica envolvendo submodelos conectados por leis teóricas, como a termodinâmica (Linka *et al*., 2021, Masi *et al*., 2021). Em tais casos, as 'sub-previsões' são otimizadas internamente para alcançar previsões de saída confiáveis. Outra estratégia é reescrever os pares de entrada-saída para incorporar informações prévias como restrições adicionais (Fuhg & Bouklas, 2022, Klein *et al*., 2022).

Wang (2019) discute a aplicação do aprendizado de máquina na geração de modelos constitutivos substitutos precisos e confiáveis para geomateriais com multiescala e multifísica, mostrando que esse processo não é trivial. Para tanto, aquele autor propõe um processo de modelagem integrado para o desenho automático, treinamento, validação e "falsificação" de modelos constitutivos, ou "metamodelagem". Em especial, para permitir que a IA assuma as tarefas de tentativa e erro no processo de modelagem constitutiva, Wang (2019) apresenta uma nova estrutura de "metamodelagem" que emprega teoria de grafos e aprendizado de reforço profundo para gerar modelos com aprendizado de máquina precisos, compatíveis com a física e interpretáveis. Ainda, para superar o obstáculo de informações limitadas em geomecânica, Wang (2019) descreve como aumentar a eficiência na utilização de dados experimentais por uma estrutura de metamodelagem cooperativa multiagente, fornecendo orientação na geração de banco de dados e modelagem constitutiva simultânea.

Zhang *et al*. (2021) indicam que outra opção que tem ganhado força é trazer conhecimentos pré-estabelecidos por meio de treino a partir de dados sintéticos obtidos de modelos constitutivos teóricos, haja vista ser possível a criação de um suprimento teoricamente ilimitado de dados utilizando simulações numéricas. Nesse sentido, a literatura sugere que modelos orientados por dados podem ser inicialmente desenvolvidos usando conjuntos de dados sintéticos para estabelecer um quadro geral, que pode posteriormente ser aplicado a conjuntos de dados experimentais para aprimorar a robustez do modelo e auxiliar na descoberta de potenciais mecanismos de comportamento do solo (Zhang et al., 2021). Ao calibrar modelos constitutivos em conjuntos de dados sintéticos, o impacto de erros experimentais e de medição na capacidade de mapeamento dos algoritmos de aprendizado de máquina pode ser eliminado (Zhang *et al*., 2020). Portanto, a criação de conjuntos de dados sintéticos grandes e confiáveis é um passo crucial na construção de modelos constitutivos orientados por dados.

Para materiais de modelagem mais complexa, como é o caso de rejeitos de mineração, estudar essa modelagem constitutiva a partir de dados pode ser uma boa solução, que alia precisão a tempos computacionais pequenos. Recentemente, Ozelim *et al*. (2023) enfrentaram os desafios associados à quantidade e complexidade de conjuntos de dados sintéticos necessários para modelagem constitutiva não linear de solos, em especial de situações de liquefação de solos. Dessa maneira, a partir de bancos de dados abrangentes como aquele apresentado por Ozelim *et al*. (2023), torna-se possível criar metamodelos baseados em técnicas de inteligência artificial, especialmente aprendizado de máquina e aprendizado profundo, capazes de fornecer modelos precisos e computacionalmente mais acessíveis.

7 CONCLUSÕES

É inquestionável que as ferramentas de inteligência artificial podem ser poderosas aliadas na busca por um melhor entendimento do comportamento geotécnico dos solos. No entanto, o uso indiscriminado desses algoritmos, que são puramente pautados em dados e em otimização de relações estatísticas, pode levar a graves problemas quando da aplicação a situações reais sem que ocorra uma criteriosa avaliação por parte de profissionais qualificados para tal. Como demonstrado, esses modelos podem levar à falta de confiabilidade na previsão, especialmente fora dos dados de calibração. Nesse sentido, uma série de ferramentas tem sido desenvolvida para agregar aos modelos de IA uma série de preceitos físicos conhecidos sobre os problemas em estudo, possibilitando assim a criação dos modelos pautados em física. Esses modelos, além de mitigarem a dependência típica de grandes volumes de dados para calibração (que podem se tornar proibitivos para aplicações geotécnicas, dada a custosa e demorada aquisição de dados de alta qualidade), também proporcionam melhores generalizações para situações práticas. Importante destacar que, mesmo para modelos

pautados em física, seus resultados devem ser interpretados por um profissional qualificado, sendo crucial que a decisão final parta desse profissional. IA e ML são ferramentas a serem usadas como auxiliares na tomada de decisão, não como substitutas de profissionais capacitados para tal.

Dessa forma, o presente artigo buscou contextualizar o uso de IA, em particular de redes neurais profundas, na criação de modelos úteis à Engenharia Geotécnica. Para tanto, uma vasta revisão da literatura apresentou os desafios, estratégias de implementação e a importância de se considerar modelos interpretáveis e pautados em física conhecida. Assim, não apenas modelos físicos parcimoniosos e interpretáveis podem ser desenvolvidos como resultado direto de tais estratégias, mas também podem ser descobertos *insights* críticos, como leis de conservação e restrições físicas. Essas inovações têm o potencial de desenvolver modelos generalizáveis aptos a tratar física multiescala, sistemas ruidosos e dados limitados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amorosi, A., Rollo, F., Dafalias, Y.F. (2021). Relating elastic and plastic fabric anisotropy of clays. *Geotechnique*, 71 (7), p.583–593.

Basheer, I.A. (2000) Selection of methodology for neural network modeling of constitutive hystereses behavior of soils. *Comput.-Aided Civ. Inf.*, 15, p.440–458.

Bonatti, C.; Mohr, D. (2022) On the importance of self-consistency in recurrent neural network models representing elasto-plastic solids. *J. Mech. Phys. Solids.*, 158, p.104697.

Cuomo, S.; Di Cola, V.S.; Giampaolo, F.; Rozza, G.; Raissi, M.; Piccialli, F. (2022) Scientific machine learning through physics-informed neural networks: where we are and what's next. *J. Sci. Comput.*, 92, p.88.

Ferrari de Campos, D.J. (2022) *Big data e inteligência artificial aplicados a fundações*. Tese (Doutorado em Geotecnia) — Universidade de Brasília, Brasília, 143p.

Flaschela, M.; Kumar, S.; De Lorenzis, L. (2021) Unsupervised discovery of interpretable hyperelastic constitutive laws. *Comput. Meth. Appl. Mech. Eng.*, 381, p.113852.

Fuhg, J.N.; Bouklas, N. (2022) On physics-informed data-driven isotropic and anisotropic constitutive models through probabilistic machine learning and space-filling sampling. *Comput. Meth. Appl. Mech. Eng.*, 394, p.114915.

He, X.; He, Q.; Chen, J.-S. (2021) Deep autoencoders for physics-constrained data-driven nonlinear materials modeling. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 385, p.114034.

Jefferies, M.; Been, K. (2015) *Soil liquefaction: a critical state approach.* CRC press, New York,USA, 712 p.

Kaiser, K.; Kutz, J.N.; Brunton, S.L. (2018) Discovering conservation laws from data for control, in: 57th IEEE Conference on Decision and Control, Miami Beach, FL, Dec 17–19, 2018, pp. 6415–6421.

Karapiperis, K.; Stainier, L.; Ortiz, M.; Andrade, J.E. (2021) Data-Driven multiscale modeling in mechanics. *J. Mech. Phys. Solids*, 147, p.104239.

Klein, D.K.; Fernandez, M.; Martin, R.J.; Neff, P.; Weeger, O. (2022) Polyconvex anisotropic hyperelasticity with neural networks. *J. Mech. Phys. Solids*, 159, p.104703.

Linka, K.; Hillgartner, M.; Abdolazizi, K.P.; Aydin, R.C.; Itskov, M.; Cyron, C.J. (2021) Constitutive artificial neural networks: A fast and general approach to predictive data-driven constitutive modeling by deep learning. *J. Comput. Phys.*, 429, p.110010.

Liu, D.; Wang, Y. (2019) Multi-fidelity physics-constrained neural network and its application in materials modeling. *J. Mech. Des.*, 141 (12), p.121403.

Loiseau, J.-C.; Brunton, S.L. (2018) Constrained sparse Galerkin regression, *J. Fluid Mech.*, 838 p.42–67

Montáns, F. J.; Chinesta, F.; Gómez-Bombarelli, R.; Kutz, J. N. (2019) Data-driven modeling and learning in science and engineering. *Comptes Rendus Mécanique*, 347(11), p.845-855.

Masi, F.; Stefanou, I.; Vannucci, P.; Maffi-Berthier, V. (2021) Thermodynamics-based artificial neural networks for constitutive modeling. *J. Mech. Phys. Solids*, 147, p.104277.

Ozelim, L. C. S. M.; Casagrande, M. D. T.; Cavalcante, A. L. B. (2023) NorSand4AI: A Comprehensive Triaxial Test Simulation Database for NorSand Constitutive Model Materials, *Geoscientific Model Development – GMD*, aceito para publicação.

Raissi, M.; Perdikaris, P.; Karniadakis, G.E. (2019) Physics-informed neural networks: A deep learning framework for solving forward and inverse problems involving nonlinear partial differential equations. *J. Comput. Phys.*, 378, p.686–707.

Rouainia, M.; Muir Wood, D. (2000). A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure. *Géotechnique*, 50 (2), p.153–164.

Schimidt, M.; Lipson, H. (2009) Distilling free-form natural laws from experimental data, *Science*, 324 (5923) p.81–85.

Smyrniou, E. (2018) *Soil Constitutive Modelling Using Neural Networks*. Dissertação de Mestrado, Department of Geo-Engineering, Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 94p.

Sun, L.; Gao, H.; Pan, S.; Wang, J.-X. (2020) Surrogate modeling for fluid flows based on physics-constrained deep learning without simulation data. *Comput. Meth. Appl. Mech. Eng.*, 361, p.112732.

Vlassis, N.N.; Sun, W. (2021) Sobolev training of thermodynamic-informed neural networks for interpretable elasto-plasticity models with level set hardening. *Comput. Meth. Appl. Mech. Eng.*, 377, p.113695.

Wang, K. (2019) From multiscale modeling to metamodeling of geomechanics problems. Tese de Doutorado, Graduate School of Arts and Sciences, Civil Engineering and Engineering Mechanics, Columbia University, Nova Iorque, NY, EUA. 291p.

Wang, K.; Sun, W. (2018) A multiscale multi-permeability poroplasticity model linked by recursive homogenizations and deep learning, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, 334, p.337–380.

Xu, K.; Huang, D.Z.; Darve, E. (2021) Learning constitutive relations using symmetric positive definite neural networks. *J. Comput. Phys.*, 428, p.110072

Yin, Z.-Y.; Karstunen, M.; Chang, C.S.; Koskinen, M.; Lojander, M. (2011) Modeling time-dependent behavior of soft sensitive clay. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 137 (11), p.1103–1113.

Zhang, P.; Yin, Z.-Y.; Jin, Y.-F.; Ye, G.-L. (2020) An AI-based model for describing cyclic characteristics of granular materials, *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech*, 44, p.1315–1335.

Zhang, P.; Yin, Z.-Y.; Jin, Y.-F. (2021) State-of-the-Art Review of Machine Learning Applications in Constitutive Modeling of Soils, *Archives of Computational Methods in Engineering*, 28, p.3661–3686.

Zhang, P.; Yin, Z.-Y; Sheil, B. (2023) Interpretable data-driven constitutive modelling of soils with sparse data, *Computers and Geotechnics*, 160, p.105511.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/106

Interface Dinâmica de Desempenho para Análise de Dados de Barragens de Mineração

Riadny Patrícia de Souza Ferreira
Engenheira Geotécnica/Doutoranda em Geotecnia, TPF Engenharia/UFPE, Recife, Brasil, riadny.ferreira@ufpe.br

Juliana Andrade Rodrigues
Auxiliar de Engenharia, TPF Engenharia, Fortaleza, Brasil, juliana.andrade@tpfe.com.br

Lucas Alexandre Furtado da Costa
Engenheiro Civil/Especializando em Data Science e Analytics, TPF Engenharia/USP, Recife, Brasil, lucas.costa@tpfe.com.br

Luana Raquel Juvino da Silva
Engenheira Geotécnica, TPF Engenharia, Pindoretama, Brasil, luana.raquel.365@ufrn.edu.br

Luiz Henrique Vieira de Moura
Engenheiro Civil, TPF Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, luiz.moura@tpe.com.br

RESUMO: De acordo com a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), são exigidas inspeções de campo em barragens para avaliar sua segurança. Adicionalmente, monitorar essas estruturas com instrumentação apropriada contribui para a análise de segurança de barragem. A instrumentação gera uma quantidade considerável de dados, que podem ser processados usando ferramentas computacionais que ajudam a interpretar mais eficientemente esses dados e ajudam a minimizar erros. Este artigo apresenta o desenvolvimento do gerenciamento de informações para estruturas geotécnicas de uma forma mais dinâmica. A fim de realizar isso, um banco de dados foi criado dentro da plataforma do Big Query, da plataforma do Google Cloud. A informação é acessada através da plataforma do *Power BI*, que provê uma visão geral da segurança da barragem, incluindo sistema de auscultação, dados hidrotécnicos e informações gerais para cada barragem. Este método é útil para barragens e todos os tipos de obras de engenharia, suscitando, assim, diversos benefícios para a equipe técnica responsável e para a segurança da estrutura. A integração do armazenamento de dados no *Big Query*, dos mapas georreferenciados no ambiente GIS (Geographic Information System) e dos relatórios interativos do *Power BI* reduziram o tempo consumido e melhoraram a qualidade das informações analisadas.

PALAVRAS-CHAVE: Power BI, Monitoramento de Barragens, Barragens de Mineração

ABSTRACT: According to the National Dam Safety Policy (PNSB), it is required field inspections at dams to evaluate their safety. In addition, monitoring these structures with appropriate instrumentation contributes to dam safety analysis. The instrumentation generates a considerable amount of data, which can be processed using Computational tools that help to interpretate more efficiently these data and help to minimize errors. This article presents the development of information management for geotechnical structures in a more dynamic way. In order to accomplish this, a database was created inside the Big Query platform, from Google Cloud Platform. Information is accessed through the Power BI platform, which provides an overview of the dam safety, including the auscultation system, hydrotechnical data and general information for each dam. This method is useful for dams and all types of works engineering, thus generating several benefits for the responsible technical team and for the safety of the structure. The integration of storing data at Big Query, the georeferenced maps in GIS (Geographic Information System) environment and Power BI interactive reports, reduced the time consumed and improved the quality of the information analysed.

KEYWORDS: Power BI, Dam Monitoring, Mining Dams

1 INTRODUÇÃO

O tratamento de dados dentro da Engenharia exige uma atenção no recebimento e veracidade das informações e também da qualidade técnica para interpretar as informações, transformando-as em análises críticas. Na área de barragens de mineração, a instalação de instrumentos à montante e jusante da estrutura faz com que uma grande quantidade de informações seja armazenada e avaliada quanto à operação e segurança. Seja de natureza manual ou automática, os piezômetros e indicadores de nível de água, por exemplo, podem ter leituras registradas a cada hora, pontuando sensibilidades às variações climáticas e situações adversas.

De acordo com a Lei nº 12.334 (Brasil, 2010), a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), exige-se a inspeção com periodicidade estabelecida pela Resolução nº 95 (ANM, 2022) das barragens de mineração para auxiliar na prevenção de acidentes e auxiliar na segurança geotécnica. Este acompanhamento rotineiro das estruturas envolve a geração dos dados de leituras dos instrumentos a fim de auxiliar na análise e classificação da estrutura, apontando a realidade de segurança ou ausência dela.

Dependendo da empresa administradora das informações, estes dados podem ser entregues em formato de planilhas, indicando as leituras dos instrumentos. Quando há o recebimento destas informações, a escolha na metodologia de análise é de responsabilidade da empresa responsável. Nesta etapa, por exemplo, a transferência de leituras entre planilhas ou qualquer alteração necessária nestes dados pode ser sensível e gerar erros humanos.

De acordo com Pedott (2015), a avaliação de qualidade e desempenho de alguns serviços ocorre através de aplicação de métodos de análises de dados. Isto pode estar relacionado a geração, por exemplo, de um único dado como variável de resposta como dado funcional a quem avalia esta informação. A utilização e escolha de métodos de análise busca prevenir ou reduzir perdas na atividade a ser realizada. No contexto de informações de barragens, os dados de resposta podem ser as variações dos instrumento relacionadas com a pluviometria presente à montante da estrutura.

Com o avanço da tecnologia, diversos *softwares* são utilizados para facilitar a interpretação de dados. O termo *Business Intelligence* (*BI*), segundo Nedelcu (2013) surgiu ainda antes da necessidade de aplicação em relatórios empresariais, devido a necessidade de análise de um grande número de dados. Os benefícios na aplicação do *BI* na corporação envolvem: ampliação da visão holística; facilidade na tomada de decisão mais assertiva e melhoria da visualização das informações no contexto operacional, tático e estratégico (Abusweilem & Abualoush, 2019).

O uso da plataforma do *Power BI* tem sido amplamente vista em diversos setores. No contexto de barragens, isto pode ser exemplificado através do trabalho de Lira (2022). O autor citado desenvolveu um *dashboard* interativo com dados do Sistema Integrado de Gestão de Barragens de Mineração (SIGBM) de acesso facilitado acerca da situação das barragens brasileiras registradas no sistema.

Neste contexto, pode-se observar tanto o uso de inteligência artificial quanto a utilização de *dashboards* em plataformas de *business intelligence* são capaz de auxiliar na eliminação de erros dentro da probabilidade estatística. Compreendendo as melhorias promissoras do tratamento de dados e a gratuidade de plataforma, foi desenvolvido um *dashboard* no *Power BI* dos dados de instrumentação das barragens. O desenvolvimento do trabalho e os benefícios serão dispostos no presente artigo.

2 METODOLOGIA

2.1 Banco de dados e estruturação de tabelas

Os registros de instrumentação advêm de uma plataforma que engloba dados manuais e automáticos de diversos instrumentos. Para utilizar esses dados no *Power BI*, foi verificada a necessidade de elaborar uma base de dados capaz de abarcar mais de 500 mil linhas de dados. Dessa forma, foi descartada a possibilidade de uso de arquivos do tipo planilha (xlsx) ou csv (valores separados por vírgula), a fim de evitar sobrecargas na base de dados.

Após algumas considerações acerca do custo e da curva de aprendizagem, foi escolhida a plataforma *Big Query*, do *Google Cloud Platform*, como o banco relacional usado para guardar informações de registro de instrumentos das respectivas minas e estruturas. Não há tarifa para o uso do *Big Query* para a quantidade

de dados usados nesse projeto, reduzindo então a quantidade de aporte financeiro para o desenvolvimento da solução. Além disso, a plataforma apresenta um *layout* amigável para o usuário criar e anexar dados, reduzindo o custo operacional relativo ao entendimento do uso mais eficiente da instância.

Para construir e usar o modelo de dados, é necessário definir as tabelas fatos, que guardam medidas e as suas dimensões que contextualizam as medidas (Oliveira, 2020). Portanto, foi utilizado como as "tabelas fatos" aquelas tabelas que constituem medições, tanto de instrumentação quanto de pluviometria. As dimensões foram selecionadas e usadas através de identificadores únicos, dispostos também nas "tabelas fato". A seguir, na Figura 1, apresenta-se o modelo de dados utilizado no projeto.

Figura 1. Modelo de dados.

Com a estruturação e ligação das tabelas definidas, os dados históricos dos instrumentos foram carregados na plataforma do *Google Cloud*. Os registros recebidos pelo cliente tiveram que passar por um tratamento, a fim de padronizar a localização de cada atributo das tabelas, ao longo de duas décadas. Vale

salientar que a padronização não tem a finalidade de alterar os dados brutos recebidos, exceto para casos de eliminação de *outliers*, acordado com o cliente.

Por fim, através da conexão nativa do *Power BI* com o *Big Query*, é possível importar os dados que estão depositados na plataforma da nuvem e utilizá-los para desenvolver medidas e gráficos. Essa conexão se dá através da entrada do usuário administrador do projeto do *Google Cloud* dentro do *Power BI*, reduzindo a demanda de trabalho para realizar a extração de dados.

2.2 Ajuste do *layout*

O processo inicial da elaboração do *dashboard* contou com a participação ativa de uma equipe técnica de geotecnia e a desenvolvimento de softwares, no qual foram selecionados os dados mais relevantes a serem apresentados no painel interativo.

Nesse contexto, a primeira etapa consistiu em desenvolver a melhor representação gráfica para o comportamento das leituras automáticas e manuais dos instrumentos, sendo eles: piezômetros; indicadores de nível de água; réguas limnimétricas; medidores de vazão e pluviômetro(s) de cada estrutura. Além disso, foi considerado importante apresentar, graficamente, os níveis de controle de cada instrumento. Estes níveis consistem na definição de um intervalo de valores, no qual ao atingí-los pode significar que ele apresentou um comportamento destoante do observado em sua vida útil, demonstrando a necessidade de atenção para garantir a integridade da estrutura monitorada (Marinaro, 2022).

É válido mencionar acerca dos botões interativos para selecionar a mina e a estrutura a ser analisada. Além disso, foram criadas caixas de seleção para o instrumento e ferramentas de filtro para o eixo horizontal (período de análise) e para os dois eixos verticais principal e secundário (com leituras do instrumento, régua limnimétrica e níveis de controle no primeiro e precipitação no segundo, respectivamente). Tais seleções são importantes para garantir uma melhor visualização de todos os dados apresentados graficamente, proporcionando maiores opções de análise para o usuário.

Outro ponto escolhido para compor o *layout* foi a apresentação do Dano Potencial Associado (DPA) e a Categoria de Risco (CRI) de cada estrutura, segundo os critérios estabelecidos para a classificação das Barragens de Mineração na Resolução nº 95 (ANM, 2022). Outrossim, adicionou-se a condição quanto ao nível de emergência e a Declaração de Condição de Estabilidade (DCE), obtidas por meio das normativas do dispositivo legal supracitado. É válido ressaltar que também foi considerada a classificação da Categoria de Risco (CRI) e do Potencial de Dano Ambiental (PDA) pelas diretrizes do Decreto nº 48.140 (Minas Gerais, 2021) na elaboração do painel interativo.

A equipe também optou pela apresentação do panorama histórico de cada instrumento, sendo ele composto pelas elevações máximas, mínimas e médias obtidas desde a data de sua instalação até o período atual de análise. Foi necessário ainda adicionar um quadro com a avaliação dos dados de instrumentação de acordo com a referência mensal escolhida. Nele está inserido a variação máxima e média do mês escolhido em relação ao anterior, bem como a leitura média e a oscilação mensal. Este último consiste na diferença entre o registro máximo e o mínimo observados no intervalo descrito. Pontua-se que a diferença entre a leitura máxima observada e o valor definido para cada nível de controle (atenção, alerta e emergência) também foi apresentado, já que tal dado permite observar em quais meses o instrumento atingiu ou esteve mais próximo de atingir os limites estabelecidos.

Foi possível aprimorar a visualização interativa da localização dos instrumentos com a utilização de mapas utilizando plataformas atualizadas de imagens. Com a inserção de ortofotos da plataforma ArcGIS, a composição do *dashboard* foi acrescida da imagem interativa através da seleção, por etapas, da mina, barragem e os instrumentos, aproximando para a escolha através de zoom. A aplicação referida também permitiu a inserção de diversas outras interações georreferenciadas, incluindo os dados de formação geológica, litotipos e hidrologia no qual estão inseridas cada estrutura. É necessário salientar que os arquivos que deram origem as funcionalidades supracitadas, foram importados no formato *shapefile*, que consiste em uma extensão utilizada para armazenar informações vetoriais e geoespaciais, disponível na base cartográfica de dominio público do Serviço Geológico Brasileiro (SGB-CPRM), em escala 1:1000000.

3 RESULTADOS

3.1 Aparência do *dashboard*

A seleção da estrutura avaliada pela equipe técnica e tecnologia de informação está em um painel interativo, mediante uma coletânea de barragens de mineração. A Figura 2a apresenta a visualização inicial do painel e a Figura 2b é o resultado, em tela, após a seleção da mina, estrutura, tipo de instrumento e instrumento. A sequência de seleções proposta para geração dinâmica da visualização final do *dashboard* é:

- Mina;
- Estrutura (a partir desta escolha, as caixas de texto de nível de emergência, classificações da barragem e declaração de condição de estabilidade são atualizadas);
- Tipo de instrumento (entre piezômetros, indicadores de nível de água, medidores de vazão e réguas do reservatório);
- Nome do instrumento (nesta escolha, o panorama do período e o gráfico são atualizados);
- Ajuste dos eixos gráficos verticais (principal e secundário);
- Escolha do intervalo definido como o período de análise (datas, meses e anos iniciais e finais);
- Seleção do mês e ano, para análise mensal na região inferior da tela (esta escolha faz com que as caixas de texto da diferença entre a leitura média e os níveis de controle também sejam atualizadas).

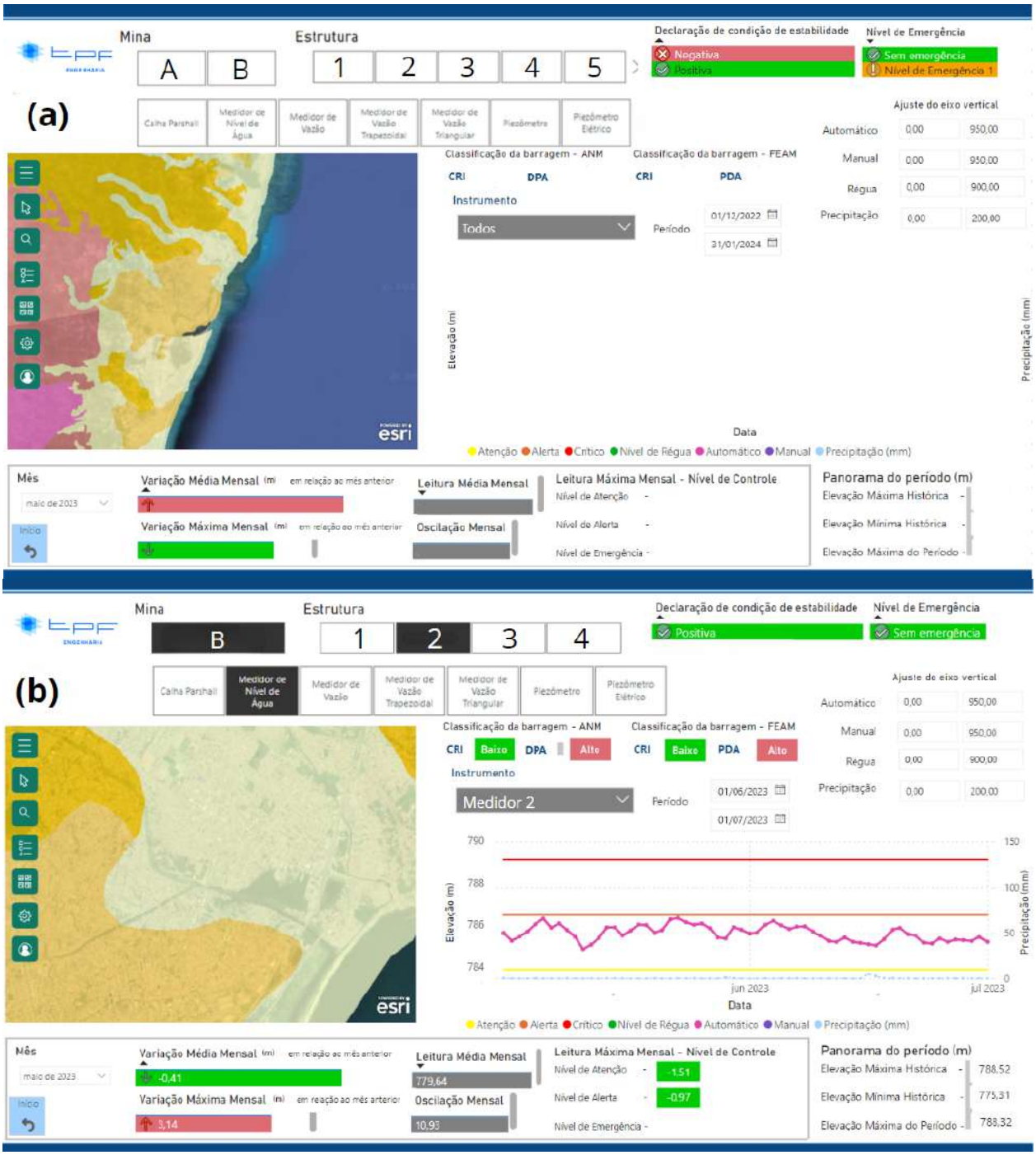


Figura 2. (a) Dashboard inicial (b) Dashboard após seleções.

Ao desenvolver este *dashboard*, foi notado uma redução consideravelmente das horas dedicadas na transferência e tratamento prévio dos dados pela equipe de mineração. Por este motivo, este tempo anteriormente desperdiçado pode ser utilizado na análise holística do comportamento dos instrumentos da barragem de mineração. Assim, percebe-se que os benefícios auxiliam, aprimorando a organização gerencial e a qualidade técnica dos documentos.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A utilização da plataforma do *Power BI* no armazenamento do banco de dados e geração de *dashboard* da instrumentação de barragens de mineração gerou diversos benefícios, são eles:

- Redução do tempo de tratamento prévio de dados por meio da eliminação da etapa de transferência de dados entre planilhas. A depender do quantitativo de instrumentos locados na barragem, demandava até três dias, considerando a possibilidade de travamento de planilhas devido à robustez de dados nos arquivos;
- Eliminação de erros humanos na transferência de dados entre a planilha de origem e uma nova planilha de tratamento de dados;
- Aumento de tempo disponível para análise crítica, holística e aprofundada do comportamento dos instrumentos, melhorando a qualidade das entregas para o cliente;
- Proteção de dados através de armazenamento em nuvem, com sistemas mais rígidos de segurança por meio da criptografia, que impedem o acesso de cybercriminosos;
- Centralização das informações das barragens de acesso facilitado, que anteriormente gerava diversas planilhas separadas;
- Visualização clara e sucinta sobre a estrutura, facilitando o acesso às informações da gerência e apresentações externas;
- Integração multidisciplinar entre múltiplas aplicações como *ArcGIS, Power BI* e *Big Query*;
- Dashboard moderno e interativo, sendo ele totalmente personalizável pelo usuário;
- Acompanhamento das informações disponibilizadas para o cliente.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à TPF Engenharia pelo apoio e incentivo à pesquisa e inovação, além do interesse e acolhimento nesta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração – ANM (2022). *Resolução n° 95*, de 7 de fevereiro de 2022. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens - PNSB. Brasília, DF.

Abusweilem, M. A., Abualoush, S. (2019). The impact of knowledge management process and business intelligence on organizational performance. *Growing Science*, 2143-2156p.

Brasil. (2010) *Lei n° 12.334*. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens. Diário Oficial (da) República Federativa do Brasil. Brasília, DF.

Lira, R. S. M. (2022) *Segurança de Barragem: Avaliação das Barragens de Mineração no Brasil segundo dados de parâmetros de classificação da Agência Nacional de Mineração e criação de plataforma Power BI*. TCC de Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco, 85p.

Marinaro, R. A. (2022) Proposta de metodologia para definição dos níveis de controle da instrumentação associados aos modos de falha: estudo de caso em uma barragem para disposição de rejeito de mineração. Tese de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica. Universidade Federal de Ouro Preto, 160p.

Minas Gerais (2021) *Decreto nº 48.410*. Institui a Política Estadual de Segurança de Barragens. Belo Horizonte, MG.

Nedelcu, B. (2013) Business intelligence systems. *Database System Journal*, v.4(4), 12-20p.

Pedott, A. H. (2015) *Análise de Dados Funcionais Aplicada à Engenharia da Qualidade. Tese de Doutorado em Engenharia*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 132p.

Oliveira, J. P. C. C. (2020) Development of a Business Intelligence Conceptual Model for Waste Collection and Transportation Monitoring. *Tese de Mestrado em Gestão de Informação*. Universidade Nova de Lisboa, 28p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/107

Machine Learning na Geotecnia: Treinamento para Tomada de Decisões em Monitoramento de Estruturas Geotécnicas

Marco Túlio Gurgel Mendonça
Engenheiro Geotécnico, Head5 Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, marco.mendonca@head5.com.br

Lucas Ghion Zorzan
Engenheiro Geotécnico, Head5 Engenharia, Curitiba, Brasil, lucas.zorzan@head5.com.br

Silas Pereira da Silva Júnior
BIM Manager, Head5 Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, silas.junior@head5.com.br

Marcelo Rossi Campos
Engenheiro Civil, Head5 Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, marcelo.rossi@head5.com.br

RESUMO: A Inteligência Artificial (IA) é uma área da ciência da computação que se dedica ao desenvolvimento de sistemas que podem aprender e se adaptar sem a intervenção humana. A IA tem crescido exponencialmente nos últimos anos, com aplicações em diversas áreas, incluindo a engenharia geotécnica. Os dados de leituras de instrumentos geotécnicos são uma fonte valiosa de informações sobre o comportamento de obras de grande porte, tais como barragens de terra ou grandes escavações a céu aberto e subterrâneas. Esses dados podem ser utilizados para treinar modelos de IA que podem ser usados para uma variedade de tarefas, incluindo a previsão do comportamento de solos e rochas sob diferentes condições, como cargas, vibrações ou mudanças climáticas. Isso pode ajudar a melhorar a segurança de estruturas geotécnicas. Adicionalmente, os modelos de IA podem ser usados para identificar problemas ainda em estágios iniciais, como no caso de instabilidade de taludes. No tema da otimização de projetos geotécnicos, os modelos de IA podem ser usados para otimizar o projeto de estruturas geotécnicas, levando em consideração fatores como custo, segurança e desempenho. Este trabalho tem por finalidade demonstrar os procedimentos e resultados da utilização de dados de leituras de instrumentos geotécnicos - em especial para acompanhamento de deslocamentos e piezometrias de uma barragem - para treinamento de algoritmos de inteligência artificial, frisando o potencial desta ferramenta na melhoria contínua dos processos e da maneira de se desenvolver a engenharia geotécnica. Os estudos mostraram, de maneira prática, que esses modelos podem auxiliar a interpretar os dados de monitoramento de obras geotécnicas, tarefa essencial para garantir a segurança das estruturas.

PALAVRAS-CHAVE: Inteligência Artificial, Monitoramento, Machine Learning, Dados Geotécnicos.

ABSTRACT: Artificial Intelligence (AI) is an area of computer science dedicated to the development of systems that can learn and adapt without human intervention. AI has been growing exponentially in recent years, with applications in several areas, including geotechnical engineering. Data from geotechnical instrument readings is a valuable source of information about the behavior of large-scale structures, such as earth dams, large open-pit and underground excavations. These data can be used to train AI models that can be used for a variety of tasks, including predicting the behavior of soils and rocks under different conditions, such as loads, vibrations, or climate changes. This can help improve the safety of geotechnical structures. In addition, AI models can be used to identify problems at early stages, such as slope instability. On the subject of geotechnical project optimization, AI models can optimize the design of geotechnical structures, taking into account factors such as cost, safety, and performance. The purpose of this work is to demonstrate the procedures and results of using data from geotechnical instrument readings - especially for monitoring displacements and piezometry of a dam - for training artificial intelligence algorithms, emphasizing the potential of this tool in continuously improving geotechnical engineering processes and approaches. The studies have practically shown that these models can assist in interpreting geotechnical monitoring data, an essential task in assuring the safety of structures.

KEYWORDS: Artificial Intelligence, Monitoring, Machine Learning, Geotechnical Data

1 INTRODUÇÃO

O monitoramento de estruturas geotécnicas de grande porte, como barragens, aterros e escavações é um fator determinante na prevenção de incidentes geotécnicos. As inspeções visuais aliadas à um programa de instrumentação eficiente podem estabelecer comportamentos normais (ou não) para essas estruturas.

De acordo com Fusaro (2007), os programas de instrumentação de barragens no Brasil consistem no armazenamento de dados de leitura, cálculo e traçado dos gráficos que sistematizam os resultados obtidos em campo. Contudo, são poucos os programas que possuem um sistema de avaliação de comportamento integrado que permita avaliar tecnicamente as leituras dos instrumentos, se o comportamento da estrutura está normal ou anormal. Mesmo se tratando de quase duas décadas atrás do estudo, observa-se atualmente pouco avanço nesse aspecto, com sistemas possuindo pouquíssima análise crítica dos dados coletados. Em sua grande maioria, os programas de monitoramento apresentam apenas níveis de controle calculados pelos projetistas e são capazes apenas de indicar se um instrumento está com suas leituras abaixo ou acima dos níveis pré estabelecidos.

A Inteligência Artificial (IA) é um ramo da ciência da computação que estuda o desenvolvimento de algoritmos utilizados para evoluir e aprender sem interferência humana (Fatehnia & Amirinia, 2018).

O *Machine Learning*, ou Aprendizado de Máquina, visa construir algoritmos capazes de "aprender" com o alimento de dados, tornando-os capazes de tomar decisões e fazer previsões (Kohavi & Provost, 1998). Esses algoritmos são os mais utilizados para resolução de problemas de engenharia por sua capacidade de estabelecer padrões através de exemplos, mesmo sem nenhum conhecimento prévio sobre o assunto.

Com a popularização das IAs, principalmente com a ferramenta *ChatGPT*, criada pela *startup* americana *OpenAI*, a utilização desse recurso começou a ser difundido na sociedade em geral, inclusive no meio técnico de engenharia.

Diante disso, observa-se a possibilidade de utilizar o *Machine Learning* no para auxiliar na interpretação de dados de instrumentação geotécnica, diante do abastecimento da IA com dados suficientes para ensinar o algoritmo a tomar decisões e prever comportamentos normais ou não para as estruturas.

2. OBJETIVO

Esse artigo tem como objetivo avaliar a utilização de *Machine Learning* na ferramenta *ChatGPT* 4.0, desenvolvida pela *startup OpenAI*, para ensiná-lo a interpretar dados de instrumentação de barragens, como poropressões, recalques e vazões, para aplicá-lo no dia-a-dia do sistema de monitormanto e segurança dessas estruturas, além de prever comportamentos e identificar possíveis erros de leituras.

4. METODOLOGIA

Os dados de monitoramento da Barragem Alfa, uma estrutura de terra de uma usina hidrelétrica, foram empregados neste estudo. Ao longo de quase quatro décadas, a barragem tem sido monitorada por meio de piezômetros, marcos superficiais e medidores de vazão. Essa extensa série de dados, abrangendo aproximadamente 40 anos, proporciona uma base sólida para compreender o comportamento dessa estrutura em relação a poropressões, deformações e fluxos de água.

Primeiramente, para ensinar o *ChatGPT* 4.0, faz-se necessário enviar os dados para a ferramenta. Para esse trabalho, foram enviadas leituras de piezômetros e marcos superficiais. Foram extraídos os dados brutos dos instrumentos do sistema de monitoramento da estrutura, e enviados à ferramenta em planilhas eletrônicas formato *.xlsx*.

Deve-se esclarecer detalhadamente o que são as informações de todas as linhas e colunas da planilha, incluindo os títulos. Para os marcos superficiais, por exemplo, utilizou-se o seguinte *prompt*[1] de comando ao enviar a tabela:

"Insira essa planilha em seu banco de dados. A Linha 1 contém o nome do marco superficial. A Linha 2 contém os títulos dos dados e os dados em si estão dispostos da Linha 3 em diante. A primeira coluna é a data da leitura e a segunda coluna são as leituras do instrumento."

Em seguida, o *ChatGPT* irá confirmar ou não se foi possível analisar o arquivo e os dados contidos. Ressalta-se aqui que a ferramenta não foi capaz de ler e interpretar os dados de todos os instrumentos instalados na barragem em um único arquivo. A IA só conseguiu interpretar as leituras com cada instrumento em arquivos separados, o que leva a acreditar que o programa possui dificuldade de analisar planilhas com maior quantidade de dados.

Caso a ferramenta consiga analisar o arquivo e entender as informações contidas na planilha, é possível solicitar informações simples sobre os dados enviados, como média, leituras máximas e mínimas, elaboração de gráficos etc. O comando abaixo foi suficiente para o ChatGPT elaborar o gráfico da Figura 1.

"Calcule as médias móveis das últimas três leituras de recalque e plote em um gráfico *versus* o tempo".

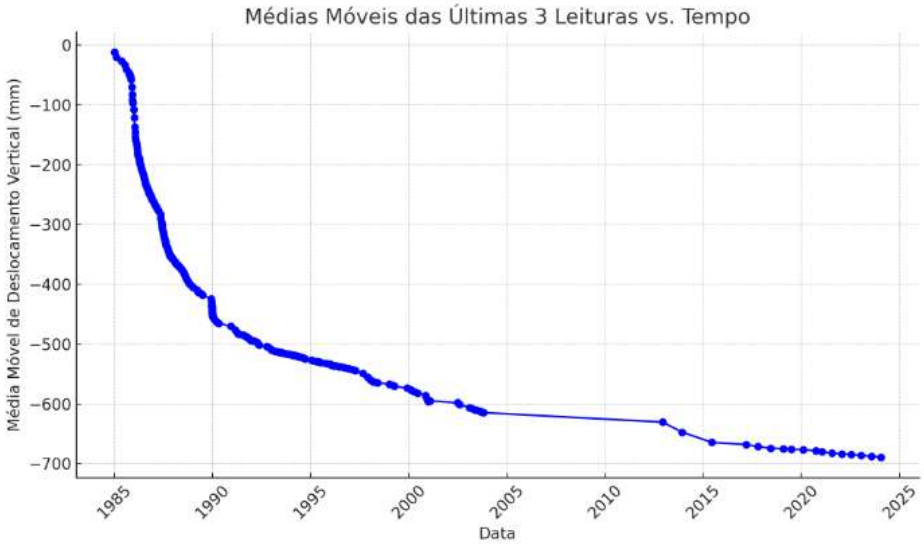


Figura 1. Gráfico das médias móveis das últimas três leituras *versus* tempo, elaborado pelo *ChatGPT* 4.0.

4.1 Identificação de possíveis erros de leituras

Para os piezômetros instalados no maciço, foi possível ensinar a IA a eliminar certos erros de leituras. Foram observadas leituras abaixo da cota de instalação de alguns instrumentos, que podem ser provenientes de equívocos nas leituras em si ou no lançamento no programa de monitoramento. Para a Barragem Alfa, as primeiras leituras nos piezômetros, datadas da década de 80, foram realizadas anteriormente ao enchimento do reservatório. Diante disso, as primeiras leituras correspondem à cota de instalação dos instrumentos. Foi utilizado o seguinte *prompt* de comando:

"Para os piezômetros, as primeiras leituras são iguais à cota de instalação dos instrumentos. Qualquer leitura abaixo desses valores são leituras erradas. Exclua quaisquer leituras abaixo da primeira leitura e plote o gráfico de cota piezométrica *versus* tempo. Indique também quais leituras em quais dias foram equivocadas."

A Figura 2 apresenta os gráficos de leitura do piezômetro PP-11 antes e depois do comando de limpar leituras erradas.

[1] Entende-se como *prompt* comandos dados à Inteligência Artificial para auxiliar a obtenção de um modelo de resposta adequado.

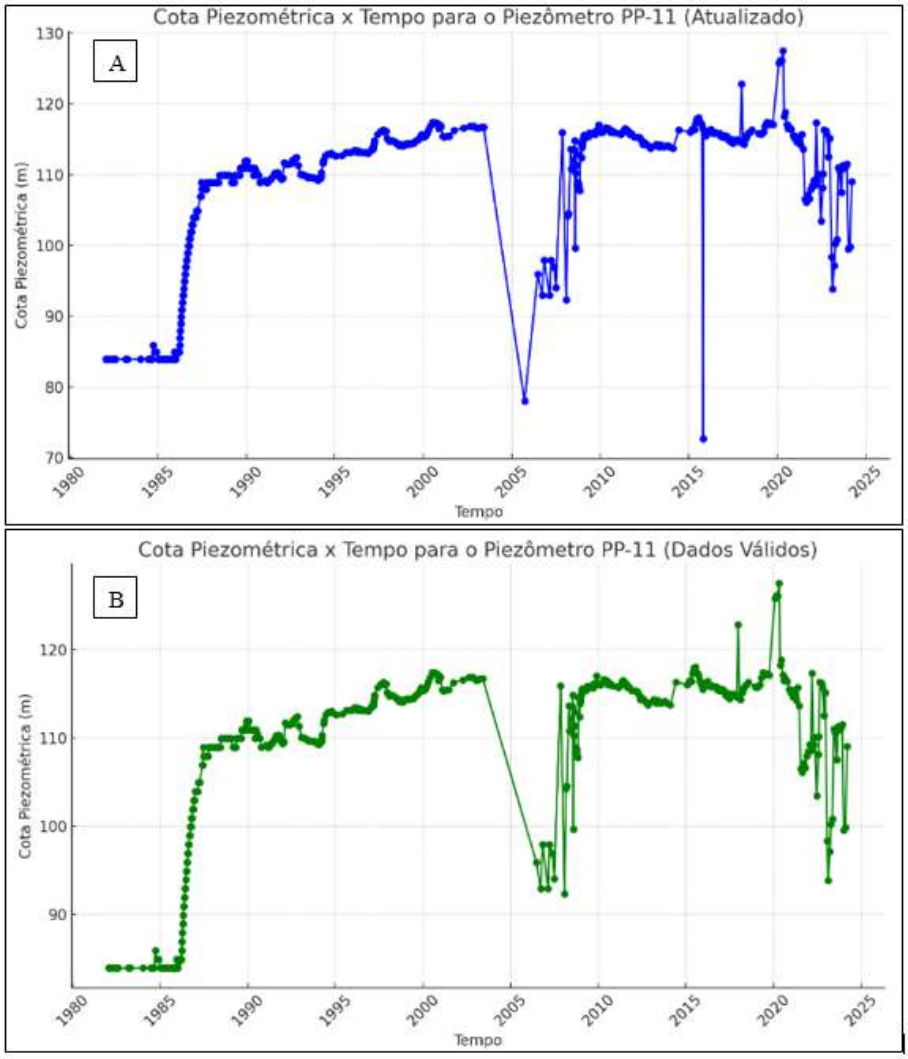


Figura 2. Gráfico de leituras do PP-18, antes (A) e depois (B) do comando de eliminar leituras equivocadas, elaborado pelo *ChatGPT* 4.0.

A Inteligência Artificial indicou duas leituras equivocadas, nos dias 21/09/2005 e 20/10/2015.

Após o processo de treinamento, basta enviar os dados brutos de outros instrumentos para que a IA consiga identificar esses erros.

Podem ser identificados, também, outros tipos de enganos. Leituras muito altas, acima do nível do reservatório por exemplo, em sequência, ocorreram no instrumento denominado PP-18. Ao enviar os dados de leituras junto com os dados do N.A. a montante da barragem, foi possível ensinar ao ChatGPT a identificar essas anomalias e informar a data em que ocorreram.

Entretanto, as metodologias para a determinação do erro devem ser descritas detalhada e matematicamente. Mudanças repentinas no padrão não serão notadas a menos que sejam indicadas fórmulas matemáticas precisas, como, por exemplo, porcentagens fora da média ou leituras acima do desvio padrão calculado. Isso mostra-se uma limitação na capacidade de processamente de dados da IA.

4.2 Previsão de recalques

A previsão de recalques pode ser muito útil para analisar o monitoramento das deformações em barragens. Com grande quantidade de dados, tal como no caso da Barragem Alfa, é possível prever comportamentos e identificar se uma leitura é anômala ou não.

Para ensinar a IA a prever recalques, utilizou-se a metodologia de Asaoka (1978), que consiste num modelo gráfico simples para interpretação e extrapolação da curva de recalques e pode ser utilizado para

previsão de recalque primário para recalques superiores a 52,6% do recalque final. Pinto (2001) estabeleceu que o método de Asaoka é correto para a parcela do fenômeno que possa ser expresso por meio de uma equação exponencial, que parece ser o caso dos instrumentos instalados na Barragem Alfa.

Ressalta-se que essa é apenas uma das metodologias utilizadas para previsão de recalque e que o objetivo desse artigo é apenas verificar se a Inteligência Artificial é capaz de aprender e replicar o método, e não verificar qual metodologia é ou não é mais adequada para aplicação nesse caso.

Foram, então, ensinados os passos para que o ChatGPT aprendesse o método com os comandos a seguir.

"Primeiro, considere a primeira leitura como Dia 1 e as próximas como os dias subsequentes. Segundo, faça uma tabela Dia *versus* Leitura, com dias de 1000 em 1000. Caso não haja leituras exatamente nos dias 1000 ou 2000, interpole linearmente os valores dos deslocamentos verticais considerando as leituras próximas para maior assertividade"

A Tabela 1 apresenta os deslocamentos calculados pela IA nos dias múltiplos de 1000.

Tabela 1. Tabela com recalques nos dias múltiplos de 1000, elaborado pelo *ChatGPT* 4.0.

Dias	Deslocamento vertical (mm)	Dias	Deslocamento vertical (mm)
1000	-347,10	8000	-631,345
2000	-470,692	9000	-645,070
3000	-513,535	10000	-658,796
4000	-535,614	11000	-666,802
5000	-567,738	12000	-675,323
6000	-596,977	13000	-680,967
7000	-617,619	14000	-688,550

Seguindo com os *prompts* de comando:

"O Método de Asaoka só deve ser utilizado para recalques acima de 52,6% do recalque máximo. Para simplificação, considere que o recalque máximo é igual a última leitura do Marco Superficial. Desconsidere então qualquer recalque em módulo abaixo dos 52,6%."

Para seguir com a metodologia, seria necessário plotar um gráfico s_{i-1} *versus* s_i, onde s é o recalque num tempo t, nesse caso definido nos múltiplos de 1000. Nesta etapa, houve dificuldade para a ferramenta entender o que seria necessário executar. Depois de variados testes para ensinar à IA, foi possível fazê-la entender utilizando comandos com exemplos. Foi utilizado:

"Como exemplo, supõe-se que o marco superficial tenha as seguintes leituras de recalques:

- Dia 1: 1 cm
- Dia 2: 1,5 cm
- Dia 3: 1,9 cm
- Dia 4: 2,3 cm
- Dia 5: 2,5 cm
- Dia 6: 2,6 cm

Plotar um gráfico com o seguinte raciocínio:

- Ponto 1: (x;y) = (Leitura dia 1;Leitura dia 2) = (1;1,5)
- Ponto 2: (x;y) = (Leitura dia 2;Leitura dia 3) = (1,5;1,9)
- Ponto 3: (x;y) = (Leitura dia 3;Leitura dia 4) = (1,9;2,3)
- Ponto 4: (x;y) =(Leitura dia 4;Leitura dia 5) = (2,3;2,5)

- Ponto 5 (x;y) = (Leitura dia 5;Leitura dia 6) = (2,5;2,6)

Agora, realizar o mesmo raciocínio com as leituras previamente organizadas com os dias em múltiplos de 1000.

Plotar também no gráfico a reta y = x, além da regressão linear dos pontos das leituras. Informar o coeficiente R²".

Com o exemplo utilizado, a IA conseguiu aprender a metologia. A Figura 3 apresenta o gráfico de Asaoka elaborado pelo *ChatGPT* 4.0. O recalque máximo esperado calculado pela IA foi de 720,69 mm (em módulo) com um coeficiente R² de 0,995.

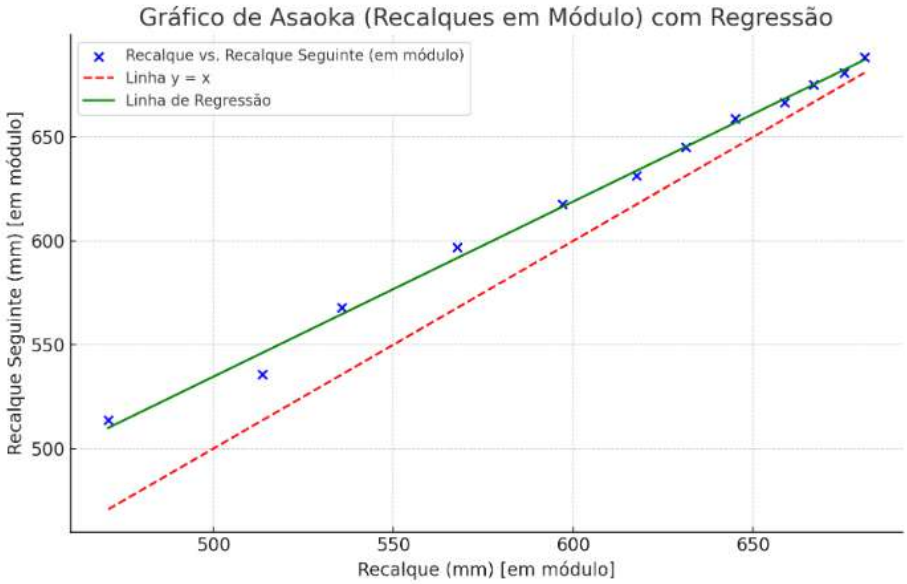


Figura 3. Gráfico da metodologia de Asaoka (1978), recalque *versus* recalque subsequente elaborado pelo *ChatGPT* 4.0.

Com a metodologia ensinada à ferramenta da OpenAI, basta enviar novos dados brutos de outro marco superficial e solicitar para utilizar o método seguindo os mesmos passos citados anteriormente. A Figura 4 apresenta o gráfico de Asaoka (1978) elaborado pela IA para o marco superficial MSN-02. Nesse caso, para testar o entendimento do *ChatGPT*, solicitou-se que a metodologia deveria ser aplicada considerando múltiplos de 500 dias para previsão dos recalques, o que foi executado corretamente.

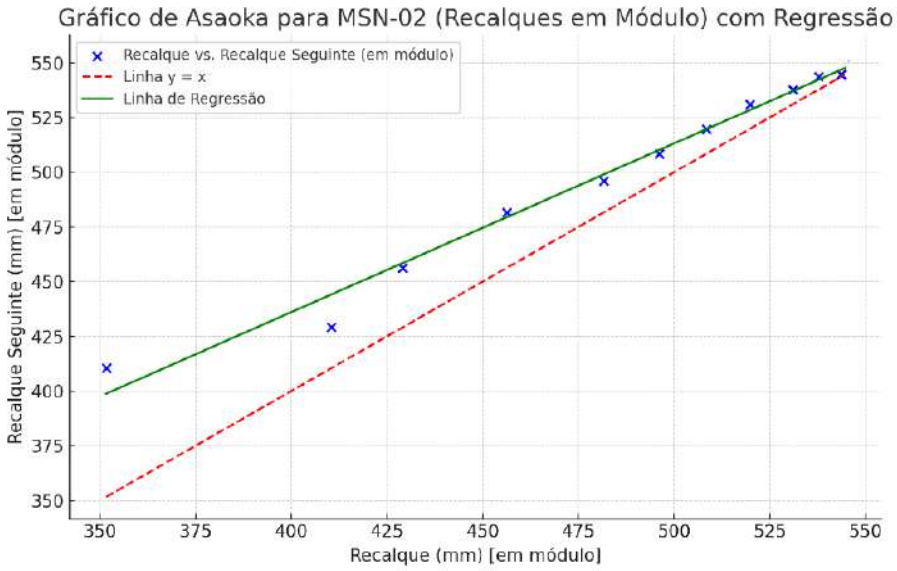


Figura 4. Gráfico da metodologia de Asaoka (1978) para o marco MSN-02, recalque *versus* recalque seguinte elaborado pelo *ChatGPT* 4.0.

Com a previsão realizada, a IA pode indicar nas próximas leituras se o recalque medido está dentro da normalidade (ou seja, dentro dos valores esperados pelo histórico de monitoramento) ou não para cada marco superficial.

Além disso, também foi possível ensinar ao *ChatGPT* como calcular a velocidade das deformações medidas pelos marcos entre cada leitura. Isso também pode ser utilizado para avaliar as leituras seguintes e informar se a velocidade de recalque está diminuindo ou aumentando.

5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Nota-se que a IA, se bem utilizada, pode ajudar a interpretar dados de monitoramentos de estruturas geotécnicas e até prevê-los. Para uma utililização assertiva da plataforma, foram observados os seguintes pontos:

- Existe certa dificuldade da plataforma para interpretar grande quantidade de dados em um arquivo único;
- O *ChatGPT* entende bem quando são enviados *prompts* com exemplos do que é necessário executar. Utilizar exemplos pode tornar o Aprendizado de Máquina mais simples;
- Deve-se ensinar métodos de cálculos com um passo de cada vez, para evitar processamentos mais complexos da IA, que podem resultar em erros;
- Tudo deve ser descrito detalhadamente para obter resultados assertivos;
- A IA só conseguirá notar erros de leitura ou tendências caso seja ensinado matematicamente como encontrá-las. Deve-se evitar ensinar abstrações;
- A Inteligência Artificial nunca irá substituir a análise técnica humana. As análises realizadas neste trabalho foram puramente matemáticas e não levaram em consideração conceitos de mecânica dos solos e engenharia geotécnica. Especialmente para o caso de análise de dados de instrumentação de estruturas, a avaliação crítica por uma equipe de engenheiros especializadas é essencial e, até o presente momento de evolução da Inteligência Artificial, insubstituível.

6. CONCLUSÕES

Observou-se que é possível ensinar a Inteligência Artificial noções básicas de monitoramento para auxiliar na interpretação dos dados da instrumentação. Utilizar a IA acoplada aos programas utilizados pode ser útil para uma análise preliminar dos dados e pode, inclusive, prever por si só tendência de recalques e estabelecer comportamentos normais e anormais para leituras.

Entretanto, é válido mencionar que, mesmo com uma quantidade grande de treinamento para interpretação, a IA não substitui, até o presente estágio de evolução desta técnica, a análise técnica humana. Os autores deste trabalho acreditam que a análise de dados de instrumentação é um serviço técnico de grande importância e que deve ser realizado por equipes de engenharia experientes, com capacidade de análise sistêmica e crítica na detecção de situações críticas. Recomenda-se, portanto, utilizar as ferramentas tecnológicas com cautela, como um complemento, nunca como verdade absoluta ou ferramenta única que substitua a análise crítica e a aplicação de conhecimentos de Engenharia.

Ademais, o envio de dados para o *ChatGPT* deve ser tratado com extrema cautela uma vez que, de acordo com sua política de privacidade, a plataforma grava todos os dados enviados para aprimorar e refinar suas respostas. A política de privacidade de dados da plataforma não está totalmente alinhada com a Lei Geral de Proteção de Dados (LGPD), o que pode resultar na ausência de garantias adequadas de confidencialidade e proteção do material enviado. Portanto, é crucial que os usuários estejam cientes dos riscos envolvidos ao enviar dados sensíveis de monitoramento geotécnico para o programa.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento à Head5 Engenharia pelo fornecimento dos dados de instrumentação da Barragem Alfa e ao COBRAMSEG pela oportunidade de desenvolvimento desse trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Asaoka, A. (1978). Observational Procedure of Settlement Prediction. *Soils and Foundations*, v.18, n. 4, p. 87-101.

Fatehnia, M. & Amirinia, G. (2018). A review of Genetic Programming and Artificial Neural Network applications in pile foundations. *International Journal Of Geo-engineering*, [s.l.], 9(1), p 1-20.

Fusaro, T. C. (2007) *Estabelecimento estatístico de valores de controle para a instrumentação de barragens de terra: Estudo de caso das barragens de Emborcação e Piau*. Dissertação de Mestrado Profissional, Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, 309 p.

Kohavi, R. & Provost, F. (1998). Glossary of Terms. Machine Learning, *Kluwer Academic Publishers*, 30, p. 271-274.

Pinto, C. S. (2001) Considerações sobre o método de Asaoka. Solos e Rochas, *ABMS*, v. 24 (1), p. 95-100.

OpenAI OpCo LLC (2024) *Política de Privacidade*. Disponível em: < https://openai.com/pt-BR/policies/privacy-policy/> . Acesso em: 17 jun. 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/108

Modelagem Geoestatística de Parâmetros Geotécnicos do Solo de Um Aeroporto

Lucas Michael Luzzi
Aluno de mestrado, UFPR, Curitiba, Brasil, lucasluzzi0@gmail.com

Vitor Pereira Faro
Diretor Solution, Curitiba, Brasil, vitor@solution-ipd.com

RESUMO: A krigagem é uma técnica estatística utilizada na interpolação de dados espaciais criada para fazer a avaliação e quantificação de recursos minerais do solo. Seu uso pode ser aplicado à Geotecnia para a modelagem da resistência do terreno. Neste artigo, a krigagem será aplicada em um projeto de expansão de um aeroporto, onde a precisão na estimativa de características do solo é crucial para garantir a segurança e durabilidade das estruturas. Nesse cenário, é necessário determinar a resistência do solo por meio de pontos de sondagem. No entanto, a obtenção de informações sobre todo o espaço é inviável devido à limitação de recursos. Com isso, é necessário estimar parâmetros em regiões do terreno não amostradas. É nesse contexto que a krigagem se torna uma ferramenta valiosa pois permite estimar valores em locais não amostrados. A krigagem é um método de interpolação que leva em conta a correlação espacial entre os dados e as amostras disponíveis. Foi feita uma campanha de investigação geotécncia do solo do aeroporto composto por 51 furos de sondagem SPT com espaçamento médio de 200 metros. O processo de krigagem foi feito com a utilização da linguagem de programação R. Os resultados foram apresentados na forma de mapas discretizados em quadrados de 30 m e 60 m que ajudaram a entender as regiões do terreno com maiores e menores resistências, bem como a confiabilidade, dada pelo mapa de percentil 5%.

PALAVRAS-CHAVE: Krigagem, Geoestatística, SPT, Variabilidade do solo.

ABSTRACT: Kriging is a statistical technique used for the interpolation of spatial data created for the assessment and quantification of mineral resources in the soil. Its application can extend to Geotechnics for modeling soil strength. In this article, kriging will be applied to an airport expansion project, where precision in estimating soil characteristics is crucial to ensure the safety and durability of structures. In this context, it is necessary to determine soil strength through drilling points. However, obtaining information about the entire area is unfeasible due to resource limitations. Therefore, it is necessary to estimate parameters in unsampled regions of the terrain. It is in this context that kriging becomes a valuable tool, as it allows for the estimation of values in unsampled locations. Kriging is an interpolation method that takes into account the spatial correlation between the data and the available samples. A geotechnical investigation campaign of the airport soil was conducted, consisting of 51 SPT boreholes with an average spacing of 200 meters. The kriging process was carried out using the R programming language. The results were presented in the form of maps discretized into 30 m and 60 m squares, which helped to understand the regions of the terrain with higher and lower strengths, as well as the reliability, given by the 5th percentile map.

KEYWORDS: Kriging, Geostatistics, SPT, Soil variability.

1 INTRODUÇÃO

Segundo Diggle & Ribeiro Jr. (2007) o termo geoestatística foi cunhado pelo francês Georges Matherón para designar o conjunto de técnicas de predição espacial no contexto da indústria de mineração.

Frequentemente na geotecnia, o engenheiro precisa fazer predições espaciais para saber um parâmetro de resistência ou índice físico do solo em um ponto do terreno que não foi feita a medição. O que ele dispõe é a medição em outros pontos. Então o engenheiro precisa, a partir de alguns pontos conhecidos, estimar ou

inferir o valor do parâmetro em outros pontos desconhecidos. A ferramenta a ser utilizada para resolver esse problema é a interpolação.

A geoestatística tem seu uso consagrado em muitas áreas do conhecimento, como mineração, planejamento urbano, epidemiologia e agronomia, porém na geotecnia seu uso ainda é muito incipiente e se limita a trabalhos acadêmicos, como Olavo (2009), Sturaro (1994) e Lacasse & Nadim (1996).

A partir do modelo geoestatístico do solo obtido, é possível realizar dimensionamento ou verificação de segurança de estruturas. Alguns trabalhos realizaram dimensionamentos geotécnicos considerando o solo como um campo aleatório. O conceito de um campo aleatório é definido por Baecher (2003) como um conjunto de realizações de uma variável aleatória z(x), observada em diferentes pontos no espaço. O conceito de krigagem também parte desse princípio, mas além disso assume a hipótese de que esse conjunto de observações segue uma distribuição gaussiana multivariada.

O motivo pelo qual a krigagem faz essas suposições é para que se possam fazer previsões da variável de interesse em pontos em que essa variável não foi medida, a partir do conhecimento dessa variável em alguns pontos, que são os pontos nos quais foram coletadas amostras ou nos quais foram realizados ensaios de campo.

Entre os trabalhos que empregaram conceitos de campos aleatórios e geoestatística para realizar o dimensionamento de estruturas geotécnicas estão: Fentom *et. al.* (2005) em contenções, Propescu *et. al.* (2005) em recalques sob fundações e Griffiths & Fenton (2004) em estabilidade de taludes.

Nesses trabalhos, o solo foi discretizado em uma malha de pequenas dimensões, para que fosse calculado com o método dos elementos finitos. O presente artigo, por outro lado, utiliza uma escala maior e discretiza o terreno em uma malha de 30 por 30 metros, isso ocorre porque a distância média entre os furos de sondagem do terreno analisado é de 200 metros.

3 ANÁLISE EXPLORATÓRIA DOS DADOS

O primeiro passo para analisar os dados é avaliar as estatísticas descritivas dos dados, isso é feito mediante o emprego de histogramas de frequências, gráficos de dispersão e os pontos plotados sobre uma imagem de satélite. O objetivo é entender a estrutura e as características dos dados para decidir qual é o método de modelagem mais adequado.

A análise exploratória dos dados será mostrada, como um exemplo, para a profundidade de 13 m. Para a realização desses procedimentos, é necessário que os pontos estejam georreferenciados, preferencialmente utilizando a projeção UTM (Universal Transversa de Mercator). Os pontos em que foram medidos o índice de resistência SPT, projetados em uma imagem de satélite do terreno do aeroporto são exibidos na Figura 1 que também mostra a região de interesse sobre a qual os valores de SPT serão interpolados.

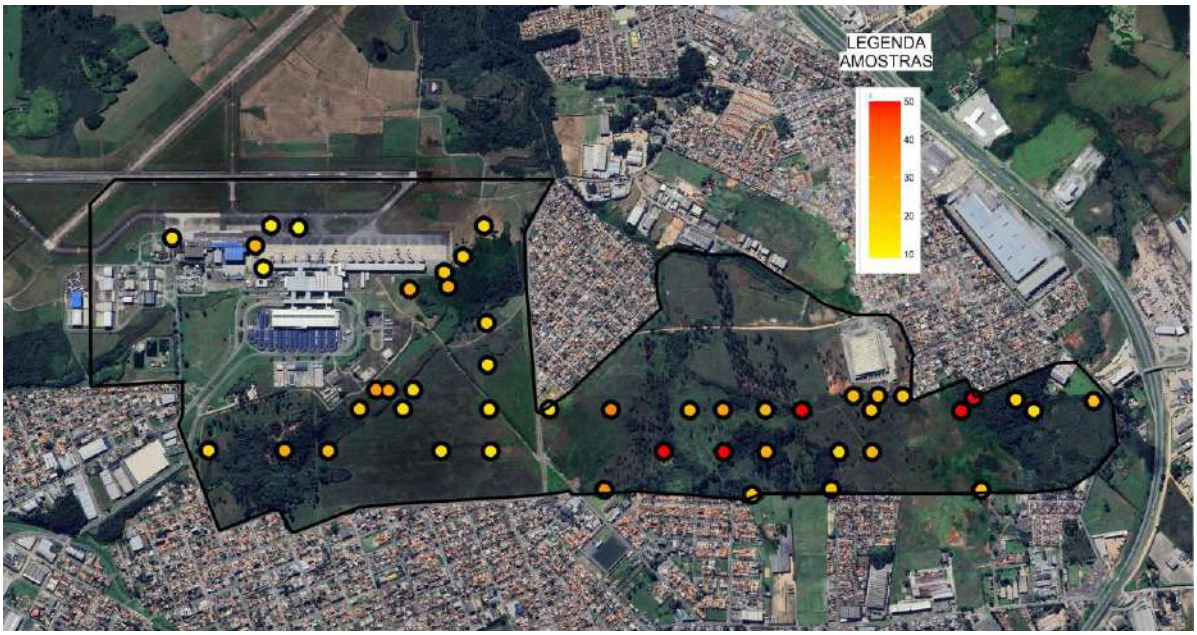


Figura 1 - Resultados de SPT na profundidade de 13 m

Nesta etapa, os dados ainda são tratados como variáveis aleatórias independentes, ou seja, a posição dos dados ainda não é levada em conta. Pela análise dos dados de SPT organizados na forma de um histograma de frequências, exibido na Figura 2, é possível verificar que os dados seguem aproximadamente uma distribuição gaussiana e embora ocorra valores distantes da média, não se caracterizam como outliers.

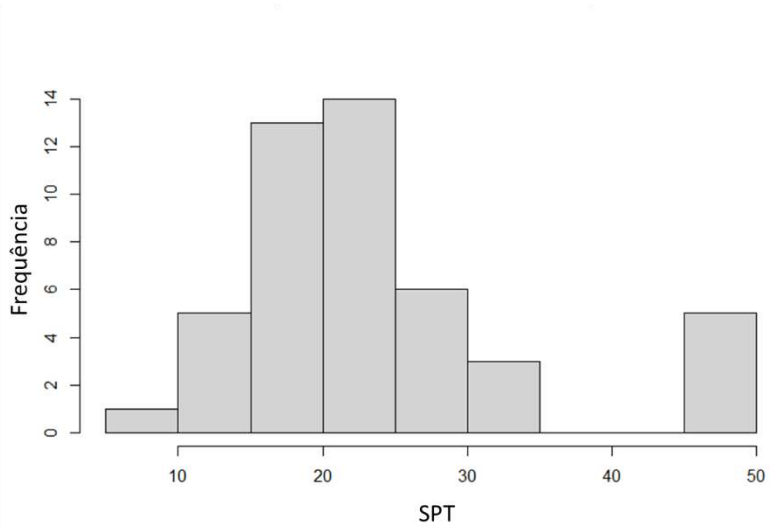


Figura 2 - Histograma de frequência dos valores de SPT na profundidade 13 m.

Para verificar se há uma tendência nos dados é utilizada a Figura 3, por meio da avaliação do gráfico de dispersão do SPT em relação às coordenadas X e em relação à coordenada Y. Observa-se em ambas as imagens, que não há uma tendência importante nos dados. Caso fosse verificado que há uma tendência, o processo de modelagem envolveria a inclusão de parâmetros de regressão.

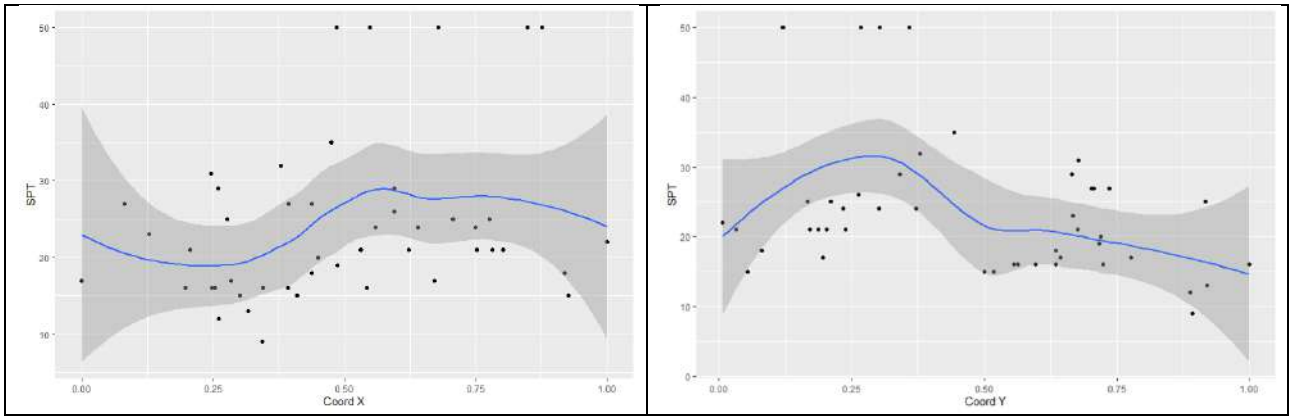


Figura 3 - Relação entre SPT e coordenadas X e Y

4 INTERPOLAÇÃO POR KRIGAGEM

Se os valores da variável de interesse estivessem distribuídos de forma completamente aleatória no espaço, a geoestatística não geraria efeito e as ferramentas para fazer predições espaciais seriam apenas aquelas próprias da estatística convencional, não-espacial. Mas quando há alguma estruturação nos dados, valores mais semelhantes tendem a estar mais próximos, esse fenômeno é conhecido como continuidade espacial. A ferramenta que mede o grau de continuidade espacial e que é essencial para a realização da interpolação por krigagem é o variograma.

O variograma é realizado em duas etapas, a primeira é o variograma experimental. Consiste no conjunto de pontos que mede o grau de diferença entre duas amostras em função da distância que as separa. O variograma experimental é obtido a partir dos dados pela Equação (1).

$$\gamma(h) = \frac{1}{2n}\sum_{i=1}^{n}[z(x+h) - z(x)]^2 \quad (1)$$

Onde:
$\gamma(h)$: Variância entre pares de pontos distanciados de h;
h: distância entre pares de pontos;
n: Número de pares de pontos para cada distância h;
z(x): Valor da variável a ser interpolada na posição x;
z(x+h): Valor da variável a ser interpolada na posição x+h.

O variograma teórico não é obtido a partir dos dados, ele é modelado de modo a se ajustar ao variograma experimental. É uma curva monotônica gerada por uma expressão matemática cujos parâmetros são definidos pelo processo de maximização de verossimilhança, realizado pelo R. Os variogramas experimental e teórico, para a profundidade de 13 m são exibidos na Figura 4.

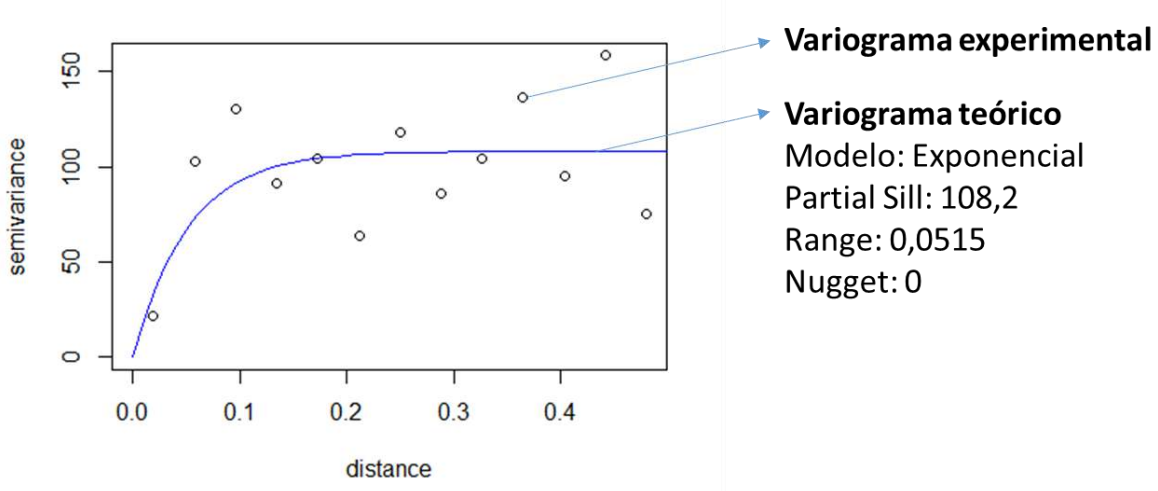


Figura 4 - Variograma para a profundidade de 13 m.

Os parâmetros do variograma teórico definem o formato da curva. Os parâmetros do variograma são o modelo, o partial sill, o range e o nugget. Esses parâmetros foram definidos pelo GeoR, que é uma biblioteca de algoritmos especializados em modelagem geoestatística. O método de ajuste utilizado no GeoR é a maximização da verossimilhança, mas também podem ser definidos pela minimização do erro quadrado ponderado (Weighted Least Squares), ou por ajuste manual.

Os mapas de valores médios para a camada de 1 m, exibidos na Figura 5, foram discretizados em uma malha de 30 m por 30 m, já os mapas de percentil foram discretizados em uma malha de 60 m por 60 m, isso porque o processo de obtenção deste último é mais intensivo computacionalmente. Ele é feito por amostragem da distribuição condicionada, em que cada quadrado é amostrado 1000 vezes.

Como os cálculos para obter os valores de percentil são feitos por amostragem, semelhante ao que é feito em uma Simulação de Monte Carlo, a transição dos mapas de percentil não é tão suave quanto o mapa de médias, que é obtido por meio de um cálculo único. A medida em que o número de simulações aumenta, a transição vai ficando cada vez mais suave.

Figura 5 – Mapa de valores médios obtidos pela interpolação por krigagem.

A seguir são mostrados os mapas de krigagem do SPT para todas as profundidades, até os 15 m. Para as profundiades de 2, 3, 6, 7, 8, 9 e 11 m não foi detectada autocorrelação espacial nos dados, então os mapas de krigagem ficariam como um valor único dado pela estatística clássica. O mapa da esquerda são os valores médios, o mapa da direita são os percentis de 5%, que são os valores que possuem uma probabilidade de 5% de que o valor real seja inferior.

Médias de krigagem

Y tal que P (y < Y) = 5%

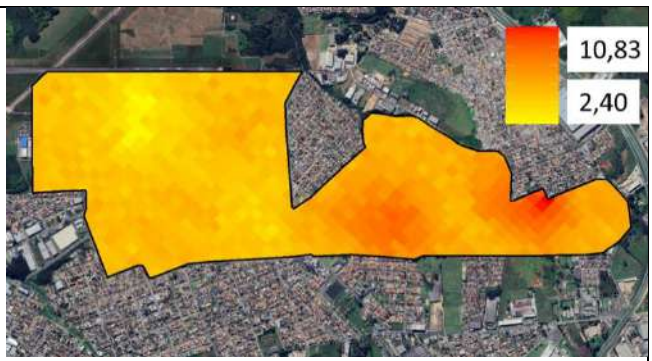
Figura 6 - Krigagem para a camada de 4 metros

Médias de krigagem

Y tal que P (y < Y) = 5%

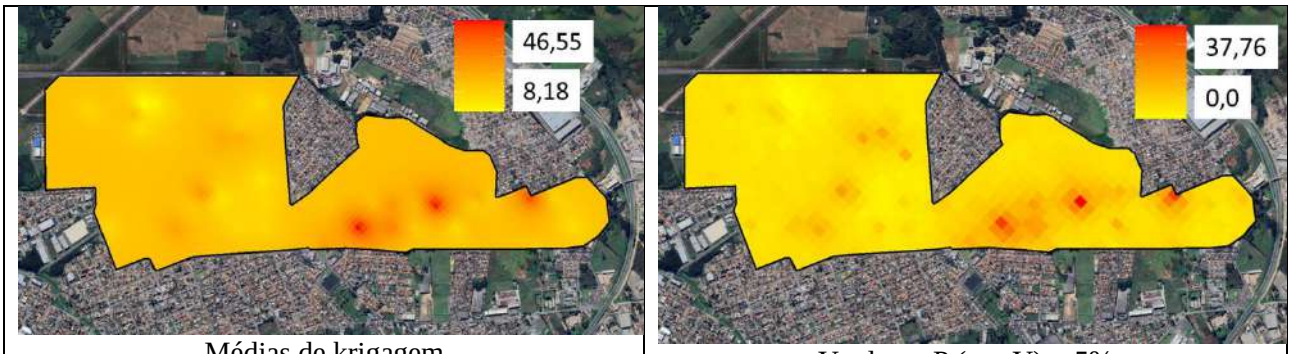
Figura 7 - Krigagem para a camada de 5 metros

Médias de krigagem



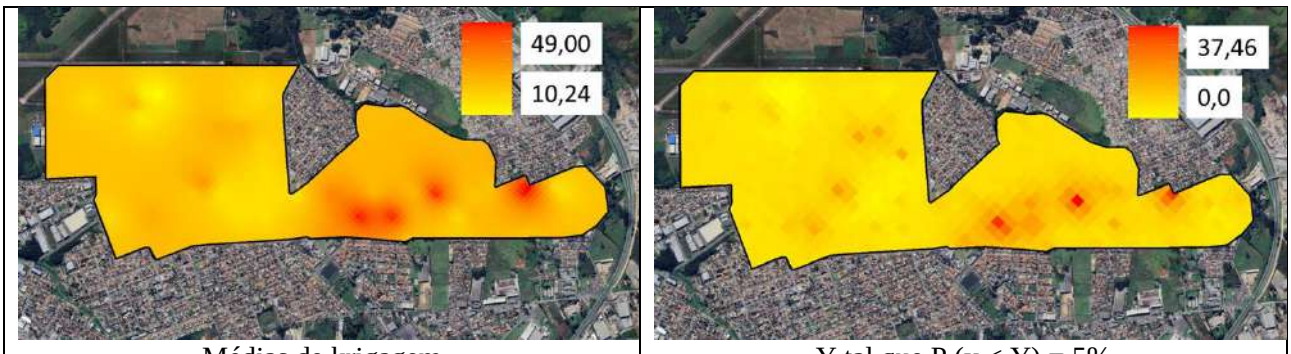
Y tal que P (y < Y) = 5%

Figura 8 - Krigagem para a camada de 10 metros



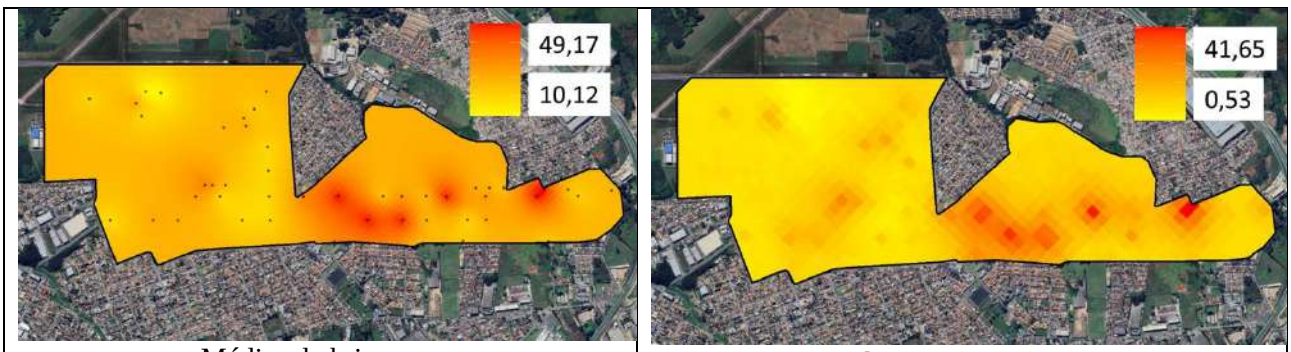
Médias de krigagem | Y tal que P (y < Y) = 5%

Figura 9 - Krigagem para a camada de 12 metros



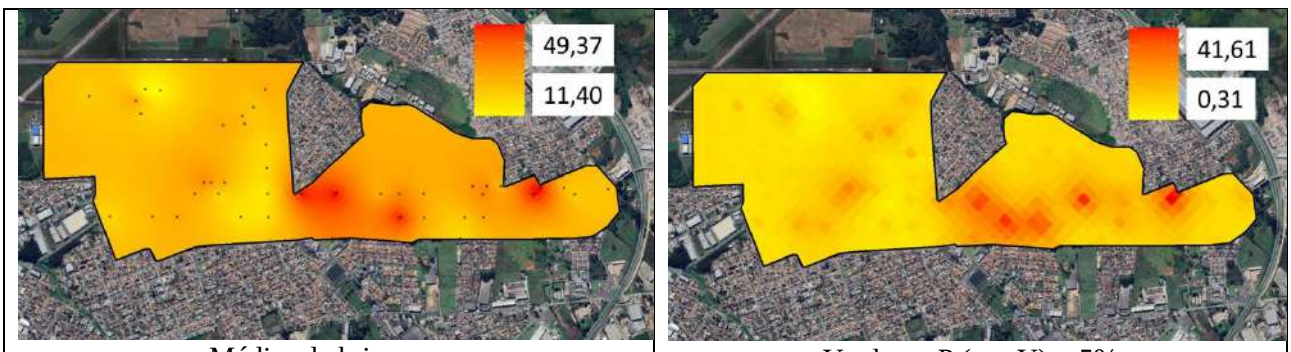
Médias de krigagem | Y tal que P (y < Y) = 5%

Figura 10 - Krigagem para a camada de 13 metros



Médias de krigagem | Y tal que P (y < Y) = 5%

Figura 11 - Krigagem para a camada de 14 metros



Médias de krigagem | Y tal que P (y < Y) = 5%

Figura 12 – Krigagem para a camada de 15 metros

5 CONCLUSÕES

Os mapas de krigagem ficaram coerentes entre as diferentes profundidades, pois as regiões ficaram aproximadamente coincidentes. Isso ajuda a detectar regiões mais críticas do terreno. Porém é importante destacar que o gráfico de médias de krigagem possui uma variabilidade menor que os dados amostrais. Essa redução na variabilidade se dá pelo efeito de suavização gerado pela interpolação de krigagem, que é uma espécie de média móvel ponderada.

É importante também destacar que esses dois mapas apresentados são semelhantes porque o valor médio equivale ao percentil de 50%. Então os valores médios são aqueles que possuem 50% de se obter um valor inferior enquanto que o percentil de 5% são aqueles que possuem 5% de se obter um valor inferior.

O percentil de 5% possui a mesma definição do fck do concreto. Esse conceito é importante porque a norma brasileira de fundações NBR 6122 (ABNT, 2019) está buscando definir a resistência das fundações utilizando também um conceito probabilístico do percentil de 5%, denominando a capacidade de carga das estacas como carga característica.

A modelagem bidimensional utilizada neste trabalho possui limitações pois não leva em conta a influência de dados na direção vertical ou sub-vertical. Essa limitação pode ser superada por meio de variogramas que levam em conta a continuidade espacial nas três dimensões e da discretização do terreno em blocos chamados de voxels. Com isso o modelo fica mais representativo e fiel à realidade pois leva em conta a estrutura de continuidade espacial tridimensional, assim como o terreno que está sendo modelado é tridimensional. O autor deste artigo está realizando a modelagem geoestatística tridimensional de parâmetros de resistência do solo em sua tese de mestrado pela UFPR.

Outra limitação é a consideração de que todo o terreno do aeroporto, que possui área de aproximadamente 4 km², faz parte de uma mesma população com estacionariedade estatística, isto é, o variograma é o mesmo em todo o terreno. Uma modelagem mais precisa teria que subdividir o terreno em sub-áreas, mas isso dependeria de uma amostragem mais densa, para que os variogramas pudessem ser modelados corretamente.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Universidade Federal do Paraná pela realização do mestrado em Geotecnia, à Capes pela concessão da Bolsa de Mestrado, à empresa IGeo Engenharia Geotécnica por ceder os dados de SPT e ao meu orientadores, Vitor Pereira Faro e Wagner Hugo Bonat.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Baecher, G. B., Christian, J. T. (2003) *Reliabilty and Statistics in Geotechnical Engineering*, Wiley, Inglaterra. 605 p.

Diggle, P., Ribeiro Jr., P.J. (2007), *Model-based Geostatistics*, Springer, Inglaterra, 2007. 129 p.

Fenton, G.A., Griffiths, D.V., Williams, M.B. (2005) Reliability of traditional retaining wall design. *Geotechnique.* 55(1): 55-62.

Griffiths, D. V., Fenton, G. A. (2004) Probabilistic analysis of underground pillar stability. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,* ASCE 130(5): 507-518.

Lacasse, S., Nadim, F. (1996) Uncertainties in characterising soil properties. *Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice.* ASCE 58: 49-75.

Olavo, L.H.F. (2009) *Avaliação da variabilidade espacial do solo através dos gráficos de cravação de estacas: Estudo de caso*. Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, UFPR.

Propescu, R., Deodatis, G., Nobahar, A. (2005) Effects of random heterogeneity of soil properties on bearing capacity. *Probabilistic Engineering Mechanics.* Vol. 20: 324-341.

Sturaro, J. R. (1994) *Mapeamento geoestatístico de propriedades geológico-geotécnicas obtidas de sondagens de simples reconhecimento.* Tese de doutorado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 183 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/109

Modelo em Aprendizagem de Máquina para Determinação da Capacidade de Carga em Fundações Diretas

Willian Lino Sousa
Graduado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Crateús, Brasil, willianlinosousa@alu.ufc.br

Marcio Avelino de Medeiros
Professor, Universidade Federal do Ceará, Crateús, Brasil, marcio.medeiros@crateus.ufc.br

Lívio Antônio Melo Freire
Cientista de dados, Petrobrás, Rio de Janeiro, Brasil, livio@crateus.ufc.br

RESUMO: O problema de estimar a capacidade de carga é essencial na engenharia civil, uma vez que o dimensionamento adequado das fundações é essencial para garantir a segurança e a estabilidade das estruturas. Estudos recentes vem empregando modelos em aprendizagem de máquina em problemas de fundações demonstrando significativa acurácia. O presente estudo buscou desenvolver um modelo para previsão da capacidade de carga em fundações diretas assentadas em diversos tipos de solos. Os resultados obtidos na revisão bibliográfica acerca do tema destacam a eficácia do uso de técnicas de machine learning em fundações diretas. Estudos mostraram que os modelos de aprendizado de máquina são capazes de fornecer estimativas precisas e confiáveis, superando as abordagens tradicionais baseadas em métodos empíricos. Além disso, a literatura também exploraram a influência de diferentes parâmetros geotécnicos e variáveis de entrada como: SPT, tipo de solo, cota de assentamento da sapata, presença do nível de água, entre outros, no desempenho dos modelos de machine learning. Eles mostraram que o uso de variáveis geotécnicas relevantes, como resistência ao cisalhamento do solo e características de compactação, pode melhorar significativamente a precisão dos dados de saída. O modelo criado foi calibrado com base na literatura já existente e foi determinado a partir de técnicas em Machine Learning, com o uso do algoritmo random forest, para previsão da capacidade de carga a partir da alimentação da máquina com os dados de entrada.

PALAVRAS-CHAVE: Aprendizagem de Máquina, Capacidade de Carga, Fundações Diretas.

ABSTRACT: The problem of estimating load capacity is essential in civil engineering since adequate dimensioning of foundations is essential to guarantee the safety and stability of structures. Recent studies have been using machine learning models in foundation problems, demonstrating significant accuracy. The present study sought to develop a model for predicting the load capacity of direct foundations laid in different types of soil. The results obtained in the accurate literature review on the topic highlight the effectiveness of using machine learning techniques in direct foundations. Studies have shown that machine learning models are capable of providing accurate and reliable estimates, outperforming traditional approaches based on empirical methods. Furthermore, the literature also explored the influence of different geotechnical parameters and input variables such as: SPT, soil type, footing installation level, presence of water level, among others, on the performance of machine learning models. They showed that the use of relevant geotechnical variables, such as soil shear strength and compaction characteristics, can significantly improve the accuracy of the output data. The model created was calibrated based on existing literature and was determined using Machine Learning techniques, using the random forest algorithm, to predict the load capacity based on feeding the machine with input data.

KEYWORDS: Machine Learning, Bearing Capacity, Direct Foudations.

1 INTRODUÇÃO

A Engenharia Geotécnica, especificamente na área de fundações, têm se atualizado cada vez mais na busca de modelos computacionais com maior acurácia em seus resultados. Ao longo dos últimos anos, com a disponibilidade maior de dados de campo, bem como o avanço computacional conquistado, o desenvolvimento de modelos em Machine Learning (aprendizagem de máquina) torna-se uma ferramenta poderosa na previsão de capacidade de carga de fundações.

Machine Learning é uma disciplina da área da Inteligência Artificial que se concentra no desenvolvimento de algoritmos e modelos que permitem aos sistemas de computador aprender e aprimorar seu desempenho em tarefas específicas, sem a necessidade de programação explícita (Alpaydin, 2010.)

As técnicas de machine learning têm sido utilizadas em várias áreas da engenharia civil, principalmente na geotecnia, como para susceptibilidade de deslizamento de terra (Marjanović et al., 2011; Tien Bui et al., 2016), para previsão de parâmetros geotécnicos (Ching & Phoon, 2019; Fikret Kurnaz & Kaya, 2018; Prayogo & Susanto, 2018; Puri et al., 2018) e detecção de anomalias em barragens (Belcher et al., 2016; Fisher et al., 2017, 2016).

O aprendizado de máquina já vem sido implantado na geotécnica em diversos setores e finalidades, como por exemplo o aplicativo Kroki, que calcula a capacidade de carga de acordo com a teoria e metodologia de Aoki-Velloso (1975), Décourt- Quaresma (1978), e Teixeira (1996).

O Kroki utiliza técnicas de aprendizado de máquina para automatizar parte desse processo. Através de um conjunto de dados de estacas previamente analisadas e informações geotécnicas, o aplicativo é capaz de aprender padrões e relações entre os dados. Com base nesse aprendizado, ele pode fazer estimativas e prever a capacidade de carga de novas estacas com base em suas características.

O trabalho de Oliveira, Yuri. et al. (2020), mostra como funciona a modelagem da ML no campo da geotecnia, no qual, apresentou uma máquina que fez estimativa de coeficiente de mola de estacas, usando como validação provas de cargas estáticas. Esse artigo utilizou para modelar sua máquina o modelo de aprendizagem Random Forest Regressor, no qual se baseia na construção de várias árvores de decisão.

Uma árvore de decisão é um modelo de aprendizado de máquina supervisionado que é frequentemente usado para resolver problemas de classificação e regressão. É uma representação gráfica de um conjunto de regras de decisão que são aplicadas sequencialmente para chegar a uma decisão final.

O objetivo do trabalho é a criação de um modelo em aprendizagem de máquina, usando dados de entrada já conhecidos que foram obtidos em boletins de sondagem, como os parâmetros de um solo, cota do nível de água, cota de assentamento da sapata, ensaios SPT, para calibrar um modelo em Machine Learning, para a previsão da capacidade de carga em fundações diretas assentadas em diversos tipos de solo.

2 METODOLOGIA

O estudo foi desenvolvido a partir da criação de um banco de dados sobre os parâmetros do solo, onde esse banco de dados foi utilizado para o treinamento de aprendizagem de máquina, que foi obtido os valores de capacidade de carga, como mostrado na Figura 1.

Para esse estudo foi criado um banco de dados sobre os parâmetros do solo obtidos em sondagens que foram retiradas de nuvens de armazenamento das licitações executadas de diversas prefeituras espalhadas pelo Brasil. Nessas sondagens vinham o valor SPT, tipo de solo, cota, nível de água e para complementar os dados foram calculados angulo de atrito, peso específico do solo e peso da camada de solo, para todas as sondagens. Para o cálculo do ângulo de atrito foi utilizada a metodologia de Texeira (1996) como mostra a equação 1 e para coesão foi utilizada a metodologia de Godoy (1996) como mostra a equação 2.

$$\emptyset = 2\sqrt{20 \cdot N_{SPT} + 15} \quad (1)$$

$$C = 10 \,.\, Nspt \quad (2)$$

2.1 Modelo em *Machine Learning*

Nesse trabalho foi utilizado o algoritmo random forest pois são dados tabulares e poucos dados, esse algoritmo é adequado para essa configuração de dados. Para as sondagens foi usado um total de noventa e

cinco boletins de sondagens. Posteriormente, os dados foram particionados em dois conjuntos: um destinado ao treinamento e seleção do modelo de aprendizado de máquina, e outro para o teste e avaliação da capacidade de generalização do modelo. Essa separação foi realizada de maneira que setenta e cinco por cento das sondagens foram utilizadas para treinamento e vinte e cinco por cento para testes.

Para o funcionamento do modelo construído, é necessário solicitar os dados de entrada, que são tipo de solo, SPT, cota e peso da camada de solo acima da sapata, os demais parametros são previstos pelo modelo.

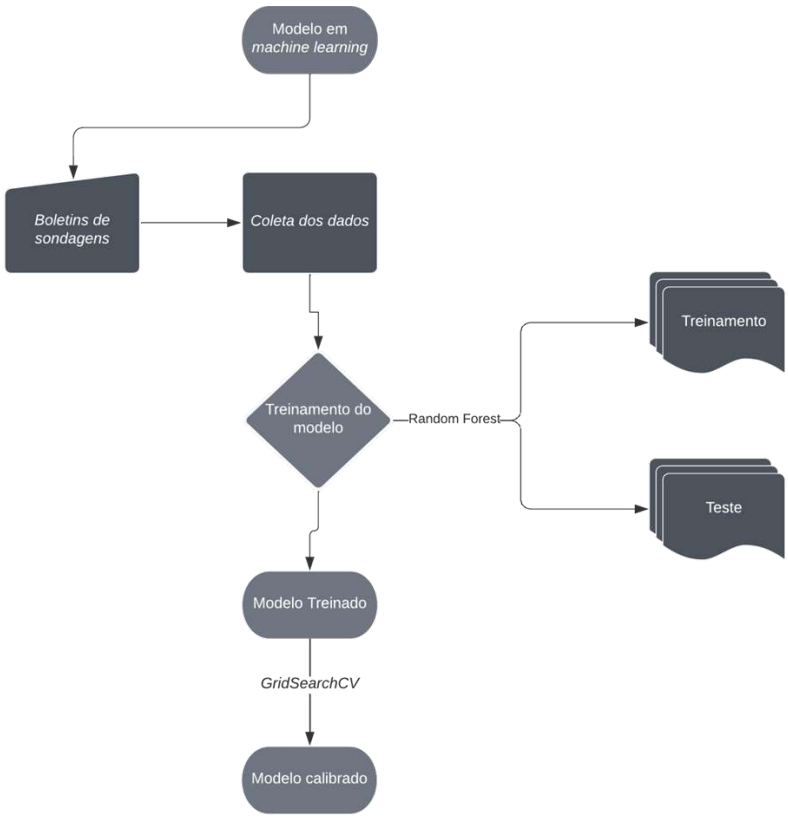


Figura 1. Fluxograma dos passos do trabalho

2.2 Treinamento do modelo

O valor de saída do modelo em machine learning foi a capacidade de carga de sapata com geometria previamente definida, que para esse modelo são sapatas quadradas (L=B) como mostrado na Figura 2, dentre as dimensões possíveis: 1,00 x 1,00 m, 1,50 x 1,50 m, 2,00 x 2,00 m, 2,50 x 2,50 m e 3,00 x 3,00 m.

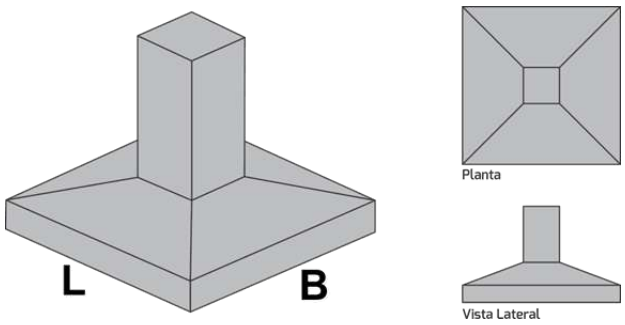


Figura 2. Esquema da sapata utilizada no modelo

2.3 Validação Cruzada utilizando *K – folds*

Na validação cruzada utilizando k – folds, o conjunto de dados é dividido em k seguimentos. Dessa maneira, um classificador é treinado usando k – 1 partes da amostra e um valor de erro é calculado testando o

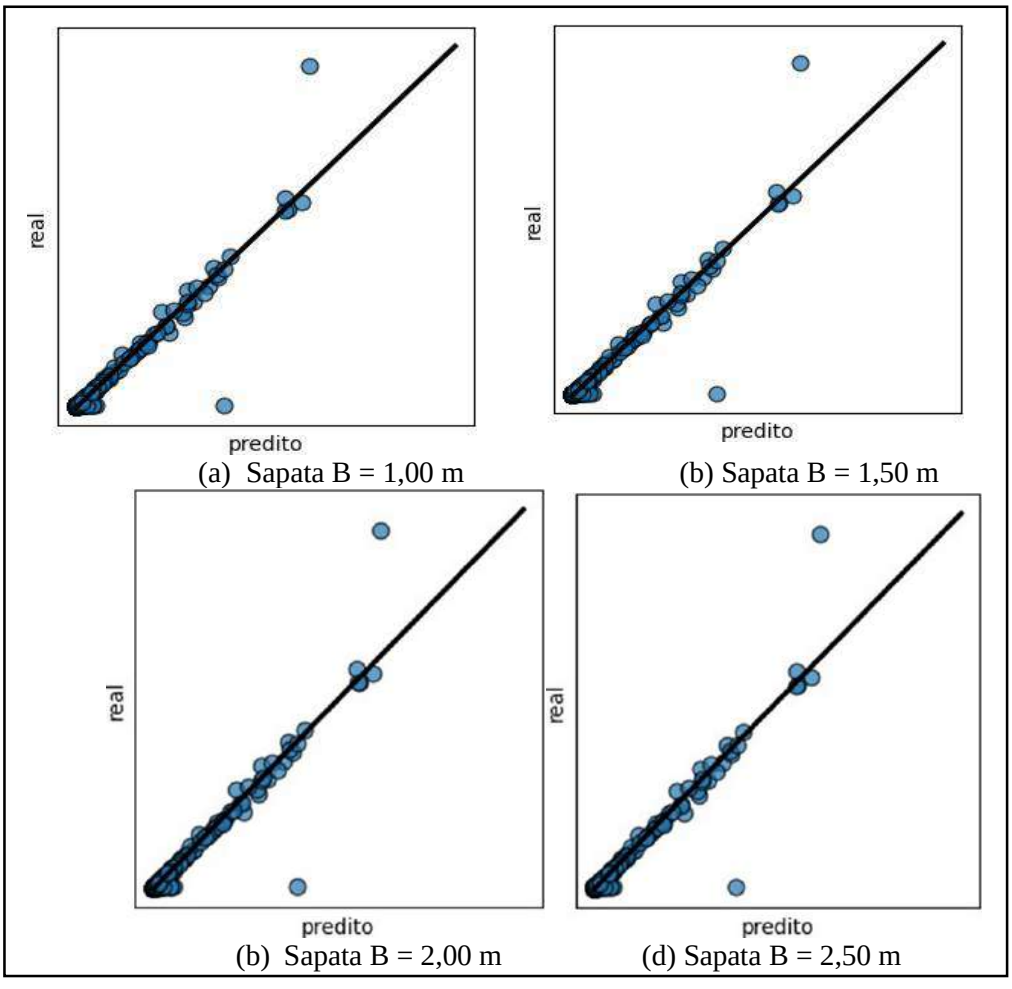
classificador no segmento restante – repetindo o procedimento até que todas as amostras sejam usadas como teste. Por fim, a estimativa k-cv do erro é o valor médio dos erros cometidos em cada iteração (RODRIGUEZ; PEREZ; LOZANO; 2009). A Figura 3 ilustra esse processo.

ITERAÇÃO 1	TESTE	TREINO	TREINO	TREINO	TREINO
ITERAÇÃO 2	TREINO	TESTE	TREINO	TREINO	TREINO
ITERAÇÃO 3	TREINO	TREINO	TESTE	TREINO	TREINO
ITERAÇÃO 4	TREINO	TREINO	TREINO	TESTE	TREINO
ITERAÇÃO 5	TREINO	TREINO	TREINO	TREINO	TESTE

Figura 3. Validação Cruzada para 5 folds

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após o treinamento do modelo, na etapa pré-processamentos dos dados foi feito a plotagem dos gráficos valor predito pelo modelo vs. valor real, onde foi comparado o valor predito com o valor real e foi gerado uma reta aproximada para descrever a linearidade dos resultados que visa traçar uma reta onde consegue explicar de forma mais exata a distribuição dos dados por meio de uma reta, para todas as geometrias definidas. Na Figura 4 é possível observar os resultados do modelo em *machine learning* obtido para a capacidade de caga das sapatas quadradas.



(a) Sapata B = 1,00 m (b) Sapata B = 1,50 m

(b) Sapata B = 2,00 m (d) Sapata B = 2,50 m

Figura 4. Relação dos valores obtidos para as sapatas de 1,0 a 2,50 m de base

Já na Figura 5 é apresentado o modelo relacional obtido para sapata de maior dimensão. Bem como observado na Figura 4, para a sapata de maior dimensão também pode-se verificar poucos pontos *outliers*, o que indica uma boa correlação obtida pelo modelo em aprendizagem de máquina.

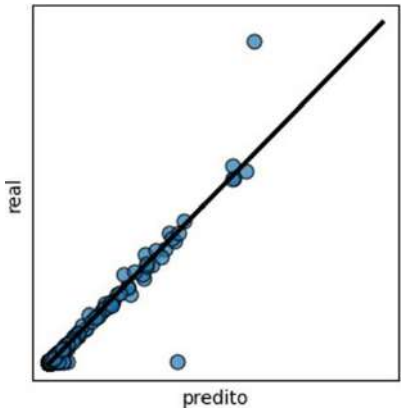


Figura 5. Correlação obtida para a sapata com B = 3,00 m

Os resultados demonstrados avaliam a performace do modelo nas amostras de teste, onde dados conhecidos são usados para prever a capacidade de carga em fundações diretas. No entanto, para atribuir maior confiança às predições, foi utilizado a biblioteca GridSearchCV, para uma otimização das predições também na fase de treinamento, utilizando k = 5 folds.

Foi utilizada, ainda, a função GridSearchCV para otimização dos valores previstos pelo modelo, onde foram aplicados hiperparâmetros e escolhido o qual obteve o melhor resultado. Esses resultados são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Hiperparâmetros testados

Hiperparâmetro	Faixa
“N_estimators”	[200, 300, 400 ,500]
“Max_features”	[‘sqrt’, ‘log2’]
“Max_depth”	[5, 10, 15, none]
tele“criterion”	[‘square_error’]
“Random_state”	[18]

Nessa etapa o GridSearchCV foi executadi, obteve-se os melhores hiperparâmetros para uma melhor predição dos valores de capacidade de carga: {'criterion': 'squared_error', 'max_depth': 10, 'max_features': 'sqrt', 'n_estimators': 400, 'random_state': 18, cv=GroupKFold (n splits=5)}.

Na etapa de pós-processamento dos dados com o uso do GridSearchCV foi possível fazer a plotagem dos gráficos valor predito pelo modelo X valor real, onde foi comparado o valor predito com o valor real e foi gerado uma reta aproximada para descrever a linearidade dos resultados que visa traçar uma reta onde consegue explicar de forma mais exata a distribuição dos dados por meio de uma reta, para todas as geometrias definidas. Para os poucos valores que ficaram fora da reta, foram valores que o modelo não conseguiu aprender na fase de treinamento. Nas Figura 6 são apresentados os resultados comparativos do valor obtido pelo modelo vs. o valor considerado como real, após a aplicação da função.

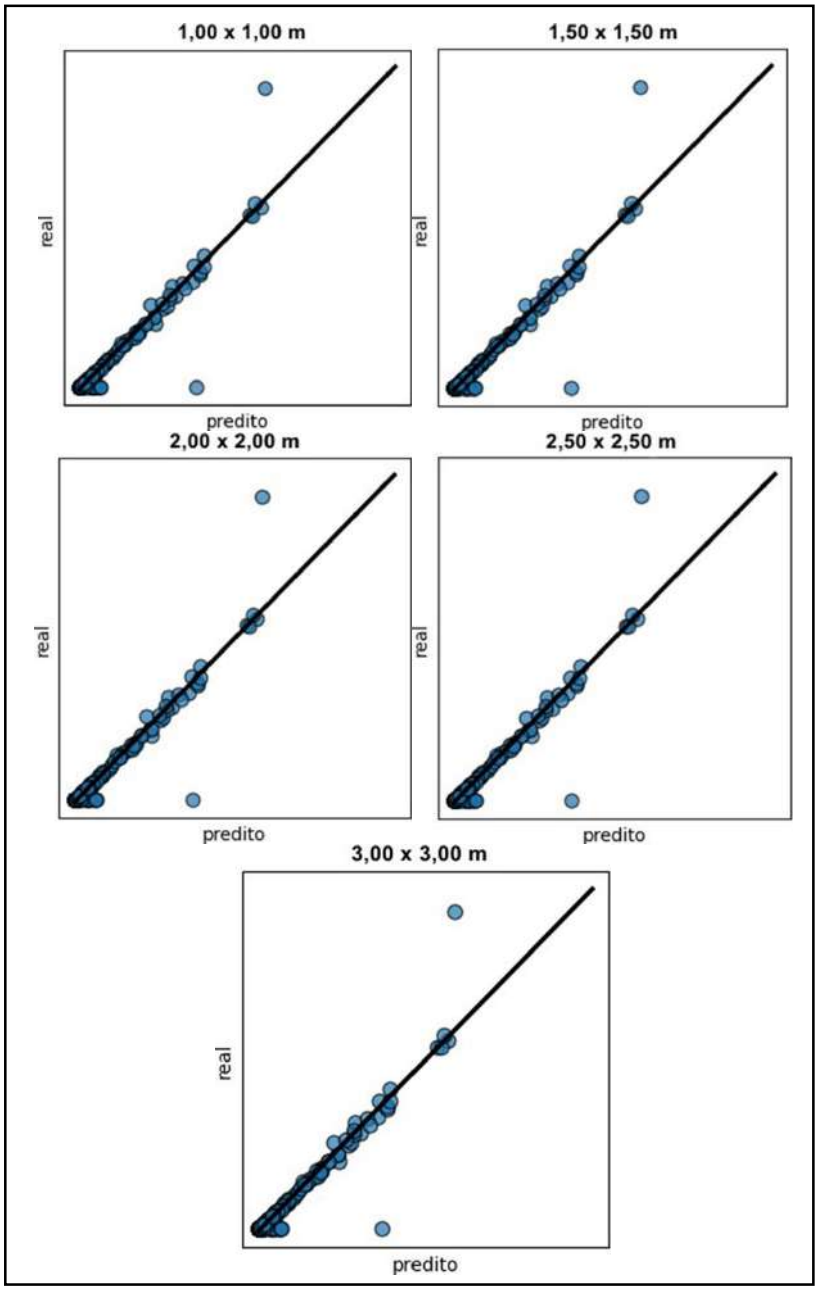


Figura 6. Valor predito vs. valor real do modelo obtido após a função GridSearchCV

Por meio da comparação dos valores preditos pelo modelo e o valor real, é possível afirmar que o modelo se ajustou com razoável precisão. Isso fica evidente ao observar a alta taxa de acertos e baixos desvios, o que significa que não houve uma grande diferença entre o valor real e o valor predito das amostras.

O erro absoluto (valor predito – valor real) e as métricas sobre o erro absoluto foi calculado. Os valores de capacidade de carga preditos pelo modelo foi comparado a um valor de capacidade de carga obtido a partir do método teórico de Terzaghi. As métricas são representadas em unidades de MPa na Tabela 2.

Tabela 2. Métricas calculadas para os resultados de capacidade de carga obtidas

Geometria	1,0 x 1,0 m	1,5 x 1,5 m	2,0 x 2,0 m	2,5 x 2,5 m	3,0 x 3,0 m
Média	4,24	4,26	4,28	4,31	4,33
Mediana	0,58	0,55	0,56	0,56	0,56
Desvio padrão	12,29	12,35	12,41	12,47	12,54

É possível notar que as precisões dos modelos são significativamente exatos para previsão de capacidade de carga com baixo valor da média dos erros, como também um valor pequeno de desvio padrão para as amostras analisadas, com poucas exceções. De fato, destaca-se uma diminuição das métricas de erro para valores de capacidade de carga acima de 1 MPa, o que comprova um modelo em machine learning bem calibrado e com resultados precisos.

4 CONCLUSÕES

Esse trabalho criou um modelo em machine learning para previsão de capacidade de carga em fundações diretas com geometrias definidas, que são de 1 a 3 metros. A partir do modelo treinado obtido, pode-se chegar às seguintes conclusões:

i. O banco de dados foi criado com parâmetros do solo bem diversificado, que contemplam diversos tipos de solo, para uma melhor calibragem do modelo, pois um banco de dados robusto significa um treinamento mais eficiente.
ii. A calibragem do modelo em machine learning para estimativa da capacidade de carga obteve resulados satisfatórios e precisos, pois os valores preditos pelo modelo foram similares ao valores reais em todas as geometrias de sapatas previstas.
iii. As métricas de erro usadas para validação do modelo em machine learning teve resultados significativos, e foram importantes para declarar o modelo preciso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alpaydin, E. 2010. *Introduction to machine learning*. MIT press Cambridge.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). *NBR 6122: Projetos e Execução de Fundações*, Rio de Janeiro, p. 8.

Belcher, W., Camp, T., & Krzhizhanovskaya, V. V. (2016). Detecting Erosion Events in Earth Dam and Levee Passive Seismic Data with Clustering. *Proceedings - 2015 IEEE 14th International Conference on Machine Learning and Applications*, ICMLA 2015, 903–910.

Bishop, C. M. (2006). *Pattern Recognition and Machine Learning*. Springer.

Ching, J., & Phoon, K.-K. (2019). Constructing Site-Specific Multivariate Probability Distribution Model Using Bayesian Machine Learning. *Journal of Engineering Mechanics*, 145(1), 04018126.

Cintra, J. C. A., Aoki, N., Albiero, J. H. (2011). *Fundações diretas - projeto geotécnico*. São Paulo : Oficina de Textos, 2011.

Goodfellow, I., Bengio, Y., & Courville, A. (2016). *Deep Learning*. MIT Press.

Hastie, T., Tibshirani, R., & Friedman, J. (2009). *The Elements of Statistical Learning*: Data Mining, Inference, and Prediction. Springer.

Marjanović, M., Kovačević, M., Bajat, B., & Voženílek, V. (2011). Landslide susceptibility assessment using SVM machine learning algorithm. *Engineering Geology*, 123(3), 225–234.

Oliveira, Y., Duboc, G., Aquino, F., Guimarães, M., Gonçalves, A., Oliveira, P. (2020). *Machine Learning aplicado na estimativa do coeficiente de mola de estacas com validação por meio de provas de carga estáticas*.

Pinto, L. A. G., Da Silva, J. M.. Aprendizagem de máquina na determinação de parâmetros de resistência de filitos brandos. *Research, Society and Development*, v. 12, n. 1, p. e19012139693-e19012139693, 2023.

Rodriguez, J. D.; Perez, A.; Lozano, J. A. Sensitivity analysis of k-fold cross validation in prediction error estimation. *IEEE transactions on pattern analysis and machine intelligence*, IEEE, v. 32, n. 3, p. 569Ű575, 2009.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Wiley.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/110

O papel da Inteligência Artificial no preenchimento de lacunas deixadas pela pandemia COVID-19 no monitoramento dos Resíduos Sólidos Urbanos

Igor Pinhal Luqueci Thomaz
Pesquisador, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, pinhal@coc.ufrj.br

Claudio Fernando Mahler
Professor, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, mahler@coc.ufrj.br

RESUMO: O dimensionamento e estimativa da vida útil dos aterros sanitários municipais depende de um monitoramento contínuo dos Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) produzidos pela população. A amostragem dos RSU é tradicionalmente realizada in loco, por profissionais especializados, que ficam expostos a riscos físicos e químicos. Contudo, uma das medidas governamentais adotadas para lidar com a pandemia COVID-19 foi a determinação de quarentenas obrigatórias. Tais quarentenas, executadas no intuito de reduzir expressivo número de infecções e óbitos, deixaram lacunas de informações no monitoramento dos RSU gerados em uma importante capital do Brasil. Dentro de tal contexto, este trabalho propõe o uso da Inteligência Artificial (IA) para preencher as lacunas de informações deixadas durante o período de quarentena obrigatória, visto que não é possível realizar amostragens físicas retroativamente. Os modelos de IA foram alimentados por conjuntos de dados socioeconômicos e revelaram previsibilidade das propriedades físicas dos RSU produzidos na cidade.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduos Sólidos Urbanos; Inteligência Artificial; dados socioeconômicos; propriedades físicas; aterros sanitários; pandemia.

ABSTRACT: The sizing and estimation of the useful life of municipal landfills depends on continuous monitoring of Urban Solid Waste (MSW) produced by the population. MSW sampling is traditionally carried out on site, by specialized professionals, who are exposed to physical and chemical risks. However, one of the government measures adopted to deal with the COVID-19 pandemic was the determination of mandatory quarantines. Such quarantines, carried out with the aim of reducing a significant number of infections and deaths, left information gaps in the monitoring of MSW generated in an important capital of Brazil. Within this context, this work proposes the use of Artificial Intelligence (AI) to fill the information gaps left during the mandatory quarantine period, as it is not possible to carry out physical sampling retroactively. The AI models were fed by socioeconomic datasets and revealed predictability of the physical properties of MSW produced in the city.

KEYWORDS: Urban solid waste; Artificial intelligence; socioeconomic data; physical properties; landfills; pandemic.

1 INTRODUÇÃO

A problemática dos resíduos é tão antiga quanto a própria humanidade. Desde que a espécie humana, originalmente caçadora-coletora, começou a formar os primeiros aglomerados urbanos e, posteriormente, as primeiras cidades, o lixo produzido tornou-se uma preocupação, em virtude dos problemas relacionados à saúde pública e ao meio ambiente (Mahler et al., 2020).

A caracterização contínua dos Resíduos Sólidos Urbanos (RSU), promovida pela administração pública, permite o melhor conhecimento dos resíduos produzidos, possibilitando que sua destinação respeite parâmetros técnicos, econômicos e ambientais. A amostragem dos RSU é tradicionalmente realizada in loco, demanda emprego de pessoal especializado, consome quantidade significativa de tempo e recursos financeiros, e requer atenção constante na gestão dos riscos ocupacionais (Thomaz et al., 2023). Mas a pandemia da COVID-19 mudou o mundo, provocando transformações na economia, no emprego e na vida cotidiana (Ikiz et al., 2021). As preocupações com os riscos de contaminação de resíduos sólidos aumentaram, principalmente quanto aos resíduos infectados com agentes virulentos (Penteado e Castro, 2021).

Na prática, as medidas restritivas, como quarentenas, tão valiosas para proteger a sociedade, resultaram em detrimento ao monitoramento contínuo dos resíduos sólidos de alguns municípios, causando lacunas nos bancos de informações sobre os RSU coletados, conforme pode ser exemplificado pelo trecho de um documento oficial do Município do Rio de Janeiro (IPP, 2023a): *"(...) Devido a pandemia, a caracterização completa dos resíduos não foi realizada para o ano de 2020, portanto as informações não foram discriminadas por Área de Planejamento (...)".*

Naquela conjuntura, em que as limitações impostas pela pandemia de COVID-19 tiveram de ser respeitadas, e era simultaneamente obrigatório manter um nível mínimo de qualidade na gestão de resíduos, houve um maior incentivo para adotar métodos alternativos e seguros para monitorar os resíduos produzidos, de tal modo que modelos preditivos utilizando Inteligência Artificial, como Redes Neurais Artificiais (RNA), ganharam visibilidade e importância (Adeleke et al., 2021; Andeobu et al., 2022).

De acordo com UNEP et al. (2024), é cada vez mais expressivo o uso da Inteligência Artificial para prever a composição gravimétrica dos resíduos (Thomaz et al., 2023), identificar e classificar os resíduos (Moore, 2023), reduzir o desperdício e a perda de alimentos (Onyeaka et al., 2023; Said et al., 2023) e prever focos de poluição por resíduos em ambientes marinhos (Fazri et al., 2023; Seyyedi et al., 2023).

Diante do exposto, o trabalho proposto engloba uma conjuntura em que a Inteligência Artificial pode ser valiosa à gestão de Resíduos Sólidos, tanto em cenários pandêmicos, nos quais é imperioso evitar o manuseio dos resíduos, quanto na realidade pós-pandemia, quando se faz necessário o preenchimento das lacunas de informação provocadas pela aplicação de medidas restritivas, como quarentenas, que afetaram a normalidade da gestão.

2 METODOLOGIA

Para selecionar modelos e conjuntos de dados apropriados, foi realizada uma revisão da literatura, a partir da qual se concluiu que as propriedades dos RSU são influenciadas por indicadores como: renda; PIB; nível educacional; tamanho das famílias; faixa etária familiar; acesso a assistência médica; acesso a eletricidade, abastecimento de água potável e sistema de saneamento; e quantitativo populacional (Vazquez et al., 2020; Ghanbari et al., 2021; Noman et al., 2023; Thomaz et al., 2023).

Portanto, a adoção de Inteligência Artificial para a previsão da composição gravimétrica dos RSU, pode se valer do fato de haver uma íntima associação entre propriedades dos RSU e fatores socioeconômicos da região paradigma. Dentre as soluções disponíveis, as RNA apresentam uma opção viável. No campo da gestão de resíduos, modelos RNA foram desenvolvidos para monitorar a geração e características dos resíduos, como composição gravimétrica, poder calorífico, resistência ao cisalhamento, peso específico, teor de umidade e potencial de geração de gás (Donevska, 2020; Adeleke et al., 2021; Bai et al., 2022; Thomaz et al., 2023).

As RNA adotadas neste estudo são modelos computacionais capazes de simular o comportamento do cérebro animal, que é um órgão apto a aprender sem conhecer o algoritmo que produz o problema, capaz de generalizar e robusto. O uso de RNA permite a compreensão de fenômenos complexos, bem como possibilita a estimativa de variáveis dependentes fazendo uso de outras mais acessíveis (Thomaz et al., 2023), devido à sua grande capacidade de autoaprendizagem e excelente precisão na resolução de interações não lineares complexas sem regras matemáticas complicadas (Shekoohiyan et al., 2023).

2.1 Área de Estudo

A área de estudo escolhida para validar o modelo foi o Município do Rio de Janeiro, capital do Estado de mesmo nome, localizado na região Sudeste do Brasil. Além de ser um dos principais centros econômicos e financeiros do país, o Rio de Janeiro é conhecido internacionalmente por seus atrativos culturais e paisagísticos.

Nas últimas cinco décadas, a população do Município do Rio de Janeiro cresceu de aproximadamente 4 milhões para pouco mais de 6 milhões, representando um aumento de mais de 40%. Porém, o crescimento percentual entre 2000 e 2022 foi de apenas 6%, marcado por períodos de declínio populacional entre os anos de 2006 e 2007, e entre os anos de 2021 e 2022. (IBGE, 2023c).

A coleta de RSU no Município do Rio de Janeiro é realizada pela Companhia Municipal de Limpeza Urbana (COMLURB), que disponibiliza os dados referentes à coleta e destinação dos RSU. Apesar dos dados sobre resíduos sólidos partirem, em sua maioria, de uma mesma fonte, foi necessário estabelecer um tratamento para que ficassem homogeneizados dentro dos mesmos parâmetros. A partir do ano 2003 a fração "rejeitos" ficou mais detalhada, com a inclusão das subfrações de "Coco", "Vela/parafina" e "Eletro/Eletrônico". Porém,

optou-se por trabalhar a parcela rejeitos sob uma forma condensada, diferentemente do que foi feito com a parcela recicláveis, que foi detalhada por suas subfrações: Papel/Papelão, Plástico, Vidro e Metal. (IPP, 2023a).

Em termos econômicos, o PIB da cidade do Rio de Janeiro apresentou tendência de crescimento na maior parte dos anos no período entre 2004 e 2020, com notável aumento durante os anos de 2010 a 2013 em que o crescimento mínimo anual ultrapassou os 10%. Porém, a partir de 2018, quando o PIB atingiu seu ápice, iniciou-se um declínio com queda de 2,33% registrada entre os anos de 2018 e 2019, e queda ainda maior de 6,66% registrada entre os anos de 2019 e 2020 (IBGE, 2023a, 2023b).

O abastecimento de água potável na cidade do Rio de Janeiro é caracterizado por alta cobertura e taxa de atendimento da população que ultrapassa os 90% desde 2004. A rede de abastecimento cresceu aproximadamente 16% no período entre 2000 e 2021, atingindo 10.874 km de extensão (SNIS, 2023a).

Ao mesmo tempo, o volume total consumido de água tratada variou entre 405 e 777 milhões de m³, registrado nos anos de 2020 e 2018, respectivamente (SNIS, 2023b).

Em relação aos dados coletados sobre o sistema de saneamento para o período de 2000 a 2021, houve um declínio perceptível no atendimento à população, entre 2000 a 2009. Este período foi caracterizado por uma diminuição de 91,2% no ano de 2000 para 68,7% no ano 2009, seguida de uma melhoria que elevou a taxa de atendimento para 80,9% em 2013 e voltou ao patamar de 90% em 2021 (SNIS, 2023c).

2.2 Ferramenta Computacional

Os dados sobre a população estudada e RSU produzidos foram agrupados em planilhas, que foram cruzadas, tratadas, processadas e transformadas em um banco de informações detalhadas, utilizadas para montar conjuntos "entradas – alvos" compatíveis com os softwares utilizados ao longo da pesquisa.

O *software* MATLAB foi selecionado para programar as RNA, por ter apresentado a melhor performance dentre outros programas testados. Uma das vantagens dos MATLAB é a Toolbox incorporada ao ambiente de trabalho, que permite o monitoramento em tempo real do aprendizado da rede (figura 1), possibilitando cancelar, reconfigurar, alterar os hiperparâmetros e reiniciar o processo a qualquer momento. A avaliação preliminar do desempenho do treinamento da RNA também pode ser realizada através de um gráfico dos valores do erro quadrático médio (MSE) em relação ao número de épocas de treinamento. A métrica MSE enfatiza erros maiores, elevando ao quadrado cada erro individual antes de calcular a média desses erros quadrados.

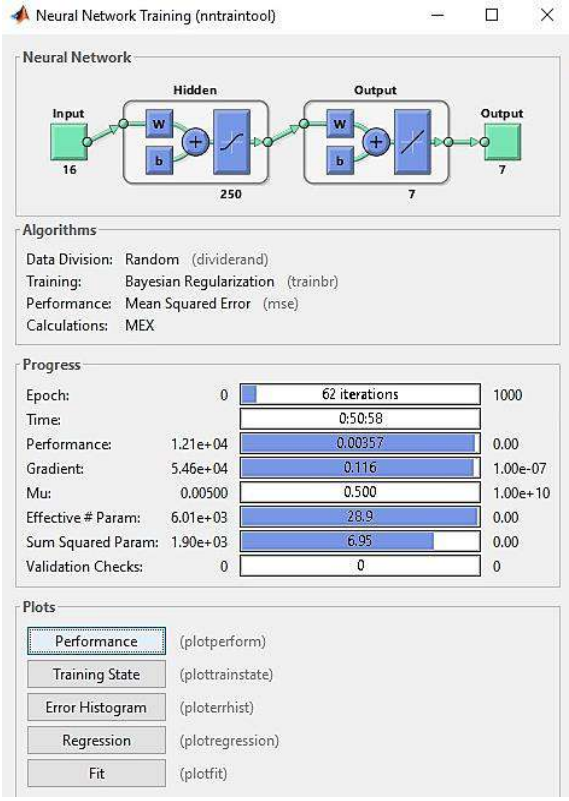


Figura 1. Monitoramento em tempo real do aprendizado em rede. Fonte: Autor.

O número de camadas ocultas do script foi escolhido de acordo com método empírico proposto por Beale et al. (2022), adequando-se o número de camadas ocultas ao passo em que os resultados se tornaram apropriados, evitando-se excessivas camadas, que poderiam provocar problema de sobreajuste (overfitting), prejudicando o processo de generalização.

Foram iniciados testes com 10 camadas ocultas, tendo o número de camadas sido aumentado até o patamar das 1000 camadas. As simulações realizadas com mais de 500 camadas exigiram um esforço computacional bastante grande, mas o desempenho dos resultados não acompanhou o acréscimo de camadas. As representações gráficas regression (Figura 2) e performance (Figura 3) podem ser visualizadas a seguir.

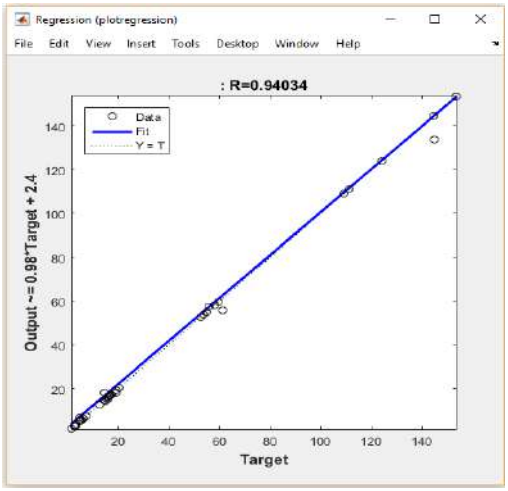


Figura 2. Representação gráfica regression. Fonte: Autor.

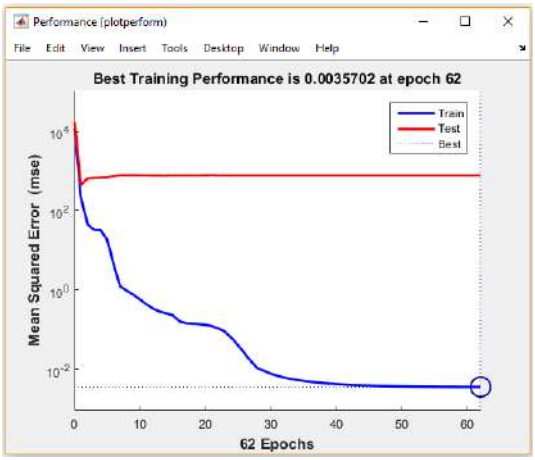


Figura 3. Representação gráfica performance. Fonte: Autor.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Previsão de Composição Gravimétrica

Para atingir o objetivo proposto, o modelo computacional foi alimentado por conjuntos de dados representativos do Município do Rio de Janeiro, considerando a íntima associação entre propriedades dos RSU e fatores socioeconômicos da região paradigma (Vazquez et al., 2020; Ghanbari et al., 2021; Noman et al., 2023; Thomaz et al., 2023).

O conjunto de entradas consiste na combinação de dados quantitativos da população, Produto Interno Bruto (PIB), abastecimento de água potável e dados do sistema de saneamento, consolidados a partir de IBGE (2023a, 2023b e 2023c), IPP (2023a e 2023b) e SNIS (2023a, 2023b e 2023c), conforme tabela 1.

Tabela 1 - Informações de entrada relacionadas ao algoritmo desenvolvido em MATLAB para previsão de Composição Gravimétrica do Município do Rio de Janeiro. Fonte: Consolidado pelo autor a partir de IBGE (2023a, 2023b e 2023c) e SNIS (2023a, 2023b e 2023c).

	Ano		2015	2016	2017	2018	2019	2020
Entradas	**PIB preço corrente (em milhões R$)**		320187	328440	337675	363403	354933	331280
	População (habitantes)		6476631	6498837	6520266	6688927	6718903	6747815
	Abastecimento de Água Potável	Quantidade de ligações ativas de água	1067360	1073813	1077384	1086868	1357211	1407758
		Quantidade de economias ativas	2396224	2423676	2433242	2450920	2613356	2715431
		Extensão da rede (km)	10353	10891	10710	10737	10839	10851
		Produção em ETA e/ou Importada (m³)	1087094	1087546	1086049	1102521	1111972	1106319
		Medição por hidrômetros (m³)	425276	429917	431846	434983	358579	260388
		Consumo efetivo (m³)	760232	768528	771976	777585	527345	405461
	Sistema de esgotamento	Percentual de população atendida (%)	83,08	85,16	85,98	85,10	86,27	87,95
		Quantidade de ligações ativas	796590	819368	832277	847533	965444	879016
		Quantidade de economias ativas	1781002	1817185	1839249	1869049	2124514	2177739
		Volume coletado (1.000 m3/ano)	455815	449064	449781	455923	427368	393234
		Volume tratado (1.000 m3/ano)	338009	342100	355103	333335	346019	341557
		Extensão da Rede de Esgoto (Km)	6254	6665	6428	6556	6766	6926

3.1.1. Procedimento de validação utilizando valores de referência do ano 2015

A fim de verificar a validade do modelo proposto para as previsões de composição gravimétrica de RSU, foram feitas simulações utilizando alvos conhecidos para o cenário do Município do Rio de Janeiro. A primeira validação ocorreu para alvos do ano 2015, conforme evidenciado na tabela 2.

Tabela 2 - Informações de alvos relacionados ao algoritmo desenvolvido em MATLAB para previsão de Composição Gravimétrica do Município do Rio de Janeiro. Fonte: Consolidado pelo autor, com referências de IPP (2023a e 2023b).

Ano		2015	2016	2017	2018	2019	2020
Composição gravimétrica RSU domiciliar	Papel - Papelão (%)	Alvo	14,82	14,70	14,31	14,63	11,17
	Plástico (%)	Alvo	20,24	24,66	15,33	15,72	15,69
	Vidro (%)	Alvo	3,55	3,46	3,48	3,58	4,37
	Metal (%)	Alvo	1,65	1,51	1,81	1,75	1,51
	Outros (%)	Alvo	6,51	6,46	14,56	16,99	20,48
	Matéria Orgânica (%)	Alvo	53,23	49,21	50,51	47,33	46,78

Os resultados das previsões para o ano 2015 podem ser observados na tabela 3, a seguir, que evidencia as diferenças entre os valores de referência e os valores estimados pelo modelo.

Tabela 3 - Informações de referências e saídas relacionadas ao algoritmo desenvolvido em MATLAB para previsão de Composição Gravimétrica do Município do Rio de Janeiro. Fonte: Consolidado pelo autor, com referências de IPP (2023a e 2023b).

ID: #2015		Valores de Referência	Valores Estimados	Erros	
				Absoluto	Relativo
Composição gravimétrica	Papel - Papelão	15,14%	15,88%	-0,7370	-4,87%
	Plástico	17,84%	18,94%	-1,1027	-6,18%
	Vidro	3,69%	3,54%	0,1528	4,14%
	Metal	1,68%	1,77%	-0,0897	-5,34%
	Outros	8,05%	8,27%	-0,2179	-2,71%
	Matéria Orgânica	53,60%	51,61%	1,9945	3,72%

Os resultados da previsão para o ano 2015, apresentados na tabela 3, foram bem-sucedidos. Em nenhum dos casos, os erros relativos foram superiores a 10%, conforme exibido a seguir:

- Matéria Orgânica → Subestimado (Erro Rel. 3,72%);
- Papel/Papelão → Superestimado (Erro Rel. -4,87%);
- Plástico → Superestimado (Erro Rel. -6,18%);
- Vidro → Subestimado (Erro Rel. 4,14%);
- Metal → Superestimado (Erro Rel. -5,34%);
- Outros Rejeitos → Superestimado (Erro Rel. -2,71%).

Os resultados das previsões para o ano 2015 podem ser observados nos gráficos a seguir (figura 4).

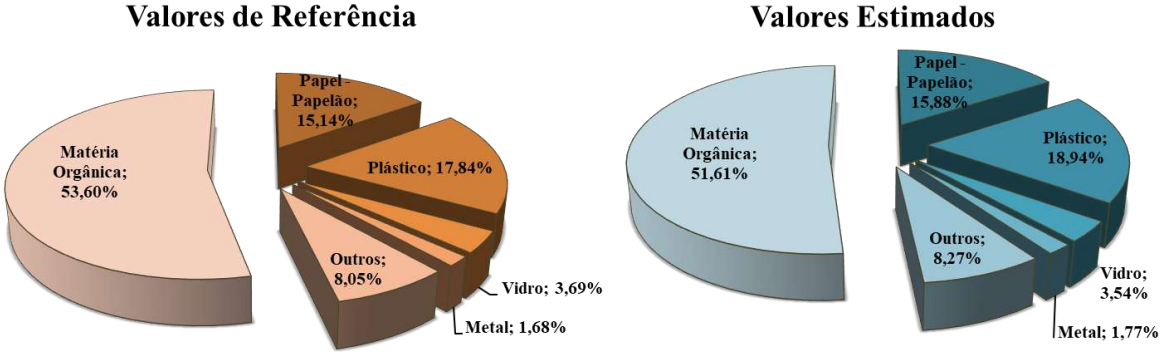


Figura 4. Representações gráficas das frações de referência e estimadas de Composição Gravimétrica do ano 2015 no Município do Rio de Janeiro. Fonte: Autor. Fonte: Elaborados pelo autor, com referências de IPP (2023a e 2023b).

3.1.2. Procedimento de validação utilizando valores de referência do ano 2020

A fim de verificar a validade do modelo proposto para as previsões de composição gravimétrica de RSU, foram feitas simulações utilizando alvos conhecidos para o cenário do Município do Rio de Janeiro. A primeira validação ocorreu para alvos do ano 2020, conforme evidenciado na tabela 4.

Tabela 4 - Informações de alvos relacionados ao algoritmo desenvolvido em MATLAB para previsão de Composição Gravimétrica do Município do Rio de Janeiro. Fonte: Consolidado pelo autor, com referências de IPP (2023a e 2023b).

Ano		2015	2016	2017	2018	2019	2020
Composição gravimétrica RSU domiciliar	Papel - Papelão (%)	15,14	14,82	14,70	14,31	14,63	Alvo
	Plástico (%)	17,84	20,24	24,66	15,33	15,72	Alvo
	Vidro (%)	3,69	3,55	3,46	3,48	3,58	Alvo
	Metal (%)	1,68	1,65	1,51	1,81	1,75	Alvo
	Outros (%)	8,05	6,51	6,46	14,56	16,99	Alvo
	Matéria Orgânica (%)	53,60	53,23	49,21	50,51	47,33	Alvo

Os resultados das previsões para o ano 2020 podem ser observados na tabela 5, a seguir, que evidencia as diferenças entre os valores de referência e os valores estimados pelo modelo.

Tabela 5 - Informações de referências e saídas relacionadas ao algoritmo desenvolvido em MATLAB para previsão de Composição Gravimétrica do Município do Rio de Janeiro. Fonte: Consolidado pelo autor, com referências de IPP (2023a e 2023b).

ID: #2020		Valores de Referência	Valores Estimados	Erros	
				Absoluto	Relativo
Composição gravimétrica	Papel - Papelão	11,17%	10,53%	0,6378	5,71%
	Plástico	15,69%	16,39%	-0,6911	-4,40%
	Vidro	4,37%	4,03%	0,3385	7,74%
	Metal	1,51%	1,59%	-0,0839	-5,57%
	Outros	20,48%	19,65%	0,8320	4,06%
	Matéria Orgânica	46,78%	47,82%	-1,0352	-2,21%

Os resultados da previsão para o ano 2020, apresentados na tabela 5, foram bem-sucedidos. Em nenhum dos casos, os erros relativos foram superiores a 10%, conforme exibido a seguir:

- Matéria Orgânica → Superestimado (Erro Rel. -2,21%);
- Papel/Papelão → Subestimado (Erro Rel. 5,71%);
- Plástico → Superestimado (Erro Rel. -4,4%);
- Vidro → Subestimado (Erro Rel. 7,74%);
- Metal → Superestimado (Erro Rel. -5,57%);
- Outros Rejeitos → Subestimado (Erro Rel. 4,06%).

Os resultados das previsões para o ano 2020 podem ser observados nos gráficos a seguir (figura 5).

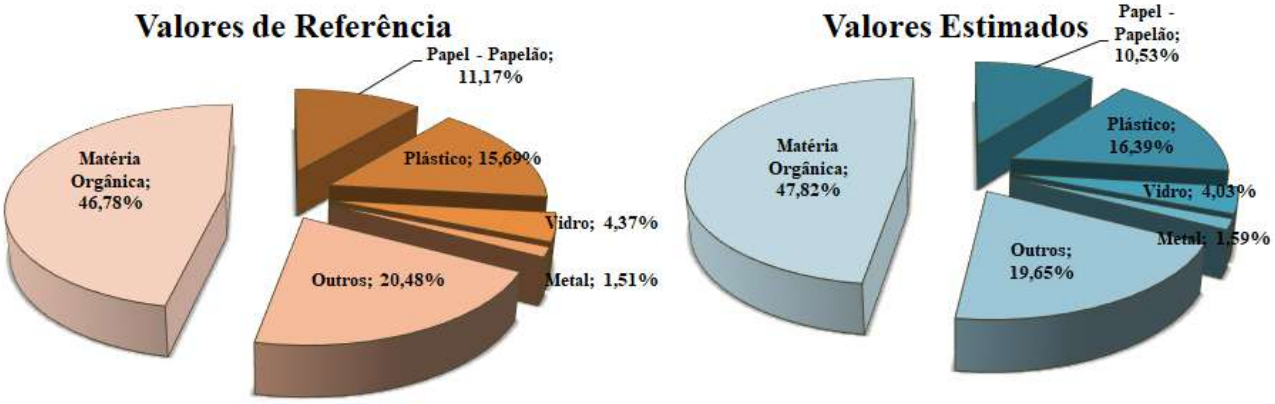


Figura 5. Representações gráficas das frações de referência e estimadas de Composição Gravimétrica do ano 2020 no Município do Rio de Janeiro. Fonte: Autor. Fonte: Elaborados pelo autor, com referências de IPP (2023a e 2023b).

4 CONCLUSÕES

A compreensão do fenômeno socioeconômico que governa a produção de resíduos permite concluir que não há uma relação linear entre as características dos RSU e os fatores socioeconômicos da população que o produziu, todavia, isso não se tornou um problema para o uso de RNA, pois este método computacional é versátil e adequado a situações não lineares e de complexidades singulares, sendo capaz de extrapolar dados com base nas taxas de variação dos fatores socioeconômicos utilizados.

Tendo em vista que as previsões obtidas por meio das RNA estão lastreadas em dados de terceiros, os resultados obtidos através delas serão tão confiáveis quanto às previsões das instituições que servem de alimentadores de dados. O uso de dados não confiáveis torna o processo de previsão meramente matemático, não tendo, portanto, utilidade prática. Portanto, recomenda-se que especial atenção seja dada a parte da coleta de dados e validação das fontes.

Diferentes indicadores socioeconômicos podem ser utilizados nas previsões, devendo ser feita uma seleção de fatores abrangente o suficiente para extrair informações e gerar previsões. A seleção de fatores

consagrados pode ser realizada por revisão bibliográfica, ou a proposição de novos fatores pode ser feita por extrapolação, seguida de verificação estatística. Neste estudo, destacaram-se os dados de quantitativo populacional e PIB, pois além de serem frequentemente mencionados na literatura sobre o tema, são variáveis que, de modo geral, são amplamente divulgadas pelo poder público.

A evolução da tecnologia permitiu que sofisticadas ferramentas de computação, que outrora eram reservadas a poucos segmentos, sejam empregadas em larga escala para o benefício da sociedade. A escolha da técnica de RNA para previsão da composição gravimétrica dos RSU se mostra mais eficiente do que a amostragem in loco, pois esta última demanda emprego de pessoal especializado e consome significante quantidade de tempo. Todavia, não é recomendável descartar completamente a realização amostragens in loco, visto que um método pode complementar e retroalimentar o outro.

Ademais, o modelo proposto é de imensa valia para o emprego em previsões de eventos que já ocorreram, como as lacunas deixadas em períodos de pandemia, visto que, nestes casos, as amostragens in loco são fisicamente impossíveis de serem realizadas, pois seria necessário desafiar o espaço-tempo.

Por fim, a aplicação simples e de baixo custo pode ser vantajosa para cidades com deficiências na caracterização gravimétrica de resíduos causadas por restrições de recursos técnicos e financeiros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adeleke, O., Akinlabi, SA, Jen, T., Dunmade I. (2021) Application of artificial neural networks for predicting the physical composition of municipal solid waste: An assessment of the impact of seasonal variation. Waste Management & Research: The Journal for a Sustainable Circular Economy, vol. 39. http://dx.doi.org/10.1177/0734242x21991642 .

Andeobu, L., Wibowo, S., Grandhi, S. (2022) Artificial intelligence applications for sustainable solid waste management practices in Australia: A systematic review. Science of The Total Environment, vol. 834. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2022.155389.

Bai, B., Bai, Y., Wang, G., Bao, X., Wang, H. (2022) ANN/GA-ANN modeling study on operating parameter prediction for waste-to-energy plant. Biomass Convers Biorefin. doi:10.1007/s13399-022-03687-4. http://dx.doi.org/10.1007/s13399-022-03687-4.

Beale, M.H., Hagan, M.T., Demuth, H.B. (2022) Deep Learning Toolbox™ User's Guide, 14th Ed, Massachusetts, MathWorks.

Donevska K. (2020) Estimating municipal solid waste generation: From traditional methods to artificial neural networks. In: Lecture Notes in Civil Engineering. Cham: Springer International Publishing. p. 11–19. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-030-51350-4_2.

Fazri, M,F., Kusuma, L.B., Rahmawan, R.B., Fauji, H.N., Camille, C. (2023) Implementing Artificial Intelligence to reduce marine ecosystem pollution. itsdi. 4(2):101–108. doi:10.34306/itsdi.v4i2.579. http://dx.doi.org/10.34306/itsdi.v4i2.579.

Ghanbari, F., Kamalan, H., Sarraf, A. (2021) An evolutionary machine learning approach for municipal solid waste generation estimation utilizing socioeconomic components. Arab J Geosci. 14(2). http://dx.doi.org/10.1007/s12517-020-06348-w.

IBGE. (2023a) Table 1517. Produto Interno Bruto (PIB) das capitais, segundo os setores econômicos - Brasil - 2002-2012 (in portuguese). [accessed 2023 Sep 31]. https://www.arcgis.com/sharing/rest/content/items/0fee074296c9473aa9752813c453d1c3/data.

IBGE. (2023b) Table 3438. Produto Interno Bruto (PIB) a preço de mercado corrente, segundo as Grandes Regiões, Unidades da Federação do Sudeste do Brasil e suas capitais entre 2010-2020 (in portuguese). [accessed 2023 Jan 11]. https://www.arcgis.com/sharing/rest/content/items/fc0d70cdca5a44f39387db73b1110455/data.

IBGE. (2023c) Table 3704. População residente estimada do Município do Rio de Janeiro - 1970 a 2022 (in portuguese). [accessed 2023 Jul 7]. https://www.arcgis.com/sharing/rest/content/items/90106eb8874f4e8fbbc27678bbb1e772/data.

Ikiz, E., Maclaren, V.W., Alfred, E., Sivanesan, S. (2021) Impact of COVID-19 on household waste flows, diversion and reuse: The case of multi-residential buildings in Toronto, Canada. Waste management, vol 164. https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2020.105111

IPP. (2023a) Table 1494. Principais caracteristicas do lixo domicilar: composição gravimétrica percentual, peso específico e teor de umidade segundo as Áreas de Planejamento (AP) do Município do Rio de Janeiro entre 1995-2021 (in portuguese). [accessed 2023 Sep 11]. https://www.arcgis.com/sharing/rest/content/items/ccdc3c0946ff430db6ef479befe8a5a5/data.

IPP. (2023b) Table 2661. Indicadores de Resíduos Sólidos Urbanos: coleta no Município do Rio de Janeiro entre 2002-2021. [accessed 2023 Jul 7]. https://www.arcgis.com/sharing/rest/content/items/3123338773b243509b2c1a91a4257f08/data.

Mahler, C.F., Mendez, G.P., Taquette, S.R. (2020) Systematic review of qualitative studies in solid waste. In: New Trends in Qualitative Research: Qualitative Research in Social Sciences: advances and challenges, vol 4. https://doi.org/10.36367/ntqr.4.2020.55-66

Noman, A.A., Rafizul, I.M., Moniruzzaman, S.M., Kraft, E., Berner, S. (2023) Assessment of municipal solid waste from households in Khulna city of Bangladesh. Heliyon. http://dx.doi.org/10.1016/j.heliyon.2023.e22446.

Onyeaka, H., Tamasiga, P., Nwauzoma, U.M., Miri, T., Juliet, U.C., Nwaiwu, O., Akinsemolu, A.A. (2023) Using artificial intelligence to tackle food waste and enhance the circular economy: Maximising resource efficiency and minimising environmental impact: A review. Sustainability. 15(13):10482. doi:10.3390/su151310482. http://dx.doi.org/10.3390/su151310482.

Penteado, C.S.G.; Castro, M.A.S. (2021) Covid-19 effects on municipal solid waste management: What can effectively be done in the Brazilian scenario? Waste management, vol 164. https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2020.105152

Said, Z., Sharma, P., Thi Bich Nhuong, Q., Bora, B.J., Lichtfouse, E., Khalid, H.M., Luque, R., Nguyen, X.P., Hoang, A.T. (2023) Intelligent approaches for sustainable management and valorisation of food waste. Bioresour Technol. 377(128952):128952. doi:10.1016/j.biortech.2023.128952. http://dx.doi.org/10.1016/j.biortech.2023.128952.

Seyyedi, S.R., Kowsari, E., Ramakrishna, S., Gheibi, M., Chinnappan, A. (2023) Marine plastics, circular economy, and artificial intelligence: A comprehensive review of challenges, solutions, and policies. J Environ Manage. 345(118591):118591. doi:10.1016/j.jenvman.2023.118591. http://dx.doi.org/10.1016/j.jenvman.2023.118591.

Shekoohiyan, S., Hadadian, M., Heidari, M., Hosseinzadeh-Bandbafha, H. (2023) Life cycle assessment of Tehran Municipal solid waste during the COVID-19 pandemic and environmental impacts prediction using machine learning. Case Studies in Chemical and Environmental Engineering. 7(100331):100331. doi:10.1016/j.cscee.2023.100331. http://dx.doi.org/10.1016/j.cscee.2023.100331

SNIS. (2023a) Table 1477. População total, população atendida, quantidade de ligações, quantidade de economias e extensão de rede de abastecimento de água no Município do Rio de Janeiro entre 1996-2021 (in portuguese). [accessed 2023 Jul 7]. https://www.arcgis.com/sharing/rest/content/items/0e0c2674837242b18d78f9a66f638433/data.

SNIS. (2023b) Table 1479. Volumes de produção e distribuição pela rede de abastecimento de água no Município do Rio de Janeiro entre 1996-2021 (in portuguese). [accessed 2023 Jul 7]. https://www.arcgis.com/sharing/rest/content/items/17823cc5cc994c9588cd38ba890fb1cd/data.

SNIS. (2023c) Table 1485. População atendida, quantidade de ligações, quantidade de economias ativas, volumes e extensão da rede do sistema de esgotamento sanitário no Município do Rio de Janeiro entre 1996-2021 (in portuguese). [accessed 2023 Jul 10]. https://www.arcgis.com/sharing/rest/content/items/ad48cb6eea134cecb5586a7f3efead14/data.

Thomaz, I.P.L. (2016) Utilização de Redes Neurais Artificiais (RNA) para previsão da composição gravimétrica e peso específico de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU), dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Thomaz, I.P.L., Mahler, C.F., Calôba, L.P. (2023) Artificial Intelligence (AI) applied to waste management: A contingency measure to fill out the lack of information resulting from restrictions on field sampling. Waste Management Bulletin. https://doi.org/10.1016/j.wmb.2023.06.002

UNEP - United Nations Environment Programme, International Solid Waste Association. (2024) Global Waste Management Outlook 2024 - Beyond an age of waste: Turning rubbish into a resource. http://dx.doi.org/10.59117/20.500.11822/44939.

Vazquez, Y.V., Barragán, F., Castillo, L.A., Barbosa, S.E. (2020) Analysis of the relationship between the amount and type of MSW and population socioeconomic level: Bahía Blanca case study, Argentina. Heliyon. http://dx.doi.org/10.1016/j.heliyon.2020.e04343

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/111

Previsão do Coeficiente de Permeabilidade Através de Inteligência Artificial

Lucas Marques Pires Da Silva
Engº Geotécnico, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, lucas.silva@coc.ufrj.br

Gleyce de Souza Baptista
Engª Geotécnica, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, gleycesouzaa@gmail.com

Gustavo Vaz de Mello Guimarães, DSc
Professor, UFRJ/Macaé, Macaé/RJ, Brasil, gvmg@poli.ufrj.br

RESUMO: O presente estudo busca desenvolver um software com base em inteligência artificial para a estimativa do coeficiente de permeabilidade através de granulometria e índices físicos do solo/rochas. O banco de dados utilizado foi compilado por Feng *et. al*. (2023) e disponibilizado pelo ISSMGE. Um total de 59 tipos diferentes amostras em mais de 50 pesquisas distintas estão sendo analisadas. Destaca-se que 703 amostras possuem granulometria completa e todos os índices físicos. Por outro lado, 575 amostras, que também estão sendo utilizadas, não possuem todas as informações sobre granulometria e/ou índices físicos. Os algoritmos estão sendo desenvolvidos utilizando a granulometria, coeficiente de uniformidade e curvatura, densidade real dos grãos e índice de vazios para prever o coeficiente de permeabilidade de quase 1300 amostras de solo/rochas. Os resultados parciais mostram que uma IA já desenvolvida fornece um bom desempenho para amostras com permeabilidades elevadas. Porém os resultados desta IA ainda não são satisfatórios para amostras com permeabilidades menores. Em continuidade a pesquisa, espera-se desenvolver outra IA para solos com permeabilidades menores, tendo então um único software com duas inteligências artificias que funcionarão para diferentes espectros de granulometrias.

PALAVRAS-CHAVE: Coeficiente de Permeabilidade, Inteligência Artificial, Granulometria, Índices Físicos

ABSTRACT: The current study aims to develop artificial intelligence-based software for estimating the permeability coefficient using soil/rock grain size distribution and physical indices. The database employed was compiled by Feng *et al*. (2023) and made available through ISSMGE. A total of 59 different sample types from over 50 distinct studies are being analyzed. It is noteworthy that 703 samples have complete grain size distribution and all physical indices. Conversely, 575 samples, which are also being used, lack complete information on grain size distribution and/or physical indices. The algorithms are being developed using grain size distribution, coefficient of uniformity and curvature, actual grain density, and void ratio to predict the permeability coefficient of nearly 1300 soil/rock samples. Preliminary results indicate that an already developed AI exhibits good performance for samples with high permeabilities. However, the results of this AI are not yet satisfactory for samples with lower permeabilities. As research progresses, another AI is expected to be developed for soils with lower permeabilities, resulting in a single software incorporating two artificial intelligences, each functioning for different grain size distribution spectrums.

KEYWORDS: Permeability Coefficient, Artificial Intelligence, Grain Size Distribution, Physical Indices

1 INTRODUÇÃO

O estudo da permeabilidade é essencial para engenheiros civis, segundo Harr (1991) os problemas que envolvem o fluxo de água subterrâneas envolvem: estimativa da quantidade de fluído percolado, definição do domínio de fluxo e análise de estabilidade. Cedergren (1989)menciona que a maioria dos engenheiros experientes em percolação considera a teoria da percolação como um meio de prever a ordem de grandeza dos problemas e de desenvolver tipos apropriados de soluções. Um fator importante para a análise de fluxo é o coeficiente de permeabilidade.

O coeficiente de permeabilidade é um parâmetro que integra parâmetros do fluído e do material pelo qual o fluído permeia. A eq. (1), Mitchell e Soga (1930), mostra uma formulação para estimar o coeficiente de permeabilidade sob a hipótese de grãos perfeitamente esféricos.

$$k = \frac{\gamma_w}{\mu} \cdot C \cdot D_S \cdot \frac{e^3}{1+e} \cdot S^3 \quad (1)$$

Note que a equação 1 mostra a influência de diversos parâmetros da permeabilidade do solo de forma direta como o peso específico (γ_w) e a viscosidade (μ) do líquido, o coeficiente de forma (C), diâmetro representativo (D_S) e índice de vazios (e) do material granular e a saturação (S) do sistema.

Existem outras formulações como a de Hazen (1892) que correlaciona a permeabilidade com a o D_{10} do solo, de acordo com essas formulações percebe-se que a saturação, índice de vazios, o granulometria e o formato dos grãos são fatores que mais influenciam na permeabilidade intrínseca do solo. Hazen (1892) indicou que a permeabilidade é proporcional ao quadrado do tamanho efetivo de grão para a areia fofas com partículas uniformes.

A Figura 1 apresenta a permeabilidade como uma estimativa da ordem de grandeza, relacionada com a granulometria do material (Mello e Teixeira, 1962).

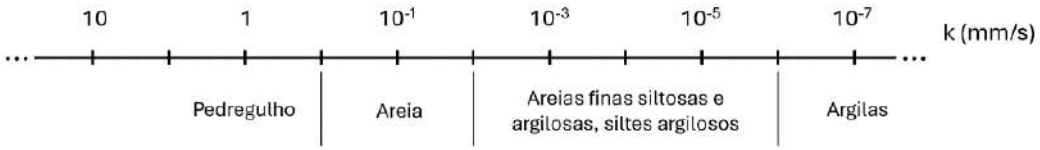


Figura 1 Classificação granulométrica segundo o coeficiente de permeabilidade (Adaptado de Mello e Teixeira, 1962)

Rawls e Brakensiek (1989) apresentam uma metodologia para a previsão dos coeficientes de permeabilidade do solo, estimando parâmetros para as funções de retenção de água e permeabilidade no solo. Os autores propuseram uma regressão considerando a porosidade, percentual de argila e areia em solos não saturados.

Sperry e Peirce (1995) desenvolveram um método para de quantificar as formas das partículas e determinar como essas formas, juntamente com o tamanho e a porosidade, influenciam a condutividade hidráulica através de experimentos com esferas de vidro, areia e partículas de vidro de formas irregulares.

No estudo de Lebron *et al*., (1999), utilizaram uma função de correlação e *software* de análise de imagem para examinar microfotografias para analisar o espaço poroso e geometria dos poros do solo. Além disso, o estudo buscou interpretar esses dados empregando redes neurais para a predição das propriedades hidráulicas do solo.

Conforme contextualizado por diversos autores, como por exemplo Mitchell e Soga (1930) e Hazen (1892) citados anteriormente, é possível perceber que existem diversos fatores que podem influenciar a permeabilidade de forma direta, conforme já abordado, ou indireta, como a temperatura, composição do solo, arranjo dos grãos, dentre outros. O estudo indicou que estas relações empíricas têm certas limitações, bem como incertezas. A IA surge, nesse contexto, como uma forma de ampliação das capacidades analíticas, além das técnicas tradicionais baseadas em propriedades do solo mais generalizadas. De acordo com Kanungo *et al*. (2014), técnicas de Inteligência Artificial, têm sido mais utilizadas recentemente para resolver problemas variados em geociências e engenharia geotécnica.

Com efeito, a fim de contribuir com a discursão do tema, foi desenvolvido um modelo preditivo baseado em técnicas de aprendizado de máquina, como KNN *(K-Nearest Neighbors*), *RF (Random Forest)* e ANN *(Artificial Neural Network)*, para estimar o coeficiente de permeabilidade do solo.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

O banco de dados analisado contém 59 tipos de solos com diferentes frequências de ocorrência. A mistura de areia e silte 50:50 é a mais comum, contabilizando 108 ocorrências. Seguida pela categoria de *Offshore Sands-Shallow Marine Carbonates* registrando 90 ocorrências. Além desses, existem diversas outras categorias com diferentes composições, a Tabela 1 apresenta alguns dados estatísticos do banco de dados. Os dados foram compilados por Feng *et al*. (2023) e estão disponíveis através da *International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (ISSMGE).

Tabela 1 Panorama dos dados presentes no banco de dados

Parâmetro	mín	média	máx
Gs	2,320	2,670	3,710
D10 (mm)	0,00	0,644	11,000
D20 (mm)	0,015	1,000	12,700
D25 (mm)	0,017	1,200	13,100
D30 (mm)	0,022	1,420	13,600
D40 (mm)	0,045	1,900	19,400
D50 (mm)	0,077	2,360	24,100
D60 (mm)	0,081	2,910	27,500
D70 (mm)	0,085	3,610	30,100
D75 (mm)	0,091	4,020	37,400
D90 (mm)	0,143	5,850	67,600
CU	1,200	16,600	$1{,}27 \times 10^{3}$
CZ	0,094	3,680	615,001
e	0,111	0,568	1,470
k (mm/s)	$9{,}78 \times 10^{7}$	7,020	561,010
Log_k (mm/s)	-6,01	-1,320	2,750

2.2 Métodos

A análise de dados foi realizada utilizando a linguagem de programação *Python*, utilizando a biblioteca *scikit-learn.* Inicialmente, o conjunto de dados foi pré-processado para garantir a qualidade e a relevância das informações para o treinamento dos modelos. As variáveis independentes utilizadas para a previsão (X) e a variável dependente (y) foram separadas, removendo-se do conjunto de preditores a variável dependente e outras que não são essenciais para o modelo.

O conjunto de dados foi dividido de forma aleatória em partes de treinamento e teste, com 80% dos dados alocados para treinamento e 20% para teste. Para mitigar a influência de diferentes escalas entre as variáveis, aplicou-se a normalização dos dados utilizando o método *StandardScaler* do *scikit-learn.* Três modelos de aprendizado de máquina foram implementados e avaliados.

2.2.1 K-Nearest Neighbors

O algoritmo do K-Vizinhos Mais Próximos (KNN, do inglês "*K-Nearest Neighbors*") é explicado por James et. al., (2023) como um método de classificação que se baseia na proximidade entre as amostras. Selecionando um número K de vizinhos mais próximos, o algoritmo identifica os K dados de treino mais semelhantes à nova observação. A classificação é então feita com base na classe predominante entre esses vizinhos. Simplificadamente, se uma nova observação é cercada por vizinhos de uma determinada classe, o KNN atribui essa classe à observação. A fronteira de decisão do KNN delimita as regiões onde as observações são classificadas em uma classe ou outra, baseando-se nesse princípio de maioria.

O método é exemplificado na Figura 2 em um cenário simples com doze observações, divididas igualmente entre duas classes, representadas por cores azul e laranja. A técnica é ilustrada considerando K=3.

Um ponto de teste, para o qual se deseja prever a etiqueta de classe, é representado por uma cruz preta. Os três pontos mais próximos ao ponto de teste são identificados; a previsão é de que o ponto de teste pertença à classe mais frequente entre seus K vizinhos mais próximos, que neste caso é a classe azul. O contorno decisório do KNN, representado pela linha preta no exemplo, demarca as regiões de classificação: a grade azul denota a área na qual uma observação de teste seria atribuída à classe azul, e a grade laranja, à classe laranja. Este modelo foi configurado com parâmetros padrão, utilizando a distância ponderada inversamente pelo inverso da distância e o algoritmo de árvore de esfera para computar os vizinhos mais próximos.

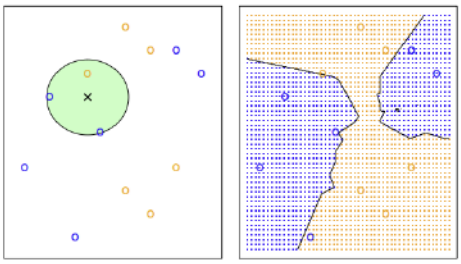


Figura 2 Exemplo simples de KNN utilizando K=3 (James *et al.*, 2023)

2.2.2 Random Forest

De acordo com Géron (2019), as Florestas Aleatórias (RF, do inglês *Random Forest*) funcionam com o treinamento de muitas Árvores de Decisão, exemplo de uma árvore na Figura 3, em subconjuntos aleatórios das características, e em seguida calculam a média de suas previsões. O autor pontua ainda que o RF está entre os algoritmos mais poderosos de Aprendizado de Máquina disponíveis atualmente. O RF geralmente é treinado pelo método *bagging* (*bootstrap aggregating*) com tamanho da floresta ajustada ao tamanho do conjunto de treinamento. O modelo de RF foi construído, utilizando 100 árvores de decisão e a capacidade de configurar o número mínimo de amostras por folha, entre outros parâmetros.

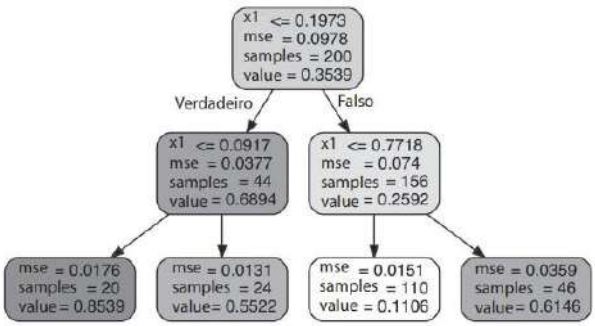


Figura 3 Exemplo de uma árvore de decisão de regressão (Géron, 2019)

2.2.3 Artificial Neural Network

Uma Rede Neural Artificial (ANN, do inglês "*Artificial Neural Network*") é um sistema que imita, de forma simplificada o funcionamento do cérebro para processar informações. A Figura 4 mostra um neurônio artificial básico, que recebe várias entradas, multiplica cada uma por um peso e soma esses valores. Depois, aplica uma função simples que determina se o neurônio se "ativa" ou não. Esse processo básico permite que a RNA aprenda a realizar tarefas complexas ao ajustar os pesos com base nos dados (Géron, 2019). Uma rede neural foi desenvolvida com uma camada oculta contendo 50 neurônios, função de ativação tangente hiperbólica, otimizador ADAM e uma taxa de aprendizado constante.

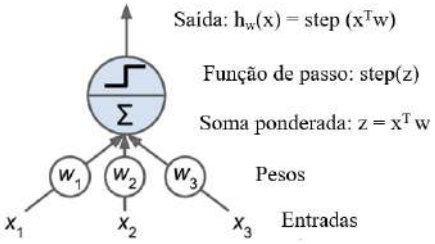


Figura 4 Exemplo simples de uma ANN (Géron, 2019)

Cada modelo foi treinado usando o conjunto de dados normalizados. A função *fit* foi utilizada para treinar os modelos nos dados, de modo que pudessem aprender a relação entre as variáveis independentes e a variável dependente.

A escolha dos modelos e seus respectivos parâmetros foi baseada em práticas comuns na literatura, visando uma comparação balanceada entre métodos tradicionais e algoritmos mais complexos de aprendizado de máquina. Os modelos KNN e SVR são exemplos de técnicas mais simples e compreensíveis, enquanto a ANN representa métodos mais sofisticados. O processo de treinamento foi realizado individualmente para cada modelo.

Após o treinamento, foi realizada a avaliação de desempenho dos modelos. As métricas utilizadas para mensurar a precisão das previsões em relação aos dados observados foram: o Erro Médio Absoluto (MAE), a Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE) e o coeficiente de determinação (R^2). A primeira, identificada na eq. (2), é responsável por quantificar a média dos desvios absolutos entre os valores previstos e os observados. Por outro lado, a segunda métrica, expressa na eq. (3), é derivada pela obtenção da raiz quadrada da média dos quadrados dos erros, conferindo uma ponderação adicional aos desvios mais significativos. Essas ferramentas analíticas são fundamentais para avaliar a concordância entre o conjunto de projeções gerado pelo modelo e os dados reais, conforme descrito por Géron (2019). O coeficiente de determinação (R^2), representado na eq. (4), é uma medida estatística que representa a relação linear entre o valor real e o valor previsto, apresentando-se sempre entre 0 e 1 e sendo independente da escala da variável dependente (James *et al*., 2023). Esta medida estatística também foi utilizada para avaliação do desempenho do modelo entre os valores previstos pelo modelo e os dados reais.

$$MAE = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}|y_i - h(x_i)| \quad (2)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(y_i - h(x_i)\right)^2} \quad (3)$$

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(y_i - \widehat{h(x_i)}\right)^2}{\sum_{i=1}^{n}(y_i - \overline{y})^2} \quad (4)$$

3 RESULTADOS

3.1 Análise do banco de dados

Na fase de análise do banco de dados, decidiu-se pela utilização do logaritmo do coeficiente de permeabilidade (k) para fins de treinamento e teste dos modelos. Esse tratamento é justificado pela natureza dos dados, que pode ser observado na Figura 5.

Inicialmente, o conjunto de dados continha 1275 registros. Durante o pré-processamento valores atípicos (*outliers*) foram excluídos, baseando-se na escala de permeabilidade definida por Mello e Teixeira (1962), conforme ilustrado na Figura 5. Adicionalmente, registros incompletos ou com valores ausentes também foram removidos. Após essa etapa de tratamento, o banco de dados foi consolidado com um total de 703 entradas válidas antes da separação dos dados em grupos de treino e teste, que serão empregadas para desenvolvimento e validação dos algoritmos preditivos.

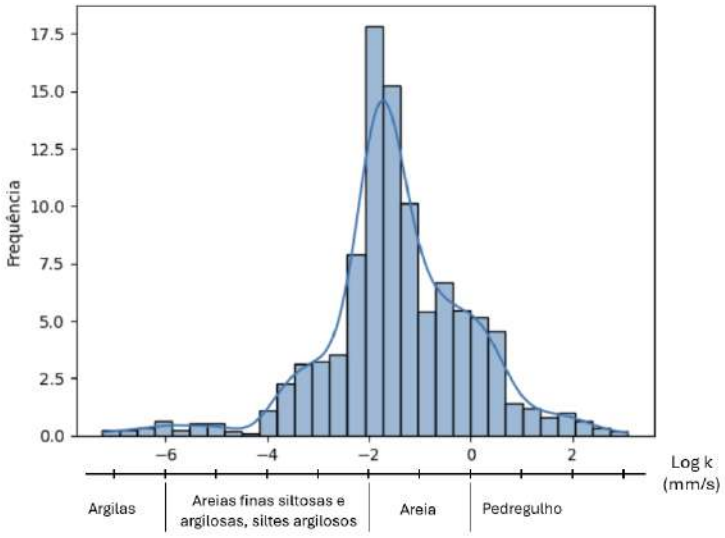


Figura 5 Histograma de distribuição dos valores de Log k (mm/s)

Aprofundando a investigação da associação entre as variáveis, procedeu-se com uma análise empregando o Coeficiente de Correlação de Pearson (r). Este coeficiente quantifica a intensidade e a direção da relação linear entre duas variáveis, variando entre -1 e 1. Conforme Filho e Júnior (2009), coeficientes próximos de 1 ou -1 indicam uma forte correlação linear, enquanto coeficientes próximos de zero sugerem uma correlação linear fraca entre as variáveis em análise.

A Figura 6 apresenta a matriz de correlação de Pearson para os dados estudados, detalhando as inter-relações entre diversos parâmetros. As barras azuis indicam a presença de correlações positivas, com coeficientes variando de 0,1 a 0,5, enquanto uma barra vermelha destaca uma correlação negativa modesta de -0,2. Observa-se que a maioria das variáveis apresenta uma correlação positiva de magnitude fraca a moderada, com a exceção de duas variáveis que mostram uma correlação negativa, indicando uma tendência inversa.

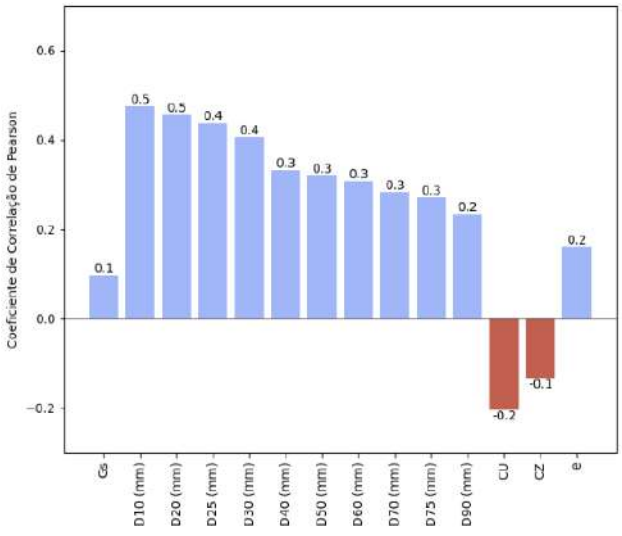


Figura 6 Matriz de correlação entre os parâmetros

3.2 Treinamento e avaliação dos algoritmos

A avaliação de desempenho dos modelos baseada nas métricas de avaliação (MAE, RMSE e R^2) é apresentada na Tabela 2. Observando os resultados de treino e teste, o modelo KNN apresentou um desempenho perfeito durante o treinamento com valores de MAE e RMSE iguais a zero e um R^2 de 1,00, o que pode sugerir uma tendência ao *overfitting* durante o treinamento, visto que houve uma diminuição

significativa do desempenho no conjunto de teste, com MAE e RMSE aumentando e R^2 reduzindo para 0,869. Em contraste, o modelo RF manteve uma consistência entre treino e teste, com R^2 de 0,998 e 0,998 respectivamente, indicando um equilíbrio mais estável e generalização superior. O modelo ANN, por sua vez, mostrou um R^2 de 0,674 no treino e 0,717 no teste, o que reflete um desempenho moderado, sem indícios claros de *overfitting*, mas com espaço para melhorias na acurácia. De forma geral, o modelo RF destaca-se como o mais satisfatório em termos de consistência e generalização.

Tabela 2 Resultados das métricas de avaliação dos modelos para treino e teste

Modelo	Treino			Teste		
	MAE	RMSE	R^2	MAE	RMSE	R^2
KNN	0,000	0,000	1,000	0,395	0,571	0,869
RF	0,027	0,063	0,998	0,040	0,075	0,998
ANN	0,755	0,912	0,674	0,718	0,8399	0,717

A Figura 7 demonstra o desempenho dos modelos KNN, RF e ANN, por meio de gráficos de dispersão comparando valores reais e previstos nos dados de teste. Para o KNN, observa-se uma alta correlação entre as previsões e os valores reais, embora exista espaço para melhorias. O modelo RF alcança um desempenho de R^2 excelente. Por fim, o modelo ANN denota uma capacidade moderada de previsão. As diferenças entre os gráficos de dispersão dos modelos realçam a variabilidade em sua capacidade de modelar a relação entre as variáveis dependente e independente no conjunto de dados em estudo.

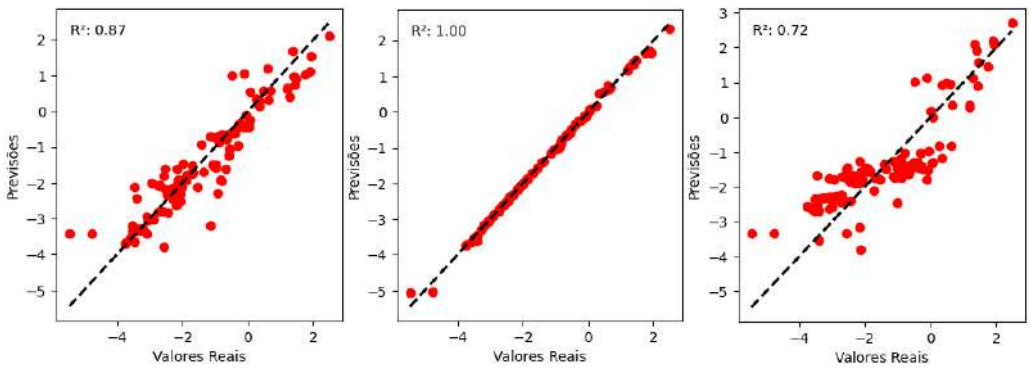


Figura 7 Desempenho dos modelos nos dados de teste, KNN, RF e ANN, respectivamente.

4 CONCLUSÃO

A fim de desenvolver um modelo preditivo eficaz para a estimativa do coeficiente de permeabilidade do solo, aplicou-se técnicas avançadas de aprendizado de máquina, incluindo KNN, RF e ANN. O refinamento do banco de dados foi uma etapa crucial, em que se optou pelo logaritmo do coeficiente de permeabilidade para treino e teste, excluindo-se valores atípicos e registros incompletos, resultando em um conjunto de dados robusto com 703 entradas válidas. A análise estatística revelou correlações variáveis entre os parâmetros, com a maioria exibindo uma relação linear positiva, embora fraca a moderada.

Os modelos foram rigorosamente avaliados por meio de métricas de desempenho. O modelo KNN, apesar de exibir uma adaptação perfeita aos dados de treino, sugeriu potencial *overfitting*, evidenciado por uma redução significativa no desempenho no conjunto de teste. O modelo RF demonstrou uma excelente consistência e capacidade de generalização, com um coeficiente de determinação próximo da excelência nos dados de teste. Por outro lado, o modelo ANN apresentou um desempenho satisfatório, sem sinais significativos de *overfitting*, mas com margem para melhorias em termos de precisão.

Os resultados do estudo indicam que o modelo RF é o mais robusto e confiável, proporcionando um equilíbrio entre acurácia e generalização, tornando-se o mais indicado para a estimativa do coeficiente de

permeabilidade dentro do escopo deste trabalho. As diferenças nos desempenhos dos modelos também sublinham a importância de uma avaliação cuidadosa para a escolha do algoritmo mais adequado para tarefas preditivas específicas em geotecnia.

Cabe ressaltar que existe margem para evolução desses algoritmos com uma generalização maior do banco de dados. Ao incluir materiais mais finos e uma quantidade maior de dados pode-se chegar a indicativos das principais variáveis de influência na permeabilidade e quantificar a contribuição de cada uma dessas variáveis e, assim, contribuir para uma teoria geral de permeabilidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cedergren, H. R. (1989). *Seepage, Drainage, and Flow Nets*. Wiley.

Feng, S., Barreto, D., Imre, E., Ibraim, E., & Vardanega, P. J. (2023). Use of hydraulic radius to estimate the permeability of coarse-grained materials using a new geodatabase. *Transportation Geotechnics*, *41*, 101026. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2023.101026

Filho, D. B. F., & Júnior, J. A. S. (2009). Desvendando os Mistérios do Coeficiente de Correlação de Pearson. *Revista Política Hoje*, 115–146.

Géron, A. (2019). *Hands-on Machine Learning with Scikit-Learn, Keras, and TensorFlow: Concepts, Tools, and Techniques to Build Intelligent Systems* (N. Tache, Ed.; Second Edition). O'Reilly Media, Inc.

Hazen, A. (1892). *Some Physical Properties of Sands and Gravels, with Special Reference to Their Use in Filtration*. 24th Annual Report, Massachusetts State Board of Health, 539-556.

Harr, M. E. (1991). *Groundwater and Seepage*. Dover.

James, G., Witten, D., Hastie, T., Tibshirani, R., & Taylor, J. (2023). *An Introduction of Statistical Learning with Applications in Python.*

Kanungo, D. P., Sharma, S., & Pain, A. (2014). *Artificial Neural Network (ANN) and Regression Tree (CART) applications for the indirect estimation of unsaturated soil shear strength parameters*. Frontiers of Earth Science, 8(3), 439–456. https://doi.org/10.1007/s11707-014-0416-0

Lebron, I., Schaap, M. G., & Suarez, D. L. (1999). *Saturated hydraulic conductivity prediction from microscopic pore geometry measurements and neural network analysis*. Water Resources Research, *35*(10), 3149–3158. https://doi.org/10.1029/1999WR900195

Mello, V. F. B., & Teixeira, A. H. (1962). *Mecânica dos Solos*. In Universidade de São Carlos (Vol. 1).

Mitchell, J. K., & Soga, K. (1930). *Fundamentals of Soil Behavior* (INC. JOHN WILEY & SONS, Ed.; Third Edition).

Rawls, W. J., & Brakensiek, D. L. (1989). *Estimation of Soil Water Retention and Hydraulic Properties*. Unsaturated Flow in Hydrologic Modeling, 275–300.

Sperry, J. M., & Peirce, J. J. (1995). *A Model for Estimating the Hydraulic Conductivity of Granular Material Based on Grain Shape, Grain Size, and Porosity*. Groundwater, *33*(6), 892–898.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/112

Previsão do Comportamento de Estacas Hélice Contínua a Partir de Inteligência Artificial

Lucas Marques Pires da Silva
Engenheiro, Benthic, Rio de Janeiro, Brasil, lucas.silva@coc.ufrj.br

Gustavo Vaz de Mello Guimarães
Professor, Instituto Politécnico/UFRJ, Macaé, Brasil, guimaraes@macae.ufrj.br

Gleyce de Souza Baptista
Engenheira, Benthic, Rio de Janeiro, Brasil, gleycesouzaa@gmail.com

Matheus Candal Reis Fernandes
Engenheiro, Benthic, Rio de Janeiro, Brasil, matheus.fernandes@coc.ufrj.br

Hugo Santos de Assis
Engenheiro, Consultor, Macaé, Brasil, hugoassis94@gmail.com

RESUMO: O conceito de aprendizado de máquina vem sendo empregado largamente em diversas áreas da indústria, mas na geotecnia esse conceito ainda não é tão explorado. Essas técnicas, que inclusive são creditadas de prever o comportamento humano, também tem o potencial de prever o comportamento do solo. Porém, cabe ressaltar que para o aprendizado de máquina funcionar bem, ele deve ser "ensinado" a partir de um banco de dados confiável. Neste contexto, a partir da análise de nove provas de carga estáticas, realizadas em estacas hélice contínua em território brasileiro, empregou-se um método desenvolvido através de uma rede neural artificial (RNA) para prever as curvas "carga *versus* recalque" das respectivas estacas. A comparação entre o desempenho das provas de carga e os resultados da previsão pela RNA foi considerado promissor para oito das nove provas de carga.

PALAVRAS-CHAVE: Inteligência Artificial. Comportamento do Solo. Estaca Hélice Contínua. Curva Carga *vs* Recalque.

ABSTRACT: The concept of machine learning has been widely employed in various industries, but in geotechnics, this concept is not yet so explored. These techniques, which are also credited with predicting human behavior, also have the potential to predict soil behavior. However, it is worth noting that for machine learning to work well, it must be 'taught' from a reliable database. In this context, based on the analysis of nine static load tests conducted on continuous helical piles in Brazilian territory, a method developed using an artificial neural network (ANN) was employed to predict the 'load versus settlement' curves of the respective piles. The comparison between the performance of the load tests and the results of the prediction by the ANN was considered promising for eight out of the nine load tests.

KEYWORDS: Artificial Intelligence. Soil Behavior. Continuous Flight Auger Pile. Load Settlement Curve.

1 INTRODUÇÃO

Desde os trabalhos pioneiros de Riemann (1851), problemas envolvendo mais de três variáveis têm se tornado cada vez mais comuns. Devido à limitação da compreensão humana em relação a três dimensões, a resolução de problemas multidimensionais tem sido desafiadora. A correlação de um valor com duas ou mais variáveis representa um desafio significativo para os seres humanos.

Para abordar essa dificuldade, Rosenblatt (1957) desenvolveu uma metodologia para ajustar funções lineares de múltiplas variáveis, permitindo a resolução de problemas binários. Essa técnica é conhecida como "*perceptron*" e quando combinadas entre si (diversos "*perceptrons"*) formam uma rede neural.

As redes neurais artificiais (RNAs) são sistemas de processamento maciçamente paralelos e distribuídos, compostos por unidades de processamento simples. Estes sistemas possuem a capacidade intrínseca de armazenar conhecimento experimental e torná-lo disponível para uso posterior (Adaptado de Dantas Neto, 2004).

Araújo *et al*. (2016) menciona que a aplicação de redes neurais artificiais na estimativa de recalques em estacas pode ser uma alternativa aos métodos empíricos ou semiempíricos utilizados na maioria dos projetos de fundações profundas.

Portanto, este trabalho busca contribuir, a partir de inteligência artificial, com a previsão do comportamento de estacas hélice continua, que além da previsão de recalques, poderia ser extrapolada, sendo útil até para avaliar a capacidade de carga das fundações.

2 *DATA MINING* E RNA

Buscando criar um banco de dados para avaliar a metodologia de RNA proposta pela UFC (2016)[1], foram coletadas diversas provas de cargas disponíveis na literatura. Este processo de coleta é comumente denominado *data mining* (mineração de dados).

2.1 Banco de dados

O presente estudo de caso se fundamentou na análise de um banco de dados composto por nove ensaios de provas de carga estáticas conduzidos em diferentes regiões do Brasil coletados nos seguintes trabalhos: Alledi *et al*. (2006), Mantuano (2013), Neto (2002), Côrrea *et al*. (2016) e Dutra (2022). Todas as estacas examinadas são do tipo hélice contínua.

A distribuição geográfica das estacas investigadas, a partir do *data mining* realizado neste estudo, destaca suas localizações por estado. A Bahia, situada na região Nordeste, apresenta a menor distribuição com uma estaca, representando 11% das estacas. Na região Sudeste, a distribuição é mais expressiva, com o Espírito Santo e o Rio de Janeiro registrando cada um 22% (2 estacas) e 11% (1 estaca), respectivamente. São Paulo destaca-se com a maior concentração, possuindo 56% das estacas totais (5 estacas).

2.2 Método UFC (2016)

O método descrito pela UFC (2016) consiste em um modelo de previsão de recalques em estacas que emprega uma rede neural artificial do tipo *perceptron*. O método utiliza uma rede com camada de entrada, camada de saída e quatro camadas ocultas, arquitetura A:10-12-8-6-4-1, conforme ilustrado na Figura 1. A métrica de avaliação do modelo foi realizada com o coeficiente de correlação, resultando em um valor de 0,99 para o treinamento e 0,96 para os dados de teste, após 2,5 x 10^6 iterações.

Este método foi apresentado por Dantas Neto *et al*. (2016). A abordagem visa determinar a capacidade de carga à ruptura geotécnica das estacas a partir da relação entre carga aplicada e recalque observado.

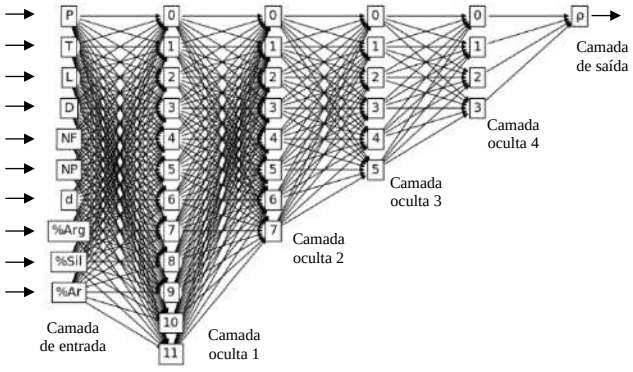


Figura 1. Arquitetura do modelo – Adaptado de Dantas Neto *et al*. (2016)

[1] O método UFC (2016) foi nomeado com base no trabalho de Dantas Neto et al (2016). Destaca-se que a sigla UFC significa Universidade Federal do Ceará. A nomenclatura facilita a referência nesta pesquisa.

Considerando o comportamento das estacas e os mecanismos de transferência de cargas entre a estaca e o solo circundante, a rede neural desenvolvida sugere que o recalque total experimentado pela estaca é influenciado por diversas variáveis, tais como as características de resistência e deformabilidade dos materiais constituintes do subsolo e da estaca, assim como as características geométricas da estaca e a carga atuante no sistema solo-estaca.

As principais fases do desenvolvimento deste modelo, conforme descrito pela UFC (2016), compreenderam: (i) levantamento e coleta de dados; (ii) definição das variáveis a serem consideradas pelo modelo neural; (iii) tratamento dos dados coletados; e (iv) treinamento e validação do modelo.

Para a construção do modelo, foram utilizados dados provenientes de sondagens à percussão com medida de N_{SPT} e ensaios de carga estática realizados em um conjunto de 199 estacas. Esses dados foram extraídos de três fontes distintas: Amâncio (2013), Silveira (2014) e Dantas Neto *et al*. (2014). Todos as provas de carga utilizadas para a elaboração do método da UFC (2016) foram executadas em território brasileiro. A Figura 2 mostra a distribuição por região das localizações das estacas.

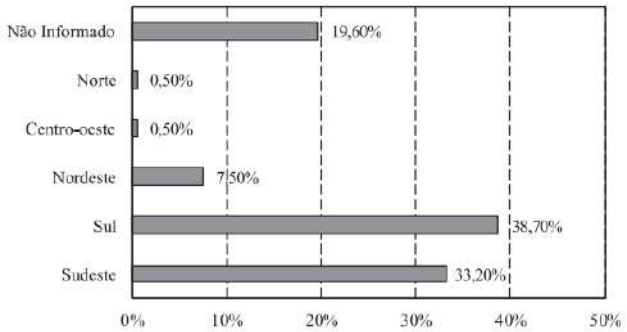


Figura 2. Quantidade de estacas por região – Adaptado de Dantas Neto *et al*. (2014)

O método da UFC (2016) diz que o recalque é função do tipo de estaca, comprimento da estaca, diâmetro da estaca, N_{SPT}, distância da ponta até o impenetrável a percursão SPT, tipo de solo (areia, silte ou argila) e a carga aplicada na estaca. A tabela 1 fornece um resumo dos valores máximos e mínimos utilizados para a elaboração do método da UFC (2016).

Tabela 1 – Valores máximos e mínimos utilizados na RNA - Adaptado de Dantas Neto *et al* (2016)

Variável	Tipo	Aquisição	Mínimo	Máximo
Tipo da estaca – T	Entrada	Prova de carga estática	1	3
Comprimento – L (m)			3	60
Diâmetro – D (m)			0,08	1,7
Soma do N_{SPT} ao longo do fuste – NF		Sondagem à percussão	6	990
N_{SPT} na ponta da estaca até o impenetrável			2	40
Distância da ponta da estaca até o impenetrável – d (m)			0	4
Percentual de argila do perfil – Arg (m/m)			0%	100%
Percentual de silte do perfil – Sil (m/m)			0%	100%
Percentual de areia do perfil – Ar (m/m)			0%	100%
Carga – P (kN)			0	16.653
Recalque – ρ (mm)	Saída	Prova de carga estática	0	189,4

O recalque previsto consiste em duas componentes distintas: a primeira componente, Δp_0, é imediata e é calculada para uma carga inicial de valor muito pequeno. A segunda componente está relacionada aos recalques subsequentes, os quais são calculados em função da primeira componente, para os outros estágios da prova de carga.

3 RESULTADOS

Os resultados são apresentados por meio de gráficos comparativos entre a previsão do modelo e os dados experimentais das estacas analisadas. A avaliação desses resultados é realizada qualitativamente, considerando a adequação das previsões aos dados experimentais.

3.1 Alledi *et al*. (2006) – EH1 e EH2

A Figura 3 apresenta os resultados do método aplicado à prova de carga da estaca EH1 para dois casos distintos: quando Δp_0 é igual a zero e quando $\Delta p0$ é diferente de zero, comparados com os dados experimentais correspondentes.

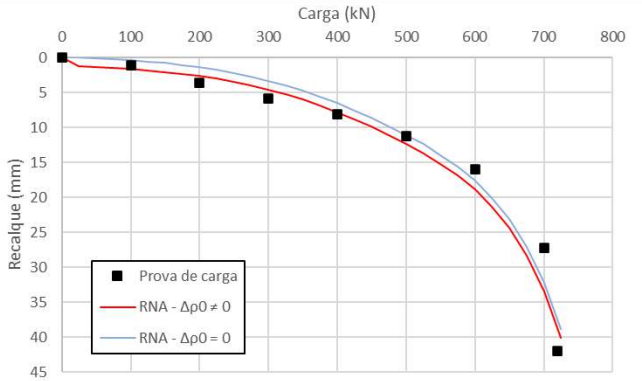


Figura 3 - Previsão da curva carga-recalque de EH1 em comparação à prova de carga real.

A Figura 4 apresenta os resultados do método aplicado à prova de carga da estaca EH2 para dois casos distintos: quando Δp_0 é igual a zero e quando $\Delta p0$ é diferente de zero, comparados com os dados experimentais correspondentes.

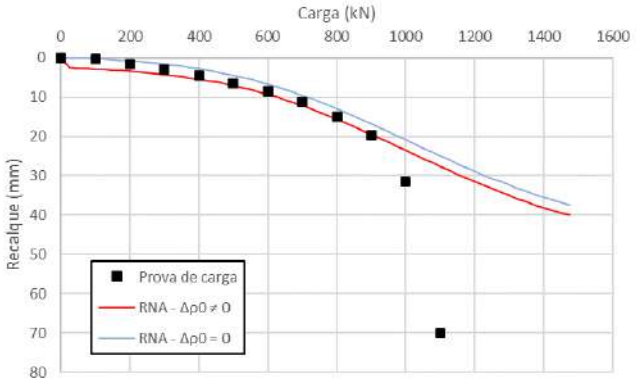


Figura 4 - Previsão da curva carga-recalque de EH2 em comparação à prova de carga real.

3.2 Mantuano (2013) – SA25

A Figura 5 apresenta os resultados do método aplicado à prova de carga da estaca SA25 para dois casos distintos: quando Δp_0 é igual a zero e quando $\Delta p0$ é diferente de zero, comparados com os dados experimentais correspondentes.

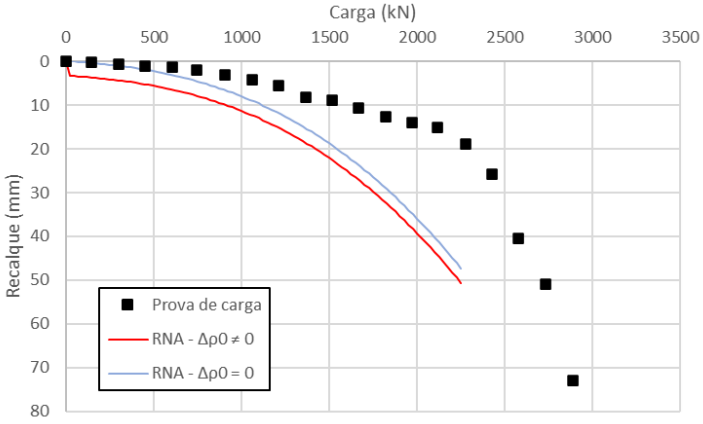


Figura 5 - Previsão da curva carga-recalque de SA25 em comparação à prova de carga real.

3.3 Neto (2002) – EHC2, EHC4 e EHC6

A Figura 6 apresenta os resultados do método aplicado à prova de carga da estaca EHC2 para dois casos distintos: quando Δp_0 é igual a zero e quando $\Delta p0$ é diferente de zero, comparados com os dados experimentais correspondentes.

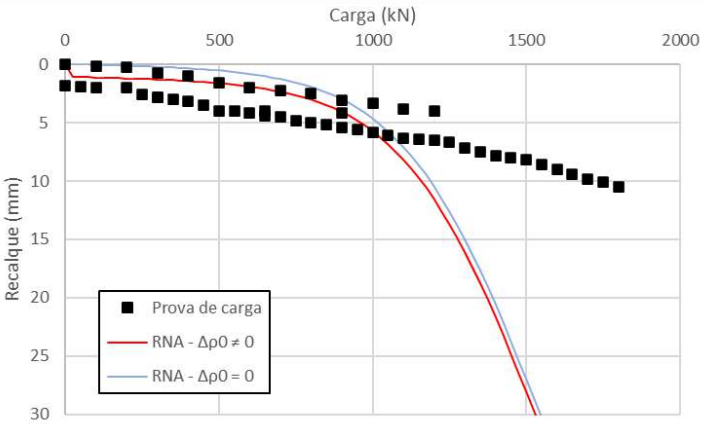


Figura 6 - Previsão da curva carga-recalque de EHC2 em comparação à prova de carga real.

A Figura 7 apresenta os resultados do método aplicado à prova de carga da estaca EHC4 para dois casos distintos: quando Δp_0 é igual a zero e quando $\Delta p0$ é diferente de zero, comparados com os dados experimentais correspondentes.

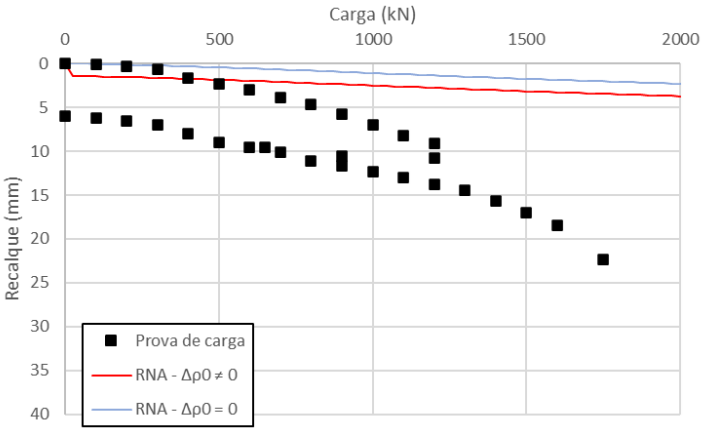


Figura 7 - Previsão da curva carga-recalque de EHC4 em comparação à prova de carga real.

A Figura 8 apresenta os resultados do método aplicado à prova de carga da estaca EHC6 para dois casos distintos: quando Δp_0 é igual a zero e quando $\Delta p0$ é diferente de zero, comparados com os dados experimentais correspondentes.

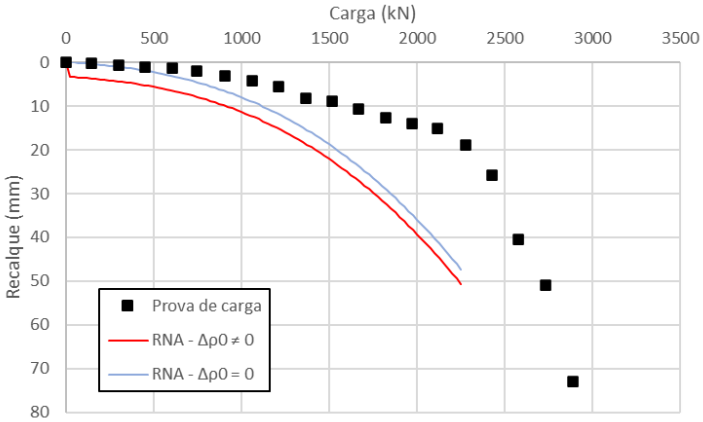


Figura 8 - Previsão da curva carga-recalque de EHC6 em comparação à prova de carga real.

3.4 Corrêa *et al.* (2016) – ET-1 e ET-2

A Figura 9 apresenta os resultados do método aplicado à prova de carga da estaca ET-1 para dois casos distintos: quando Δp_0 é igual a zero e quando $\Delta p0$ é diferente de zero, comparados com os dados experimentais correspondentes.

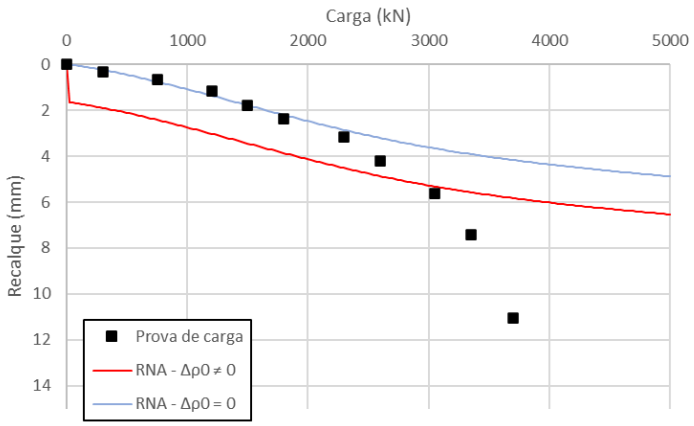


Figura 9 - Previsão da curva carga-recalque de ET-1 em comparação à prova de carga real.

A Figura 10 apresenta os resultados do método aplicado à prova de carga da estaca ET-2 para dois casos distintos: quando Δp_0 é igual a zero e quando $\Delta p0$ é diferente de zero, comparados com os dados experimentais correspondentes.

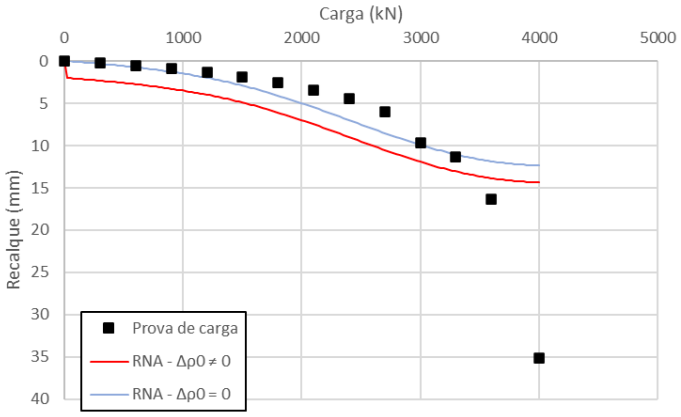


Figura 10 - Previsão da curva carga-recalque de ET-2 em comparação à prova de carga real.

3.5 Dutra (2022) – PC002

A Figura 11 apresenta os resultados do método aplicado a estaca PC002 para dois casos distintos: quando Δp_0 é igual a zero e quando $\Delta p0$ é diferente de zero, comparados com os dados experimentais correspondentes.

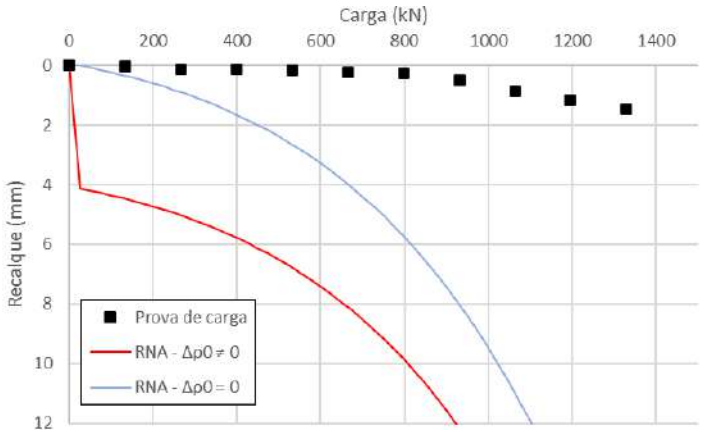


Figura 11 - Previsão da curva carga-recalque de PC002 em comparação à prova de carga real.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Foram utilizadas nove provas de carga estáticas realizadas em estacas hélice contínua no Brasil. O método da UFC (2016), baseado em uma RNA com arquitetura A:10:14:8:4:2:1 e coeficiente de correlação igual a 0,96 para os dados de teste, foi empregado para obter as curvas "carga *vs* recalque" para cada estaca ensaiada.

Vale lembrar que o método da UFC (2016) impõe algumas restrições que limitam a validade de aplicação do método. Estas restrições estão associadas à tipos e geometria de estacas, N_{SPT}, estratigrafia do solo e tipo de carregamento.

É importante ressaltar que, entre as nove estacas do tipo hélice contínua analisadas, cinco delas (EH1, EH2, SA25, EHC6, PC002) estão em conformidade com os critérios de aplicação do método. Isso implica que seria razoável esperar uma correspondência satisfatória entre o desempenho do teste de carga e as previsões da RNA.

Com efeito, quatro estacas analisadas (EH1, EH2, SA25 e EHC6) de fato apresentaram uma correspondência entre desempenho e previsão. No entanto, apenas uma estaca (PC002) não apresentou uma boa concordância entre o desempenho da prova de carga e as previsões da RNA. Uma possível explicação para esse resultado é que o banco de dados utilizado para treinar a rede neural no modelo da UFC (2016) pode não

ter sido suficiente para capturar o comportamento específico do solo na região Nordeste, onde a estaca PC002 foi executada e testada.

Em relação a outras quatro estacas (EHC2, EHC4, ET-1 e ET-2), os critérios de aplicação do método não foram respeitados. No entanto, ainda assim, foi observado algum nível de concordância entre o desempenho e as previsões. As estacas EHC2 e EHC4 foram submetidas a ciclos de carga e descarga, o que pode ter influenciado o desempenho do teste de carga, sendo que tal tipo de carregamento não foi considerado na previsão da RNA. Por outro lado, as estacas ET1 e ET2 foram executadas em solos de alta resistência na ponta, uma condição que se assemelha a um engaste, mas que não foi contemplada pelo método original.

No geral a comparação e avaliação qualitativa entre o desempenho das provas de carga e as previsões pela RNA pode ser considerada promissora, especialmente nas regiões de linearidade dos gráficos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alledi, C. T. D. B.; Polido, U.; Albuquerque, P.J.R. (2006) *Provas de Carga em Estacas Hélice Contínua Monitoradas em Solos Sedimentares*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 13, Curitiba. Anais. Curitiba: ABMS.

Amancio, L. B. *Previsão de Recalques em Fundações Profundas Utilizando Redes Neurais Artificiais do Tipo Perceptron.* Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Fortaleza, 94p., 2013.

Araújo, C. B. C.; Dantas Neto, S. A.; Anjos, G. J. M. (2016) *Estimativa de Recalque em Estacas Utilizando Redes Neurais Artificiais*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 18, Belo Horizonte, ABMS.

Corrêa, C. N.; Falconi, F.; Rocha, L. M. B.; Maset, V. L. (2016) *Prova de Carga Estática Prévia em Estaca Hélice Contínua Monitorada no Interior do Estado de São Paulo*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 18, Belo Horizonte, ABMS.

Dantas Neto, S.A. (2004) *Avaliação das Propriedades dos Ligantes e das Misturas Asfálticas Modificados com Borracha Granulada de Pneus Usados*. Tese (Doutorado em Geotecnia), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 265p.

Dantas Neto, S.A.; Silveira, M.V.; Amâncio, L.B.; Anjos, G.M. (2014). *Pile Settlement Modeling with Multilayer Perceptrons.* Electronic Journal of Geotechnical Engineering, v. 19, pp. 4517- 4528.

Dantas Neto, S. A.; Silveira, M. V.; Anjos, G. J. M.; Moura, A. S. (2016). *Modelo de Previsão de Recalques em Estacas Hélice Contínua, Metálicas e Escavadas Através de Redes Neurais Artificiais*, Revista Geotecnia, Lisboa, v. 136, p. 27-47.

Dutra, C. S. (2022) Estaca Hélice Contínua: *Comparação da Capacidade de Carga à Ruptura Geotécnica entre Metodologias Semiempíricas Nacionais e Internacional*. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus Macaé.

Mantuano, R. M. (2013) *Comparação entre os Métodos de Dimensionamento e Influência do Processo Executivo no Comportamento de Estacas Hélice*. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica.

Neto, J. A. A. (2002) *Análise do Desempenho de Estacas Hélice Contínua e Ômega – Aspectos Executivos*. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Riemann, G. F. B. (1851) *Grundlagen für eine allgemeine Theorie der Funktionen einer veränderlichen complexen* Größe. Tese (Doutorado) – Universidade de Göttingen, Göttingen.

Rosenblatt, F. (1957) *The Perceptron, a Perceiving and Recognizing Automaton Project Para*. Cornell Aeronautical Laboratory.

Silveira, M.V. *Modelo Neuronal para Previsão de Recalques em Estacas Hélice Contínua, Metálica, e Escavada*. Dissertação (Mestrado). – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Fortaleza, 107p., 2014.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/113

Previsão do comportamento filtrante de geotêxteis em solos internamente instáveis utilizando rede neural artificial e métodos de regressão multivariada

Katherine Mirella Flores Bellido
Estudante, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, katherine.mirella.flores@gmail.com

Ennio Marques Palmeira
Professor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, palmeira@unb.br

Francisco Evangelista
Professor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, fejr@unb.br

RESUMO: O uso de filtros geotêxteis em atividades de engenharia geotécnica e proteção ambiental tem sido crescente nas últimas décadas devido às vantagens na execução de empreendimentos e na preservação ambiental, reduzindo o uso de materiais naturais como areia e brita. No entanto, preocupações sobre seu desempenho a longo prazo, como a redução de permeabilidade e colmatação, persistem. O comportamento do filtro é influenciado por diversas condições, especialmente o tipo de solo, sobretudo em solos internamente instáveis, onde a sufusão pode comprometer o desempenho do filtro. Portanto, é necessário buscar métodos alternativos de previsão de comportamento sob tais condições. Este artigo propõe o uso de Rede Neural Artificial (RNA) para prever a permeabilidade do sistema solo-geotêxtil com base em 352 resultados obtidos em pesquisas. Foi utilizada uma arquitetura de Perceptron Multicamada (PMC) para configurar o modelo e adotou-se o algoritmo de Retropropagação (RP). Além disso, foi realizada regressão multivariada (RM) para estimar a permeabilidade e correlacionar as propriedades do solo com as do filtro. A acurácia dos métodos RNA e RM foi comparada por meio de erros estatísticos. O potencial desses métodos para prever o desempenho de sistemas solo-filtro geotêxtil em condições internamente instável mostrou-se satisfatório.

PALAVRAS-CHAVE: Rede Neural Artificial (RNA), Geotêxtil, Solos instáveis, Regressão Multivariada (RM)

ABSTRACT: The use of geotextile filters in geotechnical engineering and environmental protection activities has been increasing in recent decades due to the advantages in project execution and environmental preservation, reducing the use of natural materials such as sand and gravel. However, concerns about their long-term performance, such as reduced permeability and clogging, persist. The behavior of the filter is influenced by various conditions, especially soil type, particularly in internally unstable soils, where suffusion can compromise filter performance. Therefore, it is necessary to seek alternative methods for predicting behavior under such conditions. This article proposes the use of Artificial Neural Network (ANN) to predict the permeability of the soil-geotextile system based on 352 research results. A Multilayer Perceptron (MLP) architecture was used to configure the model, and the Backpropagation (BP) algorithm was adopted. In addition, multivariate regression (MR) was performed to estimate permeability and correlate soil properties with those of the filter. The accuracy of the ANN and MR methods was compared using statistical errors. The potential of these methods to predict the performance of soil-geotextile filter systems under internally unstable conditions proved satisfactory.

KEYWORDS: Artificial Neural Network (ANN), Geotextile, Unstable Soils, Multivariate Regression (MR)

1 INTRODUÇÃO

O uso de filtros geotêxteis em atividades de engenharia geotécnica e proteção ambiental tem sido crescente ao longo das últimas décadas devido às várias vantagens que sua utilização apresenta. Isso ocorre tanto durante a execução de um empreendimento, com maior facilidade no transporte e instalação, quanto nos aspectos ambientais, ao evitar ou reduzir o uso de materiais naturais como areia e brita, favorecendo a conservação do meio ambiente. Assim, tais filtros oferecem vantagens econômicas e ambientais, pois segundo Frischknecht et al. (2012), um filtro geotêxtil reduz o impacto ambiental em mais de 80% em comparação com os filtros de areia. No entanto, a sua aplicação em projetos maiores e complexos ainda apresenta certos obstáculos, sendo importante entender melhor o seu desempenho a longo prazo sob condições que possam causar um mau desempenho (Palmeira, 2018).

De forma geral, o sistema solo/filtro geotêxtil, na sua condição estável, deve atender aos critérios de retenção, permeabilidade, anticolmatação e sobrevivência e durabilidade. Ao garantir o cumprimento desses critérios, a probabilidade do filtro geotêxtil apresentar problemas no seu desempenho ao longo da sua vida útil é muito baixa (Khan et al., 2022; Palmeira, 2018).

Com o aumento da utilização de geotêxteis, inúmeros estudos foram realizados para entender a interação entre o solo, fluidos e filtros geotêxteis e garantir os critérios mencionados acima. Porém, certos aspectos ainda exigem investigações abrangentes para compreender melhor o desempenho desses filtros. Um estudo realizado por Qureshi et al. (1990) apresenta resultados nos quais obteve-se redução significativa do coeficiente de permeabilidade do sistema solo-geotêxtil, para um solo internamente instável, e sugere que as reduções foram causadas pela impregnação dos vazios do geotêxtil por partículas do solo em contato. Outro estudo realizado por Koerner & Koerner (2015) apresentou as possíveis falhas que levaram a um comportamento inadequado do sistema solo/geotêxtil. Entre essas falhas, encontra-se o contato entre o filtro com solos atípicos, especialmente solos internamente instáveis, os quais são solos de graduação ampla que se caracterizam por ter uma curva granulométrica com concavidade voltada para cima ou solos mal graduados (gap grapped). Estes tipos de solos podem sofrer sufusão, com consequências danosas para o desempenho do filtro, reduzindo a permeabilidade do sistema solo/geotêxtil (Chang & Zhang, 2013; Koerner & Koerner, 2015; Palmeira, 2018). Diante do exposto, a procura por métodos alternativos para prever o comportamento do sistema solo-geotêxtil sob tais condições torna-se importante para a engenharia geotécnica.

Com o crescente uso de ferramentas avançadas computacionais, o uso de inteligência artificial (IA) vem se tornando bem-sucedido nos diferentes setores da engenharia geotécnica, devido a sua eficácia na análise de previsões de relações não lineares. Trata-se de uma solução para elaboração de modelos de previsão mais precisos em comparação com o uso de métodos tradicionais. Entre os métodos de IA utilizados, as Redes Neurais Artificiais (RNA) parecem ser as mais amplamente utilizadas e preferidas, compreendendo 52% dos estudos revisados (Baghbani et al., 2022).

Por outro lado, o uso de análises de regressão multivariada vem apresentando, também, previsões acuradas devido a sua capacidade de aproximar e expressar de forma matemática a relação entre os parâmetros envolvidos, sendo capaz de gerar modelos de fácil interpretação em problemas geotécnicos nos quais existem relações mais complexas entre as variáveis envolvidas.

O presente artigo visa utilizar os métodos apresentados acima para estimar a permeabilidade de um conjunto solo/geotêxtil e correlacionar as propriedades do solo a ser estudado (internamente instável) e as propriedades do filtro, com a finalidade de obter uma previsão mais acurada do desempenho do geotêxtil. Foram considerados um total de 352 dados de entrada (permeabilidade final do sistema solo/geotêxtil) e 7 parâmetros que influenciam para cada permeabilidade registada. O objetivo desta investigação é avaliar o desempenho do algoritmo de treinamento de Retropropagação (RP) da Rede Neural Artificial (RNA) e definir a metodologia de regressão multivariada para futuros trabalhos.

2 METODOLOGIA

Apresentam-se os conceitos e dados a serem adotados nas metodologias aplicadas para as análise de previsão de permeabilidade do geotêxtil.

2.1 Rede Neural Artificial (RNA)

De acordo com Fausset (1994), uma RNA tem três componentes principais: o neurônio, a arquitetura da rede e a regra de aprendizagem. O neurônio, o componente mais básico da rede, é o elemento que compõe as camadas e está conectado a outros por meio de conexões (sinapses). Estas conexões possuem informações que podem ajudar na solução. Já a arquitetura da rede estabelece o número de neurônios, as conexões presentes entre eles e as disposições deles; e, por último, a regra define os algoritmos que serão utilizados para analisar o problema.

As redes multicamadas (PMC) são uma das arquiteturas mais utilizadas para previsão de resultados. Este tipo organiza os neurônios em camadas, com camadas intermediárias (hidden layers) entre os dados de entrada (input) e o dado de interesse ou saída (output).

Cabe destacar alguns tipos de redes neurais: Hopfield Network, Backpropagation Network (BPN), ART Network (Adaptive Resonance Theory) e General Method of Data Handling (GMDH). A rede Backpropagation é uma das mais utilizadas para modelos de predição e caracteriza-se por ser composta de uma camada de entrada (dados disponíveis), uma camada de saída (variável de interesse) e por uma ou mais camadas ocultas para análise não linear (Chao et al., 2021). Esse algoritmo funciona por meio de processos iterativos (épocas), onde as camadas intermediárias e de saída recebem e analisam cada resultado das entradas anteriores (X_i) afetadas por pesos sinápticos (w_i) e bias (θ_o), e posteriormente processadas através de uma função de ativação, conforme a Equação 1:

$$y = f(\sum_{i=1}^{n} X_i w_i + \theta_o \quad (1)$$

A função de ativação tem como finalidade aproximar os valores de saída em função dos valores de entrada (*inputs*). Na Figura 1 apresenta-se o fluxograma da aplicação da metodologia.

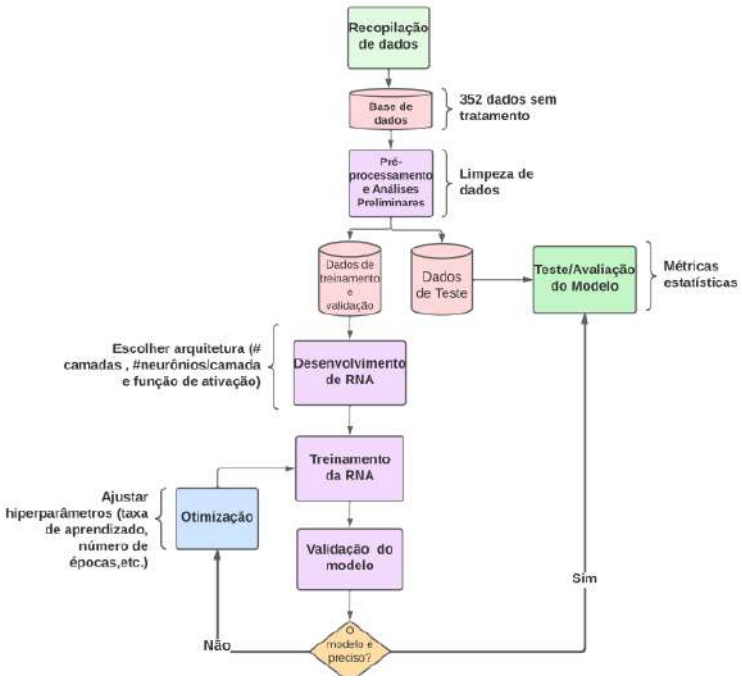


Figura 1. Fluxograma da metodologia de RNA

2.2 Regressão Multivarida (MRM)

A análise multivariada é frequentemente utilizada em estudos de engenharia geotécnica, onde é necessário compreender as interações entre diferentes propriedades do solo, como resistência, permeabilidade, densidade, entre outras. Essa análise pode ser aplicada em diferentes contextos, como projetos de fundações, estabilidade de taludes, comportamento de aterros, entre outros.

A técnica de Regressão Linear Múltipla (técnica de dependência) foi aplicada em trabalhos de geotecnia (Habibi et al., 2014; Khanlari et al., 2012; Pinto, 2023; A. E. M. Santos, 2021; Tiryaki, 2008; Williams & Ojuri, 2021). Este tipo de análise é uma técnica estatística usada para entender a relação entre uma variável dependente e diversas variáveis independentes. Seu objetivo é usar os valores conhecidos das variáveis independentes para prever os valores da variável dependente escolhida. Cada variável independente é ponderada durante o processo de análise de regressão para garantir uma previsão eficaz baseada no conjunto delas. Esses pesos representam a contribuição relativa de cada variável independente para a previsão final, mas interpretar sua influência pode ser desafiador quando há correlação entre as variáveis independentes. A combinação ponderada das variáveis independentes forma a variável estatística de regressão, também chamada de equação ou modelo de regressão. Esse modelo (Equação 2) representa uma variável estatística fundamental nas técnicas multivariadas (Charnet et al., 2008).

$$Y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \cdots + + \beta_p x_p + \epsilon \qquad (2)$$

Onde Y é a variável dependente ou variável que se deseja prever; β_p são variáveis independentes; β_0 é o intercepto; β_p é o coeficiente de regressão parciais; e ϵ, é o erro.

Este modelo deve ser avaliado por meio de diferentes critérios para garantir sua eficiência, entre eles: significância, linearidade, homoscedasticidade dos resíduos e normalidade dos resíduos (Charnet et al., 2008). No caso de a variável dependente não seguir uma distribuição normal, devem ser adotadas técnicas que ajustem a distribuição de dados para uma normal (Habibi et al., 2014). É importante destacar que os dados nem sempre apresentam propriedades de linearidade, sendo necessário adotar Métodos de Regressão Não-Linear como modelo logarítmico, de potência, entre outros. Vários trabalhos na área da geotecnia adotaram esses métodos (Habibi et al., 2014; Khanlari et al., 2012; Mohammadi et al., 2022; Tiryaki, 2008). Na Figura 2, apresenta-se o fluxograma com aplicação da metodologia de regressão multivariada.

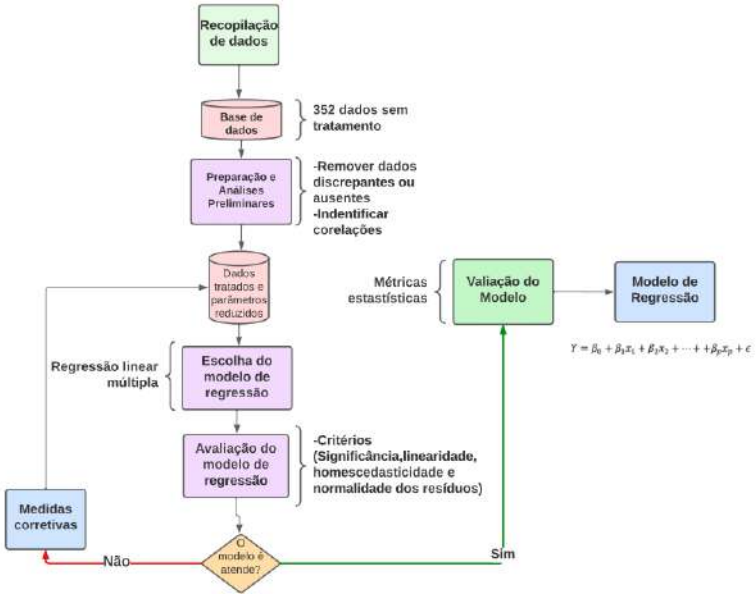


Figura 2. Fluxograma da metodologia de MR.

3 ANÁLISES DE DADOS

Os dados de entrada (*input*) e os valores de permeabilidade final do sistema foram definidos com base nos resultados obtidos de investigações anteriores realizadas por diferentes autores. Foram coletadas 352 amostras, que incluem parâmetros que influenciam na permeabilidade do sistema solo/geotêxtil. A Tabela 1 de Parâmetros e variáveis de interesse apresenta os dados estatísticos dos parâmetros de entrada utilizados. Cabe destacar que o tipo de geotêxtil foi atribuído um valor de 0 ou 1, sendo 1 quando o geotêxtil é do tipo tecido ou não tecido quando for utilizado, respetivamente.

Tabela 1. Parâmetros e variáveis de interesse.

Tipo de parâmetros/ Variáveis	Parâmetros
Parâmetros de Entrada (*Input*)/Independentes	Tipo de Geotêxtil (WG/NWG); $D_{10;}$ $D_{15;}$ $D_{30;}$ $D_{50;}$ $D_{60;}D_{85;}$ $C_{c;}$ $C_{u;}$ $T_{GT;}M_{A;}$ FOS; LS; $i_{sys},;$ σ_v, $k_{sys\text{-}o}$
Parâmetros de Saída (*Output*)/Dependentes	k_{sys}

WG=*Woven geotextile*, WG=No*woven geotextile*, D_{xx}=Diâmetro de partícula do solo base para xx% de passagem, $C_{c;}$ C=coef. de curvatura C_u=coef. de uniformidade, T_{GT}=espessura do geotêxtil ,M_A=gramatura do geotêxtil, FOS= abertura de filtração do geotêxtil, LS=espessura do corpo de prova; i_{sys}= gradiente hidráulico do sistema (solo-geotêxtil),σ_v=tensão vertical,$k_{sys\text{-}o}$ = Coeficiente de permeabilidade inicial do sistema solo- geotêxtil ,k_{sys} = Coeficiente e permeabilidade final do sistema solo- geotêxtil.

Conforme explicado na Figura 1, é necessário realizar uma divisão dos dados para validar o modelo da RNA. Portanto, os dados são divididos em dois grupos para duas fases distintas: a fase de treinamento e a fase de teste. Na fase de treinamento, o objetivo é permitir que a rede neural aprenda, estabelecendo os pesos sinápticos necessários. Por outro lado, na fase de teste, o propósito é validar o modelo e determinar se a rede neural prevê corretamente o resultado desejado. Neste artigo, 70% dos dados totais foram alocados para a fase de treinamento, enquanto os restantes 30% foram reservados para a fase de teste.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foi adotado para este trabalho uma arquitetura de RNA composta por 7 neurônios de entrada ($D_{50;}$ $D_{60;}$ $C_{u;}$ $T_{GT;}M_{A;}$ FOS/ D_{30} e $k_{sys\text{-}o}$), 2 camadas intermediarias (*hidden layers)* e uma neurônio de saída ($k_{sys\text{-}o}$). Na Figura 3, se apresenta o gráfico de correlação entre os valores de coeficiente permeabilidade final (Ksysm) recopilados da literatura (valores observados) e os valores previstos pela rede neural para fase de treinamento e de teste, respectivamente.

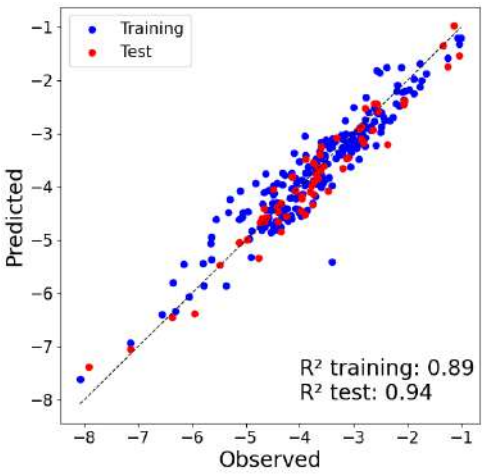


Figura 3. Correlação dos valores observados e os valores previstos pela RNA nas duas fases (Treinamento e Teste)

Na Tabela 2, estão apresentados os valores do erro MSE (erro quadrático médio), MAPE (erro percentual médio absoluto) e R^2 (coeficiente de determinação). É importante ressaltar que, para os erro MSE, valores

mais próximos de 0 indicam melhor desempenho do modelo. Já para o R^2, valores próximos a 1 representam melhor funcionalidade do modelo.

Tabela 2. Valores de erros estatísticos para a rede neural com 7 inputs.

Erro/Fase	7 inputs
R^2 treinamento	0.89
R^2 teste	0.94
MSE treinamento	0.364
MSE teste	0.316
MAPE treinamento	7.93%
MAPE teste	8.26%

De acordo com a Tabela 2, os valores de R^2 para treinamento e teste foram de 0,89 e 0,94, respetivamente. Isso sugere que o modelo demonstrou um bom desempenho em termos de previsão. Quanto aos erros, tanto os valores de treinamento quanto os de teste exibem um bom ajuste, com o valor de MSE próximo de zero. Além disso, para a análise do erro percentual absoluto, ambas as fases apresentam valores inferiores a 10%, indicando uma boa previsão precisa proporcionada pelo modelo de RNA adotado.

5 CONCLUSÕES

Este estudo investigou a eficácia de uma Rede Neural Artificial com algoritmo de treinamento RP na previsão do comportamento do geotêxtil em contato com solos internamente instáveis, utilizando os valores de permeabilidade do sistema solo-geotêxtil. Os resultados destacam que o modelo da RNA proporciona boas previsões dos valores de permeabilidade encontrados na literatura, como evidenciado pela precisão em relação aos erros de correlação estatística. Isso sugere que o modelo desenvolvido pode ser uma ferramenta confiável de previsão. Entretanto, é importante ressaltar que o modelo é válido somente para parâmetros de entrada dentro das faixas predefinidas e para solos com comportamento internamente instável. Além disso, este estudo serve como base para futuras investigações sobre o uso de outros métodos de previsão do comportamento do geotêxtil, como métodos de regressão multivariada.

AGRADECIMENTOS

Em agradecimento ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq pelo apoio financeiro para o desenvolvimento do artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Baghbani, A., Choudhury, T., Costa, S., & Reiner, J. (2022). Application of artificial intelligence in geotechnical engineering: A state-of-the-art review. Em *Earth-Science Reviews* (Vol. 228). Elsevier B.V. https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2022.103991

Chang, D. S., & Zhang, L. M. (2013). Extended internal stability criteria for soils under seepage. *Soils and Foundations*, *53*(4), 569–583. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2013.06.008

Chao, Z., Fowmes, G., & Dassanayake, S. M. (2021). Comparative Study of Hybrid Artificial Intelligence Approaches for Predicting Peak Shear Strength Along Soil-Geocomposite Drainage Layer Interfaces. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, *7*(3). https://doi.org/10.1007/s40891-021-00299-2

Charnet, R., Freire, C. A. de F., Bonvino, H., & Charnet, E. M. R. (2008). *Análise de Modelos de Regressão Linear com Aplicações* (2º ed). UNICAMP.

Habibi, M. J., Mokhtari, A. R., Baghbanan, A., & Namdari, S. (2014). Prediction of permeability in dual fracture media by multivariate regression analysis. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, *120*, 194–201. https://doi.org/10.1016/j.petrol.2014.06.016

Khan, M. W., Dawson, A. R., & Marshall, A. M. (2022). Filtration performance of non- woven geotextiles with internally-stable and -unstable soils under dynamic loading. *Geotextiles and Geomembranes*, *50*(2), 293–311. https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2021.11.007

Khanlari, G. R., Heidari, M., Momeni, A. A., & Abdilor, Y. (2012). Prediction of shear strength parameters of soils using artificial neural networks and multivariate regression methods. *Engineering Geology*, *131–132*, 11–18. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.12.006

Koerner, R. M. (2016). *Geotextiles: From Design to Applications.* (1º ed). Woodhead Publishing.

Koerner, R. M., & Koerner, G. R. (2015). Lessons learned from geotextile filter failures under challenging field conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, *43*(3), 272–281. https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.01.004

Palmeira, E. M. (2018). *Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente* (1º ed). Oficina de Textos.

Palmeira, E. M. (2023). Geotextile filters. From idealization to real behaviour. *12th International Conference on Geosynthetics* , 1–40.

Palmeira, E. M., Gardoni, M. G., & Bessa Da Luz, D. W. (2005). Soil-geotextile filter interaction under high stress levels in the gradient ratio test. *Geosynthetics International* , *4*(12), 162–175.

Palmeira, E. M., & Trejos Galvis, H. L. (2018). Evaluation of predictions of nonwoven geotextile pore size distribution under confinement. *Geosynthetics International*, *25*(2), 230–241. https://doi.org/10.1680/jgein.18.00004

Pinto, G. H. da S. (2023). *Proposta de modelos de predição da resistência não drenada de rejeitos de bauxita* [Dissertação de Mestrado]. Universidade Federal de Ouro Preto.

Santos, A. E. M. (2021). *Classificação de maciços rochosos por meio de técnicas de estatística multivariada e inteligência artificial* [Tese de Doutorado]. Universidade Federal de Ouro Preto.

Santos, D. (2023). *Comportamento de filtros geotêxteis em solos internamente instáveis sob confinamento* [Dissertação de Mestrado]. Universidade de Brasília.

Sardehaei, E. A., & Mehrjardi, G. T. (2020). Winter 2020 Downloaded from jeg. Em *Journal of Engineering Geology* (Vol. 13, p. 1–22).

Tiryaki, B. (2008). Predicting intact rock strength for mechanical excavation using multivariate statistics, artificial neural networks, and regression trees. *Engineering Geology*, *99*(1–2), 51–60. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.02.003

Williams, C. G., & Ojuri, O. O. (2021). Predictive modelling of soils' hydraulic conductivity using artificial neural network and multiple linear regression. *SN Applied Sciences*, *3*(2). https://doi.org/10.1007/s42452-020-03974-7

Zhang, R. (2006). *Efficient Sequential and Batch Learning Artificial Neural Network Methods for Classification Problems.*

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/114

Regressão logarítmica na Estimativa da Resistência Não Drenada de Rejeitos de Minério de Ferro e Comparação com Metodologias Convencionais

Fernanda Yamaguchi Matarazo
Mestranda, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, fernandaymatarazo@gmail.com

Tatiana dos Santos Barreto
Professora Adjunta, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, tatiana.santos@ufop.edu.br

RESUMO: A definição da resistência não drenada desempenha um papel fundamental nos estudos geotécnicos, principalmente em contextos críticos, como aqueles relacionados à barragens e pilhas de rejeitos. Este parâmetro é essencial para avaliar a capacidade do material em suportar carregamentos rápidos, sem permitir a saída de água de seus poros. Historicamente, o ensaio de palheta tem sido a principal ferramenta de avaliação in situ, no entanto, este método, quando utilizado isoladamente, apresenta desafios significativos, uma vez que demanda informações adicionais sobre o perfil geológico e das condições de saturação. Esta situação leva os geotécnicos a integrar o ensaio de palheta ao CPTu, junção esta, que resulta em uma compressão mais abrangente do perfil do subsolo. Apesar de sua eficácia, as correlações derivadas do CPTu, predominantemente desenvolvidas para solos naturais, podem não ser totalmente aplicáveis a materiais manufaturados, como os rejeitos de mineração. Diante desta complexidade, desenvolveu-se um modelo de regressão logarítmica para predizer a resistência não drenada dos rejeitos de minério de ferro. Os resultados apresentam-se promissores quando comparados às metodologias convencionais, apresentando melhor ajuste ao banco de dados estudado e métricas de erro menores.

PALAVRAS-CHAVE: Regressão logarítmica, resistência não drenada, rejeito de minério de ferro.

ABSTRACT: The definition of undrained strength plays a key role in geotechnical studies, especially in critical contexts such as those related to dams and tailings piles. This parameter is essential for assessing the material's ability to withstand rapid loads without allowing water to escape from its pores. Historically, the vane test has been the primary tool for in situ assessment; however, when used alone, this method presents significant challenges as it requires additional information about the geological profile and saturation conditions. This situation leads geotechnical engineers to integrate the vane test with the CPTu, a combination that results in a more comprehensive understanding of the subsurface profile. Despite its effectiveness, the correlations derived from the CPTu, predominantly developed for natural soils, may not be entirely applicable to manufactured materials, such as mining tailings. Given this complexity, a logarithmic regression model has been developed to predict the undrained strength of iron ore tailings. The results are promising when compared to conventional methodologies, showing a better fit to the studied database and lower error metrics.

KEYWORDS: Logarithmic regression, undrained shear strain, iron ore tailings.

1 INTRODUÇÃO

Com o aumento substancial na produção mundial de minério de ferro (USGS, 2023), surgem desafios significativos para gestão ambiental, particularmente no que se refere ao manejo de rejeitos. O aumento no volume de rejeitos gerados pela indústria mineral amplia as responsabilidades atribuídas à Engenharia Geotécnica, especialmente à luz de eventos de ruptura de barragens ocorrido nos últimos anos, exigindo uma reavaliação das práticas usualmente aplicadas à verificação e manutenção das estruturas de rejeitos. Sendo assim, a segurança das estruturas de disposição de rejeitos (TSFs – Tailings Storage Facilities) tornou-se uma questão de urgência, conforme destacado por Hu et al. (2017).

Este cenário intensificou a necessidade de uma compreensão aprofundada das propriedades dos rejeitos, onde a determinação acurada da resistência não drenada assume um papel importante, dadas implicações

críticas na estabilidade de uma TSF, refletindo a capacidade do material em suportar tensões e resistir à falhas que podem resultar em impactos ambientais consideráveis (Kuranchie et al., 2014; Padovani & Bretas, 2023).

O ensaio de palheta, conhecido também como Vane Test, é um ensaio convencional de campo que, conforme destacado por Schnaid e Odebrecht (2012), oferece uma medida direta da resistência não drenada in situ. Entretanto, o teste possui aplicabilidade restrita a um ponto de medição por vez, não fornecendo informações detalhadas sobre o perfil do subsolo estudado. Já o ensaio de CPTu (Cone Penetration Test com medição de poropressão) tem sido amplamente utilizado para caracterização de rejeitos de mineração e estimativa da resistência não drenada por correlações empíricas devido a precisão de suas medidas, confiabilidade, rapidez e formação de um banco de dados robusto (Fu et al., 2019).

É crucial salientar que, como como Brown & Gillani (2016) observaram, as correlações empíricas comumente empregadas para interpretar os dados do CPTu são baseadas em solos naturais. Quando se trata de materiais manufaturados, como os rejeitos de mineração, essa abordagem pode não refletir adequadamente as características mecânicas específicas destes materiais. Este aspecto, ressaltado por Pinto et al. (2021), reafirma a necessidade de desenvolver modelos que ofereçam uma avaliação mais precisa dos rejeitos de mineração. Estes modelos devem ser capazes de capturar as propriedades únicas desses materiais, garantindo assim uma análise mais confiável e eficaz para aplicações.

Em resposta à este desafio, aplicado aos rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero, propõem-se a aplicação de técnicas de estatística multivariada, com sua capacidade de evidenciar as relações intrincadas entre múltiplas variáveis independentes e uma variável dependente, para buscar compreensão das interações entre as medidas do ensaio CPTu e a resistência não drenada (Su), advinda do ensaio Vane Test.

É importante ressaltar que a eficácia dessa metodologia está diretamente ligada à qualidade e representatividade do banco de dados utilizado. Um banco de dados bem estruturado e abrangente é essencial para garantir a precisão e a confiabilidade do modelo. Dhar (2013) enfatiza que modelos desenvolvidos com base em dados inadequados ou não representativos podem resultar em conclusões imprecisas ou até mesmo incorretas. Portanto, a seleção cuidadosa e organização dos dados são cruciais para o sucesso da modelagem.

O presente estudo tem como objetivo a organização de um banco de dados robusto e o desenvolvimento de um modelo de regressão logarítmica multivariada que relacione as leituras do CPTu - resistência de ponta corrigida (qt), atrito lateral (fs) e excesso de poropressão (u2) — para aprimorar a previsão da resistência não drenada em rejeitos de minério de ferro.

2 METODOLOGIA

O banco de dados utilizado neste estudo é composto por observações de rejeitos de minério de ferro coletadas em quatro TSFs localizadas no Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais, Brasil. Devido à confidencialidade dos dados, os locais de coleta não serão mencionados.

As amostras foram coletadas em profundidade variável por meio de amostragem tipo Shelby ou Denisson e sua caracterização foi realizada por ensaios laboratoriais, sendo eles: teor de umidade natural, limites de consistência, distribuição granulométrica e densidade relativa dos grãos.

O banco de dados total apresenta cerca de 72 CPTus com medidas a cada 1 ou 5 cm, totalizando aproximadamente 1.345 m de ensaio e cerca de 66.581 leituras. Entretanto, tem-se apenas 137 medições de resistência não drenada pelo ensaio de palheta. Portanto, após a compatibilização geográfica dos resultados, o banco foi composto por 137 amostras que correlacionam as medidas do CPTu, isto é, resistência de ponta corrigida (qt), atrito lateral (fs) e excesso de poropressão (u2), com as medidas de resistência não drenada advindas do ensaio de palheta.

Para a avaliação do comportamento dos rejeitos, foram avaliados os índices de classificação de comportamento propostos por Robertson (1990), Robertson & Wride (1998) e Robertson (2016).

Previamente à determinação da resistência não drenada (Su) do rejeito sob investigação, torna-se necessário caracterizar o comportamento não drenado inerente ao referido material. Para esta avaliação adotou-se a metodologia proposta por Robertson (2018), uma vez que os dados dos ensaios de dissipação não se encontravam disponíveis. A fim de comparação, as amostras foram avaliadas pelas metodologias propostas por Schnaider et al. (2008) e Torrez-Cruz (2015).

Conforme proposto por Robertson (2018), o diagrama de classificação comportamental de Robertson (2016) estabelece critérios claros para a cravação do cone em relação ao índice I_c, no qual valores inferiores à 2,50 sugere a cravação drenada, entre 2,5 e 2,7 cravação parcialmente drenada e valores iguais ou superiores

à 2,70, cravação não drenada. Destaca-se que na atualização de 2016, Robertson converte o índice I_c para I_B, ampliando a interpretação do comportamento não drenado para solos que apresentem valores de I_B inferiores à 22, conforme apresentado na Figura 1. Após a aplicação da verificação mencionada, foram consideradas 98 amostras.

Algumas amostras situam-se no trecho inferior do limite próximo ao IB igual à 22, indicando drenagem parcial. Entretanto, como estas amostras apresentam valores de resistência não drenada próximas às amostras com comportamento completamente não drenado, optou-se por considerá-las neste estudo (Figura 5).

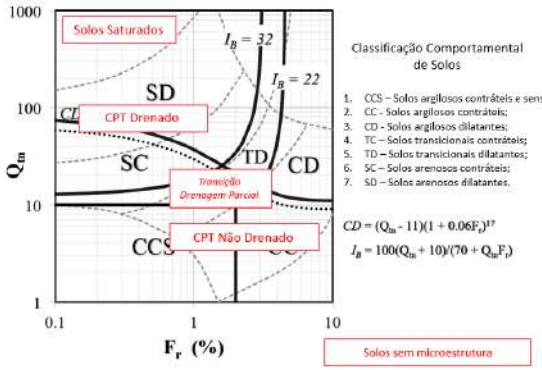


Figura 1. Ábaco de classificação comportamental apresentado por Robertson (2018) adaptado

Neste conjunto de 98 amostras, foram removidos os *outliers* pela distância de Mahalanobis, adotando-se o percentil 95 como limite, no qual resultou em 93 amostras para elaboração dos modelos.

Em contraste com os ensaios de palheta, que foram realizados com coletas de dados a cada metro de profundidade, os ensaios CPTus tiveram registros feitos em intervalos de 1 ou 5 cm. Esta diferença na densidade de pontos de dados entre os métodos exigiu uma etapa adicional de padronização para alinhar os conjuntos de dados brutos. Para padronizar os dados, adotou-se uma abordagem semelhante à descrita por Abu Farsakh & Mojumder (2020) e Pinto (2023). Especificamente, empregou-se a média dos valores do ensaio de CPTu coletados em um intervalo de um metro, considerando dados situados 0,50 m acima e 0,50 m abaixo do ponto coincidente com o resultado do ensaio Vane Test, conforme apresentado na Figura 2.

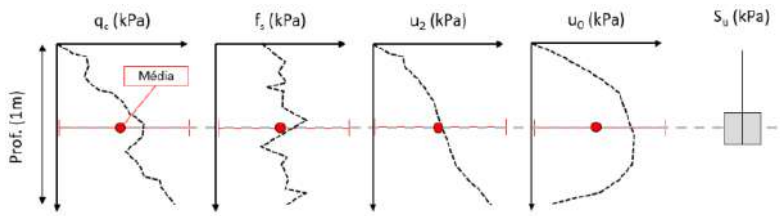


Figura 2. Representação esquemática da compatibilização dos resultados dos ensaios (adaptado de Pinto, 2023)

Antes do início da elaboração dos modelos, o banco de dados foi avaliado descritivamente, obtendo-se a média, desvio padrão, mínimo e máximo das variáveis utilizadas no estudo. Posteriormente, as variáveis independentes (qt, fs e u2) foram normalizadas, este processo ajusta diferentes escalas de medidas para uma faixa comum, eliminando assim os vieses inerentes à disparidade de unidades ou magnitudes, como por exemplo, as leituras da resistência de ponta em MPa e as leituras de atrito lateral e excesso de poroporessão em kPa. Tal padronização além de permitir comparações justas entre os coeficientes, facilita a interpretação na variável resposta, evitando multicolinearidade, sobreajuste e violação da suposição de normalidade, como identificado por Montgomery et al. (1993) e Chowdhury et al. (2021).

Utilizou-se os testes Shapiro-Wilk, Kolmogorov-Smirnov e Mardia para avaliação da normalidade dos dados. E para avaliar a homogeneidade das variâncias adotou-se o Teste de Bartlett e o Teste de Levene, os quais são similares, mas o último mostra-se menos sensível a dados que não seguem estritamente uma distribuição normal.

A validação dos modelos elaborados no *software* R foi realizada por meio da técnica de validação cruzada k-fold, com k variando de 2 a 10, a fim de garantir a robustez do modelo e a confiabilidade das previsões.

O ajuste dos modelos foi avaliado estatisticamente pelo coeficiente de determinação R^2, que indica a variância dos dados que é explicada pelo modelo, com valores entre 0 e 1. Quanto maior o R^2, mais explicativo é o modelo. No entanto, para uma avaliação mais abrangente, foram aplicadas também as métricas de Erro Absoluto Médio (MAE) e a Raiz do Erro Quadrático (RMSE). O MAE quantifica a média dos valores absolutos das discrepâncias entre as previsões e os valores observados, proporcionando uma medida intuitiva e direta da média dos erros, independentemente da sua direção (positivo ou negativo). Por outro lado, o RMSE avalia a raiz quadrada da média dos quadrados dos erros, atribuindo assim, um peso maior para as discrepâncias mais significativas.

Após a construção e validação dos modelos, comparou-se a performance com as equações existentes na literatura para determinação de Su, especificamente as equações que utilizam os fatores de carga Nkt, Nke, NΔu (Equação 1) com calibração com as leituras advindas do Vane Test e cálculo do Nkt propostas por Robertson (2012) e Mayne & Peuchen (2022), conforme apresentam a Equação 2 e a Equação 3.

$$Su = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{Nkt} = \frac{q_t - u_2}{N_{kE}} = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (1)$$

$$Nkt = 10{,}5 + 7\,log(Fr) \quad (2)$$

$$Nkt = 10{,}5 + 4{,}6\,ln\left(B_q + 0{,}1\right) \quad (3)$$

Onde, qt é a resistência de ponta corrigida, σ_{v0} é tensão vertical total, u2 é o excesso de poropressão medido no cone, Δu é a variação de poropressão, $N_{\Delta u}$ é o produto entre Bq e N_{kt}, N_{kE} é fator de capacidade de carga baseado na resistência de ponta efetiva, Fr é o atrito normalizado e Bq é o índice de poropressão.

3 RESULTADOS

As curvas granulométricas das amostras estudadas são apresentadas na Figura 3. Ressalta-se que não foram realizados ensaios de caracterização para todos os pontos de aferição do Vane Test, por esta razão, a distribuição granulométrica não foi considerada como uma variável independente. Observa-se uma variabilidade granulométrica considerável dos rejeitos estudados, fator esperado devido às diferentes frentes de lavra e processos de beneficiamento em localizações distintas.

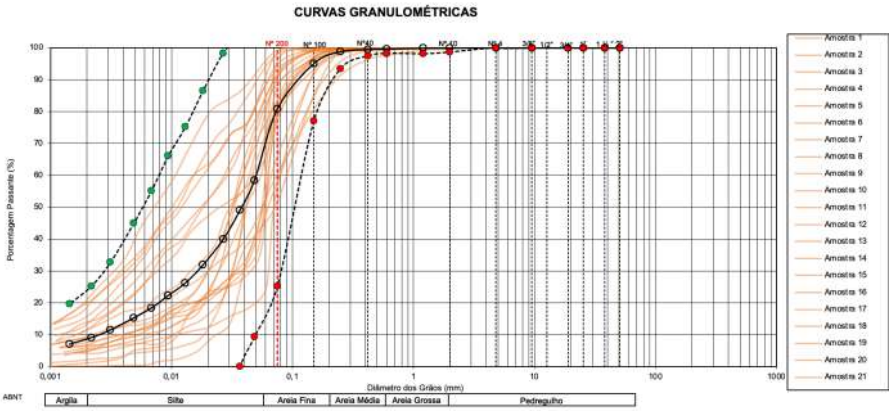


Figura 3. Curvas granulométricas das amostras ensaiadas

Todas as amostras estudadas foram classificadas com comportamento não plástico (NP). Portanto, apresentam índice de plasticidade igual à zero. Por essa razão, não foi aplicado o fator de correção μ_R como proposto por Bjerrum (1973) para os resultados dos ensaios de palheta realizados.

A densidade relativa dos grãos (G_s) situa-se entre 2,902 g/cm3 e 4,352 g/cm3, com média 3,552 cm3 e desvio padrão de 0,43 g/cm3.

A Tabela 1 apresenta as métricas estatísticas descritivas das variáveis independentes e dependente consideradas no modelo.

De acordo com a matriz multivariada das variáveis, Figura 4, há uma relação positiva entre Su e u2, indicando que à medida que o excesso de poropressão aumenta, a resistência não drenada tende a aumentar. Quando observa-se Su e fs e Su e qt, nota-se pontos dispersos em altos valores e uma relação mais forte até 50 kPa. Ainda no diagrama, há uma correlação positiva moderada entre Su e u2 e uma relação positiva forte entre Su e qt e Su e fs. Isto sugere que qt e fs tem maiores correlações lineares e podem ser bons preditores para Su, enquanto u2 pode ter um poder preditivo mais fraco, mas ainda significativo.

Tabela 1. Métricas estatísticas das variáveis

	Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
Su (kPa)	72,91	64,17	7,14	342,42
qt (Mpa)	2,91	3,08	0,23	12,93
fs (kPa)	67,18	75,97	2,90	335,90
u2 (kPa)	329,49	203,14	3,59	953,52

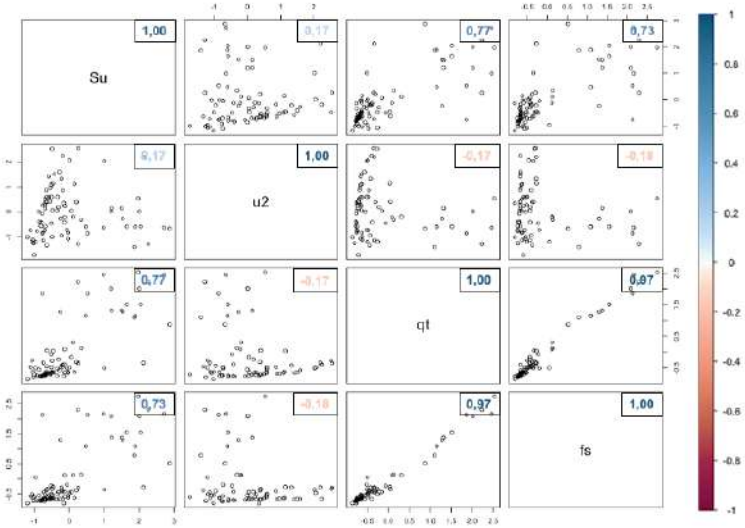


Figura 4. Matriz de correlação

Dada a natureza confidencial das informações, conforme mencionado anteriormente, os conjuntos de dados completos não serão divulgados. Entretanto a Figura 6 apresenta uma visão geral das leituras advindas do ensaio CPTu com os pontos utilizados neste estudo destacados em azul.

A Figura 5 apresenta o diagrama *Soil Behavior Type* (SBT) proposto por Robertson (2018), no qual os pontos em cinza apresentam todas as amostras ensaiadas e os pontos em azul as amostras utilizadas neste estudo, observa-se que as amostras utilizadas no modelo RLM situam-se na região de solos transicionais e *clay-like*.

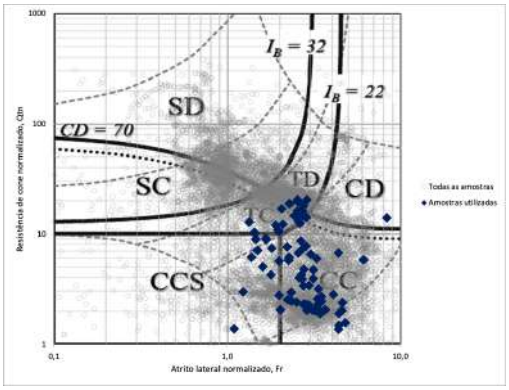


Figura 5. Diagrama de Classificação adaptado de Robertson (2018)

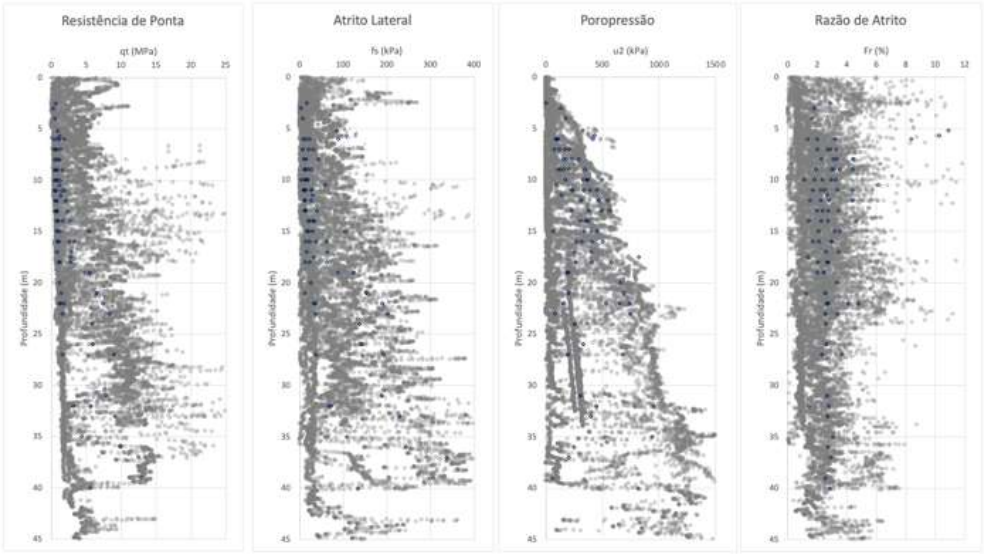


Figura 6. Leituras de resistência de ponta corrigida, atrito lateral, excesso de poropressão e razão de atrito

Os resultados do modelo logarítimico, com validação cruzada k-fold variando de 2 a 10, são apresentados na Tabela 2, com a validação cruzada mais promissora destacada e os seus coeficientes apresentados na Equação 4.

Tabela 2. Resultados obtidos pelos modelos logarítmicos

Modelo	k-fold	R^2	MAE	RMSE
Logarítmico	2	0,68	29,38	44,32
	3	0,71	25,82	38,5
	4	0,68	26,5	38,24
	5	0,67	25,64	36,47
	6	0,7	26,97	37,76
	7	0,71	25,76	35,88
	8	0,72	26,57	35,7
	9	0,71	26,27	35,85
	10	0,75	26,13	36,55

$$Su = 221{,}77\ (\log qt + 3) - 42{,}32\ (\log fs + 3\ ) + 53{,}13\ (\log u2 + 3) + 171{,}70 \quad (4)$$

Adicionou-se uma constante igual à 3 a fim de evitar valores negativos após a normalização das variáveis independentes.

A validação cruzada demonstra a homogeneidade no coeficiente de determinação múltipla (R2) e nas métricas de erro (MAE e RMSE) em diferentes subdivisões do conjunto de dados. Isto sugere robustez dos modelos frente as variações no volume de dados de treinamento, embora aprimoramentos possam ser feitos, como por exemplo, o aumento do banco de dados.

Não foram detectadas evidências de heteroscedasticidade ou padrões anômalos nos resíduos, o que aponta para a adequação do modelo aos dados analisados.

A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos pelas metodologias usuais com os melhores resultados destacados.

Tabela 3. Resultados obtidos pelas metodologias usuais

K-fold	Nkt			Nke			NΔu			Robertson (2016)			Mayne &Peuchen (2022)		
k	R2	RMSE	MAE	R2	RMSE	MAE	R2	RMSE	MAE	R2	RMSE	MAE	R2	RMSE	MAE
2	0,57	95,21	59,24	0,56	104,49	65,88	0,03	76,59	51,95	0,58	203,13	122,23	0,62	109,74	67,76
3	0,59	95,42	59,44	0,58	104,70	66,10	0,01	76,31	51,76	0,59	203,39	122,58	0,64	110,00	67,99
4	0,60	95,32	59,43	0,59	104,59	66,07	0,15	76,74	51,85	0,60	203,40	122,54	0,63	109,95	68,03
5	0,64	94,59	58,95	0,63	103,75	65,48	0,10	76,41	51,68	0,65	202,06	121,91	0,68	109,21	67,56
6	0,55	94,41	58,80	0,54	103,62	65,41	0,10	76,55	51,87	0,55	201,69	121,54	0,60	108,91	67,31
7	0,59	95,54	59,49	0,59	104,84	66,19	0,10	76,78	52,06	0,60	203,63	122,65	0,63	110,04	67,93

K-fold		Nkt			Nke			NΔu			Robertson (2016)			Mayne &Peuchen (2022)	
8	0,56	96,48	60,01	0,56	105,85	66,70	0,27	76,95	52,13	0,57	205,31	123,86	0,59	111,05	68,65
9	0,63	93,46	58,35	0,61	102,56	65,04	0,18	75,68	51,04	0,63	199,37	119,64	0,68	107,83	66,36
10	0,57	95,31	59,77	0,56	104,54	66,41	0,17	75,12	51,07	0,58	202,65	122,50	0,62	109,93	68,23

Em comparação com as equações de resistência não drenada, o modelo proposto neste estudo apresentou um desempenho superior, observado pelo coeficiente R^2 superior e métricas de erro RMSE e MAE inferiores, conforme apresenta a Figura 7.

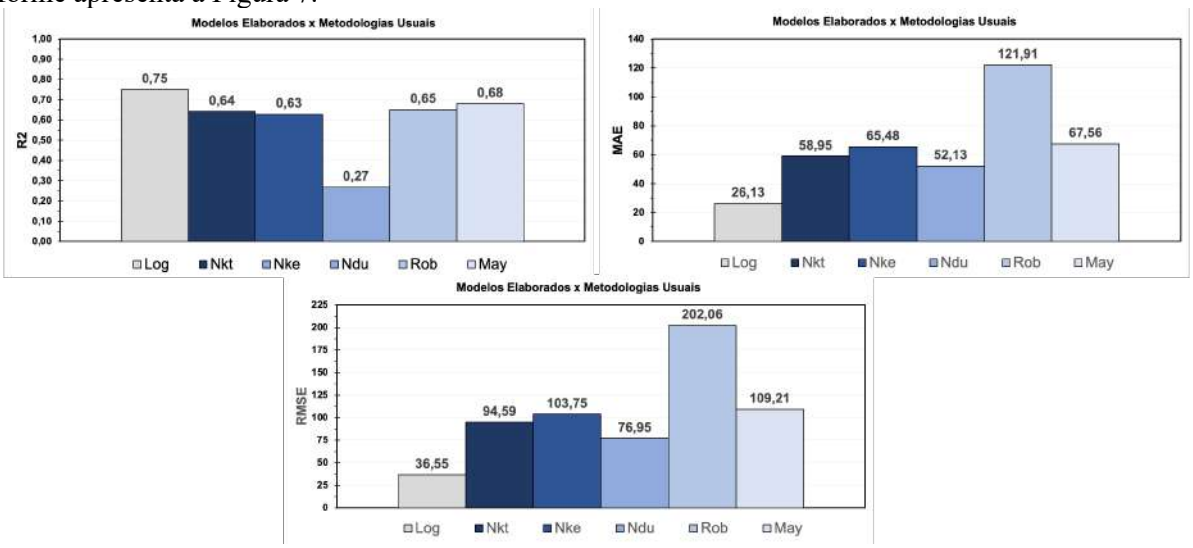


Figura 7. Comparação modelo logarítmico e metodologias usuais

Os resultados obtidos corroboram tendências previamente observadas na literatura, evidenciando a viabilidade dos modelos estatísticos na predição de parâmetros geotécnicos, podendo citar os trabalhos de Zhang e Goh (2013), Waziri et al. (2020), Pinto (2023, dentre outros. Contudo, também ressalta-se a necessidade continua de refinamento desses modelos, considerando a heterogeneidade dos contextos geológicos e as variáveis consideradas.

5 CONCLUSÕES

O modelo logarítimico desenvolvido neste estudo demonstrou uma capacidade satisfatória de prever a resistência não drenada dos rejeitos de minério de ferro, como indicado pelo coeficiente de determinação (R2) de 0,75 e o menor valor de MAE e RMSE indica uma precisão preditiva melhorada, o que é essencial para aplicações na engenharia geotécnica, onde as estimativas precisas são vitais para a segurança e estabilidade das estruturas de rejeitos.

A melhor precisão do modelo frente às metodologias convencionais tem impactos importantes na etapa de projeto e gestão de barragens de rejeitos e outras infraestruturas geotécnicas, melhorando a exatidão das avaliações de risco e apoiando decisões mais fundamentadas sobre a segurança dessas construções. Adicionalmente, uma melhor previsão da resistência não drenada pode ajudar na otimização de métodos de empilhamento e drenagem, bem como na aplicação de estratégias eficazes para a redução de riscos.

A aplicabilidade limitada das equações convencionais aos rejeitos de minério de ferro ressalta a necessidade de modelos específicos que considerem as propriedades distintas destes materiais. Assim, o modelo proposto fornece uma alternativa para a estimativa da resistência não drenada para rejeitos de minério de ferro. Entretanto este estudo reconhece limitações intrínsecas, incluindo a sensibilidade do modelo às dimensões da amostra e potenciais variações na constituição geotécnica dos rejeitos estudados.

Embora o modelo tenha apresentado resultados encorajadores, é importante notar que a pesquisa se restringiu a dados de apenas quatro locais no Quadrilátero Ferrífero. Recomenda-se que pesquisas futuras ampliem o conjunto de dados para abranger locais com diversidades geotécnicas e ambientais mais amplas, melhorando assim a aplicabilidade do modelo a diferentes contextos. Ademais, estudos subsequentes deveriam investigar diferentes modelos de relação entre as variáveis e incluir novos preditores, como granulometria, composição mineral dos rejeitos e resistência não drenada obtida por meio de testes laboratoriais (por exemplo,

o teste de Cisalhamento Direto Simples – DSS e ensaios triaxiais), para aprimorar a precisão do modelo existente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abu-Farsakh, M.Y.; Mojumder, M.A.H.. (2020) Exploring Artificial Neural Network to Evaluate the Undrained Shear Strength of Soil from Cone Penetration Test Data. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board.

Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction of soft clays and structurally instables soils. Proc. of the 8th ICSFMFE, Moscow, v.2, pp.111-159.

Brown, B. and Gillani, I. (2016). Common errors in the slope stability analyses of tailings dams. 1st Asia Pacific Slope Stability in Mining Conference. September, Perth, pp 545–556.

Dhar, V. (2012). Data Science and Prediction. SSRN Electronic Journal. doi:10.2139/ssrn.2086734

Hu, L., Wu, H., Zhang, L., Zhang, P., & Wen, Q. (2017). Geotechnical Properties of Mine Tailings. Journal of Materials in Civil Engineering, 29(2), 04016220. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001736

Mayne, P.W. and Peuchen, J. (2022). Undrained shear strength of clays from piezocone tests: a database approach. Proceedings, 5th Intl. Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'22, Bologna).

Montgomery, D. C., Peck, E. A., & Vining, G. G. (1993). Introduction to linear regression analysis. Journal of the American Statistical Association, 88(421), 383. https://doi.org/10.2307/2290746

Padovani, F. and Bretas, T. (2023). Tailings dam's safety assessment considering undrained foundation failure., 44-52. https://doi.org/10.2991/978-94-6463-104-3_5

Pinto, G. H. S.; Dos Santos Jr. M. P.; Brandão, H. A.; Resende, H. M. Characterization and evaluation of the undrained shear strength of a bauxite mine tailings. Tailings and Mine Waste. 2021.

Pinto, G. H. da S. Proposta de modelos de predição da resistência não drenada de rejeitos de bauxita. 2023. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2023.

Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. Canadian geotechnical journal, v. 27, n. 1, p. 151-158, 1990.

Robertson, P. K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system—an update. Canadian Geotechnical Journal, v. 53, n. 12, p. 1910-1927, 2016.

Robertson, P. K. (2018). Evaluation of liquefaction in tailings and mine waste: an update. 18th Tailings and Mine Waste.

Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2012) Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de Textos.

Schneider, J. A., Randolph, M. F., Mayne, P. W., & Ramsey, N. R. (2008). Analysis of Factors Influencing Soil Classification Using Normalized Piezocone Tip Resistance and Pore Pressure Parameters. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(11), 1569–1586.

Smirnov, N. (1948). Table for estimating the goodness of fit of empirical distributions. Annals of Mathematical Statistics, 19(2), 279-281.

Torrez-Cruz, L.A. (2015). CPT-based Soil Type Classification in a Platinum Tailings Storage Facility. From Fundamentals To Applications in Geotechnics, (Proc. 15th PCSMGE, Buenos Aires), IOS Press, Amsterdam: 406-413, 2015.

USGS (2023). Iron Ore Statistics and Information. National Minerals Information Center. Disponível em: <https://www.usgs.gov/centers/national-minerals-information-center/iron-ore-statistics-and-information>. Acesso em: 11/10/2023

Zhang, W, G; Goh, A, T, C. (2013) Multivariate adaptive regression splines for analysis of geotechnical engineering systems. Computers and Geotechnics, Volume 48, 2013.

Waziri, S.H., Attah, F., Waziri, N.M. (2020). Multivariate Regression Analysis in Modelling Geotechnical Properties of Soils Along Lambata-Minna-Bida Highway. In: Hoyos, L., Shehata, H. (eds) Advancements in Unsaturated Soil Mechanics. GeoMEast 2019. Sustainable Civil Infrastructures. Springer, Cham.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/115

REVISÃO DE LITERATURA: UTILIZAÇÃO DE MACHINE LEARNING E DADOS GEOTÉCNICOS PARA PROJETOS DE DISPOSIÇÃO DE ESTERIL E REJEITO PARA FEL-1

Renata Delicio Andrade de Freitas
Engenheira Geotécnica, Progen, Nova Lima, Brasil, c0663568@vale.com

Bráulio Araujo Rodrigues
Engenheiro Geotécnico, Vale, Nova Lima, Brasil, braulio.rodrigues@vale.com

Jhonimar Lamarque Santos
Técnico em mineração, Progen, Nova Lima, Brasil, c0632814@vale.com

Luiz Roberto Schuchter Júnior
Engenheiro, Progen, Nova Lima, Brasil, c0623885@vale.com

Débora Louyse Alpes Melo
Engenheira Geotécnica, Progen, Nova Lima, Brasil, c0679781@vale.com

RESUMO: O FEL 1, também conhecido como *Front End Loading 1*, é uma etapa crucial no processo de desenvolvimento de projetos, especialmente no setor de mineração. Nessa fase, é realizada a identificação e validação da Oportunidade de Negócio, além de estudos e análises fundamentais para aprovação do projeto. No caso específico, o FEL 1 é dividido em quatro etapas, com o objetivo de selecionar a melhor área para implantação da estrutura. A primeira etapa consiste no levantamento de áreas potenciais com baixo DMT, considerando as características geomorfológicas do terreno. A segunda etapa envolve levantamento dos aspectos legais que possam impedir a alocação da estrutura. Na terceira etapa, são considerados os aspectos relacionados à licença social e aos compromissos da empresa. É essencial analisar o impacto do projeto na comunidade local e garantir que todas as exigências sejam atendidas. Por fim, na quarta etapa, ocorre o ranqueamento das alternativas. Nesse processo, é feita uma avaliação criteriosa das áreas identificadas nas etapas anteriores, considerando critérios como viabilidade técnica, econômica e ambiental. No entanto, foi constatado pelo grupo de "Pesquisa e Desenvolvimento" que o FEL 1 atualmente realiza a identificação dessas áreas de forma manual e sem utilizar dados geotécnicos para a seleção. Nesse contexto, o objetivo deste estudo é conduzir uma revisão da literatura com o propósito de estabelecer uma base sólida para a criação de um mapa de favorabilidade geotécnica. Esse mapa será utilizado pelo FEL 1 para classificar as áreas alternativas, empregando técnicas de *Machine Learning*. Serão revisados diferentes modelos, como *Random Forest*, Rede Neural, *Naive Bayes* e *Gradient Boosting*, a fim de identificar o algoritmo com melhor desempenho. Essa revisão servirá de ponto de partida para posterior realização de criação de um modelo de aprendizado de maquina que esperamos treinar com diversas fontes, como sensoriamento remoto, geofísica, geologia e geotecnia. É importante ressaltar que os parâmetros geotécnicos serão validados pelo programa RCA (Rastreabilidade, Confiabilidade e Armazenamento), que garante a qualidade das informações geotécnicas obtidas em campo. Com a implementação desse modelo de seleção de áreas baseado em dados geotécnicos confiáveis, bem como os demais dados, espera-se otimizar o processo de identificação e seleção da melhor área para implantação da estrutura de disposição durante a etapa do FEL 1. Isso resultará em uma tomada de decisão mais precisa e embasada em informações técnicas confiáveis, contribuindo para a eficiência, segurança geotécnica e sucesso do projeto.

PALAVRAS-CHAVE: FEL1, Machine Learning, Favorabilidade Geotécnica, RCA.

ABSTRACT: The FEL 1, also known as Front End Loading 1, is a crucial stage in the project development process, especially in the mining sector. During this phase, business opportunities are identified and validated, along with fundamental studies and analyses for project approval. In the specific case, FEL 1 is divided into four stages, with the goal of selecting the best area for implementation. The first stage involves surveying potential areas with low DMT (Dynamic Cone Penetration Test) based on the geomorphological characteristics of the terrain. The second stage includes legal assessments to ensure no impediments to structure allocation. In the third stage, social license aspects and company commitments are considered. It's essential to analyze the project's impact on the local community and ensure compliance with all requirements. Finally, in the fourth stage, alternatives are ranked. This process involves a thorough evaluation of the areas identified in the previous stages, considering technical, economic, and environmental viability criteria. However, the 'Research and Development' group has found that the current manual identification of these areas by FEL 1 does not utilize geotechnical data. In this context, the objective of this study is to conduct a literature review to establish a solid foundation for creating a geotechnical favorability map. This map will be used by FEL 1 to classify alternative areas using machine learning techniques. Different models, such as Random Forest, Neural Networks, Naive Bayes, and Gradient Boosting, will be reviewed to identify the algorithm with the best performance. This review will serve as a starting point for creating a machine learning model that we hope to train using various sources, including remote sensing, geophysics, geology, and geotechnics. It's important to note that geotechnical parameters will be validated by the TRS program (Traceability, Reliability, and Storage), ensuring the quality of geotechnical information obtained in the field. Implementing this area selection model based on reliable geotechnical data, along with other information, aims to optimize the identification and selection process for the structure's placement during the FEL 1 stage. This will result in more precise decision-making based on reliable technical information, contributing to efficiency, geotechnical safety, and project success.

KEYWORDS: FEL1, Machine Learning, Geotechnical Favorability, RCA.

1 INTRODUÇÃO

O *Front End Loading 1* (FEL 1) é responsável pela identificação e validação de áreas potenciais para a disposição de rejeito e estéril em pilhas. Este é um componente crítico do processo de desenvolvimento de projetos de mineração. Para garantir a segurança e eficiência das estruturas de disposição, bem como os requisitos geotécnicos e ambientais, essas áreas devem ser escolhidas com cuidado. A identificação de áreas favoráveis para uma análise abrangente e precisa neste contexto requer o uso de técnicas de *Machine Learning* (ML) sofisticadas combinadas com dados geotécnicos. A combinação dessas ferramentas tem o objetivo de revolucionar a abordagem tradicional do FEL 1, permitindo uma tomada de decisão embasada em informações técnicas confiáveis e aumentando significativamente o sucesso e a segurança dos projetos.

2 METODOLOGIA DE *MACHINE LEARNING* APLICADO À SELEÇÃO DE ÁREAS DE DISPOSIÇÃO DE ESTEREIS E REJEITO

Em vários campos, como engenharia, ciência de dados e geotecnia, o uso de técnicas de *Machine Learning* (ML) tem se mostrado uma abordagem útil para resolver uma variedade de problemas complexos. Aprendizado de máquina é um conjunto de técnicas e algoritmos que permitem que sistemas computacionais façam previsões, tomem decisões e aprendam padrões de dados sem serem explicitamente programados para tais tarefas (Mitchell, 1997). Esses algoritmos podem ser treinados com conjuntos de dados para reconhecer padrões e relacionamentos, o que os torna particularmente úteis em problemas de classificação, onde o objetivo é atribuir uma categoria ou rótulo a uma entrada específica de acordo com suas características.

O uso de ML na seleção de áreas para projetos de disposição de estéreis e rejeito de mineração, como FEL 1, é pioneiro e importante porque esses algoritmos têm a capacidade de processar grandes quantidades de dados e reconhecer padrões complexos que podem ser difíceis de identificar por métodos tradicionais. As variáveis ambientais e socioeconômicas já são amplamente utilizadas como filtro de seleção para essas áreas, mas este trabalho tem como objetivo incluir também variáveis geotécnicas, que são essenciais e não devem ser negligenciadas.

Considerando que a fase FEL 1 não te escopo de pesquisa direta de coletas de dados de campo, a utilização de *Machine Learning* s apresenta como ferramenta indispensável para predizer parâmetros diretos, como NSPT, utilizando dados indiretos de geofísica e sensoriamento remoto. ML permite a análise simultânea de vários fatores e a criação de modelos preditivos, que podem ajudar na determinação das regiões mais favoráveis para a implantação dessas estruturas.

Estudos anteriores têm mostrado que as técnicas de *Machine Learning* podem ser úteis na seleção de áreas para uma variedade de propósitos, como mineração, agricultura, conservação ambiental e planejamento urbano. Por exemplo, Wu *et al.* (2017) descobriram áreas potenciais para mineração de ouro usando dados geológicos e ambientais. Eles usaram algoritmos de aprendizado de máquina como Support Vector Machine (SVM) e Random Forest. Os resultados mostraram que os modelos de aprendizado de máquina superaram os métodos convencionais de avaliação de áreas, fornecendo uma maior precisão na localização de regiões promissoras para exploração mineral.

Outro exemplo é o trabalho de Smith et al. (2019), os autores realizaram um estudo relevante que usa técnicas de ML para mapear precisamente áreas propícias à agricultura usando dados geoespaciais e ambientais. Os autores classificaram vários tipos de solos e descobriram locais com maior potencial agrícola usando algoritmos de aprendizado de máquina como Redes Neurais Artificiais e Boosting Gradiente. Os resultados mostraram que esses modelos são muito bons para demarcar zonas de manejo agronômico e ajudar a otimizar o uso de recursos e aumentar a produtividade agrícola.

Esses exemplos são alguns dos que embasam este estudo. É entendida ampla aplicabilidade e os benefícios potenciais do uso de técnicas de *Machine Learning* na seleção de áreas para projetos de disposição de rejeitos e estéreis; eles fornecem insights valiosos para a tomada de decisão e ajudam a dar robustez ao resultado de FEL 1.

3 REVISÃO DE MÉTODOS DE MACHINE LEARNING

Este estudo examinará quatro dos algoritmos mais populares encontrados na literatura para resolver problemas de classificação que os métodos de aprendizado de máquina oferecem: Random Forest, Rede Neural, Naive Bayes e Gradient Boosting. Cada um desses métodos tem suas próprias características, que podem decidir se é útil ou eficaz na escolha de áreas para o projeto de disposição de materiais.

3.1 Random Forest

O Random Forest é um algoritmo de aprendizado de máquina baseado em árvores de decisão. Durante o treinamento, ele cria uma coleção de árvores de decisão e, em seguida, combina suas previsões para obter uma predição final (Breiman, 2001). Uma das principais vantagens do Random Forest é sua capacidade de lidar com conjuntos de dados grandes e complexos, bem como sua menor probabilidade de *overfitting* em comparação com árvores de decisão individuais.

Uma grande vantagem do algoritmo Random Forest é a sua capacidade de lidar com conjuntos de dados grandes e complexos, tornando-o uma opção confiável para uma variedade de problemas reais. Além disso, seu ponto forte é sua capacidade de fornecer resultados mais confiáveis e duradouros, reduzindo a probabilidade de *overfitting*.

Mas o Random Forest tem uma desvantagem: o modelo que ele produz é difícil de entender. Ao contrário de modelos mais simples, a combinação de várias árvores de decisão pode dificultar a compreensão do processo de tomada de decisões. Além disso, em comparação com modelos de árvore de decisão individuais, treinar um elevado número de árvores pode exigir mais tempo e recursos computacionais, embora na maioria das vezes seja eficaz. Portanto, ao usar o Random Forest, é fundamental levar em consideração esses elementos e avaliar a relação entre desempenho e interpretabilidade, conforme necessário para cada uso particular.

3.2 Rede Neural

As redes neurais artificiais são modelos computacionais que imitam como o cérebro humano funciona. Elas são compostas por várias camadas de neurônios interconectadas, cada uma com suas propriedades de ativação e ponderação. Devido à sua flexibilidade e capacidade de lidar com grandes quantidades de dados, as redes neurais são frequentemente usadas em problemas de classificação. Isso se deve à sua capacidade de aprender padrões complexos nos dados (Goodfellow *et al*., 2016).

Uma grande vantagem das redes neurais artificiais é sua capacidade de aprender e modelar padrões complexos em grandes conjuntos de dados. Essa capacidade torna as redes neurais artificiais especialmente eficazes em problemas de classificação envolvendo grandes conjuntos de dados. Em comparação com métodos mais tradicionais, sua flexibilidade é uma grande vantagem, pois permite a adaptação a uma ampla variedade de tarefas. Além disso, é capaz de lidar com dados de alta dimensionalidade e não-lineares.

Uma desvantagem das redes neurais artificiais, no entanto, é a complexidade delas e a necessidade de processar uma grande quantidade de dados para treinamento. Além disso, ajustar os parâmetros da rede neural pode ser difícil e requer experiência técnica especializada. A *overfitting* das redes neurais também pode ocorrer em certas situações, especialmente quando os dados de treinamento são insuficientes. Portanto, a aplicação de redes neurais artificiais pode exigir uma quantidade significativa de recursos computacionais, apesar de sua potência.

3.3 Naive Bayes

O teorema de Bayes e a suposição "ingênua" de independência condicional entre os recursos são a base do algoritmo de aprendizado supervisionado *Naive Bayes* (Rish, 2001). O Naive Bayes é conhecido por sua eficiência computacional e é frequentemente usado em problemas de classificação com conjuntos de dados de alta dimensionalidade, embora essa suposição simplificadora possa não ser verdadeira em muitas situações.

Uma grande vantagem do algoritmo *Naive Bayes* é sua eficiência computacional, o que o torna adequado para trabalhar com conjuntos de dados com grande dimensão. Além disso, o Naive Bayes pode produzir resultados satisfatórios em vários casos práticos, especialmente em questões de classificação, mesmo com a suposição "ingênua" de independência condicional entre os recursos.

No entanto, a principal desvantagem do *Naive Bayes* está na suposição de independência condicional, que pode não ser verdadeira em muitas situações. Em algumas situações, a perda de precisão pode ser causada por essa simplificação, especialmente quando os recursos do conjunto de dados estão interconectados. Portanto, apesar da sua eficiência computacional e resultados satisfatórios em muitos casos, é importante considerar cuidadosamente a validade da suposição "ingênua" ao aplicar o algoritmo *Naive Bayes* em problemas reais.

3.4 Gradient Boosting

O *Gradient Boosting* é um método de aprendizado em grupo que cria um modelo de previsão a partir de um conjunto de modelos de aprendizado fracos, normalmente árvores de decisão rasas (Friedman, 2001). Ele funciona usando treinamento sequencial de cada modelo. Isso significa que cada novo modelo é treinado para corrigir os erros cometidos pelo modelo anterior. O *Gradient Boosting* é famoso por lidar com conjuntos de dados desbalanceados e lidar com outliers.

Uma grande vantagem do método *Gradient Boosting* é a capacidade de lidar com conjuntos de dados inconsistentes e exceções. Isso o torna uma opção eficaz para problemas do mundo real em que a modelagem de dados pode ser difícil e complexa. Além disso, o treinamento contínuo de todos os modelos, que corrige os erros cometidos pelos modelos anteriores, geralmente resulta em um desempenho preditivo forte e preciso.

Mas a sensibilidade a hiperparâmetros e a possibilidade de overfitting são uma desvantagem do *Gradient Boosting*. Para obter o melhor desempenho do modelo possível, os hiperparâmetros devem ser configurados corretamente, o que pode exigir experimentação e ajustes minuciosos. Além disso, em comparação com outros métodos, o *Gradient Boosting* pode ser mais propenso a *overfitting* devido ao treinamento sequencial. Portanto, para evitar problemas de *overfitting* durante o treinamento, a complexidade do modelo deve ser monitorada e ajustada adequadamente.

3.5 Aplicação para a escolha de espaços para projetos de disposição

Esses métodos de aprendizado de máquina podem ser usados na seleção de áreas para projetos de disposição de rejeito e estéreis. Conjuntos de dados sobre as áreas em estudo, incluindo informações geotécnicas, ambientais e socioeconômicas, serão usados para prever a favorabilidade de cada local para a instalação de pilha. Além disso, eles serão combinados com técnicas de processamento de imagens de sensoriamento remoto e métodos geofísicos já disponíveis para melhorar a precisão das previsões e identificar padrões espaciais complexos que podem afetar a escolha das áreas mais adequadas.

4 DADOS INDIRETOS E DIRETOS E SUA IMPORTÂNCIA NA SELEÇÃO DE ÁREAS PARA DISPOSIÇÃO DE REJEITOS E ESTÉREIS EM PILHAS DURANTE O FEL 1

Já sabemos da importância de FEL 1 como etapa de um projeto de disposição de rejeitos em pilha. Para esse estudo, os modelos de ML serão treinados utilizando dados indiretos, de sensoriamento remoto e geofísica aeroespacial, e dados diretos de campo já disponíveis. Os dados diretos servirão de base para o treinamento do modelo que será base, a partir da escolha da melhor metodologia, para produzir um mapa de calor que mostra com certa confiabilidade regiões mais favoráveis à implantação de uma estrutura dessas.

4.1 Sensoriamento Remoto

Por meio da captura de dados de superfície e imagens, o sensoriamento remoto permite a identificação de características geológicas, geomorfológicas e ambientais relevantes para a seleção de áreas. Por exemplo, imagens de satélite podem fornecer informações sobre o relevo, a drenagem, a cobertura vegetal e outros elementos do terreno que podem afetar a decisão de locar estruturas em pilhas de rejeitos e estéreis.

Além disso, a análise de imagens de sensoriamento remoto permite a identificação de áreas que podem apresentar instabilidade geotécnica, como falhas, inclinações acentuadas e áreas suscetíveis a processos erosivos. Para avaliar os riscos geotécnicos associados à locação de estruturas em pilhas de rejeitos e estéreis, essas informações são essenciais. Elas também ajudarão a minimizar os impactos ambientais e a garantir a segurança das operações mineradoras.

Devido à sua capacidade de fornecer dados precisos e atualizados sobre as características do terreno, o sensoriamento remoto tem sido amplamente utilizado na indústria de mineração. O uso do sensoriamento remoto é crucial para avaliar os impactos ambientais associados à mineração e identificar áreas propícias à mineração (Srivastava et al., 2019; Lu et al., 2020).

4.2 Geofísica

Ao fornecer informações não invasivas sobre as características do subsolo, a geofísica aeroespacial complementa o sensoriamento remoto. Usando métodos como magnetometria, gravimetria e espectrometria de raios gama, é possível mapear a distribuição dos materiais geológicos, identificar estruturas geológicas e delinear unidades litológicas em profundidade.

A seleção de áreas para a instalação de estruturas em pilhas de rejeitos e estéreis depende especialmente do mapeamento geofísico do subsolo, pois permite avaliar a composição geológica e a estabilidade do terreno em profundidade. A geofísica aeroespacial também pode ser usada para descobrir se há recursos hídricos subterrâneos, como lençóis freáticos e aquíferos, que podem afetar a gestão de águas e a viabilidade das operações mineradoras.

Estudos recentes mostram que a geofísica aeroespacial é importante para a caracterização do subsolo e para a determinação de locais adequados para mineração. Estudos de Li et al. (2020) e Smith et al. (2021) mostraram que as técnicas geofísicas aeroespaciais são úteis para identificar depósitos minerais e avaliar a estabilidade geotécnica do terreno.

4.3 Relevância dos Dados Geotécnicos no FEL 1

Como fornecem informações importantes sobre as características do terreno e sua adequação para a disposição de rejeitos e estéreis em pilhas, os dados geotécnicos são essenciais para orientar a seleção de áreas durante o FEL 1. A capacidade de suporte do solo, a estabilidade do terreno e outros fatores geotécnicos que afetam diretamente a segurança e a eficiência das estruturas podem ser avaliados com esses dados.

Ao longo do FEL 1, a análise dos dados geotécnicos é essencial para identificar áreas com condições geotécnicas adequadas para a construção de pilhas de rejeitos e estéreis. Ao garantir a segurança das estruturas e do ambiente circundante, essa análise pode ajudar a reduzir riscos geotécnicos como instabilidade de taludes, subsidência e erosão.

4.4 Tipos de Dados Geotécnicos Aplicados para favorabilidade de FEL 1

Para começar, foram identificados três parâmetros geotécnicos essenciais para relacionar com os dados indiretos obtidos após consultas cuidadosas com especialistas em geotecnia. O NSPT e as informações do nível de água sobre o topo rochoso estão entre esses parâmetros. Esses parâmetros foram escolhidos porque são importantes para avaliar a competência do solo a permeabilidade do solo e outras características geotécnicas relevantes para escolher áreas adequadas para a disposição de rejeito e estéril em pilhas.

Além disso, é importante destacar que a lista de parâmetros pode ser ampliada caso mais informações sejam adicionadas para aumentar a precisão e a previsibilidade do modelo geotécnico.

5 RESULTADOS ESPERADOS E CONCLUSÃO

Com base na exaustiva revisão da literatura realizada, almejamos que este estudo se torne uma ferramenta valiosa para inferir, com o máximo de assertividade possível, os parâmetros geotécnicos em uma área ainda de *greenfield* ou com pouca investigação geotécnica. Esperamos que por fim seja possível que a resposta do modelo de ML produza um mapa de calor apostando áreas mais favoráveis à implementação de estruturas de pilha de rejeito e estéril. Vale lembrar que esse será um dos parâmetros utilizados na tomada de decisão de FEL 1 que já utiliza parâmetros ambientais e sociais como dados para negativar áreas.

Por fim, acredita-se que a utilização dessas ferramentas pode permitir uma análise completa e precisa de áreas potenciais, fornecendo informações importantes para a tomada de decisão. O uso dos dados diretos e indiretos como inteligência geotécnica também abre caminho para uma discussão importante que é a qualidade e usabilidade dos dados coletados hoje. Por isso o trabalho visa utilizar dados geotécnicos validados pelo programa RCA para garantir a confiabilidade do resultado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Breiman, L. (2001). Random forests. Machine Learning, 45(1), 5-32.

Friedman, J. H. (2001). Greedy function approximation: A gradient boosting machine. Annals of Statistics, 29(5), 1189-1232.

Goodfellow, I., Bengio, Y., & Courville, A. (2016). Deep learning. MIT press.

Li, X., Xu, J., Ma, S., Gu, J., He, Y. (2020). Application of Aero Geophysical Data in Prospecting and Geological Investigation in East and South China. Geoscience, 10(11), 1-12.

Lu, H., Lu, Y., Zhu, J., Wu, J., Hu, J. (2020). Application of Remote Sensing Technology in the Monitoring of Ecological Environment in Mining Area. Journal of Geoscience and Environment Protection, 8(9), 157-170.

Mitchell, T. M. (1997). Machine Learning. McGraw Hill.

Rish, I. (2001). An empirical study of the naive Bayes classifier. In IJCAI 2001 workshop on empirical methods in artificial intelligence (Vol. 3, No. 22, pp. 41-46).

Smith, A., Brown, D., Johnson, E., Wilson, P. (2021). The Application of Geophysical Methods in the Search for Mineral Deposits. Mining Engineering, 73(3), 52-57.

Smith, J., et al. (2019). Application of machine learning techniques to precision agriculture: a review. IEEE Access, 7, 1525-1536.

Srivastava, P.K., Srivastava, R., Gupta, R.P., Gupta, M. (2019). Remote sensing and GIS-based approach for the assessment of mining-induced land subsidence and its impact on land-use/land-cover (LULC): a case study of Singrauli coalfields, India. Environmental Earth Sciences, 78(12), 349.

Wu, H., et al. (2017). A review of spatial prediction methods and modeling techniques for regional gold resource assessment based on gold exploration data. Journal of Geochemical Exploration, 176, 139-154

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/116

Suscetibilidade a Deslizamentos Utilizando Machine Learning: Um Estudo de Caso em Angra dos Reis - RJ

Amanda Alves da Silva[1]
Doutoranda em Engenharia Ambiental, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil | amandaalves@poli.ufrj.br

Marcos Barreto de Mendonça[2]
Professor Associado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil | mbm@poli.ufrj.br

André de Souza Avelar[2]
Professor Associado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil | andreavelar@acd.ufrj.br

RESUMO: A predição das probabilidades de ocorrência de deslizamentos subsidiam a elaboração de mapas de suscetibilidade, instrumento básico na gestão de riscos geológicos e no planejamento territorial sustentável. O presente estudo propõe a modelagem estatística da suscetibilidade a deslizamentos da região central de Angra dos Reis - RJ, por meio de algoritmos de machine learning, baseando-se em dados que caracterizam fatores condicionantes de deslizamentos e o inventário de ocorrências. Inicialmente, foi conduzida uma análise geoespacializada das cicatrizes e registros de deslizamentos para compilar um inventário, fundamentando-se na localização e características geométricas dos eventos. Doze fatores condicionantes foram selecionados, incluindo dados topográficos, de cobertura vegetal e geológicos, essenciais para entender os padrões de ocorrência. Através da análise de componentes principais (PCA), identificaram-se padrões complexos nas relações entre esses fatores, permitindo uma compreensão sobre quais deles mais influenciam na deflagração de ocorrências na área de estudo. Cinco diferentes algoritmos classificadores foram aplicados para prever a suscetibilidade, como Random Forest, SVM, Regressão Logística, LightGBM e XGBoost. O teste de validação dos resultados demonstrou um bom desempenho das modelagens utilizadas, destacando-se o modelo baseado em Random Forest, cuja avaliação da taxa de falsos negativos indicou uma melhor performance em relação aos demais algoritmos testados.

PALAVRAS-CHAVE: Deslizamentos, Suscetibilidade, Machine Learning.

ABSTRACT: Predicting the probability of landslides subsidizes the creation of susceptibility maps, a basic tool in geological risk management and sustainable territorial planning. This study proposes the statistical modeling of the susceptibility to landslides in the central region of Angra dos Reis - RJ, using machine learning algorithms, based on data that characterizes the conditioning factors of landslides and the inventory of occurrences. Initially, a geospatial analysis of landslide scars and records was conducted to compile an inventory, based on the location and geometric characteristics of the events. Twelve conditioning factors were selected, including topographic, vegetation cover and geological data, which are essential for understanding the patterns of occurrence. Through principal component analysis (PCA), complex patterns were identified in the relationships between these factors, allowing an understanding of which of them most influence the outbreak of occurrences in the study area. Five different classification algorithms were applied to predict susceptibility, including Random Forest, SVM, Logistic Regression, LightGBM and XGBoost. The test to validate the results showed that the models used performed well, with the Random Forest model standing out as having the best false negative rate compared to the other algorithms tested.

KEYWORDS: Landslides, Susceptibility, Machine Learning.

1. INTRODUÇÃO

Angra dos Reis, município situado no litoral sul do Rio de Janeiro (Figura 1), é palco de frequentes deslizamentos de terra, notadamente associados a eventos pluviométricos intensos. Grande parte de tais

eventos têm levado a situações de desastre, cada vez mais frequentes nas últimas décadas, devido à maior exposição de populações vulneráveis a tais ameaças. Em virtude disso, foi iniciada no ano de 2011 a elaboração de instrumentos técnico-científicos voltados para o estudo e análise de deslizamentos ocorridos na cidade (CPRM, 2011) e a previsão de futuros desastres associados a deslizamentos, incluindo cartas geotécnicas. As Cartas Geotécnicas produzidas até o momento incluem, as Cartas de Risco e de Suscetibilidade a Movimentos de Massa em escala de 1:5.000, desenvolvida pela UFRJ (UFRJ, 2014) e a Carta Geotécnica de Aptidão Urbana - CGU, elaborada pelo Serviço Geológico do Estado do Rio de Janeiro - DRM/RJ (NADE/DRM, 2015).

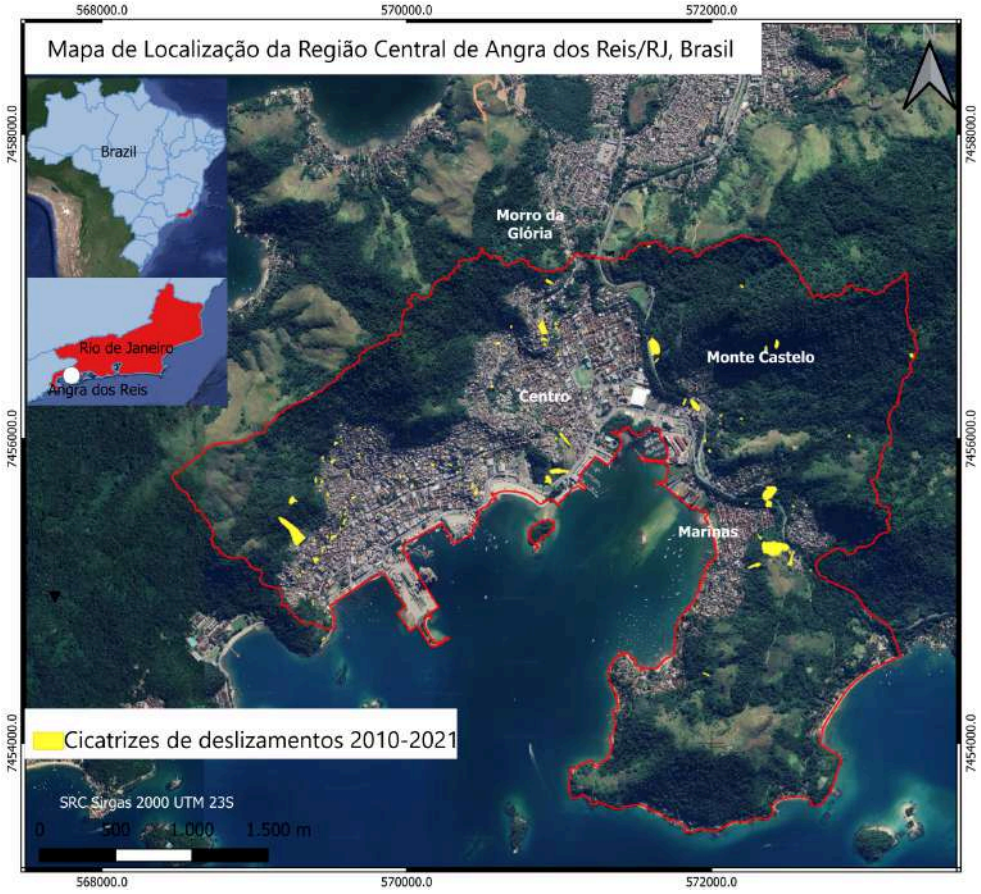


Figura 1: Área de estudo e localização das cicatrizes de deslizamentos de 12/ 2010 a 12/2021.

O mapeamento de suscetibilidade é um dos principais instrumentos cartográficos na gestão de riscos associados à movimentos de massa, uma vez que, a partir do seu conhecimento pode-se adotar medidas estruturais e não-estruturais para a redução dos riscos de forma racional. Atualmente, existem várias abordagens para a elaboração destes mapas, incluindo métodos heurísticos (baseados no julgamento subjetivo de profissionais especialistas da área considerando ponderando as características do terreno), determinísticos (modelagem matemática dos processos físico - geotécnico e hidrológico - envolvidos na deflagração de deslizamentos) e estatísticos (baseados em inventários e sua correlação com as características físicas do terreno) - Zêzere et al. (2017). Nos métodos estatísticos, os pesos dos condicionantes relacionados com os deslizamentos de terra são encontrados por meio de inventários de deslizamento, cuja abordagem é de que eventos passados de deslizamentos podem informar ocorrências futuras (Fell et al., 2008).

Nesse sentido, o presente trabalho propõe um modelo estatístico por meio de algoritmos de machine learning para o Mapeamento da Suscetibilidade a Deslizamentos (MSD), bem como a investigação dos Fatores Condicionantes a Deslizamentos (FCD) que mais influenciam a deflagração de deslizamentos para a região central de Angra dos Reis. O resultado final deste modelo dará suporte a um novo MSD para a área de estudo, ressaltando que a última elaboração de MSD ocorreu há aproximadamente dez anos. Mapas de

suscetibilidade e de risco necessitam de atualização com uma certa frequência, devido a possível melhoria de dados dos FCDs e/ou sua variação ao longo do tempo. Sabe-se, no entanto, que nem todas as municipalidades têm disponibilidade de recursos técnicos e financeiros para a execução desses estudos. Tem sido publicados alguns trabalhos sobre mapeamento de suscetibilidade a deslizamentos no Brasil por meio de modelagem probabilística baseada em machine learning (ex: Canavessi et. al, 2020; Hader et al., 2022), porém, ainda não contemplando a área do presente estudo.

Nas últimas duas décadas, a disponibilidade de imagens de satélite gratuitas proporcionou uma melhoria substancial no mapeamento dos FCDs, permitindo ainda a integração destes dados com técnicas de Machine Learning (ML) e Deep Learning (DL) para o mapeamento de suscetibilidade, empregando algoritmos como as Random Forest (RF) e Support Vector Machines (SVM). Para avaliar a disseminação das técnicas ML e DL na comunidade científica para o mapeamento da suscetibilidade a deslizamentos, foi realizado um levantamento de artigos na base do *Scopus*. O mecanismo de busca foi baseado na estruturação de lógica booleana (and e or) entre as palavras-chaves “Landslides", “Susceptibility” e “Machine Learning”, tendo sido encontrado um total de 1.605 referências após o refinamento de busca. Os estudos realizados por pesquisadores de diferentes partes do mundo indicam que os métodos baseados em ML e DL oferecem um grande potencial para o mapeamento de suscetibilidade a deslizamentos e que a escolha dos algoritmos que são implementados nos diversos modelos de suscetibilidade encontrados na literatura depende de diversos fatores, como a natureza dos dados disponíveis, a escala do estudo e os objetivos específicos da pesquisa.

2. METODOLOGIA

Neste capítulo serão abordados os procedimentos para tratamento de dados sobre o inventário de deslizamentos e FCDs, bem como os métodos estatísticos e suas respectivas definições empregados no MSD.

2.1. Dados e etapas do trabalho

O MSD da região central de Angra dos Reis iniciou-se com a seleção de registros de deslizamentos para a elaboração do Inventário de Deslizamentos (ID), baseado na localização, data e geometrias de deslizamentos anteriores em imagens do Google Earth (2010-2021). Ao mesmo tempo, foram mapeados 12 FCDs (Tabela 1), todos na resolução de 30x30 metros. A segunda etapa consistiu no empilhamento dos mapas supracitados e amostragem em grade sobre a área de estudo com resolução de 30x30 metros, correspondente com a escala de cada um dos FCDs mapeados. A terceira etapa foi a criação de um modelo de aprendizagem de máquina, selecionando do total de pontos amostrados em grade, aqueles que ficaram dentro os polígonos de cicatrizes de deslizamentos para representar as ocorrências; e apenas aqueles que atenderam ao critério de possuir declividade > 10º e de se tratar de áreas planas onde não há potencialidade de deslizamentos para representar as não ocorrências.

Os dados obtidos foram, então, padronizados e encaminhados para implementação de algoritmos de estatística multivariada, como a Análise de Componentes Principais (PCA), com o intuito de identificar as relações entre FCDs segundo sua variabilidade. Em seguida, o cálculo probabilístico da suscetibilidade foi conduzido por cinco algoritmos classificadores, com o intuito de selecionar aquele que melhor se ajusta ao modelo. O MSD foi, por fim,validado através de métricas estatísticas como a matriz de confusão e a área sob a curva ROC (AUC), além da verificação da taxa de falsos negativos. Quanto mais próximo de 1 for o valor de AUC, melhor será a performance do modelo.

A elevação do terreno, aferida por meio de um modelo digital de elevação (DEM), fornece uma representação quantitativa da superfície terrestre e de seus produtos cartográficos derivados, como a declividade, Curvatura, Curvatura Plana, Curvatura Padrão e TWI. A ocorrência de deslizamentos é diretamente afetada pela declividade do terreno. As curvaturas representam a morfologia do terreno, com o sentido de identificar áreas côncavas, convexas ou planas. O aspecto indica a orientação azimutal dos taludes na área de estudo, além de ser relevante para a determinação do TWI. O TWI é responsável por descrever os atributos topográficos dos processos hidrológicos. Os terrenos sobre os quais recaem valores de TWI menores são reconhecidos como áreas propensas a deslizamentos (Achour e Pourghasemi, 2020). ,

A fim de identificar os níveis de cobertura vegetal e de ocupação urbana na área de estudo, optou-se por utilizar índices espectrais obtidos em imagens de satélite LANDSAT 8, como o índice da diferença

normalizada da vegetação (NDVI) e o Índice da Diferença Normalizada para Construções (NDBI), respectivamente. O NDVI além de ser um bom mecanismo para identificar áreas com cobertura vegetal incipiente ou ausente, é um bom parâmetro para observar potenciais cicatrizes de deslizamentos pretéritos. Já o NDBI, reflete as influências das atividades de ocupação humana na evolução regional de deslizamentos de terra (Huang et al., 2022).

Os dados de solos foram adquiridos através da Carta Geotécnica de Aptidão Urbana, que se divide em duas cartas distintas: a Carta Geológico-Geotécnica Específica sobre Escorregamentos de Angra dos Reis (CGUi) e a Carta Geotécnica de Aptidão Urbana Específica quanto ao Potencial de Ocorrência de Escorregamentos (CGUf) (NADE/DRM, 2015). Estas cartas fornecem um detalhamento do meio físico da de Angra dos Reis, com ênfase na ocorrência de escorregamentos nas encostas e nas diferentes unidades geológico-geotécnicas essenciais para entender os riscos de movimentos de massa e ordenamento territorial, classificadas como: Afloramentos Rochosos (AF), Solos Rasos Sobre Rocha (S/R), Solos Residuais Espessos (SR), Zonas de Concentração de Blocos in situ (BR), Depósitos de Corrida de Massa (CMD) e Depósitos de Tálus (TA). Essa classificação detalhada é fundamental para uma avaliação precisa do potencial de ocorrência de escorregamentos em diferentes áreas da região de Angra dos Reis.

As informações acerca dos aspectos geológicos e geomorfológicos foram obtidas em UFRJ (2014), que descreveu a predominância de predominância dos Granitos Mombaça e ortognaisses associados ao Complexo Rio Negro e compartimentou geomorfologicamente a área de estudo em cristas isoladas e serras baixas, depósitos tecnogênicos, escarpas de borda de planaltos, ilhas costeiras, morros altos, planícies fluviomarinhas, planícies marinhas e rampas de colúvio/depósito de tálus.

Tabela 1: FCDs considerados no trabalho e suas respectivas fontes e referências de uso

Fator Condicionante	**Fonte**	**Referência Acadêmica**
Elevação	ASTER GDEM	Canavessi et. al., 2020; Hader, 2022; Merghadi, 2020; Achour e Pourghasemi, 2020; Chen e Chen, 2021; Gupta e Shukla, 2022; Huang et al., 2022.
Declividade	ASTER GDEM	
Curvatura, Curvatura Plana e Curvatura Padrão	ASTER GDEM	
Índice de Molhamento Topográfico (TWI)	ASTER GDEM	
Aspecto	ASTER GDEM	
Cobertura Vegetal	LandSat 08 (NDVI)	
Ocupação Urbana	LandSat 08 (NDBI)	
Litologia	Mapa Geológico	UFRJ, 2014
Geomorfologia	Mapa Geológico	
Solos	Carta Geotécnica de Aptidão Urbana	NADE/DRM, 2015

2.2. Análise de Influências

O PCA é uma técnica estatística multivariada usada para identificar e compreender as influências dos fatores condicionantes na deflagração de deslizamentos (Solanki e Gupta, 2022). Ao examinar os dados de entrada, este algoritmo é capaz de identificar padrões e relações entre esses fatores, destacando quais exercem maior influência na ocorrência de deslizamentos. Além disso, o PCA desempenha um papel importante para lidar com a complexidade dos dados de entrada, permitindo não apenas uma análise mais simplificada, como também a compreensão das interações complexas entre os FCDs e suas contribuições para explicar a variabilidade observada.

2.3. Análise Probabilística

Para realizar a predição probabilística de deslizamentos, foi concluído que os pesquisadores empregaram uma série de métodos estatísticos e algoritmos de machine learning para quantificar a suscetibilidade a deslizamentos, como a Regressão Logística (LR), Support Vector Machine (SVM), e outros algoritmos baseados em árvores de decisão, como a Random Forest (RF), o LightGBM (LGB) e o XGBoost (XGB). A LR é uma ferramenta estatística capaz de modelar a probabilidade de deslizamentos, podendo ainda ser empregada de maneira complementar na etapa de análise de influências, com o intuito de observar o comportamento global das interações entre FCDs, como é o caso deste estudo. O RF, é um método que utiliza múltiplas árvores de decisão para criar um modelo robusto capaz de capturar padrões complexos nos dados, sendo particularmente eficaz para lidar com conjuntos de dados grandes e heterogêneos, com alta dimensionalidade e interações não lineares entre variáveis (Breiman, 2001). Da mesma maneira, o LightGBM (LGB) e o XGBoost (XGB) são algoritmos baseados em *gradient boosting* que se destacam pela sua capacidade de lidar com dados desbalanceados e de gerar modelos com alta precisão e capacidade preditiva (Ke, 2017; Chen, 2016). Outra abordagem amplamente utilizada é a Support Vector Machine (SVM), que mapeia os dados em um espaço multidimensional e distingue classes através de um hiperplano de separação (Vapnik, 1995). O SVM é eficaz na identificação de padrões complexos e na modelagem de relações não lineares entre variáveis, sendo uma ferramenta para a previsão de suscetibilidade a deslizamentos em diferentes contextos geográficos e ambientais.

3. RESULTADOS

Após a aplicação do PCA combinado com a LR, foi verificado que, com a redução da dimensionalidade dos dados de entrada com 12 FCDs (que são também as variáveis preditoras do modelo), apenas oito componentes principais são capazes de explicar 95% da variabilidade do modelo, além de revelar padrões distintos e inter-relacionados entre os FCDs (Figura 2), tanto para as ocorrências de deslizamento (representadas pelos pesos positivos) quanto para a não-ocorrência (representadas pelos pesos negativos).

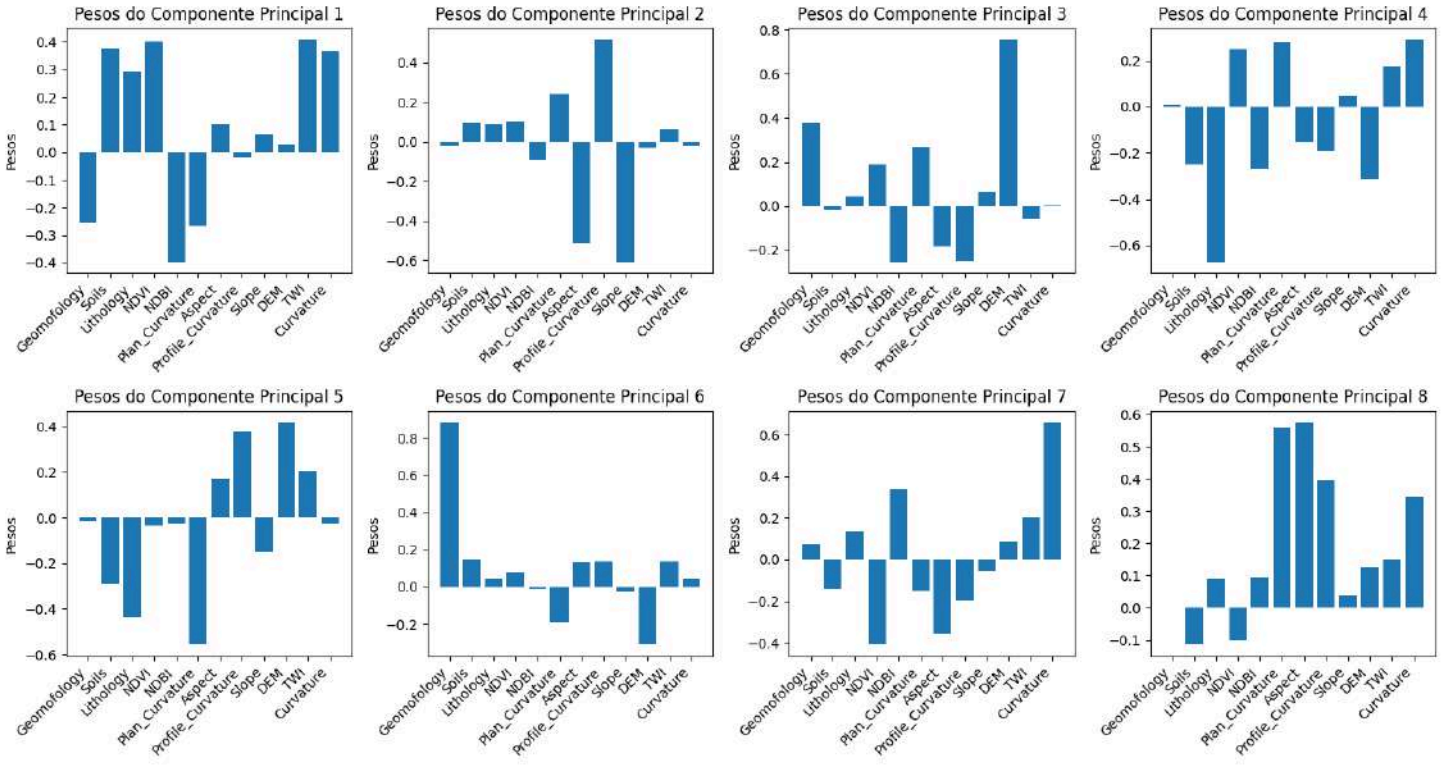


Figura 2: Quantificação dos pesos de influência para cada um dos FCDs, em cada um dos 8 PCAs

O primeiro componente principal revelou uma forte correlação entre os FCDs do solo, litologia, NDVI, TWI e curvatura, sugerindo interações entre a composição do solo, morfologia do terreno e o nível de cobertura da vegetação. No segundo componente, foi observado uma relação entre características inerentes à curvatura do terreno e à orientação das encostas, apontando para padrões geomorfológicos específicos. O terceiro componente indicou uma associação entre características da superfície da terra, vegetação e elevação do terreno. O quarto componente principal destacou a relação entre solos e litologia com o NDBI, sugerindo padrões de urbanização relacionados à composição do solo. No quinto componente, a associação entre solos, litologia com a curvatura do terreno, enfatizando a associação entre os parâmetros geológicos e fisiográficos da área de estudo. O sexto componente indicou uma possível relação entre a geomorfologia, curvatura do terreno e NDBI, apontando reflexões sobre o ordenamento da ocupação urbana ao longo das encostas. O sétimo componente ressaltou a associação entre solos, litologia e orientação das encostas. Por fim, o oitavo componente principal evidenciou a relação entre características do solo e da litologia com a curvatura do perfil do terreno, contribuindo para uma compreensão mais abrangente das variações na morfologia do terreno.

Na etapa de análise probabilística (Figura 3a), os resultados indicam que os modelos baseados em RF, LightGBM e XGB tiveram desempenhos excepcionais e com alta precisão na identificação de áreas suscetíveis. O SVM também teve um bom desempenho, enquanto a RL teve a menor acurácia, sugerindo menor capacidade de discriminação entre as classes. Todos os modelos apresentaram AUCs elevadas, com XGBoost alcançando a maior pontuação, seguido por Random Forest e LightGBM, todos próximos a 1. O SVM e a Regressão Logística tiveram AUCs um pouco mais baixas, mas ainda significativas, acima de 0,85.

No sentido de escolher o melhor modelo preditivo entre os cinco algoritmos utilizados, foi realizada uma análise da taxa de falsos negativos para cada um dos modelos, com o intuito de verificar a capacidade de identificação de áreas de não ocorrência, quando na verdade seriam ocorrências positivas. A Figura 3b mostra que o modelo baseado em RF apresenta a menor taxa de falsos negativos, enquanto a regressão logística apresenta a maior taxa. Considerando-se os diferentes algoritmos de machine learning empregados na pesquisa, observa-se que o modelo para elaboração do MSD baseado em RF foi o que proporcionou os melhores resultados, podendo ser considerado de alta acurácia para o caso estudado. A Figura 4 apresenta o MSD baseado em RF.

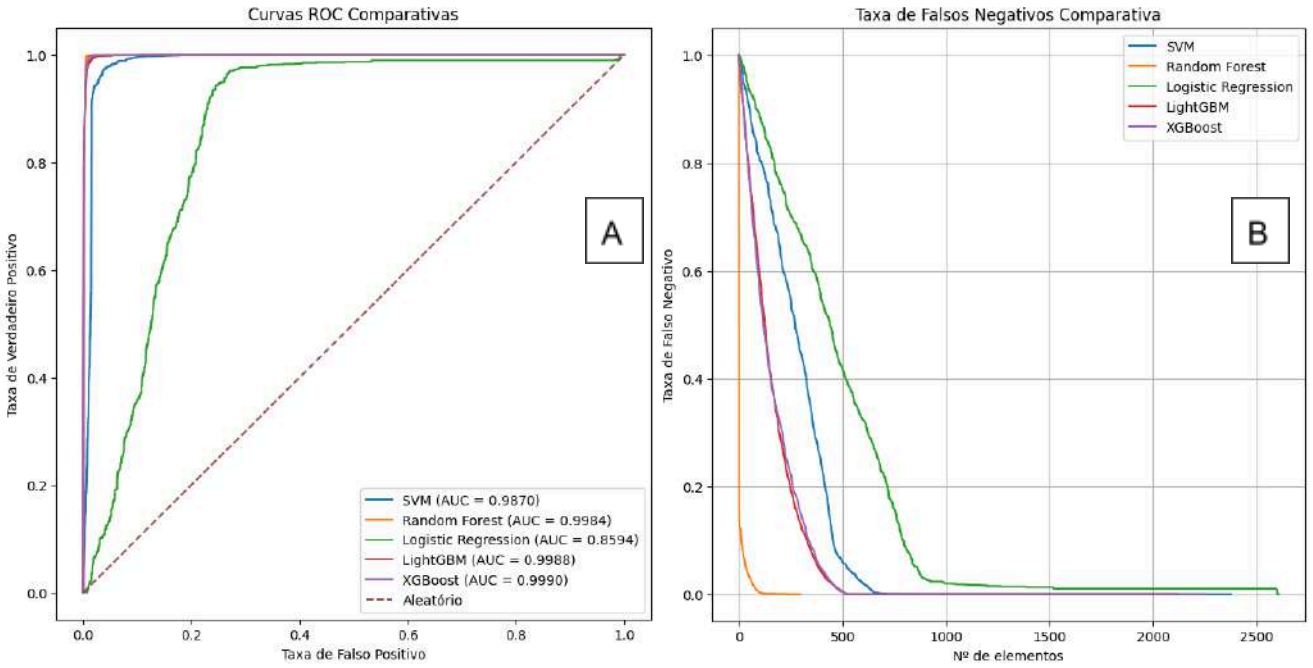


Figura 3: Comparativo de curvas ROC-AUC e de taxas de falsos negativos

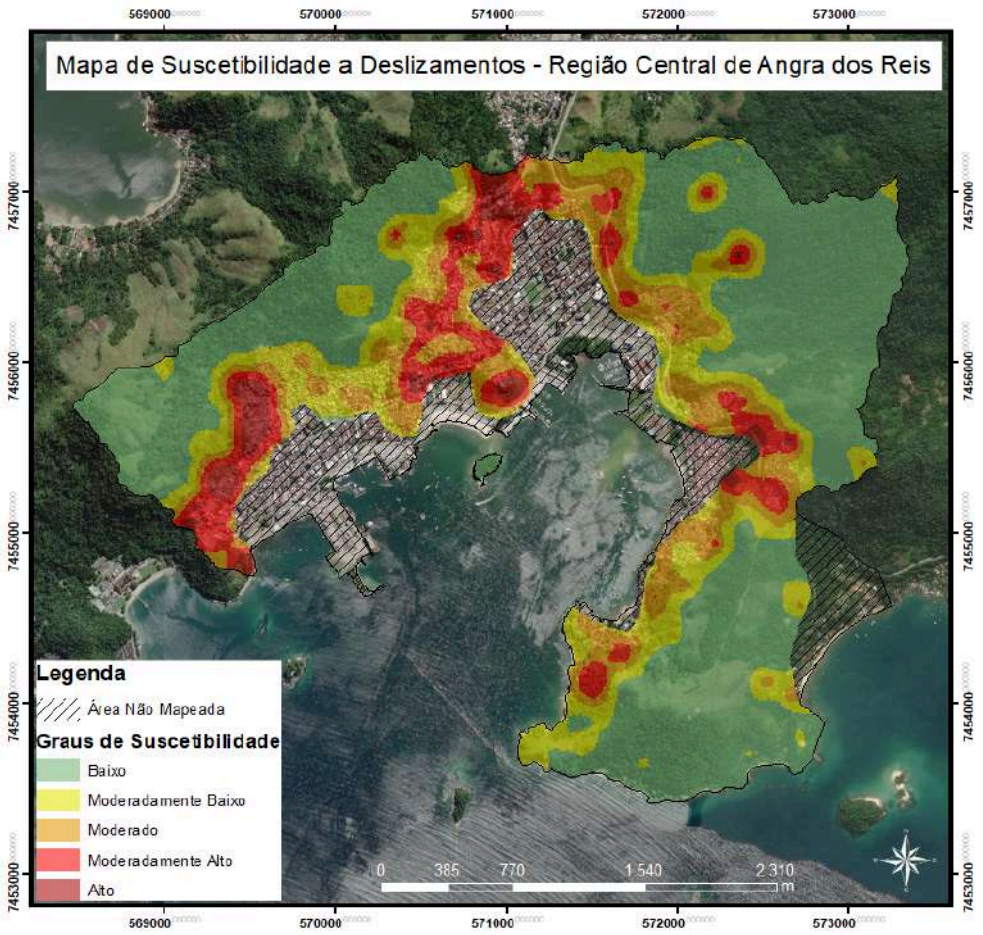


Figura 4: Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos da Região Central de Angra dos Reis baseado em Random Forest

4. CONCLUSÃO

Por meio da análise de inventário e do mapeamento de fatores condicionantes, foi possível identificar padrões nas interações ambientais e geomorfométricas relacionadas aos eventos de deslizamento. A aplicação de técnicas de estatística multivariada, como PCA, permitiu uma compreensão mais profunda dos principais fatores que influenciam de maneira complexa a deflagração na ocorrência desses eventos, destacando-se de maneira global os FCDs Solos, Litologia, NDVI, NDBI, Curvatura Plana, Aspecto e TWI.

Dentre os resultados obtidos, a performance do modelo baseado em RF na previsão da suscetibilidade a deslizamentos se destacou em relação aos demais algoritmos classificadores não apenas em virtude de sua acurácia e valor de AUC, mas sobretudo devido ao fato de apresentar menor taxa de falsos negativos preditos. O trabalho realizado comprova o grande potencial de uso do método estatístico baseado em machine learning para a obtenção de um dos principais instrumentos para a gestão de riscos geológicos, o mapa de suscetibilidade a deslizamentos. O embasamento do mapeamento da suscetibilidade através de modelagem estatística reduz a subjetividade no processamento de dados, além de motivar novos estudos para o restante do município e outras regiões..

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à CAPES/Brasil - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior do Brasil (código de financiamento 001) e CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico pelo apoio à pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Achour, Y., & Pourghasemi, H. R. (2020). How do machine learning techniques help in increasing accuracy of landslide susceptibility maps?. Geoscience Frontiers, 11(3), 871-883.

Breimann, L. Random Forests. Machine Learning, v. 45, n. 1, p. 5-32, 2001.

Canavesi, V., Segoni, S., Rosi, A., Ting, X., Nery, T., Catani, F., & Casagli, N. (2020). Different approaches to use morphometric attributes in landslide susceptibility mapping based on meso-scale spatial units: A case study in Rio de Janeiro (Brazil). Remote Sensing, 12(11), 1826.

Chen, T., & Chen, X. (2021). GIS-based landslide susceptibility assessment using an optimized ensemble learning approach of bagging trees, random subspace, and artificial neural network models. Catena, 205, 105460.

Chen, T., & Guestrin, C. (2016). Xgboost: A scalable tree boosting system. In Proceedings of the 22nd acm sigkdd international conference on knowledge discovery and data mining (pp. 785-794).

Fell, R., Corominas, J., Bonnard, C., Cascini, L., Leroi, E., & Savage, W. Z. (2008). Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning. Engineering geology, 102(3-4), 85-98.

Gupta, A., & Shukla, P. (2022). Multi-criteria approach for landslide susceptibility assessment in the eastern Himalayas: a case study of Tista River Basin, Sikkim, India. Arabian Journal of Geosciences, 15(1), 30.

Hader, P. R. P., Kaiser, I. M., Manzato, G. G., & Peixoto, A. S. P. (2019). Hazard Assessment of Landslides Disasters in the City of Cubatão, State of São Paulo, Brazil. In International Congress on Engineering and Sustainability in the XXI Century (pp. 1087-1101). Cham: Springer International Publishing.

Huang, F., Chen, J., Liu, W., Huang, J., Hong, H., & Chen, W. (2022). Regional rainfall-induced landslide hazard warning based on landslide susceptibility mapping and a critical rainfall threshold. Geomorphology, 408, 108236.

Ke, G., Meng, Q., Finley, T., Wang, T., Chen, W., Ma, W., ... & Liu, T. Y. (2017). Lightgbm: A highly efficient gradient boosting decision tree. Advances in neural information processing systems, 30.

Merghadi, A., Yunus, A. P., Dou, J., Whiteley, J., ThaiPham, B., Bui, D. T., ... & Abderrahmane, B. (2020). Machine learning methods for landslide susceptibility studies: A comparative overview of algorithm performance. Earth-Science Reviews, 207, 103225.

NADE/DRM (2015). Carta Geotécnica de Aptidão Urbana - CGU, elaborada pelo Serviço Geológico do Estado do Rio de Janeiro - DRM/RJ.

Solanki, A., Gupta, V., & Joshi, M. (2022). Application of machine learning algorithms in landslide susceptibility mapping, Kali valley, Kumaun Himalaya, India. Geocarto International, 37(27), 16846-16871.

UFRJ (2014). Carta de Risco e de Suscetibilidade a Movimentos de Massa 1:5.000, desenvolvidas pelas equipes da COPPE UFRJ e Geoheco.

Vapnik, V. N. The Nature of Statistical Learning Theory. New York: Springer-Verlag, 1995.

Zêzere, J. L., Pereira, S., Melo, R., Oliveira, S. C., & Garcia, R. A. (2017). Mapping landslide susceptibility using data-driven methods. Science of the total environment, 589, 250-267.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/117

Uso de Redes Neurais Artificiais na Previsão de Deslocamentos em Barragens de Enrocamento com Face de Concreto

Albert Luiz Follmann
Mestrando, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, albert.follmann@gmail.com

Rafael Augusto dos Reis Higashi
Professor Adjunto, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, rafael.higashi@ufsc.br

Wellison José de Santana Gomes
Professor Adjunto, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, wellison.gomes@ufsc.br

Gracieli Dienstmann
Professor Adjunto, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, g.dienstmann@ufsc.br

RESUMO: As Barragens de Enrocamento com Face de Concreto são estruturas que usualmente apresentam elevado nível de segurança, no entanto, deformam-se continuamente ao longo do tempo sem que apareçam problemas estruturais que comprometam sua segurança. As deformações observadas possuem, na maioria dos casos, caráter assintótico e são acompanhadas ao longo da vida do empreendimento. Por serem grandezas monitoradas ao longo do tempo, são necessários níveis de referência (valores limite ou esperados) para as deformações, que representem limiares de segurança ou limites para investigações adicionais. Níveis de referência definidos por modelos tensão-deformação são adequados para o primeiro enchimento do reservatório, porém, se mostram inapropriados para os anos vindouros de operação da estrutura. A presente pesquisa descreve a utilização de Redes Neurais Artificias na predição de deslocamentos horizontais e verticais em duas barragens desse tipo, bem como propõe um novo método para cálculo dos níveis de referência da instrumentação. Mais de vinte marcos superficiais foram analisados e, em conjunto com as variações do nível do reservatório, tempo decorrido desde o início do monitoramento e variações de temperatura, foram utilizados para construir modelos de Redes Neurais Artificiais do tipo Perceptron de Múltiplas Camadas para previsão dos deslocamentos horizontais e verticais. Os deslocamentos horizontais e verticais puderam ser previstos com erros na ordem de décimos de centímetros para uma janela de até 7 anos, apresentando erros menores que os de uma regressão logarítmica para 93,97% das condições avaliadas. Os valores de referência calculados pelo método apresentado não foram superados na janela de estudo e se mostraram próximos aos valores medidos em campo. Portanto, de acordo com o caso avaliado as Redes Neurais Artificiais se mostraram como uma alternativa adequada para a definição de níveis de referência para instrumentação geotécnica de barragens de enrocamento.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens de Enrocamento com Face de Concreto, Instrumentação, Inteligência Artificial

ABSTRACT: Concrete Face Rockfill Dams (CFRDs) are structures that usually have a high level of safety; however, they deform over time without presenting structural problems that compromise their safety. The deformations are, in most cases, asymptotic and are monitored throughout the dam lifecycle. Deformations require threshold levels (limit or expected values) are essential to define safety limits or to indicate when further investigations are necessary. Threshold levels defined by stress-strain models are adequate for the first impoundment of the reservoir; however, they already proved to be inappropriate for the overcoming years of dam's operation. This paper describes the use of Artificial Neural Networks in predicting horizontal and vertical displacements in two CFRDs, as well as proposes a new method for calculating instrumentation threshold levels. More than twenty survey points were analyzed, and their readings, associated with reservoir level variations, time elapsed since the beginning of monitoring and temperature variations, were used to construct Multilayer Perceptron Artificial Neural Network models to predict horizontal and vertical displacements. Prediction errors were in the order of tenths of centimeters, smaller than those obtained via

logarithmic regression for 93.97% of the studied conditions. The threshold values calculated by the presented method were not exceeded in the study period and were close to the field measurements. Therefore, the results indicate that Artificial Neural Networks are adequate tools to define threshold levels for geotechnical instrumentation of CFRDs.

KEYWORDS: Concrete Face Rockfill Dams, Instrumentation, Artificial Intelligence

1 INTRODUÇÃO

Uma barragem apresenta diferentes fases em seu ciclo de vida, podendo-se dividir as etapas de forma geral em: projeto, construção, operação e, eventualmente, sua remoção. Cada fase possui grandezas que precisam ser monitoradas para garantir a segurança patrimonial. A vasta maioria das barragens brasileiras, cuja finalidade é a geração de energia, encontra-se em operação, momento que exige acompanhamento rotineiro. O monitoramento é parte do processo de auscultação das estruturas, e é feito por meio de inspeções visuais, sob a ótica da Lei 12.334/2010 bem como por meio da instrumentação. Nesse contexto, a instrumentação exerce papel fundamental na avaliação de desempenho dessas estruturas. Ao longo dos anos, autores como Dunnicliff (1988), Fusaro (2007) e Ferreira (2022) evidenciaram a importância de se definir valores limite para as leituras desses instrumentos, denominando-os valores de controle ou referência, a depender de seu significado.

Para a fase de operação, uma prática comum é a definição de limites para piezômetros, associando-se as cargas piezométricas a Fatores de Segurança obtidos por meio do método de equilíbrio limite (Marinaro, 2022; Ferreira, 2022). As deformações, por outro lado, costumam ser estimadas por meio de valores de deformação específica tipicamente observados em obras similares, modelos tensão-deformação, ou ainda, estatisticamente (Ferreira, 2022). O uso de modelos tensão-deformação mostra-se adequado para as etapas construtiva e de enchimento do reservatório das Barragens de Enrocamento com Face de Concreto (BEFC), entretanto, não é apropriada para o período de operação (Acosta-González, 2018), pois, conforme expõem Cruz, Materón e Freitas (2014), essas estruturas podem deformar-se continuamente por longos períodos. Ainda nesse contexto, há de se levar em conta que considerar o uso de níveis de referência calculados com dados de obras similares pode não ser uma boa opção em diversos casos, dado que, tal consideração ignora as características intrínsecas de cada estrutura.

Contrapondo as alternativas usuais, as Redes Neurais Artificiais (RNAs) se apresentam como aproximadoras universais de função (Haykin, 1999) e têm sido usadas com sucesso na predição de poropressão, vazões e deslocamento em barragens de diferentes tipos (Tayfur *et al.*, 2005; Gourine e Khelifa, 2018; Han *et al.*, 2020; Ishfaque *et al.*, 2022). Nesse contexto, a presente pesquisa discute a utilização de Redes Neurais Artificiais do tipo Perceptron de Múltiplas Camadas (MLP – *Multilayer Perceptron*) para predição de deslocamentos horizontais e verticais (recalques) de duas BEFCs brasileiras, bem como apresenta uma forma para a determinação de valores de referência para a deformação.

2 REDES NEURAIS ARTIFICIAIS: PERCEPTRON DE MÚLTIPLAS CAMADAS

Redes Neurais Artificiais (RNA) são idealizações matemáticas baseadas no esquema de funcionamento do cérebro humano (Silva, Spatti e Flauzino, 2016) e constituídas por neurônios artificiais, os perceptrons. Muitos tipos de RNAs existem, cada um com sua arquitetura, suas características e, portanto, diferentes aplicações. Em problemas de regressão, uma das RNAs mais utilizadas é a RNA-MLP.

A RNA-MLP é baseada no conceito de camadas. A camada inicial é a camada de entrada, onde há um neurônio para cada variável de entrada do problema, responsável por receber e efetuar um processamento inicial dos valores da respectiva variável. No caso da presente pesquisa, na camada de entrada estão informações como nível do reservatório, temperatura e outros. Após a entrada, uma ou mais camadas podem existir. Em cada camada um número determinado de neurônios é definido e os dados são processados por meio de funções de ativação. Entre cada passo de cálculo (entrada-camadas-saída) os dados são multiplicados por pesos. Os resultados são obtidos na camada de saída, que tem número de neurônios igual ao número de respostas do problema. No caso em estudo, as saídas consistem nos recalques e deslocamentos horizontais.

Uma arquitetura típica de rede MLP é apresentada na Figura 1, em que os termos X_i, P_{ji}, I_j, Y_j, representam, respectivamente, as variáveis de entrada, as matrizes de pesos sinápticos, as matrizes resultantes das multiplicações entre dados e pesos sinápticos e a matriz que resulta da aplicação da função de ativação sobre a matriz anterior.

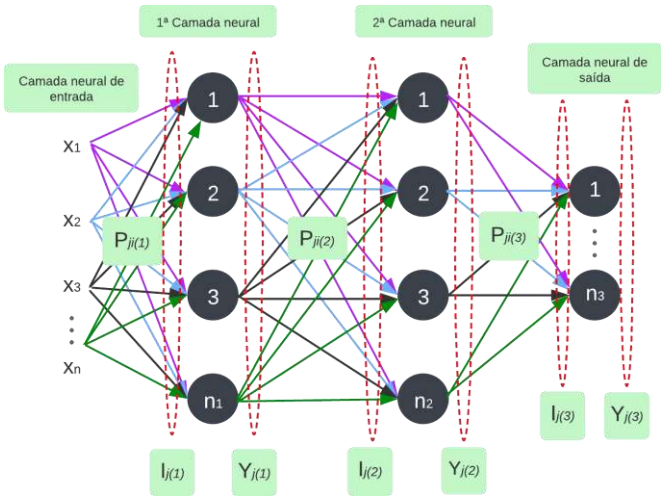


Figura 1. Arquitetura típica de uma RNA tipo MLP. Adaptado de: Silva, Spatti e Flauzino (2016)

Após se definir a quantidade de camadas e de neurônios em cada camada, conforme expõem Silva, Spatti e Flauzino (2016), os pesos sinápticos são gerados aleatoriamente. Para ajustar os pesos de uma RNA-MLP, comumente se utiliza um algoritmo de treinamento denominado *back-propagation*, em que dois passos existem: a propagação e a retropropagação. Na propagação, os pesos são fixados, os dados de entrada são fornecidos à rede e propagados até se obter os resultados na camada de saída. É estabelecida uma métrica de erro e os erros são calculados. Na retropropagação, os gradientes dos erros são calculados e os pesos são ajustados tentando-se minimizar os erros (Haykin, 1999). O objetivo é encontrar os pesos que melhor associem as variáveis de entrada à resposta do problema. Esse processo recebe o nome de aprendizado supervisionado e é feito com parte dos dados disponíveis, o conjunto de treinamento (Haykin, 1999).

Para que o processo de aprendizado da rede funcione de maneira adequada, o conjunto de dados disponíveis é dividido em dados de treinamento e dados para validação. Não há regra para a definição dessa proporção, entretanto, costuma-se usar não menos que 60% dos dados para treinamento e não mais que 90% (Haykin, 1999). O resultado da predição é considerado aceitável quando se atinge o limite de erro estipulado. O conjunto de validação é usado para tentar evitar sobreajuste dos dados.

Mais detalhes a respeito das RNAs-MLP podem ser encontrados, por exemplo, em Haykin (1999), Silva, Spatti e Flauzino (2016) e de Aggarwal (2018).

3 MATERIAIS E MÉTODO

3.1 Barragens estudadas

As BEFCs cujos dados foram utilizados na presente pesquisa são duas estruturas situadas em território brasileiro. Seus nomes e demais dados que as identificam foram descaracterizados para respeitar os direitos dos empreendedores, portanto, elas serão nomeadas de BEFC1 e BEFC2 neste trabalho.

Para que seja possível elaborar um modelo apropriado de Rede Neural Artificial é necessário escolher variáveis que possuam algum tipo de associação, linear ou não-linear, com o resultado a se prever. Como é explicitado por Cruz, Materón e Freitas (2014), a continuidade nos recalques das BEFCs decorre de alguns fatores, como a forma do vale, altura da barragem, quebra de partículas e suas condições construtivas. Alguns destes fatores não são facilmente mensurados ou não são variáveis, o que impossibilita seu uso como dado de entrada para o problema.

Tanto a BEFC1 quanto a BEFC2 apresentam a instrumentação para mensuração de deformação que tipicamente se observa em BEFCs: caixas suecas, extensômetros KM e marcos superficiais (MSs). No entanto, apenas os marcos superficiais encontram-se totalmente operantes e com uma quantidade considerável de dados, o que os tornou objeto de estudo e inviabilizou o uso dos demais instrumentos nas análises. Dessa forma, a Tabela 1 indica os dados disponíveis para a utilização nos modelos.

Tabela 1. Dados disponíveis para realização dos estudos. Fonte: dos Autores (2024)

Barragem	**Tipo de dado**	**Frequência de medição**	**Total de leituras nos marcos superficiais**
BEFC1	Nível do reservatório	Diária	10064
	Temperatura	Diária	
	Marco superficial	Quinzenal	
BEFC2	Nível do reservatório	Diária	4898
	Temperatura	Diária	
	Marco superficial	Quadrimestral	

Quanto aos instrumentos disponíveis, a BEFC1 apresenta 13 marcos superficiais, ao passo que a BEFC2 apresenta 15 marcos superficiais. O instrumento MS4 da BEFC2 foi desconsiderado das análises por apresentar grandes erros de leitura, caracterizados por grandes soerguimentos, em todo o seu histórico.

3.2 Topologia da Rede Neural Artificial

A topologia da RNA foi definida com base em uma série de testes. Para os testes, foram seguidas as orientações apresentadas por Heaton (2005) como ponto de partida, incrementando o número de camadas, de neurônios e testando diferentes funções de ativação, sempre monitorando os erros na etapa de treinamento e aplicando a etapa de validação com o intuito de verificar a ocorrência de sobreajuste (*overfitting*).

A topologia final consistiu em RNAs com 2 camadas escondidas com 64 neurônios em cada camada. A função de ativação foi a retificada linear. O algoritmo de treinamento foi o ADAM (*Adaptive Moment Estimation*), de Kingma e Ba (2015), com uma taxa de aprendizado de 0,015, que consiste em um método de otimização baseado em gradiente. Os dados foram divididos seguindo a proporção 70-30, em que 70% dos dados foram usados no conjunto de treinamento e 30% no conjunto de validação. Ademais, para tentar evitar sobreajuste, foi adicionado ao modelo o critério de parada antecipada, que consiste em interromper o treinamento da RNA sempre que em 500 iterações consecutivas não houvesse redução dos erros.

3.3 RNA-MLP e a Métrica de Erro

O modelo da RNA-MLP foi criado em linguagem Python com auxílio da biblioteca Tensorflow. Para a organização dos dados, foram usados arquivos separados por vírgula (.csv) e a biblioteca Pandas.

Cada instrumento foi avaliado individualmente, sem unir dados de diferentes instrumentos. As variáveis usadas para prever os deslocamentos verticais e horizontais foram o nível do reservatório, a temperatura ambiente e o tempo em dias desde a realização da leitura-alvo. Para a BEFC2, entretanto, o nível do reservatório não pôde ser utilizado em decorrência de falta de dados em algumas leituras e a temperatura ambiente foi obtida da estação INMET mais próxima.

Com o intuito de verificar a capacidade do modelo em prever leituras futuras, os últimos 7 anos foram excluídos do conjunto de dados da BEFC1 (coincidindo com o período para realização da Revisão Periódica de Segurança de Barragem indicado na Resolução ANEEL n° 696/2015) e os últimos 3 anos foram excluídos da BEFC2. A exclusão em diferentes períodos se deu pelo baixo número de dados disponíveis na BEFC2 em relação à BEFC1. A RNA não obteve acesso a esses dados nem para o treinamento ou etapa de validação. Após o treinamento dos modelos com os dados restantes, esses dados foram passados à RNA, permitindo a avaliação mencionada.

Além disso, faz-se necessário utilizar uma métrica de erro para avaliar a qualidade dos dados previstos. No presente trabalho, foi utilizada a métrica *Root Mean Squared Error* (RMSE), apresentada na Equação 1.

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(Previsão_i - DadoDeCampo_i)^2} \quad (1)$$

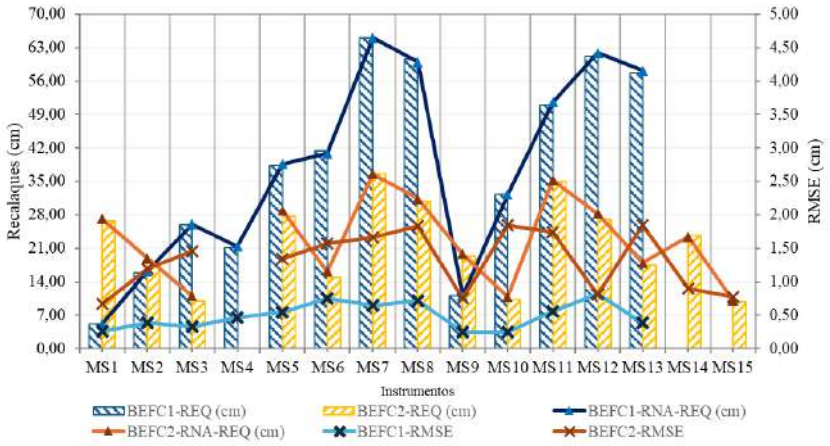
Nesse contexto, foram avaliadas a capacidade do modelo prever todo conjunto de dados (inclusive os excluídos) bem como a capacidade de se prever apenas as leituras que foram excluídas. Em ambos os casos, a comparação foi feita em relação ao dado de campo e os respectivos nomes atribuídos foram de Erro Global e Erro de Previsão. Esses erros foram comparados ao erro gerado pela previsão nos mesmos cenários por uma regressão logarítmica, que possui o mesmo caráter assintótico das medições.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Previsão de Recalques e Deslocamentos Horizontais

A Figura 2 apresenta um comparativo entre as médias ao longo dos anos para os recalques e deslocamentos horizontais previstos pela RNA-MLP (barras) e as medições de campo (linhas), em que se observa erros mais baixos para a BEFC1, tanto na previsão de recalques (séries com final REQ), quanto na previsão de deslocamentos horizontais (séries com final DH). O RMSE médio da BEFC1 foi de 0,28 cm para os recalques e 0,30 cm para os deslocamentos horizontais, ao passo que, para a BEFC2 foi observado RMSE de 1,31 cm para os recalques e 0,90 cm para os deslocamentos horizontais.

a)



b)

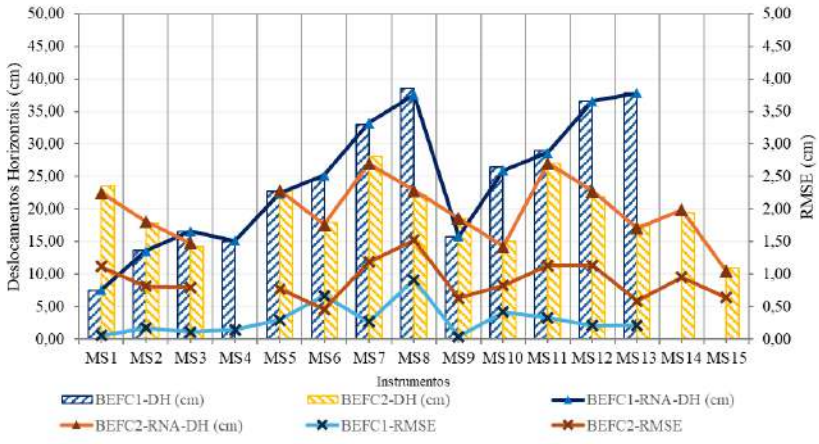


Figura 2. Comparação entre as previsões médias da RNA-MLP e as medições de campo, apresentando o RMSE correspondente no eixo secundário. a) comparações dos recalques; b) comparações dos deslocamentos horizontais. Fonte: dos Autores (2024).

4.2 Comparação das previsões da RNA com Regressão Logarítmica

O desempenho do modelo da RNA-MLP é aqui comparado ao de um modelo mais simples e com eficácia reconhecida. A regressão logarítmica é apropriada por poder se gerar uma curva com característica assintótica, similar ao comportamento de deformação observado em BEFCs.

A comparação entre a RNA-MLP e a regressão logarítmica foi feita usando a métrica RMSE, por meio de duas verificações: uma verificação global em que todo o conjunto de dados previsto é avaliado; e uma verificação de previsão, em que apenas os dados de previsão futura são usados. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 3.

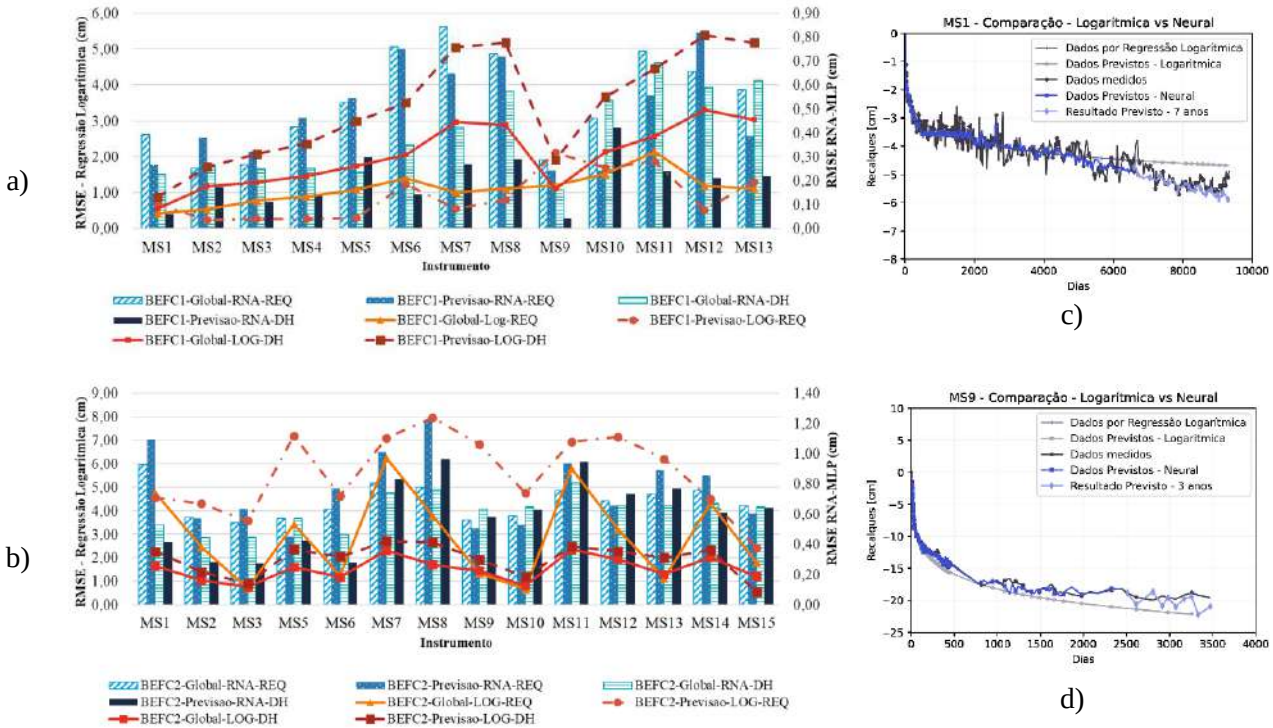


Figura 3. Comparação entre RNA-MLP e Regressão Logarítmica: a) comparações para BEFC1; b) comparações para a BEFC2; c) e d) curvas típicas de previsão da série histórica e comparação com a regressão para BEFC1 e BEFC2, respectivamente. Fonte: dos Autores (2024).

A RNA-MLP apresenta desempenho superior à regressão logarítmica tanto na generalização da série histórica quanto na capacidade de se estimar leituras futuras para mais de 80% dos instrumentos na BEFC1 e mais de 95% dos instrumentos na BEFC2. Quando o conjunto de dados é considerado, a RNA-MLP apresenta-se superior em 93,27% dos casos. A regressão logarítmica tornou-se boa alternativa quando as variações no conjunto de dados foram pequenas ou quando não houve alteração no comportamento ao longo do tempo, ao passo que a RNA-MLP se adaptou a todos os cenários. Resultados típicos das curvas assintóticas previstas com o tempo podem ser visualizados nas Figuras 4c e d.

4.3 Método alternativo para a definição dos níveis de referência

Para a definição de níveis limite para uma BEFC, há de se considerar que não é possível estabelecer a condição exata que leva a uma situação de atenção, alerta ou emergência apenas com a leitura de instrumentos de deformação. Nesse sentido, entende-se que estabelecer níveis de referência é uma prática mais adequada para esse tipo de estrutura.

Nesse contexto, a definição do nível de referência para os marcos superficiais usando a RNA-MLP foi feita utilizando a técnica do melhor e pior cenário, considerando as máximas móveis sobre o conjunto de dados.

Nessa técnica, usa-se máximas e mínimas móveis sobre um determinado período de tempo, com o intuito de considerar os desvios na série de dados (pontos mais extremos), fazendo com que a RNA aprenda os comportamentos das extremidades e possa prever os valores sem deixar de considerar o comportamento de cada instrumento. O período em que o nível de referência é válido está associado ao tempo de previsão efetuado, neste caso, 7 anos para a BEFC1 e 3 anos para BEFC2. Com base na Tabela 2 observa-se que as leituras se encontram dentro do esperado para ambas as barragens avaliadas dentro dos respectivos períodos de previsão.

Tabela 2. Definição dos níveis de referência usando a RNA-MLP. Fonte: dos Autores (2024).

Instrumento	Recalque		Deslocamento horizontal	
	Valor de Referência	Última leitura	Valor de Referência	Última leitura
BEFC1				
MS1	5,79	5,70	7,85	7,50
MS2	16,83	16,50	14,54	13,70
MS3	28,35	27,10	16,58	16,50
MS4	22,36	21,70	15,32	15,20
MS5	41,09	40,75	23,29	22,70
MS6	42,58	42,10	24,58	24,60
MS7	67,72	66,40	33,85	33,30
MS8	62,83	61,30	38,70	38,50
MS9	11,77	11,30	15,81	15,80
MS10	33,82	33,00	26,55	26,40
MS11	54,01	51,80	29,64	29,00
MS12	64,81	62,90	36,79	36,60
MS13	60,06	58,60	38,58	38,50
BEFC2				
MS1	28,91	27,60	25,22	24,22
MS2	19,41	18,30	19,10	18,51
MS3	11,37	10,60	15,21	14,72
MS5	29,23	28,20	23,43	23,32
MS6	16,79	15,30	18,69	18,49
MS7	38,37	37,00	29,41	29,07
MS8	32,46	31,20	23,27	22,83
MS9	19,78	20,00	20,32	19,21
MS10	11,45	10,90	15,74	15,58
MS11	35,70	35,50	28,76	28,07
MS12	28,15	27,70	22,82	22,36
MS13	19,23	17,70	19,07	18,20
MS14	25,59	24,20	20,33	20,31
MS15	10,77	10,20	12,52	11,48

5 CONCLUSÕES

Este artigo discutiu a aplicação das RNAs na previsão de medições de campo de BEFCs. Os resultados obtidos indicam que as RNAs podem ser utilizadas para estimar o comportamento das barragens, fornecendo previsões dos dados usualmente obtidos por meio dos marcos superficiais, e auxiliar nos processos de investigação quanto a comportamentos anômalos destas estruturas.

Ademais, há de se mencionar que o melhor desempenho observado com os dados da BEFC1 se deve à qualidade das medições (pouco ruído nos dados), bem como à disponibilidade de dados completos de nível do reservatório e medição de temperatura na barragem. Nesse contexto, verifica-se que a RNA pode servir para

definir níveis de referência, desde que o monitoramento da BEFC seja efetuado efetuado de maneira adequada, o que resultará em um conjunto de leituras de boa qualidade e confiabilidade.

Por fim, a definição dos níveis de referência usando a RNA-MLP gerou sempre níveis acima das leituras efetuadas de campo (máximo de 2 cm), ou muito próximas às últimas leituras efetuadas. Assim, o método para definição dos níveis apresentado nesse artigo mostra-se adequado, dado que considera o comportamento histórico da barragem e obtém níveis que podem ser considerados os esperados para as leituras futuras. Entretanto, há de se mencionar que o julgamento de engenharia sobre os níveis obtidos é indispensável e deve sempre ser feito sobre qualquer análise que envolva a segurança de uma estrutura.

REFERÊNCIAS

ACOSTA-GONZÁLEZ, L. E. *et al.* (2018). Displacements Study of an Earth Fill Dam Based on High Precision Geodetic Monitoring and Numerical Modeling. *Sensors 2018*, 18(5), 1369. Disponível em: https://www.mdpi.com/1424-8220/18/5/1369. Acesso em 18 de fev. 2024.

AGGARWAL, C. C. (2019). *Neural Networks and Deep Learning: A Textbook.* 2 ed. Londres: Springer, 520 p.

CRUZ, P. T.; MATERÓN, B.; FREITAS, M. (2014). *Barragens de enrocamento com face de concreto*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 359 p.

DUNNICLIFF, J. (1988). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance***.** EUA: John Wiley & Sons.

FERREIRA, J. A. (2022). *Avaliação dos Planos de Segurança de Barragens e sua Efetividade em Relação à Prevenção de Acidentes*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Desastres Naturais, Departamento de Geologia, Universidade Federal de Santa Catarina/UFSC, 128 p.

FUSARO, T. C. (2007). *Estabelecimento estatístico de valores de controle para a instrumentação de barragens de terra: estudo de caso das barragens de Emborcação e Piau*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Geotécnica, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto/UFOP, 155 p.

GOURINE, B.; KHELIFA, S. (2018). Analysis of Dam Deformation Using Artificial Neural Networks Methods and Singular Spectrum Analysis. In: *Recent Advances in Environmental Science from the Euro-Mediterranean and Surrounding Regions*, p 871-874.

HAN, B. *et al.* (2020). Statistically Optimized Back-Propagation Neural-Network Model and Its Application for Deformation Monitoring and Prediction of Concrete-Face Rockfill Dams. In: *Journal of Performance of Constructed Facilities - Volume 34*, Issue 4.

HAYKIN, S. (1999). *Neural Networks: A Comprehensive Foundation*. 2 ed. India: Pearson Education, 823 p.

HEATON, J. (2005). *Introduction to Neural Networks with Java*. 1 ed., Saint Louis: Heaton Research Inc, 382p.

ISHFAQUE, M. et al. (2022). Use of Recurrent Neural Network with Long Short-Term Memory for Seepage Prediction at Tarbela Dam, KP, Pakistan. In: *Energies 2022*, 15, 3123

KINGMA, D. P.; BA, J. L. (2015). ADAM: A Method for Stochastic Optimization. In: *Proceedings of the Third International Conference on Learning Representations*, San Diego, CA, May 7–9.

MARINARO, R. A. *Proposta de Metodologia para definição dos níveis de controle da Instrumentação associados aos modos de falha: estudo de caso em uma barragem para disposição de rejeitos de mineração*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto/UFOP, 160p.

SILVA, I.; SPATTI, D. H.; FLAUZINO, R. A. (2016). *Redes Neurais Artificiais para engenharia e ciências aplicadas: fundamentos teóricos e aspectos práticos*. 2ª ed. São Paulo: Artliber, 431 p.

TAYFUR, Gokmen *et al.* (2005). Case Study: Finite Element Method and Artificial Neural Network Models for Flow through Jeziorsko Earthfill Dam in Poland. In: *Journal of Hydraulic Engineering 131*, p.431-440.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/118

Utilização de IA em Sensoriamento Remoto, com Aerolevantamentos Realizados por Drone, para Identificar Tubulações de Drenagem em Reservatório de Rejeito

Emanuel Joaquim Daniel Júnior
Engenheiro Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Tamandaré, Brasil, emanuel.daniel12@gmail.com

Karla Leite Teixeira
Engenheira Civil, TPF Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, karla.leite@tpfe.com.br

Sanderllan Costa
Engenheiro Cartógrafo e Agrimensor, TPF Engenharia, Recife, Brasil, sanderllan.costa@tpfe.com.br

Luiza Cardoso Cavalcanti
Engenheira Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Belo Horizonte, Brasil, luizac.cavalcanti@gmail.com

Sophia Braga Carvalho
Engenheira Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Juiz de Fora, Brasil, sophia.carvalho@tpfe.com.br

RESUMO: A área minerada do platô Sacará possui reservatório para depósito de rejeito oriundo do processo de beneficiamento da bauxita. Devido sua extensa área, os dispositivos de drenagem alocados nas últimas décadas foram concebidos para atendimento da dinâmica operacional. Consequentemente, novas ferramentas, como drones, podem ser empregadas para facilitar o monitoramento das mudanças de localização. Paralelamente, a inteligência artificial também se destaca, sendo capaz de interpretar dados externos, aprender e utilizá-los para realizar tarefas. Assim, o objetivo deste estudo é utilizar IA, a partir de aerolevantamentos realizados por drone, para acompanhamento do dinamismo na localização das tubulações de drenagem superficial ao longo dos paredes do reservatório TP-02. O drone utilizado foi DJI Air 2S. Quanto à IA, utilizou-se o YOLOv8. Posteriormente, conduziu-se a análise visual da ortofoto e uma visita de campo para validação. Os resultados apontaram uma taxa de assertividade de 85% para o parede leste e 87% para o talude oeste, obtendo-se uma média geral de 86%. Assim, observa-se que o uso da metodologia proposta pode ser efetivo para executar um levantamento cadastral preliminar de forma prática, célere e de baixo custo. Salienta-se que a IA continua em treinamento, tendo capacidade de realizar um levantamento cadastral ainda mais resolutivo.

PALAVRAS-CHAVE: Inteligência Artificial, Drenagem Superficial, Mineração, VANTs.

ABSTRACT: The mining area of the Sacará plateau has a reservoir for depositing waste from the bauxite processing. Due to their extensive area, replacement devices allocated in recent decades were designed to meet operational dynamics. Consequently, new tools, such as drones, can be used to facilitate monitoring the location changes. At the same time, artificial intelligence also stands out as being capable of interpreting external data, learning, and using it to perform tasks. Therefore, the objective of this study is to use AI, based on aerial surveys carried out by drone, to monitor the dynamism in the location of surface drainage pipes along the walls of the TP-02 reservoir. The equipment used was the DJI Air 2S. As for AI, YOLOv8 was used. Subsequently, was made a visual analysis of the orthophoto and a field visit. The results present an assertiveness rate of 85% for the east wall and 87% for the west slope, obtaining an overall average of 86%. Therefore, note that the use of the proposed methodology can be effective in carrying out a preliminary cadastral survey in a practical, quick, and low-cost manner. It should be noted that the AI has been training, increasing its capacity to carry out more decisive cadastral surveys.

KEYWORDS: Artificial Intelligence, Surface Drainage, Mining, UAVs.

1 INTRODUÇÃO

Dentre os tipos de mineradores existentes no território brasileiro, há aquelas que atuam na exploração de bauxita para produção de alumínio. Dentre essas minhas, destaca-se o platô existente no complexo do Porto Trombetas, localizado na região oeste do estado do Pará, Brasil, conforme ilustrado na Figura 1.

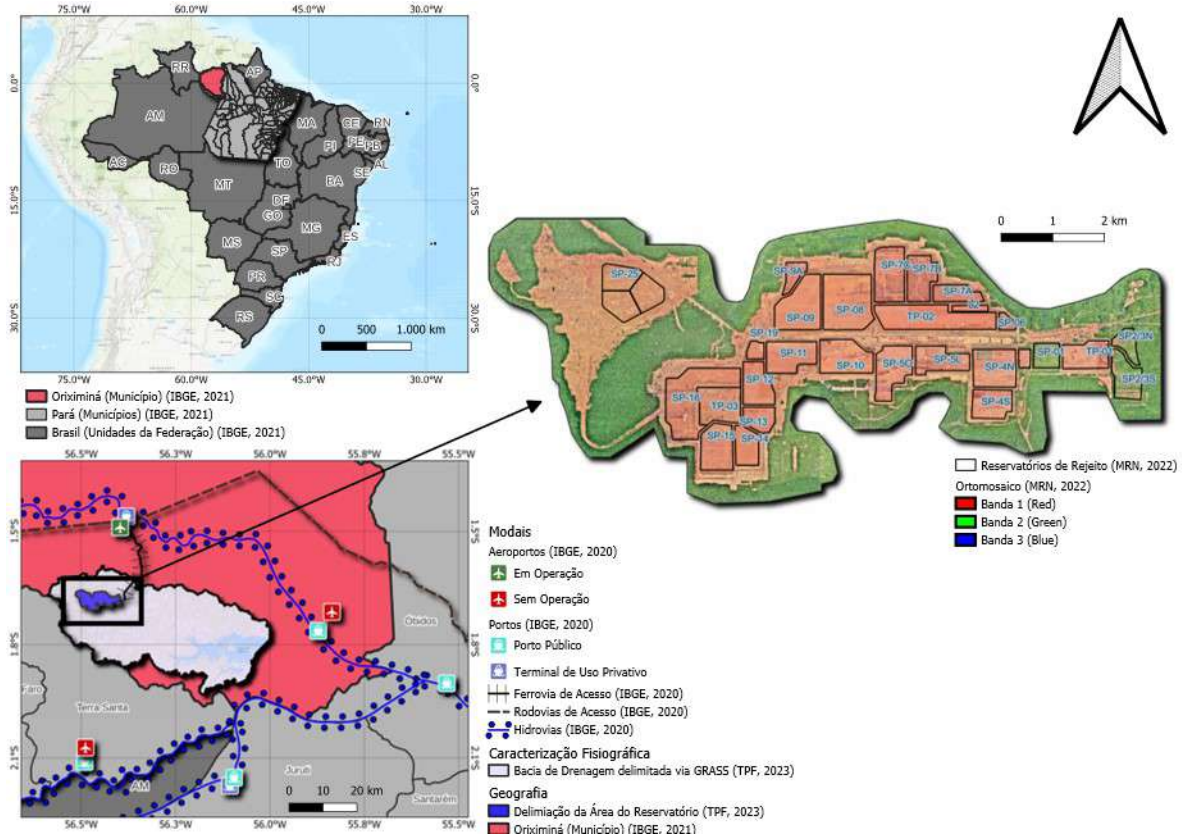


Figura 1. Localização da Mina Platô Saracá Leste e Oeste.

Os rejeitos gerados no processo de beneficiamento da bauxita são armazenados em reservatórios construídos na área previamente explorada do platô Sacará Leste e Oeste, formando um Sistema de Disposição de Rejeitos. Dada a vasta extensão de aproximadamente 2.244 hectares de Sacará Leste, infere-se que o monitoramento das mudanças no sistema de drenagem superficial é um desafio. Dessa forma, entende-se que novas ferramentas podem ser empregadas para facilitar o monitoramento de tais modificações.

Dentre essas ferramentas, os Veículos Aéreos Não Tripulados (VANTs), comumente chamados de drones, são uma excelente solução para o sensoriamento remoto na região. A utilização de drones para inspeções de barragens não apenas supera as limitações das inspeções visuais, mas também permite uma gestão mais fácil da conservação e monitoramento de ativos para os seus respectivos gestores. Ao comparar os dados das inspeções periódicas, o estado e a progressão de potenciais anomalias podem ser avaliados e monitorados.

Drones de asas rotativas, como o utilizado neste estudo, foram reconhecidos por Pinto *et al.* (2020) como mais adequado para fiscalizações de estruturas e obras de infraestrutura. Sua capacidade de voo vertical permite operar em espaços mais apertados, realizar voos estáticos e planar no ar.

Segundo Gorkos (2022), a utilização de VANTs para inspeções de barragens facilita a gestão de ativos e melhora o registro de dados, os quais podem ser analisados por uma equipe multidisciplinar de especialistas. A comparação dos dados das inspeções periódicas permite avaliar o estado e a progressão de potenciais anomalias. Além disso, os VANTs permitem a análise da segurança de barragens sob diferentes condições climáticas, incluindo períodos de inundação ou seca.

Pinto *et al.* (2020) consideram os drones como uma inovação disruptiva com potencial para transformar as metodologias tradicionais de inspeção de barragens e expandir as capacidades de imagem tridimensional.

Além disso, Buffi *et al.* (2017) destacam que esta técnica fornece dados de alta precisão adequados para avaliações detalhadas de conservação de materiais e reconstrução métrica de estruturas de barragens e terrenos adjacentes.

Paralelamente, destaca-se o conceito de inteligência artificial (IA). A IA é um sistema capaz de interpretar dados externos, aprender com eles e usar esse conhecimento para realizar tarefas. Quando combinada com dados obtidos de drones, a IA torna-se uma ferramenta poderosa para análise de dados.

Com base neste conceito, Feng *et al.* (2020) desenvolveram uma máquina de aprendizagem profunda usando métodos de redes neurais convolucionais, um tipo de algoritmo de IA treinado para identificar padrões. Em seu trabalho, eles demonstraram a capacidade de extrair aberturas e comprimentos de fissuras por meio da análise de pixels. O conjunto de dados foi dividido em conjuntos de treinamento e validação, com o método atingindo 80,45% de precisão na detecção de trincas.

Dentre as ferramentas de aprendizagem profunda, o YOLOv8 é a versão mais recente do YOLO da Ultralytics, um renomado modelo de detecção de objetos e segmentação de imagens em tempo real. O YOLOv8 representa um transformador multimodal de última geração (SOTA), incorporando novas melhorias e recursos para melhor desempenho, eficiência e flexibilidade. Ele suporta várias tarefas de IA de visualização, incluindo detecção, segmentação, estimativa de pose, rastreamento e classificação, tornando-o versátil para diversas aplicações e domínios (Ultralytics, 2023).

Assim, o objetivo deste estudo é utilizar a inteligência artificial em sensoriamento remoto, especificamente por meio de levantamentos aéreos realizados por drone, para monitorar mudanças na posição das tubulações de drenagem superficial ao longo das cristas dos reservatórios de rejeitos, com foco em um reservatório de rejeitos diluídos.

2 METODOLOGIA

A partir do levantamento aéreo é possível obter as ortofotos, fotografias que mostram imagens de objetos em suas verdadeiras posições ortográficas. Essas ortofotos são processadas por meio do DroneDeploy, plataforma que gera mapas ortomosaicos e modelos 3D da área pesquisada. O modelo de drone empregado neste estudo foi o Air 2S, da DJI. A Tabela 1 fornece uma visão geral das especificações técnicas do VANT (DJI, 2024) utilizado neste trabalho, incluindo detalhes sobre a câmera utilizada para capturar as ortofotos.

Tabela 1. Especificações técnicas do DJI Air 2S.

Itens	Características
Peso de decolagem	595 g
Velocidade máx.	6 m/s
Altura máx. de serviço acima do nível do mar	5000 m
Tempo máx. de voo (sem vento)	31 minutos
Distância máx. de voo (sem vento)	18,5 km
Sensor da Câmera	CMOS de 1” Píxeis efetivos: 20 MP; dimensões de píxeis de 2,4 µm
Lente	Campo de visão (FOV): 88° Formato equivalente a 35 mm: 22 mm Abertura: f/2.8 Alcance de disparo: 0,6 m a ∞
Tamanho da imagem	20 MP 5472×3648 (3:2) 5472×3078 (16:9)

Inicialmente, criou-se um plano de voo, utilizando o DroneDeploy, para definir a área a ser percorrida durante o levantamento aéreo. Neste projeto, os seguintes parâmetros de entrada foram definidos:

- Altura (m): 120;
- Sobreposição vertical (%): 75;
- Sobreposição horizontal (%): 80.

Essas configurações determinam a altitude em que o drone voa, bem como a quantidade de sobreposição

entre imagens consecutivas, tanto vertical quanto horizontalmente. Esses parâmetros são cruciais para gerar ortomosaicos e modelos 3D precisos.

Para garantir a segurança do operador durante o levantamento aéreo, foram seguidas as seguintes normas normativas:

- Código Brasileiro de Aeronáutica (Lei nº 7.565/1986): Este código fornece um conjunto abrangente de regulamentos e procedimentos para operações de aviação no Brasil, incluindo a operação de sistemas de aeronaves não tripuladas (UAS).
- RBAC-E nº 94, da ANAC: Regulamento emitido pela ANAC (Autoridade Brasileira de Aviação Civil) especificamente para a operação de UAS no Brasil. Estabelece os requisitos e diretrizes para operações seguras de UAS.
- IS nº E94-001 - Revisão A, IS nº E94-002 - Revisão A, IS nº E94-003 - Revisão A, IS nº E94.503-001 - Revisão A: São Manuais de Instruções emitidos pela ANAC que fornecem orientações e procedimentos detalhados para operações de UAS em conformidade com o RBAC-E nº 94.
- Resolução ANAC nº 25/2008: Estabelece regulamentos gerais para operações de aeronaves civis no Brasil, que podem incluir disposições relevantes para operações de UAS.
- ICA 100-40 e ICA 100-12: São Instruções para Navegação Aérea emitidas pelo DECEA (Departamento de Controle do Espaço Aéreo). A ICA 100-40 fornece diretrizes para operações de UAS, e a ICA 100-12 cobre a operação geral de UAS no espaço aéreo brasileiro.
- ICA 100-37: Esta Instrução de Navegação Aérea do DECEA fornece diretrizes para a operação de sistemas de aeronaves remotamente pilotadas (RPAS) no espaço aéreo brasileiro.
- Resolução ANATEL nº 635: Esta resolução da ANATEL (Agência Nacional de Telecomunicações) estabelece regulamentos e requisitos para o uso do espectro de radiofrequências por UAS no Brasil.

Esses regulamentos e normativas garantem que o levantamento aéreo seja conduzido em conformidade com os padrões de segurança e leis aplicáveis no Brasil. A adesão a estes regulamentos ajuda a mitigar riscos e garantir a operação segura do drone.

Com condições climáticas favoráveis, especificamente em um tempo ensolarado e sem chuva, estando em conformidade com as normas legais supramencionadas, o voo foi realizado dentro da área pré-determinada pelo DroneDeploy. As áreas sobrevoadas para este artigo foram as paredes leste e oeste do reservatório TP-02, o qual pode ser visualizado na Figura 1. A seleção desse local considerou a classificação de Dano Potencial Associado (DPA) do reservatório, conforme especificado na Resolução ANM nº 95, bem como a disposição das tubulações de PEAD responsáveis pela drenagem superficial.

Assim que o voo foi concluído, as imagens capturadas foram carregadas e processadas utilizando o DroneDeploy. O processamento envolveu a geração do ortomosaico e a criação de um modelo 3D da área pesquisada. O ortomosaico resultante tinha resolução de pixels de 2,6 cm, fornecendo informações visuais detalhadas.

Em relação à implementação da inteligência artificial, o modelo YOLOv8 foi utilizado como *framework* de aprendizagem profunda. Isso envolveu a construção de um conjunto de dados com a identificação de tubos PEAD, seguido de treinamento e validação do modelo de IA. O plugin QGIS, *Deepness*, foi empregado para carregar e integrar o modelo de IA no fluxo de trabalho.

Como etapa essencial na validação do modelo de aprendizagem profunda, foi realizada uma visita de campo especificamente na parede leste da TP-02. Antes da visita, realizou-se uma análise minuciosa dos mapas de localização derivados dos resultados da IA para obter consciência espacial das prováveis localizações dos tubos. Isso facilitou o desenvolvimento de uma estratégia de abordagem no local. Durante a inspeção de campo, verificou-se a parametrização de escala do ortomosaico em relação às medições do mundo real. Também foi validada a presença de tubos previamente identificados pela IA. Os resultados obtidos durante a visita de campo foram registrados em fichas de cadastro e registros fotográficos georreferenciados foram obtidos por meio do aplicativo *Timestamp*. Esses registros foram utilizados para comparação com as coordenadas previamente determinadas pelo modelo de aprendizagem profunda, aumentando ainda mais a precisão e confiabilidade dos resultados.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Ao implementar os métodos discutidos no capítulo anterior, o sistema de inteligência artificial identificou e geolocalizou com sucesso tubos de PEAD. A avaliação do desempenho da IA foi realizada

utilizando-se de uma matriz de confusão, conforme ilustrada na Figura 2. A matriz de confusão é uma métrica comumente usada para avaliar a precisão do modelo de classificação, analisando-se como o seu comportamento para com diferentes classes. No contexto da detecção de objetos, a matriz de confusão permite determinar a capacidade do modelo de identificar corretamente objetos pertencentes a classes específicas, como tubos PEAD.

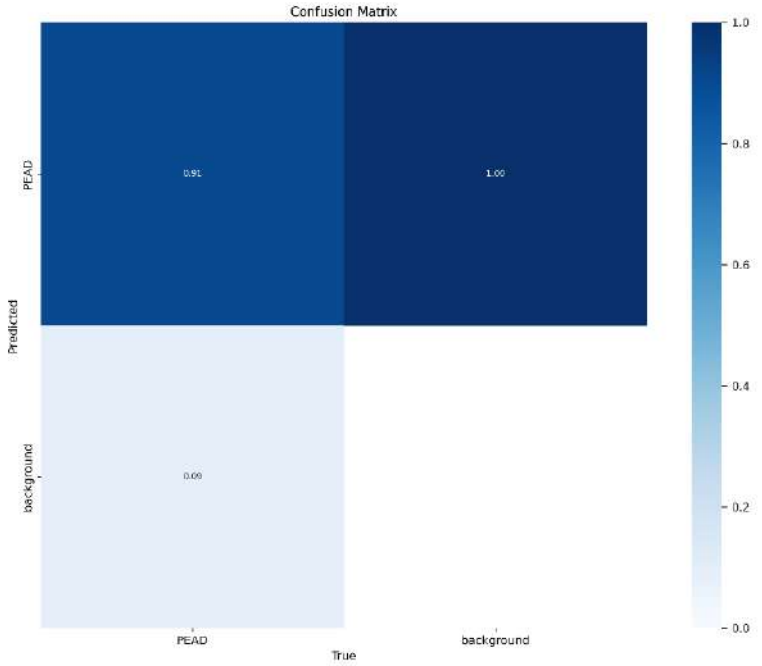


Figura 2. Matriz de Confusão.

De acordo com a matriz de confusão, o modelo IA obteve resultados satisfatórios na detecção de tubos PEAD. Identificou corretamente os tubos como PEAD (verdadeiros positivos) em 91% dos casos, mas não conseguiu detectá-los (falsos negativos) em 9% dos casos. Isto demonstra que o modelo tem um alto nível de precisão e fornece informações valiosas sobre a sua presença e localização na área pesquisada.

As informações fornecidas pela matriz de confusão são determinantes para avaliar o desempenho do modelo e compreender suas limitações. Eles ajudam a identificar áreas de melhoria e orientar os ajustes necessários para aumentar a precisão e a confiabilidade do modelo.

A curva da função de perda, conforme ilustrada na Figura 3, oferece uma representação visual do processo de treinamento do modelo e a sua direção de aprendizagem. As três diferentes variáveis plotadas nas Figuras 3a, b e c, demonstram a progressão da perda. Pode-se observar que à medida que período aumenta, há uma notável convergência no sentido da redução do erro. Essa rápida convergência indica que o modelo está aprendendo e melhorando de forma eficiente suas previsões.

Além disso, as Figuras 3f, g e h, ilustram a queda do erro no conjunto de teste para as mesmas variáveis mencionadas acima. Esses gráficos são valiosos para avaliar o desempenho do modelo em dados não vistos. A queda consistente de erros em todo o conjunto de teste indica que o modelo está efetivamente convergente e está adequado para realizar novas previsões precisas em demais exemplos.

No geral, esses gráficos fornecem informações valiosas sobre o treinamento e o desempenho do modelo, ajudando pesquisadores e profissionais a acompanhar o seu progresso, tomar decisões direcionadas e refinar ainda mais o modelo para obter melhores resultados.

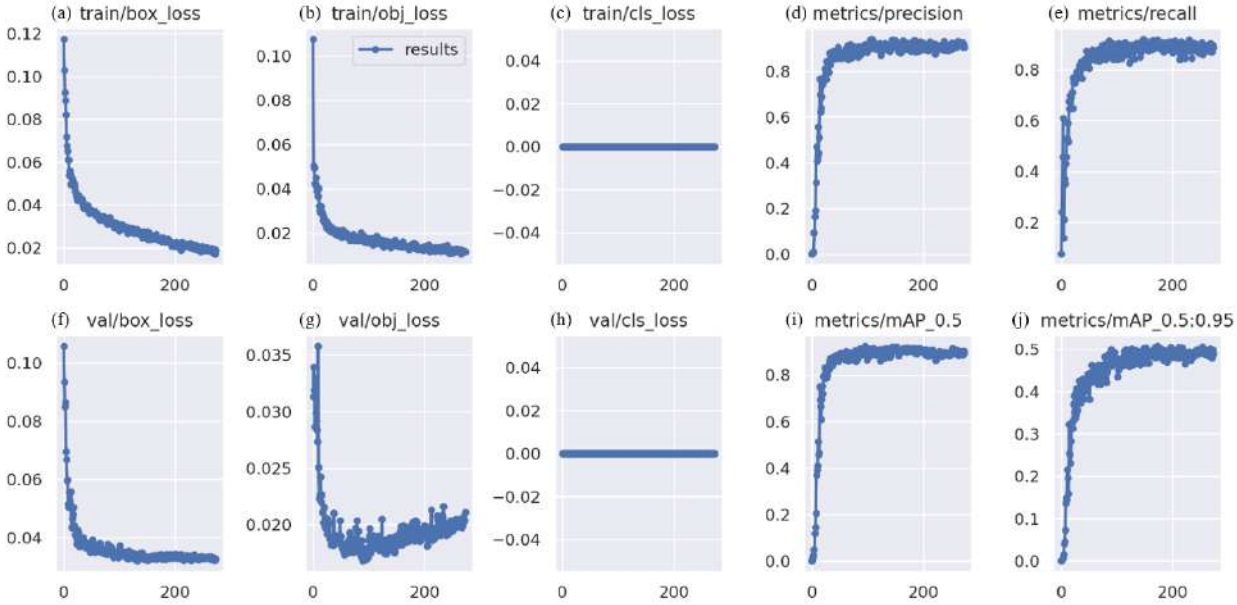


Figura 3. Métricas de Validação (abscissas apontam o número de épocas e as ordenadas apontam os resíduos de erro).

Por fim, realizou-se uma análise visual para verificar a assertividade do modelo implementado. Para este artigo são detalhadas as regiões da parede leste do reservatório TP-02. Os polígonos vermelhos numerados que identificam os tubos encontrados podem ser visualizados nas 4, 5 e 6.

Figura 4. Região Superior da Parede Leste da TP-02.

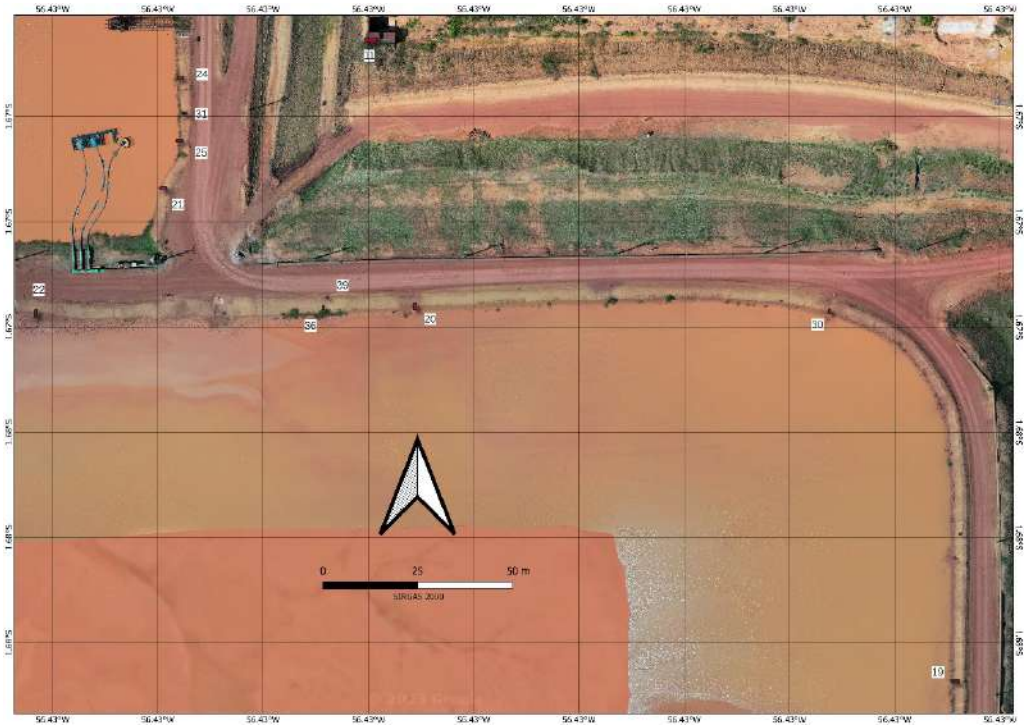


Figura 5. Região Central da Parede Leste de TP-02.

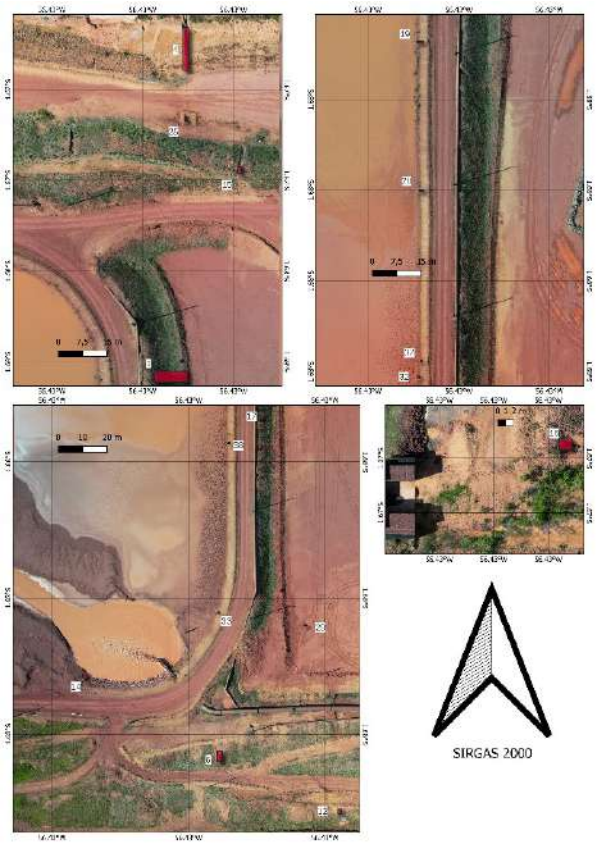


Figura 6. Outras Áreas da Parede Leste da TP-02.

Com base nos dados obtidos, quantificaram-se 23 tubulações na Parede Oeste da TP-02, enquanto foram identificadas 40 tubulações na Parede Leste. Através da análise visual de imagens aéreas, alcançou-se um percentual de 90% para identificação de tubos de PEAD na parede leste da TP-02, e 87% para a parede oeste, resultando em uma média de 88,5%.

Para melhorar ainda mais a precisão dos resultados, realizou-se uma visita de campo, que levou à exclusão de 2 tubos identificados incorretamente dos 36 previamente refinados para a Parede Leste. Este ajuste resultou em uma nova taxa percentual de 85% para a Parede Leste, baixando a média geral para 86%.

Esses resultados são consistentes com a Matriz de Confusão apresentada na Figura 2, indicando que o modelo de aprendizagem profunda desenvolvido teve bom desempenho e demonstrou boa precisão na detecção e identificação de tubos de PEAD nas cristas das bacias de rejeitos, atingindo um valor de 94,5% próximo ao valor esperado.

É importante notar que o refinamento dos resultados através da verificação de campo é uma etapa valiosa no processo de validação, pois ajuda a corrigir quaisquer erros de classificação feitos pelo modelo de IA e a garantir a precisão dos resultados finais.

4 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo utilizar inteligência artificial no sensoriamento remoto, a partir de levantamentos aéreos realizados por drone, para monitorar a localização de tubulações de drenagem superficial nas paredes leste e oeste do reservatório TP-02, no Platô Saracá Leste. Assim, foi possível observar que a metodologia proposta por este trabalho foi muito eficaz em realizar um levantamento cadastral preliminar de forma prática, rápida e de baixo custo, obtendo uma assertividade média geral de 86%. Ressalta-se que a Inteligência Artificial continua em treinamento e aprendizado, podendo fornecer dados mais relevantes para um levantamento cadastral ainda mais resolutivo.

Destacam-se, também, algumas limitações do modelo implementado, uma vez que alguns tubos estão quase totalmente enterrados, aparecendo apenas como “pontos pretos” nas imagens em raster, na sua entrada e saída, o que dificulta a sua identificação como um tubo único. Além disso, é necessário um ajuste manual para aumentar a qualidade dos resultados obtidos, principalmente no que diz respeito à definição de diferentes trechos de uma mesma tubulação que, devido ao enterramento de partes intermediárias, a IA identifica como trechos diferentes.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar a sua sincera gratidão à TPF Engenharia, pelo seu valioso apoio e incentivo na implementação de soluções inovadoras. A colaboração e assistência prestada pela TPF Engenharia foram fundamentais para o sucesso da execução deste projeto. *Building the world, better*.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Buffi, G., Manciola, P., Grassi, S., Barberini, M., Gambi, A. (2017) Survey of the Ridracoli Dam: UAV–based photogrammetry and traditional topographic techniques in the inspection of vertical structures. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 8 (2), p.1562-1579.

DJI. (2024) *DJI Air 2S Especificações*. Disponível em: <https://www.dji.com/br/air-2s/specs>. Acesso em: 29 fev. 2024.

Gorkos, P. (2022) *Potencial de uso de drones em inspeções de barragens: estudo de caso da Barragem dos Rios Vacacaí e Vacacaí-Mirim e Barragem Rodolfo da Costa e Silva.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Construção e Infraestrutura, Universidade Federal do Rio Grande do Sul / UFRGS, 212 p.

Pinto, L., Bianchini, F., Nova, V., Passoni, D. (2020) Low-cost UAS photogrammetry for road infrastructures’ inspection. In: The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences - XXIV ISPRS, Nice. *Proceedings...* ISPRS Society. p. 1145-1150.

Ultralytics Inc. (2024) *Documentos do Ultralytics YOLOv8*. Disponível em: <https://docs.ultralytics.com/pt>. Acesso em: 29 fev. 2024.

Zhang, H., Wang, H., Wang, S., Li, Y. (2020) Automatic Pixel-Level Crack Detection on Dam Surface Using Deep Convolutional Network. *Sensors*, 20 (7), p.2069.

ÁREA 03.

Educação em GeoEngenharia

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/119

A Influência da Educação Ambiental nas Comunidades de Risco de Movimento de Massa da Cidade João Pessoa-PB

Arthur Vinícius Freire Silva Ramos
Engenheiro Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, arthur_vinicios_@hotmail.com

Geovanna Karla da Silva Simões
Engenheira Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, geovannakarlass@gmail.com

Maria Eduarda Silva Paulino
Discente do curso de Engenharia Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, mariasilvagestao@gmail.com

Fábio Lopes Soares
Professor do curso de Engenharia Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, flseng@uol.com.br

RESUMO: Atualmente, a cidade de João Pessoa-PB, segundo o órgão de Proteção e Defesa Civil do município, é composta por 27 áreas de risco de deslizamento de massa. Segundo Silva (2018), é evidenciado que entre o período de 1983 e 2016, foram registrados 68 casos de movimento de massa, ao qual cerca de 40 mil pessoas estão expostas a algum tipo de risco de desastres. Nas regiões propensas a esses eventos, a falta de consciência de risco entre a população é uma preocupação crucial que amplia a vulnerabilidade a desastres naturais. Como forma de abordar a falta de consciência de risco e promover a segurança das comunidades de estudo, foram promovidas ações de autoproteção, tendo os membros da comunidade como agentes ativos. Para isso, foram conduzidas palestras de educação ambiental, distribuição de material didático e realização de atividades lúdicas para crianças, visando sensibilizar e informar a população sobre os perigos iminentes, para que possam identificar agentes potencializadores e indicadores de movimento de massa na comunidade. Dessa forma, este estudo apresenta abordagens abrangentes e colaborativas para mitigar riscos em áreas de deslizamento, com foco na conscientização e preparação da comunidade como a chave para uma maior resiliência e segurança.

PALAVRAS-CHAVE: Educação Ambiental, Comunicação Social, Vulnerabilidade Social, Comunidades em Risco, Estabilidade de Taludes, Movimento de Massa.

ABSTRACT: Currently, the city of João Pessoa-PB, according to the municipality's Protection and Civil Defense agency, comprises 27 areas at risk of mass movement. According to Silva (2018), it is evident that between the period of 1983 and 2016, 68 cases of mass movement were recorded, exposing about forty thousand people to some type of disaster risk. In regions prone to these events, the lack of risk awareness among the population is a crucial concern that amplifies vulnerability to natural disasters. As a way to address the lack of risk awareness and promote the safety of the study communities, self-protection actions were promoted, with community members as active agents. For this purpose, environmental education lectures, distribution of educational materials, and conducting playful activities for children were carried out, aiming to sensitize and inform the population about imminent dangers so that they can identify potential agents and indicators of mass movement in the community. Thus, this study presents comprehensive and collaborative approaches to mitigate risks in landslide areas, focusing on community awareness and preparedness as the key to greater resilience and safety.

KEYWORDS: Environmental Education, Social Communication, Social Vulnerability, At-Risk Communities, Slope Stability, Mass Movement.

1 INTRODUÇÃO

A cidade de João Pessoa, capital do estado da Paraíba, Figura 1, possui atualmente cerca de 890 mil habitantes, de acordo com a Prefeitura Municipal de João Pessoa (2023), e experimentou um forte crescimento urbano a partir da década de 60, acompanhando o padrão observado em muitas outras cidades do Brasil. No entanto, esse crescimento ocorreu sem um planejamento urbano adequado, que somado à especulação imobiliária nas áreas planas e mais acessíveis da cidade, elevou a ocupação das encostas e vales dos rios por moradores de baixa renda e, consequentemente, no adensamento em áreas de risco.

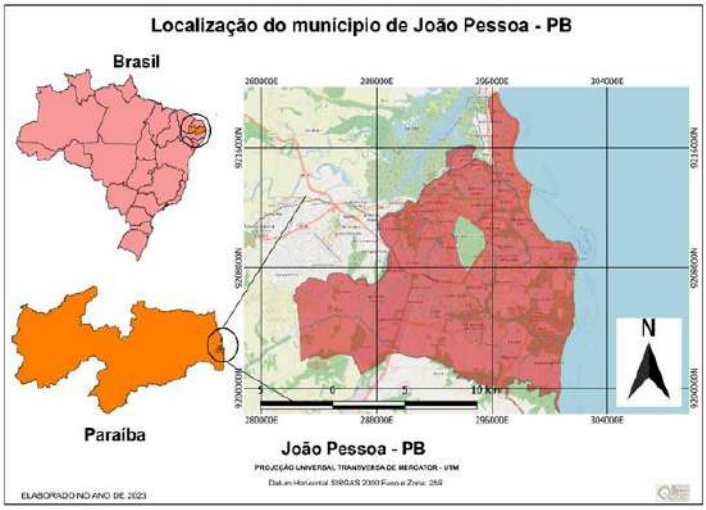


Figura 1. Mapa de localização do município de João Pessoa-PB.

De acordo com Gutierres *et al.* (2017), apesar de João Pessoa apresentar uma topografia relativamente plana e ondulada na maior parte do município, os processos de uso e ocupação do solo tem deflagrado uma série de alterações geomorfológicas, favorecendo a ocorrência dos dois processos de dinâmicas superficiais mais recorrentes – movimentos de massa e inundações.

1.1 Relevância do Estudo e dos Impactos de Deslizamento de Massa

Dados da COMPDEC-JP (Coordenadoria Municipal de Proteção e Defesa Civil de João Pessoa) indicam a existência de 27 áreas de risco de desastres na cidade de João Pessoa, Paraíba. Além disso, de acordo com Silva (2016), na cidade existem cerca de 40 mil pessoas expostas a algum tipo desses eventos, o que reflete na combinação de fragilidades sociais e ambientais, com a situação de famílias carentes em moradias de condições precárias nas encostas, elevando o risco de desabamento em períodos de grande intensidade pluviométrica (SIMÕES, 2023).

Silva (2018) ainda destaca a existência de 68 deslizamentos registrados entre o período de 1983 a 2016. Dessa forma, a prevenção e o controle desses movimentos são essenciais para garantir a segurança das áreas afetadas. Com isso, o presente estudo tem o objetivo de apresentar como foi desenvolvida a educação ambiental nos bairros do Roger, Alto do Mateus e São José, como ferramenta de conscientização e autoproteção para os moradores em áreas de risco de deslizamento de massa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Conceituação Sobre Educação Ambiental

A Educação Ambiental vai além da interação educador e educando, concerne na conscientização dos moradores em relação aos riscos e a importância de sua participação para a amenização desses problemas,

como retratado nas recomendações da Conferência Intergovernamental sobre Educação Ambiental de Tbilisi. Entretanto, a educação ambiental apenas causa impactos quando há o engajamento da comunidade, como reitera Loureiro (2004, p.81).

2.2 Movimento de Massa

O movimento de massa é caracterizado pelo deslocamento de grandes quantidades de solo, rocha, detritos ou outros materiais em encostas ou taludes. Esse fenômeno natural pode ter impactos significativos tanto no meio ambiente quanto na segurança das pessoas, resultando em prejuízos econômicos, destruição de propriedades e perda de vidas.

2.3 Definição de Área de Risco e Risco

Segundo o Ministério das Cidades *apud* Ramos *et al*. (2022), uma área de risco de deslizamento de massa pode ser definida como uma região que apresenta possibilidade de ocorrência de movimento de massa. Essas áreas são identificadas por meio de análises geológicas, geomorfológicas, climatológicas e de ocupação do solo, sendo classificadas em diferentes graus de risco, dependendo do potencial de danos e perdas materiais e humanas.

Dessa forma, torna-se imprescindível compreender o conceito de risco, Alheiros *et al.* (2011) explica que o risco é a combinação de dois fatores: suscetibilidade, ou seja, a condição favorável para a ocorrência do processo geológico em si — geologia, hidrologia, morfologia e o clima — e vulnerabilidade, que se refere às alterações antrópicas, ou seja, a fragilidade das pessoas, das habitações e da infraestrutura no local que pode ser afetado.

2.4 Comunicação Social como Ferramenta para Conservação Ambiental dos Morros e para a Segurança dos Moradores

Nas regiões de risco de movimento de massa, a falta de consciência de risco entre a população é uma preocupação crucial que amplia a vulnerabilidade a desastres naturais. Dessa forma, a comunicação social exerce o papel de ferramenta de aproximação entre os conceitos acadêmicos e os moradores dessas zonas vulneráveis, ou seja, a democratização de informações técnicas, trazendo-as para uma linguagem mais compreensiva e lúdica, promovendo a conservação ambiental e a melhoria da habitabilidade desses lugares.

Alheiros *et al*. (2003), enfatiza que a comunicação social é um mecanismo essencial para a mudança de comportamento. Desse modo, a metodologia utilizada para o alcance desse objetivo deve ser consistente e de valorização da cultura local, veiculando mensagens utilitárias e promovendo a interação entre a esfera pública e os habitantes locais.

Além disso, técnicas e ferramentas participativas são também de utilidade, a título de exemplo os recursos audiovisuais, as maquetes e os jogos didáticos, visto que ajudam a estimular a organização de ideias e as respostas aos questionamentos de desafios associados à problemática abordada (IDSM, 2019).

3 DESENVOLVIMENTO E RESULTADOS

3.1 Identificar as Áreas de Risco

Na primeira etapa do estudo para realização da educação ambiental, identifica-se as áreas que apresentam maior incidência de deslizamentos e carência de dados em arquivos dos órgãos competentes. Esse processo de escolha foi realizado em conjunto com a Universidade Federal da Paraíba - UFPB e a Defesa Civil de João Pessoa.

Após definido o bairro de atuação, são realizadas visitas em campo com o objetivo de fazer a caracterização geral da localidade, observar as características geológico-geotécnicas e os fatores de

suscetibilidade e vulnerabilidade. Após coletado esses dados, obteve-se o mapa de risco da região de estudo, permitindo ser objeto de informação sobre as áreas a serem aplicadas na educação ambiental.

3.2 Mapa de Risco

O mapa de risco tem a finalidade de representar graficamente as regiões suscetíveis ao movimento de massa e seus respectivos graus de riscos. Dessa forma, foi elaborado o mapeamento de risco nos bairros de maior necessidade de estudo, de acordo com dados da COMPDEC-JP, utilizando-se de parâmetros e pesos para avaliação dos riscos, conforme descrito nas pesquisas de Soares e Pereira (2017).

Seguindo as diretrizes do Ministério das Cidades, o grau de risco de cada setor foi determinado a partir da análise de diversos fatores agrupados nas categorias "Caracterização Geral da Localidade" e "Características Geológico-Geotécnicas", que descrevem a área onde está situada a comunidade. Além disso, foram considerados os "Fatores de Suscetibilidade" e "Fatores de Vulnerabilidade" específicos de cada setor, classificando-os em baixo, médio, alto e muito alto risco de deslizamento, como pode ser visto nos mapas de risco da Figura 2.

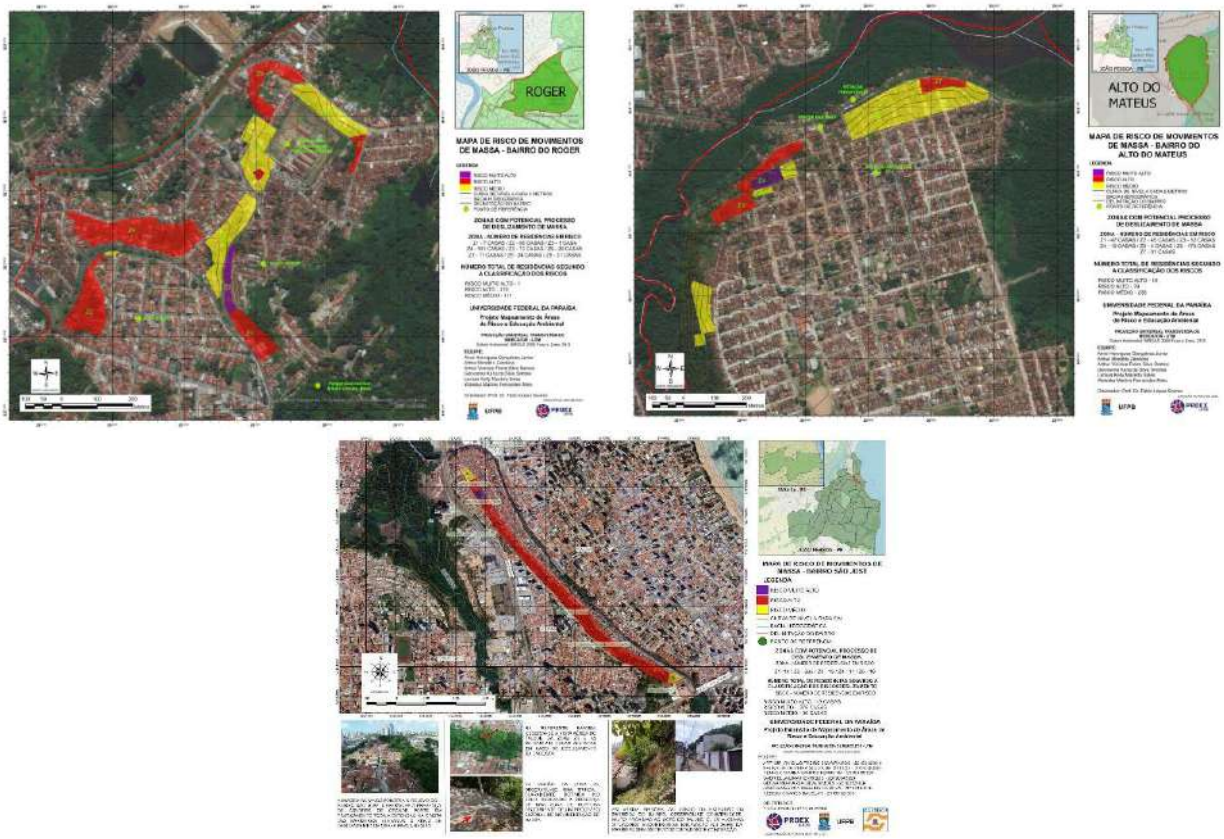


Figura 2. Mapas de Risco dos bairros.

Dessa forma, os dados do mapa de risco de deslizamento forneceram uma base sólida para indicar as principais zonas de implementação de estratégias eficazes de conscientização e prevenção ambiental na comunidade local.

3.3 Realização da Educação Ambiental

Com os dados do mapeamento de risco, pode-se observar os setores de maior risco de deslizamento e concentrar esforços em ações práticas de educação ambiental voltadas para a região de estudo. Como importante mecanismo de mudança de conscientização, visando mitigar os riscos associados a eventos de deslizamentos.

Durante a educação ambiental visa-se abordar os 4 principais pontos, que somados têm o objetivo de evitar desastres e salvar vidas, preservando o bem-estar da comunidade e o meio ambiente:

- Sensibilização e engajamento dos residentes em áreas de risco para promover o diálogo sobre práticas recomendadas, com o objetivo de promover a conservação ambiental das encostas;
- Divulgação de procedimentos e técnicas adequados para ocupação e construção em áreas de morros;
- Estímulo à colaboração entre entidades governamentais e comunidades na concepção de soluções preventivas para evitar situações de risco e reduzir aquelas já existentes;
- Promover e capacitar os moradores, para que os membros da comunidade independente da idade sejam agentes ativos.

3.4 Ferramentas de Educação Ambiental para o Público Alvo

Faz-se necessário a adoção de práticas e medidas adequadas para prevenir a ocorrência de desastres. Para isso, o engajamento de todos os membros da comunidade é crucial. Nesse sentido, é essencial estabelecer canais de comunicação eficazes para conduzir a educação ambiental, visando esclarecer e alertar os residentes que vivem em áreas de risco.

Para isso, foram organizadas palestras sobre conscientização ambiental, distribuição de materiais educativos e realização de atividades lúdicas, como palestras, cartilhas, cartazes e jogos da memória, com o intuito de sensibilizar e informar os moradores sobre os perigos iminentes, capacitando-os para identificar os agentes potencializadores e indicadores de movimento de massa na comunidade.

3.4.1 Palestras

Foram realizadas palestras em escolas das comunidades de estudo, localizadas próximas às áreas de maior grau de risco de deslizamento, Figura 3. Dessa forma, foi elaborada uma apresentação para o público específico, com o intuito de tornar o momento da educação ambiental em um momento agradável e rico em aprendizado.

Nas palestras, mostrou-se eficiente manter sempre o ritmo de conversação com os ouvintes e apresentar casos que eles vivenciam nos bairros em que residem. Durante a apresentação, foi distribuído um lanche, o que contribuiu para promover um ambiente mais descontraído e receptivo ao processo de aprendizagem por parte dos ouvintes.

Figura 3. Palestras de Educação Ambiental.

3.4.2 Cartilhas

A Figura 4 apresenta a cartilha a qual foi elaborada na extensão “Projeto Mapeamento de Áreas de Risco e Educação Ambiental”, vinculada a Pró-Reitoria de Extensão da UFPB, e posteriormente, distribuída para os moradores durante as ações de educação ambiental, com o objetivo de tornar acessível, e ilustrativo, o conhecimento de técnicas adequadas aos moradores.

Figura 4. Distribuição das Cartilhas.

A elaboração da cartilha foi pautada pela inclusão de tópicos fundamentais para a formação da consciência de risco, como visto na Figura 5. Dentre eles, destacam-se a abordagem de situações de risco, a identificação dos agentes deflagradores e dos indicadores de movimento de massa. Além disso, foi essencial incluir os contatos dos principais órgãos responsáveis, juntamente com suas devidas atribuições, para orientar os cidadãos em casos de ocorrência de desastres.

Figura 5. Cartilha utilizada na Educação Ambiental.

3.4.3 Cartazes

Foram afixados cartazes, Figura 6, contendo instruções práticas e educativas nos corredores das escolas, com o objetivo de estimular alunos, pais e professores a visualizarem regularmente as informações e, consequentemente, despertar o senso de autoproteção.

Figura 6. Cartaz utilizado na Educação Ambiental.

3.4.4 Jogo da Memória

Foi elaborado um jogo da memória, Figura 7, e distribuído às crianças durante as atividades de educação ambiental, com o objetivo de proporcionar aprendizado por meio do entretenimento. Esperava-se que, enquanto se divertiam, as crianças absorvessem informações relevantes do jogo, despertando curiosidade entre seus colegas de classe e, posteriormente, entre seus familiares em suas residências, contribuindo assim para a disseminação do conhecimento ambiental.

Figura 7. Jogo da Memória utilizado na Educação Ambiental.

4 CONCLUSÃO

Este estudo destaca a influência da Educação Ambiental nas comunidades de risco de movimento de massa na cidade de João Pessoa-PB. Ao longo da pesquisa, percebe-se que abordagens abrangentes e colaborativas são essenciais para prevenir e mitigar os riscos associados aos deslizamentos de massa. Dessa forma, a abordagem educativa busca conscientizar os moradores sobre a importância de conhecer e compreender os riscos associados a esses eventos.

Além disso, recomenda-se o desenvolvimento de metodologias ativas e inclusivas, envolvendo os participantes de forma proativa no processo de democratização de informações, indo além da mera transmissão

de dados acadêmicos, promovendo a compreensão profunda, por meio de uma linguagem mais compreensiva e lúdica.

Recomenda-se, ainda, que para futuros trabalhos sejam realizadas as análises dos efeitos da educação ambiental nas comunidades de risco.

Dessa forma, propõe-se que sejam realizadas ações colaborativas em parceria com órgãos públicos, Defesa Civil e instituições de ensino, nos bairros propensos a deslizamentos de massa, especialmente nos meses que antecedem e durante os períodos de maior intensidade pluviométrica na região. Somado isso, destaca-se a importância de se implementar tais ações de forma constante nas áreas de risco. Essas iniciativas visam promover uma cultura de prevenção, conscientizando os moradores sobre os riscos de deslizamentos de massa e o desenvolvimento de práticas resilientes e seguras nas áreas de risco.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALHEIROS, M, M.; *et al*. (2003) *Manual de ocupação dos Morros da Região Metropolitana do Recife*. FIDEM, Recife- PE.

ALHEIROS, M. M. (2011) Gestão de riscos geológicos no Brasil. *Revista Brasileira de Geologia de Engenharia Ambiental*, 1(1): 109-122.

CONFERÊNCIA INTERGOVERNAMENTAL SOBRE EDUCAÇÃO AMBIENTAL Tbilisi, Geórgia, ex-URSS, de 14 a 26 de outubro de 1977. Disponível em: https://www.gdrc.org/uem/ee/tbilisi.html. Acesso em: 20 jan. 2024.

DEFESA CIVIL – PARAÍBA. (2023) *Dados e arquivos relativos ao histórico das comunidades em risco de João Pessoa*.

GUTIERRES, H. E. P; COSTA, T. R. ANDRADE, A. S; PINHEIRO, D. B. (2017) *As áreas de risco geológico-geomorfológico da cidade de João Pessoa: diagnóstico, mapeamento, monitoramento das intervenções e implicações geotécnicas.* 27º Simpósio de Geologia do Nordeste; II Simpósio Brasileiro de Sismologia. João Pessoa.

Instituto de Desenvolvimento Sustentável Mamirauá - IDSM (2019) *Técnicas e ferramentas participativas para Educação Ambiental*. Claudia Barbosa; Claudioney Guimarães; Eliane Neves- Tefé, AM. Disponível em: https://mamiraua.org.br/documentos/664a1077bbeab864c724a09724860965.pdf. Acesso em: 17 dez. 2023.

LOUREIRO, C. F. B. (2004) *Identidades da Educação Ambiental Brasileira*. Ministério do Meio Ambiente – MMA. p.81.

RAMOS, A. V. F; SIMÕES, G. K. S; SOARES, F. L (2022) *Mapeamento de Risco e Educação Ambiental no bairro do Roger na cidade de João Pessoa,* COBRAE, ABMS, Pernambuco, v.3. pp. 237-244.

SILVA, Natieli T. (2018) *As Chuvas no Município de João Pessoa: Impactos, riscos e vulnerabilidade socioambiental*. Universidade federal da Paraíba: Dissertação de Mestrado em Geografia.

SILVA, X. A. S. (2016) *Mapeamento de Áreas de Risco na Cidade de João Pessoa: Comunidades Riachinho e Santa Clara*. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa.

SIMÕES, G. K. S. (2023) *Gestão de Risco de Movimento de Massa na Cidade de João Pessoa-PB.* Programa de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa.

SOARES, F. L.; Pereira, N. N. T. (2017) *Proposta de Metodologia para Mapeamento de Risco Geológico Geotécnico de Escorregamentos em João Pessoa -PB,* XII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, COBRAE, ABMS, Rio de Janeiro, v.1.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/120

A Mitigação de Desastres Naturais através de Conhecimentos em Geotecnia

Letícia Argentina Riva
Estudante, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, leticia.riva@ufpr.br

Karen Santos Schmidt
Estudante, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, karenschmidt@ufpr.br

Roberta Bomfim Boszczowski
Docente, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, roberta.bomfim@ufpr.br

RESUMO: Nas últimas décadas tem-se observado uma intensificação dos desastres naturais, acarretando prejuízos sociais, econômicos e humanos. Temas como: deslizamento de terra, erosões, alagamentos e inundações são destaque na mídia nos últimos anos. Embora muitas vezes a principal causa deflagradora desses eventos sejam as fortes chuvas, intervenções antrópicas no solo - ocupação desordenada com cortes de taludes e aterros lançados, concentração e lançamento de águas servidas, desmatamento, moradias com baixa qualidade construtiva - impactam diretamente na segurança do entorno onde se vive. Disseminar o conhecimento sobre os processos físicos e naturais do solo, assim como o impacto das ações antrópicas no meio, é essencial para que as interferências realizadas sejam sempre no sentido de reduzir e mitigar os impactos negativos. Diante desse cenário, o Grupo de Estudos em Geotecnia (Gegeo) da Universidade Federal do Paraná (UFPR) empreendeu esforços no desenvolvimento de atividades para a difusão dos conhecimentos em solos. As atividades desenvolvidas envolvem a conscientização geotécnica e ambiental da população, sobretudo a sócio, econômica e educacionalmente vulnerável, sobre riscos geotécnicos. Além de objetivar a mudança de comportamento da comunidade alvo, os alunos da Universidade aplicam os conhecimentos obtidos na academia. Essa interação dos alunos da Universidade com os problemas técnicos e sociais aumenta a capacidade de entendimento prático da teoria aprendida, além de promover o envolvimento aluno-comunidade.

PALAVRAS-CHAVE: Geotecnia, Educação, Desastres Naturais, Extensão, Ensino de Engenharia.

ABSTRACT: In recent decades, there has been an intensification of natural disasters, causing social, economic and human losses. Topics such as: landslides, erosion, flooding and floods have been highlighted in the media in recent years. Although the main trigger of these events is often heavy rain, human interventions in the soil - disorderly occupation with cutting of embankments, concentration and release of wastewater, deforestation, housing with low construction quality - have a direct impact on the safety of the surrounding area. Disseminating knowledge about the physical and natural processes of the soil, as well as the impact of human actions on the environment, is essential so that the interference carried out is always aimed at reducing and mitigating negative impacts. Given this scenario, the Geotechnical Study Group (Gegeo) at the Federal University of Paraná (UFPR) made efforts to develop activities to disseminate knowledge on soils. The activities developed involve the geotechnical and environmental awareness of the population, especially the socially, economically and educationally vulnerable, about geotechnical risks. In addition to aiming to change the behavior of the target community, University students apply the knowledge obtained in academia. This interaction of University students with technical and social problems increases the capacity for practical understanding of the theory learned, in addition to promoting student-community involvement.

KEYWORDS: Geotechnics, Education, Natural Disasters, Education Outreach, Engineering Teaching.

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, tem sido evidente a intensificação dos desastres naturais em diversas partes do mundo, acarretando prejuízos sociais, econômicos e humanos significativos. Há uma estreita relação entre os eventos climáticos extremos e os desastres sociais. Ainda que a tendência a eventos extremos seja a ocorrência a cada 6 ou 7 anos, provocados por variações climáticas, como por exemplo *El Niño* ou *La Niña* (Kobiyama *et al*., 2006), observam-se variações crescentes das médias de temperatura e precipitação nas últimas décadas. No Brasil, os eventos de deslizamento de terra são cada vez mais frequentes e ocorrem principalmente nos Estados de Rio de Janeiro, São Paulo, Minas Gerais, Pernambuco e Santa Catarina. As cidades que apresentam maior número de vítimas por deslizamentos são cidades maiores, com maior pressão econômico-social para a ocupação de encostas. Cidades localizadas em regiões serranas, ou áreas litorâneas com região de serra, como a Serra do Mar também apresentam grande suscetibilidade natural a movimentos de massa, como por exemplo, Nova Friburgo, Teresópolis e Petrópolis (Macedo e Sandre, 2022). Da mesma maneira, observa-se eventos de inundação recorrentes na região Sul do país (Catucci, 2023). Notícias sobre os alagamentos e enchentes são recorrentes na mídia impressa e digital, relatando problemas nas comunidades devido ao excesso de chuvas e os efeitos do excesso de chuvas acumuladas em todas as bacias hidrográficas nas cidades sulistas (Trindade, 2023). Já no Centro-Oeste brasileiro muitas cidades sofrem com processos erosivos (Carvalho *et al*., 2006), onde a mídia impressa e digital relata moradores em alerta por conta de "buracos" abertos no chão (Túlio, 2018).

Embora as chuvas intensas sejam frequentemente apontadas como a causa imediata desses desastres, é essencial reconhecer que outras variáveis, como as intervenções antrópicas no solo, retirada de vegetação, execução de cortes e aterros em áreas íngremes, impermeabilização de áreas e má disposição de resíduos sólidos e líquidos, desempenham um papel crucial na vulnerabilidade das comunidades a tais eventos. Neste cenário torna-se imprescindível a educação cidadã almejando desenvolver a consciência crítica da sociedade em relação às questões ambientais locais, promovendo ações para minimizar, reduzir e gerenciar os riscos causados pelos desastres naturais e maximizados pelas ações antrópicas.

Atualmente as questões ambientais vêm sendo debatidas em razão da necessidade por mudanças a respeito da degradação do meio ambiente. Por este motivo, é evidente que a Educação Ambiental precisa ser trabalhada e compartilhada de maneira contínua, integrada e permanente em todas as modalidades e níveis de ensino, conforme previsto nos Parâmetros Curriculares e na Política Nacional de Educação Ambiental (PNEA). Iniciativas com esse objetivo, aplicadas em ambiente escolar trazem bons resultados para a sociedade além de influenciar o aprendizado de maneira positiva (Mattos e Castanha, 2009).

A difusão do conhecimento pode ser realizada através de oficinas de aprendizagem, rodas de conversa, atividades práticas e cursos de capacitação. O projeto "Prevenção de deslizamentos se aprende na escola: ciência cidadã em redução de riscos de desastres", desenvolvido pelo Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN), realiza oficinas sobre monitoramento de deslizamentos. Uma das atividades é a construção de pluvioPETs para coleta de dados diários de chuvas (Cemaden, 2019). O projeto Encosta Viva, projeto de extensão e pesquisa da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), traz iniciativas socioeducativas para minimizar os perigos e desastres ligados a deslizamentos de terra (Correia, 2022).

No estado de São Paulo, foi promovida uma formação sobre redução de riscos e desastres para professores, apoiada pela Secretaria Estadual da Educação. O objetivo é capacitar professores e as equipes gestoras de escolas das cidades metropolitanas da grande São Paulo. O curso é ministrado pelo grupo de trabalho do Programa Estadual de Prevenção de Desastres Naturais e Redução de Riscos Geológicos (PDN), junto com representantes do Instituto Geológico e do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), proporcionando formação de profissionais e estudantes e desenvolvendo práticas que contribuem para a prevenção de desastres nas comunidades escolares (Bemi, 2022).

Ao direcionarmos nosso olhar para o contexto de nosso país, nos deparamos com quase 2.500 escolas situadas em áreas de riscos de desastres hidrológicos e/ou geológicos, a maioria delas públicas (Marchezini *et al*., 2018). A extensão universitária estabelece pontes entre universidade e sociedade que colaboram para a produção de novos conhecimentos e a interlocução das atividades acadêmicas de ensino e de pesquisa, por meio de processos ativos (Toledo *et al*., 2014).

Para Lucena *et al.* (2013) a educação ambiental e as intervenções educativas e participativas atuam como soluções na prevenção dos desastres naturais e na minimização de suas consequências, visto que existe a

impossibilidade de impedir as ocorrências dos desastres. Assim, a gestão de riscos tem como um de seus principais desafios superar o limitado e reduzido diálogo entre diferentes atores e instituições, na busca por soluções voltadas para o aumento da segurança da sociedade (Sulaiman, 2018).

Neste sentido o objetivo do projeto GeoPrevenção, uma iniciativa do grupo Gegeo, é promover a conscientização de alunos de escolas públicas de Curitiba e região metropolitana a respeito de temas envolvendo educação ambiental e desastres naturais como alagamentos, inundações, deslizamentos e erosão, contribuindo para o desenvolvimento de habilidades de prevenção, identificação de riscos e respostas em emergências, além de agir como meio de atenuar as consequências e de reduzir os prejuízos causados pelos desastres. O diálogo é centrado na escuta ativa dos estudantes e a apresentação é conduzida de forma lúdica, interativa e participativa, utilizando modelos dinâmicos de desastres, apresentações expositivas, cartilhas, jogos, gincanas e experiências táteis com os diferentes tipos de solos.

Neste artigo, exploraremos a importância da conscientização geotécnica e ambiental para prevenir desastres naturais, destacando o papel do grupo na capacitação da comunidade para lidar com os desafios dos riscos geotécnicos. Analisaremos as estratégias adotadas pelo Gegeo para engajar e educar a população sobre essas questões, enfatizando o impacto positivo das atividades do projeto na promoção de um ambiente mais seguro e resiliente para todos.

2 METODOLOGIA DE ENSINO

As abordagens de interação ocorrem por meio de visitas do grupo a escolas da rede pública de educação, ou recebendo os alunos no campus Politécnico da Universidade Federal do Paraná. Neste segundo modelo, além de participar das atividades, as crianças têm a oportunidade de conhecer o ambiente acadêmico. Nestas interações são introduzidos, através de atividades, modelos e experimentos, conceitos geotécnicos e de cuidado com o solo e meio ambiente.

Para atingirmos o objetivo de conscientização geotécnica e ambiental para a prevenção de desastres ambientais utilizamos do método de Educação em Redução de Riscos e Desastres (ERRD), que consiste no processo de desenvolvimento do entendimento das causas, natureza e consequência dos riscos, ao mesmo passo em que contribui na promoção de competências e habilidades que auxiliam à sociedade participar de forma ativa na prevenção dos desastres (Selby e Kagawa, 2012). Nesse processo, é indispensável a interação assídua, por isso utilizamos da abordagem experiencial onde os alunos interagem ativamente com os modelos de desastres e os diferentes tipos de solos. Matsuo *et al.* (2021) realizou uma revisão de literatura onde identificou as abordagens utilizadas por grupos de extensões no Brasil: dos 124 grupos 81% realizaram palestras e 96 iniciativas utilizavam da abordagem experiencial.

Comparar situações que ocorrem no dia a dia permite a percepção do impacto dos usos do solo sobre sua integridade e enriquece a discussão no grupo. Assim, são realizadas perguntas sobre o assunto pautado, questionando os alunos sobre observações de deslizamentos de terra, alagamentos, inundações, disposição dos resíduos, entre outros, de modo que as crianças mantenham a atenção e, também, compartilhem seu conhecimento. Na sequência os alunos, separados em pequenos grupos, participam das atividades: características táteis-visuais dos solos, características hidráulicas dos solos e dos terrenos, erodibilidade, deslizamento de terra e gincana de separação de resíduos. Essas atividades proporcionam às crianças um conhecimento breve, porém essencial, de forma empírica, contribuindo para sua educação ambiental e preparando-as para lidar com os desafios futuros.

2.1 Características Táteis-Visuais

O conhecimento das características do material solo tem grande importância para a sensibilização do público em relação à diversidade de materiais geotécnicos. Neste sentido, a criação do experimento "Características Táteis Visuais", tem como finalidade expor, às crianças, as diferentes texturas, cores e plasticidade que o solo pode apresentar. Para isso, amostras de diferentes solos são disponibilizadas para observação e manuseio. Os alunos recebem explicações sobre tamanho e composição dos grãos (Figura 1). A formação dos solos e perfis típicos do Estado do Paraná são apresentados em modelos reduzidos (Figura 2).

Figura 1. Atividade características dos solos.

Figura 2. Atividade de perfis de solos.

2.2 Características Hidráulicas

As inundações nas cidades brasileiras ocorrem, em geral, porque (Tucci, 1993): (a) no Plano Diretor Urbano de grande parte das cidades brasileiras não existe nenhuma restrição sobre o loteamento em áreas de risco de enchente e inundação, sendo a sequência de anos sem inundações, razão suficiente para que empreendedores imobiliários transformem em loteamentos áreas inadequadas. Mesmo quando essas restrições existem, raramente são respeitadas; (b) áreas próximas aos leitos dos rios, que pertencem ao poder público, são ocupadas pela população de baixo poder aquisitivo; (c) há a ocupação de áreas de médio risco que são atingidas eventualmente com prejuízos significativos.

Já os alagamentos não estão relacionados com o curso de água, mas sim com a sua bacia de contribuição e áreas impermeabilizadas. São acúmulos de água momentâneos em áreas que não tem drenagem apropriada. Por exemplo, centros urbanos impermeabilizados por ruas e calçadas nos quais o sistema de drenagem (bueiros e calhas) estão entupidos por lixo ou não tem capacidade de vazão necessária. A urbanização crescente com a impermeabilização das superfícies faz com que as chuvas sejam escoadas e não infiltrem no solo, resultando em alagamentos nas moradias e comércios e, consequentemente, trazendo grandes prejuízos (Caldeira e Lima, 2020). Em meio às medidas de mitigação de alagamentos, as técnicas que visam aumentar a infiltração pluvial e reduzir o escoamento superficial são as mais utilizadas. Essas técnicas são consideradas de fácil emprego e baixo custo de instalação (Sangaletti, Cauduro e Muller, 2019). Neste sentido, áreas de vegetação, praças urbanas, além da utilização de calçadas e pavimentos permeáveis, podem ser consideradas as melhores alternativas para o escoamento das águas para o solo.

A atividade sobre características hidráulicas consiste em demonstrar as particularidades de permeabilidade do solo e de outros materiais, principalmente no uso urbano, de maneira a alertar os estudantes acerca dos riscos e possíveis emergências decorrentes da ausência de áreas permeáveis e da ocupação de áreas de várzea. Um dos experimentos é desenvolvido com lajotas de materiais cimentícios de diferentes permeabilidades a passagem de água. As crianças visualizam os diferentes efeitos, relacionando as consequências da aplicação destes materiais em áreas externas. É explicada a composição do concreto permeável e sua utilização com o objetivo de prevenir alagamentos (Figura 3). Como contribuição, esta atividade fornece, às crianças, uma série de informações, como, por exemplo: redução das ilhas de calor; recarga dos aquíferos subterrâneos; vazões nos cursos d'água nas épocas de seca; controle da poluição pluvial e; aumento da filtragem e o tratamento da água da chuva com retenção de sólidos em suspensão.

2.3 Erodibilidade

O processo erosivo está ligado ao desgaste da superfície do terreno com a retirada e transporte dos grãos minerais, sendo um fenômeno natural. A ação humana modifica as paisagens naturais, ocasionando a erosão acelerada, de grande poder destrutivo. O solo sem proteção fica exposto à ação da água, que desagrega e transporta os grãos de solo de forma acelerada. Esse processo pode ser dividido em: erosão em entressulcos, sulcos, ravinas e voçorocas (Govers *et al*., 2007). Essas formas são decorrentes, além da redução da cobertura vegetal, de outros fatores como: relevo, pluviosidade, tipo de solo e granulometria (Bigarella, 2003).

Na atividade de erodibilidade, a representação do processo de erosão busca demonstrar a importância da proteção superficial do solo contra processos erosivos. A dinâmica é ilustrada através de uma caixa acrílica com três repartições, uma com vegetação, a segunda com a cobertura do solo por sedimentos orgânicos (folhas e galhos secos) e a terceira sem nenhuma cobertura. Em cada nicho, há uma abertura para o escoamento de fluido, no qual são posicionados recipientes transparentes. Diante da passagem de água, cada nicho apresenta uma vazão com turbidez diferente. Observa-se a eficiência da cobertura na ausência de carregamento de partículas sólidas.

Junto ao experimento é explicado, aos alunos, o fenômeno de erosão, isto é, um processo natural de deslocamento de partículas de solo pela água (principalmente pluviosidade), vento e gravidade (Figura 4). Além disso, é abordada que a ação antrópica intensifica os processos naturais (queimada, desmatamento ou manejo indevido para agricultura), sendo responsável por mudanças nas paisagens e, em algumas situações, por acidentes envolvendo colapso de construções civis e de estruturas geológicas.

Figura 3. Atividade erodibilidade de solos.

2.4 Deslizamento de Terra

Os movimentos de massa são eventos naturais, porém quando atingem habitações, estradas e construções causam grande prejuízo econômico e social. O modelo de deslizamento do GeoPrevenção tem como finalidade conscientizar as crianças sobre os riscos associados à construção de habitações em áreas suscetíveis a deslizamentos. Durante essa etapa, são destacados os problemas decorrentes da ausência de vegetação natural, a presença de resíduos sólidos e líquidos descartados de forma inadequada, inclinação do terreno e o tipo de solo, enfatizando suas relações diretas com a ocorrência desses eventos.

O modelo é composto por uma caixa de acrílico com areia formando um talude (Figura 5), onde são colocadas miniaturas de casas em Lego. No topo é realizada uma simulação de precipitação através de um regador. O movimento de massa de solos e rochas, sob o efeito de gravidade, é potencializado pela ação da água, resultando no deslizamento das casas situadas no talude.

Figura 4. Atividade deslizamento de solo.

2.5 Gincana de Separação de Resíduos

A gincana de separação de resíduos, proposta neste trabalho, tem como objetivo conscientizar e ensinar as crianças, de forma lúdica e divertida, o descarte correto dos resíduos domésticos. A atividade é composta por um *banner,* estendido no chão, contendo as imagens das lixeiras mais comuns (metal, papel, vidro, plástico, orgânico e eletrônico). Os alunos, reunidos em volta do *banner,* recebem instruções sobre os impactos sociais e ambientais (contaminação, alagamento, deslizamento, poluição e riscos à saúde) causados pelo descarte inapropriado de resíduos. É esclarecido, também, que os materiais devem ser separados por categorias principais, como os orgânicos, recicláveis e perigosos. Os resíduos orgânicos são compostáveis (cascas de frutas e verduras), servindo de adubo para plantas, enquanto os recicláveis são reaproveitados para a criação de um novo produto e os perigosos são enviados para empresas que os tratam adequadamente.

Para que haja essa separação, é apresentada a diferença das lixeiras: **Amarela:** Metal (Ex.: lata de refrigerante e lata de milho); **Verde:** Vidro (Ex.: garrafas, potes e copos); **Vermelho:** Plásticos (Ex.: embalagem, tampinha e sacola); **Azul:** Papel (Ex.: folha, jornal e papelão); **Marrom:** Orgânico (Ex.: cascas de alimentos e restos de comida); **Laranja:** Lixo eletrônico (Ex.: Pilhas e bateria).

Figuras de resíduos (casca de banana, garrafa de vidro, embalagens plásticas e pilhas, por exemplo) escondidas no local da atividade devem ser encontradas e separadas corretamente pelos alunos participantes. Para mantê-los engajados e motivados com a dinâmica, os orientadores dividem a turma em grupos, pintando o rosto dos alunos com tinta guache para diferenciar as equipes. As crianças são liberadas para procurar as figuras pelo local e entregá-las ao orientador responsável. Após encontrarem todos os desenhos, cada grupo forma uma fila para destinar as figuras corretamente (Figura 6). Por fim, a equipe que errar menos ganha a gincana.

Figura 5. Gincana de separação de resíduos.

3 RESULTADOS

Essas atividades foram aplicadas em escolas da rede Municipal de ensino de Curitiba e região metropolitana para crianças com idades entre 6 e 12 anos desde 2016. Somente no ano de 2023, foram instruídos cerca de 300 alunos de 5 diferentes escolas.

Para avaliação da metodologia, foi solicitado que os responsáveis escolares respondessem um questionário após as atividades terem sido realizadas com seus alunos. De maneira simples e direta, as perguntas foram direcionadas à avaliação das atividades, materiais de apoio utilizados e a apresentação dos temas abordados. Foram analisadas também, a compreensão dos alunos à linguagem empregada.

Observou-se a alta aceitabilidade dos alunos e docentes. Os temas abordados são classificados como importantes para a sociedade e de acordo para a faixa etária dos alunos. Há uma certa dificuldade de encontrar disponibilidade de aplicação dentro da carga horária normal da rede Municipal, o que não ocorre nas escolas que oferecem ensino de tempo integral ou contra turno. Esses retornos são importantes para o amadurecimento e evolução do projeto.

4 CONCLUSÃO

A intensificação dos desastres naturais nas últimas décadas tem sido um alerta para a urgência de ações preventivas e de conscientização em todo o mundo. No Brasil, os deslizamentos de terra como os que ocorreram nas regiões serranas do Sul e Sudeste, as enchentes e inundações que ocorrem com frequência em 2023 e os processos erosivos do Centro-oeste, têm deixado um rastro de destruição e sofrimento, evidenciando a importância de compreendermos as causas e os impactos desses eventos.

Embora as chuvas intensas sejam frequentemente apontadas como a causa imediata dos desastres, é fundamental reconhecer o papel das intervenções humanas no solo, que aumentam a vulnerabilidade das comunidades. Nesse contexto, o Gegeo da Universidade Federal do Paraná desempenha um papel crucial na conscientização sobre os riscos geotécnicos e na promoção de medidas preventivas.

O projeto GeoPrevenção, uma iniciativa de extensão do Gegeo, tem sido uma ferramenta eficaz na disseminação do conhecimento sobre riscos geotécnicos de forma acessível e lúdica para a comunidade externa à UFPR, atendendo cerca de 300 (trezentas) crianças no ano de 2023, entre as visitas nas escolas e na própria Universidade Federal do Paraná, campus Centro Politécnico. Ao focar em desenvolver atividades e materiais para conscientização, especialmente voltados para o público infantil, o grupo de prevenção visa alertar e criar consciência sobre problemas recorrentes que podem levar a complicações ambientais.

Os benefícios do projeto são: o conhecimento da Geotecnia como uma área que atua diretamente com problemas estruturais do solo; entendimento de como a ocupação do solo, quando feita erroneamente, pode causar sérios danos ambientais, perdas materiais e humanas; e, por fim, o conhecimento sobre medidas de prevenção e redução de risco.

Em suma, a conscientização geotécnica e ambiental desempenha um papel fundamental na prevenção de desastres naturais, e o GeoPrevenção, por meio de suas iniciativas, tem se destacado na capacitação da comunidade para enfrentar esses desafios. É indiscutível que continuemos investindo em iniciativas como esta, visando a construção de uma sociedade mais consciente e preparada para lidar com os desafios ambientais que enfrentamos.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bemi, C. *et al.* (2022). Educação de SP e Defesa Civil realizam seminário para redução de riscos e desastres. São Paulo São Todos, Governo do Estado. Mauá. Disponível em: <https://www.educacao.sp.gov.br/educacao-de-sp-e-defesa-civil-realizam-seminario-para-reducao-de-riscos-e-desastres/>. Acesso em: 01 de abril de 2024.

BRASIL, Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais. Cemaden realiza oficina científica e tecnológica sobre prevenção de deslizamentos a estudantes de Santos. 4 de set. de 2019. Disponível em: http://www2.cemaden.gov.br/cemaden-realiza-oficina-cientifica-e-tecnologica-sobre-prevencao-de-deslizamentos-a-estudantes-de-santos/. Acesso em: 03 de abril de 2024.

Bigarella, J. J. (2003). Estrutura e origem das paisagens tropicais e subtropicais. Florianópolis: editora UFSC.

Caldeira, L. A. C., Lima, D. P. (2020). Drenagem urbana: uma revisão de literatura. *Engineering Sciences.* v.8, n.2.

Carvalho, J. C. *et al*. (2006). Processos erosivos no Centro-Oeste Brasileiro. Brasília, D. F.: FINATEC. 464 p. ISBN 8585862165 (broch.).

Catucci, A. (2023) Chuvas no Sul causam mortes e enchentes deixam desabrigados. Disponível em: <https://g1.globo.com/meio-ambiente/noticia/2023/11/18/chuvas-no-sul-causam-mortes-e-enchentes-deixam-desabrigados.ghtml>. Acesso em: 03 de abril de 2024.

Correia, C. (2022). Encosta Viva: preservação e conscientização. Conexão UFRJ, Rio de Janeiro. Disponível em: <https://conexao.ufrj.br/2022/02/encosta-viva-preservacao-e-conscientizacao/>. Acesso em: 01 de abril de 2024.

Govers, G., Giménez, R., Van Oost, K. (2007) Rill erosion: exploring the relationship between experiments, modelling and field observations. *Earth-Science Reviews*, v. 84, n. 3, p. 87-102.

Kobiyama, M., Mendonça, M., Moreno, D.A., Marcelino, I.P.V.O., Marcelino, E., Gonçalves, E.F., Brazetti, L.L.P., Goerl, R.F., Molleri, G.S.F., Rudorff, F. M. (2006). Prevenção de Desastres Naturais, conceitos básicos. 1º ed. Curitiba. Disponível em: <https://www.ceped.ufsc.br/wp-content/uploads/2014/07/Livro_Prevencao_de_Desastres_Naturais.pdf >. Acesso em: 20 de março de 2024.

Lucena, A. B., Silva, P. P. C. da, & Brasileiro, M. D. S. (2013). A prática do kitesurf e o Universo da Preservação Ambiental. *LICERE* - Revista Do Programa De Pós-graduação Interdisciplinar Em Estudos Do Lazer, 16(1).

Macedo, E.S., Sandre, L.H. (2022). Mortes por deslizamentos no Brasil: 1988 a 2022. Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, 12, 110-117.

Marchezini, V; Muñoz, V. A.; Trajber R. (2018). Vulnerabilidade escolar frente a desastres no Brasil. Territorium – Revista Internacional de Riscos. n. 25 (II), p.161-177.

Matsuo, P. M.; Silvu, R.L.F. (2021). Desastres no Brasil? Práticas e abordagens em educação em redução de riscos e desastres VL - 37 DO - 10.1590/0104-4060.78161.

Mattos, E. M. A., Castanha, A. P. (2009). A importância da pesquisa escolar para a construção do conhecimento do aluno no ensino fundamental. Encontrado em: http://www.diaadiaeducacao.pr.gov.br/portals/pde/arquivos/2525-6.pdf. Acesso em: 03 abril de 2024.

Sangaletti, J. L.; Cauduro, F., Muller, C. R. (2019). O risco de alagamento em um centro urbano. Revista Técnico-Científica de Engenharia Civil UNESC. v. 2, n. 1.

Selby, David; Kagawa, Fumiyo. Disaster Risk Reduction in School Curricula: Case Studies from Thirty Countries. Genebra: UNESCO; UNICEF, 2012.

Trindade, P. (2023). Enchente no RS: especialistas apontam diferenças entre eventos deste mês e ciclones de setembro. G1, Rio Grande do Sul. Disponível em:< https://g1.globo.com/rs/rio-grande-do-sul/noticia/2023/11/22/enchente-no-rs-especialistas-apontam-diferencas-entre-eventos-deste-mes-e-ciclones-de-setembro.ghtml>. Acesso em: 01 de abril de 2024.

Tucci, C. E. M. (Org.). (1993). Hidrologia: ciência e aplicação. Porto Alegre: Ed. UFRGS. 626 p.

Túlio, S. (2018). Erosões de até 2 km ameaçam casas, creches e até redes elétricas em Goiás. G1 Goiás. Disponível em: <https://g1.globo.com/go/goias/noticia/erosoes-de-ate-2-km-ameacam-casas-creches-e-ate-redes-eletricas-em-goias.ghtml>. Acesso em: 01 de abril de 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/121

Análise da Aplicação de Metodologias Ativas no Desenvolvimento de Competências em Engenharia Civil e Ambiental

Sabrina Roberta de Faria
Discente de Engenharia Civil, UFJF, Juiz de Fora, Brasil, sabrina.faria@engenharia.ufjf.br

Richard Elvaston Pereira Junior
Discente de Engenharia Civil, UFJF, Juiz de Fora, Brasil, richard.elvaston@estudante.ufjf.br

Laura Moreira Rabellais
Discente de Engenharia Ambiental e Sanitária, UFJF, Juiz de Fora, Brasil, laura.rabellais@engenharia.ufjf.br

Dante Silva Miquelotti
Discente de Engenharia Ambiental e Sanitária, UFJF, Juiz de Fora, Brasil, dantemiquelotti7@gmail.com

Julia Righi de Almeida
Docente do Departamento Transportes e Geotecnia, UFJF, Juiz de Fora, Brasil, julia.righi@engenharia.ufjf.br

RESUMO: O presente artigo aborda a implementação de metodologias ativas em disciplinas dos cursos de Engenharia da Universidade Federal de Juiz de Fora, em consonância com as Diretrizes Curriculares Nacionais (DCNs). A ênfase na formação humanística e por competências, ressaltada pelo Parecer CNE/CES n° 1/2019, destaca a importância de desenvolver habilidades além do conhecimento técnico, visando proporcionar uma interação mais profunda dos alunos com os conteúdos, promovendo abordagens práticas e interdisciplinares. Em vista disso, as metodologias adotadas, como sala de aula invertida, estudos de caso e gamificação, têm como objetivo principal incentivar o engajamento dos estudantes e prepará-los para os desafios geotécnicos futuros. Os resultados, obtidos através dos feedbacks dos estudantes, apontam para uma contribuição significativa dessas práticas para uma formação mais completa e engajadora, e também para assumir responsabilidades sociais e éticas como futuros engenheiros, contribuindo assim para o desenvolvimento sustentável e o bem-estar da sociedade.

PALAVRAS-CHAVE: Metodologia Ativa, Geoengenharia, Ensino, Geologia, Estudos de Caso.

ABSTRACT: The present article addresses the implementation of active methodologies in disciplines within the Engineering courses at the Federal University of Juiz de Fora, in accordance with the National Curricular Guidelines (DCNs). The emphasis on humanistic formation and competency, highlighted by the Report CNE/CES nº1/2019, underscores the importance of developing skills beyond technical knowledge, aiming to provide a deeper interaction of students with the contentes, promoting practical and interdisciplinary approaches. In light of this, the adopted methodologies such as flipped classroom, case studies, and gamification, aim primarily to encourage student engagement and prepare them for future geotechnical challenges. The results, obtained through student feedback, point towards a significant contribution of these practices to a more complete and engaging formation, as well as to assume social and ethical responsibilities as future engineers, thereby contributing to sustainable development and societal well-being.

KEYWORDS: Active Methodology, Geoengineering, Teaching, Geology, Case Studies.

1 INTRODUÇÃO

A crescente necessidade de que os estudantes se tornem protagonistas do seu aprendizado nas universidades tem impulsionado uma reformulação das práticas tradicionais de ensino, onde o professor é responsável por transmitir conhecimento através da exposição do conteúdo teórico (Ponciano *et al.*,2017).

Buscando incentivar o engajamento por parte dos estudantes e atender as novas Diretrizes Curriculares Nacionais (DCNs), especialmente em disciplinas que desempenham um papel fundamental na formação básica de futuros engenheiros civis, ambientais e sanitaristas, destaca-se a importância da formação humanística, por competências e incentivando uma abordagem mais ativa e envolvente no ensino.

As DCNs dos cursos de graduação são resoluções que estabelecem as diretrizes gerais para a elaboração dos currículos de cursos de nível superior, nas redes pública e privada, compreendendo ações básicas para o planejamento nacional de ensino superior e mantendo objetivos comuns em todas as instituições, visando transpor os desafios dos profissionais formados em suas áreas de atuação. Em resumo, a diretriz curricular nacional de engenharia, contempla o perfil do egresso do curso, as competências que o mesmo deve possuir ao concluir a graduação, a organização do curso, sua duração, estrutura, atividades complementares, estágios obrigatórios, entre outros (Brasil, 2019). Conforme o Parecer CNE/CES n° 1/2019, publicado no DOU de 23 de abril de 2019, que fundamentou as novas DCNs do Curso de Graduação em Engenharia, o setor produtivo vem encontrando dificuldades para empregar engenheiros que possuam qualificação suficiente para atuar na fronteira do conhecimento das Engenharias, isto é, engenheiros que possuam além de conhecimentos técnicos, habilidades como liderança, trabalho em grupo, planejamento e gestão estratégica e aprendizagem de forma autônoma, tendo uma formação mais humanística e empreendedora, sendo capazes de se adaptar a um mercado em constantes mudanças.

Silva (2021) realizou uma pesquisa com 275 discentes da disciplina de Fundações e Obras de Terra do curso de Engenharia Civil da Universidade Nove de Julho e comparou o desempenho dos estudantes com a aplicação da metodologia ativa e passiva. Ao avaliar a "Porcentagem de participação dos alunos ao longo do semestre", verificou-se que a presença dos estudantes em aula aumentou de 64% para 88% a partir da aplicação de metodologias ativas, reforçando o aumento do interesse dos alunos em uma nova abordagem do ensino. Posto isso, para que esse profissional de Engenharia esteja preparado não só tecnicamente, mas também compreendendo os impactos sociais, políticos e éticos no contexto das questões geológicas e geotécnicas, metodologias ativas foram aplicadas nas disciplinas Elementos de Geologia e Geologia Ambiental das Engenharias Civil e Ambiental e Sanitária da Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF), com o intuito de verificar seu impacto na aprendizagem dos discentes.

Para atingir os resultados esperados, três vertentes dessas metodologias têm sido implementadas nas disciplinas supracitadas, apresentando conexão direta com a geoengenharia, através da inserção de abordagens práticas e interdisciplinares para envolver estudantes no entendimento das interações entre a Terra e as intervenções humanas em escala geotécnica. A primeira delas é a sala de aula invertida, onde a plataforma moodle da UFJF tem sido utilizada para disponibilizar conteúdo prévio sobre as aulas da semana, de modo que os estudantes se familiarizem com os conceitos antecipadamente para uma discussão mais aprofundada em sala de aula. Um segundo exemplo são os estudos de caso, atividade em que os alunos são expostos a casos reais e relevantes de obras de terra incluindo acidentes e falhas geotécnicas. Por último, a gamificação, através de jogos e competições, é uma metodologia ativa utilizada ao final de cada aula com o intuito de criar uma interação maior entre os alunos, promovendo a fixação do conteúdo. Os resultados obtidos são apresentados com base nos feedbacks dos próprios estudantes, coletados por meio de formulários Google. Esses resultados destacaram como a aplicação dessas metodologias ativas contribui para uma formação mais completa e engajadora dos discentes, preparando-os para enfrentar desafios geotécnicos em suas futuras carreiras.

2 METODOLOGIAS ATIVAS

2.1 Sala de Aula Invertida

O modelo de sala de aula invertida é baseado na troca de papéis entre estudante e professor. Nesse método, o aluno se transforma no protagonista da sua aprendizagem, desempenhando uma função mais ativa nos estudos, enquanto o professor se torna um tutor para orientar e esclarecer dúvidas. Segundo Schneiders (2018), o conhecimento teórico passaria a ocorrer preferencialmente fora de sala de aula. Para isso, os materiais didáticos para os estudos devem ser disponibilizados pelo professor com antecedência às aulas, para que os alunos tenham tempo de acessar, estudar e compreender o assunto proposto (Valente, 2012). O tempo em sala de aula, antes gasto em transmitir os conteúdos, agora é convertido em atividades práticas, discussões, testes

e simulações, no qual o professor se utiliza para consolidar os conhecimentos dos estudantes (Schneiders, 2018). Bergmann e Sams (2012) resumiram o método como "o que é tradicionalmente feito em sala de aula agora será feito em casa, e o tradicional dever de casa será concluído em sala". Sendo assim, o objetivo da sala de aula invertida é tornar a aula mais dinâmica, onde há maior interação entre aluno-professor e aluno-aluno, o que auxilia também o professor a entender melhor o desenvolvimento de cada estudante.

Para a aplicação dessa metodologia nas disciplinas Elementos de Geologia e Geologia Ambiental, a professora e os monitores escolheram os materiais de interesse para as aulas (vídeos, artigos, conteúdo do blog produzido pelos monitores) e os disponibilizaram na plataforma da Universidade na semana anterior a aula, para que os alunos tivessem tempo de ler, estudar e entender o conteúdo. Já em sala, nos primeiros 10 minutos, era disponibilizado um formulário com perguntas sobre os pontos principais dos materiais com os seguintes objetivos: descobrir o que mais despertava interesse nos alunos (e com isso gerar uma discussão) e avaliar se os alunos estavam acessando o material, de fato, antes das aulas. Finalizada essa discussão, a professora dava início a aula, abordando os tópicos comentados no formulário e fazendo conexões com os slides anteriormente estudados pelos alunos. No fim de cada aula, na plataforma da Universidade, era aberto um questionário com quatro ou cinco perguntas para os alunos responderem e fixarem o conteúdo visto.

2.2 Estudo de Caso

Segundo Robert Yin (2014), o termo estudo de caso é uma investigação real de um fenômeno dentro do contexto da vida real, sendo este um método de pesquisa abrangente para um determinado assunto, possibilitando um aprofundamento do conhecimento e oferecendo subsídios para novas investigações na mesma temática. O estudo de caso tem como objetivos desenvolver habilidades de pensamento crítico, estimular o aprendizado por meio de tomada de decisão e situações de interpretação de papeis, desenvolver a confiança na definição, confronto, análise e solução de problemas através de discussões interativas e aprimorar a habilidade de falar em público e solucionar problemas em grupo (Foran, 2001).

Para a aplicação dessa metodologia ativa, foram escolhidos três incidentes: o tombamento de blocos de rochas ocorrido em 2022 na cidade de Capitólio - Minas Gerais, o rompimento da barragem da Mina Córrego do Feijão ocorrido em 2019 na cidade de Brumadinho - Minas Gerais e os prédios tortos da Orla de Santos - São Paulo. Para auxiliar os estudantes em cada estudo, foram elaborados textos pelos monitores das disciplinas, sob orientação da professora, referentes a cada caso, sendo que para cada tema, três textos eram disponibilizados e publicados no blog das disciplinas, o Geoportal UFJF (https://www.geoportalufjf.com/). Os alunos se dividiram em grupos e escolheram os casos que mais se identificaram. Com o auxílio dos textos produzidos, juntamente com as pesquisas individuais e debates em grupo, os estudantes responderam questões relacionadas às temáticas da disciplina de Geologia, como a classificação de minerais, rochas e solos presentes em cada local, a importância do estudo da Geologia em cada caso, se os incidentes poderiam ter sido evitados e como, além dos impactos socioambientais que ocorreram em cada um. Foram elaboradas quatro questões para cada caso e a entrega de cada uma era feita de forma quinzenal. No dia da entrega, cada grupo apresentava com suas próprias palavras a resposta da sua questão (para inteirar os demais sobre seu caso) e havia uma discussão sobre os temas. No final do semestre, os alunos fizeram uma apresentação completa sobre os casos, apresentaram as possíveis causas do incidente e ainda apontaram possíveis soluções.

2.3 Gamificação

Segundo Pelling (2002), gamificação é uma abordagem de aprendizagem que utiliza elementos de jogos em atividades e áreas que não são originalmente relacionadas aos jogos. De acordo com Vianna et al. (2013), a participação em jogos, além da satisfação, também contribui para o desenvolvimento de habilidades e estimula concentração e memória. Alguns elementos encontrados nos games que são aplicados neste método são, por exemplo, resolução de problemas, sistema de feedback e recompensas, competição e interação. O objetivo desse método é proporcionar aos estudantes uma forma lúdica de aprendizagem, onde irão resolver problemas e aprender de forma leve e divertida, incentivando assim o engajamento e motivação. Para aplicação desta metodologia ativa, planejou-se atividades individuais e em grupo e para colocá-las em prática, foram utilizadas algumas ferramentas como a plataforma de aprendizagem *kahoot*, que usa tecnologia onde o usuário pode criar testes de múltiplas escolhas e/ou verdadeiro/falso, com três vencedores com as maiores pontuações

no final. Outra atividade realizada foi "Que rocha sou eu?", onde nomes de rochas eram fixadas nas testas dos estudantes e os mesmos tinham que descobrir qual rocha estavam representando a partir de perguntas feitas aos colegas com respostas limitadas a "sim ou não". O "Circuito de rochas" também foi uma atividade desenvolvida, onde os estudantes em duplas, circulavam pela bancada do laboratório respondendo perguntas relacionadas a casos práticos de Geologia de Engenharia. Em cada uma das bancadas havia minerais, rochas e solos, que os auxiliavam a responder às questões, e as duplas precisavam discutir e chegar a um consenso para a resposta final. Além disso, o tempo para responder cada questão era pré-estabelecido, sendo que a atividade se encerrava quando todas as duplas haviam respondido todas as perguntas. Por fim, a atividade "Passa ou repassa", inspirada em um programa de televisão, foi realizada com a divisão da turma em dois grupos, com o propósito de responderem questões relacionadas aos tipos de rochas estudados na disciplina. Os grupos iam respondendo ou passando para o outro as perguntas quando não sabiam as respostas. Os pontos foram contabilizados e no final apenas um grupo era vencedor.

2.4 Aplicação do questionário

Para compreender o impacto das metodologias aplicadas, os monitores e a professora construíram um formulário com questões gerais e específicas sobre as metodologias ativas. O formulário foi respondido de forma anônima para que os alunos se sentissem confortáveis e dessem um feedback mais próximo da realidade. O questionário foi aplicado em duas turmas da Engenharia Civil do segundo semestre de 2023, sendo respondidos ao final do período, nos dias 07 e 12 de dezembro de 2023 por 13 alunos, onde 7 eram da turma A e 6 faziam parte da turma B. Apesar de ser uma amostra pequena, optou-se por realizar a pesquisa visto que foi a primeira vez em que as metodologias ativas haviam sido aplicadas na referida disciplina. A mesma pesquisa será aplicada nos semestres subsequentes para futuras comparações de resultados.

Para elaboração do questionário, foi construída uma estrutura de perguntas em blocos, em que inicialmente há uma referência ao conteúdo disponibilizado para estudo, aos métodos de avaliação e à didática da professora e dos monitores. Os três blocos seguintes foram direcionados à avaliação dos alunos sobre as metodologias ativas. Na temática da sala de aula invertida, buscou-se saber dos alunos como essa metodologia auxiliou no processo de aprendizagem e se a mesma facilitou na absorção do estudo, visto o contato prévio com o conteúdo que seria trabalhado ao decorrer da aula. No bloco de gamificação, avaliou-se a eficácia da aplicação de jogos durante as aulas, e se de fato, ocorreu um aumento na interação entre os estudantes, os monitores e a professora. Na última temática, procurou-se avaliar se o estudo de caso proporcionou uma melhor compreensão de aplicação prática da geologia, os desafios enfrentados pelos profissionais da área e a responsabilidade social do engenheiro, lidando com problemas reais.

3 RESULTADOS

3.1 Sala de Aula Invertida

No questionário aplicado, foram propostas cinco perguntas objetivas, com respostas na escala de 1 a 5, e uma discursiva. As três primeiras perguntas foram: "O quanto você acha que ter contato com o material antes ajudou nas discussões durante as aulas?", "A utilização do *google forms* antes das aulas sobre o que foi estudado pelos conteúdos disponibilizados ajudou na melhor interação em sala de aula?" e "Estudar o conteúdo antes da aula facilitou no processo de esclarecimento de dúvidas?". Para as três primeiras perguntas a mesma escala era proposta, onde 1 significa "não ajudou" e 5 "ajudou muito". A respeito do contato prévio com o material didático, 76,9% (10 alunos) marcaram "ajudou muito" (escala 5), 15,4% (2 alunos) colocaram a alternativa 4 e apenas 7,7% (1 aluno) escolheu a opção 2. No que diz respeito à utilização do *google forms*, 46,2% (6 alunos) concordaram que "ajudou muito" e na terceira pergunta 8 alunos responderam a opção 5, ou seja, para 61,5% da turma ajudou muito no esclarecimento de dúvidas. As últimas perguntas objetivas foram "Você acredita que o seu rendimento seria o mesmo caso não fosse implementado a metodologia de sala invertida?", com a escala indo de 1 "seria muito melhor" a 5 "seria muito pior", e "Você acredita que esse tipo de metodologia deveria ser mais implementada nos cursos de engenharia, dando mais valor à formação ativa do aluno?". Em relação ao rendimento dos alunos, 30,8% (4 alunos) colocaram a opção 5, acreditando que

"seria muito pior" sem o estudo prévio, enquanto 46,2% (6 alunos) marcaram a opção 4. Por fim, na última pergunta, sobre a implementação do método de sala de aula invertida nos cursos de engenharia, 92,3% (12 alunos) responderam que "deveria" ser colocado em prática, mostrando como essa metodologia foi vista de forma positiva para os estudos.

Na questão aberta, "Você sentiu diferença entre a abordagem de sala de aula comum e a sala de aula invertida? Há algum ponto que você destacaria nessa metodologia?", 12 alunos elogiaram esse método, pontuando sobre a melhora da dinâmica em sala, o rendimento na hora de estudar, o conhecimento prévio sobre o que será debatido em aula e a melhora no esclarecimento de dúvidas, colocando também que os questionários ao fim de cada aula ajudaram na assimilação do conteúdo. Apenas um aluno se manteve imparcial e respondeu "nada a destacar". Alguns comentários feitos no feedback são apresentados a seguir: "Claro, a sala de aula invertida ajuda muito mais na formação do aluno. Na minha opinião, até mesmo as provas tradicionais não são tão efetivas para a avaliação do aluno, pois o conteúdo ou a forma no qual se resolve o problema, pode ser decorado. Essa inversão da sala de aula auxilia para aumentar nossa motivação e de certa forma até mesmo forçar ao aluno correr atrás do conhecimento, buscar por fontes além da sala de aula." "Não achava que essa metodologia funcionava na época da escola, mas gostei muito desse tipo de aplicação nas aulas de Geologia e gostaria que outros professores fizessem o mesmo. Fica muito mais fácil entender os conteúdos e não demanda tanto estudo antes das avaliações."

3.2 Estudo de Caso

Assim como na metodologia anterior, foram formuladas cinco questões objetivas, com respostas na escala de 1 a 5, e uma discursiva. O questionário se inicia com as perguntas "Você acha que essa metodologia contribuiu para a aplicação prática dos conhecimentos geológicos em situações do mundo real?" e "O quanto você acha que a inclusão de estudos de caso contribuiu para sua compreensão acerca da importância de se levar em consideração a ética profissional e a responsabilidade social do engenheiro?", em que ambas possuem a mesma escala, onde 1 representa "não contribuiu" e 5 "contribuiu muito". As perguntas seguintes foram "Os estudos de caso influenciaram em seu engajamento e participação nas discussões em sala de aula?" e "Os estudos de caso melhoraram a interação com outros estudantes durante atividades práticas?", em que ambas possuem a mesma escala, onde 1 simboliza "não influenciaram" e 5 "influenciaram muito". Por fim, foi explicado o termo geoengenharia e em seguida questionado "Qual foi o impacto dos estudos de caso na sua compreensão de desafios práticos enfrentados por profissionais na área de geoengenharia?", onde 1 significa "não impactou" e 5 "impactou muito". As respostas foram satisfatórias, visto que, em relação à contribuição para a aplicação prática dos conhecimentos geológicos em situações do mundo real, 100% (13 alunos) selecionaram nota 5 e 92% (12 alunos) relataram que "impactou muito" na compreensão de desafios práticos enfrentados por profissionais, selecionando também nota 5. Em relação ao engajamento e participação nas discussões em sala de aula, 76,9% (10 alunos) marcaram 5, configurando que essa abordagem "influenciou muito", enquanto os 3 alunos restantes marcaram 4. Foi mostrado também que 69,2% (9 alunos) acreditam que os estudos de caso "melhoraram muito" a interação com outros estudantes, marcando 5, enquanto 23% (3 alunos) marcaram 4 e 7,7% (1 aluno) marcou 3.

A pergunta discursiva dessa metodologia foi "Ainda sobre ética e responsabilidade social, fale sobre sua percepção desses valores exemplificando algum dos casos estudados.". Os estudantes relataram que o estudo de caso contribuiu para o desenvolvimento de um olhar mais abrangente sobre problemas de engenharia a partir das discussões, identificando a importância do conhecimento teórico e técnico alinhado com a ética profissional e responsabilidade socioambiental. Alguns exemplos de respostas do feedback foram "Os estudos de caso exemplificam a imensurável responsabilidade social e ambiental do engenheiro civil na profissão." e "Foi fenomenal como essa atividade contribuiu para discutirmos sobre ética, responsabilidades, valores e etc. Nos abriu muito a visão do papel que não só os engenheiros devem ter, além das competências técnicas, mas todos os profissionais envolvidos em um projeto."

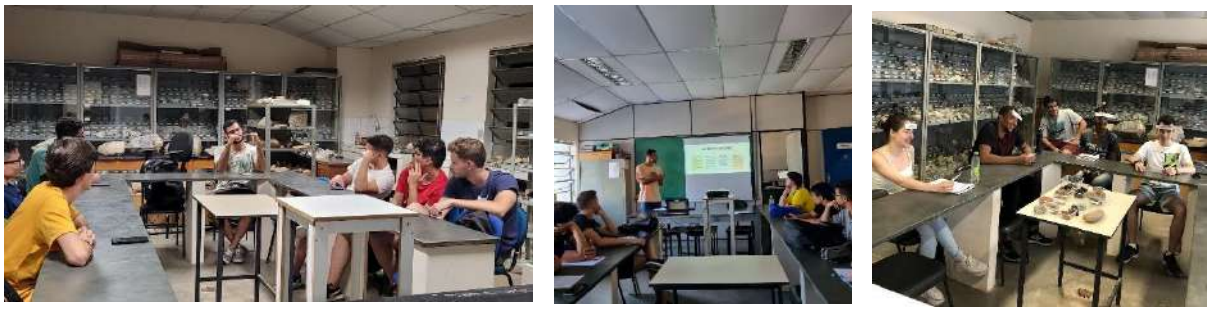
3.3 Gamificação

As perguntas objetivas para avaliação da efetividade da gamificação foram as seguintes (respondidas em uma escala de 1 a 5, sendo 5 o extremo positivo e 1 o extremo negativo): "Como você avalia a eficácia da

metodologia ativa de gamificação na fixação do conteúdo visto na aula?", "Você vê como benéfica a integração com outros alunos que geralmente não fazem parte do seu círculo de amizades, conforme proposto durante os jogos?", "A metodologia de aplicação de jogos na aprendizagem foi essencial em promover o interesse e a participação ativa dos alunos nas aulas de Elementos de Geologia?", "Considerando sua experiência com a gamificação, você recomendaria essa abordagem para outras disciplinas do curso?" e "Considerando as formas de gamificação aplicadas durante o semestre, como você avalia a variedade de atividades oferecidas na disciplina?". Através das respostas dos estudantes, 84,6% (11 alunos) deram nota 5 para a fixação do conteúdo visto na aula, 7,7% (1 aluno) deu nota 4 e 7,7% (1 aluno) deu nota 3. Já em relação à integração com outros alunos que geralmente não fazem parte do seu círculo de amizades, conforme proposto durante os jogos, 92,3% (12 alunos) consideraram "extremamente benéfica". E também, 92,3% (12 alunos) marcaram 5 em promover o interesse e a participação ativa dos alunos nas aulas de Elementos de Geologia. E, considerando a experiência com a gamificação, 92,3 % (12 alunos) recomendam essa abordagem para outras disciplinas do curso. Por fim, considerando as formas de gamificação aplicadas durante o semestre, 84,6% (11 alunos) avaliaram como bem variável as atividades oferecidas na disciplina.

De modo geral, na pergunta "Qual foi sua percepção do impacto da abordagem de gamificação no semestre da disciplina Elementos de Geologia?", a maioria dos estudantes relatou que tornou a aula mais dinâmica, contribuiu para a fixação do conteúdo e para maior interação entre os alunos, sendo apresentado a seguir uma das respostas: "Essa técnica deixou as aulas muito mais variadas e interessantes! Mesmo que a aula fosse 13hrs, pós almoço, nunca tive vontade de dormir hahaha. Mas, falando sério, acho que as outras disciplinas poderiam aplicar isso durante as aulas, pois atrai muito mais a atenção dos alunos do que uma aula 100% expositiva.". No entanto, dois alunos escreveram suas críticas construtivas, apresentadas a seguir. "O que eu percebi é que muitos alunos conseguiram absorver melhor o conteúdo, porém pra mim foi mais um artifício para decorar o conteúdo do que entender em si. Defendo essa prática e entendo que ela é importante, principalmente para alunos que se sintam beneficiados com essa aplicação." "A abordagem é muito boa e incentiva na compreensão do assunto, mas dificilmente poderia ser aplicado em turmas maiores, com 20, 30 ou até 40 alunos, como é comum na engenharia".

Na Figura 1 é possível visualizar as metodologias ativas citadas sendo colocadas em prática na sala de aula da disciplina Elementos de Geologia e Geologia Ambiental.



(a) (b) (c)

Figura 1. (a) Discussão sobre o conteúdo estudado em casa seguindo a metodologia de sala de aula invertida (b) Apresentação dos Estudos de Caso (c) Dinâmica de aplicação da gamificação "Que rocha sou eu?" na sala de aula

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em conformidade com os resultados apresentados neste artigo, avaliou-se que o emprego de metodologias ativas durante as atividades das disciplinas Elementos de Geologia e Geologia Ambiental foi muito bem recebido, sendo todas bem avaliadas pelos alunos, que consideraram em sua maioria como uma forma de tornar o processo de aprendizado mais fácil, dinâmico e interativo. Nota-se, no entanto, que alguns alunos destacaram que algumas das metodologias aplicadas, como a gamificação, foram muito proveitosas devido ao fato de que as turmas eram menores, facilitando muito o contato dos alunos com a professora, monitores e entre si. Para combater esta limitação, sugere-se dividir a turma, onde uma parte realiza alguma atividade escrita ou tem uma aula teórica sobre um novo assunto com um monitor, enquanto a outra participa

dos jogos e em seguida, pode ser feita a inversão dos grupos. O número reduzido de alunos que responderam ao questionário é justificado pela quantidade de discentes matriculados nas disciplinas durante o período da pesquisa (2023.3), já que houve uma grande redução no número de estudantes devido, principalmente, às reprovações nas matérias que são pré-requisitos para estas disciplinas no cenário pós pandêmico.

Com a análise das DCNs, torna-se claro a relação de conformidade das metodologias ativas usadas, com o desenvolvimento e progressão de competências e habilidades exigidas pelo mercado de trabalho, destacando a importância de se ter o aluno como centro da aprendizagem e não apenas um agente passivo para recebimento de conteúdo. Exemplos como a habilidade de aprender de forma autônoma e lidar com situações complexas e desconhecidas, foram estimuladas pela sala de aula invertida. Destaca-se também a habilidade de realizar uma avaliação crítico-reflexiva dos impactos das soluções de engenharia nos contextos social, legal, econômico e ambiental, bastante fomentado pelas discussões nos estudos de caso, que geralmente envolvem acidentes ocasionados por soluções de engenharia mal sucedidas. Em relação a gamificação, destaca-se o aperfeiçoamento de habilidades de comunicação e trabalho em grupo, já que a maioria das atividades eram feitas em grupos e havia a interação de todos na discussão dos resultados, porém de forma lúdica.

Conclui-se que as práticas das metodologias ativas trouxeram benefícios para aprendizagem, facilitando a absorção do conteúdo e desenvolvendo competências requeridas no perfil do egresso dos cursos de engenharia de acordo com as Diretrizes Curriculares Nacionais, contribuindo para uma formação mais completa e engajadora do discente, e também para assumir responsabilidade sociais e éticas como futuros engenheiros.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Universidade Federal de Juiz de Fora pelo ensino gratuito e de qualidade. Ao Laboratório de Geologia da Faculdade de Engenharia, por toda estrutura disponibilizada para que as aulas fiquem mais interativas. E à professora Júlia Righi de Almeida pelo incentivo aos alunos e disponibilidade em implementar metodologias ativas nas disciplinas por ela ministrada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BERGMANN, J.; SAMS, A. *Flip Your Classroom: Reach Every Student in Every Class Every Day*. 1. ed. Colorado: ISTE and ASCD, 2012. 239p

BRASIL. Resolução nº 2, de 24 de abril de 2019. Institui as Diretrizes Curriculares Nacionais do Curso de Graduação em Engenharia. Brasília, DF, Disponível em: http://portal.mec.gov.br/component/content/article?id=12991. Acesso em: 13 mar. 2024.

BRASIL. Parecer nº 1, de 2019. Brasília, DF, 23 abr. 2019. Seção 1, p. 109-109. Disponível em: http://portal.mec.gov.br/component/content/article?id=12991. Acesso em: 13 mar. 2024.

FORAN, J. The case method and interactive classroom. *The NEA Higher Education Journal*, Thought & Action, v17 n1 p41-50 Sum 2001

PONCIANO, T. M.; GOMES, F. C. de V.; MORAIS, I. C. Metodologia ativa na engenharia: verificação da abp em uma disciplina de engenharia de produção e um modelo passo a passo. Revista Principia, Vol. 34, 2017.

SERPA, Isadora. Gamificação: O que está por trás do termo. Disponível em: < https://brasil.uxdesign.cc/gamifica%C3%A7%C3%A3o-o-que-est%C3%A1-por-tr%C3%A1s-da-buzzword-624fea622a68>. Acesso em: 07 mar. 2024.

SILVA, R. R. C. Metodologias passivas versus ativas: estudo de campo num curso de graduação em engenharia civil. Revista de Estudos e Pesquisas sobre Ensino Tecnológico (EDUCITEC), v. 7, e136721, 2021.

SCHNEIDERS, Luís Antônio. O método de sala de aula invertida. O método da sala (flipped classroom) / Luís Antônio Schneiders – Lajeado : Ed. da Univates, 2018. Disponível em: <https://www.univates.br/editora-univates/publicacao/256>. Acesso em: 13 fev. 2024.

SPRICIGO, C. *Estudo de caso como abordagem de ensino*. [s.l: s.n.]. Paraná: PUCPR, 2014.

VALENTE, José Armando. Blended learning e as mudanças no ensino superior: a proposta da sala de aula invertida. Educar em Revista, n. 4, 2014. Disponível: <https://doi.org/10.1590/0104-4060.38645>. Acesso em: 13 fev. 2024.

VIANNA,Y.; VIANNA, M.; MEDINA, B.; TANAKA, S. Gamification, Inc. Como reinventar empresas a partir de jogos. Rio de Janeiro: MJV Press, 2013, 164 p.

YIN, R. *Case Study Research: design and methods*. 5 ed. Thousand Oaks, CA: Sage, 2014.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/122

A experiências de docentes no desenvolvimento e implementação de metodologias ativas no ensino de geotecnia

Camilla Rodrigues Borges
Professora Adjunta, Instituto Federal de Goiânia, Luziânia, Brasil, camilla.borges@ifg.edu.br

Mariana Ramos Chrusciak
Professora Adjunta, Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Brasil, mariana.chrusciak@ufrr.br

Bruna de Carvalho Faria Lima Lopes
Lecturer, Newcastle University, Newcastle upon Tyne, Reino Unido, bruna.lopes@newcastle.ac.uk

RESUMO: Este estudo investiga as experiências de professores de Geotecnia na aplicação de metodologias ativas, visando compreender a prática docente e analisar a incorporação e eficácia dessas metodologias. A partir de um questionário detalhado, a pesquisa abordou tópicos como a implementação de atividades ativas e as percepções dos professores sobre estas práticas inovadoras. Foi explorada a correlação entre fatores como gênero, idade e tipo de instituição, com a busca por capacitação pedagógica, além da percepção sobre o reconhecimento acadêmico e a resistência dos acadêmicos e alunos a metodologias ativas. O estudo também examina fatores como falta de conhecimento pedagógico, colaboração acadêmica, desenvolvimento de atividades e pressões tradicionais. Além disso, a resistência dos alunos, considerando a aversão à saída da zona de conforto, e se as metodologias ativas aumentam a participação e o engajamento dos alunos também foram explorados. A análise das experiências docentes oferece *insights* valiosos para a melhoria do ensino-aprendizagem em Geotecnia, contribuindo para uma compreensão mais ampla das metodologias ativas e sua aplicação prática. Este artigo é relevante para educadores, instituições e pesquisadores focados em otimizar abordagens pedagógicas na área.

PALAVRAS-CHAVE: educação em engenharia, aprendizagem ativa, educação inovadora, engajamento estudantil.

ABSTRACT: This study investigates the experiences of geotechnical engineering educators in applying active learning methodologies, aiming to understand teaching practices and analyse the incorporation and effectiveness of these methodologies. Through a detailed questionnaire, the research addressed topics such as the implementation of active activities and teachers' perceptions of these innovative practices. The study explored correlations between factors like gender, age, and type of institution with the pursuit of pedagogical training, as well as perceptions of academic recognition and the resistance of academics and students to active methodologies. It also examines issues such as lack of pedagogical knowledge, academic collaboration, activity development, and traditional pressures. Additionally, the study looked into students' resistance, considering their aversion to stepping out of their comfort zone, and whether active methodologies increase student participation and engagement. The analysis of teaching experiences provides valuable insights for improving teaching and learning in Geotechnics, contributing to a broader understanding of active methodologies and their practical application. This paper is relevant for educators, institutions, and researchers focused on optimizing pedagogical approaches in the field.

KEYWORDS: engineering education, active learning, innovative education, student engagement.

1 INTRODUÇÃO

O ensino de engenharia enfrenta diversas pressões externas que exigem adaptação e inovação constantes. Dentre os desafios atuais está a questão da elevada taxa de evasão observada nos cursos de engenharia. Este fenômeno, de natureza multifatorial, está intrinsecamente ligado a elementos como a percebida elevada dificuldade acadêmica, a falta de engajamento e motivação estudantil, além de uma notável desconexão entre o conteúdo teórico abordado e suas aplicações práticas, conforme identificado em estudos

anteriores (Marra et al., 2012; Seymour & Hewitt, 1997). Adicionalmente, o perfil dos atuais estudantes, caracterizados como nativos digitais, introduz um conjunto adicional de desafios ao paradigma educacional tradicional, uma vez que estes discentes apresentam expectativas distintas quanto à metodologia de ensino, demonstrando preferência por abordagens mais interativas, flexíveis e enriquecidas tecnologicamente (Bennett et al., 2008; Prensky, 2001).

Diante deste cenário, torna-se imperativo a reavaliação e atualização de metodologias pedagógicas tradicionalmente usadas no ensino de engenharia, que são comumente centradas em aulas expositivas e com foco intensivo em teoria. Em resposta a esta demanda, tem-se observado um movimento no sentido de incorporar metodologias ativas de aprendizagem no ensino de engenharia. Tais abordagens promovem um maior engajamento estudantil ao incentivar a participação ativa dos alunos no próprio processo de aprendizado. Isso é alcançado por meio da resolução de problemas concretos, desenvolvimento de projetos práticos e fomento à colaboração em equipe, estratégias estas que têm demonstrado potencial para enriquecer significativamente a experiência educacional em engenharia (Freeman et al., 2014; Prince, 2004).

Diante desse contexto, o presente estudo visa explorar as experiências de docentes atuantes no Brasil na implementação dessas metodologias no ensino de Geotecnia. A adoção de abordagens pedagógicas inovadoras é crucial para melhorar o engajamento e a compreensão dos alunos, principalmente em campos técnicos e especializados como a Geotecnia.

Este artigo se baseia em um questionário detalhado preenchido por professores de Geotecnia. As perguntas variaram desde informações demográficas e profissionais básicas até questões específicas sobre a implementação de metodologias ativas e as percepções dos professores sobre essas práticas. O questionário também investigou desafios enfrentados, como a resistência dos alunos e a falta de reconhecimento acadêmico para educadores que se esforçam para inovar em suas práticas de ensino.

A relevância deste trabalho se destaca na medida em que busca preencher uma lacuna no entendimento de como as práticas inovadoras de ensino são percebidas e implementadas no campo específico da Geotecnia. Considerando a natureza técnica e muitas vezes complexa dessa área, a eficácia do ensino pode ter um impacto direto na competência e na preparação dos futuros engenheiros geotécnicos. Portanto, compreender as variáveis que influenciam a adoção de metodologias ativas nesse campo não é apenas academica e pedagogicamente relevante, mas também essencial para o avanço profissional e técnico da engenharia geotécnica.

Neste contexto, o presente estudo contribui para uma área de pesquisa que está ganhando crescente atenção acadêmica e profissional. As descobertas e análises apresentadas neste trabalho fornecem insights importantes para a comunidade educacional de Geotecnia, iluminando caminhos para a melhoria contínua no ensino e aprendizagem. Além disso, ao examinar as percepções e experiências dos docentes frente aos desafios e oportunidades associados ao uso de metodologias ativas, este estudo oferece uma perspectiva valiosa sobre como tais práticas podem ser mais efetivamente integradas em contextos educacionais específicos.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Desenvolvimento Histórico das Metodologias Ativas

O desenvolvimento histórico das metodologias ativas de ensino é um fenômeno que encontra suas raízes em diversos momentos e contribuições significativas ao longo da história da educação. Jean-Jacques Rousseau (1712-1778) marca um dos primeiros momentos desse desenvolvimento, ao evidenciar, em seus tratados sobre filosofia e educação, a primazia da experiência sobre a teoria, sugerindo um foco na aprendizagem centrada nos interesses e necessidades dos aprendizes, em contraste com a abordagem tradicional centrada no professor e no conteúdo (Luchesi et al., 2022). Esse pensamento inovador de Rousseau só começou a ganhar força e aplicação prática no final do século XIX e início do século XX, com o advento da Escola Nova. No Brasil, a década de 1930 testemunhou o movimento escolanovista, que, alinhado aos ideais de democratização e igualdade social, propôs práticas pedagógicas que colocavam o sujeito no centro do processo de aprendizagem (Campos & Shiroma, 1999).

A evolução das metodologias ativas também foi influenciada por pensadores como Paulo Freire, John Dewey, Malcolm Knowles, Carl Rogers e Lev Vygotsky, cujas teorias sobre educação reforçam a importância

da resolução de problemas, da colaboração, da aplicação prática do conhecimento e da conexão com a vida cotidiana dos alunos (Dewey, 1938; Freire, 1970; Knowles, 1980; Rogers, 1969; Vygotsky, 1978). Esses educadores, embora não tenham explicitamente mencionado as metodologias ativas, fundamentaram princípios como a participação ativa, a relevância do conteúdo e a aplicação prática do conhecimento, essenciais para tais metodologias. A filosofia socrática e seu diálogo crítico também ecoam nesse contexto, reforçando a tradição de questionamento e reflexão crítica como base do aprendizado.

A legislação educacional brasileira, com a Lei de Diretrizes e Bases da Educação Nacional (LBD), sofreu mudanças significativas ao longo do tempo, refletindo a incorporação progressiva dessas ideias nas políticas educacionais. A versão mais recente da LBD (*Lei Das Diretrizes e Bases Da Educação Nacional*, 1996) destaca a necessidade de adotar metodologias de ensino e avaliação que fomentem a proatividade dos alunos, especialmente no Ensino Médio, uma diretriz que alinha com os princípios das metodologias ativas, embora sua aplicação na Educação Superior ainda necessite de explicitação.

As metodologias ativas, portanto, representam um marco na evolução das práticas educativas, incorporando e expandindo sobre os princípios defendidos por educadores renomados. Essas abordagens refletem um compromisso com a formação integral do aluno e a preparação para enfrentar os desafios contemporâneos, caracterizando-se por um processo de aprendizagem mais engajado, participativo e relevante.

2.2 Metodologias Ativas no Ensino de Engenharia

Reis et al. (2023) analisaram a evolução do uso de metodologias ativas em cursos superiores de Engenharia, destacando um aumento significativo em publicações sobre o tema, especialmente entre 2015 e 2020. O estudo também mostrou que a maioria das pesquisas foram realizadas nos Estados Unidos e na Europa, mas observou que há estudos sobre o assundo sendo realizados em todos os continentes.

Embora haja uma grande diversidade de metodologias ativas à disposição, a análise da literatura científica sobre ensino de engenharia feita por Reis et al. (2023) e Valença (2023) revelou que um conjunto muito restrito dessas metodologias é efetivamente utilizado nessa área, com destaque apenas para: Aprendizagem Baseada em Problemas (Problem-Based Learning - PBL), Aprendizagem Baseada em Projetos (Project-Based Learning - PjBL), e a Sala de Aula Invertida.

A Aprendizagem Baseada em Problemas foca na resolução de problemas complexos e reais como ponto de partida para a aprendizagem. No ensino de Engenharia, o PBL ajuda os estudantes a desenvolverem habilidades críticas de pensamento, análise e resolução de problemas que são essenciais na prática da engenharia (Galand et al., 2012). A ideia é que os alunos, trabalhando em grupos, busquem soluções para problemas sem uma resposta única ou definida, estimulando assim a pesquisa, a discussão e o aprendizado colaborativo. Similar ao PBL, o PjBL enfatiza a realização de projetos como meio de aprendizagem. Os alunos são desafiados a desenvolverem projetos que demandem a aplicação prática de conceitos teóricos, promovendo a integração entre teoria e prática. No contexto da Engenharia, essa abordagem pode envolver desde o desenvolvimento de protótipos até a proposição de soluções inovadoras para problemas da indústria ou da sociedade. Já na sala de aula invertida, o tradicional modelo de aulas expositivas é invertido, com os alunos estudando o conteúdo teórico em casa, por meio de leituras ou vídeos pré-gravados, e utilizando o tempo em sala de aula para discussões, resolução de exercícios e atividades práticas. Esse modelo promove uma maior interação entre alunos e professores e permite um aprofundamento dos conteúdos aplicados (Roehl et al., 2013).

Embora menos utilizadas no ensino de engenharia outras metodologias ativas tem alto potencial de aplicabilidade na área como: Gameficação, Aprendizagem por Pares (Peer Instruction) e Design Thinking. Na gamificação elementos de jogos em contextos educacionais são aplicados visando aumentar a motivação e o engajamento dos alunos por meio de recompensas, desafios e sistemas de pontos. Na Engenharia, isso pode envolver desde jogos que simulem situações reais de engenharia até competições de design e inovação. A aprendizagem por pares é uma metodologia que transforma a sala de aula em um espaço de aprendizado colaborativo, onde os estudantes são encorajados a discutir e resolver problemas juntos, promovendo uma compreensão mais profunda dos conceitos abordados (Crouch & Mazur, 2001). No ensino de engenharia, essa abordagem é particularmente valiosa, pois simula o ambiente colaborativo que os profissionais encontrarão no mercado de trabalho. Os alunos, ao explicarem os conceitos uns aos outros, desenvolvem habilidades comunicativas e de raciocínio crítico, fundamentais para a resolução de problemas complexos de engenharia.

Além disso, a aprendizagem por pares permite identificar e corrigir rapidamente mal-entendidos ou concepções errôneas, facilitando um aprendizado mais eficaz e ajustado às necessidades individuais dos alunos. O Design Thinking, por outro lado, é uma metodologia focada na solução de problemas de maneira criativa e inovadora. No contexto do ensino de engenharia, essa abordagem estimula os estudantes a abordarem problemas reais de forma empática, considerando as necessidades e perspectivas dos usuários finais. Através de um processo iterativo que inclui etapas de empatia, definição, ideação, prototipagem e teste, os alunos aprendem a desenvolver soluções inovadoras que são tecnicamente viáveis, economicamente sustentáveis e desejáveis para os usuários. O Design Thinking incentiva uma mentalidade de experimentação e aprendizado contínuo, habilidades essenciais para futuros engenheiros que enfrentarão desafios complexos e em constante evolução em suas carreiras.

3 METODOLOGIA

O instrumento de coleta de dados utilizado foi um questionário online, composto por perguntas que abordavam diversos aspectos relacionados à experiência dos docentes em relação à aplicação de metodologias ativas no ensino de engenharia geotécnica. As perguntas foram cuidadosamente elaboradas para abranger diferentes dimensões da temática desde informações demográficas e profissionais básicas até questões específicas sobre a implementação de metodologias ativas e as percepções dos professores sobre essas práticas. O questionário também investigou desafios enfrentados, como a resistência dos alunos e a falta de reconhecimento acadêmico de educadores que se esforçam para inovar em suas práticas de ensino.

Assim a pesquisa teve como população alvo os docentes que atuam na área de engenharia geotécnica em instituições de ensino superior localizadas no Brasil. A amostra foi composta por 56 docentes que voluntariamente responderam ao questionário entre 19 de janeiro e 21 de fevereiro de 2024. Os docentes foram convidados a participar da pesquisa por meio de e-mails e mensagens personalizadas, que incluíam uma breve descrição da pesquisa e o link para acesso ao questionário. A abordagem direta aos potenciais participantes, combinada à solicitação de compartilhamento do questionário em suas redes, visou garantir uma amostra representativa e engajada na temática investigada.

Antes de sua aplicação, o questionário foi submetido e aprovado pelo Comitê de Ética em Pesquisa da Universidade Federal de Roraima (CAAE- 76398323.8.0000.5302), assegurando que todos os procedimentos adotados estavam em conformidade com os padrões éticos para pesquisas envolvendo seres humanos. A participação no estudo foi inteiramente voluntária e anônima, garantindo a confidencialidade das informações fornecidas pelos participantes. O consentimento informado foi obtido de todos os participantes antes de sua participação no estudo, esclarecendo o propósito da pesquisa, os procedimentos envolvidos, os direitos dos participantes e as medidas adotadas para proteger sua privacidade e dados pessoais.

Após a coleta de dados, as respostas ao questionário foram compiladas e analisadas quantitativamente, permitindo a identificação de tendências, percepções e práticas comuns entre os docentes participantes. A análise qualitativa também foi empregada para explorar as narrativas e experiências compartilhadas pelos respondentes, enriquecendo a compreensão sobre a implementação de metodologias ativas no ensino de engenharia geotécnica.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As características demográficas dos participantes da pesquisa demonstram uma predominância masculina, com 70% dos participantes identificando-se como homens e 30% como mulheres. A distribuição de idade entre os participantes da pesquisa mostra uma concentração significativa nas faixas de 31 a 50 anos (Figura 1a), sugerindo que a maioria está em um estágio maduro de sua carreira acadêmica, o que pode refletir um período de maior produtividade e estabilidade profissional. Em relação ao tempo de doutorado (Figura 1b), observa-se que a maioria dos respondentes possui o título, com uma distribuição que privilegia aqueles com 5 a 15 anos desde a obtenção, indicando uma experiência considerável na pesquisa e na academia, enquanto uma parcela relevante com mais de 15 anos destaca a presença de profissionais altamente experientes. Dentre os participantes sem doutorado mais da metade, 54%, atuam em instituições privadas e ainda 70% destes estão envolvidos em pesquisa.

A distribuição regional é equilibrada (Figura 1c), com uma ligeira predominância no Sudeste, garantindo uma representatividade abrangente do panorama acadêmico brasileiro. Os participantes também demonstram vasta experiência docente (Figura 1d), especialmente aqueles com mais de 10 anos em sala de aula, evidenciando um compromisso duradouro com a educação superior.

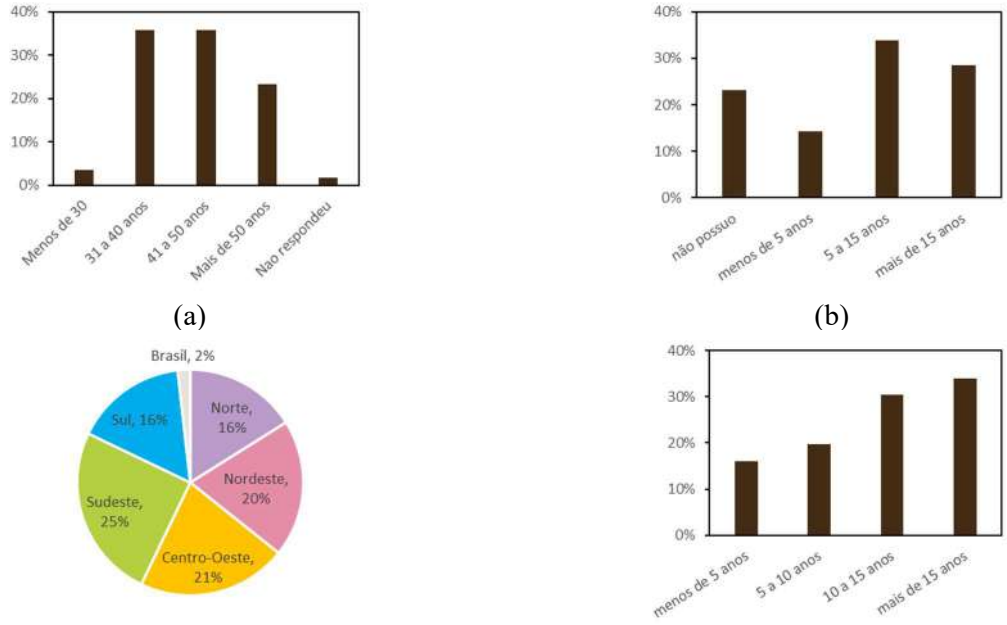


Figura 1. Estatística demográfica dos participantes (a) faixa etária, (b) tempo desde o doutorado, (c) região em que atua, e (d) tempo de sala de aula

Quanto ao cargo atual (Figura 2a), os dados revelam diversidade, com predominância de professores adjuntos e associados, refletindo a estrutura hierárquica acadêmica e a contribuição ativa para o ensino e pesquisa. A maioria dos participantes está vinculada a universidades federais, seguidas por universidades privadas (Figura 2b). A predominância de participantes de universidades federais na pesquisa pode refletir um viés decorrente das redes de contato e do histórico profissional dos autores, que possuem vínculos com instituições federais. Além disso, a distribuição desigual dos convites para participação, favorecendo este grupo, foi influenciada pela maior facilidade de acesso às informações sobre o corpo docente das universidades federais em comparação com outras instituições, cujos dados não estão tão prontamente disponíveis na internet. Esses fatores, combinados, podem ter contribuído para uma representação desproporcional de participantes de universidades federais na amostra da pesquisa, destacando a importância de considerar essas limitações ao interpretar os resultados.

Em termos de disciplinas lecionadas (Figura 2c), foi permitido aos participantes selecionar todas as disciplinas que lecionam. Mecânica dos solos, fundações e obras de terra emergiram como as mais representadas, refletindo o foco dos participantes nos aspectos fundamentais da engenharia geotécnica. Esta abordagem destaca a diversidade de conhecimentos e interesses no campo, evidenciando a amplitude e a complexidade das áreas de especialização abordadas pelos participantes. Além disso, o elevado envolvimento com pesquisa científica, com 80% dos respondentes participando, destaca a inclinação do grupo para a contribuição científica e inovação. Dentre os não envolvidos com pesquisa 55% deles lecionam em Universidades Privadas, 36% em Universidades Federais e 9% em Institutos Federais.

A análise dos resultados mostrou ainda que somente 13% dos participantes possuem formação específica em licenciatura, educação ou práticas pedagógicas e apenas 16% busca capacitação em educação e ou prátticas pedagógicas regularmente. Observa-se ainda que a maioria dos docentes procura aperfeiçoamento em educação ou práticas pedagógicas de maneira ocasional (43%), enquanto uma parcela considerável o faz raramente (39%), e uma minoria de forma regular (16%). Quando se trata de práticas didáticas, mais da metade (57%) dos entrevistados favorece uma abordagem combinada entre prática tradicional e aplicação de algumas metodologias ativas esporadicamente, com menos inclinados a adotar métodos exclusivamente tradicionais (18%), interativos (14%) ou práticos (11%).

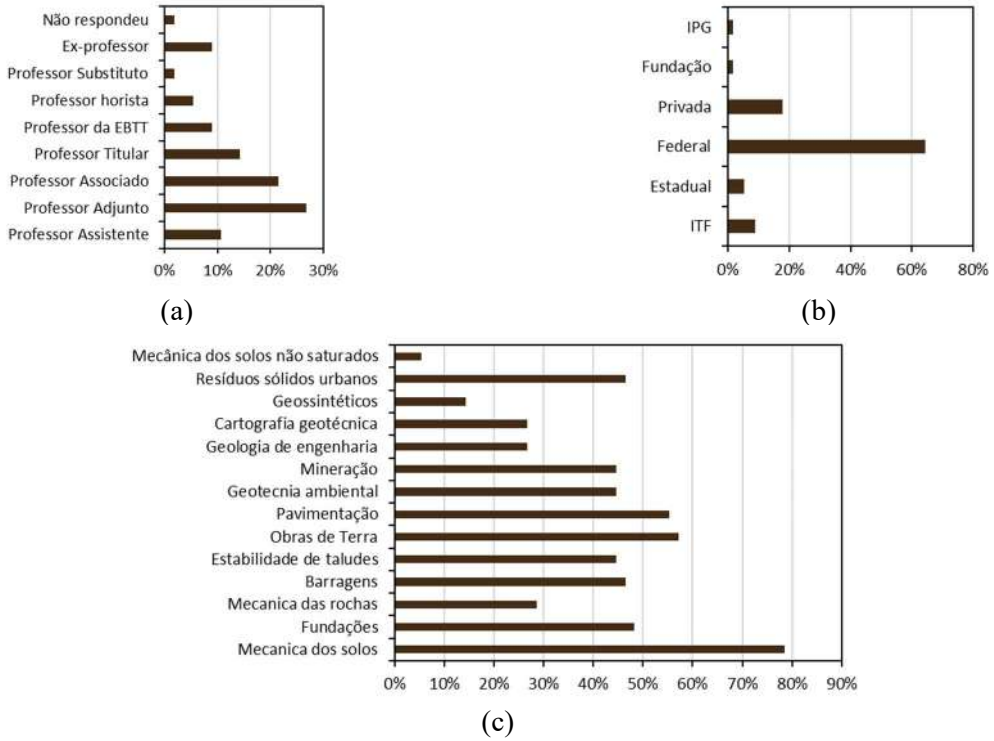


Figura 2. Estatística demográfica dos participantes (a) cargo atual, (b) tipo de instituição em que atua, e (c) disciplinas lecionadas. Onde IPG se refere à Instituto de Pós-Graduação e ITF à Instituto Técnico Federal.

A inovação no ensino de Geotecnia é uma preocupação significativa para muitos, com 39% dos docentes expressando uma preocupação elevada e 48% uma preocupação moderada; apenas 13% demonstram pouca preocupação. Metade dos respondentes incorpora metodologias ativas ocasionalmente (50%), e um terço (34%) faz isso regularmente, mas ainda existe uma parcela (16%) que não as utiliza em suas aulas.

Entre as atividades ativas utilizadas, as mais populares são PBL, PjBL, e discussões em grupo (Figura 3), o que reflete quase que fielmente a tendência observada por Reis et al., (2023) e Valença (2023). Também são empregadas técnicas como a sala de aula invertida (36%), simulações (29%) e gamificação (20%).

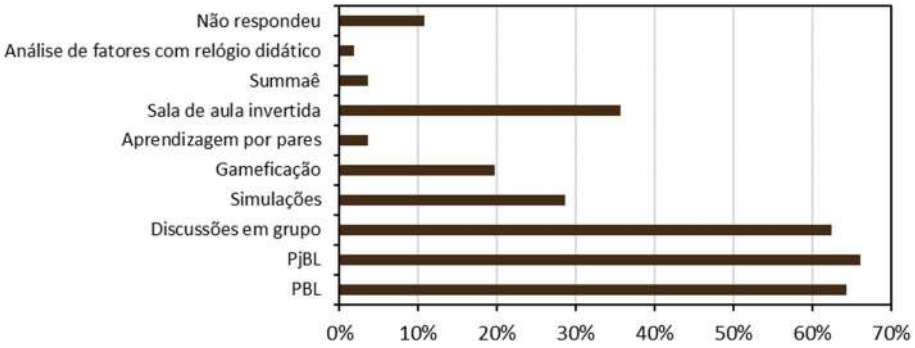
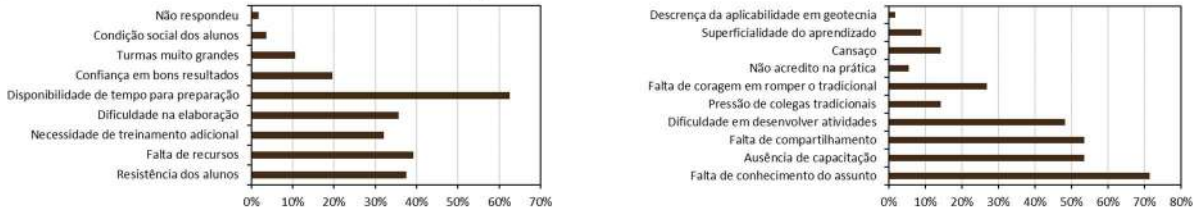


Figura 3. Atividades ativas utilizadas pelos participantes da pesquisa, onde PBL representa Aprendizagem Baseada em Problemas e PjBL Aprendizagem Baseada em Projetos.

No que tange aos desafios para implementação dessas metodologias (Figura 4a), o destaque vai para a limitação de tempo para a preparação adequada (63%), a falta de recursos (39%) e a resistência dos alunos (38%). Apesar desses desafios, a maioria dos docentes (71%) identificou oportunidades para melhorar ou expandir o uso de metodologias ativas em suas práticas de ensino, enquanto 29% não viram tais oportunidades.

A resistência à adoção de metodologias ativas em Geotecnia (Figura 4b) é principalmente atribuída à falta de conhecimento sobre o tema (71%) e à deficiência em capacitação e compartilhamento de experiências (54% para ambos). Outro aspecto significativo é a dificuldade em desenvolver tais atividades, apontada por

48% dos entrevistados. Quanto ao reconhecimento do papel do educador no ambiente acadêmico de engenharia, apenas um quarto (25%) dos respondentes acredita que há um reconhecimento apropriado, enquanto uma maioria combinada (75%) expressa falta de reconhecimento ou incerteza.



(a) (b)

Figura 4. (a) Principais desafios para implementação de metodologias ativas e (b) Fatores que contribuem para a resistência dos acadêmicos em adotar metodologias ativas

A maioria dos respondentes (61%) relatam que, baseados em sua experiência, as metodologias ativas sempre geram mais participação e engajamento dos alunos, enquanto 14% afirmam que isso ocorre na maioria das vezes. Quanto à eficácia, 48% consideram as atividades ativas mais eficazes que os métodos tradicionais e 30% as consideram igualmente eficazes. A percepção dos docentes quanto à resposta dos alunos às metodologias ativas é majoritariamente positiva (61%), com 30% tendo uma reação neutra. Mais da metade dos educadores (52%) percebem resistência dos alunos às metodologias ativas às vezes, enquanto 32% não percebem resistência. Quando há resistência, a principal razão identificada é a comodidade e falta de conhecimento sobre as metodologias (32%), seguida pela falta de compreensão dos benefícios (25%) e pelo medo do diferente (18%). Outras razões incluem cansaço (14%) e foco apenas no resultado final, com desinteresse pelo processo de aprendizado (11%).

Por fim, a última questão do questionário abria espaço para que os participantes pudessem fazer comentários relevantes a respeito do assunto da pesquisa. Dezessete comentários foram recebidos e a análise destas indica que, embora os docentes reconheçam a importância e os possíveis benefícios das metodologias ativas no ensino de engenharia geotécnica, eles enfrentam diversos desafios. Entre eles, destacam-se a escassez de recursos, a falta de treinamento específico e o pouco reconhecimento do trabalho inovador em ensino. Além disso, existe a necessidade de se vencer a resistência por parte das instituições e dos próprios alunos a novas formas de aprendizado.

5 CONCLUSÕES

Este estudo ofereceu uma análise detalhada sobre a implementação de metodologias ativas no ensino de engenharia geotécnica em instituições de ensino superior no Brasil, com foco nos desafios, percepções e práticas adotadas pelos docentes. A pesquisa, baseada em um questionário online respondido por 56 docentes, revelou uma tendência de adoção de metodologias ativas, apesar de enfrentarem desafios significativos, como a resistência dos alunos, a limitação de tempo para preparação e a falta de recursos. Ainda assim, a maioria dos educadores relatou que essas metodologias aumentam a participação e o engajamento dos alunos e, em muitos casos, são consideradas mais eficazes do que os métodos tradicionais.

Os resultados também apontam para uma disparidade entre a prática e a capacitação em metodologias ativas, com apenas uma minoria dos participantes buscando capacitação regular nessa área. Além disso, a pesquisa destaca a necessidade de um maior reconhecimento acadêmico dos esforços dos docentes que inovam em suas práticas de ensino.

Por fim, o estudo ressalta a importância e o potencial das metodologias ativas no ensino de engenharia geotécnica, ao mesmo tempo que sublinha os obstáculos que precisam ser superados. Para avançar, é necessário um compromisso institucional maior com o treinamento docente e o desenvolvimento de recursos, além de uma mudança cultural que valorize a inovação pedagógica e o ensino ativo, visando não apenas à melhoria da qualidade educacional, mas também à formação de profissionais mais engajados e preparados para os desafios do futuro.

AGRADECIMENTOS

Gostariamos de expressar nossa profunda gratidão aos professores que participaram deste estudo ao responderem ao questionário. Sua contribuição é essencial para a compreensão das metodologias ativas no ensino de Geotecnia. Seu tempo e insights são altamente valorizados e desempenham um papel crucial no sucesso desta pesquisa. Obrigado por sua colaboração vital e por apoiar o avanço da educação em engenharia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bennett, S., Maton, K., & Kervin, L. (2008). The “digital natives” debate: A critical review of the evidence. *British Journal of Educational Technology*, *39*(5), 775–786. https://doi.org/10.1111/j.1467-8535.2007.00793.x

Campos, R., & Shiroma, E. (1999). O resgate da Escola Nova pelas reformas educacionais contemporâneas. *Revista Brasileira de Estudos Pedagógicos*, *80*(196), 483–493. https://doi.org/10.24109/2176-6681.rbep.80i196.988

Crouch, C. H., & Mazur, E. (2001). Peer Instruction: Ten years of experience and results. *American Journal of Physics*, *69*(9), 970–977. https://doi.org/10.1119/1.1374249

Dewey, J. (1938). *Experience and Education*. Macmillan Compan.

Freeman, S., Eddy, S. L., McDonough, M., Smith, M. K., Okoroafor, N., Jordt, H., & Wenderoth, M. P. (2014). Active learning increases student performance in science, engineering, and mathematics. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*, *111*(23), 8410–8415. https://doi.org/10.1073/pnas.1319030111

Freire, P. (1970). *Pedagogia do Oprimido*. https://revistas.ufrj.br/index.php/rce/article/download/1659/1508%0Ahttp://hipatiapress.com/hpjournals/index.php/qre/article/view/1348%5Cnhttp://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/09500799708666915%5Cnhttps://mckinseyonsociety.com/downloads/reports/Educa

Galand, B., Frenay, M., & Raucent, B. (2012). Effectiveness of problem-based learning in engineering education: A comparative study on three levels of knowledge structure. *International Journal of Engineering Education*, *28*(4), 939–947.

Knowles, M. (1980). *The Modern Practice of Adult Education: From Pedagogy to Andragogy*.

Luchesi, B. M., Lara, E. M. de O., & Santos, M. A. (2022). Guia Prático de introdução às metodologias ativas de aprendizagem. In *Guia prático de introdução às metodologias ativas de aprendizagem*. UFMS. https://repositorio.ufms.br

Marra, R., Rodgers, K., Shen, D., & Bogue, B. (2012). Leaving Engineering: A Multi-Year Single Institution Study. *Journal of Engineering Education*, *101*(1), 6–27.

Prensky, M. (2001). Digital Natives, Digital Immigrants Part 1. *On the Horizon*, *9*(5), 1–6. https://doi.org/10.1108/10748120110424816

Prince, M. (2004). Does active learning work? A review of the research. *Journal of Engineering Education*, *93*(3), 223–231. https://doi.org/10.1002/j.2168-9830.2004.tb00809.x

Reis, A., Alves, A., & Wendland, E. C. (2023). Metodologias Ativas No Ensino Superior: Um Mapeamento Sistemático No Contexto Dos Cursos De Engenharia. *Educação Em Revista*, *39*, 1–25. https://doi.org/10.1590/0102-469839012

Roehl, A., Reddy, S. L., & Shannon, G. J. (2013). The flipped classroom: An opportunity to engage millennial students through active learning strategies. *Journal of Family & Consumer Sciences*, *105*(2), 44–49. https://doi.org/doi.org.proxy2.lib.umanitoba.ca/10.1

Rogers, C. (1969). *Freedom to Learn*.

Lei das diretrizes e bases da educação nacional, Lei nº 9.394 (1996) (testimony of Senado).

Seymour, E., & Hewitt, N. M. (1997). *Talking about leaving*. Westview Press.

Valença, A. K. A. (2023). Metodologias ativas no ensino de engenharia: uma revisão bibliométrica. *Revista Científica Eletrônica de Engenharia de Produção*, *23*(2).

Vygotsky, L. (1978). *Mind in society: The development of higher psychological processes*. Harvard University Press.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/123

Avaliação Bibliométrica de Estudos sobre a Aplicação de Modelos de Resistência ao Cisalhamento de Solos não Saturados

Myllena Cardoso Couto Maia
Engenheira Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, myllenacardoso96@gmail.com

Desireé Alves de Oliveira
Engenheira Civil, Mestre, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, desiree.alves@ufersa.edu.br

Patrícia Figuereido de Sousa
Engenheira Civil, Mestre, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, patriciafiguereidodesousa@gmail.com

André Luís Brasil Cavalcante
Professor Associado, Doutor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, albrasilc@gmail.com

RESUMO: Para as Ciências dos Solos, a estimativa da resistência ao cisalhamento é essencial para a previsão e a solução de diversos problemas geotécnicos, como a manutenção da estabilidade de taludes e barragens de terra e para o dimensionamento de pilhas de rejeitos e de estruturas de contenção. Dessa forma, o presente estudo tem como enfoque uma análise bibliométrica temporal e crítica das publicações que abordam o tema de resistência ao cisalhamento de solos não saturados, com o objetivo de evidenciar a importância destes trabalhos para a área de Mecânica dos Solos não Saturados. Para isso, foi desenvolvido um banco de dados de publicações, utilizando as plataformas: Google Acadêmico, Scielo, Academia, Research Gate e Periódicos da CAPES. Nesse sentido, são apresentados comparativos de forma quantitativa e qualitativa dos dados, visando fornecer um panorama detalhado da relevância do tema. Além disso, o estudo inclui uma listagem e análise dos modelos mais frequentemente citados na literatura, promovendo uma comparação entre eles, discutindo as vantagens e as desvantagens associadas ao uso desses modelos para previsões da resistência de solos não saturados, fornecendo aos profissionais da área, pesquisadores e acadêmicos uma compreensão das tendências atuais, desafios e oportunidades na área da resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

PALAVRAS-CHAVE: Mecânica dos Solos, Solos não Saturados, Resistência ao Cisalhamento, Levantamento Bibliográfico.

ABSTRACT: In Soil Sciences, estimating shear strength is crucial for predicting and solving various geotechnical problems, such as maintaining the stability of slopes and earth dams, and designing waste pile structures and retaining walls. Therefore, this study focuses on a temporal bibliometric analysis of publications addressing the shear strength of unsaturated soils, aiming to underscore the significance of these works in Unsaturated Soil Mechanics. A database of publications was developed using platforms such as Google Scholar, Scielo, Academia, Research Gate, and CAPES Journals. Accordingly, comparative quantitative and qualitative data are presented to provide a detailed overview of the topic's relevance. Furthermore, the study includes a listing and analysis of the models most frequently cited in the literature, facilitating a comparison between them and discussing the advantages and disadvantages of using these models to predict the shear strength of unsaturated soils, providing professionals in the field, researchers, and academics with an understanding of current trends, challenges, and opportunities in the area of shear strength of unsaturated soils.

KEYWORDS: Soil Mechanics, Unsaturated Soils, Shear Strength, Bibliographic Survey.

1 INTRODUÇÃO

A compreensão das propriedades mecânicas e dos modelos constitutivos para prever a resistência ao cisalhamento de solos não saturados é essencial para o dimensionamento e a mitigação de diversos problemas geotécnicos, como a estabilidade de taludes, pilhas de rejeitos, fundações e barragens. Na Mecânica dos Solos,

a resistência ao cisalhamento é influenciada por fatores como variação do nível freático, cobertura vegetal, materiais de reforço, sistemas de drenagem e grau de compactação das camadas (Sousa, 2024). Acima do nível de água, a resistência ao cisalhamento depende do conteúdo de água e das pressões de água e ar atuantes no solo.

O estudo da resistência ao cisalhamento de solos não saturados começou com Haines (1925), que investigou a influência das forças capilares na coesão. Entre 1950 e 1960, pesquisas como a de Bishop *et al.* (1960) expandiram os princípios das tensões efetivas de Terzaghi e o modelo de Mohr-Coulomb. Na década de 1980 e 1990, Delwyn Fredlund popularizou os conceitos de variáveis de estado para definir a resistência ao cisalhamento. Um avanço significativo veio com Vanapalli *et al.* (1996), que propuseram formulações baseadas na curva de retenção de água, permitindo estimar a resistência de forma mais simples e econômica.

Dentro desta temática, este artigo apresenta um estudo bibliométrico dos modelos disponíveis na literatura que estimam a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, avaliando os mais aplicados e detalhando os parâmetros necessários para seu emprego. O objetivo deste estudo é ampliar a discussão sobre a Mecânica dos Solos Não Saturados e contribuir para a difusão do conhecimento nessa área.

Para isso, foi criado um banco de dados de títulos usando as plataformas Google Acadêmico, Scielo, Academia, Research Gate e Periódicos da CAPES. Os detalhes deste estudo são apresentados nos itens a seguir.

2 METODOLOGIA

Para esta pesquisa, realizou-se um levantamento bibliométrico usando os termos "Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados" e *"Shear Strength of Unsaturated Soils"* nas bases de dados Periódicos da CAPES, Scielo, Research Gate, Academia e Google Acadêmico. O objetivo desta etapa foi verificar as tendências de pesquisa nesse campo da Mecânica dos Solos de 1950 a 2023. Para isso, iniciou-se com uma pesquisa simplificada dos termos nas bases mencionadas, seguida de um tratamento das informações para eliminar *outliers*. Consideraram-se *outliers* os trabalhos de outras áreas ou que tratam especificamente de solos saturados.

Após o refinamento dos dados, avaliaram-se os principais modelos para previsão da resistência ao cisalhamento de solos não saturados, comparando suas diferenças, vantagens, desvantagens e métodos de obtenção de parâmetros. Um fluxograma simplificado do estudo foi elaborado para uma representação visual clara do processo metodológico conforme é apresentado na Figura 1.

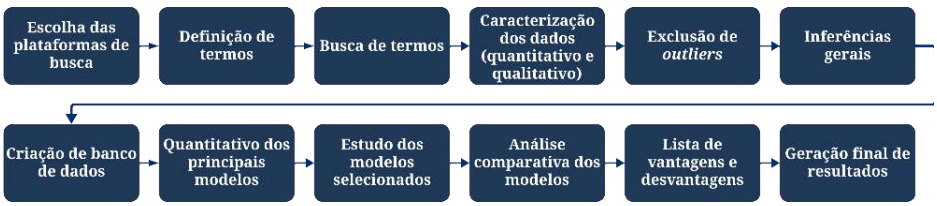


Figura 1. Fluxograma das etapas metodológicas.

Quanto aos procedimentos metodológicos, este estudo é uma pesquisa bibliográfica sobre a Mecânica dos Solos Não Saturados, conduzida por meio de análises qualitativas e quantitativas de dados da literatura. O estudo abrange o período de 1950 a 2023, descrevendo o comportamento temporal das pesquisas nesse campo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A variação das propriedades mecânicas e do comportamento dos solos devido às alterações no grau de saturação é de grande relevância para os engenheiros geotécnicos. Esse interesse decorre da necessidade de projetar, monitorar e proteger estruturas de terra de maneira eficaz e econômica. Esse aumento de demanda justifica o crescimento significativo no número de pesquisas nessa área, como será evidenciado pelos resultados do estudo bibliométrico apresentado neste artigo científico.

3.1 Busca Simplificada

Inicialmente, para obter uma visão geral do número de títulos disponíveis, foram realizadas buscas simplificadas usando os termos *"Shear Strength of Unsaturated Soils"* e "Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados" em plataformas online gratuitas, como Google Acadêmico, Scielo, Academia, Research Gate e Periódicos da CAPES. O levantamento do número de publicações no período de 1950 a 2023 está apresentado na Figura 3. Cabe destacar que o quantitativo encontrado é influenciado pela data da busca e pela ferramenta empregada. Neste caso a pesquisa apresentada é referente ao período de novembro de 2023 a fevereiro de 2024.

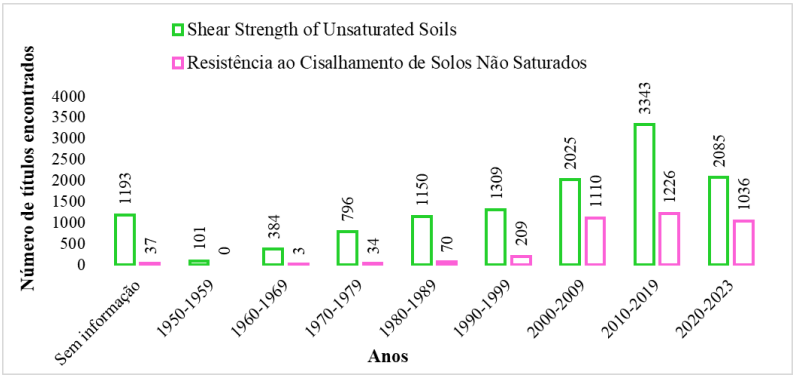
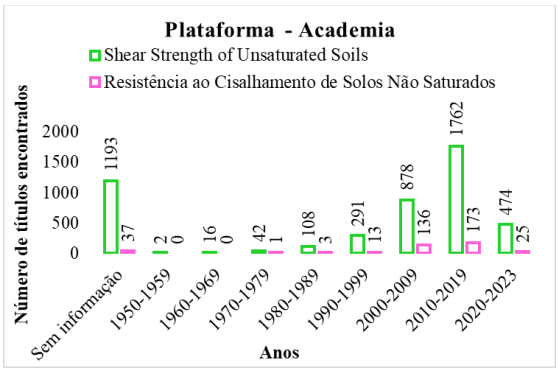
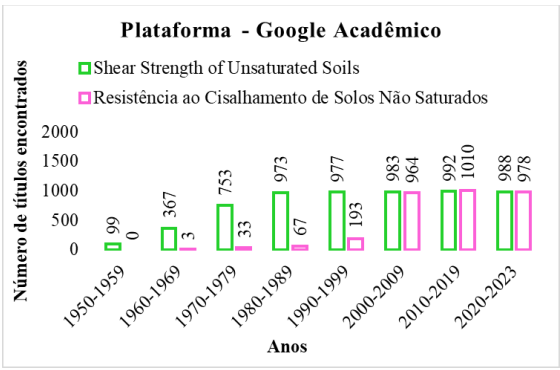


Figura 3. Pesquisa do número de títulos para os termos "*Shear Strength of Unsaturated Soils*" e "Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados" realizada no período de novembro de 2023 a fevereiro de 2024.

Deve-se destacar que o quantitativo de publicações varia conforme o site empregado, embora a tendência de comportamento ao longo dos anos seja consistente em todas as plataformas, neste caso, notou-se um aumento expressivo do número de publicações. Para demonstrar isso, obteve-se o número de títulos publicados em cada plataforma de busca, conforme mostrado na Figura 4. Essa discrepância pode ser atribuída a fatores como a abrangência da base de dados, o alcance internacional da plataforma, a preferência dos pesquisadores e o investimento no desenvolvimento do sistema de busca. O Google Acadêmico, por exemplo, gera mais opções de títulos, o que explica sua popularidade entre estudantes e profissionais, além de exibir dados de diversos periódicos e plataformas de publicações.



(a)



(b)

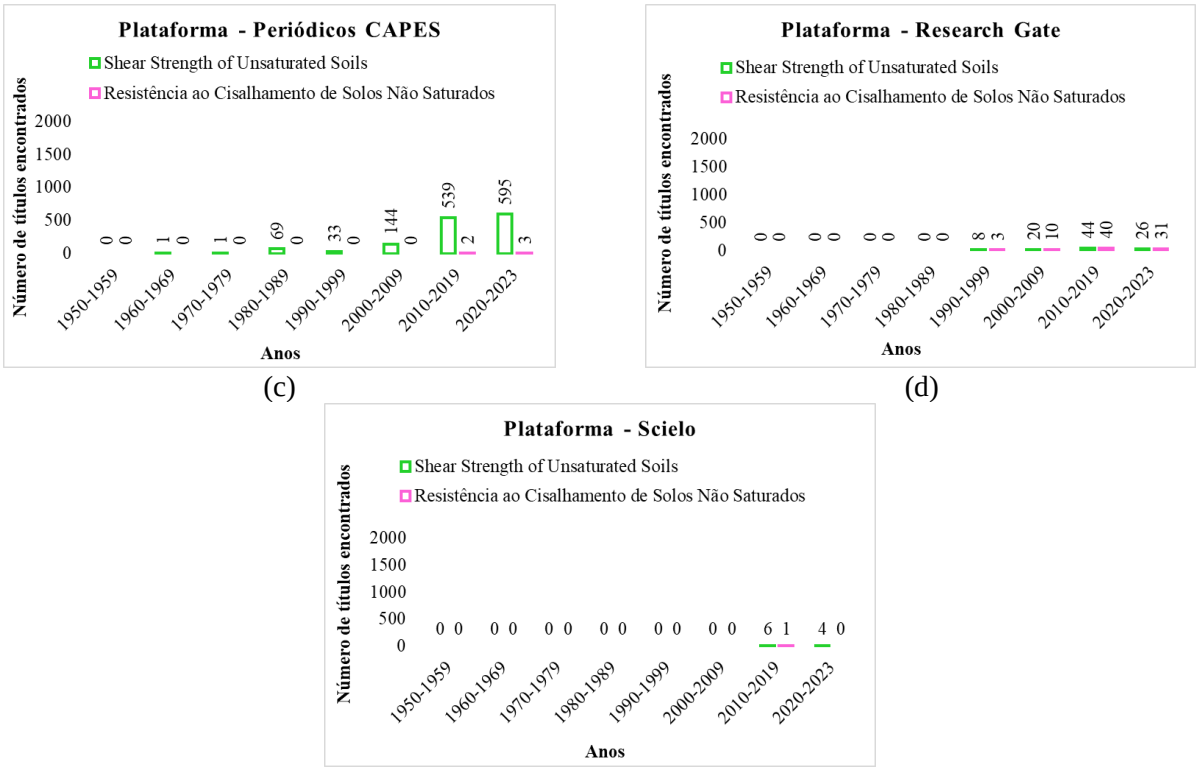


Figura 4. Pesquisa do número de títulos para os termos "*Shear Strength of Unsaturated Soils*" e "Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados" de acordo com cada plataforma.

3.2 Detalhando as Plataformas de Busca

Para entender o quantitativo observado nas Figuras 1 e 2, destacam-se os pontos limitantes da pesquisa bibliométrica. Na plataforma Academia, notou-se uma quantidade significativa de títulos sem informações sobre o ano de publicação, o que prejudica o levantamento temporal. Isso pode ser devido à limitação da plataforma em disponibilizar dados completos, à falta de catalogação adequada ou à ausência de informações fornecidas pelos autores. A falta de dados dificulta a identificação precisa do período de publicação dos artigos, impactando a capacidade dos usuários de acompanhar a evolução das pesquisas ao longo do tempo.

No Google Acadêmico e no Research Gate, a limitação no número de páginas disponíveis por intervalo de década pesquisada é significativa. O Google Acadêmico permite até 100 páginas por consulta, enquanto o Research Gate permite apenas 10. Isso significa que, independentemente do número total de artigos disponíveis para uma década, apenas os primeiros 1000 resultados são exibidos no Google Acadêmico e os primeiros 100 no Research Gate. Essa restrição pode impactar a capacidade dos pesquisadores de realizar uma busca abrangente na literatura científica sobre um determinado tópico.

Além disso, a plataforma Periódicos da CAPES e a Scielo exibem um número reduzido de títulos, o que pode ser atribuído a uma seleção mais criteriosa ou a uma menor representatividade dessas bases de dados na área de solos não saturados, especialmente para publicações em português.

Conforme ilustrado nas Figuras 1 e 2, a análise de dados de cinco plataformas revela um crescimento no número de publicações a partir da década de 1950. Este crescimento inicial está vinculado ao trabalho pioneiro de Williams, publicado em 1955. Na década de 1960, houve um triplo aumento no número de títulos publicados, devido às contribuições de Bishop, que estendeu o conceito de tensões efetivas de Terzaghi para solos não saturados.

No final dos anos 70, ocorreu outra expansão significativa no volume de publicações, impulsionada pelas investigações de Delwyn Fredlund. Na década de 1980, o número de publicações sobre solos não saturados aumentou dez vezes em relação à década de 1950, refletindo o crescente interesse e a consolidação dessa área de estudo.

Durante os anos 90, destacou-se o trabalho de Vanapalli *et al.* (1996), que propôs um modelo

relacionando a resistência ao cisalhamento de solos não saturados à curva de retenção de água, oferecendo uma maneira mais acessível e econômica de determinar essa resistência. A publicação do livro *"Unsaturated Soil Mechanics"* por Fredlund & Rahardjo (1993) também se tornou uma referência essencial, consolidando conceitos e práticas fundamentais na mecânica dos solos não saturados. O aumento de trabalhos nesse período está associado à difusão da internet, popularização dos computadores e consolidação de programas de pós-graduação. O que contribuiu para o aumento de publicações em todas as áreas.

Apesar do crescimento no número de estudos, a partir de 2010, não houve avanços significativos em novas formulações ou métodos para prever a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, devido à complexidade do comportamento desses solos e aos desafios práticos em experimentos. Entre 2020 e 2023, houve uma leve diminuição no número de publicações em comparação com a década anterior, possivelmente devido à pandemia de COVID-19 e a outros fatores.

Ainda, conforme aos gráficos apresentados, fica evidente que o termo em inglês *"Shear Strength of Unsaturated Soils"* apresenta mais títulos do que "Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados". Isso ocorre porque o inglês é o idioma padrão nas principais revistas e eventos da área, além de haver mais fluentes nesse idioma. A discrepância também se deve aos recursos disponíveis para pesquisa, à maturidade dos cursos superiores e programas de pós-graduação em universidades estrangeiras e à maior abrangência do termo no contexto internacional. Outro fator de limitação nacional é a sofisticada e onerosa infraestrutura experimental necessária para pesquisas nessa área.

Para comparar com pesquisas em solos saturados, foram realizadas buscas simplificadas usando os termos *"Shear Strength of Saturated Soils"* e "Resistência ao Cisalhamento de Solos Saturados" nas mesmas plataformas mencionadas. O número de publicações referente a esses termos durante o mesmo período está representado na Figura 5.

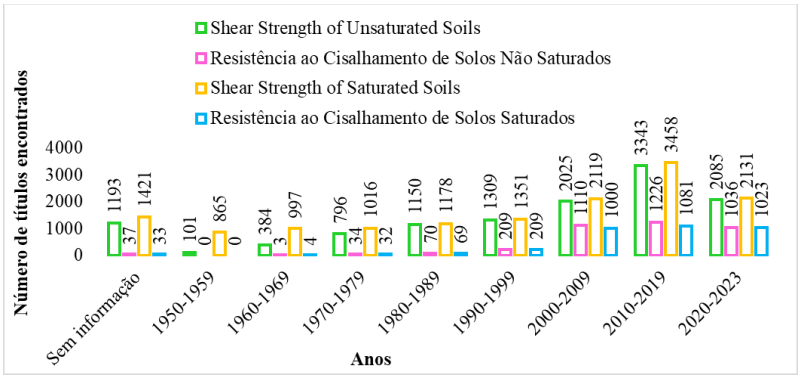


Figura 5. Pesquisa do número de títulos para os termos "Shear Strength of Unsaturated Soils", "Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados", "Shear Strength of Saturated Soils" e "Resistência ao Cisalhamento de Solos Saturados" realizada no período de novembro de 2023 a fevereiro de 2024.

Comparando os resultados do levantamento do número de pesquisas sobre solos não saturados e solos saturados, observa-se uma discrepância no número de publicações entre as décadas de 1960 e 1980, que diminuiu nas décadas seguintes. Essa diferença pode ser atribuída ao fato de que as formulações relativas aos modelos de solos saturados são mais conservadoras, com modelos mais simples e amplamente compreendidos pelos engenheiros geotécnicos. O maior nível de conhecimento consolidados para solos saturados facilita sua aplicação e compreensão, resultando em um volume maior de publicações nessa área.

Os avanços tecnológicos recentes contribuíram para um aumento significativo nas pesquisas e publicações sobre solos não saturados, consolidando essa área e estimulando o desenvolvimento de novos modelos e técnicas de análise. Os dados mostram essa disparidade ao longo das décadas, destacando os diferentes níveis de atividade de pesquisa entre as duas linhas de comportamento mecânico e hidráulico de solos.

Após este levantamento simplificado, surge a necessidade de uma investigação mais detalhada sobre os principais autores e modelos mais utilizados no estudo da resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

3.3 Principais Modelos de Estudo

Para fornecer uma perspectiva das contribuições ao longo dos anos e dos modelos mais significativos na mecânica dos solos não saturados, é essencial explorar os trabalhos e autores mais citados e reconhecidos nesse campo. Isso permite uma compreensão ampla das bases teóricas e metodológicas que sustentam a investigação, além de identificar tendências e lacunas na literatura científica atual. A Tabela 1 apresenta os autores mais citados na área de resistência ao cisalhamento de solos não saturados, incluindo o modelo recente de Cavalcante & Mascarenhas (2021), com suas equações fundamentais e parâmetros de ajuste. O número de citações foi obtido da plataforma Google Acadêmico.

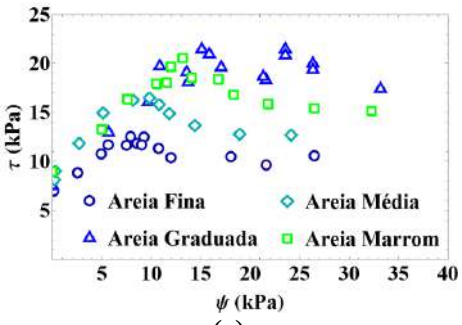
Tabela 1. Autores mais citados na literatura (adaptada de Vanapalli (2009)).

Autor	Equação	Parâmetros de ajuste	Número de Citações
Bishop (1960)	$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)]\tan\phi'$ χ: variável que está relacionada ao grau de saturação	χ	583
Fredlund *et al.* (1978)	$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi^b$	ϕ^b	2649
Vanapalli *et al.* (1996) Fredlund *et al.* (1996) equação k	$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)(\Theta^k)(\tan\phi')$	k	2206
Cavalcante & Mascarenhas (2021)	$\tau = c' + \left[(\sigma - u_a) + e^{-\delta\lvert u_a - u_w\rvert}(u_a - u_w)\right]\tan\phi'$	δ	22

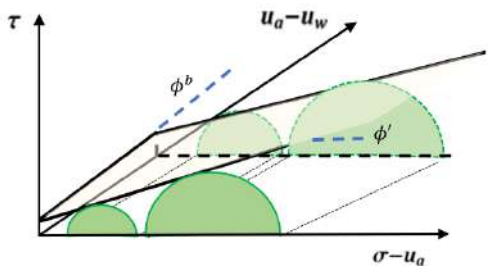
O modelo proposto por Bishop (1960) foi uma das primeiras abordagens a considerar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento dos solos não saturados. Para identificar como a sucção afeta a resistência do solo, o parâmetro χ foi adicionado à equação, servindo como base para estudos posteriores. A principal desvantagem deste modelo é a estimativa do parâmetro χ, embora autores como Gardner (1958) e van Genuchten (1980) tenham proposto correlações para esse parâmetro.

Fredlund *et al.* (1978) propuseram um modelo que estima o impacto da sucção na resistência por meio da tangente de um ângulo chamado ϕ^b. A principal desvantagem deste modelo é a suposição de uma relação linear entre sucção e resistência ao cisalhamento (Figura 6a), o que não ocorre na prática, pois a resistência não cresce indefinidamente com o aumento da sucção, conforme observado em dados reais de ensaios (Figura 6b).

O modelo de Vanapalli *et al.* (1996) considera a relação entre o conteúdo de água no solo e a sucção, impactando na resistência do material. Uma das principais vantagens deste modelo é a capacidade de integrar os efeitos da sucção e do teor de umidade de forma prática e direta, permitindo uma avaliação mais precisa e realista da resistência a partir de dados de ensaios como papel filtro e câmara de Richards, que são mais baratos que os ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto não saturados.



(a)

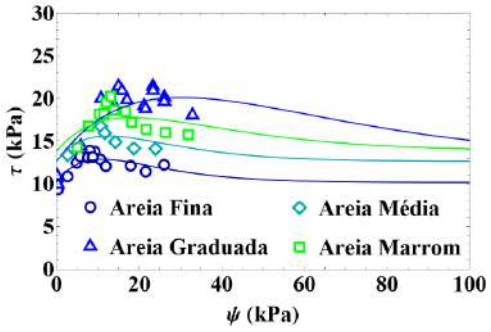


(b)

Figura 6. (a) Variação da resistência ao cisalhamento para areia de Brancaster (adaptada de Towner e Childs (1972)). (b) Envoltória de resistência de solos não saturados modelo de Fredlund *et al.* (1978).

De maneira geral, esses modelos representam diferentes abordagens para estimar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, cada um com suas vantagens e limitações em termos de precisão e aplicabilidade em contextos geotécnicos variados, considerando intervalos específicos de sucção.

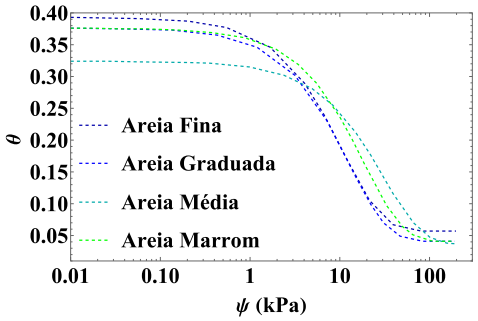
Para solucionar dificuldades encontradas, Cavalcante & Mascarenhas (2021) propuseram um modelo que correlaciona a curva de retenção de água do solo com sua resistência não saturada, sendo extremamente útil para a prática geotécnica. Esse modelo adapta o de Bishop, permitindo estimar o parâmetro χ da curva de retenção de água ou os dados de resistência ao cisalhamento, conforme apresentado na Figura 7



(a)

Areia	δ(kPa^{-1})	c′(kPa^{-1})
Areia Fina	0,091	3,94
Areia Graduada	0,033	5,67
Areia Média	0,080	5,83
Areia Marrom	0,054	5,34

(b)



(c)

Figura 7. (a) Resistência ao cisalhamento *versus* sucção para as areias de Frankston obtidas por Donald (1956). (b) Parâmetros do solo ajustados. (c) Curva de Retenção de Água hipotética para as areias de Frankston com a suposição de que θ_s é numericamente igual a porosidade e θ_r=0. (adaptadas de Cavalcante & Mascarenhas (2021).

4 CONCLUSÕES

Este estudo destaca a importância da Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados na Engenharia Geotécnica, utilizando uma abordagem abrangente que considera diversas plataformas. A análise permitiu obter uma visão representativa do estado atual do conhecimento na área, identificando os principais modelos e autores que contribuíram significativamente para o desenvolvimento de estudos em Mecânica dos Solos Não Saturados, além de oferecer uma compreensão detalhada das tendências de pesquisa nos últimos 70 anos.

Diversos fatores podem influenciar a produção e a disponibilidade de trabalhos científicos em diferentes plataformas, desde políticas editoriais até as preferências dos pesquisadores. Essas variáveis podem resultar em variações na quantidade de publicações encontradas, sendo essencial considerar essas dificuldades ao conduzir uma pesquisa bibliométrica, pois elas impactam nos resultados e nas conclusões do estudo.

Entre os modelos mais citados estão os de Bishop *et al.* (1960), Fredlund *et al.* (1978), Vanapalli *et al.* (1996) e Fredlund *et al.* (1996). As vantagens desses modelos incluem a capacidade de fornecer estimativas razoáveis da resistência ao cisalhamento com base em parâmetros mensuráveis, como tensão normal, sucção do solo e teor de umidade. No entanto, cada modelo apresenta limitações associadas à sensibilidade dos parâmetros, necessitando de cuidadosa calibração para garantir resultados confiáveis.

Cavalcante & Mascarenhas (2021) propuseram um modelo inovador que permite uma correlação direta entre a curva de retenção de água do solo e a resistência ao cisalhamento, possibilitando uma estimativa dos

parâmetros de resistência com base em características de retenção mensuráveis do solo e fundamentado em um modelo de fluxo analítico.

Este estudo bibliométrico teve como objetivo proporcionar uma compreensão ampla das tendências de pesquisa e dos modelos mais influentes na área da mecânica dos solos não saturados. Ao considerar as vantagens e desvantagens de cada modelo e analisar as conclusões dos autores mais citados, este estudo auxilia na difusão do tema de resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi financiado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES 88887.696799/2022-00), pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq 306975/2023-8) e pela Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAPDF Projeto 00193-00001609/2023-44).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bishop, A. W. T., Alpan, I., Blight, G. E. & Donald, I. B. (1960). Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils. *Proc. 5th Intern. Conf. on Soil. Mech Foundation Engineering,* Paris, 1, 13–21.

Cavalcante, A. L. B., & Mascarenhas, P. V. (2021). Efficient Approach in Modeling the Shear Strength of Unsaturated Soil Using Soil Water Retention Curve. *Acta Geotechnica* 16(10), 3177–3186.

Donald, I. B. (1956) Shear Strength Measurements in Unsaturated Non-Cohesive Soils with Negative Pore Pressures. *Proc. 2nd Australia–New Zealand Conf. on Soil Mech and Foundation Engineering*, Christchurch, New Zealand. Technical Publications Ltd., Wellington, New Zealand, pp 200-204.

Fredlund, D. G. & H Rahardjo. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils.* John Wiley & Sons, Inc., NewYork.

Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. & Widger, R. A. (1978). The Shear Strength of Unsaturated Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), 313–321.

Fredlund, D. G., Xing, A., Fredlund, M. D. & Barbour, S. L. (1996). Relationship of the Unsaturated Soil Shear Strength to the Soil-Water Characteristic Curve. *Canadian Geotechnical Journal* 33(3), 440-448.

Gardner, W. R. (1958). Some Steady-State Solutions of the Unsaturated Moisture Flow Equation with Application to Evaporation from a Water Table. *Soil Science*, 85(4), 228–232.

Haines, W. P. (1925). Studies in the Physical Properties of Soils: II. A Note on the Cohesion Developed by Capillary Forces in an Ideal Soil. *Journal of Agricultural Science* 15(4), 529–535.

Sousa, P. F. de. (2024). *Modelo Constitutivo para a Previsão da Resistência ao Cisalhamento não Saturada usando a Curva de Retenção de Água de Solos Uni e Multimodais.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Universidade de Brasília.

Towner, G. D. & Childs, E. C. (1972). The Mechanical Strength of Unsaturated Porous Granular Material. *Journal of Soil Science*, 23(4), 481–498.

Van Genuchten, M. Th. (1980). A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), 892–898.

Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E. & Clifton, A. W. (1996). Model for the Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction. *Canadian Geotechnical Journal,* 33(3), 379–392.

Vanapalli, S. K. (2009). Shear Strength of Unsaturated Soils and its Applications in Geotechnical Engineering Practice. *In Keynote Address. Proc. 4th Asia-Pacific Conf. on Unsaturated Soils.* New Castle, Australia 579-598.

Williams, A. A. B. W. (1995). *Shear Strength of Unsaturated Soils.* Civil Engineering=Siviele Ingenieurswese, 12, 473-476.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/124

Barragem I da mina do córrego do Feijão em Brumadinho: uma análise sistêmica da literatura utilizando o PROKNOW-C

Mariana Rezende de Carvalho
Discente, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG), Varginha, Brasil, mariana.rezende9@gmail.com

Armando Belato Pereira
Prof. Dr., Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG), Varginha, Brasil, armandobelato@cefetmg.br

Thiago Bomjardim Porto
Prof. Dr., Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG), Curvelo, Brasil, thiago.porto@cefetmg.br

RESUMO: Desde o período colonial a mineração tem grande influência na economia brasileira, sendo os rejeitos, um notório passivo resultado dessa atividade e sua disposição deve ser feita de maneira apropriada. A barragem de rejeito alteada a montante foi um método de dispor os resíduos por um menor custo por utilizar o próprio material para a sua construção, porém, devido as suas grandes proporções geométricas e as incertezas associadas as propriedades do material, o método se tornou um perigo ao meio ambiente e sociedade. Minas Gerais possui cerca de 38,7% das barragens nacionais e presenciou recentemente dois grandes sinistros devido ao rompimento de barragens. Em 2015 a barragem da Samarco, em Mariana e em 2019 a barragem B1 da mina Córrego do Feijão da VALE, em Brumadinho. O desastre ocorrido em Brumadinho deixou 272 pessoas mortas, grande impacto ambiental e grande prejuízo material. Para o entendimento de como ocorreu esse sinistro é necessária a caracterização dessa barragem antes do rompimento. Esse artigo mostra a caracterização da Barragem por meio da metodologia ProKnow-C (Knowledge Development Process - Constructivist). O trabalho tem como resultado o histórico e a caracterização da Barragem, bem como o levantamento dos possíveis gatilhos que desencadearam a sua ruptura.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem, rejeito, mineração, Brumadinho, ProKnow-C.

ABSTRACT: Since colonial times, mining has had a great influence on the Brazilian economy, with tailings dams being a notorious liability resulting from this activity and their disposal must be done appropriately. The tailings dam raised upstream was a method of disposing of waste at a lower cost by using the material itself for its construction, however, due to its large geometric proportions and the uncertainties associated with the properties of the material, the method became a danger to the environment and society. Minas Gerais has around 38.7% of the national dams and recently witnessed two major accidents due to dam failures. In 2015 the Samarco dam, in Mariana, and in 2019 the B1 dam of the Córrego do Feijão mine at VALE, in Brumadinho. The disaster that occurred in Brumadinho left 272 people dead, a huge environmental impact, and great material damage. It is necessary to characterize the dam before the failure to understand how this incident occurred. This article shows the characterization of the Dam using the ProKnow-C (Knowledge Development Process - Constructivist) methodology. The research work results in the history and characterization of the Dam, as well as the survey of possible triggers that triggered its failure.

KEYWORDS: Dam; tailings, mining, Brumadinho, ProKnow-C.

1 INTRODUÇÃO

Desde a Idade dos Metais, a exploração de minérios tornou-se uma atividade importante para a humanidade, inicialmente com o propósito de desenvolver ferramentas para realizar as atividades da época, e com o passar do tempo, com novos objetivos devido ao avanço tecnológico e econômico da sociedade. No Brasil, a mineração possui grande impacto econômico e gera ao país cerca de 4% do PIB (IPEA, 2023; Reis *et al.*, 2020).

O processo de mineração gera resíduos como sedimentos, rejeitos e até água, para o armazenamento desses resíduos existem vários métodos, sendo um deles as barragens, que represam os chamados aterros hidráulicos ou lagos de decantação (Thomé e Passini, 2018).

Em 25 de Janeiro de 2019, a barragem de rejeitos B-I, administrada pela Vale SA, localizada a 9 quilômetros a nordeste do centro urbano do município de Brumadinho em Minas Gerais, rompeu-se e, como resultado, originou um movimento gravitacional de massa denominado fluxo de lama que levou a 270 mortos (Robertson *et al.*, 2019).

Após o rompimento da Barragem I de Brumadinho, como também da Barragem de Fundão em Mariana, foi atualizada a Política Nacional de Segurança de Barragens e aumentou-se o monitoramento deste tipo de estruturas geotécnicas. Existem no território brasileiro 928 barragens de mineração monitoradas com 467 em estado de risco. Em Minas Gerais, são 344 barragens registradas e 203 na categoria de risco (ANM, 2024).

Mostra-se assim a necessidade do entendimento dos mecanismos de rompimentos ocorridos nos últimos anos, pois esse pode ser utilizado para a fiscalização de barragens existentes. A análise do histórico do local de construção, das etapas da obra, do monitoramento anterior ao rompimento de uma barragem é importante para que se possa chegar às possíveis causas que levaram ao colapso de sua estrutura.

Ao longo dos últimos anos foram publicados diversos trabalhos acadêmicos relacionados a barragem B1 da mina Córrego do Feijão da VALE, em Brumadinho, destacando-se as pesquisas de Souza (2023), Bortolli (2023), Carvalho (2022), Sandroni e Guidicini (2022) e Miranda e Santos (2020).

Desse modo, esse trabalho tem como objetivo uma revisão sistêmica da literatura da Barragem I do Córrego do Feijão de Brumadinho por meio da metodologia de pesquisa ProKnow-C para a obtenção do histórico e da caracterização da barragem pré-rompimento, e dos possíveis gatilhos que levaram a sua ruptura.

2 METODOLOGIA

A Barragem 1 de Brumadinho rompida 2019 foi objeto de estudo para a análise por intermédio do método ProKnow-C, criado pelo Laboratório de Metodologias Multicritério em Apoio à Decisão na Universidade Federal da Santa Catarina, que possibilita a análise sistêmica bibliométrica de artigos disponíveis em bases de dados (Isaton, 2014).

O estudo iniciou-se com a escolha das palavras-chave. Por meio dessas, foi realizada a pesquisa de artigos com até de dez anos de publicação no portal de periódicos da CAPES para a seleção dos bancos de dados. Segundo Azevedo e Ensslin (2020), o método ProKnow-C indica fazer um corte de 80% dos resultados para definir as bases a serem utilizadas, porém optou-se pela utilização de todos os resultados encontrados.

Para a seleção do portfólio de artigos, foi feita a importação dos dados para o software *End Note*, no qual, eliminou-se títulos duplicados ou não alinhados ao tema. A partir dos artigos que passaram no primeiro processo foi obtido, por meio do *Google* Acadêmico, o número de citações correspondentes e retirou-se artigos que possuíam poucas citações e que não possuíam alinhamento entre resumo e o tema. Na etapa seguinte, revalidou-se os artigos com baixo reconhecimento científico, para isso foram adicionadas publicações com até dois anos e dessas eliminou-se as que não possuíam alinhamento do resumo com a pesquisa. Por fim, foi feita a validação final com a leitura dos artigos. O processo de seleção do portfólio é retratado na Figura 1.

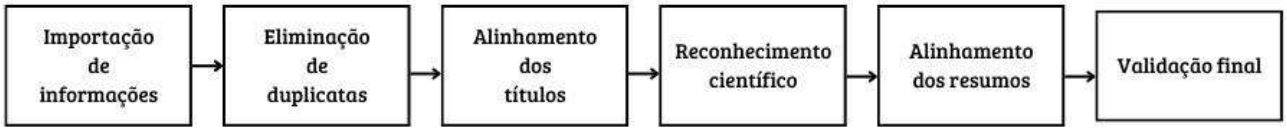


Figura 1. Seleção do portfólio.

Para a análise bibliométrica, foi feita a contagem de citações dos periódicos, autores e artigos no portifólio e nas suas referências. Os artigos selecionados foram, também, analisados quanto o número de citações no meio acadêmico. Por fim, foi retirado dos trabalhos selecionados os pontos "chave" de interesse e esses foram analisados e, posteriormente, resumidos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

No portal de periódico da CAPES, por meio das palavras chaves "Brumadinho", "Brumadinho *tailings dam*", "Brumadinho *dam*" e "Córrego do Feijão, foram encontrados 368 artigos com o assunto da pesquisa. Os resultados estavam divididos em 19 bases como indicado na Tabela 1.

Tabela 1. Resultado das bases de dados.

Base de dados	Artigos
DOAJ Directory of Open Access Journals	278
Science Citation Index Expanded (Web of Science)	25
ScienceDirect	13
SpringerLink	7
Wiley Online Library Journals	7
AUC Wiley Frozen Package in 2012	4
IEE Electronic Library (IEL) Journals	4
Journals@Ovid Fulltext	4
Open Acess	4
ScIELO	4
Wiley-Blackwell Full Collection 2013	4
arXiv.org	3
American Society of Civil Engineer ASCE Journals	2
Emerald	2
Emerald Backfiles	2
HighWire Press (Free Journals)	2
Taylor & Francis Online	1
American Chemical Society	1
Open edition Open Acess Journal	1

Os resultados encontrados foram importados das bases de dados e 44 artigos passaram no processo de eliminação de títulos duplicados ou não alinhados ao tema. Foi feita a análise das citações e um corte de 85% destas, 13 artigos com 11 ou mais citações foram selecionados. Dos 13 trabalhos, quatro possuíam o resumo alinhado ao tema da pesquisa. Os artigos de baixo reconhecimento científico foram reavaliados e tiveram cinco aprovações. A validação final garantiu ao portifólio cinco artigos que discutem sobre a pré e pós ruptura da B-1 de Brumadinho. O processo foi resumido na Tabela 2.

Tabela 2. Resumo da seleção de artigos.

Etapas	Artigos
Dados importados	368
Títulos não duplicados e alinhados ao tema	44
Títulos com relevância acadêmica	13
Resumos alinhados	4
Artigos recuperados	5
Validação final	5

A análise bibliométrica mostrou que o periódico *Remote Sensing* possui a maior parte dos artigos de referência e do portifólio (Figura 2), somente dois artigos possuem relevância quanto às citações, então, os demais artigos foram escolhidos pela relevância do autor no portifólio (Figura 3 e 4).

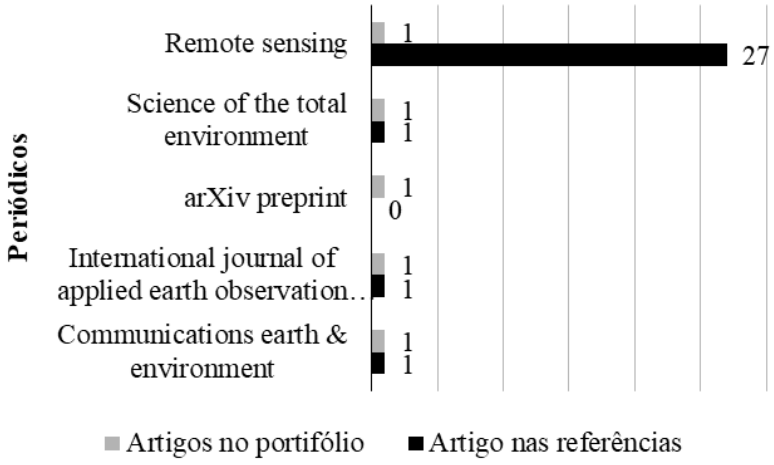


Figura 2. Análise dos periódicos.

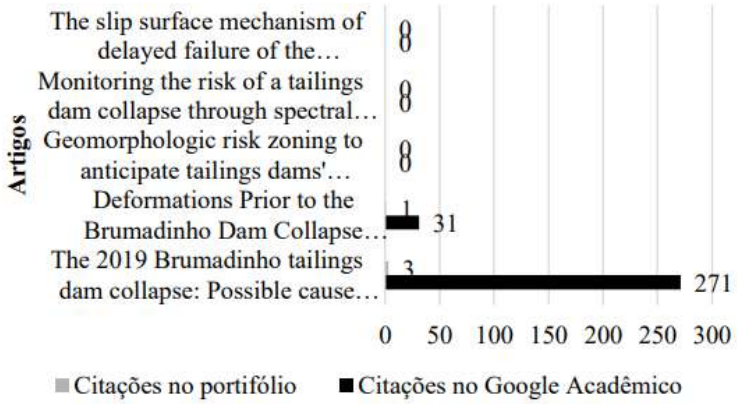


Figura 3. Análise de relevância dos artigos.

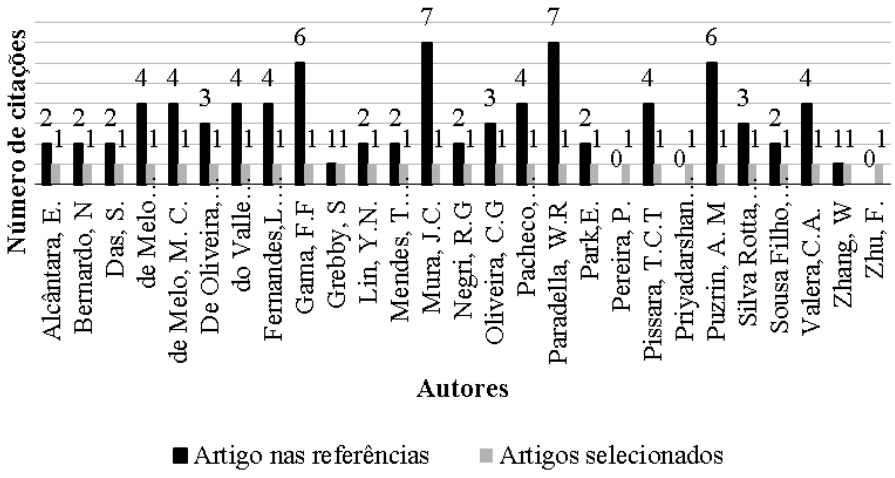


Figura 4. Análise de relevância dos autores.

Os artigos selecionados elucidam o histórico pré e pós rompimento da B-1 de Brumadinho, porém ao analisar alguns desses trabalhos identifica-se que esses não possuem a barragem como o tema central. O Quadro 1 apresenta o resumo dos artigos do portifólio.

Quadro 1. Resumo dos artigos do portfólio.

Artigo	Autor	Objetivo	Histórico e caracterização	Possíveis gatilhos e causas
The 2019 Brumadinho tailings dam collapse: Possible cause and impacts of the worst human and environmental disaster in Brazil	Rotta *et al.*, 2020	Realizar uma investigação sistêmica sobre as causas e consequências do rompimento da Barragem 1 de Brumadinho-MG	Não há histórico pré-rompimento	Acúmulo de água na superfície levou ao aumento do teor de umidade da Barragem e à erosão por infiltração
Deformations Prior to the Brumadinho Dam Collapse Revealed by Sentinel-1 InSAR Data Using SBAS and PSI Techniques	Gama *et al.*, 2020	Detectar deformações antes do rompimento da Barragem I por meio das técnicas SBAS e PSI	• Início em 1963 • Construída 1976 a 2013 em 15 etapas à montante • Altura 86 m e comprimento 270m • Capacidade máxima de 12 milhões de m³	A presença de água cooperou para a instabilidade da barragem
Geomorphologic risk zoning to anticipate tailings dams' hazards: A study in the Brumadinho's mining area, Minas Gerais, Brazil	Pereira *et al.*, 2024	Avaliar a vulnerabilidade geológica por um modelo de enquadramento segundo parâmetros morfométricos	Não há histórico pré-rompimento	A vulnerabilidade geomorfológica e as chuvas intensas em 2018 cooperaram para o rompimento
Monitoring the risk of a tailings dam collapse through spectral analysis of satellite InSAR time-series data	Das *et al.*, 2023	Propor um algoritmo para a detecção e caracterização do risco de ruptura de um talude a partir de análise espectrais correlacionadas aos dados de deslocamentos temporais	• Inativa desde 2015 • Altura de 86 m • 720 m de largura • Feita à montante	As deformações a partir de julho cooperaram para a instabilidade da barragem
The slip surface mechanism of delayed failure of the Brumadinho tailings dam in 2019	Zhu *et al.*, 2024	Proposição de um mecanismo físico básico de crescimento tardio da superfície de deslizamento sob camada de rejeitos finos em uma barragem	• 10 alteamentos • Disposição de rejeitos teve fim em 2016 • Alteamentos de 5 a 18 m • 86m de altura • 942 m acima do nível do mar	• Fragilidade dos rejeitos • O aumento da superfície de deslizamento causada pelo *creep*

Com base na análise dos artigos do portfólio, a Barragem 1 possuía dez alteamentos construídos em 15 etapas de 1976 a 2013 pelo método à montante, seus alteamentos possuíam de cinco a oito metros de altura, a barragem ao todo possuía 86 metros de altura, capacidade máxima de 12 milhões de m² e se localizava a 942

metros acima do nível do mar, houve divergência quanto sua inatividade. Na análise dos artigos selecionados, percebe-se que a maioria indica que a saturação devido à infiltração de água na barragem foi um dos gatilhos para seu colapso. Também são indicadas deformações verticais de -30 cm antes de seu rompimento e que a fragilidade dos rejeitos e o aumento da superfície de deslizamento, devido ao *creep,* foram indicados como causa do rompimento (Das *et al*., 2023; Gama *et al*., 2020; Pereira *et al*., 2024; Rotta *et al*., 2020; Zhu *et al*., 2024).

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo apresentou uma revisão sistêmica e uma análise bibliométrica da literatura da Barragem 1 de Brumadinho pela metodologia ProKnow-C e, por meio dos artigos selecionados, caracterizou e apresentou o histórico pré-rompimento dessa barragem.

Os produtos da revisão sistêmica elucidaram que as pesquisas sobre a Barragem 1 são recentes, pois os resultados encontrados foram poucos comparados a outros temas. Dos 368 artigos, somente 5 foram utilizados no portfólio e dois não caracterizavam ou apresentavam histórico pré-rompimento, esse aspecto mostra que são necessárias mais pesquisas sobre o assunto.

Segundo os artigos selecionados, a Barragem 1 possuía dez alteamentos de cinco a oito metros e foi construída à montante de 1976 à 2013 em 15 etapas. O período do fim da operação da barragem foi divergente entre os artigos. A saturação da Barragem de Brumadinho, devido a infiltração em sua superfície, foi em grande parte apontada como um gatilho para sua ruptura. Do portfólio apenas um artigo informa a causa da ruptura, que seria o *creep*, que gerou as deformações na superfície até o colapso da barragem (Das *et al*., 2023; Gama *et al*., 2020; Pereira *et al*., 2024; Rotta *et al*., 2020; Zhu *et al*., 2024).

O estudo do histórico e da caracterização da Barragem 1 de Brumadinho-MG antes de sua ruptura sob o ponto de vista geotécnico é fundamental para entender os mecanismos que levaram ao seu colapso e, assim utilizá-los para o entendimento de como monitorar barragens inativada e prevenir ou mitigar novas falhas. A importância da análise do sinistro e da barragem abrange além da geotecnia sendo pertinente a diversas áreas como ciências sociais, geografia, biologia, química, entre outras.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET MG) na viabilização do presente artigo e também ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e Fundação de Amparo à Pesquisa de Minas Gerais (FAPEMIG) pela bolsa de iniciação científica concedida para a realização da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM (2024) *Relatórios anuais de segurança das barragens de mineração*. Disponível em: <https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens/relatorios-anuais-de-seguranca-da-barragens-de-mineracao-2/>. Acesso em: 17 mar. 2024.

Azevedo, R. C., Ensslin, L. (2020) *Metodologia da pesquisa para engenharias*, 1st ed., CEFET -MG, Belo Horizonte, MG, BR, 196 p.

Bortolli, L. R. D. S. P. (2023) Análise *computacional de liquefação estática da barragem B1 na mina Córrego do Feijão em Brumadinho*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 165 p.

Carvalho, M. R. (2022) Barragem *I da Mina do Córrego do Feijão – Panorama geral pré-ruptura e das causas do rompimento*. Iniciação científica, Diretoria de Pesquisa e Pós-Graduação, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, 47 p.

Das, S., Priyadarshana, A., Grebby, S. (2023) Monitoring the risk of a tailings dam collapse through spectral analysis of satellite InSAR time-series data. *arXiv e-prints*, 2, p. 2302.00781

Gama, F. F., Mura, J. C., Paradella, W. R, Oliveira, C.G. (2020) Deformations Prior to the Brumadinho Dam Collapse Revealed by Sentinel-1 InSAR Data Using SBAS and PSI Techniques. *Remote Sensing*, 12(4), p. 3664.

IPEA (2023) Disponível em: <https://www.ipea.gov.br/portal/categorias/45-todas-as-noticias/noticias/14835-ipea-e-mme-lancam-estudo-sobre-a-extensao-da-cadeia-produtiva-da-mineracao-no-pib-brasileiro/>. Acesso em: 17 mar. 2024.

Isaton. C. (2014) *Método ProKnow–c desenvolvido pelo laboratório MCDA da UFSC: ferramenta para seleção de artigos – auxiliar na revisão integrativa.* Disponível em: <https://deolhonopaper.wordpress.com/2014/11/30/metodo-proknow-c/ >. Acesso em: 17 mar. 2024.

Miranda, M. I., Santos, T. B. N. D. (2020) Retroanálise de estabilidade sobre acidente na barragem de rejeito do córrego do feijão em Brumadinho m*g*. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 20. *Anais*... XX COBRAMSEG. v. 1, p. 120935

Pereira, P., Fernandes, L. F. S, Do Valle Junior, R. F., De Melo Silva, M. M. A. P., Pacheco, F.A.L, De Melo, M. C., Valera, C.A., Pissara, T.C.T (2024) Geomorphologic risk zoning to anticipate tailings dams' hazards: A study in the Brumadinho's mining area, Minas Gerais, Brazil. *Science of The Total Environment*, 912, p. 169136.

Reis, M.O., Moura, A. C. M. B., Cota, G.E.M., Magalhães Junior, A.P. (2020) Panorama dos rompimentos de barragens de rejeito de minério no mundo. *Caderno de Geografia*, 30 (61), p. 368–368.

Robertson, P. K., Melo, L., Williams, D. J., Wilson, G. W. (2019). *Relatório do painel de especialistas sobre as causas técnicas do rompimento da barragem i do córrego do feijão painel de especialistas*. Disponível em:< http://www.b1technicalinvestigation.com/pt/report.html/>. Acesso em: 17 mar. 2024.

Rotta, L. H. S., Alcântara, E., Park, E., Negri, R. G., Lin, Y. N., Bernardo, N., Mendes, T. S. G., Souza Filho, C. R. (2020). The 2019 Brumadinho tailings dam collapse: Possible cause and impacts of the worst human and environmental disaster in Brazil. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 90, p. 102119.

Sandroni, S. S., Guidicini, G. (2022). *Barragens de terra e enrocamento*.1st ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, BR, 168 p.

Souza, L. A. E. (2023). *Avaliação geotécnica da estabilidade de uma barragem de rejeitos por métodos probabilísticos e determinísticos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, 154 p. Disponível em: https://sig.cefetmg.br/sigaa/public/programa/defesas.jsf?lc=pt_BR&id=629

Thomé, R., Passini, M. L. (2018) Barragens de rejeitos de mineração: características do método de alteamento para montante que fundamentaram a suspensão de sua utilização em minas gerais. *Ciências Sociais Aplicadas em Revista*, 18 (34), p. 49–65.

Zhu, F., Zhang, W., Puzrin, A. M. (2024). The slip surface mechanism of delayed failure of the Brumadinho tailings dam in 2019. *Communications Earth & Environment*, 5(1), p. 33.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/125

Competições acadêmicas e experimentos didáticos na área geotécnica como ferramenta de aprendizado

Julián Asdrubal Buriticá García
Professor, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, julianburitica@gmail.com

Marcelo Heidemann
Professor, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil

José Victor Tessele Vargas
Engenheiro Civil, Solution IPD, Curitiba, Brasil

Lucas Ferreira Figueiredo
Estudante, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil

Bruna Sell
Engenheira Civil, Construtora TEDESCO, Joinville, Brasil

RESUMO: Nas últimas décadas o ensino da engenharia tem passado por grandes mudanças. Experiências inovadoras relacionadas com a aprendizagem ativa como é o caso das estratégias de sala de aula invertida, aprendizagem baseada em problemas e projetos, desafios em grupos, casos de ensino, entre outras, promovem a motivação e participação dos estudantes. Neste contexto, o presente trabalho apresenta a experiência do setor de geotecnia da INFRATEC que é uma entidade integrada por alunos e alunas de diferentes semestres do curso de Engenharia Civil de Infraestrutura da Universidade Federal de Santa Catarina, campus Joinville. Os estudantes participam de diferentes competições de cunho acadêmico relacionados com diferentes áreas da Geotecnia. Como exemplo podem ser citados o desenvolvimento de projetos e execução de modelos de muros de terra armada, solo reforçado, barreiras de proteção de queda de rochas, solo grampeado, estacas prancha e competições de perguntas e respostas da área de geotecnia. A estratégia fornece aos alunos conhecimento prático da engenharia civil e ajuda a desenvolver diferentes habilidades. As experiências têm provado que desta forma a aprendizagem da geotecnia se torna leve e divertida, o engajamento dos alunos é relevante e ajuda a que os mesmos aprendam a trabalhar em equipe, experimentando todas as etapas da engenharia começando com os estudos de viabilidade e pré-dimensionamento até a elaboração do projeto e execução.

PALAVRAS-CHAVE: Educação em Geoengenharia, geotecnia, modelos físicos, desafios geotécnicos, equipes de competição

ABSTRACT: In recent decades, engineering education has undergone significant changes. Innovative experiences related to active learning, such as flipped classroom strategies, problem-based and project-based learning, group challenges, case studies, among others, promote student motivation and participation. In this context, this paper presents the experience of the geotechnical sector at INFRATEC, an organization composed of students from different semesters of the Civil Infrastructure Engineering course at the Federal University of Santa Catarina, Joinville campus. The students participate in various academic competitions related to different areas of Geotechnical Engineering. For example, they are involved in developing projects and executing models of reinforced earth walls, soil nailing, sheet pile walls, as well as different geology and geotechnical question-and-answer competitions. This strategy provides students with practical knowledge of civil engineering and helps develop various skills. These experiences have demonstrated that this approach makes geotechnical learning enjoyable and engaging, with significant student involvement. It also fosters teamwork skills, as students experience all stages of engineering, starting from feasibility studies and pre-design to project development and execution

KEYWORDS: Geo-engineering Education, Geotechnics, Physical modelling, Geotechnical Challenges, competition Teams.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Oliveira et al. (2019), nos últimos anos tem sido cada vez mais evidente como algumas tecnologias estão gerando grandes mudanças na sociedade e no mercado de trabalho, inteligência artificial, *big data, machine learning*, entre outras. A educação em engenharia deve acompanhar essa corrida tecnológica e contribuir com a formação de profissionais qualificados, inovadores e flexíveis. Os profissionais em engenharia têm um papel especial, por sua capacidade de desenvolver soluções para o desenvolvimento econômico, segurança de grandes obras, preservação ambiental e melhoria da qualidade de vida.

Desde 2008 no Brasil existe a Mobilização Empresarial pela Inovação (MEI) que foi criada por lideranças da indústria com a finalidade de discutir e priorizar a inovação como estratégia principal para enfrentar a competição global. Nesta linha o MEI fez algumas sondagens junto a empresas (CNI, 2017) e realizou um levantamento que concerne às demandas e *softs skills* necessários para as Engenharias na atualidade.

O levantamento (CNI, 2017) mostrou que as principais competências técnicas que os profissionais das áreas de Engenharia devem possuir são:

- Conceber, projetar e analisar sistemas, produtos e processos;
- Planejar, supervisionar, elaborar e coordenar projetos e serviços de engenharia;
- Projetar e conduzir experimentos, interpretar resultados;
- Desenvolver e/ou utilizar novas ferramentas e técnicas
- Analisar grandes volumes de dados
- Avaliar criticamente a operação e manutenção de sistemas;
- Supervisionar a operação e manutenção de sistemas.

Todas as competências sinalizadas podem ser trabalhadas e estimuladas por meio da aprendizagem ativa na engenharia. De acordo com Filho et al. (2019), a aprendizagem ativa promove uma educação mais centrada nos estudantes por meio de desafios em grupos, exercícios de classe, casos de ensino, análise de projetos, aprendizagem baseado em problemas, sala de aula invertida, entre outros.

Na mesma linha, as competições acadêmicas, desafios, concursos e experimentos didáticos desempenham um papel crucial no desenvolvimento educacional e profissional dos estudantes de engenharia civil. A mudança no perfil dos alunos de cursos de graduação, avanços tecnológicos e a crescente complexidade dos desafios enfrentados pela engenharia geotécnica requer uma abordagem inovadora no ensino e na aprendizagem, que vá além das tradicionais aulas expositivas.

De acordo com Almeida et al. (2021), os jogos e experimentos didáticos são importantes nos processos de ensino aprendizagem porque tornam a experiência educativa mais divertida e ajuda ao educador a identificar fatores individuais que facilitam o planejamento das atividades grupais. Neste contexto, competições acadêmicas e experimentos didáticos emergem como ferramentas eficazes para capacitar os futuros engenheiros geotécnicos. Estas atividades proporcionam um ambiente onde os alunos podem aplicar conceitos teóricos em situações práticas, desenvolvendo habilidades técnicas, trabalho em equipe e pensamento crítico.

O objetivo deste trabalho é apresentar a importância das competições acadêmicas e dos experimentos didáticos na área geotécnica como uma forma de aprimorar o processo de aprendizado. Foi apresentada a experiência do setor de Geotecnia da Infratec, casos de sucesso e melhores práticas, destacando os benefícios que tais iniciativas proporcionam aos estudantes, professores e às instituições de ensino.

2 COMPETIÇÕES ACADÊMICAS

A Infratec é uma entidade integrada por alunos e alunas de diferentes semestres do curso de Engenharia Civil de Infraestrutura da Universidade Federal de Santa Catarina, campus Joinville. Atua projetando e executando modelos físicos de diferentes áreas da infraestrutura como pontes treliçadas, estruturas de solo reforçado e estruturas de concreto armada. A equipe é subdividida em 3 setores técnicos, estruturas, materiais de construção e geotecnia.

A equipe Infratec também promove algumas experiências didáticas com o objetivo de apresentar a Engenharia Civil e o universo acadêmico a alunos de escolas de ensino médio. A Figura 1 mostra a realização do desafio do Marshmallow desenvolvida com alunos da escola CETEC Fernando de La Mora (Paraguai). Os

estudantes paraguaios visitaram as instalações da Universidade Federal de Santa Catarina no dia 03 de outubro de 2023.

O desafio de Marshmallow é uma atividade onde o objetivo é construir uma torre com espaguete, barbante, fitas adesivas e um marshmallow no topo da torre, a estrutura deve ser estável e com a maior altura possível.

Figura 1. Visita da escola CETEC Fernando de la Mora (Paraguai) à UFSC e grupo Infratec

A seguir são relatadas de forma breve algumas experiências acadêmicas da equipe Infratec na participação e organização de competições acadêmicas na área geotécnica. Os detalhes de materiais, propriedades geométricas e físicas dos modelos, dinâmica dos concursos e critérios de avaliação e classificação variam para cada edital.

2.1 Desafio de taludes – solo reforçado

O desafio de taludes é uma competição de dimensionamento e execução de um protótipo de Terra Armada. A terra armada utiliza um paramento externo conformado por placas pré-moldadas de concreto e tiras metálicas unidas aos painéis por meio de olhais de ligação que permitem a correta distribuição de tensões do sistema. As tiras metálicas em contato com o solo granular compactado garante a estabilidade do sistema.

Na competição do desafio de taludes, é realizado um modelo em escala reduzida. O paramento e tiras são conformadas por papel e o material de aterro é areia. As dimensões aproximadas da caixa de madeira e acrílico do modelo são 40 cm x 40 cm x 60 cm.

A equipe de Geotecnia da Infratec tem participado nos últimos anos de diversos desafios de taludes organizados pelo Grupo de Estudos em Geotecnia (GEGEO) da Universidade Federal de Paraná UFPR, Universidade do Estado de Santa Catarina UDESC (Campus Joinville) e alguns desafios internos realizados no campus de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina. Algumas das edições do desafio de taludes foram realizadas como parte da programação de eventos científicos como o congresso Brasileiro de Encostas COBRAE e Simpósio de Práticas de Engenharia da Região Sul do Brasil GEOSUL com apoio de algumas empresas da área geotécnica.

Durante a pandemia, no ano de 2021, a Empresa Maccaferri com apoio do GEGEO - UFPR organizou o Desafio de taludes – Versão digital, com o objetivo de exercitar as diversas fases de concepção de um projeto geotécnico de um muro Terramesh ® com o uso do programa Mac Stars 4.0. A experiência das competições do desafio de taludes da UFPR pode ser estudada com mais detalhes no trabalho técnico de Zorzan et al. (2017). A experiência do desafio de taludes da Universidade Federal de Juiz de Fora pode ser encontrada em Carvalho et al. (2020).

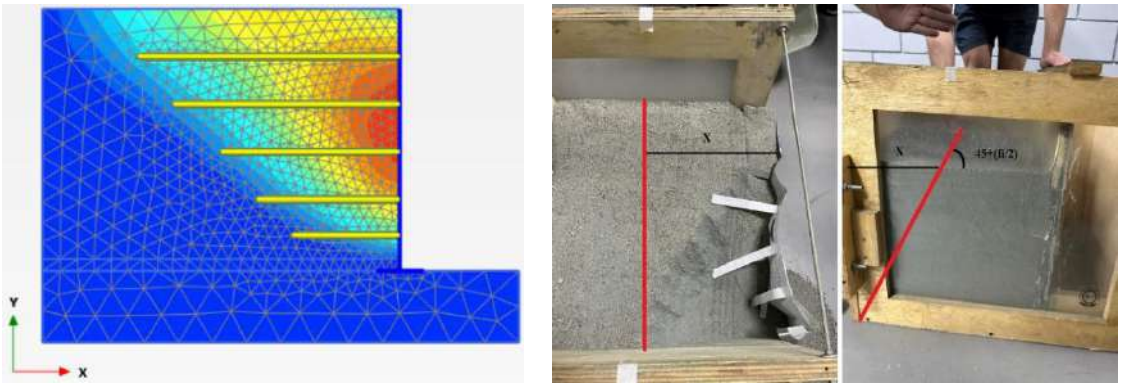
A Figura 2a mostra o rompimento do muro por deformações na face durante a participação de alunos da equipe Infratec no desafio de taludes do ano 2018 e a Figura 2b apresenta e etapa de carregamento do modelo do muro de terra armada durante a feira de cursos para alunos de ensino médio realizado na UFSC Joinville em outubro de 2023.

As Análises de projetos e definição de grau de compactação, espaçamentos horizontais e verticais, comprimentos de tiras e quantidade de papel, são realizadas por meio de cálculos manuais, planilhas eletrônicas e uso de programas computacionais. Também é utilizada a ferramenta de retro análise para aprimorar o dimensionamento (Figura 3).

Os critérios de avaliação são definidos em cada edital, mas de uma forma geral estão relacionados com avaliação de concepção, dimensionamento e detalhamento de projeto; menor quantidade de papel utilizado na face e tiras e velocidade (tempo) de execução do modelo pela equipe.

a b

Figura 2. Protótipo de terra armada a) Alunos participando da competição do desafio de taludes (2018), b) Demonstração interna durante feira de cursos da UFSC (2023)



(a) (b)

Figura 3. Análises de comportamento da estrutura em terra armada a) Modelagem Plaxis 2D, b) Análise da geometria da ruptura.

2.2 Desafio de barreiras – Proteção contra queda de rochas

Durante o XIII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul do Brasil (GEOSUL 2023) foi realizado o 1º Desafio de Barreiras, organizado pela empresa Maccaferri com o apoio do GEGEO da UFPR.

O desafio de barreiras consiste na concepção, dimensionamento e construção de uma estrutura de impacto para controle de queda de rochas em taludes rochosos.

O modelo em escala reduzida da barreira contra queda de rochas associa a teoria com a prática da engenharia. Para o desenvolvimento do modelo era possível usar: 500 g de jornal, 2 pedaços de Cartolina tamanho carta, 9 palitos de madeira de 30 cm, 30 fechos de arame (amarilho), 1 fita adesiva durex 12 mm x 30 m e 300 g de arame galvanizado nº 22.

Para simular a queda do material rochoso, foi utilizada uma rampa de 1.15 m de altura com quedas de pilhas alcalinas cilíndricas de vários tamanhos. As quedas foram progressivas e o objetivo da barreira era conter as pilhas mantendo uma "área segura" livre de impactos.

Algumas das barreiras desenvolvidas durante a competição se mostram na Figura 4.

A experiência foi muito satisfatória com equipes inscritas da UFSC, UFPG e UFPR. A Figura 5 apresenta as duas equipes participantes da Infratec e o simulador de declive durante o texto de impacto da barreira.

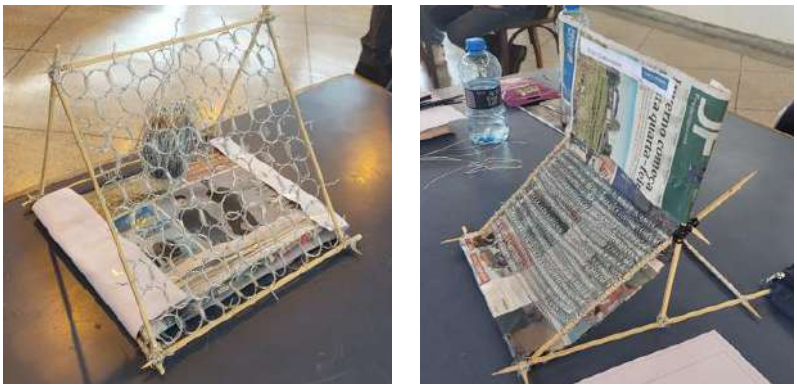


Figura 4. Algumas barreiras desenvolvidas durante o 1º desafio de barreiras GEOSUL 2023.

Figura 5. Equipes da Infratec durante a competição 1º desafio de barreiras GeoSul 2023.

2.3 Desafios de perguntas e respostas RockBowl.

O RockBowl foi criado pelo Comitê Brasileiro de Mecânica das Rochas em 2014 e desde então tem sido realizado durante vários eventos de Geotecnia e Mecânica das rochas no Brasil e também no âmbito internacional. O RockBowl consiste de um jogo de perguntas e respostas, em que as equipes concorrentes são desafiadas a responder questões técnicas e não-técnicas, cujo tema central é a Mecânica de Rochas. O RockBowl foi realizado a nível nacional em 4 edições do SBMR: em Goiânia em 2014, Belo Horizonte em 2016, Salvador em 2018 e Campinas 2022. A 5ª edição do RockBowl ocorrerá durante o SBMR, juntamente com o COBRAMSEG 2024.

Foram realizadas algumas edições internacionais do RockBowl. Como exemplo pode ser citada a edição do Simpósio Latino-americano de Mecânica das Rochas LARMS 2022 realizado na cidade de Assunção, Paraguai. Nesta oportunidade a dupla conformada por Camila Broetto Milli e Mateus Zanini Broetto ficou em segundo lugar, atrás da equipe da África do Sul. (Figura 6)

Figura 6. Equipes Brasileiras durante a edição do RockBowl realizado no LARMS 2022 (Paraguai)

2.4 Desafios de perguntas e respostas GeoNorte 2023

Com o tema Geotecnia na Amazônia, o maior encontro de Geotecnia da região norte do Brasil, aconteceu na cidade de Palmas/TO entre os dias 07 a 09 de novembro de 2023. Durante o evento foi realizado o 1º GEOGAMES, uma competição de perguntas e respostas destinada a alunos das instituições de ensino superior.

O desafio foi realizado de forma virtual por meio da plataforma Kahoot ®. As equipes foram conformadas por 4 participantes. A competição foi desenvolvida em 3 fases. 1ª fase, disputa geral classificatória e eliminatória; 2ª fase, semifinal (eliminatória) e 3ª fase final (decisiva). A Figuras 7 apresenta as equipes reunidas numa plataforma virtual respondendo as questões do desafio GEOGAMES 2023. Detalhes do edital pode ser encontrado no seguinte link: https://geonorteabms.com.br/2023/edital-geogames.pdf

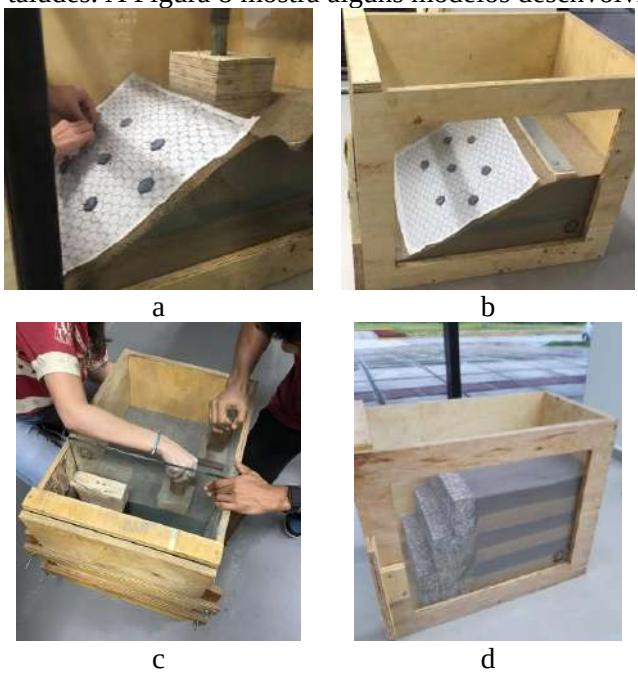
Figura 7. Fotografia GeoGames2023. Disponível em https://www.youtube.com/watch?v=jQSgJqIJ97A

3 EXPERIMENTOS DIDÁTICOS

A correta compreensão dos fenômenos geotécnicos pode ser facilitada por meio do uso de alguns experimentos didáticos e modelos físicos em escala reduzida. Os experimentos didáticos estimulam a aprendizagem experiencial dos alunos. Os modelos físicos podem ser criações simples feitas com materiais convencionais de baixo custo e/ou adaptações de equipamentos disponíveis nos laboratórios.

3.1 Modelos físicos 1g em laboratório

A área geotécnica da equipe Infratec tem realizado alguns experimentos didáticos para melhorar a compreensão dos fenômenos dos movimentos de massa e para melhorar o entendimento da finalidade das técnicas de estabilização de taludes. A Figura 8 mostra alguns modelos desenvolvidos pelos alunos



a b c d

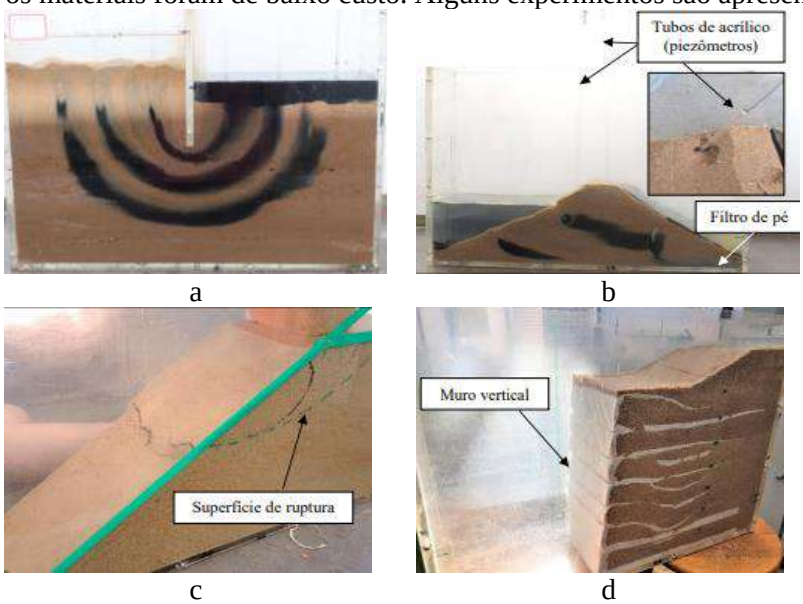
Figura 8. Modelos físicos elaborados pela Infratec. a) e b) Solo grampeado, c) Estaca prancha e d) Gabião.

O professor emérito da Universidade de Waterloo G. Wayne Brodland e a sua equipe disponibiliza de forma gratuita no site https://www.civil.uwaterloo.ca/brodland/ uma coleção completa construída ao longo de 32 anos de trajetória no ensino, de recursos para ajudar os alunos a aprender sobre diversas estruturas. São disponibilizados vídeos, animações e instruções (passo a passo) para a construção dos modelos físicos.

a b c

Figura 9. Experimentos didáticos da Universidade de Waterloo. a) Barragem em arco, b) Muro de arrimo, c) túneis e galerias de drenagem. (Disponível em https://www.civil.uwaterloo.ca/brodland)

Algumas experiências de sucesso Brasileiras na área de geologia, geotecnia e geociências têm sido descritas na literatura técnica. Correia et al. (2018) descreve o desenvolvimento de modelos físicos de fenômenos geotécnicos para o ensino da Geotecnia na Universidade Federal de São Carlos (UFSCar). Os principais fenômenos estudados e simulados pelo grupo foram: fenômeno de fluxo de água, fenômeno de ascensão capilar, liquefação, visualização de mecanismos de ruptura de estruturas de solo reforçado. Os autores destacam que os modelos foram criados pelos alunos durante as aulas tornado as aulas dinâmicas e interessantes. Todos os materiais foram de baixo custo. Alguns experimentos são apresentados na Figura 10.



a b c d

Figura 10. Experimentos didáticos da UFSCar. a) Fluxo confinado, b) Fluxo não confinado, c) Ruptura de talude, d) Solo reforçado. (Correia et al. 2018)

3.2 Modelos físicos em centrífuga geotécnica

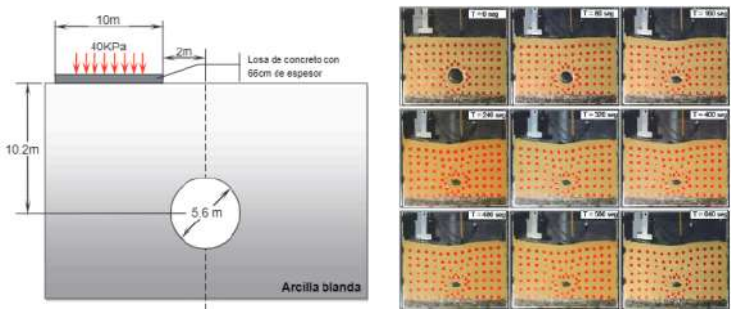
No cenário internacional pode ser destacado o trabalho do laboratório de modelos geotécnicos da *Universidad de los Andes* em Bogotá na Colômbia. A universidade possui uma centrifuga de braço de grandes

dimensões e uma centrifuga pequena para uso de pesquisa, extensão e ensino. Tristancho-Ortiz (2017) descreve de forma geral o uso da centrífuga geotécnica como ferramenta didática para o ensino da geotecnia.

A centrífuga geotécnica é um equipamento que gira em torno de um eixo a uma determinada aceleração da gravidade. O objetivo da centrífuga é modificar o campo gravitacional do modelo físico para reproduzir o estado de tensões real do protótipo. Por meio da centrífuga geotécnica é possível elaborar modelos físicos de escala reduzida e transformar as grandezas medidas por meio das leis de escala reproduzindo o comportamento da estrutura analisada como se estivessem na dimensão real do protótipo. A principal vantagem do uso da modelagem centrífuga é que podem ser realizados modelos muito pequenos que podem ser carregados até a ruptura em tempos curtos porque o tempo é uma grandeza escalável. Por meio da observação, instrumentação geotécnica e técnicas avançadas de visualização como é o caso da velocimetria por processamento de imagens PIV (*Particle image velocimetry*) é possível compreender de forma simplificada alguns problemas complexos.

A equipe do laboratório de modelos geotécnicos da *Universidad de los Andes*, especialmente o seu diretor, o professor Bernardo Caicedo, possui bastante experiência utilizando as duas centrífugas geotécnicas para projetos de ensino, pesquisa e extensão. A própria universidade tem experiência na realização de concursos geotécnicos para alunos de graduação, como exemplo pode ser citado o concurso realizado no 1er Simpósio Andino de Geomateriais. O objetivo do concurso era calcular a sobrecarga imposta a um muro de arrimo construído em solos moles.

A Figura 11 mostra um dos protótipos de um túnel superficial de 5.6 m de diâmetro, construído em solos moles e sujeitos a carregamentos excêntricos em superfície. O modelo construído para representar o problema consiste em um túnel de parede fina, a argila é representada por uma mistura de caulim e bentonita. O modelo físico de pequenas dimensões foi ensaiado na centrífuga geotécnica com aceleração de gravidade de 200g. A centrífuga geotécnica da *Universidade de los Andes* permite realizar ensaios até com aceleração da gravidade de 400g.



a b

Figura 11. Modelo físico em centrífuga geotécnica 200g. a) Protótipo estudado, b) Resultados modelagem física, vetores de deslocamentos durante o processo de ruptura.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho técnico apresentou uma série de experiências inovadoras e recursos didáticos para o ensino da geotecnia, destacando a eficácia das competições acadêmicas e dos experimentos didáticos. Tais abordagens não apenas proporcionam aos estudantes a aplicação prática de seus conhecimentos teóricos, mas também os incentivam a pensar de forma criativa e colaborativa para resolver problemas complexos da engenharia geotécnica. Ao participar de equipes de competição, os estudantes têm a oportunidade de expandir conhecimentos técnicos, ampliar rede de contatos e melhorar algumas habilidades como pensamento crítico, comunicação e trabalho em equipe. As competições e desafios motivam os estudantes a se superarem e a se destacarem em suas carreiras acadêmicas e profissionais. Os experimentos e jogos didáticos contribuem para o entendimento de problemas complexos e tornam o ensino-aprendizagem em engenharia muito mais leve e divertido. Apesar das inúmeras vantagens de usar essas ferramentas em sala de aula, esses recursos ainda são pouco utilizados na engenharia geotécnica. Portanto, há uma necessidade de integrar esses métodos inovadores de forma mais ampla nos currículos de engenharia civil.

AGRADECIMENTOS

A todos os membros da equipe de competição INFRATEC

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, F.C., Oliveira, P.B., Reis, D.A. (2021). A importância dos jogos didáticos no processo de ensino aprendizame: Revisão integrativa, Research, Society and Development, 10 (4).

Brodland, G.W. Mechanics Models. University of Waterloo. Disponível em: https://www.civil.uwaterloo.ca/brodland/. Acesso em 12 abril de 2024.

Carvalho, F.A., Nery, I.F.(2020). Aprendizagem ativa a partir de competições: Concurso de taludes. XLVIII Congresso Brasileiro de Educação em Emgenharia COBENGE.

CNI, Confederação Nacional da Industria (2017). A MEI e o desafio da inovação no Brasil. Un balanço de dez anos.

Correia, N.S., Portelinha, F.H.M., Daciolo, L.V.P. & Silva, J.W.B. (2018). Desenvolvimento de modelos físicos de fenômenos geotécnicos para o ensino de Geotecnia. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. ABMS.

Filho, G.E., Sauer, L.Z., Almeida, N.N. & Villas-Boas, V. (2019). Uma nova sala de aula é possível. Aprendizagem ativa na Educação em Engenharia. Associação Brasileira de Educação em Engenharia.

Oliveira, V.F. (2019). A engenharia e as novas DCNs: Oportunidades para formar mais e melhores Engenheiros. 1 ed. Rio de Janeiro. LTC.

Ornelas, F., Araújo, G.R.MB & Alves, K.C.S.K. (2023). Regulamento GEOGAMES 2023. Congresso de Geotecnia da região norte GeoNorte. Disponível em: https://geonorteabms.com.br/2023/edital-geogames.pdf

Tristancho-Ortiz (2017). Modelamiento físico en geotecnia aplicado a la docencia. Revista Educación en Ingeniería, 12 (23), pp. 109-114.

Zorzan, L.G., Oliveira, R.O.F.P., Souza, D.D.L & Neto, E.G. (2017). Competições no ensino da engenharia geotécnica: A experiência do desafio de taludes da UFPR. XlV Congresso Brasileiro de Educação em Emgenharia COBENGE.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/126

Considerações de educadores sobre Inovação na Educação de Mecânica dos Solos um estudo de caso do projeto GeoFUN

Mariana Ramos Chrusciak
Professora Adjunta, Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Brasil, mariana.chrusciak@ufrr.br

Bruna de Carvalho Faria Lima Lopes
Lecturer, Newcastle University, Newcastle upon Tyne, Reino Unido, bruna.lopes@newcastle.ac.uk

RESUMO: A inovação no ensino de engenharia é fundamental para superar os desafios relacionados à evasão escolar e adaptar-se às mudanças comportamentais dos estudantes. Neste contexto, as práticas de ensino ativo vêm ganhando destaque por promoverem uma maior participação dos alunos, estimulando assim o desenvolvimento do pensamento crítico e o aprimoramento de habilidades práticas. Essa percepção despertou nossa motivação para criação do projeto GeoFUN, que revoluciona o ensino de mecânica dos solos através de jogos de tabuleiro interativos. Atualmente o projeto dispõe de seis jogos que abordam temas que vão desde a formação do solo até mecânica dos solos não-saturados. Nesse artigo reflexivo discutimos nossa percepção quanto educadoras e pesquisadoras sobre as diversas fases do GeoFUN, que vão desde o desenvolvimento dos jogos até sua implementação em sala de aula. Acreditamos que envolver os estudantes por meio da participação ativa e estimular suas habilidades de resolução de problemas aprimora a experiência de aprendizado, além de estimular uma apreciação mais profunda pelo assunto. O GeoFUN é um catalisador de mudanças, um chamado para revolucionar a forma como abordamos a educação em mecânica dos solos.

PALAVRAS-CHAVE: educação em engenharia, aprendizagem ativa, gameficação, educação inovadora, jogos educacionais.

ABSTRACT: Innovation in engineering education is crucial for overcoming challenges related to school dropout and adapting to students' behavioural changes. In this context, active teaching practices have been gaining prominence for promoting greater student participation, thereby stimulating the development of critical thinking and the enhancement of practical skills. This perception sparked our motivation to create the GeoFUN project, which revolutionizes the teaching of soil mechanics through interactive board games. Currently, the project offers six games that cover topics ranging from soil formation to unsaturated soils mechanics. In this reflective paper, we discuss our perception as educators and researchers about the various phases of GeoFUN, from the development of the games to their implementation in the classroom. We believe that engaging students through active participation and stimulating their problem-solving skills enhances the learning experience, in addition to fostering a deeper appreciation for the subject. GeoFUN is a catalyst for change, a call to revolutionize the way we approach soil mechanics education.

KEYWORDS: engineering education, active learning, gamification, innovative education, educational games.

1 INTRODUÇÃO

O ensino de engenharia enfrenta diversas pressões externas que exigem uma adaptação e inovação constantes. Entre essas pressões, destaca-se a alta taxa de evasão nos cursos de engenharia, um fenômeno complexo associado a vários fatores, incluindo a percepção de alta dificuldade dos cursos, falta de engajamento e motivação dos estudantes, e uma desconexão percebida entre o ensino teórico e suas aplicações práticas (Marra et al., 2012; Seymour & Hewitt, 1997). Além disso, a mudança de comportamento da nova geração de estudantes, que são nativos digitais, traz novos desafios para o ensino tradicional. Esses alunos têm expectativas diferentes em relação ao aprendizado, preferindo abordagens mais interativas, flexíveis e integradas com tecnologia (Bennett et al., 2008; Prensky, 2001).

Essas mudanças exigem uma reavaliação das metodologias de ensino tradicionais em engenharia, que frequentemente se baseiam em aulas expositivas e uma abordagem teórica densa. Para responder a essas

demandas, a educação em engenharia tem buscado incorporar metodologias ativas de aprendizagem, que promovem maior engajamento dos estudantes através da participação ativa em seu processo de aprendizado, trabalhando problemas reais, projetos práticos e colaboração em equipe (Freeman et al., 2014; Prince, 2004).

Diante desse contexto, o projeto GeoFUN surgiu como uma iniciativa inovadora no campo da GeoEngenharia, especificamente no ensino de Mecânica dos Solos. O projeto tem como objetivo integrar o uso de jogos educacionais no processo de aprendizagem, oferecendo uma abordagem lúdica e interativa para a compreensão de conceitos complexos da disciplina. O GeoFUN visa, portanto, mitigar alguns dos desafios enfrentados no ensino de engenharia, como a baixa motivação e engajamento dos estudantes, além de proporcionar uma conexão mais tangível entre teoria e prática.

Os jogos desenvolvidos no âmbito do GeoFUN abordam temas centrais da Mecânica dos Solos, como formação do solo, caracterização geotécnica, fluxo de água no solo, adensamento, resistência e mecânica dos solos não-saturados. Essa abordagem lúdica e interativa visa não somente introduzir conceitos fundamentais da disciplina de uma maneira envolvente, mas também promover uma compreensão mais profunda através da aplicação prática desses conceitos.

Utilizando a taxonomia de aprendizagem de Bloom (Bloom, 1956) como referencial para a análise da profundidade e complexidade do aprendizado promovido pelos jogos do GeoFUN, observa-se que todos eles cobrem a base da pirâmide, que inclui os níveis de conhecimento e compreensão. Isso significa que os estudantes são incentivados a recordar informações essenciais sobre a Mecânica dos Solos e compreender os conceitos ao verem-nos aplicados em cenários práticos dentro dos jogos. Esta abordagem inicial ajuda a solidificar a fundação necessária para o entendimento mais aprofundado da disciplina. Além de cobrir os níveis fundamentais de conhecimento e compreensão, alguns jogos do projeto GeoFUN avançam para exigir dos alunos uma maior sofisticação cognitiva, alcançando níveis mais altos da pirâmide de Bloom, como aplicação, análise, síntese e avaliação.

A relevância do GeoFUN reside não apenas na sua capacidade de engajar estudantes de forma inovadora mas também na sua abordagem colaborativa de desenvolvimento. Alunos de graduação são envolvidos em todas as etapas do projeto, desde a concepção até a realização de testes piloto, o que favorece a cocriação do conhecimento e oferece insights valiosos sobre suas necessidades e preferências de aprendizado. Essa participação ativa no processo de desenvolvimento dos jogos também permite que os estudantes desenvolvam habilidades práticas importantes, como trabalho em equipe, pensamento crítico e resolução de problemas.

O projeto GeoFUN, portanto, não apenas aborda os desafios do ensino de engenharia através da inovação pedagógica mas também contribui para a formação de engenheiros mais preparados para enfrentar os desafios práticos da profissão. Ao integrar jogos educacionais no currículo, o GeoFUN oferece uma abordagem que é ao mesmo tempo educativa e engajadora, preparando os estudantes para um aprendizado contínuo e adaptativo, características essenciais para profissionais em um campo em constante evolução como a engenharia.

2 METODOLOGIA DO DESENVOLVIMENTO DOS JOGOS DO PROJETO GEOFUN

O projeto GeoFUN inovou na educação em mecânica dos solos ao integrar alunos de graduação ativamente no desenvolvimento de jogos interativos, proporcionando-lhes uma experiência prática em design de jogos educacionais. Excluindo dois jogos desenvolvidos por uma das autoras, alunos participaram desde a concepção inicial até o design visual e a criação das regras, assumindo um papel central no processo criativo. Essa abordagem metodológica visou não apenas a criação de ferramentas educativas eficientes, mas também a imersão dos alunos em uma experiência de aprendizagem significativa, promovendo habilidades como criatividade e trabalho em equipe.

Além disso, a metodologia colaborativa adotada no projeto envolveu professores e alunos trabalhando juntos no design, testes piloto e refinamento dos jogos, com base em feedback construtivo. Os alunos foram essenciais na organização dos testes piloto, análise dos resultados e na implementação de melhorias nos jogos. Este processo não só garantiu que os jogos atendessem aos objetivos educacionais, mas também proporcionou aos alunos participantes do desenvolvimento dos jogos uma compreensão aprofundada dos conceitos de mecânica dos solos, e exploração de pontos da temática que tinham dificuldades, destacando a importância de envolver estudantes como participantes ativos na criação de conteúdo educacional e preparando-os para

desafios futuros. O alunos que participaram do desenvolvimento dos jogos serão chamados daqui por diante de alunos co-criadores para diferencia-los dos demais.

3 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO GEOFUN

Este capítulo apresenta uma série de jogos educacionais (Figura 1) desenvolvidos para facilitar a compreensão dos conceitos fundamentais de Mecânica dos Solos, transformando o aprendizado em uma experiência acessível, estimulante e interativa. Os jogos, disponíveis tanto em inglês quanto em português, visam promover a inclusão e atender a uma ampla audiência de estudantes. Eles incorporam elementos educacionais projetados para engajar os alunos na exploração dos conceitos de formação do solo, caracterização geotécnica, fluxo de água no solo, adensamento, resistência e mecânica dos solos não-saturados.

Figura 1. Jogos GeoFUN (versão em inglês), incluindo permeHabilidade (permAbility), Show Solo (Soil Character), UnSaLuDo, Forma Solo (Muddy Mate) e Adensa Solo (Consolidate)

Os jogos, "Forma Solo", sobre formação do solo, "Show Solo", sobre caracterização do solo, "permeHabilidade", sobre fluxo de água no solo, "Adensa Solo", sobre adensamento,"Não Deslize", sobre resistência do solo e "UnSaLuDo", sobre mecânica dos solos não saturados, podem ser jogados por 2 a 4 participantes e combinam desafios de memória, perguntas de múltipla escolha, verdadeiro ou falso, além de elementos de sorte. Eles abordam diferentes níveis da Taxonomia de Bloom, desde conhecimento e compreensão até análise e avaliação, promovendo o desenvolvimento de habilidades críticas como pensamento crítico, resolução de problemas, comunicação e cooperação.

Cada jogo é projetado para melhorar a retenção e compreensão de conceitos específicos da Mecânica dos Solos. Além disso, os jogos encorajam a colaboração e a competição saudável entre os alunos, tornando o aprendizado uma experiência envolvente e interativa. Ao integrar esses jogos no currículo educacional, os educadores podem criar um ambiente de aprendizado mais dinâmico e eficaz, onde os alunos não apenas absorvem informações mas vivenciam ativamente os conceitos, facilitando uma compreensão mais profunda e duradoura.

Detalhes sobre o desenvolvimento do jogo “Show Solo” assim como os resultados do seu teste piloto são apresentados em Chrusciak et al. (2024), enquanto detalhes sobre o desenvolvimento do jogo “UnSaLuDo” são apresentados em Cardoso et al. (2023).

4 REFLEXÕES SOBRE A DINÂMICA DE DESENVOLVIMENTO DOS JOGOS

Ao explorar a dinâmica de desenvolvimento dos jogos educativos no contexto do projeto, identificamos diversos desafios e aprendizados que transcendem a simples criação de conteúdo didático. Como mencionado, quatro dos seis jogos desenvolvidos até o momento foram idealizados por alunos de graduação (alunos co-criadores), com supervisão das autoras deste artigo. Um dos aspectos mais reveladores desse processo foi a dificuldade encontrada em cultivar o interesse de alunos por pesquisas que unem geotecnia e educação. Isso reflete a persistência dos métodos convencionais de ensino e uma divisão entre as disciplinas de engenharia e educação, ressaltando uma cultura acadêmica que, por vezes, desvaloriza a inovação educacional.

Nesse cenário, a estratégia adotada para estimular a participação estudantil focou em destacar a oportunidade de revisitar e aprofundar temas pouco explorados, visando contribuir significativamente para o aprendizado das futuras gerações. Essa abordagem resultou não apenas no despertar do interesse dos alunos co-criadores, mas também em uma valiosa mudança de perspectiva sobre seu papel no âmbito educacional.

Durante o desenvolvimento dos jogos, a incorporação de elementos criativos de design e marketing representou inicialmente um desafio para os estudantes, acostumados às metodologias tradicionais de ensino. Contudo, ao descobrirem novas habilidades, observamos um aumento notável em sua autoconfiança, que se traduziu em comprometimento com o projeto.

Entretanto, um dos aspectos mais desafiadores foi a gestão de feedback durante as reuniões quinzenais. Notamos que a reação inicial a críticas frequentemente inclinava-se para a defensiva, limitando as oportunidades para um diálogo frutífero que é crucial para o refinamento das ideias. Esse fenômeno pode ser melhor compreendido à luz da pesquisa de Böhlich & Axmann (2020), que investigaram a relação da Geração Z com feedback no ambiente de trabalho. O estudo revelou que, embora os jovens desta geração estejam abertos ao aprendizado por meio da crítica, eles frequentemente reagem de forma defensiva a feedbacks negativos, chegando a considerar a desistência em face de críticas. Essa compreensão nos ajuda a enquadrar melhor as reações dos alunos co-criadores ao feedback dentro de um contexto mais amplo, destacando a importância de desenvolver estratégias que promovam a resiliência e o crescimento pessoal.

Os testes pilotos foram momentos de apreensão dos alunos co-criadores, revelando a forte necessidade desta geração por autoafirmação (Ceretta & Froemming, 2011; Lalwani et al., 2021; Stahl & Literat, 2023). A excelente aceitação dos jogos ajudou a aliviar essas tensões, tornando a etapa de ajustes e finalização dos jogos uma experiência positiva e motivadora para todos os envolvidos. Nesse sentido as reuniões de avaliação final dos projetos refletiram esse sentimento, com os alunos co-criadores expressando satisfação e felicidade com os resultados obtidos.

5 REFLEXÕES SOBRE A IMPLEMENTAÇÃO E RESULTADOS

Os testes pilotos realizados com cada jogo proporcionaram insights valiosos sobre sua eficácia educacional. O feedback obtido dessas sessões iniciais foi fundamental para o refinamento e aprimoramento dos jogos, tornando-os mais alinhados às necessidades e ao contexto de aprendizado dos alunos.

A segunda versão de alguns jogos (pós testes piloto) foi posteriormente implementada em diversos cenários acadêmicos, incluindo um "Teaching Open Day" na Newcastle University (Figura 2) e sessões de revisão de duas disciplinas para alunos de pós-graduação (Fundações e Estruturas de Contenção) e graduação (Fundações), ambos também na Newcastle University.

Os professores do grupo de Geotecnia e Estruturas (GEST) que participaram do "Teaching Open Day" ofereceram feedback extremamente positivo, destacando a eficácia dos jogos "Forma Solo", "Show Solo", e "Adensa Solo" em promover o entendimento de conceitos complexos de maneira lúdica, interativa e divertida.

Figura 2. GEST Teaching Away Day – Jogos GeoFUN

Para os alunos de pós-graduação que jogaram "Adensa Solo" e "UnSaLuDo" como parte de sua revisão para a disciplina Fundações e Estruturas de Contenção, foi aplicado um questionário para capturar suas percepções e avaliações mais detalhadas sobre a experiência. Onze alunos jogaram o jogo "Adensa Solo" e dez alunos jogaram o jogo "UnSaLuDo". Os questionários foram preenchidos de maneira voluntária e anônima.

Analisando os dados coletados do questionário respondido pelos estudantes que jogaram o jogo “Adensa Solo”, percebe-se que a recepção do jogo foi majoritariamente positiva. Cerca de 91% dos alunos expressaram um alto nível de satisfação com o design do jogo, incluindo o tabuleiro e as cartas, concedendo a nota máxima. As regras do jogo também foram bem recebidas, com 82% dos estudantes achando-as claras e fáceis de entender, embora um estudante tenha expressado uma leve insatisfação com o tempo alocado para o jogo.

Quanto à dinâmica do jogo, a exaustão e o tédio foram minimamente expressos, indicando uma experiência envolvente para a grande maioria dos participantes. No entanto, há uma divisão de opiniões a respeito da complexidade e do desafio das perguntas, com cerca de 27% dos estudantes indicando alguma dificuldade em relação à divisão das questões ou achando-as muito simples.

No que diz respeito ao conteúdo, uma alta porcentagem, em torno de 91%, achou que o conteúdo do jogo será útil em complementar aos temas vistos em sala de aula. Além disso, aproximadamente 73% dos alunos sentiram-se mais informados sobre o tema do jogo após a experiência, embora um pequeno grupo tenha relatado confusão devido à quantidade de informações apresentadas.

Em termos de motivação e satisfação, 91% dos estudantes se sentiram motivados a continuar jogando, e uma parcela semelhante manifestou o desejo de aprender mais sobre o assunto do jogo. A sensação de realização foi compartilhada por uma grande maioria, com 82% dos estudantes sentindo-se realizados ao completar os desafios e obter as respostas certas.

Apesar da avaliação positiva geral, as opiniões sobre o nível de desafio foram mistas, com aproximadamente 45% dos estudantes sugerindo que o jogo poderia ser mais desafiador. No entanto, a disposição para jogar novamente é alta, com 91% dos alunos indicando que jogariam o jogo novamente, e a mesma porcentagem estaria disposta a recomendar o jogo a outros.

Os comentários adicionais refletem um sentimento geral de que o jogo é interessante e divertido. Contudo, eles também sugerem que o interesse dos jogadores pode ser condicionado pela afinidade com o tema do jogo. De maneira geral, o jogo foi bem-visto em termos de design e conteúdo, mas diferentes percepções sobre o desafio das questões foi reportado. A disposição para jogar novamente e recomendar o jogo a outros é um indicativo claro do sucesso geral do jogo entre os estudantes.

Em relação às respostas obtidas pelos estudantes que jogaram o jogo “UnSaLuDo” observa-se resultados semelhantes. O design do jogo foi avaliado positivamente por 90% dos participantes. As regras e explicações foram claras para cerca de 70% dos alunos, enquanto a dinâmica do jogo recebeu opiniões mistas, com 30% dos estudantes relatando fadiga ou tédio. O tempo de jogo foi considerado apropriado por 50% dos participantes, mas divisivo entre os restantes. O conteúdo desafiador foi apreciado por 80%, e a utilidade do aprendizado foi reconhecida por uma porcentagem similar. A satisfação geral com o jogo foi alta, com muitos estudantes expressando desejo de aprender mais e continuar jogando, apesar de 30% acharem o jogo chato. A recomendação do jogo foi notavelmente alta, com 90% dos alunos inclinados a sugerir o jogo a outros. Comentários adicionais sugerem que o jogo é educativo e muito desafiador.

Os alunos de graduação da disciplina de Fundações jogaram o jogo “Adensa Solo” como revisão do conteúdo de adensamento (Figura 3). Embora eles não tenham respondido a um questionário estruturado, o feedback escrito recebido através do representante de turma ressaltou "O jogo de tabuleiro foi particularmente bem recebido pelos alunos, foi uma ótima maneira de recapitular o conteúdo estudado na disciplina de Geotecnia".

A experiência de integrar jogos educacionais no ensino de Mecânica dos Solos mostrou-se extremamente frutífera, não apenas melhorando o engajamento e a retenção de conhecimento dos alunos, mas também apresentando uma nova via para superar as barreiras tradicionais do ensino. A feedback positivo e os resultados preliminares sugerem que essa abordagem lúdica ao aprendizado tem um grande potencial para enriquecer a educação em diversas áreas do conhecimento.

Figura 3. Aplicação do jogo “Adensa Solo” durante aula da disciplina de Fundações

6 CONCLUSÕES E IMPLICAÇÕES PARA A EDUCAÇÃO EM GEOENGENHARIA

O projeto GeoFUN representa um marco importante na busca por métodos educacionais inovadores na área de Mecânica dos Solos, oferecendo valiosas lições e contribuições para o campo da educação em Geoengenharia. Através da implementação de jogos educativos interativos, este projeto demonstrou o potencial significativo de abordagens lúdicas para melhorar o engajamento dos alunos, a compreensão de conceitos complexos e a retenção de conhecimento. Uma das principais lições aprendidas é que a educação pode e deve ser adaptativa, incorporando metodologias que vão além das abordagens tradicionais de ensino e aprendizagem.

A experiência do projeto GeoFUN ressalta a importância da inovação educacional na facilitação do aprendizado. A utilização de jogos como ferramenta pedagógica promoveu não apenas uma maneira mais envolvente de explorar a Mecânica dos Solos, mas também estimulou habilidades críticas como pensamento analítico, resolução de problemas e trabalho em equipe. Estas competências são essenciais para estudantes de Geoengenharia, preparando-os melhor para os desafios práticos que enfrentarão em suas carreiras profissionais. A inclusão de elementos lúdicos no currículo também demonstrou potencial para reduzir a ansiedade dos alunos em relação a temas complexos, facilitando uma abordagem mais acessível e menos intimidadora ao aprendizado.

Um aspecto crucial do sucesso do projeto GeoFUN é sua escalabilidade e o potencial de adaptação para outras disciplinas dentro da Geoengenharia. A estrutura e a metodologia empregadas na criação e implementação dos jogos oferecem um modelo replicável que pode ser ajustado para abordar diferentes áreas de estudo. Esta adaptabilidade sugere que abordagens semelhantes podem ser eficazes em melhorar os resultados de aprendizagem em uma variedade de contextos educacionais, incentivando os educadores a explorar o uso de jogos educativos interativos em suas próprias disciplinas.

A aplicação dessas metodologias em outras áreas da Geoengenharia não apenas ampliaria o alcance do aprendizado ativo e engajado, mas também fomentaria uma cultura de inovação pedagógica, incentivando educadores e alunos a colaborarem no desenvolvimento de recursos educacionais que são tanto informativos quanto estimulantes. Essa abordagem colaborativa e interdisciplinar ao aprendizado pode facilitar uma compreensão mais holística da Geoengenharia, promovendo uma educação que é relevante, atual e capaz de atender às demandas de um mundo em rápida evolução.

AGRADECIMENTOS

Gostaríamos de expressar nossa sincera gratidão e reconhecimento aos alunos que generosamente dedicaram seu tempo e esforço para participar do desenvolvimento e teste piloto dos jogos, tornando-se co-criadores deste projeto inovador. Os feedbacks e insights recebidos foram cruciais para refinar os jogos e assegurar a eficácia de cada um como ferramenta de aprendizado.

Nosso agradecimento especial à Hingred Karoline Magalhães da Luz, pelo seu papel crucial no desenvolvimento do jogo "Show Solo", Rebeca Dias de Souza, pela dedicação e esforço no jogo "permeHabilidade", Feliphe Araújo, Arine Agrella, e Vitoria Eduarda, por seu trabalho no jogo "Não Deslize" e Gustavo Augusto Froes Cardoso, pelo envolvimento no desenvolvimento do jogo "UnSaLuDo",

Agradecemos a todos os envolvidos por sua paixão, dedicação e compromisso em transformar a educação em Mecânica dos Solos. Seu trabalho não apenas contribuiu para o sucesso do projeto GeoFUN mas também inspirou uma nova abordagem de aprendizado na GeoEngenharia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bennett, S., Maton, K., & Kervin, L. (2008). The “digital natives” debate: A critical review of the evidence. *British Journal of Educational Technology*, *39*(5), 775–786. https://doi.org/10.1111/j.1467-8535.2007.00793.x

Bloom, B. (1956). Taxonomy of educational objections, the classification of educational goals, handbook 1: cognitive domain. In *Cataloging and Classification Quarterly*. David McKay Company. https://doi.org/10.1300/J104v03n01_03

Böhlich, S., & Axmann, R. (2020). Generation Z: A comparative study of the expectations of Gen Z and the perception of employers. *IUBH Discussion Papers - Human Resources*, *1*(1), 1–15.

Cardoso, G. A. F., Chrusciak, M. R., Cordao-Neto, M. P., & Lopes, B. de C. F. L. (2023). UnSaLuDo: The development of an educational board game on unsaturated soil mechanics. *E3S Web of Conferences*, *382*. https://doi.org/10.1051/e3sconf/202338224008

Ceretta, S. B., & Froemming, L. M. (2011). Geração Z: Compreendendo Os Hábitos De Consumo Da Geração Emergente. *RAUnP - ISSN 1984-4204*, *3*(2), 15–24. https://repositorio.unp.br/index.php/raunp/article/view/70

Chrusciak, M. R., Luz, H. K. M. da, Souza, R. D. de, & Lopes, B. de C. F. L. (2024). The development and evaluation of an educational board game on basic geotechnical soil characterization. *Soils and Rocks*, *47*(2), 1–12. https://doi.org/10.28927/SR.2024.003723

Freeman, S., Eddy, S. L., McDonough, M., Smith, M. K., Okoroafor, N., Jordt, H., & Wenderoth, M. P. (2014). Active learning increases student performance in science, engineering, and mathematics. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*, *111*(23), 8410–8415. https://doi.org/10.1073/pnas.1319030111

Lalwani, E., Kumar, G., & Rani, M. (2021). The Influence of Social Media on Buying Behaviour of Generation-Z. *Archives.Palarch.Nl*, *18*(8), 4239–4253. https://archives.palarch.nl/index.php/jae/article/view/9662

Marra, R., Rodgers, K., Shen, D., & Bogue, B. (2012). Leaving Engineering: A Multi-Year Single Institution Study. *Journal of Engineering Education*, *101*(1), 6–27.

Prensky, M. (2001). Digital Natives, Digital Immigrants Part 1. *On the Horizon*, *9*(5), 1–6. https://doi.org/10.1108/10748120110424816

Prince, M. (2004). Does active learning work? A review of the research. *Journal of Engineering Education*, *93*(3), 223–231. https://doi.org/10.1002/j.2168-9830.2004.tb00809.x

Seymour, E., & Hewitt, N. M. (1997). *Talking about leaving*. Westview Press.

Stahl, C. C., & Literat, I. (2023). #GenZ on TikTok: the collective online self-Portrait of the social media generation. *Journal of Youth Studies*, *26*(7), 925–946. https://doi.org/10.1080/13676261.2022.2053671

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/127

Desenvolvimento de um Ecossistema de Aprendizagem: a Experiência em Centros de Monitoramento Geotécnico

Karla Cristina Araujo Pimentel
Coordenadora de Geotecnia e Hidrogeologia Centro de Monitoramento Geotécnico, Vale, Nova Lima, Brasil, karla.pimentel@vale.com

Bruno César Dinali
Coordenador de Geotecnia Engenharia de Registros e Monitoramento Geotécnico, Vale, Nova Lima, Brasil, bruno.dinali@vale.com

Filipe Colen de Freitas Guimarães
Gerente de Tecnologia e Geotecnia Corporativa, Vale, Nova Lima, Brasil, filipe.guimaraes@vale.com

Victoria Basileu de Oliveira Lima
Geóloga, Vale, Nova Lima, Brasil, victoria.basileu@vale.com

José Adriano Cardoso Malko
Engenheiro Geotécnico, Vale, Nova Lima, Brasil, malko@vale.com

RESUMO: Este artigo apresenta um estudo de caso baseado na experiência do Centro de Monitoramento Geotécnico (CMG), de uma empresa mineradora, no desenvolvimento de um ecossistema de aprendizagem, ao longo dos cinco anos de seu funcionamento, de 2019 a 2024. Esse processo de desenvolvimento tem o seu fundamento nos princípios da educação e aprendizagem ao longo da vida, onde são proporcionados vários ambientes de aprendizagem, dentre eles, treinamentos formais com consultores, instituições de ensino e agentes educacionais da própria empresa; além da promoção de ambientes informais de aprendizagem pela troca de experiência e conhecimento entre os próprios funcionários. O artigo tem como objetivo apresentar as iniciativas aplicadas na capacitação da equipe técnica do CMG, além de descrever a metodologia empregada para o diagnóstico de conhecimento da equipe nas diversas tecnologias de monitoramento geotécnico e os resultados obtidos após a realização de treinamentos específicos. Ao longo dos últimos cinco anos, observou-se uma evolução significativa da equipe em conhecimento relacionado ao monitoramento geotécnico e outros processos do CMG, demonstrada pela melhora de desempenho nas atividades do dia a dia.

PALAVRAS-CHAVE: Ecossistema de Aprendizagem, Educação, Aprendizagem ao Longo da Vida, Monitoramento Geotécnico

ABSTRACT: This article presents the experience of the Geotechnical Monitoring Centers (CMGs) in developing a learning ecosystem over the five years of its operation, from 2019 to 2024. This development process has its fundamentals on the principles of education and lifelong learning, where various learning environments are provided, including formal training with consultants, educational institutions, and educational agents from the company itself, in addition to promoting informal learning environments through the exchange of experience and knowledge among employees. The article aims to present the initiatives applied to train the technical team of the CMGs besides describing the methodology used to diagnose the team's knowledge of the various geotechnical monitoring technologies and the results obtained after specific training. Over the last five years, the team has experienced a significant evolution in knowledge related to geotechnical monitoring and another CMG processes, as demonstrated by improved performance in day-to-day activities.

KEYWORDS: Learning Ecosystem, Education, Lifelong Learning, Geotechnical Monitoring

1 INTRODUÇÃO

A partir de Fevereiro de 2019, foram implementados centros de monitoramento geotécnico (CMGs), em diferentes regiões do Brasil, responsáveis pelo monitoramento 24 horas por dia, 07 dias na semana de barragens, diques, cavas, taludes industriais e taludes de ferrovias de diferentes minas nos Corredores Sul, Sudeste e Norte da empresa mineradora. Esses centros recebem dados de tecnologias convencionais (piezômetros, indicadores de nível de água, medidores de vazão, réguas de reservatório, entre outros) e não convencionais (ETR, radar terrestre, radar satelital InSAR, drones, radares doppler, tiltímetros, entre outros) de monitoramento geotécnico.

Ao longo dos últimos 05 anos, vem sendo aprimorado o programa de capacitação das equipes dos centros de monitoramento e das equipes operacionais, de forma a atender o avanço das tecnologias e as necessidades de implementação de um monitoramento efetivo das estruturas geotécnicas da companhia. Esse programa abrange tanto a aprendizagem formal como informal, seguindo as diretrizes do Modelo de Gestão da empresa, a sua Narrativa Cultural, baseada no lema "Aprendendo Juntos" e o Modelo Integrado de Capacitação Técnica (MICT) da companhia.

Esse artigo tem como objetivo apresentar um estudo de caso, baseado na experiência do Centro de Monitoramento Geotécnico (CMG) de uma empresa mineradora, com as iniciativas realizadas para a capacitação da equipe de técnicos, analisas operacionais e engenherios geotécnicos. Será também apresentado o método aplicado para diagnóstico do conhecimento, treinamentos e avaliação contínua da equipe dedicada ao monitoramento 24x7 no CMG.

2 APRENDIZAGEM AO LONGO DA VIDA

O conceito de aprendizagem ao longo da vida (em inglês, *lifelong learning*) vem sendo discutido desde os anos 1960, quando três organismos internacionais, quais sejam, Conselho da Europa, Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura (UNESCO) e a Organização para a Cooperação e Desenvolvimento Econômico (OCDE), apresentaram novas visões e ideias que se transformariam em um novo paradigma da educação mundial (Schlochauer, 2021).

O Conselho da Europa apresentou, nos anos 1960, o conceito de educação permanente, que propõe a criação de "um novo padrão educacional capaz de auxiliar as necessidades diversas e específicas de jovens e adultos, rumo à construção de uma nova sociedade européia" (Schlochauer, 2021). Em 1972, a UNESCO apresentou o Relatório da Comissão Internacional para o Desenvolvimento da Educação, *Learning to Be: The World of Education Today and Tomorrow* (FAURE et al., 1972 *apud* UNESCO, 2010), conhecido com Relatório Faure e, em 1996, o Relatório da Comissão Internacional sobre a Educação para o Século XXI, *Learning: The Treasure Within* (DELORS et al., 1996 *apud* UNESCO, 2010) conhecido como Relatório Delors, que apontam "a necessidade de uma cultura de aprendizagem aberta a todos e que engloba um *continuum* de aprendizagem que vai desde a educação formal e passa pela educação não formal e informal". Os relatórios enfatizam também que "a aprendizagem não ocorre apenas ao longo da vida, mas "em todas as esferas da vida" de um adulto, seja em casa, no trabalho ou na comunidade".

Neste contexto, a aprendizagem formal corresponde à aprendizagem que segue os sistemas tradicionais de aquisição e transferência de conhecimento, tais como, cursos presenciais ou on-line, treinamentos, seminários e workshops. A aprendizagem informal corresponde à aprendizagem transversal que acontece em diferentes espaços e contextos da vida, tais como, conversas, mentorias, vídeos, podcasts, grupos de estudos, entre outros (Vale, 2024).

De acordo com Sebrae (2024), o *lifelong learning* corresponde "a um processo de aprendizagem além do modelo tradicional de educação – escola, universidade, pós-graduação. O conceito adota a premissa de que o aprendizado não está relacionado ao diploma ou a títulos e sim a uma postura aberta ao conhecimento e ao novo. Na prática, é a busca constante, voluntária e automotivada de aprendizado contínuo para o aprimoramento profissional ou pessoal ao longo da vida. Mais que uma metodologia, é um estilo de vida que reflete a adoção de uma mentalidade movida pelo estímulo da curiosidade em aprender coisas novas e pelo processo permanente de desenvolver competências e habilidades".

SEBRAE (2024) resume também os quatro pilares do Lifelong Learning, de acordo com o Institute for Life Long Learning da UNESCO: 1. Aprender a conhecer ou aprender a aprender; 2. Aprender a fazer; 3. Aprender a conviver e 4. Aprender a ser

Cada vez mais, dentro do mundo corporativo, vêm se proporcionando ambientes de aprendizagem que promovam a autonomia dos seus funcionários, valorizando ou mesmo priorizando a aplicação prática e os ambientes informais como formas efetivas de capacitação e aprendizado no dia a dia do trabalho e além dele (Vale, 2024). Outras iniciativas de empresas mineradoras no diagnóstico e capacitação de seus funcionários na prática da engenharia geotécnica são ilustradas em Le Roux *et al* (2022) e Heaven (2024). A seguir, apresenta-se o método aplicado, até o momento, para capacitação da equipe do CMG em monitoramento geotécnico.

2.1 Aprendizagem Formal

Dentro da estratégia de capacitação da equipe do CMG, são realizados treinamentos formais fornecidos por consultores, instituições de ensino e pesquisa e agentes educacionais internos da empresa. Esses treinamentos visam embasar as equipes com fundamentos teóricos e práticos sobre o monitoramento geotécnico, advindos do conhecimento e da experiência de outros profissionais do mercado. Como forma de ilustrar essa abordagem de aprendizagem, a Tabela 1 sumariza os principais cursos e treinamentos realizados sobre monitoramento geotécnico, principalmente pela a equipe do CMG Sul, incluindo técnicos, analistas e geotécnicos, entre os anos de 2019 a 2023, totalizando 291 horas de capacitação em monitoramento geotécnico.

Tabela 1. Principais Cursos e Treinamentos em Monitoramento Geotécnico Realizados pela Equipe do CMG Sul entre 2019 e 2023.

Cursos em Monitoramento Geotécnico					
Ano	**Item**	**Nome do treinamento**	**Instrutor / Instituição**	**Público alvo**	**Carga horária (h)**
2019	1	Fundamentos de Geotecnia e Instrumentação Convencional	Agentes de educação internos	Técnicos, analistas e geotécnicos do CMG Sul	16
	2	Operação de sistemas da sala de monitoramento	Agentes de educação internos	Técnicos, analistas e geotécnicos do CMG Sul	8
2019	3	Radar Terrestre e Estação Total Robótica	Fornecedores da tecnologia	Técnicos, analistas e geotécnicos do CMG Sul	40
2020	4	Monitoramento de Barragens por meio da Instrumentação	Consultor Nacional	Geotécnicos CMG Sul e Sudeste e Operação Sul	15
				Técnicos e analistas do CMG Sul	12
	5	Curso de curta duração em Monitoramento por Radares ("Radar Monitoring Short Course")	Universidade do Arizona	Geotécnicos e analistas do CMG Sul	27
2021	6	Treinamento em Monitoramento Geotécnico (ênfase em Radar Terrestre, radar satelital e ETR	Consultor Internacional	Geotécnicos CMG Sul e Sudeste e Operação Sul	20
	7	Operações Assistidas em radar terrestre e ETR	Consultor Internacional	Geotécnicos e analistas do CMG Sul	12
	8	Água na Operação de Minas e Estabilidade de Taludes ("Water in Mine Operations and Slope Stability")	Universidade do Arizona	Geotécnico CMG Sul - Cavas	20
2022	9	Monitoramento de Barragens por meio da Instrumentação	Consultor Nacional	Geotécnicos CMG Sul e Operação Sul	16
				Técnicos e analistas do CMG Sul e Operação Sul	16
	10	Monitoramento por radar terrestre, radar satelital InSAR e ETR[1]	Consultor Internacional	Técnicos e analistas do CMG Sul, Sudeste e Norte	12
2023	11	Monitoramento por radar terrestre, radar satelital InSAR e ETR[1]	Consultor Internacional	Geotécnicos CMG Sul e Operação Sul	12
	12	Curso de curta duração em Monitoramento por Radares ("Radar Monitoring Short Course")	Universidade do Arizona	Geotécnicos e analistas do CMG	27
	13	Monitoramento do Desempenho do Talude (Slope Performance Monitoring)	Universidade do Arizona	Geotécnicos CMG Sul	24
	14	Estação Total Robótica: conceitos, tecnologia e análise dos dados	Fornecedor da Tecnologia	Analistas e geotécnicos - CMG Sul	10
	15			Geotécnicos CMG Sul e Operação Sul	4
[1]ETR - Estação Total Robótica				**Total (Horas)**	**291**

Cabe destacar o enfoque em cursos específicos sobre tecnologias utilizadas atualmente e a formação continuada como forma de capacitar novos funcionários e de reciclar os conhecimentos e os treinamentos realizados pelos agentes educacionais da empresa como uma forma de difundir o conhecimento e a experiência da equipe interna.

Um dos projetos internos que tem como objetivo a capacitação de técnicos operacionais e do CMG consiste no Dojo Geotecnia. O dojô é um local de treinamento (Figura 1) que estimula o aumento da capacidade, e a disciplina operacional, e que possuem os recursos necessários para o aprendizado. Seu propósito é capacitar pessoas, por meio de conhecimentos e técnicas, a fim de desenvolver habilidades e comportamentos adequados. No Dojo, são simuladas atividades operacionais que estimulam a aprendizagem, tendo como fundamento a prática da repetição até permitir a retenção do conhecimento, percepção do risco, senso voltado ao 5S ("capacidade de julgamento, distinção do certo e errado") e cumprimento do padrão. o Dojo de Geotecnia é uma iniciativa do Modelo de Gestão da empresa, o qual faz parte do Modelo Integrado de Capacitação Técnica (MICT).

Figura 1 – Ambiente do Dojo de Geotecnia.

2.2 Aprendizagem Informal

O ambiente de trabalho proporciona diversas oportunidades para a aprendizagem informal, destacando-se reuniões técnicas, mentorias, visitas técnicas às estruturas, fóruns de apresentação de projetos, entre outros. Existem também gravações de conteúdo e plataformas de aprendizagem auto-dirigida, que complementa a formação dos funcionários com conteúdo sobre habilidades emocionais e técnicas.

2.3 Difusão e Aplicação do Conhecimento

Ao longo dos anos, o aumento de conhecimento da equipe proporcionou iniciativas dentro do próprio CMG para compartilhamento do conhecimento, destacando-se treinamentos fornecidos pelos engenheiros geotécnicos do CMG aos técnicos e analistas de turno, tais como, treinamento sobre monitoramento sísmico, radares, estação total robótica, InSAR e sessões técnicas internas de estudos de caso das estruturas monitoradas.

A difusão do conhecimento para o público externo, vem sendo realizada por meio de apresentações em visitas técnicas ao CMG de outras empresas de mineração, órgãos reguladores, comunidade, auditorias, empresas de consultoria, entre outros. Outra forma de compartilhamento corresponde à participação em congressos e seminários com a publicação de artigos relacionados a casos de estudos, análises e aplicações do monitoramento geotécnico, sobretudo relacionado à aplicação das novas tecnologias de monitoramento. A Tabela 2 apresenta um resumo dos congressos onde houve a participação da equipe técnica do CMG e a publicação de artigos, totalizando 22 artigos publicados entre 2021 e 2024.

A aplicação e explicitação do conhecimento podem ser observados por meio da própria atuação da equipe nas atividades de rotina, nas reuniões técnicas, apresentações para auditorias e órgãos reguladores, elaboração de relatórios e notas técnicas, análises do monitoramento pelas diversas tecnologias entre outras atividades. De forma a proporcionar a aprendizagem continuada, os funcionários têm o seu desempenho avaliado e recebem *feedback* continuamente.

Tabela 2. Participação em Congressos e Seminários Nacionais e Internacionais entre 2021 e 2024.

Treinamentos - CMG Sul						
Item	**Congresso ou Seminário**	**Ano**	**Local**	**Instrutor / Instituição**	**Participantes**	**Quantidade de artigos publicados**
1	Tailings 2021	2021	On-line	GECAMIN	Geotécnicos CMG	1
2	COBRAMSEG 2022	2022	Campinas, Brasil	ABMS	Geotécnicos CMG	3
3	COBRAE 2022	2022	Porto de Galinhas, Brasil	ABGE	Geotécnicos CMG	3
4	Slope Stability 2022	2022	Arizona, EUA	Universidade do Arizona / LOP	Geotécnicos CMG	1
5	Tailings 2023	2023	Santiago - Chile	GECAMIN	Geotécnicos CMG	5
6	Slope Stability 2022	2022	Arizona, EUA	Universidade do Arizona / LOP	Geotécnicos CMG	1
7	XXXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens	2023	Foz do Iguaçu - Brasil	CBDB	Geotécnicos e analistas CMG	4
8	Slope Stability in Mining 2023	2023	Perth, Australia	ACG	Geotécnicos e analistas CMG	1
9	Slope Stability 2024	2024	Belo Horizonte, Brasil	ABMS	Geotécnicos e analistas CMG	3
					Total de artigos	**22**

3 MÉTODO APLICADO PARA A CAPACITAÇÃO DAS EQUIPES DO CMG SUL

A construção de um centro de monitoramento geotécnico com atuação remota foi uma atividade completamente nova para a área de geotecnia da empresa, com operação 24h por dia e com revezamento de turnos. Os profissionais selecionados para atuarem na sala, foram escolhidos em processos internos e apresentavam, na época da inauguração do centro, pouca experiencia em geotecnia. A capacitação foi realizada ao longo da estruturação da área. Para isso, foram ministrados treinamentos iniciais e, posteriormente, foram aplicadas as metodologias de diagnóstico, em busca de melhor adequação e desenvolvimento promovido por ações administrativas e treinamentos, tal como apresentado na Tabela 1. A seguir, serão apresentados os passos que foram implementados para diagnosticar oportunidades de melhoria e capacitação da equipe própria, excluindo-se as equipes terceiras dos fornecedores das tecnologias de radar terrestre e ETR.

3.1 Diagnóstico de Capacidades Técnicas e Emocionais

O diagnóstico de capacidades técnicas foi realizado por meio da elaboração e aplicação de questionário técnico para avaliar o conhecimento da equipe de monitoramento geotécnico. Para garantir a qualidade do diagnóstico, foi reunido um grupo de profissionais especializados em geotecnia, cada um com conhecimento e experiência em áreas específicas. As etapas desse processo serão apresentadas a seguir:

3.1.1 Elaboração dos Questionários

Os formulários criados abordaram os itens apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Tópicos Abordados nos Questionários.

Tópico	**Tecnologias**
Monitoramento de Deformações	Estação total robótica, inclinômetro e radar interferométrico (terrestre e satelital)
Instrumentação Convencional	Piezômetros, medidores de nível de água, medidores de vazão e sensores ultrassônicos
Monitoramento de Vibrações	Microssísmica, sismógrafo de engenharia
Detecção de Colapso	Radares doppler, tiltímetros
Sistema de Acionamento de Sirenes	Sistema Vektra

3.1.2 Aplicação dos Questionários e Realização de Treinamentos

A aplicação dos questionários teve como premissas a comunicação transparente, a confidencialidade das respostas e a realização de treinamentos, em caso de desempenho insatisfatório, tal como descrito a seguir:

- Foi realizada a comunicação transparente com a equipe, explicando o propósito dos questionários e a sua importância. Além disso, como premissa, as respostas seriam confidenciais para incentivar a participação mais fidedigna;
- Os questionários foram distribuídos e as respostas coletadas de forma organizada, por meio de formulários digitais, os quais permitiram fácil consolidação dos resultados; e
- Treinamentos para desempenho insatisfatório: treinamentos específicos foram oferecidos aos membros da equipe que obtiveram desempenho insatisfatório, reforçando os pontos de melhoria identificados nos questionários.

3.1.3 Apresentação dos Resultados do Diagnóstico Técnico

Os primeiros treinamentos foram ministrados durante o ano de 2019, e desde então a equipe foi capacitada ao longo dos anos. Em 2022, foi realizado o primeiro diagnóstico de competências, sendo que as duas primeiras

avaliações realizadas foram autoavaliações e, em 2024, foi realizada um avaliação por profissional qualificado. Por meio de testes práticos de conhecimento foram obtidos novos resultados.

Os resultados foram compilados e apresentados em um painel do Power BI, com acesso restrito à liderança, permitindo análises detalhadas e tomadas de decisão embasadas. Os dados obtidos orientaram programas de treinamento e aprimoramento contínuo, contribuindo para a segurança e eficácia das estruturas monitoradas. A Figura 2 exemplifica o resultado do diagnóstico geral das principais competencias, sendo a métrica variando da nota 0 e 4.

Figura 2. Resultado do Primeiro Diagnóstico Realizado.

Ao se analisar cada competência, foram geradas ações de desenvolvimento, baseadas nos resultados das autoavaliações, e novos treinamentos ocorreram ao longo dos anos. Para exemplificar, serão apresentados os resultados do diagnóstico de conhecimento em monitoramento com Estação Total Robótica – ETR, para demonstrar a evolução da equipe ao longo do tempo.

Para avaliar o conhecimento nessa tecnologia, foram aplicados três diagnósticos: os dois primeiros em 2022, por meio de autoavaliação. Cabe ressaltar que houve um intervalo na aplicação dos dois diagnósticos, em que foi realizado treinamento sobre monitoamento por ETR, resultando em um aumento da pontuação do conhecimento de cada profissional. Houve outros treinamentos durante o ano de 2023 com o objetivo de aumentar a exposição da equipe na operação do equipamento e interpretação dos dados.

Em 2024, foi realizado diagnóstico por meio de teste prático, conduzido por especialista no assunto. Nesse caso, observou-se uma queda no resultado de alguns membros da equipe. O teste prático também gerou ações de reciclagem e treinamento e um novo teste será realizado após conclusão das ações. A Figura 3 apresenta o gráfico com os resultados do diagnóstico ao longo dos anos, sendo a escala de pontuação mínima 0 e a máxima 4.

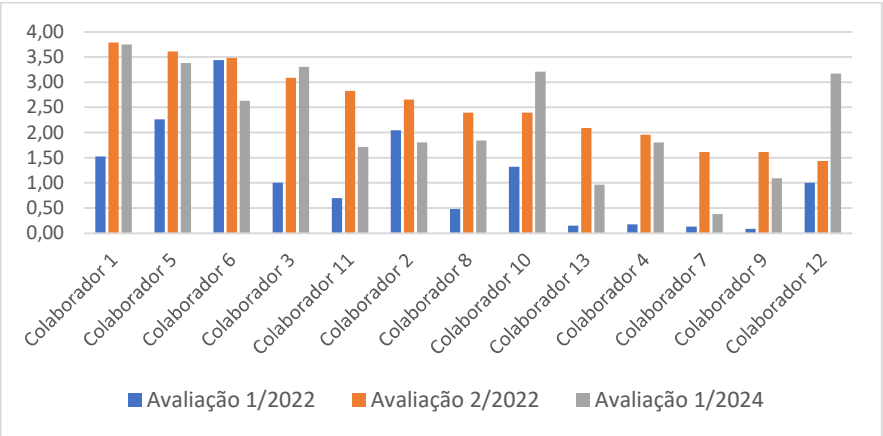


Figura 3. Resultado dos Diagnóticos de Aprendizagem - ETR.

A verificação de aptidão emocional dos empregados também foi realizada, por meio da contratação de uma empresa especialista em RH e Psicologia. Houve o alinhamento do perfil mais adequado para as atividades do CMG e a descrição das atividades a serem realizadas. Os testes aplicados mostraram a capacidade de suporte emocional de cada indivíduo para lidar com situações de crise e seu alinhamento ao perfil desejado. Esse diagnóstico permitiu o direcionamento das ações de desenvolvimento e definição, para cada tipo de atividade, do profissional mais adequado para atuação no centro de monitoramento.

3.2 Acompanhamento e Check de Padrões

Para testar a efetividade da operação do centro de monitoramento, além dos simulados internos, foi formalizado, via procedimento operacional, a obrigatoriedade de realização de *checks* de padrões, conduzido por profissional sênior ou liderança. Esse processo busca identificar pontos de melhoria ou possíveis necessidades de reciclagem.

Desta forma, foram construídos formulários com perguntas e itens que direcionam em cada displina a ser avaliada o que deve ser checado. Os formulários foram elaborados de forma digital e são preenchidos durante a rotina de checagem com apoio de um *tablet*. A utilização do meio tecnológico facilita a consolidação de informações e a construção de planos de ação. As ações provenientes dos *checks* são acompanhadas em rotina da liderança e registradas em sistema de gestão da empresa.

O resultado da rotina do *check* de padrões foi transformado em indicador sendo a sua efetividade apresentada em âmbito gerencial. Após o início da aplicação dessa metodologia em 2020, até o ano de 2023, foram capturadas 42 ações resultando em treinamento de equipe, reciclagem e revisão de procedimento operacional.

3.3 Simulados para Situações de Emergência

A gestão da segurança e da emergência de barragens é crucial devido aos riscos associados à ruptura dessas estruturas. Nesse contexto, os exercícios simulados são valiosos para treinar as equipes de monitoramento. No CMG foi implementado um plano de exercícios simulados.

Esse plano prepara os colaboradores para lidar com situações críticas durante emergências. Os exercícios simulam cenários próximos à realidade, envolvendo sistemas internos na sala, acionamentos de sirenes e ligações para agentes do Plano de Ação de Emergência de Barragem de Mineração (PAEBM). A seguir, apresentam-se as etapas de implantação dos simulados:

- Planejamento: desenvolvimento de cenários realistas de ruptura de barragens;
- Presença de um líder ou designado para observar as ações tomadas durante o exercício;
- Realização de anotações dos pontos fortes e de melhoria;
- Simulação controlada e participação ativa dos operadores e equipes de monitoramento;
- Avaliação pós-simulação com análise das ações tomadas, identificação de pontos de melhoria e *feedback* construtivo.
- Desenvolvimento de ações específicas para abordar os pontos de melhoria;
- Monitoramento contínuo para avaliar o progresso.

Após o início da aplicação de simulados internos no CMG, notou-se uma melhora significativa na confiança e familiaridade com situações de crise por parte dos operadores. Além disso, diversas oportunidades de melhoria foram capturadas e implementadas após os exercícios realizados, como também, foram percebidos bons resultados nos processos de auditoria realizados pela empresa, onde provou-se possuir um processo maduro dado ao número reduzido de recomendações e elogios por parte dos auditores.

4 CONCLUSÕES

O artigo apresentou um estudo de caso, baseado nas iniciativas relacionadas à capacitação em monitoramento geotécnico, realizadas no centro de monitoramento geotécnico de uma empresa mineradora. Foram abordadas as formas de aprendizagem formal e informal que contribuem para o desenvolvimento de

uma cultura de aprendizagem ao longo da vida.

Além disso, foram descritas as etapas de diagnóstico, treinamentos e avaliações das equipes do CMG, utilizados para possibilitar uma maior qualidade na interpretação dos dados de monitoramento por diferentes tecnologias e a assertividade na tomada de decisão. Observou-se um ganho em termos de conhecimento na equipe, o que foi refletido nos resultados de testes práticos que avaliaram o desempenho no dia a dia do monitoramento. A efetividade da operação do CMG é avaliada de forma contínua por meio de checks de padrão e diagnóstico de competências. Por meio de processos de melhoria contínua, os métodos utilizados para a capacitação da equipe são aprimorados em cada ciclo de avaliação.

Finalmente, mostrou-se no estudo de caso, as etapas para condução dos simulados para situações de emergência em barragens, que além de ser uma forma de avaliação da equipe, contribui para a melhoria do processo e segurança das comunidades a jusante das barragens da companhia.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Vale S.A. e ao Centro de Monitoramento Geotécnico Sul pelo apoio na publicação desse artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Le Houx, K.A.; Jung, J.; Greer, S. e Crofts, N. (2022). Geotechnical practitioner skills assessments. A case study in evaluation and data use for targeted upskilling. Slope Stability 2022, Tucson, Arizona, EUA.

Heaven, C. (2024). Developing and implementing a training program for geotechnical technicians in mining operations. Slope Stability 2024, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

Schlochauer, C. (2021). Lifelong learners – o poder do aprendizado contínuo: Aprenda a aprender e mantenha-se relevante em um mundo repleto de mudanças. Gente Editora, 1ª Edição, São Paulo, Brasil, 256 p.

SEBRAE (2024). O que é Lifelong Learning. Disponível em: https://www.sebrae-sc.com.br/blog/o-que-e-lifelong-learning. Acesso em: 05 jul. 2024.

UNESCO (2010). Relatório Global sobre Aprendizagem e Educação de Adultos. Brasília, Brasil, 156 p.

VALE (2024). Guia de Aprendizagem Informal. Aprendizagem além do treinamento: manual prático de aprendizagem informal. Documentação interna, Valer Aprendendo Juntos, 51 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/128

Diálogo Geotécnico Entre um Engenheiro, uma Engenheira e uma Cidadã

José Camapum de Carvalho
Pesquisador Colaborador na Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, camapumdecarvalho@gmail.com

Ana Patrícia Nunes Bandeira
Professora Associada, Universidade Federal do Cariri, Juazeiro do Norte-CE, Brasil. ana.bandeira@ufca.edu.br

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha
Professora Associada, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, marciamascarenha@ufg.br

RESUMO: O artigo se volta para o tema Educação em GeoEngenharia. Ele foi escrito em forma de diálogo fazendo uso de poemas como expressão artística para abordar temas geotécnicos objeto do COBRAMSEG 2024. O artigo busca expressar conteúdos técnico-científicos de forma abrangente e abrindo espaço para reflexões. Nele são discutidos os temas: Educação; Estabilidade de Taludes e Contenções; Fundações; Geotecnia Ambiental; Geotecnia de Mineração; Pavimentos, Túneis e Escavações Subterrâneas em Solo; Solos Não Saturados. A ideia é contribuir para a socialização da Engenharia Geotécnica no que concerne aos temas tratados por meio de discussões travadas entre uma Engenheira, um Engenheiro e uma Cidadã fazendo uso da expressão artística em forma de poemas. Chama-se a atenção neste artigo para questões como: importância da popularização da ciência e a necessidade de promover a educação em todos os níveis de escolaridade; necessidade de entender o comportamento do solo não saturado em projetos geotécnicos; a possibilidade de ineficiência ao se estabilizar solos sem considerar a condição de campo em que será usado; os riscos ambientais e geotécnicos oriundos de deficiências nos estudos, projetos e execução das obras. Destaca-se que nas considerações finais a Cidadã chama a atenção para a relevância da educação situando os poemas como meio de comunicação.

PALAVRAS-CHAVE: Educação, Conhecimento, Observação, Reflexão, Engenhosidade.

ABSTRACT: The paper focuses on GeoEngineering Education. It was written in the form of a dialog, using poems as an artistic expression to address geotechnical issues that are the subject of COBRAMSEG 2024. The article express technical-scientific content in a comprehensive way,allowing the reflection. Were chosen to discuss the following topics: Education; Slope Stability ; Foundations; Environmental Geotechnics; Mining Geotechnics; Pavements, Tunnels and Underground Excavations in Soil; Unsaturated Soils. The idea is to contribute to the socialization of Geotechnical Engineering in the topics covered in this article through discussions between an male Engineer, an female Engineer and a Citizen using artistic expression in the form of poems. This article draws attention to issues such as: importance of popularizing science and the need to promote education at all levels of schooling; the need to understand the behaviour of unsaturated soil in geotechnical projects; the inefficiency when stabilizing soils without considering the field conditions in which they will be used; the environmental and geotechnical risks arising from deficiencies in studies, projects and the execution of works. It should be noted that in her final remarks, the Citizen draws attention to the importance of education, situating poems as a means of communication.

KEYWORDS: Education, Knowledge, Observation, Reflection, Ingeniouness.

1 INTRODUÇÃO

Engenheiro:

Para começar nossa conversa iniciemos por nossas apresentações,

Eu sou um Engenheiro Civil trabalhando em prol das populações,
Atuo buscando a melhoria da qualidade de vida das pessoas, a segurança,
Os problemas são tantos, mas não podemos perder a esperança.
Esperançoso, ouvir a engenheira me veio à lembrança.

Engenheira:

Sou Engenheira Ambiental, agradeço a oportunidade de aqui falar,
O nobre colega engenheiro ao falar em segurança chegou a me provocar,
Vendo o noticiário, percebe-se problemas ambientais em diferentes regiões.
Em algumas tem-se encostas que se rompem,
Em outras estão as inundações,
Aqui na região são várias as erosões,
Mas quero conhecer a Cidadã, pois certamente me trará belas recordações.

Cidadã:

Eu sou como muitos e muitas uma simples Cidadã,
Envolta em problemas buscando soluções.
Preciso é resolver os problemas do hoje e evitar o do amanhã.
Vejo nas Engenharias, grandes possibilidades,
Mas com deficiências na educação não se mudará a realidade.

Engenheiro:

Gratidão à Engenheira,
Gratidão à Cidadã.
Já se pode notar das apresentações que este debate será virtuoso,
Apontando problemas e por soluções me deixando esperançoso.
Que inicie a Cidadã a expor o que quer discutir nesta manhã.

Cidadã:

Os temas tratados no COBRAMSEG 2024 são todos do interesse da sociedade.
Mas gostaria de começar falando sobre o tema Educação por atingir todas as idades.
As vias por onde passo têm buracos, por vezes secos e por vezes em plena saturação,
Isso me leva a propor os temas Solos Não Saturados e Pavimentação.
São estes os que proponho, mas dos demais participarei da discussão.

Engenheira:

A Engenharia ambiental por todos os temas do COBRAMSEG2024 perpassa.
Alguns menos, outros com maior intensidade,
Proponho de início o tema Geotecnia Ambiental,
Com as rupturas de encostas, falarmos de Estabilidade de Taludes é fundamental,
Dada a relevância, proponho ainda o tema Geotecnia de Mineração.
Vamos ouvir o que propõe o Engenheiro, ouvir um colega me toca o emocional.

Engenheiro:

Apesar da relevância não temos espaço para falar sobre todos os temas.
Trataremos dos aplicados ficando para outra ocasião os mais básicos, sem dilemas.
Nesse âmbito sugiro de início o tema Fundações,
Em seguida, nos solos a execução de Túneis e Escavações.
Esses são então os temas a serem tratados em nossas conversações.
Finalizando esta introdução, lembro aqui os seguintes versos da Cidadã:
Nós cidadãos ficamos à mercê,
Confiantes em quem deveria dominar o saber,
Engenheira, engenheiro, você.

2 EDUCAÇÃO

Engenheiro:

Educação é um tema que de todos chama a atenção.
Alguns por saberem ler e escrever se dizem educados,
Outros dizem que para ser educado faz-se necessário ser graduado.
Outros ainda, para tal, se valem de mestrado e mesmo de doutorado.
Mas tudo isso, apesar de importante, não é o mais relevante.
A pessoa educada é para a vida bem-preparada.
Ela construiu em seu íntimo o respeito humano e socioambiental, e mantem-se intimamente inspirada.
Sem que muitas vezes saiba ler ou escrever,
A consciência construída é no fundo o grande saber.

Engenheira:

Na área ambiental a educação ampla é fundamental,
Ela deve alcançar todos os níveis de escolaridade,
Não importando classe social e nem idade.
Quando o tema é ciência, torna-se relevante a sua popularização;
Adaptando a linguagem e levando a todos a formação.
Na área ambiental sugere-se visitar o site:
www.geotecnia.unb.br, Produção Acadêmica, Livros.
Nele está disponível material didático para crianças, adultos e profissionais e que merecem ser lidos.

Cidadã:

Para a evolução íntima das pessoas o ponto de partida é a educação.
Poucas oportunidades escolares eu tive em minha infância e adolescência,
As pessoas, no entanto, me consideram uma pessoa educada, com formação.
Mas o que eu sei e observo nas relações humanas, sociais e com o meio ambiente,
Procede de uma vida humilde e um respeito consciente.
Respeito ao eu, ao outro, à vida, ao ambiente, e àquele que é diferente.
Como Cidadã os convoco a trabalharem abraçando e protegendo a todos por meio da educação.
Esclareço que nós pessoas comuns ficamos à mercê,
Confiantes em quem deveria dominar o saber,
Além das diversas outras formações, a engenheira, o engenheiro, você.

3 SOLOS NÃO SATURADOS

Cidadã:

Ao perfurar um poço para consumo onde moro, notei que o nível da água pode estar muito profundo.
Isso para fazer a fossa e sumidouro das águas servidas me deixou tranquila.
Mas nem tanto, pois notei, olhando para o poço, que aquela água servida pode ir fundo.
Além do que, minha casa com base não tão profunda, pode pelas águas ser atingida.
Me preocupou menos supor que nesse solo não ocorrerá encharcamento.
Mas me digam o Engenheiro e/ou Engenheira, faz sentido ou não esse meu pensamento?

Engenheira:

Vou me ater a questões ambientais.
Provavelmente a água do poço ao receber fluidos oriundos do sumidouro será contaminada.
É preciso ainda lembrar que no solo estão presentes muitos seres vivos que não conseguimos ver.
Alguns são adaptados a meios ácidos, outro aos básicos,
Alguns ainda vivem em meio saturado, os anaeróbicos,
Outros em meio não saturado, os aeróbicos,
Logo, uns morrerão, outros surgirão,
E daí para a saúde pode surgir um problemão,
Fique o solo saturado ou não.

Engenheiro:

Atento fiquei a todas as falas,
Vou agora comentar problemas ligados aos solos não saturados que com frequência me entalam,
Mas antes vamos ao entendimento, entendimento de que tanto falam.
Os solos não saturados apresentam comportamento controlado pela sucção.
A sucção pode ser entendida como uma tensão atuando internamente entre os grãos,
Ela depende da quantidade, qualidade e temperatura da água presente no solo.
Esclareço que da temperatura pouco se fala, mas Collantes em 2022 mostrou sua relevância.
Ao aumentar a quantidade de água diminui-se a sucção matricial e por consequência a resistência do solo.
Se á água for contaminada altera-se também a sucção osmótica.
Logo a preocupação da cidadã com sua casa merece análise, não ficando o entendimento nesta instância.
Os solos brasileiros apresentam o manto superior quase sempre não saturado,
Para minimizar os riscos, a engenharia, geralmente, o considera como saturado.
Mas engenheiros e engenheiras, é preciso o despertar da engenhosidade,
Saturado ou não o solo, a engenharia com base no conhecimento, observação e reflexão terá a solução.
Cita-se aqui o artigo publicado em 2021 por Camapum de Carvalho e Gitirana Jr., ele ajuda na compreensão.

4 PAVIMENTAÇÃO

Cidadã:

Lembrando das ruas e estradas por onde passo, achei por bem sugerir o tema Pavimentação.
Além de amplo, envolve tantos saberes que se torna apropriado à discussão.
Para tantos buracos e falta de manutenção,
À Engenheira e ao Engenheiro não faltarão explicações,
Por enquanto eu simples Cidadã, fico com minhas interrogações.

Engenheira:

Como fui citada primeiro,
Para o colega Engenheiro vou limpando o terreiro.
Quase sempre os problemas são oriundos de deficiência nos estudos e projeto.
Má execução da obra pode também ocorrer.
Muitos problemas poderiam, no entanto, serem evitados,
Se trabalhos de manutenção preventiva fossem realizados.
Algo comum na deterioração de estradas,
Termina sendo o uso de cargas por eixo exageradas.
Torna-se então importante a fiscalização,
Sendo que a maior delas reside na consciência construída por meio da educação.

Engenheiro:

Para finalizar sobre o tema questões técnicas vou abordar,
Os solos tropicais agregados requerem cuidado quando se vai usar,
Por vezes ensaios inadequados revelam solos inapropriados,
E a saída dizem alguns, é o uso da cal ou cimento na estabilização.
Faz-se então no laboratório estudos que com o campo não possuem elo de ligação.
Estudos realizados por Ayala em 2020, mostraram que no campo é outra a situação,
Atuando ciclos de variação na sucção parte da química sai em migração,
Fazendo esfalecer a pretendida estabilização.
Outros problemas nos estudos, projeto, execução e manutenção estão a ocorrer,
Fazendo-se necessários ajustes e mudanças e para isso, basta a liberdade profissional exercer.

5 GEOTECNIA AMBIENTAL

Engenheira:

Inicio com versos que escrevi e me vieram à memória:
Barragens, quais são?

Se convencionais,
Problemas em estudos e projetos as tornam anormais,
Se de mineração,
Requer muito cuidado, pois,
Rupturas fazem doer o coração.
Embora não transpareça, com a Geotecnia Ambiental tais versos guardam relação.
Os projetos e execução de barragens requerem um olhar ambiental,
Olhar ainda mais amplo requer as de mineração.

Engenheiro:

É indiscutível, o alcance da Geotecnia Ambiental na prática da Engenharia é amplo,
Tem-se nela aspecto técnicos a considerar,
Cabendo lembrar que na qualidade de vida problemas ambientais estão a impactar.
Nos estudos, projetos e execução de obras faz-se necessária atenção,
Impactos ambientais, com trabalhos inadequados ocorrerão.

Cidadã:

Espera-se com as obras melhoria na qualidade de vida da população,
Mas, por vezes em lugar de felicidade elas trazem aflição.
Minha experiência de Vida nos diz que o ponto de partida é a educação.
Um engenheiro e uma engenheira educados,
Na educação receberam o recado.
Executar bem os trabalhos, evita problemas e traz satisfação.

Engenheira:

Finalizando esse tema que propus,
O que eu ouvi à reflexão me induz,
Nós engenheiros(as) devemos observar o que o meio ambiente retratava no ontem,
Com tais observações e outras considerações trabalhar o projeto e obra no hoje,
Vislumbrando no amanhã equilíbrio e luz.

6 ESTABILIDADE DE TALUDES E CONTENÇÕES

Cidadã:

Por onde passo, com frequência fico assustada.
São encostas que romperam deixando pessoas e animais soterrados,
Taludes de estradas que desabaram ficando o trânsito parado,
Me pergunto então, por que tais situações não são evitadas?

Engenheira:

Geralmente se atribui o problema ao excesso de chuva,
Mas, como ela não consegue se defender, fica com ela mesma a culpa.
Então, a única coisa a fazer, é procurar os problemas resolver,
Mas as razões devem-se buscar entender.
Em uma rodovia, um maciço cortado passará com o tempo por transformações.
Sendo indispensável ao entendimento e solução:
Conhecimento, observação, reflexão e a engenharia em ação.
Com o corte, mudou-se antropicamente as condições de drenagem,
E alterações ocorrerão entre os períodos de chuva e estiagem,
Sendo importante conhecer essas alterações com o clima,
Conforme estudos realizados em 2003 por Marisaides Cruz Lima ao tratar do tema erosões.

Engenheiro:

Cabe para iniciar a minha fala, citar o texto a seguir publicado em 2022 e 2023:
Estabilidade de encostas e contenções: Diálogo entre o Homem e a Natureza.

O texto indica que muitas rupturas de encostas e problemas em contenções,
São elas fruto de falhas nos estudos, e ocupações inadequadas pelas populações.
Predominam no Brasil os perfis de solos pelo clima profundamente intemperizados.
As propriedades e comportamentos destes solos são distintos daqueles dos solos sedimentares.
Ao estudar e analisar tais solos, aos engenheiros (as) cabe maior atenção,
Limitar-se aos ensinamentos clássicos será quase sempre um problemão.

Cidadã:

Pelo que pude notar das discussões,
A estabilidade de taludes, encostas e contenções,
Não carece de novos conhecimentos, mas de usar os apropriados existentes.
Libertar-se das amarras impostas pela tradição é algo inteligente,
Traz luz ao entendimento, abrilhanta na engenharia as realizações.
Vamos agora conversar um pouco sobre Geotecnia de Mineração.

7 GEOTECNIA DE MINERAÇÃO

Engenheiro:

Geotecnia de Mineração se tornou um tema em distinção,
Aspectos econômicos são os mais lembrados,
No entanto, vários são os problemas ambientais e riscos para a população.
Rupturas de barragens de rejeito ceifaram vidas,
Até o presente, muitas famílias continuam entristecidas.
Guarida só encontram as rupturas,
Em deficiências nos estudos e falta de previsão daquilo que estava por ocorrer.
Hoje os estudos se intensificaram,
As discussões e análises se ampliaram.
Diretrizes eficientes na condução, espera-se, irão logo acontecer.

Engenheira:

Com o meio ambiente a mineração guarda intensa relação,
As questões ambientais já surgem na exploração,
Elas se estendem aos depósitos do rejeito em áreas de estocagem.

Cidadã:

Acidentes tem ocorrido,
Gerando pânico, mortes e muitos feridos.
Necessário é não só seguir a legislação,
Ela é incapaz de definir os riscos de cada situação.

Engenheira:

Verdade é a percepção da Cidadã,
Faz-se necessário aprofundar os estudos e pesquisas que levem a entendimentos.
Entendimento de situações diversas evitando mais sofrimentos.
Oportuno é o momento para discutir o tema Geotecnia de Mineração,
Trata-lo neste evento é um incentivo a estudos, pesquisas e reflexão.

8 FUNDAÇÕES

Engenheiro:

Embora com frequência presente e tendo seu efeito,
Fundações é uma obra imperceptível aos olhos das pessoas,
Mesmo em uma obra viária lá ela está compondo o subleito.
Se bem ou mal projetada e executada seus reflexos aparecem,

Seja na beleza, segurança e conforto de uma edificação,
Seja gerando problemas que muito aborrecem.
Por tais motivos é importante que se trabalhe em prol de sua perfeição.
Isso enobrece a engenharia e carrega consigo a satisfação.

Engenheira:

Cabe destacar que embora invisível aos olhos,
Ela interfere no meio ambiente,
Disso é importante que nós profissionais estejamos cientes.
Um impacto pouco notado se dá nas fundações profundas,
Quando atingem e penetram na zona saturada,
Em locais com fluxo, represam a água, erguem o lençol freático,
Afetando muitas vezes a capacidade de carga das fundações de edificações já existentes,
E isso sem falar nas intervenções no meio ambiente.

Cidadã:

É verdade que ao transitar por ruas, avenidas, cidades,
Ao olhar para calçadas, ruas, edificações, saber o que as suporta nunca despertou minha curiosidade.
Por vezes fico assustada, com tantos problemas em estradas e com edifícios e pontes que desabam,
Mas agora eu sei, que pelo sucesso e insucesso das obras da Engenharia é a responsabilidade.
É evidente, nãos podemos esquecer de problemas gerados por terremotos e outras casualidades.

9 TUNEIS E ESCAVAÇÕES EM SOLOS

Cidadã:

Nós cidadãos comuns, raramente passamos por um túnel,
E outros existem com finalidades distintas tornando-se ainda mais imperceptíveis.
Agora, por exemplo, estão construindo em Brasília, tuneis como galerias de águas pluviais.
Em rochas deve ser difícil escavar,
Em solos fico com medo de tudo desabar.

Engenheira:

Embora de difícil visualização,
Os túneis também afetam o meio ambiente.
São estados de tensões que se alteram,
Condições de fluxo hídrico em meio saturado ou não que se modificam.

Engenheiro:

Me desculpe a colega engenheira pela interrupção,
Mas quando falou de estado de tensões e fluxo hídrico,
Me veio a memória uma situação.
A da abertura do túnel de metrô em Brasília que em algumas obras gerou deformações.
Mas outra situação mostra que o engenheiro deve trabalhar o senso de observação.
No final da Asa Sul em Brasília, ao escavar a passagem de um viaduto, ocorreu recalque em uma edificação.
As análises iniciais não sinalizavam para problemas oriundos da construção do viaduto.
Observando melhor a situação, verificou-se que ao lado, conduzindo o esgoto passava um duto.
Duto que com a construção do viaduto passou a vazar.
Mesmo não afetando a umidade junto as fundações do edifício, o pH se pôs a aumentar.
O solo local era um solo tropical contendo agregações,
O aumento do pH gerou solubilização dos óxi-hidróxidos de ferro e alumínio gerando instabilizações.
Portanto, ao engenheiro não basta o conhecimento,
Faz-se necessário da situação o entendimento,
Entendimento que requer além do conhecimento, observação e reflexão, para melhor discernimento.

Engenheira:

Colega Engenheiro, não há de que se desculpar, seus exemplos foram enriquecedores.
Eles me reaviaram na memória tempos anteriores.
O exemplo que trago agora, mostra que na engenharia é importante considerar o espaço e o tempo.
A questão da espacialidade foi tratada no exemplo referindo ao vazamento no duto de esgoto.
Em relação à temporalidade, falo agora sobre um viaduto que ao ser construído trouxe algum desgosto.
No local da obra foram feitas sondagens no período de seca que não revelaram presença de lençol freático.
Concluída a estrutura do viaduto no período chuvoso deu-se início a escavação para passagem dos veículos.
Com o fluxo de origem hidrogeológica tinha surgido o nível freático.
A situação obrigou à construção de um túnel de drenagem.
Os exemplos mostram a importância de se considerar a espacialidade e a temporalidade na Geotecnia.
Não as considerar pode gerar altos custos econômicos e muita agonia.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Engenheira:

Nossa conversa foi de uma riqueza sem igual e sem restrições,
Mesmo não tratando de todos os temas do COBRAMSEG 2024 nesse texto,
As discussões foram mantidas em seu contexto.
Gratidão à Cidadã e ao Engenheiro, por tratar dos temas com tanto apreço,
A você leitor(a), esperançosa de bom proveito, desde já agradeço.

Cidadã:

Muito aprendi, eu leiga nos assuntos, nesse nosso diálogo.
Ele mostrou que na educação mora a solução,
O que parece difícil, por meio de poemas nos traz compreensão.
Alguns infelizmente pensarão, que com essa linguagem falta algo,
Mas confesso, foi um aprendizado e que a ideia muito me alegrou, e pela iniciativa só tenho gratidão

Engenheiro:

Ser o último a falar me enche de responsabilidade e satisfação,
Satisfação por concluir, que os poemas mudaram a minha visão,
Me aproximou da Cidadã, me fez refletir com maior profundidade sobre a relevância de minha profissão.
Profissão que requer conhecimento, observação, reflexão e decisão.
Mas não esqueçamos que o conhecimento está em evolução contribuindo para melhores entendimentos.
É uma pena, mas preciso me despedir, e deixo às colegas e leitores(as) o meu mais profundo agradecimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ayala, R. J. L. (2020). *Melhoria de solos com fibras provenientes da indústria avícola*. Brasília: Tese de Doutorado em Geotecnia, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 300 p.

Camapum de Carvalho, J.; Gitirana Jr, G. P. N. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. *Soils and Rocks*, v. 44 (3), p. 1-25. DOI: 10.28927/SR.2021.068121. www.soilsandrocks.com

Camapum de Carvalho, J.; (2023). Estabilidade de encostas e contenções: Diálogo entre o Homem e a Natureza. In: Camapum de Carvalho, J. (Org.). *Diálogos Geotécnicos: Convite à Reflexão*. 2ª ed., cap. 5, p. 121-136. ISBN 978-65-00-62301-7

Collantes, R. C. P**.** (2022). *Influência da temperatura na sucção e comportamento mecânico dos solos tropicais compactados*. Brasília: Tese de Doutorado em Geotecnia, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 177 p.

Lima, M. C. (2003). *Degradação físico-química e mineralógica de maciços junto às voçorocas*. Brasília: Tese de Doutorado em Geotecnia, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 336 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/129

Dimensionamento de Estruturas de Contenção Ancoradas e Capacidade de Carga dos Tirantes: Uma Revisão de Artigos Publicados entre 2012-2022

Thays Car Feliciano de Oliveira
Eng.ª Civil Mestre em Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, thayscarf@gmail.com

Thiago Bomjardim Porto
Docente Doutor em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, thiagoportoeng@gmail.com

RESUMO: Verificam-se na literatura oportunidades para pesquisas envolvendo contenções atirantadas e o estudo específico dos tirantes, no entanto pouco exploradas e difundidas no Brasil. Desta forma, o objetivo deste trabalho foi a realização de uma revisão sistemática da literatura considerando um período de 10 anos (entre 2012 e 2022), por meio de uma adaptação do método ProKnow-C, para obtenção de uma visão mais crítica e abrangente do assunto, bem como identificação de lacunas. O procedimento de revisão sistemática foi realizado em três etapas principais: (1) seleção dos artigos mais relevantes sobre a temática, que constituirão o denominado portfólio; (2) análise bibliométrica; e, (3) análise sistêmica do referido portfólio. Ao todo, após a busca foram selecionados treze artigos de maior relevância. As análises bibliométricas indicaram que os periódicos mais relevantes para a linha de pesquisa em contenções ancoradas são o *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* e *Computers and Geotechnics*. Ademais, verificou-se destaque para os trabalhos de origem do continente asiático. Quanto aos temas pesquisados, observou-se técnicas de dimensionamento promissoras para as contenções como a análise inversa, o uso de rotinas computacionais associadas a métodos numéricos para otimização de projetos e a aplicação de inteligência artificial. Na linha de capacidade de carga de tirantes, observou-se uma tendência para a aplicação de funções de transferência de carga. Ao longo da investigação, verificou-se uma linha de pesquisa promissora para futuros trabalhos, relacionada com as perdas das forças de protensão em tirantes ao longo do tempo, principalmente associadas ao fenômeno de corrosão. O método utilizado mostrou-se uma ferramenta valiosa para estruturação de pesquisas científicas.

PALAVRAS-CHAVE: Cortinas Atirantadas, Revisão Sistemática, Projetos, Estruturas de Contenção.

ABSTRACT: Research opportunities involving anchored retaining structures and, specifically, grouted anchors are identified through literature, however they are little explored and widespread in Brazil. Therefore, this work aimed a systematic review of the literature considering a period of 10 years (2012 – 2022), through an adaptation of ProKnow-C method, in order to obtain a critical and comprehensive view of the subject, as well as to identify gaps. The systematic review procedure was carried out in three main stages: (1) selection of the most relevant articles on the topic, which will constitute the so-called portfolio; (2) bibliometric analysis and (3) systemic analysis of the aforementioned portfolio. In total, after the search, thirteen most relevant articles were selected. Bibliometric analyzes indicated that the most relevant journals for the anchored retaining structures area are the *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* and *Computers and Geotechnics*. Furthermore, there was emphasis on works originating from the Asian continent. Regarding the research topis, promising design techniques for anchored retaining walls were observed, such as reverse analysis, the use of computational routines associated with numerical methods for optimization and artificial intelligence. Concerning pullout capacity of grouted anchors, a tendency towards load transfer functions was observed. Throughout the research, a promising research area was identified, related to anchors prestress loss over time. mainly associated with the corrosion phenomenon. The method used proved to be a valuable tool for structuring scientific research.

KEYWORDS: Tieback walls, Systematic Review, Designs, Retaining Structures.

1 INTRODUÇÃO

O uso de tirantes (ancoragens ativas) em obras de contenção é crescente, tanto para fins permanentes, em estabilização de encostas e taludes rodoviários, como para fins provisórios, nas escavações de subsolos urbanos (DIAS et al., 2021; SHEN et al., 2021). Apesar disto, o acervo bibliográfico nacional carece de maiores pesquisas acerca do comportamento das estruturas atirantadas, classificadas como estruturas flexíveis, pois seu comportamento é de difícil previsão (GERSCOVICH et al., 2016).

Ademais, outro aspecto que pode ser mais explorado se trata da capacidade de carga dos tirantes, pois a técnica executiva evoluiu significativamente desde sua origem, no entanto houve pouco avanço nas metodologias de cálculo de capacidade de carga (LIU et al., 2017). Ainda, no contexto nacional o tema da capacidade de carga de tirantes é relevante, visto que o Brasil se trata de um país amplo e, consequentemente, com expressiva variabilidade geológico-geotécnica. Portanto para diferentes contextos geológicos, podem haver diferenças no método mais adequado.

Uma possibilidade para estudos preliminares e definição de lacunas de pesquisa na área de contenções atirantadas são as revisões sistemáticas da literatura, que vem se difundindo nos últimos anos. Tais procedimentos auxiliam na identificação de estudos pertinentes para o problema em questão e avaliação da qualidade, validade e aplicabilidade dos estudos identificados (AZEVEDO, 2013; AZEVEDO e ENSSLIN, 2020). Este tipo de revisão trata-se de um processo de pesquisa secundário, porém de grande valia para obtenção de uma visão mais crítica e abrangente do assunto, ou para identificação mais assertiva de lacunas de pesquisa. Cita-se como exemplo o trabalho de Gomes et al. (2019) que realizaram pesquisa na área de concretos com agregados reciclados.

Desta forma, este trabalho teve o objetivo de realizar uma revisão da literatura sistemática na linha de contenções atirantadas, para compreensão mais completa do tema e possíveis lacunas ou novidades ainda pouco exploradas no Brasil. Utilizou-se uma adaptação do método ProKnow-C (*Knowledge Development Process – Constructivist*), método desenvolvido no Laboratório de Metodologias Multicritérios em Apoio à Decisão (LabMCDA) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) (AFONSO et al., 2011).

2 METODOLOGIA

A revisão sistemática foi realizada em três etapas principais, sendo elas: (1) seleção do portfólio bibliográfico, (2) análise bibliométrica, e (3) análise sistêmica, a serem detalhados nos itens subsequentes. Detalhes quanto ao método ProKnow-C podem ser consultados em Afonso et al. (2011) e Azevedo e Ensslin (2020).

2.1 Seleção do portfólio bibliográfico

Para a seleção do portfólio bibliográfico foram realizados uma série de procedimentos até a seleção final. Os trabalhos integrantes do portfólio final consistem dos artigos mais relevantes sobre o tema, selecionados após diversas etapas de filtros (AFONSO et al., 2011), que serão detalhados nos itens 2.1.1 a 2.1.6.

2.1.1 Eixos

A pesquisa está direcionada para o estudo de estruturas de contenção atirantadas, com as duas linhas principais de (i) estudo da capacidade de carga de tirantes e (ii) dimensionamento das estruturas.

Desta forma, foram definidos três eixos de pesquisa: (**eixo 1**) temática geral de cortinas atirantadas; (**eixo 2**) capacidade de carga de tirantes em solo; (**eixo 3)** análises numéricas para dimensionamento de contenções atirantadas.

2.1.2 Cronologia

Para cronologia da pesquisa definiu-se como corte temporal o período dos últimos dez anos (considerando a data de realização da investigação), ou seja, 2012 a 2022, com base em sugestão de Azevedo (2013) para utilização de um período que corresponda à maior meia vida de periódicos associados ao tema.

A meia vida corresponde ao tempo a partir da publicação de um artigo que compreende mais de 50% de todas as suas citações. Consultou-se um relatório de citações por periódicos (JCR, 2011) e identificou-se que os maiores períodos de meia vida de periódicos da engenharia civil e geociências corresponde a 10 anos.

2.1.3 Bases de dados

Para definição das bases de dados consultou-se a lista de bases do portal de periódicos da CAPES e foram selecionadas as bases mais relevantes comuns às áreas de engenharia civil e geociências, sendo elas:

- Science direct (Elsevier)
- ASCE
- Scopus (Elsevier)
- SpringerLink
- GeoScience World (GeoRef)
- Compendex
- Maney Publishing (Taylor & Francis)
- Web of Science (Clarivate Analytics)
- Wiley Online Library
- EBSCOhost

A última citada (EBSCOhost) foi incorporada pois contém o periódico *Canadian Geotechnical Journal*, relevante para pesquisas na área de geotecnia.

2.1.4 Palavras-chave

As palavras-chave são definidas a partir dos eixos de pesquisa mencionados anteriormente e são listadas em inglês, para abranger maior quantidade de artigos. A definição preliminar de palavras para esta pesquisa é elencada no Quadro 1. Esta etapa é de suma importância, pois os resultados estarão diretamente vinculados a ela.

Quadro 1: Possibilidades de palavras-chave por eixo de pesquisa.

Eixo 1	Eixo 2	Eixo 3
Embedded wall; Sheet pile wall; Retaining structure; Ground anchor; Temporary anchor; Excavation; Anchored wall system; Anchored sheet pile; Earth pressure	Test field; Fixed length; Pullout capacity; Bearing capacity; Temporary anchor; Extrapolation; Semiempirical method; Load test; Theoretical method	Finite element method; Numerical simulation; Numerical analysis; Soil model; Soil Structure interaction; Deformation; Boundary element method

2.1.5 Investigação preliminar

Após as definições listadas nos itens 2.1.1 a 2.1.4 realizou-se uma investigação preliminar nas bases de dados para verificar a adequação das palavras-chave e definir os operadores booleanos (Quadro 2).

Quadro 2: Palavras-chave e operadores booleanos utilizados para extração dos artigos.

Eixo 1	Eixo 2	Eixo 3
(embedded wall OR sheet pile wall OR retaining structure OR anchored wall system OR anchored sheet pile) AND (ground anchor OR temporary anchor) AND (excavation OR earth pressure)	(anchored wall OR anchored sheet pile wall) AND (Ground anchor OR temporary anchor) AND (fixed length OR pull-out capacity) AND (test field OR grout interface)	(anchored wall OR ground anchor) AND (numerical simulation OR numerical analysis) AND (finite element method OR FEM)

Nesta etapa também foram definidos filtros de pesquisa. Somente foram extraídos artigos de periódicos; outros tipos de documentos como capítulos de livros, enciclopédias, editoriais, resumos de congressos foram desconsiderados. Também restringiu-se a busca para as áreas de engenharia, geociências, ambiente, materiais, matemática e computação.

Na sequência, as bases de dados previamente listadas foram validadas. Selecionou-se as bases que representassem 80% do total de artigos obtidos em uma investigação preliminar (Tabela 1).

Na Tabela 1 observa-se as bases selecionadas para extração dos artigos (em cinza), a Science Direct, ASCE e SpringerLink correspondiam a mais de 80% dos artigos. Optou-se por incorporar a Compendex e a EBSCOhost pois ambas contêm periódicos de impacto para a área de geotecnia.

2.1.6 Seleção efetiva dos artigos

Para extração e seleção dos artigos utilizou-se a ferramenta computacional Mendeley® como apoio para organização do processo. O procedimento para extração dos artigos foi realizado em sete etapas, resumidas na Tabela 2, em conjunto com as quantidades de artigos após cada etapa.

Tabela 1: Possibilidades de palavras-chave por eixo de pesquisa.

Base	Eixos			Total
	1	2	3	
Science Direct	2186	2266	4699	9151
ASCE	141	35	1517	1693
Scopus	23	0	28	51
SpringerLink	137	120	2438	2695
GeoRef	22	9	209	240
Compendex	60	1	91	152
Web of Science	59	0	79	138
Wiley	14	8	98	120
EBSCOhost	30	49	40	119
Selecionadas				13810

Tabela 2: Resumo das etapas e quantidades respectivas de artigos em cada etapa de seleção do portfólio.

Etapa		Quantidade
1	Extração dos artigos	13810
2	Remoção de duplicatas	11324
3	Seleção por alinhamento de título	473
4	Seleção por reconhecimento científico	148
5	Seleção por alinhamento de resumo	70
6	Reincorporação de artigos recentes (publicados desde 2020)	109
7	Seleção por leitura na íntegra	13

Quanto ao processo de extração e seleção de artigos, pontuam-se alguns detalhes:

(a) A ocorrência de artigos duplicados ocorre, pois, um mesmo artigo pode ser resultado para diferentes eixos, ou constar em mais de uma das bases de dados;

(b) O reconhecimento científico foi definido a partir do número de citações de cada artigo, dado obtido do Google Scholar ®, também utilizou-se limite de corte de 80%;

(c) A reincorporação de artigos dos últimos 2 anos é realizada visto que pode não ter transcorrido tempo suficiente para um número considerável de citações.

2.2 Análise bibliométrica do portfólio

A análise bibliométrica corresponde à avaliação dos artigos quanto ao grau de relevância, ao reconhecimento científico, ao grau de relevância dos autores e às palavras-chave mais utilizadas. Tal etapa auxilia na gestão de informações e do reconhecimento científico do assunto investigado. A relevância dos periódicos foi analisada a partir do fator de impacto (FI), definido a partir da quantidade de citações dos artigos de cada periódico; e do indicador SJR (SCImago Journal Rank), ponderado conforme o prestígio da revista com relação a suas semelhantes. A relevância dos autores por sua vez, foi analisada preliminarmente a partir da quantidade de citações de seus artigos, valor obtido do Google Scholar®.

2.3 Análise sistêmica do portfólio

A análise sistêmica consiste em uma análise quanto ao conteúdo dos artigos e como estes se relacionam, com o objetivo de identificar as tendências e oportunidades de pesquisas na linha de investigação.

3 RESULTADOS

3.1 Seleção do portfólio bibliográfico

Os artigos selecionados para o portfólio final podem ser observados no Quadro 3.

Quadro 3: Artigos do portfólio bibliográfico final.

Referência	**Título**
Akan (2021)	Examination of the behavior of the single anchored sheet piles in sand utilizing analytical and numerical methods
Chen et al. (2021)	Time-dependent load transfer behavior of grouted anchors in laterite
Chen et al. (2020)	Experimental Investigations of End Bearing Anchors Under Uplift Load Using Transparent Soil and Numerical Simulation
Emarah e Seleem (2018)	A numerical study of anchored sheet piles subjected to different types of sandy soils backfill

Fabris et al. (2021)	Numerical Simulation of a Ground Anchor Pullout Test Monitored with Fiber Optic Sensors
Halabian e Niknam (2020)	Numerical Simulation of Tieback Excavations with Soldier Piles Using a New Unified Soil Model Considering at Rest Condition
Kim e Finno (2019)	Inverse Analysis of a Supported Excavation in Chicago
Lee et al. (2012)	Effect of pressurized grouting on pullout resistance and group efficiency of compression ground anchor
Maleki et al. (2022)	A comprehensive FE study for design of anchored wall systems for deep excavations
Montero-Cubillo et al. (2020)	Analytical Model of an Anchored Wall in Creep Soils
Mothersille et al. (2015)	Support of 25 m deep excavation using ground anchors in Russia
Shen et al. (2021)	Prediction of load-displacement performance of grouted anchors in weathered granites using FastICA-MARS as a novel model
Zhu et al. (2021)	Application of disturbed state concept for load-transfer modeling of recoverable anchors in layer soils

3.2 Análise bibliométrica do portfólio

No processo de análise bibliométrica observou-se que os periódicos de maior impacto considerando os artigos do portfólio são: *Computers and Geotechnics*, *Geoscience Frontiers* e *Tunnelling and Underground Space Technology*, conforme evidenciado na Figura 1. Ademais, os periódicos *International Journal of Geomechanics*, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* e *Canadian Geotechnical Journal* também apresentam FI expressivo, acima de 3.

Outra análise realizada consistiu na quantidade de artigos publicados por periódicos, considerando todas as referências bibliográficas do portfólio, na qual outras revistas foram evidenciadas (Figura 2). Este segundo levantamento evidenciou os periódicos *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *Computers and Geotechnics*, *Tunnelling and Underground Space Technology* e *International Journal of Geomechanics*. Cabe ressaltar que foram apresentados 12 dos periódicos com maior quantidade de citações, no entanto foram identificados outros 62, com 5 citações ou menos. Em resumo (Figura 1 e Figura 2), os periódicos de destaque foram *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* e *Computers and Geotechnics*.

Quanto à relevância dos artigos e dos autores do portfólio, apresenta-se um levantamento na Figura 3. Os dois artigos com maior quantidade de citações (e que também apresentam FI expressivo) foram o de Kim e Finno (2019) da temática de dimensionamento de escavações e o de Lee et al. (2012) sobre o efeito da pressão de injeção na capacidade de carga dos tirantes.

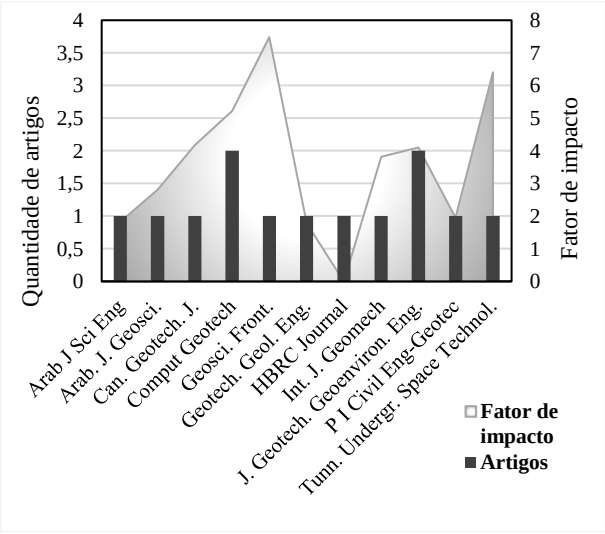


Figura 1: Relevância dos artigos dentro do portfólio.

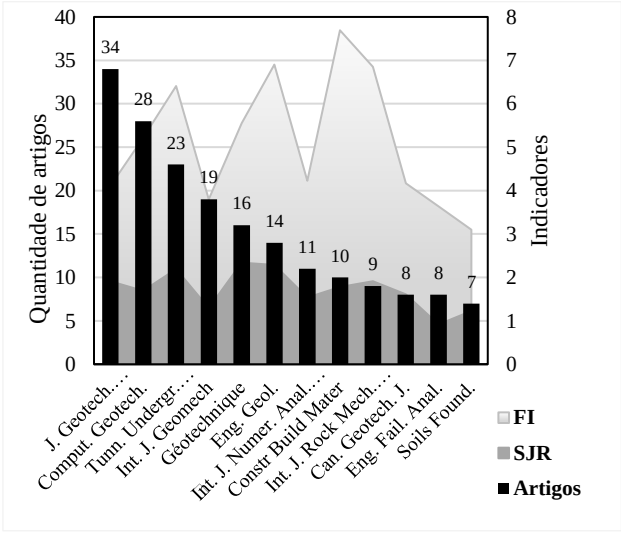


Figura 2: Relevância de artigos dentro das referências do portfólio.

Ademais, verificou-se que os trabalhos de Chen et al. (2021), Emarah e Seleem (2021), Kim e Finno (2019) e Mothersille et al. (2015) foram citados, cada um deles, uma vez em outro artigo dentro dos integrantes do

portfólio. Por fim, realizou-se um levantamento de todos as citações do portfólio, visando identificar os autores mais citados (Figura 4).

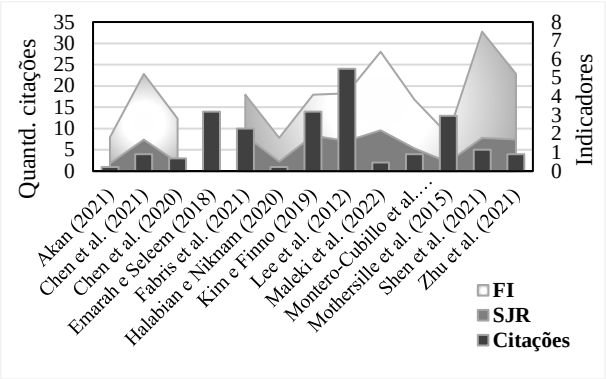


Figura 3. Relevância de artigos dentro das referências do portfólio.

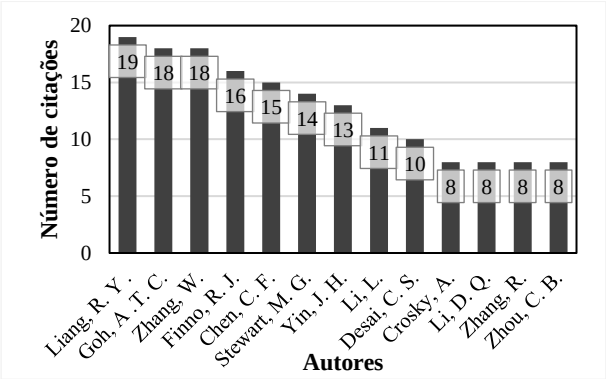


Figura 4. Citações de cada autor dentro das referências do portfólio.

Por meio desta análise, verificou-se que os autores de destaque são Liang, R. Y., Goh, A. T. C. e Zhang, W. Nota-se o destaque para autores asiáticos, o que é confirmado por um levantamento da origem dos autores dos artigos do portfólio: dentre os 13 artigos selecionados para o portfólio, 9 são de autores do continente Asiático, 5 da Europa e 1 para cada um dos demais continentes (América, África, Oceania). Um possível motivo para a expressiva quantidade de publicações sobre o tema no continente asiático é a sua extensão, associada a ocorrências de relevos acidentados. Ademais, em um contexto geral da geotecnia verifica-se expressiva quantidade de publicações de origem asiática.

Por fim, analisou-se a recorrência das palavras-chave dentro do portfólio, no entanto identificou-se uma grande variabilidade para a combinação de palavras na área pesquisada. Por exemplo, o termo "anchor" é citado em sete (7) artigos, porém em cinco (5) desses de forma composta: "ground anchor", "grouted anchors", "compression ground anchor", "soil anchors". O mesmo ocorre para o termo "wall", elencado em cinco artigos, mas com diferentes composições: "diaphragm wall", "tieback wall", "sheet pile wall", "anchored wall system". Outros pares de palavras-chave distintas, porém com significado análogo dentro do portfólio são "load transfer behaviour" e "load-displacement relationships" ou "pullout resistance" e "ultimate uplift bearing capacity".

3.3 Análise sistêmica do portfólio

Com relação ao eixo de pesquisa do dimensionamento de contenções atirantadas, foram identificados os artigos de Akan (2021), Emarah e Seleem (2018), Mothersile et al. (2015), Halabian e Niknam (2020), Kim e Finno (2019) e Maleki et al. (2022). Os três primeiros trazem abordagens mais simples, com estudos paramétricos ou então um estudo de caso específico. No trabalho de Halabian e Niknan (2020) por sua vez, propõem-se um novo modelo numérico 3D por método das diferenças finitas e os dois últimos (KIM e FINNO, 2019; MALEKI et al., 2022) trazem propostas de abordagens distintas de dimensionamento.

Kim e Finno (2019), apresentam uma nova metodologia de projeto, baseada em monitoramento contínuo e extensivo da contenção desde antes do início das escavações, mas aplicando-se os conceitos de análises numéricas para obtenção de bons resultados e Maleki et al. (2022) propõe um algoritmo para busca do "projeto ótimo" em termos de deslocamentos da cortina, associando uma rotina no Python com simulações numéricas.

Um ponto interessante com relação ao eixo das análises numéricas foi o uso dos métodos numéricos e inclusive abordagens 3D para modelagem específica do tirante, como é o caso dos trabalhos de Chen et al. (2020) e Fabris et al. (2021).

Quanto à temática da capacidade de carga dos tirantes, têm-se os trabalhos de Chen et al., (2021), Chen et al. (2020), Fabris et al. (2021), Lee et al. (2012), Montero-Cubillo et al. (2020), Shen et al. (2021) e Zhu et al. (2021). Em geral, os trabalhos identificados estão direcionados para o comportamento de transferência de carga dos tirantes e um melhor entendimento do fenômeno, como é o caso do trabalho de Chen et al. (2020) dos "solos transparentes", que busca a visualização do comportamento do tirante sob aplicação das cargas. Nessa linha também é possível citar o trabalho de Fabris et al. (2021), no qual realizou-se monitoramento carga-deslocamento do tirante

por meio de sensores instalados ao longo de todo seu comprimento. Zhu et al. (2021), por sua vez, propõe um método analítico para predição do comportamento carga-deslocamento dos tirantes.

Chen et al. (2021) e Montero-Cubillo et al. (2020) ressaltam a preocupação com melhores predições do comportamento de fluência do tirante ao longo do tempo. Lee et al. (2012) e Shen et al. (2021) citam a problemática da consideração da pressão de injeção para a capacidade de carga dos tirantes e, o primeiro propõe um modelo para estimativa da capacidade de carga dos tirantes por meio da teoria de expansão de cavidade cilíndrica, enquanto o segundo introduz a possibilidade do uso de inteligência artificial para estes estudos, considerando um maior número de variáveis envolvidas no processo (como a pressão de injeção). Em resumo, é praticamente um consenso entre os autores a simplicidade ou erros envolvidos ao considerar somente um valor de resistência na interface bulbo/terreno como constante para estimar a capacidade de carga dos tirantes.

Um ponto observado no decorrer da leitura dos trabalhos, no processo de seleção do portfólio bibliográfico, foi a ocorrência de grande quantidade de trabalhos abordando temas como tirantes de polímero reforçado com fibra de vidro (GFRP – *glass fiber reinforced polymer*), grampos helicoidais e chumbadores em rochas. Em comparação com estas três temáticas, o volume de trabalhos relativos a tirantes injetáveis e protendidos em solo é pequeno. Uma das hipóteses levantadas para tal é o estabelecimento da técnica dos tirantes injetáveis e protendidos em solo e pouca necessidade de avanços nesse sentido (em um contexto internacional). Desta forma, é possível que alguns artigos relevantes desta linha possam datar de antes de 2012 (que foi o corte temporal adotado). Outra possibilidade é a de que os pesquisadores ou as revistas de maior impacto estão mais focados em inovações tecnológicas ou problemas de maior porte, como as grandes escavações em túneis.

Observou-se que trabalhos envolvendo análises sísmicas para cortinas atirantadas ou para o dimensionamento de tirantes são bastante relevantes para países onde este fenômeno (terremotos) é expressivo, a exemplo, Caputo et al (2021), Fan et al. (2019), Lin et al. (2018).

Ademais, após a leitura de mais de duzentos (200) resumos e mais de cinquenta (50) artigos na íntegra, observou-se que um tema bastante interessante e relevante é a perda das forças de protensão dos tirantes ao longo do tempo, principalmente envolvendo o processo de corrosão sob tensão. Desta forma um quarto eixo de pesquisa teria bastante relevância e é citado como sugestão para futuras pesquisas.

4 CONCLUSÕES

Neste trabalho realizou-se uma revisão sistemática da literatura por meio de adaptação do método ProKnow-C, para as linhas de dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas e previsão da capacidade de carga dos tirantes, na qual foram selecionados treze artigos de destaque. Alguns pontos são destacados:

- Observou-se um destaque para os periódicos *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* e *Computers and Geotechnics* dentro das linhas pesquisadas.
- Há grande quantidade de pesquisas realizadas no continente asiático, os autores da região apresentaram destaque dentro do portfólio bibliográfico, principalmente da China.
- A análise sistêmica apontou para técnicas interessantes de dimensionamento, como a análise inversa, o uso de rotinas computacionais associadas a métodos numéricos para otimização de projetos e a aplicação de inteligência artificial.
- Na linha de capacidade de carga de tirantes, observou-se uma tendência para a aplicação de funções de transferência de carga.

No geral, durante o processo de seleção do portfólio foi identificado grande volume de trabalhos de outras áreas de inovação, como os tirantes de polímeros e os helicoidais. Ademais verificou-se que uma linha de pesquisa promissora para futuras pesquisas relaciona-se com a perda das forças de protensão em tirantes ao longo do tempo, principalmente associada ao fenômeno de corrosão. O método sistemático para revisão da literatura mostrou-se como uma ferramenta valiosa para definição e delimitação de investigações científicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Afonso, M.H.F., Souza, J.V., Ensslin, S.R., Ensslin, L. (2011). Como construir conhecimento sobre o tema de pesquisa? Aplicação do processo proknow-c na busca de literatura sobre avaliação do desenvolvimento sustentável. *Revista de Gestão Social e Ambiental*, 5(2), 47-62. Doi: 10.5773/rgsa.v5i2.424

Akan, R. (2021). Examination of the behavior of the single anchored sheet piles in sand utilizing analytical and numerical methods. *Arabian Journal of Geosciences*, 14, 1949. doi: 10.1007/s12517-021-08347-x

Azevedo, R.C., Ensslin, L. (2020). *Metodologia da pesquisa para engenharias.* Belo Horizonte: PPGEC/CEFET-MG, 1ª ed., 196 p.

Azevedo, R. C. (2013). *Um modelo para gestão de risco na incorporação de imóveis usando metodologia multicritério para apoio à decisão – construtivista (MCDA-C).* Tese (doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina, Pós-Graduação em Engenharia Civil, 336 p.

Caputo, G.V., Conti, R., Viggiani, G.M.B. Prüm, C. (2021). Improved Method for the Seismic Design of Anchored Steel Sheet Pile Walls. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 147(2), 04020154. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002429

Chen, C., Xia, Y., Li, C., e Ni, Q. 2020. Experimental Investigations of End Bearing Anchors Under Uplift Load Using Transparent Soil and Numerical Simulation. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 45: 3743–3759.

Chen, C., Zhu, S., Zhang, G., Mao, F., e Cai, H. 2021. Time-dependent load transfer behavior of grouted anchors in laterite. *Computers and Geotechnics*, 132: 103969. [doi: 10.1016/J.COMPGEO.2020.103969].

Dias, M.V.L., Gomes, R.C., e Porto, T.B. 2021. Estudo do dimensionamento do bulbo ancorado de tirantes através da análise de ensaios de recebimento. *Geotecnia*, 151: 89-104.

Emarah, D.A., Seleem , S.A.(2018). A numerical study of anchored sheet piles subjected to different types of sandy soils backfill. *HBRC Journal*, 14(3), 422-430. doi: 10.1016/J.HBRCJ.2018.03.001

Fabris, C., Schweiger, H.F., Pulko, B., Woschitz, H., e Račanský, V. 2021. Numerical Simulation of a Ground Anchor Pullout Test Monitored with Fiber Optic Sensors. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 147(2): 04020163. [doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002442].

Fan, Z., Zhang, J.J., Qi, S.C., Wu, J.B. (2019). Dynamic response of a slope reinforced by double-row anti-sliding piles and pre-stressed anchor cables. *Journal of Mountain Science*, 16(1), 226-241. doi: 10.1007/S11629-018-5041-Z

Gerscovich, D.M.S., Danziger, B.R., e Saramago, R. 2016. *Contenções: teoria e aplicações em obras*. 2. ed. Oficina de Textos, São Paulo, SP.

Gomes, C.L., Poggiali, F.S.J., Azevedo, R.C. (2019). Concretos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição e adições minerais: uma análise bibliográfica. *Revista Matéria*, 24(2). doi: 10.1590/S1517-707620190002.0673.

Halabian, A.M., Niknam, K. (2020). Numerical Simulation of Tieback Excavations with Soldier Piles Using a New Unified Soil Model Considering at Rest Condition. *Geotech. Geol. Eng.*, 38(1), 109-136. doi: 10.1007/s10706-019-01002-z

JCR – Journal Citations Reports. (2011). Disponível em: https://vm.basu.ac.ir/documents/1621946/0/2011_jcr.pdf. Acesso em: 24/11/2022.

Kim, S., e Finno, R.J. 2019. Inverse Analysis of a Supported Excavation in Chicago. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 145(9): 04019050. [doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002120].

Lee, S.W., Kim, T.S., Sim, B.K., Kim, J.S., Lee, I.M. (2012). Effect of pressurized grouting on pullout resistance and group efficiency of compression ground anchor. *Can. Geotech J.*, 49, 939-953. doi: 10.1139/T2012-059

Lin, Y.L., Cheng, X.M., Yang, G.L., Li, Y. (2018). Seismic response of a sheet-pile wall with anchoring frame beam by numerical simulation and shaking table test. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 115, 352-364. doi: 10.1016/j.soildyn.2018.07.028

Liu, X., Wang, J., Huang, J., e Jiang, H. 2017. Full-scale pullout tests and analyses of ground anchors in rocjs under ultimate load conditions. *Engineering Geology*, 228: 1-10. [doi: 10.1016/j.enggeo.2017.07.004].

Maleki, J., Pak, A., Yousefi, M., e Aghakhani, N. 2022. A comprehensive FE study for design of anchored wall systems for deep excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 122: 104340. [doi: 10.1016/j.tust.2021.104340]

Montero-Cubillo, N.S., Galindo-Aires, R.A., Serrano-González, A., Olalla-Marañón, C., Simic-Sureda, F.D. 2020. Analytical Model of an Anchored Wall in Creep Soils. *Int. J. Geomech.*, 20(4): 04020027. [doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001634].

Mothersille, D. Duzceer, R. Gokalp, A., Okumusoglu, B. 2015. Support of 25m deep excavation using ground anchors in Russia. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. *Geotech. Eng.*, 168(4): 281-295. [doi: 10.1680/geng.14.00043].

Shen, H., Li, J., Wang, S., e Xie, Z. 2021. Prediction of load-displacement performance of grouted anchors in weathered granites using FastICA-MARS as a novel model. *Geoscience Frontiers*, 12: 415-423. [doi: 10.1016/J.GSF.2020.05.004]

Zhu, S., Chen, C., Mao, F., e Cai, H. 2021. Application of disturbed state concept for load-transfer modeling of recoverable anchors in layer soils. *Computers and Geotechnics*, 137: 104292. [doi: 10.1016/j.compgeo.2021.104292].

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/130

Educação em Geoengenharia: Conscientização e Resposta Comunitária para Desafios Geotécnicos em um Bairro de Juiz de Fora (MG)

Marcio Luís de Oliveira Júnior
Discente de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, junior.marcio@engenharia.ufjf.br

Armando Moreno Neto
Discente de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, armando.moreno@engenharia.ufjf.br

Júlia Righi de Almeida
Docente do Departamento de Transportes e Geotecnia, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, julia.righi@ufjf.br

RESUMO: Bens perdidos, comércios alagados, ruas interditadas e um cenário de precariedade urbana formam o atual ambiente do bairro Santa Luzia, em Juiz de Fora (MG) que, devido às condições de susceptibilidade a inundações, vem sofrendo com alagamentos e deslizamentos. Diante disso, tem-se como objetivo compreender os fatores que influenciam nos riscos urbanos aos quais a população está exposta, através de uma análise envolvendo processo e histórico de ocupação do bairro, as características do solo, bem como as condições de suscetibilidade a inundações. Ainda, expor o estudo realizado ao principal alvo dos fenômenos: a população. Dessa forma, foi realizado o mapeamento das áreas de risco a inundações, bem como os aspectos que as influenciam, utilizando um software de geoprocessamento. Além disso, os conceitos foram utilizados para elaborar uma cartilha informativa e um modelo físico, os quais foram apresentados em uma escola pública do bairro de maneira extensiva, instigando o desenvolvimento de senso crítico, da percepção de risco dos estudantes, bem como o entendimento das responsabilidades do poder público. Assim, dá-se ênfase ao papel da educação em geoengenharia na conscientização e capacitação da população para enfrentar desafios geotécnicos e hidrológicos no seu próprio bairro.

PALAVRAS-CHAVE: geoengenharia, comunidade, conscientização, alagamento, deslizamento, escola.

ABSTRACT: Lost belongings, flooded markets, blocked streets, and a precarious urban scenario shapes the current environment of the Santa Luzia neighborhood in Juiz de Fora (MG), which, due to its susceptibility to floods, has been suffering from floods and landslides. Therefore, the objective is to understand the factors influencing the urban risks to which the population is exposed, through an analysis involving the neighborhood's occupation process and history, soil characteristics, as well as flood susceptibility conditions. Furthermore, the study aims to expose the main target of these phenomena: the population. Thus, flood risk areas were mapped, along with the factors influencing them, using geoprocessing software. Additionally, these concepts were used to develop an informative booklet and a physical model, which were presented in a public school in the neighborhood, stimulating the development of critical thinking, risk perception among students, as well as understanding the responsibilities of the government. Therefore, emphasis is placed on the role of geoengineering education in raising awareness and empowering the population to face geotechnical and hydrological challenges in their own neighborhood.

KEYWORDS: geoengineering, community, awareness, flood, landslide, school.

1 INTRODUÇÃO

A cidade de Tubarão (SC) foi formada pelo povoamento de tribos guaranis nas proximidades de seu principal rio homônimo (MÁXIMO, 2017). Apesar de seu caráter fundador do que se tornaria a cidade catarinense, Tubarão experimentou os perigos envolvendo a relação de parasitismo estabelecida entre a urbanização e os cursos de água, os quais, por diversas vezes, trouxeram grandes catástrofes e desastres às cidades. Em meio a um episódio de chuvas intensas, em março de 1974, a cidade presenciou uma série de enchentes e alagamentos nos bairros, provocando mortes, destruição de bens materiais e marcas na memória da cidade (ASSUNÇÃO, 2002). Segundo Máximo (2017), a experiência traumática vivenciada pelos tubaronenses formaram mitos que perduram até os dias atuais.

Tão longe dos mitos estão os alagamentos vividos pelos habitantes do bairro Santa Luzia, em Juiz de Fora (MG), o qual compõe a área de estudo deste trabalho. O bairro está inserido na Bacia do Córrego Ipiranga, sub-bacia do Rio Paraibuna, principal rio da cidade. O córrego corta o centro comercial do bairro Santa Luzia e é paralelo às principais avenidas da região (SILVA e MACHADO, 2011). O bairro corresponde a um dos setores de serviço e centralidade urbana de Juiz de Fora, o que implica em uma maior densidade populacional com foco em comércio e serviços na região (BASTOS *et al*, 2020).

Apesar de sua grande importância no cenário comercial da cidade, os episódios de alagamentos e inundações do bairro Santa Luzia se repetem pelos anos, causando prejuízos e afetando a vida da população da região. Segundo Floriano e Bernadete (2023), as chuvas do verão de 2023 causaram terror nos moradores do bairro, deixando duas pessoas ilhadas e uma família presa em sua residência, a qual só foi resgatada com auxílio do corpo de bombeiros. As ocorrências foram expostas nos principais jornais da cidade, contendo relatos dos moradores bem como as fotografias registradas (Figura 1). Em 2021, o mesmo fenômeno aconteceu, deixando um rastro de lama por onde a correnteza resultante do transbordamento do córrego se alastrou, impactando comerciantes e lojistas da região pelas perdas materiais causadas (ARAÚJO, 2021).

Figura 1: Transbordamento do córrego Ipiranga e alagamento da Avenida Ibitiguaia no ano de 2023.

Além dos problemas de inundação gerados pelo fluxo de água, o bairro ainda lida com casos de deslizamentos de terra. Segundo Zanetti (2023), a Rua José Orozimbo tem sido uma fonte de transtornos aos moradores desde o ano de 2020, quando parte da rua desmoronou deixando famílias ilhadas. A situação da rua não recebeu o devido tratamento pela prefeitura, tanto que, em fevereiro de 2024, uma casa foi invadida por lama resultante de mais um deslizamento de terra, comprovando a recorrência do fenômeno pelo tempo (SUDRÉ e MORAIS, 2024).

Segundo Silva e Machado (2011), as intervenções antrópicas relacionadas ao processo de urbanização tais como a remoção da vegetação superficial, desmatamento e impermeabilização, são agravantes para o processo de inundação dos centros urbanos e impactam na drenagem superficial das águas pluviais, causando também, problemas como deslizamentos.

O processo de ocupação da cidade de Juiz de Fora, assim como em grande parte do país, ocorreu sem um planejamento adequado (FERREIRA *et al*, 2015), corroborando para a ocorrência de problemas de higiene e saneamento, bem como os alagamentos. Inicialmente, foram ocupadas as áreas mais próximas do rio Paraibuna e, segundo Carvalho et al (2023), a partir da década de 1930, a urbanização atingiu as margens

do córrego Ipiranga, localizado na área de estudo deste trabalho. A falta de regulamentação nesse processo levou à especulação imobiliária descontrolada no local, resultando em uma ocupação irregular, problemas de saúde e intervenções municipais que agravaram a impermeabilização do solo e aumentaram o risco de desastres naturais. Além disso, essa área tende a crescer ainda mais, considerando as políticas públicas de investimentos recentes na região. Dessa forma, os objetivos do presente estudo são analisar as condições de risco do bairro quanto aos deslizamentos e alagamentos, bem como apresentá-los à população em formação estudantil, analisando a assertividade do trabalho quanto ao estímulo do conhecimento de conceitos geotécnicos e ao desenvolvimento do senso crítico.

2 INUNDAÇÕES E DESLIZAMENTOS

Para compreender os aspectos que influenciam na problemática dos alagamentos do bairro, foi tomado como base uma pesquisa realizada pelos autores Korah e López (2015), em uma área com recorrência de inundações na cidade de Quetzaltenango, Guatemala. Neste estudo, são evidenciadas diversas variáveis que, alinhadas aos índices pluviométricos, foram utilizadas para elaborar um mapeamento das áreas de risco da região, considerando, dentre elas, a declividade, o uso e ocupação do solo e o fluxo acumulado, este que representa as direções que a água tende a escoar pelo território (KORAH e LÓPEZ, 2015).

A declividade possui um forte papel na problemática, uma vez que impacta na velocidade com que a água se movimenta ao sistema de drenagem, sendo que, um menor declive pode culminar em um maior risco a inundações (RINCON *et al*, 2018). Essa variável, juntamente com as características do solo na região, possuem grande impacto quando é analisada a questão dos deslizamentos do solo de encostas. Na área de estudo do presente trabalho, segundo Carvalho *et al* (2023), o tipo de solo predominante é Latossolo Vermelho-Amarelo distrófico, caracterizado por ser erodido com maior facilidade, influenciando diretamente na ocorrência desses fenômenos.

As condições de escorregamento do solo da cidade de Juiz de Fora foram mapeadas pela Defesa Civil do município e estão apresentadas diretamente no endereço eletrônico da Subsecretaria de Proteção e Defesa Civil, em um recurso cartográfico da plataforma Google Maps. Na região do bairro Santa Luzia (Figura 2), o risco está expresso como alto (laranja) e muito alto (roxo). Assim, é possível perceber que a Rua José Orozimbo, a qual vem sofrendo com históricos de deslizamentos de terra, está apurada em risco muito alto.

Figura 2. Mapeamento de risco a escorregamento de terra na região do bairro Santa Luzia.

Assim como a declividade, o uso e ocupação do solo impacta a velocidade de escoamento da água e gera influência na permeabilidade do solo e retenção dos líquidos. Em áreas com cobertura vegetal, a água pluvial tende a encontrar o solo em uma velocidade muito menor, aliviando o sistema de drenagem natural ou artificial presente. Da mesma forma que, em áreas com solo impermeabilizado, a infiltração das águas é completamente impactada, prejudicando o sistema de drenagem natural e favorecendo o acúmulo de água (KORAH e LÓPEZ, 2015). Por isso, em áreas urbanas e de solo impermeabilizado, o escoamento superficial é realizado pelos canais de drenagem, que compõem a rede de drenagem urbana do município. Daí, surge a importância desse sistema: ser capaz de suportar todo o contingente de chuvas de uma determinada região, permitindo uma vazão considerável para evitar que as águas se acumulem nas ruas da cidade (TUCCI, 1997).

Dessa forma, segundo Tucci (1997), cabe ao poder público fazer melhorias, manutenções e limpezas nos dutos, através do Plano Diretor de Drenagem Urbana, adotando diversos critérios como a tendência de crescimento da cidade e a ocupação de áreas de risco. Por isso, é extremamente importante que a população esteja ciente dessas responsabilidades para que seja possível fazer seu dever como fiscalizador do trabalho público.

No contexto da área de estudo, a Secretaria de Planejamento Urbano de Juiz de Fora (2011) divulgou seu Plano de Drenagem apenas para a zona norte da cidade, não abrangendo a área da bacia do córrego do Ipiranga. Além disso, foi publicada pela Prefeitura de Juiz de Fora a Lei Complementar n° 217, de 30 de outubro de 2023, relacionada à drenagem das águas das chuvas, que obriga a todos os novos loteamentos de, no mínimo, cinco mil metros quadrados a implementarem um sistema de drenagem sustentável, como forma de mitigar os efeitos causados pelas fortes chuvas e pela incapacidade da rede pública de suportar todo esse contingente.

Entretanto, além da consciência do papel da prefeitura na manutenção dos sistemas de drenagem, cabe à população compreender seu protagonismo como agente propiciador aos fenômenos de alagamento. Segundo Tucci (1997), um dos causadores dessas ocorrências nas cidades é a grande quantidade de lixo que pode se acumular nos dutos e nos dispositivos de coleta das águas pluviais, impedindo que a água escoe com uma vazão adequada. A comunidade se torna, assim, propulsora desse problema, uma vez que é a principal responsável pelo descarte dos resíduos sólidos, como plástico, papel, entre outros. Dessa forma, ela representa um papel crucial na preservação e manutenção dos sistemas de drenagem, de modo que o engajamento ativo dos moradores pode contribuir significativamente para minimizar a ocorrência dos alagamentos.

3 METODOLOGIA

Para compreender as condições de risco no bairro, fez-se necessário o estudo da suscetibilidade à inundações da região considerando os aspectos influenciadores. Além disso, a partir do mapeamento da área, foi selecionada uma escola presente nesta região, na qual foi realizada uma apresentação baseada na geotecnia e nos riscos de deslizamentos e alagamentos no bairro, com a finalidade de estabelecer um trabalho de conscientização da comunidade. Para isso, utilizou-se de um modelo físico confeccionado pelos autores para abordar o fenômeno do alagamento de forma lúdica e de fácil entendimento para os alunos e também da apresentação de um vídeo explicativo que abordou as causas e as consequências do fenômeno do deslizamento.

3.1 Mapeamento de risco

Para elaborar o mapa de risco da região foi utilizada uma análise multicritério, a partir da metodologia e dos conceitos trabalhados por Korah e López (2015). Dessa forma, foram analisados os aspectos: declividade, fluxo acumulado e uso e ocupação do solo, reduzindo-os individualmente em uma escala, tomando como “baixo risco” as condições que minoram as inundações, e “alto risco” para aquelas que as estimulam. Esses critérios foram combinados gerando um mapa de suscetibilidade a inundações resultado do presente estudo através do uso do software de geoprocessamento QGIS, um sistema de informações geográficas (SIG) de código aberto que permite a visualização, análise e edição de dados espaciais.

3.2 Geotecnia na escola

Para a apresentação na escola, foi necessário escolher um público-alvo que seria contemplado com a pesquisa e com os materiais educativos produzidos pelos autores. Considerando que as crianças estão em um amplo processo de aprendizagem e construção de valores (HEWLETT *et al*, 2011) e, buscando uma faixa etária que seja capaz de absorver conhecimentos técnicos de uma maneira lúdica e que também transmita informações importantes a seus amigos e familiares, foram selecionadas duas turmas de sexto ano do ensino fundamental (crianças com idade entre 10 e 12 anos) de uma escola estadual localizada na área atingida pelas inundações para ser alvo do trabalho, totalizando cerca de 40 alunos.

O trabalho extensionista contou com duas visitas à escola selecionada, compondo 100 minutos de apresentações. No primeiro momento, foi aplicado um questionário contendo perguntas sobre a conceituação de alagamentos e deslizamentos, bem como suas causas e ocorrências, para avaliar a percepção dos alunos sobre o tema antes de serem contemplados com o trabalho. Após isso, foram apresentados aos alunos alguns conceitos importantes de geotecnia, como composição, tipo e propriedades do solo; relacionados com os problemas urbanos presentes no bairro. Depois, foi mostrado um vídeo explicativo sobre como se dá a ocorrência de deslizamentos, bem como fotos reais de alagamentos que ocorreram no bairro.

Ainda no primeiro encontro com os alunos, foi levado um modelo físico que demonstra conceitos de permeabilidade, comparando o comportamento do solo com o do concreto na presença de água da chuva. Para esse modelo físico, foram utilizadas duas garrafas pet transparentes. Em ambas, foi inserido um pouco de solo predominantemente arenoso, mas, em apenas uma, foi adicionada ainda uma camada de pasta de argamassa (cimento e água), para simular o comportamento de permeabilidade do concreto (Figura 3). No momento com os alunos, a mesma quantidade de água foi despejada sobre cada uma das garrafas, simulando a chuva em diferentes tipos de solo, de forma a fazê-los compreender que, em locais urbanos com camadas de asfalto e de concreto, a água é incapaz de se infiltrar e se acumula nas ruas da cidade. Em contrapartida, é possível observar que em solos expostos, como em áreas rurais, a água consegue percolar com maior facilidade, evitando a ocorrência de alagamentos, sendo demonstrada a importância de preservar as áreas verdes em meio aos grandes centros urbanos.

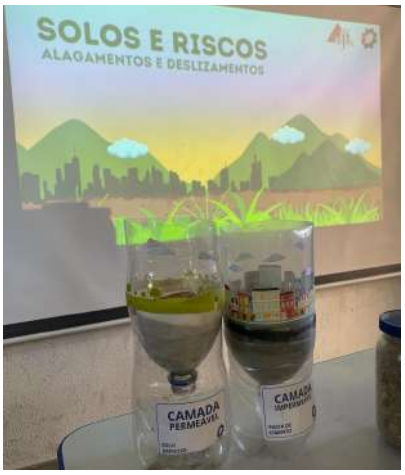


Figura 3. Modelo físico utilizado em sala de aula.

Depois de sete dias, a escola foi novamente visitada. Desta vez, ocorreu uma conversa guiada com os alunos, buscando aprimorar os conhecimentos sobre os conceitos apresentados no encontro anterior e retirando algumas dúvidas que surgiram durante esse período. Após isso, foi aplicado o mesmo questionário do primeiro dia, sendo possível perceber o impacto causado pelo trabalho na aquisição de conhecimento das crianças e, para finalizar, os alunos receberam uma cartilha, exposta em formato de folheto (Figura 4).

Figura 4. Folheto em formato de cartilha com informações a respeito de alagamentos e inundações.

A cartilha contém, na prática, um resumo das informações apresentadas, permitindo que as crianças levem essas informações para outras pessoas, as estendendo para além das dependências da escola. Nela, também foi inserido um caça-palavras, contribuindo para a assimilação de conceito e significado por parte dos alunos.

4 RESULTADOS

4.1 Susceptibilidade a inundações

A partir da análise do mapa de risco a inundações da bacia do córrego Ipiranga (Figura 5), é possível verificar que a área no entorno das avenidas Santa Luzia e Ibitiguaia (parte superior do mapa), possuem alto risco à inundações, se relacionando diretamente a baixa declividade da área, somado ao uso e ocupação da zona comercial e edificada, além do fluxo acumulado resultado do curso d'água do córrego. O mapa evidencia as regiões que vêm sofrendo com os fenômenos e comprova a influência dos aspectos estudados na ocorrência dos mesmos.

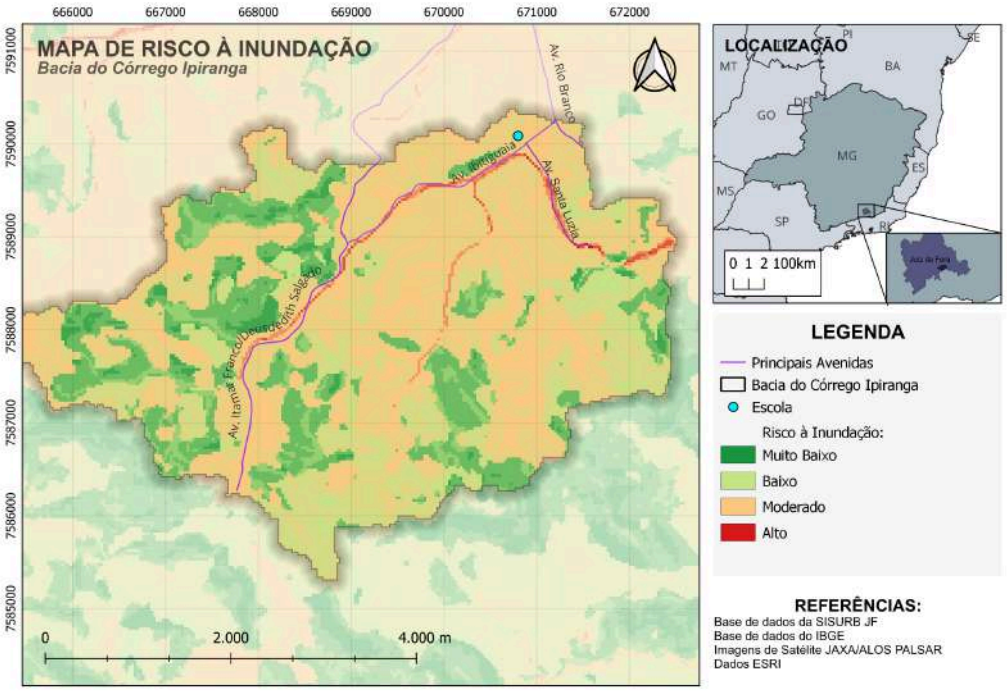


Figura 5. Mapa de Risco à Inundação da Bacia do Córrego do Ipiranga.

4.2 Análise do impacto na comunidade escolar

Foi possível avaliar o impacto do trabalho extensionista realizado nas turmas de sexto ano do ensino fundamental ao comparar as respostas obtidas no questionário aplicado no primeiro dia com a aplicação deste no segundo encontro. O resultado foi medido através da quantidade de acertos de cada uma das questões, associadas com algum conceito abordado nas apresentações.

Assim, foi possível concluir que a percepção entre as crianças das causas da ocorrência de alagamentos melhorou, uma vez que a porcentagem de respostas certas cresceu de 33% no primeiro encontro para 55% no segundo. Um impacto positivo também foi notado sobre a observância dos alagamentos por parte dos alunos, sendo que o percentual de respostas afirmando ter presenciado este fenômeno aumentou de 77% para 85%. Esse dado aponta não só uma maior compreensão do tema, o que implica na assimilação desse conhecimento à realidade da comunidade estudantil, como também comprova a vivência da população

na problemática, evidenciando-a como principal alvo dos problemas urbanos discutidos neste estudo.

Ademais, quanto ao entendimento dos conceitos relacionados aos deslizamentos de terra, o impacto dos encontros foi ainda maior, aumentando de 67% para 90% de respostas corretas. Um fator que pode ter propiciado esse maior acréscimo foi a utilização de um vídeo informativo para fortalecimento desses conceitos, o que gerou maior concentração por parte da turma. Dessa forma, é possível destacar a importância do uso de metodologias de ensino diversificadas para minimizar a dispersão, fomentando a aquisição de conhecimento.

Ainda, vale ressaltar que os alunos demonstraram um grande interesse no que foi apresentado, participando ativamente das dinâmicas propostas. Também trouxeram para as discussões em sala as percepções e experiências pessoais, o que contribuiu para o andamento da aula e compreensão dos conceitos. Da mesma forma, a receptividade da escola foi extremamente positiva, uma vez que todos os profissionais envolvidos, como a diretoria e professores, se mostraram muito entusiasmados e proporcionaram toda a infraestrutura necessária para a realização da atividade.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo realizado sobre a susceptibilidade a inundações e deslizamentos no bairro Santa Luzia, em Juiz de Fora (MG), revelou uma série de desafios enfrentados pela comunidade local e destacou a importância de abordar conceitos geotécnicos desde as etapas iniciais da educação. Os eventos traumáticos vivenciados pela população deste bairro são reflexos diretos da interação complexa entre fatores naturais e antrópicos, como a falta de planejamento urbano adequado. É evidente a necessidade de intervenções eficazes por parte das autoridades públicas, incluindo a implementação de planos de drenagem urbana abrangentes e a adoção de medidas para controlar o uso e ocupação do solo.

A realização de atividades extensionistas, como as apresentações nas escolas, mostrou-se uma estratégia eficaz para aumentar a conscientização e o conhecimento da população, especialmente entre as crianças. O aumento da porcentagem de acertos nas perguntas do questionário aplicado na segunda visita à escola evidenciaram a importância de abordar conceitos geotécnicos ainda no ensino fundamental, já que muitos desses problemas, como os alagamentos e deslizamentos, são vividos pela comunidade, a qual carece da ciência de sua verdadeira conceituação, abarcando suas causas, problemas relacionados e responsabilidades envolvidas. Compreendendo esses aspectos atrelados à engenharia geotécnica e geoengenharia, os estudantes conseguem entender os riscos aos quais estão submetidos e, consequentemente, exercer seu papel fiscalizador do poder público e cumprir com suas responsabilidades ambientais na sociedade.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Faculdade de Engenharia da Universidade Federal de Juiz de Fora, bem como o Laboratório de Materiais de Construção Civil e o Laboratório de Geologia, por terem disponibilizado subsídios para o desenvolvimento dos materiais. Além disso, gostaríamos de agradecer o Programa de Educação Tutorial do curso de Engenharia Civil da UFJF por ter proporcionado a oportunidade de desenvolver a presente pesquisa. Por fim, somos extremamente gratos à diretoria e aos professores da Escola Estadual Governador Juscelino Kubitschek, de Juiz de Fora, por terem prestado todo o apoio necessário para a realização do trabalho e por todo o incentivo para o melhor ensino possível para as crianças.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Araújo, M. *Moradores e comerciantes contabilizam prejuízos no Santa Luzia*. Tribuna de Minas, Juiz de Fora, 18 Dez 2021. Disponível em: https://tribunademinas.com.br/noticias/cidade/18-12-2021/moradores-e-comerciantes-contabilizam-prejuizos-no-santa-luzia.html. Acesso em 20 Mar 2024.

Assunção, V. K. de. (2018) *Memórias da Enchente de 1974 e Produção do Espaço em Tubarão (SC)*, v.17, Mercator, Fortaleza, CE, Brasil.

Bastos, S. Q. A., Procópio, I., Carvalho, L. Identificação e Mapeamento das Centralidades Urbanas do Município de Juiz de Fora. In: Revista de Direito da Cidade, Rio de Janeiro. v. 2, n° 4.

Carvalho, Y. M. *et al*. Caracterização geomorfológica e de ocupação do solo de bacia em área urbanizada de Juiz de Fora/MG e proposição de infraestrutura verde como agente promotor de qualidade de vida e minimizador de inundações. Vértices (Campos dos Goitacazes), v. 25, n. 2. Disponível em: https://essentiaeditora.iff.edu.br/index.php/vertices/article/view/18091. Acesso em: 08 Mar 2024.

Ferreira, C. C. M., Batista, G. M. F.; Vianna, Y. C. G. Variações ou Tendências Climáticas: Um Estudo com as Séries de Temperatura do Ar para a Cidade de Juiz de Fora-MG. *Revista de Ciências Humanas*, Viçosa, v.15, n.2, p.414-433, jul. - dez. 2015.

Floriano, M., Bernadete, L. Chuva forte e alagamento causam transtornos no Santa Luzia. *Tribuna de Minas*, Juiz de Fora, 24 Jan 2023. Disponível em: https://tribunademinas.com.br/noticias/cidade/24-01-2023/pessoas-e-animais-ficam-ilhados-em-alagamento-no-santa-luzia.html. Acesso em 20 Mar 2024.

Hewlett, B., Fouts, H.; Boyette, A.; Hewlett, B. (2011). Social Learning Among Congo Basin Hunter–Gatherers. *Philosophical transactions of the Royal Society of London*. Series B, Biological sciences, 366, 1168-78.

Juiz de Fora. Lei Complementar n° 217, de 30 de outubro de 2023. *Cria normas para retenção de água proveniente da chuva no Município de Juiz de Fora - Substitutivo ao Projeto nº 25/2015*. Juiz de Fora, MG: Diário Oficial, 2023.

Juiz de Fora. Subsecretaria de Proteção e Defesa Civil. *Mapeamento de áreas de risco de Juiz de Fora*. Disponível em: https://www.pjf.mg.gov.br/subsecretarias/sspdc/mapeamento.php. Acesso em 20 Mar 2024.

Korah, P., López, F. (2015). Mapping Flood Vulnerable Areas in Quetzaltenango, Guatemala using GIS. *Journal of Environment and Earth Science*. 5. 132-143.

Máximo, W. C. (2017) *Tubarão e o imagiário de 1974: Marcas simbólicas de um rio, vestígios de mitologias hídricas, a mitologização de uma catástrofe e os traços que identificam uma comunidade imaginada*. Tese para Titulação de Doutorado, Ciências da Linguagem, Universidade do Sul de Santa Catarina.

Moradores contam os prejuízos após enchente em bairro de Juiz de Fora. *G1 Zona da Mata e TV Integração*, Juiz de Fora, 29 Fev 2016. Disponível em: https://glo.bo/1plwAgV. Acesso em 20 Mar 2024.18 Dez 2021.

Rincon, D.R., Khan, U., Armenakis, C.. (2018). Flood Risk Mapping Using GIS and Multi-Criteria Analysis: A Greater Toronto Area Case Study. Geosciences. 8. 275. 10.3390/geosciences8080275.

Silva, R.S., Machado. P.J.O. (2011) Inundações Urbanas: O caso da micro-bacia hidrográfica do córrego Ipiranga – Juiz de Fora/MG. In: Fórum Ambiental da Alta Paulista, São Paulo. ANAP. v. 07, n. 02.

Sudré, L., Morais, L. VÍDEO: Casa é invadida por lama após deslizamento e precisa ser interditada em Juiz de Fora. *G1 Zona da Mata e TV Integração*, Juiz de Fora, 19 Fev 2024. Disponível em: https://g1.globo.com/mg/zona-da-mata/noticia/2024/02/19/casa-e-invadida-por-lama-apos-deslizamento-e-precisa-ser-interditada-em-juiz-de-fora.ghtml. Acesso em 20 Mar 2024.

Tucci, C. E. M. Plano diretor de drenagem urbana: princípios e concepção. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. Volume 2, n 2. Jul/Dez, 1997.

Zanetti, N. Deslizamento no Bairro Santa Luzia deixa residências 'ilhadas', afirmam moradores. *Tribuna de Minas*, Juiz de Fora, 23 Nov 2023. Disponível em: https://tribunademinas.com.br/noticias/cidade/23-11-2023/deslizamento-no-bairro-santa-luzia-deixa-residencias-ilhadas-afirmam-moradores.html. Acesso em 20 Mar 2024.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/131

Elaboração de jogo didático para fins de ensino e aprendizagem em solos tropicais na pós-graduação

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha
Professora, Universidade Federal de Góias, Goiânia, Brasil, marciamascarenha@ufg.br

Andrelisa Santos de Jesus
Professora, Universidade Federal de Góias, Goiânia, Brasil, andrelisajesus@ufg.br

Carla Maria Oliveira Gonzaga
Discente, Universidade Federal de Góias, Goiânia, Brasil, carlamaria@discente.ufg.br

Tomas Joviano Leite da Silva
Engenheiro, Saneago, Goiânia, Brasil, joviano@discente.ufg.br

Bruna de Carvalho Faria Lima Lopes
Professora, Newcastle University, Newcastle upon Tyne, Reino Unido, bruna.lopes@newcastle.ac.uk

RESUMO: Este artigo objetiva apresentar um jogo didático analógico desenvolvido ao longo da disciplina Solos Tropicais, ministrada no Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Estrutura e Construção Civil (PPGGECON), em parceria com o Projeto Multiplicando Saberes Sobre Solos, ambos da Universidade Federal de Goiás (UFG). Trata-se de um jogo de tabuleiro para ser utilizado em disciplinas da graduação, na área de ciência do solo e geotecnia. O jogo conta com perguntas sobre os temas apresentados na referida disciplina, dividindo em três tipos perguntas (múltiplas escolhas, subjetivas, verdadeiro ou falso), organizadas em três graus de dificuldade (fácil, médio e difícil). Cada grau de dificuldade corresponde a uma determinada quantidade de avanços nas casas do tabuleiro. O jogo foi desenvolvido para ser jogado individualmente ou em equipe, podendo ser usado em salas de aula com os mais variados números de alunos e prevendo a participação de até seis jogadores ou equipes. Ao final da disciplina, os executores e as docentes testaram este jogo e discutiram sobre a importância da elaboração do jogo para aprendizagem de conteúdos específicos. De acordo com os discentes, a elaboração do jogo é uma ferramenta didática de ensino que ajuda na promoção da aprendizagem ativa e significativa.

PALAVRAS-CHAVE: Gamificação, Ensino, Solos Tropicais, Educação em Solo.

ABSTRACT: This paper aims to present a didactic physical game developed during the course Tropical Soils, taught in the Postgraduate Program in Geotechnics, Structure and Civil Construction (PPGGECON), in partnership with the Multiplicando Saberes Sobre Solos Project, both at the Universidade Federal de Goiás (UFG). This is a board game to be used in undergraduate courses in soil science and geotechnics. The game has questions on the topics presented in the subject, divided into three types of questions (multiple choice, subjective, true or false), organized into three degrees of difficulty (easy, medium and difficult). Each level of difficulty corresponds to a certain number of moves on the board. The game is designed to be played individually or in teams and can be used in classrooms with a wide range of students, with up to six players or teams taking part. At the end of the course, the executors and teachers tested the game and discussed about the importance of the game for learning specific content. According to the students, the game is a didactic teaching tool that helps promote active and meaningful learning.

KEYWORDS: Gamification, Teaching, Tropical Soils, Soil Education.

1 INTRODUÇÃO

A utilização de jogos como ferramenta educativa tem sido reconhecida e valorizada em diversos contextos acadêmicos e pedagógicos, estendendo-se muito além da mera diversão e entretenimento. Na literatura especializada, a importância dos jogos no processo educativo é evidenciada por trabalhos pioneiros, como os de Jean Piaget e Lev Vygotsky, que, já no século XX, fundamentaram teoricamente a relevância dos jogos no desenvolvimento cognitivo e social dos indivíduos. Mais recentemente, Moraes e Soares (2021) ressaltaram que, apesar da longa trajetória histórica dos jogos educativos, que remonta ao século XVI, ainda hoje existem preconceitos e mal-entendidos sobre seu papel no ensino-aprendizagem, muitas vezes vistos apenas como atividades recreativas sem potencial educativo significativo.

Contrariando essa visão limitada, estudos contemporâneos apontam para a eficácia dos jogos em promover a compreensão de conceitos complexos, especialmente nas ciências, ao estimular a cognição, a criatividade e a motivação dos alunos. Esses recursos didáticos, conhecidos como jogos didáticos, educativos ou pedagógicos, variam em denominação conforme a perspectiva teórica, mas compartilham o objetivo comum de facilitar o processo de ensino e aprendizagem. De acordo com Messeder-Neto (2016), o mais importante é atentar-se ao conteúdo que está sendo trabalhado.

A literatura especializada sobre o uso de jogos na educação tem se concentrado, em grande parte, na educação básica. No entanto, a relevância dos jogos educativos também tem sido reconhecida no ensino superior, particularmente nas áreas técnicas e científicas, como a geotecnia. Exemplos notáveis incluem os trabalhos apresentados no IX Simpósio de Educação em Solos por Oliveira et al. (2018), Limiro et al. (2018) e Gonçalves et al. (2018), além de inovações recentes na gamificação e na aplicação de jogos no ensino de ensaios geotécnicos e caracterização de solos (Chrusciak et al., 2024) e mecânica dos solos não saturados (Cardoso et al, 2023).

No contexto da pós-graduação, a criação de jogos por estudantes emerge como uma estratégia educacional inovadora, capaz de integrar múltiplas habilidades e inteligências no processo de construção do conhecimento. Além disso, os jogos desenvolvidos representam valiosos produtos educacionais, com potencial de aplicação em diferentes níveis de ensino, desde a graduação até o ensino técnico.

Este artigo tem o propósito de apresentar um jogo didático analógico desenvolvido durante a disciplina Solos Tropicais, ofertada no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil (PPGGECON), em colaboração com o Projeto Multiplicando Saberes Sobre Solos, ambos da Universidade Federal de Goiás (UFG). O jogo visa enriquecer o processo educativo, combinando teoria e prática de maneira engajadora e eficaz.

2 DESENVOLVIMENTO DO JOGO DIDÁTICO

O primeiro passo para o desenvolvimento do jogo didático foi a criação de uma planilha simplificada compartilhada entre os discentes da disciplina de Solos Tropicais no Google Sheet para elaboração de possíveis perguntas. As perguntas foram elaboradas por meio de consulta às bibliografias sugeridas para estudo da disciplina, sendo elas: Camapum de Carvalho *et al* (2023); EPA (1981); Lepsch (2005); Mitchell (1976); Nogami & Villibor (1995) e Santos *(1989).*

As perguntas foram divididas por conteúdo (formação, classificação e interpretação) e por grau de dificuldade (fácil, médio e difícil). Além disso, elaborou-se três tipos de perguntas (múltiplas escolhas, subjetivas, verdadeiro ou falso), abordando as diversas habilidades e competências de Ciências da Natureza estabelecidas pela Base Nacional Comum Curricular - BNCC (BRASIL, 2018).

Após a conclusão da elaboração das questões, utilizou-se a plataforma gratuita de design gráfico Canva para elaboração do tabuleiro, cartas, regras e gabarito das questões. Foram decididas conjuntamente as imagens, paleta de cores e distribuição dos elementos buscando alcançar estética agradável, jogabilidade e abrangência do conteúdo da disciplina em sua totalidade.

As imagens utilizadas nas cartas e tabuleiros foram oriundas de fotografias tiradas durante a realização de ensaios no decorrer da disciplina. Já as figuras foram criadas pela equipe ou adquiridas livremente na plataforma Canva. Além disso, utilizou-se a fonte Arial em todos os textos do material por ser uma fonte sem

serifa que possibilita uma experiência mais inclusiva de leitura, beneficiando os portadores de deficiência visual.

3 APRESENTAÇÃO DO JOGO DIDÁTICO

O jogo de tabuleiro elaborado é composto por um (1) tabuleiro (Figura 1), trinta e cinco (35) cartas separadas por conteúdo (Figura 2), as regras (Figura 3a) e o gabarito (Figura 3b). O jogo foi desenvolvido para ser jogado individualmente ou em equipe, podendo ser usado em salas de aula com os mais variados números de alunos e prevendo a participação de até seis jogadores ou equipes. Entende-se que o principal público alvo deste jogo são estudantes de graduação e pós-graduação em engenharia civil, engenharia ambiental e áreas afins.

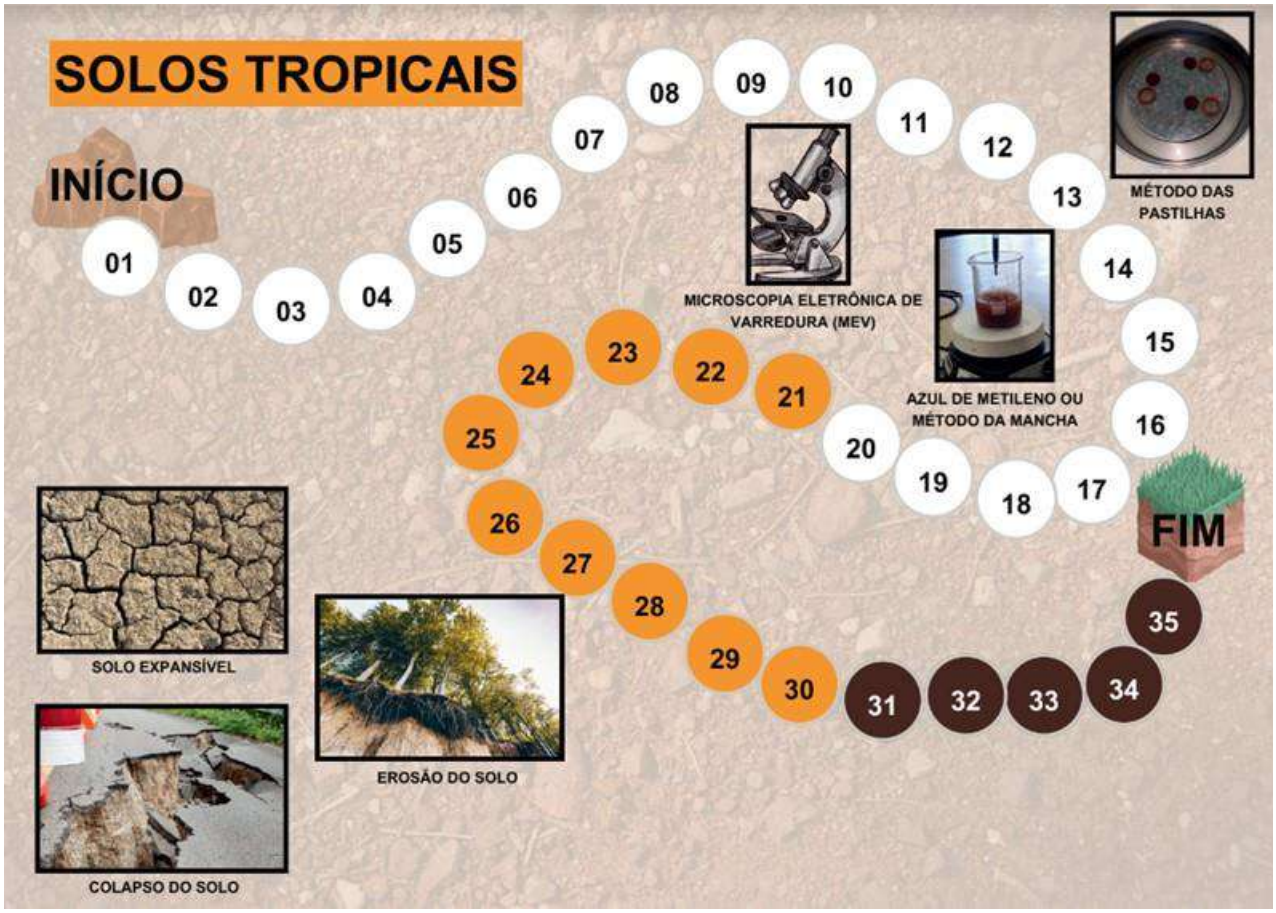


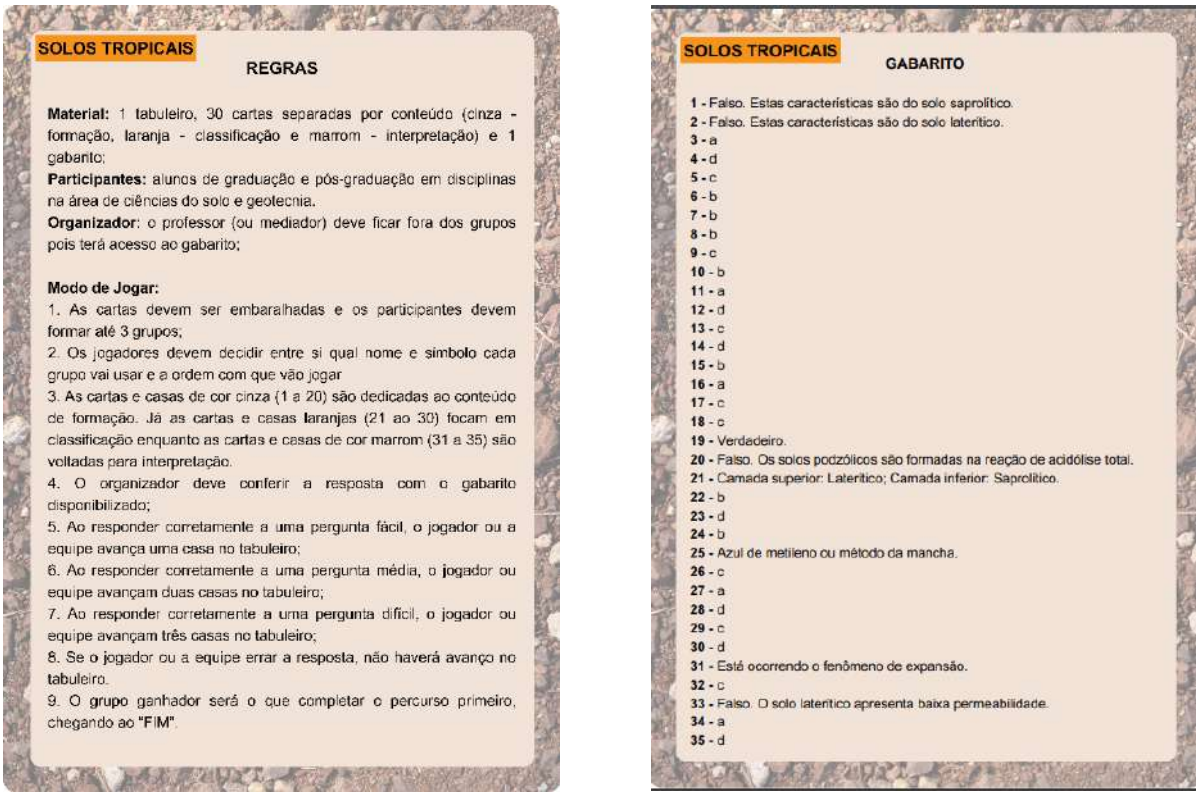
Figura 1. Tabuleiro do Jogo.

Os grupo/jogadores devem sortear entre si para iniciar o jogo e cada grupo deve escolher um nome e um símbolo. O início do jogo é indicado pela Casa "INÍCIO". Além disso, o professor (ou organizador) deve ficar fora dos grupos, pois terá acesso ao gabarito e realizará a conferências das respostas durante as partidas. As casas do tabuleiro são separadas por conteúdo e a cor das cartas e das casas fazem esta distinção, sendo que o jogo deve seguir a ordem de conteúdo: formação, classificação e interpretação. Sabendo disso, as cartas e casas de cor cinza correspondem a numeração 1 a 20 e abordam a formação dos solos tropicais e mineralogia; as cartas e casas de cor laranja correspondem a numeração 21 a 30 e abordam temas sobre classificação dos solos e os ensaios relacionados e as cartas de cor marrom, correspondem a numeração 31 a 35 e abordam questões de interpretação sobre o comportamento mecânico, hidráulico dos solos tropicais e suas possíveis aplicações em sistemas de disposição de resíduos sólidos.

O avanço do jogo é determinado de acordo com o grau de dificuldade das questões. Portanto, respondidas corretamente as perguntas de grau fácil, médio ou difícil correspondem a um deslocamento de

uma, duas ou três casas no tabuleiro, respectivamente. A fim de garantir a jogabilidade foram elaboradas doze questões fáceis, quinze médias e oito difíceis. Caso o discente ou grupo não acerte a resposta, ele não avançará no tabuleiro, sendo necessário tentar novamente na próxima rodada; O grupo ganhador será o que completar o percurso primeiro, chegando a casa "FIM".

Figura 2. Modelo de cartas.



Figuras 3. Elementos do jogo didático: a) Regras; b) Gabarito

Foram utilizadas cinco diferentes competências e doze habilidades de Ciências da Natureza, que constam na Base Nacional Comum Curricular – BNCC (BRASIL, 2018). A competência mais utilizada foi a C7, que consiste em apropriar-se de conhecimentos da química para, em situações problema, interpretar, avaliar ou planejar intervenções científico-tecnológicas; enquanto a habilidade mais utilizada foi a H9, que consiste em compreender a importância dos ciclos biogeoquímicos ou do fluxo de energia para a vida, ou da ação de agentes ou fenômenos que podem causar alterações nesses processos.

4 EFICIÊNCIA DA METODOLOGIA DE ENSINO

Para testar o jogo didático, na última aula da disciplina, as docentes conduziram o jogo e os executores (discentes da disciplina) jogaram. Percebeu-se, durante o jogo, o nível de dificuldade das questões, a jogabilidade, a qualidade das ilustrações e pequenas alterações foram sugeridas e acatadas pelo grupo, que corresponde ao material apresentado neste trabalho.

Os discentes foram questionados sobre a eficiência da construção do jogo didático na agregação de conhecimento técnico-científico em geotecnia. Percebeu-se que esta metodologia permitiu a assimilação do conteudo e foi considerada mais eficiente do que o outro método avaliativo, que consistia em prova escrita. Também foi questionado qual das atividades avaliativas envolveu maior tempo de preparação e o jogo didático foi selecionado pela maioria.

Vale ressaltar que, durante a última aula, os discentes relataram a dificuldade em realizar atividades como esta, visto que, além de um conhecimento bastante aprofundado sobre os temas ministrados na disciplina, eles tiveram que desenvolver habilidades, tais como criatividade e conhecimento de design gráfico, que usualmente não são desenvolvidas em cursos de graduação e pós-graduação em Engenharia.

5 CONCLUSÕES

A elaboração do jogo didático analógico se mostrou uma excelente ferramenta didática de ensino para a promoção da aprendizagem ativa dos discentes pois estimula a pesquisa e o aprofundamento das referências bibliográficas sugeridas para estudo. Além disso, foram realizadas diversas discussões em grupo com o objetivo de tornar o conteúdo do jogo didático mais assertivo, didático e objetivo. Portanto, essa atividade não apenas permitiu a aquisição de conhecimento técnico e científico em Geotecnia, mas também estimulou o engajamento dos alunos na disciplina.

No entanto, a elaboração do jogo foi considerada uma atividade desafiadora de ser executada pelos discentes. A elaboração das questões e a criação das artes demandam tempo e criatividade, além de se exigir habilidades não convencionais, como a necessidade do uso de uma ferramenta de design gráfico.

A qualidade do jogo desenvolvido permitirá sua futura incorporação no plano de ensino de algumas disciplinas de cursos da UFG que abordem as questões de solo, seja na perspectiva da ciência do solo ou da geotecnia. Sua integração pode proporcionar o enriquecemento do processo de ensino-aprendizagem e uma abordagem mais dinâmica e interativa para os estudantes. Para a futura incorporação do jogo como recurso didático em disciplina, recomenda-se a realização de uma avaliação, por meio de aplicação de enquetes, da eficiência do jogo em melhorar a apredizagem dos conteúdos abordados.

AGRADECIMENTOS

As autoras e o autor agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo projeto Universal 2023- processo 407439/2023-4

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brasil (2018). Ministério da Educação. *Base Nacional Comum Curricular - BNCC*. Brasília.

Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr., G.F.N., Machado, S.L., Mascarenha, M.M. A., Silva Filho, F.C., Rodrigues, R.A. (2023). *Solos não saturados no contexto geotécnico*. 2. ed. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – ABMS. São Paulo. https://doi.org/10.4322/978-65-992098-3-3

Cardoso, G. A. F., Chrusciak, M. R., Cordão-Neto, M. P., Lopes, B. de C. F. L. (2023) UnSaLuDo: The development of an educational board game on unsaturated soil mechanics. In: *8th International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 2023)*, Milos, Greece. https://doi.org/10.1051/e3sconf/202338224008

Chrusciak, M. R., Luz, H. K. M., Souza, R. D., Lopes, B. de C. F. L. (2024) The development and evaluation of an educational board game on basic geotechnical soil characterization. *Soil and Rocks*, 47(2):e2024003723 https://doi.org/10.28927/SR.2024.003723

Environmental Protection Agency – EPA (1981). *Process design manual. Land treatment of municipal wastewater*. Cincinati.

Gonçalves, L. M., Limiro, G. C. P., Oliveira, B. C. ; Jesus, A. S., Mascarenha, M. M. A. (2018) Jogo de tabuleiro: uma ferramenta na educação em solos. In: IX Simpósio Brasileiro de Educação em Solos - SBES, Dois Vizinhos. *Anais do IX SBES.*

Lepsch, I. F. (2005) *19 lições de pedologia.* Oficina de Textos, São Paulo, 456p.

Limiro, G. C. P., Oliveira, B. C., Gonçalves, L. M., Jesus, A. S., Mascarenha, M. M. A. (2018) Palavras Cruzadas: Estratégia Didática para Educação em Solos. In: IX Simpósio Brasileiro de Educação em Solos -SBES, Dois Vizinhos. *Anais do IX SBES.*

Messeder-Neto, H. da S..(2016) *O lúdico no ensino de Química na perspectiva histórico-cultural: além do espetáculo, além da aparência*. Editora Prismas, Curitiba:.

Mitchell, J. K. (1976) *Fundamentals of Soil Behavior*. John Wiley & Sons, New York, NY, USA.

Moraes, F. A. de, Soares, M. H. F. B. (2021) Uma proposta para a elaboração do jogo pedagógico a partir da concepção de esquemas conceituais. *Educação em Revista*, 37 (1), p. 1-21.

Nogami, J. S.; Villibor, D. F. (1995) *Pavimentação de baixo custo*. Vilibor, São Paulo, 213 p.

Oliveira, B. C., Gonçalves, L. M., Limiro, G. C. P., Jesus, A. S., Mascarenha, M. M. A. (2018) Materiais didáticos para atividades lúdicas com foco na educação em solos: jogo da memória. In: IX Simpósio Brasileiro de Educação em Solos - SBES, Dois Vizinhos. *Anais do IX SBES.*

Santos, P. S. (1989) *Ciência e Tecnologia de Argilas*. Editora Edgard Blucher LTDA., 408p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/132

Entrelaçando a Teoria com a Prática Através de Competições Geotécnicas Utilizando Modelos Reduzidos

Beatriz Wos Prates
Estudante, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil, beatriz.prates@ufpr.br

Raphael Ribas Cramer de Moraes
Estudante, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil, raphael.cramer@ufpr.br

Roberta Bomfim Boszczowski
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil, roberta.bomfim@ufpr.br

Giancarlo Domingues
Maccaferri do Brasil, Florianópolis, SC, Brasil, g.domingues@maccaferri.com

Alan Donassollo
Maccaferri do Brasil, Novo Hamburgo, RS, Brasil, a.donassolo@maccaferri.com

RESUMO: Um dos grandes desafios para o estudante durante a graduação é a associação da teoria com a prática. Buscando superar essa lacuna, o GEGEO, Grupo de Estudos em Geotecnia da Universidade Federal do Paraná, promove competições entre universidades brasileiras, centradas na elaboração e execução de projetos geotécnicos. A primeira competição proposta pelo grupo foi em 2016, o Desafio de Taludes e em 2023. O Desafio de Barreiras. O objetivo destas competições e facilitar o ensino e aprendizagem da engenharia geotécnica no âmbito da graduação, de forma que possam ser replicados em instituições de ensino e eventos que promovam a interação entre universidades. Para isso, o método utilizado consiste no estudo e aplicação de modelos reduzidos que simulem estruturas e obras de geotecnia que possa aproximar o máximo possível a realidade de tais empreendimentos ao ambiente de aprendizagem dos alunos. A capacidade de desenvolver soluções otimizadas e aplicação de conceitos específicos da engenharia são aspectos importantes para a análise do sucesso destas iniciativas, bem como o engajamento e difusão destas competições no cenário acadêmico nacional

PALAVRAS-CHAVE: Taludes, Barreiras, Extensão Universitária, Modelos Reduzidos, Ensino de Engenharia.

ABSTRACT: One of the major challenges for undergraduate students is linking theory with practice. To bridge this gap, the GEGEO, the Geotechnical Studies Group at the Federal University of Paraná, organizes competitions among Brazilian universities focused on the development and execution of geotechnical projects. The group's first competition, the Slope Challenge, was introduced in 2016, and the Barrier Challenge followed in 2023. The goal of these competitions is to facilitate the teaching and learning of geotechnical engineering at the undergraduate level, with the potential to be replicated in educational institutions and events that promote interaction among universities. The method involves the study and application of scaled models simulating geotechnical structures and projects, closely approximating real-world scenarios in the students' learning environment. The ability to develop optimized solutions and apply specific engineering concepts are crucial aspects for evaluating the success of these initiatives, as well as the engagement and dissemination of these competitions within the national academic landscape.

KEYWORDS: Slopes, Barriers, Education Outreach, Reduced Models, Engineering Education.

1 INTRODUÇÃO

Grande parte dos sociólogos modernos reconhece que estamos nos tornando uma "Sociedade do Conhecimento", onde os cidadãos engajam ao pensamento crítico, resolução coletiva de problemas, razão baseada em evidência e vivem em um ambiente de trabalho complexo e de rápida transformação (Hargreaves, 2003; Zuboff et Maxmin, 2004). Sabendo disso, é evidenciado que estudantes que participem de aplicações práticas tenham uma retenção de conhecimento 45% maior quando comparado aos que optam apenas pelo conhecimento teórico (Archaya, 2019). Dentro dos cursos de Engenharia Civil, a elaboração de projetos em competições no ensino incentiva o aluno a desenvolver habilidades usando os conhecimentos técnicos aprendidos nas disciplinas e tornam-se espaços integradores do conhecimento. A competição de canoas de concreto, realizada pela ASCE (American Society of Civil Engineers) nos Estados Unidos, é um exemplo desse tipo de abordagem (Siriani et al, 2003).

Experiências semelhantes no Brasil são relatadas por Martins & Tormena (2004), com a concepção de modelos estruturais de canoas de concreto armado, envolvendo análises de flutuação e estabilidade. A competição Interpontes, realizada pela FEB (Faculdade de Engenharia) da UNESP (Universidade Estadual Paulista) no campus de Bauru - São Paulo, é outro exemplo em que a competição abordou o conceito da fabricação de modelos reduzidos de pontes com macarrão e palitos de churrasco (Javaroni *et al*, 2013).

As experiências citadas apresentaram resultados expressivos ao posicionar o aluno como agente principal da construção de seu conhecimento. Ademais, as atividades de extensão possibilitam aos discentes a consolidação e aplicação da teoria aprendida em sala de aula e auxiliam na escolha das futuras áreas de atuação, tornando a formação superior ainda mais completa. Além disso, esses eventos possibilitam aos alunos as oportunidades de participarem de atividades extracurriculares em áreas específicas dos cursos de graduação além de os aproximarem de profissionais e pós-graduandos.

Tendo noção desse fato, no ano de 2016 o Grupo de Estudos em Geotecnia da Universidade Federal do Paraná (GEGEO) em parceria com o Programa de Educação Tutorial (PET) Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná e a empresa Maccaferri, implantaram, na UFPR, o Desafio de Taludes (Wolney, 2016; Zorzan, 2017). Esse modelo de aprendizado aplicado visa realizar uma contenção de terra armada em modelo reduzido, fazendo com que os alunos disputem pela confecção mais adequada possível.

O Desafio de Taludes está na sua oitava edição e foi reproduzido em inúmeros outros cursos de Engenharia no País (Silva, 2023; Carvalho, 2020). Com o sucesso do Desafio de Taludes ao longo dos anos, em 2023 foi organizado o Desafio de Barreiras, o qual visava a construção de uma barreira contra queda de rochas e, assim como o Desafio de Taludes, em modelo reduzido. O Desafio de Barreiras foi criado pela Maccaferri e executado pela primeira vez no México durante o Congresso Internacional de Engenharia (CONIIN) e depois na Guatemala (Maccaferri, 2023). No Brasil, o Desafio foi realizado em conjunto com o GEGEO em novembro de 2023 durante o XIII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul.

Os Desafios foram abertos a todas as universidades, assim, proporcionaram uma troca enriquecedora de experiências entre estudantes e professores de diversas regiões do Brasil, ampliando suas perspectivas e fortalecendo a rede de conhecimento geotécnico no país.

2 CONCEITUAÇÃO DO DESAFIO DE TALUDES - CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO

A contenção de taludes é uma necessidade recorrente em grande parte das obras de engenharia, em especial as rodoviárias. As obras geotécnicas que contém elementos resistentes à tração e que alteram as características dos solos no qual estão inseridos são denominados solos reforçados (Maparagem, 2011). A primeira técnica moderna de contenção em solo reforçado foi patenteada em 1966, por Henri Vidal, como *Terre Armée*. Esta invenção impulsionou o uso de sistemas de reforço de solo e, graças a ela, é comum observar nos dias de hoje uma variedade de aplicações e materiais (Mitchell & Villet, 1987). "Sistemas de solo reforçado podem ser classificados em três categorias: sistemas reforçados com solo, sistemas de reforço in-situ, e sistemas de multi-ancoragem."(Christopher et al, 1989).

O Desafio de Taludes propôs a utilização de um modelo reduzido para auxiliar na compreensão do modelo de contenção em solo reforçado e incentivando propostas que otimizem o uso do material disponível. Os competidores foram incumbidos da tarefa de dimensionar uma contenção para um talude de solo arenoso

utilizando como reforço tiras de papel. Esse modelo visa representar, de maneira simplificada, os conceitos envolvidos no dimensionamento e comportamento geotécnico da contenção de encostas por meio de solo reforçado, além de aspectos inerentes ao processo construtivo.

2.1 Metodologia de Desenvolvimento do Desafio de Taludes

Visando se aproximar ao máximo da realidade de um projeto de uma obra geotécnica, foi apresentado aos participantes um problema geotécnico juntamente com uma solução racionalizada, ou seja, que utilize a menor quantidade de material mantendo a eficiência do modelo. Os materiais disponibilizados incluíam areia, simulando o solo do terreno, jornal, equivalente ao paramento, e tiras de papel, equivalente aos reforços.

Para executar o projeto, as equipes compostas por quatro participantes receberam informações detalhadas sobre as características da areia, incluindo análise granulométrica, massa específica, índice de vazios máximos e mínimos, e ângulo de atrito. Além disso, são fornecidas características dos papéis utilizados, como gramatura e dados de resistência à tração com as fibras no sentido contra máquina e no sentido máquina. As dimensões do talude e os deslocamentos máximos que o modelo pode sofrer também foram fornecidos como parte do enunciado do problema.

Durante o projeto, os participantes foram encorajados a avaliarem diversas soluções e condições de projeto, como: dimensões, espaçamento, localização e orientação do reforço; características e estado do solo, além do método de construção do modelo. A primeira etapa da montagem consiste na preparação do paramento e dos reforços. O jornal é cortado conforme o padrão do desafio, e as tiras de papel, conforme o projeto. Após o recorte, as tiras são coladas com cola no jornal.

O modelo reduzido foi montado em uma caixa de madeira de dimensões 40x40x60cm, composta por 3 faces de madeira compensada (sendo uma delas removível), 1 face de acrílico (para visualização interna) e 1 base de madeira compensada. A segunda etapa de montagem consiste no preenchimento desta caixa com areia. O preenchimento foi realizado em camadas, e a cada camada, os participantes utilizaram soquetes de madeira para compactar a areia (Figura 1a).

Após a montagem, o modelo passou por um teste de carga (Figura 1b), onde foi avaliado o carregamento até a ruptura do talude reduzido (Figura 1c), utilizando um sistema desenvolvido especificamente para a competição. Também foram medidas deformações durante o carregamento e avaliadas quanto ao critério estabelecido, sendo estas deformações limitadas a cinco centímetros.

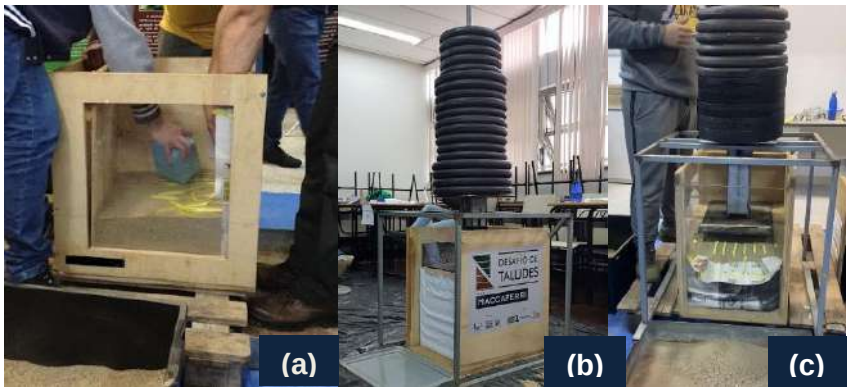


Figura 1. Desafio de Taludes. a) Montagem do modelo reduzido. b) Teste de carga. c) Modelo reduzido rompido.

Quatro critérios principais foram avaliados nos projetos. Respeitando requisitos técnicos, econômicos e de exequibilidade, foram quantificadas a carga suportada, a horizontalidade da área do paramento (deformação da face), o uso do tempo na montagem do modelo reduzido e a otimização no uso do papel de reforço. Visando a simulação ao máximo fiel do problema prático do projeto de contenções, os critérios buscam simular a eficiência da estrutura de contenção, por exemplo, a horizontalidade necessária para a construção de

um viaduto sobre aterro; a relação entre tempo de execução e o custo de uma obra e o incentivo à economia de recursos naturais.

3 CONCEITUAÇÃO DO DESAFIO DE BARREIRAS - BARREIRA DE PROTEÇÃO CONTRA QUEDA DE ROCHAS

Outra atividade que promove a interação prática entre os conceitos aprendidos na graduação e sua aplicação real na engenharia é o Desafio de Barreiras. Essa competição se concentra no estudo e na aplicação de modelos reduzidos de barreiras dinâmicas utilizadas na contenção de taludes suscetíveis a rolamento de massas, especialmente de blocos de rochas.

O rolamento de blocos é um fenômeno no qual partes de um maciço rochoso se desprendem e colapsam, convertendo energia potencial gravitacional em energia cinética. Esses movimentos de massa representam um grande risco para obras de infraestrutura, como ferrovias ou rodovias, além de habitações, que frequentemente estão localizadas em áreas de risco (Peña *et al*, 2016). Nesse contexto, as barreiras dinâmicas são fundamentais para proteger vidas e diversas estruturas de interesse social. Promover o senso crítico e a sensibilidade dos alunos de graduação a esses contextos, de maneira didática e lúdica, é um dos objetivos centrais do Desafio de Barreiras.

3.1 Metodologia de desenvolvimento do desafio de barreiras

A dinâmica do desafio de barreiras consistiu em três principais momentos: (1) Concepção de um projeto da barreira com base nos materiais fornecidos (palitos de madeira, arame, papel e outros para confecção); (2) Montagem/confecção do modelo; (3) Avaliação pela comissão organizadora; (4) Avaliação do desempenho da estrutura (prova de carga).

Na etapa de concepção de projetos, as equipes compostas por quatro integrantes foram orientadas por meio de informações presentes em edital a estudarem o comportamento físico simplificado de deslizamentos de rochas por meio de ferramentas de análise de mecânica dinâmica. As informações essenciais e variáveis foram fornecidas e os participantes deveriam realizar cálculos com o objetivo de justificarem suas escolhas de projeto e avaliar o conhecimento desenvolvido e adquirido para este fim. Esse tema normalmente não é contemplado nas disciplinas obrigatórias de cursos de Engenharia Civil. Assim, a investigação instiga o senso crítico e o autodidatismo, instando alunos a buscarem conhecimentos e desenvolvê-los ativamente em outros contextos além da educação superior tradicional.

Ainda se tratando da concepção de projeto, realizada a análise e memorial de cálculo, os integrantes das equipes desenvolveram desenhos técnicos representando o modelo de barreira dinâmica escolhido. Os desenhos devem respeitar fundamentos do desenho técnico, com elementos representativos essenciais: plantas, elevações, cortes e seções; além de anotações técnicas sobre materiais utilizados, procedimentos de execução e outros que facilitem a execução e apreciação da comissão organizadora. Estas exigências buscam inserir os competidores no contexto de projetos de engenharia, simulando uma situação real de concepção, elaboração, apresentação e defesa de projetos que são rotinas integrantes da profissão.

No tocante à etapa de montagem, todas as equipes iniciaram a execução de seus projetos em conjunto, ao sinal da equipe de organização. O espaço para trabalho, materiais e todos os recursos necessários para a montagem dos modelos foi fornecido para as equipes de maneira igual e descritos em edital, sendo vedado o uso de artifícios que promovam vantagens indevidas sobre os demais competidores. Para tanto, foram selecionados fiscais para acompanhar cada equipe e avaliar o cumprimento das disposições do edital, sanar dúvidas e oferecer apoio aos participantes.

Ao final da montagem, as equipes devem sinalizaram a conclusão e interromperam quaisquer atividades construtivas sobre o modelo e, em seguida, foram feitas as avaliações: pesagem do modelo, defesa

do memorial de cálculo, dos desenhos técnicos de projeto e defesa oral quanto a possíveis comentários ou dúvidas por parte da banca avaliadora.

Por último, a terceira etapa consistia na avaliação estrutural e de serviço do modelo conforme critérios pré-estabelecidos em edital. A estrutura elaborada deveria garantir que o impacto dos objetos que simulam rochas - pilhas alcalinas tamanho D - tenham sua energia cinética absorvida de forma elástica, evitando o máximo possível que estes objetos sejam rebatidos ou lançados fora de uma zona de segurança determinada. As pilhas foram lançadas contra a barreira por uma rampa de altura 1150 mm e inclinação de 35°, apresentada na Figura 2c.

Também era necessário que as equipes garantissem que os deslocamentos no plano da base do modelo respeitassem valores máximos para garantir o estado limite de serviço simulado nesta competição, além de garantir o estado limite último quanto a integridade do modelo (deformação excessiva dos elementos ou seu colapso). Nas Figuras 2a e Figura 2b estão apresentados alguns modelos de barreiras desenvolvidos pelos competidores.

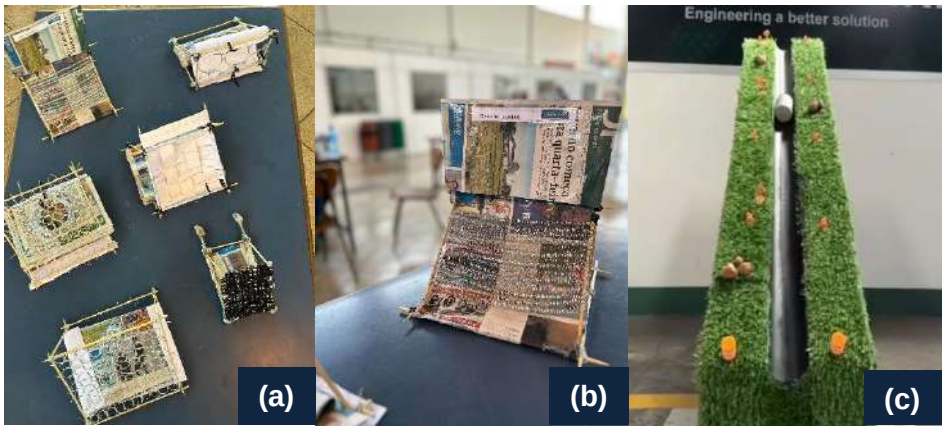


Figura 2. Desafio de Barreiras. a) Visão geral das barreiras desenvolvidas. b) Barreira desenvolvida pela equipe da UFPR. c) Sistema de teste estrutural simulando talude e queda de rocha.

O objetivo principal da dinâmica e o critério central de pontuação estavam relacionados à capacidade dos participantes em desenvolverem o projeto mais econômico em termos de uso de materiais, sem comprometer o desempenho estrutural e operacional do modelo. Esses critérios tiveram o propósito de desafiar os participantes a aplicarem seus conhecimentos específicos sobre estruturas, mecânica estática e dinâmica, ao mesmo tempo em que os sensibiliza para a complexidade envolvida na tomada de decisões em projetos de grande escala.

4 RESULTADOS OBTIDOS

Com o objetivo de difundir a prática de competições geotécnicas, o GEGEO tem realizado o Desafio de Taludes e recentemente, o Desafio de Barreiras de maneira regular e consistente, contando com a participação de diversas equipes de várias universidades do país. A Tabela 1 apresenta o número de equipes e universidades participantes em edições anteriores dos Desafios. Observa-se a participação de Universidades públicas e privadas das regiões Sul e Sudeste, evidenciando o alcance desta iniciativa e o engajamento de alunos e professores.

A experiência e aplicação destes desafios tem fomentado sua reprodução por iniciativa independente de outras universidades do país. Em 2017 e 2018 a UFRGS do Rio Grande do Sul desenvolveu um Desafio de Taludes com algumas adaptações (UFRGS, 2017, 2018). A UDESC de Joinville, Santa Catarina elaborou um Desafio de Taludes em 2018 (UDESC, 2018), em 2019 a PUC Minas organizou seu primeiro Desafio de Taludes na 17ª Mostra Tecnológica do IPUC (PUC Minas, 2019). Estas universidades têm realizado estes

desafios consistentemente ao longo dos últimos anos, o que demonstra a relevância destas atividades no âmbito acadêmico.

Tabela 1. Resumo geral de participação nos Desafios de Taludes e Barreiras

ANO	EDIÇÃO	Nº DE EQUIPES PARTICIPANTES	UNIVERSIDADES PARTICIPANTES
2016	I	13	UP, UDESC, UFPR, FACEAR
2017	II	8	UFPR, FACEAR, PUC PR, UP
2018	III	8	UEPG, UP, UFPR, UDESC
2019	IV	6	UFPR, UFSC, UP, UNICURITIBA
2019	V (geosul)	3	UFPR, UFSC
2021	VI (digital)	7	UFPR, PUC PR, UFSC, UNESP, UEPG, UTFPR, URI Erechim
2023	VII	6	UEPG, UFSC, UFPR
2023	VIII	3	UFPR
2023	I Barreiras	6	UFSC, UEPG, UFPR

Apesar do dimensionamento da contenção em solo reforçado e da barreira de contenção serem realizados com metodologia teórica que considera os preceitos de mecânica dos solos e das rochas, há imprecisões devido às condições geométricas dos modelos reduzidos. Assim, recomenda-se um estudo aprofundado de similaridade e semelhança dimensional para que se possa elaborar e expandir estes desafios, aplicando-os inclusive aos outros contextos, como projetos de fundações, por exemplo. Uma abordagem matemática e quantitativa do desempenho destes métodos e dos resultados na apreensão dos conceitos em sala de aula são objetivos interessantes de serem discutidos e avaliados, e que podem enriquecer ainda mais estas dinâmicas e seu entrelaçamento com a teoria apresentada na graduação.

5 CONCLUSÃO

Os Desafios de Taludes e Barreiras têm cumprido com êxito o propósito de promover e instigar o senso crítico dos alunos de graduação, integrando os conhecimentos adquiridos em aulas tradicionais com métodos práticos e inovadores. Essas competições incentivam a criatividade, o trabalho em equipe e a busca por soluções simplificadas e econômicas para problemas geotécnicos específicos, proporcionando um ambiente que simula desafios reais enfrentados na engenharia. Além disso, essas iniciativas facilitam a troca de experiências entre estudantes, profissionais e professores de diferentes regiões do Brasil, enriquecendo as habilidades e conhecimentos dos envolvidos.

As competições desempenham um papel fundamental no desenvolvimento técnico dos participantes e aumentam a sensibilidade necessária para enfrentar os desafios das grandes decisões de engenharia. O sucesso e a repercussão dessas atividades demonstram o compromisso da Universidade Federal do Paraná e de outras instituições participantes em promover, melhorar e ampliar a educação em engenharia, alinhando-se às demandas da sociedade e do mercado de trabalho.

Ao proporcionar uma plataforma prática de aprendizado e troca de experiências, esses desafios têm contribuído significativamente para a formação de futuros engenheiros mais preparados e conscientes das complexidades envolvidas em suas futuras carreiras profissionais. Os resultados da aplicação e expansão destes desafios demonstram sua boa aplicabilidade e ensejam na elaboração de outras modalidades visando abranger demais aplicações da engenharia geotécnica, não se limitando apenas a estruturas de contenções.

REFERÊNCIAS BIBLIOFRÁFICAS

Acharya, H., Reddy, R., Hussein, A., Bagga, J., & Pettit, T. (2018). The effectiveness of applied learning: An empirical evaluation using role playing in the classroom. Journal of Research in Innovative Teaching & Learning, 11(2), 156-172. Disponível em: <https://www.emerald.com/insight/content/doi/10.1108/JRIT-06-2018-0013/full/html>. Acesso em: 3 jul. 2024.

Carvalho, F. A., Nery, Y., & Dias Junior, L. T. (2020). Aprendizagem ativa através de competições. *XLVIII Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia*, Joinville, SC.

Christopher, B. R., Gill, S., Giroud, J. P., Juran, I., Mitchell, J. K., Schlosser, F., & Dunnicliff, J. (1989). *Reinforced soil structures: Volume II, Summary of research and systems information*. Disponível em: <https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/960>. Acesso em: 3 jul. 2024.

Hargreaves, A. (2003). Teaching in the Knowledge Society: Education in the Age of Insecurity. New York, NY: Teachers College Press

Javaroni, C. E., Boiça, F. R., Carvalho, B. Z., Gerbassi, M. B., Loesch, M. H., & Lopes, G. T. (2013). Interpontes: concurso de modelos reduzidos de pontes de macarrão. *7º Congresso de Extensão Universitária*. Águas de Lindóia. Anais. São Paulo: PROEX; UNESP, 09783. Disponível em: <https://repositorio.unesp.br/items/2a38c419-8480-417f-9c65-78f7ea173650>. Acesso em: 3 jul. 2024.

Maccaferri. (2023). 1º Desafio de Barreiras no UAQ. *XIX International Engineering Congress*. Santiago de Querétaro. Disponível em: <https://www.maccaferri.com/mx/news/desafio_escala_barrerasdinamicas/>. Acesso em: 3 jul. 2024.

Maparagem, A. S. (2011). *Avaliação da interação solo-fitas metálicas e poliméricas para solução em terra armada em solos não convencionais.* Dissertação do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

Martins, A. R., & Tormena, F. V. (2004). Projeto canoas de concreto: o desafio da prática no ensino da Engenharia Civil. In *Anais do 46º Concreto Brasileiro do Concreto*. Florianópolis, SC.

Mitchell, J. K., & Villet, W. C. B. B. (1987). *Reinforcement of earth slopes and embankments.* Departamento de Engenharia Civil, Universidade da Califórnia, Berkeley, Califórnia; Dames & Moore, San Francisco, CA, USA.

Peña, A., & Pinto, H. (2016). *Dynamic Barriers for Protection against Rocks Falls*. Escola de Engenharia de Construção, Faculdade de Engenharia, Pontifícia Universidade Católica de Valparaíso. Valparaíso, CL.

Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais. (2019). Desafio de Taludes PUC Minas. Disponível em: <https://ipuc.pucminas.br/wp-content/uploads/2019/10/EDITAL-DESAFIO-DO-TALUDE_REV07.2.pdf>. Acesso em: 4 jul. 2024.

Silva, D. T., Silva, P. E. S., Santos, M. B., & Soares, D. A. L. (2023). Emprego de aprendizagem baseada em problemas (ABP) no ensino da engenharia civil - geotécnica: desafio de taludes. *LI Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia*. Rio de Janeiro, RJ.

Sirianni, V., et al. (2003). Assessing the impact of the concrete canoe and steel bridge competitions on civil engineering technology students. *Proceedings of the 2003 American Society for Engineering Education Annual Conference & Exposition*.

Universidade do Estado de Santa Catarina. (2018). Desafio de Taludes UDESC (2018). Disponível em: <https://www.udesc.br/arquivos/cct/id_cpmenu/2736/Edital_UDESC_15337856222025_2736.pdf>. Acesso em: 4 jul. 2024.

Universidade Federal do Rio Grande do Sul. (2017). Desafio de Taludes UFRGS (2017). Disponível em: <https://drive.google.com/file/d/1nsdmTMIw7-ZIy3uJrTQQCqSizeD7wznP/view>. Acesso em: 4 jul. 2024.

Universidade Federal do Rio Grande do Sul. (2018). Desafio de Taludes UFRGS (2018). Disponível em: <https://www.ufrgs.br/petcivil/wp-content/uploads/2018/10/Edital-Pronto-Taludes-20182.pdf>. Acesso em: 4 jul. 2024.

Wolney, D. (2016). O primeiro desafio de taludes é realizado na UFPR. *Revista Fundações e Obras Geotécnicas*, *73*, 22-29. Editora Rudder. Disponível em <https://issuu.com/editorarudder/docs/revista_fundacoes_73>. Acesso em: 03 jul. 2024.

Zorzan, L. G., Oliveira, R. O. F. P., Souza, D. D. L., & Neto, E. G. (2017). Competições no Ensino da Engenharia Geotécnica: a experiência do desafio de taludes da UFPR. *XLV Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia*, Joinville, SC.

Zuboff, S., and Maxmin, J. (2004). The Support Economy: Why Corporations Are Failing Individuals and the Next Episode of Capitalism. New York, NY: Penguin.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/133

Evoluções, Lições Aprendidas e Desafios do Maior Processo de Empilhamento de Rejeito Filtrado de Minério de Ferro no Mundo

Letícia Guimarães Cedro
Engenheira Geotécnica, Afiliação, Itabira, Brasil, leticia.cedro@vale.com

Miguel Neto Paganin
Gerente Geral de Geotecnia e Hidrogelogia Itabira, Afiliação, Itabira, Brasil, miguel.paganin@vale.com

Danilo Manata Eloi
Engenheiro Geotécnico, Afiliação, Itabira, Brasil, danilo.eloi@vale.com

Rodney de Andrade Silva
Engenheiro Geotécnico, Afiliação, Itabira, Brasil, rodney.silva@vale.com

Gricor Channakian
Coordenador de Geotecnia, Afiliação, Itabira, gricor.channakian@vale.com

RESUMO: Os incidentes e acidentes envolvendo barragens de rejeito na última década, culminaram na reflexão do modo operacional tradicional da mineração. O uso das barragens vem sendo amplamente desafiado e questionado do ponto de vista social, ambiental e técnico e novas alternativas para a continuidade da mineração se fazem necessárias. O processamento mineral sem a produção de rejeitos ainda não é a realidade da grande maioria dos complexos minerários. Contudo, há um consenso entre as empresas de mineração sobre a necessidade de implementar processos e operações mais sustentáveis e alinhados com a proposta ESG.
O empilhamento de rejeitos filtrados é uma destas alternativas e propostas. Surgiu em função deste desejo das empresas de mineração e face à impossibilidade de licenciamento de novas barragens ou operação das barragens existentes. O processo é relativamente novo e desafiador. O GISTM (Global International Standard Tailings Management) vem sendo utilizado como balizador de boas práticas do processo. Contudo, por exemplo no Brasil, não existe nenhuma legislação vigente atualmente. Além disso, existem os desafios técnicos, sociais e ambientais. Empilhar rejeito filtrado em regiões tropicais como o Brasil, onde o verão é caracterizado por índices pluviométricos elevados, requer rigor e disciplina operacional. A definição e manutenção dos controles tecnológicos também não são triviais, assim como os controles e as condicionantes ambientais e sociais. Contudo, a mineração vivencia franca evolução neste processo ao longo dos últimos anos.
O complexo minerário de Itabira, situadona cidade de mesmo nome, completou 80 anos em 2022, sendo as barragens de rejeito estruturas imperativas e necessárias para o empreendimento. No entanto, desde 2022 tem havido mudanças nesse cenário. O complexo minerário de Itabira filtra e empilha 80% de todo o rejeito produzido, com expectativa de atingir patamar de 100% ao longo dos próximos anos. Em massa, corresponde ao maior empilhamento de rejeito filtrado de minério de ferro no mundo, com produção aproximada de 60 mil toneladas por dia. Geograficamente, o complexo minerário apresenta enorme influência social. Este compõe a paisagem da cidade e grande parte das estruturas geotécnicas, incluindo as pilhas de rejeito, fazem limite com o perímetro urbano e em alguns casos são geometricamente limitadas por este.
Este trabalho apresenta as evoluções, lições aprendidas e desafios enfrentados ao longo dos últimos anos no maior processo de empilhamento de rejeito filtrado de minério de ferro no mundo.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitos, Minério de Ferro, Empilhamento, ESG.

ABSTRACT: The incidents and accidents involving tailings dams over the last decade have led to a rethink of traditional mining operations. The use of tailings dams has been widely challenged and questioned from social, environmental, and technical point of view, and new alternatives for the continuity of mining have become necessary. Mineral processing without the production of tailings is still not the reality for the vast majority of

mining complexes. However, there is a consensus among mining companies about the need to implement more sustainable processes and operations aligned with the ESG proposal.
The stacking of filtered tailings is one of these alternatives and proposals. It has emerged due to this desire of mining companies and in response to the impossibility of licensing new dams or operating existing ones. The process is relatively new and challenging. GISTM (Global International Standard Tailings Management) is being used as a benchmark for best practices in the process. However, in Brazil, for example, there is currently no relevant legislation in force. In addition, there are technical, social, and environmental challenges. Stacking filtered tailings in tropical regions like Brazil, where the summer is characterized by high rainfall rates, requires rigor and operational discipline. The definition and maintenance of technological controls are also not trivial as are environmental and social controls and constraints. However, mining has experienced significant evolution in this process over the last few years.
The Itabira mining complex, located in the city of the same name, celebrated 80 years old in 2022, with tailings dams always been imperative and necessary structures for the enterprise. However, since 2022, there have been changes in this scenario The Itabira mining complex filters and stacks 80% of all tailings produced, with the expectation of reaching 100% over the next few years. In terms of mass, it represents the largest stacking of iron ore filtered tailings in the world, with an approximate daily production of 60,000 tons. Geographically, the mining complex has a significant social influence. It is part of the city's landscape, and a large part of the geotechnical structures, including the tailings piles, are located on the urban perimeter and in some cases are geometrically limited by it.
This paper presents the developments, lessons learned, and challenges faced over the last few years in the largest process of stacking filtered iron ore tailings in the world.

KEYWORDS: Tailings, Iron Ore, Stacking, ESG.

1 INTRODUÇÃO

Grandes volumes e massas de materiais são extraídos durante as diversas etapas da atividade de mineração. Diversos fatores são determinantes para a quantidade de resíduos que será gerada pela atividade minerária, dentre eles o processo para a extração dos minérios, a profundidade das jazidas e as tecnologias disponíveis nos locais de extração, entre outros. Os principais resíduos na atividade de mineração são os materiais estéreis e os rejeitos. Os estéreis são os materiais provenientes da atividade de extração, resultantes da retirada das camadas de solo que recobrem o minério a ser lavrado. Os rejeitos por sua vez, resultam do processo de beneficiamento dessas substancias minerais.

O beneficiamento visa padronizar o tamanho dos fragmentos, remover os minerais sem valor econômico que estejam associados e aumentar a qualidade e a pureza do produto final. Em sua maioria, os minérios encontrados na natureza necessitam de beneficiamento para melhorar as suas propriedades físico-químicas (Luz e Lins, 2018). O objetivo do presente trabalho é expor as evoluções, lições aprendidas e os desafios do maior processo de empilhamento de rejeito filtrado de minério de ferro no mundo, localizado no complexo de Itabira-MG. A Figura 1 apresenta um fluxograma representativo deste processo.

O rejeito, material que provém da separação do minério com o concentrado é composto por partículas muito finas e, em alguns casos, resíduos químicos provenientes da etapa do processo de beneficiamento do minério (IPEA, 2012). Como os rejeitos provêm de uma sucessão de processos físicos e químicos, sua distribuição granulométrica, a formas das partículas e a composição mineralógica são diretamente influenciadas pelo beneficiamento, possuindo características distintas do solo natural (Vick, 1983).

No caso do minério de ferro, a substância de valor econômico explorada é a hematita, sendo esta separada dos demais materiais durante o beneficiamento. A separação do minério de ferro origina rejeitos finos e muito finos (Gomes, 2017). Esses rejeitos podem ser divididos de acordo com a sua granulometria, que pode ser fina (silte e argila) ou grossa (areias). Os rejeitos finos tendem a apresentar características de elevada compressibilidade e plasticidade, sendo materiais de difícil sedimentação. Já os rejeitos de granulometria grossa possuem alta resistência ao cisalhamento e elevada permeabilidade (IBRAM, 2016).

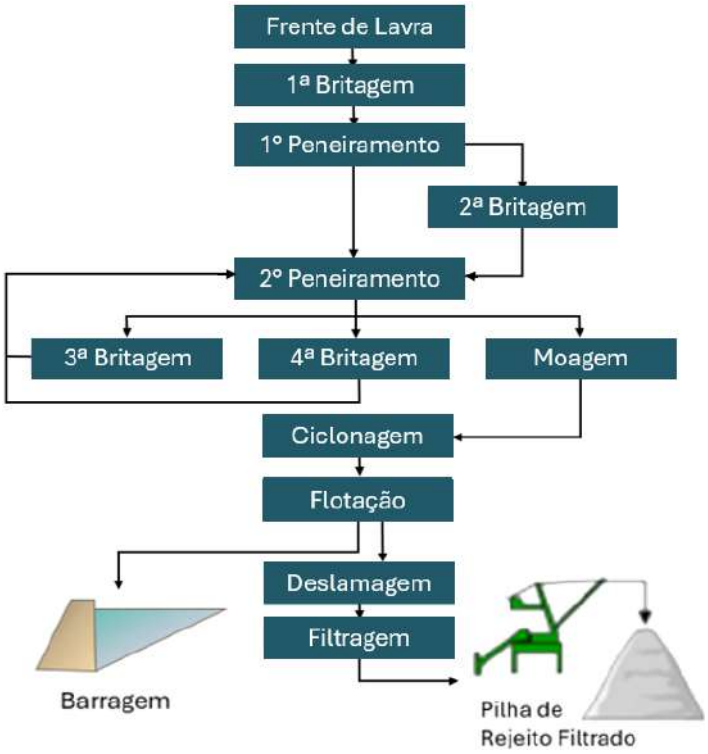


Figura 1. Fluxograma Macro do Processo de Exploração Mineral

2 PROCESSO DE FILTRAGEM DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO

O projeto de filtragem de rejeitos desenvolvido pela Vale S.A. faz parte de um conjunto de iniciativas da empresa que visam a redução inicial e, posteriormente, a completa eliminação da disposição de rejeitos nas barragens, aumentando indiretamente a vida útil das minas e eliminando os altos investimentos em novos reservatórios de rejeitos. A filtragem dos rejeitos permite sua disposição em pilhas exclusivas com rejeitos ou em conjunto com materiais estéreis, sendo esta a melhor alternativa frente ao uso de barragens comumente utilizadas nos projetos de mineração.

No processo de filtragem, a polpa previamente adensada é filtrada e a torta produzida disposta em correias em uma pilha provisória, previa ao transporte para o local de compactação do material. Adicionalmente, o filtrado é reaproveitado como água de processo na usina, reduzindo o consumo do beneficiamento. Este ponto é importante pois, além da dificuldade de licenciamento de barragens, existe também uma dificuldade adicional referente à obtenção de outorga para o uso de recursos hídricos nas atividades minerárias.

Em Itabira, foi implantada a primeira planta de filtragem nas usinas de Conceição, visando eliminar a disposição dos rejeitos arenosos e ultrafinos gerados na usina nas barragens de Itabiruçu e Conceição. O projeto da usina de filtragem de rejeitos de minério de ferro da usina é composto pelas operações unitárias apresentadas Figura 2.

As instalações de filtragem dessa usina tem capacidade de processar até 26,1 milhões de toneladas por ano, quando medido em base seca. Sendo esta uma usina totalmente desenvolvida para o processo Vale S.A., as principais taxas/volume do projeto são:

- taxa nominal rejeito total para a filtragem: 3.41 toneladas/hora base seca;
- massa de rejeito filtrado anual: 26,1 milhões de toneladas base seca;
- massa de rejeito filtrado anual: 30,7 milhões de toneladas com a umidade em 15%.

Os principais equipamentos dimensionados que foram implantados na usina de filtragem de Conceição incluem:

- 160 hidrociclones de 10 pol;
- 24 filtros a disco convencionais de 140m²;
- 1 espessador de lama *High-Density* (65 m de diâmetro);

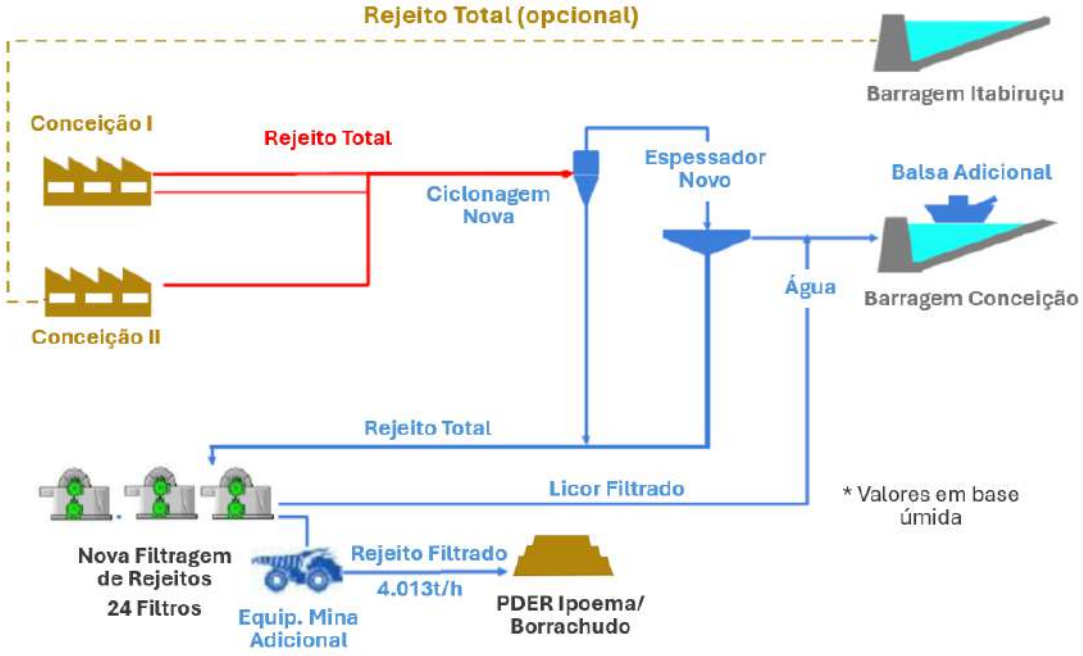


Figura 2. Fluxograma da Filtragem

3 PROCESSO DE EMPILHAMENTO E CONTROLES GEOTÉCNICOS EM ITABIRA

Os empilhamentos de rejeitos podem ser divididos em empilhamentos drenados e não drenados. É relevante destacar que no método de empilhamento drenado tem-se a premissa de ser aplicável somente a rejeitos que apresentem coeficiente de permeabilidade elevado, que permitam assim um fluxo de drenagem estritamente gravitacional e subvertical no interior da pilha. Assim, esse método não é adequado para os rejeitos com elevadas frações finas (OLIVEIRA-FILHO, 2017).

Segundo Davies (2011) no método de disposição de rejeito filtrado, com variações granulométricas de materiais finos e arenosos, o material deixa a planta de filtragem com um teor de umidade que permita o transporte por caminhões ou correias, e que viabilize a posterior deposição no local do empilhamento e compactação do material, visando sempre formar uma pilha densa e não-saturada, erroneamente dita como "*dry stack*". Em geral são estruturas autoportante, não necessitando a construção de uma estrutura com a função de retenção do material da pilha. Dependendo das características de umidade e plasticidade do material compactado, pode sim ser necessária a construção de uma estrutura de contenção, ou a disposição de materiais com maior resistência cisalhante e a processos erosivos nas áreas de face. Ainda segundo Davies (2011), apesar da denominação "*dry stack*", o rejeito filtrado, em geral, apresenta um valor de umidade.

No complexo de Itabira, a usina de filtragem de Conceição produz rejeitos filtrados com uma umidade variante de 14% a 16%. Estudos acerca da umidade de compactação destes materiais demonstram que os mesmos possuem uma variação na umidade ótima de compactação entre 10% e 12%, sendo assim necessário após transporte e disposição do material na área de empilhamento, o revolver do material com gradeamento e lâminas para uma redução da umidade. A Figura 3 ilustra os ensaios de Proctor nos rejeitos de minério de ferro do complexo Itabira e suas variações de umidade ótima, cabe ressaltar que todos os ensaios de Proctor foram realizados com energia normal.

Visando uma linearidade nas características dos materiais dispostos, ensaios de granulometria a laser e teor de ferro na saída da planta de filtragem são executados diretamente nos materiais que saem da usina, considerando a média ponderada pela massa produzida por hora, acompanhando também o respectivo desvio padrão para cada lote ensaiado. Tais materiais devem estar dentro do range granulométrico, demonstrado na Figura 4 e que apresentam maior estabilidade nos materiais dispostos, bem como com teores de ferro abaixo de 25%, visando evitar pontos de alta densidade na estrutura e assim elevar tensões pontuais.

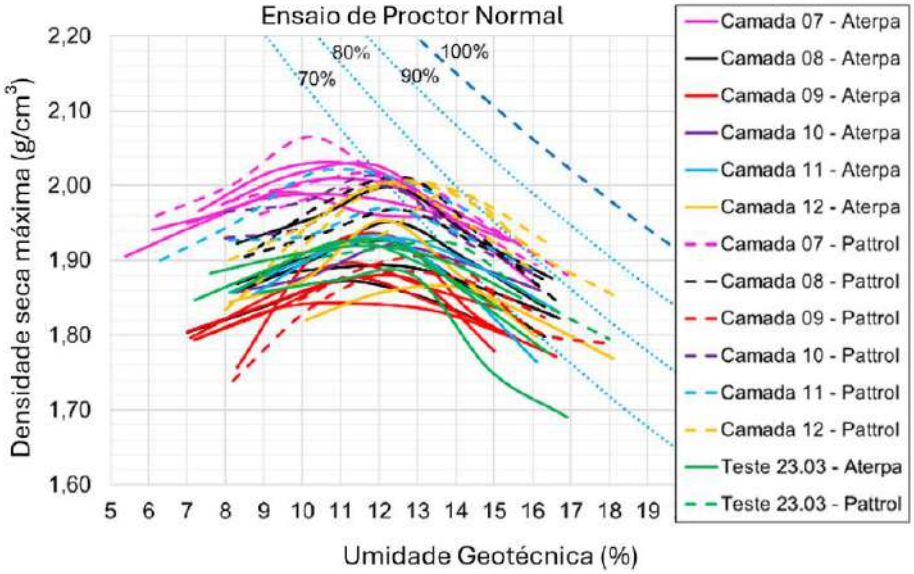


Figura 3. Curvas de compactação dos rejeitos de Itabira

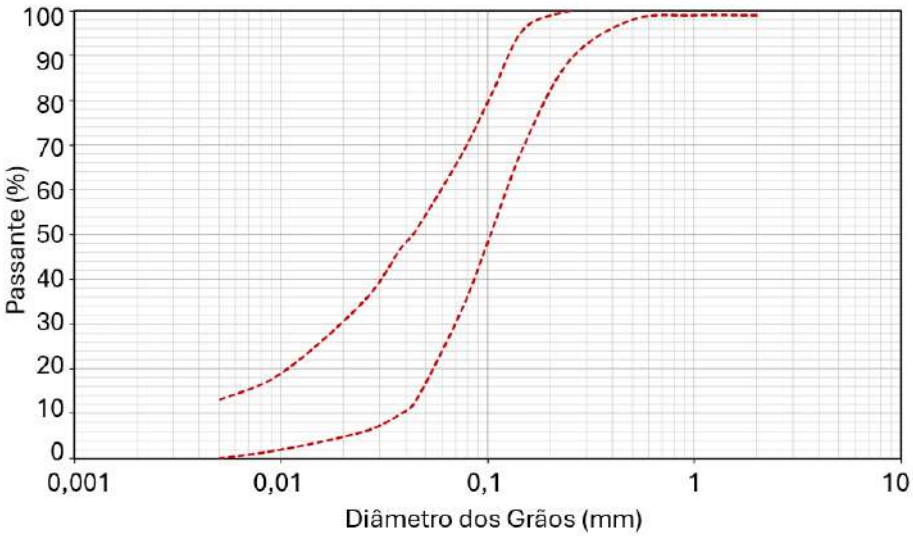


Figura 4. Range granulométrico para aprovação do material para disposição na pilha

Após trabalhar na redução da umidade do material, inicia-se a a etapa de compactação com rolos lisos de 12 ou 20 toneladas. Apesar de variar a energia de compactação, devido às diferentes cargas dos rolos, como experiência do empilhamento tem-se a variação no número de passadas nas faixas para atingir o índice de vazios necessário para aprovação das camadas. As grandes variações no teor de ferro do rejeito acarretam diretamente na massa específica do material. Nesse sentido, no processo de empilhamento de Ipoema/Borrachudo, em Itabira, percebeu-se que no trabalhar do material com grau de compactação, obtinha-se valores elevados, acima de 100% em muitos casos, não refletindo assim a energia normal nos ensaios de Proctor.

Visando um controle mais acertivo, optou-se por utilizar o índice de vazios como metodologia direta de controle, definindo os limites respectivos ao comportamento dilatante do material, nesse caso, considerando o estado de tensões da pilha em sua maior altura. Desse modo, passou-se a controlar diretamente o estado crítico do rejeito e, indiretamente, o grau de compactação do material. A Figura 5 mostra os ensaios que foram executados na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) para determinação da linha de estados críticos dos rejeitos de Conceição, o quais balizaram as análises do índice de vazios de controle do empilhamento.

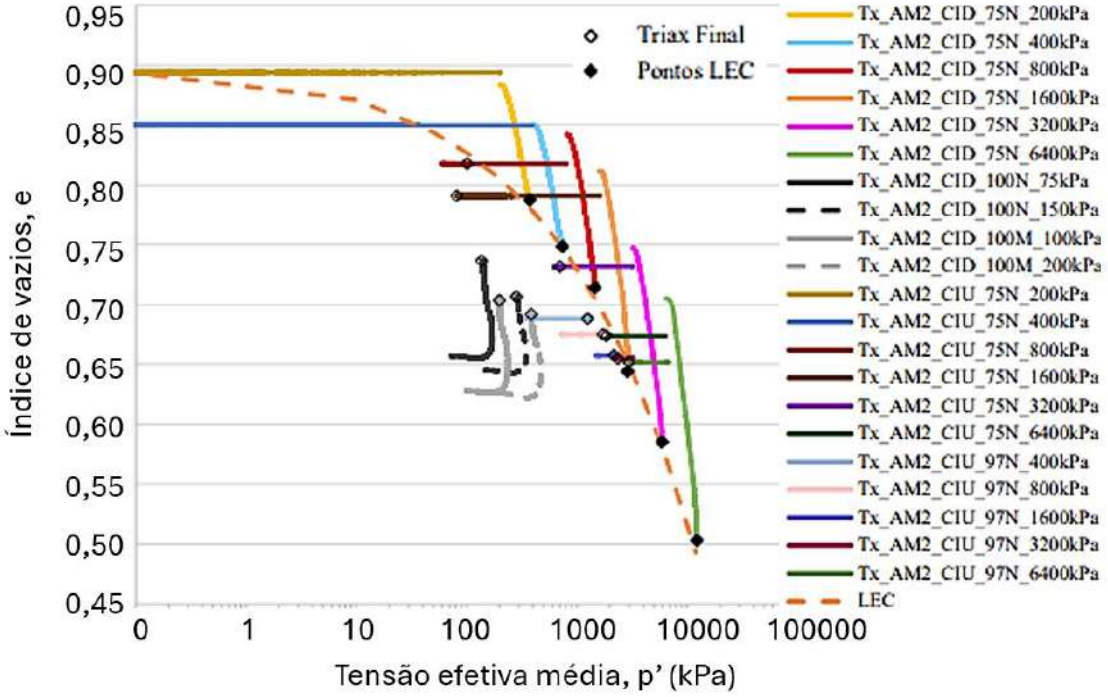


Figura 5. Linha de estados críticos do rejeito de Conceição

Além dos controles geotécnicos citados acima referentes às etapas operacionais, há os controles que visam manter as análises de estabilidade e dos fatores de seguranças atualizados, esses são realizados através de instrumentações instaladas e alteadas em concomitante com o empilhamento. A Figura 6 apresenta as instrumentações previstas para a pilha de rejeitos de Ipoema/Borrachudo incluindo,50 marcos superficiais, 19 inclinômetros, 20 placas de recalque, 30 celulas de pressão, 60 piezômetros, 1 indicador de nível de água e 1 medidor de vazão, dentro de uma área final de aproximadamente 27 hectares.

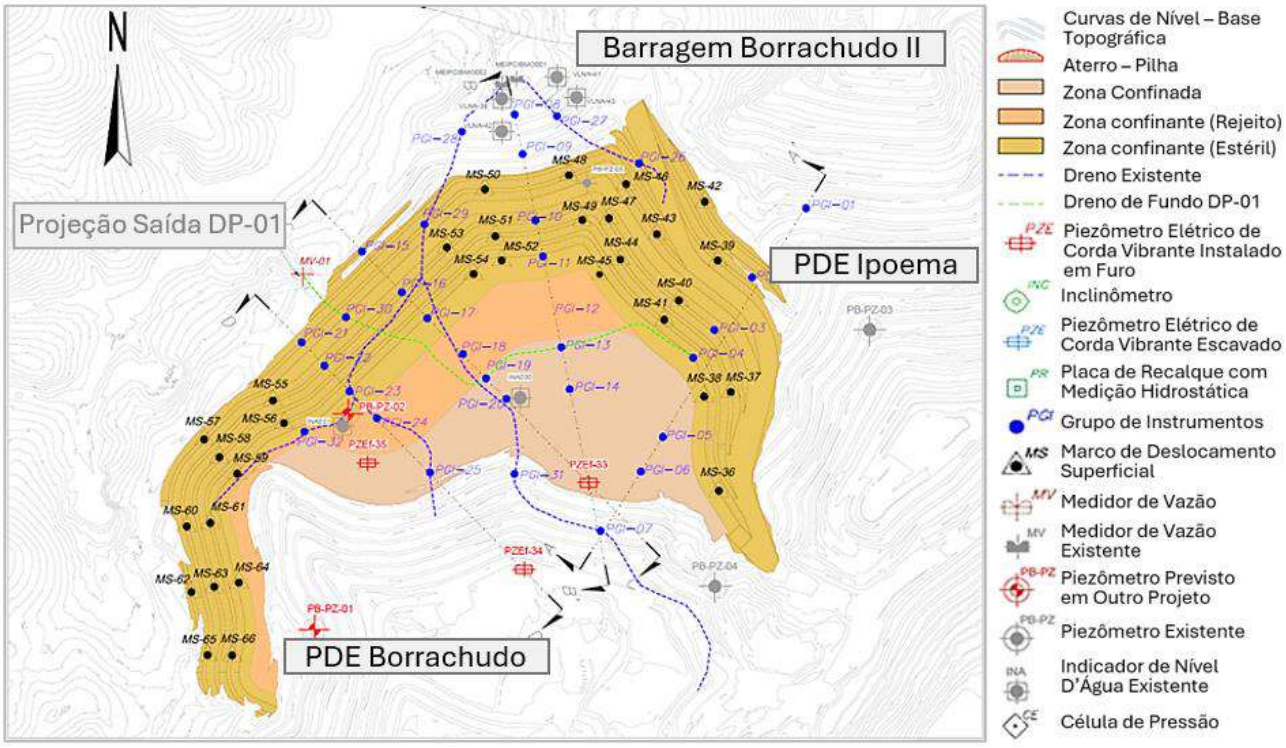


Figura 6. Instrumentos na pilha Ipoema/Borrachudo

4 CONCLUSÕES

Dentre os desafios do processo de empilhamento, destacam-se a necessidade de controle e rastreabilidade dos ensaios geomecânicos executados e o controle operacional acerca dos trabalhos nas camadas do empilhamento. Para isso, a Vale S.A. desenvolveu o sistema GRM de controle do empilhamento onde divide-se em baias as áreas operacionais, conforme a Figura 7 para melhor sinergia entre as equipes de controle tecnológico e operação de empilhamento e contratou o *software* Geolabor que utiliza a ferramenta para execução de ensaios e arquivamento digital de informações.

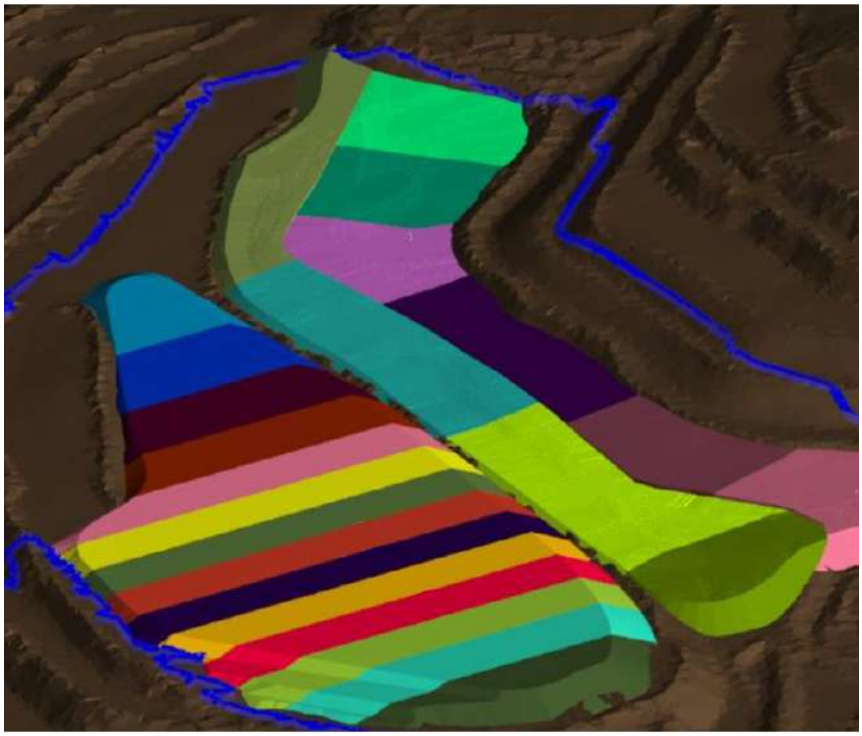


Figura 7. Divisão de baias operacionais no software GRM.

Outro desafio operacional era o controle topográfico, necessário para o controle entre baias e de espessura das camadas, que deve estar com espessura entre 30cm e 35cm após compactação. A implementação do sistema Terrain nos equipamentos que controlam o espalhamento e regularização das camadas foi capaz de superar tal desafio. Devido às variações sazonais, controle de drenagens superficiais nos períodos chuvosos deve ser implantado de forma operacional, com drenos provisórios, escadas dissipadoras e limpeza das bacias de contenção de sedimentos. Nos períodos de seca, o controle de umectação por meio de caminhões pipa, a utilização de polímeros e a cobertura vegetal concomitante ao empilhamento, ajudam a reduzir impactos devido a pulverulência do material fino.

No entanto, o projeto de filtragem de rejeitos da Vale S.A., implantado no complexo de Itabira-MG, exemplifica a implantação de uma pilha de rejeito compactado. Este processo não apenas reduz o impacto ambiental, mas também aumenta a eficiência no uso dos recursos hídricos e a vida útil das minas. A implementação de tecnologias avançadas de filtragem e compactação, aliadas a rigorosos controles geotécnicos, demonstra a viabilidade de um gerenciamento mais seguro e eficaz dos rejeitos. Contudo, os desafios operacionais, como a variação de umidade e granulometria dos materiais, exigem contínuo aprimoramento das técnicas e monitoramento para garantir a estabilidade e segurança das estruturas.

5 REFERÊNCIAS

Davies, M. P. (2011) Filtered Dry Stacked Tailings - The Fundamentals. Disponível em:. Acesso em 2019.

Gomes, A. C. (2017) Estudo de aproveitamento de rejeito de mineração. Dissertação de Mestrado em Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais / UFMG.

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração. Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração. Brasília: IBRAM 2016. Disponível em: http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00006222.pdf

IPEA – Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada. Diagnostico dos Resíduos Sólidos da Atividade de Mineração de Substâncias Não Energéticas. (2012). Brasília.. Disponível em: http://repositorio.ipea.gov.br/bitstream/11058/7702/1/RP_Diagn%C3%B3stic o_2012.pdf

Luz, A. B; Lins, F. A. F. (2018) Introdução ao Tratamento de Minérios. In: Adão Benvindo da Luz; João Alves Sampaio; Sílvia Cristina A. França (Org.). Tratamento de Minérios. 6 ed. CETEM, v. 1, p. 3 -6.

Filho, W. L. O. (2017) Manejo de Estéreis e de Rejeitos de Mineração. Notas de aula. MIN741. Departamento de Engenharia de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto.

Vick, S. G. (1983) Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams. Wiley.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/134

Fatores-chave de sucesso para aplicação de novos geomateriais

Giovanna Monique Alelvan
Professora, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, giovannaalelvan@etg.ufmg.br

Hugo Naves Coelho Santos
Graduando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, hugo.naves96@gmail.com

Rodrigo Cesar Pierozan
Professor, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Brasil, rodrigopierozan@utfpr.edu.br

Leise Kelli de Oliveira
Professora, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, leise@etg.ufmg.br

RESUMO: Geomateriais (GMs) compreendem o conjunto de materiais utilizados na Geotecnia, incluindo elementos naturais como solos e rochas, e elementos processados artificialmente, como resíduos da mineração e geossintéticos. No entanto, dois desafios recorrentes impactam projetos geotécnicos: a escassez de materiais que atendam aos critérios de engenharia na região, resultando em custos elevados de transporte, e a necessidade de explorar novos depósitos, o que acarreta impactos ambientais significativos. Nesse contexto, os Novos Geomateriais (NGs) surgem como uma abordagem para estabilização e reforço, envolvendo a inclusão de materiais não convencionais nos GMs. Isso amplia as possibilidades de uso de materiais locais e cria oportunidades para reutilização de resíduos. Apesar da ampla divulgação e da base sólida na literatura científica, a aplicação prática dessas inovações na Geotecnia enfrenta limitações. Neste contexto, este estudo avaliou os Fatores-Chave de Sucesso (FCS) relacionados à aplicação de NGs em estruturas geotécnicas. Utilizando o método Delphi e um questionário estruturado após revisão extensiva da literatura, especialistas brasileiros dos setores público, privado e acadêmico foram consultados para identificar obstáculos e possíveis caminhos para a aplicação prática de NGs. Os resultados apontaram que a falta de padronização, a complexidade do comportamento dos novos geomateriais em diversas condições e limitações técnicas e econômicas são barreiras que dificultam a adoção generalizada de NGs. Como conclusão, foi elaborado um plano de ação (*roadmap*) contemplando uma série de medidas para facilitar a adoção mais ampla de NGs.

PALAVRAS-CHAVE: Novos Geomateriais; Método Delphi; Inovação; Fatores chave de sucesso.

ABSTRACT: Geomaterials (GMs) comprise the set of materials used in Geotechnics, including natural elements such as soils and rocks, and artificially processed elements, such as mining waste and geosynthetics. However, two recurring challenges impact geotechnical projects: the scarcity of materials that meet engineering criteria in the region, resulting in high transportation costs, and the need to explore new deposits, which entails significant environmental impacts. In this context, New Geomaterials (NGs) emerge as an approach for stabilization and reinforcement, involving the inclusion of unconventional materials in GMs. This expands the possibilities of using local materials and creates opportunities for waste reuse. Despite widespread dissemination and a solid foundation in the scientific literature, the practical application of these innovations in Geotechnics faces limitations. In this context, this study evaluated the Key Success Factors (KSFs) related to the application of NGs in geotechnical structures. Using the Delphi method and a structured questionnaire after extensive literature review, Brazilian experts from the public, private, and academic sectors were consulted to identify obstacles and possible paths for the practical application of NGs. The results indicated that lack of standardization, complexity of the behavior of new geomaterials under various conditions, and technical and economic limitations are barriers that hinder the widespread adoption of NGs. In conclusion, an action plan (roadmap) was developed encompassing a series of measures to facilitate the broader adoption of NGs.

KEYWORDS: New Geomaterials; Delphi Method; Innovation; Key Success Factors.

1 INTRODUÇÃO

Novos Geomateriais (NGs) são soluções materiais inovadoras aplicadas em estruturas geotécnicas que visam adaptar materiais locais ao comportamento de engenharia necessário. Esta é uma estratégia fundamental para reduzir a exploração de materiais naturais e os custos e emissões associados ao transporte. A aplicação de NGs pode ser uma forma atraente de trabalhar em direção a estratégias de mitigação, reduzindo as emissões relacionadas ao transporte de materiais, e adaptação, em casos onde os compostos se comportam de forma mais eficaz diante de riscos (Han & Thakur, 2015; Sinoh et al., 2023).

Para o desenvolvimento de NGs, são aplicadas técnicas de estabilização e reforço. A técnica de estabilização abrange soluções com aditivos químicos, que reagem com o material natural, ou misturando materiais com distribuições de tamanho de partícula complementares para formar uma estrutura mais estável. A técnica de reforço visa formar compósitos com inclusões de materiais com resistência à tração para complementar o comportamento de materiais granulares, possibilitando uma ampla gama de aplicações de engenharia, incluindo estabilização de encostas, construção de muros de contenção e projeto de pavimentos (Gao et al., 2011; Koohmishi & Palassi, 2022; Liu, 2018).

Essas tecnologias podem ser usadas individualmente ou em combinação, maximizando os benefícios inerentes às técnicas. A principal vantagem do uso desses materiais reside na substituição de materiais de construção convencionais, como areia e cascalho, que podem estar associados a impactos ambientais significativos devido à necessidade de extração de depósitos naturais. Além disso, muitas das novas tecnologias têm a característica de um melhor controle de qualidade dos produtos, permitindo uma melhor previsão do comportamento da estrutura final mesmo na fase de projeto.

No entanto, o uso de NGs em projetos de engenharia geotécnica pode ser limitado pela falta de padrões de teste estabelecidos, custos iniciais mais altos e preocupações potenciais com a obtenção de matéria-prima. Apesar de uma compreensão geral dos possíveis fatores relacionados às limitações do uso de NGs, há uma lacuna na literatura sobre os possíveis fatores-chave de sucesso (KSFs) que poderiam alterar esse cenário e facilitar a implementação de NGs em estruturas terrestres.

Com base nisso, surgem as seguintes questões de pesquisa: (i) Quais são os fatores-chave de sucesso (KSFs) para a aplicação prática de NGs? e (ii) Como os *stakeholders* envolvidos na tomada de decisão podem contribuir para apoiar o desenvolvimento e uso de NGs?

Neste contexto, este artigo tem como objetivo identificar os KSFs para o uso de NGs em grande escala. Além disso, este artigo propõe um plano de ação para abordar as barreiras identificadas com base na opinião de profissionais brasileiros renomados que atuam na engenharia geotécnica. A opinião dos especialistas foi avaliada utilizando o método Delphi. Com base nos resultados, foi possível identificar os KSFs para o uso em larga escala de NGs, juntamente com as barreiras correlacionadas.

Este estudo introduz uma nova dimensão ao campo ao pioneirar a aplicação do Método Delphi no contexto específico dos Novos Geomateriais. Nenhuma literatura anterior documentou a utilização do Método Delphi neste contexto particular. Essa aplicação distinta não apenas destaca a natureza inovadora desta pesquisa, mas também amplia os limites das metodologias tradicionais de avaliação.

2 METODOLOGIA

Apesar dos avanços recentes no desenvolvimento de NGs, ainda existe uma lacuna na aplicação prática deste grupo de materiais. Para explorar essa lacuna, foi empregado um processo em quatro etapas, consistindo em uma fase conceitual, aplicação do método Delphi em duas rodadas e proposta de um plano de ação.

2.1 Método Delphi

Na fase conceitual, uma revisão sistemática da literatura (RSL) foi realizada utilizando o banco de dados Scopus. As palavras-chave utilizadas foram "geomateriais", "novos geomateriais", "novos materiais geotécnicos", "reforço de solo", "estabilização de solo", "melhoramento de solo", "melhoramento de rejeitos", "reforço de rejeitos" e "estabilização de rejeitos". As combinações de palavras seguidas foram: "Novos Geomateriais" e "Materiais Sustentáveis", "Reforço de Solo" e "Estabilização de Solo", "Reforço de Rejeitos" e "Estabilização de Rejeitos".

A pesquisa considerou artigos como tipo de documento, publicados em inglês de 2009 a 2023, nas seguintes áreas temáticas: engenharia, ciência dos materiais, ciência ambiental e assuntos multidisciplinares. Com base neste procedimento, 143 foram encontrados. Após uma análise detalhada, 112 artigos foram selecionados para leitura aprofundada para identificar os Fatores-Chave de Sucesso (KSFs) para o uso de NGs, categorizados em cinco grupos (Hussain et al., 2023): (1) técnicos, econômicos e financeiros; (2) socioambientais; (3) logísticos; (4) institucionais; e (5) educacionais. Esses KSFs foram a base para estruturar um questionário considerando o método Delphi, que foram apresentados para avaliação usando uma escala de Likert de 5 pontos.

O método Delphi foi escolhido devido à necessidade de julgamento especializado na investigação. Este é uma técnica de pesquisa estruturada e iterativa usada para reunir e destilar opiniões de especialistas sobre um determinado tópico ou questão. Envolve um painel de especialistas, geralmente selecionados por seu conhecimento e experiência no assunto, que fornecem contribuições anônimas através de uma série de questionários ou rodadas de comunicação. Esta abordagem permite comunicação estruturada sem a necessidade de confronto direto entre os especialistas, o que pode ajudar a evitar vieses inconscientes e garantir um consenso sobre um tema ainda não bem explorado.

Ao longo dos anos, este método tem sido principalmente utilizado para fazer previsões, identificar questões prioritárias e desenvolver estruturas. O método requer avaliação da confiabilidade e do consenso das respostas. A confiabilidade das respostas foi medida usando o alfa de Cronbach. Esta é uma medida útil para avaliar a confiabilidade interna de um instrumento de medição, como um questionário. Ajuda a determinar se os itens medem consistentemente o mesmo atributo e em que medida os resultados são confiáveis. Uma alta consistência interna é essencial para garantir que os resultados da pesquisa sejam confiáveis e consistentes. Valores acima de 0,7 são considerados altamente aceitáveis. O consenso foi medido calculando a pontuação média, desvio padrão (DP), intervalo interquartil (IQR) e mudança no DP. O consenso foi baseado em IQR < 1 e uma mudança negativa no DP após a segunda rodada. Portanto, os especialistas foram convidados a avaliar os KSFs na primeira rodada, o consenso foi analisado, e aqueles fatores sem consenso foram apresentados novamente aos respondentes. Os KSFs considerados relevantes tiveram um valor médio acima de 4. A convergência foi encontrada em duas rodadas. Uma vez identificados os KSFs, foi elaborado um plano de ação para destacar as ações dos envolvidos no uso de NGs.

2.2 Descrição da amostra

Os especialistas foram selecionados seguindo as diretrizes delineadas por (Rowe & Wright, 1999), com foco em uma amostra diversificada de participantes da academia, setores público e privado. Um total de sete especialistas foi escolhido, o que está dentro da faixa recomendada de 5 a 20 especialistas por (Giannarou & Zervas, 2014; von der Gracht, 2012). O processo de seleção priorizou indivíduos com conhecimento e trabalhos de pesquisa reconhecidos em NGs. O perfil dos respondentes da amostra é mostrado na Tabela 1. Todos os especialistas participaram de ambas as rodadas.

Tabela 1. Perfil dos participantes

ID	Qualificações acadêmicas	Setor de atuação	Tempo de experiência (anos)
FB	Mestrado em Engenharia de Transportes	Privado - Infraestrutura	10
JW	Doutorado em Geotecnia	Academia - Pesquisa	8
MR	Mestrado em Geotecnia	Privado - Sustentabilidade	10
NC	Doutorado em Geotecnia	Academia - Pesquisa	25
RP	Doutorado em Geotecnia	Academia - Pesquisa	10
SA	Doutorado em Arquitetura	Academia - Pesquisa	15
TD	Especialista em Engenharia Civil	Público – Transportes	12

2.1 Identificação dos fatores chave

Os Fatores-Chave de Sucesso (KSFs) identificados com base na RSL estão listados na Tabela 2. O Grupo A compreende fatores técnicos, econômicos e financeiros. Testes de campo e validações para casos

específicos, como em infraestrutura de transporte, foram considerados altamente relevantes para comprovar e promover a aplicação desses materiais. Além disso, análises de custo-benefício que consideram aspectos quantitativos, bem como socioambientais, também foram consideradas altamente importantes. A realização dessas análises em paralelo a estudos de caso permitiria a obtenção de indicadores de monitoramento de maneira mais controlada e eficiente (Ardito et al., 2019; Barreto et al., 2022; Consoli, Faro, et al., 2017; de Araujo Carneiro & Dal Toé Casagrande, 2020; Ferreira et al., 2022; Mishra et al., 2022; Santhikala et al., 2022; Servi et al., 2022).

O Grupo B inclui os aspectos socioambientais, que discutem questões globais-chave nos próximos anos, especialmente considerando os efeitos das mudanças climáticas, incluindo a descarbonização e a criação de estruturas mais resilientes. Além disso, o potencial de distribuição desses materiais para comunidades desfavorecidas como uma solução econômica para a construção de estruturas mais seguras também foi avaliado (Al-Bared et al., 2018; Consoli et al., 2021; Consoli, Marques, et al., 2017; Munirwan et al., 2022; Rahman et al., 2020; Tonini de Araújo et al., 2021).

O Grupo C inclui os aspectos logísticos. O uso de materiais locais é o item mais relevante, especialmente quando se considera o contexto brasileiro. É um aspecto crucial que promove soluções sustentáveis em um país com geologia diversificada. O uso de materiais locais apresenta inúmeras oportunidades, tais como: (i) redução das distâncias de transporte, o que leva a menores emissões de gases de efeito estufa; (ii) criação de oportunidades para mão de obra qualificada local, impulsionando a economia regional; (iii) utilização de resíduos e materiais não convencionais abundantes na região; e (iv) desenvolvimento de técnicas de orçamentação e diretrizes adaptadas ao contexto local (Al-Bared et al., 2018; Carvalho et al., 2019; Kyrdoda et al., 2023).

O Grupo D inclui os aspectos institucionais, que visam identificar as responsabilidades dos diferentes *stakeholders*, incluindo organizações multilaterais e internacionais, governos e instituições públicas. Por fim, o Grupo E inclui os aspectos educacionais, que visam avaliar os KSFs relacionados à disseminação do conhecimento sobre os NGs. Não foram encontradas referências relevantes na literatura para os dois últimos grupos. Sua formulação foi baseada na experiência dos autores (Ardito et al., 2019; da Rocha et al., 2016, 2022; Gravina da Rocha et al., 2022).

Tabela 2. KSFs identificados na literatura.

Group	KSFs
A	A1: Validação técnica do ponto de vista mecânico
	A2: Validação técnica do ponto de vista hidráulico
	A3: Validação técnica por meio de ensaios de campo
	A4: Validação técnica para aplicações específicas
	A5: Avaliação experimental considerando aspectos de contaminação
	A6: Colaboração entre governos e universidades para o desenvolvimento de pesquisa aplicada
	A7: Verificação do custo-benefício por meio de análises quantitativas
	A8: Verificação do custo-benefício por meio de análises socioambientais
	A9: Baixa complexidade de implementação
	A10: Informação técnica clara, concisa e acessível sobre as vantagens de aplicação de novos geomateriais em comparação com as soluções tradicionais
	A11: Promoção de soluções sustentáveis adequadas ao contexto regional
B	B1: Desenvolvimento de materiais mais resilientes aos efeitos da mudança do clima
	B2: Desenvolvimento de materiais que usam resíduos como reforço ou matriz
	B3: Desenvolvimento de materiais que proponha a descarbonização
	B4: Condução de análise de ciclo de vida para verificação dos impactos ambientais e da pegada de carbono
	B5: Compatibilidade com os objetivos de desenvolvimento sustentável (ODS)
	B6: Compatibilidade com as contribuições nacionalmente determinadas (NDCs)
	B7: Desenvolvimento de materiais e técnicas que estimulam o desenvolvimento regional
	B8: Desenvolvimento de materiais que geram menos poluentes
	B9: Desenvolvimento de materiais que geram menos resíduos sólidos

	B10: Políticas públicas que proponham a distribuição de novos geomateriais para a população vulnerável
C	C1: Desenvolvimento de soluções que utilizam materiais locais
	C2: Análise da oferta de materiais
	C3: Análise da demanda de materiais
	C4: Verificação da disponibilidade de infraestrutura aplicação dos materiais
	C5: Incentivos financeiros e fiscais concedidos para o uso de resíduos industriais na construção
	C6: Planejamento logístico para distribuição de materiais para uso em construção civil
	C7: Planejamento logístico para armazenamento de materiais para uso em construção civil
D	D1: Projetos de promoção de organizações multilaterais para pesquisa e desenvolvimento de novos materiais geotécnicos
	D2: Projetos de promoção de instituições públicas em nível federal para o desenvolvimento de novos materiais geotécnicos
	D3: Projetos de promoção de instituições públicas em nível estadual para o desenvolvimento de novos materiais geotécnicos
	D4: Projetos de promoção de instituições públicas em nível municipal para o desenvolvimento de novos materiais geotécnicos
	D5: Desenvolvimento de materiais de conhecimento por organizações internacionais sobre o assunto
	D6: Uso obrigatório de novos materiais geotécnicos estabelecidos por autoridades governamentais
E	E1: Desenvolvimento de materiais de conhecimento em português
	E2: Cursos, palestras, workshops em parceria com entidades públicas
	D3: Cursos, palestras, workshops para alunos de graduação sobre novos materiais geotécnicos

3 RESULTADOS

O método Delphi foi então aplicado aos especialistas selecionados por meio de um questionário estruturado apresentado na seção anterior. Foram realizadas duas rodadas para estabelecer critérios de convergência, e todos os especialistas participaram de ambas as rodadas. Todas as respostas foram consideradas confiáveis, com valores de alfa de Cronbach sendo 0,895 e 0,778 para a primeira e segunda rodadas, respectivamente. A próxima subseção detalha os resultados dos grupos.

Todos os aspectos deste grupo dos aspectos técnicos, econômicos e financeiros, exceto a complexidade de implementação, foram identificados como relevantes pelos especialistas. Eles consideraram a verificação mecânica mais importante do que a verificação hidráulica, já que esta última seria necessária apenas para aplicações relacionadas ao fluxo. Testes mecânicos foram identificados como a primeira validação necessária para os novos geomateriais. Desenvolver soluções adequadas para o contexto regional é um aspecto crucial, e recebeu uma pontuação média de 4,43, tornando-o altamente relevante. Para alcançar isso, ter acesso a informações claras também foi considerado essencial, com uma pontuação média de 4,29.

Com relação aos aspectos socioambientais, os fatores mais significativos estão relacionados à utilização de resíduos para o desenvolvimento de novos materiais e à realização de uma análise do ciclo de vida para minimizar a geração de poluentes e emissões de gases de efeito estufa. A análise do ciclo de vida tornou-se uma prática predominante no âmbito dos materiais emergentes, com o objetivo de avaliar toda a cadeia de produção. No entanto, as referências na literatura ainda indicam uma lacuna de conhecimento em relação a esse tipo de análise e uma falta de padronização, resultando em ambiguidade e dificuldade na comparação de soluções.

Quatro itens não alcançaram consenso entre os entrevistados, a saber: (1) o desenvolvimento de materiais mais resistentes aos efeitos das mudanças climáticas; (2) compatibilidade com os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) das Nações Unidas; (3) compatibilidade com as Contribuições Nacionalmente Determinadas (NDCs); e (4) a necessidade de políticas públicas para distribuir novos materiais geotécnicos para populações vulneráveis. Os autores observaram que superar a lacuna entre o debate climático global e a indústria continua sendo um desafio, o que pode explicar a situação atual. Portanto, estudos científicos que destacam a importância dos NGs na mitigação dos efeitos do aquecimento global são cruciais.

Os aspectos logísticos foram avaliados para determinar a importância do fornecimento e da demanda na seleção dos NGs. Além disso, a utilização de materiais locais e o planejamento logístico para armazenamento e distribuição também foram discutidos. Durante a primeira rodada, dois itens não alcançaram consenso: um dizia respeito à análise de demanda e o outro relacionava-se à necessidade de incentivos financeiros e fiscais para promover o uso de resíduos como materiais de construção. Os itens considerados de menor importância pelos especialistas estavam relacionados aos planos de distribuição logística e armazenamento.

O KSF com a média mais alta neste no grupo dos aspectos institucionais refere-se à participação das instituições em nível federal, o que é de fato essencial no contexto brasileiro. O órgão governamental responsável pela infraestrutura de transporte, por exemplo, também normaliza materiais e serviços de engenharia. Além disso, controla e orienta contratos com o setor privado que gerencia alguns ativos da infraestrutura brasileira.

No nível do governo municipal, pode haver susceptibilidade à desvio dos objetivos gerais e à dispersão de esforços quando a comunidade carece de um foco unificado, uma visão coerente e metas bem definidas. No entanto, os gestores do governo local frequentemente assumem um papel crucial na identificação de desafios de tomada de decisão e estimulam os órgãos governantes a empreender iniciativas de autoavaliação e aprimoramento. Os itens considerados menos relevantes pelos especialistas estavam relacionados à promoção de projetos no nível municipal com o uso obrigatório de novos materiais geotécnicos. Em outras palavras, projetos que já estão planejados, licitados e executados levando em consideração os NGs. Além disso, o uso de materiais endossados por organizações internacionais foi de menor significância, pois os especialistas acreditavam que outras instituições têm maior alcance entre os municípios locais.

Sobre os aspectos educacionais, destaca-se a importância do desenvolvimento de materiais de treinamento em português. O Brasil possui uma área continental com diferentes níveis de desenvolvimento socioeconômico, o que significa que apenas parte da população pode entender um idioma estrangeiro. Para garantir uma aplicação mais acessível desses materiais, especialmente em municípios pequenos e médios, materiais educacionais em português são considerados essenciais para a aplicação dessas soluções inovadoras. Todos os aspectos educacionais alcançaram consenso na primeira rodada, com altos valores médios. Notavelmente, os entrevistados consideraram o treinamento de estudantes de engenharia tão importante quanto o treinamento de trabalhadores por meio de parcerias com instituições públicas.

4 CONCLUSÕES

Os Novos Geomateriais (NGs) desempenham um papel crucial no compromisso com a descarbonização e a sustentabilidade. No Brasil, a identificação dos principais fatores de sucesso (KSFs) para projetos de NG em larga escala foi conduzida utilizando o método Delphi. As seguintes conclusões podem ser tiradas do estudo:

Evidências técnicas, análises de custo-benefício e o desenvolvimento de soluções específicas para o contexto são fundamentais para a implementação bem-sucedida dos NGs. É essencial ter evidências científicas sólidas que apoiem a eficácia desses materiais e avaliar sua viabilidade econômica no contexto regional dado. Considerações socioambientais são cruciais na adoção dos NGs. Isso envolve a utilização de materiais residuais para o desenvolvimento de novas soluções, a realização de análises de ciclo de vida para minimizar a poluição e as emissões de gases de efeito estufa, e a promoção do uso de recursos disponíveis localmente. Além disso, é imperativo que organizações multilaterais e instituições públicas em nível federal apoiem ativamente as iniciativas de NG. Além disso, investir na formação e educação de estudantes de engenharia e trabalhadores no campo dos NGs é essencial para sua implementação bem-sucedida.

De modo geral, a utilização de materiais de engenharia locais e o avanço de novas tecnologias não apenas impulsionam o crescimento econômico, mas também contribuem para o progresso social. Ao capacitar comunidades com recursos e soluções inovadoras, o tecido social é fortalecido, promovendo um senso de propriedade, orgulho e resiliência.

Vale ressaltar que nem todos os aspectos alcançaram um consenso entre os entrevistados. Algumas áreas que requerem mais atenção incluem o desenvolvimento de materiais mais resistentes aos efeitos das mudanças climáticas, garantindo a compatibilidade com os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) e a necessidade de políticas públicas que facilitem a distribuição de novos materiais geotécnicos para populações vulneráveis.

O estudo, apesar de pioneiro, reconhece suas limitações inerentes. As percepções apresentadas estão intrinsecamente fundamentadas na realidade brasileira, exigindo cautela ao extrapolar os resultados para contextos diversos. Além disso, como uma incursão inaugural neste campo, a presente pesquisa representa uma exploração preliminar, posicionada para expansão em investigações subsequentes. Recomendações ditam que estudos futuros se envolvam na validação do *roadmap* proposto por meio de estudos de caso concretos, reforçando assim sua aplicabilidade prática.

Esta pesquisa traz inovação ao identificar os principais fatores que impulsionam o uso de novos materiais geotécnicos em situações do mundo real. Esse feito foi possível por meio de um método estatístico robusto. Enquanto os esforços acadêmicos têm contribuído significativamente para o desenvolvimento de novos materiais, ainda há muito a explorar em estudos maiores que considerem os efeitos ambientais e econômicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Al-Bared, M. A. M., Marto, A., & Latifi, N. (2018). Utilization of Recycled Tiles and Tyres in Stabilization of Soils and Production of Construction Materials – A State-of-the-Art Review. *KSCE Journal of Civil Engineering*, *22*(10), Artigo 10. https://doi.org/10.1007/s12205-018-1532-2

Ardito, L., Ferraris, A., Messeni Petruzzelli, A., Bresciani, S., & Del Giudice, M. (2019). The role of universities in the knowledge management of smart city projects. *Technological Forecasting and Social Change*, *142*, 312–321. https://doi.org/10.1016/j.techfore.2018.07.030

Barreto, T., Repsold, L., Souza e Silva, N., & Casagrande, M. (2022). Influence of addition of butadiene copolymer and modified styrene on the mechanical behavior of a sand. *Soils and Rocks*, *45*(2), Artigo 2. https://doi.org/10.28927/SR.2022.074521

Carvalho, B., Casagrande, M., & Farias, M. (2019). Evaluation of resilient behavior of a clayey soil with polyethylene terephthalate (PET) insertion for application in pavements base. *E3S Web of Conferences*, *92*, 12006. https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199212006

Consoli, N. C., Faro, V. P., Schnaid, F., Born, R. B., & Carretta, M. da S. (2017). Crosswise-loaded short and long piles in artificially cemented top sand layers embedded in lightly bonded residual soil. *Soils and Foundations*, *57*(6), Artigo 6. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2017.08.022

Consoli, N. C., Festugato, L., Miguel, G. D., Moreira, E. B., & Scheuermann Filho, H. C. (2021). Fatigue Life of Green Stabilized Fiber-Reinforced Sulfate-Rich Dispersive Soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, *33*(9), Artigo 9. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003842

Consoli, N. C., Marques, S. F. V., Floss, M. F., & Festugato, L. (2017). Broad-Spectrum Empirical Correlation Determining Tensile and Compressive Strength of Cement-Bonded Clean Granular Soils. *Journal of Materials in Civil Engineering*, *29*(6), Artigo 6. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001858

da Rocha, C. G., Passuello, A., Consoli, N. C., Quiñónez Samaniego, R. A., & Kanazawa, N. M. (2016). Life cycle assessment for soil stabilization dosages: A study for the Paraguayan Chaco. *Journal of Cleaner Production*, *139*, 309–318. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.07.219

da Rocha, C. G., Saldanha, R. B., Tonini de Araújo, M., & Consoli, N. C. (2022). Social and environmental assessments of Eco-friendly Pavement alternatives. *Construction and Building Materials*, *325*, 126736. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126736

de Araujo Carneiro, A., & Dal Toé Casagrande, M. (2020). Mechanical and environmental performance of polymer stabilized iron ore tailings. *Soils and Rocks*, *43*(4), Artigo 4. https://doi.org/10.28927/SR.434679

Ferreira, J. W. D. S., Marroquin, J. F. R., Felix, J. F., Farias, M. M., & Casagrande, M. D. T. (2022). The feasibility of recycled micro polyethylene terephthalate (PET) replacing natural sand in hot-mix asphalt. *Construction and Building Materials*, *330*, 127276. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127276

Gao, H., Liu, J., & Liu, H. (2011). Geotechnical properties of EPS composite soil. *International Journal of Geotechnical Engineering*, *5*(1), Artigo 1. https://doi.org/10.3328/IJGE.2011.05.01.69-77

Giannarou, L., & Zervas, E. (2014). Using Delphi technique to build consensus in practice. *International Journal of Business Science and Applied Management*, *9*, 65–82.

Gravina da Rocha, C., Marin, E. J. B., Quiñónez Samaniego, R. A., & Consoli, N. C. (2021). Decision-Making Model for Soil Stabilization: Minimizing Cost and Environmental Impacts. *Journal of Materials in Civil Engineering*, *33*(2), Artigo 2. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003551

Han, J., & Thakur, J. K. (2015). Sustainable roadway construction using recycled aggregates with geosynthetics. *Sustainable Cities and Society*, *14*, 342–350. https://doi.org/10.1016/j.scs.2013.11.011

Hussain, S., Ahonen, V., Karasu, T., & Leviäkangas, P. (2023). Sustainability of smart rural mobility and tourism: A key performance indicators-based approach. *Technology in Society*, *74*, 102287. https://doi.org/10.1016/j.techsoc.2023.102287

Koohmishi, M., & Palassi, M. (2022). Mechanical Properties of Clayey Soil Reinforced with PET Considering the Influence of Lime-Stabilization. *Transportation Geotechnics*, *33*, 100726. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100726

Kyrdoda, Y., Balzano, M., & Marzi, G. (2023). Learn to survive crises: The role of firm resilience, innovation capabilities and environmental dynamism. *Technology in Society*, *74*, 102285. https://doi.org/10.1016/j.techsoc.2023.102285

Liu, X. (2018). Response of Sandy Soil Stabilized by Polymer Additives. *Open Access Journal of Environmental and Soil Sciences*, *1*(3). https://doi.org/10.32474/OAJESS.2018.01.000112

Mishra, P., Shukla, S., & Mittal, A. (2022). Stabilization of subgrade with expansive soil using agricultural and industrial By-products: A review. *Materials Today: Proceedings*, *65*, 1418–1424. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.04.397

Munirwan, R. P., Mohd Taib, A., Taha, M. R., Abd Rahman, N., & Munirwansyah, M. (2022). Utilization of coffee husk ash for soil stabilization: A systematic review. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, *128*, 103252. https://doi.org/10.1016/j.pce.2022.103252

Rahman, M. M., Hora, R. N., Ahenkorah, I., Beecham, S., Karim, M. R., & Iqbal, A. (2020). State-of-the-Art Review of Microbial-Induced Calcite Precipitation and Its Sustainability in Engineering Applications. *Sustainability*, *12*(15), Artigo 15. https://doi.org/10.3390/su12156281

Rowe, G., & Wright, G. (1999). The Delphi technique as a forecasting tool: Issues and analysis. *International Journal of Forecasting*, *15*(4), Artigo 4. https://doi.org/10.1016/S0169-2070(99)00018-7

Santhikala, R., Chandramouli, K., & Pannirselvam, N. (2022). Stabilization of expansive soil using flyash based geopolymer. *Materials Today: Proceedings*. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.07.006

Servi, S., Lotero, A., Silva, J. P. S., Bastos, C., & Consoli, N. C. (2022). Mechanical response of filtered and compacted iron ore tailings with different cementing agents: Focus on tailings-binder mixtures disposal by stacking. *Construction and Building Materials*, *349*, 128770. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128770

Sinoh, S. S., Othman, F., & Onn, C. C. (2023). Circular economy potential of sustainable aggregates for the Malaysian construction industry. *Sustainable Cities and Society*, *89*, 104332. https://doi.org/10.1016/j.scs.2022.104332

Tonini de Araújo, M., Tonatto Ferrazzo, S., Jordi Bruschi, G. J., & Consoli, N. C. (2021). Mechanical and Environmental Performance of Eggshell Lime for Expansive Soils Improvement. *Transportation Geotechnics*, *31*, 100681. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100681

von der Gracht, H. A. (2012). Consensus measurement in Delphi studies: Review and implications for future quality assurance. *Technological Forecasting and Social Change*, *79*(8), Artigo 8. https://doi.org/10.1016/j.techfore.2012.04.013

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/135

GeoPrevenção: Capacitação Docente na Mitigação de Desastres Naturais através de conhecimentos em Geotecnia

Roberta Bomfim Boszczowski
Docente de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba-PR, Brasil,
roberta.bomfim@ufpr.br

Karoline Guedes de Souza
Discente de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba-PR Brasil,
karoline.gsouza22@gmail.com

Estevão Lincoln Lopes da Silva
Discente de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba-PR, Brasil, estevaoufpr@gmail.com

Justyn Staben Hatschbach
Discente de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba-PR, Brasil,
justynstaben@gmail.com

Pedro Manoel Spinelli Ramos
Engenheiro Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba-PR, Brasil,
pedro.spinelli@ufpr.br

RESUMO: É indiscutível a influência da intervenção humana na frequência e intensidade dos eventos naturais que causam desastres geológicos e hidrológicos. A Base Nacional Comum Curricular reconhece a necessidade de abordar a influência das atividades humanas nos solos, portanto a educação sobre solos e ocupação do terreno se alinha aos preceitos da educação ambiental, contribuindo para o fomento de práticas urbanas mais sustentáveis. Entretanto, constata-se que o ensino desses temas ainda é reduzido no contexto escolar brasileiro, evidenciando a necessidade da capacitação dos professores sobre o tema. Nesse contexto, a disponibilidade de cursos online surge como uma iniciativa relevante, já que a disseminação do conhecimento pode desempenhar um papel crucial na mitigação dos riscos de desastres naturais e na promoção de práticas de ocupação do solo mais sustentáveis. O presente trabalho apresenta o desenvolvimento do curso "Solos e Desastres Naturais', disponível na plataforma *UFPR Aberta,* no formato MOOC - *Massive Open Online Course* (Curso Online Aberto e Massivo), que tem por objetivo a capacitação de professores do ensino Fundamental II e ensino Médio em temas que envolvem o conhecimento da Geotecnia para o desenvolvimento sustentável. O curso possui uma carga horária total de 25 horas e é autoinstrucional.

PALAVRAS-CHAVE: Educação em Desastres Naturais, Geotecnia e Desastres Naturais, MOOC.

ABSTRACT: The influence of human intervention on the frequency and intensity of natural events that cause geological and hydrological disasters is indisputable. The National Common Curricular Base recognizes the need to address the influence of human activities on soils, therefore education about soils and land occupation aligns with the precepts of environmental education, contributing to the promotion of more sustainable urban practices. However, it appears that the teaching of these topics is still limited in the Brazilian school context, highlighting the need for teacher training on the topic. In this context, the availability of online courses appears as a relevant initiative, as the dissemination of knowledge can play a crucial role in mitigating the risks of natural disasters and promoting more sustainable land use practices. This work presents the development of the course "Soils and Natural Disasters", available on the UFPR Open platform, in the format MOOC - Massive Open Online Course, which aims to train teachers in Elementary School II and Secondary education in topics involving knowledge of Geotechnics for sustainable development. The course has a total workload of 25 hours and is self-instructional.

KEYWORDS: Education in Natural Disasters, Geotechnics and Natural Disasters, MOOC.

1 INTRODUÇÃO

Os desastres naturais constituem uma ameaça latente que assola diversas regiões e comunidades em todo o mundo, particularmente aquelas mais vulneráveis. A frequência e a intensidade desses eventos, como deslizamentos de terra, erosões e inundações, têm aumentado de forma alarmante, em paralelo ao crescente padrão de chuvas intensas, evidenciando uma relação direta com a crise climática global em curso. Tais fenômenos são frequentemente evidenciados na mídia e vivenciados no cotidiano, refletindo as características geográficas e as condições de ocupação que influenciam diretamente na ocorrência e classificação desses desastres naturais.

Neste cenário, compreender os mecanismos e os fatores que intensificam esses eventos torna-se crucial para mitigar seus impactos devastadores. O Marco de Ação de Sendai 2015-2030, delineado pelos Estados Membros da Organização das Nações Unidas (ONU), e os Objetivos do Desenvolvimento Sustentável (ODS) da Agenda 2030 da ONU, emergem como iniciativas fundamentais que buscam concretizar ações para compreender e lidar com o risco de desastres naturais. Além disso, visam promover políticas sustentáveis e metas de redução e gerenciamento de riscos.

Nesse contexto o Grupo de Estudos em Geotecnia (GEGEO) da Universidade Federal do Paraná (UFPR) empreendeu esforços no desenvolvimento do projeto GeoPrevenção, almejando desenvolver a consciência crítica da sociedade em relação às questões ambientais locais, promovendo ações que minimizem os danos causados por desastres naturais. Com o propósito de alcançar esse objetivo, o projeto foi concebido com foco em três áreas primordiais: conscientizar e mobilizar crianças que habitam em áreas de risco sobre a importância do cuidado com o solo, da drenagem, do descarte adequado do lixo e da construção de moradias em locais seguros; informar e mobilizar a população que reside em regiões vulneráveis sobre a relevância do manejo adequado do solo, da drenagem urbana, do descarte correto do lixo e do esgoto, bem como da edificação de moradias em locais seguros; e capacitar professores do ensino fundamental para abordar os temas relacionados aos desastres naturais nas disciplinas do currículo escolar dos ensinos Fundamental e Médio dos ensinos Fundamental e Médio. Este último objetivo é o foco central do presente artigo.

2 A GEOTECNIA NA EDUCAÇÃO BÁSICA

Apesar dos movimentos gravitacionais de massa serem fenômenos geológicos naturais – que podem ocorrer em qualquer área de alta declividade por ocasião de, sobretudo, chuvas intensas e prolongadas (MINISTÉRIO DAS CIDADES, 2004) – a intervenção humana, especialmente as que não consideram as limitações hidromecânicas do meio físico, podem desequilibrar o sistema de forças existentes no interior da massa de solo, rocha ou detrito, que o mantém em equilíbrio estático. No Brasil, o aumento na incidência de escorregamentos de terra verificados a partir da década de 1960 estão associados, conforme observado por autores como Nakazawa et al. (1991), Robaina (2008), Tominaga (2007) e Santos (2014), à ocupação inadequada de encostas naturais como resultado do desordenado e intenso processo de urbanização das metrópoles iniciado em meados do século XX. De acordo com os dados do MUNIC 2017, nos municípios com ocorrência de escorregamentos e deslizamentos de encostas entre 2013 e 2017, as áreas com taludes e encostas sujeitas a escorregamentos, isto é, suscetíveis a tais fenômenos, representavam 61,9% dos registros, as com ocupações irregulares 39,5% e sem infraestrutura de drenagem 35,5%, corroborando com a assertiva de que as características intrínsecas ao meio físico, o padrão de ocupação, intervenções antrópicas como cortes e aterros, despejo de águas residuais e ausência de drenagem de águas pluviais são condicionantes de movimentos gravitacionais de massa (IBGE, 2017).

Além dos deslizamentos de terra, problemas erosivos e de alagamento são comuns em muitas cidades brasileiras, tendo como consequência perdas econômicas, materiais e humanas para a sociedade. A geotecnia estuda o comportamento do solo e das rochas em decorrência das ações antrópicas, ou seja, ações do homem e sua aplicação em projetos de engenharia. Assim, é de suma importância a apropriação de conhecimentos básicos geotécnicos por estudantes e professores nas escolas, para desenvolver a percepção das consequências das ações antrópicas no meio, sejam elas áreas de risco ou não. É por meio dessa mentalidade de preservação que nasce a importância da aproximação da ciência com as escolas. Atualmente, no ambiente escolar, em geral,

o ensino de solos e a ocupação e uso do solo é pouco explorado e raramente contextualizado à realidade local (Sacramento e Falconi, 2011).

A Base Nacional Comum Curricular (BNCC) de 2017, traz como objetos do conhecimento: compreender conceitos fundamentais e estruturas explicativas das Ciências da Natureza, bem como dominar processos, práticas e procedimentos da investigação científica, de modo a sentir segurança no debate de questões científicas, tecnológicas, socioambientais e do mundo do trabalho, continuar aprendendo e colaborar para a construção de uma sociedade justa, democrática e inclusiva (Brasil, 2017). Apresenta ainda como competência a ser desenvolvida: Analisar a influência das atividades humanas na composição e funcionamento dos solos, compreendendo a importância da preservação desse recurso natural (EF07CI14, Brasil, 2017).

De modo geral, a educação em solos, uso e ocupação dos terrenos e identificação de áreas de risco se aproxima dos princípios da educação ambiental e auxilia no desenvolvimento de cidades sustentáveis. Para a aplicação desta educação nas escolas brasileiras é imprescindível a capacitação dos docentes. Com esse objetivo foi desenvolvido um curso online e gratuito com carga horária de 25 horas na plataforma UFPR Aberta com o título: Solos e Desastres Naturais.

3 METODOLOGIA

De modo a atender um grande público, optou-se por desenvolver o curso no modelo **Curso Online Aberto e Massivo**, do inglês *Massive Open Online Course* (MOOC). Os cursos no formato MOOC pertencem a área de educação a distância, e uma progressão dos ideais de educação aberta sugerido pelos REA - recursos educacionais abertos (UNESCO, 2011). O cursista não precisa estar matriculado em nenhuma Escola/Universidade/Faculdade, sendo o curso aberto para qualquer tipo de público.

O desenvolvimento do curso "Solos e Desastres Naturais" foi conduzido de modo a responder as seguintes questões:

- O que é a Geotecnia e o solo em problemas de Engenharia?
- O que são desastres ambientais e porque eles ocorrem?
- Como as ações antrópicas interferem nos desastres ambientais?
- Como a sociedade e o indivíduo podem minimizar as consequências de um desastre ambiental?

A Geotecnia é uma importante área da engenharia civil, englobando desde a aplicação da mecânica de solos e das rochas, até o desenvolvimento de fundações e obras geotécnicas como contenções e barragens. Um dos casos mais lembrados de problemas envolvendo o solo e a engenharia é a inclinação da Torre de Pisa, situada na Itália, que devido ao peso próprio e o desconhecimento na época da fragilidade do solo em que foi apoiado sua fundação (Das, 2019). O curso inicia com a descrição da Geotecnia, uma vez que essa ciência ainda é muitas vezes desconhecida para o público geral.

Um desastre natural ocorre quando um fenômeno natural extremo ou intenso afeta um sistema social, resultando em danos graves e prejuízos que superam a capacidade das comunidades afetadas de lidar com suas consequências (Saito, 2015). A ocorrência desses desastres é natural e relacionada ao clima, processos erosivos e aos próprios ciclos do planeta. A Defesa Civil brasileira, por meio do COBRADE (Classificação e Codificação Brasileira de Desastres), separa os desastres em: Meteorológicos, Climatológicos, Biológicos, Hidrológico e Geológicos. Quando esses desastres afetam a estabilidade do solo e outras características geológicas, incluindo deslizamentos de terra, colapsos de taludes, afundamentos dos solos, desmoronamentos de encostas, entre outros eventos que resultam em danos materiais e perdas de vidas humanas, são conhecidos como desastres geotécnicos.

A situação de fragilidade socioeconômica cria áreas críticas em diferentes escalas, tornando os desastres um problema social e não somente um evento natural imprevisível. Somada essas condições que envolvem processos sociais e mudanças ambientais, resultam em uma capacidade reduzida para mitigar riscos e uma baixa resiliência bem como de se preparar, responder, recuperar e reconstruir, ou seja, de gerenciar os riscos desses desastres. Portanto, é importante o conhecimento de quais são as ações humanas que podem intensificar esses fatores, a fim de mitigá-las (Canil; Travassos; Jacobi, 2020).

4 RESULTADOS

O curso "Solos e Desastres Naturais' está disponível na plataforma *UFPR Aberta,* no formato MOOC - *Massive Open Online Course* (Curso Online Aberto e Massivo). O curso possui uma carga horária total de 25 horas e é autoinstrucional, o que significa que os participantes têm autonomia para avançar no conteúdo de acordo com seu próprio ritmo de aprendizado. O conteúdo foi separado em 7 módulos sendo eles: Engenharia e Geotecnia, Formação dos solos, Características dos solos, Desastres Naturais, Fatores que intensificam os desastres naturais, Resíduos sólidos e urbanos e Boas práticas em Engenharia. Em cada módulo há atividades teóricas e práticas relacionadas aos eixos de Matemática, Linguagens e Ciências da Natureza e Ciências Humanas, além de uma sugestão e roteiro de aula com slides para ser aplicada pelo professor nas aulas presenciais. Também é disponibilizado em cada módulo um e-book contendo o conteúdo teórico do curso. Todo o material foi produzido utilizando ferramentas de interação ao longo dos módulos, tendo como avaliação final uma prova para a conclusão e certificação do curso.

A tela inicial do curso apresenta os 7 módulos de conteúdo produzidos e os módulos de *Ambientação*, *Bibliografia*, *Leituras complementares* e *Avaliação e Certificação* conforme pode-se observar na Figura 1. Todos os módulos podem ser acessados a qualquer momento durante os estudos, portanto, é possível avançar ou retornar para revisar as informações.

Figura 1. Interface do curso.

O módulo ambientação apresenta informações escritas e em formato de vídeo sobre a composição do curso nos módulos seguintes. O objetivo aqui é familiarizar e preparar o cursista para as etapas seguintes. Na Figura 2 é apresentado a interface deste módulo.

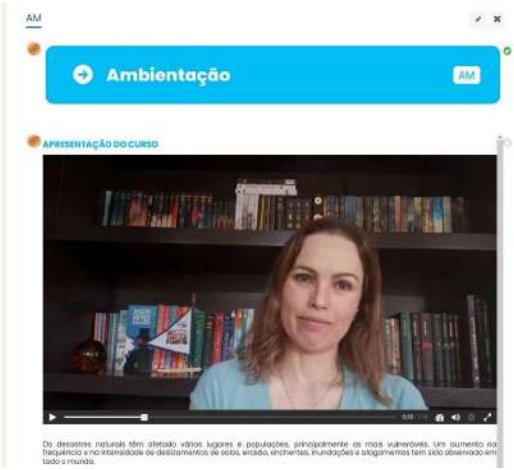


Figura 2. Conteúdo em formato de vídeo, Módulo Ambientação.

Os sete módulos são divididos em quatro tópicos cada um: (1) Apresentação do modulo; (2) Sala de estudo; (3) Laboratório de prática; (4) Avaliação. As apresentações dos conteúdos em cada tópico foram padronizadas de forma a proporcionar uma sequência didática coerente. No tópico de apresentação são

apresentados os objetivos e conteúdo que serão abordados no referido módulo, e um roteiro em formato de vídeo. Na Figura 3 é apresentado um trecho do Módulo 4 para exemplificar.

Figura 3. Trecho do tópico 1, Módulo 4.

Na Sala de Estudo são apresentados os conteúdos teóricos utilizando diferentes recursos, no intuito de tornar o estudo interativo. As ferramentas disponíveis na plataforma e que foram utilizadas são: imagem com informações interativas, vídeos interativos, slides interativos com explicações e perguntas, vídeos educativos disponíveis no Youtube e tutorial em formato de páginas. Nas Figuras 4 e 5 são apresentados exemplos de conteúdos com imagem interativa, onde é mostrado uma imagem com alguns ícones que podem ser clicados. Ao clicar, aparecem informações de diferentes formas, como por exemplo textos explicativos, links e vídeos.

Figuras 4 e 5. Conteúdo interativo (imagem), Módulo 5.

Na Figura 6 é apresentado exemplo de slide interativo com conteúdo teórico e na Figura 7 com questões relacionadas ao conteúdo:

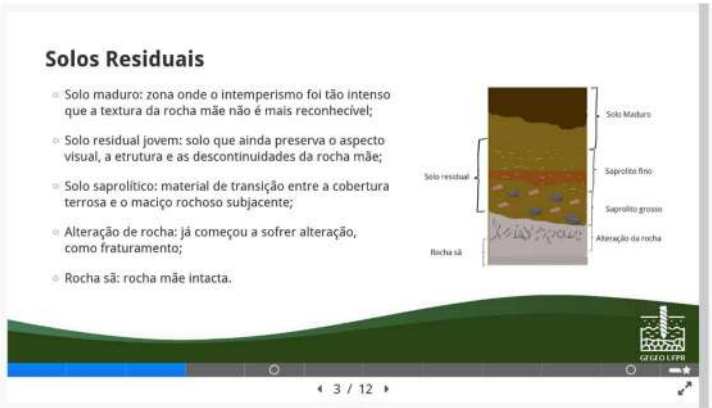


Figura 6. Conteúdo no formato de slide interativo, Módulo 2.

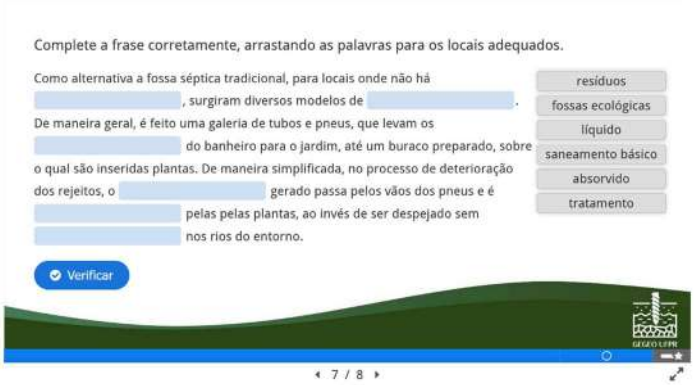


Figura 7. Conteúdo com exercícios no formato de slide interativo, Módulo 7.

Na Figura 8 é apresentado exemplo de vídeo educativo relacionado ao tema do módulo, que pode ser assistido dentro da plataforma ou acessado via link para o Youtube:

Figura 8. Apresentação de vídeos explicativos disponíveis no Youtube, Módulo 6.

Na figura 9 é apresentado exemplo de tutorial para atividade prática, com instruções divididas em páginas, de forma didática e simplificada:

Figura 9. Tutorial para atividade prática, Módulo 4.

O terceiro tópico do módulo, Laboratório de Prática, apresenta sugestões de aulas em formato de apresentação, roteiro de aula, exercícios práticos e teóricos nos eixos: Matemática, Linguagens e Ciências da Natureza e Ciências Humanas. No laboratório de prática espera-se que o cursista aplique os conhecimentos adquiridos no curso na sala de aula convencional. É disponibilizado também o conteúdo teórico do módulo em formato de e-book. Na Figura 10 é apresentado exemplo do tópico 3.

Figura 10. Conteúdos disponibilizados para download, Módulo 5.

O último tópico contempla a avaliação do aprendizado do módulo. Nesse tópico é disponibilizado um formulário de avaliação, de caráter obrigatório, para obtenção do Certificado do Curso. A média das notas exigida para obtenção do Certificado é de 70 pontos (70%).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Governo do Estado do Paraná que, através do Projeto "Paraná Mais Ciência" e recursos do Fundo do Paraná, apoiou o desenvolvimento deste trabalho.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando o papel central do professor na sociedade, é crucial reconhecer sua responsabilidade na promoção de conhecimentos que transcendem as fronteiras da sala de aula. No contexto dos desastres naturais, o educador não apenas transmite informações técnicas, mas também cultiva o conhecimento de uma forma instigante e reflexiva. Ao capacitar os alunos com conhecimentos práticos sobre prevenção e resposta diante de eventos adversos, o professor se torna um agente de transformação social. Sua influência vai além do currículo acadêmico, impactando positivamente a comunidade ao instigar a consciência coletiva e a preparação para situações desafiadoras.

Diante do papel dos docentes, torna-se imperativo que os discentes mantenham uma participação ativa e crítica, promovendo o desenvolvimento do pensamento analítico e incentivando a reflexão sobre o mundo ao seu redor. Sob essa perspectiva, o alcance e o impacto podem alcançar níveis ainda mais expressivos.

O curso "Solos e Desastres Naturais" oferecido em formato MOOC, permite ao cursista a participação gratuita e sem requisitos formais. A utilização desta ferramenta pelos docentes visa oferecer a oportunidade de ampliar seus conhecimentos e, como consequência, a divulgação da importância da Geotecnia e do uso correto do solo na mitigação de Desastres Naturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brasil. Ministério da Educação. Base Nacional Comum Curricular. Brasília: MEC, 2017. Disponível em: < http://basenacionalcomum.mec.gov.br/a-base>. Acesso em: dezembro de 2023.

Canil, K.; Travassos, L. R. F. C.; Jacobi, P. R. Riscos e Desastres: compartilhando responsabilidades. Diálogos Socioambientais, v. 3, n. 08, p. 5–7, 14 out. 2020. Acesso em novembro de 2023.

Das, B. M.; Sobhan, K. Fundamentos de engenharia geotécnica. Cengage Learning Brasil, 2019. E-book. ISBN 9788522128280. Disponível em: https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788522128280/. Acesso em: 23 mar. 2024.

Ministério das Cidades. Capacitação em Mapeamento e Gerenciamento de Risco. CEPED/UFSC, IPT, 2004. 122 p.

Nakazawa, V. A. et al. Cartografia geotécnica: a aplicação como pressuposto. In: 2º Simpósio de Geologia do Sudeste (SGS/SP-RJ). São Paulo, 8 p, 1991.

Robaina, L. E. S. Espaço urbano: relação com os acidentes e desastres naturais no Brasil. In: Robaina, L. E. S. Ciência e Natura. Santa Maria: UFSM, 2008. p. 93-105.

Sacramento, A. C. R., Falconi, S. Educação geográfica e ensino de solos: uma experiência em sala de aula. Revista Geografia América Central, v. 2, n. 47E, p. 1-15, 2011. Disponível em: https://www.revistas.una.ac.cr/index.php/geografica/article/view/2877.

Saito, S. Desastres Naturais: conceitos básicos. São José dos Campos: Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, 2015. 44 slides, color.

Santos, Á. R. dos. Manual básico para a elaboração e para o uso da Carta Geotécnica. São Paulo: Editora Rudder, 2014. 109 p.

Tominaga, L. K. Avaliação de metodologias de análise de risco a escorregamentos: aplicação de um ensaio em Ubatuba, SP. 2007. 240 p. Tese (Doutorado em Geografia Física) – Departamento de Geografia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

UFPR Aberta. *Solos e Desastres Naturais*. CIPEAD – Coordenadoria de Integração de Políticas de Educação a Distância da Universidade Federal do Paraná. Curitiba – PR.

UNESCO/COL (2011). Guidelines for open educational resources (OER) in higher education. https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000213605 Acesso em 19 de março de 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/136

Jogos Didáticos para o Ensino de Índices Físicos do Solo

Elisangela do Prado Oliveira
Professora Adjunta, UFPR, Pontal do Paraná, Brasil, elisangela.oliveira@ufpr.br

Ariele Gonçalves Batista
Acadêmica do curso de Engenharia Ambiental e Sanitária, UFPR, Pontal do Paraná, Brasil, arielebatista@ufpr.br

RESUMO: Este artigo destaca a necessidade de estratégias didáticas para aprimorar a aprendizagem para o ensino de índices físicos do solo. O processo metodológico começa com a concepção e validação de jogos didáticos alinhados aos objetivos de aprendizagem. A implementação em sala de aula visa avaliar a receptividade e também potenciais benefícios da abordagem, fornecendo resultados importantes para educadores, pesquisadores e profissionais interessados em explorar novas perspectivas pedagógicas. Realizado na Universidade Federal do Paraná, o estudo apresenta o jogo da memória, desenvolvido para fortalecer a aprendizagem dos índices físicos para a disciplina de mecânica dos solos . O jogo da memória associa índices físicos a fórmulas, estimulando a memória associativa. Esta metodologia de ensino visa alcançar um aprendizado eficiente, estabelecendo metas claras para os jogos. Destaca a importância de adaptações contínuas e melhorias na metodologia para enriquecer o ambiente de aprendizagem, desafiando a inércia de ensinar da mesma forma, ano após ano e oferecendo ideias para a construção de um ambiente de aprendizagem mais dinâmico e diversificado, enfatizando a importância do interesse dos alunos no processo de aprendizagem.

PALAVRAS-CHAVE: Jogos em sala de aula. Mecânica dos Solos. Ensino com Jogos. Gamificação.

ABSTRACT: This article highlights the need for innovative strategies to enhance learning and focuses on the pioneering approach of classroom games to teaching soil physical indexes. The methodological process begins with the design and validation of pedagogical games aligned with learning objectives. The implementation in the classroom aims to evaluate the receptivity and also the effectiveness of the approach, providing crucial results for educators, researchers and professionals interested in optimizing pedagogical practices. Held at the Federal University of Paraná, the study presents the game of memory, developed to strengthen the learning of physical indexes. The memory game associates physical indexes with formulas, stimulating associative memory. The study aims to achieve efficient learning by setting clear goals for the games. Stresses the importance of continuous adaptations and improvements in methodology to optimize the learning environment, challenging pedagogical inertia and offering a solid foundation for building more effective learning environments, emphasizing the importance of students' interest in the learning process.

KEYWORDS: Classroom games. Soil Mechanics. Teaching with Games. Gamification.

1 INTRODUÇÃO

A busca por estratégias que estimulem uma aprendizagem mais efetiva tem se tornado prioridade para os educadores. Os jogos em sala de aula constituem uma abordagem estratégica com o propósito de

contribuir para a aprendizagem de índices físicos dos solos, por exemplo. Isso porque a compreensão deste tema envolve a assimilação e memorização de muitos conceitos ora parecidos e ora diferentes que geram muita confusão entre os estudantes. Essa estratégia visa criar uma experiência de aprendizagem envolvente e eficaz, sendo respaldada por especialistas no âmbito educacional (VARGAS, 2021).

O processo metodológico do uso de jogos em sala de aula abrange a fase inicial de concepção e validação dos jogos didáticos. Essa etapa importante visa assegurar que os jogos se alinhem adequadamente com os objetivos de aprendizagem estabelecidos, garantindo uma boa receptividade dos mesmos junto aos alunos como ferramentas educacionais (BOLLER; KAPP, 2018).

De maneira geral, o objetivo dos jogos é alcançar o estado de vitória (DICKMANN, 2021). Porém além dessa meta, que representa a conquista final, jogos didáticos costumam ser estruturados em fases e possuem um propósito educacional específico (DANTAS et al., 2021).

Neste trabalho desenvolveu-se um jogo didático denominado "jogo da memória", para auxiliar os alunos de graduação a memorizarem a nomenclatura e os conceitos tão necessários para o entendimento dos índices físicos dos solos. A meta do jogo é formar todos os pares corretamente, seguindo as regras estabelecidas, relacionando a nomenclatura com sua variável e/ou equação correta. Os alunos tem um tempo limite máximo para cada jogada. Dado que se trata de um jogo educacional a ser aplicado em sala de aula, a intenção é que ele não se estenda a ponto de substituir completamente a aula, mas sim complementá-la (DANTAS et al., 2021).

O jogo foi aplicado em sala de aula num projeto piloto e a receptividade dos alunos foi mensurada. O estudo envolveu estudantes de graduação em engenharia e visa explorar as potencialidades e limitações do uso dos jogos didáticos em sala de aula para o ensino dos índices físicos dos solos. Busca-se compreender sua receptividade pelos alunos e oferecer insights para educadores e profissionais interessados.

Os resultados obtidos nesta implementação representarão uma contribuição substancial para o entendimento da viabilidade e eficácia dessa estratégia de ensino.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

No desenvolvimento desta pesquisa foram utilizadas referências bibliográficas como base para desenvolvimento do jogo como material didático. O trabalho foi desenvolvido com o uso de um computador, pesquisa acadêmica e a ferramenta CANVA (disponível na internet) para desenvolvimento da interface do jogo e de sua arte. As equações que compuseram o material didático foram retiradas de livros didáticos amplamente utilizados nos cursos de graduação.

Após o desenvolvimento do jogo, o mesmo foi impresso em uma impressora colorida de alta qualidade. As cartas dos jogos de memórias foram impressas em folhas sulfite e plastificadas para garantir a qualidade do material físico. Foram comprados dados de plástico para compor todos os materiais necessários ao jogo. A Figura 1 mostra as cartas do jogo da memória.

O material didático desenvolvido compreende:

- 90 cartas do jogo da memória (45 pares);
- 2 dados;
- Regras detalhadas do jogo.

Figura 1: Cartas do jogo da memória.

Fonte: As autoras, através da ferramenta CANVA, (2023).

2.2 Metodologia

2.2.1 DESENVOLVIMENTO E MÉTODO DE AVALIAÇÃO

O presente estudo focou na implementação de jogos em sala de aula como uma metodologia para o entendimento dos índices físicos dos solos. Os participantes da pesquisa foram alunos de um curso de Engenharia da Universidade Federal do Paraná.

Neste estudo, foi adotada uma abordagem metodológica dinâmica e interativa, com a implementação de jogos didáticos para o ensino dos índices físicos. Em uma breve contextualização, a disciplina é um segmento da física aplicada que se vale de conceitos tanto da física quanto da matemática. Utiliza fórmulas específicas para resolver problemas relacionados aos esforços exercidos sobre o solo, visando sua aplicação como estrutura em obras de construção civil e/ou estradas (DANTAS et al., 2021).

Ao longo de quatro aulas cuidadosamente planejadas, foram implementadas uma série de estratégias de ensino com o intuito de promover aulas mais envolventes e dinâmicas, apresentando inicialmente o conteúdo teórico, através de aula expositiva convencional e, na sequência, o jogo para fixação do conteúdo. Em seguida, todos os participantes responderam a um questionário com 10 questões em escala Likert e outras 5 questões abertas sobre a receptividade dos jogos por parte dos alunos.

Na primeira aula, foram introduzidos os conceitos fundamentais sobre índices físicos do solo, numa aula expositiva tradicional. Além disso, o jogo da memória foi apresentado aos alunos que puderam manusear e olhar todas as cartas. Os alunos foram informados de que o jogo seria jogado ao longo de algumas aulas e foram encorajados a se prepararem para tal. Foram também informados de que tratava-se de um projeto piloto e que pequenas regras poderiam passar por ajustes ao longo da implementação do mesmo. Finalmente, souberam que, após algumas aulas com o uso do jogo, pontos adicionais a nota da prova seriam concedidos à equipe vencedora numa determinada rodada, com aviso prévio.

Na segunda aula, além de revisar os conceitos abordados anteriormente, o jogo foi jogado novamente. Foi percebida por parte da professora e dos alunos a necessidade de uma delimitação de tempo para cada aluno jogar, tendo em vista que a demora na escolha das cartas estava tornando o jogo mais lento e moroso, confrontando com o objetivo inicial da ideia que era tornar a aula mais dinâmica. Os alunos concordaram com esta mudança e o ajuste das regras foi feito.

Na terceira aula, o aprendizado foi fortalecido por uma nova rodada do jogo da memória e, desta vez, os alunos perceberam que a equipe que iniciava o jogo (e que era sorteada pelos dados) levava grande vantagem pois seguia jogando até que o primeiro de sua equipe errasse, podendo assim se beneficiar de escolher as cartas tidas como mais "fáceis" e acabando por deixar as mais "difíceis" (na visão dos alunos) para a equipe adversária. Desta forma, sugeriram que as equipes intercalassem as jogadas, dando chances para uma equipe e outra de forma alternada. A professora acatou a sugestão para ser utilizada na rodada seguinte e final. Destacou-se que na próxima aula haveria pontuação para o jogo, incentivando a revisão dos índices físicos em casa.

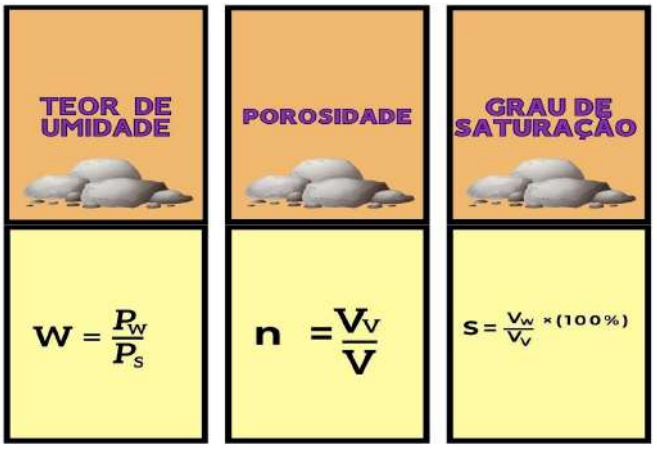
Finalmente, na quarta aula, os alunos participantes jogaram a rodada final, com todos os ajustes necessários. Esta rodada funcionou muito bem e deixou satisfeitos professora e alunos. Na aula seguinte, os participantes receberam um questionário com 10 questões em escala Likert e 4 questões abertas para responderem sobre a impressão que tiveram do jogo e a receptividade do mesmo. Isso permitiu avaliar a forma como os alunos receberam a proposta da metodologia adotada e forneceu informações para uma possível melhoria deste jogo para futuras aplicações. Essa abordagem estruturada e progressiva visou não apenas transmitir conhecimento, mas também promover uma experiência de ensino diferenciada e enriquecedora para os alunos.

2.2.2 JOGO DE MEMÓRIA

Este jogo é uma estratégia educacional que pretende ser mais atrativa para os alunos, encorajando-os a revisarem os conceitos diversas vezes com o intuito de memorizá-los de forma lúdica, para auxiliar no decorrer da disciplina, quando farão uso de forma sistemática de todos os conceitos apresentados. Trata-se de uma reprodução adaptada do tradicional jogo da memória, composto por 90 cartas. Essa abordagem pedagógica visa estimular a memória associativa dos participantes, oferecendo uma experiência de aprendizado interativa e lúdica (ARAÚJO, 2000).

No jogo proposto, os participantes são divididos em dois grupos e cada integrante jogará o dado, o que tiver maior somatória será o representante designado para ser o jogador inicial daquela equipe. Em seguida, cada equipe jogará o dado e a que tiver maior somatória começa o jogo. As cartas são dispostas na mesa contendo nomes de índices físicos e suas respectivas fórmulas. Cada equipe, de forma alternada, deve selecionar uma carta com o nome de um índice físico, tentando correlacioná-la com a fórmula correspondente. Após a tentativa, as cartas são viradas para verificar a correspondência. As equipes jogam de forma alternada e acumulam pontos com base nas correspondências corretas e têm como objetivo completar o maior número possível delas até que todas as cartas da mesa tenham sido escolhidas. Ao atingir esse limite, o jogo é encerrado, e as equipes contam os pontos acumulados a partir das correspondências corretas para determinar o vencedor. A Figura 2 ilustra as cartas do jogo da memória que foram desenvolvidas.

Figura 2: Frente e verso de 3 cartas do jogo da memória.



Fonte: As autoras, 2023.

3 RESULTADOS

Ao final do projeto piloto de implantação do jogo da memória, 17 alunos responderam, de forma anônima e consentida, ao formulário de perguntas relativas à receptividade do jogo. As 10 questões de múltipla escolha em escala Likert apresentaram as alternativas:

- Concordo totalmente,
- Concordo parcialmente,
- Indiferente,
- Discordo parcialmente e
- Discordo totalmente.

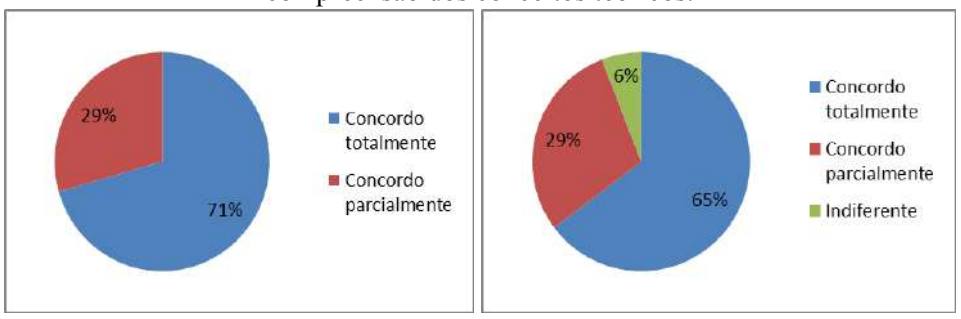
As perguntas de múltipla escolha apresentadas no questionário estão listadas a seguir.

1. O jogo da memória, utilizado como metodologia de ensino, foi divertido e me ajudou no entendimento do conteúdo.
2. O jogo da memória era complicado de jogar.
3. O jogo da memória era de fácil entendimento.
4. O jogo da memória auxiliou no processo de interação do professor com os alunos, favorecendo o processo de aprendizagem dos conceitos.
5. Eu tive alguma dificuldade durante o jogo da memória.
6. Senti que o jogo da memória ajudou na compreensão dos conceitos apresentados de forma teórica.
7. Me senti mais motivado a participar das atividades com o uso de jogos.
8. Jogar em grupos me deixou tímido e limitou o quanto eu poderia aprender.
9. Jogar em grupos favoreceu meu aprendizado, pois meus colegas de grupo me ajudaram a estudar.
10. O jogo da memória em sala de aula me deu motivação para estudar mais em casa.

Com relação à pergunta 1, sobre o jogo ser divertido e ter ajudado no entendimento, todos os participantes concordaram que o jogo era divertido e ajudava no entendimento do conteúdo sendo que 71% deles concordaram totalmente e 29% deles concordaram parcialmente.

Com relação à pergunta 6, sobre o jogo ter ajudado os alunos na compreensão dos conceitos teóricos, 94% dos participantes concordam que sim, o jogo ajudou na compreensão do conteúdo teórico. Destes, 65% concordam com isso integralmente enquanto 29% concordam parcialmente. Além destes, 6% dos alunos que participaram da pesquisa se mostraram indiferentes a esta questão, conforme apresentado na Figura 3.

Figura 3: Percepção sobre (a) o jogo ser divertido e ajudar no entendimento e sobre (b) ajudar na compreensão dos conceitos teóricos.



(a) (b)

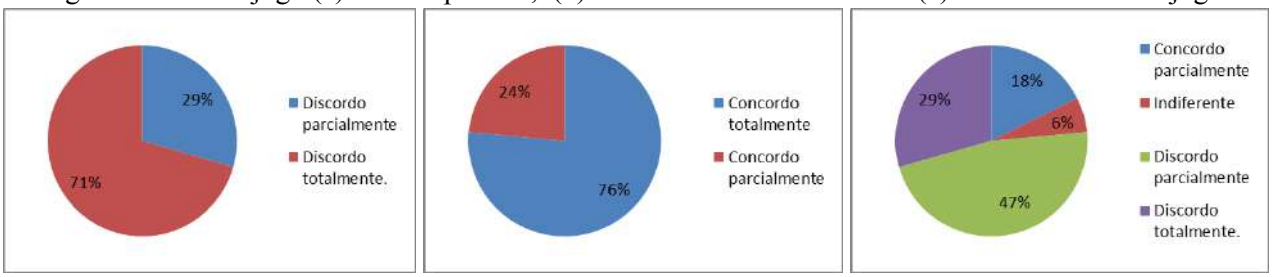
Fonte: As autoras, 2024.

Com relação às perguntas 2 e 3, sobre o jogo ser complicado de jogar e sobre ser de fácil entendimento, respectivamente, 71% dos alunos discordam totalmente que o jogo é complicado e 29% discorda parcialmente, ou seja, 29% atribuíram algum grau de complicação ao jogo. Em concordância com

isso, 76% dos alunos concordam que o jogo é fácil de entender e 24% concorda apenas parcialmente com isso, ou seja, teve alguma dificuldade para entender o jogo.

Com relação à pergunta 5, sobre o aluno ter alguma dificuldade durante o jogo, as respostas divergiram bastante sendo que 47% dos alunos discordaram em partes sobre ter tido dificuldades com o jogo, 29% discordaram totalmente sobre terem encontrado dificuldades, 18% concordaram parcialmente sobre terem encontrado dificuldades e 6% foram indiferentes a essa situação, conforme apresentado na Figura 4.

Figura 4: Sobre o jogo (a) ser complicado, (b) ser de fácil entendimento e (c) ter dificuldade no jogo.

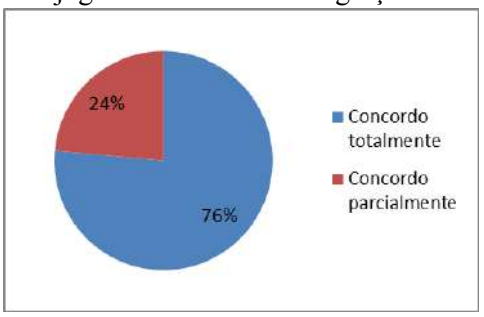


(a) (b) (c)

Fonte: As autoras, 2024.

Com relação à pergunta 4, sobre o jogo ter auxiliado na interação do professor com os alunos, 76% dos participantes concordaram integralmente com o jogo ter aproximado a professora dos alunos e 24% dos participantes concordaram com isso em partes apenas, conforme apresentado na Figura 5.

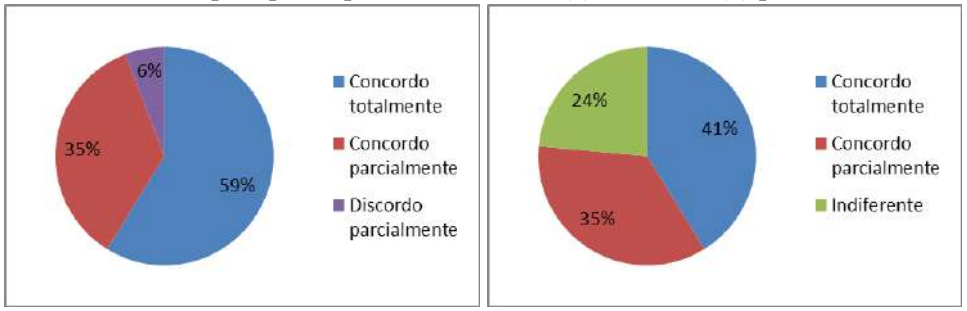
Figura 5: Percepção sobre o jogo ter facilitado a integração dos alunos com a professora.



Fonte: As autoras, 2024.

Com relação às perguntas 7 e 10, sobre o aluno se sentir motivado a participar das atividades e sobre se sentir motivado a estudar em casa, respectivamente, percebeu-se uma maior motivação para a participação das atividades em sala (94%) do que para estudar mais em casa (76%). Sobre a motivação para a atividade em sala de aula, 6% discordam. Ninguém discorda sobre o aumento da motivação para estudar em casa, porém, 24% são indiferentes a isso, conforme apresenta a Figura 6.

Figura 6: Sobre motivação para participar das atividades (a) em sala e (b) para estudar mais em casa.

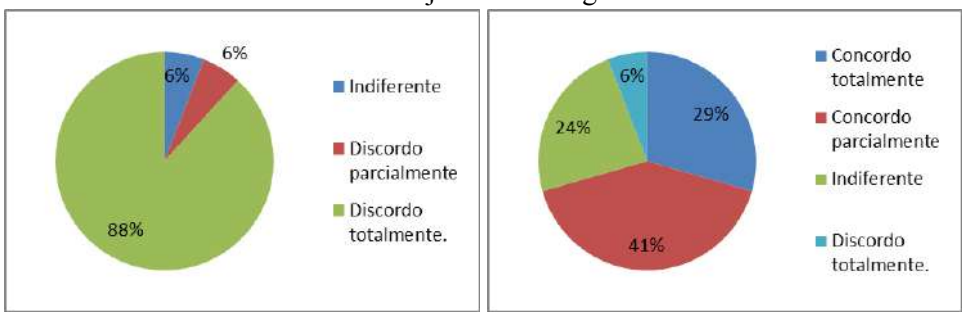


(a) (b)

Fonte: As autoras, 2024.

Com relação às perguntas 8 e 9, sobre jogar em grupos, 88% discordaram totalmente sobre ficar mais tímido no trabalho em grupo e outros 6% discordam parcialmente, enquanto 70% concordam (total ou parcialmente) que o trabalho em grupo favoreceu o aprendizado devido a troca entre os colegas. A indiferença em relação aos efeitos do jogo em grupos foi de 6% dos alunos quanto a timidez e de 24% dos alunos quanto a aprender com a ajuda dos colegas. Vale ressaltar que 6% dos pesquisados discordaram totalmente sobre terem sido ajudados pelos colegas para o trabalho em grupo, conforme expressado na Figura 7.

Figura 7: Percepção sobre o jogo em grupo, (a) limitar o aprendizado e sobre (b) favorecer o aprendizado com a ajuda dos colegas.



(a) (b)

Fonte: As autoras, 2024.

4 DISCUSSÕES E CONCLUSÕES

O principal aspecto a ser ponderado ao conceber um jogo educativo é a necessidade pedagógica, que visa garantir que os estudantes na disciplina de mecânica dos solos alcancem uma aprendizagem mais eficaz (NASCIMENTO, 2009). Isso implica na capacidade de relacionar variáveis e suas nomenclaturas, bem como aprimorar o raciocínio lógico para enfrentar as questões apresentadas pelo conteúdo de índices físicos (DANTAS et al., 2021).

É fundamental destacar que os jogos educativos têm uma influência significativa no aprimoramento das habilidades cognitivas cruciais para o progresso nas atividades de ensino. No entanto, é importante compreender que eles não proporcionam uma aprendizagem direta. O aprendizado emerge a partir do desenvolvimento psíquico prévio do aluno. Nesse contexto, cabe ao professor criar ambientes que favoreçam a interação entre os alunos, promovendo, assim, o crescimento pessoal de cada indivíduo.

Ao considerar a evolução histórica dos jogos e integrar essa compreensão teórica no contexto educacional, o professor não apenas enriquece o processo de ensino, mas também incentiva uma abordagem mais dinâmica e participativa com essa metodologia. Essa abordagem, baseada em teorias e experiências, não apenas desafia a inércia na prática pedagógica, mas também proporciona uma base sólida para a construção de um ambiente de aprendizado mais eficaz e envolvente (FLEMMING; MELLO, 2003).

Em relação à dinâmica dos jogos em sala de aula, é evidente que algumas melhorias e adaptações são necessárias para otimizar a eficácia desta metodologia (LOIOLA, 2020). Primeiramente, a falta de familiaridade de alguns alunos com alguns termos e conceitos destaca a necessidade de um estudo mais aprofundado do conteúdo e uma exposição prévia a esses termos específicos sobre índices físicos do solo. Para abordar isso, é recomendável incentivar os alunos a revisar e estudar os conceitos antes da atividade, garantindo uma preparação adequada (DANTAS et al., 2021).

A disparidade no conhecimento prévio entre os alunos gera uma dinâmica competitiva durante o jogo, prejudicando a colaboração desejada. Portanto, é crucial promover um ambiente mais colaborativo, onde a ênfase esteja na troca de conhecimentos e apoio, em vez de competição. Isso pode ser alcançado através de estratégias que incentivem a cooperação entre os alunos (AVELAR, 2023).

Além disso, a dependência excessiva da internet sugere a necessidade de equilibrar a iniciativa de buscar conhecimento externo com uma preparação prévia adequada. Adaptações específicas para os jogos incluem a disponibilização de um material com o passo a passo de cada jogo, a prática prévia dos conceitos e a promoção de discussões em grupo visando facilitar a compreensão de modo geral (AVELAR, 2023).

A implementação dos jogos didáticos, como o jogo da memória, mostrou-se uma metodologia eficaz para fortalecer a aprendizagem dos índices físicos do solo. Os resultados obtidos durante o projeto piloto demonstraram uma receptividade positiva dos alunos em relação aos jogos, evidenciando que essas abordagens lúdicas podem contribuir significativamente para o processo de ensino e aprendizagem.

A interação dos alunos com os jogos não apenas os motivou a participar ativamente das atividades em sala de aula, mas também auxiliou na compreensão dos conceitos teóricos apresentados. Além disso, a troca de conhecimentos e a colaboração entre os colegas durante as atividades em grupo foram aspectos destacados como favoráveis no processo de ensino.

Conclui-se que a utilização de jogos didáticos no ensino de índices físicos do solo pode proporcionar uma experiência de ensino diferenciada e enriquecedora, na tentativa de promover uma aprendizagem mais eficaz e significativa para os alunos. Essa abordagem não apenas estimula o interesse dos estudantes, mas também os prepara de forma mais sólida para enfrentar os desafios acadêmicos e profissionais na área da Engenharia Geotécnica.

AGRADECIMENTOS

Gostaríamos de expressar nossa sincera gratidão à professora Gabriela Kaiana Ferreira pelo seu valioso apoio e contribuições na revisão deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Avelar, Marcela Giacometti de. *O Ensino de Mecânica dos Solos por Meio de Jogo Adaptado: Uma Abordagem Interativa e Lúdica*. Trabalho apresentado no COBENGE, Rio de Janeiro, 2023.

Boller, S.; Kapp, K. Jogar *Para Aprender: Tudo o que Você Precisa Saber Sobre o Design de Jogos de Aprendizagem Eficazes*. DVS Editora, 2018

Borges, Patrícia Arantes Peixoto et al. *A Avaliação da aprendizagem no Instituto Federal de Goiás - Campus Itumbiara: Vivências e desafios no ensino médio integrado*. 2020.

Dantas, Gabriel Assumpção Firmo et al. *Dungeons and Soils: uma prática gamificada para ensinar o conteúdo de índices físicos da disciplina de mecânica dos solos nos cursos profissionalizantes.* 2021.

Dickmann, Ivanio. *START: como a gamificação e os jogos de aprendizagem estão transformando a práxis educativa atual com suas dinâmicas inovadoras e criativas*. 1.ed. Chapecó: Livrologia, 2021.p.416. Disponível em:<https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/7935768/mod_resource/content/1/EBOOK_START_ivanio_marta.pdf>. Acesso em: 28 nov., 2023.

Flemming, D. M.; Collaço De Mello, A. C. *Criatividade e jogos Didáticos*. São José: Saint-Germain, 2003.

Loiola, Valderez. *A era exponencial exige: a gamificação na sala de aula e nos treinamentos corporativos*. Literare Books, 2020.

Nascimento, Walcyr Duarte. *Geoweb, um facilitador para a aprendizagem em geotecnia*. 2009.

VARGAS, Ariane de Quevedo Robalo. *Inserção da gamificação no ensino de ciência: modalidade remota.* 2021. 64 p. Trabalho de Conclusão de Curso para Especialista em Educação Científica e Tecnológica- Universidade Federal do Pampa, Caçapava do Sul.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/137

Um Caso de Integração de Ensino Campo-Laboratório Utilizando o Programa Caminhos Geológicos do DRM/RJ

Antonio Carlos Rodrigues Guimarães
Professor, IME, Rio de Janeiro, Brasil, guimaraes@ime.eb.br

Carmen Dias Castro
Professora, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil

RESUMO: O Programa Caminhos Geológicos do Departamento de Recursos Minerais do Estado do Rio de Janeiro disponibiliza informações detalhadas, e em linguagem acessível para variadas formações, de pontos de interesse geológico, ou arqueológico e paleontológico, ao longo do estado. São disponibilizadas informações em *sites* da internet, bem como em placas fixadas nos locais. Tais informações consistem na descrição do arcabouço geológico regional, incluindo datação e mineralogia das rochas e sedimentos existentes, com foco nos processos geológicos predominantes. Utilizando tal como programa como base foi possível desenvolver uma sequência de atividades de campo com alunos de graduação e pós-graduação em engenharia civil, ampliando o contexto do programa incluindo aspectos de interesse geotécnico, tal como a identificação do processo de intemperismo e a caracterização geotécnica preliminar dos materiais coletados, sendo possível enfatizar a influência dos processos geológicos nas obras geotécnicas em geral. Posteriormente ao trabalho de campo, as amostras de solos e rochas coletadas no campo são submetidas a ensaios de caracterização geotécnica e identificação da mineralogia, pelas técnicas de difração de raios-X, ensinando esta importante técnica para os alunos. No presente trabalho são apresentados resultados da análise de dois pontos de interesse geológico localizado na região dos Lagos, no Rio de Janeiro, nos quais são especificados os aspectos geológicos-geotécnicos identificados, bem como os ensaios executados nas amostras coletadas.

PALAVRAS-CHAVE: Geologia, ensaios de campo, enasaios de laboratório, solos, rochas, Engenharia Civil.

ABSTRACT: The Geological Paths Program of the Department of Mineral Resources of the State of Rio de Janeiro provides detailed information, in accessible language, for a variety of backgrounds, on points of geological, or archaeological and paleontological interest, throughout the state. Information is made available on websites, as well as on plaques attached to the sites. This information consists of a description of the regional geological framework, including dating and mineralogy of the existing rocks and sediments, with a focus on the predominant geological processes. Using this program as a basis, it was possible to develop a sequence of field activities with undergraduate and graduate students in civil engineering, expanding the context of the program to include aspects of geotechnical interest, such as the identification of the weathering process and the preliminary geotechnical characterization of the collected materials, making it possible to emphasize the influence of geological processes on geotechnical works in general. After field work, the soil and rock samples collected in the field are subjected to geotechnical characterization tests and mineralogy identification, using X-ray diffraction techniques, teaching this important technique to students. This paper presents results of the analysis of two points of geological interest located in the Lagos region, in Rio de Janeiro, specifying the geological-geotechnical aspects identified, as well as the tests carried out on the samples collected.

KEYWORDS: Geology, field tests, laboratory tests, soils, rocks, Civil Engineering.

1 INTRODUÇÃO

Os cursos de geocências em geral utilizam variados trabalhos de campo para fins didáticos, contribuindo para a interação do estudante com meio ambiente no qual desenvolverá muitas de suas pesquisas. Na área de

engenharia civil, porém, apesar da inegável associação das obras com o meio físico em si, os trabalhos práticos estão normalmente associados a estágios nas construções.

Por outro lado, disciplinas de Geologia Geral, ou correlatas, as quais constituem parte obrigatória dos currículos de graduação em engenharia civil, podem se tornar um importante fator para o aumento da familiaridade do graduando com o meio ambiente, no sentido de meio físico.

Há vários itens que compõem o conteúdo desta disciplina, mas sua essência reside no conhecimento dos processos geológicos, endógenos ou exógenos, os quais podem influenciar o comportamento de obras de engenharia.

Um exemplo típico deste tipo de influência é a ação da deriva litorânea ao longo da linha de costa, parte essencial do processo marinho, resultando ora em ambientes erosivos, ora em ambientes sedimentares, sendo que ambos podem estar associados a obras como molhes e berços de atracação.

Neste contexto foi descrito no presente trabalho uma sequência de atividades de campo realizadas no âmbito da disciplina de graduação de Geologia (Geral) do curso de Engenharia de Fortificação e Construção (Civil) do Instituto Militar de Engenharia, a qual vem sendo realizada há mais de dez anos, explorando a interação entre processos e estruturas geológicas existentes na Região dos Lagos, no estado do Rio de Janeiro, e tendo como base de referência o arcabouço geológico descrito em vários pontos de interesses geológicos, os quais compõem o programa Caminhos Geológicos do DRM/RJ. Também são somados aspectos ligados a outros tópicos não listados no referido programa, mas de fácil visualização no terrenos, tais como intemperismo e fatores que inflenciam a formação do solo.

De acordo com Schmith et al (2004) o Projeto Caminhos Geológicos (Mansur & Erthal, 2003; Schmitt & Mansur, 2001) foi idealizado com o propósito de trazer a cultura relacionada à Geologia para o Estado do Rio de Janeiro, como uma iniciativa pioneira do Departamento de Recursos Minerais – DRM-RJ, com o apoio da Fundação Departamento de Estrada de Rodagem DER-RJ, da Companhia de Turismo do Estado do Rio de Janeiro - TURISRIO e da Secretaria de Estado de Ciência e Tecnologia e da Fundação Carlos Chagas de Amparo à Pesquisa - FAPERJ. O DRM-RJ tinha até 2004, vinte e seis (26) painéis instalados, sendo alguns na chamada Região dos Lagos, do Rio de Janeiro, a qual serviu como base para as saídas de campo utilizadas no presente trabalho.

Tupinambá et al (2014), descreveram em seu trabalho que o projeto Caminhos Geológicos aproveitou o conhecimento de cada autor em ensino e investigação da geologia de uma região específica fluminense para promover a divulgação científica. Conforme o referido autor, na Região Serrana (Nova Friburgo, Bom Jardim, Teresópolis, Santa Maria Madalena) foram utilizados os trabalhos de Tupinambá et al (2007 ; 2012), Geraldes (2013) e Nogueira(2012). Na região dos lagos fluminense (Cabo Frio, Arraial do Cabo, Iguaba Grande) as placas compartilharam o trabalho de de Schmitt (2004). Na região Noroeste fluminense (Itaperuna, Santo Antonio de Pádua) foram utilizados as pesquisas de Duarte (2012) e Heilbron (2012). Na Região Metropolitana (Rio de Janeiro e Nova Iguaçu) a geologia empregada foi de Valeriano (2012) e Mota (2006). Na região vizinha às bacias de Campos e Santos (Macaé e Quissamã), foi aplicado o estudo geológico *offshore* de Mohriak (2012).

A partir do exposto, percebe-se que, o Rio de Janeiro apresenta evolução geológica complexa e peculiar, resultando além de belas paisagens em importantes recursos minerais para a economia do país. Além disso, destaca-se que, a região dos Lagos, de vocação tradicional para o turismo, constitui um bom local para visitação, sendo caracterizada por variados tipos de acomodações e gastronomia, facilitando o trabalho de campo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Segundo Mansur e Erthal (2003), o projeto Projeto Caminhos Geológicos considerou, entre outros, os seguintes tipos de Patrimônios Geológicos:

(a) *Sedimentar*: representado pelas camadas e sequências das bacias sedimentares, em particular das petrolíferas (Campos e Santos) e as de Resende, Volta Redonda e São José de Itaboraí, das sequências deposicionais que mostram as variações climáticas da Terra, formação de lagunas (ex.: Araruama) e registros de lagunas fósseis, a construção do delta do rio Paraíba do Sul, entre outros;

(b) *Geomorfológico:* representado pelas belas paisagens da Baía de Guanabara, Serra dos Órgãos e do Mar, das praias paradisíacas de Armação dos Búzios, Ilha Grande, Cabo Frio, Arraial do Cabo, entre outras, da ação erosiva dos rios e do mar;

(c) *Tectônico*: representado por falhas, dobras, evidências da colisão que formou o Gondwana e dos eventos de formação do oceano Atlântico;

(d) *Petrológico / Mineralógico*: rochas e minerais com valor geológico (antigos vulcões como os de Nova Iguaçu, Arraial do Cabo e São Gonçalo), educativo (idade e formação das rochas), científico (raridades minerais e estudo de meteoritos) e econômico (jazidas);

(e) *Paleontológico / Arqueológico* - fósseis como testemunhos da evolução da vida na Terra e a história do antigo habitante fluminense;

Dentre as potencialidades didáticas supracitadas tem sido possível utilizar, como ponto de referência no escopo do presente trabalho, os seguintes ambientes:

a) Sedimentar: o qual inclui além das variadas praias e suas composições mineralógicas e deriva litorânea, a Formação Barreiras composta de sedimentos de diversos diâmetros distintos.

b) Tectônico: composto por falhas e dobras.

c) Petrológico/ Mineralógico: descrição da mineralogia de diversas rochas, bem comode suas alterações e solos.

No contexto do projeto Caminhos Geológicos foram colocadas placas metálicas fixas, as quais descrevem os aspectos geológico de interesse do referido ponto.

3 METODOLOGIA

A integração campo-laboratório que vem sendo desenvolvida pelos autores no escopo do presente trabalho inclui a visita a variados pontos de interesse geológicos do programa Caminhos Geológicos ao longo dos últimos quinze anos, acrescentada pela análise de outros pontos complementares de forma a incluir conceitos de formação de solos, intemperismo e rochas alteradas, itens que também compõem a grade curricular da disciplina.

Para o presente trabalho foram selecionados os seguintes pontos, complementado com um ponto extra, de grande apelo didático. Tais e locais mais visitados são os seguintes:

- Forte São Mateus;
- Dunas de Cabo Frio;
- Formação Barreiras no Entrocamewnto da RJ-124 e BR-101/RJ.

Na sequência serão apresentados, para cada ponto, os aspectos geológicos relevantes, os quais são descritos nas placas dos programas, ou em publicações científicas, bem como os aspectos pertinentes à engenharia civil, em especial a área geotécnica.

4 RESULTADOS

4.1 Forte de São Mateus

A Figura 1 ilustra um mapa geológico simplificado da região do Forte de São Mateus, na cidade de Cabo Frio, na extremidade da praia do Forte, principal praia do município. Trata-se de apenas uma parte das variadas informações que compõem a Placa do ponto de interesse geológico da região.

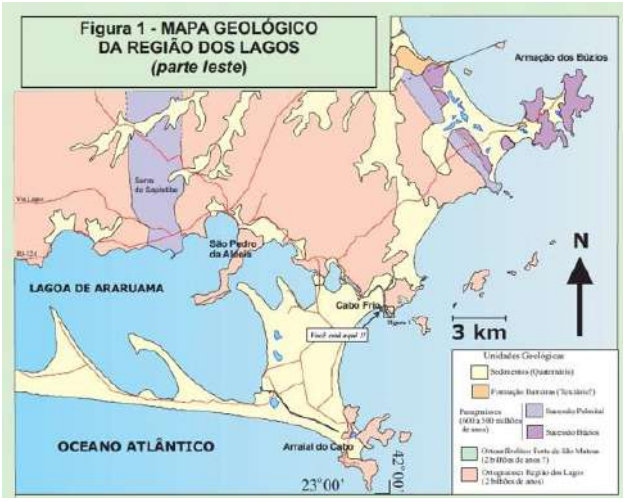


Figura 1: Mapa Geológico da Região do Forte de São Mateus – Cabo Frio/RJ. Extraído do Programa Caminhos Geológicos do DRM/RJ

As disponibilidades de informações continuam com uma breve descrição do local e das rochas, as quais facilitam bastante a aula de campo, conforme descrito a seguir (na placa local).

FORTE DE SÃO MATEUS
Localização: 22º53'5.87" S; 42º0'26.71" O
Descrição: Neste local também existe um painel do Projeto Caminhos Geológicos, implantado na praça que dá acesso ao Forte São Mateus, na Praia do Forte, ao lado da saída do Canal de Itajuru, que liga a Lagoa de Araruama ao mar. A geologia do local é representada por rochas paleoproterozóicas do Complexo Região dos Lagos, em especial por ortoanfibolitos. As cores muito distintas das rochas permitem ao visitante identificar cada litotipo existente. Neste painel é explicado o método utilizado para datação dessas rochas, cuja cristalização se deu há 2 bilhões de anos. O Forte é um patrimônio tombado pelo IPHAN, construído no século XVII.

Na Figura 2 é possível identificar os dois litotipos registrados na placa: ortoanfibolitos Forte São Mateus e ortognaisse Região dos Lagos. Neste caso, além da identificação do tipo de rocha, e respectivas mineralogias, há possibilidade de se discutir método de datação de rocha, também exposto na placa.

Porém, do ponto de vista da engenharia civil o aspecto mais importante é mostrar que pode haver diferentes tipos de rochas em um mesmo contexto, que podem ser, por exemplo uma pedreira, ou um túnel, cujas características físicas e mecânicas podem variar, alterando aspectos fundamentais de um projeto. Por exemplo, tais rochas têm densidades diferentes, ocasionando alteração na sua distribuição granulométrica uma vez britadas.

Além disso, as estruturas das rochas parecem ser bem definidas, típicos de rochas metamórficas, e podem influenciar a obtenção de dados de resistência mecânica, visando estudos de estabilidade. Neste caso, enfatiza-se o importante aspecto da amostragem.

Figura 2: Oocrrência de Ortoanfibolitos no Forte de São Mateus em Cabo Frio/RJ.

4.2 Dunas de Cabo Frio

Nesse ponto além da beleza paisagística, no campo de dunas é possível identificar facilmente o transporte de sedimentos pela ação do vento, pois este acontece em tempo real. Trata-se de uma importante oportunidade para consolidação do conhecimento sobre processos exógenos. A seguir uma descrição editada da informação da disponível no programa.

CAMPO DE DUNAS DA DAMA BRANCA (OU DUNAS DE CABO FRIO)
Localização: 22°54'33.71" S; 42°2'11.11" O
Descrição: Os elementos naturais da região de Cabo Frio agregam à paisagem costeira da cidade a maior duna isolada do sudeste brasileiro, a Duna da Dama Branca, com cerca de 33 m. Ali é possível observar estruturas sedimentares eólicas, vários tipos de dunas, lagoas interdunas e a fauna e flora típicas associadas a este ambiente. Essa rara ocorrência de dunas móveis em Cabo Frio e municípios vizinhos está associada à orientação dos ventos predominantes vindos do quadrante Nordeste, ao clima semiárido quente e à disponibilidade de sedimentos. O fenômeno da ressurgência de águas da Corrente das Malvinas, somado a uma expressiva distância do litoral à Serra do Mar, diminui os índices de chuvas, criando uma região de clima semiárido em meio a um clima tropical para o resto do estado. No Campo de Dunas da Dama Branca podem ser observados tipos distintos de dunas, que variam de acordo com o aporte de areia e intensidade do vento, como as frontais, barcanas e parabólicas. Quanto à mobilidade, as dunas podem ser estacionárias (fixas) e migratórias (móveis). As dunas fixas tornam-se estáveis por vários fatores, sendo o principal deles o desenvolvimento de vegetação. Como as dunas são ambientes frágeis e dinâmicos, qualquer alteração significativa nos fatores naturais que as originam pode acarretar em grandes impactos no ecossistema.

Do ponto de vista da engenharia geotécnica vários aspectos podem ser abordados, conforme citado a seguir:

Influência nas construções: algumas casas foram construídas dentro do campo de dunas, sendo possível verificar certo aterramento ao longo do tempo, devido ao rápido transporte de sedimentos pela ação eólica. Tal transporte também afeta uma rodovia no local, na qual o atrito dos veículos pode ser prejudicado. Trata-se, assim, de um exemplo clássico de influência de processo geológico em obras de engenharia (Figura 4).

Estabilização do Campo de Dunas com Vegetação: no local pode ser observado que uma vegetação rasteira consegue fixar parte do campo de dunas evintando o fluxo de sedimentos. Além disso, há formação de ambiente turfoso em alguns locais gerando um solo que pode ser muito problemático para obras geotécnicas (Figura 3).

Origem dos Sedimentos e Deriva Litorânea: a origem dos sedimentos transportados pelo vento é o depósito de areia ao longo da praia. Tais sedimentos são transportados pela ação da deriva litorânea, associada à direção predominante do trem de ondas na praia. Tal corrente de transporte de sedimentos ao longo da linha de costa pode ser afetada pela obras de engenharia ao longo da linha de costa (Figura 5).

Figura 3: Vista Parcial do Campo de Dunas de Cabo Frio Recoberto Parcialmente por Vegetação.

Figura 4: Placa Informativa do Transporte Eólico de Sedimentos Sobre uma Rodovia em Cabo Frio.

Figura 5: Vista da Praia do Foguete Indicando o Amplo Depósito de Sedimentos Arenosos Que São a Fonte do Campo de Dunas.

4.3 Formação Barreiras

Um importante afloramento da Formação Barreiras no entroncamento entre as rodovias RJ-124 e BR-101 tem sido estudados por alunos de variadas universidades do Rio de Janeiro. Trata-se de uma formação composta por arenitos, conglomerados, diamictitos, siltitos e argilitos. Está associada a tabuleiros e falésias desde o Rio de Janeiro até o Amapá, sendo por si só um importante objeto de estudos.

A identificação das rochas supracitadas, as quais indicam mudanças de ambientes deposicionais é, talvez, o interesse principal em termos geológicos (Figura 6). Porém, do ponto de vista da engenharia geotécnica, os seguintes fatores podem ser trabalhados juntos aos alunos:

Processo Erosivo: o afloramento estudado é composto de conglomerados e arenitos, os quais não são muito consolidados, sendo bastante suscetíveis a processos erosivos. Eventuais construções sobre camadas deste tipo de rochas podem tornar-se instáveis com o avanço da erosão.

Heterogeneidade do Maciço: uma análise mais próxima do afloramento deixa claro seu aspecto heterogêneo, o qual dificulta muito sua caracterização física e mecânica como maciço, para efeito de estudo de sondagens para fundações.

Além disso, se considerado como uma jazida para empréstimo de materiais em obras de terraplenagem, a grande variação das granulometria do material (Figura 6) explorado dificultará, e muito, a determinação *in situ* da densidade e umidade ótima corretas.

Figura 6: Vista Geral do Afloramento da Formaçlão Barreiras no Entroncamento Entre a Rodovia RJ-124 e a BR-101/RJ em São Pedro da Aldeia. Alunos Identificando a Granulometria dos Sedimentos Depositados.

Nesse afloramento são coletadas amostras para ensaios em laboratório, tais como compactação, granulometria, e ensaios de difração de raios-X para identificação da mineralogia dos materiais. Assim, tem-se um link para o estímulo dos estudos de outras áreas do conhecimento utilizadas na engenharia geotécnica.

5 DISCUSSÃO

A saída de campo dura dois dias e tem feito certo sucesso entre os alunos. Durante cada dia a carga horária efetivamente aplicada junto aos alunos atinge cerca de 8 horas-aula, pois o contato é contínuo e tem sido observado que muitos conceitos fundamentais de geologia são mais assimilados nestas condições de campo, do que em sala de aula.

Porém, é importante registrar que nem todas as saídas de campo ao longo destes anos foram totalmente proveitosas, pois a questão logística deve ser muito bem planejada, principalmente por causa nos atrasos nos deslocamentos, e na dificuldade de se deslocar de ônibus em uma cidade turística.

O trabalho de descrição dos afloramentos e coleta dos materiais ocupa grande parte do tempo dos alunos e há uma constante evolução do conhecimento dos autores quanto à geologia de cada um dos afloramentos mapeados para as aulas, a partir da identificação de artigos científicos publicados. Em algumas saídas de campo colegas geólogos ou geógrafos foram convidados para a viagem e ajudaram no ensino junto aos alunos. O trabalho encontra-se em constante aperfeiçoamento.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O programa Caminhos Geológicos do DRM/RJ é uma ferramenta que pode servir de base para o ensino da disciplina de Geologia no âmbito de curso de graduação em engenharia civil, uma vez que descreve de maneira sucinta o arcabouço geológico, e outros aspectos pertinentes, de afloramentos previamente estudados. Tais aspectos geológicos observados in situ associados a aspectos inerentes a obras de engenharia civil/geotecnia contribuem para uma integração campo-laboratório como ferramenta de aprimoramento do ensino.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2006). ASTM D2166: *Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil.*

Décourt, L. (2008) Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 6, São Paulo. *Anais...* ABMS. v. 1, p. 221-245.

Duarte, Beatriz Paschoal (Org.). Folha Itaperuna, SF.24-V-C-I: texto e mapa. Programa Geologia do Brasil PGB. 1ed. Rio de Janeiro: CPRM/UERJ, 2012.

GERALDES, Mauro Cesar. Geologia e recursos minerais da folha Casimiro de Abreu SF.23-Z-B-I, estado do Rio de Janeiro escala 1:100.000. 1. Ed. Belo Horizonte: CPRM, 2012. 136p.

HEILBRON, Monica (Org.). Geologia e Recursos Minerais da Folha Santo Antônio de Pádua-SF.26-X-D-VI. 1 ed.Belo Ho-rizonte: CPRM, 2012.

Machmer. B. (2012) *Understanding the Behavior of a Pile Foundation in Unsaturated Soils Subjected to Lateral Loading*. Disponível em: <http:// https://tigerprints.clemson.edu/all_theses/1395/>. Acesso em: 10 jul. 2019.

Mohriak, Webster. Bacias de Santos, Campos e Espírito Santo. In: Hasui, Yociteru; Carneiro, Celso Dal Ré; Almeida, Fernando Flavio Marques; Bartorelli, Andrea. (Org.). Geologia do Brasil. 1ed. São Paulo: Editora Beca, 2012, v. 1, p. 481-496.

MOTA, Carlos Eduardo Miranda; GERALDES, M. C. . *A classificação de brechas magmáticas e sua implicação na evolução do Complexo Alcalino de Nova Iguaçu-RJ*. Geociências (São Paulo), v. 25, p. 37-48, 2006.

Nogueira, José Renato (Org.) Folha São Fidélis, SF.24-V-C-IV: texto e mapa. Programa Geologia do Brasil. 1. ed. Rio de Janeiro: CPRM/UERJ, 2012.

Robertson, P.K., Campanella, R.G. (1983) Interpretation of cone penetrometer test, Part I: Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 20 (4), p.718-733.

Schmitt, R. S.; Trouw, R.; Van Schmus, W. ; Pimentel, M. M. *Late amalgamation in the central part of West Gondwana : new geoch-ronological data and the characterization of a Cambrian orogeny in the Ribeira Belt – SE Brazil*. Precambrian Research, Amsterdam – Elsevier, v. 133, n.1-2, p. 29-61, 2004.

Silva, J. L. (2004) *Metodologia de prejeto de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 118 p.

Tupinambá, M; Heilbron, M.; Duarte, B. P.; Nogueira, J.R.; Valladares, C.; Almeida, J.; Silva, L. G. E.; Medeiros, S.R. de; Guia, C.; Ragatki, C. D. ; Mendes, J.; Ludka, I. *Geologia da Faixa Ribeira Setentrional: estado da arte e conexões com a Faixa Araçuaí*. Geonomos, v. XV, p. 67-79, 2007.

Tupinambá, M; Teixeira, W.; Heilbron, M.. *Evolução Tectônica e Magmática da Faixa Ribeira entre o Neoproterozoico e o Paleozoico Inferior na Região Serrana do Estado do Rio de Janeiro, Brasil*. Anuário do Institu-to de Geociências (UFRJ. Impresso), v. 35, p. 140-151, 2012.

Tupinambá, M.; Monlevade, A.A. *Divulgando a Geologia através de roteiros e pontos de interesse geológico: a participação da UERJ no Projeto Caminhos Geológicos*. Interagir: pensando a extensão. Rio de Janeiro, n° 17/18/19, jan/dez. 2014, 65-70 p.

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1987) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 p.

Valeriano, C. (Org.). *Geologia e Recursos Minerais da Folha Baía de Guanabara, SF. 23-Z-B-IV, escala 1:100.000.1*ed. Belo Horizonte: CPRM, 2012.

ÁREA 04.

Estabilidade de Taludes e Contenções

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/138

A importância de ensaios de arrancamento para definição de tratamentos de taludes

Paola Dutra
Engenheira Civil, RUMO S.A., Curitiba, Brasil, paola.dutra@ext.rumolog.com

Marcelo de Paula Barreto
Engenheiro Geotécnico, RUMO S.A., Curitiba, Brasil, mpbarretonline@gmail.com

André Fardin Rosa
Engenheiro Geotécnico, RUMO S.A., Curitiba, Brasil, andre.rosa@rumolog.com

Stefanie de Carla Dias
Engenheira Civil, RUMO S.A., Curitiba, Brasil, stefanie.dias@rumolog.com

RESUMO: Os ensaios de arrancamento consistem na aferição do parâmetro de resistência do contato da superfície ligante-maciço ao longo do trecho injetado (ABNT NBR 16920-2). O contato entre ligante-maciço é um dos principais parâmetros para garantia da eficiência do tratamento especificado. Este trabalho tem como objetivo apresentar os resultados de ensaios de arrancamento e o impacto destes no dimensionamento de tratamentos de taludes. O tratamento foi definido através de análises de estabilidade, por meio do método de equilíbrio limite. A definição da resistência do contato superfície ligante-maciço, assim como o cálculo do comprimento de ancoragem, através da adesão, foi realizada através das diretrizes de normas brasileiras, ABNT NBR 16920-2 e ABNT NBR 5629. A resistência do contato ligante-maciço é fundamental para aferição da eficiência de ancoragens passivas, sendo normalmente a menor resistência entre ligante-barra e ligante-maciço. Com os resultados dos ensaios de arrancamento realizados, foi possível relacionar as informações com os critérios definidos em projeto. A execução de ensaios de arrancamento reduz a incerteza envolvida na definição do parâmetro denominado como adesão, informação importante para o dimensionamento de tratamentos. O resultado dos ensaios de arrancamento permitiu relacionar essas informações com os critérios de projeto e reduzir os riscos envolvidos no dimensionamento.

PALAVRAS-CHAVE: Ancoragem, Arrancamento, Ligante-barra, Ligante-maciço, Adesão.

ABSTRACT: Pull-out tests involve the measurement of the binder-mass surface contact strength parameter along the injected section (ABNT NBR 16920-2). The binder-mass contact is one of the main parameters for ensuring the efficiency of the specified treatment. This study aims to present the results of pull-out tests and their impact on the design of slope treatments. The treatment was defined through stability analyses, using the limit equilibrium method. The determination of the binder-mass surface contact strength, as well as the calculation of the anchorage length through adhesion, was conducted following Brazilian standards guidelines, ABNT NBR 16920-2 and ABNT NBR 5629. The binder-mass contact strength is essential for assessing the efficiency of passive anchorages, usually being the lowest strength between binder-bar and binder-mass. With the results of the conducted pull-out tests, it was possible to relate the information to the criteria defined in the project. The execution of pull-out tests reduces the uncertainty involved in defining the parameter known as adhesion, important information for the design of treatments. The outcome of the pull-out tests allowed for the correlation of this information with project criteria and reduced the risks involved in the design process.

KEYWORDS: Anchorage, Pull-out, Binder-bar, Binder-mass, Adhesion.

1 INTRODUÇÃO

Uma das soluções de estabilização de taludes utilizada é a execução de ancoragens, seja passiva ou ativa, dependendo da criticidade avaliada no local, com paramento em concreto projetado ou em tela metálica de alta resistência (GOMES, 2023).

As ancoragens utilizadas na estabilização de taludes, são executadas a partir da disposição uniforme de reforços, com definição de comprimento, espaçamento e inclinação das perfurações pré-determinadas no processo de dimensionamento, estas características são diretamente proporcionais a eficácia executiva dos elementos dimensionados.

A resistência da interface entre o maciço e a ancoragem é tipicamente avaliada por meio de ensaios de arrancamento *in situ* (ABNT, 2021). Todavia, devido a utilização de uma infraestrutura complexa para mobilização (perfuratriz, central de calda de cimento), este procedimento é comumente executado na etapa executiva para validar os parâmetros de projeto. Na fase de dimensionamento os parâmetros de resistência são usualmente estimados através de processos semiempíricos.

Apesar de estudos extensivos sobre resistência ao cisalhamento e interação da força entre maciço e ancoragem, notou-se uma variabilidade considerável nos valores de adesão (qs). Por isso, ensaios de arrancamento são essenciais para avaliar a eficiência do desempenho das ancoragens e determinar os fatores de segurança relacionados à estabilidade.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Estabilidade de talude

Para garantir a estabilidade dos taludes utilizando a técnica de solo grampeado, é crucial aderir aos critérios de segurança estabelecidos pelos estados-limite últimos. Essa conformidade é avaliada por meio de abordagens teóricas do equilíbrio limite, que determinam o fator de segurança através da análise da superfície potencial de ruptura, seja de maneira probabilística ou determinística. Além disso, o comportamento tensão-deformação do talude pode ser investigado utilizando-se de metodologias baseadas em Elementos Finitos e modelagem numérica, conforme preconizado pela NBR 16.920-2 (ABNT, 2021).

A análise de estabilidade foi conduzida utilizando o software Slide da Rocscience Inc., Toronto – Canadá, seguindo a normativa da NBR 11682 (2009). O processo adotou o método analítico de Spencer, baseado na teoria do equilíbrio limite e empregando o critério de Mohr-Coulomb para definição da ruptura, apresentado a seguir em termos de tensões efetivas:

$$\tau = c' + \sigma' \text{ x } tan\varphi' \quad (1)$$

Sendo:
τ: tensão cisalhante;
c': intercepto de coesão efetivo;
σ': tensão normal efetiva;
φ': ângulo de atrito efetivo.

Os Fatores de Segurança (FS) mínimos adotados para as análises de estabilidade foram obtidos da norma ABNT NBR 11682:2009, a qual prescreve os requisitos exigíveis para o controle da estabilidade de encostas e de taludes. Esta norma prescreve que um projeto deve enquadrar-se em classificações de nível de segurança, estabelecidas de acordo com riscos de perdas de vidas humanas e perdas materiais e ambientais. Para este estudo de caso considerou-se que as escavações permanentes demandam um alto nível de segurança contra danos materiais e ambientais e um alto nível de segurança contra danos a vidas humanas, resultando num FS mínimo de 1,5.

De acordo com a NBR 11682 (ABNT, 2009), a técnica de solo grampeado envolve a inserção de elementos metálicos (geralmente aço CA-50), que funcionam como ancoragem passiva para aumentar a resistência ao cisalhamento do solo.

Para o dimensionamento é importante o entendimento da cunha de ruptura, a qual divide as zonas ativas e passivas. A zona ativa é a área instável do maciço, onde ocorre a deformação para a mobilização das ancoragens. A zona passiva é a área onde as ancoragens estabilizam o maciço, ocorre a incorporação e a reação aos esforços gerados pela zona ativa (Oliveira e Santos, 2007). A Figura 1 ilustra a cunha de ruptura, zona ativa e passiva.

O comprimento do trecho ancorado, necessário na zona de incorporação das ancoragens, é definido a partir da Equação 2:

$$T\text{máx} = qs \text{ x } \pi \text{ x } D \text{ x } Lb \quad (2)$$

Sendo:
Tmáx: carga máxima - ensaio de arrancamento
qs: resistência de interface maciço-ancoragem
D: diâmetro da perfuração
Lb: comprimento do trecho ancorado

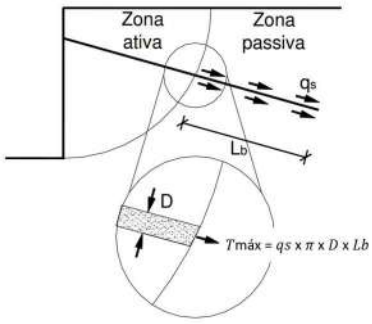


Figura 1. Tração na ancoragem (Ortigão et. Al, 1993)

Os elementos de reforço, que caracterizam a técnica de Solo Grampeado, foram inseridos no software Slide2 como *Soil Nail*. A modelagem deste elemento considerou esforços passivos, ou seja, que necessitam de deslocamentos para mobilização da resistência. Dessa forma, as forças de suporte são acrescentadas no numerador da equação de determinação do Fator de Segurança.

De acordo com a ABNT NBR 16920:2021 – Parte 2, a resistência de projeto para ancoragens passivas é determinada pela Equação 3:

$$Td,aço = fyk \text{ x } Aútil \text{ x } \gamma m \quad (3)$$
$$Td,aço = = 500.000 \text{ x } (\pi \frac{0{,}0194^2}{4}) \text{ / } 1{,}15 = 129\ kN$$

Sendo:
Td,aço: resistência à tração do aço de projeto;
fyk: resistência característica do aço à tração (500 Mpa CA-50);
Aútil: área da seção transversal que pode ser garantida durante a vida útil da obra (diâmetro nominal de 20 mm, considerando espessura de sacrifício de 0,3 mm);
γm: coeficiente de minoração da resistência característica, para o aço assumido igual a 1,15.

A resistência ao cisalhamento no contato maciço-ancoragem (qs) adotada no estudo de caso foi estimada inicialmente a partir de correlações empíricas dos autores apresentados na Tabela 1. O valor de qs adotado considera a média dos valores apresentados pelos autores.

No software Slide a resistência ao cisalhamento na interface é considerada por metro, por esse motivo, os valores empregados no dimensionamento consideram o perímetro da perfuração de 0,23 m (2 x π x 0,075

m), chegando em um valor de 37 kN/m.

Tabela 1. Valores de resistência da interface maciço-ancoragem. Modificado de Elias e Juran (1991), Moraes e Arduíno (2003), Proto (2005)

Material	Resistência na interface (kN/m²)	Resistência na interface (kN/m)
Areia siltosa	100 – 150	23-35
Silte	60 – 75	14-17
Colúvio	75 – 150	17-35
Areia Siltosa	380	89
Areno Siltoso (Manaus, AM)	162	38
Argila Arenosa (Niterói/RJ)	166	39
Argila Arenosa (Niterói/RJ)	227/274/260	53/64/61

Destaca-se que a precisão dos valores de resistência ao cisalhamento no contato maciço-ancoragem (qs) e, por conseguinte, na força de arrancamento, só pode ser alcançada por meio de ensaios realizados *in situ*, de acordo com as diretrizes estabelecidas pela ABNT NBR 16920:2021 – Parte 2.

2.2 Ensaio de arrancamento

O ensaio de arrancamento consiste na aplicação de carga na barra instalada, capaz de ocasionar um deslocamento entre o maciço e a ancoragem. O ensaio é monitorado por meio de um macaco hidráulico, ajustado à carga necessária, placas e porcas do sistema de contenção utilizadas para leituras de reações da carga exigida pelo macaco, juntamente com um medidor de deslocamento. Este ensaio possui o intuito de obter informações de resistência da interface maciço-ancoragem (qs), diretamente proporcional com a capacidade última da ancoragem durante o ensaio de arrancamento (CLOUTERRE, 1991).

Os ensaios de arrancamento indicam a execução de estágios de carregamento, verificando a carga de tração máxima resistente. Durante o ensaio deve ser realizado no mínimo 5 estágios, com variação de carregamento de aproximadamente 20% da carga máxima prevista (ABNT, 2021). Para cada estágio de carga aplicada sobre a ancoragem, através de leitura realizada em relógio comparador, o tempo de espera para cada estágio é de 5 minutos, sendo que para o último estágio são necessários 15 minutos.

A resultante da carga máxima de ensaio está diretamente correlacionada a estabilização da carga durante o ensaio ou limitada pelo deslocamento máximo estabelecido pela projetista e, consequentemente, relacionada com a resistência da interface maciço-ancoragem (ABNT, 2021).

Para ensaios de arrancamento, o carregamento de 1,75 da carga equivale a resistência máxima suportada pela ancoragem de ensaio. A barra adquirida para a realização do ensaio necessita de uma resistência superior a relação entre maciço e calda de cimento. Como a principal função do ensaio de arrancamento é a obtenção da carga máxima de tração da interface maciço-ancoragem, o elemento de fixação, normalmente utilizado por barra de aço, deve ser superdimensionada.

Segundo a normativa de solo grampeado, NBR 16.920-2 (ABNT, 2021), para a obtenção de resultados satisfatórios, são necessários a realização de no mínimo 03 ensaios de arrancamento, que são de caráter opcional, visando a obtenção de dado representativo para a região da análise de estabilidade.

Durante a etapa construtiva da solução de solo grampeado, é necessário a execução do ensaio de arrancamento em 1% da quantidade total de ancoragens da obra, ou uma quantidade mínima de três ensaios em região representativa. Devido a execução de esforços na ancoragem, estas não devem pertencer a estabilidade do maciço, sendo apenas ancoragens de sacrifício para a confirmação dos parâmetros utilizados em cálculo e garantindo a segurança da solução.

Os ensaios de arrancamento em grampos exigem cuidados específicos para garantir resultados precisos. É necessário evitar o preenchimento do trecho inicial livre do grampo, pois isso poderia comprometer a integridade do teste. Para isso, são utilizados métodos como o uso de obturador de calda de cimento para evitar o preenchimento do furo. Durante o ensaio, a carga de tração é aplicada no grampo, sujeitando a face e o solo à compressão. Manter livre o trecho inicial do grampo é essencial para evitar compressão nesse ponto, o que

não é desejado. O monitoramento da carga de tração pode ser feito por meio de célula de carga ou pela leitura manométrica do macaco hidráulico, conforme apresentado na Figura 2.

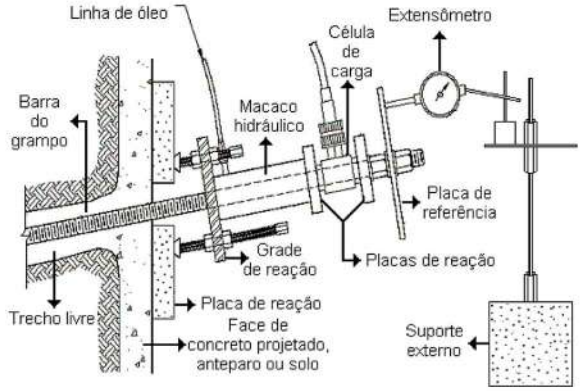


Figura 2. Montagem do ensaio de arrancamento (adaptado de Lazart et. Al, 2023)

3 RESULTADOS

Os parâmetros dos materiais foram obtidos, durante a etapa do projeto básico e executivo, através de sondagens e ensaios de laboratório. Em função de rupturas superficiais e erodibilidade do arenito R0, os parâmetros de resistência foram reduzidos para uma coesão de c′=5 KPa e ângulo de atrito de φ′=32°. Foram realizados 8 ensaios de arrancamento no local.

A calda utilizada nos ensaios foi ensaiada, sendo utilizado o cimento tipo CP II 32 Z, com fator A/C de 0,5. Aos 3 dias a resistência mínima foi de 18 MPa e aos 7 dias a resistência mínima foi de 29,4 MPa, sendo que, em algumas amostras, a resistência máxima aos 7 dias chegou em um valor de 33,4 MPa. A resistência obtida nos primeiros 7 dias é superior aos critérios requeridos em projeto.

Na sequência são apresentadas imagens durante a execução dos ensaios de arrancamento do estudo de caso.

Figura 3. Execução do ensaio de arrancamento.

Tabela 2 – Informações técnicas do projeto executivo

Diâmetro da ancoragem	20 mm
Diâmetro do furo	75 mm
Maciço	Arenito friável
Força de adesão de projeto	37 kN/m

Espaçamento de projeto	1,5 x 1,5 m
Resistência à tração do grampo	129 kN
Resistência da placa	50 kN
Comprimento das ancoragens	10 m

Os resultados dos ensaios de arrancamento realizados são apresentados na Figura 4 e na Tabela 3. Observou-se que a resistência mínima identificada nos ensaios foi de 71,6 kN/m², com uma adesão por metro de 16,9 kN/m. Este valor indicou a necessidade de reavaliação do fator de segurança do talude, considerando a discrepância com a adesão mínima de 37 kN/m inicialmente prevista no projeto executivo. Essa reavaliação foi fundamental para assegurar a estabilidade e a segurança do talude em questão, demonstrando a importância dos ensaios de arrancamento na validação dos parâmetros adotados em projeto.

Figura 4. Ensaios de arrancamento – Curva carga versus deslocamento

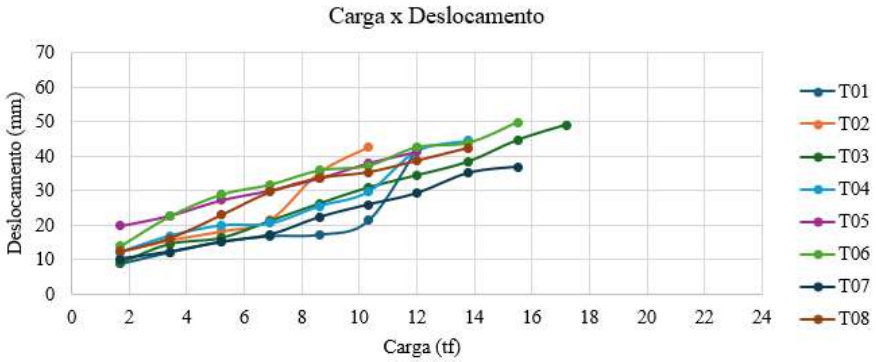
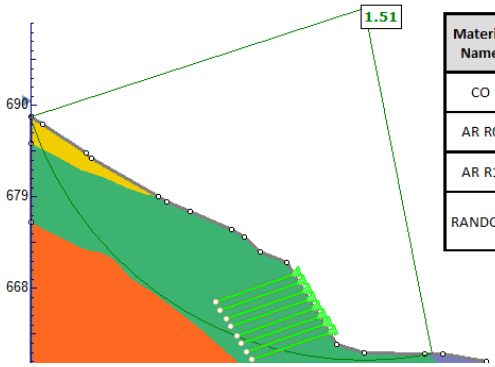


Tabela 3. Resultado dos ensaios de arrancamento

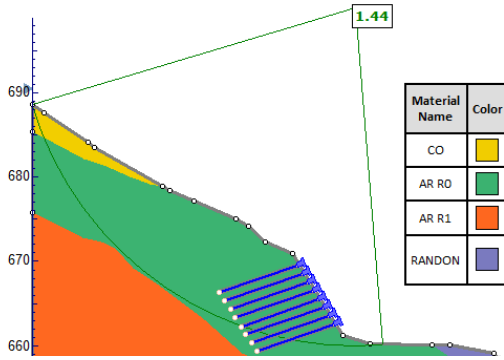
Ancoragem	Deslocamento (mm)	Comprimento ancorado (m)	Carga máxima do ensaio (tf)	Carga máxima do ensaio (kN)	Resistência maciço-ancoragem qs (kN/m²)	Força de adesão do projeto Ts (kN/m)
1	42,3	8,0	12,0	117,7	62,4	14,7
2	42,5	8,0	10,3	101,0	53,6	12,6
3	48,9	8,0	17,2	168,7	89,5	21,1
4	44,5	8,0	13,8	135,3	71,8	16,9
5	41,3	8,0	12,0	117,7	62,4	14,7
6	49,7	8,0	15,5	152,0	80,6	19,0
7	36,7	8,0	15,5	152,0	80,6	19,0
8	42,2	8,0	13,8	135,3	71,8	16,9

As curvas carga versus deslocamento indicaram reduzida variabilidade entre os resultados dos ensaios realizados, indicando coerência e representatividade das informações obtidas nos ensaios de campo.
Os resultados das análises realizadas são apresentados na Figura 5 a Figura 7.



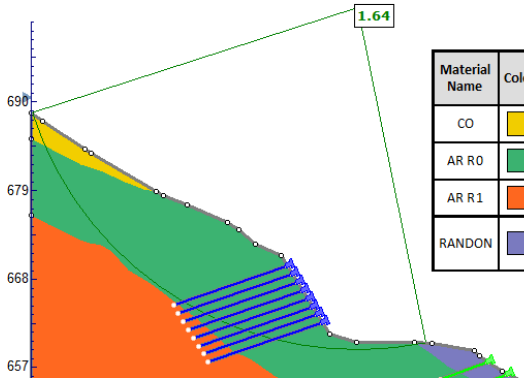
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Shear/ Normal Function	Water Surface	Ru Value
CO		16	Mohr-Coulomb	5	32		None	0
AR R0		16	Mohr-Coulomb	10	32		None	0
AR R1		23	Mohr-Coulomb	50	35		None	0
RANDON		20	Shear/ Normal Function			Curva 1	None	0

Figura 5. Análise de estabilidade inicial – Adesão obtida através de bibliografia técnica de 37,0 kN/m.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Shear/ Normal Function	Water Surface	Ru Value
CO		16	Mohr-Coulomb	5	32		None	0
AR R0		16	Mohr-Coulomb	10	32		None	0
AR R1		23	Mohr-Coulomb	50	35		None	0
RANDON		20	Shear/ Normal Function			Curva 1	None	0

Figura 6. Análise de estabilidade – Adesão obtida através de ensaio de arrancamento de 16,9 kN/m.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Shear/ Normal Function	Water Surface	Ru Value
CO		16	Mohr-Coulomb	5	32		None	0
AR R0		16	Mohr-Coulomb	10	32		None	0
AR R1		23	Mohr-Coulomb	50	35		None	0
RANDON		20	Shear/ Normal Function			Curva 1	None	0

Figura 7. Análise de estabilidade considerando ancoragens com comprimento de 15,0 m – Adesão obtida através de ensaio de arrancamento de 16,9 kN/m.

4 CONCLUSÕES

A execução dos ensaios de arrancamento em ancoragens passivas inseridas em arenito friável revelou resultados que não apenas ficaram abaixo das expectativas projetadas, mas também sinalizaram a necessidade de uma análise de estabilidade aprofundada. Essa situação destacou a importância de ajustar e validar os parâmetros de projeto com base em dados empíricos, garantindo assim a segurança e a estabilidade do talude analisado.

Este estudo sublinha o valor inestimável dos ensaios de arrancamento como ferramenta para a calibração precisa dos parâmetros de projeto. A relação entre a calibração de dados e a segurança estrutural é direta e incontestável, ressaltando a necessidade de alinhar as expectativas de projeto com as condições reais do campo.

As incertezas inerentes às condições de contorno e aos dados geotécnicos são um desafio constante na engenharia geotécnica. Estes fatores, se não forem devidamente considerados e validados por meio de investigações detalhadas e ensaios específicos, podem levar a discrepâncias significativas entre os resultados de projeto e o desempenho real, aumentando o risco de instabilidade.

Portanto, conclui-se que a integração entre a análise teórica e a validação experimental é essencial para o desenvolvimento de projetos de engenharia geotécnica confiáveis. Os ensaios de arrancamento, quando utilizados eficazmente para aferir a aderência solo-ancoragem, fornecem insights valiosos que contribuem para a otimização da segurança e funcionalidade das estruturas de contenção de taludes.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a RUMO S.A. pelo apoio no desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1996). NBR 5629. *Execução de Tirantes Ancorados o Terreno.* Rio de Janeiro, RJ.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro, RJ.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-2. *Muros e Taludes em Solos Reforçados – Parte 2: Solos Grampeados*. Rio de Janeiro, RJ.

Clouterre, R. (1991). English Translation of the: *"French Soil Nailing Recommendation-1991. For Designing, Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support System Using Soil Nailing* (by Plumelle, Schlosser et al., 1990). Federal Highway Administration. FHWA-SA-93-026.

Elias, V., Juran, I. (1991). *Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations*. Report FWHA-RD-89-198. U.S. Department of Transportation. McLean, Virginia.

Gomes, D. D. S. (2023). *Comportamento de ancoragens passivas em ensaios de arrancamento executados em Itabirito friável.*

Lazart, C. A.; Elias, V.; Espinoza, D.; Sabatini, P. J. (2003). *Soil nail walls - Report nº: FHWAO-IF-03-017. Geotchnical Engineering*. Circular nº 7. s.l.: Federal Highway Administration, D.C.

Oliveira, M.A., Santos, M.S. (2009). *Solo Grampeado – Zona Ativa, a importância de sua avaliação, como ela pode colaborar no dimensionamento e otimização desta solução*. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. São Paulo, SP.

Ortigão, J. A. R. (1995). *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos.*

Proto, T.S. (2005). *Resistência ao Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse*. Dissertação de Mestrado., DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/139

A Influência da Vegetação no Fechamento da Pilha de Estéril PDE Unificadas Conceição

Marina Júlia Ferreira
Engenheira Geotécnica, Belo Horizonte, MG, Brasil, marina.ferreira1@vale.com

Marcio Fernandes Leão
Tractebel/UFV, Belo Horizonte, MG, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: Estudos voltados às pilhas de estéril vêm ganhando notoriedade as soluções de disposição no ambiente da mineração. Apesar do conhecimento sobre aspectos construtivos dessas estruturas, questões relacionadas a performance a longo prazo em ambientes tropicais, ainda carecem de compreensão. Nesse âmbito, durante os processos de fechamento são implantadas soluções de vegetação para cobertura dos taludes. Entretanto, a influência da vegetação, em especial de grande porte na estabilidade dos taludes, carece de estudos específicos principalmente em pilhas de estéreis antigas e que não possuem *As Built*. O objetivo do artigo é avaliar a estabilidade da PDE Unificadas Conceição sob a influência da sobrecarga da vegetação de médio e grande porte e seus impactos positivos e negativos para o fechamento de uma pilha de estéril. A metodologia baseou-se em uma pesquisa quantitativa, em dados de estudos ambientais e plano de intervenção ambiental. Todas essas informações foram incorporadas em análises de estabilidade da pilha, buscando a verificação da estabilidade sob aspecto de sobrecarga da vegetação nos fatores de segurança. Os resultados demonstraram a permanência da estabilidade dos taludes da pilha com áreas vegetadas mitigando impactos erosivos se comparado com áreas não vegetadas. Assim, o estudo buscou subsidiar questões relacionadas à inspeção geotécnica dessas estruturas, sendo oportuna a consideração da vegetação para a estabilidade geotécnica de pilhas a longo prazo.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade, Empilhamento de Estéril, Vegetação.

ABSTRACT: Studies focused on waste rock piles have gained notoriety regarding disposal solutions in the mining environment. Despite knowledge about the construction aspects of these structures, issues related to long-term performance in tropical environments still lack understanding. In this context, during the closing processes, vegetation solutions are implemented to cover the slopes. However, the influence of vegetation, especially large vegetation on the stability of slopes, requires specific studies, especially in old waste piles that do not have As Built. The objective of the article is to evaluate the stability of PDE Unificados Conceição under the influence of medium and large vegetation overload and its positive and negative impacts on the closure of a waste pile. The methodology was based on quantitative research, data from environmental studies and an environmental intervention plan. All this information was incorporated into pile stability analyses, seeking to verify stability under the aspect of vegetation overload on safety factors. The results demonstrated the continued stability of the pile slopes with vegetated areas mitigating erosive impacts compared to non-vegetated areas. Thus, the study sought to support issues related to the geotechnical inspection of these structures, making it appropriate to consider vegetation for the long-term geotechnical stability of piles.

KEYWORDS: Stability, Stacking of waste, Vegetation.

1. INTRODUÇÃO

A operação das PDE's, durante muito tempo, era desenvolvida com projetos simples sob a ótica da possibilidade dessas pilhas serem alteadas ou mesmo receber rejeitos. Além disso, os projetos de engenharia devem contemplar o plano de fechamento. O planejamento de fechamento de uma mina, seja para um novo projeto ainda em elaboração, seja de uma mina já em funcionamento, é tema cada vez mais presente na pauta

de discussão das empresas de mineração, dos órgãos reguladores e do meio acadêmico (SÁNCHEZ *et* al, 2013). A terminologia desativação de mina é empregada por diversos autores como fechamento de mina. Para esse processo, caracterizam ações que compõe o descomissionamento, a reabilitação, a manutenção e monitoramento e o pós-fechamento.

A não reabilitação de áreas degradadas pela mineração ou a aplicação de técnicas inadequadas na execução dos planos de desativação e fechamento de mina, podem originar passivos ambientais, que por sua vez podem acarretar acidentes ambientais, podendo provocar danos ao meio ambiente e riscos à saúde humana (TONIDANDEL, 2011).

Muitos empilhamentos foram construídos ao longo da vida útil de uma mina, onde a maioria apresenta pouca informação sobre a interface com a vegetação nativa no local de implantação, bem como quando esses projetos serão descomissionados (VICK, 1983).

O objetivo do artigo foi a avaliação da estabilidade da PDE Unificadas Conceição sob a influência da sobrecarga da vegetação de médio e grande porte e seus impactos positivos e negativos na incorporação dessa vegetação nessa estrutura, visando o plano de fechamento.

2. CARACTERISTICAS DA PDE

2.1. Considerações da estrutura

A PDE Unificadas Conceição integra o Complexo Minerador de Itabira. A pilha situada a oeste da cava das Minas do Meio e a noroeste da cava da Mina Conceição. É composta por empilhamentos implantados ao longo dos anos (período estimado entre os anos 1961 à 2001), composta por 5 vertentes (Lagoinha, Mangueira, Subestação, Dinamitagem e Correia), numa estrutura que se comporta em formação tipo Bolo de Noiva. O polígono da pilha e suas divisões atribuídas no passado, sendo esta zoneada com base nas pilhas de origem, são preservadas até hoje apesar de representar limites de suas vertentes de forma estimada, uma vez que não existe registros da época informando o projeto de implantação com estas informações.

Segundo o histórico da implantação da PDE, a pilha foi desenvolvida pela disposição de estéril em camadas, pelo método ascendente. Para a implantação da pilha foi realizado o tratamento da fundação com a retirada da vegetação e dos solos de baixa resistência geotécnica e a implantação de sistema de drenagem, interna e externa. Após esste período, conforme evolução das atividades a pilha recebeu cobertura vegetal através de biomanta e áreas de reflorestamento e recuperação ambiental.

3. METODOLOGIA

A metodologia iniciou por uma pesquisa quantitativa, com metodologia exploratória utilizando: dados dos estudos ambientais, Plano de Intervenção Ambiental (PIA), onde foram coletados os dados da vegetação existente na pilha, tais como: porte, peso e enraizamento. Esses dados foram incorporados às análises de estabilidade da pilha, verificando a influência sob o aspecto de sobrecarga da vegetação nos fatores de segurança, buscando identificar vantagens e desvantagens da vegetação na pilha. O estudo ainda encontra-se em desenvolvimento e dados como, por exemplo, o enraizamento, não foi considerado nas análises.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Dados Operacionais da Vegetação

Atualmente a pilha conta com vegetação de espécies e portes diferentes a depender da região e vertente da pilha. Para controle da vegetação atualmente a operação utiliza atividades de podas e capinas em pontos específicos, focados atualmente na rotina de inspeção e monitoramento. A periodicidade torna-se maior nas regiões onde existe instrumentação implantada e períodos críticos, como os chuvosos (Figura 1).

Figura 1. Condição da vegetação com o controle de poda e capina em vertentes da pilha (2023/2024).

Em 2023, a equipe de campo identificou dificuldade maior no controle da vegetação onde está sendo implementada nova alternativa de periodicidade em toda a pilha ao longo do ano. A vegetação sem controle do crescimento afeta negativamente a estrutura tendo em vista o prejuízo à inspeção e monitoramento. A cobertura vegetal nas encostas e taludes apresentam aspectos de segurança não só geotécnicos, mas também de manutenção, uma vez que dependendo de seu porte pode dificultar a sua manutenção. Na PDE Unificadas (Figura 1a à 1d) nota-se uma vegetação heterogênea em diversos pontos das vertentes, onde a vegetação mais densa é um fator negativo para a avaliação visual, tanto presencial quanto por drones, uma vez que as copas das árvores limita a visualização.

4.2. Categorização da Vegetação

Como base de dados para categorização da vegetação na PDE Unificadas, foi utilizado o estudo para o PIA para as Cavas de conceição e Minas do Meio em Itabira/MG. As áreas do projeto compreendem aos locais com presença de vegetação nativa e exótica remanescente em Cavas de Conceição e Minas do Meio, além de pilhas de estéreis já existentes (Figura 2). Apesar do estudo não ter sido direcionado para a pilha em questão, a área do levantamento integra o estudo e esses dados foram utilizados.

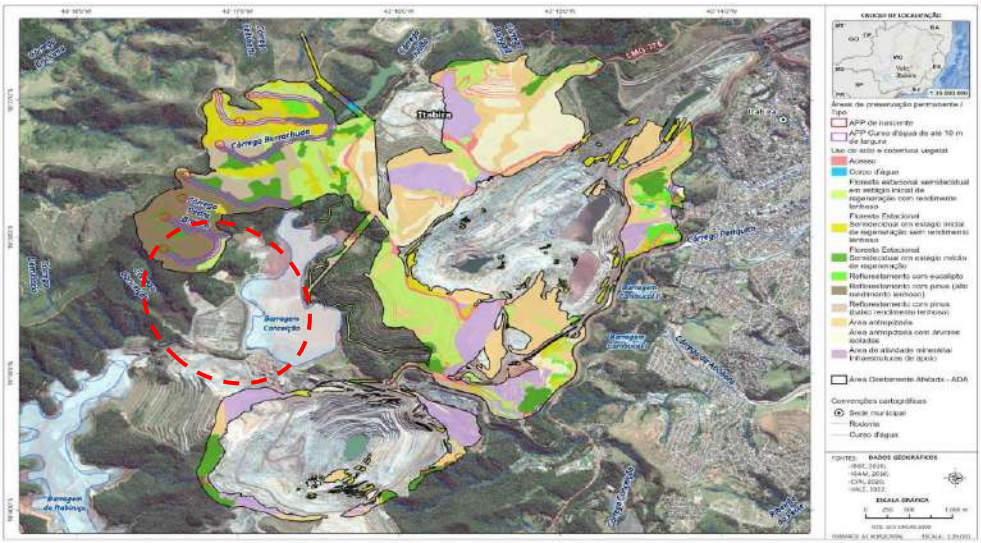


Figura 2. Uso do Solo e Cobertura Vegetal na Área Diretamente Afetada do Projeto.

Para a realização do inventário florestal na ADA, foram realizadas amostragens utilizando-se o método de parcelas, com o lançamento de parcelas de forma aleatória, com dimensões de 10 m x 40 m (400 m²). Para melhor visualização, foram instaladas no eixo central das parcelas fitilho de cor branca, além da coleta das coordenadas geográficas para posterior espacialização através do geoprocessamento (Figura 3).

Foi adotado o critério de inclusão de circunferência à altura do peito (CAP) igual ou superior a 15,8 cm, medido a 1,30 m acima do solo. Para os indivíduos que perfilharam ou bifurcaram abaixo de 1,30 m de altura. Todos os seus múltiplos troncos, que atenderam ao critério de inclusão (CAP ≥ 15,8 cm), foram medidos e suas alturas estimadas.

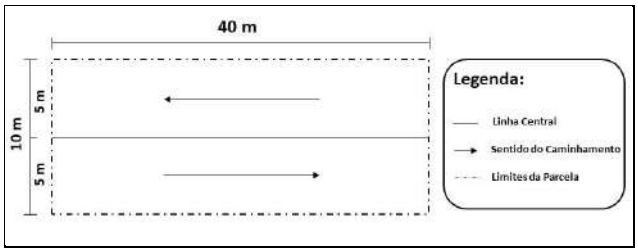


Figura 3. Esquema ilustrativo de alocação das parcelas em campo.

Além da medição e identificação de todos os exemplares arbóreos, cada indivíduo recebeu uma placa de PVC de identificação contendo número da parcela e o número do indivíduo inventariado (Figura 4). Os critérios utilizados na obtenção dos dados biométricos foram os citados na Resolução Conjunta SEMAD/IEF Nº 3.102 de 26 de outubro de 2021 (MINAS GERAIS, 2021).

Figura 4. Fotos ilustrando a metodologia empregada em campo para amostragem do estudo arbóreo.

Para a definição da malha amostral e distribuição das parcelas, foi priorizado o levantamento das fitofisionomias nativas e florestais mais representativas da ADA. Para as análises do inventário florestal foram utilizados os dados coletados em: 15 parcelas em Floresta Estacional Semidecidual em estágio médio de regeneração (0,60 ha); nove parcelas em Floresta Estacional Semidecidual em estágio inicial de regeneração (0,36 ha); cinco parcelas em reflorestamento de pinus com alto rendimento (0,20 ha); 12 parcelas em reflorestamento de pinus com baixo rendimento (0,48 ha); e nove parcelas em reflorestamento de eucalipto (0,36 ha).

Nota-se que a área de estudo trata-se de uma vegetação classificada como Floresta estacional Semidecidual em estágio inicial de regeneração com rendimento lenhoso. Na Figura 5 é destacada a vegetação eucalipto e pinus, como vegetação principal. Sendo assim, foram consideradas essas características, para o dimensionamento de sobrepeso.

Figura 5. Perfil vegetação Pinus e Eucalipto.

Foram considerados os tipos de vegetação na área levantada (BECHARA, 2003; 2006) em dois estágios de regeneração, ou seja, Florestas em estágio médio de regeneração (FESD-M) e Florestas em estágio inicial de regeneração (FESD-I), detalhadas na Tabela 1.

Tabela 1. Resumo dos dados compilados da vegetação.

Sigla	Descrição	Vol. Total (m³) / hectare	DAP Médio (cm)	Altura Média (m)	Densidade Média Pinus (kg/m³)	Densidade Média Eucalipto (kg/m³)
FESD-M	Florestas Estacionais Semideciduais em estágio médio de regeneração	172,11	12,8	8,38	500	650
FESD-I	Floresta Estacional Semidecidual em estágio inicial de regeneração	76,35	10,05	7,46	500	650

4.3. Dados de Anomalias – Levantamento de 2023

Para complementação da análise de dados, foi realizado um levantamento no GEOTEC (gerenciador de Anomalias) com todas elas registradas para a PDE Unificadas e 9 Pilhas do complexo de Itabira, em condições semelhantes de vegetação e/ ou idade. Para a seleção foi considerado pilhas que possuem vegetação de porte semelhante e pilhas sem vegetação, (Figura 6). Como as inspeções acontecem em periodicidades diferentes, foram consideradas as inspeções mensais para todas as pilhas de forma a uniformizar os dados.

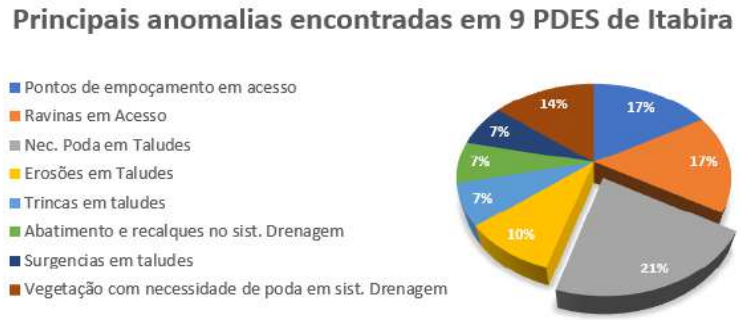


Figura 6. Principais anomalias levantadas em 2023- PDE's Itabira.

Além da análise apresentada para as 9 pilhas do complexo de Itabira, foi realizado ainda um levantamento com as anomalias registradas na PDE Unificadas, considerando os mesmos tipos de anomalias (Figura 7) e classificados com base na periodicidade em que foram apontadas. A PDE Unificadas possui inspeções mensais e semanais. Neste caso foram consideradas as inspeções mensais e unificado os dados para toda a pilha.

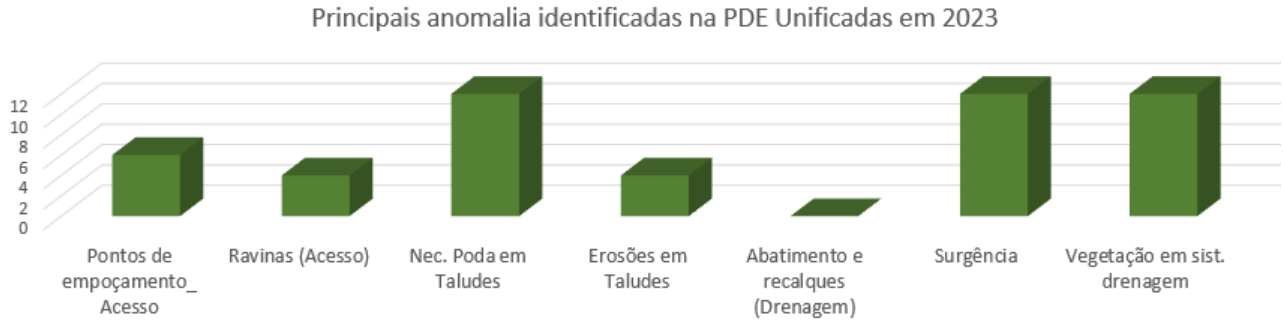


Figura 7. Principais anomalias apresentadas na PDE Unificadas - 2023

Na avaliação dos dados compilados constatou-se que para as anomalias das pilhas apresentadas, 35% dessas tratam de problemas com o controle da vegetação (21% representando poda em taludes e 14% vegetação no sistema de drenagem), seguidos por pontos de empoçamento e ravina nos acessos. Todas essas

anomalias apresentam a necessidade de uma manutenção periódica constante e muito bem programada. Outro grupo representativo se trata de erosões em taludes em locais onde não existia cobertura vegetal.

Os dados levantados na PDE unificadas demonstram a necessidade de manutenção com poda e capina tanto em taludes como no sistema de drenagem em todas as suas inspeções. Essa anomalia é recorrente seguida de pontos de empoçamento em 50%, conforme inspeções. Cabe ressaltar que a anomalia de surgência relatada, se trata de um ponto específico e em processo de correção.

Tendo em vista o cenário das estruturas avaliadas, durante o ano de 2023, o controle e manutenção não apropriada se destacaram como fator crucial no surgimento de anomalias. A não programação desses e que este se não bem planejado e com recursos apropriados, se tornam um ponto negativo para a estabilidade de taludes de pilhas de um modo geral. Ressalta-se que a velocidade de crescimento da vegetação altera de acordo com a pluviometria, neste caso. Assim, no mês de janeiro de 2024 o índice pluviométrico foi acima da média histórica, bem como nos anos de 2022 e 2023.

4.4. Análises de Estabilidade

Para as análises de estabilidade, foi considerado o carregamento estático sob condições drenadas, considerando superfícies de ruptura críticas circulares e não circulares. Rupturas rasas não representativas do tipo "casquinhas" foram desconsideradas dos resultados, sendo utilizadas superfícies com profundidade superior a 10 m. As superfícies freáticas foram traçadas a partir das leituras máximas observadas na instrumentação existente das PDE, considerando o histórico de leitura de 2023. O critério de ruptura para os materiais adotados foi o de Mohr-Coulomb. Para o estéril, os parâmetros encontram-se indicado conforme Tabela 2, obtidos por ensaios. Os fatores mínimos ($FS_{Mín}$) considerados para garantir a segurança das estruturas são os indicados na Tabela 3. No cenário atual de operação de PDE's a influência da vegetação foi desconsiderada, uma vez que existe uma dificuldade na determinação de parâmetros específicos considerando o ciclo de vida arbóreo nos taludes. A vegetação é comumente recomendada com fins de proteção superficial e contemplando aspectos ambientais, de forma a avaliar qualitativamente as espécies. Entretanto, estudos sobre o efeito do enraizamento estão em curso.

Tabela 2. Parâmetros de Material- PDE Unificadas Conceição

Material	g (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Pilha de Estéril	18	5	28

Tabela 2. Fatores de Segurança Mínimos considerados - PDE Unificadas Conceição.

Análise	Condição freática	Carregamento	FS admissível		Referência
Ruptura global do talude ou entre bermas	Normal Crítica	Drenado Estático	$FS_{Mín} \geq$	1,50 1,3	ABNT NBR 13029:2017

4.5. Avaliação de Estabilidade

Para a avaliação da estabilidade e buscando o máximo de informações existentes, foi considerada a Seções E-E' (Vertente Lagoinha), que apresenta os dados para categorização da vegetação no PIA, para as Cavas de Conceição e Minas do Meio em Itabira/MG), conforme Figura 8.

As análises de estabilidade para a seção E-E, consideraram as condições, estática drenada global circular e global não circular para regiões da pilha sem manutenção. As análises apresentaram fatores de segurança (FS) de 1,80 (Figura 10) e 1,77, respectivamente. Ambas as análises mostraram fatores de segurança aceitáveis (Tabela 3) e sem considerar sobrepeso ou aspectos da vegetação que compõem a pilha. Posteriormente, foram realizadas análises considerando uma carga adicional de sobrepeso buscando representar a vegetação da Pilha composta Pinus e Eucalipto. A carga (Tabela 1) de pinus e de eucalipto consideradas foram de 550 kN/m³ e 650 kN/m³, respectivamente, ao longo de toda face da pilha. Avaliações sobre o acréscimo de resistência devido ao enraizamento ainda estão em andamento e não foram consideradas nas análises. A Tabela 4 apresenta o resumo das análises.

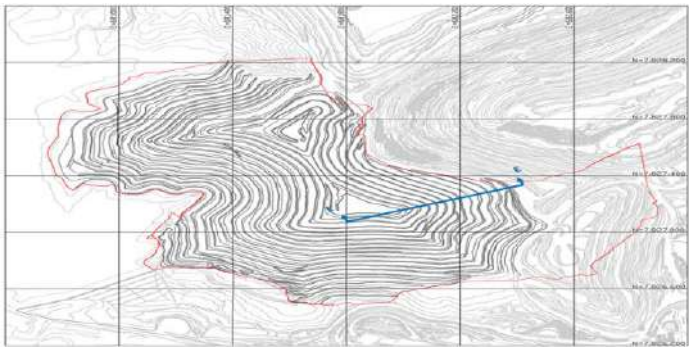


Figura 8. Em (a), localização em planta das seções de análise.

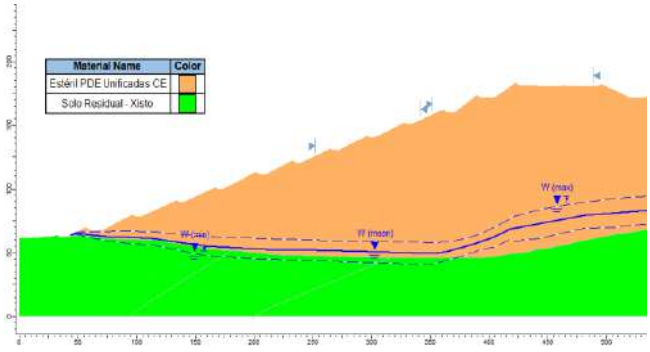


Figura 9. Seção E-E (Lagoinha) modelada considerando a carga piezométrica.

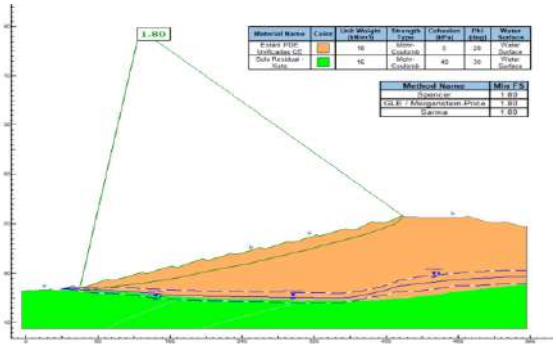


Figura 10. Seção E-E (Lagoinha) – Análise estática drenada global circular

Tabela 4. Parâmetros de Material- PDE Unificadas Conceição

Vegetação	FS - Análise estática drenada global circular	FS - Análise estática drenada global não circular
Pinus	1,76	1,71
Eucalipto	1,63	1,63

Avaliando as condições drenada global circular com sobrepeso de Pinus (Figura 11) e Eucalipto (Figura 12), os Fatores de Segurança foram 1,76 e 1,63, respectivamente. Já para a condição drenada global não circular, os Fatores de Segurança foram de 1,71 e 1,63, respectivamente. Assim, as árvores de grande porte geram uma sobrecarga que reduz o Fator de Segurança nas estruturas, porém aceitáveis. Entretanto, a vegetação que compõe a pilha, contribui significativamente para o não surgimento de erosões, ravinas, trincas e abatimentos, necessitando que essa seja controlada de forma a permitir as análises e inspeções nos taludes (HUIJUAN *et* al., 2020).

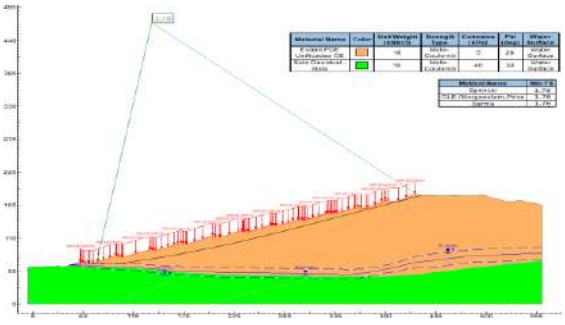


Figura 11. Seção E-E (Lagoinha) – Análise estática drenada global circular (Com Sobrecarga Pinus)

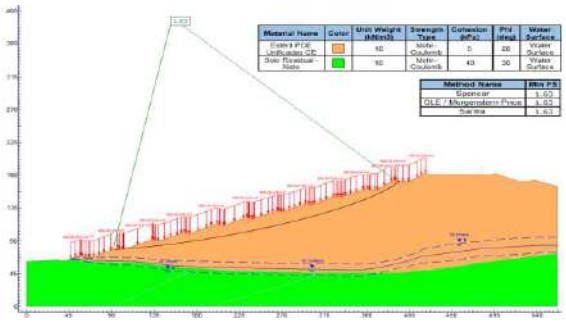


Figura 1. Seção E-E (Lagoinha) – Análise estática drenada global circular (Com Sobrecarga Eucalipto)

Desta forma, a cobertura vegetal nos taludes pode não ser benéfica, considerando as variáveis analisadas e desconsiderando o efeito das raízes, mas está intimamente relacionada com o tipo, densidade e saúde da vegetação em engenharia ecológica (FORBES et al., 2020). Por fim, a realização de manutenções constantes direciona a um cenário positivo para utilização de vegetação em taludes e pilhas de estéril (ATKINSON, 1981).

5. CONCLUSÕES

Este artigo buscou discutir os primeiros resultados sobre a influência da vegetação em projetos de fechamento. Para os tipos de árvores consideradas, os fatores de segurança atenderam a normativa. No entanto, fatores importantes devem ser ponderados no avanço dos estudos tais como: o enraizamento do solo pela vegetação, que podem aumentar a coesão do solo e a resistência do solo e, prejudicar a implantação de sistemas de drenagem (danificando canaletas de concreto) e gerar a concentração de fluxo de água. Entretanto, os caules e as folhas podem ser um fator de redução da erosão, aumentando não apenas a rugosidade da superfície como as forças sobre a massa do solo pela ação do vento, ativando deslizamentos. Considera-se oportuno o avanço dos estudos considerando o enraizamento da vegetação nas análises.

AGRADECIMENTOS

O agradecimento principal ao meu bom Deus, que nos capacita e nos guia e concede condições de fazer coisas impossíveis aos nossos olhos. Ao querido Marcio Leão, que esteve orientando e incentivando nessa jornada desafiadora. A Vale que sempre apoia, incentiva e disponibiliza recursos para o estudo e aprimoramento de profissionais e, que para este artigo além do incentivo, disponibilizou dos dados para realização das avaliações. À minha família que sempre apoia e entende as oscilações de cada momento da vida profissional, acadêmica e pessoal.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Atkinson, J. H. (1981) *Foundations and Slopes: An Introduction to Applications of Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill, London.

Bechara, F. C. (2003) *Restauração Ecológica de Restingas Contaminadas por Pinus no Parque Florestal do Rio Vermelho, Florianópolis, SC*. Florianópolis, 125 f. Dissertação (Mestrado em Biologia Vegetal) - Departamento de Botânica, Universidade Federal de Santa Catarina.

Bechara, F.C. (2006) *Unidades Demonstrativas de Restauração Ecológica através de Técnicas Nucleadoras: Floresta Estacional Semidecidual, Cerrado e Restinga*. Dissertação (Doutorado em Recursos Florestais) – Escola Superior de Agricultura "Luis de Queiroz", Universidade de São Paulo, Piracicaba.

Huijuan, L. D. W., Songtang, H. Y. F., Wenle, C. P. Z., Yuchao, Q. (2020) *Experimental study on the effects of tree planting*. Landslides, 1021–1035.

ICMM (2008) *Planning for Integrated Mine Closure: Toolkit*. London. Traduzido e publicado em português pelo IBRAM.

MINAS GERAIS. *Resolução Conjunta Semad/IEF nº 3.102, de 26 de outubro de 2021*. Dispõe sobre os processos de autorização para intervenção ambiental no âmbito do Estado de Minas Gerais e dá outras providências. Diário do Executivo, Belo Horizonte, MG, 04 nov. 2021. Disponível em: http://www.siam.mg.gov.br/sla/download.pdf?idNorma=54600. Acesso em: 05 jul. 2024.

NBR 13029/2017. *Mineração - Elaboração e apresentação de projetos de disposição de estéril em pilhas*.

Sánchez, L.E.; Silva-Sánchez, S.S.; Neri, A.C. (2013) *Guia para o Planejamento do Fechamento de Mina*. Brasília: Instituto Brasileiro de Mineração.

Tonidandel, R. P. (2011) *Aspectos legais e ambientais do fechamento de mina no Estado de Minas Gerais*, 146p. Dissertação (Mestrado em Geologia Econômica Aplicada) - Universidade Federal de Minas Gerais - MG.

Vick, S.G. (1983) *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*, Wiley Interscience. New York.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/140

A utilização de gabiões de malha eletrosoldada com geogrelha em contenções de solo reforçado em Indaiatuba

Flávio Fontes da Cruz
Mestrando e Engenheiro, UNINOVE / Belgo Arames, Belo Horizonte, Brasil, flavio.fontes@yahoo.com

João Alexandre Paschoalin
Professor e Doutor, UNINOVE / Geoconceito Engenharia Consultiva, São Paulo, Brasil, jalexandre@geoconceitoengenharia.com.br

RESUMO: O solo reforçado tem-se tornado cada vez mais presente nas obras geotécnicas, principalmente nas localizadas em áreas com topografias acidentadas, de elevada altura para contenção de aterro e/ou com altas cargas de carregamento em projeto. A viabilidade construtiva destas obras de contenção em solo reforçado, demanda por técnicas de estabilidade seguras, produtivas e sustentáveis com o ambiente inserido. Na construção de um complexo comercial no município de Indaiatuba, interior de São Paulo, foi implantado um novo método construtivo nos dois muros de contenção em solo reforçado, eles contaram com a utilização de gabiões de malha eletrosoldada ancorados com geogrelhas de 80 kN/m, gabiões estes recém-introduzidos no Brasil. Esta técnica foi escolhida para atender as condicionantes estruturais de projeto, como também, para a integração das estruturas de contenção com o conceito arquitetônico e sustentável proposto para o local. Diante deste contexto, este artigo aspira apresentar o projeto e detalhes da execução dos muros com o uso dos gabiões de malha eletrosoldada ancorados com geogrelha. Uma nova técnica construtiva para muros de solo reforçado, relevante para ser avaliada na implantação de projetos e obras de contenção sustentáveis com gabiões eletrosoldados.

PALAVRAS-CHAVE: Gabiões Eletrosoldados, Geogrelha e Solo Reforçado

ABSTRACT: Reinforced soil has become increasingly present in geotechnical works, especially those located in areas with rugged topography, high embankment heights and/or high design loads. The viability of these reinforced soil retaining structures requires safe, productive and environmentally sustainable stability techniques. In the construction of a commercial complex in the municipality of Indaiatuba, in the interior of São Paulo, a new construction method was implemented in the two reinforced soil retaining walls, using electrowelded mesh gabions anchored with 80 kN/m geogrids, gabions that were recently introduced in Brazil. This technique was chosen to meet the structural constraints of the project, as well as to integrate the retaining structures with the architectural and sustainable concept proposed for the site. In this context, this article aims to present the design and execution details of the walls using electrowelded mesh gabions anchored with geogrid. This is a new construction technique for reinforced soil walls that is relevant for evaluation in the implementation of sustainable containment projects and works using electrowelded gabions.

KEYWORDS: Electro-welded Gabions, Geogrid and Reinforced Soil

1 INTRODUÇÃO

Este artigo baseou-se na construção de dois muros de contenção em solo reforçado em uma área urbana, localizada no município de Indaiatuba/SP. Região situada a sudoeste do Estado de São Paulo, pertencente à região administrativa de Campinas e distante 112 km da capital São Paulo (IBGE,2023).

Trata-se de uma área grande, que futuramente irá receber a implantação de um importante complexo comercial. Por conta dos caimentos consideráveis para as principais frentes do terreno (Figura 1), este empreendimento será construído em diferentes platôs, o que motivou a construção destes muros de contenção. O apelo por obras geotécnicas seguras, sustentáveis e de melhor acabamento de face, foram as principais premissas dos responsáveis técnicos do empreendimento para a escolha do tipo de contenção.

Figura 1. Vista da lateral do terreno, local da construção de um dos muros
Fonte: De autoria própria

A construção dos platôs levou a uma grande movimentação de terra, que pôde ser mais bem aproveitada pela escolha da contenção de solo reforçado com geogrelha. A escolha pela geogrelha ocorreu por ser um geossintético capaz de agir como elemento de reforço em maciço de solo, como também de propiciar uma redistribuição global das deformações e tensões, o que possibilitou a adoção de estruturas de face vertical em gabião, com menor volume de aterro compactado e com a utilização do solo disponível no local..

A escolha pelos gabiões como elementos de face, procurou atender a importantes aspectos construtivos da sustentabilidade e a possibilidade da interação com o meio ambiente. Os gabiões são elementos modulares produzidos por arames de alta resistência, duráveis, que se utilizam de matérias primas como pedras para preenchimento e que quando empregados em estruturas de contenção, proporcionam uma estrutura permeável e de baixo impacto ambiental (BARROS, 2008). Outro aspecto relevante à obra, foi a possibilidade do gabião servir de apoio para plantas da espécie trepadeira tumbérgia, favorecendo ao paisagismo que será implantado no empreendimento, a presença das pedras e plantas cria um ambiente mais natural e harmonioso ao local (Figura 2).

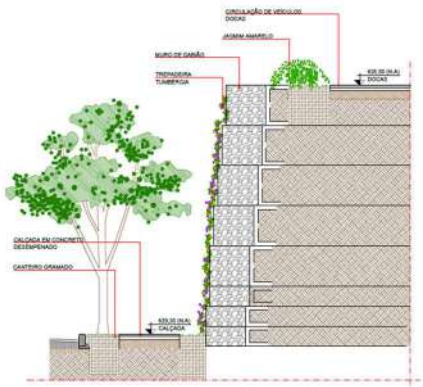


Figura 2. Imagem ilustrativa do muro de solo reforçado com gabião e geogrelha e mais a trepadeira
Fonte: Ilustração cedida pelo arquiteto da obra

Os gabiões utilizados na face destes dois muros de solo reforçado, foram do tipo de malha eletrosoldada. Diferente do gabião de malha tecido, gabião tradicional das obras geotécnicas brasileiras, nesta obra usou-se de um gabião novo na América Latina, os gabiões de malha soldado traz um conceito de promover estruturas de contenção de alta performance, fácil modulagem e com resistências superiores aos gabiões tradicionais (CRUZ, 2023).

Este artigo teve como objetivo apresentar dados do projeto e detalhes das etapas construtivas na utilização dos gabiões eletrosoldados como paramento frontal em muros de contenção em solo reforçado ancorados com geogrelha.

2 INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DO LOCAL

Para a concepção dos muros de contenção deste empreendimento foram realizados furos de sondagem à trado e de simples reconhecimento, ensaios do tipo *Standard Penetration Test* (SPT), sendo um furo em cada

local da construção do muro. Todas as sondagens foram realizadas de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6484/2020, as perfurações foram executadas com avanço a seco até a profundidade permitida pela resistência do terreno, ou até encontrar o nível d' água, no Muro 1 tivemos o furo Nspt 01 com a leitura do perfil do solo representado na Figura 3, o Nspt 02 para o Muro 2 com perfil na Figura 4.

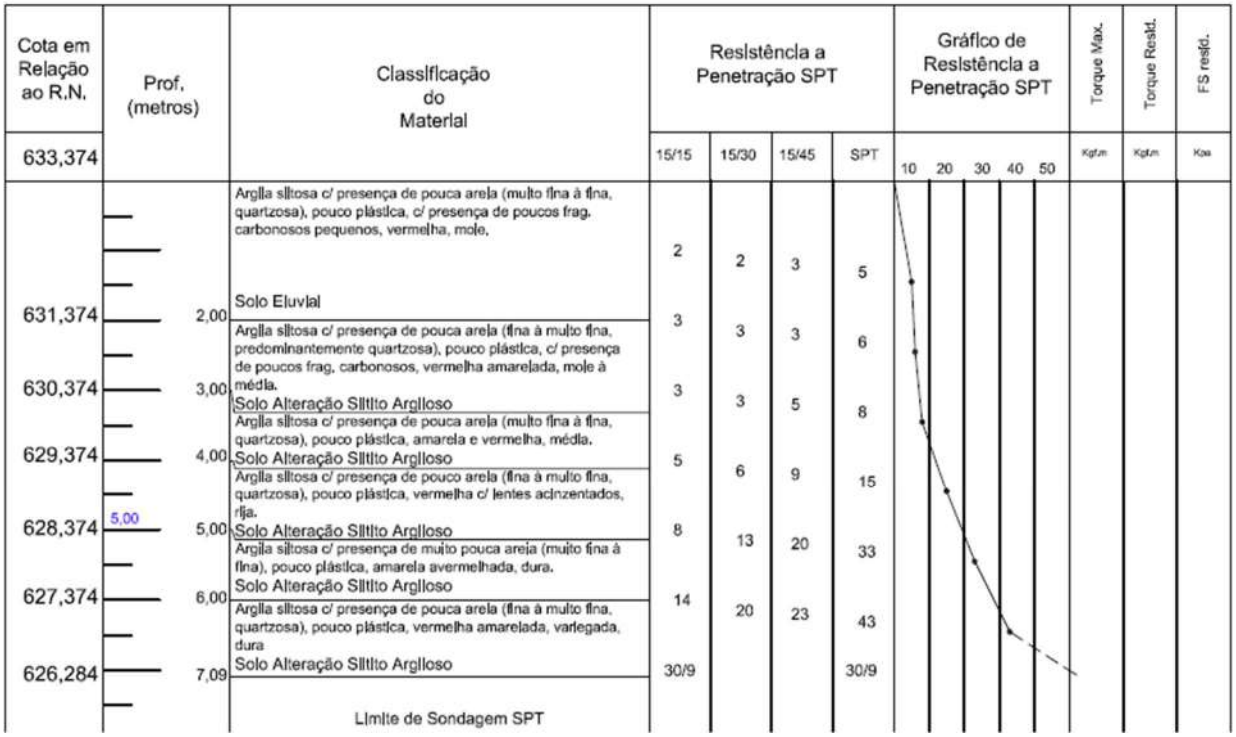


Figura 3. Perfil do solo da sondagem do furo Nspt 01
Fonte: Empresa contratada para sondagem

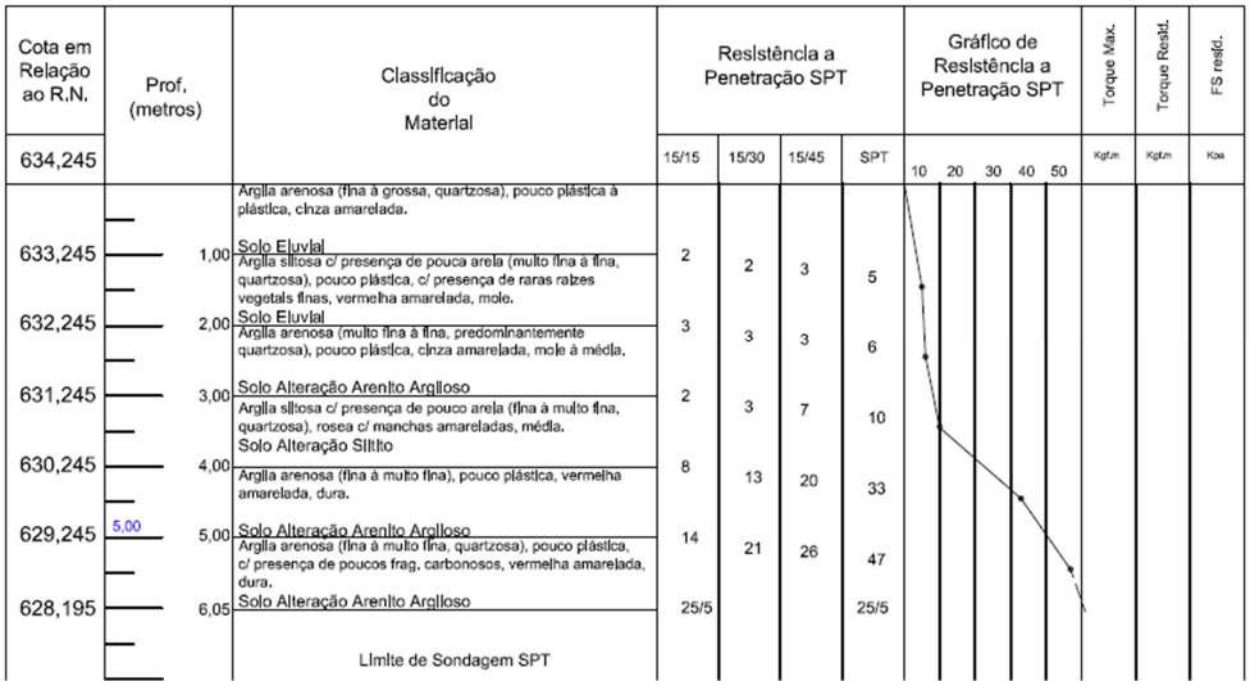


Figura 4. Perfil do solo da sondagem do furo Nspt 02
Fonte: Empresa contratada para sondagem

No furo Nspt 01 do Muro 1 a leitura geológica foi de um solo com composição argila siltosa com presença de pouco areia fina, consistência dura nos 2 metros finais da perfuração, iniciando com 5 newtons de resistência a penetração SPT e chegando no último metro de leitura, a uma camada com 43 newtons de SPT. No Muro 2, o furo Nspt 02 trouxe leitura semelhante, nos 6 metros perfurados, uma alternância de argila arenosa com argila siltosa com presença de pouca areia, a resistência a penetração SPT iniciou com 5 newtons de resistência, chegando a uma resistência de 47 newtons de SPT na última camada. Nos dois furos analisados não foi encontrado presença de nível d' água.

3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Para a conferência e verificação da análise de estabilidade dos muros de contenção em solo reforçado com gabiões eletrosoldados ancorados com geogrelha desta obra, utilizou-se do *software* GEO5. Os critérios para avaliar a condição de estabilidades dos muros, foram determinados com base nas recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 16920-1/2021 – Muros e taludes em solos reforçados – Parte 1: Solos reforçados em aterros.

Baseado nas recomendações mínimas da ABNT NBR 16920-1/2021, e por ter a construção de muros para uma área com futura movimentação intensa de pessoas no empreendimento comercial, além de uma previsão de dano material e ambiental de nível médio, o fator de segurança mínimo escolhido do projeto foi de 1,5 para os dois muros. Para o cálculo das análises de estabilidade foram usados a seção de maior altura de cada muro (Figuras 5 e 6), estimando parâmetros de resistência dos materiais componentes do maciço, tomando como base as sondagens conduzidas e acervo de outros projetos e estudos na mesma região; além da resistência de 80 kN/m da geogrelha e o gabião no paramento frontal.

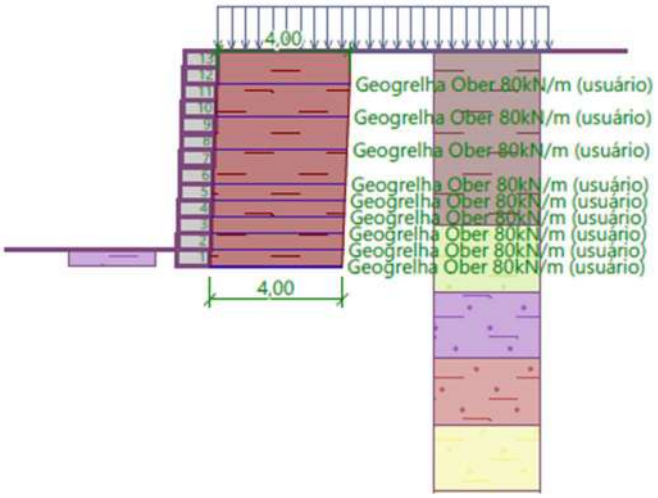


Figura 5. Perfil da seção de 6,5 metros do Muro 1
Fonte: Relatório de Análise de Estabilidade GEO5

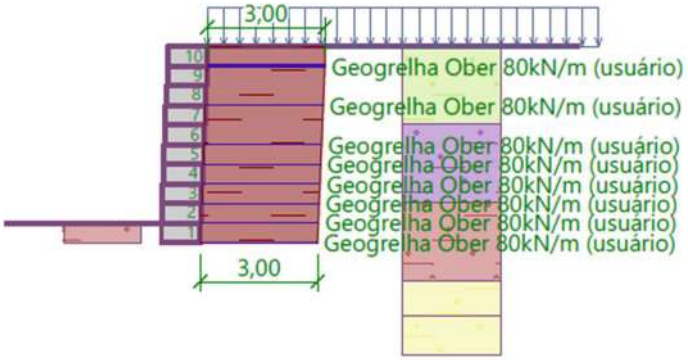


Figura 6. Perfil da seção de 5,0 metros do Muro 2
Fonte: Relatório de Análise de Estabilidade GEO5

Devido a semelhança dos furos de sondagem, os parâmetros efetivos de resistência e os pesos específicos das camadas adotadas para o Muro 1 e 2 foram os mesmos, os quais estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros de resistência utilizados no Muro 1 e 2.

Material	γ (kN/m³)	c (kPa)	φ (°)
Aterro	19	12	25
Solo fundação	20	30	25
Argila Siltosa Mole	18	5	20
Argila Siltosa Média	19	10	22
Argila Siltosa Rija	19	15	23
Argila Siltosa Dura	20	20	24
Rachão	17	0	35

Estes parâmetros foram utilizados no cálculo e conferência da estabilidade dos muros, que demonstrou atender todos os fatores de segurança obtidos nas análises do Muro 1 e 2, como também os correlacionou com o valor mínimo recomendado pela ABNT NBR 16920-1/2021 e adotados no projeto, números descritos na Tabela 2.

Tabela 2. Fatores de segurança obtidos para os Muros 1 e 2 (continua).

FS	Muro 1	Muro 2	Referência de FS mínimo	Situação
Tombamento	11,95	6,68	2,0	Ok
Solo fundação	3,19	3,0	3,0	Ok
Deslizamento	2,64	1,84	1,5	Ok
Estabilidade Interna (arrancamento)	11,91	8,05	1,5	Ok
Estabilidade Global	2,06	1,56	1,5	Ok
Estabilidade de talude	2,03	1,69	1,5	Ok

Nesta obra não foi possível fazer analisar a deformação e deslocamento dos muros, pois não foram utilizados equipamentos de instrumentação para monitoramento e medição durante o ciclo construtivo, como também no pós obra.

4 MUROS DE GABIÕES DE MALHA ELETROSOLDADA COM GEOGRELHA

Os dois muros de solo reforçado foram construídos conforme o projeto executivo, o qual especificou no paramento frontal o uso de gabiões de malha eletrosoldada com alturas de 0,5 - 1,0 metro e largura de 1 metro, do tipo Easy S. Os gabiões de malha soldada são caixas metálicas modulares, produzidos por malhas eletrosoldadas com arames de aço carbono a partir de 4 mm de diâmetro, com resistência mecânica de 550-700 MPa e gramatura mínima de 350 g/m², revestidos metalicamente por um processo de galvanização a banho quente, o qual segue as Normas Europeias DIN EN 10.223-8:2013 e DIN EN ISO 9227 (BELGO, 2022).

O preenchimento destes gabiões foi feito com pedras do tipo basalto, com granulometria variando entre

12 e 20 cm, o que permitiu a diminuição de vazios nas caixas e melhor confinamento nos painéis dos gabiões, confeccionados com malhas com aberturas retangulares de 5 x 10 cm.

No quesito do reforço estrutural, foi projetado e utilizado a geogrelha com filamentos de poliéster de alta tenacidade, revestidas por uma camada de PVC para proteção contra danos mecânicos e a agressões biológicas e químicas, do tipo FortGrid. A resistência especificada à tração foi de 80 kN/m no sentido longitudinal e transversal a 30 kN/m, com fator de redução de 1,45 (fluência em 75 anos) e módulo de rigidez a tração de 666,7 kN/m (OBER, 2021).

O Muro 1 contou com uma extensão total de 70 metros com seções de alturas variadas, iniciou com uma seção de 1,5 metros de altura e chegou a uma altura máxima de 6,5 metros (Figura 7). As alturas variaram conforme o caimento do terreno, usou-se de um lastro de rachão de 20 cm antes da primeira camada do gabião e um comprimento de 5 metros de geogrelha por camada de reforço. O volume total de gabiões de malha soldada foi de 414,5 m³ e de 2.574 m² de área de uso de geogrelha.

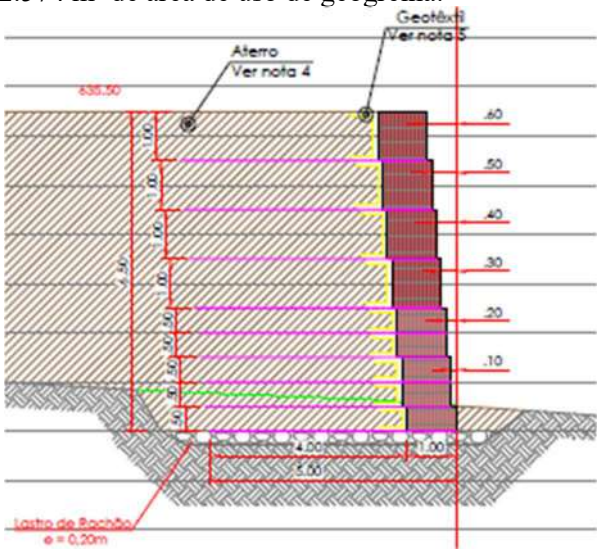


Figura 7. Seção tipo do Muro 1 com 6,5 m de altura
Fonte: Projeto executivo da obra

O Muro 2 teve uma extensão maior e também seguiu o caimento do terreno, seu comprimento total foi de 204 metros, com seção inicial de 1 metro de altura até seções com 5 metros de altura máxima (Figura 8). O comprimento da geogrelha foi de 4 metros por camada de reforço e também contou um lastro de rachão antes da primeira camada. O volume total de gabiões de malha soldada foi de 838,5 m³ e de 4.648 m² de área de uso de geogrelha.

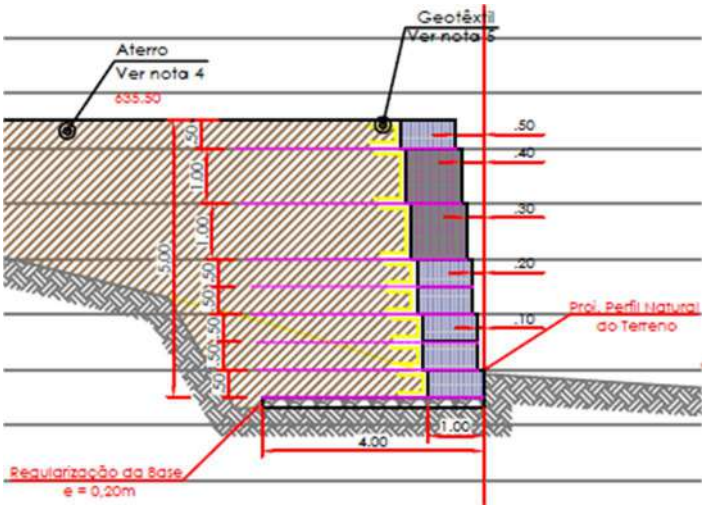


Figura 8. Seção tipo do Muro 2 com 5 m de altura
Fonte: Projeto executivo da obra

O processo de execução dos muros de solo reforçado com gabiões de malha soldado ancorados com geogrelha, assemelha-se muito a um muro com paramento frontal de gabião tecido (tradicional), construções secas com utilização de poucos materiais e uso racional dos recursos naturais. De início, teve-se as etapas básicas de uma construção geotécnica, com locação das estruturas por topógrafo, seguido por uma escavação para fundação do muro, aplicação de um lastro de rachão de 20 cm para melhor compactação e nivelamento do terreno, antes da execução da primeira camada do solo reforçado (Figura 9). Logo após estas etapas, foi aplicado a primeira camada de geogrelha, com trespasse de 15 cm entre cada pano do geossintético, com os filamentos de maior resistência a tração no sentido do maior esforço e com o cuidado para desobstrução e possíveis danos mecânicos a geogrelha, o comprimento seguiu o especificado em projeto, 5 metros para o Muro 1 e 4 metros para o Muro 2. Nos trechos que a geogrelha ficava abaixo dos gabiões, a faixa de 1 metro referente a largura do gabião, ela era dobrada de modo a ter uma dupla camada de geogrelha.

A aplicação da geogrelha, somado a este detalhe da dupla camada e com os gabiões eletrosoldados sendo modulados como paramento frontal, repetiu-se em cada camada de reforço dos muros (Figura 10).

Figura 9. Preparação do terreno do Muro 1
Fonte: De autoria própria

Figura 10. Montagem do gabião com geogrelha
Fonte: De autoria própria

Os gabiões eletrosoldados usados na face destes muros são modulares e utiliza-se de peças prontas, ou seja, painéis unidos por conexões em espiral e que utiliza de tirantes pré-formados, não geram sobras. Diferente do gabião de malha tecido, estes gabiões não usa arame de amarração, não necessita por costuras manuais para formar a peça, unir a caixas adjacentes, confeccionar tirantes, como também não deixa a obra dependente da expertise por uma mão de obra qualificada para tais atividades. O processo de montagem demonstrou ser simples, painéis horizontais e verticais unidos por conexões em espiral com diâmetro do arame de 5 mm, a montagem foi continua e não teve sobreposição de painéis, o que levou a um menor consumo de material (Figura 11).

Figura 11. União dos gabiões de malha soldada com conexões em espiral
Fonte: De autoria própria

Para um melhor acabamento de face e evitar possíveis perdas de alinhamento dos painéis, a obra usou de gabaritos na frente dos painéis durante toda a etapa de preenchimento dos gabiões (Figura 12). Os cuidados pela seleção das pedras e diminuição dos vazios estiveram presentes em toda a construção dos muros. O

preenchimento foi feito por camadas, para os gabiões com altura de 1 metro, duas camadas de tirantes, uma a cada 30 cm, enquanto para os gabiões de 0,5 metros, uma única camada de tirante a 20 cm. A linha de tirantes é compreendida por 4 tirantes, um em cada chanfre da caixa e com tirantes no sentido longitudinal a cada 50 cm (Figura 13).

Figura 12. Montagem do dos gabiões com gabarito
Fonte: De autoria própria BELGO (2022)

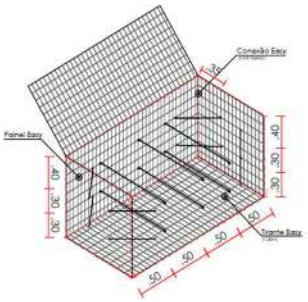


Figura 13. Posicionamento dos tirantes
Fonte: BELGO (2022)

A etapa construtiva que compreendeu o aterro no tardoz do paramento frontal (Figura 14), seguiu a recomendação da ABNT NBR 16920-1/2021, utilizou-se de um solo arenoso livre de materiais orgânicos, provenientes da compensação dos cortes no terreno para construção dos platôs para as futuras edificaçõs no local da obra. Foi adotado como grau de compactação mínimo (Proctor Normal) igual a 98 %, teor de umidade ótima controlada, o critério de aceitação foi de 0,8 wot ≤ w ≤ 1,1 wot, com camada compactada de espessura máxima de 20 cm. A compactação ocorreu com compactador manual na faixa de 1,5 metros (calculada a partir da face posterior do elemento gabião) e com compactador mecânico do tipo pé de carneiro para o restante do terrapleno (Figura 15). Ensaios de compactação foram executados em todas as camadas de terraplenagem durante a construção dos muros, porém não foram disponibilizados pelos proprietários da obra.

Figura 14. Face do Muro
Fonte: De autoria própria

Figura 15. 1Compactação do aterro
Fonte: De autoria própria

5 CONCLUSÕES

Os muros de solo reforçado com paramento frontal em gabião eletrosoldado ancorados com geogrelha, demonstraram atender tecnicamente a ABNT NBR 16920-1/2021, com valores de estabilidade superiores aos fatores de segurança mínimos exigidos em norma, quando dimensionados com seções e geogrelhas condizentes aos esforços solicitados e parâmetros de solo do local. As etapas construtivas do muro de solo reforçado com geogrelha, foram as mesmas que teríamos com o uso de um gabião de malha tecido (tradicional) na face. As diferenças ficaram na montagem dos gabiões, que utilizou de peças prontas e práticas de instalação, como também na entrega das propriedades físicas do gabião eletrosoldado, um material com maior resistência mecânica e proteção a corrosão, que possibilitou uma entrega de face com mínima deformação e de melhor acabamento estético (Figura 15). A escolha pelo gabião eletrosoldado ancorado com a geogrelha atendeu as premissas de projeto, entregou ao cliente final uma obra sustentável e com segurança geotécnica.
.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Solo-Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-1. *Muros e taludes em solos reforçados - Parte 1: Solos reforçados em aterros*. Rio de Janeiro.

Barros, Pérsio Leister Almeida (2008) *Manual técnico de obras de contenção*. Maccaferri do Brasil, 2008. 1 ed., São Paulo.

Belgo Arames (2022) *Especificação técnica do gabião modular de malha soldada conexões em espiral e tirantes preformados*.

Cruz, F. F. da, Rocha, C. V., & Paschoalin Filho, J. A. (2023) *Análise técnica e econômica dos gabiões de malha soldada como nova tecnologia para muros de contenção urbana*. Scientific Journal ANAP, 1(8). Disponível em: <https://publicacoes.amigosdanatureza.org.br/index.php/anap/article/view/4386>. Acesso em: 12 fev. 2024.

Deutsches Institut fur Normung (2013). DIN EN 10.223-8:2013. *Steel wire and wire products for fencing and netting - Part 8: Welded mesh gabion products; English version EN 10223-8:2013.*

Deutsches Institut fur Normung (2022). DIN EN 9227:2022. *Corrosion tests in artificial atmospheres. Salt spray tests; English version EN 9227:2022.*

GEO5, Software (ed.) (2020) Fine Software.

IBGE (2024) *Indaiatuba.* Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sp/indaiatuba/panorama> Acesso em: 16 fev. 2024.

OBER (2022) *Catálogo OBER – Geogrelhas FortGrid*.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/141

Adequações de Projeto de Aterro Industrial em Solo Residual de Arenito

Eduardo Bonow Simões, Me.
Eng. Civil, BSE Engenharia Geotécnica e Ambiental, Porto Alegre/RS, Brasil, eduardo@bseengenharia.com

Luiz Antônio Bressani, Phd
Eng. Civil, BSE Engenharia Geotécnica e Ambiental, Porto Alegre/RS, Brasil, labressani@gmail.com

RESUMO: Este trabalho apresenta avaliações de estabilidade da ampliação de um aterro industrial cuja área de implantação encontra-se parcialmente sobre uma espessa camada de solo residual de arenito de baixa resistência (Nspt<6). Para definição dos parâmetros geotécnicos foram retiradas amostras indeformadas para execução de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais a partir de trincheiras de inspeção, além de ensaios de caracterização, como limites de consistência e granulometria. A partir de extensa investigação de campo, foram estabelecidos os perfis estratigráficos da fundação e definido o setor mais crítico para análise de estabilidade, cujo fator segurança mínimo desejado é 1,5 (proximidade de área de permanência de pessoas, caracterizando um nível alto de segurança desejado contra perda de vidas humanas). As análises iniciais de estabilidade do projeto resultaram em fatores de segurança abaixo do limite preconizado por norma, de forma que foram propostas alterações de geometria, descritas no artigo, para garantir a viabilidade do empreendimento.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro industrial, Análise de Estabilidade, Resistência ao cisalhamento, Fator de Segurança.

ABSTRACT: This paper presents stability analyses of an industrial landfill expansion whose implantation area is partially over a thick layer of low-resistance sandstone residual soil (Nspt<6). To define its geotechnical parameters, undisturbed samples have been taken from inspection trenches to perform direct shear and triaxial tests, in addition to characterization tests, such as consistency limits and particle size. Based on extensive field investigation, the stratigraphic profiles of the foundation were established and the most critical sector for stability analysis was defined, whose minimum desired safety factor is 1.5 (proximity to area where people stay, characterizing a high level of desired safety against loss of human life). The stability analyzes of the initial project resulted in safety factors below the limit recommended by standards, so geometric changes have been proposed, as described in the article, to guarantee the viability of the project.

KEYWORDS: Industrial landfill, Stability Analysis, Shear strength, Safety Factor.

1 INTRODUÇÃO

Aterros industriais são projetados baseados no princípio da manutenção da impermeabilidade e estabilidade para conteção de resíduos. Sob este ponto de vista, a estabilidade global é uma análise fundamental na verificação de segurança do projeto, sobretudo quando o empreendimento está localizado em uma área geotécnica de grande heterogeneidade de materiais, tanto pela origem geológica quanto pela alteração intempérica ao longo do tempo.

O presente trabalho apresenta a caracterização geomecânica da fundação de um aterro industrial em Capela de Santana/RS, caracterizada por uma espessa camada de solo residual de arenito com baixo índice de golpes a penetração (Nspt<6) e as adequações de projeto que foram projetadas em função desta condicionante.

2 ÁREA DE ESTUDO

O aterro industrial estudado está localizado no município de Capela de Santana, RS, cerca de 50km ao norte de Porto Alegre. Na região do aterro é observada predominantemente a Formação Botucatu, caracterizado por arenitos de composição fina e média, quartzosos, de coloração rosada, originária de depósitos de dunas eólicas. No Rio Grande do Sul, os arenitos da Formação Botucatu são encontrados abaixo dos fluxos basálticos, mas também entre camadas (Martins et al., 2005). Nessa mesma região também é observada a presença dos arenitos da Formação Pirambóia, considerados uma fácies fluvial da Formação Botucatu. São arenitos mais esbranquiçados, de cor amarela a vermelha, com granulometria média a muito fina, mal selecionados com ocorrências de finas intercalações de argilitos e siltitos (Petri e Fúlfaro, 1983). A figura 1 apresenta a geologia local.

A área estudada é uma ampliação de um aterro existente com aproximadamente 46.500m², para recebimento de resíduos industriais não perigosos. A geometria original da ampliação é apresentada na figura 2, sendo limitada ao norte por uma célula de aterro existente, e nas demais direções por diques de contenção.

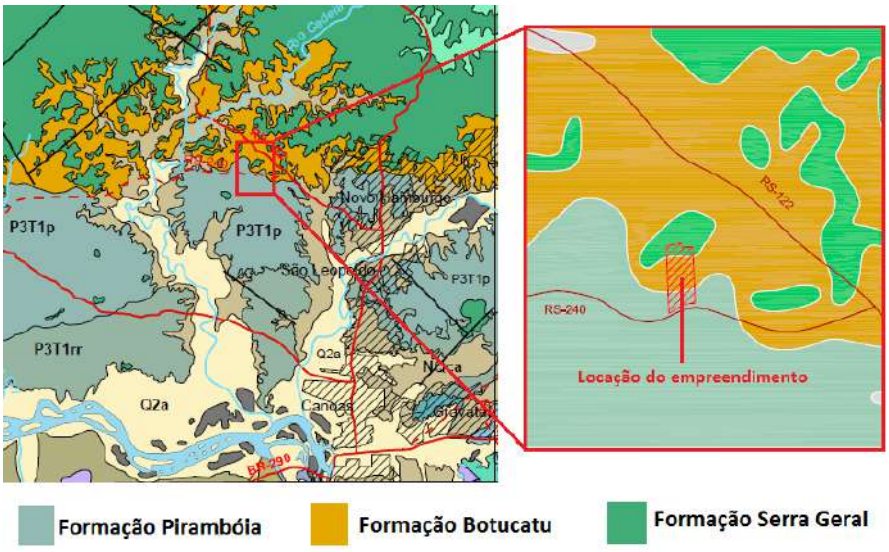


Figura 1. Geologia local.

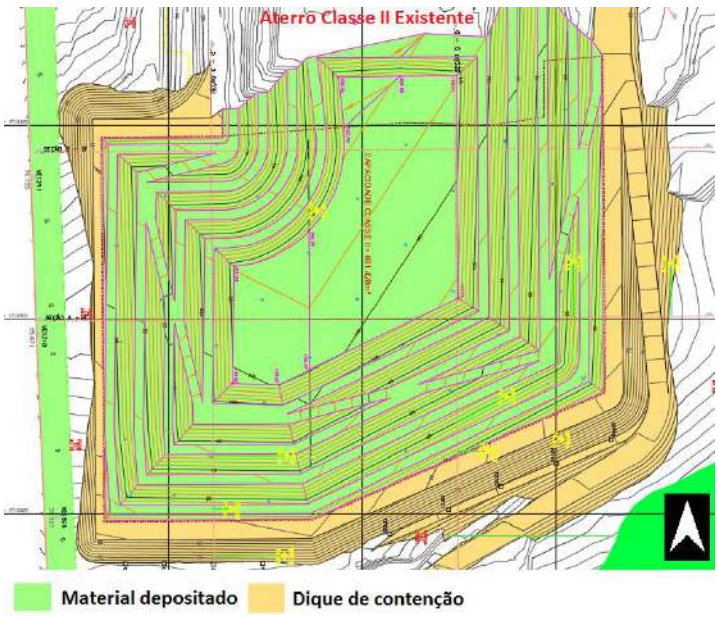


Figura 2. Layout da ampliação e área de estudo

3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

As investigações geotécnicas foram divididas em atividades de campo e de laboratório.

3.1 Investigações de campo

A investigação de campo foi realizada através de sondagem SPTs, conforme resultados apresentados na figura 3. Tipicamente foi observada uma camada superficial de argila arenosa de cor marrom avermelhada e espessura entre 1 e 3m com Nspt variando entre 2 a 5 golpes. Abaixo dessa argila superficial é observada uma espessa camada de solo residual de arenito com número de golpes inferior a 6, com maior espessura e presença na porção sul da área de ampliação. Os resultados das sondagens mostraram que, à medida que se desloca para o norte, essa camada com baixo índice de golpes desaparece e a transição para solos residuais de maior resistência a penetração é mais clara, conforme mostrado na seção transversal da figura 4.

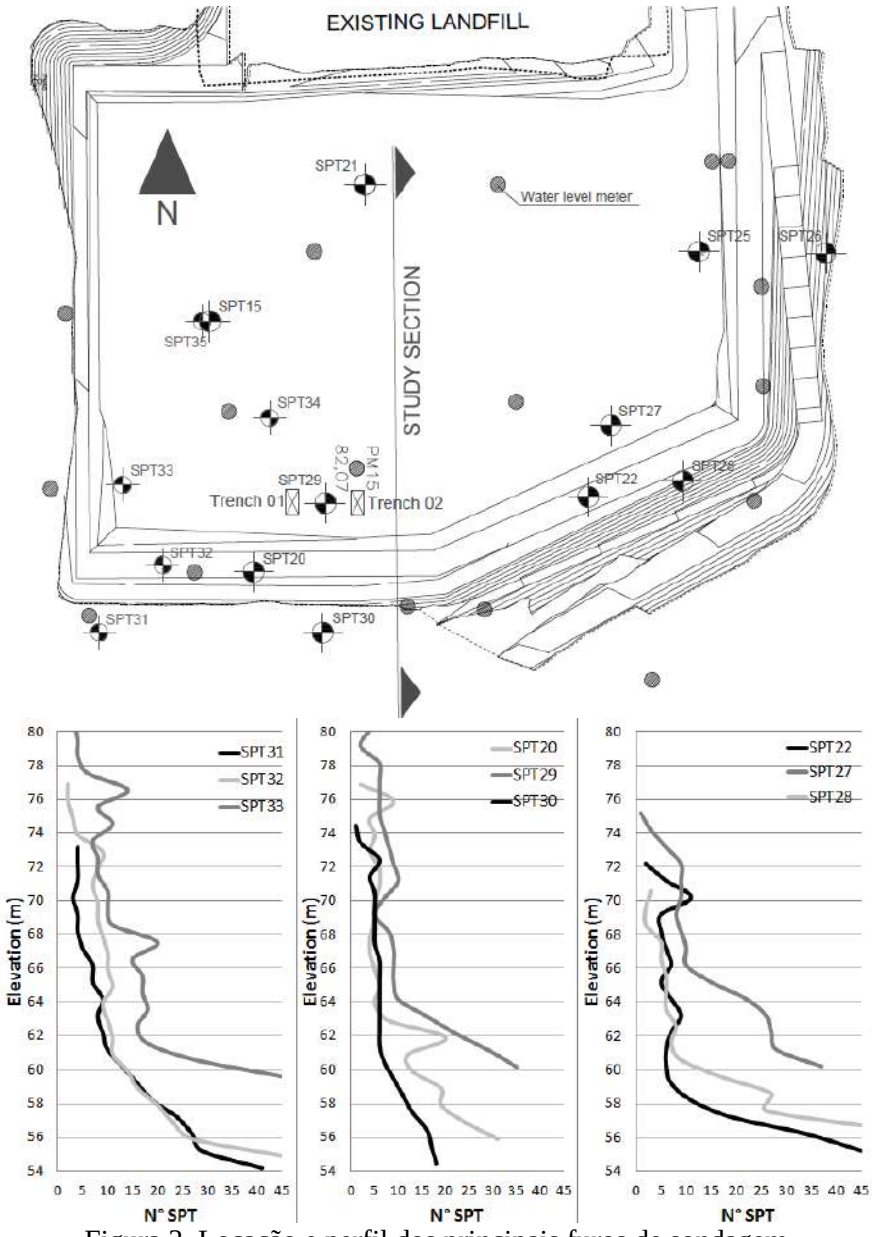


Figura 3. Locação e perfil dos principais furos de sondagem

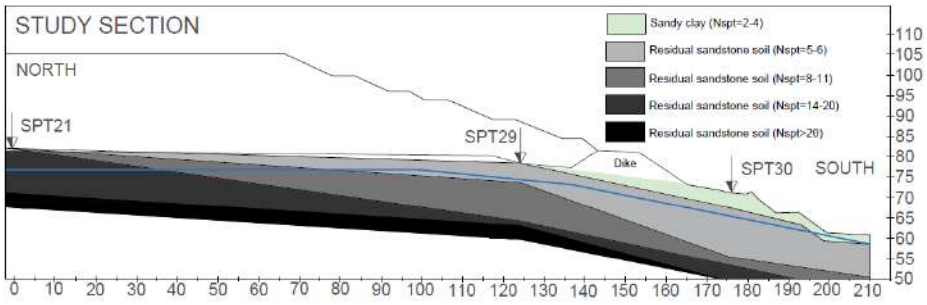


Figura 4. Seção transversal de análise (sentido N-S)

Foram executadas duas trincheiras de inspeção para determinação dos horizontes e para retirada de amostras indeformadas (figura 5) e deformadas das duas primeiras camadas de solo: (i) argila arenosa superficial e (ii) o solo residual de arenito com índice de golpes inferior a 6. O solo residual de arenito apresenta coloração rosada, tendendo ao marrom avermelhado à medida que fica exposto ao tempo. Raramente foram observadas as estratificações ou outras estruturas herdadas da rocha mãe. Foram encontrados diversos aglomerados de argila cinza escura de aspecto orgânico (figura 6), com formatos sub-arredondados e dimensões centimétricas (1-3 cm).

Figura 5. Retirada de amostras indeformadas (a) bloco para moldagem de ensaio triaxial (b) anel de cisalhamento direto

Figura 6. Aglomerados de argila no solo eluvial de arenito

3.2 Investigações de laboratório

Foram realizados ensaios de granulometria, peso específico real dos grãos, limites de Atterberg conforme ABNT NBR 6459 (1984) e ABNT NBR 7180 (1984) e demais índices físicos. O ensaio de

granulometria foi realizado conforme ABNT NBR 7181 (1984). Deve-se ressaltar que a acurácia das curvas de distribuição granulométrica para solos residuais finos é questionável quando comparado a solos sedimentares grosseiros, pois os tratamentos químicos e mecânicos no processo de separação dos grãos muitas vezes altera o tamanho efetivo das partículas, ao ponto que a granulometria obtida em laboratório é distinta daquela do estado natural (Lambe e Whitman, 1979). Esse efeito é mais pronunciado em solos residuais por apresentarem suas estruturas em formas de grumos (Heidemann, 2015). Com objetivo de obter uma granulometria mais fidedigna com a de campo foi realizado um ensaio granulométrico sem uso de defloculante, com lavagem e sem o manuseio do solo pelo operador.

A resistência ao cisalhamento foi determinada através de ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais consolidados drenados (CID). Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com cargas verticais de 50, 100, 200 e 400 kPa, inundados, permitindo-se o adensamento por um período não inferior à 12 horas. Os corpos de prova foram submetidos ao cisalhamento com velocidades constantes de 0,00096m/s, suficientemente baixa para garantir a dissipação de eventual excesso de poro-pressão. Os ensaios triaxiais CD foram consolidados isotropicamente, seguindo as seguintes fases: (i) saturação por percolação; (ii) saturação por contrapressão em estágios de 50kPa até satisfazer condição de 0,95 do parâmetro B; (iii) consolidação isotrópica utilizando tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa; e (iv) cisalhamento drenado até deformação axial de 10%.

Os corpos de prova utilizados nos diversos ensaios foram retirados de duas trincheiras conforme locação apresentada na figura 3. São denominados corpos de prova TR01 para o material retirado da trincheira 01 e TR02 para a trincheira 02.

3.2.1 Granulometria e limites

As curvas granulométricas são apresentadas na figura 7. O solo residual de arenito retirado das duas trincheiras apresentou a mesma granulometria com aproximadamente 60% de areia fina e média e 40% de finos (silte e argila). Para o ensaio realizado sem uso de deflocultante, com lavagem e sem manuseio pelo operador, foi observada uma grande redução da fração argilosa, acumulada como fração silte, enquanto a areia permaneceu inalterada.

Os valores médios para os limites de consistência são 34% para o LL, 22% para LP e 12% de IP. A média do peso específico real dos grãos foi de 25,75 kN/m³.

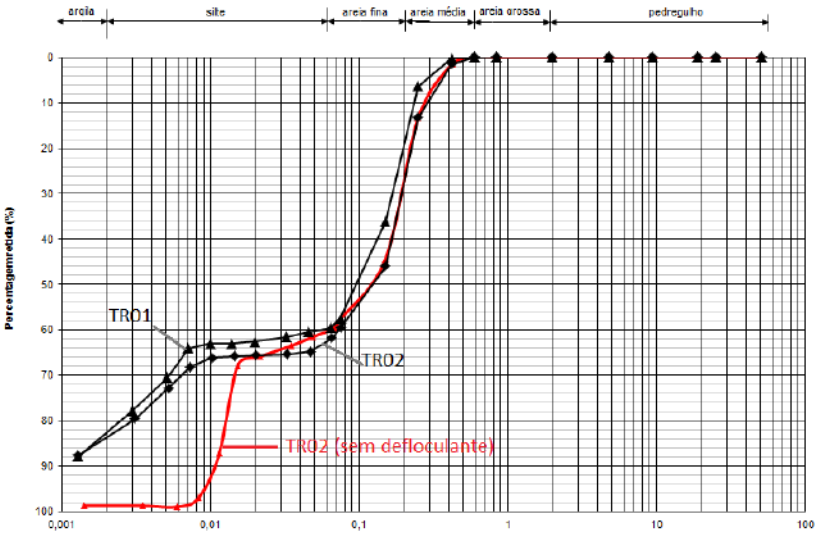


Figura 7. Granulometria

3.2.2 Resistência ao cisalhamento

Tendo em vista a facilidade e rapidez do cisalhamento direto, foram realizados 03 conjuntos de ensaios em amostras indeformadas (01 na camada mais superficial caracterizada por uma argila arenosa e 02 conjuntos

no solo residual de arenito). Em relação a camada superior, os parâmetros de resistência obtidos no ensaio foram de c'=18 kPa e Φ=27°.

Em relação aos ensaios relacionados à camada de solo residual de arenito, para os corpos de prova indeformados obtidos da TR01 os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram de c'=42,8 kPa e Φ=17,1°. Enquanto para amostras TR02 foram de c'=30,4 e Φ=21,1°. Esses valores apresentaram baixo ângulo de atrito e elevada coesão para solos advindos de arenitos. A amplitude nos parâmetros de resistência está relacionada com a diferença de comportamento dos corpos de prova ensaiados à tensão vertical de 400 kPa. Para envoltória de ruptura considerando os ensaios nas três tensões mais baixas, os valores de coesão ficam entre 30 e 33kPa e 22° para o ângulo de atrito. A figura 8 apresenta as curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal.

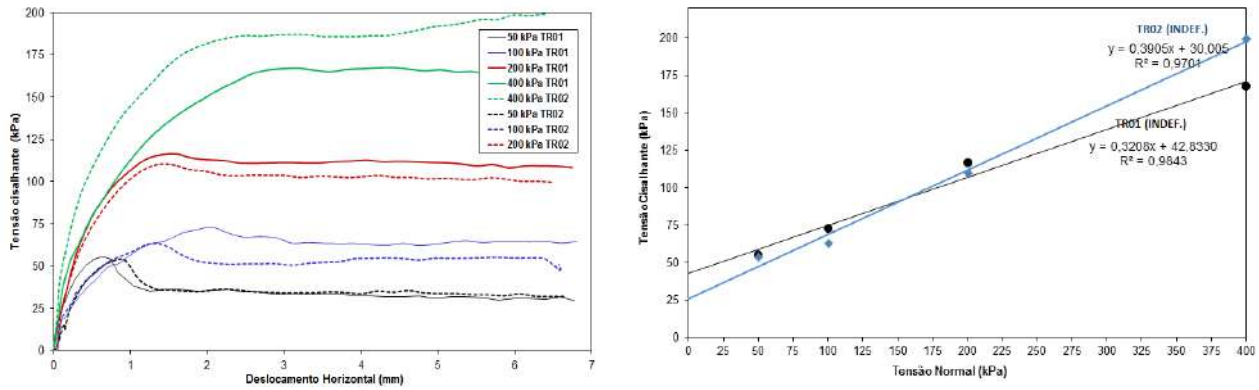


Figura 8. Curvas tensão deformação dos corpos de prova ensaiados

Nos ensaios triaxiais o corpo de prova indeformado consolidado na tensão mais baixa apresentou pico de resistência, mas ainda assim de forma bastante discreta, sendo a única amostra que não atingiu a plastificação na fase da consolidação isotrópica, demonstrando o baixo grau de cimentação do solo. Os resultados são apresentados na figura 9. Ademais, para as duas tensões de confinamento maiores, houve um ganho de resistência a medida que o corpo de prova acumulava deformações, fato contrário ao observado nas amostras submetidas a tensões de confinamento mais baixas. Esse fenômeno é interpretado como a mobilização de resistência através do contato dos grãos, ou seja, um efeito relacionado a textura (tamanho e formato dos grãos) e não mais da cimentação e fábrica, ambas reduzidas no processo de consolidação. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para esse ensaios na condição indeformada foram de 40,4 kPa de coesão e 23,3° de ângulo de atrito para os valores de tensões de cisalhamento máximas atingidas no ensaio.

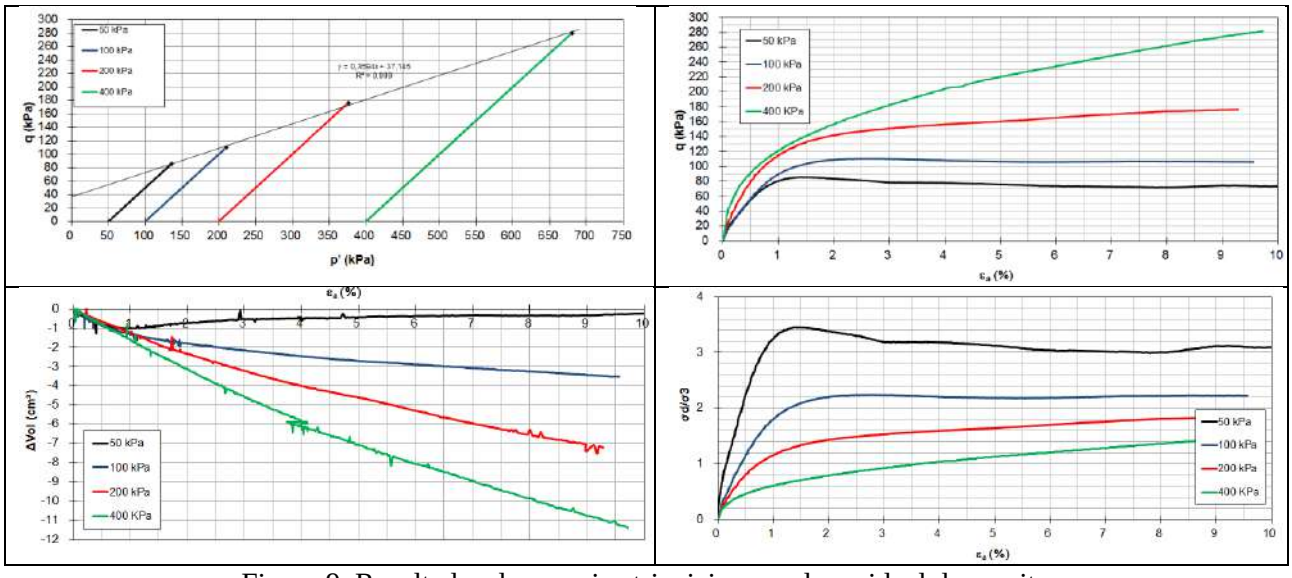


Figura 9. Resultados dos ensaios triaxiais em solo residual de arenito

4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

A análise de estabilidade avaliada apresentada neste trabalho limita-se à avaliação da estabilidade pela fundação. A seção apresentada é a seção crítica (com o menor fator de segurança). Algumas considerações com relação ao modelo geomecânico: (i) foi analisado o cenário de maior carregamento; (ii) foi adotado nível d'água máximo histórico; (iii) foram analisadas superfícies de ruptura circulares pelo método Bishop Simplificado, pois não foi observado nenhum indício nas investigação de campo de contatos menos resistentes; (iv) a geometria do modelo e a estratificação da fundação é baseada na figura 4.

Tabela 1. Parâmetros de Resistência ao cisalhamento

Classe de solo	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Peso específico (°)	Observação
Argila arenosa Nspt=3-5	18	27	19	Ensaio
Solo residual arenito Nspt=5-6	36	18	19	Ensaio
Solo residual arenito Nspt=8-10	15	28	19	Estimado
Solo residual arenito Nspt=15-20	-	36	19	Estimado
Solo residual arenito Nspt>20	-	38	20	Estimado
Argila compactada	15	24	19,5	Ensaio

Utilizando dos parâmetros de resistência apresentados na tabela 1, o fator de segurança obtido para geometria original de projeto foi de 1,38 (seção da figura 4), abaixo do fator de segurança mínimo de 1,5 preconizado pela Norma ABNT NBR 11.682, pois está próximo de uma área de permanência de pessoas, caracterizando um nível alto de segurança desejado contra perda de vidas humanas. Como medida de adequação do projeto, foram avaliadas diversas geometrias, dentre elas, o recuo do dique sul em 15m no sentido Norte. Essa medida foi considerada como a mais adequada, com o menor impacto na concepção original do projeto. A figura 10 apresenta a análise de estabilidade da geometria final.

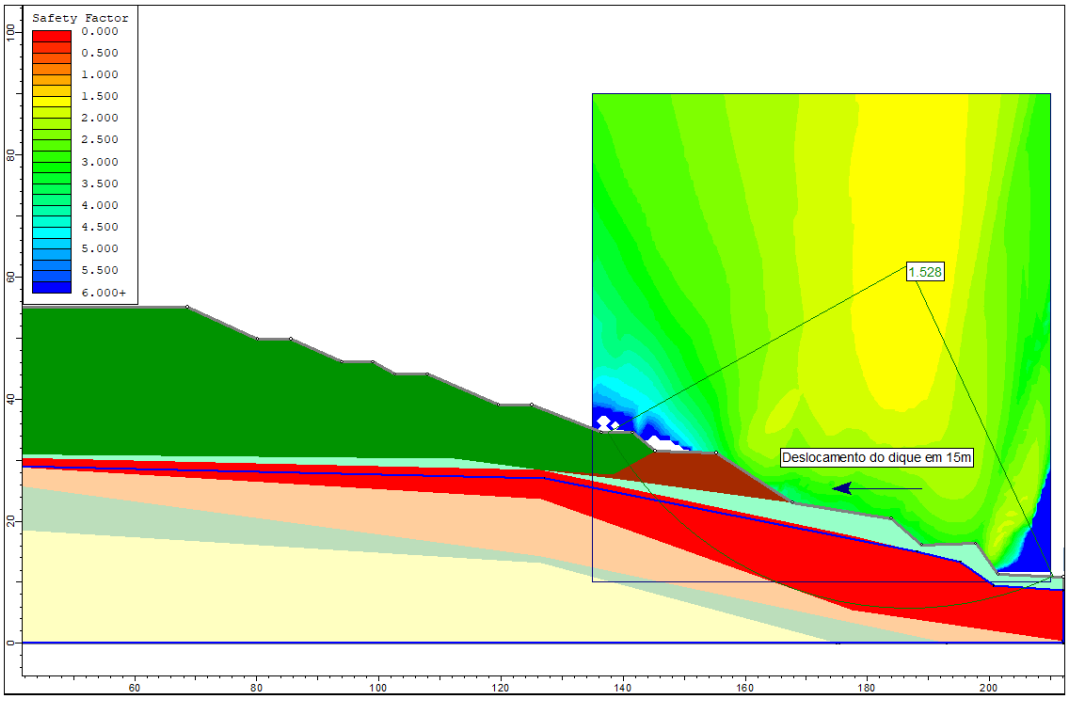


Figura 10. Análise de estabilidade da geometria final da seção crítica

5 CONCLUSÕES

Após a análise de uma ampla campanha de investigação de campo e laboratório, incluindo trincheiras de inspeção, foi possível elaborar modelos geomecânicos ajustados às condições de campo, tomando em consideração a estratigrafia das principais camadas de solo, e seus respectivos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Os ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais drenados indicaram parâmetros de resistência da ordem de 17-22° de ângulo de atrito e 30-43 kPa de coesão.

Utilizando estes parâmetros, ficou demonstrado que a estabilidade da porção Sul da área de ampliação do Aterro Industrial de Capela de Santana é fortemente relacionada à resistência de uma espessa camada de solo residual de arenito, com baixo índice de golpes a penetração. As análises de estabilidade por equilíbrio limite demostraram que os fatores de segurança calculados eram insuficientes e abaixo do nível de segurança desejado. Para adequação do projeto e construção segura, o dique sul (limite da área de operação) foi recuado em 15m, atendendo o fator de segurança de 1,5.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 7181. *Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 6459. *Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 7180. *Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 6508. *Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2004). NBR 10004.. *Resíduos Sólidos - Classificação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Brasil . Ministério das Minas e Energia. (1984), Departamento Nacional da Produção Mineral. Geologia do Brasil. Brasília.

Heidemann, M. (2015). *Estudo dos solos de uma encosta instável em São José – SC: Intemperismo e comportamento geotécnico.* Tese, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 298 f.

Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1979). *Soil Mechanics*, SI Version. John. Wiley & Sons, New York, 553 p.

Martins, F. B.; Ferreira, M. V.; Flores, J. A. A.; Bressani, L. A.; Bica, A. V. D. (2005). Interaction between Geological and geotechnical investigations of a sandstone residual soil. *Engineering geology*, n. 78, pp. 1-9.

Petri, S.; Fúlfaro, V. J. (1983). *Geologia do Brasil*. 1. Reimpressão. T. A. Queiroz, São Paulo. 631 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/142

Análise 2D e 3D Aplicada à Estabilidade de Talude Reforçado com Solo Grampeado

João Pedro Damis Vital
Graduando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil joao.vital@ufu.br

Jean Rodrigo Garcia
Professor Doutor, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil, jean.garcia@ufu.br

RESUMO: O uso da técnica de solo grampeado é fundamental para aumentar e assegurar a estabilidade de taludes em situação de risco ao deslizamento. No Brasil, esta abordagem tem sido amplamente utilizada com sucesso na recuperação de taludes instáveis. No entanto, as análises de projeto desse tipo de estrutura muitas vezes são conduzidas a partir de seções planas, identificando-as vulneráveis ao escorregamento. É importante observar que as rupturas de taludes estão associadas ao fenômeno tridimensional do escorregamento do maciço que ocorre em uma geometria tridimensional. Nesse contexto, este artigo analisa a influência das análises em Equilíbrio Limite em Dimensões 2D e 3D, aplicadas para determinar o fator de segurança de taludes reforçados com solo grampeado. O objetivo principal é avaliar a eficácia dessas análises, examinando suas vantagens e desvantagens, e verificar se a estabilidade aumenta, resultando na redução ou eliminação do risco de deslizamento. Essa avaliação é realizada pela análise da variação do fator de segurança, comparando-as simulações tridimensionais e bidimensionais por meio dos softwares Slide 3D e 2D da Rocscience. A análise tridimensional identificou a superfície crítica de ruptura, cujo fator de segurança é aproximadamente 8% inferior em relação à análise bidimensional. Isso evidencia que as análises tridimensionais conseguem de maneira mais eficaz capturar a condição crítica de taludes, oferecendo uma perspectiva mais precisa e abrangente sobre a estabilidade do talude.

PALAVRAS-CHAVE: Equilíbrio limite, análise tridimensional, solo grampeado, talude instável.

ABSTRACT: The use of the soil nailing technique is essential to increase and ensure the stability of slopes in landslide-prone situations. In Brazil, this approach has been widely and successfully employed in the recovery of unstable slopes. However, the design analyses of such structures are often conducted based on flat sections, identifying them as vulnerable to slipping. It is important to note that slope failures are associated with the three-dimensional phenomenon of mass sliding that occurs in a three-dimensional geometry. In this context, this article analyzes the influence of Limit Equilibrium analysis in 2D and 3D dimensions, applied to determine the safety factor of slopes reinforced with soil nailing. The main objective is to evaluate the effectiveness of these analyses, examining their advantages and disadvantages, and verifying whether stability increases, resulting in the reduction or elimination of the risk of sliding. This evaluation is conducted by analyzing the variation in the safety factor, comparing three-dimensional and two-dimensional simulations using Rocscience's Slide 3D and 2D software. The three-dimensional analysis identified the critical failure surface, whose safety factor is approximately 8% lower compared to the two-dimensional analysis. This highlights that three-dimensional analyses can more effectively capture the critical condition of slopes, providing a more comprehensive perspective on slope stability.

KEYWORDS: Limit equilibrium, Three-dimensional analysis, Soil nail, Unstable slope

1 INTRODUÇÃO

A falta de moradia adequada e em local que garanta condições de segurança aos seus moradores tem afetado uma parcela significativa da população no Brasil. Isto tem levado pessoas a ocupação de áreas de risco com elevado potencial de danos material e a vida humana devido ao escorregamento de taludes e encostas. Algumas medidas podem ser adotadas para evitar ou mitigar esses danos, como por exemplo, por meio do

emprego da técnica de solo grampeado que comprovadamente aumenta e garante a estabilidade de taludes ou encostas em situação de risco ao deslizamento.

O uso de grampos no solo, conhecido como solo grampeado, é uma técnica globalmente empregada para conter taludes e túneis, proporcionando estabilidade e rapidez construtiva. Isso envolve inserir grampos, barras de aço revestidas com cimento, reforçando o maciço, seguido pela aplicação de concreto projetado para formar uma superfície (França 2007).

O processo de solo grampeado para estabilidade de encostas é construído em estágios sequenciais, de cima para baixo à medida que a construção avança. O processo de solo grampeado é o método mais eficiente e econômico para estabilizar encostas naturais e taludes de obras de engenharia (Lazarte et al. 2015). Segundo Cornforth (2005), o processo pode ser implementado em espaços pequenos sem vibração ou perturbação do ambiente.

Em taludes reforços em solo grampeado, os métodos numéricos são mais adequados para simular o efeito da interação solo-reforço e a influência da heterogeneidade do solo na instabilidade da encosta em um solo-grampeado, o que não é possível incorporar em métodos analíticos e modelos de laboratório (Li *et al.*, 2014). Os autores ressaltam ainda, que os métodos numéricos podem modelar a não uniformidade do meio do solo e as propriedades do solo, incluindo endurecimento com o tempo e propriedades dependentes da temperatura. O conceito básico de um sistema de solo reforçado depende da transferência de forças de tração para o solo via atrito ou adesão desenvolvidos nas interfaces dos grampos.

Muitas análises geotécnicas estabelecidas e bem testadas baseiam-se em métodos de equilíbrio limite para avaliar a estabilidade de taludes (Duncan 1996; Duncan et al. 2014) Embora as abordagens 2D sejam bastante comuns, existem menos aplicações do método para análise 3D.

A maioria dos métodos de equilíbrio limite 3D assume que a direção da falha é predefinida, assim como nas análises 2D, tornando a localização da superfície crítica de falha um problema (LU et al., 2013). Entretanto, no presente estudo, foram empregados métodos de pesquisa e formatos de superfície de ruptura disponíveis na ferramenta computacional auxiliando na determinação do fator de segurança crítico.

Enquanto a análise 2D oferece uma visão simplificada e rápida, a análise 3D proporciona uma análise tridimensional mais detalhada e aprofundada. Essa diferença na complexidade impacta na compreensão dos fatores de segurança e na precisão das estimativas de estabilidade. O estudo da abordagem do equilíbrio limite revela que a maioria dos métodos de estabilidade de taludes em 3D são derivados dos métodos em 2D, e o fator de segurança nos modelos 3D é maior do que em 2D (Chakraborty and Goswami 2016).

Dentre os diversos métodos empregados para garantir a estabilidade de encostas, três abordagens são frequentemente utilizadas na análise de encostas com solo grampeado, a saber: o método do equilíbrio limite (Mohsen 2017), o método das diferenças finitas (Derghoum and Meksaouine 2021) e o método dos elementos finitos (Derghoum and Meksaouine 2021).

Uma comparação dos resultados 3D e 2D indica que as análises 2D subestimam seriamente as previsões de estabilidade, conforme apontado por Derghoum; Meksaouine (2021).

Alguns métodos de dimensionamento de equilíbrio limite para análise de estabilidade em talude com solo grampeado têm sido utilizados majoritariamente por meio de software 2D, porém com o desenvolvimento e aplicação do equilíbrio limite no emprego do software 3D surge como método de dimensionamento e análise das estruturas de contenção como forma mais realista e precisa, pois, apresenta maior similaridade com as características da estrutura e solo do local em estudo.

Nesse sentido, o objetivo deste artigo é analisar e apresentar as principais diferenças dos resultados da estabilidade de um mesmo talude, aplicando diferentes tipos de análises e métodos de determinação fator de segurança (FS), por meio do uso de ferramentas computacionais baseadas no método do equilíbrio limite, sendo o Slide 3 e o Slide 2, ambos da Rocscience.

1.1 CARACTERÍSTICAS DO SOLO E DO REFORÇO

Uma análise preliminar foi conduzida em relação a um talude com uma inclinação de 1(H) para 3(V) e altura de 12 metros. As características geotécnicas do maciço para esse talude indicam uma condição próxima à instabilidade (Figura 1).

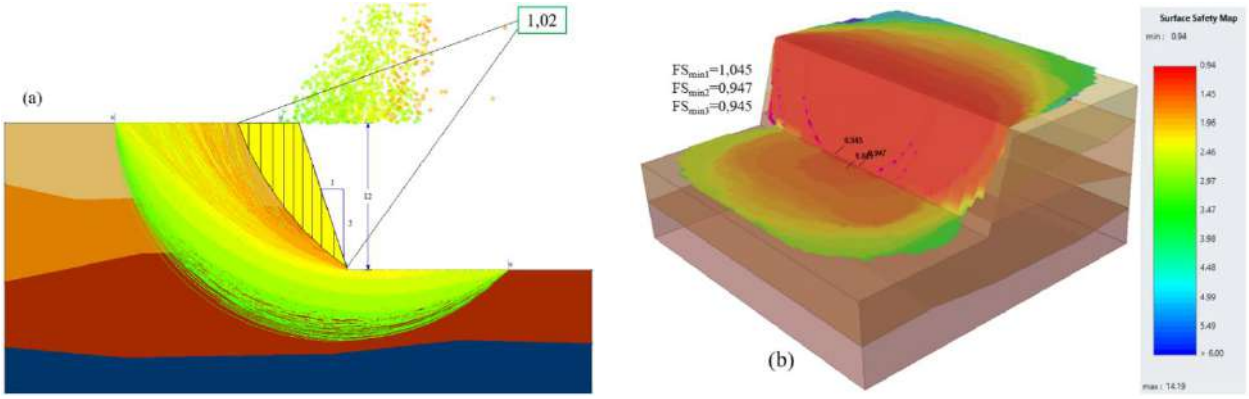


Figura 1. Análise do talude em situação próxima à instabilidade: a) bidimensional e b) tridimensional.

Diante desse cenário, tornou-se imperativo realizar uma intervenção para elevar o fator de segurança, assegurando que o talude cumpra os requisitos de segurança essenciais para uma área urbana. A solução adotada para aprimorar a estabilidade do talude consiste em 12 linhas de grampos, disposta em uma malha quadrada, com um espaçamento horizontal (S_h) e vertical (S_v) de 1 metro, e uma inclinação de 15 graus em relação à horizontal.

O subsolo local é composto por quatro camadas de solo, predominantemente arenoso, variando de areia argilo-siltosa a areia silto-argilosa (Figura 2). A resistência do solo, medida pelo N_{SPT}, varia de 4 a 19 golpes, respectivamente, da camada superficial até a camada mais profunda.

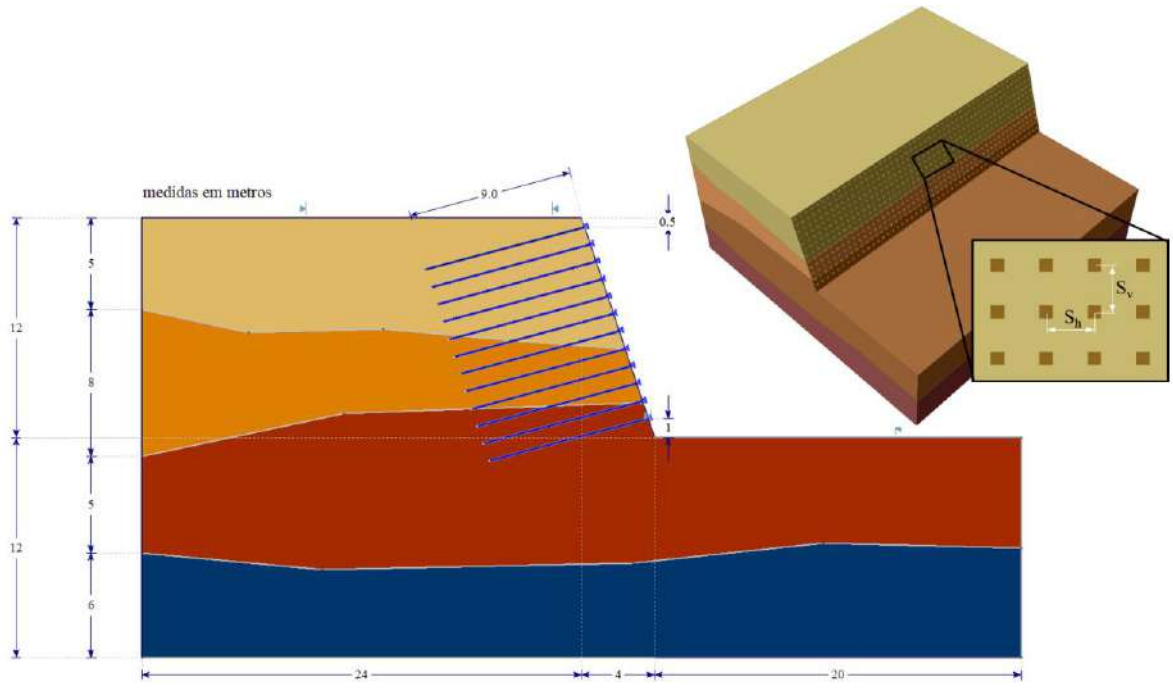


Figura 2. Modelo do talude utilizado nos softwares 2D e 3D.

Na fase preliminar de análise, os parâmetros do solo e das camadas do talude instável foram obtidos por meio de sondagens a percussão (SPT) realizadas no local. Nesse contexto, o peso específico (γ) e a coesão (c) foram inicialmente determinados utilizando valores médios propostos por Joppert (2007) e por correlações disponíveis na literatura (Tabela 1). Para a estimativa do ângulo de atrito (ϕ), recorreu-se à seguinte equação proposta por Teixeira e Godoy (1996):

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15 \qquad (1)$$

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos do solo

Material	N_{SPT} médio (golpes)	ϕ (º)	c (kPa)	γ (kN/m³)
Areia argilo-siltosa *	4	24	15	17
Areia argilosa	9	25	25	18
Areia argilo-siltosa **	11	30	30	18
Areia silto-argilosa	19	34	37	19

Para análise do reforço, inicialmente foram considerados barras de aço (chumbador) CA-50, com 20 mm de diâmetro e perfuração de 100 mm de diâmetro. Dessa forma, a resistência de cálculo à tração do grampo (R_{td}) foi calculada pela seguinte equação (2).

$$R_{td}=f_{yd}\cdot A_{útil} \quad (2)$$

Onde:

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ (Resistência de cálculo do aço CA-50);

$A_{útil}$ = Área da seção da barra de aço descontada a espessura de sacrifício por corrosão que equivale a 0,6 mm (ABNT NBR 16920-2: 2021). Sendo assim:

A carga na cabeça (T_0) do grampo para efeito de cálculo e comparação dos métodos em análise foi desprezado.

Os grampos são peças montadas, com elementos resistentes à tração, inseridos no solo por perfuração própria e fixados através de injeções de calda de cimento. Dessa forma, a interação solo-grampo é uma etapa necessária para o dimensionamento da estrutura de contenção. Para isso, é obtido os resultados de cada camada foi possível determinar a resistência de aderência solo grampo (q_s) que foram deduzidas através de equações empíricas relacionadas aos valores de N_{SPT}. Na literatura existem diversas correlações para estimativa da tensão de aderência, a partir dos resultados da sondagem à percussão. Entre essas destacam-se as propostas de Ortigão (1997), Ortigão e Sayo (2004) e Springer (2006), conforme apresentado nas equações (3), (4) e (5), respectivamente.

$$q_S = 50 + 7{,}5\cdot(N_{SPT}) \quad (3)$$

$$q_S = 67 + 60\cdot \ln(N_{SPT}) \quad (4)$$

$$q_S = 45{,}12 \cdot \ln(N_{SPT}) - 14{,}99 \quad (5)$$

Através das equações acima, foram obtidos os valores da tensão de aderência, os quais são indispensáveis às análises realizadas neste trabalho (Tabela 2).

Tabela 2. Tensão de aderência para as diferentes camadas do talude

Proposta	Areia argilo-siltosa *	Areia argilosa	Areia argilo-siltosa **	Areia silto-argilosa
	(em kPa)			
Ortigão (1997)	80,00	114,69	130,36	188,75
Ortigão et al (1997)	150,18	196,28	209,29	242,07
Springer (2006)	47,56	82,23	92,02	116,66

Desse modo, foram considerados os valores mais críticos de cada camada para encontrar a força de aderência unitária (t). Essa força, ocasionada pelo grampo, representa a força de arrancamento por metro do

grampo, conforme apresentada na equação (6). Com os valores encontrados da força de aderência unitária, é possível definir as propriedades do solo grampeado juntamente com o tipo de método a ser analisado.

$$t = q_s \cdot \pi \cdot D \quad (6)$$

D: Diâmetro nominal do grampo, em metros.

2 MÉTODOS DE ANÁLISE E SUPERFÍCIES DE RUPTURA

Os métodos de análise de equilíbrio limite utilizados para ambos os softwares foram o método de *Bishop Simplified* e *Morgenstern-Price/GLE*. De acordo com Lazarte *et al.* (2015) há diversos tipos de superfícies de ruptura, sendo dois grupos principais, locais e globais. Entretanto foram analisados para o modelo 2D, três tipos de rupturas locais e uma global, conforme apresentado na Figura 3.

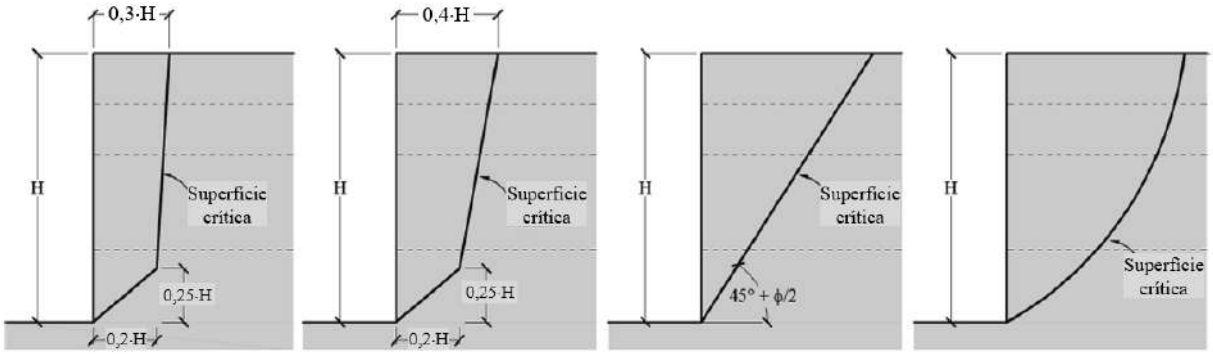


Figura 3. Superfícies de ruptura. (Garcia et al. 2019).

As superfícies de ruptura analisadas no modelo 3D foram determinadas por meio do método de busca automática conhecido como *Cuckoo Search*. Este método visa encontrar a superfície crítica que resulta no Fator de Segurança (FS) mínimo global. Adicionalmente, foi implementada uma análise de superfície esférica e elipsoidal, representando tanto superfícies circulares quanto não-circulares.

Nesse contexto, utilizou-se o algoritmo *Particle Swarm Search* e o *Cuckoo Search* para identificar a superfície mínima global.

As análises das superfícies de ruptura no software revelam discrepâncias notáveis tanto nos resultados obtidos quanto nas geometrias dessas superfícies, especialmente ao comparar os diferentes algoritmos disponíveis no contexto do software 3D. Essas disparidades sugerem que a escolha do algoritmo pode desempenhar um papel crucial na precisão e na representação visual das superfícies de ruptura, impactando diretamente na interpretação dos dados de estabilidade geotécnica. No entanto, para efeito de comparação, foi utilizado o mesmo algoritmo, o *Particle Swarm Search.*

O software 3D também permite uma modelagem mais fiel ao modelo real em estudo, além de possibilitar uma análise abrangente de diferentes formas e situações de superfície de ruptura, podendo estas estar centralizadas ou descentralizadas no talude.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Foram realizadas análises de estabilidade do talude, inicialmente sem reforço, tanto em modelo bidimensional quanto tridimensional (Figura 1). Posteriormente, foram conduzidas análises considerando o emprego de reforço com solo grampeado em três superfícies locais e uma superfície global mínima. Os resultados dessas análises forneceram os valores dos fatores de segurança para os modelos 2D nos diferentes cenários, os quais estão apresentados na Tabela 3 para cada superfície (Figura 4 e Figura 5). Em seguida, utilizando a análise tridimensional, procedeu-se à mesma análise da estabilidade, aplicando as mesmas propriedades e características do solo (Figura 6). Foram então obtidos os valores das superfícies de ruptura mínimas globais (Tabela 3).

Tabela 3. Resultados do Fator de Segurança em diferentes cenários de análise.

Modelo / Método	Local 0,3H	Local 0,4H	Local 45º+ ϕ/2	FS_{global}	Variação FS_{global} (%)
3D / Bishop	-	-	-	1,57	-7%*
3D / GLE-MP	-	-	-	1,57	-8%*
2D / Bishop	1,76	1,77	1,84	1,68	+7%**
2D / GLE-MP	1,76	1,77	-	1,69	+8%**

Legenda: * (FS_{global_3D} - FS_{global_2D})/ FS_{global_2D}; ** (FS_{global_2D} - FS_{global_3D})/ FS_{global_3D}

Observa-se uma variação percentual de 7% nos Fatores de Segurança obtidos por meio do método de Bishop ao comparar os modelos 2D e 3D, e uma variação de 8% ao empregar o método de GLE/Morgenstern-Price. Essa discrepância nos valores dos fatores de segurança (FS) entre os modelos 2D e 3D sugere que, em situações de análises de talude com FS próximo ao mínimo, poderia ocorrer uma interpretação equivocada sobre a estabilidade do talude. Isso ocorre porque grande parte dos métodos de equilíbrio limite 3D baseia-se em superfícies de ruptura pré-definidas, assim como nos casos de análise bidimensional.

Verificou-se, ainda que, para um mesmo método de cálculo, Bishop e GLE/Morgenstern-Price, não apresentam variação em uma mesma análise, bidimensional ou tridimensional.

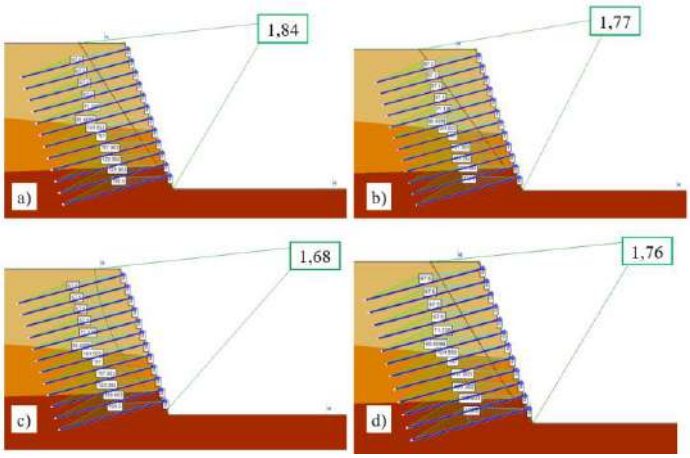


Figura 4. Fator de Segurança em diferentes cenários de análise pelo método do Bishop: a) local 45º+ϕ/2; b) local 0,4·H, c) global e d) local 0,3·H.

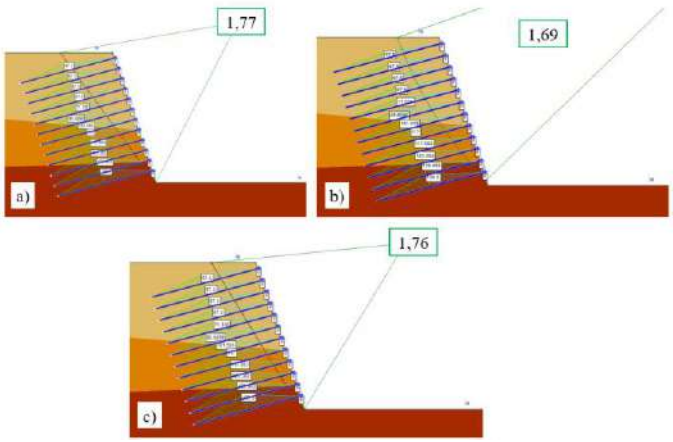


Figura 5. Fator de Segurança em diferentes cenários de análise pelo método GLE/Morgenstern-Price: (a) local 0,4·H, (b) global e (c) local 0,3·H.

Para situações de taludes estáveis com boa margem de FS em relação ao fator de segurança mínimo, essa variação percentual entre análises 2D e 3D pode não ser significativa. No entanto, para valores próximos ao fator de segurança mínimo exigido pela norma, essa variação poderia determinar se os requisitos de

segurança estão sendo atendidos ou não. De forma análoga, porém mais preocupante, seria em relação ao fator de segurança próximo a 1, indicando um risco iminente de instabilidade.

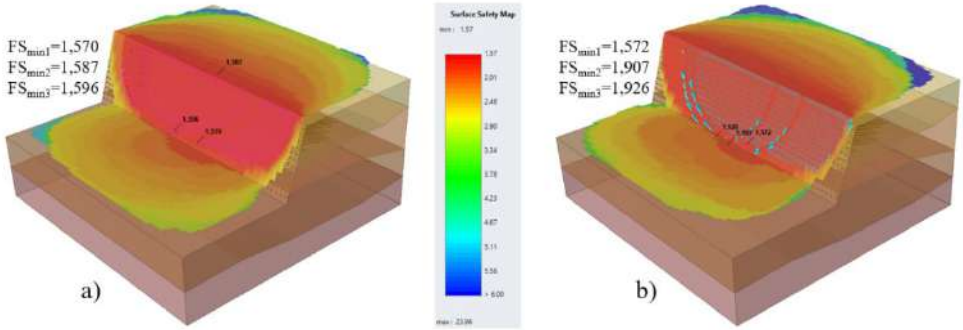


Figura 6. Fatores de segurança mínimos e superfícies de ruptura tridimensional para diferentes métodos de cálculo: a) Bishop e b) GLE/Morgenstern-Price.

As duas abordagens 2D e 3D, tornam-se ainda mais evidente quando se exploram as particularidades das superfícies de ruptura em um contexto tridimensional, sendo possível analisar diversos tipos de superfícies de ruptura ao longo de toda a seção do talude e uma análise da força axial em cada grampo do reforço.

Quando esses métodos são analisados em uma modelagem tridimensional, em comparação com a modelagem bidimensional, proporcionam uma visão mais detalhada das áreas críticas de ruptura na superfície do talude (Figura 6).

A capacidade de realizar uma análise tridimensional oferece uma perspectiva mais abrangente, permitindo uma compreensão mais aprofundada das características do terreno e das condições de estabilidade do talude. Dessa forma, ao comparar as Figuras 4, 5, 6 e 7, não apenas se destaca a diferença nas posições centralizadas das superfícies de ruptura, mas também se enfatiza a importância de escolher a abordagem adequada para uma avaliação precisa da estabilidade geotécnica. Essa análise mais aprofundada é crucial para tomar decisões informadas em projetos de engenharia civil, especialmente quando se trata de estruturas em encostas e taludes.

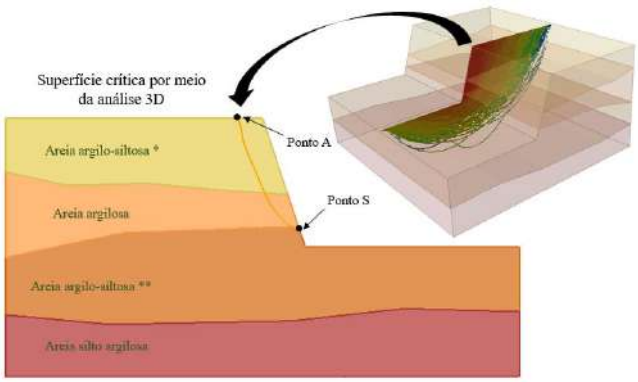


Figura 7. Superfície de ruptura tridimensional pelo método do GLE: a) global mínimo 1; a) global mínimo 2 e a) global mínimo 3.

A análise 2D é mais simples de implementar e requer menos tempo computacional e recursos em comparação com a análise 3D. Por outro lado, a análise 3D ajuda a identificar áreas críticas de ruptura que podem ser negligenciadas na análise 2D.

4 CONCLUSÃO

A partir dos resultados das análises, verificou-se que o modelo tridimensional proporciona uma análise mais próxima à realidade, demonstrando diferenças nos valores finais do fator de segurança em comparação com o modelo bidimensional. Ao comparar as análises de equilíbrio limite nos softwares Slide 2D e Slide 3D, observam-se abordagens distintas. O método das lamelas que em estudos 2D tem a capacidade de acomodar geometrias complexas, solos variáveis, condições de pressão de água e diferentes sistemas de reforço.

Entretanto, no caso analisado neste estudo, a diferença é da ordem de 8% no Fator de Segurança, entre a modelo 2D em relação ao 3D. A escolha entre os dois depende da profundidade desejada na análise, considerando a complexidade do projeto e as necessidades específicas de cada situação.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se ao Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento (CNPq) pelo apoio à pesquisa e à Universidade Federal de Uberlândia pela obtenção da licença do software utilizado nas análises desse artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. 2021. "NBR 16920-2 - Muros e Taludes em solos reforçados - Parte 2: Solos grampeados." 2021.

Chakraborty, A., and D. Goswami. 2016. "State of the art: Three Dimensional (3D) Slope-Stability Analysis." *Int. J. Geotech. Eng.*, 10 (5): 493–498. https://doi.org/10.1080/19386362.2016.1172807.

Cornforth, D. H. 2005. *Landslide in Practice: Investigation, Analysis, and Remedial/Preventative Options in Soils*. Hoboken: John Wiley & Sons.

Derghoum, R., and M. Meksaouine. 2021. "3D numerical analysis of soil nailing in sedimentary soil with vertical inclusions." *Int. J. Geo-Engineering*, 12 (1): 15. https://doi.org/10.1186/s40703-021-00144-5.

Duncan, J. M. 1996. "State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes." *J. Geotech. Eng.*, 122 (7): 577–596. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:7(577).

Duncan, J. M., S. G. Wright, and T. L. Brandon. 2014. *Soil Strength and Slope Stability*. New Jersey: John Wiley & Sons.

França, F. A. N. 2007. "Ensaios de arrancamento em solo grampeado em laboratório. Dissertação (Mestrado)." Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Garcia, J. R., P. J. R. Albuquerque, and A. S. Mucheti. 2019. "Probabilistic and Deterministic Analysis of an Excavation Supported by Tiebacks and Nailing in Residual Soil of Gneiss." 31–41.

Joppert Jr., I. 2007. *Fundações e Contenções de Edifícios - qualidade total na gestão do projeto e execução*. São Paulo: Pini Ltda.

Lazarte, C. A., H. Robinson, J. E. Gómez, A. Baxter, A. Cadden, and R. Berg. 2015. *Geotechnical Engineering Circular Nº 7 Soil Nail Walls - Reference Manual*. Washington, DC, USA.

Li, J., X. Xie, Q. Zhang, P. Fang, and W. Wang. 2014. "Distress Evaluation and Remediation for a High-Rise Building with Pile-Raft Foundation." *J. Perform. Constr. Facil.*, 28 (4): 04014005. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000503.

LU, H.H.; XU, L.M.; FREDLUND, M.D.; FREDLUND, D. G. 2013. "Comparison of 3D Finite Element Slope Stability With 3D Limit Equilibrium Analysis." *Proc. 18th Int. Conf. Soil Mech. Geotech. Eng.*

Mohsen, F. 2017. "The Effect of Nail Inclination Angle on Improving the Performance of Nailing System in Vertical Excavation." *Civ. Eng. Res. J.*, 1 (3). https://doi.org/10.19080/CERJ.2017.01.555561.

Ortigão, J. A. R. 1997. "Solo, Ensaios de arrancamento para projetos de Grampeado." ABMS.

Ortigão, J. A. R., and A. S. Sayao. 2004. *Handbook of Slope Stabilisation*. New York: Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH.

Springer, F. O. 2006. "Ensaios de arrancamento de grampos em solo residual de gnaisse." PUC-Rio, Rio de Janeiro.

Teixeira, A.H.; Godoy, N. S. 1996. *Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. Fundação: Teoria e Prática*. (Hachich et al. (editores), ed.). São Paulo: Ed. Pini.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/143

Análise comparativa da influência da consideração da interface solo-estrutura nas análises de tensão deformação para dimensionamento de estacas de contenção

Fernanda Sasdelli Figueiredo Sales
Engenheira Geotécnica, Fonntes Geotécnia, Belo Horizonte, Brasil,
fernanda.figueiredo@fonntesgeotécnica.com

Anderson Nascimento Milagres
Engenheiro Geotécnico, Fonntes Geotécnia, Belo Horizonte, Brasil,
anderson.nascimento@fonntesgeotecnica.com

Michel Moreira Morandini Fontes
Engenheiro Geotécnico, Fonntes Geotécnia, Belo Horizonte, Brasil, michel@fonntesgeotecnica.com

Gladys Hurtado Aquino
Engenheira Geotécnica, Fonntes Geotécnia, Belo Horizonte, Brasil, gladys.hurtado@fonntesgeotecnica.com

Fernando Oliveira de Queiroz
Engenheiro Geotécnico, Fonntes Geotécnia, Belo Horizonte, Brasil,
fernando.queiroz@fonntesgeotecnica.com

RESUMO: O dimensionamento de estacas metálicas utilizadas para contenção de solos e/ou rejeitos se dá pela avaliação realizada em software de análise 2D para verificação dos deslocamentos e momentos fletores máximos gerados nas estacas. A interface solo-estrutura aplicada na análise permite que o programa entenda que entre o solo e a estaca metálica haverá uma diferença de resistência e deformabilidade que poderão gerar deslizamento entre eles. Essa simulação é feita aplicando sobre os parâmetros de entrada do programa, como ângulo de atrito, módulo de deformabilidade normal e cisalhante do solo, um coeficiente de redução denominado Rinter. Esse coeficiente pode ser melhor determinado através de ensaios de cisalhamento direto, realizado com cada tipo de material presente na fundação e uma placa de metal semelhante ao aço da estaca, para que assim seja possível determinar com melhor precisão o ângulo de atrito no contato solo-estaca. Na ausência desses ensaios, o trabalho se baseou em valores de Rinter propostos em referências bibliográficas, onde para interação de estruturas metálicas com solos arenosos o valor de Rinter varia de 0,6 a 0,7. Por fim, o trabalho em questão, visa apresentar a variação dos deslocamentos e momento fletores nas análises de tensão deformação, com e sem a utilização do elemento de interface solo-estrutura, realizadas no dimensionamento de uma estrutura de contenção com estacas metálicas.

PALAVRAS-CHAVE: interface solo-estrutura, Rinter, estacas.

ABSTRACT: The sizing of metal piles used to contain soil and/or waste is carried out by evaluation carried out in 2D analysis software to verify the displacements and maximum bending moments generated in the piles. The soil-structure interface applied in the analysis allows the program to understand that between the soil and the metal pile there will be a difference in resistance and deformability that could generate slippage between them. This simulation is carried out by applying a Rinter reduction coefficient to the program's input parameters, such as friction angle, normal and shear deformability modulus of the soil. This coefficient can be better determined through direct shear tests, carried out with each type of material present in the foundation and a metal plate similar to the steel of the pile, so that it is possible to determine with better precision the angle of friction in the soil-pile contact. stake. In the absence of these tests, the work was based on Rinter values proposed in bibliographic references, where for the interaction of metallic structures with sandy soils the Rinter value varies from 0.6 to 0.7. Finally, the work in question aims to present the variation in

displacements and bending moments in stress-strain analyses, with and without the use of the soil-structure interface element, carried out in the design of a containment structure with metal piles.

KEYWORDS: soil-structure interface, Rinter, piles.

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de uma estrutura de contenção com a utilização de estacas metálicas se dá por meio da verificação dos deslocamentos e momentos fletores máximos gerados na estrutura, comparado aos admissíveis. Essa verificação pode ser realizada a partir da simulação da situação mais crítica que a estrutura será submetida com auxílio de softwares de análise 2D que utiliza do método de elementos finitos para interpretação das análises de tensão-deformação.

No estudo conduzido por Meyerhof (1953, apud Mota, 2009), demonstra ser viável prever os recalques totais e diferenciais das fundações por meio de uma abordagem integrada do solo, infraestrutura e superestrutura. Para isso, tanto as propriedades do solo quanto a rigidez da estrutura devem ser levadas em consideração. Ainda, os recalques totais são menos influenciados pela rigidez da estrutura em comparação aos recalques diferenciais, que estão diretamente ligados ao tipo de rigidez da estrutura e às variações nas características do solo.

A interface solo-estrutura consiste na aplicação de um coeficiente de redução sobre o parâmetro de ângulo de atrito, módulo de deformabilidade normal e cisalhante do solo, denominado Rinter. Testes com modelagens numéricas mostram que quanto menor esse coeficiente Rinter, maior será o momento fletor e deslocamentos gerados na estrutura. Além disso, esse coeficiente de redução é diretamente influenciado pelos níveis de tensão, ou seja, quanto maior o nível de tensão maior será o Rinter, uma vez que, o confinamento em questão torna menos provável o deslizamento entre solo-estrutura. Portanto, é de suma importância que o valor estimado seja razoavelmente coerente para esta interface. O melhor método para se determinar esse coeficiente é utilizando-se de ensaios de cisalhamento direto, realizado com cada tipo de material presente na fundação e uma placa de metal semelhante ao aço da estaca, para que assim seja possível determinar com melhor precisão a relação entre o ângulo de atrito solo-estaca. Na ausência desses ensaios, existem estudos comumente utilizados que balizam o valor de Rinter, dessa forma, o trabalho se baseou em valores de Rinter propostos em referências bibliográficas, onde para interação de estruturas metálicas com solos arenosos o valor de Rinter varia de 0,6 a 0,7.

2 METODOLOGIA

2.1 Validação do Modelo Proposto

O estudo consiste na modelagem de uma estrutura de contenção, constituída por estacas tubulares metálicas. Para fins comparativos, foi analisado a influência no dimensionamento da estrura, ao considerar a interface solo-estrutura, na modelagem das estacas nas análises de tensão-deformação.

Para o dimensionamento desse tipo de contenção, foram avaliados dois critérios. O primeiro, refere-se aos momentos fletores máximos gerados na estaca durante o carregamento gerado pelo meio a ser contido, devendo ser inferior ou igual ao momento máximo admitido pela estaca.

Salienta-se que o estudo em questão considera estacas cravadas pelo método *Press-In*, sendo assim, para o dimensionamento das estacas foram adotadas recomendações específicas do manual desenvolvido pela *International Press-in Association* (IPA) e apresentado por *CHINA ARCHITECTURE AND BUILDING PRESS* (2019). Embora no Brasil os estudos levam em consideração a determinação de Fatores de Segurança (FS) de referência para estudos de estabilidade, neste estudo, em razão do uso do método *Press-In*, optou-se por utilizar os critérios definidos no Japão que priorizam o estado limite de utilização conforme diretrizes da ASSOCIAÇÃO DE ESTRADAS DO JAPÃO (*Japan road association*, 2009). Logo, o deslocamento horizontal máximo é utilizado como critério desse estudo, sendo esse:

- Inferior a 3% da profundidade de escavação da contenção no caso de obras provisórias*.

*Essa diretriz da norma de estradas define os valores de deslocamento considerando que a estaca se encontra

totalmente enterrada. Portanto; para o caso em que se tem uma porção da estaca livre (acima da superfície do terreno), entende-se que sejam avaliados os deslocamentos em relação ao comprimento livre da estaca. Em termos de deformações, é condizente com *Japan Society of Civil Engineers*, 2009.

Em outras palavras, o deslocamento máximo relativo referido, é calculado considerando o deslocamento gerado no topo da estaca, subtraído do deslocamento no nível do terreno, sobre a altura livre da estaca, de forma que não supere 3%.

A Tabela 1 apresenta os parâmetros da estaca utilizada na modelagem, obtidos a partir dos cálculos desenvolvidos para medir o momento resistente da área, havendo uma correção para o momento resistente por metro, para o estado plano, dividindo-o pelo diâmetro do tubo mais o espaçamento entre as estacas (0,20m).

Tabela 1. Parâmetros da estaca.

Estaca	Inércia corrigida m^4 (Estado Plano)	Área corrigida m^2 (Estado plano)	Momento fletor admissível (kN*m)
1 Estaca de 1200mm, aço 50, espessura de 23mm	0,01004	0,05806	3848,62

2.2 Modelagem Numérica

A modelagem do presente estudo foi realizada no Phase2, da Rocscience, próprio para análises de tensão-deformação, onde torna possível a identificação dos momentos fletores e deslocamentos gerados em uma estaca quando submetida a uma carga de impacto. Este software trabalha com o método numérico de elementos finitos.

O Método dos Elementos Finitos é um método numérico que possui a premissa de obter uma solução contínua para forças e deslocamentos que se desenvolvem no meio, devido à compatibilização de deslocamentos em um nó compartilhado por dois elementos distintos. Todavia, há casos em que a descontinuidade deve ser reproduzida por um elemento numérico que a permita, como é o caso quando há a incorporação de um material com características muito distintas em um meio contínuo, estaca-solo.

Nesse tipo de situação, o meio que antes era contínuo, composto por materiais com características similares, sendo de resistência e rigidez, passa a apresentar descontinuidade na interface entre esse meio e o elemento incorporado. Nessa interface, devido a diferença entre as propriedades dos materiais, pode haver deslizamento entre os elementos.

Para a consideração desse deslizamento entre duas superfícies de materiais em um meio descontínuo pela presença de uma estrutura que os separa, como é o caso para os materiais de fundação e as estacas, é possível criar um elemento de "*structural interface*" na modelagem na plataforma de Método dos Elementos Finitos. Nesse tipo de elemento, é considerada uma interface imediatamente antes e imediatamente após o elemento estrutural avaliado para a contenção, permitindo assim deslocamentos diferenciais entre estaca e o solo de forma a possibilitar a consideração de ausência de vínculo entre elementos.

2.2.1 Interface solo-estrutura

Na consideração de uma interface de modelagem, deve-se fazer uso de um coeficiente de redução de resistência (Rinter) para subestimar a resistência e deformabilidade no contato do material. Isso permite uma avaliação de deslocamentos concentrados na interface, desconsiderando a típica condição de perfeita união entre nós na modelagem de Método dos Elementos Finitos.

Testes utilizando simulações numéricas demonstram que um menor valor da interface, denominado Rinter, está associado a um aumento no momento fletor e deslocamentos diferenciais. A determinação mais precisa possível do valor para esse coeficiente pode ser alcançada por meio de ensaios de cisalhamento direto, realizados com cada material presente na fundação e uma placa de metal similar ao aço da estaca. Embora existam valores indicativos na literatura devido à ausência desses ensaios, eles tendem a ser conservadores. Além disso, é importante salientar que esse coeficiente de redução é diretamente influenciado pelos níveis de

tensão. Ou seja, quanto maior o nível de tensão, maior será o valor de Rinter, uma vez que o confinamento resultante torna menos provável o deslizamento entre o solo e a estrutura.

Embora entenda-se que o coeficiente de redução utilizado pode ser mais bem determinado por meio de ensaios e interpretado a depender do nível de tensão em questão, optou-se, ainda assim, por utilizar valores de referência existentes na literatura. Ressalta-se que, essa consideração se deve a limitação e a ausência dos ensaios exigidos, contudo, a utilização desses valores torna a análise ainda mais conservadora. A Tabela 2 apresenta os valores de Rinter sugeridos por Brinkgreeve e Shen (2011) a depender do tipo de interação solo-estrutura.

Tabela 2. Valores de referência para o coeficiente de redução *Rinter (*Brinkgreeve e Shen 2011).

Tipo de interface	*Rinter*
Areia – Aço	0,6 – 0,7
Argila – Aço	0,5
Areia – Concreto	1,0 – 0,8
Argila – Concreto	1,0 – 0,8
Solo – Geogrelha	1,0

A equação para aplicação do coeficiente de redução sobre os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo na interface solo-estrutura é descrita pelas equações abaixo:

$$\emptyset R = \tan^{-1}(Rinter * \tan \emptyset') \quad (1)$$

$$E'R = Rinter^2 * E' \quad (2)$$

$$GR = Rinter^2 * G \quad (3)$$

Sendo,

$\emptyset R$: Ângulo de atrito reduzido;
ER: Módulo de deformabilidade normal reduzido;
GR: Módulo de deformabilidade cisalhante reduzido;
$\emptyset'$: Ângulo de atrito do solo;
E: Módulo de deformabilidade normal;
G: Módulo de deformabilidade cisalhante.

A Tabela 3 apresenta os parâmetros de entrada para modelagem no Phase2 da interface-solo estrutura.

Tabela 3. Parâmetros de entrada interface solo-estrutura.

Materiais	∅' (°)	$\emptyset R$ (°)	E' (kPa)	E'R (kPa)	G' (kPa)	G'R (kPa)
Rejeito sob aterro	30,0	19,11	20.250,00	7.290,00	7.612,78	2.740,60
Rejeito sob aterro 2	27,0	17,00	11.250,00	4.050,00	4.229,32	1.522,55
Rejeito	23,0	14,29	2.250,00	810,00	845,86	304,51
Aterro	23,0	14,29	12.600,00	4.536,00	4.736,84	1.705,26
Aterro acesso	23,0	14,29	20.000,00	7.200,00	7.518,80	2.706,77
Solo residual maduro	28,0	17,69	10.500,00	3.780,00	3.947,37	1.421,05
Solo residual jovem S2	28,0	17,69	13.207,00	4.754,52	4.965,04	1.787,41
Solo residual jovem S3	28,2	17,83	23.100,00	8.316,00	8.684,21	3.126,32
Solo residual jovem	31,5	20,19	51.750,00	18.630,00	19.454,90	7.003,76
Saprolito	28,3	17,90	91.201,00	32.832,36	34.286,10	12.342,99
Brita Graduada Simples – (BGS)	39,0	25,91	20.000,00	7.200,00	7.518,80	2.706,77

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 1 apresenta o resultado da análise de tensão-deformação sem a consideração da interface solo-estrutura. Observa-se que, o momento fletor máximo foi de 1684,2 kNm sendo esse inferior ao admissível de 3848,62 kNm. Enquanto o deslocamento máximo relativo no trecho livre foi de 1,25% (inferior aos 3% limite) considerando que a estaca possui 4,0 m de altura livre.

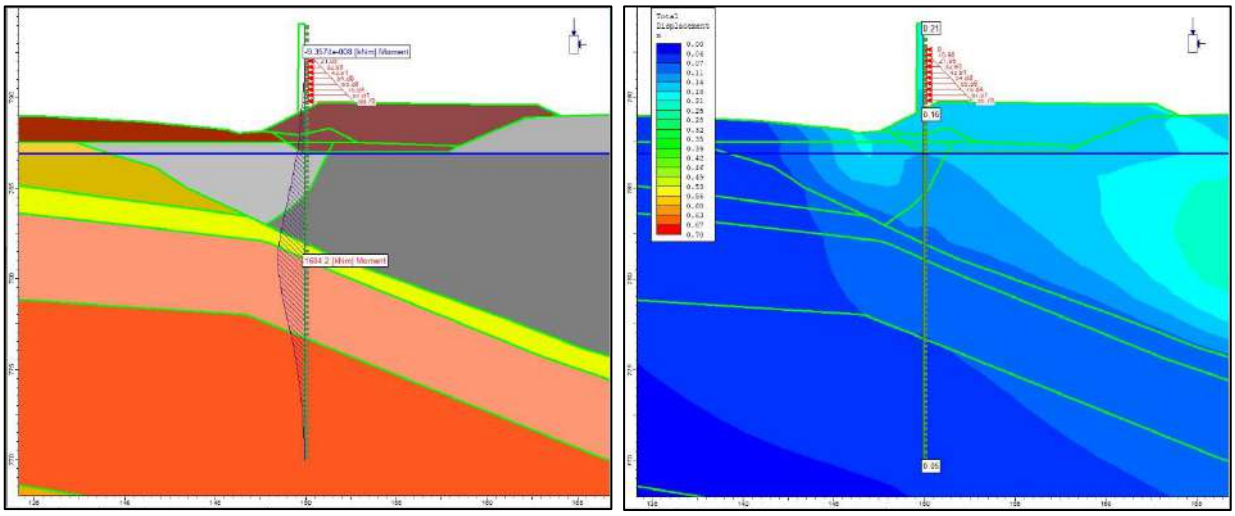


Figura 1. (a) momento fletor máximo; (b) deslocamentos totais máximos – sem interface solo-estrutura.

A Figura 2 apresenta o resultado da análise de tensão-deformação com a consideração da interface solo-estrutura. Observa-se que, o momento fletor máximo foi de 1822,0 kNm sendo esse inferior ao admissível de 3848,62 kNm. Enquanto o deslocamento máximo relativo no trecho livre foi de 1,50% (inferior aos 3% limite) considerando que a estaca possui 4,0 m de altura livre.

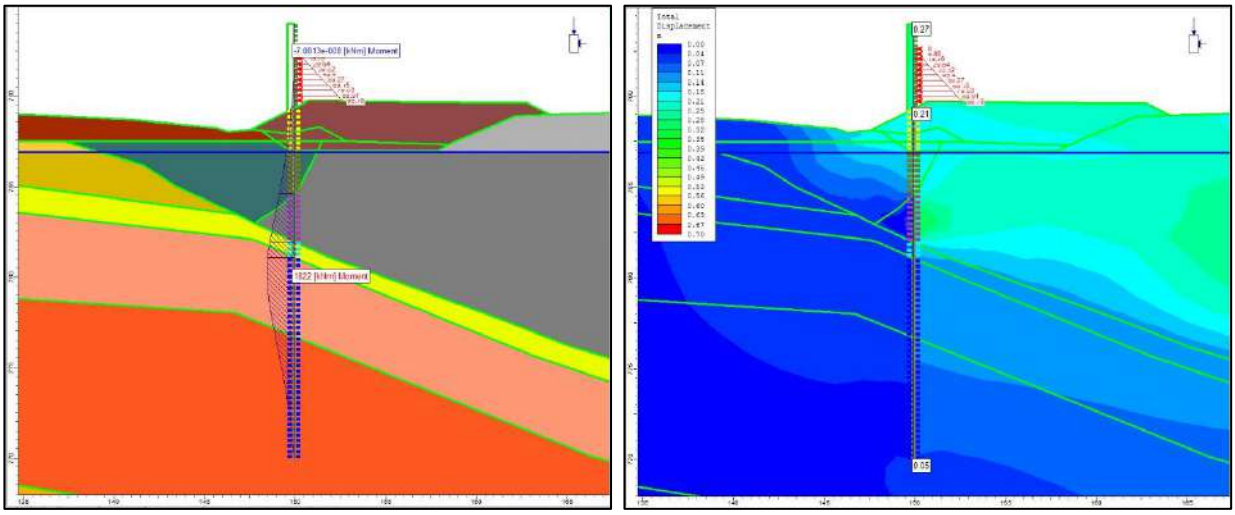


Figura 2. (a) momento fletor máximo; (b) deslocamentos totais máximos – com interface solo-estrutura.

Com base nos resultados obtidos, as análises de tensão-deformação aqui apresentadas mostram valores de momentos fletores máximos dentro do limite estipulado com uma folga considerável em ambas as simulações. Observa-se que o acréscimo no valor do momento fletor da análise sem interface para a com interface foi de aproximadamente 7,5%. Quanto aos deslocamentos, também se observa aumento, sendo de 0,25%.

Embora a consideração da interface solo-estrutura não tenha invalidado o dimensionamento, ela promove deslocamentos e momentos superiores. A interface gera na região de contato entre o solo e a estrutura

uma descontinuidade, sendo assim, uma zona de fragilidade no modelo, simulando um possível deslizamento entre os materiais em razão da diferença de propriedades. Dessa forma, é importante a sua consideração em modelagens do tipo, onde envolvem a incorporação de materiais com resistência e rigidez diferentes em meios contínuos, em busca de melhor representar os deslocamentos gerados.

Por fim, salienta-se que os resultados aqui se limitam às condições de contorno impostas no estudo, os acréscimos apresentados não necessariamente ocorrerão na mesma proporção em outros modelos.

4 CONCLUSÕES

A avaliação do dimensionamento das estacas metálicas utilizadas no modelo analisado, conforme descrito, mostra a importância da aplicação de modelos computacionais avançados e específicos. Esses modelos são essenciais para verificar os deslocamentos e momentos fletores máximos que podem ocorrer nas estacas, assegurando assim a estabilidade e a segurança da estrutura de contenção pretendida.

A incorporação da interface solo-estrutura nos modelos de análise é fundamental pois considera a interação complexa entre a estaca metálica e o solo circundante. Esta interação, que envolve diferenças de resistência e deformabilidade, pode resultar em deslizamento entre o solo e a estaca, impactando diretamente a performance da estrutura. A utilização do coeficiente de redução, Rinter, baseado em ensaios de cisalhamento direto, permite uma estimativa mais precisa das condições de atrito entre o solo e a estaca metálica. Dessa forma, é evidente a importância de conduzir ensaios de cisalhamento direto que considerem as características únicas de cada material presente na fundação e a interação com a estaca metálica.

Por fim, o trabalho demonstra que a adoção ou não da interface solo-estrutura nos modelos de análise tem um impacto significativo nos resultados de deslocamento e momentos fletores. Isso ressalta a necessidade de uma abordagem rigorosa no dimensionamento de estruturas com estacas metálicas, garantindo que todos os fatores relevantes sejam considerados. Assim, conclui-se que a modelagem combinada com ensaios específicos que permitem ajustes de parâmetros como o Rinter, é vital para o projeto eficiente e seguro de contenções com estacas metálicas em diferentes condições de solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brinkgreve, M.; SHEN, R. F. (2011) Structural Elements & Modelling Excavations in Plaxis. Delf, the Nethrlands.

International press-in association. Press-in retaining structures: a handbook. 2. Ed. Atual. [s. L.]: china architecture and building press, 2019. 392 p.

International press-in association: a handbook for steel tubular pile retaining wall by gyropress method (gyropress method), march 2014 (in japanese).

Japan road association (associação de estradas do japão (2009). Norma técnica, isbn-10: 488950415x, 01 de julho de 2009. 道路土工一切土工・斜面安定工指針 (diretrizes para o trabalho de terraplenagem de estradas e estabilização de taludes), [s. L.].

Japan society of civil engineers. (2009) Standard Specifications for Steel and Composite Structures. 1. ed. [S. l.: s. n.].

Mota, M.M.C. (2009). Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/144

Análise Comparativa de Paredes de Contenção para Estruturas de Garagem Subterrânea

Rui Matos
Engenheiro de Investigação Sénior, ArcelorMittal Global R&D, Esch-sur-Alzette, Luxembourg, rui.matos@arcelormittal.com

José Matias de Paula Filho
Engenheiro de Investigação Sénior, ArcelorMittal Global R&D, Esch-sur-Alzette, Luxembourg, jose.matias-de-paula@arcelormittal.com

Mariana Rosas Grandezzi Guerrero
Engenheira de Projetos, ArcelorMittal Projects, São Paulo/SP, Brasil, mariana.grandezzi@arcelormittal.com.br

João Martins
Diretor Técnico, ArcelorMittal Sheet Piling, Esch-sur-Alzette, Luxembourg, joao.martins@arcelormittal.com

Marcos Octavio Carvalho Magri
Gerente Geral, ArcelorMittal Projects, Belo Horizonte/MG, Brasil, marcos.magri@arcelormittal.com.br

RESUMO: Estruturas de garagem subterrânea tem aumentado significativamente nos últimos anos nas cidades em constante expansão, como forma de otimizar o uso do solo disponível. Por isso, a definição e seleção da parede de contenção é de vital importância para o desempenho da solução final. O estudo apresentado neste documento se concentra nas particularidades do mercado brasileiro e tem como objetivo comparar as duas soluções mais representativas desse mercado. Efetuou-se em primeiro lugar, uma análise/comparação de custos de ambas as soluções, levando também em consideração o efeito dos diferentes tempos de execução em uma análise de fluxo de caixa proposta, a fim de identificar e ressaltar os principais benefícios das paredes de estaca prancha. No entanto, os benefícios da solução de estaca prancha são ainda mais evidenciados pela análise ambiental de ciclo de vida proposta. Em 2020, o setor da construção civil foi responsável por 37% das emissões globais de CO_2e. Considerando a mudança de orientação do mercado por utilização de produtos com baixas emissões de carbono, é apresentada uma análise do ciclo de vida de ambas as soluções, assumindo uma vida útil de 60 anos e são analisadas diferentes fases, desde a produção até o fim da vida, incluindo os benefícios futuros (módulo D).

PALAVRAS-CHAVE: Contenções, Estaca prancha, Parede diafragma, Análise de custos, Análise ambiental

1 INTRODUÇÃO

O constante crescimento das cidades, e consequentemente da densidade populacional, um pouco por todo o mundo, tem levado a uma necessidade acrescida de utilização inteligente e otimizada do espaço disponível. Por esta razão, a adoção de estruturas de garagem subterrâneas tem aumentado significativamente.

Tendo em conta o aumento da adoção de estruturas de garagem subterrâneas, a seleção da melhor solução de contenção é um ponto fundamental na conceção estrutural do sistema.

Neste estudo, focado nas características e requisitos do mercado brasileiro, foram comparadas as duas soluções mais comummente aplicadas neste tipo de estruturas (paredes diafragma e paredes de estaca prancha).

No caso de estudo adotado, foi selecionada uma localização no centro da cidade do Rio de Janeiro (Figura 1) com uma elevada densidade ocupação do terreno por terrenos vizinhos e, como tal, é fundamental ter especial atenção aos assentamentos provocados pela deformação excessiva da parede.

O dimensionamento apresentado neste estudo foi executado de forma independente e foi levado a cabo pelo gabinete de cálculo ABS.

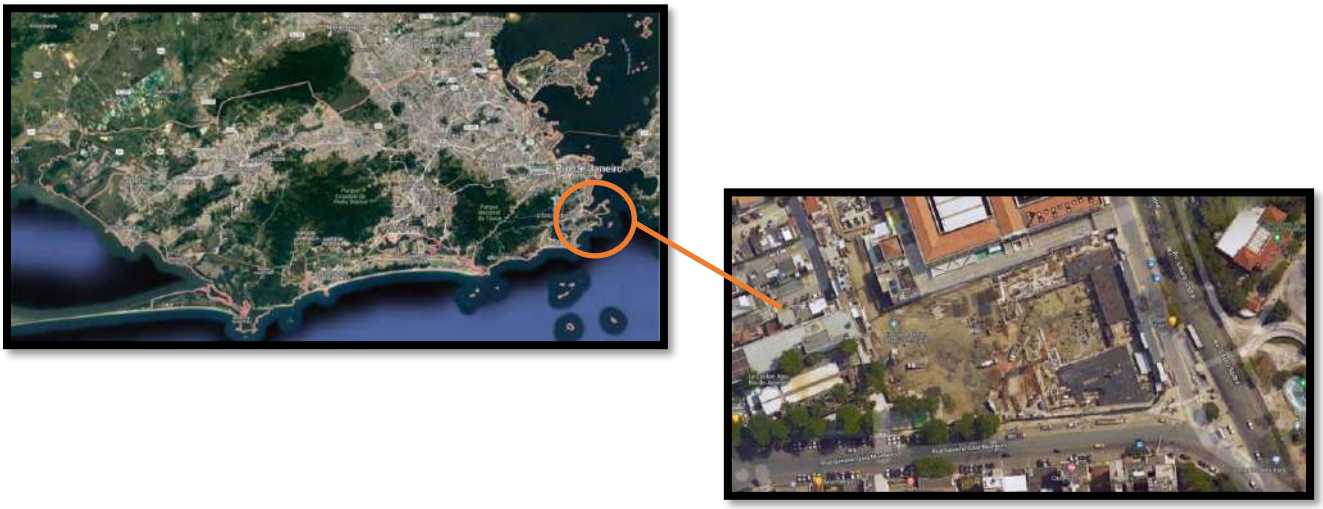


Figura 1: Area de implementação (Rio de Janeiro – Brasil)

Neste caso de estudo, foi considerada uma dimensão em planta de 50x50m e 7.5m de escavação para a estrutura de garagem subterrânea, tal como ilustrado na Figura 2.

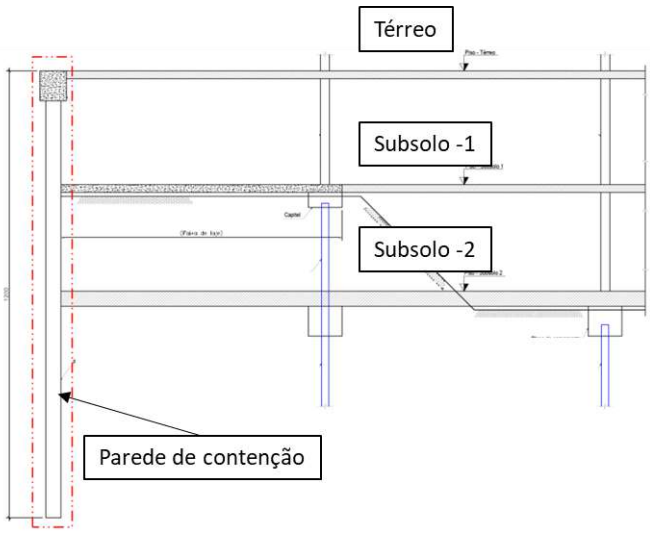


Figura 2: Seção transversal da garagem com dois parques subterrâneos

2 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

No dimensionamento das soluções, foram adotadas algumas simplificações que serão abordadas neste capítulo. Foi assumido que as condições internas das paredes foram mantidas constantes (lajes, estrutura interna, escoramentos…) e como tal não foram consideradas nesta comparação. Foi ainda considerado que as paredes não suportavam nenhuma carga axial vertical e eram apenas submetidas a flexão.

Foi assumida uma sobrecarga no terreno adjacente de 20kPa e foi considerado que a deformação máxima admissível na parede é de 1% do comprimento livre, devido à elevada densidade de edifícios na vizinhança da parede.

No caso de estudo em questão, o cálculo dos esforços e deslocamentos foi feito com recurso ao software Plaxis #, utilizando o modelo material de Hardening-Soil (HS). As etapas de cálculo assumidas foram as seguintes:

- Condição de solo natural
- Execução da parede
- Rebaixamento do lençol freático
- Escavação dos primeiros 3 metros (em 3 passos)
- Instalação e ativação da primeira escora
- Escavação de 4.5 metros (em 5 passos) – com berma de 6m de largura junto a prancha e taludes com inclinação de 1.5H x 1V
- Execução da laje do primeiro subsolo
- Escavação da berma restante (4.5 metros em 5 passos)
- Execução da laje de fundo

As estacas pranchas foram dimensionadas com perfis U e foi considerado um tempo de vida útil de 50 anos com uma corrosão assumida de 2.75mm (1mm na frente e 1.75mm na traseira da parede). Nestas condições foi obtida uma seção de 12m com AU14 em S430GP com um fator de utilização de 0.79.

No caso da parede de diafragma, a solução final é também de 12m de comprimento com 40cm de espessura em concreto C30/37. O fator de utilização desta parede é de 0.88, o que faz com que a comparação com a parede de estaca prancha proposta seja razoável devido à semelhança de ambos os fatores de utilização.

3 CUSTOS E PLANEAMENTO

Como consequência dos resultados do dimensionamento de ambas as soluções do capítulo 2, ambas as soluções foram comparadas do ponto de vista de custo e do ponto de vista do planeamento.

De acordo com os mapas de quantidades definidos, o custo total da solução de estacas pranchas foi de R$4461487.25 enquanto o valor da solução de parede diafragma foi de R$3832828.10, o que representa um acréscimo de 16% no custo da parede de estacas pranchas quando comparada com a parede de concreto. A distribuição dos custos das atividades na execução de cada parede é apresentada na Figura 3.

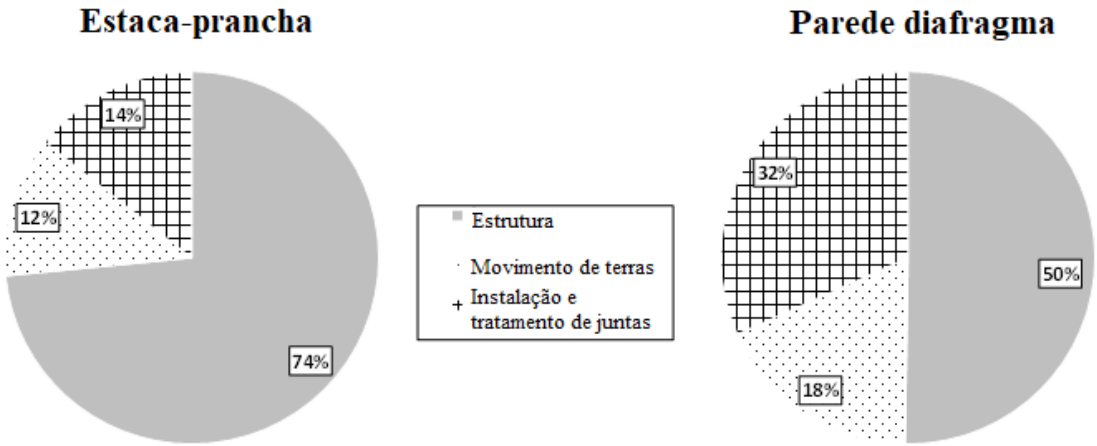


Figura 3: Distribuição de custos

Vale no entanto ressalvar que, de acordo com a análise de planeamento de cada solução, a parede de estaca prancha tem uma duração de construção de 28 dias (4 semanas) enquanto a solução de concreto apresenta uma duração de 128 dias (18 semanas) (78% mais longa que a de estacas pranchas), de acordo com a descrição apresentada na Tabela 1. Devido a este fator, os valores de custo real de ambas as soluções deve ser revisto e para tal foi proposta uma metodologia de fluxo de caixa.

Nesta análise considerou-se um custo de vaga de R$35 por dia, 167 lugares disponíveis na garagem, uma taxa de juro anual de 8% e uma ocupação do parque de 100%. Ainda mais, é considerado que o empréstimo é recebido no início da construção e que o pagamento é iniciado no final da construção da solução mais longa (concreto)

A estimativa dos juros foi feita semanalmente e foi ainda estimado o valor de ganhos com base na ocupação diária de 100% da garagem. Desta forma, o valor dos juros deverá ser somado ao valor do custo

inicial da obra (dívida) enquanto o valor total de ganhos deve ser subtraído a este (lucro). O resultado desta análise está presente na Tabela 2.

Tabela 1. Planeamento das paredes

	Produtividade	Estaca prancha	Diafragma
Cravação de estaca prancha	200m/dia	11.88	-
Escavação para parede diafragma	24m/dia	-	100
Mobilização de equipamento vibro-prensagem	2 dias	2	-
Mobilização de equipamento clamshell	14 dias	-	14
Cura concreto	14 dias	14	14
Total (dias)	-	28	128

Tabela 2. Impacto da análise de fluxo de caixa no custo das paredes

	Estaca prancha	Diafragma
Duração (semanas)	4	18
Impacto no caminho crítico (semanas)	0	14
Investimento total inicial (R$)	4461487	3832828
Juro total (R$)	125510	107825
Ganho total (R$)	584033	0
Aumento do valor do investimento inicial (R$)	-458523	107825
Investimento total – fluxo de caixa (R$)	4002964	3940653

Conforme análise da Tabela 1, é possível confirmar que o valor final de investimento incluindo a análise proposta de fluxo de caixa levando em conta os diferentes tempos de execução das soluções, é bastante semelhante levando a que a solução de estacas pranchas se torne numa solução viável não só pelo custo final mas também pelo fato de ser uma solução menos disruptiva no fluxo de tráfego e de pessoas (bastante relevante numa aplicação no centro de uma cidade) e de ser uma solução que gera menos resíduos aquando da execução.

4 ANÁLISE DO CICLO DE VIDA

4.1 Conceito

Uma Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) pode ser aplicada para avaliar as emissões de carbono das construções: é uma metodologia científica e padronizada, para quantificar e relatar os impactos ambientais. Entre diversos outros propósitos, é utilizada para medir e fornecer insights para reduzir as emissões de carbono das construções ao longo de seus ciclos de vida: antes do uso da construção, durante o uso da construção e no final da vida útil (EOL) da construção.

Para melhorar a eficácia do processo, a ACV deve, tanto quanto possível, ser realizada na fase inicial de um projeto de construção. Nesse contexto, as emissões de materiais e produtos devem ser abordadas pelas ACV para garantir que as construções em construção hoje sejam otimizadas para soluções de baixa emissão de carbono em todo o seu ciclo de vida. Isso envolve avaliar cada escolha de projeto usando uma abordagem de ciclo de vida completo para minimizar os impactos de carbono iniciais (por exemplo, materiais de baixa emissão de carbono) e tomar medidas para evitar futuras emissões durante o fim de vida da construção.

De acordo com a EN 17472, uma ACV é realizada em quatro fases distintas. As fases frequentemente são interdependentes, pois os resultados de uma fase informarão como outras fases são concluídas.

- Objetivo e escopo;
- Inventário do ciclo de vida;
- Avaliação de impacto do ciclo de vida;
- Resultados e interpretação.

4.2 Objetivo e escopo

O objetivo da presente ACV é quantificar o desempenho ambiental de opções estruturais equivalentes, compostas por diferentes materiais, das paredes de contenção que cercam o estacionamento subterrâneo de um prédio comercial localizado no Rio de Janeiro, Brasil. Este estudo de caso abordará especificamente as paredes de contenção do estacionamento subterrâneo no edifício comercial. Outros componentes do edifício comercial e seus níveis subterrâneos não estão incluídos no objeto de avaliação.

4.1.1 Unidade Funcional (UF)

A unidade funcional para esta ACV abrange um total de 200 metros de comprimento de uma parede de contenção com uma profundidade máxima de escavação de 7,5 metros, situada em um estacionamento subterrâneo de um prédio comercial localizado no Rio de Janeiro, na região de Botafogo, com uma vida útil de 60 anos. O edifício tem formato quadrado medindo 50 m por 50 m e dois níveis abaixo do solo (Figura 1)

4.1.2 Fronteiras do sistema da ACV

A Norma Internacional ISO 21930 e a Norma Europeia EN 15804 estabelecem um modelo comum de ciclo de vida para edifícios e obras de construção. O modelo de ciclo de vida inclui definições modulares para as etapas do ciclo de vida, permitindo que cada etapa seja comparada isoladamente com outros projetos.

Dependendo do propósito da ACV, algumas etapas do ciclo de vida podem ser omitidas ou substituídas por um cenário na ausência de informações detalhadas. A presente ACV considera as seguintes etapas do ciclo de vida:

- A1-A3, Estágio do produto;
- A4-A5, Estágio do processo de construção;
- B3, Estágio de uso;
- C2-C4, Estágio de fim de vida;
- D, Benefícios e cargas além do limite do sistema.

A Figura 4 destaca em verde todas as etapas do ciclo de vida incluídas na ACV.

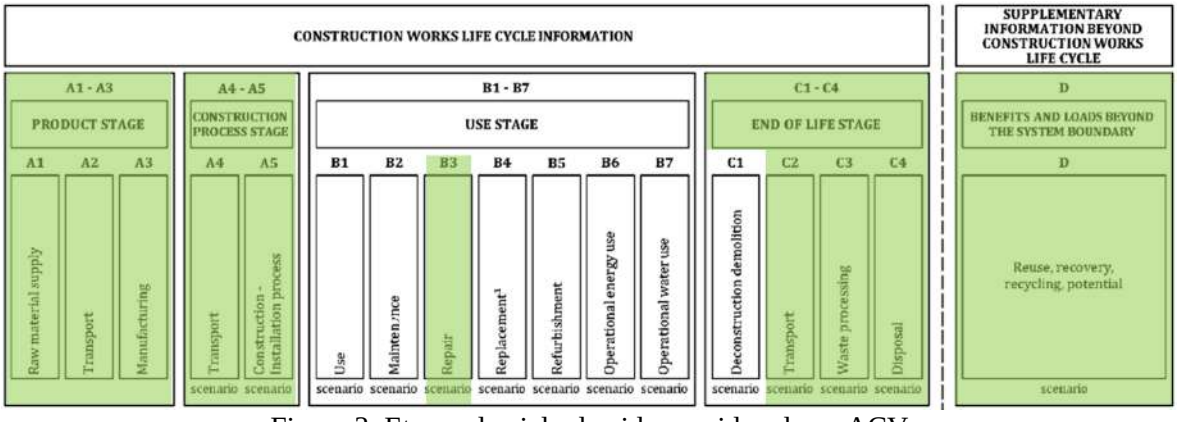


Figura 3: Etapas do ciclo de vida considerada na ACV

Diferentes cenários de fim de vida foram atribuídos às paredes de contenção de estacas pranchas de aço e de diafragma de concreto armado. Foi assumido que a parede de estacas pranchas de aço será recuperada e reciclada ao final de sua vida útil (60 anos). Por outro lado, foi assumido que a parede de diafragma de concreto armado permanecerá no local ao final de sua vida útil.

4.3 Inventário do ciclo de vida

As declarações ambientais de produto (DAPs) oferecem insights quantificados sobre os impactos ambientais dos produtos. De acordo com a EN 15804:2012+A1:2013, foram utilizados diversas DAPs como base de dados ambiental dessa ACV. Além disso, o banco de dados ambiental foi enriquecido pela integração de dados internamente verificados fornecidos pelo software comercial One Click LCA.

4.4 Avaliação de impacto do ciclo de vida

A avaliação de impacto do ciclo de vida é focada no potencial de aquecimento global (GWP) como indicador designado para quantificar o impacto ambiental. Os cálculos dos valores de GWP dentro de cada módulo do ciclo de vida são derivados por meio de uma abordagem de cálculo de matriz, conforme ilustrado na Figura 4.

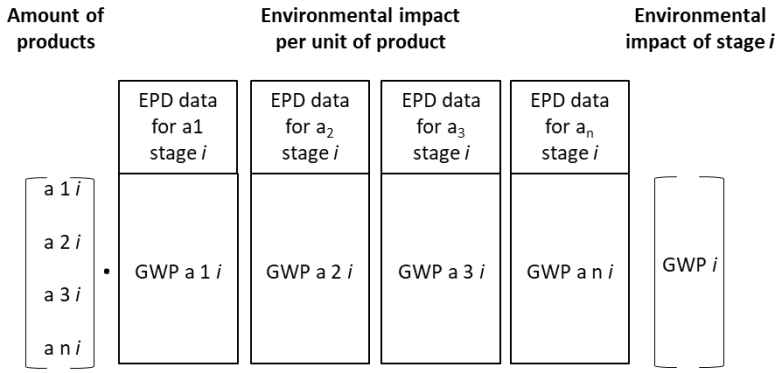


Figura 4: Princípio do cálculo matricial dos impactos ambientais para o módulo "i" do ciclo de vida da construção (para i = [A1-A3, A4, A5, B4, C2, C3, C4] e [D])

4.5 Resultados e interpretação

A Figura 5 compara o impacto ambiental da parede de diafragma de concreto armado e da parede de estacas pranchas de aço em termos de GWP. Esta figura destaca a intensidade das emissões em cada etapa do ciclo de vida da construção.

Notavelmente, o estágio do produto A1-A3 emerge como a fase mais influente, seguida pelo estágio de construção (A5) e pelo estágio de transporte (A4).

Quando comparada à parede de diafragma de concreto armado, a parede de estacas pranchas de aço:

- Reduziu o GWP geral em 48%;
- Reduziu o GWP relacionado à produção de materiais (módulo A1-A3) em 60%;
- Reduziu o GWP relacionado à instalação de elementos estruturais e ao desperdício de materiais durante a construção (módulo A5) em 32%;
- Aumentou o GWP relacionado ao transporte (módulo A4) em 80%.

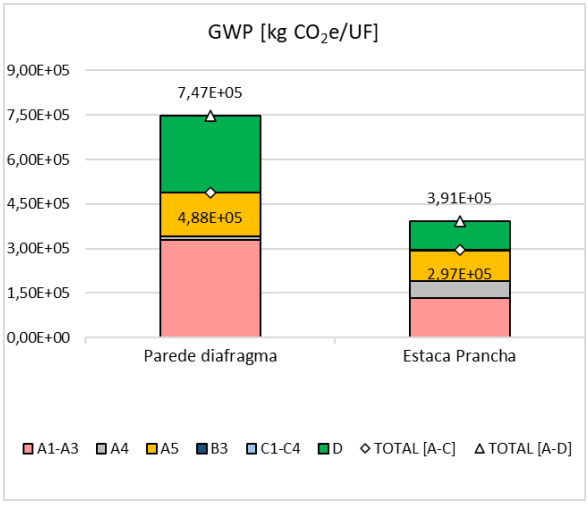


Figura 5: Comparação de GWP: parede diafragma vs. estaca prancha.

5 CONCLUSÕES

No estudo apresentado, mostra-se a comparação entre soluções de contenção mais comummente disponíveis no mercado Brasileiro para estruturas de garagem subterrâneas (estacas pranchas e paredes diafragma). A comparação foi feita em termos de custo, duração e impactos ambientais. As soluções apresentadas apresentam um grau de otimização semelhante que legitima a comparação.

Em termos de custos absolutos de construção, a comparação mostra que a parede de estaca prancha é cerca de 16% mais cara que a solução de concreto. No entanto, ficou também comprovado que a solução de aço é significativamente mais rápida de instalar (cerca de 78% mais rápida).

Recorrendo a uma análise proposta de fluxo de caixa para levar em conta os efeitos do tempo de instalação, foram determinados os impactos quer dos juros quer da receita gerada e concluiu-se que ambas as soluções apresentam um custo final semelhante (estacas pranchas cerca de 2% mais caras que a parede diafragma).

O estudo oferece também insights valiosos sobre os impactos ambientais de duas soluções equivalentes de paredes de contenção para estacionamentos subterrâneos: estacas pranchas de aço e paredes de diafragma de concreto armado. Os resultados de GWP, conforme ilustrado na Figura 6, proporcionam uma perspectiva clara sobre as etapas do ciclo de vida que impactam significativamente a pegada de carbono de cada solução.

No contexto da parede de estacas pranchas de aço, o estágio do produto (A1-A3), transporte (A4) e construção (A5) são cruciais, pois refletem a maioria das emissões. Dinâmicas semelhantes se aplicam à parede de diafragma de concreto armado em termos do estágio de produção (A1-A3) e estágio de construção (A5). No entanto, ao contrário da parede de estacas pranchas de aço, o estágio de transporte (A4) mostra uma contribuição menor, pois os materiais e produtos são obtidos localmente no Brasil.

No geral, a alternativa de estacas pranchas de aço reduziu o GWP em 48% em comparação com a alternativa de parede de diafragma de concreto armado. Vários fatores contribuíram para essa redução, tais como:

- O uso de estacas pranchas de baixa emissão de carbono: EcoSheetPile™ Plus produzidas a partir de quase 100% de aço reciclado com fonte de eletricidade 100% renovável, reduzindo o GWP do estágio de produção A1-A3 em 60%;
- Solução mais leve reduzindo o GWP para instalação na construção e menor desperdício de materiais no canteiro de obras (A5) em 32%.

Levando em conta outros beneficios não analisados nesta comparação (solução menos disruptiva no fluxo de tráfego e de pessoas (bastante relevante numa aplicação no centro de uma cidade) e que gera menos resíduos aquando da execução), a solução de estacas pranchas apresenta-se como uma solução com grande potencial para aplicação de estruturas de contenção de garagens subterrâneas no mercado Brasileiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ArcelorMittal Brasil, "Hot-Rolled Coil," Belo Horizonte, 2020. [Online]. Available: https://epd-online.com/EmbeddedEpdList/Download?id=12677

ArcelorMittal Commercial RPS S.àr.l., "EcoSheetPileTM Plus," Esch-sur-Alzette, 2021. [Online]. Available: https://epd-online.com/EmbeddedEpdList/Download?id=14633

ArcelorMittal Europe, "XCarb® Recycled and renewably produced Reinforcing steel in bars." Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), 2021. [Online]. Available: https://epd-online.com/EmbeddedEpdList/Download/14755

B. Hauke, M. Kuhnhenne, M. Lawson, and M. Veljkovic, Sustainable Steel Buildings: A Practical Guide for Structures and Envelopes, First Edit., no. 2016. John Wiley & Sons, Ltd, 2016. [Online]. Available: www.EngineeringBooksLibrary.com

CEN, BS EN 15804:2012+A1:2013 - Standards Publication Sustainability of construction works — Environmental product declarations — Core rules for the product category of construction products, no. February. 2013, p. 70.

CEN, EN 15804:2012+A2:2019 - Standards Publication Sustainability of construction works — Environmental product declarations — Core rules for the product category of construction products, no. October. 2019, p. 76.

CEN, "EN 17472:2022 Sustainability of construction works - Sustainability assessment of civil engineering works - Calculation methods.," p. 114, 2022.

ISO, 14044: Environmental management—Life cycle assessment—Requirements and guidelines," International Organization for Standardization, vol. 14044. 2006.

ISO 21930, "ISO 21930:2017 - Sustainability in buildings and civil engineering works - Core rules for environmental product declarations of construction products and services," International Organization for Standardization, 2017. https://www.iso.org/standard/61694.html

ISO-Chemie Gmbh, "Sealing systems Sealing tapes made of polyurethane and polyethylene Environmental Product Declaration (EPD)," Aalen, 2022. [Online]. Available: https://www.teccaworld.com/media/dqghd50s/epd-expanderande-drevband.pdf

One Click LCA Ltd., "World's fastest Building Life Cycle Assessment software - One Click LCA." https://www.oneclicklca.com/?utm_source=google&utm_medium=paidsearch&utm_campaign=BE&utm_content=brand&gclid=Cj0KCQjwz8emBhDrARIsANNJjS5xS6kardEl7r8lSDoxIqOAGk5_Uh_UnRHc_KELDKlmOecSZrPLfCkaAqCwEALw_wcB (accessed Aug. 08, 2023).

Perlita Y Vermiculita, "ENVIRONMENTAL PRODUCT DECLARATION- Perlifoc HP (Gypsum)," Barcelona, 2021. [Online]. Available: https://csosteniblev4.s3-eu-west-1.amazonaws.com/dapcons/DAPcons-100-019-PERLITA-ENG.pdf

Votorantim Cimentos S.A, "Environmental Product Declaration for Ready Mixed Concrete C30/37, XS2, S4," São Paulo, 2023.

Y. J. Chang et al., "Environmental and Social Life Cycle Assessment of welding technologies," Procedia CIRP, vol. 26, pp. 293–298, 2015, doi: 10.1016/j.procir.2014.07.084.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/145

Análise Crítica das Obras de Estruturas de Contenção ao Processo Erosivo Costeiro: Estudo de Caso na Praia de Pipa/RN

Luana Raquel Juvino da Silva
Engenheira Geotécnica, TPF Engenharia, Pindoretama, Brasil, luana.raquel.365@ufrn.edu.br

Riadny Patrícia de Souza Ferreira
Engenheira Geotécnica/Doutoranda em Geotecnia, TPF Engenharia/UFPE, Recife, Brasil, riadny.ferreira@ufpe.br

Marina de Paula Moura
Engenheira Hidrotécnica/Doutoranda em Hidrotecnia, TPF Engenharia/UFPE, Maceió, Brasil, marina.moura@tpfe.com.br

Maria Julia Pedroso
Engenheira Hidrotécnica/Mestranda em Hidrotecnia, TPF Engenharia/USP, São Paulo, Brasil, maria.pedroso@tpfe.com.br

Venerando Eustáquio Amaro
Docente, UFRN, Natal, Brasil, venerando.amaro@gmail.com

RESUMO: No Município de Tibau do Sul/RN, a Praia de Pipa tem atividades socioeconômicas fortemente baseadas no turismo nacional e internacional. Inserido num contexto geológico-geomorfológico de intensa dinâmica costeira natural e antropogênica, de forma que o uso e ocupação inadequados da terra, fundamentados em políticas públicas ineficazes, resultam em desastres. Frente aos movimentos gravitacionais de massa, diversas infraestruturas instaladas nesta orla possuem obras de contenção. A Praia de Pipa se destaca pelas infraestruturas de contenções instaladas e movimentos gravitacionais de massa recorrentes, que já causaram perdas de vidas humanas. O objetivo deste artigo foi apresentar uma análise crítica das obras de contenção, instaladas ao longo do trecho conhecido como Praia do Centro, frente aos intensos processos erosivos costeiros desencadeadores de movimentos de massa. Levantamentos de campo foram realizados para a investigação de patologias nas infraestruturas de contenção e de avaliação dos processos erosivos costeiros. Assim, foi elaborado um mapa diagnóstico do risco de desastres na Praia do Centro, destacando as tipologias das estruturas de contenção contra a ação direta de ondas. Os resultados desta análise demonstraram a importância da associação entre os dados físicos das forçantes envolvidas na erosão costeira com um planejamento adequado de estruturas de contenção eficientes.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de Contenção, Movimentos Gravitacionais de Massa, Dinâmica Costeira.

ABSTRACT: In the Municipality of Tibau do Sul/RN, Pipa Beach has socioeconomic activities strongly based on national and international tourism. Inserted in a geological-geomorphological context of intense natural and anthropogenic coastal dynamics, such that the inappropriate use and occupation of land, based on ineffective public policies, result in disasters. Facing mass gravitational movements, various infrastructure installed on the shore have containment works. Pipa Beach stands out for its installed containment infrastructure and recurring mass gravitational movements, which have already caused loss of human lives. The objective of this article was to present a critical analysis of the containment works, installed along the stretch known as Centro Beach, in the face of intense coastal erosion processes that trigger mass movements. Field surveys were carried out to investigate pathologies in containment infrastructures and evaluate coastal erosion processes. Therefore, a diagnostic map of the risk of disasters in the Centro Beach was prepared, highlighting the types of containment structures against direct wave action. The results of this analysis demonstrated the importance of associating physical data on the forcing involved in coastal erosion with adequate planning of efficient containment structures.

KEYWORDS: Retaining Structures, Gravitational Mass Movements, Coastal Dynamics.

1 INTRODUÇÃO

Os processos erosivos ocasionados pelo aumento no nível médio relativo do mar, no aumento na energia das ondas e na frequência de tempestades locais, além das atividades antropogênicas desordenadas na orla marítima têm representado significativo aumento no risco de desastres costeiros, uma vez que a instalação de infraestruturas ocorre sem o conhecimento adequado da dinâmica dos processos costeiros no que se refere à potencialização das mudanças climáticas. Tais fatores geram notável desequilíbrio no transporte natural dos sedimentos costeiros, afetando o balanço sedimentar nas linhas de praia e ocasionando os processos erosivos severos e grandes prejuízos socioeconômicos (Amaro *et al*., 2014; Matos *et al*., 2020). Os processos costeiros, decorrentes de forçantes oceânicas e continentais, bem como as ações antrópicas desprovidas de rigorosas ações de políticas públicas, que considerem as alterações climáticas e a fragilidade da orla marítima, têm sido determinantes na avaliação da estabilidade de falésias ativas propensas a movimentos gravitacionais de massas, que estão igualmente relacionadas aos processos erosivos nas praias arenosas defrontantes às falésias (Matos *et al*., 2020; Amaro *et al*., 2021).

O litoral oriental do Estado do Rio Grande do Norte (RN) é caracterizado pelo domínio de falésias ativas e praias arenosas, frequentemente associadas a campos de dunas móveis e fixadas por vegetação (Silva *et al*., 2020), interceptadas por desembocaduras de rios e estuários. As falésias ativas correspondem às bordas marinhas e estuarinas dos Tabuleiros Costeiros constituídas por rochas sedimentares do Grupo Barreiras e dos estratos pós-Barreiras, de topo plano suavemente mergulhante em direção ao oceano. A geometria das falésias ativas é comumente retilínea, com praias arenosas defrontantes e nos setores de enseadas parabólicas (ou em forma da letra grega *zeta*) condicionadas por promontórios (Barreto *et al*., 2004; Amaro *et al*., 2014). Este arranjo estrutural peculiar acompanha a estruturação geotectônica pretérita das bacias costeiras do Nordeste do Brasil e é retrabalhada pela geometria das principais forçantes hidrodinâmicas atuantes na costa, com ventos alísios e ondas de sudeste a nordeste, transporte longitudinal de sedimentos no sentido de sul para norte (Bezerra *et al*., 2001; Amaro *et al*., 2014; Matos *et al*.,2020).

A Praia de Pipa, no Município de Tibau/RN, está localizada neste contexto geológico-geomorfológico de fragilidade natural da orla marítima, onde as atividades socioeconômicas estão fortemente baseadas no turismo internacional, com repercussões no turismo nacional e regional, incentivados pelas oportunidades de negócios e investimentos do setor imobiliário. Atualmente, a Praia da Pipa está entre os principais indutores do turismo no Brasil (Ministério do Turismo, 2018). Tais fatores indicam a relevância da atividade turística e imobiliária para o município e, consequentemente, com relevantes financiamentos e investimentos públicos e privados sobre um trecho de orla marítima submetida à intensa dinâmica costeira natural e antropogênica, em que desastres tem ocorrido, com algumas perdas de vidas humanas, devido ao uso e ocupação da orla marítima realizados inadequadamente e embasados em políticas públicas ineficazes.

Considerando a importância dessa orla marítima e a alta vulnerabilidade ambiental às intempéries meteoceanográficas às quais está exposta, este estudo visa analisar as características das estruturas de contenção à erosão costeira e sua influência direta nos locais onde foram instaladas no trecho da Praia do Centro, em Pipa. Como resultado dessa análise é apresentado um mapa diagnóstico de risco à erosão costeira e aos movimentos gravitacionais de massa, indicando as tipologias de estruturas de contenção existentes na orla.

2 ÁREA DE ESTUDO

O balneário de Pipa é composto por um conjunto de onze praias, sendo a Praia do Centro bastante popular, uma vez que é onde se concentram diversos bares, restaurantes e quiosques, além do seu fácil acesso pela Avenida dos Golfinhos. As atividades de campo realizadas se estendem por toda a orla marítima urbana da Praia do Centro, limitada a oeste pela Praia da Baía dos Golfinhos e a leste pela Praia do Amor (Figura 1).

As principais atividades econômicas do município foram, por anos, a agricultura e a pesca (Nunes, 2014). Contudo, com as problemáticas geradas pelas grandes secas do Nordeste, a partir da década de 1980, esses setores decaíram. Atualmente, as atividades turísticas são as maiores responsáveis pelas demandas de emprego formal e pelo aumento de investimentos tanto na expansão do setor, quanto na implantação de empreendimentos de infraestrutura.

O Município de Tibau do Sul se desenvolveu sobre o topo da feição geomorfológica de Tabuleiro Costeiro, por vezes com campos de dunas sobrepostos, e a expansão urbana acarretou vários problemas ambientais e socioeconômicos, por estar sujeito à alta vulnerabilidade de ação da erosão costeira e dos movimentos gravitacionais de massa (Piérri, 2008). As falésias ativas de topo plano do Grupo Barreiras, que marcam a borda dos Tabuleiros Costeiros, têm alturas que variam entre 20m e 40m e são pervasivas ao longo de toda extensão do município, com taludes inclinados de 45°a 90º (Silva, *et al*., 2020).

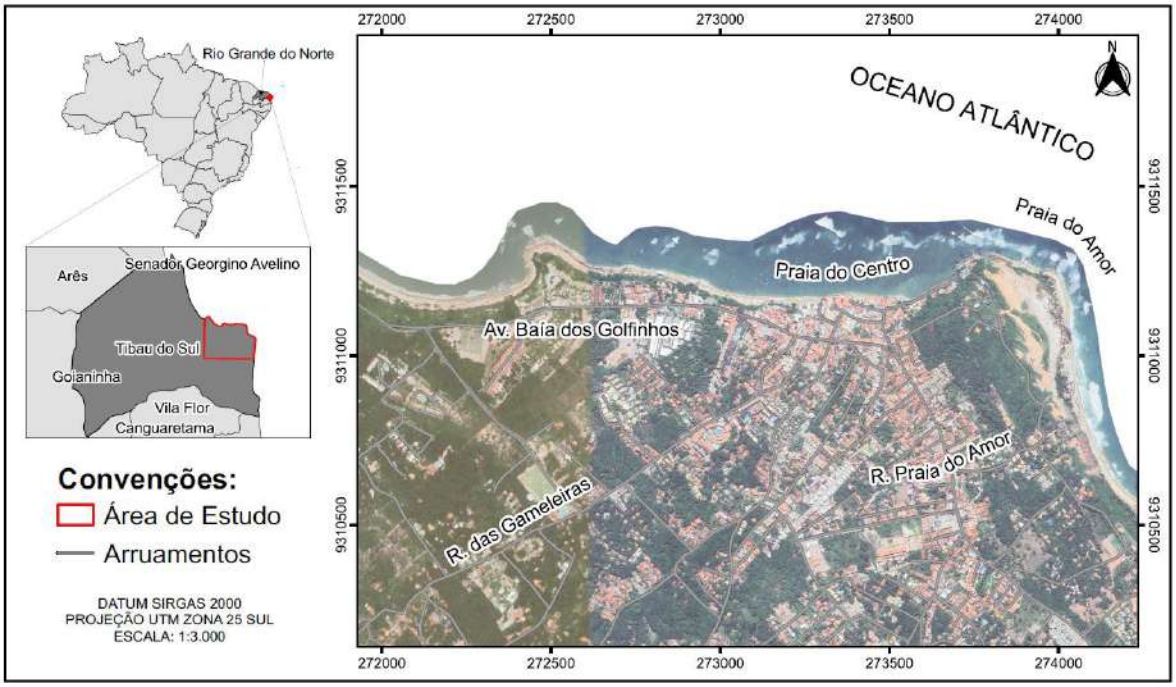


Figura 1. Localização do estado do Rio Grande do Norte, o Munícipio de Tibau do Sul e a Praia de Pipa, com foco na praia do centro.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

As atividades metodológicas foram baseadas nas seguintes etapas: (i) Compilação da base de dados espaciais a partir de repositórios públicos e gratuitos; (ii) Levantamentos de campo; (iii) Integração e processamento dos dados espaciais em Sistema de Informação Geográfica (SIG); (iv) Elaboração do mapa síntese de risco à erosão costeira e movimentos gravitacionais de massa.

2.1 Compilação da base de dados

A compilação da base cartográfica se inicia com a seleção de imagens da Câmera Multiespectral e Pancromática de Ampla Varredura (WPM) do satélite CBERS-4A de 27/04/2021 (http://www2.dgi.inpe.br/catalogo/explore) com resolução espacial de 8,0 m (bandas multiespectrais) e 2,0 m (banda pancromática), de dados altimétricos do satélite ASTER-PALSAR com resolução espacial de 12,5 m e da base de dados do MapBiomas (https://plataforma.brasil.mapbiomas.org/).

Para a elaboração dos mapas temáticos da área de estudo foi realizada a atualização da escala local, aproveitadas as seguintes bases cartográficas de repositórios públicos: o mapa geológico em escala 1:100.000 do Serviço Geológico Brasileiro (SGB); o mapa geomorfológico em escala 1:250.000, no Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE); classes de uso e cobertura da terra em escala 1:250.000 do Projeto de Mapeamento Anual do Uso e Cobertura da Terra no Brasil (IBGE, 2020).

Na análise dos Eventos Extremos de Precipitação (EEP) foram coletados dados de precipitação nas escalas diária e mensal em série temporal entre os anos de 1980 e 2022 em estações meteorológicas do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) e da Empresa de Pesquisa Agropecuária do Rio Grande do Norte (EMPARN) inseridas ou próximas à área de interesse.

2.2 Levantamentos de Campo

Esta etapa foi realizada entre os meses de junho e julho/2022 e março/2024, período da quadra chuvosa no litoral oriental, e em condições de baixa-mar e preamar, em que foram registrados diversos deslizamentos nas falésias do setor urbano da Praia de Pipa, especialmente na Praia do Centro. No dia 04/07/2022 a precipitação acumulada foi de 203,6 mm (EMPARN, 2022) e os deslizamentos foram extensos. A caracterização dos processos de erosão costeira e a classificação das classes temáticas em campo foram auxiliadas pela utilização de um *checklist* adaptado de Camara (2018). Os dados coletados contribuíram para caracterização das classes e correlação com os fatores desencadeadores da erosão costeira, dos movimentos de massa, e a catalogação das estruturas de contenção existentes na orla. Ainda, tiveram o objetivo de validar os mapas temáticos, identificar a ação dos processos erosivos na linha de costa, identificar os pontos de alagamento na área urbana, delimitar as áreas de Risco 3 (alto) e Risco 4 (muito alto), e investigar a infraestrutura para o escoamento das águas superficiais.

2.3 Análise de risco à erosão costeira e movimentos gravitacionais de massa

Para a análise local e elaboração do mapa de risco à erosão costeira e movimentos gravitacionais de massa, foram utilizadas as categorias de risco alto (R3) e risco muito alto (R4), fundamentado nos critérios e diretrizes de setorização de áreas de risco geológico e categorias de grau de probabilidade, dos protocolos de mapeamento de risco em encostas e margem de rios (Brasil, 2007) e adaptado por Lana *et al*. (2021) e readequada para a área de estudo por Silva *et al*. (2023).

A categoria de risco R3 marca condicionantes geológico-geotécnicos predisponentes e alta potencialidade para o desenvolvimento de processos de deslizamentos e solapamentos, sendo observada a presença de feições e processo de instabilização em pleno desenvolvimento e, caso mantido as condições existentes, é possível a ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas. Para o grau R4 de probabilidade de risco, os sinais de instabilidade são expressivos e presentes em grande magnitude, com processo de instabilização em estágio avançado, caracterizando-se como uma condição mais crítica, sendo impossível monitorar a evolução do processo, posto seu elevado estágio de desenvolvimento; mantida as condições existentes, é alta a probabilidade de ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas.

Na investigação em campo foram avaliadas as características e intensidades de indícios, tais como: dimensão e inclinação do talude; presença de blocos de rocha no regolito; umidade nas rochas e regolito; surgência de água; distância das edificações em relação à borda e base do talude, alcance máximo da Lâmica d´água de preamar e das ondas; lançamento de água pluvial e/ou esgoto *in natura* desde o topo e no talude da falésia ativa; infraestruturas rachadas e deformadas; cicatrizes recentes de deslizamento e/ou de queda de blocos; dentre outros. Igualmente foram considerados: o sentido do escoamento superficial via tubulações residenciais ou comerciais; pontos de alagamento e escoamento em direção às praias e taludes ativos; presença de estruturas de contenção em locais que recebem diretamente o impacto de ondas; estado de conservação das infraestruturas; evidências de processos erosivos costeiros nas praias (erosão laminar e exfiltração por afloramento do lençol freático, erosão por fluxo concentrado, superfície de abrasão marinha, entre outros) e nos taludes (erosão por colisão das chuvas e ondas ou *splash*, incisão basal, zona de fraturas, erosão radicular em fraturas e fissuras).

Neste contexto, com a compilação das informações, espacializadas em mapas diagnósticos, foi elaborado o diagnóstico e o mapa síntese de risco à erosão e movimentos gravitacionais de massa, contendo a setorização de áreas definidas como de risco alto (R3) e risco muito alto (R4), segundo Lana *et al.* (2021), indicando no mapa os deslizamentos recentes nos taludes, a presença de infraestruturas e estruturas de contenções, os pontos de alagamento e a direção do fluxo do escoamento superficial. Ainda na avaliação dos riscos alto (R3) e muito alto (R4) foi considerado o tipo de ocupação, a presença recorrente de pessoas, a incidência dos EEP, a incidência de ondas e o recuo da linha de praia obtido por Matos *et al*. (2022) para o período entre 2008 e 2018, baseados em imagens de sensoriamento remoto de resolução espacial alta.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Desde o término da Praia da Baía dos Golfinhos e por toda a extensão da Praia do Centro (Figura 4) ocorre uma intensa aglomeração de turistas e barracas na faixa de praia. Foram identificados diversos pontos de deslizamento de massas recorrentes e fortes processos erosivos, sobretudo nas bases das estruturas de contenções existentes (pontos II, III. Figura 2, Figura 3).

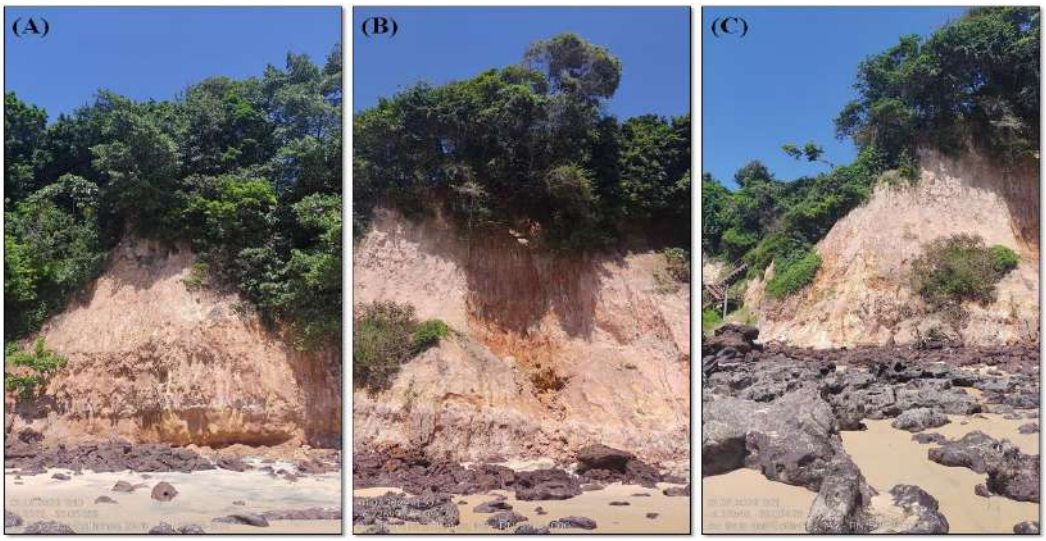


Figura 2. Falésias Ativas; (A) Erosão: incisão basal; (B) Movimentos gravitacionais: superfícies de deslizamento; (C) Erosão: acúmulo de tálus no sopé da falésia.

Figura 3. Estruturas de contenção existentes na Praia do Centro; (A) Muro de arrimo fissurado; (B) Enrocamento com presença de intensificação do processo erosivo; (C) Estrutura fissurada devido ao esforço gravitacional após o deslocamento dos sedimentos de sua base.

Na Figura 4, mais especificamente nos pontos IV, VI e VII estão apresentados, respectivamente, estruturas de contenção construídas com a intenção de minimizar os danos gerados pela ação direta de ondas. Essas estruturas são constituídas de enrocamento aderente, com blocos soltos ou agregados em amarrações de madeiras, de tamanhos variados, e muros de concreto com patologias aparentes, tais como fissuras, rachaduras e degradações decorrentes da intensificação das energias de ondas e erosão do substrato arenoso sob o qual essas estruturas estão apoiadas. É perceptível que a geometria, o local e a tipologia inadequada dessas instalações potencializam os processos erosivos a jusante, como pode ser observado no ponto VII, ao invés de minimizá-los.

É importante mencionar que os processos erosivos atuam no Tabuleiros Costeiro, originando os movimentos gravitacionais de massa, sobretudo, devido às fortes chuvas e à ação direta de ondas no sopé das falésias. Os tipos mais comuns de movimentação de massa que ocorrem na área de estudo são os tombamento e quedas, como é possível observar pelo acúmulo dos depósitos ferruginosos na base das falésias (Santos Júnior *et al.*, 2006; Silva *et al.*, 2020; Silva *et al*., 2023). Nos trechos de falésias ativas da área de estudo pode-se observar a presença de incisão basal na base das falésias, gerando o solapamento da parte superior do talude conforme está ilustrado na Figura 2.

Além das quedas e tombamentos, há grande incidencia de deslizamento de massa na Praia do Centro, como ilustram os pontos I e III, ocorridos após as intensas chuvas entre junho e julho/2022. O escoamento de água pluvial e/ou esgotamento das habitações e hotéis lançados diretamente nas praias são outros fatores que intensificam os processos erosivos na região (ponto V).

Existem trechos já sinalizados pela Defesa Civil, onde ocorreram esses desmoronamentos, contudo, tanto a população local como os turistas permanecem utilizando as áreas classificadas como de muito alto risco. Até em pontos de acesso mais difícil, como na Praia da Baía dos Golfinhos (ponto I), msmo com a ocorrência de diversos deslizamentos, há a presença de diversos banhistas e comerciantes nos períodos de baixa-mar muito próximos dos taludes (Silva *et al*., 2023).

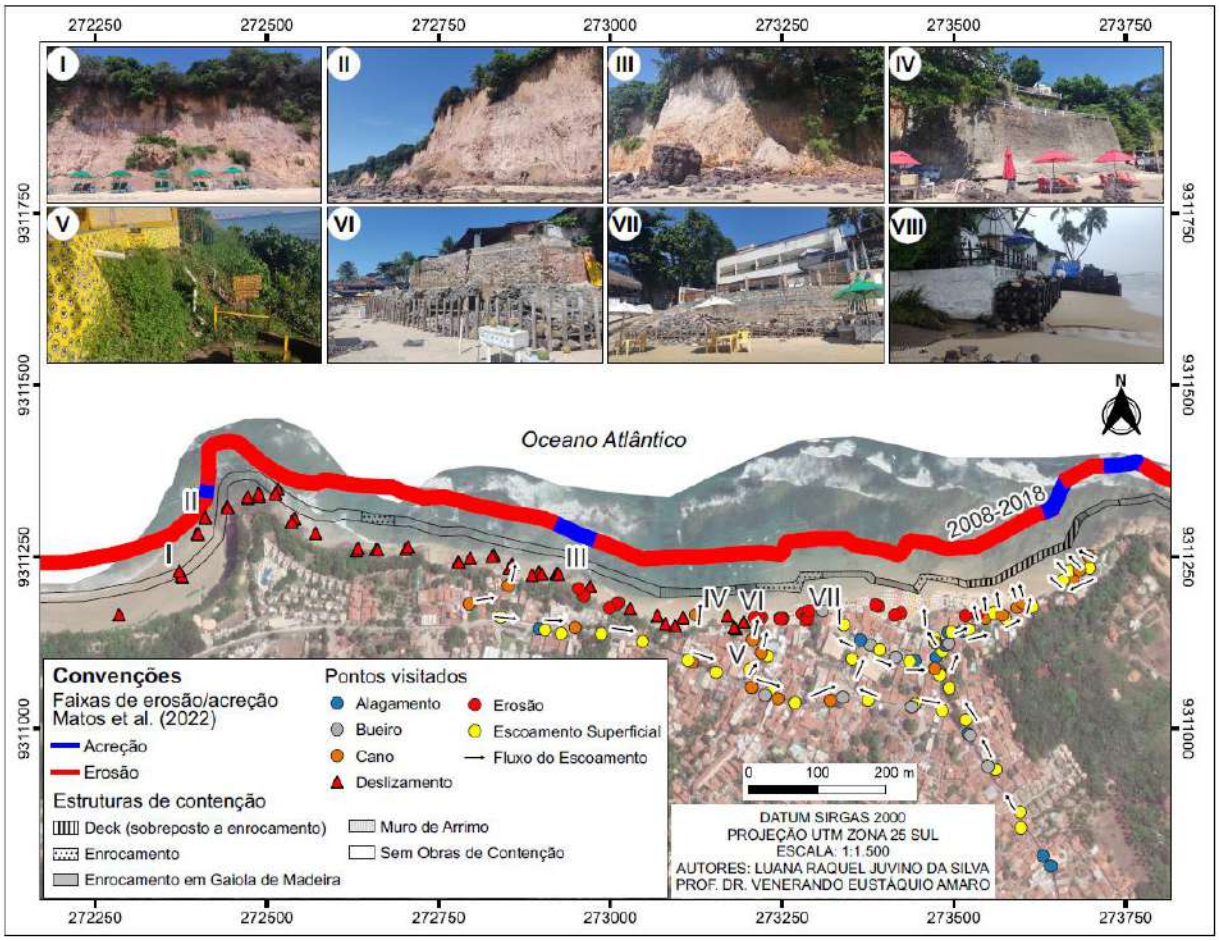


Figura 4. Mapa diagnóstico das condicionantes ao risco de desastre na Praia do Centro.

A Figura 5 apresenta uma comparação de uma estrutura de contenção instalada na Praia do Centro, composta pelo conjunto de um muro de arrimo com fissuras aparentes e um enrocamento em gaiola de madeira. Nota-se que, na imagem de 2022, existia uma pequena quantidade de enrocamento na gaiola, que atualmente quase não existe. Demonstrando, assim, a ineficiência desta contenção frente à energia das ondas incidentes e a formação das correntes de transporte de sedimentos.

Figura 5. Muro de arrimo fissurado com enrocamento em gaiola de madeira.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As características geológico-geomorfológicas e climáticas da Praia de Pipa demonstram a exuberante beleza natural que impulsiona o turismo regional. Entretanto, o desenvolvimento ocorreu de forma desordenada nas proximidades das bordas das falésias ativas e praias arenosas, nos limites do Tabuleiro Costeiro, promovendo a urbanização desorganizada e sem políticas públicas eficazes de resguardo às alterações climáticas e seus efeitos de potencialização das forçantes meteoceanográficas.

Os recentes e recorrentes casos de desabamentos de massa das falésias na Praia de Pipa, algumas delas com perdas de vidas, demonstram os prejuízos socioeconômicos e de vida, que ameaça a população local e os turistas. Neste sentido, fica expressa a importância de estudos sobre a análise de risco à erosão e aos movimentos gravitacionais de massas nas faixas habitadas e com trânsito de populares e turistas.

Este artigo apresenta um mapa de diagnóstico das condicionantes ao risco de desastres na Praia do Centro, gerado a partir de uma abordagem fundamentada na integração de indicadores espaciais de perigos e suas inter-relações, tendo como variáveis do meio físico das forçantes meteoceanográficas, tipos de uso e cobertura do solo e as atividades antrópicas.

A instalação de infraestruturas sem o conhecimento adequado da dinâmica dos processos costeiros acaba promovendo o significativo aumento no risco de desastres. A urbanização desordenada da orla marítima, com o desmatamento de ecossistemas costeiros frágeis, como dunas vegetadas e a Mata Atlântica, permitindo a instalação de edificações e sistemas de drenagem, que lançam seus excedentes de águas pluviais e/ou esgotamentos diretamente nas faces das falésias e praiais, também intensificam os processos erosivos e os movimentos gravitacionais de massa.

As mudanças climáticas têm alterado as condições ambientais que nas zonas costeiras em todo o mundo, fatores diretamente relacionados ao aumento na intensidade e frequência dos riscos de desastres naturais. As recorrentes quedas, tombamentos e/ou deslizamentos de massas na região estão relacionados a intensificação dos eventos extremos de precipitação e da incidência direta do regime de ondas na base das falésias ativas, promovendo o rebaixamento contínuo na quantidade de areia da praia. As estruturas de contenção instaladas de maneira inadequada, sobretudo por parte da gestão pública, acabam por intensificar a ação dos processos erosivos. Desta forma, a Praia do Centro foi predominantemente classificada como de probabilidade de risco muito alto (R4) e alto (R3).

Este artigo se alinha às diretrizes propostas pela Estratégia Internacional das Nações Unidas para a Redução de Desastres e contribui com dados e informações espaciais que auxiliam na análise das intervenções adequadas para a redução de risco de desastres quanto à erosão costeira e movimentos gravitacionais de massa e na gestão apropriada da orla marítima.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Norte pelo acolhimento e interesse nesta pesquisa. Igualmente ao INCT KLIMAPOLIS - Áreas urbanas brasileiras em perspectiva transdisciplinar: avaliação, cenários e soluções para adaptação às mudanças climáticas e ao desenvolvimento sustentável (CNPq 58/2022).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amaro, V. E., Gomes, L. R. S., Lima, F. G. F. De, Scudelari, A. C., Neves, C. F., Busman, D. V., Santos, A. L. S. (2014) Multitemporal Analysis of Coastal Erosion Based on Multisource Satellite Images, Ponta Negra Beach, Natal City, *Northeastern Brazil. Marine Geodesy*. 0:1-25, march.

Amaro, V. E., Carvalho, R. C., Matos, M. F. A., Ingunza, M. D. P., Scudelari, A. C. (2021) Avaliação da suscetibilidade do solo à erosão nas falésias do litoral oriental do estado do Rio Grande do Norte. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, v. 22, n.1.

Barreto, A. M. F., Suguio, K., Bezerra, F. H. R., Tatumi, S. H., Giannini, P. C. F. (2004) Geologia e Geomorgologia do Quaternário Costeiro do Estado do Rio Grande do Norte. *Revista de Instituto de Geociências – USP*, Geol. USP Sér. Cient., São Paulo, v. 4, n. 2, p. 1-12, outubro.

Bezerra, F., Amaro, V., Vita-Vinzi, C., Saad, A. (2001) Pliocene-Quaternary fault control of sedimentation and coastal plain morphology in NE *Brazil. J. South Amer.* Earth Sci.,14: 61–75.

Brasil. (2007) Ministério das Cidades / Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT. *Mapeamento de Riscos em Encostas e Margem de Rios*. Brasília: Ministério das Cidades; Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT.

Camara, M. R. (2018) *Análise de recuo de falésias no litoral do Estado do Rio Grande do Norte*. Dissertação de Mestrado. Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, CTEC, Natal.

EMPARN. (2022) *Relatórios Pluviométricos*. Disponível em: < http://meteorologia.emparn.rn.gov.br/relatorios/relatorios-pluviometricos>.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE. (2020) *MapBiomas - Projeto Mapa de Biomas do Brasil*. 2020. Disponível em: < https://plataforma.brasil.mapbiomas.org/>.

Lana, J. C.; Jesus, D. D.; Antonelli, T. (2021) *Guia de procedimentos técnicos do Departamento de Gestão Territorial: setorização de áreas de risco geológico*. Brasília: CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais, 49p.

Matos, M. F. A., Gurgel, D. F., Scudelari, A. C., Amaro, V. E. (2020) Estimativa da taxa anual e sazonal do transporte longitudinal sedimentar na zona costeira do litoral oriental do Rio Grande do Norte. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, São Paulo, v. 21, n. 1, (Jan-Mar) p. 79-99.

Matos, M. F. A., Amaro, V. E., Scudelari, A. C., Rosado, S. B. (2022) Estimativas das alterações de longo prazo na linha de praia do Litoral Oriental do Rio Grande do Norte, Nordeste do Brasil. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, v. 23, n° 1.

Ministério do Turismo. (2018) Pipa atinge o topo do turismo nacional. Disponível em: <https://www.gov.br/turismo/pt-br/>

Nunes, M. R. O. (2014) *Investimentos Internacionais e o Turismo em Tibau do Sul* – RN. 110 f. Dissertação de Mestrado em Turismo. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Ciências Sociais Aplicadas, Natal.

Piérri, G. C. S. (2008) *Análise de Risco à Erosão Costeira na Região de Tibau do Sul/RN Através de Mapeamento Geoambiental e Análise Morfodinâmica*. Dissertação de Mestrado em Geodinâmica. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 140p.

Santos Júnior, O. F., Amaral, R. F., Scudelari, A. C. (2006) Failure Mechanisms of a Coastal Cliff in Rio Grande do Norte State, NE *Brazil. Journal of Coastal Research*, v. 39, p. 629-632.

Silva, B. M. F., Santos Júnior, O. F., Freitas Neto, O., Scudelari, A. C. (2020) Erosão em Falésias Costeiras e Movimentos de Massa no Rio Grande do Norte, Nordeste do Brasil. *Revista Geociências*, v. 39, n. 2, p. 447-462, UNESP, São Paulo.

Silva, L. R. J.; Amaro, V. E.; Scudelari, A. C.; Pinheiro, L. R. S. G. (2023) Mapa de Risco à Erosão Costeira e Movimentos Gravitacionais de Massa no Litoral Oriental do Nordeste do Brasil: Estudo de Caso da Praia de Pipa/RN. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, v.24 n.2; e2281.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/146

Análise da Estabilidade e do Modo de Ruptura de um Muro de Contenção pelo Método de Redução de Resistência

Laura Beatriz Utikawa Brugnolli
Estudante, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, laura.utikawa@discente.ufg.br

Carlos Alberto Lauro Vargas
Professor, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, carloslauro@ufg.br

Gustavo Batista de Oliveira
Estudante, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, gustavo.batista@discente.ufg.br

RESUMO: Taludes em margens de córregos podem sofrer erosões formando terrenos muito íngremes, propensos a deslizamentos, sendo necessário o uso de muros de contenção para estabilizá-los e garantir a integridade das construções vizinhas. Entretanto, as pressões laterais que o empuxo do solo aplica em uma contenção podem exceder sua capacidade, levando ao seu rompimento. Assim, é essencial dimensionar adequadamente essas estruturas, considerando os modos de ruptura potenciais, como deslizamento, tombamento, capacidade da fundação e ruptura global. Geralmente, é usado o Método de Equilíbrio Limite (MEL) para o cálculo do fator de segurança (FS), que indica a relação entre as forças de resistência e as forças de carga atuantes da contenção. Nesta pesquisa, além do MEL, foi aplicado o Método de Redução de Resistência (MRR) para determinar o FS e a superfície de deslizamento. Este é baseado na análise elasto-plástica do solo e muro, e consiste na redução dos parâmetros de resistência do solo até atingir a ruptura. Utilizando o FLAC 2D, software que simula o comportamento do solo, foram obtidos dados de tensões e deformações para cada redução, permitindo identificar o modo de ruptura provável. Os resultados do MRR foram comparados com os do MEL para avaliar o modo mais crítico e determinar a melhor abordagem para reforçar a estrutura. O FS obtido pelo MRR foi de 2,06, ou 28% maior do que o MEL, que foi de 1,601, o que indica a possibilidade de redimensionar o gabião com uma redução do volume, representando uma economia em mão de obra e material, tornando o projeto mais eficiente e econômico.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de Estabilidade, Análise Elasto-Plástica, Método de Redução de Resistência, Muro de Contenção, Modos de Ruptura.

ABSTRACT: Slopes on stream banks can suffer erosion, forming very steep terrain, prone to landslides, making it necessary to use retaining walls to stabilize them and guarantee the integrity of neighboring buildings. However, the lateral pressures that soil pressure applies to a containment can exceed its capacity, leading to its failure. Therefore, it is essential to properly size these structures, considering potential failure modes, such as sliding, tipping, foundation capacity and global failure. Generally, the Limit Equilibrium Method (LEM) is used to calculate the factor of safety (FOS), which indicates the relationship between the resistance forces and the load forces acting on the containment. In this research, in addition to LEM, the Strength Reduction Method (SRM) was applied to determine the FOS and the sliding surface. This is based on the elasto-plastic analysis of the soil and wall, and consists of reducing the soil resistance parameters until failure is reached. Using FLAC 2D, software that simulates soil behavior, stress and strain data were obtained for each reduction, allowing the likely failure mode to be identified. The SRM results were compared with the LEM to evaluate the most critical mode and determine the best approach to reinforce the structure. The FOS obtained by SRM was 2.06, or 28% higher than the LEM, which was 1.601, which indicates the possibility of resizing the gabion with a reduction in volume, representing savings in labor and material, making the project more efficient and economical.

KEYWORDS: Stability Analysis, Elasto-Plastic Analysis, Strength Reduction Method, Retaining Wall, Failure Modes.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Equilíbrio de taludes

Talude é qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. Ele pode ser natural, também chamado de encosta, ou artificial, originado de escavações antrópicas, como os cortes e aterros realizados em obras de estradas e barragens. Independente de sua origem, os taludes estão sujeitos a diversos fatores que podem comprometer sua estabilidade. Segundo Pinto (2006), a falha dos solos geralmente ocorre devido a tensões cisalhantes decorrentes de carregamentos aplicados ao solo. Vários fatores influenciam essas tensões em um talude, como o peso próprio do solo, a inclinação da face do talude, cargas adicionais, pressão hidrostática e as características de resistência do solo, como coesão e atrito interno. Assim, a erosão causada compromete a estabilidade do talude, pois transporta as partículas de solo alterando a geometria da face da encosta, diminuindo sua resistência e aumentando as tensões cisalhantes.

Tais fatores podem levar os taludes a rupturas que podem ser classificadas de diversos tipos. O tombamento ocorre quando uma porção do solo de um talude gira ou inclina para fora da sua posição original e pode resultar em deformações permanentes ou até mesmo na queda de blocos de solo, representando um sério perigo para estruturas e pessoas que possam estar próximas. O deslizamento acontece quando uma massa de solo se move de forma coesa ao longo de uma superfície de falha, especialmente comuns em encostas íngremes ou áreas com solo altamente suscetível à erosão. Já a capacidade de carga é a capacidade máxima de suporte de peso de uma estrutura que o solo pode suportar sem sofrer ruptura. Compreender como cada força atua é crucial para projetar medidas preventivas eficazes (FIORI, 2015).

Uma técnica muito utilizada para contenção de taludes são os gabiões, também conhecidos como muros de arrimo, que são estruturas com o objetivo de fornecer estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha, prevenindo os escorregamentos. Consistem em gaiolas metálicas preenchidas manualmente com pedras e construídas com fios de aço galvanizados em malha hexagonal com dupla torção. Podem ser executados de forma corrida, com parede vertical ou quase vertical, apoiados em fundações rasas ou profundas, e podem ser construídos com diversos materiais, tais como alvenaria, concreto simples ou armado, ou elementos especiais.

As características dos gabiões incluem flexibilidade, permitindo recalques diferenciais sem comprometer a estabilidade do talude, e são auto drenantes, com filtro em manta de geossintético entre o solo e o gabião, possibilitando a drenagem adequada do talude para evitar o aumento da poropressão. Além disso, sua principal vantagem é a facilidade de construção, sem necessidade de fundações específicas, tornando-os ideais para áreas inacessíveis ou íngremes. São versáteis e podem ser utilizados para diversas finalidades, como prevenção de erosão e inundações, delimitação de propriedades, estabilização de encostas e contenção de água.

O dimensionamento dos muros de gabião deve atender a especificações e verificações de estabilidade para requisitos como tombamento, deslizamento e capacidade de carga. Portanto, torna-se necessário o estudo do modo de ruptura provável para mitigar riscos e proporcionar melhor desempenho da estrutura, garantindo a segurança das pessoas e encostas vizinhas.

1.2 Método de Equilíbrio Limite (MEL)

A análise da estabilidade de taludes, especialmente em estruturas como barragens e aterros, guia a determinação da configuração mais eficiente em termos técnicos e econômicos. Adicionalmente, a avaliação pós-ruptura desempenha um papel crucial ao permitir a revisão e aperfeiçoamento dos parâmetros de projeto.

De acordo com Massad (2010) e Santos (2014), os métodos de Equilíbrio-Limite (MEL) operam com uma série de pressupostos. Eles assumem que o solo se comporta como um material rígido-plástico,

rompendo de forma abrupta sem deformações, e que tanto a superfície quanto o mecanismo de ruptura são pré-determinados. Além disso, valores médios dos parâmetros de resistência são utilizados, considerando-se o solo como homogêneo e contínuo em uma única camada. A análise presume a validade das equações de equilíbrio estático até o ponto de iminência de ruptura, enquanto o fator de segurança (FS) é considerado constante ao longo da linha de ruptura.

Essas premissas resultam em uma abordagem que analisa uma superfície de escorregamento circular padrão. O volume do material é dividido em fatias verticais, tratadas individualmente como blocos deslizantes, calculando-se um fator de segurança sem levar em conta as forças entre as fatias. A determinação do estado de equilíbrio limite ocorre quando a tensão cisalhante ao longo da superfície de ruptura assumida iguala-se à resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura assumida, ou seja, quando FS = 1, indicando a ruptura iminente do talude.

Gerscovich (2012) aponta que embora o Método de Equilíbrio Limite seja vantajoso por sua simplicidade e precisão, ele não reflete fielmente o comportamento real do solo. A premissa de que todos os elementos ao longo da superfície de ruptura alcançam FS = 1 simultaneamente contradiz o modelo elasto-plástico do solo. Além disso, ao desconsiderar deformações, não é possível determinar se as deformações reais do solo estão dentro da faixa admissível de projeto.

1.3 Método da Redução de Resistência (MRR)

Para superar as limitações dos métodos tradicionais, como o Equilíbrio Limite, o Método de Redução de Resistência (MRR) adota uma abordagem baseada na análise elasto-plástica do material, levando em conta a irregularidade da superfície do talude e a heterogeneidade do solo. Este método é aplicável para calcular o Fator de Segurança (FS) em uma variedade de situações, como paredes de contenção e túneis. O procedimento envolve a redução gradual dos parâmetros de resistência do solo até a ocorrência da falha, como os do material Mohr-Coulomb, simultaneamente diminuindo a coesão e o atrito, com uso de um Fator de redução (F_{trial}), conforme expresso nas equações (3) e (4).

$$c^{trial} = \frac{1}{F_{trial}} c \tag{3}$$

$$\phi^{trial} = arctan\left(\frac{1}{F_{trial}} tan\phi\right) \tag{4}$$

Uma vantagem do MRR é a determinação automática da superfície de ruptura crítica. O Fator de Segurança global é determinado pelo valor de F_{trial} no qual os parâmetros devem ser reduzidos para que a solução por elementos finitos não apresente mais convergência numérica ou forneça grandes deformações no talude, indicando a ocorrência da ruptura.

1.4 Método das Diferencias Finitas 2D (FLAC)

O programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), utiliza o método numérico das diferenças finitas, que aplica a técnica de solução explícita para solução das equações diferencias tensão deformação e o cálculo de modelos geotécnicos e geomecânicos.

Para determinar o limite de ruptura, são realizadas várias execuções separadas com diferentes fatores de redução de resistência. Cada execução é verificada para determinar se o equilíbrio ou o fluxo plástico contínuo é alcançado. O ponto de falha pode ser encontrado por meio de sucessivos ajustes nos fatores de redução de resistência.

2 ESTUDO DE CASO

Nos últimos anos, as regiões cujo o Córrego Abel/Brasílio no Setor Santo Hilário (Goiânia - GO) percorre enfrentaram degradação por processos erosivos. Assim, o Plano de Recuperação de Área Degradada do Córrego Abel (AMMA, 2018), foi um estudo que visou identificar e corrigir os processos de desgaste ambiental deste córrego, onde dividiu o córrego em quatro trechos, mostrado na Figura 1, descrevendo processos de erosão ambiental em cada um, desde a nascente até a foz. Utilizando imagens do Google Earth, foram identificadas as áreas degradadas e realizadas visitas técnicas para selecionar locais de amostragem.

Figura 1. Vista Geral dos Trechos (AMMA, 2019).

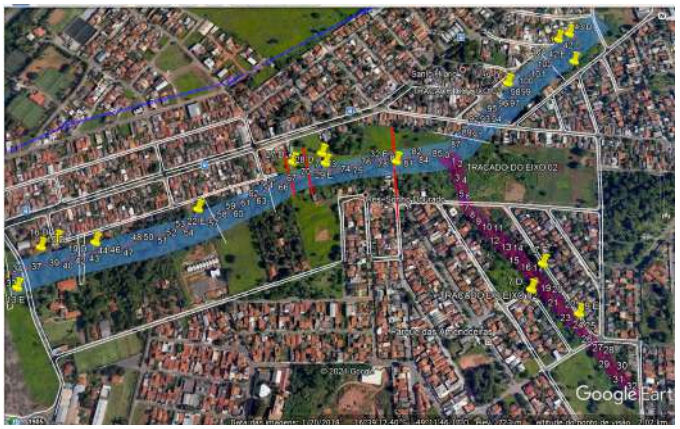


Figura 2. Trecho 3 - Seções de 36 a 86

A análise de estabilidade foi conduzida escolhendo seções próximas aos pontos de amostragem e sondagem e as que apresentaram maior irregularidade de terreno. Sendo assim, foram analisadas 17 das 50 seções da Figura 2 abrangendo as margens esquerda e direita, totalizando 34 análises de estabilidade.

Após as análises, o talude com maior altura e maior declividade, a Seção 45D, foi escolhido para ter reforço com um gabião para prevenção de riscos de queda ou deslizamentos. Assim, foram coletados dados topográficos detalhados do terreno, incluindo informações sobre elevações e perfis do talude, além de características específicas do solo, através das sondagens e ensaios de caracterização e resistência.

3 METODOLOGIA

Inicialmente, foi feita a construção da geometria do talude natural na seção 45D (Figura 3), e incorporando o muro de gabião com o dimensionamento proposto (Tabela 1). Em seguida, foram adotados parâmetros de resistência do solo e do muro de gabião, conforme apresentados na Tabela 2.

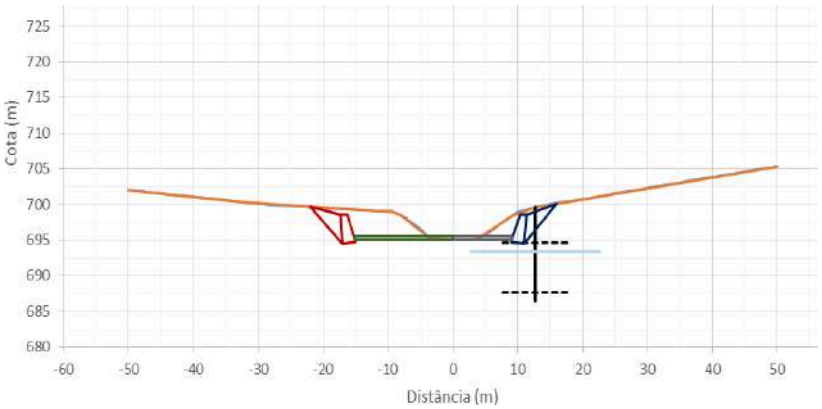


Figura 3. Geometria da Seção 45D

Tabela 1. Dimensionamento do Gabião para a Seção 45D

CAMADA	COMPRIMENTO (m)	ALTURA (m)	INÍCIO (m)
1	2,00	1,00	-
2	1,50	1,00	0,50
3	1,50	1,00	0,50
4	1,00	1,00	1,00

Tabela 2. Parâmetros do Solo e Gabião da Seção 45D

TIPO DE MATERIAL	γn (kN/m³)	c (KPa)	φ (°)	E (MPa)	v
SOLO FRACO	16,20	13,00	32,00	-	-
GABIÃO DE CONCRETO	20,00	-	-	500	0,25

Assim, os dados topográficos foram importados para o software Slope/w, onde as propriedades geotécnicas do solo foram definidas. O Método de Equilíbrio Limite foi empregado para calcular o Fator de Segurança e a linha de ruptura do talude reforçado com o gabião. Esse processo envolveu iterações realizadas na planilha Excel. Além disso, o mesmo talude com gabião foi modelado no software FLAC para uma análise mais aprofundada utilizando o Método de Redução de Resistência. Assim, ajustando os parâmetros de resistência e deformação da interface até que o resultado numérico informasse sobre a ruptura do talude e muro de contenção, foi possível avaliar a estabilidade do gabião e obter um Fator de Segurança associado ao seu potencial rompimento.

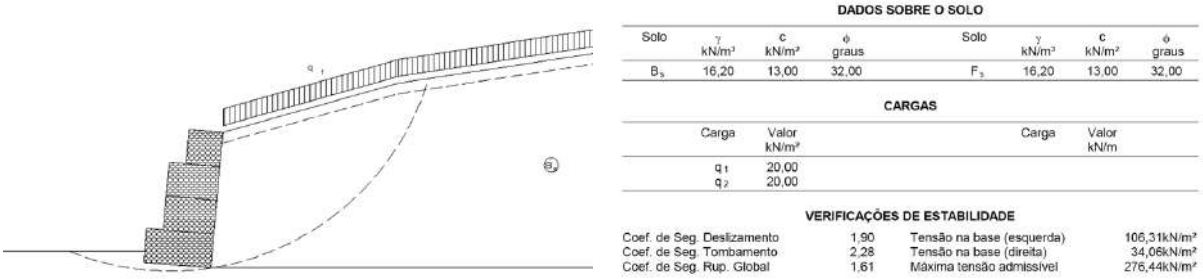
Como o índice de fator de segurança é mais valioso quando usado de maneira comparativa, em análises que utilizam a mesma definição de índice, a fase subsequente envolveu a comparação dos resultados obtidos pelos dois métodos, destacando semelhanças e diferenças nas análises e fatores de segurança alcançados. Esta relação permite analisar numericamente a diferença entre os métodos utilizados e concluir a importância da flexibilidade e adaptação na seleção de métodos, incentivando uma abordagem criteriosa e contextualizada para análises de estabilidade do talude e muro de contenção em questão.

4 RESULTADOS

4.1 Método do Equilíbrio Limite

Na análise pelo MEL foi usado o método de Morgenstern Price e, como primeiro estudo de comparação do MEL com o MRR, não foi considerado o nível do lençol freático.

A Figura 4 apresenta a estabilidade do talude com gabião da margem direita, com FS global de 1,61 e uma superfície de ruptura global, na qual o formato já era esperado, pois o MEL sempre terá uma superfície circular. E como o gabião está instalado na análise, o contorno percorre por baixo dele, provando a estabilidade contra tombamento, deslizamento, capacidade de carga e ruptura global da contenção. Além disso, o FS acima de 1 também seria esperado uma vez que se trata de um solo coesivo e atrito acima de 25°.



DADOS SOBRE O SOLO

Solo	γ kN/m³	c kN/m²	ϕ graus	Solo	γ kN/m³	c kN/m²	ϕ graus
B_3	16,20	13,00	32,00	F_3	16,20	13,00	32,00

CARGAS

Carga	Valor kN/m²	Carga	Valor kN/m
q_1	20,00		
q_2	20,00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	1,90	Tensão na base (esquerda)	106,31kN/m²
Coef. de Seg. Tombamento	2,28	Tensão na base (direita)	34,06kN/m²
Coef. de Seg. Rup. Global	1,61	Máxima tensão admissível	276,44kN/m²

Figura 4 Estabilidade Global do Gabião (FS = 1,6) e dados utilizados para o MEL

4.2 Método da Redução de Resistência

Uma vez que a análise elastoplástica no software FLAC pode ser feita no terreno como um todo, o sistema analisa o talude mais fraco, e a primeira análise do MRR indicou que a margem esquerda seria a mais crítica, visto que mostrou apenas deslizamento para ela, com FS = 1,71. Portanto, para encontrar a superfície de ruptura onde o gabião será instalado, foi criado uma malha apenas do lado direito da margem para forçar resultados mais precisos (Figura 5), obtendo um FS = 2,06.

Ademais, o programa exibiu uma distribuição dos deslocamentos cisalhantes para um coeficiente de redução de resistência de 2,06 na Figura 6. Então, foi identificado o modo de ruptura correspondente ao gabião: deslizamento com cunha triangular, e formação de uma superfície de ruptura global passando por baixo do gabião com formato de cunha ativa.

Posto isso, o FS obtido indicou que a contenção terá funcionamento adequado, mas para uma redução dos parâmetros, de forma que o FS seja menor, a ruptura por deslizamento é iminente.

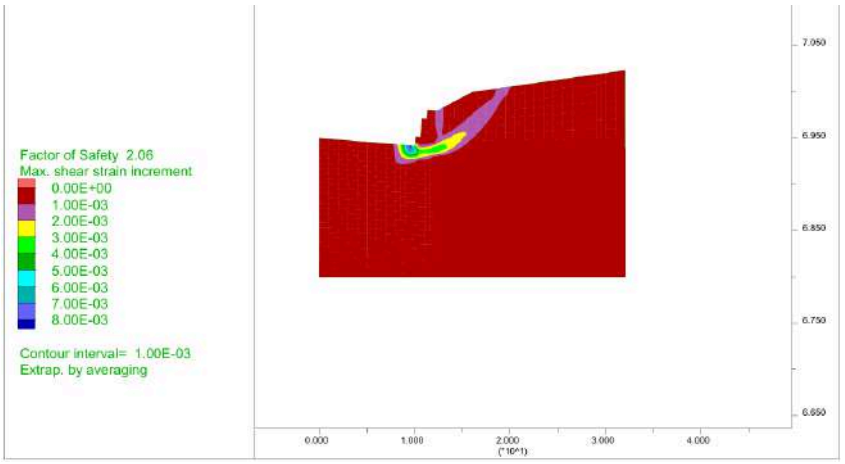


Figura 5. FS da Margem Direita pelo MRR

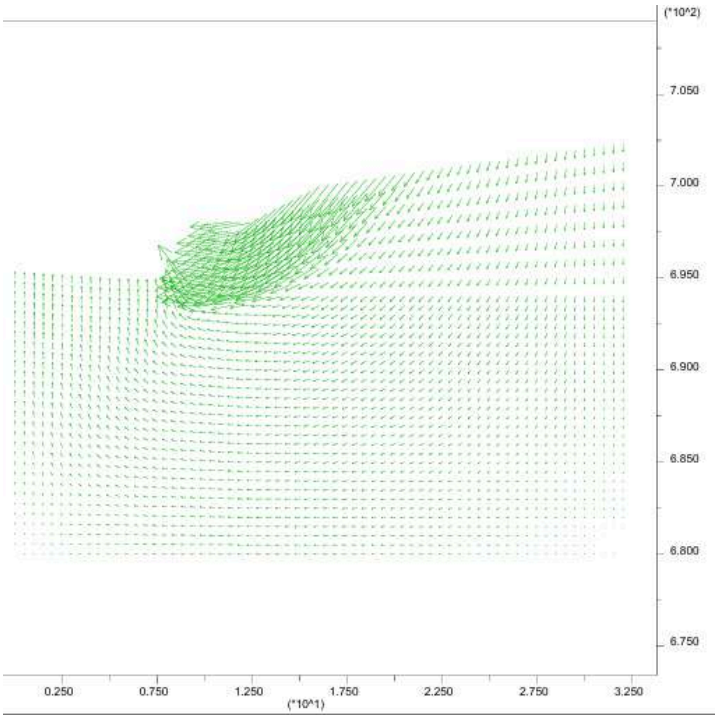


Figura 6. Ruptura da Margem Direita

5 CONCLUSÃO

O estudo comparativo entre o Método Equilíbrio Limite (MEL) e o Método de Redução de Resistência (MRR) para a análise de estabilidade do gabião para o talude de margem de córrego com processo erosivo em Goiânia forneceu resultados importantes sobre as diferentes abordagens e suas implicações práticas, uma vez que a formação completa da superfície de ruptura do MRR precisa de maior redução dos parâmetros ou maior plastificação do modelo comparada com o MEL.

O Método Equilíbrio Limite (MEL) apresenta algumas hipóteses que podem limitar sua aplicabilidade prática. Primeiramente, ao assumir um comportamento rígido-plástico do solo, esse método não captura a complexidade de solos que se deformam antes do colapso. Além disso, a exigência de pré-determinação da superfície circular pode não refletir a realidade de situações geotécnicas, onde as rupturas podem ocorrer de maneiras imprevisíveis e variadas. A utilização de valores médios para parâmetros de resistência e a suposição de homogeneidade do solo em uma mesma camada pode ser inadequada para solos caracterizados por sua heterogeneidade, como o caso desta pesquisa, onde foi considerado o gabião na análise.

Por fim, como observado nos resultados, o MEL define um FS de 1,601 e superfície circular passando por baixo do gabião. Já o resultado do MRR fornece um FS de 2,06 com superfície de plastificação passando por baixo do gabião que não forma uma região com base circular, mas que se aproxima de uma superfície em cunha ou triangular no tardoz do muro de gabião e circular na base do muro de gabião.

De forma geral, a região de plastificação dos métodos são parecidas, mas o fator de segurança do MRR é 28% maior que o MEL, visto que o MRR considera aspectos mais detalhados das propriedades do solo, da estrutura do gabião e das condições de carga, precisando que o solo plastifique mais para que forme a superfície de ruptura. Essa diferença pode ser significativa em termos de segurança estrutural, pois indica que o método MRR pode oferecer uma estimativa mais conservadora e precisa sobre a estabilidade da estrutura em questão.

Além disso, o resultado do MRR pode influenciar diretamente nas decisões de projeto e construção, indicando que o projeto do gabião dimensionado por este método pode ser mais robusto e menos propenso a falhas, especialmente em condições adversas como a ocorrência de sobrecargas ou variações nas características do solo ao longo do tempo. O valor obtido indica que é possível redimensionar o gabião com uma redução do volume para que atenda o FS acima de 1,5, representando uma economia significativa tanto em mão de obra quanto em material, tornando o projeto mais eficiente e econômico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro. 2009.

AHMED, Clarissa Regina Masiero. Fatores que influenciam a erodibilidade nos solos do município de Campos dos Goytacazes-RJ sob uma análise multicritério. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) --Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, 2009.

AMMA. Plano de Recuperação de Áreas Degradadas - PRAD. Goiânia, 2019.

BISHOP, A. W. The use of slip circles in stability analysis of slopes. Geotechnique, Vol. 5, No. 1, 1955,

BITTENCOURT, D. M. A.; Vargas, Carlos Lauro. Fatores Intervenientes na aplicação de uma proposta de barreiras de contenção de erosões e análise de estabilidade de taludes. In: I GEOCENTRO - I Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região do Centro-Oeste, 2009, Goiânia. Anais, 2009. v. 1. p. 100-104.

DAS, Braja M. Fundamentos de engenharia geotécnica. Tradução da 7ª edição norte americana Cengage Learning, 2011.

FIORI, Alberto Pio. Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas. Oficina de Textos, 2016.

GERSCOVICH, Denise M. S. Estabilidade de Taludes. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

ITASCA. FLAC: online manual table of contents. 5. ed. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc., 2011.

MASSAD, Faiçal. Obras de terra: curso básico de Geotecnia. 2ª ed. – São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique, Vol. 15, No. 1, 1965, pp. 77‑93.

NOWATZKI, A.. Professor Alexei Nowatzki. 2011; Tema: Prof. Dr. Alexei Nowatzki de Geografia. (Site). Disponível em: < https://profalexeinowatzki.wordpress.com/ >.

PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas. 3°Ed. - São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PRUSKI, Fernando Falco. Conservação de solo e água: práticas mecânicas para o controle da erosão hídrica. Universidade Federal de Viçosa, 2009. ROSS, Jurandyr L. Sanches (org). Geografia do Brasil. São Paulo: EDUSP. 6. Ed., 1. Reimp. 2011.

XSTABL, (1999), Slope Stability Reference Manual, Version 5.2, pp 11-26.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/147

Análise da Implementação de Estrutura de Contenção em Solo Reforçado no Contorno de São Sebastião - SP

José Guilherme Sacilotto
Universidade Estadual de Campinas, Campinas - SP, Brasil, josesaciloto@outlook.com

Paulo José Rocha de Albuquerque
Universidade Estadual de Campinas, Campinas - SP, Brasil, pjra@unicamp.br

Cristina Francischetto Schmidt
Huesker Ltda., São José dos Campos - SP, Brasil, cristina@huesker.com.br

RESUMO: O trabalho tem por objetivo analisar as vantagens da implementação de uma estrutura de contenção em solo reforçado, por meio da avaliação das condições da obra do Contorno de São Sebastião, SP. A implantação da estrutura de contenção tem como objetivo dar suporte à pista de rolamento na chegada da estrada à cidade de São Sebastião, sendo constituída por face com telas metálicas, preenchidas com pedras de diâmetro equivalente mínimo de 0,25 m, e utilização de geogrelhas de poliéster como elementos de reforço. Para o dimensionamento do muro, foram realizadas três tipos de análise de estabilidade: estabilidade externa, de maneira a evitar o deslizamento e tombamento da massa de solo reforçado, assim como a verificação das tensões na base e o rompimento do solo da fundação; estabilidade interna, através do método de dimensionamento de Ehrlich e Mitchell (1994), com o qual foi possível determinar o comprimento necessário das geogrelhas, assim como os requisitos mínimos para que tais geossintéticos pudessem ser aplicados, como resistência à tração disponível, módulo de rigidez e deformação máxima dos reforços e, por fim, estabilidade global, realizada através de análises de equilíbrio limite com o uso de *software* de busca automática da superfície crítica de ruptura. Além do mais, foi avaliada a pegada de carbono da estrutura de contenção em solo reforçado em um trecho modular, através da determinação da massa de carbono equivalente, obtida por meio de declarações ambientais de produto (DAP) e do consumo de materiais. A partir dos dados obtidos em obra, observou-se que houve um ganho significativo de tempo com a adoção do sistema de muros de solo reforçado, e elevada diminuição das emissões de carbono equivalente da solução adotada quando comparada à solução inicial em concreto armado, evidenciando as vantagens da utilização de muros em solo reforçado.

PALAVRAS-CHAVE: Reforço, geossintéticos, solo mole, pegada de carbono, geogrelha

ABSTRACT: The objective of the study is to analyze the advantages of implementing a reinforced soil retaining structure by evaluating the conditions at the Contorno de São Sebastião construction site in São Paulo, Brazil. The implementation of the retaining structure aims to provide support to the roadway upon its arrival in São Sebastião, consisting of a facing with metal meshes filled with stones of a minimum equivalent diameter of 0.25 m, and the use of polyester geogrids as reinforcement elements. For the wall design, three types of stability analyses were conducted: external stability, aimed at preventing sliding and tilting of the reinforced soil mass, the verification of tensions at the base and the soil foundation failure.; internal stability, using the Ehrlich and Mitchell (1994) design method to determine the necessary geogrid length and minimum requirements for their application, such as available tensile strength, stiffness modulus, and maximum deformation of the reinforcements; and global stability, performed through limit equilibrium analyses using automatic search software to find the critical rupture surface. Additionally, the carbon footprint of the reinforced soil retaining structure was assessed in a modular section by determining the equivalent carbon mass obtained through Environmental Product Declarations (EPDs) and material consumption. Based on the on-site data, a significant time gain was observed with the adoption of the reinforced earth retaining structure, along with a substantial reduction in equivalent carbon emissions compared to the initial reinforced concrete solution, demonstrating the advantages of using reinforced soil walls.

KEYWORDS: Reinforcement, geosynthetics, soft soil, carbon footprint, geogrid

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de contenção são elementos de extrema importância na engenharia civil, em especial nas obras de infraestrutura, como estradas, rodovias, barragens e portos. Sua função primordial é resistir aos empuxos de terra, de modo a permitir o aproveitamento da região adjacente a tais estruturas ou do terrapleno. Ao longo de um extenso período, as obras de contenção foram confeccionadas em concreto, e representaram a única opção disponível. Contudo, a demanda pela execução de construções econômicas com alturas elevadas impulsionou o desenvolvimento de novas tecnologias, como solo grampeado, solo atirantado, além das estruturas de contenção em solo reforçado (ECSR) que, usualmente, são constituídas por dois principais elementos, sendo: elementos de faceamento e elementos de reforço, usualmente geossintéticos.

A utilização de geossintéticos teve início em meados de 1950, com a utilização de geotêxteis tecidos em obras para proteção antierosiva e erosões marítimas (Vertematti, 2015). Posteriormente, ocorreu a primeira aplicação de geotêxteis não tecidos em obras civis, nos Estados Unidos, para recapeamento asfáltico.

Com o advento de novas tecnologias e o início da construção de grandes obras, foram criados grupos de estudos a fim de desenvolver normas específicas para a aplicação dos novos materiais. No Brasil, os primeiros registros de aplicações de geossintéticos datam de 1971, para reforço de aterros sobre solos de baixa capacidade de carga, majoritariamente em obras viárias (Vertematti, 2015). Nas décadas posteriores, houve o surgimento de métodos de dimensionamento de obras com utilização de geossintéticos, como o método de Ehrlich e Mitchell (1994), descrito no presente trabalho. Em virtude dessas razões, foram concebidas diversas categorias de produtos, com aplicações nos mais diversos setores, como hidráulica, geotecnia, mineração, engenharia ambiental, assim como infraestrutura viária.

A obra dos Contornos de Caraguatatuba e São Sebastião - SP, iniciada no ano de 2015, tem como finalidade aliviar o trânsito de passagem do sistema viário interno desses municípios. No entanto, tal empreendimento foi paralisado em 2018 e retomado em outubro de 2021 pela construtora EGTC Infra. O trecho de estudo dos Contornos encontra-se na região da Topolândia, no município de São Sebastião, constituída por uma extensa camada de solo mole, em terreno plano e costeiro. Para finalizar a obra no período previsto, foi elaborada uma solução alternativa com muro de contenção em solo reforçado, cuja função é dar suporte à pista de rolamento, localizada no terrapleno do talude contido por tal muro.

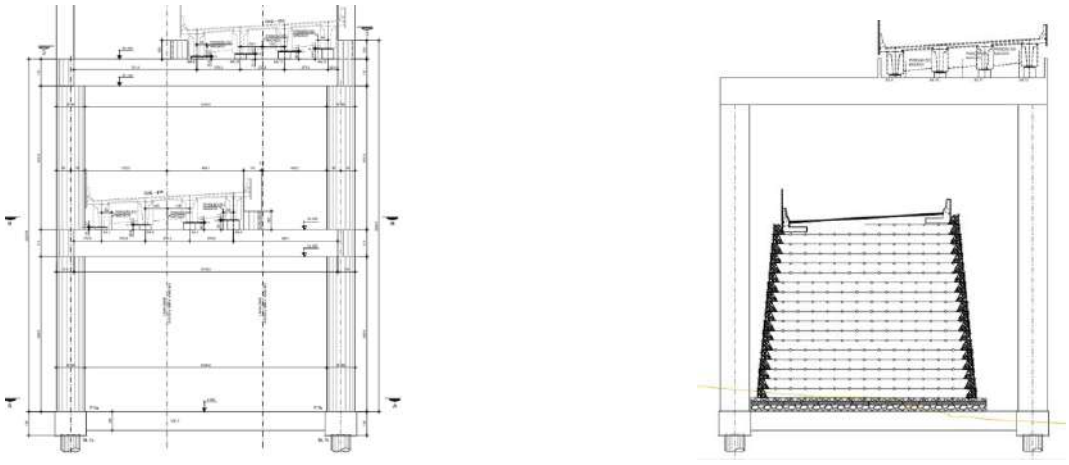


Figura 1 – Seção transversal original em beliche e alternativa com pista inferior em solo reforçado. Fonte: Autores

2 DESCRIÇÃO DA OBRA

A solução original da chegada dos contornos ao litoral de São Sebastião considera uma conexão entre um túnel e um viaduto em beliche, inicialmente concebido em concreto armado, o qual é constituído por uma pista superior e uma pista inferior (Figura 1), com o intuito de isolar os diferentes sentidos de fluxo (chegada e partida), com fundações em sapata e estacas escavadas de grande diâmetro. Tal conexão está situada em uma região denominada Topolândia, caracterizada por uma grande concentração de comunidades urbanas e áreas industriais, o que impõe notáveis desafios à execução de projetos de grande magnitude.

Contudo, em decorrência de uma descontinuidade na obra, o cronograma foi reajustado e, por esta razão,

o prazo de entrega para a construção da nova rodovia foi alterado. Assim, para que todas as tarefas fossem realizadas em conformidade com o novo planejamento, foi realizado um projeto alternativo para os viadutos em beliche, o qual consiste na substituição da pista inferior, apoiada em estrutura de concreto armado, por uma estrutura de contenção em solo reforçado apoiada sobre colunas *Deep Soil Mixing* (DMS) (Figura 1). Tal estrutura de contenção tem altura máxima de 12 m, inclinação de face de 10 V:1 H, além de ser faceada por módulos constituídos por telas metálicas eletrosoldadas galvanizadas, reforçada por três tipos de geogrelhas de poliéster, com resistências à tração disponível iguais a 30 kN/m, 44 kN/m e 63 kN/m, espaçadas verticalmente em 0,6 m (S_V).

3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

As características do subsolo foram determinadas por meio de ensaios *in-situ* do tipo *Standard Penetration Test* (SPT), os quais indicaram perfis heterogêneos. Nas regiões próximas ao desemboque do túnel, foi possível observar, de modo geral, uma camada superficial de solo de alteração, com valores de N_{SPT} entre 32 e 39 golpes, e extensão variável, atingindo profundidades de até 3 m, seguido de uma camada de gnaisse, de espessura variável, com profundidade de até 12 metros e com valores de RQD variando entre 35% e 100% e recuperação entre 50% e 100%. Ademais, nos trechos à jusante, observaram-se camadas significativas de argilas marinhas de muito mole a mole e extensão variável, atingindo espessura de até 5 metros, com valores de N_{SPT} próximos e não superiores a 2 golpes.

Além do mais, o material constituinte do aterro é classificado como areia artificial (pó de pedra) bem graduada (Figura 2), tendo por base a classificação da NBR 6502:2022, sendo os parâmetros de resistência determinados por meio de ensaio de cisalhamento direto drenado, com amostra indeformada, tensões aplicadas de 50, 100, 200 e 400 kPa e velocidade de 0,8 mm/min, o qual resultou em coesão efetiva igual a 38 kPa e ângulo de atrito efetivo igual a 39°. Para critérios de projeto, foram considerados valores de coesão e ângulo de atrito iguais a 5 kPa e 32°, respectivamente. Esse material é resultado da britagem das rochas escavadas para construção dos túneis da obra. Por fim, as colunas DSM foram executadas com diâmetros e comprimentos variáveis, de acordo com necessidade identificada em projeto, e com dimensões de malha entre 1,90 m e 2,00 m, originando um compósito com peso específico de 18 kN/m³, ângulo de atrito efetivo igual a 30° e coesão efetiva igual a 30 kPa, de acordo com critérios de projeto, para fins de análise de estabilidade global.

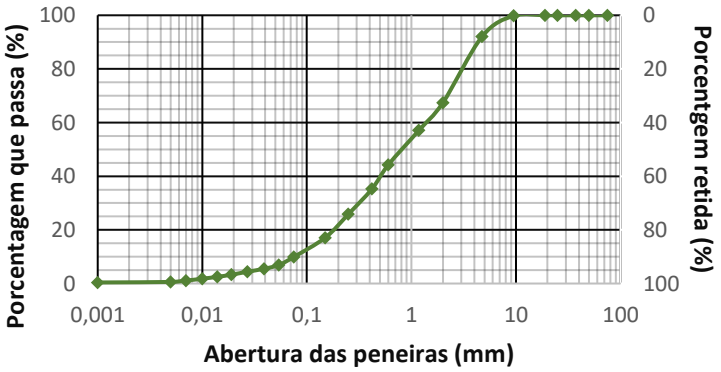


Figura 2. Curva granulométrica do material britado para aterro.

4 DIMENSIONAMENTO

Para realizar o dimensionamento da estrutura de contenção em questão, foram adotados dois parâmetros distintos para o solo: um para o aterro, e outro para o material em que a estrutura é apoiada, haja vista que no trecho anlisado o muro é construído sobre colunas DSM. Assim, as características do material de aterro foram embasadas no ensaio de cisalhamento direto descrito no item 3 e em dados presentes na literatura (Marques et al., 2006), e o compósito entre solo e colunas DSM a partir da abertura da malha supracitada, com consumo de cimento de 330 kg/m³. Adicionalmente, foi considerada uma sobrecarga uniformemente distribuida, no topo do muro, igual a 25 kN/m². Os valores adotados de peso específico, coesão e ângulo de atrito estão

dispostos na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros dos solos.

	Aterro	Compósito (solo + DSM)
Peso específico (kN/m^3)	18	18
Ângulo de atrito efetivo (°)	32	30
Coesão efetiva (kPa)	5	30
K - carregamento	450	-
Ku - descarregamento	900	-
Módulo expoente - n	0,8	-

Onde: K é módulo tangente inicial para carregamento e Ku é o módulo para descarregamento do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980).

4.1 Estabilidade externa

A análise de estabilidade externa para as estruturas de contenção em solo reforçado considera a massa de solo reforçado como um bloco monolítico garantindo, assim, a estabilidade da zona não reforçada (Ehrlich e Becker, 2009). Dessa maneira, é necessário garantir a estabilidade da massa ao deslizamento (equação 1), tombamento (equação 2), verificação das tensões na base (equação 3) e tensão admissível de fundação, sob ação de dado empuxo aplicado pela massa de solo não reforçado. Para determinar a magnitude do empuxo citado, as teorias fundamentadas no equilíbrio limite são comumente utilizadas, a exemplo da formulação de Rankine, a qual foi utilizada neste trabalho.

$$L_r = \frac{\left(0{,}5.\gamma.tg^2(45°-\frac{\emptyset'}{2}).H^2+q.H.tg^2(45°-\frac{\emptyset'}{2})\right).FS}{(\gamma.H+q).tg\emptyset'} \quad (1)$$

$$L_r = \sqrt{\frac{2.FS.\left[\left(0{,}5.\gamma.tg^2(45°-\frac{\emptyset'}{2}).H^2.\frac{H}{3}+q.H.tg^2(45°-\frac{\emptyset'}{2}).\frac{H}{2}\right)\right]}{(\gamma.H+q)}} \quad (2)$$

$$L_r = \sqrt{\frac{6.\left[\left(0{,}5.\gamma.tg^2(45°-\frac{\emptyset'}{2}).H^2.\frac{H}{3}+q.H.tg^2(45°-\frac{\emptyset'}{2}).\frac{H}{2}\right)\right]}{(\gamma.H+q)}} \quad (3)$$

Em que: L_r é o comprimento das geogrelhas; γ é o peso específico do material de aterro;; H é a altura do muro; q é a sobrecarga aplicada no topo do muro; FS é o fator de segurança; $\emptyset'$ é o ângulo de atrito efetivo;

Outrossim, os fatores de segurança utilizados estão em conformidade com a NBR 16920-1:2021, a qual estabelece que os fatores de segurança globais mínimos considerados devem ser iguais a 1,5 para deslizamento, 2,0 para tombamento e 2,0 para a tensão admissível de fundação, avaliado no bordo mais carregado.

4.2 Estabilidade interna

A análise de estabilidade interna para as estruturas de contenção em solo reforçado consiste no cálculo dos esforços aplicados em cada uma das camadas de reforço, para que seja possível determinar as características mínimas apresentadas pelas geogrelhas.

Para tal, utilizar-se-á a metodologia proposta por Ehrlich e Mitchell (1994), a qual possui como premissa o comportamento tensão x deformação da massa de solo reforçado e leva em consideração aspectos como a relação constitutiva do solo e as propriedades da interface solo-reforço. Adicionalmente, deve-se levar em consideração a análise de estabilidade ao arrancamento, a qual é baseada no atrito entre o solo e o reforço. Em decorrência disso, há o surgimento de uma componente de resistência passiva do solo em relação aos elementos transversais. Em ambos os casos, deve-se respeitar os fatores de segurança iguais a 1,5

apresentados pela NBR 16920-1:2021. O cálculo da máxima tensão de tração no reforço ($T_{máx}$) (Ehrlich e Becker, 2009) e a resistência ao arrancamento por unidade de comprimento transversal do reforço (P_r) (Christopher et al., 1990) são dados por:

$$T_{máx} = S_V \,.\, K_r \,.\, \sigma'_Z \tag{4}$$

Onde: S_V é o espaçamento vertical entre as geogrelhas; K_r é o coeficiente de empuxo residual ao final da construção; σ'_Z é a tensão vertical no ponto de interesse.

$$P_r = 2(0{,}9.\tan(\emptyset')) \,.\, \alpha \,.\, \sigma'_Z \,.\, L_e \geq 1{,}5 \,.\, T_{máx} \tag{5}$$

Onde: α é o fator de correção do efeito de escala ($\alpha = 1{,}0$); L_e é o comprimento de reforço na zona resistente; $\emptyset'$ é o ângulo de atrito efetivo.

4.3 Estabilidade global

A análise de estabilidade global contempla a verificação da estabilidade do maciço que contém a estrutura do muro de contenção em solo reforçado, por meio da premissa de que esta pode se deslocar como um corpo rígido no interior do maciço. Para tal, empregar-se-ão os métodos de equilíbrio limite, que são fundamentados na subdivisão da superfície de ruptura em fatias, levando em consideração os esforços pertinentes a cada um desses segmentos. Dessa forma, ao término da análise, torna-se possível estabelecer a relação entre os esforços aplicados e os esforços resistentes na cunha. A análise foi feita por meio de *software* de busca automática da superfície crítica de ruptura através do método de Morgenstern & Price (1965).

5 PEGADA DE CARBONO

A redução das emissões de gases de efeito estufa (GEE) é uma tarefa vital que precisa ser abordada em escala global para que seja possível mitigar os impactos negativos das mudanças climáticas. Para quantificar as emissões, utilizam-se dois parâmetros, denominados energia incorporada e carbono incorporado. A energia incorporada é toda a energia utilizada para produzir um produto, desde a extração da matéria-prima, o transporte e o processo de produção. Cada gás de efeito estufa recebe um *Global Warming Potencial* (GWP), e para possibilitar comparações, todos os GEE emitidos são convertidos em seu equivalente em dióxido de carbono, CO_2. Para calcular o carbono incorporado, toda a energia usada durante o processo de produção é detalhada por fonte de energia e as emissões de GEE produzidas por esse tipo de fonte de energia ou combustível (*UK Department of Energy & Climate Change*), que são então convertidas para o equivalente em CO_2.

Para avaliar o desempenho de cada uma das soluções apresentadas para a obra dos Contornos de Caraguatatuba e São Sebastião - SP, foram realizados cálculos de estimativa de GWP gerado pelo fornecimento de matérias primas, transporte e manufatura dos materiais utilizados na obra. Tais valores são obtidos por meio das Declarações Ambientais de Produtos (EPD´s), fornecidas pelos fabricantes dos produtos que constituem as soluções. Os demais materiais, como rachão e areia, tiveram seus valores estimados por meio do *Inventory of Carbon & Energy* (ICE), da Bath University. É importante frisar que, a limitação adotada em relação às etapas deve-se à disponibilização dos dados fornecidos pelos fabricantes, os quais, muitas vezes, não contemplam todas as etapas (Tabela 2).

Tabela 2. GWP dos materiais utilizados.

Material	GWP	Fonte
Geogrelha 1	1,44 kg CO_2eq/m²	HUESKER Synthetic GmbH. EPD Fortrac T, 2021
Geogrelha 2	1,92 kg CO_2eq/m²	
Geogrelha 3	2,10 kg CO_2eq/m²	
Geotêxtil tecido	0,63 kg CO_2eq/m² (137 g)	HUESKER Synthetic GmbH. EPD Stabilenka, 2021
Cimento	384 kg CO_2eq/t	Votorantim Cimentos S.A, 2023
Material	GWP	Fonte

Aço	0,79 kg CO_2eq/kg	Arcelor Mittal Brasil, 2018
Galvanização	1,71 kg CO_2eq/kg	American Galvanizers Association, 2022
Agregado	10,4 kg CO_2eq/m³	ICE Database, 2011
Areia	0,0051 kg CO_2eqeq/kg	ICE Database, 2011

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na Tabela 3 são mostrados os resultados da análise de estabilidade externa, obtidos a partir da formulação de Rankine. Com tal formulação, foi possível determinar o comprimento necessário das geogrelhas para a estabilização da massa de solo reforçado, para os fatores de segurança mínimos exigidos em norma. Adicionalmente, para a determinação da tensão admissível de fundação, utilizou-se a formulação proposta por Sokolovski (1960) e Brinch Hansen (1961).

Tabela 3. Análise de estabilidade externa.

Análise de estabilidade	Comprimento das geogrelhas (m)
Deslizamento	4,88
Tombamento	5,97
Verificação das tensões na base	7,31

Outrossim, os valores referentes à análise de estabilidade interna estão explicitados na Tabela 4, com dados acerca da máxima tensão de tração no reforço (T_{max}) e resistência ao arrancamento por unidade de comprimento transversal do reforço (P_r) para cada uma das camadas de geogrelhas. Em razão da altura máxima do muro, foi necessário a inserção de 20 camadas de geogrelhas com espaçamento (Sv) igual a 60 cm (Tabela 4).

Tabela 4. Análise de estabilidade interna.

Camada de reforço	Geogrelha	K_r	σ'_z (kN/m)	$T_{máx}$ (kN/m)	$T_{dmáx}$ (kN/m)	L_e (m)	P_r (kN/m)
1	1	0,4560	36	9,79	14,69	2,13	85,77
2	1	0,3558	47	9,95	14,92	2,40	125,93
3	1	0,2931	57	10,09	15,14	2,68	172,71
4	1	0,2500	68	10,23	15,35	2,95	226,12
5	1	0,2186	79	10,36	15,54	3,22	286,15
6	1	0,2203	90	11,87	17,80	3,49	352,80
7	1	0,2241	101	13,53	20,29	3,77	426,07
8	1	0,2274	111	15,20	22,80	4,04	505,97
9	1	0,2302	122	16,88	25,32	4,31	592,49
10	1	0,2326	133	18,56	27,84	4,58	685,63
11	2	0,2400	144	20,71	31,07	4,86	785,40
12	2	0,2451	155	22,40	33,60	5,13	891,79
13	2	0,2428	165	24,10	36,14	5,40	1004,80
14	2	0,2440	176	25,79	38,69	5,67	1124,43
15	2	0,2450	187	27,49	41,23	5,95	1250,68
16	3	0,2504	198	29,72	44,58	6,22	1383,56
17	3	0,2511	209	31,42	47,13	6,49	1523,06
18	3	0,2516	219	33,12	49,68	6,76	1669,18
19	3	0,2522	230	34,83	52,25	7,04	1821,93
20	3	0,2526	241	36,53	54,80	7,31	1981,30

Com base nos resultados, conclui-se que as condições para ruptura e arrancamento dos reforços estão em conformidade com as características do material utilizado. Por fim, a análise de estabilidade global foi realizada por meio do método de Morgenstern & Price (1965) através de *software* computacional, resultando em um fator de segurança igual a 1,50. Para a modelagem da estrutura de contenção em solo reforçado, foram

utilizadas geogrelhas com comprimentos superiores a 7,31 m (obtido na análise de estabilidade externa), uma vez que o projeto geométrico da via estabelece uma largura da faixa de rodagem de 10,4 m, estando, dessa forma, a favor da segurança.

Os cálculos para a determinação da massa de carbono equivalente para ambas as soluções foram realizados para o quarto lote da Obra de Arte Especial (OAE) 405, com base no consumo de materiais, por meio do produto entre o GWP de cada material com o consumo do respectivo componente. Além disso, foram utilizados traços característicos para o concreto por falta de dados. Dessa maneira, tem-se que a massa de carbono equivalente para cada uma das soluções conforme as Tabelas 5 e 6.

Tabela 5. Massa de carbono equivalente da solução original.

Material	Massa de carbono equivalente ($kgCO_{2e}q$)
Cimento	290.384
Areia	10.237
Pedra	7.352
Aço	243.749
Total	**551.722**

Tabela 6. Massa de carbono equivalente da solução alternativa.

Material	Massa de carbono equivalente ($kgCO_2eq$)		
	Estrutura de contenção	Estrutura remanescente	Colunas DSM
Geogrelha 1	64.800	-	-
Geogrelha 2	26.880	-	-
Geogrelha 3	15.750	-	-
Geotêxtil	11.340	-	-
Cimento	-	28.339	814.464
Areia	-	1.028	-
Pedra	-	-	-
Agregado	136.656	732	-
Aço	237.475	19.273	-
Total	**492.901**	**49.372**	**814.464**

A solução alternativa para a OAE 405 apresenta uma massa de carbono equivalente superior àquela apresentada pela solução original, uma vez que o consumo de cimento é cerca de 3 vezes superior ao que o apresentado na primeira alternativa. No entanto, isto se deve à execução das colunas DSM, em razão das condições desfavoráveis do solo de fundação. Se a fundação da estrutura do solo reforçado tivesse boa capacidade de carga, sem necessidade de execução das colunas de DSM, a pegada de carbono seria menor do que a do projeto original em estrutura de concreto armado.

7 CONCLUSÃO

Para dimensionar a estrutura, foram realizadas três verificações: estabilidade externa, interna e global. A primeira análise garantiu que o bloco monolítico formado pela ECSR não se deslocasse ou tombasse horizontalmente, além de verificar as condições do solo de fundação para suportar o muro. Isso resultou em um comprimento mínimo de 7,31 m para as geogrelhas.

Além disso, a análise de estabilidade interna assegurou que cada camada de reforço suportasse as tensões geostáticas, sobrecarga prevista em projeto e a tensão induzida pela compactação. Os três tipos de geogrelhas adotados atenderam as exigências da obra.

Por fim, a análise de estabilidade global avaliou a superfície crítica e o fator de segurança do sistema. Utilizando o método de Morgenstern & Price (1965), obteve-se um FS= 1,50. Dessa maneira, por meio das três análises realizadas, confirmou-se que a configuração das geogrelhas é satisfatória para as condições da obra.

Além do mais, foi realizada comparação entre a pegada de carbono gerada para solução inicial do projeto e a ECSR, de forma a se obter a massa de carbono equivalente de cada uma das soluções. O resultado obtido para a análise evidencia uma massa de carbono equivalente de 551.722 $kgC0_2$ para a solução original à medida que a solução alternativa apresentou uma massa de carbono equivalente de 1.356.737 kgCO2e. A divergência entre ambos os valores se deve à implementação das colunas DSM, representando cerca de 60% do total gerado pela solução alternativa, uma vez que o solo de fundação não apresenta condições favoráveis à obra.

Em suma, a partir dos dados expostos, evidencia-se que a implementação da estrutura de contenção no Contorno de São Sebastião – SP apresentou diversas vantagens perante comparação com a estrutura original proposta, destacando a viabilidade e a relevância das estruturas de contenção em solo reforçado no cenário nacional. A solução alternativa em solo reforçado garantiu o cumprimento do cronograma apertado da obra.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

Agradecemos à construtora EGTC Infra pela disponibilização das informações da obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileiras De Normas Técnicas (2021). NBR 16920. *Muros e taludes em solos reforçados - Parte 1: Solos reforçados em aterros*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileiras De Normas Técnicas (2022). NBR 6502. *Solos e Rochas - Terminologia*. Rio de Janeiro.

Brinch Hansen, J. *The ultimate resistance of rigid piles against transverse forces*. Dansk Geotechnisk Inst. Bull, 1961. v. 12, p. 5-9. In: Clayton, C. R. I.; Milititsky, J.; Woods, R. I. Earth pressure and Earth-retaining structures. 2. ed. Glasgow: Blackie Academic and Professional, 1993.

Christopher, B. R.; Gill, S. A.; Giroud, J. P.; Juran, I.; Mitchell, J. K.; Schlosser, F.; Dunnicliff, J. *Reinforced soil structures, v. 1 - Design and construction guidelines*. Washington, D.C.: FHWA, 1990. Rep. n. FHWA/RD/89-043

Department of Energy & Climate Change (2011). *The Carbon Plan: Delivering our low carbon future*. Disponível em < https://assets.publishing.service.gov.uk/media/5a79744ced915d07d35b5a17/3702-the-carbon-plan-delivering-our-low-carbon-future.pdf >. Acesso em: 3 nov. 2023.

Duncan, J. M. et al. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. *Journal of Geotechnical Engineering*, Rep. No. UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley, California, 1980

Ehrlich, Maurício; Becker, Leonardo. *Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução*. Oficina de Textos, 2009

Ehrlich, Maurício; Mitchell, James K. Working stress design method for reinforced soil walls. *Journal of geotechnical engineering*, v. 120, n. 4, p. 625-645, 1994

Marques, H. C.; Ehrlich, M.; Riccio, M. V. *Parâmetros de resistência e tensão de formação por análise de elementos finitos para obras de terra com solos tropicais compactados do Brasil*. Relatório Interno. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2006.

Morgenstern, NR u; Price, V. Eo. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, v. 15, n. 1, p. 79-93, 1965.

Sokolovski, V. V. *Statics of soil media*. London: Butterworth, 1960. In: Clayton, C. R. I.; Milititsky, J.; Woods, R. I. Earth pressure and Earth-retaining structures. 2. ed. Glasgow: Blackie Academic and Professional, 1993.

Vertematti, José Carlos. *Manual brasileiro de geossintéticos*. Editora Blucher, 2015.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/148

Análise da Viabilidade de Implementação de Alternativas Sustentáveis em Muros de Arrimo de Gravidade: Estudo de Caso em Jaraguá do Sul/SC

Aline Ariadne Duarte
Engenheira Civil, Universidade do Estado de Santa Catarina, Joinville, Brasil, aline99duarte@gmail.com

Jonatas Sosnoski
Doutorando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, jonatas.sosnoski@gmail.com

RESUMO: O constante aumento no consumo de recursos e na frequência de desastres naturais impulsionaram a busca por soluções mais sustentáveis na engenharia geotécnica, destacando-se a utilização de solo-pneu e resíduo da construção civil (RCC) em estruturas de contenção. Neste contexto, o presente trabalho teve como objetivo analisar a viabilidade da aplicação destes materiais em muros de gravidade, empregando como estudo de caso um talude localizado em Jaraguá do Sul/SC. Para tal, realizou-se o dimensionamento de estruturas compostas por materiais convencionais, utilizando concreto convencional e gabião preenchido com gnaisse, e materiais alternativos, aplicando solo-pneu e gabião preenchido com RCC. Posteriormente, foram desenvolvidos orçamentos considerando comprimentos de muro de 5, 10 e 15 metros e comparados os resultados atingidos. Identificou-se que os muros construídos com materiais alternativos possuem dimensões similares aos convencionais. Além disso, para todos os comprimentos verificados, o muro de gabião com RCC apresentou economia apenas em relação ao muro de gabião com gnaisse, enquanto os muros de solo-pneu exibiram os menores valores. A geometria esbelta do muro de solo-pneu exibiu valores inferiores à escalonada.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Muro de Arrimo, Sustentabilidade, Solo-pneu, Resíduo da Construção Civil.

ABSTRACT: The constant increase in resource consumption and the frequency of natural disasters has driven the search for more sustainable solutions in geotechnical engineering, highlighting the use of soil-tires and construction waste in retaining walls. In this context, the present work aimed to analyze the feasibility of applying these materials in gravity walls, using as a case study a slope located in Jaraguá do Sul/SC. To this end, structures composed of conventional materials were designed, using conventional concrete and gabion filled with gneiss, and alternative materials, applying soil-tire and gabion filled with construction waste. Subsequently, budgets were developed considering wall lengths of 5, 10 and 15 meters and the achieved results were compared. It was identified that walls built with alternative materials have similar dimensions to conventional ones. Furthermore, for all lengths verified, the gabion wall with construction waste showed savings only in relation to the gabion wall with gneiss, while the soil-tire walls showed the lowest values. The slender geometry of the soil-tire wall exhibited lower values than the stepped one.

KEYWORDS: Slope Stability, Retaining Wall, Sustainability, Soil-tire, Construction Waste.

1 INTRODUÇÃO

Os desastres naturais, segundo Tominaga (2009), são fenômenos naturais que afetam áreas habitadas pelo homem, causando-lhe danos. Apesar disso, ações antrópicas, como ocupação irregular, desmatamento, uso inadequado do solo e exploração descontrolada dos recursos naturais, contribuem para a potencialização dos efeitos, aumentando a vulnerabilidade do meio ambiente e sociedade (Cardona, 2003). Neste cenário, a sustentabilidade surge com o objetivo de restaurar o equilíbrio do ecossistema, envolvendo as dimensões social, ambiental e econômica, conforme descrito por Elkington (2004, tradução nossa). De maneira a

contribuir com esta perspectiva, a Geotecnia tem se voltado para pesquisas sobre a reutilização de materiais e o emprego de técnicas alternativas visando a redução do consumo de recursos (Reddy, 2014, tradução nossa). Exemplo disso são os muros de arrimo de solo-pneu e gabião preenchido com resíduos da construção civil (RCC), objetos de estudo deste trabalho.

Os muros de gabião com preenchimento em RCC, em termos construtivos, são semelhantes aos gabiões convencionais. Porém, apresentam o preenchimento preferencialmente em material cinza, resíduo derivado do concreto, e alturas de estrutura de até 5,5 metros, garantindo a viabilidade técnica (Camelo, 2019; Maccaferri, 2015).

Quanto aos muros de solo-pneu, tem-se execução a partir do posicionamento de camadas de pneus amarrados entre si e colocados de maneira descasada (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016). O interior dos pneus e o espaço existente entre eles é preenchido com solo compactado, enquanto a amarração pode ser efetuada com arame de gabião ou corda de polipropileno de 6mm (Medeiros *et al.*, 2000; Sieira, 2010). Sugere-se a realização de uma estrutura com inclinação entre 70° e 90° e uma altura máxima de 5 metros (Fundação Instituto de Geotecnia do Município do Rio de Janeiro, 2000; O'Shaughnessy, 1997).

Com base neste contexto, a presente pesquisa teve por objetivo analisar a viabilidade de aplicação de alternativas sustentáveis na construção de muros de arrimo de gravidade, comparando dimensões e custos das estruturas de gabião com RCC e solo-pneu com soluções convencionais.

2 METODOLOGIA

2.1 Área de Estudo

Para definição de uma base comparativa, empregou-se como estudo de caso um talude localizado em Jaraguá do Sul, município da região nordeste de Santa Catarina. Caracterizado como talude de corte, tem sua área destinada a loteamento. A topografia do local foi disponibilizada por Empresa A e o peso específico, de 14,59 kN/m², bem como parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo – correspondentes a 30,17º para ângulo de atrito e 10,36 kPa para coesão – foram determinados por Empresa B.

2.2 Procedimentos

Com o intuito de verificar a estabilidade do talude em questão, fundamentado na teoria do equilíbrio limite, empregou-se o *software Slide* (Rocscience, 2024). Após confirmação da instabilidade, justificando a necessidade de aplicação de estruturas de contenção, efetuou-se o dimensionamento dos muros para os materiais de concreto convencional, gabião preenchido com gnaisse, gabião preenchido com resíduo da construção civil e solo-pneu. De maneira a padronizar as estruturas e possibilitar posterior comparação, adotou-se terrapleno de 12º, altura fixa de 4 metros, parcela enterrada de muro de 0,5 metro e aplicou-se uma inclinação mínima na face frontal do muro. A verificação da estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga foi efetuada seguindo a NBR 11682 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2009). Para estabilidade global, assumiu-se o valor do fator de segurança igual a 1,5.

O sistema de drenagem dos muros de contenção foi estruturado considerando a existência de drenagens do tipo superficial e subsuperficial. Referente à drenagem subsuperficial, adotou-se um colchão drenante de 0,40 metro de largura e drenos barbacã de 75 milímetros, posicionados a cada 2 m² de parede de muro. Para a drenagem superficial, empregou-se os projetos-tipo do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2018), considerando aplicação de valetas na porção posterior da crista e no pé do muro, além de descidas d'água em degraus. O sistema de drenagem completo foi contabilizado apenas para muros de concreto convencional e solo-pneu. Para muros de gabião, em razão da capacidade drenante da estrutura, conforme exposto por Barros *et al.* (2017), adotou-se apenas a valeta no pé do muro.

Por fim, com auxílio das tabelas de composição do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) e do Sistema de Custos Referenciais de Obra (SICRO), realizou-se estimativa de custos das estruturas projetadas considerando comprimentos de muro de 5, 10 e 15 metros.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Fator de Segurança no Talude Sem Estrutura de Contenção

Verificando-se a estabilidade do maciço anteriormente à intervenção geotécnica, obteve-se fator de segurança (FS) de 1,416 (Figura 1), valor inferior à 1,5, considerando a situação mais desfavorável exposta na NBR 11682 (ABNT, 2009). A análise foi efetuada considerando apenas uma das seções que o compõe, classificada como seção tipo do talude e, em vista da ausência de informações a respeito do perfil estratigráfico do solo, adotou-se para todas as profundidades o solo com peso específico e parâmetros de resistência ao cisalhamento identificados pela Empresa B.

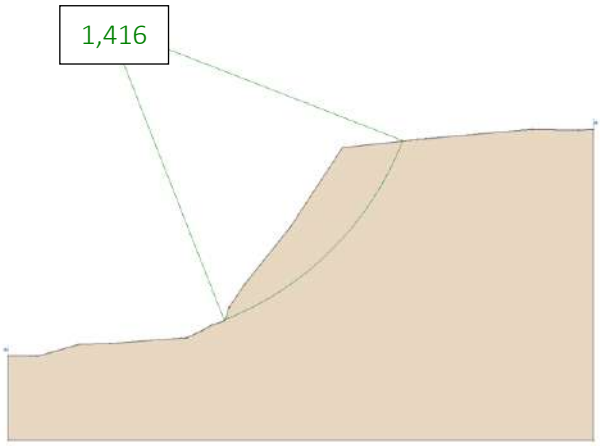


Figura 1. Fator de Segurança do talude.

3.2 Dimensionamento dos Muros de Arrimo de Gravidade

Para realização do dimensionamento do muro de concreto convencional, considerando o exposto na NBR 6120 (ABNT, 2019), empregou-se peso específico de 24 kN/m³ para a estrutura e considerou-se a utilização da geometria trapezoidal. As dimensões finais do muro, bem como a análise de estabilidade global do sistema solo-muro estão indicadas na Figura 2. Os fatores de segurança identificados para estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga apresentaram valores de 4,0, 1,5 e 3,0, respectivamente.

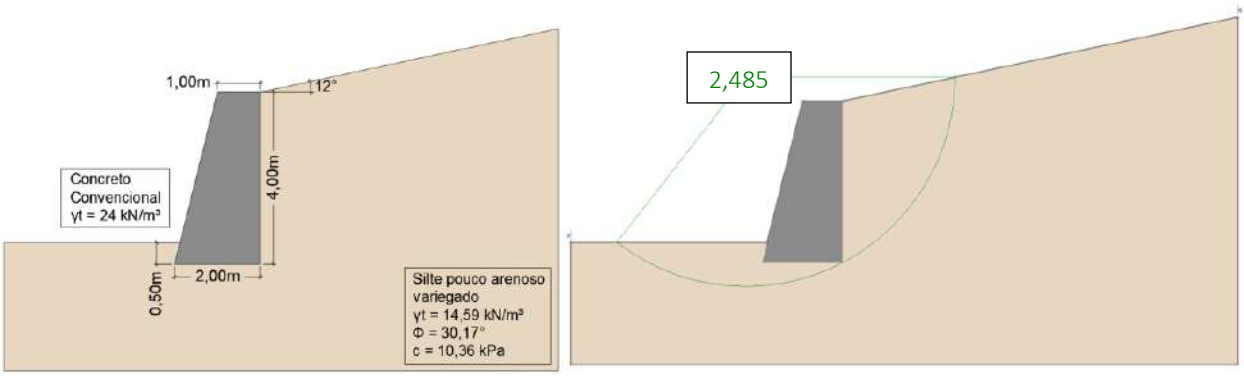


Figura 2. Geometria e estabilidade global do sistema solo-muro de concreto convencional.

O muro de gabião convencional foi dimensionado considerando a aplicação de rocha gnáissica, de peso específico (γ_p) 25 kN/m³ segundo Barros *et al*. (2017), em razão de se tratar de uma rocha facilmente encontrada na região. Ao se considerar uma porosidade (n) de 30% e aplicando a Equação 1 indicada por Barros *et al.* (2017), obteve-se um peso específico para o muro (γ_g) de 17,5 kN/m³. Referente a geometria,

adotou-se uma estrutura escalonada, com degraus internos, inclinação de 6º em relação à vertical e uma altura fixa de 1 metros para cada gabião.

$$\gamma_g = \gamma_p \,.\, (1 - n) \tag{1}$$

Na Figura 3, verifica-se a representação da estrutura final dimensionada, assim como a análise de estabilidade global efetuada. Com relação à verificação da estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga, atingiu-se valores para os fatores de segurança de 5,5, 1,8 e 3,3, respectivamente.

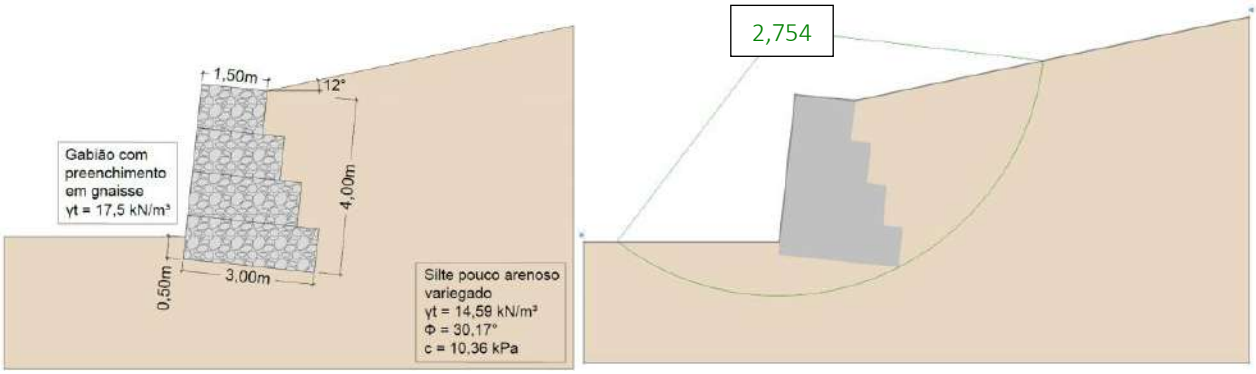


Figura 3. Geometria e estabilidade global do sistema solo-muro de gabião preenchido com gnaisse.

Referente ao muro de gabião preenchido com resíduo da construção civil (RCC), seguindo o indicado por Maccaferri (2015), empregou-se como material de preenchimento o resíduo derivado do concreto, denominado de material cinza, o qual garante uma elevada resistência à compressão e um peso específico próximo ao da pedra rachão tradicionalmente utilizada. Aplicado na estrutura, o sistema atinge um peso específico de 15 kN/m³. A geometria adotada é similar a do muro de gabião com rocha do tipo gnaisse, com formato escalonado, degraus internos, inclinação de 6º em relação à vertical e gaiolas com 1 metro de altura cada. As dimensões finais e a análise da estabilidade global estão indicadas na Figura 4. Realizadas as verificações quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga, obteve-se os fatores de segurança equivalentes a 5,0, 1,6 e 3,7, respectivamente.

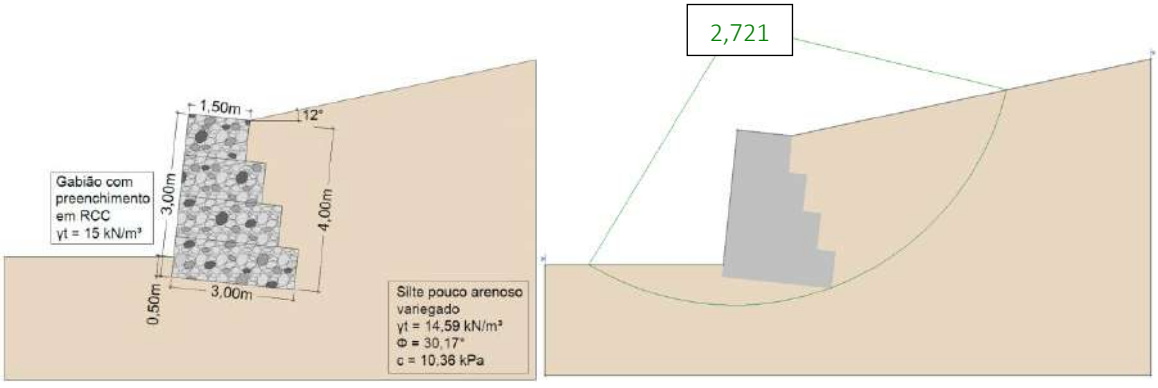


Figura 4. Geometria e estabilidade global do sistema solo-muro de gabião preenchido com resíduo da construção civil.

Com relação aos muros de solo-pneu, adotou-se o solo local para preenchimento dos pneus visando a redução nos custos. Os pneus estabelecidos foram de veículos de passeio, com cerca de 0,60m de diâmetro e 0,20m de largura de banda de rolamento, facilitando o preenchimento com solo e reduzindo o índice de vazios em comparação aos pneus de veículos comerciais (Baroni; Specht; Pinheiro, 2012).

Quanto à geometria do muro, analisou-se ambos os formatos escalonado e esbelto, certificando-se a aplicação de uma largura de seção transversal mínima de 3 pneus, conforme indicado por Sieira *et al.* (2001b). A largura do muro foi determinada pela Equação 2, conforme Pimenta (2019), e empregou-se uma angulação de aproximadamente 83° entre a face e a base do muro, estando em conformidade com a inclinação entre 70°

e 90° indicada por O'Shaughnessy (1997, tradução nossa).

$$L = D_e + \frac{\sqrt{3}}{2} D_e \, (n - 1) \qquad (1)$$

Sendo:
$L =$ largura do muro [m];
$D_e =$ diâmetro externo do pneu [m];
$n =$ número de linhas de pneu na direção do comprimento do muro.

O peso específico do conjunto solo-pneu utilizado nos cálculos foi de 15,4 kN/m³, valor referente ao estudo efetuado por Sieira *et al.* (2001a). A determinação deste valor depende das características do solo e o tipo de pneu empregado, sendo necessários ensaios para definição. De maneira a simplificar, optou-se pelo valor mencionado, uma vez que, de maneira semelhante ao presente estudo, os autores empregaram pneus de veículos de passeio inteiros na construção da estrutura e os valores de coesão e ângulo de atrito dos solos utilizados como preenchimento se mostraram bastante próximos.

As dimensões e análises de estabilidade global obtidas para as estruturas de solo-pneu esbelto e escalonado estão indicadas nas Figuras 5 e 6, respectivamente. Referente à verificação da estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga dos muros, para o muro esbelto se obteve os valores de 4,8, 1,7 e 3,7, enquanto para o escalonado, os fatores de segurança foram equivalentes a 5,8, 1,8 e 4,6, nesta ordem.

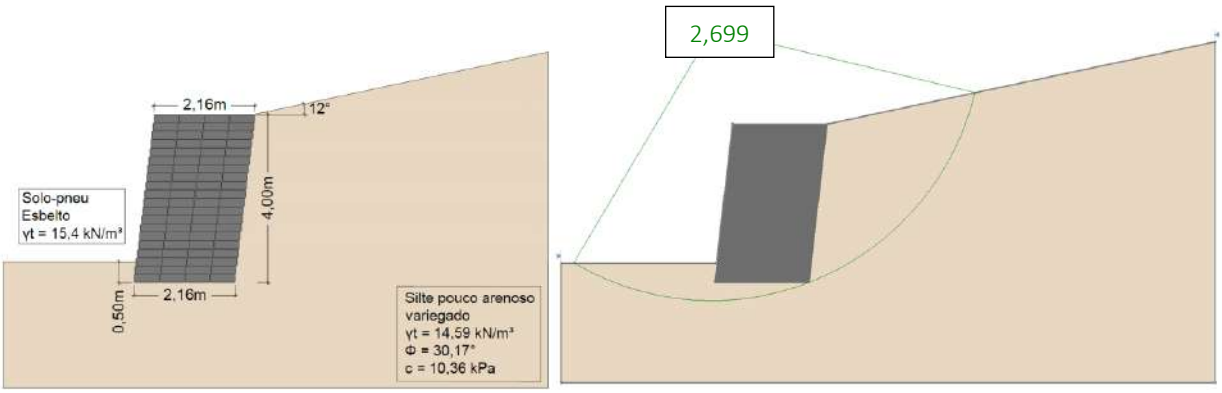


Figura 5. Geometria e estabilidade global do sistema solo-muro de solo-pneu esbelto.

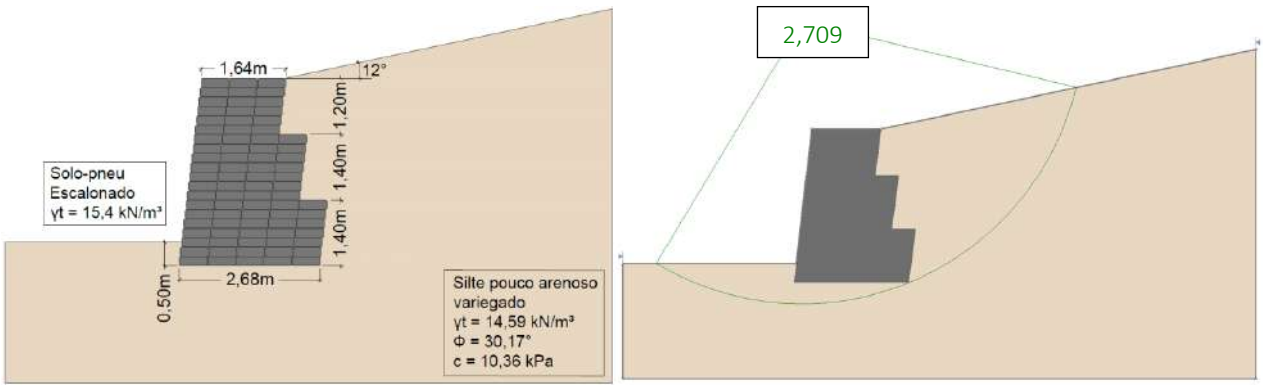


Figura 6. Geometria e estabilidade global do sistema solo-muro de solo-pneu escalonado.

3.3 Avaliação de Custo das Estruturas

Determinadas as dimensões das estruturas de contenção, verificou-se a metragem quadrada obtida para a seção de cada estrutura (Figura 7) e estimou-se os custos, com base no SINAPI de dezembro de 2023 e SICRO de outubro de 2023, para os comprimentos de muro de 5, 10 e 15 metros.

Nos cálculos foram levados em consideração os custos com mão de obra, equipamentos e insumos necessários. Os itens comuns a todas as estruturas foram suprimidos do orçamento.

Figura 7. Metragem quadrada das seções dos muros.

Para a obtenção da composição orçamentária do muro de concreto convencional, considerou-se um concreto usinado bombeável, com britas 0 e 1, e resistência característica a compressão de 25 MPa. Além disso, em vista da inexistência de composições referentes a fôrmas para muro de contenção, empregou-se fôrmas para viga baldrame, de código 96536 no SINAPI. Quanto à impermeabilização da estrutura, foi utilizada a composição de código 98557 do SINAPI, correspondente a um impermeabilizante de superfície com emulsão asfáltica.

O muro de gabião preenchido com rocha gnáissica teve custo calculado com base na composição de código 92743 do SINAPI. Para dimensões de caixa diferentes do exposto no código, realizou-se um comparativo entre o volume da caixa de gabião e o custo unitário.

Referente ao muro de gabião com preenchimento em resíduo da construção civil, fez-se uso da mesma composição empregada para o muro de gabião preenchido com rocha do tipo gnaisse. A exceção foi a utilização do agregado reciclado cinza como material de preenchimento, de código 40438 do SINAPI.

Por fim, para os muros de solo-pneu, adotou-se comprimentos de 5,4, 10,2 e 15 metros - equivalentes a nove, dezessete e vinte e cinco pneus, respectivamente - devido ao diâmetro dos pneus de 0,6m. Não foi estabelecido custo para os pneus, pois se considerou a obtenção a partir de doação e recolhimento de pneus descartados. A amarração entre pneus foi efetuada com cordas de polipropileno de 6mm para redução de custos, uma vez que, conforme Medeiros *et al.* (2000), apesar de necessitar de comprimento superior se comparado à utilização de arames de gabião, o custo deste material ainda se apresenta inferior. Para quantificação da metragem necessária para uma única amarração, seguiu-se o exposto por Souza (2002), o qual afirma que é preciso 1 metro de arame para realização da amarração entre pneus, e Medeiros *et al.* (2000), que expõe a necessidade de um comprimento 100% maior para a corda em relação ao arame de gabião. Assim, calculou-se que, para amarração de volta única, demanda-se de 2 metros do material, enquanto para duas voltas é preciso de 4 metros. A dupla volta foi realizada na amarração de pneus externos e a volta única, em pneus internos (Fundação Instituto de Geotecnia do Município do Rio de Janeiro, 2000). Além disso, seguindo o indicado por Medeiros *et al.* (2000), a interligação entre pneus internos foi realizada a apenas quatro pneus adjacentes, bem como não se realizou ligação vertical entre pneus.

Devido à inexistência do insumo de corda de polipropileno ou de material semelhante nos sistemas de composição de custos utilizados, efetivou-se uma pesquisa de mercado avaliando 5 empresas distintas e realizando uma média para obtenção do custo final. O custo unitário obtido para o insumo foi de R$ 1,63.

A compactação do solo aplicada foi manual, com soquete elétrico e considerou-se a execução de hidrossemeadura na estrutura finalizada objetivando a proteção contra a erosão, raios ultravioletas e a possibilidade de incêndio (Gerscovich *et al.*, 2004, tradução nossa; Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016). A mão de obra empregada para construção do muro, contabilizando o posicionamento dos pneus e amarração com cordas de polipropileno, foi calculado com base na composição do muro de gabião.

Os resultados obtidos referentes aos custos dos distintos muros de arrimo e comprimentos de estruturas estão indicados na Figura 8 em gráfico comparativo.

Nota-se que, para ambos os comprimentos de 5, 10 e 15 metros, os maiores custos obtidos são referentes aos muros de gabião com preenchimento em rocha gnáissica e gabião preenchido com RCC. Posteriormente, tem-se o muro de concreto convencional, seguido dos muros de solo-pneu escalonado e solo-pneu esbelto. À medida que o comprimento da estrutura aumenta, observa-se uma maior disparidade nos custos.

Ao analisar cada muro de material alternativo e confrontar com os muros de materiais convencionais, para o muro de gabião preenchido com RCC, obteve-se uma redução apenas em relação ao muro de gabião preenchido com gnaisse, equivalente a 6,5% para todos os comprimentos analisados. Em contrapartida, os muros de solo-pneu apresentaram reduções variando de 14,5% a 49,9% para geometria esbelta e de 13,3% a 46,4% para escalonada, sendo verificadas as reduções mais significativas para estruturas de maiores comprimentos.

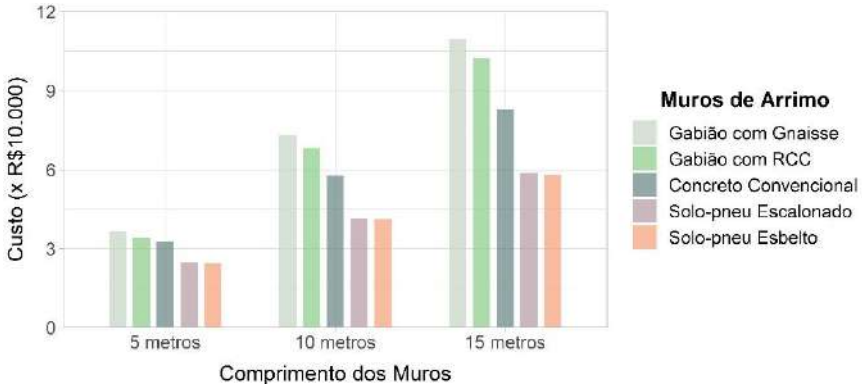


Figura 8. Comparativo entre custos dos distintos muros e comprimentos de estrutura.

4 CONCLUSÃO

A partir dos cálculos e resultados obtidos, constatou-se que muros de arrimo de gravidade com materiais convencionais e alternativos apresentam dimensões semelhantes entre si, não exigindo maior área para aplicação de estruturas mais sustentáveis.

Além disso, ao efetuar a análise dos custos, identificou-se que o muro de solo-pneu foi a estrutura que garantiu o menor valor entre todas as alternativas analisadas, com reduções variando de 13,3% a 49,9% em relação às estruturas convencionais. Referente à geometria, o formato esbelto exibiu custos inferiores ao de formato escalonado. Ainda, concluiu-se que, para estruturas de maiores comprimentos, os muros de solo-pneu garantem uma redução mais significativa no orçamento final se comparado às outras estruturas.

Com relação ao muro de gabião com preenchimento em resíduo da construção civil, obteve-se que esse apresentou menor valor apenas em comparação ao muro de gabião preenchido com rocha gnáissica, com uma redução nos custos equivalente a 6,5% para todos os comprimentos de muro analisados. Embora não garanta o menor orçamento, o muro de gabião com RCC se trata de uma alternativa que combina a flexibilidade e permeabilidade do gabião convencional, com uma redução no custo e maior sustentabilidade no sistema e, portanto, deve ter a utilização considerada a depender da situação em estudo.

Assim, analisando-se tanto no aspecto técnico, quanto econômico, os muros de gravidade com aplicação de materiais sustentáveis se caracterizam como soluções viáveis. Pois, além de contribuírem para a redução de custos, a depender da estrutura em comparação, esses auxiliam na minimização dos impactos ambientais ao retirar resíduos do meio ambiente e reduzirem a necessidade de extração de matérias-primas. Porém, salienta-se que, no momento de escolha da estrutura mais adequada, é preciso se atentar à disponibilidade de materiais e à distância de transporte dos resíduos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6120. *Ações para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro.

Baroni, M., Specht, L. P., Pinheiro, R. J. B. (2012). Construção de estruturas de contenção utilizando pneus inservíveis: análise numérica e caso de obra. *Rem: Revista Escola de Minas*, 65(4), p. 449–457. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S0370-44672012000400004>. Acesso em: 21 out. 2023.

Barros, P. L. de A., Fracassi, G., Duran, J. da S., Teixeira, A. M. (2017). *Manual técnico: obras de contenção*, Maccaferri, São Paulo.

Camelo, D. G. (2019). *Estudo da utilização de resíduos de construção civil para preenchimento de gabiões caixa*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Cidades Inteligentes e Sustentáveis, Universidade Nove de Julho. Disponível em: <https://bibliotecatede.uninove.br/handle/tede/2111>. Acesso em: 18 nov. 2023.

Cardona, O. D. (2003). The need for rethinking the concepts of vulnerability and risk froma a holistic perspective: a necessary review and criticism for effective risk management. In: Bankoff, G.; Frerks, G.; Hilhorst, D. *Mapping Vulnerability: Disasters, Development and People*, Eartscan Publishers, Londres.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (2018). *Álbum de projetos – tipos de dispositivos de drenagem*, 5. ed., IPR, Rio de Janeiro. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-manuais/vigentes/publicacao-ipr-736/ipr_736_atualizado-com-a-republicacao-da-emenda-2_04-03-2024.pdf>. Acesso em: 14 out. 2023.

Elkington, J. (2004). Enter the triple bottom line. In: Henriques, A.; Richardson, J. (org.). *Enter the triple bottom line*, Earthscan, London, p. 1-16.

Fundação Instituto de Geotecnia do Município do Rio de Janeiro (2000). *Manual técnico de encostas*, Rio de Janeiro.

Gerscovich, D. M. S., Danziger, B. R., Saramago, R. (2016). *Contenções: teoria e aplicações em obras*, 2. ed., Oficina de Textos, São Paulo.

Gerscovich, D. M. S., Sieira, A. C. C. F., Medeiros, L. V. de, Sayão, A. S. F. (2004). Scrap tire: a civil engineering material. *International Journal of Engineering*, p. 1-24. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/deptos/professor/123/JOURNAL2009.pdf >. Acesso em: 15 nov. 2023.

Maccaferri (2015). *Manual técnico MacSoil: dimensionamento e considerações gerais*, Maccaferri, São Paulo.

Medeiros, L. V. de, Sayão, A. S. F. J., Gerscovich, D. M. S., Sieira, A. C. C. F. (2000). Reuso de pneus em geotecnia. In: Seminário Nacional Sobre Reuso/Reciclagem de Resíduos Sólidos Industriais, São Paulo. *Anais*... Fiesp/Ciesp, p. 1-19. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/artigos/pneu/fiesp2000.pdf>. Acesso em: 15 nov. 2023.

O'Shaughnessy, V. (1997). *Reinforcement of earth structures using scrap tires*. Tese de Doutorado, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Ottawa. Disponível em: <https://ruor.uottawa.ca/items/64dca527-f71f-4038-a9c7-5f73723111be>. Acesso em: 15 nov. 2023.

Pimenta, A. A. G. (2019). *Obtenção de parâmetros para estudo de dimensionamento de um muro de contenção com pneus e coproduto siderúrgico de aciaria*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo. Disponível em: < https://sucupira.capes.gov.br/sucupira/public/consultas/coleta/trabalhoConclusao/viewTrabalhoConclusao.jsf?popup=true&id_trabalho=7754399>. Acesso em: 15 nov. 2023.

Reddy, K. R. (2014). Evolution of geoenvironmental engineering. *Environmental Geotechnics*, 1 (3). Disponível em: http://dx.doi.org/10.1680/envgeo.13.00088. Acesso em: 2 nov. 2023.

Rocscience (2024). *Slide2*, Toronto.

Sieira, A. C. C. F. (2010). Geossintéticos e pneus: alternativas de estabilização de taludes. *Engevista*, 11 (1). Disponível em: <https://doi.org/10.22409/engevista.v11i1.227>. Acesso em: 16 nov. 2023.

Sieira, A. C. C. F., Gerscovich, D. M. S., Medeiros, L. V. de, Sayão, A. S. F. J. (2001a). Simulação numérica de um muro experimental solo-pneus. In: IV Encontro Sobre Modelagem Computacional, Friburgo. *Anais*... IPRJ/UERJ, p. 251-260. Disponível em: <http://www.labbas.eng.uerj.br/~denise/artigos/pneu/boletim%202006.pdf>. Acesso em:16 nov. 2023.

Sieira, A. C. C. F., Sayão, A. S. F. J., Medeiros, L. V. de, Gerscovich, D. M. S. (2001b). Comportamento de um muro de pneus para estabilização de encostas. *Geotecnia*, 91, p. 39–55. Disponível em: <https://doi.org/10.14195/2184-8394_91_3>. Acesso em: 23 out. 2020.

Souza, A. N. de (2002). Muro de contenção utilizando pneus: análise e alguns comparativos de custos. Dissertação de Mestrado em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/handle/10183/3226?show=full>. Acesso em: 16 nov. 2023.

Tominaga, L. K. (2009). Desastres naturais: por que ocorrem?. In: Tominaga, L. K.; Santoro, J.; Amaral, R. (org.). *Desastres naturais: conhecer para prevenir*, Imprensa Oficial do Estado de São Paulo, São Paulo, p. 11-23.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/149

Análise da Vulnerabilidade aos Deslizamentos de Terra em Vilas, Favelas e Conjuntos Habitacionais do Município de Belo Horizonte Frente às Mudanças Climáticas

Pedro França Araújo de Melo
Engenheiro Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, pedrofmelo@ufmg.br

Talita Caroline Miranda
Docente no Departamento de Transportes e Geotecnia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, talita@etg.ufmg.br

Rayane Caroline de Freitas Ramos
Graduanda em Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, rayaneramos@ufmg.br

Mariana Sigolo Figueiredo
Graduanda em Geologia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, mfsigolo@ufmg.br

RESUMO: Este estudo visa avaliar a vulnerabilidade ao risco de deslizamentos de terra em vilas, favelas e conjuntos habitacionais de Belo Horizonte, bem como examinar os registros de ocorrência de deslizamentos nos últimos anos, dado o aumento da frequência de chuvas extremas. Para isso, foram tratados e analisados os dados contidos nas planilhas fornecidas pela Companhia Urbanizadora e de Habitação de Belo Horizonte (URBEL), referentes às vistorias realizadas durante o período de 2014 a 2022 através do Programa Estrutural em Áreas de Risco (PEAR). A análise das planilhas considerou aspectos como localização, distribuição ao longo dos anos, distribuição em relação aos níveis de risco geológico-geotécnico, ocorrência de deslizamentos, população abrangida, pareceres determinados e obras executadas como medidas adaptativas e preventivas. Constatou-se que, dentre os movimentos de massa registrados, os escorregamentos planares foram os mais comuns, representando 90% dos registros analisados. Percebeu-se também que cerca de 30% das pessoas que vivem em áreas de risco são crianças. Além disso, foi constatada uma associação estatisticamente significativa entre os pareceres determinados pelos vistoriadores e o registro de ocorrência de deslizamento nos locais vistoriados, bem como entre o registro de ocorrência de deslizamento e o nível de risco geológico-geotécnico. Essa correlação evidenciou a eficácia da classificação realizada pelos vistoriadores ao avaliar o nível de risco geológico-geotécnico nos locais vistoriados pela URBEL-BH.

PALAVRAS-CHAVE: Deslizamentos de Terra, Risco Geológico, Vistorias, Vulnerabilidade.

ABSTRACT: This study aims to assess the vulnerability to landslide risks in villages, slums, and housing complexes located in Belo Horizonte, as well as examine the records of landslide occurrences in recent years. To achieve this, data from spreadsheets provided by the Urbanization and Housing Company of Belo Horizonte (URBEL) were processed and analyzed, referring to inspections carried out from 2014 to 2022 through the Structural Program in Risk Areas (PEAR). The analysis of the spreadsheets considered aspects such as location, distribution over the years, distribution in relation to geological-geotechnical risk levels, landslide occurrences, affected population, determined recommendations, and implemented adaptive and preventive measures. It was observed that, among the recorded mass movements, planar landslides were the most common, representing 90% of the analyzed records. It was also found that around 30% of people living in risk areas are children. Furthermore, a statistically significant association was found between the recommendations provided by inspectors and the recorded landslide occurrences at the inspected sites, as well as between landslide occurrences and geological-geotechnical risk levels. This correlation demonstrated the effectiveness of the classification carried out by the surveyors when evaluating the level of geological-geotechnical risk in the locations inspected by URBEL-BH.

KEYWORDS: Landslides, Geological Risk, Inspections, Vulnerability.

1 INTRODUÇÃO

Uma considerável parcela da população residente nas grandes cidades do Brasil habita em vilas, favelas e conjuntos habitacionais localizados em encostas íngremes, sujeitas a diversas formas de risco geológico-geotécnico. O cenário não é diferente na cidade de Belo Horizonte. A ocupação irregular dessas áreas, juntamente com as características morfogeológicas do município, resulta em situações de risco, principalmente durante o período chuvoso, que compreende os meses de outubro a março (Campos, 2011). Ademais, o município de Belo Horizonte aparece em quarto lugar no ranking de proporção de pessoas vivendo em áreas de risco no país, com 16,4% da sua população, totalizando aproximadamente 390 mil domicílios construídos em áreas de risco, de acordo com o relatório "Populaçãos em áreas de risco no Brasil" do IBGE e do Centro Nacional de Monitoramento e Alerta de Desastres Naturais, do ano de 2018.

Diante dessas circunstâncias, o Programa Estrutural em Áreas de Riscos (PEAR) foi estabelecido em julho de 1993, quando a Prefeitura Municipal de Belo Horizonte começou a monitorar a situação das regiões com perigo geológico-geotécnico em vilas, favelas e conjuntos habitacionais do município. O PEAR tem como objetivo realizar diagnósticos, prevenir, controlar e reduzir situações de risco geológico-geotécnico, estruturando e revitalizando áreas que se encontram em situações de risco, com o intuito de diminuir a incidência de acidentes e garantir a segurança dos moradores envolvidos (Campos, 2011).

2 OBJETIVO

O presente artigo tem como objetivo avaliar a situação das vilas, favelas e conjuntos habitacionais do município de Belo Horizonte em relação à vulnerabilidade ao risco de deslizamentos de terra, bem como examinar os registros de ocorrência de deslizamentos nos últimos anos, tendo em vista o aumento da frequência de chuvas extremas. Este estudo se baseará na análise das fichas de vistorias efetuadas pelo Programa Estrutural em Áreas de Risco (PEAR), cujos dados encontram-se compilados em planilhas que foram disponibilizadas pela URBEL (Companhia Urbanizadora e de Habitação de Belo Horizonte).

3 METODOLOGIA

Com base nas informações apresentadas anteriormente, será realizado o levantamento e a análise de dados, dividida em duas etapas:

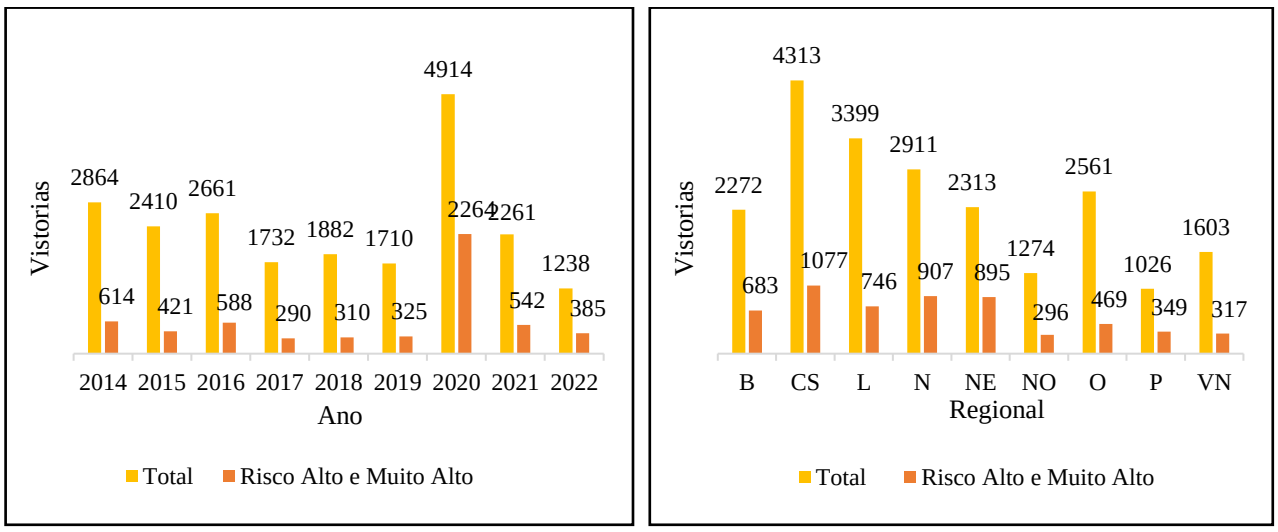
- Foi analisado o conjunto de planilhas fornecidas pela URBEL (2023), referentes às vistorias realizadas no período de 2 de janeiro de 2014 à 14 de fevereiro de 2022. Apesar de haver dados apenas até a metade do mês de fevereiro, considerou-se o ano de 2022 nas análises, visto que esses dois meses apresentaram uma grande quantidade de registro de vistorias, alcançado um valor de 70% da totalidade do número de registros do ano de 2017, por exemplo. O conjunto de arquivos tratados e analisados consta de nove planilhas, divididas por ano, em que as vistorias registradas com informações preenchidas totalizam 21672 registros, contendo informações relevantes para análises, tais como: número (código) da vistoria, data de realização, nome do bairro popular e regional de Belo Horizonte, número de moradores, número de crianças, nível de risco geológico-geotécnico do local, data de ocorrência e tipo de deslizamento (se ocorrido), tipo de obra de adaptação (se realizada) e, por fim, o parecer final determinado pelos vistoriadores. Para a análise quantitativa das vistorias, em relação à sua distribuição ao longo dos anos e das regionais de Belo Horizonte, todos os 21672 registros foram analisados. Após o tratamento inicial dos dados excluindo algumas duplicidade de dados e agrupando os eventos que ocorreram mas atingiram mais que uma moradia, o número de registros caiu para 2083.
- Na segunda parte do estudo referente à análise de dados, foram realizadas as análises estatísticas utilizando o programa estatístico STATA, versão 14.2. As variáveis categóricas foram tabuladas em frequências absolutas e percentuais, e, para cada uma dessas análises, foram removidas no programa as linhas do banco de dados que apresentaram a célula em branco, referente à coluna da categoria analisada, denominadas "*missings*". Além disso, será adotado o nível de confiança de 95%, com o intuito de fornecer os intervalos de confiança de 95% para as análises de proporções. Desse modo,

foram apresentadas as frequências e proporções, em relação à totalidade do banco de dados, das categorias das seguintes variáveis: nível de risco geológico-geotécnico, pareceres e registro de ocorrência de deslizamentos. Por fim, com o propósito de investigar a possível associação entre duas variáveis e compreender se existe uma relação significativa entre elas, foram apresentadas tabelas de contingência. Para isso, foram removidas do banco de dados todas as linhas referentes às vistorias que não possuem algum registro de ocorrência de deslizamento no local vistoriado, formando um novo banco de dados com um total de 3186 registros. Posteriormente, para a análise bivariada, será utilizado o teste qui-quadrado de Pearson, considerando-se um nível de significância para $p<0,001$. Desta forma, será possível avaliar de forma estatisticamente relevante a relação entre as seguintes combinações de variáveis: registro de ocorrência de deslizamentos e nível de risco geológico-geotécnico; registro de ocorrência de deslizamentos e pareceres.

5 ANÁLISES E RESULTADOS

5.1 Análise das Planilhas

A análise dos 21672 registros de vistorias revelou informações interessantes sobre sua distribuição ao longo dos anos de 2014 a 2022, como demonstrado na Figura 1, que também apresenta a distribuição dessas vistorias entre as nove regionais de Belo Horizonte. Ambos os gráficos não apenas mostram o número total de registros por ano e regional, mas também a proporção de vistorias classificadas com risco geológico-geotécnico alto ou muito alto.



a) Número total de vistorias realizadas por ano. b)número total de vistorias realizadas por regional.

Figura 1. Número total de vistorias realizadas por ano e por regional entre 2014 a 2022.

Quanto à localização desses deslizamentos, como evidenciado na Figura 2, é possível observar uma concentração maior nas regionais Leste (L) e Centro-Sul (CS), seguidas pelas regionais Norte (N) e Nordeste (NE). Por outro lado, as regionais Pampulha (P), Oeste (O) e Venda Nova (VN) apresentaram os menores números de registros de deslizamentos. Em todas as regionais, os escorregamentos planares representaram a grande maioria dos casos, totalizando 90% dos registros.

Em relação aos deslizamentos, as vistorias registram se ocorreu algum tipo de deslizamento no local vistoriado e, caso sim, sua data de ocorrência. Caso tenha sido observada a ocorrência de algum deslizamento, os vistoriadores identificam o tipo do movimento de massa ocorrido, classificando-o como "escorregamento circular", "escorregamento em cunha", "escorregamento planar" ou "rolamento / tombamento / queda de blocos".

No que tange à análise da população residente nos locais vistoriados, as planilhas das vistorias apresentam apenas informações referentes ao número total de moradores e ao número de crianças nos respectivos locais. Pôde-se observar que a maioria dos locais vistoriados apresenta entre 2 e 4 moradores,

demonstrando uma média de 3,77 moradores por local vistoriado. A partir da análise do número de crianças por local vistoriado, destaca-se que 55% dos locais vistoriados apresentaram pelo menos uma criança morando no local. Na Figura 3 é apresentada a proporção de crianças em relação ao número total de moradores em áreas classificadas como risco geológico-geotécnico alto ou muito alto.

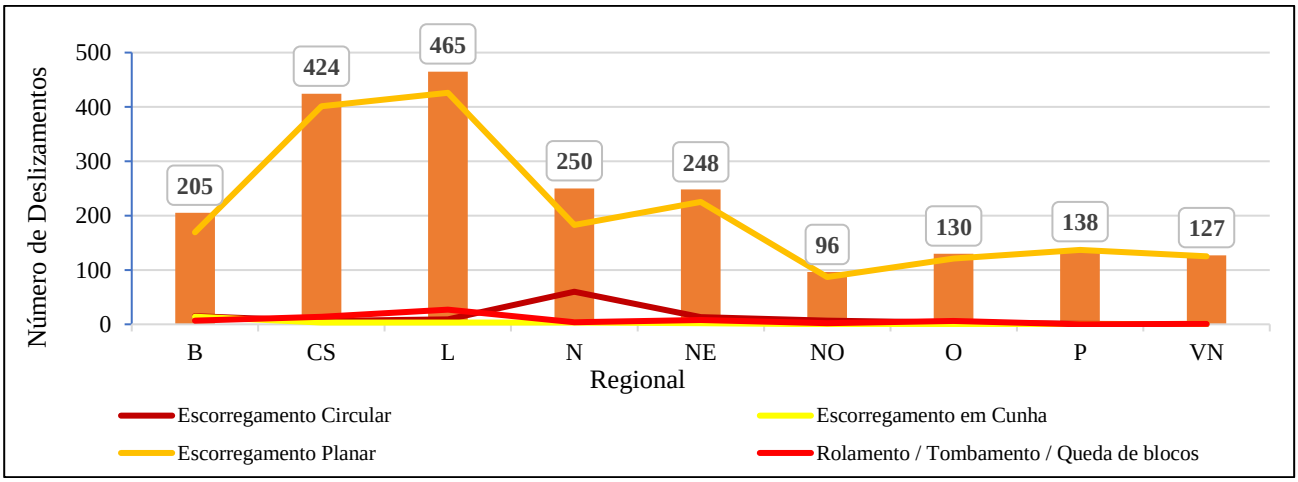


Figura 2. Distribuição do número de deslizamentos registrados em cada regional.

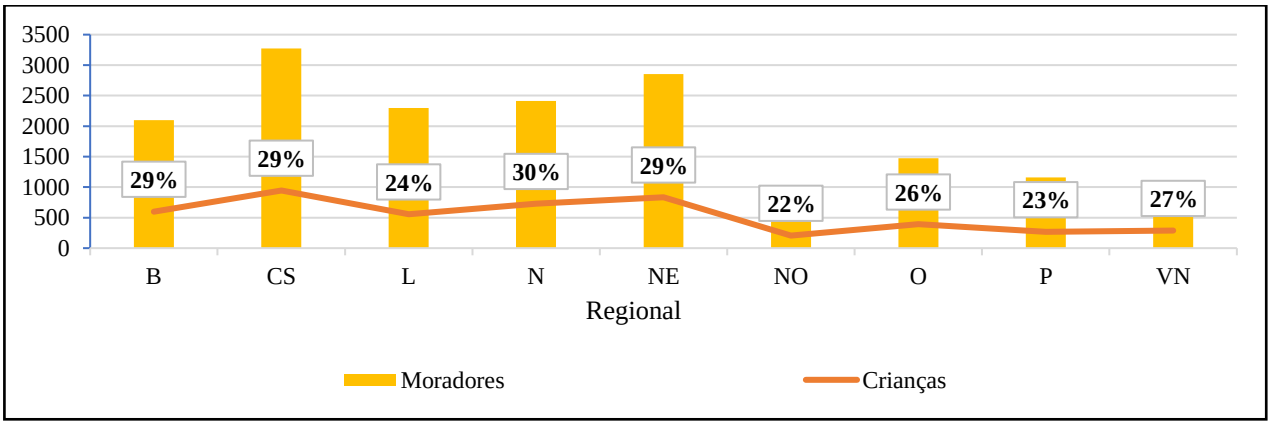


Figura 3. Proporção de crianças em relação ao total de moradores em áreas de risco geológico-geotécnico alto ou muito alto.

No decorrer das análises notou-se que alguns aglomerados urbanos aparecem repetidamente entre os mais vistoriados, os que foram classificados com risco geológico-geotécnico alto ou muito alto com maior frequência e os com maior número de vistorias que registraram a ocorrência de algum deslizamento no local. Esse é o caso do Conjunto Taquaril, dos bairros Nossa Senhora de Fátima, Granja Werneck, Jardim Alvorada e Vila Barragem Santa Lúcia, e da favela Cabana do Pai Tomás. A localização desses aglomerados urbanos é apresentada na Figura 4.

No que diz respeito aos tipos de pareceres determinados pelos vistoriadores, eles podem ser classificados em três categorias: monitoramento pelo morador, indicação de remoção temporária ou indicação de remoção definitiva. A partir das análises realizadas, percebeu-se que nos locais classificados com risco geológico-geotécnico alto ou muito alto, dentre todos os pareceres determinados pelos vistoriadores, a maioria foi de "monitoramento pelo morador", representando 62% dos registros. Em segundo lugar, com 32% dos casos, estão as indicações de remoção temporária durante o período chuvoso, quando obras adaptativas podem ser realizadas, se necessário. Por fim, há as indicações de remoção definitiva, totalizando 6% dos casos de vistorias classificadas com risco geológico-geotécnico alto ou muito alto.

Quanto às obras realizadas como medidas adaptativas e preventivas nos locais vistoriados, pode-se observar que a URBEL prioriza a construção de muros padrão (72%), seguido de Drenagem (15%), reforço estrutural e outas tipos de contenções.

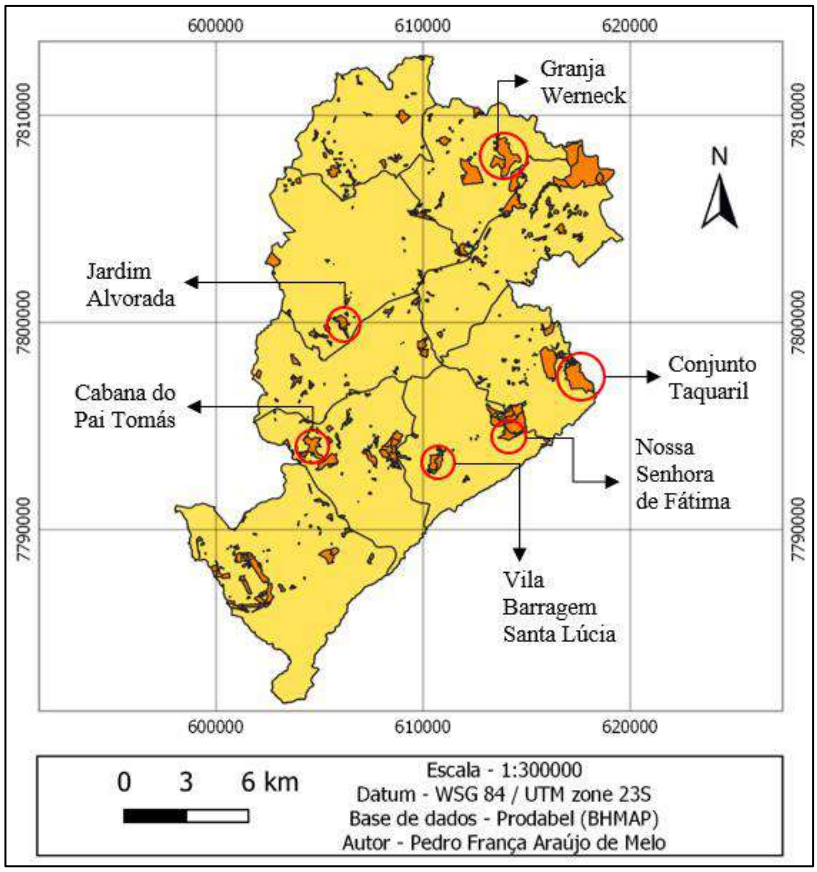


Figura 4. Vilas, favelas e conjuntos habitacionais mais vulneráveis aos deslizamentos.

5.2 Análises de Proporção e Frequência

Após o tratamento dos dados contidos nas planilhas fornecidas pela URBEL, foram realizados o processamento e as análises desses dados utilizando o programa estatístico STATA, versão 14.2. Nas análises de proporção e frequência, são apresentados a frequência absoluta e o percentual de cada uma das categorias em relação ao banco de dados total da variável analisada. Além disso, são fornecidos os intervalos de confiança de 95% para as proporções, considerando o nível de confiança de 95% adotado para o estudo.

Na Tabela 1, pode-se observar a frequência e proporção dos diferentes níveis de risco geológico-geotécnico. É possível observar uma distribuição equilibrada entre as quatro primeiras categorias: sem risco (21,9%), baixo (23,5%), médio (26,4%) e alto (22,4%). No entanto, a categoria de risco muito alto apresentou uma proporção significativamente menor, contabilizando 5,8%.

Tabela 1. Análise de proporção e frequência dos níveis de risco geológico-geotécnico no banco de dados.

	Total		IC 95%	
	%	n		
Sem Risco	21,9	3895	21,3	22,5
Baixo	23,5	4178	22,9	24,2
Médio	26,4	4687	25,7	27,0
Alto	22,4	3970	21,7	23,0
Muito Alto	5,8	1031	5,5	6,2

n - Frequência absoluta
IC 95% - Intervalo de confiança de 95%

Quanto aos pareceres determinados pelos vistoriadores, conforme mostrado na Tabela 2, a maioria dos registros está relacionada ao parecer "monitoramento pelo morador", representando 84,4% do banco de dados. Por outro lado, a indicação de remoção definitiva, que se trata de uma medida aplicada apenas em casos de extrema necessidade, aparece com uma proporção bastante baixa, com apenas 2,1%.

Tabela 2. Análise de proporção e frequência dos pareceres no banco de dados.

	Total		IC 95%	
	%	n		
Indicação de remoção definitiva	2,1	300	1,9	2,3
Indicação de remoção temporária	13,4	1931	12,9	14,1
Monitoramento pelo morador	84,4	12092	83,8	85,0

n - Frequência absoluta
IC 95% - Intervalo de confiança de 95%

Na Tabela 3, são apresentadas a frequência e a proporção de registros de ocorrência de deslizamentos nos locais vistoriados durante o período analisado. Cerca de 18% dos locais vistoriados registraram algum deslizamento no local, anteriormente à data da vistoria, enquanto os outros 82% dos locais vistoriados não apresentaram nenhum registro de deslizamento.

Tabela 3. Tabela de contingência para registro de deslizamentos e risco geológico-geotécnico.

Ocorrência de deslizamento	Total		IC 95%	
	%	n		
Não	82,0	14529	81,4	82,6
Sim	18,0	3186	17,4	18,6

n - Frequência absoluta
IC 95% - Intervalo de confiança de 95%

5.3 Teste Qui-quadrado de Pearson

A abordagem estatística empregada possui o intuito de investigar a associação entre as variáveis em questão, permitindo-nos compreender se existe uma relação significativa entre elas. Assim, as combinações de variáveis escolhidas para serem analisadas neste estudo foram as seguintes: registro de ocorrência de deslizamentos e nível de risco geológico-geotécnico (Tabela 4); registro de ocorrência de deslizamentos e pareceres (Tabela 5).

Os resultados presentes nas tabelas de contingência geradas são apresentados por blocos, que representam a interseção entre duas categorias da tabela, uma na vertical e outra na horizontal. Esses blocos contêm três valores: a frequência absoluta (n), a proporção em relação ao total da categoria presente na linha analisada ($\%^{A}$) e a proporção em relação ao total da ca-tegoria presente na coluna analisada ($\%^{B}$).

A partir dos resultados obtidos na Tabela 4, pode-se concluir que há associação entre o nível de risco geológico-geotécnico e o registro de ocorrência de deslizamento nos locais vistoriados. Essa conclusão pode ser afirmada em virtude do resultado do teste estatístico ($p<0,001$), o que determina a existência de uma relação estatisticamente significativa entre as variáveis analisadas. Desta forma, observa-se que há uma maior proporção de registro de ocorrência de deslizamento entre os locais vistoriados classificados com níveis de risco geológico-geotécnico mais altos (sem risco – 2,0%; risco baixo – 6,0%; risco médio – 18,1%; risco alto – 34,9%; risco muito alto – 61,0%).

Posteriormente, com base nos resultados apresentados na Tabela 5, é possível inferir que há associação entre os pareceres determinados pelos vistoriadores e o registro de ocorrência de deslizamento nos locais vistoriados. Novamente, essa conclusão pode ser estabelecida com base no resultado do teste estatístico ($p<0,001$), o qual indica a presença de uma associação estatisticamente significativa entre as variáveis

analisadas. Dessa maneira, nota-se que existe uma proporção significativamente maior de registros de ocorrência de deslizamento entre os locais onde determinou-se indicação de remoção definitiva ou temporária.

Tabela 4. Tabela de contingência para registro de deslizamentos e níveis de risco geológico-geotécnico.

Registro de ocorrência de deslizamento		Nível de risco geológico-geotécnico					Total
		Sem Risco	Baixo	Médio	Alto	Muito Alto	
Não	n	3787	3904	3819	2562	395	14467
	%[A]	26,2	27,0	26,4	17,7	2,7	100
	%[B]	98,0	94,0	81,9	65,1	39,0	82,1
Sim	n	76	250	842	1373	617	3158
	%[A]	2,4	7,9	26,7	43,5	19,5	100
	%[B]	2,0	6,0	18,1	34,9	61,0	17,9
Total	n	3863	4154	4661	3935	1012	17625
	%[A]	21,9	23,6	26,5	22,3	5,7	100
	%[B]	100	100	100	100	100	100

$p < 0,001$
n - Frequência absoluta
%[A] - Proporção sobre o total de registro (não/sim) %[B] - Proporção sobre o total do nível de risco

Tabela 5. Tabela de contingência para registro de deslizamentos e pareceres.

Registro de ocorrência de deslizamento		Pareceres			Total
		Indicação de remoção definitiva	Indicação de remoção temporária	Monitoramento pelo morador	
Não	n	170	972	10030	11172
	%[A]	1,5	8,7	89,8	100
	%[B]	57,8	51,1	83,5	78,6
Sim	n	124	931	1982	3037
	%[A]	4,8	30,7	65,3	100
	%[B]	42,2	48,9	16,5	21,4
Total	n	294	1903	12012	14209
	%[A]	2,1	13,4	84,5	100
	%[B]	100	100	100	100

$p < 0,001$
n - Frequência absoluta
%[A] - Proporção sobre o total de registro (não/sim) %[B] - Proporção sobre o total do nível de risco

Com base nas análises realizadas e expostas, foram identificados resultados interessantes relacionados à vulnerabilidade aos deslizamentos de terra nas vilas, favelas e conjuntos habitacionais do município de Belo Horizonte. Observou-se que as regionais L e CS foram as mais afetadas, seguidas pelas regionais N e NE. Além disso, as regionais L, CS, N, NE e B se destacaram por apresentarem as maiores proporções de vistorias classificadas com alto ou muito alto risco geológico-geotécnico.

De acordo com o relatório "Análise de vulnerabilidade às mudanças climáticas do município de Belo Horizonte", da Prefeitura de Belo Horizonte (2016), a concentração de áreas críticas de vulnerabilidade aos deslizamentos nas regionais L, CS e B pode ser atribuída à topografia íngreme e à presença de rochas suscetíveis à erosão.

Nas regionais N e NE, os autores afirmam que a concentração de vulnerabilidade deve-se principalmente à baixa capacidade de adaptação da população, associada ao aumento de eventos extremos de precipitação acumulada em dias consecutivos. Já na regional do Barreiro, destaca-se a região do Parque do Rola Moça, que, apesar de pouco habitada, demonstra elevada suscetibilidade devido à declividade e geologia.

No que diz respeito aos tipos de movimentos de massa, as análises realizadas revelaram que os escorregamentos planares foram os mais comuns, representando 90% dos registros analisados. De acordo com Ahrendit (2005), a principal causa de ruptura responsável por esses tipos de escorregamentos está relacionada à infiltração de água. Em vista disso, destaca-se a situação ocorrida no início de 2020, quando os três primeiros meses do ano apresentaram um acúmulo de precipitação superior à média anual da cidade (Climatempo, 2020).

Por consequência, dentre os registros analisados, o ano de 2020 registrou a maior quantidade de ocorrências de deslizamentos, principalmente de escorregamentos planares.

Em relação às informações acerca da população, o banco de dados referente às vistorias realizadas pelo PEAR só apresenta dados referentes ao número total de moradores por local vistoriado e o número de crianças residentes no mesmo local. Dessa maneira, de acordo com Moreira & Barbieri (2020), a população que reside em áreas de risco, vulnerável a deslizamentos, é mais jovem em relação à média demográfica de Belo Horizonte, onde cerca de 13% da população total da cidade consiste em crianças, de acordo com o censo demográfico do IBGE (2010). Isso é evidenciado pelas análises realizadas, que revelaram que quase 30% da população que vive em áreas classificadas como de alto ou muito alto risco geológico-geotécnico é composta por crianças.

7 CONCLUSÕES

De acordo com as análises realizadas e apresentadas neste estudo, foi constatado que as regionais Leste, Centro-Sul, Norte, Nordeste e Barreiro são as áreas que apresentam maior vulnerabilidade aos deslizamentos de terra ao analisar a situação das vilas, favelas e conjuntos habitacionais do município de Belo Horizonte. No que diz respeito aos tipos de movimentos de massa, as análises realizadas no trabalho revelaram que os escorregamentos planares foram os mais comuns, representando 90% dos registros analisados. Quanto à população abrangida, constatou-se que cerca de 30% das pessoas que vivem em áreas classificadas como de alto ou muito alto risco geológico-geotécnico são crianças, demonstrando que a população que reside em áreas de risco, vulnerável a deslizamentos, é mais jovem em relação à média demográfica de Belo Horizonte.

No que se refere às regiões de maior preocupação em relação à vulnerabilidade aos deslizamentos de terra, em Belo Horizonte, merecem destaque determinados aglomerados urbanos, tais como Conjunto Taquaril, Nossa Senhora de Fátima, Granja Werneck, Jardim Alvorada, Vila Barragem Santa Lúcia e a favela Cabana do Pai Tomás. Ao analisar os pareceres determinados nas vistorias, notou-se que as indicações de remoção temporária ou definitiva representaram uma proporção mínima dos casos, indicando que essas medidas são consideradas apenas quando a opção de monitoramento pelo próprio morador não é suficiente ou quando não há outras alternativas viáveis para reduzir o risco e garantir a segurança dos moradores. Além disso, foi constatada uma associação estatisticamente significativa entre os pareceres determinados pelos vistoriadores e o registro de ocorrência de deslizamento nos locais vistoriados, bem como entre o registro de ocorrência de deslizamento e o nível de risco geológico-geotécnico. Essa última constatação evidenciou a eficácia da classificação realizada pelos vistoriadores ao avaliar o nível de risco geológico-geotécnico nos locais vistoriados.

AGRADECIMENTOS

À URBEL, pelo fornecimento do banco de dados empregado para a realização do presente estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAMPOS, L.C. (2011) *Proposta de reanálise do risco geológico-geotécnico de escorregamentos em Belo Horizonte- Minas Gerais*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais.

MOREIRA, R. E.; BARBIERI, A. F. (2020) *Populações em Áreas de Risco de Deslizamentos em Belo Horizonte, Brasil.* CONGRESO DE LA ASOCIACIÓN LATINOAMERICANA DE POBLACIÓN, 2020

PREFEITURA DE BELO HORIZONTE.(2016) *Análise de Vulnerabilidade às Mudanças Climáticas do Município de Belo Horizonte - Relatório Final*. Belo Horizonte.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/150

ANÁLISE DE CONFLITO: EXPANSÃO URBANA EM ÁREAS DE ALTA DECLIVIDADE NO MUNICÍPIO DE ILHÉUS/BA

Jocielle Rodrigues da Silva
Engenheira Civil Mestre, UESC, Ilhéus, Brasil, jociellersilva@gmail.com

Larissa Machado da Silva
Engenheira Civil, UESC, Ilhéus, Brasil, englarissamachado@gmail.com

Cleverson Alves de Lima
Professor Doutor, UESC, Ilhéus, Brasil, E-mail, clalima@uesc.br

Naiara de Lima Silva
Professora Mestre, UFSB, Itabuna, Brasil, naiara.silva@gfe.ufsb.edu.br

RESUMO: A falta de planejamento do uso da terra no contexto urbano, associado a incidência de assentamentos informais implicam no surgimento de problemas na infraestrutura do município, principalmente quanto ao surgimento de áreas de risco, com suscetibilidade à movimentos de massa e consequentemente, na queda da qualidade de vida da população. A cidade de Ilhéus-BA possui diversos registros de movimentos de massa anualmente, sendo que maior parte acontece em ocupações irregulares. A presente pesquisa trata de uma investigação sobre os conflitos da ocupação urbana sob a perspectiva de planejamento futuro, avaliando o crescimento da zona urbana quando avançam sobre áreas non aedificandi, ou seja, áreas inadequadas à ocupação humana. Para validar tal estudo, foi realizada investigação cujo percurso envolveu primeiramente a análise subjetiva do plano diretor do município, colocado em confronto com as perspectivas técnicas para áreas consideradas inadequadas à construção. Em seguida, foi realizada uma análise temporal quanto a expansão urbana sobre essas áreas, avaliando os vetores de crescimento urbano do município, para posterior verificação do seu enquadramento nos critérios de alta suscetibilidade à movimento de massa. Desta forma, foi observado um vetor de crescimento urbano já previsto no plano diretor do município, que, no entanto, atingem áreas consideradas de altas declividades, cuja análise geotécnica comprovou a suscetibilidade dessas áreas à movimento de massa.

PALAVRAS-CHAVE: Geotecnia Ambiental. Planejamento Urbano. Áreas de Risco.

ABSTRACT: The lack of land use planning in urban contexts, coupled with the incidence of informal settlements, leads to infrastructure problems in municipalities, particularly in the emergence of risk areas susceptible to mass movements, consequently degrading the population's quality of life. The city of Ilhéus-BA, records numerous mass movements annually, predominantly in irregular settlements. This research investigates the conflicts of urban occupation from a future planning perspective, evaluating the expansion of urban zones into non-aedificandi areas, i.e., areas unsuitable for human occupation. To validate this study, an investigation was conducted involving a subjective analysis of the municipality's master plan, juxtaposed with technical perspectives for areas deemed unsuitable for construction. Subsequently, a temporal analysis of urban expansion over these areas was performed, assessing the vectors of urban growth in the municipality to later verify their alignment with criteria of high susceptibility to mass movements. The findings indicate that the urban growth vector, as forecasted in the municipality's master plan, extends into areas with high declivities, where geotechnical analysis confirmed the susceptibility to mass movements.

KEYWORDS: Environmental Geotechnics. Urban planning. Risk areas. GIS

1 INTRODUÇÃO

Como consequência da migração da população para as zonas urbanas com o despreparo do setor público para tal situação, a expansão e os assentamentos humanos deram-se de forma desordenada. Essa expansão se caracteriza principalmente pela ocupação de áreas irregulares e inaptas para edificação, muitas vezes por falta de opção ou orientação, e à margem dos planos de desenvolvimento urbano. Essas apropriações avançaram sobre áreas sensíveis como os mangues e áreas com declividades elevadas. Além disso, este adensamento informal realizou modificações na paisagem através de modificações geométricas de encostas, lançamentos de materiais não consolidados e redirecionamento das águas pluviais sem o devido cuidado, agravando e degradando as condições de habitabilidade destes locais e aumentando o potencial de ocorrência de desastres.

Já se tem conhecimento dos principais tipos de ocorrências no município de Ilhéus, sendo as inundações e os movimentos de massa os mais registrados, sendo a maior parte em decorrência das ações antrópicas aliadas à predisposição natural do terreno. Soma-se a isto a característica de alta pluviométrica na região, que acentua o problema e pode provocar consequências graves para a população e para o espaço urbano em geral.

Nesse sentido, fatores como o relevo local, principalmente das áreas declivosas com assentamentos, características geotécnicas, existência de cobertura vegetal, o regime climático e a drenagem natural e induzida na região, são aspectos relevantes em uma análise de ruptura de maciços. Estes critérios vêm sendo utilizados em diversos trabalhos a fim de que se compreender os fenômenos urbanos de avanço urbano sobre as áreas vulneráveis, tendo alguns se dedicado ao estudo das ocorrências na região (GOMES et. al. 2008; BARBOSA et. al, 2014; SOUZA et. al, 2014; COSTA, 2015).

Diversos estudos aplicados a Ilhéus (SANTOS E BAITZ, 2017; SILVA et. al., 2023), revelam áreas de riscos com alta suscetibilidade à movimento de massa em zonas já construídas e ocupadas do município, evidenciando um problema de planejamento urbano, que tem como consequência, a queda na qualidade de vida da população, exposta aos riscos inerentes à essas áreas.

Para análise de ocorrência de área com alta declividade, a utilização do SIG (Sistema de Informações Geográficas) tornou-se uma ferramenta indispensável, que tem como princípio a combinação de informações geológico-geotécnicas, topográficas e de uso do solo (GOMES et. al, 2008), que neste trabalho será confrontada com análise do conflito do uso da terra devido a expansão temporal frente ao plano diretor urbano.

Além disso, Barbosa et. al (2021) e Nascimento et. al (2019) mencionam a importância do uso do SIG na avaliação do espaço urbano de forma geral, permitindo o processamento e subsídio a avaliação dos impactos ambientais decorrentes do planejamento territorial inadequado, podendo ainda, demonstrar as frentes de ocupação humana sobre as zonas vulneráveis permitindo uma avaliação do potencial danoso caso aquela condição se realize. Tal medida serve como orientador para a implementação de políticas públicas do uso e ocupação do solo na zona urbana e permite mitigar trechos com problemas já identificados.

Portanto, este artigo tem como objetivo realizar uma análise temporal no município de Ilhéus/BA, a fim de identificar zonas de expansão urbana e confrontá-las com informações topográficas e de declividade, identificando o conflito entre uso e ocupação do solo em áreas consideradas non-aedificandi.

2 METODOLOGIA

O percurso metodológico a ser desenvolvido na pesquisa, foi dividido em cinco partes (conforme esquematizado na Figura 1: Análise do plano diretor do município; Análise temporal da expansão urbana no município de Ilhéus; Delimitação de áreas non-aedificandi; Caracterização geotécnica do solo; e Análise de conflito.

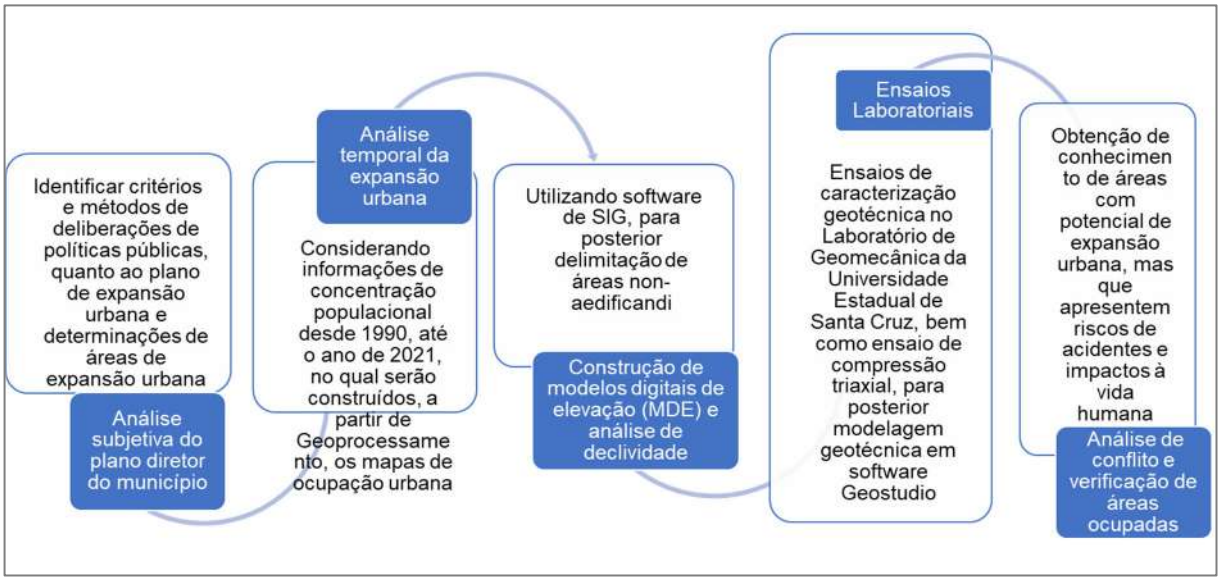


Figura 1. Percurso metodológico da pesquisa.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. Análise do plano diretor do município

A partir da análise subjetiva realizada no Plano Diretor (PD) do município de Ilhéus (BRASIL, 2006), pode-se observar que este se mostra inclinado a propiciar padrões adequados relacionados ao uso de solo e habitação. No entanto, quando se trata de expansão urbana, e observância aos aspectos técnicos, nota-se que as descrições, critérios e exigências limitam-se apenas a consideração da declividade do terreno, como indicador de referência, desconsiderando outros fatores geotécnicos e ambientais cruciais. Dessa forma, considera-se as informações e exigências do Plano Diretor hipossuficientes para delimitação técnica adequada de áreas de expansão urbana.

Tal consideração é apontada no fato de que, mesmo com as diretrizes destacadas pelos planos diretores, em suas versões (BRASIL, 1933, 2006, 2021), diversos problemas surgiram em consequência dos vários anos de falta de planejamento que, atrelado ao êxodo rural, determinou a evasão de grande parte da população, que passou a ocupar encostas íngremes, áreas de preservação, beiras de rios, manguezais e outros locais que se assemelham por não se destinarem adequadamente à ocupação humana.

3.2. Análise temporal do uso e ocupação do solo e análise de declividade em zonas de expansão

Para realização da análise temporal do uso e ocupação do solo, foram realizados levantamentos de dados referentes à malha urbana no município de Ilhéus, a partir de imagens da mancha urbanizada no município de Ilhéus, nos anos de 1990, 2000, 2010 e 2020, através do Google Earth. As imagens foram convertidas em arquivo *shapefile*, a partir do software *Qgis*, a fim de obter-se poligonais que representassem essa zona urbanizada ao longo dos anos. Os resultados obtidos nas formas de mapas de evolução do perímetro urbano, foram elaborados, e pode-se destacar a mancha urbana da cidade ao longo dos anos analisados.

A partir da análise dos mapas, pode-se identificar 3 áreas características, sobre as quais a cidade vem crescendo ao longo dos anos: A área localizada na parte norte da cidade, compreendendo os bairros do Iguape e Nova Ilhéus, denominada como zona de expansão do norte (ZN), em virtude principalmente de questões comerciais e indústrias; a área localizada na parte sul da cidade, em direção ao município de Uruçuca, abrangendo os bairros do Jardim Atlântico e Nossa Senhora da Vitória, identificada como zona de expansão do sul (ZS), crescendo principalmente em decorrência de atividade turísticas na região, devido às praias próximas; e a área no oeste da cidade, englobando os bairros Teotônio Vilela e Banco da Vitória, denominada

zona de expansão oeste (ZO), devido à incentivos de instituições de educação na rodovia Ilhéus-Itabuna, bem como a recente implantação do hospital Costa do Cacau.

Para integração e análise do conflito que norteia movimento de massa em zonas de expansão, foi realizada também com o uso do software Qgis, a análise de declividade, construída a partir de um modelo digital de elevação (MDE) elaborado a partir de imagens SRTM, obtidas para os anos 1990, 2000, 2010 e 2020. Tal aplicação foi necessária para confirmar a hipótese de que as áreas identificadas como zonas de expansão urbana, possuem áreas com alta declividade, compreendendo inclinações superiores a 30%, chegando a atingir até 45%, confrontando com as especificações da Lei Federal nº 6.766/79 (BRASIL, 1979), que considera que "Parágrafo único - Não será permitido o parcelamento do solo: [...] III- em terrenos com declividade igual ou superior a 30% (trinta por cento), salvo se atendidas exigências específicas das autoridades competentes".

O mapa resultante da análise de expasnsão urbana e de declividades nas zonas de expansão está disposto na Figura 2.

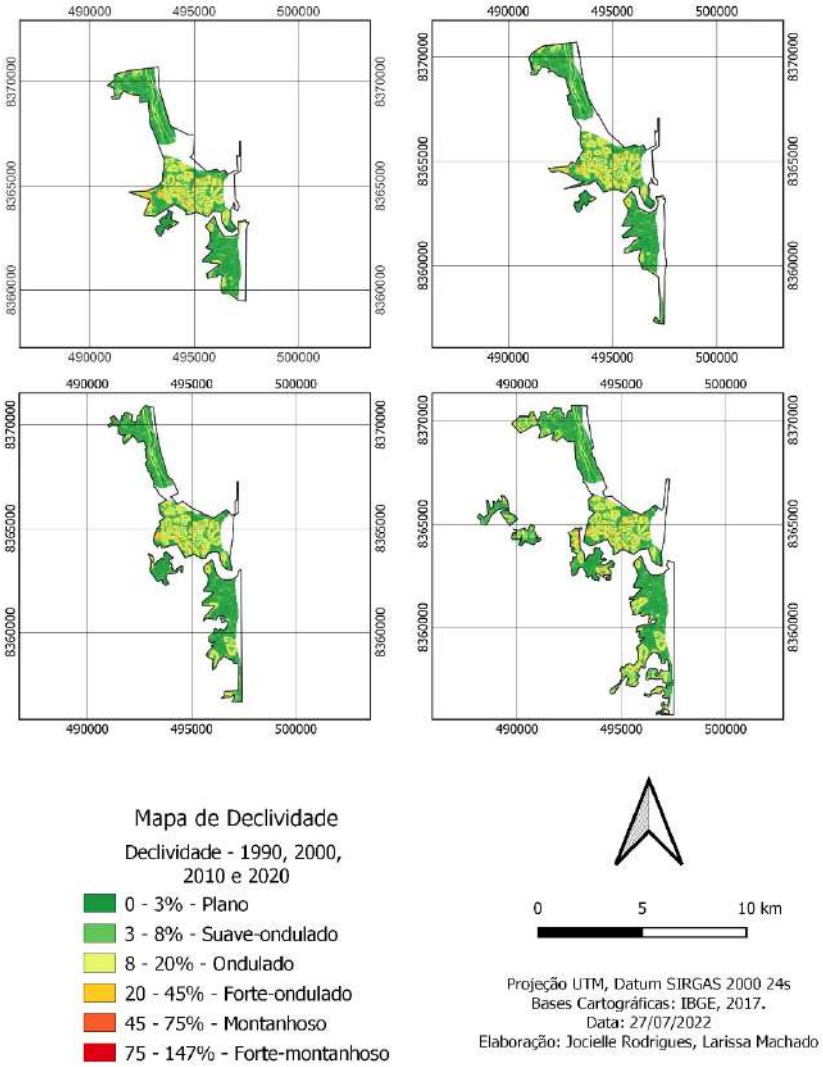


Figura 2. Análise de declividade em zonas de expansão urbana. Fonte: SILVA (2022)

3.3 Caracterização geotécnica

O município de Ilhéus apresenta um relevo variado, com planícies costeiras, tabuleiros, e serras. Esse relevo influencia diretamente a distribuição dos tipos de solo, que apresentam-se como principais: os Latossolos, Argissolos e Espodossolos. De acordo com NUNES et. al (2004), nas regiões de maior declividade,

prevalecem ainda os Cambissolos. O clima quente e úmido da região também tem um papel importante na formação e evolução dos solos, bem como na ocorrência de movimentos de massa na região.

A partir das informações e delimitação das áreas de interesse (as zonas de expansão), partiu-se para a inspeção exploratória de campo e extração de amostras deformadas e indeformadas de solo representativas em termos de localização das regiões consideradas, para realização de ensaios no laboratório de mecânica dos solos e geotecnia da Universidade Estadual de Santa Cruz, de caracterização e obtenção dos parâmetros de resistência do solo. Para isso, foram extraídas duas amostras localizadas no município de Ilhéus nas zonas de expansão ZO e ZS, em taludes naturais.

Como resultados, as amostras foram caracterizadas e classificadas como Argila Arenosa de Alta Plasticidade e Argila de Baixa Plasticidade Arenosa para as amostras AZO e AZS, respectivamente.

O ensaio de compressão triaxial para determinação dos parâmetros de resistência dos solos foi realizado para obtenção dos parâmetros de resistência dos solos a serem utilizados em uma posterior análise de estabilidade e obtenção dos fatores de segurança. Os métodos utilizados foram Ensaio consolidado não drenado (CU), de acordo com a norma americana ASTM D4767 - Consolidated undrained, obtendo ângulos de atrito de 34º e 33º para as amostras AZO e AZS, respectivamente.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os estudos realizados nas regiões já construídas de Ilhéus, conforme detalhado no Item 1 deste artigo, revelaram a presença de áreas de risco significativas. A análise temporal e de declividade identificou que as áreas de expansão urbana previstas pelo plano diretor possuem inclinações de até 45%, superando os limites recomendados pela Lei Federal nº 6.766/79. Estes achados indicam uma alta suscetibilidade a movimentos de massa, destacando um grave conflito de uso e ocupação do solo no município.

A necessidade de políticas públicas preventivas é evidente. Recomenda-se a realização de estudos geotécnicos prévios detalhados no perímetro urbano para identificar áreas de risco e planejar vetores de crescimento urbano que sejam viáveis e seguros. A incorporação de parâmetros técnicos de análise do solo no planejamento de zoneamento urbano é crucial para estabelecer áreas suscetíveis a movimentos de massa e excluí-las como áreas de interesse para expansão urbana.

Os resultados ressaltam a necessidade de um planejamento urbano mais rigoroso e a implementação de políticas públicas que restrinjam a ocupação de áreas de alta declividade. Recomenda-se a utilização de SIG para monitorar continuamente a expansão urbana e identificar precocemente zonas de risco.

Portanto, este estudo evidencia a importância de uma abordagem integrada no planejamento urbano, que considere tanto os aspectos geotécnicos quanto as diretrizes de crescimento sustentável. Implementar políticas públicas baseadas em análises técnicas robustas não apenas mitigará os riscos associados à ocupação de áreas inadequadas, mas também promoverá um desenvolvimento urbano mais seguro e resiliente para a população de Ilhéus.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARBOSA, R. B. S.; GOMES, R. L.; MORAES, M. E. B. *Morro Alto do Amparo: Análise de uma área de risco a escorregamento no município de Ilhéus-Bahia*. Simpósio Cidades Médias e Pequenas da Bahia-ISSN 2358-5293, v. 1, n. 1, 2014.

BRASIL. Lei n° 6766, de 19 de dezembro de 1979. *Dispõe sobre o Parcelamento do Solo Urbano e dá outras Providências*. Brasília, DF – Brasil. Disponível em < http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/l6766.htm > Acesso em 01 de novembro de 2021

BRASIL. LEI N° 3.265, de 29 de novembro de 2006. *Dispõe sobre o Plano Diretor Participativo de Ilhéus e dá outras providências.* ESTADO DA BAHIA PREFEITURA MUNICIPAL DE ILHÉUS. 2006

BRASIL. Prefeitura Municipal de Ilhéus. *Plano Diretor para remodelação e expansão da cidade de Ilhéus*. Relatório. 1933

FRANCO, G. B.; MENEZES, A. A.; GOMES, Ronaldo Lima. Reconhecimento e caracterização de áreas de risco de escorregamento em Ilhéus, BA. Geografia, Rio Claro, v. 34, p. 411-425, 2009.

GOMES, R. L.; FRANCO, G.B.; TEIXEIRA, N. N.; MENEZES, A. A. *Avaliação da Susceptibilidade e Delimitação de Áreas de Risco ao Escorregamento em Encostas do Sítio Urbano de Ilhéus-BA, Brasil.* Geotecnia (Lisboa), v. 114, p. 91-112, 2008.

NASCIMENTO, V. L.; DE LIMA, E. R. V.; SANTOS, C. A. G. *SIG na avaliação de áreas para ocupação urbana de João Pessoa-PB*. Ambiente Construído, v. 9, n. 1, p. 107-123, 2019.

SANTOS, Lucas Rosário; BAITZ, Ednice de Oliveira Fontes. *Impactos ambientais em áreas urbanas da cidade de Ilhéus: uma relação entre dados pluviométricos, movimentos de massa e submoradias*. Os Desafios da Geografia Física na Fronteira do Conhecimento, v. 1, p. 3775-3784, 2017.

SILVA, Patrícia Ferreira et al. *Caracterização física e suscetibilidade aos processos erosivos do município de Ilhéus-Bahia: Physical characterization and susceptibility to erosive processes in the municipality of Ilhéus-Bahia*. Revista de Geociências do Nordeste, v. 9, n. 1, p. 105-129, 2023.

SOUZA, C. M. P., et al. *Avaliação do Potencial de Uso Urbano da Cidade de Ilhéus–BA*. Revista Brasileira de Geografia Física, v. 7, n. 01, p. 165-179, 2014.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/151

Análise de Estabilidade de Talude Sobre Solos Moles: Estudo de Caso

Antonio Stecanella Neto
Engenheiro Civil, Universidade do Estado de Santa Catarina, Joinville, Brasil, antoniostecanella37@gmail.com

Jonatas Sosnoski
Doutorando, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, jonatas.sosnoski@posgrad.ufsc.br

André Luis Meier
Doutorando, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, de.luis.meier@gmail.com

Gabriela Menghini de Godoy
Engenheira Civil, Universidade do Estado de Santa Catarina, Joinville, Brasil, gabrielaminglindegodoy@gmail.com

RESUMO: O presente artigo apresenta a análise de estabilidade de um aterro sobre solos moles localizado às margens da BR 116, na região periférica de São José dos Pinhais/PR. A partir de investigações geotécnicas disponíveis, determinou-se as camadas do subsolo e seus respectivos parâmetros. A primeira camada foi caracterizada como uma turfa, variando de 5 a 7 metros de espessura, a segunda, uma argila arenosa com material orgânico, com espessura de 2 a 2,5 metros, e, por fim, uma camada de areia que segue até o final do ensaio de piezocone. Foram analisadas quatro seções transversais do aterro, primeiramente por meio do cálculo da altura admissível, a partir do qual se notou que três seções extrapolaram o valor limite, de 1,53 metros, demonstrando uma possível ruptura do aterro. Na sequência foram elaborados os modelos geológico-geotécnicos e realizadas análises de estabilidade a partir de um software, por meio do método de equilíbrio limite, resultando em fatores de segurança menores que 1.5. Deste modo, foi definido o método de reforço do solo como solução de estabilização e dimensionado geogrelhas, cuja resistência à tração de cálculo foi de 240 KN/m e espaçamento vertical de 0,5 metros entre camadas. Fazendo novas análises com o uso do geossintético, notou-se o aumento do fator de segurança de todas as seções, os quais ficaram maior que o valor mínimo, comprovando a eficiência da geogrelha como material de reforço para o aterro de estudo.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro, Solos moles, Análise de estabilidade, Geogrelhas.

ABSTRACT: This article presents a stability analysis of a landfill on soft soils located on the banks of BR 116, in the peripheral region of São José dos Pinhais/PR. From available geotechnical investigations, the subsoil layers and their partners were determined. The first layer was described as peat, varying from 5 to 7 meters thick, the second, a sandy clay with organic material, 2 to 2.5 meters thick, and, finally, a layer of sand that continues up to the end of the piezocone test. Four transversal bottles of the landfill were proven, firstly by calculating the permissible height, from which it was noted that three bottles exceeded the limit value of 1.53 meters, demonstrating a possible rupture of the landfill. Geological-geotechnical models were then developed and stability analyses were carried out using software, using the limit equilibrium method, resulting in safety factors lower than 1.5. In this way, the soil reinforcement method was defined as a stabilization solution and geogrids were dimensioned, whose design tensile strength was 240 KN/m and vertical spacing of 0.5 meters between layers. Carrying out new analyses using geosynthetics, an increase in the safety factor of all deposits was noted, which was greater than the minimum value, proving the efficiency of the geogrid as a reinforcing material for the study landfill.

KEYWORDS: Landfill, Soft soils, Stability analysis, Geogrids.

1 INTRODUÇÃO

Devido ao crescimento populacional, tem-se um avanço considerável dos centros urbanos em direção às regiões periféricas, como várzeas e pântanos, que são áreas caracterizadas por depósitos sedimentares. Muitos desses locais, quando apresentam níveis d'água próximos à superfície aliados à ação de bactérias, de fungos e de ácidos sobre a matéria orgânica, constituem as regiões compostas por argilas orgânicas turfosas a poucos metros da superfície. A execução de fundações sobre esse tipo de material pode ocasionar diversos problemas técnicos, como a abertura de fendas de tração durante e após a construção do aterro, recalques excessivos e a instabilidade (Massad, 2010). Desta forma, o presente artigo tem como objetivo analisar a estabilidade de um aterro situado na região metropolitana de São José dos Pinhais/PR, a partir de investigações geotécnicas e dados do projeto do aterro.

2 MODOS DE RUPTURA DE ATERRO SOBRE SOLOS MOLES

O rompimento de um aterro pode manifestar-se de três maneiras, por instabilidade interna, por fundação e por ruptura global, conforme representado na Figura 1. O primeiro cenário ocorre quando o corpo do aterro rompe lateralmente sem danificar o solo da base. No segundo caso, o colapso resulta da baixa capacidade de carga do solo da fundação, levando o rompimento e expulsão do solo da base. Por último, a instabilidade global é caracterizada quando as tensões solicitantes superam ou igualam as de resistência, rompendo tanto a massa de aterro quanto o solo da fundação (Almeida & Marques, 2014).

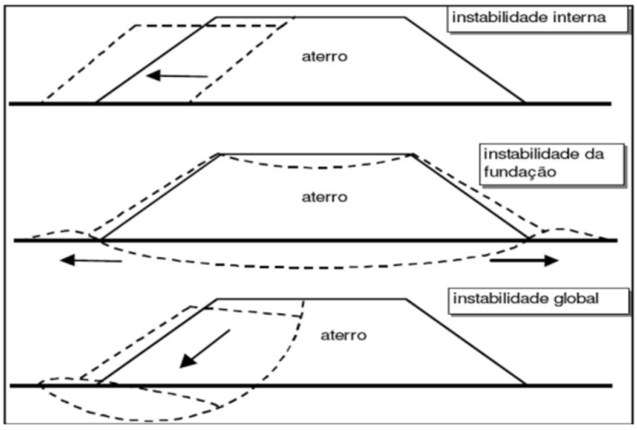


Figura 1. Modos de ruptura de um aterro (Almeida & Marques, 2014).

De acordo com Almeida e Marques (2014), das rupturas apresentadas, as mais recorrentes são as de instabilidade da fundação e global, as quais serão estudadas no presente trabalho.

2.1 Instabilidade da Fundação

É importante salientar que, no caso de instabilidade da fundação, toda massa de aterro atuará como um carregamento, podendo causar a ruptura do solo da fundação (Almeida & Marques, 2014). Sendo assim, Massad (2010) propõe o cálculo da altura admissível do aterro por meio da Equação 1.

$$H_{adm} = \frac{h_{cr}}{F_s} = \frac{5{,}14 \times S_u}{\gamma_{at} \times F_s} \quad (1)$$

Sendo S_u a resistência não drenada, γ_{at} o peso específico natural do aterro e F_s o fator de segurança mínimo de projeto.

2.2 Instabilidade Global

Os métodos mais utilizados para instabilidade global envolvem a análise de uma massa, talude, com uma possível superfície de ruptura, que, de acordo com Gerscovich (2016), pode ser representada por uma superfície de ruptura poligonal, circular ou de qualquer outra geometria. Adicionalmente, segundo Massad (2010), os métodos de equilíbrio limite partem do princípio de que o coeficiente de segurança é contínuo ao longo de toda a superfície de ruptura, e o solo rompe sem sofrer deformações. Nesse contexto, dentre os métodos de equilíbrio limite, destacam-se o de Bishop Simplificado, o de Spencer e o de Morgenstern-Price, todos utilizados no presente estudo.

3 ATERRO REFORÇADO

Segundo Jewell (1988), o reforço na base de aterros em solos moles aumenta a resistência ao cisalhamento, reduz a solicitação da fundação e eleva as forças resistentes. Isso permite que os aterros reforçados atinjam alturas maiores que os aterros não reforçados ou ofereçam um maior ganho de segurança para as mesmas alturas. O autor ainda faz uma análise da variação do fator de segurança ao longo do tempo para aterros reforçados, assegurando que o reforço aumenta o fator de segurança no início da construção e que, ao longo dos anos, há um ganho da resistência do solo devido ao adensamento.

3.1 Especificação do Geossintético

A verificação de estabilidade de um aterro sobre solos moles pode ser feita de diversas formas, tais como o método de equilíbrio limite, a teoria da plasticidade ou os métodos numéricos. Dentre as opções, um dos mais utilizados na prática de engenharia geotécnica brasileira é o de equilíbrio limite. Segundo Futai (2015), os métodos de Milligan e Busbridge (1983) e de Low *et al*. (1990) são amplamente adotados.

Diante disso, conforme o método de Low *et al*. (1990), aplicado neste estudo, para especificar o material de reforço é preciso ter como dado de entrada a tração mobilizada no geossintético, obtida a partir da associação das Equações 2 e 3 com os gráficos da Figura 2.

$$F_0 = N_1\left(\frac{S_u}{\gamma_{at}\times H}\right) + N_2\left(\frac{c'}{\gamma_{at}\times H} + \lambda \times tg(\phi)\right) \quad (2)$$

$$T = \left(1 - \frac{F_0}{F_R}\right) \times \left(\frac{\gamma_{at}\times H^2}{I_r}\right) \quad (3)$$

Onde F_0 é o fator de segurança mínimo para todos os círculos tangentes à linha horizontal na profundidade z, F_R fator de segurança mínimo para todas as superfícies tangentes à linha horizontal na profundidade z, H a altura do aterro, c' a coesão efetiva do aterro, ϕ o ângulo de atrito do aterro, N_1, N_2, I_R e λ números de estabilidade.

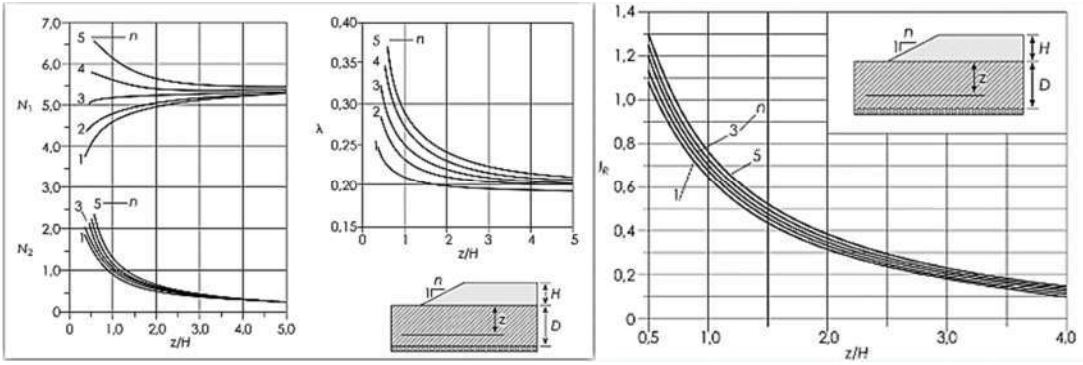


Figura 2. Números de estabilidade de Low *et al*. (1990 *apud* Vertematti, 2015).

4 RESULTADOS

Com uma área aproximada de 51.227 m², o local de estudo está localizado em São José dos Pinhais/PR, na BR 116, contorno leste. Situado no domínio do Escudo do Paraná, o terreno está sobre uma formação de depósitos aluvionares proveniente da Era Cenozoica, sendo composto principalmente por sedimentos areno-argilosos aluvionares inconsolidados, restos de matéria orgânica e presença de seixos (CPRM, 2024).

O empreendimento a ser viabilizado no terreno é composto por um aterro cuja altura varia entre 1,0 e 3,0 metros, com edificações tanto ao centro do aterro quanto em sua extremidade, sendo uma delas sobre a crista de um dos taludes em análise, conforme representado na Figura 3. A fim de ter um bom entendimento das camadas do subsolo, foram disponibilizadas 4 verticais de sondagem do tipo CPTu *(piezocone penetration test)*, nomeadas CPTu-01 a 04, porém nota-se pela Figura 3 que as verticais mais próximas dos taludes são as 01 e 04, portanto, as duas selecionadas para a análise de estabilidade do aterro em questão.

CPTU	Coordenadas (UTM)	
	E	N
01	686.500,00	7.174.730,00
02	686.437,00	7.174.675,00
03	686.367,00	7.174.612,00
04	686.510,00	7.174.630,00

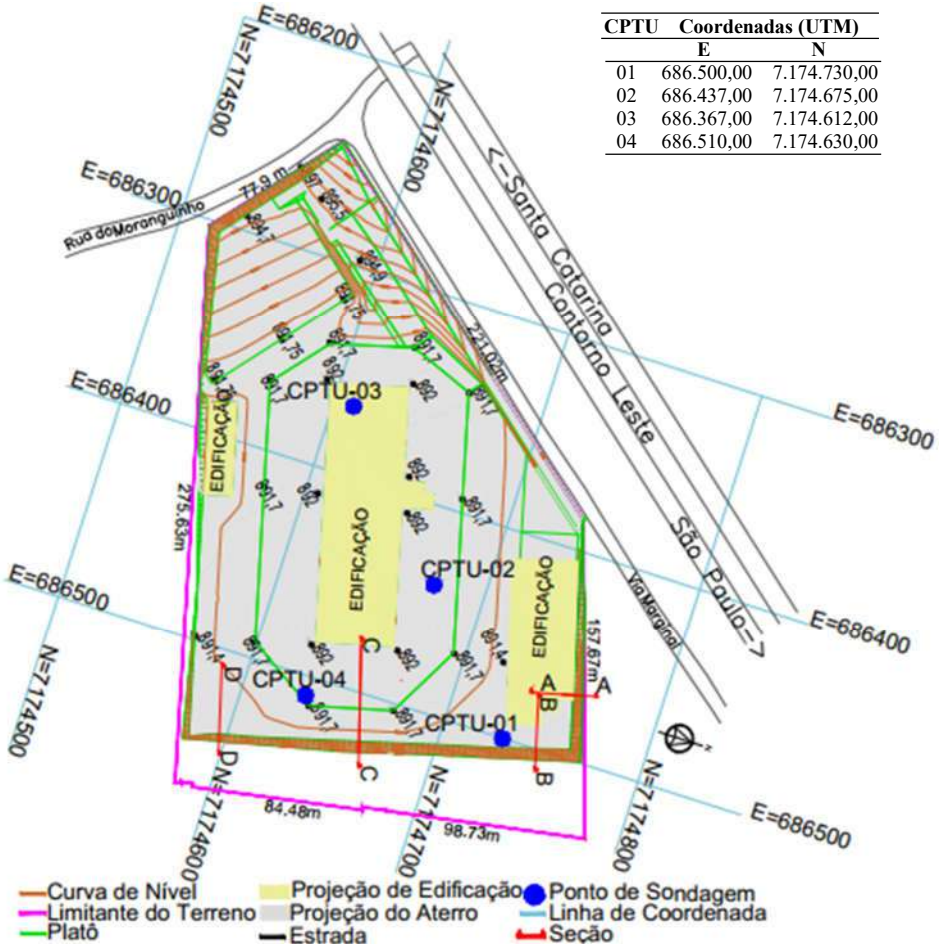


Figura 3. Mapa de terraplanagem (Adaptado de Stecanella, 2023).

Com base na geologia, na topografia e no ensaio de *piezocone* e de dissipação de poropressão, Stecanella (2023) definiu 4 seções geológica-geotécnicas, apresentadas na Figura 4. Para determinar a estratigrafia do subsolo dos modelos AA e BB utilizou-se a vertical 01, enquanto para as seções CC e DD a vertical 04. Em contrapartida, pela Figura 4, percebe-se que a projeção da vertical 01 não se encontra na seção AA devido à distância do ponto e a seção representada. Com perfis similares, ambos os modelos são compostos basicamente pelo material de aterro, cujo peso específico adotado foi de 19 kN/m³, ângulo de atrito de 35° e coesão efetiva de 10 kPa, seguidas por 3 camadas de solo.

A primeira camada é descrita como uma turfa, baseada nas características de um solo extremamente orgânico. Já a segunda camada é identificada como uma argila arenosa com material orgânico, com base na

baixa resistência de ponta do cone, no aumento da pressão neutra e em uma análise tátil-visual feita na presente camada de solo pela empresa executora das investigações em campo. Por fim, a última camada é designada como uma areia, apresentando uma elevada resistência de ponta e um excesso de poropressão inferior a hidrostática.

O nível d'água foi identificado variando entre 0,60 e 0,80 metros de profundidade. Por fim, os parâmetros geotécnicos são demonstrados na Tabela 1 com seus respectivos valores, baseados nos ensaios de *piezocone*.

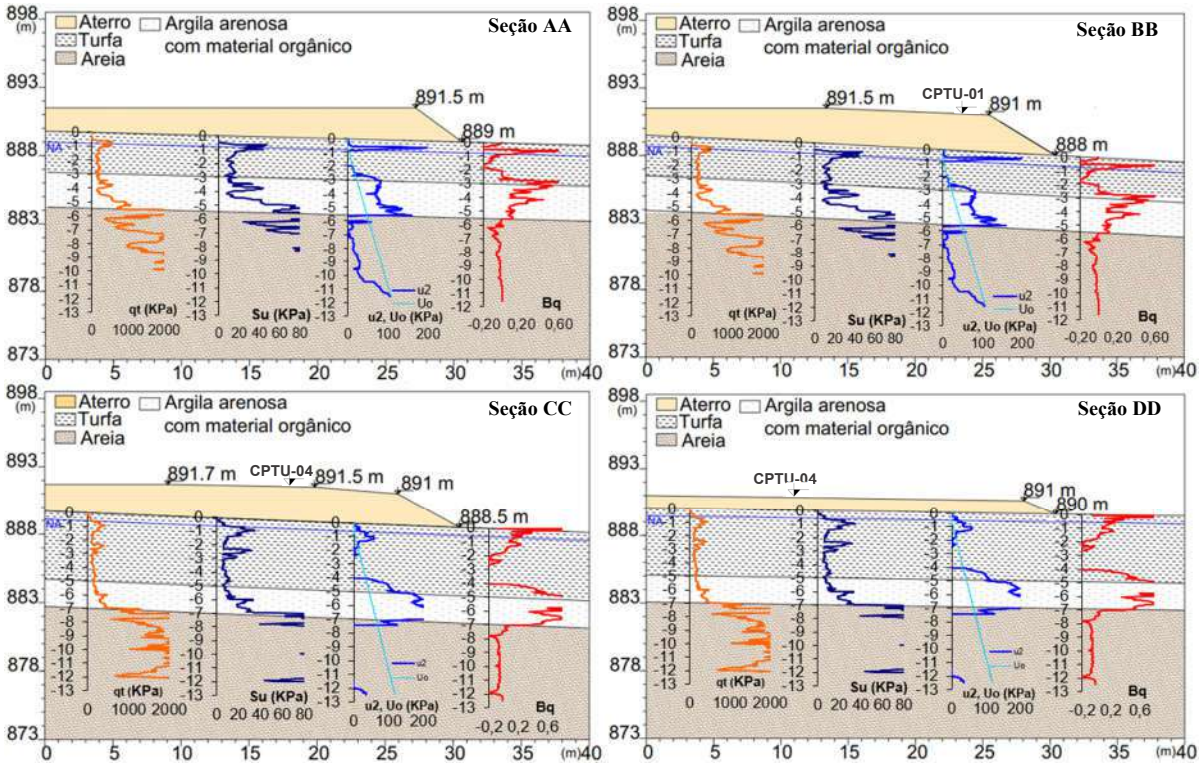


Figura 4. Modelos geológico-geotécnico (Adaptado de Stecanella, 2023).

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos.

Seções	Solo	S_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ (º)	γ (kN/m^3)
AA e BB	Aterro	-	10	35	19
	Turfa	12,6	-	-	14
	Argila arenosa	33	-	-	14
	Areia	-	1	35	15
CC e DD	Aterro	-	10	35	19
	Turfa	8,5	-	-	14
	Argila arenosa	18	-	-	14
	Areia	-	1	35	15

A partir das seções transversais e dos parâmetros dos solos estimados, determinou-se a altura admissível do aterro através da proposta de Massad (2010). Segundo Almeida e Marques (2014), nesta etapa já é possível definir a necessidade de reforço da estrutura do aterro. Portanto, para a análise, utilizou-se a Equação 1 com os valores de 8,5 kPa para resistência não drenada da turfa, 19 kN/m^3 do peso específico do aterro e Fs = 1.5.

$$H_{adm} = \frac{5{,}14 \times S_u}{\gamma_{at} \times F_s}$$

$$H_{adm} = 1{,}53 \text{ m}$$

Nota-se pela Figura 4 que, exceto para a seção DD, todas as seções apresentam uma altura de aterro superior a 1,53 metros, o que resultaria em fatores de segurança inferiores a 1.5. Sendo assim, para verificar a estabilidade global dos taludes, utilizou-se o software Slide 2 da empresa Rocscience, licença de teste gratuita, por meio de uma análise de equilíbrio limite, através dos métodos de Bishop Simplificado, Spencer e Morgenstern-Price. Seguindo a recomendação da NBR 11682 (ABNT, 2009), foi considerada uma sobrecarga acidental de 20 kPa na crista do aterro e um fator de segurança mínimo de 1.5, em conformidade com os padrões de nível alto contra danos a vidas humanas e de danos materiais.

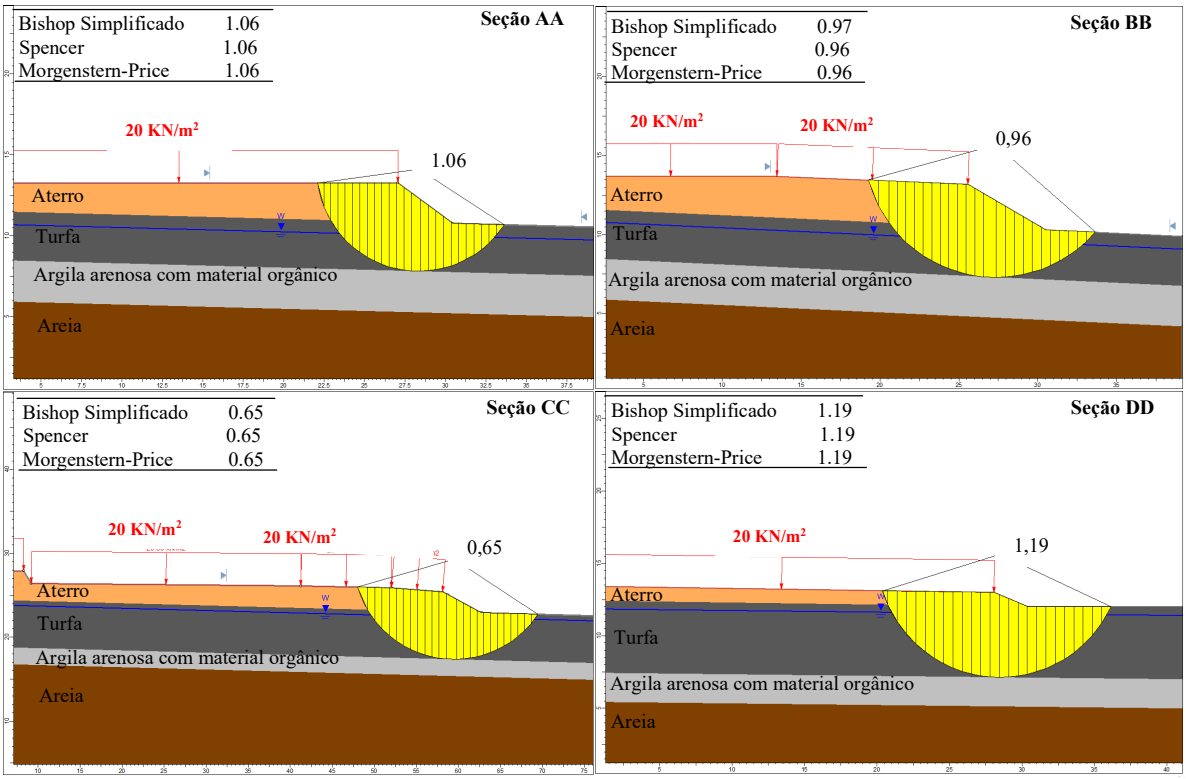


Figura 5. Análise de estabilidade global sem reforço.

Ao analisar a Figura 5, percebe-se que os taludes das seções AA, BB e CC apresentaram um fator de segurança menor ou igual a 1, indicando que, em condições reais, já teriam rompido. Na seção DD, embora o fator de segurança seja superior a 1, está abaixo do limite de Fs=1.5. Salienta-se que todas as superfícies de ruptura tendem a tangenciar o limitante entre as camadas de turfa e de argila arenosa, comprovando a influência da representatividade das camadas do subsolo. Dada a instabilidade de todos os taludes, utilizou-se o reforço do aterro por meio do geossintético geogrelha como possível método de solução, cuja função é distribuir as tensões ocasionadas pela massa de aterro sobre o solo da fundação e suportar a tração mobilizada pelo aterro.

Para a especificação da geogrelha, adotou-se como método de estudo a proposta de Low *et al* (1990) e os fatores de redução sugeridos por Koerner e Hsuan (2001 *apud* Almeida & Marques, 2014), sendo 1.1 para danos mecânicos de instalação e degradação química, 1.0 para degradação biológica e, por fim, 2.0 devido a fluência, para o tempo de vida útil da obra. Com isso, encontrou-se o esforço de tração (T) e de referência (T_{ref}) os quais são demonstrados na Tabela 2.

Tabela 2. Trações mobilizadas.

Seção	AA	BB	CC
T (kN/m)	61	91	240
T_{ref} (kN/m)	148	220	581

Devido a seção DD apresentar um pequeno valor de tração mobilizada, foi desconsiderada da Tabela 2 e para o presente estudo, sendo assim, a função da geogrelha na seção é apenas auxiliar na distribuição de esforços. Como premissa para a análise do aterro reforçado uma resistência à tração de cálculo de 240 kN/m, com uma taxa de cobertura de 100%, ou seja, geogrelhas em um plano contínuo com toda superfície do aterro coberta. Para o encontro de seções, como é o caso de AA e BB, considerou-se uma sobreposição das geogrelhas, contudo, devido à maior quantidade de reforço, essa porção não foi avaliada em termos de grelhas bidirecionais, pois não possui um fator de segurança crítico. Como o geossintético sofre diversos esforços de tração ao longo da construção do aterro, foi considerado como um sistema passivo. Por fim, foram adotados como parâmetro de interface da geogrelha com o solo 90% dos valores de parâmetros de resistência do aterro, sendo 9 kPa de coesão e 32º para o ângulo de atrito, conforme recomendação do fabricante.

Para a metodologia de dimensionamento, foi introduzida uma camada da geogrelha para toda seção e realizadas análises iterativas de comprimento do reforço em busca de valores de fator de segurança superiores ao mínimo. Para a Seção CC, contudo, somente com uma camada de reforço não foi suficiente para a estabilização, dessa forma, foram inseridas mais camadas no corpo do aterro, com um espaçamento vertical de 0,5 metros. A Figura 6 apresenta os resultados das análises de estabilidade do aterro reforçado para cada seção.

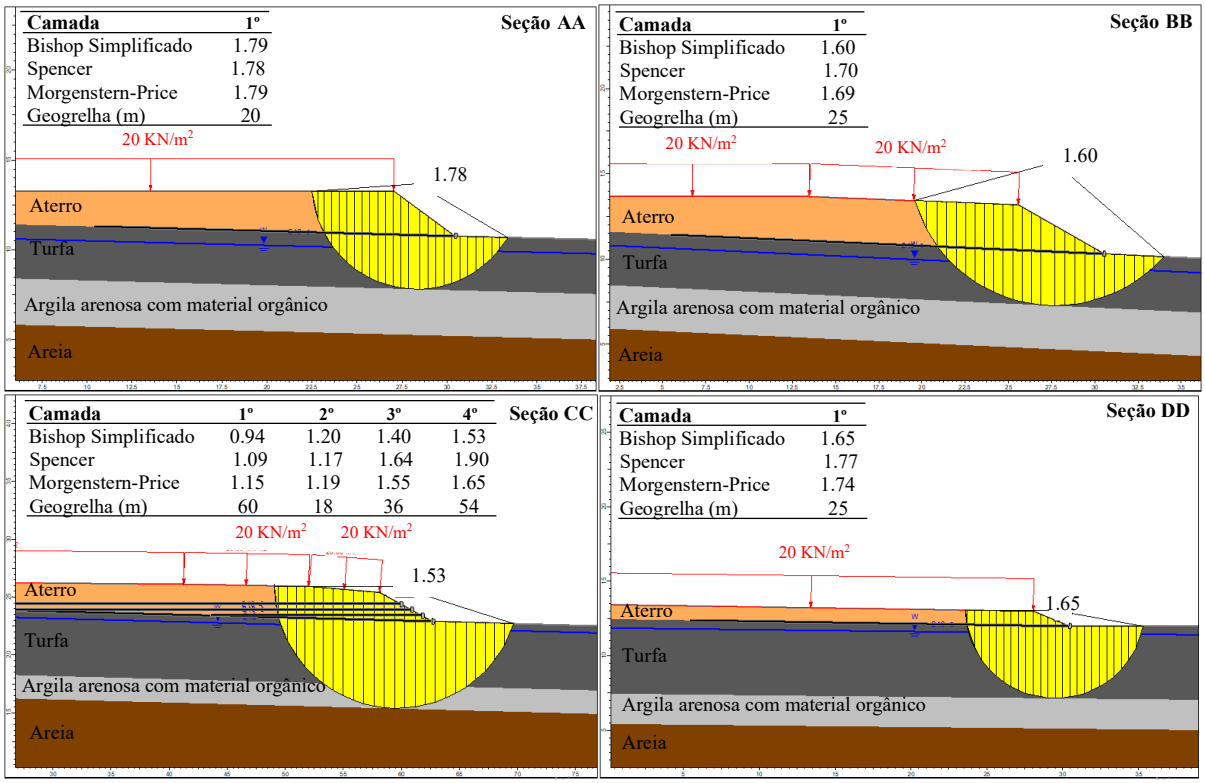


Figura 6. Análise de estabilidade global com reforço.

Nota-se que as análises do aterro reforçado atingiram o fator de segurança mínimo prescrito pela norma, comprovando a eficiência do método escolhido para este estudo de caso.

5 CONCLUSÕES

No presente estudo foram realizadas análises de estabilidade em um aterro seguindo recomendações normativas e da literatura. Os valores de fator de segurança encontrados para os taludes sem reforços variaram de 0.65 a 1.19, necessitando, assim, de uma solução de reforço. Foi definida a aplicação de geogrelha na estrutura do aterro para garantir as condições de estabilidade conforme NBR 11682 (2009) o que garantiu a estabilidade do aterro. Vale ressaltar que todas as superfícies de ruptura tangenciaram ou ficaram próximas as mudanças de camadas, o que remete a importância da representatividade do subsolo para estudos geotécnicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M., Marques, M. (2014) *Aterros Sobre Solos Moles: projeto e desempenho*, 2nd ed., Oficina de Textos, São Paulo, 254 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Campanha de Pesquisa de Recursos Minerais. *Mapas Geocientíficos do Brasil*. Disponível em: <https://geoportal.cprm.gov.br/geosgb/>. Acesso em: 3 fev. 2024.

Futai, M. (2015) *Definição da Força Mobilizada no Reforço, devido à Compatibilização de Deformações, em Aterros Reforçados Sobre Solos Moles e em Condição Não Drenada*. Disponível em: <https://sites.usp.br/geoinfrausp/wp-content/uploads/sites/714/2021/10/2015-Geossinteticos-Conferencia-Futai.pdf>. Acesso em: 2 fev. 2024.

Gerscovich, D. M. S. (2016) *Estabilidade de taludes*, 2nd ed., Oficina de Textos, São Paulo.

Jewell, R. A. (1988) The Mechanics of Reinforced Embankments on Soft Soils. *Geotextile and Geomembranes*, 7 (4), p.237-273.

Koerner, R. M.; Hsuan, Y. G. (2001). Geosynthetics: characteristics and testing. In: Rowe, R. K. (Eds.). *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*. Springer Science Business Media, New York, NY, USA. Cap 7, p.173-196.

Low, B. K., Wong, K. S., Lin, C., Brons, B. B., (1990) Slip circle analysis of reinforced embankment on soft ground. *Geotextiles and Geomembranes*, 9 (2), p.165-181.

Massad, F. (2010) *Obras de terra: curso básico de geotecnia*, 2nd ed., Oficina de Textos, São Paulo.

Milligan, V., Busbridge, J. R. (1983) *Guidelines for the use of tensor in reinforcement of fill over weak Foundation.*

Stecanella A. (2023) *Análise de estabilidade de talude sobre solos moles: estudo de caso.* Trabalho de Conclusão de Curso, Programa de Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Estado de Santa Catarina/UDESC, 81 p.

Vertematti, J. C. (2015) *Manual brasileiro de geossintéticos*, 2nd ed., Editora Blucher, São Paulo.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/152

Análise de estabilidade de taludes considerando o impacto da heterogeneidade das camadas de solo na probabilidade de ruptura.

Carina Silvani
Professora, Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), Campina Grande, Brasíl, carinasilvani@gmail.com

Milena Cristina Rocha de Souza
Estudante, Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), Campina Grande, Brasíl, engmilenacrsouza@gmail.com

Olavo Francisco dos Santos Júnior
Professor, Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal, Brasíl, olavo.santos@ufrn.br

Ana Letícia Ramos Bezerra
Estudante, Universidade Federal do Pernambuco (UFPE) , Recife, Brasíl, annaleticiaramos0@gmail.com

Osires de Medeiros Melo Neto
Estudante, Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), Campina Grande, Brasíl, osiresdemedeiros@gmail.com

RESUMO: A verificação quanto ao nível de segurança de um talude é uma preocupação recorrente na engenharia geotécnica, uma vez que tais estruturas podem causar danos significativos à infraestrutura e ameaçar vidas. Essa segurança é influenciada pela heterogeneidade geotécnica, que corresponde ao nível de variação das propriedades do solo. Compreender como essa variabilidade atua na Probabilidade de Ruptura (Pr) de um talude é fundamental para o desenvolvimento de estruturas geotécnicas seguras. Neste sentido, o propósito deste trabalho foi avaliar a relação que o nível de heterogeneidade das camadas de um talude possui sobre a Pr. Para alcance deste objetivo foi trabalhada uma situação hipotética que compreende um talude artificial contendo 6 camadas de materiais diferentes. Além das análises determinísticas realizadas com os métodos de Spencer e Morgenstern-Price, foram conduzidas análises probabilísticas adotando a simulação de Monte Carlo. Os resultados deste estudo indicaram que a Pr não varia devido a quantidade de materiais diferentes presentes na seção, mas sim pelos parâmetros de resistência que cada uma apresenta.

PALAVRAS-CHAVE: Variabilidade Geotécnica, Análise Probabilística, Probabilidade de Falha.

ABSTRACT: Checking the level of safety of a slope is a recurring concern in geotechnical engineering, since such structures can cause significant damage to infrastructure and threaten lives. This safety is influenced by geotechnical heterogeneity, which corresponds to the level of variation in soil properties. Understanding how this variability affects the Probability of Rupture (Pr) of a slope is fundamental to the development of safe geotechnical structures. With this in mind, the purpose of this study was to assess the relationship between the level of heterogeneity of the layers of a slope and Pr. In order to achieve this objective, a hypothetical situation was worked out, comprising an artificial slope containing 6 layers of different materials. In addition to the deterministic analyses carried out using the Spencer and Morgenstern-Price methods, probabilistic analyses were conducted using Monte Carlo simulation. The results of this study indicated that Pr does not vary due to the number of different materials present in the section, but rather due to the resistance parameters of each one.

KEYWORDS: Geotechnical Variability, Probabilistic Analysis, Probability of Failure.

1 INTRODUÇÃO

Os desastres relacionados a deslizamentos de taludes representam uma ameaça significativa à vida humana e à segurança, sendo destacada a importância de uma análise precisa dessas estruturas como requisito

essencial para prevenir eventuais rupturas (Yuan; Zhang, 2021). A heterogeneidade das propriedades dos solos tem um impacto substancial no comportamento geotécnico de grandes geoestruturas, como encostas e aterros. A presença dessas incertezas geotécnicas, emergem como fator significativo na análise da estabilidade de taludes (Dysona;Tolooiyan, 2019).

Ao abordar o estudo do deslizamento de taludes, uma série de métodos determinísticos são empregados. Embora amplamente difundidos e utilizados, esses métodos enfrentam limitações ao lidar com as incertezas associadas às variabilidades dos parâmetros de resistência dos materiais. Conforme Kalantari *et al*. (2023), esse tipo de análise não fornece explicações a respeito da variabilidade geotécnica, bem como sobre a variabilidade da margem de segurança. Para responder a essas limitações, diversos esforços vêm sendo dedicados à métodos que possam incorporar essas incertezas de forma sistemática, e que complemente os resultados determinísticos por meio de outros parâmetros (Jiang *et al*., 2022).

Como alternativa, as análises probabilísticas emergem como uma solução para essa problemática, permitindo a quantificação das incertezas inerentes às propriedades do solo por meio da inclusão de conceitos estatísticos. Conforme menciona Bardhan e Samui (2022) nas análises probabilísticas, a confiabilidade de um talude é quantificada em termos do Índice de Confiabilidade (β), que indica quão confiável foi o FS gerado, e da Probabilidade de Ruptura (Pr), que irá quantificar as chances de um incidente acontecer (FS<1). A determinação de tais parâmetros podem ser realizados por meio de métodos probabilísticos como Método de Monte Carlo, Método FOSM e Método *Rosenblueth* ou Estimativas Pontuais (Sousa, 2021).

Apesar dos diversos esforços direcionados a inclusão de abordagens probabilísticas na resolução de projetos geotécnicos, ainda se encontram na literatura divergências quanto aos valores de Pr aceitáveis. Para a adequação dos resultados deste estudo será tomado como valores de referências os definidos pela *U.S Army Corps Engineers* (1997), apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Índice de confiabilidade alvo para análises de estabilidade.

Nível de desempenho Esperado	**Índice de confiabilidade (β)**	**Pr**
Alto	5,0	$3{,}0 \times 10^{-7}$
Bom	4,0	$3{,}0 \times 10^{-5}$
Acima da média	3,0	$1{,}0 \times 10^{-3}$
Abaixo da média	2,5	$6{,}0 \times 10^{-3}$
Pobre	2,0	$2{,}3 \times 10^{-2}$
Insatisfatório	1,5	0,07
Perigoso	1,0	0,16

Fonte: Adaptado de USACE (1997).

Partindo deste cenários, definiu-se como o objetivo deste estudo avaliar, usando uma abordagem integrativa entre os métodos determinísticos e probabilísticos, como o número de camadas heterogêneas influenciam na probabilidade de ruptura em um talude hipotético.

3 METODOLOGIA

3.1 Estudo de caso

A seção escolhida para a realização desta pesquisa é proveniente de um exemplo trabalhado em Duncan, Wright e Brandon (2014), onde eles observaram a variação do fator de segurança com a profundidade para um aterro sobre uma fundação de solo estratificado. O aterro em questão possui declive de 2,5(H):1(V) e altura de 15 metros, conforme ilustrado na Figura 1. Na Tabela 2, são apresentados os parâmetros de resistência de cada material, adotados em ambas as análises realizadas.

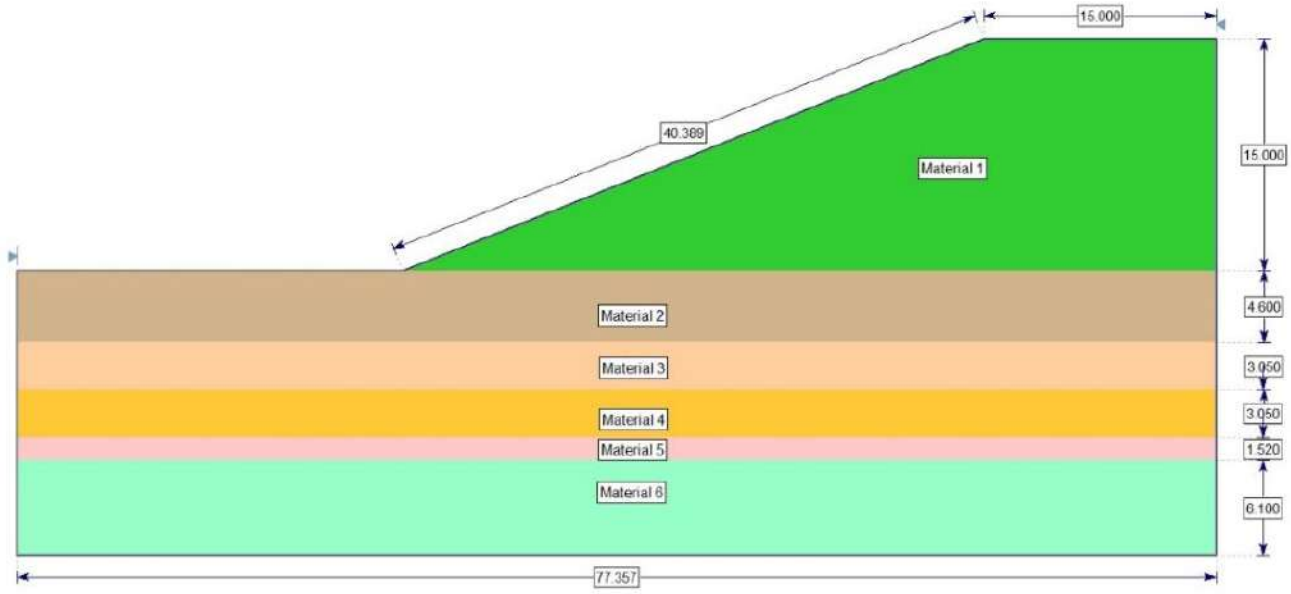


Figura 1 - Seção típica do talude.
Fonte: Adaptado de Duncan, Wright, Brandon (2014).

3.2 Critério das análises

Com a geometria e os parâmetros de resistência de cada material existentes na seção, foram estabelecidos alguns critérios para a realização das análises de estabilidade. No que se refere às análises determinísticas, estas foram realizadas empregando o Método de Equilíbrio Limite (MEL), mais precisamento o método das fatias. Como procedimento de cálculo foram adotados o método de Spencer e o de Morgenstern-Price, ambos rigorosos e considerando superfícies de rupturas não-circulares por se tratar de uma análise com seção heterogênea. No que tange ao *software,* foi utilizado para ambas as análises a versão 5.0 do *SLIDE2* pertencente a *Rocscience*.

As análises probabilísticas, por sua vez, foram conduzidas empregando o Método de Monte Carlo (MMC) com um número de 2000 iterações, conforme os resultados de convergência observados por Apaza e Barros (2014) e Yokozawa (2019). Para cada parâmetro elegeu-se a distribuição log-normal, visto que estes parâmetros têm a propensão de apresentar uma distribuição normal ou log-normal na natureza (Silva, 2015). Os dados de entrada estatísticos fundamentais para a realização da análise probabilística são a média, o desvio padrão e os valores máximos e mínimos relativos, associado a quantos desvios padrão são considerados em relação à média. Na Tabela 2, estão organizados os dados estatísticos empregados nas análises considerando o valor de COV de 40% para a coesão, 10% para o ângulo de atrito e 3% para o peso específico conforme se encontra em Assis *et. al* (2018). A variação adotada foi de dois desvios padrões para mais (máx. relativo) e pra menos (mín. relativo) para cada parâmetro.

Tabela 2 - Parâmetros usados nas análises probabilísticas.

Materiais	**γ (kN/m³)**	**Mín. Rel.**	**Máx. Rel.**	**c (kPa)**	**Mín. Rel.**	**Máx. Rel.**	**φ (°)**	**Mín. Rel.**	**Máx. Rel.**	**Su (kPa)**	**Mín. Rel.**	**Máx. Rel.**
M1	19,00	1,14	1,14	0,00	0,00	0,00	35,00	7,00	7,00	0,00	0,00	0,00
M2	17,00	1,02	1,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	44,65	26,79	26,79
M3	19,00	1,14	1,14	0,00	0,00	0,00	32,00	6,40	6,40	0,00	0,00	0,00
M4	15,00	0,90	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	24,00	14,40	14,40
M5	21,00	1,26	1,26	0,00	0,00	0,00	37,00	7,40	7,40	0,00	0,00	0,00
M6	16,00	0,96	0,96	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	28,00	16,80	16,80

M1 = Material 1; M2 = Material 2; M3 = Material 3; M4 = Material 4; M5 = Material 5; M6 = Material 6
Fonte: Adaptado de Duncan, Wright, Brandon (2014)

Com o propósito de examinar como a heterogeneidade das camadas de materiais influenciam na probabilidade de ruptura, definiu-se que em cada análise fosse incorporada uma camada de material diferente. Nesse contexto, as análises foram conduzidas conforme a sequência de materiais apresentada na Tabela 3.

Tabela 3 – Metodologia adotada para as análises de estabilidade probabilísticas.

Análises	Materiais considerados
1°	M1+M2
2°	M1+M2+M3
3°	M1+M2+M3+M4
4°	M1+M2+M3+M4+M5
5°	M1+M2+M3+M4+M5+M6

M1 = Material 1; M2 = Material 2; M3 = Material 3; M4 = Material 4; M5 = Material 5; M6 = Material 6
Fonte: Autores (2024)

4 RESULTADOS

Inicialmente foram conduzidas as análises determinísticas com os parâmetros médios da Tabela 2. Os resultados dessa análise encontram-se organizados na Tabela 4.

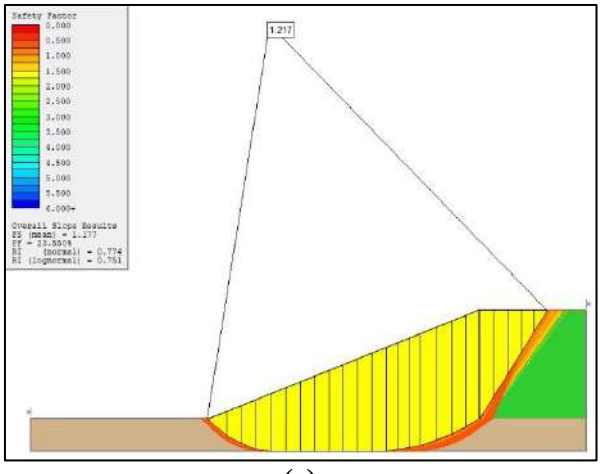
Tabela 4 - Resultados das análises de estabilidade de taludes probabilística.

Análise	FS mínimo	FS determinístico		FS probabilístico	Pr (%)	β (normal)	β (lognormal)
		Spencer	Morgenstern-Price				
1º	1,200	1,228	1,217	1,177	23,55	0,774	0,751
2º	1,200	1,240	1,239	1,177	23,55	0,775	0,751
3º	1,200	1,233	1,231	1,173	23,65	0,773	0,749
4º	1,200	1,235	1,233	1,173	23,55	0,775	0,752
5º	1,200	1,236	1,235	1,173	23,55	0,774	0,750

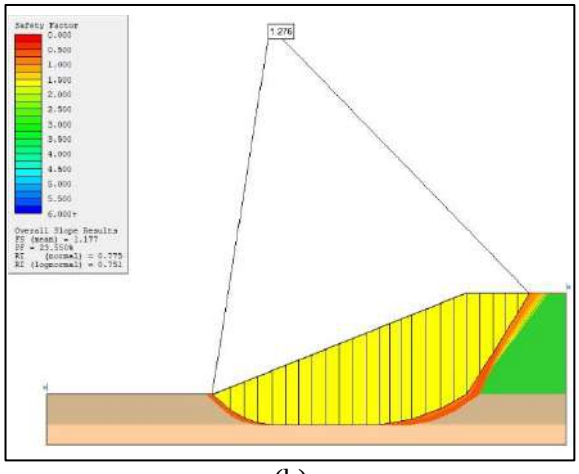
Fonte: Autores (2024).

Analisando os resultados apresentados na Tabela 4, observa-se que os fatores de segurança encontrados foram menores do que o valor crítico de 1,5 estabelecido pelo cenário mais severo de danos conforme a NBR 11862/09. No entanto, eles foram superiores a 1,0, o que teoricamente é considerado estável, conforme mencionado por Bardhan e Samui (2022). Além disso, observa-se que ao passo em que foram inseridas as camadas de materiais na geometria, o fator de segurança apresentou um leve aumento a partir da segunda casa decimal, sendo a maior elevação observada entre a 1º e 5º análise igual a 1,48%.

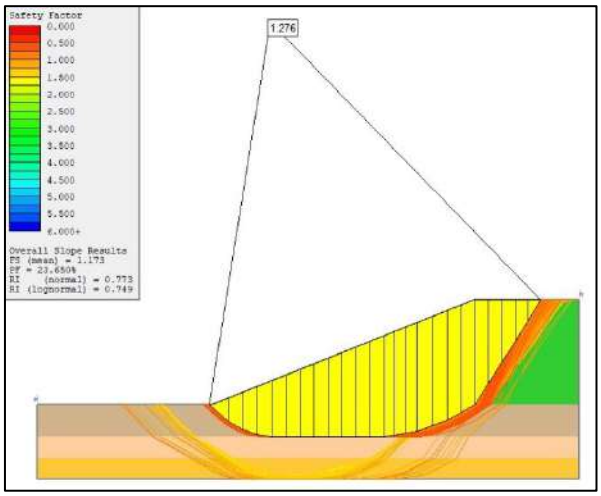
Após realizar as análises determinísticas, prosseguiu-se com as análises probabilísticas, onde foi calculado os índices de confiabilidade e as probabilidades de ruptura usando o método de Monte Carlo. Os resultados dessas análises estão representados na Figura 2 e Figura 4.



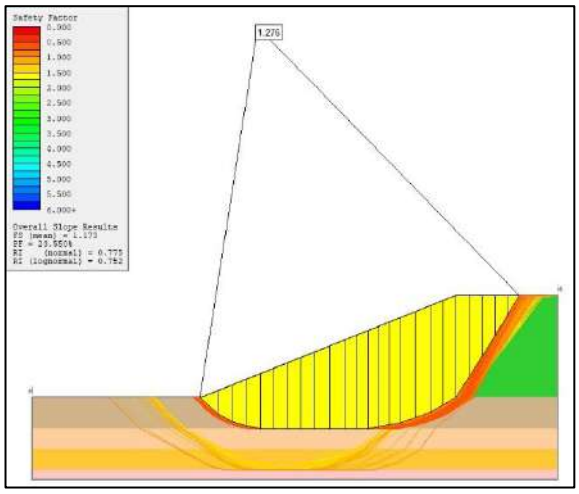
(a)



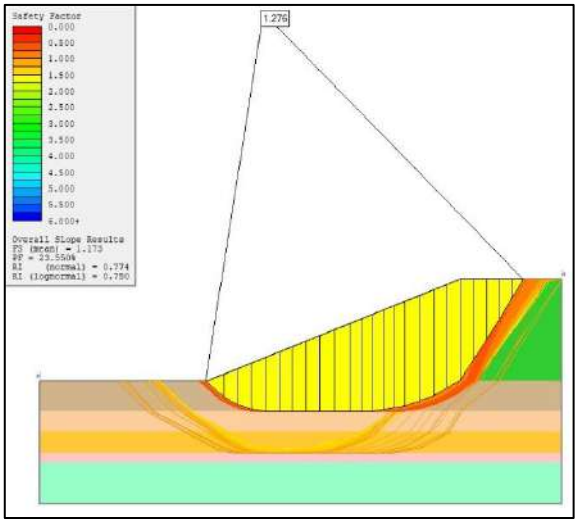
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 2 – Resultados das análises probabilística (a) 2 camadas (b) 3 camadas (c) 4 camadas (d) 5 camadas (e) 6 camadas.
Fonte: Autores (2024).

Inicialmente, observou-se que a posição da Superfície Potencial de Ruptura (SPR) permaneceu constante à medida que diferentes materiais foram incorporados à seção. Ao examinar os resultados da análise 5, mostrada na Figura 2-(e), fica evidente que, mesmo com a busca pelo menor fator de segurança em toda a geometria modelada, a SPR tendia a se localizar nas duas primeiras camadas de materiais. Isso indica que as propriedades dos materiais 1 e 2 são os principais fatores que influenciam a estabilidade do talude analisado. Considerando esse aspecto, foi realizada uma análise adicional de sensibilidade, cujo resultado está apresentado na Figura 3.

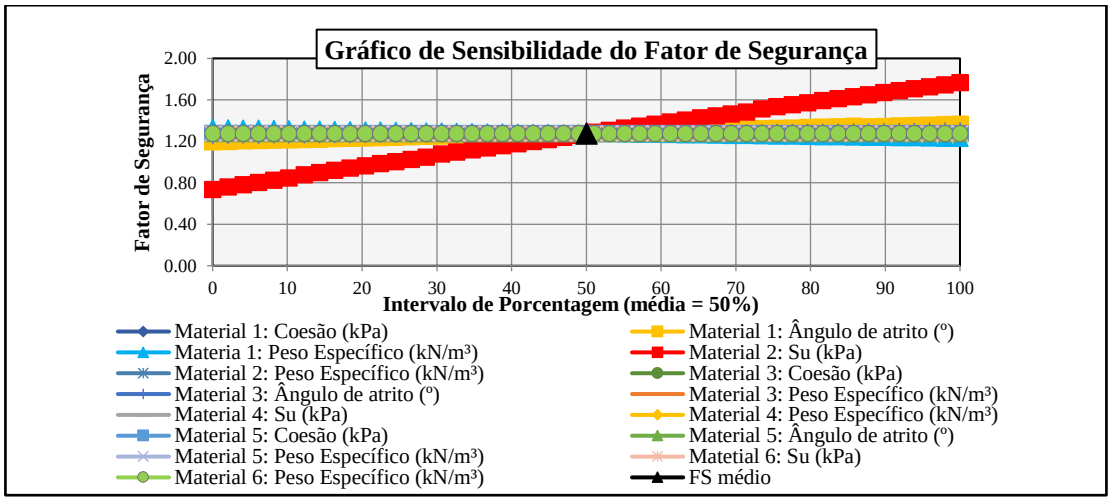


Figura 3 - Resultado da análise de sensibilidade.
Fonte: Autores (2024)

A análise do gráfico de sensibilidade na Figura 3 revela que a resistência não-drenada da camada de material 2 é o principal fator de variação do fator de segurança. Isso sugere que a segunda camada de material é crucial na seção, seguida pela primeira camada, o que explica por que a SPR está localizada nessas camadas em todos os cenários analisados.

Com relação aos fatores de segurança apresentados na Figura 4, destaca-se uma redução do fator de segurança probabilístico, em relação ao seu valor determinístico. Conforme destaca Netto e Farias (2022), o FS probabilístico tende a ser superior ao determinístico, devido às múltiplas combinações geradas pelo método de Monte Carlo, o que tende elevar a magnitude desse parâmetro. Contudo, os resultados obtidos contradizem essa expectativa, revelando um comportamento oposto, onde a realização de uma análise probabilística, promoveu a redução de até 8,07% no FS probabilístico. Analisando ainda os resultados da Figura 4, nota-se que os índices de confiabilidade, tanto normal quanto lognormal, tenderam a ser inferiores ao valor admissível estabelecido pela USACE (1997) de 3, indicando um nível de desempenho insatisfatório do talude. No que concerne as Pr, os valores encontrados tenderam a ser igual a 23,55% para todas as análises, com exceção da análise 3, onde esse valor aumentou para 23,65%.

Sobre o comportamento da Pr, em relação ao nível de heterogeneidade do talude, percebeu-se que a introdução de materiais com propriedades diferentes na seção, não resultou em variações significativas em sua magnitude. Isto sugere que o talude em questão pode ter sido insuficiente para avalair a influência da heterogeneidade das camadas sobre a Pr. Neste sentido, sugere-se a aplicação da mesma metodologia em taludes com diversas arranjos, a fim de verificar se de fato a heterogeneidade das camadas impactam na Pr.

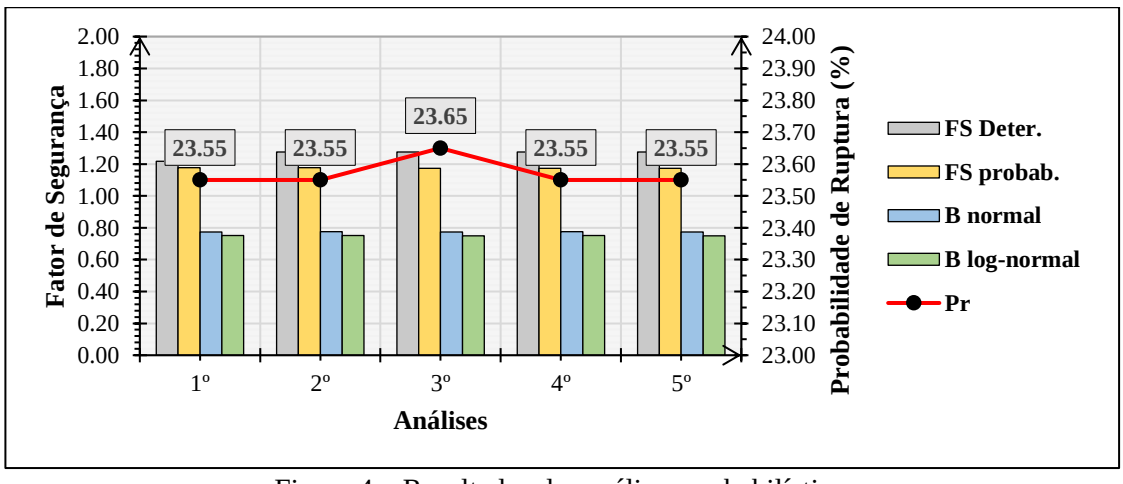


Figura 4 – Resultados das análises probabilística.
Fonte: Autores (2024)

5 CONCLUSÃO

Tradicionalmente as análises de estabilidade de taludes são executadas empregando o método determinístico, o qual apresenta algumas lacunas a serem preenchidas. Neste sentido, métodos probabilísticos foram desenvolvidos com o objetivo de complementar o Fator de Segurança determinístico, por meio de parâmetros como o Índice de Confiabilidade e a Probabilidade de Ruptura. Sobre este último parâmetro, foi desenvolvido uma análise para verificar se a quantidade de camadas existentes na geometria de um talude trazia impactos significativos na sua magnitude.

Para alcance dessas respostas, foi trabalhado como objeto de estudo um talude hipotético. Este talude, em seu escopo original, era composto por 6 camadas de materiais com comportamentos distintos. Para atingir os objetivos, o talude foi analisado em cinco etapas utilizando uma abordagem probabilística, com a inclusão de camadas de materiais distintos a cada análise. Como resultados, observou-se variações mínimas da probabilidade de ruptura diante do acréscimo de camadas. Além disso, foi verificado também, poucas alterações quanto a localização da superfície potencial de ruptura, sendo esta localizada entre a primeira e a segunda camada de material, indicando serem as mais suscetíveis a instabilidade. Como resultado, o modelo em questão não permitiu a avaliação da heterogeneidade sobre as probabilidades de rupturas. Portanto, sugere-se a aplicação dessa metodologia em outras geometrias de taludes.

Por fim, no que concerne a estabilidade da estrutura analisada, observou-se, que tanto os resultados da abordagem determinística, quanto pela probabilística, não atenderam os limites mínimos para o pior cenário estabelecidos pela NBR 11682/09 e USACE (1997), tornando o comportamento do talude inadequado para aplicação prática.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

APAZA, M. F.; BARROS, J. M. C. *Análise probabilística de estabilidade de taludes pelo Método de Monte Carlo*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia, 2014.

ASSIS, A. P. *et al* (2018). *Métodos estatísticos e probabilísticos aplicados à geotecnia***.** Universidade de Brasília – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / FT – Geotecnia, Brasília, 278 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro: Moderna, 2009. 33 p.

BARDHAN, A.; SAMUI, P. Probabilistic slope stability analysis of Heavy-haul freight corridor using a hybrid machine learning paradigm. *Transportation Geotechnics*, [S.L.], v. 37, p. 100815, nov. 2022. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100815.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L. *Soil strength and slope stability*. New Jersey: Wiley, 2014.

DYSONA, J. S.; TOLOOIYAN, A. (2019). Influence of soil property variability on stability analysis of residual soil slopes. *Computers and Geotechnics*, 108, 131-142.

JIANG, Shui-Hua *et al*. Advances in reliability and risk analyses of slopes in spatially variable soils: a state-of-the-art review. *Computers And Geotechnics*, [S.L.], v. 141, p. 104498, jan. 2022. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104498.

KALANTARI, A. R. *et al*. Effect of spatial variability of soil properties and geostatistical conditional simulation on reliability characteristics and critical slip surfaces of soil slopes. *Transportation Geotechnics*, [S.L.], v. 39, p. 100933, mar. 2023. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.trgeo.2023.100933.

NETTO, S. A.; FARIAS, M. M. Abordagem probabilística na análise de estabilidade de uma barragem de terra. *In*: ANAIS DO XX COBRAMSEG, 2022, Campinas. *Anais eletrônicos*. Campinas, Galoá, 2022. Disponível em: <https://proceedings.science/cobramseg-2022/trabalhos/abordagem-probabilistica-na-analise-de-estabilidade-de-uma-barragem-de-terra?lang=pt-br> Acesso em: 03 fev. 2024.

SILVA, C. C. *Análise de estabilidade de um talude da cava de alegria utilizando abordagem probabilística*. 2015. 104 f. Dissertação (Doutorado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade Federal do Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.

SOUSA, T. F. P. *Abordagem Monte Carlo para a análise probabilística da estabilidade de taludes durante rebaixamento rápido de reservatório*. 2021. 79 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2021.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1997). *Engineering and design introduction to probability and reability methods for use in geotechnical engineering*. Engineering Technical Letter N 1110-2-547, Department of the Army, U. S., Washington, DC.

YOKOZAWA, S. Y. *Avaliação dos métodos probabilísticos aplicados na análise de risco devido à instabilidade de barragens*. 2019. 111 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2019.

YUAN, Xukai; ZHANG, Xin. Research on slope stability of quarry based on geostudio and madis/Gts. *World Scientific Research Journal*, v. 7, n. 12, p. 96-105, 2021.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/153

Análise de Estabilidade de Taludes Localizados em Municípios da Zona da Mata Sul de Pernambuco

Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello
Doutora em Engenharia Civil, PPGECAM – UFPE, Caruaru - PE, Brasil, isabelamcvbello@hotmail.com

Waren Brendo Saraiva de Lira Oliveira
Engenheiro Civil, PPGECAM – UFPE, Caruaru - PE, Brasil, waren.saraiva@ufpe.br

Tiago Barbosa Silva
Mestre em Engenheiro Civil, PPGECAM – UFPE, Caruaru - PE, Brasil, tgbarbosa91@hotmail.com

Alison Souza Noberto
Doutorando em Engenheiro Civil, PPGEC – UFPE, Recife - PE, Brasil, alison_norberto@hotmail.com

RESUMO: A avaliação de segurança de taludes é essencial em projetos de engenharia, sendo normalmente expressa sob a forma de um coeficiente de segurança mínimo a ser estabelecido como critério de projeto. A Operação Reconstrução é um conjunto de ações destinadas a reestruturar os 41 municípios da Mata Sul e do Agreste pernambucano atingidos pelas enchentes de junho de 2010. Para construção de habitacionais foram realizados serviços de infraestrutura, por meio de movimentação de terra, com execução de grandes taludes de corte e aterro sobre os quais foram construídos os conjuntos habitacionais do município de Palmares, Catende, Xexéu, Cortês e Barreiro. Estes taludes estão sofrendo erosões, deslizamentos e rupturas, comprometendo as estruturas habitacionais. Análises de estabilidade foram realizadas em 16 taludes, considerando 24 seções, utilizando os softwares GeoStudio2022.1 e CIVIL 3D. Os parâmetros de resistência do solo foram obtidos atraves de correlações com índice de resistência a penetração (N_{SPT}). Os resultados mostraram que todos os taludes apresentam fatores de segurança abaixo de 1,5, indicando um risco iminente de ruptura, exacerbado por chuvas e construções adicionais na área. Recomenda-se, portanto, a desocupação imediata e a implementação de obras para estabilização, incluindo retaludamento, proteção superficial, drenagem e estruturas de contenção. Estas medidas são vitais para garantir a segurança das áreas afetadas.

PALAVRAS-CHAVE: Contenção, Erosão, Deslizamento, Ruptura, Drenagem.

ABSTRACT: Slope safety assessment is essential in engineering projects, usually expressed in the form of a minimum safety factor to be established as a design criterion. Operation Reconstruction is a set of actions aimed at restructuring the 41 municipalities of Mata Sul and Agreste of Pernambuco affected by the floods of June 2010. Infrastructure services were carried out for the construction of housing, through earthmoving, with the execution of large cut and fill embankments on which the housing complexes in the municipalities of Palmares, Catende, Xexéu, Cortês and Barreiros were built. These slopes are suffering erosion, landslides and ruptures, compromising housing structures. Stability analyzes were carried out on 16 slopes, considering 24 sections using GeoStudio2022.1 and CIVIL 3D software. Soil resistance parameters were obtained through correlations with penetration resistance index (N_{SPT}). The results showed that all slopes have safety factors below 1.5, indicating an imminent risk of failure, exacerbated by rain and additional construction in the area. It is recommended to immediately evacuate and implement stabilization works, including resurfacing, surface protection, drainage and containment structures. These measures are vital to ensure the safety of affected areas.

KEYWORDS: Stabilization, Erosion, Landslide, Rupture, Drainage.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Moraes (2023), a Companhia Estadual de Habitação e Obras firmou um termo de compromisso com a 15ª Procuradoria de Justiça Civil, se comprometendo perante o Ministério Público de Pernambuco (MPPE), a construir unidades habitacionais para um total de 19 famílias que vivem em situação

de riscos no município de Palmares, na Zona Mata Sul do estado. Essas situações de riscos também são relatadas em outros municipios da região.

Nos mais diversos tipos de obras e outras intervenções humanas, a avaliação da segurança de taludes é o fator controlador de projetos, normalmente expresso sob a forma de um coeficiente de segurança mínimo a ser estabelecido como critério de projeto/implantação ou sob outras formas de expressar a segurança, como a probabilidade de ruptura (GERSCOVICH, 2016).

Os deslizamentos de massa são geradores de riscos preocupantes, causando consequências como bloqueio de vias, soterramento de casas, trazendo como resultado vítimas fatais, com danos ambientais que alteram a paisagem, tornando-a vulnerável a recorrências. A gestão das áreas de riscos é bastante delicada, pois está envolvida com fatores naturais, sociais e a expectativa dos moradores para solução dos problemas (FERREIRA, RICHTER, 2022; FILHO *et al*., 2010).

A situação de escorregamentos acontecem de maneira natural, devido a tendenciosa pretensão da natureza à peneplanização, proporcionando com que os solos das encostas desçam até atingir o nível de base. Com a ocorrência de precipitação atípica ou até mesmo breves intervenção antrópicas ocorre o desencadeamento desse fenomeno. Consequentemente, se a superfície do solo não for classificada em meio horizontal, a componente gravidade tenderá a mover o solo para baixo (DAS, 2011; MASSAD, 2010).

Os movimentos coletivos do solo são classificados como escoamentos, escorregamentos e subsidências, se destacando mutuamente em mais de 30 classes principais. Um dos principais fatores causador desse fenômeno é o escoamento superficial das águas, provocando o surgimento de erosões, deflagrada no instante que se constata a saturação total do solo. Visto que, enquanto não ocorrer a saturação, a água infiltra (Fiori, 2016; Guidicini & Nieble, 1983) As análises da estabilidade de taludes construídos são realizadas com base na geometria do problema, na inclusão de possíveis carregamentos externos, no conhecimento das propriedades geomecânicas dos materiais e nos padrões de fluxo (GERSCOVICH, 2016)

Para o estado de Pernambuco, o Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN, 2021) considera moderada a probabilidade de ocorrência de eventos de movimentos de massa e inundação, devido à previsão de chuva de intensidade fraca, associada aos acumulados registrados e com alta vulnerabilidade aos deslizamentos de terra e inundação dos municípios monitorados. Em 2010, ocorreu um fenômeno meteorológico conhecido como onda de leste que provocou uma chuva intensa de 180 mm em apenas 24h (aproximadamente 70% do esperado para os 30 dias do mês de junho), provocando uma elevação muito rápida dos níveis dos rios. Trinta municípios da zona da Mata Sul de Pernambuco que ficam as margens do Rio Panelas, e Batateira as margens do Rio Una foram afetados (Pernambuco) (APAC, 2021).

Operação Reconstrução é um conjunto de ações destinadas a reestruturar os 41 municípios da Mata Sul e do Agreste pernambucano atingidos pelas enchentes de junho de 2010. A iniciativa conta com o trabalho de 15 secretarias estaduais e um investimento de R$ 2.19 bilhões destinados à assistência emergencial, à recuperação de infraestrutura e à construção de escolas, hospitais, estradas, pontes, barragens e casas. Estão sendo construidas aproximadamente 15 mil moradias para as famílias desabrigadas (CEHAB, 2022).

Para construção de habitacionais foram realizados serviços de infraestrutura, por meio de movimentação de terra, com execução de grandes taludes de corte e aterro sobre os quais foram construídos os conjuntos habitacionais do município de Palmares, Catende, Xexéu, Cortês e Barreiro. Após a conclusão da obra, os taludes vêm apresentando erosões deslizamento e rupturas que estão comprometendo as estruturas dos imóveis. Os processos erosivos se iniciaram há alguns anos e os maciços terrosos comprometidos encontram-se submetidos a constante e intensa ação dos agentes do intemperismo e à ação antrópica (CEHAB, 2021)

Este trabalho possui por objetivo analisar a estabilidade dos taludes localizados em conjuntos habitacionais dos municipios de Palmares, Catende, Xexéu, Cortês e Barreiros. São ao todo 24 seções transversais para análise de estabilidade de 16 taludes. Após a análise serão diagnosticados os problemas observados por meio do seu grau de risco, buscando mediante investigação criteriosa tomar as melhores decisões, visando a segurança da população local.

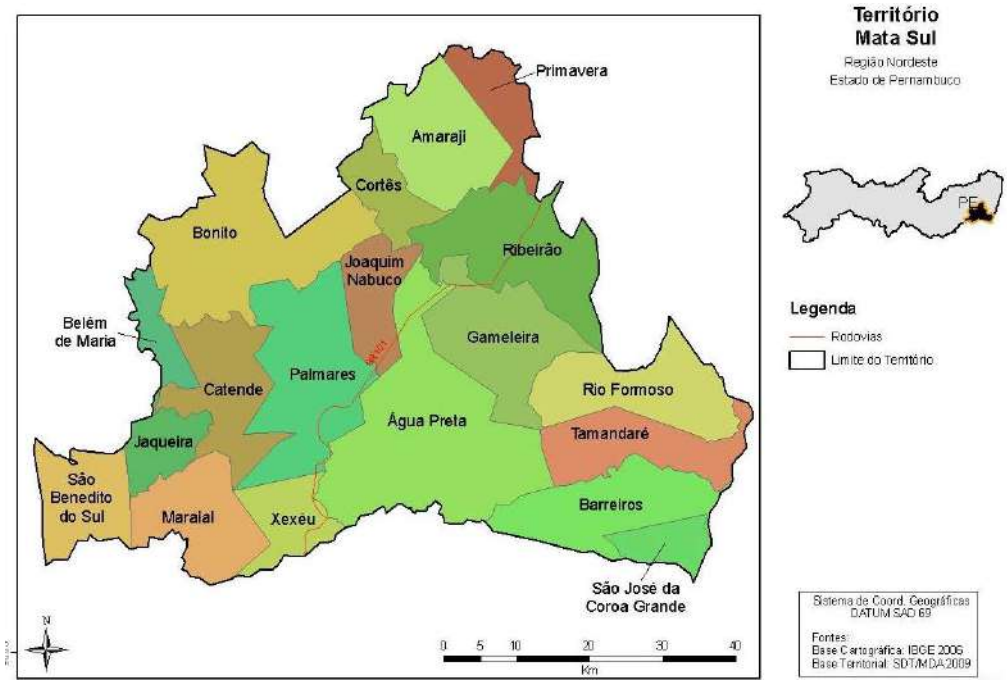
2 METODOLOGIA

A metodologia consistiu em caracterização das áreas de estudo, levantamento dos dados e análise de estabilidade.

2.1 Caracterização da região do estudo

A região do estudo engloba cinco municipios, sendo Palmares, Catende, Xexéu, Cortês e Barreiros, que de acordo com o censo, somam 148.670 habitantes com uma densiadade demográfica total de 690,78 habitantes por quilômetros quadrados no ano de 2022. Os cinco municípios estudados estão situados na microrregião da Mata Sul Pernambucana, que possui uma área total de 4.524,1 km², sendo um território comumente procurado devidos os recursos naturais, como as praias, Mata atlántica, rios e estuarios. Na Figura 2 é ilustrada a localização de todos os municípios que foram abordados.

Figura 2 – Localização dos Municípios Abordados na Zona Mata Sul de Pernambuco



Fonte: (Júnior et al., 2021)

As erosões encontradas nas áreas de construção dos residenciais foram resultados das implantações de terraplenagem para criação dos platôs para a infraestrutura de urbanização como, drenagem, esgoto, pavimentação, com muitos dos destinos direcionados para pontos mais baixos do platô, num escoamento natural, mas que, com tudo urbanizado e mais impermeabilizado, fez crescer bastante o volume e a velocidade do escoamento da água, gerando um processo de incremento desproporcional e que pode ser o motivo principal de todo processo erosivo que vem ocorrendo nos taludes de aterros (Figura 3).

2.2 Levantamento de dados

Os levantamentos planialtimétricos consistem em mapear as características da superfície de um terreno, estes são necessários para realização de qualquer projeto da construção civil. Faz-se necessário a representação dos acidentes geográficos e de outras características do relevo, evidenciando superfícies íngremes e planas.

Os estudos topográficos tem como objetivo a preparação de base planialtimétrica cadastral, considerando como base de dados a literatura preexistentes. Os dados foram levantados no SBG – Sistema Geodésico Brasileiro (SIRGAS 2000), projetado em coordenadas UTM - Universal Transversa de Marcator, Fuso 25S. Os levantamentos foram embasados na NBR 13.133/2021 que norteia a execução e precisão do levantamento topográfico planialtimétrico.

Tendo como fundamento os ensaios de sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) realizados nas poligonais dos projetos estes para a construção do perfil estratigráfico do solo. Esse perfil caracteriza integralmente o talude destinado à intervenção, proporcionando a estratificação detalhada dos tipos de solo identificados e seus respectivos parâmetros geotécnicos.

Figura 3 - Localização dos rsidenciais: (a) Palmares; (b) Xexéu; (c) Catende; (d) Cortês; (e) Barreiros.

(a) (b) (c)

(d) (e)

Fonte: (CEHAB, 2021)

Com utilização das correlações propostas por Teixeira (1972) e Godoy (1983), obteve-se os parâmetros de resistência para os horizontes estratigráficos (γ - peso específico, c - coesão e ϕ - ângulo de atrito, a partir do N_{SPT} (índice de resistência a penetração). Ensaios de laboratório tambem foram realizados posteriormente.

2.2 Análise da estabilidade dos taludes

As análises de estabilidade foram realizadas em 24 seções transversais para de 16 taludes (Tabela 1), distribuídos nos 5 municípios estudados, através do programa computacional GeoStudio2022.1, garantindo uma abordagem abrangente na verificação da estabilidade em diferentes pontos de interesse. Para o desenho dessas seções, além dos dados obtidos no SPT, foram utilizados os resultados do levantamento topográfico, realizado nos locais de estudo. A verificação da estabilidade das soluções propostas foi conduzida considerando uma sobrecarga de 20 kN/m, conforme recomendação da Norma Brasileira de Estabilidade de Encostas NBR 11682/2009, sendo utilizado o método de Morgenstern & Price (1965).

Tabela 1 - Total de seções analisadas por local.

CIDADE	TALUDE (LOCAL)	Nº DE SEÇÕES	SEÇÕES	FS
BARREIROS (6 seções)	HABITACIONAL BAETÊ (Gleba B)	1	1+0,00	1,353
	SANTA CLARA II (ETE)	1	1+5,00	1,259
	SANTA CLARA II (Platô 7)	1	0+10,0	1,358
	SANTA CLARA II (Platô 8)	1	1+5,00	1,383
	SANTA CLARA II (Acesso principal)	2	0+10,00	1,235
			1+10,00	1,174
CATENDE (1 seção)	MONTE ALEGRE	1	3+5,00	1,160
CORTÊS (2 seções)	TALUDE DO RESERVATÓRIO	1	3+5,00	1,319
	TALUDE DA ETE	1	0+5,00	1,381
PALMARES (13 seções)	QUILOMBO DOS PALMARES II	1	1+5,00	1,328
	PLATÔ 2	1	1+0,00	1,403
	PLATÔ 3 (Erosão 1)	1	2+10,00	1,210
	PLATÔ 3 (Erosão 2)	2	0+0,00	1,374
			1+0,00	1,148
	PLATÔ 6	2	3+5,00	1,377
			1+15,00	1,347
	PLATÔ 7	5	2+0,00	1,078
			4+5,00	1,274
			5+20,00	1,336
			7+20,00	1,398
			10+0,00	1,479
	PLATÔ 1	1	3+10,00	1,251
XEXEU (2 seções)	CAMPOS FRIOS	2	1+10,00	1,180
			1+5,00	1,006
	TOTAL	**24**		

A NBR 11682/2009 recomenda a definição do fator de segurança (FS) considerando os níveis de segurança contra perda de vidas humanas e contra danos materiais e ambientais. A área em torno dos taludes pode ser classificada como nível alto de exigência de segurança em relação à possibilidade de perdas de vidas humanas. Em relação à possibilidade de danos materiais e ambientais o grau de exigência de segurança é médio. Sendo assim, o fator de segurança considerado é igual a 1,5.

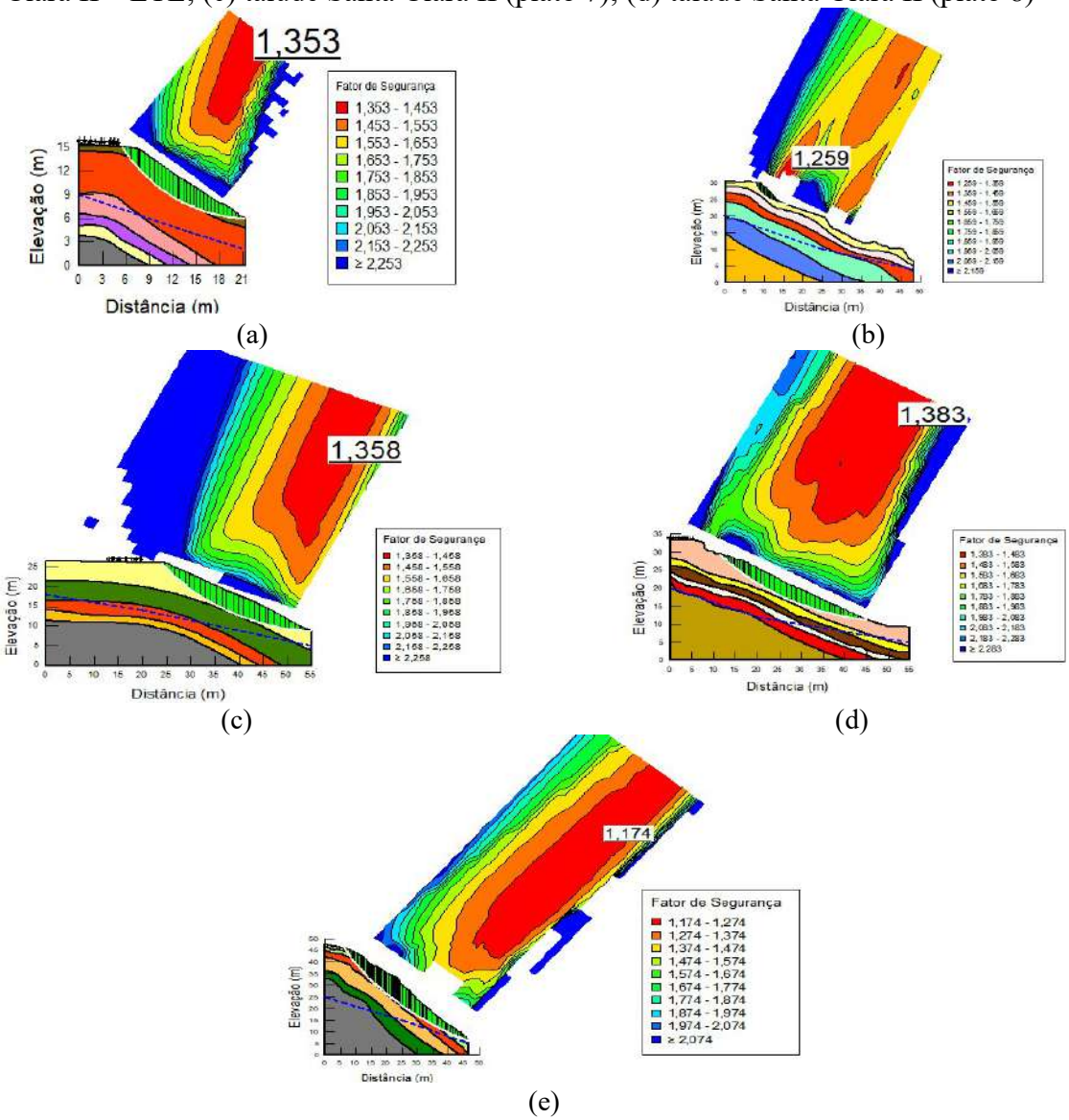
3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nas Figuras 4, 5, 6, 7 e 8, respectivamente, são mostradas as analises de estabilidade para a cidade de Barreiros, Catende, Cortês, Palmares e Xéxeu. Destaca-se que todos os valores dos fatores de segurança ficaram abaixo de 1,5, na maioria das análises caracterizando uma ruptura nas camadas de solos com consistência mole a média ou compacidade fofa ou pouco compacta.

Os ensaios de laboratório como caracterização e cisalhamento direto, foram realizados posteriormente a análise de estabilidade. Os parametros obtidos foram novamente inseridos nas análises mas não verificou-se diferenca importante nos valores do fatores de segurança.

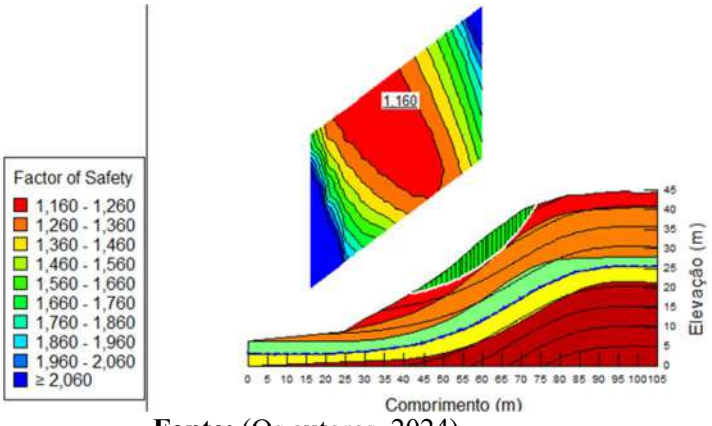
Considera-se o talude em risco de ruptura geral iminente, podendo ser deflagada por exemplo, com a saturação do solo causada pela chuva, aumento das erosões e construções realizadas próxima da área acrescentando cargas ao talude. Recomenda-se a desocupação da área, de imediato, e a realização de obras estruturadoras que possibilitem condições de estabilidade, como soluções de retaludamento, de proteção superficial, de drenagem, obras de estrutura de contenção e combinações dessas alternativas. Estas medidas são vitais para garantir a segurança dos residentes nas áreas afetadas.

Figura 4 – Análise de estabilidade no terreno natural - Barreiros: (a) talude da Gleba B; (b) talude Santa Clara II – ETE; (c) talude Santa Clara II (platô 7); (d) talude Santa Clara II (platô 8)



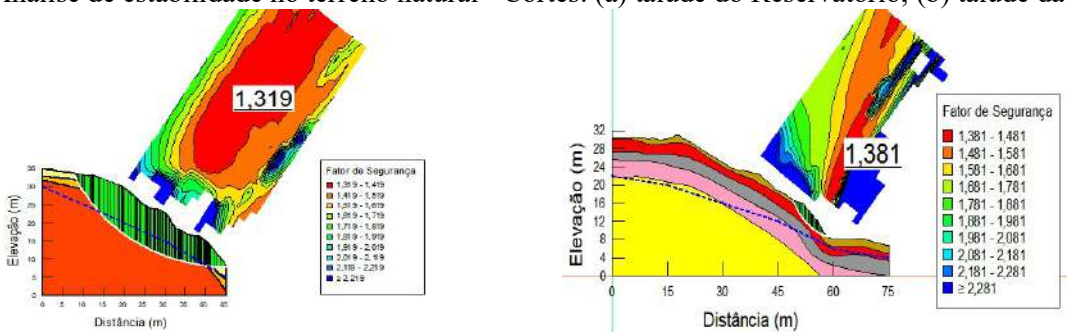
Fonte: (Os autores, 2024).

Figura 5 – Análise de estabilidade no terreno natural – Catende: talude Monte Alegre



Fonte: (Os autores, 2024).

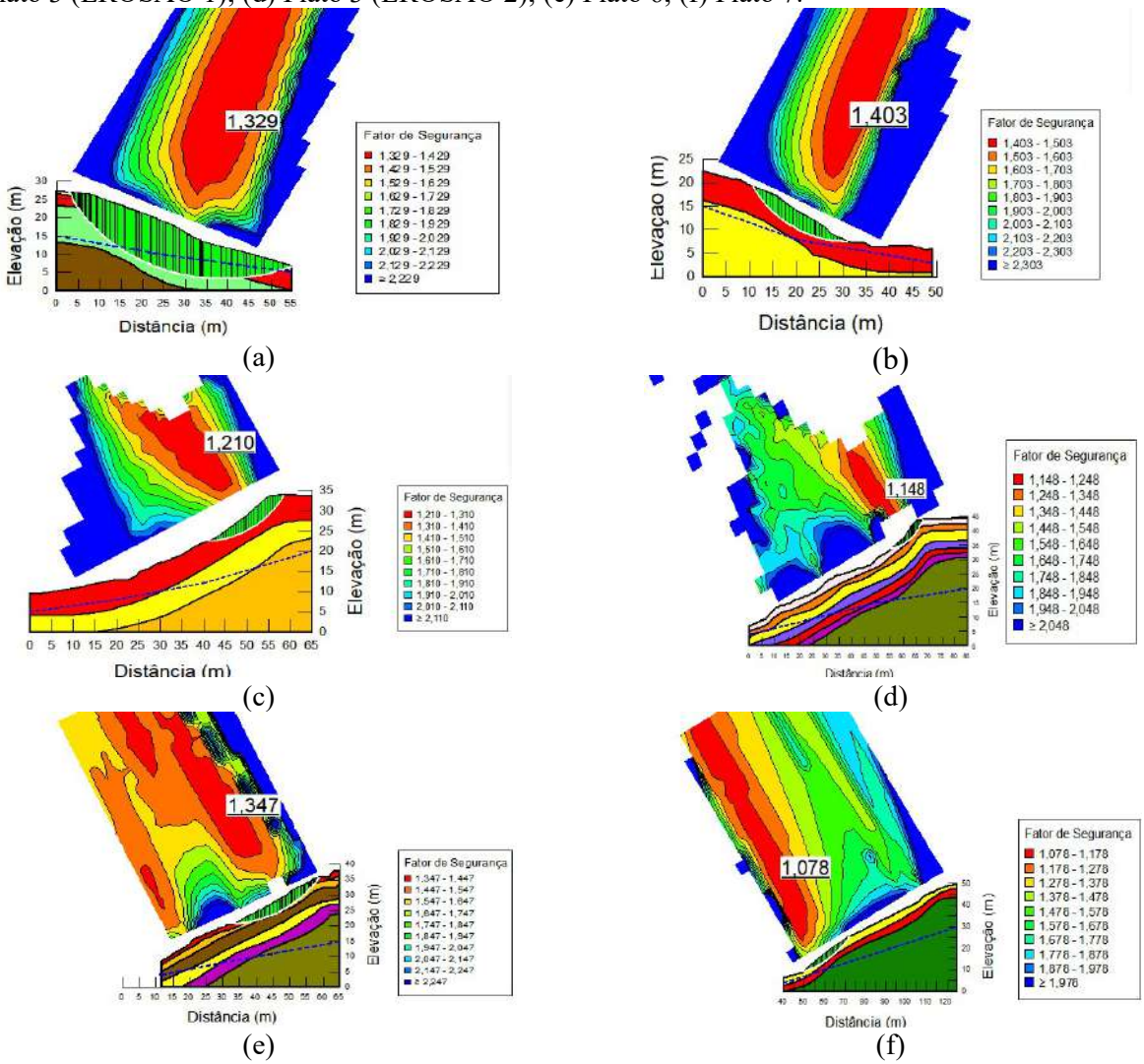
Figura 6 – Análise de estabilidade no terreno natural - Cortês: (a) talude do Reservatório; (b) talude da ETE.



(a) (b)

Fonte: (Os autores, 2024).

Figura 7 – Análise de estabilidade no terreno natural - Palmares: (a) Quilombo dos Palmares II; (b) Platô 2; (c) Platô 3 (EROSÃO 1); (d) Platô 3 (EROSÃO 2); (e) Platô 6; (f) Platô 7.



(a) (b)

(c) (d)

(e) (f)

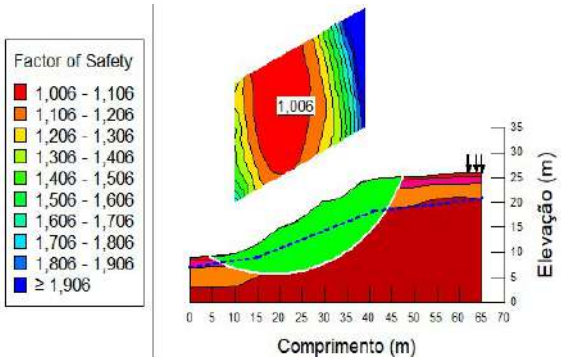
Fonte: (Os autores, 2024).

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através dos resultados obtidos a partir da análise de estabilidade foram sugeridas propostas de soluções para recuperação e estabilização de taludes como retaludamento, proteção superficial, drenagem superficial e

interna, estrutura de contenção e combinações dessas alternativas. Este estudo contribui para gestão do município quanto a identificação e avaliação dos riscos a escorregamentos dessas áreas, visando auxiliar a formulação a e implementação efetiva das políticas públicas e iniciativas governamentais.

Figura 8 – Análise de estabilidade no terreno natural – Xéxeu: talude Campos Frios



Fonte: (Os autores, 2024).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Fundação de Amparo à Ciência e Tecnologia de Pernambuco (FACEPE) pelo financiamento da pesquisa desenvolvida através do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGECAM) da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), campus Caruaru.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

APAC (2022). Agência Pernambucana de Águas e Cimas. www.sirh.srh.pe.gov.br/apac.

CEHAB (2022). Companhia Estadual de Habitação Obras. Operação Mata Sul. http://www.cehab.pe.gov.br/web/cehab/operacao-mata-sul.

CEHAB (2021). Companhia Estadual de Habitação Obras. *Termo de referência: Apontamento de causas e soluções, estabilização de taludes e aterro, nos conjuntos habitacionais localizados nos municípios de Palmares, Barreiros, Catende, Cortês e Xexeu*. 2021.

Das, B. M. (2011). *Fundamento de engenharia geotécnica* (6th ed.). Cengage Leaning.

Ferreira, C. O.; Richter, M. (2022). Tem risco, mas na minha casa não: análise da percepção ambiental de risco da comunidade Amazonas, Petrópolis – RJ. *Geography Department University of Sao Paulo*, *42*, e190274. https://doi.org/10.11606/eissn.2236-2878.rdg.2022.190274

Filho, R., Cortez, A. ;, Filho, A. R.; Caceres Cortez, A. T. (2010). A problemática sócioambiental da ocupação urbana em áreas de risco de deslizamento da Suíça Brasileira. *Revista Brasileira de Geografia Física*. v.3.

Fiori, A. P. (2016). *Estabilidade de taludes : exercícios práticos*. Oficina de Textos.

Gerscovich, D. M. S. (2016). *Estabilidade de taludes* (2nd ed.). Oficina de Textos.

Guidicini, G.; Nieble, C. M. (1983). *Estabilidade de taludes naturais e de escavação* (2nd ed.). Edgard Blucher.

Júnior, J. F. S., Machado, Y. C., Filho, W. B. R., Castro, M. F., Filho, L. F. M. C.; Figueiroa, J. G. (2021). *Embrapa: Território Mata Sul Pernambucana*. 2021. https://www.embrapa.br/agencia-de-informacao-tecnologica/territorios/territorio-mata-sul-pernambucana/caracteristicas-do-territorio

Massad, F. (2010). *Obras de terra : curso básico de geotecnia* (2nd ed.). Oficina de Textos.

Moraes, K. (2023). *Sob pressão do MPPE, Governo se compromete a construir habitacionais para famílias em Pernambuco*. 2023. https://jc.ne10.uol.com.br/pernambuco/2023/01/15156536-sob-pressao-do-mppe-governo-se-compromete-a-construir-habitacionais-para-familias-em-pernambuco.html

Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965). *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces*. Géotechnique, 15, pp.79–93.

Teixeira, A. T.; Godoy, N. S. *Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas*. Fundação: Teoria e Prática. São Paulo, SP, PINI, 1996.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/154

Análise de estabilidade de uma encosta do Recife/PE considerando o solo inicialmente não saturado com aplicação de chuvas

Eduardo Matthews do Rego Barreto
Mestrando, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, eduardo.matthews@ufpe.br

Leila Brunet de Sá Beserra
Professora Adjunta, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, leila.brunet@ufpe.br

Leonardo José do Nascimento Guimarães
Professor Titular, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, leonardo.guimaraes@ufpe.br

RESUMO: Nos últimos anos, o aumento de acidentes decorrentes de movimentos de massa nas regiões de morros da região metropolitana do Recife/PE tem alertado para a segurança destes locais. Devido a isso, este trabalho teve por objetivo analisar a estabilidade da rua Brumal, Recife/PE, nos cenários de ocorrência das chuvas de 2022, saturação completa do solo e considerando somente a saturação da camada mais superficial. O perfil adotado foi modelado a partir de sondagens de simples reconhecimento na área de estudo. Os parâmetros de resistência foram provenientes de ensaios realizados no Laboratório de Solos e Instrumentação (LSI/UFPE) em amostras indeformadas coletadas e correlações a partir do NSPT. Observaram-se Fatores de Segurança para épocas mais secas de aproximadamente 2,96, em épocas chuvosas próximos a 2, e de 1,74 considerando somente a camada de areia argilosa da superfície saturada. O Fator de Segurança foi de 1,48 para a condição crítica, abaixo do valor mínimo de 1,5 recomendado pela NBR 11682/2009. O resultado encontrado para a condição mais crítica determina a necessidade de obras de contenção e elaboração e divulgação de cartas geotécnicas. Além disso, a variação do Fator de Segurança devido a ocorrência de chuvas destaca a importância da análise e campanhas para conscientização da população sobre obras realizadas na encosta em períodos não chuvosos que podem representar um condicionante de acidente em épocas com chuvas intensas.

PALAVRAS-CHAVE: Geotecnia, Método do Equilíbrio-Limite, Morros, Barreiras, Deslizamento.

ABSTRACT: In recent years, the increase in accidents resulting from mass movements in the hilly regions of the metropolitan region of Recife/PE has raised awareness about the safety of these places. Due to this, this work aimed to analyze the stability of Brumal Street, Recife/PE, in scenarios involving the 2022 rains, complete saturation of the soil and considering only the saturation of the most superficial layer. The adopted profile was modeled based on simple reconnaissance surveys in the study area. The resistance parameters came from tests carried out at the Soil and Instrumentation Laboratory (LSI/UFPE) for undisturbed samples collected, and correlations from the NSPT. Safety Factors were observed for drier seasons of approximately 2.96, in rainy seasons close to 2, and 1.74 considering only the clayey sand layer on the saturated surface. The Safety Factor was 1.48 for the critical condition, below the minimum value recommended by NBR 11682/2009 of 1.5. The result found for the most critical condition determines the need for containment works and the preparation and dissemination of geotechnical maps. Furthermore, the variation in the Safety Factor due to the occurrence of rain highlights the importance of analysis and campaigns to raise people's awareness about works carried out on the slope in non-rainy periods, which can represent a condition for accidents in times of intense rain.

KEYWORDS: Geotechnics, Limit Equilibrium Method, Hills, Barreiras, Landslides.

1 INTRODUÇÃO

O agravante aumento de acidentes decorrentes de movimentos de massa em morros na região metropolitana do Recife/PE, como o que vitimou fatalmente 133 pessoas no ano de 2022 (g1 PE, 2022), tem alertado sobre a segurança destes locais.

Um terço da cidade do Recife se localiza em áreas de topografias elevadas as quais são ocupadas predominantemente por pessoas de baixa renda, que não possuem condições adequadas para a construção de moradias nessa tipologia de terreno (SANTANA, 2019). Consequentemente, construções têm sido realizadas constantemente nessas regiões pelos próprios moradores sem acompanhamento de engenheiros, como constatado pelo autor em visita à área de estudo, e, por vezes, sobrecargas são adicionadas ou cortes e aterros são realizados em áreas que em épocas não chuvosas, devido a maior sucção no solo, não são notados problemas imediatos na estabilidade da encosta, porém ocasionam movimentos de massa em épocas mais chuvosas.

Este trabalho teve por objetivo analisar a estabilidade da rua Brumal, uma encosta da cidade do Recife/PE, através do Método do Equilíbrio-Limite, submetida ao regime de chuva de 2022 com o solo inicialmente não saturado, à saturação completa do solo (condição crítica) e considerando somente a saturação da camada de areia argilosa da superfície, simulando, por exemplo, possíveis efeitos de problemas em redes de drenagem, impermeabilização de áreas da encosta ou chuvas mais intensas.

2 METODOLOGIA

Este trabalho realizou a análise de estabilidade da rua Brumal, localizada no bairro do Passarinho, na zona norte da cidade de Recife-PE, Figura 1.

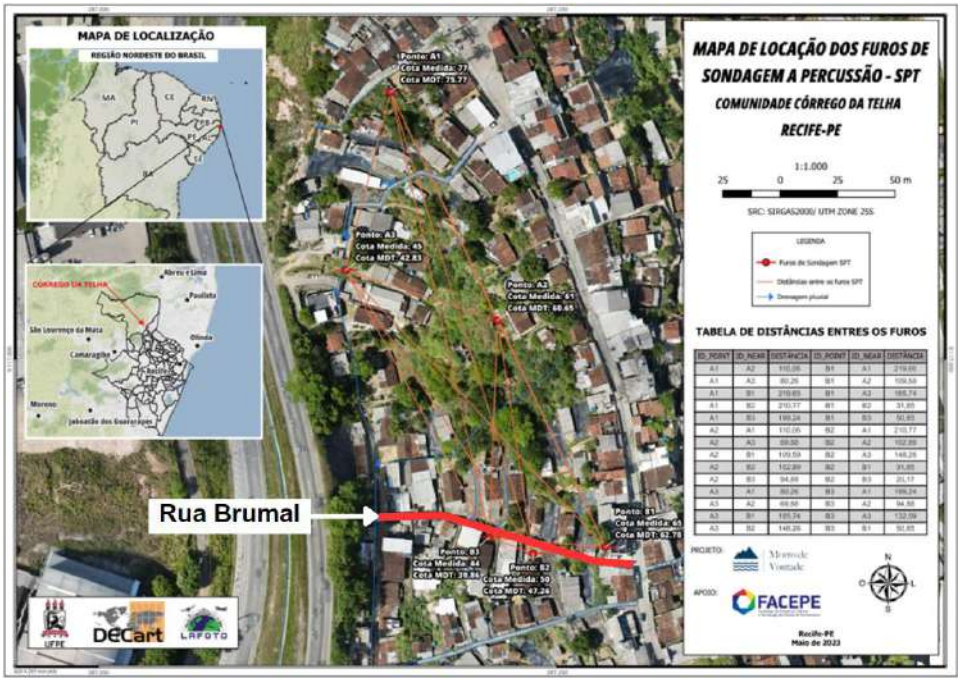


Figura 1. Localização da seção analisada. Fonte: Adaptado de Projeto Morro de Vontade (2023)

As análises de estabilidade foram realizadas no *software Slide2*, utilizando o método do equilíbrio-limite, com superfície de ruptura não-circular e método de GLE/Morgenstern-Price, para a determinação do Fator de Segurança, e o método dos elementos finitos para a análise de fluxo de água.

Foram feitas análises para todos os meses do ano de 2022, destacando-se chuvas que desencadearam movimentos de massa na cidade, levando em consideração o efeito desse fenômeno na resistência ao cisalhamento do solo e o comportamento do escoamento da água na encosta. Também foi estudado o cenário de saturação completa das camadas, sendo a situação mais crítica possível de ser atingida em uma encosta natural sem presença de sobrecarga, podendo ser resultado, por exemplo, de chuvas intensas, falhas em redes

de drenagem e abastecimento de água ou outras obras hidráulicas e áreas impermeáveis próximas. Um cenário intermediário, considerando somente a saturação da camada mais superficial, também foi analisado.

2.1 Caracterização das camadas de solo da encosta

A caracterização da encosta apresentada foi produto do Projeto de Prevenção, Preparação e Mitigação de Desastres Decorrentes de Precipitações Intensas, financiado pela FACEPE, também conhecido como projeto Morro de Vontade, a qual contou com a participação de grupos de diversas áreas da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), como de geotecnia, a qual o presente autor fez parte. O grupo de cartografia foi responsável pelo levantamento topográfico utilizado neste trabalho.

Na Figura 2 e Tabela 1 estão presentes as camadas adotadas para o perfil analisado, sendo B1, B2 e B3 os furos de sondagem realizados no topo, meia e sopé da encosta estudada, Figura 3. O furo de sondagem B4 – Extra foi adotado para manter a continuidade das características do B3 ao longo do sopé da encosta. A descrição e espessura das camadas foram feitas segundo o material encontrado no ensaio SPT, tanto na análise tato visual no momento do ensaio, como em amostras retiradas do amostrador e levadas a laboratório para realização de caracterização granulométrica e posterior classificação através do SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos).

Foram seguidas as diretrizes das NBR 6458/2017, 6459/2017, 7180/2016 e 7181/2018 para a realização da caracterização granulométrica das amostras e determinação dos limites de consistência, possibilitando a realização da classificação SUCS dos solos.

Nas análises, os parâmetros de resistência utilizados foram provenientes de ensaios de laboratório, realizados no Laboratório de Solos e Instrumentação (LSI/UFPE), correlações obtidos em Joppert Jr. (2007) a partir de resultados de sondagens de simples reconhecimento (SPT) realizados ao longo do projeto citado anteriormente, e dados de Fontoura (2015) de areias da Formação Barreiras.

O uso de correlações e outros dados da literatura se deve ao fato de terem sido coletadas somente amostras indeformadas há 1m de profundidade em locais muito próximos aos furos de sondagem B1 e B2, e superficiais em B3, para a realização de ensaios de cisalhamento direto. Esses ensaios foram executados seguindo as instruções da ASTM D3080, na condição inundada e com velocidade de 0,038 mm/min. Foram obtidos os valores de coesão e ângulo de atrito efetivos.

Em todas as camadas foram adotadas a equação ou modelo de resistência de Mohr-Coulomb. Os pesos específicos naturais foram adotados conforme dados obtidos em ensaios de caracterização e, uma vez que isso não era possível para determinados solos, recomendados por Joppert Jr. (2007) de acordo com o tipo de solo e os valores de N_{SPT} obtidos no ensaio SPT.

Devido a não identificação de nível de água nas sondagens de simples reconhecimento e presença de poços artesanais para extração de água em algumas residências no local, foram realizadas análises seguindo a hipótese que havia água na cota de 10m, estando 18m abaixo da menor elevação do perfil, assim como encontrado no Alto do Reservatório por Lima (2002), a qual é uma região próxima à área de estudo deste trabalho.

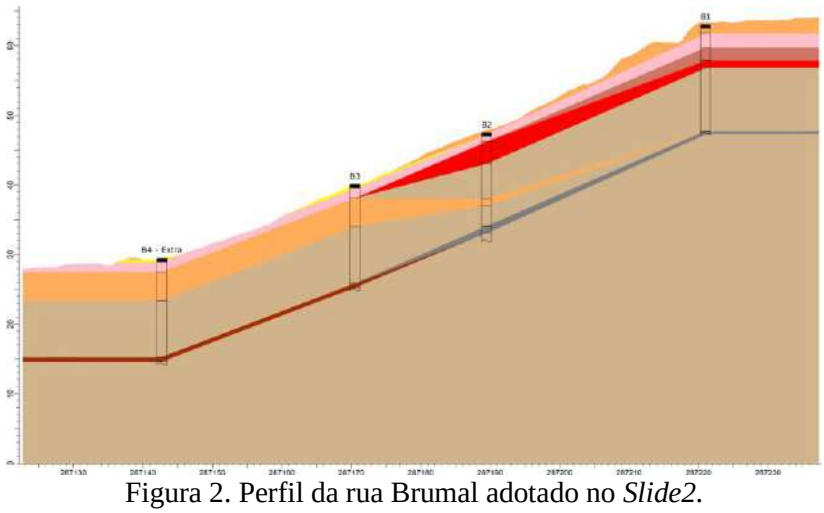


Figura 2. Perfil da rua Brumal adotado no *Slide2*.

Tabela 1. Parâmetros de resistência adotados para as camadas

Nome do material	Cor	γ (kN/m³)	c (kPa)	ϕ (°)	Fonte
1 – SC		17,88	6	29	O autor (2023)
2 – CH		18,75	3	33	O autor (2023)
3 – Areia argilosa compacta		20	10	32	Joppert Jr. (2007)
4 – Areia medianamente compacta		19	0	32	Fontoura (2015)
5 – CL		18,32	3	33	O autor (2023)
6 – Silte argiloso muito rijo		20	40	25	Joppert Jr. (2007)
7 – Aterro de areia siltosa		18	4	29	O autor (2023)
8 – Areia muito compacta		20	0	34	Fontoura (2015)

Legenda: γ – peso específico natural; c – coesão; ϕ – ângulo de atrito.

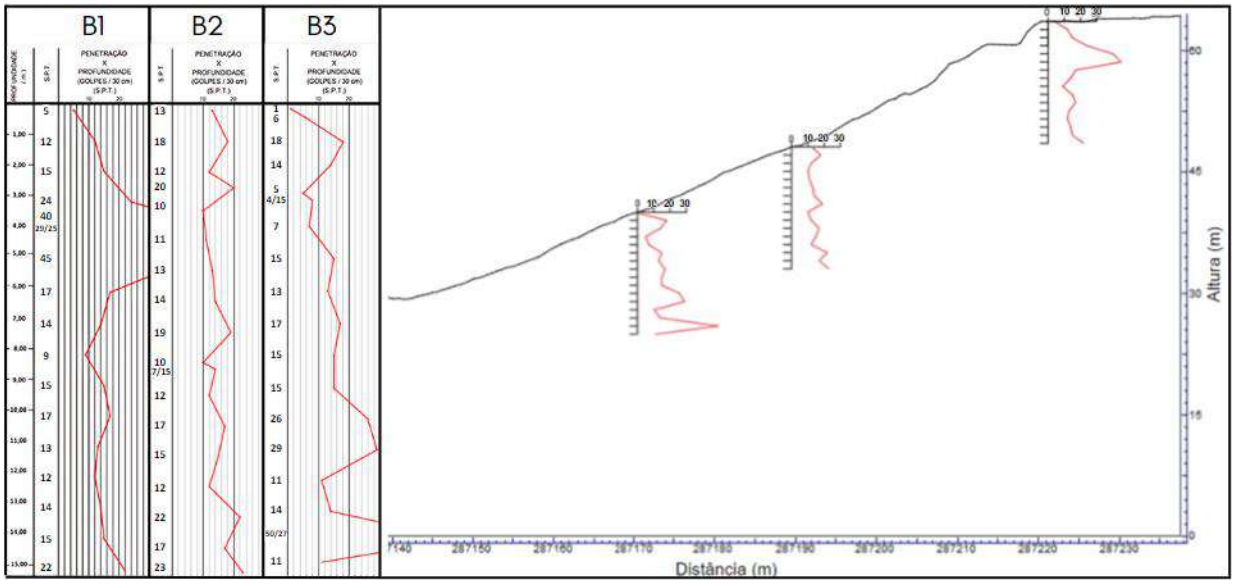


Figura 3. Resultado do ensaio SPT realizado na rua Brumal.

Para a análise da encosta no período chuvoso, foram adotados coeficientes de permeabilidade de trabalhos presentes na literatura, Tabela 2, os quais também estudaram solos da formação Barreiras. Foi adotada uma anisotropia (k_h/k_v) de 2 para as camadas de argila e silte, segundo Coutinho (1976) indica que é o valor médio para solos argilosos.

Tabela 2. Coeficientes de permeabilidade adotados

Nome do material	Cor	Permeabilidade (m/s)	Fonte
1 - SC		$1{,}40 \times 10^{-5}$	Santos (2018)
2 - CH		$1{,}45 \times 10^{-6}$	Santana (2006); Coutinho et al. (2006) apud Meira (2008)
3 - Areia argilosa compacta		$1{,}40 \times 10^{-5}$	Santos (2018)
4 - Areia medianamente compacta		1×10^{-5}	Coutinho e Severo (2009) apud Coutinho et al. (2020)
5 - CL		$1{,}45 \times 10^{-6}$	Santana (2006); Coutinho et al. (2006) apud Meira (2008)
6 - Silte argiloso muito rijo		1×10^{-7}	Coutinho e Severo (2009) apud Coutinho et al. (2020)
7 - Aterro de areia siltosa		$6{,}36 \times 10^{-6}$	Santos (2018)
8 - Areia muito compacta		1×10^{-5}	Coutinho e Severo (2009) apud Coutinho et al. (2020)

2.2 Caracterização dos solos não saturados da encosta

De forma a analisar a variação da sucção no solo com o decorrer das chuvas, os valores adotados para as curvas de retenção do modelo foram de trabalhos realizados na Formação Barreiras, Figura 4, que apresentavam características granulométricas e de resistência semelhantes aos das camadas presentes no modelo estudado. Na camada de silte foram adotados valores de um solo de Maceió/AL, nas camadas de argila foram adotadas curvas de retenção de solos de Camaragibe/PE e, por fim, foram adotados valores de um solo de Recife/PE para as camadas de areia.

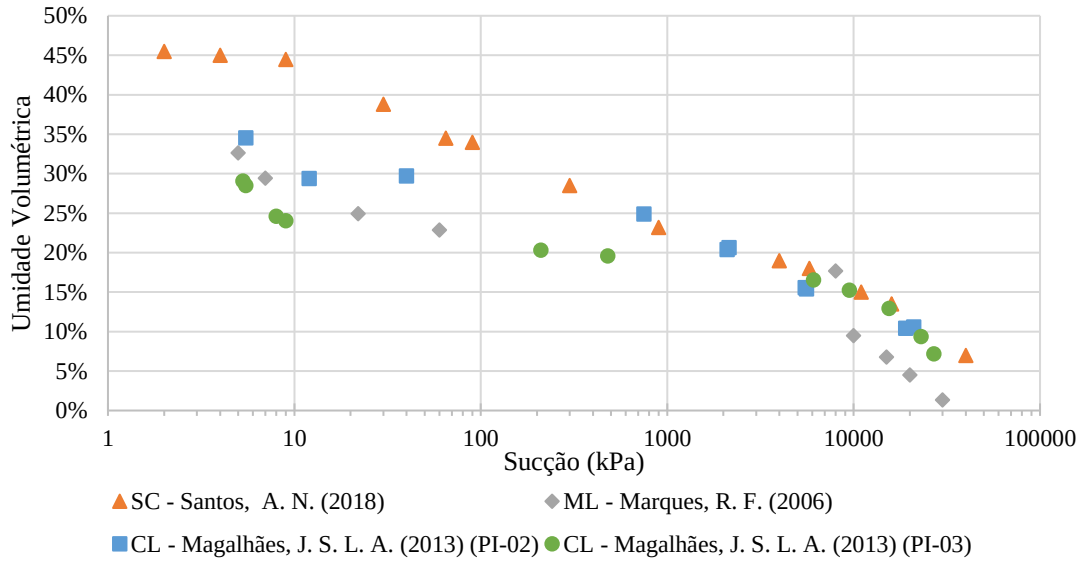


Figura 4. Curvas de retenção de solos da Formação Barreiras

No *Slide2* é possível calcular o valor de ϕ^b a partir da função de teor de umidade de água em análises transientes para cálculo da resistência ao cisalhamento não saturada, Equação 1, baseando-se no método presente em Vanapalli et al. (1996).

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a)\, tan\phi' + (u_a - u_w)\left[(tan\phi')\left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)\right] \quad (1)$$

2.3 Chuva adotada no modelo

A chuva adotada no modelo corresponde ao monitoramento pluviométrico realizado pela APAC (Agência Pernambucana de Águas e Clima) em todos os dias do ano de 2022 no posto do Alto da Brasileira, na cidade do Recife/PE, Figura 5.

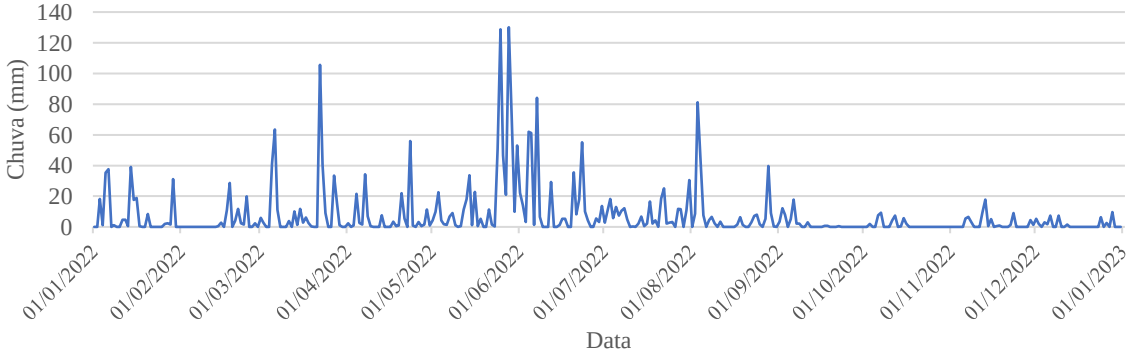


Figura 5. Medições de chuva ao longo de 2022.

3 RESULTADOS

Na Tabela 3 estão presentes os resultados encontrados para as análises de estabilidade realizadas na Rua Brumal.

Tabela 3. Variação de Fator de Segurança para a encosta estudada

Tempo	FS	Tempo	FS	Tempo	FS
Início	2,96	C2	2,53	Setembro	2,96
Janeiro	2,94	C3	2,08	Outubro	2,96
Fevereiro	2,94	Maio	2,16	Novembro	2,96
Março	2,92	Junho	2,90	Dezembro	2,96
Abril	2,94	Julho	2,83	Situação crítica	1,48
C1	2,85	Agosto	2,94	SC saturado	1,74

Legenda: C1 – Após chuva de 128,7mm em maio; C2 – Após chuva de 130,1mm em maio; C3 – Após acumulado de chuva de 201,6mm em 2 dias em maio.

As Figuras 6, 7.a e 7.b mostram as superfícies de ruptura das análises considerando a chuva de 2022 no período após acumulado de 201,6mm em 2 dias de maio do mesmo ano, considerando somente a saturação completa da camada SC e a saturação completa do solo, respectivamente.

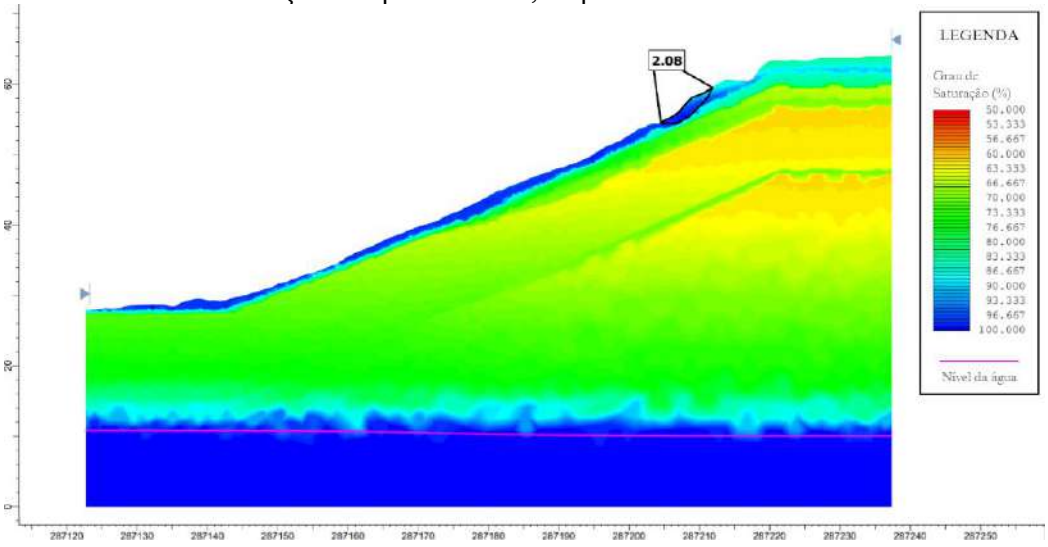


Figura 6. Análise de estabilidade em C3.

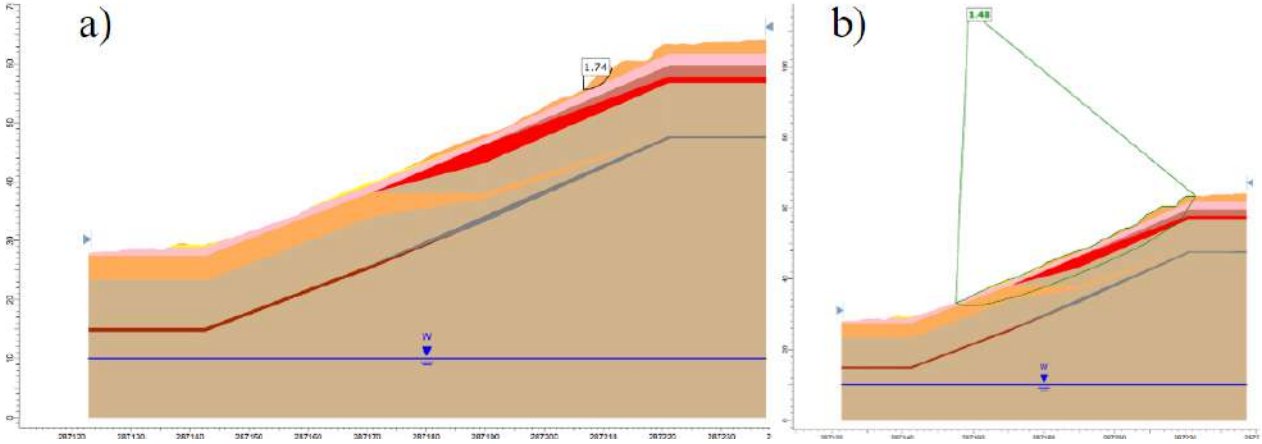


Figura 7. Análise de estabilidade a) considerando somente a saturação completa da camada de SC e b) considerando a saturação completa do solo.

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Através dos resultados encontrados, pode-se notar que há redução na segurança da encosta com a ocorrência de chuvas na cidade do Recife. Reduziu-se o Fator de Segurança de 2,94, presente na época de baixa ocorrência de chuvas (meses de janeiro e fevereiro), para 2,08, correspondente ao período das maiores intensidades pluviométricas registradas no ano (mês de maio). Porém, ao ser considerada a condição mais crítica possível, com a saturação completa de todas as camadas de solo, é atingido um valor de 1,48 para o Fator de Segurança, ficando abaixo do limite de 1,5 recomendado pela NBR 11682/2009 para nível de segurança contra danos a vidas humanas alto e nível de segurança contra danos materiais e ambientais médio.

Este cenário crítico pode ser atingido em situações de épocas com chuvas intensas e constantes, assim como juntamente a outros fatores que podem desencadear em saturação do solo, como vazamento de redes de drenagem e abastecimento d'água, ou outras estruturas hidráulicas. Estes últimos fatores que foram levados em consideração para a análise com saturação somente da camada mais superficial, o solo SC. Para esta análise se obteve um Fator de Segurança de 1,74.

Destaca-se que as análises foram realizadas sem a presença de sobrecarga proveniente de construções realizadas na região, que contém tanto encostas sem presenças de casas como com presenças de casas, de diferentes alturas e cargas transmitidas ao solo.

Portanto, mesmo as análises realizadas não contando com presença de sobrecarga, mostrou-se um cenário de risco de estabilidade na ocorrência de chuvas intensas que desencadeiem na saturação completa do solo, necessitando, assim, de medidas estabilizadoras para a área estudada.

Devido o Fator de Segurança abaixo de 1,5, mostra-se importante, também, a elaboração e divulgação de cartas geotécnicas para direcionar a expansão urbana para locais de menores riscos à vida. A redução de 76% da época seca para a saturação completa do solo mostra a importância da conscientização da população em relação a queda de resistência do solo devido a maior umidade deste material.

5 CONCLUSÃO

As regiões de morros, muitas vezes ocupadas de forma desordenada e sem supervisionamento de especialistas ou do poder público, têm se mostrado áreas que demandam de bastante atenção devido ao número crescente de acidentes com deslizamento de terra acontecidos. Isto tem ocorrido, dentre vários fatores, devido a ocupação de áreas que naturalmente já apresentam perigo de movimento de massa, como a rua estudada neste trabalho.

Mostrou-se que a rua Brumal, na cidade do Recife/PE, apresenta um Fator de Segurança de 1,48, abaixo do recomendado pela NBR 11682/2009 de 1,5, na ocorrência de saturação completa do solo, que pode ser proveniente de épocas de chuvas muito intensas e constantes, assim como juntamente a outros fatores, como vazamentos de estruturas hidráulicas.

Porém, notou-se que em épocas mais secas, a mesma encosta apresentou um Fatore de Segurança de 2,96, devido a forças de sucção presentes no solo não saturado. Este comportamento alerta para a falsa sensação de segurança que pode acontecer em obras realizadas pelos próprios moradores nos morros, uma vez que em épocas secas essa construção pode não representar risco aos moradores, porém em épocas chuvosas pode desencadear acidentes devido movimentos de massa.

Portanto, através dos resultados mostrados, este trabalho analisou a estabilidade da rua Brumal, na cidade do Recife/PE, objetivando analisar a segurança da área contra movimentos de massa. Além disso, mostrou os ganhos na estabilidade devido a sucção no solo não saturado, o qual, por outro lado, na falta do seu conhecimento pode representar um fator de risco aos moradores devido a obras irregulares.

Por fim, este trabalho mostra a importância de possíveis campanhas conscientização alertando para o comportamento do solo não saturado aos moradores dos morros, assim como de acompanhamento de construções pelo poder público ou a realização de cartas geotécnicas indicando quais regiões são adequadas para construção a fim de se evitar a ocupação de áreas naturalmente instáveis em condições chuvosas críticas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

APAC. (2023) *Monitoramento pluviométrico.* Disponível em <http://old.apac.pe.gov.br/meteorologia/monitoramento-pluvio.php#>. Acesso em: 3 out. 2023.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 6459. *Solo - Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo — Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7181. *Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2003). ASTM D3080 – 03: *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.*

Coutinho, R. Q., Morais, B. D., Oliveira, M. S. (2020) *Caracterização Geotécnica de Encostas da Formação Barreiras Localizadas no Bairro Ibura (Cohab), Recife-PE*. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas.

Coutinho, Roberto Quental. (1976) *Características de adensamento com drenagem radial de uma argila mole da baixada fluminense*. Dissertação de Mestrado, Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 213 p.

Fontoura, T. B. (2015) *Comportamento tensão – deformação e resistência ao cisalhamento de uma areia de duna cimentada artificialmente*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 170 p.

Joppert Jr, I. (2007) *Fundações e Contenções de Edifícios*. Pini ISBN 978-85-7266-177-5, São Paulo, 221 p.

Lima, Analice França. (2002) *Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da Formação Barreiras na área urbana da cidade do Recife*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 204 p.

Magalhães, J. S. L. A. (2013) *Estudo de estabilidade da Encosta Alto do Padre Cícero no Município de Camaragibe – PE*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 107 p.

Marques, R. F. (2006) *Estudo da capacidade de carga de estacas escavadas com bulbos, executadas em solo não saturado da Formação Barreiras da cidade de Maceió – AL.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 180 p.

Meira, F. F. D. A. (2008) *Estudo do processo erosivo em encostas ocupadas.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

Rocscience. (2023) *Unsaturated Shear Strenght.* Disponível em: <https://www.rocscience.com/help/slide2/documentation/slide-model/material-properties/define-material-properties/strength-parameters/unsaturated-shear-strength>. Acesso em: 2 out. 2023.

Santos, Amabelli Nunes dos. (2018) *Estudos geotécnicos e análise da estabilidade de duas encostas localizadas no Ibura no município de Recife-PE*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 164 p.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/155

Análise de Estabilidade e Caracterização do Solo de um Talude Localizado na Zona da Mata do Estado de Pernambuco

Alaks Afonso da Silva
Engenheiro Civil, UNINASSAU, Santa Maria do Cambucá, Brasil, alaksafonso1@gamil.com

João Matheus Souza da Mata
Engenheiro Civil, UNINASSAU, Caruaru, Brasil, engmatheussouza17@gmail.com

Maylon Dieferson Silva de Sobral
Professor, UNINASSAU, Caruaru, Brasil, engcivil.cau@mauriciodenassau.edu.br

Alison de Souza Norberto
Professor, UNINASSAU, Caruaru, Brasil, alison.norberto@ufpe.br

RESUMO: O aumento da urbanização ressalta a importância de compreender e gerenciar os riscos em taludes para garantir a segurança das infraestruturas e comunidades. Este estudo focou na análise de estabilidade de um talude na Zona da Mata de Pernambuco, combinando caracterização detalhada do solo com ensaios de campo e laboratório. Utilizando o *software* SLOPE/W, foi possível determinar o Fator de Segurança (FS), indicando a condição crítica ou segura do talude. A identificação de áreas potencialmente instáveis e sua correlação com as características do solo fornecem importantes informações para a tomada de decisões em projetos de engenharia civil. Os resultados das análises de campo e laboratório indicam a predominância de solos siltearenosos na área estudo. Já as análises de estabilidade apontam para resultados com FS inferiores a 1,5, indicando assim a necessidade de intervenções geotécnicas no talude, tendo em vista que se trata de uma área com ocupações habitacionais a montante do talude.

PALAVRAS-CHAVE: Ocupações, Urbanização, Riscos, Zona da Mata.

ABSTRACT: Increased urbanization highlights the importance of understanding and managing slope risks to ensure the safety of infrastructure and communities. This study focused on the stability analysis of a slope in the Zona da Mata of Pernambuco, combining detailed soil characterization with field and laboratory tests. Using the SLOPE/W software, it was possible to determine the Safety Factor (SF), indicating the critical or safe condition of the slope. The identification of potentially unstable areas and their correlation with soil characteristics provide important information for decision-making in civil engineering projects. The results of field and laboratory analyzes indicate the predominance of silty sandy soils in the study area. While stability analyzes point to results with SF below 1.5, thus indicating the need for geotechnical interventions, considering that this is an area occupied upstream of the slope.

KEYWORDS: Occupations, Urbanization, Risks, Zona da Mata.

1. INTRODUÇÃO

Segundo Guidicini (1983) movimentos de massas, tem sido objeto de amplos estudos nas mais diversas latitudes, não apenas por sua importância como agentes atuantes na evolução das formas de relevo, mas também em função das suas implicações práticas e de sua importância do ponto de vista econômico. Movimentos de massa são deslocamentos súbitos de parte da massa de solo que compõem um talude. Esses eventos são desencadeados devido as propriedades dos solos de taludes naturais e artificiais em associação com condicionantes ambientais como clima e índice de precipitação e ação humana (FERNANDES et al. 2001). Neste contexto, a caracterização adequada do solo desempenha um papel crucial na análise de estabilidade de taludes. Compreender as propriedades geotécnicas do solo é essencial para determinar sua resistência, coesão, permeabilidade e outras características relevantes que afetam a estabilidade do talude.

No contexto de áreas com condições geológicas e geotécnicas complexas, como é o caso da zona da Mata do estado de Pernambuco. A capacidade de avaliar e compreender a estabilidade de taludes é essencial para garantir a segurança de infraestruturas e comunidades que dependem da estabilidade do terreno. Este trabalho teve como objetivo explorar a análise de estabilidade e a caracterização do solo em taludes na zona

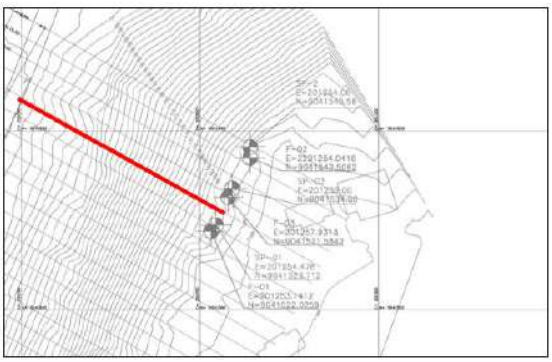
da Mata, no estado de Pernambuco fornecendo uma visão abrangente dos principais métodos e técnicas utilizados nesse contexto. Foram abordados aspectos relacionados à coleta de amostras de solo, testes de laboratório, métodos de investigação geotécnica e modelagem numérica, a fim de compreender melhor os desafios enfrentados e as soluções propostas.

2. ÁREA DE ESTUDO

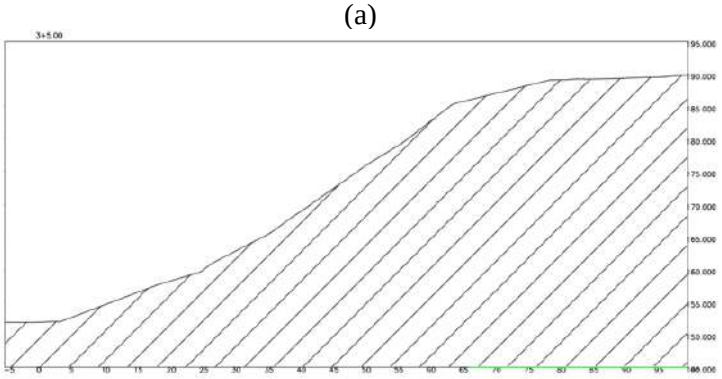
Segundo o IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística), a população de Catende é estimada em 43.778 pessoas, com extensão territorial de 208,594 km², Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDHM) de 0,609 e densidade demográfica de 182,49 hab/km². O município é vizinho dos municípios de Belém de Maria, Jaqueira e Palmares. A seguir na Figura 1 é apresentado o perímetro urbano da cidade de Catende.

Figura 1 - Localização da cidade de Catende.

O talude selecionado para o estudo possui cerca 100 de metros de comprimento, sua altura máxima é de 45 metros, na Figura 2 é apresentada topografia do talude e os pontos que foram realizadas sondagens do tipo SPT.



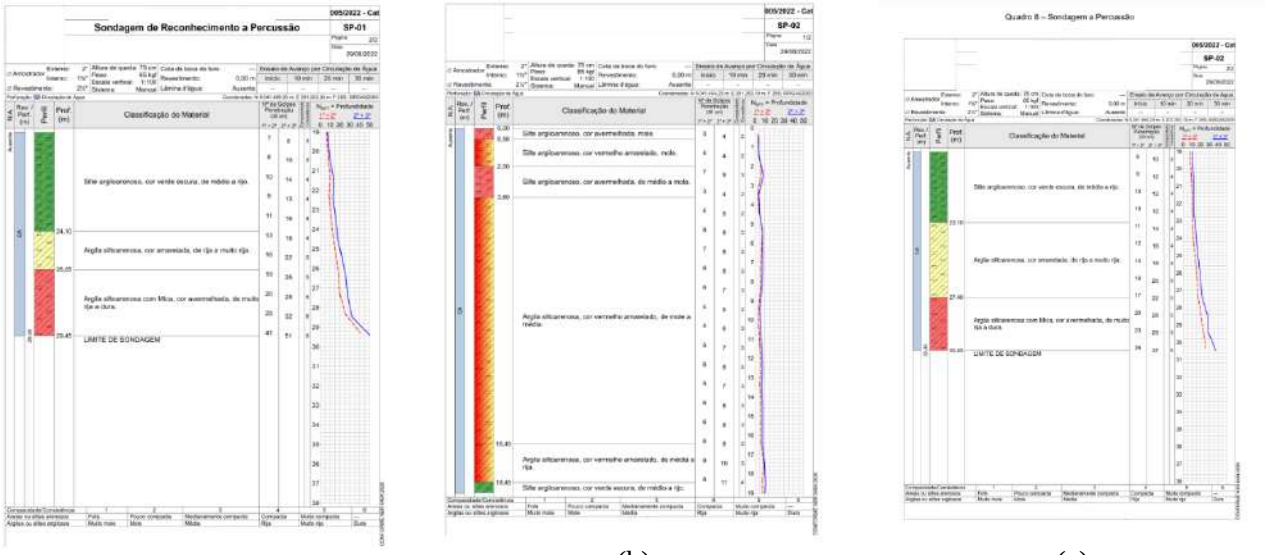
(a)



(b)

Figura 2 – Área de estudo (a)Planta de alocação dos furos de sondagem; e (b) Seção topográfica do talude.

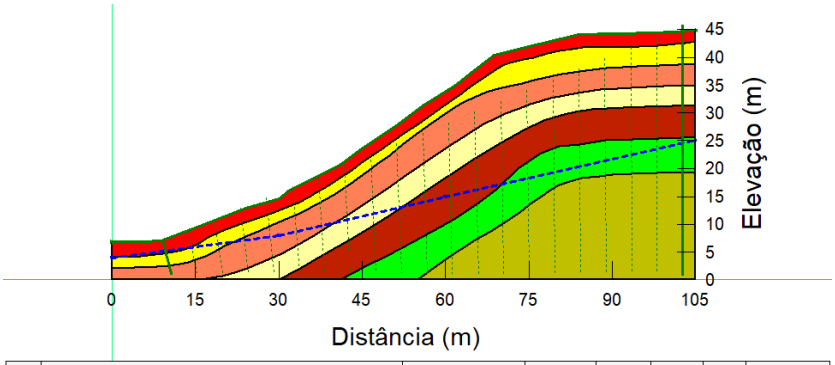
A seguir na Figura 3 são apresentados os resultados das sondagens realizadas na área de estudo.



(a) (b) (c)

Figura 3 – Sondagens realizadas na área de estudo (a)SP1; (b) SP2; e (c) SP3.

Para montagem do perfil geotécnico foi utilizada como referência a sondagem SP2, dada a maior proximidade desta com a seção analisada. Resultando em talude de 7 camadas, a primeira de silte argiloarenoso com um peso especifico de 14kN/m³, a segunda composta por um silte agiloarenoso com o peso especifico de 15kN/m³, a terceira silte argiloarenoso com o peso especifico de 17 kN/m³, a quarta com uma argila siltoarenosa com o peso especifico de 17 kN/m³, a quinta uma argila siltoarenosa com o peso especifico de 18 kN/m³, a sexta com silte argiloarenoso com um peso especifico de 18 kN/m³, a sétima com argila siltoarenosa com um peso especifico de 19 kN/m³. Os parâmetros de resistência foram obtidos com base em correlações com os resultados do N_{SPT} e análise da compacidade dos materiais seguindo a classificação da sondagem. A linha freática também foi obtida com base nas sondagens, a seguir na Figura 4 é apresentado perfil obtido para a área de estudo.



Cor	Nome	Modelo de Material de Estabilidade de Decline	Peso Específico (kN/m³)	Coesão Efetiva (kPa)	Ângulo de Atrito Efetivo (°)	Phi-B (°)	Linha Piezométrica
	Argila siltearenosa , cor vermelho amarelada, de média a rija	Mohr-Coulomb	18	8	29	0	1
	Argila siltearenosa, cor vermelho amarelada, de mole a média	Mohr-Coulomb	17	12	31	0	1
	Argila siltearenosa, cor vermelho amarelada, de rija a muito rija	Mohr-Coulomb	19	20	34	0	1
	Silte argiloarenoso, cor avermelhada, de médio a mole	Mohr-Coulomb	17	12	30	0	1
	Silte argiloarenoso, cor avermelhada, mole	Mohr-Coulomb	14	8	29	0	1
	Silte argiloarenoso, cor verde escura, de médio a rija	Mohr-Coulomb	18	15	32	0	1
	Silte argiloarenoso, cor vermelho amarelado, mole	Mohr-Coulomb	15	10	30	0	1

Figura 4 - Características geotécnicas do solo.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. CARACATERIZAÇÃO DE SOLO

A caracterização do solo é uma etapa crucial em estudos geotécnicos, fornecendo informações essenciais sobre as propriedades e comportamento do substrato. Conforme destacado por Das (2006), a caracterização adequada do solo é vital para a engenharia geotécnica, influenciando diretamente no design

na segurança das estruturas. No processo, técnicas como a análise granulométrica, conforme preconizado por ASTM D422, permitem avaliar a distribuição de tamanho das partículas do solo, impactando em suas propriedades de permeabilidade e compressibilidade. As amostras foram preparadas todas de acordo com a NBR 6457/2016 – Amostras de solo / Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia do Centro Universitário Mauricio de Nassau, Campus Caruaru-PE.

3.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

As análises granulométricas foram realizadas seguindo as diretrizes da NBR 7181/2016. Para a execução do ensaio de caracterização foi utilizado o agitador de peneiras, este aparelho é composto estrutura metálica e a base do equipamento e fornece suporte e estabilidade para as peneiras. As peneiras foram empilhadas verticalmente na estrutura, começando com a peneira de malha mais fina na parte superior e terminando com a peneira de malha mais grossa na parte inferior. Cada peneira possui uma abertura específica que permite a passagem dos grãos de solo de um determinado tamanho, as bandejas coletoras foram colocadas abaixo das peneiras para coletar os grãos de solo que passam pelas aberturas das peneiras. Essas bandejas são removíveis e podem ser esvaziadas para permitir a pesagem dos grãos coletados, máquina vibratória, essa máquina gera vibrações para auxiliar no processo de peneiramento, facilitando a passagem dos grãos de solo pelas aberturas das peneiras.

3.3. DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ POR MEIO DO APARELHO DE CASAGRANDE

Para determinação do Limite de Liquidez através do aparelho de Casagrande, foi utilizado o aparelho da marca EDUTEC. Para o ensaio de Casagrande foram seguidas as diretrizes da NBR 6459/2016.

3.4. DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE

Este ensaio busca ressaltar a importância de tal determinação no contexto mais amplo da estabilidade e segurança das obras civis. A plasticidade do solo é, em última instância, um fator determinante para evitar assentamentos excessivos, rupturas e outros desafios que podem comprometer a integridade das estruturas. Para o ensaio de limite de plasticidade foram seguidas as diretrizes da NBR 7180/2016.

3.5. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

A metodologia de análise de estabilidade foi desenvolvida com base em uma abordagem integrada das características geotécnicas do solo, utilizando informações obtidas por meio de sondagens. Inicialmente, as seções geotécnicas foram construídas com base nos perfis geológicos obtidos pelas sondagens, permitindo uma visualização detalhada da distribuição das camadas e dos parâmetros geotécnicos relevantes. Em seguida, os dados de resistência do solo foram obtidos a partir de correlações com o número de golpes (N_{SPT}) obtido nos ensaios de penetração padrão SPT (Standard Penetration Test).

Em seguida foram realizadas análises numéricas de estabilidade por meio do *software* SLOPE/W, amplamente reconhecido na engenharia geotécnica para avaliação da estabilidade de taludes. Através dessa análise numérica, foram obtidos fatores de segurança (FS) do talude da área de estudo. Essa metodologia integrada combina dados de campo, correlação de parâmetros e modelagem computacional.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Essa etapa não apenas revela as constatações da pesquisa, mas também proporciona uma interpretação crítica, alinhando os resultados aos objetivos propostos. Por meio de gráficos, tabelas e estatísticas, os dados foram organizados de forma a permitir uma compreensão clara e objetiva.

Foi realizada uma visita ao local no qual o estudo foi proposto. No dia 31 de agosto de 2023, no local foi presenciado sua vegetação portado por algumas arvores de pequeno porte, e uma grama alta apresentado na Figura 5.

Figura 5 - Vegetação presente no talude da área de estudo.

A determinação da granulometria do solo seguiu as diretrizes estabelecidas pela ABNT NBR 7181/2016. Foram realizados dois ensaios para o talude estudado um para sua base e outro para seu topo, após o peneiramento do material da base realizado na peneira #200 uma média de 0,038 g permaneceu de um total inicial de 0,5 kg da amostra, representando assim 7,6%.

A seguir na Figura 6 é apresentada a curva gerada de acordo com a granulometria do solo da base da encosta e do topo encosta estudada, curva que foi utilizada para a classificação de grãos do solo.

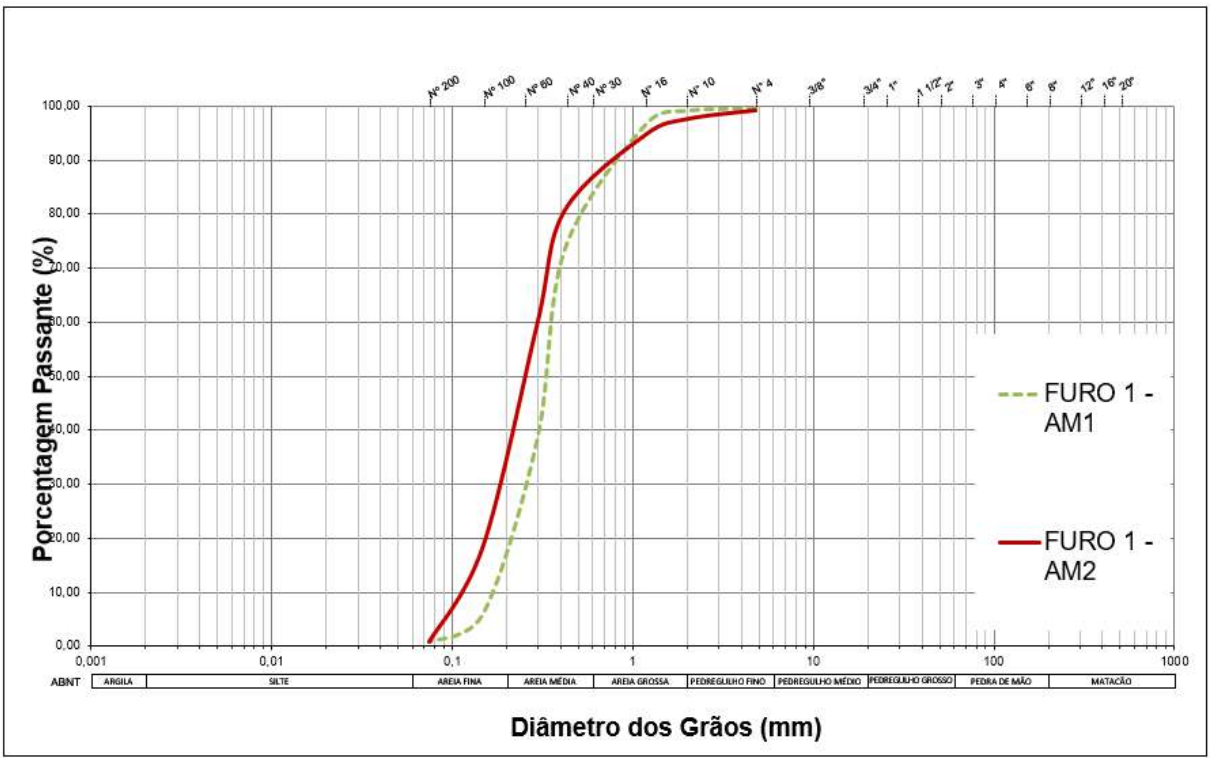


Figura 6 - Curva granulométrica das amostras analisadas.

O Limite de Plasticidade e o Limite de Liquidez são propriedades geotécnicas do solo amplamente utilizadas na engenharia civil. O Limite de Liquidez representa a umidade mínima em que o solo se comporta como um líquido viscoso, enquanto o Limite de Plasticidade refere-se à umidade abaixo da qual o solo se torna plástico e moldável. Esses limites são cruciais para determinar as características de deformação e suporte do solo, influenciando o projeto e construção de estruturas como fundações e barragens. Engenheiros utilizam esses parâmetros para classificar os solos, prever seu comportamento frente a cargas e selecionar métodos de

compactação apropriados.

A seguir na Tabela 1 são apresentados os resultados obtidos para a determinação dos limites de liquidez e plasticidade.

Tabela 1 – Resumos dos resultados dos ensaios de limites e consistência.

Solo do topo do talude		
Limite de Liquidez	(LL):	52,59%
Limite de Plasticidade	(LP):	38,44%
Índice de Plasticidade	(IP):	14%
Solo do pé do talude		
Limite de Liquidez	(LL):	50,93%
Limite de Plasticidade	(LP):	47,65%
Índice de Plasticidade	(IP):	3%

Para caracterizar esse solo, foi utilizada a carta de plasticidade de Casagrande, Figura 7, onde são observados os resultados da amostra do topo AM1 é um solo (MH) considerado um silte com teores médios de Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade, Já a amostra da base AM2 indica que é um solo (OL) considerado um solo orgânico de baixa plasticidade com identificação de solos não plásticos ou muito pouco plásticos.

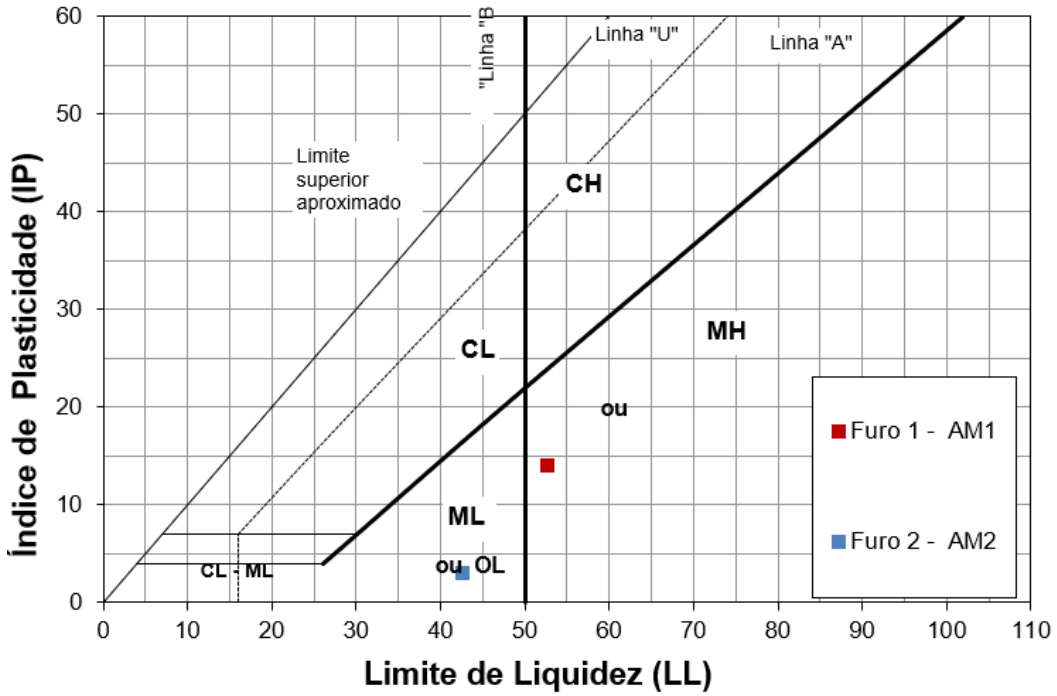


Figura 7 - Carta de Casagrande com a classificação das amostras analisadas.

Para a Caracterização do solo foi utilizada a carta de Casagrande na Tabela 2, com os resultados das obtidos através dos ensaios podemos classificar os solos estudados.

Tabela 2 - Legenda da carta de Casagrande.

Grupo	Trabalhabilidade	Permeab. Compac	Resist. Compact sat	Compres. Compac/sat
CH	má	impermeável	baixa	alta
MH	má	semip. a permeável	baixa a regular	alta
ML	regular	semip. a permeável	regular	média
CL	regular a boa	impermeável	regular	média

Para o estudo foi imprescindível deslocar-se até o local e registrar as propriedades físicas do solo e as especificações da área de estudo. Foram realizadas 3 sondagens SPT na área para construção do perfil geotécnico da área, as quais foram utilizadas nas análises de estabilidade no software SLOPE/W.

O resultado da análise de estabilidade obtida revelou um fator de segurança de 1.316 (Figura 8), o que implica em uma condição de estabilidade média, embora abaixo do limiar amplamente aceito de 1,5 recomendado pela NBR 11682/2009 para encostas com áreas risco devido as ocupações existentes. Indicando assim a necessidade de intervenções geotécnicas na área.

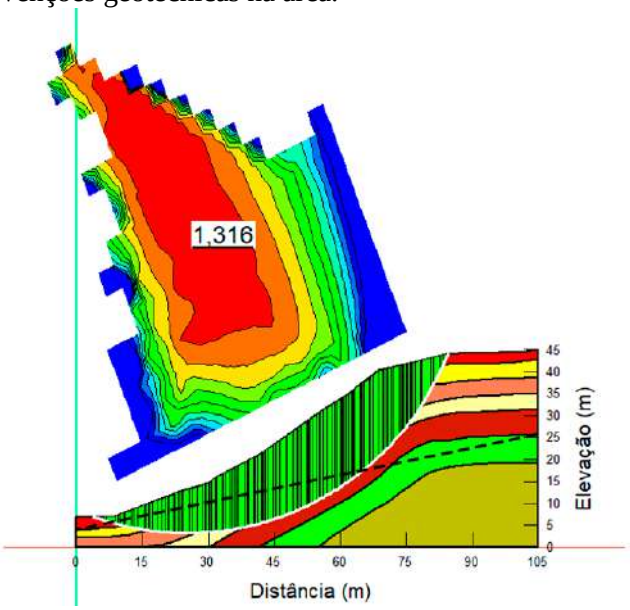


Figura 8 - Fator de Segurança do Talude.

5. CONCLUSÕES

Os resultados desse estudo revelaram que o solo analisado, se mostrou desde o primeiro contato tátil e visual, um solo argilo-arenoso, sua coloração avermelhada foi uma característica provavelmente relacionada a solos com maior concentração de óxido férricos. Se tratando de um solo de resistência média, com características plásticas que apresentam areia, silte e argila.

A caracterização detalhada do solo revelou propriedades geotécnicas fundamentais para compreender o comportamento do terreno estudado. A análise granulométrica proporcionou importantes informações sobre a distribuição de tamanhos de partículas, enquanto o limite de liquidez e plasticidade ofereceu dados cruciais para avaliar a suscetibilidade do solo à deformação. O perfil geotécnico, obtido por meio de ensaios de sondagem, enriqueceu a caracterização ao fornecer informações sobre as camadas estratigráficas e a presença de eventuais discordâncias geológicas.

Ao empregar o *software* SLOPE/W, foi possível realizar uma análise de estabilidade do talude, considerando as condições específicas do solo investigado. Os resultados do FS refletem diretamente na segurança da estrutura, destacando áreas de potencial instabilidade e orientando medidas corretivas. A identificação de parâmetros críticos, como coesão e ângulo de atrito interno, permitiu uma avaliação mais precisa do comportamento do solo em condições de talude.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Das, B. M. (2012) Principles of geotechnical engineering. Cengage Learning.

Fernandes, N. F., Guimarães, R. F., Gomes, R. A. T., Vieira, B. C., Montgomery, D. R., & Greenberg, H. (2001). Condicionantes geomorfológicos dos deslizamentos nas encostas: avaliação de metodologias e aplicação de modelo de previsão de áreas susceptíveis. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, *2*(1).

Guidicini, G.; Nieble, C. M.(1983) Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo: *Edgard Blücher*.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/156

Análise de Estabilidade e de Fundação de Solo Reforçado com Geogrelhas e Face Metálica

Paulo Cesar Belesso Ferretti
Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, p.ferretti@maccaferri.com

Petrucio Santos Junior
Universidade Padre Anchieta/Maccaferri do Brasil, Jundiai Brasil, p.santos@maccaferri.com

Paulo José Rocha Albuquerque
Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, pjra@unicamp.br

RESUMO: Estruturas de contenção em solo reforçado se tornaram comum em obras de engenharia, em geral possuem fundação do tipo direta. Nesse aspecto as etapas de projeto devem avaliar em suas análises de estabilidade os Fatores de Segurança (FS) das análises internas e externas, bem como a avaliação das tensões resistentes ao solo de fundação, permitindo verificar a compatibilidade entre fundação e solo de apoio, e eventuais recalques. Esse trabalho avalia as análises de estabilidade e de fundação de uma estrutura de contenção em solo reforçado que foi projetada para suportar a carga de um guindaste de 7.500 kN, para execução da cobertura do estádio da Arena Corinthians em São Paulo. As análises foram feitas por softwares de equilíbrio limite (rígido plásticos) e numéricos (elementos finitos – MEF), a fim de avaliar se as considerações de tensão entre as análises são semelhantes. Os resultados quando comparados as células de pressão mostram a compatibilidade do comportamento da fundação, bem como os valores de tensões induzidas quando analisada pelos dois diferentes métodos de análise.

PALAVRAS-CHAVE: solo reforçado, capacidade de suporte, fundação, analise de estabilidade.

ABSTRACT: Reinforced soil retention structures have become common in engineering works; generally, they have shallow foundations. In this aspect, the design stages must evaluate in their stability analyses the Factors of Safety (FS) of internal and external analyses, as well as the evaluation of the soil bearing capacities of the foundation, allowing the verification of compatibility between foundation and supporting soil, and potential settlements. This work evaluates the stability and foundation analyses of a reinforced soil retention structure designed to withstand the load of a 7,500 kN crane for the construction of the roof of the Arena Corinthians stadium in São Paulo. The analyses were performed using limit equilibrium software (rigid-plastic) and numerical methods (finite element method - FEM), in order to assess whether stress considerations between the analyses are similar. The results, when compared with pressure cells, show the compatibility of foundation behavior, as well as the induced stress values when analyzed by the two different analysis methods.

KEYWORDS: reinforced soil, bearing capacity, foundation, stability analyses

INTRODUÇÃO

Os geossintéticos têm se destacado como uma solução eficaz e econômica para estabilização e verticalização de aterros em obras de engenharia civil, especialmente na infraestrutura. Esses materiais têm sido cada vez mais utilizados devido ao desenvolvimento de novos polímeros e à crescente compreensão de seu comportamento. Eles desempenham um papel crucial no reforço do solo, controlando deformações e melhorando o desempenho das estruturas em uso.

Durante as últimas décadas, houve avanços significativos na compreensão do comportamento das estruturas de solo reforçado e nas aplicações dos geossintéticos para melhorar o desempenho das fundações superficiais. Pesquisas extensivas foram realizadas empregando modelos de diferentes escalas, para avaliar o desempenho das fundações reforçadas e desenvolver abordagens de projeto baseadas em princípios racionais.

Além disso, diversos métodos de projeto foram desenvolvidos para avaliar a estabilidade de estruturas de solo reforçado que utilizam geossintéticos. A escolha do método mais apropriado depende da compreensão

das vantagens e limitações dessas técnicas pelo projetista. A análise de equilíbrio limite é comumente empregada na concepção desses muros, enquanto a análise por elementos finitos permite uma análise detalhada do comportamento da estrutura em diferentes cenários.

No contexto brasileiro, durante o período que antecedeu a Copa do Mundo de 2014, houve uma grande demanda por obras de infraestrutura. A construção da Arena Corinthians em São Paulo foi uma obra significativa desse período que necessitou da solução de ESR. Um dos principais desafios encontrados foi a capacidade do solo de suportar as cargas, especialmente considerando a pré-existência das fundações em estacas pré-moldadas de concreto da superestrutura das arquibancadas, que poderiam sofrer esforços horizontais devido a eventuais deslocamentos da fundação da ESR. Isso exigiu uma avaliação criteriosa e um projeto geotécnico abrangente, além de um sistema de instrumentação para monitorar os níveis de tensão e deslocamentos durante a construção, garantindo que a estabilidade da estrutura não comprometesse o cronograma da obra.

Este estudo avalia o comportamento de uma fundação de ESR, importante devido a características únicas, como flexibilidade moderada e localização desfavorável. A instrumentação da fundação forneceu dados sobre seu comportamento, permitindo a comparação com modelos de cálculo. O objetivo é gerar insights para análises futuras de fundações de muros em solo reforçado, considerando as variações de tensões e deformações ao longo da base da estrutura.

2 MÉTODOS DE CÁLCULO PRA FUNDAÇÃO EM ESR

Atualmente, os métodos mais comuns para análise da fundação de estruturas de solo reforçado são os de Terzaghi e Peck (1943), Meyerhof (1963), Brinch-Hansen (1961) e Vesic (1975). Eles se concentram na avaliação da capacidade de suporte do solo, considerando principalmente suas propriedades de resistência ao cisalhamento e compressibilidade.

O método de Terzaghi é usado na engenharia geotécnica para análise de estabilidade de taludes e fundações, considerando propriedades do solo como resistência ao cisalhamento e compressibilidade. Ele enfatiza conceitos como tensão efetiva e total. Um aspecto importante é a avaliação da capacidade de carga do solo, determinada por equações que consideram fatores como coesão e ângulo de atrito interno. Terzaghi propôs uma metodologia para calcular a capacidade de carga de fundações superficiais, com premissas fundamentais que incluem o comprimento do elemento de fundação e a profundidade de assentamento. A representação do processo de ruptura do solo sustentando uma fundação direta inclui três regiões distintas: Região I: uma cunha imediatamente abaixo do elemento de fundação, onde a superfície de ruptura exibe um trecho reto; Região II: caracterizada pela superfície potencial de ruptura adotar a forma de uma espiral logarítmica e estar sujeita a um estado de tensões passivas de Rankine; Região III: caracterizada pela superfície potencial de ruptura apresentar um trecho reto e pela cunha formada também estar sujeita a um estado de tensões passivas de Rankine. O processo de ruptura no maciço de solo que suporta uma fundação direta é esquematizado na Figura 1.

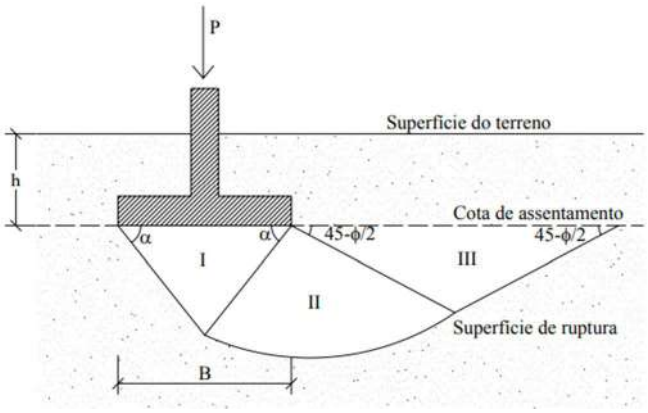


Figura 1: Superfície potencial de ruptura para o maciço de solo submetido à ação de uma fundação superficial.

Em 1951, Meyerhof desenvolveu contribuições relevantes para a capacidade de carga das fundações, alinhadas com os princípios de Terzaghi. Ele destacou a importância do solo acima da cota de assentamento da sapata na sobrecarga e resistência ao cisalhamento. Sua abordagem ampliou o modelo de Terzaghi,

incorporando considerações mais refinadas sobre o solo acima da sapata. Ao examinar os mecanismos de ruptura, Meyerhof considerou as superfícies de deslizamento de forma mais abrangente, reconhecendo a importância da resistência ao cisalhamento nessa camada específica. Essa ampliação do escopo conceitual contribuiu para uma compreensão mais profunda da interação solo-estrutura, conforme a Figura 2 e da distribuição de forças durante a avaliação da capacidade de carga da fundação.

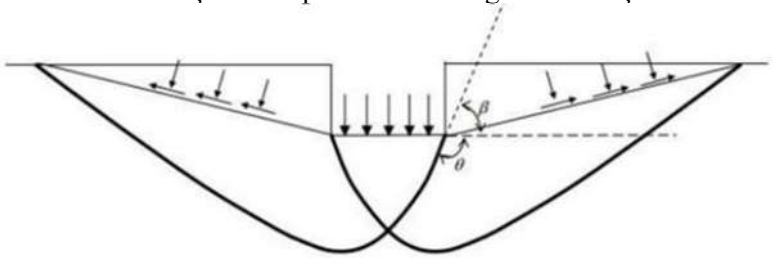


Figura 2: Interação solo-estrutura

3 DESCRIÇÃO DO PROJETO

A construção de um estádio de futebol inovador exigiu a superação de um desnível de 14 m nos três primeiros níveis de subsolo. A adaptação da estrutura do edifício para resistir aos esforços horizontais do solo foi inicialmente considerada, mas descartada devido a limitações econômicas. Uma segunda opção envolveu uma laje estruturada, porém inviável devido à montagem da cobertura do estádio.

Para permitir o avanço das obras e o içamento das treliças de cobertura, foi prevista a verticalização do aterro do estacionamento em três alas do estádio, com uma estrutura que suportasse os esforços geostáticos e a sobrecarga do guindaste como visto na figura 3. O sistema em combinação com geogrelhas sintéticas foi escolhido devido à sua flexibilidade e capacidade de absorver deslocamentos durante o período construtivo.

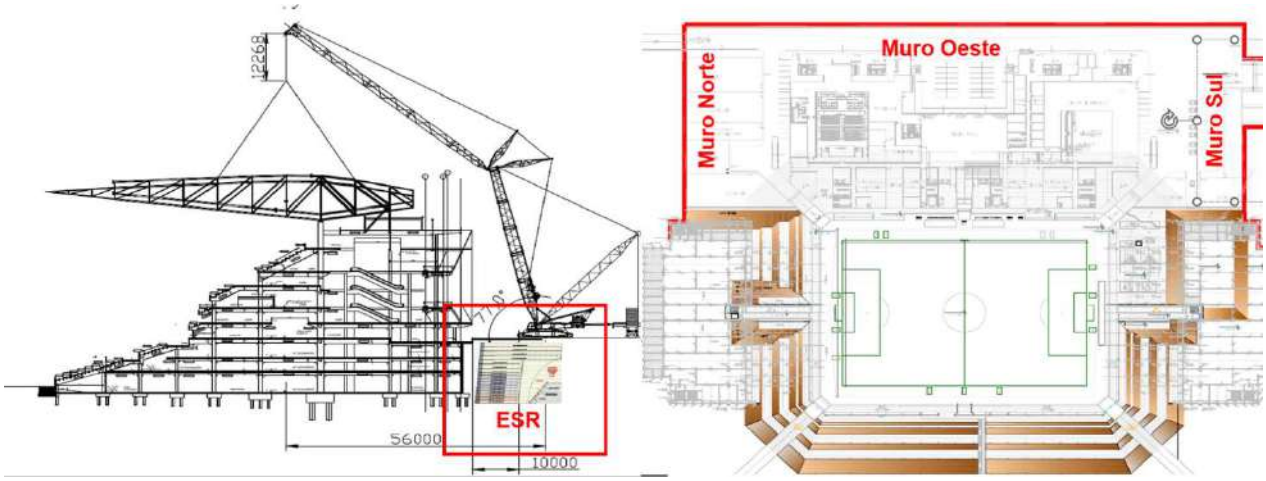


Figura 3: Seção Transversal do estádio com projeção da estrutura e guindaste e planta de locação das ESR.

A solução escolhida foi uma Estrutura de Solo Reforçado (ESR) utilizando o sistema Terramesh Grid, representada pela figura 4, que combina o sistema com geogrelhas. A execução simultânea da estrutura geotécnica com o aterro otimizou prazos e reduziu custos. A escolha de uma fundação direta contribuiu para uma solução robusta. A implementação bem-sucedida do sistema exemplifica uma abordagem integrada e eficaz para atender às demandas do projeto.

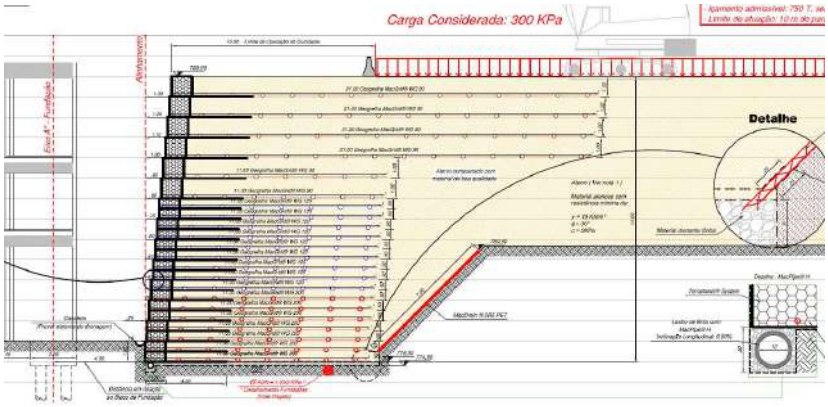


Figura 4: Seção crítica proposta em projeto com a solução Terramesh Grid.

Quanto ao perfil do subsolo, ensaios SPT revelaram que as camadas superficiais do solo consistem em aterros siltosos e argilosos, com baixa resistência, enquanto uma camada mais profunda de silte arenoso demonstrou maior resistência. A análise dos boletins de sondagem forneceu uma compreensão mais detalhada da estratigrafia do solo, destacando a consistência nas propriedades geotécnicas ao longo das profundidades investigadas. A variação nos níveis d'água, conforme figura 5, adicionou complexidade ao ambiente geotécnico, influenciando as condições hidrogeológicas e as propriedades do solo. A interpretação desses dados foi crucial para determinar o tipo de fundação adequado e desenvolver estratégias de controle de água eficazes durante e após a construção. O furo SPT304 revelou uma sequência geotécnica distinta, destacando a importância de uma abordagem adaptativa durante o projeto para garantir a estabilidade e segurança da estrutura. A presença do lençol freático exigirá medidas específicas de drenagem para mitigar possíveis efeitos adversos no comportamento geotécnico do solo.

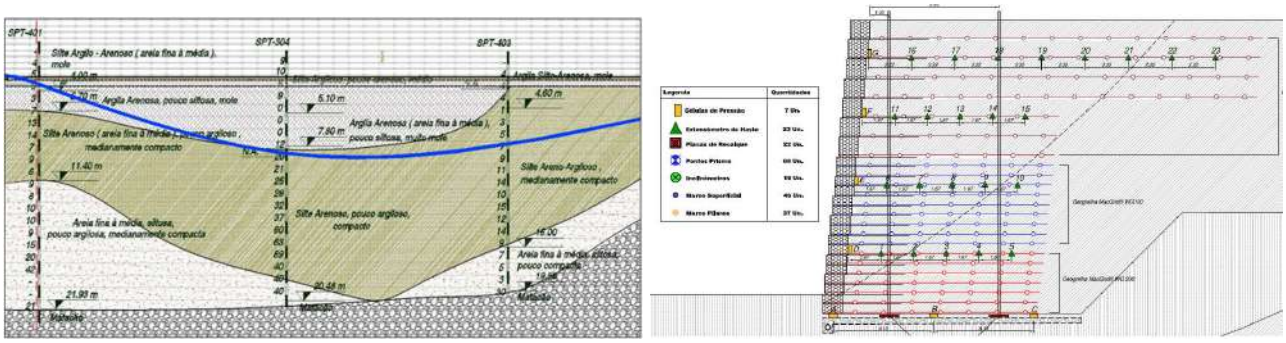


Figura 5: Perfil estratigráfico de acordo com sondagens e seção com instrumentação proposta – Muro Oeste.

Devido à baixa resistência do solo de fundação e ao cronograma apertado que impossibilitava obras de reforço, foi proposto um projeto de instrumentação para monitorar os níveis de tensão e deformação da estrutura. Isso ajudaria a avaliar o comportamento da estrutura, incluindo recalques diferenciais, deformações de face e esforços horizontais nas estacas do prédio e na fundação.

A área crítica identificada nas sondagens corresponde à seção mais crítica ao longo do muro Oeste, onde foram instalados inclinômetros e marcos superficiais. As leituras dos instrumentos ao longo da base da estrutura e junto à face interna dos elementos Terramesh foram feitas para monitorar os níveis de tensão. O inclinômetro, composto por uma haste cilíndrica com sensor de inclinação, foi inserido em um tubo fixado no solo para medir a inclinação e obter o deslocamento do tubo.

Além da instrumentação proposta, foram instalados marcos na cabeça do muro e nas localidades dos pilares da fundação para monitorar qualquer interferência do solo nos elementos da edificação. Os marcos registraram o comportamento do recalque da estrutura em solo reforçado até dezembro de 2013, destacando situações críticas de deformações verticais.

4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE E DE FUNDAÇÕES

Na realização das análises transversais das estabilidades internas da seção crítica do muro Oeste com h=14,0 m e externas com o software MacStars 2000 que aplica o método de equilibrio limite bidimensional e critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Terzaghi e Peck, 1987). Foram realizadas verificações de rupturas internas, globais por Jambu e de capacidade última de fundação por Meyerhof a fim de definir os FS para o equilíbrio de forças.

Na Figura 6 é possivel observar as análises de estabilidade interna e global, com cunhas de rupturas circulares mediante modelagem no software .

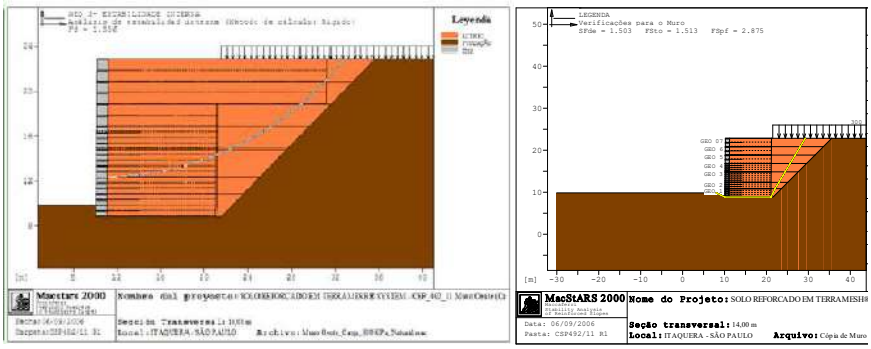


Figura 6: Análise de estabilidade interna e externa da ESR.

Na tabela 1 se encontram os FS das verificações de estabilidade para a estrutura de contenção pelo médtodo de equlíbrio limite

Tabela 1: Verificações de estabilidade para a contenção pelo método do equilíbrio limite.

Tipo de análise	Fator de segurança
Estabilidade Interna (mínimo valor considerado)	1.50
Estabilidade Global	1.25
Capacidade de suporte da fundação	2.87
Escorregamento	1.50
Tombamento	1.51

As análises de estabilidade como muro, englobaram os FS contra o deslizamento, tombamento e capacidade de carga da fundação. Esta ultima analise apresentou um FS de 2,87 (Figura 6), fator esse que acaba por não atender aos critérios de fundações rasas da NBR 6122 que estabelece FS mín. de 3,0 para métodos analíticos, fazendo-se então a necessidade de avaliação de tensão x deformação da estrutura e sua fundação.

A tabela 2, mostram os valores de pressão disponível na fundação, e tensão máxima de fundação pelo método de Meyerhof (1963), para obtenção do FS. Também apresentam os esforços máximos para obtenção dos FS contra o tombamento e deslizamento.

Tabela 2: Dados da verificação como muro a gravidade

Verificação fundação	Valor	Unidade
Pressão disponível na Fundação	2518	kN/m²
Força Horizontal Máxima	1653	kN/m
Fator de Segurança contra Deslizamento	1,503	-
Momento Máx de tombamento	10763	kN.m/m
Fator de segurança contra o tombamento	1,513	-
Tensão Máx na fundação	876	kN/m²
Fator de Segurança da capacidade de carga	2,875	-

Para uma análise mais completa dos níveis de tensão e deformação do solo de fundação bem como do comportamento estrutural da estrutura de contenção, foram propostos modelos numéricos através da utilização do software PLAXIS, permitindo uma análise detalhada do comportamento mecânico estrutural da ESR, resultando na identificação dos deslocamentos para analisar o incremento do carregamento geostático durante a fase construtiva e para se analisar o comportamento do solo de fundação durante o tráfego de guindaste de 7.500kN, que promovia uma sobrecarga 300kPa na área de trafego e patolagem do aterro (figura 7).

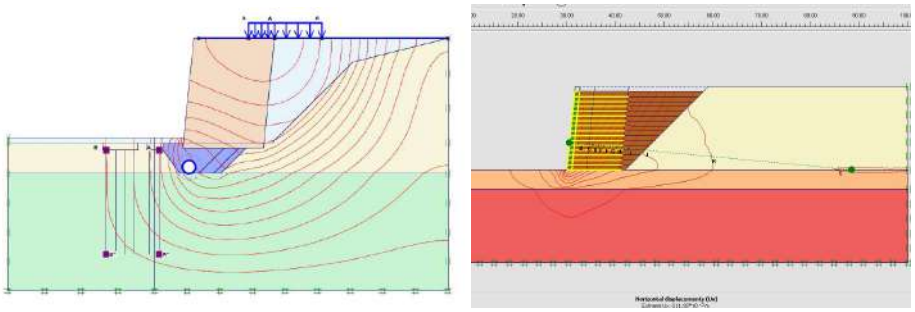


Figura 7: Modelagem da estrutura com e sem o efeito da sobrecarga para avaliação dos deslocamentos horizontais.

As análises foram modeladas de acordo com parâmetros geotécnicos resultados de ensaios de laboratório como cisalhamento direto, triaxial e ensaio oedométrico do solo de fundação, além de avaliação e aferição das sondagens a percussão tipo SPT e seguiram os parâmetros definidos na Tabela 3:

Tabela 3: Parâmetros de solo usados nas análises numéricas – Critério de Mohr-Coulomb.

Solo	Tipo	Coesão [kPa]	Ângulo de atrito [graus]	Módulo Elástico [MPa]
Aterro	Drenado	28	30	100
Solo natural	Drenado	35	33	500
Solo mole	Não-drenado	10	20	8
Solo de fundação	Não-drenado	15	25	80
Gabião*	Drenado	90	40	5

Através da utilização do software, PLAXIS, foi conduzida uma análise detalhada do comportamento mecânico, resultando na identificação de um deslocamento de 11cm. O emprego do PLAXIS permitiu uma abordagem minuciosa, modelando as interações complexas entre a estrutura, o solo estrutural e solo de fundação (figura 8) do projeto em resposta às cargas aplicadas.

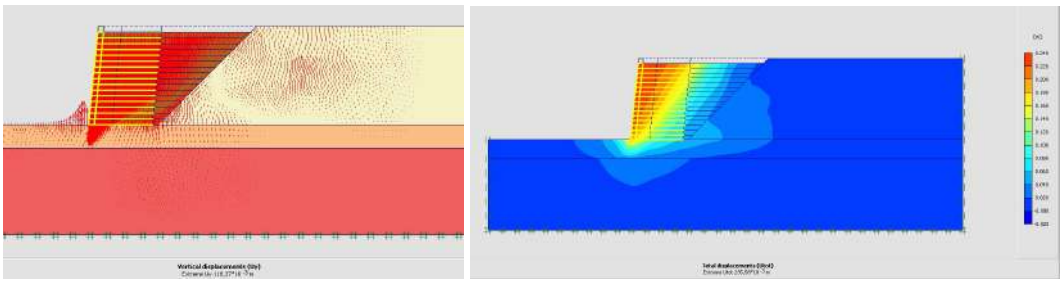


Figura 8: Análise numérica da fundação com recalque previsto de 11cm.

A análise da máxima tensão na fundação, quando realizada pelo método numérico da estrutura de solo reforçado, foi fundamental para determinar os pontos críticos, tensões e deformações na fundação onde as mesmas atingem valores máximos, gerando informações importantes para o projeto e para avaliação das células de pressão instaladas na fundação.

A análise conduzida através do PLAXIS, apresentou um resultado de tensão máxima de 400 kN/m². Esse valor representa a magnitude máxima das tensões simuladas para fundação da estrutura, e sua interpretação é essencial para avaliar a capacidade da fundação em suportar as cargas aplicadas.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Frente as análises de estabilidade realizadas foi possível uma comparação entre os métodos de cálculo a fim de se comparar e avaliar os níveis de tensões que seriam descarregados na base da estrutura juntamente com a elevada sobrecarga do Guindaste. Os valores das análises com os valores da máxima tensão na fundação, quando realizada pelo método numérico forneceu um valor de 400 kPa, enquanto pelo método de equilíbrio limite um valor de 876 kPa,

Os resultados apresentados pelas análises de estabilidade e de fundações pelos métodos mencionados, foram analisados e comparados com o resultado das células de pressão dispostas na seção crítica do muro Oeste ao longo de sua base, permitindo as leituras graduais dos incrementos de tensão ao longo do alteamento da estrutura, permitindo a leitura dos incrementos de tensão geostática dentre Abril a Julho, e novas leituras das tensões ao longo da vida útil da contenção em solo reforçado de Julho a Dezembro e posteriormente de Fevereiro a Março, como visto na figura 9.

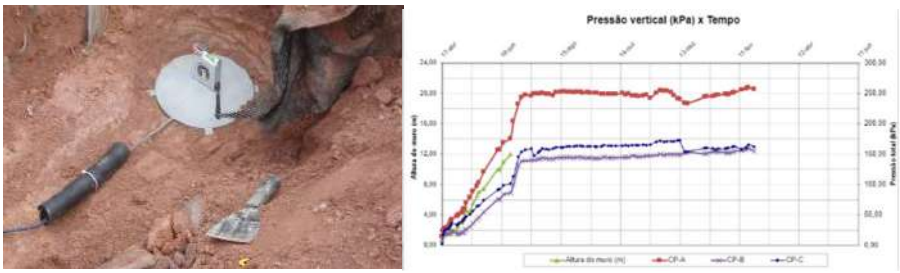


Figura 9: Célula de pressão e leituras feitas ao longo da construção e vida util da ESR.

Com a leitura das celulas de pressão ao longo do tempo foi possível traçar o real diagrama de tensões da fundação da ESR, evidenciando os pontos de concentração de tensões mais próximo a face com tendência de uniformização ao longo dos 10 m da base da estrutura, figura 10, Além disso foi possível evidenciar que os níveis de tensões medidas na instrumentação são consideravelmente menores aos que definidos nas análises de estabilidade pelos métodos MEL e MEF.

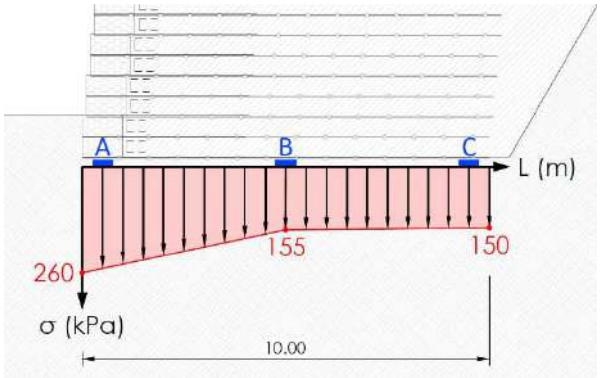


Figura 10: Diagrama de tensões das leituras realizadas pelas células de pressão A, B e C.

Os resultados das leituras das células de pressão ao longo da base da estrutura evidenciam valores muito inferiores aos apresentados nas análises de estabilidade por ambos os métodos.

Os nível de tensões mostram um comportamento muito próximo ao carregamento geostático de alteamento de solo com h=14 m com solo altamente compactado, não apresentando quaisquer indícios de incrementos de tensão ou aumento no carregamento da fundação da ESR em função da sobrecarga de 300 kPa gerada pelo guindaste de 7.500 kN.

A análise dos resultados obtidos através dos métodos de equilibrio limite e numéricos da fundação mostram que os FS e valores de tensão são superestimados frente a comparação com o nível de tensão real medido nas células de pressão.

As distribuições das tensões não se mostram uniformemente distribuídas como na consideração do modelo por equilíbrio limite e se assemelham ao comportamento demonstrado pelas análises numéricas demonstrando grande parte do acúmulo de tensões próximo a face, sendo esta zona de maior plastificação e acumulo de tensões.

6 CONCLUSÕES

As análises por elementos finitos proporcionaram um entendimento aprofundado do comportamento mecânico de uma estrutura em solo reforçado, especialmente no que diz respeito às zonas de plastificação e aos assentamentos da fundação, como recalques verticais e deslocamentos horizontais.

Uma parte do solo de fundação ao longo do comprimento do muro apresentou uma capacidade de suporte relativamente baixa. No entanto, esperava-se que, por meio do processo de compactação do material de aterro estrutural, houvesse uma melhoria na resistência do solo, permitindo que a estrutura em solo reforçado absorvesse as deformações provenientes do solo de fundação. É importante ressaltar que ainda havia incerteza quanto ao comportamento combinado do solo reforçado e do solo de fundação, especialmente diante do impacto significativo da carga imposta pelo guindaste.

Ao analisar os resultados obtidos pelas leituras das células de pressão da fundação, observou-se tensões inferiores às definidas pelas análises realizadas na fase de projeto, indicando que, em situações semelhantes, as estruturas em solo reforçado de grande altura distribuem internamente as cargas, transmitindo baixos níveis de tensão ao solo de fundação.

As análises realizadas na fase de projeto, relacionadas à estabilidade e capacidade de suporte da fundação, devem, sempre que possível, ser conduzidas por meio de ambos os métodos de equilíbrio limite e elementos finitos, de forma a complementar-se mutuamente. A medição e instrumentação de estruturas dessa magnitude representam excelentes ferramentas para os responsáveis pelo projeto, permitindo a medição e o acompanhamento das tensões, deformações e comportamentos para garantir que estejam dentro dos parâmetros previstos no projeto.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2019.

ASTM International (2006). ASTM D2166: *Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil.*

Federal Highway Administration, Washington, DC, 2010.

MACCAFERRI Spa Italia Terramesh System - Una soluzione per il rafforzamento del territorio – Catálogo Técnico, Bolonha-IT. 1997.

MEYERHOF, G. G. "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations." Géotechnique, v. 2, n. 4, p. 301-331, 1951.

Meyerhof, G. G. Some recent research on the bearing capacity of foundations. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, v. 1, n. 1, p. 16-26, 1963.

Terzaghi, K.; Peck, R. B. Mecânica dos solos na prática da engenharia. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1987.

Terzaghi, K. Theoretical Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1943.

Silva, J. L. (2004) *Metodologia de prejeto de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 118 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/157

Análise de Estabilidade em Pilha Pulmão no Processo de Basculamento de ROM

André Gonçalves Azevedo
Engenheiro Geotécnico, VALE SA, Santa Bárbara-MG, Brasil, andre56goncalves@gmail.com

Anderson Gonçalves de Azevedo
Engenheiro Geotécnico, Samarco, Santa Bárbara-MG, anderson95azevedo@gmail.com

Thainá Suzanne Alves Souza
Coordenadora de Geotecnia, VALE SA, João Monlevade-MG, Brasil, thainasas@yahoo.com.br

Tiago Pereira da Silva
Técnico de Geotecnia, VALE SA, Santa Bárbara-MG, Brasil, tiagopereira96@outlook.com.br

Luis Henrique Lopes Assis
Engenheiro Geotécnico, VALE SA, Rio Piracicaba-MG, Brasil, luislopesassis@gmail.com

RESUMO: O desafio de garantir a segurança geotécnica nas atividades unitárias de basculamento é imprescindível para continuidade das operações e serviu de inspiração para realização desse trabalho. Esse teve o objetivo de verificar, utilizando o software Slide2 da Rocscience, o fator de segurança de uma pilha pulmão e a distância segura para as operações de descarregamento de minério bruto (ROM) com caminhões basculantes CAT793F na Mina de Brucutu considerando a dinâmica de cargas para diferentes distâncias de basculamento da crista de talude com dez metros de altura. De posse das distribuições de carga no solo, foi realizada análise de estabilidade, adotando o método de equilíbrio limite sugerido por Morgenstern-Price e análise probabilística considerando a variabilidade do material e a sensibilidade das simulações. Uma vez realizadas as análises, foi constatado o atendimento aos critérios normativos para a distância de basculamento de nove metros e considerando os critérios de aceitabilidade propostos por Hawley e Cunning (2017) uma distância de cinco metros da crista, resultados para probabilidade de falha calculada inferior a 15%, consequência baixa e confiança moderada atrelada à estrutura. A avaliação desenvolvida mostrou a possibilidade de ganho de produtividade na operação de basculamento por se tratar de uma atividade temporária com equipamentos não tripulados. A replicação dos resultados obtidos remete a uma validação das premissas adotadas a fim de certificar que essas se apliquem ao contexto sugerido.

PALAVRAS-CHAVE: Dinâmica de carga, distância de basculamento, segurança geotécnica, pilha pulmão.

ABSTRACT: The challenge of ensuring geotechnical safety in individual dumping activities is essential for the continuity of operations and served as inspiration for this work. The objective was to verify, using Rocscience's Slide2 software, the safety factor for a stockpile and the safe distance for unloading Run of Mine (ROM) with CAT793F dump trucks in iron quadrilateral mining, considering load dynamics for different dumping distances from a 10-meter-high slope crest. Based on soil load distributions, stability analysis was performed, adopting the limit equilibrium method suggested by Morgenstern-Price, along with probabilistic analysis considering material variability and simulation sensitivity. Once the analyses were conducted, compliance with regulatory criteria was confirmed for a dumping distance of nine meters and considering acceptability criteria proposed by Hawley and Cunning (2017), a five-meter distance from the crest resulted in a calculated failure probability below 15%, low consequences, and moderate confidence associated with the structure. The assessment demonstrated the potential productivity gain in dumping operations due to their

temporary nature and use of unmanned equipment. Replicating the obtained results validates the adopted assumptions to ensure their applicability in the suggested context.

KEYWORDS: Load dynamics, dumping distance, geotechnical safety, stockpile.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade da pilha pulmão durante o basculamento é substancial para garantir a continuidade das operações de basculamento na mina. Métodos determinísticos tradicionais, que utilizam parâmetros obtidos em ensaios de laboratório, são comumente empregados para analisar a estabilidade dos taludes. Segundo Dias (2021), devido à diversidade de litologias e propriedades geotécnicas dos materiais lavrados, uma avaliação puramente determinística pode não ser suficiente para garantir a estabilidade de uma pilha pulmão. Nesse contexto, a análise probabilística surge como uma ferramenta adicional para lidar com as incertezas nas variáveis geotécnicas, correlacionando funções de probabilidade a parâmetros como peso específico, intercepto coesivo e ângulo de atrito para determinar uma probabilidade de falha (PF) e um fator de segurança (FS).

Com a crescente preocupação com a segurança no ambiente de trabalho e os questionamentos sobre a operação de descarregamento, compreender a dinâmica de cargas dos caminhões basculantes e propor soluções determinísticas e estatísticas torna-se crucial para controlar e garantir a confiabilidade das operações de lavra. Este estudo foi inspirado na necessidade de certificar a segurança geotécnica nas operações de descarregamento de minério R*un of Mine (*ROM) com caminhões fora de estrada na pilha pulmão da Mina de Brucutu. Vale ressaltar que este estudo não está relacionado a incidentes passados, mas sim à gestão de mudanças na atividade de basculamento na referida mina.

A estabilidade de uma pilha pode ser avaliada utilizando métodos determinísticos, como na teoria do equilíbrio limite pelo método das fatias, que consiste na divisão da superfície potencial de ruptura em fatias para análise individual, aplicando equações de equilíbrio de forças e momentos (Fabrício, 2006). O fator de segurança, que é a razão entre as componentes resistentes e mobilizadoras, deve ser maior que 1 para indicar estabilidade.

A norma brasileira ABNT NBR 13029:2017 estabelece fatores de segurança mínimos para análise de estabilidade de pilhas de estéril.

Além de garantir a lavra adequada do minério e o desenvolvimento da mina, é essencial garantir as operações de transporte e basculamento, seja do minério e/ou do estéril.

O sistema de basculamento de caçambas pode ser realizado de três maneiras, cilindro telescópio frontal, sistema direto e sistema indireto de basculamento sendo estes dois últimos com cilindros hidráulicos de hastes simples, aplicados na parte inferior da caixa de carga da caçamba (Schulz, 2015). Cada um desses sistemas possui características específicas em termos de eficiência e custo.

Os limites de pesos para caminhões estabelecidos pelo Departamento Nacional de Trânsito (DENATRAM) consideram a pesagem do veículo estacionado, resultando em cargas estáticas nos eixos dianteiros e traseiros. Os catálogos de equipamento geralmente apresentam as distribuições de carga estática para veículos carregados e descarregados. Durante o basculamento, a carga sobre a caçamba varia seu centro de massa, dificultando a apresentação da taxa de carregamento sobre os eixos. Para uma análise mais detalhada da dinâmica de cargas, sugere-se o uso de sistemas de leitura integrados às suspensões. O cálculo da distribuição de carga em caminhões de dois eixos pode ser simplificado, conforme proposto por Schulz (2015), enquanto para caminhões de três eixos, recomenda-se o uso de uma viga bi apoiada para simplificar o cálculo. Para esse trabalho, foram considerados caminhões fora-de-estrada (não tripulados) de dois eixos da Caterpillar modelo 793F, com uma representação de carga assumida de 120% do peso nominal, resultando em distribuições específicas nos eixos durante o basculamento.

Identificar potenciais condições inseguras é o primeiro passo para garantir a segurança geotécnica nas atividades de pilhas. Estas incluem sobrecarga do caminhão, drenagem inadequada, avanço de disposição em regiões de fundação com declive acentuado, entre outros. A compreensão dessas condições é essencial para o desenvolvimento de estratégias de prevenção e controle de riscos.

Em resumo, a avaliação da estabilidade da pilha pulmão durante o descarregamento é crucial para garantir a segurança e a eficiência das operações de lavra. Métodos determinísticos e probabilísticos podem ser empregados para analisar a estabilidade dos taludes, considerando as incertezas nas propriedades geotécnicas dos materiais lavrados. Além disso, a escolha do sistema mecânico de basculamento adequado também tem um papel fundamental na segurança e no desempenho das operações de descarregamento.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para distribuição de cargas no solo durante operação unitária de basculamento, foi realizado um levantamento da dinâmica de transferência de peso entre os eixos dianteiro e traseiro para obtenção da carga máxima no eixo traseiro e a equivalente do eixo dianteiro durante a elevação da caçamba de um CAT793 - peso operacional da máquina 155 toneladas e a carga útil com acréscimo de 20% na carga nominal de 276 toneladas (avaliação baseada nos resultados de transmissão de carga dos equipamento da mina). Para obtenção dessas, considerou-se a condição de que os sensores de suspensão indicassem o aumento gradual de pressão no eixo traseiro de até 120% em relação à posição inicial, angulado entre 36° e 37°. Nesse intervalo o ângulo de repouso do material é normalmente superado e o material começa a escorrer, aliviando a carga sobre o equipamento, mesmo com o implemento em movimento de elevação. Quando a báscula atinge o ponto máximo de elevação, a carga já está praticamente descarregada. Adotou-se ainda que, a carga medida no eixo dianteiro era distribuída igualmente entre os pneus dianteiros com uma área de contato com o solo de cerca de dois metros quadrados e que a carga medida no eixo traseiro era distribuída igualmente entre os pneus traseiros com uma área de contato com o solo de cerca de quatro metros quadrados.

De posse da distribuição de carga no solo, foi realizada análise de estabilidade, adotando o método de equilíbrio limite na técnica de Morgenstern-Price (1965) e análise probabilística considerando as simulações de Monte-Carlo para diferentes distâncias de basculamento através do software Slide 2D. Oliveira (2020) relata que o método de Morgenstern-Price (1965) considera o equilíbrio de forças horizontais (E) e forças verticais (X), bem como o equilíbrio de momentos, de tal forma que a direção da resultante das forças entre as lamelas seja definida por uma função arbitrada que satisfaça o equilíbrio de forças e momentos. A Figura 1 traz o desenho esquemático da distribuição de esforços atuantes na lamela e a Tabela 1 resume as considerações referentes ao equilíbrio de forças e momentos.

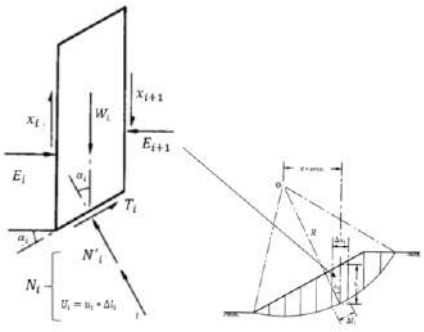


Figura 1. Divisão da fatia e esforços atuantes (modificado TELLES, 2015)

Tabela 1. Métodos de equilíbrio limite (modificado ABRAMSON, 2002).

Método	Equilíbrio de forças		Equilíbrio de momentos
	E	X	
Morgenstern-Price GLE (1965)	Sim	Sim	Sim

O fator de segurança sugerido pela ABNT NBR 13029:2017 para pilhas de estéril é de 1,5 para análise de estabilidade considerando superfície freática normal e 1,3 superfície freática crítica - local e global. Foi avaliado também o critério de aceitabilidade sugerido por Hawley e Cunning (2017) para pilhas de estéril e de

produto como comparativo dos resultados obtidos pela análise probabilística. Para esse, considerou-se o alcance da massa rompida de forma conservadora igual à altura do talude (10 metros) para avaliar a consequência, bem como a ausência de acessos/estutruras civis ao pé da pilha e base de dados a nível de pré-viabilidade de projeto. No que se refere a análise probabilística foram utilizados os valores de referência para parâmetros de variabilidade conforme sugerido por Rezende (2013).

Tabela 2. Coeficiente de variação para os principais parâmetros geotécnicos (SANDRONI E SAYÃO,1992, apud REZENDE, 2013)

Parâmetros	Valor recomendado (%)	Coeficiente de variação (%)
Peso específico	3	02 a 08
Coesão efetiva	40	20 a 80
Ângulo efetivo de resistência	10	04 a 20
Coesão não drenada	30	20 a 50

É válido destacar que os critérios de aceitabilidade devem levar em conta não apenas a confiabilidade dos parâmetros e a probabilidade de falha, mas também as consequências envolvidas em cada problemática. A probabilidade de falha e consequências associadas estão diretamente relacionadas ao conceito de risco. Nesse sentido, foram utilizados os critérios de aceitabilidade sugeridos por Hawley e Cunning (2017) baseado em confiança, consequência e valores de fator de segurança (FS) e probabilidade de falha (PF).

Tabela 3. Critério de aceitabilidade para análise de estabilidade estática em pilhas de estéril e produto (modificado de HAWLEY E CUNNING, 2017)

Consequência	Confiança	FS Mínimo	Máxima PF
Baixa	Baixa	1,3-1,4	10-15%
	Moderada	1,2-1,3	15-25%
	Alta	1,1-1,3	25-40%
Moderada	Baixa	1,4-1,5	2,5-5%
	Moderada	1,3-1,4	5-10%
	Alta	1,2-1,3	10-15%
Alta	Baixa	>1,5	<1%
	Moderada	1,4-1,5	1-2,5%
	Alta	1,3-1,4	2,5-5%

Além disso, considerou-se isotropia e homogeneidade dos materiais que compõem o talude, fundação da pilha composta por itabiritos friáveis, intercepto coesivo nulo e valores médios de peso específico 26,6kN/m³ e de ângulo de atrito 36°, influência da sobrecarga dos caminhões (fora de estrada) na estabilidade dos taludes, em função das distancias (D) da crista e altura do banco (H), através do software Slide2, critério de ruptura de Mohr-Coulomb, teoria do equilíbrio limite para o Método de Morgenstern-Price, carga de 343 toneladas-força no eixo traseiro e 97 toneladas-força eixo dianteiro no ápice da dinâmica de basculamento, área de contato efetivo dos pneus com o solo de cerca de 2 m² para o eixo dianteiro e 4m² para o eixo traseiro, talude de 10 metros de altura, não levando em consideração a existência de material na praça do nível inferior, as distâncias de basculamento da crista variando de 3 a 10 metros, não foi considerado nível piezométrico na análise de estabilidade em concordância as respostas dos instrumentos instalados na localidade, nem consioderados efeitos de capilaridade e infiltração.

A Figura 2 traz a seqüência de operações unitária da extração do minério até o basculamento e a Figura 3 os resultados de pressão obtidos para diferentes angulações da báscula no momento de descarregamento do ROM:

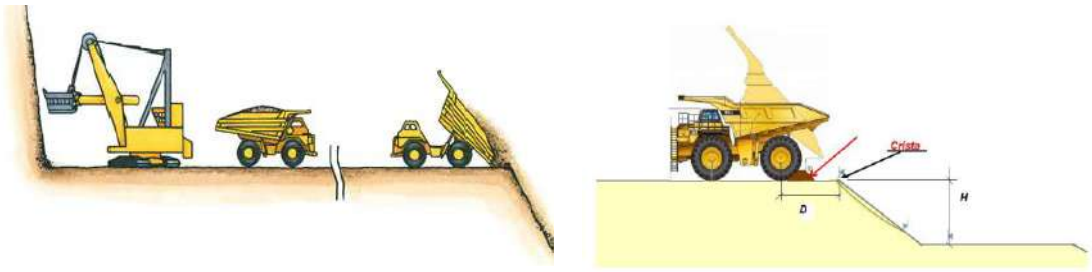


Figura 2. Operações unitárias de carregamento, transporte e descarregamento (CATERPILLAR, 2006)

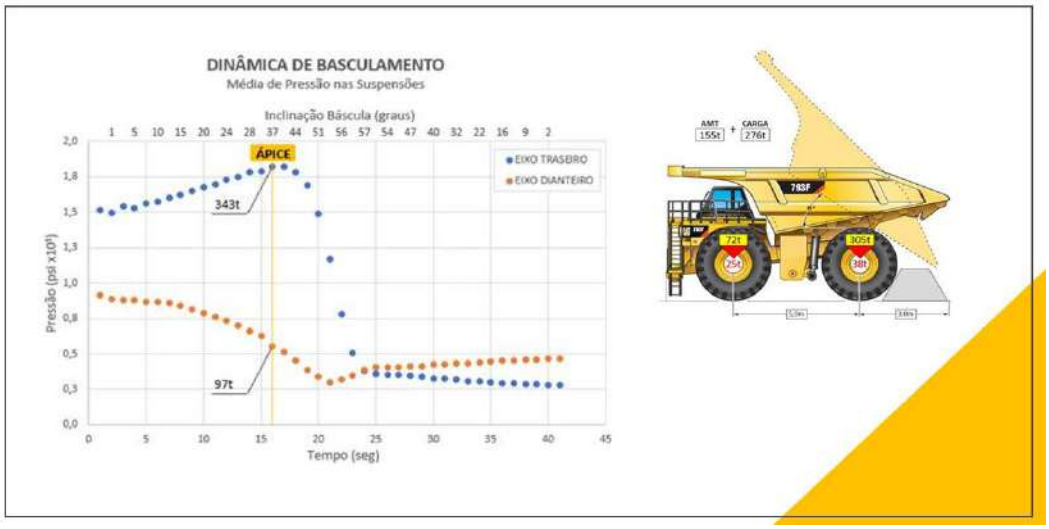


Figura 3. Verificações de peso e carga CAT 793F (Fonte: Autor)

Para análise probabilística, adotou-se função de distribuição normal de probabilidade (confiança de 95%) e medidas de localização (média) do peso específico 26,6kN/m³ e do ângulo de atrito 36° e intercepto coesivo nulo. Para medidas de variabilidade considerou-se desvio-padrão de 0,8KN/m³ para o peso específico e de 3,6º para o ângulo de atrito conforme sugerido por Rezende (2013) na ausência de espaço amostral significativo.

3 RESULTADOS

Com base na dinâmica de distribuição de cargas entre os eixos (diânteiros e traseiros) e área de contato efetivo dos pneus foi obtida uma pressão no solo de 475,59kN/m² no eixo dianteiro e 840,86kN/m² no eixo traseiro.

A Tabela 4 traz o resumo dos resultados de probabilidade de falha e índice de confiabilidade obtidos através das simulações numéricas e o fator de segurança calculado (Slide2 da Rocscience) para as diferentes distâncias de basculamento na pilha pulmão.

Tabela 4. Fator de Segurança, probabilidade de falha e índice de confiabilidade (RI) para diferentes distâncias de basculamento

Distância de basculamento (m)	FS	PF (%)	RI
3	1,0	47,3	0,1116
4	1,1	24,2	0,7310
5	1,2	11,6	1,1567
6	1,2	6	1,4494
7	1,3	3,1	1,8553
8	1,4	1,3	2,1598
9	1,5	0,7	2,4355
10	1,6	0,4	2,6704

A Figura 4 traz os resultados da análise de estabilidade em condição drenada e a análise probabilística considerando basculamento a 09 metros da crista da pilha pulmão:

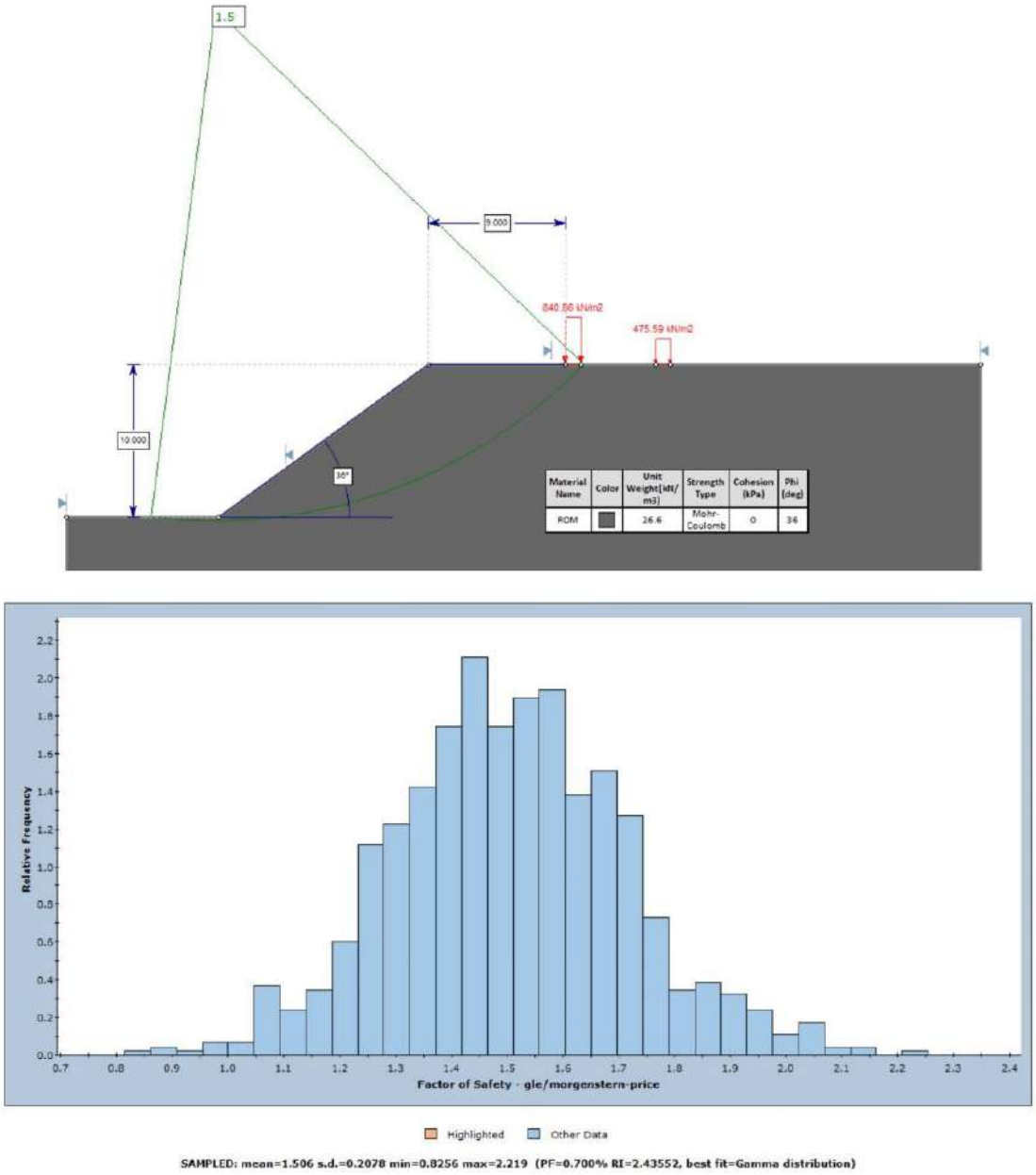


Figura 4. Análise determinística e probabilística considerando basculamento a 09 metros da crista

Diante dos resultados exibidos na Tabela 4, tem-se que para distância de basculamento inferior a 09 metros da crista da pilha pulmão o FS de segurança não atenderia as orientações sugeridas pela ABNT NBR 13029:2017.

Os resultados encontrados da análise probabilística (Slide2D) para critérios definidos por Hawley e Cunning (2017) para as características da pilha pulmão estudada, assumindo as premissas de confiança moderada, consequência baixa, FS 1,2-1,3 e PF 15-25% (Tabela 2), sugerem uma distância mínima de basculamento não inferior a cinco metros da crista. Ao passo que, para fatores de segurança superiores a 1,5 (distância de basculamento de 09 metros da crista) a probabilidade de falha relacionada é inferior a 1%. Cabe destacar que, dentro de visão de risco associado, esses resultados devem ser amplamente discutidos impactos sociais, ambientais, entre outros. Além disso, é importante ressaltar que o estudo é direcionado a operações não tripuladas.

4 CONCLUSÕES

Como parte desse trabalho, calculou-se os fatores de segurança para diferentes distâncias de basculamentos a fim de determinar a estabilidade geotécnica da pilha pulmão da Mina de Brucutu. Dos resultados obtidos, concluiu-se que para atendimento a ABNT NBR13029 : 2017, cuja diretriz sugere fator de segurança mínimo de 1,5, a distância de basculamento deve ser superior a nove metros da crista do talude.

Os resultados encontrados através da análise probabilística e aplicados aos critérios de Hawley e Cunning (2017) apresentam a possibilidade de redução da distância mínima de basculamento para cinco metros, devendo a aplicação desssa distância ser discutida em um contexto mais amplo que considere o cenário atual de risco de falha da estrutura. É oportuno enfatizar que a operação de caminhões analisados é completamente de forma não tripulada.

Outros fatores externos podem influenciar na análise de estabilidade e as condições de campo devem sempre serem certificadas. Dentre esses fatores, pode-se citar a falta de manutenções e drenagem irregular da praça de basculamento, rupturas pontuais, processos erosivos e geometria inadequada como principais pontos de atenção. Nesse sentido, indica-se manter o caimento da drenagem no sentido contrário a face do talude, avaliar periodicamente as condições de trafegabilidade do local, realizar inspeções visuais periódicas por profissionais treinados, integrar a estrutura ao plano de preparação do período chuvoso da mina, entre outros.

Para trabalhos futuros, recomenda-se estudos complementares tais como: influência de infiltração (precipitação local) na estabilidade, influência de escoamento superficial na integridade do talude (erodibilidade do material), efeitos de capilaridade, sismicidade, estudo de comportamento de solos não saturados e operação assistida a fim de certificar a abrangência do trabalho.

A replicação desses resultados remete a uma validação das premissas adotadas a fim de garantir que essas se apliquem ao novo contexto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMSON, L. Slope Stability and Stabilization Methods. John Wiley & Sons, Hoboken. Strength of rock and rock masses. ISRM New Journal. California, 2002.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 13029: Elaboração e apresentação de projeto de disposição de estéril, em pilha, em mineração. Rio de Janeiro, 2017.

CATERPILLAR. Reference Guide to Surface Mining Applications. Illinoiis, USA. 2006.

DIAS, F. B. Avaliação de Estabilidade de Uma Barragem Alteada Pelo Método de Montante Por Diferentes Metodologias de Cálculo de Fator de Segurança: Comparação Determinística. Trabalho Final de Conclusão de Curso apresentado como parte dos requisitos para obtenção do Grau de Engenheiro Civil – Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto. 2021.

FABRÍCIO, J. V. F. Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contenções. PUC Rio. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro. 2006.

HAWLEY M.; CUNNING J. Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design Monitoring Dam Performance. United Kingdom, 2017.

MORGENSTERN, N. R., & PRICE, V. E. The Analysis of Stability of General Slip Surfaces. Géotechnique. London, 1965. v.15. p:79.

OLIVEIRA, D. M. A. Análise de Estabilidade Tridimensional e Estudo de Sensibilidade dos Parâmetros Condicionantes da Ruptura de Um Talude de Cava. Universidade Federal de Ouro Preto. Dissertação de Mestrado. Ouro Preto, 2020.

REZENDE, D. A. D. Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes em Barragens de Rejeito. Trabalho de Conclusão de Curso – UFRJ. Rio de Janeiro, 2013. p, 108.

SCHULZ, F. J. Análise e Projeto de Sistema de Acionamento para Caçamba Basculante. Universidade Federal de Uberlândia. Dissertação. Uberlândia, 2015.

TELLES, A. C. D. M. Análise de Estabilidade de um Talude Rompido na Rodovia RJ 130, Teresópolis, RJ. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2015.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/158

ANÁLISE DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DE REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA PARA UM MURO DE SOLO REFORÇADO COM RCD E SOLO FINO

Gustavo Batista de Oliveira
Estudante do Curso de Engenharia Ambiental e Sanitária, UFG, Goiânia, Brasil, gustavo.batista@discente.ufg.br

Laura Beatriz Utikawa Brugnolli
Estudante do Curso de Engenharia Civil, UFG, Goiânia, Brasil, laura.utikawa@discente.ufg.br

Carlos Alberto Lauro Vargas
Professor da Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EECA), UFG, Goiânia, Brasil, carloslauro@ufg.br

RESUMO: A questão da erosão nas margens dos córregos causada pelo fluxo concentrado da água é um problema bastante comum em Goiânia (Sales, 2021). Uma alternativa ambiental é o uso de uma Estrutura de Contenção em Solo Reforçado (ESR) empregando resíduos de construção e demolição (RCD) e solo fino. O presente trabalho tem como objetivo analisar a estabilidade do muro de ESR com RCD-R, solo fino e geogrelha, usando o Método de Redução de Resistência (MRR) mais indicado para meios heterogêneos e também usando o Método tradicional de Equilíbrio Limite (MEL) mais indicado para solos homogêneos. O estudo de caso experimental foi o muro ESR em RCD-R e solo fino executado por Santos (2011). Este muro experimental foi instrumentado com células de pressão e sistema de medidas de deformação do reforço e deslocamento do muro. A análise de estabilidade do muro ESR pelo MRR foi realizada utilizando o Método das Diferenças Finitas Explícito (FLAC), considerando o modelo elasto-plástico de Mohr Coulomb para o solo e o modelo elástico para os elementos estruturais das geogrelhas. Os resultados desta análise de estabilidade apresenta o modo de ruptura global em formato circular para o MEL e em formato de cunha para MRR. O Fator de Segurança (FS) obtido pelo MEL foi 17% maior que o FS pelo MRR, mostrando a diferença dos métodos quando o problema é um meio heterogêneo, envolvendo o material do muro (EST), o aterro compactado em RCD e o solo de fundação, o que não seria possível com o MEL.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de Estabilidade, Muro de solo Reforçado e RCD, Análise Numérica, Método de Equilíbrio Limite e Método de Redução de Resistência.

ABSTRACT: The issue of erosion on the banks of streams caused by concentrated water flow is a common problem in Goiânia (Sales, 2021). An environmental alternative is the use of a Reinforced Soil Structure (RSS) employing construction and demolition waste (CDW) and fine soil. This study aims to analyze the stability of the RSS wall with CDW-R, fine soil, and geogrid, using the Most Suitable Method for Heterogeneous Media (MSM) which is the Method of Reduction of Resistance (MRR) and also using the traditional Limit Equilibrium Method (LEM) which is more suitable for homogeneous soils. The experimental case study was the CDW-R and fine soil RSS wall executed by Santos (2011). This experimental wall was instrumented with pressure cells and a system for measuring reinforcement deformation and wall displacement. The stability analysis of the RSS wall by MRR was performed using the Finite Difference Explicit Method (FDEM), considering the Mohr-Coulomb elasto-plastic model for the soil and the elastic model for the structural elements of the geogrids. The results of this stability analysis present the global failure mode in a circular shape for the LEM and in a wedge shape for the MRR. The Factor of Safety (FS) obtained by the LEM was 17% higher than the FS by the MRR, showing the difference between the methods when dealing with a heterogeneous medium involving the wall material (EST), the CDW compacted fill, and the foundation soil, which would not be possible with the LEM.

KEYWORDS: Stability Analysis, Reinforced Soil Wall and CDW, Numerical Analysis, Limit Equilibrium Method and Method of Reduction of Resistance.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Sales (2021), a erosão urbana representa um dos desafios ambientais mais significativos nas áreas urbanas, sendo exacerbada pelo crescimento contínuo e progressivo das áreas afetadas. Essa situação é muitas vezes agravada pela inadequação dos sistemas de drenagem ou pela propensão natural do terreno ao desenvolvimento desses processos erosivos.

Segundo a NBR 10004, os RCD são classificados como Classe II B - Inertes. O RCD apresenta a definição da Resolução 307, de 5 de julho de 2002, do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), que diz: "Resíduos da construção civil: são os provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil, e os resultantes da preparação e da escavação de terrenos, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, [...]". A partir de Santos (2011) foi feita por Oliveira (2024) uma análise elasto-plástica da tensão-deformação do processo construtivo de um Muro Reforçado com RCD e solo fino.

Santos (2011) apresenta que a Indústria da Construção Civil (ICC) destaca-se como uma das principais fontes de degradação do meio ambiente, tanto urbano quanto natural. Além de consumir entre 20 e 50% de todos os recursos naturais utilizados pela sociedade, a ICC é reconhecida por sua significativa contribuição para a geração de resíduos (RCD). O uso do RCD em solos reforçados é uma alternativa para a reciclagem desse resíduo tão prejudicial ao meio ambiente.

Com a intenção de obter a estabilidade e o dimensionamento de uma estrutura com o ESR é possível o uso do método de equilíbrio limite (MEL) ou o método de redução de resistência (MRR). O MRR consiste na análise tensão deformação elastoplástica com redução progressiva dos parâmetros de resistência do solo até atingir a ruptura, o fator de redução indica o fator de segurança da estrutura. Esta análise foi realizada utilizando o FLAC com o método das diferenças finitas 2D. O MRR evita o uso de hipóteses simplificadoras para o cálculo das forças atuantes e as forças resistentes, que são calculadas com análise tensão-deformação pois considera um modelo elasto plástico do solo. Também não é necessária a predefinição de uma superfície de ruptura circular, diferente do método de equilíbrio limite (MEL) que precisa de uma superfície de ruptura circular definida.

O presente trabalho tem como objetivo analisar a estabilidade do muro, ESR com RCD-R, solo fino e geogrelha, usando o Método de Redução de Resistência (MRR) e sua comparação com os métodos tradicionais como o MEL. O estudo de caso experimental foi o muro ESR em RCD-R e solo fino executado por Santos (2011)

1.1 MURO REFORÇADO ESR

Conforme descrito por Benjamim (2006), a técnica de Estrutura de Solo Reforçado (ESR), surgiu como uma abordagem relevante, especialmente com os avanços nas geogrelhas. Este método demonstra vantagens que o posicionam como uma opção de custo competitivo em comparação com outras técnicas de construção de estruturas de contenção disponíveis. A utilização do Resíduo de Construção e Demolição (RCD) se tornou uma alternativa viável tanto do ponto de vista ambiental quanto econômico, uma vez que envolve a reutilização do material de forma estrutural e funcional. Um aspecto importante no dimensionamento de uma ESR é a análise da estabilidade interna, Figura 1, e externa, Figura 2. Na Figura 1 observa-se duas linhas de ruptura que atravessam a estrutura do ESR. A linha 1 apresenta uma ruptura interna por cisalhamento dos elementos de reforço (geogrelhas) e a linha 2 representa um linha de ruptura por atrito solo geogrelha.

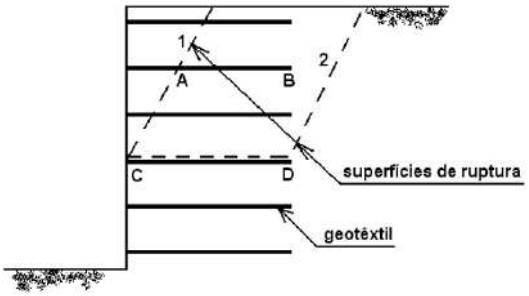


Figura 1. mecanismos de ruptura interna

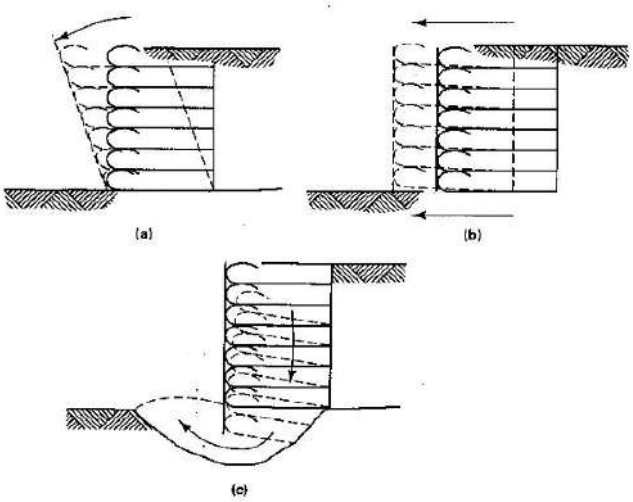


Figura 2. Estabilidade externa dos muros de solo reforçado. a) tombamento b) deslizamento e c) instabilidade global.

A Estabilidade Externa, pode ser definida considerando a massa do solo reforçado como um muro convencional de gravidade, o que garante a estabilidade da zona não reforçada, em relação ao tombamento, deslizamento e ruptura global. Além das incertezas associadas à fabricação do ESR, é importante considerar que a resistência dos materiais pode ser comprometida devido a danos resultantes do manuseio, instalação e exposição a condições ambientais adversas, como substâncias corrosivas. De acordo com Santos (2011), o processo de dimensionamento de Estruturas de Solo Reforçado (ESR) envolve a análise das condições de estabilidade do maciço reforçado frente a diversos modos de falha possíveis, como tombamento, deslizamento e global (Figura 2).

1.2 ESTUDO DE CASO

A coleta do resíduo de construção e demolição (RCD) ocorreu em dois momentos distintos: um para sua caracterização e outro para sua utilização como material de construção nas estruturas experimentais, conforme Tabela 1, extraída do estudo de Santos (2011). A Figura 3 apresenta uma ilustração do material coletado durante o processo, conforme descrito por Santos (2011).

Tabela 1. Principais características dos muros da pesquisa. (Santos, 2011)

Característica/Informação	Muro 1	Muro 2	Muro 3
Material de aterro	RCD-R	RCD-R	Silte arenoso
Elemento de reforço	Geogrelha	Geotêxtil não tecido	Grelha metálica
Material de fabricação do elemento de reforço	Poliéster	Polipropileno	Aço
Local de construção	Campo Experimental (PPG-UnB)	Campo Experimental (PPG-UnB)	Lab. de Estruturas de Engenharia Civil (RMCC)
Altura (m)	3,60	3,60	3,60
Inclinação da face com a vertical (°)	13	13	8

Legenda: PPG-UnB = Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília; RMCC = Royal Military College of Canada.

Figura 3. Pátio de RCD, na UREB (Santos, 2011)

Para a construção do muro experimental, o solo foi saturado por meio de um sistema de inundação, conforme mostrado na Figura 4. As camadas do muro 1 e 2 de Santos (2011) foram divididas de 60 cm em 60 cm, com o geotêxtil entre elas, dando 3,6 metros de altura e 6 camadas no muro.

Figura 4. Visão do sistema de inundação da base dos muros experimentais (Santos, 2011)

A Tabelas 2 e o Quadro 1 trazem os parâmetros referentes à fundação, onde foi construído o muro.

Tabela 2. Caracterização geotécnica do solo (modificado de Guimarães, 2002)

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
γ_s (kN/m^3)	26,86	26,78	26,11	25,97	26,94	25,75	26,52	26,25	27,15	27,62
γ_d (kN/m^3)	10,20	10,41	11,49	11,46	11,96	11,98	12,82	13,86	13,84	13,29
γ (kN/m^3)	13.33	13,67	14,65	14,45	14,95	14,39	15,44	18,00	17,78	17,53
γ_{sat} (kN/m^3)	16,48	16,53	17,09	17,03	17,53	17,33	17,98	18,60	18,75	18,47
G_S	2,739	2,731	2,662	2,648	2,747	2,626	2,704	2,677	2,769	2,816
e	1,60	1,57	1,27	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	0,96	1,08
n (%)	61,6	61,1	56,0	55,9	55,6	53,5	51,7	47,2	49,0	51,9
Pedregulho CD	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,0
Areia CD	41,5	41,5	41,6	33,7	31,6	25,7	22,7	33,8	10,2	3,4
Silte CD	24,9	29,2	25,7	26,3	26,5	22,9	24,6	27,4	80,4	93,2
Argila CD	33,4	29,1	32,0	39,2	40,5	49,3	48,4	35,2	8,8	3,4
Pedregulho SD	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,0
Areia SD	56,2	56,2	53,2	53,0	49,2	34,9	30,1	42,0	10,2	1,4
Silte SD	51,4	35,9	34,2	43,1	48,6	61,4	61,9	51,9	86,8	79,5
Argila SD	2,2	7,7	11,9	3,1	0,8	1,6	3,7	2,5	2,4	19,1
w_L (%)	38	36	39	41	45	44	46	43	44	46
w_P (%)	28	26	29	29	34	33	35	34	26	30
I_P (%)	10	10	10	12	11	11	11	9	18	16
Ia	0,29	0,33	0,30	0,29	0,26	0,21	0,21	0,21	2,00	4,71

Quadro 1. Parâmetros da fundação adotados de Santos (2011)

Parâmetros adotados								
prof. (m)	Descrição	Densidade (kg/m³)	E (MPa)	v	K (Pa)	G (Pa)	coesão (KPa)	atrito
0 a 6	Areia argilosa	14	4,5	0,3	3,75E+06	1,73E+06	10	26
6 a 9	Argila arenosa	17	11	0,3	4,23E+06	4,23E+06	25	30
9 a 12	Silte variegado a roxo	17	24	0,3	9,23E+06	9,23E+06	50	34

O Quadro 2 apresenta os parâmetros relativos ao muro, enquanto o Quadro 3 fornece os parâmetros da geogrelha utilizada. Todos esses dados foram incorporados na concepção teórica do muro no software FLAC, sendo inseridos como parâmetros fundamentais.

Quadro 2. Parâmetros do muro adotados de Santos (2011)

SOLO DO MURO								
Camada Compactada	Descrição	Densidade (kg/m3)	E (MPa)	v	K (Pa)	G (Pa)	coesão (kPa)	atrito
	RCD-R	18	50	0,3	4,17E+07	1,92E+07	13	41

Quadro 3. Parâmetros da geogrelha adotados de Santos (2011)

REFORÇO						
GEOGRELHA	Espaçamento	E (MPa)	Area(m2)	kbond (kN/m)	sbond (kN/m2)	tração
	1	30	0,005	9,00E+05	7,50E+03	20kN/m

1.1 MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE PARA ESTABILIDADES DE TALUDES

O Método de Equilíbrio Limite (MEL) considera as seguintes hipóteses: o solo como material rígido-plástico, ou seja; a superfície de ruptura é pré-determinada; o material é homogêneo e contínuo em uma única camada; as equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência de ruptura; o fator de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura. Essas considerações resultam em uma análise de uma superfície de escorregamento circular padrão, sendo o volume do material dividido em fatias verticais, as quais são analisadas de maneira individual, como se fosse um único bloco deslizando, e calculado um fator de segurança em alguns casos sem considerar forças entre as fatias (Figura 5):

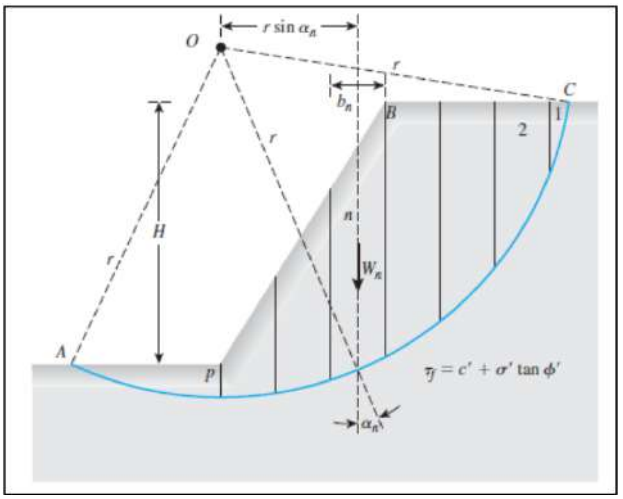


Figura 5 - Análise de um Talude Homogêneo pelo MEL

A análise de estabilidade determina o fator de segurança (FS), que permita quantificar o quão próximo da ruptura um determinado talude se encontra. Para isso, as forças de resistência, ao longo da superfície de ruptura assumida, são iguais à resistência ao cisalhamento do solo. E as forças solicitantes são devidas ao equilíbrio estático na base das fatias verticais. O Fator de Segurança (FS) é o quociente entre estas duas (Equação 1).

$$FS = \frac{\Sigma forças\ de\ resistência}{\Sigma forças\ solicitantes} \quad (1)$$

O estado de equilíbrio limite é assumido quando as forças solicitantes, ao longo da superfície de ruptura assumida, são iguais as forças resistentes devidas à resistência ao cisalhamento do solo, ou seja, quando FS = 1. A análise de equilíbrio limite envolve interação e ajuste para determinar a superfície de falha

mais crítica e definir a estabilidade do talude. Isso é feito ajustando a forma da superfície de falha até que o menor fator de segurança seja alcançado.

Para Gerscovich (2012), o Método de Equilíbrio Limite é vantajoso pela sua simplicidade e precisão de resultados, porém, o comportamento de massa de solo não condiz com a realidade, pois a consideração da hipótese em que todos os elementos ao longo da superfície de ruptura chegam a um mesmo FS simultaneamente, contraria o modelo elasto-plástico do solo. Além disso, considera que não há deformações, o que não permite saber se as deformações reais do solo são compatíveis com a faixa admissível de projeto.

1.2 MÉTODO DE REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA PARA ESTABILIDADES DE TALUDES

Para o cálculo da estabilidade do ESR podemos usar o Método de Equilíbrio (MEL) ou o método de redução de resistência (MRR) com uso de ferramentas numéricas O MRR consiste na análise numérica elasto plástica, onde, a partir de um fator de redução (Fr), serão reduzidos (ou aumentados) os parâmetros de resistência do solo até que se alcance a ruptura do muro (Equações 2 e 3). O Fr é considerado equivalente ao Fator de Segurança (FS) do talude encontrado pelo método MRR.

$$c' = c'/Fr \tag{2}$$

$$tan\,\varphi' = (tan\,\varphi)/Fr \tag{3}$$

No software FLAC, é possível realizar o MRR para obter o Fr iminente de ruptura da estrutura em ESR pelo uso de análise elasto plástica.

A análise de estabilidade pelo MRR foi realizada pelo software FLAC, que inicialmente, é construída a malha do solo de fundação, depois a malha do muro e do reforço com geogrelhas, como já descrito anteriormente. Em seguida, outros comandos levam a análise elasto plástica iterativa da redução dos parâmetros de resistência do solo, até atingir à ruptura, determinando assim o Fr que foi alcançado que será equivalente ao fator de segurança do problema..

2 METODOLOGIA

A geometria usada para a análise de estabilidade pelo MEL está apresentada na Figura 6. Onde se observa a região da fundação, o aterro compactado em camadas de RCD de 60 cm e geogrelha que estão representadas como um bloco da Estrutura de Solo Reforçado (ESR). Finalmente as camadas RCD foram compactadas sem geogrelha a montante do ESR. Os parâmetros adotados seguem os dados apresentados nos Quadros 1, 2 e 3. Sendo que para o ESR, composto pelo RCD mais a Geogrelha, foi adotada os parâmetros do RCD como uma análise conservadora (Figura 6). Uma outra análise foi feita adotando para o ESR os parâmetros do RCD, mais uma resistência à tração ou um aumento da coesão, como efeito da presença da geogrelha. Mesmo assim, o FS e a superfície de deslizamento não sofreram alteração

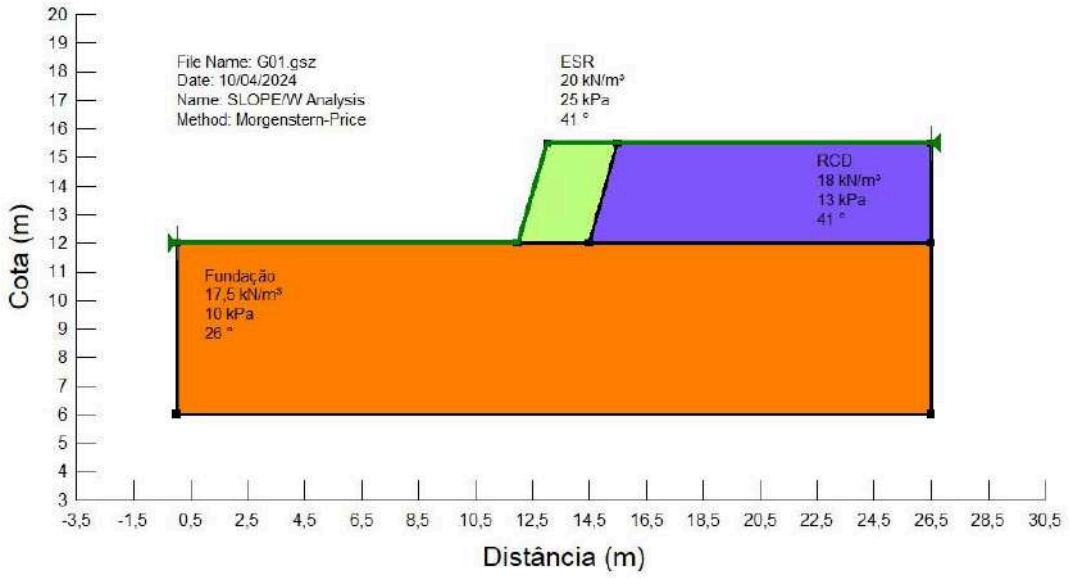


Figura 6. Geometria do ESR e parâmetros adotados para a análise de estabilidade pelo MEL

A malha de diferenças finitas usada no FLAC para o MRR está apresentada na Figura 8 e 9. Onde se observa o material de fundação em 3 camadas, os aterros compactados de RCD de 60 cm e a geogrelha envolvendo cada camada de RCD compactada.

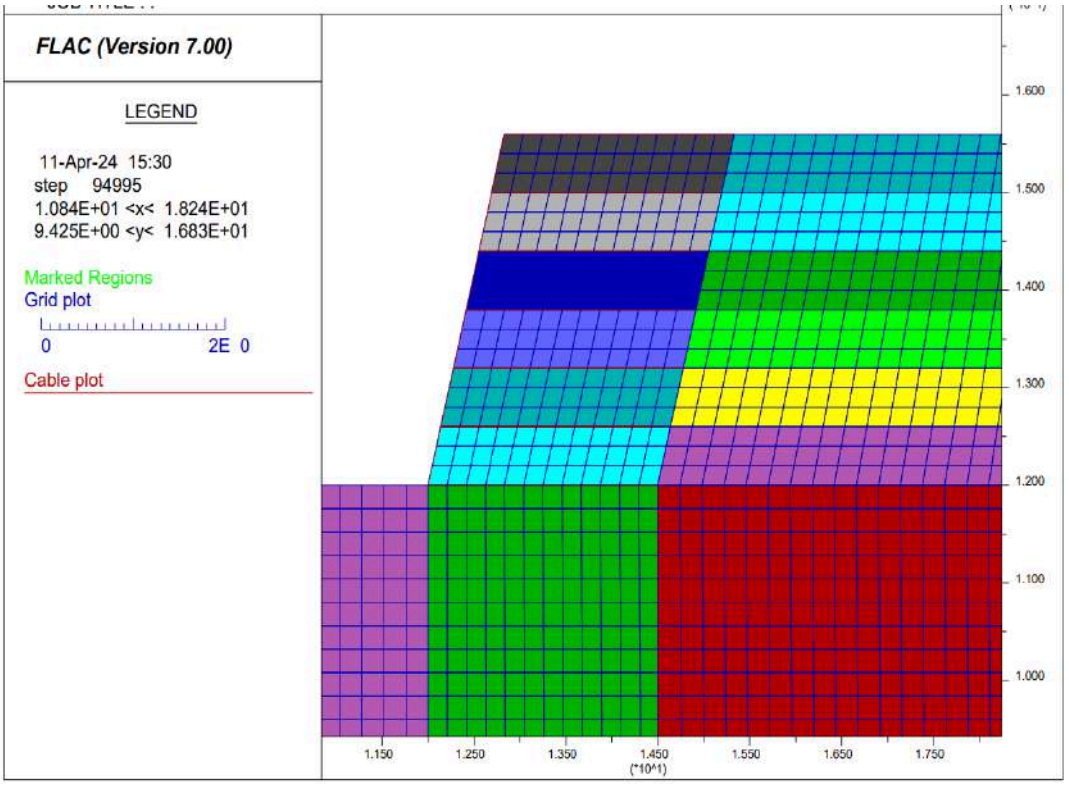


Figura 8. Malha de Diferenças Finitas do ESR usada para a análise pelo MRR

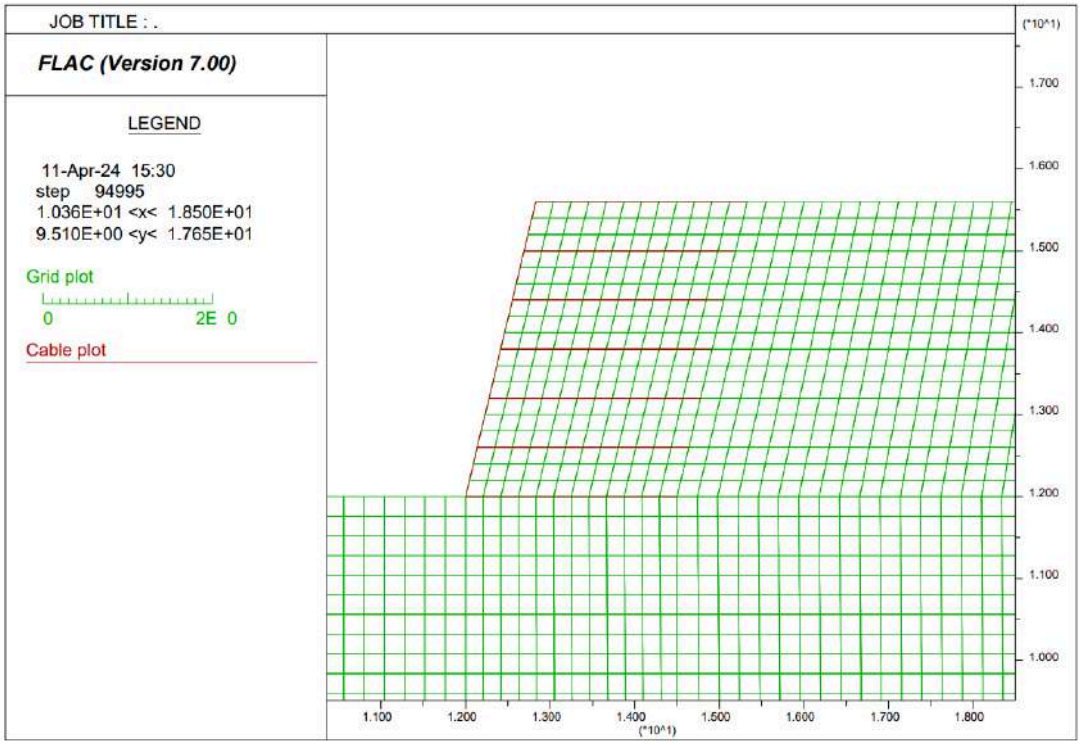


Figura 9. Malha de Diferenças Finitas do ESR com as geogrelhas usada para a análise pelo MRR

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na Figura 7 é observado o resultado da análise de estabilidade pelo MEL, onde se o FS obtido pelo Método Morgenstern Price foi de 2,35, muito acima de 1,5, representando um ESR estável. Por outro lado, a superfície de deslizamento, perfeitamente circular, representa uma ruptura global onde o fundo da superfície atinge a primeira camada do solo de fundação, ao mesmo tempo que não corta o ESR. Este resultado era esperado considerando o MEL e o tipo de material.

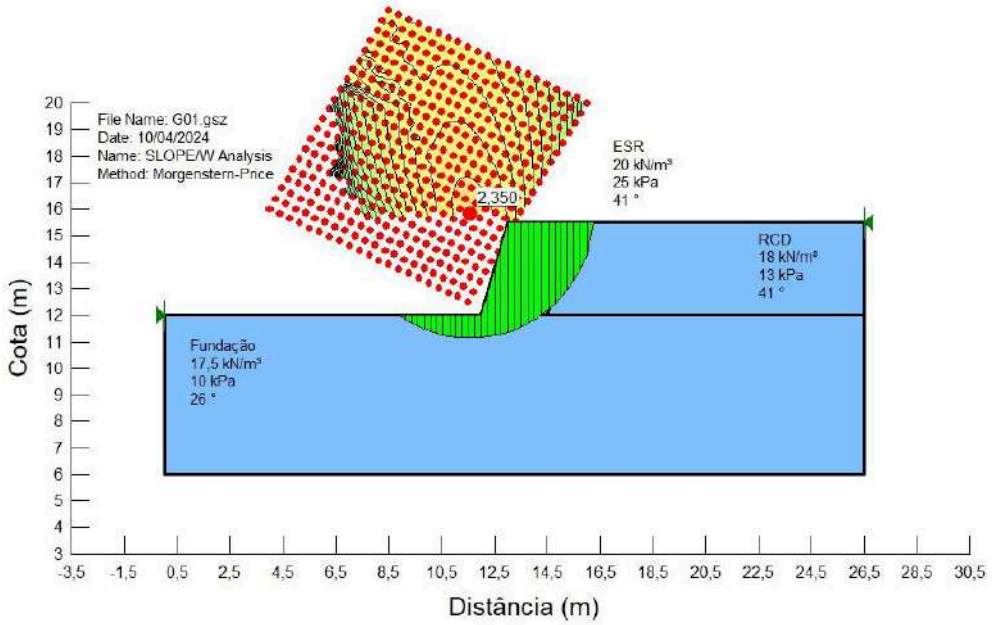


Figura 7 Resultado da análise de estabilidade pelo MEL. Fator de Segurança de 2,35 e Superfície de deslizamento crítica global e perfeitamente circular

Como resultado do método de redução de resistência (MRR), pode-se observar na Figura 10, um fator de segurança pelo MRR de 2,01, o que significa a necessidade de redução dos parâmetros de resistência do solo pela metade para atingir o deslizamento ou plastificação do solo. Por tal motivo o talude pode ser considerado estável. Também é observada uma concentração de deformações cisalhantes máxima formando uma superfície em cunha que passaria cortando o canto inferior direito da ESR. Por outro lado, observa-se que a cunha passa por baixo do ESR atingindo o solo de fundação até uma profundidade um metro abaixo do pé do ESR. Os vetores velocidade em cinza (Figura 10) indicam o sentido do deslocamento e apresentam tamanho similar o que indica uma mesma magnitude de deslocamento dentro de uma cunha, ou seja, um deslocamento em bloco rígido.

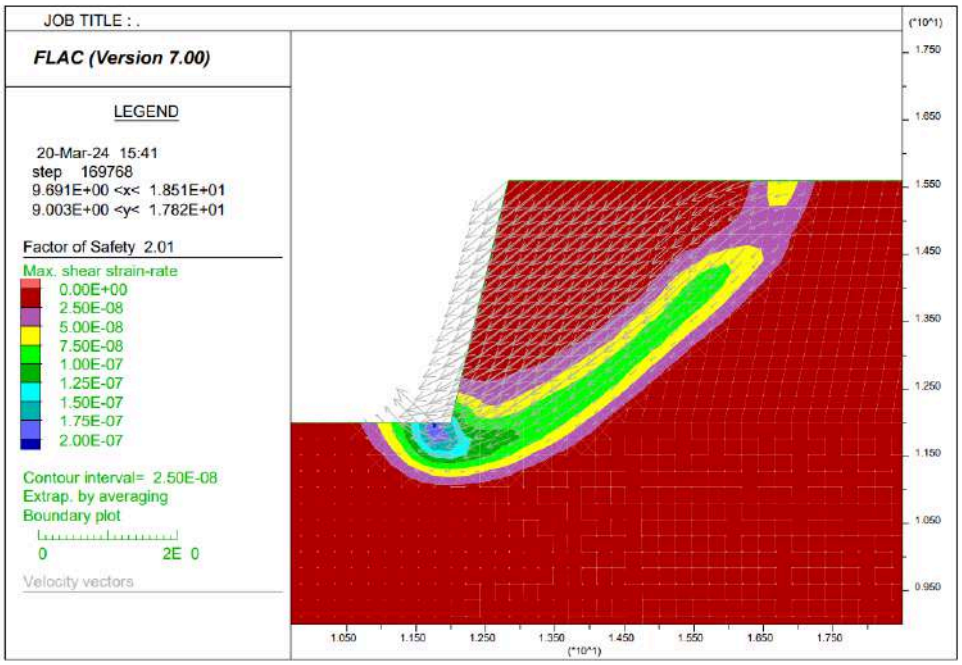


Figura 10. Resultado do método de redução de resistência (MRR)

4 CONCLUSÕES

Como conclusões podemos observar que a análise de estabilidade pelo MRR foi possível de ser realizada para um talude com muro de solo reforçado. Como esperado, a superfície de ruptura, obtida pelo MRR não foi circular (como obtido pelo MEL) e sim em formato de cunha, passando por baixo da fundação. Isto é devido a heterogeneidade do talude, formado por um muro de ESR, o aterro compactado em RCD mais solo fino e a primeira camada de fundação.

Para ambas as análises de estabilidade pelo MEL e pelo MRR para a estrutura do ESR obtiveram um FS acima de 2,0; indicando que a estrutura de ESR é estável e não precisaria de nenhum tipo de reforço.

Os fatores de segurança (FS) foram diferentes entre os modos usados, sendo o FS do MEL 18% maior que o FS do MRR, provavelmente isso é devido à superfície de ruptura do MEL ser circular e envolver obrigatoriamente o ESR por completo, e para esse caso, aumentaria a superfície de deslizamento o que aumenta o FS.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem, ao Programa de Iniciação em Pesquisa da Universidade Federal de Goiás (UFG) e ao Centro de Pesquisa em Hidrologia e Geotecnia Ambiental (CEHIGE), pelo apoio com a infraestrutura de pesquisa e pela disponibilização do software FLAC para o desenvolvimento das análises de estabilidade.

REFERÊNCIAS

ABNT (2004). NBR 10004: Resíduos sólidos – Classificação. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, p. 71.

BENJAMIM, C.V.S. (2006). Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotextil. Tese de Doutorado. EESC, Universidade de São Paulo. São Carlos, 294p

GERSCOVICH, Denise M. S. Estabilidade de Taludes, (2012): Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 92 pg.
ITASCA. FLAC: online manual table of contents. 5. ed. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc., 2011.

RESOLUÇÃO CONAMA No 307, DE 5 DE JULHO DE 2002. [s.l: s.n.]. Disponível em: <https://cetesb.sp.gov.br/licenciamento/documentos/2002_Res_CONAMA_307.pdf>.

OLIVEIRA, G. ANÁLISE NUMÉRICA DO PROCESSO CONSTRUTIVO DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO COM RCD E SOLO FINO.em Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste, Local: Goiânia GO, Acesso em: 11 abr. 2024.

SANTOS, E. C. G. D. (2011) AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE MUROS REFORÇADOS EXECUTADOS COM RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO RECICLADOS (RCD-R) E SOLO FINO. Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós Graduação de Geotecnia da UnB, Brasília, DF, pg 248. 2011.

SALES, M. M. (2021), Recuperação de área degradada por processos erosivos instalados nas margens do córrego Abel/Basílio no setor Santo Hilário (Goiânia-GO), AMMA GO, UFG. Goiânia GO, pg 55.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/159

Análise de Probabilidade de Ruptura de Barragem de Rejeito a Partir de Resultados de Ensaios CPTu e SPT: Estudo de Caso

Ana Teresa Silva de Carvalho
Estudante de graduação, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, atscarv@gmail.com

Talita Caroline Miranda
D.Sc./Professora, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, talita@etg.ufmg.br

Michel Melo Oliveira
D.Sc./Professor, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, michelmelo@demin.ufmg.br

Raquel Cristina de Souza Otone
Estudante de graduação, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, raquelsouzac18@gmail.com

RESUMO: Este trabalho tem como objetivo apresentar um estudo de caso de uma barragem de rejeito, em que são realizadas análises de estabilidade determinísticas e probabilísticas a fim de se comparar os resultados fornecidos pelas diferentes abordagens. Os parâmetros de resistência e peso específico utilizados nas análises foram obtidos de ensaios CPTu e SPT. Também foram estimados a partir do CPTu os parâmetros de estado dos materiais não coesivos presentes na barragem, com o intuito de identificar quais deles podem se comportar de forma não drenada. Nas análises determinísticas foram considerados os valores médios dos parâmetros de resistência e peso específico, e nas análises probabilísticas levou-se em conta seus valores médios, desvios padrões, máximos e mínimos, além do tipo de distribuição estatística de suas amostras. Foram analisados três diferentes cenários: o primeiro deles considerou toda a estrutura com carregamento drenado, o segundo admitiu carregamento não drenado abaixo da superfície freática; e o terceiro considerou um carregamento não drenado em toda a estrutura, porém, nele foi imposta uma superfície de ruptura passando pela região onde os materiais que geralmente apresentam comportamento drenado, poderiam se comportar de forma não drenada devido ao parâmetro de estado. Os resultados obtidos para o primeiro e segundo cenários, tanto o Fator de Segurança (FS) quanto a Probabilidade de Ruptura (Pr), encontravam-se dentro da faixa de valores admissíveis.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Análise Probabilística, Probabilidade de Ruptura, Barragem de Rejeito.

ABSTRACT: This work aims to present a case study of a tailings dam, in which deterministic and probabilistic stability analyzes are carried out in order to compare the results provided by different approaches. The resistance and specific weight parameters used in the analyzes were obtained from CPTu and SPT tests. The state parameters of the non-cohesive materials present in the dam were also estimated from the CPTu, with the aim of identifying which of them can behave in an undrained way. In the deterministic analyzes the average values of the resistance and specific weight parameters were considered, and in the probabilistic analyzes their average values, standard deviations, maximum and minimum values were taken into account, in addition to the type of statistical distribution of their samples. Three different scenarios were analyzed: the first one considered the entire structure with drained loading, the second admitted undrained loading below the water table; and the third considered an undrained load throughout the structure, however, a failure surface was imposed passing through the region where materials that generally exhibit drained behavior could behave in an undrained manner due to the state parameter. The results obtained for the first and second scenarios, both the Safety Factor (FS) and the Probability of Rupture (Pr), were within the range of admissible values.

KEYWORDS: Slope Stability, Probabilistic Analysis, Probability of Rupture, Tailings Dam.

1 INTRODUÇÃO

Uma das formas de avaliar a segurança de uma barragem é analisando a estabilidade dos taludes que a compõem e, nesse contexto, há dois métodos disponíveis para realização das análises: os determinísticos e os probabilísticos. Na abordagem determinística é calculado um fator de segurança a partir de parâmetros geotécnicos fixos dos materiais. A qualidade dos resultados obtidos através desse método é influenciada pelo fato de que esses parâmetros apresentam uma variabilidade natural, que pode ter grande dispersão. Por outro lado, no método probabilístico é considerada a variabilidade dos parâmetros dos solos envolvidos e obtida uma distribuição estatística do fator de segurança. Esse enfoque probabilístico permite a determinação de um fator de segurança médio e de valores de probabilidade de ruptura associados aos seus riscos.

Este trabalho apresenta um estudo de caso de uma barragem de rejeito, fazendo uma comparação entre análises de estabilidade pelos métodos determinístico e probabilístico para avaliação das suas condições de segurança, onde são utilizados parâmetros geotécnicos obtidos de ensaios de campo CPTu e SPT e consideradas diferentes condições de carregamento da estrutura.

2 METODOLOGIA

2.1 Coleta e Interpretação de Ensaios de Campo

Para este estudo de caso, foram selecionados e analisados os ensaios existentes na estrutura: 11 ensaios de campo realizados próximos à seção central e crítica da barragem, sendo eles 8 ensaios CPTu e 3 sondagens SPT, com dados diversos diversos obridos por correlações ao longo dos furos se CPTu (em cm) e SPT (a cada metro), tendo assim um número considerável de inforações para aplicação de análise estatística. Nos ensaios de piezocone foram feitas as leituras dos dados de resistência de ponta (qc), atrito lateral (fs) e poropressão (u2), e a partir desses dados foram corrigidas as leituras de qc para obtenção da resistência real mobilizada no ensaio (qt). Para determinação da estratigrafia e classificação dos solos (SBT e SBTn), foram utilizados os gráficos de classificação do tipo de comportamento do solo SBT propostos por Robertson e Cabal (2015) e Robertson (2016).

Posteriormente à classificação dos solos, foi estimada a resistência ao cisalhamento não drenada (Su) para os materiais coesivos do maciço e do rejeito, utilizando as equações propostas por Robertson (2012). Para materiais não coesivos do maciço, rejeito e drenagem interna, estimou-se o ângulo de atrito interno (ϕ') através da aplicação da correlação sugerida por Kulhawy e Mayne (1990 citados por Robertson & Cabal, 2015). Ademais, também foi estimado o peso específico dos materiais presentes na seção crítica da barragem, utilizando a relação proposta por Robertson (2010 citado por Robertson, 2012). Em seguida, os parâmetros de resistência e peso específico foram discriminados para cada camada componente da barragem: dique principal, 1º alteamento a montante, 2º alteamento a montante, 3º alteamento a montante, 4º alteamento a montante, alteamento a jusante, rejeito (reservatório), rejeito (entre o maciço e a fundação) e filtro e tapete drenante. Para fundação e drenos de pé, foram utilizados os dados obtidos das sondagens SPT. Então, foram calculados os valores médios, máximos, mínimos e desvios padrões dos parâmetros de resistência (ϕ' e/ou Su) e peso específico (γ) para cada uma das camadas.

Por último, a partir dos resultados do CPTu, foi estimado o parâmetro de estado (ψ) para os materiais não coesivos da seção crítica, utilizando a correlação sugerida por Robertson (2010 citado por Robertson, 2012) e, através dele, foi possível conhecer a tendência contrativa ou dilatante desses materiais e identificar quais deles podem se comportar de forma não drenada, de acordo com Nierwinski (2013). Dessa forma, foram inseridos na seção crítica os pontos ensaiados que apresentaram materiais com tendência contrativa e traçada uma superfície circular passando por eles, com o objetivo de calcular seu Fator de Segurança em uma análise de estabilidade com carregamento não drenado.

Através dos ensaios SPT, foram obtidos os índices de resistência à penetração (NSPT), a estratigrafia do perfil e a classificação dos materiais presentes nas camadas ensaiadas quanto à consistência, no caso de argilas e siltes argilosos, ou à compactação, para areias e siltes arenosos, através de análise-tátil-visual e conforme a NBR 6484 (ABNT, 2020). Por meio da aplicação de correlações com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), foram estimados os valores de resistência não drenada (Su) para os materiais coesivos da fundação, utilizando a equação proposta por Teixeira e Godoy (1996 citados por Cintra & Aoki, 2010), e ângulo

de atrito interno (ϕ') para os solos não coesivos da fundação e drenos de pé, considerando a relação sugerida por Teixeira (1996 citado por Cintra & Aoki, 2010).

Posteriormente, os parâmetros foram discriminados para as camadas referentes à fundação e drenos de pé e, finalmente, calculou-se os valores médios, máximos, mínimos e desvios padrões dos parâmetros de resistência (ϕ' e Su) e peso específico (γ) para os materiais da fundação. Para os drenos de pé, foram calculados somente os valores médios de ϕ' e γ, devido a pouca quantidade de dados obtidos para essa camada.

2.2 Análise Estatística dos Parâmetros

Utilizando o software R em sua versão online, foram efetuados testes para a definição do tipo de distribuição estatística das amostras dos parâmetros de resistência (ϕ' e Su) e peso específico (γ) a serem consideradas nas análises de estabilidade probabilísticas para os materiais do corpo da barragem, rejeito, fundação, filtro e tapete drenante. Em relação aos drenos de pé, não houve amostragem suficiente de dados para uma análise estatística. As amostras foram verificadas para distribuição normal, distribuição lognormal e distribuição gamma, e aquelas que não se encaixaram em nenhum dos tipos verificados foram consideradas uniformemente distribuidas.

2.3 Modelo de Cálculo e Premissas Adotadas

O modelo geológico-geotécnico adotado nas análises de estabilidade foi definido com base no prévio conhecimento geométrico da seção crítica da barragem e posterior determinação da estratigrafia e definição dos pesos específicos e parâmetros dos materiais que a compõem.

A superfície freática do modelo foi determinada a partir da obtenção de valores de pressão hidrostática diferentes de zero ($u0 \neq 0$) nos ensaios de piezocone e considerando a indicação de nível d'água nos boletins das sondagens realizadas. Os valores de poropressão adotados nas análises foram calculados em função dessa superfície. Uma vez que a estrutura já se encontra desativada há anos, neste trabalho foi considerada percolação estável no maciço, com fluxo em regime permanente instalado e processo de adensamento do solo em fase avançada.

As análises foram feitas com o auxílio do software *Slide 2D* da empresa *Rocscience*, e realizadas por dois métodos rigorosos de equilíbrio-limite: método de Morgenstern-Price e método de Spencer. Em todas as análises, buscou-se por superfícies circulares de ruptura no talude de jusante, considerado crítico pelo fato de o talude de montante estar submerso, com as forças de percolação da água atuando num sentido e direção que tendem a estabilizá-lo.

2.3.1 Cenários Analisados

Nas análises de estabilidade foram considerados 3 diferentes cenários, o primeiro deles (Cenário 1) considera que toda a estrutura apresenta carregamento drenado, inclusive a fundação. Nele, são levados em conta o comportamento dos materiais não coesivos de cada camada componente da seção crítica, adotando como parâmetro de resistência para todos os materiais somente o ângulo de atrito interno (ϕ') e peso específico estimado para cada camada. O Cenário 2 admitiria carregamento drenado nas camadas acima do nível d'água e carregamento não drenado nas camadas abaixo do nível d'água, exceto na drenagem interna e nos drenos de pé. No entanto, ao realizar as análises de estabilidade, foram obtidos valores muito baixos de Fator de Segurança. Dessa forma, optou-se por analisar o Cenário 2 admitindo carregamento drenado também na fundação. Nos locais onde o carregamento foi considerado não drenado, levou-se em conta o comportamento dos materiais coesivos das camadas, adotando o parâmetro de resistência ao cisalhamento não drenada (Su). Naquelas onde foi considerado drenado, utilizou-se o ângulo de atrito interno (ϕ'). Além disso, foram considerados os pesos específicos de cada camada.

No terceiro cenário analisado (Cenário 3), é considerada a tendência contrativa e susceptibilidade à liquefação dos materiais da seção crítica. Dessa forma, é imposta uma análise na superfície circular que passa pela região onde os materiais que geralmente apresentam comportamento drenado podem se comportar de forma não drenada. Buscando o pior cenário possível nessa análise, foi considerado um carregamento não drenado em toda a estrutura, exceto na drenagem interna e nos drenos de pé. Dessa forma, utilizou-se o ângulo

de atrito interno (ϕ') como parâmetro de resistência para as camadas drenantes e o parâmetro de resistência não drenada (Su) nas demais camadas. Além disso, foi considerado o peso específico dos materiais.

2.3.2 Análises de Estabilidade Determinísticas

As análises de estabilidade determinísticas consideraram os valores médios dos parâmetros de resistência e peso específico estimados a partir dos ensaios de campo para as camadas da seção crítica, e para cada cenário analisado foi obtido um único Fator de Segurança associado a uma superfície de ruptura para cada método de análise (Morgenstern-Price e Spencer).

Os Fatores de Segurança resultantes das análises foram comparados com o valor admissível para condição de rede de fluxo em condição permanente preconizado pela NBR 13028 (ABNT, 2017), que estabelece um Fator de Segurança mínimo igual a 1,50 para barragens de mineração, considerando crítico o talude de jusante.

2.3.3 Análises de Estabilidade Probabilísticas

As análises de estabilidade probabilísticas levaram em conta a variabilidade dos parâmetros de resistência e peso específico dentro de um intervalo, considerando a distribuição estatística de cada um deles e utilizando seus valores médios, desvios padrões, máximos e mínimos. No presente trabalho, foram variados os parâmetros de todos os materiais que compõem o maciço, rejeito, drenagem interna e fundação da barragem, com exceção dos drenos de pé, pois não foram obtidos dados suficientes para realização de uma análise estatística deles. Ademais, a superfície freática do modelo também foi mantida constante.

Nas análises com abordagem probabilística, foi utilizado o Método Monte Carlo com a realização de 30.000 iterações para cada caso de carregamento. Nos Cenários 1 e 2, foram adotados os dois tipos de análise disponíveis no *Slide*, *Global Minimum* e *Overall Slope*, ambos calculados pelos métodos de Morgenstern-Price e Spencer. Para o Cenário 3, somente a opção *Global Minimum* foi executada, pois nele foi imposta uma superfície de ruptura específica, não sendo interessante, portanto, a utilização do tipo de análise *Overall Slope*. Também os métodos de cálculo de Morgenstern-Price e Spencer foram considerados nesse cenário. Nas análises probabilísticas, o *Slide* fornece os valores de Pr com um número limitado de casas decimais. Dessa forma, a Probabilidade de Ruptura de cada análise realizada foi calculada utilizando o *Excel*, considerando uma distribuição normal dos Fatores de Segurança obtidos para cada iteração realizada.

Os valores de Probabilidade de Ruptura (Pr) obtidos através das análises probabilísticas foram comparados com valores de Pr admissíveis para taludes de barragens sugeridos pela literatura, pois não existe nenhuma norma brasileira que preconize tais valores. Whitman (1984 citado por Apaza &Barros, 2014) recomenda uma Pr da ordem de 10^{-4}, Dell'avanzi e Sayão (1998 citado por Apaza & Barros, 2014) indicam valores admissíveis entre 10-3 e 10^{-5}, e Wolff (1996 citado por Apaza & Barros, 2014) sugere uma Pr de $3x10^{-5}$ como aceitável.

3 ÁREA DE ESTUDO

A barragem de disposição de rejeitos estudada neste trabalho teve seu dique de partida construído com material argiloso compactado e crista na elevação 963,00 m, em 2007. A estrutura teve seu primeiro alteamento realizado pelo método de jusante, em 2008, com a utilização de solo residual de filito no corpo e material argiloso na face de montante, alcançando a elevação de 983,00 m. Posteriormente, foram realizados quatro alteamentos a montante em aterro compactado utilizando-se também solo residual de filito. Por último, a estrutura foi alteada pelo método de jusante e chegou à elevação 1011,00 m.

Em 2014, as atividades minerárias realizadas pela empresa proprietária da barragem foram paralisadas e desde então a estrutura encontra-se desativada, sendo apenas realizadas auditorias e monitoramento periódico da sua estabilidade.

Com o intuito de subsidiar a conclusão de um Relatório de Condição de Estabilidade da estrutura, foram realizadas em 2019, investigações geológico-geotécnicas acerca do rejeito depositado e dos materiais presentes no corpo da barragem e sua fundação, que incluíram os ensaios CPTu e SPT considerados neste trabalho.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os valores médios, mínimos, máximos e desvios padrões dos parâmetros obtidos por meio dos ensaios CPTu e SPT são exibidos, por camadas, na Tabela 1.

Tabela 1. Valores médios, desvios padrões, máximos e mínimos dos parâmetros de resistência e peso específico, por camada.

Camada	Valor médio	Desvio padrão	Valor máximo	Valor mínimo
	γ (kN/m³)			
Dique principal	20,40	0,83	21,58	17,77
1º alteamento a montante	19,70	0,93	21,05	17,85
2º alteamento a montante	20,27	0,92	21,58	18,09
3º alteamento a montante	20,03	0,63	21,44	18,65
4º alteamento a montante	20,19	0,79	21,58	17,03
Alteamento a jusante	19,46	1,01	21,57	15,58
Rejeito (reservatório)	17,85	1,30	21,58	13,73
Rejeito (entre maciço e fundação)	18,87	0,44	19,88	18,09
Filtro e tapete drenante	20,72	0,68	21,41	19,34
Fundação	18,84	1,34	21,00	17,00
Drenos de pé	20,00	-	-	-
	Su (kPa)			
Dique principal	469,85	183,91	1161,00	142,57
1º alteamento a montante	311,35	128,18	776,54	103,44
2º alteamento a montante	414,68	195,97	713,02	156,45
3º alteamento a montante	380,99	152,28	669,11	70,69
4º alteamento a montante	254,45	106,18	587,80	117,79
Alteamento a jusante	271,81	118,47	797,27	27,30
Rejeito (reservatório)	154,85	108,81	919,32	3,58
Rejeito (entre maciço e fundação)	288,87	109,81	500,27	143,08
Fundação	112,00	56,30	210,00	70,00
	Ø (º)			
Dique principal	39,84	1,89	43,94	33,33
1º alteamento a montante	37,13	1,71	40,67	34,55
2º alteamento a montante	41,34	2,47	45,30	36,36
3º alteamento a montante	40,67	2,30	44,98	37,58
4º alteamento a montante	41,49	1,99	46,15	38,26
Alteamento a jusante	41,82	3,14	48,09	33,04
Rejeito (reservatório)	35,83	2,39	44,07	32,44
Rejeito (entre maciço e fundação)	34,60	1,12	38,23	32,84
Filtro e tapete drenante	41,10	1,63	43,84	38,84
Fundação	33,93	7,85	46,62	23,94
Drenos de pé	46,62	-	-	-

As análises estatística realizadas forneceram como resultados para as amostras de todos os parâmetros referentes as camadas dos alteamentos a montante, rejeito (entre maciço e fundação), fundação, e filtro e tapete drenante, uma distribuição do tipo normal. Para as camadas referentes ao dique principal e ao alteamento a jusante, foi verificada distribuição normal dos parâmetros Su e ϕ', e considerada distribuição uniforme de γ. Em relação a camada de rejeito (reservatório), todos os parâmetros foram considerados uniformemente distribuídos. Quanto aos drenos de pé, não houve amostragem suficiente de dados para obtenção de uma distribuição estatística. Por essa razão, seus parâmetros foram mantidos constantes em todas as análises de estabilidade.

Já o modelo adotado para a seção crítica da barragem é apresentado na Figura 2. Nele, é possível observar que a superfície freática não segue pela drenagem interna e ultrapassa o filtro vertical. A partir dessa

observação, admite-se que a drenagem interna está colmatada, uma vez que se trata de uma estrutura antiga que já passou por diversos alteamentos.

Os parâmetros de resistência e peso específico adotados variaram de acordo com o cenário analisado e, nas análises determinísticas foram utilizados os valores médios dos parâmetros, enquanto nas análises com abordagem probabilística, utilizou-se os valores médios, desvios padrões, máximos e mínimos dos parâmetros que apresentaram distribuição estatística normal, e valores médios, máximos e mínimos para os parâmetros que apresentaram distribuição uniforme.

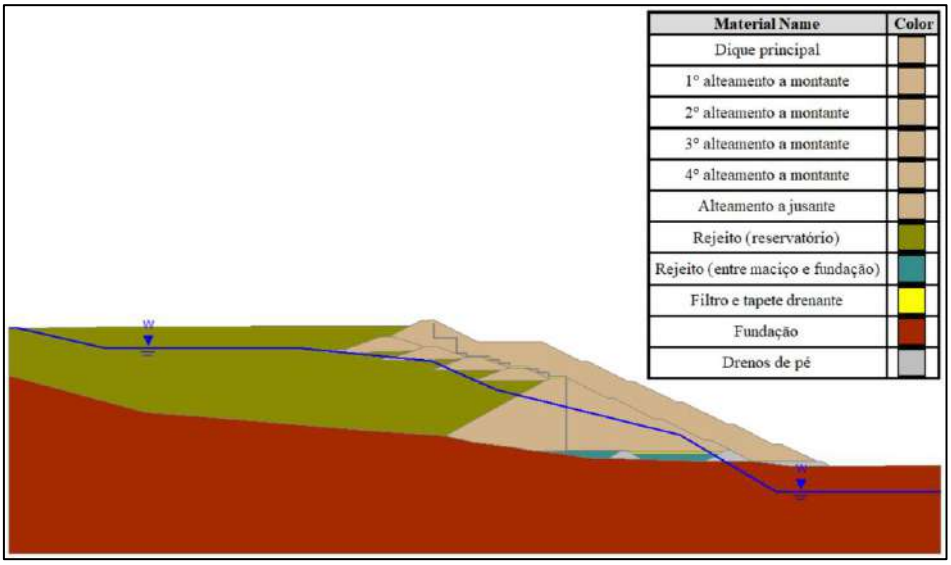


Figura 2. Modelo adotado nas análises de estabilidade

4.4 Análises de Estabilidade Determinísticas

Nas análises determinísticas, para cada cenário analisado foi obtido um único Fator de Segurança associado a uma superfície de ruptura para cada método de análise considerado (Morgenstern-Price e Spencer). Os Fatores de Segurança calculados nas análises determinísticas são exibidos na Tabela 2.

Tabela 2. FS obtidos nas análises de estabilidade determinísticas para cada cenário.

Cenário	Método	FS obtido
1	Spencer	1,871
	Morgenstern-Price	1,873
2[1] (com carregamento não drenado na fundação)	Spencer	0,576
	Morgenstern-Price	0,573
2 (com carregamento drenado na fundação)	Spencer	1,893
	Morgenstern-Price	1,906
3	Spencer	3,963
	Morgenstern-Price	3,963

[1] Cenário improvável devido as limitações geométricas do modelo.

No primeiro cenário analisado, os valores de FS obtidos foram superiores ao mínimo admissível de 1,50 preconizado pela NRB 13028 (ABNT, 2017), com a superfície de ruptura ocorrendo no corpo da barragem. Para o segundo cenário, os Fatores de Segurança calculados considerando carregamento não drenado na fundação foram muito inferiores a 1. Esse resultado indica que a estrutura já estaria rompida quando a análise foi executada, o que não representa a realidade, uma vez que a barragem se encontra estável atualmente. Dessa forma, admitiu-se carregamento drenado da fundação e a análise de estabilidade foi calculada novamente.

Os resultados de FS fornecidos pelas novas análises realizadas no Cenário 2 foram superiores aos valores normatizados, e aos valores de FS obtidos para o Cenário 1, que considerou comportamento drenado em todos os materiais da seção crítica e, consequentemente, realizou uma análise indicando a superfície de ruptura no maciço da barragem. No entanto, verifica-se que a superfície de ruptura obtida para o Cenário 2 considerando as fundações como material drenante passa pelo rejeito e alteamentos da barragem, diferentemente do Cenário 1. No terceiro cenário, os valores de Fator de Segurança obtidos foram muito superiores ao mínimo admissível, mesmo considerando o pior cenário de carregamento não drenado ao longo da superfície de ruptura imposta, devido ao parâmetro de estado.

4.5 Análises de Estabilidade Determinísticas

Cada análise de estabilidade probabilística forneceu como resultados o FS médio probabilístico, o desvio padrão de FS, o histograma de FS e a Probabilidades de Ruptura (P_r). Ademais, nas análises *Overall Slope*, obteve-se também resultados de superfícies potenciais de ruptura. A Probabilidade de Ruptura calculada para a análises probabilísticas, e os Fatores de Segurança médios probabilísticos e desvios padrões obtidos pelo *Slide* são exibidos na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados obtidos nas análises de estabilidade probabilísticas

Cenário	Tipo de Análise	Método	FS médio probabilístico	Desvio padrão FS	Pr calculada
1	*Global Minimum*	Spencer	1,930	0,2655	2,3x10-4
		Morgenstern-Price	1,930	0,2759	3,7x10-4
	Overall Slope	Spencer	1,793	0,1933	2,0x10-5
		Morgenstern-Price	1,793	0,1945	2,3x10-5
2	*Global Minimum*	Spencer	2,334	0,4345	1,1x10-3
		Morgenstern-Price	2,338	0,4305	9,4x10-4
	Overall Slope	Spencer	1,796	0,2249	2,0x10-4
		Morgenstern-Price	1,796	0,2276	2,3x10-4
3	*Global Minimum*	Spencer	6,683	2,4800	1,1x10-2
		Morgenstern-Price	6,690	2,4790	1,1x10-2

Observa-se que para todos os cenários, os Fatores de Segurança médios calculados pelos métodos de Morgenstern-Price e Spencer foram iguais ou muito próximos. Em relação ao tipo de análise, a opção *Overall Slope* apresentou valores de FS médios inferiores àqueles fornecidos pela *Global Minimum* (Cenários 1 e 2).

No Cenário 3, os valores de FS médios probabilísticos obtidos foram bastante elevados e muito superiores àqueles fornecidos pelas análises determinísticas. Quanto a Probabilidade de Ruptura, verifica-se que o tipo de análise *Overall Slope* forneceu valores aproximadamente 10 vezes menores de Probabilidade de Ruptura do que o *Global Minimum* (Cenários 1 e 2).

No primeiro e segundo cenários analisados, as Probabilidades de Rupturas calculadas têm ordem de grandezas aceitáveis de acordo com a literatura, que sugere como admissíveis valores entre 10-3 e 10-5. O terceiro cenário analisado apresentou a maior Probabilidade de Ruptura, fornecendo valores de Pr superiores aos máximos admissíveis, mesmo com os altos Fatores de Segurança calculados. É importante observar que, embora os FS obtidos para o Cenário 3 tenham sido altos, os desvios padrões também foram elevados.

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho desenvolveu um estudo de caso de uma barragem de contenção de rejeitos, em que foram analisados os ensaios de campo realizados na seção crítica da estrutura para classificação dos materiais que a compõem e obtenção de parâmetros geotécnicos, que posteriormente foram utilizados para avaliar a estabilidade de seus taludes através das abordagens determinística e probabilística.

Em todas as análises, os valores de FS calculados pelos métodos de Morgenstern-Price e Spencer foram iguais ou muito próximos entre si, e atenderam ao mínimo de 1,50 preconizado pela NRB 13028.

Comparando todos os FS calculados através das abordagens determinística e probabilística, os maiores valores foram obtidos pelas análises do tipo *Global Minimum*, enquanto a opção *Overall Slope* forneceu os menores resultados. Além disso, observou-se que os FS calculados pelas diferentes abordagens não se assemelharam em 2 dos 3 cenários analisados.

Quanto a probabilidade de ruptura, foram calculadas nas análises do tipo *Overall Slope* valores aproximadamente 10 vezes menores do que nas análises do tipo *Global Minimum*. Ainda assim, no primeiro e segundo cenários analisados, as Pr obtidas têm ordens de grandezas aceitáveis de acordo com a literatura, que sugere como admissíveis valores entre 10^{-3} e 10^{-5}.

No terceiro cenário, a Pr calculada foi superior a faixa de valores máximos admissíveis, mesmo tendo apresentado altos valores de FS, especialmente nas análises probabilísticas. Contudo, os desvios padrões de FS também foram elevados, o que indica grande variabilidade dos parâmetros considerados.

Para obtenção de resultados mais convergentes entre as duas abordagens, é interessante a incorporação de dados de investigações geológico-geotécnicas mais abrangentes, incluindo ensaios de laboratório, pois isso permitiria comparar os parâmetros estimados através dos ensaios de CPTu com os dados fornecidos por outros ensaios, o que reduziria a incerteza do modelo de cálculo adotado.

Além disso, pode ser interessante a exclusão de *outliers* das amostras de valores obtidas, especialmente dos ensaios CPTu, que fornecem elevados volumes de informações que podem interferir nos resultados, aumentando o desvio padrão do FS e diminuindo a confiabilidade da análise. Outro fator relevante que pode influenciar os resultados das análises probabilísticas é a consideração inadequada da distribuição estatística dos parâmetros amostrados.

É importante ressaltar que, devido aos inúmeros parâmetros geotécnicos estimados pelos ensaios de CPTu, neste trabalho optou-se por utilizar o parâmetro de estado para indicar quais pontos na seção analisada poderiam compor uma superfície de ruptura onde o material não coesivo se comportaria de forma não drenada. Esta situação foi observada no material de rejeito com predominância de material siltoso. Nesta situação, verificou-se um FS alto, acima do que preconiza a norma, mas uma Pr acima do que é estabelecido pela literatura. Recomenda-se para trabalhos futuros incluir análises mais robustas considerando a liquefação deste material.

Por fim, as análises realizadas neste estudo mostraram que altos valores de FS não equivalem necessariamente a baixas probabilidades de ruptura e, por essa razão, a aplicação conjunta das abordagens determinística e probabilística é um importante recurso para compreender melhor o comportamento das estruturas e realizar um projeto de engenharia mais econômico e seguro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

APAZA, Marco Aurelio Flores; BARROS, José Maria de Camargo. (2014) *Análise probabilística de estabilidade de Taludes pelo Método de Monte Carlo*. In: XVII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Goiânia.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. (2010) *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos.

NIERWINSKI, Helena Paula. (2013) *Potencial de liquefação de resíduos de mineração estimado através de ensaios de campo. Dissertação (Mestrado)* - Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

ROBERTSON, Peter K. (2012) *Interpretation of in-situ tests - some insights*. Mitchell Lecture - ISC, v. 4, p. 1-22.

ROBERTSON, Peter K. (2016) *Cone penetration test (CPT) - based soil behaviour type (SBT) classification system: an update*. Canadian Geotechnical Journal, v. 53, n. 12, p. 1910-1927, 2016.

ROBERTSON, Peter K.; CABAL, K.L. (2015) *Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering*. 6. ed. Signal Hill: Gregg Drilling & Testing, Inc.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/160

Análise de uma Escavação de Grande Altura com Nível d'Água Elevado Considerando Fluxo Transiente

Jhonatan de Brito Tabajara
Engenheiro Geotécnico, Muniz & Spada Engenheiros Consultores, São Paulo, Brasil, jhonatan@munizspada.com.br

Talytha Fonte Boa
Engenheira Geotécnica, Muniz & Spada Engenheiros Consultores, Campos dos Goytacazes, Brasil, talytha@munizspada.com.br

Luiz Francisco da Silva Muniz
Engenheiro Geotécnico, Muniz & Spada Engenheiros Consultores, Rio de Janeiro, Brasil, muniz@munizspada.com.br

Abdoul Aziz Diene
Engenheiro, Vale S.A., Brasília, Brasil, abdoul.diene@vale.com

Marianne Viviane Abreu
Engenheira Civil, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, mariannevabre@ime.eb.br

RESUMO: O presente trabalho apresenta um estudo conceitual para implantação de escavação em etapas para um corte profundo em caixão, para implantação de um trecho ferroviário, em maciço com nível d'água (NA) elevado. Em vista da presença crítica do NA elevado no maciço, foram realizadas análises de estabilidade, considerando-se redes de fluxo formadas pelos gradientes hidráulicos gerados entre as cotas do NA identificadas nas sondagens disponibilizadas (ajustadas ao histórico de chuvas da região) e as cotas de base em cada etapa da escavação. Os fatores de segurança mínimos foram obtidos por meio de modelagem numérica incorporando os efeitos das redes de fluxo transientes. As inclinações dos taludes foram estabelecidas a partir de análises de estabilidade, associando-se o controle do NA e das redes de fluxo no interior dos maciços para cada uma das etapas de escavação propostas. Em paralelo à definição das etapas sequenciais de escavação, foi prevista a instalação de baterias de Drenos Horizontais Profundos, garantindo a estabilidade durante as obras e a longo prazo. O objetivo dos estudos e análises reportados no presente artigo tiveram a função precípua de se assegurar que é possível a abertura do corte e a implantação da ferrovia com condições seguras, executando-se a obra em etapas, considerando-se as condições extremamente desfavoráveis existentes.

PALAVRAS-CHAVE: Escavação em etapas, fluxo transiente, DHPs, estabilidade de taludes.

ABSTRACT: This paper describes a conceptual study for a staged implementation of a deep through cut within, for the construction of a railroad segment, a massif characterized by high water level (HWL). Given the critical presence of the elevated water table, stability analyses were conducted, considering flow net formed by hydraulic gradients between water levels identified by boreholes (adjusted based on the region's rainfall history) and base levels at each excavation stage. Minimum safety factors were determined through numerical modeling incorporating the transient flow net effects. The slope inclinations were defined from stability analyses, associating the control of the water level control and flow net for each proposed excavation stage. Concurrently with the definition of sequential excavation stages, the installation of Horizontal Drains systems was planned to ensure stability during construction and in the long term. The objective of the studies and analyses reported in this article was primarily to ensure the feasibility of opening the cut and implementing the railway under secure conditions, executing the work in stages while considering extreme unfavorable conditions.

KEYWORDS: Staged excavation, transient flow, DHPs, slope stability.

1 INTRODUÇÃO

O artigo apresenta um estudo conceitual para implantação de escavação em etapas de um corte em caixão com extensão de cerca de 800 m, com altura máxima superior a 16 m, em maciço com nível d'água elevado, para implantação de um trecho ferroviário. Foram conduzidas análises de estabilidade, considerando-se a condição de fluxo transiente, avaliando-se o comportamento dinâmico das interações solo-água ao longo do tempo e a eficácia dos Drenos Horizontais Profundos (DHPs).

Os DHPs reduzem a magnitude das poropressões no interior de taludes e, consequentemente, aumentam as tensões efetivas do solo e o Fator de Segurança (FS). Os DHPs são construídos a partir de perfurações inclinadas de 3° a 10°, com comprimento variado, de modo que o escoamento gravitacional tenha eficiência satisfatória (Döbereiner e Vaz, 1998; Royster, 1980; GEORIO, 2000). A eficiência da drenagem horizontal está relacionada com as propriedades geotécnicas, a geometria do maciço, a quantidade, o espaçamento, o diâmetro e o comprimento dos drenos. (Nonveiller, 1981; Lau e Kenney, 1983; Martin *et. al*, 1994; Cai e Ugai, 1999). Os DHPs, portanto, reduzem o nível freático interno do maciço, no qual a vazão escoada pelo dreno é proporcional ao gradiente hidráulico e a permeabilidade. O fluxo tende a diminuir à medida que se reduz o gradiente, saindo do regime transiente até reestabelecer a condição de regime permanente (GEORIO, 2000; Rahardjo *et. al*, 2003; Putu Tantri e Indrasurya, 2023).

A NBR 11682:2009 determina o Fator de Segurança mínimo ($FS_{mín}$) para taludes, de acordo com a classificação que engloba o nível de segurança contra danos a vidas humanas, materiais e ambientais. O projeto estudado foi classificado como risco alto, tendo sido definido um $FS_{mín}$ de 1,5 para os taludes definitivos.

2 DESCRIÇÃO DO TRECHO E INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

O trecho estudado se encontra num domínio de rochas metamórficas de xistos, quartzitos, anfibolitos e biotita-gnaisses. A camada superficial é constituída de uma unidade de latossolo vermelho-amarelo. Esses solos são típicos das regiões equatoriais e tropicais, ocorrendo também em zonas subtropicais, distribuídos, sobretudo, por amplas e antigas superfícies de erosão.

A abertura desses cortes será em uma região de relevo pouco dissecado, onde predomina o nível de erosão sustentado por solos de concreções lateríticas que, quando erodidos, se espalham pelas vertentes, onde solos eluvionares, coluvionares e residuais profundos apresentam texturas, em geral, silto-arenosas a areno-siltosas, compondo o material de 1ª categoria que perfaz grande parte das escavações.

Foi realizada uma campanha de investigações de campo, contemplando sondagens a trado, mistas e a percussão. Nos locais onde foram executadas as sondagens a trado foram também coletadas amostras para realização de ensaios de caracterização e granulometria. Foram conduzidos, também, ensaios triaxiais do tipo CU (*Consolidated Undrained*) para as profundidades de 3,0 m a 4,0 m e 6,0 m a 7,0 m.

3 DADOS GEOTÉCNICOS

Foi realizado um mapeamento geológico-geotécnico da superfície do terreno onde será implantada a ferrovia, com o objetivo de se determinar uma seção transversal crítica representativa para a avaliação da estabilidade dos taludes direito e esquerdo, em cada etapa de escavação, até se atingir o greide projetado. Foram conduzidas análises de estabilidade para a seção transversal adotada como a mais crítica, em função de sua maior profundidade de escavação (aproximadamente, 16,60 m) e do NA mais elevado. A seção transversal geológico-geotécnica foi esquematizada com base nas informações obtidas a partir do levantamento topográfico e na inferência da estratigrafia dos perfis de sondagem.

Tendo em vista a presença crítica do NA elevado no maciço, foram realizadas análises de estabilidade, considerando-se redes de fluxo formadas pelos gradientes hidráulicos gerados entre as cotas do NA identificadas nas sondagens (ajustadas ao histórico de chuvas da região) e as cotas de base em cada etapa da escavação.

Os fatores de segurança mínimos foram obtidos por meio do método de Spencer, utilizando-se o programa Slide2, da Empresa Rocscience, baseado em modelagem que incorpora os efeitos transientes da rede de fluxo considerada.

3.1 Estratigrafia do Maciço

3.1.1 Perfil longitudinal do corte

Apresenta-se na Figura 1, o perfil longitudinal do corte estudado, inferindo o NA a partir da campanha de investigações realizada neste trecho.

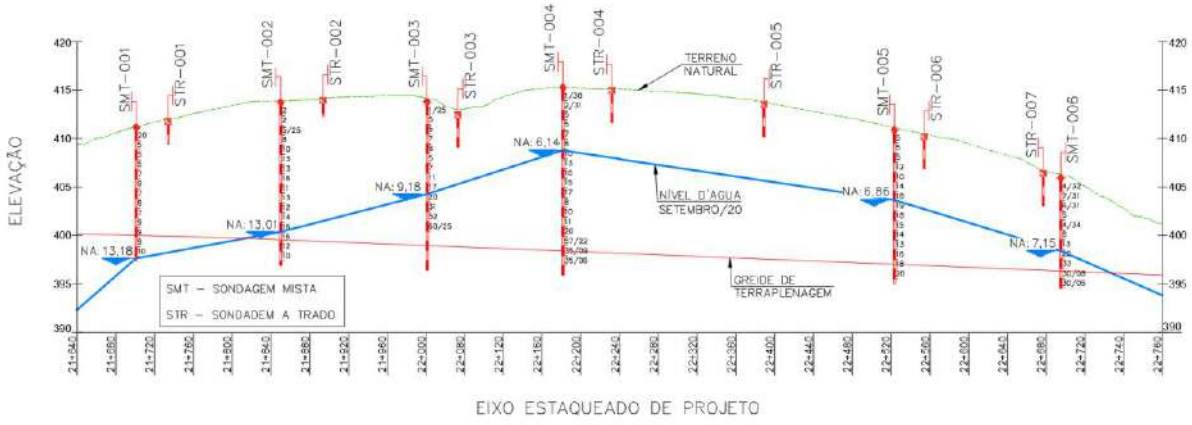


Figura 1. Perfil longitudinal do corte estudado.

3.1.2 Seção geológico-geotécnica adotada

Elaborou-se uma seção geológico-geotécnica (ver Figura 2), inferida a partir das sondagens, e incorporando-se as informações de granulometria e grau de intemperismo, identificados a partir dos boletins das sondagens e das amostras colhidas.

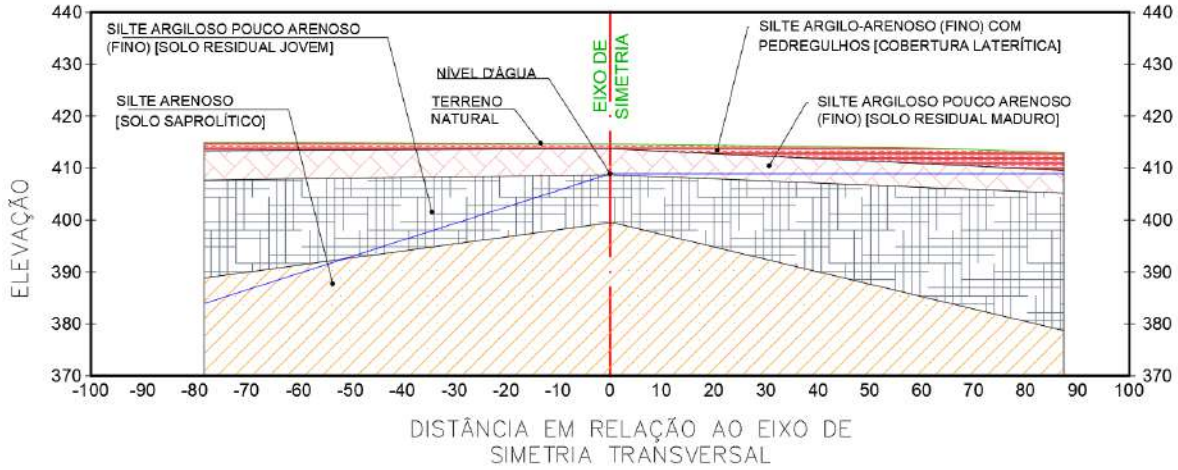


Figura 2. Seção geológico-geotécnica inferida.

Foi identificada nas camadas mais superficiais, a formação de nódulos lateríticos que conferem uma elevada resistência à penetração nas sondagens a percussão. Subjacente, ocorre uma camada de solo residual maduro, que ainda exibe sinais do processo de formação laterítica, revelado pelo tom avermelhado, mas com resistência mais baixa, com valores de penetração N_{SPT} variando de 1 a 8 golpes. Na sequência, em profundidade, aparece um estrato de solo residual jovem, em cor cinza escuro, sobrejacente ao maciço saprolítico.

3.2 Parâmetros Geotécnicos

Para atribuição dos parâmetros geotécnicos, levaram-se em consideração os resultados dos ensaios disponibilizados, conjugando-se com a experiência dos técnicos envolvidos. Abaixo do NA, foi considerada ainda uma redução da parcela de sucção matricial de resistência ao cisalhamento, por efeito de submersão das camadas. A Tabela 1 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados nas análises de estabilidade. Vale ressaltar-se que os parâmetros de resistência ao cisalhamento adotados foram ajustados para condições julgadas mais críticas. Foram utilizados valores típicos de permeabilidade apresentados na bibliografia, em função das matrizes granulométricas das camadas.

Para cada material, adotaram-se as curvas-padrão de Permeabilidade x Sucção e de Teor de umidade x Sucção (curva característica) disponibilizadas pelo programa de análise.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos adotados nas análises de estabilidade.

CAMADA		N_{SPT}	$k_v = k_h$ (cm/s)	γ_n (kN/m³)	Acima do NA c' (kPa)	Abaixo do NA c' (kPa)	ϕ'(°)
Gênese	Granulometria						
Cobertura laterítica	Silte argilo-arenoso (fino) com pedregulhos	11-16	10^{-5}	19	15	10	30
Residual Maduro	Silte argiloso pouco arenoso (fino)	1-8	10^{-6}	17	10	5	22
Residual Jovem	Silte argiloso pouco arenoso (fino)	5-26	10^{-6}	20	20	15	27
Saprolítica	Silte arenoso	>60	10^{-5}	20	15	10	35

3.3 Considerações Sobre o Nível d'água

As profundidades do NA indicadas nas sondagens não se referem aos períodos chuvosos mais críticos da região. Por meio dos dados pluviométricos disponibilizados pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), verifica-se que o período de maiores volumes de chuva ocorre nos meses de janeiro, fevereiro e março. Considerou-se que o nível d'água apresentado nas sondagens não representaria a condição mais severa. Dessa forma, assumiu-se uma nova posição mais elevada para o NA, arbitrariamente, a favor da segurança (ver Figura 3).

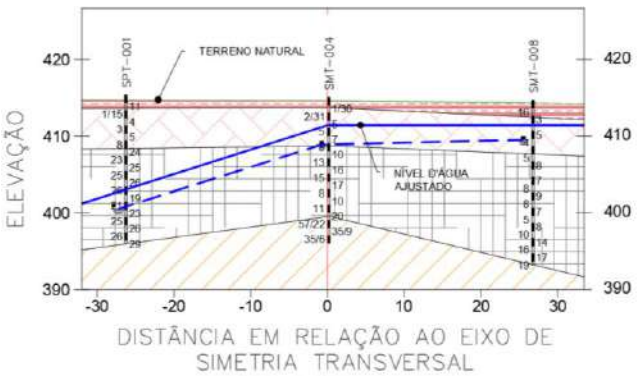


Figura 3. NA arbitrado para condição mais crítica de simulação da seção transversal.

4 ETAPAS DE ESCAVAÇÃO

O conceito adotado se baseou na busca de fatores de segurança mínimos de 1,50, avaliando-se as inclinações dos taludes, associando-se ao controle do NA e das redes de fluxo no interior dos maciços para cada uma das etapas propostas. Deve ser ainda levado em conta o fato de que as análises realizadas não consideraram a condição de tridimensionalidade dos fluxos e do estado de tensão x deformação, mais próximos

da realidade, que confeririam valores de fatores de segurança mínimos superiores aos calculados. Foi prevista a implantação de uma bateria de DHPs com a inclinação de 3º no plano vertical (ver Figura 4), esconsos em relação ao eixo da ferrovia, com comprimentos variados. A esconsidade dos DHPs permitirá drenar as frentes de escavação facilitando o avanço dos equipamentos.

Seguem-se as etapas:

- A primeira etapa proposta consistiu na escavação de 4 m de altura, adotando-se taludes com inclinações de 1:2 (V:H) do lado direito e 1:1,5 (V:H) para o lado esquerdo da seção (ver Figura 4(a)). Propõe-se a instalação de um nível de DHPs, com comprimento de cerca de 30 m em planta, de modo a preservar um afastamento transversal do NA da face do talude em torno de 15 m. Para essa primeira etapa, o $FS_{mín}$ encontrado para o lado direito foi de 1,33 e para o lado esquerdo de 1,89 (ver Figura 5(a)). Após a instalação dos DHPs, no lado direito, a análise considerando fluxo transiente redundou em um incremento de fator de segurança de 1,33 para 1,50 (ver Figura 5(b)).
- A segunda etapa indicada consiste em avançar a escavação até uma profundidade de cerca 8,6 m, mantendo-se a inclinação do talude em 1:1,5 (V:H) no lado esquerdo (ver Figura 4(b)). Para o lado direito, o talude deverá ser aprofundado, completando-se a altura de 8,6 m, intermediada por uma banqueta de 4,40 m de largura, separando-se dois taludes com inclinação 1:2 (V:H). Os DHPs nesta etapa deverão ser cortados, reduzindo-se o seu comprimento para cerca de 15 m. Ainda nessa segunda etapa, propôs-se a instalação de um nível de DHPs, com comprimentos de cerca de 40 m em planta, de modo a ensejar um afastamento transversal do NA da face do talude em torno de 20 m. Para essa segunda etapa, o $FS_{mín}$ encontrado para o lado direito foi de 1,40 e para o lado esquerdo de 1,67 (ver Figura 5(c)). Após a instalação dos DHPs, no lado direito, a análise considerando fluxo transiente redundou em um incremento de fator de segurança de 1,40 para 1,77 (ver Figura 5(d)).
- A terceira etapa de escavação avança, aprofundando-se mais 6,0 m, mantendo-se a inclinação de 1:1,5 (V:H), para o lado esquerdo, alcançando-se uma profundidade total de cerca de 14,60 m (ver Figura 4(c)). Para o lado direito, manteve-se o talude de 1:2 (V:H). Ainda nessa terceira etapa, foi proposta a instalação de um nível de DHPs, com comprimentos de cerca de 40 m em planta, de modo a se ter um afastamento transversal estimado do NA da face do talude em torno de 20 m. Para essa terceira etapa, o $FS_{mín}$ encontrado para o lado direito foi de 1,48 e para o lado esquerdo de 1,50 (ver Figura 5(e)). Após a instalação dos DHPs, nos lados direito e esquerdo, a análise considerando fluxo transiente redundou em um incremento de fator de segurança de 1,48 para 1,60 para o lado direito, e de 1,50 para 1,72 para o lado esquerdo (ver Figura 5(f)). A implantação da bateria de drenos no lado esquerdo e direito permitirá o avanço das escavações para as etapas seguintes, mantendo-se fatores de segurança mínimos adequados.
- Finalizando com a quarta etapa, segue-se com avanço da escavação até o greide de projeto na largura prevista para a plataforma ferroviária, mantendo-se a inclinação do talude em 1:1,5 (V:H) (ver Figura 4(d)). Para o lado direito, a escavação deverá manter a inclinação do talude em 1:2 (V:H). Para essa segunda etapa, o $FS_{mín}$ encontrado para o lado direito foi de 1,54 e para o lado esquerdo de 1,62 (ver Figura 5(g)).

A Tabela 2 apresenta um resumo dos resultados obtidos nas análises de estabilidade, para os taludes direito e esquerdo. A Figura 6. mostra a evolução dos fatores de segurança com o fluxo transiente induzido pelos DHPs para as etapas de escavação, para o talude esquerdo (ver Figura 6 (a)) e direito (ver Figura 6 (b)).

Tabela 2. Fatores de segurança obtidos, por etapa, nas análises de estabilidade, para os taludes direito e esquerdo, antes e após a instalação dos DHPs.

Etapa	FS – LD		FS – LE	
	antes da instalação dos DHPs	após a instalação dos DHPs	antes da instalação dos DHPs	após a instalação dos DHPs
1	1,33	1,50	1,89	1,89
2	1,40	1,77	1,67	1,67
3	1,48	1,60	1,50	1,72
4	1,54	-	1,62	-

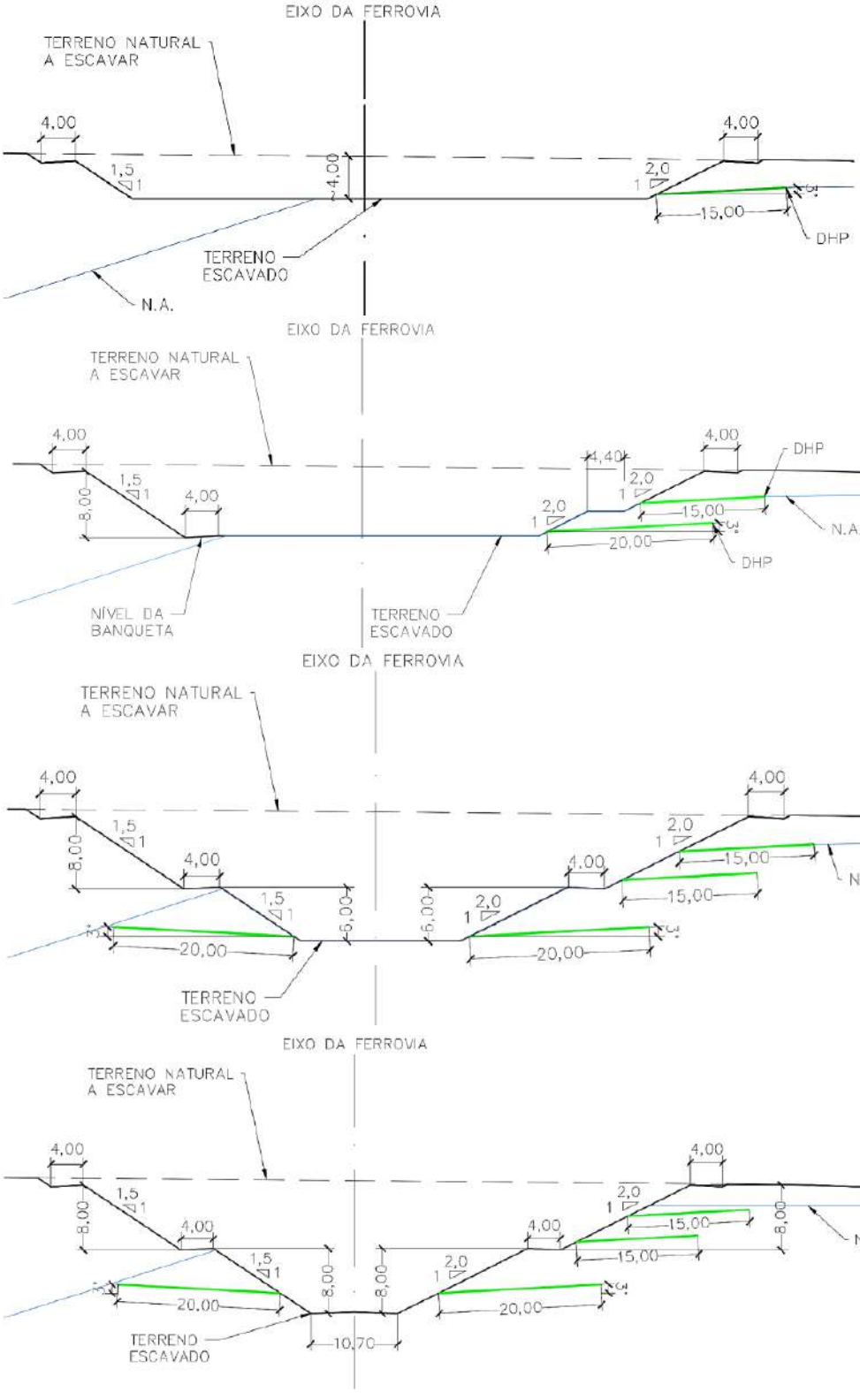
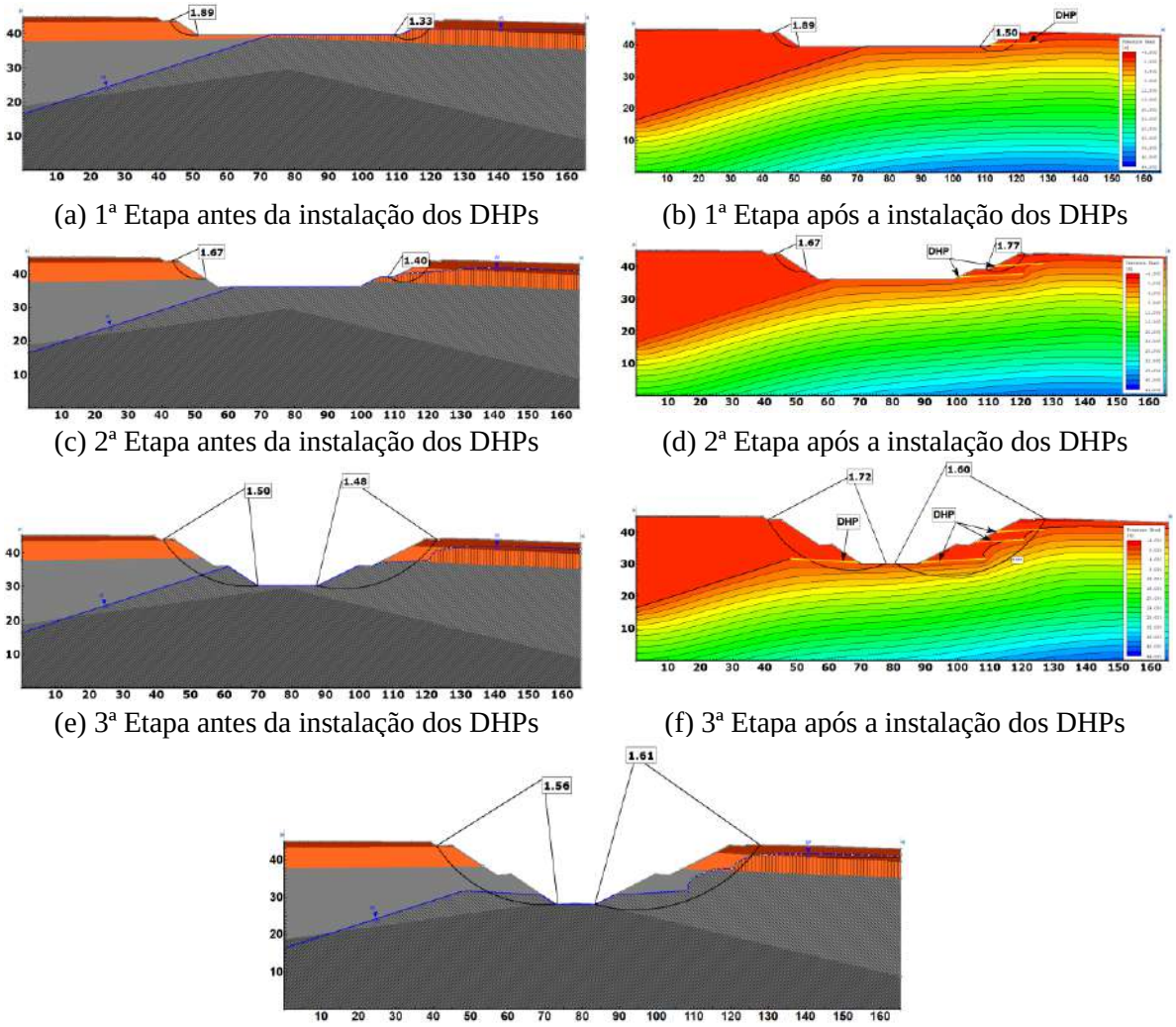
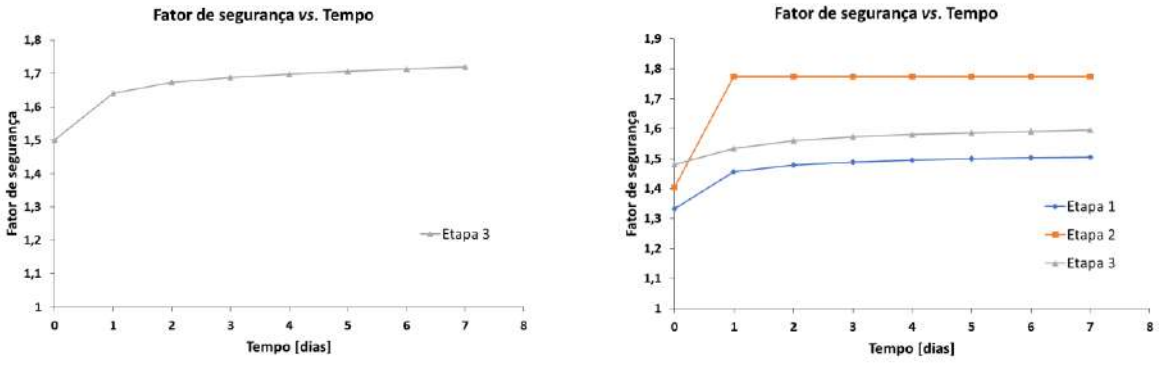


Figura 4. (a) Primeira etapa de escavação; (b) segunda etapa de escavação; (c) terceira etapa de escavação e (d) quarta etapa de escavação.



(a) 1ª Etapa antes da instalação dos DHPs
(b) 1ª Etapa após a instalação dos DHPs
(c) 2ª Etapa antes da instalação dos DHPs
(d) 2ª Etapa após a instalação dos DHPs
(e) 3ª Etapa antes da instalação dos DHPs
(f) 3ª Etapa após a instalação dos DHPs
(g) 4ª Etapa

Figura 5. Resultado das análises de estabilidade antes e após a instalação dos DHPs



(a) Talude esquerdo
(b) Talude direito

Figura 6. Incremento do FS com a estimativa de tempo após a instalação das linhas de DHPs nas etapas.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

O objetivo do trabalho foi desenvolver uma metodologia conceitual para fundamentação de uma sequência executiva segura de escavação para cortes altos, com a presença de NA elevado, em um projeto de implantação de uma ferrovia.

A par das etapas sequenciais de escavação, foi prevista a instalação de baterias de DHPs esconsas ao eixo da ferrovia, para garantia de estabilidade durante as obras e a longo prazo. A esconsidade dos DHPs permitirá drenar as frentes de escavação facilitando o avanço dos equipamentos.

É importante ressaltar-se que a abordagem adotada para definição dos modelos de análise não levou em consideração o efeito da tridimensionalidade do fluxo durante a execução das escavações, o que redundou em um cenário conservador em toda a sua extensão.

Adicionalmente, não foram consideradas nas análises, o caráter tridimensional do estado de tensões que irá favorecer a formação de arqueamento na frente de escavação, permitindo-se supor níveis de segurança superiores aos indicados nas análises de estabilidade.

Considera-se que o objetivo dos estudos e análises reportados no presente trabalho tiveram a função precípua de se assegurar que é possível a abertura do corte e a implantação da ferrovia no trecho estudado, com condições seguras, executando-se a obra em etapas, considerando-se condições de contorno extremamente desfavoráveis.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Engenheiro Abdoul Azis Diene pela confiança e disponibilização dos dados para elaboração deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de taludes*. Rio de Janeiro.

Cai, F & Ugai, K. (1999). Effects of Horizontal Drains on Groundwater level and Slope Stability. *Slope Stability Engeneering*, Bakema, Rotterdam, p. 551-556.

Döbereiner, L.; Vaz, L. F. (1998). *Tratamento de Maciços Naturais*. OLIVEIRA, A. M. S.; Brito, S. N. A. (eds) – Geologia de Engenharia. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, ABGE, São Paulo, p. 361-380.

GEORIO, (2000). *Manual Técnico de Encostas*. Volume I. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Lau, K.C., Kenney, T.C. (1983). Horizontal drains to stabilize clay slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, v.21, p. 241 – 249.

Martin, R.P., Siu, K.L., Premchitt, J. (1994). *Review of the performance of horizontal drains in Hong Kong*. Special Project Report, SPR 11/94, Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Hong Kong, p. 106.

Nonveiller, E. (1981). Effective of horizontal drains on slope stability. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 10°, Stockholm, Balkema, Rotterdam, v. 3, p 495-500.

Putu Tantri K. S., Indrasurya B. M. (2023). Effect of Horizontal Drain for Slope Stability During Rainfall Using Transient Seepage Analysis. *Civil Engineering and Architecture*, 11(5), 2753 - 2767.

Rahardjo, H.; Hritzuk, K.J.; Leong, E.C.; Rezaur, R.B. (2003). Effectiveness of Horizontal Drains for Slope Stability. *Eng. Geol*. 69, p. 295–308.

Royster, D.L. (1980). *Horizontal drains and horizontal drilling: an overview*, Transportation Research Record 783, 16-25.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/161

Análise Determinística de Estabilidade de Encosta no Bairro do Roger João Pessoa - PB

Arthur Vinícius Freire Silva Ramos
Engenheiro Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, arthur_vinicios_@hotmail.com

Geovanna Karla da Silva Simões
Engenheira Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, geovannakarlass@gmail.com

Fábio Lopes Soares
Professor do curso de Engenharia Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, flseng@uol.com.br

RESUMO: O bairro do Roger, situado na cidade de João Pessoa-PB, é dividido em Alto e Baixo Roger, sendo a área mais baixa do bairro caracterizada por uma população que reside em casas de baixo padrão construtivo, tornando-se vulnerável a eventos naturais adversos. O referido estudo visa aprofundar a análise de um setor específico do Roger, em que há presença de uma fissura de comportamento sazonal ativo no topo do talude, caracterizado como uma área de "Muito Alto Risco" de deslizamento de massa, conforme indicado pelo mapa de risco da região. Um dos aspectos centrais desta investigação geotécnica é a escavação realizada para abrigar um depósito de reciclagem no talude em estudo, agravando os riscos na área, especialmente por uma via de acesso principal ao bairro, com intenso fluxo de veículos, gerando sobrecarga no topo do talude. O estudo adotou uma abordagem de pesquisa que incluiu uma análise comparativa do comportamento da fissura entre os anos de 2019 e 2024. Além disso, foram realizadas visitas de campo para avaliar as características locais, incluindo ensaios táteis visuais e coleta de amostras de solo deformadas e indeformadas para análise no laboratório de mecânica dos solos, permitindo uma análise abrangente da estabilidade do talude.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Análise Determinística, Investigação Geotécnica, Movimento de Massa.

ABSTRACT: The neighborhood of Roger, located in the city of João Pessoa, is divided into Upper and Lower Roger. The lower area of the neighborhood is characterized by a population residing in houses of low construction standards, making it vulnerable to adverse natural events. This study aims to deepen the analysis of a specific sector of Roger, where there is a presence of a fissure exhibiting seasonal active behavior at the top of the slope, characterized as an area of "Very High Risk" of mass movement, as indicated by the risk map of the region. One of the central aspects of this geotechnical investigation is the excavation carried out to create a recycling deposit on the slope under study, exacerbating the risks in the area, especially it is a main access road to the neighborhood, with heavy vehicle traffic, causing overload at the top of the slope. The study adopted a research approach that included a comparative analysis of the fissure's behavior between the years 2019 and 2024. Additionally, field visits were conducted to assess local characteristics, including visual-tactile surveys and collection of disturbed and undisturbed soil samples for analysis in the soil mechanics laboratory, allowing for a comprehensive analysis of slope stability.

KEYWORDS: Slope Stability, Deterministic Analysis, Geotechnical Investigation, Mass Movement.

1 INTRODUÇÃO

O bairro do Roger, situado na cidade de João Pessoa, no estado da Paraíba-Brasil, Figura 1, é composto por cerca de 9.649 habitantes, segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE (2010). É dividido em Alto e Baixo Roger, em que a parte mais alta do bairro é caracterizada por uma área praticamente plana, apresentando inclinações nas zonas de transição para região mais baixa. Observa-se que na parte baixa

do bairro o relevo é irregular com presença de áreas com inclinações bem acentuadas, possuindo uma população de baixa renda residente em casas de baixo padrão construtivo, não só no topo, mas também ao longo e ao pé dos taludes, tornando-se vulnerável a eventos naturais adversos.

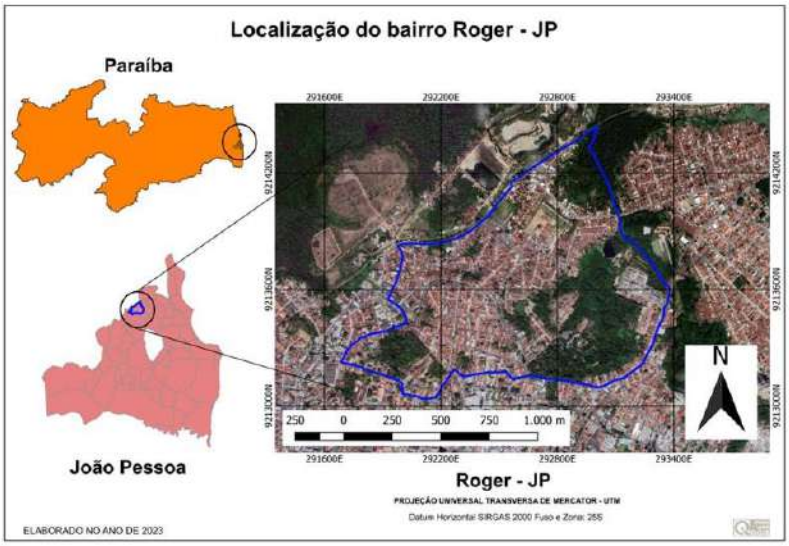


Figura 1. Mapa de localização do bairro do Roger.

1.1 Mapa de Risco do Roger

O presente estudo surgiu com a análise do mapeamento de risco no bairro do Roger, na cidade de João Pessoa-PB, Figura 2, realizado por Ramos, Simões e Soares (2022), em que retrata o estudo de mapeamento das áreas de risco de deslizamento e promoção de educação ambiental. Como objeto de estudo, aprofunda-se as análises da zona Z3, em roxo no mapa, caracterizada em muito alto risco de deslizamento de massa.

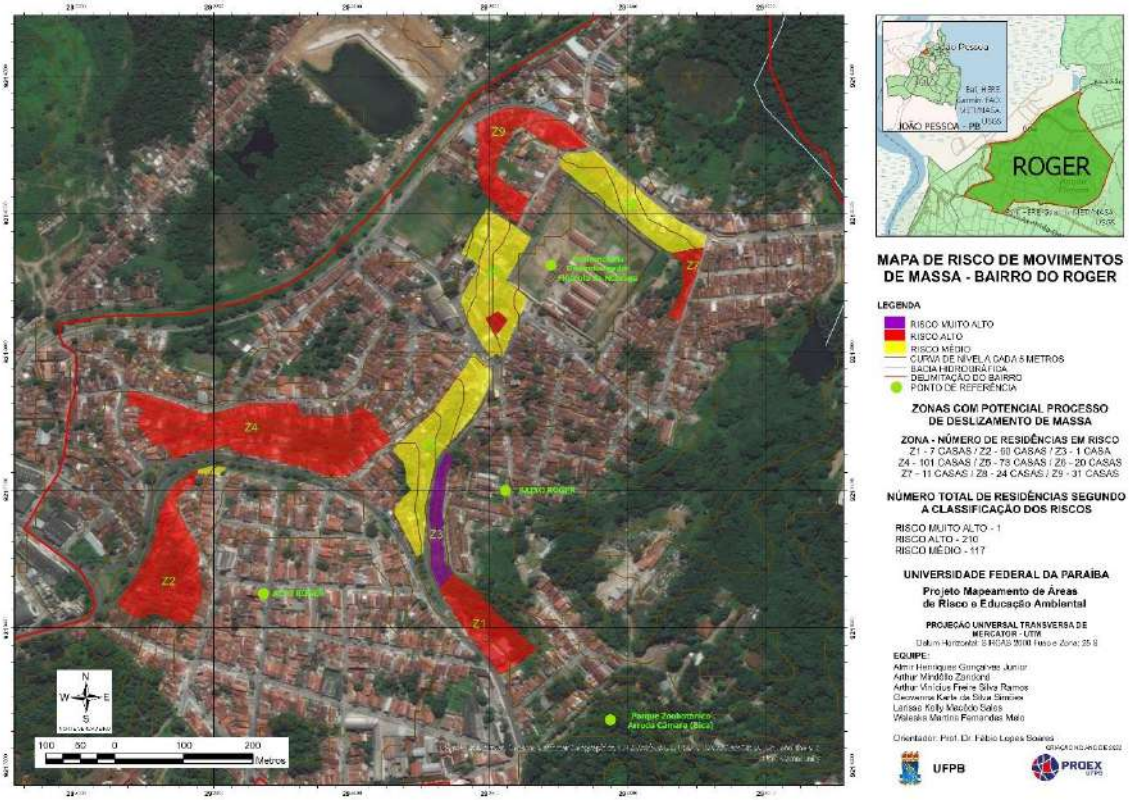


Figura 2. Mapa de risco de deslizamento do bairro do Roger.

1.2 Escavação para Depósito de Reciclagem

Durante as visitas de campo, foi observado que, abaixo da trinca localizada na via de acesso principal, existe uma escavação irregular realizada no pé da barreira para fazer um pequeno depósito de reciclagem para catadores, Figura 3, ao qual desempenha importante função financeira para a colaboração na renda familiar.

Figura 3. Escavação no pé do talude para abrigar o depósito de reciclagem.

1.3 Via de Acesso Principal ao Bairro

A zona roxa (Z3), de muito alto risco, é delimitada pelo topo da via de acesso principal ao bairro, R. Monsenhor José Coutinho, apresentando um intenso tráfego de veículos de pequeno e grande porte, gerando uma sobrecarga no topo do talude, Figura 4. Anteriormente, existia uma placa de sinalização na via, proibindo o acesso de veículos pesados, porém esta placa foi vandalizada, facilitando o tráfego de veículos de carga. No ano de 2023, uma nova placa foi colocada, entretanto, a cultura de desrespeito às normas de trânsito ainda é vista no local.

Figura 4. Levantamento de drone na via de acesso principal ao Baixo Roger.

1.4 Caracterização do Talude

O talude de estudo apresenta cerca de 14 metros de altura, 26 metros de comprimento e está localizado na via de principal acesso ao bairro, apresentando no topo uma fissura bem definida de comportamento sazonal ativo, que se agrava nos períodos de alta intensidade pluviométrica. Outra característica da região é a surgência de água em pontos da base do talude. A Figura 5 mostra um esquema elaborado por Simões (2023) em que fica notório a presença da fissura e da escavação para depósito de reciclagem no talude.

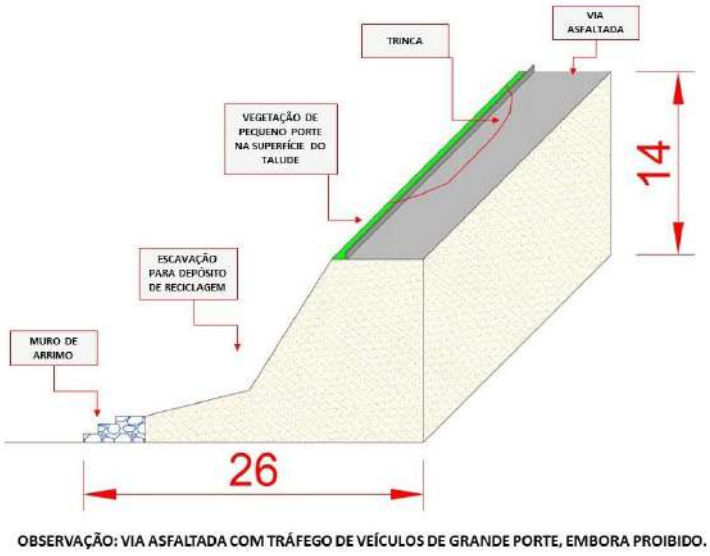


Figura 5. Croqui do perfil transversal do talude de estudo.

Desde o ano 2021, acompanha-se o comportamento da trinca no topo do talude, como é possível observar na Figura 6. Utilizando-se de imagens do Google VIEW, observou-se que a fissura se iniciou no ano 2017 e vem apresentando, até os dias atuais, um comportamento sazonal de aumento durante os períodos de chuva. Dessa forma, a Figura 6A retrata a primeira visita realizada no bairro no ano de 2021, já a Figura 6B retrata o aumento da trinca no ano de 2023, e a Figura 6C demonstra, no ano de 2024, a aplicação de uma capa de asfalto por cima da trinca para facilitar o tráfego na região, no entanto sem estabilizar o talude, causando a falsa sensação de segurança para os residentes locais.

Figura 6. Histórico da trinca no talude de estudo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Influência do Tráfego de Veículos no Deslizamento de Massa

A sobrecarga gerada pelo tráfego de veículos no topo dos taludes causa comportamentos físicos vibratórios, elevando as tensões atuantes no solo. Esses comportamentos podem ser analisados levando em consideração variáveis como aceleração, carga aplicada, inclinação e distribuição no solo (SILVA, 2006).

2.2 Análise do Fator de Segurança pela ABNT NBR 11682/2009

A sobrecarga gerada pelo tráfego de veículos no topo dos taludes causa comportamentos físicos vibratórios, elevando as tensões atuantes no solo. Esses comportamentos podem ser analisados levando em consideração variáveis como aceleração, carga aplicada, inclinação e distribuição no solo (SILVA, 2006). A resposta dos solos coesivos e não coesivos a essas cargas é distinta: enquanto os solos coesivos, mais rígidos, sofrem pouca degradação, os solos não coesivos, por serem mais elásticos, apresentam grandes deformações.

2.3 Histórico de Deslizamento da Região

Conforme mencionado por Silva (2018), o bairro do Roger sofreu a ocorrência de quatro deslizamentos de massa durante o período compreendido entre 1983 e 2016. Segundo a Defesa Civil de João Pessoa, este bairro é o sexto com maior incidência de eventos relacionados a movimentos de massa. Entretanto, conforme evidenciado por Simões (2023), é plausível que os números de deslizamentos sejam substancialmente superiores devido às subnotificações na região.

2.4 Tipos de Movimento de Massa

Movimentos de massa são descritos como fenômenos naturais de caráter geológico que envolve o deslocamento de grandes quantidades de solo, rocha, detritos e outros materiais em encostas ou taludes. Para a compreensão e análise dessas ocorrências, as quais podem provocar consequências para o meio ambiente e a sociedade, Augusto Filho (1992) propôs a classificação dos principais deslocamentos a serem observados, levando em consideração o tipo de material envolvido e a cinemática do movimento, descrito como:

2.4.1 Quedas

Envolve o desprendimento de solos ou rochas de penhascos ou planos inclinados, como observado por Guimarães *et al*. (2008). Os deslocamentos costumam acontecer a velocidades muito altas, apresentando também geometrias variadas, tais quais placas, blocos ou lascas.

2.4.2 Tombamentos

Movimento no qual blocos com perfis subverticais giram em torno de um ponto abaixo do ponto de gravidade. Podem acontecer com uma velocidade lenta ou muito rápida, de modo contínuo ou abrupto.

2.4.3 Escorregamentos

Também conhecidos como slides, são movimentos de massas com volumes definidos, em que o centro de gravidade se desloca para baixo e para fora da encosta ou talude (AUGUSTO FILHO, 1992). Possui uma duração moderadamente curta.

2.4.4 Corridas

Caracterizadas por grande velocidade e alto potencial destrutivo. São influenciados pelas propriedades hidrodinâmicas, afetadas pela presença excessiva de água ao qual acarreta a redução significativa do coeficiente de atrito. Além disso, podem abranger uma área extensa (RAMOS, 2023).

2.4.5 Rastejo

Movimento lento que avança poucos centímetros por ano, sem apresentar clara superfície de ruptura (GERSCOVICH, 2012).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Investigação Geotécnica

Durante as visitas de campo ao local onde o talude apresenta instabilidade, observou-se que o movimento é gradual, deslocando-se poucos centímetros por ano nos períodos de chuva acumulada, apresentando uma superfície de ruptura claramente definida. Dessa forma, foi crucial obter uma caracterização detalhada do solo para a compreensão da dinâmica do solo na área estudada. Para isso, foram extraídas 3 amostras indeformadas e 4 kg de amostras deformadas, Figura 7.

Figura 7. Coleta de amostras.

As amostras foram cuidadosamente transportadas para o laboratório do grupo de Engenharia Geotécnica/UFPB – GEGEO/UFPB, onde uma série de ensaios de caracterização foi conduzida. Além dos ensaios de granulometria e determinação dos limites de Atterberg, foram realizados ensaios de densidade natural e ensaios de cisalhamento direto para obter as propriedades mecânicas do solo.

Para a extração dos parâmetros físicos, coesão e ângulo de atrito, o ensaio de cisalhamento direto foi realizado nas condições naturais e inundada, visto que representa as variações de umidade sofridas pelo solo dessa região ao longo do ano. Para a situação inundada, simulou-se uma chuva intensa de 5 minutos. A Tabela 1 apresenta os índices físicos e as propriedades mecânicas do solo.

Tabela 1. Propriedades mecânicas do solo.

Características Físicas	Natural	Inundado	Variação (%)
Coesão (KPa)	15	7	53,3
Ângulo de Atrito (°)	36	22	38,9
Peso específico (KN/m³)	17	19	11,8

Observa-se uma variação de 53,3% na coesão e 38,9% no ângulo de atrito para o solo natural e inundado. Estas variações são decorrentes do fato de que a água infiltrada acarreta o aumento da saturação do solo, diminuindo a coesão e o ângulo de atrito, resultando, assim, na redução significativa da resistência do solo.

Já em relação a granulometria, o solo foi classificado como SC, ou seja, areia com finos, de acordo com a classificação do Sistema Unificado de Classificação dos solos - SUCS.

3.2 Modelagem do Talude

Após obter os dados dos ensaios de laboratório, foi possível realizar a modelagem da barreira no *software* comercial SLIDE da Rocscience.

Primeiramente, foi elaborado o levantamento topográfico do terreno, o qual foi obtido por meio de visitas de campo e utilizando o georreferenciamento por meio do programa Google Earth.

Posteriormente à representação da topografia da barreira, procedeu-se à modelagem do talude utilizando os dados das características físicas do solo. Foram inseridas as cargas móveis, simbolizando o tráfego de veículos de grande porte na região, de acordo com a NBR 7188/2013. Em seguida, realizou-se uma análise detalhada no modelo computacional, dessa forma, a investigação foi programada pelo critério de estabilidade de Mohr-Coulomb, e analisada pelo método de limite de equilíbrio de Morgenstern-Price.

3.3 Avaliação do Fator de Segurança

Durante a análise de estabilidade, desenvolveu-se um modelo computacional que representa as características reais do solo. Esse modelo contemplou tanto os ensaios de solo natural quanto os de solo inundado. Através de uma análise probabilística detalhada, foi possível analisar o fator de segurança, variando a coesão e o ângulo de atrito do solo. A Figura 8 ilustra os resultados obtidos da análise.

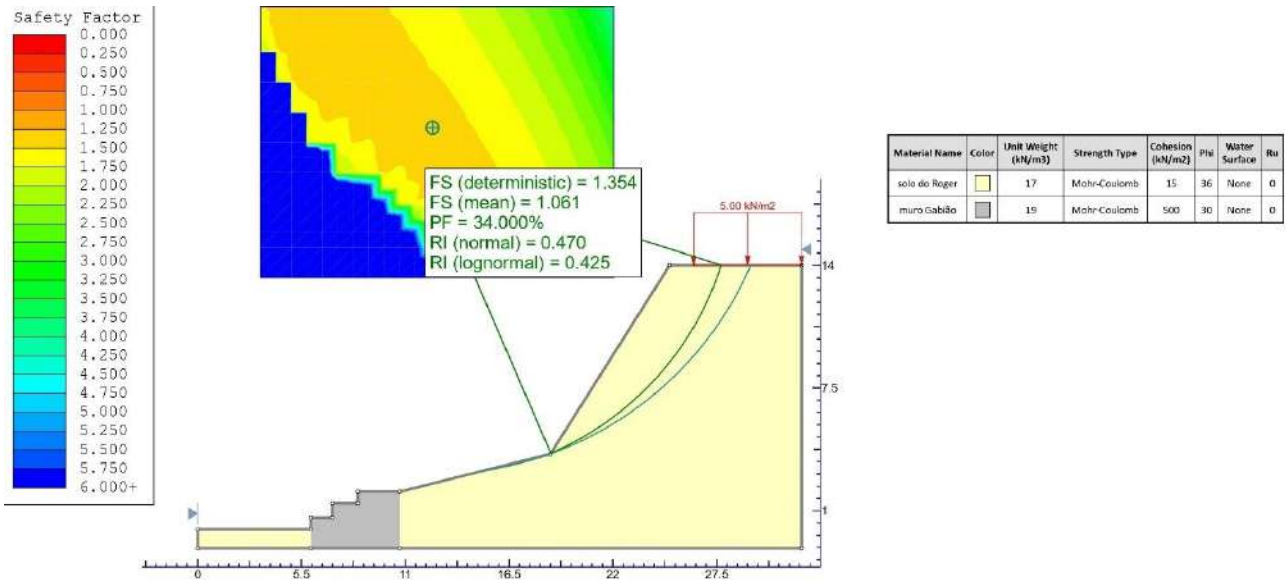


Figura 8. Resultado da análise determinística de estabilidade.

Dessa forma, observou-se que o fator de segurança do local varia de 0,738 a 1,354, abrangendo dois cenários distintos: o talude em condições normais de umidade e o mesmo talude em condição de solo parcialmente saturado. Essa análise abarca as diversas condições atuantes na região. Em todas as análises realizadas, o talude apresentou um fator de segurança abaixo do valor de 1,4 recomendado pela ABNT 11682/2009 para um nível alto de segurança contra danos e perdas humanas, em relação a um nível baixo de segurança contra danos materiais e ambientais. A Tabela 2 apresenta os fatores de segurança encontrados.

Tabela 2. Resultado do Fator de Segurança analisado.

Fator de Segurança	
FS Determinístico	1,354
FS Médio	1,061
FS Mínimo	0,738

Durante o estudo, foi realizada uma retroanálise, considerando que a encosta exibe sinais evidentes de instabilidade e uma trinca bem visível. O objetivo foi obter as características do solo quando o FS ≈ 1, obtendo-se o ângulo de atrito de 30°, a coesão de 10 KPa e o peso específico de 18 KN/m³. Esses dados são cruciais para planejar futuras intervenções visando estabilizar a área.

4 CONCLUSÃO

Os resultados obtidos, por meio de visitas de campo e ensaios de laboratório, indicam que o talude localizado no bairro do Roger apresenta uma trinca ativa com comportamento sazonal, a qual vem aumentando desde o ano 2017. Esses dados foram essenciais para a realização de um estudo estatístico no *software* comercial SLIDE, proporcionando uma análise abrangente das possíveis variações de coesão e ângulo de atrito aos quais o talude está exposto. Essa variação, que ocorre ao longo do ano, influenciada pela ação da chuva acumulada, ocasiona a redução significativa das foças resistente do solo da região estudada e a diminuição do Fator de Segurança (FS) do talude.

Essa análise evidenciou que a região não atende aos requisitos de segurança da norma, principalmente devido à escavação realizada por moradores para abrigar um centro de reciclagem, somada à passagem de veículos de grande porte sobre o talude. Diante dessa situação, é necessária uma ação de obra estabilizadora por parte das autoridades estaduais para garantir a segurança da área e evitar possíveis deslizamentos ou danos a vidas e materiais.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos aos técnicos do laboratório do grupo de Engenharia Geotécnica/UFPB – GEGEO/UFPB e à acadêmica de engenharia civil da UFPB, Catarina Bispo Lobão, por nos ajudar com os ensaios de laboratório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 33 p.

AUGUSTO FILHO, O e VIRGILI, J. C. (1998) "*Estabilidade de taludes, Cap. 15 - Geologia de Engenharia*". Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, ABGE. Editora Oficina de textos, pp. 147-241.

GERSCOVICH, D. M. S., (2012) *Estabilidade de Taludes*, Ed. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

GOOGLE. Google Earth. website. https://www.google.com/earth/versions/#earth-pro/, 2023.

GUIMARÃES, R. F. *et al*. (2008) *Movimentos de Massa*. *In: FLORENZANO, T. G. Geomorfologia: conceitos e tecnologias atuais*. São Paulo: Oficina de Textos. Cap. 6, p. 159 – 184.

RAMOS, A. V. F. S. (2023) *Análise e Proposta de Baixo Custo para Estabilização de Talude no Bairro São José em João Pessoa-PB – Estudo de Caso*. Graduação em Engenharia Civil / UFPB, João Pessoa.

RAMOS, A. V. F; SIMÕES, G. K. S; SOARES, F. L. (2022) *Mapeamento de Risco e Educação Ambiental no bairro do Roger na cidade de João Pessoa*, COBRAE, ABMS, Pernambuco, v.3. pp. 237-244.

SILVA, F. T.; ÁVILA, J. I. S. L. (2006) *Vibrações em encostas produzidas por tráfego de veículos*. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFPE, Recife.

SILVA, F. T. (2006) *Vibrações em encostas produzidas por tráfego de veículos*. 2006. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFPE, Recife.

SILVA, Natieli Tenório da. (2018) *As Chuvas no município de João Pessoa: Impactos*, riscos e vulnerabilidade socioambiental. JOÃO PESSOA, PB.

SIMÕES, G. K. S. (2023) *Gestão de Risco de Movimento de Massa na Cidade de João Pessoa-PB*. Programa de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/162

Análise do Comportamento de Caixas de Gabião Soldado por Meio de Ensaios de Compressão em Ambiente Laboratorial

Gisleine Coelho de Campos
Pesquisadora, IPT-Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A., São Paulo-SP, Brasil, gisleine@ipt.br

Rafael da Fonseca
Pesquisador, IPT-Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A., São Paulo-SP, Brasil, rfonseca@ipt.br

Gelmo Chiari Costa
Gerente de Negócios, Belgo Bekaert Arames Ltda., Contagem-MG, Brasil, gelmo.chiari@belgo.com.br

RESUMO: O trabalho descreve a montagem, os procedimentos e os resultados de ensaios laboratoriais inovadores, realizados em 10 caixas de diferentes tipologias de gabiões com dimensões aproximadas de 1x1x1 m, não confinadas, submetidas ao esforço de compressão. As variáveis experimentais foram tipos de malha, tirantes e tamanho das pedras. Os ensaios tiveram por objetivo o desenvolvimento de uma análise comparativa da deformabilidade das caixas, mensurando deslocamentos horizontais nas quatro faces e verticais de cada caixa, sob condições controladas de carregamento vertical uniformemente distribuído. Os resultados obtidos indicam que os gabiões de malha hexagonal, de dupla torção, tradicionalmente usados nas obras geotécnicas no Brasil, suportam menos carga, mas apresentam, pela sua configuração de malha tecida e características geométricas, maior flexibilidade, atingindo assim as maiores deformações. Já os gabiões de malha soldada, quadrada ou retangular, confeccionados com arames de aço-carbono de mais alta resistência e maior bitola, suportam carregamentos mais elevados. Os resultados dos ensaios são apresentados de forma comparativa, comentados e ilustrados com fotos dos ensaios.

PALAVRAS-CHAVE: Gabião, Ensaio de Compressão, Laboratório, Deformação

ABSTRACT: This paper describes the assembly, procedures and results of innovative laboratory tests, carried out in 10 boxes of different types of gabions with approximate dimensions of 1x1x1 m, unconfined, subjected to compression stress. The experimental variables were types of mesh, anchors and stone size. The tests aimed to develop a comparative analysis of the deformability of the boxes, measuring horizontal displacements on the four faces and vertical displacements of each box, under controlled conditions of uniformly distributed vertical loading. The results obtained indicate that double-twisted hexagonal mesh gabions, traditionally used in geotechnical works in Brazil, support less load, but present, due to their woven mesh configuration and geometric characteristics, greater flexibility, thus achieving greater deformations. Square or rectangular welded mesh gabions, made with higher strength carbon steel wires and larger gauge, support higher loads. The results of the tests are presented in a comparative way, commented and illustrated with photos of the tests.

KEYWORDS: Gabion, Compression Test, Laboratory, Deformation

1 INTRODUÇÃO

Gabiões são estruturas seculares de apreciável aplicação na construção civil por proverem uma construção robusta, seca, singular na utilização de pedras associadas a cestos aramados, que, na modalidade

de caixas, são capazes de conterem maciços terrosos ou constituirem barreiras especiais pela ação do peso próprio e comportamento estrutural marcado por elevada capacidade de deformação e drenagrem.

Na América Latina há um predomínio quase que absoluto dos gabiões produzidos a partir da tecitura de arames de aço carbono galvanizados com uma liga de Zinco Alumínio numa malha de formato hexagonal, caracterizada por uma dupla torção destes arames a cada formação de novo hexágono. O processo industrial desta tecelagem da malha hexagonal demanda arames com resistência mecânica da ordem de 400 MPa e o range de bitolas dos arames fica situado entre 2,00 a 3,00 mm, como descrito pelas normas técnica brasileiras ABNT NBR 8964 e NBR 10514.

A Alemanha tem marcante avanço na tecnologia de gabiões soldados, não só pelo significativo histórico de avanço industrial das plataformas de telas eletrossoldadas, mas também por um sistema integrado da qualidade de toda cadeia insdustrial das obras de gabiões. As duas normas técnicas internacionais de referência para gabiões de malha soldada são: DIN EN 10223-8, 2013 e ASTM A 974 -97 (Reapproved 2021).

Via de regra, gabiões em malha soldada possuem maior variação dimensional de malhas quadradas ou retangulares, constituídas de fios mais grossos, entre 3,00 a 6,00 mm, com patamares de resistência mecância acima de 500 MPa, o que confere às caixas uma maior robustez, rigidez estrutural e autoportabilidade. Por sua vez, estas características permitem possibilidades especificas de usos estruturais, de mecanização do preenchimento e de exploração aspectos de ordem estética.

O arcabouço normativo internacional e os avanços em projetos geotécnicos estruturais e dos aspectos construtivos de estruturas de gabiões de malha soldada em muros de gravidade, emprego de gabiões em paramentos frontais de obras de solo reforçado, variantes de muros de gabiões em barreiras especiais e em aplicações arquitetônicas suscitam estudos comparativos entre diferentes tipologias de gabiões como o presente trabalho, pelo qual diferentes configurações de gabiões de malha hexagonal e soldada foram submetidos ao esforço de compressão axial.

Para realização dos ensaios de compressão axial foi utilizado um pórtico metálico e um conjunto de instrumentos de leitura e aplicação dos carregamentos, composto por LVDTs (transdutor de deslocamento variável linear), defletômetros de roldana, células de carga e macaco hidráulico. Soma-se a esses um sistema de referência para as medidas de deslocamentos, constituído por tubos e bases metálicas, e um dispositivo para arraste e posicionamento das caixas na prensa de ensaio. Os resultados obtidos mostraram grande variabilidade do comportamento entre as diferentes caixas, diretamente associadas ao tipo de malha e posicionamento dos tirantes.

2 CARACTERÍSTICAS DAS CAIXAS DE GABIÃO ENSAIADAS

As caixas submetidas aos ensaios de compressão em laboratório possuíam as características apontadas na Tabela 1. Esta tabela descreve em suas colunas o número do corpo de prova, a descrição do tipo de gabião ensaiado, podendo variar em malha hexagonal de dupla torção (aqui denominados Tipo A) e malhas eletrossoldadas. Dentre as malhas eletrossoldadas foram avaliados os gabiões de arame de aço carbono revestidos com liga ZnAl tendo painéis com bordas sem franjas, unidos entre si para formação das caixas por intermédio de conectores em espirais aramados (Tipo B), e os gabiões de arame de aço carbono revestidos, com painéis munidos de olhais soldados pelos quais um pino aramado é introduzido para a união entre as arestas da caixa (Tipo C).

Em gabiões, são comumente empregados elementos aramados de reforços que conectam faces verticais de uma dada caixa. Estes elementos, embora relativamente discretos, são chamados de tirantes e desempenham importante papel de controle da deformação horizontal das faces. Na presente pesquisa, atirantando horizontalmente cada caixa nas duas direções ortogonais, foram avaliados três tipos de tirantes, empregando arame de amarração, arame de alta resistência e tirantes pré-fabricados. Nas tipologias de gabiões modulares eletrossoldados, além de ser empregado tirantes pré-fabricados, variando entre duas ou três linhas de tirantes.

Finalmente, quanto ao material pétreo de enchimento dos gabiões, foi adotado um material de rocha britada na classificação pedra de mão (diâmetro equivalente de 150 a 300 mm) e pedra de calçamento poliédrico, também conhecida como pedra calçadinha (diâmetro de 100 a 150 mm).

Tabela 1. Características das caixas de gabiões.

Nº CP	Tipologia do Gabião	Tipologia dos Tirantes	Nº de Tirantes	Tamanho da pedra
01	Gabião Hexagonal Tipo A, malha 8x10 cm, fio 2,70 mm, conexões de arestas por arame de amarração 2,20 mm	Tirante convencional (Arame de amarração 2,20 mm)	2 linhas de 2 tirantes transversais, 4 elementos, à altura do 1° e 2° terço	Convencional (pedra de mão)
02	Gabião Hexagonal Tipo A, malha 8x10 cm, fio 2,70 mm Conexões de arestas por arame de amarração 2,20 mm	Tirante resistenciado (Arame de alta resistência 2,20 mm)	2 linhas de 2 tirantes transversais, 4 elementos, à altura do 1° e 2° terço	Convencional (pedra de mão)
03	Gabião Tipo B, malha 5x10 cm, fio 4,00 mm, conexões de arestas em espirais 4,50 mm	Tirantes 5,00 mm alças dobradas no alicate	02 linhas de tirantes de cantos (08 elementos) a 30/30 cm	Convencional (pedra de mão)
04	Gabião Tipo B, malha 5x10 cm, fio 4,00 mm, conexões de arestas em espirais 4,50 mm	Tirantes 5,00 mm alças dobradas no alicate	03 linhas de tirantes de cantos (12 elementos) a 20/30/30 cm	Convencional (pedra de mão)
05	Gabião Tipo B, malha 5x10 cm, fio 4,00 mm, conexões de arestas em espirais 4,50 mm	Tirantes 5,00 mm alças travadas por presilhas	02 linhas de tirantes de cantos (08 elementos) a 30/30 cm	Convencional (pedra de mão)
06	Gabião Tipo B, malha 10x10 cm, fio 4,00 mm, conexões em espirais 4,50 mm	Tirantes 5,00 mm alças dobradas no alicate	02 linhas de tirantes de cantos (08 elementos) a 30/30 cm	Convencional (pedra de mão)
07	Gabião Tipo B, malha 5x10 cm, fio 4,00 mm, conexões de arestas em espirais 4,50 mm	Tirantes 5,00 mm alças dobradas no alicate	02 linhas de tirantes de cantos (08 elementos) a 30/30 cm	Pedras de mão de pequena dimensão (calçadinha)
08	Gabião Tipo B, malha 5x10 cm, fio 4,00 mm, conexões de arestas em espirais 4,50 mm	Tirantes 5,00 mm alças dobradas no alicate	03 linhas de tirantes de cantos (12 elementos) a 20/30/30 cm	Pedras de mão de pequena (calçadinha)
09	Gabião Tipo B, malha 5x10 cm na vertical e 10x10 cm na horizontal, fio 4,00 mm, conexões em espirais 4,50 mm	Tirantes 5,00 mm alças dobradas com alicate	02 linhas de tirantes de cantos (08 elementos) a 30/30 cm	Pedras de mão de pequena (calçadinha)
10	Gabião Tipo C, malha 10x10 cm fio 4,50 mm	Tirantes 5,00 mm alças dobradas no alicate	02 linhas de tirantes de cantos (08 elementos) a 30/30 cm	Pedras de mão de pequena (calçadinha)

3 INFRAESTRUTURA LABORATORIAL

Para o ensaio das caixas de gabiões usou-se o pórtico ilustrado na Figura 1, com capacidade para até 1.000 kN. A aplicação dos carregamentos se deu por meio de macaco hidráulico, com uso de célula de carga

para melhor controle dos estágios de carregamento e descarregamento. Os dispositivos foram previamente aferidos e calibrados.

Para medida dos deslocamentos verticais foram empregados LVDTs (transdutores de deslocamento variável linear), com curso nominal de 100 mm, apoiados sobre placas de vidro coladas nas extremidades da chapa de aço usada para distribuição dos carregamentos.

Para medir os deslocamentos horizontais também se usaram LVDTs, dispostos horizontalmente sobre discos de acrílicos, fixados a um sistema de mola e arame galvanizado, para acompanhar as movimentações horizontais da tela de aço da caixa. Esse sistema foi usado em duas faces da caixa, com medidas em quatro diferentes posições ao longo da altura, tendo-se sempre um instrumento nas alturas correspondentes à posição dos tirantes internos. Nas outras duas faces posicionou-se, no centro do plano, um defletômetro de roldana.

Todos os dispositivos de medida dos deslocamentos foram fixados a sistemas de referência fixos, especialmente montados para o ensaio. Para os medidores dos deslocamentos verticais empregou-se um pórtico feito com tubos metálicos para escoramentos, diretamente apoiados na laje de piso do laboratório. Para os deslocamentos horizontais empregaram-se estruturas rígidas de aço, também apoiadas na laje. A laje de piso foi projetada para suportar os esforços oriundos do pórtico e já foi previamente monitorada, podendo-se admiti-la fixa frente aos carregamentos aplicados nos ensaios.

Figura 1. Aparato usado nos ensaios em laboratório.

4 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

As caixas de gabiões chegaram prontas ao laboratório, sobre *pallets* de madeira, com uma placa de madeirite de 5mm entre o fundo da peça e o *pallet*, para facilitar a movimentação e o posicionamento na prensa de ensaio.

Após o descarregamento das caixas por meio de empilhadeira, estas foram posicionadas no pátio externo coberto existente ao lado do Laboratório. Nesse local, todas as peças tiveram suas dimensões registradas em planilha e foram fotografadas. Com as dimensões registradas, fez-se a medida da massa de cada caixa, visando à determinação da sua densidade. Para tanto, cada caixa foi posicionada sobre uma base rígida de aço, com ajuda de empilhadeira e, posteriormente, o conjunto todo foi suspenso por faixas, com dinamômetro acoplado no eixo superior, previamente aferido. Da massa indicada pelo sistema foi descontada a massa correspondente à base rígida.

Para posicionamento das caixas na prensa de ensaio foi montado um dispositivo de arraste, composto por cantoneiras metálicas, cabos de aço e um sistema hidráulico, visando minimizar ao máximo a deformação da caixa durante a etapa de transporte e montagem do ensaio. Após o posicionamento na prensa, fez-se novo registro das dimensões da peça, a fim de se detectar quaisquer influências do processo na geometria inicial das peças.

Os ensaios foram feitos, inicialmente, por meio do carregamento rápido, em 10 estágios de aproximadamente 60 kN cada, com duração média de 10 minutos, até o máximo de 600 kN ou ruptura da

caixa. A duração dos estágios sofreu variações em virtude das dificuldades de manutenção dos carregamentos frente à deformabilidade das caixas. A aplicação dos carregamentos foi feita por meio do conjunto macaco hidráulico e célula de carga, sobre um sistema de distribuição de cargas composto por placas de aço, disposto sobre as caixas. O descarregamento foi programado para ser feito em 5 estágios de 120 kN cada, com duração de 5 minutos. Com os resultados dos primeiros testes, alteraram-se os estágios de carga para 30 kN e duração de 5 min, na fase de carregamento; para o descarregamento, quando possível, fez-se de três a quatro estágios, com duração mínima de 2 minutos cada.

O valor do carregamento foi medido por célula de carga. Os deslocamentos verticais e horizontais foram medidos por LVDTs e defletômetros de roldana, com precisão de 0,01mm. Foram utilizados quatro instrumentos para medida dos deslocamentos verticais (D1 a D4) na face superior dos blocos, junto à placa de distribuição dos carregamentos, e outros 10 instrumentos distribuídos nos planos verticais das quatro faces (D5 a D8 na Face A, D9 a D12 na face B, D13 na face C e D14 na Face D), para medida dos deslocamentos horizontais. Nos planos verticais foram fixados cabos de aço em nós da tela, para serem usados como pontos de medida dos deslocamentos. Nas faces A e B foram definidos quatro pontos para medida dos deslocamentos horizontais, sendo dois nos planos dos tirantes e outros dois em posições intermediárias (posição variável conforme a tipologia da caixa). Nas faces C e D, diametralmente opostas as faces A e B, foi posicionado apenas um dispositivo, tipo defletômetro de roldana, no centro da altura.

Todos os sensores de deslocamento foram fixados a sistemas de referência fixos e independentes do pórtico de aplicação dos carregamentos, como descrito anteriormente. A cada estágio de carregamento foi feita também uma avaliação visual e registros fotográficos para identificação de eventuais rupturas da tela, deformações excessivas, fuga de pedras, entre outras ocorrências.

5 RESULTADOS DOS ENSAIOS

Os resultados obtidos indicam que os gabiões de malha hexagonal (Tipo A), de dupla torção, tradicionalmente usados nas obras geotécnicas no Brasil, suportam menos carga (média de 286 kN), mas apresentam, pela sua configuração de malha tecida e características geométricas, maior flexibilidade, atingindo assim as maiores deformações (Figura 2). Já os gabiões de malha soldada, quadrada ou retangular, confeccionados com arames de aço-carbono de mais alta resistência e maior bitola, com maior taxa de aço por unidade volumétrica, suportam carregamentos da ordem de 580 kN, tendo deformadas que dependem diretamente da qualidade do preenchimento de topo, da bitola dos fios, tipo de conexão, do número e disposição dos tirantes (Tipo B). Nas tipologias de malha soldada do tipo C, com fio 4,00 mm, observou-se que as conexões em espirais aramados de 4,50 mm possibilitam um maior grau de liberdade para os deslocamentos de cada face, influenciando um comportamento deformacional moderado. Já a malha soldada com fios de bitola 4,50 mm, com conexão em olhais soldados e pino de travamento de 6,00 mm, pela sua maior rigidez estrutural, apresenta incremento da capacidade de carga e reduzida deformação (Figura 3).

Figura 2. Deformação da caixa com malha hexagonal (Tipo A).

Figura 3. Deformação da caixa com malha de aço carbono revestido e pinos de conexão (Tipo C).

As Figuras 4 a 6 resumem os resultados dos ensaios realizados, em termos de cargas máximas atingidas e de deslocamentos, médios no plano horizontal superior (deslocamentos verticais medidos no topo da caixa) e máximo nas faces horizontais instrumentadas. Cabe destacar que o máximo deslocamento horizontal das faces laterais não necessariamente ocorreu a meia altura da caixa. A deformada das faces laterais das caixas depende muito da posição e do tipo dos tirantes.

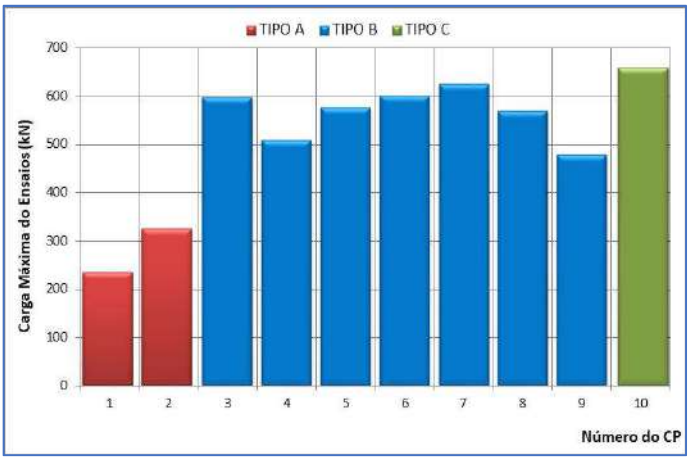


Figura 4. Carga máxima atingida no ensaio.

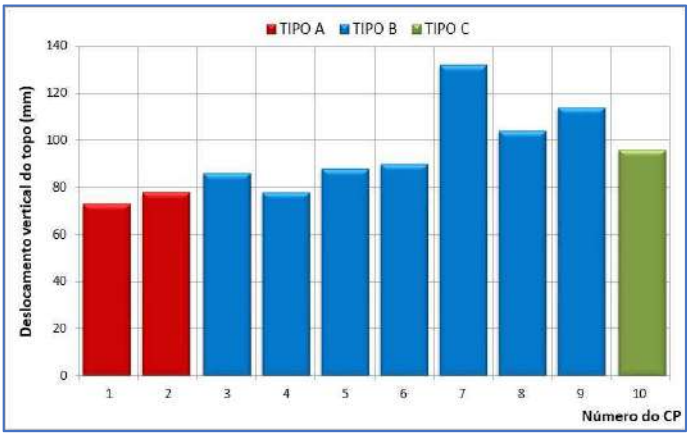


Figura 5. Deslocamentos verticais sob carga máxima.

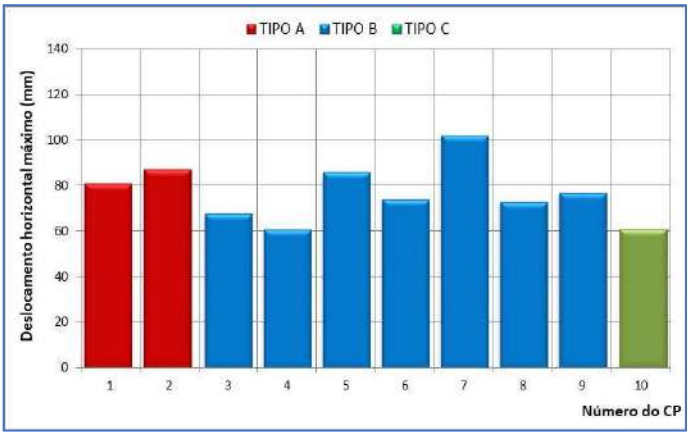


Figura 6. Deslocamento horizontal máximo atingido.

A Figura 7 ilustra o comportamento tensão x deformação dos ensaios que atingiram os maiores carregamentos para cada um dos tipos de gabião estudados (CP2 do Tipo A, CP8 do Tipo B e CP10 do Tipo C). Para o cálculo das deformações foram considerados os valores médios dos deslocamentos verticais,

medidos por 4 LVDTs no topo das caixas, e também a média dos deslocamentos horizontais a meia altura das caixas, em duas faces ortogonais instrumentadas.

No caso do ensaio do CP2, alguns registros sob as tensões iniciais foram perdidos (evidenciado pelo trecho linear inicial do gráfico tensão x deformação vertical). A análise comparativa dos gráficos, apresentados em uma mesma escala, permite afirmar, com base nos ensaios realizados, que os gabiões de malha hexagonal apresentam as maiores deformações quando comparados aos outros, para níveis de tensão similares. Nota-se ainda que, de forma generalizada, as deformações horizontais médias são inferiores às verticais, resultado dos sistemas de travamento das caixas por diferentes tipos e posicionamento dos tirantes. Destaca-se a reduzida deformabilidade da caixa CP 10, cuja deformação horizotal máxima para carregamento da ordem de 700 kPa foi pouco superior a 3%.

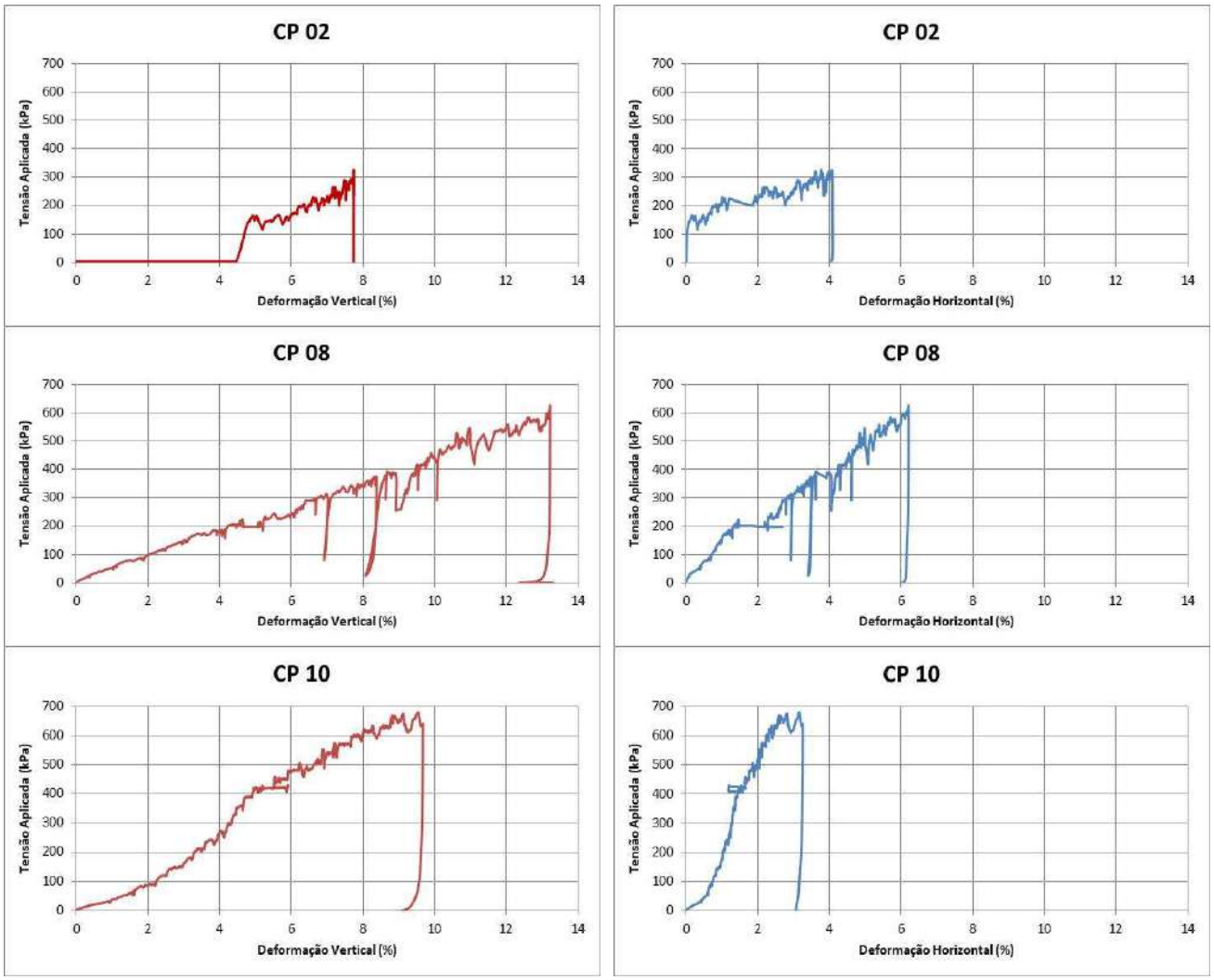


Figura 7. Curvas tensão x deformação vertical e horizontal.

A maior rigidez estrutural e a menor deformação do gabião de malha soldada (Tipo B) observadas nos ensaios em laboratório, comparativamente ao gabião de malha hexagonal, também podem ser vistas nas obras. A Figura 8 ilustra um caso experimental. No ponto central dessa figura ocorre a divisão das duas tipologias: no ramo da direita estão os gabiões tecidos que, pela ação do peso próprio, já sofrem uma deformação imediata; já o ramo da esquerda, em gabião soldado, apresenta-se estabilizado, mantendo as dimensões previstas em projeto.

Figura 8. Muro de gabião experimental, trecho a esquerda em gabião de malha soldada e trecho a direita em gabião de malha tecida.

6 CONCLUSÕES

De forma geral, os ensaios indicaram que as malhas constituídas por arames dos tipos B e C, de aço carbono de alta resistência, revestidos com liga ZnAl, conferem maior resistência às caixas, independentemente do número de linhas de tirantes e das pedras usadas em seu preenchimento. Em termos de deformabilidade, nota-se que a malha do Tipo A, hexagonal de dupla torção tem maior capacidade de absorção de grandes deformações. Algumas rupturas de fios foram observadas nas zonas termicamente afetadas pelas soldas, juntos às arestas; outras, em áreas próximas à da fixação de tirantes, não rompidos.

Em relação ao comportamento tensão x deformação, a maior rigidez estrutural da malha soldada e o emprego de conexões e tirantes pré-fabricados, rigorosamente de mesma dimensão, implicam em uniformidade dimensional e menores deformações de suas faces.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S/A pelo apoio à pesquisa e a Belgo Bekaert Arames Ltda., que financiou os ensaios no âmbito de um projeto de pesquisa firmado com o IPT.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT NBR 8964 Arames de aço de baixo teor de carbono, revestidos, para gabiões e demais produtos fabricados com malha de dupla torção. 2013.

_____ABNT NBR 10514 Redes de aço com malha hezagonal de dupla torção, para fabricação de gabiões. 1988.

ASTM A 974 -97 (Reapproved 2021). Standard Specification for welded wire fabric gabions and gabions mattresses (Metallic-Coated or Polyvinil Chloride (PVC) Coated). 2021

DIN EN 10223-8. Steel wire and wire products for fencing and netting – Part 8: welded mesh gabion products; English version EN 10223-8, 2013.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/163

Análise dos Métodos de Dimensionamento de Tirantes – Uma Revisão Sistemática da Literatura

Thayara Monteiro O. da Graça
Discente, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Fedral do Paraná, Curitiba, Brasil, thayaramonteiroog@gmail.com

Marcelo Heidemann
Professor Adjunto Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Fedral do Paraná, Curitiba, Brasil, marcelo.heidemann@gmail.com

Vitor Pereira Faro
Professor Colaborador, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Fedral do Paraná, Curitiba, Brasil, vitorpereirafaro@gmail.com

Andrés Miguel González Acevedo
Professor Colaborador, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Fedral do Paraná, Curitiba, Brasil, andres.gonzalez@ufpr.br

RESUMO: Apesar do largo emprego da técnica de tirantes protendidos existe um escasso acervo de pesquisa nacional realizada sobre a resistência ao cisalhamento da interface solo-bulbo, além de uma larga dificuldade dos pesquisadores para sistematizar o dimensionamento do bulbo ancorado dos tirantes. A própria norma brasileira NBR 5629 (ABNT, 2018), Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução, não apresenta uma formulação orientativa para o dimensionamento do bulbo ancorado. Nesse contexto este trabalho teve como objetivo sintetizar os parâmetros adotados em formulações consagradas para o conhecimento da capacidade de carga do bulbo ancorado de tirantes protendidos, a partir da revisão da literatura dos métodos de dimensionamento de tirantes. Para isto, foi realizada uma pesquisa sistemática considerando as palavras-chaves em português "bulbo ancorado", "ancoragens protendidas", "ancoragens reinjetáveis" "ancoragens em solos", "dimensionamento geotécnico de tirantes", e em inglês "*ground anchors*", "*capacity anchorages*" e "*anchored tie roads*". No total, foram consultadas 22 referências das quais 12 atenderam à pesquisa. O resultado desta pesquisa mostrou que existe uma lacuna no tema referente a sistematização do dimensionamento do bulbo ancorado, sendo que apenas metade das formulações avaliadas levam em consideração fatores executivos. Das 5 normativas avaliadas apenas 1 apresenta orientação mais acurada, e 2 não propõe nenhuma formulação orientativas, deixando apenas a critério do projetista. Conclui-se que não se tem um consenso entre o mecanismo de transferência de carga no que diz respeito ao deslocamento do bulbo e a tensão cisalhante mobilizada. Apesar de todas as formulações considerarem que a capacidade de carga do bulbo é diretamente proporcional ao comprimento ancorado, algumas pesquisas experimentais do estado da arte comprovam não ser uma regra. Ademais percebe-se que não se tem um consenso de quais parâmetros e de que forma a técnica de execução implica na interação solo-bulbo e em seu comportamento sob aplicação da carga de protensão.

PALAVRAS-CHAVE: Capacidade de carga do bulbo; Ancoragem; Tirantes protendidos; Interação solo-bulbo.

ABSTRACT: Despite the widespread use of the prestressed tie-rod technique, there is a scarce collection of national research carried out on the shear resistance of the soil-bulb interface, in addition to great difficulty for researchers to systematize the sizing of the anchored bulb of the tie-rods. The Brazilian standard NBR 5629 (ABNT, 2018), Anchored Bulbs in the Ground – Project and Execution, does not present a guiding formulation for the dimensioning of the anchored bulb. In this context, this work aimed to synthesize the parameters adopted in established formulations to understand the load capacity of the anchored bulb of prestressed ties, based on a literature review of tie sizing methods. For this, a systematic search was carried out considering the keywords in Portuguese "anchored bulb", "prestressed anchorages", "reinjectable anchorages" "anchorages in soils", "geotechnical dimensioning of ties", and in English "ground anchors", "capacity anchorages" and "anchored tie roads". In total,

22 references were consulted, of which 12 met the search. The result of this research showed that there is a gap in the topic regarding the systematization of anchored bulb sizing, with only half of the formulations evaluated taking into account executive factors. Of the 5 regulations evaluated, only 1 presents more accurate guidance, and 2 do not propose any guiding formulation, leaving it solely to the designer's discretion. It is concluded that there is no consensus between the load transfer mechanism with regard to the displacement of the bulb and the mobilized shear stress. Although all formulations consider that the load capacity of the bulb is directly proportional to the anchored length, some state-of-the-art experimental research proves that this is not a rule. Furthermore, it is clear that there is no consensus on which parameters and how the execution technique involves the soil-bulb interaction and its behavior under the application of the prestressing load.

KEYWORDS: Anchor; Tie rods; Capacity or the ultimate skin friction; Soil-bulb interaction.

1 INTRODUÇÃO

O interesse de profissionais geotécnicos pela técnica de cortina atirantada justifica-se pela sua praticidade, rapidez de execução, versatilidade e, acima de tudo por garantir pequenas deformações em comparação com outras técnicas de estabilização (Porto, 2015). Entretanto ainda existe um escasso acervo de pesquina nacional realizada sobre a resistência ao cisalhamento da interface solo-bulbo do tirante, sendo esse um parâmetro essencial no desempenho da estabilidade desse tipo de contenção. Ademais percebe-se a dificuldade que os pesquisadores tem para sistematizar o dimensionamento do bulbo ancorado, devido não somente às triviais incertezas do subsolo atirantado, como também a série de variáveis que parecem influenciar na resistência ao cisalhamento do bulbo. A própria NBR 5629 (ABNT, 2018), de Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução, em sua última revisão, retirou a formulação orientativa no que tange o dimensionamento da ancoragem. Tal formulação não considerava uma série de fatores que parecem ter significativa relevância na interação solo-bulbo, como a influência executiva, sendo esses um dos prováveis motivos de exclusão da nova revisão de 2018. A última revisão da norma orienta por sua vez que o comprimento ancorado deve ser calculado por métodos teóricos ou semi-empírico constante em publicações técnicas que refletem o estado da arte na mecânica dos solos. Muito embora todas as metodologias sejam consagradas pela academia, sempre deve ser levado em consideração o solo em que estas foram fundamentadas, e os parâmetros executivos que possam destoar da técnica executiva do projeto. Contudo sem uma orientação normativa, as obras nacionais tem sido culturalmente dimensionadas por metodologias que podem não refletir muito bem a realidade de solos subtropicais. Nesse contexto este trabalho busca realizar uma revisão da literatura dos métodos de dimensionamento de tirantes, com o objetivo de sintetizar os parâmetros utilizados para o conhecimento da capacidade de carga do bulbo ancorado de tirantes protendidos. Para isso foi realizado uma pesquisa sistemática das referências nacionais que regem a boa-prática dos projetos, dimensionamento e execução de tirantes, e no intuito de comparar as considerações da prática nacional com a internacional, abordou-se também algumas referências e normativas internacionais.

2 MÉTODOS

2.1 Revisão Sistemática – Methodi Ordinatio

Para a revisão sistemática utilizou-se do Méthodi Ordinatio o qual baseou-se em dois dos três fatores: ano de publicação e citações. Durante a busca empregaram-se os operadores “AND” e “OR” para as palavras-chaves em português “bulbo ancorado”, “ancoragens protendidas”, “ancoragens reinjetáveis”, “ancoragens em solos”, “dimensionamento geotécnico de tirantes”, e em inglês “*ground anchors*”, *capacity anchorages*” e “*anchored tie roads*”. No total, foram consultadas 22 referências, e o critério de inclusão aplicado foi o de bibliografias de autores que propuseram um método de dimensionamento do bulbo ancorado de tirantes protendidos, além de normativas internacionais que regem a boa prática dos projetos de tirantes. Das referências avaliadas 12 atenderam à pesquisa por apresentar métodos de dimensionamento de ancoragem, sendo eles propostos por metodolodia analítica ou semiempírica publicados desde 1975 por diversos autores em diferentes localidades do mundo. Foram avaliadas também algumas normativas internacionais. A Tabela 1 apresenta um resumo das referências avaliadas neste trabalho e a Tabela 2 a legenda dos símbolos e a definição dos parâmetros de adotados.

Tabela 1. Métodos de dimensionamento do bulbo ancorado.

Referência	Ano	Título	Estudo	Formulação	Nº
Ostermayer	1975	Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors	Internacional (Alemanha)	Ábacos de correlação	(1)
Bustamante e Doix	1985	Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectées, Bull.	Internacional (França)	$T_L = \pi . D_p . \beta . L_b . q_s$	(2)
Costa Nunes	1987	First Casagrande Lecture-Ground Prestressing	Nacional	$T_L = \pi . D_p . n_d . L_b . n_l . q_s$ $q_s = c + (\gamma . h . n_h + \sigma'_r)$	(3)
BS 8081	1989	Code Of Practice for Ground Anchorages (British Standard) Recommendations for soil and rock anchorage systems of the grouted or mechanical type	Internacional (Reino Unido)	Tipo C $T_L = A . \sigma'_v . \pi D_p . L_b . \mathrm{tg}\,\emptyset' + 0{,}25 . B . \gamma . h . \pi (D_p{}^2 - d^2)$	(4)
Eurocode 7	1997	Geotechnical design - NP EM 1997-1 2010	Internacional	-	(5)
FHWA-IF-99-015	1999	Ground anchors and anchorred systems	Internacional	Tabela de resistência última	(6)
Souza	2001	Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solo: previsão de comportamento e controle de execução	Nacional	$T_L = (6{,}4 . N_{SPT}) . L_b$ $T_L = (60 + 2 . N_{SPT}) . L_b$ $T_L = (4{,}5 . N_{SPT}) . L_b$	(7)
Joppert Jr., Mallmann e Iorio	2004	Método de Cálculo para Estimativa da Carga de Ruptura de Tirantes Auto-Perfurantes Tipo Tubular	Nacional	$T_L = 9{,}2 . N_{SPT} . D_p . L_b . k$	(8)
Falconi	2005	Capacidade Geotécnica de Ancoragens reinjetáveis	Nacional	$T_L = \pi . D_p . L_b . q_s$ $q_s = 15 \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right)$	(9)
Norma Canadense	2006	Foundation Engineering Manual 4th Edition	Internacional	$T_L = \sigma'_v . A_s . L_b . \alpha_s$ $T_L = Su . A_s . L_b . \alpha_c$	(10)
Porto	2015	Ancoragens em solos - Comportamento Geotécnico e Metodologia Via Web para Previsão e Controle	Nacional	$T_L = \pi . D_p . \beta . L_b . q_s$ $q_s = 10k \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right)$	(11)
NBR 5629	2018	Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução	Nacional	-	(12)

Tabela 2. Legenda dos símbolos e a definição dos parâmetros de adotados.

Legenda dos símbolos Tabela 1	Métodos (nº)	Parâmetros de influência
T_L: Capacidade de carga do bulbo;	Todos	-
D_p: Diâmetro médio do bulbo;	(2), (3), (4), (8), (9), (10) e (11)	Diâmetro do bulbo
β: Coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção;	(2) e (11)	Influência da reinjeção

L_b: Comprimento do trecho ancorado;	(1), (2), (3), (4), (6), (7), (8), (9), (10) e (11)	Comprimento do bulbo
q_s: Resistência ao cisalhamento do bulbo	(1), (2), (3), (6), (9) e (11)	Resistência ao cisalhamento do bulbo
n_d: Fator de aumento do diâmetro pela pressão de injeção;	(3)	Pressão de Injeção
n_l: Fator de redução do comprimento do bulbo pela pressão não uniforme;	(3)	Pressão de Injeção
c : Aderência entre a calda e o solo;	(3)	Resistência ao cisalhamento do bulbo
γ : Peso específico do solo;	(3) e (4)	Fator de correção (tipo de solo)
h: Profundidade do centro do bulbo;	(3) e (4)	Outros fatores de influência
n_h: Fator de redução da profundidade;	(3)	Outros fatores de influência
σ'_r: Pressão residual efetiva de injeção (50 da pressão de injeção aplicada);	(3)	Pressão de Injeção
A: Razão entre a tensão de contato na interface calda-solo e a tensão efetiva média	(4)	Resistência ao cisalhamento do bulbo
σ'_v: Tensão vertical efetiva no ponto médio do bulbo;	(4) e (10)	Outros fatores de influência
$\emptyset'$: Ângulo de atrito interno efetivo do solo;	(4)	Fator de correção (tipo de solo)
B: Capacidade de carga equivalente (Relação entre fator de capacidade de carga e Ø)	(4)	Resistência ao cisalhamento do bulbo
d: Diâmetro da coluna de calda de cimento acima da ancoragem;	(4)	Diâmetro do bulbo
N_{SPT}: Índice de resistência à penetração do solo;	(7), (8), (9) e (11)	Resistência ao cisalhamento do bulbo
k: Coeficiente que depende do tipo do solo;	(8), (10) e (11)	Fator de correção (tipo de solo)
A_s: Área da superfície efetiva da zona de ancoragem	(10)	Diâmetro do bulbo
α_s: Coeficiente de ancoragem que depende com o tipo de solo;	(10)	Fator de correção (tipo de solo)
Su: Resistência ao cisalhamento não drenado ao longo do bulbo ancorado;	(10)	Resistência ao cisalhamento do bulbo
α_c: Fator de redução relacionado à resistência ao cisalhamento não drenado;	(10)	Fator de correção (tipo de solo)

3 RESULTADOS

Foi realizada uma divisão dos parâmetros considerados para a capacidade de carga do bulbo ancorado das 12 formulações avaliadas. Os fatores que são considerados em boa parte das formulações foram o comprimento ancorado, o diâmetro do bulbo, influência da reinjeção, pressão e/ou volume da injeção, resistência ao cisalhamento do bulbo e fatores de correção para cada tipo de solo. E 3 métodos consideram outros fatores em sua formulação.

Dos métodos de dimensionamento de tirantes avaliados Ostermayer H., foi o pioneiro em 1975. O autor fez um amplo estudo em tirantes ancorados na Alemanha, avaliando o comportamento de aproximadamente 300 ensaios básicos realizados em solos argilosos e arenosos. Os tirantes avaliados tinham diâmetros de 10 cm a 20 cm. Com a solução ainda pouco avançada, o autor não menciona a técnica nem a pressão da magnitude da injeção adotada nas ancoragens. A proposta do autor para a carga máxima se baseia a partir de ábacos para correlação entre a capacidade de carga máxima do bulbo ($T_{máx}$) e o comprimento do trecho ancorado (L_b) diferentes para solos arenosos e solos argilosos. Na metodologia o autor considera o processo de reinjeção para a influência da resistência ao cisalhamento apenas no caso de solos argilosos.

Dez anos após o estudo de Ostermayer (1975) Bustamente e Doix (1985) apresentaram uma proposta analítica elaborada a partir do estudo de 120 tirantes ensaiados na França. Os autores correlacionaram com a

capacidade de carga do bulbo ancorado a técnica de injeção, a pressão de injeção e o volume da calda de cimento. Para valores de resistência ao cisalhamento (q_s) do bulbo ancorado, os autores apresentaram ábacos para solos não coesivos, coesivos e rochas alteradas e/ou fragmentadas com valores de resistência ao cisalhamento (q_s) que variaram de acordo com a compacidade e no caso de haver ou não reinjeção. Segundo os ábacos propostos por Ostermayer (1975) e por Bustamante e Doix (1985) apresentaram uma dispersão considerável o que segundo Souza (2001) está atrelado a não consideração dos fatores executivos.

Costa Nunes (1987) realizou sua pesquisa em solos nacionais, apresentando uma formulação analítica semelhante a de Bustamante e Doix (1985), tendo como diferença principal o fator de resistência ao cisalhamento (q_s). A metodologia nacional, utiliza a superfície de ruptura proposta por Mohr-Coulomb para definição desse parâmetro.

Souza (2001) avaliou ensaios de 154 tirantes reinjetáveis (injetados sob alta pressão). O autor fez uma correlação simplificada da capacidade de carga do bulbo diretamente proporcional com o comprimento de ancoragem e o número de golpes SPT. Assim como Souza (2001), Falconi (2005) e Porto (2015) também correlacionam a capacidade de carga do bulbo com o índice de resistência SPT, entretanto para estes autores, o SPT faz parte do parâmetro adotado como resistência ao cisalhamento (q_s). Porto (2015) acrescenta em sua metodologia um fator de correção (k) para cada tipo de solo

Dos métodos avaliados nesse trabalho, Joppert Jr., Mallmann e Iorio (2004) foram os únicos que estabeleceram uma metodologia para tirantes do tipo autoperfurantes. Nesse trabalho desconsiderou-se a adoção do parâmetro de resistência ao cisalhamento em Joppert Jr., Mallmann e Iorio (2004), visto esses métodos adotaram para essa esse parâmetro a resistência à penetração do solo, o que considerou-se não ser uma simplificação adequeda em termos da análise ao cisalhamento da interação solo-bulbo.

Porto (2015) foi o que apresentou uma metodologia que parece ser mais acurada, visto que foi a formulação que considerou todos os parâmetros ponderados nesse trabalho. Para o autor os principais fatores que influenciam no comportamento de ancoragem são: tipo de solo, técnica de perfuração, diâmetro do furo, procedimento de injeção, características do fluido injetado e o uso de aditivos, fluência, volume e pressão de injeção, experiência do executor.

Além dos métodos propostos por diversos autores, avaliou-se sistematicamente algumas normativas utilizadas internacionalmente. O código de práticas do Reino Unido para ancoragens BS 8081 (1989) apresenta formulações específicas para quatro formas de bulbos: Tipo A – seção uniforma e injeção por gravidade; Tipo B – seção cilindrica alargada e injeção sob pressão; Tipo C – multi-injeções e Tipo D – seções alargadas. Foi observado que, as ancoragens do Tipo D raramente são aplicadas e as do Tipo A somente se utilizam em terreno pré-tratado com materiais cimentícios. O Tipo B é recomendado para solos arenosos e o tipo C são as mais utilizadas na Europa ocidental.

O manual técnico americadno FHWA-IF-99-015 (1999) propõe uma tabela para a estimativa da carga última transferida pelo bulbo de acordo com o tipo de solo, a compacidade e a tensão de corte.

A Norma Canadense "*Canadian Geotechnical Society*" (2006) propõe uma formulação orientativa para solos não coesivos e outra para solos coesivos, análogo ao que era considerado na penúltima revisão da norma brasileira. A metodologia canadense sugere que a resistência ao cisalhamento é estimada a partir de fatores como: diâmetro perfurado, comprimento do trecho ancorado (L_b), fator de correção de acordo com cada tipo de solo, tensão efetiva (solos não coesivos) ou resistência não drenada do solo (solos coesivos).

A Tabela 3 apresenta um resumo dos parâmetros considerados em cada método avaliado.

Tabela 3. Resumo dos parâmetros considerados em cada metodologia avaliada,

Referência	Ano	Comprimento do bulbo	Diâmetro do bulbo	Influência da reinjeção	Pressão de Injeção	Volume injetado	Resistência ao cisalhamento do bulbo	Fator de correção (tipo de solo)
Ostermayer	1975	(x)	-	(x)	-	-	(x)	-
Bustamante e Doix	1985	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	-
Costa Nunes	1987	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	-

BS 8081	1989	(x)	(x)	-	-	(x)	(x)	
Eurocode 7	1997	-	-	-	-	-	-	-
FHWA-IF-99-015	1999	(x)	-	-	-	-	(x)	-
Souza	2001	(x)	-	-	-	(x)	(x)	-
Joppert Jr., Mallmann e Iorio	2004	(x)	(x)	-	-	-	(x)	(x)
Falconi	2005	(x)	(x)	-	-	-	(x)	-
Norma Canadense	2006	(x)	(x)	-	-	-	(x)	(x)
Porto	2015	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)
NBR 5629	2018	-	-	-	-	-	-	-
Percentual (%)		100%	70%	40%	30%	50%	100%	30%

Haja vista que a norma brasileira (NBR 5629) e a européia (Eurocode 7) não apresentam nenhuma formulação orientativa para o dimensionamento do bulbo ancorado, estabelecendo apenas que o cálculo do deve se adequar respectivamente ao estado da arte, e aos estados limites estados limites último (ELU) e de serviço (ELS), para a análise de resultados considerou-se apenas 10 das 12 formulações avaliadas.

4 DISCUSSÃO

É trivial que se entenda que o dimensionamento do bulbo ancorado exprima uma questão à luz da resistência ao cisalhamento da interface solo-bulbo, sendo consenso em todos os métodos que o comportamento de carga-deslocamento seja diretamente relacionado com a tensão tangencial mobilizada e o deslocamento do trecho ancorado do tirante, mesmo que em alguns dos métodos essa parcela esteja correlacionado ao índice de resistência a penetração. Entretanto a dificuldade de se sistematizar o dimensionamento do bulbo ancorado se dá pois ainda não existe senso comum de quais parâmetros e de que forma a técnica de execução implica na interação solo-bulbo e em seu comportamento sob aplicação da carga de protensão. Um exemplo disso é o parâmetro do comprimento do bulbo, embora 100% dos métodos de dimensionamento avaliados considerem que a capacidade de carga do bulbo está diretamente relacionado com o comprimento, não se tem uma consonância de evidências experimentais sob esta alegação. Autores como Ostermayer e Scheele, (1977) Li *et* al. (1988), Kim (2003), Puzrin (2010) e Sousa (2021) comprovam que o atrito se comporta de maneira não uniforme ao longo do tirante. A Figura 1 apresenta um exemplo dos resultados obtidos por Ostermayer e Scheele (1977) para solos não coesivos em diferentes compacidades.

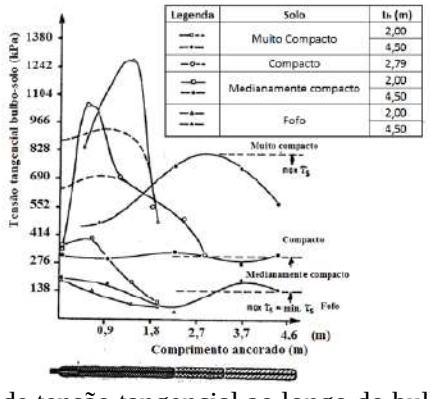


Figura 1. Diagrama de distribuição de tensão tangencial ao longo do bulbo ancorado para solos arenosos e diferentes compacidades (Adaptado de Ostermayer e Scheele, 1977).

No que tange os fatores executivos, o estudo de Ostermayer (1975) evidenciou que o método empregado na perfuração tem influência significativa para solos coesivos, visto que a perfuração com circulação de água mostrou resultados com menores capacidades de carga geotécnica, embora nenhum método avaliado faça mensão a fatores de redução no caso de utilização dessa técnica, nem mesmo o do próprio autor. Outro fator executivo são os parâmetros atrelados à injeção. Das metodologias avaliadas 50% consideraram o volume injetado, 40% a influência da reinjeção e 30% levam em conta a pressão de injeção. Percebe-se que a pressão de injeção aparece como um dos parâmetros que menos foi considerado nos métodos avaliados, se igualando ao número de vezes ao fator de correção do tipo de solo. Entretanto o diâmetro do bulbo, se encontra entre os três parâmetros que mais métodos consideram.

Porto (2015) pondera em seu trabalho que as injeções no maciço geotécnico atuam na melhoria das propriedades de solo como ângulo de atrito, coesão e peso específico, além de que a capacidade de ancoragem está diretamente associada ao estado de tensões do solo.

5 CONCLUSÃO

Nas metodologias avaliadas pode-se perceber que todas consideram algum parâmetro de resistência ao cisalhamento do bulbo ancorado mas apenas 30% consideram parâmetros como correção do tipo do solo e pressão de injeção, os quais são fatores que parecem estar diretamente relacionada a resistência ao arrancamento.

O diâmetro do bulbo ancorado esteve entre os três parâmetros mais considerados na metodologia, mas a pressão de injeção que parece estar bastante atrelada ao diâmetro do bulbo, esteve empatado último lugar como a que menos foi considerada nas formulações.

Mostrando ser um parâmetro muito importante, 100% das metodologias consideram o comprimento do bulbo ancorado, embora algumas pesquisas experimentais do estado da arte, apresentem resultados que distoam dessa premissa.

Das 5 normativas avaliadas, apenas 1 apresentou uma formulação de orientação mais criteriosa referente ao dimensionamento do bulbo ancorado, e 2 não propuseram nenhuma formulação orientativas, deixando apenas a critério do projetista o que mostra a lacuna que existe referente a esse tema.

Entende-se que como se trata de um problema de resitência ao cisalhamento da inteface bulbo-solo circundante, é intuitivo pensar que diversos fatores executivos alterem o comportamento de arrancamento do tirante, como a influência da perfuração e injeção na tensão vertical efetiva; o grau de injetabilidade do solo; e a ação da pressão de injeção, sendo a falta desses um dos prováveis motivos de exclusão da nova revisão da NBR 5629 (ABNT, 2018).

Além dos parâmetros considerados no estudo sistemático, outro parâmetro que parece ser importante sobretudo para tirantes permanentes é a perda de carga das ancoragens ao longo do tempo (fluência) percebendo outro ponto de estudo a ser explorado pela academia.

Conclui-se por fim que a abordagem do dimensionamento de tirantes se depara não somente com as incertezas do subsolo ancorado, como a influência da série de fatores executivos que parece ter relação no comportamento da resistência ao cisalhamento das ancoragens, expressando não ser trivial sistematizar uma proposta matemática para o comportamento da interação solo-tirante. Percebe-se por fim a necessidade de se aumentar a consistência teórica que permita o melhor entendimento do comportamento solo-bulbo sob as considerações das técnicas de execução nos mais variados tipos de solo.

AGRADECIMENTOS

A Deus por toda força e resiliência. A minha rede de apoio. Aos meus colegas de trabalho. Aos professores Dr. Andrés Miguel González Acevedo, Dr. Marcelo Heidemann e Dr. Vitor Pereira Faro, que não medem esforços para me orientar a auxiliar.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 5629 – *Execução de Tirantes Ancorados no Terreno.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 5629 – *Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução.* Rio de Janeiro.

AS 4678-2002 (2001). *Earth retaining structures. Australian Standard*. Standards Australia International. Sydney, Australia.

BS 8081 (1989). *Code of practice for ground anchorages*. British Standards Institution (BSI), lONDON, UK.

Bustamante, M.; Doix, B. (1985); *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n. 140, p. 75-92.

CFEM (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual*. Canadian Geotechnical Society.

Costa Nunes, A. J. (1987). *Ground Prestressing – First Casagrande Lecture*. VIII CPAMSEF, Cartagena, Colombia.

Driscoll, R.; Simpson, B. EN1997 (1977) *Eurocode 7: geotechnical design*. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Civil Engineering. Thomas Telford Ltd, 2001. p. 49-54.

Falconi, F. (2005) Concurso: "*Capacidade Geotécnica de Ancoragens reinjetáveis*"; IV COBRAE - Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - Salvador-BA. 2005.

FHWA-IF-99-015 (1999). *Ground anchors and anchorred systems*. Federal Highway Administration. Geotechnical Engineering Circular Nº 4. Washington, June.

Joppert Jr, I. O.; Mallmann, W.; Iorio, W. R. (2004) *Método de Cálculo para Estimativa da Carga de Ruptura de Tirantes Auto-Perfurantes Tipo Tubular*. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE V. São Paulo.

Kim, N. K. (2003) "*Performance of tension and compression anchors in weathered soil*," J. Geotech. Geoenviron. Eng., vol.129, no. 12, p.1138–1150.

Li, J. C. *et al*. (1988) *Behavior of ground anchors for Taipei sedimentary soils*. in Proc. 2nd International. Conference on Case Histories in Geotechnical. Engineering 9. San Louis.

Ostermayer, H. (1975) *Construction, carrying behavior and creep characteristics of ground anchors*. Proceedings of the Conference on Diaphragm Walls and Anchorages. Institution of Civil Engineers of London, p. 141-151, London.

Ostermayer, H.; Scheele F. (1977) *Research and Ground Anchors in Non-Cohesive Soils*. Géotechnique 3, p. 92-97.

Porto, T. B. (2015) *Ancoragem em solos: comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle.* Tese (Doutorado em Geotecnia). Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Porto, T. B.; Gomes, R. C. (2016) *Proposta de uma formulação simplificada para o cálculo de capacidade de carga de ancoragens*. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. COBRAMSEG. 2016.

Puzrin A. M.; Iten M. (2010) *Monitoring of stress distribution along a ground anchor using BOTDA*, Sensors Smart Struct. Technol.Civil, Mech. Aerosp. Syst., vol. 7647, pp. 1–15.

Souza, R. N. (2001) *Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solo: previsão de comportamento e controle de execução*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 331p.

Souza, A. M. D. *et al*. (2021) *Load transfer on instrumented prestressed ground anchors in sandy soil*. Vol. 14, nº 6. IBRACON.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/164

Análise dos Parâmetros de Resistência do Solo Através de Ensaios de Reversão

José Thiago da Silva Maciel
UFSCar, Cajazeiras, PB, Brasil, j.thiagoumari@gmail.com

Denis Marques da Silva
ASD GEO Engenharia e Consultoria, Sousa, PB, Brasil, dhennys26@hotmail.com

RESUMO: O estudo investigou a importância da resistência residual em taludes sujeitos a deslizamentos sobre superfícies de ruptura pré-existentes. Realizaram-se ensaios de reversão para determinar a resistência ao cisalhamento residual, expondo as amostras a maiores deslocamentos do que os ensaios convencionais de cisalhamento direto. Amostras de três taludes próximos ao litoral de São Luís-MA foram coletadas e caracterizadas por sondagens e ensaios de laboratório. Os ensaios de cisalhamento direto, seguindo a norma ASTM-D3080, foram conduzidos em diferentes tensões normais, com duas reversões em cada tensão para obter os parâmetros de resistência do solo. Além disso, foram realizados ensaios de granulometria e de limites de liquidez e plasticidade. As amostras foram classificadas como silte argiloso não plástico, argila silto-arenosa plástica e silte arenoso não plástico. Os resultados revelaram uma redução na resistência dos solos, sendo mais pronunciada no silte arenoso, caracterizando um regime de cisalhamento deslizante. A amostra de silte argiloso demonstrou um regime mais turbulento, com variação significativa na coesão e ângulo de atrito constante. Na argila silto-arenosa, os parâmetros oscilaram entre resistências elevadas e baixas, indicando um regime transicional de cisalhamento. A coesão mostrou-se mais influente nas tensões residuais, especialmente nos solos silto-argilosos.

PALAVRAS-CHAVE: Reversão; Ensaios; Cisalhamento; Parâmetros; Resistência dos Solos.

ABSTRACT: The study investigated the importance of residual resistance in slopes subject to landslides on pre-existing failure surfaces. Reversal tests were carried out to determine the residual shear strength, exposing the samples to greater displacements than conventional direct shear tests. Samples from three slopes close to the coast of São Luís-MA were collected and characterized by surveys and laboratory tests. The direct shear tests, following the ASTM-D3080 standard, were conducted at different normal stresses, with two reversals at each stress to obtain the soil resistance parameters. In addition, particle size and liquidity and plasticity limit tests were carried out. The samples were classified as non-plastic clayey silt, plastic silty-sandy clay and non-plastic sandy silt. The results revealed a reduction in soil resistance, being more pronounced in sandy silt, characterizing a sliding shear regime. The clayey silt sample demonstrated a more turbulent regime, with significant variation in cohesion and constant friction angle. In the silty-sandy clay, the parameters oscillated between high and low strengths, indicating a transitional shear regime. Cohesion proved to be more influential on residual stresses, especially in silt-clay soils.

KEYWORDS: Reversal; Essay; Shear; Parameters; Soil Resistance

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes é um objeto de frequente estudo entre geólogos e engenheiros de obras geotécnicas, principalmente devido aos inúmeros casos de deslizamentos de encostas quando submetidas a chuvas intensas e em um curto período.

O solo, por apresentar uma grande variabilidade em sua formação, necessita de uma investigação adequada para que se possa determinar os parâmetros que serão utilizados para a escolha e o dimensionamento da contenção a ser utilizada. De acordo com Linhares (2011), o solo apresenta baixa resistência à esforços de

tração além de que sua resistência à compressão não confinada pode ser pouca ou nula dependendo da coesão, sendo o seu comportamento determinado basicamente pela resistência ao cisalhamento.

O cálculo da estabilidade de taludes é feito por meio de análise dos esforços atuantes e resistentes no interior do maciço, sendo que os esforços atuantes são basicamente o peso do solo sujeito ao cisalhamento e os esforços resistentes como sendo a resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura (QUEIROZ, 2016, p. 281).

A resistência ao cisalhamento pode ser definida então como a tensão máxima de cisalhamento que o solo pode suportar em um determinado estado de tensões, e depende da coesão do solo (c) e do seu ângulo de atrito (φ). No caso de solos em que ocorreu o processo de ruptura, ainda é observado uma resistência remanescente que contribui para a estabilidade do maciço, sendo esta a resistência residual. Linhares (2011) define a resistência residual como a resistência ao cisalhamento observada em uma massa de solo argiloso que já sofreu ruptura.

Lupini et al (1981, apud ANDRÉ, 2018), apresenta três mecanismos diferentes para o cisalhamento, sendo estes: o cisalhamento turbulento, que se caracteriza pelo impedimento do realinhamento das partículas no sentido do cisalhamento, provocado pelo rolamento e translação das partículas granulares, o que resulta em uma resistência residual alta; cisalhamento deslizante, em que existe uma grande quantidade de partículas lamelares e com um baixo coeficiente de atrito, onde irá existir uma tendência maior para que ocorra a reorientação das partículas do solo criando uma superfície de ruptura bem definida, resultando em uma redução abruta na resistência do solo ao atingir a condição residual; e o cisalhamento transicional em que o solo forma superfícies de cisalhamento descontínuas, que se comportam por vezes como deslizante e em outros casos como cisalhamento turbulento.

Assim, no caso de solos rompidos, a norma NBR 11.682/2009 – Estabilidade de Encostas, define que a envoltória de resistência deve ser obtida para tensões residuais, preferencialmente por ensaios de cisalhamento torcional a grandes deformações, ou de forma alternativa por reversão múltipla em ensaios de cisalhamento direto, que são uma opção para buscar a condição residual na amostra de solo (ANDRÉ, 2018).

O ensaio de cisalhamento direto com reversões é realizado submetendo uma amostra indeformada a uma tensão cisalhante, deslocando-a sobre a mesma superfície de ruptura por repetidas vezes.

Foi realizado assim um ensaio de cisalhamento direto com reversões em um corpo de prova submetido a uma tensão vertical inicial de 25 kPa e em seguida aumentando para 50 e 100 kPa, com o objetivo de obter a condição residual do solo estudado.

2 METODOLOGIA

Para a realização deste estudo, foram retiradas amostras indeformadas em três taludes diferentes localizados próximos ao litoral de São Luís – MA, sendo feitas também sondagens à percussão e à trado para a caracterização do solo. Além dos ensaios in situ, foram realizados ensaios de limites de Atterberg seguindo a NBR 6459/2016 e NBR 7180/2016 e de granulometria segundo a NBR 7181/2016.

As amostras então foram submetidas ao ensaio de cisalhamento direto, de acordo com a norma ASTM-D3080, aplicando uma tensão normal efetiva de 27,25 kPa, 54,5 kPa e 109 kPa, níveis adotados por terem sido julgados semelhantes aos quais o material se encontra submetido no campo. Assim, foram feitas duas reversões para cada valor de tensão normal com o objetivo de obter a tensão de cisalhamento residual, e consequentemente o ângulo de atrito e coesão, em cada solo estudado.

Os resultados obtidos foram analisados considerando a influência do tipo de solo encontrado, bem como as condições de ensaio e da amostra, no valor da resistência residual.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Geologia

A área de estudo possui geologia representada por sedimentos Cretáceos, Terciários e Quaternários, compondo a Bacia Costeira de São Luís, sendo que os grandes depósitos geológicos que predominam a região constituem a Formação Barreiras, base litológica da região e mais antiga, e a Formação Açuí que representa

os sedimentos argilo-arenosos presentes em algumas bacias hidrográficas da Ilha do Maranhão (FREIRE, DIAS, 2006).

A região também apresenta a formação de Itapecuru, pertencente ao período Cretáceo Inferior, e que se constitui de arenitos finos, avermelhados, cinza e róseos, apresentando uma estratificação horizontal (SILVA et al, 2006).

3.2 Resultados para a caracterização das amostras

A partir das sondagens realizadas, e dos ensaios de laboratório para a caracterização das amostras, foram caracterizadas tal como apresentado no Quadro 1.

Quadro 1. Caracteziação das amostras encontradas. Fonte: Autores.

Amostra	Caracterísitcas do solo
A-01	Silte argiloso, não plástico, de origem residual, marrom claro.
A-02	Argila silto arenosa, marrom e cinza
A-03	Silte arenoso, não plástico, com detritos vegetais, de origem residual, cinza esverdeado.

3.3 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto

Com relação aos resultados do ensaio de reversão, verificou-se que as tensões cisalhantes sofreram reduções após cada ruptura, como previsto.

As Figuras 1, 2 e 3 apresentam os gráficos tensão x deformação para a amostra A-01, em que se verificou uma redução mais acentuada na primeira reversão para a tensão normal de 54,5 kPa, e na segunda reversão apresentou uma redução maior para a tensão de 27,25 kPa.

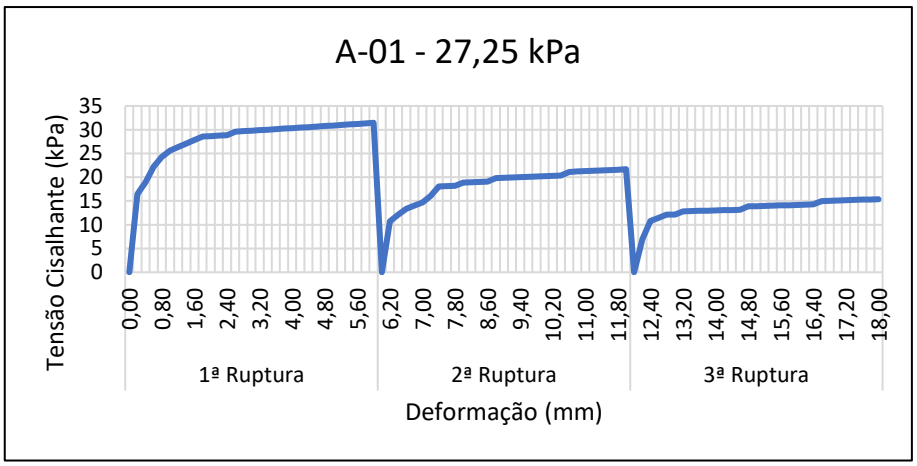


Figura 1. Tensão x deformação para 27,5kPa na Amostra 01. Fonte: Autores.

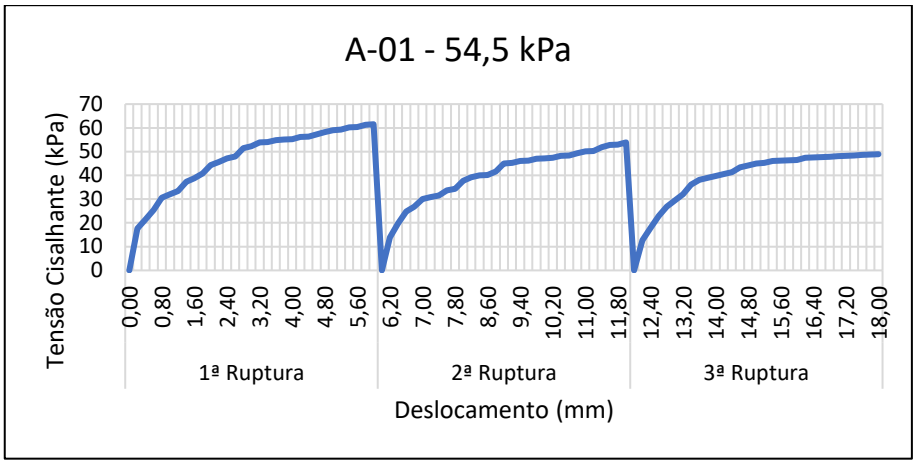


Figura 2. Tensão x deformação para 54,5kPa na Amostra 01. Fonte: Autores.

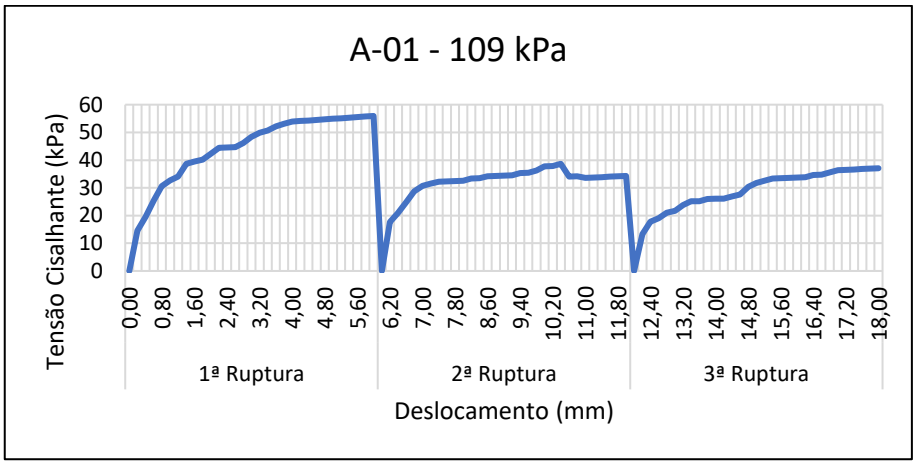


Figura 3. Tensão x deformação para 109kPa na Amostra 01. Fonte: Autores.

As Figuras 4, 5 e 6 apresentam os gráficos tensão x deformação para a Amostra 02, sendo que as amostras apresentaram uma redução maior nos valores de tensão cisalhante para a primeira reversão, sendo que na segunda reversão o gráfico manteve um comportamento semelhante, sofrendo uma queda mais acentuada apenas para a tensão de 109 kPa.

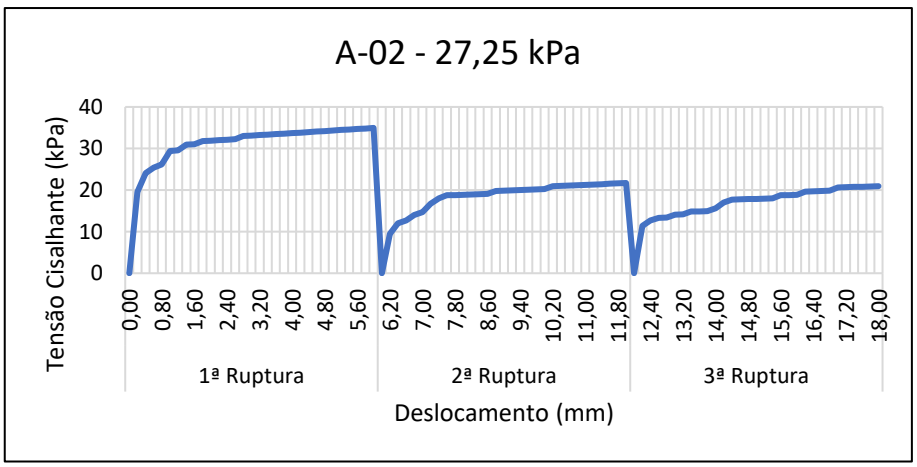


Figura 4. Tensão x deformação para 27,5kPa na Amostra 02. Fonte: Autores.

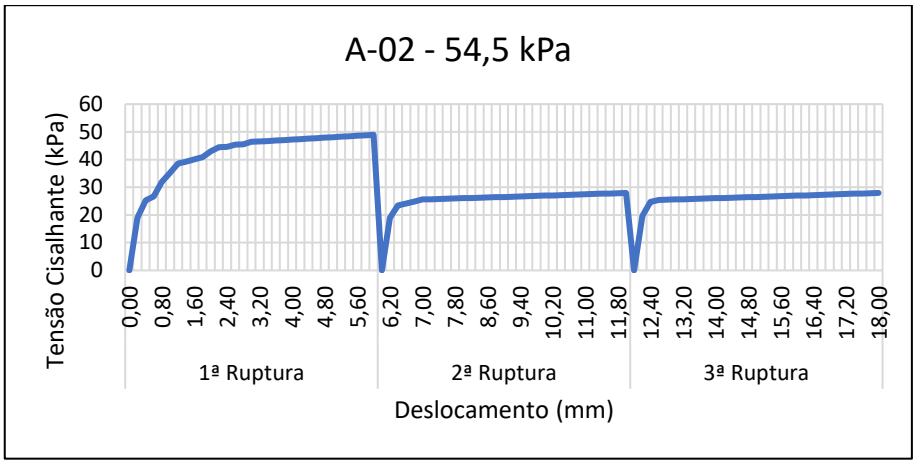


Figura 5. Tensão x deformação para 54,5kPa na Amostra 02. Fonte: Autores.

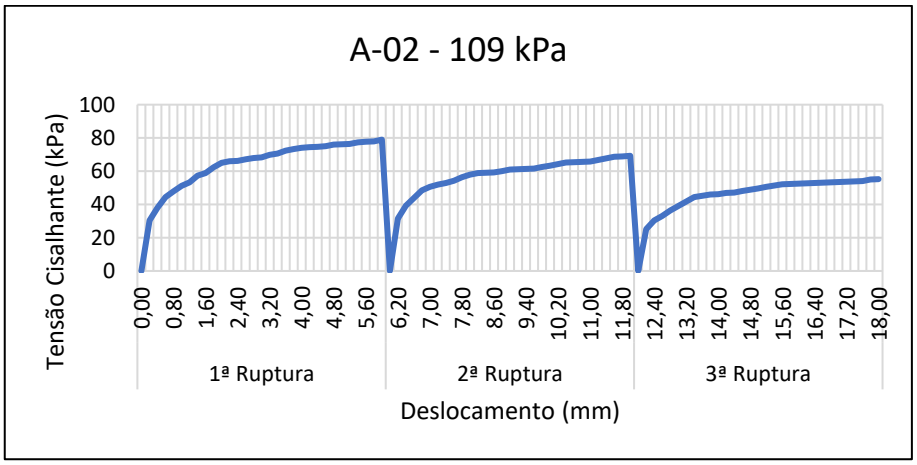


Figura 6. Tensão x deformação para 109kPa na Amostra 02. Fonte: Autores.

As Figuras 7, 8 e 9 mostram os resultados gráficos para a tensão x deformação da Amostra 03, que apresentou uma redução constante nas duas reversões para as tensões de 27,25 kPa e 54,5 kPa, enquanto que para a tensão de 109 kPa o valor da tensão cisalhante se manteve próximo nas duas reversões.

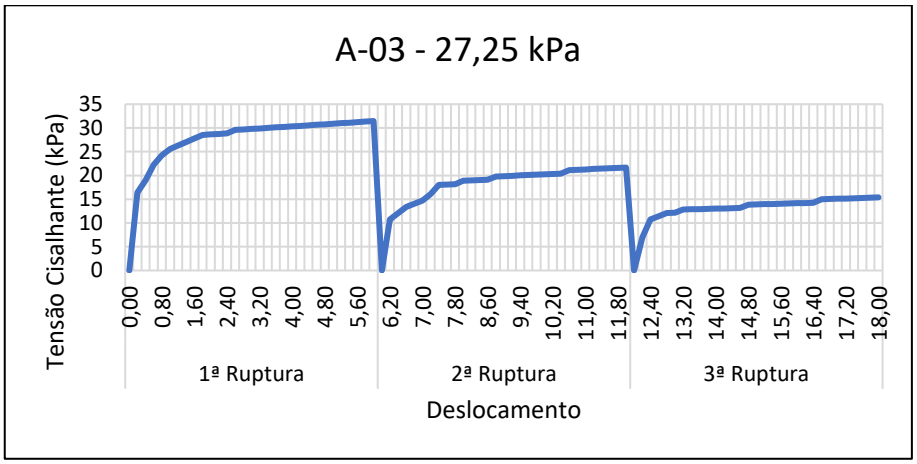


Figura 7. Tensão x deformação para 27,5kPa na Amostra 03. Fonte: Autores.

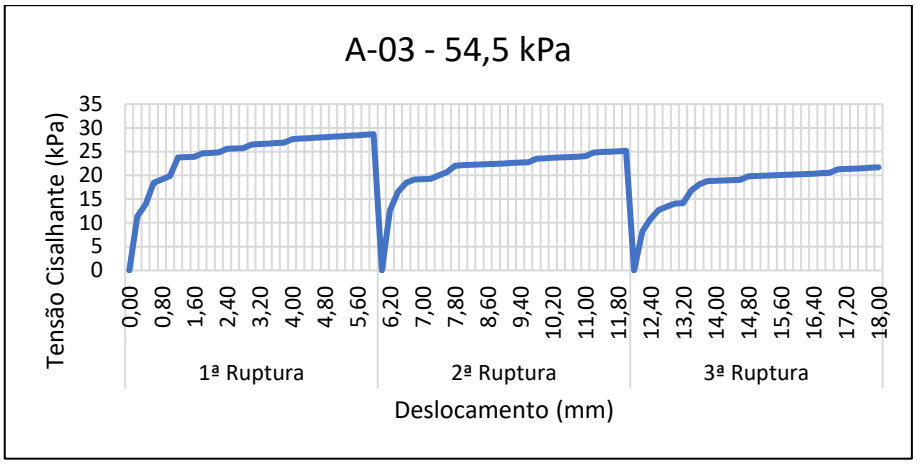


Figura 8. Tensão x deformação para 54,5kPa na Amostra 03. Fonte: Autores.

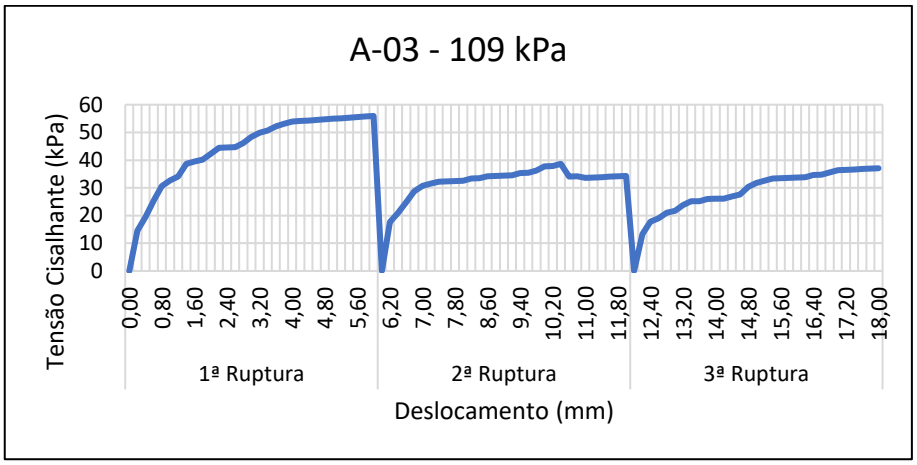


Figura 9. Tensão x deformação para 109kPa na Amostra 03. Fonte: Autores.

A Tabela 1 apresenta o os resultados para os valores de tensões obtidas para as amostras em cada ruptura.

Tabela 1. Tensões de pico nas amostras para o ensaio de cisalhamento direto. Fonte: Autores

	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalhante (kPa)		
		A-01	A-02	A-03
1ª Ruptura	27,25	34,25	34,95	31,46
	54,5	61,52	48,94	28,66
	109	91,58	79,00	55,93
2ª Ruptura	27,25	35,65	21,67	21,67
	54,5	53,83	27,96	25,17
	109	83,19	69,21	38,70
3ª Ruptura	27,25	27,26	20,97	15,38
	54,5	48,94	27,96	21,67
	109	76,9	55,23	37,05

Após a realização do ensaio de reversão, foi possível obter os parâmetros de resistência das amostras a partir da envoltória dos resultados. A Tabela 2 apresenta os parâmetros obtidos após a realização da envoltória para os ensaios de reversão com cisalhamento direto.

Tabela 2. Parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios de reversão Fonte: Autores.

Amostras	Parâmetros	Sem Reversão	1ª Reversão	2ª Reversão
A-01	C (kPa)	19,2	21,0	13,3
	Φ (°)	34,21	29,92	30,7
	R^2	0,974	0,997	0,986
A-02	C (kPa)	19,9	1,0	7,34
	Φ (°)	28,4	31,24	23,3
	R^2	0,999	0,956	0,981
A-03	C (kPa)	17,8	14,9	7,7
	Φ (°)	18,16	12,08	14,98
	R^2	0,829	0,981	0,998

Assim, observou-se variação no comportamento entre as amostras para cada reversão. Para a amostra A-01, a coesão após a segunda reversão apresenta redução de 31% em relação à primeira ruptura, enquanto o ângulo de atrito apresentou uma variação de aproximadamente 10%.

Para a amostra A-02, a coesão obteve redução aproximada de 63% comparando a primeira com última ruptura, sendo que na segunda ruptura a amostra apresentou coesão praticamente nula, e o ângulo de atrito teve uma variação aproximada de 18% entre a primeira e a última ruptura.

Já na A-03, a coesão obteve redução de 57% entre o ensaio sem reversão e o segundo ensaio com reversão, com uma redução de praticamente metade do valor entre a primeira e a segunda coesão, enquanto o ângulo de atrito apresentou uma redução de 18%.

3.4 Discussão

As reversões múltiplas tratam-se de uma alternativa para se encontrar a condição residual do solo em ensaios de cisalhamento direto, tal como explicado a priori. Assim, para o material estudado, é possível afirmar que as reversões contribuem para se obter a condição residual do solo, indicando a variação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do material.

O processo de reversões demostrou uma queda acentuada na resistência do solo entre a ruptura inicial e a primeira reversão, enquanto que após a realização da segunda reversão, os valores de tensão de pico sofreram pouca variação na maioria dos casos.

Isso se mostra através de um decaimento mais lento da resistência entre a primeira e segunda reversão nas amostras A-02 e A-03. A variação entre os parâmetros de resistência permitiu identificar um mecanismo de ruptura do tipo “deslizante” para a amostra A-03, em que os parâmetros residuais se encontra bem abaixo dos parâmetros iniciais, resultantes da reorientação das partículas lamelares na primeira ruptura, o que gerou a formação de uma superfície de deslizamento na qual houve pouca variação entre a primeira e a segunda reversão em se tratando dos valores de tensão cisalhantes obtidos.

Já a amostra A-02, a variação entre os parâmetros obtidos nas duas reversões, em que o solo oscila entre resistências elevadas e baixas, é possível notar um regime “transicional” de cisalhamento.

Na amostra A-01, a variação dos valores de tensão de cisalhamento indica um mecanismo turbulento, em que os parâmetros indicaram uma alta resistência residual, com um ângulo de atrito que se manteve constante em todas as rupturas, enquanto os valores de coesão sofreram uma grande variação em seu módulo. Segundo Silva (2003), esse tipo de comportamento é comum em solo cujos valores de ângulo de atrito sejam maiores que 25°.

4 CONCLUSÃO

Nesse estudo foi possível analisar a variação dos parâmetros de resistência em ensaios de cisalhamento direto com reversões, para a obtenção de valores residuais. Ao analisar os resultados obtidos, observou-se uma queda na resistência dos parâmetros de resistência, sendo estes a coesão e ângulo de atrito. Nesse sentido, a análise da variação dos parâmetros permitiu identificar o tipo de comportamento para o regime de cisalhamento das amostras do solo, caracterizando como turbulento, deslizante ou transicional.

A partir dos resultados encontrados, verificou-se que a coesão apresenta maior variação, sendo o parâmetro que sofre maior influência em tensões residuais, considerando o tipo de solo estudado, que se trata de um solo residual, com a ocorrência de solos cuja granulometria indica um solo silto argilo-arenoso.

Assim, como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se uma análise comparativa entre os parâmetros residuais obtidos por meio de ensaio de cisalhamento direto com reversões e outras metodologias de ensaios, aplicando os parâmetros de resistência dos respectivos ensaios para a determinação do grau de estabilidade de taludes. Também se sugere um estudo para o desenvolvimento de correlações entre os parâmetros residuais, ângulo de atrito e coesão, com outros parâmetros do solo como índice de plasticidade, limite de liquidez, bem como ao percentual de argila no solo, possibilitando uma melhor compreensão sobre o efeito sucessivas rupturas no comportamento do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11.682 - *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2014). D 3080M-11: *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*.

ALMEIDA, Allison Duarte Cardozo de. *Propostas para estabilização de talude na rodovia BR-230, km 19*. 2016. 102 f. Trabalho de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2016.

ANDRÉ, Ignez Merly de Oliveira et al. *Determinação dos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro*. 2018. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

GERSCOVICH, Denise M. S. *Estabilidade de taludes*. 2º Edição. São Paulo. Oficina de Textos, 2016, 192p.

LINHARES, Raquel Mariano. *Análises de estabilidade de talude rodoviário em solo residual*. Trabalho de conclusão de curso. Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

PITANGA, Heraldo Nunes. *Influência da velocidade de carregamento e do tempo de inundação na resistência ao cisalhamento de solos estruturados*. 2002. 101f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 2002.

PORTO, Mattheus Souza; BRESSANI, Luiz Antônio; SILVEIRA, Felipe Gobbi. *Resistência ao Cisalhamento de Solos Residuais em Encostas da Formação Serra Geral no RS*. In: XII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul. 2019.

SILVA, G. da; FERREIRA, F. G. de S.; FERREIRA, L. C.; SOUZA, U. D.; FEITOSA, A.C. *Aspectos geomorfológicos da Ilha do Medo, São Luís-MA.* In: VI Simpósio Nacional de Geomorfologia. 2006.

SILVA, Marilia Mary da; COUTINHO, Roberto Quental. *Caracterização geotécnica de um solo de calcário da Encosta Continental/PE-18, Paulista-PE, com ênfase na resistência ao cisalhamento*. 2003. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/165

Análise Numérica da Estabilidade de Taludes Rochosos Fraturados Utilizando a Técnica de Fragmentação de Malha

Maira Vieira de Almeida
Discente do curso de Geologia, Instituto de Geografia, Universidade Federal de Uberlândia, Monte Carmelo, Brasil, mairava97@gmail.com

Isadora Vieira dos Santos
Mestranda, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil, isadora.dos@ufu.br

Michael Andrade Maedo
Professor Adjunto, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil, michael.maedo@ufu.br

Resumo: Problemas envolvendo a instabilidade de maciços rochosos fraturados podem provocar graves acidentes, resultando em lesões e fatalidades, além de prejuízos econômicos. Para tentar evitar que desastres aconteçam e detectar precocemente sinais de instabilidade do terreno, a implementação de análises geotécnicas em estabilidades de taludes surge como uma solução vital a fim de garantir a segurança e a proteção da população. O presente trabalho objetivou investigar a viabilidade e empregabilidade de utilizar a Técnica de Fragmentação da Malha (TFM) em conjunto com o Método de Redução da Resistência ao Cisalhamento para determinar o Fator de Segurança. Na TFM, elementos finitos sólidos de interface de elevada razão de aspecto munidos com modelos constitutivos apropriados foram inseridos entre os elementos da malha original, levando a malha a uma configuração fragmentada. O modelo constitutivo dos elementos de interface foi baseado no critério de Mohr-Coulomb e posteriormente, implementado no programa de elementos finitos CODE_BRIGHT para a realização dos experimentos numéricos. Através das simulações de diferentes casos de taludes foi possível observar que a metodologia proposta nesse estudo foi capaz de reproduzir o comportamento de maciços fraturados independente da malha considerada.

PALAVRAS-CHAVE: talude rochoso, fraturas, método dos elementos finitos, elementos de alta razão de aspecto.

ABSTRACT: The instability of fractured rock masses poses significant risks, potentially leading to accidents resulting in injuries, fatalities, and substantial economic losses. To mitigate such disasters and identify early indicators of terrain instability, implementing geotechnical analyses on slope stability emerges as a crucial solution to ensure the safety and protection of the populace. This study aimed to explore the feasibility and effectiveness of employing the Mesh Fragmentation Technique (TFM) in conjunction with the Shear Strength Reduction Method to determine Factor of Safety (FS). In TFM, high aspect ratio solid interface finite elements, incorporating proper constitutive models, were inserted between the elements of the original mesh, causing the mesh to adopt a fragmented configuration. The constitutive model for interface elements was based on the Mohr-Coulomb criterion and subsequently incorporated into the finite element program CODE_BRIGHT for conducting numerical experiments. Through simulations involving various slope scenarios, it was clear that the methodology proposed in this study accurately replicated the behavior of fractured rock masses, irrespective of the mesh configuration used.

KEYWORDS: rock slope, fractures, finite element method, high aspect ratio elements.

1 INTRODUÇÃO

O talude é definido basicamente como um terreno inclinado, em relação a horizontal que delimita uma massa de solo, rocha ou outro material qualquer (ABNT NBR 11682, 2009). A estabilidade de taludes sempre foi um tema de muitos estudos e é considerado um assunto de suma importância, posto que a instabilidade desse, em muitas situações geram perdas irreparáveis para a sociedade, como perdas de vidas humanas e prejuízos econômicos. Os deslizamentos são processos naturais que podem ser detectados por meio de instalação de sensores e principalmente pelo monitoramento geotécnico adequado para identificar a existência de algum risco de desabamento, com isso é possível emitir alertas a população e evitar tragédias.

Tradicionalmente, as análises de estabilidades de taludes e encostas são realizadas por meio de métodos baseados no Método do Equilíbrio Limite (MEL), o qual despreza a relação tensões deformação e calcula o Fator de Segurança (FS) de uma superfície de ruptura de geometria pré-definida admitindo nessa superfície a relação entre a resistência ao cisalhamento (τr) e os esforços cisalhantes atuante (τs). Os métodos mais conhecidos baseados no MEL são: o Método das Fatias (Lamelas) de Fellenius (1927), que foi o primeiro a ser desenvolvido considerando a superfície de ruptura como sendo circular. Neste método o talude é divido em fatias, assumindo-se a base da fatia como linear e em cada base da lamela deve se compreender um tipo de solo, não podendo existir dois materiais na mesma base. O Método de Bishop Simplificado (1955) é baseado no Método das Fatias e considera-se que as forças de interação entre as fatias são horizontais e se anulam, desconsiderando as forças tangenciais entre essas e o equilíbrio das forças é feito na vertical. Há outros métodos baseados no MEL, como o Método de Spencer (1967) e o Método de MORGENSTERN & PRICE (1965), que juntamente são considerados como métodos de análises rigorosos, pois satisfazem todas as condições de equilíbrio, tanto as de forças quanto as de momento. No método de Spencer (1967), segundo Silva (2011) as forças de interação entre as fatias são representadas por uma resultante Q que assume uma inclinação constante T com a horizontal, essa resultante é aplicada na base da fatia e no ponto intermédio dela. A reação normal N é obtida pelo equilíbrio de forças na direção paralela e perpendicular à base das fatias. O fator de segurança pode ser obtido por duas formas: somatório de momentos em relação a um ponto ou somatório de forças na direção horizontal ou paralela à base das fatias. Já no método de MORGENSTERN & PRICE (1965), que foi desenvolvido para permitir que a superfície de ruptura assuma qualquer formato, seja circular, não-circular ou composta, as forças de interação são controladas pela função f (x) multiplicada por um fator λ. A função $f(x)$ é arbitrada como arco seno e apresenta menor influência sobre o fator de segurança. Essa função determinará a inclinação das forças entre as fatias.

Devido ao desenvolvimento da capacidade dos computadores e na facilidade em resolver problemas de estabilidade de taludes, o Método dos Elementos Finitos (MEF) ficou cada vez mais conhecido e atualmente é um dos mais procurados em análises geotécnicas. Um exemplo disso, está no trabalho realizado pelos autores (XINXIN, Li; JIANSHE, Liu; WENPING, Gong; YI, Xu; BOWA, 2021), em que um esquema de modelagem baseado em rede de Fratura Discreta Eficiente (FDE) foi desenvolvido. Para identificar a superfície de deslizamento crítica e avaliar o Fator de Segurança, foi empregado a análise de redução de resistência baseada no Método dos Elementos Finitos (MEF). Outra proposta consiste em utilizar a Técnica de Fragmentação da Malha (TFM) (MAEDO, 2015; MAEDO, et al. (2020); MAEDO, et al. (2021)) para reproduzir o comportamento do meio fraturado e que, em conjunto com o Método de Redução de Resistência ao Cisalhamento, é capaz de determinar o FS.

Neste trabalho, dois casos de taludes bidimensionais fraturados foram estudados utilizando a Técnica de Fragmentação da Malha (TFM), na qual elementos de alta razão de aspecto foram inseridos entre os elementos da malha original, para prever a superfície de ruptura de taludes e determinar o FS. O modelo constitutivo de dano dos elementos de alta razão de aspecto foram implementados com base no critério de Mohr-Coulomb.

2 MECÂNICA DO DANO CONTÍNUO

Lamaitre (1992) afirma que o dano de materiais é um processo físico progressivo gradual que leva à sua desintegração. O campo da Mecânica do Dano investiga os mecanismos que causam essa degradação quando os materiais sofrem cargas, usando fatores mecânicos. Além disso, o processo de degradação altera as propriedades elásticas do material, diminuindo sua área efetiva resistente e aumentando consequentemente a degradação da rigidez. Desta forma, o presente trabalho irá apresentar conceitos e componentes da formulação da mecânica do dano contínuo aplicada na descrição do comportamento inelástico do material, associado a degradação e ao dano friccional ao cisalhamento.

2.1 Modelo de dano friccional de Mohr-Coulomb

O modelo de dano isotrópico do tipo Mohr-Coulomb (GIMENES et al, 2023) foi utilizado no presente trabalho para simular o deslizamento da massa de solo. Este modelo degrada as componentes do tensor de tensão do EF-ERA associadas ao cisalhamento, seguindo como referência a direção *s* (Figura 1). Dessa forma, usando um sistema de coordenadas locais (*n,s*) a equação constitutiva para o modelo pode ser escrita da seguinte maneira:

$$\begin{bmatrix}\sigma_{nn} & \sigma_{ns}\\ \sigma_{sn} & \sigma_{ss}\end{bmatrix} = \mathbb{C} : \begin{bmatrix}\varepsilon_{nn} & \varepsilon_{ns}\\ \varepsilon_{sn} & \varepsilon_{ss}\end{bmatrix} \tag{2.1}$$

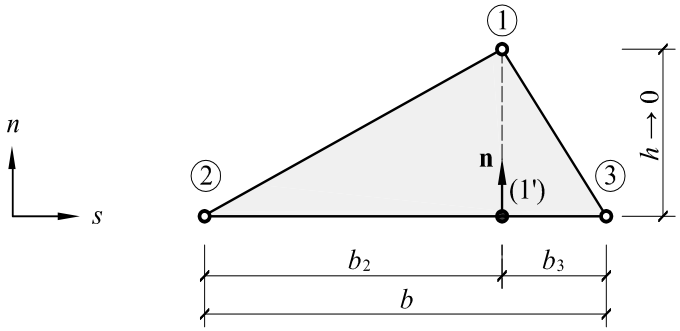


Figura 1. Elemento finito triangular de três nós (MMAEDO, 2015).

O tensor de tensão, $\boldsymbol{\sigma}$, é obtido aplicando a variável do dano $d_s \in [0,1]$ nas componentes de cisalhamento:

$$\underbrace{\begin{bmatrix}\sigma_{nn} & \sigma_{ns}\\ \sigma_{sn} & \sigma_{ss}\end{bmatrix}}_{\boldsymbol{\sigma}} = \underbrace{\begin{bmatrix}\bar{\sigma}_{nn} & 0\\ 0 & \bar{\sigma}_{ss}\end{bmatrix}}_{\bar{\boldsymbol{\sigma}}_n} + (1-d_s)\underbrace{\begin{bmatrix}0 & \bar{\sigma}_{ns}\\ \bar{\sigma}_{sn} & 0\end{bmatrix}}_{\boldsymbol{\tau}_s} \tag{2.2}$$

O dano é definido fisicamente como uma propriedade que mede o nível de integridade de um corpo, podendo ter valores variáveis de 0 a 1, em que $d = 0$ representa o estado do material intacto e $d = 1$ representa o estado do material completamente degradado.

Com isso, o critério de dano estabelecido para este caso é:

$$f_s = \|\sigma_{ns}\| - q_s(r_s) \leq 0 \tag{2.3}$$

em que q_s é a variável interna do tipo tensão aparente e r_s é a variável interna do tipo tensão elástica. Fazendo a divisão da equação anterior por $(1 - d_s)$, o critério pode ser apresentado no contexto da tensão elástica como:

$$\bar{f}_s = \|\bar{\sigma}_{ns}\| - r_s \leq 0 \tag{2.4}$$

A variável r_s é dada pelo valor máximo da tensão de cisalhamento $\|\bar{\sigma}_{ns}\|$ atingido durante todo o processo de carregamento, partindo do valor inicial r_0:

$$r_s = \max_{k\in[0,t]}[\|\bar{\sigma}_{ns}(k)\|, r_0] \tag{2.5}$$

onde $r_0 = c + \bar{\sigma}_{nn}\tan\phi$, de modo que c é o intercepto de coesão e ϕ é o ângulo de atrito que controla a influência da tensão normal de compressão $\bar{\sigma}_{nn} \geq 0$.

Como a variável interna depende das propriedades elásticas, é possível calculá-la diretamente usando as componentes do tensor de deformação em cada etapa. Posteriormente, a evolução da variável dano é obtida por:

$$d_s(r_s) = 1 - \frac{q_s(r_s)}{r_s} \tag{2.6}$$

A variável do tipo tensão aparente, q_s, é expressa pela seguinte lei exponencial:

$$q_s(r_s) = r_0 \exp\left[h\,\mathcal{H}\,\left(1 - \frac{r_s}{r_0}\right)\right] \tag{2.7}$$

sendo $\mathcal{H}$ o parâmetro de abrandamento, o qual é regularizado pela espessura h do elemento de alta razão de aspecto.

Finalmente, o modelo de dano de Mohr-Coulomb é integrado por meio do esquema de integração implícito-explícito IMPL-EX (OLIVER, 2008; Prazeres,2016).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Todas as simulações foram realizadas em um computador de mesa, cujo sistema operacional é o Linux OpenSUSE LEAP 15.5. A máquina possui processor Intel Core i9-12900 K 3.2 GHz 30, 32 GB de memória RAM, 480 GB de SSD e 4 TB de HD para armazenamento.

O método aplicado para a geração dos casos estudados consistiu em três etapas, dívidas em pré-processo, processo e pós-processo, conforme a Figura 2. Para a realização da etapa de pré-processo foi utilizado o software GiD Simulation v. 16.0.6 com o intuito de configurar os parâmetros do problema como: fazer a descrição geométrica do maciço, escolher o modelo constitutivo apropriado, definir as propriedades dos materiais, prescrever as condições de contorno e gerar as malhas de elementos finitos. Os casos estudados nesse projeto foram problemas puramente mecânicos e, para o contexto de simulação de ruptura da superfície do talude, foi utilizado um modelo constitutivo de dano baseado no critério de Mohr-Coulomb. Utilizando este modelo e o Método de Redução da Resistência ao Cisalhamento (*Shear Strength Reduction Method*), pode-se determinar o Fator de Segurança (FS) associado a superfície limite da ruptura do talude em que começa a sofrer dano. No modelo de Mohr-Columb implementado, utiliza se como parâmetros elásticos o módulo de elasticidade do material (E) e o coeficiente de Poisson (ν), enquanto o ângulo de atrito (φ) e a coesão (c) são os parâmetros utilizados para definir o limite de dano do material geológico.

Após a geração das malhas foi necessário fragmentá-las e para isso foi utilizado o programa denominado FRAG, desenvolvido pelo grupo de pesquisa de Métodos Numéricos e Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Uberlândia (UFU). Tanto o programa FRAG quanto o CODE_BRIGHT (Olivella, 1996) foram compilados com o auxílio do compilador da Intel e dos pacotes oneAPI Base Toolkit e HPC Toolkit. Para fragmentar a malha, o programa recebe dados topológicos do sistema e elabora uma nova topologia, gerando e inserindo os elementos finitos de elevada razão de aspecto entre os elementos da malha original (MAEDO, (2015); MAEDO, et al. (2020); MAEDO, et al. (2021)).

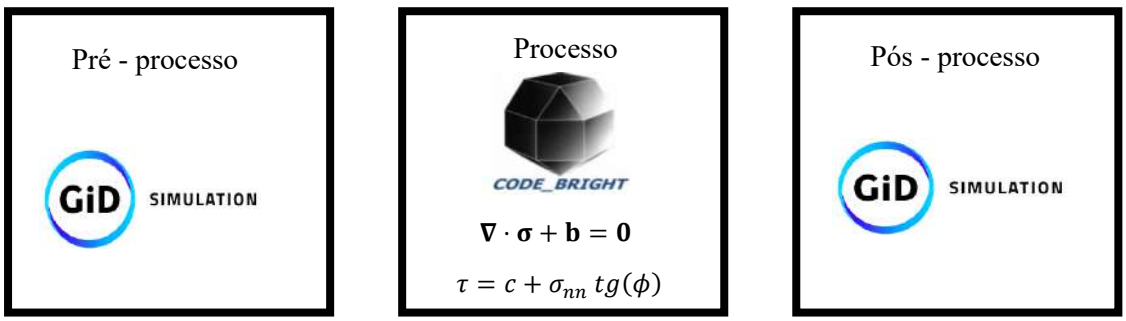


Figura 2. Fluxograma de Processos.

4 RESULTADOS

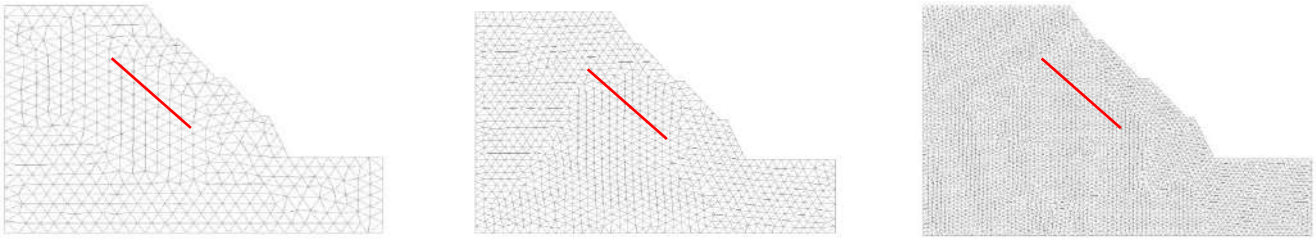
De acordo com Fossen 2017, "as fraturas representam descontinuidades nas propriedades mecânica e deslocamentos físicos nos locais onde as rochas são rompidas. A redução ou a perda de coesão caracterizam a maioria das fraturas". Com isso, para analisar a estabilidade e explorar como as fraturas influenciam no comportamento de deformação e o modo de falha desses taludes, foram modelados taludes rochosos com uma fratura e com múltiplas fraturas. Para esse teste utilizou se como base o estudo de (Xinxin et al., 2021) e juntamente foi incorporado o método do dano friccional ao cisalhamento.

4.1 Talude Rochoso Com Uma Fratura

Foi desenvolvido um talude rochoso com uma fratura não contínua, de 24 metros de comprimento e 0,2 de espessura. Este modelo possui comprimento de 80 metros e altura de 60 metros, além dos seguintes parâmetros: tangente do ângulo de atrito (φ) de 0,695, coesão (c) de 100 kPa, modulo de elasticidade (E) de 590 MPa, coeficiente de Poisson (ν) de 0,3 e peso específico do solo (γ) de 26,8 kN/m^3. A fratura gerada possui propriedades mecânicas

diferentes em comparação com o maciço rochoso, o que pode influenciar diretamente na deformação e no fator de segurança geral desse talude, assim suas propriedades são: tangente do ângulo de atrito (φ) de 0,531, coesão (c) de 10 kPa, modulo de elasticidade (E) de 1 MPa e coeficiente de Poisson (ν) zero. Todos esses parâmetros utilizados no talude foram baseados no artigo (Xinxin et al., 2021).

É imprescindível salientar que, a superfície inferior desse talude (y=0 m) foi completamente restringida, e as faces da esquerda e direita (x=0 m e x = 60 m) foram fixadas horizontalmente. Ademais, foram utilizados 1000 passos de tempo, para garantir a convergência dos resultados e a carga do peso próprio do talude foi aplicada em rampa ao longo desses 1000 passos de tempo. Para testar esse caso, foram feitas três malhas regulares, como mostra na Figura 3, em que a Malha A é a mais grossa, a Malha B é intermediária e a Malha C é a mais fina. As informações das quantidades de elementos sólidos triangulares e nós de cada malha estão disponíveis na Tabela 1. Essas análises foram feitas para verificar e validar a influência que uma fratura teria na ruptura do talude.



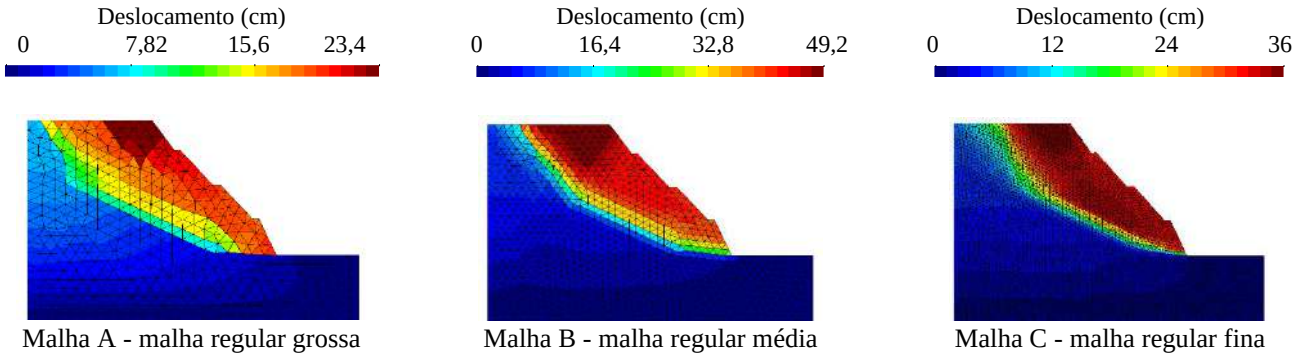
Malha A - malha regular grossa | Malha B - malha regular média | Malha C - malha regular fina

Figura 3 - Malhas regulares empregadas para simular o talude com uma fratura.

Tabela 1 - Quantidades de elementos e nós de cada malha

	Números de elementos	**Números de nós**
Malha A	854 elementos	474 nós
Malha B	1939 elementos	1036 nós
Malha C	7837 elementos	4051 nós

Na Figura 4, as cores das malhas indicam os deslocamentos. É possível notar nas malhas deformadas A, B e C, que a falha desses taludes concentra se principalmente na zona onde ocorre a fratura. Dessa forma, a presença de uma fratura no talude impõe forte influência para o deslizamento no maciço rochoso, como é uma zona estrutural fraca e descontínua, com resistência relativamente menor, a fratura desencadeia a ruptura desse talude. Devido a isso, essas malhas apresentaram comportamentos de ruptura semelhantes, rompendo com FS = 2. Esse comportamento também pode ser observado nas curvas da Figura 5.



Malha A - malha regular grossa | Malha B - malha regular média | Malha C - malha regular fina

Figura 4 - Deslocamentos obtidos nas simulações do talude rochoso com uma fratura.

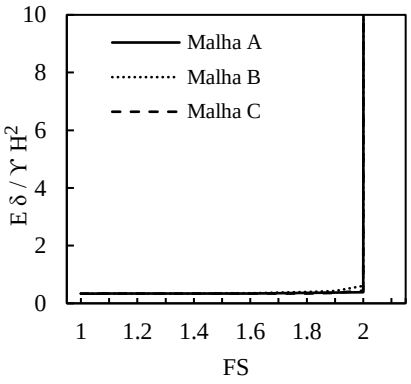
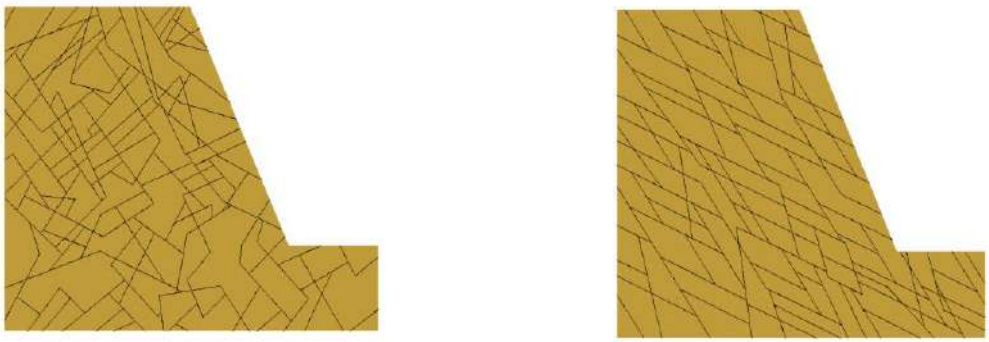


Figura 5 - Valores de deslocamento adimensional obtidos por meio das simulações do talude rochoso com uma única fratura.

4.2 Talude Rochoso Com Múltiplas Fraturas

Neste caso foi desenvolvido um talude rochoso com múltiplas fraturas, de 125 metros de comprimento e 95 metros de altura, possuindo as seguintes propriedades: tangente do ângulo de atrito (φ) de 0,781, coesão (c) de 1 MPa, modulo de elasticidade (E) de 10000 Mpa, coeficiente de Poisson (ν) com 0.2 e peso específico do solo (γ) de 25 kN/m^3. Além disso, as propriedades dessas fraturas são: tangente do ângulo de atrito (φ) de 0,445, coesão (c) de 0,12 MPa, modulo de elasticidade (E) de 10 MPa e coeficiente de Poisson (ν) zero.

É importante frisar que, a superfície inferior desse talude (y=0 m) foi completamente restringida, e as superfícies esquerda e direita (x=0 m e x = 95 m) foram fixados horizontalmente. Para este caso foram utilizados 1000 passos de tempo, para garantir a convergência dos resultados e a carga do peso próprio do talude foi aplicada em rampa ao longo desses 1000 passos de tempo. Assim sendo, foram feitas simulações de duas malhas, uma com fraturas aleatórias (Figura 6 (a)), com elementos de tamanhos de 1 metro e a outra com fraturas alinhadas, com elementos de tamanhos de 18 metros, como mostra na Figura 6 (b). As informações das quantidades de elementos sólidos triangulares e nós de cada malha estão disponíveis na Tabela 2. O intuito de se fazer essas análises nos diferentes padrões de fraturas foi para verificar a influência que isso teria no comportamento da ruptura e no valor do Fator de Segurança, utilizando o Método de Redução da Resistência ao Cisalhamento (*Shear Strength Reduction Method*) por elementos finitos.



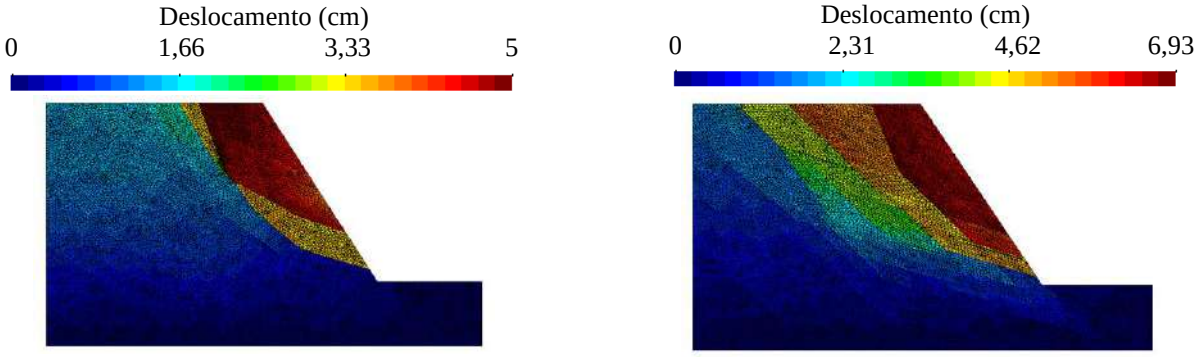
(a) Fraturas com disposição aleatória (b) Fraturas com disposição alinhada

Figura 6 - Malhas com fraturas aleatórias e alinhadas para simular o talude com múltiplas fraturas.

Tabela 2 - Quantidades de elementos e nós de cada malha

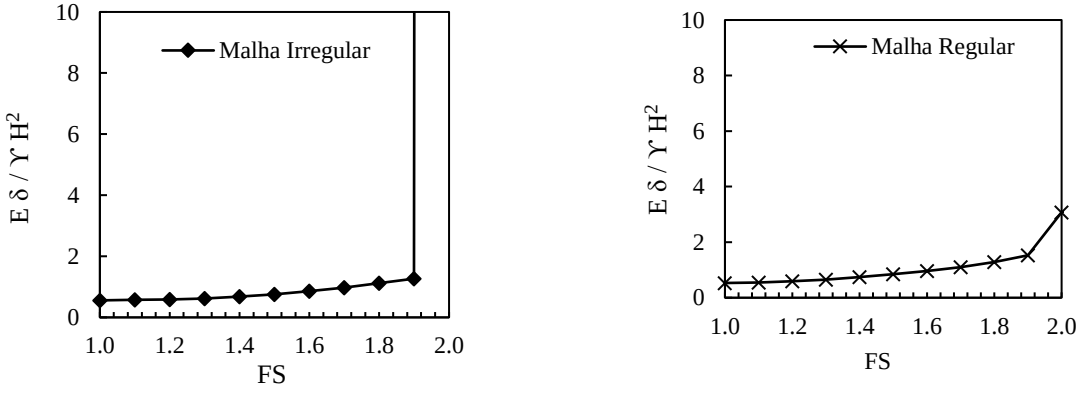
	Números de elementos	**Números de nós**
Malha Irregular	21082 elementos	9643 nós
Malha Regular	74990 elementos	66181 nós

Na Figura 7 é possível observar os mapas de contorno preenchidos para ambos os casos estudados. É possível notar que a diferença nas regulares e irregularidades das fraturas não influenciaram no rompimento, pois ambas as malhas apresentaram comportamento semelhante, como mostra nas curvas da Figura 8 (a) e (b). Assim sendo, as duas malhas começaram a romper com FS = 1,8 e atingem o seu pico com FS = 2.



Malha A – irregular Malha B - regular

Figura 7 - Deslocamentos obtidos nas simulações do talude rochoso com múltiplas fraturas.



(a) (b)

Figura 8 - Valores de deslocamento adimensional obtidos por meio das simulações do talude com múltiplas fraturas (a) malha com fraturas irregular; (b) malhas com fraturas regular.

5 CONCLUSÃO

A modelagem numérica da estabilidade de taludes rochosos com fraturas ainda é um desafio, principalmente em relação a identificação da superfície de deslizamento crítica e a estimativa do fator de segurança. No que diz respeito a abordagem proposta neste trabalho, a análise de estabilidade dos diferentes casos de taludes utilizando a técnica de fragmentação de malha forneceu uma representação adequada do processo de ruptura desses taludes e assim determinar o Fator de Segurança, independente da malha utilizada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Dr. Michael Maedo pela oportunidade para desenvolver esse estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682. Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro, 2009.

BISHOP, A.W. 1955. *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. Géotechnique*, 5(1): 7–17.

FELLENIUS, W. *Stability analysis of earth slopes and retaining walls considering both friction and cohesion ans assuming cylindrical sliding surfaces*. Ernst. 1927.

FOSSEN, Haakon. ***Geologia estrutural***. São Paulo: Oficina de Textos, 2017. Acesso em: 31 out. 2023.

GIMENES, M.; RODRIGUES, E.A.; BITERNCOURT, L.A.G.; MANZOLI, O.L. *2D mesoscale modeling of compressive fracture in concrete using a mesh fragmentation technique. International Journal of Solids and Structures*, v.260-261, p.112031, 2023.

LAMAITRE, J. ***A Course on Damage Mechanics***. [S.I.]: Springer Science & Business Media, 1992. ISBN 978-3-662-02763-9.

MAEDO, M. A. *Simulação computacional por elementos finitos de múltiplas fissuras em sólidos usando técnica de fragmentação da malha*. Bauru, 2015.

MAEDO, M; SÁNCHEZ, M; ALJEZNAW, D; MANZOLI, O; GUIMARÃES, L. J; CLETO, P. R. *Analysis of soil drying incorporating a constitutive model for curling*. Acta Geotechnica, 15, 2619-2635. 2020.

MAEDO, M. A; SÁNCHEZ, M; FABBRI, H; CLETO, P.R; GUIMARÃES, L. J; MANZOLI, O. L. *Coupled thermo-hydro-mechanical numerical modeling of evolving fractures in rocks. Rock Mechanics and Rock Engineering*, 54, 3569-3591. 2021.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces.* Geotechnique, p. 79-93, 1965.

Oliver, J., Huespe, A. E., & Cante, J. C. (2008). *An implicit/explicit integration scheme to increase computability of non-linear material and contact/friction problems*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 197(21-24), 1865-1889.

Olivella, S., Gens, A., Carrera, J., & Alonso, E. E. (1996). *Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. Engineering computations, 13(7), 87-112.*

Prazeres, P. G., Bitencourt, L. A., Bittencourt, T. N., & Manzoli, O. L. (2016). *A modified implicit–explicit integration scheme: an application to elastoplasticity problems.* Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering, 38, 151-161.

SILVA, J.P. M. *Os métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Talude.* 2011. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade do Porto – U. PORTO, Portugal, 2011.

SPENCER, E. A. *Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-slice Forces.* Geotechnique, n.17, p.11-26, 1967.

XINXIN, Li; JIANSHE, Liu; WENPING, Gong; YI, Xu; BOWA, Victor. *A discrete fracture network based modeling scheme for analyzing the stability of highly fractured rock slope*. Elsevier, ano 2021, 24 nov. 2021. Computers and Geotechnics, p. 1-18. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104558. Acesso em: 24 nov. 2021.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/166

Análise Numérica da Influência das Propriedades Mecânicas do Terreno e da Geometria do Bloco em Eventos de Queda de Rocha

Luan Pascoal dos Santos
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, pascoal.luan@gmail.com

Fabricio Fernández
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile, fabricio.fernandez@ucn.cl

Eurípedes Amaral Vargas Júnior
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, eavargasjr@gmail.com

Felipe Gobbi
Geobrugg AG, Porto Alegre, Brasil, felipe.gobbi@geobrugg.com

RESUMO: O estudo apresenta os resultados de uma análise numérica sobre a influência das propriedades mecânicas do terreno e da geometria de blocos em eventos de queda de blocos de rochas, com ênfase no alcance e na dissipação de energia cinética durante a trajetória dos blocos. As simulações numéricas foram realizadas usando o Método do Ponto Material (MPM) para considerar grandes deformações durante o impacto dos blocos em problemas bidimensionais e tridimensionais. Os resultados das simulações revelaram que quando o bloco atinge a superfície, o talude rompe localmente conforme as propriedades de resistência do solo. Tanto a forma do bloco quanto a resistência do material do talude influenciam diretamente na determinação se, após o impacto, o bloco mantém energia suficiente para superar a rampa formada pela cicatriz de ruptura e continuar sua queda. Além disso, observou-se que diferentes orientações iniciais de queda, especialmente em blocos alongados e lascas, afetam a dissipação de energia e, por conseguinte, o alcance dos blocos.

PALAVRAS-CHAVE: Método do Ponto Material, Queda de Rochas.

ABSTRACT: The study presents the results of a numerical analysis on the influence of the mechanical properties of the terrain and the geometry of blocks on rockfalls events, with emphasis on the range and dissipation of kinetic energy during the trajectory of blocks. Numerical simulations were performed using the Material Point Method (MPM) to consider large deformations during block impact in two- and three-dimensional problems. The simulation results revealed that when the block reached the surface, the slope failed locally according to the soil resistance properties. Both the shape of the block and the resistance of the slope material directly influence the determination of whether, after the impact, the block maintains enough energy to overcome the ramp formed by rupture healing and continue its fall. Furthermore, it has been observed that different initial drop orientations, especially on elongated and chipped blocks, affect energy dissipation and therefore the reach of the blocks.

KEYWORDS: Material Point Method; Rockfall.

1 INTRODUÇÃO

Eventos de queda de blocos de rocha são movimentos caracterizados por grandes deformações e deslocamentos durante a evolução do processo. A dinâmica de queda de rochas é, especialmente, a quantificação da dissipação de energia durante a complexa interação rocha-solo, ainda pouco conhecida. A simulação da provável trajetória de queda ajuda a descrever o movimento que esses blocos irão desenvolver durante o processo e determinar seu alcance. Para tal, é necessário o conhecimento da encosta, dos materiais que a compõem e da sua geometria. O entendimento da dependência do formato dos blocos está bem

estabelecido, mas atualmente, existe pouca base experimental sobre como o risco de queda de rochas aumenta com a massa, tamanho e formato da rocha (Caviezel *et al*, 2021).

O fenômeno de queda de rochas envolve uma variedade de movimentos, como queda-livre, saltos, rolamento e deslizamento, que possuem diferentes condições de disparo e são determinados pelo estado cinemático da rocha em queda e pela interação entre rocha e terreno. Portanto, uma moderna abordagem de previsão de trajetória de queda de rochas deve estar dentro de uma estrutura tridimensional, considerando formas arbitrárias de blocos, a interação de contato entre rocha e terreno e os quatro movimentos de queda mencionados anteriormente, bem como a transição entre eles (Yan *et al*, 2020). Além do fato de que as propriedades do material do terreno e as condições de impacto serem incertas e variáveis, a modelagem de queda de blocos também deve considerar a variabilidade na geometria dos blocos, associada à diversidade geológica das regiões de queda de rocha.

O Método do Ponto Material (MPM), que vem sendo desenvolvido para simular problemas de grandes deformações, desponta como um grande aliado no estudo e entendimento de processos de queda de rocha e de seus efeitos. No MPM o corpo contínuo é representado por um conjunto de pontos Lagrangeanos, chamados pontos materiais esses pontos se movem através de uma malha computacional Euleriana e armazenam em si as propriedades físicas do contínuo (Llano-Serna, 2012). Uma das grandes vantagens do MPM é o fato do método ser capaz de simular problemas de grandes deformações sem a inconveniente distorção da malha (Fernández, 2020). O presente trabalho aborda a partir do Método do Ponto Material como as propriedades mecânicas do terreno e as propriedades geométricas da rocha podem influenciar no alcance e na dissipação de energia em eventos de queda de rocha.

2 MÉTODO DO PONTO MATERIAL (MPM) -

No modelo MPM, o domínio geomecânico é discretizado em subdomínios representados por pontos materiais que armazenam e transportam as propriedades de interesse do meio. Esses pontos materiais fornecem uma descrição Lagrangeana do corpo contínuo (Nguyen, 2014). Tais pontos se movimentam livremente em uma malha computacional Euleriana fixa que cobre todo o domínio do problema, bem como a região onde se espera que o corpo se mova. As equações de movimento são resolvidas na malha fixa. A Figura 1 apresenta uma ilustração gráfica da discretização do MPM, onde as linhas pontilhadas denotam os domínios físicos de cada partícula.

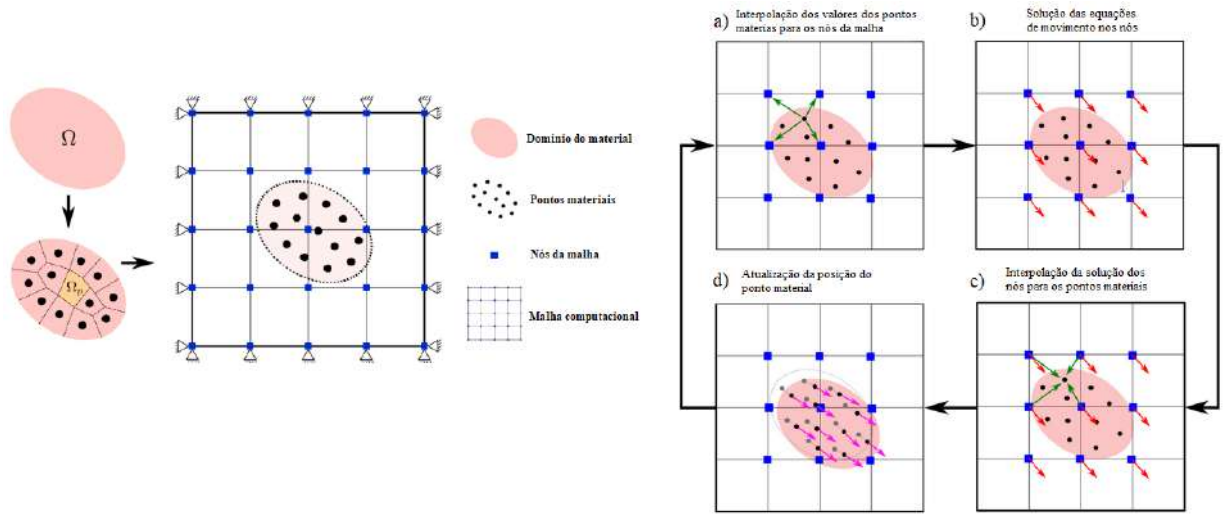


Figura 1. Discretização e ciclo computacional do MPM (Fernández, *et al* 2021).

Na Figura 1 também é representado o ciclo computacional do método do ponto material. As informações inicialmente armazenadas nas partículas são interpoladas para os nós da malha Euleriana (a). Uma vez que se tenha todas as informações nos nós da malha computacional, onde são impostas as condições de contorno, resolve-se as equações de movimento (b). Obtendo-se a solução nos nós da malha, essas informações são novamente interpoladas para os pontos materiais (c) e as partículas movimentam-se atualizando suas posições (d). As variáveis armazenadas na malha não são requeridas no passo seguinte da análise, sendo, portanto,

descartadas e as variáveis da malha são reiniciadas para a configuração original, o que torna o método livre de distorções (Fernández, 2020; Zabala e Alonso, 2011; Rojas, 2019). As simulações apresentadas neste estudo foram realizadas utilizando-se o simulador MPM-PUCRio (Fernández, 2020).

3 SIMULAÇÕES BIDIMENSIONAIS

Para as simulações bidimensionais foi estabelecido um modelo plano de talude elastoplástico homogêneo. A Figura 2 mostra a geometria do modelo. O material do talude foi definido como sendo do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. O ângulo de inclinação do talude é de $\theta = 30°$. Os blocos caem de uma posição $u_{x0} = 5m$ e $u_{z0} = 8m$, com velocidade inicial de $v_i = -20$ m/s. Esta velocidade elevada representa um bloco impactando o terreno após uma queda livre de aproximadamente 20m, o que são casos comuns de quedas de rochas em encostas íngremes que impactam os taludes de solo no sopé das encostas.

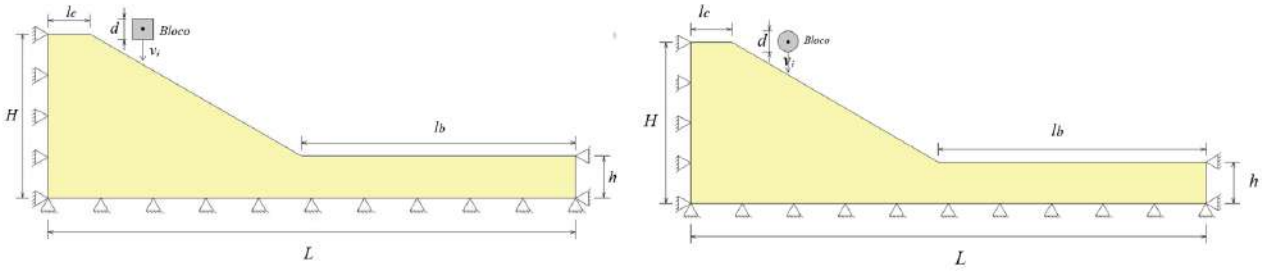


Figura 2. Geometria do modelo bidimensional

O modelo utiliza um algoritmo de contato para que a interação entre os corpos ocorra sem que haja a interpenetração dos materiais permitindo o rolamento e o deslizamento com fricção. Ao atingir o talude, a condição de contato entre o bloco e a superfície do talude permite a dissipação de energia cinética a partir de deformações plásticas e por atrito no solo.

Na Tabela 1, estão apresentados os parâmetros do material do talude e da rocha, a geometria do modelo e a dimensão da malha Euleriana. O baixo valor de Módulo de Young utilizado para a rocha foi um artifício numérico para reduzir o tempo de simulação com o MPM.

Tabela 1. Parâmetros gerais do modelo

Altura do talude	*H*	7.8m	*Parâmetros do solo*		
Altura da base do talude	*h*	2m	Módulo de Young	E	20 MPa
Comprimento horizontal	*L*	25m	Coeficiente de Poisson	ν	0.3
Comprimento da base	*lb*	13m	Massa específica	ρ	1800 kg/m³
Comprimento da crista	*lc*	2m	*Parâmetros da Rocha*		
Malha Euleriana	Δx, Δy, Δz	0.25m	Dimensão do bloco	D	1 m
Inclinação do talude	θ	30°	Módulo de Young	E	1000 MPa
Gravidade	g	9.81 m/s²	Coeficiente de Poisson	ν	0,2
Velocidade inicial	v_i	-20m/s	Massa	m	675kg

Para as simulações foram utilizados os parâmetros elásticos do solo e da rocha apresentados na Tabela 1. Considerou-se diferentes tipos de solo para cada uma das simulações, de acordo com os casos apresentados na Tabela 2 Os blocos de geometria circular e quadrada impactam o talude verticalmente com a mesma velocidade. A Figura 3 apresenta a comparação entre as deformações plásticas e o alcance horizontal para cada uma das geometrias.

Tabela 2. Parâmetros de Mohr-Coulomb do terreno nas análises 2D

Parâmetros de Mohr-Coulomb	Casos						
	A	B	C	D	E	F	G
Coesão	1kPa	5kPa	5kPa	20kPa	20kPa	50kPa	50kPa
Ângulo de Atrito	30°	25º	35º	25°	35°	20°	30°

Na configuração final dos casos apresentados na Figura 3, o sistema bloco + talude se encontra em equilíbrio. Como visto no item 2, as partículas representam um domínio e não exatamente o limite do corpo. As distâncias observadas entre o bloco e a superfície e as posições aparentemente instáveis são relacionadas ao método de contato do MPM. Ma *et al*. (2010) propõem uma correção para essa condição, calculando a distância real entre dois corpos. Esse método não foi considerado neste trabalho por uma questão de eficiência e por não influenciar significativamente nos resultados.

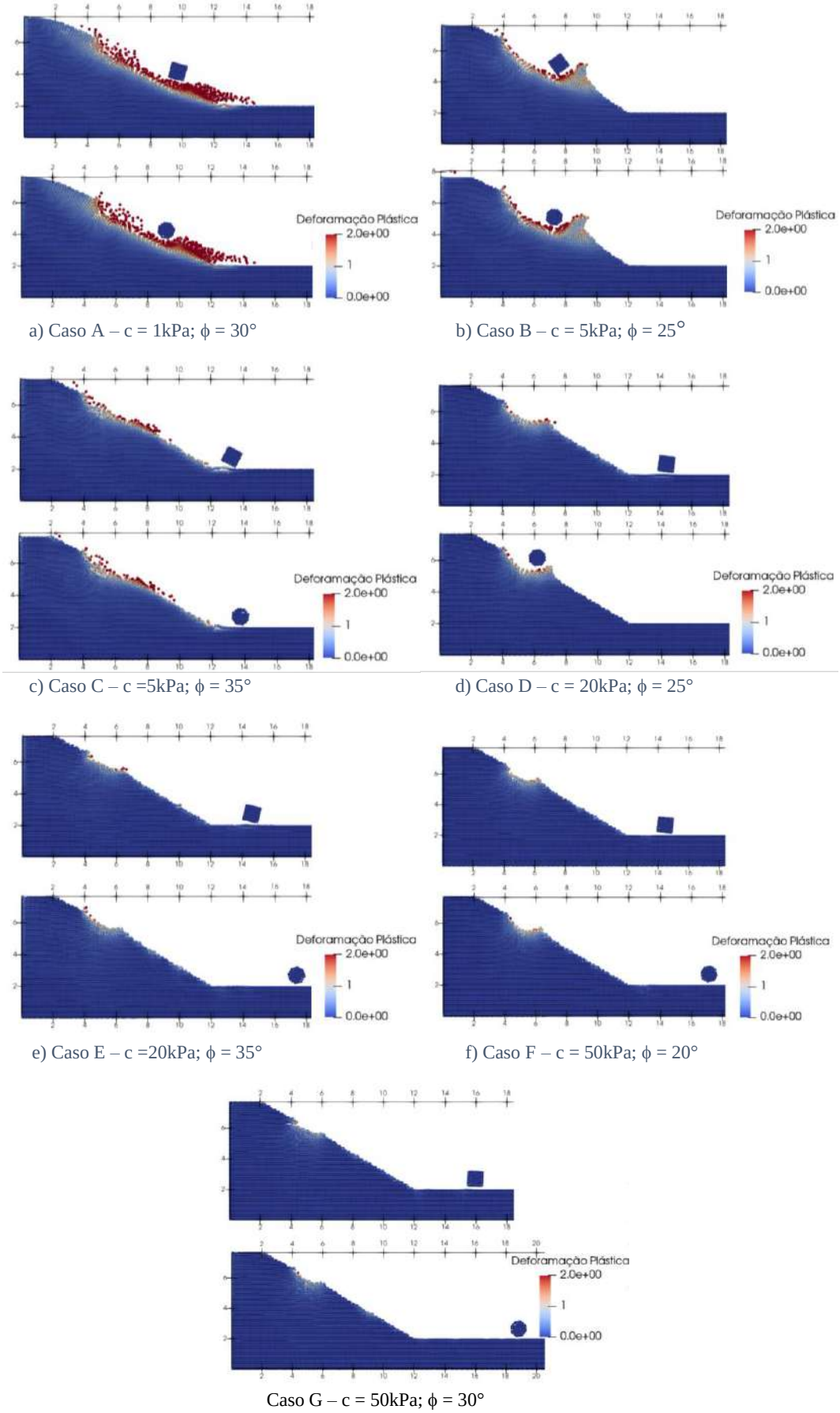
O talude rompe localmente de acordo com as propriedades de resistência do solo, sendo possível identificar uma zona de plastificação na região do impacto. Durante o impacto, o bloco perde energia em função dos parâmetros do talude. Quanto maior a zona rompida, menor é o alcance do bloco uma vez que menor é a energia disponível para o bloco se movimentar. Para um material pouco coesivo, como o material do caso A (c=1kPa; ϕ=30), o impacto do bloco causa uma maior zona de ruptura em comparação com as demais, e as deformações plásticas se estendem por quase toda a extensão do talude, dissipando a maior parte da energia disponível para o movimento. Após o impacto, ocorre um deslizamento no material do talude, arrastando o bloco.

Comparando-se os resultados obtidos para os blocos de seção quadrada nos casos B (c=5kPa; ϕ=25°) e D (c=20kPa; ϕ=25°) verifica-se que, no caso D, o impacto causa uma cicatriz na superfície e a dissipação é tal que o bloco não dispõe de energia suficiente para transpor o material que se depositou à jusante da cicatriz. Para materiais mais coesivos, logo, mais resistentes, como o do caso D, após o impacto, as cicatrizes são menos profundas e os blocos ainda possuem energia cinética para rolar ao longo do talude, ocasionando pequenas zonas de plastificação nos locais de contato do bloco com o solo, ao passo que a energia cinética do bloco se dissipa pelo atrito entre o bloco, em rolamento, e a superfície. Ao analisar os casos C (c=5kPa; ϕ=35°) e E (c=20kPa; ϕ=35°), em relação à sensibilidade à variação da coesão, constata-se uma dissipação de energia mais efetiva no caso C, tanto para os blocos de seção quadrada quanto para as circulares, o que implica em um menor alcance horizontal do bloco.

Para a verificação da influência do ângulo de atrito no alcance e na dissipação de energia do bloco, foram comparados os casos nos quais materiais com a mesma coesão apresentam diferentes ângulos de atrito. Para solos de menor valor de coesão, como o caso B e C (c=5kPa), a influência do ângulo de atrito se nota no grau de penetração do bloco extensão da zona plastificada. No caso B, o bloco desliza na superfície acumulando o material rompido na extremidade da cicatriz sem ter, entretanto, energia suficiente para romper ou transpor a pequena barreira formada. Já no caso C (ϕ=35°), o bloco possui energia suficiente para romper a barreira de material acumulado e rolar sobre o talude.

Materiais com maior valor de ângulo de atrito irão apresentar menor grau de penetração do bloco na superfície. Em solos onde a parcela de resistência é dada em sua maior parte pela coesão, como nos casos F (c=50kPa; ϕ=20) e G (c=50kPa; ϕ=30°), o ângulo de atrito pouco influencia na cicatriz de impacto do bloco, possuindo maior influência no movimento do bloco que rola pela superfície do talude causando pequenas deformações plásticas nos pontos de contato. Claro que este resultado é dependente da massa do bloco e da velocidade de impacto, pois os valores de coesão limite para influenciar no processo irão variar de acordo com a solicitação imposta (massa e velocidade).

Quando comparada a influência do formato do bloco para cada caso, os blocos de geometria circular, em geral, alcançam maiores distâncias que os blocos de geometria quadrada. Contudo, chama atenção o caso D (c=20kPa; ϕ=25°), no qual o bloco circular, ao atingir o talude, penetra o solo alcançando o equilíbrio. O impacto do bloco com o solo gera deformações plásticas na superfície do talude, deixando cicatrizes de dimensões variadas dependendo da energia de colisão e, também, como sugerem os experimentos numéricos até então apresentados, do formato do bloco. Mesmo com a mesma energia de colisão do bloco quadrado, o bloco circular penetra mais no solo, gerando uma maior zona de plastificação e dissipando mais energia, de modo que não consegue transpor a rampa de sobressalto.



a) Caso A – c = 1kPa; ϕ = 30°

b) Caso B – c = 5kPa; ϕ = 25°

c) Caso C – c =5kPa; ϕ = 35°

d) Caso D – c = 20kPa; ϕ = 25°

e) Caso E – c =20kPa; ϕ = 35°

f) Caso F – c = 50kPa; ϕ = 20°

Caso G – c = 50kPa; ϕ = 30°

Figura 3. Deformações plásticas para blocos de geometria circular e quadrada

4 SIMULAÇÕES TRIDIMENSIONAIS

Nesta seção, serão apresentadas simulações com blocos reais, de diferentes formatos, todos com o mesmo volume (0,6m³) e mesma massa específica (2700 kg/m³), com velocidade inicial v_i=-10 m/s, impactando o talude em diferentes orientações. Para o talude foi mantida a mesma geometria, porém considerando-se profundidade no modelo apresentado na Figura 2. As dimensões da malha Euleriana são as mesmas apresentadas na Tabela 1. Foram definidos terrenos com parâmetros de solo residual de gnaisse e filito alterado. Os parâmetros do terreno estão indicados na Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros de Mohr-Coulomb do terreno nas análises 3D

Material	ρ (kg/m³)	E (MPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)	Referência
Solo residual de gnaisse	1800	70	0,3	53	26,8	ABEF, 1989
Filito alterado	2000[1]	1000[1]	0,25[1]	159[2]	33,7[2]	Lopes et al, 2007[1]; Guerra, 2011[2]

A geometria dos blocos foi definida a partir dos vértices de rochas reais da biblioteca de blocos do software RAMMS::Rockfall (Leine *et al*, 2014). O RAMMS::Rockfall divide esses blocos irregulares em três categorias: *equant*, *flat* e *long*. Segundo Glover (2015), maciços com juntas primárias quase que igualmente espaçadas e ortogonais entre si geram blocos de formato *equant*, aproximadamente cúbico. Maciços dobrados e bem estratificados formam placas que se destacam em formatos do tipo *platy* (ou *flat*). Maciços com juntas colunares, produzem blocos alongados (*elongate* ou *long*).
A partir da nuvem de pontos do RAMMS::Rockfall. gerou-se uma malha de elementos finitos para cada uma das geometrias citadas. O arquivo de malha foi carregado no simulador MPM-PUCRio e as partículas distribuídas uniformemente no centro de cada tetraedro da malha, conforme apresentado na Figura 4. Nas simulações com o MPM, para alterar a orientação de lançamento dos blocos, as coordenadas dos pontos foram permutadas entre si de modo que os blocos fossem rotacionados em relação aos seus eixos originais, definindo-se as orientações zx, zy e zz. Dessa forma, é possível avaliar a influência da posição de impacto na trajetória dos blocos.

A Tabela 4 apresenta a distância percorrida pelos blocos em função da orientação de queda e do material do talude. Para descrever melhor como o MPM avalia a influência da orientação de saída e dissipação de energia, é necessário analisar as curvas de energia cinética para cada bloco, considerando as três diferentes orientações utilizadas neste estudo. Os gráficos da Figuras 5 apresentam como uma simples mudança na orientação de saída dos blocos pode interferir na variação da energia cinética durante o processo de queda.

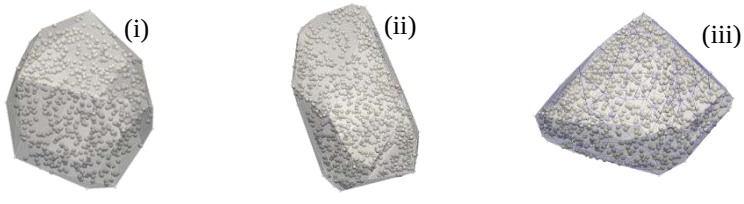
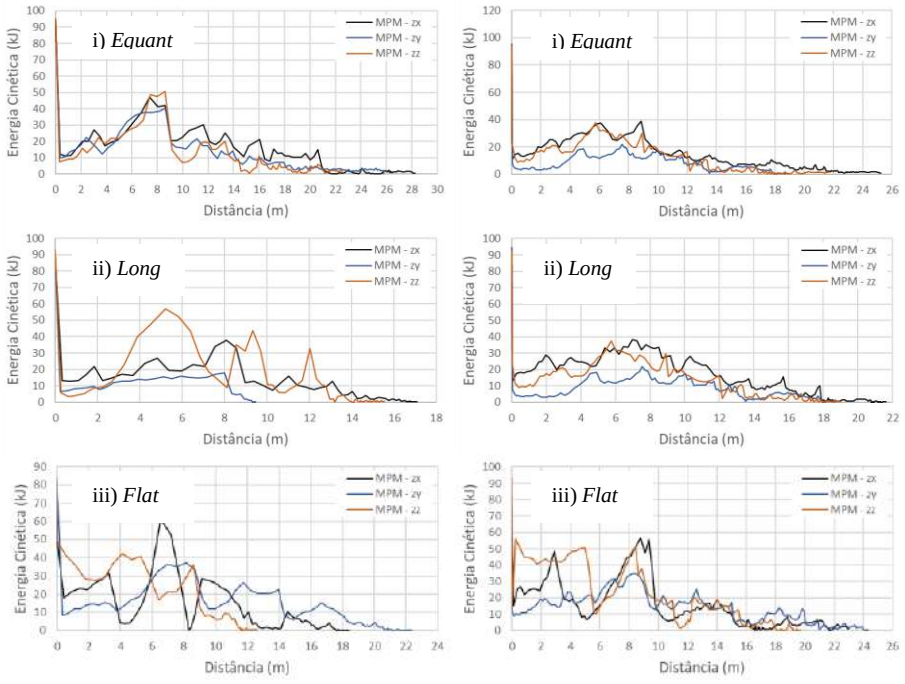


Figura 4. Geometria dos blocos: (i) *equant*, (ii) *long* e (iii) *flat*

Tabela 4. Distância percorrida – em metros – pelos blocos

Bloco	Solo residual de gnaisse			Filito alterado		
	zx	zy	zz	zx	zy	zz
Equant	28,3	25,8	22,5	25,3	18,7	21,6
Long	17,1	9,5	15,5	21,7	18,8	19,9
Flat	18,4	22,4	12,6	23,0	24,7	19,7



(a)Solo residual (b) Filito alterado

Figura 5. Distância percorrida e variação da energia cinética para os blocos *equant*, *long* e *flat*

A partir dos resultados apresentados na Tabela 4, é possível verificar as alterações geradas na trajetória, de acordo com a orientação de liberação do bloco. Os blocos *flat* e *long* apresentam maiores dispersões nos valores de distância percorrida durante a queda, enquanto a dispersão para o bloco *equant* é menor para o solo residual. Esta baixa dispersão para blocos *equant* era esperada, uma vez que esse formato se aproxima de uma geometria regular. Curiosamente, esse comportamento não é verificado no filito alterado, onde trajetórias para o bloco *equant* apresentam uma maior variação no alcance que as demais geometrias. Esse comportamento inesperado pode ser explicado pelo fato de que, por se tratar de uma superfície mais rígida, ao impactar o solo, as rugosidades da superfície do bloco as fazem saltar em diferentes direções.

A mudança na orientação de saída do bloco não apresenta diferenças muito significativas para os blocos *equant*. Entretanto, em blocos com formato *flat* e *long* pode representar uma variação de energia, em um mesmo trecho, até 5 vezes maior, conforme o verificado para em blocos *flat*, para o filito alterado, nos primeiros metros percorridos. A mudança na orientação também implica no movimento desenvolvido pela rocha durante a trajetória de queda, o que influencia fortemente como se dá a dissipação de energia e, consequentemente, o alcance do bloco. Esse comportamento pode ser visto no exemplo do bloco com formato tipo *long*, quando comparados os resultados das orientações zy e zz. Enquanto na orientação zy o bloco desliza por quase todo o seu percurso, na zz ele desenvolve movimento de rolamento ao longo da superfície.

Dos três tipos de blocos utilizados nas simulações tridimensionais com o MPM, aqueles com formato *equant* são mais móveis no solo residual, enquanto as com formato *flat* são mais móveis no filito alterado. Esse fato pode ser explicado pela velocidade angular desse bloco durante a queda, que está relacionada ao eixo inercial em torno do qual a rocha gira. Como as orientações de saída foram definidas com base nos eixos principais dos blocos, a menor dissipação de energia nas interações rocha-solo proporciona bloco rolar em torno do eixo de maior inércia, que favoreceu uma maior mobilidade para o formato *flat.*

5 CONCLUSÕES

Neste trabalho foi avaliada a influência dos principais parâmetros associados a processos de queda de blocos de rocha mediante análises numéricas com grandes deformações utilizando o MPM. Em particular as análises se focaram na influência do material do terreno, o formato do bloco e sua orientação.

Em relação ao material do terreno de impacto, os resultados mostraram que para uma baixa resistência o talude sofre uma ruptura global e o bloco se move junto com a massa rompida. Também foram observados

casos em que o bloco em queda atinge o talude de maneiras menos favoráveis em relação à orientação produzindo uma dissipação de energia significativa, mesmo para solos menos competentes.

Os resultados mostraram que o formato dos blocos tem efeito significativo nas trajetórias, tanto nos modelos bidimensionais como nos tridimensionais. Os blocos circulares ou esféricos mostram uma tendencia a alcançar maiores distâncias em suas trajetórias. Por outro lado, o formato do bloco também pode afetar a penetração no talude, diminuindo sua energia cinética até o ponto de atingir o repouso logo após o impacto.

A forma da rocha e a variação de sua orientação de saída possuem forte influência no alcance, na dinâmica, e na trajetória dos blocos de rocha. A simulação realista deste tipo de eventos requer a determinação adequada dos parâmetros utilizados nas simulações para representar satisfatoriamente os processos envolvidos na queda de blocos de rocha.

AGRADECIMENTOS

À CAPES, à PUC-Rio, à Geobrugg e ao WSL Institute for Snow and Avalanche Research SLF.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF (1989). *ABEF Research on Foundation Engineering.* XII ICSMF, p 9-45.

Caviezel, A. *et al* (2021). The relevance of rock shape over mass – implications for rockfall hazard assessments. *Nature Comunications*, v. 12.

Fernández, F. (2020) *Modelagem numérica de problemas geotécnicos de grandes deformações mediante o método do ponto material.* Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro / PUC-Rio, 168 p. https://doi.org/10.17771/PUCRio.acad.52771

Fernández, F. *et al* (2021) Three-dimensional face stability analysis of shallow tunnels using numerical limit analysis and material point method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, v. 112. https://doi.org/10.1016/j.tust.2021.103904

Glover, J (2015) *Rock-shape and its role in rockfall dynamics.* Thesis (PhD in Geography), Durham University, 266 p.

Guerra, G. (2011) *Caracterização geomecânica de maciços rochosos intemperizados*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília/ UNB, 186 p.

Leine, R. *et al* Simulation of rockfall trajectories with consideration of rock shape. *Multibody System Dynamics*, 32, p. 241–271.

Lopes, M. *et al* (2007) Comportamento geotécnico de rochas brandas na mina Córrego do Sítio, Santa Bárbara (MG)**.** *R. Esc. Minas*, 60(3), p. 471-476.

Llano-Serna, M. A. (2012) *Aplicações do Método do Ponto Material (MPM) a problemas geotécnicos.* Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília/ UNB, 145 p.

Ma, Z. *et al* (2010) An object-oriented MPM framework for simulation of large deformation and contact of numerous grains. *Computer Modeling in Engineering & Sciences* 55(1), p. 61–87.

Nguyen, V.P. (2014) *Material point method: basics and applications*. Cardiff University. Disponível em <https://www.researchgate.net/publication/262415477_Material_point_method_basics_and_applications_Contents> Acesso em: 16 mar. 2024.

Rojas, D. T. (2019) *Avaliação da influência das propriedades do material na evolução dos movimentos de massa utilizando o método do ponto material*.. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília/ UNB, 140 p

Yan, P.*et al* (2020) Numerical simulation of rockfall trajectory with consideration of arbitrary shapes of falling rocks and terrain. *Computers Geotech*, v. 122.

Zabala, F., Alonso, E. (2011) Progressive failure of aznalcóllar dam using the material point method. *Géotechnique*, 61(9), p. 795–808.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/167

Análise Numérica de Contenção em Estacas Pranchas Metálicas de Cais de Porto

Thaís Ramos Souza
Engenheira Civil, Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, Brasil, thaisramos@ufmg.br

Talita Caroline Miranda
Professora Adjunta, Departamento de Engenharia de Transporte e Geotecnia, UFMG, Belo Horizonte, Brasil talita@etg.ufmg.br

Pedro Feldmann Tonelli
Graduando de Geologia, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, pedrofeldmann00@ufmg.br

RESUMO: Em geral, os engenheiros geotécnicos trabalham com informação limitada que tenta representar uma realidade inacessível, e geralmente complexa, que pode mudar surpreendentemente em curtas distâncias (Mata, 2019). Uma forma considerada mais representativa é a análise numérica, que abdica de certas simplificações em virtude do desenvolvimento computacional. Desta forma, este estudo apresenta o desenvolvimento da modelagem numérica, em elementos finitos, de uma parede de cais de porto utilizando perfis de estacas pranchas metálicos laminados a quente. Para tal, foi analisado um projeto conceitual de cais de berço aberto com uma solução em parede dupla que consiste em uma parede principal e uma parede de ancoragem ligadas por um tirante. Após a modelagem, a solução final foi a parede principal em perfis AZ 26-700 com 23 m e grau S355GP e a parede de ancoragem em perfis GU 8N com 7 m e grau S430GP. As cortinas, que estão distantes 20 m em planta, são interligadas por um sistema de tirantes dispostos de metro a metro ao longo do perímetro. Portanto, o objetivo deste trabalho foi atingido por meio do modelo desenvolvido e se pode perceber que uma modelagem numérica representativa só é de fato alcançada em locais com alto grau de investigação, incluindo ensaios dilatométricos e de laboratório além dos corriqueiros ensaios a percussão.

PALAVRAS-CHAVE: Contenções, Estruturas Portuárias, Estacas Pranchas, Elementos Finitos.

ABSTRACT: In general, geotechnical engineers work with limited information that tries to represent an inaccessible and often complex reality that can change surprisingly over short distances (MATA, 2019). A form considered more representative is numerical analysis, which forgoes certain simplifications due to computational development. Thus, this study presents the development of the numerical modeling, in finite elements, of a port quay wall using hot-rolled metal sheet pile profiles. To this end, a conceptual open berth quay project was analyzed with a double wall solution consisting of a main wall and an anchor wall connected by a tie rod. After modeling, the final solution was the main wall in AZ 26-700 profiles with 23 m and grade S355GP and the anchor wall in GU 8N profiles with 7 m and grade S430GP. The curtain walls, which are 20 m apart in plan, are interconnected by a system of tie rods arranged meter by meter along the perimeter. Therefore, the objective of this work was achieved through the model developed and it can be seen that representative numerical modeling is only really achieved on sites with a high degree of investigation, including dilatometric and laboratory tests in addition to the usual percussion tests.

KEYWORDS: Restraints, Port Structures, Sheet piles, Finite Elements.

1 INTRODUÇÃO

As estacas pranchas metálicas laminadas a quente são utilizadas em obras de contenção temporárias e em estruturas permanentes. As seções são projetadas para fornecer a máxima resistência e durabilidade com o menor peso possível, conjuntamente com boas qualidades de cravação. O *design* dos conectores facilita o

içamento, bem como a cravação e resulta em uma parede contínua com uma série de conexões muito bem ajustadas. São um material pré-fabricado com alto controle de qualidade, devidamente ensaiado quanto sua resistência e durabilidade. Uma de suas aplicações mais comuns é para construção de paredes de cais de porto, pois configuram uma alternativa mais ágil e segura, o que muitas vezes leva a ser a solução com o melhor custo-benefício. Além disso, essa solução pode ser projetada para atender elevadas cargas axiais e grandes momentos fletores exigidos neste tipo de obra (ArcelorMittal, 2016).

O estudo de problemas com carácter geotécnico é geralmente feito de forma simplificada, em uma análise em que se considera o solo homogêneo isotrópico, com comportamento elástico linear. Apesar do comportamento complexo de campo traduzido fidedignamente por essas simplificações, as soluções obtidas constituem, em via de regra, uma primeira aproximação de grande utilidade prática. Com o progressivo desenvolvimento computacional, foram-se desenvolvendo poderosas técnicas numéricas que permitem resolver uma grande variedade de problemas geotécnicos. O Método dos Elementos Finitos (MEF), é um dos métodos de cálculo utilizados para a avaliação do comportamento da tensão e deformação do solo, como também para a compreensão da interação solo/estrutura. Além de fornecer a resposta do meio no domínio elasto-plástico, o MEF permite efetuar uma análise evolutiva da resposta do solo desde o início do carregamento até ao colapso, de forma representativa (Martins, 1988).

A solução em estacas pranchas metálicas constitui um cenário favorável para análise em elementos finitos da interação solo/estrutura, em primeira instância, pois possuem propriedades muito bem definidas, podendo, assim, facilitar o aprendizado do software e a interpretação dos resultados por profissionais com pouca experiência nesse tipo de modelagem. O presente estudo visa alinhar estes dois temas, analisando a interação solo/estrutura de um projeto genérico de contenção em estacas pranchas de cais de porto modelado no software de elementos finitos geotécnico PLAXIS 2D. Desta forma, o objetivo do trabalho é desenvolver um modelo numérico em elementos finitos para analisar o comportamento tensão/deformação para estruturas de contenções em estacas pranchas metálicas laminadas a quente de cais de porto.

2 DESCRIÇÃO DO PROJETO CONCEITUAL

O cais de berço aberto se difere dos outros tipos de cais pois a diferença de altura não é superada por uma parede vertical, mas por um talude. A estrutura é constituída por um tabuleiro paralelo à costa, necessariamente ancorado. O tabuleiro é implantado sobre estacas verticais e inclinadas. No talude sob o convés, o solo deve ser coberto por um revestimento, capaz de suportar as ações de correnteza e ondas. Estas estruturas são utilizadas principalmente quando: o processo construtivo ocorre acima do nível d'água; não há calado suficiente para as embarcações; existe um substrato relativamente pobre; e, já existem encostas protegidas. O litoral brasileiro, em geral, apresenta em sua litologia um solo de baixa capacidade até o afloramento rochoso. Sendo assim, o cais de berço aberto é uma das soluções viáveis para implantação e reforma de portos. Portanto, será estudado preliminarmente um caso conceitual deste tipo de cais.

2.1 Estratigrafia

Para o projeto genérico analisado, considera-se a remoção de todo o solo mole e execução de aterro controlado em formato de talude sobre rocha fraturada. Desta forma, o perfil estratigráfico será composto por duas camadas, a primeira de **aterro convencional de areia média** e a segunda de **rocha muito fraturada**. Para estimar os parâmetros das camadas o ideal é ter os ensaios de campo e laboratório a disposição, porém, por se tratar de um projeto conceitual, serão tomados parâmetros conforme Bianco (2015). Os parâmetros de caracterização, deformabilidade e resistência adotados estão resumidos na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos do caso estudado.

Camada/Parâmetros	γ (kN/m³)	Ø' (º)	c' (kPa)	δ (º)	E (MPa)	ν	G (MPa)	Ψ (º)
Aterro	18	30	0	10	20	0,20	8,33	0
Rocha	26	40	10	13,33	1250	0,35	463	0

2.2 Parâmetros Estruturais

Para situações de aterro, uma solução interessante é a de parede dupla em estacas pranchas metálicas. Essa solução consiste em uma parede principal e uma parede de ancoragem ligadas por um tirante. É uma opção interessante para o caso em questão já que a parede de ancoragem fica completamente aterrada, o que é compatível com o processo executivo de um aterro controlado. Sendo assim, propõe-se este tipo de estrutura para o estudo de caso conceitual deste relatório.

O comprimento da parede principal foi baseado em embutimento de um metro em rocha. Assim, o comprimento final das estacas pranchas da parede principal ficará em torno de 23 metros. Para esta situação será empregado perfil AZ 26-700 duplo da ArcelorMittal. Por estar confinada no aterro, em geral, a parede de ancoragem está sujeita a menores solicitações que a parede principal, o que as condicionam um menor comprimento. Desta forma, serão adotados os parâmetros estruturais das estacas GU 8N. O grau do aço das estacas deve ser definido na verificação estrutural. Como as estacas pranchas são estruturas pré-fabricadas com alto controle de qualidade, seus parâmetros estruturais são catalogados e para cada parede os parâmetros utilizados estão detalhados na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros estruturais do caso estudado (ArcelorMittal, adaptado, 2021).

Perfil	Bsys (m)	A (cm^2)	I (cm^4)	W (kg/m)	E (kN/m^2)	ν	EA (kN/m)	EI (kNm^2/m)	w (kN/m/m)
AZ 26-700d	1,40	262,1	83610	205,7	2,00E+08	0,30	3,74E+06	1,19E+05	1,469
GU 8Ns	0,60	61,8	2420	48,5			2,06E+06	8,07E+04	0,808
Tirante	-	-	-	-			2,00E+05		

Além da verificação local e estrutural da solução, investigando quais solicitações as estacas estarão sujeitas e se às resistem, é essencial analisar a estabilidade global da solução. O PLAXIS é uma ótima ferramenta nesse sentido, pois faz as duas análises em uma mesma modelagem. É por meio da verificação da estabilidade global que se obtém as distâncias entre as paredes e o comprimento dos tirantes. Como ponto de partida foi tomada uma distância de dez metros entre as paredes. Os parâmetros dos tirantes foram tomados como o padrão *Lesson 6 - Anchor* do PLAXIS 2D.

2.3 Ações em Estruturas Portuárias

São diversos os carregamentos a serem considerados em uma estrutura portuária, marítima ou fluvial como o peso próprio, cargas verticais e de equipamentos, carga de amarração e atracação, os empuxos do maciço, as correntes marítimas, a ação de ventos e ondas, ações sísmicas, ações de gelo e degelo, entre outras. As ações que devem ser incluídas em uma parede de cais dependem de onde este será implantado. No Brasil, por exemplo, não ocorrem eventos sísmicos e variação térmica significativos, portanto, essas ações podem ser desprezadas. A Norma ABNT NBR-9782 (1987) dispunha a respeito de valores representativos de ações que devem ser consideradas no projeto de estruturas portuárias, aplicados a estruturas de abrigo e acostagem. Porém, esta norma foi cancelada e ainda não foi disponibilizada atualização.

Para contornar este obstáculo, Bianco (2015) comparou os valores da antiga NBR 9782 (1987) com os das respectivas normas americana e europeia. Sendo assim, estimou-se as ações atuante na parede com base principalmente na NBR 9782 ponderando com os valores apresentados nas normas internacionais. As ações serão combinadas de diferentes formas nas fases de cálculo de forma a se obter uma combinação crítica e não serão adotados coeficientes de combinação pela norma já apresentar valores conservadores e se tratar de uma análise preliminar. A Figura 1 apresenta o modelo geotécnico geral deste projeto conceitual de cais de porto, com o perfil estratigráfico, a esquematização da estrutura e as cargas externas atuantes.

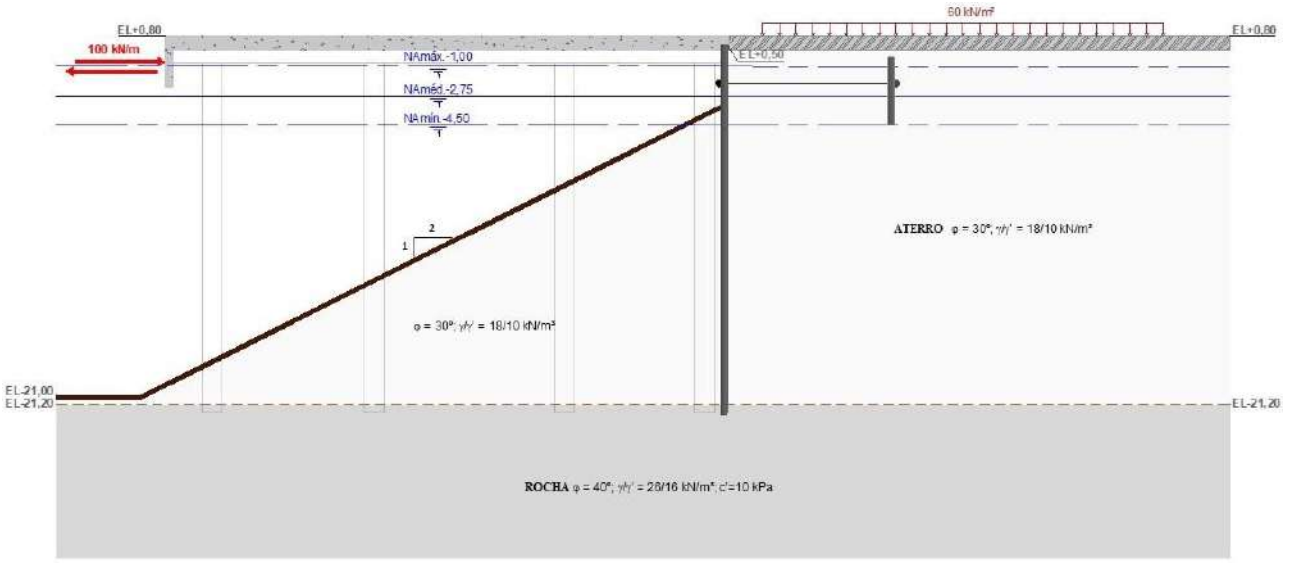


Figura 1. Modelo geotécnico de caso conceitual de cais de berço aberto (Autora, 2022).

3 METODOLOGIA

A primeira etapa consistiu em entender os elementos e conceitos associados a modelagem numérica proposta. Isto foi percebido por meio da revisão bibliográfica e da experiência prática da autora com este tipo de estrutura. Após esta etapa foi feita uma descrição do projeto conceitual contendo as variáveis que compõem a modelagem. A modelagem da seção transversal típica foi realizada em caráter preliminar, através do software PLAXIS 2D da Bentley Systems. O PLAXIS 2D é um software de elementos finitos voltado especialmente para estudos geotécnicos em um plano bidimensional, utilizado para realizar análises de deformação e estabilidade para vários tipos de aplicações geotécnicas. Uma das grandes vantagens da aplicação do método dos elementos finitos é não necessitar de simplificações metodológicas para simular a situação em campo. Para o desenvolvimento deste trabalho foi adotado o modelo constitutivo elasto-plástico em detrimento das simplificações propostas do modelo elástico, pois melhor representa o comportamento dos materiais envolvidos no problema. Como critério de ruptura foi utilizado o critério de Mohr-Coulomb, embora sua natureza conservadora, por se tratar de uma análise conceitual e preliminar.

A análise numérica foi feita em etapas possibilitando a simulação da cronologia de execução da obra. Ao todo, a modelagem possui seis fases além da fase inicial que conta apenas com a camada de rocha, que serão analisadas para cada uma das condições de nível d'água apresentadas. Desta maneira, cada etapa está descrita a seguir:

0. Dragagem do solo de baixa resistência;
1. Instalação das estacas pranchas da parede principal na EL+0,80, bem como aterro em areia média atrás da cortina e em frente a cortina em talude até a EL+3,30;
2. Instalação das estacas pranchas da parede de ancoragem na EL-1,00 e instalação dos tirantes de ligação com espaçamento de 1 m;
3. Aterro atrás da cortina até a EL+0.80;
4. Sobrecarga de 60 kN/m² aplicada atrás da cortina;
5. Carga de atracação no topo da parede principal de 100 kN/m;
6. Carga de amarração no topo da parede principal de 100 kN/m.

Por se tratar de um projeto conceitual, a seção transversal típica foi discretizada em uma malha triangular média representada na Figura 2. Como a solução em elementos finitos aponta as tensões e deformações nó a nó, quanto maior a quantidade de informações sobre a obra e mais representativa for a modelagem, mais fina a malha poderá ser. Os resultados esperados estão relacionados ao dimensionamento preliminar ótimo da

parede de contenção principal do cais. Portanto, busca-se encontrar as fases críticas de construção no quesito de estabilidade global e local, momentos, forças axiais e deslocamentos máximos e em pontos específicos de interesse, carregamento nos sistemas de ancoragem e por fim, validar o perfil e solução de contenção adotados.

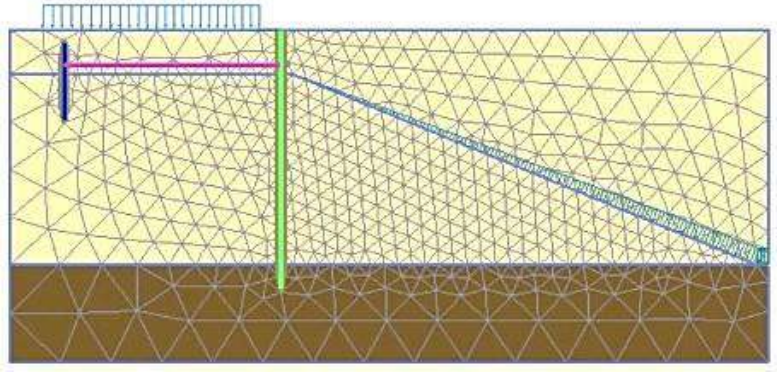


Figura 2. Malha triangular média (Autora, 2022).

4 RESULTADOS

Diversas são as informações que podem ser obtidas por meio da modelagem em elementos finitos. A Tabela 3 aponta o resumo dos esforços solicitantes máximos nas paredes para cada situação de nível d'água.

Tabela 3. Resultados extremos de cálculo.

Parede	**Condição hidráulica**	**|u|máx** mm	**Mmáx** kN.m/m	**Qmáx** kN/m	**Nmáx** kN/m
Principal	NAméd	89,1	-370,1	-144,6	-181,2
	NAmáx	84,5	-368,2	-138,8	-180,1
	NAmín	88,9	-369,2	-144,0	-175,8
Ancoragem	NAméd	85,5	151,1	-135,9	-96,3
	NAmáx	73,7	144,2	129,4	-83,2
	NAmín	86,7	151,1	136,5	-101,3

Para a parede principal, a situação crítica foi o nível d'água médio, porém como a diferença é muito sutil entre as variações, esta é uma informação que não é possível afirmar. A parede de ancoragem apresentou uma diferença ligeiramente maior com relação à variação do nível d'água, tendo o nível d'água mínimo como crítico. O comprimento final das cortinas foi de 24 m para a principal, sendo 23 m de estaca prancha AZ 26-700 e 1 m de viga de coroamento, e de 7 m de estaca GU 8N para a parede de ancoragem. Os tirantes estão sujeitos à esforços axiais e deverão ser dimensionados para uma carga de 267 kN, estando posicionados metro a metro.

4.1 Verificação de Estabilidade Global

As deformações totais pela análise de plasticidade e de segurança podem ser observadas nas Figuras 3 e 4, respectivamente, para o caso crítico de nível d'água médio. Analisando a Figura 3 é possível notar a maior concentração de deformações e tensões no topo da parede principal. Imaginando a estaca como uma viga, esta estaria biapoiada pelo início da ficha e pelo tirante e em balanço do tirante até o topo. Desta forma, a maior carga estaria sendo aplicada no final do balanço. Como a maior carga está aplicada no final do balanço da estaca é nele que ocorre o maior deslocamento, justificando a concentração de deformações próximas ao topo.

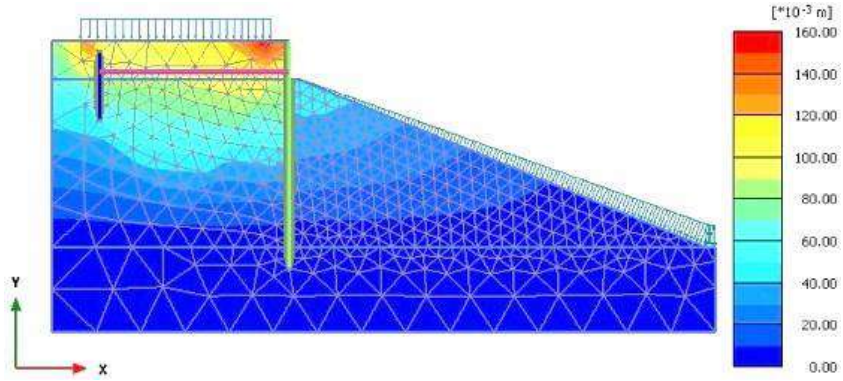


Figura 3: Deformações totais local para NAméd.

Por meio da Figura 4, é possível observar a cunha de ruptura do talude em frente a cortina, situação que pode ser facilmente solucionada com uma proteção em enrocamento, que ajudaria também na proteção contra erosão, além de aumentar a estabilidade. Analisando de forma global, esta cunha atuando mais incisivamente no talude faz jus a solução proposta, já que a parede dupla é suficiente para suportar aos empuxos ativos do vão livre sobrepondo o talude como empuxo passivo, sobrecarregando a região. O fator de segurança de estabilidade global está próximo a 1,50 conforme apresentado pela Figura 5, e o enrocamento proposto limitaria as deformações no talude e aumentaria o empuxo passivo, consequentemente fornecendo mais estabilidade à solução. Para obter uma solução estável pelo critério de fator de segurança mínimo de 1,50, foi necessária uma distância de 20 metros entre as cortinas.

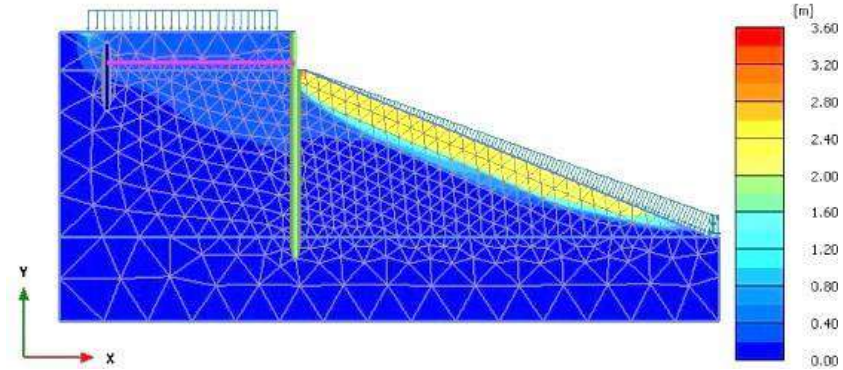


Figura 4: Cunha de estabilidade global para NAméd.

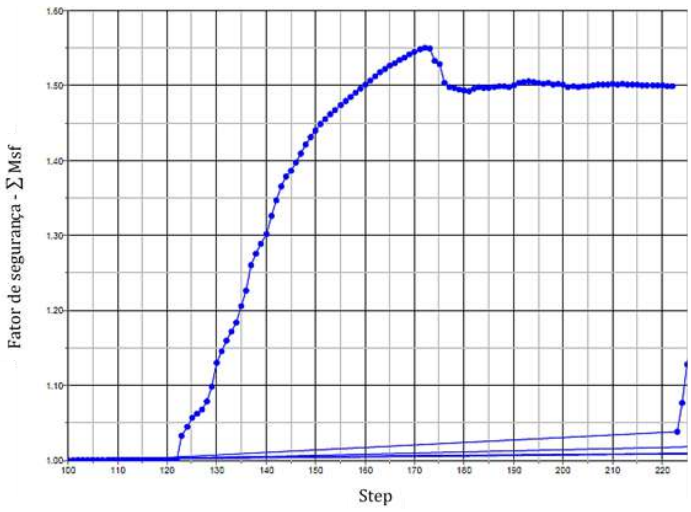


Figura 5: Fator de segurança para NAméd.

4.2 Verificação Estrutural das Estacas Pranchas

Por fim, é necessário realizar a verificação estrutural dos perfis para analisar se as opções escolhidas formam uma solução estruturalmente segura. Para tal, os esforços solicitantes máximos resumidos na Tabela 6 foram utilizados para análise no *software* gratuito Durability da ArcelorMittal com vida útil de 50 anos.

Tabela 6. Esforços solicitantes máximos.

Parede	**Mmáx** kN.m/m	**Nmáx** kN/m	**|u|máx** mm
Principal	370,1	-181,2	89,1
Ancoragem	151,1	-101,3	86,7

Na parede principal, optou-se por estacas AZ 26-700 que se encontra em contato com ambiente marinho de alto ataque na face frontal e com aterro compactado não agressivo na outra face. Para essa situação de ambiente corrosivo e esforços solicitantes foi suficiente o grau de aço S355GP resultando um fator de segurança reduzido de 1,57. Na parede de ancoragem, utilizou-se estacas GU 8N que está em contato com aterro compactado não agressivo em ambas as faces. Para essa situação teve de ser adotado um grau maior, S430GP, resultando um fator de segurança reduzido de 1,65. Portanto, teve-se um dimensionamento ótimo da solução conciliando a disponibilidade de material e as exigências técnicas da solução.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise numérica de elementos finitos na geotecnia é baseada na integração e interação entre o comportamento do solo e da estrutura. Através desta análise foram obtidas tensões e deformações do solo e da estrutura e de acordo com a rigidez de cada elemento são determinadas as forças internas. O presente trabalho analisou numericamente um projeto conceitual de cais de berço aberto em perfis de estacas pranchas laminadas a quente. A modelagem foi realizada por meio do *software* de elementos finitos geotécnico PLAXIS 2D.

Os parâmetros geotécnicos estimados tiveram como base uma areia média para a camada de aterro e uma rocha fraturada para o maciço rochoso. As etapas executivas da obra tiveram como condição inicial a dragagem do solo de baixa capacidade e exposição da face rochosa. Em seguida, modelou-se a solução propriamente dita com a instalação da parede principal, execução do aterro até 0.5 m abaixo do tirante, instalação da parede de ancoragem e dos tirantes e aterro final. Por fim, teve-se a inclusão da sobrecarga e das cargas de atracação e amarração, respectivamente, em diferentes fases.

A solução final da modelagem consiste em um sistema de parede dupla ligadas por tirantes dispostos metro a metro. A parede principal consiste em perfis de estacas pranchas metálicas AZ 26-700 duplos grau S355GP com 23 m e uma viga de coroamento de 1 m. A parede de ancoragem é dada em perfis GU 8N simples grau S430GP com 7 m de comprimento. As cortinas, que estão distantes 20 m em planta, são interligadas por um sistema de tirantes que devem ser dimensionados por um engenheiro estrutural para um carregamento axial de 267 kN, a ser adequadamente majorado pelos coeficientes de ações.

Um ponto de destaque nos resultados é a pequena diversidade entre os esforços atuantes na parede principal, em diferentes condições hidráulicas (conforme Tabela 3). Essa questão pode ter sido desencadeada pela falta na precisão de informações e consequente espessura da malha, dado que foi analisado um projeto conceitual, porém é um excelente exemplo de como se deve usar uma análise rica como a de elementos finitos, com abundância de informações. Uma boa modelagem numérica só é alcançada em locais com alto grau de investigação, incluindo ensaios dilatométricos e de laboratório, além dos corriqueiros ensaios à percussão. A investigação incisiva pode levar não só a uma redução nos custos de operação, prevendo possíveis adversidades, como também uma maior garantia de segurança da estrutura geotécnica.

Diversas ferramentas disponíveis no PLAXIS 2D não foram utilizadas pelo objetivo fim deste trabalho e ficam como sugestões para atividades em futuros trabalhos, pois, algumas delas fornecem informações relevantes para as análises geotécnicas. Um exemplo disso é a verificação que pode ser feita em nós específicos em pontos críticos do projeto. Além disso, o fluxo d' água é uma variável significativa em projetos geotécnicos e sua análise deve ser viabilizada em modelagens futuras, já que está à disposição do *software* utilizado.

Dado o exposto, nota-se que os objetivos desta monografia foram atingidos consolidando uma modelagem bem embasada e um dimensionamento otimizado. Por último, o conhecimento de elementos finitos

aplicado à geotecnia é um diferencial na área e a execução de uma modelagem bem estruturada durante a graduação abre excelentes portas no mercado para futuros engenheiros geotécnicos, assim, a comunidade acadêmica tem o importante papel de instigar, incentivar e promover estudos relacionados a este tema.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço aos meus pais, Elvadina e Edilson, por terem tratado a educação como prioridade na minha criação, dedicando boa parte de seu tempo e recurso para me incentivar a ser a melhor pessoa e profissional que eu poderia ser. Aos meus avós, que criaram seus filhos com a mentalidade de que a educação é o melhor caminho a ser seguido, mesmo não tendo tido a mesma oportunidade. A toda minha família por sempre terem me encorajado e pelos calorosos comentários orgulhosos a cada conquista, eles foram combustíveis para enfrentar por cada obstáculo. E por fim, agradeço a mim, por me manter firme e concentrada nos meus objetivos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1987) *NBR 9782: Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas e Fluviais*. Rio de Janeiro, p. 27.

Arcelormittal Commercial (2021) RPS, *Steel Foundation Solutions*: General Catalogue 2021. 11.2020. ed. Luxemburgo: FSC paper, 2021. 64 p. v. único.

Arcelormittal Commercial (2016) RPS, *Piling Handbook*. 9ª. ed. Luxemburgo: Imprimerie Centrale. 455 p. v. único. ISBN 9789995901943.

Bianco, L. P. O. (2015) *Critérios de projeto em obras portuárias*: uma comparação entre normas brasileira e estrangeiras. Orientador: Prof. Gilberto Olympio Mota Fialho. 2015. 182 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Martins, F. F. (1998) *Aplicação de elementos finitos e infinitos na análise de problemas de caráter geotécnico.* Porto: FEUP. 195 p.

Mata, P. P. et al. (2019) *BIM – GGIM*: Conceitos e aplicações na geotecnia. Lisboa, p. 10.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/168

Análise Probabilística da Estabilidade de um Talude de Corte em Solo Residual de Granito de Cocal do Sul/SC

Alexandre Mosimann Silveira, Eng.
Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Rua João Pio Duarte da Silva, 205, CEP 88037-000, Florianópolis, SC, Brasil. Email: alexandremosimann@gmail.com

Otávio da Silva Nobre
Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Rua João Pio Duarte da Silva, 205, CEP 88037-000, Florianópolis, SC, Brasil. Email. Email: otaviosn1997@gmail.com

Gracieli Dienstmann, Ph.D.
Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Rua João Pio Duarte da Silva, 205, CEP 88037-000, Florianópolis, SC, Brasil. Email: g.dienstmann@gmail.com

RESUMO: Análises probabilísticas aplicadas a taludes de corte e encostas naturais são essenciais para gestão de risco, projeto e manutenção de rodovias. No entanto, muitas das aplicações encontradas em literatura carecem de dados de campo e laboratório apropriados, definindo de forma puramente teórica o conjunto e amplitude de parâmetros considerados nas análises. Neste sentido, o presente artigo apresenta a caracterização estatística dos parâmetros de resistência de um solo residual de granito, no km 362,4 da rodovia SC-108, no município de Cocal do Sul/SC. Para definição da variabilidade dos parâmetros de resistência do solo local foram coletadas quarenta (40) amostras indeformadas a partir de uma distribuição espacial em uma região concentrada de dimensões de 1,15 x 1,15 m e realizados ensaios de caracterização e resistência ao cisalhamento. A distribuição dos moldes seguiu uma distribuição espacial e agrupamento a cada quatro (4) corpos de prova, permitindo a definição de dez (10) envoltórias de resistência. Foram ainda realizados testes de normalidade, que indicaram aderência às funções normal, para representação da distribuição do parâmetro de atrito e peso específico natural do material. A distribuição lognormal mostrou-se mais apropriada para representação da coesão. Com base neste conjunto de resultados, foi realizada análise probabilística de um talude de corte da região, com inclinação de 1(V):1(H), utilizando método de equilíbrio limite e análise de Monte Carlo e distribuição aleatória de parâmetros, através do Software Plaxis LE. Como resultado foi caracterizado um fator de segurança determinístico de 1,2 (Fellenius), com probabilidade de falha de até 5,4%. O trabalho também apresenta uma análise de sensibilidade onde foram avaliados os impactos da variação da inclinação do talude, do coeficiente de variação dos parâmetros e das distâncias de correlação.

PALAVRAS-CHAVE: equilíbrio limite; Monte Carlo; função densidade de probabilidade.

ABSTRACT: Probabilistic analyzes applied to cut slopes and natural slopes are essential for risk management, and highway design and maintenance. However, many of the applications found in the literature lack adequate field and laboratory data, defining in a purely theoretical way the set and range of parameters considered in the analyses. In this sense, this article presents the statistical characterization of the resistance parameters of a residual granite soil, at km 362.4 of the SC-108 highway, in the municipality of Cocal do Sul/SC. To define the variability of local soil resistance parameters, forty (40) undisturbed samples were collected from a spatial distribution in a concentrated region measuring 1.15 x 1.15 m and characterization and shear resistance tests were carried out. The distribution of the molds followed a spatial distribution and grouping every four (4) specimens, allowing the definition of ten (10) resistance envelopes. Normality tests were also carried out, which indicated adherence to normal functions, to represent the distribution of the friction parameter and natural specific weight of the material. The log-normal distribution proved to be more appropriate for representing cohesion. Based on this set of results, a probabilistic analysis was carried out on a cut slope in the region, with a slope of 1(V):1(H), using the limit equilibrium method and Monte Carlo analysis and random distribution of parameters, through the Plaxis LE software. As a result, a deterministic safety factor of 1.2

(Fellenius) was characterized, with a probability of failure of up to 5.4%. The work also presents a sensitivity analysis where the impacts of varying the slope, the coefficient of variation of the parameters and the correlation distances were evaluated.

KEYWORDS: limit equilibrium; Monte Carlo; Probability Density Function.

1 Introdução

A rodovia estadual SC-108 é de extrema importância para o Estado de Santa Catarina, pois é uma rodovia que atravessa quase que integralmente todo o estado de norte a sul, paralela à BR-101. O presente estudo trata do trecho da rodovia SC-108, que passa pelo município de Cocal do Sul. O escopo do projeto elaborado pela Secretaria de Estado da Infraestrutura e Mobilidade – SIE, foi o aumento de capacidade da rodovia através da duplicação, incluindo o contorno leste de Cocal do Sul, cujo relevo é ondulado/montanhoso com elevados cortes e aterros.

Neste cenário, o presente trabalho visa caracterizar a variabilidade inerente de uma seção típica da obra de duplicação em região de solo residual de granito, km 362,4, no qual está previsto um corte de altura média de 16m, escalonado a cada 8m com taludes de 3m de crista e inclinação de 1V:1H. Neste local a campanha preliminar de investigação, sondagem a trado, identificou a presença de solos residuais, com espessuras médias de 3,5 a 5m.

Para o trecho em questão foi realizada sondagem mista complementar, e coleta de amostras indeformadas para realização de ensaios de resistência ao cisalhamento. Objetivou-se realizar um conjunto de ensaios de cisalhamento direto representativos do trecho em questão, e em número suficiente para caracterização da variabilidade estatística de parâmetros de resistência. Definida a caracterização da variabilidade estatística através de médias, desvio padrão e análise da função densidade de probabilidade (normal, lognormal), o conjunto de dados caracterizado foi utilizado em análises de probabilidade de falha.

2 Caracterização da variabilidade

2.1 Fontes de incerteza em geotecnia e teoria de campos aleatórios

Quando falamos de variabilidade e incerteza em geotecnia é importante destacar os conceitos de Phoon e Kulhawy (1999) acerca das fontes de incerteza. Os referidos autores classificam as fontes de incerteza em relação a: (i) variabilidade inerente – definida por processos geológicos que continuamente transformam rochas e solos in situ; (ii) variabilidade advinda da investigação - neste item enquadram-se tanto os erros/dispersões oriundos de equipamentos não calibrados, erros de execução bem como a representatividade da amostra coletada; e (iii) ao modelo de transformação – fonte de incerteza introduzida quando as medidas de ensaios de campo e ou laboratório são transformados em parâmetros de projeto.

A variabilidade inerente pode ser discretizada através da representação espacial de campos aleatórios também descrita por Phoon e Kulhawy (1999). Neste contexto, a variabilidade de um parâmetro pode ser descrita por uma componente determinística (tendência do parâmetro, geralmente dependente da profundidade); e uma flutuação (ruído ou resíduo da tendência), de acordo com Equação 1:

$$\xi(x) = t(x) + w(x) \tag{1}$$

onde, ξ (x) é o parâmetro geotécnico a ser modelado, t (x) é a componente de tendência e w(x) é a componente de flutuação ou ruído (fonte).

O termo w(x), que define a flutuação e ou ruído, pode ser associado a propriedades estatísticas como média μ, desvio padrão σ, e distância de autocorrelação Θ (Θv e Θh, distância de correlação vertical e horizontal, respectivamente). Diferentes métodos para a definição e discretização do ruído podem ser encontrados na literatura. No presente trabalho o método proposto por Fenton e Griffiths (2008), Local Average Subdivision (LAS) será utilizado e comparado de forma direta com resultado de campos homogêneos.

O método LAS subdivide a região de interesse partindo de uma célula “pai” com média a ser preservada.

A célula pai será inicialmente subdivida em duas células "filhas" que deverão representar a mesma média global inicial. Essas células são subdividades mantendo o critério de médias globais e estrutura de correlação. A estrutura de correlação dita a distância até a qual existe forte relação entre parâmetros, esta relação pode ser expressa pela distância de correlação em x (Θh) e y (Θv). Maiores detalhes sobre o algoritmo LAS podem ser encontrados em Fenton e Griffiths (2008).

2.2 Medidas estatísticas básicas de variação

Para Phoon e Ching (2014), o grau de dispersão de uma variável é mais facilmente percebida quando expressa pelo coeficiente de variação, adimensional, que é a relação entre o desvio padrão (σ) e a média (μ), demonstrada na equação abaixo.

$$COV = \frac{s}{\mu} \tag{2}$$

Temos na bibliografia diversos modelos de probabilidades como: normal, lognormal, binomial, Poisson, dentre outros. Para a geotecnia, as principais funções densidade de probabilidade são a normal e lognormal.

A escala de flutuação, ou distância de correlação, de uma determinada propriedade é uma medida de distância dentro da qual os pontos do maciço apresentam valores da mesma ordem de grandeza, relativos à tendência da curva de regressão, indicando a existência de uma correlação entre as propriedades de pontos adjacentes (Wickremesinghe e Campanella, 1993). A obtenção da distância de correlação necessita de uma amostragem representativa vertical e horizontal para cálculo da correlação entre parâmetros. Ensaios de campo como o ensaio SPT e piezocone podem ser utilizados. O ensaio de piezocone tem se destacado pois possuí medidas contínuas ao longo da profundidade que permitem identificar pequenas variações ao longo do perfil (Salgado et al. 2015).

2.3 Método de equilíbrio limite e probabilidade de falha

Métodos de equilíbrio limite aplicados a análise de estabilidade de taludes consistem na definição de uma superfície de falha onde atuam forças instabilizantes e estabilizantes. Equações de equilíbrio de esforços são aplicados pelos diferentes métodos para quantificação do Fator de Segurança (FS). De forma geral, o fator de segurança é escrito pela relação entre esforços resistentes e esforços atuantes. Para quantificação da probabilidade de falha (P_f), utilizando um método de equilíbrio limite, são necessárias repetidas realizações em uma abordagem de Monte Carlo (MCM). A partir do conjunto de realizações pode ser calculada a probabilidade de falha de acordo com a Equação 3:

$$P_f = \frac{n_f}{n_t} \tag{3}$$

onde, *nf* é o número de instâncias de simulação que atingem falha de talude (FS<1); *nt* e é o número total de instâncias de simulações.

No presente trabalho foi adotado o software PLAXIS LE, o qual realiza análises de estabilidade de taludes pelos métodos clássicos de equilíbrio limite (Fellenius, Bishop, M-P, Janbu, etc...) além de disponibilizar um módulo para avaliação da probabilidade de falha. Para probabilidade de falha o usuário pode considerar a variação do material em campo homogêneo e ou aleatório. Na consideração de campo homogêneo cada nova rodada recebe um único novo valor de parâmetro aleatório, respeitando os critérios estatísticos associados. Na modelagem com campo aleatório cada nova rodada gera um campo não homogêneo, com distribuição espacial seguindo a proposta dos métodos LAS. Ao fim da avaliação o software retorna FS médio e probabilidade de falha. Nas análises probabilísticas o usuário pode ainda optar pela superfície de falha fixa (*fixed*) a qual é definida inicialmente considerando o material homogêneo ou variável (*floating*). Considerando a superfície variável é feita a investigação da superfície de menor fator de segurança para cada campo de parâmetros analisado, requerendo maior recurso computacional de processamento.

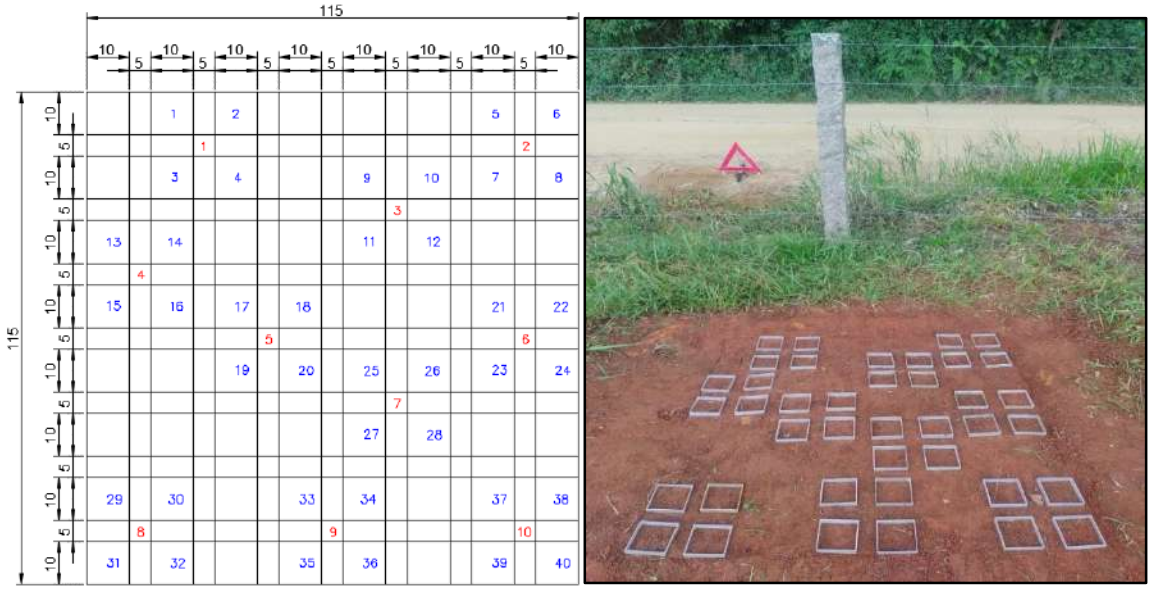
3. Investigação geotécnica km 362,4

3.1 Sondagem Mista

Visando identificar o perfil típico da região do km 362,4 foi realizada uma sondagem mista. Constata-se a partir desta a presença de material argiloso, intercalado por material granular pedregulhoso, até a profundidade de 2,50 m. A partir deste ponto a sondagem apresenta rocha alterada. A sondagem por rotativa seguiu até 6,5 metros visando a confirmação do tipo de material. O nível freático não foi caracterizado. Com base na recuperação de testemunhos a rocha fragmentada foi classificada como muito resistente (R4) e extremamente fraturada (F4) com índice de recuperação 46% entre de 2,5 a 5m, e de 32% entre 5 e 6,5m. A análise visual da textura da rocha permitiu sua classificação como granito. Embora a sondagem mista do ponto avaliado destacou a presença de rocha alterada já a 2,5m, o perfil da região apresenta espessuras médias de solo residual de até 5m. O presente trabalho visou caracterizar o comportamento deste solo residual. Para tanto, uma campanha de ensaios de laboratório foi devida.

3.2 Ensaios de resistência ao cisalhamento

A coleta das amostras indeformadas ocorreu nos dias 4 e 5 de maio de 2023. Foram coletadas 40 amostras com dimensões de 0,10 m x 0,10 m x 0,03 m, configurando 40 moldes retangulares a serem utilizados em ensaios de cisalhamento direto (ver Figura 1). Essas 40 amostras foram ensaiadas para a definição de 10 envoltórias de resistência (4 amostras por envoltória). Neste sentido, busca-se a caracterização da variabilidade dos parâmetros de resistência, ângulo de atrito e coesão. Para que a caracterização proposta seja representativa de um mesmo material as 40 amostras foram coletas em uma região de extensão de 1,15 x 1,15 m. A distribuição dos moldes seguiu a mesma formatação do trabalho desenvolvido por Branco (2014). A Figura 1 também apresenta a planta esquemática para coleta das 40 amostras indeformadas para a realização dos ensaios de cisalhamento direto. Os números em azul representam as amostras coletadas e em vermelho os conjuntos de quatro amostras para cada envoltória. As medidas são em centímetros. A distribuição dos moldes seguiu uma distribuição espacial e agrupamento a cada quatro (4) corpos de prova, permitindo a definição de dez (10) envoltórias de resistência. Os ensaios foram realizados na condição inundada, sob tensões confinantes iniciais de 31,53; 52,55; 73,56 e 105,09 kPa.



(a) (b)

Figura 1 – distribuição espacial (a) planta de localização e (b) detalhe de locação em campo
Fonte: Nilo Rodrigues

3.3 Interpretação estatística

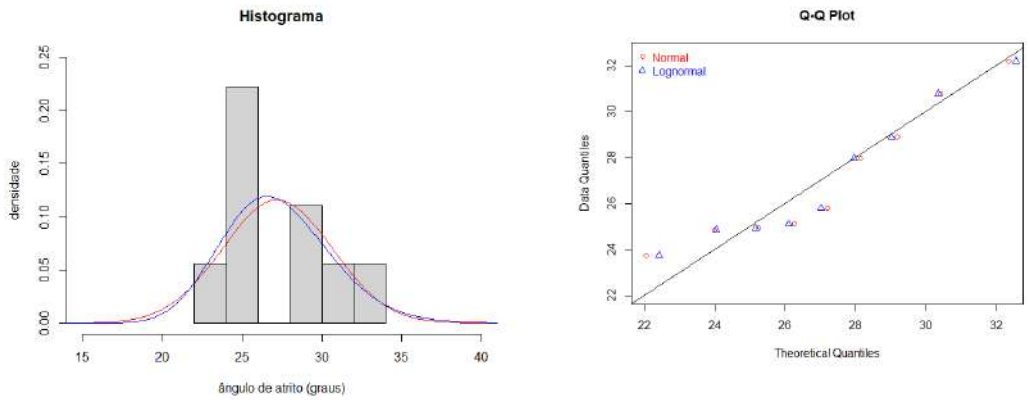
A Tabela 1 apresenta o resumo dos resultados de coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo para cada envoltória realizada.

Tabela 1 – Resumo dos resultados
Fonte: dos autores

Parâmetro	Envoltória										Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	COV
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10					
c'	17,5	6,5	20,0	17,6	11,6	9,7	7,6	10,7	13,8	2,0	**2,0**	**20,0**	**11,7**	**5,6**	**48,1%**
ø'	25,2	25,8	22,5	25,0	24,8	28,3	32,5	31,9	29,1	36,6	**22,5**	**36,6**	**28,2**	**4,4**	**15,5%**

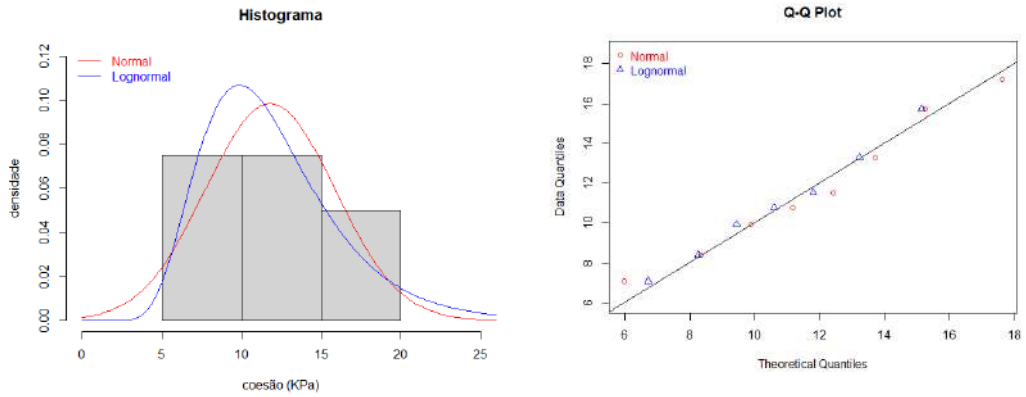
Observa-se, pelos resultados acima apresentados, que os valores de coesão efetiva variaram entre 2,0 e 20,0 kN/m², com uma média de 11,7 kN/m², desvio padrão de 5,6 kN/m² o que resulta em um coeficiente de variação de 48,1%. Para o ângulo de atrito efetivo os valores variaram entre 22,5 e 36,6 graus, com uma média de 28,2º, desvio padrão de 4,4º e coeficiente de variação de 15,5%. Constata-se um valor bem superior de coeficiente de variação de coesão efetiva em relação ao ângulo de atrito efetivo, fato este também constatado por Campello et al. (2019) e Lacasse e Nadim (1998), entre outros. Também foi realizada análise da distribuição da massa específica a partir das 40 amostras ensaiadas, que resultou em um valor médio de 1,785 g/cm³, com desvio de 0,1 g/cm³ e COV de 4,6%.

A análise de aderência a PDF foi realizada através do comparativo direto entre histogramas dos dados reais e funções teóricas, conforme ilustrada na Figura 2 para o ângulo de atrito e na Figura 3 para a coesão. Na referida figura também são representados os gráficos Q-Qs, distribuição de quantis amostrais e teóricos.



(a) (b)

Figura 2 – ângulo de atrito: (a) histograma dos dados e curvas teóricas; (b) Q-Q plot



(a) (b)

Figura 3 – coesão: (a) histograma dos dados e curvas teóricas; (b) Q-Q plot

4. Aplicação numérica: análise de estabilidade e probabilidade de falha

4.1 Análise de sensibilidade

Visando um melhor entendimento de como as características de variação espacial interferem na estabilidade e probabilidade de falha foi realizada uma análise de sensibilidade. Foram simulados três taludes com inclinações diferentes, 1(V):1(H), 1(V):1,5(H) e 1(V):2(H), todos com 11 m de altura. O solo foi simulado com as seguintes propriedades geotécnicas, inicialmente consideradas como determinísticas: coesão 5 kPa, ângulo de atrito 30º e peso unitário 19 kN/m³. As funções densidade de probabilidade de falha foram: normal para ângulo de atrito e peso específico e lognormal para a coesão. Os métodos de cálculo foram: Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer, Morgenster-Price (MR) e Fredlund (GLE).

Foram simuladas 66 combinações de parâmetros para cada geometria de talude avaliado, totalizando 198 combinações. Na simulação 0 de cada seção foram considerados todos os parâmetros com seus valores determinísticos para quantificação do FS da seção homogênea. Nas simulações de 1 a 65 foram estabelecidas variações espaciais nas dimensões X e Y de acordo com a seguinte estrutura lógica: As simulações de 1 a 10 avaliaram somente a variação do ângulo de atrito, assumindo valores de COV de 5% e 15%; nas simulações de 11 a 20 foi avaliado o impacto da variação da coesão, assumindo valores de COV de 20% e 50%; na sequência, as simulações de 21 a 30 avaliaram o impacto da variação do peso específico, variando de acordo com COV de 3% e 7%. Em todas as variações as distâncias de correlação foram de 0,5 m, 1 m e 2 m verticais e 5 m, 10 m e 20 m horizontais. Por fim, as simulações de 31 a 65 realizaram a variação simultânea de todos os parâmetros avaliados. Cada simulação ainda contou com a análise de duas condições para a localização crítica da superfície de deslizamento: *fixed* e *floating*, mas neste último caso, por questões de tempo de processamento, apenas para o método Fellenius foi avaliado. Como resultados observou que o fator de segurança determinístico é aproximadamente idêntico aos fatores de segurança médios obtidos das análises probabilísticas. Os valores de fator de segurança (FS) obtidos para as diferentes inclinações (1:1, 1:1,5 e 1:2) e solo-homogêneo foram de 0,9, 1,2 e 1,6, para o método de Fellenius, 0,9, 1,2 e 1,8, para os métodos de Bishop, de Spencer, de Morgenster-Price (MR) e de Fredlund (GLE) e 0,9, 1,1 e 1,7, para o método Janbu, respectivamente. Em relação a probabilidade de falha o resultado foi de 0% de probabilidade para as simulações no talude 1(V):2(H); 23% das simulações apresentaram probabilidade de falha de 0,1 a 2,8% considerando o talude com inclinação de 1(V):1,5(H) e; para o talude 1(V):1(H) todas as simulações resultaram em probabilidade de falha alta, entre 75 e 100%.

Variando-se os coeficientes de variação para as propriedades geotécnicas não há alteração dos fatores de segurança médios, seja *fixed* ou *floating*, para todos os taludes. Para a coesão e para o ângulo de atrito, aumentando-se o COV, reduz-se a probabilidade de falha (PF), para taludes 1(V):1(H). A PF para o peso específico não se altera com a alteração do COV. Para os demais taludes, conforme explanado anteriormente, a PF é de 0% em quase sua totalidade.

Em relação as diferentes distâncias de correlação modeladas, observou-se para o talude 1(V):1(H) que um incremento na distância horizontal reduz a probabilidade de falha. Para as simulações de distâncias de correlação realizadas no talude 1(V):2(H) não há alteração dos resultados variando-se as combinações para as distâncias de correlação vertical e horizontal. Para o talude 1(V):1,5(H) nas simulações que apresentaram probabilidade de falha na condição *fixed* diferente de 0%, os maiores percentuais de falha ocorreram com distância vertical igual a 2 m e horizontal igual a 5 m (menor distância horizontal modelada).

Variando-se entre as condições *fixed* e *floating*, para as simulações realizadas no talude 1(V):2(H) não há alteração dos resultados alterando-se a localização crítica da superfície de deslizamento, lembrando que, neste caso, as simulações foram efetuadas apenas para o método de Fellenius. Para o talude 1(V):1,5(H), a modelagem com superfície variável (*floating*) indicou uma maior probabilidade de falha, 23% dos casos apresentaram probabilidade de falha diferente de 0%, variando entre 0,1% e 8,4% (na condição fixed apenas 5% dos casos apresentaram probabilidade acima de 0% entre 0,1 e 1,2%). Nas simulações com o talude 1(V):1(H), na condição *floating* todos os resultados de probabilidade também foram iguais ou superiores à condição *fixed*, caracterizando um incremento médio de 15% nas probabilidades quando adotada a condição *floating*.

4.2 Seção típica com parâmetros definidos para o km 362,4 da rodovia estadual SC-108

Neste capítulo são apresentadas as simulações efetuadas no software Plaxis LE, adotando-se a mesma geometria de talude do capítulo anterior, com inclinação 1(V):1(H), mas agora com os parâmetros geotécnicos obtidos dos ensaios realizados em Cocal do Sul/SC: coesão efetiva média de 11,6 kPa, COV 47,8% e PDF lognormal, ângulo de atrito efetivo médio de 28,1º e COV 15,6%, PDF normal; e peso específico médio de 17,9 kN/m³, COV 4,6%. e PDF normal. Foi analisada somente a variação conjunta dos parâmetros e para as distâncias de correlação, não havendo dados específicos de campo, foram adotadas 0,5 m, 1 m e 2 m para distâncias de correlação verticais e 5 m, 10 m e 20 m para distâncias de correlação horizontais. No total foram avaliadas 6 combinações, sendo uma com solo homogêneo e cinco considerando a variabilidade.

Os valores de fator de segurança (FS) obtidos e solo-homogêneo foram de 1,1, para os métodos de Fellenius e de Janbu, 1,2, para os métodos de Bishop, Spencer, Morgenster-Price (MR) e Fredlund (GLE). Valores similares aos médios obtidos na análise probabilística.

Com relação a probabilidade de falha todas as simulações apresentaram probabilidade acima de zero, variando entre 0,2% e 5,8%, na condição *fixed*. Em relação às distâncias de correlação modeladas observou-se um incremento da probabilidade de falha com o incremento da relação Θh/Θv.

Na avaliação da condição *floating* todos os resultados de probabilidade de falha foram superiores à condição *fixed*, variando entre 5,0% e 17,1%.

5. Conclusões

Este artigo demonstra que, apesar dos fatores de segurança permanecerem os mesmos com solo homogêneo e quando introduzida a variabilidade, este último incorpora um novo elemento nas análises de estabilidade que é a probabilidade de falha, demonstrando a importância da consideração da variabilidade nos estudos de estabilidades de taludes.

Conclui-se ainda que há uma tendência de crescimento da probabilidade de falha quando reduzida a distância horizontal e quando simulada na condição *floating*.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bishop, A.W. (1955) – *The use of the Slip Circle in the Stability Analyses of Slope*. Geotechnique, 5(1), p.7-17.

Fellenius, W. (1936) – *Calculation of the Stability os Earth Dams*. 2nd International Congress on Large Darns. Washington.

Fredlund, D.G., Krahn, J. (1977) – *Comparison of Slope Stability Methods of Analysis*. Canadian Geotechnique Journal, 14, p.429-439.

Janbu, N. (1954) – *Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters.* Ph. D. Thesis is Civil Engineering. Faculty of Arts ans Sciences of Harvard University.

Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965) – *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces.* Geotechnique, 15, p.79-93.

Spencer, E. (1967) – *A Method for Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Forces.* Geotechnique, 17(1), p.11-26.

Campello, I.C. et al. (2019) – *Variabilidade de Propriedades Geotécnicas*. XXXII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Salvador.

Baecher, G.B.; Christian, J.T. (2003) – *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons Inc. New York.

Cho, S.E.; Christian, J.T. (2007) – *Effects of spatial variability of soil properties on slope stability*. Science Direct, South Korea.

Branco, L.C.P.D. (2011) – *Aplicação de Conceitos de Fiabilidade a Solos Residuais*. Dissertação de Mestrado, Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 141 p.

Phoon, K.K.; Kulhawy, F.H. (1999) – *Characterization of Geotechnical Variability*. Can. Geotech J.. Canada.

Lacasse, S.; Nadim, F. (1998) – *Risk and Reliability in Geotechnical Engineering*. International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Missouri.

Fenton, G.A.; Griffiths, D.V. (2018) – *Risk Assessment in Geotechnical Engineering*. New Jersey.

Uzielli. M.; Lacasse. S.; Nadim F.; Phoon. K. K. (2006). *Soil Variability Analysis for Geotechnical Practice. International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*. Singapura.

Silva, C.C. (2015) – *Análise de Estabilidade de um Talude da Cava de Alegria Utilizando Abordagem Probabilística*. Dissertação de Mestrado, Pós Graduação em Engenharia Geotécnica da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 104 p.

Perini, L. (2021) – *Caracterização da Variabilidade de Rejeitos de Mineração de Ouro e sua Influência na Análise do Efeito da Velocidade no Ensaio CPTU*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade federal de Santa Catarina, 157 p.

Forrest, W.; Orr, T. (2010) – *Reability of Shallow Foundations Designed to Eurocode 7*. Georisk.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/169

Análise probabilística da estabilidade de um talude rodoviário da BR 470

André Luis Meier
Doutorando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, de.luis.meier@gmail.com

Tamires dos Santos
Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, tamires.frutuoso@gmail.com

Artur Machado Scheidt
Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, arturmachadoscheidt@gmail.com

Gracieli Dienstmann
Doutora em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, g.dienstmann@ufsc.br

Natália Ziesmann
Mestra em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, nziesmann@gmail.com

RESUMO: O estudo da estabilidade dos taludes é de extrema importância para a sociedade, pois através dele é possível analisar a segurança de encostas e definir critérios de alerta contra danos financeiros e, no pior dos cenários, contra perdas de vidas humanas. Para estabelecer de forma mais rigorosa um critério de alerta é necessário quantificar, além do fator de segurança da encosta, a sua probabilidade de falha. Neste contexto são necessários métodos probabilísticos, sendo as simulações baseadas no Método de Monte Carlo (MMC) as mais utilizadas em abordagens com fins geotécnicos. Uma aplicação de MMC para estabilidade de taludes consiste em realizar simulações do perfil de interesse variando a cada interação parâmetros chaves do material (ângulo de atrito, coesão, peso específico, entre outros). A resposta do problema será uma distribuição do fator de segurança, que pode ser utilizada para análise do fator de segurança médio e probabilidade de falha. A probabilidade de falha é obtida através do número de simulações com fator de segurança abaixo da unidade. As aplicações mais comuns encontradas na literatura costumam trabalhar com perfis homogêneos a cada rodada, não quantificando a distribuição espacial dos parâmetros. Neste sentido, no presente trabalho é apresentado um estudo de caso onde a probabilidade de falha será quantificada com base no MMC, porém introduzindo a cada rodada, campos aleatórios. Para a realização da análise da variabilidade foi utilizado o Software PLAXIS, que realiza análises com base nos métodos clássicos de equilíbrio limite e também tem implementado o método LAS (Subdivisão Média Local, em inglês). Desta forma, torna-se possível realizar um comparativo de probabilidades encontradas pelos diferentes métodos de equilíbrio limite. Como estudo de caso será utilizada uma seção de referência um aterro rodoviário localizado no km 30+220 da obra de duplicação da BR 470, situado entre Navegantes/SC e Indaial/SC. A seção foi estudada por Ziesmann (2023) e Cordeiro (2019), que utilizaram o Software ABAQUS. Será realizada também, um comparativo entre os resultados encontrados nos diferentes softwares.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de Variabilidade, Método de Monte Carlo, Campos Aleatórios, Estabilidade de taludes.

ABSTRACT: The study of slope stability is of utmost importance to society, as it allows for the analysis of the safety of slopes and the definition of warning criteria against financial losses and, in the worst-case scenarios, loss of human lives. To establish a more rigorous warning criterion, it is necessary to quantify, in addition to the slope's safety factor, its probability of failure. In this context, probabilistic methods are necessary, among which simulations based on the Monte Carlo Method (MCM) are commonly used in geotechnical approaches. An application of MCM for slope stability involves simulating the profile of interest, varying key material parameters (friction angle, cohesion, specific weight, among others) at each iteration.

The problem's response will be a distribution of the safety factor, which can be used for analyzing the average safety factor and probability of failure. The probability of failure is obtained through the number of simulations with a safety factor below unity. The most common applications found in the literature typically work with homogeneous profiles in each round, not quantifying the spatial distribution of parameters. In this sense, the present study presents a case study where the probability of failure will be quantified based on MCM, but introducing random fields at each round. For the variability analysis, the PLAXIS Software was used, which performs analyses based on classical limit equilibrium methods and also implements the LAS (local average subdivision) method. Thus, it becomes possible to make a comparison of probabilities found by different limit equilibrium methods. As a case study, a reference section will be used, a highway embankment located at km 30+220 of the BR 470 duplication project, situated between Navegantes/SC and Indaial/SC. The section was studied by Ziesmann (2023) and Cordeiro (2019), who used the ABAQUS Software. A comparison will also be made between the results found in the different software's.

KEYWORDS: Variability Analysis, Monte Carlo Method, Random Fields, Slope Stability.

1 INTRODUÇÃO

A variação espacial das propriedades geotécnicas devido à composição mineralógica é amplamente reconhecida. Este fato traz aos engenheiros grandes desafios na obtenção de dados a respeito do solo. Além da questão da dificuldade de se conseguir realizar ensaios que tragam a variabilidade do solo, existe também a questão econômica, que é um fator determinante em obras de engenharia. A abordagem tradicional para trabalhar com essa incerteza no projeto geotécnico é realizada utilizando valores característicos das propriedades do solo juntamente com um generoso fator de segurança (Fenton; Griffiths, 2008). Houve um aumento nos estudos referentes a métodos que consigam determinar essas incertezas e capturar a variabilidade espacial dos parâmetros do solo e utilizá-las com campos aleatórios. Existem várias abordagens para criar esses campos, empregando características estatísticas como parâmetros de entrada. Ao utilizar esses campos, a incerteza das propriedades que variam no espaço pode ser incorporada em um programa que utiliza métodos de cálculo, como de equilíbrio limite, e são realizadas uma série de simulações de Monte Carlo para calcular a probabilidade de falha. Como resultado, ao considerar essa variação espacial, o modelo em estudo pode demonstrar um comportamento do material e mecanismos de falha mais fiéis à realidade.

Os campos aleatórios podem ser gerados através do método LAS (Subdivisão Média Local, em inglês), inicialmente proposto por Fenton e Vanmarcke (1990) e detalhadamente explicado por Fenton e Griffiths (2008), que justificam que a maioria das propriedades de engenharia são médias locais. No enfoque LAS, manter a consistência interna significa preservar a média local em todas as subdivisões. Em cada estágio, as células são divididas ao meio, e cada uma recebe um valor aleatório, de modo que as médias locais sejam representativas da média global. Esse processo garante que a média global permaneça constante ao final.

Para se obter informações sobre o solo estudado, e dessa forma analisar a estabilidade de taludes e a variabilidade do material, é necessário realizar investigação geotécnica. Para isso, realiza-se o Piezocone Penetration Test (CPTu), que conforme Schnaid e Odebrecht (2012), é reconhecido como uma das ferramentas mais cruciais internacionalmente para prospecção geotécnica. Este ensaio proporciona a estratigrafia do perfil do solo, identifica as propriedades dos materiais e prevê a capacidade de carga das fundações. Durante o teste, o piezocone é inserido no solo a uma velocidade padrão de 20mm/s, medindo a resistência de ponta (q_c) durante a penetração. Além disso, ele registra a resistência de atrito lateral (f_s) e as poropressões (u) ao longo da profundidade do teste, permitindo a obtenção da resistência real mobilizada (q_t). Com base nos parâmetros obtidos diretamente por meio do ensaio, é possível estimar outros mediante correlações, como a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), que é determinada através da razão entre a resistência e o fator de capacidade do cone (N_{kt}), obtido por meio de uma comparação do valor de Su do ensaio de palheta realizado na mesma profundidade (Schnaid; Odebrecht, 2012).

De posse dos parâmetros são obtidas médias, desvios-padrão e escala de flutuação para descrever a variabilidade em um conjunto de dados de propriedades do solo. A escala de flutuação descreve a distância na qual os parâmetros de um solo ou rocha são semelhantes ou correlacionados e pode ser estimada através do Método Expedito de Vanmarcke (MEV), Integração da função de Autocorrelação da Amostra (IAA) e Adequação do Modelo de Autocorrelação (AMA).

2 METODOLOGIA

2.1 Local de estudo

O aterro utilizado está situado no trecho de duplicação da BR-470, em Santa Catarina, que compreende a ligação entre as cidades de Gaspar e Navegantes. A região está em processo de duplicação de aproximadamente 73km, devido ao alto tráfego de veículos de carga e de passeio. No km 30+220 está situada a área de pesquisa, que, de acordo com Cordeiro (2019), é uma região com depósito de argila mole, compostos por camadas de turfa, argila cinza com ou sem matéria orgânica, intercaladas por lentes de areia. Segundo Cordeiro (2019) foram realizados ensaios de campo e de laboratório no formato de ilhas de investigação, contemplando sondagens SPT (do inglês, *Standard Penetration Test*), determinação da umidade natural de camadas moles, CPTu, ensaio de dissipação, de palheta, ensaio de adensamento e triaxiais não drenados e não consolidados UU (do inglês, *Unconsolidated and Undrained*). O modelo em questão refere-se a uma seção transversal da Rodovia BR-470, localizada no estado de Santa Catarina. Esta seção é composta por dois aterros rodoviários: um antigo, construído nas décadas de 1970 e 1980, e um novo, parte do projeto de duplicação. Além dos aterros, há uma berma de equilíbrio, todos apoiados sobre um solo homogêneo e mole, caracterizado por Cordeiro (2019) como uma argila cinza-escura muito mole. A Figura 1 apresenta uma ilustração da seção transversal em questão. O objetivo principal é verificar a estabilidade dos aterros sobre o solo mole, levando em consideração um carregamento rápido devido à construção do aterro de duplicação, e, consequentemente, em condição não drenada.

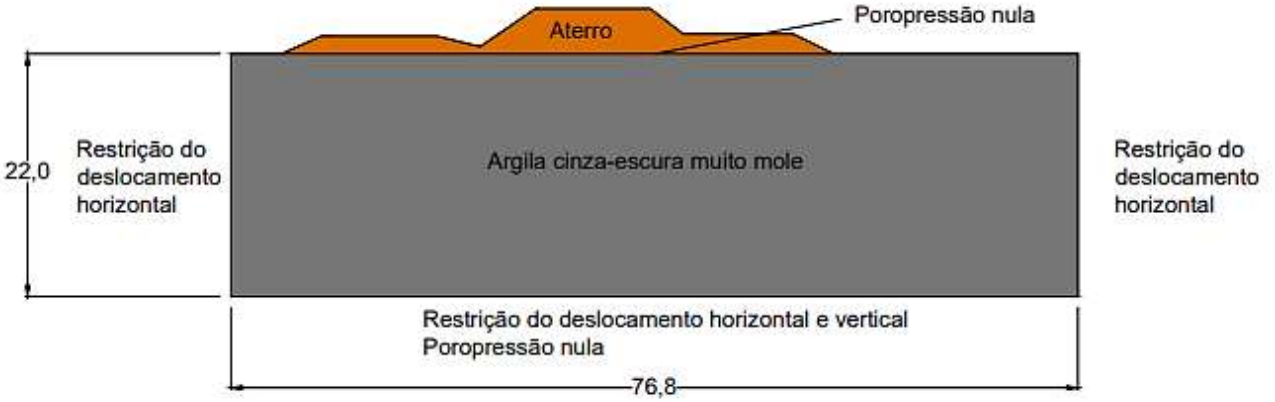


Figura 1. Dimensões em metros do modelo e condições de contorno (Ziesmann, 2023).

2.1.1 Análise Estatística

A escala de flutuação é um dado de entrada importante para a geração de campos aleatórios. Na presente pesquisa, a escala de flutuação vertical foi calculada por meio de três metodologias: Método Expedito de Vanmarcke (MEV), Integração da função de Autocorrelação da Amostra (IAA) e Ajuste do Modelo de Autocorrelação (AMA). Para obtenção da escala de flutuação buscou-se zerar a média do resíduo da tendência utilizando uma equação linear, ajustando-a até que graficamente também fosse possível constatar a tendência. Dessa forma, os valores de escala de flutuação obtidos foram iguais a 0,33m para q_c, 0,34m para q_t, 0,62m para f_s e 0,34m para S_u. A Tabela 1 reúne os valores encontrados para a escala de flutuação para cada método e propriedade do solo, considerando tanto os parâmetros sem a remoção da tendência dos dados quanto seus valores residuais.

Em síntese, os resultados da Tabela 1 destacam que os diferentes métodos caracterizaram escalas de flutuação com magnitudes distintas, havendo, em geral, uma boa concordância nas escalas calculadas para os parâmetros qc, qt e Su. O método MEV apresentou as menores escalas de flutuação, em torno de 0,34m para qc, qt e Su, enquanto para fs foi de 0,62m. Considerando os valores sem a remoção da tendência, o método IAA revelou uma amplitude maior para as escalas de flutuação, com valores aproximados de 3,29m e 4,24m para qc e qt, respectivamente, e 2,32m para Su, enquanto para fs foi de 1,38m. Comparativamente, os

resultados para os valores residuais foram menores (exceto para fs), aproximando-se mais dos resultados obtidos pelo MEV. Por sua vez, pelo método AMA, as escalas de flutuação foram geralmente próximas quando consideradas as leituras de qc, qt e Su, em torno de 1,25m, 1,35m e 1,10m, respectivamente. O parâmetro fs também apresentou discrepâncias maiores por este método. Em comparação com os valores residuais, as escalas de flutuação reduziram (exceto novamente para fs), aproximando-se dos valores do MEV. Essa redução resultou em uma menor discrepância entre os valores calculados pelo MEV e IAA/AMA.

Tabela 1. Escala de flutuação obtida por três métodos para os parâmetros do solo.

	Sem remoção da tendência			Residual	
Parâmetro	MEV	IAA	AMA	IAA	AMA
q_c	0,33	3,29	1,25	0,77	0,90
q_t	0,34	4,24	1,35	1,50	0,90
f_s	0,62	1,38	0,90	1,65	1,50
S_u	0,34	2,32	1,10	0,87	0,90

Assim, um campo foi criado para representar a resistência não drenada da camada de argila. Os parâmetros estatísticos necessários para a geração desse campo, incluindo a função de densidade de probabilidade (FDP), foram obtidos a partir dos dados do perfil de Su sem a remoção da tendência. Esses dados foram derivados de medidas de ensaio de piezocone e $\boldsymbol{N_{kt}}$, derivados de uma medida pontual de $\boldsymbol{S_u}$ de ensaios de palheta. A partir desses dados foi encontrada a média de 25,97 kPa e o desvio padrão de 1,87 kPa.

Quanto à escala de flutuação vertical, que foi determinada por três métodos diferentes, foi considerado o valor mínimo obtido para a resistência não drenada, ou seja, 0,34m. Por sua vez, a escala de flutuação horizontal utilizada para gerar o campo aleatório foi de 10,0m, comumente adotado na literatura.

Em relação aos dois materiais mencionados, a Tabela 2 apresenta os valores associados às propriedades do aterro compactado e berma e da fundação em argila-cinza escura muito mole. O critério de ruptura de Mohr-Coulomb foi empregado para analisar tanto o aterro quanto a fundação. Os dados fornecidos na Tabela 2 foram extraídos do trabalho de Cordeiro (2019) e utilizados durante a modelagem numérica realizada.

Tabela 2. Valores atribuídos aos parâmetros utilizados na modelagem numérica.

Material	Parâmetros	Valor
Aterro compactado e berma	Peso específico	20 kN/m³
	Ângulo de atrito	35°
	Coesão	5 kPa
Argila cinza-escura muito mole	Peso específico	16 kN/m³
	Ângulo de atrito	0°
	Resistência não drenada	Campo aleatório

No software PLAXIS a modelagem foi realizada utilizando uma malha no campo aleatório de 128 divisões na horizontal e 32 na vertical. Além disso, foram analisados os resultados utilizando o campo aleatório com superfície de ruptura fixa e flutuante, cuja variação está na consideração da mesma superfície de ruptura crítica para todas as análises do primeiro caso, enquanto que no segundo caso estas são variáveis. Também, utilizou-se do método de auto-refinamento para a obtenção da superfície de ruptura, e para o cálculo do equilíbrio limite foram feitas simulações usando os métodos Fellenius, Bishop simplificado, Jambu simplificado, Spencer e Morgenstern-Price (M-P).

3 RESULTADOS

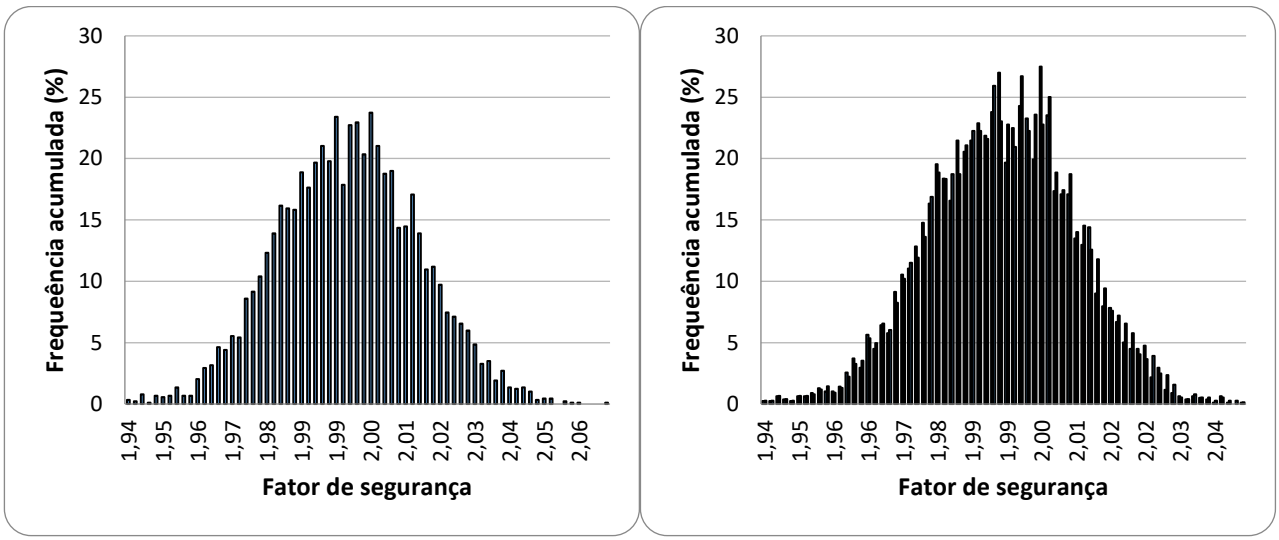
Após as simulações foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 3, na qual constam os valores de fator de segurança médio, desvio padrão e covariância de cada método de cálculo, tanto para a superfície de ruptura fixa quanto a flutuante. O método de Jambu simplificado foi o mais conservador, com FS médio de 1,774, enquanto que para todos os outros 4 métodos os valores foram superiores a 1,9.

Tabela 3. Resultados dos fatores de segurança das simulações.

	Fellenius		Bishop Simplificado		Jambu simplificado		Spencer		M-P	
	Fixa	Flut.	Fixa	Flut.	Fixa	Flut.	Fixa	Flut.	Fixa	Flut.
Média	1,939	1,939	1,998	1,994	1,774	1,774	1,994	1,991	1,997	1,994
Desvio padrão	0,017	0,017	0,018	0,016	0,015	0,015	0,018	0,016	0,018	0,016
Covariância	0,009	0,009	0,009	0,008	0,009	0,008	0,009	0,008	0,009	0,008

Segundo Ziesmann (2023), a simulação realizada no ABAQUS resultou em um fator de segurança médio de 2,275, superior a todos os valores encontrados com a modelagem realizada no PLAXIS, utilizando os mesmos parâmetros, características e valores que a autora. Ademais, após 5000 simulações realizadas, a autora obteve uma probabilidade de falha de 0,54%. Porém, em nenhuma das simulações utilizando o PLAXIS foi obtido uma probabilidade de ruptura diferente de 0%.

Nas modelagens realizadas no presente estudo também foram obtidos histogramas de fator de segurança para cada método, onde pode ser observado uma distribuição normal dos valores. A Figura 2 apresenta um comparativo entre os resultados das análises através do método de Morgenstern-Price para as superfícies de ruptura fixas e flutuantes, que geraram curvas muito semelhantes.



(a) (b)

Figura 2. Distribuição do fator de segurança para a superfície de ruptura fixa (a) e flutuante (b).

Foram calculados também diferentes cenários de valores da escala de flutuação vertical e horizontal e de desvio padrão mais críticos, encontrados na literatura, apenas para o método de Morgenstern-Price. Na Tabela 4 constam os valores calculados nessa pesquisa utilizando o software PLAXIS com a superfície de ruptura (SR) fixa e flutuante, enquanto que na Tabela 5 os obtidos no software ABAQUS.

Para os resultados da presente pesquisa (Tabela 4), numa comparação entre os cenários 0 e 1 nota-se que o aumento na escala de flutuação vertical influenciou pouco no FS, enquanto que observando os cenários 2, 3 e 4, nos quais houve aumento gradativo no valor do desvio padrão, percebe-se uma diminuição significativa da média de FS. Entre os cenários 0 e 6 e 1 e 5, nos quais ocorreu um aumento na escala de flutuação horizontal, foi gerada praticamente nenhuma interferência no valor de FS. Na comparação entre a superfície de ruptura fixa e flutuante, é possível notar que os valores de FS são maiores para o primeiro caso em todos os cenários, contudo, ambas não apresentaram nenhuma probabilidade de falha

Ao analisar os valores obtidos utilizando o software PLAXIS, que trabalha com o método de equilíbrio limite, com o método de elementos finitos (ABAQUS), percebe-se que em todos os cenários a média dos fatores de segurança foram inferiores para a presente pesquisa. Todavia, através do método de elementos finitos todos os cenários ocasionaram uma probabilidade de falha diferente de zero. Dessa forma, apesar da

magnitude inferior dos fatores de segurança, o método de equilíbrio limite mostra-se mais conservador, por não indicar nenhuma situação com probabilidade de falha, diferente do observado na análise de elementos finitos.

Tabela 4. Valores de probabilidade de falha e fator de segurança calculado no PLAXIS.

Escala de flutuação			S_u			Equilíbrio Limite (M-P)		
Cenário	Vertical	Horizontal	Média (kPa)	Desvio Padrão (kPa)	COV	Média FS (SR fixa)	Média FS (SR flut.)	Probabilidade de falha
0	0.34	10	25.97	1.870	0.07	1.997	1.994	0.00%
1	4.24	10	25.97	1.870	0.07	1.999	1.988	0.00%
2	0.34	10	25.97	7.791	0.30	1.947	1.892	0.00%
3	0.34	10	25.97	12.985	0.50	1.866	1.754	0.00%
4	0.34	10	25.97	18.179	0.70	1.767	1.606	0.00%
5	4.24	100	25.97	1.870	0.07	2.000	1.989	0.00%
6	0.34	100	25.97	1.870	0.07	1.997	1.993	0.00%

Tabela 5. Valores de probabilidade de falha e fator de segurança calculado no ABAQUS.

Escala de flutuação			S_u			Elementos Finitos	
Cenário	Vertical	Horizontal	Média (kPa)	Desvio Padrão (kPa)	COV	Média FS	Probabilidade de falha
0	0.34	10	25.97	1.870	0.07	2.275	0.54%
1	4.24	10	25.97	1.870	0.07	2.28	0.20%
2	0.34	10	25.97	7.791	0.30	2.22	0.80%
3	0.34	10	25.97	12.985	0.50	2.12	1.80%
4	0.34	10	25.97	18.179	0.70	1.99	3.60%
5	4.24	100	25.97	1.870	0.07	2.28	0.60%
6	0.34	100	25.97	1.870	0.07	2.27	0.60%

4 CONCLUSÃO

Na presente pesquisa foi realizada uma análise de variabilidade para o solo de fundação de um aterro rodoviário localizado no km 30+220 da obra de duplicação da BR 470, situado entre Navegantes/SC e Indaial/SC. O material estudado foi classificado como argila cinza-escura muito mole, e seus parâmetros geotécnicos obtidos através da análise de ensaios CPTu e de palheta. A análise de variabilidade foi realizada no software PLAXIS, através do método de Monte Carlo, com 5000 simulações, sendo considerada a variabilidade espacial através do método LAS. Dentre os valores de fator de segurança obtidos, o método de Jambu Simplificado gerou os valores mais conservadores, enquanto que os outros métodos resultaram em magnitudes superiores a 1,9.

Na avaliação de diferentes cenários de magnitude da escala de flutuação e desvio padrão, percebeu-se uma pequena influência da escala de flutuação no valor de FS médio, diferente do observado para o desvio padrão, que ocasionou uma alteração mais significativa. Na comparação entre os resultados advindos do método de equilíbrio limite com os do método de elementos finitos, percebe-se que em todos os cenários a média dos fatores de segurança foram inferiores para o primeiro caso. Contudo, através do método de elementos finitos todos os cenários ocasionaram uma probabilidade de falha diferente de zero, ao contrário do encontrado na presente pesquisa. Dessa forma, apesar da magnitude inferior dos fatores de segurança, o método de equilíbrio limite mostra-se mais conservador.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado com o apoio da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Santa Catarina (FAPESC). Os autores também agradecem ao PET Engenharia Civil e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cordeiro, R. F. (2019) *Avaliação do comportamento de aterro executado sobre depósito de argila mole na Rodovia BR-470 em Gaspar/SC*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Dienstmann, G.; Cordeiro, R. F.; Sakamoto, M. Y. (2021) Compressibility and stability analysis of an embankment on soft soil: a case study. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, v. 175, n. 6, p. 1–22.

Fenton, G. A.; Griffiths, D. V. (2008) *Risk assessment in geotechnical engineering*. Hoboken: John Wiley and Sons Ltd.

Fenton, G. A.; Vanmarcke, E. H. (1990) Simulation of random fields via local average subdivision. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 116, n. 8, p. 1773–1749.

Perini, L. (2021) *Caracterização da variabilidade de rejeitos de mineração de ouro e sua influência na análise do efeito da velocidade no ensaio CPTu*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Schnaid, F. (2009) *In situ testing in geomechanics - the main tests*. 1. ed. Boca Raton: CRC Press.

Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2012) *Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Texto.

Uzielli, M. (2022) Non-deterministic interpretation and applications of CPT testing data. In: *Cone Penetration Testing 2022*. Boca Raton: CRC Press, p. 81–93.

Uzielli, M. et al. (2007) Soil variability analysis for geotechnical practice. *Proceedings of the 2nd International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, p. 1653–1752.

Vanmarcke, E. (1983) *Random fields, analysis and synthesis*. Cambridge, Mass: MIT Press.

Ziesmann, N. (2023) *Análise probabilística utilizando campos aleatórios aplicada à estabilidade de aterros sobre solos moles*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/170

Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes: Confiabilidade de Sistema em Série com FORM como Alternativa às Simulações de Monte Carlo

Higor Biondo de Assis
Doutorando em Geotecnia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGCA), Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB), Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho (UNESP), Bauru, SP, Brasil, higor.assis@unesp.br

Caio Gorla Nogueira
Professor Assistente Doutor, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGCA), Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB), Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho (UNESP), Bauru, SP, Brasil, caio.nogueira@unesp.br

RESUMO: Este trabalho apresenta um procedimento para aplicação do Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM) como alternativa às Simulações de Monte Carlo (MCS) em análises probabilísticas de estabilidade de taludes. O programa computacional *Risk Assessment applied to Slope Stability* (RASS) foi utilizado para a realização das análises a partir do acoplamento direto dos métodos de equilíbrio limite aos métodos de confiabilidade. Dois exemplos de taludes são apresentados. O primeiro, um talude infinito, foi escolhido para demonstrar a capacidade do RASS de calcular adequadamente as respostas probabilísticas, exclusivamente. O segundo, constituído por múltiplas camadas de solo e com superfícies circulares de ruptura, foi selecionado para possibilitar a discussão acerca das principais vantagens e limitações do FORM e do MCS em análises probabilísticas de estabilidade de taludes. Neste exemplo, as análises via FORM foram conduzidas segundo a abordagem de confiabilidade de sistemas em série, e os valores inferior e superior da probabilidade de falha (*pf*) do talude foram estimados segundo os limites bimodais de Ditlevsen. O método de Hassan-Wolff foi utilizado para a identificação das superfícies de ruptura representativas (RSS), onde o talude representa o sistema em série e as RSS, suas componentes. Os resultados mostraram que o FORM pode ser uma alternativa interessante para redução do esforço computacional requerido nas análises probabilísticas de estabilidade de taludes, sendo capaz de aproximar consistentemente os valores de *pf* em relação às respostas do MCS com tempo de processamento reduzido.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Confiabilidade de Sistema, FORM, Simulações de Monte Carlo, Acoplamento Direto.

ABSTRACT: This paper presents a procedure for applying the First Order Reliability Method (FORM) as an alternative to Monte Carlo Simulations (MCS) in probabilistic analyses of slope stability. The computer programme Risk Assessment applied to Slope Stability (RASS) was used to carry out the analyses by directly coupling limit equilibrium methods to reliability methods. Two examples of slopes are presented. The first, an infinite slope, was chosen to demonstrate the ability of RASS to adequately calculate probabilistic responses exclusively. The second, consisting of multiple layers of soil and circular slip surfaces, was selected to enable discussion of the main advantages and limitations of FORM and MCS in probabilistic analyses of slope stability. In this example, the analyses via FORM were conducted according to the reliability of series system approach, and the lower and upper values of the probability of failure (*pf*) of the slope were estimated according to Ditlevsen's bimodal bounds. The Hassan-Wolff method was used to identify the representative slip surfaces (RSS), where the slope represents the series system and the RSS its components. The results showed that FORM can be an interesting alternative for reducing the computational effort required in probabilistic analyses of slope stability.

KEYWORDS: Slope Stability, System Reliability, FORM, Monte Carlo Simulations, Direct Coupling.

1 INTRODUÇÃO

As análises probabilísticas de estabilidade de taludes têm recebido uma atenção cada vez maior na engenharia geotécnica contemporânea (CHAKRABORTY; DEY, 2022; JIANG et al., 2022), evidenciando uma evolução significativa neste campo de estudo. Estas análises são predominantemente realizadas a partir da combinação entre o método de Simulações de Monte Carlo (MCS) e modelos matemáticos, tais como superfícies de resposta, modelos de substituição ou metamodelos (JI; LOW, 2012; PRZEWŁÓCKI, 2021), que são capazes de fornecer uma aproximação satisfatória das respostas fornecidas pelos métodos de equilíbrio limite. Neste contexto, a estabilidade de um talude é avaliada considerando a probabilidade do fator de segurança (*FS*) ser inferior a unidade, valor que indica a condição de instabilidade do talude. Em contraste com as análises determinísticas, onde os parâmetros de entrada são tratados como constantes, nas análises probabilísticas, a variabilidade desses parâmetros é levada em conta por meio de suas distribuições de probabilidades e descritores centrais, representando uma abordagem mais abrangente e realista para a avaliação da estabilidade do talude.

Apesar dos taludes serem objetos tridimensionais (3D), eles são comumente representados por modelos bidimensionais (2D) correspondentes à seção transversal mais propensa à ruptura ou qualquer outra que se queira avaliar. Dessa forma, em análises determinísticas de modelos 2D em que a ruptura mais provável tem movimento rotacional, a condição crítica de estabilidade é definida por investigação de múltiplas superfícies circulares. O objetivo é identificar a superfície que fornece o mínimo valor de *FS*, denominada superfície crítica determinística, dentre todas as superfícies avaliadas.

Procedimento semelhante ao adotado nas análises determinísticas pode ser adotado na investigação das condições probabilísticas críticas. No entanto, é preciso estar atento às particularidades dos métodos de confiabilidade a serem utilizados e aos objetivos das análises probabilísticas. Sejam estas análises realizadas via MCS ou via Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM), a avaliação de múltiplas superfícies circulares é indispensável, mas seguem abordagens distintas.

O MCS é um método de simulação que permite analisar cenários possíveis a partir da geração de dados amostrais que obedeçam as distribuições de probabilidades marginais das variáveis aleatórias. Assim, com o uso de um gerador pseudoaleatório não viciado, combinações de valores possíveis das variáveis aleatórias são utilizados para cálculo da resposta de interesse. Ao término das análises, verifica-se se as respostas encontradas representam a ocorrência do evento de interesse ou não. A razão entre o número de ocorrências do evento de interesse e o número total de simulações expressa a probabilidade de ocorrência deste evento. Em análises de estabilidade de taludes, este procedimento pode ser empregado na determinação tanto da probabilidade de múltiplas superfícies falharem, quanto da probabilidade uma única superfície falhar. Esta última opção costuma ser menos usual, enquanto a primeira é a que está presente nos principais programas computacionais de análises de estabilidade de taludes e fornece como principal resposta a probabilidade de falha do talude (pf), já que múltiplas superfícies são consideradas. Portanto, se o objetivo da análise probabilística for conhecer principalmente a probabilidade do talude falhar, o MCS é a opção mais adequada (CRUM et al., 2001).

Diferentemente do MCS, o FORM é um método pertencente a categoria dos métodos de transformação, também denominados métodos de aproximação. Neste caso, o problema de confiabilidade é dado na forma de um problema de otimização e emprega algoritmos específicos para identificação da condição que proporciona a máxima probabilidade de ocorrência do evento de interesse do problema. Assim, no contexto das análises de estabilidade de taludes via FORM, as probabilidades de falha das superfícies (pf_i) são calculadas individualmente, e a superfície crítica probabilística é determinada pelo valor máximo de pf_i (pf_{max}), de forma análoga ao que é feito nas análises determinísticas. Dessa forma, de acordo com o conceito de confiabilidade de sistema, as superfícies de ruptura de um talude são equiparadas às componentes do sistema e estão conectadas em série (ZHOU; GONG; HONG, 2017). O talude, por sua vez, representa o sistema, composto por múltiplas componentes. A associação em série das componentes implica na ausência de redundância no sistema, onde a falha de qualquer componente resulta na falha do sistema como um todo. Segundo esta abordagem e a partir do conhecimento das probabilidades de falha individuais das componentes, as pf_i obtidas via FORM, deve ser possível estimar a probabilidade de falha do sistema (pf_{sis}) e então compará-la à pf dada por MCS. A principal justificativa para a avaliação da estabilidade de taludes segundo a confiabilidade de sistemas em série reside no fato de que a pf_{max}, dada por uma única superfície, tende a subestimar a probabilidade de falha do sistema, com $pf_{max} < pf$ (CHOWDHURY; XU, 1992; OKA; WU,

1990). Isso se deve à premissa de que a ruptura do talude não é determinada exclusivamente por uma única superfície (LIU et al., 2023; MA et al., 2017), mas sim por um conjunto reduzido de superfícies de ruptura representativas (RSS). Portanto, ao considerar apenas pf_{max}, pode-se negligenciar a contribuição significativa de outras superfícies para a falha do sistema, resultando em uma avaliação da estabilidade que não reflete completamente a realidade do comportamento do talude (ZHANG; ZHANG; TANG, 2011). Estes são alguns dos motivos pelo qual o MCS é considerado o método mais adequado para lidar com análises de estabilidade de taludes (HUANG; GRIFFITHS; FENTON, 2010).

Embora o MCS ofereça diversas vantagens, ele também apresenta algumas limitações. Para garantir a convergência dos resultados, pode ser necessário realizar um grande volume de análises. Essa exigência pode resultar em custos computacionais proibitivos, tornando as análises inviáveis, especialmente em escritórios de engenharia geotécnica que contam apenas com computadores de uso pessoal, uma realidade comum em muitos locais ao redor do mundo. A fim de minimizar o tempo total de processamento do MCS, este trabalho apresenta um procedimento alternativo para estimativa da pf_{sis} que utiliza o acoplamento direto (LEONEL; BECK; VENTURINI, 2011) dos métodos de equilíbrio limite ao FORM, disponível no programa computacional *Risk Assessment Applied to Slope Stability* (RASS). O método de Hassan-Wolff (HASSAN; WOLFF, 1999; ZHANG et al., 2013) é empregado para a identificação das RSS, e os limites bimodais de Ditlevsen (DITLEVSEN, 1979), para estimativa dos valores mínimo e máximo da pf_{sis}, incluindo a superfície de pf_{max} como componente do sistema. Um exemplo ilustrativo de talude com múltiplas camadas de solo é apresentado para fins de comparação entre os resultados do MCS e do FORM, segundo a abordagem de confiabilidade de sistemas.

2 MÉTODOS

O programa RASS permite a realização das análises probabilísticas de estabilidade de taludes a partir do acoplamento direto de dois de seus módulos, sendo o primeiro referente aos métodos de equilíbrio limite, e o segundo, aos métodos de confiabilidade. Desta forma, a necessidade de se construir funções aproximadoras de *FS* é eliminada, já que o *FS* pode ser calculado diretamente a partir da leitura e tratamento das características geométricas do problema e da utilização dos parâmetros geotécnicos na aplicação dos métodos de equilíbrio limite. Os detalhes mais relevantes acerca dos procedimentos de cálculo implementados no RASS e dos métodos empregados nas análises probabilísticas deste trabalho são apresentados a seguir.

2.1 Métodos de Equilíbrio Limite

Nas análises principais deste trabalho, três métodos de equilíbrio limite baseados no método das lamelas foram empregados: método de Fellenius (Fellenius); método de Bishop Simplificado (Bishop); e o método de Morgenstern-Price (MP), com função de interação das forças interlamelares do tipo meia-senoide. Dentre estes, o método de Fellenius destaca-se como o único método direto para o cálculo do *FS*, mostrando-se interessante em termos de eficiência computacional ao ser aplicado para estimar o valor inicial de *FS* (FS_0) utilizado no processo iterativo de cálculo do FS dos métodos de Bishop e MP. Esta estratégia pode acelerar a convergência dos cálculos de *FS* em comparação à adoção de valores predefinidos de FS_0, frequentemente fixados em 1,0 ou 1,5. Já os métodos de Bishop e MP foram escolhidos para fins comparativos de suas respostas probabilísticas, pois guardam diferenças importantes em suas formulações. O método de Bishop tem formulação simplificada do *FS*, que não satisfaz por completo todas as condições de equilíbrio de forças, enquanto o método de MP tem formulação rigorosa, em que todas as condições de equilíbrio de forças e de momentos são satisfeitas (ABRAMSON et al., 2001; DUNCAN, 1996; DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014; ZHU et al., 2005). Tais métodos são frequentemente aplicados em trabalhos que se dedicam às análises probabilísticas de estabilidade de taludes.

2.2 Função de Estado Limite

Para que as análises probabilísticas sejam possíveis, é necessário definir a função de estado limite $g(\mathbf{x})$, que representa o modo de falha para o qual se pretende calcular a probabilidade de ocorrência. No problema de estabilidade de taludes, $g(\mathbf{x})$ representa a ruptura do talude por cisalhamento e é dada na forma da Equação 1:

$$g(\mathbf{x}) = FS(\mathbf{x}) - 1,0 \tag{1}$$

em que **x** é o vetor de valores assumidos pelas variáveis aleatórias **X** na avaliação de $g(\mathbf{x})$, de modo $g(\mathbf{x}) \leq 0$ representa o domínio de falha, já que $FS(\mathbf{x}) \leq 1{,}0$ representa a ruptura do talude. Observa-se que para avaliação de $g(\mathbf{x})$ é imprescindível o emprego de um modelo que forneça a resposta mecânica para a verificação da condição de estabilidade do talude, neste caso dada por $FS(\mathbf{x})$. Através do acoplamento direto, é possível avaliar $g(\mathbf{x})$ diretamente, combinando os métodos de equilíbrio limite com os métodos de confiabilidade. Por esse motivo, uma compreensão abrangente desses métodos se torna essencial, ressaltando a importância do desenvolvimento de programas computacionais dedicados às análises probabilísticas de estabilidade de taludes, como é o caso do RASS.

2.3 Simulações de Monte Carlo

O MCS é a alternativa mais empregada em análises de confiabilidade de taludes e está disponível no programa RASS. O método é considerado como padrão para este tipo de análise, segundo a prática geotécnica, e fornece resultados de probabilidade de falha do talude que são considerados como valores de referência. O procedimento consiste na geração de uma amostra pseudoaleatória, com uso de um gerador não viciado, a partir das distribuições marginais das variáveis aleatórias **X**. Esta amostra é representada matricialmente, sendo que o número de colunas da matriz é igual ao número de variáveis aleatórias e o número de linhas é igual ao número de simulações (n_S) a serem processadas. Cada linha dessa matriz contém o conjunto de valores admitidos pelas variáveis aleatórias, representado por $\mathbf{x}_k$, a ser empregado em cada uma das n_S simulações, com $k = 1, \ldots, n_s$. Para todas as superfícies circulares a serem testadas, o valor de $FS(\mathbf{x}_k)$ é calculado, para que a superfície de ruptura que fornece o menor valor de $FS(\mathbf{x}_k)$ possa ser identificada. Em seguida, a partir do mínimo valor de $FS(\mathbf{x}_k)$ obtido, avalia-se a equação de estado limite, de modo que para $g(\mathbf{x}_k) \leq 0$ a realização $\mathbf{x}_k$ pertence ao domínio de falha (Ω_f) e para $g(\mathbf{x}_k) > 0$, pertence ao domínio de sobrevivência (Ω_s). A função indicadora $I[\mathbf{x}_k]$ é então responsável por contabilizar as ocorrências de simulações em que $\mathbf{x}_k$ pertence ou não ao domínio de falha, conforme mostra a Equação 2:

$$I\,[\mathbf{x}_k] = 1 \;\; \text{se} \;\; \mathbf{x}_k \in \Omega_f$$

$$I\,[\mathbf{x}_k] = 0 \;\; \text{se} \;\; \mathbf{x}_k \in \Omega_s \tag{2}$$

A estimativa da probabilidade de falha (pf), segundo o MCS é dada conforme a Equação 3:

$$pf \approx \frac{1}{n_S} \sum_{k=1}^{n_S} I\,[\mathbf{x}_k] = \frac{n_f}{n_S} \tag{3}$$

em que n_f corresponde ao número de ocorrências em que $\mathbf{x}_k \in \Omega_f$. Além do cálculo da pf, nas simulações de Monte Carlo é importante avaliar a suficiência da amostra gerada. A convergência da pf e de sua variância devem ser necessariamente avaliadas. Sendo assim, avalia-se o comportamento da pf e de seu coeficiente de variação (δ_{pf}) a medida em que n_S é incrementado. A estimativa de δ_{pf} (ANG; TANG, 1984) é dada conforme a Equação 4:

$$\delta_{pf} \approx \sqrt{\frac{1 - pf}{n_S \cdot pf}} \tag{4}$$

e a estimativa do índice de confiabilidade equivalente (β_{eq}) é dada conforme a Equação 5:

$$\beta_{eq} = -\Phi^{-1}(pf) \tag{5}$$

em que $\Phi^{-1}(\cdot)$ é a inversa da distribuição normal padrão acumulada. Ao término da análise, obtém-se: um vetor de dimensão n_S que armazena os valores mínimos de $FS(\mathbf{x}_k)$ definidos em cada uma das simulações k;

a indicação 0 ou 1, para cada ocorrência de $\mathbf{x}_k$ pertencente ao domínio de sobrevivência ou de falha, respectivamente; a identificação das superfícies de ruptura correspondentes aos mínimos valores de $FS(\mathbf{x}_k)$ encontrados. A partir dessas respostas, é possível estimar os valores de pf, δ_{pf}, β_{eq}, valor esperado ou média e variância de $FS(\mathbf{x}_k)$, e estas estimativas referem-se ao talude como um todo, pois considera múltiplas superfícies de ruptura potenciais. Além disso, é possível visualizar de que forma são distribuídas as probabilidades de $FS(\mathbf{x}_k)$, por meio da construção de um histograma, o que permite verificar se a distribuição normal é adequada para estimativa de β_{eq}, por exemplo. O método também pode ser utilizado para analisar individualmente as superfícies de ruptura de interesse e pode fornecer informações importantes acerca da linearidade da função de estado limite.

2.4 FORM

O FORM é um método de confiabilidade que pertence à categoria dos métodos de transformação, também chamados de métodos de aproximação. Quando as análises probabilísticas são conduzidas com uso do FORM, as superfícies de ruptura são avaliadas individualmente, de modo que cada uma das superfícies possui sua própria probabilidade de falha. As análises probabilísticas via FORM consistem, portanto, na solução do problema de otimização escrito na forma da Equação 6:

$$\beta = \min_{g(\mathbf{y})=0} \sqrt{\mathbf{y}^{*T}\mathbf{y}^{*}} \tag{6}$$

e tem por objetivo encontrar o vetor de coordenadas do ponto de projeto ($\mathbf{y}^*$), que forneça o menor valor de β, sujeito à $g(\mathbf{y}) = 0$. Em outras palavras, as realizações $\mathbf{x}$ das variáveis aleatórias $\mathbf{X}$ são transformadas isoprobabilisticamente do espaço físico $\mathbb{X}$ para o espaço normal padrão não correlacionado $\mathbb{Y}$, através de $\mathbf{y} = \mathrm{T}(\mathbf{x})$, a fim de que $\mathbf{y}^*$e β possam ser definidos iterativamente, segundo uma tolerância predefinida. A verificação da convergência ocorre tanto na variável β, quanto na norma euclidiana do vetor de coordenadas do ponto de projeto $\|\mathbf{y}^*\|$. Uma vez convergido o valor de β, sua probabilidade de falha equivalente (pf_{eq}) é dada conforme a Equação 7:

$$pf_{eq} = \Phi(-\beta) \tag{7}$$

em que $\Phi(\cdot)$ é distribuição normal padrão acumulada. O procedimento de cálculo é realizado segundo o algoritmo HLRF (HASOFER; LIND, 1974; RACKWITZ; FIESSLER, 1978), que ao término das análises fornece os valores de β, pf_{eq}, $\mathbf{y}^*$ e o vetor de cossenos diretores ($\boldsymbol{\alpha}$). Esta última variável resposta fornece informações importantes acerca da importância das variáveis aleatórias na determinação da pf_{eq}, de modo que $\boldsymbol{\alpha}^2$ corresponde aos fatores de sensibilidade das variáveis aleatórias envolvidas no problema. Quando o FORM é empregado, todas as respostas probabilísticas mencionadas são definidas para cada uma das superfícies de ruptura, avaliadas individualmente. Estas respostas podem enriquecer bastante o conjunto de resultados e, consequentemente, orientar mais racionalmente as tomadas de decisões relativas às condições de estabilidade do talude analisado.

2.4.1 Confiabilidade de Sistemas em Série

A probabilidade de falha de um sistema em série (pf_{sis}) pode ser estimada com uso do FORM a partir do cálculo de um intervalo de probabilidades de falha, delimitado pelos chamados limites bimodais inferior e limite superior de Ditlevsen (1979). Para obtenção desses limites, é necessária a ordenação decrescente das pf dos componentes do sistema, para que em seguida se possa avaliar a dependência linear entre pares de componentes a partir dos coeficientes de correlação (ρ_{ij}), dados pela Equação 8:

$$\rho_{ij} = \boldsymbol{\alpha}_i^T \boldsymbol{\alpha}_j \tag{8}$$

O coeficiente ρ_{ij} correlaciona, portanto, os fatores de segurança de duas superfícies de ruptura, avaliadas aos pares, através de $\boldsymbol{\alpha}_i$ e $\boldsymbol{\alpha}_j$, onde os índices *i* e *j* correspondem à identificação dessas superfícies. A matriz dos

coeficientes de correlação do sistema pode ser denotada por $\boldsymbol{\rho}$, que é uma matriz quadrada, simétrica, de tamanho igual ao número de componentes do sistema (n_m), com todos os termos da diagonal principal iguais a 1 e os demais termos podendo assumir, ao menos teoricamente, valores entre -1 e 1. A partir disso, os limites bimodais inferior e superior podem ser calculados a partir de pf_i e pf_j, com $i = 1, \dots, n_m$ e $j = 1, \dots, n_m$, conforme proposto por Ditlevsen (1979), para que a pf_{sis} possa ser estimada segundo a Equação 9:

$$pf_1 + \sum_{i=2}^{n_m} \max \left[\left\{ pf_i - \sum_{j=1}^{i-1} p(f_i \cap f_j) \right\}; 0 \right] \leq pf_{sis} \leq \min \left[\left\{ \sum_{i=1}^{n_m} pf_i - \sum_{i=2}^{n_m} \max_{j<i} p(f_i \cap f_j) \right\}; 1 \right] \tag{9}$$

A variável pf_1 corresponde à probabilidade da superfície de pf_{max}, que é a mesma que admite a primeira posição no ranqueamento decrescente das probabilidades de falha requeridas pelo procedimento. Observa-se que o cálculo pf_{sis} inclui termos de segunda ordem $p(f_i \cap f_j)$, já que os componentes do sistema são avaliados aos pares. Para valores positivos de ρ_{ij}, $p(f_i \cap f_j)$ é definido conforme a Equação 10. Caso contrário, se ρ_{ij} é negativo, $p(f_i \cap f_j)$ é definido conforme a Equação 11:

$$\max [p(A), p(B)] \leq p(f_i \cap f_j) \leq p(A) + p(B) \tag{10}$$

$$0 \leq p(f_i \cap f_j) \leq \min [p(A), p(B)] \tag{11}$$

Os termos de segunda ordem dependem, portanto, das probabilidades dos eventos A e B, dadas por $p(A)$ e $p(B)$, que dependem de β_i, β_j e ρ_{ij}, como mostram as Equações 12 e 13:

$$p(A) = \Phi(-\beta_i)\Phi\left(-\frac{\beta_j - \rho_{ij}\beta_i}{\sqrt{1-\rho_{ij}^2}}\right) \tag{12}$$

$$p(B) = \Phi(-\beta_j)\Phi\left(-\frac{\beta_i - \rho_{ij}\beta_j}{\sqrt{1-\rho_{ij}^2}}\right) \tag{13}$$

Maiores detalhes acerca dos conceitos e da formulação dos limites bimodais podem ser consultados em Ditlevsen (1979), Ji e Low (2012), Zhang, Zhang e Tang (2011) e Beck (2019).

2.4.2 Método Hassan-Wolff

O método de Hassan-Wolff é um procedimento expedito, desenvolvido com a finalidade de identificar as superfícies de ruptura críticas em análises de confiabilidade de taludes (CRUM et al., 2001; HASSAN; WOLFF, 1999). Essas superfícies, também chamadas de superfícies de ruptura representativas (RSS) são obtidas a partir de n_{VA} variações impostas às variáveis aleatórias do problema, em que n_{VA} corresponde à quantidade de variáveis aleatórias, e $\mu_{\xi i}$ e $\sigma_{\xi i}$ denotam a média e o desvio-padrão da variável aleatória i, respectivamente, com $i = 1, \dots, n_{VA}$. As variações sugeridas pelo método obedecem à regra descrita pela Equação 14:

$$\xi^{(i)} = \{\mu_{\xi 1}, \dots, \mu_{\xi i} - \sigma_{\xi i}, \dots, \mu_{\xi n_{VA}}\} \tag{14}$$

Assim, para cada combinação $\xi^{(i)}$, uma análise determinística é realizada, possibilitando a identificação de das RSS, as quais são definidas pelo mínimo valor de $FS(\xi^{(i)})$. Segundo Hassan e Wolff (1999), dentre as

RSS, a superfície com o menor valor de *FS* é considerada a superfície crítica probabilística. A explicação para esta afirmação é que quando a variável aleatória que mais contribui para a incerteza no *FS* assume um valor baixo, mas de probabilidade razoável, no seu intervalo possível, a localização da superfície crítica encontrada será dominada por esta variável aleatória (ZHANG et al., 2013). O método é uma alternativa interessante para a identificação das RSS, superfícies que possivelmente governam o mecanismo de falha do talude, sendo útil à aplicação da abordagem de confiabilidade de sistemas em série e a determinação dos limites bimodais para a pf_{sis} via FORM. Dessa forma, os modos de falha relevantes do sistema são representados pelas superfícies RSS mais a superfície de pf_{max} exclusivamente, de modo que o sistema pode ser composto por até $n_{VA} + 1$ superfícies, caso nenhuma dessas superfícies sejam coincidentes.

3 EXEMPLO 1

O Exemplo 1 é um caso bastante simples de estabilidade de talude e tem por finalidade demonstrar a validade das análises de confiabilidade realizadas com o uso do programa RASS, empregando os métodos FORM e MCS. Um talude infinito foi escolhido devido à simplicidade da representação explícita da função de estado limite, a fim de que as rotinas computacionais referentes aos métodos de confiabilidade pudessem ser verificadas isoladamente. Neste caso, apenas uma superfície de ruptura foi considerada, com geometria planar, paralela à superfície do terreno. O talude é constituído por argila saturada ($tg\phi'=0$, $u=0$), em que a resistência não-drenada (s_u) é a única variável aleatória do modelo, com distribuição de probabilidades lognormal, média 25,0 kN/m^2, desvio-padrão 2,5 kN/m^2, conforme apresentado por GRIFFITHS et al. (2011). Assim, a expressão do *FS* para taludes infinitos admite a forma da Equação 15:

$$FS = \frac{s_u}{\gamma \cdot H \cdot sin\theta \cdot cos\theta} \tag{15}$$

em que os parâmetros γ, H e θ são variáveis determinísticas (γ=20kN/m^3, H=2,5m e θ=30º) e correspondem ao peso específico do solo, a altura entre a superfície de escorregamento e a superfície do terreno e o ângulo de inclinação do talude, respectivamente. Os resultados são apresentados na Tabela 1:

Tabela 1. Probabilidades de falha e índices de confiabilidade (Exemplo 1).

	pf	β	δ_{pf}
GRIFFITHS et al. (2011)	8,20%	1.392	-
$RASS_{FORM}$	8,20%	1,392	-
$RASS_{MCS*}$	8,23%	1,389	1,05%

*n_s = 100000.

Os resultados demonstram a validade das rotinas computacionais implementadas no RASS, relativas ao módulo de confiabilidade, e a acurácia dos resultados em relação ao exemplo de referência, para ambos os métodos testados, com valores muito próximos de *pf* e, consequentemente, de β.

4 EXEMPLO 2

O Exemplo 2 tem por finalidade apresentar um comparativo entre os resultados dados por diferentes métodos empregados nas análises probabilísticas de estabilidade de taludes. Originalmente proposto por Donald e Giam (1989), este exemplo é frequentemente utilizado em estudos de estabilidade de taludes que seguem a abordagem de confiabilidade de sistema (JI; LOW, 2012; ZHANG et al., 2013). As características geométricas da seção transversal deste exemplo estão representadas na Figura 2.

Neste exemplo, as variabilidades dos parâmetros de resistência dos solos foram assumidas arbitrariamente, em conformidade com os coeficientes de variação apresentados por PHOON (1999). Para as coesões dos solos 2 e 3, o coeficiente de variação empregado foi de 40%, e para os ângulos de atrito dos solos 1, 2 e 3, o coeficiente de variação foi de 10%. Os valores empregados são apresentados na Tabela 2. As variáveis aleatórias seguem a distribuição normal de probabilidades e os pesos específicos foram considerados variáveis determinísticas para todos os solos, sendo $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma_3$ = 19,50 kN/m^2. A coesão do solo 1 também é variável determinística, sendo c'_1 = 0 kN/m^2.

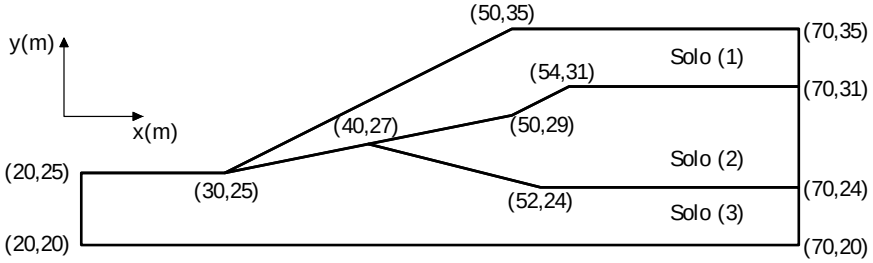


Figura 2. Seção transversal do talude (Exemplo 2) constituído por múltiplos solos, adaptado de Donald e Giam (1989).

Tabela 2. Variabilidade dos parâmetros de resistência dos solos (Exemplo 2).

	$\mu_{c'}$ (kN/m^2)	$\sigma_{c'}$ (kN/m^2)	$\mu_{\phi'}$ $(^o)$	$\sigma_{\phi'}$ $(^o)$
Solo 1	0,00	-	38,00	3,80
Solo 2	5,30	2,12	23,00	2,30
Solo 3	7,20	2,88	20,00	2,00

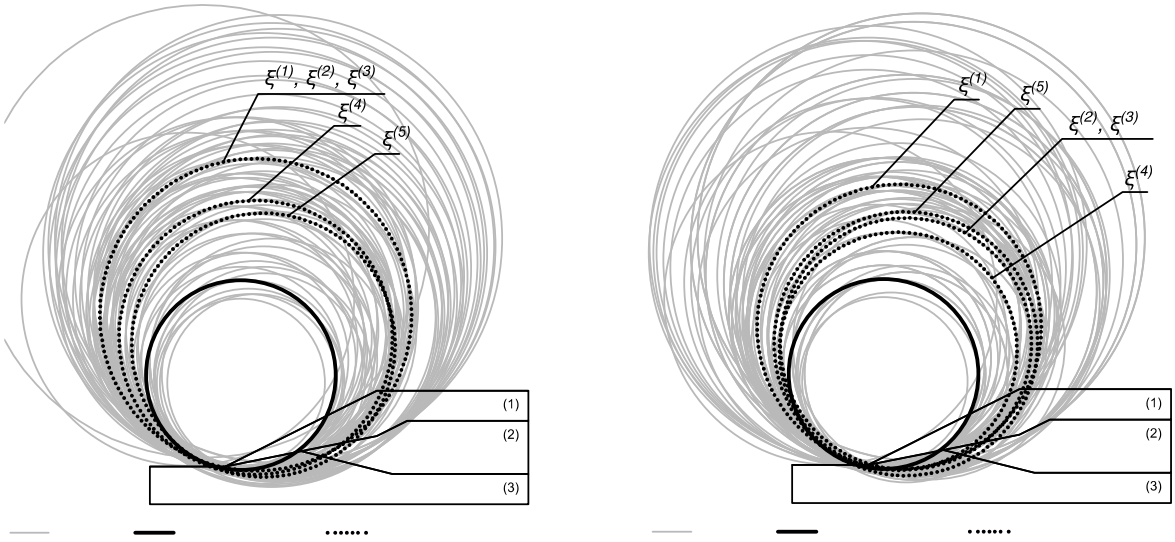
Uma análise preliminar foi realizada para uma única superfície circular de ruptura, definida por $\{x_c, y_c, r\}$, com 50 lamelas para discretização do talude e tolerância para convergência das respostas de FS e β de 10^{-4}. Esta análise foi conduzida com a finalidade de demonstrar a validade das respostas determinísticas fornecidas pelo programa RASS e comparar a capacidade do FORM de fornecer respostas probabilísticas suficientemente próximas às respostas dadas por MCS. Os resultados são apresentados na Tabela 3:

Tabela 3. Resultados referentes a superfície fixa, com x_c = 34,0 m, y_c = 45,0 m e r = 20,6 m (Exemplo 2).

	FS		*β*		*pf*		δ_{pf}
	Slide2	RASS	FORM	MCS	FORM	MCS	MCS
Bishop	1,4039	1,4039	3,4290	3,4702	3,03E-04	2,60E-04	6,20%
MP	1,3620	1,3562	3,2032	3,2332	6,80E-04	6,12E-04	4,04%

Os valores de *FS* calculados pelo programa RASS foram comparados aos valores dados pelo programa comercial Slide2, para os mesmos dados de entrada do problema, e demonstraram a validade das respostas determinísticas do programa RASS. Quanto às respostas probabilísticas, diferenças muito pequenas foram observadas entre as respostas do FORM e do MCS, comparando-as para um mesmo método de equilíbrio limite. Estas diferenças possivelmente estão relacionadas ao grau de não linearidade da equação de estado limite $g(\mathbf{x}) = 0$, e não comprometem a capacidade de aproximação do FORM em relação às respostas do MCS.

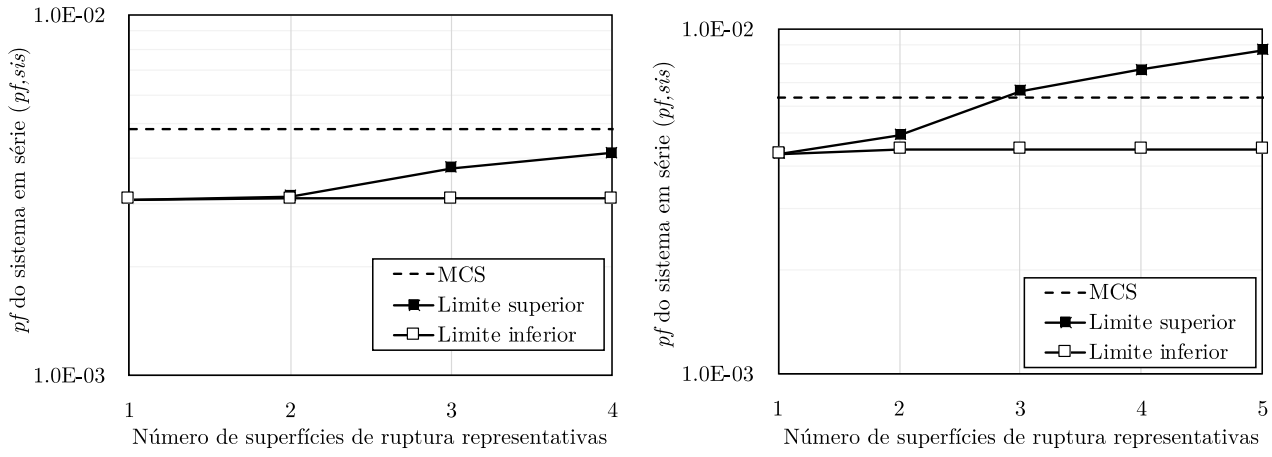
Estendendo as análises para o mesmo talude, aproximadamente 2000 superfícies foram incluídas para investigação das superfícies críticas probabilísticas segundo a abordagem de confiabilidade de sistema em série. As superfícies críticas probabilísticas estão ilustradas na Figura 3:



(a) (b)

Figura 3. Superfícies críticas identificadas segundo os métodos de MCS, FORM e Hassan-Wolff, com acoplamento dos métodos de (a) Bishop e de (b) Morgenstern-Price.

Observa-se uma maior quantidade de superfícies identificadas pelo MCS em relação ao FORM. Estas superfícies representam o conjunto de superfícies, dentre as 2000 testadas, que ao menos uma vez forneceram o mínimo valor de $FS(\mathbf{x}_k)$ para as n_S simulações realizadas. As demais superfícies, dadas pelo FORM, representam a superfície de pf_{max} e as RSS identificadas pelo método Hassan-Wolff para as combinações $\xi^{(i)}$, como descrito anteriormente. Observou-se que, para ambos os métodos de equilíbrio limite, a superfície de ruptura que mais vezes forneceu o mínimo valor de $FS(\mathbf{x}_k)$ coincide com a superfície crítica determinística e está presente entre as RSS. Para o método de Bishop, esta superfície é a mesma dada pelas combinações $\xi^{(1)}$, $\xi^{(2)}$ e $\xi^{(3)}$, para o método de Morgenstern-Price, pelas combinações $\xi^{(2)}$ e $\xi^{(3)}$. Os valores de pf do talude segundo o método de MCS são apresentados como respostas de referência na Figura 4, a fim de permitir a comparação com os valores dos limites bimodais calculados para a pf_{sis} via FORM, a medida em que as RSS são adicionadas ao sistema em série como componentes:



(a) Bishop (b) Morgenstern-Price

Figura 4. Comparação dos resultados das probabilidades de falha do talude utilizando diferentes combinações entre métodos de equilíbrio limite e métodos de confiabilidade.

Nota-se que a composição do sistema em série considerou um conjunto reduzido de superfícies de ruptura, dadas pela pf_{max} e pelas RSS, exclusivamente. Os cálculos dos limites bimodais da pf_{sis} e a adição de componentes ao sistema seguiram a ordenação decrescente das pf individuais calculadas via FORM, de modo que $pf_{max} = pf_1$. Complementarmente, os valores de *FS* críticos para ambos os métodos de equilíbrio limite empregados, os índices de confiabilidade correspondentes às probabilidades de falha do sistema e os valores de δ_{pf} para verificação da convergência do MCS são apresentados na Tabela 4:

Tabela 4. Resultados das análises de estabilidade com 1500 superfícies avaliadas (Exemplo 2).

		FORM		MCS	FORM		MCS	
	FS	β_{min}	β_{max}	β_{eq}	$pf_{eq,min}$	$pf_{eq,max}$	pf	δ_{pf}
Bishop	1,4039	2,6406	2,7387	2,5899	3,08E-03	4,14E-03	4,80E-03	4,56%
MP	1,3745	2,3767	2,6120	2,4915	4,50E-03	8,73E-03	6,36E-03	3,97%

Uma vantagem do uso do FORM em relação ao MCS, frequentemente relatada na literatura, diz respeito ao esforço computacional envolvido nas análises. Para este exemplo, as análises via MCS exigiram um tempo de processamento total da ordem de 10000 segundos, enquanto as análises via FORM exigiram apenas 10 segundos, aproximadamente. Todas as análises foram realizadas com a mesma versão do programa RASS, escrita em linguagem Fortran, em um mesmo computador de uso pessoal e sem paralelização do código.

Quando o método de Bishop foi empregado no acoplamento direto, os limites bimodais calculados não foram capazes de compreender em seu intervalo a resposta de referência, dada pela pf de MCS. O intervalo entre os limites bimodais foi mais estreito quando o método de Bishop foi empregado no acoplamento direto, em comparação ao intervalo observado quando o método Morgenstern-Price foi empregado, correspondendo a 1,05E-03 e 4,23E-03, respectivamente. Por outro lado, o método de Morgenstern-Price forneceu limites bimodais capazes de cercar mais adequadamente a pf dada por MCS, a qual está contida entre o limite inferior e superior da pf_{sis}. Apesar dessas diferenças, decorrentes das diferentes formulações dos métodos de equilíbrio limite utilizados, ambos foram capazes de aproximar consistentemente a probabilidade de falha do talude, considerando que geralmente os valores de pf são avaliados quanto à sua ordem de grandeza, em escala logarítmica. A aplicação do método Hassan-Wolff possibilitou a identificação de superfícies muito semelhantes às superfícies de maior recorrência de mínimo $FS(\mathbf{x}_k)$ identificadas nas simulações MCS, embora nenhuma dessas superfícies coincida com a pf_{max} dada pelo FORM. Esta última superfície, a superfície de pf_{max}, que graças ao programa RASS pode ser facilmente conhecida, é fundamental para uma melhor definição dos limites da pf_{sis}. Consequentemente, se apenas as superfícies RSS fossem consideradas na composição do sistema em série, o valor de pf_1 não corresponderia ao valor máximo de probabilidade de falha, e resultaria em valores subestimados do limite inferior da pf_{sis}, podendo piorar a aproximação das respostas do FORM em relação às respostas do MCS.

4 CONCLUSÕES

Os resultados apresentados neste trabalho evidenciam a possibilidade de se empregar o FORM como uma interessante alternativa ao MCS em análises probabilísticas de estabilidade de taludes. O uso do FORM, aliado ao método Hassan-Wolff e aos limites bimodais da probabilidade de falha de um sistema em série, pode ser especialmente atrativo para viabilizar volumes expressivos de análise probabilísticas, que se fossem conduzidas diretamente via MCS em computadores comuns poderiam ser proibitivas. Dessa forma, para contornar essa situação, o FORM pode revelar as situações críticas de estabilidade por meio de um processo de triagem, para que então essas situações possam ser isoladamente investigadas com uso do MCS, se necessário for. Verificações probabilísticas como a da estabilidade dos taludes de uma barragem de aterro, em que o nível do reservatório a montante varia com o tempo e a série histórica avaliada é suficientemente extensa, poderiam ser realizadas a partir dos procedimentos apresentados, possibilitando assim a identificação dos instantes em que as probabilidades de falha dos taludes de montante e de jusante, por exemplo, são máximas. Para estes instantes críticos, o analista pode ainda optar pela realização das análises de MCS, a fim de enriquecer ainda mais o conjunto de informações empregadas nas tomadas de decisões de engenharia.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S., Boyce, G. M. (2001). *Slope stability and stabilization methods*. John Wiley & Sons.

Ang, A. H.-S., Tang, W. H. (1984). *Probability concepts in engineering planning and design*: *Decision, risk, and reliability*. Vol. 2, John Wiley & Sons, New York.

Beck, A. T. (2019). *Confiabilidade e segurança das estruturas*. Elsevier Brasil.

Chakraborty, R., Dey, A. (2022). Probabilistic slope stability analysis: state-of-the-art review and prospects. *Innovative Infrastructure Solutions*, v. 7, n. 2, p. 177.

Chowdhury, R. N., Xu, D. W. (1992). Geotechnical system reliability of slopes. *Reliability Engineering & System Safety*, v. 37, n. 2, p. 99–108.

Crum, D. A., D'Andrea, R., Li, K. S., Cheung, R.W., Zouhair, M., Hassan, A. M., Wolff, T. F. (2001). Search algorithm for minimum reliability index of earth slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *127*(2), pp.194-200.

Ditlevsen, O. (1979). Narrow Reliability Bounds for Structural Systems. *Journal of Structural Mechanics*, v. 7, n. 4, p. 453–472.

Donald, I. B., Giam, P. S. K. (1989). *Example problems for testing soil slope stability programs* (No. 8/1989).

Duncan, J. M. (1996). State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, *122*(7), 577-596.

Duncan, J. M., Wright, S. G., Brandon, T. L. (2014). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

Griffiths, D. V., Huang, J., Fenton, G. A. (2001). Probabilistic infinite slope analysis. *Computers and Geotechnics*, v. 38, n. 4, p. 577–584.

Hasofer, A. M., Lind, N. C. (1974). Exact Invariant Second-Moment Code Format. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, v. 100, n. 1, p. 111–121.

Hassan, A. M., Wolff, T. F. (1999). Search Algorithm for Minimum Reliability Index of Earth Slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 125, n. 4, p. 301–308.

Huang, J., Griffiths, D. V., Fenton, G. A. (2010). System Reliability of Slopes by RFEM. *Soils and Foundations*, v. 50, n. 3, p. 343–353.

Ji, J.; Low, B. K. (2012). Stratified Response Surfaces for System Probabilistic Evaluation of Slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 138, n. 11, p. 1398–1406.

Jiang, S. H., Huang, J., Griffiths, D. V., Deng, Z. P. (2022). Advances in reliability and risk analyses of slopes in spatially variable soils: A state-of-the-art review. *Computers and Geotechnics*, 141, 104498.

Leonel, E. D., Beck, A. T., Venturini, W. S. (2011). On the performance of response surface and direct coupling approaches in solution of random crack propagation problems. *Structural Safety*, v. 33, n. 4, p. 261–274.

Liu, H., Zheng, J., Zhang, R., Yang, W., & Guo, Y. (2023). Representative slip surface identification and reliability analysis of slope systems in spatially variable soils. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 17(3), 503-520.

Ma, J. Z., Zhang, J., Huang, H. W., Zhang, L. L., Huang, J. S. (2017). Identification of representative slip surfaces for reliability analysis of soil slopes based on shear strength reduction. *Computers and Geotechnics*, *85*, 199-206.

Oka, Y., Wu, T. H. (1990). System reliability of slope stability. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(8), 1185-1189.

Phoon, K.-K., Kulhawy, F. H. (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 36, n. 4, p. 612–624.

Przewłócki, J. (2021). Brief Literature Review and Classification System of Reliability Methods for Evaluating the Stability of Earth Slopes. *Sustainability*, 13(16), 9090.

Rackwitz, R., Fiessler, B. (1978). Structural reliability under combined random load sequences. *Computers and Structures*, v. 9, n. 5, p. 489–494.

Zhang, J., Huang, H. W., Juang, C. H., Li, D. Q. (2013). Extension of Hassan and Wolff method for system reliability analysis of soil slopes. *Engineering geology*, 160, 81-88.

Zhang, J., Zhang, L. M., Tang, W. H. (2011). New methods for system reliability analysis of soil slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 48, n. 7, p. 1138–1148.

Zhou, W., Gong, C., Hong, H. P. (2017). New Perspective on Application of First-Order Reliability Method for Estimating System Reliability. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 143, n. 9, p. 04017074.

Zhu, D. Y., Lee, C. F., Qian, Q. H., & Chen, G. R. (2005). A concise algorithm for computing the factor of safety using the Morgenstern Price method. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(1), 272-278.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/171

Análise técnica construtiva do uso de geotiras em contenções de face em tela eletrossoldada galvanizada preenchida com pedras.

Jefferson de Almeida Prado
Business Developer, Terra Armada do Brasil, Rio de Janeiro, Brasil, jefferson.prado@terraarmada.com.br

Bruno Luiz Marson Franco
Diretor Executivo, Terra Armada do Brasil, Rio de Janeiro, Brasil, bruno.marson@terraarmada.com.br

RESUMO: As contenções em solo reforçado têm ganhado cada vez mais importância na engenharia. No Brasil, o uso de geossintéticos como reforço em solos tropicais têm se resumido, em sua maioria, no uso de geogrelhas de alta tenacidade. Este artigo tem o objetivo de apresentar uma nova tecnologia que possibilite a verticalização de maciços com elevada solicitação, com segurança e performance, somada ainda à praticidade executiva, desde que efetuado correto controle de qualidade do aterro, bem como caracterização de sua jazida. Os reforços empregados neste sistema possibilitam em muitos casos total verticalidade do maciço, associando-o ao uso de geotiras sintéticas, similares às utilizadas nas contenções do tipo Terra Armada. A caracterização do material de aterro e seu eficiente controle de compactação permitem um processo executivo acelerado se comparado aos muros de solo reforçado que utilizam geogrelhas. Já a possibilidade de uso do paramento mineral diminui drasticamente as emissões de carbono e não exigem tempo de cura ou translado de concreto, tornando-o ambientalmente viável. Este artigo abordará ainda a experiência da Mina Cerro Verde, no Peru, avaliando ainda como poderia ser empregada a tecnologia em solos brasileiros, desde que observados condições de contorno locais mediante tecnologia disponível.

PALAVRAS-CHAVE: Solo reforçado, Contenção, Geossintéticos, Geotiras, Muro de arrimo, Aterro reforçado.

ABSTRACT: Reinforced soil retaining walls have gained increasing importance in engineering. In Brazil, the use of geosynthetics as reinforcement in tropical soils has mostly been limited to the use of high tenacity geogrids. This article will present a new technology that enables the verticalization of highly requested walls, incorporating safety and performance, in addition to executive practicality, provided that correct quality control of the landfill is carried out as well as characterization of its deposit. The reinforcements used in this system allow, in many cases, total verticality of the wall, associated with the use of synthetic geostraps, similar to those used in Reinforced Earth retaining walls. The characterization of the landfill material and its efficient compaction control allow for an accelerated executive process compared to reinforced soil walls that use geogrids. The possibility of using mineral cladding drastically reduces carbon emissions and does not require curing time or concrete logistics, making it environmentally viable. This article will also address the experience of Cerro Verde Mine, in Peru, evaluating how the technology could be used in Brazilian soils, as long as local boundary conditions are observed using available technology.

KEYWORDS: Reiforced soil, Retainning wall, Geosynthetics, Geostraps, Reinforced landfill.

1 INTRODUÇÃO

As contenções em solo reforçado têm ganhado cada vez mais importância na geotecnia, vencendo desafios cada vez maiores. Sua composição consiste em: paramento, aterro reforçado e reforços. Logo, no contexto brasileiro, essas tecnologia são relativamente novas, tendo chegado por aqui no fim da década de noventa e meados dos anos dois mil.

Tais soluções de engenharia são caracterizadas por diversos tipos de paramento e concepções, seja mineral em pedras, resíduos de construção e demolição, pneus, blocos segmentados, placas ou escamas pré-moldadas de concreto armado.

Os aterros são da mais variada espécie, sendo os arenosos (de elevado atrito) os mais ideais, mas presentes em apenas algumas regiões do país. Em demais localidades tal solo utilizado no corpo do aterro também pode ter características tropicais e predominância silto-argilosa, com maior porcentagem de finos.

Já a especificação dos reforços destas contenções está aliada normalmente ao sistema desenvolvido e solo de aterro disponível, isto é, se de paramento em escamas de concreto à prumo, usa-se aterro granular, assume-se menores deformações, e total verticalidade, geralmente utilizam geotiras (sintéticas ou em aço).

Se com paramento mineral em gabiões, telas eletrossoldadas ou blocos segmentados, o aterro geralmente tem caracterização silto-argilosa, e utiliza geogrelhas tecidas em Poliéster revestidas em PVC ou PEAD. As geogrelhas assumem maiores deformações do que as geotiras e ainda contam com maior área de cobertura e interação da relação solo-reforço, fator crucial para estabilização efetiva de solos mais finos e plásticos.

Resta saber então como se daria o uso misto dessas soluções de engenharia, isto é, mais precisamente no uso de geotiras sintéticas (raras no brasil) em paramentos minerais (pedras), independentemente do material de aterro.

Entender este comportamento com base na experiência de casos de sucesso fora do Brasil poderá talvez ser o caminho para implantação de tal sistema, mensurando assim os ganhos potenciais em capacidade de suporte, viabilidade técnica e econômica desta solução.

Como base no estudo a seguir, avalia-se o caso da Mina Cerro Verde, no Peru, com uma contenção de trinta e quatro metros de altura, contendo paramento mineral em telas eletrosoldadas. O aterro caracterizava-se arenoso e granular, reforçado com geotiras sintéticas que garantiram o controle de deformações e suportaram todas as cargas previstas em projeto, aportando segurança e eficiência necessárias à obra.

2 MATERIAIS E MÉTODOS: O CASO DA MINA CERRO VERDE, PERU.

2.1 A Cerro Verde, sua necessidade e início da concepção do projeto

A Cerro Verde SA sociedade mineira remonta desde o início do século XX, sua exploração em maioria é de minério de cobre. Logo, o projeto em questão caracterizava-se por um processo de expansão da companhia na província de Arequipa, Peru.

Para continuação da expansão, duas contenções em solo mecanicamente estabilizado (reforçado) eram necessárias para contenção e proteção de dois britadores primários de minério, além de suportarem e facilitarem a manobra de caminhões basculantes fora de estrada com peso de trabalho de aproximadamente setecentos toneladas. A área total de contenções era de quatro mil e quatrocentos metros quadrados.

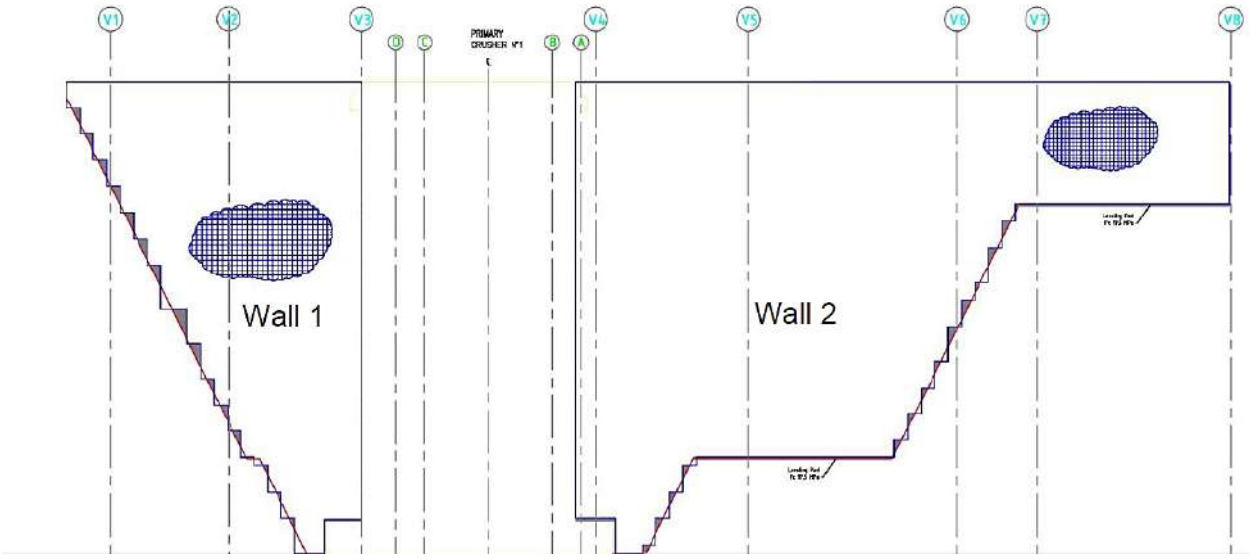


Figura 1. Vista Frontal das contenções do Britador primário 1. FONTE: Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C.

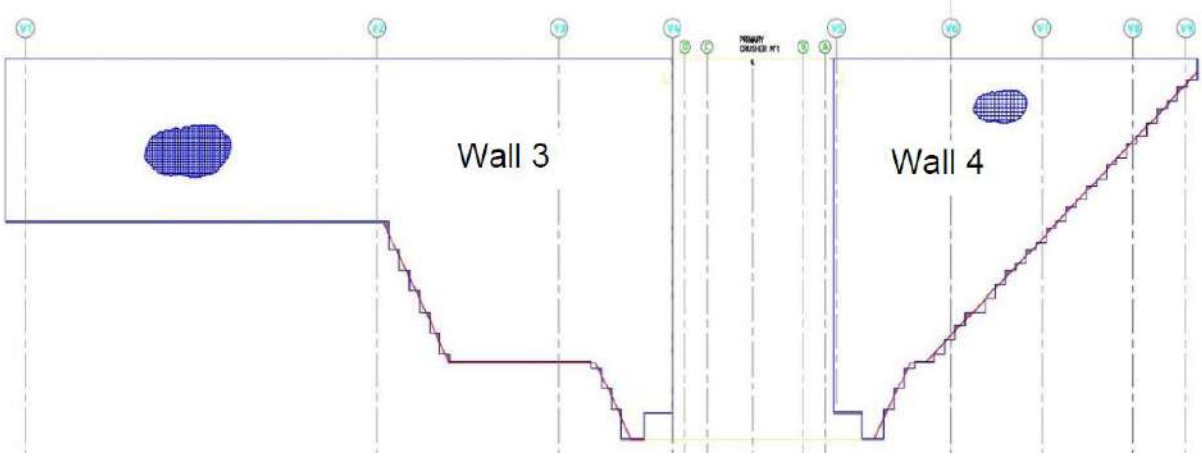


Figura 2. Vista Frontal das contenções do Britador primário 2. FONTE: Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C.

Os parâmetros de resistência de solo utilizados foram sugeridos em função da alta diversidade de tipos de material envolvidos nas análises de estabilidade. Basicamente foram identificadas na estratigrafia quatro tipos característicos de solo, conforme a figura 3: 1) Solo de aterro mecanicamente estabilizado, 2) Solo natural ao tardoz superficial, 3) Solo rochoso ao tardoz profundo, 4) Solo também rochoso de Fundação.

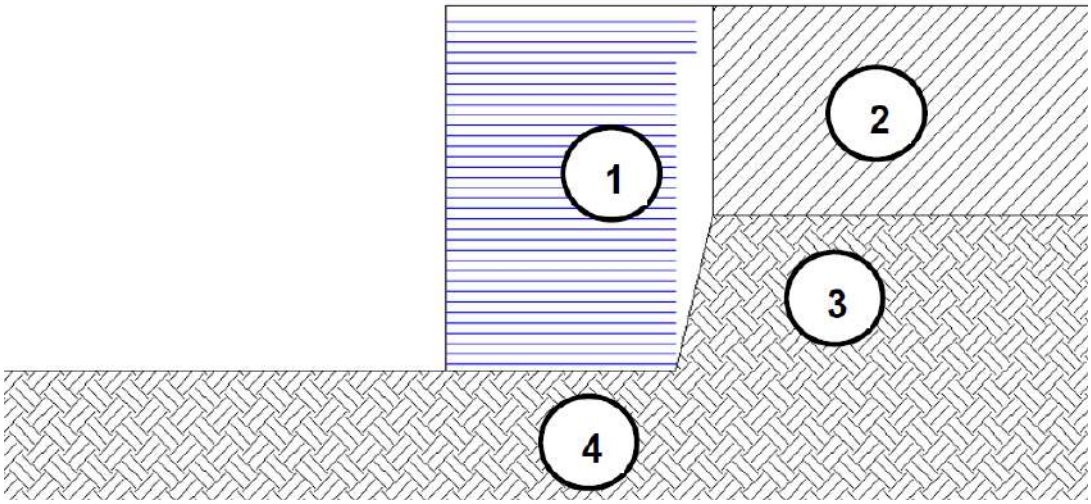


Figura 3. Estratigrafia básica – Contenção dos Britadores, Mina Cerro Verde, Arequipa, Peru. FONTE: Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C.

Tabela 1. Parâmetros de solo empregados nas Análises de Estabilidade.

Classe de solo	Ângulo de Atrito ϕ (º)	Coesão (kPa)	Peso Específico (kN/m³)
Aterro Estrutural	36	0	21,0
Solo ao tardoz natural	36	0	21,0
Solo ao Tardoz Rochoso	40	140	24,0
Solo de Fundação	52	150	24,5

Com base nos parâmetros foram realizadas análises por equilíbrio limite externas e internas à contenção. Quanto a análise externa encarou-se a contenção como bloco unificado e reforçado, e sua estabilidade interna foi verificada para a devida tensão a que as geotiras estariam submetidas. As normas base para as análises foram AASHTO LRFD 2010 e FHWA-NHI-10-024.

Todas as análises consideraram uma vida útil de projeto de trinta e dois anos com coeficiente de aceleração sísmica de 0,51 e média anual de temperatura de 16,6ºC.

2.1 Componentes da solução em Solo reforçado

2.1.1. Soleira de assentamento e alinhamento do paramento frontal

Uma vez em prumo, o paramento deveria distribuir as tensões na fundação sem maiores deformações. Logo, de maneira a garantir tal condição, assim como no sistema Terra Armada clássico, foi prevista uma soleira de concreto magro sob o paramento, escavada em solo. Tal soleira tem a função de absorver qualquer assentamento indesejável da face da contenção, e ainda corroborar com sua verticalidade a prumo.

Figuras 4 e 5. Soleira em execução para alinhamento do paramento frontal da contenção. FONTE: Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C.

2.1.2. Painel metálico Eletrossoldado galvanizado

Os painéis que compunham o paramento frontal da contenção consistem em barras de oito milímetros de espessura na vertical, eletrossoldadas às barras de dez milímetros na horizontal, além de três barras de quatorze milímetros de espessura como conectores metálicos que seriam posteriormente inseridos.

Figura 6. Painéis metálicos eletrossoldados galvanizados do paramento frontal da contenção. FONTE: Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C.

Os painéis são unidos longitudinalmente por uma barra amarrada à ambos que tem o papel de não permitir a movimentação dos mesmos no momento de lançamento e acomodação das pedras, conexão das tiras e geogrelhas, bem como compactação do aterro.

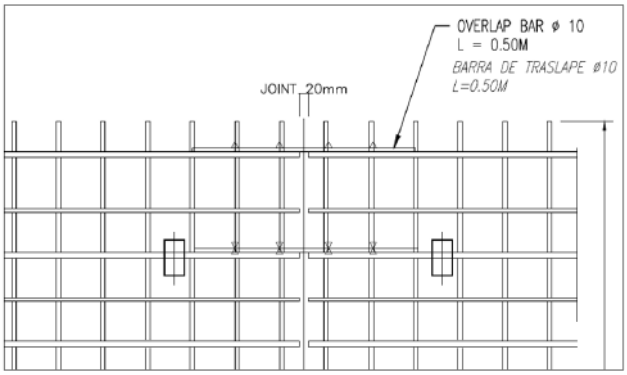


Figura 7 e 8. Esquema de união entre painéis de face. FONTE: Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C.

2.1.3. Reforços geossintéticos

Bem diferente do usual no Brasil, são empregados no corpo do aterro estabilizado dois tipos de reforços geossintéticos. Reforços primários para estabilização mecânica do aterro (geotiras) e reforços secundários para maior controle de deformação de face (Geogrelhas extrudadas em PEAD).

Sabe-se que o empuxo em elevadas alturas de contenção tende a gerar maiores deformações no paramento, especialmente nas camadas de base do mesmo. O Papel dos reforços secundários é na verdade aumentar a rigidez da face do muro e distribuir melhor as tensões de deformação que chegam à esta.

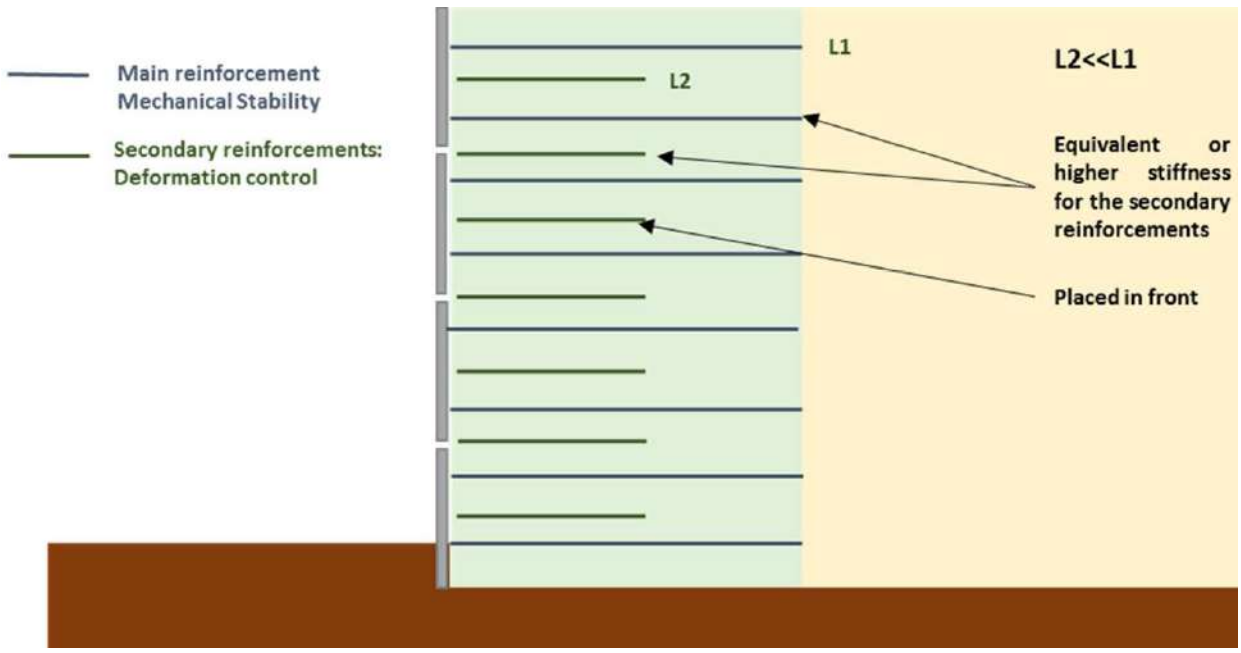


Figura 9. Disposição dos reforços no corpo do aterro. FONTE: Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C.

Figura 10. Disposição dos reforços geossintéticos secundários no corpo do aterro reforçado. FONTE: Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C.

Figura 11. Disposição dos reforços geossintéticos primários no corpo do aterro reforçado. FONTE: Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C.

Para conexão entre os módulos (painéis) e os reforços, dispositivos de conexão são previstos de modo a garantir a fixação com elevada resistência. O modelo de ancoragem das fitas se assemelha ao sistema Terra Armada convencional executado no Brasil com escamas de concreto.

Contraventamentos e gabaritos de madeira são posicionados à frente de toda a contenção com objetivo ainda de minimizar deformações e manter e verticalidade da mesma.

Figura 12. Muro de contenção em reforçado finalizado. FONTE: Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C.

2.1.4. Material de Aterro

Algumas características do material de aterro são essenciais para bom desempenho da compactação e estabilidade interna da contenção. Diferente da maioria dos solos brasileiros, neste caso havia menos de 1% de matéria orgânica, o grau de compactação especificado em projeto foi de noventa e cinco por cento do Proctor Modificado, sempre com necessidade de umedecer o material. O Aterro foi disposto em camadas de trinta centímetros de espessura.

Materiais finos passantes na peneira #200 eram menos de 5%. Conforme estabelece a ABNT NBR 16920-1 foram avaliadas por equilíbrio limite internamente a ruptura dos reforços e seu arrancamento. Os casos de análise foram os seguintes: em caso de operação dos equipamentos em cargas distribuídas, pontuais e logo sobre a face do muro.

3. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

A contenção assumiu consideravelmente quaisquer assentamento tanto no aterro reforçado quanto no paramento. Não houve complicações quanto à sismicidade local ou carga de trabalho dos equipamentos previstos.

No entanto, comparativamente deve-se avaliar os métodos de dimensionamento, investigação geotécnica e tecnologia construtiva. Notou-se certa simplicidade nos métodos investigativos, e para solos tropicais heterogêneos, a investigação deverá ser o mais precisa possível, dentro da viabilidade técnica e econômica de cada obra.

Apesar de haver uma investigação realizada neste caso com informações de campo em termos de formação geológica e sísmica, não houve a realização de ensaios geotécnicos que possibilitassem determinar com maior precisão os parâmetros de resistência dos solos analisados. Tampouco notou-se quaisquer referências de instrumentação no muro após sua conclusão.

Apesar de se haver considerável controle de qualidade de execução, o que seria um desafio em obras de menor porte no Brasil, os solos tropicais carecem de maior precisão na análise dos dados devido seu comportamento e formação totalmente heterogêneos. A instrumentação da contenção em solo brasileiro é essencial para entender o aprimoramento fornecido pelo uso das geotiras associadas a um paramento semiflexível,

Nota-se que ainda devido a experiência atual, a verticalização total de arrimos em solos tropicais é descartada devido o baixo atrito destes. No entanto, o modelo se adequaria às tecnologias brasileiras atuais, desde que observado o devido controle de qualidade de compactação de aterro, bem como sua correta caracterização de jazida.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) "LRFD Bridge Design Specifications, 2010"

Associação Brasileira de Normas Técnica. ABNT NBR 16920-1 Muros e taludes em solo reforçado, parte 1: Solos reforçados em Aterros.

The Federal Highway Administration (FHWA) "Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Volume I", Publicación No FHWA-NHI-10-024.

Backfill and Compaction for Structures Construction Specification, 240K-C2-CS-15-013 REV. C1.

Mechanically Stabilized Earth Wall Design and Supply Specification, 240K-C2-SP-15-015 REV. 0

General Site Conditions Design Criteria, 240K-C2-DC-10-002 REV. 3T

Geotechnical investigation, VP-10C00088-000-1-ITE-004 REV 0.

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1987) Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 p.

Andrade, M. P., Soares, M. H. S., & Linhares, R. (2022). Análise Numérica do Comportamento de Muros de Solo Reforçado com Diferentes Geometrias de Face. https://doi.org/10.4322/cobramseg.2022.0791

VERTEMATTI, J.C. Manual Brasileiro de Geossintéticos. Editora Edgard Blucher. São Paulo, 2004.

YOSHIOKA, B., Favero, A., Gutierrez, N., & Espessato, A. (2022). Análise da sensibilidade dos parâmetros de resistência do solo na estabilidade de um muro em solo reforçado com geogrelha, em solo argiloso. https://doi.org/10.4322/cobramseg.2022.0375

Meneguete, D. S., & Salgado, N. G. de P. (2016). Estruturas de contenção de solo reforçado: como se comporta a tração no reforço. Revista Mosaicum, 23. https://doi.org/10.26893/rm.v12i23.116

Santos, C. E. dos, Guedes, E. de S. R., Rocha, E. de P. L., Lima, G. P. L., Moura, G. de J., Santos, I. S. dos, Barros, J. H. M., & Santos, M. de J. (2021). CAPACIDADE DE CARGA DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS/SOIL LOAD CAPACITY REINFORCED WITH GEOSYNTHETICS. Brazilian Journal of Development, 7(1). https://doi.org/10.34117/bjdv7n1-788

José Orlando Avesani Neto, & Regis Eduardo Geroto. (2016). Diretrizes Básicas para Concepção de Muros de Solo Reforçado de Grandes Alturas. Anais Do XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica Dos Solos e Engenharia Geotécnica. https://doi.org/10.20906/cps/cb-07-0016

Lopes, M. de L. (2004). Aspectos relevantes a considerar no dimensionamento de muros e taludes reforçados com geossintéticos. Geotecnia, 100. https://doi.org/10.14195/2184-8394_100_12

Riccio, M. (2007). COMPORTAMENTO DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO COM SOLOS FINOS TROPICAIS. In Território, Meio Ambiente e Conflitos: estudo de caso do Parque Nacional da Restinga de Jurubatiba.

Koerner, R. M. (1986). Designing with geosynthetics.

Goulart, J., Portelinha, F., & Avesani Neto, J. (2017). PROCESSO CONSTRUTIVO E DESEMPENHO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO FEITA EM SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICO. Anais Do Workshop De Tecnologia De Processos E Sistemas Construtivos, I. https://doi.org/10.17648/tecsic-2017-72115.

Pitanga, H., Gourc, J.-P., & Vilar, O. (2009). Resistência ao cisalhamento de interface entre geossintéticos de reforço e solo de cobertura de aterros sanitários. Geotecnia, 116. https://doi.org/10.14195/2184-8394_116_2

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/172

Análise Teórico-Experimental da Estabilidade de Taludes em Solos Argilosos Lateríticos

Bóris Casanova Sokolovicz
Professor do curso de Engenharia Civil, Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Santo Ângelo, Brasil, boriscs@san.uri.br

Beatriz Correia de Moraes
Graduanda em Engenharia Civil, Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Santo Ângelo, Brasil, beatrizcmoraes@aluno.santoangelo.uri.br

Paulinne Thomas Klee
Graduada em Engenharia Civil, Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Santo Ângelo, Brasil, paulinnetk@hotmail.com

Leonardo Lunkes Wagner
Professor do curso de Engenharia Civil, Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Santo Ângelo, Brasil, lwagner@san.uri.br

Gustavo Martins Cantarelli
Professor do curso de Engenharia Civil, Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Santo Ângelo, Brasil, gcantarelli@san.uri.br

RESUMO: O planejamento e a análise do solo são cruciais para evitar consequências adversas em termos de segurança, aspectos sociais, econômicos e ambientais. Um estudo foi conduzido em um talude artificial na região noroeste do Rio Grande do Sul, onde não houve controle adequado de compactação. Durante a primeira inspeção, notou-se uma deformação de aproximadamente 10 centímetros, causando a separação entre a estrutura pré-fabricada e a fundação moldada no local. Para compreender a estratigrafia do solo, foi realizado o ensaio de penetração padrão (SPT) até atingir a camada indeformável, situada a 2,10 metros de profundidade. A partir do levantamento topográfico e do ensaio SPT, foi elaborado um provável perfil do terreno, visando explicar o recalque da fundação. Para avaliar a estabilidade do talude, foram realizadas simulações pelo Método de Bishop, considerando diversas condições, como solo saturado, influência das fundações e implementação de um muro de contenção com drenos. As recomendações para melhorar a estabilidade incluem a instalação de drenos, a construção de uma estrutura de arrimo na base do talude e o plantio de gramíneas.

PALAVRAS-CHAVE: Talude, Estabilidade, Recalque, Fator de Segurança, Contenção.

ABSTRACT: The planning and analysis of soil are crucial to avoid adverse consequences in terms of safety, social aspects, economics, and the environment. A study was conducted on an artificial slope in the northwestern region of Rio Grande do Sul, where there was inadequate compaction control. During the initial inspection, a deformation of approximately 10 centimeters was noted, causing separation between the precast structure and the molded foundation on-site. To understand the soil stratigraphy, the standard penetration test (SPT) was conducted until reaching the non-deformable layer, located at 2.10 meters depth. Based on the topographic survey and SPT, a probable terrain profile was developed to explain the foundation settlement. To assess the slope stability, simulations were performed using the Bishop Method, considering various conditions such as saturated soil, foundation influence, and the implementation of a retaining wall with drains. Recommendations to improve stability include installing drains, constructing a supporting structure at the base of the slope, and planting grasses.

KEYWORDS: Slope, Stability, Repression, Safety Factor. Containment.

1 INTRODUÇÃO

Os taludes desempenham um papel fundamental na estabilização do solo na construção civil, sendo superfícies inclinadas que delimitam massas de terra ou rocha. Comumente encontrados em projetos de obras viárias, barragens, mineração e urbanização acelerada, sua estabilização é cada vez mais crucial para evitar consequências graves. A demanda por técnicas de estabilização de taludes tem crescido, à medida que a ciência e a tecnologia avançam, impulsionando estudos mais aprofundados sobre sua estabilidade. De acordo com Gerscovich (2012), a avaliação da segurança, geralmente expressa em coeficientes de segurança ou probabilidade de ruptura, é de importante na fase de projeto e implementação. Investir em profissionais qualificados para realizar análises geológicas e de estabilidade torna-se crucial para mitigar os riscos.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

A estabilidade de taludes na engenharia geotécnica abrange a análise crítica dos fatores que influenciam a estabilidade de encostas naturais e artificiais. Esses estudos frequentemente se baseiam em princípios fundamentais da mecânica dos solos, como a teoria de Terzaghi (1943) sobre a resistência dos solos e a análise de tensões críticas. Duncan e Wright (2005) contribuíram significativamente com o entendimento das propriedades de resistência dos solos e sua aplicação na estabilidade de taludes.

A abordagem moderna também considera avanços em métodos numéricos e modelagem computacional para simular o comportamento complexo das encostas em diferentes condições de carregamento e ambientais (Griffiths & Lane, 1999). Estudos recentes enfatizam a importância da investigação detalhada das propriedades geotécnicas do solo, monitoramento contínuo e a aplicação de medidas preventivas para mitigar riscos de instabilidade (Aleotti & Chowdhury, 1999; Fredlund et al., 2012). A compreensão desses aspectos teóricos e práticos é essencial para a segurança de infraestruturas construídas em encostas e para o planejamento urbano sustentável.

O colapso de taludes é um fenômeno geotécnico grave, resultante da perda de estabilidade de encostas devido a fatores como saturação do solo, erosão ou sobrecargas. Este evento pode causar danos significativos a estruturas e comunidades adjacentes, representando riscos à segurança pública e ambiental. Estudos focam na análise das condições que levam ao colapso, incluindo a investigação das propriedades do solo, geometria da encosta e histórico de instabilidades anteriores (Hungr et al., 2014). Medidas de mitigação, como sistemas de drenagem adequados e monitoramento contínuo, são essenciais para reduzir os riscos associados e melhorar a resiliência de áreas vulneráveis.

3 METODOLOGIA

Foi escolhido um talude artificial, sem controle de compactação, na região noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Não serão disponibilizadas informações da cidade e proprietário, devido um termo de confidencialidade. Foi realizada uma sequência de verificações. Para isso foram coletadas amostras deformadas.

Figura 1. Situação Inicial Encontrada no Talude na Fachada Norte e Leste, Respectivamente.

Dessa maneira, foram realizados os ensaios de Granulometria por Peneiramento e Sedimentação - NBR 7181 (2018), Limite de Liquidez - NBR 6459 (2017), Limite de Plasticidade - NBR 7180 (2016), Compactação normal – NBR 7182 (2020), Resistência ao Cisalhamento - IE/ DNER 04 (1971), Peso Específico - NBR 7181 (2018). A Figura 1 apresenta a situação inicial do talude.

Na Figura 1, nota-se que houve uma deformação de 10 centímetros que separou a estrutura pré-fabricada da estrutura de fundação no local, indicando um movimento significativo do solo devido ao carregamento. A edificação, situada próxima a uma rodovia movimentada, enfrenta esforços de vibração. Foi observado também, em outros pontos, a presença de árvores cortadas e inclinação significativa da frente para os fundos, facilitando a percolação da água durante chuvas, falta de controle de compactação, mata densa adjacente e o movimento intenso do solo, evidenciando desafios geológicos específicos da região.

3.1 Monitoramento do Talude e Modelagem

Após a coleta das amostras e realização dos ensaios, foi realizado o monitoramento do talude. Nesse sentido, realizou-se o monitoramento da movimentação do talude durante 5 meses com Estação Total. Além disso, foi realizada a modelagem computacional no *software MacStars*.

3.2 Ensaio SPT

Para uma avaliação correta da estratigrafia do solo, foi realizado o ensaio de penetração padrão (SPT) até chegar no indeformável. O ensaio SPT é regido pela ABNT NBR 6484 (2020), conforme Figura 2.

Figura 2. Resultado do ensaio SPT e o Ensaio Sendo Realizado no Local.

Conforme a Figura 2, pode-se verificar que o impenetrável se encontra a 2,10 metros de profundidade conforme preconiza a ABNT NBR 6484 (2020). É fundamental salientar que o ensaio não havia sido realizado para a execução da obra, onde as estacas foram executadas sobre um aterro sem nenhum tipo de controle de compactação. O SPT foi efetuado para uma análise de reforço estrutural.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Ensaios Laboratoriais

A Tabela 1 apresenta o resultado dos ensaios. Já a Figura 3 apresenta a localização dos pontos no talude que foram coletados para ensaios no laboratório.

Tabela 1. Resultado dos Ensaios de Laboratório.

Ensaio	Resultado	Unidade
Granulometria por sedimentação	Argila 72,00	%
	Silte 18,00	%
	Areia Fina 7,00	%
	Areia Média 2,00	%
	Areia Grossa 1,00	%
Limite de Liquidez	53,25	%
Limite de Plasticidade	23,97	%
Índice de Plasticidade	29,28	%
Peso específico real dos grãos	2,22	g/cm³
Densidade máxima aparente seca	1,55	g/cm³
Umidade ótima	26,30	%
Resistência ao cisalhamento		
Ponto 1: Coesão	5,0	KPa
Ângulo de atrito	16,0	Graus
γ natural	15,3	g/cm³
Ponto 2: Coesão	15,0	KPa
Ângulo de atrito	28,0	Graus
γ natural	16,4	g/cm³
Ponto 3: Coesão	11,0	KPa
Ângulo de atrito	31,0	Graus
γ natural	17,5	g/cm³
Ponto 4: Coesão	23,0	KPa
Ângulo de atrito	39,0	Graus
γ natural	18,2	g/cm³
Ponto 5: Coesão	22,0	KPa
Ângulo de atrito	41,0	Graus
γ natural	18,6	g/cm³

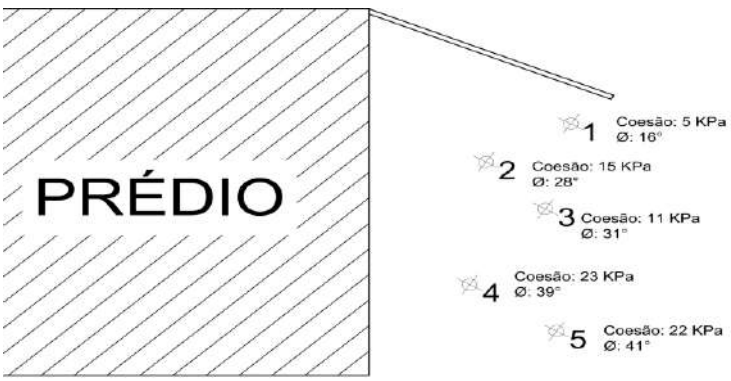


Figura 3. Coesão e ângulo de atrito (Ø).

Conforme a Figura 3, o ponto de menor coesão e ângulo de atrito foi o ponto 1, sendo este o que apresentou os maiores deslocamentos, ou seja, junto a contenção já executada. Uma explicação para esse maior deslocamento nesse ponto é justamente o maior fluxo de água nesse ponto, pois como não foi realizada nenhum tipo de drenagem no talude e junto ao muro. Assim, esse maior fluxo próximo ao muro promoveu uma maior movimentação do talude, deixando menores os valores de coesão e ângulo de atrito.

Também observa-se a grande variação nos resultados de coesão e ângulo de atrito, o que evidencia que não houve nenhum tipo de controle de compactação e execução.

4.2 Movimento do Talude e Fundações

Segundo as informações coletadas, as fundações com estacas de 80 centímetros de diâmetro, com 8 barras de 12.5 mm, de comprimento variável, e estribos de 5.0 a cada 20 centímetros. Os pilares ficaram embutidos nas estacas.

Conforme a ABNT NBR 6122 (2022), no item 9.2.2.1, estabelece que a carga de trabalho de uma estaca escavada sem revestimentos é de 5 MPa acima de 70 centímetros de diâmetro, sem a necessidade de fazer prova de carga. Para uma estaca de 80 cm de diâmetro, a capacidade resistente da estaca é conforme a Equação 1:

$$P = \sigma . A = 5\ MPa . (\pi . r^2) = 5\ \text{MPa} . (\pi . 0{,}40^2) = 2{,}51327\ \text{MN} = 2.513{,}27\ \text{KN} = 251{,}33\ \text{tf} \qquad (1)$$

Já, conforme o SPT, a capacidade de carga da estaca, que nesse caso é preponderantemente de ponta, sendo usual o Método de Aoki-Velloso (1975) é apresentada na Tabela 2.

Tabela 2. Capacidade de Carga Geotécnica da Estaca de Diâmetro 80 cm.

Estaca	Escavada sem lama	
Diam.	80,0	(cm)
Área	5026,5	(cm²)
Perímetro	251,3	(cm)

F1	3,00
F2	6,00

Aoki-Velloso (1975)

Camada	Profundidade (m)		N SPT	Solo	α (%)	K (kgf/cm²)	Δl (cm)	rl (kgf/cm²)	Rl (kgf)	Atrito Σ Rl (kgf)	qc (kgf/cm²)	Ponta Rp (kgf)	Total R =Rl+Rp (kgf)	Admissível Qa = R/2 (kgf)
1	0,0 -	1,0	8	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,11	2814,9	2814,9	28,0	46914,5	49729,3	0,0
2	1,0 -	2,0	7	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,10	2463,0	5277,9	24,5	41050,1	46328,0	23164,0
3	2,0 -	3,0	50	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,70	17592,9	22870,8	175,0	293215,3	316086,1	**158043,1**
4	3,0 -	4,0	50	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,70	17592,9	40463,7	175,0	293215,3	333679,0	166839,5
5	4,0 -	5,0	50	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,70	17592,9	58056,6	175,0	293215,3	351271,9	175636,0
6	5,0 -	6,0	50	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,70	17592,9	75649,6	175,0	293215,3	368864,9	184432,4

Conforme a Tabela 2 e a ABNT NBR 6484 (2020), o SPT foi adotado como 50 após o terceiro metro para simular a rocha até 5 metros de profundidade, calculando assim a dissipação do bulbo de tensões na ponta da estaca. Isso resultou em uma capacidade de carga estrutural de 251,33 toneladas e uma capacidade de carga geotécnica de 158,04 toneladas. Sem a planta de cargas do projeto, estimou-se a carga do pilar afetado pelo recalque em cerca de 20 toneladas usando o método da área de influência, conforme ilustra a Figura 4. A Figura 5 mostra o monitoramento do talude.

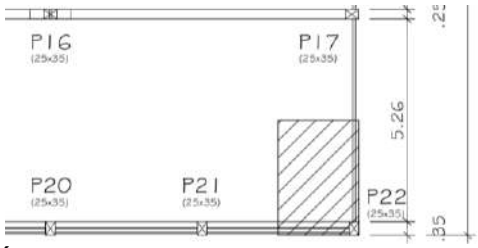


Figura 4 – Área de influência do pilar que apresentou o recalque

Figura 5. Pontos de monitoramento do talude.

Embora não devam surgir patologias se as fundações estiverem corretamente ancoradas na rocha, a falta de embutimento das estacas e a omissão dos esforços horizontais do solo podem causar deslocamentos e deformações nas estacas. Portanto, é fundamental revisar a execução das fundações e o dimensionamento das estacas para garantir um desempenho adequado do talude, além de controlar a compactação da terraplanagem e dos esforços horizontais do solo.

Destaque-se a importância da contenção na fachada norte, na Figura 5, que estabilizou o solo próximo à base da estaca, crucial para evitar deslocamentos significativos na estrutura. A ausência dessa contenção poderia expor a estrutura a sérios riscos. Em estruturas de arrimo, a drenagem é fundamental para evitar aumento de peso e movimentação do solo, o que não foi feito neste caso. A Figura 6 mostra a simulação da chuva e como ela percola pelo solo sobre a rocha basáltica inclinada.

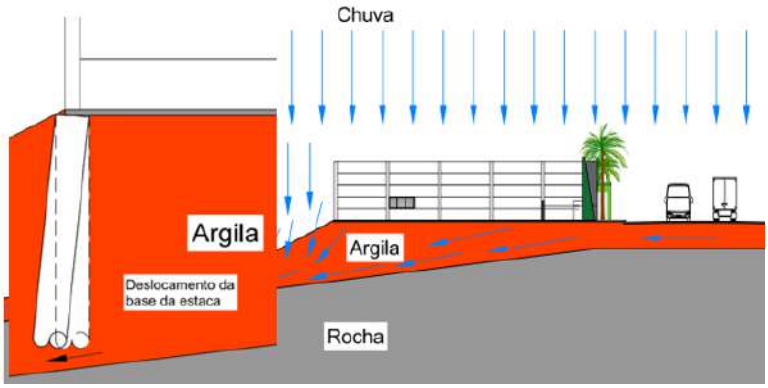


Figura 6. Efeito da chuva.

Foi observado a inclinação da rocha em direção aos fundos do terreno, sendo este composto por basalto. Com o tempo, o intemperismo químico e físico desagrega a rocha, levando à laterização, caracterizada pelo enriquecimento de óxidos de ferro e alumínio, conferindo a cor vermelha típica da região. Esses óxidos podem causar colapsos na estrutura do solo quando expostos à água durante períodos chuvosos, aumentando o empuxo ativo e a poropressão, arrastando partículas e comprometendo o suporte do solo.

4.3 Monitoramento do Talude

A Tabela 3 mostra o deslocamento em cm. Os marcos foram instalados em 15/01/2021.

Tabela 3 – Deslocamento em centímetros dos Pontos Avaliados.

Ponto	15/01/2021	15/02/2021	15/03/2021	15/04/2021	15/05/2021	15/06/2021
1	-	5,22	3,53	1,97	1,13	0,31
2	-	3,35	2,24	1,23	0,86	0,11
3	-	1,22	0,81	0,45	0,32	0,07
4	-	1,20	0,77	0,36	0,25	0,05
5	-	3,14	2,10	1,11	0,94	0,14
6	-	2,12	1,55	1,24	0,84	0,13
7 (prédio)	-	0,84	0,52	0,32	0,21	0,02
8	-	3,22	2,11	1,45	0,98	0,21
9	-	2,01	1,20	1,03	0,47	0,04
10	-	1,25	0,54	0,32	0,28	0,02
11	-	1,54	0,74	0,53	0,35	0,11
12	-	0,87	0,75	0,42	0,25	0,02
13	-	1,41	0,71	0,55	0,33	0,08
14	-	0,70	0,61	0,32	0,10	0,01
15	-	0,75	0,63	0,33	0,18	0,03

Conforme a Tabela 3 observa-se que os deslocamentos medidos com a Estação total foram reduzindo com a evolução do tempo, o que é algo positivo. O ponto crítico foi o 1, que na primeira medição apresentou 5,22 centímetros, que foi exatamente onde o talude rompeu.

4.4 Modelagem Computacional do Talude

O talude foi simulado conforme o Método de Bishop para avaliar sua estabilidade em uma situação crítica com solo saturado ilustrado na Figura 7. Inicialmente, considerou-se apenas os carregamentos, resultando em um fator de segurança (FS) de 0,678, abaixo do mínimo aceitável de 1,50. Ao incluir a influência das fundações, o FS aumentou para 1,07, ainda insuficiente segundo as normas técnicas. Recomenda-se modelar o entorno da edificação durante o monitoramento para uma avaliação mais abrangente da estabilidade.

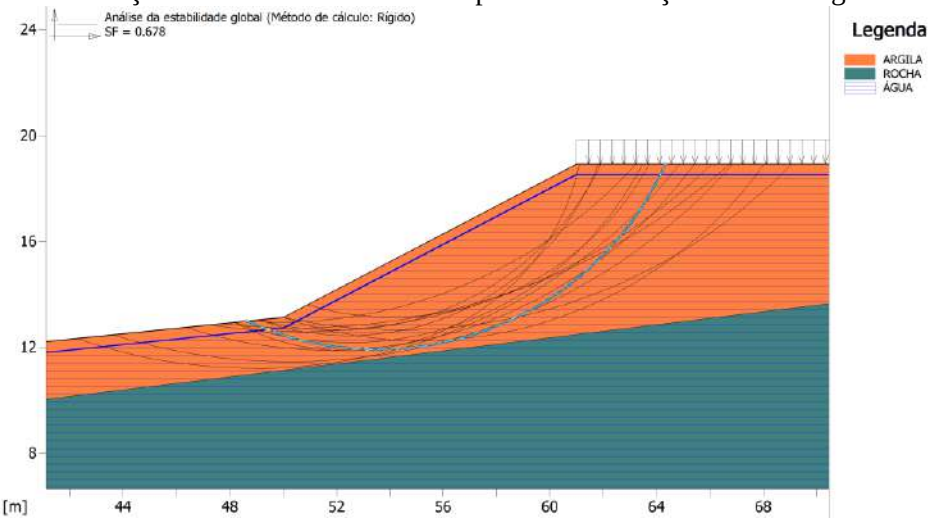


Figura 7. Avaliação do fator de segurança pelo método de Bishop.

4.5 Solução Adotada para as Fundações e para o Talude

Uma sugestão seria fazer o ensaio de integridade PIT da estaca. Esse ensaio tem por objetivo de determinar a variação ao longo da profundidade das características do concreto de estacas de fundação. Porém, ao que tudo indica as causas da deformação do solo estão associadas ao movimento do talude, e também a um possível apoio em uma cota do solo em decomposição, ou seja, não sendo diretamente na rocha. Vale ressaltar também, que em uma rocha com um horizonte inclinado, pode ocorrer devido ao movimento do solo um deslizamento da estaca, mesmo estando apoiada na rocha. O ideal seria embutir a estaca na rocha, para uma possível movimentação do talude não movimentar a base da estaca.

Para o talude, as soluções são em três pontos fundamentais: instalação de drenos, execução de uma estrutura de arrimo na base do talude, plantação de gramíneas. A Figura 8 ilustra a localização da contenção e dos drenos. A Figura 9 detalha o muro de contenção.

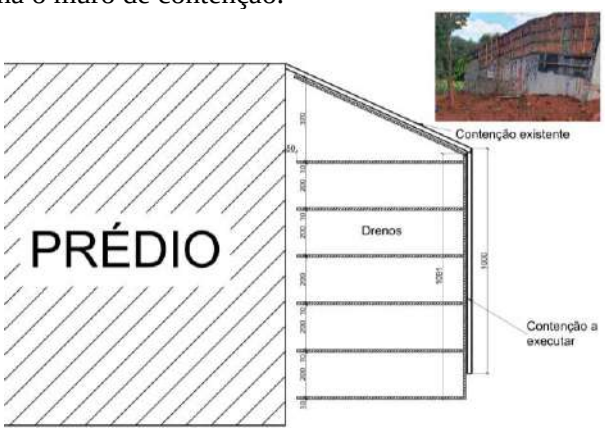


Figura 8. Proposição do local dos drenose estrutura de contenção.

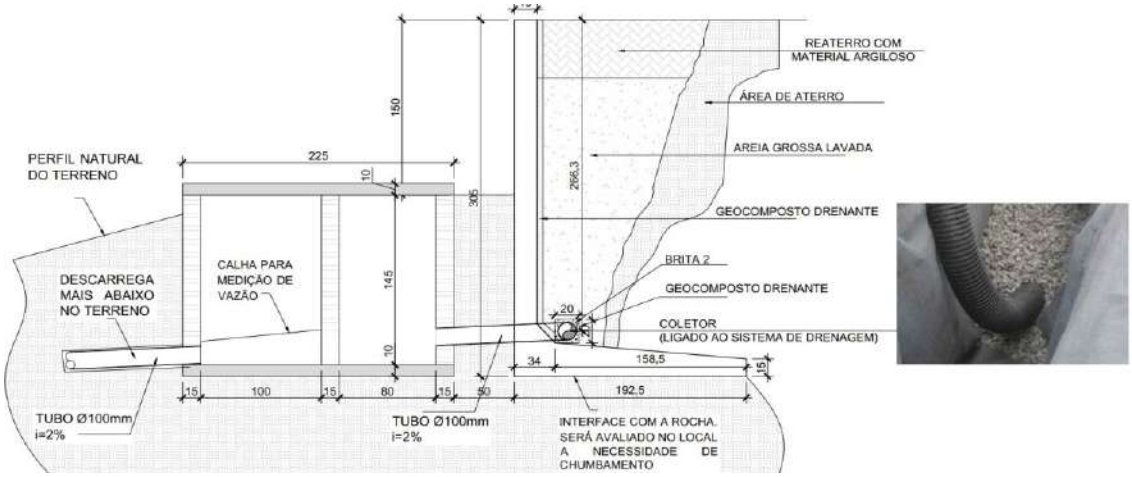


Figura 9. Estrutura de contenção.

5. CONCLUSÕES

Após o desenvolvimento do trabalho, constatou-se que o controle de execução de um talude é crucial para a segurança do próprio talude e das edificações sobre ele. A falta de controle de compactação aumenta os riscos de instabilidade, especialmente devido à incerteza nos teores de compactação em cada camada. A presença de água na percolação pode causar colapsos no talude.

O estudo de caso revelou várias patologias que só foram identificadas após movimentações intensas do talude, algumas poderiam ter sido evitadas com uma execução adequada. A falta de controle nas fundações também foi evidente, destacando a importância de avaliar tanto a carga vertical quanto a horizontal. Em camadas finas de solo e rocha inclinada, há risco de deslizamento da estaca sobre o solo saprolítico próximo à rocha sã.

Após análises, o fator de segurança do talude foi de 0,678, abaixo do mínimo de 1,50 da norma ABNT NBR 11682 (2009). Considerando o efeito das fundações, o fator subiu para 1,07, ainda insuficiente. Somente ao simular um muro de contenção na base do talude, atingiu-se um coeficiente de segurança satisfatório acima de 1,50. O monitoramento dos deslocamentos horizontais mostrou uma tendência de estabilização, reforçando a importância de sistemas de drenagem eficientes e a plantação de gramíneas para prevenir erosão e estabilizar o solo. Em conclusão, projetos adequados e monitoramento de recalques são essenciais ao lidar com taludes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALEOTTI, P., & CHOWDHURY, R. (1999**).** *Landslide hazard assessment: summary review and new perspectives.* Bulletin of Engineering Geology and the Environment, *58*(1), 21-44.
Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.
_____(2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.
_____(2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.
_____(2017). NBR 6459. *Solo - Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.
_____(2016). NBR 7180. *Solo - Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.
_____(2020). NBR 7182. *Solo - Ensaios de compactação.* Rio de Janeiro.
_____(2018). NBR 7181. *Solo - Análise granulométrica.* Rio de Janeiro.
_____(2020). NBR 6484. *Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.* Rio de Janeiro.
DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-PRO 003/94 – *Coleta de amostras deformadas de solos.* 1994.
GERSCOVICH, Denise M. S. *Estabilidade de Taludes.* São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
DUNCAN, J. M., & WRIGHT, S. G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Sons, Inc.
FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H., & FREDLUND, M. D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice.* John Wiley & Sons.
GRIFFITHS, D. V., & LANE, P. A. (1999). *Slope stability analysis by finite elements*. *Geotechnique*, *49*(3), 387-403.
HUNGR, O., LEROUEIL, S., & PICARELLI, L. (2014). *The Varnes classification of landslide types, an update.* Landslides, *11*(2), 167-194.
TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechan*ics. John Wiley & Sons, Inc.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/173

Análises e Critérios de Dimensionamento para Estabilidade Superficial de Taludes com o uso de Geocélulas

Bruna Todescan
Engenheira Civil, PUC Minas Gerais, Belo Horizonte-MG, Brasil, brutodescan@hotmail.com

Letícia Toniato Andrade
Engenheira Civil, USF Campinas, Campinas-SP, Brasil, leticiatoniato@outlook.com

Wladimir Caressato Junior
Engenheiro Civil, UNICAMP, Campinas-SP, Brasil, wladimircaressato@hotmail.com

RESUMO: Projetos de engenharia, tanto no setor mineiro quanto na infraestrutura, muitas vezes, promovem o aumento de erosões a partir de obras onde se retira cobertura vegetal, deixando o solo exposto a agentes erosivos, pelo impacto pluvial, aumentando o risco de assoreamento e possível contaminação por elementos tóxicos. A situação é agravada, quando se tem inclinações de taludes severas, superiores a 45 graus, onde as soluções convencionais acabam tornando-se técnica e economicamente inviáveis. Nesse contexto, os geossintéticos, em especial as geocélulas, tornam-se uma alternativa efetiva, uma vez que sua estrutura tridimensional permite o confinamento e mantenimento de solo sob condições adversas. As geocélulas, quando combinadas a um substrato com propriedades orgânicas favoráveis, criam um ambiente adepto ao crescimento vegetativo, principalmente em meios onde se tem um ambiente quimicamente alterado e/ou substrato infértil. Além disso, pela presença de perfurações e textura em suas paredes, as geocélulas proporcionam drenagem livre, evitando a saturação do solo de preenchimento. Como resultado, tem-se garantida a estabilidade física e biológica, possibilitando o estabelecimento vegetativo e, consequentemente, o controle de erosão superficial em situações com inclinações acentuadas. Esse fator será evidenciado através de cálculos, onde se demonstrará a influência das geocélulas preenchidas com solo, sob elevadas declividades, tendo-se exemplos práticos realizados e finalizados na América Latina.

PALAVRAS-CHAVE: estabilidade superficial, taludes, controle de erosão, solo, raízes, geocélulas.

ABSTRACT: Engineering projects, both in the mining sector and in infrastructure, often promote an increase in erosion from works where vegetation cover is removed, leaving the soil exposed to erosive agents, due to the impact of rain, increasing the risk of silting and possible contamination by toxic elements. The situation is aggravated when there are severe slopes, greater than 45 degrees, where conventional solutions end up becoming technically and economically unfeasible. In this context, geosynthetics, especially geocells, become an effective alternative, since their three-dimensional structure allows the confinement and maintenance of soil under adverse conditions. Geocells, when combined with a substrate with favorable organic properties, create an environment suitable for vegetative growth, especially in environments where there is a chemically altered environment and/or infertile substrate. Furthermore, due to the presence of perforations and texture in their walls, geocells provide free drainage, preventing saturation of the filling soil. This factor will be highlighted through calculations, which will demonstrate the influence of geocells filled with soil, under high slopes, with practical examples carried out and completed in Latin America.

KEYWORDS surface stability, slopes, erosion control, soil, roots, geocells.

1 INTRODUÇÃO

Em sua totalidade, seja em mineradoras, aterros sanitários, infraestrutura viária, ferroviária ou projetos urbanos, proteção de taludes em superfícies suscetíveis a processos erosivos são tipicamente revestidos com técnicas de uso de biomantas ou geomantas. Nesse cenário as dificuldades surgem quando se tem superfícies inférteis, como é o caso em meios quimicamente alterados ou onde a geologia predominante são rochas, solos friáveis, ou inclinações de taludes elevadas. Ou ainda, ambos os casos.

Processos erosivos em taludes são o resultado do desgaste e/ou arraste das partículas do solo pela ação de agentes naturais, como água de precipitação (erosão hídrica), vento (erosão eólica), gelo (devido às mudanças de temperatura) ou outros fatores geológicos, incluindo ainda o arraste gravitacional.

A função da engenharia atual é buscar alternativas que permitam, de forma segura e responsável, combinar, ou até substituir, soluções convencionais, visando proporcionar vantagens técnicas e econômicas.

É nesse contexto que os geossintéticos, especificamente as geocélulas, se tornam uma alternativa altamente interessante para projetos de controle de erosão superficial, que permitem o estabelecimento de um revestimento físico e biologicamente estável.

O presente estudo estará focado em demonstrar os problemas relacionados a erosões do tipo hídrica, que ocorrem através do destacamento das partículas do solo pela ação da precipitação e do escoamento, bem como pelo transporte dessas partículas para jusante, onde se depositam, podendo ser subsequentemente transportadas.

2 EROSÕES EM TALUDES INCLINADOS

Quando umedecidos, solos tendem a sofrer uma diminuição em sua coesão. A perda de coesão ocorre devido à ação da água em desagregar e separar as partículas do mesmo, como esquematizado na Figura 1(a). Quando a água da chuva ou o escoamento superficial atravessa o solo, ela exerce forças que quebram suas ligações entre as partículas, especialmente em solos onde a coesão é menor.

Conforme as partículas são desagregadas e se tornam mais soltas, ficam mais suscetíveis ao arraste pela água, resultando nos processos erosivos, como na Figura 1(b). Portanto, a perda de coesão é um aspecto fundamental da erosão hídrica, pois enfraquece a estrutura do solo e facilita a remoção das partículas pelo fluxo de água.

(a) (b)

Figura 1. (a) Representação de erosão hídrica (b) Erosão superficial em talude.

2.1. Soluções Convencionais para o Controle de Erosão Superficial

Para lidar com as questões de erosão do solo, uma variedade de soluções tem sido utilizada ao longo dos anos, sendo as mais típicas as geomantas e biomantas.

As geomantas são estruturas feitas de materiais sintéticos, como polipropileno ou poliéster, entrelaçados para formar uma malha resistente. Essas estruturas são instaladas sobre o solo exposto e tipicamente fixadas com estacas ou grampos, conforme Figura 2(a).

Já as biomantas, demonstradas na Figura 2(b), oferecem uma abordagem mais sustentável para o controle de erosão. Feitas de materiais biodegradáveis e orgânicos, como juta, coco ou palha e, assim como as geomantas, são instaladas sobre o solo exposto. À medida que se degradam, as biomantas contribuem para o enriquecimento do solo com matéria orgânica, melhorando sua qualidade e fertilidade.

Ambas representam soluções eficazes para o controle de erosão em uma variedade de ambientes, tanto em áreas urbanas quanto encostas naturais, desde que não sejam aplicadas em taludes com inclinações acentuadas. Em taludes com declividades elevadas, a capacidade das geomantas e biomantas em reter o solo pode ser insuficiente para evitar a erosão causada pelas forças gravitacionais e hidráulicas intensas. Além disso, a maior dificuldade para fixação nesses taludes com inclinações acentuadas resulta em elevados custos, podendo comprometer sua aplicação.

Tendo isso em vista, as geocélulas de PEAD perfuradas e texturizadas, Figura 2(c), se tornam uma solução altamente eficiente para o controle da erosão hídrica, em cenários com altas inclinações. Ao serem preenchidas com solo, as geocélulas criam uma superfície irregular e permeável, que retarda o fluxo de água da chuva sobre o solo exposto, diminuindo a erosão causada pelo escoamento superficial.

(a) (b) (c)

Figura 2. Soluções para controle de erosão: (a) geomanta (b) biomanta (c) geocélulas.

3 ATUAÇÃO DAS GEOCÉLULAS EM UM CONTROLE DE EROSÃO

Para o controle de erosões superficiais, as geocélulas de PEAD perfuradas e texturizadas (Figura 3) atuam confinando o material de preenchimento (substrato), mantendo-o a curto e longo prazo. A curto prazo, de modo que o solo de boa qualidade se mantenha superficialmente estável para a proliferação de vegetação, e a longo prazo, visando atender a vida útil e expectativas do projeto.

Nesse contexto, as geocélulas para um controle de erosão, melhoram o desempenho dos taludes vegetados nos seguintes aspectos:

- Proporcionam um ambiente biologicamente favorável para o estabelecimento de vegetação, o que se se pode garantir através das perfurações e textura presentes nas paredes das células;
- Reforçam as raízes vegetativas, uma vez que as mesmas se estendem através da abertura da célula, ancorando o solo e elevando a resistência à erosão;
- Direcionam o fluxo hidráulico, através das perfurações nas paredes das células, permitindo a drenagem paralela ao talude;
- Atuam como barreira física, reduzindo a velocidade de fluxo e consequente formação de sulcos e ravinas, uma vez que suas paredes funcionam como uma sequência de obstáculos.

(a) (b)

Figura 3. (a) e (b) Influência das geocélulas perfuradas e texturizadas às raízes vegetativas.

4 CRITÉRIOS PARA SELEÇÃO DO MODELO DE GEOCÉLULA

Um projeto de sistema de confinamento celular para proteção e controle de erosão em taludes requer análises locais, considerando: geometrias dos taludes (altura e inclinação), parâmetros geotécnicos da fundação e do solo de preenchimento das células.

Quando aplicadas sob inclinações, pode-se esperar que as células se "esvaziem" parcialmente quando o solo de preenchimento se consolida em forma natural. Usualmente, para inclinações de talude de até 45°, utiliza-se altura de geocélula de 75 mm. Para inclinações acentuadas, são utilizadas maiores espessuras de célula, onde sua geometria é verificada de modo a manter minimamente 50% da espessura (altura) da célula coberta pelo preenchimento, conforme Figura 4, podendo essa condição ser alterada em função ao comprimento de raiz do tipo de vegetação escolhida, condições geológicas da fundação, erosividade do solo, entre outros fatores.

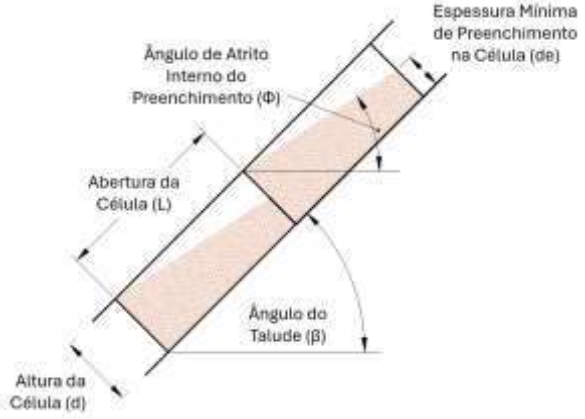


Figura 4. Parâmetros considerados para dimensionamento de geocélulas preenchidas com solo sob inclinação. (Fonte: elaborada pelo autor).

Com isso, a relação entre as variáveis geométricas é expressa por:

$$de = d - L\,tan(\beta - \emptyset) \quad (1)$$

Onde,
d Espessura (altura) da célula;
L Largura de abertura da célula;
β Ângulo de inclinação do talude a ser revestido;
Ø Ângulo de atrito interno do solo de preenchimento das geocélulas.

4.1 Incremento das Raízes à Resistência ao Cisalhamento

O impacto das raízes na estabilidade superficial de taludes tem sido objeto de estudo no âmbito acadêmico por vários anos. Na década de 70, Gray (1974), identificou o aumento da resistência do solo com a presença de raízes em comparação com solos desprovidos delas. Resumidamente, observou-se que o aumento da coesão aparente do solo, pela presença de raízes, pode incrementar sua resistência ao cisalhamento de 3 a 4 vezes, como demonstrado na Figura 5.

(a) (b)

Figura 5. (a) Comprimento de raiz (b) Demonstração do ganho de resistência ao solo.

Esse conceito também é demonstrado por Greenway (1989), o qual indica a distorção de uma raiz em uma zona de cisalhamento, conforme Figura 6. A tensão de tração da raiz e a componente na direção cisalhante são os esforços resistente à distorção.

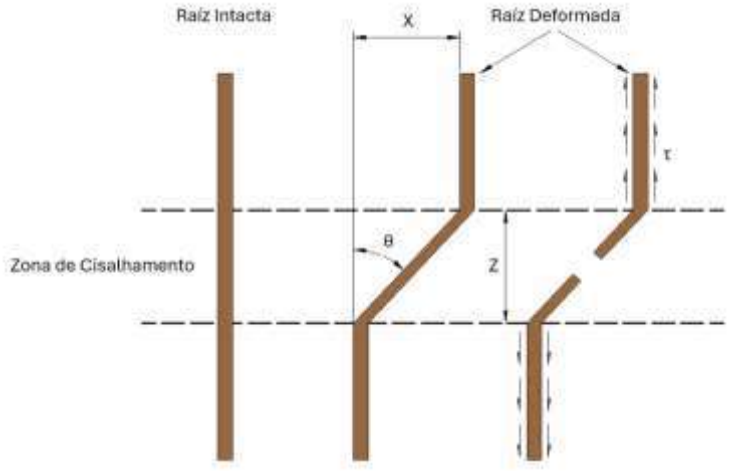


Figura 6. Modelo de comportamento de raiz. (Fonte: Greenway, 1989).

Isso resulta na variação geométrica dada por:

$$\Delta S = t_R \, (sen\theta + cos\theta \, tan\emptyset) \tag{2}$$

Onde,
t_R É a média da resistência à tração das raízes vegetativas por unidade de área de solo;
θ É o ângulo de distorção na zona cisalhante;
$\emptyset$ É o ângulo de atrito interno do solo de preenchimento das geocélulas.

O valor da média da resistência à tração das raízes por unidade de área (t_R) pode ser estimada pela resistência à tração média das raízes (T_R) em função a razão da seção transversal do solo ocupada por elas, sendo:

$$t_R = T_R \left(\frac{A_R}{A}\right) \tag{3}$$

Onde,
A_R É a área da seção transversal das raízes em uma seção transversal de solo;
A É a área da seção transversal de solo estudada.

A resistência à tração de espécies vegetativas é tema de estudo há várias décadas. Como referência, tem-se a Tabela 1, que demonstra a resistência à tração de diversas espécies vegetativas.

Tabela 1. Resistência à tração de raízes em função à espécie. (Fonte: Hengchaovamich, 1998).

Espécie de Planta	Resistência à Tração (MPa)
Grama Bermuda	13,45 ± 2,18
Grama Pensacola	17,55 ± 2,85
Grama Bahia	19,23 ± 3,59
Grama Dalls	19,74 ± 3,00
Late Juncellus	24,50 ± 4,20
White Clover	24,64 ± 3,36
Grama Batatais	27,30 ± 1,74
Grama Vetiver	85,10 ± 31,20

Logo, o aumento da resistência ao cisalhamento do solo pela presença de raízes, tomando-se como referência a equação 2, pode ser expresso por:

$$\tau_f = \tau_i + \Delta S$$
$$\sigma_N \tan \emptyset_f = \sigma_N \tan \emptyset_i + \Delta S$$
$$\emptyset_f = \left(\frac{\sigma_N . \tan \emptyset_i + \Delta S}{\sigma_N}\right)^{tan^{-1}} \quad (4)$$

Além disso, os cálculos apresentados por Manbeian (1973) e citados por Gray (1974), demonstram que a resistência ao cisalhamento devido às raízes estaria entre 3,9 e 5,0 kN/m², a partir de ensaios de cisalhamento direto realizados em solos sem raízes e solos com raízes de diversas culturas de plantas herbáceas. O método demonstrado por Waldron e Darkessian (1981) resulta que é possível obter resistência ao cisalhamento, para casos de desenvolvimento maduro e vigoroso, de 3,0 e 5,0 kN/m², para vegetação tipo pasto e arbustiva, respectivamente. Já Hengchaovamich (1998) apresenta que a resistência ao cisalhamento de raízes da planta tipo vetiver pode proporcionar um ganho de 6,0 a 10,0 kN/m² por quilo de raiz por metro cúbico de solo.

5 APLICAÇÃO DE CONCEITOS

Para um caso típico de controle de erosão, tomando-se como base um talude com inclinação de 50°, onde se espera depositar um solo com ângulo de atrito interno ($\emptyset i$) de 29,0° e peso volumétrico de 16,0 kN/m³, são demonstradas duas condições, conforme Tabela 2, sendo: uso de geocélulas preenchidas apenas com solo e uso de geocélulas preenchidas com solo considerando o incremento (ΔS) de 3 kN/m² proporcionado por raízes vegetativas.

Tabela 2. Influência do aporte da resistência ao cisalhamento do solo para determinação do modelo de geocélula.

$\emptyset i$ (°)	ΔS (kN/m²)	$\emptyset f$ (°)	Abertura da Geocélula	Altura da Geocélula
29,0	-	29,0	292 x 251 mm	200 mm
29,0	3,0	56,0	416 x 374 mm	100 mm

Além disso, aplicando-se o conceito demonstrando, é possível determinar a altura mínima de célula variando a inclinação dos taludes e ângulos de atrito interno. A Figura 7 considera geocélulas com abertura típica de 416 x 374 mm, utilizando como preenchimento solos com e sem o incremento (ΔS = 3 kN/m²), para aplicação em projetos.

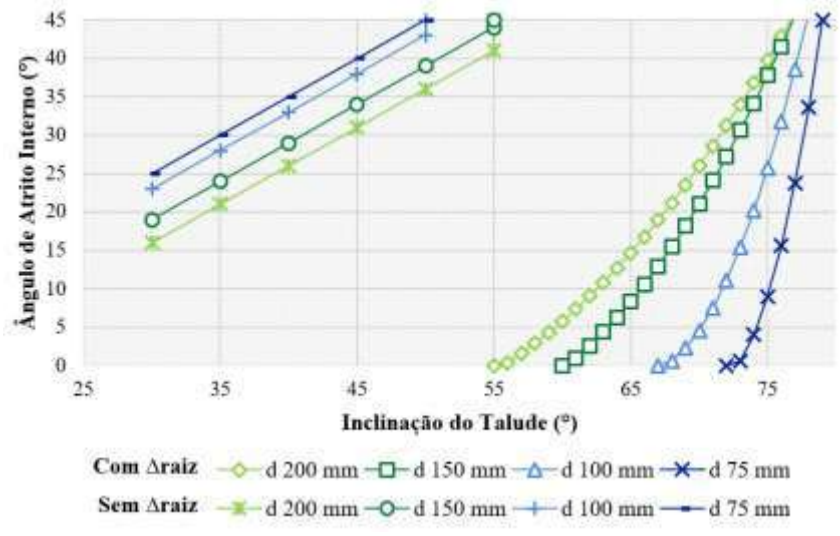


Figura 7. Seleção da altura de geocélula para diversas declividades e preenchimentos.

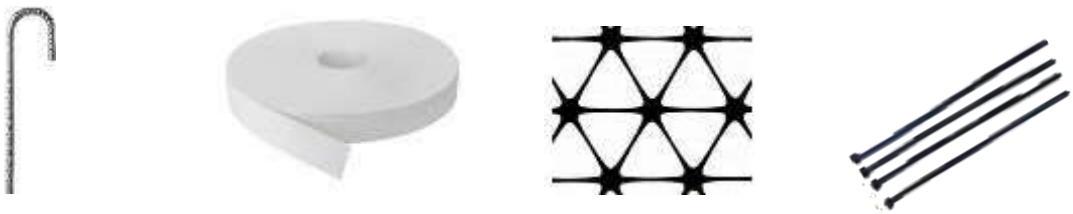
6 ESPECIFICAÇÕES DAS GEOCÉLULAS

Os estudos realizados pelo Instituto de Geossintéticos dos EUA desde a década de 80, possibilitaram o desenvolvimento de um modelo genérico para uso de geocélulas em obras civis, denominada Geocélula de Polietileno GS-15. A pesquisa fornece recomendações de propriedades e ensaios que auxiliam profissionais de engenharia na especificação de uma geocélula de PEAD, sendo: GRI-GS15 "*Test Methods, Test Properties and Testing Frequency for Geocells Made From High Density Polyethylene (HDPE) Strips*".

Adicionalmente, a ASTM D8269 "*Standard Guide for the Use of Geocells in Geotechnical and Roadway Projects*", considera o demonstrado pelo GRI-GS15 como método preferível para MQA e MQC para geocélulas de PEAD.

6.1. Acessórios de Instalação das Geocélulas

Para aplicação de geocélulas em controle de erosão, tipicamente são trabalhadas três principais técnicas de ancoragem, sendo elas: estacas de aço, tendões ou tensores multidirecionais, combinados aos fixadores para uniões, conforme Figura 8.



(a) (b) (c) (d)

Figura 8. Acessórios para geocélulas: (a) Estaca de aço (b) Tendão (c) Tensor multidirecional (d) Fixadores para uniões.

7 EXPERIÊNCIAS DE GEOCÉLULAS APLICADAS PARA O CONTROLE DE EROSÃO

Atualmente, já existem diversos projetos com o uso de geocélulas perfuradas e texturizadas para o controle de erosão em taludes, tanto no Brasil quanto em outros países da América Latina. Exemplificando, a Figura 9 mostra uma experiência realizada no Brasil, na cidade de Poços de Caldas, em Minas Gerais.

O projeto contemplava taludes com altura de 9,0 metros, com inclinações de até 70°. A solução trabalhada considerou o uso de geocélulas de PEAD, perfuradas e texturizadas, com geometrias de altura de 100 mm e abertura de 416 x 374 mm, preenchidas com uma mistura de solo orgânico e sementes vegetativas, combinadas ao sistema de ancoragem através do uso de tensores multidirecionais, com resistência de 90 kN/m, e fixadores para uniões entre ambos.

O resultado permitiu o desenvolvimento da vegetação sob elevadas inclinações em curto prazo e a efetividade do revestimento a longo prazo.

(a) (b)

Figura 9. (a) Execução de preenchimento de geocélulas de PEAD (b) Vegetação estabelecida após um mês.

8 CONCLUSÃO

Tratando-se de um projeto de controle de erosão superficial, são encontradas dificuldades como: superfícies inférteis em meios quimicamente alterados, ou onde a geologia predominante são rochas, solos friáveis, ou inclinações de taludes severas.

Uma solução para esse cenário é o sistema de confinamento com geocélulas perfuradas e texturizadas, combinado a um solo de preenchimento com propriedades orgânicas favoráveis, o qual proporciona um ambiente físico e biologicamente adequado para a estabilização desse solo e proliferação de vegetação. Como consequência, tem-se o controle de erosão superficial.

Assim, as geocélulas garantem estabilidade a curto prazo, de modo a manter o solo confinado estável até que a vegetação se estabeleça. E a longo prazo, quando se tem o ganho de resistência ao cisalhamento no sistema geocélulas mais solo, proporcionado pelas raízes vegetativas.

Através do uso de geocélulas de PEAD perfuradas e texturizadas, preenchidas com solo para o controle de erosão superficial, após o incremente proporcionado pelas raízes, são geradas vantagens significativas, onde é possível otimizar a geometria das células, aumentando sua abertura e diminuindo sua espessura, gerando a redução de custos de material para o projeto de até 64%.

Para garantir a eficácia do revestimento, se fazem necessárias características como perfurações e texturas, dadas no modelo estudado pelo Instituto de Geossintéticos, GRI-GS15, juntamente à ASTM D8269.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International. ASTM D8269 (2021). *Standard Guide for the Use of Geocells in Geotechnical and Roadway Projects*.

Fierro, G. (2020). *Desing Methodoly for Mine Closure Covers*. 4th Pan American Conference on Geosynthetics, Rio de Janeiro, Brasil, 2020, p. 1-10.

Gray, D. H. (1970). *Effects of forest clear - cutting on the stability of natural slopes*. Bulletin of the Association of Engineering Geologists. Vol. 7, p. 45-66.

Gray D. H. (1974). *Reinforcement and stabilization of soil by vegetation*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Nova Iorque, EUA. Vol. 100, p. 695-699.

Hengchaovanich, D. (1998). *Vetiver grass for slope stabilization and erosion control*. Pacific Rim Vetiver Network, Tailândia, n. 2, p. 28.

Greenway, D. R. (1989). *Slope stability: geotechnical engineering and geomorphology*. Ed. Anderson, M.G., Richards, K.S. Chichester, Inglaterra. Cap. 6, p. 187-230.

GRI Standard GS-15 (2016). *Test Methods, Test Properties and Frequency for Geocells Made From High Density Polyethylene (HDPE) Strips*. Pensilvânia, EUA.

Lemes, M. R. T. (2001). *Revisão dos Efeitos da Vegetação em Taludes*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil-PPGEC / UFRGS. 130 p.

Manbeian, T. (1973*). The Influence of Soil Moisture Suction, Cyclic Wetting and Drying, and Plant Roots on Shear Strength of Cohesive Soil*. University of California. Berkeley, EUA.

Waldron, L.J e Suren, D. (1981). *Soil reinforcement by roots: Calculation of increased soil shear resistance from root properties*. Soil Science. Vol. 132.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/174

Aplicação da Técnica de Rede Neural Artificial para Determinação do Fator de Segurança de Taludes Simples com Sobrecarga

Gérson Jacques Miranda dos Anjos
Professor, UFPA, Belém, Brasil, mirandadosanjos@gmail.com

Leandro Augusto Rodrigues Santiago
Graduado em engenharia civil, UFPA, Belém, Brasil, eng.lesant@gmail.com

Marcelo Seabra de Andrade
Graduado em engenharia civil, UFPA, Belém, Brasil, eng.marceloseabra@gmail.com

RESUMO: O presente estudo busca desenvolver uma simplificação da formulação de Spencer (1967) através de uma equação para a estabilidade de taludes pelo método determinístico, valendo-se da técnica das Redes Neurais Artificiais (RNA) que calcula de maneira direta o Fator de Segurança de taludes simples com sobrecarga. Foram empregados 1.800 casos obtidos pela combinação de parâmetros de entrada (inclinação do talude β, ângulo de atrito ϕ', peso específico do solo γ, coesão do solo c', altura do talude H, parâmetro de poro pressão ru e sobrecarga q) para o treinamento da RNA, utilizando-se o Fator de Segurança obtido pelo método de Spencer, tomado como valor medido. O arranjo da RNA com melhor otimização para o objetivo pretendido foi composto por sete parâmetros de entrada (β, ϕ', γ, c', H, ru e q) e cinco camadas ocultas com a camada de saída sendo o valor do Fator de Segurança. O método sugerido comparativamente aos outros cinco métodos avaliados estatisticamente, mostrou-se amplamente superior. Os resultados demonstraram a viabilidade da utilização da equação sugerida em substituição ao método proposto por Spencer, de modo a permitir sua aplicação de modo simplificado em taludes simples com ou sem sobrecarga.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Fator de Segurança, Redes Neurais Artificiais, Spencer.

ABSTRACT: The present study seeks to develop a simplification of Spencer's formulation (1967) through an equation for slope stability by the deterministic method, which uses the technique of Artificial Neural Networks (ANN) to directly calculate the Factor of Safety of simple slopes containing overload. A total of 1,800 cases obtained by combining input parameters (slope β, friction angle ϕ', specific soil weight γ, soil cohesion c', slope height H, pore pressure ru parameter and overload q) were adopted for ANN training, using the Safety Factor proposed through Spencer's method, and taken as a measured value. The ANN arrangement, as the best optimization for the intended objective, was composed of seven input parameters (β, ϕ', γ, c', H, ru eq) and five hidden layers, with the output layer being the value of the Safety Factor. The method suggested, compared to the other five methods evaluated statistically, proved to be vastly superior. The results demonstrated the feasibility of using the suggested equation to replace the previous method proposed by Spencer, in order to allow its application in a simplified way on simple slopes with or without overload.

KEYWORDS: Slope Stability, Safety Factor, Artificial Neural Networks, Spencer.

1 INTRODUÇÃO

Em qualquer artigo, estudo ou pesquisa que se faça acerca de taludes em âmbito nacional, é de se esperar que a norma brasileira seja uma das bases utilizadas na pormenorização dos termos ou procedimentos abordados. Neste contexto, a norma que regulamenta a estabilização de taludes é a NBR 11682:2009, a qual em seu capítulo 3 “Termos e definições”, subitem 3.20, define os taludes como sendo terrenos inclinados.

Valendo-se ainda da mesma norma, outro conceito importante é o da ruptura. No capítulo supracitado, agora no subitem 3.16, tem-se que a ruptura é a "modificação da geometria do talude ocasionada por escorregamento ao longo de uma superfície ou zona de concentração de deformações cisalhantes ou por deformações excessivas que afetem obras de engenharia". Na Figura 1 têm-se elementos de um talude após ruptura.

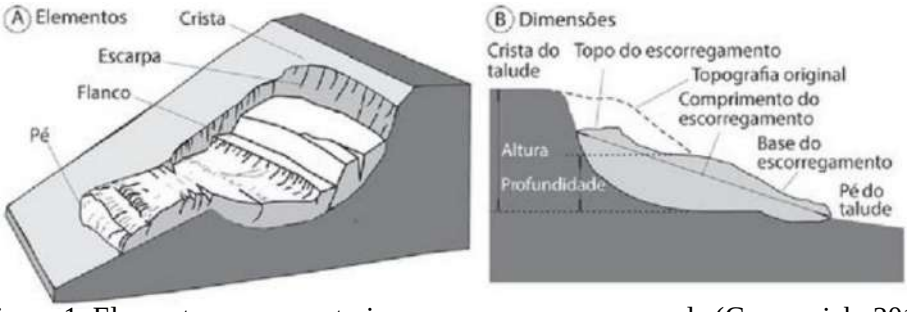


Figura 1. Elementos que caracterizam uma massa escorregada (Gerscovich, 2016).

Existem inúmeras situações nas quais a análise de estabilidade de taludes é de vital importância levando sempre em consideração a situação mais crítica em favor da segurança. Este trabalho utiliza as Redes Neurais Artificiais (RNA) como ferramenta de auxílio à pesquisa geotécnica desenvolvendo uma equação para o cálculo de Fator de Segurança de taludes, de maneira a analisar a estabilidade de taludes simples com sobrecarga em um solo uniforme utilizando a resposta via método de Spencer (1967) como o valor (real) medido. Os elementos mostrados na Figura 2 identificam o tipo de talude a ser analisado.

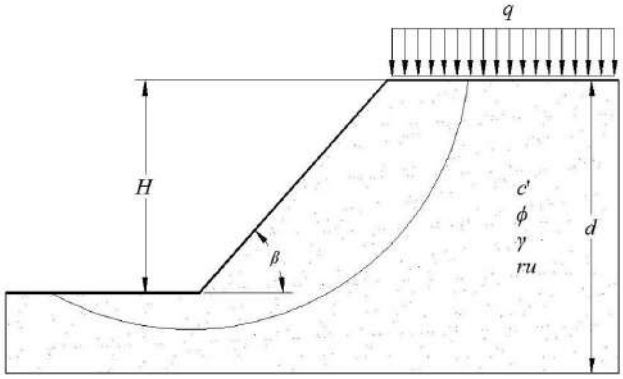


Figura 2. Parâmetros utilizados nas análises (Autor, 2022).

Os casos analisados e, posteriormente, formulados via equação usando RNA totalizaram 1800. Inicialmente, foram escolhidos 300 casos de taludes com distintas propriedades geométricas (inclinação β, altura H) e distintas propriedades geotécnicas (ângulo de atrito ϕ', coesão c', razão de poropressão ru, peso específico do solo γ) e, adicionalmente cinco casos de carregamento distribuído (sobrecarga q), conforme mostrado na Figura 3.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Investigação do Solo

Com certeza absoluta a investigação do solo é a essência da construção, levando em consideração que toda obra interage com o solo. Neste sentido, a NBR 11682/2009 no seu capítulo 5, subitem 5.6, considera imprescindível que em um estudo de taludes se conheça da forma mais fiel possível características como topografia, estratigrafia e as propriedades geomecânicas do talude.

2.2 Fator de Segurança

Há uma gama de métodos para se fazer a análise de estabilidade de um talude, dentre os quais se destacam, por diversos fatores, os chamados métodos determinísticos. Dentre esses fatores pode-se citar o fato de já serem utilizados há anos na geotecnia e por sua ampla aceitação. Esses métodos basicamente fazem uma relação entre tensões, originando um coeficiente conhecido como fator de segurança.

A NBR 11682:2009 define o fator de segurança como o "valor da razão entre a resistência (tensão cisalhante máxima disponível) e a resistência mobilizada (tensão cisalhante atuante ao longo da superfície de ruptura)", conforme ilustra a Figura 3.

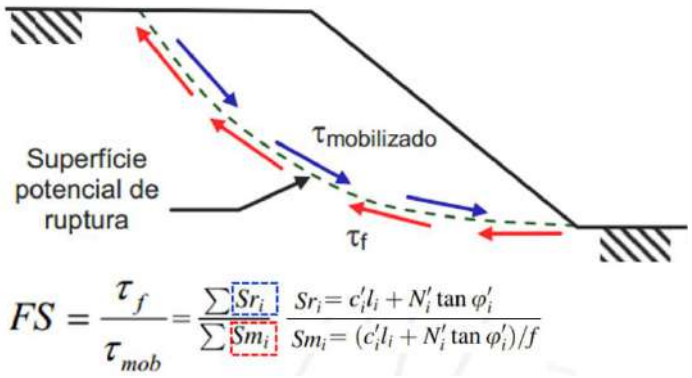


Figura 3. Superfície potencial de ruptura e Fator de Segurança (Gerscovich, 2016).

Há também outros fatores de segurança na norma que são válidos para todos os tipos de carregamentos identificados pelo projetista e têm a finalidade de cobrir as incertezas naturais das diversas etapas de projeto e construção, variando conforme a situação e o potencial de ruptura do talude (NBR 11682, 2009). A norma ainda ressalta que, no caso de grande variabilidade dos resultados de ensaios geotécnicos, os fatores de segurança mínimos admissíveis devem ser majorados em 10% ou, alternativamente, ser usado um enfoque probabilístico.

2.3 Método Teórico de Spencer

Conhecer as variáveis que participam ativamente dos processos envolvendo a análise da estabilidade de taludes é imprescindível, haja vista toda a carga de importância demonstrada até aqui. Neste sentido, foram vários os estudos realizados com o intuito de conhecê-las e quantificá-las. Neste tópico será apresentado o método de Spencer (1967) por ser ele o método utilizado neste trabalho como premissa para a validação dos resultados. É um método dito rigoroso, em que momentos e forças (incluindo entre fatias) são levados em consideração em termos de equações da estática usadas em sua avaliação. As principais hipóteses dos métodos de equilíbrio limite são:

- O solo se comporta segundo um modelo rígido-perfeitamente-plástico do tipo Mohr-Coulomb;
- A massa de solo encontra-se em condições iminentes de ruptura generalizada;
- O fator de segurança é único ao longo da superfície de ruptura;
- O fator de segurança das componentes coesiva e de atrito da resistência é igual para todos os solos envolvidos.
- Postula-se um mecanismo de ruptura, isto é, arbitra-se uma determinada superfície potencial de ruptura (circular, planar, etc). O solo acima da superfície é considerado como corpo livre;
- O equilíbrio é calculado pelas equações da estática (Somatório de Forças – verticais, horizontais e Momentos 0). O equilíbrio de forças é feito subdividindo-se a massa de solo em fatias e analisando o equilíbrio de cada fatia.

Em 1967, E. Spencer cria um método capaz de auxiliar na análise de estabilidade de taludes. Este método se encaixa na classificação dos "rigorosos" por satisfazer todas as três equações de equilíbrio bidimensional, sem deixar de lado as forças interlamelares apresentando um nível satisfatório.

Em resumo, o seu método determina dois fatores de segurança, Ff e Fm, calculados em termos do equilíbrio das forças e do equilíbrio de momentos respectivamente, tendo como pressuposto base que as forças são paralelas entre si e somando as resultantes das forças Xi, Yi, Xi+1 e Yi+1 de interação entre as fatias, encontra-se o Qi com inclinação igual a θ, como mostra a Figura 4.

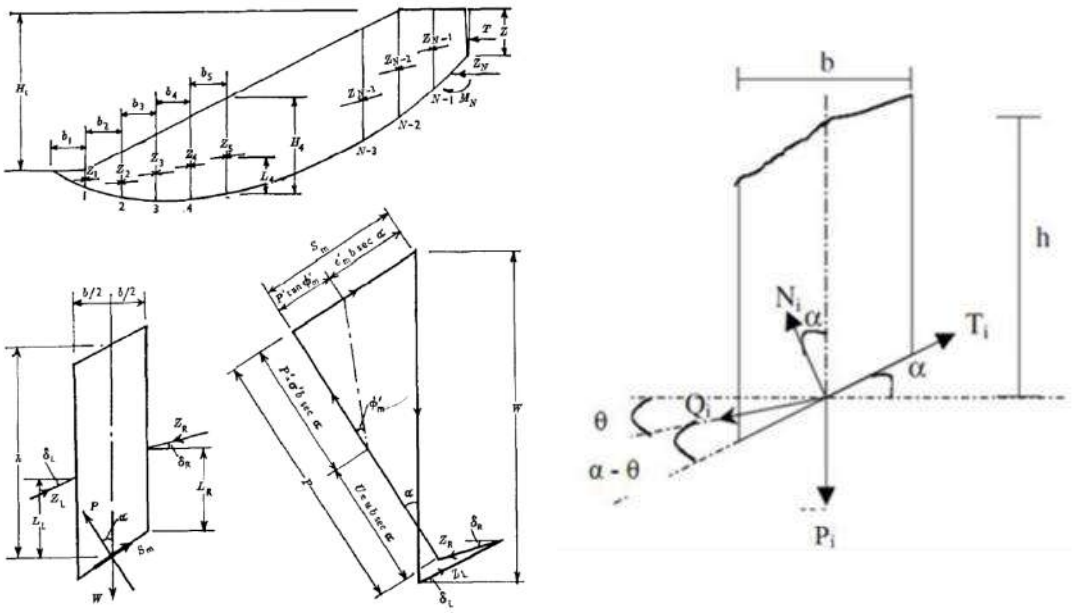


Figura 4. Método de Specer (Marangon, 2004).

Calcula-se o equilíbrio das forças logo na base da fatia na direção normal e na direção tangencial, definindo-se o valor de Qi. Para que haja equilíbrio, a resultante das forças interlamelares (Q) passa pelo ponto de intersecção das demais forças atuantes na fatia (W, N e S).

A partir das equações de equilíbrio de forças nas direções paralelas e normais à base da fatia, calcula-se a resultante Q, conforme a Equação 1, cuja magnitude depende das características geométricas e parâmetros geotécnicos de cada fatia, bem como do valor adotado para a inclinação das forças interlamelares (θ). Em termos de razão de poropressão (ru), assumida constante em todo o talude, a expressão para o cálculo da resultante Q é definida por:

$$Q = \gamma H b \left\{ \frac{\frac{c'}{FS\gamma H} + \frac{1}{2}\frac{h}{H}\frac{\tan\phi'}{FS}\left[1 - 2r_u + 2\cos\alpha\right] - \frac{1}{2}\frac{h}{H}\operatorname{sen}(2\alpha)}{\cos\alpha.\cos(\alpha-\theta)\left[1 + \frac{\tan\phi'}{FS}\tan(\alpha-\theta)\right]} \right\} \quad (1)$$

A equação resultante Q também incorpora o FS, sendo ainda necessário usar um processo iterativo para o cálculo do FS final.

3 METODOLOGIA

3.1 Apresentação de Dados

A equação proposta a seguir foi desenvolvida a partir da coleta de dados que foram gerados através da determinação das faixas de valores típicos para cada parâmetro de entrada, conforme dados da Tabela 1, em um total de 1800 casos analisados.

Tabela 1 - Valores dos parâmetros de entrada (Fonte: Autor, 2022)

Altura do talude H (m)	**Inclinação do talude β (graus)**	**Coesão c' (kPa)**	**Ângulo de atrito ϕ' (graus)**	**Peso específico γ (kN/m³)**	**Razão de poropressão (ru)**	**Sobrecarga (q)**
3	15	0	20	15	0	0
4	20	5	25	16	0,25	5
5	25	10	28	18	0,5	10
6	30	12	30	20		15
7	33	15	33	22		25
8	35	18	35			50
9	40	20	40			100
10	45	25	45			
12	50	30	50			
15	55	40				
20		50				
30		60				
50						

A preparação dos dados constou das etapas de inserção das coordenadas para cada talude, conforme Figura 5, em que são mostrados três casos distintos (dentre os 1800). Posteriormente, foi feita a análise usando o software *Slide* (Rocscience). A Figura 6 mostra um caso específico como exemplo.

Os métodos de Bishop, Spencer e Morgentern & Price foram analisados. O presente trabalho usará os resultados obtidos pelo método rigoroso de Spencer na validação do FS via rede neural.

Figura 5. Dados dos talude (Autor, 2022).

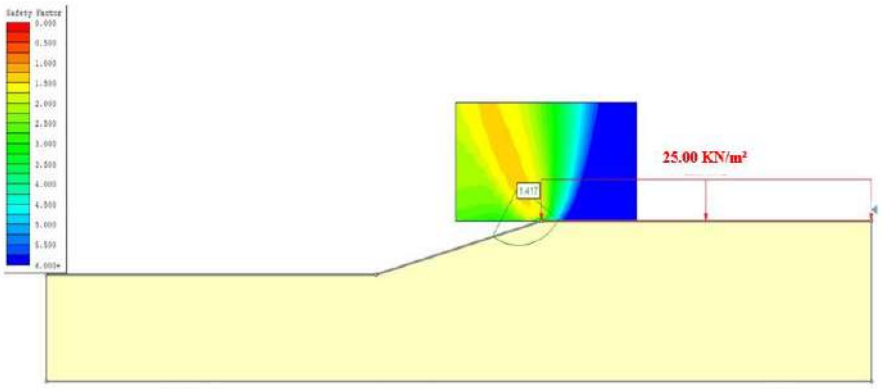


Figura 6. Análise do FS com o software *Slide* (Autor, 2022).

3.2 Arquitetura da Rede Neural Proposta

Após as etapas preliminares para a obtenção de dados, iniciou-se o processo para o desenvolvimento da RNA, executada no software MATLAB com repetidos testes para a definição da estruturação mais adequada, onde foram definidas como variáveis de entrada os parâmetros presentes na Tabela 1, comumente utilizados nas metodologias para o cálculo de fator de segurança de taludes, sendo eles: peso específico do solo, coesão, ângulo de atrito, inclinação do talude, altura do talude, razão de poropressão e sobrecarga.

A arquitetura mais exitosa ficou definida com a composição de sete parâmetros de entrada e uma camada intermediária (oculta), formada por cinco neurônios. O número de camadas ocultas foi fixado em uma unidade, pois esta formação é indicada para a solução de problemas linearmente separáveis, assim como o objeto deste estudo. O número de neurônios adotado foi determinado após diversas tentativas, variando entre os valores dentro da faixa do número de entradas (sete) e o de saída (uma).

O algoritmo utilizado na implementação do modelo foi o *feed-forward backpropagation*, com otimização bayesiana e as funções de ativação das camadas intermediária (fn1) e de saída (fn2) foram fixadas como tangente-hiperbólica e identidade, respectivamente. Do conjunto analisado, delimitou-se 70% dos casos para o processo de treinamento da RNA, e os demais igualmente divididos para a validação e teste. É importante ressaltar que a RNA desenvolvida é condicionada e treinada com a faixa de dados definidos previamente (Tabela 1), de tal forma que dados fora do *range* gerarão resultados menos precisos.

3.3 Método Proposto

Após o treinamento, validação e teste da RNA, com a arquitetura especificada no item anterior (3.2), efetuados com software MATLAB, obteve-se os pesos das conexões entre camadas, conforme Tabela 2.

Tabela 2 - Pesos de conexão entre camadas da RNA, acrescidos da constante de normalização

	Peso (*weight*)								**Viés (*bias*)**	
	w_{ik}							**w_k**	**b_{hk}**	**b_0**
	H	**β**	**c'**	**ϕ'**	**γ**	**r_u**	**q**	**FS**		
Neurônio oculto 1 (k = 1)	-2,414155	-0,0834	0,3123	0,0372	-0,09114	0,0013525	-0,422	51,67148994	-5,1916825	6,966931115
Neurônio oculto 2 (k = 2)	-0,132775	-0,0666	0,1188	0,2061	-0,02702	0,0270475	-0,1065	8,005181889	-1,0238775	
Neurônio oculto 3 (k = 3)	0,09682	0,0378	-0,0813	-0,2043	0,01673	-0,072125	0,1255	10,82662539	1,326865	
Neurônio oculto 4 (k = 4)	-0,97008	-0,0678	-1,1016	0,003	-0,116585	-0,0527125	-0,13	-52,23477167	-4,7402075	
Neurônio oculto 5 (k = 5)	0,03149	-0,8624	0,0465	0,31335	0,0154	-0,168615	-0,0585	11,44219814	-2,751885	

Com os pesos das conexões pode-se estruturar a RNA para obter-se a expressão da equação proposta conforme o algoritmo *feedforward*, originando a expressão:

$$FS = 133{,}51913.\mathrm{H}_1 + 20{,}68539.\mathrm{H}_2 + 27{,}976.\mathrm{H}_3 - 134{,}97465.\mathrm{H}_4 + 29{,}56664.\mathrm{H}_5 + 20{,}93355 \quad (2)$$

$$H_1 = \tanh(-0{,}10273.H - 0{,}00417.\beta + 0{,}01041.c' + 0{,}00248.\phi' - 0{,}02604.\gamma + 0{,}00541.r_u - 0{,}00844.q - 1{,}8201) \quad (3)$$

$$H_2 = \tanh(-0{,}00565.H - 0{,}00333.\beta + 0{,}00396.c' + 0{,}01374.\phi' - 0{,}00772.\gamma + 0{,}10819.r_u - 0{,}00213.q - 1{,}13503) \quad (4)$$

$$H_3 = \tanh(0{,}00412.H + 0{,}00189.\beta - 0{,}00271.c' - 0{,}01362.\phi' + 0{,}00478.\gamma - 0{,}2885.r_u + 0{,}00251.q + 1{,}56773) \quad (5)$$

$$H_4 = \tanh(-0{,}04128.H - 0{,}00339.\beta - 0{,}03672.c' + 0{,}0002.\phi' - 0{,}03331.\gamma - 0{,}21085.r_u - 0{,}0026.q - 1{,}63409) \quad (6)$$

$$H_5 = \tanh(0{,}00134.H - 0{,}04312.\beta + 0{,}00155.c' + 0{,}02089.\phi' + 0{,}0044.\gamma - 0{,}67446. - 0{,}00117.q - 1{,}91013) \quad (7)$$

4 CONCLUSÃO

O presente estudo soma-se a outros na literatura mundial na confirmação do desempenho exitoso das RNAs em problemas relacionados a engenharia geotécnica de taludes. Suas funções de aprendizado, com auto correções sucessivas, por meio da adaptação dos pesos sinápticos de cada uma das entradas, garantem o aperfeiçoamento contínuo do sistema da rede. Isto torna-a muito útil na solução de problemas na área geotécnica, que trata de problemas complexos - como a estabilidade de taludes - de modo eficiente e eficaz.

Por fim, os resultados demonstraram a viabilidade da utilização da equação sugerida em substituição ao método rigoroso proposto por Spencer, de maneira a permitir sua aplicação de modo simplificado, com o uso de uma ferramenta rápida e usada facilmente pela comunidade geotécnica na determinação do Fator de segurança de Taludes simples ou àqueles em que as condições de variabilidade estratigráfica sejam pequenas, com o ou sem o uso de sobrecarga. A Equação sugerida neste trabalho não deve sofrer qualquer modificação quanto a faixa de dados para sua aplicação (Tabela 2), bem como no número de algarismos significativos das Equações usadas, devendo ser usada exatamente conforme mostrado nas Equações 2 a 7, mostradas anteriormente. A resposta do FS segue uma função densidade de probabilidade lognormal, o que condiz com vários trabalhos que confirmam este mesmo tipo de função.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abramson, L.W., Lee, T. S., Sharma, S., Boyce, G. M. (1996). *Slope Stability and Stabilization Methods*. NY: Jhon Wiley.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Bishop, A. W., Morgenstern, N. R. (1996). *Stability Coefficients for Earth Slopes.* Geotechnique.

Box, G., Tiao, C. (1973). *Bayesian inference in statistical analysis. International Statistical Review*. Disponível em: < https://www.semanticscholar.org/paper /Bayesian-inference-in-statistical-analysis-Box-Tiao/a205103d4f25ae39f417bac7bd5142302d 7f448c >. Acesso em: 10 abr. 2021

Braga, A. D. P., Carvalho, A. P., Ludermir, T. B. (2000). *Redes neurais artificiais: Teoria e aplicações.* Rio de Janeiro: Editora Livros Técnicos e Científicos.

Chung, Y., Kusiakb, A. (1944). *Grouping parts with a neural network. ScienceDirect*. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/0278612594900345.>. Acesso em: 11 abr. 2021.

Corrêa, V. A. (2019). *Aplicação da técnica de rede neural artificial para a determinação do fator de segurança de taludes simples em substituição ao método gráfico de Michalowski. Trabalho de Conclusão de Curso. UFPA.*

Cruden, D. M., Varnes, D. J. (1996) Landslide Types and Processes. In: Turner, A. K.; Shuster, R. L. (eds.), Landslides Investigation and Mitigation, Transportation Research Board Special Report 247, Washington D. C. National Research Council, p. 36 - 75.

Cunha, M. A. (1991) *Manual de Ocupação de Encostas*. São Paulo, p. 216.

Gersovich, D. M. S. (2016). *Estabilidade de taludes.* São Paulo, Oficina de Textos.

Marangon, M. (2004) Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra. UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA, Faculdade de Engenharia, Departamento de Transportes e Geotecnia. Material didático ou instrucional. 25 p.

Negrão, A., Campanha, G. (2018) *Processos em Encosta*. Disponível em: < https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/2108078/mod_resource/content/2/Processos%20em%20encostas .pdf>. Acesso em: 01 fev 2022.

Park. H. I. Study for Application of Artificial Neural Networks in Geotechnical Problems. Artificial Neural Networks, 2011.

Pinto, C. S. Curso básico de mecânica dos solos. São Paulo: Ed. Oficina de Textos, Vol 3, 2006.

Skempton, A. W., Hutchinson, J. Stability of Natural Slopes. (1969). Disponível em: <https://pdfcoffee.com/qdownload/skempton-amp-hutchinson-1969-stability-of-natural-slopes-pdf-free.html>. Acessado em: 05 jan 2022.

Spencer, E. (1967) A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. Géotechnique, Vol. 17.

Terzaghi, K. (1950) Mechanisms of Landslides. Geotechnical Society of America, Berkeley. Disponível em: <https://pubs.geoscienceworld.org/gsa/books/book/750/chapter/3902883/Mechanism-of-Landslides>. Acessado em: 18 dez 2021

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/175

Aplicação da Técnica de Solo Grampeado para Estabilização de um Talude após um Evento de Ruptura

Jordana Furman
Engenheira Geotécnica, Head5 Engenharia, Curitiba, Brasil, jordana.furman@head5.com.br

Lucas Ghion Zorzan
Engenheiro Geotécnico, Head5 Engenharia, Curitiba, Brasil, lucas.zorzan@head5.com.br

Paulo Cezar da Silva Junior
Geólogo, Head5 Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, paulo.cezar@head5.com.br

Marcelo Rossi Campos
Engenheiro Civil, Head5 Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, marcelo.rossi@head5.com.br

RESUMO: Movimentos de massa em encostas de grandes inclinações são fenômenos frequentes, cuja importância do ponto de vista da engenharia é maior quando próximos a obras de infraestrutura significativas. Esse fenômeno pode ser desencadeado por fatores decisivos que intensificam a instabilidade de uma encosta, como escavações no terreno natural existente, que podem desestabilizar a massa de solo, eventos pluviométricos ou características hidrogeológicas particulares das massas. Este artigo apresenta o estudo de estabilização geotécnica de uma encosta localizada em uma região de inclinação acentuada, com mais de 200 m de altura, onde está instalado o circuito de alta pressão de uma Usina Hidrelétrica Brasileira. Esta é uma encosta geotecnicamente complexa, com a presença de três formações geológicas distintas típicas das encostas no estado do Paraná: a Formação Serra Geral, a Formação Botucatu e a Formação Pirambóia. Os projetos de estabilização foram desenvolvidos com o objetivo de minimizar impactos na operação do empreendimento, garantindo a segurança necessária durante sua vida útil. A técnica de estabilização adotada envolveu o uso de uma solução mista para contenção da encosta após os cortes necessários para a construção de estruturas associadas à Usina. A solução mista para estabilização de encostas consistiu no uso da técnica de solo grampeado associada a muro de gabião, que proporcionou o atendimento dos critérios de segurança estabelecidos. Este é um estudo de estabilização desafiador do ponto de vista geotécnico, realizado em uma encosta cuja segurança possui significativa importância técnico-econômica. Além dos aspectos teóricos que guiaram o desenvolvimento do projeto, são apresentados aspectos práticos relacionados à execução de obras em encostas íngremes, bem como as técnicas de controle tecnológico, especialmente no que diz respeito aos testes de arrancamento. Dado que o solo grampeado foi realizado em material predominantemente arenoso, com textura variada e às vezes encontrado em estado altamente friável, a definição de tensões de arrancamento desempenhou um papel único no projeto da solução. Para alcançar o objetivo do estudo proposto, foi necessário avaliar o levantamento topográfico da área de estudo, antes e depois do movimento de massa, o que permitiu retroanálises bastante assertivas da cinemática do movimento observado em campo.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Encostas, Contenções, Ensaios de Arrancamento.

ABSTRACT: Mass movements on steep slopes are frequent phenomena, whose engineering significance is greater when they occur near significant infrastructure projects. This phenomenon can be triggered by decisive factors that intensify the slope instability, such as excavations in the existing natural terrain, which can destabilize the soil mass, rainfall events, or specific hydrogeological characteristics of the masses. This article presents a study on the geotechnical stabilization of a slope located in a region with steep inclinations, over 200 meters high, where the high-pressure circuit of a Brazilian Hydroelectric Plant is installed. This is a geotechnically complex slope, with the presence of three distinct geological formations typical of slopes in the state of Paraná: the Serra Geral Formation, the Botucatu Formation, and the Pirambóia Formation. Stabilization projects were developed with the aim of minimizing impacts on the operation of the project, ensuring the necessary safety during its lifespan. The stabilization technique adopted involved the use of a mixed solution

for slope containment after the necessary cuts for the construction of structures associated with the plant. The mixed solution for slope stabilization consisted of using the soil nailing technique associated with gabion wall, which met the established safety criteria. This is a challenging geotechnical stabilization study, conducted on a slope whose safety is of significant technical and economic importance. In addition to the theoretical aspects that guided the project's development, practical aspects related to the execution of works on steep slopes are presented, as well as technological control techniques, especially regarding pull-out tests. Since the soil nailing was performed on predominantly sandy material, with varied texture and sometimes found in a highly friable state, the definition of pull-out stresses played a unique role in the solution design. To achieve the goal of the proposed study, it was necessary to evaluate the topographic survey of the study area, before and after the mass movement, which allowed for quite assertive retro-analyses of the kinematics of the observed movement in the field.

KEYWORDS: Slope Stability, Retaining Structures, Soil Nail, Back Analisys

1 INTRODUÇÃO

Taludes naturais têm sua estabilidade condicionada por diversos fatores: os parâmetros de resistência dos litotipos constituintes, fatores hidrogeológicos relacionados às condições de fluxo, influência da pluviometria e ações humanas, tais como obras de engenharia. As condições geométricas são, de forma geral, desfavoráveis, se tratando de taludes com condições de segurança muito próximas do equilíbrio limite.

Como apresentado por Gerscovich (2016), os taludes naturais são sempre sujeitos a problemas de instabilidade uma vez que as forças gravitacionais contribuem naturalmente para a deflagração de movimentos de massa. É comum observar ocorrência de instabilidades em taludes que se mantiveram estáveis por muitos anos, sendo os fatores que alteraram o estado de tensões na massa foco de estudos específicos há muito tempo, em especial nas regiões de solos tropicais no Brasil. As consequêncis associadas às rupturas variam a depender de sua localização, sendo maiores quando localizados próximos a regiões de ocupação humana ou implantação de importantes obras de infraestrutura.

Lu e Godt (2013) separam as condicionantes de estabilidade de encostas em “causas” e “gatilhos”. Dentre as causas, pode-se citar fatores morfológicos, geológicos ou topográficos, por exemplo, os quais tornam o local susceptível a um determinado evento. Dentre os gatilhos, cita-se fatores como alterações geométricas, alterações nos regimes de fluxo ou solicitações não previstas. A maior diferença entre as duas categorias se encontra na escala de tempo em que os processos ocorrem, sendo que os gatilhos são, em alguns casos, impossíveis de precisar. Em outros casos, é possível estabelecer hipóteses razoáveis para o fenômenos. Interessante exemplo é apresentado por Gerscovich et al. (1997), os quais avaliaram numericamente o regime de fluxo associado à uma instabilidade ocorrida na cidade do Rio de Janeiro em novembro de 1988 após intensos eventos pluviométricos, levando em consideração, inclusive, a possibilidade de avanço de frentes de saturação provenientes das fraturas do maciço rochoso.

Este artigo apresenta o estudo de caso de uma instabilidade observada em uma encosta de elevada declividade, com foco para a descrição do mecanismo detectado e a solução para estabilização.

2 ÁREA DE ESTUDO E DESCRIÇÃO DO EVENTO DE RUPTURA

A região de estudo faz parte do empreendimento de uma Pequena Central Hidrelétrica (PCH) localizada na região central do estado do Paraná. A região da PCH tem topografia bastante acidentada e com taludes íngremes.

O talude foco desse estudo está localizado na direita hidráulica do Conduto Forçado da PCH. Devido a alterações na metodologia construtiva do Conduto Forçado, a qual passou a utilizar guindaste, foi necessário disponibilizar áreas para patolagem dos equipamentos. Esta necessidade demandou a definição de local e conformação de uma área específica para realização a operação, de modo a permitir a formação de um platô para o posicionamento do equipamento.

Como a etapa para execução do platô e patolagem do equipamento era provisória e necessitava de agilidade para o atendimento ao cronograma da obra, foi definida uma solução de terraplenagem, ou seja, um retaludamento e a execução de um aterro para permitir o posicionamento do guindaste.

Após a finalização dos trabalhos de içamento das estruturas do Conduto Forçado e desmobilização do equipamento, foi elaborado o projeto executivo para estabilização do talude de escavação executado no local. O projeto inicial de estabilização previa a execução do solo grampeado na região inferior do talude, apenas na região em que havia sido realizada a escavação para execução do platô para patolagem do guindaste.

Com o início dos trabalhos de execução dos tratamentos, foram observadas algumas anomalias na região do talude da direita hidráulica do Conduto Forçado. Observou-se o aparecimento de trincas na região superior do talude de corte, manifestada por um abatimento de aproximadamente 50 cm na crista do talude, evidenciando a ruptura do talude. Frente a esse evento, os trabalhos de execução dos tratamentos foram paralisados e o projeto para estabilização do talude precisou ser reavaliado, conforme será apresentado ao longo deste trabalho.

Previamente ao evento de ruptura, haviam sido executados alguns chumbadores dos 160 previstos no Projeto Executivo, o qual previa a execução de solo grampeado. Também havia sido executada a primeira camada de concreto projetado, contudo a mesma apresentou-se seriamente comprometida em função da trinca/mobilização ocorrida na região da crista do talude. Dado o grau de comprometimento, os tratamentos executados foram desconsiderados no projeto de estabilização da encosta.

Após o evento de ruptura e a reavaliação das análises de estabilidade, constatou-se a necessidade de ampliar a região de tratamentos, conforme região destaca em vermelho na Figura 1.

Destaca-se que o talude em questão apresenta uma inclinação acentuada e muitas interferências que limitavam as soluções para estabilização do ponto de vista executivo. Observa-se, por exemplo, na Figura 1 que no platô foi executada uma torre de transmissão muito próxima ao pé do talude escavado. Soluções de retaludamento se mostraram inviáveis, uma vez que a região afetada está delimitada pelas estruturas dos condutos forçados e situada em uma encosta de elevada declividade.

Figura 1. Vista do talude após o evento de ruptura e após a execução parcial do solo grampeado.

3 GEOLOGIA LOCAL

A PCH está localizada na porção Centro-Oeste do Paraná cuja a área é marcada pela presença de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral e rochas sedimentares do Grupo São Bento, além das coberturas recentes. A área alvo deste artigo permite a fácil visualização dos contatos litológicos entre essas unidades ao longo do acesso a Casa de Força da PCH.

Da base para o topo, tem-se as Formações Pirambóia e Botucatu (Grupo São Bento), sotopostas pela Formação Serra Geral e por coberturas cenozóicas recentes. A Formação Pirambóia contém arenitos esbranquiçados, amarelados ou avermelhados, de granulação fina a média, mal selecionados e com intercalações de material silto-argiloso, com estratificações cruzadas. A Formação Botucatu é constituída de arenitos rosados e avermelhados, de granulação predominantemente fina, com grãos bem selecionados e arredondados, com estratificações cruzadas plano-paralelas e acanaladas. O contato desta unidade com os derrames basálticos é gradual, com intercalações de arenito intertrapiano que exibem feições de metamorfismo de contato.

A Formação Serra Geral é representada por derrames basálticos que afloram em toda região centro-oeste do Estado do Paraná, no chamado Terceiro Planalto Paranaense, exceto o extremo noroeste do Estado. Os basaltos são rochas de composição básica (baixo teor de sílica) que, nas variedades maciças, apresentam coloração cinza escura a preta. Por fim, tem-se as coberturas cenozóicas recentes, constituídas por materiais soltos, tais como blocos de rocha e sedimentos, recobrindo boa parte das encostas e das margens e leito do rio. Ao sopé das escarpas há grande quantidade de blocos de rocha (predominantemente de basalto) em meio ao solo, possivelmente um depósito de tálus. Estes depósitos recobrem os arenitos nas cotas inferiores, junto ao leito do curso de água principal, e chegam a espessuras de 5,00 m.

O arenito friável da Formação Pirambóia ocorre por toda a área da Casa de Força e Canal de Fuga da PCH, cujo contato com a formação sobreposta se dá por volta da elevação 637,00 m. O arenito intemperizado apresenta granulometria de areia muito fina, matriz siltosa, cor branco acinzentada, sendo maciça. A rocha é facilmente escavável com a concha da escavadeira, mas apresenta uma coesão aparente. Em amostra de mão, a rocha não se esfarela facilmente à pressão dos dedos. A Figura 2–a apresenta a vista geral da área da Casa de Força da PCH, durante as escavações obrigatórias no local, com destaque ao paredão de afloramentos areníticos do Grupo São Bento e rochas vulcânicas da Formação Serra Geral em elevações superiores, recobertas pela vegetação. Na Figura 2–b, esse limite de contato é facilmente notado na estrada de acesso à casa de força. O traço vermelho ilustra o contato geológico aproximado, da base para o topo, entre os arenitos do Grupo São Bento e os basaltos da Formação Serra Geral.

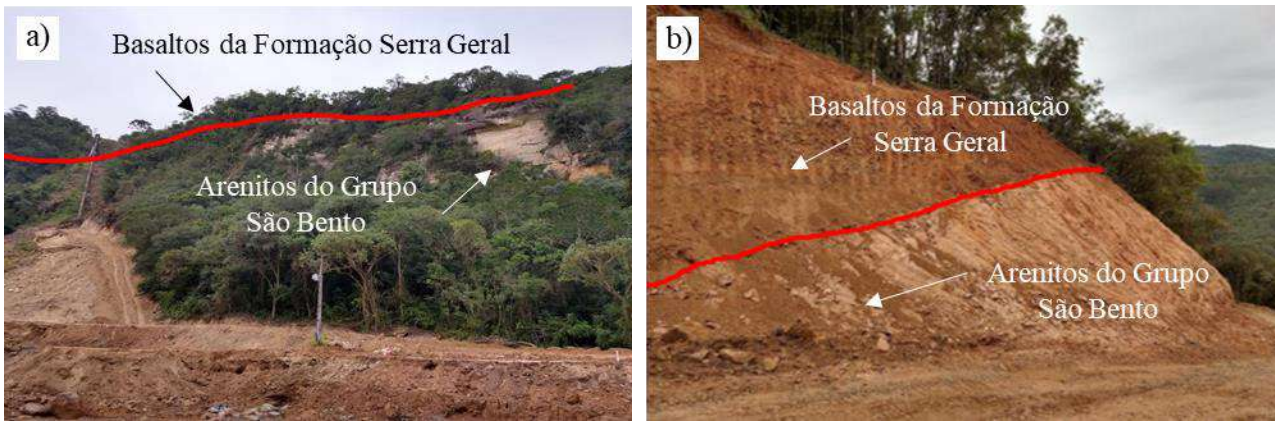


Figura 2. (a) Vista geral da área da Casa de Força/Conduto Forçado da PCH, durante as escavações obrigatórias no local. (b) Detalhe do contato entre Formação Serra Geral (basaltos, acima) e Grupo São Bento (arenitos, abaixo), na estrada de acesso à Casa de Força.

4 CONDIÇÕES TOPOGRÁFICAS

Para elaboração do Projeto Executivo inicial, contendo as soluções de engenharia para estabilização do talude, foi utilizado o levantamento primitivo de 2021, com a atualização do levantamento topográfico realizado ao final do ano de 2022. Após o início dos trabalhos de execução dos tratamentos (ano de 2023) e a deflagração do evento de ruptura, foi realizado novamente o levantamento topográfico da região de estudo, abrangendo também a parte superior do talude de corte. Para comparação entre os levantamentos topográficos, a Figura 3 apresenta a seção transversal típica utilizada para as análises efetuadas neste documento.

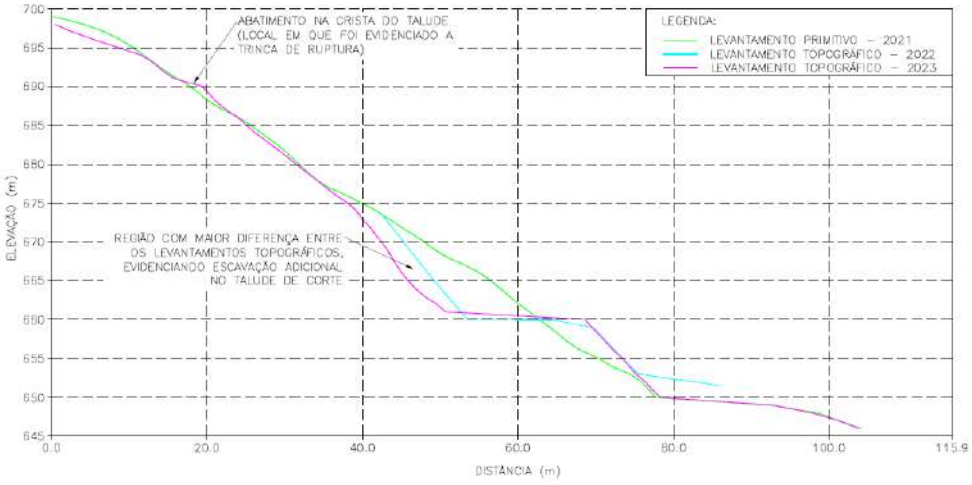


Figura 3. Comparativo entre levantamentos topográficos na região de estudo.

Observou-se em campo que houveram alterações da geometria do talude durante o período de obras, com escavação adicional principalmente na região próxima do pé do talude de corte, o que foi corroborado pelo comparativo entre os levantamentos topográficos. Esta situação pode ter sido um dos gatilhos para o evento de ruptura, uma vez que a remoção de massa no pé do talude é desfavorável para a estabilidade global da encosta. Adicionalmente, à época da ruptura ocorreram intensas chuvas no local, conforme observações realizadas em campo, uma vez que não foram realizados registros da intensidade da chuva devido à ausência de pluviógrafos na região de estudo. A ocorrência de chuvas intensas pode levar à perda de sucção do solo e significativa redução da coesão aparente, podendo conduzir à instabilização. A hipótese de que estes dois mecanismos atuaram no evento foi considerada nos estudos, embora as análises de estabilidade indiquem que as alterações geométricas tiveram forte impacto nos fatores de segurança.

5 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Por se tratar de uma região de difícil acesso, não foram realizadas sondagens a percussão e coleta de amostras indeformadas para realização de ensaios de laboratório na região da encosta alvo do estudo. Desse modo, os parâmetros geomecânicos adotados nas análises de estabilidade foram definidos a partir de estimativas empíricas. A Tabela 1 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais que compõem a estratigrafia do talude e que foram utilizados nas análises de estabilidade. Na região do talude observa-se a presença de uma camada superficial de material coluvionar sotopostas às camadas de arenito friável de resistência muito baixa (R0) a baixa (R1). Na região inferir do talude, foi utilizado para execução do platô um material composto por blocos de diâmetros variados denominado de random. Na Tabela 1 também se apresentam os parâmetros adotados para os materiais a seren utilizados na obra de estabiliazação (aterro compactado e muro de gabião)

Tabela 1. Parâmetros de resistência ao cisalhamento adotados.

Material	Descrição	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
CO	Colúvio	16	5	32
AR-R0	Arenito com resistência muito baixa (R0) e friável	16	10	32
AR-R1	Arenito com resistência baixa (R1) e friável	23	50	35
RANDOM	Material composto por blocos de grandes diâmetros, utilizado no aterro para patolagem do guindaste	20	0	38
AT	Aterro compactado utilizado na estabilização do talude	17	12	28
GABIÃO	Material do muro de gabião	24	93	54

6 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DOS CHUMBADORES

O ensaio de arrancamento é realizado para definição do parâmetro de adesão na interface solo-chumbador (q_s). O ensaio consiste na execução de um chumbador na face do talude, e posterior aplicação de esforço de tração até que se atinja a capacidade última de carregamento do mesmo. Com base na medição deste esforço, encontra-se o valor real de q_s, para as condições impostas em campo.

A Equação 1, apresentada por Bustamante e Doix (1985), relaciona q_s com a capacidade última de carga obtida através de ensaios de arrancamento, levando em conta a dimensão do contato solo *versus* nata de cimento da bainha do chumbador:

$$q_s = \frac{T_{arranc}}{\pi \, d \, L_{anc}} \tag{1}$$

Sendo:
q_s - resistência de cisalhamento na interface solo-grampo (kPa);
T_{arranc} - carga última de arrancamento aferida no ensaio de campo (kN);
d - diâmetro da perfuração (m);
L_{anc} - comprimento do trecho ancorado do grampo (m).

Para a determinação do parâmetro q_s utilizado em projeto, foram realizados 8 ensaios de arrancamento em chumbadores de teste em regiões representativas do talude em estudo. Os ensaios foram realizados em material predominantemente arenoso, predominante na encosta em questão, tratando-se de um arenito altamente friável, com características geotécnicas de solo residual. Em função desta característica, especial atenção se deu para a definição do parâmetro de adesão da nata ao substrato do terreno natural uma vez que este parâmetro é essencial para o sucesso ou não de soluções com ancoragem (solo grampeado ou tirantes). Os ensaios de arrancamento foram realizados após a fase de reinjeção, executada em comprimento ancorado de 8 m. A Tabela 2 apresenta os resultados dos ensaios de arrancamento, sendo que o carregamento máximo encontrado para o arrancamento foi então utilizado para determinação de q_s.

Tabela 2. Resultados dos ensaios de arrancamento.

Ensaio	T01	T02	T03	T04	T05	T06	T07	T08
Carga de Ruptura (kN)	104,6	79,2	170,0	96,0	74,9	76,2	129,5	88,5
Adesão na interface solo-chumbador (kPa)	55	42	90	51	40	40	69	47

Os ensaios indicaram valores de adesão solo-chumbador entre 40 e 90 kN/m^2, com valor médio de 54 kN/m^2. Adotou-se para a adesão solo-chumbador o valor mínimo encontrado de 40 kN/m^2. Este valor é consideravelmente alto para materiais terrosos, sendo que esta determinação experimental do parâmetro q_s condicionou a tomada de decisão pela continuidade em soluções de estabilização envolvendo ancoragens.

7 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

As análises de estabilidade foram desenvolvidas a partir do *software Slide 8.0* da *Rocscience Inc*., Toronto - Canadá. As análises de estabilidade foram realizadas utilizando-se o método de Spencer, que considera a atuação das forças normais e cisalhantes entre fatias e calcula o fator de segurança pela teoria do equilíbrio-limite, realizando o equilíbrio das forças e momentos atuantes.

A análise inicial realizada neste trabalho tomou como base as condições geométricas do talude, representada pela seção crítica (Figura 3), e os parâmetros geotécnicos dos materiais apresentados na Tabela 1 e que compõem a estratigrafia do talude e a superfície de ruptura. As análises foram realizadas sem a presença do lençol freático, uma vez que não foram constatadas surgências de água nos taludes de escavação, estimando-se que o nível do lençol freático na encosta é profundo.

Para as condições mencionadas, foi realizada a análise de estabilidade global para a condição do talude previamente a sua ruptura (Figura 4), a qual apresentou um fator de segurança de 1,1 e muito próximo da unidade, valor este coerente para uma encosta em seu estado próximo ao equilíbrio limite. Na sequência foi

verificada a estabilidade do talude para as condições após o evento de ruptura, observando-se um fator de segurança próximo da unidade, já que o talude se encontrava rompido. O resultado da análise (Figura 5–a) indicou que o talude se encontrava em condições próximas ao limite de estabilidade (FS=1,0), corroborando que o mecanismo principal associado a instabilidade foi a escavação realizada no pé. Esta análise de estabilidade permitiu corroborar os parâmetros de resistência inicialmente estimados, os quais se mostraram bastante assertivos na representação do comportamento geotécnico dos materiais.

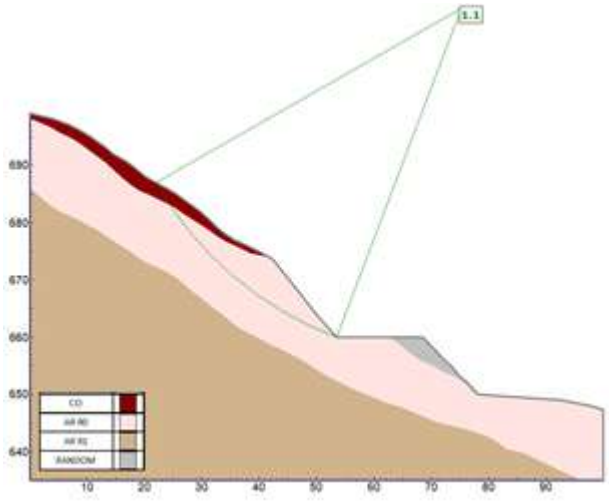


Figura 4. Resultado da análise de estabilidade para a condição do talude previamente ao evento de ruptura.

Dada as condições encontradas, foi imprescindível definir os tratamentos necessários para atender os critérios mínimos de segurança exigidos pelas normas vigentes (Figura 5 – b). A NBR 11682/2009 preconiza que, a depender dos riscos envolvidos, um projeto deve enquadrar-se em uma das classificações de nível de segurança, definidas segundo os riscos de perdas de vidas humanas e perdas materiais e ambientais. Para esta obra, considerou-se que as escavações permanentes demandavam um alto nível de segurança contra danos materiais e ambientais e um alto nível de segurança contra danos a vidas humanas, resultando num FS mínimo de 1,5.

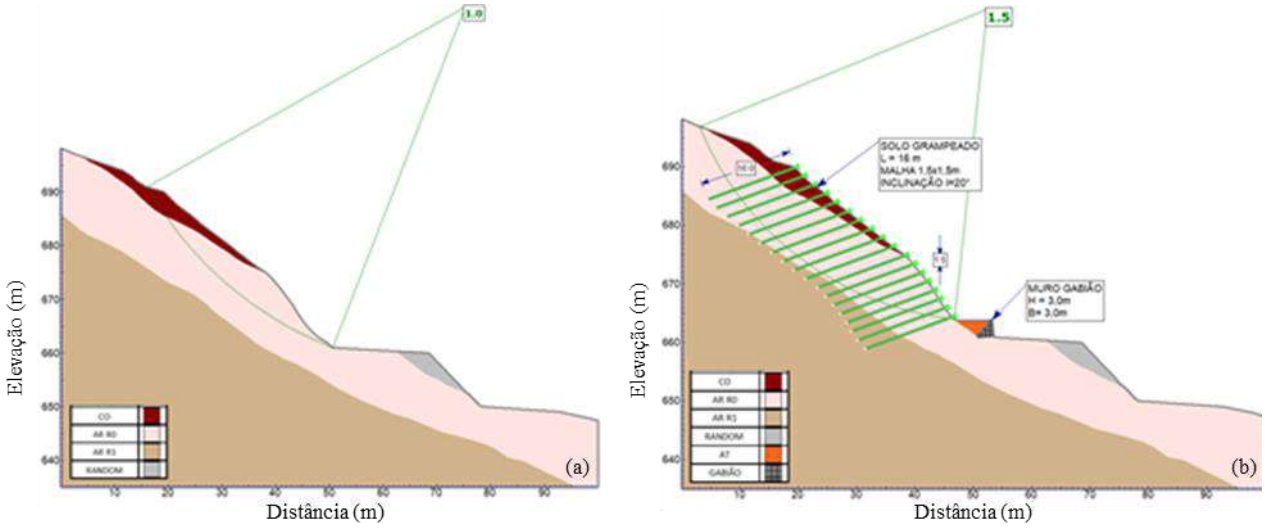


Figura 5. Resultados das análises de estabilidade para (a) condição do talude pós-ruptura e (b) solução de tratamentos propostos para estabilização do talude.

Foi proposta uma solução que atendesse o quesito da estabilidade global do talude, que fosse tecnicamente exequível para as condições locais impostas. A solução técnica adotada foi em solo grampeado e também muro de gabião na parte inferior do talude. A contenção é formada por chumbadores definitivos

com 16,0 metros de comprimento, distribuídos em uma malha de 1,50 x 1,50 m, com inclinação de 20° em relação a horizontal. Os chumbadores foram executados em furos de 75 mm de diâmetro e com uma reinjeção da calda de cimento, além do preenchimento da bainha. Para a solução de tratamentos proposta, o fator de segurança obtido nas análises de estabilidade foi de 1,5, compatível com as especificações da NBR 11.682/2009.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou um estudo de caso de estabilização de uma encosta íngreme, localizada na região do circuito de alta pressão de uma PCH no estado do Paraná. Um evento de ruptura foi identificado nesta encosta após a ocorrência de um intenso período de chuvas e quando algumas intervenções geométricas foram realizadas no talude em questão. Foram realizadas análises de estabilidade para as condições prévias à intervenção inicial, as quais indicaram fatores de segurança ligeiramente superiores à unidade, característicos de taludes naturais. A partir de uma escavação executada no pé da seção crítica do local, identificou-se um evento de ruptura global do talude. As análises de estabilidade realizadas para esta condição conduziram a fator de segurança de 1,0, caracterizando a ruptura. Isso permite concluir que o principal fator de gatilho para o movimento esteja associado à obra de escavação realizada no local, embora os autores não descartem eventual efeito da pluviometria intensa na região à época da ocorrência. Ademais, conclui-se que as análises de estabilidade para as condições pré e pós ruptura foram fundamentais para corroborar os parâmetros geotécnicos adotados.

Se tratando de um projeto de engenharia, destaca-se que as análises de estabilidade realizadas indicaram que o talude nas configurações existentes não atendia aos requisitos mínimos de segurança estabelecidos pela normatização nacional. Para tanto, as soluções propostas consideraram os tratamentos necessários para garantir estabilidade do talude dentro dos requisitos das normas vigentes (NBR 11682/2009). A definição da solução de estabilização dependeu em grande medida da realização de ensaios de arrancamento no material principal que ocorre na encosta, predominante arenoso. Neste sentido, os ensaios executados foram essenciais para que uma solução com solo grampeado, associado a um gabião no pé do talude fossem utilizadas para elevação dos fatores de segurança da encosta.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Bustamante, M., Doix, B. (1985). *Une Méthode Pour le Calcul des Tirants et Micropieux Injectées*. In: Bulletin des Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaus-sées, nº 140.

Gerscovich, D. M. S (2016). Estabilidade de taludes. Oficina de Textos, São Paulo, 2° ed., 192 p.

Gerscovich, D. M. S., E. A. Vargas Jr, and TMP de Campos (1997). *Modelagem tridimensional do regime de fluxo de um talude na cidade do Rio de Janeiro*, Brasil." Anais 3º Simp. Bras. de Solos Nao Saturados (NSAT'97). ABMS, Rio de Janeiro: 281-293 p.

Guidicini, G., Nieble, C. M. (1983) *Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação*, Edgard Blücher, São Paulo, 216 p.

Lu, N., & Godt, J. W. (2013). *Hillslope hydrology and stability*. Cambridge University Press, 458 p.

XX I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/176

Aplicação da Teoria do Caos a Diferentes Geometrias de Taludes mistos

Karen Souza Ferreira
Mestranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - Geotecnia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro-UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, karensouzald@gmail.com

Armando Prestes de Menezes Filho
Professor, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - Geotecnia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro-UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, armando.prestes.filho@uerj.br

Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
Professora, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - Geotecnia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro-UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, sieira@eng.uerj.br

RESUMO: Movimentos de massa são fenômenos que ocorrem frequentemente em encostas naturais, especialmente em regiões montanhosas, exibindo comportamentos destrutivos, com perda de vidas e de bens materiais. A natureza intrincada deste fenômeno dificulta sobremaneira sua previsão, baseada em análises convencionais e utilização de modelos. A Teoria matemática do Caos surge como uma ferramenta promissora para compreender o comportamento imprevisível e, por vezes, totalmente irracional, de certos fenômenos físicos, caracterizados pela interação de muitos agentes em que o comportamento do todo não seja dedutível de suas partes constituintes. Isto conduz a acentuadas não linearidades, extrema sensibilidade às condições iniciais, o que torna a busca por soluções analíticas matemáticas bastante difícil, quando não impossível. Este trabalho visa aprofundar a aplicação desta teoria aos movimentos de massa em taludes rochosos de superfícies mistas (côncavas e convexas), objetivando a análise da estabilização e queda de blocos de geometria irregular, sua evolução dinâmica, sensibilidade às condições iniciais, dentre outros aspectos correlatos. Os resultados desta pesquisa sugerem que o comportamento do sistema instável e as estatísticas daí decorrentes demonstram fortemente que os fenômenos de queda de bloco são função da interação das regiões convexa e côncava, distribuídas ao longo do perfil, bem como sua posição relativa.

PALAVRAS-CHAVE: Teoria do caos, taludes rochosos, sistemas não-lineares, movimentos de massa, sistemas complexos.

ABSTRACT: Mass movements phenomena frequently occur on natural slopes, especially in mountainous regions, exhibiting destructive behavior with loss of lives and goods. The intricate nature of this phenomenon makes it extremely difficult to predict based on conventional analyses and models. The mathematical theory of chaos has emerged as a promising tool for understanding the unpredictable and sometimes totally irrational behavior of certain physical phenomena characterized by the interaction of many agents in which the behavior of the whole cannot be deduced from that of its constituent parts. This leads to significant non-linearities and extreme sensitivity to initial conditions, which makes the search for mathematical analytical solutions very difficult, and sometimes impossible. The aim of this work is to apply this theory to mass movements on rock slopes with mixed surfaces (concave and convex), focusing on analyzing the stabilization and collapse of irregular geometry blocks, their dynamic evolution, sensitivity to initial conditions, among other related aspects. The results here shown suggest that the behavior of the unstable system and the resulting statistics strongly demonstrate that the block fall phenomena are a function of the interaction of the convex and concave regions, distributed along the profile, as well as their relative position.

KEYWORDS: Chaos theory, rock slopes, non-linear systems, mass movements, complex systems.

1. INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes em encostas rochosas é um tema de extrema importância na engenharia geotécnica, uma vez que a ocorrência de movimentos de massa, como quedas e rolamento de blocos, apresenta

um enorme potencial destrutivo. Em razão da complexidade e imprevisibilidade destes fenômenos, que vem desafiando as abordagens tradicionais de análise, sua compreensão é fundamental na mitigação dos riscos associados e adoção de medidas de segurança.

O comportamento dos maciços rochosos depende de uma série de fatores – resistência e deformabilidade da matriz rochosa e das descontinuidades, comportamento dos materiais intemperizados etc. – o que dificulta a identificação de regularidades e reiterações em seus movimentos, muitas vezes imprevisíveis e de discernimento difícil pelos métodos de investigação tradicionais. É neste contexto que a Teoria do Caos emerge como uma ferramenta promissora para investigar e compreender estes fenômenos complexos.

Mais especificamente, esta teoria matemática lida com fenômenos físicos, caracterizados pela interação de muitos agentes, num processo conjunto de cooperação, em que o comportamento do todo não se reduz ao comportamento de suas partes constituintes, levando a acentuadas não linearidades, extrema sensibilidade às condições iniciais, o que torna a busca por soluções analíticas matemáticas bastante difíceis, quando não impossíveis.

Este trabalho visa aprofundar a aplicação desta teoria aos movimentos de massa em taludes rochosos com perfis geométricos côncavos e convexos, analisando a forma dos taludes e os diferentes tipos de quedas e rolamentos de blocos rochosos irregulares que podem ocorrer. Investiga também sua evolução dinâmica, sensibilidade às condições iniciais, dentre outros aspectos de interesse, na esteira da linha de pesquisa inaugurada por Ignácio (2019), contribuindo para um conhecimento mais aprofundado destes complexos fenômenos e resultando em estratégias mais eficazes de prevenção e mitigação de riscos geotécnicos.

2. MÉTODOLOGIA

2.1 Descrição do projeto

A trajetória de queda livre de blocos de rochas pode acontecer de duas formas: rolamento ou repique. Em sua grande maioria, os blocos desprendidos apresentam superfícies irregulares, dificultando a estimativa e previsão de suas trajetórias e comportamentos.

Na linha da pesquisa de Ignácio (2019), Ribeiro (2020) e Araújo (2021), o presente estudo visa entender a queda dos blocos em um talude misto (côncavo e convexo), utilizando-se o software Rocfall e a Teoria do Caos.

O software Rocfall, versão 8.023, disponibilizado pela Rocscience, tem como finalidade simular diferentes quedas de blocos rochosos, possibilitando uma análise estatística 2D das regularidades envolvidas em tais instabilizações.

Apesar do programa fornecer dados relativos à energia, velocidade e altura de salto dos blocos de rocha em queda, esta pesquisa se limitará a analisar as distribuições do número de blocos no pé dos taludes em estudo, encosta abaixo, bem como a estimativa das trajetórias de queda dos blocos de forma qualitativa.

2.2 Características geológicas e modelo adotado

Os parâmetros do material da encosta e dos blocos foram os relativos ao gnaisse facoidal, estudado por Menezes Filho (1993), ao passo que os dados relativos aos coeficientes de restituição normal e tangencial à encosta foram os mesmos utilizados por Ignácio (2019), como mostra a Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros para a modelagem geotécnica das encostas de gnaisse facoidal (Adaptado de Ignácio, 2019)

Material rochoso	Coeficiente de Restituição Normal (CRn)	Coeficiente de Restituição Tangencial (CRt)	Atrito dinâmico	Atrito de rolamento
Gnaisse facoidal	0,35	0,85	0,5	0,15

Para a definição da geometria inicial da encosta rochosa, optou-se por utilizar o caso 02 do estudo apresentado por Ignácio (2019), em razão da forma mais acentuada do perfil, constituído por trechos côncavo

e convexo. Baseado nessa premissa, procedeu-se a um refinamento da superfície do talude rochoso, amenizando as saliências identificadas, de modo a sua aparência a mais natural possível.

A Figura 1 apresenta a superfície selecionada após o processo de refinamento. O talude apresenta, em todas as análise subsequentes, a altura de 45 m, medida da base até o topo, e comprimento da base de 100 m no eixo x. São apresentados três pontos monitorados na análise: Y1 e Y2, que delimitam a região convexa, enquanto Y3 representa o ponto mais saliente desta região do talude, sendo este o escolhido como ponto de referência para medições ao longo do estudo.

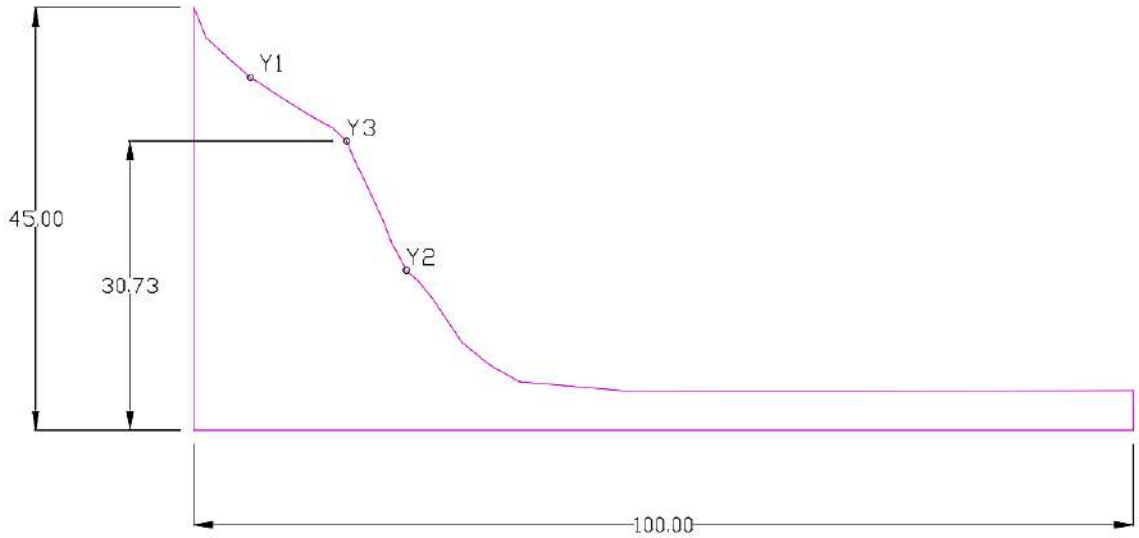


Figura 1 - Modelo inicial de superfície utilizada nas análises

2.3 Software

Os blocos instáveis foram considerados como corpos rígidos e, na configuração de probabilidade, optou-se por utilizar o método de amostragem de Monte Carlo.

Os parâmetros de entrada relativos às velocidades e tempo são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Configuração do projeto no software Rocscience

Analysis method	Rigid Body	
Sampling Method	Monte Carlo	
Number of rocks thrown	Set individually per seeder	
Material properties sampling	per slope segment	
Coefficient of normal restitution scaling	-	
Engine conditions	maximum steps per rock (steps)	20000
	stopped velocity cutoff (m/s)	0,1
	normal velocity cutoff (m/s)	0,1
	maximum timestep (s)	0,01

Em campo, é notório que os blocos, ao se desprenderem do maciço rochoso, podem apresentar diferentes formas e tamanhos. Em seus estudos, Ribeiro (2020) elucida que a forma irregular dos blocos influencia em seu comportamento durante o processo de queda. Assim, na pesquisa realizado por Ignácio (2019) foram modelados três tipos de blocos irregulares, com tamanhos diferentes, de forma que retratasse os fatores recorrentes em campo.

Esta pesquisa utilizou o bloco irregular de tamanho médio (BIM), representado na Figura 2. Nas configurações de *available shapes*, foram inseridos os seguintes dados do bloco: massa de 2700 kg, peso específico de 27 kN/m³ e diâmetro aproximado de 1,00 metro.

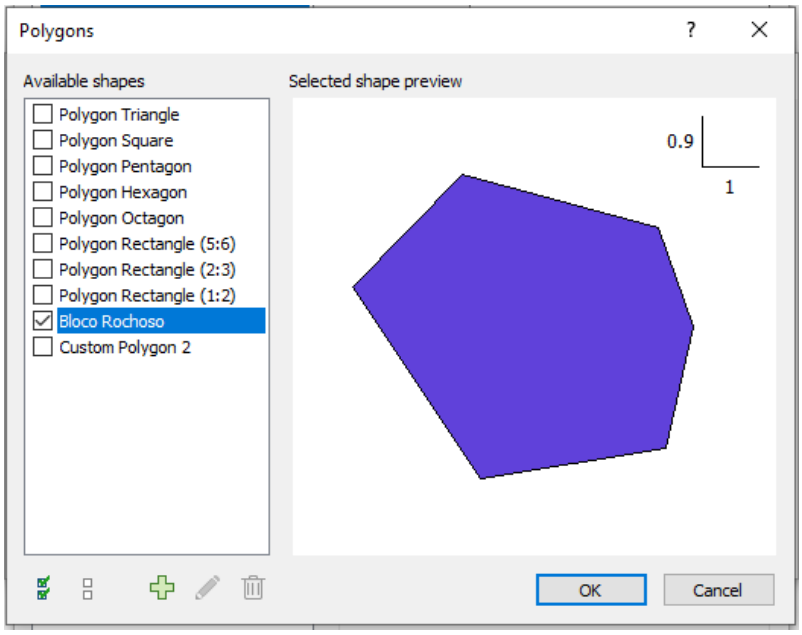


Figura 2-Superfície definida dos blocos por Ignácio (2019)

A altura de lançamento do bloco manteve-se constante no ponto mais elevado do talude, ou seja, situado a 45 m de altura.

2.4 Cenários adotados

As análises de instabilidade consideraram três cenários:

- 1º cenário= talude definido em pesquisas anteriores e refinado na superfície (Figura 1);
- 2º cenário= deslocamento vertical de 10% em relação ao eixo Y, entre os pontos Y1 e Y2;
- 3º cenário= deslocamento vertical de 25% em relação ao eixo Y, entre os pontos Y1 e Y2.

Os deslocamentos verticais de Y1, Y2 e Y3 foram conduzidos tendo por base eventuais prolongamentos (encurtamentos) das partes côncava superior (inferior), como mostrado na Tabela 3.

Tabela 3 Dados utilizados nos cenários

Cenário	**Medidas do eixo Y em relação a base**					
	Variação em Y (%)	**Htotal (m)**	**Hbase (m)**	**Y1 (m)**	**Y2 (m)**	**Y3 (m)**
1	0	45	4,22	37,5	17	30,73
2	10	45	4,22	34,62	17,71	29,96
3	25	45	4,22	30,96	18,53	28,84

Cabe observar que a variação em Y situa-se em torno de 0,77 m a 1,12 m, valores irrisórios se comparados a altura total do talude, que é de 45 m.

2.5 Método de análise dos dados

Os resultados obtidos no software resultaram em gráficos do número de blocos de rocha em função de sua localização ao término do movimento.

De forma a mensurar e quantificar a complexidade dos sistemas, em especial as distribuições probabilísticas mais apropriadas para ajustar os dados experimentais referidos no parágrafo anterior, utilizou-se de distribuições probabilísticas relacionadas à Teoria do Caos.

Mais precisamente, sistemas fortemente caóticos são bem descritos pela entropia aditiva de Boltzmann-Gibbs (Tsallis, 2023; Menezes Filho, 2003), e caracterizados por:

- Sistemas sem interação ou com interações espaciais de curto alcance entre seus elementos constituintes;
- Sistemas com memória temporal de curto alcance (sistemas ditos markovianos);
- Sistemas cuja evolução temporal no espaço de fase não é (multi)fractal;

A distribuição de probabilidades que otimiza a referida entropia é a distribuição gaussiana:

$$f_g(x) = a\left[e^{\left[-\left(\frac{x-c}{b}\right)^2\right]}\right] \quad (1)$$

Por outro lado, para sistemas ditos fracamente caóticos (ou complexos), a entropia que retrata tais sistemas é a entropia generalizada de Tsallis e caracterizada por (Tsallis, 2023):

- Interações de longo alcance entre seus elementos constituintes, e/ou
- Memória temporal de longo alcance, e/ou
- A evolução no espaço de fase é (multi)fractal, e ou
- Existe algum tipo de dissipação no sistema físico.

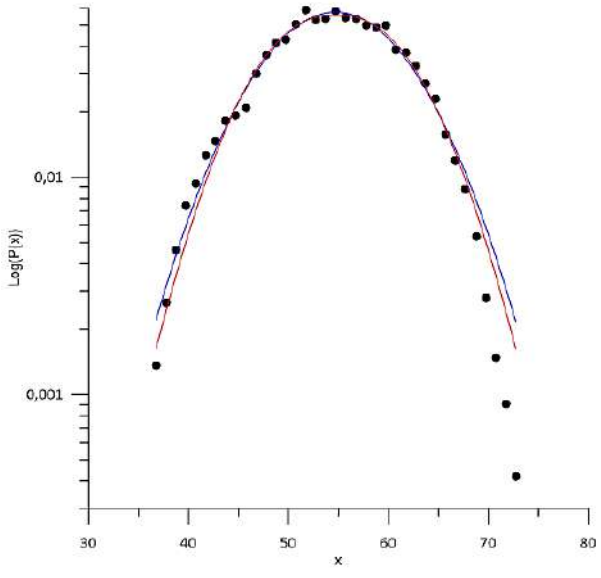
A distribuição de probabilidades que otimiza a referida entropia generalizada é a distribuição q-gaussiana, q-exponencial e sua generalização q-exponencial estendida, esta última mostrada na expressão 2 abaixo:

$$f_q(x) = a'\left[1-(1-q)\left(\frac{x'-c'}{b'}\right)^{\frac{2}{\delta}}\right]^{\frac{1}{1-q}} \quad (2)$$

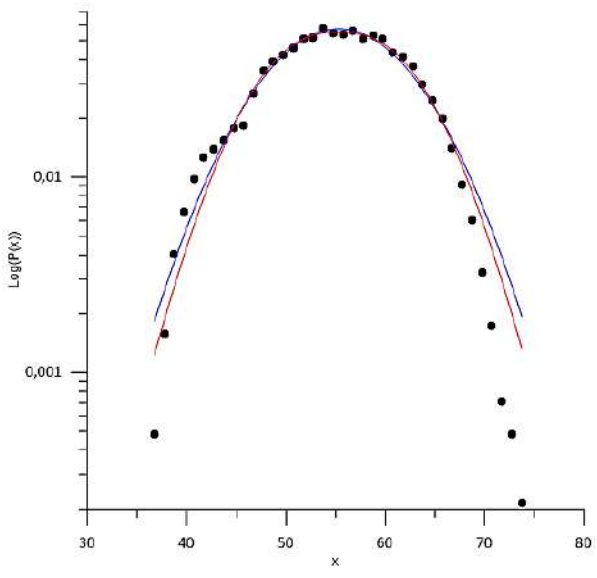
onde q (q$\epsilon\mathbb{R}$) é um parâmetro entrópico que descreve os diferentes tipos de interação entre os elementos do sistema; δ é um parâmetro de ajuste que leva em conta a proximidade ou não da gaussiana. Neste sentido, se q→1 e δ→1, a q-exponencial estendida se aproxima da distribuição gaussiana); a', b' e c' são parâmetros de ajuste.

A Figura 3 apresenta os dados experimentais ajustados pelas distribuições Gaussiana (azul) e q- exponencial Estendida (vermelho).

Cenário 01



Cenário 02



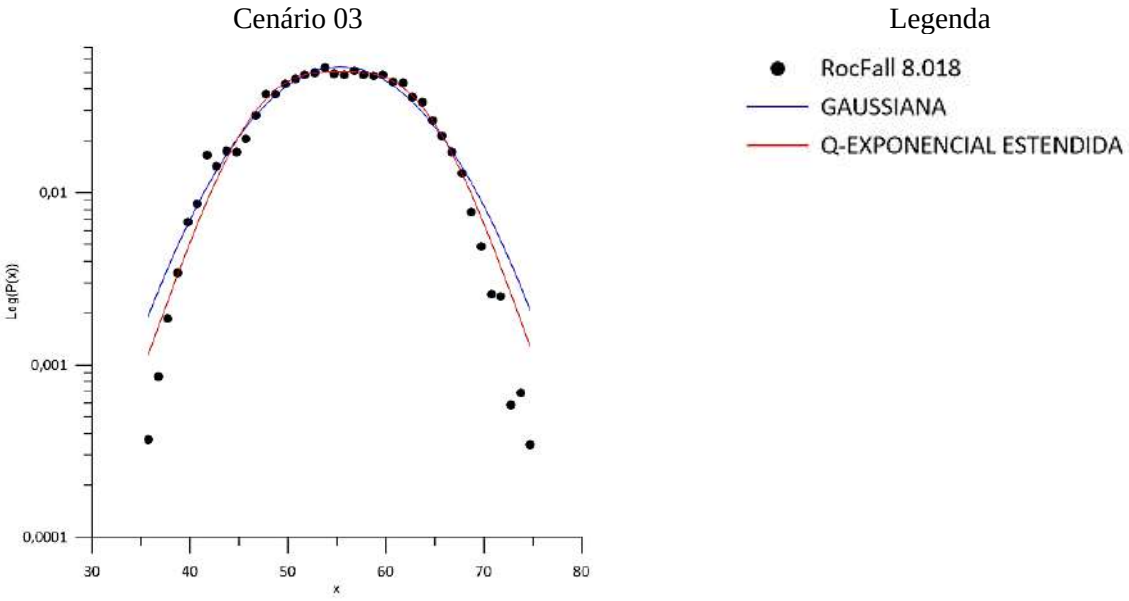


Figura 3. Análise dos resultados utilizando a entropia de Boltzmann-Gibbs (Q-exponencial estendida)

Os resultados mostram que a distribuição q-Expoenencial Estendida, muito utilizada em sistemas complexos, ajusta-se muito melhor aos dados experimentais. A razão de ser dos gráficos semi-log reside em que tais gráficos permitem uma visualização melhor da região da cauda das distribuições, em que eventos raros são passíveis de ocorrer, como os relacionados à queda de blocos.

Analisou-se, também, a variação dos parâmetros de ajuste q e δ em função do deslocamento de Y3, tal como mostrado na Tabela 4.

Tabela 4. Resultados dos gráficos mostrados na Figura 3

Cenário	**Q-exponencial estendida**			
	Coeficiente de correlação- R	**q**	**δ**	**Y3 (m)**
1	0,9937959	1,0724452	0,8509212	30,73
2	0,9945213	1,1068319	0,8062813	29,96
3	0,994590	1,50657792	0,53089536	28,84

Observa-se que a posição inicial mais superior da parte convexa do perfil rochoso fornece um valor de q =1,0724452 e δ = 0,8509, muito próximos da unidade, o que configura um comportamento fortemente caótico do sistema e sua aproximação da estatística gaussiana.

Por outro lado, pode-se notar que, à medida que a parte convexa do perfil vai descendendo, Y3 diminui e os valores de q e δ vão se distanciando de 1, o que sinaliza que o sistema físico é regido por estatísticas não-gaussianas, ou seja, típicas de sistemas fracamente caóticos ou complexos.

Cabe assinalar também que a variação dos parâmetros de ajuste δ e q com Y3, tal como ilustrado na Figura 4, sugere uma lei parabólica de equação $y=-0,0994x^2+6,0919x-92,465$ para δ e equação $y = 0,1652x^2 - 10,072x + 154,55$ para q, com coeficiente de correlação para as duas equações igual a 1.

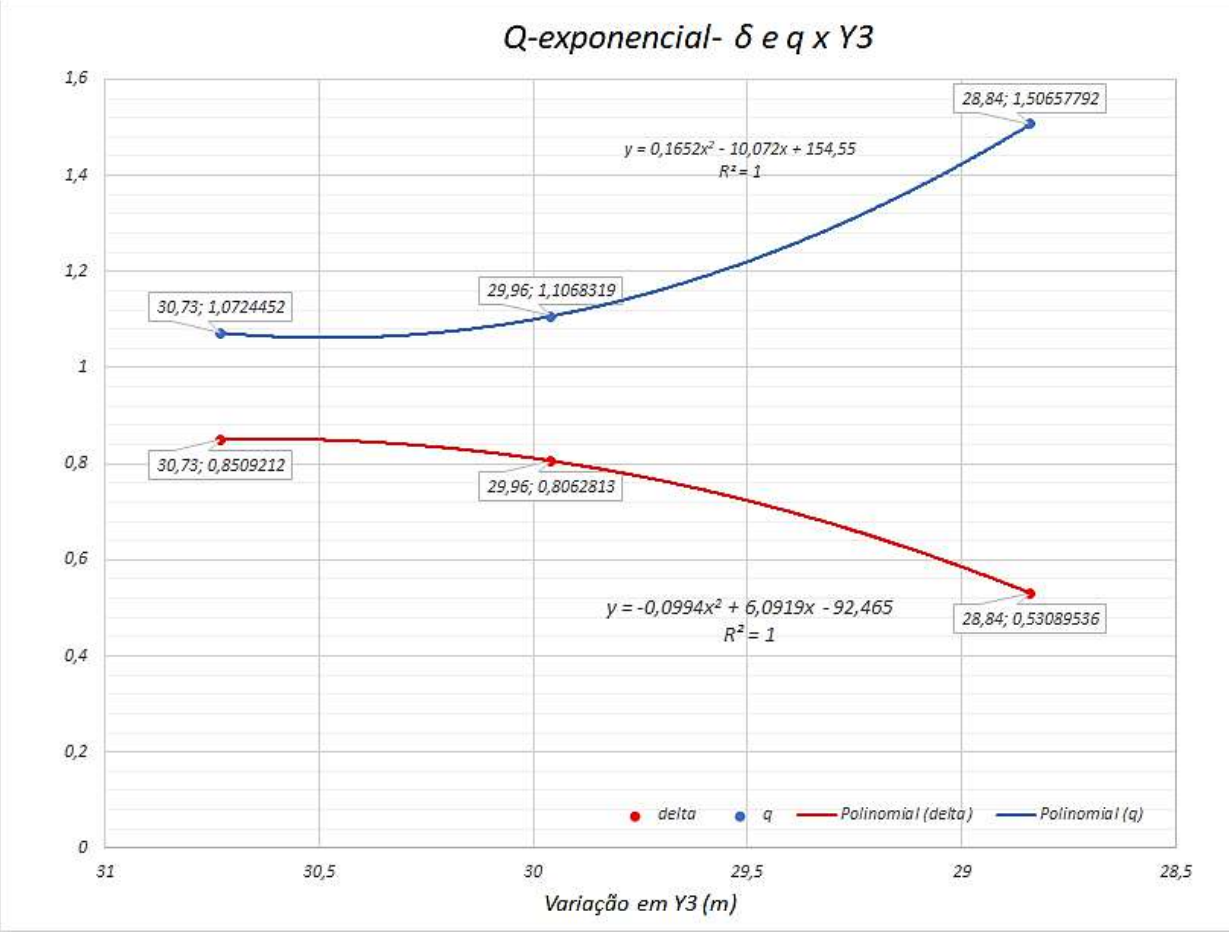


Figura 4. Gráfico da variação dos parâmetros δ e q em função de Y3

Resultados anteriores (Ignácio, 2019) sugerem que encostas rochosas de geometria convexa tendem a obedecer a estatísticas gaussianas, o que parece estar relacionado ao grande poder de dispersão das trajetórias dos blocos instáveis, fato marcante para se caracterizar um sistema como fortemente caótico - divergência exponencial, rápida, entre trajetórias inicialmente infinitamente próximas.

Ignácio (2019) ainda esclarece que encostas com geometrias côncavas estão, diferentemente das convexas anteriores, relacionadas a distribuições típicas de sistemas fracamente caóticos ou complexos, i.é, q-exponenciais estendidas.

Este trabalho, no entanto, sugere que a situação é mais sutil do que inicialmente imaginada. Especificamente, os resultados experimentais indicam fortemente que as estatísticas que comandam o fenômeno da queda de blocos são função da interação das regiões convexa e côncava, distribuídas ao longo do perfil, bem como sua posição relativa.

Portanto, perfis convexos na região superior do talude, contrastando com perfis côncavos na região inferior, tende a fornecer distribuições gaussianas para a posição final dos blocos instáveis que se deslocam encosta abaixo.

Por outro lado, quando as regiões convexas são encontradas mais abaixo nos taludes, em contraste com regiões côncavas nas partes superiores, indicam estatísticas regidas por distribuições não-gaussianas do tipo q-exponencial estendida.

3. CONCLUSÃO

Movimentos de instabilização de encostas, especialmente os relacionados à queda de blocos rochosos, são extremamente complexos e difíceis de prever, uma vez que dependem de uma série de fatores relacionados à geometria das encostas e dos blocos instáveis, propriedades dos materiais envolvidos no fenômeno, condições iniciais em que os blocos são lançados, dentre muitas outras.

Pesquisas anteriores estabeleceram que taludes rochosos com perfis geométricos convexos forneceram estatísticas gaussianas para a posição dos blocos instáveis encosta abaixo, o que configura uma dinâmica de sistemas fortemente caóticos, com alto grau de imprevisibilidade.

Taludes com geometria côncava, por sua vez, sugeriram fenômenos de instabilização regidos por estatísticas não-gaussianas, relacionadas a distribuições q-exponenciais estendidas, caracterizando fenômenos com memória temporal longa e correlações espaciais de longo alcance, quadro típico de sistemas fracamente caóticos ou complexos.

No entanto, os resultados desta pesquisa sugerem um comportamento muito mais sutil do que inicialmente imaginado. Na verdade, o comportamento do sistema instável e as estatísticas daí decorrentes sugerem fortemente que os fenômenos são função da interação das regiões convexa e côncava, distribuídas ao longo do perfil, bem como sua posição relativa.

Finalizando, esta pesquisa comprova que alterações, mesmo que pequenas, nas condições iniciais ou geometrias envolvidas no problema, podem levar a resultados totalmente distintos.

4. AGRADECIMENTOS

O primeiro autor agradece a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio fundamental fornecido para este estudo. Expresso também, o meu agradecimento ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ).

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAUJO, L. D. D. *Estudo da variação do coeficiente de restituição na resposta das encostas às quedas de blocos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Rio de Janeiro, 2021.

IGNACIO, F. V. *Aplicação da Teoria do Caos no estudo da queda de blocos rochosos no Morro do Cantagalo*, Rio de Janeiro – RJ. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Rio de Janeiro, 2019. 127.

MENEZES FILHO, A.P. *Aspectos Geológico-Geotécnicos de um Perfil de Alteração de Gnaisse Facoidal*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – PUC-RIO, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993, 229.

MENEZES FILHO, A. P. D. *Não-Extensividade Termodinâmica, Invariância Discreta de Escala e Elasto-Plasticidade: Estudo Numérico de um Modelo Geomecânico Auto-Organizado Criticamente*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil - PUC- RIO, Pontifíca Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003. 189.

RIBEIRO, A. D. C. M. A. *Influência da geometria dos blocos e das encostas rochosas na dinâmica de queda de blocos - Uma aplicação da Teoria do Caos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Rio de Janeiro, 2020. 142.

TSALLIS, C. *Introduction to Nonextensive Statistical Mechanics – Approaching a Complex World*, Springer, 2023, 569.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/177

Aplicação de Geotecnologias no Mapeamento de Áreas Suscetíveis a Eventos Geodinâmicos em Teófilo Otoni - MG

Breno Alcântara Silva
Docente do Bacharelado em Engenharia Civil, IFNMG, Pirapora, Brasil, breno.silva@ifnmg.edu.br

Thiago Bomjardim Porto
Pós-Doutorando, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, thiagoportoeng@gmail.com

Antônio Jorge de Lima Gomes
Docente do Bacharelado em Engenharia Civil, UFVJM, Teófilo Otoni, Brasil, antonio.gomes@ufvjm.edu.br

Jorge Luiz Gomes
Docente do Bacharelado em Engenharia Civil, UFVJM, Teófilo Otoni, Brasil, jorge.gomes@ufvjm.edu.br

RESUMO: Os desastres condicionados por fatores naturais estão cada vez mais frequentes em um mundo cada vez mais urbanizado. Destacam-se, no caso do Brasil, os desastres envolvendo movimentos de massa, deflagrados através de um conjuntos de fatores, tais como: declividade, geologia dos materiais da encosta, precipitação, uso e cobertura do solo. Esses eventos ocorrem principalmente em regiões de risco geológico, que acabam sendo, em muitos casos, regiões com uma população vulnerável. Devido a isso, torna-se necessária a identificação e mapeamento dessas áreas suscetíveis a esses eventos geodinâmicos, com consequente classificação do grau de risco, visando o apoio nas tomadas de decisão por parte do poder público. O presente estudo utilizou de técnicas de geoprocessamento, análise multicritério e cartografia geotécnica para produção do mapa de suscetibilidade ao deslizamento para a cidade de Teófilo Otoni – MG.

PALAVRAS-CHAVE: Desastres, Movimentos de Massa, Risco, Mapeamento, Suscetibilidade.

ABSTRACT: Disasters conditioned by natural factors are becoming increasingly frequent in an increasingly urbanized world. In the case of Brazil, disasters involving mass movements stand out, triggered by a set of factors such as slope, geology of the slope materials, precipitation, land use, and land cover. These events mainly occur in regions of geological risk, which often end up being areas with a vulnerable population. Because of this, it becomes necessary to identify and map these areas susceptible to these geodynamic events, with consequent classification of the degree of risk, aiming to support decision-making by the public authorities. The present study used geoprocessing techniques, multicriteria analysis, and geotechnical cartography to produce a landslide susceptibility map for the city of Teófilo Otoni – MG.

KEYWORDS: Disasters, Mass Movements, Risk, Map, Susceptibility.

1 INTRODUÇÃO

Os desafios ambientais decorrentes das mudanças climáticas e do rápido crescimento da urbanização têm desencadeado impactos significativos, tanto em âmbito local quanto global. Essas questões assumem proporções consideráveis, afetando comunidades atuais e futuras. Os eventos catastróficos estão intimamente ligados ao desenvolvimento urbano, dada a complexidade dos problemas socioambientais locais que afetam especialmente as populações em áreas urbanas consideradas vulneráveis.

Dentre os vários eventos geodinâmicos catastróficos, os deslizamentos estão entre os que mais causam prejuízos socioambientais no Brasil, devido à grande energia envolvida na movimentação abrupta de solo e/ou rocha. Tecnicamente, os deslizamentos são conhecidos como movimentos de massa. Porém, o primeiro termo é bastante utilizado, não apenas na literatura, mas pela comunidade em geral, facilitando o entendimento sobre o assunto. Os deslizamentos são movimentos de solo, rocha e/ou vegetação ao longo da vertente sob a ação

direta da gravidade, sendo responsáveis pela dinâmica das vertentes, provocando alteração da geomorfologia. (Tominaga, 2009).

Os fatores responsáveis pela ocorrência de deslizamentos podem ser divididos em dois grupos: os condicionantes e os desencadeadores (gatilhos). No grupo dos condicionantes, destacam-se: declividade, altitude, falhas geológicas, litologia, drenagem, uso da terra e o tipo de solo. No grupo dos desencadeadores, destacam-se: precipitação, terremotos e intervenção antrópica. (Crozier, 1986; Abuzied *et. al.*, 2016 e Pourghasemi *et. al.*, 2018).

Com isso, há uma crescente necessidade de realizar trabalhos de mapeamento de riscos, visando identificar regiões suscetíveis a movimentos gravitacionais de massa. Essa necessidade aumentou ainda mais após a criação da Lei Federal n° 12.608/2012, que instituiu a Política Nacional de Proteção e Defesa Civil – *PNPDEC* e o Plano Nacional de Gestão de Riscos e Resposta a Desastres Naturais, impondo à União, Estados e Municípios a responsabilidade pela elaboração e atualização do mapemaento das áreas suscetíveis a desastres. (Brasil, 2012; Coutinho *et. al.*, 2023).

Assim, a cartografia geotécnica se torna uma importante ferramenta de política pública para que o governo possa tomar decisões, priorizando problemas e avaliando os custos envolvidos na prevenção, mitigação ou futura recuperação de áreas atingidas. (Coutinho *et. al.*, 2023). O termo cartografia geotécnica é comumente utilizado de forma abrangente para se referir aos produtos cartográficos que refletem a aplicação do conhecimento geológico na abordagem dos desafios decorrentes do uso e ocupação do solo. (Prandini *et. al.*, 1995; Souza e Sobreira, 2015).

Diante desse cenário, o presente estudo tem como objetivo produzir o mapa de suscetibilidade ao deslizamento para a cidade de Teófilo Otoni – MG, utilizando metodologias de análise multicritério, método de máxima sobreposição e álgebra de mapas com seguintes temas referentes à área de estudo: geologia, geomorfologia, pedologia, uso e ocupação do solo, declividade e pluviosidade, com auxílio do Sistema de Informações Geográficas (SIG) QGIS.

.

2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

2.1 LOCALIZAÇÃO

Teófilo Otoni é um município brasileiro no interior do estado de Minas Gerais, localizado no Vale do Mucuri, a nordeste da capital Belo Horizonte, distando cerca de 450 km. Possui uma população de 137.418 habitantes (IBGE, 2022), e possui na região central a latitude 17°51’15” S e longitude 41°30’23” W, com uma altitude média de 334 m. O clima é o tropical quente semiúmido, com invernos secos e verões chuvosos.

2.2 GEOLOGIA E PEDOLOGIA

Do ponto de vista estrutural, Teófilo Otoni está inserida entre as Províncias Mantiqueira e São Francisco, representadas em Minas Gerais pelos Orógenos Araçuaí e Ribeira, com idades que remontam ao Arqueano. (Almeida *et. al*., 1973; Campos-Neto, 2000; Silva, 2022). No contexto regional/local, Teófilo Otoni está compreendida entre as unidades estratigráficas Grupo Rio Doce, através da Formação Tumiritinga, e a Suíte Intrusiva Galiléia, através do Tonalito São Vitor. A Formação Tumiritinga apresenta rochas metamórficas do tipo quartzo-biotita gnaisse, e está aflorada em alguns pontos da cidade. No Tonalito São Vitor, predominam rochas ígneas do tipo tonalito, mais presentes na região urbana de Teófilo Otoni. (CPRM, 1997; Vieira, 2007; Novo *et. al.*, 2015; Kawata, 2018 e Silva, 2022).

De acordo com os dados do mapeamento dos solos de Minas Gerais (UFV *et. al.*, 2010) o solo predominante na área de estudo é o latossolo vermelho-amarelo distrófico.

2.3 GEOMORFOLOGIA

De acordo com o Manual Técnico de Geomorfologia do IBGE (2009), a classificação da geomorfologia de uma região leva em conta 5 grandezas, sendo elas: Domínios Morfoestruturais, Regiões Geomorfológicas, Unidades Geomorfológicas, Modelados e Formas de Relevo. A caracterização geomorfológica de Teófilo

Otoni pode ser caracterizada como um modelado dissecado homogêneo com topos convexos, espalhados por 97% da área da cidade, com formas de relevo características de pontões, que apresentam-se como "mares de morros".

Cerca de 16,12 km² da cidade de Teófilo Otoni (área urbana) correspondem a terrenos cuja declividade está acima de 20%, caracterizando o relevo de ondulado a montanhoso, de acordo com a classificação da Embrapa. Essas, entre outras características, fizeram com que várias regiões da cidade se tornassem suscetíveis a processos erosivos e deslizamentos. A Figura 1 apresenta uma voçoroca presente na rua Godofredo Mollendorff no bairro Funcionários. A Figura 1A, lado esquerdo, apresenta uma aerofografia com drone da voçoroca em 2018, e no lado direito, uma imagem da voçoroca georreferenciada em 2024.

Figura 1. Voçoroca no bairro Funcionários. A) Ano 2018. B) Ano 2024

2.4 USO E OCUPAÇÃO DO SOLO e PLUVIOSIDADE

O local de estudo apresenta uma área de 32,67 km², de acordo com levantamentos feitos no *Google Earth* no ano de 2024. Desse total, 18,80 km² (57,54%) representam a área urbanizada; 2,45 km² (7,5%) representam a formação florestal; e o restante são áreas não vegetadas, de acordo o mapa de uso e cobertura do solo da Coleção 2022 do MapBiomas (2022).

Na área urbanizada, há predominância de moradias em alvenarias, com presença de redes de esgoto e abastecimento de água. Nos bairros situados nas encostas, há presença de edificações precárias, com pouca infraestrutura e saneamento, inclusive, com a existência de barracões.

De acordo com a normal climatológica obtida através do INMET para os anos de 1991 a 2020 no estado de Minas Gerais, a pluviosidade média anual em Teófilo Otoni está compreendida entre 1.045 a 1.063 mm/ano. Cabe ressaltar, que para a realização desse cálculo foram descartadas as estações pluviométricas que apresentaram pelo menos um valor nulo.

3 METODOLOGIA

Este trabalho consistiu no aperfeiçoamento do mapeamento de risco ao deslizamento através de abordagem quantitativa hierarquizada utilizando de análise multicritério para verificar o grau de importância das variáveis responsáveis pela ocorrência desses eventos geodinâmicos. Para isso, foi utilizado como referência, o documento Suscetibilidade a Deslizamentos do Brasil: primeira aproximação do IBGE (2019a). Nesse documento, constam os atributos (pesos) utilizados para produção do mapa de suscetibilidade a deslizamentos do Brasil.

3.1 Análise Multicritério

Em certas situações de tomadas de decisão, existem muitas variáveis envolvidas, cada uma com a sua importância (peso) tornando difícil a análise individual, uma vez que esse problema exige uma análise simultânea. É esse o contexto da avaliação de áreas suscetíveis aos deslizamentos, uma vez que existem

múltiplos fatores condicionantes e desencadeadores desses eventos, cada um com o seu peso. A análise multicritério é utilizada justamente nessas situações complexas onde é necessária uma estruturação do problema, para escolher a melhor opção com base nessas avaliações, diminuindo a subjetividade na tomada de decisão.

Nesse contexto, inicialmente, foram gerados os mapas temáticos das variáveis que influenciavam a ocorrência de deslizamentos utilizando-se de bases de dados diversas, as quais serão mencionadas adiante. Na segunda etapa, após a integração das informações temáticas e os devidos ajustes nos sistemas de coordenadas desses mapas, os mesmos foram reclassificados através dos pesos encontrados na literatura, mais especificamente, no manual supracitado do IBGE (2019). Por último, esses mapas foram algebricamente hierarquizados através do algoritmo de cálculo para a geração do mapa de suscetibilidade ao deslizamento utilizando a ferramenta calculadora de raster do QGIS.

Os temas escolhidos para este trabalho foram: geologia, geomorfologia, declividade, pedologia, uso e ocupação do solo e pluviosidade. As informações dos pesos utilizados serão apresentados a seguir. Será apresentado apenas o modelo do mapa temático da geologia, como exemplo.

- **Geologia**

Foi utilizado o mapa geológico de Minas Gerais na escala 1:1.000.000 produzido pelo Serviço Geológico do Brasil (SGB, 2020) e disponibilizado no Repositório Institucional de Geociências (RIGeo). Para a geologia, a variável utilizada foi a litologia. A Figura 2 apresenta o mapa temático recortado e reclassificado e a Tabela 1 apresenta os pesos dados.

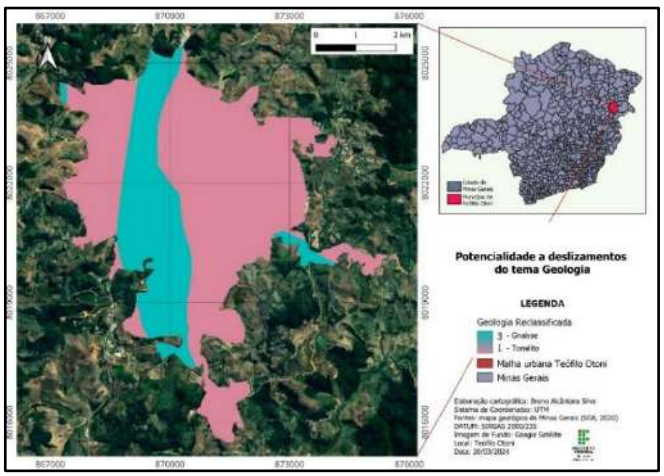


Figura 2. Potencialidade a deslizamentos do tema Geologia

Tabela 1. Atribuição dos pesos para a Geologia

Litologia	Peso	Importância
Gnaisse	3	Muito baixa
Tonalito	1	Muito baixa

- **Geomorfologia e Declividade**

Foram utilizados os dados vetoriais provenientes do mapeamento geomorfológico, na escala 1:250.000 do IBGE (2019b), e a variável utilizada foi a forma dos modelados. A Tabela 2 apresenta os pesos atribuídos.

Tabela 2. Atribuição dos pesos para a Geomorfologia

Modelados	Peso	Importância
Homogênea Convexa	6	Alta
Homogênea Aguçada	7	Muito baixa
Estrutural Convexa	7	Muito baixa

- **Declividade**

Foi produzido através do Modelo Digital de Elevação extraído do Copernicus Global com resolução de 30 m. O MDE foi acessado diretamente do QGIS pelo plugin *OpenTopography DEM Downloader*. A

declividade foi calculada em porcentagem pela própria ferramenta de análise de raster no QGIS e classificada de acordo com a EMBRAPA e reclassificada de acordo com os pesos. A Tabela 3 apresenta os dados.

Tabela 3. Atribuição dos pesos para a Declividade

Declividade %	Peso	Importância
0 - 3	1	Muita baixa
3 - 8	3	Muita baixa
8 - 20	5	Média
20 - 45	8	Muito Alta
45 - 75	9	Muito Alta
> 75	10	Muito Alta

- **Pedologia**

Foram utilizados os dados vetoriais do mapa de solos de Minas Gerais produzido em 2010 na escala 1:500.000 através de convênio entre a Universidade Federal de Viçosa (UFV), o Centro Tecnológico de Minas Gerais (CETEC), a Universidade Federal de Lavras (UFLA) e a Fundação Estadual do Meio Ambiente (FEAM) e disponibilizado no portal IDE-SISEMA. O IBGE não divulgou no seu trabalho o peso para cada classe de solo. O valor utilizado foi retirado de Danelon e Pedrosa (2020). A Tabela 4 apresenta os dados.

Tabela 4. Atribuição dos pesos para a Pedologia

Solo	Peso	Importância
Latossolo Vermelho-Amarelo Distrófico	3	Muito Baixa

- **Uso e Ocupação do Solo**

Como já mencionado, o mapa de uso e cobertura do solo foi produzido através dos dados raster retirados da rede colaborativa MapBiomas, que utiliza dos mosaicos *Landsat* para as classificações. Foi utilizado a Coleção 8, a mais recente, do ano de 2022. A Tabela 5 apresenta os dados.

Tabela 5. Atribuição dos pesos para o Uso e Cobertura do Solo

Tipo	Peso	Importância
Área urbanizada	10	Muito Alta
Pastagem	8	Muito Alta
Mosaico de Usos	6	Alta
Outras áreas não vegetadas	5	Média
Formação Florestal e Rio	1	Muito Baixa

- **Pluviosidade**

Os dados vetoriais para a pluviosidade foram obtidos através das normais climatológicas do Brasil (1991-2020) do INMET, acessados via plataforma IDE-SISEMA. Esses dados vetoriais representam a posição das estações climatológicas em Minas Gerais e os dados obtidos das suas medições ao longo do intervalo temporal citado.

Optou-se por excluir as estações que possuiam valores nulos, ou seja, sem dados de medição. Após o recorte para a área de estudo, utilizou-se a ferramenta nativa do QGIS, GRADE (inverso da distância ao quadrado), para gerar uma grade de interpolação, e obter a precipitação média anual para o local de interesse. Depois, o resultado foi reclassificado com os pesos conforme Tabela 6.

Tabela 6. Atribuição dos pesos para a Pluviosidade

Classes de precipitação média anual (mm)	Peso	Importância
1000 - 1500	6	Alta

4 RESULTADOS

Após a preparação de todos os mapas temáticos e ajustes necessários, como transformação das camadas vetoriais em camadas raster, foi procedida a álgebra de mapas através da calculadora raster do QGIS. Para cada tema principal foi dado um peso que representava a simultaneidade da importância dele em função dos outros temas. A Tabela 7 apresenta os pesos dados, que foram os mesmos usados pelo IBGE (2019a).

Tabela 7. Pesos atribuídos aos temas utilizados na avaliação

Tipo	Peso
Geologia	15
Geomorfologia	20
Pedologia	15
Uso e Cobertura do Solo	10
Declividade	35
Pluviosidade	5
Total	100

O resultado da álgebra de mapas é o mapa de suscetibilidade a deslizamentos para a cidade de Teófilo Otoni apresentado na Figura 3. Para verificação da precisão desse produto cartográfico, foram sobrepostos os locais vistoriados por Silva (2019) na sua dissertação de mestrado, onde trabalhou com o mapeamento das áreas de risco ao escorregamento na cidade de Teófilo Otoni, utilizando abordagem qualitativa através do método heurístico, que fazia parte da metodologia do antigo Ministério das Cidades.

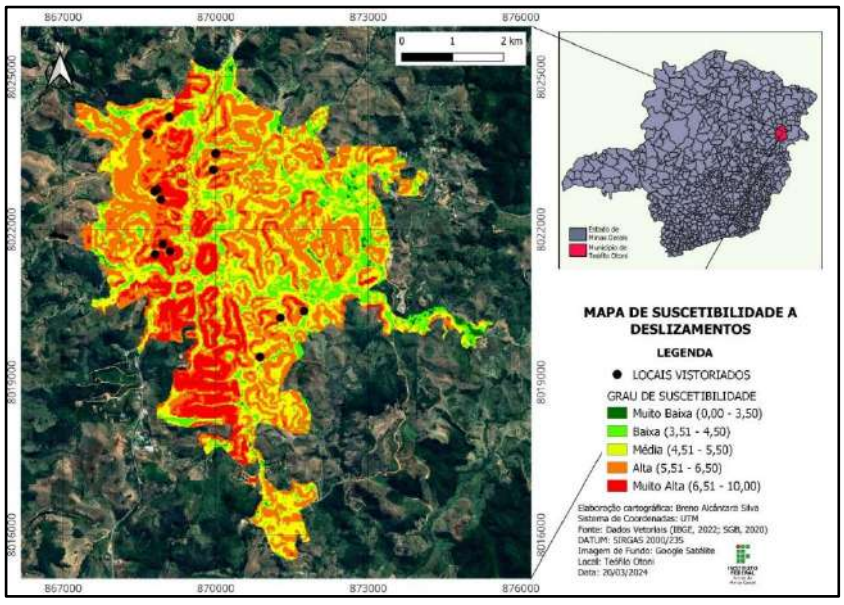


Figura 3. Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos

Esse autor identificou e mapeou 14 áreas de risco do tipo R4 (muito alto) em diferentes bairros da cidade. Após a sobreposição da camada vetorial com esses pontos no mapa de suscetibilidade produzido, constatou-se que: 35,71% estavam na zona de risco Muito Alta; 57,14% na zona de risco Alta; e 7,15% na zona de risco Média. Comprovou-se então, a eficiência dessa metodologia através de dados obtidos em campo.

5 CONCLUSÃO

Os deslizamentos são fenômenos condicionados por fatores naturais presentes em várias regiões do país, e afetam principalmente as pessoas mais vulneráveis, pelo fato de que essas pessoas geralmente residem em regiões suscetíveis a esses eventos, evidenciando um quadro de exclusão socioespacial. Por isso, qualquer ferramenta que possa vir a colaborar com a redução de desastres dessa magnitude, são bem-vindas. Por conseguinte, esse trabalho buscou ser mais uma opção para a tomada de decisão dos gestores de Teófilo Otoni, em relação ao planejamento urbano.

A produção do mapa de suscetibilidade a deslizamentos de Teófilo Otoni visou diminuir o caráter subjetivo das metodologias aplicadas outrora, para classificação de áreas de risco. Porém, ficou evidenciado com a sobreposição dos locais vistoriados, que o trabalho de campo feito por profissionais técnicos capacitados, sempre será necessário.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abuzied, S., Ibrahim, S., Kaiser, M., Saleem., T. (2016) Geospatial susceptibility mapping of earthquake-induced landslides in Nuweiba area, Gulf of Aqaba, Egypt. *Journal of Mountain Science*, 13(7), p.1286-1303.

Almeida, F. F. M., Amaral, G., Cordani, H. G., Kawashita K. (1973) The Precambrian evolution of South American cratonic margin, South of Amazon River. In *The ocean basins and margins*, vol. I, p.411-446.

Brasil (2012). *Lei 12.608*. Diário Oficial de Brasília. Brasília.

Campos Neto, M. C. (2000) Orogenic systems from southwestern Gondwana: An approach to Brasiliano-Pan African cycle and orogenic collage in southwestern Brazil. In *Tectonic Evolution of South America*. *Rio de Janeiro*, 31st International Geological Congress, p. 335-365.

Coutinho, R. Q., Henrique., H. M., Souza Neto, D. P de., Lucena, R. (2023) Mapeamento de áreas de risco de deslizamento na comunidade Lagoa Encantada, Recife-PE. *Contribuciones A Las Ciencias Sociales*, 16(10), p.23106-23124.

CPRM (1997). Projeto Leste: folha Teófilo Otoni. Disponível em:< http://rigeo.cprm.gov.br /jspui/handle/doc/8419 >. Acesso em: 10 mar. 2024.

Crozier, M. J. (1986) Landslides: causes, consequences and environment. *Journal Of The Royal Society Of New Zealand*, 18(3), p.343-343.

Danelon, J. R. B., Pedrosa, A. de S. (2020) A Importância dos Movimentos de Massa na Dinâmica de Vertentes no Triângulo Mineiro/Alto Parnaíba: o emprego da análise multifatorial para a sua compreensão. Ensaio Metodológico. In *Territórios em Risco*, 1ª ed, p.9-46. Disponível em:< https://www.riscos.pt/wp-content/uploads/2018/SEC/7/SEC_v7_cap01.pdf>. Acesso em: 05 mar. 2024.

Faria, D. G. M., Augusto Filho, O. (2013) Aplicação do Processo de Análise Hierárquica (AHP) no Mapeamento de Perigo de Escorregamentos em Áreas Urbanas. *Revista do Instituto Geológico*, 34(1), p.23-44.

Kawata, M. T. (2018) *Evolução tectono-metamórfica da Formação São Tomé, Grupo Rio Doce, Faixa Araçuaí* [Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo]. Disponível em: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/44/44141/tde-17072018-144805/pt-br.php. Acesso em: 10 mar. 2024.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2022). *Censo Brasileiro de 2022*. Rio de Janeiro. Disponível em:< https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/mg/teofilo-otoni.html>. Acesso em: 10 mar. 2024.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2009). *Manual Técnico de Geomorfologia*. Rio de Janeiro, 2ª ed, 175 p.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2019a). *Suscetibilidade a Deslizamentos do Brasil: primeira aproximação*. Rio de Janeiro, 56 p.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2019b). Base temática vetorial 1:250.000 - Brasil - Geomorfologia. In *IBGE: Catálogo de metadados*. Rio de Janeiro, 2018.

MapBiomas (2022). *Coleção [8] da Série Anual de Mapas de Cobertura e Uso da Terra do Brasil*. Disponível em: < https://brasil.mapbiomas.org/colecoes-mapbiomas/>. Acesso em: 05 mar. 2024.

Novo, T. A., Soares, A. C. P., Degler, R., & Schulz, B. (2015) Termobarometria de metapelitos granadíferos do Grupo Rio Doce, Orógeno Araçuaí. *Geonomos*, 23(1). Disponível em:https://doi.org/10.18285/geonomos.v23i1.658. Acesso em: 10 mar. 2024.

Tominaga, L. K. (2009) Escorregamentos. In *Desastres Naturais: conhecer para prevenir*. São Paulo: Instituto Geológico. Cap 2. ISBN: 978-85-87235-09-1.

Pourghasemi, H. R., Yansari, Z. T., Panagos, P., Pradhan, B. (2018) Analysis and evaluation of landslide susceptibility: a review on articles published during 2005–2016 (periods of 2005–2012 and 2013–2016). *Arabian Journal of Geosciences*, 11(193), p.1-12.

Prandini, F. L., Nakazawa, V. A., Freitas, C. G. L., Diniz, N. C. (1995) *Cartografia geotécnica nos planos diretores regionais e municipais*, In: Bitar, O. Y. (Coord.). Curso de geologia aplicada ao meio ambiente. São Paulo: ABGE/IPT, p. 187-202.

Serviço Geológico do Brasil (2020). *Mapa Geológico do Estado de Minas Gerais*. Brasília. Disponível em: < Repositório Institucional de Geociências: Mapa geológico do estado de Minas Gerais (cprm.gov.br) >. Acesso em: 05 mar. 2024.

Silva, B. A., Gomes, A. J. de Lima. (2022) Erosão hídrica e antropogênica na formação de voçorocas na cidade de Teófilo Otoni. *Research, Society and Development*, 11(9), p.1-17.

Silva, B. A. (2019) *Mapeamento das Áreas de Risco de Escorregamento de Massa da Cidade de Teófilo Otoni* [Dissertação de Mestrado, Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri].

Souza, L. A. De., Sobreira, F. G. (2015) Procedimentos para Elaboração de Cartas Geotécnicas no Planejamento Urbano. *Revista Brasileira De Cartografia*, 67(1), p.141-156. https://doi.org/10.14393/rbcv67n1-44736.

UFV, CETEC, UFLA, FEAM. (2010) *Mapa de Solos de Minas Gerais*. Disponível em:< Mapa de solos de Minas Gerais (meioambiente.mg.gov.br)>. Acesso em: 09 mar. 2024.

Vieira, V. S. (2007) *Significado do grupo Rio Doce no contexto do Orógeno Araçuaí* [Tese de Doutorado, Instituto de Geociências da Universidade Federal de Minas Gerais]. Disponível em: < Repositório Institucional de Geociências: Significado do grupo Rio Doce no contexto do Orógeno Araçuaí (cprm.gov.br)>. Acesso em: 10 mar. 2024.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/178

Aplicação do Hyrcan na Análise de Estabilidade de Taludes com o Uso do Capim Vetiver

Ludmila de Oliveira Santos
Discente, IFNMG, Pirapora, Brasil, ldos1@aluno.ifnmg.edu.br

Fernanda Izabele Nascimento dos Santos
Discente, IFNMG, Pirapora, Brasil, finds@aluno.ifnmg.edu.br

Breno Alcântara Silva
Docente, IFNMG, Pirapora, Brasil, breno.silva@ifnmg.edu.br

Áureo da Silva Santos
Docente, IFNMG, Pirapora, Brasil, aureo.santos@ifnmg.edu.br

Marcos Alves da Silva
Docente, IFNMG, Pirapora, Brasil, marcos.silva@ifnmg.edu.br

RESUMO: Os desastres condicionados por fenômenos naturais, fazem parte do cotidiano das grandes cidades brasileiras, podendo ser de diversas origens, tais como: inundações, incêndios florestais, movimentos de massa. Os movimentos de massa estão entre os principais agentes para ocorrência de desastres geológicos, resultando, na maioria das vezes, em vítimas fatais e vítimas desabrigadas. Por isso, é importante a adoção de medidas que venham a prevenir que esses eventos ocorram, e entre as técnicas existentes, a bioengenharia está sendo bastante utilizada. Essa pesquisa tem como objetivo analisar a influência do capim vetiver, uma técnica de bioengenharia, no aumento da estabilidade de taludes aos movimentos de massa. Devido ao tamanho das raízes dessa gramínea e a resistência à tração que elas possuem, o seu comportamento mecânico assemelha- se, em menor escala, ao solo grampeado, trabalhando de forma passiva. Para analisar esse comportamento, foram considerados taludes com tipos de solo e geometrias variados, com a aplicação do vetiver na função de solo grampeado. As análises foram feitas no software HYRCAN. Os resultados obtidos demonstraram que a aplicação do vetiver na estabilização de taludes é uma solução promissora.

PALAVRAS-CHAVE: Desastres, Bioengenharia, Capim Vetiver, Estabilidade, Hyrcan.

ABSTRACT: Disasters triggered by natural phenomena are part of the daily life of large Brazilian cities, and can stem from various sources, such as: floods, forest fires, and mass movements. Slope movements are among the main factors contributing to geological disasters, often resulting in fatalities and displaced victims. Therefore, adopting measures to prevent these events from occurring is important, and among the existing techniques, bioengineering is being widely employed. This research aims to analyze the influence of vetiver grass, a bioengineering technique, on increasing the stability of slopes against slope movements. Due to the size of the roots of this grass and the tensile strength they possess, its mechanical behavior resembles, on a smaller scale, anchored soil, working passively. To analyze this behavior, slopes with various types of soil and geometries were considered, with the application of vetiver in the function of anchored soil. The analyses were conducted using the HYRCAN software. The results obtained demonstrated that the application of vetiver in slope stabilization is a promising solution.

KEYWORDS: Disasters, Bioengineering, Vetiver Grass, Stability, Hyrcan.

1 INTRODUÇÃO

O deslocamento de solo, rochas e vegetação ao longo de um talude devido à ação da gravidade é conhecido como movimento de massa. Além da influência direta da gravidade, esses movimentos são afetados por uma variedade de fatores ambientais, incluindo características geológicas, a topografia do terreno, a composição e a estrutura do solo, bem como aspectos climáticos, hidrológicos e a presença de cobertura vegetal. (Brasil, 2018).

Para Barbosa (2019) e Caputo (2015) os taludes podem ser definidos como qualquer superfície inclinada, podendo ser naturais ou artificiais, podendo ser compostos de rochas, solo residual e solo coluvionar. Estes, podem ser subdivididos em: talude de corte (formados pela retirada de material), de aterro (formados pela deposição de materiais) e construídos (originado a partir de cortes e aterros). Esses taludes são compostos pelos seguintes elementos: crista ou coroamento, corpo do talude, ângulo de inclinação e pé do talude. Caputo (2015), salienta ainda que um dos fatos que ressalta a importância de estudar e investigar a estabilidade de taludes são os grandes acidentes ocorridos em todas as partes do mundo em diversas épocas, causando diversos prejuízos.

Como solução para a estabilização de taludes, pode ser destacado as obras com contenção e sem contenção. Dentre as técnicas sem contenção, destaca-se a bioengenharia. Uma das espécies de gramíneas mais utilizadas em obras geotécnicas como técnica de bioengenharia para estabilização de taludes, é o capim Vetiver. Além da reposição da cobertura vegetal, essa gramínea apresenta pode proporcionar aumento da resistência ao cisalhamento do maciço devido à profundidade e resistência das suas raízes. A bioengenharia apresenta vantagens como: a economia, sustentabilidade, redução de impactos gerados por obras de contenções e movimentos de massa, e principalmente, a segurança (Truong, Van e Pinners, 2008).

Diante disso, esse trabalho tem como objetivo analisar a influência do capim Vetiver no aumento da estabilidade de taludes. Para isso, foi utilizado o *software* livre HYRCAN2 para realização das análises de estabilidade através de LEMs (*Limit Equilibrium Method*[1]), mais especificamente, pelos métodos de Bishop simplificado e Morgenstern-Price, ambos disponíveis no programa, entre outros (Mikola, 2023). As análises foram feitas de forma bidimensional, utilizando de taludes com geometrias hipotéticas, definidas pelos autores. Para caracterização dos parâmetros dos solos do maciço, foi utilizado um boletim de sondagem SPT real feito na crista de um talude, e as propriedades físicas das raízes do Vetiver foram encontradas no Manual Técnico de Referência do Vetiver (Truong, Van e Pinners, 2008).

2 METODOLOGIA

O estudo foi dividido em três etapas, sendo que a primeira consistiu na criação de taludes com geometrias variadas para análise da estabilidade e definição dos parâmetros dos solos. A segunda etapa consistiu no estudo das propriedades do capim Vetiver, como: profundidade alcançada pelas raízes, resistência das raízes à tração, diâmetro usual das raízes e tensão de cisalhamento resistente. A terceira e última etapa consistiu na análise da estabilidade desses taludes com e sem a presença do Vetiver utilizando dois métodos de equilíbrio limite. A modelagem do capim Vetiver foi realizada considerando a sua aplicação em grupo através do Sistema Vetiver (SV), levando em conta, em menor escala, que esse sistema se assemelha ao solo grampeado.

2.1 Caracterização geométrica e física dos taludes

Foram elaborados cinco taludes com geometria variadas, com desníveis de cinco e dez metros, com e sem bermas horizontais. As geometrias utilizadas se assemelham às encontradas em projetos rodoviários, locais onde a bioengenharia é bastante utilizada no mundo todo (Kim *et. al.*, 2022).

Os materiais (solos) dos taludes hipotéticos foram alterados no próprio Hyrcan, utilizando o comando de "propriedades" disponível na interface do programa. Posteriormente, foi realizado o processo de definição

[1] Métodos de Equilíbrio Limite

de materiais, no qual é possível criar até vinte materiais distintos. Estes podem ser diferenciados por cores, e podem ter os seus parâmetros geotécnicos (coesão, ângulo de atrito, peso específico seco e saturado) alterados, assim como o critério de ruptura utilizado, que neste trabalho foi adotado o critério de Mohr-Coulomb. Os limites dos materiais no talude foram desenhados, utilizando o comando "atribuir propriedades" para inserir o material no talude hipotético.

Para definição dos parâmetros do solo, foram utilizados os resultados obtidos de uma sondagem SPT com limite de furo de 10 m realizada na cidade de Teófilo Otoni - MG. Com base nessa sondagem (Figura 1), foram utilizados dois solos, sendo eles: solo argiloso pouco siltoso (até 2 m de profundidade) e solo siltoso pouco argiloso, com o Nspt médio respectivamente de 19 e 42. Ambos os solos podem ser considerados comocoesivos-fricionais (Vaz, Fiori e da Silveira, 2018).

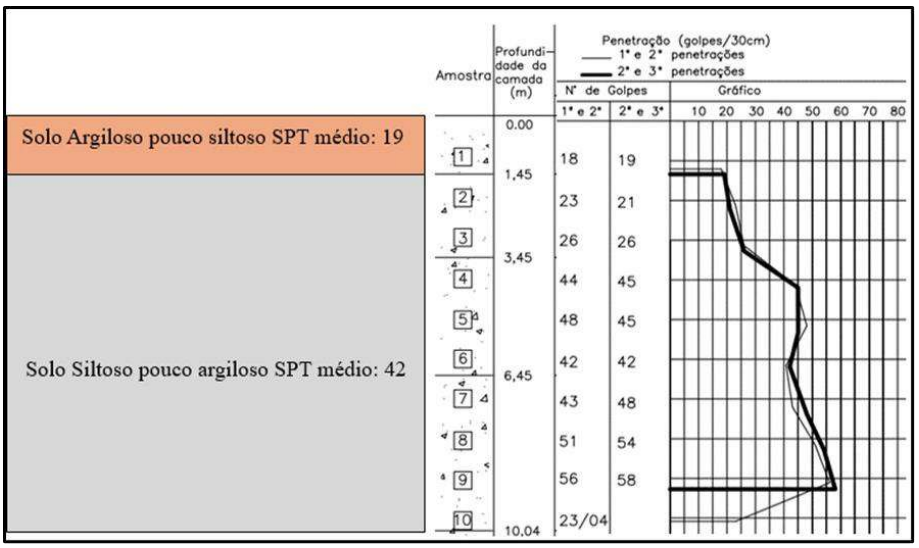


Figura 1. Boletim de sondagem utilizado no estudo

Com os valores do Nspt definidos, foram calculados os parâmetros dos solos. Para a coesão, foi utilizada a Equação 1 de Teixeira e Godoy de 1996 (Almeida e Oliveira, 2018), para o cálculo do ângulo de atrito e pesos específicos, foi utilizada a tabela 13 encontrada no livro Fundações e Contenções de Edifícios (Joppert Jr, 2007). A Tabela 1 apresenta um recorte da tabela dos autores.

$$c = 10.N_{SPT} \quad (1)$$

Tabela 1. Parâmetros do Solo

Tipo de Solo	**Faixa N_{SPT}**	**Módulo de Elasticidade (kN/m²)**	**Peso Específico**		**Ângulo de Atrito (φ°)**	**Coesão Efetiva (kN/m²)**
			Natural (kN/m³)	**Saturado (kN/m³)**		
Argila siltosa pouco arenosa	0-2	1.000	17	18	20	8
	3-5	1.000 – 2.500	18	19	23	15
	6-10	2.500 – 5.000	19	19	24	20
	11-19	5.000 – 10.000	19	19	24	30
	20-30	3.10^4 – 1.10^5	20	20	25	40
	≥30	1.10^5 – 15.10^4	20	20	25	50
Silte arenoso pouco argiloso	5-8	8.000	18	19	25	15
	9-18	10.000	19	20	26	20
	19-41	150.000	20	20	27	30
	≥41	200.000	21	21	28	50

Utilizando as informações apresentadas anteriormente, foram encontrados os parâmetros desses dois solos, apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros Geotécnicos dos solos utilizados

	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Peso Específico (kN/m³)
Solo 1 (Argilo pouco siltoso	190	24	19
Solo 2 (Silte pouco argiloso)	420	28	21

Nos taludes 01, 02, 03 e 05, foi aplicada uma carga distribuída de 20 kPa nas bermas, indicando uma possível sobrecarga de ocupação, em atendimento a NBR 11682 (ABNT, 2009).

2.2 Capim Vetiver

O capim Vetiver (*Chrysopogon zizanioides* Roberty L) é uma espécie de gramínea utilizada como técnica de bioengenharia, que apresenta diversas vantagens para estabilidade de taludes, como por exemplo, o controle de erosão, a melhoria da qualidade dos solo, conservação da umidade, crescimento rápido das raízes, profundidade alcançada pelas raízes. Além do exposto, a notável extensão do seu robusto e volumoso sistema de raízes, com profundidade que supera os 3 m, se conecta profundamente ao solo, o que, simultaneamente, dificulta sua remoção em meio ao escoamento superficial.

Quando plantados em fileiras simples, é formado o Sistema Vetiver, e esse arraigado sistema radicular faz com que o Vetiver se torne muito tolerante à seca e altamente adequado para estabilização de encostas de solos rasos (Truong, Van e Pinners, 2008; Wang *et. al*., 2020). A Figura 2 apresenta o capim Vetiver (Figura 2A) e o SV (Figura 2B).

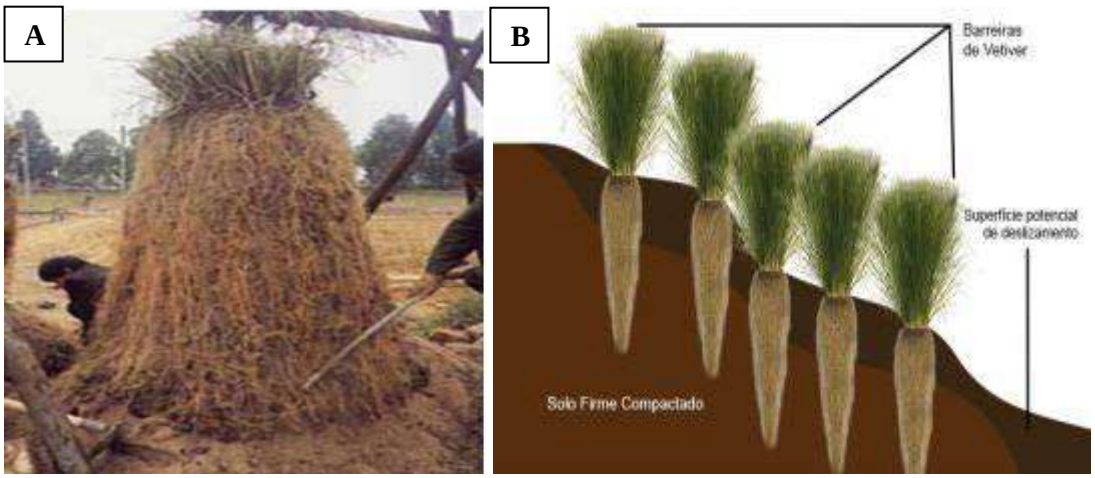


Figura 2A. Capim Vetiver e Figura 2B. Sistema Vetiver

Já é conhecido na literatura que ocorre o aumento de resistência ao cisalhamento do solo com a aplicação do Vetiver. Hengchaovanich e Nilaweera (1996) realizaram um ensaio em uma amostra indeformada de solo cultivado com capim Vetiver e constataram que a resistência ao cisalhamento aumentou em 90% com dois anos de plantio (Barbosa e Lima, 2013). Esses mesmos autores também constataram que a resistência à tração do Vetiver aumenta com a diminuição do diâmetro das raízes, sendo que o Vetiver apresenta uma tensão resistente à tração de 75 MPa para diâmetros entre 0.7 e 0.8 mm. Esse aumento da resistência ao cisalhamento acontece devido ao incremento da coesão aparente com a aplicação das raízes ao longo do tempo de plantio, como pode ser visualizado na Figura 3, que é um dos resultados encontrados no trabalho de Barbosa e Lima (2013).

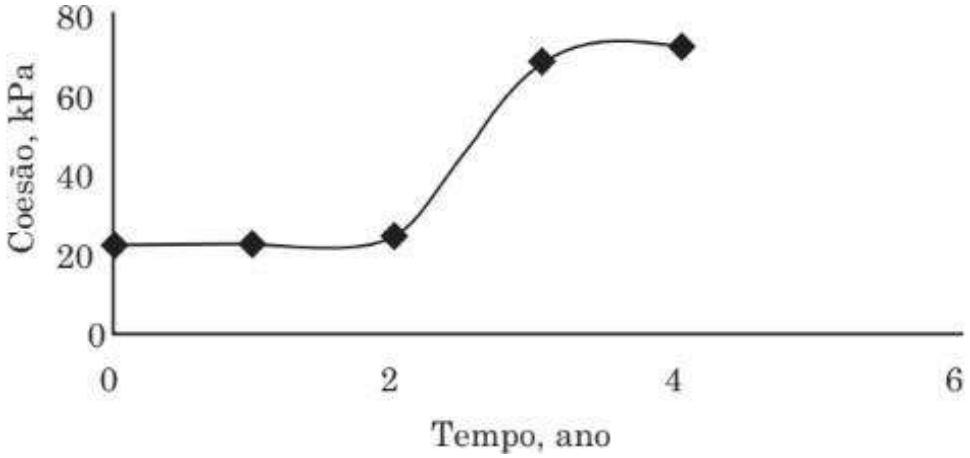


Figura 3. Variação do intercepto de coesão ao longo do tempo de plantio do capim Vetiver

É importante ressaltar que este trabalho não busca analisar o aumento da coesão com a aplicação do Vetiver, e sim a sua atuação como solo grampeado, através da resistência à tração das raízes.

Neste estudo, será avaliado o aumento da resistência ao cisalhamento através da obtenção do fator de segurança (FS) dos taludes, que é a razão entre a resistência mobilizável e a resistência mobilizada no maciço. Para isso, foi adotada uma tensão de resistência ao cisalhamento do solo com Vetiver de 75 MPa, para um diâmetro de 0.7 mm. Isso resultou em uma força de tração de 0.029 kN por raiz. A profundidade adotada foi de 3 m, a distância entre as fileiras do SV foi de 50 cm e de 30 cm entre as plantas, com inclinação perpendicular ao terreno.

2.3 Análise de Estabilidade

A estabilidade de taludes é medida matematicamente através do fator de segurança, o qual deve se manter superior a 1 (um), para garantir a segurança contra deslizamentos. A NBR 11682, na sua tabela 3, exige um FS mínimo de 1.5 quando o nível de segurança contra danos materiais, ambientais e contra danos a vidas humanas for considerado alto. Portanto, é crucial empregar técnicas de estabilização para garantir que esse FS não diminua, mitigando assim os riscos de desastres (Silva, 2011).

Para analisar a estabilidade dos taludes, foram utilizados dois métodos de equilíbrio limite, sendo eles: Bishop simplificado e Morgenstern-Price. Esses métodos fazem parte dos métodos das fatias, onde uma massa de solo potencialmente instável é dividida em fatias, onde são aplicadas as condições de equilíbrio (equações de equilíbrio da estática) a cada uma das fatias de forma isolada (Silva, 2011).

Bishop é um dos métodos mais utilizados na prática e é recomendado para projetos simples, sendo considerado não rigoroso, e podendo ser aplicado para superfícies de ruptura circulares (escorregamento circular) e não circulares (escorregamento planar). Já Morgenstern-Price é considerado rigoroso e pode ser usado para superfícies de ruptura quaisquer, preferencialmente adotado para solos homogêneos em taludes com inclinação superior a 27° (Silva, 2011; Gerscovich, 2012; Barbosa e Lima, 2011).

A modelagem dos taludes foi feita no programa livre HYRCAN, um software de análise de estabilidade de taludes desenvolvido por Roozbeh Geraili Mikola em 2020. Neste programa, o SV foi aplicado nos taludes assemelhando-se ao solo grampeado verde, porque as raízes do Vetiver também irão trabalhar de forma passiva, e podem ser entendidas como grampos no solo, com as limitações de profundidade e resistência já mencionadas.

As raízes do Vetiver foram modeladas como suporte no HYRCAN, com as características de grampos, com os parâmetros já mencionados. O programa pede a força resistente de arrancamento das raízes por metro, a qual foi calculada conforme o solo grampeado usando a força de tração já citada e o comprimento de ancoragem igual a profundidade adotada, ou seja, 3 m.

3 RESULTADOS

As análises de estabilidade foram realizadas no programa HYRCAN utilizando os métodos de Bishop e Morgenstern-Price, sendo que a superfície de ruptura adotada foi calculada pelo próprio programa através de iterações sucessivas, através do método das fatias. A superfície de ruptura calculada é aquela que apresenta o menor FS. O Vetiver foi inserido no programa seguindo os parâmetros de solo grampeado (soil nail). As Figuras 4 a 13 apresentam os taludes utilizados, com e sem Vetiver, com as cotas em metros. Os materiais 1 e 2 representam os solos 1 e 2, respectivamente, os quais já foram citados.

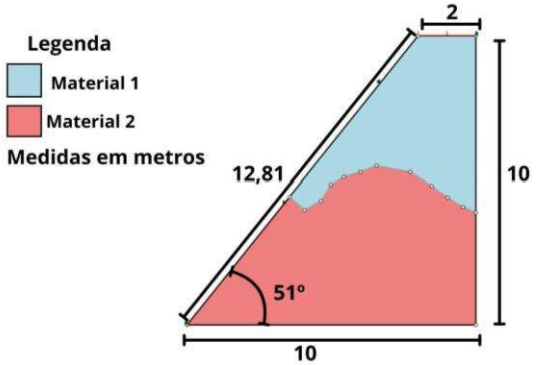


Figura 4. Talude 01 sem capim vetiver

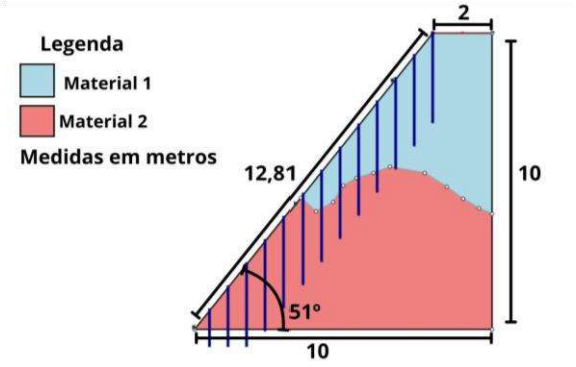


Figura 5. Talude 01 com capim vetiver

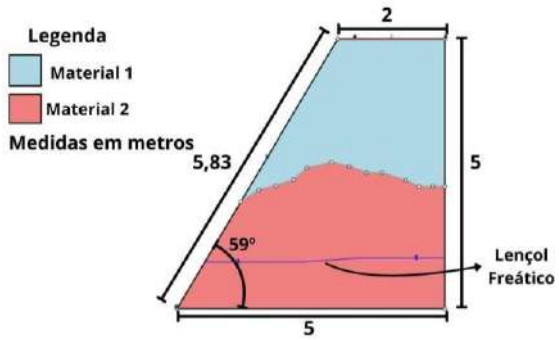


Figura 06. Talude 7 sem capim vetiver

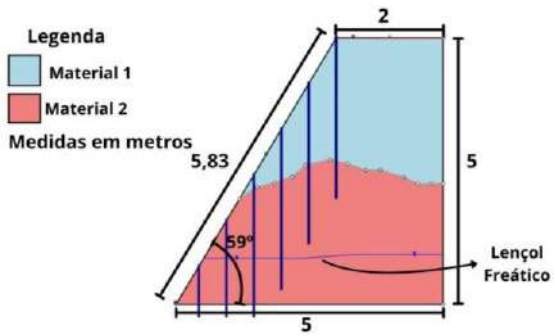


Figura 7. Talude 02 com capim vetiver

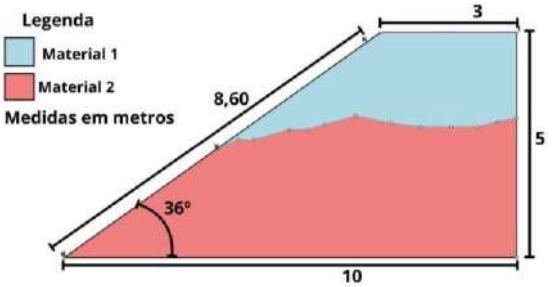


Figura 8. Talude 03 sem capim vetiver

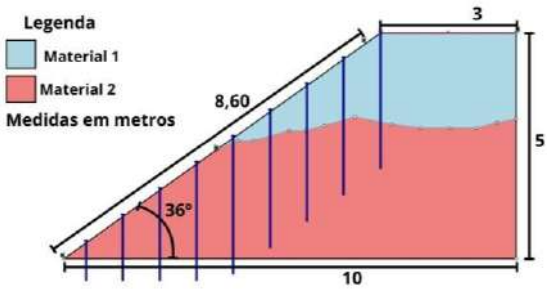


Figura 9. Talude 03 com capim vetiver

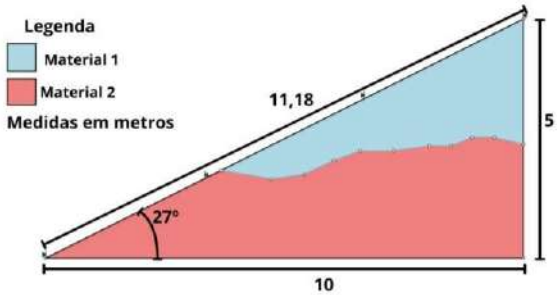


Figura 10. Talude 04 sem capim vetiver

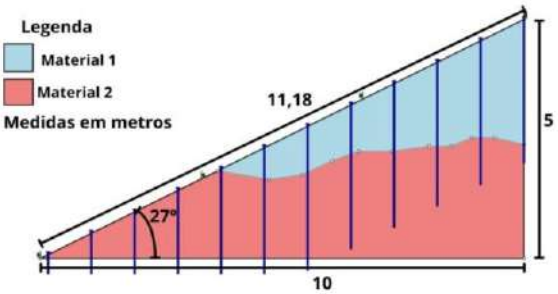


Figura 11. Talude 04 com capim vetiver

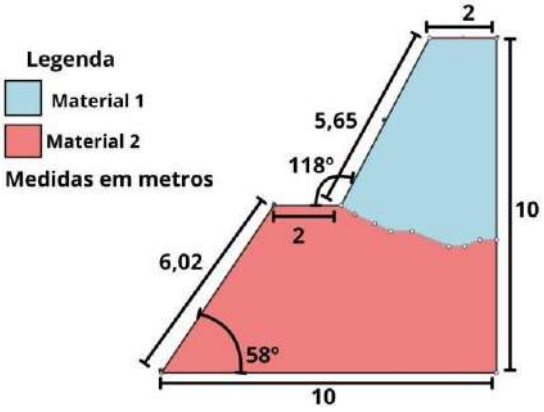


Figura 12. Talude 05 sem capim vetiver

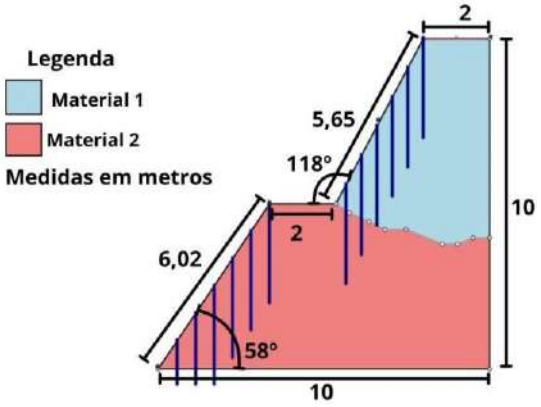


Figura 13. Talude 05 com capim vetiver

Pelo fato de se ter utilizado uma sondagem real, e que essa sondagem apresentou solos com elevada resistência, os fatores de segurança calculados para os taludes sem o Vetiver foram bem elevados, conforme apresentado na Tabela 3, o que já comprova a estabilidade do talude onde a sondagem foi feita. As análises com o Vetiver não apresentaram aumentos significativos nos FS, inclusive, tendo reduzido o FS no método de Morgenstern-Price.

A baixa força de tração utilizada no programa, juntamente com o comprimento do grampo, pode explicar o motivo do Vetiver não ter aumentado muito o FS no método de Bishop. Já pelo método de Morgenstern-Price, as raízes poderiam até ter atrapalhado no equilíbrio das fatias.

Tabela 3. Fatores de Segurança

	Sem Capim Vetiver		Com Capim Vetiver	
Taludes	Método Bishop simplificado	Método Morgenstern-Price	Método Bishop simplificado	Método Morgenstern-Price
Talude 01	13,627	14,171	13,629	14,144
Talude 02	14,630	14,624	14,632	14,594
Talude 03	21,781	21,760	21,783	21,749
Talude 04	39,016	39,004	39,022	38,803
Talude 05	13,653	13,861	13,467	13,853

4 CONCLUSÃO

O trabalho buscou comparar os fatores de segurança de taludes sem e com a presença do capim vetiver, que nas análises foram representados por grampos. O fato dos fatores de segurança não terem aumentado significativamente com a presença dos grampos não significa a ineficácia do sistema vetiver no aumento da resistência ao cisalhamento do solo, pelo contrário. Como já citado, a presença das raízes do Vetiver aumenta a coesão aparente do solo com o tempo, e é esse aumento que faz com que a tensão resistente de cisalhamento também aumente, conforme a equação de Mohr-Coulomb. A coesão verdadeira dos dois solos utilizados não foi alterada, por isso, a parcela significativa da resistência proporcionada pelo Vetiver não foi levada em consideração.

O capim Vetiver é uma espécie já bastante atuante na bioengenharia e a sua principal característica é a redução da erosão dos solos. Contudo, além disso, ela também garante um aumento na estabilidade de taludes. Por fim, cabe ressaltar a importância do software HYRCAN na análise de taludes, sendo um programa livre que pode contribuir ainda mais para a Geotecnia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. A., Oliveira, R. M. M. (2018). Estimativa do Ângulo de Atrito e Coesão Através de Índices de Resistência Obtidos pela Sondagem SPT em Solo Laterítico e Colapsível Característico da Cidade de Cascavel no Estado do Paraná. *XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano* - COBRAMSEG. Salvador -BA.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Barbosa, João Pedro Noleto. *Alternativas para estabilização preventiva de um talude em zona urbana na cidade de Palmas, Tocantins.* 2019. 65 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas, 2019.

Barbosa, M. C. R., Lima, H. M. (2013) Resistência ao cisalhamento de solos e taludes vegetados com capim vetiver. Revista Brasileira de Ciência do Solo, 37(1). p.113-120. https://doi.org/10.1590/s0100-06832013000100012

Brasil (2018). *Manual Técnico para Redução de Riscos de Desastres Aplicado ao Planejamento Urbano: movimentos de massa*. Ministério das Cidades. Brasília.

Caputo, H. P., Caputo, A. N. (2015) *Mecânica dos Solos e suas aplicações: Mecânica das Rochas, Fundações e Obras de Terra*. São Paulo, SP: LTC.

Gerscovich, K. H. (2012) *Estabilidade de Taludes*. Rio de Janeiro, RJ: Oficina de Textos.

Hengchaovanich, D., Nilaweera, N. (1996). An assessment of strength properties of vetiver grass roots in relation to slope stabilization. In *INTERNATIONAL CONFERENCE ON VETIVER*, 1., Bangkok, CD ROM.

Joppert Jr, Ivan. (2007) *Fundações e Contenções de Edifícios*. São Paulo, SP: Pini.

Kim, K., Riley, S., Fischer, E., Khan, S. (2022) Greening Roadway Infrastructure with Vetiver Grass to Support Transportation Resilience. *CivilEng* 2022, *3*, p.147-164. https://doi.org/10.3390/civileng3010010.

Mikola, Roozbeh Geraili. *HYRCAN: a comprehensive limit equilibrium software package for 2d slope stability analysis.* California: University Of California Berkeley Institute Of Governmental Studies, 2023. 9 p. Disponível em: <https://d197for5662m48.cloudfront.net/documents/publicationstatus/126685/preprint_pdf/12fcf6809bb942101b3046b9b16055a3.pdf>. Acesso em: 18 fev. 2024.

Silva, B. A. (2022) *Uso do Capim Vetiver como interveniente na prevenção de desastres por movimentos de massa.*. 57 f. TCC (Especialização) – Especialização em Gestão Pública em Proteção e Defesa Civil, Departamento de Transportes e Geotecnia, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2022.

Silva, João Paulo Moreira da. *Uso do Capim Vetiver como interveniente na prevenção de desastres por movimentos de massa*. 2011. 149 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2011. Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/62106/1/000149997.pdf>. Acesso em: 05 abr. 2024.

Vaz, A. P. de M. e S., Fiori, A. P., da Silveira, C. T. (2018) Métodos de obtenção de valores de ângulo de atrito e coesão: Comparação entre o ensaio de cisalhamento direto e cálculo baseado no SPT. *Boletim Paranaense de Geociências*, 74(1), p.1-10. http://dx.doi.org/10.5380/geo.v74i1.38906.

Truong, P., Van, T. T., Pinners, E. (2008) *Vetiver system applications: Technical reference manual*. 2 ed. Vietnam: The Vetiver Network International, 127 p.

Wang G-y, Huang Y-g, Li R-f, Chang J-m, Fu J-l (2020) Influence of vetiver root on strength of expansive soil-experimental study. *PLoS ONE*, 15(12): e0244818. https://doi.org/10.1371/journal.pone.0244818.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/179

Aplicação do Método Não Destrutivo *Time Domain Reflectometry* (TDR) em Solo Grampeado

Ana Paula Mikos
Engenheira Civil Geotécnica, UFPR, Curitiba, Brasil, anapaulamikos@hotmail.com

Vítor Pereira Faro
Engenheiro Civil, UFPR, Curitiba, Brasil, vitorpereirafaro@gmail.com

RESUMO: Estruturas de reforço como solo grampeado consistem na inserção de barras de aço em perfurações no solo preenchidas com calda de cimento. Os grampos atuam como elementos passivos, onde as cargas são mobilização através de deformações, e com isso geram um reforço do maciço. Após instaladas, as barras ficam somente com uma extremidade da barra para fora do terreno, não sendo possível avaliar a integridade da injeção de calda de cimento e definir seu comprimento. A avaliação do comprimento das barras e da integridade da calda de cimento pode ser realizada com o método não destrutivo *Time Domain Reflectometry* (TDR), que consiste na emissão de uma onda eletromagnética e na avaliação do tempo de retorno e das reflexões. Para isso, é necessário que um cabo coaxial seja pré-instalado paralelamente a barra de aço. O objetivo do artigo é apresentar os resultados de ensaios que foram realizados em um campo experimental com barras de 6 m e 12 m, com e sem reinjeção. As barras foram instaladas com um cabo coaxial preso paralelo a elas e permitiu estimar o comprimento do grampo, que é igual ao do cabo. Não foi possível identificar reflexões que indiquem falhas significativas ao longo das barras.

PALAVRAS-CHAVE: TDR, Grampos, Integridade.

ABSTRACT: Retaining structures like soil nailing consist of inserting steel bars into boreholes on the ground filled with cement grout. The nails are passive elements, where loads are mobilized through deformations, thereby reinforcing the mass. Once installed, the bars have only one end out of the ground, that make impossible to assess the integrity of the cement grout injection and define its length. The evaluation of the length of the bars and the integrity of the cement grout can be performed with the non-destructive method Time Domain Reflectometry (TDR), which involves emitting an electromagnetic wave and evaluating the return time and reflections. It is necessary a coaxial cable pre-installed parallel to the steel bar. The paper aims to present the results of tests that were carried out in an experimental field with 6 m and 12 m bars, with and without re-injection. The bars were installed with a coaxial cable attached parallel to them, allowing the estimation of the length of the nail, which is equal to that of the cable. It was not possible to identify reflections indicating significant failures along the bars.

KEYWORDS: TDR, Nails, Integrity.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, a primeira aplicação de solo grampeado foi durante a construção do sistema de abastecimento de água Cantareira em São Paulo. Posteriormente, a aplicação da técnica se estendeu para estabilização de taludes e escavações em solo, apresentando um bom custo-benefício quando comparado com os métodos convencionais, como muros de gravidade. Além da grande aplicação em rodovias, para estabilização de taludes naturais ou escavações, esse tipo de obra é bastante aplicado como solução de contenção permanente em áreas urbanas.

Um dos principais elementos das estruturas com solo grampeado são os chumbadores, que normalmente são de aço e inserido em perfurações no solo, e preenchidos com calda de cimento. Em alguns casos, podem ocorrer vazios ao longo do preenchimento que podem reduzir a capacidade de carga dos chumbadores. Uma maneira de avaliar a integridade do preenchimento é a aplicação de métodos não destrutivos, e entre eles se

destaca o método Time Domain Reflectometry (TDR). O TDR é aplicado em países como Hong Kong desde 2001 como medida preventiva para garantir a estabilidade das contenções (Cheung e Lo, 2011). O ensaio é rápido e fácil, e permite avaliar todas as barras da contenção.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Solo grampeado

Os grampos utilizados em solo grampeado são divididos por dois elementos principais, os chumbadores e o preenchimento. Os chumbadores são elementos semirrígidos, normalmente de aço, que tem a função de reforçar e estabilizar o maciço pela sua resistência à tração que é mobilizada pelo movimento lateral e deformação do solo. O chumbador é instalado em um furo no solo e preenchida com calda de cimento e é ligado ao paramento por meio de uma placa de apoio e rosca, ou somente dobrado (Lazarte et al., 2015).

Segundo Jayawickrama *et al*. (2007), os principais problemas encontrados em solo grampeado são falhas no preenchimento com calda de cimento ao longo da perfuração. As principais falhas são: vazios no final da barra, redução da seção transversal do preenchimento e falhas próximas à cabeça da barra. Falhas na calda de cimento podem causar maiores deformações da contenção, reduzir a capacidade de carga do chumbador e deixar a barra exposta e suscetível à corrosão.

De acordo com Souza *et al*. (2005), muitas obras antigas eram realizadas somente com bainha e com isso as barras apresentavam vazios devido a retração da calda de cimento. A norma da ABNT NBR 16920-2 de 2021, que aborda a execução de solo grampeado, recomenda a execução de reinjeção após a cura do primeiro preenchimento com calda de cimento, denominado “bainha”, com objetivo de reduzir os vazios formados ao longo dos chumbadores (ABNT, 2021). A reinjeção com uma ou duas fases pode aumentar em mais de 50% a resistência ao arrancamento do grampo. A injeção de primeira e segunda fase preenchem eventuais vazios que ocorrem pela exsudação da calda de cimento, contribuindo para o tratamento ao redor do grampo e melhorando as características do maciço (Souza *et al*., 2005).

2.2 Time Domain Reflectometry

Os métodos não destrutivos permitem avaliar todas os grampos de uma contenção, com a aplicação de técnicas elétricas, acústicas, ultrassônicas, magnéticas, reflectométricas, entre outras. Essas metodologias não interferem na capacidade de carga dos elementos, como nos ensaios de arrancamento, além de possibilitarem a sua aplicação tanto após a execução, como ao longo da vida útil das obras. Dentre os métodos mais aplicados em solo grampeado, o Time Domain Reflectometry foi o que apresentou maior potencial de utilização em estruturas de contenção (Lee e Oap, 2007).

O método TDR consiste na aplicação de uma onda eletromagnética na barra de aço e no cabo coaxial ou fio elétrico, e avaliar o tempo de retorno e os reflexos gerados. O cabo coaxial ou fio elétrico deve ser instalado paralelamente à barra junto com o preenchimento da calda de cimento. A utilização do cabo ou de um fio elétrico tem objetivo de criar um retorno de corrente por um caminho conhecido, melhorando a precisão da técnica (Cheung, 2003).

Chung *et al*. (2015; 2016) e Ng *et al*. (2019) utilizaram um cabo coaxial no lugar do fio elétrico, paralelo a barra, com o propósito de também determinar o tamanho da barra, além da integridade da calda de cimento. É possível realizar o ensaio somente no cabo coaxial, e como a velocidade é fornecida pelo fabricante, a definição do comprimento do cabo (que é igual ao comprimento da barra) é facilitado. Em relação aos resultados obtidos com ensaios TDR, um exemplo é apresentado na Figura 1, onde é gerado um gráfico ao longo do tempo, em que as reflexões podem indicar eventuais falhas no preenchimento da calda de cimento e o final da barra.

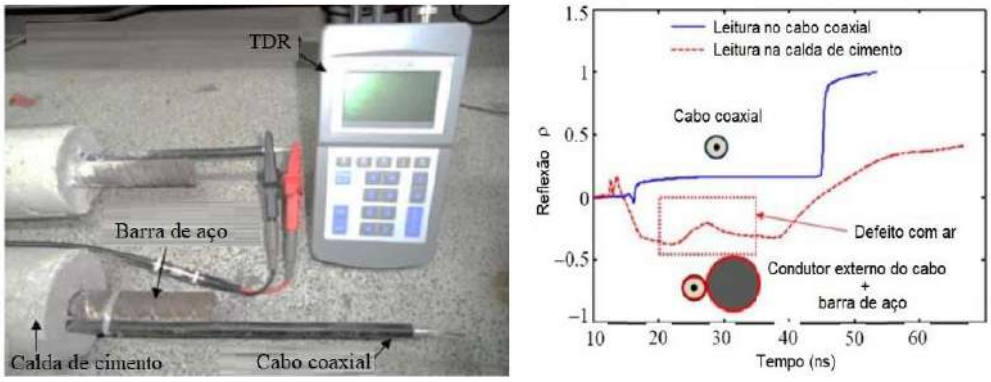


Figura 1. Ensaio TDR com cabo coaxial (Adaptado de Chung *et al*., 2015).

Tang e Yeung (2006) explicam que a impedância característica da calda de cimento é menor que a do ar, por isso a reflexão do sinal é positiva devido à maior facilidade da passagem de corrente elétrica neste trecho da barra. No entanto, se o vazio for preenchido com solo, cuja impedância é menor que a do cimento, a reflexão será negativa pela maior dificuldade da passagem da corrente.

A velocidade de propagação pode ser determinada pela Equação (1).

$$V_p = \frac{V_c}{\sqrt{\varepsilon}} \quad (1)$$

Onde:

V_P = Velocidade de propagação do pulso elétrico (m/s)

V_C = Velocidade da luz no vácuo (m/s)

ε = Constante dielétrica relativa do material (adimensional)

A velocidade da luz no vácuo é em torno de $3x10^8$ m/s (299.792.458 m/s) e a constante dielétrica indica a redução de velocidade da onda eletromagnética quando se propaga pelo material. O valor dessa constante é aproximadamente 1 para o ar, de 3 a 5 para o solo, 10 para a calda de cimento e 80 para a água (Cheung, 2003).

Com a obtenção da velocidade de propagação é possível determinar a distância da cabeça do grampo até a anomalia, ou o fim da barra, a partir da Equação (2).

$$L = \frac{V_p \times t}{2} \quad (2)$$

Onde:

L = Distância da cabeça do ponto até a anomalia ou fim da barra (m)

V_P = Velocidade de propagação do pulso elétrico (m/s)

t = Tempo de propagação do pulso (s)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Campo Experimental

A contenção experimental é localizada na cidade de São José dos Pinhais, bairro Del Rey, no km 617+400 m da BR 376/PR, pista norte. No local, foi realizada a execução de solo grampeado para avaliação de diferentes métodos não destrutivos. A caracterização geológico-geotécnica foi realizada com sondagens SPT, ensaios de caracterização geotécnica e ensaios de resistividade elétrica. Mikos (2017) identificou um solo bastante heterogêneo, característico do complexo Gnáissico-Migmatítico, com nível d'água inexistente no local da contenção.

Neste artigo, é apresentado o resultado do ensaio TDR realizado em 12 grampos com 25 mm de diâmetro, sendo 6 grampos com 6 m de comprimento, e 6 grampos com 12 m de comprimento. Dentre os 6 grampos de cada comprimento, metade foi realizada somente com a bainha, e a outra metade foi realizada uma etapa de reinjeção, conforme apresenta a Tabela 1. Todas as barras foram instaladas com um cabo coaxial pré-instalado paralelamente às barras.

Tabela 1. Variações dos Grampos

Grampo	Comprimento	Descrição
G1	12 m	Grampo sem reinjeção
G2	12 m	Grampo com reinjeção
G3	6 m	Grampo sem reinjeção
G4	6 m	Grampo com reinjeção

3.2 Ensaios TDR

Os ensaios TDR foram com o TRD-200 da marca Campbell Scientific, com a conexão do equipamento à um notebook através de um cabo USB (para alimentação e transferência de dados), com os pulsos são gerados e obtenção dos gráficos com o software PC-TDR.

Inicialmente foram realizados ensaios em laboratório com barras de aço de 2 m utilizadas na obra do campo experimental, com um cabo coaxial paralelo (Figura 2a). Estes ensaios foram utilizados para calibração da velocidade de propagação do pulso no ar.

Os ensaios executados nos grampos do campo experimental (Figura 2b) foram inicialmente medições no cabo coaxial e posteriormente nas barras. Foi utilizado um cabo coaxial com o fio interno soldado em um terminal de engate rápido para conexão com o cabo coaxial pré-instalado na barra. Para o fio externo do cabo coaxial que fica em contato com a barra, foi utilizado um prendedor para auxílio no ensaio (Figura 2c).

(a) (b) (c)

Figura 2. Ensaio TDR nos grampos com o cabo coaxial (Mikos, 2022).
Legenda: (a) Ensaios em laboratório. (b) Grampo com cabo coaxial paralelo. (c) Engate rápido para ensaio nas barras.

3.3 Cálculos do Comprimento e Estimativa da Velocidade de Propagação

A estimativa da velocidade de propagação do pulso na calda de cimento foi utilizada a Equação (3), que leva em consideração os comprimentos da barra em contato com o ar e com a calda, e a velocidade de propagação da barra a ar.

$$V_{calda} = \frac{L_{calda}}{(t_{total} - \frac{L_{ar}}{V_{ar}})} \quad (3)$$

Onde:

V_{calda} = Velocidade de propagação do pulso na calda de cimento (m/s)

V_{ar} = Velocidade de propagação do pulso no ar (m/s)

L_{calda} = Comprimento da barra em contato com a calda de cimento (m)

L_{ar} = Comprimento da barra em contato com o ar (m)

t_{total} = Tempo total de reflexão do pulso, obtido no ensaio (s)

Cabe salientar que a velocidade de propagação do pulso no ar utilizada na Equação (3) foi obtida em ensaios de laboratório com barras expostas ao ar com um cabo coaxial paralelo a barra, conforme apresentado no item 3.2.

4 RESULTADOS

4.1 Ensaios nos cabos coaxiais

A Figura 3 apresenta os gráficos obtidos para os cabos coaxiais instalados nos grampos de 6 m e 12 m, também foram realizados ensaios em cabos de 18 m para avaliar se as o comprimento era proporcional ao tempo medido. A velocidade de propagação do pulso foi calculada com base no comprimento conhecido do cabo e no tempo de reflexão de início e fim. O início foi coincidente com o reflexo negativo do curto-circuito do cabo auxiliar e o fim foi indicado com a mudança de direção da reta.

A velocidade de propagação do cabo determinada foi de 0,66 vezes a velocidade da luz no vácuo (≈ 2,0 x 10^8 m/s). O valor foi correspondente com a velocidade fornecida pelo fabricante do cabo coaxial RG-58 (RFS). Além disso, observa-se um pico na reflexão inicial, que indica a mudança de cabos na passagem do pulso elétrico, entre o cabo do equipamento e o cabo pré-instalado na barra. Percebe-se que o tempo de propagação do pulso elétrico é proporcional ao comprimento do cabo.

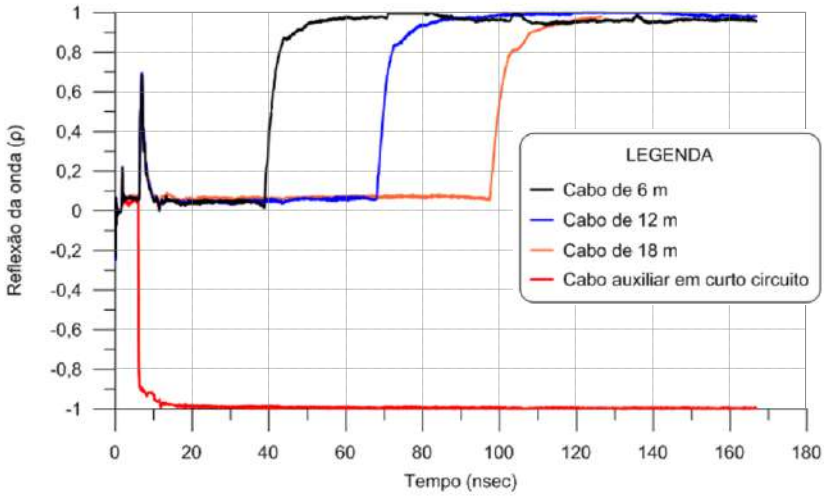


Figura 3. Ensaio TDR nos cabos coaxiais (Mikos, 2022).

4.2 Ensaios nos grampos

Os ensaios com o TDR foram realizados com a geração do contato entre o fio externo do cabo coaxial e a barra avaliada. Os primeiros elementos a serem ensaiados foram os grampos íntegros de 6 m e 12 m. Os grampos G1, G2, G3 e G4 foram executados como elementos de referência para calibração da velocidade de propagação do pulso elétrico na barra em contato com a calda de cimento. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 0.1, onde o símbolo "↑" indica o tempo inicial e o símbolo "↓" representa o tempo final de propagação do pulso na barra.

O comportamento das curvas apresenta reflexões do final da barra menos acentuadas quando comparada com os ensaios com os cabos coaxiais (Figura 3), pois o sinal não se propagou por um meio ideal e isolado como o cabo, e sim na barra de aço envolta por calda de cimento.

Com base nos resultados foi possível observar que os grampos de mesmo comprimento apresentaram comportamento gráfico similar, o que indica que a velocidade de propagação foi semelhante. A reflexão da onda nas barras com comprimento de 6 m ocorre em um tempo menor do que na de 12 m, o que caracteriza os diferentes comprimentos instalados.

Figura 0.1 – Resultados do método TDR nos grampos íntegros

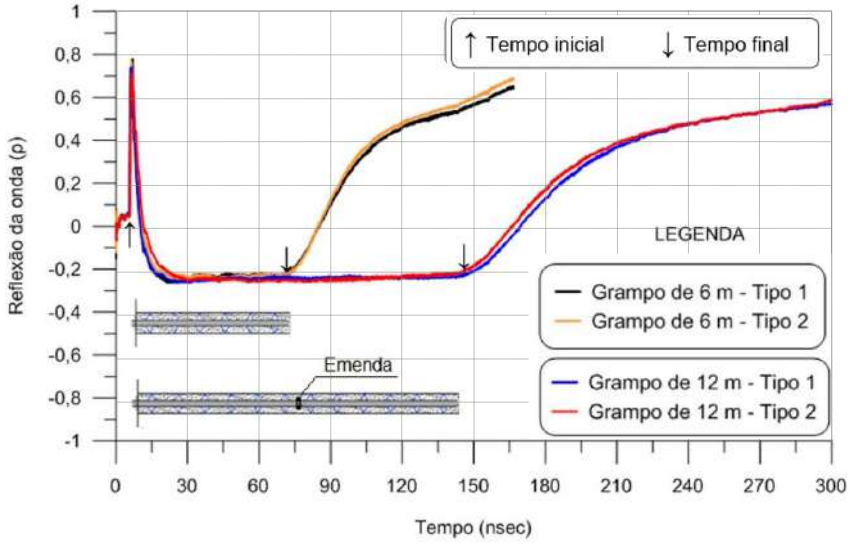


Figura 4. Ensaio TDR nos grampos de 6 m e 12 m (Mikos, 2022).

A Figura 5 apresenta os gráficos das barras de 6 m e 12 m, com e sem reinjeção.

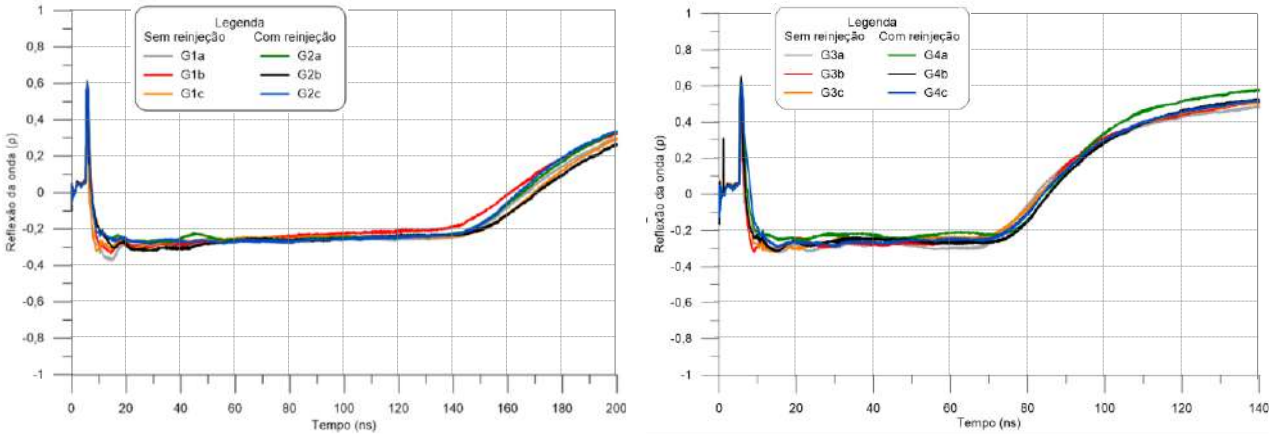


Figura 5. Ensaio TDR nos grampos de 6 m e 12 m (Mikos, 2022).

As barras de 12 m apresentam uma emenda no meio da barra (elementos G1 e G2), e não foi possível identificar alterações gráficas nos resultados, indicando que a emenda não influencia os resultados. É possível perceber que o grampo G1b teve um tempo de propagação inferior quando comparado aos demais, o que resultou em uma velocidade maior que a média dos grampos G1a e G1c. Da mesma maneira, o grampo G1c apresentou o maior tempo entre as três variações. A barra G2a apresentou uma reflexão positiva próxima aos 2 m iniciais (início aos 40 ns), que pode estar associada a uma falha com ar na calda de cimento.

De modo geral, os grampos de 6 m sem reinjeção (G3) apresentaram um tempo de propagação um pouco inferior aos grampos com a fase de reinjeção (G4), o que pode indicar presença de ar ao longo do preenchimento devido à maior velocidade obtida. Como a velocidade de propagação no ar é maior que na calda de cimento, se a velocidade média de uma barra é superior à velocidade das demais, isto pode indicar a presença de ar ao longo da barra.

4.3 Estimativa da velocidade de propagação na calda de cimento

A Tabela 1 apresenta o comparativo entre as velocidades de propagação obtidas nos grampos de 6 m e 12 m, com e sem reinjeção.

Tabela 1. Estimativa da velocidade de propagação na calda de cimento dos grampos (Mikos, 2022).

Grampo	Variação	L_{ar} (m)	L_{calda} (m)	Tempo total (ns)	V_{calda} (m/s)	$V_{calda}/V_{vácuo}$	Média $V_{calda}/V_{vácuo}$
G1a	Grampos de 12 m sem reinjeção	0,18	11,82	140,25	$8,47x10^7$	0,283	0,281
G1b		0,21	11,79	137,67	$8,62x10^7$	0,287	
G1c		0,19	11,81	144,73	$8,20x10^7$	0,274	
G2a	Grampos de 12 m com reinjeção	0,24	11,76	141,22	$8,39x10^7$	0,280	0,276
G2b		0,27	11,73	145,95	$8,10x10^7$	0,270	
G2c		0,24	11,77	141,83	$8,35x10^7$	0,279	
G3a	Grampos de 6 m sem reinjeção	0,24	5,76	64,97	$9,00x10^7$	0,300	0,290
G3b		0,27	5,73	68,90	$8,45x10^7$	0,282	
G3c		0,29	5,72	67,35	$8,63x10^7$	0,288	
G4a	Grampos de 6 m com reinjeção	0,25	5,75	71,55	$8,16x10^7$	0,272	0,281
G4b		0,27	5,73	69,73	$8,35x10^7$	0,279	
G4c		0,22	5,78	66,68	$8,79x10^7$	0,293	

É possível observar que para ambos os comprimentos das barras, a velocidade de propagação nas barras sem reinjeção é ligeiramente maior que nas barras com reinjeção. Esta variação pode indicar a maior presença de ar nas barras sem reinjeção, resultando em uma velocidade maior, uma vez que a velocidade de propagação no ar é maior que na calda de cimento. No entanto, não foi observada nenhuma reflexão significativa nos gráficos, que possa indicar a presença de um vazio com ar. De modo geral, as velocidades para as barras de 6 m e 12 m foram próximas, sendo que nas barras mais longas a velocidade foi um pouco inferior às barras mais curtas, podendo indicar uma perda de velocidade devido ao comprimento.

5 CONCLUSÕES

Os ensaios com o método não destrutivo TDR em grampos permitiram a avaliação do comprimento das barras de aço, que é coincidente com o comprimento dos cabos coaxiais. Também foi possível avaliar a integridade das barras através da análise gráfica. A velocidade de propagação nas barras sem reinjeção foi maior que dos grampos com reinjeção, indicando que pode haver presença de pequenas falhas e/ou ar ao longo das barras, que afetou as velocidades. Pela análise gráfica não foi possível identificar reflexões que podem indicar a presença de falhas significativas nos grampos avaliados. O método se apresentou promissor para aplicação em obras novas, devido a necessidade de instalação do cabo coaxial pré-instalado.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à concessionária Autopista Litoral Sul e ao Grupo Arteris pela oportunidade de desenvolvimento da pesquisa e pelo apoio financeiro. Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), e à Fundação Araucária pelo auxílio financeiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2021). NBR 16920-2. *Muros e taludes em solos reforçados*. *Parte 2: Solos grampeados*. Rio de Janeiro.

Cheung, W. M. (2003). Non-destructive tests for determining the lengths of installed steel soil nails. Geo Report 133. Geotechnical engineering office. Civil engineering department. Hong Kong.

Cheung, W. M. Lo, D. O. K. (2011). Use of time-domain reflectometry for quality control of soil-nailing works. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Hong Kong.

Chung, C. C., Lin, C. P., Wang, K., Lin, C. S., Ngui, Y. J. (2015). Improved TDR Method for Quality Control of Soil-Nailing Works. Technical Note. Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.

Chung, C. C., Lin, C. P., Ngui, Y. J, Wang, K., Lin, C. H. (2016). Laboratory Evaluation of Soil-Nailing Quality Inspection by an Improved TDR Method. Journal of GeoEngineering.

Jayawickrama, P. W.; Tinkey, Y.; Gong, J.; Turner, J. (2007). Non-Destructive Evaluation of Installed Soil Nails. Report No. FHWA/TX 07–258 p. Texas, EUA.

Lazarte, C. A., Robinson, H., Gómez, J. E., Baxter, A., Cadden, A., & Berg, R. (2015). Soil Nail Walls Reference Manual (No. FHWA-NHI-14-007).

Lee, C. F. Oap O. (2007). Review of Use of Non-Destructive Testing in Quality Control in Soil Nailing Works. GEO Report 219 Geotechnical engineering office. Civil engineering and development department. Hong Kong.

Mikos, A. P. (2017). Caracterização geotécnica de campo experimental para avaliação do método não destrutivo da resistência elétrica em solo grampeado. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná. Curitiba.

Mikos, A. P. (2022). Aplicação de Métodos Não Destrutivos para Avaliação da Integridade de Solo Grampeado e Cortina Atirantada. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná. Curitiba.

Ng, W. K.; Ashaari, Y.; Norshazrul, M. Y. (2019). High resolution time domain reflectometry and coaxial cable for soil nail monitoring. In: Journal of Physics: Conference Series. IOP Publishing.

Souza, G. J. T.; Pitta, C. A.; Zirlis, A. C. (2005). Solo grampeado – aspectos executivos do chumbador. IV COBRAE – Conferência Brasileira sobre estabilidade de encostas. Salvador.

Tang, T., Yeung, A.T. (2006). Full-Scale Field Testing of Surface Waves – TDR Technique in Integrity Evaluation of Large-Diameter Bored Piles, Proc. TDR 2006, Purdue University, West Lafayette, USA.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/180

Aspectos de Projeto de Grampeamento e Entelamento contra queda de Blocos Rochosos no Contorno Viário de Florianópolis

André Querelli
Diretor Técnico, M.Sc., **Solotechnique Engenharia e Consultoria Geotecnica**, Jundiaí, Brasil, andre.querelli@solotechnique.com.br

Tiago de Jesus Souza
Diretor Técnico, D.Sc., **Solotechnique Engenharia e Consultoria Geotecnica**, Jundiaí, Brasil, tiago.souza@solotechnique.com.br

RESUMO: O contorno viário da cidade de Florianópolis é conhecido por seus desafios geoténcicos relacionados às suas encostas. No caso de obra em questão, apesar das análises clássicas apontarem poucas instabilidades no maciço, as fotos de inspeção local mostram maior fraturamento em algumas regiões do maciço. Assim, viu-se a necessidade de relizar o grampeamento de uma região do talude e fechamento com telas métalicas de alta resistência. Este artigo avalia as condições de estabilidade das rochas no corte, considerando a geometria recém executada, e apresenta o dimensionamento geotécnico do grampeamento. Os taludes do corte possuem inclinações de 1:1 (vertical:horizontal) separados por bermas com 4 metros de largura, variando em altura de 4 a 8 metros. O modelo de Mohr-Coulomb foi adotado devido à falta de uma caracterização mais detalhada do maciço rochoso e suas fraturas. Uma espessura de massa instável de 1,50 metros na face do talude foi considerada para calcular um revestimento adequado. Os grampos foram inclinados a 30° em relação à horizontal para permitir a instalação de placas de ancoragem próximas à face do talude. O fator de segurança global calculado, considerando a NBR 11682 e a redução de resistência típica do aço, é igual 1,70. Este estudo fornece informações cruciais para assegurar estabilidade do corte de estrada em questão, com implicações significativas na segurança e eficiência da infraestrutura rodoviária.

PALAVRAS-CHAVE: Mecânica das Rochas, Queda de Blocos, Grampeamento, Entelamento, Estabilidade de encostas, Cinematismos.

ABSTRACT: The bypass highway around the city of Florianópolis is known for the geotechnical challenges associated with its slopes. In this case study, although the classical analyses showed little instability in the rock mass, the on-site inspection revealed a higher level of fracture in some areas. As a result, this area had to be stepped using the soil nailing technique. This article evaluates the stability conditions of the rock in the slope, taking into account the new geometry, and presents the geotechnical design of the soil nail. The cut slopes are 1:1 (vertical:horizontal), separated by 4 m wide berms varying in height from 4 to 8 m. The Mohr-Coulomb model was used in the absence of more detailed characterisation of the rock mass and its fractures. A unstable mass thickness of 1.50 metres on the face was used to calculate a suitable lining. The ground nails were inclined at 30° to the horizontal to allow the installation of anchor plates close to the face. The overall safety factor, taking into account the NBR 11682 and the typical reduction in strength of steel, is 1.70. This study provides crucial information to ensure the stability of the road cut in question, with significant implications for the safety and efficiency of the road infrastructure.

KEYWORDS: Rock Mechanics, Rock Fall, Rock and Soil Nailing, Rock Bolt, Slope Stability, Kinematisms

1 INTRODUÇÃO

A queda de blocos é um fenômeno gravitacional frequentemente observado em algumas áreas do estado de Santa Catarina. Essencialmente, trata-se de uma descida livre de blocos a partir de pontos elevados. As causas dessas quedas podem ser variadas, incluindo mudanças térmicas no maciço rochoso, erosão provocada

pela água que resulta na perda de sustentação dos blocos, liberação de tensões decorrentes de atividades tectônicas, vibrações e outros fatores.

Propor solução para conter queda de blocos é uma tarefa complexa devido à variedade de movimentos envolvidos e a incerteza sobre os fatores os influenciam. É necessário levar em conta as características dos blocos, como tamanho, forma e densidade, além dos coeficientes de impacto entre o bloco e a encosta, tanto na direção normal quanto tangencial, e os coeficientes de atrito estático e dinâmico (Hoek, 2007).

Uma alternativa consiste no grampeado que, no caso de taludes constituídos de solos rochosos ou com rochas com intenso grau de fraturamento, além de garantinr a estabilidade deste talude, faz-se necessáiro evitar possíveis deslocamentos de rocha. Assim, a simples adoção de grampos e chumbadores (elementos de fixação dos grampos) não é 100% eficaz, necessitando de alguma técnica de fechamento. Nos últimos anos, telas metálicas de alta resistência substituiram a técnica de concreto projetado nesta função.

Neste estudo de caso, embora as investigações geológico-geotécnicas não tenham detectado fraturas ou planos reliquiares no solo da encosta, durante a execução do corte dos taludes, observou-se um alto grau de fraturamento na rocha, exigindo intervenção imediata da equipe de engenharia responsável pelo projeto geotécnico. Portanto, este artigo tem como objetivo apresentar o dimensionamento de uma estrutura de grampeamento com tela metálica de alta resistência, utilizada em uma importante via de acesso ao Contorno de Florianópolis, em Santa Catarina.

2 APRESENTAÇÃO DO CASO DE OBRA

2.1 Descrição da obra

O ativo em estudo está localizado no município de Palhoça, Santa Cataria e consiste em um corte de até 30m de altura no km 225+340 m, que decai em direção às extremidades do ativo. O corte foi projetado adotando-se taludes de inclinação 1,0(v):1,0(h) separados por bermas. Os taludes possuem alturas entre 4 e 8 metros, enquanto as bermas possuem 4,0m de largura.

Figura 1. Imgem de satélite da região em estudo.

2.2 Descrição Geológico-Geotécnica da Região

Diversas sondagens (à percussão e mistas) foram realizadas na obra como um todo. Na região dos taludes avaliados neste estudo, há uma camada inicial de 1m de espessura de argila siltosa, constituindo a serapilheira da região. Abaixo desta camada segue-se um material vermelho ora caracterizado como argila silto-arenosa, ora como silte argilo arenoso, com resistência à penetração (N_{SPT}) entre 3 e 6 golpes. Abaixo

segue-se uma camada de 2 a 3 m de silte arenoso, com N_{SPT} entre 5 e 15 golpes. De 4 a 5 metros de profundidade as sondagens encontraram o impenetrável, com um incremento abrupto da resistência do material.

Das sondagens mistas executadas, a que alcançou maior profundidade na rocha, sondou um granito cinza, de textura equigranular média a grossa desde 0,1m até 12,0m de profundidade. Os valores de designação da qualidade da rocha (RQD) variam entre 55 e 100%, sendo a mesma classificada como pouco alterada e pouco fraturada em todo o trecho sondado.

Os autores já desenvolveram muitos trabalhos e obras geotécnicas nas proximidades da área de estudo e, com isso, já possuem conhecimento geológico-geotécnico da região. A Figura 2 indica o Registro interno de Obras da Solotechnique, onde foram feito projetos ou houve atuação em consultoria Geotécnica especializada. Isso credencia o entendimento da Geologia local:

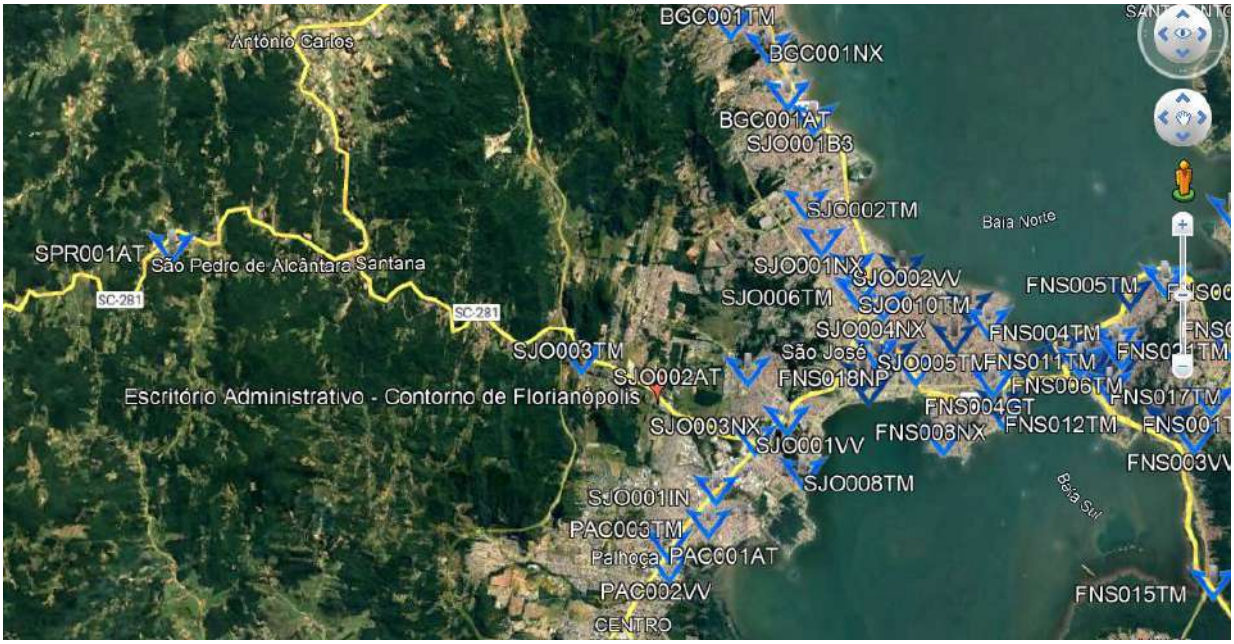


Figura 2 . Locais próximos à obra com atuação técnica dos autores

2.3 Problema Geotécnico em Questão

Apesar das análises cinemáticas clássicas sugerirem poucas instabilidades no maciço, é relevante ressaltar que tais conclusões se basearam em levantamentos de campo limitados.

A documentação fotográfica da inspeção local, como ilustrado na Figura 3, revela a existência de zonas do maciço com maior incidência de fraturamento. Em consonância com uma abordagem conservadora, foi adotada uma abordagem de atribuição de espessura para a massa instável na face do talude, a fim de permitir o cálculo preciso de um revestimento adequado.

(a)

(b)

Figura 3. Situação das rochas presentes nos taludes em análise.

(c)

(d)

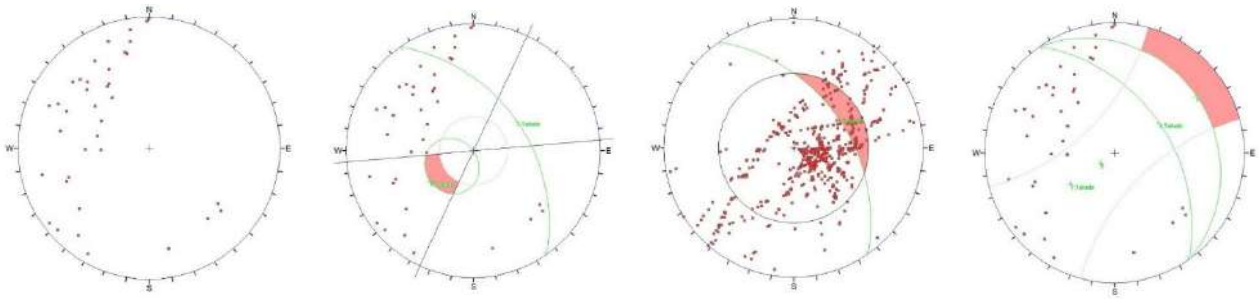
Figura 3. (continuação) Situação das rochas presentes nos taludes em análise.

3 CONCEPÇÃO DO PROJETO DE GRAMPEAMENTO DA ROCHA

3.1 Sobre a Análise de Estabilidade da Rocha

Para essa etapa, foi utilizado o mapeamento geoestrutural. Foram levantadas 37 descontinuidades, número insuficiente para um tratamento estatístico. Por isso, as análises seguiram de forma determinística.

Para a verificação de deslizamento em cunha, avaliaram-se vetores de intersecção das famílias de descontinuidades. Contudo, dado o número reduzido de fraturas mapeadas, não foi possível definir claramente as famílias de descontinuidades para essa análise. Isto posto, optou-se por verificar os vetores de interseção de todos os pares de descontinuidades possíveis no levantamento realizado. Os resultados são apresentados na Figura 4.



(a) (b) (c) (d)

Figura 4. Estereogramas com destaques nas regiões de ruptura: a) descontinuidades, b) deslizamento planar, c) cinha 3D e d) tombamento.

Como visto, não foram encontrados indícios de rupturas possíveis por deslizamento planar (Figura 1b) ou tombamento (Figura 1d), restando as cunhas 3D como uma possibilidade de queda de blocos. Dentre as cunhas cujo deslizamento é geometricamente possível, verificou-se qual resulta na maior pressão de face para estabilização. Esta pressão é considerada em toda a face da cunha e pode ser associada a uma malha de chumbadores para se obter um reforço resultante.

A análise deste mecanismo foi realizada no software Swedge, que utiliza um método de análise cinemática para avaliar a estabilidade de taludes contra falhas em cunha, baseado nas seguintes etapas:

- Definição da geometria do talude e propriedades dos materiais;
- Identificação de famílias de descontinuidades;
- Geração de possíveis blocos de cunha;
- Cálculo do fator de segurança para cada bloco em cunha; e
- Exibição dos resultados da análise na forma de gráficos e diagramas.

As cunhas foram assumidas com 50% de preenchimento de água, algo que pode ocorrer durante precipitações mais intensas. A Tabela 1 apresenta o resumo da análise em cunha.

Tabela 1. Resumo da análise da cunha.

	Mergulho	Direção	c' (kPa)	ϕ' (kPa)
Descontinuidade 1	40°	88°	0	30
Descontinuidade 2	76°	349°	0	30
Face	45°	55°		
Topo	0°	55°		
Altura	8 m			
Densidade	26 kN/m³			
FS com reforço	1,502			
Inclinação da pressão	30,0°			
Pressão para estabilização	5,7 kPa			

3.2 Dimensionamento Geotécnico da Contenção - premissas

3.2.1 Fator de Segurança

Os resultados obtidos a partir das análises de estabilidade devem atender aos fatores de recomendados pela norma brasileira NBR 11682 (ABNT, 2009).

De acordo com os critérios apresentados pela referida norma, foi considerado nível de segurança "médio/alto" contra perda de vidas humanas e "médio" para danos materiais e ambientais, o que resultou no fator de segurança mínimo desejável igual a 1,50. Considerando a redução de resistência típica do aço (1,15) para o grampeamento, adotou-se a consideração que fator de segurança global fosse igual ou superior a 1,70.

3.2.2 Parâmetros Geotécnicos Adotados

Com base nas observações realizadas em campo, considerarou-se que a estabilidade fosse condicionada pelas fraturas existentes, que possuem resistência inferior à resistência média do maciço. Nestes casos é usual adotar-se o critério de Barton-Bandis, entretanto, dado a carência de uma caracterização mais aprofundada do maciço rochoso e suas fraturas, optou-se por usar o modelo clássico de Mohr-Coulomb. Com base na experiência em maciços graníticos semelhantes, adota-se coesão nula e ângulo de atrito de 30°. Ademais, foi considerada uma espessura de 1,5m de potenciais blocos soltos.

3.2.3 Adesão Rocha-Chumbador - grampeamento

Os grampos foram considerados inclinados em 30° em relação à horizontal, de forma a permitir a instalação das placas de ancoragem numa orientação próxima da face do talude.

No que tange o uso de chumbadores em solo, o valor de aderência ou resistência ao arrancamento costuma ser função do tipo de solo no qual o chumbador será executado. Byrne et al. (1998) apresentou faixas de aderência (ou resistência ao arrancamento) em solo que variam de acordo com o tipo e a descrição do solo. Como este caso estamos tratando do grampeamento em rochas, algumas adaptações são realizadas, mantendo-se a base teórica por meio do explicitado no item 3.1.

Assim, para os grampos em rocha, adotou-se adesão lateral no contato bulbo / rocha igual a 550 kPa minorada por um FS igual a 1,50. Este valor é reportado como um limite inferior da aderência de rochas graníticas, inclusive em consulta à base de dados do software MACRO, da Maccaferri.

Ainda que o maciço deste ativo seja de melhor qualidade e indique a possibilidade da adoção de aderências maiores, entendemos que a solução proposta envolve grampos de baixa carga que, se associados a elevadas aderências, resultarão em comprimentos de ancoragem excessivamente curtos. Isto deixaria o reforço proposto extremamente sensível a problemas executivos ou locais de baixa aderência oriundos da

heterogeneidade do maciço. Então, para se obter a resistência ao arrancamento necessária ao cálculo de estabilidade, foi adotado ainda o coeficiente de segurança de 1,50. Portanto, a força de arrancamento por metro de chumbador é obtida pela Equação 1.

$$T_{arranc} = \frac{L*\emptyset_{chumbador}*\pi*q_s}{FS} = \frac{1{,}0*0.075*\pi*550}{1{,}5} \approx 86[kN/m] \quad (1)$$

Logo, os grampos em rocha devem possuir, ao menos, 7,5cm de diâmetro, sendo a aderência resultante de, aproximadamente, 86kN/m.

3.2.4 Resistência estrutural dos Grampos

Para permitir a instalação de placa e porca na face do talude, os chumbadores adotados foram constituídos por barra de aço roscada, tipo GEWI, INCO, THB ou similar, com tensão de escoamento mínima de 500 MPa e pintura anticorrosiva, dado que a cabeça dos grampos permanecerá exposta.

Para a consideração nos reforços as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2022) foram seguidas: i) coeficiente de minoração da resistência do aço (γ_s) igual 1,15 e ii) o coeficiente de majoração das ações (γ_f) igual a 1,40. Logo, a resistência de cálculo aceitável apara as barras é dada pela Equação 2.

$$\sigma_{adm} = \frac{500}{1{,}15*1{,}4} = 310\ MPa = 310.000\ kPa \quad (2)$$

Deste modo, tendo sido adotadas monobarras com diâmetros de 32 mm, a carga de escoamento é igual a 152 kN.

3.2.5 Dimensionamento da Estrutura e Tela de Faceamento

A análise foi realizada por ambos os softwares MACRO Studio (Maccaferri) e Ruvolum (v.1.1), disponível no site da Geobrugg.

Dado que os grampos necessitam possuir resistência estrutural de 152 kN, dividindo-se essa resistência pela área de influência obtém-se a pressão de face por meio da Equação 3.

$$\sigma_{face} = \frac{152}{2{,}0\ x\ 2{,}0} = 38\ kN/m^2 \quad (3)$$

Esse valor de 38 kPa é superior aos 5,7 kPa requeridos para estabilização da cunha 3D crítica verificada nos softwares, de modo que ficam satisfeitas todas a verificações realizadas.

Deste modo sistemas que apregam as seguintes especificações podem ser adotados: i) resistência à perfuração maior ou igual a 80kN, ii) resistência ao cisalhamento da chapamaior ou igual a 40kN, iii) resistência de carga ao esforço de tração paralelo ao talude maior ou igual a 10kN, e iv) a malha deve atender às resistências mínimas, tanto na vertical quanto na horizontal.

Destaca-se que no conceito de reforço proposto há uma interação tela/placa de ancoragem, de modo que o sistema empregue (tela + placas de ancoragem) sempre deve ser garantido e validado pelo fabricante para atender às especificações mínimas indicadas.

O comprimento de perfuração ($L_{perfuração}$) mínimo dos chumbadores é calculado com base na Equação 4, de modo que $L_{faixa\ instável}$ é o comprimento necessário para ultrapassar a porção instável de rocha, $L_{transição}$ é o comprimento de transição entre a porção mobilizada e a porção resistente do grampo, usualmente assumida entre 30 e 50 cm, e L_{bulbo} é o comprimento para ancoragem do grampo. Desta forma, o comprimento mínimo de perfuração resultante é dado pela Equação 5.

$$L_{perfuração} = L_{faixa\ instável} + L_{transição} + L_{bulbo} \quad (4)$$

$$L_{perfuração} = 1{,}5 + 0{,}5 + \frac{152}{86} \approx 3{,}75m \quad (5)$$

O comprimento total da barra também necessita de uma folga para acoplamento da placa e porca na cabeça do grampo. Assim, o comprimento da barra é dado pela equação 6.

$$L_{barra} = 3{,}75 + 0{,}25 = 4{,}0m \quad (6)$$

No entanto, recomendamos, em face da incerteza do mapeamento do caso em questão, indicamos a adoção de ao menos 1,5m acima do comprimento mínimo calculado e, arredondando-se para as medidas comerciais das barras. Assim, foi inciado comprimento perfurado de 575cm com barras totais (após emenda por luva) de 600cm.

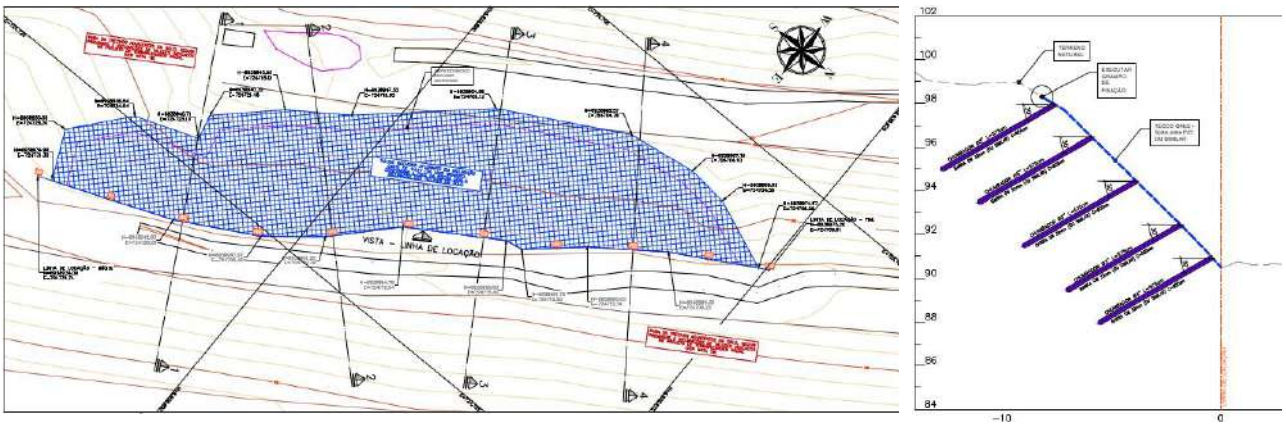
3.2.5 Considerações Adicionais relativas ao Grampeamento e Entelamento da Rocha

Além dos procedimentos usuais de grampeamento (adotados em solos grampeados, por ex.), foi indicado que o reforço dos taludes em rocha ainda atendesse às seguintes considerações:

- Perfuração em rocha com diâmetro mínimo de 7,5cm;
- Grampos com inclinação de 30° com a horizontal;
- Antes de qualquer trabalho de reforço nos taludes em rocha, realização de procedimento de bate-choco, com a remoção de todos os blocos em equilíbrio precário que se encontrem na face do talude;
- Reforço dimensionado para uma espessura instável de 1,5m de espessura. Caso verifique-se em campo a existência de blocos de dimensões relevantes ou de uma espessura instável superior a 1,5m, previmos a comunicação à projetista para avaliação de eventual reforço pontual;
- Os grampos da porção rochosa deverão ter sua locação ajustada em campo, em pontos oportunos de relevo da rocha de modo a garantir uma boa conformação da tela de alta resistência à face rochosa por meio da placa de ancoragem; e
- Deverá ser aplicado torque nas porcas das cabeças dos chumbadores de forma a garantir uma carga de incorporação mínima de 20 kN.

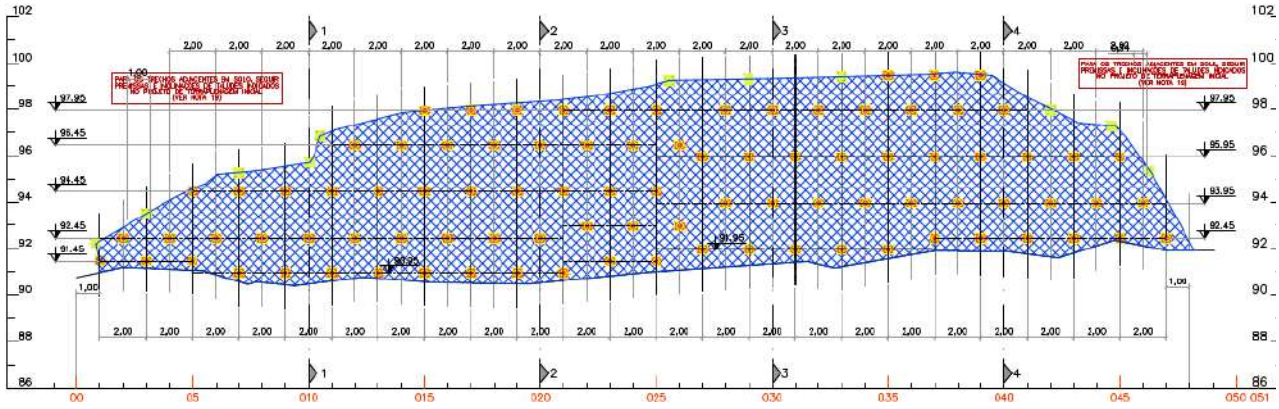
3.3 Projeto Elaborado

Mostramos na Figura 5, a seguir, alguns elementos de emissão do projeto supra descrito neste artigo, de elaboração da Solotechnique:



(a) (b)

Figura 5. Projeto Elaborado em (a) planta, (b) uma seção em corte e (c) a elevação frontal.



(c)

Figura 5. (continuação) Projeto Elaborado em (a) planta, (b) uma seção em corte e (c) a elevação frontal.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste estudo, frente a identificação de um intenso grau de fraturamento de uma encosta rochosa durante seu taludamento, fez-se necessário a intervensão imediada dos resposáveis técnicos pela obra geotécnica para avaliar possíveis soluções de engenharia para a problemática evidenciada.

Este artigo objetivou apresentar o detalhamento e critérios de projeto de grampeamento de rocha com telas metálicas de alta resistência. Frente à condição das rochas in situ e mapeamento geológico, considerou-se os 1,5m de espessura iniciais constituidos por blocos de rocha solto, resultando em grampos de ângulo de aplicação de 30° com a horizontal, 7,5 cm de diâmetro e comprimento mínimo de 6,00 m, dotados de monobarras de diâmetro 32mm. Este dimensionamento resultou em um fator de segurança igual a 1,70.

Esse projeto permitiu estabilidade satisfatória ao corte de estrada em questão, com implicações significativas na segurança e eficiência da infraestrutura rodoviária. As medidas de contenção já estão em fase de execução, e espera-se apresentar futuramente, em artigo complementar, o relato da sua execução, das dificuldades encontradas e da instrumentação de obra.

É fundamental destacar que as previsões e valores apresentados devem ser encarados como referências teóricas para orientação. Para calcular essas previsões, várias simplificações são feitas, e a variabilidade das propriedades do maciço e das estruturas pode resultar em diferenças em relação aos valores medidos efetivamente no campo. Além disso, a instalação de instrumentação geotécnica na contenção é uma prática altamente recomendada e deve ser considerada como um componente essencial do projeto.

AGRADECIMENTOS

A **Solotechnique** agradece à Arteris pela confiança de todos os anos de construção do Contorno de Florianópolis e pela oportunidade de desenvolvimento de projetos como o apresentado em epígrafe.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Byrne,R.J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., Ueblacker, G. (1998). *Manual for design and construction monitoring of soil nail wall*. Repor No. FHWA-SA-96-069R. Washington, 586p.

Hoek, E., 2007, Practical Rock Engineering: RocScience. (Available from the publisher at http://www.rocscience.com/hoek/PracticalRockEngineering.asp).

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/181

Aspectos de Sustentabilidade Ambiental, Social e Econômica de Contenções em Solo Reforçado na Integração da Rodovia dos Tamoios aos Contornos de Caraguatatuba e São Sebastião

Emília Mendonça Andrade
Engenheira, Huesker LTDA., São José dos Campos, Brasil, emilia@huesker.com

Caroline Tomazoni Santos
Professora Adjunta, UFPR, Curitiba, Brasil, caroline.tomazoni@ufpr.br

Cristina Francischetto Schmidt
Diretora de Engenharia, Huesker LTDA., São José dos Campos, Brasil, cristina@huesker.com

Pedro Paulo Monteiro Soares dos Anjos *(in memorian)*
Engenheiro, EGTC Infra, São Paulo, Brasil.

RESUMO: A sustentabilidade em obras de infraestrutura rodoviária significa garantir que antes, durante e após a implantação, sejam tomadas iniciativas que reduzam os impactos ambientais, potencializem a viabilidade econômica e proporcionem condições socialmente justas. Dentro de um contexto de crise climática, a tomada de ações cujos objetivos sejam a preservação do meio ambiente e a conservação dos recursos naturais é cada vez mais premente. O objetivo deste artigo é discutir como soluções de engenharia, notadamente em obras de contenção, podem contribuir com a redução dos impactos sócio-ambientais em obras de infraestrutura rodoviária, enfocando como a escolha da técnica e dos materiais de construção podem proporcionar redução da pegada de carbono da obra. Ilustra essa discussão um estudo de caso das soluções adotadas no projeto de muros de contenção que integram as obras de integração da Rodovia dos Tamoios aos Contornos de Caraguatatuba e São Sebastião, inserida na Mata Atlântica, cujos projetos originais foram reavaliados visando não apenas a sustentabilidade técnico-econômica, mas também a socio-ambiental. Esta análise demonstrou significativas vantagens na substituição de técnicas convencionais de arrimo por muros em solo reforçado com geogrelhas, cuja significativa redução nas emissões de gases de efeito estufa em relação a outras soluções é demonstrada quantitativamente.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de Solo Reforçado, Geogrelhas, Sustentabilidade, Pegada de Carbono, Impactos Ambientais e Sociais.

ABSTRACT: Sustainability in road infrastructure works entails ensuring that before, during and after their implementation, measures are taken to reduce environmental impacts, enhance economic forecasts and provide socially fair conditions. Within the context of climate crisis, taking actions whose objectives are the preservation of the environment and the conservation of natural resources is increasingly urgent. The objective of this article is to discuss how engineering solutions, notably in retaining structures, can contribute to reducing socio-environmental impacts in road infrastructure works, focusing on how the choice of construction technique and materials can provide a reduction in the carbon footprint of the road work. This discussion is illustrated by a case study about the imposed solutions in the design of the retaining walls of Lot 1 of the integration works between the Tamoios Highway and the Contornos de Caraguatatuba and São Sebastião, inserted in the Atlantic Forest, whose original projects were reevaluated to incorporate social and environmental

sustainability, in addition to its prior technical and economic decisions. This analysis showed that the replacement of conventional retaining techniques with soil walls reinforced with geogrids, led to significant reduction in greenhouse gas emissions in relation to other solutions is demonstrated quantitatively.

KEYWORDS: Reinforced soil structures, Geogrids, Sustainability, Carbon Footprint, Environmental Impact

1 INTRODUÇÃO

Globalmente, o setor da construção civil é responsável direta e indiretamente por 37% das emissões de Gases Efeito Estufa, como indica a United Nations Environment Programme (2022).

É importante notar que a construção civil, e em particular a construção de obras de infraestrutura, desempenha um papel importante no desenvolvimento das economias e na melhoria da qualidade de vida das sociedades. Portanto, na elaboração de projetos desse tipo, é pertinente adotar um arcabouço de práticas que observem o uso adequado dos recursos, ações éticas nas relações de trabalho e com a sociedade, a adoção de medidas de gestão de riscos, a internalização de externalidades negativas e, principalmente, o propósito do negócio no contexto de desenvolvimento social e o compromisso com metas relacionadas à Sustentabilidade, em especial aos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) promovidos pela Organização das Nações Unidas (ONU, 2019) para a Agenda 2030. No contexto desses objetivos, alguns deles se destacam com maior relevância para o setor: ODS 7 – Energia Limpa; ODS 8 – Trabalho decente e crescimento econômico; ODS 9 – Indústria, Inovação e Infraestrutura; ODS 11 – Cidades e Comunidades Sustentáveis; ODS 13 – Ação contra as mudanças climáticas.

Ao empregar soluções com geossintéticos em projetos de infraestrutura, como estradas e aterros sanitários, há um potencial para maior sustentabilidade, reduzindo a necessidade de materiais naturais, substituindo materiais com maior impacto ambiental, aumentando a vida útil da infraestrutura e reduzindo os custos de manutenção e reparo. (WRAP, 2010)

Nesse diapasão, este artigo discute a solução adotada em muros de contenção que integram o Lote 1 das obras de integração da Rodovia dos Tamoios aos Contornos de Caraguatatuba e São Sebastião, os quais foram concebidos considerando também aspectos relacionados à sustentabilidade das soluções adotadas.

Estritamente falando, as obras aqui tratadas (integração da Rodovia dos Tamoios aos Contornos de Caraguatatuba e São Sebastião) foram interrompidas em 2018 e reiniciadas somente em 2021 sob a gestão da Concessionária Tamoios. Visando a redução de custos e o cumprimento de um cronograma rigoroso, várias soluções do projeto original foram reavaliadas, o que levou a uma revisão das soluções de muros de contenção do Lote 1, sendo que a sustentabilidade socio-ambiental da técnica a ser empregada passou a integrar a análise da finalização da obra. O projeto inicial previa a construção de muros a flexão, muros em solo reforçado com tiras metálicas e face em placas de concreto, cortinas atirantadas e solo grampeado. Muitas destas soluções foram substituídas pela implementação de muros em solo reforçado com geogrelhas, priorizando a agilidade na conclusão das contenções.

Além dos benefícios econômicos e de aceleração do cronograma de execução da obra, a substituição das soluções iniciais por sistema com materiais alternativos promoveu uma significativa redução da emissão de gases de efeito estufa, de cerca de 300 t CO2eq. de carbono incorporado, verificada na avaliação comparativa de emissões relacionadas aos ciclos de vida dos materiais empregados em cada alternativa, ou seja, considerando emissões das Declarações Ambientais de Produtos dos materiais industrializados e bases de dados públicas para materiais naturais. Vantagens em relação ao impacto social foram também verificadas com a alteração do projeto, o que possibilitou o uso da área de terraplenagem das contenções como caminhos de serviço, minimizando intervenções no meio social da comunidade local, executando a frente de trabalho unicamente pelo eixo de obra e não utilizando viário municipal. Assim, o estudo realizado demonstra vantagens substanciais em sustentabilidade do emprego da solução de contenções em solo reforçado com geogrelhas em comparação a alternativas tradicionais, indo ao encontro das recentes evidências encontradas na literatura, de que soluções com geossintéticos podem contribuir para melhor desempenho de empreendimentos nos três pilares da sustentabilidade: ambiental, social e econômico.

2 IMPACTOS DE OBRAS DE INFRAESTRUTURA RODOVIÁRIA

2.1 Impactos Ambientais Diretos

A instalação de uma nova rodovia ou a duplicação de uma obra existente causam, inexoravelmente, significativos impactos ambientais, que podem se agravar dependendo da sensibilidade do ambiente onde se inserem. Biomas como a Mata Atlântica, densamente florestada e com escarpas abruptas, são afetadas, além dos óbvios impactos sobre a flora (supressão vegetal) e fauna silvestre (isolamento de comunidades pela falta de conectividade da paisagem, atropelamentos e indução à caça predatória), por erosões e assoreamentos causados pela remoção da cobertura vegetal e movimentação de solo e eventual contaminação do solo e lençol freático causadas por vazamentos de produtos tóxicos. Ademais, a demanda por material granular pode acarretar a mineração de jazidas para empréstimo de material e necessidade de depósitos de materiais excedentes, implicando na ampliação da área afetada.

Um aspecto ao qual é devotada pouca atenção na concepção de projetos de infraestrutura rodoviária, mas que frequentemente é objeto de questionamentos por parte dos órgãos ambientais e pelo Ministério Público no âmbito do processo de licenciamento é a abertura de estradas de serviço e de apoio. A implantação de acessos provisórios para abertura e apoio agravam a pressão sobre áreas lindeiras quando não há o controle de acesso e a eventual desativação/ interdição com o fim das obras, na medida em que são caminhos indutores da degradação ambiental pelo extrativismo e caça predatória e são possíveis estímulo a assentamentos espontâneos em áreas de proteção.

2.2 Impactos Ambientais Indiretos

2.2.1 Insumos

Além de materiais minerais oriundos de jazidas naturais, obras de infraestrura demandam outros materiais como o concreto asfáltico, o cimento Portland e o aço, que em sua produção geram impactos ambientais significativos, incluindo emissões de gases de efeito estufa, consumo intensivo de energia e recursos naturais e geração de resíduos. Esses impactos destacam a necessidade de desenvolver novas tecnologias construtivas e aplicar análises preditivas para produzir materiais mais ecoeficientes e reduzir esses impactos (Passuelo et al., 2014). A aplicabilidade da ACV (Avaliação de Ciclo de Vida) na análise de impactos ambientais de materiais de construção inovadores tem sido comprovada por meio de estudos de caso comparativos, como demonstrado por Silva e Silva (2000).

A escolha dos materiais de construção afeta todos os aspectos da pegada de carbono de uma construção. Só a indústria siderúrgica é responsável por 7,2% das emissões globais de gases de efeito estufa, das quais 55% vão para o setor de ambiente construído, com 33% em edifícios e 22% em infraestrutura (Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente, 2022).

A análise da pegada de carbono e dos impactos ambientais dos materiais de construção pode abranger diferentes escopos de emissão de GEE (gases de efeito estufa), dependendo da abordagem adotada na Avaliação do Ciclo de Vida (ACV), podendo ser abordada por meio da análise incluindo as emissões diretas (Escopo 1), as emissões indiretas associadas à energia adquirida e consumida (Escopo 2) e outras emissões indiretas ao longo do ciclo de vida do produto (Escopo 3), de acordo com os padrões definidos por WRI, WBCSD (2004).

Estudos realizados na última década, como os reportados nas publicações de Fraser et al. (2012) e Bizjak e Lenart (2018), demonstram significativa redução de impacto ambiental com a aplicação de soluções alternativas em substituição a soluções convencionais na construção de estruturas de contenção, especialmente quanto à emissão de gases de efeito estufa e potencial de aquecimento global, chegando a uma redução de 84% nestes impactos.

2.2.2 CO2 incorporado (ECO2) e Pegada de Carbono

O CO2 incorporado de um material é o valor calculado da quantidade de CO2 oriundo de suas fases de ciclo de vida, tais como a extração de matéria-prima, processamento e transporte do material com base na forma típica de energia utilizada. Este valor é expresso como a massa, em kg de CO2 incorporado para 1

unidade declarada de material, em kg CO2 eq. (WRAP, 2010). Tal valor pode ser referido também como sua pegada de carbono.

Diversos fabricantes de materiais de construção civil possuem estudos específicos de ACV, com valores aferidos e acreditados de ECO2 em seus produtos. Tais relatórios podem ser acessados em Declarações Ambientais de Produto (EPDs).

2.3 Impactos Sociais

Cruz et al. (2023), destacam a necessidade de empresas de construção considerarem questões sociais, como a segurança dos trabalhadores, a inclusão social e a responsabilidade social corporativa, ao adotar práticas sustentáveis e inovadoras, sugerindo que tais empresas devem considerar os impactos sociais de suas práticas e adotar medidas para promover a responsabilidade social corporativa e a inclusão social.

Os projetos de construção de infraestrutura rodoviária trazem várias mudanças sociais, positivas e negativas, que podem moldar significativamente a vida dos membros da comunidade. A conectividade e a infraestrutura de transporte, por exemplo, têm o potencial de melhorar a economia de uma comunidade, melhorando a conectividade e a acessibilidade (Çelik, Kamali e Arayici, 2017)

A construção de projetos de infraestrutura pode, muitas vezes, levar a mudanças no tecido social das comunidades locais. Apesar da possível desapropriação de imóveis para a liberação das frentes de obra ou remoção de edificações por ocasião de serviços de duplicação ou ampliação de faixas, pode ocorrer, por exemplo, a atração de novos moradores e empresas, levando ao aumento da diversidade social e de oportunidades econômicas. (Gonzalez et al., 2020)

No entanto, a construção de infraestrutura também pode resultar em uma série de impactos sociais que precisam ser cuidadosamente considerados. Um dos impactos sociais mais imediatos é a interrupção causada pelo próprio processo de construção. Comunidades próximas a canteiros de obras podem experimentar o aumento de ruído, emanação de poeira e congestionamento no trânsito, o que pode afetar negativamente sua qualidade de vida. (Josa e Aguado, 2019).

3 ESTUDO DE CASO: CONTENÇÕES EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS DOS CONTORNOS DE CARAGUATATUBA E SÃO SEBASTIÃO DA RODOVIA DOS TAMOIOS (SP)

3.1 Aspectos Gerais da Obra

As obras de integração da Rodovia dos Tamoios aos Contornos de Caraguatatuba e São Sebastião, interrompidas em 2018, foram reiniciadas em 2021 sob a gestão da Concessionária Tamoios. Visando a redução de custos e o cumprimento de um cronograma rigoroso, várias soluções do projeto original foram reavaliadas. Neste artigo discutiremos o caso dos muros 11, 13, 18, 106 e 221 deste empreendimento, a partir de uma avaliação dos aspectos relacionados à sustentabilidade das soluções adotadas para sua finalização.

O projeto inicial previa a construção de muros a flexão, muros em solo reforçado com tiras metálicas e face em placas de concreto, cortinas atirantadas e solo grampeado. Muitas destas soluções foram substituídas pela implementação de muros em solo reforçado com geogrelhas, priorizando a agilidade na conclusão das contenções.

Estes muros desempenharam um papel crítico no reinício da construção, pois serviram como o único acesso para os trabalhos de execução do túnel à frente, e a solução com solo reforçado reduziu significativamente o tempo de conclusão de todo o serviço, alinhando-se ao cronograma de construção e evitando a necessidade de interromper o acesso ao túnel.

Figura 1. Execução dos muros 13, 106 e 221.

Figura 2. Execução dos muros 18 e 13.

3.2 Mensuração das vantagens em sustentabilidade ambiental e social

Com a finalidade de avaliar o desempenho de soluções de sistemas de contenção quanto a critérios relacionados à sustentabilidade ambiental, foram desenvolvidos cálculos de estimativa de ECO2 gerado pelo consumo de materiais de construção empregados nas soluções alternativas para execução dos muros.

Para cada uma das alternativas avaliadas, calculou-se o consumo de materiais empregados para composição das contenções, por metro quadrado de face. A partir do consumo de materiais, foram avaliados os valores reportados de ECO2, em kgCO2eq., nas Declarações Ambientais de Produtos (EPDs) disponibilizadas pelas empresas fornecedoras de cimento, aço, galvanização e de geossintéticos, contendo avaliações de ciclo de vida (ACV) dos produtos. Outros materiais, como areia e agregados, tiveram seus valores adotados a partir da literatura disponível.

Os valores de ECO2 levantados para os materiais estão descritos na Tabela 1. Para este estudo, foram considerados os valores reportados para a fronteira *craddle to gate*, ou seja, da fase de produção dos materiais. Esta limitação foi adotada em razão da disponibilização de dados por fornecedores de materiais, pois nem todos possuem relatórios contemplando outras fases do ciclo de vida. Assim, para viabilizar a comparação, o transporte até a obra e trabalhos de instalação não foram considerados. Adicionalmente, para fins de simplificação, outros materiais e serviços, como transporte e compactação de solo local, não foram incluídos nos cálculos comparativos, pois foram tomados como aproximadamente equivalentes para as alternativas consideradas.

Tabela 1 – ECO2 referentes à produção dos materiais empregados nas duas alternativas estudadas

Material		**ECO2**	
Geogrelhas	Referência: HUESKER Synthetic GmbH. EPD Fortrac T, 2021	35T	1,11E+00
		55T	1,44E+00
		80T	1,92E+00
		110T	2,10E+00
		150T	2,64E+00
		kgCO2eq./m²	
Concreto	Referência: Votorantim Cimentos S.A, 2023	3,84E+02	
		kgCO2eq/t	
Aço	Referência: Arcelor Mittal Brasil, 2018	7,86E+02	
		kgCO2eq/t	
Galvanização	Referência: American Galvanizers Association, 2022	3,30E+02	
		kgCO2eq/t	
Agregado	Referência: ICE Database, 2011	5,20E-03	
		kgCO2eq/kg	
Geotêxtil	Referência: HUESKER Synthetic GmbH. EPD Stabilenka, 2021	3,59E+00	
		kgCO2eq/m²(780g)	
Areia	Referência: ICE Database, 2011	5,10E-03	
		kgCO2eq/kg	

Os resultados comparativos de ECO2 para cada solução alternativa à execução dos muros estão descritos na Tabela 2, indicando uma redução significativa no carbono incorporado e no potencial de aquecimento global associados aos materiais utilizados na solução de solo reforçado, em comparação com as alternativas: quase 300 toneladas de gases de efeito estufa foram economizadas com a substituição dos métodos construtivos tradicionais por uma solução com geossintéticos (redução de 73%), além dos benefícios econômicos e da maior celeridade no cronograma de obras.

Esta diferença decorre principalmente da redução dos volumes de concreto. O aço consumido por muitas soluções, particularmente a galvanização, também responde por uma parcela substancial das emissões, seguido pela produção de reforços geossintéticos.

Além disso, o uso de material granular proveniente de detonações em locais próximos contribuiu para a sustentabilidade, pois poupou a exploração de outras jazidas e transporte de insumos, e contribuiu para uma redução nas emissões em comparação às soluções tradicionais.

Tabela 2. Resultados de ECO2 por m² de face para as alternativas

Muro Nº	Área de face (m²)	Projeto anterior	ECO2 - Projeto anterior (kgCO2eq.)	ECO2 - Novo Sistema: Solo Reforçado com Geossintéticos (kgCO2eq.)
11	820	Cortina atirantada	16.382	45.846
106	345,7	Solo grampeado	31.227	19.328
18	353,2	Solo reforçado com fitas metálicase face em placas de concreto	43.471	19.750
221	98	-	5.479	5.479
13	260	Muro a Flexão	299.520	14.537
Total ECO2 (tCO2eq.)			**396**	**105**

Vantagens em relação ao impacto sócio-ambiental foram também verificadas com a alteração do projeto, que possibilitou o uso da área de terraplenagem das contenções como caminhos de serviço, minimizando intervenções no meio social da comunidade local e em áreas de proteção ambiental, executando a frente de trabalho unicamente pelo eixo de obra e não utilizando viário municipal. Como consequência, reduziu-se significativamente os transtornos causados pelas obras, promovendo a redução de ruído, a emissão de poeira e congestionamento no trânsito, mitigando os típicos impactos negativos promovidos pela abertura de novas vias. Importa ainda destacar que implantação de acessos provisórios nas obras de duplicação da Tamoios foi questionada em várias etapas do licenciamento da obra pelo Ministério Público devido a sensibilidade ambiental da Serra do Mar, sendo que essa alternativa prescindiu de caminhos de serviço adicionais em áreas contiguas.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Além dos benefícios econômicos e de aceleração do cronograma de execução da obra, a substituição das soluções iniciais por sistema com materiais alternativos promoveu uma significativa redução da emissão de gases de efeito estufa, de cerca de 300 t CO2eq., verificada na avaliação comparativa de emissões relacionadas aos ciclos de vida dos materiais empregados em cada alternativa, com base em informações acreditadas nas Declarações Ambientais de Produtos dos materiais industrializados e bases de dados públicas para materiais naturais.

Evidentemente, os valores obtidos de ECO2 não representam a totalidade do impacto ambiental da construção da estrutura estudada, porém fornecem um bom indicador do potencial de redução de impacto ambiental que pode ser obtida pela substituição de soluções tradicionais por soluções alternativas, mesmo em estruturas de grande altura, e com sistemas mais complexos, como paramento em telas metálicas galvanizadas.

O uso de material granular proveniente de detonações da obra para composição do paramento também agregou à sustentabilidade ambiental e econômica, promovendo vantagens múltiplas decorrentes da escolha pela alternativa de construção adotada.

Este estudo demonstrou o potencial de redução de impactos sociais e ambientais, mantendo a viabilidade econômica em projetos que buscam por soluções alternativas com materiais e práticas conscientes e inovadoras desde a fase de concepção e estudo de alternativas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN GALVANIZERS ASSOCIATION. *Environmental Product Declaration According to ISO 14025 and ISO 21930:2017*. Hot-Dip Galvanized Steel After Fabrication. 2022.

ARCELOR MITTAL BRASIL. *Declaração Ambiental de Produto conforme ISO 14025 e EN 15804. Barras de aço reforçado*. Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU). 2018.

BIZJAK, K. F.; LENART, S. Life cycle assessment of a geosynthetic-reinforced soil bridge system– A case study. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(5), 543-558. 2018.

CRUZ, P. L.; ÀVILA, L. V.; DINIS, M. A. P.; BAGGIO, D. K. Environmental, social and governance (ESG) and innovation in the construction sector: Systematic Literature Review. *Brazilian Journal of Management*. 2023.

FRASER, I. et al. Comparative life cycle assessment of geosynthetics versus conventional construction materials, a study on behalf of the EAGM, Case 4, Soil retaining wall. *In: Proceedings of the 5th European Geosynthetics Congress*, Valencia, Spain. España: International Geosynthetics Society, 2012. p. 218-222.

HUESKER SYNTHETIC GMBH. *Environmental Product Declaration as per ISO 14025 and EN 15804 +A1*. Fortrac T. Kiwa BCS Öko-Garantie GmbH - Ecobility Experts. Fortrac T. 2021.

HUESKER SYNTHETIC GMBH. *Environmental Product Declaration as per ISO 14025 and EN 15804 +A1*. Stabilenka. Kiwa BCS Öko-Garantie GmbH - Ecobility Experts. Fortrac T. 2021.

ICE DATABASE. *University of Bath & Carbon Trust, Inventory of Carbon & Energy (ICE).* Document undertaken by the University of Bath's Department of Engineering, with support from the Carbon Trust and EPSRC. 2011.

ISO - INTERNATIONAL STANDARDS ORGANIZATION. *Environmental Management – Life Cycle Assessment: principles and framework*. Draft International Standard 14040. 1996.

JOSA, I.; AGUADO, A. Infrastructures and society: from a literature review to a conceptual framework, *Journal of Cleaner Production*, Volume 238, 2019.

PASSUELLO, A. C. B.; OLIVEIRA, A. F. de; COSTA, E. B. da; KIRCHHEIM, A. P. Aplicação da Avaliação do Ciclo de Vida na análise de impactos ambientais de materiais de construção inovadores: estudo de caso da pegada de carbono de clínqueres alternativos. *Ambiente Construído*, Porto Alegre, v. 14, n. 4, p. 7-20, out./dez. 2014. ISSN 1678-8621 Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído.

SILVA, V. G.; SILVA, M. G. Análise do ciclo de vida aplicada ao setor de construção civil: revisão da abordagem e estado atual. *Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. Anais.* ENTAC, 51-59. 2000.

STUCKI, M.; BUSSER, S.; ITTEN, R.; FRISCHKNECHT, R.; WALLBAUM, H. (2011*). Comparative life cycle assessment of geosynthetics versus conventional construction materials*. ESU-services Ltd. commissioned by European Association for Geosynthetic Manufacturers (EAGM), Uster and Zürich, CH.

UNITED NATIONS ENVIRONMENT PROGRAMME. *Global Status Report for Buildings and Construction: Towards a Zero-emission, Efficient and Resilient Buildings and Construction Sector*. Nairobi. 2022

VOTORANTIM CIMENTOS S.A. *Environmental Product Declaration for Cement CP III 40 RS In accordance with ISO 14025 and EN 15804:2022+A2:2019*. The International EPD® System. 2023.

WRAP Waste and Resource Action Plan. *Sustainable Geosystems in Civil Engineering Applications*. UK. 2010

WRI, WBCSD. *GHG protocol corporate accounting and reporting standard*. World Resources Institute and World Business Council for Sustainable Development.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/182

Avaliação da estabilidade sob o viés determinístico e probabilístico do uso de geogrelha em uma estrutura de contenção

Dêreck Hummel Becher
Graduando, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, dereckhbecher@gmail.com

Patricia Rodrigues Falcão
Doutoranda, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, falcao.rodrigues.patricia@gmail.com

Paula Taiane Pascoal
Doutoranda, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, paulatpascoal@gmail.com

Magnos Baroni
Professor, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, magnos.baroni@gmail.com

RESUMO: Este trabalho busca analisar a estabilidade de uma estrutura em solo reforçado executado no município de Votorantim, no Estado de São Paulo. O estudo da estabilidade concentra-se na influência das características atreladas a geogrelha, sendo variados o comprimento, o espaçamento vertical e a resistência à tração do reforço. Para cada uma dessas variáveis foram adotadas três magnitudes de valores, resultando em 27 combinações de diferentes cenários do talude em questão. A análise de estabilidade foi conduzida pelo viés determinístico e probabilístico, com o intuito de atribuir aos resultados de fatores de segurança a probabilidade de falha e, consequentemente, os índices de confiabilidade. Ademais, os resultados da estabilidade foram avaliados por três diferentes modelos de cálculo, os quais utilizam-se de diferentes critérios e simplificações nos resultados. A partir da aplicação das análises supracitadas, quantificou-se a real influência que cada um dessas variáveis exerceu sobre o maciço, com destaque para o comprimento e a resistência do reforço. Além disso, notou-se certas peculiaridades nas relações de espaçamentos verticais e resistência das geogrelhas quanto à estabilidade do talude. Por fim, em relação aos diferentes métodos de cálculo, observou-se que maiores simplificações nas abordagens conduzem a fatores de segurança inferiores a resultados de métodos mais rigorosos.

PALAVRAS-CHAVE: Geogrelhas, Talude, Fator de Segurança, Índice de confiabilidade, Probabilidade de falha.

ABSTRACT: This paper aims to analyze the stability of a reinforced soil structure constructed in the city of Votorantim, in the state of São Paulo. The stability analysis focuses on the influence of geogrid parameters, including variations in length, vertical spacing, and tensile strength of the reinforcement. Three values were adopted for each of these variables, resulting in 27 combinations of different scenarios for the slope. The stability analysis was conducted from both deterministic and probabilistic perspectives, intending to assign probabilities of failure and reliability indices to the safety factor results. Furthermore, the stability results were evaluated using three different calculation models, each employing different criteria and simplifications in the outcomes. Through the application of the aforementioned analyses, the real influence of each of these parameters on the slope was quantified, with particular emphasis on length and reinforcement strength. Additionally, certain peculiarities were noted in the relationships between vertical spacings and geogrid strengths concerning slope stability. Finally, concerning the different calculation methods, it was observed that greater simplifications in the approaches lead to lower safety factors compared to results from more rigorous methods.

KEYWORDS: Geogrids, Slope, Safety Factor, Reliability index, Probability of failure.

1 INTRODUÇÃO

A análise de taludes é um tema recorrente em diversos projetos de engenharia, especialmente no que diz respeito à garantia de sua estabilidade. O estudo da estabilidade envolve uma avaliação comparativa entre as forças que tendem a desestabilizar o talude (sobrecargas, peso próprio, poropressão, tensão normal etc.) com as forças resistentes do solo (coesão e ângulo de atrito). Quando as forças que favorecem o movimento de massa se igualam ou superam as de resistência, o maciço irá à ruptura; caso contrário, ele permanece em equilíbrio (GERSCOVICH, 2012).

Com o crescimento populacional e os avanços da engenharia, torna-se inevitável a demanda por obras mais robustas e inovadoras. Nesse sentido, surgem diversas medidas mitigadoras para lidar com as instabilidades de taludes, permitindo a implementação de maciços com dimensões ampliadas e inclinações mais acentuadas. Carvalho (1991) apresenta ações mitigadoras recorrentes, como a construção de muros de contenção, obras de drenagem superficial e interna, e o uso de solos reforçados, entre outros. Conforme Ehrlich (2010), o uso de solos reforçados representou uma revolução no conceito geral utilizado em projetos geotécnicos, sendo seu uso difundido a partir da década de 1960. Uma obra em solo reforçado não difere na aparência externa de uma estrutura convencional; sua característica marcante reside na estabilidade interna, permitindo melhores resultados mecânicos ao solo e viabilizando estruturas que antes eram consideradas impraticáveis.

A premissa do uso de solos reforçados reside na interação entre o solo e a inclusão de um reforço específico, como os geossintéticos. Esses materiais são capazes de proporcionar uma redistribuição global de tensões e deformações, aumentando consideravelmente a resistência do maciço. Palmeira (2018) descreve os geossintéticos como produtos fibrosos provenientes de polímeros manufaturados ou naturais, sob a forma de mantas, tiras ou produtos tridimensionais. Há uma vasta gama de produtos geossintéticos, cada um com características adequadas às finalidades requeridas. Segundo Palmeira (2018), os geossintéticos mais comuns em aplicações geotécnicas são: geobarras (usadas para reforço), geotêxteis (com função drenante, de filtragem, reforço, separação e proteção), geogrelhas (de alta resistência à tração), geotiras (usadas para reforço), geocélulas (para controle de erosão), entre outros.

Um dos geossintéticos mais utilizados para aumentar a resistência do maciço de solo são as geogrelhas. Estas possuem altas resistências à tração, baixas deformações e são classificadas conforme o processo de fabricação (TOUZE, 2021). Segundo Ehrlich (2010), as geogrelhas podem ser uniaxiais ou biaxiais, o que implica em diferentes parâmetros de resistência conforme a direção do eixo do rolo (normal ou paralela).

A filosofia das análises tradicionais de estabilidade de taludes baseia-se no Método de Equilíbrio Limite. Este método, amplamente difundido no cenário geotécnico nacional, considera a estrutura do solo como um corpo rígido-plástico à beira do movimento, ou seja, as forças que favorecem o movimento de massa são iguais às forças de resistência da estrutura. Além disso, todo o maciço é dividido em pequenas porções (lamelas), sendo analisado por equações de equilíbrio cada uma dessas partes (MASSAD, 2003).

O uso de abordagens determinísticas permite a obtenção de um Fator de Segurança (FS), o qual é um valor único definido como a razão entre as forças resistentes e as forças cisalhantes. A NBR 11682 (ABNT, 2008) estabelece valores mínimos para o FS com base na avaliação do potencial de risco associado a perdas humanas e materiais, assim como na natureza específica da obra geotécnica. Em situações em que o risco é considerado elevado, a norma estabelece que o FS deve ser no mínimo de 1,50. Ressalta-se que toda essa análise é construída a partir de valores médios dos parâmetros geotécnicos, mas nem sempre esses dados são os mais representativos do comportamento real. Embora a análise determinística seja a mais difundida no cenário nacional, ela transmite uma "falsa segurança" ao projetista, uma vez que não considera chances de erros ou probabilidades de falhas (ASSIS, 2020).

Nesse sentido, surge a necessidade de métodos probabilísticos, os quais buscam um tratamento estatístico nos cálculos. Dentro dessa abordagem, os parâmetros de entrada são tratados como variáveis aleatórias, dentro de um intervalo determinado, com uma probabilidade de ocorrência especificada. Essa abordagem permite uma melhor representação das incertezas existentes, principalmente em relação às diferentes condições da composição do solo, e todas as incertezas inerentes em suas propriedades. Segundo El-Ramly (2001), uma análise probabilística é uma reflexão do nosso conhecimento imperfeito. Como consequência, as análises de estabilidade passam de um valor médio determinado para uma função densidade de probabilidade, dependente de variáveis aleatórias, garantindo maior confiabilidade aos resultados (FALCÃO et al., 2021).

Diante do exposto, o objetivo deste trabalho é avaliar a estabilidade de um aterro projetado para um empreendimento residencial, com o uso de solo reforçado por geogrelha. Será analisada a influência da geogrelha na estabilidade do maciço, variando as características atreladas ao material, como comprimento, espaçamento vertical e resistência à tração. No total, foram desenvolvidas 27 combinações representando diferentes cenários da estrutura, e foram empregados diversos modelos de cálculo, tanto determinísticos quanto probabilísticos. As análises de estabilidade serão realizadas utilizando o Método do Equilíbrio Limite, com o auxílio do *software Slide 2.0*.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Descrição do estudo de caso

Este estudo se concentra na análise de estabilidade de uma estrutura em solo reforçado por geogrelha, localizada no município de Votorantim, no estado de São Paulo. Essa estrutura atua como contenção e serve como base para um empreendimento de um bairro planejado na região. Durante as inspeções técnicas realizadas no local, foi observada a presença de água no terreno, indicando a saturação do solo de fundação

O talude do aterro reforçado tem 7,0 m de altura, com uma inclinação de 4:1 (vertical: horizontal), e está sujeito a uma sobrecarga de 2 tf/m² sobre seu platô. Uma camada de 2,0 m de aterro no pé do talude funciona como berma de equilíbrio. No entanto, neste trabalho, optou-se por desconsiderar a existência dessa berma, com o objetivo de reduzir a estabilidade do maciço, permitindo uma avaliação mais precisa da influência da variação das características da geogrelha na estabilidade. A investigação do solo local para servir como fundação do aterro foi realizada por meio de sondagens do tipo *Standard Penetration Test* (SPT) até 10 metros de profundidade. Essas sondagens revelaram camadas de areia argilosa medianamente compacta até 8 metros de profundidade, seguidas por camadas de solo residual de silte arenoso compacto. O valor médio do NSPT até 5,0 metros de profundidade foi de 5. Entre 6,0 e 8,0 metros, esse valor aumentou para 12, enquanto que para as camadas finais, o NSPT alcançou valores de 36. Os parâmetros geotécnicos foram obtidos a partir da literatura especializada (JOPPERT JUNIOR, 2007), com base na classificação dos solos mencionados anteriormente.

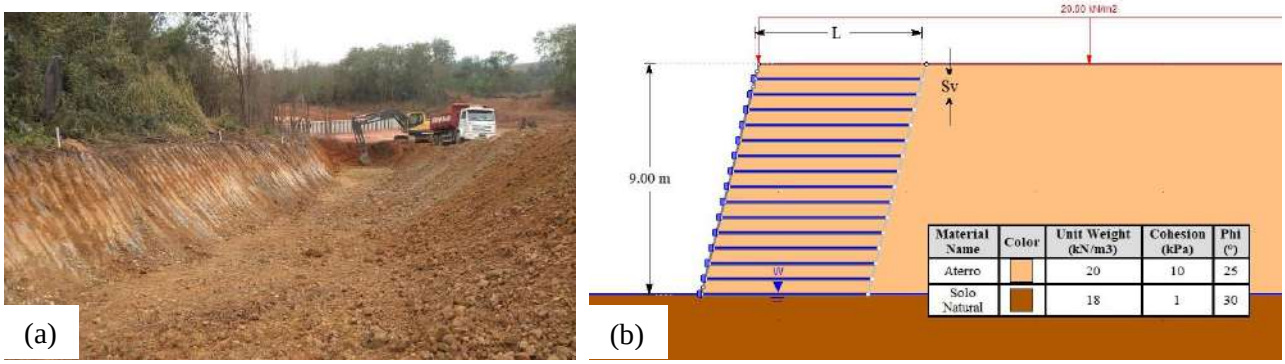


Figura 1. (a) Início da execução do talude. (b) Representação gráfica da geometria do talude e dos parâmetros dos solos presentes no maciço.

2.2 Modelagem numérica

Para realizar os cálculos sobre a estabilidade do maciço, utilizou-se o *software Slide 2.0* como ferramenta auxiliar. Dentro desse programa, o modelo do talude foi construído com base na geometria previamente descrita. Com o objetivo de investigar a influência da geogrelha sobre a estabilidade da estrutura, foram elaborados 21 modelos envolvendo diferentes comprimentos (L) da geogrelha (4,5 m, 6,5 m e 8,5 m), diferentes espaçamentos verticais (Sv) (0,3 m, 0,6 m e 0,9 m) e distintas resistências à tração (35 kN/m, 110 kN/m e 300 kN/m). Os parâmetros das geogrelhas foram obtidos através de catálogos do fabricante *Huesker*, sendo todas pertencentes ao modelo *Fortrac* e implementadas na ferramenta computacional *Slide 2.0*. Ressalta-se que o programa aplica automaticamente alguns fatores de redução sobre os valores de resistência da

geogrelha, resultando numa redução do valor característico de aproximadamente 40%. Além disso, foram atribuídas distribuições normais aos parâmetros do solo, com diferentes desvios padrão (40% para a coesão, 10% para o ângulo de atrito e 3% para o peso específico do solo), valores justificados com base em Becher (2023). Salienta-se que o estudo de caso apresentado foi anteriormente investigado por Becher (2023), onde se avaliou a influência de diferentes níveis de coeficiente de variação nos parâmetros do solo. Entretanto, no estudo em questão, o foco recai sobre a influência de diferentes características da geogrelha (comprimento, espaçamento vertical e resistência) na estabilidade do maciço, não considerando coeficientes de variação sobre esses valores.

Os métodos de cálculo selecionados para determinar os valores dos FS foram o de Spencer (1967), Janbu Corrigido (1954) e Bishop Simplificado (1955). O método de Spencer é reconhecido por sua abordagem rigorosa, uma vez que busca satisfazer todas as equações de equilíbrio e não negligencia as forças interlamelares, utilizando superfícies circulares de ruptura em suas análises. Por outro lado, o Método de Janbu Corrigido permite a adoção de qualquer superfície de ruptura e também satisfaz todas as equações de equilíbrio, embora negligencie as forças entre as lamelas. Já o Método de Bishop Simplificado considera apenas rupturas circulares e simplifica o cálculo ao não levar em conta a resultante vertical das forças entre as fatias, tornando-o mais simplista em comparação com os demais (GERSCOVICH, 2016).

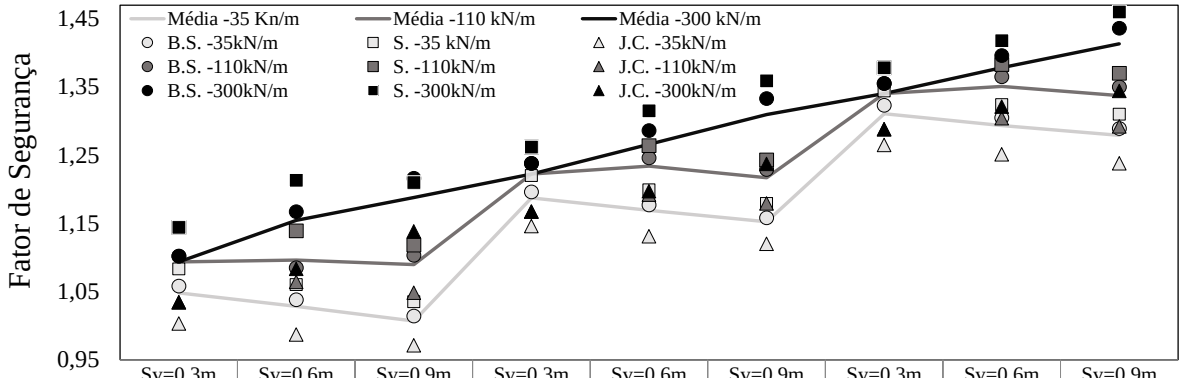
Quanto à análise probabilística, optou-se pela abordagem de simulação de Monte Carlo. Esta técnica estatística é utilizada para avaliar o comportamento de sistemas sujeitos a incertezas, em situações em que não é viável obter uma solução única direta. Em suma, essa simulação gera múltiplas amostras aleatórias dos parâmetros de entrada, baseadas em distribuições de probabilidade e desvios padrão predefinidos. Assim, diversas simulações são realizadas, e a cada execução do modelo, os valores dos parâmetros são selecionados aleatoriamente. Ao repetir esse processo milhares de vezes, obtém-se resultados na forma de uma distribuição de probabilidade dos fatores de segurança, permitindo a atribuição de probabilidades de falha (PF) e índices de confiabilidade (β). No modelo em estudo, optou-se por adotar 4500 iterações para cada cálculo, observando que para esse número, a variação entre os valores de FS cessava. O *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE, 1997) possui uma classificação própria para o β e a PF, sendo estabelecido critérios de desempenho de estruturas para diferentes faixas desses valores.

3 RESULTADOS

Inicialmente, os valores de FS do maciço foram avaliados utilizando os três métodos selecionados pela abordagem determinística: Spencer (S), Bishop Simplificado (B.S.) e Janbu Corrigido (J.C.). Os valores dos FS obtidos por esses métodos para todas as diferentes análises executadas estão resumidos na Figura 2. De forma geral, observa-se um aumento significativo no FS à medida que ocorre o incremento no comprimento da geogrelha. Além disso, a influência da resistência da geogrelha nos resultados é notável, uma vez que resistências maiores resultaram em maiores FS. Em relação aos métodos de análise, as abordagens de Spencer resultaram, em sua maioria, em FS superiores às demais metodologias. Das 27 diferentes combinações sobre a estrutura da contenção, apenas em uma (geogrelha de 300 kN/m, L=4,5 m e Sv=0,9 m) o método de Spencer não produziu os maiores FS, nos quais o Método de Bishop Simplificado obteve um resultado ligeiramente superior, 1,21 e 1,22, respectivamente. Por outro lado, os resultados das menores estabilidades foram em sua totalidade atribuídos à abordagem de Janbu Corrigido. O maior valor de FS obtido (FS=1,46) ocorreu com o método de Spencer, utilizando a geogrelha mais resistente (300 kN/m), com as condições de L=8,5 m e Sv=0,9 m, enquanto o menor FS encontrado (FS=0,97) ocorreu com o método de Janbu Corrigido, utilizando a geogrelha de 35 kN/m, L=4,5 m e Sv=0,9 m.

O comportamento do FS em relação aos diferentes métodos abordados pode ser explicado pela maneira como cada um considera as variáveis envolvidas nos cálculos, especialmente quanto às simplificações adotadas. O método de Spencer se destaca por sua abordagem mais rigorosa, realizando menores simplificações em comparação com os outros métodos, como a consideração das forças interlamelares. Devido a essa precisão maior, os resultados dos FS tendem a ser maiores em comparação com os outros métodos e, estima-se que mais fidedignos ao comportamento real do maciço. Por outro lado, os métodos de Bishop Simplificado e Janbu Corrigido apresentam simplificações mais pronunciadas, o que resulta em valores de FS menores. Além disso, é importante ressaltar que o método de Janbu Corrigido é recomendado para solos homogêneos. No entanto, o maciço em questão consistia em um solo reforçado com geogrelha, onde havia a presença de dois tipos de solos distintos (um referente ao solo de fundação e outro ao aterro).

Essa discrepância pode ser atribuída à observação dos valores inferiores de FS para o método de Janbu Corrigido. Sua aplicação em um maciço com solos heterogêneos pode não capturar adequadamente as interações complexas entre os diferentes tipos de solo e as características da geogrelha. Isso ressalta a importância de selecionar o método de análise mais apropriado de acordo com as características específicas do maciço e as condições do solo. Escolher o método adequado não só garante resultados mais precisos, mas também oferece uma compreensão mais completa da estabilidade do talude reforçado com geogrelhas.



	Sv=0,3m	Sv=0,6m	Sv=0,9m	Sv=0,3m	Sv=0,6m	Sv=0,9m	Sv=0,3m	Sv=0,6m	Sv=0,9m
	L = 4,5 m			L = 6,5 m			L = 8,5 m		
○ B.S. -35kN/m	1,06	1,04	1,01	1,20	1,18	1,16	1,32	1,31	1,29
□ S. -35 kN/m	1,08	1,06	1,04	1,22	1,20	1,18	1,34	1,32	1,31
△ J.C. -35kN/m	1,00	0,99	0,97	1,15	1,13	1,12	1,27	1,25	1,24
● B.S. -110kN/m	1,10	1,09	1,10	1,24	1,25	1,23	1,36	1,37	1,35
■ S. -110kN/m	1,14	1,14	1,12	1,26	1,26	1,24	1,38	1,38	1,37
▲ J.C. -110kN/m	1,03	1,06	1,05	1,17	1,19	1,18	1,29	1,30	1,29
● B.S. -300kN/m	1,10	1,17	1,22	1,24	1,29	1,33	1,36	1,40	1,44
■ S. -300kN/m	1,14	1,21	1,21	1,26	1,32	1,36	1,38	1,42	1,46
▲ J.C. -300kN/m	1,03	1,08	1,14	1,17	1,20	1,24	1,29	1,32	1,34

Figura 2. Compilado dos resultados da análise determinística para os três métodos abordados.

Com relação às abordagens probabilísticas utilizando a Simulação de Monte Carlo, foram conduzidas análises sobre as 27 combinações do talude, resultando em valores de FS probabilísticos, probabilidades de falha (PF) e índices de confiabilidade (β), os quais foram classificados conforme os critérios estabelecidos pelo USASCE (1997). A Figura 3 apresenta um compilado dos valores de β obtidos nas análises realizadas, juntamente com os intervalos de desempenho utilizados.

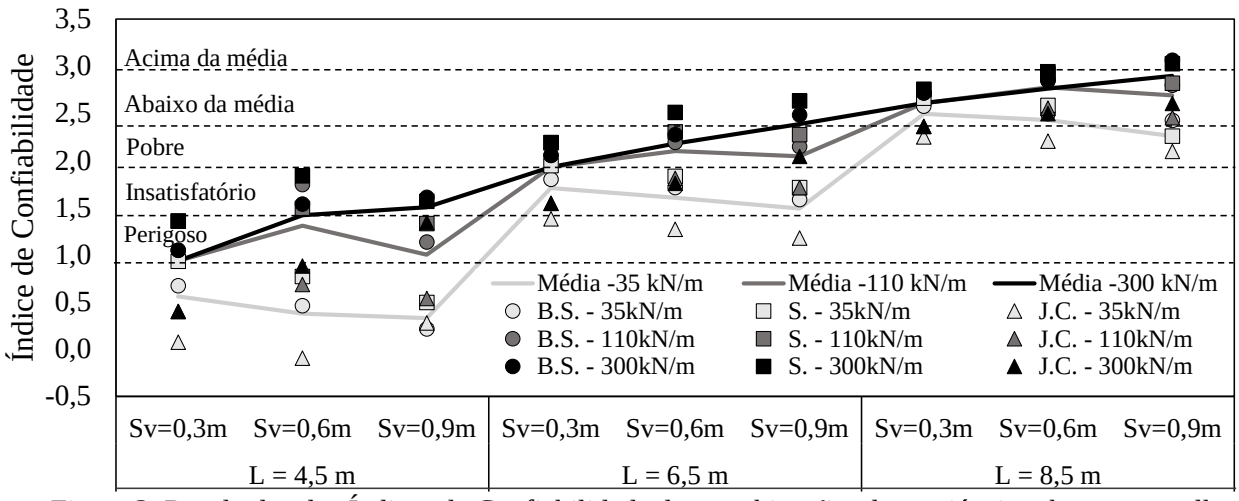


Figura 3. Resultados dos Índices de Confiabilidade das combinações das variáveis sobre a geogrelha.

Assim como na Figura 2, observa-se um aumento do β à medida que o comprimento da geogrelha é aumentado e conforme são realizadas análises com maiores valores de resistências. O aumento do

comprimento do reforço implica em maiores valores de β, justifica-se tal fato com base que maiores comprimentos resultarão uma "*costura*" da cunha instável com o maciço terroso mais eficiente. Em relação às análises com comprimento L=4,5 m, foram obtidos 21 índices de confiabilidade considerados Perigoso (β<1,5) e 6 considerados Insatisfatório (1,5<β<2,0), segundo a classificação da USASCE (1997). Todos os resultados envolvendo a geogrelha de 35 kN/m estão no intervalo de pior desempenho segundo os níveis abordados pela USASCE (1997). Nas análises com L=6,5 m, apenas 3 resultados foram classificados como Perigosos, destacando-se que os três são provenientes do Método de Janbu Corrigido. Além disso, 10 resultados foram considerados Insatisfatórios, 11 no intervalo classificado como Pobre (2,0<β< 2,5) e 3 no intervalo Abaixo da Média (2,5<β<3,0), sendo estes últimos associados à geogrelha de 300 kN/m nos dois maiores espaçamentos verticais. Por fim, nas abordagens utilizando o comprimento L=8,5 m, os valores situaram-se nos intervalos Pobre (10 resultados), Abaixo da Média (15 resultados) e Acima da Média (2 resultados), este último intervalo compreendendo β entre 3,0 e 4,0. Os dois melhores resultados foram obtidos com o uso da geogrelha de 300 kN/m, com L=8,5 m e espaçamento vertical de 0,9 m, para os métodos de Spencer e Bishop Simplificado.

Dentro das diferentes variações da geogrelha nas análises de estabilidade, o fator que mais se destacou na influência sobre os resultados é o comprimento do reforço. Maiores comprimentos resultaram em índices de confiabilidade de maior magnitude. Outro aspecto relevante é a resistência à tração da geogrelha. Para o menor espaçamento (Sv=0,3 m), a variação deste tem pouco impacto nos resultados. No entanto, nas combinações com o maior espaçamento (Sv=0,9 m), é perceptível a variação do índice de confiabilidade de forma proporcional à resistência do material. Essa observação é justificável, pois à medida que o espaçamento entre os reforços aumenta, cada uma das geogrelhas é solicitada de forma mais intensa dentro do maciço, mobilizando a sua capacidade de resistência e a distribuição de esforços internos no talude. O espaçamento entre os reforços e a tensão atuante são grandezas dependentes, uma vez que a tensão de tração nos reforços é produto da tensão horizontal e do espaçamento entre eles. Para as geogrelhas de maior resistência, quando são mais solicitadas, estas garantem maiores valores de FS e de β ao melhor distribuir os esforços, em contraste com o comportamento das geogrelhas de menor resistência. Nas análises envolvendo o menor espaçamento, a resistência da geogrelha não interfere de maneira substancial, pois estas estarão pouco solicitadas em comparação com sua real capacidade, devido à presença da grande quantidade de reforço não mobilizado dentro do maciço.

Para uma melhor compreensão da influência das variáveis da geogrelha sobre a estabilidade do maciço, a Figura 4 foi elaborada. Nela, foram realizadas comparações entre as variações dos FS. Foram analisadas as variações do comprimento, do espaçamento e da resistência das geogrelhas. Para realizar a comparação, optou-se por utilizar como referência o valor intermediário de cada parâmetro (L=6,5 m, Sv = 0,6 m e resistência de 110 kN/m). As porcentagens encontradas referem-se tanto aos valores mínimos quanto aos valores máximos em cada uma dessas variáveis. Ressalta-se que essas comparações foram realizadas entre combinações que possuíam todos os aspectos iguais, com exceção da única variável específica em análise.

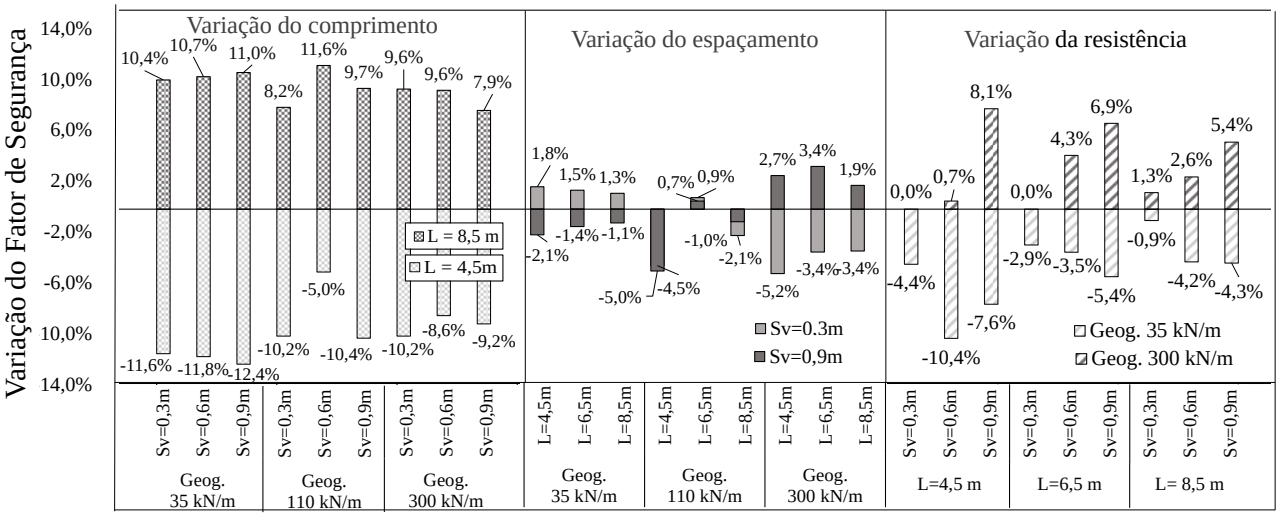


Figura 4. Variações do FS em função das variáveis da geogrelha.

A variação dos valores de FS atingiu valores próximos a 12%, tanto em acréscimos como em decréscimos, quando foi analisada a variação do comprimento das geogrelhas. Também foram observadas diferenças significativas nos resultados ao alterar a resistência do reforço, especialmente em maiores espaçamentos verticais do mesmo.

No entanto, nota-se uma influência menos marcante do espaçamento vertical das geogrelhas. Na geogrelha de 35 kN/m, o aumento do espaçamento foi inversamente proporcional à estabilidade do maciço, especialmente para as geogrelhas com menores comprimentos, pois o acréscimo do espaçamento concomita com maiores solicitações ao reforço. Por outro lado, para a geogrelha de maior resistência, essa relação foi proporcional, embora sem um padrão claro em relação aos diferentes comprimentos da geogrelha. Esse fato também foi observado na geogrelha com resistência à tração de 110 kN/m, onde não se nota uma regularidade nos resultados.

Em resumo, o arranjo dos geossintéticos emerge como um fator de vulnerabilidade geotécnica, pois a variação do espaçamento e do comprimento pode resultar em uma diminuição do β e, consequentemente, em um aumento na probabilidade de falha. Além disso, todos os valores de FS foram inferiores a 1,50, considerado um limite adequado pela NBR 11682 (ABNT, 2009), indicando um alto risco para a segurança ambiental e humana. No entanto, é importante ressaltar que os valores de FS devem ser interpretados com cautela, uma vez que, apesar de estarem abaixo do recomendado pela norma, os valores de β são considerados acima da média, como no caso da utilização dos maiores valores de Sv, L e resistência.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os valores determinísticos do FS revelaram um amplo espectro de resultados, variando de 0,97 a 1,46. Essas variações foram influenciadas tanto pela avaliação das diferentes variáveis da geogrelha quanto pelos diferentes métodos de cálculo (Spencer, Bishop Simplificado e Janbu Corrigido). Incrementos na resistência da geogrelha e no comprimento do reforço resultaram em maiores valores de FS, destacando o papel crucial da geogrelha como material de reforço no maciço, proporcionando uma melhor distribuição das tensões. Portanto, quanto maior a capacidade de resistência à tração da geogrelha e quanto mais extensas as porções do maciço que recebem as camadas de reforço, maior será sua estabilidade.

Nas análises probabilísticas, foram observados padrões muito semelhantes com as análises determinísticas. Os índices de confiabilidade diminuíram quando foram utilizados menores comprimentos e menores resistências de geogrelhas nas combinações construídas. Os resultados variaram dentro de faixas de comportamento classificadas como Perigoso (intervalo que compreende os valores mínimos de índices de confiabilidade) até Acima da Média.

Ao analisar proporcionalmente as variações dos resultados, foram encontrados comportamentos que confirmam a influência predominante do comprimento da geogrelha, seguido pela variação de sua resistência. O aumento do comprimento da geogrelha é diretamente proporcional à capacidade da mesma, uma vez que esta tem seu parâmetro mensurado por metro linear. Um dos resultados que merecem uma análise mais aprofundada é a influência do espaçamento das geogrelhas. Não se observou um padrão único, devido a dependência da tipologia da geogrelha. Ao aumentar o espaçamento vertical de reforços, consequentemente, ocorrem maiores tensões nas geogrelhas, pois o volume de solo que solicitará cada uma dessas é maior. Assim, com solicitação mais intensas sobre a geogrelha, desde que essa solicitação seja inferior à sua resistência, o maciço estará em um estado de melhor distribuição de tensões, pois o reforço está sendo mobilizado, otimizando o seu desempenho, tendo como resultados maiores FS. Essa mesma lógica se aplica quando há uma redução no espaçamento vertical do reforço, pois esses estarão menos solicitados, não promovendo uma adequada distribuição de esforços dentro do maciço, contribuindo para um projeto mal otimizado e dimensionado.

Por fim, destaca-se ainda a influência dos diferentes modelos de cálculo. Os três modelos escolhidos para este trabalho possuem abordagens diferentes, especialmente em relação às simplificações adotadas durante os processos de cálculo. Abordagens menos rigorosas tendem a se afastar dos valores reais de FS do maciço, resultando em FS menores que as demais abordagens. Esse fato foi observado ao analisar os resultados provenientes dos métodos de Janbu Corrigido e Bishop Simplificado, que desconsideram as forças interlamelares, em contraste com o método de Spencer, que as considera, apresentando valores de FS superiores.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES, CNPq e a UFSM pelo incentivo e fomento as pesquisas realizadas. Também agradecem a *Owntec Soluções em Engenharia* pelo apoio tecnológico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Assis, A. P. (2020). Risk management for geotechnical structures: consolidating theory onto practice. *Soils and Rocks* 43 (3), p. 311-336.

Becher, D. et al (2023). Análise de Estabilidade Determinística e Probabilística de uma Estrutura de Contenção em Solo Reforçado por Geotêxtil. In: Congresso Brasileiro de Geossintéticos – Geossintéticos 9, *Anais*... ABMS. v. 2, p. 244 – 251.

Carvalho, P. A. S. de (1991). Manual de Geotecnia: taludes de rodovias – orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. *Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT)*, publicação IP, n. 1843.

Ehrilch, M. (2010). *Reinforced soil wall and slopes: design and construction.* São Paulo. Oficina de Textos.

El-Ramly, H. (2001). *Probabilistic analyses of landslide hazards and risks: bridging theory and practice*. Tese de Doutorado. Faculty of Graduate Studies and Research, Department of Civil and Environmental Engineering. Canada, 391 p.

Falcão, P. R., Fagundes, D. de F., Alves, A. M. de Lima (2020). Análise Pobabilística de aterros sobre solos moles. *Vetor*, Rio Grande, v. 30, n° 1, p.38-48.

Gescovich, D.M.S. (2016) *Estabilidade de Taludes*. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos.

Joppert Junior, I. (2007) *Fundamentos e Contenções em edifícios*: *qualidade total na gestão do projeto e execução*, 1 ed., Pini, São Paulo, 221 p.

Massad, F. (2003) *Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia*. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos

Palmeira, E. M. (2018). *Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente*. São Paulo. Oficina de Textos.

Touze, N. (2021). Healing the world: a geosynthetics solution. *Geosynthetics International*, v. 28, n° 1, 1-31.

U. S Army Corps Engineers (1997). *Introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering*. Department of the Army, Washington, United States.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/183

Avaliação da utilização de solo reforçado com grampo na estabilização de um talude de escavação composto por solo arenoso

Marcos Túlio Fernandes
Engenheiro Geotécnico, Progen, Nova Lima, Brasil, marcostuliofernandes@hotmail.com

Glaucimar Lima Dutra Fernandes
Analista de Gestão de Riscos, Vale, Itabira, Brasil, galdutra@hotmail.com

Thiago Bomjardim Porto
Professor, Centro Federal de Educação Tecnológica, Curvelo, Brasil, thiago.porto@cefetmg.br

RESUMO: Técnicas de reforço de solos, como a de solo grampeado, têm ganho cada vez mais espaço na estabilidade de taludes urbanos, devido à metodologia de execução garantir a estabilização do talude durante o processo de escavação. Visto a grande aplicação desta técnica no meio geotécnico, o presente trabalho tem por finalidade avaliar a aplicação da técnica de solo grampeado na estabilização de um talude composto por solo arenoso, com foco na análise da influência das propriedades do solo e, principalmente, da tensão de adesão do grampo no fator de segurança. O estudo foi realizado em uma obra localizada no bairro Bom Retiro, avenida Usiminas, na cidade de Ipatinga-MG. O reforço teve como objetivo estabilizar o talude de escavação do terreno para a construção de um estacionamento. Para esta obra foram realizados ensaios de arrancamento em grampos que reportaram valores de tensão de adesão de 32,82, 39,30 e 58,10 kPa, quando executados com somente bainha, uma etapa de injeção e duas etapas de injeções, respectivamente. A partir das análises realizadas no software Slide 2D da Rocscience, foi possível constatar que os fatores de segurança recomendados em norma somente seriam atingidos com a execução dos grampos com preenchimento da bainha e duas etapas de injeção, demonstrando a importância de ensaios prévios para a definição das tensões de adesão a serem empregadas no projeto. Constatou-se com as análises probabilísticas que, embora não se tenha atingido os fatores de segurança recomendados, as demais soluções de execução dos grampos refletiram em probabilidades de falha da contenção que tendem a zero.

PALAVRAS-CHAVE: Solo grampeado, Estabilidade de taludes, Tensão de adesão, Contenções em centros urbanos

ABSTRACT: Soil reinforcement techniques, such as soil nailing, have been gaining more and more prominence in the stability of urban slopes, due to the execution methodology ensuring slope stabilization during the excavation process. Given the widespread application of this technique in the geotechnical field, this paper aims to evaluate the application of soil nailing in stabilizing a slope composed of sandy soil, focusing on analyzing the influence of soil properties and primarily the bond stress of the nail on the safety factor. The study was conducted at a site located in the Bom Retiro neighborhood, Usiminas avenue, in the city of Ipatinga-MG. The reinforcement aimed to stabilize the excavation slope for the construction of a parking lot. For this project, pull-out tests on nails were conducted, yielding bond stress values of 32.82, 39.30, and 58.10 kPa, when executed with only grout, one grout injection stage, and two grout injection stages, respectively. Through analyses performed in Rocscience's Slide 2D software, it was found that the recommended safety factors according to standards would only be achieved with the execution of nails filled with grout and two grout injection stages, highlighting the importance of preliminary tests to define the bond stresses to be used in the design. Probabilistic analyses revealed that although the recommended safety factors were not achieved, the other nail execution solutions resulted in containment failure probabilities approaching zero.

KEYWORDS: Soil nailing, Slope stability, Bond stress, Urban containment walls.

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de contenção são elementos essenciais para várias obras e projetos de engenharia como rodovias, pontes, ferrovias, prédios, usinas, barragens, etc., tendo como objetivo fornecer suporte para o maciço do solo ou rocha, visando impedir a ruptura ou escorregamentos, promovendo assim a estabilidade (Ehrlich e Becker, 2009). O emprego da técnica de solo grampeado começou há cerca de 5.000 anos, porém os materiais empregados na execução destas obras eram mais rústicos como esteiras de cana e galhos (Mitchell e Villet, 1987). No Brasil, este método de reforço começou a ser utilizado como suporte de túneis e galerias escavadas, sendo a técnica conhecida como *New Austrian Tunneling Method* (NATM). A primeira obra executada no Brasil data de 1966, em que o solo grampeado foi utilizado para promover a estabilização de um talude da barragem de Chavantes, no estado de São Paulo, em que, como material estabilizador, utilizaram-se chumbadores curtos, concreto projetado e tela metálica (Abramento *et al.*, 1998).

A construção de um reforço de solo grampeado consiste na escavação do talude, perfuração dos grampos e injeção de caldas de cimento. Os grampos são confeccionados em linhas e são mobilizados após o maciço de solo se deformar, promovendo a estabilidade do talude. Esta é considerada uma técnica passiva de reforço, pois somente atua após a mobilização dos esforços gerados pelos deslocamentos.

No Brasil a norma que orienta sobre a aplicação desta técnica é a NBR 16920-2 (ABNT, 2021). Para o dimensionamento e execução da técnica de solo grampeado é também recorrente a utilização das recomendações de Clouterre (1991).

Tendo em vista a grande vantagem deste método, principalmente por possibilitar a estabilização dos taludes à medida que se avança com as escavações, neste trabalho será apresentado a aplicação deste método na estabilização de um talude arenoso, com foco na avaliação da influência da tensão de adesão (q_s) e variabilidade dos parâmetros do solo no fator de segurança e probabilidade de falha do talude.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Área de estudo

A área de estudo está localizada na cidade de Ipatinga, no bairro Bom Retiro, Av. Usiminas. O proprietário do imóvel desejava realizar a construção de uma garagem no subsolo, tendo solicitado os serviços de contenção de um talude com inclinação de 90º e altura aproximada de 3,00 m.

2.2 Caracterização da área de estudo

Para determinar as propriedades do solo em estudo, foram realizados ensaios do tipo Standard Penetration Test (SPT) até a profundidade de 20 m. Observou-se que o solo presente no local é composto por areia média, de cor amarela, pouco argilosa, que se estendia até a profundidade de 11,20 m. A partir desta cota, o solo passa a ser composto por uma areia média de cor amarela, com presença de pedregulho grosso. Na Figura 1 é apresentado o perfil típico do talude e os resultados do SPT. Ressalta-se que o nível d'água inicial foi encontrado abaixo de 6,00 metros de profundidade, contudo, devido ao fechamento do furo, não foi possível medir o nível de água após 24 horas. Cabe ressaltar que, após as etapas de escavação, não foi encontrado o nível de água aflorando na superfície.

Para o dimensionamento das estruturas de reforço, é necessário determinar algumas propriedades do solo como: ângulo de atrito, coesão e peso específico do solo. A estimativa dos parâmetros do solo foi feita de forma semiempírica. A determinação do ângulo de atrito (φ) foi feita por meio da formulação de Godoy (1983), descrita na Equação 1:

$$\varphi = 28° + 0{,}4N_{SPT} \quad (1)$$

Sendo: N_{SPT} = valor médio de resistência a penetração.

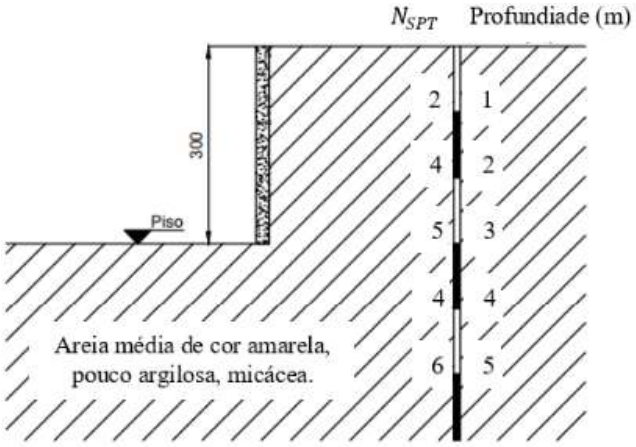


Figura 1. Perfil de sondagem.

O peso específico do solo foi determinado pela Tabela 1, elaborada por Godoy (1972).

Tabela 1. Peso específico de solos arenosos, Godoy (1972).

N_{spt}	Compacidade	Peso específico (kN/m³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
<5	Fofa	16	18	19
5-8	Pouca Compacta			
9-18	Medianamente Compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
>40	Muito Compacta			

Embora o solo possua uma pequena parcela de coesão, ela foi desprezada, por se tratar de uma coesão aparente, devido à sucção, podendo em um caso de saturação do solo chegar a zero. Considerando um valor médio de N_{SPT} de 3,75 na região de interesse, obtém-se valores de ângulo de atrito da ordem de 29°, contudo, sendo mais conservador, adotou-se o valor de 28°. Desta forma, foram aplicados nas análises os valores médios de peso específico de 18 kN/m³, ângulo de atrito de 28° e intercepto coesivo de 0. Como a variabilidade dos parâmetros geotécnicos pode ser grande, conforme destacado por Duncan (2000), foram realizadas análises para verificar a influência da variabilidade dos parâmetros nos fatores de segurança. Os parâmetros utilizados nestas análises podem ser vistos na Tabela 2.

Os valores máximos e mínimos relativos referem-se aos limites das curvas de distribuição de cada variável. Estes valores foram definidos considerando que 99,7% do espaço amostral de uma distribuição normal estão compreendidos no intervalo de ±3 desvios padrões da média. Para os parâmetros de peso específico e ângulo de atrito, os desvios padrões foram definidos considerando coeficientes de variação de 3,70 e 3,57%, valores estes que estão nos intervalos apresentados por Harr (1984), Kulhawy (1992) *apud* Duncan (2000). Para a coesão, foi adotado um valor de máximo relativo de 3 kPa, considerando a hipótese de se ter uma coesão aparente no material.

Tabela 2. Parâmetros utilizados nas análises.

Parâmetro	**Tipo de distribuição**	**Valor médio**	**Desvio padrão**	**Máximo relativo**	**Mínimo relativo**
Peso específico (kN/m³)	Normal	18,00	0,67	2,00	2,00
Coesão (kPa)	Lognormal	0,00	1,00	3,00	0,00
Ângulo de atrito (°)	Normal	28,00	1,00	3,00	3,00

2.2 Dimensionamento da estrutura de solo grampeado

2.1.1 Determinação da tensão de adesão (q_s)

Para determinar a tensão de adesão, foram confeccionados cinco grampos, sendo estes, um com a injeção somente da bainha, dois com bainha e uma reinjeção e outros dois com a injeção da bainha e duas reinjeções. A perfuração dos grampos foi realizada com trado manual de 100 mm, pois uma perfuração mecânica poderia gerar o fechamento do fuste, por se tratar de um solo arenoso. Os grampos possuem comprimento de cinco metros e foram utilizadas barras de aço de 20 mm CA-50 com comprimento de 6 metros na montagem. O comprimento adicional de um metro da barra serve para o acoplamento do macaco hidráulico, responsável pela aplicação da carga e rompimento do grampo.

Ao longo da barra de aço foram acoplados tubos de PVC de diâmetro de 25 mm e nestes criados furos com espaçamento de 1 m, também chamados de válvulas de injeção, conforme visto na Figura 2. Estas válvulas são previstas para o processo de reinjeção (segunda injeção) de calda de cimento nos grampos, garantindo o preenchimento dos vazios causados pela exsudação da calda de cimento e uma melhor ancoragem do grampo. Para cada etapa de injeção foi necessário um tubo e o mesmo não foi retirado após a operação.

A calda de cimento utilizada possui fator água cimento de 0,75 e foi empregado cimento CP II-E-32. O enchimento da bainha foi realizado com uma bomba de 1CV, sob baixa pressão, até completar perfeitamente os vazios no furo. As demais injeções foram executadas em intervalos de tempo, a primeira quatro 4 horas após a execução da bainha e a segunda 12 horas. Após a cura dos grampos foi realizado o ensaio de arrancamento. A carga foi aplicada por meio de um macaco hidráulico com capacidade de 50 toneladas.

Figura 2. Montagem das barras com os centralizadores e tubos de injeção.

Na Tabela 3 estão expostos os resultados dos ensaios. Cabe destacar que os valores apresentados foram bem inferiores ao que se esperava alcançar. Como exemplo, caso fosse utilizada a equação proposta por Ortigão (1997), considerando um valor médio de N_{SPT} de 4, teríamos tensão de adesão da ordem de 80 kPa.

Tabela 3. Resultado dos Ensaios de Arrancamento dos Grampos.

Quant. de Injeções	Grampo	q_s (kPa)	$q_{s,méd}$ (kPa)
Bainha	4	32,82	32,82
Bainha mais 1 injeção	1	29,94	39,3
	2	48,65	
Bainha mais 2 injeções	3	48,65	58,1
	5	67,36	

2.1.1 Pré-dimensionamento dos grampos

Para realizar um pré-dimensionamento dos grampos, pode-se recorrer aos ábacos de Gigam (1986) e as recomendações presentes no projeto Clouterre (1991), presente na Tabela 4. Analisando a Tabela 4, verifica-

se que grampos executados com diâmetro de 100 mm, sendo o caso dos grampos executados na obra, se enquadram no critério de grampos elevados, pois o perímetro ultrapassa os 200 mm. Sendo assim, foram avaliados inicialmente a adoção de grampos com comprimento de 1,2H, com espaçamento horizontal (Sh) de 1,50 metros e vertical (Sv) de 1,00 metros, tendo um valor de grampo por metro quadrado um pouco maior do que o recomendado. Porém, observou-se que devido ao carregamento distribuído de 25 kN/m² aplicado na superfície do terreno, estes valores não refletiriam condições de segurança satisfatória. Posto isto, nas análises foram adotados grampos de 5 metros de comprimento com inclinação de 15°, espaçamento vertical de 1,00 metro e horizontal de 1,50 metro. As linhas de grampos iniciaram a 60 cm do topo do talude.

Tabela 4. Pré-dimensionamento para estruturas com face vertical e topo horizontal, adaptado de Clouterre (1991).

Parâmetros	Espaçamento entre Grampos	
	Reduzidos (1)	Elevados (2)
Comprimento dos grampos	0,5 a 0,7 H	0,8 a 1,2 H
Número de grampos por m² de face	1 a 2	0,15 a 0,40
Perímetro de grampo	150 a 200 mm	200 a 600 mm
Resistência à tração	120 a 200 kN	100 a 600 kN

(1) Grampos cravados ou grampos injetados de pequenos diâmetros.
(2) Grampos injetados com grandes diâmetros.

A resistência característica do elemento resistente a tração do grampo foi calculada em função da tensão de escoamento do aço, adotando uma espessura de sacrifício de 0,60 mm, conforme sugerido pela ABNT (2021). Considerando a utilização de barras de 20mm CA-50, obtém-se uma resistência característica a tração de 138,80 kN.

2.1.1 Análises de estabilidade

As análises de estabilidade foram realizadas no software Slide 2D da fabricante Rocscience, utilizando o método de análise de Morgenstern & Price e Spencer, devido ao seu maior rigor na análise de forças entre as lamelas. Foi empregado o modelo de Mohr-Coulomb para o material representativo do solo presente no local e os reforços foram modelados como suporte *soil nail*, utilizando um modelo passivo de aplicação da força.

Nas análises probabilísticas foi adotado o método de amostragem de Latin-Hypercube, por possibilitar uma convergência de resultados com um menor número de amostras, conforme destacado por Iman *et al.* (1980) e Startzman e Wattenbarger (1985). No tipo de análise foi adotado a busca por todas as superfícies (*overall slope*).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Avaliação da influência da tensão de adesão no fator de segurança

Na Figura 3 estão expostos os valores de fatores de segurança obtidos nas análises, considerando os valores de q_s para cada condição de execução dos grampos: bainha, bainha mais 1 injeção e bainha mais 2 injeções. Observa-se que o fator de segurança mínimo de 1,50, conforme recomendado pela ABNT 2021 para condições em que pode ocorrer danos materiais alto e perda de vidas humanas alto, somente foi alcançado para a condição de execução dos grampos com aplicação da injeção da bainha e 2 injeções. Para as demais condições, devido ao valor baixo da tensão de adesão, os fatores de segurança foram de 1,36 e 1,43.

Isto demonstra que para esta configuração de grampos analisada, o valor de q_s tem que ser superior a 58 kPa. Para a aplicação de valores menores de tensão de adesão, necessita-se reduzir o espaçamento horizontal para valores da ordem de 1,00 m, aumentando a densidade de grampos, a fim de atingir a condição de segurança satisfatória.

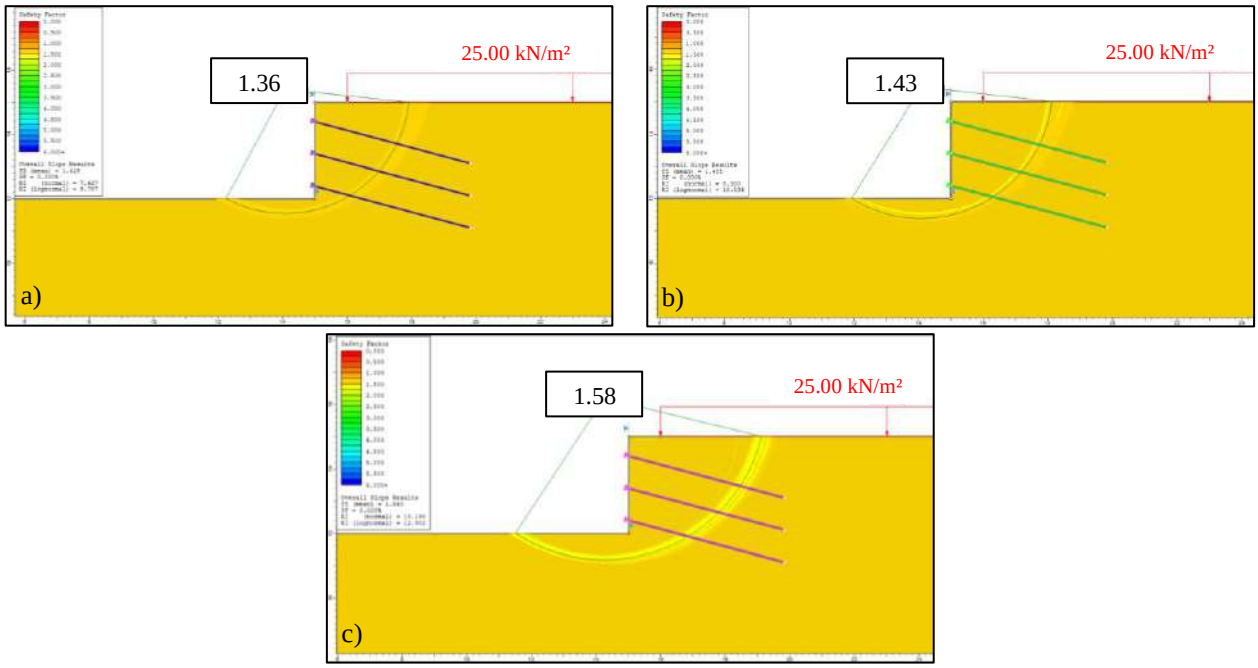


Figura 3. Resultados das análises de estabilidade: a) simulação com q_s de 32,82 kPa; b) simulação com q_s de 39,30 kPa; a) simulação com q_s de 58,10 kPa.

3.1 Avaliação da probabilidade de falha

Para analisar a influência da variabilidade dos parâmetros na probabilidade de falha foram realizadas 1000 simulações. Observa-se na Figura 4 que a convergência dos valores se deu com um valor menor de simulações, da ordem de 200.

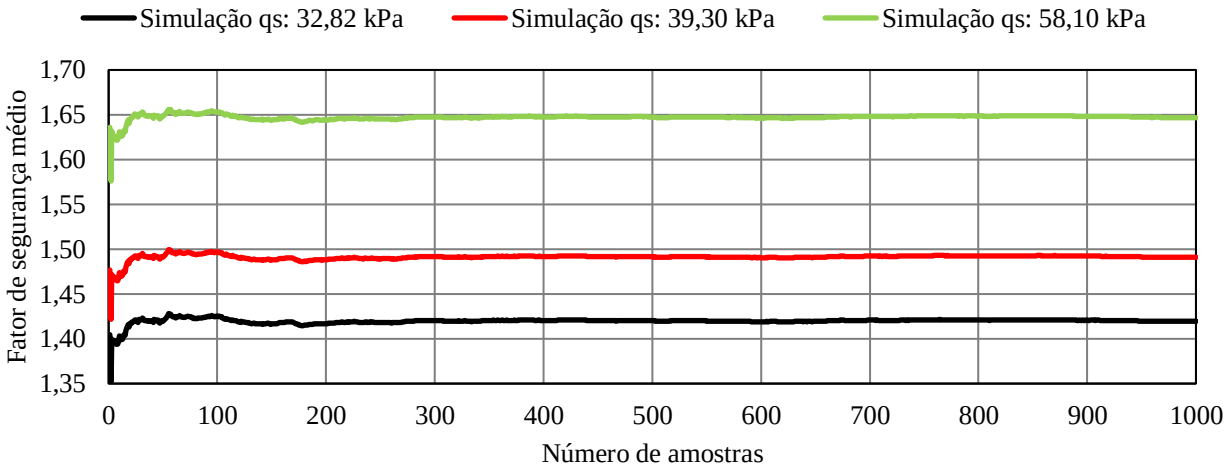
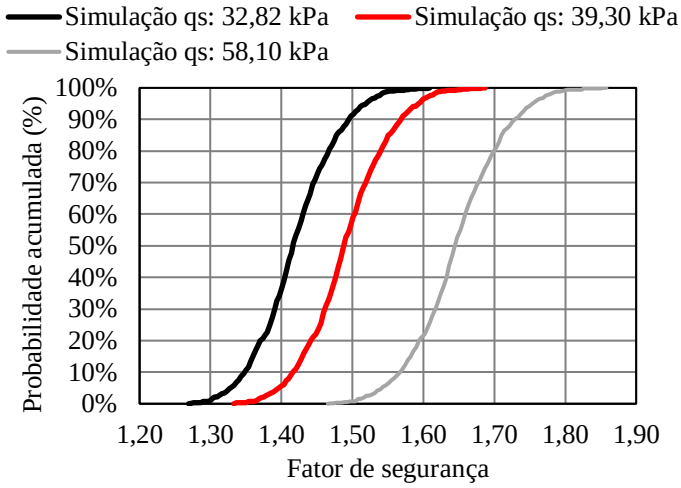


Figura 4. Teste de convergência da simulação.

Na Figura 5 podem ser vistos os resultados das análises probabilísticas. É possível notar que a probabilidade de falha tende a 0,00 para ambas as condições, comprovando que mesmo considerando a variabilidade dos parâmetros não se encontrou fatores de segurança menores que a unidade. Observa-se que nas simulações com q_s de 32,82 e 39,30 kPa a probabilidade de se ter valores de fatores de segurança menor do que 1,50 é elevada, 90% e 55%, corroborando a necessidade de se adotar técnicas construtivas que possibilitem elevar os valores das tensões de adesão.

Nas simulações com valor de q_s de 58,10 kPa, nota-se que mesmo com a variabilidade dos parâmetros de resistência do solo, a probabilidade de se ter valores inferiores a 1,50 é muito pequena.



Simulação	FS médio	β	p_f (%)
q_s: 32,82 kPa	1,42	7,43	0,00
q_s: 39,30 kPa	1,48	8,30	0,00
q_s: 58,10 kPa	1,64	10,19	0,00

Figura 5. Resultados das análises probabilísticas.

Em relação ao índice de confiabilidade, observa-se valores bem elevados, muito acima dos valores recomendados por EUROCODE EN 1990:2002+A1 (CEN, 2005), JCSS (2001), USACE (1995) e Meyerhof (1995).

3.1 Avaliação de sensibilidade da variação dos parâmetros no fator de segurança

A fim de avaliar a influência de cada variável no fator de segurança determinístico, foi realizada uma análise de sensibilidade, exposta na Figura 6. Nota-se que o parâmetro que mais influenciou na variação do fator de segurança foi o ângulo de atrito, tendo sua redução promovido fatores de segurança de até 1,45.

A consideração de uma pequena parcela de intercepto coesivo foi suficiente para elevar consideravelmente os valores de fatores de segurança, enquanto o peso específico pouco influenciou a condição de segurança. Portando, a execução de ensaios de laboratório, com a finalidade de se ter valores mais confiáveis de parâmetros de resistência para este solo, podem melhorar significativamente os resultados das análises de estabilidade.

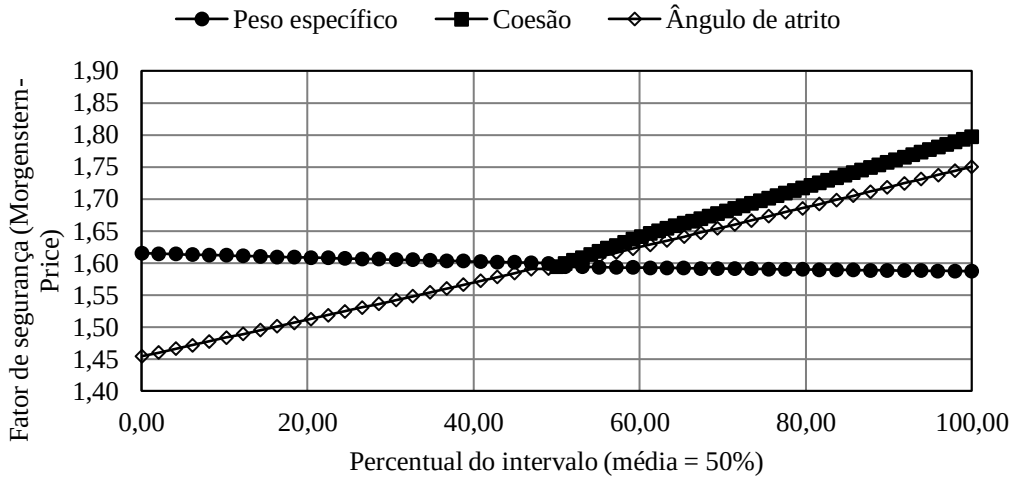


Figura 6. Resultados das análises probabilísticas.

3 CONCLUSÕES

Por meio destas análises, foi possível constatar que os fatores de segurança recomendados por norma somente seriam alcançados para a condição de execução dos grampos com injeção da bainha e duas reinjeções,

demonstrando a importância do valor da tensão de adesão na condição de estabilidade do talude durante o processo de escavação. Isto reflete a necessidade da realização de ensaios de arrancamento em etapas que antecedem a execução da obra, proporcionando um dimensionamento com maior nível de confiabilidade. O atendimento aos fatores de segurança para as outras condições de execução dos grampos somente seriam obtidos aumentando a densidade de grampos por metro quadrado, o que refletiria em elevação no custo da construção.

No que se refere a avaliação da probabilidade de falha, observa-se que mesmo com uma possível variabilidade dos parâmetros, corroborado por uma ausência de ensaios de laboratório, o índice de confiabilidade é bem elevado e a probabilidade de falha tende a 0, para todos os cenários analisados. Caso os fatores de segurança médios para as condições de valores de tensões de adesão de 32,82 kPa e 39,30 kPa fossem superiores ao recomendado por norma, baseado na baixa probabilidade de falha apresentada, a adoção destes valores poderia ser uma alternativa aceitável do ponto de vista de segurança estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abramento, M., Koshima, A., Zirlis, A. C. (1998) *Reforço do terreno. Fundações – Teoria e Prática*, 2 ed., PINI, São Paulo. Cap. 18, p. 641-690.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-2. *Muros e taludes em solos reforçados Parte 2: Solos grampeados*. Rio de Janeiro.

Iman, R. L., Davenport, J. M., Zeigler, D. K. (1980) Latin Hypercube Sampling (a program user's guide). [LHC, in FORTRAN]. *Technical Report.*

Ortigão, A. (1997) Ensaios de Arrancamento em Obras de Solo Grampeado. *Solos e Rochas*, São Paulo, 20 (1), p. 39-43.

Startzman, R.A., Wattenbarger, R. A. (1985) An improved computation procedure for risk analysis problems with unusual probability functions. *Hydrocarbon economics and evaluation symposium*, Texas, March.

U.S. Army Corps of Engineers (1995) *Engineering and design introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering*. Department of the Army, Washington, D. C. Tech. Letter, N. 1110-2-547, September.

Joint Committee on Structural Safety (2001) *Probabilistic model code - Part 1 - basis of design.* JCSS.

Meyerhof, G. G. (1995) Development of Geotechnical Limit State Design. *Canada Geotech. J.* 32: p. 128-136.

European Committee for Standardization (2005). EN 1990:2002+A1:2005. *Eurocode: Basis of structural design*. Brussels: CEN.

Clouterre (1991) *Recommendations Clouterre – soil recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing*. French National Project Clouterre, English Language Translation, 302 p.

Ehrlich, M., Becker, L. (2009) Muros e Taludes de Solo Reforçado – Projeto e Execução, 1st ed., Oficina de Textos, São Paulo.

Godoy, N. S. (1972) Fundações: Notas de Aula, Curso de Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos, USP.

Godoy, N. S. (1983) Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. Palestra, Escola de Engenharia de São Carlos-USP.

Mitchell, J. K., Villet, W. C. B. (1987) *Reinforcement of earth slopes and embankments*. NCHRP Report 290, USA Transportation Research Board, National Research Coucil, Washington D.C., USA, 323 p.

Duncan, J. (2000) Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, V. 126, N. 4, April.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/184

Avaliação do desempenho do método de equilíbrio limite de Correia em análises probabilísticas de estabilidade de taludes via FORM

Jônatas Martins Pereira
Graduando em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB), Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho (UNESP), Bauru, SP, Brasil, jonatas.martins@unesp.br

Higor Biondo de Assis
Doutorando em Geotecnia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGCA), Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB), Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho (UNESP), Bauru, SP, Brasil, higor.assis@unesp.br

Caio Gorla Nogueira
Professor Assistente Doutor, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGCA), Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB), Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho (UNESP), Bauru, SP, Brasil, caio.nogueira@unesp.br

RESUMO: Este trabalho apresenta uma breve avaliação da eficiência computacional proporcionada pelo método de equilíbrio limite de Correia, em análises de estabilidade de taludes. Com uso do programa RASS para realização das análises, três exemplos de taludes são apresentados com o objetivo de validar a implementação do método de Correia, de comparar o histórico de convergência de diferentes métodos de equilíbrio limite, tanto em análises determinísticas, quanto em análises probabilísticas via acoplamento direto de métodos de equilíbrio limite ao Método de Confiabilidade de Primeira-Ordem (FORM). Os resultados demonstraram a consistência das respostas fornecidas pelo método de Correia, sendo muito semelhantes às respostas dos métodos de Spencer e de Morgenstern-Price. Além disso, uma redução do tempo total de processamento foi observada na investigação da superfície de ruptura de máxima probabilidade de falha, apontando o método de Correia como uma interessante alternativa ao acoplamento direto, sob a perspectiva da eficiência computacional em análises probabilísticas de estabilidade de taludes via FORM, especialmente em situações que exijam um grande volume de análises.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Equilíbrio Limite, Método de Correia, Análise Probabilística, FORM, Acoplamento Direto.

ABSTRACT: This paper presents a brief evaluation of the computational efficiency provided by Correia's limit equilibrium method in slope stability analyses. Using the RASS programme to carry out the analyses, three examples of slopes are presented with the aim of validating the implementation of Correia method, comparing the convergence history of different limit equilibrium methods, both in deterministic analyses and in probabilistic analyses via direct coupling of limit equilibrium methods to the First-Order Reliability Method (FORM). The results demonstrated the consistency of the answers provided by Correia method, which were very similar to the answers provided by the Spencer and Morgenstern-Price methods. In addition, a reduction in total processing time was observed in the investigation of the rupture surface of maximum probability of failure, pointing to the Correia method as an interesting alternative to direct coupling, from the perspective of computational efficiency in probabilistic analyses of slope stability via FORM, especially in situations requiring a large volume of analyses.

KEYWORDS: Slope Stability, Limit Equilibrium, Correia Method, Reliability Analysis, FORM, Direct Coupling.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes é uma área de relevante interesse da Geotecnia, dada a ocorrência frequente de rupturas que resultam em significativos danos econômicos, ambientais e sociais. Tais eventos podem afetar severamente infraestruturas, atividades industriais e agrícolas, ecossistemas e, tragicamente, causam perdas de vidas humanas. Diversos fatores podem contribuir para a ocorrência de rupturas de taludes, como eventos naturais extremos e ações antrópicas. Jiang *et al.* (2022a) apontam que as rupturas de taludes tendem a aumentar no âmbito mundial nos próximos anos, apesar das melhorias na capacidade de reconhecimento de áreas de risco, na previsão de ocorrência, nas medidas mitigatórias e nos sistemas de alerta. Os autores atribuem esta tendência a fatores como mudanças climáticas, responsáveis por secas e chuvas mais extremas, e aos processos de urbanização e desenvolvimento em áreas mais propensas aos deslizamentos.

A condição de estabilidade de um talude é usualmente avaliada a partir do cálculo do fator de segurança (FS) e tem por fundamento a Teoria de Equilíbrio Limite. Em taludes em que a ruptura ocorre de forma rotacional, o cálculo do FS emprega o método das lamelas, que consiste em discretizar a massa deslizante de solo em fatias verticais (lamelas) para que as condições de equilíbrio estático sejam impostas. Originalmente, o problema de estabilidade de taludes, segundo o método das lamelas, é estaticamente indeterminado. Por consequência, simplificações nas formulações são necessárias para que o cálculo do FS seja possível e o problema da indeterminação seja contornado. Com isso surgem naturalmente os diferentes métodos de equilíbrio limite, sejam eles simplificados ou rigorosos (DUNCAN, 1996; DUNCAN; WRIGHT, 2014). São classificados como simplificados, os métodos que não satisfazem todas as condições de equilíbrio de forças ou de momentos. O cálculo do FS é dado por meio de uma única equação não linear, por processo direto ou iterativo. Exemplos desses métodos são: método de Fellenius ou Ordinário das Lamelas, método de Bishop Simplificado, método de Janbu Simplificado, entre outros. Já os métodos rigorosos são aqueles que satisfazem todas as condições de equilíbrio de forças e de momentos e, geralmente, o cálculo do FS é dado por duas equações não lineares, sendo uma relacionada ao FS de momentos e outra ao FS de forças, o que aumenta o esforço de cálculo envolvido na solução do problema. São exemplos de métodos rigorosos os métodos de Janbu Generalizado ou Janbu Rigoroso, o método de Spencer e o método de Morgenstern-Price (FREDLUND; KRAHN, 1977). Há ainda, entre os métodos rigorosos, o método de Correia, aparentemente menos difundido, que tem como principal característica o cálculo do FS a partir de uma única equação não linear (CORREIA, 1989). O método foi desenvolvido com a proposta de reduzir o esforço envolvido no cálculo do FS em relação aos demais métodos rigorosos, sem deixar de satisfazer todas as condições de equilíbrio de forças e de momentos. A solução do FS segue, portanto, a abordagem determinística, em que todos os parâmetros de entrada do problema são constantes. Contudo, apesar de esta ser uma prática consagrada na Geotecnia, análises exclusivamente determinísticas podem fornecer valores de FS incapazes de expressar adequadamente o nível de segurança real do talude e, por consequência, produzir custos desnecessários em soluções de engenharia ou ainda riscos superiores ao admissível, pois as análises consideram a quantificação de nenhuma das possíveis fontes de incertezas associadas ao problema (CHRISTIAN; LADD; BAECHER, 1994).

Uma das principais fontes de incerteza associada ao problema de estabilidade de taludes está relacionada ao fato do solo ser um material de origem natural, que apresenta variabilidade espacial em seus parâmetros de resistência, mesmo em um solo classificado como homogêneo (JI, 2014). Além da variabilidade intrínseca dos parâmetros de resistência do solo, outras fontes de incertezas estão presentes no problema de estabilidade de taludes (JIANG et al., 2022b), como as incertezas epistêmicas, as quais estão relacionadas à qualidade das medidas de caracterização do material e à acurácia dos modelos mecânicos de previsão, por exemplo. Por essas razões, avaliar a segurança de um talude com um único valor de FS pode não ser a melhor opção (CHAKRABORTY; DEY, 2022), principalmente quando é possível empregar a abordagem probabilística.

A abordagem probabilística, via Teoria da Confiabilidade, tem se tornado uma prática cada vez mais ampla no meio geotécnico ao longo das últimas duas décadas (XIAO et al., 2017), inclusive nas análises de estabilidade de taludes. As análises probabilísticas permitem a consideração direta de incertezas, as quais podem ser representadas na forma de variáveis aleatórias. Com isso, as respostas das análises possibilitam o enriquecimento do conjunto de informações úteis ao processo de tomada de decisões e proporcionam soluções mais racionais (LI et al., 2016; JIANG et al., 2022b; ZHANG et al., 2022; QIN et al., 2024) acerca do caso estudado. No entanto, há um aumento substancial no volume de cálculos requeridos em análises probabilísticas

em comparação às análises determinísticas, fato este que torna imprescindível a otimização dos processos de cálculo e uma melhor definição das estratégicas de análise, que inclui a escolha de métodos mais adequados, para obtenção das respostas de interesse com o menor esforço computacional possível.

Diante do contexto brevemente apresentado, o objetivo deste estudo é comparar a eficiência computacional e a consistência dos resultados do método de Correia com outros métodos de equilíbrio limite mais comumente utilizados na prática geotécnica atual, a fim de verificar se existem vantagens importantes em sua utilização em análises determinísticas e, principalmente, em análises probabilísticas. As análises apresentadas foram realizadas com uso do programa computacional *in-house* denominado *Risk Assessment applied to Slope Stability* (RASS), por meio do acoplamento direto dos métodos de equilíbrio limite ao Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM).

2 METODOLOGIA

Os métodos de equilíbrio limite escolhidos para este trabalho foram: Bishop simplificado (Bishop) (BISHOP, 1955), Janbu corrigido (Janbu) (JANBU, 1954a; JANBU, 1954b; JANBU, 1973), Spencer (SPENCER, 1967; SPENCER, 1973), Morgenstern-Price (MP) (MORGENSTERN; PRICE, 1965), conforme a formulação apresentada por Zhu et. al., (2005), e Correia (CORREIA, 1989). Esses métodos são fundamentados na teoria de equilíbrio limite, mais especificamente no método das lamelas, que envolve a subdivisão do talude em uma quantidade finita de fatias verticais, denominadas lamelas, e a subsequente imposição das condições de equilíbrio de forças e/ou momentos às lamelas. Conforme já mencionado, este problema de equilíbrio estático é originalmente indeterminado e requer a admissão de hipóteses simplificadoras para que o cálculo de *FS* seja possível. São as diferentes simplificações que dão origem aos diferentes métodos, de modo que cada método apresenta seu próprio procedimento para o cálculo do *FS*, a partir das premissas consideradas para garantir a determinação estática do problema. Mais informações sobre os métodos de equilíbrio limite são apresentadas em Fredlund e Krahn (1977), Duncan (1996), Duncan e Wright (2014), Abramson et. al. (2007), Zhu et al., (2003), Zhu et al., (2005).

2.1 Método de Correia

O presente trabalho tem foco na avaliação da eficiência do método proposto por Correia (1989). Este método trata da indeterminação estática do problema de estabilidade com o uso da hipótese, dada pela Equação 1:

$$X = X_{\max} \cdot f(x) \tag{1}$$

onde X representa as forças tangenciais interlamelares; $f(x)$ é a função de forma escolhida, sendo neste caso a função sino, composta por três segmentos parabólicos e simétrica (CORREIA, 1989), e refere-se às coordenadas horizontais x para a variação da força tangencial de interação; X_{max} é um fator de escala, incógnita adicional do método, que deve ser calculada no processo iterativo de solução do *FS*. É importante destacar que o *FS* é um parâmetro importante na engenharia e seu conceito é bastante consolidado, sendo definido como a relação entre as forças e/ou momentos resistentes e as forças e/ou momentos atuantes, que tendem a causar a instabilidade do talude. Em outras palavras, o *FS* é definido como a razão entre a resistência total disponível e a resistência total mobilizada. Maiores detalhes relacionados à formulação do método de Correia podem ser consultados em Correia (1989) e Zhu et al., (2003).

2.2 Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)

Para considerar de forma mais realista as incertezas intrínsecas ao problema de estabilidade de talude, este estudo considerou os parâmetros de resistência do solo como variáveis aleatórias. Segundo observado em Montgomery e Runger (1999), uma variável aleatória pode ser definida como uma função que fornece um número real para cada resultado de um experimento aleatório dentro de um determinado espaço amostral. Portanto para complementar a análise com os dados estatísticos das variáveis aleatórias, foi implementado o acoplamento direto entre a abordagem determinística via métodos de equilíbrio limite e a análise probabilística via FORM, com base no uso do software RASS.

Para aplicar o FORM, é necessário formular a função de estado limite, que define o modo de falha para o qual a probabilidade de ocorrência é calculada, via teoria da confiabilidade. As variáveis aleatórias introduzidas ao problema são representadas pelo vetor $\boldsymbol{X} = \{X_1, X_2, ..., X_n\}$, que neste caso representa os parâmetros de resistência do solo. A função de estado limite $g(\boldsymbol{x})$ representa o modo de falha dado pela ruptura por cisalhamento do talude e é dada na forma $g(\boldsymbol{x}) = FS(\boldsymbol{x}) - 1{,}00$ (PHOON, 2008), em que $\boldsymbol{x}$ é o vetor de todos os valores assumidos pelas variáveis aleatórias $\boldsymbol{X}$ na avaliação da função de estado limite. Assim, $g(\boldsymbol{x}) \leq 0$ representa o domínio de falha e a probabilidade de falha é então definida conforme Equação 2:

$$P_f = \int_{g(\boldsymbol{x})\leq 0} f_X(\boldsymbol{x})\, dx = P[g(\boldsymbol{x}) \leq 0] = P[FS(\boldsymbol{x}) - 1{,}00 \leq 0] \approx 1 - \Phi(\beta) \qquad (2)$$

onde: $f_x(\boldsymbol{x})$ representa a função densidade de probabilidades conjunta; $\Phi(\cdot)$ é a distribuição normal padrão acumulada. No entanto, não se dispõe de dados suficientes para a construção de $f_x(\boldsymbol{x})$ para que a integral possa ser avaliada. Sendo assim, esta função é estimada a partir das probabilidades marginais das variáveis aleatórias.

O FORM se baseia no mapeamento do problema no espaço físico $\mathbb{X}$ para o espaço normal padrão não-correlacionado $\mathbb{Y}$, por meio da transformação $T(\cdot)$, de modo que $\boldsymbol{y} = T(\boldsymbol{x})$, onde $\boldsymbol{y}$ representa os valores transformados de $\boldsymbol{x}$. Esta transformação é conhecida como transformação isoprobabilística, pois tem o objetivo de manter o mesmo conteúdo de probabilidades em ambos os espaços e pode ser feita com base no princípio de aproximação da cauda, descrito por (DITLEVSEN, 1981), e também pelo modelo de Nataf (NATAF, 1962), conforme descrito por (MELCHERS e BECK, 2018). O FORM é essencialmente um problema de otimização, no qual deve-se encontrar o ponto de projeto $\boldsymbol{y}^*$ que minimize o valor do índice de confiabilidade (β) de Hasofer e Lind (1974) (ANG; TANG, 1984), definido na Equação 3:

$$\beta = \sqrt{\boldsymbol{y}*^T\, \boldsymbol{y}*} = \|\boldsymbol{y}*\| \qquad (3)$$

3 RESULTADOS

3.1 Validação do Método de Correia

Para a validação da formulação programada no RASS para o método de Correia, utilizou-se o mesmo grupo de problemas do artigo original (CORREIA, 1989), com escalas horizontais e verticais iguais. Os taludes utilizados possuem superfícies de ruptura composta, ou seja, não circulares. O primeiro exemplo, caso 1, é um talude homogêneo e sem pressões neutras, com as seguintes propriedades do solo: peso específico (γ) = 20 kN/m³; ϕ'= 28º; c' = 2 kPa. O segundo exemplo, caso 2, é um talude não homogêneo com nível d'água e uma fenda de tração sem água, com as seguintes propriedades dos solos: γ_1 = 18,8 kN/m³; ϕ_1' = 24º; c_1' = 25 kPa; γ_2 = 18,8 kN/m³; ϕ_2' = 12º; c_2'= 0 kPa, conforme a Figura 2.

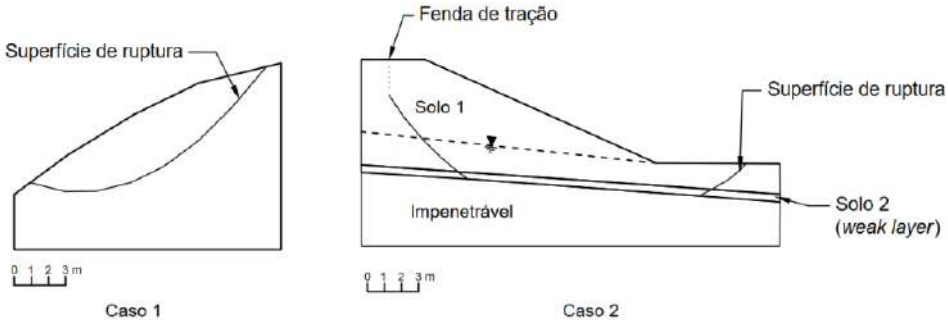


Figura 2. Casos propostos no artigo original.

Com o uso do RASS, os taludes foram submetidos às análises determinísticas de estabilidade para comparação das respostas obtidas com as originais de Correia (1989), conforme a Tabela 1.

Tabela 1. Resultados do Benchmark

Caso	FS			X_{max}		
	Correia (1989)	RASS	Erro relativo	Correia (1989)	RASS	Erro relativo
1	1,449	1,458	0,62%	45,4	42,22	7,00%
2	1,631	1,637	0,36%	18,7	19,94	6,63%

Com base na análise dos resultados apresentados na Tabela 1, verifica-se que a formulação implementada no RASS está consistente, uma vez que os resultados obtidos foram muito próximos aos do artigo original de Correia (1989). O erro observado para *FS* foi inferior a 1%, o que sugere que qualquer discrepância pode ser atribuída a pequenas imprecisões geométricas na reprodução do exemplo original, em que as coordenadas dos pontos são extraídas visualmente com auxílio de ferramentas computacionais, pois não há informações dos valores das coordenadas no trabalho original.

3.2 Avaliação dos Métodos de Equilíbrio Limite

Para comparar as respostas e desempenho dos métodos de equilíbrio limite, o talude proposto por Donald e Giam (1989), representado na Figura 3 com escalas horizontais e verticais iguais, foi submetido a um conjunto de análises determinísticas e probabilísticas com todos os métodos de equilíbrio limite propostos anteriormente. As propriedades dos materiais constituintes do talude são: γ_1 = 19,5 kN/m³; ϕ'_1 = 38º; c'_1 = 0 kPa; γ_2 = 19,5 kN/m³; ϕ'_2 = 23º; c'_2= 5,3 kPa; γ_3 = 19,5 kN/m³; ϕ'_3 = 20º; c'_3= 7,2 kPa

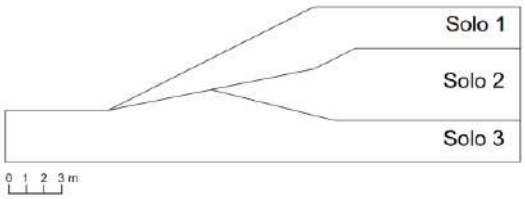


Figura 3. Talude proposto por Donald e Giam (1989).

3.2.1 Análise Determinística

A análise clássica de estabilidade de talude, por meio dos métodos de equilíbrio limite, foi realizada para o talude proposto, que foi dividido em 50 lamelas de mesma largura. Foram avaliadas cerca de 2800 superfícies de ruptura, as superfícies avaliadas estão dispostas na Figura 9. Os resultados obtidos para todos os métodos estão apresentados na Figura 4.

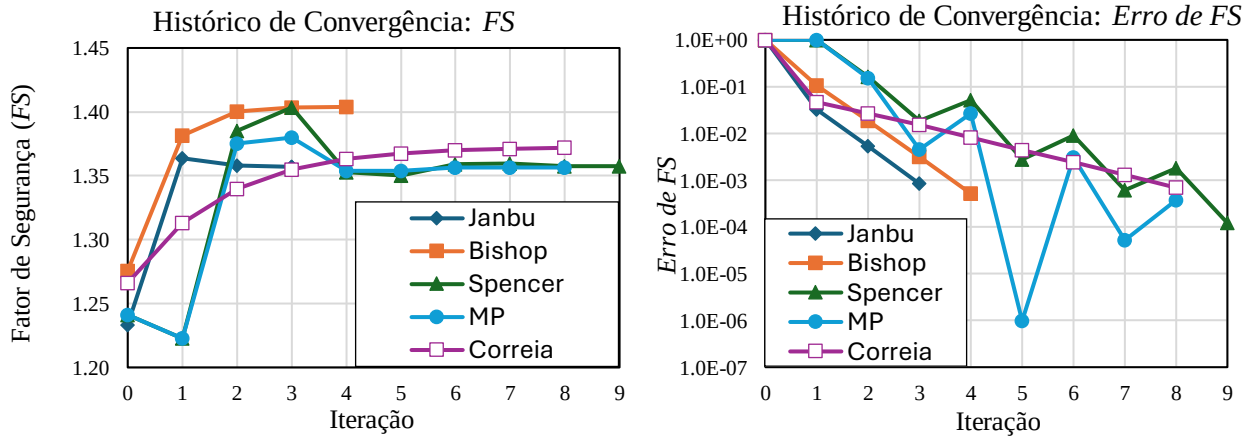


Figura 4. Históricos de convergência de *FS* e *Erro de FS*.

Para a análise realizada, o método de Fellenius foi utilizado para a estimativa inicial de *FS* por se tratar de um método direto. Adotou-se a tolerância de 10^{-3} para *FS*, portanto a convergência só foi atingida quando o erro resultou em um valor menor ou igual à tolerância utilizada. A partir da Figura 4, observa-se que todos os métodos avaliados convergiram com sucesso, cada método de equilíbrio limite apresentou um número distinto de iterações até atingir a convergência de *FS*. Os métodos simplificados apresentaram os menores números de iterações. Janbu convergiu em 3 iterações, o fator de correção do método foi de 1,077 para este caso. Em contrapartida, os métodos de Spencer e Morgenstern-Price apresentaram um processo iterativo muito parecido por se tratar de métodos similares, atingindo a convergência com 9 e 8 iterações, respectivamente. O método de Correia apresentou um comportamento monotônico no processo de iteração, sendo distinto dos demais, o método atingiu a convergência com 8 iterações. Além disso, observou-se que os resultados foram similares aos obtidos por Donald e Giam (1989) para o talude analisado.

Simultaneamente mediu-se o tempo de processamento de cada método na abordagem determinística, os tempos de processamento foram similares, entre 0,2 e 0,3 segundos, onde os métodos rigorosos apresentaram os maiores tempos. As análises deste estudo foram todas conduzidas em um computador de uso pessoal, utilizando o RASS, modificando apenas a opção do método de equilíbrio limite. Embora isso não seja suficiente para determinar qual método é o mais eficiente em termos computacionais, os métodos simplificados tiveram tempos inferiores aos rigorosos, sendo que dos rigorosos o método de Correia apresentou o menor tempo de cálculo.

3.2.2 Análise Probabilística

Para a abordagem probabilística, os parâmetros de resistência do solo, c' e ϕ', foram considerados como variáveis aleatórias, sendo que cada um dos materiais presentes no talude é considerado um campo aleatório unidimensional (VANMARCKE, 1977). Conforme exposto previamente, para descrever variáveis aleatórias, é necessário determinar os parâmetros de distribuição, como o coeficiente de variação (*COV*), dado por $\sigma_{\boldsymbol{X}}/\mu_{\boldsymbol{X}}$, onde $\sigma_{\boldsymbol{X}}$ é o desvio padrão e $\mu_{\boldsymbol{X}}$ é o valor médio da variável aleatória. Neste trabalho adotou-se a distribuição normal para todas as variáveis aleatórias, com médias definidas pelos próprios valores de $c' e\ \phi'$adotados para a análise determinística. Já para o coeficiente de variação, os valores adotados foram baseados em Phoon e Kulhawy (1999a) e Phoon e Kulhawy (1999b), sendo que $COV_{c'}$ = 0,4 e $COV_{\phi'}$ = 0,1. Após a conclusão das análises, foram obtidos os valores de β e *Pf*, além de outros parâmetros relevantes ao processo de convergência. Tais respostas estão apresentadas nas Figura 5. Observa-se que os métodos avaliados tiveram respostas coerentes e processos de convergência similares, em que todos atingiram a convergência com 4 iterações. Além disso, também se obteve o tempo de processamento dos métodos. A diferença entre os métodos foi significativa na questão da eficiência computacional, sendo que Janbu apresentou o maior tempo de cálculo (10,81 s) e Correia apresentou o menor tempo (4,87 s), enquanto os métodos de Spencer e MP ficaram próximos ao de Correia, e o método de Bishop apresentou um tempo de cerca de 6,0 s. Por fim, para a comparação das superfícies críticas obtidas para cada método de equilíbrio limite, o conjunto de superfícies circulares de ruptura avaliadas e as superfícies críticas identificadas estão ilustradas na Figura 6. As superfícies avaliadas estão representadas pela cor cinza, enquanto as superfícies críticas foram destacadas conforme as legendas. A partir das superfícies críticas, observou-se que na abordagem exclusivamente determinística, as superfícies críticas obtidas foram distintas, apenas Spencer e MP coincidiram. Já na abordagem probabilística, as superfícies críticas foram próximas, com todos os métodos coincidindo, com a exceção do método de Janbu. Por fim, foi possível avaliar os tempos de processamento tanto para abordagem puramente determinística e probabilística, onde os dados do tempo de processamento para cada método estão dispostos na Figura 7.

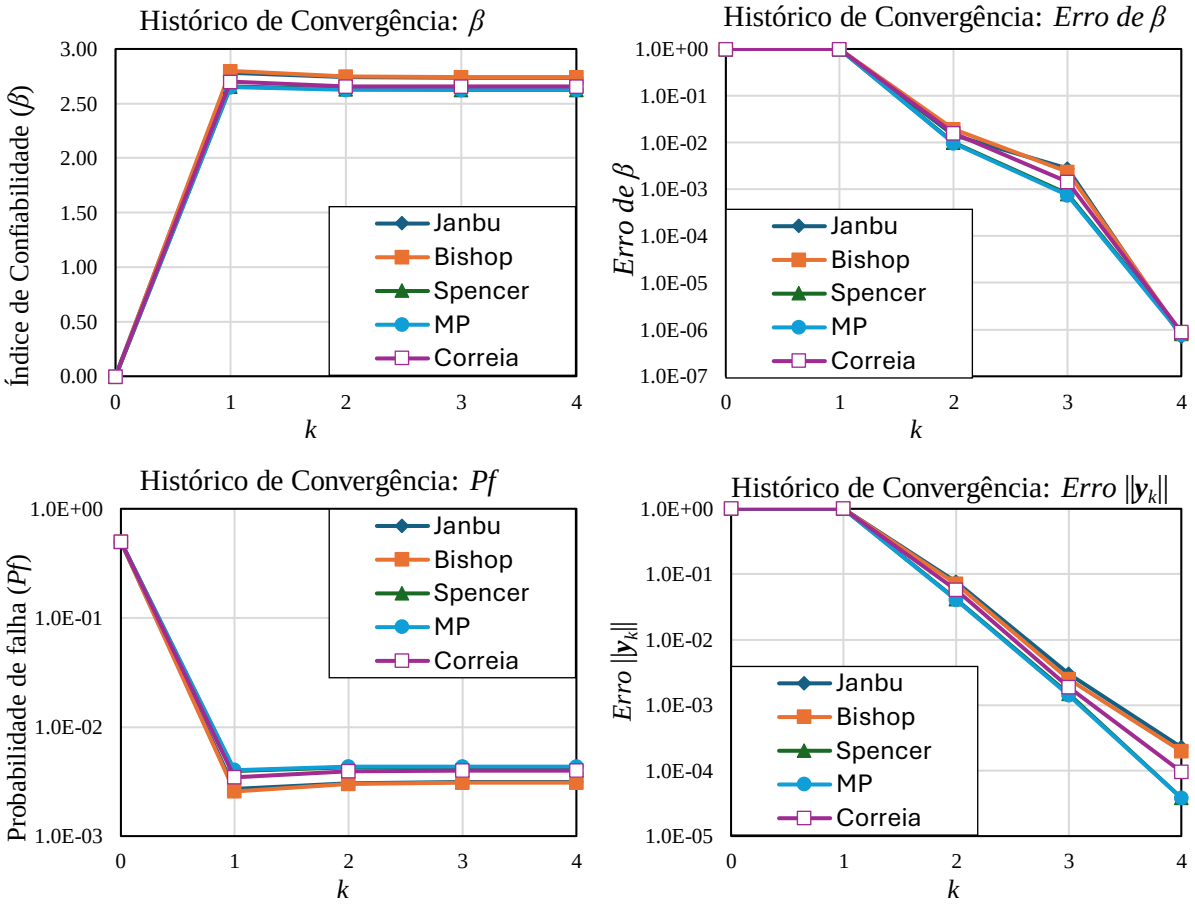
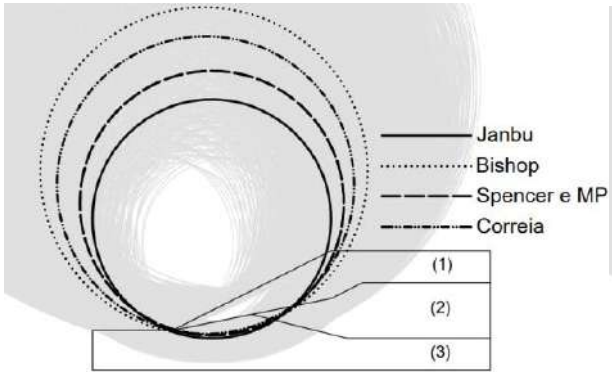
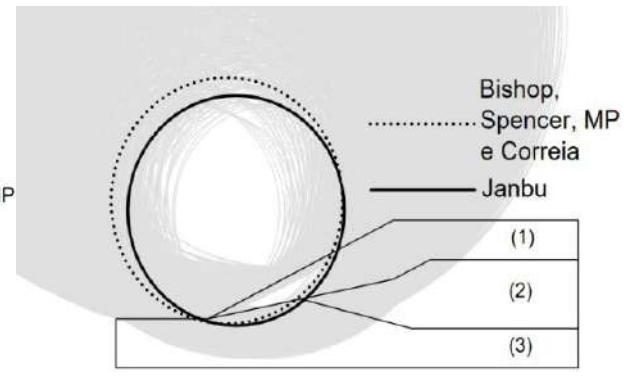


Figura 5. Históricos de convergência de β, *Erro de* β, *Pf*, erro nas coordenadas do ponto de projeto (Erro $||\boldsymbol{y}_k||$) para k iterações.

Portanto, percebeu-se que para o caso avaliado, os tempos obtidos inicialmente na abordagem determinística não foram suficientes para determinar a eficiência dos métodos quando estes são utilizados para a abordagem probabilística via acoplamento direto. O método de Correia mostrou-se menos eficiente que Janbu e Bishop na abordagem determinística, porém foi o método mais eficiente em termos computacionais na análise probabilística para este caso. Acredita-se que isto ocorreu porque quando múltiplas superfícies são avaliadas para a abordagem probabilística, a convergência das respostas pode adotar diferentes comportamentos em parte das superfícies avaliadas, o que pode variar em função do método de equilíbrio limite escolhido. No caso estudado, este comportamento foi observado, porém isso não pode ser adotado como regra, pois para diferentes premissas, o comportamento de convergência das respostas pode ser distinto ao observado neste trabalho.



(a)



(b)

Figura 6. Conjunto de superfícies de ruptura avaliadas, com destaque as superfícies críticas (a) determinísticas e (b) probabilísticas.

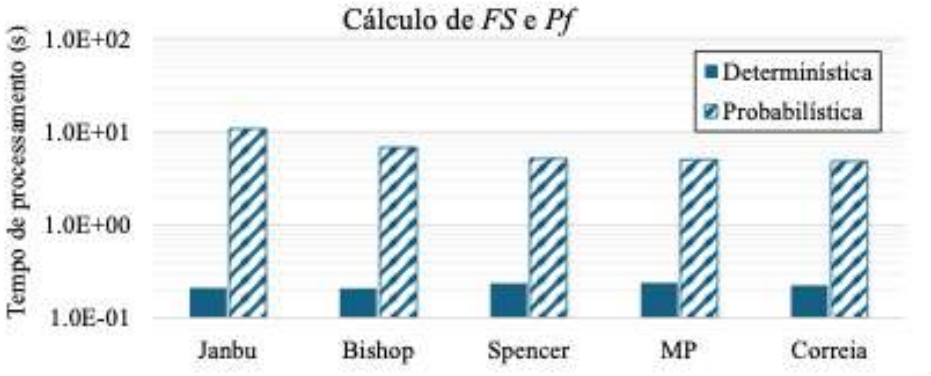


Figura 7. Tempo de processamento de *FS e Pf*.

Além disso, Correia (1989) sugere que seu método seria capaz de proporcionar a redução para 1/3 do tempo total de análise em relação a MP. Porém, isso não foi observado nos resultados, o tempo de processamento do método de Correia e MP foram próximos, acredita-se que isso é devido ao algoritmo implementado no RASS para o cálculo de FS do MP, que é apresentado com detalhes em Zhu et. al. (2005).

4 CONCLUSÕES

As conclusões obtidas a partir deste estudo revelam importantes informações a respeito da seleção e da eficiência dos métodos de equilíbrio limite nas análises probabilísticas de estabilidade de taludes. Estas informações podem auxiliar na escolha das opções mais eficientes e, consequentemente, na redução do tempo de processamento das análises. Embora, para o caso estudado, a escolha do método de equilíbrio limite não tenha demonstrado impacto significativo no número de iterações para a convergência das respostas probabilísticas do FORM, observou-se que cada método exigiu um tempo de processamento distinto. Sendo assim, o método de Correia destacou-se como a opção mais eficiente dentre os métodos utilizados neste estudo. Além disso, o método de Correia forneceu respostas muito próximas às obtidas pelos demais métodos de formulação rigorosa, como Spencer e Morgenstern-Price. A melhor eficiência observada para o método de Correia sugere que tal método representa uma opção interessante para análises probabilísticas de estabilidade de taludes, oferecendo resultados consistentes com um custo computacional relativamente reduzido. Esses resultados podem fornecer orientações para uma seleção mais racional dos métodos de equilíbrio limite nas análises probabilísticas de estabilidade de taludes.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMSON, L. W. et al. (2001) *Slope stability and stabilization methods*. John Wiley & Sons.

ANG, A.H-S.; TANG, W.H. (1984) *Probability concepts in engineering planning and design*. v. 2 – decision, risk and reliability, New York: John Wiley & Sons.

BISHOP, A.W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 5(1), 7-17.

CHAKRABORTY, R.; DEY, A. (2022) Probabilistic slope stability analysis: state-of-the-art review and future prospects. *Innovative Infrastructure Solutions*.

CHRISTIAN, J. T.; LADD, C. C.; BAECHER, G. B. (1994) Reliability Applied to Slope Stability Analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 120, n. 12, p. 2180–2207.

CORREIA, R. (1989) Um método de equilíbrio limite para a análise de estabilidade de taludes. *Geotecnia*.

DITLEVSEN, O. (1981) Principle of Normal Tail Approximation. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, v. 107, n. 6, p. 1191–1208.

DONALD, I. B.; GIAM, P. S. K. (1989) *Example Problems for Testing Soil Slope Stability Programs*. Department of Civil Engineering, Monash University.

DUNCAN, J. M. (1996) State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 122, n. 7, p. 577–596.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G. (2014) *Soil Strength and Slope Stability*. 2nd ed. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.

FREDLUND, D.G.; KRAHN, J. (1977) Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14(3), 429-439.

HASOFER A. M.; LIND N. C. (1974) Exact and Invariant Second-Moment Code Format. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, v. 100, n. 1, p. 111–121.

JANBU, N. (1954a) Application of composite slip surface for stability analysis. *Proceedings of European Conference on Stability of Earth Slopes* (pp. 43-49).

JANBU, N. (1954b) *Stability analysis for slopes with dimensionless parameters*. Tese de doutorado, Harvard University Soil Mechanics Series.

JANBU, N. (1973) Slope stability computations. R.C. Hirschfeld & S.J. Poulos (Eds.), *Embankment-dam engineering*. John Wiley & Sons.

JI, J. (2014) A simplified approach for modeling spatial variability of undrained shear strength in out-plane failure mode of earth embankment. *Engineering Geology*, v. 183, p. 315–323.

JIANG, S.-H. et al. (2022a) Advances in reliability and risk analyses of slopes in spatially variable soils: A state-of-the-art review. *Computers and Geotechnics*, v. 141, p. 104498.

JIANG, S.-H. et al. (2022b) Efficient reliability-based design of slope angles in spatially variable soils with field data. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, v. 46, n. 13, p. 2461–2490.

LI, D.-Q. et al. (2016) Enhancement of random finite element method in reliability analysis and risk assessment of soil slopes using Subset Simulation. *Landslides*, v. 13, n. 2, p. 293–303.

MELCHERS, R. E.; BECK, A. T. (2018) *Structural reliability analysis and prediction*. John wiley & sons.

MONTGOMERY, D. C.; RUGER, G. C. (1999). *Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros*. Tradução de Verônica Calado. 2.ed. Rio de Janeiro: LTC.

MORGENSTERN, N.R.; PRICE, V.E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15(1), 79-93.

NATAF, A. (1962) *Étude graphique de détermination de distributions de probabilités planes dont les marges sont données*. Em: ANNALES DE L'ISUP.

PHOON, K.-K. (2008) *Reliability-based design in geotechnical engineering: computations and applications*. CRC Press.

PHOON, K.-K.; KULHAWY, F. H. (1999a) Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 36, n. 4, p. 625–639.

PHOON, K.-K.; KULHAWY, F. H. (1999b) Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 36, n. 4, p. 612–624.

QIN, H. et al. (2024) Reliability analysis and geometric optimization method of cut slope in spatially variable soils with rotated anisotropy. *Engineering Failure Analysis*, v. 158, p. 108019.

SPENCER, E. (1967) A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17(1), 11-26.

SPENCER, E. (1973) Thrust line criterion in embankment stability analysis. *Geotechnique*, 23(1), 85-100.

VANMARCKE, E. H. (1977) Probabilistic Modeling of Soil Profiles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v. 103, n. 11, p. 1227–1246.

XIAO, T. et al. (2017) Full probabilistic design of slopes in spatially variable soils using simplified reliability analysis method. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, v. 11, n. 1, p. 146–159.

ZHANG, W. et al. (2022) Reliability analysis of slope and random response of anti-sliding pile considering spatial variability of rock mass properties. *Rock and Soil Mechanics*, v. 42, n. 11, p. 7.

ZHU, D. Y. et al. (2003) Generalised framework of limit equilibrium methods for slope stability analysis. *Géotechnique*, v. 53, n. 4, p. 377–395.

ZHU, D. Y. et al. (2005) A concise algorithm for computing the factor of safety using the Morgenstern-Price method. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 42, n. 1, p. 272–278.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/185

Avaliação dos Deslocamentos Horizontais e da Estabilidade Global em Cortinas de Estacas Justapostas e Espaçadas

Lethícia Raquel da Silva Gomes
Engenheira Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, lethiciaraquel30@gmail.com

Samuel Barbosa dos Santos
Graduando de Eng. Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, sbsbarbosa15@gmail.com

Moisés Antônio da Costa Lemos
Engenheiro Civil, Mestre, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, moisesalemos@gmail.com

André Luís Brasil Cavalcante
Professor Associado, Doutor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, albrasilc@gmail.com

RESUMO: Diante da crescente demanda por estruturas de contenção subterrâneas, as cortinas de estacas em concreto armado surgem como uma alternativa eficaz, de fácil execução e custo acessível. No caso das cortinas com estacas espaçadas, a viabilidade dessa solução deve-se ao efeito de arqueamento no solo, resultando em economia significativa de material em relação às estacas justapostas. Em Brasília, são comumente adotados espaçamentos de 0,5m a 1,5m. Verificar os deslocamentos horizontais é crucial para garantir a segurança estrutural e a conformidade com normas regulatórias. Este estudo compara os deslocamentos horizontais em cortinas de estacas justapostas e espaçadas, além de verificar a estabilidade global, utilizando parâmetros de um solo real e o *software* GEO5. Os resultados mostram uma diferença de 1,53% no fator de segurança entre as abordagens, com valores acima de 1,5 em todos os casos estudados. O comprimento de ficha teve um aumento de 7 cm no caso das cortinas com estacas espaçadas. Observou-se que a cortina com estacas espaçadas apresentou deslocamento horizontal máximo aproximadamente 7% maior, podendo ser mitigado com a implementação de vigas de coroamento, vigas de solidarização ou ancoragens.

PALAVRAS-CHAVE: Cortinas de Estacas, Concreto Armado, Contenção no Subsolo, Efeito de Arqueamento, Estacas Espaçadas.

ABSTRACT: Given the increasing demand for underground retaining structures, reinforced concrete pile walls have emerged as an effective, easily implementable, and cost-effective alternative. For walls with spaced piles, their feasibility stems from the arching effect in the soil, leading to significant material savings compared to contiguous piles. Verifying horizontal displacements is crucial for ensuring structural safety and compliance with regulatory standards. This study compares horizontal displacements in contiguous and spaced pile walls and verifies overall stability using parameters from real soil and the GEO5 *software*. The results reveal a 1.53% difference in the safety factor between the approaches, with values above 1.5 in all cases studied. The length of the pile increased by 7 cm in the case of spaced pile wall. It was observed that the spaced pile wall exhibited approximately 7% greater maximum horizontal displacement, which could be mitigated by the implementation of coping beams, tie beams, or anchors.

KEYWORDS: Pile Walls, Reinforced Concrete, Subsurface Retaining, Arching Effect, Spaced Piles.

1 INTRODUÇÃO

As cortinas de estacas são estruturas geotécnicas que podem ser executadas em concreto armado subdividindo-se em: secantes, justapostas e espaçadas. Essa solução é vantajosa devido ao seu baixo custo, rápida construção, versatilidade em diversos tipos de solo, capacidade de ser combinada com outras soluções de contenção e necessidade reduzida de medidas estabilizadoras. (MEIRELES & MARTINS, 2006) São estruturas de contenção esbeltas, projetadas para suportar esforços de flexão. Elas são recomendadas especialmente quando a obra não possui área suficiente para a utilização de um muro de contenção convencional. (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2019)

O projeto de estruturas de contenção tradicionalmente se baseia na determinação de um fator de segurança em relação aos momentos que atuam na estrutura, considerando o estado limite de ruptura e incorporando um fator de segurança apropriado para atender aos requisitos de serviço. Craig (2004) recomenda que, para evitar escavações excessivas da zona passiva, é aconselhável reduzir o nível de solo à esquerda da parede em 10% da altura livre H, limitado a uma redução máxima de 0,5m.

De acordo com a NBR 9061 (ABNT, 1985), os fatores de segurança adotados devem ser, no mínimo, iguais a 1,5 para os casos gerais, sendo necessária a justificativa para a adoção deste valor. Para a realização do dimensionamento é necessário se determinar os empuxos atuantes na estrutura. Dentre as alternativas disponíveis, a distribuição de empuxos de terra proposta por Rankine é muito utilizada, já que é mais conservadora em virtude de não se considerar os efeitos de atrito entre o solo e a estrutura.

O espaçamento das cortinas de estacas espaçadas pode ser estimado a partir da Teoria do Arqueamento em solos, descrita por Terzaghi (1943), que considera uma redistribuição de tensões no trecho de solo entre estacas, que garantem a sua sustentação. Nesse contexto, métodos como o de Li *et al.* (2020) foram desenvolvidos para determinar o espaçamento limite entre estacas, ou seja, o espaçamento máximo cujo efeito de arqueamento consegue transferir os esforços para a estaca em função de parâmetros de resistência do solo. (WU *et al*., 2017; CHEN *et al*., 2020; LI *et al*., 2020; LONG *et al*., 2022)

Acerca dos deslocamentos horizontais desenvolvidos na contenção, Schmitt (1995) apresenta equacionamento que permite a sua estimativa. Esta formulação parte do método das molas de Winkler que, em suma, representa o solo como uma série de molas independentes e de comportamento elástico, aplicável a carregamentos horizontais. O deslocamento horizontal da parede frontal é um dos fatores importantes que caracterizam a segurança das estruturas de cortina de estacas. Embora grandes deslocamentos laterais possam ser mitigados pelo aumento do número de estacas de diâmetro maior, seu projeto e construção são difíceis e caros (TAGHAVI *et al*., 2016b). A estabilidade global das cortinas de estacas dimensionadas pode ser verificada pelo Método de Morgenstern-Price.

O objetivo geral deste trabalho é avaliar os deslocamentos horizontais e estabilidade global em cortinas de estacas justapostas e espaçadas, com vistas à comparação dos resultados utilizando dados referentes a um solo real. A metodologia envolve o dimensionamento das cortinas de estacas, considerando o efeito de arqueamento no solo, utilizando o *software* GEO5.

2 METODOLOGIA

2.1 Apresentação do Estudo Hipotético

Neste estudo hipotético, serão analisados dois casos distintos: o Caso 1, que envolve o dimensionamento com estacas justapostas, e o Caso 2, que utiliza estacas espaçadas, com o espaçamento determinado pelo método de Li *et al*. (2020), os casos estão ilustrados na Figura 1.Nos dois casos estudados, os seguintes parâmetros serão considerados iguais: i) altura da contenção (H), ii) sobrecarga (q) e iii) diâmetro das estacas (d). A Figura 2 ilustra a geometria da contenção a ser analisada nos dimensionamentos, onde:

- Altura da contenção *H:* 5,5m;
- Diâmetro das estacas *d*: 0,5m;
- Sobrecarga superficial *q*: 10kN/m^2.

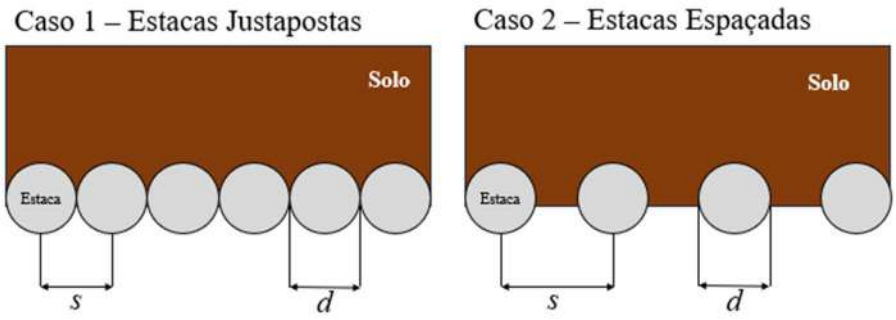


Figura 1. Vista superior da disposição das estacas nos casos analisados.

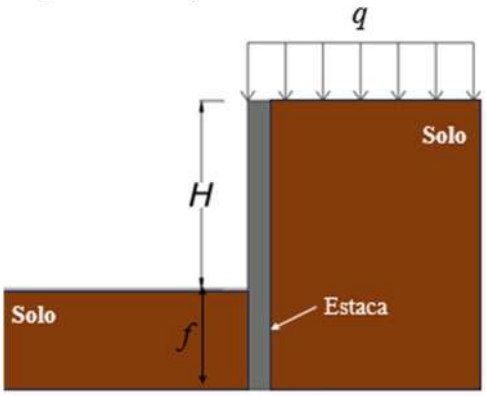


Figura 2. Geometria das contenções a serem analisadas.

Os parâmetros adotados para o perfil de solo multicamadas da análise descrita neste artigo, apresentados na Tabela 1, baseia-se nos resultados de ensaios realizados por Mota (2003) e Castillo (2013) no Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo da Universidade de Brasília, situado em frente ao prédio SG 12, onde se localiza o Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (apud PEREZ COLLANTES, 2017). As coordenadas do campo experimental são 15°46' Latitude Sul e 47°52' Longitude Oeste.

Tabela 1. Parâmetros do solo das análises

Profundidade(m)	Peso específico (kN/m^3)	Módulo de elasticidade (MPa)	Poisson	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (º)
0-3	13,88	8	0,35	16	27
3-8	15,45	13	0,35	24	27
8-12	17,66	20	0,2	40	27

2.2 Comprimento de Ficha

A determinação da ficha de estruturas de contenção é convencionalmente obtida conforme ilustrado na Figura 3. Nessa abordagem, presume-se que as tensões abaixo do ponto O são representadas por uma força concentrada R (kN) atuando no ponto O, a uma profundidade *d'* à esquerda da contenção.

O método de cálculo envolve determinar a profundidade *d'* a partir do equilíbrio dos momentos entorno de O. Um fator de segurança *FS* é aplicado na parcela resistente, ou seja, a resistência passiva do solo é dividida por *FS*. Em seguida, é calculada a força *R* a partir do equilíbrio das forças horizontais. Esta força deve ser maior ou igual a força proporcionada pelo empuxo passivo menos o ativo abaixo do ponto O. O comprimento da ficha é dado por:

$$f = 1{,}2\, d' \qquad (1)$$

onde *f* é o comprimento da ficha (m) e *d'* é a profundidade do ponto de rotação em relação ao nível de escavação (m).

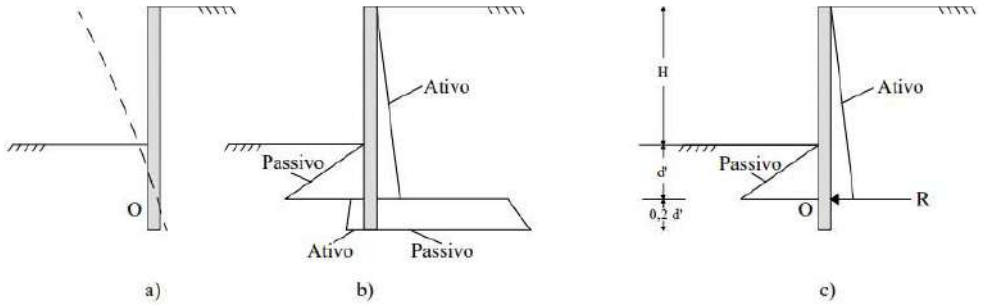


Figura 3. Parede de contenção: (a) rotação da parede, (b) distribuição dos empuxos de terra ativos de passivos para rotação ilustrada, (c) distribuição simplificada dos empuxos de terra (Adaptado de CRAIG, 2004).

2.2.1 Determinação do Espaçamento entre Estacas

No dimensionamento referente a estacas espaçadas, o espaçamento entre as estacas foi calculado no *software* Microsoft Excel pelo método de Li *et al.* (2020) em que:

$$L=\frac{4b\,H\tan\left(45+\frac{\delta}{2}\right)\tan\delta+2c'bH}{P-\gamma H\tan\delta-cb} \tag{2}$$

$$s=L+a \tag{3}$$

Sendo que:

$$\delta'=\frac{\delta}{2} \tag{4}$$

$$c'=\frac{c\tan\delta'}{\tan\delta} \tag{5}$$

onde *a* é a largura da seção transversal da estaca, *b* é o comprimento da estaca, *L* é a largura do arco, *P* é a carga atuante e δ é o ângulo de atrito solo estrutura.

Após o cálculo do espaçamento, esse valor foi implementado no *software* GEO5 – Projeto de Contenções para a determinação do comprimento de ficha, O GEO5 considera o espaçamento no dimensionamento aplicando um coeficiente de redução da pressão abaixo do fundo da vala *k* e este é calculado automaticamente da seguinte forma:

$$k=\frac{0{,}9(1{,}5d+0{,}5)}{s} \tag{6}$$

$$k=\frac{0{,}9(d+1)}{s} \tag{7}$$

onde *k* é o coeficiente de redução, *d* é o diâmetro da estaca e *s* é o espaçamento entre estacas.

Com a aplicação desse coeficiente de redução, o comprimento das estacas aumenta à medida que o espaçamento entre elas é ampliado, visando garantir a estabilidade da estrutura de contenção.

2.2.2 Determinação do Comprimento de Ficha

O comprimento de ficha dos dimensionamentos foi calculado no *software* GEO5 – Projeto de contenções. Com base na teoria dos estados limite, o programa procura o equilíbrio da equação de momentos, através de um método iterativo:

$$M_{at}=M_{res} \tag{8}$$

onde M_{at} é o momento atuante (kN.m) e M_{res} é o momento resistente (kN.m).

Após alcançar este equilíbrio, o *software* determina a localização do ponto de equilíbrio das forças. Ao aplicar a abordagem baseada no fator de segurança, o programa procura verificar, através de iterações, a equação seguinte:

$$\frac{M_{at}}{M_{res}} = FS \tag{9}$$

Nos dimensionamentos efetuados, aplicou-se um fator de segurança FS igual a 1,5, correspondente a obras permanentes segundo a NBR 11682 (ABNT, 2009).

2.3 Verificação da Estabilidade Global

Para garantir a segurança de obras de terra como escavações, encostas, barragens e aterros, utiliza-se amplamente a análise da estabilidade de taludes (RABIE, 2014). Nesse contexto, é comum o uso da Teoria de Equilíbrio Limite, em que se determina o equilíbrio de uma massa de solo cuja ruptura possa ocorrer em uma superfície plana, circular, poligonal ou mista (SILVA, 2011).

O Método de Morgentern-Price é mais generalizado e pode ser aplicado a uma superfície qualquer. São consideradas fatias de largura infinitesimal e as forças de interação entre essas fatias são aproximadas por uma função, que é multiplicada por um fator adimensional λ. O fator de segurança, assim como o valor de λ são determinados com a combinação de equações de equilíbrio de forças e momentos. É necessário ainda um processo iterativo em virtude da não-linearidade das expressões (SILVA, 2011).

A relação entre as forças cisalhantes e as normais é dada por:

$$X = \lambda f(x)E \tag{10}$$

onde X e E são respectivamente as forças verticais e horizontais entre as fatias. A função $f(x)$ é determinada de acordo com a variação da inclinação das forças que atuam entre as fatias.

O *software* GEO5-Projeto de contenções permite exportar o modelo para o GEO5 – Estabilidade de taludes, que realiza uma análise 2D. Para as verificações desse trabalho foi considerada uma superfície de deslizamento circular e o método de Morgenstern-Price. Foi considerado como FS-mínimo 1,5, conforme especifica a NBR 11682, considerando-se alto nível de segurança contra danos a vidas humanas e alto nível de segurança contra danos materiais e ambientais. (ABNT, 2009).

2.4 Estimativa dos Deslocamentos Horizontais

Winkler (1867) propôs que o solo pode ser discretizado como uma série de molas elásticas, idênticas e independentes, que não se conectam entre si. Tal elasticidade, em conjunto com as considerações de solo homogêneo e isotrópico, são simplificações, contudo, o modelo é utilizável tanto em carregamentos verticais quanto horizontais, que é o caso da estaca (PINTO, 2021). Sobre isto, Schmitt (1995) apresentou equacionamento capaz de estimar os deslocamentos horizontais de estruturas no solo, a partir do módulo de reação do subsolo k_h, que advém do módulo edométrico E_{oed} e da rigidez da estrutura à flexão EI, conforme se segue:

$$k_h=2{,}1\cdot\left(\frac{E_{oed}^{4/3}}{(EI)^{1/2}}\right) \tag{11}$$

Assim como na Lei de Hooke para molas, existem o coeficiente das molas e uma força à obtenção do deslocamento, na proposição de Schmitt esses dados de entrada são respectivamente o módulo k_h e o empuxo desenvolvido pelo solo contido. Ainda, E_{oed} pode ser calculado a partir dos módulos de Young E e coeficiente de Poisson v, conforme as equações seguintes:

$$\beta = 1 - \frac{2v^2}{1-v} \tag{12}$$

$$Eoed = \frac{E}{\beta} \tag{13}$$

Por fim, a rigidez à flexão da estrutura EI pode ser obtida a partir da consideração do momento de inércia I para seções circulares de diâmetro d e módulo de elasticidade E para concreto de f_{ck} menor que 50 MPa. Sobre este último parâmetro, a NBR 6118 (2023) contém fórmula e sugere que o coeficiente adimensional α_E assume valor unitário quando o agregado tem origem no granito.

$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} \tag{14}$$

$$E = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \tag{15}$$

3 RESULTADOS

Com a utilização dos dados da Tabela 1, foi possível seguir aos cálculos necessários. Na determinação do comprimento de ficha no caso da cortina de estacas espaçadas, calculou-se o espaçamento entre estacas conforme proposto por Li *et al.* (2020), chegando-se ao valor de 1,20 m. Por conseguinte, este espaçamento foi implementado no *software* GEO5 permitindo a obtenção do comprimento de ficha para a cortina de estacas espaçadas, conforme supracitado no item 2.2. No caso das estacas justapostas, o espaçamento é igual ao diâmetro das estacas de 0,50 m. A Tabela 2 apresenta os resultados obtidos nesta etapa e observa-se a proximidade entre eles.

Tabela 2. Comprimento de Ficha

Tipo de cortina	Comprimento de ficha (m)
Estacas justapostas	2,53
Estacas espaçadas	2,60

A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos para o Fator de Segurança. Considerando que o valor mínimo recomendado pela NBR 9061 (ABNT, 1985) é de 1,5, pode-se afirmar que a contenção para ambos os casos analisados nesta pesquisa são estáveis. Destaca-se que ambas têm valor de FS duas vezes maior que o recomendado pela referida norma.

Tabela 3. Fator de Segurança

Tipo de cortina	FS
Estacas justapostas	3,26
Estacas espaçadas	3,31

A Tabela 4 e a Figura 4 mostram os resultados obtidos aos deslocamentos horizontais das cortinas de estacas dimensionadas. Ressalta-se a proximidade dos valores encontrados, com discrepância de aproximadamente 7% entre eles.

Tabela 4. Deslocamentos máximos

Tipo de cortina	Deslocamento (mm)
Estacas justapostas	48,7
Estacas espaçadas	52,1

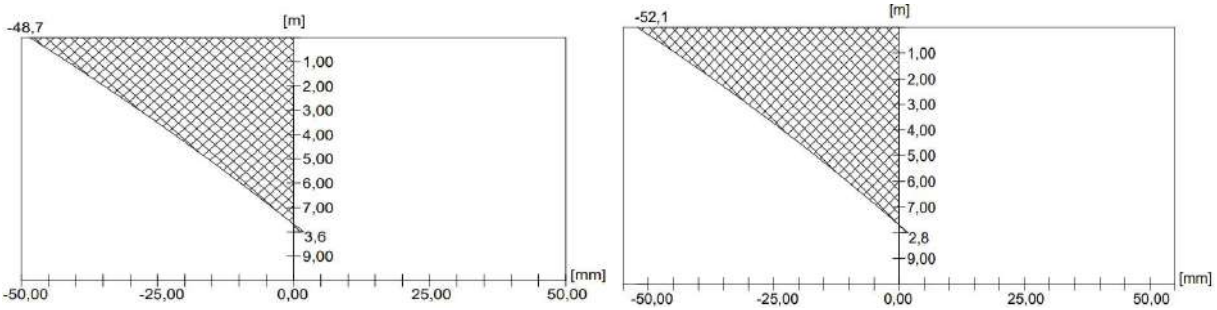


Figura 4 – Deslocamentos horizontais na cortina de estacas justapostas (à esquerda) e na cortina de estacas espaçadas (à direita) (GEO5, 2024).

4 DISCUSSÕES E CONCLUSÕES

Os resultados obtidos neste estudo apontam que, embora a utilização de estacas com espaçamento calculado para a cortina de estacas espaçadas possa proporcionar uma economia de material, algumas considerações fazem-se importantes quanto ao desempenho e segurança da contenção. Por se tratar de um solo com coesão, o desenvolvimento do efeito de arqueamento corroborou em um aumento de 7cm no comprimento de ficha em comparação com o caso de estacas justapostas. Neste sentido, o aumento do distanciamento entre estacas ocasionou uma variação pouco significativa do comprimento de ficha.

No tocante ao desempenho geotécnico, os valores de Fator de Segurança obtidos foram muito próximos em ambos os casos e substancialmente acima do valor mínimo de 1,5. Ainda, os deslocamentos horizontais máximos encontram-se na ordem de grandeza de milímetros. Apesar disto, é importante destacar que como o maior deslocamento ocorreu na cortinas de estacas espaçadas, em espaçamentos maiores essa diferença pode ser ampliada.

Assim, em situações em que são adotados espaçamentos maiores entre estacas, deve ser necessário recorrer à utilização de estruturas de travamento mais robustas, como vigas de coroamento e solidarização intermediária, visando a garantia da segurança da contenção, principalmente para evitar deslocamentos potencialmente danosos a estrutura. Além disso, pode ser necessário considerar a implementação de grampos e tirantes para reforçar a sua estabilidade.

Em síntese, embora a economia de material seja um aspecto atraente na escolha de cortinas espaçadas, é fundamental ponderar os impactos no desempenho da contenção, especialmente em situações que ocorram espaçamentos maiores entre as estacas.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi financiado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES), pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq 306975/2023-8) e pela Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAPDF Projeto 00193-00001609/2023-44).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1985). NBR 9061. *Elementos pré-fabricados de concreto - Procedimento.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2023). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2009). NBR 11682. *Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Castillo, D.Y.A. (2013). *Uso da Técnica de Radier Estaqueado para Pequenos Edifícios assentes sobre Solo Colapsível*. Dissertação de Mestrado, Publicação nº G.DM-223/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 154 p.

Chen, G., Zou, L., Wang, Q., & Zhang, G. (2020). Pile-Spacing calculation of anti-slide pile based on soil arching effect. *Advances in Civil Engineering*, 2020, 1–6. https://doi.org/10.1155/2020/7149379.

Craig, R. F. (2004). *Craig's soil mechanics*. CRC Press.

Gerscovich, D., Saramago, R., & Danziger, B. R. (2019). *Contenções: teoria e aplicações em obras*. Oficina de Textos.

Li, H., Ni, W., Li, G., & Wang, D. (2020). Determination of maximum pile spacing of anti-slide pile with rectangular section considering soil arching effects. *In IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* (Vol. 560, No. 1, p. 012045). IOP Publishing.

Long, J., Li, M., Cui, L., Zhang, L., & Lu, J. (2022). A method for calculating stabilizing pile spacing by integrating the mechanical characteristics of soil arching. *Arabian Journal of Geosciences*, 15(3). https://doi.org/10.1007/s12517-022-09529-x.

Meireles, A. B. & Martins, J. G. (2006). *Fundações e Contenção Lateral de Solos*.

Morgenstern, N. U. & Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15(1), 79-93.

Mota, N. M. B. (2003). *Ensaios Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

Perez Collantes, C. A. (2017). *Avaliação da influência da posição da estaca integrando um radier estaqueado em sua capacidade de carga lateral.* Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-286/17Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 98 p.

Pinto, C. P. J. (2021). *Análise de Estrutura com Interação Solo-Estrutura e as Molas de Winkler*. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa.

Rabie, M. (2014). Comparison study between traditional and finite element methods for slopes under heavy rainfall. *HBRC Journal*, *10*(2), 160-168.

Schmitt, P. (1995). Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis dês ouvrages de soutènement souples. *Revue française de Géotechnique*, (71), 3-10.

Silva, J. P. M. D. (2011). *Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Taghavi, A., Muraleetharan, K. K., Miller, G. A., & Cerato, A. B. (2016). Centrifuge modeling of laterally loaded pile groups in improved soft clay. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, *142*(4), 04015099.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*.

Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit: mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik, für polytechnische Schulen, Bauakademien, Ingenieure, Maschinenbauer, Architecten, etc*. H. Dominicus.

Wu, J., Li, C., Liu, Q. & Fan, F. (2017). Optimal isosceles trapezoid cross section of laterally loaded piles based on friction soil arching. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 21(7), 2655–2664. https://doi.org/10.1007/s12205-017-1311-5.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/186

BARREIRA DE QUEDA DE ROCHAS COMO MEDIDA DE PROTEÇÃO DE UM TERMINAL FERROVIÁRIO

Felipe Gobbi 1
Diretor Técnico, FGS Engenharia e Geobrugg AG, Porto Alegre, RS, Brasil, felipe@fgs.eng.br

Bruno Denardin 2
Engenheiro, FGS Engenharia, Porto Alegre, RS, Brasil, bruno@fgs.eng.br

Karine Liboreiro 3
Engenheira, Vale, Belo Horizonte, MG, Brasil, Karine.Liboreiro.Karine@Vale.com

Mariana Poubel 4
Engenheira, Geobrugg AG/IME. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, mariana.poubel@geobrugg.com

Adoniram Coelho 5
Engenheiro, Vale, Belo Horizonte, MG, Brasil, adoniran.coelho@vale.com

RESUMO: O terminal rodoviário do Funil é localizado em Ouro Preto, no estado de Minas Gerais, e funciona como um ponto intermodal para transporte de minério de ferro, que são carregados nas composições ferroviárias e transportados para o destino final, possuindo assim uma grande importância como ativo da Estrada de Ferro Vitória Minas. Este terminal intermodal possui uma série de prédios e estruturas de manutenção que acomodam os times operacionais e administrativos, sendo um ponto estratégico para as operações da concessionária. Um destes predios foi atingido por quedas de rochas em 2021, felizmente causando apenas danos materiais. Foi desenvolvido o diagnóstico geotécnico, estudo de alternativas e por fim o projeto executivo da solução de mitigação. A solução empregada foram barreiras dinâmicas contra queda de rochas. Este artigo apresenta as simulações de quedas de rochas geradas no diagnóstico, bem como todas as etapas de desenvolvimento do projeto e implantação da obra.

PALAVRAS-CHAVE: Barreiras dinâmicas, queda de rocha, terminal ferroviário

ABSTRACT: The Funil bus terminal is located in Ouro Preto, in the state of Minas Gerais, and functions as an intermodal point for the transportation of iron ore, which is loaded onto railroad trains and transported to its final destination, thus having great importance as an asset of the Vitória Minas Railroad. This intermodal terminal has a series of buildings and maintenance structures that accommodate the operational and administrative teams, making it a strategic point for the concessionaire's operations. One of these buildings was hit by falling rocks in 2021, fortunately causing only material damage. A geotechnical diagnosis was carried out, along with a study of alternatives and, finally, the executive project for the mitigation solution. The solution used was dynamic rockfall barriers. This article presents the rockfall simulations generated in the diagnosis, as well as all the stages in the development of the project and implementation of the work.

KEYWORDS: Dynamic barriers, rockfall, railway terminal

1. INTRODUÇÃO

O Terminal Ferroviário do Funil fica localizado no município de Ouro Preto, no estado de Minas Gerais, localizado no Km 79 da Rodovia dos Inconfidentes (MG-356). Neste pátio ferroviário é realizada a integração intermodal de transportes de ferro gusa, material que é carregado nas composições ferroviárias e transportada até seu destino final. Além de promover a integração intermodal, no terminal fica localizado um conjunto de edificações e estruturas de manutenção, que abrigam parte da equipe de operação da ferrovia bem como equipes de administração local, sendo um ponto estratégico para as operações da concessionária. Como pode ser observado na fotografia aérea, margeando o terminal existe uma grande encosta natural, onde blocos de rocha com diferentes dimensões estão presentes. Um bloco de rocha com raio e massa estimadas em 0,35 m e 500 kg, impactou a extremidade de uma edificação do terminal, causando danos apenas materiais, e teve como resposta a interdição da mesma, estando ilustrado a abaixo a condição geral do talude.

Figura 1-1: Configuração geral do terminal pátio funil

Foi constatada a necessidade de uma intervenção neste talude para que as operações na edificação impactada e nas áreas de operação sejam realizadas de maneira segura. Para determinar as intervenções foi realizado um trabalho de mapeamento de campo, a fim de coletar as informações necessárias para o projeto, etapa subsequente às visitas de campo.

Como solução foram propostas diferentes intervenções no local, tendo se optado pela utilização de barreiras dinâmicas contra queda de rochas ao longo do trecho de maior risco para as operações, a montante das edificações.

O presente artigo se destina a apresentar o mapeamento de campo, principais caracteristicas do local bem como a obra que foi implantada na região.

2. LOCALIZAÇÃO E CONTEXTUALIZAÇÃO DA REGIÃO DE PROJETO

2.1. Localização da região de estudo, geologia básica e materiais ocorrentes

A região alvo do projeto fica localizada na área do município de Ouro Preto, distante cerca de 15 km da sede municipal, as margens da rodovia MG-365, a Rodovia dos Inconfidentes. As coordenadas médias do terminal ferroviário são 643.547 E e 7.747.009 S (UTM WGS84). A área abrangida pelo Terminal de Integração Funil está localizada na região do município de Ouro Preto e inserida na parte leste da província mineral do Quadrilátero Ferrífero (Dorr, 1969; Baltazar *et al.* 2005; Dopico et al, 2017). A estratigrafia da encosta é apresentada esquematicamente na figura a seguir. A área de interesse encontra-se em uma região limítrofe entre duas unidades geológicas: a Formação Cauê (PP1mic) e a Formação Nova Lima (A4rnvs).

A *Formação Cauê*, compreende itabiritos silicosos a carbonáticos, alterados até grandes profundidades em produtos friáveis. Associado a estes itabiritos, ocorre lentes de hematita, filitos e dolomitos. A *Formação Nova Lima,* abrange xistos e filitos diversos de origem vulcanossedimentar e sedimentar com proporções variáveis de quartzo, clorita, biotita, muscovita, carbonato, plagioclásio e feldspato, podendo apresentar feições sedimentares preservadas (estratificações plano paralelas e cruzadas) e formações ferríferas (BIFs). Na análise do mapa geológico verifica-se a presença de uma falha indiscriminada. Em campo não foi possível

mapear assertivamente a falha verificada no mapa, entretanto a ocorrência da mesma justifica a presença de descontinuidades verticalizadas com espaçamentos variáveis ao longo do talude.

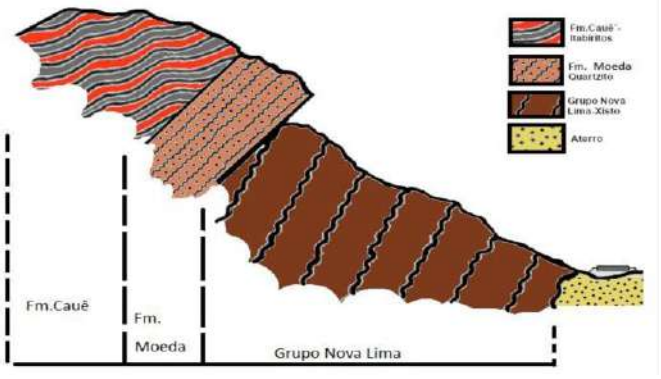


Figura 2-1:Perfil geológico esquemático.

2.2. Inspeção de campo e diagnóstico das instabilidades

O talude em questão pode ser descrito como sendo uma encosta natural, sendo que tem um comprimento total aproximado de 500 metros na região de interesse do estudo, com uma altura total entre 100 no ponto mais baixo até 220 metros na região de maior elevação. Na inspeção de campo realizada no local, foi possível avaliar a totalidade do trecho, e com base no que foi verificado em campo, se observaram trechos com características homogêneas, geometria, materiais ocorrentes, características das rocha. Partindo destas definições, foi possível traçar diferentes mecanismos e comportamentos do talude, que foram agrupados em 5 regiões homogênas, que são definidas em função da semelhança observada em campo. Abaixo uma figura apreseta a figura com a setorização talude.

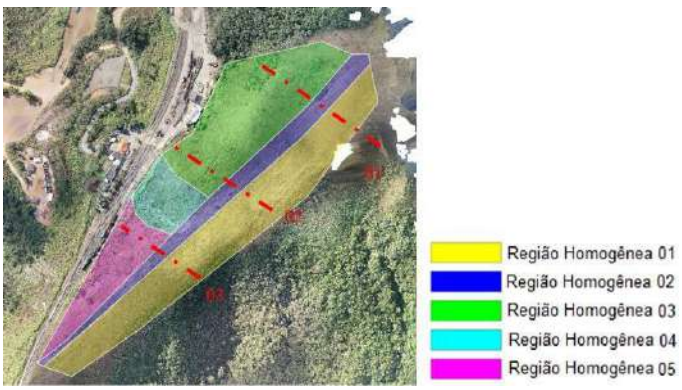


Figura 2-2: Regiões homogêneas e alinhamentos de inspeção

Na região 01 os blocos de rocha contidos nesta região são de pequenas dimensões, massas centimétricas, com volumes inferiores à 0,50 m³, e estão simplesmente depositados sobre o terreno natural. A região 02 consiste em um afloramento verticalizado de rocha, com mesma condição estrutural ao longo do trecho. A região 03 é trecho revestdo em solo, onde se verificam afloramentos isolados e grande quantidade de blocos de rocha depositados sobre a face. Na região 4 se identificou a presença de uma ruptura antiga, com depoisção de grande quantidade de blocos. A região 05 é se assemelha à região 03, revestimento em solo sobre a face rochosa.

Com base no que foi observado em campo as principais instabilidades que podem se manifestar no talude são a queda de blocos de rocha, das massas depositadas no trecho de encosta natural, com a ativação em função de processos erosivos de sua base de apoio. Já nas faces rochosas foi identificada a possibilidade de tombamento de blocos com dimensões variadas, a depender da frequência e persistência das fraturas.

Figura 2-3: Condição geral das regiões dos 02, 01 e 04.

3. DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO PROJETADA PARA O LOCAL E ESTUDO DE ALTERNATIVAS

A solução implementada no local foi uma barreira dinâmica contra queda de rochas, e para o dimensionamento é necessário definir a energia e altura do impacto contra a estrutura bem como da massa do bloco a ser retido pelo paramento, determinados através da simulação da queda de centenas de blocos ao longo das seções transversais de interesse do projeto. As análises são desenvolvidas com o auxílio de ferramenta computacional, o programa Rockfall Dr. Spang 6.1, que realiza a simulação destes eventos, com as seções de cálculo abaixo indicadas.

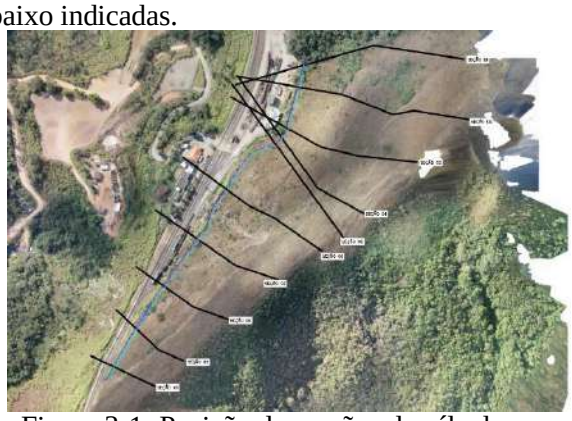


Figura 3-1: Posição das seções de cálculo.

Os parâmetros de superfície do terreno que são considerados pelo modelo de cálculo em questão são denominados como: coeficientes de restituição normal e tangencial, ângulo de atrito (dinâmico e estático) e a rugosidade do terreno que fisicamente representam a interação entre o impacto do bloco de rocha e o terreno. Os blocos foram simulados com volumes entre 0,50m³ e 3,00 m³, com peso específico de 27 kN/m³. No caso do talude do Funil estes parâmetros foram obtidos através de um ajuste de parâmetros bibliográficos a partir da retroanálise dos eventos de queda de blocos que foram registrados no local – impacto do bloco contra o prédio e queda de blocos durante a inspeção, os parâmetros estão sumarizados a seguir.]

Tabela 1: Parâmetros de cálculo considerados

Característica da superfície	Rg	Rh	Dn	Dt	Rw	Oa	Of
RESTO DE ROCHA COM SOLO SEM VEGETAÇÃO	15	35	0.040	0.850	0.150	0.10	1.00
ROCHA LISA COBERTA POR SOLO	15	30	0.040	0.800	0.100	.20	1.00

3.1. Análise dos resultados

Os resultados das seções transversais foram plotados em planta baixa, analisando o máximo alcance dos blocos, energia de impacto bem como a altura, informações que permitiram delinear um mapa de risco da

região quando analisados em conjunto com as características de utilização do terminal pátio funil. Abaixo é indicado o mapa de alcance dos blocos, o mapa de energias

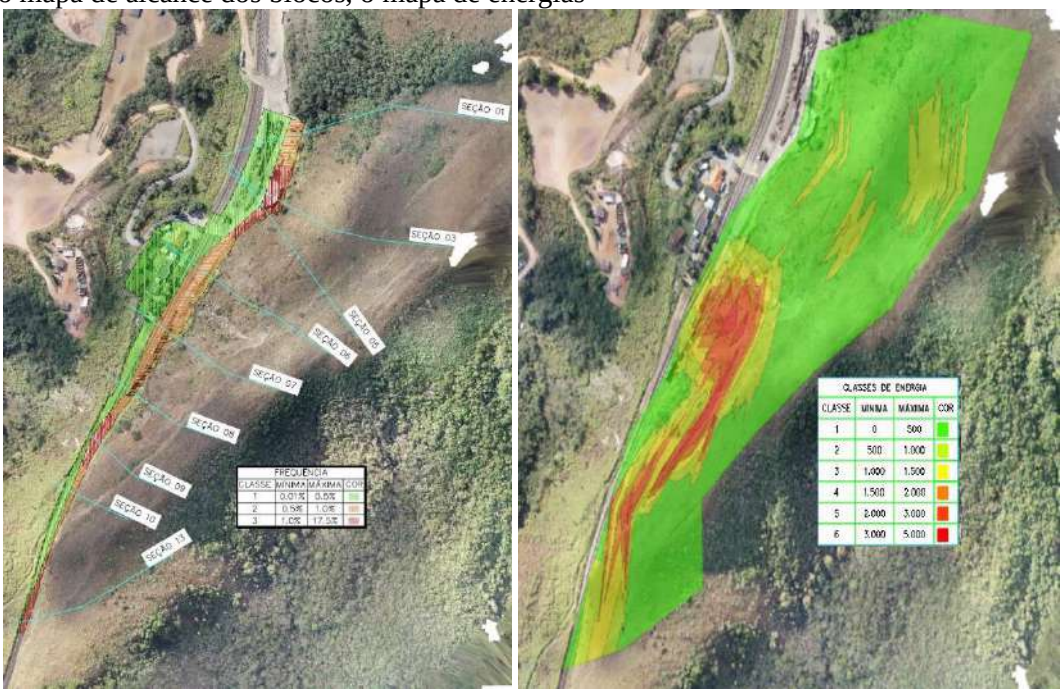


Figura 3-2: Mapa com o alcance dos blocos e mapa de energias de impacto

3.2. Alternativas propostas

Partindo dos mapas elaborados foram definidas possíveis alernativas de solução para o local prevendo intervenções com estruturas de barreias dinâmicas intervenções com o tratamento dos blocos e ainda alternativas de convivência com a queda dos eventos, prevendo ainda diferentes sistemas para a massa dos blocos.

As barreiras foram definidas com base na energia de impacto, obtida através da simulação de queda de rocha, plotadas no mapa acima ilustrado. A seção tipica de uma simulação é indicada abaixo, juntamente com a configuração proposta de solução para o trecho.

Figura 3-3: Configuração da solução proposta com barreiras dinâmicas, e seção de análise

Devido a longa extensão do trecho o tratamento completo da região teria um custo bastante elevado, e foi solicitada a avaliação no trecho da linha férrea sem presença de edificações as consequências do impacto nos vagões do trem. Deste modo foi determinado nas seções as velocidades de impacto, e realizada a

verificação do fator de segurança frente ao tombamento de um vagão carregado e um vagão vazio, através de uma análise simplificada de momentos. Com estas verificações chegou-se a conclusão de que para o vagão carregado, um impacto direto das massas simuladas, o fator de segurança ao tombamento é de 6, já o vagão vazio o FS é levemente superior a unidade, considerando um vagão isolado.

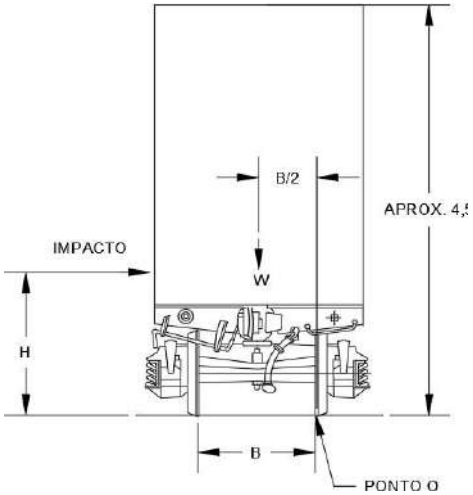


Figura 3-4: Configuração do modelo de cálculo para análise de tombemento

Com base nestes resultados, o risco para a composição ferroviária foi considerado mais baixo e aceitável pelas equipes, cenário que justificou a implantação da solução de barreira no trecho onde estão presentes as edificações, onde o risco é maior, devido a presença constante de equipes de manutenção no local.

4. Solução implementada

Sendo assim, a solução implementada no local foi a de barreiras dinâmicas, após avaliação detalhada do local e determinado o modelo de barreira necessário para contenção dos blocos instáveis as principais etapas de instalação do sistema são:

- Preparação do Local: Como limpeza da área, nivelamento do terreno, remoção de obstáculos e preparação das fundações para as barreiras;
- Instalação das Fundações: As fundações das barreiras dinâmicas são fundamentais para garantir sua estabilidade e eficácia. Dependendo das condições do solo e dos requisitos de carga, as fundações podem ser construídas utilizando diferentes técnicas, como bloco armado, estacas ou ancoragens.
- Montagem das Barreiras: Com as fundações no lugar, as barreiras dinâmicas são montadas de acordo com as especificações do fabricante e o projeto de engenharia. Sendo inicialmente instalados os postes da estrutura que são fixados com cabos de suporte superior, seguido da instalação de cabos de aço, colocação da tela metálica e fixação das manilhas e clipes. É importante observar a importância de ao final da instalação dos cabos de aço seja realizado o torqueamento de todos os clipes de aço com torque indicado pelo fabricante.
- Monitoramento e Manutenção: Uma vez instaladas, as barreiras dinâmicas devem ser monitoradas regularmente para detectar quaisquer sinais de desgaste, danos ou mau funcionamento. Além disso, é importante realizar manutenção preventiva, como inspeções periódicas, limpeza e substituição de componentes conforme necessário.

No local foi instalada uma linha de barreira dinâmica com 210 metros de comprimento, 4 metros de altura e capacidade de retenção de até 1000kJ de energia, na Figura 4-1, está indicada a planta baixa da barreira e na Figura 4-2, imagens da barreira já executada.

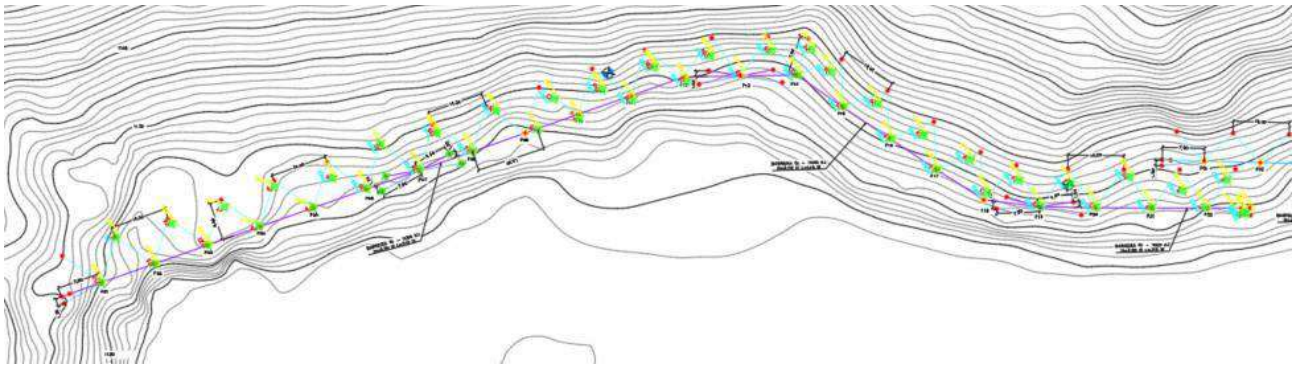


Figura 4-1: Planta Baixa da barreira instalada

Figura 4-2: Barreira instalada

Para barreiras contra queda de blocos, o quantitativo de perfuração por metro linear de barreira, considerando a barreira instalada no projeto que conta com 21 postes (2 grampos de 4 metros por poste) e 41 ancoragens de 6 metros, é de 2 metros/metro linear de barreira.

Durante a instalação da barreira observou-se em alguns pontos cujas irregularidades do terreno formavam um grande espaço aberto entre a parte inferior da barreira e o solo, nesses casos é necessária a instalação de gap fillings, pois estes podem comprometer a eficácia da barreira na proteção contra queda de material. O preenchimento desses vazios é essencial para garantir uma proteção adequada e mitigar os riscos associados a eventos como deslizamentos de terra, deslizamentos de rochas ou quedas de blocos.

Figura 4-3: Gapfillings para fechamento completo da barreira

5. CONCLUSÕES

Com base em um detalhado mapeamento de campo para identificação dos mecanismos de instabilidade e dados de entrada foi possivel a realização de um conjutno de simulações para subsidiar uma análise de risco geotécnico para a área. Esta análise culminou em um estudo de alternativas para a garantia de segurança de operação deste terminal ferroviario.

A alternativa escolhida e implantada como projeto de mititação de risco foi composta fundamentalmente por barreiras dinâmicas de proteção contra queda de rochas.

Após a implantação da solução a operação do terminal foi normalizada e as edificações voltaram a ser utilizadas em função da redução do risco geotécnico.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à VALE pela disponibilização dos dados de projeto e implantação para o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CARNEIRO, M.A. O complexo metamórfico Bonfim setentrional (Quadrilátero Ferrífero), Minas Gerais: litoestratigrafia e evolução geológica de um segmento de crosta continental do Arqueano. 1992. 233 p. Tese. (Doutorado) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 1992.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION – Micropile Design and Construction. Publication Nº 05-039 IBC, International Building Code. 2006

NOCE, C.M. Geocronologia dos eventos magmáticos, sedimentares e metamórficos da região do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais. 1995. Tese. (Doutorado) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo/USP,1995.

SHINZATO, E., CARVALHO FILHO, A. Pedologia. In: Projeto APA Sul RMBH. Estudos do Meio Físico. Belo Horizonte: CPRM/SEMAD/CEMIG, 2005.v.5.

Wendeler, C. Debris-Flow Protection Systems for Mountain Torrents. WSL Berichtem 2016.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/797

Calibration of Strength and Deformability Behaviour of a Residual Soil by the Discrete Element Method

João Henrique Toniolo Teche
Aluno de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia (UnB), Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, jhenrique1671@gmail.com

Leandro Lima Rasmussen
Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental (ENC/UnB), Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, leandro.lima.ra@gmail.com

RESUMO:
O Método dos Elementos Discretos (MED) surge como uma alternativa promissora para modelar taludes em solos residuais. O MED permite uma melhor compreensão dos mecanismos de instabilidade e uma previsão mais precisa da estabilidade do talude. Este estudo realizou a calibração de solos residuais gnáissicos jovens para obter o comportamento de resistência e deformabilidade desses materiais. Para esta calibração, ensaios de compressão biaxial foram modelados no software PFC2D (ITASCA), e os parâmetros calibrados foram o ângulo de atrito, intercepto coesivo e módulo de Young. Os resultados dos ensaios realizados no software foram comparados com os valores obtidos em experimentos reais na literatura. A partir da comparação entre os parâmetros obtidos pelo modelo e aqueles encontrados na literatura, foi possível ajustar as características do modelo até obter resultados satisfatórios para esses parâmetros. Modelos simplificados de taludes em solos residuais foram construídos no PFC2D utilizando os materiais calibrados, e análises de estabilidade de talude pelo Método do Incremento de Gravidade (MIG) foram realizadas nesses modelos para verificar seu comportamento e obter os fatores de segurança dos taludes. Os resultados obtidos das análises no PFC foram comparados com análises anteriores obtidas no Slide (Rocscience).

PALAVRAS-CHAVE: Solo Residual, Método dos Elementos Discretos, Estabilidade de Taludes

ABSTRACT: The use of the Discrete Element Method (DEM) emerges as a promising alternative for modeling slopes in residual soils. DEM allows for a better understanding of instability mechanisms and a more accurate prediction of slope stability. This study carried out the calibration of young gneissic residual soil in order to obtain the resistance and deformability behaviour of these materials. For this calibration, biaxial compression tests were modeled in PFC2D software (ITASCA), and the calibrated parameters were the friction angle, cohesive intercept and Young's modulus. The results of the tests performed in the software were compared to values obtained in real experiments in the literature. From the comparison between the parameters obtained by the model and those found in the literature, it was possible to adjust the characteristics of the model until satisfactory results were obtained for these parameters. Simplified models of slopes in residual soils were built in PFC2D using the calibrated materials, and slope stability analyses by the Gravity Increase Method (GIM) were performed on these models to verify their behaviour and obtain the safety factors for the slopes. The results obtained from the PFC analyses were compared to previous analyses obtained from Slide (Rocscience).

KEYWORDS: Residual Soil, Discrete Element Method, Slope Stability

1 INTRODUCTION

Slope stability is one of the most unpredictable problems in geotechnical projects and the cause of this can be returned to ambiguity in several factors such as condition and location of failure, geotechnical parameters of soil and history of loading on the slope (Asoudeh & Oh, 2014). Slope failures in residual soil and weathered rock are common in humid temperate and tropical climates. The profile of weathering which has developed on a rock slope over a long period of geologic time has altered the strength characteristics of the slope so as to increase its susceptibility to failure (Deere & Patton, 1971).

Finite element methods are commonly used in geomechanics to model the response of soil. A disadvantage of these methods is that there may not exist a suitable stress-strain law for the material. Secondly, the natural development of cracks and failure surfaces is not well represented (Cundall, 2001).

In DEM models, loads and deformations can be applied to virtual samples to simulate laboratory tests, and particle-scale mechanisms can be analysed. Failures in geomechanics often involve large displacements or deformations, and DEM models can contribute to our understanding of important failure mechanisms, being highly suitable for the simulation of the landslide process (O'Sullivan, 2011; Zhao *et al.*, 2021).

This paper presents the calibration process for 2 samples of saprolitic soils from gneiss, in different weathering conditions, and the slope stability analyses of generic slopes composed of these soils using the DEM. These results are compared to results obtained by the limit equilibrium method (LEM) in Slide.

2 LITERATURE REVIEW

2.1 Residual Soils

Generally, soils that have weathered in situ are considered residual. The factors of climate, temperature, parent material, water movement, age and vegetation are responsible for the resulting soil profile. Optimization of these factors occurs in tropical regions where heavy rainfall and warm temperatures are most conducive to chemical weathering and deep residual soil profiles develop (Townsend, 1984).

A typical weathering profile consists of different horizons ranging from fresh rock, weathered rock to residual soil. If the soil exhibits characteristics of the parent rock, relic structures, it is classified as "young residual soil" or "saprolitic soil". If no detectable relic structure is present, the term "mature residual soil" is used (Cirone, Vargas Jr. and Campos, 2020). Figure 1 presents typical profiles from different parent rocks.

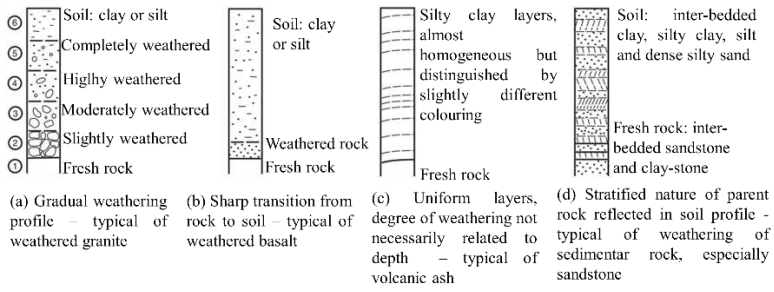


Figure 1. Variations in residual soil weathering profiles (modified of Wesley, 2010).

2.2 Residual Soil Slope Stability

The understanding of slope stability in residual soils depends on recognizing the role played by weathering profiles, groundwater levels, and relic structures in these slopes (Deere and Patton, 1971). The combination of deeply weathered soils, steep slopes, and intense rainfall makes tropical regions more prone to mass movements (Santos Jr., Lacerda, and Ehrlich, 2020).

Some failure modes are especially related to residual soils, weathered rocks, and associated colluvium (Deere and Patton, 1971). Slope failures in residual soils are unlikely to be deep-seated circular failures. They are more likely to be relatively shallow, with fairly planar failure surfaces. In large slopes with a limited layer of overlying weathered material on top of solid rock, they are likely to be predominantly

translational slides (Wesley, 2011). Some failure modes that are particularly common in weathering profile materials and colluvium are shown in Figure 2.

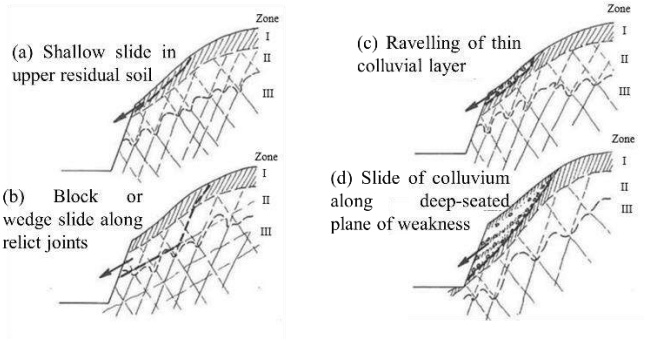


Figure 2. Common types of slides in weathered rock, residual soil and colluvium (modified of Deere & Patton, 1971)

2.3 Discrete Element Method

Numerical modeling in soil and rock using discrete particle methods captures the complicated behavior of real materials with simple assumptions and few parameters at the microscopic level. The overall complex behavior arises as an emergent property of the assembly (Cundall, 2001). In this context, DEM was introduced by Cundall (1971) for the analysis of rock mechanics problems and later applied to soils by Cundall and Strack (1979).

In DEM, the interaction of particles is a dynamic process with equilibrium states developing whenever internal forces balance. Movements result from disturbances propagated by the movement of walls and particles, external forces, and body forces through the particle system.

The dynamic behaviour is represented by a time-stepping algorithm. DEM is based on the idea that the time step is so small that during a single time step, disturbances cannot propagate from any particle beyond its immediate neighbours. Thus, at all times, the forces acting on any particle are determined exclusively by its interaction with the particles with which it is in contact. Physical instability can be easily modeled without numerical difficulty because failure processes occur realistically, without the need to invoke a non-physical algorithm, as is done in some implicit methods (Cundall, 1979; Potyondy and Cundall, 2004).

3 MATERIAL CALIBRATION PROCESS

The present study was based on investigations carried out by Futai, Almeida and Lacerda (2004) on a tropical soil profile. The soil profile comprises a reddish lateritic layer underlain by a saprolitic soil from which a number of block samples were taken. This particular study concentrates on 3 samples of the saprolitic soil horizon, which are the 3, 5 and 7 m deep saprolitic soil samples.

Strength tests performed in samples from 5 m depth were used in order to calibrate the material for the PFC model. The values for natural unit weigth, cohesion and friction angle are presented in Table 1.

Table 1. Values for soil properties and parameters of the samples (Futai, Almeida and Lacerda, 2004).

Depth (m)	c' (kPa)	φ (º)	γ_{nat} (kN/m³)
3	8	29.6	19
5	15	31.0	17.5
7	20	25.4	17.5

The Young's modulus were obtained from the initial stage of the stress-strain curve from undrained triaxial tests on 5 m deep sample, presented in Figure 3. It was evaluated as a secant stiffness for the interval between deviatoric stress $q = 0$ and $q = \frac{q_{máx}}{2}$.

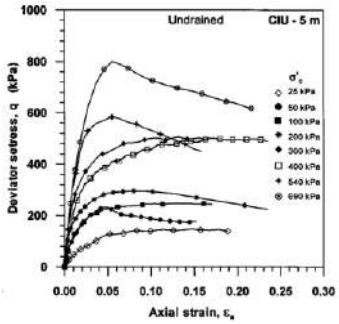


Figure 3. Results of undrained tests on samples from 5 meters depth (Futai, Almeida and Lacerda, 2004).

The determination of Young's modulus is given by the Equation 1.

$$E_{50} = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_a} \tag{1}$$

The values obtained for the axial strains, major stresses and calculated Young' modulus are presented in
Table 2.

Table 2. Values of axial strain, major stress and calculated Young' modulus.

σ_c' (kPa)	Δq (kPa)	ε_a(%)	E_{50} (kPa)
100	129	1.15	11217
200	150	1	15000
400	252	1.4	18000

For the calibration process of the material in PFC, a virtual test specimen that represents the soil to be calibrated was created. In this study the particle packing mesh for the virtual specimen was created on GiD Simulation software. To create the specimen, the RBall mesher was used, by the Optimization radius method, which is a iterative method that optimizes distances and positions of particles for minimum porosity. The virtual specimen model contais 839 particles and their average radius is 0.5 meters, and the biaxial testing box has dimensions of 10 meters horizontally and 20 meters vertically. Once the mesh was created in GiD, it was imported into PFC, creating particles in the same positions and sizes.

The PFC software has a series of built-in contact models to represent different contact interactions between particles. The particle contact model chose to represent the material was the Linear Parallel Bond Model (PBM). The linear microproperties calibrated were the normal stiffnes (Kn), effective modulus (Emod), normal-to-shear stiffness ratio (Kratio), friction coefficient (Fric). The parallel bond group microproperties calibrated were the normal stiffness (Pb_kn), shear stiffness (Pb_ks), tensile strength (Pb_ten), cohesion (Pb_coh) and the friction angle (Pb_fa), shown in Table 3.

Table 3. Calibrated microproperties for the Linear Parallel Bond Model.

Depth(m)	Kn	Emod	Kratio	Fric	Pb_kn	Pb_ks	Pb_ten	Pb_coh	Pb_fa
3	5e07	7e06	1.5	0.7	3e07	3e06	8e03	6e03	35
5	5e07	7e06	1.5	0.7	3e07	3e06	8e03	6.002e03	45
7	6e07	8e06	1.5	0.3	3e07	3e06	9e03	9e03	35

In order to obtain the calibrated micro-properties, biaxial compression tests were performed in the PFC virtual specimen for 100, 200 and 400 kPa confining pressures. A servo-control mechanism was used on the side walls, which controls the velocity and displacement of these walls to maintain constant confining pressure. The Rball GiD mesh and the virtual test specimen in PFC are shown in Figure 4.

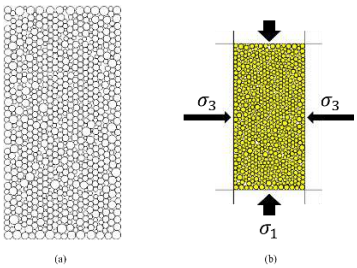


Figure 4. (a) Rball GiD particles mesh; (b) Scheme of biaxial compression test on PFC2D virtual specimen

The calibration process consists of obtaining parameters representative of the material macro mechanical behaviour through the microproperties existing in PFC. Therefore, the microproperties are adjusted by trial and error until representative macro property parameters are obtained. For this purpose, stress-strain curves are obtained, from which Young's modulus values are extracted. With the curves, it is possible to construct a material strength envelope in order to obtain the strength parameters. The stress-strain curves and the strength envelopes obtained are shown in Figure 5, Figure 6 and Figure 7.

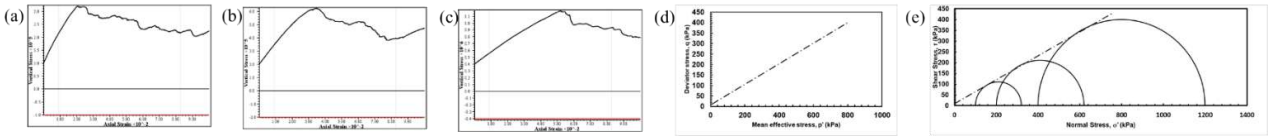


Figure 5. 3 meter depth sample. Stress-strain curves for the following confining pressures: (a)100 kPa; (b) 200 kPa; (c) 400 kPa; (d) q-p' strength envelope; (e) Mohr-Coulomb strength envelope.

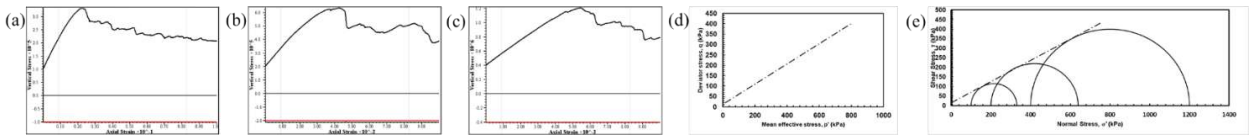


Figure 6. 5 meter depth sample. Stress-strain curves for the following confining pressures: (a)100 kPa; (b) 200 kPa; (c) 400 kPa; (d) q-p' strength envelope; (e) Mohr-Coulomb strength envelope.

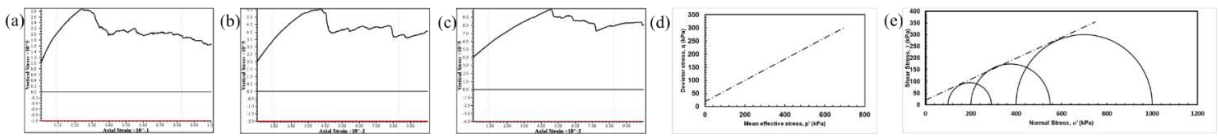


Figure 7. 7 meter depth sample. Stress-strain curves for the following confining pressures: (a)100 kPa; (b) 200 kPa; (c) 400 kPa; (d) q-p' strength envelope; (e) Mohr-Coulomb strength envelope.

The Young's modulus obtained are presented in Table 4.

Table 4. Young's modulus obtained by calibration process.

Depth (m)	σ_c' (kPa)	Δq (kPa)	ε_a(%)	E_{50} (kPa)
3	100	110	0.87	12644
	200	210	1.3	16154
	400	400	2.22	18018
5	100	115	0.86	13372
	200	220	1.145	15172
	400	400	2.22	18018
7	100	95	0.8	11875
	200	175	1.2	14583
	400	300	1.8	16666

The Young's modulus values obtained in the calibration showed a slight difference compared to the experimental values, however, the difference is acceptable. Additionally, the values obtained in the

experimental tests on samples at 5 meters depth were adopted for the calibration of materials at 3 and 7 meters depth as well. It would be expected that there would be changes in the deformability parameters for these samples, but they were considered negligible for the purposes of the present study.

4 SLOPE STABILITY ANALYSIS

4.1 Limit Equilibrium Method Analysis

Slope stability analyses were conducted in the Slide software (Rocscience) using the general method of limit equilibrium (GLE/Morgenstern-Price). The obtained safety factors were then compared to the results obtained by the DEM. The strength parameters used in Slide are presented in Table 5.

Table 5. Strength parameters obtained from calibration process.

Depth (m)	c' (kPa)	φ (º)
3	9	29
5	15	29
7	21	24

The values obtained in the calibration show a slight variation when compared to the values obtained by the experimental tests performed (Futai, Almeida and Lacerda, 2004).

The analysis were performed for a generical slope geometry, with a slope angle of 30º and slope height of 40 meters. The results for the slope stability analysis and the safety factors obtained by LEM are presented in Figure 8.

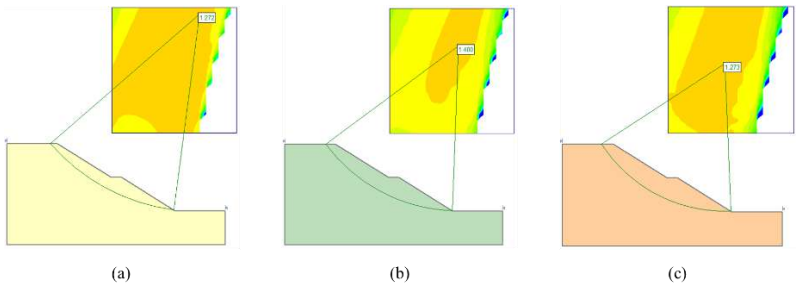


Figure 8. Slope stability analyses results in Slide for saprolitic soil samples. (a) 3 m depth; (b) 5 m depth; (c) 7 m depth.

It was obtained 1.272 and 1.273 as the safety factor values for the samples at 3 and 7 meters depth, respectively, these values can be considered equal for engineering purposes. However, the sample at 5 meters depth presented a safety factor of 1.4, slightly higher than the other two. The critical failure surfaces for all three cases are starting from the crest of the slope and passing through its toe.

4.2 Discrete Element Method Analysis

For the slope stability analysis in PFC, a generic model with the same geometry as the one used in Slide was constructed. Firstly, the particle mesh was generated in GiD using the same parameters as those used for generating the specimen for the biaxial tests. This is because in DEM, the distribution and size of particles influence the model response. The slope model contais 23125 particles and their average radius is 0.5 meters. The slope model generated in GiD was imported into PFC. Additionally, the calibrated microproperties for the BPM contact model were added to the particles in the slope model.

The strength reduction method (SRM) was applied to obtain the safety factors in DEM. This method involves reducing the material properties until failure occurs. For the current study, the reduced properties were the friction coeficiente (Fric), tensile strength (Pb_ten), cohesion (Pb_coh), and friction angle (Pb_fa). Starting from the original values of these properties, they were divided proportionally and simultaneously by

1.1, 1.2, and so on until the model exhibited instabilities. The safety factor is calculated based on dividing the original values of the properties by their values at the moment of instability.

The results obtained are presented in Figure 9, Figure 10 and Figure 11.

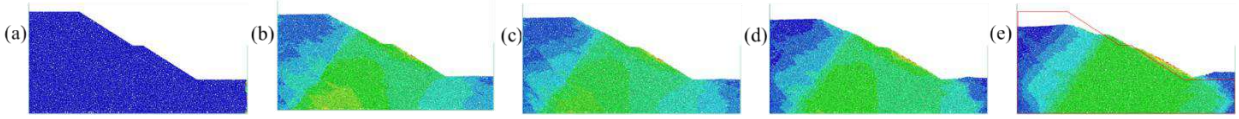


Figure 9. Horizontal displacement of particles at: (a) 0 cycles (b) 7000 cycles (c) 10000 cycles (d) 20000 cycles (e) 50000 cycles (3 meters deep sample).

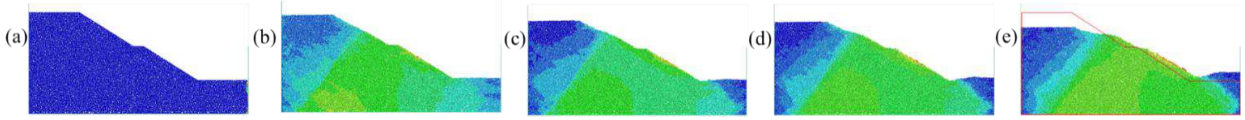


Figure 10. Horizontal displacement of particles at: (a) 0 cycles (b) 7000 cycles (c) 16000 cycles (d) 25000 cycles (e) 50000 cycles (5 meter deep sample).

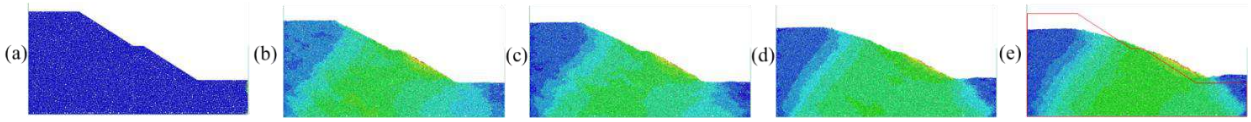


Figure 11. Horizontal displacement of particles at: (a) 0 cycles (b) 7000 cycles (c) 13000 cycles (d) 25000 cycles (e) 35000 cycles (7 meters deep sample).

The color scale represents the displacement of particles in the horizontal direction. It can be observed that initially circular surfaces form near the face of the slope with greater horizontal displacements than the rest of the slope. However, throughout the analysis, the failure does not occur localized along these surfaces. In the figures with more cycles the slope moves almost homogeneously horizontally. The last figures on the right show the original geometry of the slope in a red perimeter. It is observed that the vertical displacement of the slope crest is quite significant, reaching about 9 meters after 50000 cycles. The consolidation of particles as a whole is also significant. Finally, a uprising at the toe of the slope can be observed.

For the slopes with parameters from the samples of 3 and 5 meters depth, safety factors of 1.2 were obtained, while for the sample of 7 meters depth, a safety factor of 1.3 was obtained. Analyzing the obtained safety factors it can be observed that the higher cohesive factor in the slope with parameters from the 7 meter depth sample may have influenced this slightly higher safety factor. It is noted that the safety factors of the slopes from the samples of 3 and 7 meters depth coincide, for engineering purposes, with the factors obtained with the LEM. However, the safety factor obtained for the slope of the 5 meters depth sample was lower in the DEM. Considering that the calibrated cohesion microproperty (pb_coh) was practically identical between the samples of 5 and 3 meters depth, it reinforces the idea that the cohesive property significantly influenced the behavior and resistance of the materials in the DEM analysis.

5 CONCLUSION

The present study conducted the calibration of saprolitic soils in PFC2D and utilized this calibrated model to construct a slope model and perform stability analyses using the method of strength reduction.

It was observed that, in general, calibration through virtual biaxial compression tests was able to obtain strength and deformability parameters very close to those obtained experimentally.

It was noted that micro parameters related to friction and cohesion have a certain influence on the material's cohesion parameter, as well as the micro parameter related to cohesion influences the friction angle. Therefore calibration must be done by trial and error, considering that changes in micro parameters not only affect the macro parameter to which they are related.

In terms of safety factors, the DEM obtained values close to those found by the LEM. However, it was observed that possibly for analyses performed by the DEM, the micro cohesion properties have a greater influence on the stability of the slope model than properties related to friction.

The analyses performed by the DEM allowed observing a series of phenomena related to large displacements, deformations, and post-failure in the model, reinforcing the idea that the DEM emerges as a powerful tool for landslide analyses and other geotechnical engineering related issues.

ACKNOWLEDGMENTS

I thank the support of professor advisor Leandro Rasmussen, the University of Brasília (UnB), the graduate program in geotechnics at UnB, and the Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel (CAPES).

REFERENCES

Asoudeh, A., Oh, E. (2014) Strength Parameter Selection in Stability Analysis of Residual Soil Nailed Walls. Int. J. of GEOMATE, Sept., 2014, Vol. 7, No. 1 (Sl. No. 13), pp.950-954. Geotech., Const. Mat. & Env., ISSN:2186-2982(P), 2186-2990(O), Japan.

Cirone, A., Vargas JR., E., Campos, T. (2020) Constitutive Modeling of Residual Soils Based on Irreversible Strains Decomposition. Soils and Rocks: An International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering

Cundall, P. A., Strack, O. L. (1979) A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies, Geotechnique, 29, No.1, 47-65, 1979.

Cundall, P. A. (2001) A Discontinuous Future for Numerical Modelling in Geomechanics? Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, 149(1), 41–47. doi:10.1680/geng.2001.149.1.41

Deere, D.U., Patton, F.D. (1971) Slope Stability in Residual Soils. In Proc., Fourth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Juan, Puerto Rico, American Society of Civil Engineers, New York, Vol. 1, pp. 87-1 70.

Futai, M. M., Almeida, M. S. S., Lacerda, W. A. (2004) Yield, Strength, and Critical State Behavior of a Tropical Saturated Soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, No. 11, November 1, 2004. 10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:11(1169).

O'Sullivan, C. (2011) *Particulate Discrete Element Modelling: a Geomechanics Perspective.*

Potyondy, D. O., Cundall, P. A. (2004) A Bonded-Particle Model for Rock. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 41 (2004) 1329–1364

Townsend, F. C. (1984) Geotechnical Characteristics of Residual Soils. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. Ill, No. 1, January, 1985. ©ASCE, ISSN 0733- 9410/85/0001-0077/$01.00. Paper No. 19401.

Zhao, Z., Chen X., Xu, C., Wei1 J., Yang, P. (2021) Discrete element modelling and scenario prediction of failure, movement and energy dissipation of a potential landslide under a seismic loading Bulletin of Engineering Geology and the Environment (2021) 80:3767–3782 https://doi.org/10.1007/s10064-021-02183-9

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/187

Caracterização geotécnica de movimento de rastejo no município de Ouro Preto, Quadrilátero Ferrífero (MG)

Arthur Campos Palhares
Graduando, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, arthur.palhares@aluno.ufop.edu.br

Luis de Almeida Prado Bacellar
Professor, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, bacellar@ufop.edu.br

Thayanne Barbosa Teixeira –
Mestranda, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, thayanne.teixeira@aluno.ufop.edu.br

Hugo Alvarenga de Souza
Graduando, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, hugo.alvarenga@aluno.ufop.edu.br

Lucas Deleon Ferreira
Professor, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, lucas@ufop.edu.br

RESUMO: Desde o final do século XVII, a região de Ouro Preto, no Quadrilátero Ferrífero (MG), tem sido ocupada, inclusive em áreas suscetíveis a movimentos de massa. Estes movimentos têm causado instabilidade nas encostas, afetando diretamente benfeitorias e as vidas dos habitantes. Este estudo se concentra nos movimentos do tipo "rastejo" (*creep*), caracterizado pela baixa velocidade e pela grande magnitude e por serem influenciados pela precipitação pluviométrica e desencadeados por condições geológico-geotécnicas específicas e por atividades antrópicas, como cortes e aterros. A área de estudo é um talude no bairro São Cristóvão, zona urbana de Ouro Preto, onde se situa uma escola, interditada em decorrência do elevado grau de instabilidade. Na área afloram filitos da Formação Cercadinho, do Supergrupo Minas. A caracterização geotécnica envolveu a interpretação de imagens orbitais multitemporais, sondagens a trado e a percussão SPT, levantamentos geofísicos (eletrorresistividade) e instrumentação (piezômetros e marcos topográficos). O talude apresenta um perfil envolvendo rocha sã (impenetrável ao SPT) coberta por manto inconsolidado, envolvendo solos residuais, parcialmente transportados. Os piezômetros instalados na base do saprolito mostraram-se secos durante a estiagem, mas com níveis d´água crescentes durante o período chuvoso, reduzindo o fator de segurança e explicando a instabilização do talude.

PALAVRAS-CHAVE: movimento de massa; filito; Quadrilátero Ferrífero; monitoramento

ABSTRACT: Since the end of the 17th century, the Ouro Preto region, in the Iron Quadrangle (MG), has been occupied, including in areas susceptible to mass movements. These movements have caused instability on the slopes, directly affecting buildings and the lives of inhabitants. This study focuses on "creep" movements, characterized by low speed, large magnitude and influenced by rainfall and triggered by specific geological-geotechnical conditions and human activities, such as cuts and embankments. The study area is a slope in the São Cristóvão neighborhood, urban area of Ouro Preto, where a school was closed due to the high degree of instability. Phyllites from the Cercadinho Formation, Minas Supergroup, outcrops in the area. The geotechnical characterization involved the interpretation of multi-temporal orbital images, SPT auger and percussion surveys, geophysical surveys (electro resistivity) and instrumentation (piezometers and topographic landmarks). The slope has a profile involving sound rock (impenetrable to the SPT) covered by an unconsolidated mantle, involving residual soils, partially transported. The piezometers installed at the base of the saprolite were dry during the drought, but with increasing water levels during the rainy season, reducing the safety factor and explaining the instability of the slope.

KEYWORDS: Mass movements, phyllite, Iron Quadrangle; monitoring

1 INTRODUÇÃO

A cidade de Ouro Preto, sudeste do Quadrilátero Ferrífero – QF (MG), é de grande importância histórica e cultural, mas também sítio de alta suscetibilidade a movimentos de massa (Carvalho, 1982; Sobreira, 1992; Fontes, 2011). Atualmente, há centenas de registros de movimentos de massa nas 333 áreas de risco geológico cadastradas no município de Ouro Preto (Defesa Civil, 2024), proporcionando danos significativos à infraestrutura e à população local. Os movimentos mais recorrentes na cidade são os escorregamentos planares, rotacionais, quedas e rolamentos de matacões. Menos conhecidos e estudados, mas não desprovidos de relevância pelas dimensões que ocupam em áreas densamente ocupadas, como no centro histórico da cidade, são os rastejos (*creep*). Por serem de movimentação gradual e sazonal, os rastejos não são facilmente identificáveis, passando uma falsa impressão de segurança aos moradores (Guidicini e Nieble, 1984). Chuvas intensas e duradouras frequentemente desencadeiam rastejos pela subida da superfície freática (Guidicini & Nieble, 1984; Cruden & Varnes, 1996), situação comum em regiões serranas com rochas do embasamento cristalino do sudeste do Brasil (Lacerda, 2004) e, mais raramente, em taludes com filitos (Erlich et al, 2018). Outros fatores, como cortes na base do talude, sobrecarga no topo e aumento do peso específico do solo pela infiltração de água, podem acelerar as taxas de rastejo, com possibilidade de desencadear movimentos de massa mais críticos, como escorregamentos, que podem evoluir remontantemente (Chang et al, 2008). Pairam ainda dúvidas sobre a resistência de solos e rochas ao rastejo, mas sabe-se que o aumento do grau de saturação, o empastilhamento dos filitos por ciclagem (Guidicini & Nieble, 1984), o tempo de aplicação de esforços e até a intensidade de fraturamento de maciços rochosos são fatores capazes de reduzir os parâmetros de resistência em relação aos ensaios rotineiros laboratoriais de determinação de resistência ao cisalhamento (Glamheden, & Hoekmark, 2010; Chang et al, 2008).

A área de estudo, no bairro São Cristóvão, em Ouro Preto, foi progressivamente ocupada com o prolongamento da Avenida Padre Rolim, hoje o principal acesso à cidade, e com a construção de edificações que margeiam esta via, todas feitas com cortes na base do talude. Nesta área há um histórico de acidentes com movimentos de massa envolvendo filitos, registrados especialmente após a construção no topo do talude da Escola Padre Carmélio em 2002, fundada sobre aterro. Em decorrência destes acidentes - intensificados nos verões de 2011/2012 e 2021/2022 -, e que impactaram não só na estrutura da escola, mas também as construções a jusante, junto a avenida, foi contratada uma empresa para avaliar o risco geológico-geotécnico e propor soluções (Hidros, 2017). Nesse estudo, foi identificada a ocorrência de rastejo e escorregamentos na base do aterro, além de erosão superficial desencadeada por sistema de drenagem insuficiente. Uma sondagem à percussão SPT, executada na lateral sudoeste do aterro onde a escola foi construída, evidenciou um nível d´água a 1 m de profundidade em abril de 2014. Comprovou-se então o elevado grau de instabilidade do talude e propuseram-se soluções para estabilizá-lo, como a implantação de muros de gabião na base dos taludes de corte junto à avenida, regularização do talude do aterro da escola com aterros reforçados e com muros de gabião, e implantação de sistema de drenagem superficial. Desconhece-se a execução de alguma estrutura de contenção no aterro, mas parte dos muros de gabião levantados na base do talude encontram-se atualmente deformados.

A instabilização do talude por rastejo ainda persiste, oferecendo grave risco, pois sua ruptura pode provocar fatalidades, destruir benfeitorias e até obstruir a principal via de acesso à cidade. Como ainda pairam grandes dúvidas sobre os fatores condicionantes deste rastejo, nesta pesquisa pretende-se avançar na caracterização da área, com métodos de investigação direta e indireta, com ensaios laboratoriais, além de monitorar o nível piezométrico e as deformações, de forma a incrementar o modelo geológico-geotécnico conceitual e, assim, propor soluções assertivas para estabilização desta área de risco elevado.

2 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo é um talude localizado na Avenida Padre Rolim 1650 (Figura 1), entre as coordenadas UTM E 654.675/ N 7.745.908 (Zona 23 K). O talude se localiza na vertente sul da Serra de Ouro Preto, que constitui a aba sul de uma megaestrutura denominada Anticlinal de Marina (Endo et al, 2019), no sudeste do QF. Neste talude afloram rochas da Formação Cercadinho, que integram o Grupo Piracicaba do Supergrupo Minas, de idade paleoproterozóica (Baltazar et al, 2005; Endo et al, 2019). A Formação Cercadinho é

constituída de basicamente de intercalações de filitos prateados e quartzitos ferruginosos, como foliação mergulhando entre 30 e 45 para sudoeste (Baltazar et al, 2005). O talude estudado apresenta área de aproximadamente 20.000 m^2, verte para sul, com 140 m de comprimento, amplitude topográfica de 44 m (Figura 1).

O clima local é do tipo Cwb de Koppen, com períodos úmidos e mais quentes, entre outubro e março, alternados com períodos mais frios e secos, entre abril e setembro. Segundo dados fornecidos pela Defesa Civil de Ouro Preto, a precipitação média anual entre 2000 e 2023 foi de 1540 mm, com mínima de 953.5 mm em 2014, e máxima de 1977 mm em 2009.

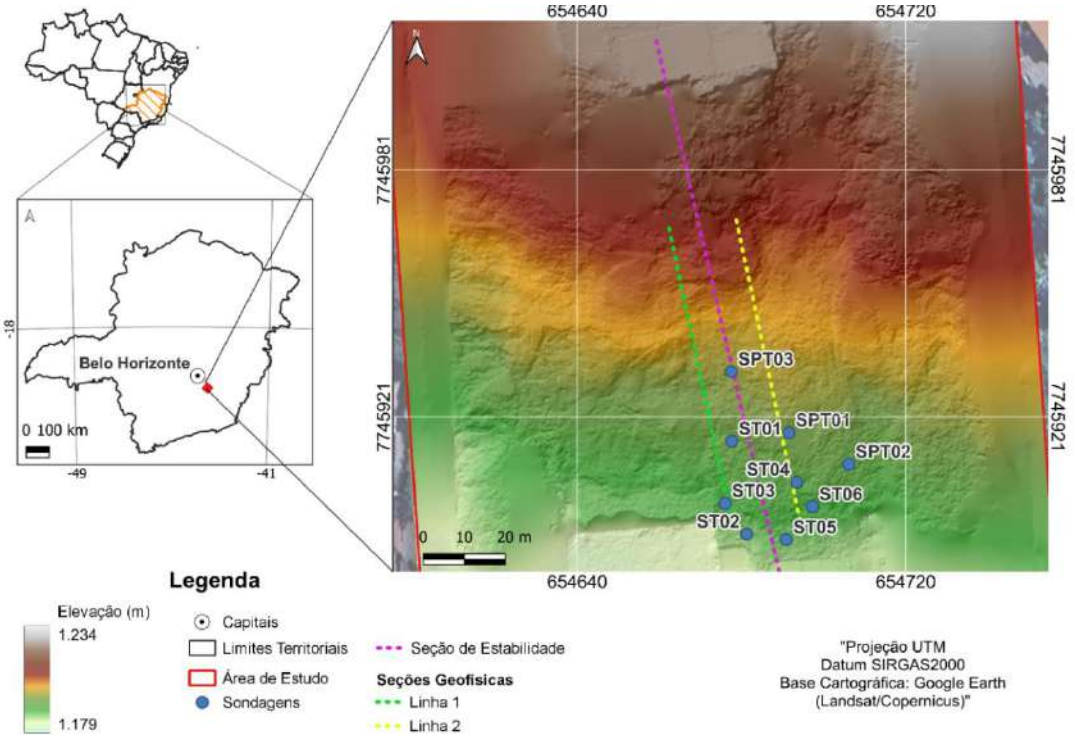


Figura 1. Localização da área de estudo, com modelo digital do terreno, localização das sondagens à trado (ST) e à percussão (SPT), das linhas geofísicas de eletrorresistividade e da seção crítica., onde foi feita a análise de estabilidade.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização da área

Foi feito um levantamento aéreo com drone para confecção do modelo digital do terreno com resolução de 0,3 m. No campo, foram determinados os tipos de rochas e solos, as estruturas geológicas e os principais processos de instabilização no talude. Entrevistas com moradores, profissionais da Defesa Civil de Ouro Preto e pesquisa bibliográfica relacionada ao local permitiram estabelecer o histórico de ocupação e os processos ocorrentes na área.

Foram feitos dois levantamentos de eletrorresistividade no sentido longitudinal ao talude, com arranjo dipolo-dipolo, com espaçamento intereletrodos de 4 m (seção 1, em 13/06/23) e de 2 metros (seção 2, em 17/11/23), com cinco níveis de investigação. Os dados brutos de campo foram invertidos numericamente com o software Res2Dinv (Geotomo Software), objetivando obter seções de eletrorresistividade em profundidade.

A partir destes levantamentos foram locados: 3 pontos para perfuração com trado mecânico, finalizadas em junho de 2023; e 3 pontos para sondagens à percussão SPT, completadas em dezembro de 2023. Em alguns dos furos de sondagem foram instalados piezômetros de Casagrande, com as características listadas na Tabela 1. Os piezômetros foram feitos com tubos de PVC de 2 polegadas, com 1 m de comprimento, ranhurado e envolto em geotêxtil não tecido, sendo o conjunto envolto por pré-filtro arenoso. A câmara piezométrica foi

isolada hidraulicamente por ao menos 1 m de argila bentonítica. O nível piezométrico tem sido medido com periodicidade semanal.

Tabela 1. Características dos piezômetros de Casagrande (cotas e profundidades em metro).

Piezômetro	Sondagem	Cota base piezômetro	Profundidade do furo	Cota boca do furo
Pz1	SPT03	1198,2	2,4	1200,5
Pz2	SPT01	1193,4	5,1	1197,4
Pz3	SPT02	1191,6	4,2	1195,0
Pz4	ST06	1187,4	5,5	1192,3
Pz5	ST01	1188,7	8,5	1196,8

Foram ainda instalados marcos topográficos, para mensurar a evolução da massa rastejante. Contudo, tais dados não serão apresentados, pois não se dispõe de resultados num intervalo suficiente de tempo para identificar deformações.

2.2 Análise e discussão dos resultados

Os dados de campo, de sondagens e de eletrorresistividade foram integrados, para elaboração de um modelo geológico conceitual preliminar. No desenvolvimento de analises de estabilidade dos taludes, foram considerados resultados de trabalhos anteriores (Ventura e Bacellar, 2011; Hidros, 2017) como referência para a estimativa preliminar de parâmetros de resistência ao cisalhamento, e informações da piezometria dos instrumentos instalados Para tal, empregou-se o software Slide 2D (Rocscience), com o método do equilíbrio-limite ao longo da seção crítica (Figura 1) com as soluções propostas por Spencer, Janbu e GLE-Morgenstern-Price (Duncan et al, 2014).

4 RESULTADOS

O modelo digital do terreno e o mapa topográfico mostram que o talude apresenta declividade média de 31% com caimento para sul e que seu topo está coberto por um aterro construído para a edificação da Escola Municipal Padre Carmélio (Figura 1)

Na área predominam filitos prateados, ricos em sericita (Figura 2a), com faixas enriquecidas em quartzo. A foliação é nítida e apresenta direções de mergulho entre 180 e 220, e mergulhos entre 25 e 43º. A análise em campo dos perfis de sondagem, conjuntamente com seções de eletrorresistividade, indicam que há um manto inconsolidado, com espessura variável, entre 3 e 6 e com Nspt variando entre 5 e 7. Este manto é constituído por saprolito (residual jovem), sobreposto por uma camada de até 1 m de espessura, sem foliação perceptível, denominado residual maduro. Quando exposto, o filito tende a empastilhar (Figura 2b) devido a ciclos de temperatura e de umedecimento/secagem. Este manto inconsolidado, quando se movimenta apor rastejo, tende igualmente a formar blocos e pastilhas.

O principal processo de instabilização identificado em campo foi o rastejo, que envolve todo o talude, e provoca a deformação dos muros de gabião na base do talude (Figura 2c). Há também pequenos escorregamentos rotacionais, como o ocorrido na base do aterro da Escola Padre Carmélio, e escorregamentos planares, condicionados pela foliação do filito (Figura 2d). Ravinas provocadas pelo escoamento superficial são comuns na parte leste da área. O rastejo se manifesta por alguns degraus de abatimento com desníveis decimétricos a métricos (Figura 2e), sobretudo nos trechos do talude que sofreram cortes na base para a implantação de edificações à montante da Avenida Padre Rolim, aliados à sobrecarga causada pelo aterro no topo (Figura 2f). A montante de alguns degraus de abatimento, o filito são encontra-se exposto, indicando que os degraus são condicionados em parte pela atitude da foliação (Figura 2c) e sugerindo que o rastejo parece estar evoluindo retrogressivamente.

A instabilização progressiva do talude pode ser acompanhada com a análise das imagens Google Earth (Figura 3). Na imagem de setembro de 2003 verifica-se áreas desmatadas e várias trilhas, provavelmente resultantes da construção da escola em 2002. Na imagem de maio de 2008 já há algumas feições de instabilização, como lineamentos subparalelos à direção do talude, que representam degraus de abatimento. Também é possível identificar que a massa de filito rastejante invadiu uma rampa e pisos de concreto na base

do talude. Na imagem de setembro de 2011 surgem novas trilhas, talvez utilizadas para acessar as novas edificações a oeste da área. Em setembro de 2018 identifica-se o escorregamento que atingiu a parte leste da escola no período chuvoso de 2011/2012. Nas imagens de maio de 2022 e junho de 2023 verifica-se o recrudescimento dos degraus de abatimento devido à grande acumulada de chuvas no verão de 2021/2022. Notar que algumas edificações junto a avenida Padre Rolim foram suprimidas depois do registro da imagem de maio de 2008 por problemas de instabilização geotécnica, segundo moradores locais.

Figura 2 – a) Detalhe do filito prateado; b) afloramento do filito em processo inicial empastilhamento; c) muro de gabião tombado pelo rastejo; d) afloramento de filito exposto em degrau de abatimento. e) Degrau de abatimento com mais de 1 m de amplitude; f) Foto oblíqua do talude, onde se observa a escola Padre Carmélio fundada em aterro (delimitado pela linha tracejada vermelha). Observar degraus de abatimento, indicadores de deformação retrogressiva, mais abundantes a montante de grandes cortes na base do talude.

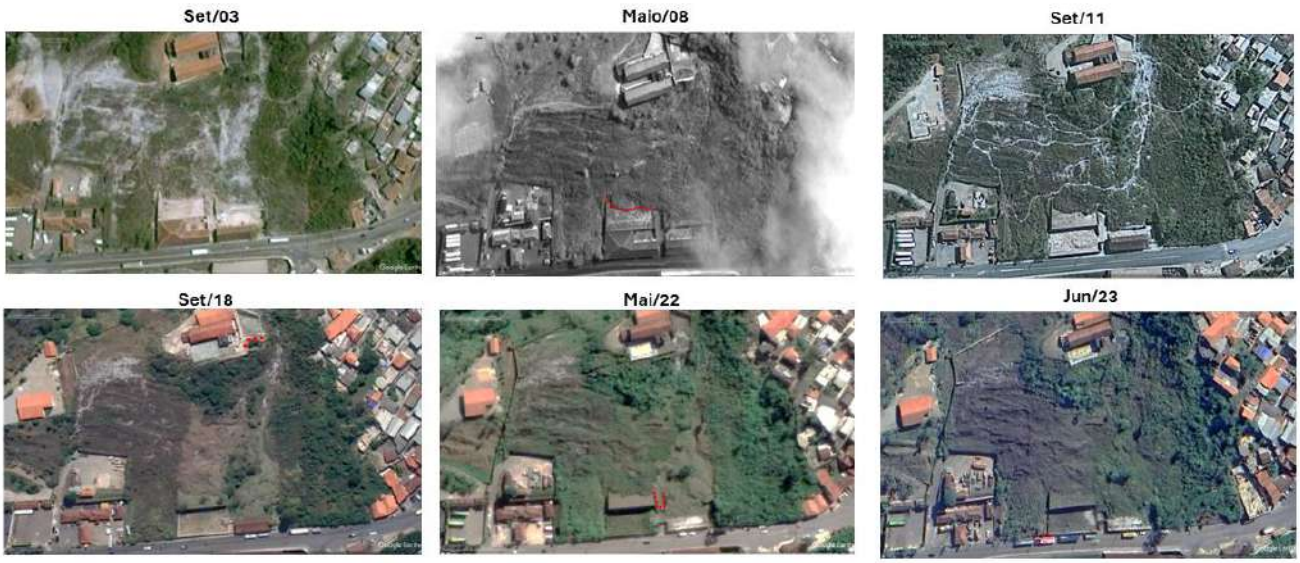


Figura 3 – Imagens multitemporais de satélite Google Earth. Explicação no texto.

Segundo Defesa Civil de Ouro Preto, o talude se instabilizou de forma mais intensa nos verões de 2011/2012 e 2021/2022, períodos que coincidem com o máximo de precipitação na estação chuvosa (Figura

4a). Os furos de sondagem a trado e percussão feitos entre junho e a primeira quinzena de dezembro de 2023 não identificaram água subterrânea. Quatro dos cinco piezômetros de Casagrande instalados na base do saprolito de alguns destes furos possibilitaram o registro de água no dia 20/01/24 (Figura 4b), data em que as mensurações foram retomadas em 2024. Por dificuldades logísticas, não foram feitas mensurações entre 15/12/23 (piezômetros ainda secos) e esta data, impossibilitando estabelecer quando a água subterrânea apareceu em cada instrumento. Mas como as chuvas aumentaram de frequência e intensidade a partir de 21 de dezembro (Figura 4b), é possível que a água tenha surgido no manto inconsolidado a partir desta data.

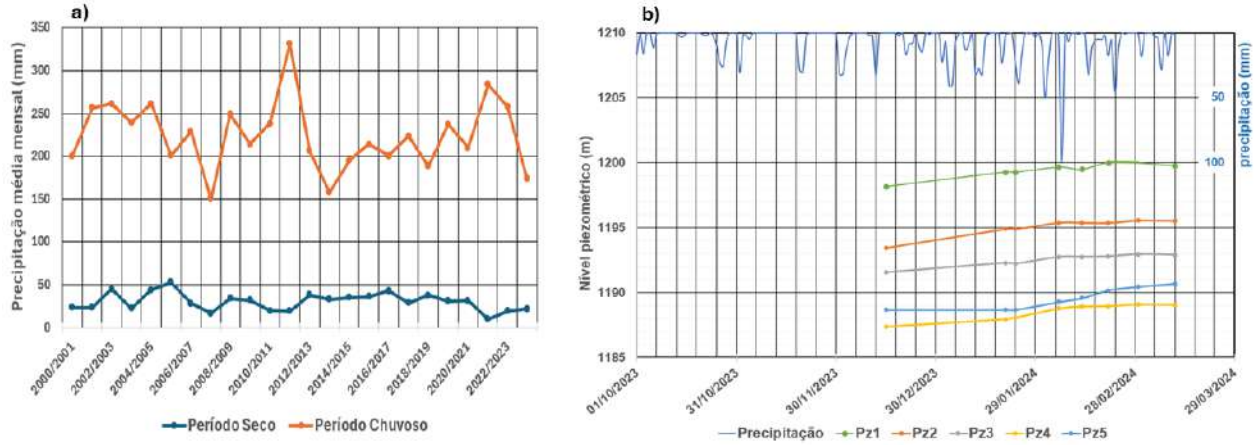


Figura 4 – a) Média semestrais de precipitação do período chuvoso (outubro a março) e seco (abril a setembro) para a cidade de Ouro Preto entre os anos de 2000 e 2023 (dados da Defesa Civil de Ouro Preto)[1]. b) Dados de nível piezométrico e de precipitação diária[2].

As duas seções de eletrorresistividade, subparalelas entre si, ilustram duas situações muito distintas do talude, pois foram levantadas em datas diferentes, a seção 1, em junho de 2023, e a seção 2, em novembro de 2023, com chuvas acumuladas nos 30 dias anteriores de 5.5mm e 172.8mm, respectivamente. Contudo, em ambas é possível identificar resistividades superiores a 7.783 Ohm.m, que possivelmente representam o filito são (impenetrável à sondagem à percussão) e aqueles com resistividade inferior a 2.544 Ohm.m, que possivelmente delimitam o manto inconsolidado. Na seção 1, há uma zona em subsuperfície, abaixo da estaca de posição 25m, com resistividade inferior a 91,7 Ohm.m. Esta zona encontra-se saturada em água, por estar protegida da evapotranspiração pela laje de concreto coberta atualmente pelo material rastejante. Esta anomalia de baixa resistividade certamente interferiu nos valores de resistividade entre as estacas 25 e 45, que ficaram inferiores ao esperado. Esta interpretação é corroborada quando se analisa a seção 2, subparalela à primeira, mas levantada fora da área de laje soterrada. Como esta seção foi adquirida no início do período chuvoso, aqui a resistividade torna-se bem contrastante entre aquela superior a 7.783 Ohm.m no filito e inferior a 2.544 Ohm.m no manto inconsolidado, onde a resistividade encontra-se reduzida pela saturação parcial pelas águas infiltrantes. Cabe destacar que quando a seção 2 foi levantada, os piezômetros ainda não registravam água subterrânea neste material.

Com os dados de campo, construiu-se uma seção geológica envolvendo desde o aterro construído sob a escola, até a base do talude, permitindo a definição seção crítica em que a estabilidade foi analisada (Figura 1). Assumindo-se que o rastejo pode evoluir até desencadear um escorregamento (Chang et al, 2008), optou-se por analisar a estabilidade deste talude com o método do equilíbrio-limite. Empregando-se parâmetros de resistência ao cisalhamento já adotados para os filitos da Formação Cercadinho da área (Hidros, 2007, Tabela 2). Analisou-se a estabilidade com três soluções clássicas (Janbu, Spencer e GLE) para três situações distintas de campo (Tabela 2 e Figura 6): (i) cobertura inconsolidada seca; (ii) cobertura inconsolidada com o nível piezométrico máximo medido no verão 2023/2024 (Figura 4); (iii) e com nível piezométrico máximo possível, na superfície, em períodos de chuva acumulada mais intensa. Para a escola construída sobre o aterro no topo

[1] Notar que as maiores acumuladas de chuva ocorreram nas estações úmidas de 2011/2012 e 2021/2022;

[2] As setas indicam a primeira data de medida em que o nível d´água foi inicialmente identificado nos piezômetros. Os valores de datas anteriores representam a base dos piezômetros que se encontravam secos, indicando uma possível altura máxima do nível d´água.

do talude foi imposta uma sobrecarga linear de 30kN/m^2, seguindo recomendação de Hidros (2007).

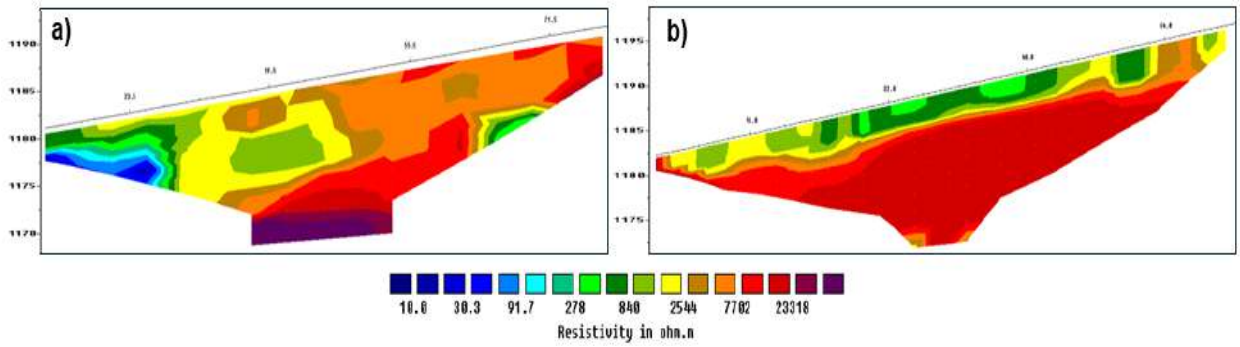


Figura 5 – Seções de resistividade elétrica, com medidas do posicionamento (estacas) e de profundidade em metros (localização na figura 1): a) Seção 1; b) Seção 2.

Tabela 2: Parâmetros de resistência ao cisalhamento (Hidros, 2017) e resultados dos fatores de segurança.

	γ (kN/m^3)	c´ (kPa)	ϕ´ (º)	Fator de segurança			
Aterro	16	9	32	Método	Seco	NA medido	NA máximo
Residual maduro	19	6	23	Janbu	1,8	1,3	1,1
Residual jovem	20	10	25	Spencer	1,8	1,3	1,1
Filito	23	150	35	GLE	1,8	1,3	1,1

*γ = peso específico natural, c' = coesão efetiva, ϕ´= ângulo de atrito efetivo.

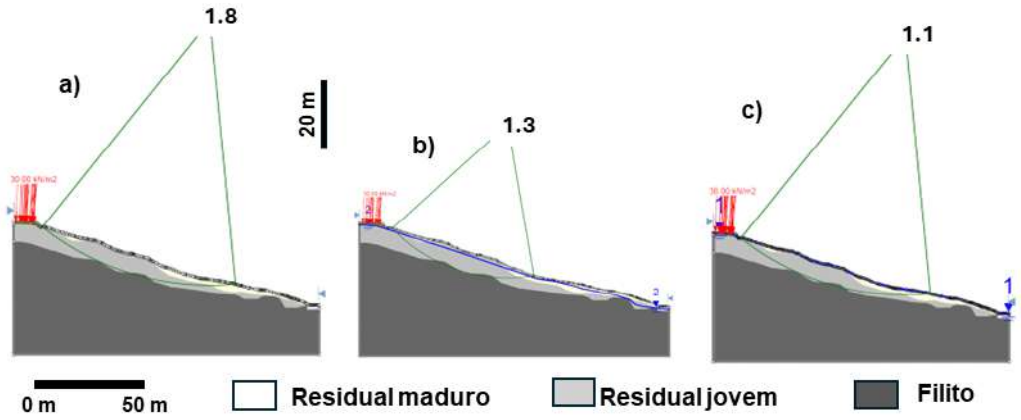


Figura 6 – Exemplo de resultados das análises de determinação de fator de segurança por equilíbrio-limite com o método de busca *auto-refine* para diversas situações do manto inconsolidado: a) seco; b) nível d´água máximo medido no verão 2023/2024; c) nível d´água máximo possível,

Os resultados mostram que o fator de segurança se reduz até próximo de 1,0 para as três soluções consideradas na situação limite, com nível piezométrico na superfície do terreno. Isto comprova que o talude pode ser considerado de alto risco, com suscetibilidade para o rastejo desencadear um escorregamento de grandes proporções e com considerável dano social e econômico. Uma possível ação mitigadora, a ser futuramente avaliada, é a adoção de drenos horizontais profundos ou valas para impedir a subida do nível d´água. Contudo, é importante destacar que pairam muitas dúvidas quanto à acurácia dos parâmetros de resistência adotados nesta análise. O ideal seria desenvolver a análise de estabilidade com parâmetros de resistência determinados em laboratório para amostras indeformadas coletadas em campo. Contudo, deve-se considerar que os parâmetros de resistência para aceleração do rastejo, que ocorre sob tensões aplicadas num intervalo de tempo maior, tendem a ser inferiores à resistência de pico e maiores que a resistência residual determinada em ensaios laboratoriais (Chang et al, 2008). A pesquisa prevê como atividades futuras: a

determinação destes parâmetros bem como ampliar o volume de dados em subsuperfície (sondagens, eletrorresistividade, piezometria) para incrementar o modelo conceitual para obter resultados mais assertivos.

4 CONCLUSÕES

O filito encontrado no talude em questão, da Formação Cercadinho, é um tipo de rocha branda de reconhecida baixa resistência, formando maciços sujeitos a empastilhamento, que favorece ainda mais movimentos do tipo rastejo. Consequentemente, o manto de material inconsolidado no talude tem rastejado nos últimos anos de forma lenta e sazonal, proporcionando um risco geológico considerável. O nível d´água nos períodos chuvosos desenvolve uma superfície freática neste manto inconsolidado, que ao subir, gradativamente reduz o fator de segurança, podendo desencadear futuramente um escorregamento de maiores proporções, com potencial de danos muito maiores. A construção de escola sobre aterro no topo de talude e os cortes na base são fatores adicionais que incrementam a instabilidade local.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos à FAPEMIG (projeto APQ 1613-22), ao CNPq (processo 313840/2021-0), à CAPES (código de financiamento 001) e ao REAGEO/CNPq e à UFOP.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Baltazar, O.F., Baars, F. J., Lobato, L.M., Reis, L.B., Achtschin, A.B., Berni, G.V., Silveira, V.D. (2005) Mapa Geológico Ouro Preto na Escala 1:50,000 In : Projeto Geologia do Quadrilátero Ferrífero - Integração e Correção Cartográfica em SIG com nota explicativa, CODEMIG, Belo Horizonte.

Carvalho, E.T. (1982), *Carta geotécnica de Ouro Preto*, Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, 95 p.

Chang, M., Chiang, G.M., Chen, S.D., Zhang, Y.S., Liu, H.C., Wu, C.F. (2008) Investigation on Mechanism of Creep Deformation of Slopes in Woo-Wan-Chai Landslide Area, Taiwan, *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, 30.

Cruden, D.M., Varnes, D.J. (1996) Landslide types and processes, In A, Turner, & R, L, Schuster (Eds,), *Landslides: investigation and mitigation* (Vol, 2, pp, 36-75), Washington, Transportation Research Board,

Duncan, J. M., Wright, S.G., Brandon, T.L. (2014) *Soil Strength and Slope Stability* (John Wiley & Sons, New York.

Endo, I., Delgado, C.E.R., Oliveira, M.M.F., Zapparoli, A.C., Carlos, D.U., Galbiatti, H.F., Castro, P.T.A., Suita, M.T., Barbosa, M.S.C., Lana, C.E., Moura L.G.B. (2019) Estratigrafia e Arcabouço Estrutural do Quadrilátero Ferrífero: Nota Explicativa, Escala 1:150.000, Ouro Preto, UFOP.

Ehrlich, M., Costa, D.P., Silva, R.C. (2018) Behavior of a Colluvial Slope Located in Southeastern Brazil, *Landslides Journal*, Springer Berlin Heidelberg, 19 p.

Fontes, M.M. (2011) *Contribuição para o desenvolvimento da metodologia de análise, gestão e controle de riscos geotécnicos para a área urbana da cidade de Ouro Preto*, Dissertação de Mestrado, UFOP.

Glamheden, R., Hoekmark, H. (2010) Creep in jointed rock masses, State of knowledge, Technical Report, Sweden, ISBN: ISSN 1402-3091; TRN: SE1208097.

Guidicini, G., Nieble, C.M. (1984) *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*, São Paulo: Edgard Blücher - Ed, da Universidade de São Paulo.

HIDROS (2017) *Projeto básico bairro São Cristovão*, Ouro Preto, MG. Relatório interno, 69p.

Lacerda, W.A. (2004) The Behavior of Colluvial Slopes in a Tropical Environment, Keynote Lecture, Landslides – Advances in Evaluation and Stabilization, *Proceeding of the Ninth International Symposium on Landslides*, Rio de Janeiro, v, 2, p, 1315-1342.

PMOP (2024) Cadastro de áreas de risco de Ouro Preto, Prefeitura Municipal de Ouro Preto, Defesa Civil de Ouro Preto, Site, Acessado em 15/03/2024.

Sobreira, F.G. (1992) Urban landslide as a consequence of old mining in Ouro Preto, Brazil, In: *International Symposium Of Landslides*, 6th, Christchurch, Proceedings, Christchurch: IAEG, p,1419-1422.

Ventura, L.C., Bacellar, L.A.P. (2011) Influência de filitos no padrão de fluxo e na estabilidade de taludes de cavas a céu aberto, *Geotecnia* nº 121 11 – pp, 71-88.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/188

Caracterização geotécnica e analise probabilística da estabilidade de taludes do aterro sanitário em Rio Grande –RS

Lucas dos Santos Rocha[1]
Universidade Federal de Pelotas, Pelotas, Brasil, lsrochad@gmail.com

Ingrid Milena Reyes Martinez Belchior[2]
Professora Adjunta, Universidade Federal de Pelotas, Pelotas, Brasil, ingridbelchior17@gmail.com

Cezar Augusto Burkert Bastos[3]
Professor Titular, Universidade Federal do Rio Grande FURG, Rio Grande, Brasil, cezarbastos@furg.br

RESUMO: O crescente consumo da população tem gerado um aumento significativo na produção de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU). Diante desse cenário, é essencial adotar medidas ambientalmente sustentáveis para gerenciar adequadamente os resíduos, utilizando o aterro sanitário como uma solução de engenharia para essa demanda. Para construir e manter essa estrutura, é essencial realizar uma análise de estabilidade do talude, considerando o comportamento e as propriedades geotécnicas envolvidas. Este estudo analisa um dos taludes do Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos de Rio Grande - RS, utilizando análises determinísticas e probabilísticas para avaliar sua estabilidade. A caracterização do solo, ensaios de compactação e ensaios de cisalhamento direto, tanto em condição natural quanto inundada, foram conduzidos a partir das amostras coletadas no aterro. Os resultados apontaram a presença de areia siltosa na camada superior e intermediária, à medida que a camada inferior foi caracterizada como argila de baixa plasticidade. A camada de areia siltosa apresentou maiores parâmetros de resistência em comparação com a camada composta por argila de baixa plasticidade. Na análise do talude do aterro, duas interfaces foram consideradas: solo-solo, para as camadas contínuas de solo, e solo-RSU, representando o solo sobre os resíduos urbanos. Foram realizadas análises probabilísticas pelo método de Monte Carlo associada com a abordagem determinística pelo método de Morgenstern-Price. Na interface solo-solo em estado natural, o fator de segurança foi satisfatório, porém em estado saturado, a probabilidade de ruptura foi de 2,516%, indicando a necessidade de monitoramento e prevenção de escorregamentos. Na interface solo-RSU, o fator de segurança em estado natural foi adequado, mas em estado saturado a probabilidade de ruptura foi de 26,310%, indicando áreas com fator de segurança inferior a 1. Isso destaca a possibilidade de ruptura na camada intermediária, expondo resíduos urbanos e exigindo ações de remediação para prevenir problemas ambientais.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Aterro sanitário, Métodos probabilísticos, Probabilidade de ruptura.

ABSTRACT: The population's increasing consumption has led to a significant increase in the production of Municipal Solid Waste (MSW). Given this scenario, it is essential to adopt environmentally sustainable measures to properly manage waste, using sanitary landfills as an engineering solution for this demand. The sanitary landfill, an engineering structure, is used to meet this demand. To build and maintain this structure, it is essential to carry out a slope stability analysis, considering the behavior and geotechnical properties involved. This study looks at the geotechnical properties of the slope of the Municipal Solid Waste Landfill in Rio Grande - RS, using deterministic and probabilistic analyses to assess its stability. Samples of three layers of soil from the landfill were collected at three representative points by means of fieldwork. Soil characterization, compaction tests and direct shear tests, both in natural and flooded conditions, were carried out on the samples collected. The results showed the presence of silty sand in the upper and middle layers, while the lower layer was characterized as low plasticity clay. The silty sand layer had higher resistance parameters compared to the other layer made up of low plasticity clay. In the analysis of the landfill slope, two interfaces were considered: soil-soil, for the continuous soil layers, and soil-MSW, representing the soil over the municipal waste. Probabilistic analyses were carried out using the Monte Carlo method combined

with a deterministic approach using the Morgenstern-Price method. At the soil-soil interface in the natural state, the safety factor was satisfactory, but in the saturated state, the probability of rupture was 2.516%, indicating the need for monitoring and slip prevention. At the soil-UWS interface, the safety factor in the natural state was adequate, but in the saturated state the probability of rupture was 26.310%, indicating areas with a safety factor of less than 1. This highlights the possibility of rupture in the intermediate layer, exposing urban waste and requiring remedial action to prevent environmental problems.

KEYWORDS: Slope stability, Landfill, Probabilistic methods, Probability of failure.

1. INTRODUÇÃO

O constante crescimento da produção de resíduos, associado com o aumento do consumo da sociedade, influenciou diretamente no aporte de geração de resíduos (JUNIOR & FREIRE, 2013), dessa forma, são necessários métodos para tratamento e disposição desses Resíduos Sólidos Urbanos (RSU). Em virtude desse fato, os aterros sanitários são os métodos mais utilizados para a disposição desses resíduos. Segundo dados apresentados pela Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais, o Brasil gerou aproximadamente 81,8 milhões de toneladas de resíduos sólidos urbanos no ano de 2022, à medida que foram coletadas 76,1 milhões de toneladas (ABRELPE, 2022).

As análises de estabilidade de taludes, considerando a abordagem determinística, são categorizadas fundamentalmente em duas teorias. A primeira abordagem é fundamentada na análise pela teoria de equilíbrio-limite, e a segunda é fundamentada na teoria de elementos finitos, considerando os conceitos de tensão-deformação (GERSCOVICH, 2016). Destaca-se que as análises determinísticas mais utilizadas em análise de estabilidade de taludes são os métodos de Bishop (1955), Spencer (1967), Morgenstern- Price (1965) e Jambu (1956), baseados na teoria de equilíbrio-limite (GERSCOVICH, 2016).

Em relação às abordagens probabilísticas para a análise de estabilidade de taludes, vale destacar que esse tipo de análise ocorre associada com os métodos determinísticos, em que é possível identificar quais e como a coesão, ângulo de atrito, poro-pressão, geometria entre outros parâmetros afetam na estabilidade, corrigindo algumas incertezas. Ao utilizar essa análise supracitada, é possível obter a probabilidade de ruptura e o índice de confiabilidade do talude, correlacionado com o fator de segurança obtido pelo método determinístico (FLORES, 2008; TORRES FILHO & ANDRADE, 2015; SHIMAZAKI, 2017).

Na região do Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos de Rio Grande – RS, um estudo realizado por Bruch (2020) por meio de levantamentos com Veículo Aéreo Não Tripulado (VANT) e técnicas de álgebra de mapas destacou uma instabilidade externa, associada a movimentos de massa no aterro sanitário. O autor observou que o fator declividade exerce influência na identificação de áreas de alto risco, classificando as regiões do aterro com uma declividade superior a 40%, com curvaturas horizontais convergentes e verticais retilíneas. O estudo conclui que nas direções SE, S e SW do aterro, há um alto risco para perda de vidas humanas, danos materiais e ambientais (BRUCH, 2020).

Como a ruptura de taludes ocorre associada com processos externos e internos, essa pesquisa tem como objetivo realizar uma análise interna do comportamento dos taludes do Aterro Sanitário de Resíduos Sólidos Urbanos de Rio Grande - RS, motivado pelos resultados das análises externas realizadas por Bruch (2020), evidenciando o alto risco para movimento de massas. Torna-se, portanto, necessário a compreensão do comportamento interno desses taludes, realizando a caracterização geotécnica dos materiais e a análise probabilística da estabilidade dos taludes do aterro sanitário em Rio Grande - RS.

1.1 Localização da área de estudo

O aterro de Resíduos Sólidos Urbanos de Rio Grande - RS está instalado próximo à rodovia BR-392 e da malha ferroviária RMS (Rumo Logística Malha Sul)/Linha D - Cacequi - Rio Grande, entre o distrito Povo Novo e o distrito Quinta, em Rio Grande/RS. O município destaca-se por sua localização junto ao estuário da Laguna dos Patos, sendo também banhado pelo Oceano Atlântico. (Figura 1) (IBGE, 2021)

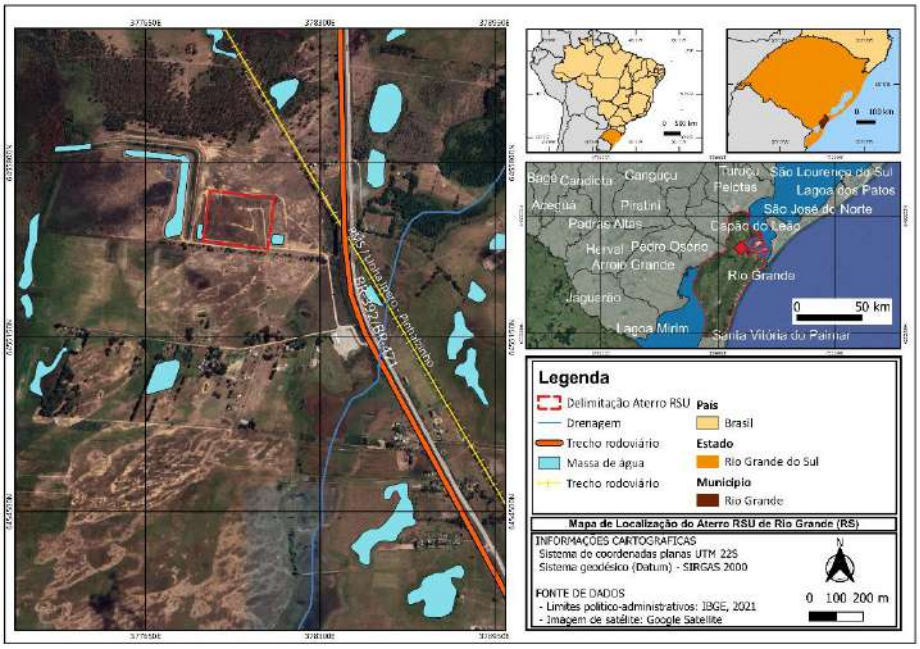


Figura 1 - Mapa de localização do Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) de Rio Grande – RS.

O projeto do Aterro RSU foi elaborado em 2005 pela empresa Azambuja Engenharia e Geotecnia. Apresenta uma célula unitária, com previsão de execução em quatro alteamentos, com limite de 28 m acima do nível do terreno em taludes laterais com declividade de 33% (1V:3H). Foi definido em projeto uma geometria retangular com 236,5 m Leste-Oeste e 336,58 m norte-sul, possuindo uma área total de 79,091 m² (AZAMBUJA, 2006). O projeto apresentava uma vida útil estimada de 26 anos e 8 meses, além de operar com o peso específico do resíduo compactado equivalente a 0,95 t/m³, e um volume útil de 1.055.020 m³, associado com uma coleta sendo efetuada em 26 dias do mês (AZAMBUJA, 2006; CAMARGO et al. 2023). Atualmente o aterro está desativado, com funcionamento destinado apenas para a manutenção e monitoramento. São hoje realizados: queima de gases, vedação das lagoas de decantação, ajustes na cobertura de solo e monitoramento do nível de água (BRUCH, 2020).

2. MATERIAIS E METODOS

O estudo foi compartimentado em uma primeira etapa de Campo/ Experimental e uma etapa posterior de realização da análise de estabilidade, utilizando recursos computacionais. Na primeira etapa, através dos ensaios de laboratório, foi possível realizar a caracterização física e mecânica das camadas de solo do aterro, com a estimativa dos parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, por meio do ensaio de cisalhamento direto. Foram obtidos outros parâmetros físicos como peso especifico, densidade relativa dos grãos, índice de vazios, além de ser realizado o controle de umidade das amostras para o ensaio de compactação.

Posteriormente, foi realizado a análise de estabilidade de taludes na face leste do aterro RSU, realizando análises probabilísticas de estabilidade pelo método de Monte Carlo, associado com análises determinísticas pelos métodos de Morgenstern-Price.

2.1 Coleta de amostras

Para a coleta de amostras, deu-se ênfase em áreas identificadas por Bruch (2020) como mais suscetíveis à instabilidade externa e com maior potencial de impactos decorrentes dessa instabilidade. Dessa forma, as coletas foram localizadas na região SE e S do aterro. Para a construção da geometria e posterior análise foi considerado o talude da face leste do aterro no sentido S e SE. Durante o processo de coleta, observaram-se variações nas camadas, permitindo determinar a posição das três camadas que compõem o

aterro, e dessa forma, foram coletadas amostras em três pontos distintos ao longo da face leste do aterro, representando cada uma das camadas de solo (pontos ILTCC-01, ILTCC-02 e ILTCC-03).

Durante a amostragem, foram coletadas amostras indeformadas para determinar o peso específico aparente e a umidade das amostras em campo. Também foram coletadas amostras deformadas para classificar o tipo de solo das camadas observadas, determinar a densidade real dos grãos e posteriormente reproduzir o estado de compactação das amostras em campo. Essas amostras compactadas foram utilizadas para a avaliação dos parâmetros de resistência.

2.2 Caracterização física

A caracterização física das amostras iniciou com a determinação da densidade real dos grãos através do ensaio do picnômetro. A preparação das amostras para esse ensaio seguiu as recomendações do DNER – ME 093/64 e ABNT (NBR 6457: 2016). Utilizando o peso específico real dos grãos associado com o peso específico aparente seco foi possível encontrar o índice de vazios e a porosidade para cada ponto. Os resultados são mostrados na Tabela 1. Os três pontos apresentaram índices de vazios e porosidades que podem ser considerados médios, situando-se no intervalo de 0,80 a 0,55 para o índice de vazios e de 45% a 35% para a porosidade.

Tabela 1 - Índices físicos.

Ponto	Densidade real dos grãos (G_s)	Índice de vazios	Porosidade
ILTCC-01	2,45	0,78	44,08%
ILTCC-02	2,50	0,70	41,20%
ILTCC-03	2,52	0,58	36,39%

A análise granulométrica foi realizada fundamentada pelas normas ABNT (NBR 7181:2016) e ASTM D2487 (ASTM, 2017), utilizando a peneira n° 4, n° 10, n°40 e n° 200. Dessa forma, foi possível obter a porcentagem de fração pedregulho, areia e finos para cada ponto. As curvas granulométricas dos três pontos são mostradas na Figura 2.

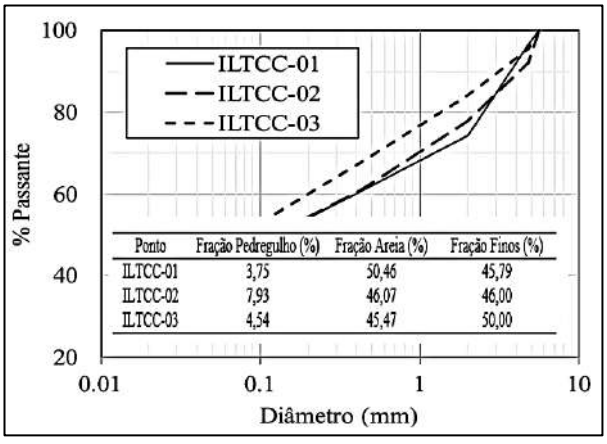


Figura 2 - Curvas granulométricas.

Para concluir a caracterização física das amostras, foram determinados os limites de consistência. O Limite de Liquidez foi estabelecido pelo método de Casagrande, conforme as diretrizes da ABNT (NBR 6459:2016). A determinação do Limite de Plasticidade seguiu as normas da ABNT (NBR 7180:2016) e da ABNT (NBR 6457:2016). Os resultados dos limites de consistência e do índice de plasticidade estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Limites de consistência e índice de plasticidade.

Ponto	Limite de liquidez (LL) (%)	Limite de Plasticidade (LP) (%)	Índice de Plasticidade (IP)
ILTCC-01	42	30	12
ILTCC-02	38	26	12
ILTCC-03	35	24	11

Utilizando os dados de granulometria e os limites de consistência, os solos foram classificados de acordo com o Sistema de Classificação Unificada dos Solos. As amostras ILTCC-01 e ILTCC-02 foram classificadas como "Areia Siltosa (SM)", enquanto a amostra ILTCC-03 foi classificada como "Argila de Baixa Plasticidade (CL)".

2.3 Parâmetros de resistência do solo

As amostras coletadas do aterro foram analisadas de acordo com a ABNT (NBR 6457:2016) e ABNT (NBR 6458:2016), obtendo os valores de massa especifica, massa específica aparente seca e peso específico. A determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para as amostras ILTCC - 01, ILTCC - 02 e ILTCC - 03, foi realizada por ensaio de cisalhamento direto natural e inundado. O ensaio foi realizado de acordo com a norma ASTM D3080 (ASTM, 2011), com tensões normais de 25, 50, 100 e 200 kPa e velocidade de cisalhamento de 0,1 mm/min. Dessa forma, foi possível obter os parâmetros coesão e ângulo de atrito para o solo natural e inundado (Tabela 3).

Tabela 3 - Parâmetros obtidos para o solo na condição natural.

	Condição Natural			Condição Saturada		
Ponto	$c'\ (kPa)$	$\phi'\ (°)$	$\gamma\ (kN/m^3)$	$c'\ (kPa)$	$\phi'\ (°)$	$\gamma\ (kN/m^3)$
ILTCC-01	43,4	35,4	13,30	1,3	32,7	15,60
ILTCC-02	21,5	43,2	14,61	0	31,8	16,03
ILTCC-03	75,6	28,8	15,77	3,9	29,4	17,53

Os valores de coesão obtidos para a condição natural do solo foram consistentes com os resultados do índice de vazios. A amostra ILTCC-03, que apresentou a maior coesão, também teve o menor índice de vazios. Além disso, essa amostra mostrou o menor valor de ângulo de atrito interno na condição natural, o que pode ser atribuído à maior porcentagem de argila em sua composição. Na condição saturada, os parâmetros de resistência seguiram o mesmo padrão, com a amostra ILTCC-03 exibindo maior coesão e o menor valor de ângulo de atrito interno.

2.4 Parâmetros de resistência do RSU para análise de estabilidade

Para a modelagem da análise de estabilidade, foram consideradas duas interfaces para avaliar o talude leste do aterro RSU nos sentidos S e SE. A primeira interface, solo-solo, está associada com a modelagem geométrica do aterro, considerando as camadas de solo contínuas (Figura 3, itens a e b). Já a segunda interface, solo-RSU, refere-se às camadas de solo sobrepostas ao resíduo sólido urbano depositado (Figura 3, itens c e d). Para o peso específico natural do RSU, foi utilizado o valor de 9,4 kN/m³ e para o peso especifico saturado foi considerado o valor de 11,4 kN/m³, baseado em estudos de Oweis (1993), que evidenciou o valor do peso especifico para um RSU com boa a excelente compactação. Os valores de coesão e o ângulo de atrito do RSU foram baseados no estudo de Nascimento (2007), que realizou ensaios de cisalhamento direto não drenado, tanto na condição natural quanto inundado, para amostras de um aterro em Salvador/BA com idades distintas. Dessa forma, para o cenário natural considerou-se a coesão de 25,8 kPa e ângulo de atrito de 45,45°, à medida que para o cenário do aterro saturado, utilizou-se coesão nula e 24,9° de ângulo de atrito.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com base nos parâmetros de resistência e nos dados de caracterização física do solo obtidos nas três amostras, foram realizadas análises de estabilidade e probabilísticas utilizando o software Slide 2 da Rocscience. A análise probabilística foi realizada em conjunto com uma análise determinística, empregando o método de Morgenstern-Price para a parte determinística e o método de Monte Carlo para a análise probabilística da estabilidade do talude.

A análise probabilística pelo método de Monte Carlo evidenciou um fator de segurança médio de 3,635, enquanto obteve-se um fator de segurança mínimo de 3,543 pelo método determinístico Morgenstern - Price. O cenário que considera o aterro com camadas contínuas de solo em estado natural apresenta uma probabilidade de ruptura de 0% considerando 10.000 amostras, evidenciando que nenhuma das amostras atingiu valores de fator de segurança inferior a 1 (Figura 3, item a). O índice de confiabilidade normal obtido foi de 3,895, indicando que o desvio padrão do fator de segurança encontra-se distante do fator de segurança crítico. Avaliando os resultados da análise probabilística da estabilidade do talude em condição natural, é possível interpretar que o talude apresenta uma garantia mínima de segurança. Segundo USACE (1995), o valor de índice de confiabilidade normal de 3,895 atrelado com 0% de probabilidade de ruptura, permite caracterizar que o talude da face leste do aterro RSU na condição natural de saturação apresenta boa condição de estabilidade.

Para o cenário do talude saturado, na interface solo-solo, foi obtido um fator de segurança médio de 1,272 e um fator de segurança mínimo de 1,271. A probabilidade de ruptura encontrada foi de 2,516% em 10.000 amostras, representando assim que 251 superfícies analisadas apresentaram um fator de segurança inferior a 1 (Figura 3, item b). O índice de confiabilidade normal nesse cenário foi de 1,876, explicitando que o fator de segurança encontra-se relativamente próximo do fator de segurança crítico. De acordo com USACE (1995), para o valor de índice de confiabilidade normal de 1,876 obtido associado com 2,516% de probabilidade de ruptura, o talude no estado saturado, na interface solo-solo, apresenta uma situação categorizada como abaixo da média. Destaca-se que esse talude não encontra-se em um estado de risco de ruptura generalizado, porém, pode apresentar um grau de instabilidade em porções locais.

No cenário do talude natural na interface solo-RSU, através do método de Monte Carlo, foi possível encontrar um fator de segurança médio de 4,635, e um fator mínimo de 4,414 obtido pelo método de Morgenstern – Price. A probabilidade de ruptura obtida foi de 0% para uma análise de 10.000 amostras (Figura 3, item c). O índice de confiabilidade normal obtido foi de 3,419, indicando que o fator de segurança encontra-se distante do fator de segurança critico, caracterizado como 1. Para o valor de índice de confiabilidade normal e probabilidade de ruptura encontrados nesse cenário supracitado, o talude na condição natural é caracterizado por USACE (1995) como um talude em boa performance de estabilidade.

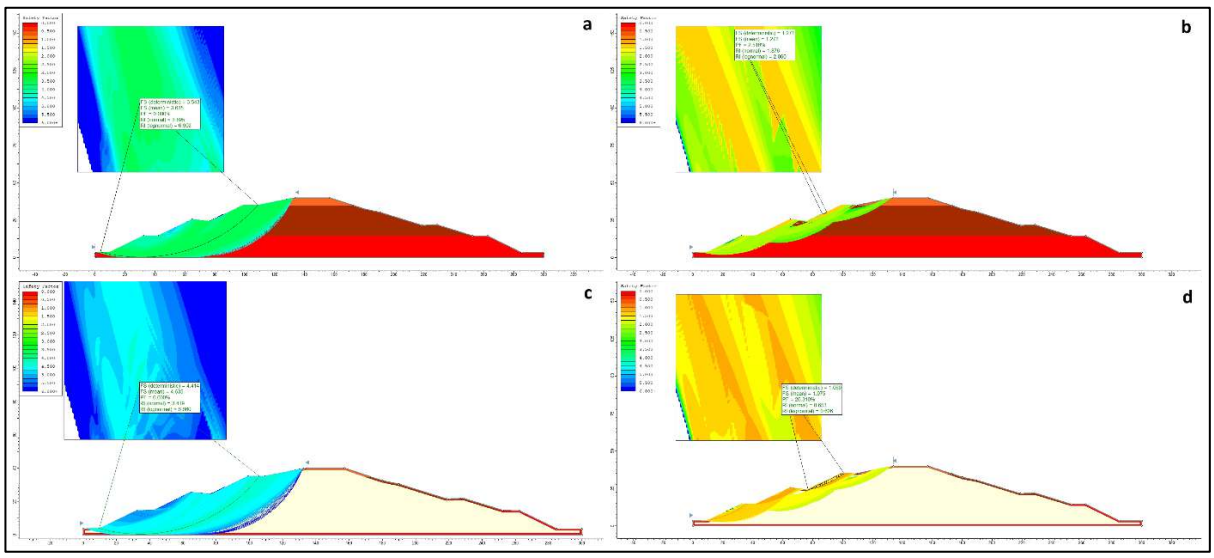


Figura 3 - Análise probabilítisca de Monte-Carlo. a) Interface solo-solo na condição natural; b) Interface solo-solo na condição saturada; c) Interface solo-RSU na condição natural; d) Interface solo-solo na condição saturada.

Ao efetuar a análise probabilistica pelo método de Monte Carlo na interface solo-RSU, considerando o talude saturado, foi possível obter um fator de segurança médio de 1,075, e um fator mínimo de 1,069 pelo método determinístico de Morgenstern – Price. A probabilidade de ruptura obtida foi de 26,310 % para uma análise de 10.000 amostras, demonstrando que 2.631 superfícies apresentaram fator de segurança inferior a 1 (Figura 3, item d). O índice de confiabilidade normal obtido foi de 0,653, indicando que o fator de segurança encontra-se próximo do fator de segurança crítico, caracterizado como 1. Para o valor de índice de confiabilidade normal e probabilidade de ruptura encontrados nesse cenário supracitado, o talude em condição saturada é caracterizado por USACE (1995) como um talude com performance não satisfatória de estabilidade.

4. CONCLUSÕES

Através do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), os solos das amostras ILTCC-01 e o ILTCC-02 foram classificadas como uma Areia Siltosa, enquanto o solo do ponto ILTCC-03 foi classificado como uma Argila de Baixa Plasticidade. Ao mesmo tempo a camada de solo ILTCC-03 apresentou a maior coesão das três amostras no ensaio de cisalhamento direto na condição natural e inundado. O ângulo de atrito interno das três camadas de solo obteve valores entre 28,8º e 43,2º na condição natural e, entre 29,4º e 32,7º no estado inundado.

A análise probabilística de estabilidade de taludes na condição natural, realizada pelo método de monte Carlo na interface solo-solo, evidenciou um satisfatório fator de segurança, atrelado com uma probabilidade de ruptura de 0%, caracterizando essa porção como uma zona de segurança. No entanto, a análise dessa interface na condição saturada, apresentou um fator de segurança também satisfatório, porém com uma probabilidade de ruptura de 2,516%. Destaca-se que é uma superfície de ruptura pequena ao longo do talude, porém, é necessário um monitoramento para evitar acidentes com escorregamentos de solo. Ao analisar a estabilidade da interface solo-RSU na condição saturada, também se conclui a necessidade de monitoramento contínuo e a implementação de medidas mitigatórias para prevenir acidentes envolvendo trabalhadores, devido ao risco potencial de deslizamentos de solo. Mesmo que a área de ruptura ao longo do talude seja pequena, é necessário evitar a instabilidade das camadas de solo do aterro. As análises na interface solo-RSU revelam uma potencial ruptura em toda a espessura da camada 2, o que poderia expor uma parte dos Resíduos Sólidos Urbanos do aterro, resultando em possíveis problemas ambientais e necessidade de imediatas medidas de remediação.

O estudo atingiu seu objetivo ao fornecer uma visão geral da condição dos taludes na face leste do aterro, no entanto, ressalta-se inerentes incertezas associadas à geometria, aos parâmetros de resistência dos Resíduos Sólidos Urbanos, entre outros fatores.

AGRADECIMENTOS

À Prefeitura do Rio Grande - RS pelo acesso concedido ao aterro, à Rocscience pela licença provisória do programa Slide 2, à Universidade Federal de Pelotas pela estrutura para efetuar os ensaios, à Universidade Federal do Rio Grande – FURG, através do Laboratório de Geotecnia e Concreto, por abrir as portas e permitir a realização dos ensaios de laboratório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2009). NBR 11682: Estabilidade de encosta. Rio de Janeiro: ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). NBR 6457: Amostras de Solo–Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4, 8 mm- Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, RJ: ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). NBR 7181: Solo - Analise Granulométrica.

ABRELPE. (2022). Panorama dos resíduos sólidos no Brasil. São Paulo, Brasil: Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais.

ASTM International. (2017). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System) 1. USA: D2487 – 00: Committee D-18 on Soil and Rock.

ASTM International. (2011). Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. USA: D3080/D3080M, v.3, n.9.

AZAMBUJA. (2006). Projeto do aterro sanitário de Rio Grande. Porto Alegre: Projeto de engenharia Azambuja Engenharia e Geotecnia LTDA.

Bastos, C. A. B.; Souza, E.; Camargo, K. R. (2008). Avaliação da permeabilidade de solos compactados no litoral sul do Rio Grande do Sul e adjacências para uso como barreiras impermeáveis em obras de aterros de resíduos. Recife/PE: Anais do 12º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, UFPE.

Bruch, A. F. (2020). Avaliação do risco potencial a movimentos de massa no aterro de resíduos sólidos do município de Rio Grande/RS. Universidade Federal do Pelotas:Trabalho de Conclusão de Curso em Geografia Bacharelado. 77.

Camargo, K. R.; Bruch, A. F.; Rodrigues, M. L.; Retzlaff, A. S. (2023). Impermeabilização de fundo do aterro sanitário de Rio Grande/rs: considerações históricas, geológicas e geotécnicas. Interdisciplinary Studies: Revista Foco. e1728–e1728p. v.16, n.5.

Flores, E. A. F. (2008). Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Gerscovich, D. M. (2016). Estabilidade de Taludes (2ª edição). São Paulo: Oficina de Textos.

IBGE. (2021). Base Cartográfica Contínua do Brasil na escala de 1:250 000. Brasil: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística.

IBGE. (2022). Base Dados Espacial 1:250.000, no recorte ao milionésimo para uso em Sistemas de Informação Geográfica sobre o tema da Geomorfologia: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística.

Junior, E., Freire, R. (2013). Os impactos Ambientais decorrentes da produção de resíduos sólidos urbanos e seus riscos à saúde humana. Brasil: Revista Eletrônica da Faculdade José Augusto Vieira, ANOVI, n.8.

Nascimento, J. C. F. (2007). Comportamento mecânico de resíduos sólidos urbanos. São Paulo: Universidade de São Paulo.

Oweis, I. S. (1993). Stability of landfills. Switzerland: Springer. Geotechnical practice for waste disposal, 244 268p.

Shimazaki, L. R. (2017). Análise de estabilidade de aterros de Resíduos Sólidos Antigos. São Paulo: Monografia apresentada ao curso de Engenharia Ambiental da Escola de Engenharia de São Carlos na Universidade de São Paulo.

Torres Filho, R. J. A., Andrade, V. C. (2015). Comparação entre análises determinísticas e probabilísticas de estabilidade de taludes em barragens: estudo de caso. Curitiba, Paraná - SC: Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação, apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, - Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

USACE. (1995). Introduction to Probability and Reliability Methods for Use In Geotechnical Engineering. Washington, DC 20314-1000: Engineering Technical Letter ETL 1110-2-547, Department of the Army, U. S. Army Corps of Engineers.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/189

Comparação de métodos empíricos e numéricos no dimensionamento de muros de solos reforçados com geossintéticos

Mariana da Costa
Graduado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, mariana.costa@gwsengenharia.com.br

Maria Isabel Martínez López
Discente de Doutorado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, maria.lopez@aluno.ufop.edu.br

Lucas Deleon Ferreira
Professor, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, lucas@ufop.edu.br

RESUMO: Existem diversos métodos empíricos para dimensionamento de muros de solos reforçados com geossintéticos (MSRG). O comportamento destas estruturas pode ser simulado utilizando-se software de elementos finitos para análise de tensões mobilizadas nos reforços e estimativa de deslocamentos. Este estudo propõe-se apresentar análises de MSRG avaliando a influência da geometria e da rigidez dos reforços mediante a comparação de resultados obtidos em simulações por métodos empíricos e por modelagem numérica. Assim realizou-se o pré-dimensionamento pelo método de Ehrlich e Mitchell (1994), obtendo-se os valores de tensão máxima e comprimento de reforços, o pré-dimensionamento foi utilizado para a análise de modelagem numérica utilizando-se o software Plaxis 2D, em que são obtidos valores de tensão máxima e deslocamentos nos reforços, bem como o deslocamento total. As variáveis analisadas foram a tensão máxima mobilizada nos reforços, e a influência da rigidez dos reforços nos deslocamentos estimados. Para tanto foram estabelecidos muros com variações de altura, construídos com o mesmo tipo de solo e inclinação da face, assim como espaçamentos vertical e comprimentos dos reforços constantes em todas as camadas. Verificou-se que o aumento da altura dos muros impacta em maiores valores de tensões e deslocamentos, tem-se ainda que o aumento da rigidez resulta em menores valores de deslocamento nos reforços e da estrutura. Os valores de tensão obtidos pela modelagem numérica foram superiores aos obtidos pelos métodos empíricos. Os resultados corroboram com outros resultados encontrados na literatura. Conclui-se que a análise por métodos empíricos fornece valores adequados de tensão, entretanto a análise por modelagem numérica se faz essencial para verificação de deslocamentos da estrutura.
PALAVRAS-CHAVE: Solo reforçado, Modelagem numérica, Geossintéticos

ABSTRACT: There are several empirical methods for designing soil walls reinforced with geosynthetics (MSRG). The behavior of these structures can be simulated using finite element software to analyze the stresses mobilized in the reinforcements and estimate displacements. This study proposes to present MSRG analyzes evaluating the influence of geometry and stiffness of reinforcements by comparing results obtained in simulations using empirical methods and numerical modeling. Thus, pre-sizing was carried out using the method of Ehrlich and Mitchell (1994), obtaining the values of maximum tension and length of reinforcements. The pre-sizing was used for numerical modeling analysis using the Plaxis 2D software. , in which maximum stress values and displacements in the reinforcements are obtained, as well as the total displacement. The variables analyzed were the maximum tension mobilized in the reinforcements, and the influence of the stiffness of the reinforcements on the estimated displacements. To this end, walls with varying heights were established, built with the same type of soil and slope of the face, as well as constant vertical spacing and lengths of reinforcements in all layers. It was found that increasing the height of the walls results in higher values of tension and displacement, and that the increase in stiffness results in lower values of displacement in the reinforcements and structure. The stress values obtained by numerical modeling were higher than those obtained by empirical methods. The results corroborate other results found in the literature. It is concluded that analysis using empirical methods provides adequate stress values, however analysis using numerical modeling is essential for verifying displacements of the structure.
KEYWORDS: Reinforced Soil, Numerical modeling, Geosynthetic.

1 INTRODUÇÃO

Os MSR são muros de gravidade em que o material de construção da estrutura é constituído de solo compactado e inclusões resistentes à tração (EHRLICH & BECKER, 2020). Com a compactação, o solo torna-se um material mais resistente à compressão e ao cisalhamento, além de menos deformável. Já a inclusão de reforços proporciona resistência à tração ao conjunto solo-reforço, visto que solos são deficientes quanto a essa resistência (MIRMORADI & EHRLICH, 2014). Os benefícios decorrentes da utilização de MSR incluem a estabilidade global e local da estrutura, o aumento da viabilidade de construção do aterro e a redução de custo em determinados casos. A utilização de geossintéticos é uma maneira útil de reduzir custos de implantação da estrutura, ao viabilizar obras maiores devido às elevadas resistências à tração, à durabilidade e à variedade de opções. Contudo, a análise de estabilidade de muros de solos reforçados com geossintéticos (MSRG) apresenta complexidades (GONÇALVES, 2016).

O comportamento de MSRG pode ser estudado com a utilização de programas computacionais de elementos finitos, a fim de se obter configurações mais econômicas. O desenvolvimento tecnológico das últimas décadas evidenciou a importância de se considerar simulações numéricas em estruturas que tenham interação solo-estrutura. Para o presente estudo, o programa Plaxis 2D será aplicado para comparar as máximas trações mobilizadas nos reforços obtidas a partir de métodos empíricos com as fornecidas por métodos numéricos, e, assim, identificar condições mais reais, bem como avaliar o deslocamento máximo da face dos muros. As análises permitem também verificar a análise de estabilidade interna e externa da estrutura.

O trabalho de Dantas & Ehrlich (2000) desenvolveu um método analítico fechado para o dimensionamento interno das estruturas de solo reforçado de inclinação qualquer. Esse segue procedimentos de determinação da tensão vertical conforme a posição dos pontos das trações máximas. Comparou-se os resultados com análises numéricas e essa mostrou a boa capacidade de previsão do método, que usa equações ou ábacos. O estudo mostrou a importância da compactação e da rigidez relativa solo-reforço na análise de projetos destas estruturas.

Gonçalves (2016), em seu estudo, simulou MSRG no software Plaxis analisando-se como parâmetros o deslocamento máximo da face e a máxima força mobilizada no reforço. Para análise, inicialmente foi calibrado um modelo numérico a partir de um modelo físico construído e monitorado. Então foram realizados estudos paramétricos de diversas variáveis como o tipo de solo (finos tropicais), a rigidez, o espaçamento do reforço, a inclinação e a altura do muro. Os resultados apontaram que as práticas de construção brasileiras são bem-sucedidas no que se refere ao uso de solos tropicais, sendo a coesão um parâmetro importante para MSRG em que se utilizam solos finos. O comportamento mecânico dos MSR é influenciado por diversos fatores, assim é possível o desenvolvimento de estudos em que se avalia a influência desses fatores no dimensionamento e estabilidade das estruturas. O dimensionamento de MSR de pequenas dimensões é tradicionalmente feito apenas por métodos empíricos, em que não se estabelecem as deformações, este estudo se justifica por introduzir na perspectiva dos dimensionamentos de muro uma aplicação de métodos numéricos no dimensionamento, o que o complementa.

Dantas & Ehrlich (2000), verificaram em um estudo paramétrico, que de forma geral há concordância entre métodos numéricos e empíricos. Sendo que as formulações empíricas forneceram resultados conservadores quando comparados aos obtidos por métodos numéricos.

Assim, este trabalho compara os resultados de forças de tração máxima prevista pelos métodos empíricos de projeto com os obtidos por meio da modelagem numérica no Plaxis 2D, e analisa as deformações obtidas neste modelo. Desse modo, justifica-se a necessidade de estudos de análises de muros de solo reforçado com geossintéticos, responsáveis por viabilizar obras de contenção maiores, assim, contribuir para diminuir riscos de forma segura, eficaz e econômica. O objetivo deste trabalho é apresentar um estudo de muros de solo reforçado com geossintéticos (MSRG) para avaliar a influência da geometria e da rigidez dos reforços mediante a comparação de resultados com simulações por métodos empíricos e por modelagem numérica com a utilização do programa computacional Plaxis 2D.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste estudo, as variáveis analisadas foram: altura do talude e rigidez do reforço. Foram analisadas as propostas de estabilização de taludes hipotéticos com alturas de 5, 10 e 20 metros e com variação de dois geossintéticos, neste estudo, denominados G1 e G2, ambos do tipo geogrelha de PVA.

Para tal, os muros foram pré-dimensionados pela análise de estabilidade geotécnica interna e externa com a utilização do método de dimensionamento proposto por Ehrlich & Mitchell (1994). Os métodos são apresentados em detalhes em (Gerscovich et al, 2019; Vetermatti et al, 2004; Ehrlich e Becker, 2020). A análise por método empírico foi embasada em pré-dimensionamentos (dimensões iniciais), dimensionamento geotécnico sendo estimados os fatores de segurança, FS, para estabilidade externa (contra tombamento, deslizamento, capacidade de carga e estabilidade global) e estabilidade interna (ruptura do reforço, arrancamento, estabilidade da conexão). Os valores mínimos de FS respeitavam as definições estabelecidas pela ABNT NBR 16920 (2021) e ABNT NBR 11682 (2009), estes cálculos foram realizados em programa editor de planilhas (Excel) e não serão apresentados neste texto.

Para efetuar os cálculos pelo método empírico de Ehrlich e Mitchell (1994), de modo geral, para todos os muros, adotaram-se os critérios a seguir: i) o muro não possui embutimento, sendo apoiado sobre a superfície do terreno; ii) espaçamento constante entre as camadas de reforço geossintéticos; iii) aplicação de reforços de mesma rigidez em todas as camadas; iv) aplicação de reforços de mesmo comprimento em todas as camadas; v) inclinação constante da face 1H:10V. Na prática, para projetos econômicos, é comum que sejam adotados diferentes espaçamentos e composições dos reforços, contudo, foram adotados valores constantes, visto que essa simplificação não impacta nos objetivos deste estudo, cujo foco principal é a influência dos parâmetros de altura do muro e de rigidez do geossintético

Para a modelagem numérica foi utilizado o programa Plaxis 2D, baseado no método dos elementos finitos. A principal ferramenta desse programa é a análise de deformação de estruturas geotécnicas. Essa análise por meio de modelagem numérica teve como parâmetros principais a tensão mobilizada no reforço e as deformações da estrutura.

Todo o processo utilizado no desenvolvimento deste trabalho é sintetizado no fluxograma apresentado na Figura 12.

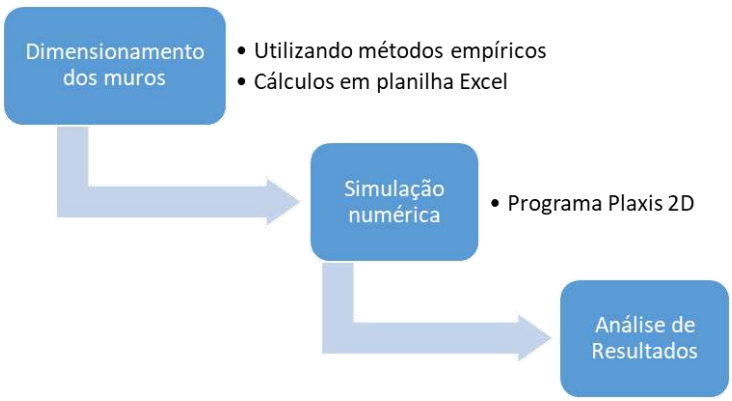


Figura 1. Fluxograma da Metodologia.

Para simulação numérica no software Plaxis, para todos os muros, adotaram-se os critérios a seguir: i) nível de água (NA) abaixo da base da fundação, considerando assim o muro como estando seco e adequadamente drenado; ii) solo com comportamento elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb; iii) reforço com comportamento elástico linear com critério de ruptura de deformação máxima de 10% conforme manual do fabricante do reforço; iv) a discretização foi feita por elementos triangulares, com 15 nós por elemento, seguindo a recomendação do manual; v) a face do fundo do modelo foi representada por uma condição de contorno que não permite deslocamento horizontal nem rotação (dois vínculos), mas apenas deslocamento vertical; vi) a face exposta teve uma condição de contorno sem vínculos, o que a configura como livre para se deslocar e girar; vii) a fundação foi simulada com condições de contorno livres verticalmente e restringidas horizontalmente, sendo que na base do solo é imposta condição de contorno fixa; viii) o topo do muro foi simulado sem vínculos de restrição de deslocamento ou rotação.

A simulação da compactação foi realizada segundo o Tipo 1 de modelagem proposto por Mirmoradi e Ehrlich (2014), assim como foi feito nos trabalhos de Gonçalves (2016) e Guevara (2007). Para tal foi aplicado carregamentos estáticos equivalente, distribuídos ao longo das áreas percorridas pelo rolo compactador. A tensão de compactação atuante nas camadas foi calculada conforme a formulação de Ehrlich e Mitchell (1994), assim como descrito no trabalho de Guevara (2007).

Para simular numericamente o reforço, é necessário considerar dois aspectos: a relação tensão-deformação até a ruptura e a variação de aderência com o solo para diferentes solicitações. Em se tratando da aderência do solo e reforço, a simulação é mais complicada, pois ela se dá por pequenos deslocamentos de interface e programas de elementos finitos, como o Plaxis, que simulam deformações e não deslocamentos relativos. O que dificulta uma comparação direta entre os análises de estabilidade interna associadas a esta condição. No entanto, segundo Gonçalves (2016), estudos mostraram que, no programa Plaxis, que considera perfeita aderência entre solo e reforço, utilizar o elemento reforço é eficiente, exceto nos casos em que o MSRG está próximo ao colapso ou quando se deseja avaliar a tensão cisalhante no reforço. Considerando que, de forma geral, um MSRG dificilmente atinge tensão de arrancamento, devido à significativa área de contato entre o solo e o reforço, pode-se concluir que as simulações de MSRG com a utilização de *softwares* de elementos finitos tendem a ser realistas.

Assim como no trabalho de Gonçalves (2016), nas simulações efetuadas neste estudo, adotou-se a simplificação de não proceder o embutimento do muro na fundação, visto que, em substituição, adotou-se a restrição de deslocamentos horizontais e verticais na primeira camada, considerando-se que, na prática, o embutimento do muro tem a intenção de evitar a ruptura do muro pela fundação devido à capacidade de carga ou ruptura generalizada, e para que não aconteça a ruptura por deslizamento. Para o dimensionamento, utilizam-se os parâmetros do solo de fundação e altura do muro para cálculo do embutimento, que, neste estudo, são variados, assim, o embutimento foi substituído pelas condições de contorno.

Para a construção do modelo do muro optou-se pela utilização do solo com os parâmetros adaptados daqueles adotados por Gonçalves (2016), por Ehrlich e Becker (2020) e por Dantas & Erlich (2000), cujos valores utilizados para o solo utilizado no muro e para o solo de fundação estão apresentados na Tabela 1..

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos dos solos.

Parâmetro	**Símbolo/Unidade**	**Muro**	**Fundação**
Peso específico aparente	γ (kN/m³)	20	17
Peso específico aparente saturado	γ_{sat} (kN/m³)	23	21
Coeficiente de Poisson	ν	0,30	0,30
Ângulo de atrito	ϕ' (°)	35	40
Coesão	c (kPa)	0	15
Módulo de deformabilidade	E (kPa)	7.000	13.000
Módulo tangente inicial	κ	450	
Módulo expoente da curva tensão-deformação do solo	η	0,25	
Ângulo de dilatância	(°)	0	
Fator de redução de pico	$f\phi$	1,25	
Atividade química do solo	pH	5	
Modelo constitutivo: Mohr-Coulomb			

Optou-se por utilizar dois geossintéticos do tipo geogrelha, como utilizados por Gonçalves (2016) e Ehrlich e Becker (2020), visto que geogrelhas estão entre as opções de entrada de materiais do programa Plaxis 2D. Para dados dos parâmetros foram consultados manuais de produtos disponíveis para linha Fortrac® da empresa Huesker que comercializa geogrelhas de polímeros do tipo álcool polivinílico (PVA) e aramida. O material apresenta comportamento elástico linear, com os parâmetros apresentados na Tabela 2, conforme destaca a tabela foram analisados dois tipos de geogrelha (G1 e G2) que apresentam diferentes resistências e módulos de rigidez. A escolha destas geogrelhas foi baseada apenas em valores de resistência à tração, de forma a atender as tensões estimadas para as estruturas, não tendo sido feitas análises complementares necessárias para a definição destes materiais. Ressalta-se ainda, que o tipo de material influenciará nas simulações de tensão-deformação, devido as variações entre os parâmetros de deformabilidade apresentados pelos materiais.

As análises que serão apresentadas nos próximos itens são baseadas na comparação entre as tensões máximas mobilizadas nos reforços estimadas a partir do método empírico e simulação numérica, além dos deslocamentos estimados a partir das simulações feitas no Plaxis 2D. As tensões máximas mobilizadas no

reforço são pilares no dimensionamento interno dos MSRG, para avaliar as condições de ruptura do reforço, arrancamento do reforço, e estabilidade da conexão entre reforço e paramento. Conforme estabelecido pela ABNT NBR 16920 (2021).

Tabela 2. Parâmetros do reforço geossintético do tipo geogrelha.

Parâmetro	**Símbolo/Unidade**	**Valores**	
		G1[1]	**G1[2]**
Resistência à tração	T_r (kN/m)	110	200
Resistência à tração disponível	T_d (kN/m)	38,3	69,7
Módulo de rigidez	E_rA_r (kN)	1200	1600
Deformação na resistência nominal longitudinal	%	≤10	≤10
Coeficiente de aderência	f_a	0,80	
Fator de redução parcial para danos mecânicos de instalação	f_{mr}	1,15	
Fator de redução parcial por degradação ambiental	f_{am}	1,20	
Fator de redução parcial para fluência em tração	f_{cr}	2,00	
Fator de redução para incertezas estatísticas de geossintético	f_m	1,04	
Fator de escala	α	0,7	
Eficiência do acoplamento	*CR*	85%	
Modelo constitutivo: Elástico-linear			

3 RESULTADOS

A Tabela 3 apresenta um resumo das características dos muros considerados e os valores obtidos pelos métodos empíricos de pré-dimensionamento analisados. São apresentados na tabela apenas os valores mais conservadores obtidos, tais valores são listados de acordo com a altura do muro.

Tabela 3. Resumo do pré-dimensionamento feito pelos métodos empíricos.

	Características					Tensões		Aprovação
Muro[3]	Altura (m)	Geogrelha	Nº de camadas	Sv (m)	Lr (m)	$T_{máx}$ (kN/m)	$Td_{mín}$ (kN/m)	
5G1	5,0	G1	5	1,0	4,2	25,8	38,7	sim
10G1	10,0	G1	13	0,8	9,5	44,5	66,7	não
20G1	20,0	G1	34	0,6	16,5	69,2	103,8	não
5G2	5,0	G2	5	1,0	4,2	25,8	38,7	sim
10G2	10,0	G2	13	0,8	9,5	44,5	66,7	sim
20G2	20,0	G2	34	0,6	16,5	69,2	103,8	não

Para fins de comparação entre os métodos não serão apresentados valores de Fatores de segurança, mas serão feitas apenas comparações entre as tensões máximas estimadas pelos diferentes processos. Considerando os valores de resistência à tração disponível de G1 e G2 apresentadas na Tabela 2, com os valores mínimos destes parâmetros necessários para atendimento a fatores de segurança mínimo igual a 1,5 segundo a ABNT

[1] Tipo do reforço: Geogrelha de PVA Fortrac 110T;
[2] Tipo do reforço: Geogrelha de PVA Fortrac 200/30-30
[3] código de identificação do muro, considera a altura (primeiro número), e o tipo de geossintético utilizado (G1 ou G2).Sv é o espaçamento vertical; Lr é o comprimento do reforço; Tmáx = tração máxima mobilizada no elemento do reforço; Tdmín = resistência mínima de projeto; Tr = resistência à tração informada pelo fabricante;

NBR 16920 (2021), a Tabela 3 apresenta uma coluna que sinaliza a aprovação ou não da configuração proposta. Em se tratando dos fatores de segurança para arrancamento dos reforços (FS_A), esses são influenciados pelo comprimento resistente (Le) desses elementos e pelo espaçamento vertical (Sv) adotado. Estes podem ser obtidos por meio dos métodos empíricos, em que são analisados diversos arranjos geométricos possíveis, sempre que ao fim se alcance o (FS_A) admissível. O fator de segurança para eficiência da conexão entre reforço e parâmetro (FSC) está relacionado à eficiência do acoplamento (CR), à resistência à tração do reforço e à tensão máxima solicitante. Assim sendo ele será maior quanto maior for a capacidade resistente da geogrelha e quão menor for a tensão máxima (que aumenta para as estruturas com maiores alturas).

Neste contexto, as configurações reprovadas deveriam ser reformuladas considerando camadas com menores espaçamentos verticais (Sv), reduzindo assim as tensões máximas obtidas. Contudo, considerando o propósito do estudo de comparar as tensões máximas obtidas entre os métodos teórico (que considerando aspectos relacionados à altura do muro, espaçamento vertical, e peso específico do solo de construção) daquelas obtidas por simulação numérica, as configurações serão mantidas. Tendo sido excluído o muro com 20 metros por não receber aprovação em nenhuma configuração. Aponta-se que as todas as tensões máximas foram os valores encontrados para a camada de base e que esses valores sofrem um aumento conforme amplia-se a altura do muro avaliado.

A partir das simulações numéricas efetuadas no software Plaxis 2D, foram obtidas imagens que denotam as deformações nos muros, bem como gráficos de tensões transmitidas aos reforços posicionados no interior dos modelos, conforme ilustra a Figura 2. Deve-se atentar que esta imagem fornecida pelo software Plaxis, para melhor visualização, os deslocamentos estão aumentados 50 vezes.

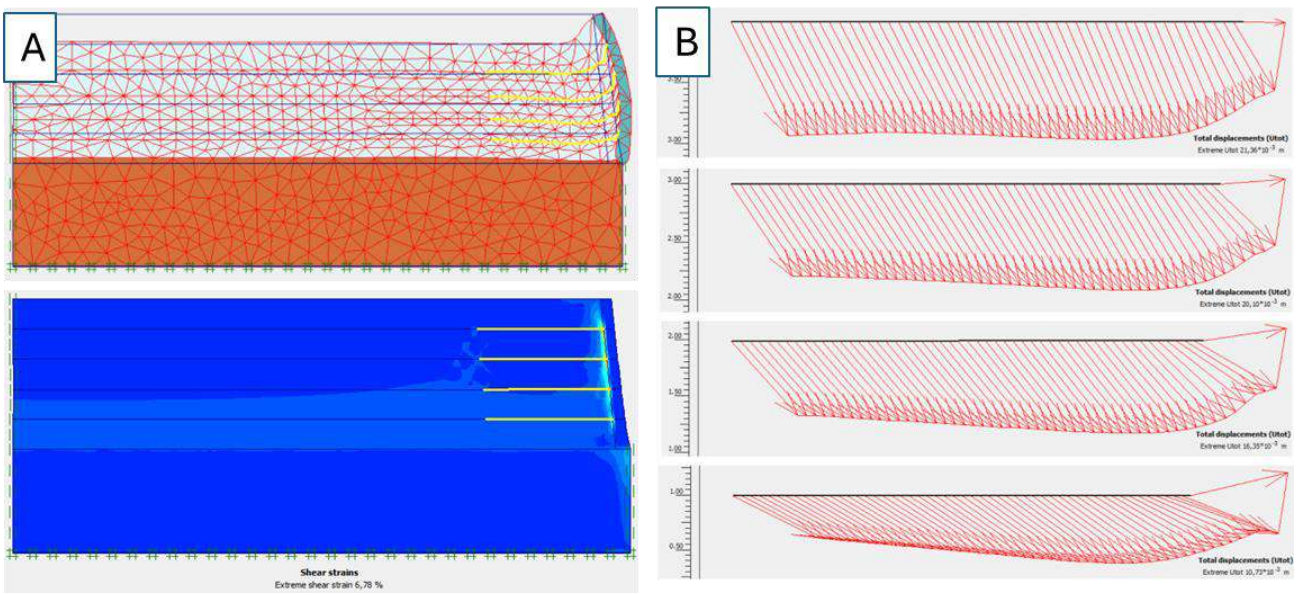


Figura 2. A) Deformações do muro M5G1, deslocamentos ampliados em 50 vezes; B) Distribuição de tensões para diferentes camadas de reforço do muro M5G1.

Para estes muros não se procedeu a análise de resultados detalhada que foi realizada para os outros muros considerando que não poderia ser executado. O modo de falha da estrutura se dá por "embarrigamento", o que acontece pois o geossintético tem de suportar a deformação do bloco e a tensão à tração. Em simulações numéricas existe a limitação de não ser considerada a ruptura e arrancamento do reforço, analisando apenas o escoamento plástico do elemento, assim, após atingir determinada tensão máxima, essa se mantém e as cargas na estrutura são redistribuídas até que se atinja a estabilidade interna (GONÇALVES 2016).

Os valores de tensão máxima obtidas pelos métodos empíricos e a partir das simulações numéricas são apresentadas no gráfico da Figura 4, as tenões são apresentados em relação a elevação (altura) do muro para os muros dimensionados com 5 e 10 metros de altura. A razão entre os valores de tensão por métodos empíricos e tensão por modelagem numérica tiveram uma média de 0,89 para o 5G1 e de 0,88 para o 5G2. Mas se tratando apenas dos valores de tensão máxima obtidos, o valor dado pela modelagem numérica foi superior ao do método empírico em 1,20 vezes para ambos os muros. Contudo, em ambos os métodos os valores de Tmáx

foram inferiores ao Td apresentado pela geogrelha G1, resultando na aprovação do projeto em ambos os métodos. Para a configuração de 10 m, a razão entre as tensões foi em média igual a 1,14 para o 10G1 e de 0,94 para o 10G2. Mas se tratando apenas dos valores de tensão máxima obtidos, o valor dado pela modelagem numérica foi superior ao do método empírico em 1,18 vezes para 10G1 e 1,02 para 10G2. Apenas a configuração 10G2 seria aprovada com valores de $T_{máx}$ inferiores a T_d oferecido pela geogrelha G2. Verificando-se coerência entre os métodos, mesmo com as discrepâncias verificadas na Figura 3.

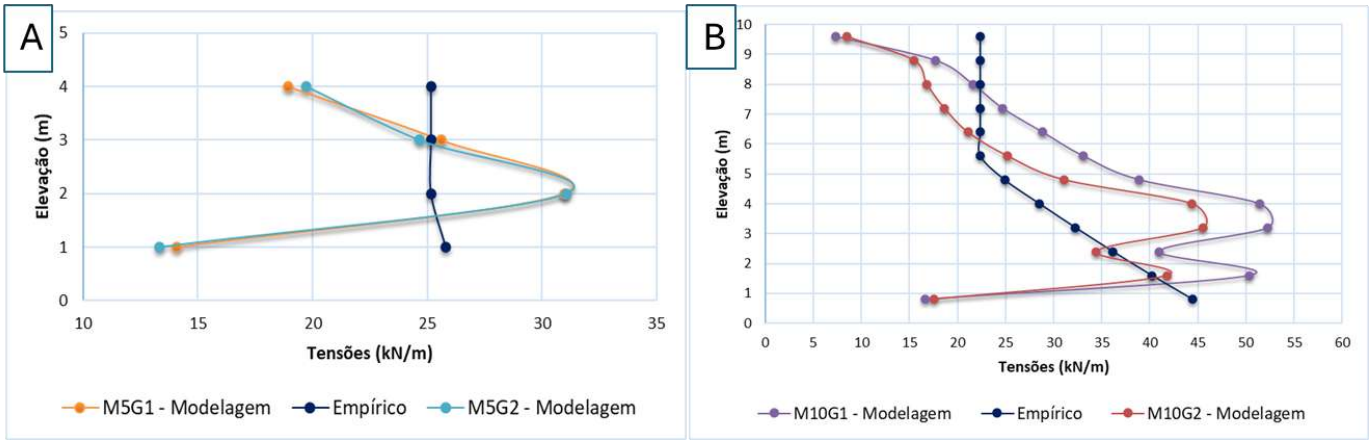


Figura 3. A) Gráfico de tensões por elevação para o muro com 5m. B) Gráfico de tensões por elevação para o muro com 10m

Com relação aos deslocamentos, estes foram proporcionais às alturas do muro e apresentam-se maiores nos muros de maior altura, como poder observado no gráfico da Figura 4. Nos muros de 5,00 m os deslocamentos de maior valor estão localizados mais próxioms ao topo da estrutura, para ambos os muros o deslocamento máximo acontece em 4,00 m, com valor de 2,14 cm para o M5G1 e 2,07 cm para o M5G2. Observa-se assim que o muro com reforço mais rígido possui menores valores de deslocamento. Com relação aos muros de 10,00 m, os maiores deslocamentos estão localizados no terço superior da estrutura e não no topo desta, o muro M10G1 apresentou um deslocamento máximo de 12,23 cm na altura de 8,00 m, e o muro M10G2 teve um deslocamento de 9,42 cm na altura de 7,20 m. Assim, observa-se a diminuição dos deslocamentos conforme o aumento da rigidez do esforço. Segundo Gonçalves (2016), há maior mobilização do reforço com o aumento da rigidez, independentemente do tipo de solo.

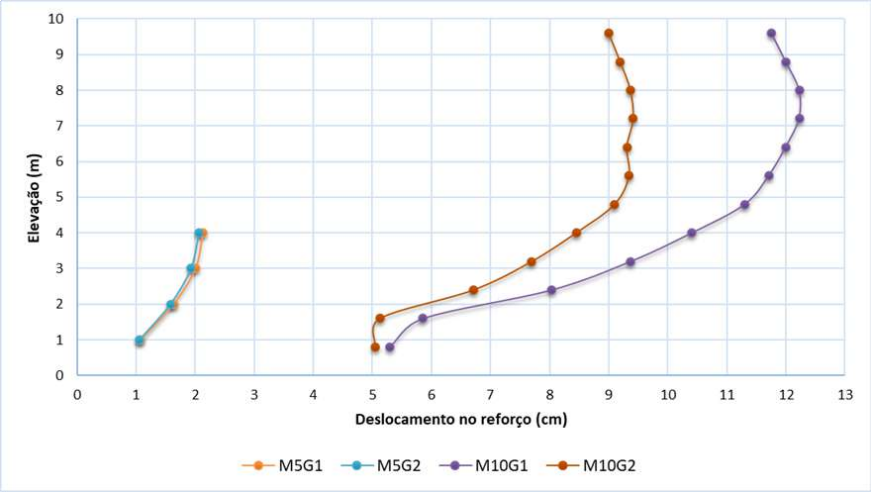


Figura 3. Gráfico de deslocamentos estimados nos reforços em relação a elevação para os muros de 5 e 10 m.

Nos trabalhos de Hatami e Barthust (2005) e de Gonçalves (2016) o deslocamento máximo medido para modelagem do modelo físico estava localizado na altura média do muro. O trabalho de Guevara (2007)

mostrou que as trajetórias de tensão e deformações variam conforme o tipo de muro utilizado, assim apresentou um muro de solo envelopado cujas deformações se apresentaram maiores na altura média, enquanto para o muro de blocos de concreto ocorreram no topo.

5 CONCLUSÕES

Os métodos empíricos são práticos, mais simples e fornecem adequada abordagem inicial para os cálculos de muros. Assim são uma excelente ferramenta para uma análise preliminar dessas estruturas. A modelagem numérica se mostrou uma ferramenta mais complexa, devido ao fato de ser necessário o domínio do software utilizado, bem como conhecimentos sobre seu modo de análise para não incorrer em erros. Mas a modelagem torna-se necessária para a análise dos deslocamentos e deformações que não são considerados pelos métodos empíricos, ganhando em relevância quando são projetadas estruturas mais altas.

A utilização de simulações numéricas em análises se apresenta indispensável para prática de projeto e construção de MSRG, dados sua possibilidade de análise de resistência e deformabilidade. A análise da superfície de ruptura merece aprofundamento, visto que as máximas solicitações obtidas para os reforços não necessariamente apresentaram o comportamento previstos na literatura.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos à Universidade Federal de Ouro Preto e ao Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas (NUGEO/UFOP) e ao Programa de Pós-graduação em Geotecnia (POSGEO) pelo apoio no desenvolvimento do trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 1620-1. *Muros e taludes de solos reforçados. Parte 1: solos reforçados em aterros*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

DANTAS, B. & EHRLICH, M. (2000). Método de Análise de Taludes Reforçados sob Condições de Trabalho. Solos e Rochas, 113-133.

EHRLICH, M., BECKER, L. (2020) Muros e taludes de solo reforçado. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos.

EHRLICH, M., & MITCHEL, J. (1994). Working stress design method foi reiinforced soil walls. Journal of Geotechnical, 625-645.

GERSCOVICH, D. M., DANZIGER, B., R., SARAMAGO, R. (2019). Contenções: teoria e aplicações em obras. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. E-book. Disponível em: https://plataforma.bvirtual.com.br. Acesso em: 16 abr. 2024.

GONÇALVES, J. F. (2016). Estudo Numérico do Comportamento de Muros de Solo Reforçado com Geossintético. São Paulo: Tese de mestrado Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

GUEVARA, F. N. (2007). Comparação de Métodos de Projeto para Muros de Solo Reforçado com Geossintéticos. Dissertação de Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 162.

HATAMI, K. & BATHURST, R. (2006). Numerical model for reinforced soil segmental walls under surchase loading. Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, 132, 673-684.

MIRMORADI, S. & EHRLICH, M. (2014). Modeling of the compaction-induced stresses in numerical analyses of GRS walls. International Journal of Computacional Methods.

:VERTEMATTI, J., C. (2004) ABINT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS INDÚSTRIAS DE NÃO TECIDOS E TECIDOS TÉCNICOS. Manual brasileiro de geossintéticos. 1. ed. São Paulo: Blucher.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/190

Comparação entre os Sistemas de Classificação SMR e SSPC em um Talude de Siltito Brando da Bacia do Itajaí em Gaspar - SC

Vinícius Freire Hikel
Hidrogeológo, Water Services and Technologies, Florianópolis, Brasil, hickel.vinicius@gmail.com

Murílo da Silva Espíndola
Docente, UFSC, Florianópolis, Brasil, murilo.espindola@ufsc.br

Ian Kanji Nunes Yonezawa
Geológo Geotécnico, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, ian.yonezawa@dam.com.br

Mateus Zanini Broetto
Geológo Geotécnico, UFOP, Ouro Preto, Brasil, mateus.broetto@aluno.ufop.edu.br

RESUMO: A estabilidade de taludes rochosos é determinada pela relação entre a resistência da rocha intacta e as características estruturais do maciço. A região do Vale do Itajaí, em Santa Catarina, tem extenso histórico de deslizamentos, inclusive de rupturas planares, muitos dos quais às margens de rodovias importantes. A proposta deste estudo consistiu na avaliação da estabilidade de um talude de rocha, composto por siltito intensamente alterado, localizado às margens da BR-470 em Gaspar. Portanto, foram realizadas análises cinemáticas e por sistemas de classificação de maciços: *Slope Mass Rating* (SMR) e *Slope Stability Probability Classification* (SSPC). Com essas avaliações, foi possível investigar a influência dos fatores estruturais e da resistência da litologia na estabilidade do talude. Os resultados de SMR e SSPC foram comparados, visto que a primeira tem utilização consolidada em diferentes regiões do mundo e a segunda ainda não foi devidamente testada em contextos distintos da qual foi desenvolvida. Como avaliação preliminar, a análise cinemática indicou instabilidade para rupturas planares e em cunha, as análises SMR resultaram em valores baixos, que indicam falhas por diversos modos, enquanto que SSPC indicou a probabilidade de 70% para ruptura planar e de 95% para tombamento de blocos. Desta forma, as verificações concordam quanto à extrema instabilidade do talude, ainda que com diferenças quanto aos mecanismos.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes rochosos, Análise cinemática, Slope Mass Rating (SMR), Slope Stability Probability Classification (SSPC).

ABSTRACT: Rock slope stability is determined by the relationship between the intact rock strength and the structural features of the rock mass. The Itajaí Valley region, in the state of Santa Catarina, Brazil, has a long history of landslides, including planar failures, many of which at the margins of important highways. This study aims to evaluate the stability of a rock slope, composed by highly weathered siltite, located at the margins of BR-470 in Gaspar. Therefore, Kinematic analysis, Slope Mass Rating (SMR) and Slope Stability Probability Classification (SSPC) were performed, and by these assessments, the investigation of the influence of structural features and of the intact rock strength was made possible. The results of SMR and SSPC were compared, given that the first is widely adopted throughout the world and the second was not yet properly tested in different climatic contexts than those of Europe. As a preliminary assessment, kinematic analysis indicated instability to planar and wedge failures, the SMR analyses resulted in low values, which denoted many types of failures, while the results of SSPC showed a probability of 70% for planar failures and of 95% for toppling. In this manner, the analyses agree about the extreme instability of the slope, although with differences regarding mechanisms.

KEYWORDS: Rock slope stability, Kinematic analysis, Slope Mass Rating (SMR), Slope Stability Probability Classification (SSPC).

1 INTRODUÇÃO

Desastres naturais relacionados a deslizamentos são comuns na região litorânea de Santa Catarina e no Vale do Itajaí, cujos fatores deflagrantes podem ser taludes rochosos compostos por litologias com alto grau de intemperismo e geologia estrutural desfavoráveis a estabilidade. Portanto, o entendimento de mecânica das rochas, visando a aplicação de técnicas de análise de estabilidade de taludes em maciços rochosos, é indispensável, não apenas para obras em vias de transporte, mas também para atividades de mineração, infraestrutura energética e demais trabalhos civis.

Em termos gerais, a mecânica das rochas é comandada por fatores estruturais como orientação e demais características das descontinuidades, visto que a ruptura da rocha intacta demanda muito mais energia que o deslocamento em planos de fraqueza. Todavia, como o objeto de estudo é constituído por litologia branda, onde a possibilidade de ruptura através das partes não fraturadas é maior, o grau de alteração e a influência das descontinuidades no talude devem ser verificados em conjunto e com maior cautela.

Dessa forma, esse estudo é voltado para a caracterização, classificação e análise da estabilidade de um talude rochoso, utilizando análise cinemática e três sistemas de classificação de maciços: *Rock Mass Rating* (RMR – Bieniawski, 1974), *Slope Mass Rating* (SMR – Romana, 1985) e *Slope Stability Probability Classification* (SSPC – Hack, 1998), visando avaliar as semelhanças e diferenças desses métodos.

2 ESTABILIDADE DE TALUDES ROCHOSOS

2.2 Tipos de Ruptura

Devido a sua elevada coesão, a maioria das rochas, incluindo algumas das mais brandas, são muito resistentes, o que leva aos caminhos de movimentação serem controlados pelas descontinuidades, estruturas em que a resistência ao cisalhamento ocorre praticamente pelo angulo de atrito, gerando formas de ruptura não usuais em solos (GOODMAN, 1989).

É possível, portanto, quanto à influência da orientação relativa entre face do talude e as descontinuidades, diferenciar dois modos ideais de ruptura: em um extremo, onde a falha depende completamente das descontinuidades, e no outro, em que o rompimento independe das suas orientações e passa pela própria rocha intacta (HACK; PRICE; RENGERS, 2003). Em muitos taludes instáveis, modos e tipos múltiplos podem ocorrer em um mesmo momento ou sucessivamente, e nem todos podem ser facilmente reconhecíveis, sendo que a contribuição de cada modo e tipo à instabilidade geral deve ser quantificada (HACK; PRICE; RENGERS, 2003).

Levando-se em condireção o que foi citado acima, este trabalho opta por definir modos de ruptura quanto à dependência em relação as orientações. Em geral, os deslizamentos em maciços rochosos podem ser classificados de acordo com o modo de ruptura. Quando a orientação importa, as falhas podem ser planares, em cunha, ou por tombamento de blocos. Caso sejam independentes das orientações relativas do talude e das descontinuidades, podem ser mais ou menos rotacionais ou curvilineares. Como mencionado anteriormente, estes são os tipos ideais e puros, sendo que na prática isso nem sempre é observado.

2.3 Sistema de Classificação de Maciços Rochosos

2.3.1 Rock Mass Rating

A classificação geomecânica de Bieniawski (1974), denominada RMR (*Rock Mass Rating*), utiliza o RQD (*Rock Quality Designation*) em conjunto com parâmetros de resistência uniaxial da rocha intacta, espaçamento, abertura, persistência e orientação das juntas, além de fluxo de água subterrânea (FIORI; CARMIGNANI, 2013).

A classificação foi desenvolvida, principalmente, a partir de escavações subterrâneas mineiras, mas seu autor incluiu propostas para aplicá-la a fundações e taludes (TOMÁS et al, 2012; FIORI; CARMIGNANI, 2013), por meio de fatores de correção, que buscam quantificar a influência da orientação das descontinuidades na estabilidade.

O índice RQD se propõe a avaliar a qualidade de maciços rochosos e é base também para outros métodos empíricos de classificação de maciços rochosos (FIORI; CARMIGNANI, 2013). Originalmente baseado na

recuperação de testemunhos de sondagem, ele expressa o somatório de pedaços de rocha intacta maiores que 10 cm, por determinados comprimentos. Com base neste RQD convencional, métodos para a obtenção do índice a partir de observações em afloramentos foram desenvolvidos, com destaque ao de Palmström (1982) e Priest e Hudson (1976;1981), denominado RQD teórico.

O índice RMR tem valores que vão de 0 a 100, dividindo os maciços rochosos em cinco classes, desde muito bom até muito pobre, além disso também fornecem uma estimativa da coesão e ângulo de atrito interno, em relação a cada uma das classes (FIORI; CARMIGNANI, 2013). No entanto, Singh e Goel (2011) afirmam que embora essas medidas possam ser estimadas por essa classificação, a retroanálise é uma abordagem mais confiável para determinação dos parâmetros de resistência, utilizados em análises de estabilidade de taludes rochosos.

2.3.1 Slope Mass Rating

O sistema SMR (Slope Mass Rating), introduzido por Romana (1985), foi desenvolvido com base na classificação RMR (Rock Mass Rating), pois esta era de aplicação quase impossível em taludes devido à variação extrema de fatores de correção e sua falta de definição (ROMANA; TOMÁS; SERÓN, 2015).

O SMR é calculado por meio da utilização de quatro fatores de correção ao RMR básico, os quais são condicionados pelo relacionamento entre as descontinuidades que afetam o maciço rochoso e o talude, além do método de escavação (ROMANA; TOMÁS; SERÓN, 2015).

O valor de SMR indica a possibilidade de falhas similares a de solos (normalmente para valores baixos) e a quantidade de rupturas planares e em cunha (normalmente para valores mais altos). Ademais, também indica medidas de suporte a serem tomadas para taludes parcialmente instáveis (HACK, 1998)

Uma publicação com objeto de estudo relacionado ao deste trabalho, estabilidade de taludes em rocha branda, foi publicada por Calcaterra, Gilli e Iovinelli (1998). Os autores utilizaram a classificação SMR na avaliação de 16 taludes de ardósia intensamente alterados em uma área localizada a noroeste de Barcelona (Espanha). De acordo com os resultados, 80% dos taludes de corte no local situaram-se nas classes IV e V, que identificam encostas instáveis ou completamente instáveis. Sendo concluído que a metodologia corresponde bem com as condições de estabilidade observadas, e que, portanto, este método pode ser considerado uma ferramenta adequada para este tipo de estudo.

2.3.1 Slope Stability Probability Classification

O sistema SSPC (*Slope Stability Probability Classification*), introduzido por Hack (1998) se baseia em uma abordagem em três etapas, além da avaliação probabilística de mecanismos de ruptura diferentes e independentes em um talude (HACK; PRICE; RENGERS, 2003).

Hack, Price e Rengers (2003) afirmam que as propriedades das descontinuidades devem ser incluídas em cálculos de projetos de engenharia que envolvem maciços rochosos, no entanto variações nestas propriedades podem ser consideráveis mesmo ao longo de um mesmo plano de descontinuidade. Como pode haver centenas de descontinuidades em um maciço, cada uma com suas propriedades variáveis, estas, em conjunto com não-homogeneidades no material rochoso, requerem uma grande quantia de dados para que o comportamento mecânico possa ser descrito ou calculado com acurácia.

De acordo com Hack, Price e Rengers (2003), as prioridades no desenvolvimento do SSPC foram: introdução do princípio de classificação em três etapas para descrever maciço exposto, maciço de referência e maciço do talude, avaliação de estabilidade via determinação da probabilidade de ocorrência de mecanismos de ruptura diferentes ao invés de um valor de classificação pontual, além de procedimentos simples e não ambíguos para a coleta de dados em campo.

A utilização dos conceitos: maciço exposto, maciço de referência e maciço do talude se refere a três diferentes condições de maciço. O primeiro é observado diretamente no afloramento de uma encosta, o segundo é um maciço imaginário, não perturbado e fresco nas condições pré-escavação e o último é o talude existente ou a ser escavado (HACK, 1998).

As análises de estabilidade executadas via SSPC se relacionam ao equilíbrio da estrutura, dependente e independente de orientações, onde os parâmetros de entrada incluem fatores de: resistência da rocha intacta, método de escavação, alteração, orientação das descontinuidades, espaçamento, persistência, rugosidade em

pequena e grande escala, preenchimento, carste e suscetibilidade à alteração (HACK; PRICE; RENGERS, 2003).

Uma grande desvantagem do sistema SSPC é a incapacidade de analisar a probabilidade de rupturas em cunha. Além disso, o efeito da água subterrânea na resistência ao cisalhamento das descontinuidades é negligenciado no sistema (CANAL; AKIN, 2016), ainda que Hack, Price e Rengers (2003) tenham dado justificativas para tal.

Após o levantamento dos parâmetros das descontinuidades e do talude, determina-se fatores para o cálculo da estabilidade. A estabilidade dependente da orientação é calculada por meio da relação entre os fatores TC (condição da descontinuidade) e o AP (ângulo aparente entre o mergulho do plano de descontinuidade na direção do mergulho do talude).

Quanto à avaliação de estabilidade independente de orientação, são utilizados os parâmetros de resistência da rocha intacta, alteração, espaçamento das descontinuidades e fator de condição das descontinuidades. Sendo possível obter o ângulo de atrito (SFRI) e a coesão (SCOH), que permitem o cálculo da altura máxima do talude (Hmax).

3 METODOLOGIA

3.1 Caracterização Geológico-Estrutural

Foi realizada com emprego de trena, bússola de geólogo do tipo Brunton, lupa mineralógica, martelo de geólogo e câmera fotográfica. A rocha foi descrita, principalmente, com relação ao seu grau de alteração e os tipos de descontinuidades presentes foram definidos, como acamamento sedimentar, juntas e falhas. Além disso, foi analisada a geologia estrutural, por meio de um levantamento pontual, de interesse e propósitos exclusivamente geomecânicos.

3.2 Levantamento de Descontinuidades

Quanto à obtenção dos parâmetros das descontinuidades (orientação, espaçamento, rugosidade, grau de alteração, persistência, preenchimento e umidade), foi utilizado o método de *scanline* (ISRM, 1978), no qual uma trena é disposta ao longo do talude e a distância de cada descontinuidade interceptada é marcada e identificada, juntamente com uma descrição de acordo com os parâmetros acima mencionados, em uma planilha padrão.

O método de obtenção de dados deve ser pensado de forma a atender uma determinada metodologia de análise, desta forma, o levantamento *scanline* se mostra como uma maneira adequada para técnicas mais difundidas de análise (no caso, RMR e SMR). Os dados a serem utilizados na classificação SSPC foram coletados em uma planilha própria para este propósito. Também foram utilizados gabaritos de referência para parâmetros como rugosidade, de acordo com o padrão ISRM, além de escala grande e pequena para a classificação SSPC.

Além disso, para subsidiar as análises cinemáticas, foram executados *tilt-tests* com amostras coletadas em campo, de forma a se obter uma estimativa inicial de ângulo de atrito. Uma amostra com a descontinuidade principal do talude foi retirada e separada de forma a ser composta por dois blocos, sendo feitos três testes nela e utilizada a sua média.

3.3 Análise Cinemática

O *software* Stereonet 10.1, de Cardozo e Allmendinger (2013), foi utilizado para plotagem das medidas estruturais obtidas em campo nos estereogramas, enquanto que as análises cinemáticas foram realizadas utilizando a metodologia apresentada por Lisle e Leyshon (2018), embutida no programa computacional supracitado.

3.4 Classificação do Maciço

A classificação do maciço rochoso foi realizada, por meio da utilização dos dados obtidos no levantamento de campo, de acordo com três sistemas. A classificação geomecânica RMR foi calculada e serviu de *input* para o segundo sistema de classificação SMR, cuja obtenção dos parâmetros de correção foi realizada por meio do aplicativo computacional desenvolvido por Riquelme *et al*. (2014), *SMRTool beta*. O terceiro e último método de classificação não se relaciona diretamente com os anteriores, sendo o SSPC calculado com base em uma planilha própria para obtenção de parâmetros do talude e das descontinuidades.

3.4 Integração dos Dados

Após a obtenção dos resultados de cada etapa, a integração dos dados foi feita. Os resultados quantitativos em mesmas unidades de medida, relativos aos mesmos conceitos, foram comparados diretamente e os qualitativos com base em suas similaridades ou diferenças.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Um total de quatro famílias de fraturas de interesse foram individualizadas: S0, J1, J2a e J2b (denominadas assim pois são muito similares, exercendo o mesmo papel). De modo geral, a intersecção entre as famílias S0 e J1 gera cunhas que são liberadas na porção superior, pelas juntas das famílias J2a e b.

Os resultados obtidos por meio da análise cinemática, quando vistos sob a luz das outras metodologias e dos deslizamentos pretéritos observados em campo, se confirmam para ruptura planar do plano S0 e para ruptura em cunha no cruzamento dos planos S0 e J1. No entanto, duas outras interseções são acusadas como instáveis nas avaliações em projeção estereográfica, dados que não se confirmam em campo, possivelmente devido à persistência menor das famílias envolvidas. Desse modo, esse método se mostrou bastante viável como uma verificação preliminar, principalmente devido à facilidade de execução.

Conforme exibido no Quadro 1, as análises SMR resultaram em valores de 21 a 34. De acordo com Singh e Goel (2011), taludes com somas abaixo de 20 podem se romper com muita facilidade, sendo que nenhuma encosta com valor menor que 10 jamais foi registrada, pois não existiriam fisicamente.

Nessa metodologia a família S0 condiciona o valor mais baixo de SMR obtido (20), classificado como um maciço muito ruim, completamente instável, com possíveis rupturas planares grandes e circulares, fato corroborado pelas observações em campo e nas condicionantes geométricas obtidas via análise cinemática.

Quanto à família J1, analisada isoladamente, seu valor SMR de 30 é condicionado apenas pelo RMR básico do talude, o que ocorre devido à falta de influência geométrica da orientação destas juntas em conjunto com o corte do talude, demonstrado pela análise cinemática. Onde a classe SMR é de um maciço ruim devido as características desfavoráveis dessas descontinuidades (exclusive orientação).

A respeito das famílias J2a e J2b, seus valores estão entre 34 e 30. A primeira, assim como J1, tem valor SMR idêntico ao RMR básico, em razão da sua orientação irrelevante em relação ao corte do talude, de acordo com o resultado da análise cinemática. Por outro lado, a segunda sofreu uma correção de -4 no mesmo valor inicial, resultando em 30, por causa de uma orientação desfavorável para tombamento de blocos, condição não avaliada pela análise cinemática.

A classificação SMR também possibilita a avaliação para rupturas em cunha, por meio da utilização da linha de interseção de duas descontinuidades. Assim, a cunha S0/J1 apresentou valor de 21, igual ao obtido para a família S0, concordando com as condicionantes geométricas indicadas pela análise cinemática.

Quadro 1 – Resumo dos resultados das análises SMR. Fonte: Autores (2023).

Família	Pontuação	Classe	Estabilidade	Possíveis Rupturas
S0	21	IV	Completamente Instável	Tombamento de Blocos
J1	30	IV	Instável	Planares ou Cunhas
S0/J1	21	IV	Completamente Instável	Cunhas ou Circulares
J2a	34	IV	Instável	Tombamento de Blocos
J2b	30	IV	Instável	Tombamento de Blocos

Na análise de estabilidade SSPC independente de orientação, foi feita a estimativa de coesão e ângulo de atrito do talude, sendo obtidos 4,74 kPa e 8,63° respectivamente, valores consideravelmente mais baixo em relação aos alcançados via classificação RMR, que estabelece uma faixa de 100 a 200 kPa para coesão e de 15 a 25° para ângulo de atrito. Além disso, apesar da análise SSPC independente de orientação avaliar o talude como um todo, sem base em parâmetros de apenas uma família de descontinuidades, seu resultado de probabilidade de estabilidade de menos que 5%, é condizente com o pior cenário da avaliação SMR, que indica rupturas planares grandes ou circulares, o que pode ser visualizado na Figura 1.

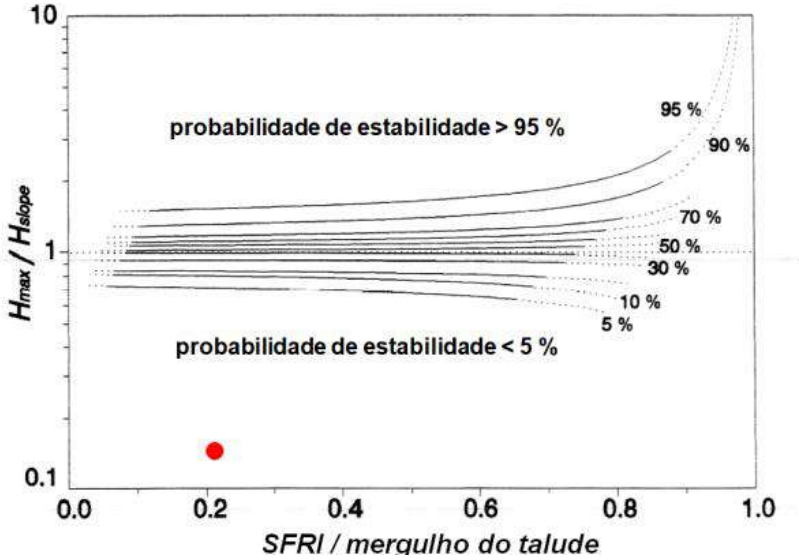


Figura 1 – Resultado da análise de estabilidade independente de orientação. Fonte: Autores (2023)

Enquanto isso, a análise SSPC dependente de orientação preliminar teve resultados semelhantes à análise cinemática, no que diz respeito às famílias de descontinuidades instáveis para deslizamento planar e estáveis para tombamento de blocos.

Conforme exibido na Figura 2, a família S0 condiciona uma probabilidade de estabilidade de 70% para o talude, destoando do obtido via SMR, por causa da utilização do RMR básico, onde a nota do maciço foi muito reduzida devido ao peso duplo do espaçamento, parâmetro que é praticamente repetido no RQD. Na análise de ruptura planar SSPC, apenas as condições das descontinuidades (rugosidade, preenchimento e carste) da família S0 e sua orientação são avaliadas, enquanto a SMR utiliza mais fatores e não apenas da descontinuidade que condiciona a ruptura.

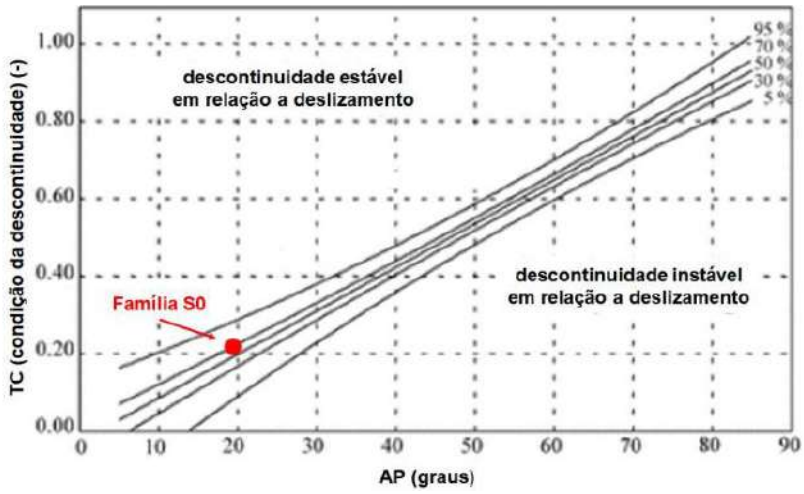


Figura 2 – Resultado da análise de estabilidade dependente de orientação, para a família S0. Fonte: Autores (2023)

Quanto à análise de tombamento de blocos da família J2b, a classificação SSPC resultou em uma probabilidade de 95% de estabilidade, o que pode ser visualizado na Figura 3. Esse resultado é novamente discrepante em relação à avaliação SMR, onde o maciço é instável para tombamento de blocos, conforme parâmetros J2b. Vale ressaltar que tais feições não foram identificadas em campo.

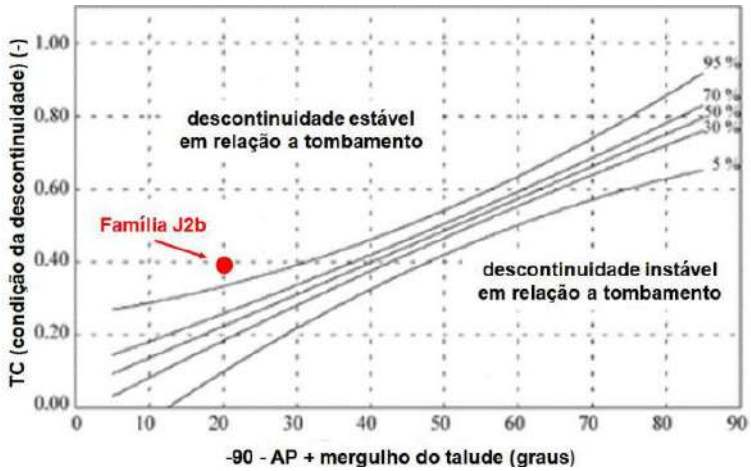


Figura 3 – Resultado da análise de estabilidade dependente de orientação, para a família J2b. Fonte: Autores (2023)

5 CONCLUSÕES

Em suma, os resultados obtidos apresentam um bom alinhamento quanto a suas indicações de estabilidade, exceto nos dois casos apresentados por último.

O questionamento de até que ponto as disparidades entre SSPC e SMR indicam fragilidade em metodologia merece mais estudo. Em termos práticos, a primeira, por meio da análise independente de estabilidade, indica que o talude não se encontra em condições de se manter firme, objetivo em última instância de qualquer avaliação geomecânica. Em termos de alinhamento com o que se observou em campo, a segunda se mostrou mais apropriada, concordando com a conclusão de Moon, Russel e Stewart (2001) sobre a aplicação dessa metodologia em taludes de rocha branda. De toda forma, qualquer dos métodos executados de forma correta parecem responder à questão da estabilidade do talude.

Quadro 2 – Resumo e comparação dos resultados. Fonte: Autores (2023)

Condição	Análise Cinemática	RMRb	SMR	SSPC	Ocorrência em Campo
Ruptura Planar- S0	Instável	Não avaliado	Totalmente instável	Completamente instável	Sim
Ruptura Planar- J1	Estável	Não avaliado	Instável*	Estável	Não
Ruptura Planar- J2a	Estável	Não avaliado	Instável*	Estável	Não
Tombamento de Blocos J2b	Não avaliado	Não avaliado	Instável	Instável	Não observado
Cunha S0/J1	Instável	Não avaliado	Totalmente instável	Não avaliado	Sim
Ruptura Circular/Independente de Orientação	Não avaliado	Não avaliado	Possível	< 5%	Sim
Estimativa de Coesão	Não avaliado	100 a 200 kPa	Não avaliado	4,74	Não se aplica
Estimativa de Ângulo de Atrito	Não avaliado	15 a 25 °	Não avaliado	8,63	Não se aplica

*Instabilidade devido a RMRb baixo, sem influência da orientação da descontinuidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BIENIAWSKI, Z. T. *Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling.* In: Proc. 3rd Int. Congress on Rock Mechanics. 1974.

CALCATERRA, D.; GILI, J. A.; IOVINELLI, R. *Shallow landslides in deeply weathered slates of the Sierra de Collcerola (Catalonian Coastal Range, Spain).* Engineering geology, v. 50, n. 3-4, p. 283-298, 1998.

CANAL, A.; AKIN, M. *Assessment of rock slope stability by probabilistic-based Slope Stability Probability Classification method along highway cut slopes in Adilcevaz-Bitlis (Turkey).* Journal of Mountain Science, v. 13, n. 11, p. 1893-1909, 2016.

CARDOZO, N.; ALLMENDINGER, R. W. 2013. *Spherical projections with OSXStereonet.* Computers & Geosciences, v. 51, no. 0, p. 193 - 205, doi: 10.1016/j.cageo.2012.07.021

FIORI, A. P; CARMIGNANI, L. *Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas.* Oficina de Textos, 2013.

GOODMAN, R. E. *Introduction to rock mechanics.* New York: Wiley, 1989.

HACK, R. *Slope stability probability classification*: SSPC. 1998.

HACK, R.; PRICE, D.; RENGERS, N. *A new approach to rock slope stability–a probability classification (SSPC)*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, v. 62, n. 2, p. 167-184, 2003.

ISRM (International Society for Rock Mechanics) (1978) *Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 15, 319-368, 1978.

LISLE, R. J.; LEYSHON, P. R. *Técnicas de projeção estereográfica para geólogos e engenheiros civis.* Editora da UFSC. 2018

MOON, V.; RUSSELL, G.; STEWART, M. *The value of rock mass classification systems for weak rock masses: a case example from Huntly, New Zealand.* Engineering geology, v. 61, n. 1, p. 53-67, 2001.

PALMSTRÖM, A. *The volumetric joint count-a useful and simple measure of the degree of rock jointing.* Proc. 4th Int. Cong. Int. Assoc. Eng. Geol, v. 5, p. 221-228, 1982.

PRIEST, S. D.; HUDSON, J. A. *Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys.* In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Pergamon, 1981. p. 183-197.

RIQUELME, A.; TOMÁS, R.; ABELLÁN A. SMRTool beta. *A calculator for determining Slope Mass Rating (SMR).* Universidad de Alicante. Website: http://personal.ua.es/en/ariquelme/smrtool.html (26/06/2019). License: Creative Commons BY-NC-SA. 2014

ROMANA, M. *New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes.* In: Proceedings of the international symposium on role of rock mechanics, Zacatecas, Mexico. 1985.

ROMANA, M.; TOMÁS, R.; SERÓN, J. B. *Slope mass rating (SMR) geomechanics classification: thirty years review.* In: 13th ISRM International Congress of Rock Mechanics. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering, 2015.

SINGH, B.; GOEL, R. K. *Engineering rock mass classification: tunneling, foundations, and landslides.* Waltham, MA: Butterworth-Heinemann,, 2011.

TOMÁS, R.; CUENCA, A.; CANO, M.; GARCÍA-BARBA, J. *A graphical approach for slope mass rating (SMR).* Engineering Geology, v. 124, p. 67-76, 2012.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/191

Comportamento de Arrancamento de Âncora de Formato Irregular Rasa Embutida em Solo Residual Quartzítico

Eva Pricila Cardoso
Mestranda em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto, Brazil,
eva.cardoso@aluno.ufop.edu.br

Guilherme José Cunha Gomes
Doutor em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto, Brazil,
guilhermejcg@ufop.edu.br

Thiago Bomjardim Porto
Doutor em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto, Brazil,
thiago.porto@cefetmg.br

RESUMO: Este estudo investiga a capacidade de arrancamento de âncoras de formato irregular. Embora existam estudos teóricos e experimentais sobre âncoras, há uma carência de dados, especialmente para âncoras não convencionais aplicadas em campo. Experimentos foram realizados com um modelo de âncora irregular de 118 mm de comprimento e 92 mm de largura, projetada para fixar geossintéticos em encostas, tanto para proteção superficial quanto para restauração de áreas degradadas. As âncoras foram inseridas horizontalmente e em uma inclinação de 37° em relação à horizontal, em solo residual de uma voçoroca, pelo fato de representar um local de possível aplicação, com taxas de embutimento (H/h) entre 2,20 e 6,50 para âncoras horizontais e entre 2,20 e 5,30 para âncoras inclinadas. Os resultados foram comparados com equações de Meyerhof e Adams (1968), Das e Puri (1989) e outras equações empíricas. Observou-se que os resultados de campo superaram as estimativas teóricas para âncoras horizontais e inclinadas em valores mais elevados de H/h. As equações empíricas mostraram boa concordância com os resultados de campo para fatores de ruptura (F_q). Âncoras horizontais tiveram melhor desempenho em profundidades rasas ($H/h< 4$), enquanto âncoras inclinadas foram mais eficazes em aplicações mais profundas ($H/h> 4$). Uma nova equação foi proposta, alinhando-se aos dados de campo para âncoras inclinadas, oferecendo novas informações para prever o comportamento de arrancamento de âncoras irregulares em campo.

PALAVRAS-CHAVE: Âncora de solo, Âncora irregular, Âncora de campo, Capacidade de suporte, Interação solo-estrutura (SSI).

ABSTRACT: This study investigates the pullout capacity of irregularly shaped anchors. Although theoretical and experimental studies on anchors exist, there is a lack of data, especially for non-conventional anchors applied in the field. Experiments were conducted using an irregular anchor model with a length of 118 mm and a width of 92 mm, designed to secure geosynthetics on slopes, both for surface protection and for restoration efforts in degraded areas. The anchors were inserted horizontally and at an inclination of 37° relative to the horizontal, in the residual soil of a gully, representing a possible application site, with embedment ratios (H/h) ranging from 2,20 to 6,50 for horizontal anchors and from 2,20 to 5,30 for inclined anchors. The results were compared with equations by Meyerhof and Adams (1968), Das and Puri (1989), and other empirical equations. It was observed that the field results exceeded theoretical estimates for both horizontal and inclined anchors at higher H/h values. The empirical equations showed good agreement with the field results for break-out factors (F_q). Horizontal anchors performed better at shallow depths ($H/h < 4$), while inclined anchors were more effective at greater depths ($H/h > 4$). A new equation was proposed, aligning with field data for inclined anchors, providing new information to improve the prediction of the pullout behavior of irregular anchors in field scenarios.

KEYWORDS: Anchor of soil, Irregular anchor, Field anchor, Bearing capacity, Soil structure interaction (SSI).

1 INTRODUÇÃO

As âncoras de solo são descritas como um importante elemento utilizado para resistir cargas como, vento, terremoto, onda, cargas de elevação de água entre outras, que geram instabilidade em estruturas de engenharia civil (DAS e SHUKLA, 2013; YÜNKÜL e GÜRBÜZ, 2020). As âncoras de solo são usadas também para reforço e fixação de elementos de proteção em taludes, desempenhando um papel crucial na estabilização e prevenção de erosão com menor impacto ambiental (Simon e Steinemann, 2000).

Conforme Koerner (2014), o uso de âncoras de solo para fixação de geossintéticos em taludes tem crescido, mesmo não se tendo informações sobre o nível de sucesso individual dessas aplicações. Acredita-se que esses elementos tendem a fornecer uma fixação eficiente e resistente, minimizando a remoção indesejada e erosão.

Embora usadas há séculos, o desenvolvimento de teorias adequadas para seu dimensionamento começou há cerca de 45 anos ou mais (Das e Shukla, 2013).Estas teorias classificam as âncoras de acordo com o sentido de instalação no solo: inclinadas, com angulação β entre 0° e 90º em relação à horizontal (Figura 1a); horizontais, com angulação β = 0º em relação à horizontal (Figura 1b); e verticais, com angulação β = 90º em relação à horizontal (Figura 1c).

As âncoras também são categorizadas pela taxa de embutimento (H/h), que representa a profundidade de inserção da âncora no solo (H) dividida pela sua largura (h). Essas categorias incluem âncoras rasas, quando H/h é inferior à razão crítica de embutimento (H/h_{cr}), e âncoras profundas, quando H/h é superior a H/h_{cr} (YÜNKÜL E GÜRBÜZ, 2020). A taxa de embutimento crítica representa o limite no qual o fator de ruptura (F_q) deixa de aumentar com a profundidade de inserção, indicando a transição de um mecanismo de falha superficial para um profundo. Esta taxa varia com o ângulo de atrito do solo. Outra forma de classificar as âncoras pela sua forma geométrica, como circulares, retangulares, quadradas, em formato de parafuso, em formato de tiras ou de forma irregular (DICKIN, 1988; DAS e PURI, 1989; DAS e SHUKLA, 2013; NIROUMAND e KASSIM, 2014; YUNKUL e GURBUZ, 2020).

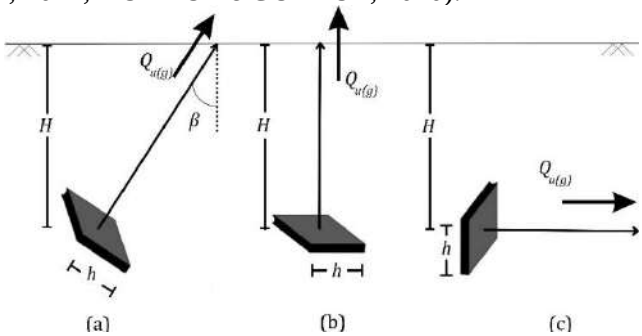


Figura 1 : Orientação da âncora: (a) inclinada; (b) horizontal; (c) vertical.

Meyerhof e Adams (1968) propuseram uma fórmula para avaliar a capacidade de elevação final ou capacidade de arrancamento ($Q_{u(g)}$) de âncoras horizontais. Segundo Das e Shukla (2013), Maiah et al. (1986) desenvolveram uma formulação empírica para âncoras inclinadas, inicialmente para âncoras rasas de tira em areia, aplicável também a âncoras rasas retangulares, popularizada por Das e Puri (1989). Zhuang et al. (2021) e Cheng *et al*. (2023)) ajustaram essa formulação para âncoras retangulares em ambientes arenosos.

A capacidade de arrancamento final ($Q_{u(g)}$) é utilizada por profissionais da engenharia para determinar a força máxima que uma âncora pode suportar antes de ser arrancada do solo, sendo influenciada pela densidade do solo, taxa de embutimento, geometria da âncora e a relação entre DICKIN, 1988; NIROUMAND e KASSIM, 2013). As equações propostas para cálculos estão no item 2.4.

Em 2013 e 2014 Niroumand e Kassim realizaram pesquisas sobre capacidade de arrancamento de âncoras com formato irregular embutida em areia, por testes de laboratório, com objetivo de obter melhor compreensão da capacidade de arrancamento dessas âncoras e fornecer informações úteis para sua aplicação em campo. Niroumand e Kassim (2013) concluíram que o método que mais se aproxima dos resultados obtidos laboratorialmente para a areia densa e fofa é o de Meyerhof e Adams (1968).

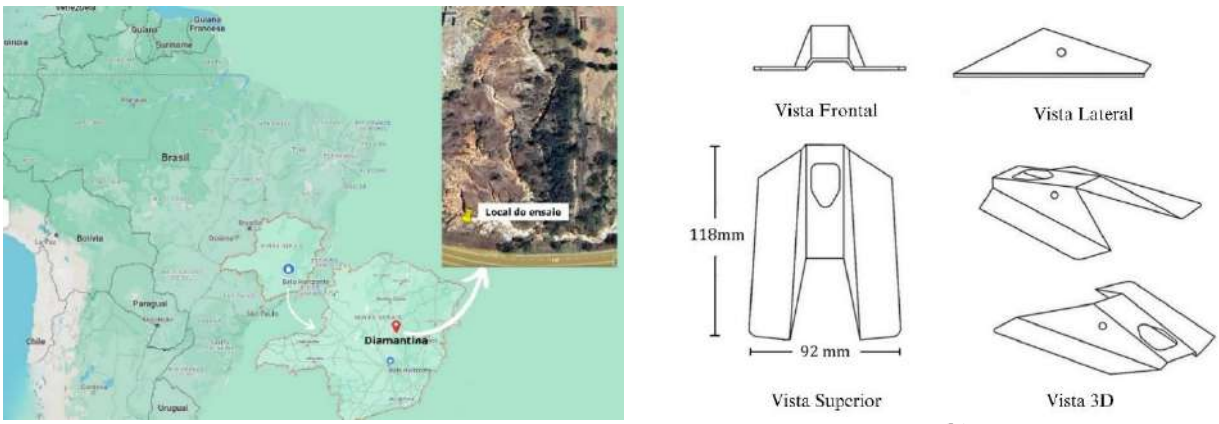
Diversas pesquisas abordam a capacidade de elevação de âncoras, mas poucos estudos focam em âncoras de formato irregular e testes em campo. Conforme Niroumand e Kassim (2014), esses tipos de âncoras

são relativamente recentes e demandam avaliações mais aprofundadas. Este artigo avalia a capacidade de arrancamento de uma âncora de pequeno porte de formato irregular, desenvolvida por uma empresa brasileira, através de ensaios em campo em solo residual de quartzito, com a âncora embutida horizontalmente e inclinada a 37°, carregada perpendicularmente a ela (Figura 1(a) e (b)). A inclinação de 37° foi adotada para facilitar a cravação da âncora, já que ângulos menores não garantiram boa aderência e ângulos maiores dificultaram a operação. Adicionalmente, propõem-se equações empíricas para o cálculo de $Q_{u(g)}$ para âncoras horizontais e inclinadas, visando uma melhor convergência com os resultados obtidos em campo e desenvolver equações mais precisas para aplicações práticas.

2 METODOLOGIA

2.1 Local do Ensaio e descrição da âncora utilizada

Uma série de testes foi realizada em solo residual quartzítico da voçoroca Alto da Jacuba localizada em um trecho da BR-367, no município de Diamantina, Minas Gerais, Brasil (Figura 2(a)). Esta escolha se deu pelo fato de a área estar sujeita à erosão, tornando-se uma representação mais próxima da realidade para a qual as âncoras utilizadas no presente estudo foram desenvolvidas. A âncora utilizada possui modelo irregular de pequeno porte, desenvolvida por uma empresa brasileira para fins comerciais. Com o propósito de auxiliar na fixação de geossintéticos em taludes, para proteção superficial e recuperação de áreas degradadas. Fabricada em chapas de aço carbono (SAE 1020), com tensão de escoamento de 350 MPa, dimensões aproximadas apresentadas na Figura 2(b) e espessura entre 2 e 3 mm.



(a) (b)

Figura 2: (a) Voçoroca do Alto da Jacuba, Diamantina -MG, (b) Geometria e dimensões da âncora irregular.

2.2 Caracterização do Solo

A amostra do solo residual quartzítico foi coletado conforme a NBR 9604 (ABNT, 2016), a uma profundidade de 0,9 m a 1,1 m.. No laboratório, foram realizados ensaios de caracterização, incluindo teor de umidade (NBR 6457, ABNT, 2016), granulometria (NBR 7181, ABNT, 2016), massa específica dos sólidos (NBR 6458, ABNT, 2016), compactação (NBR 7182, ABNT, 2016), e limites de liquidez e plasticidade (NBR 6459 e NBR 7180, ABNT, 2016). Para avaliar os parâmetros de resistência, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas com teor de umidade natural, conforme ASTM D3080-04, com tensões normais de 25, 50, 100 e 200 kPa.

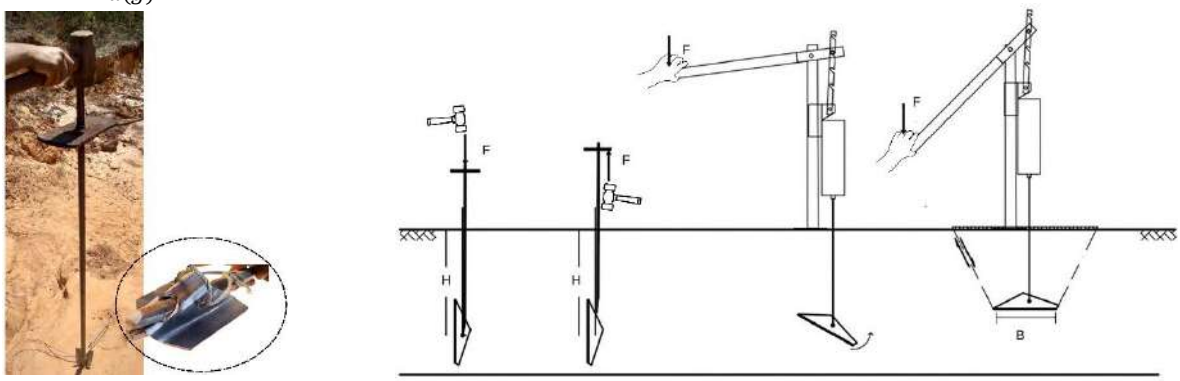
2.3 Testes de arrancamento

Foram realizados um total de 43 testes de campo (Tabela 1), sendo 23 testes em âncoras de solo rasas orientadas horizontalmente (Figura 1b), com profundidade de embutimento variando entre 0,2 e 0,6 m. E 20 testes em âncoras inclinadas a 37º (Figura 1a), com profundidades de embutimento variando em ordem de 0,2 a 0,5 m. O objetivo destes ensaios foi determinar a capacidade de arrancamento ($Q_{u(g)}$) em condições de campo.

Tabela 1: Lista de testes de campo

Orientação da âncora	H (m)	H/h	Testes	Orientação da âncora	H (m)	H/h	Testes
Horizontal	0,2	2,2	5	Inclinada	0,2	2,2	5
	0,3	3,3	5		0,3	3,3	5
	0,4	4,3	4		0,4	4,3	5
	0,5	5,4	5		0,5	5,4	5
	0,6	6,5	4		-	-	-

O procedimento de fixação da âncora no solo é ilustrado na Figura 3. Um cabo de aço é passado através de furos na âncora e preso com uma braçadeira (Figura 3(a)). Com uma haste metálica temporariamente fixada à âncora, a instalação é realizada (Figura 3 (a) e (b)) por meio de golpes de martelo até a profundidade desejada. Após isso, a haste é removida, mantendo a conexão entre a âncora e o cabo. Um braço de alavanca no equipamento de teste aplica força de tração para extrair a âncora (Figura 3(b)). Antes da ruptura do solo, a âncora rotaciona suavemente, mobilizando o solo acima. Um dinamômetro de 10 kN mede a força máxima de arrancamento ($Q_{u(g)}$), para cada teste.



(a) (b)

Figura 3: (a)Conjunto haste metálica e âncora, (b) Ensaio de arrancamento da âncora.

2.4 Comparação da capacidade de arrancamento obtida em campo com formulações teóricas

Para avaliar a concordância entre as análises teóricas e os resultados de campo, foram comparados os resultados médios dos ensaios obtidos em campo com as previsões teóricas de Meyerhof e Adams (1968) para âncoras de placa retangulares na horizontal (Equações 1 e 2), e equações propostas por de Das e Puri (1989) para âncoras inclinadas, representadas pelas variáveis $Q_{u(g)-\beta}$ e $F_{g-\beta}$ (Equações 3 e 4). Para garantir dados confiáveis, foram excluídos os valores discrepantes que se desviaram significativamente da média. Para cada profundidade de teste, manteve-se três amostras representativas, removendo os valores mais altos e mais baixos.

$$Q_{u(g)} = W + \gamma H^2(2\,S_f h + B - h)\,K_u \tan(\emptyset) \quad (1)$$

$$F_q = \frac{Q_{u(g)}}{\gamma AH} \quad (2)$$

Sendo F_q é um fator de ruptura adimensional ou fator de capacidade de carga, que representa a resistência do solo à ancoragem; W o peso do solo sob a âncora (kN), A a área da âncora (m²); H a profundidade de embutimento (m), h a largura da âncora (m), B o comprimento (m), $\emptyset$ o ângulo de atrito do solo, γ o peso específico do solo. O parâmetro K_u o coeficiente de elevação nominal aproximadamente igual a 0,95 para $\emptyset$ entre 30° a 48°, e S_f é o fator de forma da âncora, que representa o efeito do formato da âncora nos resultados de capacidade de arrancamento (DAS e SHUKLA, 2013).

$$Q_{u(g)-\beta} = Q_{u(g)-0°} + (Q_{u(g)-90°} - Q_{u(g)-0°})\left(\frac{\beta}{90°}\right)^n \quad (3)$$

$$F_{q-\beta} = \frac{Q_{u(g)-\beta}}{\gamma AH} \quad (4)$$

Sendo n igual a 2, conforme recomendado por Das e Puri (1989) e por Maiah et al. (1986). $Q_{u(g)-0°}$ e $Q_{u(g)-90°}$ são a capacidade de arrancamento das âncoras horizontais (Equação 1) e verticais, respectivamente.

O estudo inicial calculou da capacidade de arrancamento e do fator de ruptura (F_q), comparando os resultados de campo com as formulações semiteóricas da literatura. Análises de sensibilidade variaram o angulo de atrito ($\emptyset$) e peso específico (γ) do solo, devido a variabilidade inerente aos solos residuais. Propuseram-se adaptações das equações empíricas para calcular $Q_{u(g)}$ e $Q_{u(g)-\beta}$. Para âncoras horizontais, substituiu-se a parcela W da Equação 3, pelo peso do cone truncado (W_c). Para as âncoras inclinadas, foi proposta uma função para calcular n em relação à razão de embutimento (H/h), baseada nos valores médios de $Q_{u(g)-\beta}$ obtidos em campo para cada razão de embutimento, por meio da formulação proposta por Das e Puri (1989) como referência.Após determinar os valores de n, foi feito um gráfico de n, em função de H/h obtendo uma equação empírica para n, que foi então substituída na equação original de Das e Puri (1989) para cálculo de $Q_{u(g)-\beta}$. Essas adaptações visaram obter uma melhor convergência com os resultados de campo, e capturar cenários do mundo real com maior precisão. Os resultados foram comparados com as equações originais de Meyerhof e Adams (1968) e Das e Puri (1989).

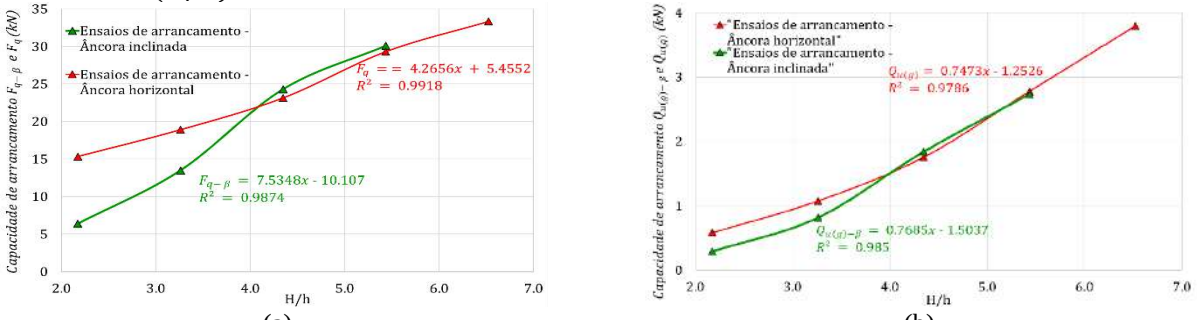
3 RESULTADOS

3.1 Parametrização do solo

O resultado do ensaio de granulometria, indica que o material ensaiado é uma areia siltosa amarelada mal graduada, com porcentagem de 86,47% de areia fina a grossa, 12,23% de finos e 1,3% de pedregulho. Possui coeficiente de curvatura (C_c) igual a 4,3 e coeficiente de uniformidade (C_u) igual a 21,0. O valor do peso específico (γ) encontrado foi de 17,5 kN/m^3, umidade natural ($w_{nat.}$) de 1,9%, peso específico dos grãos de 26,57 kN/m^3 e apresenta parametros de ângulo de atrito ($\emptyset$) igual a 37,2º e coesão (c') igual a 3,8 kPa. Sendo o valor de c'negligenciado nos cálculos.

3.2 Resultados obtidos em campo para âncoras irregulares horizontais e inclinadas

A Figura 4 apresenta os resultados médios, para cada razão de embutimento, da capacidade de elevação final ($Q_{u(g)}$ e $Q_{u(g)-\beta}$) e dos fatores de ruptura (F_q e $F_{g-\beta}$) para âncoras instaladas na horizontal e inclinadas em 37º em relação a superfície do solo, obtidos em campo. Os valores de $Q_{u(g)}$ e $Q_{u(g)-\beta}$ aumentam com acréscimo da H/h, em concordância com Meyerhof e Adams (1968), e Niroumand e Kassim (2014). Para razões de embutimento menores que 4, âncoras horizontais superam as inclinadas, mas essa tendência se inverte para razões maiores que 4. Isso sugere que âncoras inclinadas de formato irregular são mais adequadas para a razão de embutimento que ultrapassa 4, uma observação inédita em relação aos estudos anteriores. Zhuang et al. (2021) indicam que o aumento da inclinação de instalação da âncora em relação a horizontal (β) aumenta significativamente a capacidade de elevação final e o fator de ruptura, independentemente da razão de embutimento (H/h).



(a) (b)

Figura 4: Resultados médios dos ensaios de campo para cada razão de embutimento. (a) Fator de ruptura; (b) capacidade de arrancamento.

3.3 Comparação dos resultados de campo com formulações semiteóricas de Meyerhof e Adams (1968) e Das e Puri (1989)

Os testes em âncoras horizontais mostraram resultados mais de 60% superiores aos previstos pela equação de Meyerhof e Adams (1968), utilizando os parâmetros do solo obtidos em laboratório ($\emptyset$ = 37,2° e γ= 17,5 kN/m³), exceto para taxa de embutimento de 6,5 (Figura 5 (a) e (b)). Isso contrasta com a ideia de Bradshaw et al. (2016), que testes em modelos superestimam a capacidade de arrancamento. A análise mostrou maior discrepância entre resultados de campo e teóricos para embutimentos superficiais. A análise de sensibilidade variando $\emptyset$ de 37,2° a 43°, e mantendo γ = 17,5 kN/m³, mostrou que a influência do $\emptyset$ é maior em embutimentos profundos do que em embutimentos superficiais (Figura 5 (a) e (b)). Variando γ de 17,5 a 22,5 kN/m³, mantendo $\emptyset$ = 37,2°, não há influência em F_q, mas há aumento de $Q_{u(g)}$ com o aumento de γ.

Os testes nas âncoras inclinadas demonstraram comportamento semelhante os das âncoras horizontais ao variar os valores do $\emptyset$ e do γ. Os testes em campo revelaram variações significativas, entre -40% e mais de 60%, diferentes do observado por Zhuang et al. (2021) e Cheng *et al*. (2023), em relação aos valores derivados da equação semiteórica proposta por Das e Puri (1989). Para embutimentos de 2,2, os resultados de campo mostraram-se inferiores aos valores calculados, alinhando-se com as previsões de Bradshaw et al. (2016). No entanto, essa dinâmica se inverte a partir de embutimentos de 3,3 ((Figura 5 (c) e (d)).

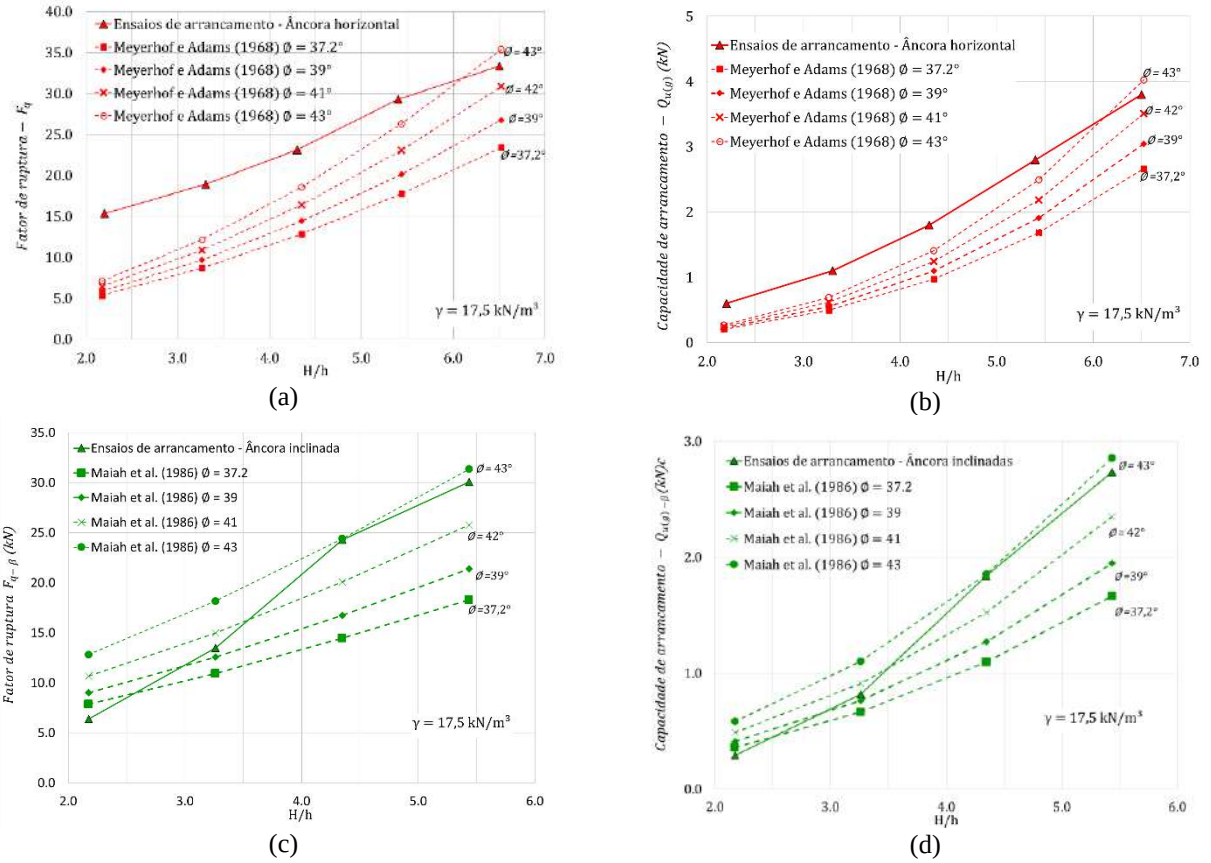


Figura 5: Sensibilidade da influência do ângulo de atrito no desempenho da âncora: resultados de campo e previsões de Meyerhof e Adams (1968) e Das e Puri (1989. (a) Fator de ruptura horizontal; (b) capacidade de arrancamento horizontal;(c) fator de ruptura inclinada; (d) capacidade de arrancamento inclinadas.

3.3 Formulação empíricas elaboradas

A substituição da parcela peso na equação 1 para as âncoras horizontais pela equação 5, obteve-se a equação 6. Pelos resultados obtidos aplicando tal adequação da fórmula, observou-se que a parcela peso não possuem interferência significativa nos resultados das âncoras horizontais. Assim como as equações propostas por Meyerhof e Adams (1968), a equação 6 proposta no presente trabalho não apresentou resultados próximos aos encontrados em campo, apresentando um aumento de cerca de 10% em relação as equações de Meyerhof e Adams (1968) (Figura 6(a)).

Para as âncoras inclinadas o uso da equação 7 para obtenção de do fator n, aplicada a equação 3 para obtenção de $Q_{u(g)-\beta}$, resultou em um ajuste mais preciso à curva dos valores médios obtidos em campo. No

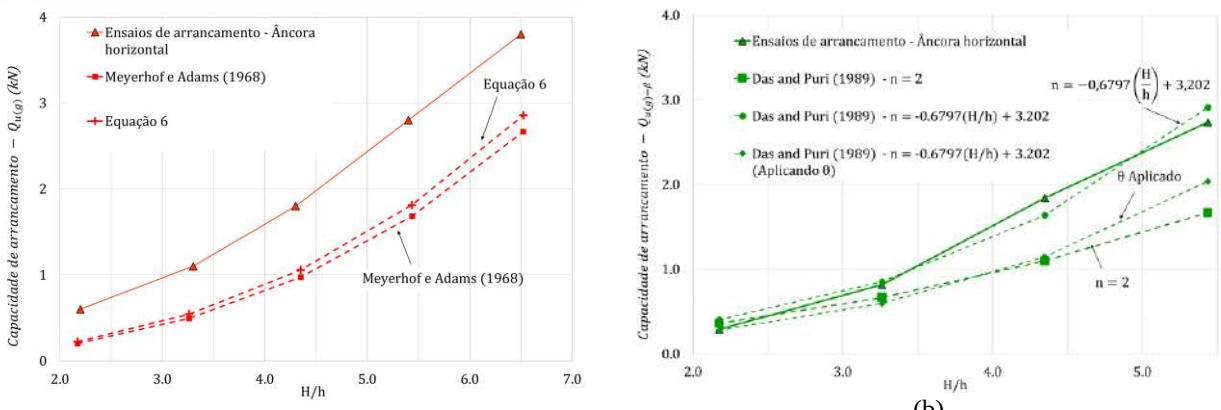
entanto, para H/h de 2,2, 3,3 e 5,4, os resultados obtidos pela equação situaram-se entre 0,1 e 0,2 kN superiores aos resultados médios obtidos em campo. Assim, recomenda-se a multiplicação dos resultados por um coeficiente de minoração (θ) de 0,7, para obter valores mais conservadores da capacidade de arrancamento, o que resultou em valores muito próximo aos obtidos pela equação de Das e Puri (1989), conforme pode ser observado na (Figura 6 (b)).

$$W_c = HB\gamma\left(H\tan(90-\alpha)\right) \quad (5)$$

$$Q_{u(g)} = HB\gamma\left(H\tan(90-\alpha)\right) + \gamma H^2(2\,S_f h + B - h)\,K_u\tan(\emptyset) \quad (6)$$

$$n = -0{,}6797\,(H/h) + 3{,}202 \quad (7)$$

Sendo α é o ângulo formado entre a superfície de ruptura e a horizontal.



(a) (b)

Figura 6: Impacto das componentes modificadas na capacidade de arrancamento: horizontais (a) e inclinadas (b).

4 CONCLUSÃO

Por meio das investigações da capacidade de arrancamento de âncoras irregulares horizontais e inclinadas em solo residual arenoso através de testes de campo, pelas análises da influência da razão de embutimento e inclinação da âncora e dos modelos teóricos existentes, concluiu-se que: com aumento da razão de embutimento (H/h) aumenta-se a capacidade de arrancamento ($Q_{u(g)}$ e $Q_{u(g)-\beta}$) e os fatores F_q e $F_{q-\beta}$, porém diminuem à medida que o embutimento se torna mais profundo; âncoras horizontais superam âncoras inclinadas quando H/h é menor que 4; a variação de ∅ afeta positivamente $Q_{u(g)}$, $Q_{u(g)-\beta}$, F_q e $F_{q-\beta}$, enquanto γ influencia apenas $Q_{u(g)}$ e $Q_{u(g)-\beta}$); a adaptação da componente peso na equação de Meyerhof e Adams (1968) aumentou a capacidade de arrancamento em 10%, indicando baixo impacto desta componente na $Q_{u(g)}$; para âncoras inclinadas, a modificação do parâmetro n na equação de Das e Puri (1989) produziu resultados próximos aos dados de campo, entretanto para algumas razões de embutimento os resultados apresentaram-se superestimados, sendo sugerido assim incorporar um coeficiente de minoração ao modelo empírico para possíveis aplicações práticas.

Embora este estudo tenha natureza preliminar, este estudo destaca as limitações dos modelos existentes para âncoras irregulares e propõe ideias para pesquisas futuras e desenvolvimento de modelos.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a CAPES pelo apoio financeiro à pesquisa, a Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) e a Deflor, que financiou coletivamente este Projeto pelo incentivo e oportunidade

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS) (2016) NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, Brasil.

ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS) (2016) NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4.8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, Brasil.

ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS) (2016) NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, Brasil.

ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS) (2016) NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, Brasil.

ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS) (2016) NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, Brasil.

ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS) (2016) NBR 7182: Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, Brasil.

ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS) (2016) NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - Procedimento. Rio de Janeiro, Brasil.

ASTM (2012) ASTM D3080-04: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken, PA, EUA.

BRADSHAW, A. S. et al. *Scaling considerations for 1-g model horizontal plate anchor tests in sand*. Geotechnical testing journal, v. 39, n. 6, p. 20160042, 2016.

CHENG, L. et al. *Numerical investigation of pullout capacity for inclined strip plate anchors in sand*. Applied ocean research, v. 130, n. 103414, p. 103414, 2023.

DAS, B. M.; PURI, V. K. *Holding capacity of inclined square plate anchors in clay*. SOILS AND FOUNDATIONS, v. 29, n. 3, p. 138–144, 1989.

DAS, B. M.; SHUKLA, S. K. *Earth Anchors*. 2. ed. Boca Raton, FL, USA: J Ross Publishing, 2013.

Dickin, E. A. (1988). *Uplift Behavior of Horizontal Anchor Plates in Sand*, Journal of Geotechnical Engineering, v.11, p. 1300-1317.

KOERNER, R. M. *In-situ stabilization of soil slopes using nailed or anchored geosynthetics*. International journal of geosynthetics and ground engineering, v. 1, n. 1, 2015.

Maiah, A.A.; Das, B.M. and Picornell, M. *Ultimate resistance of shallow inclined strip anchor plate in sand.* Proceedings of the 13th Southeastern Conference on Theoretical and Applied Mechanics. Columbia, SC. Vol. 2, pp. 503 – 509, 1986.

MEYERHOF, G. G.; ADAMS, J. I. *The ultimate uplift capacity of foundations*. Canadian geotechnical journal, v. 5, n. 4, p. 225–244, 1968.

NIROUMAND, H.; KASSIM, K. A. *Pullout capacity of irregular shape anchor in sand*. Measurement: journal of the International Measurement Confederation, v. 46, n. 10, p. 3876–3882, 2013.

NIROUMAND, H.; KASSIM, K. A. *Uplift response of irregular shape anchor in sand*. Soil mechanics and foundation engineering, v. 51, n. 1, p. 23–28, 2014.

SIMON, K.; STEINEMANN, A. *Soil bioengineering: Challenges for planning and engineering*. Journal of urban planning and development, v. 126, n. 2, p. 89–102, 2000.

YÜNKÜL, K.; GÜRBÜZ, A. *Uplift behavior of shallow horizontal plate anchors reinforced with geocells in cohesionless soil*. European journal of environmental and civil engineering, v. 26, n. 4, p. 1243–1266, 2022.

ZHUANG, P.-Z. et al. *Pullout behaviour of inclined shallow plate anchors in sand*. Canadian geotechnical journal, v. 59, n. 2, p. 239–253, 2022.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/192

Concepção da Contenção de um Talude Ferroviário a partir de Trilhos Reutilizados

Juliana Tanabe Assad dos Santos
Engenheira Civil, Egis, São Luís, Brasil, juliana.tanabe@egis-group.br

Karina Tomoko Hentona
Engenheira Geotécnica, Vale, São Luís, Brasil, karina.hentona@vale.com

Maelckson Bruno Barros Gomes
Engenheiro Civil, IME, Rio de Janeiro, Brasil, bruno.gomes@ime.eb.br

Antonio Carlos Rodrigues Guimarães
Professor, IME, Rio de Janeiro, Brasil, guimaraes@ime.eb.br

José João Pires Oliveira Filho
Engenheiro Civil, Egis, São Paulo, Brasil, jose.filho@egis-group.br

RESUMO: No contexto da manutenção de vias férreas, existe grande ocorrência de problemas relacionados à estabilidade de taludes em função das elevadas alturas dos aterros e das elevadas cargas cíclicas decorrentes da passagem dos vagões. Ainda, é frequente a restrição de espaço construtivo por delimitação da faixa de domínio próximo ao pé de taludes de grandes alturas. Nesse sentido, contenções no pé dos taludes têm sido uma alternativa frequentemente aplicada e, mais recentemente, associada à cravação de trilhos, reduzindo a necessidade de aquisição de terreno de terceiros. No entanto, um dos desafios observados em relação à aplicação dessa tecnologia têm sido a necessidade de garantir as condições estruturais do trilho no que se refere à avaliação de esforços normais e cortantes. Dessa forma, o presente trabalho apresenta um estudo de caso realizado na Estrada de Ferro Carajás (EFC) no Maranhão, de um talude de aproximadamente 30 m de altura que apresentava problemas de estabilidade e limitação de utilização do terreno próximo ao pé do talude. A solução proposta para o ativo incluiu o tratamento com ensacado de solo-cimento, contenção de gabião-caixa e paliçada com cravação de trilhos reutilizados (descartados para uso na ferrovia) e fechamento com dormentes de concreto também reutilizados. Dentro do projeto, foram realizados estudos no sentido de dimensionamento do gabião, análise de estabilidade pelo método do equilíbrio limite, dimensionamento de ficha de cravação, e verificação das tensões normais e cisalhantes no perfil metálico.

PALAVRAS-CHAVE: Contenção, Reutilização de trilhos, Estabilidade, Tensão de Escoamento, Manutenção de Ferrovias.

ABSTRACT: In the context of railway maintenance, there is a large occurrence of problems related to slope stability due to the high heights of embankments and the high cyclical loads resulting from the passage of wagons. Furthermore, construction space is often restricted due to the delimitation of the right-of-way near the foot of high slopes. In this sense, retaining walls have been a frequently applied alternative and, more recently, associated with the nailing of tracks, reducing the need to acquire land from third parties. However, one of the challenges observed in relation to the application of this technology has been the need to guarantee the structural conditions of the rail regarding the evaluation of normal and shear forces. Therefore, this work presents a case study carried out on the Estrada de Ferro Carajás (EFC) in Maranhão, of a slope approximately 30 m high that presented stability problems and limited use of the land near the slope. The proposed solution for the asset included treatment with bagged soil-cement, gabion-box containment and nailing of tracks (discarded for use on the railway). Within the project, studies were carried out to dimension the gabion, stability analysis using the limit equilibrium method, sizing of the crimping plug, and verification of normal and shear stresses in the metal profile.

KEYWORDS: Containment, Reuse of tracks, Stability, Flow Tension, Railway Maintenance.

1 INTRODUÇÃO

No contexto de avaliação de taludes de aterros associados à operação ferroviária, observa-se que fatores externos como intemperismos, aumento de carga ferroviária sem reavaliação da estrutura, deposição de elementos da própria ferrovia (trilhos e dormentes, por exemplo), etc podem influenciar no fator de segurança da estabilidade do talude. Quando a avaliação geotécnica indica a operação ferroviária sobre taludes com fator de segurança inferior ao recomendado por norma, vê-se a necessidade de manutenção da estrutura, e para isso são utilizadas técnicas de estabilização como retaludamento – com solo ou material pétreo –, utilização de sacos de solo-cimento, gabiões, contenções, etc.

Na Estrada de Ferro Carajás (EFC), cuja construção da primeira linha ocorreu no final do século XX, é comum a necessidade de intervenção em taludes ao longo do traçado, em função dos aspectos mencionados anteriormente. Um caso interessante para a engenharia geotécnica foi observado próximo à cidade de Vila Nova dos Martírios/MA, entre o km 599+5920 e o km 601+540 da EFC. Esse trecho (ao qual chamaremos a partir de então de "ativo") consiste em um aterro composto por três taludes, em maior parte da sua extensão, composto por faces de 6 a 8 m e altura máxima total de aproximadamente 23 m. Nesse ativo, foram observados diversos pontos com escorregamentos superficiais generalizados em todos os taludes, mas de maneira mais intensa no talude superior, além de pontos com ausência de vegetação superficial e erosão. Observou-se também, que as canaletas de drenagem se encontram bastante danificadas pela disposição de trilhos e dormentes.

Desse modo, o presente trabalho apresenta um estudo de caso desse segmento, elencando as soluções geotécnicas utilizadas e, em especial, a dificuldade da utilização de trilhos reutilizados em contenções.

O desafio desse ativo encontra-se na necessidade de projetar uma solução geotécnica para um talude de grande dimensão sem que ultrapassasse a faixa de domínio da ferrovia, que se encontra adjacente ao pé do talude inferior. Assim, foi projetado um conjunto de soluções geotécnicas, incluindo: tratamento do talude superior com sacos de solo-cimento; estrutura de gabião-caixa no pé do talude; e contenção com trilhos com fechamento com dormentes para permitir a escavação no pé do talude para implantação do gabião.

Em relação à contenção, foi considerada a utilização de trilhos e dormentes que já haviam sido descartados da ferrovia em período de manutenção da superestrutura. Essa iniciativa teve como objetivo elaborar um projeto mais sustentável e permitindo dar uma finalidade a esses elementos que muitas vezes se encontram depositados próximo à ferrovia e podem ocasionar na redução do fator de segurança na análise de estabilidade e obstrução da passagem no caminho seguro, o que dificulta as atividades de manutenção e de visita técnica.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para avaliação dos solos existentes no local, foi realizada uma campanha de investigação geotécnica composta de sondagens à percussão, sondagens a trado e penetrômetro dinâmico leve. Este último, teve seus resultados correlacionados com o número de golpes da sondagem à percussão (nSPT) por meio de metodologia desenvolvida pela Egis Engenharia e validada pela Vale para a EFC.

Esses resultados em conjunto permitiram a definição das camadas de solo em diferentes seções. Nesse estudo será apresentada a avaliação específica da seção do km 600+600. Esta apresentou um aterro em silte arenoso; Na fundação observa-se um silte-arenoso com nSPT variando entre 5 e 10 golpes seguindo, em profundidade, para um material mais resistente. No pé do talude, observa-se um material areno-siltoso com nSPT inferior, entre 1 e 5 golpes.

Os parâmetros de para o peso específico e peso específico saturado foi considerado como referência o valor de 17 kN/m³ baseando-se na densidade máxima encontrada no ensaio de laboratório, no tipo de material e de acordo com as correlações apresentadas por Godoy (1972) para solos argilosos e solos arenosos. Para solos granulares, foram empregadas as correlações de Godoy (1983), Teixeira e Godoy (1996) e Hatanaka-Uchida (1996), com as seguintes expressões:

A fim de se verificar a potencialidade de uma possível ruptura dos taludes existentes no ativo, foi realizada uma avaliação numérica quanto à estabilidade dos mesmos considerando a carga proveniente do comboio ferroviário. Os seguintes critérios, parâmetros e premissas foram considerados na análise numérica:

• Análises de estabilidade realizadas pelo método do equilíbrio limite empregando a ferramenta computacional Rocscience Slide 2.0 (build 9.011);

• Cargas estática das composições ferroviárias no valor de 83 kPa;

• Critério de ruptura de Mohr-Coulomb, admitido ruptura do tipo circular e pesquisa de centro de ruptura por técnica de refinamento;

• Os parâmetros de resistência dos materiais foram obtidos em função da caracterização do material (sondagem a trado e ensaios laboratoriais), além da experiência do projetista com solos similares, bem como considerando a situação mais desfavorável, ainda, quando disponível de ensaios especiais de campanhas anteriores nas fases de projeto básico ou executivo.

• Fator de segurança (FS) admissível de 1,50 em consonância com o recomendado pela norma NBR 11682/2009 e admitido pela Vale.

Após a verificação de FS<1.50, foram estudadas alternativas geotécnicas para restabelecer o valor mínimo de 1,50, em nível crescente de complexidade, com intuito de garantir uma solução menos onerosa. Durante o processo de dimensionamento foram observadas particularidades em relação à avaliação estrutural do trilho. Foram feitas avaliações quanto ao esforço normal e ao esforço cisalhante. Para tanto, foram consideradas condições dentro do processo elástico, ou seja, anterior às condições de escoamento do aço.

3 AVALIAÇÃO DA CONDIÇÃO ATUAL DO TALUDE

A geometria do lado esquerdo da seção do km 600+600 é constituída de banquetas a cada 7,0 m de altura e não apresenta problemas de instabilidades - apresenta fator de segurança superior a 1,5. Por sua vez, a geometria do lado direito da seção apresentou perda de definição das banquetas, em função de escorregamentos e de erosões, principalmente próximo à crista do talude. A análise de estabilidade nas condições atuais (Figura 1), utilizando a topografia obtida por fotointerpretação (LIDAR), indicaram um fator de segurança de 1,41 para uma ruptura global.

As sondagens indicaram aterro de material predominantemente silto arenoso e solo de baixa capacidade localizado no terreno de fundação ao pé do talude. Acredita-se que esse solo, aliado ao nível d'água (NA) elevado - próximo ao nível do terreno natural - tenha contribuído para o baixo FS da seção analisada.

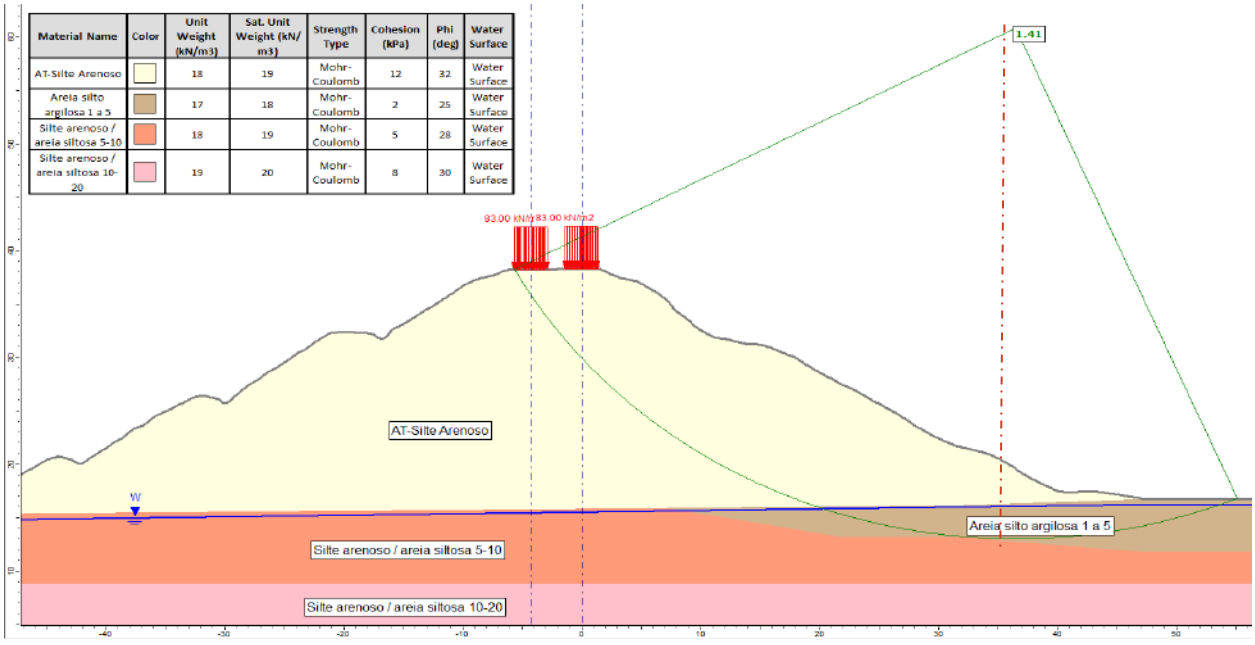


Figura 1. Análise de estabilidade da situação atual .

O resumo das propriedades consideradas nas análises de estabilidade é apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Análise de estabilidade da situação inicial

Camadas geotécnicas	N SPT	ɣ (kN/m³)	ɣsat(kN/m³)	c' (kPa)	ϕ°
AT-Silte arenoso	-	18	19	12	32
AT-Silte arenoso	1 - 5	17	18	6	26
Areia silto argilosa	1 - 5	17	18	2	25
Silte arenoso/areia siltosa	5 - 10	18	19	5	28
Silte arenoso/ areia siltosa	10 – 20	19	20	8	30

Assim, o estudo de tratativas partiu da correção da geometria do talude superior, seguindo soluções para aumentar o fator de segurança global do talude. Destaca-se nesse ponto a limitação da faixa de domínio que estava localizada 40 m do eixo ferroviário (linha tracejada vermelha) e, portanto, rente ao pé do talude existente. As soluções projetadas serão apresentadas nos tópicos seguintes.

3.1 TRATAMENTO DO TALUDE SUPERIOR COM SACO DE SOLO CIMENTO (TSC)

A solução de ensacamento de solo-cimento (TSC) foi proposta para correção da geometria do talude superior. Esta região contempla o local onde ocorreram as rupturas superficiais do talude. Devido às condições presentes, foi proposta uma solução baseada em uma contenção superficial utilizando-se de ensacados com material provenientes da mistura de solo e cimento nas suas devidas proporções. Tal solução foi indicada de modo a garantir a condição estrutural do talude devido ao baixo custo do mesmo, somado ao bom desempenho quando executado adequadamente.

A viabilidade técnica dessa alternativa foi verificada através de análises de estabilidade. Foi indicado como um material de peso específico equivalente a 20 kN/m³ e propriedades de coesão e ângulo de atrito de 50 kPa e 35º, respectivamente.

3.2 UTILIZAÇÃO DE GABIÃO-CAIXA PARA ESTABILIDADE DO TALUDE

Uma alternativa simples para a correção do fator de segurança global dessa seção seria o ajuste da geometria do talude, permitindo a divisão em faces de menores alturas. No entanto, a proximidade com a faixa de domínio da ferrovia inviabilizou a possibilidade de reconformação. Assim, foi projetada uma solução de gabião-caixa no pé do talude, permitindo a contenção do aterro sem avançar o espaço permitido em termos legais.

O gabião-caixa consiste em uma estrutura flexível, auto-drenante e de grande durabilidade e resistência. Este elemento, foi indicado no projeto com malha de fios de aço doce recozido com diâmetro de 2,4 mm, exceto para as bordas que deve ser de 3 mm. Os fios possuem tensão de ruptura média de 38 a 48 kg/mm² e revestimento com liga zinco - 5% alumínio (Zn 5 Al MM) com a quantidade mínima de 244 g/m², sendo amarrados em suas extremidades e vértices. Em seu interior, devem ser preenchidos com pedras.

Para dimensionamento do gabião-caixa, foram feitas verificações quanto aos seguintes aspectos:

- Deslizamento: O deslizamento da estrutura ocorre quando a resistência de atrito ao longo da base da estrutura, somada ao empuxo passivo disponível à sua frente, não é suficiente para se contrapor ao empuxo ativo e ao empuxo de sobrecarga;
- Tombamento: O tombamento da estrutura pode ocorrer quando o valor do momento solicitante supera o valor do momento resistente; e
- Fundação: A tensão aplicada pela estrutura deve ser inferior à admissível pelo solo de fundação.

Assim, foi definida a utilização de um gabião de altura total de 4,0 m e base também de 4,0 m. Foi verificado o baixo fator de segurança contra ruptura da fundação devido à baixa capacidade de suporte do material da fundação da estrutura, uma areia silto-argilosa com nSPT variando de 1 a 5 golpes. Para induzir um aumento desse FS, foi indicado o agulhamento de um metro de rachão e substituição de dois metros de solo por rachão.

3.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA SOLUÇÃO FINAL

As tratativas utilizadas nesse projeto, foram representadas na análise de estabilidade. As propriedades desses elementos no que se refere a peso específico e resistência são apresentadas na Tabela 2 e o resultado final da análise encontra-se na Figura 2.

Tabela 2. Análise de estabilidade da situação atual .

Camadas geotécnicas	ɣ (kN/m³)	ɣsat (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ°
TSC Ensacado de solo-cimento	20	21	50	35
Rachão (fundação do gabião)	16	17	1	35
Gabião	15	16	Tipo de força: infinita	
Reaterro	18	19	10	28

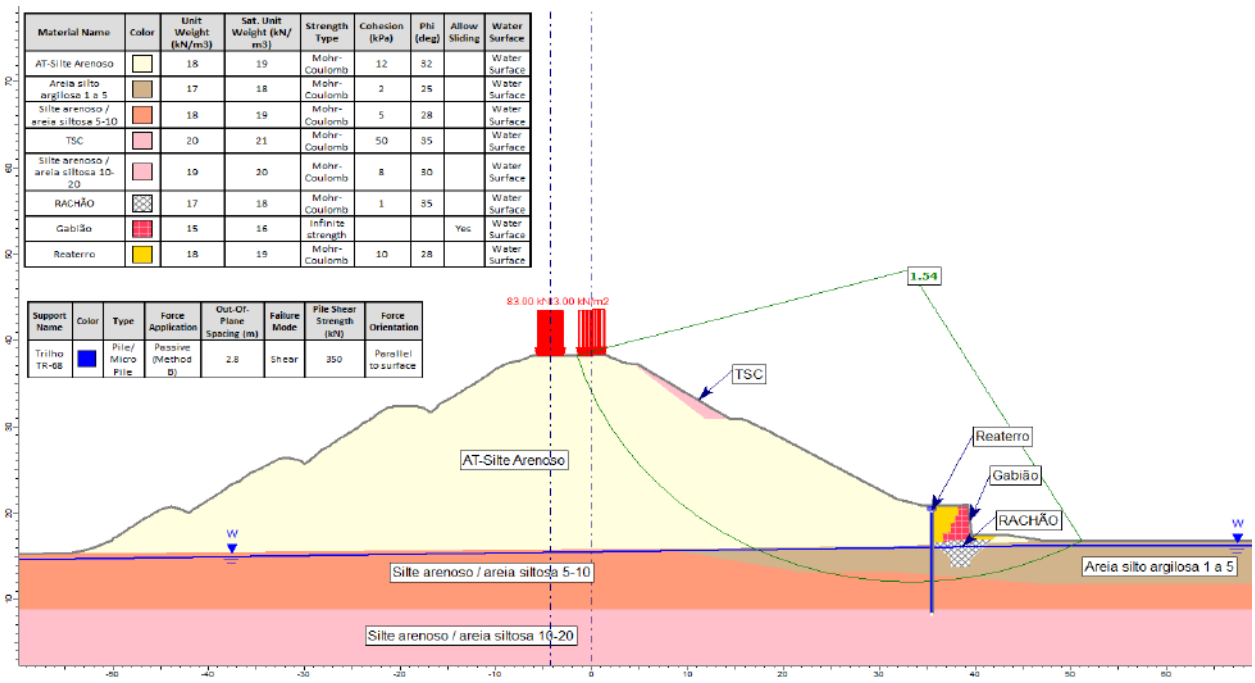


Figura 2. Análise de estabilidade após implantação da solução.

Os resultados encontrados mostram fatores de segurança da solução indicada iguais ou superiores a 1,50, sendo este valor maior do que o recomendado pela norma NBR 11682/2009 e admitido pela Vale (1,50), o que atesta para uma condição de estabilidade deste talude referente à solução proposta.

3.4 SOLUÇÃO DE CONTENÇÃO EM TRILHOS PARA ESCAVAÇÃO NO PÉ DO TALUDE

Conforme apresentado nos tópicos anteriores, o conjunto de soluções apresentadas foram suficientes para ajustar o talude a condições de estabilidade com FS superior a 1,5. No entanto, ao avaliar a construtibilidade da solução de gabião no pé do talude, identificou-se uma situação de risco: uma escavação de 4 m da base do aterro e ainda a escavação do material da fundação para substituição por rachão. Com isso, foi projetada ainda uma solução provisória de contenção com trilhos TR-68 para permitir essa atividade.

O dimensionamento da contenção com trilho e fechamento com dormentes de madeira foi realizado através do método convencional que consiste no estabelecimento do diagrama de tensões, de modo a estimar a ficha mínima necessária para garantir a estabilidade da estrutura de contenção, considerando FS=1,5 (obras provisórias de acordo com a NC-03) na minoração do empuxo passivo.

Para escavações com altura entre 3,85 e 4,25, considerou-se o espaçamento de 0,50 m e entre os trilhos foi verificada a necessidade de peças com 14 m de comprimento e com ficha mínima de 8,0 m. As tensões e momentos atuantes em profundidade no perfil metálico são apresentados na Figura 3.

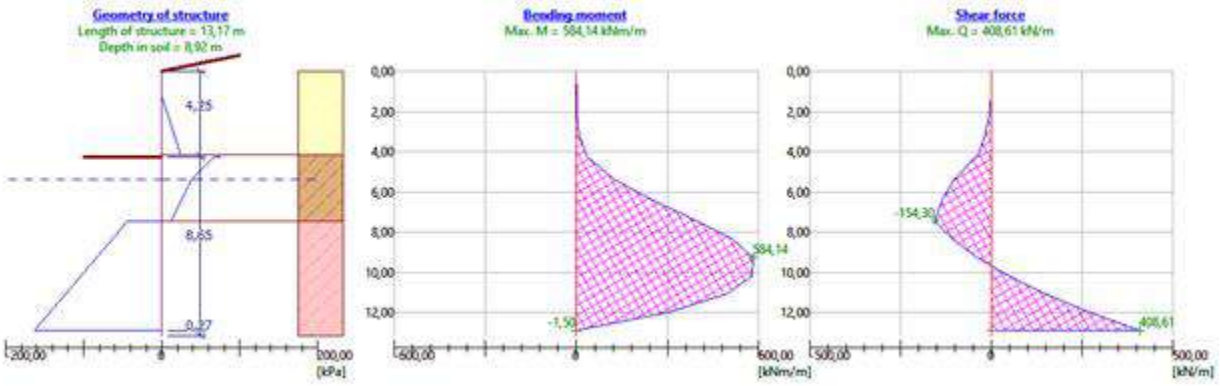


Figura 3. Da esquerda para a direita: geometria da estrutura, diagrama de momento fletor e diagrama de esforço cortante no trilho.

A partir desses resultados, foram utilizados momento máximo e tensão cisalhante máxima para verificação estrutural dos trilhos, conforme apresentado nas Equações 1 e 2:

$$\sigma = \frac{M_{Sd}}{W_{tr}} = \frac{584{,}14.100.\frac{kNcm}{m}.0{,}5m}{462{,}12\ cm^3} = 63{,}41\frac{kN}{cm^2} = 632{,}02\ MPa < 695{,}65\ MPa \quad (1)$$

$$\tau = \frac{\left(408{,}61\frac{kN}{m}.0{,}5m\right).464\ cm^3}{3920{,}90\ cm^4.1{,}75\ cm} = 13{,}79\frac{kN}{cm^2} = 137{,}95\ MPa < 417{,}39\ MPa \quad (2)$$

Portanto, entende-se que o dimensionamento com o comprimento de 14,0 m e o espaçamento entre trilhos de 0,5 m atende aos critérios estruturais do trilho quanto aos esforços normais e cisalhante.

Durante o dimensionamento da solução, considerou-se o afastamento entre os trilhos de 1,0 m. No entanto, verificou-se que os momentos recebidos pela estrutura considerando essa condição, indicariam a falha desses elementos. Assim, foi feita a segmentação dos trechos conforme a altura de escavação.

Ainda, o pouco distanciamento entre os trilhos gerou a preocupação com o amolgamento do solo para o sequenciamento de trilhos. Assim, foi proposta uma cravação alternada, de forma a evitar movimentação dos elementos após a cravação.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou um estudo de caso demonstrando um possível conjunto de soluções geotécnicas para um talude que apresenta fator de segurança global inferior ao recomendado nos documentos normativos

técnicos. A solução encontrada consistiu em tratamento do talude superior com sacos de solo-cimento; no pé do talude, foi projetada uma estrutura de gabião-caixa com reforço da fundação com rachão; Ainda, para permitir a escavação da fundação do gabião, foi feito um estudo de contenção com trilhos e dormentes reutilizados.

A reutilização de trilhos e dormentes que haviam sido descartados da ferrovia em período de manutenção, evidencia o aspecto sustentável no sentido de dar finalidade aos elementos da ferrovia que haviam sido descartados de forma indevida e evitar a utilização de outras soluções que implicaram na obtenção de mais matéria prima não renovável.

A abordagem do problema e as soluções propostas neste trabalho irão contribuir para o tratamento de taludes com questões de instabilidade e erosão, na qual o retaludamento não seja uma solução viável devido à limitações relacionadas à faixa de domínio ou habitações no entorno do traçado ferroviário.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem de igual modo à Egis Engenharia e Consultoria, à Vale S.A. e ao Instituto Militar de Engenharia (IME) por permitirem a disseminação do conhecimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009) NBR 11682. Estabilidade de encostas, Rio de Janeiro, 33 p.

Godoy, N. S. (1972). Notas de Aula - Fundações, Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos, SP.

Godoy, N.S.; Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. Palestra. São Carlos, SP, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983.

Teixeira, A. H.; Godoy, N. S. (1996). Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini. p. 227-264

Hatanaka, M.; Uchida, A. (1996). Empirical Correlations Between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils. Soils and Foundations, v. 36, n.4, p. 1-9.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/193

Concepção de Projeto e Execução do Subsolo de um Edifício com Cortinas de Estacas Escavadas em Erechim/RS

Pedro Eugênio Gomes Boehl
Professor/Pesquisador e Lider do Grupo de Pesquisas de Geologia de Engenharia e Ambiental, Universidade Federal da Fronteira Sul – Campus Erechim, Erechim/RS, Brasil, pedro.boehl@uffs.edu.br

Mauro Leandro Menegotto
Professor/Pesquisador, Universidade Federal da Fronteira Sul – Campus Chapecó, Chapecó/SC, Brasil, mauro.menegotto@uffs.edu.br

Giovani Galli Camerini
Engenheiro Civil Projetista de Estruturas, Vertical Engenharia e Arquitetura Ltda., Erechim/RS, Brasil, giovanicamerini@msn.com

Taciano Leandro Serraglio
Engenheiro Civil Projetista de Fundações e Contenções, PAVIBRAS Engenharia de Infraestrutura, Erechim/RS, Brasil, pavibras@pavibras.eng.br

RESUMO: Este trabalho aborda de forma descritiva o projeto e a execução de uma estrutura de contenção com cortina de estacas escavadas para a execução do subsolo de um edifício em Erechim/RS. Deste modo, são apresentados os detalhes da escolha da solução, da concepção do projeto e da execução do sistema de contenção para a construção de um edifício residencial, com dois subsolos e 17 pavimentos. O local é constituído por solos argilo-siltosos residuais e alterações de rochas de basalto e riolito da Formação Serra Geral. O controle tecnológico das deformações, durante e após a construção, confirma a potencialidade do sistema empregado e a interferência mínima deste tipo de escavações nas edificações, estruturas e infraestruturas em seus entornos.

PALAVRAS-CHAVE: Escavação do subsolo. Investigação geotécnica. Estruturas de contenção. Solo residual de basalto.

ABSTRACT: This paper describes the design and execution of the bored pile retaining walls for the execution of the subsoil of a building in Erechim/RS. Thus, details of the solution choice, project conception and execution of containment system for the construction of a residential building, with two subsoil levels and 17 floors, are presented. The construction site is composed of clay-silty residual soils of basalt and rhyolite rocks from the Serra Geral Formation. The technological control of the deformations, during and after construction, confirms the potential of the system employed and the minimal interference of this excavations type in the surrounding buildings, structures and infrastructures.

KEYWORDS: Subsoil excavation. Geotechnical investigation. Retaining structures. Basalt residual soil.

1 INTRODUÇÃO

Atualmente a construção de edificações com subsolos são comuns em municípios de médio a grande porte. O crescimento das cidades e a redução de áreas para a construção no espaço urbano contribui para o aumento do número de obras subterrâneas. Porém, a execução de obras com essa característica apresenta alguns fatores restritivos e que devem ser considerados na concepção do projeto, tais como a presença de lençol freático, o tipo de solo, a proximidade de construções vizinhas e o cronograma executivo.

A escolha do método de execução das contenções e da escavação de forma convencional ou invertida (*Top-down*) depende, entre outros, da possibilidade do uso de tirantes nos terrenos vizinhos, da sensibilidade

das estruturas e serviços vizinhos à deformação, da altura da escavação, da geometria da estrutura a implantar, dos equipamentos disponíveis e da experiência anterior com sistemas (MILITITSKY, 2016).

No entanto, infelizmente, na região do Alto Uruguai/RS existem muitos casos de rupturas em escavações e contenções, apesar dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos da região serem elevados e a formação geológica proporcionar rochas com boa qualidade aflorando. Muitos desses casos, foram provocados por falta de um método eficiente e seguro para as escavações.

O presente estudo de caso descreve os detalhes da escolha da solução, da concepção do projeto, do projeto e da execução do sistema de contenção bem-sucedido, em termos das boas práticas de engenharia, para a construção de um edifício residencial, com dois subsolos e 17 pavimentos, localizado na região central do Município de Erechim/RS.

2 METODOLOGIA

2.1 Caracterização do local de estudo

O perfil geológico encontrado no Município de Erechim/RS refere-se a materiais da Formação de Serra Geral (FSG), do grupo São Bento, Fáceis Paranapanema (JKsg - K1βpr). Esta formação geológica é caracterizada pela presença de basaltos, basalto andesitos, riodacitos e riolitos, de filiação tholeiítica, com arenitos intertrápicos Botucatu na base e litarenitos e sedimentos vulcanogênicos da porção mediana ao topo da sequência (CPRM, 2023). A mudança de solo à rocha não é repentina. Nesta fronteira há uma fina camada de alteração de rocha (A.R.), em que geralmente ocorre a impenetrabilidade da percussão da sondagem SPT, e a partir deste ponto, geralmente, verifica-se a presença do lençol freático, bem como a necessidade de execução de sondagem rotativa. Neste local o maciço rochoso apresenta um comportamento heterogêneo desde o topo até o limite da perfuração. O perfil rochoso do segmento constituído por alteração de rocha basáltica apresenta um intervalo de recuperação na faixa de 25 a 100%, em uma profundidade média de 1,5 a 5,0 m abaixo do topo rochoso. A partir dessa profundidade ocorre o basalto com textura afanítica e coloração cinza, perfazendo uma faixa de recuperação de 75 a 100% iniciando em 5,0 até 7,5 metros. De uma forma geral, a rocha apresenta-se muito alterada, pouco coerente e extremamente fraturada.

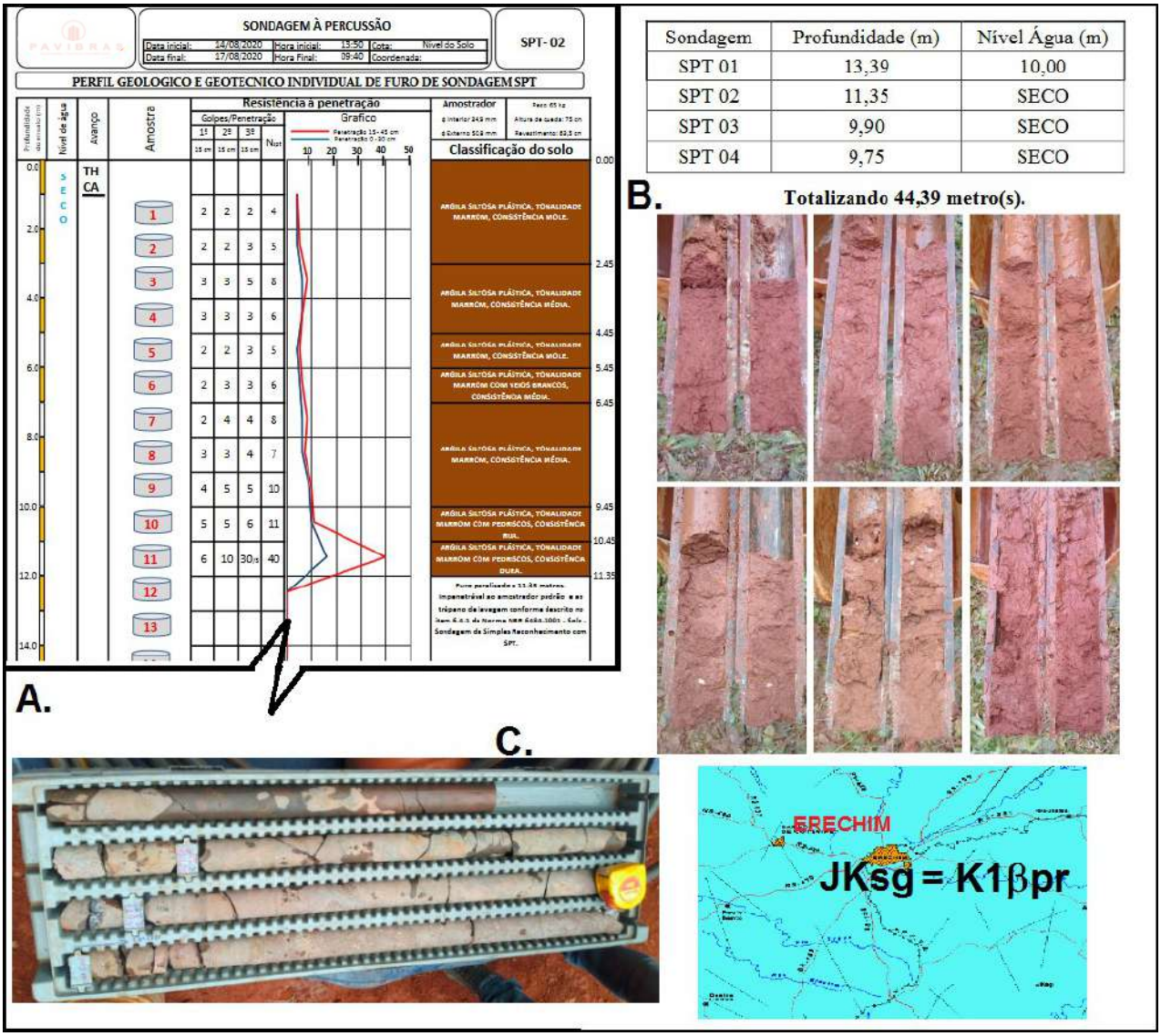
Na Figura 1 pode ser observada uma síntese dos resultados das investigações geológico-geotécnicas realizados no local de execução da obra em estudo. O local da obra é caracterizado geotecnicamente por um manto residual que cobre a formação rochosa. Este material residual é caracterizado como um solo argilo-siltoso (CH) a silto-argiloso, com média plasticidade e espessura variando de 3 a 5 metros (BIAVATI, 2017). Ensaios de cisalhamento direto apresentaram os seguintes resultados: teor de umidade natural de 35%; peso específico natural de 13,5 kN/m^3; índice de vazios de 1,73; grau de saturação de 87%; intercepto de coesão de 25 kPa; e angulo de atrito interno de 22°. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento se elevam com o aumento da profundidade, podendo a coesão chegar a 50 kPa e o ângulo de atriro a 32°, ao se aproximar da alteração de rocha.

2.2 Caracterização da obra

A estrutura da edificação em análise é composta por elementos de concreto armado convencional, lajes nervuradas e um elemento enrijecedor tipo U, ao redor do vão do elevador. Para fins de análise estática, as vigas e pilares foram discretizados como elementos de barra e as lajes como grelha. As fundações foram em tubulões a céu aberto com base alargada com diâmetro de 3,20 m e altura de 1,50 m, com exceção das fundações do entorno da caixa do elevador que foram utilizadas sapatas, devido ao poço do elevador.

A sistematização aplicada nas escavações da obra, sinteticamente, baseia-se nas recomendações de Milititsky (2016). As contenções foram executadas com estacas escavadas espaçadas, de grande rigidez e ficha engastada em solo com boa capacidade de suporte ou em alterações de rocha. As escavações foram parciais tipo cachimbo, pois foram deixadas, estrategicamente, bermas sobre as estacas. A execução parcial da estrutura na periferia serviu de suporte a escavação até que fossem concretadas as lajes inferior e do piso do térreo, que definitivamente, serviram de apoio as estacas, formando um sistema perimetralmente fechado tipo diafragma.

As fundações foram discretizadas como tubulões e apoios rotulados, a cortina de estacas como parede cortina monolítica a estrutura em toda a sua extensão.



Sondagem	Profundidade (m)	Nível Água (m)
SPT 01	13,39	10,00
SPT 02	11,35	SECO
SPT 03	9,90	SECO
SPT 04	9,75	SECO

Figura 1. Visualização da prospecção geotécnica do local: A) Boletim de sondagem rotativa; B) e C) Visualização dos testemunhos e sigla de Classificação da Rocha. Fonte: Camerini e Serraglio (2022).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Durante as escavações, encontrou-se materiais não rochosos até a profundidade de 9 metros (NA), o que possibilitou uma escavação mais econômica, por outro lado, abaixo de 9 metros, o material rochoso encontrado ainda não era de boa qualidade. A presença do lençol freático nesta cota piorava as condições desfavoráveis. Isto implicaria, inevitavelmente, para a escavação a adoção de um sistema de bombeamento e na necessidade de estruturas de contenção mais robustas, o que também implicaria em aumento dos custos para esta etapa da obra. Umas das exigências do projeto era que a cortina ocupasse o menor espaço possível. Encontrou-se a presença de solos com boa capacidade de carga e estáveis desde a superfície até 10 m. Nesta profundidade os solos tornam-se duros, formando uma camada que avança até 12 m, onde inicia-se o afloramento rochoso.

Considerando os materiais disponíveis, a mão de obra da empreiteira e a possibilidade de execução de estacas escavadas na região, a solução com melhor custo-benefício seria contenções por cortinas de estacas

escavadas, em todo o perímetro da obra. Esta solução foi adotada no projeto. Devido a alta coesão apresentada pelo solo local, as estacas foram espaçadas no máximo com 50 cm entre faces e 1,0 m entre eixos, com trechos menores, por razões construtivas. Ao todo foram executadas 124 estacas nos 136 m de perímetro da escavação, com diâmetros máximos de 70 cm e profundidade variando entre 11-27 m. As estacas executadas possuíam comprimento livre variando entre 6 e 4 m, com ficha variando entre 5 e 13 m. O empuxo ativo considerado foi entre 120 e 150 kN/m e o passivo de 400 kN/m. A maioria das estacas utilizadas possuíam diâmetro de 50 cm, com capacidade de carga vertical média de 800 kN e horizontal de 300 kN, com 14 barras longitudinais de 16 mm e armadura horizontal de 6,3 mm a cada 10 cm. Em alguns trechos, onde nasciam pilares acima das estacas da cortina, foram adotados diâmetros de 60 cm, com 16 barras de 16 mm, e de 70 cm, com 18 barras de 16 mm, ambas com estribos de 6,3 mm cada 10 cm, onde estas últimas proporcionaram uma capacidade de carga vertical de 750 kN e horizontal de 100 kN. Na Figura 2 pode-se observar a planta de locação do estaqueamento utilizado como contenção.

Na Figura 3 observa-se a viga de coroamento sobre o estaqueamento executado. Essa viga possuía dimensões de 50 x 60 cm, com 10 barras de 16 mm superiores e inferiores, além de 3 barras de 16 mm na alma. O concreto utilizado para as contenções e fundações era usinado, com resistência à compressão característica de 30 MPa e aditivo impermeabilizante.

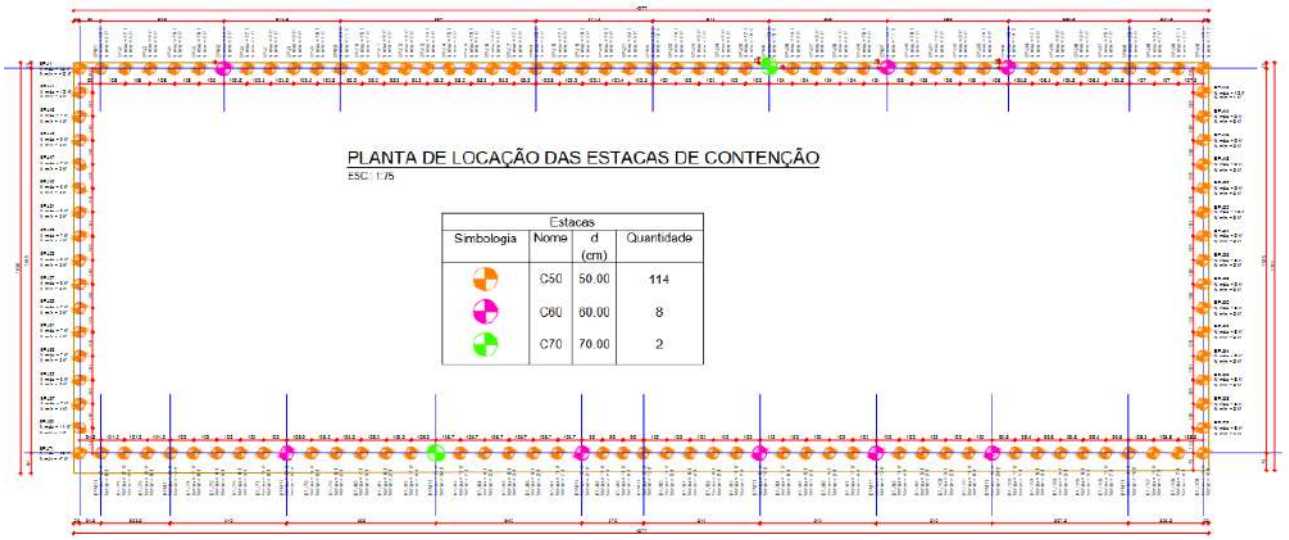


Figura 2 – Planta de locação das estacas que comporão a estrutura de contenção tipo cortina de estacas escavadas. Fonte: Camerini e Serraglio (2022).

Figura 3. Detalhe da viga de coroamento da cortina e esperas superiores antes das escavações. Fonte: Camerini e Serraglio (2022).

Para a construção das cortinas, primeiramente procedeu-se a execução de todas as estacas escavadas e a viga de coroamento. Em seguida foram realizadas as escavações no meio do terreno, para execução das fundações nessa região. Esta escavação central avançou perimetralmente, visando o avanço dos serviços de construção, deixando bermas tipo cachimbos laterais temporários sobre a contenção. Desta forma, neste momento, algumas estacas foram liberadas para combater os esforços horizontais. A partir desta etapa, realizaram-se vistorias periódicas semanais.

As inspeções foram realizadas através do método observacional, procedendo-se um monitoramento das deformações com anotações em relatórios e no diário de obras, tanto da estrutura de contenção, quanto nas edificações adjacentes e lindeiras. Previamente, foram estabelecidos limites aceitáveis de deformações, de 1/180 do vão livre, e um plano de contingência caso estas deformações extrapolassem o admissível. Este plano basicamente era composto por escoramentos extras temporários, drenagem e retirada de solos para alívio ou empilhamento tipo berma para contenção. Os equipamentos, materiais e mão de obra para a execução deste plano, permaneceram a disposição na obra até a conclusão da etapa construtiva das contenções.

O monitoramento foi complementado com placas finas de vidro sobre juntas, trincas e rachaduras, além da instalação de pinos com leitura de cota topográfica planialtimétrica. Produziu-se uma planta baixa (croqui) com a posição destes pontos, onde as anotações eram realizadas. Simultaneamente, foram monitorados pisos adjacentes, dentro de duas edificações vizinhas, da mesma forma, através de inspeção e medidas topográficas. Na próxima etapa, após a cura do concreto das estacas, procedeu-se as escavações dos cachimbos, culminando na escavação total das estacas até a profundidade prevista, que corresponde ao topo da ficha (Figuras 4 e 5). Neste momento, ocorreu a transferência total dos esforços de empuxos e sobrecargas sobre as estacas liberadas, que se comportam neste momento como balanços sobre apoio engastado.

Figura 4. Detalhe das escavações das estacas e seus espaçamentos. Fonte: Camerini e Serraglio (2022).

Figura 5. Detalhes da escavação dos cachimbos, avanço das escavações e liberação total do comprimento livre das estacas sobre esforços. Fonte: Camerini e Serraglio (2022).

Também foram realizados procedimentos de proteção com lonas, contra águas pluviais e erosão, drenagem de pé e bombeamento forçado em poço coletor. Seguiu-se o preenchimento dos nichos entre as estacas, simultaneamente a execução das fundações tipo tubulão, e levantamento da mesoestrutura de concreto armado. Nesta etapa, devido ao apoio das lajes sobre as cortinas, os esforços se redistribuem novamente, migrando parte importante destes esforços para a mesoestrutura. Ressalta-se que esta redistribuição ocorreu por etapas planejadas. Por estas razões as estacas foram dimensionadas com armadura a flexão, cisalhamento e com rigidez suficientes para absorver estes esforços horizontais e deformações, conforme detalhe na Figura 6. O dimensionamento pautava-se por quatro (4) principais hipóteses (Hi, i=1 a 4), a seguir: Duas dessas (H1 e a H2), como um balanço sobre engaste bem na interface entre a ficha eu comprimento livre, nas seguintes formas: H1 trabalhando sozinha com cachimbos adjacentes; e H2 totalmente livre. A terceira hipótese de cálculo, H3, é quando elas passam a ter um apoio intermediário, bem no centro, com a extremidades superior livre, e a base engastada, fato que ocorre no final da construção da laje de piso da garagem superior; e a quarta (4), H4, última hipótese, as estacas passam a ser biapoiadas e engastadas na base, com a concretagem da laje de piso do pavimento térreo, condição esta final e permanente. Estas hipóteses contemplavam a exigência de deslocamentos desprezíveis, para qualquer etapa da construção, o que por sua vez, exigiu diâmetros mínimos de 50 cm, respeitando os estados limites de utilização, como preconiza a NBR 6118 (ABNT, 2023), e afetando o mínimo os entornos da escavação.

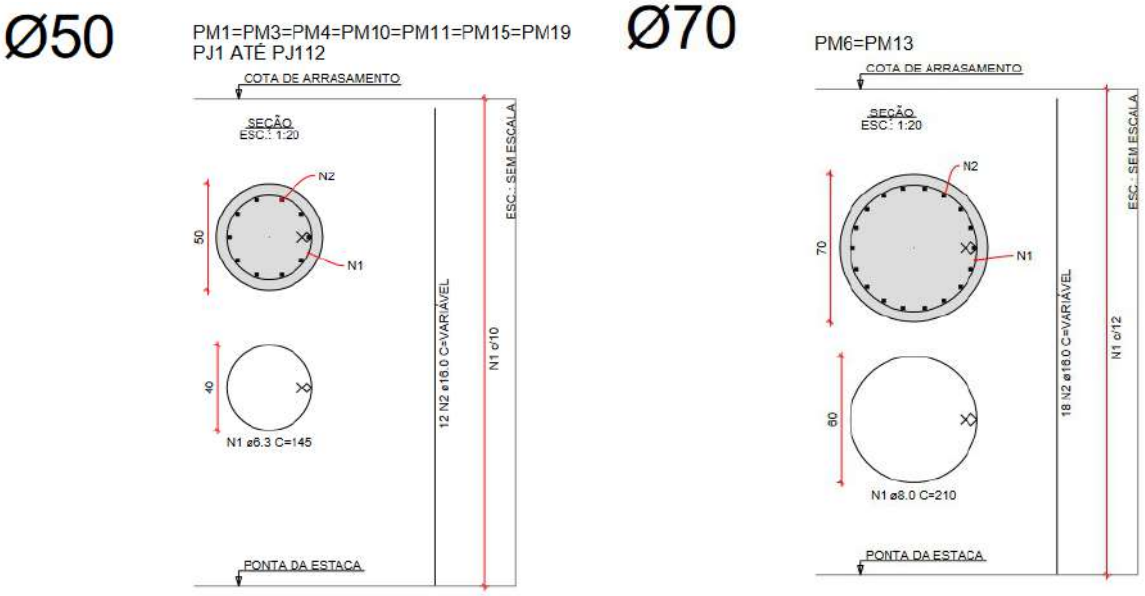


Figura 6. Detalhe estrutural das estacas para dimensionamento a esforços verticais e horizontais. Fonte: Camerini e Serraglio (2022).

Por conseguinte, a mesoestrutura foi se elevando e, por sua vez, apoiando a estrutura de contenção. Destaque para o sistema de lajes que teve esta função em dois pontos especiais. Na sequência construtiva, o primeiro ponto, a laje de piso da garagem inferior, onde o piso armado, apoiou e engastou a interface de transição entre o comprimento livre da cortina e sua ficha (Figura 7). O segundo, ponto de apoio, é a laje de piso da garagem superior, aproximadamente, apoiando no meio do comprimento livre das estacas das cortinas, como ilustrado na Figura 8. Neste momento a cortina passa a ter um comportamento estrutural biapoiado, com a extremidade livre. A terceira etapa é a concretagem da laje de piso do pavimento térreo, apoiando no topo das estacas da cortina (Figura 9). Estas etapas contemplam as 4 hipóteses e foram simuladas nesta sequência, ocorrendo a redistribuição de esforços finais previstos na interação da contenção com a estrutura. Esta interação foi verificada e controlada, por etapas de elevação, em software de dimensionamento de edificações em concreto armado, devido a interação estrutural entre as lajes e a cortina e, consequentemente, ocorrendo o alívio da solicitação nas estacas de contenção e a transferência de uma grande parte dos esforços horizontais às lajes supracitadas.

Figura 7. À esquerda a escavação do terreno, permanecendo as estacas enterradas apenas comprimento de ficha de projeto, e à direita o início dos pilares da mesoestrutura sobre os tubulões. Fonte: Camerini e Serraglio (2022).

Figura 8. À esquerda de piso da garagem inferior: primeiro apoio das cortinas, onde acaba a fixa e inicia o comprimento livre. À direita preparação para concretagem do apoio intermediário: laje de piso da garagem 1. Fonte: Camerini e Serraglio (2022).

Figura 9. A esquerda laje de apoio intermediário do piso da garagem 1, intermediária, e a direita, piso da Garagem 2, superior, apoiando a parte superior final da cortina. Fonte: Camerini e Serraglio (2022).

O monitoramento dos deslocamentos foi ampliado e, devido a estabilização das deformações, continua sendo realizado semestralmente na obra. Até o momento, tendo sido transcorrido dois anos, não foram constatadas deformações ou deslocamentos importantes.

Ressalta-se ainda a importância da elaboração de um laudo das condições das construções vizinhas com a presença de profissional geotécnico, assim como o acompanhamento dessas condições durante a execução das escavações e construção das cortinas. Isto possibilita que decisões imediatas sejam tomadas,

conjuntamente com o projetista estrutural, quando constatados comportamentos não esperados. Esta rapidez é imprescindível para manter a estabilidade das escavações e evitar acidentes.

5 CONCLUSÕES

O presente estudo de caso demonstrou que, para a edificação residencial com subsolos, com construções adjacentes sensíveis à deformação e executada em solos residuais de basalto e riolito da Formação Serra Geral, os procedimentos, tanto de segurança quanto estruturais, aplicados foram satisfatórios para manter a segurança das escavações e o posterior desempenho estrutural do sistema de contenção.

A rigidez do sistema de contenção foi suficiente para manter um nível de deformações desprezíveis. A vista disso, este sistema de contenção é especificado como: cortina em estacas escavadas, espaçadas, executadas por todo o perímetro escavado, com travamento posterior da mesoestrutura, mais especificamente por lajes da própria edificação no topo, meio e base da cortina. Do método top-down de Milititski (2016), aproveita-se a ideia de escavar após conter os solos, assim obtendo deformações desprezíveis, e um grau de segurança elevado durante as escavações. Da mesma forma o aproveitamento da mesoestrutura como apoio perimetral. Da mesma forma a concepção do projeto, planejamento da execução da obra, e os conceitos estruturais aplicados, também foram bem-sucedidos.

O controle tecnológico das deformações, durante e após a construção, confirma a potencialidade na prática dos sistemas que utilizam escavação com estacas escavadas e a mínima interferência deste tipo de escavações nas edificações, estruturas e infraestruturas adjacentes e seus entornos. O laudo de vizinhança e o plano de contingência, assim como, o acompanhamento permanente de engenheiro geotécnico conjuntamente aos projetistas estruturais são de suma importância.

Todavia, recomenda-se como melhoria ao controle de desempenho do sistema, em construções semelhantes, a execução de pinos de referência (*benchmark*) tanto no sistema de contenção quanto em estruturas adjacentes para medida das deformações. Por conseguinte, as observações na obra em estudo demonstram que o preenchimento dos nichos entre estacas deve ser realizado o mais rápido possível e que o sistema de proteção e drenagem contra erosão hídrica devem ser mantidos permanentemente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023) *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado – procedimento.* Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

Biavati, F. (2017) *Determinação e análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo residual de basalto do Campus Erechim–RS em condições naturais e inundadas*. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de graduação em Engenharia Ambiental e Sanitária. Universidade Federal da Fronteira Sul, Erechim, 70 f.

Camerini, G. G.; Serraglio, T. L. (2022). *Projetos: fundações, contenções e estrutural do prédio localizado em Erechim-RS.* Erechim: Brusqui Engenharia e Pavibras Engenharia, Fundações e Sondagens (Publicação interna). 50 p.

Milititsky, J. (2016) *Grandes escavações em perímetro urbano.* São Paulo: Oficina de Textos. 144 p.

Serviço Geológico do Brasil – CPRM (2004). *Unidades litoestratigráficas - 1:1.000.000*. Belo Horizonte: CPRM. Disponível em: <https://geosgb.sgb.gov.br/>. Acesso em: 3 jul. 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/194

Contenção Em Solo Grampeado Com Trecho Em Argila Orgânica

Antônio Felipe de Miranda
Engenheiro Civil, Solotrat Engenharia Geotécnica, São Paulo, Brasil, felipe.miranda@solotrat.com.br

George Joaquim Teles de Souza
Engenheiro Civil, Diretor, Solotrat Engenharia Geotécnica, São Paulo, Brasil, georgeteles@solotrat.com.br

Ricardo Brendolan
Engenheiro Civil, Gerente Comercial, Solotrat Engenharia Geotécnica, São Paulo, Brasil, ricardo@solotrat.com.br

José Eduardo Moeller Hosken
Engenheiro Civil, Diretor, MHosken Consultoria de Fundações e Mecânica dos Solos, Santo André, Brasil, hosken@mhosken.com.br

RESUMO: Para a construção de um edifício residencial na região do Tatuapé em São Paulo, foram previstos 2 subsolos para vagas de garagem do empreendimento. No local do empreendimento as sondagens encontraram a presença de argila orgânica até a profundidade média de 2,50 metros, argila silto arenosa entre as profundidades médias de 2,50 metros a 4,00 metros e areia fina e média entre as profundidades médias de 4,00 a 9,00 metros. O nível do lençol freático estava localizado a cerca de 1,00 metro de profundidade. A obra foi realizada através da técnica de solo grampeado. Este artigo abordará sobre o processo executivo, etapas construtivas, dificuldades de execução e também a eficiência do solo grampeado, que se adequa a qualquer situação.

PALAVRAS-CHAVE: Solo Grampeado, Drenagem, Contenção de talude

ABSTRACT: For the construction of a residential building in the Tatuapé, region of São Paulo, two basements were planned for the development's parking spaces. At the project site, the surveys found the presence of organic clay up to an average depth of 2.50 meters, sandy silt clay between average depths of 2.50 meters to 4.00 meters and fine and medium sand between average depths of 4.00 to 9.00 meters. The water table level was located at about 1.00 meters deep. The work was carried out using the nailed soil technique. This article will address the executive process, constructive stages, execution difficulties and also the efficiency of nailed soil, which is suitable for any situation.

KEYWORDS: Soil Nailing, Drainage, Slope Containment

1 Introdução

Foi necessário a realização de uma contenção para a implantação de edifício residencial no bairro Tatuapé, em São Paulo. O edifício necessitou de dois níveis de subsolo para a distribuição das vagas de garagem. Para o início dos estudos sobre o tipo de contenção a ser utilizada e viabilidade da obra, foi realizada uma campanha de sondagem no local. A figura 1 apresenta o trecho do relatório de um ponto de sondagem realizado no local.

Este trabalho leva em conta somente as atividades de execução da contenção em solo grampeado e não mostra detalhes da concepção do projeto da contenção.

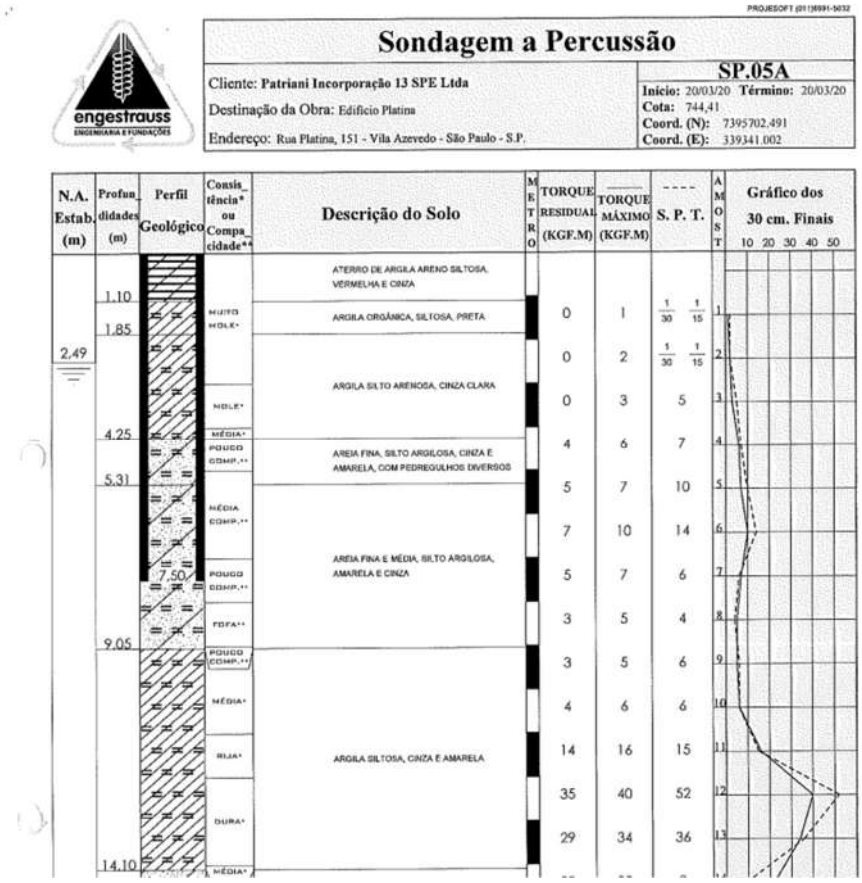


Figura 1. Relatório de sondagem

Conforme visto através da Figura 1, o terreno apresenta o nível d'água na profundidade em torno de 2,50 metros e características de solo de forma variegadas, alterando entre argila e areia, apresentando trecho em argila orgânica.

Tendo em vista as características do solo, o método de contenção proposto foi o de solo grampeado. O projeto foi dimensionado para ser executado com grampos sub-horizontais injetados em malha de 0,85 metros na horizontal e 0,75 metros na vertical e com utilização de armação composta por 1 barra de aço CA-50 ø 16 mm. A Figura 02 apresenta um trecho do projeto da contenção onde é mostrado o espaçamento dos grampos.

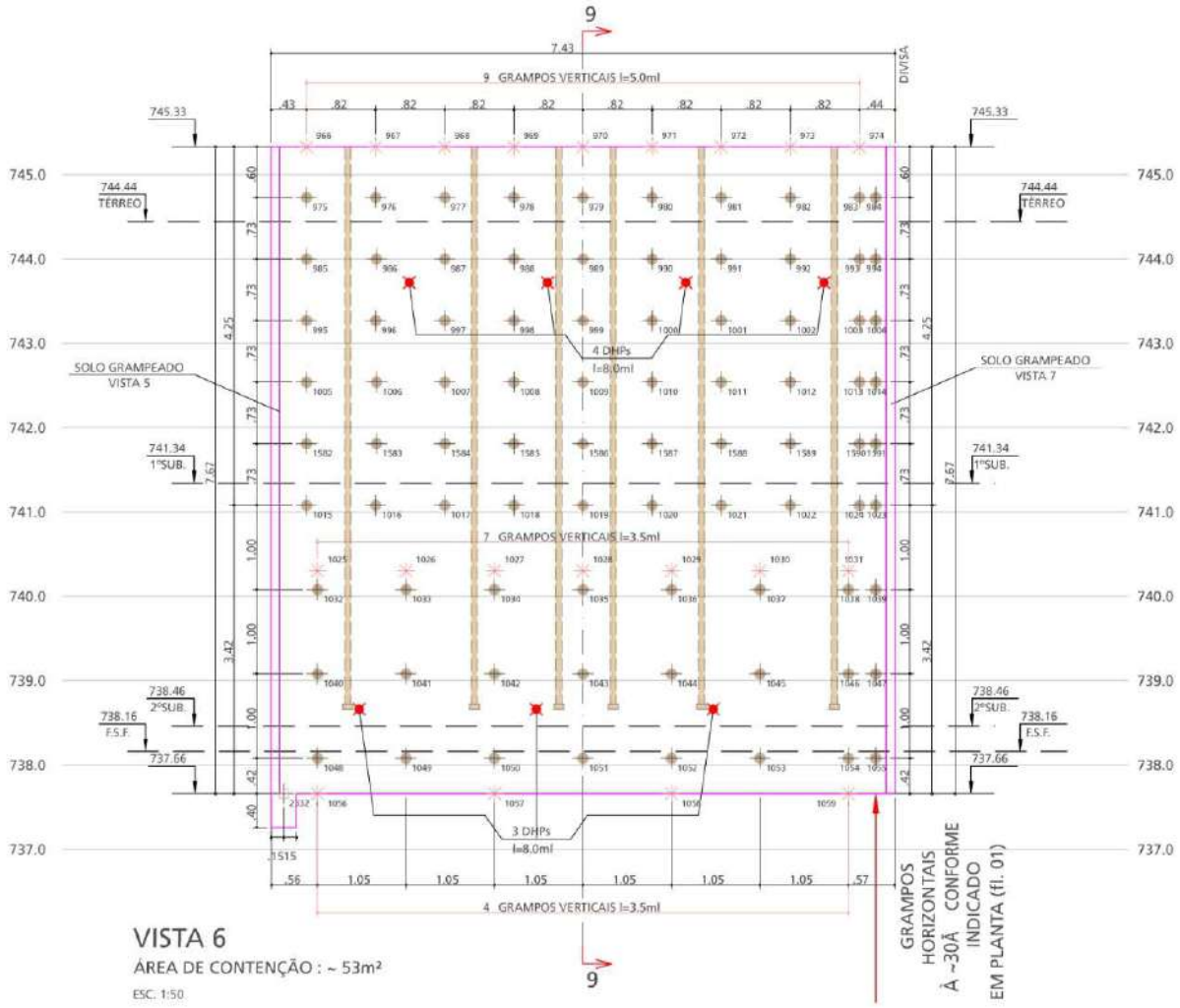


Figura 02: Recorte do projeto

Para o revestimento da face da contenção foi utilizado concreto projetado via seca fck=20 MPa, preparado *in loco*, provido de fibra sintética de polipropileno na proporção de 6 kg/m³ e com espessura de 10 centímetros. Devido às características do terreno, o projeto também considerou a utilização de tela metálica soldada nervurada com espaçamento longitudinal e transversal de 10 centímetros e peso de 2,20 kg/m².

Como o método de cálculo adotado pelo projeto trata o solo grampeado como bloco monolítico, logo não considera que o paramento tem função estrutural. Os grampos possuem sua ponta dobrada e embutida no paramento de concreto projetado. A Figura 3 apresenta o corte 9-9 do projeto.

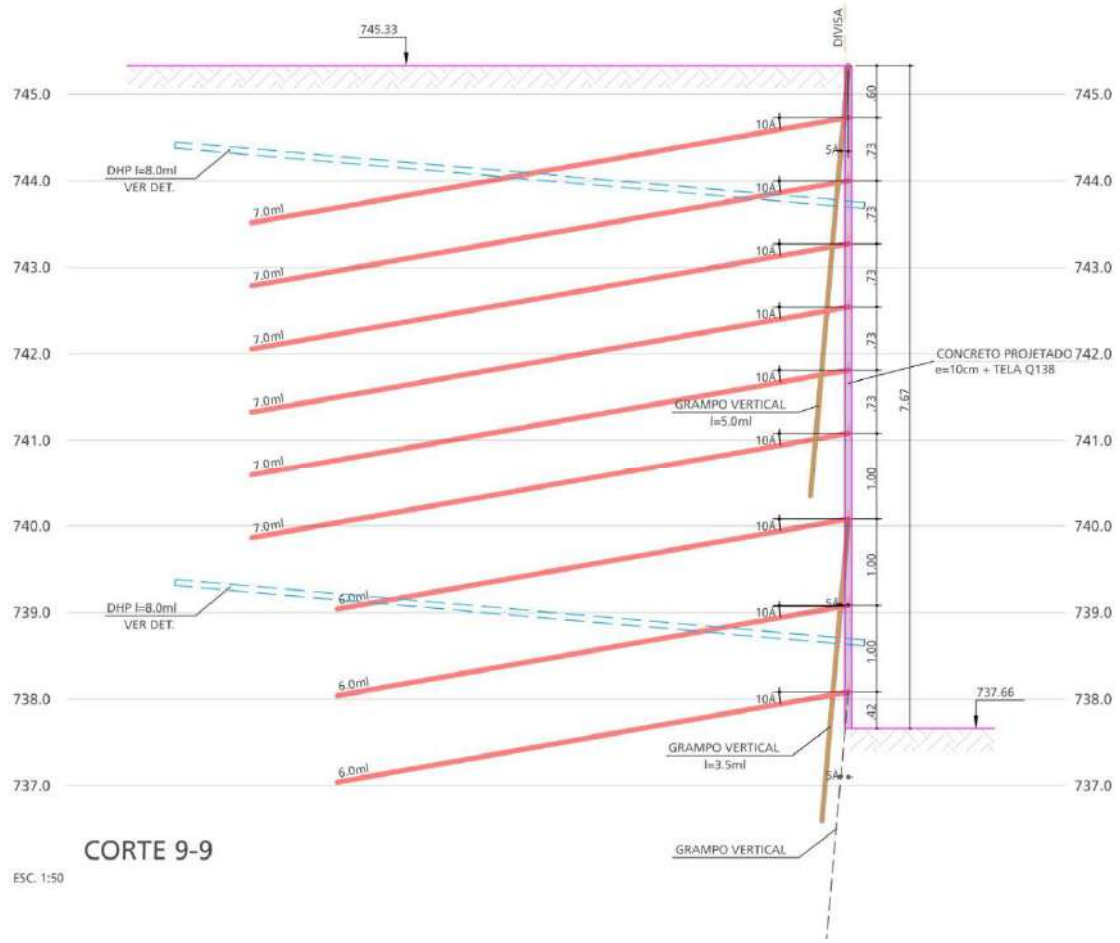


Figura 3. Corte 9-9 do projeto

Conforme apresentado pela Figura 3, os grampos sub-horizontais instalados na obra possuíam profundidade de 7,0 metros nas 6 primeiras linhas e 6,0 metros nas três linhas finais da contenção. Para melhorar as condições do terreno durante a escavação, foram também instalados grampos verticais injetados, conforme mostrado na figura 3.

2 Metodologia executiva

2.1 Processos construtivos

Antes do início das escavações foram executados os grampos verticais injetados. A injeção setorizada melhora as características geotécnicas do solo, pré comprimindo o terreno, reduzindo deformações e criando uma condição mais segura às escavações para abertura dos nichos. A Figura 4 apresenta a perfuração de grampos verticais.

Figura 4. Perfuração de grampos verticais

Após os grampos verticais estarem com as injeções realizadas, dá-se início à abertura de escavações conforme as delimitações do projeto. Para orientar as escavações e facilitar o acompanhamento, garantindo o alinhamento e a prumada da obra, são instalados gabaritos ao longo do perímetro da contenção. A Figura 05 apresenta um trecho da obra com o início das escavações para o solo grampeado.

Figura 5. Início das escavações para o solo grampeado

É possível notar através da Figura 05 que, no trecho apresentado, os grampos sub-horizontais já foram concluídos garantindo a estabilidade da escavação, e que o trecho já conta com a tela metálica instalada. Está sendo instalado o sarrafo que delimita a crista da contenção. Durante a execução da obra foi encontrado presença de água, conforme a sondagem já havia mostrado. A junção dessa presença de água no terreno e a baixa qualidade do solo resultou em grandes dificuldades executivas para a obra, com grande número de desplacamentos de solo durante as escavações. Esses desplacamentos causaram retrabalho na execução e também sobreconsumo de concreto. A Figura 6 apresenta um trecho com o solo trincado, onde está prestes a ocorrer o desplacamento e o local após a ocorrência do mesmo. Também é possível observar o dreno horizontal profundo (DHP) com surgência de água.

Figura 6. Trinca onde ocorrerá desplacamento e talude após a ocorrência

Após ser constatado o desplacamento do solo, é preciso realizar a limpeza do material rompido, como mostra a Figura 6 acima, e a posterior aplicação de uma camada de concreto projetado inibindo a evolução da erosão e protegendo o local para a instalação da tela metálica adicional. Esta além ajudar no suporte da próxima camada de concreto projetado que será aplicada para preencher o vazio resultante do desplacamento do solo, serve de reforço estrutural localizado. A Figura 07 apresenta o trecho já com a tela instalada.

Figura 7. Trecho já com a tela metálica instalada

É necessário que as ações para correção do desplacamento sejam tomadas de forma rápida, tendo em vista que este pode ter continuidade e ocasionar danos à contenção executada acima do local desplacado. A evolução da erosão pode vir a causar vazios atrás do paramento de concreto já finalizado, no trecho superior ao trecho rompido.

Uma forma de reduzir os desplacamentos do solo foi rebaixar a escavação no centro da obra, rebaixando o nível do lençol freático e reduzindo o surgimento de água nas escavações para a contenção. A Figura 08 apresenta um trecho da obra com a escavação realizada. É possível notar a presença de água na escavação.

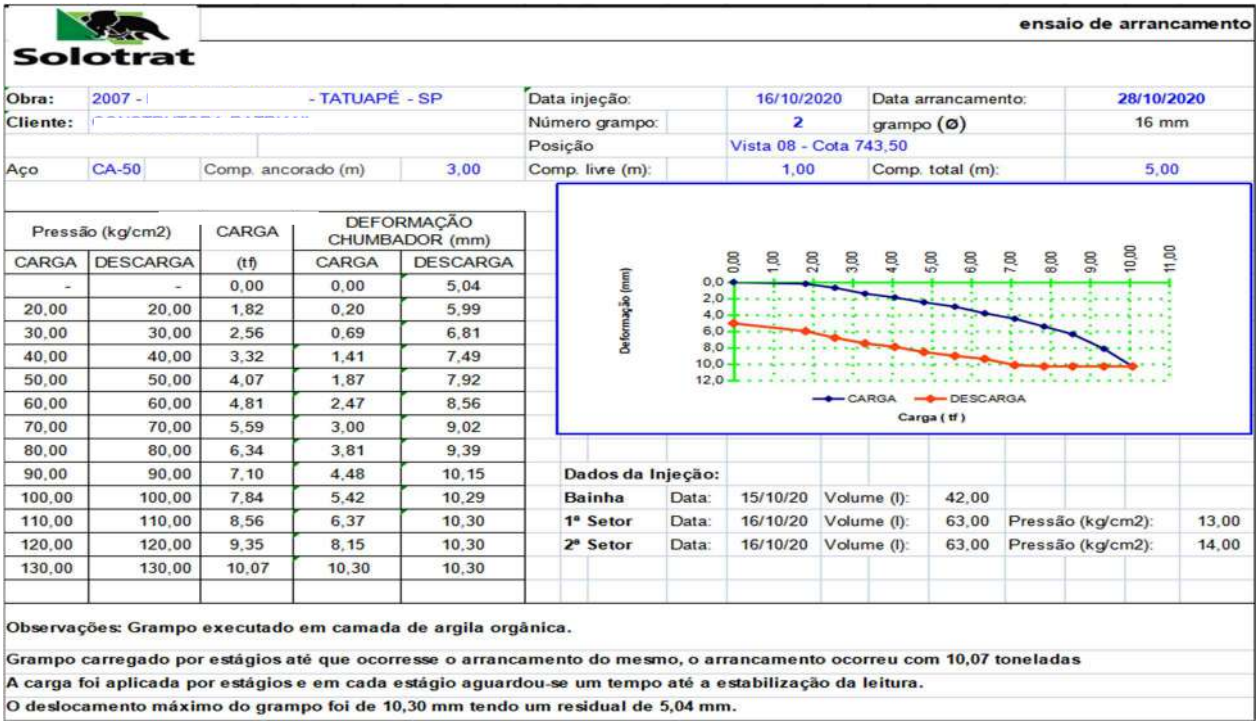
Figura 8. Escavação no centro da obra para rebaixar o lençol freático

Através da figura acima, pode-se também notar a cor escura do solo no trecho da argila orgânica. Como também é possível observar a mudança de tonalidade no trecho em argila orgânica, que apresenta a tonalidade preta e o trecho em argila silto arenosa que apresenta a tonalidade cinza clara.

Como medida de controle de qualidade da execução, foram realizados ensaios de arrancamento em alguns grampos de teste, de forma a aferir os valores esperados de suporte de carga por metro linear de grampo. Foram executados 3 ensaios de arrancamento de forma a verificar a resistência dos grampos em diferentes tipos de solo. A Figura 9 apresenta o ensaio de arrancamento sendo realizado.

Figura 9. Ensaio de arrancamento

O ensaio de arrancamento como pode ser visto através da Figura 9 é realizado através de um conjunto hidráulico, macaco-bomba-manômetro, que deve ser previamente calibrado em laboratório. De modo a distribuir a concentração de cargas resultantes do ensaio, também são utilizados uma mesa de protensão e pranchas de madeira, para que, dessa forma, a carga fique dividida em uma área maior. Para se acompanhar os deslocamentos do grampo são utilizados dois relógios comparadores com precisão de 0,01 milímetros. A execução do ensaio se dá através do carregamento do grampo por estágios e a leitura da deformação nos estágios de carregamento previamente definidos. A Figura 10 apresenta o boletim do ensaio de arrancamento realizado no trecho de argila orgânica.



Solotrat — ensaio de arrancamento

Obra:	2007 -	- TATUAPÉ - SP		Data injeção:	16/10/2020	Data arrancamento:	28/10/2020
Cliente:				Número grampo:	2	grampo (ø)	16 mm
				Posição	Vista 08 - Cota 743,50		
Aço	CA-50	Comp. ancorado (m)	3,00	Comp. livre (m):	1,00	Comp. total (m):	5,00

Pressão (kg/cm2)		CARGA	DEFORMAÇÃO CHUMBADOR (mm)	
CARGA	DESCARGA	(tf)	CARGA	DESCARGA
-	-	0,00	0,00	5,04
20,00	20,00	1,82	0,20	5,99
30,00	30,00	2,56	0,69	6,81
40,00	40,00	3,32	1,41	7,49
50,00	50,00	4,07	1,87	7,92
60,00	60,00	4,81	2,47	8,56
70,00	70,00	5,59	3,00	9,02
80,00	80,00	6,34	3,81	9,39
90,00	90,00	7,10	4,48	10,15
100,00	100,00	7,84	5,42	10,29
110,00	110,00	8,56	6,37	10,30
120,00	120,00	9,35	8,15	10,30
130,00	130,00	10,07	10,30	10,30

Dados da Injeção:						
Bainha	Data:	15/10/20	Volume (l):	42,00		
1ª Setor	Data:	16/10/20	Volume (l):	63,00	Pressão (kg/cm2):	13,00
2ª Setor	Data:	16/10/20	Volume (l):	63,00	Pressão (kg/cm2):	14,00

Observações: Grampo executado em camada de argila orgânica.
Grampo carregado por estágios até que ocorresse o arrancamento do mesmo, o arrancamento ocorreu com 10,07 toneladas
A carga foi aplicada por estágios e em cada estágio aguardou-se um tempo até a estabilização da leitura.
O deslocamento máximo do grampo foi de 10,30 mm tendo um residual de 5,04 mm.

Figura 10. Boletim de ensaio de arrancamento em grampo executado em argila orgânica

Os resumos dos ensaios de arrancamento executados na obra estão apresentados na Tabela 01.

Tabela 1. Resumo dos ensaios de arrancamento realizados

Tipo de solo	Carga do arrancamento (tf)	q_s de ensaio (kPa)	Deformação máxima (mm)	Deformação residual (mm)
Argila orgânica	10,07	104,78	10,30	5,04
Areia fina silto-argilosa	13,13	136,62	11,79	4,45
Areia siltosa	13,89	144,53	14,01	6,89

Ao avaliar a Tabela 01 acima é possível notar que o grampo ensaiado no trecho de argila orgânica apresenta um valor de q_s satisfatório, sendo o valor de 104,78 kPa. Porém ao se comparar com os outros solos presentes na obra, temos que o grampo na argila orgânica apresenta um valor de q_s 23,3% menor que o valor de q_s da areia fina silto argilosa, e apresenta um valor de q_s 27,5% menor que o valor de q_s da areia siltosa.

3 Conclusão e considerações finais

Conclui-se que o tipo de solo, seja ele argiloso, siltoso, argilo siltoso ou com predominância de areia, interfere no resultado do ensaio de arrancamento. Sendo necessário executar as injeções setorizadas nos grampos, do mesmo jeito que um tirante precisa de injeção no bulbo para que a ancoragem funcione.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-2. Muros e taludes em solos reforçados - Parte 2: Solos Grampeados. Avenida Treze de Maio, 13 - 28º andar - Centro, Rio de Janeiro/RJ.

Souza, G.J.T.; Pitta, C.A.; Zirlis, A.C. (2013) *Alguns detalhes da prática de solo grampeado.* In: VI COBRAE – CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS – 2013, Angra dos Reis/RJ. Anais ABMS. p. 1-25.

SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Manual de Serviços Geotécnicos. 6ª Edição. P. 5 - 21. Solotrat Engenharia Geotécnica, 2018. São Paulo/SP.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/195

Controle de qualidade de calda de cimento para execução de grampos

Max Gabriel Timo Barbosa
Diretor, SCO Engenharia Geotécnica, Brasília, Brasil, max.barbosa@sco.eng.br

Max Valério Rodrigues Barbosa
Diretor, SCO Engenharia Geotécnica, Brasília, Brasil, max@sco.eng.br

RESUMO: A norma de referência que tem sido utilizada para controle de qualidade de calda de cimento para grampos em solo é a NBR 7681/2013. Entretanto, a referida norma não é condizente com aplicações geotécnicas, com exigências incompatíveis com a NBR 16920-2/2021. Este trabalho sugere controle de qualidade para a calda de cimento para uso em grampos, com controle de viscosidade via funil Marsh e reômetro, enfatizando a avaliação na performance dos grampos feita nos ensaios de arrancamento, conforme preconiza a NBR 16920-2/2021. Essa sugestão baseia-se no espectro de resistências de caldas de fator água-cimento entre 0,5 a 0,7, e do fato que caso a calda porventura tenha resistência inferior à necessária de projeto, o grampo não passaria nos ensaios de arrancamento.

PALAVRAS-CHAVE: Controle de qualidade, solo grampeado, calda de cimento.

ABSTRACT: The reference standard that has been used for quality control of cement grout for soil nails is NBR 7681/2013. However, that standard is not consistent with geotechnical applications, with requirements incompatible with NBR 16920-2/2021. This work suggests quality control for the cement grout for use in nails, with viscosity control via Marsh funnel and rheometer, emphasizing on the performance of the soil nails made in the pullout tests, as recommended by NBR 16920-2/2021. This suggestion is based on the resistance spectrum of grouts with a water-cement factor between 0.5 and 0.7, and the fact that if the grout has a lower resistance than the required in design, the soil nail would not pass the pullout tests.

KEYWORDS: Quality control, soil nailing, cement grout

1 INTRODUÇÃO

A ausência de especificações detalhadas quanto às características do controle de qualidade de calda de cimento nas normas NBR 5629/2018 “Tirantes ancorados no terreno — Projeto e execução”, e a NBR 16920- 2/2021” Muros e taludes em solos reforçados Parte 2: Solos grampeados”, em que apenas a resistência aos 28 dias é especificada, gera incertezas não somente durante a execução, mas também no que diz respeito ao projeto de estruturas enterradas.

Em virtude dessa significativa lacuna, é frequentemente observado que projetistas e contratantes, mesmo sem ambas normas brasileiras mencionarem, acabam por especificar a NBR 7681/2013 “Calda de cimento para injeção” e seus anexos como norma de referência para o controle de qualidade. No entanto, a despeito de sua nomenclatura, esta norma possui um escopo completamente distinto das aplicações geotécnicas em pauta. A NBR 7681/2013 é voltada para a injeção de calda de cimento em tendões de concreto protendido, com foco em lajes e vigas, tornando-se inaplicável para o contexto de grampos ou tirantes de barra, como será explanado no decorrer deste artigo.

Portanto, o presente estudo tem como propósito a apresentação de um sistema de controle de qualidade destinado à calda de cimento utilizada em grampos e, fundamentalmente, por em pauta junto à comunidade geotécnica a necessidade de procedimento normativo de controle de calda de cimento para aplicações de grampos e tirantes. A base para tal delineamento é construída a partir das investigações realizadas por Barbosa (2018) e ainda toma como referência a norma britânica BS EN 12715:2000 (Execution of special geotechnical work - Grouting).

2 CONTROLE DE QUALIDADE DE CALDA DE CIMENTO

A atual situação do controle de qualidade de calda de cimento em aplicações geotécnicas revela uma notável falta de padronização, o que culmina em uma variedade de abordagens adotadas por diferentes empresas e contratantes. Esta ausência de uniformidade torna-se evidente na interpretação dada a diretrizes normativas, resultando em procedimentos divergentes na avaliação da qualidade da calda de cimento utilizada.

O panorama atual é caracterizado por uma ampla gama de práticas. Algumas empresas optam por submeter corpos de prova cilíndricos de calda de cimento a ensaios, a fim de avaliar sua resistência e propriedades mecânicas. Outras empresas buscam atender rigorosamente às recomendações da norma NBR 7681/2013, a qual é originalmente direcionada à injeção de calda de cimento para preenchimento de tendões de concreto protendido em lajes e vigas. Por outro lado, outras ainda propõem a adoção do padrão de calda de cimento estabelecido para microestacas, conforme descrito na NBR 6122/2022.

Cada uma destas abordagens apresenta suas vantagens e considerações específicas. No entanto, a falta de uniformidade nos critérios de avaliação e controle de qualidade gera incerteza e inconsistência na condução das atividades de injeção de calda de cimento. Esta situação é particularmente preocupante quando há a exigência da aplicação da norma NBR 7681/2013, a qual não possui enfoque em aplicações geotécnicas relacionadas a grampos.

Essa variação de procedimentos em decorrência da falta de padronização cria um cenário onde as empresas executoras e contratantes frequentemente precisam se adaptar aos requisitos específicos de cada projeto, muitas vezes influenciados pelas particularidades das empresas envolvidas nos serviços. Como resultado, a insegurança em relação ao progresso das atividades de injeção de calda de cimento surge como um desafio significativo, o que destaca a necessidade de uma abordagem mais coerente e uniforme no controle de qualidade desse material em aplicações geotécnicas.

Especificamente quanto aos grampos em solo, a principal função destes numa estrutura de solo grampeado é atingir a resistência ao arrancamento de projeto, denominada q_s, satisfatoriamente ao longo da vida útil da estrutura. Dentro desse espectro, além do atingimento do q_s mínimo de projeto, a NBR 16920- 2/2021, estabeleceu um f_{ck} mínimo de 25 MPa para as caldas de cimento das bainhas dos grampos, além de fator água-cimento (a/c) máximo de 0,5 para as bainhas e 0,7 para as reinjeções.

Entretanto, como a referida norma não apresenta procedimento de controle de qualidade, há o uso da NBR 7681/2013 para controle de campo das caldas de cimento. Esse uso pode ser detrimental ao atingimento do q_s almejado, já que apesar de caldas de melhor resistência terem tendência de melhor resistência ao arrancamento (Moosavi *et al.*, 2005), a resistência ao arrancamento é também influenciada pela rugosidade da interface solo-grampo (Barbosa, 2023). Pela NBR 7681/2013 há um fator a/c máximo de 0,4, recomendação de uso de água refrigerada, índice de fluidez máximo de 12 segundos, exsudação máxima de 2% e resistência mínima à compressão de 35 MPa, exigências que além de estarem em desconformidade com a NBR 16920- 2/2021, ainda podem gerar caldas pouco rugosas, de forma detrimental à resistência ao arrancamento de grampos em solo.

3 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DA CALDA NA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO

Estudos como os realizados por Moosavi et al. (2005) e Han et al. (2022) têm detalhadamente analisado a influência da resistência à compressão simples das caldas de cimento em diferentes interfaces. Essas pesquisas evidenciam que a principal interface afetada pela resistência à compressão simples é a interface barra-calda de cimento. Essa interface demonstra ser mais robusta em termos de resistência quando comparada à interface solo-calda de cimento (q_s).

Essa descoberta tem significativas implicações no contexto de controle de qualidade e projeto. Ainda que o foco na interface barra-calda de cimento seja crucial, vale ressaltar que um projeto com um baixo valor de q_s não necessariamente demanda a utilização de uma calda de cimento de resistência à compressão excepcionalmente alta. Essa percepção contrasta com o cenário vigente, em que a norma de solo grampeado (NBR 16920-2/2021) estabelece um patamar mínimo de 25 MPa de resistência à compressão. Tal requisito mínimo, embora importante, tende a dificultar a aplicação de solo grampeado em cenários temporários. Isso, por sua vez, implica que projetos que poderiam se beneficiar de especificações de resistência à compressão

mais baixas, como 20 MPa, como em microestacas injetadas, ou 15 MPa, como em tirantes, enfrentam dificuldades em termos de conformidade normativa.

Portanto, embora a atenção à interface barra-calda de cimento seja essencial, os resultados desses estudos sustentam a necessidade de uma reavaliação dos padrões normativos atuais. Uma flexibilização desses padrões poderia permitir uma gama mais ampla de opções para engenheiros geotécnicos ao especificar as resistências das caldas de cimento e possibilita maior ênfase ao controle de qualidade mais assertivo, considerando a natureza variável das aplicações e suas exigências específicas de projeto.

4 CONTROLE DE QUALIDADE DESTINADO À CALDA DE CIMENTO UTILIZADA EM GRAMPOS

Embora a norma britânica de calda de cimento, BS EN 12715:2000, estabeleça um conjunto de 16 parâmetros para o controle de calda de cimento em aplicações geotécnicas, com muitos deles relacionados à reologia do fluido, é interessante notar que a utilização de medidas de reologia, como aquelas obtidas através de funil Marsh para medida de viscosidade e reômetros como o de Lombardi, que mede a coesão da calda de cimento, juntamente com a resistência à compressão simples, proporciona a obtenção de três parâmetros mensuráveis, além do próprio fator água-cimento. Esses parâmetros podem ser incorporados em cálculos simplificados de permeabilidade de calda e estimativa do diâmetro efetivo do grampo.

Esses controles relativos à reologia da calda de cimento tornam-se mais importantes sob a luz da observação de Hyett et al. (1992), conforme Figura 1, que constatou que, para fatores água-cimento de até 0,7, em condições controladas, independentemente do tipo de cimento utilizado em sua pesquisa e considerando a minimização de incertezas ligadas à moldagem, conservação e ruptura de corpos de prova, a resistência característica atingiu valores superiores a 20 MPa aos 28 dias.

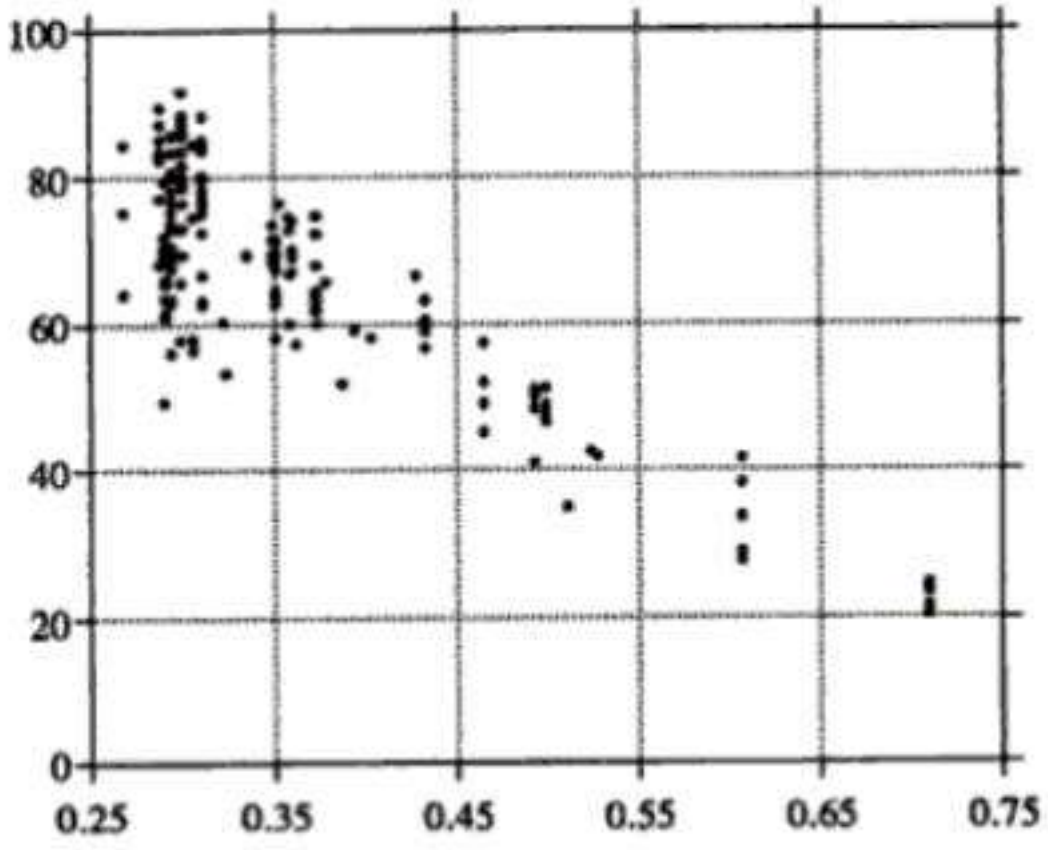


Figura 1. Relação fator água/cimento vs resistência à compressão uniaxial da calda de cimento. Figura extraída de Hyett *et al.* (1992)

Esse achado de Hyett *et al.* (1992) sugere a possibilidade de antecipar a fase de moldagem de corpos de prova para o início dos trabalhos, concentrando os controles durante a obra no traço e na reologia da calda de

cimento, o que oferece uma avaliação mais realista das condições de injeção que gerarão grampos de melhor interface solo-grampo em comparação ao controle baseado apenas na ruptura de corpos de prova, com a resistência mínima de 20 MPa sendo de maior confiabilidade de atingimento que a resistência mínima de 25 MPa e também sendo a resistência recomendada pela FHWA (2015). E, como relatado, como o principal parâmetro a ser observado nas estruturas de solo grampeado é o q_s, vê-se que a NBR 16920-2/2021 pode ser atualizada não só com o controle de qualidade sugerido, mas também com exigência maior quanto à quantidade de ensaios de arrancamento a serem executados em determinada obra, para maior representatividade estatística.

5 CONCLUSÕES

Em síntese, este artigo defende uma padronização específica da calda de cimento para grampos, dado que a NBR 7681/2013 tem sido usada indiscriminadamente para monitorar a qualidade das caldas de cimento em projetos de grampos em solo. No entanto, essa norma não atende bem às necessidades geotécnicas e está desalinhada com a NBR 5629/2018 e a NBR 16920-2/2021. Por conseguinte, é defendida uma abordagem de controle de qualidade de caldas de cimento voltadas às necessidades de uma estrutura em solo grampeado, especialmente em maximizar o q_s, que aumenta com maior rugosidade da interface solo-grampo e maiores diâmetros efetivos. Para isso, propôs-se controles mais próximos à BS EN 12715:2000, utilizando ensaios voltados à reologia da calda de cimento, bem como aumentar o foco na avaliação dos grampos por meio de ensaios de arrancamento, conforme indicado pela NBR 16920-2/2021, mas em maior proporção que atualmente exigido. Em caso de resistência insuficiente, os testes de arrancamento funcionariam como critério de aprovação. Assim, a proposta deste estudo se apoia tanto em considerações teóricas quanto na aplicação prática dos grampos.

Ao adotar essa abordagem para controlar a qualidade das caldas de cimento, buscou-se alinhar as especificações com as necessidades concretas das aplicações geotécnicas. Isso não somente otimiza a eficiência e a segurança das obras, mas também pode servir de referência para futuras discussões sobre os padrões normativos existentes, o que este artigo mostra que são imperativas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-2. *Muros e taludes em solos reforçados Parte 2: Solos grampeados*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 5629. *Tirantes ancorados no terreno — Projeto e execução*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013). NBR 7681. *Calda de cimento para injeção*. Rio de Janeiro.

Barbosa, M.G.T. (2018). Estudo do efeito de injeções cimentícias no comportamento de túneis rasos em solos metaestáveis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-296/2018, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 137 p.

Barbosa, M.G.T. (2023). Estudo da Resistência ao Arrancamento de Grampos em Solos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-187/2023, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 204 p.

British Standard (2000). BS EN 12715 Execution of special geotechnical work - Grouting. Londres.

FHWA (2015), Geotechnical engineering circular No. 7- soil nail walls, Report FHWA-NHI-14-007, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D. C. 420 p.

Han, J., Liu, D., Guan, Y., Chen, Y., Li, T., Jia, D., ... & Zhao, Y. (2022). Study on shear behavior and damage constitutive model of tendon-grout interface. Construction and Building Materials, 320, 126223.

Hyett, A. J., Bawden, W. F., & Reichert, R. D. (1992). The effect of rock mass confinement on the bond strength of fully grouted cable bolts. In International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts (Vol. 29, No. 5, pp. 503-524). Pergamon.

Moosavi, M., Jafari, A., & Khosravi, A. (2005). Bond of cement grouted reinforcing bars under constant radial pressure. Cement and Concrete Composites, 27(1), pp. 103-109.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/196

Critérios de Dimensionamento para Muros de Solo Reforçado com Faceamento em Geocélulas

Állisson Marllon Cássio Alves Barbosa
Engenheiro Civil, UNICAMP, Campinas-SP, Brasil, allissonmarllon@gmail.com

Wladimir Caressato Júnior
Engenheiro Civil, UNICAMP, Campinas-SP, Brasil, wladimircaressato@hotmail.com

Bruna Todescan de Carvalho
Engenheira Civil, PUC Minas Gerais, Belo Horizonte-MG, Brasil, brutodescan@hotmail.com

RESUMO: A construção de contenções, através da utilização de muros de solo reforçado é uma prática consolidada, que vem sendo utilizada desde a década de 80 no mercado internacional. No mercado brasileiro, ainda é uma prática, relativamente nova, e que vem ganhando força nos últimos anos devido aos inúmeros trabalhos realizados na área. O constante avanço da tecnologia vem nos brindando cada vez mais com novas materiais e técnicas construtivas, visando cada vez mais o aumento dos níveis de segurança das estruturas, principalmente devido as constantes mudanças climáticas que temos enfrentado. Visando a construção de estruturas sustentáveis, reduzindo a utilização de materiais de empréstimo, a utilização das geocélulas preenchidas com solo, como estruturas para o paramento frontal para tais estruturas, nos mostra grandes benefícios, tanto técnicos quanto econômicos, em comparação as técnicas convencionais, as quais podemos citar a rapidez na execução, a tolerância a recalques diferenciais, a possibilidade da utilização do solo local, reduções no impacto ambiental, direta e indiretamente, entre outros. Partindo destes princípios, serão abordados os critérios de cálculo a serem considerados no dimensionamento destes tipos de estrutura, como o aumento da pseudo-coesão do material confinado, e consequentemente da resistência ao corte do faceamento, tendo-se em exemplos práticos, a comprovação com projetos realizados e executados em toda a América Latina. Somado a isto, serão abordados alguns aspectos comparativos a outras soluções de contenções tradicionais no mercado brasileiro, e o quão inovador e benéfico pode ser a adoção de contenções com geossintéticos.

PALAVRAS-CHAVE: Muros de Solo Reforçado, Geocélulas PEAD, Geossintéticos, Estruturas de Contenção, Comparativo de Custos.

ABSTRACT: The construction of retaining structures, using reinforced soil walls, is a well-established practice that has been employed since the 1980s in the international market. In the Brazilian market, it is still a relatively new practice that has been gaining momentum in recent years due to numerous works carried out in the area. The constant advancement of technology has been increasingly providing us with new materials and construction techniques, aiming to enhance the safety levels of structures, primarily due to the constant climate changes we have been facing. In pursuit of sustainable construction, reducing the use of borrowed materials, the use of geocells filled with soil as structures for the frontal facing of such structures shows significant benefits, both technically and economically, compared to conventional techniques. These benefits include faster execution, tolerance to differential settlements, the possibility of using local soil, reductions in environmental impact, both directly and indirectly, among others. Based on these principles, the calculation criteria to be considered in the design of these types of structures will be addressed, such as the increase in the pseudo-cohesion of the confined material, and consequently the resistance to the cutting of the facing, with practical examples demonstrating validation through projects carried out and executed throughout Latin America. Additionally, some comparative aspects will be addressed in relation to other traditional containment solutions in the Brazilian market, and how innovative and beneficial the adoption of geosynthetic containment can be.

KEYWORDS: Reinforced Soil Walls, HDPE Geocells, Geosynthetics, Retaining walls, Cost Comparison.

1 INTRODUÇÃO

A construção de estruturas de contenção desafia engenheiros e projetistas há décadas, especialmente em regiões com topografias acidentadas ou suscetíveis a deslizamentos de terra. A técnica de muros de solo reforçado tem sido uma solução consolidada internacionalmente desde a década de 80, demonstrando sua eficácia na estabilização de encostas e contenção de taludes. No contexto brasileiro, embora mais recente, essa prática tem emergido como uma resposta promissora às demandas de infraestrutura e desenvolvimento urbano, impulsionada pela busca contínua por soluções eficientes e sustentáveis na engenharia civil.

O crescente avanço tecnológico tem desempenhado um papel crucial na evolução das técnicas construtivas, impulsionando a introdução de materiais e métodos inovadores. Nesse sentido, as geocélulas preenchidas com solo surgem como uma alternativa versátil e eficiente para o faceamento de muros de contenção. Essa abordagem não apenas oferece benefícios técnicos substanciais, como também promove ganhos econômicos e ambientais significativos em comparação com as técnicas convencionais.

Ao considerar a importância crescente da sustentabilidade ambiental e da eficiência construtiva, torna-se evidente a necessidade de explorar a fundo os critérios de projeto e as aplicações práticas dos muros de contenção com faceamento em geocélulas. Este artigo se propõe a investigar os principais aspectos relacionados aos critérios de dimensionamento e à implementação dessas estruturas inovadoras, levando em conta não apenas os fundamentos teóricos, mas também a validação por meio de exemplos concretos de projetos executados em toda a América Latina, visando contribuir para o avanço do conhecimento técnico-científico no campo da engenharia geotécnica. Ao longo deste trabalho, serão discutidos os principais desafios e oportunidades associados à adoção de muros de contenção com faceamento em geocélulas, explorando suas vantagens, limitações e considerações práticas para uma implementação bem-sucedida, e comparando com algumas das soluções convencionais mais utilizadas atualmente.

2 GEOCÉLULAS

A “malha de areia” ou “*Sand grid*”, como foram intituladas em sua concepção, foram desenvolvidas pelo Corpo de Engenheiros dos EUA (USCOE) a partir dos protótipos que Steve Webster desenvolveu na década de 1970, para acesso em praias com fins militares. Este experimento culminou num documento denominado GL-86-19, e em seu Apêndice A (1986), descreve a colmeia de abelha como uma célula de PEAD com abertura de 200mm x 200mm e altura de 200mm, lisa e sem perfurações que serviam apenas para confinar areia, por um curto período. No final da década de 80 este geossintético passou a ser produzido e utilizado no setor privado (obras civis), tendo assim seu nome modificado para "Geocélula" ou "Geocell".

Para uso Civil, já no início dos anos 90, Robert Koerner apresenta uma primeira aproximação do efeito do confinamento, que relaciona o diâmetro médio (D) com a altura da geocélula (H) e o atrito do material de preenchimento com as paredes da geocélula (δ) para estimar a resistência à extração do material confinado, a qual é expressa na Equação 1.

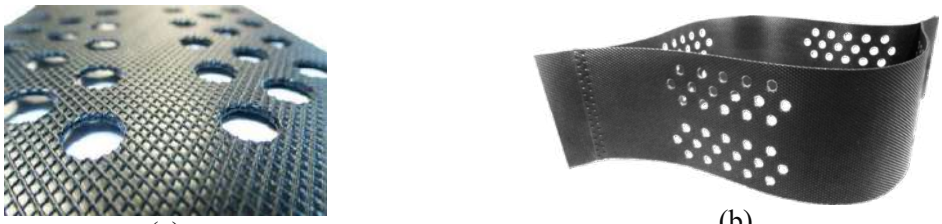
$$\sigma_c = 2\left(\frac{H}{D}\right)\sigma_h \tan\delta \qquad (1)$$

Esta primeira expressão permite-nos compreender que o protótipo do Corpo de Engenheiros apresentava lacunas, devido a abertura e características da parede da estrutura considerada, acarretando assim em um desempenho inferior, ao real efeito de confinamento proporcionado pela estrutura. Por este motivo, inicia-se a produção das Geocélulas como agora as conhecemos, fabricadas a base de polietileno de alta densidade (PEAD), com geometria (aberturas e alturas) variáveis e com padrão de perfuração e textura em suas paredes, garantindo assim uma melhor interação com o material de preenchimento.

2.1. Características Relevantes das Geocélulas

Com as contribuições de Koerner (2005) e o surgimento Instituto Geossintético (GeoSynthetic Institute) nos EUA, elaborou-se a especificação GRI-GS-15 para as Geocélulas de PEAD, a qual apresenta recomendações de propriedades, ensaios e suas respectivas frequências, que auxiliam profissionais da engenharia na especificação da solução. O padrão GS-15 se difere da proposta pelo do Corpo de Engenheiros dos EUA, pois inclui conceitos de comportamento mecânico, interação por ensaios de cisalhamento, durabilidade e vida útil, orientados aos níveis de durabilidade tipicamente exigidos em projetos de engenharia.

Para aplicações em estruturas de contenção, como é o caso do presente estudo, se faz importante utilizar geocélula que proporcione interação com o aterro. Tal característica é abordada na especificação GS-15, através do ensaio de corte conforme ASTM D5321, o qual utiliza uma areia bem graduada (SW) como padrão inicial. Portanto, para atingir propriedades informadas pelo GRI-GS15, a solução deve ser perfurada e texturizada para obter um melhor atrito com o material de preenchimento.



(a) (b)

Figura 1. (a) Detalhe de textura e perfuração (b) Estrutura de confinamento da geocélula.

Também são relevantes curvas de tensão-deformação, para conhecer os níveis de contribuição mecânica no projeto e para questões de durabilidade, testes de Oxidação (OIT) e Resistência UV, para determinar o comportamento ao longo do tempo da geocélula, sendo ambos abordados pelo GRI-GS15.

Adicionalmente, a ASTM D8269 "*Standard Guide for the Use of Geocells in Geotechnical and Roadway Projects*", considera o demonstrado pelo GRI-GS15 como método preferível para MQA e MQC para geocélulas de PEAD.

2.2. Estimativa do efeito de melhoria no esforço de corte de solo com Geocélulas

As expressões elaboradas por Koerner (2005) foram uma primeira aproximação do efeito de confinamento de solos com a aplicação das geocélulas. No entanto, o fenômeno começou a ser estudado e aprofundado por vários pesquisadores, como é o caso de Bathurst e Karpurapu (1993), onde realizaram ensaios triaxiais em materiais arenosos e pedregosos (sem coesão), para estimar como poderia ser quantificado o efeito de confinamento das geocélulas. Com base na teoria da membrana, determinaram que um solo sem geocélula suportava uma carga vertical, e quando a geocélula era incluída, o suporte aumentava devido à contribuição mecânica indireta das paredes das células. Isso foi registrado em diversos testes com diferentes gradações, onde concluiu-se que, embora o material seja puramente granular, o aumento da carga vertical foi obtido através do surgimento de uma pseudo-coesão (Cr), devido ao efeito da restrição gerada pela geocélula. Tal efeito pode ser observado nas seguintes equações:

$$\sigma_c = \frac{2\,M}{D}\left(\frac{1-\sqrt{1-\varepsilon_a}}{1-\varepsilon_a}\right) \quad (2)$$

$$C_r = \frac{\sigma_c}{2}\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\emptyset}{2}\right) \quad (3)$$

Onde,

σ_c Aumento da tensão de confinamento devido à geocélula;
M Módulo de elasticidade da parede da geocélula;
ε_a Deformação unitária circunferencial da parede da geocélula;
$\emptyset$ Ângulo de atrito do material de preenchimento;
C_r Pseudo-coesão induzida pela geocélula.

Isto se aplica diretamente a um aumento na resistência ao cisalhamento apenas na zona confinada influenciada pelo efeito de confinamento através da conhecida expressão de Coulomb.

$$\tau = c + \sigma_v \tan\emptyset + C_r \quad (4)$$

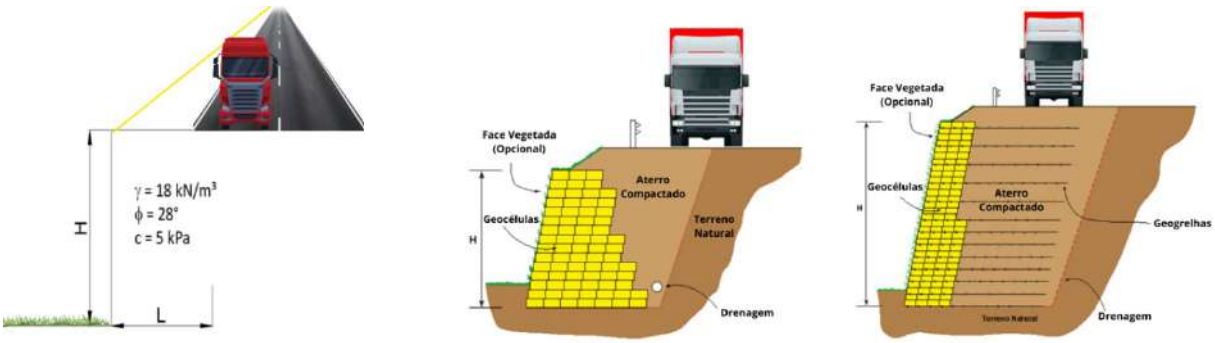
O estudo sobre o uso de geocélulas para melhorar o esforço de corte do solo revela que essas estruturas aumentam a resistência do solo, especialmente em materiais granulares sem coesão. As geocélulas confinam o solo, aumentando a carga vertical e gerando uma pseudo-coesão que contribui para a resistência ao cisalhamento. As equações desenvolvidas fornecem uma maneira conservadora e confiável de estimar esse

comportamento, sendo úteis para projetos geotécnicos com foco na segurança e eficácia. Até o momento existem mais testes e referências que apresentam maior resolução de resultados, porém, o que é mostrado pode ser suficientemente conservador do lado da segurança para fins de utilização na metodologia.

3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

A fim de dimensionar e comparar as diversas soluções de contenção avaliadas, dois elementos foram uniformizados: a geometria das estruturas de contenção e as características do solo. Os cálculos foram realizados considerando uma gama de alturas para os muros, variando de 4 a 20 metros, sendo escolhido um solo de característica predominantemente arenosa, caracterizado por um peso específico de 18 kN/m², um ângulo de atrito interno de 28° e uma coesão de 5 kPa.

Essa variedade de alturas permite explorar diferentes cenários e compreender como as características do solo e a altura do muro interagem para determinar os requisitos de estabilidade e dimensionamento. Ao compreender como esses parâmetros afetam os resultados dos cálculos, é possível ter mais informações, adaptando às soluções de engenharia para melhor atender às condições de cada projeto, garantindo a segurança e eficácia das estruturas. A Figura 2 demonstra uma representação da seção estudada, onde H é a altura do muro e L o comprimento horizontal da área solo de aterro tratado, assim como as opções disponíveis para a execução com faceamento em geocélulas.



(a) (b)

Figura 2. (a) Geometria e parâmetros geotécnicos adotas (b) Seção típica com muros em geocélulas, sem e com geogrelha.

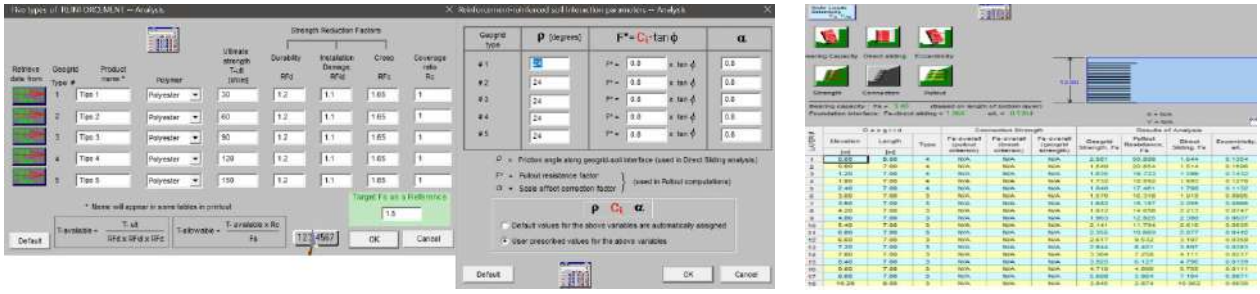
3.1. Coeficientes de segurança

O estabelecimento dos fatores de segurança mínimos para garantir a estabilidade global e interna foi embasado nos critérios dados pela ABNT NBR 11682/2009, a qual regula a Estabilidade de Taludes. Sendo assim, adotou-se um valor mínimo de 1,5 para tais parâmetros.

3.2. Estabilidade Interna

A metodologia empregada para esta análise foi baseada na abordagem proposta pela AASHTO 98, *American Association of State Hightway and Transportation Officials* implementada através do *software* MSEW (versão 3.0). Frente a isso, foram realizadas as análises, de maneira a otimizar os materiais utilizados nos muros de diferentes alturas.

Configurada a geometria e os parâmetros geotécnicos, para os estudos envolvendo geossintéticos, é de suma importância a consideração dos fatores de redução e interação com o meio. Para os fatores de redução, é importante se levar em consideração parâmetros como durabilidade, danos de instalação, químicos e biológicos, Creep, entre outros. Adicionalmente, também deve-se analisar os valores de adesão e ângulo de atrito do conjunto geossintético-solo. Os parâmetros mencionados, podem variar em função ao fabricante e resina base, e nos auxiliam a determinar a resistência de projeto do geossintético e valores de interface geossintético-solo, respectivamente. Na Figura 3 (a), são apresentados alguns valores, usualmente utilizados para estruturas de solo reforçado, assim como o resultado obtido pelo software, na Figura 3 (b).



(a) (b)

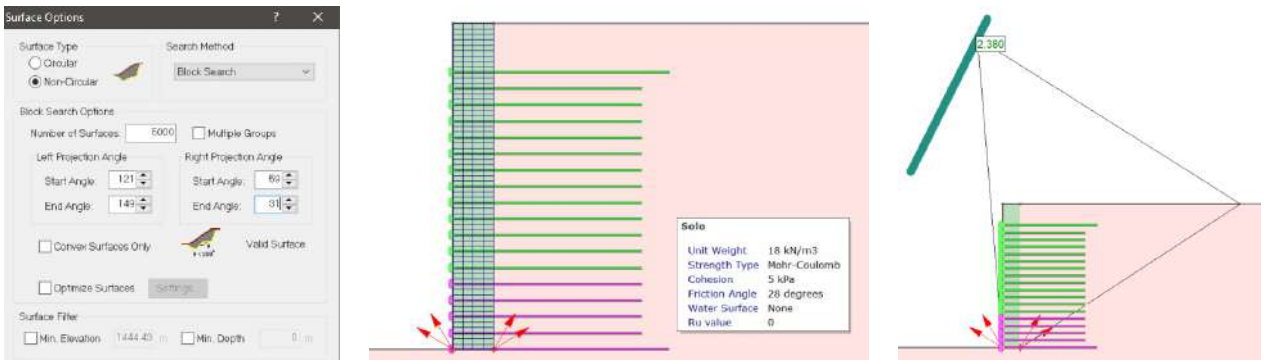
Figura 3. (a) Configurações dos parâmetros das geogrelhas no *software* MSEW (b) Dimensionamento estabilidade interna do muro de seção crítica com 12 m de altura.

A avaliação em *softwares*, nos permite uma análise camada por camada, proporcionando uma melhor compreensão da distribuição de esforços e dos fatores de segurança, auxiliando na tomada de decisões.

3.3. Estabilidade Global

As análises de estabilidade global, foram realizadas através do *software Slide*, abrangendo efeitos de cunha, segurança contra deslizamentos, tombamento e capacidade de carga da fundação.

Adicionalmente as análises convencionais para muros com faceamento em geocélulas, é importante a realização de análises de escorregamento entre as diversas camadas de geocélulas, a fim de medir, através de superfícies não circulares, qual será o comportamento da estrutura, quando a cunha de ruptura é induzida a passar pela região.



(a) (b) (c)

Figura 4. (a) Parâmetros para análises de escorregamentos (b) Inserção de pontos de análises (c) Análise executada pelo *software Slide*.

Essa análise pode ser repetida em vários pontos do muro a fim de observar se nos pontos críticos o coeficiente de segurança requerido é atendido em todos os pontos.

Para o presente estudo, os dimensionamentos, tanto do *software Slide* quanto do MSEW foram otimizados e compatibilizados, resultando em uma configuração única.

4 COMPARATIVO DE CUSTO DE MÃO DE OBRA

O dimensionamento dos demais muros apresentados, tomam como base os cálculos apresentados por Avesani Neto (2013).

Para estabelecimento de rendimentos médios e conformação das equipes foram considerados recomendações de profissionais e empresas especializados, a fim de estabelecer valores médios de referência e de custos com mão de obra com base no SICRO – SP de 2023, respectivamente, onde foi possível chegar a rendimento para a execução de cada um dos muros estudados, conforme Figura 5 (a).

Dada a configuração necessária da equipe, foi possível elaborar um levantamento do custo da hora e do mês trabalhado para cada um dos tipos de muros, conforme Figura 5 (b).

(a) (b)

Figura 5. (a) Rendimento médio de face finalizada de muro por dia (b) Gráfico demonstrativo das oscilações de custos com mão de obra para cada tipo de contenção.

Dentre as soluções mais tradicionais, como muro por flexão e de gabião, se comparada à execução de muros com geossintéticos, pode-se observar uma grande economia em custo de mão de obra qualificada. Pode-se observar ainda que, devido ao fato das geocélulas de PEAD apresentarem maior rendimento, o custo por m² de face finalizada diminui significativamente.

5 COMENTÁRIOS GERAIS

A execução de muros de contenção com geocélulas de PEAD destaca-se pela eficiência na instalação e custos reduzidos de folha de pagamento, não necessitando de mão de obra especializada, além de apresentar maior rendimento. Por outro lado, a solução em solo envelopado, apesar de simples, enfrenta dificuldades na instalação devido à necessidade de escoramento da face, contribuindo para um menor rendimento e sendo suscetível a deformações, e vandalismo devido à camada de geotêxtil tecido em sua face.

Os muros em gabião e gabião com geogrelhas têm uma execução mais complexa, exigindo especialistas experientes e tornando a instalação mais lenta e custosa. Os muros em painéis e blocos são compostos por peças mais pesadas, dificultando o manuseio e reduzindo o rendimento. Requerem pelo menos dois colaboradores e um armador, além de um operador de equipamento pesado exclusivamente dedicado à construção do muro em painel. O muro em terra armada é mais complexo em termos de dimensionamento e execução, exigindo solo de granulometria específica e montagem das placas com o uso de equipamento pesado e mão de obra especializada, o que aumenta os custos. Por fim, o muro por flexão é a opção mais custosa, complexa e de menor rendimento, demandando mão de obra especializada, materiais caros, montagem de formas e tempo de espera para a cura do concreto, aumentando os custos com folha de pagamento.

Desta forma foi realizado comparativo de pontuação e classificação dos muros estudados, onde quanto maior a pontuação melhor e mais eficiente se mostra a solução baseada nos parâmetros descritos na Tabela 1.

Tabela 1. Classificação e pontuação dos muros estudados.

Tipo Muro	Geocélulas + Geogrelhas	Geocélulas	Painel	Gabião + Geogrelhas	Terra Armada	Gabião	Flexão	Envelopado
Descrição	Solo Reforçado	Gravidade		Solo Reforçado		Gravidade		
Produtividade	10	9	8	6	6	5	1	9
Durabilidade	10	10	10	10	10	10	10	7
Segurança contra Vandalismo	9	9	9	7	10	7	10	1
Resistencia contra fogo	3	3	8	9	8	9	8	1
Resistencia contra cargas	10	10	9	10	10	10	10	7
Acabamento	9	9	9	6	9	6	8	4
Versatilidade	10	10	4	6	2	4	3	8
Flexibilidade	10	9	7	8	4	7	5	9
Drenagem	10	10	8	10	9	10	7	10
Estética	9	9	9	7	9	7	8	3
Melhoria do Ambiente	10	10	8	9	8	9	5	7
Isolamento Térmico	7	7	8	6	8	6	8	3
Aumento da Biodiversidade	10	10	2	8	2	8	2	7
Resistência ao som	6	6	7	4	7	4	7	3
Diminuição de Manutenção	9	9	8	7	8	7	9	2
Resistencia a Intenpéries	10	10	10	7	10	7	10	6
Integração ao meio ambiente	9	9	4	7	4	7	4	6
Economia	9	8	6	4	5	4	1	10
Facilidade de instalação	10	10	6	7	4	7	1	8
Total	160	157	134	131	129	127	116	103
Ranking	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°

A fim de se realizar um comparativo de custos entre as soluções, elaborou-se um gráfico com base nos estudos e dimensionamentos realizados, onde em função a altura do muro (em metros), tem-se o custo, em Unidade de Custo (UC), conforme Figura 6.

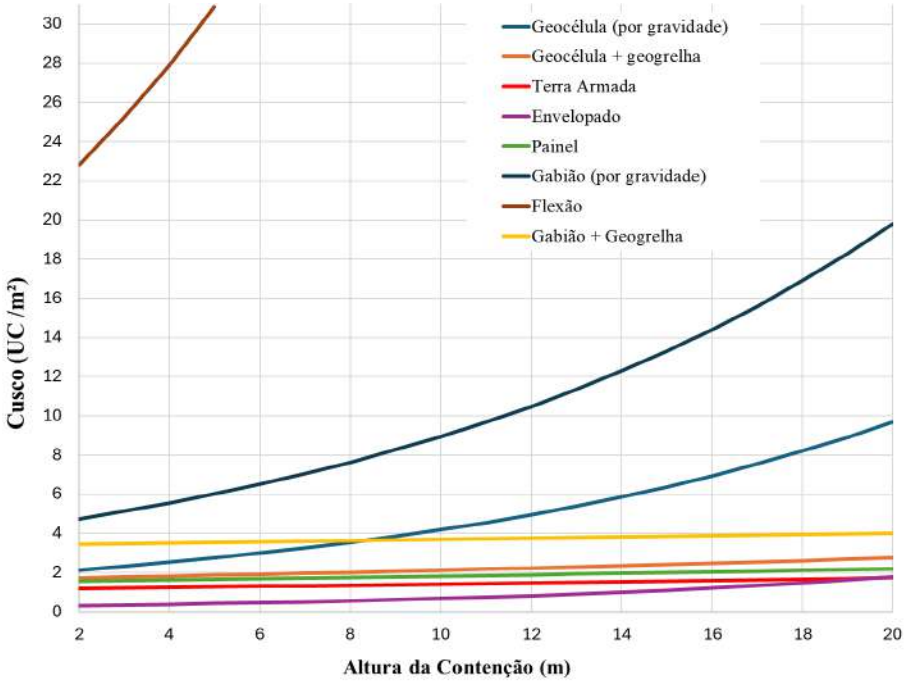
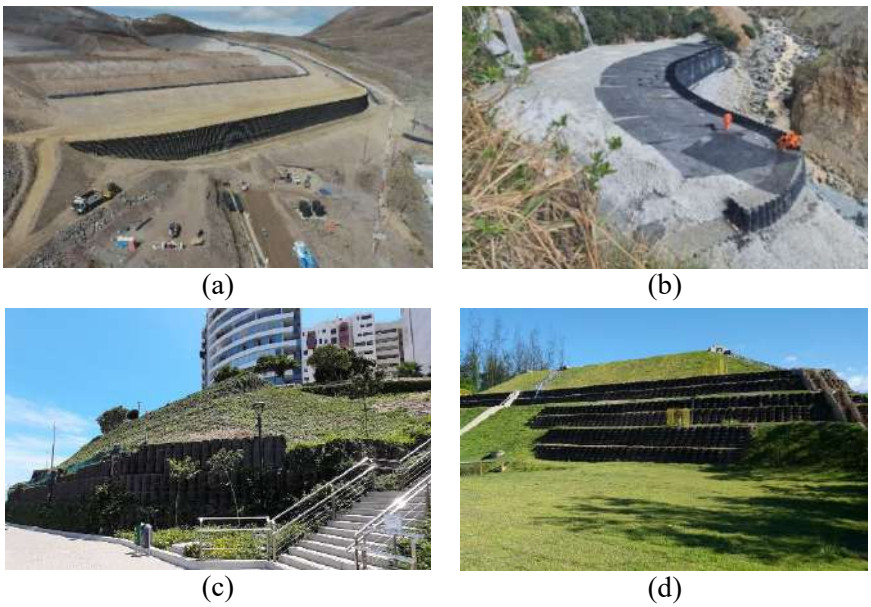


Figura 6. Custo UC m² *versus* altura da estrutura de contenção.

6 CASOS DE OBRAS

Há muita experiência, de aplicação de muros com faceamento em geocélulas, trabalhados no mundo e na América Latina, tendo-se trabalhos realizados com esta técnica desde os anos 2000. Países, localizados em áreas tropicais, são locais onde, devido à escassez e/ou volume reduzido de pedras, são casos onde os benefícios da solução se tornam ainda mais relevantes. Alguns são apresentados na continuação.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 7. (a) Estrutura de contenção para britador, Chile (b) Estrutura de proteção de margem, Peru (c) Estrutura de contenção Parque Bicentenário, Peru (d) Estrutura de alteamento reforçado, Brasil.

7 CONCLUSÃO

A utilização de geocélulas em muros de contenção oferece vantagens técnicas, econômicas e ambientais em comparação às soluções tradicionais. O preenchimento das geocélulas com solo local reduz a necessidade de materiais de empréstimo, minimizando o impacto ambiental. Além disso, melhora os parâmetros de coesão do solo, aumentando a capacidade de carga e resistência ao corte.

Os muros de contenção com geossintéticos, especialmente geocélulas de PEAD, se destacam pela eficiência na instalação, demandando menos mão de obra especializada e apresentando maior rendimento em comparação com soluções como muros por flexão, gabião e gabião com geogrelhas.

Algumas soluções tradicionais, como muros de terra armada, podem ser mais dispendiosas devido à necessidade de solo específico, aumento de custos com materiais e montagem de formas.

Os muros de contenção com geocélulas representam uma alternativa viável e vantajosa, contribuindo para infraestrutura resiliente e sustentável. Esses promovem eficiência, economia e podem impulsionar o avanço da engenharia geotécnica.

Os muros construídos com geossintéticos, especialmente em geocélulas de PEAD, são mais produtivos devido à leveza dos materiais e montagem simplificada. Não há necessidade de esperar pelo tempo de cura do concreto, quando solos e brita são usados para o preenchimento. No entanto, o rendimento pode ser menor no caso do solo envelopado devido à necessidade de escoramento na face para reduzir deformações.

Para garantir a eficácia da solução, se fazem necessárias características como perfurações e texturas, dadas no modelo estudado pelo Instituto de Geossintéticos, GRI-GS15, juntamente à ASTM D8269.

AGRADECIMENTOS

Um agradecimento especial aos profissionais da área da construção civil que gentilmente compartilharam seus conhecimentos e experiências durante o processo de pesquisa. Suas perspectivas enriqueceram significativamente este artigo e forneceram insights valiosos sobre o tema das contenções. Também ao Grupo TDM, pela disponibilização de fotos e documentos para comprovação da solução, através de fotos e informações casos executados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). ABNT NBR 11682: Estabilidade de Taludes. São Paulo.

ASTM International (2021). ASTM D 5321-12: Standard Test Method for Determining the Shear Strength of Soil-Geosynthetic and Geosynthetic-Geosynthetic Interfaces by Direct Shear.

ASTM International (2021). ASTM D 8269-21: Standard Guide for the Use of Geocells in Geotechnical and Roadway Projects.

AASTHO (1998). American Association of State Highway and Transportation Officials.

Bathurst R., Karpurapu R. (1993), "Large-Scale Triaxial Compression Testing of GeocelI-Reinforced Granular Soils", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, 16-3 (1993): 296-303.

Geosynthetic Research Institute (GRI) (Sem data). GRI-GS15: Test Methods, Test Properties and Testing Frequency for Geocells Made From High Density Polyethylene (HDPE) Strips.

Koerner R. (2005), “Designing with Geosynthetics”, Fifth Edition, Ed. New Jersey: Pearson Prentice Hall, 2005, pp. 750-754.

Avesani Neto, J. O. (2013). Levantamento e comparação dos custos de diferentes soluções de estruturas de contenção em aterro. VI Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas.

Sistema de Custos Referenciais de Obras - SICRO - SP (2023). São Paulo.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/197

Deep Learning Aplicada a Segmentação Semântica Semiautomática de Cicatrizes de Deslizamentos de Terra: Aspectos Geotécnicos

Pedro Eugênio Gomes Boehl
Professor/Pesquisador e Lider do Grupo de Pesquisas de Geologia de Engenharia e Ambiental, Universidade Federal da Fronteira Sul – Campus Erechim, Erechim/RS, Brasil, pedro.boehl@uffs.edu.br

Mateus Bruschi
Engenheiro Ambiental e Sanitarista, Universidade Federal da Fronteira Sul – Campus Erechim, Erechim/RS, Brasil, matebruschi@hotmail.com

Mauro Leandro Menegotto
Professor/Pesquisador, Universidade Federal da Fronteira Sul – Campus Chapecó, Chapecó/SC, Brasil, mauro.menegotto@uffs.edu.br

José Mario Vicensi Grzybowski
Professor/Pesquisador, Universidade Federal da Fronteira Sul – Campus Erechim, Erechim/RS, Brasil, jose.grzybowski@uffs.edu.br

RESUMO: A cada ano os desastres naturais são responsáveis por inúmeras perdas para a sociedade, tanto econômicas quanto sociais. Deslizamentos de terra são desastres que podem ser causados por fatores naturais ou antrópicos. Este trabalho tem como objetivo abordar os aspectos geotécnicos de uma metodologia de mapeamento de cicatrizes de deslizamentos, por meio de redes neurais totalmente convolucionais, para a detecção e aprendizado de reconhecimento dessas cicatrizes e, assim, produzir e disponibilizar um banco de dados de deslizamento de alta confiabilidade para os estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina e Paraná. Inicialmente, a rede neural passou por um processo de treinamento, onde seus parâmetros foram ajustados através de imagens de satélite amostradas, que continham as máscaras associadas as cicatrizes de deslizamento. Essas cicatrizes, foram geradas a partir dos pixels de contorno que delimitavam o solo exposto visível decorrente de cada deslizamento. Posteriormente, foi realizada a triagem manual dos pontos de deslizamento obtidos da etapa anterior e os melhores pontos foram submetidos a análise de um engenheiro geotécnico, para a confirmação definitiva desses pontos como cicatrizes de deslizamento. O inventário de deslizamento possibilitou o desenvolvimento de mapas de suscetibilidade de deslizamentos, que pode servir como primeiro passo para o desenvolvimento de sistemas de alertas de risco e prevenção, reduzindo assim as consequências negativas desse tipo de desastre na sociedade.

PALAVRAS-CHAVE: Movimentos de massa. Inventário de deslizamentos. Imagens de satélite. Redes neurais.

ABSTRACT: Each year, natural disasters are responsible for countless losses to society, both economically and socially. Landslides are disasters that can be caused by natural or anthropic factors. The purpose of this work is to apply a methodology of landslide scars mapping, based on the application of fully convolutional neural networks, to detect and learn how to map landslide scars, and from that, to produce and make a publicly available and highly reliable landslide database for Rio Grande do Sul, Santa Catarina and Paraná States. Initially, the neural network was trained, with its parameters adjusted using sampled satellite images that contained the masks associated with the landslide scars. These scars were generated from the contour pixels that delimited the visible exposed ground resulting from each landslide. Subsequently, the landslide points obtained from the previous step were manually sorted, and the best ones were submitted for geotechnical engineer analysis, to confirm those as definitive landslide scars. This database can make possible the

development of landslide susceptibility maps, and be the first step of the development of alert and prevention system. This way, the negative consequences of this kind of disaster on society can be reduced.

KEYWORDS: Mass movements. Landslide inventory. Satellite imagery. Neural networks.

1 INTRODUÇÃO

Deslizamentos de terras são desastres que ocorrem devido a diversos fatores, alguns naturais, como a declividade, a elevação e o tipo de material geotécnico no local, e outros antropológicos, como o desflorestamento e o uso incorreto do solo, entre outros. No Brasil, os desastres que acontecem com mais frequência, atingindo o maior número de pessoas, são as inundações e os deslizamentos. Os danos sofridos em virtude destes acontecimentos causam grandes impactos econômicos e sociais, podendo ainda resultar em fatalidades. A parcela mais afetada da população é a menos privilegiada economicamente que, com a expansão urbana desenfreada, por vezes acaba se marginalizando em zonas impróprias para a ocupação (Tavares, 2010).

Em 2023, o Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais – CEMADEN (2023) registrou 1.161 desastres, desses 716 registros de ordem hidrológica e 445 geológicas, sendo ainda emitidos 3.425 alertas. Neste mesmo ano ocorreram deslizamentos de terra em São Sebastião (SP), com 64 mortes, e no Vale do Taquari (RS), que registrou 53 mortes e 5 pessoas desaparecidas, sendo que ambos não foram ocorrências isoladas, pois também aconteceram desastres na Serra Gaúcha, em Minas Gerais, em São Paulo, no Rio de Janeiro, no Vale do Itajaí, Petrópolis, entre outros. Segundo o CEMADEN (2023), as ocorrências seguiram o padrão de concentração em capitais e regiões metropolitanas. O levantamento mostrou que a maior parte está localizada na faixa leste do país. É consenso que a elevação da temperatura média global em 1,45 ºC, no ano de 2023, acima dos níveis pré-industriais (1850-1900), estão contribuindo globalmente para a intensificação de chuvas e enxurradas, intensificação de ciclones extratropicais com potencial destrutivo, mortes e prejuízos econômicos.

O mapeamento de suscetibilidade de deslizamentos é um passo importante para mitigar os riscos desse tipo de desastres e minimizar as consequências, tanto econômicas quanto sociais que eles podem causar (Vanâcor e Rolim, 2012). Entretanto, muitos modelos utilizados para realizar esse mapeamento dependem da existência de um inventário de cicatrizes para a sua validação. Os mapas devem conter a localização, a forma, as datas de ocorrência, os limites e devem estar registrados e disponíveis para serem acessados em plataformas de Sistemas de Informações Geográficas (SIG) (Hervás e Bobrowsky, 2009). Esses mapas são muitas vezes escassos, uma vez que o processo para a sua elaboração depende de profissionais qualificados, e a sua metodologia de elaboração não é muito bem definida, por vezes até mesmo subjetiva (Soares, 2022).

Esses mapas podem ser elaborados de três formas: manual, semiautomática e automática. Os métodos manuais dependem da obtenção de dados de campo e da interpretação desses dados por especialistas qualificados. Os outros dois métodos utilizam classificação através de algoritmos baseados em pixel e objetos (Soares, 2022).

Os métodos de classificação supervisionada e não-supervisionada, detecção de mudanças e segmentação baseada em um *threshold*, se destacam na abordagem baseada em pixel. Eles desconsideram fatores importantes, como informações geométricas e contextuais das imagens, o que explica o porquê deles muitas vezes não obterem uma boa precisão, apesar de serem os mais utilizados (Stumpf e Kerle, 2011; Zhong et al., 2019; Prakash et al., 2020). Uma maneira de obter resultados com uma precisão maior são os métodos baseados em objetos, que consideram informações, como as espaciais, espectrais e morfológicas que são analisadas por um especialista, reduzindo assim o ruído na classificação (Soares, 2022).

Com o avanço da tecnologia, os métodos quantitativos, ou objetivos, se mostram como uma alternativa viável aos métodos qualitativos, ou subjetivos. Com a capacidade de processamento dos computadores modernos, é possível realizar o mapeamento de suscetibilidade a deslizamentos com rapidez e eficiência. Nos métodos de aprendizagem de máquina (AM), alguns trabalhos de destaque conseguem atingir mais de 85% de precisão para detectar áreas suscetíveis a deslizamentos (Gameiro, 2020). Um estudo comparativo entre os modelos de AM, realizado por Pourghasemi e Rahmati (2018), demonstrou que as técnicas com a maior precisão são as de Florestas Aleatórias, Máquina de Vetores de Suporte e as ANNE, apesar disso, a escolha da técnica mais apropriada deve ser realizada com base nas características do local de estudo.

Técnicas capazes de elaborar mapas de suscetibilidade a deslizamentos podem servir como importantes ferramentas para o estabelecimento de sistemas de alerta precoce (SAP). O sistema norueguês de previsão e alerta de deslizamentos de terra induzidos pela chuva e derretimento de gelo, utiliza o mapeamento de suscetibilidade a deslizamentos, com base em modelos aditivos generalizados, em conjunto com sistemas de monitoramento em tempo real de dados hidrometeorológicos e modelos hidrológicos, para identificar situações de risco até 66 horas antes delas ocorrerem. Com essa informação, as autoridades conseguem tomar ações preventivas para diminuir os impactos destes desastres (Krøgli et al, 2018).

Em suma, dentro do exposto, este trabalho teve como objetivo principal gerar e disponibilizar uma base de dados confiável de cicatrizes de deslizamentos de terra na Região Sul, do Brasil, utilizando uma rede neural convolucional U-Net e um processo de triagem manual.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização do local de estudo

Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2018), a Região Sul possui 3.042 áreas de risco a deslizamentos, sendo a maioria das áreas localizadas no estado de Santa Catarina. Dos 1.190 municípios, 154 são monitorados pelo CEMADEN (2022), por possuírem histórico de desastres naturais decorrentes de movimento de massa ou de processos hidrológicos. É uma região muito afetada pelo desmatamento, com pouca vegetação nativa restante. O clima da região é subtropical ou temperado, com chuvas bem distribuídas durante o ano. A região de análise é muito ampla sendo de difícil sintetização geológica. Em termos mais amplos, pode-se dizer, que a estrutura geológica do Brasil é constituída por escudos cristalinos, bacias sedimentares e terrenos vulcânicos, sem dobramentos modernos. Em termos de América do Sul, a Região Sul do Brasil está sobre o cráton Rio de La Plata. Na maior parte dessa região, numa sequência de leste a oeste, afloram os sedimentos recentes do litoral, a faixa de rochas plutônicas ácidas e metamórficas mais antigas, a sucessão de rochas sedimentares gondwânicas e os derrames de lavas básicas, intermediárias e ácidas da Serra Geral. Essa conformação geológica resulta da superposição de inúmeros eventos geotectônicos dos quais os mais antigos remontam ao Arqueano, presentes na porção leste dos três estados do Sul (Scheibe, 1986).

2.2 Metodologia

O trabalho de Bruschi (2022) aborda detalhadamente os procedimentos de álgebra computacional utilizados nesta pesquisa. Pode-se dizer, em síntese, que foi aplicada uma metodologia baseada em rede neural convolucional U-Net para mapear as cicatrizes de deslizamentos de terra na Região Sul do Brasil. A confirmação manual das cicatrizes ocorreu por meio da análise visual de imagens, por um Engenheiro Geotécnico, e mostrou-se ser uma etapa essencial para garantir a confiabilidade do banco de dados, uma vez que a metodologia computacional aplicada, apesar de eficiente, ainda apresenta muitos falsos-positivos.

Inicialmente, as cicatrizes de deslizamento foram geradas a partir dos *pixels* de contorno que delimitam o solo exposto visível decorrente de cada deslizamento. Essas delimitações geraram a camada de máscara de cada imagem, que favoreceram a visualização do solo exposto. Os arquivos com os pontos obtidos foram carregados no programa Google Earth Pro, onde esses pontos passaram por um processo de triagem visual, para realizar separação dos pontos mais prováveis de corresponder a uma cicatriz de deslizamento. Nesses pontos foi realizada uma análise histórica das imagens, com a intenção de encontrar o ponto temporal onde ocorreu a ruptura. Nos pontos em que não foi possível identificar o período temporal de ocorrência do movimento de massa aconteceu, eles foram classificados apenas como positivos ou não para deslizamento.

Por fim, esses pontos foram então submetidos a análise profissional Geotécnico para a confirmação final. A seleção das imagens considerou como critérios os seguintes procedimentos visuais: forma geométrica resultante do talude e de seu entorno ao longo do tempo; coloração e a tipologia resultante da vegetação; presença de falhas e estruturas geológicas, de suas continuidades, alinhamentos e desalinhamentos; geomorfologia característica do local; presença de superfícies de ruptura; deslocamentos e deformações; correspondência do tipo de movimentação ocorrida com o esperado para os solos existentes no local. Na Figura 1 pode-se observar alguns exemplos de análises visuais realizadas antes, à esquerda, e depois, à direita, dos movimentos de massa.

Figura 1. Exemplos de pontos com cicatrizes de movimentos de massa, antes e após o deslizamento.

Por outro lado, queimadas, desmatamentos, erosão, construções e solo cultivado ou sendo preparado para o cultivo são também interpretados como cicatrizes de deslizamento, dando origem a esses falsos-positivos, que podem ser observados na Figura 2.

Figura 2. Exemplos de falsos-positivos de cicatrizes de deslizamentos.

3 RESULTADOS E ANÁLISES

A aplicação da metodologia proposta por Bragagnolo et al. (2020) é um esforço inicial para que a detecção totalmente automática de cicatrizes de deslizamento seja um dia possível. Apesar de ainda não ser possível a detecção totalmente automática, o trabalho necessário para procurar visualmente por cicatrizes em imagens de uma área muito grande é muito maior do que realizar a análise dos pontos identificados por uma rede neural. Também é importante mencionar que a rede neural foi capaz de identificar cicatrizes de deslizamento que não haviam sido identificadas anteriormente no processo de criação das máscaras, ou que não estavam registradas em inventários de deslizamentos conhecidos, o que solidifica a importância da aplicação de aprendizado de máquina para a identificação de áreas que passaram previamente despercebidas.

Os pontos foram gerados para as 38 grades TM da América do Sul. Para cada grade analisada, são gerados em média cerca de 50.000 pontos de coordenadas. Esses pontos representam em sua maioria falsos-positivos, e a sua correta identificação muitas vezes depende da qualidade das imagens de satélite disponíveis para o local.

A grande quantidade de falsos-positivos obtida não é algo desanimador. É considerado menos problemático a identificação de uma cicatriz não existente do que a não identificação de uma cicatriz existente, uma vez que apesar de exigir esforço humano, os falsos-positivos podem ser removidos sem grandes dificuldades, mas as cicatrizes não identificadas oferecem um risco maior. Esses falsos-positivos também não são difíceis de serem entendidos. Todo fenômeno ou evento que faça com que o solo tome características semelhantes à de um deslizamento, pode causar um falso-positivo. Áreas de floresta queimada, terra plantada ou sendo preparada para o plantio, atividades de mineração, estradas, novas construções, telhados, florestas desmatadas, solos que sofreram erosão são falsos-positivos comuns de serem encontrados nos resultados de saída deste procedimento.

A primeira etapa de separação dos falsos-positivos dos verdadeiros-positivos, feita manualmente, serve para separar os mais grosseiros e que são fáceis de serem identificados, como as construções, atividades de mineração e zonas de plantio. A segunda etapa da separação, mais desafiadora, é a validação das cicatrizes já separadas na primeira etapa. Esses falsos-positivos analisados na segunda etapa são difíceis de serem diferenciados de uma cicatriz de deslizamento, por muitas vezes possuírem forma, cor e aparência muito semelhantes à de um deslizamento real. Além disso, as imagens fornecidas pelo *Google Earth Pro* nem sempre são completamente claras e, frequentemente, acabam ficando distorcidas na visualização 3D, o que dificulta o processo. Por isso, para garantir a confiabilidade do banco de dados, na segunda etapa, os pontos também foram submetidos a análise de um especialista Geotécnico. É importante mencionar que mesmo com a análise de um especialista para treinamento da rede neural, é possível que alguns pontos tenham sido incorretamente identificados. Para essa segunda etapa, foram analisados cerca de 800 pontos com potencial de serem algum tipo de movimento de massa.

Além do banco de dados ser composto pelos pontos com as coordenadas das cicatrizes de deslizamento de alta confiabilidade, ele também contém informações referentes a data de ocorrência dos movimentos de massa, o que permite também investigar as suas possíveis causas. Entretanto, isso não é regra para todos os pontos presentes no banco de dados, pois muitas destas cicatrizes são antigas e não foi possível realizar a identificação da sua data de origem.

A metodologia aplicada foi capaz de identificar diversas cicatrizes de deslizamento localizadas fora das áreas dos municípios monitorados pelo CEMADEN (2022). Isso reforça a importância da realização de trabalhos como esse para a complementação dos bancos de dados existentes, principalmente em países em desenvolvimento, onde a falta de infraestrutura técnica faz com que nem a população, nem as entidades governamentais, tenham conhecimento suficiente a respeito da localização e da ocorrência de deslizamentos, dificultando assim a identificação e classificação de zonas de risco (Petschko et al., 2014).

O resultado desse trabalho foi a elaboração de um banco de dados com 307 pontos de deslizamento de terra de alta confiabilidade. Nas Figuras 3 e 4 estão representados os pontos de deslizamento identificados nesse trabalho, em mapas de declividade e elevação, respectivamente, para toda a Região Sul. Na Figura 5 é possível observar os pontos em relação aos municípios da Região Sul, com os municípios monitorados pelo CEMADEN (2022) destacados na cor rosa.

Espera-se que o banco de dados produzido seja utilizado para o desenvolvimento e a aprimoração de metodologias cada vez mais eficientes e eficazes na detecção de cicatrizes de deslizamento, além de poder ser

utilizado como base para a produção de mapas de susceptibilidade de risco de deslizamentos e sistemas de alertas e prevenção.

As técnicas de triagem das imagens usadas pelo especialista, para a identificação e separação de cicatrizes de deslizamentos de outras imagens, mostrou-se eficiente, refletindo em bons valores de precisão, até acima do esperado. O aprimoramento desta metodologia poderá tornar possível, não só a identificação, como também, a classificação automática, através da forma da cicatriz e do tipo de movimento de massa ocorrido. Da mesma forma, a consideração de variáveis relacionadas ao tempo e hidrológicas poderá proporcionar uma estimativa com boa precisão da data de ocorrência dos movimentos de massa.

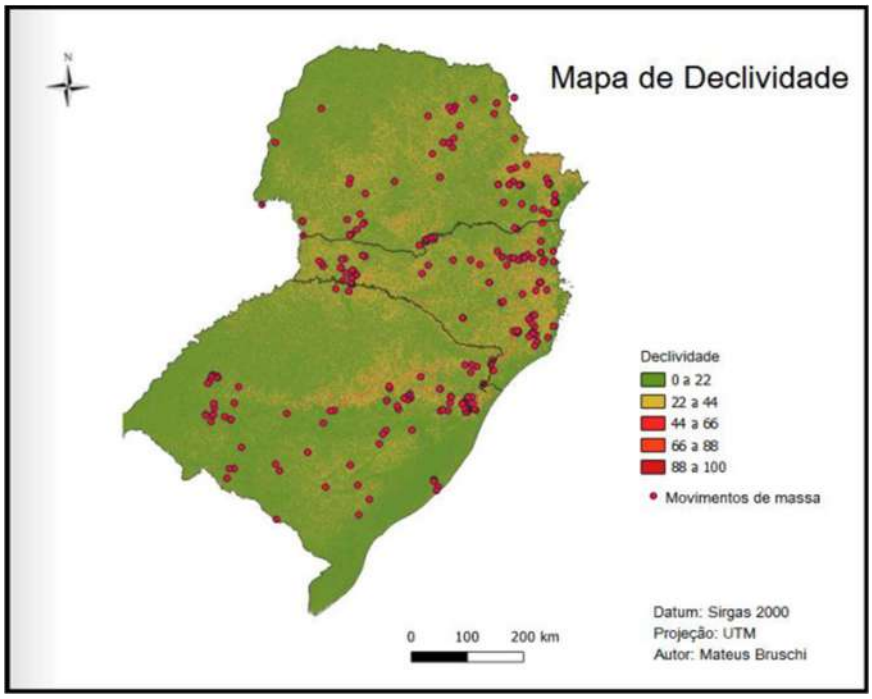


Figura 3. Mapa de declividade da Região Sul com os pontos de deslizamento identificados.

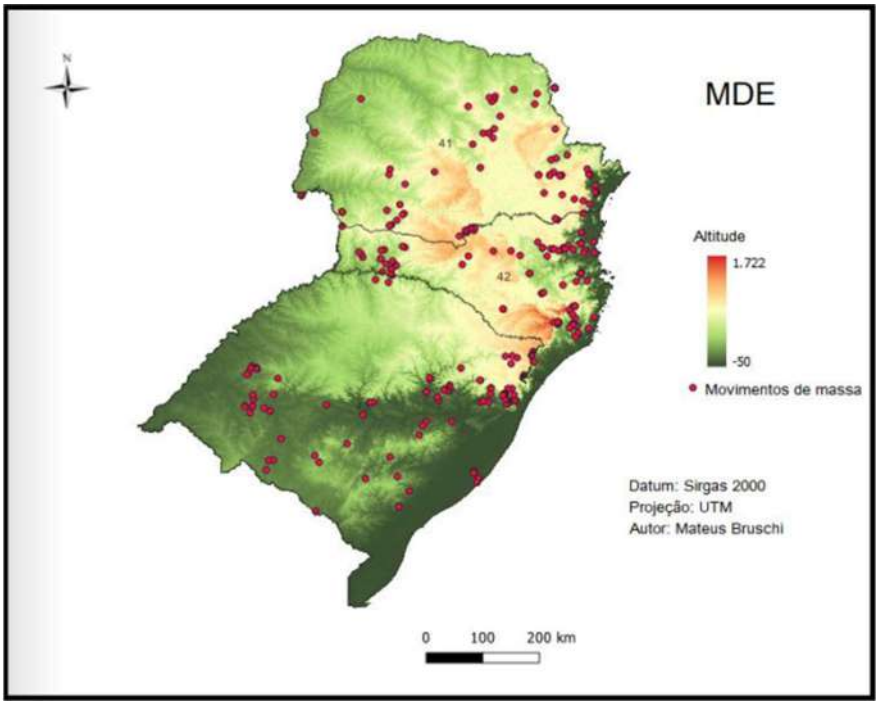


Figura 4. Mapa de elevação da Região Sul com os pontos de deslizamento identificados.

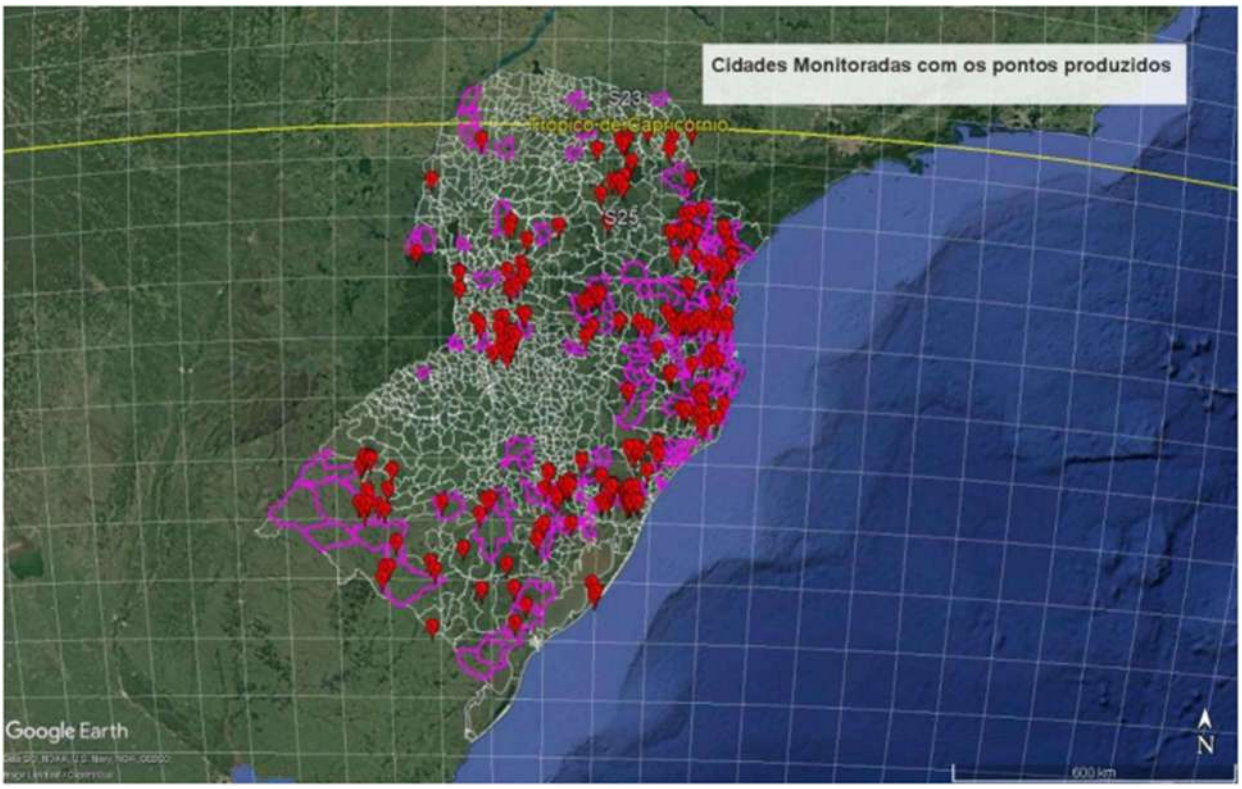


Figura 5. Municípios monitorados pelo CEMADEN (2022) (em rosa) com os pontos de deslizamento identificados (em vermelho).

Os resultados produzidos deixam evidente que a aplicação de métodos baseados em *deep learning*, para a segmentação de locais onde ocorreram deslizamentos de terra, tem grande potencial. Apesar disso, o caminho para um trabalho de segmentação automático ainda é longo e a verificação dos pontos por um profissional foi necessária para o método aplicado nesse trabalho.

5 CONCLUSÕES

A aplicação de metodologias de aprendizado de máquina vem demonstrando muito promissora no combate aos riscos e impactos dos desastres ambientais. Este estudo produziu, através de uma abordagem semiautomática, um banco de dados de alta confiabilidade de cicatrizes de deslizamentos. Esse inventário de deslizamentos além de conter as coordenadas geográficas, ele também contém informações relacionadas a data de ocorrência dos movimentos de massa. Essas informações podem ser valiosas para o desenvolvimento de novos sistemas de mapeamento de susceptibilidade e risco de deslizamentos de terra.

Os falsos-positivos são um problema existente, porém a metodologia empregada requer menos recursos e esforços humanos que a grande maioria das alternativas conhecidas. A validação deste inventário de deslizamentos de terra por um geotécnico, garante a esse inventário um grau de confiabilidade elevado. Análises realizadas por outros profissionais seriam um esforço interessante para melhorar ainda mais o banco de dados produzido nesse trabalho.

Outra possibilidade é o aprimoramento da metodologia, para que além de identificar a existência ou não de uma cicatriz de deslizamento, seja possível também classificar automaticamente, através da forma da cicatriz, o tipo de movimento de massa ocorrido. Além disso, com os intervalos de tempo em que os deslizamentos foram formados é possível obter os dados hidrológicos do local, para possivelmente estimar a data de ocorrência dos movimentos de massa.

Essa pesquisa é um esforço para o desenvolvimento de sistemas capazes de minimizar os riscos e as consequências de desastres naturais, como os deslizamentos de terra, para a sociedade. Especialmente para as regiões mais carentes de infraestrutura e de recursos, necessários para lidar adequadamente com esses desastres.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bragagnolo, L.; Silva, R. V; Grzybowski, J.M.V. (2019) Landslide susceptibility mapping with r.landslide: A free open-source Gis-integrated tool based on Artificial Networks. *Environmental Modelling & Software*, v. 123, p. 104565.

Bruschi, M. (2022) *Deep learning aplicada a segmentação semântica semiautomática de cicatrizes de deslizamentos de terra*. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de graduação em Engenharia Ambiental e Sanitária. Universidade Federal da Fronteira Sul, Erechim, 34 f.

Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais – CEMADEN (2022). *Riscos geo-hidrológicos*. Disponível em: <https://www.gov.br/cemaden/pt-br/assuntos/riscos-geo-hidrologicos>. Acesso em: 7 jun. 2022.

Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais – CEMADEN (2023). *Riscos geo-hidrológicos*. Disponível em: <https://www.gov.br/cemaden/pt-br/assuntos/riscos-geo-hidrologicos>. Acesso em: 8 dez. 2023.

Gameiro, S. (2020) *Capacidade de generalização e extrapolação espacial de redes neurais artificiais no mapeamento a sucetibilidade de deslizamentos.* Dissertação de Mestrado. Programa de pós-graduação em Sensoriamento Remoto. Centro Estadual de Pesquisas em Sensoriamento Remoto e Meteorologia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 99 f.

Hervás, J.; Bobrowsky, P. (2009) Mapping: inventories, susceptibility, hazard and risk. *Landslides–disaster risk reduction*, Springer, p. 321-349.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2018). População em áreas de risco no Brasil. Disponível em: <https://agenciadenoticias.ibge.gov.br/media/com_mediaibge/arquivos/6d4743b1a7387a2f8ede699273970d77.pdf >. Acesso em: 15 mai. 2022.

Krøgli, I. K., Devoli, G., Colleuille, H., Boje, S., Sund, M., Engen, I. K. (2018) The Norwegian forecasting and warning service for rainfall - and snowmelt - induced landslides, *Natural hazards and earth system sciences*, v. 18, p. 1427-1450.

Petschko, H., Brenning, A., Bell, R., Goetz, J., Glade, T. (2014) Assessing the quality of landslide susceptibility maps – case study Lower Austria. *Natural hazards and earth system sciences*, v. 14, p. 95-118,

Pourghasemi, H.R; Rahmati, O. (2018) Prediction of the landslide susceptibility: Which algorithm, which precision? *Catena*, v. 162, p. 177-192.

Prakash, N., Manconi, A., Loew, S. (2020) Mapping landslides on EO data: Performance of deep learning models vs. traditional machine learning models. *Remote Sensing*, v. 12, n. 346.

Scheibe, L.F. (1986). A geologia de Santa Catarina: sinopse provisória. *Geosul,* vol. 1, n. 1, p.7-38.

Soares, L. P. (2022) *Segmentação automática de cicatrizes de deslizamento de terra em imagens de sensores remotos utilizando aprendizagem profunda de máquina (Deep Learning).* Dissertação de Mestrado. Programa de pós-graduação em Recursos Minerais e Hidrogeologia, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 128 f.

Stumpf, A.; Kerle, N. Object-oriented mappiong of landslides using Random Forests. *Remote sensing of environment*, Elsevier, v. 115, n. 10, p. 2564-2577, 2011.

Tavares, R. (2010). *Imbricações entre os ritmos do clima e os ritmos da urbanização na formação de risco e vulnerabilidade socioambientais a deslizamentos de terra na Serra do Mar-Ubatuba/SP*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-graduação em Geografia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 263 f.

Vanacôr, R. N.; Rolim, S. B. A. Mapeamento da suscetibilidade a deslizamentos usando técnicas de estatística bivariada e sistema de informações geográficas na região nordeste do Rio Grande do Sul. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, v. 13, n. 1, 2012.

Zhong, C., Liu, Y., Gao, P., Chen, W., Li, H., Hou, Y., Nuremanguli, T., Ma, H. Landslide mapping with remote sensing: challenges and opportunities. *International Journal of Remote Sensing*, Taylor & Francis, v. 41, n. 4, p. 1555-1589, 2019.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/198

Desempenho de Contenção Composta pela Associação entre Trilhos Ferroviários Cravados e Cortina Atirantada

José Allan Carvalho Maia
Engenheiro Geotécnico, Vale S.A, Belo Horizonte, Brasil, allan.maia@vale.com

Gustavo Vinicius Gouveia
Geólogo Geotécnico, Vale S.A, Belo Horizonte, Brasil, gustavo.gouveia@vale.com

Ana Paula de Campos Daher
Geóloga Geotécnica, Vale S.A, Belo Horizonte, Brasil, c0662845@vale.com

Marcus Vinicius Dilascio
Geólogo Geotécnico, Vale S.A, Belo Horizonte, Brasil, marcus.dilascio@vale.com

RESUMO: O presente artigo busca compartilhar o estudo desenvolvido para a implantação de uma cortina atirantada, cujo objetivo foi salvaguardar uma importante linha ferroviária impactada pelo intenso período chuvoso de 2021/2022. Em razão das particularidades operacionais da linha férrea de via dupla, a estrutura de contenção necessitava que sua implantação se desse em curto tempo. Tal premissa conduziu ao emprego de técnica não trivial para a grande maioria das obras geotécnicas de contenção, mas bastante usual e prática para as obras geotécnicas de contenção aplicadas a infraestrutura ferroviária. Basicamente a técnica utilizou a associação entre trilhos ferroviários cravados e muro de concreto armado atirantado. Esta tratativa contribuiu para o reforço do terreno e garantiu a manutenção da operação das linhas férreas, sob limitação da velocidade de trânsito das composições ferroviárias e, acompanhamento geotécnico diário da área da obra. Ao final, o artigo dividirá com a comunidade técnica a impressão dos autores quanto ao uso de códigos computacionais 2D na simulação numérica de obras similares.

PALAVRAS-CHAVE: Estrutura de Contenção, Modelagem Numérica, Estabilidade de Talude, Ferrovia.

ABSTRACT: This article delivers the study developed for implementing an anchored retaining wall to safeguard an important railway line impacted by the intense rainy season of 2021/2022. Due to the operational particularities of the double-track railway line, the retaining wall required its implementation to take place in a brief time. This premise led to the use of a non-trivial technique for the vast majority of retaining wall works, but it is quite common and practical for geotechnical railway infrastructure. The technique used the association between nailed railway tracks and an anchored retaining wall. This approach contributed to strengthening the land and guaranteed the maintenance of the operation of the railway lines, subject to the limitation of the traffic speed of the railway trains and daily geotechnical monitoring of the work area. In the end, the article will share with the technical community the authors' impression regarding the use of 2D computational codes in the numerical simulation of similar works.

KEYWORDS: Retaining Wall, Numerical Modelling, Slope Stability, Railway.

1 INTRODUÇÃO

A Estrada de Ferro Carajás (EFC) faz a ligação dos Complexos Mineradores de Serra Norte e Serra Sul (no Pará) ao porto marítimo da Madeira (no Maranhão). Em razão do volume diário de composições ferroviárias, a EFC é estruturada em duas linhas tronco principais que possibilita o trânsito simultâneo de trens em ambas as direções, ou seja, do porto à mina e vice-versa.

O presente trabalho apresenta a reavaliação da estabilidade do km 378 após a cravação de trilhos ferroviários (Figura 1), estes associados uma típica cortina atirantada conformada por dez painéis (Painel 1 ao

Painel 10) e com duas linhas de tirantes. Esta solução de engenharia foi empregada na estabilização da plataforma ferroviária localizada no quilometro mencionado, onde ela apresentou elevadas deformações após intenso período chuvoso no ano de 2022.

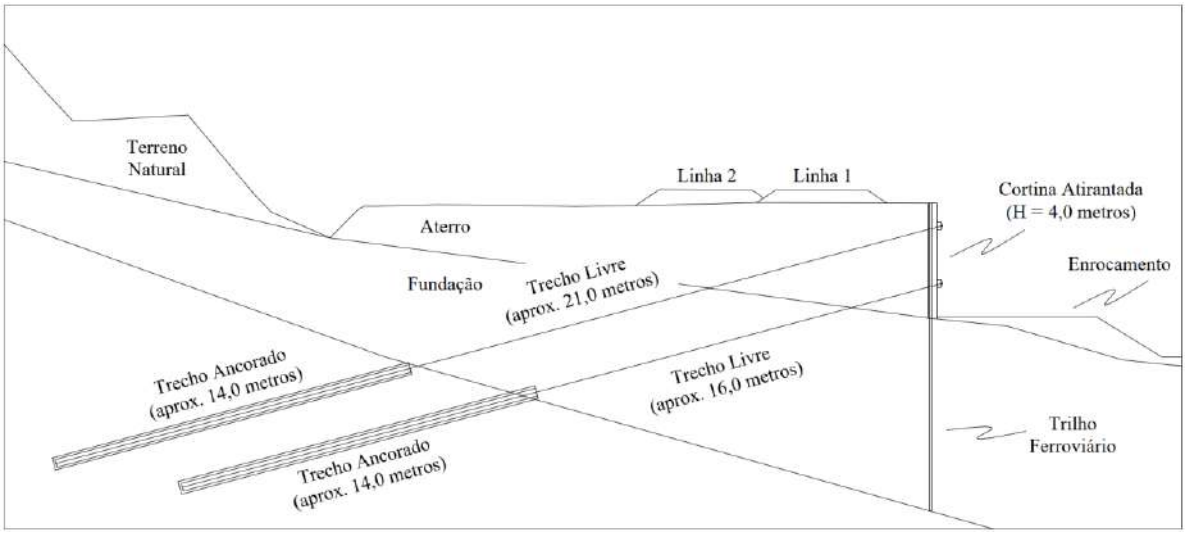


Figura 1. Seção transversal esquemática do km 378 da Estrada de Ferro Carajás.

1.1 Critérios de Análise

Após a compilação dos dados existentes, um conjunto de critérios de análise foi estabelecido de forma a preservar o conhecimento produzido para o projeto detalhado da cortina. Em suma, os critérios de análise considerados foram os seguintes:

- Parâmetros geotécnicos obtidos do projeto detalhado;
- Nível freático localizado no contato entre o material de fundação e o aterro da ferrovia;
- Ação sísmica igual a 0,01 g compatível com a Intensidade III da escala de Mercalli Modificada (Lopes & Nunes, 2011), este valor representa a vibração devido a circulação das composições;
- Carregamentos operacionais da EFC:
  - Linha Tronco 1 adjacente a cortina atirantada:
    - 67 kPa (trem carregado a velocidade de 30 km/h);
    - 40 kPa (agrupamento dos vagões vazios e das locomotivas a velocidade de 30 km/h);
    - 83 kPa (trem carregado a velocidade de 80 km/h);
  - Linha Tronco 2 distante da cortina:
    - 73 kPa (trem carregado a velocidade de 50 km/h);
    - 83 kPa (trem carregado a velocidade de 80 km/h).
- Trilhos da cravados do tipo TR68;
- Espaçamento (aprox. de 1,5 metros) e comprimento variável (6,0 a 9,0 metros) para os trilhos cravados segundo o indicado no cadastramento locacional de cravação dos trilhos ferroviários;
- Posição, inclinação e comprimento (livre e ancorado) dos tirantes conforme projeto detalhado.

De forma a respeitar a tolerância aos riscos estabelecidos pelo operador da EFC, o presente trabalho empregou como critério de aceitação para o fator de segurança (FoS) o valor mínimo de 1,5. Este valor visa concomitantemente garantir os níveis de segurança contra danos a vidas humanas, ao meio ambiente e eventuais perdas materiais. Ademais, o citado valor mínimo também é recomendado por documentos técnicos com os padrões da indústria, tais como:

- ABNT NBR 11682 (2ª Edição, 21/08/2009): Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009);
- ABNT NBR 16920-1 (1ª Edição, 19/01/2021): Muros e Taludes em Solos Reforçados – Parte 1: Solos Reforçados em Aterros (ABNT, 2021).

1.2 Parâmetros Geotécnicos e dos Materiais

Os parâmetros geotécnicos (Tabela 1) foram obtidos do projeto detalhado como citado anteriormente. De acordo com a documentação do projeto detalhado, os parâmetros foram adotados pela equipe técnica responsável levando em consideração as observações coletadas durante diversas inspeções de campo, resultados de seis sondagens percussivas e, da própria experiência da equipe técnica envolvida em trabalhos anteriores na região. No tocante aos parâmetros dos elementos da cortina atirantada (Tabela 2), esses foram definidos a partir das informações disponibilizados no projeto detalhado e por meio de seus fabricantes, mediante pesquisa bibliográfica da literatura técnica especializada.

Tabela 1. Parâmetros usados na reavaliação de estabilidade do km 378 da Estrada de Ferro Carajás.

Material	**Critério de Ruptura**	**γ_{seco} (kN/m³)**	**γ_{sat} [a] (kN/m³)**	**Coesão (kPa)**	**Ângulo de Atrito**	**Coesão (kPa)**	**Ângulo de Atrito**
Arenito *In Situ*	Mohr-Coulomb	18		40 [a]	35º		
Argila Aluvião [a]		20		0	33º		
Aterro		18	22	7	27º	0	27º
Lastro [a]		25		1	45º		
Sedimentos [a]		14		0	22º		
Silte Areno-Argiloso		18		0	33º		
Silte Arenoso		18	20	5	33º	0	33º
Silte Argiloso		14	16	5 [a]	22º	0	22º
Solo Mole		14		0	22º		

[a] Valor adotado.

Tabela 2. Parâmetros adotados para os elementos da cortina atirantada.

Parâmetro	**Tirante**	**Trilho Ferroviário Cravado TR68**
Diâmetro (mm)	36,0	-
Área da Seção Transversal (mm², aprox.)	1.018,0	8.652,0
Resistência a Tração (kN)	200,0	-
Resistência de Aderência (kN/m/m)	20,8	-
Resistência ao Cisalhamento (kN, aprox.)	-	1.200
Comprimento Ancorado (m)	14,0	-
Comprimento Livre da 1ª Linha (m)	21,0	-
Comprimento Livre da 2ª Linha (m)	16,0	-
Resistência da Placa (kN)	100,0	-

2 MODELO GEOLÓGICO

O modelo geológico base para as análises foi construído a partir dos dados de sondagens históricas, levantamento topográfico de 2022 e, investigações geofísicas de superfície. Embora a fundação do aterro da ferrovia tenha sido interceptada pelas sondagens, a região de estudo é muito ampla, e a densidade de sondagens muito pequena. Neste sentido, os contatos foram interpretados a partir da reunião dos resultados das três linhas de eletrorresistividade e dos boletins de sondagens. Por fim, o modelo geológico elaborado alcançou representar os principais elementos componentes do substrato, materiais aflorantes, sedimentos fluviais e os próprios elementos do aterro da ferrovia (Figura 2).

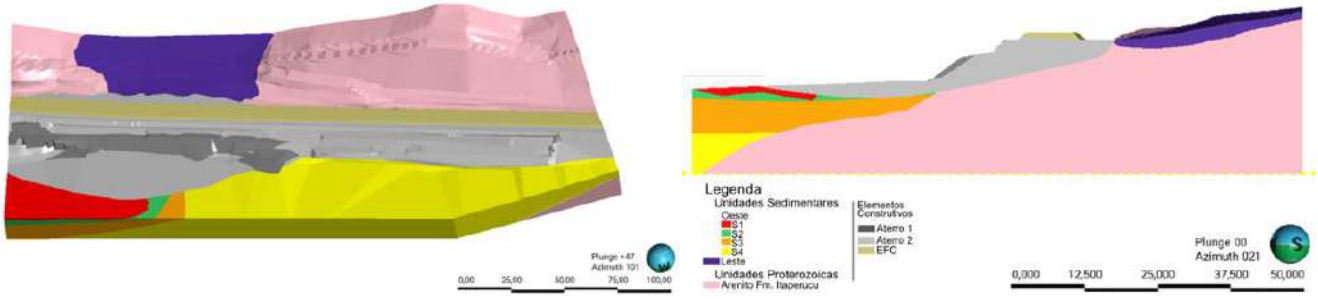


Figura 2. Modelo geológico da Estrada de Ferro Carajás.

3 ANÁLISE E RESULTADOS

O programa Slide3 v. 3.0 (Rocscience, 2023) foi empregado para melhor capturar o comportamento espacial da obra em tela. Este *software* emprega os conceitos do método de equilíbrio limite em um ambiente tridimensional, o qual confronta as forças resistentes (estabilizadoras) e forças mobilizantes (instabilizadores), de maneira a investigar o desbalanceamento das forças cisalhantes ao longo da superfície crítica de escorregamento. Além disso, as análises utilizaram o método de cálculo de Morgenstern-Price em virtude de seu rigor matemático, assim como a técnica de busca da superfície de escorregamento conhecida por *Particle Swarm Search (multiple failures)*, em razão do seu avançado algoritmo computacional de varredura das superfícies com maior desbalanceamento das forças cisalhantes. O *Particle Swarm Search* (Kalatehjari *et al.* 2014, Kennedy & Eberhart, 1995) ainda possibilitou o cálculo de até seis superfícies críticas para cada nova corrida computacional do Slide3.

3.1 Considerações Iniciais

Inicialmente, cabe esclarecer que a análise pelo método de equilíbrio limite não é capaz de simular as várias etapas construtivas de um projeto de maneira associada (passo a passo). Neste sentido, quando se faz necessário o melhor entendimento da influência recíproca entre as várias etapas construtivas, o método de elementos finitos baseado nos princípios de tensão-deformação é fortemente indicado. Este último é capaz de investigar os efeitos positivos e negativos da redistribuição das tensões decorrentes das diversas etapas construtivas, tais como escavação, aplicação da camada inicial de concreto projetado, construção da parede em concreto armado, instalação dos tirantes, ganho progressivo de resistência da resina/*grout* dos tirantes, etc.

Por fim, a decisão pelo uso do Slide3 foi tomada devido que uma análise tensão-deformação iria atribuir incertezas na reavaliação da estabilidade do km 378. Isto devido a necessidade de se adotar valores para os parâmetros de rigidez (módulo de deformabilidade e índice de Poisson) dos materiais do aterro e da fundação, pois não existem ensaios laboratoriais do tipo triaxial para o km 378. Além disso, a análise tensão-deformação precisa de um melhor entendimento sobre o comportamento dos materiais frente ao estado de tensões, em outros termos, sob certo estado de tensões (naturais ou induzidas) os materiais tendem a um comportamento frágil (perda rápida de resistência) ou dúctil (perda lenta de resistência).

3.2 Modelo Numérico 3D

A construção do modelo numérico 3D (Figura 3) apoiou-se no modelo geológico, em informações coletadas em inspeções geotécnicas de campo e, no cadastro locacional de cravação dos trilhos ferroviários (inclusive comprimentos particulares). No tocante aos tirantes, os seus respectivos comprimentos e ângulos de instalação foram baseados nos detalhes apresentados no projeto detalhado. Em síntese, o modelo numérico foi otimizado no *software* Slide3 por meio de união das informações disponíveis.

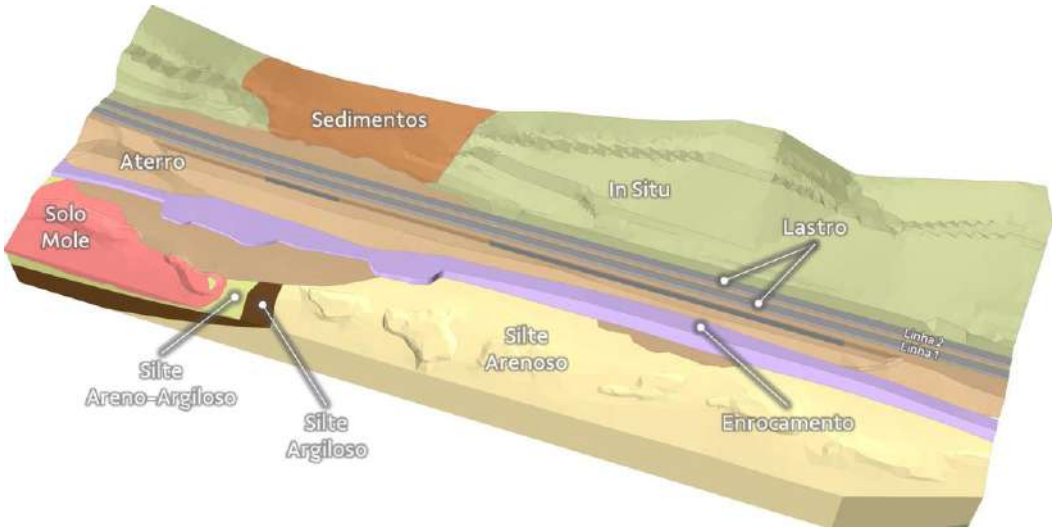


Figura 3. Modelo numérico tridimensional utilizado na reavaliação da estabilidade do km 378.

3.3 Cenários Abordados

Em linhas gerais, a presente reavaliação não buscou investigar os FoS intermediários associados as fases construtivas, mas somente na condição após a conclusão da primeira linha de tirantes (Cenário 1) e após a conclusão das obras (Cenário 2). A Figura 3 exibe os cenários considerados na reavaliação da estabilidade do km 378.

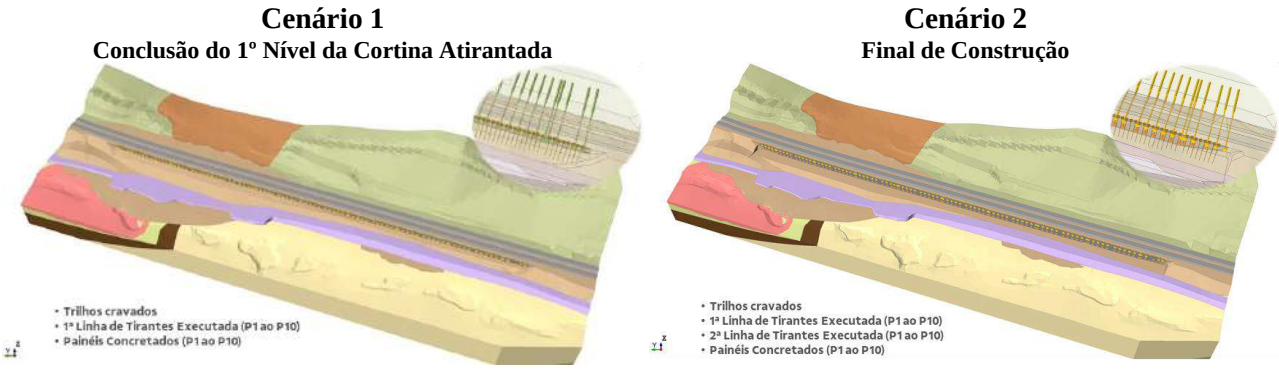


Figura 3. Cenários da reavaliação da estabilidade do km 378 da Estrada de Ferro Carajás.

3.4 Análise do Cenário 1 – Conclusão do 1º Nível da Cortina Atirantada

O modelo numérico do Cenário 1 investigou o desempenho da obra de contenção após a completa execução de sua primeira linha de tirantes (100% da carga), porém com a construção parcial do paramento de concreto armado (½H) associado aos trilhos cravados (Figura 4). Pata tanto, o estudo considerou quatro combinações operacionais das linhas troncos ferroviárias, sendo estas:

- Com Restrição na Circulação:
  - Combinação 1
    - Linha 1 – 67 kPa – Trem carregado a velocidade de 30 km/h;
    - Linha 2 – 73 kPa – Trem carregado a velocidade de 50 km/h.
  - Combinação 2
    - Linha 1 – 67 kPa – Trem carregado a velocidade de 30 km/h;
    - Linha 2 – 83 kPa – Trem carregado a velocidade de 80 km/h (velocidade operacional máxima).
  - Combinação 3
    - Linha 1 – 40 kPa – Trem vazio (locomotiva + vagões) a velocidade de 30 km/h;

- Linha 2 – 83 kPa – Trem carregado a velocidade de 80 km/h.

- Sem Restrição na Circulação:
  - Linha 1 – 83 kPa – Trem carregado a velocidade de 80 km/h;
  - Linha 2 – 83 kPa – Trem carregado a velocidade de 80 km/h.

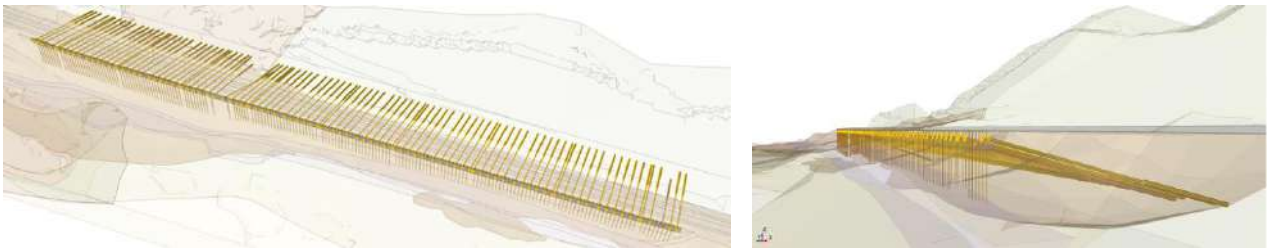


Figura 4. Modelo numérico utilizado no Cenário 1.

Os resultados indicam que a presença dos tirantes, conjuntamente com os trilhos ferroviários cravados e muro de concreto armado, conduz a ganhos na condição de segurança do aterro da EFC (Figura 5). Em ambas as combinações, os FoS calculados ao nível da plataforma ferroviária respeitam o preconizado nos critérios descritos no Item 1.1 (FoS ≥ 1,5). Não obstante, na plataforma do acesso construtivo materializada em encoramento (Figura 1) se percebe pontualmente FoS inferiores a 1,4.

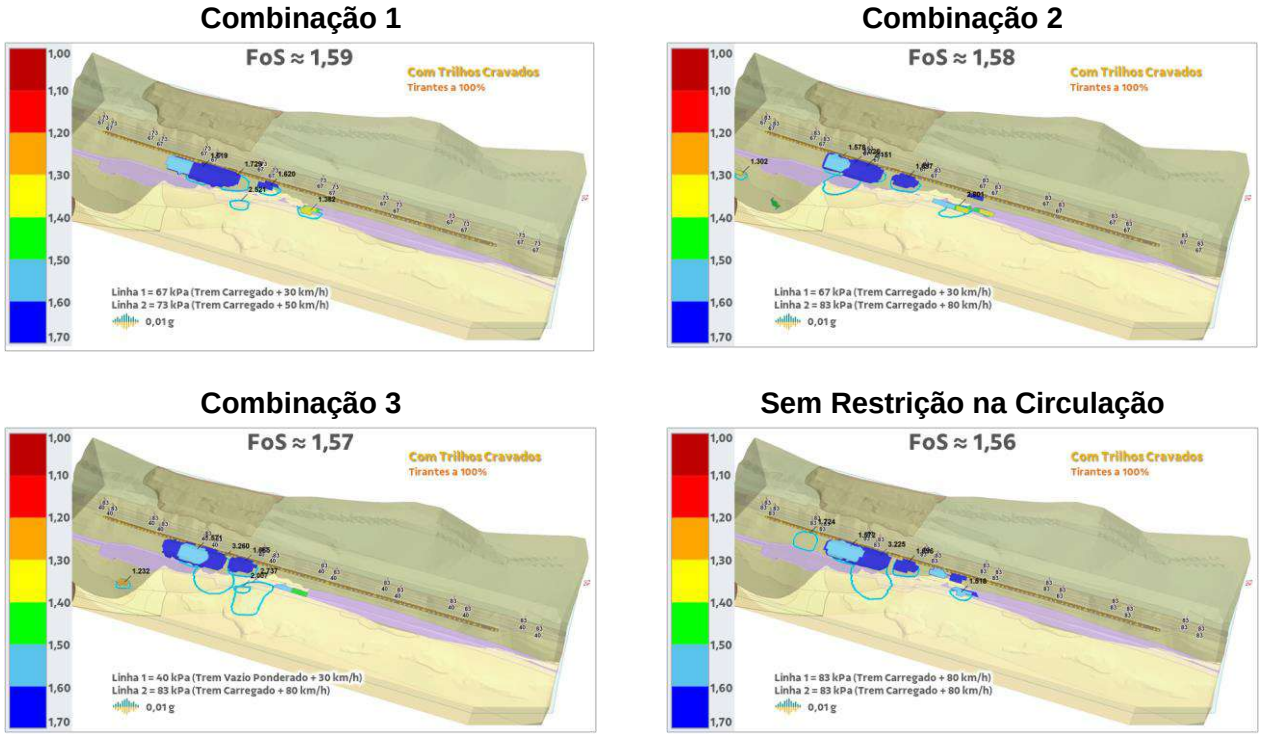


Figura 5. – FoS calculados para o Cenário 1.

3.5 Análise do Cenário 2 – Final de Construção

O modelo numérico do Cenário 2 buscou examinar o arranjo final após conclusão das obras e com a cortina atirantada sujeito a circulação ferroviária da EFC, sem restrições quanto a velocidade das composições ferroviárias e/ou limitações no transporte de cargas. A Figura 6 mostra o arranjo dos trilhos ferroviários cravados, tirantes da primeira e segunda linhas e muro de concreto armado, onde os tirantes da primeira linha

apresentam comprimento de 35,0 metros, os tirantes da segunda linha possuem comprimento de 30,0 metros e, o muro de concreto comprimento de 240,0 metros e altura de 4,0 metros.

No que diz respeito aos carregamentos, estes foram centralizados na circulação normal das composições ferroviárias, ou seja, sob velocidade de 80 km/h e vagões com carga média de 110 toneladas (aprox. 36 mil toneladas por composição). Ademais, de maneira conservadora, um ambiente hipotético de ocupação síncrona das duas linhas tronco por composições carregadas foi considerado.

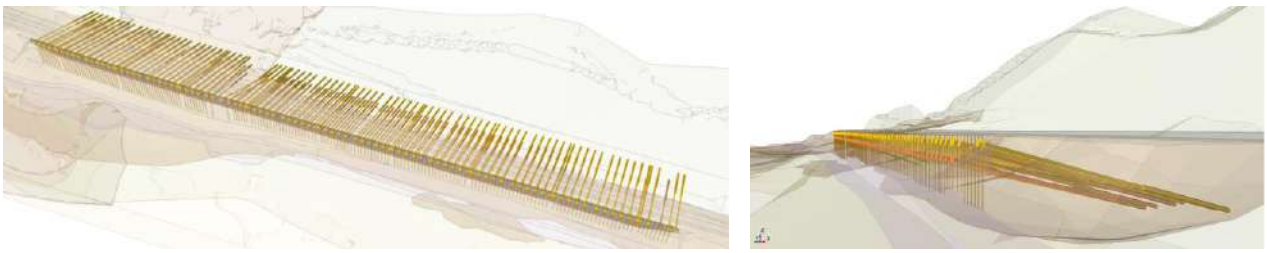


Figura 6. Modelo numérico utilizado no Cenário 2.

A Figura 7 traz o FoS calculado devido a interação entre a operação ferroviária da EFC e a cortina atirantada associada aos trilhos ferroviários cravados previamente ao início da construção do muro de concreto armado. O resultado apresenta, ao nível da plataforma ferroviária, FoS congruente com os critérios descritos no Item 1.1 (FoS ≥ 1,5). Similarmente ao percebido no Cenário 1, na plataforma do acesso construtivo em encoramento se observa FoS inferiores a 1,4 o que aponta para reforço local da plataforma construtiva, em caso desta ser convertida para um acesso de manutenção e/ou inspeção da cortina.

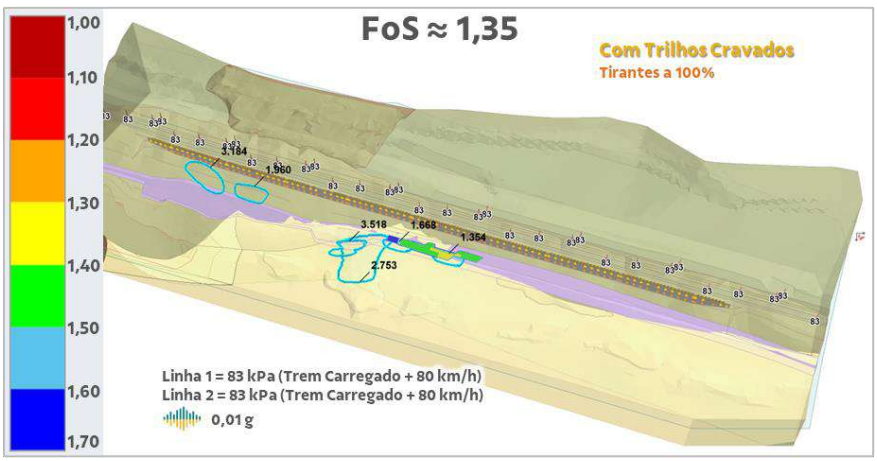


Figura 7. – FoS calculado para o Cenário 2.

4 COMENTÁRIOS FINAIS

O programa Slide3 v. 3.0 (Rocscience, 2023) foi empregado para melhor capturar o comportamento espacial da obra em tela. Este *software* emprega os conceitos do método de equilíbrio limite em um ambiente tridimensional, o qual confronta as forças resistentes (estabilizadoras) e forças mobilizantes (instabilizadores), de maneira a investigar o desbalanceamento das forças cisalhantes ao longo da superfície crítica de escorregamento. Além disso, as análises utilizaram o método de cálculo de Morgenstern-Price em virtude de seu rigor matemático, assim como a técnica de busca da superfície de escorregamento conhecida por *Particle Swarm Search (multiple failures)*, em razão do seu avançado algoritmo computacional de varredura das superfícies com maior desbalanceamento das forças cisalhantes. O *Particle Swarm Search* ainda possibilitou o cálculo de até seis superfícies críticas para cada nova corrida computacional do Slide3.

4.1 Limitações

Os resultados alcançados na presente reavaliação poderão divergir do comportamento real da obra de engenharia implantada, tal fato sendo explicado pela variabilidade natural dos parâmetros geotécnicos. Assim, o presente estudo reitera as usuais recomendações inerentes as obras geotécnicas, tais como:

- Mapeamento geológico-geotécnico durante a fase de implantação, por entender que esta atividade aportar muitíssimas informações que corroborarão para a otimização do projeto;
- Inspeções geotécnicas de campo durante e após o final da etapa construtiva;
- Instalação, acompanhamento e interpretação do sistema de monitoramento;
- Retroanálises de estabilidade contínuas e suportadas por informações de campo;
- Indicação clara e transparente das melhorias/ajustes do projeto e/ou serviços em execução;
- Testes de carga dos elementos de contenção e/ou sustentação como tirantes, grampos e chumbadores (por exemplo, teste de recebimento).

A reavaliação de estabilidade do km 378 foi realizada pelo *software Slide3* baseado no método de equilíbrio limite, o qual não é capaz de simular as várias etapas construtivas de um projeto de maneira associada. Da mesma forma, o método de equilíbrio limite não é capacitado a investigar os efeitos positivos e negativos da redistribuição das tensões decorrentes das diversas etapas construtivas.

4.2 Conclusões

Os resultados obtidos sinalizam para o importante papel dos trilhos ferroviários cravados no alcance dos níveis de segurança requeridos. Contudo, este prático elemento de reforço, por vezes, tem seus efeitos benefícios negligenciados devido esses elementos não serem apropriadamente modelados nos *software* bidimensionais disponíveis. De fato, a interação dos trilhos ferroviários cravados entre si, com os demais elementos estruturais e com próprio terreno, conduz a um contexto complexo que viola as hipóteses simplificadoras impostas pelas tradicionais análises bidimensionais.

O FoS calculado para o Cenário 1 pode estar sendo otimista, principalmente em razão da variabilidade natural dos parâmetros geotécnicos. Logo, a segunda linha de tirantes (Cenário 2) visa minimizar os eventuais impactos das incertezas geológicas e/ou geotécnicas. Por fim, a reavaliação da estabilidade do km 378 por um *software* tridimensional trouxe a luz setores na plataforma construtiva com FoS abaixo de 1,4, os quais descumprem os limites de aceitação de FoS superior a 1,5.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2009). ABNT NBR 11682: Estabilidade de Encostas. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 39p.

ABNT (2021). ABNT NBR 16920-1: Muros e Taludes em Solos Reforçados - Parte 1: Solos Reforçados em Aterros. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 55p.

KALATEHJARI, R., RASHID, A.S.A., ALI, N. & HAJIHASSANI, M. (2014). The Contribution of Particle Swarm Optimization to Three-Dimensional Slope Stability Analysis. The Scientific World Journal, John Wiley & Sons, 12p.

KENNEDY, J. & EBERHART, R. (1995). Particle Swarm Optimization, Proceedings of the International Conference on Neural Networks (ICNN'95), IEEE, Perth, Western Australia, Australia, 4: 1942-1948.

LOPES, A.E.V. & NUNES, L.C. (2011). Intensidades Sísmicas de Terremotos: Formulação de Cenários Sísmicos no Brasil. Revista USP: Catástrofes, São Paulo, SP, 91: 90–102.

Rocscience Inc. 2023, Slide3 version 3.0 – 3D Equilibrium Limit Analysis for Slopes. www.rocscience.com, Toronto, Ontario, Canada.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/199

Dimensionamento de Bulbo de Tirantes Versus Dados de Ensaios

NAKAMOTO, FLÁVIO
GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, Barueri – SP, Brasil, flavio.nakamoto@geocompany.com.br

BASTOS, IZABEL GOMES
GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, Barueri – SP, Brasil, izabel@geocompany.com.br

JARROUGE NETO, HABIB GEORGES
GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, Barueri – SP, Brasil, habib@geocompany.com.br

MELO, DANIELLE FERNANDA MORAIS
GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, Barueri – SP, Brasil, danielle.melo@geocompany.com.br

KOCHEN, ROBERTO
Prof. Dr. Escola Politécnica da USP, GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, Barueri – SP, Brasil, kochen@geocompany.com.br

RESUMO: Para a implantação de um sistema de cortinas atirantadas, a determinação do comprimento de ancoragem dos tirantes é feita por meio de métodos teóricos em conjunto com a experiência da empresa executora e da projetista. Neste artigo, será apresentada uma comparação entre os comprimentos de bulbos obtidos pela metodologia semiempírica, proposta por Bustamante e Costa Nunes, e os dados obtidos pelos ensaios, considerando o atrito lateral do bulbo obtido pelos resultados dos ensaios de qualificação e de recebimento dos tirantes executados. Os tirantes avaliados foram executados em duas obras distintas: na primeira, o maciço é caracterizado por um solo residual da região serrana do estado do Rio de Janeiro; na segunda, os tirantes atravessaram depósitos sedimentares terciários e quaternários na cidade de Mogi das Cruzes-SP. A comparação entre os comprimentos teóricos e empíricos permite realizar uma avaliação da assertividade das referências bibliográficas.

PALAVRAS-CHAVE: Tirantes, Dimensionamento de Bulbo de tirante, Método de Bustamante, Método de Costa Nunes.

ABSTRACT: For the implementation of a tie rod system, the determination of the anchor length is conducted using theorical methods together with the experience of the executing and project company. This article presents a comparison between the bulb lengths calculated by the semi-empirical methodology, proposed by Bustamante and Costa Nunes, and the data obtained by the tests, considering the lateral friction of the tie rod determined by the results of the qualification and acceptance tests of the executed tie rods. The tie rods evaluated were executed in two different works: in the first, the tie rods crossed tertiary and quaternary sedimentary deposits in the town of Mogi das Cruzes, in the second, the soil is characterized by a residual soil from the mountainous region of the state of Rio de Janeiro. The comparison between both theorical and empirical lengths allows an evaluation of the assertiveness of the bibliographic references.

KEYWORDS: Tie Rod, Anchor length determination, Bustamente, Costa Nunes.

1 INTRODUÇÃO

A cortina atirantada é um sistema de contenção composto por um paramento e um conjunto de tirantes, que são ancorados no terreno em profundidade buscando a estabilidade, diminuindo a possibilidade de ocorrência de rupturas ou movimentações de terras. Os tirantes podem ser formados por monobarras, cordoalhas ou fios de aço. São executados com protensão por meio de macacos hidráulicos até a carga pré-definida em projeto e fixados no paramento de concreto através de placas metálicas com angulações

variáveis. A parede pode ser de concreto projetado, moldado in loco ou pré-moldado com espessura variando de acordo com os esforços atuantes, o puncionamento das cargas dos tirantes e dos espaçamentos entre eles.

O tirante é um elemento linear capaz de transmitir esforços de tração entre as duas extremidades. A extensão é dividida em a) comprimento livre, a distância entre a cabeça do tirante e o ponto inicial de aderência e b) bulbo de ancoragem, trecho projetado para transmitir a carga aplicada ao terreno. O funcionamento do sistema consiste no equilíbrio entre a força de protensão resistente dos tirantes e o empuxo de terra atuante contra a face interna da parede. O processo executivo do sistema pode ser tanto descendente quanto ascendente, variando de acordo com as necessidades e exigências da obra e seu entorno.

Com o objetivo de obter uma comparação entre os métodos de dimensionamento, serão analisados os ensaios de recebimento e qualificação realizados em duas localizações. A primeira no Rio de Janeiro, contendo 265 tirantes protendidos e a segunda, em Mogi das Cruzes, com 328 tirantes ancorados no terreno.

2. CÁLCULO DO TIRANTE PROTENDIDO

O dimensionamento estrutural do tirante consiste no estabelecimento dos seus elementos básicos: cabeça, que fica para fora do terreno colada à face externa do paramento com função de transmitir a carga do bulbo para a parede, trecho livre e trecho ancorado para resistir aos esforços previstos em projeto.

- A seção de aço deve ser calculada através do esforço máximo submetido em relação a tensão admissível do aço a ser utilizado.
- A cabeça do tirante deve ser suficiente para permitir a aplicação dos esforços ao tirante e distribuir aos elementos ancorados.
- O trecho livre deve ser obtido de forma que a ancoragem se estabeleça em solo competente e permita um alongamento necessário para a incorporação da carga prevista.
- O trecho do bulbo pode ser calculado por métodos semiempíricos como os elaborados, por exemplo, por Bustamante (1985) e Costa Nunes (1987).

O sistema como um todo deve garantir estabilidade para as superfícies de ruptura com fator de segurança mínimo definido de acordo com os riscos às vidas humanas e danos materiais e ambientais definidos na norma NBR 11682:2009. Os cálculos envolvem as condições do terreno natural, os parâmetros geológicos/geotécnicos obtidos por meio de ensaios e análise das sondagens e as configurações da cortina atirantada. Para o cálculo do comprimento da ancoragem, uma das metodologias foi proposta por Bustamante (1985, apud Hachich, 1996), onde o comprimento de bulbo é dado por:

$$L_B = \frac{T}{\pi * D_S * q_S}; D_S = \alpha * D_d$$

Onde: $T =$ capacidade de carga geotécnica no trecho ancorado, em kN;

$q_S =$ resistência ao cisalhamento do trecho ancorado, em kN/m^2;

$D_S =$ diâmetro médio do bulbo de perfuração majorado devido à pressão de injeção da calda de cimento no bulbo do tirante, em m;

$D_d =$ é o diâmetro de perfuração inicial, em kN;

$\alpha =$ coeficiente multiplicador do diâmetro para a obtenção do diâmetro final, podendo ser obtido pela Tabela 1. O coeficiente deve ser determinado conforme a técnica de injeção no bulbo, onde IRS é o procedimento em vários estágios e IGU em apenas um único estágio.

Tabela 1. Valores de α para diâmetro final do bulbo (Yassuda e Dias, 1998, modificado, apud Hachich, 1996)

Material	Coeficiente α		Volume injetado no bulbo V_i
	IRS	IGU	
Silte	1,4-1,6	1,1-1,2	2,0 V_s (IRS)
			1,5 V_s (IGU)
Argila	1,8-2,0	1,2	2,5 a 3,0 V_s (IRS)
			1,5 a 2,0 V_s (IGU)
Rocha alterada ou fraturada	1,2	1,1	1,1 a 1,5 V_s se a camada for finamente fissurada.
			2,0 V_s ou mais se a camada for fraturada

V_s = volume teórico do bulbo

IRS = "Injection répétitive et sélective"
IGU = "injection globale en pressée unifiée"

A resistência ao cisalhamento (q_S) pode ser obtida por meio de correlação entre o tipo de material onde o trecho de bulbo estará presente, a pressão limite de injeção e a quantidade de etapas que serão feitas. As determinações podem ser obtidas por meio dos ábacos propostos de Bustamante e Doix (1985) e apresentadas nas figuras a seguir.

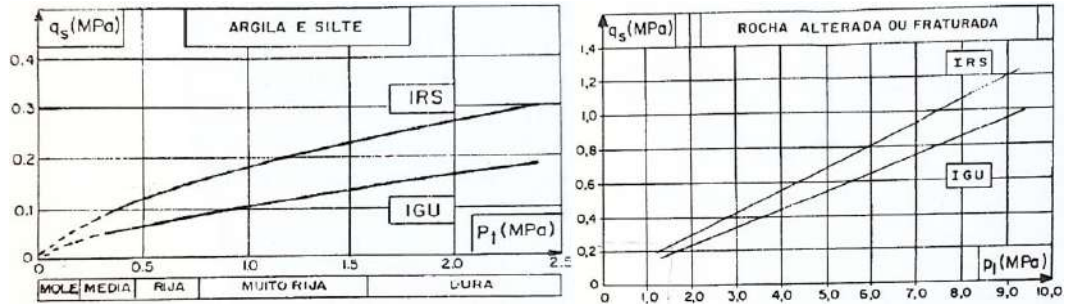


Figura 1. Aderência do tirante de acordo com o material (Bustamante; Doix, 1985, apud Hachich, 1996)

Outra metodologia é a de Costa Nunes (1987, apud Hachich, 1996), na qual é utilizada a superfície de ruptura proposta por Mohr-Coulomb para a definição da resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo. A seguir, são apresentadas as equações de acordo com a metodologia.

$$L_b = \frac{T}{\pi * D_d * n_d * n_l * q_S} \; ; \; q_S = c' + (\gamma * h * n_h + \Delta p) * tg\varphi$$

Onde: $n_d =$ fator de aumento do diâmetro pela pressão de injeção;
$n_l =$ fator de redução do comprimento do bulbo devido à pressão sobre o mesmo não ser uniforme;
$q_S = \tau =$ aderência na ruptura ou resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo, em kN/m^2;
$c' =$ aderência entre a calda e o solo, podendo igualar à coesão do solo, em kN/m^2;
$\gamma =$ peso específico do solo, em kN/m^3;
$h =$ profundidade do centro do bulbo, em m;
$n_h =$ fator de redução da profundidade;
$\varphi =$ ângulo do atrito do solo, em °;
$\Delta p =$ parcela de aumento de pressão normal devido à pressão residual de injeção (5 a 10 vezes o valor de $\gamma * h$, que representa a pressão efetiva de terra).
Por simplificação, Costa Nunes (1985) sugere a adoção da seguinte condição $n_d = n_l = n_h = 1$.

3. ENSAIOS DE RECEBIMENTO E DE QUALIFICAÇÃO

A norma NBR 5629:2018 determina a obrigatoriedade da execução de ensaios para garantir a validade e segurança da contenção executada. O ensaio de qualificação deve ser feito para, no mínimo, 1% do total dos tirantes permanentes. Paralelamente, o ensaio de recebimento deve ser feito em todos os tirantes executados, sendo 10% do total de atingir uma carga de 75% acima da carga de incorporação.

Os ensaios permitem observar os deslocamentos da cabeça do tirante sob carga constante com a utilização de dois extensômetros em situação de carga constante. Com as leituras dos ensaios, é possível avaliar a capacidade de carga do tirante e o comportamento da ancoragem executada. A aceitação dos tirantes submetidos aos ensaios deve ser determinada através da avaliação dos deslocamentos obtidos, que não podem ultrapassar os limites calculados para cada condição. Em posse do comportamento do tirante para cargas e deslocamentos, torna-se possível calcular o valor aproximado da carga última do tirante, quando o esforço solicitante supera o resistente, como será apresentado em capítulo posterior.

4. EXTRAPOLAÇÃO POR VAN DER VEEN

Para a análise dos boletins dos ensaios, foi feita uma extrapolação matemática para mensurar a carga de ruptura do elemento de ancoragem com base nas leituras aferidas nos boletins fornecidos. A extrapolação de Van der Veen (1953, apud Porto, 2015) é feita por meio de uma aproximação da curva carga x deslocamento em relação a curva exponencial conforme a seguinte equação.

$$F = F_R * (1 - e^{-a*d}) \; ; \; a * d = -\ln\left(1 - \frac{F}{F_R}\right)$$

Onde: $F =$ carga aplicada na ancoragem, em kN;

$F_R =$ carga última, correspondente à assíntota da curva exponencial, em kN;
$a =$ coeficiente geométrico da curva exponencial, em mm^{-1};
$d =$ deslocamento devido à carga, em mm.

Para obter a carga última, utiliza-se a equação apresentada de forma linear. Nesse caso, o gráfico gerado a partir dela será definido para diversos valores de F_R, conforme o gráfico da Figura 2.

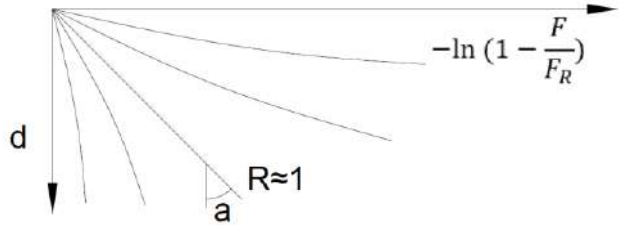


Figura 2. Solução da carga da ruptura (Van der Veen, 1953, apud Porto, 2015)

Assim, a partir do gráfico contendo a maior linearidade, ou seja, que tiver o valor de R^2 o mais próximo possível de 1,0, obtém-se o valor da carga de ruptura do tirante, F_R. Por sua vez, o coeficiente angular da equação do gráfico definirá o coeficiente geométrico "a" da equação de Van Der Veen. Para a determinação da validade da carga de ruptura estimada, Aoki et al. (2013) propõe níveis de confiabilidade em razão da carga máxima aplicada no ensaio e a própria carga de ruptura calculada na extrapolação. A condição de validação da extrapolação segue a Tabela 2.

Tabela 2. Classificação da Extrapolação de Van der Veen (Aoki, 2013, apud Porto, 2015)

$NV = 100 * (\frac{F_R}{F_{máx}} - 1)$	Extrapolação
$NV \leq 25\ \%$	Confiável
$25\ \% \leq NV \leq 50\ \%$	Aceitável
$50\ \% \leq NV \leq 75\ \%$	Tolerável
$75\ \% \leq NV$	Inaceitável

5. OBRA DO RIO DE JANEIRO

A obra realizada se situa na região serrana do estado do Rio de Janeiro, composta por encostas de alta inclinação gerando grandes probabilidades de ocorrência de deslizamento nos taludes. O terreno é caracterizado pela presença de uma camada superficial de solo residual seguida de maciço rochoso granítico e presença de solo coluvionar em alguns trechos. Os tirantes presentes foram projetados para ancorar em solo competente, preferencialmente no topo rochoso com 15° de inclinação vertical e o paramento em concreto foi feito no corte da encosta natural com uma inclinação de 2(V): 1(H). Por meio dos ensaios de Limite de Atterberg, definiu-se o limite de liquidez superior a 50% e índice de plasticidade variando entre 20% e 34%, classificando o solo como CH – Argila Compressível. Os parâmetros geotécnicos do solo e da rocha fraturada são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 3. Parâmetros de resistência da obra do Rio de Janeiro

Material	Peso Específico - $\gamma\ [kN/m^3]$	Coesão - $c\ [kPa]$	Ângulo de atrito - φ [°]
Solo Residual	17,5	20,9	24,8
Rocha Fraturada	20,0	200,0	35,0

Foram projetados tirantes permanentes que, conforme definição da NBR 5629:2018, são aqueles que serão utilizados por tempo superior a dois anos. A carga foi determinada com o auxílio das análises de estabilidade pelo método do equilíbrio limite e do cálculo do empuxo atuante no paramento, no qual foi determinado 450 kN como carga de protensão para os tirantes.

Para a implantação da cortina atirantada, foram projetados tirantes monobarra. A perfuração foi feita em escavação circular com diâmetro de 4", ou 10 cm. Para determinar o diâmetro majorado, utiliza-se a Tabela 1 para os trechos ancorados em cada tipo de solo.

$$D_{S,solo} = \alpha * D_d = 1{,}5 * 0{,}1 = 0{,}15\ m\ ;\ D_{S,rocha} = \alpha * D_d = 1{,}2 * 0{,}1 = 0{,}12\ m$$

Para o pré-dimensionamento do comprimento dos bulbos dos tirantes, utiliza-se o gráfico apresentado na Figura 2 para estimar os valores de resistência ao cisalhamento, q_S. O cálculo pelo Método de Bustamante está apresentado a seguir para ambos os trechos.

$$\textit{Método de Bustamante} \begin{cases} L_{B,solo} = \dfrac{T}{\pi * D_S * q_{S,argila}} = \dfrac{450}{\pi * 0{,}15 * 110} = 8{,}7 \cong 9{,}0\ m \\ L_{B,rocha} = \dfrac{T}{\pi * D_S * q_{S,rocha}} = \dfrac{450}{\pi * 0{,}12 * 200} = 5{,}9 \cong 6{,}0\ m \end{cases}$$

Paralelamente, apresenta-se o pré-dimensionamento pelo método de Costa Nunes. Para o cálculo da resistência ao cisalhamento, definiu-se a profundidade do centro do bulbo com base na geometria da cunha de ruptura para que o comprimento inteiro de ancoragem estivesse externo à superfície, resultando em cerca de 13,0 m para ambos os trechos e, para os valores de Δp, definiu-se como 4,0 kN/m² para os trechos em solo residual e 9,0 kN/m³ para os trechos em rocha alterada.

$$q_{s,solo} = c + (\gamma * h * n_h + \Delta p) * tg\varphi = 20{,}9 + (17{,}5 * 13{,}0 * 1 + 4{,}0) * tg24{,}8° = 127{,}80\ kN/m^2$$

$$q_{s,rocha} = c + (\gamma * h * n_h + \Delta p) * tg\varphi = 200 + (20{,}0 * 13{,}0 * 1 + 9{,}0) * tg35{,}0° = 388{,}80\ kN/m^2$$

$$\textit{Método de Costa Nunes} \begin{cases} L_{B,solo} = \dfrac{T}{\pi * D_S * q_{S,argila}} = \dfrac{450}{\pi * 0{,}15 * 127{,}80} = 7{,}50 \cong 8{,}0\ m \\ L_{B,solo} = \dfrac{T}{\pi * D_S * q_{S,argila}} = \dfrac{450}{\pi * 0{,}12 * 388{,}80} = 3{,}10 \cong 4{,}0\ m \end{cases}$$

5.1 RESULTADO DOS ENSAIOS

Ao todo, foram realizados 265 ensaios, e considerando a classificação da extrapolação apresentada na Tabela 2, 158 obtiveram resultado dentro dos níveis aceitáveis ou confiáveis. Além das extrapolações classificadas como intoleráveis, destaca-se que os ensaios toleráveis também não foram incluídos nas análises da estimativa do novo comprimento de ancoragem, devido à alta discrepância entre os outros valores calculados, resultando apenas nos ensaios aceitáveis e confiáveis analisados. A tabela a seguir apresenta o resumo dos resultados das extrapolações dos ensaios obtidos para as duas ancoragens.

Tabela 4. Resumo dos resultados da extrapolação para a obra do Rio de Janeiro

CLASSIFICAÇÃO	QUANTIDADE	
	SOLO RESIDUAL	ROCHA FRATURADA
INTOLERÁVEL	49	14
TOLERÁVEL	35	9
ACEITÁVEL	**92**	**58**
CONFIÁVEL	**7**	**1**
TOTAL	183	82

Devido à pressão de injeção da calda de cimento, o diâmetro majorado é de 13,80 cm para ambos os trechos de ancoragem. Especificamente para o ensaio de qualificação, tem-se as seguintes leituras do boletim de ensaio.

Tabela 5. Ensaio de qualificação

ESTÁGIO	CARGA (kN)	DESLOCAMENTO (mm)
0,1	44,1	0,0
0,4	176,4	4,0
0,75	330,8	8,0
1,0	441	13,0
1,25	551,3	17,0
1,5	661,5	24,0
1,75	771,8	32,0

A curva linear para a determinação do F_R é apresentada na Figura 3(a), onde observam-se os valores de R^2 = 0,999, a = 0,052 e F_R=940 kN. A curva de extrapolação de Van der Veen com a seguinte equação $F = 940 * (1 - e^{-0{,}052 * d})$, é apresentada na Figura 3(b).

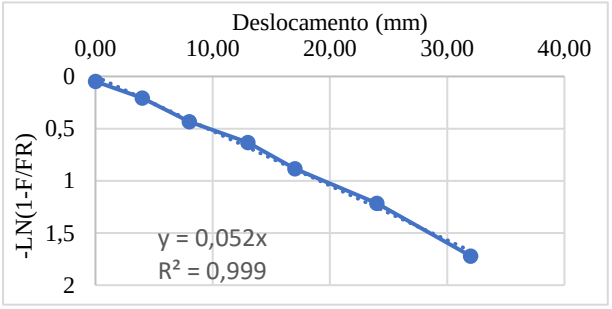


Figura 3(a). Determinação da carga de ruptura (Fr)

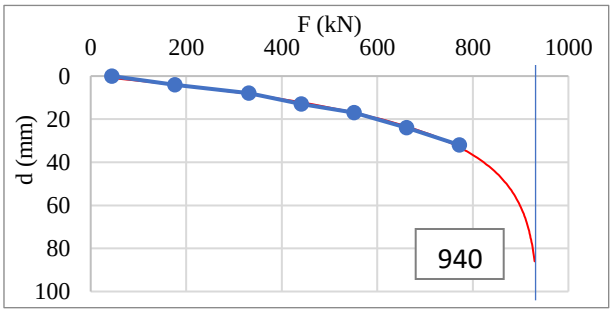


Figura 3(b). Curva de extrapolação de Van der Veen

Com uma carga de ruptura de 940 kN, pode-se averiguar a confiabilidade da extrapolação do ensaio por meio da classificação de Aoki (2013, apud Porto 2015):

$$NV = 100 * \left(\frac{940}{771{,}8} - 1\right) = 21{,}79\% \rightarrow CONFIÁVEL$$

Assim, dada a carga F_R, o diâmetro da perfuração e o comprimento do bulbo, tem-se a nova resistência ao cisalhamento e o comprimento do trecho ancorado:

$$q_s = \frac{940}{\pi * 0{,}138 * 9} = 240{,}91\, {}^{kN}/_{m^2} \rightarrow L_B = \frac{450}{\pi * 0{,}138 * 240{,}91} = 4{,}31\, m$$

A Figura 4 apresenta a distribuição dos comprimentos obtidos por meio da nova resistência ao cisalhamento (q_S) para ambos os tipos de tirantes, seguindo os mesmos procedimentos e considerações do ensaio de qualificação apresentado.

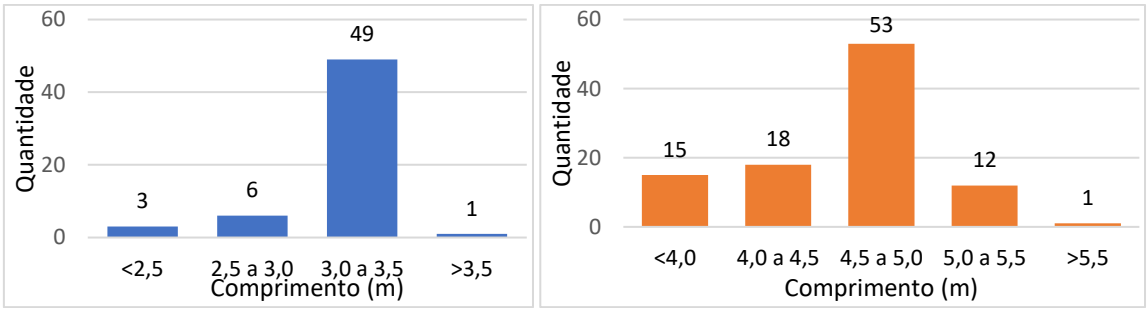


Figura 4. Distribuição dos comprimentos dos trechos ancorados em solo residual (a) e rocha alterada (b)

Dentre os tirantes projetados para o solo residual, os ensaios definiram comprimento no intervalo de 3,54 e 5,52 metros e, para os tirantes para rocha fraturada, foram calculados entre 2,40 e 3,50 metros de extensão. Assim, considerando o maior comprimento obtido para ambos os tirantes, resulta-se em fatores de segurança mínimo de 1,71 e de 1,63 para os comprimentos dos bulbos em relação aos resultados obtidos pelo Método de Bustamante. Pelo Método de Costa Nunes, os fatores de segurança diminuem para 1,45 e 1,14.

6. OBRA DE MOGI DAS CRUZES

A segunda obra se situa na cidade de Mogi das Cruzes, onde a contenção foi concebida com tirantes provisórios, executados em parede diafragma de 70 centímetros de espessura para a implantação de uma vala a céu aberto. A Tabela 6 apresenta os parâmetros geotécnicos do solo presente na obra.

Tabela 6. Parâmetros de resistência da Obra de Mogi das Cruzes

Material	Peso Específico - γ $[kN/m^3]$	Coesão - c $[kPa]$	Ângulo de atrito - φ [°]
Solo 1	19,6	5,0	28,0
Solo 2 e 3	20,0	3,0	29,0

Para a contenção da escavação, a determinação das cargas foi feita por meio do equilíbrio dos esforços atuantes no paramento, resultando em 41 tf e 61 tf, com 15° de inclinação vertical e formado por cordoalhas de aço. O pré-dimensionamento dos comprimentos dos bulbos por meio da equação de Bustamante é apresentado a seguir. Foi considerado um diâmetro de perfuração de 10 cm e foram utilizadas as informações da Tabela 1 para o cálculo do diâmetro majorado.

$$D_{S,1} = \alpha * D_d = 1{,}5 * 0{,}1 = 0{,}15\ m\ ;\ D_{S,2\ e\ 3} = \alpha * D_d = 2{,}0 * 0{,}1 = 0{,}20\ m$$

A resistência ao cisalhamento foi determinada por meio dos gráficos da Figura 1 e, por critérios de projeto, também foi considerado um fator de segurança de 2,0.

$$\textit{Método de Bustamante}\quad \begin{cases} L_{B,1} = \dfrac{T}{\pi * D_S * q_{S,1}} * F.S. = \dfrac{410}{\pi * 0{,}15 * 200} * 2{,}0 = 8{,}7 \cong 10{,}0\ m \\ L_{B,2} = \dfrac{T}{\pi * D_S * q_{S,2}} * F.S. = \dfrac{610}{\pi * 0{,}20 * 225} * 2{,}0 = 8{,}6 \cong 10{,}0\ m \\ L_{B,3} = \dfrac{T}{\pi * D_S * q_{S,3}} * F.S. = \dfrac{410}{\pi * 0{,}20 * 225} * 2{,}0 = 5{,}8 \cong 8{,}0\ m \end{cases}$$

Com relação ao Método de Costa Nunes e o cálculo da resistência ao cisalhamento, as profundidades dos centros das ancoragens são de 11,5 m para o bulbo $L_{B,1}$, 12,6 para o bulbo $L_{B,2}$ e 12,10 para o bulbo $L_{B,3}$. Acerca dos valores de Δp, parcela de aumento de pressão normal, para os três tipos de tirantes, foi estabelecido o valor de 4,0 kN/m².

$$q_{s,1} = c + (\gamma * h * n_h + \Delta p) * tg\varphi = 5{,}0 + (19{,}6 * 11{,}5 * 1 + 4{,}0) * tg28{,}0° = 126{,}97\ kN/m^2$$
$$q_{s,2} = c + (\gamma * h * n_h + \Delta p) * tg\varphi = 3{,}0 + (20{,}0 * 12{,}6 * 1 + 4{,}0) * tg29{,}0° = 144{,}90\ kN/m^2$$
$$q_{s,3} = c + (\gamma * h * n_h + \Delta p) * tg\varphi = 3{,}0 + (20{,}0 * 12{,}1 * 1 + 4{,}0) * tg29{,}0° = 139{,}36\ kN/m^2$$

$$\textit{Método de Costa Nunes}\quad \begin{cases} L_{B,1} = \dfrac{T}{\pi * D_S * q_{S,1}} * F.S. = \dfrac{410}{\pi * 0{,}15 * 126{,}97} * 2{,}0 = 13{,}70 \cong 14{,}0\ m \\ L_{B,2} = \dfrac{T}{\pi * D_S * q_{S,2}} * F.S. = \dfrac{610}{\pi * 0{,}20 * 144{,}90} * 2{,}0 = 13{,}40 \cong 14{,}0\ m \\ L_{B,3} = \dfrac{T}{\pi * D_S * q_{S,3}} * F.S. = \dfrac{410}{\pi * 0{,}20 * 139{,}36} * 2{,}0 = 9{,}40 \cong 10{,}0\ m \end{cases}$$

6.1 RESULTADO DOS ENSAIOS

Ao todo, foram executados 327 tirantes e a tabela seguir apresenta as quantidades dos resultados das extrapolações para os três tipos de ancoragem. Analogamente à obra do Rio de Janeiro, as extrapolações classificadas como toleráveis e intoleráveis foram descartadas das análises devido a sua discrepância.

Tabela 7. Resumo dos resultados da extrapolação para a obra de Mogi das Cruzes

CLASSIFICAÇÃO	QUANTIDADE		
	$L_{B,1}$ - 41 tf e 10 m	$L_{B,2}$ - 61 tf e 10 m	$L_{B,3}$ - 41 tf e 8 m
INTOLERÁVEL	20	12	2
TOLERÁVEL	50	12	7
ACEITÁVEL	**98**	**51**	**45**
CONFIÁVEL	**7**	**4**	**19**
TOTAL	175	79	73

Do total, 224 extrapolações foram qualificadas dentro dos valores admitidos e serão feitas a análise do comprimento de bulbo. Para todos os tirantes, o diâmetro majorado de perfuração durante o processo de injeção foi de 5 polegadas, ou 12,7 cm. A Figura 5 apresenta a distribuição dos comprimentos calculados pela nova resistência ao cisalhamento (q_S).

Para os tirantes de carga 41 tf e 10 m de comprimento, observam-se comprimentos variando entre 1,85 e 7,47 m. Os tirantes de 61 tf têm uma variação de 4,42 e 7,21 m. Por último, para os tirantes de 41 tf e 8 m, há um intervalo de 3,53 e 5,72 m. Assim, os fatores de segurança mínimo, com relação ao Método de Bustamante, são 1,34, 1,39 e 1,40 respectivamente. Para o Método de Costa Nunes, os fatores de segurança subiram para 1,87, 1,94 e 1,75.

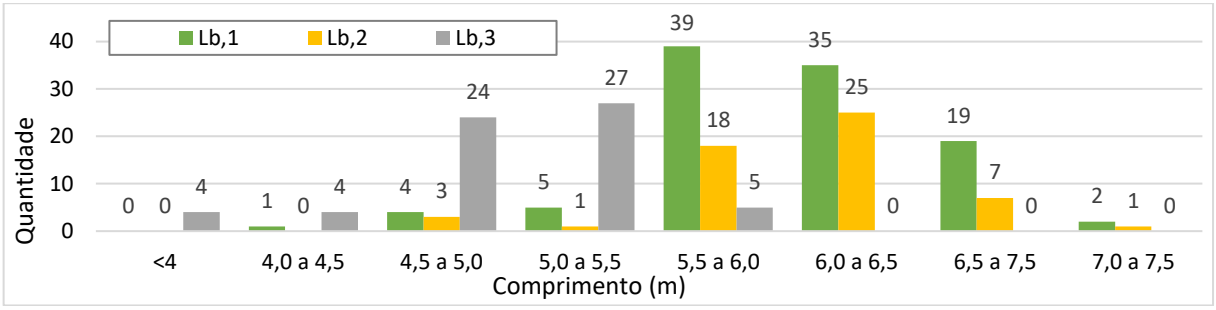


Figura 5. Comprimentos dos trechos ancorados para os três tipos de tirantes

7. CONCLUSÃO

Baseado nos resultados obtidos para ambas as contenções em cortina atirantada, pode-se obter algumas conclusões. O pré-dimensionamento dos bulbos dos tirantes se apresentou a favor da segurança em todos os casos analisados, pois as margens de seguranças obtidas entre o comprimento executado com o comprimento calculado foram altas, acima de 1,50 para os tirantes permanentes e 1,30 para os tirantes provisórios. Foram obtidas grandes variações com relação aos deslocamentos dos ensaios e, consequentemente, as extrapolações calculadas chegarem em diversos resultados, abrangendo os quatros níveis de confiabilidade propostos por Porto (2015). Com isso, observa-se grande importância na realização de estudos geológicos e geotécnicos que antecedam o projeto e a execução das soluções geotécnicas, podendo aumentar a precisão e a acurácia dos cálculos e dos resultados.

Embora o número de tirantes seja elevado, constatou-se o grande número de extrapolações classificadas como toleráveis e intoleráveis, chegando a quase 50% dos tirantes em alguns dos casos. Como as extrapolações decorrem de leituras milimétricas e podem ocorrer falhas durante a execução do ensaio, é possível concluir que o método de Van Der Veen (1953) seja muito sensível às variações dos deslocamentos. Entretanto, em sua totalidade, o método se apresentou útil ao que se propõe, isto é, uma estimativa da carga de ruptura dos tirantes por meio de ensaios de recebimento realizados após a execução dos mesmos.

Acerca do método de Bustamante (1985), usado tanto em pré-dimensionamento por meio de correlações quanto no dimensionamento, como foi abordado o artigo, ele se mostrou objetivo e seguro, aspectos que, na geotecnia, são de extrema importância. Ademais, pode-se concluir as experiências prévias da projetista e da executora têm grande valor na implantação das soluções, pois ainda existe a necessidade de lidar com o método em meio a vários outros propostos por outros autores.

Em suma, as comparações realizadas entre os comprimentos executados e obtidos por meio das extrapolações demonstram segurança na implantação e execução das contenções nas obras apresentadas.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682 – Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 5629 – Execução de Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e execução.

Hachich, W.C.; Falconi, F.F.; Saes, J.L.; Frota, R.Q.; Carvalho, C.S.; Niyama, S. (1996). *Fundações: Teoria e Prática*, p. 537 – 578.

Aoki, N., Cintra, J.C., Tsuha, C., Giacheti, H. (2013). *Fundações, ensaios estáticos e dinâmicos.*

Carvalho, A.L., Porto, T.B., Gomes R.C. (2016). *Ancoragens em Solo: Estudo de Caso, Proposta e Comparação entre Métodos Semi-Empíricos e Extrapolação de Van Der Veen.* XVIII Congresso Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Porto, T.B. (2015). *Comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle.* Tese (Doutorado em Geotecnia). Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto.

Van der Veen, C. (1953). The bearing capacity of a pile. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings vol 2, p. 84-90.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/200

Efeito do fluxo d'água e intercalação de solos grossos e finos na estabilidade de encostas não saturadas sob chuva

Eduardo Matthews do Rego Barreto
Mestrando, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, eduardo.matthews@ufpe.br

Leila Brunet de Sá Beserra
Professora Adjunta, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, leila.brunet@ufpe.br

Leonardo José do Nascimento Guimarães
Professor Titular, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, leonardo.guimaraes@ufpe.br

RESUMO: Os solos, em geral, devido sua formação geológica, contém materiais com diferentes propriedades de resistência e permeabilidade. Este trabalho teve por objetivo analisar o impacto de intercalações de solos de menores e maiores permeabilidade no processo de saturação de uma encosta submetida a um regime de chuva e na estabilidade do talude. Os modelos analisados baseiam-se em sondagens de simples reconhecimento e coleta de amostras indeformadas realizadas na rua Brumal em Recife/PE. Os parâmetros de resistência adotados são resultados de ensaios realizados no Laboratório de Solos e Instrumentação (LSI/UFPE) e correlações a partir do NSPT. Ao longo das análises observou-se uma variação do Fator de Segurança devido a diferentes graus de saturação do solo arenoso. Essas diferenças de saturação ocorreram porque ocorria um impedimento da água escoar além do solo arenoso, mesmo este elemento apresentando uma permeabilidade maior que a intensidade da chuva, por causa da presença de solos argilosos abaixo e no sopé da encosta. Pelo mesmo motivo, o fluxo de água no solo apresentou componentes verticais e horizontais na tentativa de escoar para regiões de maior permeabilidade, ou seja, desviando das camadas argilosas. A saturação do solo arenoso e tendência da água de ir para altitudes menores, também podem indicar a ocorrência de fluxo na superfície da encosta e consequente erosão do solo. Este entendimento de como ocorre o processo de saturação do solo não homogêneo auxilia na análise de estabilidade de taludes com solo não saturado, assim como destaca a importância de realização de sondagens ao longo do solo de toda a encosta.

PALAVRAS-CHAVE: Formação Barreiras, Deslizamento, Estabilidade, Infiltração.

ABSTRACT: Soils, in general, due to their geological formation, contain materials with different resistance and permeability properties. This work aimed to analyze the impact of intercalations of soils with lower and higher permeabilities on the saturation process of a slope subjected to a rain regime and on the stability of the slope. The models analyzed are based on simple recognition surveys and collection of undisturbed samples carried out on Brumal Street in Recife/PE. The resistance parameters adopted are results of tests carried out at the Soils and Instrumentation Laboratory (LSI/UFPE) and correlations from the NSPT. Throughout the analysis, a variation in the Safety Factor was observed due to different degrees of saturation of the sandy soil. These differences in saturation occurred because water was prevented from flowing beyond the sandy soil, even though this element had a permeability greater than the intensity of the rain, due to the presence of clayey soils below and at the foot of the slope. For the same reason, the water flow in the soil presented vertical and horizontal components to flow to regions of greater permeability, that is, bypassing the clayey layers. The saturation of the sandy soil and the tendency of water to go to lower altitudes may also indicate the occurrence of flow on the surface of the slope and consequent soil erosion. This understanding of how the process of saturation of non-homogeneous soil occurs helps in analyzing the stability of slopes with non-saturated soil, as well as highlighting the importance of carrying out surveys along the soil of the entire slope.

KEYWORDS: Formation Barreiras, Landslide, Stability, Infiltration.

1 INTRODUÇÃO

Taludes naturais não são homogêneos devido a estratificações ou variações em diferentes propriedades dos materiais e condições hidráulicas ao longo da profundidade devido as várias formações geológicas e condições climáticas (Chatterjee, 2019). Ou seja, uma encosta irá apresentar materiais com diferentes propriedades de resistência e permeabilidade, por exemplo.

A permeabilidade do solo indica sua capacidade máxima de absorção de fluido com o tempo. Isso indica que para chuvas com volume maior que a capacidade de absorção do solo para um mesmo tempo, parte da água será absorvida pelo solo e outra irá escoar acima dele, em superfície livre ou outra camada de solo. Assim, havendo chuva intensa, ou concentração de água devido a impermeabilidade de algumas áreas, há um acúmulo maior de água em regiões da encosta que pode ter um poder erosivo ou ocasionar maior saturação, reduzindo a sucção e resistência ao cisalhamento do solo.

Com isso, este trabalho objetiva analisar a estabilidade de encostas inicialmente não saturadas com diferentes disposições de solos finos e grossos nas regiões mais baixas, durante regimes de chuvas intensas. Isso ocorrerá observando os diferentes comportamentos da infiltração da água nos perfis, analisando os distintos progressos de saturação do solo e, consequentemente, estabilidade da encosta.

2 METODOLOGIA

Para cumprir o objetivo deste trabalho, foram feitas variações da seção da rua Brumal, localizada no bairro do Passarinho, na zona norte da cidade de Recife-PE, estudado pelo autor no projeto Morro de Vontade. Adotaram-se os mesmos materiais, porém com disposições diferentes, simulando diferentes interpretações ou possibilidades de espessuras das camadas encontradas nos furos de sondagem originais.

Utilizou-se o software Slide2 através do Método dos Elementos Finitos para análise de infiltração da água e do Método do Equilíbrio-Limite para a estabilidade, com o método de GLE/Morgenstern-Price. Aplicou-se uma chuva de 100 mm/dia nos modelos.

2.1 Perfil inicial

Ao longo do projeto Morro de Vontade, executaram-se sondagens de simples reconhecimento (SPT) com coleta de amostras para caracterização do solo do perfil. No Laboratório de Solos e Instrumentação (LSI/UFPE) realizaram-se caracterizações granulométricas e ensaios de cisalhamento direto das amostras indeformadas de solo obtidas.

A Tabela 1 e a Figura 1 apresentam as camadas adotadas para o perfil analisado. B1, B2 e B3 correspondem aos furos de sondagem realizados no topo, meia e sopé da encosta, respectivamente. O furo de sondagem B4 – Extra foi usado para manter a continuidade das características do B3 ao longo do sopé da encosta. A descrição e a espessura das camadas foram determinadas com base no ensaio SPT, por análise tátil e visual no momento do ensaio (camadas 3, 4, 6, 7 e 8), e pela classificação SUCS em amostras levadas ao laboratório para caracterização granulométrica (camadas 1, 2 e 5). Devido à não obtenção de amostras não deformadas em profundidades maiores que 1,5m, foram adotados parâmetros de resistência de correlações com NSPT obtidos em Joppert Jr. (2007) e dados de Fontoura (2015) para areias da Formação Barreiras.

Tabela 1. Parâmetros de resistência adotados para as camadas

Nome do material	Cor	γ (kN/m³)	c (kPa)	ϕ (°)	Fonte
1 – SC		17,88	6	29	O autor (2023)
2 – CH		18,75	3	33	O autor (2023)
3 – Areia argilosa compacta		20	10	32	Joppert Jr. (2007)
4 – Areia medianamente compacta		19	0	32	Fontoura (2015)
5 – CL		18,32	3	33	O autor (2023)
6 – Silte argiloso muito rijo		20	40	25	Joppert Jr. (2007)
7 – Aterro de areia siltosa		18	4	29	O autor (2023)
8 – Areia muito compacta		20	0	34	Fontoura (2015)

Legenda: γ – peso específico natural; c – coesão; ϕ – ângulo de atrito.

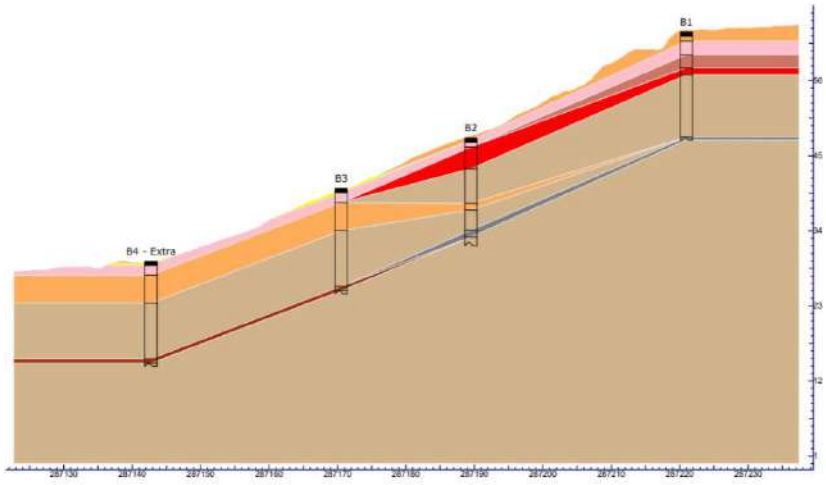


Figura 1. Perfil da rua Brumal (P1)

Foram adotados coeficientes de permeabilidade de trabalhos presentes na literatura que também estudaram solos da formação Barreiras. Segundo Coutinho (1976), o valor médio de anisotropia (k_h/k_v) é 2 para solos argilosos brasileiros, então adotou-se este valor para as camadas de argila e silte.

Tabela 2. Coeficientes de permeabilidade adotados

Nome do material	Cor	Permeabilidade (m/s)	Fonte
1 - SC		$1{,}40 \times 10^{-5}$	Santos (2018)
2 - CH		$1{,}45 \times 10^{-6}$	Santana (2006); Coutinho et al. (2006) apud Meira (2008)
3 - Areia argilosa compacta		$1{,}40 \times 10^{-5}$	Santos (2018)
4 - Areia medianamente compacta		1×10^{-5}	Coutinho e Severo (2009) apud Coutinho et al. (2020)
5 - CL		$1{,}45 \times 10^{-6}$	Santana (2006); Coutinho et al. (2006) apud Meira (2008)
6 - Silte argiloso muito rijo		1×10^{-7}	Coutinho e Severo (2009) apud Coutinho et al. (2020)
7 - Aterro de areia siltosa		$6{,}36 \times 10^{-6}$	Santos (2018)
8 - Areia muito compacta		1×10^{-5}	Coutinho e Severo (2009) apud Coutinho et al. (2020)

Nas análises realizadas, empregaram-se curvas características da relação solo-água presentes na literatura de outros solos estudados na Formação Barreiras, Figura 2, os quais apresentavam características granulométricas e resistência ao cisalhamento semelhantes aos solos deste trabalho.

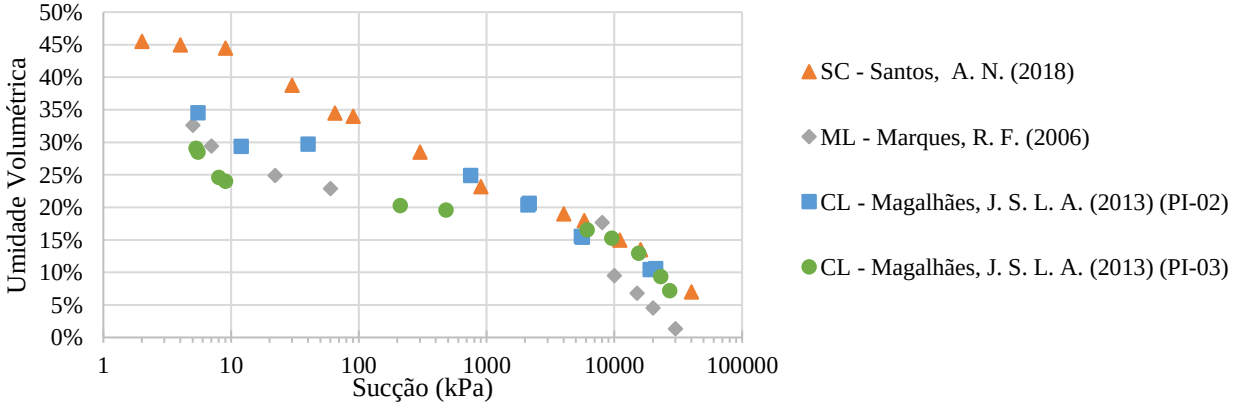


Figura 2. Curvas características da relação solo-água de solos da Formação Barreiras

2.2 Variações do perfil inicial

Os modelos criados para realizar a análise proposta por este trabalho estão presentes na Figura 3. O perfil P2 tem a ausência da camada de argila, CH, entre a extremidade esquerda e B4 - Extra. P3 apresenta uma maior profundidade de aterro de areia siltosa no B3. Em P4, adotou-se para a toda a encosta as características obtidas na sondagem B1. E, por fim, em P5 foi adotada uma continuidade horizontal a partir da sondagem B2.

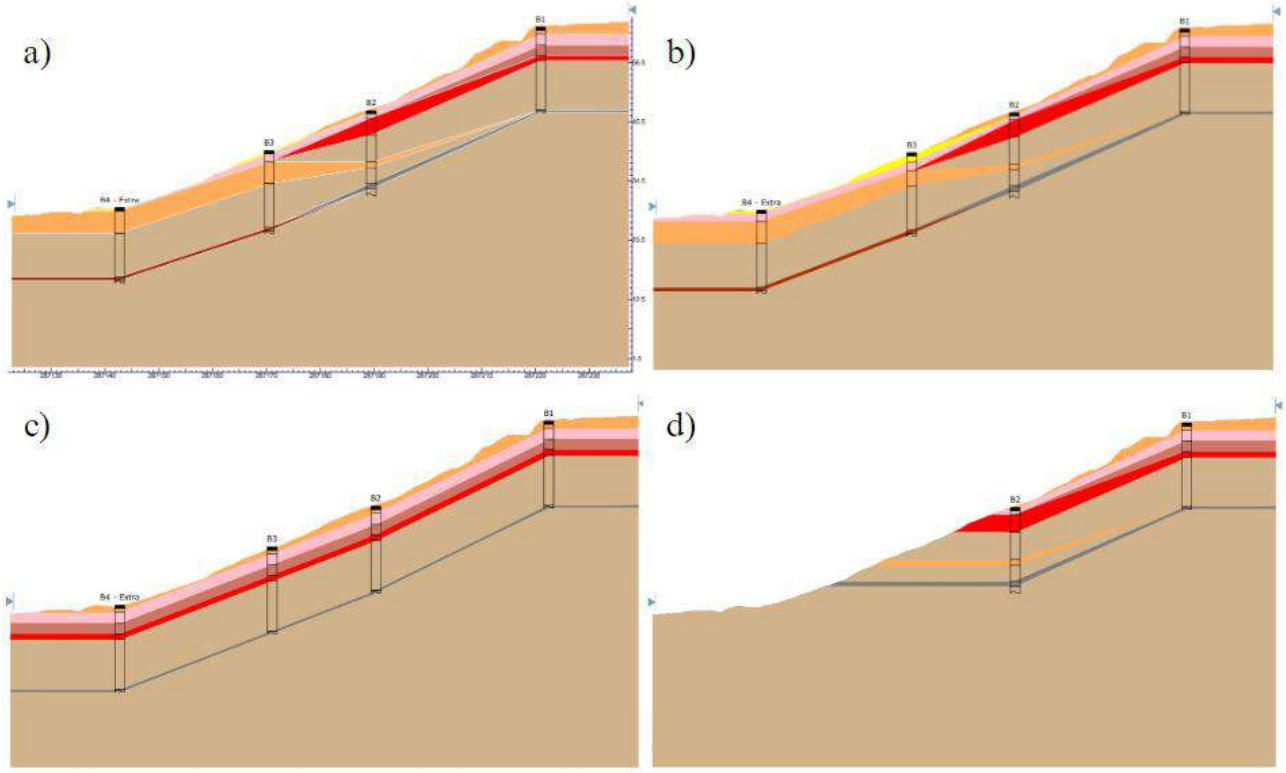


Figura 3. a) Perfil 2 (P2), b) Perfil 3 (P3), c) Perfil 4 (P4) e d) Perfil 5 (P5)

3 RESULTADOS

Na Figura 4 e Tabela 3 está presente a variação dos Fatores de Segurança dos modelos analisados com a aplicação de chuva ao longo de 25 dias. As diferenças apresentadas na Tabela 3 foram em relação ao valor bruto do Fator de Segurança (FS) dos perfis 2 a 5 com o FS do perfil 1 na condição inicial, antes da aplicação das chuvas, e no momento final, após a aplicação das chuvas.

Tabela 3. Fatores de Segurança iniciais e finais para os perfis

Perfil	FS inicial	FS final	Diferença para P1(inicial)	Diferença para P1 (final)
P1	2,96	1,78		
P2	2,95	1,81	- 0,01	- 0,03
P3	2,96	1,83	- 0,00	- 0,05
P4	2,99	1,85	+ 0,03	- 0,07
P5	2,97	1,72	+ 0,01	+ 0,06

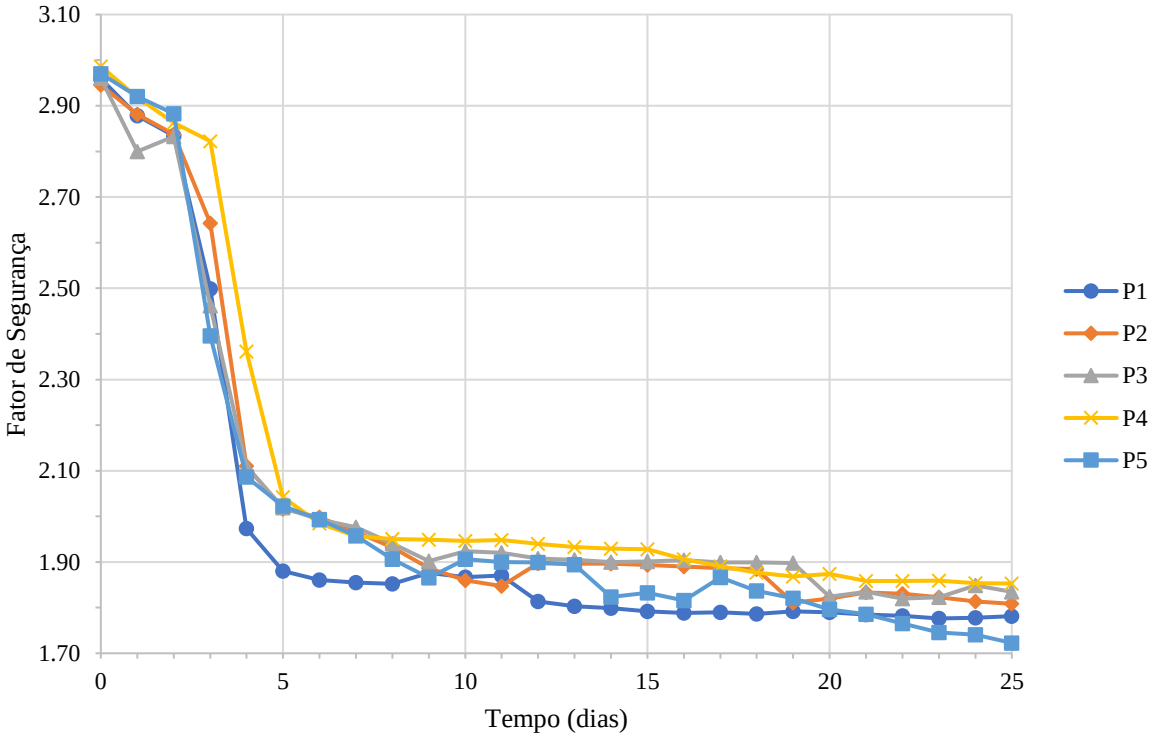


Figura 4. Variação do Fator de Segurança com o tempo de todos os perfis

A Figura 5 exibe as superfícies de ruptura do Perfil 1 após e antes da aplicação da chuva.

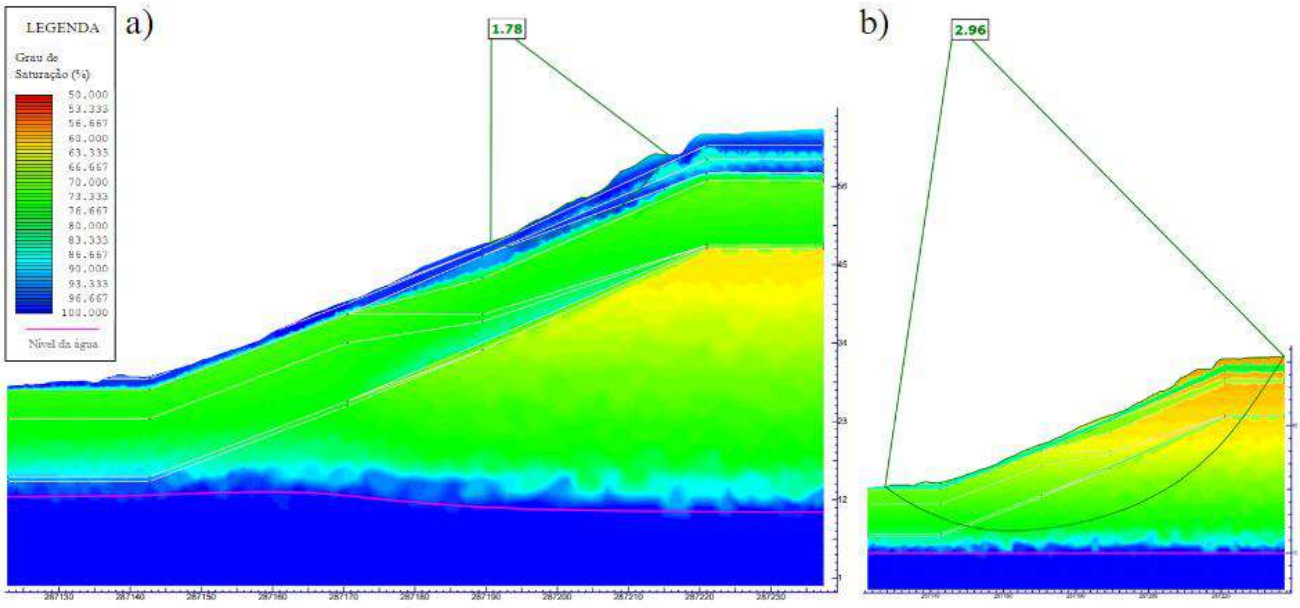


Figura 5. Perfil 1 a) aos 25 dias e b) antes de aplicação das chuvas

De modo a estudar o comportamento da água, a Figura 6 apresenta os vetores de fluxo de água no P1.

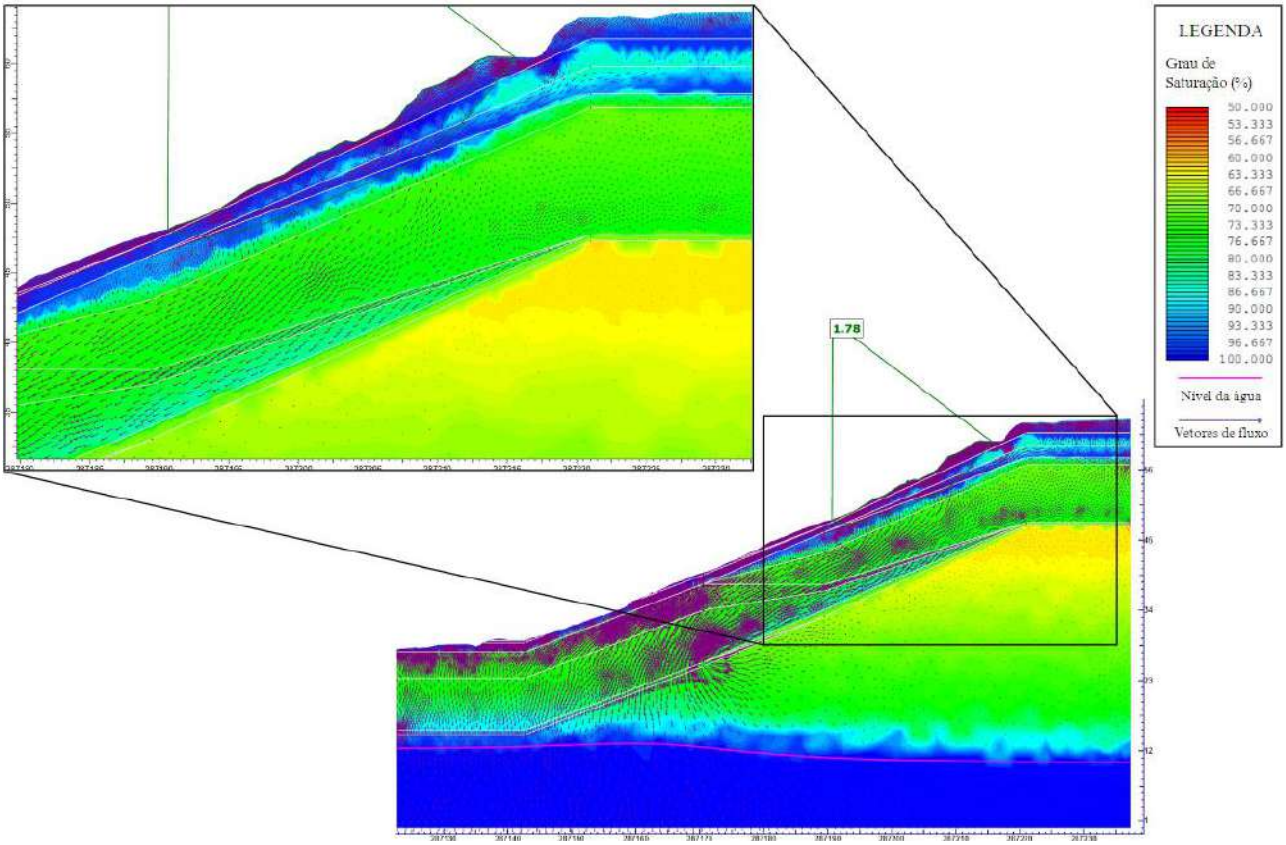


Figura 6. Vetores de fluxo no perfil 1

A Figura 7 contém as superfícies de ruptura e indicação da saturação dos modelos com variações do perfil inicial.

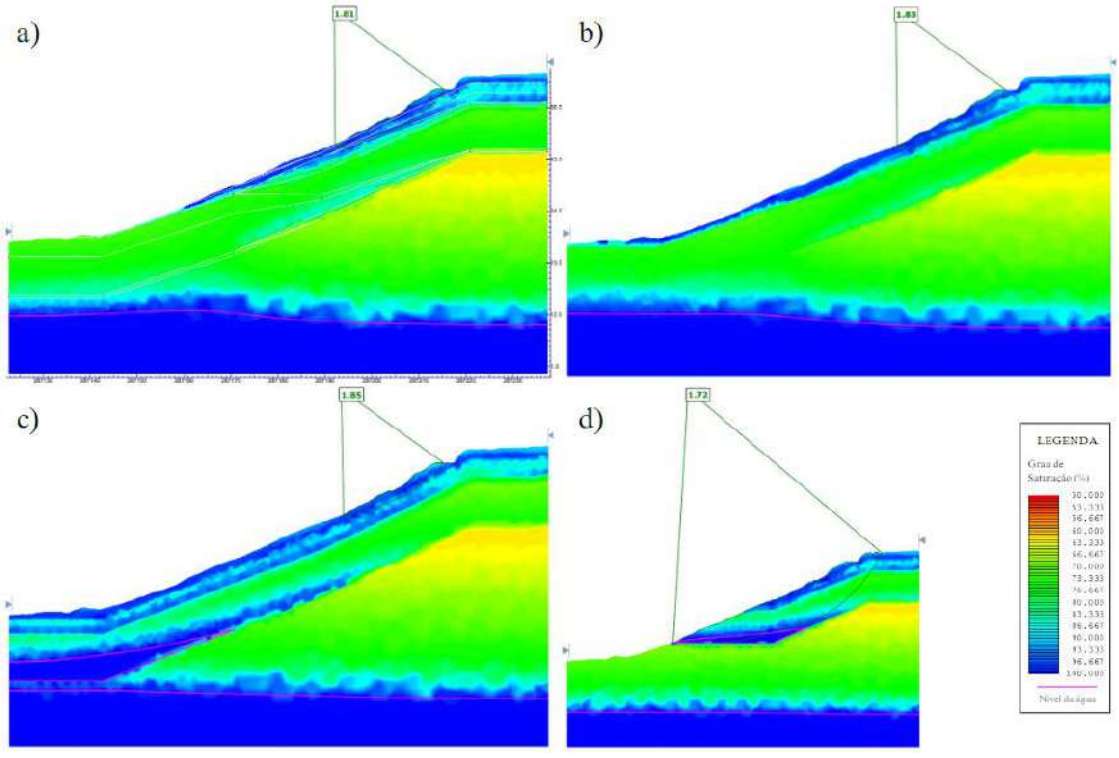


Figura 7. Superfície de ruptura e saturação aos 25 dias nos perfis a) P2, a) P3, a) P4 e a) P5

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Inicialmente foi possível notar que todos os perfis apresentaram Fatores de Segurança semelhantes antes da aplicação da chuva, com valores próximos a 2,97. Após 5 dias da aplicação da chuva, todos já chegaram a valores próximos de 2, indicando a redução de resistência ao cisalhamento do solo devido à saturação. Aos 25 dias, os valores de Fator de Segurança se distanciaram mais do que o início do estudo, tendo valores entre 1,72 e 1,85.

A partir desse momento é possível analisar como se deu o processo de saturação do solo, observando-se nas Figuras 5 e 7 diferentes zonas de saturação. O Perfil 1 apresentou uma saturação acima de 90% ao longo das alturas próximas à superfície em todo o perfil. O Perfil 2 teve comportamento semelhante até a sondagem B4-Extra, onde não apresentava a camada de solo argiloso na superfície deste ponto até a extremidade esquerda da seção. O Perfil 3 apresentou uma região maior de solo saturado na área mais superficial da sondagem B3, com maior espessura de solo arenoso na superfície, e menor no sopé da encosta do que o Perfil 1.

Os perfis P1, P2 e P3 apresentaram superfícies de ruptura semelhantes, localizando-se entre os furos de sondagem B1 e B2, região para o qual, nestes perfis, apresentam os mesmo materiais com mesmas profundidades. A distinção dessa região nos perfis concentra-se nas diferentes saturações com aplicação da chuva, que implicaram na variação do Fator de Segurança entre 1,78 e 1,83.

Os Perfis 4 e 5 apresentaram “bolsões” de solo saturado a meia altura da encosta, indicando zonas de menor resistência ao cisalhamento, como é possível ver na superfície de ruptura do P5.

Diferenças de saturação ao longo da encosta, mesmo com aplicações de chuvas constantes, explica-se devido a diferença de valores entre a intensidade da chuva e os coeficientes de permeabilidade dos solos. Uma chuva de 100 mm/dia é equivalente ao valor aproximado de $1{,}16 \times 10^{-6}$ m/s. O qual é aproximadamente 10 vezes menor que o coeficiente de permeabilidade das areias do solo analisado, valor próximo às argilas em questão e maior que a permeabilidade do silte do modelo, sendo todas as comparações em relação à permeabilidade do solo em questões saturadas.

Na Figura 6 é notado que, devido a dificuldade do escoamento da água em solos argilosos, a água presente ou aplicada nas camadas de areia superficiais é dividida em três destinos diferentes. Parte da água é infiltrada na argila, que apresenta uma resistência inicial devido às resistências da parcela de sucção do solo não saturado; outra parte é retida pela areia normal à intersecção da chuva com a encosta; e outra parte, devido às ações da gravidade, são escoadas para altitudes menores.

Dessa forma, é possível compreender os motivos dos modelos P1, P2 e P3 apresentarem saturações diferentes entre B1 e B2. Devido o vetor de fluxo de água conter componentes horizontais e verticais, o fluxo ao encontrar uma camada argilosa em regiões mais baixas é impossibilitado de ocorrer na vertical e na horizontal. Com isso, crescentemente acumula-se água nos vazios do solo arenoso, ou seja, ocorre um aumento do grau de saturação. A alta saturação da camada superficial também é um indicativo da ocorrência de fluxo de água na superfície da encosta, implicando em erosões, os quais podem representar um risco geotécnico.

Todos estes fatores que interferem no comportamento da água que flui através do solo destaca a importância de uma análise completa do solo de uma encosta, mostrando que locais os quais podem não indicar inclinações relevantes para a análise de estabilidade, podem indicar presença de solos finos que interfiram na saturação de regiões próximas e afetando, diretamente, a segurança contra movimentos de massa da encosta.

Neste trabalho, também foi possível observar nos Perfis 4 e 5 o possível impacto da falta de furos de sondagem ao longo de toda a encosta e interpretações ou suposições equivocadas do material constituinte do solo do local. Segundo a NBR 11682/2009, para nível de segurança contra danos a vidas humanas alto e nível de segurança contra danos materiais e ambientais médio, recomenda-se um Fator de Segurança de 1,5. Portanto, o Fator de Segurança de 1,85 para o P4, 0,07 acima (+4%) do valor obtido em P1, embora neste caso não altere o nível de segurança da encosta, pode ser um indicativo de um erro de análise que, em casos mais críticos, seja fundamental para a determinação da segurança da encosta. Situação semelhante à encontrada no P5, com Fator de Segurança de 1,72, 0,06 abaixo (-3%) do valor de P1, e 0,13 menor (-7%) que o fator obtido em P4.

5 CONCLUSÃO

Através dos dados apresentados, foi possível observar como ocorre o processo de infiltração de água no solo inicialmente não saturado. Fluxos de água com componentes horizontais e verticais foram demonstrados como produtos da presença de solo argiloso entre solos arenosos devido a sua baixa permeabilidade.

Este fenômeno mostrou-se importante na compreensão do valor de saturação da camada arenosa, uma vez que a água aplicada neste solo era impedida de infiltrar na vertical com valor igual ou maior que a intensidade da chuva devido a baixa permeabilidade do solo argiloso abaixo. Com isso a água escoaria para regiões mais baixas do mesmo solo arenoso, com componentes horizontais no fluxo. A presença de mais solo argiloso novamente em regiões mais baixas também impediria a infiltração horizontal da água. A junção desses fatores afeta diretamente a saturação da camada arenosa por completo, que pode apresentar diferentes graus de saturação, e consequentemente resistência ao cisalhamento, dependendo do solo presente em altitudes menores ou sua espessura ao longo de todo o perfil.

Outro fato que pode se relacionar com o comportamento descrito anteriormente é a possibilidade de escoamento de água acima da camada arenosa, o qual pode ter poder erosivo e implicar em problema geotécnicos futuros.

Além do fluxo de água estudado, este trabalho também possibilitou analisar os impactos da falta de realização de sondagens no solo ao longo de toda a encosta ou interpretação equivocada dos dados obtidos, com variação no caso estudado de até 7% ou 0,13 no valor bruto do Fator de Segurança.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Coutinho, R. Q., Morais, B. D., Oliveira, M. S. (2020) *Caracterização Geotécnica de Encostas da Formação Barreiras Localizadas no Bairro Ibura (Cohab), Recife-PE*. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas.

Coutinho, Roberto Quental. (1976) *Características de adensamento com drenagem radial de uma argila mole da baixada fluminense*. Dissertação de Mestrado, Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 213 p.

Fontoura, T. B. (2015) *Comportamento tensão – deformação e resistência ao cisalhamento de uma areia de duna cimentada artificialmente*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 170 p.

Joppert Jr, I. (2007) *Fundações e Contenções de Edifícios*. Pini ISBN 978-85-7266-177-5, São Paulo, 221 p.

Lafayette, Kalinny Patrícia Vaz. (2000) *Comportamento geomecânico de solos de uma toposequência na Formação Barreiras em uma encosta na área urbana do Recife-PE*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 137 p.

Lima, Analice França. (2002) *Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da Formação Barreiras na área urbana da cidade do Recife*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 204 p.

Magalhães, J. S. L. A. (2013) *Estudo de estabilidade da Encosta Alto do Padre Cícero no Município de Camaragibe – PE*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 107 p.

Marques, R. F. (2006) *Estudo da capacidade de carga de estacas escavadas com bulbos, executadas em solo não saturado da Formação Barreiras da cidade de Maceió – AL*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 180 p.

Meira, F. F. D. A. (2008) *Estudo do processo erosivo em encostas ocupadas.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

Santos, Amabelli Nunes dos. (2018) *Estudos geotécnicos e análise da estabilidade de duas encostas localizadas no Ibura no município de Recife-PE*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 164 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/201

Eficiência de Correlações com SPT para Mensuração dos Parâmetros de Resistência em Recife a partir de Resultados de Cisalhamento Direto

Marília Gabriela Alves de Arruda
Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, marilia.alvesarruda@ufpe.br

Felipe de Souza Mata
Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, felipe.mata@ufpe.br

Eduardo de Castro Bittencourt
Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, eduardo.bittencourt@ufrn.br

RESUMO: A obtenção de parâmetros de resistência para a concepção de projetos geotécnicos enfrenta frequentemente desafios, visto que a realização de ensaios de laboratório é incomum devido aos custos adicionais associados. Nesse cenário, as correlações desempenham um papel crucial para estimar os valores de resistência do solo, na ausência de dados laboratoriais. Durante este estudo, foram analisados resultados de sondagens à percussão (SPT) e ensaios de cisalhamento direto realizados em 20 diferentes encostas da cidade do Recife. Em paralelo, foi calculado o ângulo de atrito para determinada camada de solo por meio das equações de correlações sugeridas por Godoy (1983), Teixeira (1996) e Hatanaka & Uchida (1996). Já para a coesão, foram aplicadas as equações de Berberian (2015) e Mayne (2016). De acordo com as análises comparativas realizadas, constatou-se que as correlações são eficientes e, quase sempre, propõem valores inferiores ou até mesmo bastante inferiores aos obtidos no ensaio de cisalhamento direto. A coesão tanto nas argilas quanto nas areias foi o parâmetro que mostrou maior discrepância entre os dados do laboratório e as correlações. Já o ângulo de atrito apresentou valores bem aproximados.

PALAVRAS-CHAVE: correlações, parâmetros de resistência, SPT, ensaio de cisalhamento direto.

ABSTRACT: The acquisition of resistance parameters for geotechnical project design often faces challenges, as conducting laboratory tests is uncommon due to associated additional costs. In this scenario, correlations play a crucial role in estimating soil resistance values in the absence of laboratory data. During this study, results from Standard Penetration Tests (SPT) and direct shear tests conducted on 20 different slopes in the city of Recife were analyzed. In parallel, the friction angle for a specific soil layer was calculated using correlation equations suggested by Godoy (1983), Teixeira (1996), and Hatanaka & Uchida (1996). For cohesion, equations by Berberian (2015) and Mayne (2016) were applied. According to comparative analyses conducted, it was found that the correlations proved to be efficient and, in most cases, proposed values lower or even significantly lower than those obtained in direct shear test for cohesion and friction angle. Cohesion, both in clays and sands, was the parameter that showed the greatest discrepancy between laboratory data and correlations. Meanwhile, the friction angle showed more closely approximate values.

KEYWORDS: correlations, strength parameters, SPT, direct shear test.

1 INTRODUÇÃO

As encostas da cidade do Recife, predominantemente inseridas na Formação Barreiras, são caracterizadas pela presença de depósitos de argila e areia. Durante períodos chuvosos essas áreas de geomorfologia sinuosa tornam-se mais suscetíveis a deslizamentos de terra. Esse fenômeno tem impulsionado a realização de projetos de estabilização na região a partir de estruturas de contenção. A etapa de concepção desses projetos tem proporcionado uma melhor compreensão da geologia e geotecnia local, por meio de ensaios conduzidos tanto in situ quanto em laboratório. O objetivo é avaliar o nível de segurança das encostas, garantindo que as tensões solicitantes não ultrapassem a resistência ao cisalhamento do solo (Gerscovich, 2016, Galvão, 2014).

A sondagem à percussão (SPT) é o método de investigação mais comumente utilizado no Brasil para avaliar a resistência dinâmica do solo e realizar uma análise preliminar da litologia através da extração de amostras. No entanto, este ensaio não oferece uma medição direta da resistência ao cisalhamento do solo, sendo necessário recorrer às equações de correlação. Estas equações são instrumentos essenciais para estimar a coesão e o ângulo de atrito, dois parâmetros físicos cruciais na análise de estruturas de contenção e estabilidade de taludes. Ressalta-se que estas estimativas devem ser aplicadas com cautela, dada a sua relevância. (Schnaid, 2012, Gerscovich, 2016)

Neste mérito, as equações de correlação foram objetos de estudos de muitos autores como Godoy (1983), Teixeira (1996), Hatanaka & Uchida (1996), Teixeira & Godoy (1996), Berberian (2015) e Mayne (2016). Eles buscaram correlacionar parâmetros como o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) para a obtenção dos parâmetros de resistência dos solos. Entretanto, cada formação geológica apresenta características próprias e comportamentos mecânicos singulares, evidenciando, assim, a importância de conduzir análises acerca da satisfatoriedade dos valores encontrados ao utilizar correlações para estimá-los.

Nesta perspectiva, foi realizada uma análise comparativa entre os resultados de ensaios de cisalhamento direto e os valores de ângulo de atrito e coesão obtidos por meio de equações de correlação para uma camada específica de solo. O objetivo desse estudo é confrontar esses valores e examinar a eficácia e segurança da aplicação dessas correlações em projetos de engenharia, verificando o nível de convergência entre os resultados de cisalhamento direto e correlações; especialmente no contexto das zonas de morro da cidade do Recife.

2 METODOLOGIA

A área deste estudo compreende a zona de morros da cidade do Recife, sobretudo, taludes das regiões político-administrativas (RPAs) 2 e 3. Os dados estudados e apresentados na Tabela 1 foram obtidos no ano de 2023 entre os meses de fevereiro e setembro e são provenientes de 20 diferentes encostas as quais os autores estão desenvolvendo projetos de estabilização. Dentre elas, 14 estão localizadas na zona Norte da cidade, 2 na zona Oeste e 4 na zona Sul. A profundidade média da amostragem foi de 1,55 m, contemplando, assim, as camadas mais superficias.

Tabela 1 - Características e informações das amostras

Amostra	Profundidade (m)	Caracterização tátil-visual	RPA	Bairro
1	1,50	Silte argiloso, muito arenoso, marrom-claro	3	Passarinho
2	1,50	Argila silto-arenosa amarelo escuro com pedrisco	2	Água Fria
3	1,50	Areia argilo-siltosa amarelo claro, com pedrisco	5	Coqueiral
4	1,50	Argila silto-arenosa amarelo escuro com pedrisco	3	Dois Unidos
5	1,50	Argila silto-arenosa amarelo escuro com pedrisco e dióxido de ferro	3	Nova Descoberta
6	1,50	Argila siltoarenosa amarelo escuro com pedrisco	3	Vasco da Gama
7	1,70	Silte arenoso, pouco argiloso, amarelo	3	Brejo da Guabiraba
8	1,53	Areia média pouco siltosa, vermelha clara	3	Macaxeira
9	1,55	Silte arenoso, pouco argiloso, amarelo	2	Linha do Tiro
10	1,53	Silte arenoso, pouco argiloso, marrom claro	3	Brejo da Guabiraba

11	1,60	Areia media argilosa, amarela	5	Vila dos Milagres
12	1,58	Areia média argilosa, cinza amarelado	6	COHAB
13	1,51	Silte arenoso, pouco argiloso, amarelo	4	Várzea
14	1,64	Silte arenoso, pouco argiloso, amarelo	2	Dois Unidos
15	1,52	Areia média a grossa, siltosa, vermelha	3	Vasco da Gama
16	1,52	Silte arenoso, pouco argiloso, marrom	2	Dois Unidos
17	1,60	Silte arenoso, pouco argiloso, amarelo	4	Várzea
18	1,52	Silte arenoso, amarelo	2	Dois Unidos
19	1,50	Areia média siltosa, ouco argilosa, amarela	6	Ibura
20	1,59	Silte argiloso, pouco arenoso, marrom amarelado	3	Vasco da Gama

Para cada encosta analisada, foi realizada pelo menos uma sondagem SPT próxima ao poço de inspeção, possibilitando a associação direta do valor de N_{SPT} de uma camada com o resultado do ensaio de cisalhamento de uma amostra retirada na mesma profundidade. Neste estudo, realizou-se a correção dos valores de N_{SPT} levando em conta o efeito da energia de cravação e o nível de tensões. O valor do índice de resistência a penetração de referência normalizado com base no padrão internacional (N_{60}), foi calculado segundo a equação 1, levando-se em consideração uma eficiência média de 66,5% da energia aplicada para um sistema manual de martelo cilíndrico vazado acionado por cordas, como apresentado por Belincanta (1998).

$$N_{60} = N_{SPT}\,\text{Energia}_{\text{aplicada}} / 0{,}6 \quad (1)$$

Para a correção do nível de tensão em solos granulares, utilizou-se a equação empírica de Skempton (1986) para calcular o coeficiente (C_N). Conforme abordado por Schnaid (2012), de forma conservadora, este coeficiente de correção não deve ser superior a 1,5 quando aplicado na equação 3.

$$C_N = 200/100 + \sigma'_v \quad (2)$$

$$N_{(SPT,1)60} = C_N\, N_{60} \quad (3)$$

As amostras de solo foram classificadas de acordo com critérios táteis e visuais, sendo divididas em 14 de areias e 6 de argilas. Ademais, para o cálculo dos valores de ângulo de atrito foram utilizadas as equações de Godoy (1983), Teixeira (1996), Hatanaka & Uchida (1996), como apresentado nas equações 4,5 e 6, respectivamente. Todos os valores de N_{SPT} utilizados daqui em diante são considerados corrigidos pelas relações apresentadas anteriormente.

$$\varphi = 0{,}4N_{SPT} + 28 \quad (4)$$

$$\varphi = \sqrt{20N_{SPT}} + 15 \quad (5)$$

$$\varphi = \sqrt{15{,}4N_{SPT}} + 20 \quad (6)$$

Para a determinação da coesão, foram empregadas as equações de correlação propostas por Berberian (2015) e Mayne (2016). As referidas equações são apresentadas a seguir, sendo numeradas como equações 4 e 5, respectivamente.

$$c' = N_{SPT}/0{,}35 \quad (4)$$

$$c' = 0{,}03\sigma'_p \quad (5)$$

Como as equações apresentadas para o cálculo da coesão necessitam da coesão não drenada (S_u) e da tensão de pré-adensamento (σ'_p), foram utilizadas as equações de Kulhawy & Mayne (1990) e de Mayne & Mitchell (1988), respectivamente. Além disso, para tensão admissível do solo (σ_{adm}) foi adotado um valor de 100 kPa.

$$S_u = 0{,}06\ N_{SPT} + \sigma_{adm} \quad (6)$$

$$\sigma'_p = 7{,}04\ S_u^{0{,}83} \quad (7)$$

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os dados das 20 encostas foram analisados separadamente, distiguindo solos predominantemente arenosos de argilosos. Além disso, ao prezar pela segurança, os valores de referências utilizados nas comparações são sempre o menor resultado obtido no ensaio de cisalhamento com o maior valor obtido pelos métodos empírios descritos neste trabalho.

Na Tabela 2 são apresentados os valores de coesão para as amostras de areia. Observa-se que as equações de correlação utilizadas forneceram valores bastante distintos entre si. A equação de Berberian (2015) apresenta valores superiores em 235% a 418%, quando comparado. A equação de Mayne (2016) apresentou valores, em geral, inferiores à coesão obtida nos ensaios de cisalhamento. Nas amostras 9 e 15, essa diferença é especialmente significativa, chegando a ser de 75,1% a 71,4% menor que o valor obtido nos ensaios de laboratório. Nesse contexto, os valores calculados mostraram-se bastante conservadores em termos de segurança. Por outro lado, como a equação de Berberian (2015) sugeriu valores bem maiores, culminou na superestimação da coesão das areias em 13 das 14 amostras. Apenas para a amostra 15, a correlação apresentou valor muito próximo do ensaio. No caso das areias mais puras, as correlações não demonstraram ser favoráveis em termos de segurança, uma vez que apresentaram valores não nulos para a coesão. Este cenário foi observado nas amostras 7, 8, 12, 14, 18 e 19, e ocorre devido ao fato de que essas correlações não consideram a textura e composição do material, apenas seu valor de N_{SPT}.

Tabela 2 - Resultado parâmetro de coesão para areias

Amostra	NSPT	Coesão (KPa)			
		Equações de correlação		Ensaio de cisalhamento	
		Mayne (2016)	Berberian (2015)	Natural	Inundada
3	8,3	5,4	23,8	16,6	15,3
7	8,3	5,4	23,8	2,8	0,0
8	8,3	5,4	23,8	0,0	0,0
9	6,7	4,5	19,0	32,1	18,1
10	5,0	3,5	14,3	29,6	8,4
11	6,7	4,5	19,0	28,6	8,4
12	5,0	3,5	14,3	23,6	0,0
13	5,0	3,5	14,3	10,8	5,9
14	3,3	2,5	9,5	26,7	0,0
15	1,7	1,4	4,8	34,5	4,9
16	21,6	11,9	61,8	38,3	14,3
17	5,0	3,5	14,3	28,0	10,8
18	3,3	2,5	9,5	4,9	0,0
19	6,7	4,5	19,0	15,4	0,0

Já no caso do ângulo de atrito das areias, mostrado na Tabela 3, a equação proposta por Godoy (1983) foi a que apresentou, na maioria das vezes, os valores com maiores convergências ao comparar com os obtidos no ensaio de cisalhamento direto. Entretanto, nas amostras 13, 16 e 17, superestimou o ângulo de atrito, apresentando um incremento percentual de 8,3%, 6,4% e 19,5%, respectivamente. Este fato já era esperado, visto que esta mesma equação apresentou os maiores valores dentre as três, nos casos em que o índice de resistência à penetração foi menor que 8,3 fato que ocorrido em 10 das 14 amostras. Ademais, o método de Teixeira (1996) foi o mais conservador dos três e apresentou valor superior ao do ensaio apenas na amostra 16. Enquanto isso, a equação de Hatanaka & Uchida (1996) apresentou, em geral, valores intermediários quando comparado com os outros dois métodos e, assim como Godoy (1983), ultrapassou o resultado do ensaio de cisalhamento direto nas amostras 13, 16 e 17 apresentando um incremento percentual 4%, 11% e 14,7%, respectivamente.

Tabela 3 - Resultado parâmetro ângulo de atrito para areias

Amostra	NSPT	Ângulo de atrito (°)				
		Equações de correlação			Ensaio de cisalhamento	
		Godoy (1983)	Teixeira (1996)	Hatanaka & Uchida(1996)	Natural	Inundada
3	8,3	31,3	27,9	31,3	41,6	45,3
7	8,3	31,3	27,9	31,3	38,6	41,5
8	8,3	31,3	27,9	31,3	43,6	43,2
9	6,7	30,7	26,5	30,1	39,6	32,1
10	5,0	30,0	25,0	28,8	40,5	37,9
11	6,7	30,7	26,5	30,1	34,0	33,1
12	5,0	30,0	25,0	28,8	36,8	40,3
13	5,0	30,0	25,0	28,8	30,7	27,7
14	3,3	29,3	23,2	27,2	46,7	37,5
15	1,7	28,7	20,8	25,1	38,3	37,5
16	21,6	36,6	35,8	38,2	34,4	34,7
17	5,0	30,0	25,0	28,8	25,1	33,8
18	3,3	29,3	23,2	27,2	44,7	38,0
19	6,7	30,7	26,5	30,1	36,6	36,4

Desse modo, a equação de Teixeira (1996) foi considerarada a mais segura. De maneira similar, Almeida & Oliveira (2018) observaram na região Sul do pais em solos lateríticos e colapsíveis, que os valores do ângulo de atrito propostos por Godoy (1983) e Teixeira (1996) são boas aproximações para o ângulo de atrito quando comparado com os obtidos em ensaios triaxiais.

Ademais, ao avaliar os parâmetros de resistência do solo, algumas amostras apresentaram um ângulo de atrito superior na condição inundada em comparação à condição natural. Esse comportamento também pode ser observado no estudo de Lima (2024), que realizou a análise de um solo similar pelo Projeto Morro de Vontade, coletado no Alto da Telha, bairro de Passarinho, Recife. Além disso, no estudo de Lima (2003), o qual comparou os parâmetros de resistência de amostras coletadas durante períodos de chuva e estiagem, foi observado um comportamento análogo. Este último estudo foi conduzido no Alto do Reservatório, bairro de Nova Descoberta, Recife. Nesse contexto, fica evidente que este é um comportamento já observado nos solos da Formação Barreiras.

As 6 amostras de argila provenientes dos morros do Recife mostraram, especialmente em condições naturais, coesões bastante elevadas, como evidenciado pelas amostras 1, 2 e 5 apresentadas na Tabela 4. Por outro lado, a equação de correlação de Mayne (2016) estimou valores consideravelmente inferiores aos obtidos nos ensaios. Em comtrapartida, a equação proposta por Berberian (2015) foi a que melhor se aproximou dos resultados experimentais, indicando ser mais apropriada para estimação da coesão de solos argilosos no contexto dos morros do Recife. Todavia, esta mesma equação superestimou em 26,5% a coesão da amostra 2 quando comparado com o valor obtido no ensaio.

Apesar de não apresentar um índice de resistência à penetração (N_{SPT}) tão elevado, a coesão medida no ensaio de cisalhamento direto para a amostra 20, por exemplo, foi significativamente maior do que a coesão estimada, chegando a ser 144% maior quando comparada com o método mais otimista. Enquanto, na amostra 2, a coesão obtida por Berberian (2015) foi superior a obtida no ensaio de cisalhametno para a condição inundada. Portanto, uma abordagem baseada exclusivamente nesse parâmetro obtido pela sondagem à percussão não reflete necessariamente a realidade. No entanto, na ausência de dados laboratoriais, essas equações proporcionam uma metodologia segura com poucas ressalvas.

Tabela 4 - Resultado parâmetro coesão para argilas

Amostra	NSPT	Coesão (KPa)			
		Equações de correlação		Ensaio de cisalhamento	
		Mayne (2016)	Berberian (2015)	Natural	Inundada
1	3,3	2,5	9,5	75,2	9,7
2	8,9	5,7	25,3	63,6	20,0
4	11,1	6,8	31,7	36,9	39,4
5	7,8	5,1	22,2	85,3	35,6
6	10	6,3	28,5	35,4	35,0
20	4,4	3,2	12,7	37,4	31,0

Na análise do ângulo de atrito apresentado na Tabela 5 para as argilas, constatou-se que, ao contrário do observado na avaliação das areias, nenhuma equação de correlação apresentou valores superiores aos obtidos nos ensaios. A variação percentual máxima foi menor no caso das argilas. Na amostra 4, por exemplo, o resultado do ensaio de cisalhamento na condição inundada foi 46,2% maior que o estimado pelo método de Teixeira (1996). Em contrapartida, nas areias, a maior diferença percentual foi observada na amostra 15, onde o valor obtido no ensaio foi 80,3% superior à estimativa.

Tabela 5 - Resultado parâmetro ângulo de atrito para argilas

Amostra	NSPT	Ângulo de atrito (°)				
		Equações de correlação			Ensaio de cisalhamento	
		Godoy (1983)	Teixeira (1996)	Hatanaka & Uchida(1996)	Natural	Inundada
1	3,3	29,3	23,2	27,2	36,8	33,4
2	8,9	31,5	28,3	31,7	31,7	35,9
4	11,1	32,4	29,9	33,1	45,7	43,7
5	7,8	31,1	27,5	30,9	45,8	34,2
6	10	32,0	29,1	32,4	32,9	37,8
20	4,4	29,8	24,4	28,3	51,5	31,7

Por fim, a coesão foi o parâmetro que mais apresentou discrepância entre o ensaio de laboratório e as mensurações feitas pelas equações propostas na literatura. De maneira análoga, Corte et al. (2016) também observou um fenômeno similar ao se depararem com diferenças percenturais de 18% e 300% entre o ensaio de laboratório e a correlação com os valores de N_{SPT}, para duas diferentes amostras.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nas análises realizadas, pode-se concluir que as equações de correlação são ferramentas confiáveis e eficazes para a estimativa dos parâmetros de resistência dos solos nas encostas do Recife, desde que usadas com cautela, especialmente no caso das areias puras. A equação de Godoy (1983) se destacou ao apresentar os maiores valores para o ângulo de atrito e, em grande parte das situações, se aproximou dos resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento. No entanto, em três casos, houve uma superestimação deste

parâmetro. Na mesma linha, a equação de Hatanaka & Uchida (1996) se demonstrou adequada, com algumas ressalvas. Por outro lado, a correlação de Teixeira (1996) foi considerada mais conservadora.

Quanto ao parâmetro da coesão, tanto em areias quanto em argilas, os valores estimados revelaram-se favoráveis à segurança em alguns casos. Nas areias, a equação de Berberian (2015) foi a que mais se opôs a segurança ao superestimar a coesão em quase todas amostras. Em contrapartida, a metodologia proposta por Mayne (2016) se mostrou bastante favorável à segurança.

Nas argilas das encostas do Recife, onde a coesão tende a ser elevada, valores excessivamente conservadores podem levar a superdimensionamento de estruturas de contenção nessas áreas. A metodologia proposta por Mayne (2016) acabou sendo extremamente favorável a segurança para as características geológicas dos morros do Recife. Sendo assim, a correlação que melhor se aproximou dos resultados do ensaio de cisalhamento foi a de Berberian (2015), ainda que tenha apresentado para a amostra 2 uma coesão superestimada em 26,5%, retratou de maneira mais fiel o comportamento dessas argilas.

Em relação às areias puras, nenhuma equação conseguiu apresentar valores nulos para a coesão, embora Mayne (2016) tenha sugerido quase sempre valores inferiores a 5,4 KPa, considerados relativamente baixos. Portanto, a utilização de equações de correlação para estimar parâmetros de resistência do solo nos morros do Recife é uma abordagem viável, desde que realizada com cautela e considerando as particularidades geotécnicas locais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. A., & Oliveira, R. M. M. (2018). Estimativa do ângulo de atrito e coesão através de índices de resistência obtidos pela sondagem SPT em solo laterítico e colapsível característico da cidade de Cascavel no estado do Paraná. *XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica* (COBRAMSEG). Salvador.

Belincanta, A., & Cintra, J. C. A. (1998). Fatores intervenientes em variantes do método ABNT para a execução do SPT. Solos e Rochas, 21(3), 119-133.

Berberian, D. (2015). Engenharia de Fundações: Passo-a-Passo. 1ª edição, Infrasolo, Brasília.

Corte, F. H., Mucheti, A. S., & de Albuquerque, P. J. R. (2016). Análise da estabilidade de contenção em solo grampeado em áreas urbanas, por parâmetros obtidos por correlação vs laboratório. *XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica* (COBRAMSEG). Belo Horizonte.

Galvão, D.C., (2014). Uma contribuição para o entendimento dos fatores que provocam deslizamentos nos morros do Grande Recife: O relevo, a ocupação e o clima. *Revista Hum@nae*, *8*(2).

Godoy, N. S. (1983*). Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático*. Palestra. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Paulo.

Hatanaka, M. & Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sand soil. Soils Found., v. 36, n. 4, p. 1-9.

Kulhawy, F.H. & Mayne, P.W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Report EL-6800, Electric Power Res. Inst., Palo Alto, 306 p.

Lima, A. F. (2002). Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da formação barreiras na área urbana da cidade do Recife. Dissertação de Mestrado, Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco / UFPE, 186 p.

Lima, V. C. B. D. (2024). Análise da estabilidade de uma encosta na formação barreiras na cidade do Recife. Trabalho de conclusão de curso. Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco / UFPE, 102 p.

Mayne, P.W. (2016). Evaluating effective stress parameters and undrained shear strengths of soft-firm clays from CPT and DMT. *Australian Geomechanics Journal*, 51 (4): 27–55.

Mayne, P. W., & Mitchell, J. K. (1988). Profiling of overconsolidation ratio in clays by field vane. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(1), 150-157.

Schnaid, F. e Odebrecht, E. (2012). *Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. São Paulo, Oficina de Textos.

Skempton, A.W. (1986) *Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Over-Consolidation*. Geotechnique, 36, 425-447.

Teixeira, A. H. (1996). *Projeto e execução de fundações*. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE, São Paulo, v.1, p. 33-50.

Teixeira, A. H. e Godoy, N. S. (1996) *Análise, projeto e execução de fundações rasas*, In: Hachich, W. et al. (ed.) Fundações: teoria e prática, Pini, São Paulo.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/202

Ensaios De Arrancamento Verticais Para Grampos Em Solo

Max Gabriel Timo Barbosa
SCO Engenharia Geotécnica, Brasília, Brasil, max.barbosa@sco.eng.br

André Pacheco de Assis
Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, aassis@unb.br

Renato Pinto da Cunha
Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, rpcunha@unb.br

RESUMO: Os ensaios preliminares à construção de contenções em solo grampeado são fundamentais para otimização do projeto, dado que estimativas de resistência ao arrancamento, tanto teóricas como empíricas, costumam apresentar grande variação e o limite inferior dessas estimativas pode gerar projetos excessivamente conservadores e, por conseguinte, onerosos. Entretanto, os ensaios prévios de arrancamento sub-horizontais, utilizados na prática, são de execução mais demorada devido ao preparo envolvido, com necessidade de escavação, utilizando equipamento e mão de obra extensiva, o que em ensaios verticais não aconteceria. Para diminuir esse impacto, especialmente para obras menores ou para execução de ensaios de arrancamento em época posterior ao projeto básico, mas anterior ao projeto executivo, ensaios de arrancamento verticais surgem como alternativa. Esta opção foi utilizada por Seo et al. (2012) e Seo et al. (2017) como método de investigação da resistência ao arrancamento. No Brasil, em 2022, fez-se ensaios de arrancamento em grampos verticais, em diferentes áreas do Brasil, a fim de validar esta alternativa de ensaio prévio. Este artigo descreve a concepção e execução desses ensaios de arrancamento verticais. Verificou-se que os ensaios verticais apresentam resultados semelhantes aos resultados de ensaios sub-horizontais para grampos executados por meio da técnica de reinjeção setorizada.

PALAVRAS-CHAVE: Solo Grampeado, Grampos, Resistência ao Arrancamento, Reinjeção Setorizada, Injeção Pressurizada.

ABSTRACT: Preliminary tests prior to the construction of soil nailing walls are crucial for project optimization, given that both theoretical and empirical estimates of pull-out resistance tend to exhibit significant variation, and the lower limit of these estimates can lead to excessively conservative and therefore expensive designs. However, sub-horizontal pull-out tests, commonly used in practice, are more time-consuming due to the preparation involved, requiring excavation using extensive equipment and labor, which would not be necessary for vertical tests. To mitigate this impact, especially for smaller projects or for conducting pull-out tests after the basic design but before the executive design, vertical pull-out tests emerge as an alternative. This option was used by Seo et al. (2012) and Seo et al. (2017) as a method for investigating pull-out resistance. In Brazil, in 2022, pull-out tests were conducted on vertical soil nails in different areas of the country to validate this pre-construction testing alternative. This article describes the conception and execution of these vertical pull-out tests. It was found that vertical tests yield similar results to sub-horizontal tests for soil nails executed using the sectorized post grouting technique.

KEYWORDS: Soil Nailing, Soil Nail, Pull-Out Resistance, Sectorized Post Grouting, Pressurized Grouting.

1 INTRODUÇÃO

Os ensaios de arrancamento são essenciais para avaliar a resistência dos grampos em obras de solo grampeado, representada pelo parâmetro q_s, que é fundamental para análises de contenções. Barbosa et al. (2022) realizaram um estudo focado na caracterização da resistência ao arrancamento de grampos, aplicando a técnica de reinjeção setorizada. Os resultados demonstraram uma resistência superior à técnica de injeção por gravidade, especialmente em solos não problemáticos. Este estudo contribuiu para o desenvolvimento de

um modelo empírico que permite prever a resistência ao arrancamento dos grampos utilizando a reinjeção setorizada, conforme Eq. 1:

$$q_s = 190{,}24 + 5{,}38 . N_{SPT} \quad (1)$$

Em que:
N_{SPT} é o valor de número de golpes Standard Penetration Test (N_{SPT}).

No entanto, é importante ressaltar que os ensaios preliminares de arrancamento sub-horizontais, comumente empregados na prática e utilizados por Barbosa et al. (2022), demandam um tempo consideravelmente maior para sua execução devido ao processo preparatório necessário. Isso inclui a realização de escavações e a utilização de equipamentos e mão de obra em maior quantidade e extensão. Em contrapartida, nos ensaios verticais, essas etapas de preparação não são necessárias, o que resulta em uma maior eficiência e agilidade na condução dos ensaios.

Segundo Seo et al. (2012) e Seo et al. (2017), os ensaios de arrancamento vertical e sub-horizontais podem produzir resultados comparáveis na avaliação da resistência do solo grampeado, pois ambos são direcionados para avaliar a interação entre os grampos e o solo. A principal distinção entre esses ensaios é a orientação do grampo em relação à superfície do solo: no ensaio vertical, o grampo é posicionado perpendicularmente ao solo, enquanto no ensaio sub-horizontal, ele é alinhado paralelamente à superfície. Contudo, verifica-se que, para executados por meio da técnica de reinjeção setorizada (grampos GR), as pressões de injeção superam as tensões verticais nos grampos em ambas as orientações, resultando em valores de resistência semelhantes conforme previsto pelo modelo empírico. Com base nisso, foram conduzidos ensaios, tanto verticais quanto sub-horizontais, em obras de contenção no Pará, visando validar a eficácia dos ensaios verticais para os grampos GR.

2 METODOLOGIA

2.1 Caracterização dos Locais de Ensaio

Os ensaios foram conduzidos na Mina do Salobo, situada em Marabá/PA, em dois taludes distintos, nos quais foram aplicados grampos do tipo GR. Cada talude abrangeu uma área mínima de 4500 m^2, com a instalação de pelo menos 720 grampos GR. Devido a acordos de confidencialidade, quaisquer imagens ou detalhes que possam identificar a localização exata dos taludes não podem ser revelados neste momento. No entanto, é possível descrever o tipo de solo onde os grampos foram implantados, assim como as características dos materiais, equipamentos de ensaio e os resultados obtidos.

O primeiro talude compreendia uma estrutura de contenção em solo grampeado com revestimento de concreto projetado, predominantemente em solos residuais silto-arenosos derivados de gnaisse, apresentando um valor N_{SPT} médio igual a 8 no local do ensaio. Por outro lado, o segundo talude envolveu uma estrutura de contenção em solo grampeado com revestimento em tela flexível, implantada em solos residuais silto-argilosos, com um valor médio N_{SPT} de 14 no local do ensaio.

2.2 Caracterização dos Equipamentos

Pelos resultados de Barbosa et al. (2023), que indicou que para diferentes metodologias de injeção a perfuração com fluido de perfuração à água resultou em grampos de melhor resistência ao arrancamento, escolheu-se equipamento de perfuração de água. O equipamento escolhido é do tipo de rotor elétrico de eixo simples, sem uso de graxa ou de outro lubrificante nas hastes perfuradoras, a fim de evitar contaminação do maciço e perda de aderência entre a calda e o solo. A Figura 1 detalha a perfuratriz utilizada na perfuração a água.

Para a injeção da bainha e reinjeção setorizada, optou-se por utilizar uma unidade injetora de tipo circuito fechado, que é composta pelos seguintes componentes:

- Um misturador de alta rotação, operando em torno de 1.800 rpm, com capacidade superior a 150 litros. Esse misturador é equipado com peneira e hidrômetro graduado em litros e frações decimais.
- Uma bomba injetora helicoidal, capaz de manter um fluxo contínuo de mais de 100 litros por minuto, mantendo-se dentro dos limites de pressão necessários. Além disso, ela é capaz de bombear caldas com fator a/c igual ou superior a 0,4.
- Um garrafão de amortecimento e estabilizador de pressão vertical com colchão de ar, que possui volume suficiente para estabilizar o manômetro até cerca de 10% da leitura requerida.
- Um manômetro de pressões graduados, cobrindo de 50 kPa a 50 kPa, com resolução de 3000 kPa.
- Obturadores hidráulicos simples, que têm vedação apenas na ponta do obturador, já que as reinjeções setorizadas não requerem vedação dupla.
- Além disso, foram utilizadas tubulações, revestimentos, registros e ferramentas revisadas, visando evitar interrupções no processo de injeção.

A Figura 2 mostra o misturador e a bomba selecionados para a execução.

Figura 1. Vista típica da perfuratriz elétrica, com haste (à esquerda), bit de perfuração do tipo tricone e corpo da máquina, com motor fechado

Figura 2. Vista típica do misturador duplo com bomba de injeção acoplada

2.3 Caracterização dos Materiais

2.3.1 Calda de Cimento

Para a calda de cimento, foi utilizado cimento CPII-E-32, com características técnicas conforme Tabela 1. O cimento em questão foi escolhido devido à sua disponibilidade na região local e ao seu tempo de pega prolongado, o que é particularmente importante em climas como o de Marabá/PA. Para facilitar o entendimento dos profissionais responsáveis pela injeção e reinjeção dos grampos, conhecidos como injetadores, foi adotado um fator a/c de 0,5 tanto para a injeção inicial quanto para a reinjeção.

Tabela 1 – Características da calda de cimento

Tipo de aglutinante	Cimento (CPII-E-32)
Fator a/c em peso	0,5
pH	7,9
Exsudação (%)	2,87
Peso específico (kN/m^3)	16,7
Coesão (Pa)	5,9
Viscosidade (mPa.s)	151
Resistência à compressão (MPa)	29,3 ± 1,5

2.3.2 Barra de Aço

Para a barra de aço, utilizou-se barra de aço de 25 mm. A Tabela 2 apresenta as características da barra de aço, obtidas do catálogo do fabricante Arcellor Mittal.

Tabela 2 – Características das barras de aço (Arcellor Mittal, 2022)

Diâmetro nominal (mm)	25,0
Massa Nominal (kg/m)	3,853
Tolerância Massa Linear (%)	4
Resistência Característica de Escoamento (fyk) (MPa)	500
Limite de Resistência (MPa)	540
Alongamento em 10Ø (%)	8
Seção nominal (mm2)	490,9
Limite de carga (kN)*	213

* Considerando coeficiente parcial de 1,15

2.4 Caracterização do Aparato de Ensaio

Tanto para os ensaios de arrancamento vertical quanto para os ensaios de arrancamento sub-horizontal, utilizou-se os mesmos sistemas de medição, com apenas diferença no sistema de reação, diferentes devido à cunha de inclinação necessária para os ensaios sub-horizontais. O croqui dos grampos em ambas as orientações pode ser visto nas Figuras 3 e 4. Fotos esquemáticas da execução dos ensaios de arrancamento podem ser observadas nas Figuras 5 e 6.

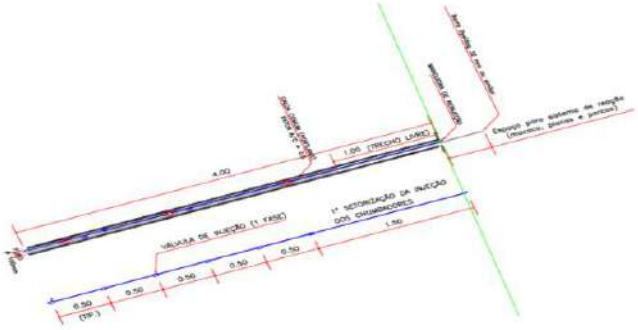


Figura 3. Croqui esquemático de ensaio de arrancamento sub-horizontal, em que o grampo foi instalado com 15 graus de inclinação. A barra de aço tem 5,0 m no total, com 3,0 m de trecho ancorado e 2,0 m de trecho livre, sendo 1,0 m interno ao maciço e 1,0 m externo, a fim de que haja espaço suficiente para o sistema de macaco, placas, porcas e célula de carga

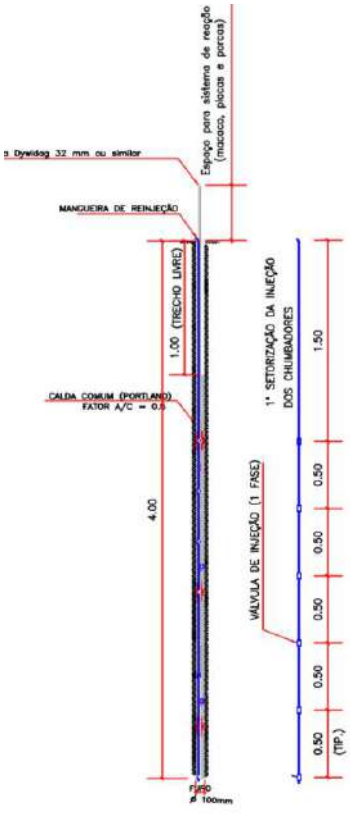


Figura 4. Croqui esquemático de ensaio de arrancamento vertical. A barra de aço tem 5,0 m no total, com 3,0 m de trecho ancorado e 2,0 m de trecho livre, 1,0 m interno ao maciço e 1,0 m externo, a fim de que haja espaço suficiente para o sistema macaco, placas, porcas e célula de carga

Figura 5. Montagem de ensaio de arrancamento sub-horizontal no talude 1 à esquerda e vertical à direita

Figura 6. Montagem de ensaio de arrancamento sub-horizontal no talude 2 à esquerda e vertical à direita

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Talude 1

Para o Talude 1, predominantemente em silte arenoso, foram executados quatorze grampos de sacrifício, sete em orientação vertical e sete em orientação sub-horizontal, em arranjo conforme observado na Figura 5. A Tabela 3 mostra os resultados obtidos de qs obtidos por grampo de sacrifício, conforme tipo de solo, número de golpes N, qs real e orientação do ensaio. O qs esperado conforme modelo empírico proposto pela Eq. 1 era de 233 kPa.

Tabela 1 – Tipo de solo, N_{SPT}, qs de cada grampo de sacrifício e orientação do ensaio

Grampo	Tipo de solo	N_{SPT}	q_s (kPa)	Orientação do ensaio
1	Silte Arenoso	8	292	Sub-Horizontal
2	Silte Arenoso	8	274	Sub-Horizontal
3	Silte Arenoso	8	283	Sub-Horizontal
4	Silte Arenoso	8	267	Sub-Horizontal
5	Silte Arenoso	8	278	Sub-Horizontal
6	Silte Arenoso	8	264	Sub-Horizontal
7	Silte Arenoso	8	296	Sub-Horizontal
8	Silte Arenoso	8	262	Vertical
9	Silte Arenoso	8	247	Vertical
10	Silte Arenoso	8	275	Vertical
11	Silte Arenoso	8	259	Vertical
12	Silte Arenoso	8	273	Vertical
13	Silte Arenoso	8	265	Vertical
14	Silte Arenoso	8	253	Vertical

A média dos resultados dos grampos de sacrifício ensaiados na orientação sub-horizontal foi de 279 kPa, com desvio padrão de 12,03, média 19,66% superior ao q_s estimado pela Eq. 1. A média dos resultados dos grampos de sacrifício ensaiados na orientação vertical foi de 262 kPa, com desvio padrão de 10,12, uma média 12,31% superior ao q_s estimado pela Eq. 1. Comparando-se as médias do conjunto de dados de ambas orientações de ensaio, observou-se que os grampos sub-horizontais apresentaram resistência ao arrancamento em média 6,54% superior à resistência ao arrancamento dos grampos ensaiados verticalmente, dentro do desvio padrão de cada conjunto de dados, o que, estatisticamente, por meio de teste de hipótese, representa que os resultados são iguais.

3.2 Talude 2

Para o Talude 2, predominantemente em silte argiloso, foram executados dezesseis grampos de sacrifício, oito em orientação vertical e oito em orientação sub-horizontal, em arranjo conforme observado na Figura 6. A Tabela 4 mostra os resultados obtidos de q_s obtidos por grampo de sacrifício, conforme tipo de solo, número de golpes N, q_s real e orientação do ensaio. O q_s esperado conforme modelo empírico proposto pela Eq. 1 era de 266 kPa.

Tabela 2 – Tipo de solo, N_{SPT}, qs de cada grampo de sacrifício e orientação do ensaio

Grampo	Tipo de solo	N_{SPT}	q_s (kPa)	Orientação do ensaio
1	Silte Argiloso	14	310	Sub-Horizontal
2	Silte Argiloso	14	280	Sub-Horizontal
3	Silte Argiloso	14	292	Sub-Horizontal
4	Silte Argiloso	14	303	Sub-Horizontal

5	Silte Argiloso	14	298	Sub-Horizontal
6	Silte Argiloso	14	279	Sub-Horizontal
7	Silte Argiloso	14	302	Sub-Horizontal
8	Silte Argiloso	14	307	Vertical
9	Silte Argiloso	14	277	Vertical
10	Silte Argiloso	14	286	Vertical
11	Silte Argiloso	14	259	Vertical
12	Silte Argiloso	14	271	Vertical
13	Silte Argiloso	14	291	Vertical
14	Silte Argiloso	14	284	Vertical
15	Silte Argiloso	14	267	Vertical
16	Silte Argiloso	14	272	Vertical

A média dos resultados dos grampos de sacrifício ensaiados na orientação sub-horizontal foi de 296 kPa, com desvio padrão de 11,75, média 11,60% superior ao q_s estimado pela Eq. 1. A média dos resultados dos grampos de sacrifício ensaiados na orientação vertical foi de 276 kPa, com desvio padrão de 10,7, uma média apenas 3,88% superior ao q_s estimado pela Eq. 1. Comparando-se as médias do conjunto de dados de ambas orientações de ensaio, observou-se que os grampos sub-horizontais apresentaram resistência ao arrancamento em média 7,43% superior à resistência ao arrancamento dos grampos ensaiados verticalmente, dentro do desvio padrão de cada conjunto de dados, o que, estatisticamente, por meio de teste de hipótese, representa que os resultados são iguais.

4 CONCLUSÕES

Para garantir a viabilidade da previsão da resistência ao arrancamento antes da execução das contenções em solo grampeado, é crucial contar com um modelo empírico que seja capaz de fornecer estimativas conservadoras dos resultados desse parâmetro. O modelo empírico proposto por Barbosa et al. (2022), demonstrou eficácia ao prever de forma conservadora a resistência ao arrancamento dos grampos nos Taludes 1 e 2. No entanto, para o Talude 2, observou-se que é importante aplicar um fator de segurança parcial aos resultados do modelo empírico, especialmente para NSPT mais elevados.

Além disso, nos taludes em questão, foi confirmada a hipótese de que os ensaios de arrancamento verticais constituem uma alternativa confiável aos ensaios de arrancamento de grampos GR. Essa validação facilita a avaliação da real resistência ao arrancamento em projetos onde não é possível realizar escavação prévia ou acesso, antecipando a verificação da resistência ao arrancamento do projeto e potencialmente resultando em execuções mais precisas e econômicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arcelor Mittal (2022) Guia do Aço Arcelor Mittal. Disponível em: https://brasil.arcelormittal.com › catalogo-guia-aco/ (Acessado: 8 de Novembro, 2022).

Barbosa, M.G.T. (2023). Estudo da Resistência ao Arrancamento de Grampos em Solos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-187/2023, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 204 p.

Barbosa, M. G. T., de Assis, A. P., & da Cunha, R. P. (2022). An innovative post grouting technique for soil nails. Geotechnical and Geological Engineering, 40(11), 5539-5546.

Seo, H. J., Jeong, K. H., Choi, H., & Lee, I. M. (2012). Pullout resistance increase of soil nailing induced by pressurized grouting. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138(5), pp. 604-613.

Seo, H., Pelecanos, L., Kwon, Y. S., & Lee, I. M. (2017). Net load-displacement estimation in soil-nailing pullout tests. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering. 14 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/203

Escavação e Contenção Periférica com Elementos de Suporte Passivos de Carácter Definitivo na Base de Encosta

Catarina Fartaria
Engenheira Geotécnica, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, cfartaria@jetsj.com

Alexandre Pinto
Sócio-Gerente, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

RESUMO: O presente artigo visa descrever as soluções implementadas para a realização da escavação, com uma altura máxima de 20m, para materialização dos pisos enterrados de um novo edifício de grande porte localizado na base de uma encosta em Leiria, Portugal. A realização de obras de escavação e contenção periférica para materialização de caves de edifícios em meio urbano, utilizam habitualmente elementos de suporte horizontal de carácter provisório sendo, em fase definitiva, o equilibro horizontal assegurado pela estrutura do edifício. No presente caso, em particular no alçado da escavação adjacente à encosta, os primeiros dois pisos enterrados correspondem a um logradouro o que determinou a necessidade de implementar medidas de travamento que com carácter definitivo. Neste enquadramento, o suporte horizontal da contenção em cortina de estacas foi materializado por tirantes pré-esforçados provisórios nas contenções que futuramente serão travadas pelo edifício enquanto nos primeiros níveis de travamento da contenção adjacente à encosta foram instalados tirantes passivos que terão carácter definitivo. A materialização dos referidos elementos, considerando as exigências de durabilidade para a vida útil da obra, teve lugar com a instalação de barras de 50mm de diâmetro com até 28m de comprimento e com dupla proteção contra a corrosão, alcançada pelo embainhamento do tirante com uma bainha corrugada e posterior injeção no seu interior com calda de cimento. A materialização da selagem dos referidos tirantes com 6m de comprimento é realizada utilizando um sistema multiválvulas e uma injeção do tipo seletiva e repetitiva. Serão apresentadas as soluções implementadas e analisado o comportamento da contenção durante os trabalhos de escavação no âmbito do Plano de Instrumentação e Observação implementado, o qual se veio a revelar como crucial na gestão do risco geotécnico.

PALAVRAS-CHAVE: Escavação Profunda, Contenção Periférica, Estacas Moldadas, Tirantes Passivos

ABSTRACT: These abstract aims to describe the retaining wall deep excavation solutions with a maximum height of 20 m, to materialize the buried floors of a new building located at an hill base in Leiria, Portugal. Usually, the retaining wall solutions in urban areas use constructive horizontal supports that can be latter be uninstalled while the horizontal support is ensured by the building structure bellow soils surface. In the present scenario, the retaining wall located at the hill base needs to support earth pressures at the first two levels permanently, since the building is adjacent to the retaining wall only in the three deeper levels. Thus, while the general horizontal support is achieved using temporary ground anchors, the horizontal support of the two first levels use 50mm diameter tie rods as passive ground anchors, with lengths up to 28 m, and using a double protection against corrosion achieved by sheathing the tie rod with a sheath corrugated and subsequent injection inside with cement grout. The materialization of a 6 m bond length, for both tie rods and pre-stressed ground anchors, is accomplished using a multi-valve system and an IRS injection procedure. The implemented solutions will be presented and the retaining wall behavior during the excavations works analyzed within the scope of the Monitoring Plan which turned out to be crucial on the geotechnical risk management.

KEYWORDS: Deep Excavation, Retaining Wall, Bored Piles, Passive Tie Rods

1 INTRODUÇÃO

O presente artigo visa descrever as soluções de escavação e contenção periférica implementadas para a construção dos pisos enterrados de um edifício. O edifício em questão apresenta a particularidade de se localizar na base de uma encosta, havendo a necessidade de executar a escavação correspondente a 5 pisos enterrados no alçado adjacente à encosta e de apenas 2 pisos enterrados no alçado oposto (ver Figura 1). Habitualmente, as soluções de escavação e contenção que utilizam tirantes pré-esforçados são de carácter definitivo sendo o equilibro horizontal dos impulsos do solo equilibrado pelas lajes da estrutura definitiva. No presente caso, dada a presença de um logradouro na parte tardoz do edifício, a estrutura de contenção materializada na fase contrativa terá de equilibrar os impulsos do solo numa altura equivalente a dois pisos durante toda a vida útil da obra.

Para tal, dado que os tirantes pré-esforçados com carácter definitivo apresentam maiores exigências de monitorização e manutenção e, em consequência, maiores riscos associados, foram previstos, para o presente caso e para os dois primeiros níveis de travamento, tirantes materializados por barras de aço que mobilizam carga de forma passiva e que apresentam maiores garantias de durabilidade. Os três níveis de travamento inferiores foram realizados com recurso a tirantes pré-esforçados de carácter provisório, ao nível das lajes dos pisos enterrados que na fase definitiva irão assegurar o travamento horizontal definitivo.

Durante a realização dos trabalhos de escavação foi implementado um Plano de Monitorização que permitiu avaliar o comportamento da estrutura. Quando os trabalhos de escavação se encontravam próximos da cota final verificou-se a presença de comportamentos anómalos nas placas de cunhas dos dois primeiros níveis de tirantes ativos o que motivou o registo de maiores deformações da estrutura de contenção e maior incremento de carga nos restantes tirantes. Neste enquadramento, tendo sido ultrapassados os critérios de alerta estabelecidos no Plano de Monitorização e por forma a gerir o risco associado, foram preconizadas medidas de mitigação das deformações da contenção e alteração ao faseamento construtivo previsto para viabilizar os términos dos trabalhos de escavação em condições de segurança.

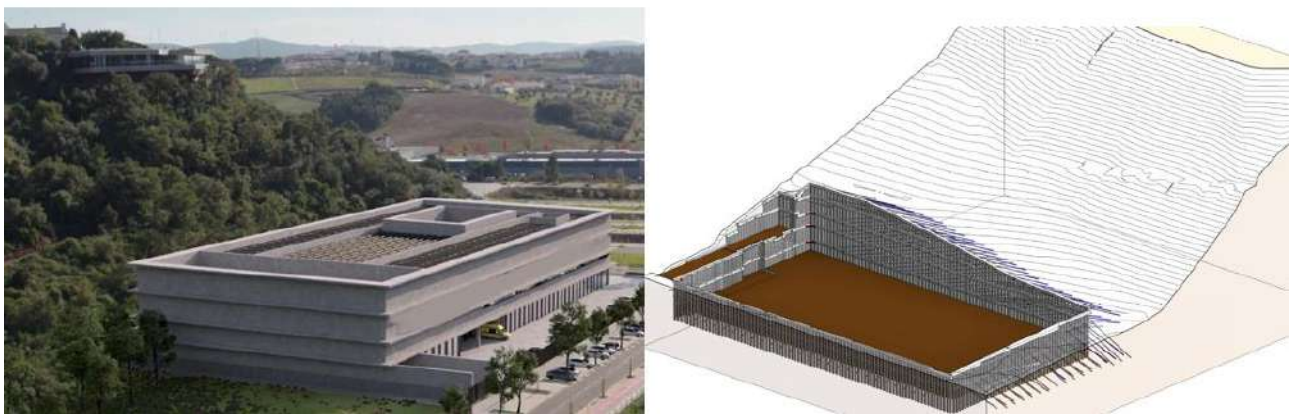


Figura 1. Representação gráfica do edifício (à esquerda) e representação gráfica da estrutura de contenção à direita).

2 CENÁRIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

De acordo com a Folha 23-C (Leiria) da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000 na área em estudo ocorrem Calcários dolomíticos e margas de Dagorda (J1ab) datados do Jurássico (Hetangiano-Reciano). Próximo da área de estudo, a Poente, associado a um dos afluentes do rio Lis, o rio Lena, ocorrem depósitos modernos de aluviões (a) que se distribuem pela região de Leiria ao longo de outras linhas de água. Por sua vez, a Nascente, identifica-se na carta geológica o afloramento de Doloritos e Rochas Afins (δ). A Figura 2 apresenta a localização aproximada da área em estudo sobre o extrato da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000.

Figura 2. Extrato da Carta Geológica de Portugal à Escala 1:50000 – Localização da área de intervenção.

Por forma aprofundar o conhecimento sobre as formações geológicas interessadas foi realizada uma campanha de prospeção a qual incluiu a realização de sondagens de reconhecimento, acompanhadas de ensaios SPT em profundidade e de ensaios laboratoriais. Os resultados da referida campanha serviram de base ao Estudo Geológico-Geotécnico no qual foram caracterizados do ponto de vista das suas propriedades geomecânicas os materiais interessados assim como desenvolvidos os perfis de zonamento geológico-geotécnico que serviram de base ao desenvolvimento do projeto.

O referido estudo refere a presença em profundidade dos seguintes solos, do topo para a base: i) ZG3 - Aterro argiloso, arenoso e areno argiloso com elementos líticos da dimensão do seixo miúdo a grosseiro apresentando valores dos ensaios SPT entre 13 e 47 pancadas e uma espessura da ordem dos 2m a 3m; ii) ZG2 - Argilas avermelhadas com laivos acinzentados, identificadas como margas de Dagorda, e passagens mais arenosas, apresentando-se superficialmente com menor consistência (35<SPT<60), de espessura variável entre 4,5me 9,0m; iii) ZG1 - Argilas avermelhadas com laivos acinzentados, identificadas como margas de Dagorda, e passagens mais arenosas, apresentando-se com elevada consistência (SPT>60). A Figura 3 apresenta o perfil geológico-geotécnico caracterizado, verificando-que que a escavação do alçado localizado na zona mais elevada intersetará as três unidades geológico-geotécnicas identificadas.

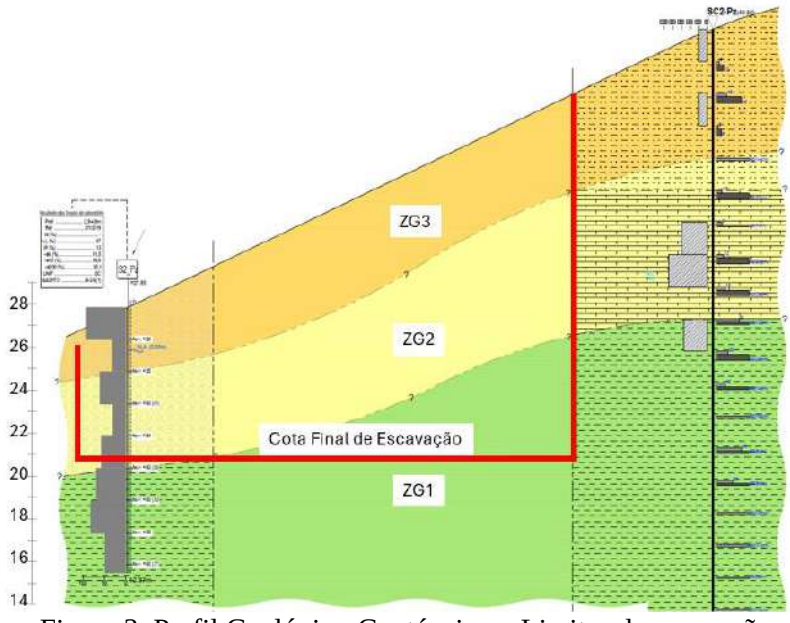


Figura 3. Perfil Geológico-Geotécnico – Limites da escavação.

No que diz respeito à parametrização geomecânicas das unidades identificadas, o referido estudo estimou os parâmetros que se apresentam na Tabela 1.

Tabela 1. Parametrização geomecânicas dos solos interessados.

I.D	Descrição	NSPT	Peso Volúmico	Ângulo de Atrito (º)	Coesão (kPa)
ZG3	Depósitos de cobertura	6 a 45	17	25	-
ZG2	Margas (argila siltosa e argilito)	51 a 60	22	35	100
ZG1	Argila por vezes siltosa	>60	22	40	350

3 SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA

As soluções de escavação e contenção periféricas incluíram a realização de uma cortina de estacas em concreto armado (estacas ϕ600mm afastadas de 1,20m) em todo o perímetro da escavação. Durante os trabalhos de escavação a contenção do solo exposto entre estacas foi assegurada pela aplicação de um revestimento em concreto projetado armado no qual são instalados pontualmente geodrenos para mitigar a geração de impulsos hidrostáticos no tardoz do concreto projetado encaminhando eventuais águas afluentes ao sistema de drenagem interno do edifício.

O travamento da estrutura de contenção é assegurado pela execução de vigas de distribuição ao nível dos vários pisos enterrados e tirantes pré-esforçados provisórios (6 cordões de pré-esforço de 0,60''), sendo apenas nos dois primeiros níveis de travamento da contenção, no alçado de maior desnível, que esse travamento é assegurado tirantes passivos do tipo barras GEWI com 50mm de diâmetro. Ambos os tipos de tirante se encontram selados na camada ZG1 ao longo de 6m de selagem materializada por um tubo multiválvulas e injeção repetitiva e seletiva (ver Figura 4).

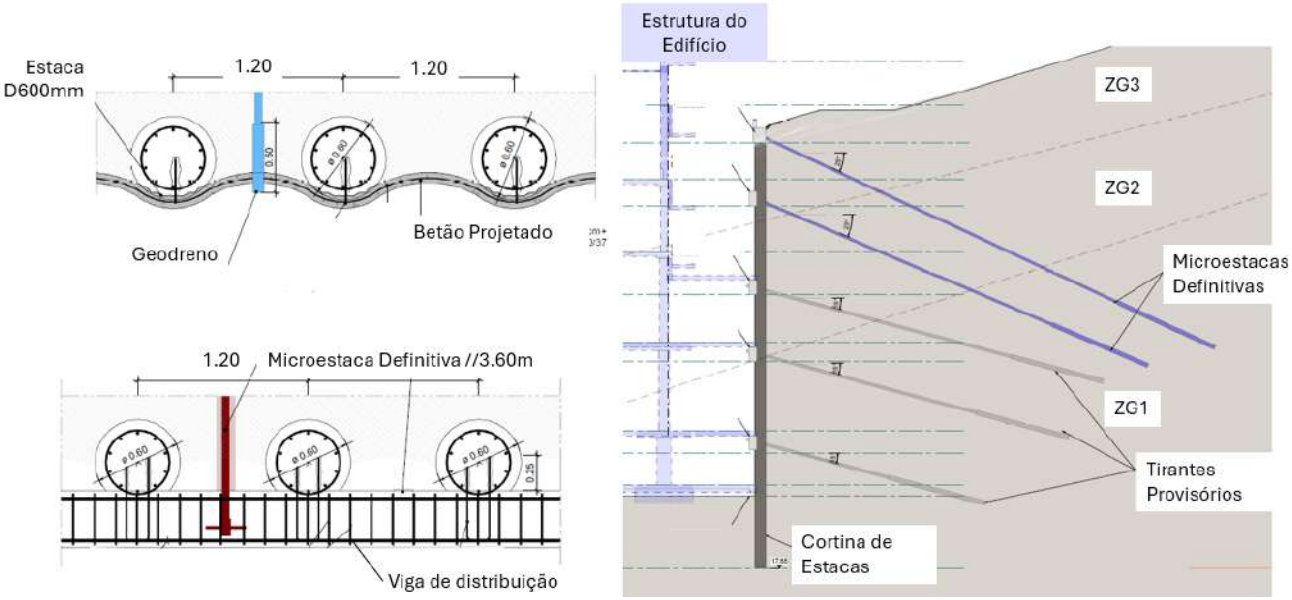


Figura 4. Seção transversal da estrutura de contenção na zona entre pisos e na zona da viga de distribuição (à esquerda) e Seção transversal na zona de maior desnível (à direita).

No que diz respeito aos tirantes passivos de carácter definitivo, foram utilizados sistemas certificados com dupla proteção contra a corrosão. A garantia de durabilidade é assegurada pela utilização de uma bainha corrugada em todo o comprimento para materializar uma pré-injeção com calda de cimento entre a barra de aço e a mesma que é realizada antes da instalação do elemento. A utilização de uma segunda bainha exterior de parede lisa, permite materializar o comprimento livre do tirante, assegurando que as cargas axiais serão transmitidas apenas ao nível do bolbo de selagem (ver Figura 5).

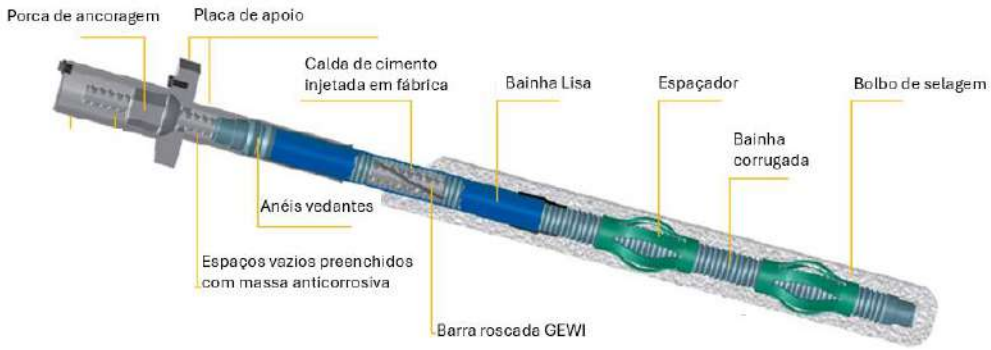


Figura 5. Sistema certificado de tirantes de carácter definitivo em barra de aço do tipo GEWI.

4 PLANO DE MONITORIZAÇÃO

A implementação de um Plano de Monitorização, indispensável numa obra da complexidade da presente, é uma ferramenta fundamental na validação dos pressupostos de projeto e na gestão do risco da obra. Para a presente obra foram prescritos diversos dispositivos de monitorização incluindo; i) piezómetros para medição do nível freático; ii) inclinómetros para medição dos deslocamentos horizontais em profundidade; iii) prismas topográficos para medição dos movimentos planimétricos e altimétricos e iv) células de carga para medição da carga instalada nos tirantes pré-esforçados e nos tirantes passivos (ver Figura 6).

Figura 6. Localização em planta dos dispositivos de monitorização.

O projeto previu a realização de campanhas de leitura com periodicidade semanal e estabeleceu, para cada uma das grandezas a monitorizar, os critérios de alerta e de alarme a considerar no decorrer da obra no âmbito da avaliação do risco geotécnico.

No decorrer dos trabalhos de escavação as campanhas leituras que vinham sendo realizadas com uma periodicidade semanal, tendo sido identificado de forma gradual um aumento das grandezas a monitorizadas em particular um aumento das deformações da estrutura de contenção do alçado de maior desnível. As referidas deformações eram esperadas dado que os dois primeiros níveis de tirantes apenas entram em carga de forma passiva e, portanto, à custa de alguma deformação (ver Figura 7). Contudo, próximo da última etapa dos trabalhos de escavação identificou-se a presença de anomalias no sistema de cunhas dos tirantes pré-esforçados instalados nos níveis inferiores, motivadas pela utilização de materiais com desempenho não adequado, que determinaram a perda de carga em diversos tirantes e, consequentemente, conduzindo ao aumento das

deformações da estrutura de contenção (ver Figura 8). Este desempenho anómalo dos tirantes provisórios e pré esforçados, foi compensado pela excelente resposta dos tirantes passivos e de caráter definitivo.

Nessa altura, tendo os valores registados atingido o critério de alerta estabelecido em fase de projeto para algumas das grandezas, em particular nos inclinómetros e células de carga, foi analisado o risco geotécnico associado e decidida a necessidade de efetuar medidas de reforço e alterar o processo construtivo da obra.

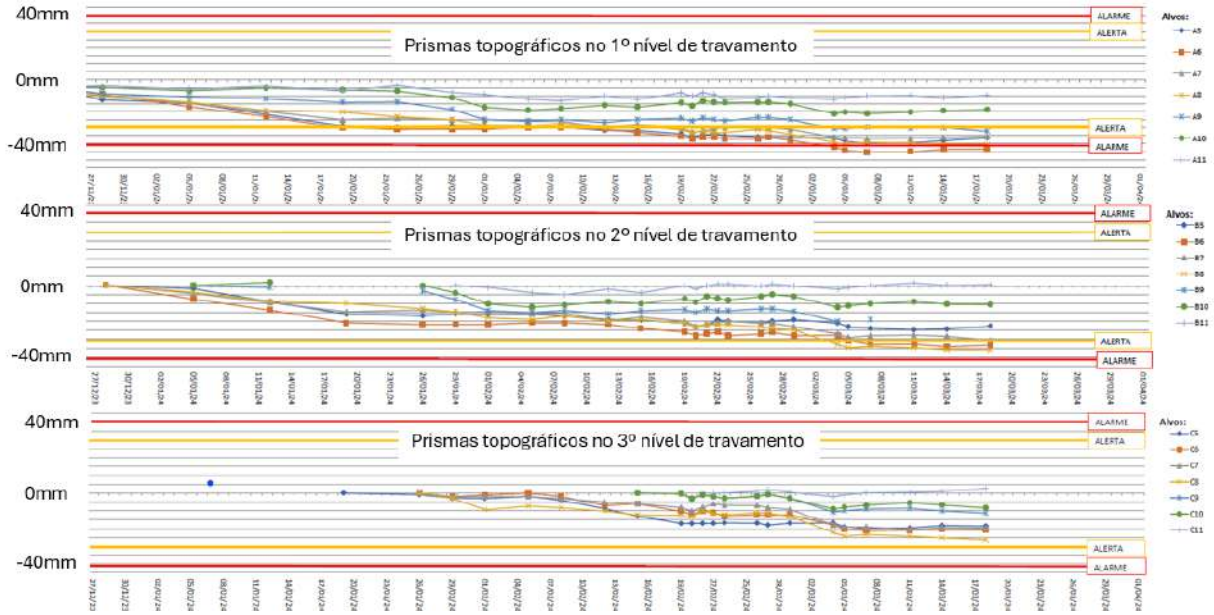


Figura 7. Movimentos horizontais no sentido do interior da escavação registados nos prismas topográficos instalados na estrutura de contenção.

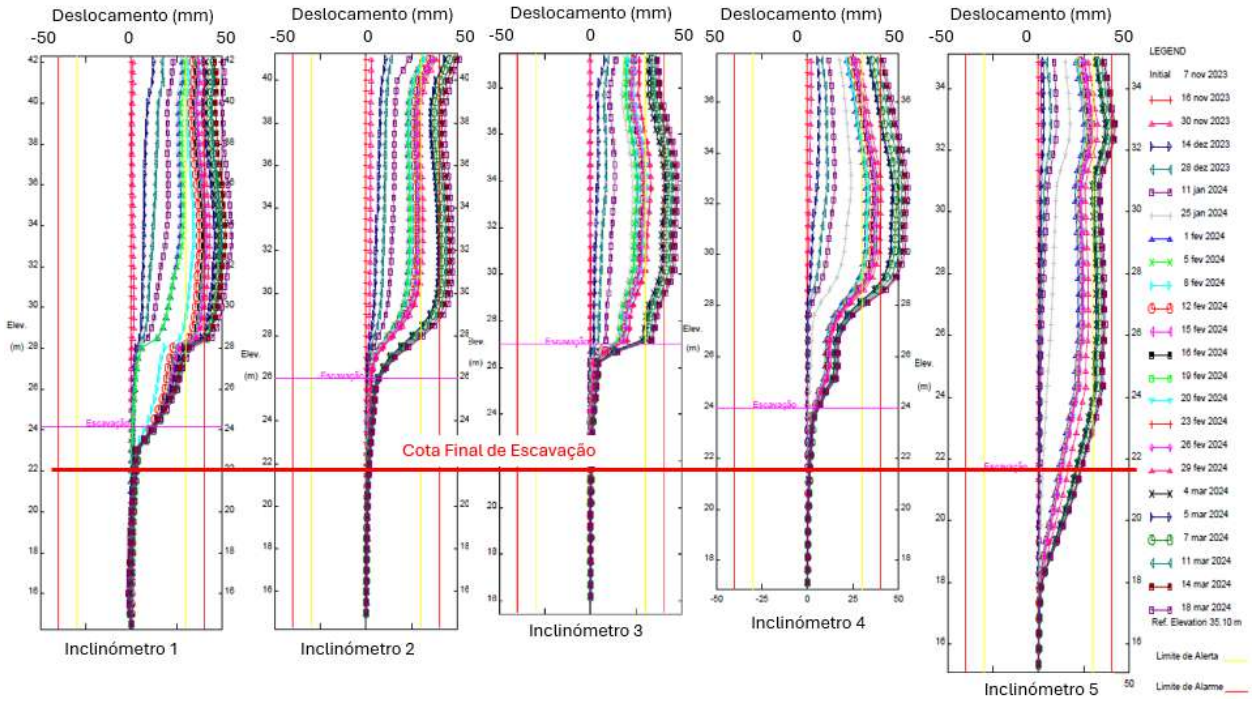


Figura 8. Movimentos horizontais no sentido do interior da escavação registados nos inclinómetros instalados na estrutura de contenção.

4 SOLUÇÕES DE REFORÇO

No enquadramento descrito no capítulo anterior, foram implementadas duas medidas por forma a mitigar o cenário de deformações excessivas que se verificava na estrutura de contenção no alçado de maior desnível.

A primeira medida, de implementação imediata correspondeu à realização de um aterro na base da estrutura de contenção até à cota do piso 0 (aterro com uma altura correspondente a dois pisos) com o objetivo de promover um maior impulso passivo ao nível da base da estrutura de contenção e ainda viabilizar a realização da segunda medida de mitigação do risco geotécnico (ver figura 8).

A segunda medida correspondeu à alteração do faseamento construtivo com a realização de uma solução em *top-down* parcial junto à contenção de maior desnível. Para tal, foi definida a execução de bandas de laje ao nível dos últimos dois pisos, betonadas contra o terreno, as quais poderão transmitir a carga horizontal por meio de escoramentos metálicos aos núcleos do edifício, sendo estes igualmente executados de forma antecipada (ver Figura 9). A solução determinou a necessidade de executar microestacas não previstas inicialmente, dispondo da função de apoio vertical provisório das bandas de laje, assim como fundação indireta dos núcleos para acomodar as cargas resultantes da utilização dos mesmos como apoio provisório da estrutura de contenção.

Figura 8. Vista da fase final de execução do aterro implementado como primeira medida de reforço.

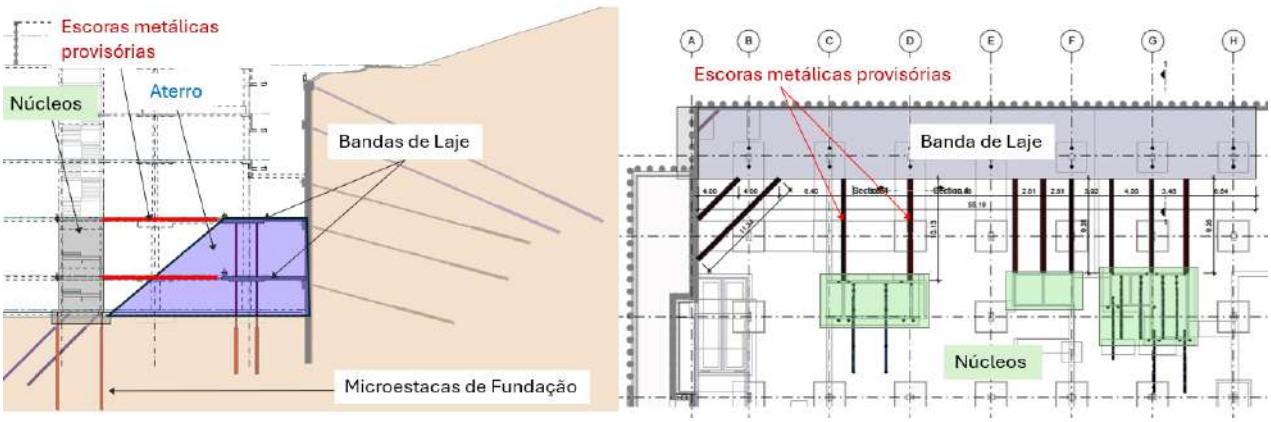


Figura 9. Medidas de reforço implementadas.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo visou mostrar as soluções de escavação e contenção periférica necessárias à escavação de 2 a 5 pisos enterrados para a execução de um edifício de médio porte localizado na base de uma encosta, com recurso a tirantes passivos de caráter definitivo. Na obra descrita o Plano de Monitorização, definido em fase de projeto para a validação dos pressupostos considerados e para a gestão do risco geotécnico associado, revelou-se particularmente eficaz na confirmação do excelente desempenho dos tirantes passivos de caráter definitivo e na identificação, em tempo útil, da presença de um cenário de risco associado ao deficiente comportamento das placas de cunhas dos tirantes provisórios, constituídos por cordões pré-esforçados. Esta obra comprovou que a solução em tirantes passivos, para obras de caráter definitivo, poderá ser uma alternativa real, em termos de redução de exigências de observação e de manutenção na fase de exploração, à solução convencional de tirantes ativos, desde que a rigidez axial dos tirantes passivos seja compatível com a mobilização de reduzidas deformações aquando da sua entrada em carga.

A implementação do Plano de Monitorização, que previa campanhas de leituras semanais desde o início dos trabalhos, foi ajustada para uma maior frequência durante a realização da substituição das placas de cunhas que apresentavam comportamento não adequado. O referido Plano, ajustado às medidas de reforço e alteração do faseamento construtivo, permitiu o controlo do comportamento da estrutura de contenção até ao final dos trabalhos permitindo a gestão do risco geotécnico associado, revelando-se uma ferramenta indispensável em obras geotécnicas, em particular em obras de escavação profunda.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CUF, Grupo José de Mello, a autorização para a redação do presente artigo. Destacam ainda que os trabalhos descritos foram realizados pelas empresas Alves Ribeiro, empreiteiro geral, e Ancopor, empreiteiro dos trabalhos de geotecnia. A fiscalização dos mesmos trabalhos foi, por sua vez, assegurada pela empresa CPM.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Fartaria, C; Pinto, A.; Silva, C. (2021) *Soluções de Escavação e Contenção Periférica adotadas no Hotel Avedon, em Lisboa*. Apresentado no XVII Congresso Nacional de Geotecnia, novembro de 2021, Laboratório Nacional de Engenharia Civil - Lisboa, Portugal.

Pinto, A.; Fartaria, C.; Pita, X.; Veloso, F. (2018) *Soluções de Escavação e Contenção Periférica em Meio Urbano – Edifício FPM41*. Apresentado no XVI Congresso Nacional de Geotecnia, maio 2018, Universidade dos Açores – Ponta Delgada, Portugal, publicado em CD, Tema 3 - Fundações, Escavações e Obras Subterrâneas. ST/CNG/2.3.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/204

Estabilidade de talude diante de eventos pluviométricos intensos na BR-376 – Serra do Mar, Paraná - Brasil

Heloísa Neres Lopes
Mestranda, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, heloisanereslopes@ufpr.br

Ariane Cecato Cajaiba dos Santos
Mestranda, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, arianecajaiba@ufpr.br

Larissa de Brum Passini
Professora, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, larissapassini@ufpr.br

RESUMO: Este trabalho tem como objetivo estudar a estabilidade de um talude rodoviário localizado em Guaratuba, Paraná, Brasil, que faz parte da rodovia federal concessionada BR-376. Essa região está situada na Serra do Mar, caracterizada por mudanças abruptas de altitude e altos índices pluviométricos ao longo do ano. Em novembro de 2022, eventos pluviométricos intensos na região provocaram acidentes geotécnicos nos taludes da rodovia. Assim, este estudo visa compilar esses dados pluviométricos, registrados por um pluviógrafo instalado e avaliar sua influência na estabilidade do talude de estudo. A modelagem leva em consideração um estudo geológico-geotécnico prévio, baseado em dados de ensaios de campo e ensaios geofísicos considerados representativos da região. Utiliza-se as abordagens determinística e probabilística para a análise de estabilidade, empregando os métodos de Morgenstern-Price e Monte-Carlo. As simulações revelam fatores de segurança abaixo do indicado pela norma nacional, mas ainda indicam a estabilidade do talude no método determinístico para as condições de contorno elencadas. Ao incorporar as incertezas dos parâmetros de resistência do solo no método probabilístico, tem-se uma probabilidade de ruptura elevada.

PALAVRAS-CHAVE: Acidentes geotécnicos, abordagem determinística, Morgenstern-Price, abordagem probabilística, Monte-Carlo.

ABSTRACT: This work aims to study the stability of a roadside slope located in Guaratuba, Paraná, Brazil, which is part of the federal concession highway BR-376. This region is situated in the Serra do Mar, characterized by abrupt changes in altitude and high rainfall rates throughout the year. In November 2022, intense rainfall events in the region caused geotechnical accidents on the highway slopes. Thus, this study aims to compile these rainfall data, recorded by a rain gage installed, and assess their influence on the stability of the study slope. The modelling considers a previous geological-geotechnical study, based on field test data and geophysical tests considered representative of the region. Both deterministic and probabilistic approaches are used for stability analysis, employing the Morgenstern-Price and Monte Carlo methods. The simulations reveal safety factors below those indicated by the national standard, but still indicate slope stability in the deterministic method for the listed boundary conditions. By incorporating uncertainties in soil strength parameters in the probabilistic method, there is a high probability of failure.

KEYWORDS: Geotechnical accidents, deterministic method, Morgenstern-Price, probabilistic method, Monte-Carlo.

1 INTRODUÇÃO

O trecho da rodovia federal BR-376, identificado pelos marcos quilométricos de 614 a 682 localizados na região da Serra do Mar, é responsável pelo escoamento de cargas, em especial aos portos de Santana Catarina, além de ser a principal rota de acesso de Curitiba-PR a Joinville-SC e, através da conexão com a BR-101, a Florianópolis-SC, duas influentes cidades da região Sul do Brasil (IBGE, 2018). A região apresenta uma variação altimétrica de mais de 900 m, e atualmente é concessionado e sua praça de pedágio registrou a passagem de mais de 14 milhões de veículos no ano de 2023 (ANTT, 2024).

A região da Serra do Mar é caracterizada por alta precipitações, encostas com elevada declividade e redes de drenagem compostas pelo fraturamento dos maciços rochosos. Esse conjunto de característica torna

a região naturalmenete instável e susceptíveis a intervenções antrópicas, como construção de obras que geram sobrecargas e movimentações de terra, sendo a região brasileira com maior probabilidade de ocorrência de acidentes geotécnicos (Kormann *et al.*, 2016; Dias *et al.*, 2022).

Conforme divulgado pela Agência Estadual de Notícias do Governo do Estado do Paraná (AEN-PR), ocorreram dois deslizamentos consecutivos no km 668+800 Sul da BR-376 em novembro de 2022, ilustrados pela Figura 1, e associado a esse acidente geotécnico, tem-se o registro de 185,4 mm de chuva em 24h.

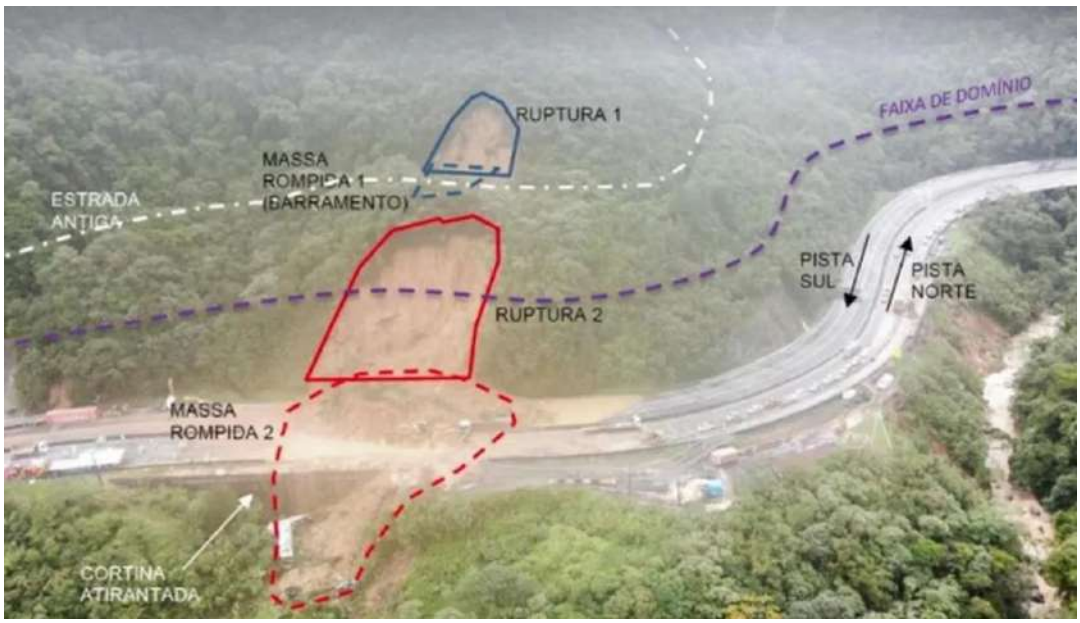


Figura 1. Croqui esquemático do acidente geotécnico na BR-376. Fonte: AEN-PR, 2022.

Dessa forma, a análise dos eventos pluviométricos e sua influência na estabilidade de taludes é necessária para orientar a gestão operacional da rodovia, assim como para guiar invenções de engenharia nas encostas, como obras de contenção e drenagens. Assim, esse trabalho tem como objetivo compilar os dados pluviométricos de novembro de 2022 e avaliar a influência da precipitação registrada na estabilidade em 2D de um talude típico da rodovia a partir das abordagens determinística e probabilística, aplicando os métodos de Morgenstern-Price e Monte-Carlo.

2 ÁREA DE ESTUDO

O talude estudado neste trabalho, Figura 2, está localizado na rodovia federal BR-376, no município de Graratuba, estado do Paraná, e sob a concessão da empresa Autopista Litoral Sul (ALS), do grupo Arteris. A encosta possui declividade aproximada de 45º e sua altura é de cerca de 400 m. O histórico revela que o talude registrou dois incidentes de deslizamentos, em 2008 e 2011, sem outros registros publicados até 2023. O evento de 2011 foi relacionado a um evento pluviométrico de alta intensidade de 184 mm em 24h, 305 mm e 48h e 389 mm em 72h, e registrou ruptura de 130 m de extensão, 80 m de comprimento transversal e 4 m de profundidade (Victorino et al., 2017).

Este trabalho se fundamentou em perfil geológico-geotécnico definido a partir dos dados obtidos em campanha de investigação geotécnica (três sondagens mistas com ensaios SPT e recuperação de testemunhos pelo método rotativo e nove sondagens com penetrômetro dinâmico leve - DPL) e geofísica (eletrorresistividade e sísmica de refração) realizada pela Fugro e incluídos no relatório de Recursos de Desenvolvimento Tecnológico da Autopista Litoral Sul em 2019. A topografia de referência correponde ao levantamento realizado durante os caminhamentos geofísicos e corresponde a cerca de 50% de toda a encosta natural.

O perfil geológico-geotécnico assumido para esse trabalho apresenta quatro diferentes materiais: uma camada superficial de aterro, localizada nos primeiros 60 m de altura, em área que passou por obras de retaludamento em 2011; outra camada superficial de colúvio, visualizada ao longo da encosta e no platô logo

acima da área de retaludamento; solo saprolítico, a qual varia de 2 m a 8 m, a depender da declividade da encosta; e, por fim, uma camda de rocha metamórfica de resistência mediana a baixa, alto grau de alteração e elevado índice de fraturamento.

Figura 2. Talude de estudo e localização na BR-376 Fonte: ALS, 2019.

3 METODOLOGIA

A metodologia aplicada para esse trabalho está segmentada em análises de fluxo e análises de estabilidade. Para a análise de fluxo foram compilados os dados pluviométricos registrados para novembro de 2022 por pluviógrafo instalado no talude de estudo e incorporados como condição do contorno de fluxo unitário (m/s) no módulo SEEP/W do *software* GeoStudio, e através do regime transiente como forma a avaliar a mudança das poropressões ao longo do mês de interesse. Além disso, para consideração dos parâmetros foram adotados os obtidos em curvas de retenção e ensaios de permeabilidade por Victorino (2015) a partir de ensaios em amostras coletadas em uma encosta da região para solo coluvionar e residual na composição das camadas do talude.

As análises de estabilidade foram conduzidas em duas dimensões (2D) através das abordagens determinística e probabilística, nas condições de evento pluviométrico intenso e modeladas no módulo SLOPE/W do *software* GeoStudio. Na análise determinística, aplicou-se o método de Morgenstern-Price e se obteve o fator de segurança (FS) crítico, além da profundidade máxima de superfície de ruptura. Já na análise probabilística foram utilizadas 2000 simulações pelo método de Monte-Carlo e se tem como resultado a probabilidade de falha (P_f), essa representada pela porcentagem de simulações em que se tem um FS abaixo de 1,0. A variação dos parâmetros de resistência (Tabela 1) é determinada a partir valores médios estabelecidos pelo JCSS (2006), sendo igual a 15% para o ângulo de atrito e 30% para o intercepto coesivo. A fim de se avaliar a influência das propriedades assumidas na modelagem, foram considerados análises separadas, considerando valores de intercepto coesivo como variáveis ou como nulo. Os métodos aplicados foram avaliados como satisfatório para outros trabalhos da Serra do Mar, como Trevizolli *et al.* (2017) e Furman *et al.* (2018).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Análise de fluxo

O nível d'água inicial foi definido a partir do nível d'água medido após 24h da finalização das sondagens mistas realizadas no talude e foi extrapolado com o auxílio de ensaios geofísicos de eletroresistividade. De toda forma, salienta-se que o monitoramento a partir de indicadores de nível d'água em diversos pontos da encosta seria a melhor opção para estabelecer o nível d'água do terreno.

A partir disso foi assumida como condição de contorno os valores de precipitação registrados em novembro de 2022, apresentados na Figura 3. Os dados de novembro revelam que mais 22 dias do mês registraram menos de 10 mm de chuva, considerada uma intensidade baixa para os meses de verão, mas que pode ser justificada pelo evento La Niña. Entretanto, verifica-se uma progressão na intensidade pluviométrica a partir do dia 22 de novembro, a qual atingiu seu auge com 144,6 mm de 28 de novembro. Assim verificam-

se precipitações acumuladas de 283,2 mm em 48h, 326,2 mm em 72h e 369,2 mm em 96h. Tais eventos foram responsáveis por um registro de anomalia de mais de 300 mm pelo Instituto Nacional de Meteorologia (2024).

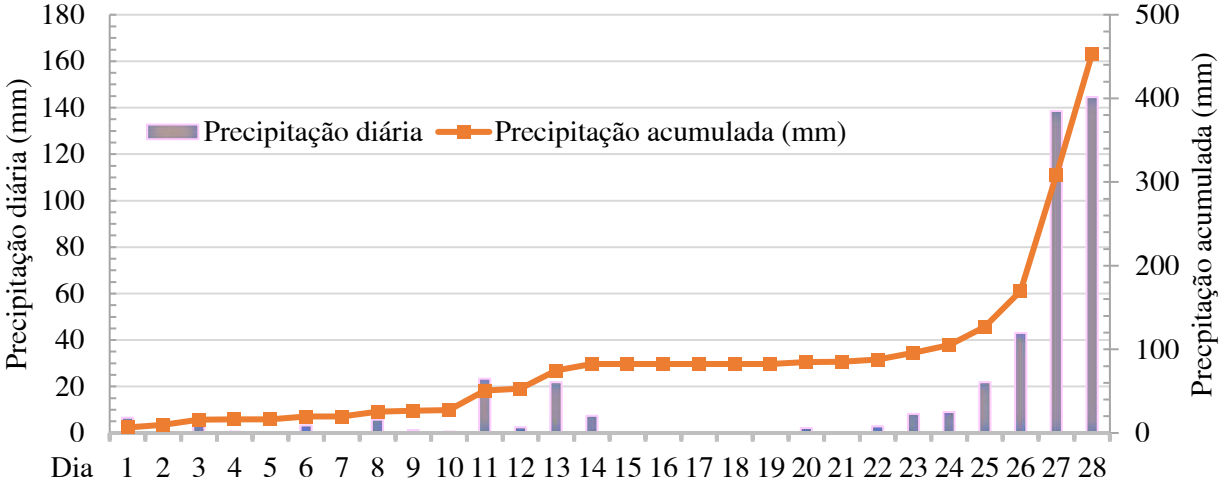


Figura 3. Dados pluviométricos de novembro de 2022. Fonte: As autoras.

Com isso, foi possível simular o fluxo para o dia 28 de novembro, contabilizando todos os dias precenentes do mês, ilustrado pela Figura 4. Não foram observadas mudanças expressivas no nível d'água original, mas se pode verificar o direcionamento do fluxo para o pé do talude. A partir do perfil de poropressão, também é possível observar que o talude apresenta sucção equivalente a 100 kPa acima do nível d'água, valor também observado na literatura (Victorino, 2015; Trevizolli *et al.*, 2017; Furman *et al.*, 2018). Por fim, constata-se que o estudo pluviométrico e de fluxo assume significativa importância, uma vez que a sazonalidade influi diretamente no risco de ruptura de taludes da Serra do Mar, tal como apontado por Trevizolli *et al.* (2017).

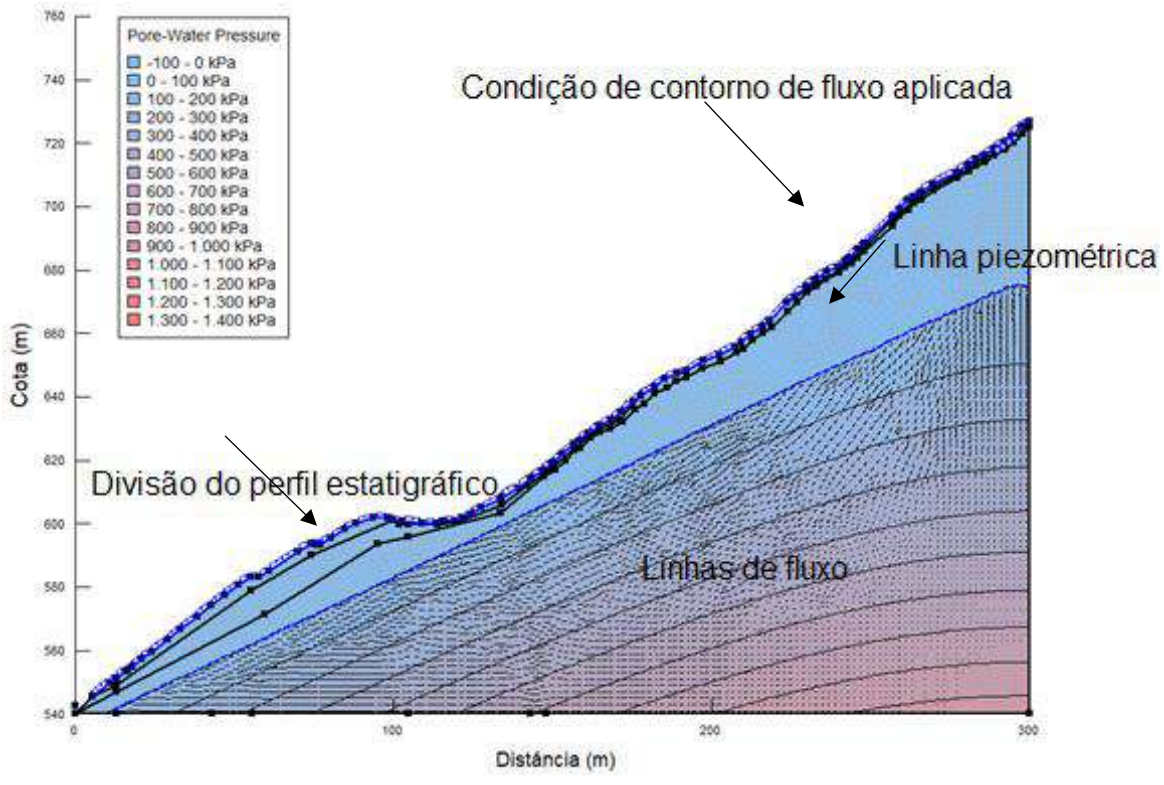


Figura 4. Perfil de fluxo para o talude de estudo. Fonte: As autoras.

4.2 Análise de estabilidade

A primeira etapa para consolidação das análises de estabilidade foi a definição dos limites ao longo da extensão do talude para se obter as superfícies de ruptura e esses foram fundamentados pelo perfil geológico-geotécnico, ilustrado pela Figura 5. A identificação das camadas de solo e rocha também contribuíram para a definição desses limites entre: área de retaludamento (Figura 6) e a encosta natural (Figura 7). A primeira delimitação, designada como área de retaludamento está associada ao aterro proveniente da obra realizada até a ruptura do talude no ano de 2011, abrangendo uma elevação de aproximadamente 60 metros, Já a segunda delimitação, a qual será referenciada como encosta, englobará toda a extensão topográfica mapeada na campanha de geofísica, estendendo-se a aproximadamente 200 metros de altura, representando cerca de 2/3 da elevação total da encosta natural presente no local.

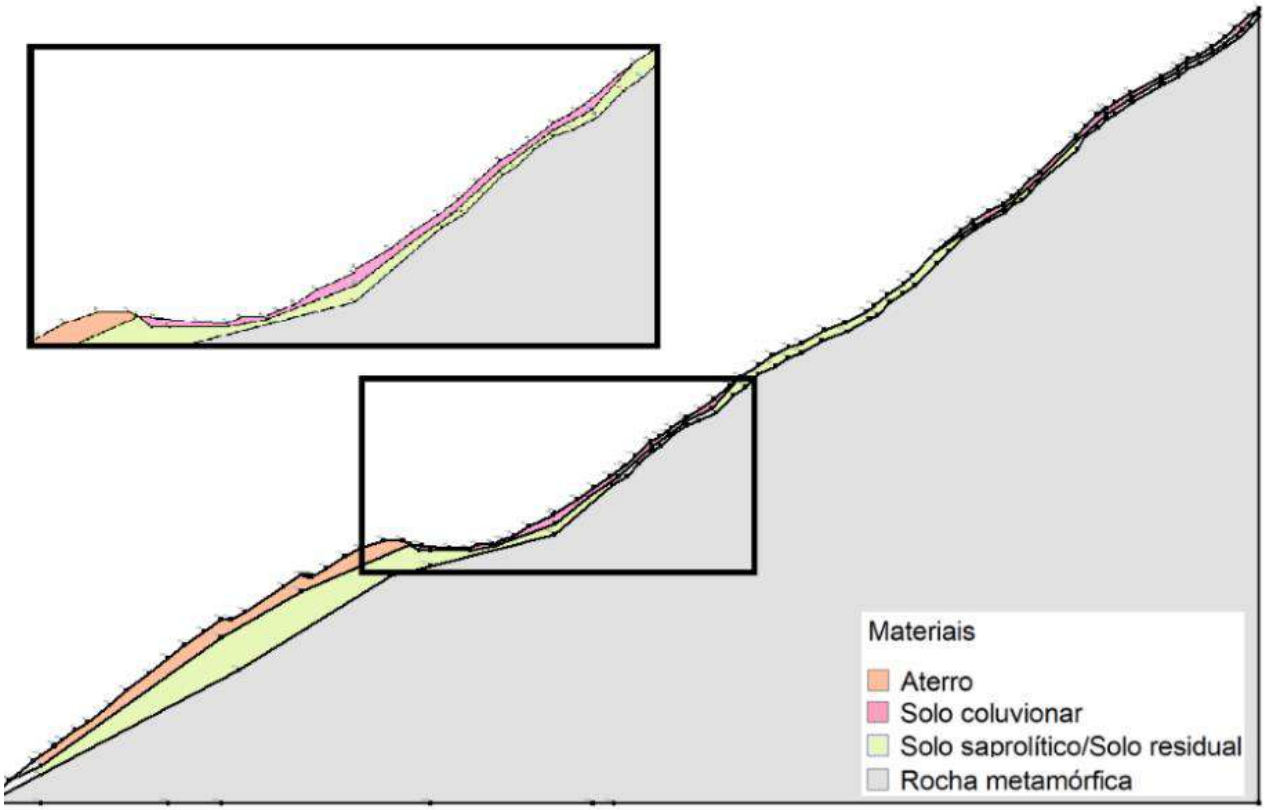


Figura 5. Perfil geológico-geotécnico e delimitações dos limites para obtenção das superfícies de ruptura.
Fonte: As autoras.

4.2.1 Método determinístico

A Tabela 1 apresenta os fatores de segurança obtidos para as diferentes condições dos parâmetros impostas nas modelagens, assim como para as duas delimitações de extensão para se obter a potencial superfície de ruptura.

Tabela 1. Resultados da análise determinística

Parâmetros de cada camada	Delimitação da superfície de ruptura	Fator de segurança (FS)
Aterro φ =32,78° e c = 9,81 kPa Solo coluvionar φ =30,95° e c = 6,24 kPa Solo residual φ =30,04° e c = 3,93 kPa	Retaludamento	1,194
	Encosta	1,301
Aterro φ =32,78° e c = zero Solo coluvionar φ =30,95° e c = zero Solo residual φ =30,04° e c = zero	Retaludamento	1,137
	Encosta	1,210

Pode-se verificar que todos os fatores de segurança calculados estão acima de 1,00, indicando a estabilidade da estrutura, porém também estão abaixo de 1,50, fator de segurança requerido pela ABNT NBR 11682 (2009) para encostas com alto risco de perda de vidas humanas, além de danos materiais de ambientais. Também é possível observar a influência do intercepto coesivo na estabilidade, uma vez que, ao assumir essa parâmetro de resistência como nulo, observa-se redução de até 13% do fator de segurança. Com isso, também se destaca que a obtenção do intercepto coesivo através de métodos de alta confiabilidade, como ensaios laboratoriais, permite modelagens mais fidedignas dos solos analisados, uma vez que aqui os parâmetros foram obtidos através da compilação de valores médios de ensaios triaxiais e cisalhamento direto, e equações empírica formuladas para resultados de SPT. Além disso, tem-se valores do FS brandamente superiores para a área da encosta em comparação com a delimitação da área retaludada. Isso revela a importância da escolha dos materiais e da qualidade de obras de retaludamento após acientes, uma vez que podem se tornar áreas de menor estabilidade na estrutura.

Na sequência, tem-se a representação das superfícies de ruptura críticas obtidas para a delimitação da extensão de interesse, denominada retaludamento (Figura 6) e encosta (Figura 7). Ao avaliar a superfície de ruptura, modeladas no formato circula, visualiza-se que essas se encontram nas camadas de solo saprolítico, a qual pode ainda favorecer o cisalhamento dada as superfícies de fraqueza preferenciais causadas pelas estruturas reliquiares, como avaliado por Conte *et al.* (2017). As superfícies de ruptura não atingiram o nível d'água, situação também verificada por Riselo *et al.* (2022) e, com isso pequenas variações no lençol freática, mesmo que não usuais, tem baixa probabilidade de interferir na estabilidade da ruptura.

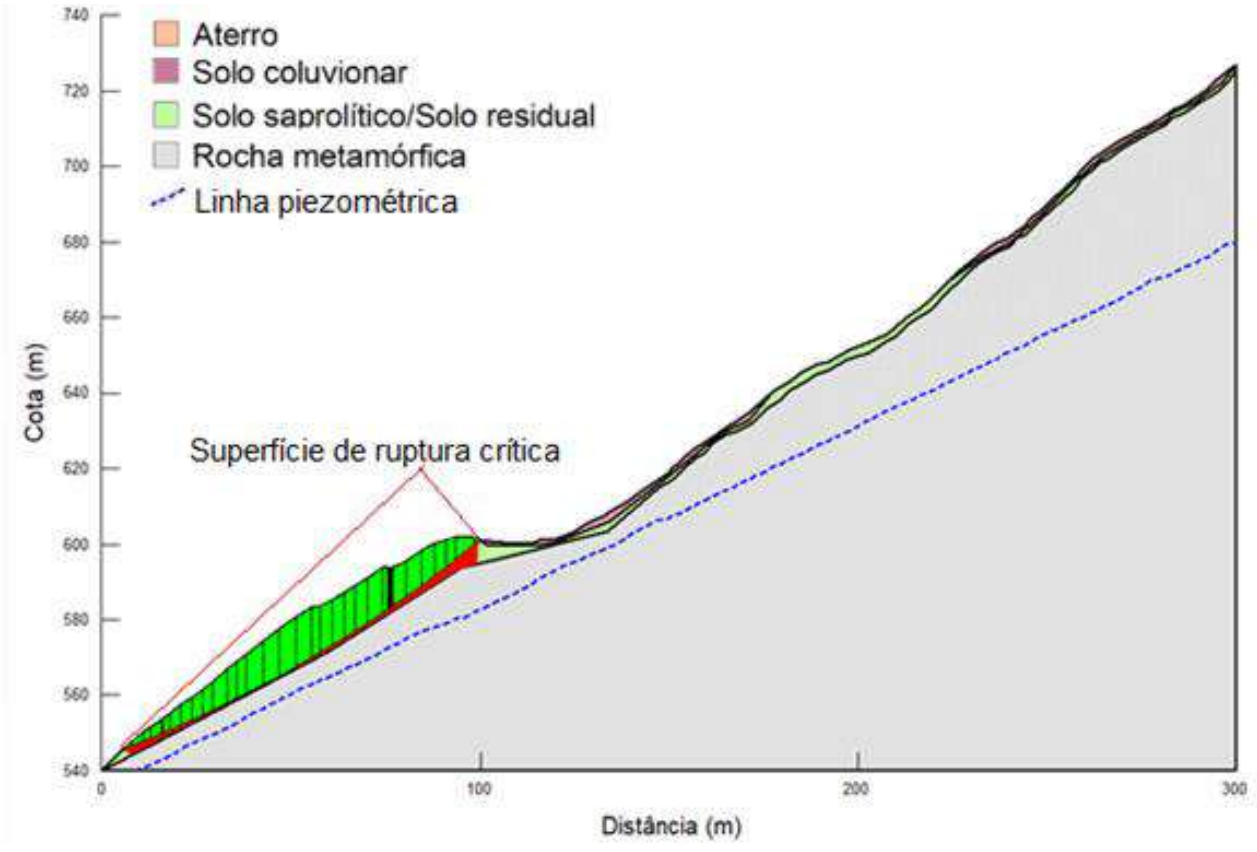


Figura 6. Superfícies de rupturas críticas - retaludamento. Fonte: As autoras.

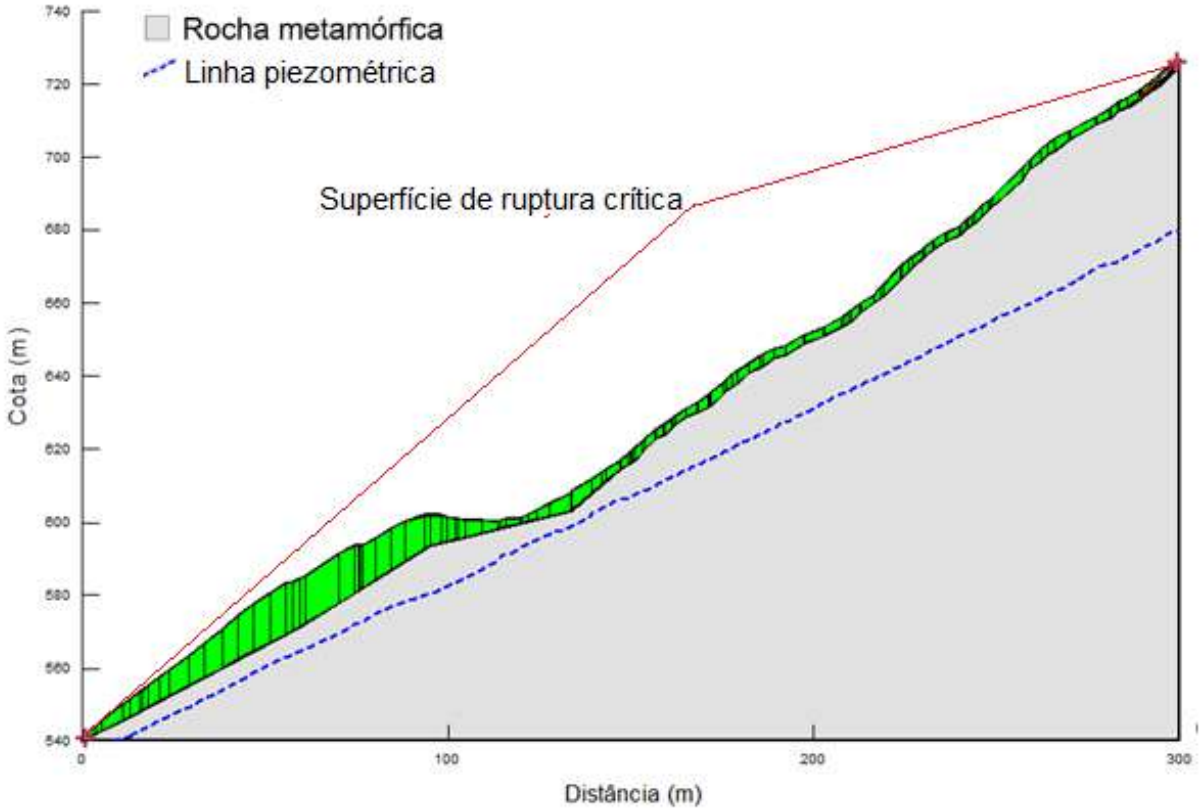


Figura 7. Superfícies de rupturas críticas - encosta natural. Fonte: As autoras.

Além disso, tem-se profundidades variando entre 10 m e 15 m, o que não reflete as característica da região registradas por González *et al.* (2017), na ordem de 3,00 m; por Vieira & Gramani (2015), como variando entre 1,00 m e 2,50 m e, por Coelho *et al.* (2022), 1,00 m de profundidade. Todavia, ao se avaliar as imagens divulgadas do acidente geotécnico de novembro de 2022, pode-se estimar uma profundidade de ruptura na ordem de 10 m, diferentemente do esperado, mas similar aos resultados obtidos nesse trabalho. Sendo assim, conclui-se que é cabível a inclusão de análises de superfícies circulares com maiores profundidades de ruptura em taludes da Serra do Mar.

4.2.2 Método probabilístico

Na sequência são apresentados os resultados da análise probabilística na Tabela 2. Para cada condição de modelagem e delimitação de superfície de ruptura apresenta-se o fator de segurança médio, a probabilidade de falha (P_f), o desvio padrão do fator de segurança, assim como seus valores mínimo e máximo. Verifica-se probabilidade de ruptura de até 14,30% ao assumir intercepto coesivo nulo, corroborando a relevância desse parâmetro averiguada na análise determinística. Além disso, também de forma análoga à análise determinística, tem-se menores probabilidades de ruptura verificadas para toda a encosta, revelando mais uma vez que o trecho que passou por retaludamento se demonstra mais crítico quanto à estabilidade.

Por outro lado, diferentemente da aplicação do primeiro método, na abordagem probabilística se tem fatores de segurança abaixo de 1,00, relevando a existência de cenários hipotéticos onde o talude não se encontra estável. Essa situação demonstra a importância da comparação das duas abordagens e principalmente a consideração também da análise probabilística, uma vez que essa incorpora as incertezas referentes inerentes a modelagens de solos e rochas.

Tabela 2. Resultados da análise probabilística

Parâmetros de cada camada	Delimitação da superfície de ruptura	FS méd.	P_f (%)	Dev. FS	FS mín.	FS máx.
Aterro - φ =32,78° e c = 9,81 kPa Solo coluvionar - φ =30,95° e c = 6,24 kPa Solo residual - φ =30,04° e c = 3,93 kPa	Retaludamento	1,1995	2,60	0,11926	0,97083	1,4407
	Encosta	1,3285	0,00	0,13147	1,0749	1,5984
Aterro - φ =32,78° e c = zero Solo coluvionar - φ =30,95° e c = zero Solo residual - φ =30,04° e c = zero	Retaludamento	1,1420	14,30	0,1190	0,93018	1,3697
	Encosta	1,2240	0,80	0,12746	0,9970	1,4679

Concomitantemente a essas análises, Arruda Silva *et al.* (2019) ressaltam que o mapeamento de risco de um talude deve considerar a avaliação dos planos de descontinuidade, tais como sua orientação, direção de mergulho, ângulo de mergulho e relação geométrica com outras descontinuidades, uma vez que todos esses fatores são contribuintes para o desenvolvimento de processos erosivos e evolução de movimentações de massa. Com isso, é possível inclusive diminuir as incertezas e se obter fatores de segurança superiores na análise probabilística. Todavia, ressalta-se que para análises que embasem intervenções de engenharia deve-se também considerar obras já existem, como escadas hidráulicas e drenos horizontais profundos, assim como um maior estudo da influência de linhas de fraqueza causadas pela presença de estruturas reliquiares no solo saprolítico e a consideração de estruturas de contenção e estabilização, como muros de gabião e solos grampeados.

5 CONCLUSÕES

A partir das análises de estabilidade determinísticas conclui-se que, para as condições impostas neste trabalho, o talude apresenta fator de segurança inferior ao requerido por norma (FS = 1,50), mas acima de 1,00, possibilitando a interpretação de que diante de eventos pluviométricos o talude mantém a condição de estabilidade. Por outro lado, a análise probabilística, ao fazer considerações quanto a incertezas, revela que existem probabilidades de falha, com valores superiores ao delimitarmos a superfície de ruptura na área de retaludamento. Observa-se também que, por mais que a superfície de ruptura circular com profundidades acima de 10 m não seja o que a literatura frequentemente apresenta para a Serra do Mar, esse tipo de análise também pode ser relevante, dado os acidentes geotécnicos recentes ocorridos na região. Por fim, reafirma-se que o intercepto coesivo tem influência na estabilidade de taludes, dada a sensibilidade nesse parâmetro no cálculo do fator de segurança e, por conseguinte, na probabilidade de falha, e se destaca a importância da obtenção desse parâmetro por métodos de alta confiabilidade para análises com mais acurácia.

AGRADECIMENTOS

As autoras agradecem ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná e à empresa Autopista Litoral Sul pela disponibilização de dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Estadual de Notícias do Paraná. Gabinete de crise divulga primeiro boletim sobre a situação na BR-376. Disponível em:https://www.aen.pr.gov.br/Noticia/Gabinete-de-crise-divulga-primeiro-boletim-sobre-situacao-na-BR-376. Acesso em: jul. 2024.

Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT). Tráfego nas praças de pedágio. Disponível em: https://dados.antt.gov.br/dataset/volume-trafego-praca-pedagio/. Acesso em: mar. 2024.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

Autopista Litoral Sul (ALS) – Arteris. 2019. Projeto 04 – Riscos geológicos-geotécnicos em talude rodoviários: desenvolvimento de uma metodologia de mapeamento e gerenciamento digital de informações para a BR-376, trecho da Serra do Mar (PR-SC) – Fase 3.

Arruda Silva, M., Salah, I. C., González, A. A. M., Sestrem, L. P., Faro, V. P., Kormann, A. C. M., PASSINI, L. B. Kinematic analysis applied to a study of stability from a Brazilian slope located at the "Serra do Mar". In: 14th ISRM Congress, Foz do Iguaçu, Brazil, 2019.

Coelho, R. D.; Gramani, M. F.; Vieira, B. C. Soil physical properties and slope stability in Serra do Mar, Southeastern Brazil. Universidade de São Paulo. Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas, 2022.

Conte, M. A. G., Bressani, L. A., Strauss, M. Estudo de ruptura de um talude rodoviário em solo residual de migmatito em São José/SC. In: XII COBRAE, Florianópolis, SC, 2017.

Dias C. D., McDougall S., Vieira B. C. 2022. Geomorphic analysis of two recente debris flows in Brazil. *Journal of South American Earth Sciences* 113, dez. 2021, 1-14.

González A. A. M., Passini L. B., Kormann, A. C. M. 2017. Rainfall effects on pore pressure changes in a costal slope of the Serra do Mar in Santa Catarina. *Soil and rocks*, 40, 3, sep-dec. 2017, 263-278.

Instituto Nacional de Meteorologia. Clima. Disponível em: https://clima.inmet.gov.br/progp/0. Acesso em: jan. de 2024.

JCSS – Joint Committee on Structural Safety. *Probabilistic model code - Section 3.7: Soil properties*. Technical University of Denmark. Denmark. 2006.

Kormann A, Sestrem L. P., Lazarim T. P., Passini L.B., Asakawa, S. S. 2016. Integração de modelos geológico-geotécnicos e dados de instrumentação : um caso desafiador de refoço de maciço na Serra do Mar brasileira. *Geotecnia* 138, nov. 2016, 61-84.

Riselo, B.; Passini, L. B.; Kormann, A. C. M. Stability analysis of a slope and runout analysis movement of the mobilized-mass volume. Soils and Rocks. 45. 1-12. 2022.

Furman, J., Pontes, C. V., Trevizolli, M. N. B., Passini, L. B., Faro, V. P. (2018) Análise probabilística de rupturas de um talude da Serra do Mar PR/SP através de diferentes cenários de sucção para as camadas de solo não saturado. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador.

Instituto Brasileiro De Geografia e Estatística (IBGE). Diretoria de Geociências, Coordenação de Geografia, Regiões de Influência das Cidades 2018. 2. ÁREAS dos municípios 2018. Rio de Janeiro: IBGE, 2018.

Victorino, M. M. Influência da chuva nas poropressões e estabilidade dos taludes rodoviários de um trecho da BR-376 na Serra do Mar Paranaense. 2015. Dissertação de mestrado, PPGEC, UFPR, Curitiba, PR.

Vieira, B. C.; Gramani, M. F. Serra do Mar: The most "tormented" relief in Brazil. Landscapes and landforms of Brazil. Springer, Dordrecht, p. 285-297, 2015.

Victorino M. M., Sestrem L. P., Kormann, A. C. M. 2017. Definição de uma faixa pluviométrica crítica para deflagração de movimentos de terra em taludes rodoviários localizados no trecho da serra do mar da rodovia BR-376/PR. *Transportes* 25, 1, 113-120, 2017.

Trevizolli, M. N. B., Kormann, A. C. M., Faro, V. P., Sestrem, L. P., Passini, L. B., Teixeira, S. H. C. (2017) Gestão de riscos rodoviários: avaliações paramétricas da poropressão e de resistência na estabilidade de um talude da Serra Do Mar PR/SP. In: XII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), Florianópolis.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/205

Estabilidade de Taludes em Area de Disposiçao de Rejeito: Analise Comparativa entre Modelagem 2D e 3D

Faruk Lima Santos Abder Rahman Yasin Mohd Yasin
Engenheiro Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, farukyasin22@gmail.com

Jessica Pereira Duarte
Engenheira Civil, Pimenta de Ávila, Belo Horizonte, Brasil, jessicaduarte22@gmail.com

André Luis Brasil Cavalcante
Professor Associado, Doutor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, albrasilc@gmail.com

RESUMO: A construção de barragens é vital para o desenvolvimento socioeconômico, mas exige análises de estabilidade de taludes devido ao alto risco associado à sua falha, exemplificado por desastres como os de Mariana e Brumadinho. O objetivo geral deste estudo é avaliar o emprego de métodos de análise de estabilidade de taludes em duas e três dimensões (2D e 3D) para investigar os fatores de segurança em uma área de disposição de rejeitos de mineração. Utilizando os softwares SLIDE2 e SLIDE3, simulações computacionais consideraram diferentes métodos de equilíbrio limite, como o de Bishop, Morgenstern-Price e Janbu para o método 2D e seus métodos de extrusão, como Hugr e Chen, para o 3D. Os cenários incluíam composições variadas de materiais de taludes e fundação. Os resultados forneceram uma compreensão da estabilidade dos taludes, destacando que os fatores de segurança calculados em 3D tendiam a ser maiores devido ao acréscimo de forças e momentos. Deste modo, diante da ausência de uma referência especifica que estabeleça valores diferentes para análises 2D e 3D é necessário entender e julgar muito além de apenas o valor encontrado pelo fator de segurança, a fim de garantir o bem estar das comunidades próximas e meio ambiente.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Fator de segurança, Modelagem 2D, Modelagem 3D, Análise de Risco.

ABSTRACT: The construction of dams is crucial for socio-economic development but necessitates slope stability analyses due to the high risks associated with their failure, as exemplified by the disasters in Mariana and Brumadinho. The primary objective of this study is to assess the use of slope stability analysis methods in two and three dimensions (2D and 3D) for investigating safety factors in a mining waste disposal area. Using SLIDE2 and SLIDE3 software, the computational simulations employed various limit equilibrium methods, including Bishop, Morgenstern-Price, and Janbu for 2D, as well as their extensions, such as Hungr and Chen, for 3D. Scenarios included various compositions of slope and foundation materials. The results enhanced the understanding of slope stability, indicating that safety factors calculated in 3D tend to be higher due to the consideration of additional forces and moments. Therefore, in the absence of specific references establishing different values for 2D and 3D analyses, it is essential to thoroughly understand and evaluate beyond the calculated safety factor to ensure the well-being of nearby communities and the environment.

KEYWORDS: Slope stability, Safety factor, 2D Analysis, 3D Analysis, Risk Analysis

1 Introdução

A construção de barragens está intrinsecamente associada à necessidade e ao desenvolvimento dos setores socioeconômicos de uma região, sendo impulsionada por atividades mineradoras, energéticas, agropecuárias e outras. Nesse contexto, a análise de estabilidade de taludes desempenha um papel crucial no campo da geotecnia, devido aos significativos riscos socioeconômicos e ambientais decorrentes da falha dessas estruturas. Essa problemática ganhou ainda mais relevância no Brasil após os desastres ocorridos nas barragens

de Fundão, em Mariana, no ano de 2015, e Córrego do Feijão, em Brumadinho, no ano de 2019, despertando uma atenção especial para a segurança desses empreendimentos.

A segurança dessas estruturas está diretamente relacionada ao fator de segurança adotado, o qual é definido previamente. Portanto, para a concepção e implantação de um projeto, é essencial avaliar a estabilidade dos taludes, geralmente expressa por meio de um coeficiente mínimo de segurança estabelecido (Gerscovich, 2016). No Brasil, as normas NBR 13.029 e NBR 13.028 estabelecem valores mínimos de fatores de segurança que devem orientar os projetos de dimensionamento e avaliação das condições atuais e futuras das estruturas geotécnicas. Essas condições críticas da estrutura em campo podem ser previstas por meio do uso de modelos apropriados.

A seleção do método de análise de estabilidade pelo profissional deve permitir a identificação das condições de segurança existentes, visando propor soluções tecnicamente viáveis e economicamente sustentáveis (Oliveira, 2023). As análises de estabilidade podem ser conduzidas por métodos bidimensionais ou tridimensionais, conforme a demanda específica do projeto, o desenvolvimento tecnológico e o grau de complexidade associado (Albataineh, 2006).

Diante da problemática mencionada, o objetivo deste estudo é analisar uma área destinada à disposição de rejeitos minerais, empregando métodos de análise de estabilidade de taludes em duas e três dimensões. A simulação do comportamento dessas estruturas por meio de diferentes métodos visa avaliar como elas podem se comportar, dependendo das premissas adotadas. Essa pesquisa contribui significativamente para a mitigação dos riscos ambientais e a proteção das comunidades adjacentes, representando uma valiosa adição ao campo da gestão de segurança na indústria de mineração.

2 Metodologia

A metodologia proposta para este projeto final baseia-se na análise de um talude hipotético, em vários cenários, utilizando métodos em duas e três dimensões e a comparação entre os faotres de segurança obtidos.

Para o estudo da estabilidade de taludes em duas dimensões, será empregado o software Slide 2, da Rocscience. Ele permite a realização de análises determinísticas drenadas ou não drenadas utilizando superfícies de falha circulares ou não circulares

Para a análise de taludes em 3D, será utilizado o Slide3. A escolha do Slide3 como ferramenta de análise é baseada em sua capacidade de localizar superfícies críticas de falha e calcular fatores de segurança (FS) precisos, utilizando uma combinação de métodos globais de busca.

Os objetos de estudo deste trabalho envolvem taludes em uma área fictícia de mineração, nos quais foram conduzidas análises de estabilidade usando diferentes métodos de equilíbrio limite. Todos os cenários de estudo adotaram a mesma geometria de talude, com altura do talude de 15 metros, largura de crista de 15 metros e comprimento total de 75 metros, conforme ilustrado na
Figura 1.

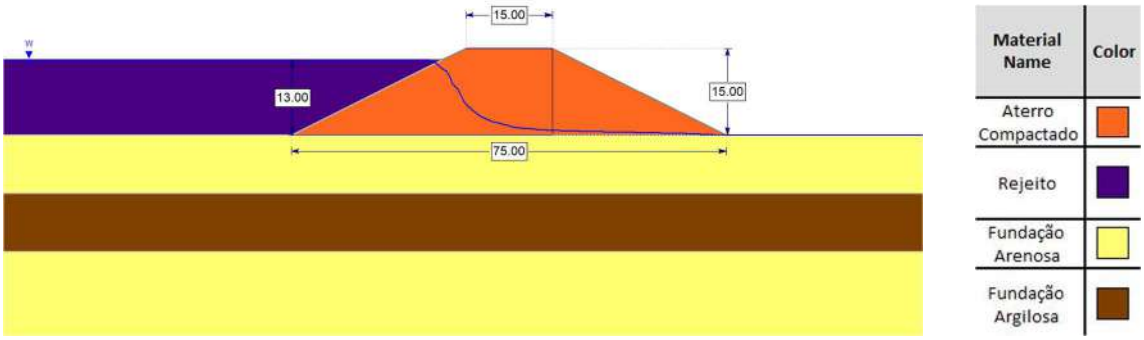


Figura 1. Seção fictícia e cores dos materiais utilizados

O primeiro objeto de estudo é exemplificado na Figura 2, onde o talude é constituído unicamente por um maciço de aterro compactado e uma fundação arenosa. Os resultados obtidos neste estudo serão utilizados como uma linha de base para comparação com as análises subsequentes.

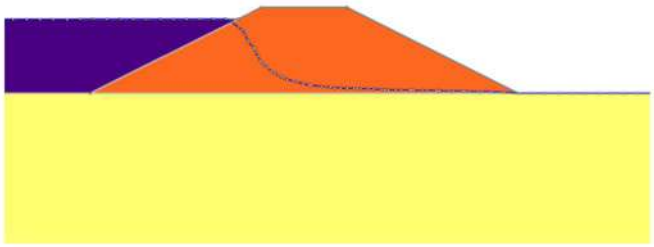


Figura 2. Seção fictícia utilizada no primeiro cenário

Por fim, o segundo objeto de estudo, ilustrado na Figura 3, é constituído pelos mesmos dois materiais na fundação. No entanto, destaca-se que uma camada argilosa com espessura de 7 metros e está localizada a uma distância de 3 metros da cota de topo.

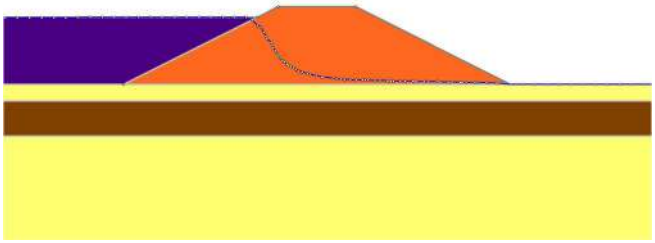


Figura 3. Seção fictícia utilizada no segundo cenário

Os parâmetros de resistência utilizados para o solo de aterro compactado, fundação arenosa e fundação argilosa foram derivados de valores médios relatados de Bowles (1997) se encontram na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros efetivos do solo utilizados.

Material	γ(kN/m³)	Φ	c (kPa)
Aterro Compactado	18,00	32	20
Fundação Areia	20,00	40	10
Rejeito	15,00	-	-
Fundação Argilosa	20,00	-	-

Para os materiais situados abaixo do nível freático e que não exibem comportamento drenante, optou-se pela aplicação da Razão de Resistência não drenada nas simulações. Os valores médios utilizados foram obtidos a partir do estudo conduzido por Pinto (2023) e se encontram na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros de Resistência Não Drenada.

Material	Razão de Resistência Não Drenada (kPa)	Resistência Não Drenada Mínima (kPa)
Rejeito	0.10	5
Fundação Argilosa	0.28	10

Para conduzir simulações de estabilidade tridimensionais, é crucial enfatizar que a seção analisada é análoga àquela previamente estudada em duas dimensões. O modelo definido anteriormente no Slide 2 foi importado, conforme ilustrado na Figura 4, e atribuído a ele uma profundidade de 800 metros, a fim de se evitar efeitos de borda no modelo. Essencialmente, consideramos essa seção como homogênea. Portanto, ao realizarmos um corte em qualquer parte do objeto, obteremos a mesma seção.

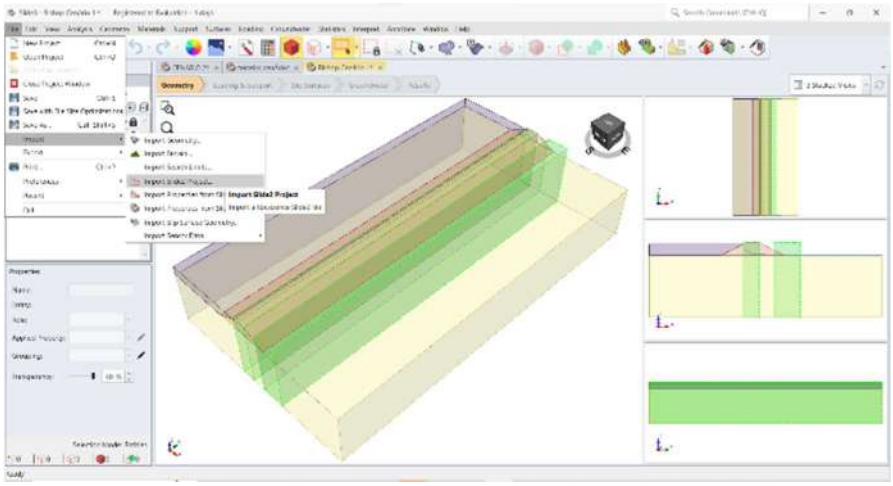


Figura 4. Importação da seção entre os Softwares

Primeiramente, foi realizada a análise dos resultados obtidos por meio dos métodos de Bishop (1955), Janbu (1973) e Morgenstern-Price (1965) no Slide2. Posteriormente, direcionaremos nossa atenção para os resultados provenientes dos métodos tridimensionais propostos por Chen e Chameau (1983) e Hungr (2014) no Slide3, que são extensões dos métodos em duas dimensões.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Análise De Estabilidade Pelos Métodos 2D - Primeiro Cenário

Na Figura 5, Figura 6 e Figura 7 são apresentados os resultados da análise de estabilidade global pelo método de Bishop, Janbu e Morgenstern-Price para o primeiro cenário para modelagem em duas dimesões.

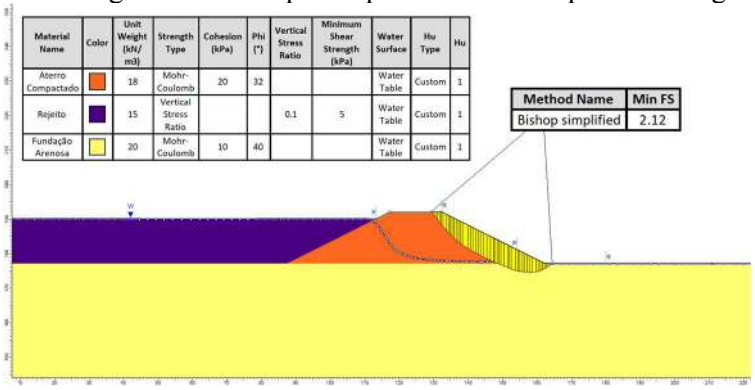


Figura 5. Fator de Segurança por Bishop – F.S. = 2,12

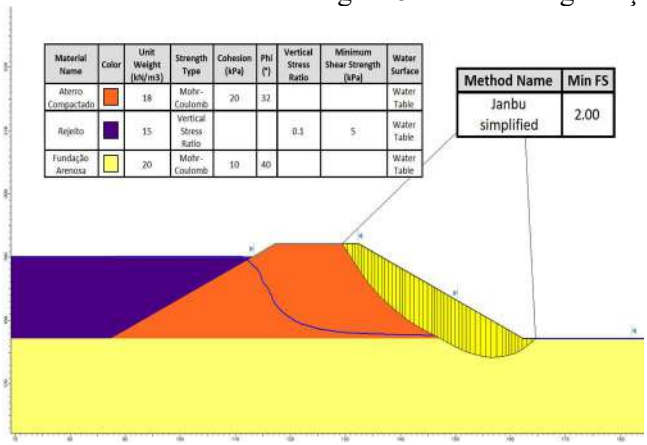


Figura 6. Fator de Segurança por Janbu – F.S. = 2,01

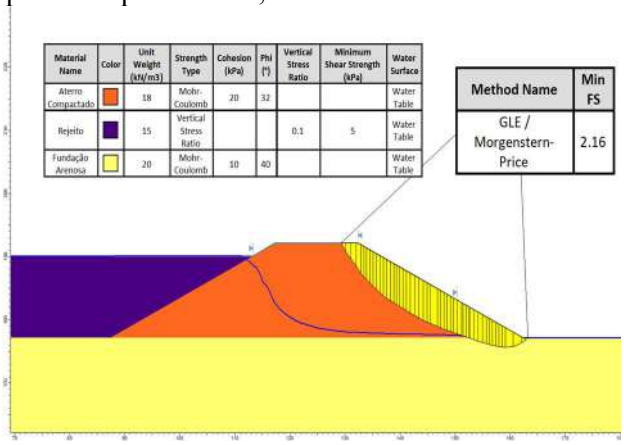


Figura 7. Fator de Segurança por M.P. – F.S. = 2,16

Para as análises no cenário 1, se observou que o maior fator de segurança foi atribuído ao método de Morgenstern-Price, com valor de 2,16, e o menor fator de segurança foi atribuído ao método de Janbu, com valor de 2,01. A Tabela 3 contempla os valores encontrados de FS para cada método de estabilidade de taludes abordado.

Tabela 3. Fatores de Segurança 2D para o cenário 01.

Método de Análise	Fator de Segurança
Bishop	2,12
Janbu	2,01
Morgenstern-Price	2,16

3.2. Análise De Estabilidade Pelos Métodos 2D - Segundo Cenário

Na Figura 8, Figura 9 e Figura 10 são apresentados os resultados da análise de estabilidade global pelo método de Bishop, Janbu e Morgenstern-Price para o segundo cenário para modelagem em duas dimesões.

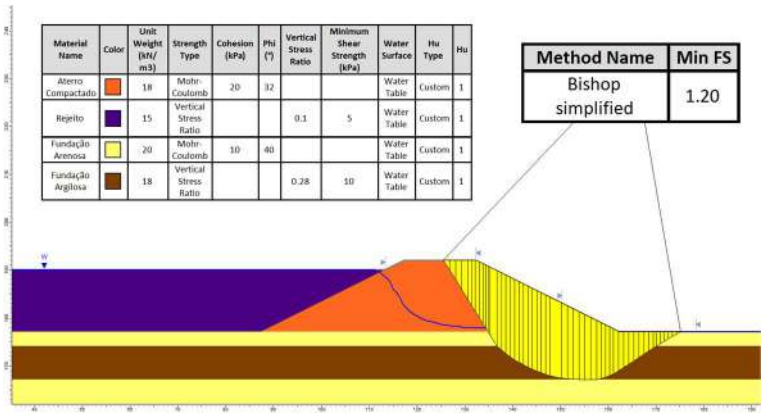


Figura 8. Fator de Segurança por Bishop – F.S. = 1,20

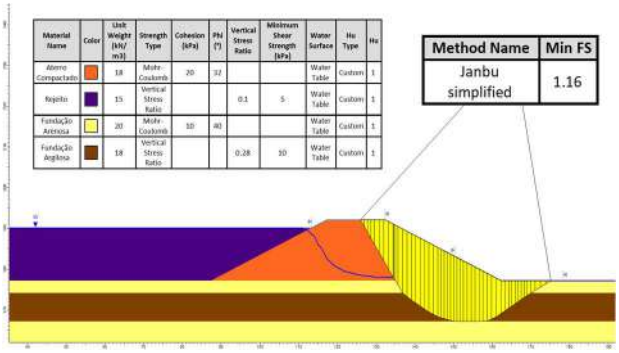


Figura 9. Fator de Segurança por Janbu – F.S. = 1,16

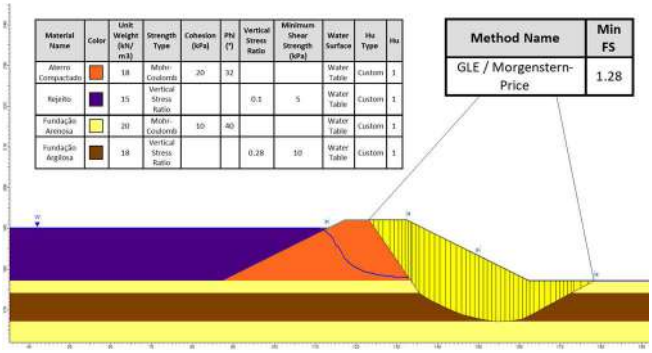


Figura 10. Fator de Segurança por M.P. – F.S. = 1,28

Para as análises no cenário 2, se observou que o maior fator de segurança foi atribuído, novamente, ao método de Morgenstern-Price, com valor de 1,28, e o menor fator de segurança foi atribuído ao método de Janbu, com valor de 1,16. A Tabela 4 contempla os valores encontrados de FS para cada método de estabilidade de taludes abordado.

Tabela 4. Fatores de Segurança 2D para o cenário 02.

Método de Análise	Fator de Segurança
Bishop	1,21
Janbu	1,16
Morgenstern-Price	1,28

3.3. Análise De Estabilidade Pelos Métodos 3D - Primeiro Cenário

Na Figura 11, Figura 12 e Figura 13, são apresentados os resultados da análise de estabilidade global pelo método de Bishop estendido, Janbu estendido e Morgenstern-Price estendido para o primeiro cenário modelado em três dimensões.

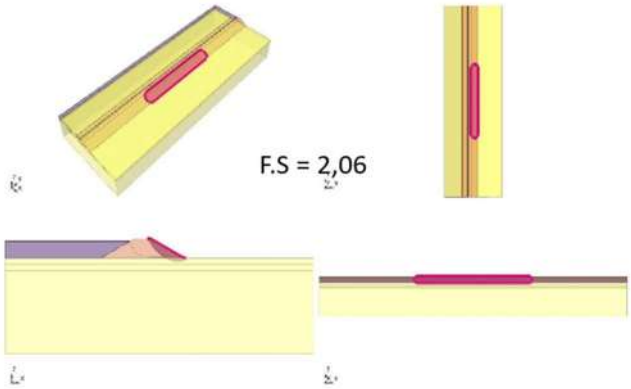


Figura 11. Fator de Segurança por Bishop – F.S. = 2,06

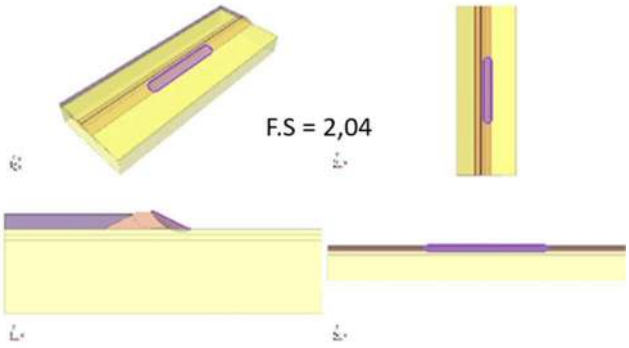


Figura 12. Fator de Segurança por Janbu – F.S. = 2,04

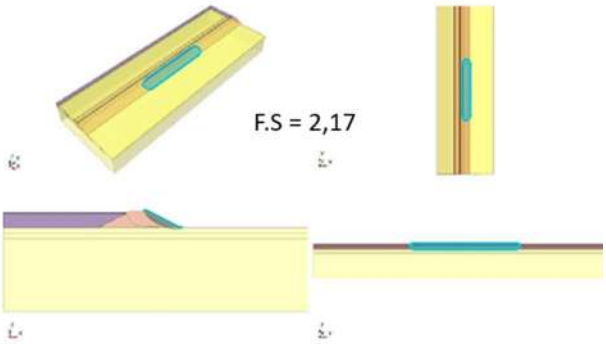


Figura 13. Fator de Segurança por M.P. – F.S. = 2,17

Para as análises no cenário 1, foi percebido que o maior fator de segurança foi atribuído ao método de Morgenstern-Price, com valor de 2.17, e o menor fator de segurança foi atribuído ao método de Janbu, com valor de 2,04. A Tabela 5 contempla os valores encontrados de FS para cada método de estabilidade de taludes abordado.

Tabela 5. Fatores de Segurança 3D para o cenário 01.

Método de Análise	Fator de Segurança
Bishop estendido	2,06
Janbu estendido	2,04
Morgenstern-Price estendido	2,17

3.4. Análise De Estabilidade Pelos Métodos 3D - Segundo Cenário

Na Figura 14, Figura 15 e Figura 16, são apresentados os resultados da análise de estabilidade global pelo método de Bishop estendido, Janbu estendido e Morgenstern-Price estendido para o segundo cenário modelado em três dimensões.

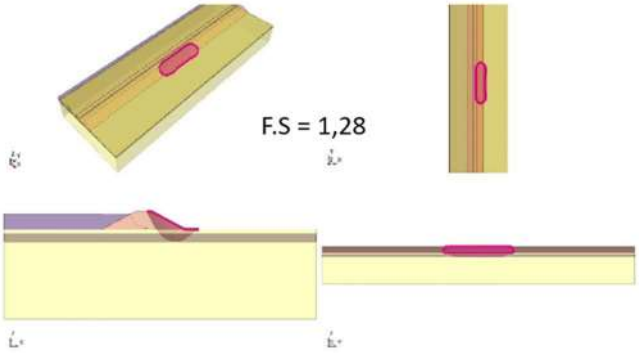


Figura 14. Fator de Segurança por Bishop – F.S. = 1,28

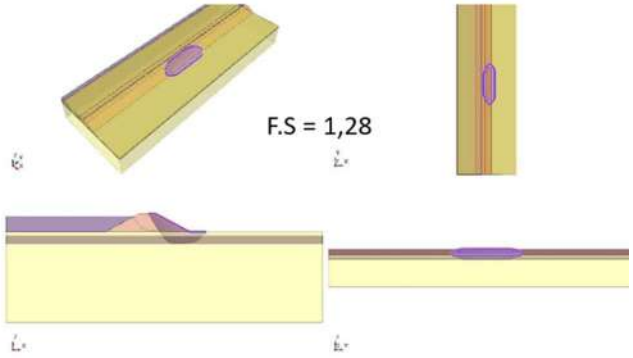


Figura 15. Fator de Segurança por Janbu – F.S. = 1,28

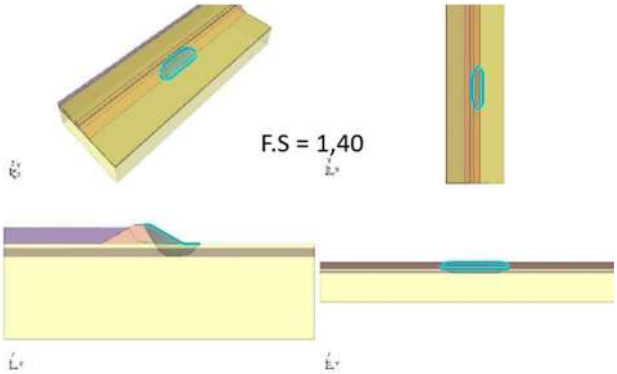


Figura 16. Fator de Segurança por M.P. – F.S. = 1,40

Para as análises no cenário 2, se observou que o maior fator de segurança foi atribuído ao método de Morgenstern-Price estendido, com valor de 1,40, e o menor fator de segurança foi atribuído aos métodos de Janbu e Bishop estendido, com valor de 1,28. A Tabela 6 contempla os valores encontrados de F.S. para cada método de estabilidade de taludes abordado.

Tabela 6. Fatores de Segurança 3D para o cenário 02.

Método de Análise	Fator de Segurança
Bishop estendido	1,28
Janbu estendido	1,28
Morgenstern-Price estendido	1,40

3.5. Comparação Entre As Análises 2D 3D

A análise de taludes, tanto em configurações 3D quanto 2D, tem sido objeto de discussão e estudo ao longo das últimas décadas, evidenciando a complexidade e importância do tema. As discrepâncias nos resultados obtidos podem ser atribuídas à escassez de estudos abrangentes e à variedade limitada de casos considerados em cada pesquisa (Albataineh, 2006).

Ao analisar os resultados apresentados na Tabela 11, observa-se que, em geral, os fatores de segurança médios nas análises 3D tendem a ser maiores do que nas análises 2D. Essa tendência corroborou com as descobertas anteriores de Albataineh (2006), que destacou a consistência na superioridade dos fatores de segurança em análises 3D em relação às 2D.

Além disso, estudos demonstraram uma relação constante entre os fatores de segurança em 3D e 2D, com uma média de razão de 4%. Esses valores estão dentro da faixa sugerida por Azzouz et al. (1981), que indicou que a razão entre os fatores de segurança deve estar entre 1,07 e 1,3. Observa-se que, à medida que a modelagem dos dados se torna mais complexa, as diferenças entre os métodos de análise aumentam. Por exemplo, a razão entre os fatores de segurança de acordo com o método de Morgenstern-Price (MP) no primeiro cenário foi de 1,00, mas aumentou à medida que o modelo se tornou mais complexo, incorporando

camadas adicionais de materiais e variando sua espessura e profundidade. Além disso, a localização e a profundidade da superfície de ruptura são afetadas pelo tipo de análise (2D ou 3D), como evidenciado pela mudança na forma da superfície de ruptura entre os métodos e dependendo da distância para um material menos resistente.

Em suma, as diferentes abordagens de análise resultam em configurações variadas de superfícies de escorregamento, o que, por sua vez, influencia os fatores de segurança mínimos na estabilidade de taludes.

4 Conclusão

Devido à falta de uma referência universalmente aceita para a escolha entre programas de análise 2D e 3D, engenheiros muitas vezes dependem de sua própria avaliação, o que pode comprometer a precisão dos resultados. Essa pesquisa constatou que os fatores de segurança obtidos por análises em 2D utilizando o Método do Equilíbrio Limite mostraram uma proximidade entre os métodos menos rigorosos, Bishop e Janbu, mas uma diferença em relação ao método mais rigoroso, o Método de Morgenstern-Price, devido à falta de abrangência desses métodos sobre todas as premissas do Método do Equilíbrio Limite.

Os resultados das análises em 3D também revelaram uma aproximação entre os métodos menos rigorosos, Bishop e Janbu, e uma diferença em relação ao Método de Morgenstern-Price. Os valores de fator de segurança obtidos pelo método mais rigoroso foram consistentemente superiores aos dos métodos menos rigorosos.

Ao comparar os métodos de análise em 2D e 3D, notamos que os fatores de segurança calculados pelos métodos 3D foram geralmente maiores do que os fatores calculados em 2D. Essas conclusões enfatizam a importância de considerar a dimensionalidade da análise ao avaliar a estabilidade de taludes, uma vez que os resultados podem variar significativamente entre os métodos.

Assim, é fundamental escolher adequadamente o método, os parâmetros e a geometria da seção analisada para garantir a segurança do talude. Essas considerações são cruciais para o desenvolvimento de estratégias eficazes de estabilização de taludes em áreas de disposição de rejeitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albataineh, N. (2006). SLOPE STABILITY ANALYSIS USING 2D AND 3D METHODS [Master's thesis, University of Akron]. OhioLINK Electronic Theses and Dissertations Center

Azzouz, A. S., M. M. Baligh, and C. C. Ladd. "Three-dimensional stability analyses of four embankment failures." Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volume 3, Stockholm.. 1981.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 13029: Mineração Elaboração e apresentação de projeto de disposição de estéril em pilha. Rio de Janeiro, 2017.

Bishop, A. W. The use of slip circles in stability analysis of slopes. Geotechnique, Vol. 5, No. 1, 1955, pp. 7-17.

Bowles, J. E. (1997). Foundation Analysis and Desing, 5ª ed., Singapore, McGraw-Hill, 1168 p.

Chen, R. H. and Chameau, J. L. (1983): "Three-dimensional limit equilibrium analysis of slopes," Geotechnique, Vol. 32, No. 1, pp. 31-40.

Fiori, A.P. (2016). Estabilidade de Taludes: Exercícios Práticos. São Paulo: Oficina De Textos. 160 p

Gerscovich, Denise M. S.. Estabilidade de taludes / Denise M. S.. Gerscovich. -- 2. ed. -- São Paulo : Oficina de Textos, 2016

Hungr, O.; Leroueill, S.; Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. Landslides, v.11, n.2, p.167-194.

Janbu, N. (1973). Slope Stability Computation. Embankment-Dam Engineering, Casagrande Volume, ed. R.C. Hischfied and S.J. Poulos, John Wiley and Sons, N.Y. pp.49-86.

Oliveira, Antônio Manoel dos Santos; Brito, Sérgio Nertan Alves de. Geologia de engenharia. SãoPaulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

Pinto, Guilherme Henrique da Silva. Proposta de modelos de predição da resistência não drenada de rejeitos de bauxita. 2023. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/206

Estabilidade de Taludes por Retroanálise: Um Estudo de Caso no Município de Nova Lima - Minas Gerais

Guilherme de Almeida Silva
Engenheiro Civil, PUC Minas, Belo Horizonte, Brasil, guilhermealmeid@outlook.com

Josias Eduardo Rossi Ladeira
Mestre, Professor de Geotecnia, PUC Minas, Belo Horizonte, Brasil, proqual@uol.com.br

RESUMO: Os escorregamentos de massas de solos são eventos naturais que ocorrem em várias partes do mundo, causando grandes prejuízos financeiros, sociais e perdas de vidas humanas. Esses escorregamentos são influenciados por diversos fatores, tais como as condições geotécnicas do solo e as condições ambientais, como, por exemplo, a pluviosidade acentuada. Portanto, na geotecnia, é sabido que existem vários tipos de rupturas em taludes, os quais devem ser estudados adequadamente para compreender por que essas rupturas ocorrem. O presente trabalho teve como objetivo abordar as condições que levam um maciço terroso à ruptura e compreender os modos de instabilidade que podem ocorrer nessas estruturas formadas por solos, a fim de conduzir a pesquisa necessária para o caso em questão. No estudo de caso, realizado em um talude situado na Rodovia José Francisco da Silva, no bairro Parque Aurilândia, em Nova Lima, Minas Gerais, foram realizadas investigações geotécnicas pelo método de ensaio de campo conhecido como *Standard Penetration Test* (SPT), para determinar a estratigrafia do terreno, e foi utilizada a técnica de retroanálise para determinar os parâmetros geotécnicos que caracterizavam o talude. Com isso, tornou-se possível modelar o maciço do estudo de caso tanto topograficamente quanto geotecnicamente, a fim de dimensionar os métodos de estabilização adequados para o talude em estudo. Após o dimensionamento dos diferentes métodos, foram realizados os orçamentos para verificar o melhor custo-benefício das técnicas de engenharia utilizadas no presente trabalho.

PALAVRAS-CHAVE: Deslizamentos de terra, Geotecnia, Retroanálise, Estabilização de taludes.

ABSTRACT: Landslides are natural events that occur in many parts of the world, causing major financial and social damage and loss of human life. These landslides are influenced by various factors, such as the geotechnical conditions of the soil and environmental conditions, such as heavy rainfall. Therefore, in geotechnics, it is known that there are various types of slope failure, which must be studied properly in order to understand why these failures occur. The aim of this work was to address the conditions that lead an earth mass to rupture and to understand the modes of instability that can occur in these structures formed by soils, in order to conduct the necessary research for the case in question. In the case study, carried out on a slope located on Rodovia José Francisco da Silva, in the Parque Aurilândia neighbourhood, in Nova Lima, Minas Gerais, geotechnical investigations were carried out using the field test method known as the Standard Penetration Test (SPT), to determine the stratigraphy of the terrain, and the retroanalysis technique was used to determine the geotechnical parameters that characterized the slope. This made it possible to model the case study massif both topographically and geotechnically in order to design the appropriate stabilization methods for the slope under study. After sizing the different methods, budgets were made to verify the best cost-benefit of the engineering techniques used in this work.

KEYWORDS: Landslides, Geotechnics, Retroanalysis, Slope stabilization.

1 INTRODUÇÃO

Os escorregamentos de massas de solos são eventos naturais que ocorrem em várias partes do mundo, causando grandes prejuízos financeiros, sociais e perdas de vidas humanas. Esses deslizamentos são influenciados por diversos fatores, dentre eles as condições geotécnicas do solo e as condições ambientais, como, por exemplo, a pluviosidade acentuada. Por isso, a análise da estabilidade de taludes é um tema crucial

para a engenharia geotécnica, uma vez que essas estruturas podem se tornar instáveis e causar significativos prejuízos financeiros, sociais e perdas de vidas humanas

Os movimentos de massa são um dos fenômenos naturais mais devastadores em todo o mundo. Eles ocorrem quando grandes volumes de solo ou rocha se deslocam devido a fatores naturais, como chuvas intensas, ou ações antrópicas, como desmatamento e construções inadequadas em encostas. De acordo com a Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (Geo-Rio, 2020), esses fenômenos são responsáveis por muitos danos financeiros e óbitos no mundo. A Pesquisa de Informações Básicas Municipais (MUNIC), conduzida pelo IBGE em 2002 e publicada em 2005, revelou que cerca de 50% dos municípios brasileiros já sofreram algum desastre, com 16% destes eventos envolvendo movimentos de massa.

Para prevenir tais acidentes, estudos e análises geotécnicas são essenciais, bem como a avaliação de soluções de engenharia geotécnica para contenção de maciços terrosos. Existem diversas soluções, que podem ser classificadas em provisórias e definitivas. Entre as soluções provisórias, destacam-se os Perfis Metálicos e as Estacas de Madeira, que são removidos quando cessada sua necessidade. Já as soluções definitivas incluem uma variedade de técnicas de engenharia, como Muros de Gravidade, Muros de Flexão, Cortina Atirantada, Retangulão, Parede Diafragma, Sistema Modular de Contenção, Solos Reforçados com Geossintéticos ou elementos metálicos, Solo Grampeado, entre outras. A escolha da solução mais apropriada depende das características do solo ou rocha, da geometria do talude e de outros fatores específicos de cada caso.

Sendo assim, o presente estudo teve como objetivo identificar as características geológico-geotécnicas do talude que sofreu uma ruptura em 5 de março de 2020, resultando na interdição da rodovia onde está localizado.

Além disso, neste trabalho, foram abordadas técnicas eficientes de estabilização de tais estruturas em solos para o presente estudo de caso, utilizando o *software* Slide2®, versão 9.029, desenvolvido pela Rocscience®.

2 LOCALIZAÇÃO

O talude deste estudo de caso está localizado na Rodovia José Francisco da Silva, S/N, no bairro Parque Aurilândia, em Nova Lima – MG, com as seguintes coordenadas UTM:

- Longitude: 618248 m E;
- Latitude: 7788947 m S;
- DATUM: SIRGAS2000;
- Zona: 23K.

A Figura 1 apresenta uma imagem aérea do talude, evidenciando a proximidade com as residências da região. A Figura 2 mostra o maciço terroso logo após a ruptura e os impactos causados na rodovia.

Figura 1. Imagem aérea do talude do estudo de caso. (Modificado de GOOGLE EARTH, 2023).

Figura 2. Imagem do rompimento do talude do estudo de caso. (CAETANO, 2020).

3 CARACTERIZAÇÃO DO TALUDE

3.1 Topografia

Através da empresa responsável pela elaboração do projeto de contenção, foi possível obter o levantamento topográfico abrangendo todo o entorno da área em estudo. Com esses dados, tornou-se possível modelar a geometria do talude pré-ruptura.

O levantamento topográfico revelou que o talude possui uma área de 2.512 metros quadrados, que foi dividida em três seções: Seção AA', Seção BB' e Seção CC'. As dimensões de cada seção estão apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Resumo das dimensões geométricas de cada seção do talude em estudo. (Autores, 2024).

Seção	Altura (m)	Comprimento Longitudinal (m)	Comprimento Transversal (m)
AA’	32	20,50	85,20
BB’	28	20,75	79,40
CC’	26	17,50	71,60

3.2 Investigação geológico-geotécnica

O método empregado para adquirir informações sobre a estratificação do terreno foi o *Standard Penetration Test* (SPT), amplamente utilizado devido à sua facilidade de execução, acessibilidade a locais de difícil alcance e ao grande número de correlações empíricas estabelecidas por pesquisadores na engenharia geotécnica. No talude estudado, foram realizados nove furos de sondagem antes da ruptura, distribuídos entre as três seções, com o objetivo de obter um perfil estratigráfico representativo e verificar a presença ou ausência do nível d'água. Os dados das sondagens a percussão são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Dados da campanha de investigação geológico-geotécnico. (Autores, 2024).

Identificação	Profundidade (m)	Nível d'Água (m)	Critério de Paralisação	Profundidade Total (m)
SP-01	10,08	6,88	Impenetrável ao Trépano de Lavagem	53,58
SP-02	8,06	7,64		
SP-03	3,08	2,77		
SP-04	7,05	2,88		
SP-05	7,09	4,27		
SP-06	3,08	1,07		
SP-07	7,09	3,52		
SP-08	4,03	0,72		
SP-09	4,02	1,95		

Todas as sondagens foram realizadas conforme os procedimentos da ABNT NBR 6484:2020. Com base nos resultados dos ensaios, foi possível aplicar a norma para classificar os solos quanto à compacidade, no caso de solos arenosos, e à consistência, para solos argilosos.

Os laudos de sondagem apontaram uma camada superior de Colúvio, com pequena espessura, predominantemente argilo-siltoso, de cor marrom pálido, contendo fragmentos vegetais e pedregulhos finos de quartzo. Este material apresentou um NSPT médio de 2, indicando uma consistência muito mole.

Após a camada de Colúvio, identificou-se uma camada de Solo Residual de Xisto, com textura predominantemente silto argilo-arenosa e coloração marrom-amarelada, com áreas cinza-escuro. Essa camada apresentou estruturação em porções menos alteradas do afloramento, com um NSPT médio de 7, correspondente a uma consistência média.

Seguindo a camada de Solo Residual de Xisto, encontrou-se uma camada de Saprolito de Xisto com textura silto-arenosa, de cor marrom-amarelada, intercalada com áreas cinza-escuro. Essa camada apresentou-se estruturada devido à presença predominante de quartzo e sericita, com um NSPT médio de 31, aproximando-se do limite do impenetrável à percussão, sendo classificada como compacta.

Após a camada de Saprolito de Xisto, foram estimadas duas camadas de rocha Sericita Quartzo Xisto, sendo a camada superior como uma rocha altamente intemperizada, de resistência muito branda e extremamente fraturada, e a camada inferior como uma rocha levemente intemperizada, resistente e medianamente fraturada. Essas estimativas foram possíveis devido à presença de parte da estrutura da rocha no Saprolito.

Em todos os furos de sondagem a percussão, encontrou-se o nível d'água, que foi utilizado para as análises de estabilidade das seções do talude.

Neste trabalho, é apresentada apenas a seção AA', que apresentou o menor fator de segurança nas retroanálises, entre as outras duas seções, Seção BB' e Seção CC', a qual o fator de segurança ficou exatamente igual a 1,00. Isso indica que essa seção seria a primeira a romper. A análise de estabilidade, que mostra o fator de segurança da seção crítica, é apresentada na Figura 5 do item 3.3.

O perfil geológico-geotécnico da seção AA' está apresentado na Figura 3, e a legenda geológico-geotécnica é mostrada na Figura 4

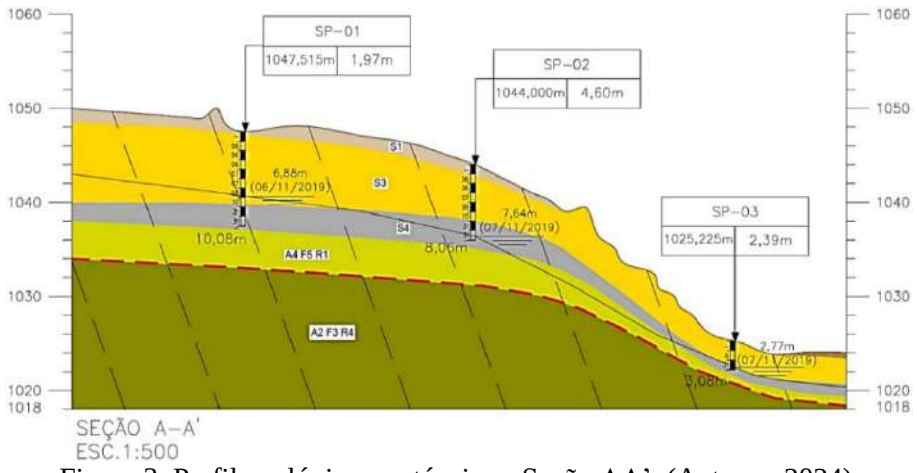


Figura 3. Perfil geológico-geotécnico - Seção AA'. (Autores, 2024).

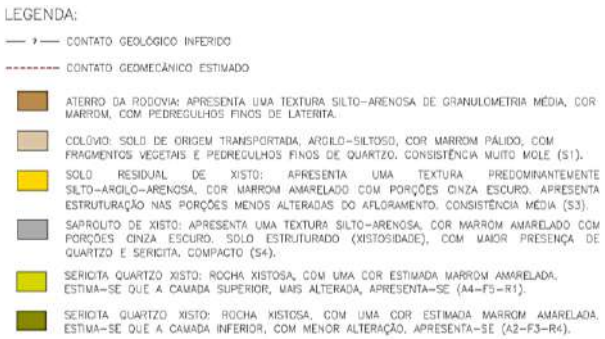


Figura 4. Legenda geológica-geotécnica. (Autores, 2024).

3.3 Retroanálise e parâmetros geotécnicos do talude em estudo

A determinação dos parâmetros geotécnicos das camadas de um talude rompido pode ser realizada por meio de retroanálises, conforme a norma ABNT NBR 11682:2009, desde que sejam conhecidas as características geotécnicas e geométricas do maciço terroso antes da ruptura, o que se aplica ao presente estudo de caso.

Como bem nos assegura Bretas (2020), para a realização da retroanálise, é necessário modelar o talude com base na sua geometria real de campo antes da ruptura e variar os parâmetros geotécnicos até que o fator de segurança atinja o valor igual a 1,00. É importante que as etapas da retroanálise sejam feitas com parâmetros geotécnicos adequadamente definidos, para garantir uma análise precisa.

Ao utilizar a retroanálise para a análise de estabilidade, com base no conhecimento da geometria da superfície de ruptura ocorrida e outros fatores presentes no momento da ruptura, como sobrecargas, posição do nível de água e outros, foi possível determinar o peso específico natural e saturado do solo, assim como os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais do talude, permitindo assim a obtenção dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito.

Para o talude deste estudo de caso, modelado de acordo com os dados topográficos e investigações realizadas, foi possível obter os parâmetros geotécnicos por meio das retroanálises realizadas no *software* Slide2 da Rocscience® na versão 9.029. Essas análises foram conduzidas utilizando cálculos determinísticos por equilíbrio-limite para uma superfície de ruptura não circular, através do modo de busca "*Auto Refine Search*" devido à não homogeneidade do maciço, e três métodos rigorosos de cálculo: Spencer, GLE/Morgenstern-Price e Sarma. Na Figura 5, é apresentada a retroanálise da seção AA' do talude. Na Figura 6, é mostrada a comparação entre a cunha de ruptura real (verde) e a cunha de ruptura calculada pelo *software* (vermelho). A análise revela que a geometria da superfície de ruptura calculada é semelhante à que ocorreu de fato, o que confirma a precisão do modelo utilizado. Além disso, a imagem também apresenta a massa de solo deslocada após a ruptura.

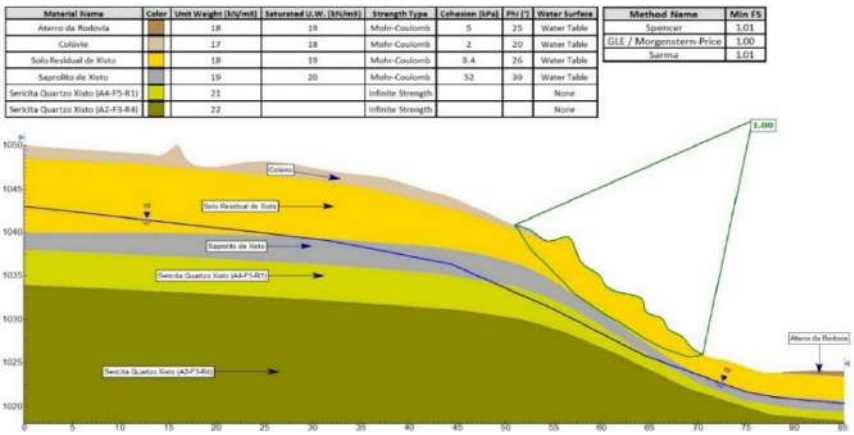


Figura 5. Retroanálise da Seção AA' - FS = 1,00. (Autores, 2024).

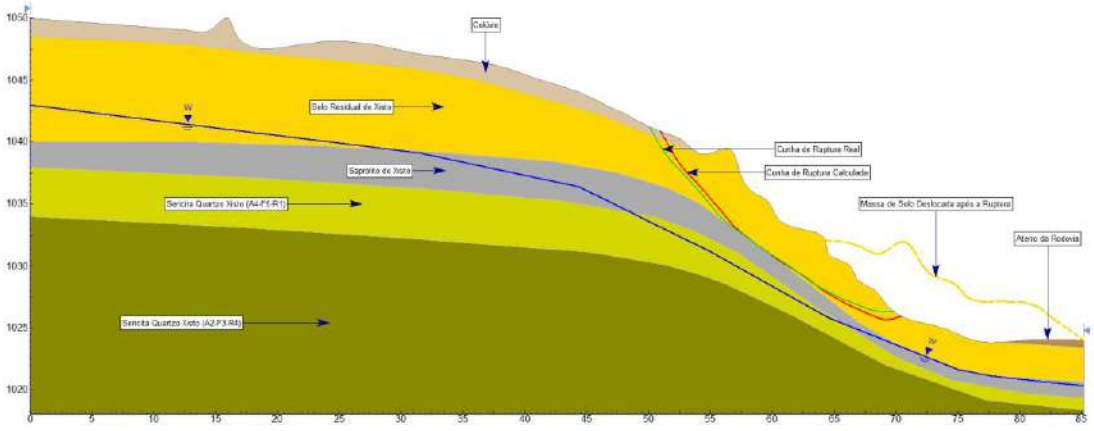


Figura 6. Comparativo entre a cunha real (verde) e a calculada pelo *software* (vermelho). (Autores, 2024).

Com a retroanálise realizada, foi possível definir os parâmetros geotécnicos dos materiais presentes no talude, apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros geotécnicos obtidos através da retroanálise. (Autores, 2024).

Material	Cor	γ natural (kN/m³)	γ saturado (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Aterro da Rodovia		18	19	5	25
Colúvio		17	18	2	20
Solo Residual de Xisto		18	19	8,4	26
Saprolito de Xisto		19	20	52	39
Sericita Quartzo Xisto (A4-F5-R1)		21	-	Infinite Strength	
Sericita Quartzo Xisto (A2-F3-R4)		22	-		

4 DIMENSIONAMENTO DE TÉCNICAS PARA ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE EM ESTUDO

As contenções dimensionadas neste trabalho foram: retaludamento, muro de gabião, solo grampeado e cortina atirantada. Para todas as soluções propostas, foram realizadas análises considerando uma sobrecarga acidental de 20 kPa na superfície do terreno, conforme recomendado pela ABNT NBR 11682:2009 para o desenvolvimento de projetos de contenção e estabilização de taludes.

A seguir, da Tabela 4 à Tabela 7, estão retratadas as principais informações geométricas e de resistência para as contenções dimensionadas.

Tabela 4. Retaludamento - Dados geométricos da Seção AA'. (Autores, 2024).

Identificação	Altura dos Taludes (m)	Largura das Bermas (m)	Inclinação dos Taludes (°)
Primeira Banqueta	9,0	5	34
Segunda Banqueta	9,5	5	34

Tabela 5. Muro de Gabião - Dados geométricos da Seção AA'. (Autores, 2024).

Altura Total do Gabião (m)	Altura de Cada Gabião (m)	Largura Total da Base do Gabião (m)	Largura da Base de Cada Gabião (m)	Inclinação (°)
6	1	4	0,5	5

Tabela 6. Solo Grampeado - Dados geométricos e de resistência da Seção AA'. (Autores, 2024).

Quantidade de Linhas Verticais de Grampos	Comprimento dos Grampos (m)	Inclinação dos Grampos (°)	Espaçamento Horizontal (m)	Espaçamento Vertical (m)	Carga de Trabalho dos Grampos (kN)	Resistência ao Cisalhamento no Contato Solo-Grampo (*qs*) (kN/m²)
13	Variável (3,5 a 6,0)	15	1,5	1,5	190	Variável (65,0 a 282,5)

Tabela 7. Cortina Atirantada - Dados geométricos e de resistência da Seção AA'. (Autores, 2024).

Quantidade de Linhas Verticais de Tirantes	Comprimento dos Tirantes (m)	Inclinação dos Tirantes (°)	Espaçamento Horizontal (m)	Espaçamento Vertical (m)	Carga de Trabalho dos Tirantes (kN)	Resistência ao Cisalhamento no Contato Solo-Tirante (*qs*) (kN/m²)
7	Variável (9,0 a 14,0)	15	1,5	Variável (1,65 a 2,50)	320	Variável (65,0 a 282,5)

5 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

As contenções foram dimensionadas para atender ao fator de segurança mínimo, conforme estabelecido na ABNT NBR 11682:2009, adotando um valor de 1,50. Essa escolha foi fundamentada na consideração de que, em caso de ruptura, os danos materiais e ambientais seriam altos. O escorregamento do talude poderia interromper o acesso à rodovia e afetar serviços essenciais. Além disso, os riscos para vidas humanas também foram considerados altos, principalmente devido ao intenso tráfego de veículos na rodovia. Na Tabela 8 são apresentados os resultados das análises de estabilidade das contenções propostas como possíveis soluções técnicas para o talude em estudo.

Tabela 8. Resultados das análises de estabilidades das contenções. (Autores, 2024).

Tipo de Contenção	Fator de Segurança Mínimo Calculado	Fator de Segurança Mínimo ABNT NBR 11682:2009
Retaludamento	1,52	1,50
Muro de Gabião	1,11	1,50
Solo Grampeado	1,51	1,50
Cortina Atirantada	1,53	1,50

Conforme demonstrado na Tabela 8, as contenções apresentaram fatores de segurança satisfatórios, em conformidade com a ABNT NBR 11682:2009 (FS ≥ 1,50), exceto a contenção em muro de gabião, que se revelou ineficaz para o presente estudo, ficando aquém dos valores mínimos de segurança estabelecidos pela referida norma.

6 ORÇAMENTOS DAS TÉCNICAS PROPOSTAS COMO SOLUÇÃO

Com base nos dados geométricos e nas análises de estabilidade realizadas, foi possível estimar o valor das contenções dimensionadas, conforme apresentado na Tabela 9. Adicionalmente, além dos preços em reais (R$), também foram calculados os preços em dólar americano (US$). Para esse cálculo, considerou-se a cotação do dólar americano no dia 11 de outubro de 2023, de acordo com o site "UOL Economia", que indicava um dólar americano (US$) equivalente a R$5,05. Os valores utilizados foram obtidos de tabelas públicas com desoneração, provenientes de bases de dados como SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), SUDECAP (Superintendência de Desenvolvimento da Capital) e SEINFRA (Secretaria de Estado de Infraestrutura, Mobilidade e Parcerias).

Tabela 9. Orçamento das contenções dimensionadas. (Autores, 2024).

Tipo de Contenção	Preço em Reais (R$)	Preço em Dolár Americano (US$)
Retaludamento	198.133,84	39.234,42
Muro de Gabião	269.139,26	53.294,90
Solo Grampeado	568.740,81	112.621,94
Cortina Atirantada	1.322.201,07	261.821,99

7 CONCLUSÃO

O estudo de caso consistiu na realização de uma retroanálise de um talude localizado no município de Nova Lima, em Minas Gerais, que sofreu uma ruptura no dia 5 de março de 2020.

Para a condução do estudo, o maciço terroso foi caracterizado com base na topografia e nas investigações geológico-geotécnicas executadas em campo, resultando na definição de três seções distintas: Seção AA', Seção BB' e Seção CC'. A partir desses dados, foi possível modelar o talude e definir os parâmetros geotécnicos por meio de retroanálises.

Após a caracterização desse maciço, procedeu-se ao dimensionamento dos métodos de estabilização para o talude, em conformidade com as normas ABNT NBR vigentes no ano de 2023, período de análise do estudo de caso. Destaca-se a ênfase dada à ABNT NBR 11682:2009, que estabeleceu os fatores de segurança mínimos para as análises de estabilidade realizadas. Esse processo englobou o dimensionamento geotécnico

tanto para o retaludamento quanto para o muro de gabião, bem como o dimensionamento estrutural dos grampos do solo grampeado e dos tirantes da cortina atirantada.

As análises de estabilidade das soluções propostas foram conduzidas com o auxílio do *software* Slide2 da Rocscience®, versão 9.029. Os resultados indicaram que, do ponto de vista geotécnico, todas as contenções tornariam o talude estável (FS > 1,00). No entanto, do ponto de vista normativo, o muro de gabião não atingiu o fator de segurança mínimo conforme a ABNT NBR 11682:2009 (FS ≥ 1,50). Portanto, para o presente estudo de caso, o retaludamento, o solo grampeado e a cortina atirantada foram aprovados tanto do ponto de vista geotécnico quanto do ponto de vista normativo.

Além do dimensionamento, foram realizados orçamentos para cada tipo de solução ao longo dos 58,75 metros de extensão do talude. O retaludamento foi a opção mais viável em termos de custo-benefício, com um valor total de R$198.133,84, equivalente a US$39.234,42, resultando em um valor de R$3.372,49, ou US$667,82 por metro linear. Em seguida, o solo grampeado teve um custo total de R$568.740,81, correspondente a US$112.621,94, resultando em um valor de R$9.680,69, ou US$1.916,97 por metro linear. A cortina atirantada, embora eficaz, apresentou um custo mais elevado, com um valor total de R$1.322.201,07, equivalente a US$261.821,99, resultando em um valor de R$22.505,55, ou US$4.456,54 por metro linear. Ressalta-se que, mesmo o muro de gabião não atendendo ao fator de segurança mínimo preconizado pela ABNT NBR 11682:2009, foi realizado um orçamento para esse método, totalizando R$269.139,26, equivalente a US$53.294,90, resultando em um valor de R$4.581,09, ou US$907,15 por metro linear. É importante destacar que todos os tipos de soluções incluíram elementos de drenagem, tais como descidas d'água, canaletas, drenos horizontais profundos e drenos do tipo barbacã. Além disso, tanto o retaludamento quanto o muro de gabião, juntamente com as medidas de drenagem, contemplaram a proteção vegetal em seu orçamento.

No entanto, ressalta-se que, além do custo-benefício, a viabilidade executiva deve ser levada em consideração na escolha da técnica de estabilização a ser empregada. Nem sempre a contenção mais economicamente vantajosa pode ser executada devido a restrições do local.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Josias Eduardo Rossi Ladeira pela orientação exemplar e dedicada ao longo de todo o processo de desenvolvimento deste trabalho, à empresa responsável pela elaboração do projeto de contenção do talude, pelo fornecimento dos dados necessários a este trabalho, e à PUC Minas, pela licença do *software*.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Bretas, T. C. (2020) *Retroanálise probabilística tridimensional por equilíbrio-limite de rupturas de talude em Belo Horizonte/MG.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, 175 p.

GEO-RIO, Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (2020). *Manual Técnico de Encostas.* Rio de Janeiro.

SEINFRA. (2023) Planilha - Preço, Belo Horizonte. Secretaria de Estado de Infraestrutura e Mobilidade de Minas Gerais.

SINAPI. (2023) Referências para Custos Horários e Encargos: Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil, Brasília. CAIXA. 5ª ed.

SUDECAP. (2023) Tabela - Preço Desonerada, Belo Horizonte. Superintendência de Desenvolvimento da Capital.

UOL Economia. (2023) *Cotação do Dólar*. Disponível em: <https://economia.uol.com.br/cotacoes/cambio/>. Acesso em: 16 out. 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/207

ESTABILIDADE PROVISÓRIA DE ESCAVAÇÕES EM SOLOS MOLES COM A UTILIZAÇÃO DE PONTEIRAS A VÁCUO

Isabelle Pipper
Geóloga, G5 Engenharia, Curitiba, PR, Brasil - ipr@g5engenharia.com.br

Milena Arruda Silva
Geóloga Geotécnica, G5 Engenharia, Curitiba, PR, Brasil - mas@g5engenharia.com.br

Paola Dutra
Engenheira Civil Geotécnica, Rumo Logística, Curitiba, PR, Brasil - paola_dutra@outlook.com

Joaquim Duarte
Engenheiro Civil Geotécnico, G5 Engenharia, Curitiba, PR, Brasil - jd@g5engenharia.com.br

RESUMO: Ponteiras a vácuo têm sido amplamente empregadas para o rebaixamento do lençol freático durante o período construtivo em diferentes obras de engenharia. As ponteiras são compostas por uma rede de tubos de PVC instalados em perfurações no terreno, no perímetro da área em que se deseja rebaixar o nível de água no maciço. Este trabalho tem como objetivo apresentar as medidas adotadas para viabilizar a escavação e manter as condições de estabilidade dos taludes do Canal de Fuga de uma Central Geradora Hidrelétrica. O Canal de Fuga do empreendimento é composto por aterro na porção superficial, o qual se sobrepõe a camadas de solo alúvio-residuais com lentes de areia fina a média e/ou areia grossa. Ainda, foi identificada a ocorrência de solos moles compostos por argilas siltosas com areia média, com N_{SPT} entre 0 e 5. As condições de estabilidade das escavações do Canal de Fuga foram analisadas a partir de 3 seções, sendo uma longitudinal ao eixo do canal e duas transversais. Para a determinação dos parâmetros de resistência dos materiais foram executados cinco ensaios de palheta nas camadas de argila com baixa resistência à penetração, em profundidades de 3,0 a 7,0 m. Ensaios de permeabilidade *in situ* foram realizados e estes dados foram considerados nas análises de percolação. Já para os demais materiais do perfil geológico-geotécnico do canal, os parâmetros foram determinados com base nos ensaios de infiltração e/ou perda d'água e resistência à penetração obtidos nas sondagens realizadas no local. O levantamento topobatimétrico do rio e as leituras de instrumentos foram utilizados para a determinação do nível de água, condição de contorno para as análises de percolação. Com base nestes dados, foram realizadas análises para as condições provisória, permanente e de rebaixamento rápido, considerando a aplicação de ponteiras a vácuo durante o período construtivo do Canal de Fuga. A aplicação das ponteiras durante as escavações mostrou-se eficiente e para a estabilização na condição definitiva dos taludes de escavação foi necessária a aplicação de ancoragens passivas, drenos, gabiões tipo caixa e colchão Reno como elementos de estabilização e proteção.

PALAVRAS-CHAVE: Ponteiras à vácuo, Solos moles, Análise de estabilidade, Ensaio de palheta.

ABSTRACT: Vacuum wellpoints have been widely used for dewatering during the construction period in different engineering works. The wellpoints are composed of a network of PVC pipes installed in drillings in the ground, around the perimeter of the area where the ground is intended to be dewatered. This work aims at presenting the measures adopted to enable excavation and to maintain the stability conditions of the slopes of the tailrace channel of a Small Hydropower Plant. The plant´s tailrace channel is composed of an embankment, which overlays alluvial-residual soils with lenses of fine to medium sand and/or coarse sand. Soft soils composed of silty clays with medium sand, with SPT values between 0 and 5, were also identified. The stability of the tailrace channel excavations was analyzed on 3 sections, one longitudinal to the channel axis and two transverse. For the determination of the soil's strength parameters, five vane tests were performed in the clay layers with low SPTs, at depths of 3.0 to 7.0 m. In situ permeability tests were performed and their results

were considered in the seepage analyses. For the remaining materials of the geological-geotechnical profile, the parameters were determined based on infiltration and/or water pressure tests and SPT values obtained in the investigations carried out at the site. The topo-bathymetric survey of the riverbed and instrumentation data were used for the determination of the water level, as a boundary condition for the percolation analyses. The stability analyses were carried out for the temporary, permanent, and rapid drawdown conditions, considering the application of vacuum wellpoints during the construction period of the tailrace channel. The application of vacuum wellpoints during the excavations proved to be efficient and for the stabilization of the excavated slopes in the long-term condition, it was necessary to install passive anchors, drains, box and mattress gabions as stability and protection elements.

KEYWORDS: Vacuum wellpoints, Soft soils, Slope stability analysis, Vane test.

1 INTRODUÇÃO

Solos muito moles a moles, com resistência à penetração (N_{SPT}) entre 0 e 5, apresentam baixa resistência e permeabilidade conforme indicado na norma NBR 6484 (2020). Esse tipo de solo apresenta, no geral, problemas associados a recalques devido à sua alta compressibilidade, além de problemas associados à estabilidade devido a sua baixa capacidade de suporte. Existem diversos métodos construtivos que foram desenvolvidos para a instalação de empreendimentos em regiões com a presença de solos moles, entre eles destacam-se a própria substituição do solo mole, aplicação de drenos verticais, bermas de equilíbrio e reforço, além da utilização de ponteiras a vácuo (ALMEIDA, 2010).

Após a identificação da espessura da camada de solo mole na região de interesse por meio de investigações preliminares, como as sondagens a percussão, devem ser realizadas investigações complementares para obtenção dos parâmetros geotécnicos do solo. Tais investigações podem ser realizadas em campo, pelo ensaio de palheta (*vane test*) ou de piezocone, ou em laboratório, pelo ensaio de adensamento oedométrico e triaxial, entre outros.

A Central Geradora Hidrelétrica em questão está localizada no estado de São Paulo, sendo que o dimensionamento do circuito hidráulico de geração considera uma potência instalada mínima de aproximadamente 3 MW. O arranjo do empreendimento compreende uma barragem de terra, canal de adução, tomada de água de baixa pressão, conduto forçado, casa de força e o canal de fuga, sendo que o vertedouro já era uma estrutura existente.

Durante a execução das escavações das estruturas que compõem o arranjo do empreendimento, foram identificadas condições geológico-geotécnicas na região do Canal de Fuga desfavoráveis à estabilidade dos taludes de escavação devido à presença de solos moles. Com isso, o presente trabalho tem como objetivo apresentar as medidas adotadas para viabilizar a escavação e manter as condições de estabilidade provisória e permanente dos taludes do Canal de Fuga.

2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

O perfil geológico-geotécnico da região do Canal de Fuga é composto por uma camada de aterro na porção superficial que sobrepõe camadas de solo alúvio-residuais, caracterizados como solos argilosos de cor marrom com presença de entulho, e camadas de argila siltosa e argila arenosa por vezes muito plásticas, de cor cinza, com lentes de areia fina a média e/ou areia grossa (Figura 1).

Também foram identificados, na região do canal, solos moles compostos por argilas siltosas com areia média, com N_{SPT} entre 0 e 5. Os solos moles são caracterizados por apresentar baixa resistência ao cisalhamento e elevada compressibilidade, possuem predominância de partículas argilosas e siltosas, são pouco permeáveis e, eventualmente tipificados por elevados teores de matéria orgânica, responsável pela coloração escura dos solos (PERBONI, 2003).

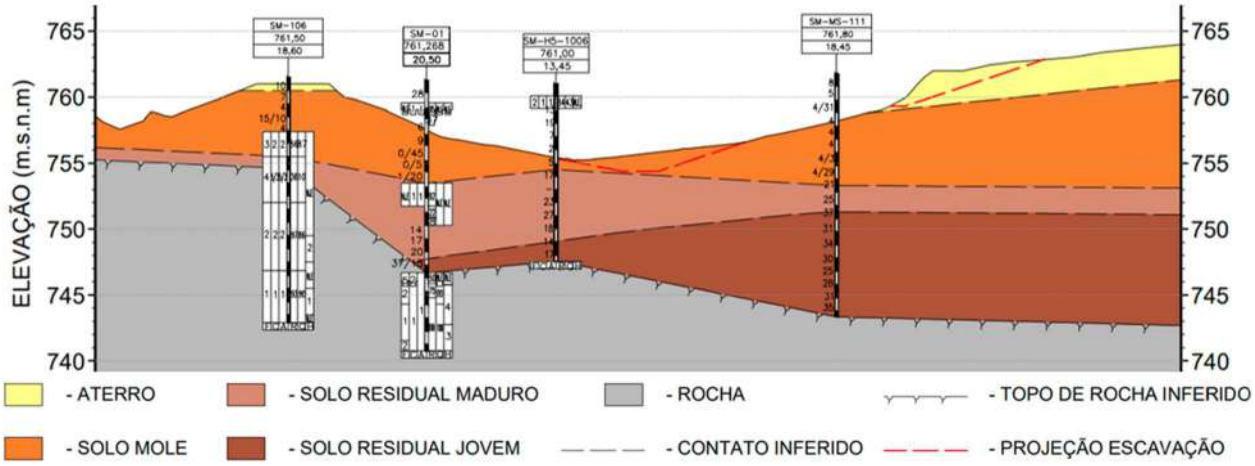


Figura 1. Seção geológico-geotécnica.

3 SEÇÕES E METODOLOGIA DE ANÁLISE

As condições de estabilidade e percolação das escavações do Canal de Fuga foram analisadas a partir de 3 seções, sendo uma longitudinal ao eixo do canal (seção A) e duas transversais (seções B e C, Figura 2), considerando as condições de final de construção (provisória), condição permanente (operação do empreendimento) e rebaixamento rápido (condição excepcional). As análises de estabilidade e de percolação foram realizadas com auxílio computacional do *software Slide2*, da *Rocscience*. Para as análises de estabilidade, considerou-se o solo como um material representado pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

As análises de estabilidade foram efetuadas segundo a teoria do equilíbrio limite adotando-se o método de Spencer, o qual é considerado como um método rigoroso pois considera o equilíbrio de forças e momentos entre as lamelas do terreno, assumindo que a superfície de ruptura apresenta uma configuração geométrica (não-circular). Já nas análises de percolação, empregou-se o método dos elementos finitos (MEF) para a resolução das equações diferenciais do fluxo em meios porosos, de modo a se obter a linha freática, as cargas hidráulicas e poropressões no terreno.

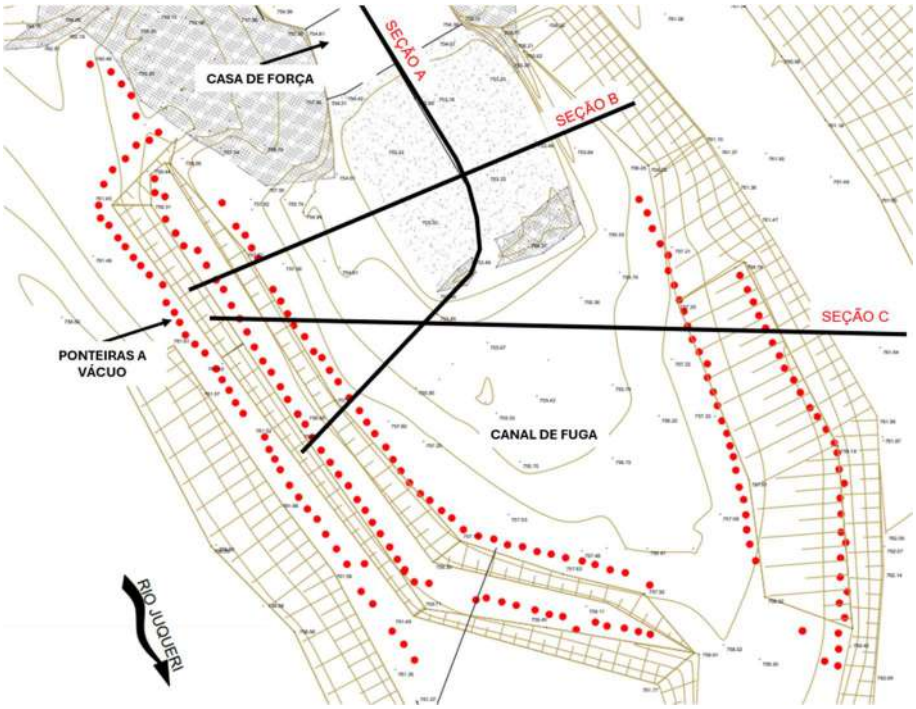


Figura 2. Localização das seções de análise no Canal de Fuga e arranjo das ponteiras a vácuo.

Os fatores de segurança mínimos considerados nas análises de estabilidade foram definidos com base na norma NBR 11682 (2009). Dessa forma, foi admitido que no presente caso as escavações provisórias demandam um baixo nível de segurança contra danos materiais e ambientais e um médio nível de segurança contra danos a vidas humanas, resultando em um fator de segurança mínimo para esta condição de 1,30. Para a condição permanente da estrutura do canal de fuga considerou-se um alto nível de segurança para ambas as condições, ou seja, fator de segurança mínimo de 1,50. Para a condição excepcional de rebaixamento do nível de água foi adotado um fator de segurança mínimo de 1,10, considerando ser uma condição de baixa probabilidade de ocorrência.

4 PARÂMETROS ADOTADOS

Para a determinação dos parâmetros de resistência dos materiais foram executados cinco ensaios de palheta nas camadas de argila com baixa resistência à penetração (solo mole), em profundidades de 3,0 a 7,0 m. A resistência não drenada do solo mole foi definida com base em um dos menores valores obtidos para a condição indeformada nos ensaios de palheta, sendo este 39% menor do que a média dos valores obtidos nos ensaios.

Já para os demais materiais do perfil geológico-geotécnico do canal, os parâmetros foram determinados com base na resistência à penetração, além do embasamento nos dados da literatura. Para o coeficiente de permeabilidade dos solos, foram realizados ensaios *in situ* nos furos de sondagem do canal de fuga. O ensaio de permeabilidade *in situ* foi realizado a cada metro do furo, sendo obtidos valores de permeabilidade para cada uma das camadas identificadas no perfil estratigráfico. Os resultados indicaram coeficientes de permeabilidade próximos para as camadas, na ordem de 10^{-5} cm/s. No geral, os solos foram classificados como argila pouco arenosa, argila siltosa, silte argiloso a silte arenoso. Conforme apresentado por Pinto (2006), os valores típicos de permeabilidade para esses materiais, segundo a sua granulometria, está coerente com os valores obtidos nos ensaios de campo. A Tabela 1 resume os parâmetros adotados nas análises.

Com relação aos níveis de água, estes foram obtidos por meio de análises de percolação, em que as condições de contorno foram baseadas em diferentes informações para a direita e esquerda hidráulica do canal. Para a direita hidráulica foram consideradas as informações obtidas do levantamento topobatimétrico executado em 2022, no qual foi indicado o nível de água no rio aproximadamente na El. 758,70 m. Para a esquerda hidráulica, foi adotado o nível de água indicado pelo medidor de nível de água instalado nesta região, denominado de MNA-108. Entre fevereiro de 2022 e janeiro de 2023 este medidor de nível de água apresentou leituras constantes aproximadamente na El. 756,00 m, a qual foi adotada nas análises de estabilidade.

Tabela 1. Parâmetros adotados.

Identificação			Parâmetros			
Material		Descrição	γ (kN/m³)	c' (kPa)	Ø' (°)	k (m/s)
Solo Alúvio-Coluvionar	SAC	Argila pouco arenosa (fina a grossa), com silte, com pedregulho (provável material de bota-fora)	18	5	24	1,0E-07
Solo Mole	SM	Argila siltosa / Argila pouco arenosa, com NSPT menor ou igual a 4	15	Su = 23 kPa		6,0E-07
Solo Residual Maduro	SRM	Silte argiloso, com estrutura reliquiar pouco preservada, cinza amarelado	18	12	26	1,0E-06
Solo Residual Jovem	SRJ	Silte arenoso, pouco argiloso, com estrutura reliquiar preservada, cinza amarelado	19	16	30	1,0E-07
Rocha	R	Rocha sã	25	*Infinite Strength*		5,0E-07

Dessa forma, os seguintes cenários foram considerados para avaliação da estabilidade dos taludes do Canal de Fuga:

- Condição Provisória: análise considerando o cenário de final de construção, com o término da escavação comum do canal de fuga, nível de água no rio na direita hidráulica (El. 758,70 m) e nível de água indicado pelo MNA-108 na esquerda hidráulica (El. 756,00 m);
- Condição Permanente: análise considerando o cenário de operação do empreendimento, com nível de água no canal na El. 759,40 m;
- Condição de Rebaixamento Rápido: análise que considera o rebaixamento do nível de água do canal de fuga sem a dissipação total do excesso de poropressão no maciço.

5 TRATAMENTOS APLICADOS

Para atender aos fatores de segurança mínimos requeridos nos cenários avaliados foi considerada a aplicação de diferentes tratamentos geotécnicos nos taludes de escavação do Canal de Fuga, os quais são descritos a seguir. Para a condição provisória, foco deste estudo, foi indicada a aplicação de ponteiras a vácuo de forma a obter-se o fator de segurança mínimo requerido pela norma (FS = 1,30).

5.1 Ponteiras a vácuo

As ponteiras, também denominadas de ponteiras filtrantes, são compostas por uma rede de tubos de PVC instalados em perfurações verticais no terreno, no perímetro da área em que se quer rebaixar o lençol (ALONSO, 1999). A rede de ponteiras é ligada a um sistema de bombeamento constituído de duas ou mais bombas a depender do tamanho do conjunto, conforme apresentado na Figura 3. O sistema é provisório, ou seja, o rebaixamento do nível de água é realizado por um período determinado, no presente caso durante a execução das escavações. Após a desativação do sistema, o lençol freático retorna ao seu nível natural.

Dessa forma, a utilização das ponteiras a vácuo foi prevista para a execução das escavações do Canal de Fuga, totalizando 192 ponteiras com espaçamento de 1,0 m e comprimento de 3,0 m de cada ponteira, conforme arranjo apresentado na Figura 2, de modo a garantir a estabilidade provisória dos taludes de escavação, antes da execução dos tratamentos e aplicação dos revestimentos.

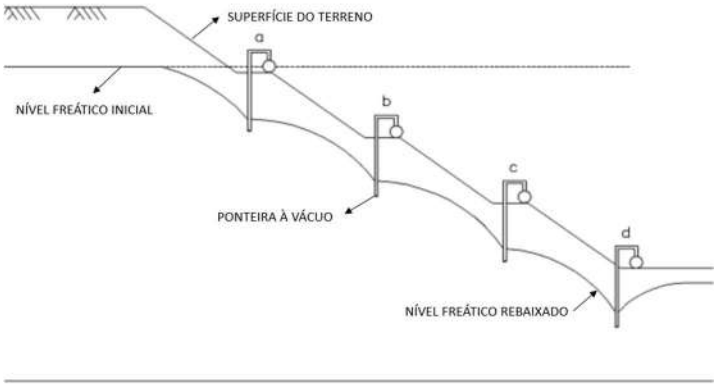


Figura 3. Seção esquemática com a distribuição da instalação de ponteiras a vácuo (Adaptado de ALONSO, 1999).

5.2 Tratamentos adicionais

Com o objetivo de aumentar a sobrecarga na porção inferior dos taludes e, consequentemente, aumentar o fator de segurança, foi considerada a execução de gabiões tipo caixa com espessura de 0,50 m em todo o fundo do Canal de Fuga. Além disso, até o topo do canal foi considerada a aplicação de gabiões tipo colchão Reno com espessura de 0,17 m, composto por material drenante com um peso inferior ao gabião caixa, sendo um elemento de proteção dos taludes para condição de operação normal e eventual necessidade de esvaziamento.

Para a estabilidade da Seção B, na condição permanente, também foram adotadas ancoragens passivas caracterizadas por barras de aço CA-50 com diâmetro nominal de 25 mm e comprimento de 3,00 m.

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A primeira análise realizada para a verificação da estabilidade da escavação do Canal de Fuga, considerou as condições de nível da água com base nos boletins das sondagens executadas no empreendimento sem a atuação das ponteiras a vácuo.

Para a Seção A (longitudinal) na condição de final de construção o Fator de Segurança obtido foi de 2,57. Nas análises transversais, seção B e C, os Fatores de Segurança obtidos não atenderam ao mínimo requerido, resultando em 1,25 para a Seção B, 1,10 para a Seção C na esquerda hidráulica (Figura 4) e 1,36 para a direita hidráulica da Seção C.

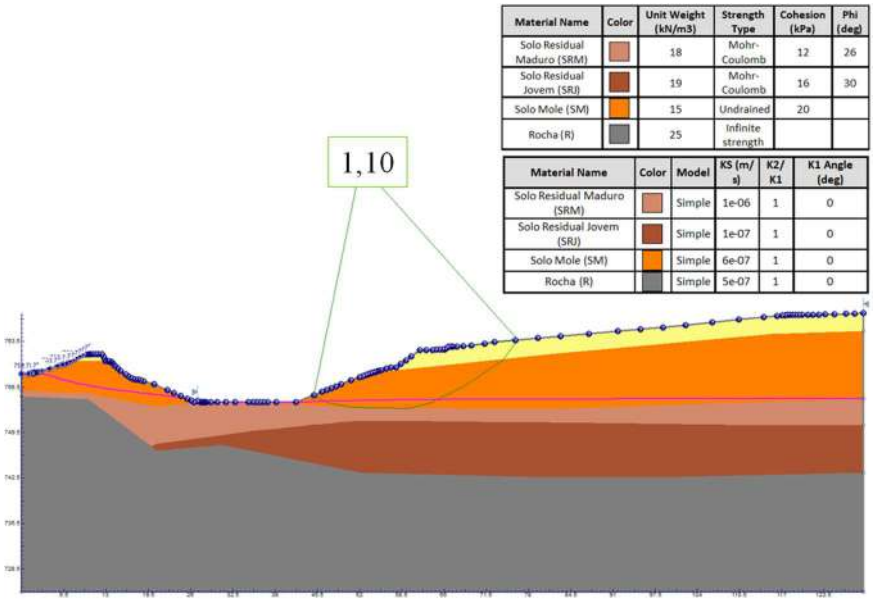


Figura 4. Seção C – Esquerda Hidráulica (EH), sem ponteiras a vácuo.

Dessa forma, para que o Fator de Segurança mínimo fosse obtido durante a fase de escavação, foi considerada a aplicação de ponteiras a vácuo para o rebaixamento do nível da água em aproximadamente 3,00 m. Com a aplicação desse tratamento, o Fator de Segurança passou para 2,72 na Seção A (Figura 5), 1,42 para a Seção B (Figura 6) e na Seção C resultou em 1,83 e 1,39, na direita e esquerda hidráulica, respectivamente, conforme apresentado nas Figuras 7 e 8. Sendo assim, o Fator de Segurança mínimo foi atendido para a condição de final de construção.

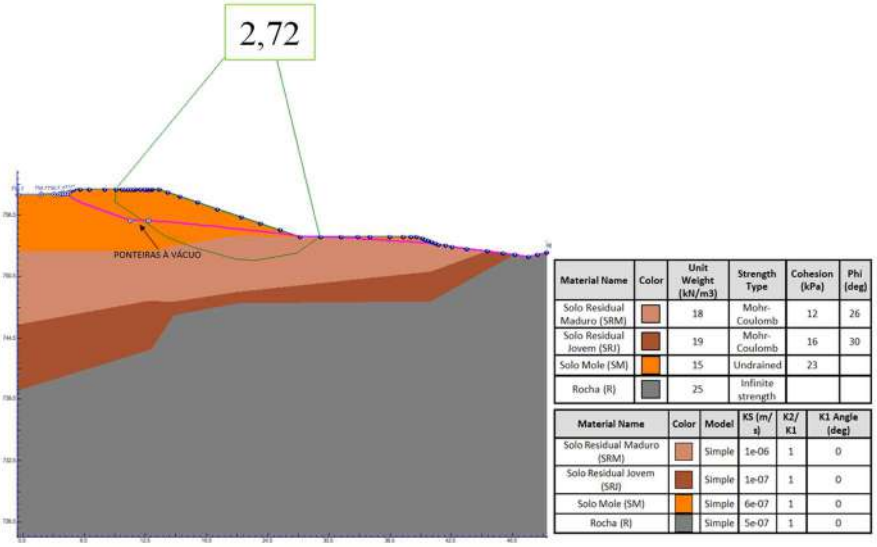
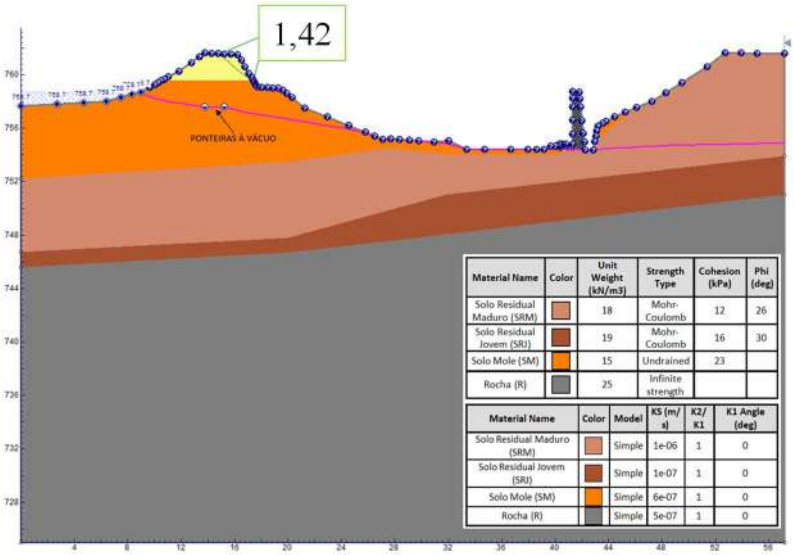


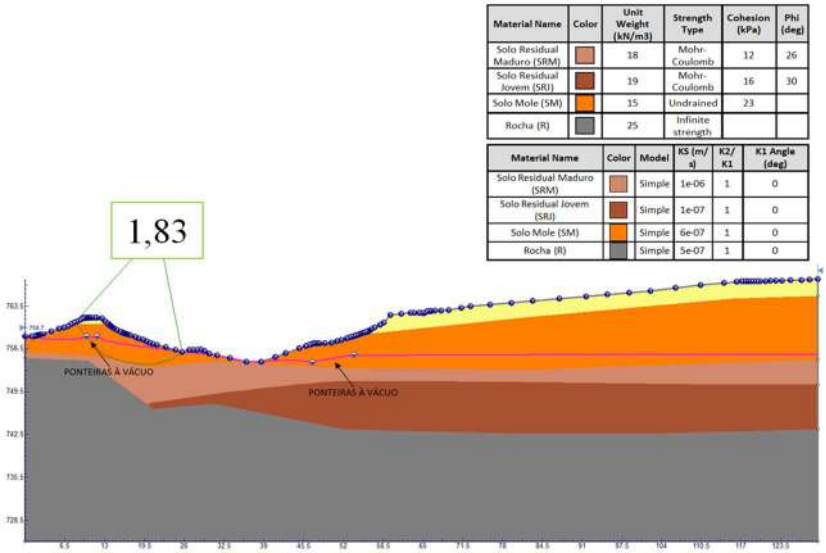
Figura 5. Seção A – Com ponteiras a vácuo.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Solo Residual Maduro (SRM)		18	Mohr-Coulomb	12	26
Solo Residual Jovem (SRJ)		19	Mohr-Coulomb	16	30
Solo Mole (SM)		15	Undrained	23	
Rocha (R)		25	Infinite strength		

Material Name	Color	Model	KS (m/s)	K2/K1	K1 Angle (deg)
Solo Residual Maduro (SRM)		Simple	1e-06	1	0
Solo Residual Jovem (SRJ)		Simple	1e-07	1	0
Solo Mole (SM)		Simple	6e-07	1	0
Rocha (R)		Simple	5e-07	1	0

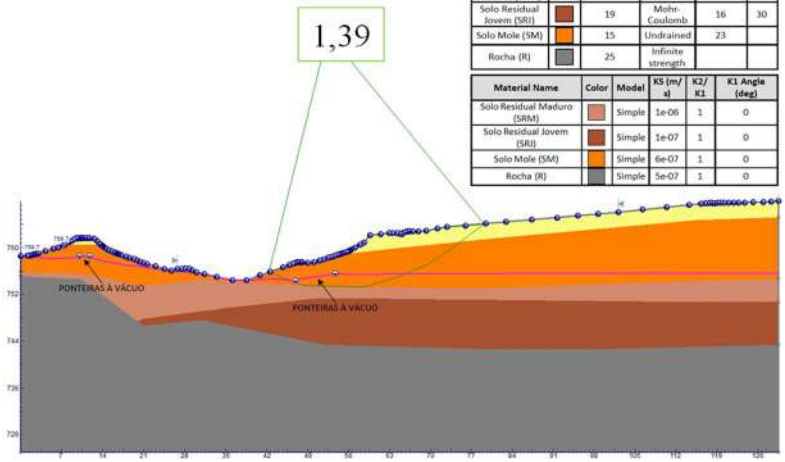
Figura 6. Seção B – Com ponteiras a vácuo.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Solo Residual Maduro (SRM)		18	Mohr-Coulomb	12	26
Solo Residual Jovem (SRJ)		19	Mohr-Coulomb	16	30
Solo Mole (SM)		15	Undrained	23	
Rocha (R)		25	Infinite strength		

Material Name	Color	Model	KS (m/s)	K2/K1	K1 Angle (deg)
Solo Residual Maduro (SRM)		Simple	1e-06	1	0
Solo Residual Jovem (SRJ)		Simple	1e-07	1	0
Solo Mole (SM)		Simple	6e-07	1	0
Rocha (R)		Simple	5e-07	1	0

Figura 7. Seção C – Com ponteiras a vácuo – Direita Hidráulica (DH).



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Solo Residual Maduro (SRM)		18	Mohr-Coulomb	12	26
Solo Residual Jovem (SRJ)		19	Mohr-Coulomb	16	30
Solo Mole (SM)		15	Undrained	23	
Rocha (R)		25	Infinite strength		

Material Name	Color	Model	KS (m/s)	K2/K1	K1 Angle (deg)
Solo Residual Maduro (SRM)		Simple	1e-06	1	0
Solo Residual Jovem (SRJ)		Simple	1e-07	1	0
Solo Mole (SM)		Simple	6e-07	1	0
Rocha (R)		Simple	5e-07	1	0

Figura 8. Seção C – Com ponteiras a vácuo – Esquerda Hidráulica (EH).

Para a proteção dos taludes na condição permanente, foram aplicados tratamentos geotécnicos conforme apresentado no item 5. Com isso, o Fator de segurança da Seção A resultou em 5,97. Para a seção B, além do tratamento com material granular (gabião e colchão Reno), também foi considerada a utilização de barras de ancoragem, atingindo um Fator de Segurança de 1,53. Por fim, na Seção C os Fatores de Segurança passaram para 2,72 e 1,66, para a direita e esquerda hidráulica, respectivamente. Para a condição de rebaixamento rápido todos os fatores de segurança ficaram acima de 1,10. A Tabela 2 apresenta um resumo dos fatores de segurança.

Tabela 2. Resumo dos fatores de segurança obtidos nas análises.

Condição	Seção	Fator de Segurança
Final de construção (com ponteiras a vácuo)	A	2,72
	B	1,42
	C - DH	1,83
	C - EH	1,39
Permanente	A	5,97
	B	1,53
	C - DH	2,72
	C - EH	1,66
Rebaixamento rápido	A	2,59
	B	1,52
	C - DH	1,37
	C - EH	1,93

7 CONCLUSÕES

A partir das análises de estabilidade do Canal de Fuga, conclui-se que a utilização das ponteiras a vácuo a fim de proporcionar o rebaixamento do nível da água freática durante as escavações dessa estrutura apresentou uma boa efetividade, uma vez que permitiu o aumento do Fator de Segurança para o mínimo requerido na condição provisória segundo a norma (FS = 1,30). Com isso, o Fator de Segurança passou de 2,57 para 2,72 na Seção A. Na Seção B o FS passou de 1,25 para 1,42 e para a seção C de 1,36 para 1,83 (direita hidráulica) e de 1,10 para 1,39 na Seção C (esquerda hidráulica).

Tal fato foi evidenciado durante a execução das escavações em campo, pois não foram observados indícios de instabilidade dos taludes de escavação durante a obra. Para a condição permanente, assim como para a condição de rebaixamento rápido, o fator de segurança mínimo foi garantido aplicando-se diferentes tratamentos geotécnicos, como gabiões tipo caixa e colchão Reno, além de ancoragens passivas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a G5 Engenharia pela disponibilização das informações utilizadas neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Almeida, M. de S. S. (2010) *Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho.* São Paulo: Oficina de Textos.

Alonso, U. R. (1999) *Rebaixamento Temporário de Aquíferos,* 2ª Ed., Oficina de Textos. São Paulo, 152 p.

Pinto, C. de S. (2006) *Curso básico de Mecânica dos Solos*, 3ª Ed., Oficina de Textos. São Paulo, 368 p.

Perboni, J. P. (2003) *Análise de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles-caso dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes (BR 381)*. Dissertação de Mestrado. Ouro Preto.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/208

Estabilização de Taludes com Solo Grampeado – Estudo de Caso

Michel Moreira Morandini Fontes
Engenheiro, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, michel@fonntesgeotecnica.com

Raphael Zanotti do Carmo
Engenheiro, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, raphael.carmo@fonntesgeotecnica.com

Bruno Cesar Novais
Geólogo, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, bruno.novais@fonntesgeotecnica.com

Fernanda Sasdelli Figueiredo Sales, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, fernanda.figueiredo@fonntesgeotecnica.com

Anderson Nascimento Milagres, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, anderson.nascimento@fonntesgeotecnica.com

RESUMO: A estabilização de taludes com solo grampeado é uma técnica utilizada para prevenir deslizamentos e instabilidades em encostas, sendo uma alternativa usualmente utilizada em estabilidade de taludes em encostas, podendo estar adjascente a canais, vertedouros e demais estruturas hidráulicas que compõe o cenário da mineração. O trabalho possui como objetivo apresentar um estudo de caso utilizando a solução de solo grampeado para estabilização de um talude adjascente a um vertedouro. Para isso, foi realizado uma retroanálise do processo de ruptura associado à realização da interpretação de ensaios de *Dynamic Probing Ligh* (DPL) e a utilização de referências bibliográficas e parâmetros de materiais semelhantes na região a fim de determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo e da rocha. As análises de estabilidade foram conduzidas pelo software Slide 2, da Rocscience. Realizada as avaliações geológico-geotécnicas, identificou-se que a ruptura foi caracterizada por movimentos translacionais de massa devido a mecanismo de deslizamento planar no contato entre o solo residual e saprolito. A solução de estabilização em solo grampeado assegurou o bom funcionamento do vertedouro, contribuindo para os níveis de segurança do barramento principal.

PALAVRAS-CHAVE: Solo grampeado, estabilização, taludes.

ABSTRACT: The stabilization of slopes with soil nail is a technique used to prevent landslides and instability on slopes, being an applicable alternative in the operation and maintenance of canals, spillways and other hydraulic structures that make up the mining landscape. The aim of this work is to detail the solution for stabilizing a slope adjacent to a spillway using soil nail. To this end, a retro-analysis of the rupture process was carried out in conjunction with the interpretation of Dynamic Probing Ligh (DPL) tests and the use of Rocdata software to determine the shear strength parameters of the soil and rock. The stability analyses were carried out using Rocscience's Slide 2 software, which performs limit equilibrium analyses. After carrying out the geological-geotechnical evaluations, it was identified that the rupture was characterized by translational mass movements due to a planar sliding mechanism in the contact between the residual soil and saprolite. The soil nail stabilization solution ensured that the slope functioned properly, contributing to of the main dam safety levels.

KEYWORDS: soil nail, stabilization, slopes

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes pode ser comprometida por uma série de fatores, incluindo a natureza geológica do terreno, os processos de formação do solo ou até mesmo o grau de saturação em que se encontram.

No contexto da mineração e das barragens, os taludes são frequentemente expostos a condições extremas que podem resultar em instabilidades como abatimentos, erosões e escorregamentos.

Uma técnica amplamente empregada para mitigir os riscos associados à instabilidades de taludes é o uso de solo grampeado. Essa abordagem consiste na aplicação de uma série de elementos estruturais, ancorados no solo de forma a contribuir para os esforços resistentes e, dessa forma, estabilizar os taludes no qual são inseridos.

Após intensos eventos chuvosos atípicos ocorridos na primeira semana de janeiro de 2022, algumas erosões/instabilidades deflagraram-se na região do extravasor da área de estudo. Assim sendo, o referido artigo retrata as abordagens utilizadas na proposta de estabilização da área utilizando como solução o emprego de solo grampeado.

De modo a identificar os processos geodinâmicos ocorridos na região, bem como, realizar um mapeamento geológico e estimar parâmetros de resistência, realizou-se uma visita de campo e a execução do ensaio *Dynamic Probing Ligh* (DPL). Os dados observados em campo associado à realização do ensaio DPL permitiu caracterizar as unidades geológicas e estimar os parâmetros de resistência do solo da região.

É importante mencionar que a anomalia observada pode ser resumida em escorregamento no contato solo residual/saprolito do talude de corte situado na região do emboque do extravasor da região de estudo. Sendo assim, após o mapeamento da área e a estimativa de parâmetros de resistência, a solução proposta para estabilização do talude consite na utilização do solo grampeado associado a um sistema de drenagem superficial.

2 METODOLOGIA

2.1 Estudos Geológicos

Foi realizado um mapeamento de campo com 12 estações distribuídos ao longo da área de estudo. Os pontos foram marcados, sobretudo, em locais onde foram observados contatos litológicos, geomecânicos ou a mudança na atitude do principal plano de anisotropia, o qual é dado pela foliação/acamamento.

No que tange aos aspectos geológicos e geotécnicos, buscou-se avaliar, para as unidades terrosas a textura do material, granulometria, compacidade/consistência/resistência, cor e gênese. Já para os maciços rochosos foram avaliados o tipo de rocha (litotipo), cor, textura, granulação/granulometria, os graus de alteração, resistência, fraturamento do maciço, bem como a condição das juntas em termos da abertura, rugosidade, persistência, tipo de preenchimento e grau de alteração da parede. A Figura 1 apresenta a seção de referência para o estudo.

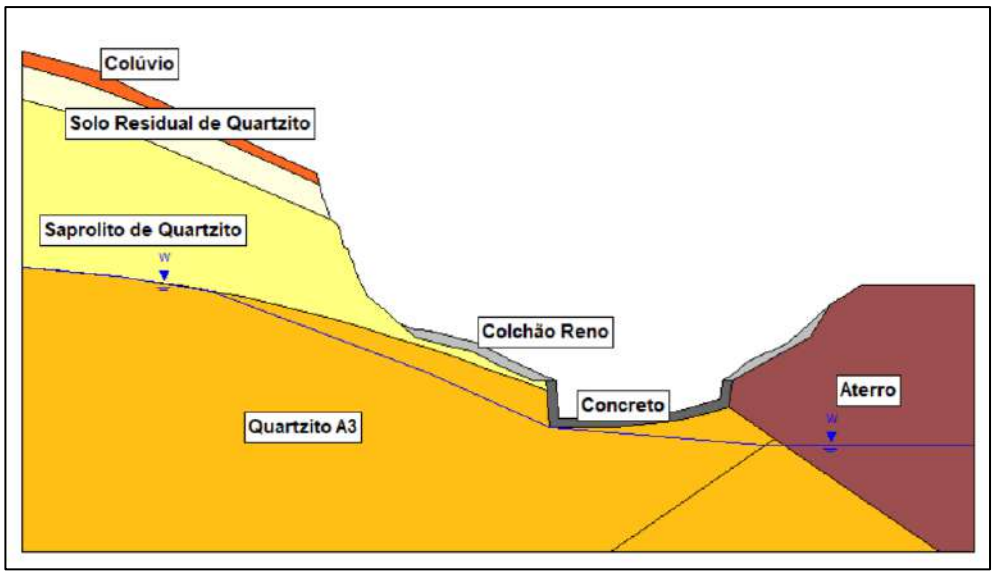


Figura 1. Modelo geológico – Seção de referência

2.2 Estudos Geotécnicos

Para definição dos parâmetros geotécnicos de resistência dos materiais, buscou-se referências técnicas da área da engenharia geotécnica (Hoek e Bray, 1981), bem como, correlações com o resultado dos ensaios DPL. Além disso, utilizou-se como referência parâmetros estabelecidos para materiais semelhantes na região da área de estudo, definidos por meio de ensaios triaxiais. Ademais, o mapeamento geológico e o levantamento de campo foram responsáveis por permitiram a caracterização dos materiais da região. A Tabela 1 resume os parâmetros adotados nas análises de estabilidade.

Tabela 1. Parâmetros de resistência adotados nas análises de estabilidade

Material	y (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ (°)
Aterro	17,0	4,0	29,5
Colúvio	17,0	11,0	26,0
Solo Residual de Quartzito	17,0	7,0	31,0
Saprolito de Quartzito	20,0	20,0	35,0
Maciço de Quartzito (A3)	22,0	100,0	35,0
Colchão Reno	22,0	0,0	37,0
Concreto Extravasor	24,0	15000,0	30,0

Conforme estabelece a NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (2009), é necessário que os taludes analisados apresentem um fator de segurança definido conforme os riscos envolvidos e o grau de segurança esperado, baseado nas possibilidades de perdas de vidas humanas e de perdas materiais e ambientais. Dessa forma, admitiu-se um fator de segurança mínimo de 1,50 uma vez que se considerou nível médio quando relacionado a perdas de vidas humanas, e alto quando relacionado a danos materiais e ambientais.

Adicionalmente, frente ao umedecimento dos taludes e possíveis saturações, devido às águas das chuvas, avaliou-se a elevação da poropressão de água e, consequentemente, a perda de resistência do solo com o coeficiente de poropressão Ru. Os valores de poropressão foram simulados a partir do coeficiente de poropressão Ru, estabelecido por Bishop & Morgenstern (1960). Foi adotado Ru de 0,5 para simular condições de saturação, conforme Fredlund & Rahardjo (1993).

3 DIMENSIONAMENTO DO SOLO GRAMPEADO

Os grampos serão engastados nas camadas residual e saprolito de quartzito. Considerando os valores de resistência destes materiais, definiu-se a resistência ao arrancamento (T) dos grampos. Conforme Watkins e Powell (1992), a resistência ao arrancamento Pullout Strength é dada pela equação que segue abaixo

$$T = D * \pi * q_s \quad (1)$$

O valor da adesão solo-grampo foi estimado por meio do valor médio de três correlações empíricas com NSPT, aliadas a um fator de segurança de 2,0. O cálculo foi estimado para a camada de solo residual, considerada a camada mais crítica devido aos parâmetros de resistência e as possíveis superfícies de ruptura. O valor considerado para a camada foi de 6 golpes, corroborado pelos ensaios DPL. A Tabela 2 apresenta os valores cálculados da adesão solo-grampo por meio de correlações.

Tabela 2. Adesão solo-grampo no solo grampeado

Método	Qs (kPa)
Ortigão (1997)	95,00
Orgião et al. (1997)o	174,51
Springer (2006)	65,85
Qs médio	111,77

Dessa forma, considerando o diâmetro do grampo de 0,1 m e o fator de segurança de 2,0, obteve-se uma resistência ao arrancamento de 17,56 kN/m no solo residual. Determinou-se também a resistência à tração da barra de aço inserida na perfuração. Para isso, adotou-se barras de aço CA-50 de diâmetros de 25 mm, considerando a ocorrência de corrosão, adotando uma espessura de sacrifício de 0,6 mm conforme orienta a ABNR NBR 16920-2:2021 para solos naturais e vida útil de 50 anos. Dessa forma, a resistência à tração do aço é dada pela equação abaixo.

$$T = \frac{f_y}{1{,}15} \cdot A_s = \frac{500000}{1{,}15} \cdot \left[\frac{\pi \cdot \left((25 - 0{,}6 \cdot 2) \cdot 10^{-3}\right)^2}{4}\right] = 192\ KN \quad (2)$$

A resistência da placa *Plate Capacity*, é a carga máxima que pode ser sustentada pelo conjunto da placa que conecta o grampo do solo ao talude, sendo considerado como 70% da força de tração máxima do grampo (FHWA, 2015). Dessa forma, adotou-se o valor de 134 kN.

Previu-se o paramento em concreto projetado, dessa forma, a força de tração máxima no paramento To é dado pela equação abaixo. Sendo Sv o espaçamento vertical entre grampos e Ts – max a força de tração máxima nos grampos, obtém-se o valor de tração máxima no paramento de 98,33 kN.

$$To = [\,0{,}6 + 0{,}2\ \cdot (2 - 1)] \cdot 122 \cong\ 98{,}33\ kN \quad (3)$$

A força máxima resistida pela placa Rff é calculada em função da armadura disponível e da espessura da placa e, a partir disso, é possível calcular a armadura necessária. Considerando um fator de segurança de 1,50, obtém-se uma armadura mínima necessária de 3,75 cm²/m. Dessa forma, adotou-se uma tela eletrosoldada Q396 com área de 3,96 cm²/m. Cabe mencionar que também foi previsto barbacãs na face com a função de drenagem interna e captação de eventuais fluxos no maciço. A Tabela 3 resume as características gerais do solo grampeado proposto.

Tabela 3. Características geirais do solo grampeado

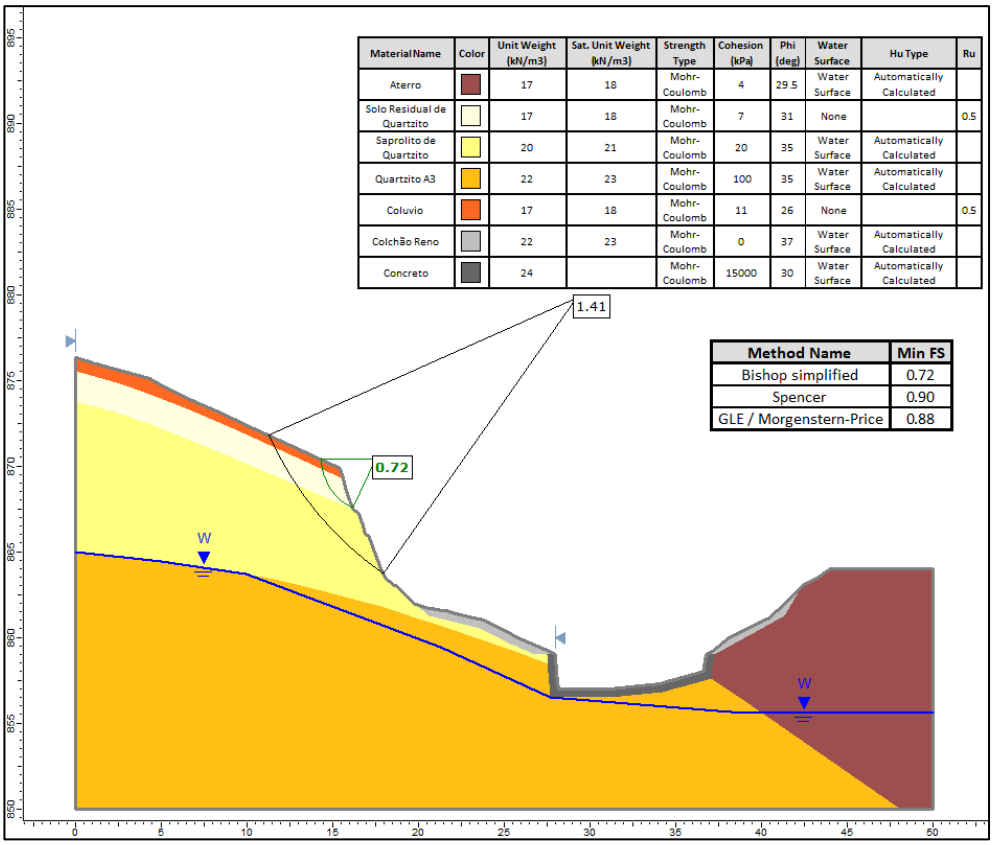
Característica	Valor
Espaçamento vertical dos grampos	2 m
Espaçamento horizontal dos grampos	2 m
Comprimento do grampo	7 m
Diâmetro do grampo	25 mm
Diâmetro do furo	75 mm
Tipo de aço do grampo	CA-50
Inclinação do grampo	15 graus
Espessura do concreto projetado	100 mm
Tela metálica	Q396

4 RESULTADOS OBTIDOS

Após o dimensionamento e modelagem numérica, obteve-se resultados satisfatórios quanto ao fator de segurança do talude após proposta de intervenção com solo grampeado. A Tabela 4 apresenta os resultados obtidos. Já a Figura 2 ilustra a condição atual do talude e a Figura 3 a condição final, após intervenção de reforço.

Tabela 4. Resumo dos fatores de segurança obtidos

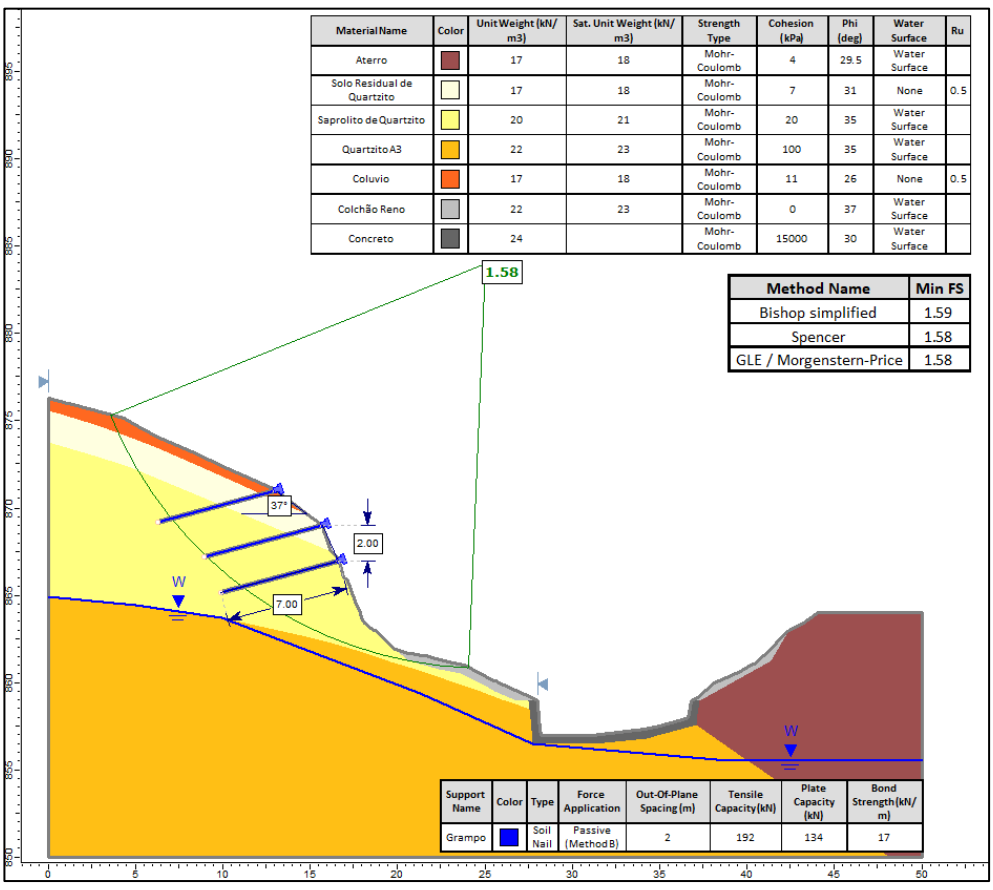
FS mínimo	FS condição atual	FS condição reforçada
1,50 (global)	1,41 (global)	1,58 (global)



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Sat. Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type	Ru
Aterro		17	18	Mohr-Coulomb	4	29.5	Water Surface	Automatically Calculated	
Solo Residual de Quartzito		17	18	Mohr-Coulomb	7	31	None		0.5
Saprolito de Quartzito		20	21	Mohr-Coulomb	20	35	Water Surface	Automatically Calculated	
Quartzito A3		22	23	Mohr-Coulomb	100	35	Water Surface	Automatically Calculated	
Coluvio		17	18	Mohr-Coulomb	11	26	None		0.5
Colchão Reno		22	23	Mohr-Coulomb	0	37	Water Surface	Automatically Calculated	
Concreto		24		Mohr-Coulomb	15000	30	Water Surface	Automatically Calculated	

Method Name	Min FS
Bishop simplified	0.72
Spencer	0.90
GLE / Morgenstern-Price	0.88

Figura 2. Análise de estabilidade – Condição Atual



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Sat. Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Ru
Aterro		17	18	Mohr-Coulomb	4	29.5	Water Surface	
Solo Residual de Quartzito		17	18	Mohr-Coulomb	7	31	None	0.5
Saprolito de Quartzito		20	21	Mohr-Coulomb	20	35	Water Surface	
Quartzito A3		22	23	Mohr-Coulomb	100	35	Water Surface	
Coluvio		17	18	Mohr-Coulomb	11	26	None	0.5
Colchão Reno		22	23	Mohr-Coulomb	0	37	Water Surface	
Concreto		24		Mohr-Coulomb	15000	30	Water Surface	

Method Name	Min FS
Bishop simplified	1.59
Spencer	1.58
GLE / Morgenstern-Price	1.58

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing (m)	Tensile Capacity (kN)	Plate Capacity (kN)	Bond Strength (kN/m)
Grampo		Soil Nail	Passive (Method B)	2	192	134	17

Figura 3. Análise de estabilidade – Condição Reforçada

É importante notar que a solução de reforço em solo greampeado aumentou o fator de segurança global da estrutura em 12%. Além disso, observa-se que superfícies preferenciais de ruptura que ocorriam de forma superficial já estão estabilizadas em função da implantação do solo grampeado e com a estabilização promovida pelo paramento.

5 CONCLUSÃO

A estabilidade de taludes é uma questão crítica em projetos de engenharia civil, especialmente em contextos de mineração e construção de barragens, onde a segurança e a integridade estrutural são prioritárias. Os riscos associados a taludes instáveis, como abatimentos, erosões e escorregamentos, destacam a necessidade de soluções eficazes e confiáveis para mitigar esses perigos. O uso de solo grampeado emergiu como uma técnica proeminente para combater essas ameaças, oferecendo uma forma de reforçar e estabilizar os taludes.

Embora o solo grampeado represente um avanço significativo na técnica de estabilização de taludes, é imperativo que cada projeto seja cuidadosamente analisado e adaptado às condições locais específicas, incluindo a natureza geológica do terreno e o grau de saturação do solo. A implementação bem-sucedida dessa técnica depende de uma compreensão abrangente dos mecanismos de instabilidade e da interação entre os elementos de reforço e o ambiente geológico. Além disso, a inovação contínua e a pesquisa no campo da engenharia geotécnica são essenciais para desenvolver soluções ainda mais eficientes e sustentáveis para o desafio de manter a estabilidade de taludes em cenários de mineração e barragens.

Este trabalho propôs a utilização do solo grampeado como técnica de estabilização de talude adjacente ao sistema extravasor de uma barragem. Os trechos analisados por equilíbrio limite consideraram condição de estabilidade estática e saturação nas camadas de materiais mais superficiais, neste caso, colúvio e solo residual. Essa consideração representou bem as características dos movimentos de massa da região, que geralmente são rasos e em camadas superficiais, provocados devido uma saturação parcial desses litotipos

A metodologia de solo grampeado ofereceu ao caso benefícios significativos na estabilização do talude, especialmente em contextos geotécnico complexo e sensível. Primeiramente, proporcionou um reforço estrutural considerável, melhorando a estabilidade geral do talude através da introdução de elementos de ancoragem que distribuem as tensões de forma mais equilibrada no solo. Isso reduziu substancialmente o risco de deslizamento e outros tipos de falhas, contribuindo para a segurança do barramento, garantindo a funcionalidade do sistema extravasor.

Além disso, a técnica é relativamente econômica em comparação com outras soluções de estabilização de taludes, uma vez que utiliza materiais e mão-de-obra menos onerosos. A flexibilidade e a adaptabilidade do solo grampeado o tornam apropriado para uma ampla gama de condições geológicas e topográficas, permitindo ajustes conforme as necessidades específicas de cada projeto. Outra vantagem é a rapidez de implementação, que permite uma resposta eficaz em emergências ou quando o tempo é um fator crítico, tornando a referida alternativa o mais adequado ao problema encontrado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-2. *Muros e taludes em solo reforçado Parte 2: Solos grampeados*. Rio de Janeiro.

Bishop, Alan. W., Morgenstern, Norbert. (1960) Stability coefficients for earth slopes. *Geotechnique*, vol 10 (4), p.129-153.

Carlos A et al.,2015, Geotechnical engineering circular no.7 soil nailing wall-reference manual (FHWA-NHI-14-007) U.S. Department of transportation federal highway administration

Fredlund, Delwyn. G; Rahardjo, Hendry. (1993) *Soil Mechanics for unsaturated soils*. *John Wiley & Sons*

Hoek E. and Bray, J.W. 1974. Rock Slope Engineering. London: Instn Min. Metall

Watkins, A.T., Powell, G.E. (1992) Soil nailing to existing slopes as landslip preventive work. *Hong Kong Eng*, vol 20 (4), p.20-27.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/209

ESTABILIZAÇAO DE TALUDES RODOVIARIOS EM BASALTO NA REGIAO CENTRAL DO RS: MAPEAMENTO GEOMECANICO E ESTRUTURAL APLICADO A PROJETOS

Gabriela Macedo Miranda
Geóloga, JS Geologia Aplicada, São Paulo, SP, Brasil, gmiranda@jsgeo.com.br

Marcos Saito De Paula
Geólogo, JS Geologia Aplicada, São Paulo, SP, Brasil, msaito@jsgeo.com.br

Ricardo José Mirisola Rodrigues
Engenheiro Civil, MMF Projetos, São Paulo, SP, Brasil, ricardo.mirisola@mmfprojetos.com.br

Fernanda Castells Vidaller Laurino
Engenheira Civil, MMF Projetos, São Paulo, SP, Brasil, fernanda.castells@mmfprojetos.com.br

RESUMO: Rodovias em regiões serranas, em domínio de basaltos, na região central do Rio Grande do Sul são propensas a instabilidade de taludes devido ao intenso fraturamento dos maciços rochosos. As instabilidades são fenômenos recorrentes, colocando a segurança da via e dos usuários em risco e são pontos críticos para projetos e obras de engenharia, uma vez que estas rodovias são importantes corredores de carga e turismo. Este trabalho utilizou dados de projetos para estabilização de taludes rodoviários: foram estudados 43 taludes em rocha. O estudo teve como objetivo realizar a compartimentação dos taludes de basalto a partir de parâmetros geomecânicos, identificar os principais tipos de instabilidades: quedas de blocos a partir do talude, encostas a montante com potencial de rolamento de blocos, rupturas em cunha, planares e por tombamento e realizar uma análise da relação dos parâmetros geomecânicos e os índices de classificação de maciços rochosos. Os principais motivos para as instabilidades dos taludes foram: inclinações e métodos de escavação inadequadas ou mal dimensionados para a qualidade dos maciços, a abertura de fraturas a partir da vegetação e a falta de manutenção, de forma geral. Dos 43 taludes estudados, os problemas se distribuem em: quedas de blocos (93% dos casos), rupturas em cunha (52%), encostas a montante com potencial de rolamento de blocos (48%), rupturas planares (26%) e tombamento (26%). A comparação entre RMR e GSI obtidos de forma independente em campo resultou em uma correlação de 72% entre os dois parâmetros, considerada moderada a boa. A comparação entre os valores finais obtidos a de RMR e os valores individuais de cada parâmetro do RMR mostrou que a água é o parâmetro mais homogêneo em todos os taludes e os demais parâmetros variam de forma consistente, mas o RQD, o espaçamento e condições das fraturas é que diferenciam os taludes dentro do mesmo compartimento. Foram utilizadas soluções de remoção de vegetação e bate-chocos, abatimento de talude, malhas de chumbadores com tela de alta resistência, muros de espera e barreiras dinâmicas para quedas de blocos.

PALAVRAS-CHAVE: Instabilidades, Taludes Rodoviários, Geomecânica, Basalto, Rio Grande do Sul

ABSTRACT: Highways in mountainous regions, within basaltic domains, in the central region of Rio Grande do Sul are prone to slope instability due to the intense fracturing of rock masses. These instabilities are recurring phenomena, posing risks to the safety of the road and its users and are critical points for engineering projects and works, as these highways are important corridors for freight and tourism. This work utilized data from projects aimed at stabilizing road slopes: 43 rock slopes were studied. The study aimed to compartmentalize the basalt slopes based on geomechanical parameters, identify the main types of instabilities: block falls from the slope, upstream slopes with potential block rolling, wedge failures, planar failures, and toppling, and perform an analysis of the relationship between geomechanical parameters and rock mass classification indices. The main reasons for slope instabilities were: inadequate or poorly dimensioned inclinations and excavation methods for the quality of the rock masses, the opening of fractures from vegetation, and a general lack of maintenance. Of the 43 slopes studied, the problems are distributed as follows: block falls (93% of cases), wedge failures (52%), upstream slopes with potential block rolling (48%), planar failures (26%), and toppling (26%). The comparison between independently obtained RMR and GSI in the

field resulted in a 72% correlation between the two parameters, considered moderate to good. The comparison between the final RMR values and the individual values of each RMR parameter showed that water is the most homogeneous parameter across all slopes, while the other parameters vary consistently, with RQD, spacing, and fracture conditions differentiating the slopes within the same compartment. Solutions such as vegetation removal and shotcrete, slope scaling, anchor meshes with high-strength nets, waiting walls, and dynamic barriers for block falls were used.

KEYWORDS: Instabilities, Highway slope, Geomechanics, Basalt, Rio Grande do Sul

1 INTRODUÇÃO

Importantes rodovias brasileiras apresentam processos de instabilidade de taludes, que abrangem desde processos erosivos até movimentos gravitacionais de massas. Essas ocorrências geralmente são ocasionadas devido à uma investigação geológica-geotécnica insuficiente durante a concepção nas diferentes fases de projetos de engenharia (MATTOS, 2010).

As rodovias situadas nas regiões de serra no estado do Rio Grande do Sul, em dominio de basaltos da Fomação Serra Geral, estão inseridas em um contexto geomoforlógico de escarpa da Serra Geral com altitudes que podem oscilar entre 300 a 1000 metros (SILVEIRA, 2016). Esse cenário geológico-geomorfológico apresenta grande susceptibilidade à ocorrência de instabilidades de taludes e movimemtos de massa.

Diferentes parâmetros podem influênciar na ocorrência de instabilidades em encostas. Esses parâmetros podem ser associados a processos geológicos e geomorfológicos que atuaram no passado, e que, em muitos casos, ainda se fazem presentes (FERNANDES E AMARAL, 1998). As caracteristicas da geomoforlogia do terreno, as condições geológico-estruturais da rocha, a presença de água e a alteranância de diferentes litologias apresentando camadas mais resistentes intercaladas com camadas menos resistentes e, sujeitas a sofrerem processos de degradação mais intensos, são exemplos de parâmetros que podem interferir na estabilidade de taludes.

Pinheiro (2000), descreve múltiplos processos de instabilidade em encostas no estado do Rio Grande do Sul e evidência que escorregamentos, quedas de blocos e rastejos em regiões de serra, em domínio de basaltos, são verificadas desde o ano de 1975. Outros estudos de investigações de instabilidades de taludes rodoviários no Rio Grande do Sul foram apresentados pelos autores: Bressani et al (1995) - Principais Tipos de Instabilidade de Taludes Junto a Rodovias do Estado do Rio Grande do Sul, Bianchini *et al.* (1998) - Estudo da Instabilidade de um Talude Rodoviário em São Jerônimo, RS., Bressani e Bica (1998) - Condicionantes Hidráulicos e Mecânicos de Algumas Rupturas de Taludes no Rio Grande do Sul, Ziebell (2017) - Mapeamento geotécnico dos principais condicionantes de ruptura de taludes de corte da duplicação da BR-116 entre São Lourenço do Sul e Barra do Ribeiro (RS), Porto (2018) - Análise de risco e probabilidade de ruptura em taludes de trecho de serra da BR-386, Rio Grande Do Sul, Nadalin *et al.* (2020) - Investigação geotécnica de taludes rochosos por meio da análise estrutural: estudo de caso da BR-116, Rio Grande do Sul.

Diante disso, é possível afirmar que fenômenos de instabilidades em taludes rodoviários no Rio Grande do Sul ocorrem ao longo décadas colocando a segurança da via e dos usuários em risco. Trata-se, portanto, de uma temática de atenção para projetos e obras de engenharia, uma vez que permeia diferentes setores da sociedade: social, econômico e ambiental. Dessa forma, é reforçada a necessidade da elaboração de estudos e metodologias técnicas na intenção de melhorar a segurança para estabilidade de taludes em rodovias, garantindo a aplicação de soluções adequadas de acordo com a patologia identificada para cada talude investigado.

2 ÁREA DE ESTUDO E CONTEXTO GEOLÓGICO

O relevo da região central do Rio Grande do Sul é característico de escarpas serranas, sendo que as rodovias que cortam estas escarpas apresentam taludes verticais, com alturas que muitas vezes atingem 15 a 30 metros. Dentro desse contexto, esse trabalho utilizou dados de projetos de estabilização de taludes rodoviários em basalto na região central do Rio Grande do Sul. Foram estudados 21 trechos em rocha nas regiões dos municípios de Bento Gonçalves e Santa Maria. Cada trecho corresponde a um ou mais taludes, devido a compartimentação dos trechos (por homogeneidade de fraturamento e parâmetros geomecânicos). Com isso, o número resultante de taludes estudados foi de 43.

Afloram na região, rochas e solos residuais da Formação Serra Geral e Botucatu (Bacia do Paraná), como pode ser observado no mapa na Figura 1. As áreas de estudo são caracterizadas por rochas vulcânicas básicas a intermediárias: Basaltos, Dacitos, Latitos e Riodacitos. Ocorrem também, de forma pontual, rochas sedimentares: Arenitos. Os taludes analisados nesse estudo compreendem basaltos e dacitos da formação Serra Geral, conforme exemplos apresentados na Figura 2.

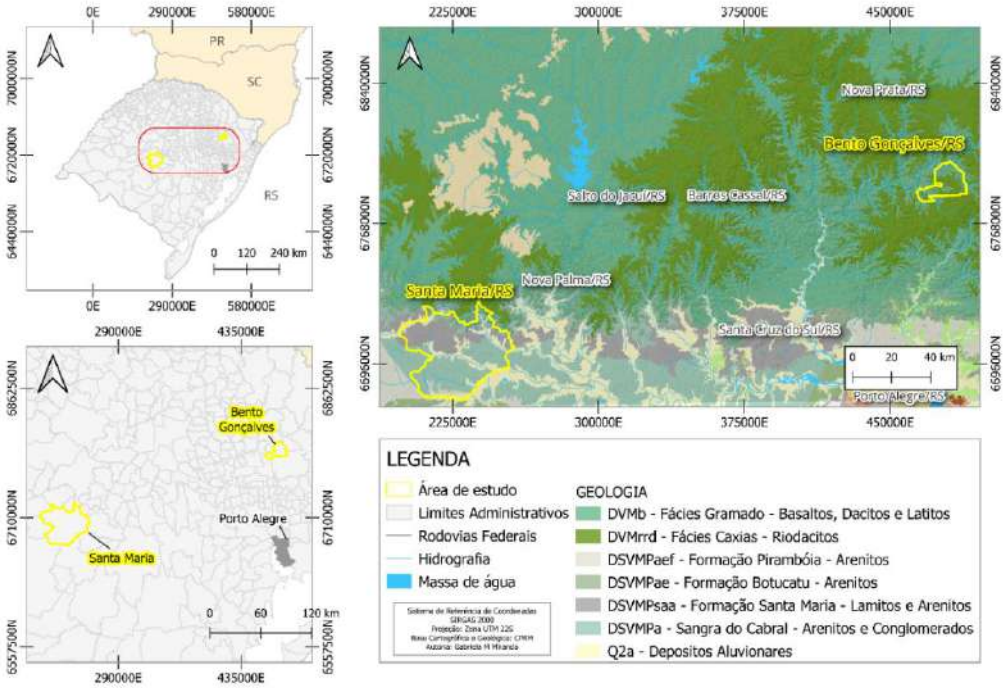


Figura 1. Mapa de localização e geológico da área de estudo. Fonte: Adaptado de CPRM, 2009.

Figura 2. Registros gerais que ilustram alguns taludes alvo desse estudo.

3 METODOLOGIA

Através de inspeções de campo os taludes foram avaliados e mapeados. Os materiais foram descritos segundo o padrão de 1ª, 2ª e 3ª categoria, combinado com os seguintes horizontes de rocha e solo: – Solo de alteração de rocha (SAR) – 1ª categoria; Rocha alterada mole (RAM) – 2ª categoria; Rocha alterada dura (RAD) – 3ª categoria; Rocha sã (RS) – 3ª categoria, conforme a nomenclatura proposta por Vaz, (1996).

A classificação geomecânica foi realizada a partir dos sistemas de classificação *Rock Mass Raiting* (RMR), (Bieniawski, 1989) e *Geological Strength Index* (GSI), (Hoek, 1994, 1997 e 2018), complementadas com alguns parâmetros do sistema Q (1977 *et al*. 1974). O propósito de se utilizar diversos métodos de classificação de maciço foi: a) utilizar o RMR em campo para compartimentar o maciço e guiar as diretrizes de soluções b) utilizar o GSI nas modelagens computacionais e c) utilizar parâmetros do Q, como Jr e Ja para auxiliar na definição de parâmetros como ângulo de atrito, útil nas análises cinemáticas e nas modelagens computacionais.

A análise da correlação entre os valores obtidos do RMR e do GSI e a comparação entre os valores obtidos do RMR e os valores individuais atribuídos para cada parâmetro do RMR - Resistência à compressão uniaxial (RCU), *Rock Quality Designation* (RQD), espaçamento, condição das fraturas e a presença de água, foram elaborados a partir da coleta de dados em campo, da compartimentação dos taludes e a elaboração de gráficos.

Foram elaboradas análises cinemáticas para avaliação das possibilidades de rupturas em cunha, tombamento e planares e os taludes foram compartimentados de forma que os riscos mapeados fossem setorizados.

Para a verificação das soluções geotécnicas, foram realizadas análises de estabilidade para as seções críticas dos trechos em estudo sendo então aplicado soluções que mais se adequavam a cada caso.

A figura 3 apresenta algumas etapas de campo da metodologia desse trabalho.

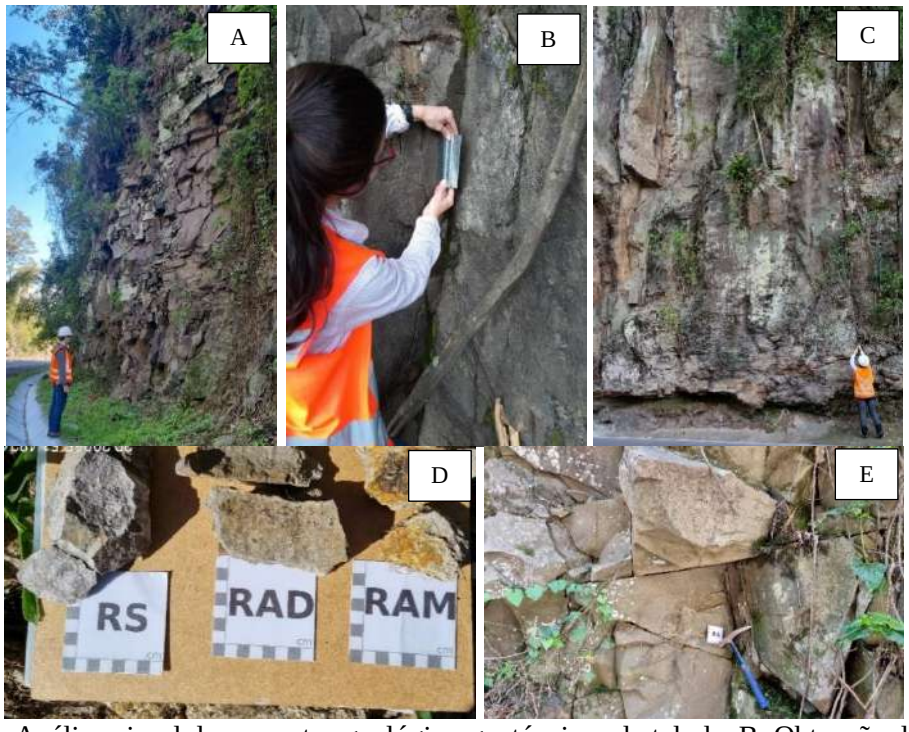


Figura 3. A: Análise visual dos aspectos geológico-geotécnicos do talude. B: Obtenção de parâmetros geomecânicos. C: Obtenção de medidas estruturais. D-E: Coleta de amostras de rocha.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os taludes se apresentaram muito fraturados, com fraturas preferencialmente em duas famílias: subverticais e subhorizontais. Foi possível visualizar, em alguns pontos, colunas formadas por esse tipo de litologia, também conhecidas como disjunção colunar. Em decorrência do alto grau de fraturamento foram

observados blocos caídos e rolados na região de pé do talude. Também foram notados taludes com inclinação negativa, e com fraturas mergulhando em direção a rodovia, colocando em risco o trafégo de usuários.

As análises cinemáticas identificaram os principais tipos de rupturas e problemas geológico-geotécnicos: rupturas planares, em cunha, por tombamento, rupturas em solo, quedas de blocos a partir do talude e encostas a montante com potencial de rolamento de blocos. Dos 43 taludes estudados, os problemas se distribuem em: quedas de blocos (93% dos casos), rupturas em cunha (52%), encostas a montante com potencial de rolamento de blocos (48%), rupturas planares (26%) e tombamento (26%). As porcentagens somam mais do que 100% pois o mesmo talude pode apresentar diversos tipos de ruptura simultaneamente.

Estes números mostram a recorrência de problemas geológico-geotécnicos em taludes na região, o que é refletido no grande número de ocorrências registradas e fechamentos das rodovias causados pelos fenômenos de ruptura listados.

Exemplos de estereogramas confeccionados para esse estudo podem ser visualizados na figura 4.

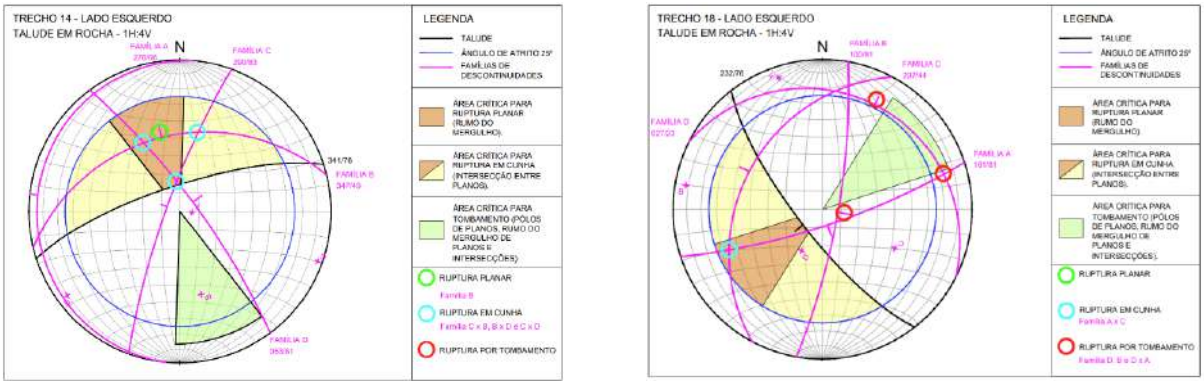


Figura 4. Exemplos de estereogramas gerados com os estruturas extraídas em campo.

A quantidade de 43 taludes estudados foi considerada satisfatória para que algumas tentativas de análise de relação entre parâmetros geomecânicos e índices de classificação de maciço rochoso fossem realizadas. É importante deixar claro que este trabalho não pretende tirar conclusões nem esgotar o assunto deste tipo de comparação, somente disponibilizar dados coletados em campo de forma criteriosa, para encorpar o conjunto de dados disponível na literatura técnica.

A primeira tentatativa foi a comparação do comportamento dos índices RMR e GSI obtidos em campo. Os dados de cada sistema de classificação foram coletados de forma independente, ou seja, não foram utilizadas fórmulas de correlação para se obter um índice a partir de outro, cada método foi utilizado de acordo com as premissas estabelecidas pelos respectivos autores. Portanto os autores deste trabalho entendem que são dados valiosos e importantes de serem disponibilizados.

A relação entre os resultados obtidos do RMR e do GSI, conforme o gráfico apresentado na figura 5 demonstra uma correlação de 72%. Esse valor sugere uma relação moderada a boa. Isso indica que o método deste trabalho, de utilizar o RMR em campo para compartimentar o maciço e o GSI para as modelagens computacionais, foi satisfatório, uma vez que as notas dos dois índices segue a mesma tendência.

A segunda tentativa de comparação foi avaliar quais dos 5 parâmetros do RMR mais influenciam ou variam as notas obtidas pelos taludes. Em outras palavras: existem alguns parâmetros que são homogêneos para todos os maciços analisados e outros parâmetros é que governam a qualidade do maciço? Ou todos os parâmetros variam e os maciços são heterogêneos em todos os parâmetros geomecânicos? Para esta comparação, dos 43 taludes, foram selecionados 21 em 3 grupos: RMR > 70, RMR < 50 e RMR entre 50 e 70. Desta forma as análises agruparam taludes com RMRs próximos, para verificar se os parâmetros apresentam valores parecidos para resultarem nas mesmas notas finais.

Observando-se os gráficos apresentados nas Figuras 6, 7 e 8, pode-se notar que dois parâmetros em geral são homogêneos, com somente 1 ou 2 taludes em cada grupo de 7 sendo distintos: RCU e água. Desta primeira conclusão, nota-se que somente nos taludes com RMR < 50 é que as piores notas no parâmetro água resultaram nas piores notas gerais. Nos outros 2 grupos, as piores notas em água não são as piores notas gerais.

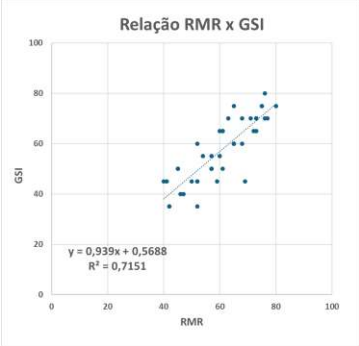


Figura 5. Relação entre os valores de RMR e GSI obtidos em campo para os 43 taludes analisados, de forma independente (não foram utilizadas fórmulas de correlação entre os métodos, cada método foi utilizado de acordo com as premissas estabelecidas pelos respectivos autores).

Da conclusão acima, resulta outra conclusão: os parâmetros RQD, espaçamento e condições das fraturas variam aparentemente sem padrão e com combinações diferentes resultam nas notas gerais de cada talude.

De forma geral, o parâmetro água é o mais homogêneo em todos os taludes. Os demais parâmetros variam de forma consistente entre os 3 grupos, mas o RQD, espaçamento e condições das fraturas é que diferenciam os taludes dentro do mesmo grupo.

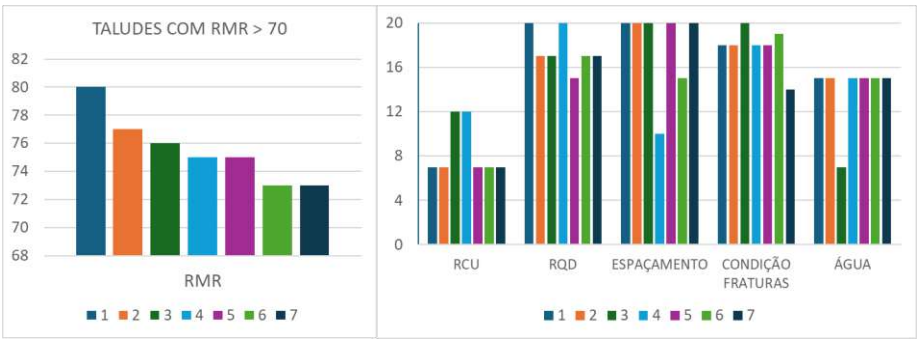


Figura 6. Taludes 1 a 7, com RMR > 70.

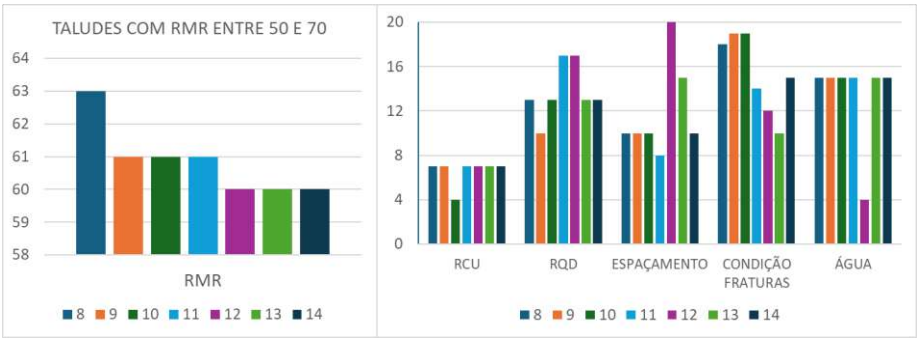


Figura 7. Taludes 8 a 14, com RMR entre 50 e 70.

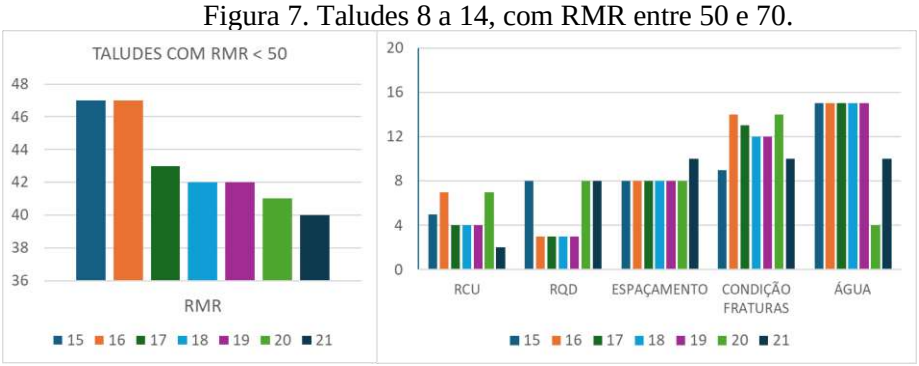


Figura 8. Taludes 15 a 21, com RMR < 50.

4 CONCLUSÕES

A partir da metodologia empregada nesse estudo, foi possível elaborar a compartimentação de 43 taludes rochosos em basalto, de forma que os riscos mapeados fossem setorizados, permitindo aplicação de soluções proporcionais e adequadas a cada trecho e talude.

Os principais motivos para as instabilidades dos taludes foram: inclinações e métodos de escavação inadequadas ou mal dimensionados para a qualidade dos maciços, a abertura de fraturas a partir da vegetação e a falta de manutenção, de forma geral.

Dos 43 taludes estudados, os problemas se distribuem em: quedas de blocos (93% dos casos), rupturas em cunha (52%), encostas a montante com potencial de rolamento de blocos (48%), rupturas planares (26%) e tombamento (26%). As porcentagens somam mais do que 100% pois o mesmo talude pode apresentar diversos tipos de ruptura simultaneamente.

A comparação entre RMR e GSI obtidos de forma independente em campo resultou em uma correlação de 72% entre os dois parâmetros, considerada moderada a boa. Este valor reforça o acerto na escolha da metodologia de projeto: RMR para compartimentação em campo e guia para diretrizes de soluções, e GSI para modelagens computacionais.

A comparação entre os valores de RMR, e os valores individuais de cada parâmetro RMR mostrou que: 1) a água é o parâmetro mais homogêneo em todos os taludes e 2) os demais parâmetros variam de forma consistente entre os 3 compartimentos, mas o RQD, espaçamento e condições das fraturas é que diferenciam os taludes dentro do mesmo grupo. Portanto, o que foi observado em campo, que o grau de fraturamento, a distribuição das fraturas e as condições delas são os principais fatores na instabilidade dos taludes rochosos, foi confirmado com esta análise.

É importante reforçar que a quantidade de dados (43 taludes) é somente razoável para os resultados apresentados, e estes resultados são tentativas de comparações, não conclusões definitivas. Outra ressalva importante é que estes resultados se aplicam somente aos basaltos do contexto geológico da área de estudo. Para outras rochas em outros contextos, estes resultados podem não ser válidos.

Nos taludes em maciços mais fraturados foi observado que a execução da escavação para construção da rodovia não foi satisfatória no que diz respeito a segurança da via. Há trechos em taludes com inclinação negativa e fraturas abertas, resultantes da má qualidade da escavação. Além disso, ficou claro que as características de comportamento estrutural padrão para esse tipo de rocha não foram levadas em consideração no momento da escavação.

Conforme as caracterísiticas dos taludes e as possibilidades de ruptura, diversos tipos de soluções de engenharia foram utilizados no projetos de estabilização das áreas de estudo. A partir dos dados dos taludes, foram efetuadas modelagens por equilíbrio limite Mohr-Coulomb, critérios de ruptura de Hoek-Brown, modelagens de rolamentos e queda de blocos, estabilidade de cunhas e de deslizamentos planares.

Foram adotadas soluções de remoção de vegetação e bate-chocos, abatimento de talude, malhas de chumbadores com tela de alta resistência, muros de espera e barreiras dinâmicas para quedas de blocos.

Se aplicados de forma correta, os projetos desenvolvidos podem viabilizar a segurança dos taludes estudados, reduzindo o número de acidentes e interdições nas rodovias, uma vez que foram adotadas soluções de forma criteriosa a partir de dados geológico-geomecânicas e observações de fenômenos em campo. Além disso, é de extrema importância que tais soluções considerem o comportamento característico do maciço como também, as características do relevo no qual ele está situado e que seja realizado o acompanhamento, monitoramento e manutenção periódica das soluções implantadas, uma vez que regiões de encostas e serras tem como evolução natural do relevo a ocorrência de fenômenos de dinâmica externa, como movimentos gravitacionais de massa: erosões, rolamentos de blocos e deslizamento..

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARTON, N., LIEN, R., LUNDE, J. 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics, 6, 189-236. Springer-Verlag.

BARTON, N. & CHOUBEY, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics (Springer-Verlag) 10, 1-54.

BIANCHINI, M.R.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D.; PINHEIRO, R.J.B. (1998) Estudo da Instabilidade de um Talude Rodoviário em São Jerônimo, RS. In: XI COMBRAMSEG, Brasília. Anais: ABMS, v. II, p.1273-1280.

BIENIAWSKI, Z.T. 1989. Engineering rock mass classifications. New York: Wiley.

BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D.; TONON, J. (1995) Principais Tipos de Instabilidade de Taludes Junto a Rodovias do Estado do Rio Grande do Sul. In: 29º REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Cuiabá, MT. Anais: ABPv, v.2, p. 516-527.

BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D. (1998) Condicionantes Hidráulicos e Mecânicos de Algumas Rupturas de Taludes no Rio Grande do Sul. In: PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL – GEOSUL'98, Porto Alegre. Anais: ABMS/CPGEC, p. 109-122.

CPRM (Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – Serviço Geológico do Brasil). 2009. Mapa de Geodiversidade do Rio Grande do Sul. Disponível em https://rigeo.cprm.gov.br/handle/doc/14710 (acessado pela última vez em 10/04/2024).

FERNANDES, N.F. & AMARAL, C. P. (1996). Movimentos de Massa: uma Abordagem geológico-geomorfológica. In: GUERRA, A.J.T.; CUNHA, S.B. Geomorfologia e Meio Ambiente. 1 ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, p. 123-186.

MATTOS, T. B. De (2010). Retroanálise de ruptura planar em talude rodoviário – BR 101 Rodovia Rio Santos. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2010. Disponível em: < http://repositorio.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10001544.pdf>. Acesso em: 10 março 2024.

Nadalin, L. F., Fiori, A. P., Giusti, D. A., & Salamuni, E. (2020). Investigação geotécnica de taludes rochosos por meio da análise estrutural: estudo de caso da BR-116, Rio Grande do Sul. *Geologia USP. Série Científica*, *20*(4), 235-255.

PINHEIRO, R. J. B. (2000). Estudo de alguns casos de instabilidade da encosta da serra geral no estado do Rio Grande do Sul, Tese de Doutoramento, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

PORTO, M. S. (2018). Análise de risco e probabilidade de ruptura em taludes de trecho de serra da br-386, Rio Grande Do Sul. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

HOEK E. Strength of rock and rock masses, *ISRM News Journal*, 2(2), 4-16 (1994).

HOEK, E; BROWN, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Elsevier, vol. 34, nº 8, pp. 1165–186

HOEK, E; BROWN, E. T. (2018). The Hoek-Brown failure criterion and GSI e 2018 edition. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. Elsevier, vol. 11, 2019, pp. 445-463.

SILVEIRA, R.M. Comportamento Geotécnico das Encostas. Série de Cadernos Técnicos da Agenda Parlamentar, CREA-PR, 2016.

VAZ, L. F. 1996. Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais. Solos e Rochas, São Paulo, 19, (2): 117-136.

ZIEBELL, A. (2017). Mapeamento geotécnico dos principais condicionantes de ruptura de taludes de corte da duplicação da BR-116 entre São Lourenço do Sul e Barra do Ribeiro (RS), Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/210

Estudo Comparativo De Muros Terra Armada Com Reforços Extensíveis E Inextensíveis

Carolina Cerqueira Ribeiro
Engenheira Junior, Terra Armada, Rio de Janeiro, Brasil, carolina.cerq.rib@gmail.com

RESUMO: O conceito dos muros de solos reforçados foi descoberto na década de 60 por um engenheiro francês chamado Henri Vidal, que ao longo dos anos foi estudando e aprimorando a sua descoberta. Ele a patenteou com o nome de Contenções em Terra Armada no ano de 1963. Os muros de solo reforçado em Terra Armada são compostos de um paramento vertical de concreto armado (que possuem função secundária), material de aterro selecionado e os reforços que também podem ser chamados de fitas. Esses podem ser de 2 tipos: de material inextensível (reforços metálicos) ou de material extensível (reforços sintéticos). Está sendo apresentado nesse artigo um estudo comparativo de quatro seções de um determinado Muro Terra Armada, com duas alturas distintas e dois tipos de reforços distintos (metálico e sintético) com um mesmo material de aterro no volume armado, mesmo solo de fundação e de solo do tardoz do muro. Foram realizadas análises de estabilidade interna por equilíbrio limite no software Valdez, e análise de ruptura Global no software Talren V6. Após a realização dos cálculos de dimensionamento e de estabilidade das quatro seções do muro de contenção em Terra Armada, verificou-se a diferença entre os tipos de reforços numa mesma altura, comparando o comprimento e a quantidade de fitas. Feita as comparações, verificou-se que a eficiência, segurança e qualidade da obra é mantida independentemente do tipo de reforço utilizado.

PALAVRAS-CHAVE: Terra Armada, Muros de Contenção, Solo, Muros, Sintéticos, Aço

ABSTRACT: The concept of reinforced soil walls was discovered in the 1960’s by a French engineer called Henri Vidal, who over the years studied and improved his discovery. He patented it under the name Reinforced Earth Containments in 1963. Reinforced soil walls in Reinforced Earth are composed of a vertical wall of reinforced concrete (which has a secondary function), selected fill material and reinforcements that can also Being called tapes, these can be of 2 types: inextensible material (metallic reinforcements) or extensible material (synthetic reinforcements). This article presents a comparative study of four bottles of a specific Reinforced Earth Wall, with two different heights and two different types of reinforcement (metallic and synthetic) with the same backfill material in the reinforced volume, the same foundation soil and soil of the behind the wall. Internal stability analyzes were carried out using the Valdez software, and Global rupture analysis in Talren V6 software. After carrying out the sizing and stability calculations of the four claws of the Reinforced Earth retaining wall, the difference between the types of reinforcement at the same height is verified, comparing the length and quantity of tapes. Having made the comparisons, it is guaranteed that the efficiency, safety and quality of the work are maintained regardless of the type of reinforcement used.

KEYWORDS: Reinforced Earth, Retainig Wall, Soil, Walls, Synthetics, Steel

1. INTRODUÇÃO

Os muros de solo reforçado em Terra Armada são até hoje considerados uma grande evolução da geotecnia devido ao objetivo da tecnologia. Patenteada por Henri Vidal em 1963 na França, seu intuito é conseguir um aumento da capacidade de carga a tração do solo, pois sabe-se que quando compactados os solos em geral conseguem boa resistência à compressão e ao cisalhamento, no entanto possuem uma baixa resistência a tração.

Segundo a ABNT NBR 16920-1 (2021), que é a norma vigente para Solos Reforçados em Aterros, o termo solo reforçado se refere a inserção de reforços com resistência a tração em maciços de terra, para se obter um composto com melhores características mecânicas. O sistema de solo reforçado contempla três

elementos: solo (deve ter as características mecânicas necessárias para obter a interação solo e reforço), os elementos de reforços (podem ser metálicos ou de geossintéticos, desde que atendam a necessidade do projeto e as especificações da norma para cada tipo de reforço) e, por fim, o elemento de face que, no caso da Terra Armada, são paramentos pré-moldados de concreto armado, que podem ser chamados de escamas ou placas.

A Contenção em Terra Armada vem ganhando cada vez mais espaço nos cenários urbanos mundiais, devido à falta de espaço nas grandes cidades, principalmente por ser um método barato em relação a diversas outras alternativas, de fácil e rápida execução. O mercado brasileiro tem apresentado diversas oscilações em um dos componentes principais para a execução de Muros em Terra Armada, o aço. As fitas metálicas de aço ainda hoje são os reforços mais utilizados na construção de Muros em Terra Armada por diversas empresas, e com sua grande alta, verificou-se a necessidade de estudar mais sobre a utilização de geossintéticos para a sua substituição.

Este presente trabalho visa demonstrar que as geotiras, fitas de material sintético com dimensões parecidas com as utilizadas nas fitas metálicas, possuem parâmetros técnicos similares ao da fita em aço, adicionando o fato de não alterarem os resultados de fatores de segurança quando calculamos a estabilidade interna e externa das contenções. Ficando assim a cargo das empresas de projeto e construtoras verificarem o que seria melhor para a execução da sua obra em cada caso. Apresenta-se no estudo duas alturas distintas de uma obra com parâmetros de solo bem próximos aos ideais, nas duas alturas distintas fez-se o dimensionamento no software Valdez, que faz os cálculos por equilíbrio limite com os dois tipos de armaduras (metálicas e sintéticas).

2. MATERIAIS E METODOLOGIA

2.1 Dados

Foram pegas as SPT's médias tiradas de literaturas para o estado de São Paulo, para os dados do solo de fundação e de *backfield*, ou seja, o material que fica atrás do aterro armado com as seguintes características:

- Peso específico**:** $\boldsymbol{\gamma_{mín} = 19\ kN/m^3}$ (antes de ser majorado), Ângulo de atrito ∅ = **26**. Coesão **c = 20kPa.** Sobrecarga **q = 20kPa** e a Distância de Sobrecarga sobre o Muro é de **Lq=0,50m**. Tráfego rodoviário

2.2 Estabilidade Interna dos Muros

2.1.1 Geometria dos Muros

Foram utilizados dois tipos de seções distintas em altura e de classificação do muro. Considera-se um muro tradicional do tipo Greide (ou seja, com uma plataforma acima) de 9,00m de altura e outra seção de um muro do tipo pé de talude com altura de 6,0m e um talude de 1,5m de altura com ângulo de 25,57º acima do muro. Em todas as seções foram considerados um terreno retilíneo na frente. Assim, só se considerou 10% de ficha em sua altura máxima. Conforme as imagens:

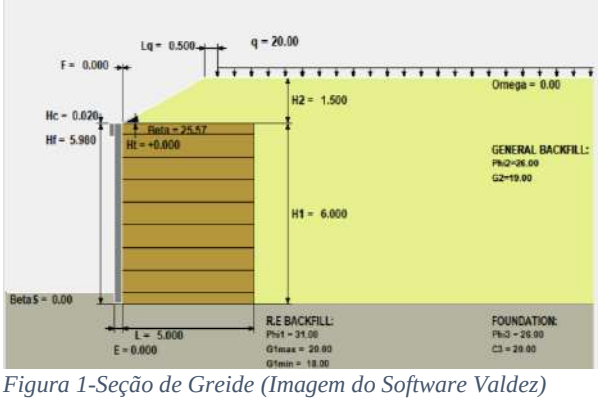


Figura 1-Seção de Greide (Imagem do Software Valdez)

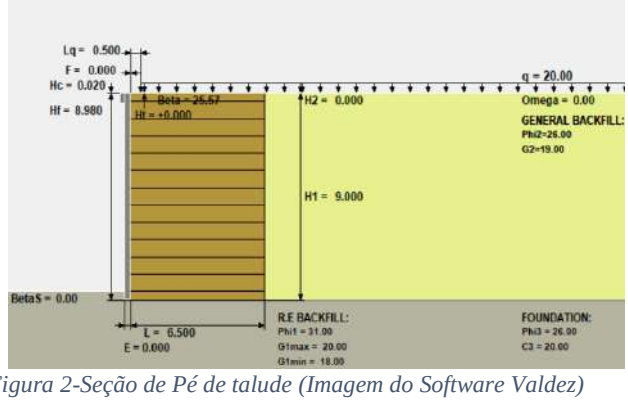


Figura 2-Seção de Pé de talude (Imagem do Software Valdez)

2.1.2 Material de Aterro

Foi utilizada uma areia grossa com os seguintes parâmetros que, segundo Godoy (1972) tem-se uma areia medianamente compacta úmida com:
Peso específico:
$\gamma_{mín} = 18\ kN/m^3$ (antes de ser majorado) Ângulo de atrito Ø = 31.
$\gamma_{mín} = 20\ kN/m^3$ (antes de ser majorado Coesão c= 0

2.1.3 Reforços utilizados

Foram utilizados os dois tipos distintos de armaduras, as metálicas e as sintéticas, com as seguintes características:

a) Metálicas: armaduras de aço galvanizado nervuradas de 10 em 10 cm, de aço A36, com tensão de escoamento F_{ult}=400MPa. Sendo em dois tipos de dimensões: tipo 1 = 40mm x 4mm e tipo 2 = 50mm x 4mm.
b) Sintéticas: armaduras sintéticas denominadas Geostrap® 5 – 50 kN, que são de fibras de poliéster de alta tenacidade, encapsuladas e revestidas de polietileno. Sua resistência característica é de 50KN e possui uma única dimensão de largura de 50mm e tolerância de +0mm / -1mm.

A obra foi dimensionada para 50 anos, e sem a presença de água, ou seja tem-se 0,75mm de espessura de sacrifício.

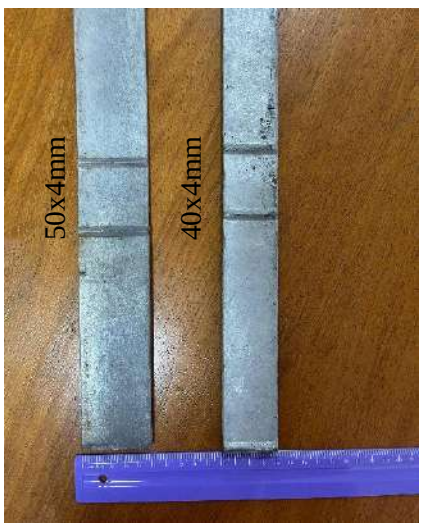


Figura 3 - Armaduras em aço galvanizado de 50x4mm e 40x4mm

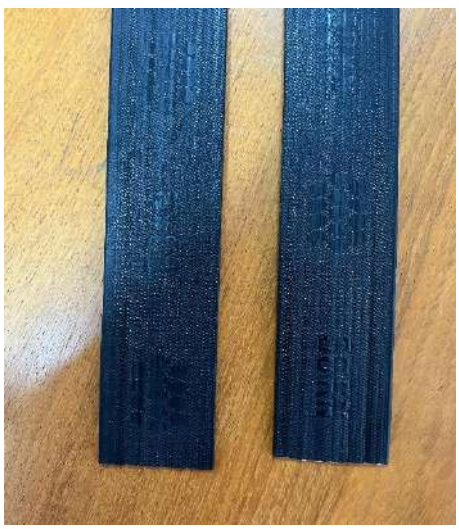


Figura 4 - Armaduras Sintéticas de 50kN

3. METODOLOGIA

Para o cálculo foi utilizado o método de Estado Limite, que é admitido pela norma ABNT NBR 19620-1. Considerou fatores de majoração das cargas permanentes e acidentais, além de considerar fatores de redução nos parâmetros de resistência. Foram consideradas três situações de carregamentos, sendo caso 1 (a densidade do material de aterro é mínima e a sobrecarga atua apenas depois da armadura), caso 2 (a densidade do material de aterro é máxima e a sobrecarga atua em toda extensão do paramento) e caso 3 a densidade do material de aterro é tomada pelo valor máximo, mas não possui sobrecarga).

Foram considerados os seguintes fatores de segurança:

- Deslizamento – 1,20
- Tombamento – 1,50
- Tração – 1,50
- Aderência – 1,35

Foi calculado pelo programa Valdez 55 o esforço máximo de tração atuante nas fitas por nível de camada no interior do maciço, os esforços atuantes nas fitas junto ao paramento, o esforço resistente admissível de aderência das fitas no solo, a relação entre a carga admissível de trabalho nas fitas e a carga atuante no interior do maciço, a relação entre a carga admissível de aderência e o esforço máximo de tração atuante na fita e, por fim, nas armaduras de aço calculou também a relação entre a carga admissível de trabalho para a seção vazada e a carga atuante nas fitas junto ao paramento, pois a fita metálica possui furos para prender a armadura na ligação, diferentemente da sintética que é apenas transpassada.

Nota-se também que no paramento enquanto uma ligação de aço possui uma armadura de aço, uma ligação denominada geocore para fitas sintéticas, possuem duas geostrap como demostrado na figura abaixo. Com isso o cálculo das tensões é diferente entre os dois tipos de armadura.

Figura 5 – Muro com Fitas em Aço

Figura 6 - Muro com Fitas Sintéticas

Após toda a análise de estabilidade interna do Muro Terra Armada, foi verificada a estabilidade global do mesmo, nas 4 seções (que são duas seções de muro de greide sendo uma de fita metálica e uma de fita sintética e mais duas seções de muro de pé de talude sendo uma de fita metálica e uma de fita sintética) estudadas neste presente artigo pelo Software Talren, a fim de comprovar que todos os fatores de segurança exigidos pela Norma ABNT 16920-1 (2021) estajam sendo atendidos nos cálculos desenvolvidos anteriormente.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Fez-se o dimensionamento no software Valdez 55 das duas seções, uma em aço e outra com material sintético, conforme descrito, e verificou-se que o comprimento das fitas ficou em 6,50m para a seção com 9,0m de altura de greide nos dois tipos de reforços (aço e sintético). Já para a seção que possui um talude de 1,50m as armaduras em aço ficaram com 5,00m de comprimento, mas com material sintético precisou-se de um comprimento maior, ficando com 5,50m.

Ao se verificar a quantidade de reforços por camada, nota-se que o muro em aço precisa de uma maior quantidade de ligações numa linha quando comparado aos sintéticos, tendo de 4 a 5 níveis com mais de 4 ligações em aço, em comparação com apenas 2 níveis do sintético, contando do pé do muro para cima.

Resultados do dimensionamento da seção com 6,0m de altura mais 1,5m de talude.

Nº da linha	AÇO		Nº da linha	SINTÉTICO	
	Comprimento da Fita	Quantidade de ligações		Comprimento da Fita	Quantidade de ligações
1	5,0m	4 (40x4)	1	5,50m	4
2	5,0m	4 (40x4)	2	5,50m	4
3	5,0m	4 (50x4)	3	5,50m	4
4	5,0m	4 (50x4)	4	5,50m	4
5	5,0m	5 (50x4)	5	5,50m	4
6	5,0m	5 (50x4)	6	5,50m	4
7	5,0m	6 (50x4)	7	5,50m	4
8	5,0m	6 (50x4)	8	5,50m	5

Tabela 1 - Dimensionamento Seção 6m

Resultados do dimensionamento da seção com 9,0m de altura.

Nº da linha	AÇO		Nº da linha	SINTÉTICO	
	Comprimento da Fita	Quantidade de ligações		Comprimento da Fita	Quantidade de ligações
1	6,5m	4 (40x4)	1	6,5m	4
2	6,5m	4 (40x4)	2	6,5m	4
3	6,5m	4 (50x4)	3	6,5m	4
4	6,5m	4 (50x4)	4	6,5m	4
5	6,5m	4 (50x4)	5	6,5m	4
6	6,5m	4 (50x4)	6	6,5m	4
7	6,5m	4 (50x4)	7	6,5m	4
8	6,5m	4 (50x4)	8	6,5m	4
9	6,5m	5 (50x4)	9	6,5m	4
10	6,5m	5 (50x4)	10	6,5m	4
11	6,5m	6 (50x4)	11	6,5m	5
12	6,5m	7 (50x4)	12	6,5m	6

Tabela 2 - Dimensionamento Seção 9m

Segundo Jewell (1996), a resistência do solo reforçado depende tanto da resistência ao cisalhamento do solo quanto da força de tração axial mobilizada no reforço. Estas duas grandezas são relacionadas por meio da compatibilidade de deformações entre o solo e o reforço (Figura 3).

Figura 7 - Curva de compatibilidade para determinação do equilíbrio do solo reforçado (Modificado - Jewell, 1996)

Sendo assim, nota-se que tanto a resistência quanto a rigidez do reforço são propriedades importantes para o dimensionamento dos Muros em Terra Armada. Quando se tem as fitas em geossintéticos (reforços do tipo extensíveis), são necessárias maiores deformações para mobilizar esforços de tração nos reforços e, no

caso das fitas de aço galvanizado (reforços rígidos), as deformações necessárias para mobilizar os mesmos esforços são menores.

Segue abaixo a comparação de **Tmáx**, sendo o esforço máximo de tração (em kN) atuante nas armaduras no nível da camada no interior do maciço (fatores de carga incluídos). **Tr/Tm:** Relação entre a carga admissível de trabalho na seção plena Tr e a carga atuante na armadura no interior do maciço Tm. **Tf/Tm:** Relação entre o esforço admissível de aderência e o esforço máximo de tração atuante na armadura. (Tirando a Tmáx os valores dos fatores de segurança apresentados pelo programa são fatores excedentes. Portanto, o valor 1,00 indica que o fator de segurança é de 1,50).

Resultados obtidos pelo software Valdez.

nº da linha	AÇO			nº da linha	SINTÉTICO		
	Tmáx	Tr/Tm	Tf/Tm		Tmáx	Tr/Tm	Tf/Tm
1	1,89	18,38	1,21	1	5,77	5,44	2,61
2	5,66	6,51	1,21	2	8,03	3,91	2,51
3	8,61	4,03	1,17	3	10,14	3,1	2,36
4	11,73	2,95	1,12	4	12,16	2,58	2,2
5	14,72	2,35	1,06	5	14,17	2,22	2,02
6	17,6	2,46	1,24	6	16,07	1,96	1,82
7	20,39	2,13	1,13	7	17,88	1,76	1,71
8	23,1	1,88	1,03	8	19,63	1,6	1,64
9	21,31	2,03	1,25	9	22,04	1,43	1,59
10	25,16	1,72	1,26	10	25,44	1,24	1,58
11	24,66	1,76	1,52	11	23,47	1,34	1,91
12	24,51	1,77	1,78	12	22,28	1,41	2,16

Tabela 3 - Comparação Tensão e Esforços

Ao se analisar a tabela 3, nota-se em algumas linhas uma boa similaridade de resultados dos esforços máximos de tração e uma divergência muito grande ao se comparar a carga admissível de trabalho com a carga atuante na fita, assim como a relação entre o esforço admissível de aderência com a tração máxima. Com isso, conclui-se que as fitas em aço galvanizados tem uma sobra muito grande em relação a fita sintética, ao se comparar a carga de trabalho. Portanto, as estruturas reforçadas com fitas em aço apresentam menores deformações que estruturas reforçadas com fitas sintéticas, mesmo quando ambas apresentam a mesma resistência à tração. Porém, quando se fala de aderência, as fitas em material sintético têm uma expressão muito maior do que as fitas de aço, mesmo sendo em menor quantidade.

Após a verificação da estabilidade interna do muro, foi realizado análises de estabilidade global no software Talren V6, verificando a melhor curva com os parâmetros estudados. Segue abaixo essas análises.

1. Seção com 6,0m de altura mais 1,50m de talude e fita em aço

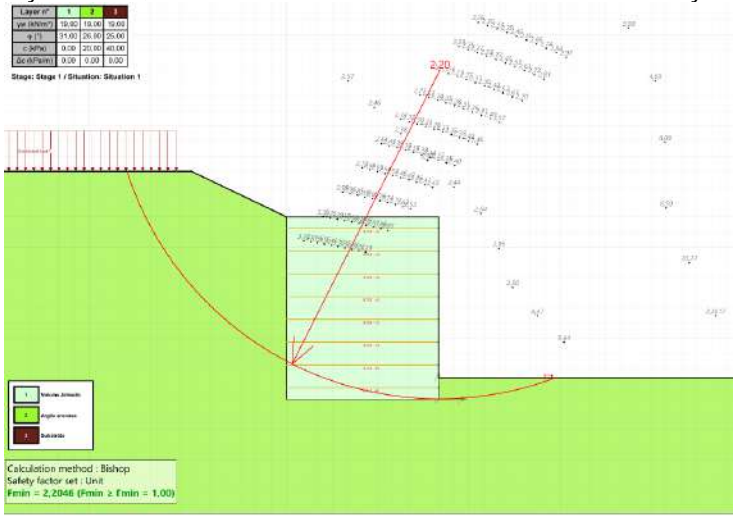


Figura 8 - Estabilidade Global - Seção 6m +1,50 de Talude - Armadura de Aço

2. Seção com 6,0m de altura mais 1,50m de talude e fita sintética

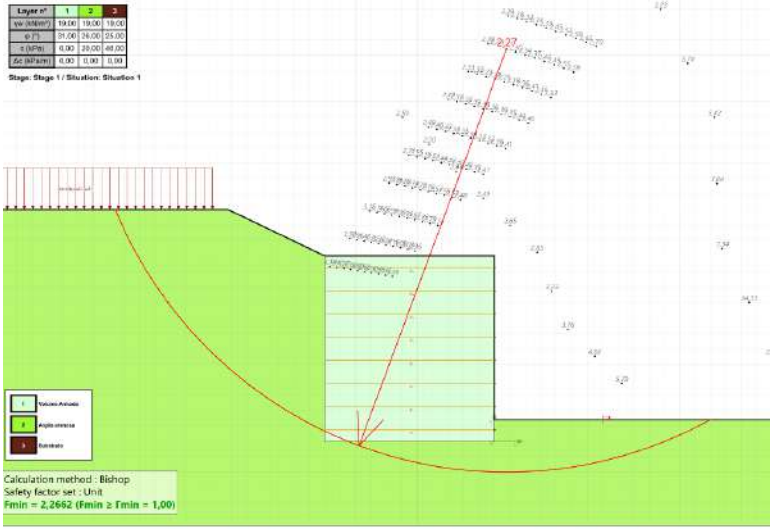


Figura 9 - Estabilidade Global - Seção 6m +1,50 de Talude - Armadura Sintética

3. Seção com 9,0m de altura e fita Sintética

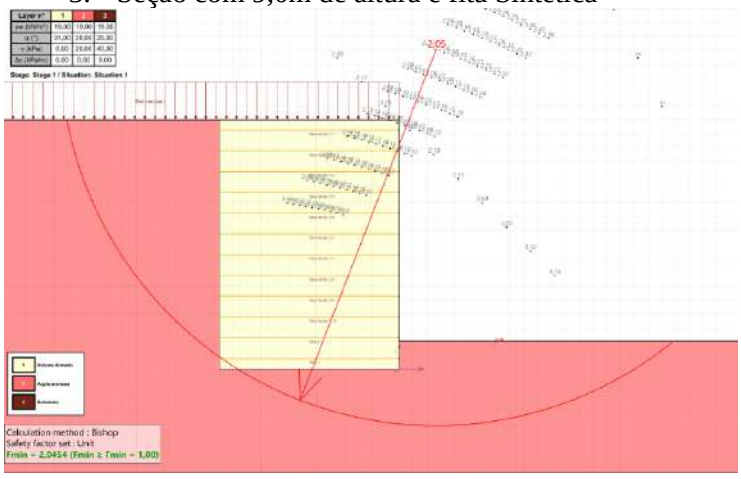


Figura 10 - Estabilidade Global - Seção 9m - Armadura Sintética

4. Seção com 9,0m de altura e fita em aço

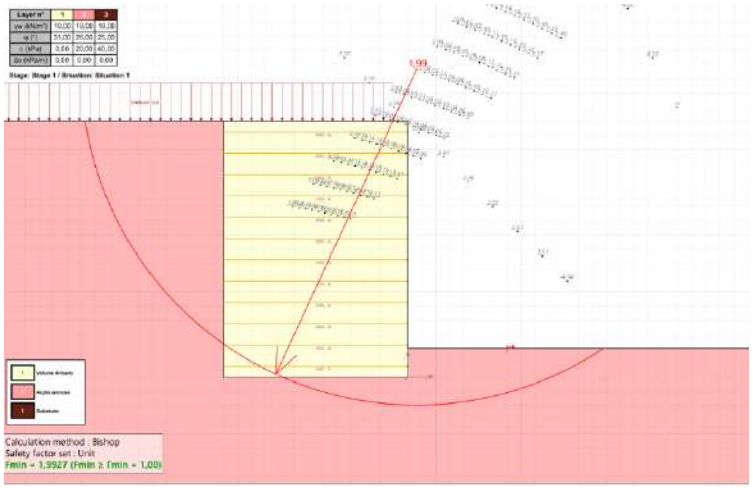


Figura 11 - Estabilidade Global - Seção 9m - Armadura de Aço

Na estabilidade global nota-se que nas fitas sintéticas o fator de segurança é maior do que nas fitas em aço, mesmo quando possuem seções iguais (a mesma geometria) e o mesmo comprimento das fitas. Isso tem-se ao fato de que nas fitas sintéticas não se faz o corte das fitas no final do comprimento como nas fitas em aço, ou seja, as fitas são sempre duplas formando uma costura entre o paramento de concreto e o comprimento final estipulado no dimensionamento dela. Só havendo este corte quando acaba o rolo desta geotira, mesmo assim há uma sobreposição de fitas. Já o aço é considerado no dimensionamento apenas uma fita e na prática também é utilizado apenas uma tira, diminuindo a seção de aderência entre o maciço armado e fita em relação a fita sintética.

5. CONCLUSÃO

Este presente trabalho vem concluir que em ambas as soluções de reforços (de material sintético ou em aço galvanizado) com parâmetros de aterro estudados e recomendados por norma possuem eficácia similar quando trabalhamos com contenções do muro tipo Terra Armada.

Verificamos que ambas passam na estabilidade interna e externa de duas geometrias distintas com parâmetros similares. Nota-se também que a fita de material sintético devido a sua composição tem uma deformabilidade maior no período inicial de trabalho do que a fita em aço. Com isso temos que a fita de aço galvanizado como a estudada no presente artigo, possui menor deformabilidade no paramento quando falamos de deslocamento horizontal do que a fita de material sintético. Mas a fita de material sintético já é melhor para solos um pouco mais argilosos (verificar na norma NBR 16920-1), e são mais indicadas para solos com algum tipo de agressividade química.

O que precisa ser estudado e analisado pelas construtoras e projetistas são o tempo de obra, se há material corrosivo no aterro, se há presença de água, vida útil, o tipo deformabilidade que o muro pode ter e o melhor custo-benefício para a sua obra para a melhor escolha do tipo de reforço a ser implantado caso a caso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) “LRFD Bridge Design Specifications, 2010”

ANDRADE, M. P., Soares, M. H. S., & Linhares, R. (2022). Análise Numérica do Comportamento de Muros de Solo Reforçado com Diferentes Geometrias de Face. <https://doi.org/10.4322/cobramseg.2022.0791>

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 16920-1. Muros e taludes em solos reforçados – Parte 1: Solos reforçados em aterros. Rio de Janeiro. 2021.

GERSCOVICH, D. Notas de aula: Estruturas de Contenção – Muro de Arrimo, Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações da Faculdade Estadual do Rio de Janeiro, UERJ. Disponível em <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>

GODOY, N. S. Fundações. Notas de Aula, Curso de graduação, Escola de Engenharia de São Paulo- USP, 1972.

JEWELL, R. A.; GREENWOOD, J. H. Long term strength and safety in steep soil slopes reinforced by polymer materials. Geotextiles and Geomembranes, v. 7, n. 1-2, p. 81-118, 1988.

Lopes, M. de L. (2004). Aspectos relevantes a considerar no dimensionamento de muros e taludes reforçados com geossintéticos. Geotecnia, 100. <https://doi.org/10.14195/2184-8394_100_12>

SILVA, N. H. Muros de Terra Armada- Verificação de Segurança. 140f. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Ciências e Tecnologia; Universidade Nova Lisboa – Portugal. 2012. Disponível em <https://run.unl.pt/bitstream/10362/7694/1/Silva_2012.pdf>;

VIDAL, H. The Principle of Reinforced Earth. Transportation Research Record, Vol. 282, pp. 1-16. 1969.

XX I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/211

Estudo da instabilidade de talude em Cachoeira do Brumado, Mariana/MG por meio de método de eletrorresistividade

Vinícius Eleutério Rodrigues
Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, vinicius.eleuterio@aluno.ufop.edu.br

Júlia Alves de Souza
Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, julia.souza1@aluno.ufop.edu.br

Tálita Nola
Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, talitanola@ufop.edu.br

Luís de Almeida Prado Bacellar
Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, bacellar@ufop.edu.br

RESUMO: O presente trabalho busca estudar, caracterizar e entender os processos geotécnicos causadores da instabilidade de um talude no centro do distrito de Cachoeira do Brumado (Mariana/MG). O local se caracteriza por uma área urbana de aproximadamente 2 hectares formada por um anfiteatro escarpado seguindo por uma encosta ondulada a moderadamente ondulada que se estende na direção do rio principal. Há décadas essa área passa por movimentações que geram gradativamente: trincas nos muros, nas paredes das residências e no pavimento asfáltico da rua; postes e cercas inclinadas; e, embarrigamento dos troncos das árvores – somando prejuízos materiais e econômicos tanto para os habitantes, dificultando a gestão pública do município. Após o reconhecimento de campo e as análises dos resultados observou-se que se trata de um rastejo que movimenta lentamente um material coluvionar em contato direto com o nível d'água que se encontra a aproximadamente 1m de profundidade e, em alguns locais emerge formando pequenas poças d'água. O perfil estratigráfico se mostra como uma camada argila silto-arenosa de cor marrom com aproximadamente 2,5 m de espessura, seguida pelo solo residual que se apresenta como silte argilo-arenoso ou silte arenoso, de cor rosa e cinza, por vezes com intercalações amarronzadas até encontrar o impenetrável a percussão. O ensaio de eletrorresistividade por caminhamento elétrico demonstrou a presença de um nível d'água suspenso com profundidade máxima de 5,0 m.

PALAVRAS-CHAVE: Rastejo, Eletrorresistividade, Sondagem à Percussão.

ABSTRACT: This article presents the study and characterization of the geotechnical processes that cause the instability of a slope in the center of the district of Cachoeira do Brumado (Mariana/MG). The site is characterized by an urban area of approximately 2.0 hectares formed by a steep amphitheater following an undulating to moderately undulating slope that extends in the direction of the main river. For decades, this area has experienced movements gradually resulting in: cracks in the walls, in the walls of residences and in the asphalt pavement of the street; leaning posts and fences; and, bending the tree trunks – adding material and economic losses to the inhabitants, making municipal management more difficult. After field reconnaissance and analysis of the results, it was observed that it is a creep that slowly moves colluvial material in direct contact with the groundwater level, which is approximately 1.0 m deep and, in some places, it emerges forming small puddles of water. The stratigraphic profile reveals a layer of brown-colored silty-sandy clay approximately 2.5 meters thick, followed by residual soil appearing as sandy-clay silt or sandy silt, colored pink and gray, occasionally interspersed with brownish hues until reaching impenetrable material. The electrical resistivity method demonstrated the presence of water close to the surface and, additionally, showed the trapping of moisture at depths exceeding 5.0 m.

KEYWORDS: creep, Electric Resistivity, Standard Penetration Test

1 INTRODUÇÃO

Movimentos de massa gravitacionais são mundialmente conhecidos pelo seu grande poder de destruição e, têm se tornado cada vez mais comuns em meios urbanos. Isso porque as cidades passam por uma crescente intensificação da ocupação urbana devido ao aumento populacional e, a falta de planejamento e ordenamento territorial contribuem diretamente para a determinação do risco geológico-geotécnico (Barbieri et al, 2022).

De acordo com o Serviço Geológico do Brasil – CPRM (2024), mais de 582 mil pessoas vivem em áreas de risco geológico em Minas Gerais. Ademais, os movimentos de massa do tipo rastejo – que são caracterizados por serem lentos, com deslocamentos sazonais e de geometria indefinida (Guidicini e Nieble, 1984), geram consequências graduais ao longo do tempo, o que provoca uma falsa impressão de segurança. Segundo Gonçalves (2014), estudar este movimento é importante para compreender sua dinâmica, uma vez que os rastejos, de modo geral, podem evoluir para processos erosivos ou movimentos de massa mais complexos.

Para entender os princípios que desencadeiam os rastejos, muitos autores buscam realizar uma caracterização adequada do movimento e apontam que: a presença de água no subsolo tem relação direta com a movimentação, tornando o principal agente deflagrador (Ito, Godois e Futai, 2012; Gonçalves, 2014; Issa, 2019; Silva, 2019). Conjuntamente, alguns autores utilizam investigações geotécnicas, como a sondagem à percussão e o método de eletrorresistividade, a fim de mapear os agentes causadores de instabilidade das encostas (Perrone, 2014; Gonçalves, 2016; Morais, 2019; Xiao et al 2020; Gonçalves, 2021).

A partir do exposto, o propósito deste trabalho é apresentar os estudos realizados para avaliar os princípios geotécnicos causadores do movimento de massa do tipo rastejo que acontece no centro do distrito de Cachoeira do Brumado (Mariana/MG). Para isso, são expostos os resultados das investigações geotécnicas por meio de sondagem à percussão e do perfil de eletrorresistividade realizados na área de estudo.

2 A INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E OS MOVIMENTOS DE MASSA

2.1 Movimentos de massas

Movimentos de massa podem ser classificados como processos superficiais que deslocam um determinado volume de solo, rocha e/ou material, caracterizando-se como um dos maiores processos de alteração e de desenvolvimento de encostas (Guidicini e Nieble, 1984; Highland e Bobrowsky, 2008). Seu deslocamento possui sentido para baixo e para fora da encosta, sob influência direta da gravidade (Varnes, 1978). Os agentes deflagradores dos movimentos de massa podem ser: características climáticas, geomorfológicas, o material que compõe o substrato, o regime de águas de superfície e subsuperfície e, as características de uso e ocupação dos solo (Augusto Filho e Virgili, 1998). São processos atuantes na evolução de paisagens, mas que, ao mesmo tempo, podem causar perdas sociais e econômicas significativas (Selby, 1993).

No Brasil, as classificações mais utilizadas são: Guidicini e Nieble (1984), IPT (1991) e Augusto Filho (1992). Assim, tem-se os movimentos de massa classificados em: escorregamentos – rotacionais e translacionais, quedas, tombamentos, corridas e rastejos.

Guidicini e Nieble (1984) e Highland e Bobrowsky (2008) descrevem o rastejo como um movimento sazonal, lento e contínuo de material de encostas com limites, via de regra, indefinidos. Podem envolver grandes massas de solo sem que haja, na área atingida, diferenciação entre o material em movimento e o material estacionário. Essa movimentação é provocada pela ação da gravidade com influência principal do teor de água no solo.

O rastejo se evidencia, em superfície, por mudança na verticalidade de postes e cercas, por árvores inclinadas e com troncos curvados, por trincas e rupturas em elementos rígidos, como muros e paredes. Esse movimento pode ainda ter comportamento complexo, com velocidade não uniforme, aos pulsos, ou posteriormente se transformar em escorregamentos ou processos erosivos (Guidicini e Nieble, 1984).

2.2 Investigações geotécnicas

Os estudos de caracterização geológica-geotécnica para análise da estabilidade de encostas utilizam ferramentas de investigações que buscam conhecer e entender o comportamento do material do subsolo e os seus mecanismos de instabilidade. Os principais métodos de investigação geotécnica incluem sensoriamento remoto, mapeamento geológico, ensaios geofísicos e sondagens mecânicas. No entanto, a utilização desses métodos individualmente tem uma capacidade limitada de caracterizar o meio físico, logo a utilização de dois ou mais métodos implicam em melhores resultados (Souza et al. 1998). Desta forma, métodos mecânicos e geofísicos são comumente utilizados em conjunto para ampliar e otimizar a investigação geotécnica (Gonçalves, 2019).

A sondagem à percussão (SPT) é um tipo de investigação geotécnica direta que possui três objetivos principais, a saber: a obtenção do índice de resistência do solo; a identificação do nível d'água e a estratigrafia do substrato terroso (Oliveira e Monticeli, 2018). A eletrorresistividade é um método de investigação geotécnica indireta por meio da geofísica e baseia-se na determinação da resistividade elétrica dos materiais (Borges, 2002). De acordo com Souza et al. (1998), os fatores mais importantes que condicionam a resistividade elétrica do meio são: a textura, a presença de argilas, a porosidade a umidade e salinidade do solo (Telford et al, 1976).

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA

Cachoeira do Brumado é um distrito da cidade de Mariana, no estado de Minas Gerais. Localiza-se cerca de 26 km do distrito sede de Mariana e a aproximadamente 140 km da capital mineira, Belo Horizonte.

A área de estudo situa-se na área urbana do distrito, próximo à Rua Tombadouro na altura do número 41. A área apresenta diversas evidências da movimentação do tipo rastejo (Figura 1), as quais destacam-se trincas diagonais nas paredes das residências, postes e cercas inclinados, abatimento das vias do entorno e deformação dos muros de contenção. Todas essas características foram evoluindo gradativamente e alguns moradores locais relatam que o movimento existe há algumas décadas, chegando a ter que abandonar suas residências devido ao risco de ruptura da encosta.

Geologicamente é constatada na região a presença de duas litologias diferentes (Figura 2): Metaultramáficas (esteatitos) e Gnaisses Granodioríticos (CPRM, 2020). As rochas metaultramáficas, no local, estão topograficamente acima das rochas gnáissicas e tem por característica elevada resistência mecânica quando pouco intemperizadas, entretanto são altamente suscetíveis ao intemperismo, e têm como produto de sua alteração, solos argilosos e bem coesos (Reis e Parizzi, 2018). Além disso, as principais rochas metaultramáficas são os esteatitos, chamadas localmente de pedra-sabão, muito explorada na região e matéria prima dos artesanatos fabricados no distrito (Jordt-Evangelista e Silva, 2005).

Por estar inserida na área urbana do distrito, inevitavelmente a área de estudo está propícia à ocupação urbana, como a construção de residências e obras de infraestrutura. Ao todo, foram contabilizados 6 (seis) imóveis no local, sendo que em pelo menos 3 (três) deles não há moradores devido ao risco geotécnico associado e 1 (um) é utilizado como loja. Isso demonstra a percepção do risco geotécnico pelos moradores que estão cientes de que a região não é apta a construção, e infelizmente os que ainda ocupam o local não possuem outra opção de moradia.

Figura 1 – Indícios do rastejo: A) abatimento da via; B) deformação do muro de contenção; C) poste inclinado; D) trincas nas paredes.

5 MATERIAIS E MÉTODOS

O desenvolvimento da pesquisa se iniciou pelo levantamento de dados prévios da região seguido pelas visitas de campo para identificação no movimento e o registro fotográfico dos indícios da movimentação. Durante as visitas de campo também foram realizados os ensaios geofísicos por meio do método de eletrorresistividade a fim de analisar o subsolo.

Os boletins das sondagens à percussão (SPT) foram disponibilizados pela Prefeitura de Mariana. Foram disponibilizados na totalidade 18 boletins de sondagem, sendo utilizados neste artigo dois furos (SP-04 e SP-09) executados pela empresa CNM ENGENHARIA LTDA nos dias 26/02/2022 e 03/03/2022 (período chuvoso).

A investigação por eletrorresistividade foi realizada no dia 17/07/2023 (período de seca) utilizando o arranjo de medição Caminhamento Elétrico (CE) apresentado na Figura 3, com os eletrodos posicionados de acordo com o arranjo Dipolo-Dipolo. Ao todo foram 5 (cinco) caminhamentos realizados longitudinalmente e transversalmente ao sentido de movimentação do rastejo. O aparelho utilizado para a realização do ensaio foi o Resistivímetro Lippmann D-94571.

A Figura 2 exibe a localização de 2 (dois) dos 5 (cinco) CEs realizados: seção 1 (longitudinal ao sentido do movimento) e seção 5 (perpendicular ao sentido do movimento). Os parâmetros de espaçamento entre os eletrodos (a), os níveis de investigação (n) e o comprimento do caminhamento, para as duas seções, foram respectivamente 2,5 m, 1 – 5, e 47,5 m.

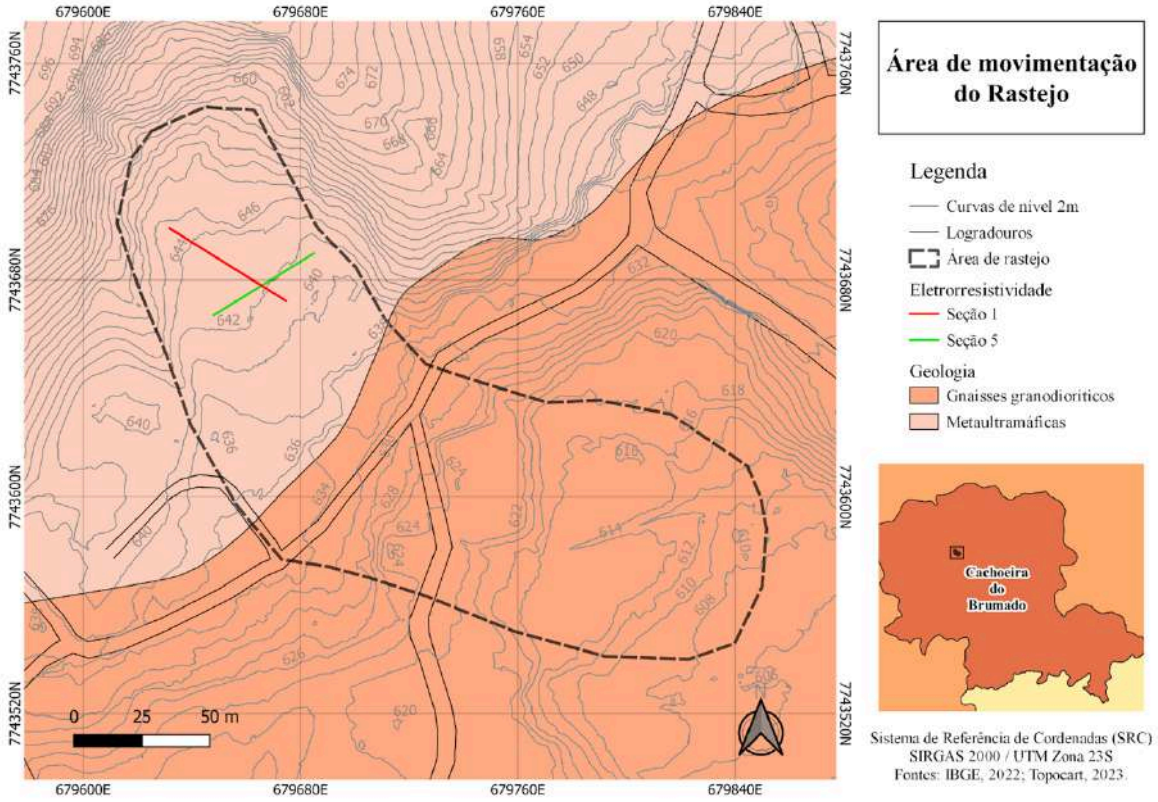


Figura 2 - Área de estudo apresentando a delimitação do movimento de rastejo e a localização dos CEs.

Figura 3 – Investigações geotécnicas: A) execução de sondagem à percussão SPT (SP-04); B) execução do CE (seção 1).

6 RESULTADOS

6.1 Sondagens à percussão (SPT)

Com os dados topográficos e os boletins de sondagem SPT, traçou-se um perfil topográfico longitudinal por onde foram feitas as sondagens SP-04 e SP-09 e, elaborou-se o perfil estratigráfico do solo (Figura 4). Os níveis d'água foram encontrados a 1,06 m e a 2,70 m de profundidade, respectivamente nas sondagens SP-04 e SP-09. A estratigrafia do subsolo apresenta uma intercalação de camadas compostas por argila silto-arenosa, silte argilo-arenoso e silte arenoso até encontrar o residual jovem da rocha metaultramáfica a aproximadamente 4,5 m de profundidade na sondagem SP-04. A camada de argila silto-arenosa apresenta Nspt igual a 3, sendo plástica e mole. A camada de silte argilo-arenoso apresenta Nspt entre 6 e 11, aumentando com a profundidade devido ao efeito do confinamento, sendo plástica de mole e rijo. O Nspt da próxima camada de silte arenoso varia entre 6 e 15, sendo não plástico de pouco a muito compacto. E a camada de silte arenoso, representante do residual jovem, possui uma maior variabilidade do índice de resistência entre 13 e 40, sem apresentar uma tendência de aumentar com a profundidade, isto é, intercalando valores altos e baixos de Nspt.

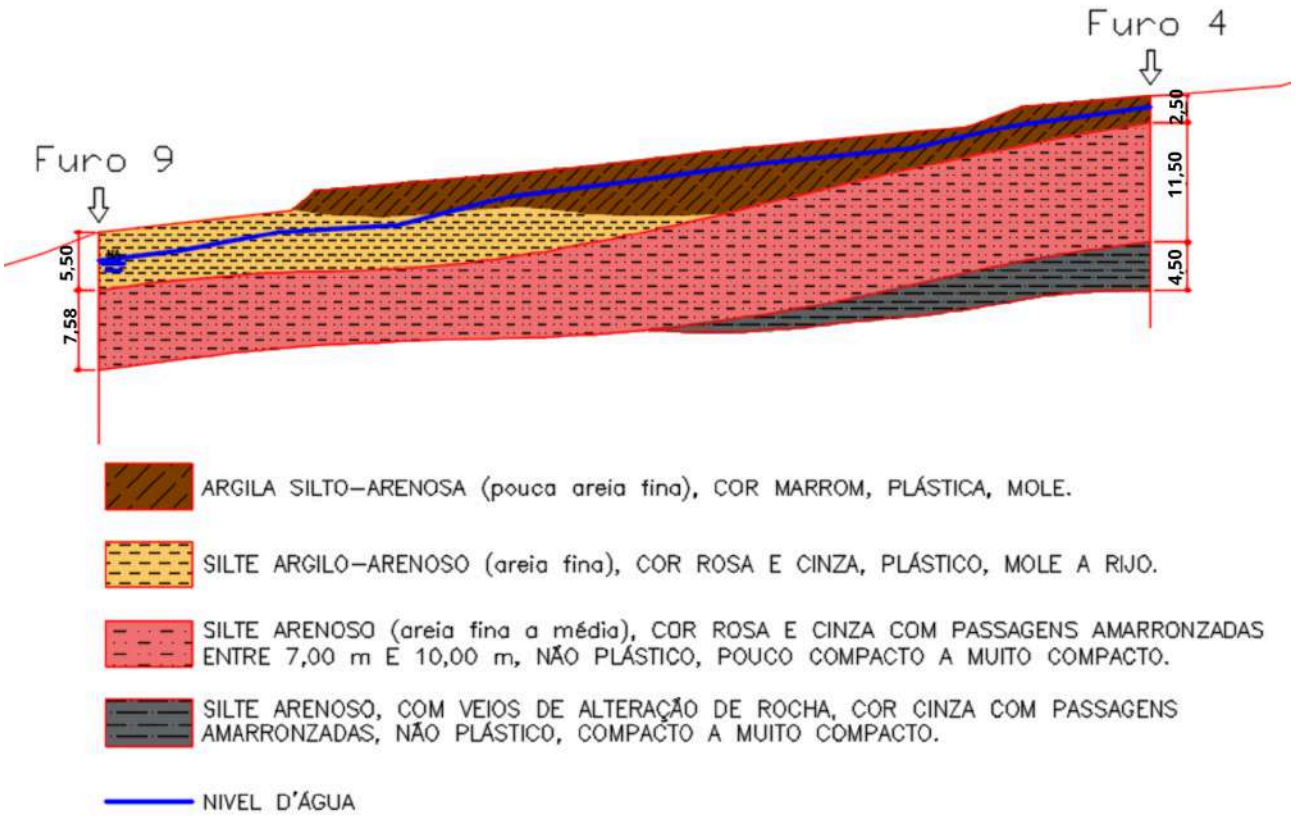


Figura 4 – Perfil estratigráfico de solo da área de estudo.

6.2 Método de Eletrorresistividade

As seções do caminhamento elétrico permitiram a verificação da resistividade em profundidades de até 12 m. A seção 1 (Figura 5) foi realizada no sentido longitudinal ao movimento. É possível verificar uma faixa superficial de aproximadamente 1 m de espessura que apresenta uma maior variação nos valores de resistividade. Abaixo desta camada é observada uma região de baixa resistividade, possivelmente associada a camada de solo saturada em água. Esta camada é contínua por toda a seção e varia de 2 a quase 4 m de espessura. Possivelmente, nesta região existe uma zona de percolação de água subsuperficial. Abaixo desta

camada os valores de resistividade voltam a aumentar. Destaca-se uma região da seção (topograficamente mais alta) onde observa-se a presença da água muito próxima à superfície.

Na seção 5 (Figura 6) o caminhamento elétrico foi feito transversalmente ao movimento. Diferentemente da seção 1, observa-se que uma concentração da região de baixa resistividade no centro do perfil estudado, entre a posição 17,0 m e 26,0 m do comprimento do caminhamento. Esta região mostra-se a 2,0 m de profundidade, podendo ser um fluxo concentrado de água subsuperficial, semelhante a um curso d'água subterrâneo. Lateralmente, em ambos os lados, a resistividade aumenta, chegando a valores muito altos, próximos a 1270 ohm.m.

Considerando que a região de baixa resistividade está associada ao nível d'água subsuperficial, observa-se que durante o período de seca o nível d'água encontra-se raso, a aproximadamente 2 m de profundidade. E no período de chuva esse nível fica ainda mais raso, a 1 m de profundidade. Em ambos os períodos é possivel ver em alguns locais poças de água aflorando na superfície.

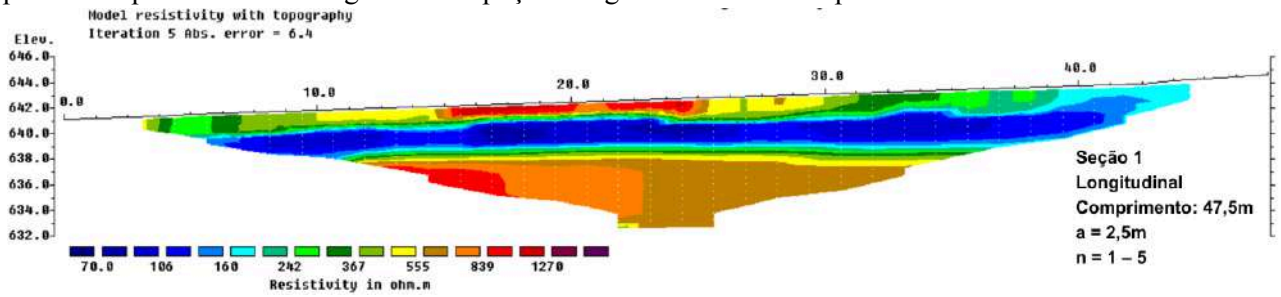


Figura 5 - Seção de resistência elétrica 1

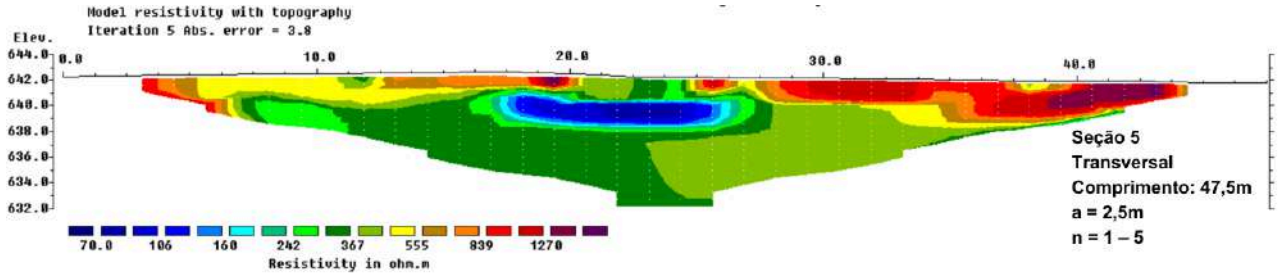


Figura 6 - Seção de resistência elétrica 5

Os resultados de eletrorresistividade quando associados ao perfil estratigráfico mostram a presença de água no solo, principalmente as camadas de silte argilo-arenoso e silte arenoso. Não foi possível encontrar uma inferência direta da base da zona saturada com o limite/contato de nenhuma das camadas. Entretanto, pode-se sugerir que este limite esteja próximo do contato superior do residual jovem (camada de silte arenoso da cor cinza (Figura 4).

Após análise dos resultados obtidos, sugere-se a água subsuperficial como agente deflagrador movimentação, visto que ela está fortemente presente, mesmo com os levantamentos realizados fora das épocas chuvosas (julho/2023) e, existe um indicativo de fluxo concentrado no sentido do movimento do rastejo.

7 CONCLUSÃO

O movimento de massa gravitacional que ocorre no distrito de Cachoeira do Brumado impõe desafios e preocupações significativas para o desenvolvimento e o bem-estar da comunidade local. Esse fenômeno foi classificado como um rastejo após a verificação dos indícios de movimentação que se apresentam em todas as construções civis da área estudada. Esse fenômeno é resultado de uma interação complexa de vários fatores que influenciam sua movimentação associados principalmente à presença de água subsuperficial. O perfil estratigráfico apresentou um solo de baixo Nspt até aproximadamente 10 m de profundidade, sendo

uma mistura entre solos argilosos e siltosos com presença de areia. Os resultados de eletrorresistividade sugerem uma redução da resistividade que pode ser associada à presença de água subsuperficial e demonstra existir um do fluxo subterrâneo concentrado. Recomenda-se realizar o monitoramento da movimentação, tanto em termos de deslocamento quanto na variação do nível d'água, a fim de fornecer dados mais robustos para a compreensão e gestão desse fenômeno dinâmico.

AGRADECIMENTOS
Os autores agradecem à Universidade Federal de Ouro Preto pelo suporte acadêmico e científico, à FAPEMIG - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (Projeto APQ 1613-22) ao CNPq (processo 313840/2021-0) e ao REAGEO – pelo auxílio financeiro e à Prefeitura Municipal de Mariana pela disponibilização dos dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AUGUSTO FILHO, O. (1992). Cartas de risco de escorregamentos: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilha Bela, SP. São Paulo. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo – SP, p.162.

BARBIERI, A. F., VIANA, R. D. M., SOARES, V. C. D. O., & SCHNEIDER, R. A. (2022). Contribuições teóricas para uma demografia dos desastres no Brasil. Revista Brasileira De Estudos De População, 39, 1–29.

BORGES, W. R. Investigações geofísicas na borda da bacia sedimentar de São Paulo, utilizando-se GPR e eletrorresistividade. 2002. Dissertação (Mestrado em Geofísica) - Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL; Mais de 582 mil pessoas vivem em áreas de risco geológico em Minas Gerais, 2024. Disponível em: <https://www.sgb.gov.br/publique/Noticias/Mais-de-582-mil-pessoas-vivem-em-areas-de-risco-geologico-em-Minas-Gerais-8517.html>. Acesso em: 08 fev. 2024.

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL; Mapa geológico e de recursos minerais integrado do Quadrilátero Ferrífero - Subárea Central, 2020. Disponível em: <https://rigeo.sgb.gov.br/handle/doc/20490>. Acesso em: ago.2023.

GONÇALVES, Y. D. C. Estudo de movimento de massa do tipo rastejo (creeping) no Morro do Benjamin, em São José-sc. 2014. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Catarina.

GUIDICINI, G., NIEBLE, C. M. Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo: Edgard Blücher - Ed. da Universidade de São Paulo. 1984.

HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. O Manual de Deslizamento – Um Guia para a Compreensão de Deslizamento. Reston, Virgínia, Circular do Serviço Geológico dos EUA, 2008.

IPT/INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO (1991). Ocupação de encostas. In: CUNHA, M.A. (coordenador). São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, p.91.

ISSA, M. A. A. Análise das manifestações patológicas em unidade escolar: o caso da Escola Municipal Anísio Teixeira. Engenharia Civil-Pedra Branca, 2019.

ITO, W. H.; GODOIS, J. V. S.; FUTAI, M. M. Influência do nível d'água no movimento de uma encosta em rastejo na zona norte da cidade de São Paulo. 2012.

JORDT-EVANGELISTA, H.; SILVA, M. E. da. Rochas metaultramáficas de Lamim, sul do Quadrilátero Ferrífero, MG: contribuição ao conhecimento do protólito da pedra-sabão. Rem: 58(1), 11–20, 2005.

OLIVEIRA, A. M. S.; MONTICELI, J. J. (Eds.) Geologia de Engenharia e Ambiental. São Paulo: ABGE, 2018. v. 2, p. 479, 2018.

PERRONE, A.; LAPENNA, V.; PISCITELLI, S. Electrical resistivity tomography technique for landslide investigation: A review. Earth-Science Reviews, v. 135, p. 65-82, 2014.

REIS JR, W. D.; PARIZZI, M. G. Caracterização das unidades geotécnicas da porção leste da região metropolitana de Belo Horizonte/MG. Geonomos, 2018.

SELBY, M. J. Hillslope Materials. Oxford University Press, 451 p., 1993.

SILVA, R. S. R. Retroanálise de um deslizamento de talude ocorrido no morro da Praia Mole/SC-406. UFSC, Florianópolis, 2019.

SOUZA, L. A. P.; SILVA, R. F.; IYOMASA, W. S. Métodos de Investigação In: Geologia de Engenharia. Eds OLIVEIRA, A.M.S e BRITO, S.N.A São Paulo, ABGE, 1998 p.163- 196.

TELFORD, W.M., GELDART, L.P. and KEYS, D.A. (1976) Applied Geophysics. Cambridge University Press, Cambridge, 860 p.

VARNES, D. J. Slope movement types and process. Landslides - analysis and control. Transportation Research Board, Special Report 176, p.11-13, 1978.

XX I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/212

Estudo de Caso de Recuperação de Erosão em Talude a Jusante de Britador Primário

Cissa Lopes Lanna
Engenheiro de Minas, Vale, Nova Lima, Brasil, cissa.lanna@vale.com

Tadeu Andrade de Matos
Engenheiro Civil, Geocoba, Rio de Janeiro, Brasil, tam@geocoba.com

Guilherme Isidoro Martins Pereira
Engenheiro Civil, Geocoba, Rio de Janeiro, Brasil, gip@geocoba.com

Eduardo Antonio Gomes Marques
Geólogo, UFV, Viçosa, Brasil, emarques@ufv.br

Christiano Alves Nogueira
Geólogo, Vale, Nova Lima, Brasil, christiano.nogueira@vale.com

RESUMO: Garantir a estabilidade de taludes e sua segurança geotécnica é essencial nos taludes de mineração para minimizar os riscos relacionados à segurança de pessoas e de equipamentos operacionais, bem como os riscos econômicos. Sendo assim, o presente artigo tem como objetivo apresentar um estudo de caso de um projeto de recuperação das erosões e reestabelecimento da drenagem de um talude localizado a jusante das instalações industriais de um britador primário em uma mina de ferro localizada no Quadrilátero Ferrífero. O desafio desse projeto está relacionado às condições de contorno, havendo uma limitação para corte na crista do talude de 7 metros em função das instalações da britagem primária e, a jusante, de acesso para o túnel de britagem e sump, fazendo com que as soluções geotécnicas mais comuns de estabilização de taludes, como retaludamento e contrapilhamento não pudessem ser aplicadas de forma isolada, tendo sido necessário a aplicação de soluções de engenharia de contenção e reforço de talude. Dessa forma, a solução encontrada nesse projeto é mista, contemplando retaludamento de crista, execução de solo grampeado e construção de aterro sem controle de compactação associado a um muro de peso em seu pé para conter a saia do aterro, limitada pelo sump a jusante, bem como a execução de sistema de drenagem. Importante ressaltar que se manteve outra premissa importante do projeto, a reconstituição de bermas essenciais para a manutenção dos taludes, imputando-se critérios geométricos às estruturas.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, erosão, contenção, reforço, mineração.

ABSTRACT: Ensuring slope stability and geotechnical safety is essential in mining slopes to minimize risks related to the safety of people and operating equipment, as well as economic risks. Therefore, this article aims to present a case study of a project for the recovery of erosion and reestablishment of the drainage of a slope located downstream of the industrial facilities of a primary crusher in an iron ore mine located in Quadrilátero Ferrífero. The challenge of this project was the boundary conditions, with a upstream limitation of 7 meters of crest cutting due to the primary crushing facilities and, downstream, access to the crushing tunnel and sump, so that the most common geotechnical solutions for slope stabilization, such as re-sloping and counterpiling, could not be applied separately. It is necessary to apply engineering solutions for containment and slope reinforcement. Thus, the solution found in this project is mixed, contemplating re-sloping of the crest, execution of soil nailing and construction of dump without compaction control associated with a weight wall at its foot to contain the dump toe, limited by the sump downstream, as well as the execution of a drainage system. It is important to emphasize that another important premise of the project was maintained, as the reconstitution of berms essential for the maintenance of the slopes, imputing geometric criteria to the structures.

KEYWORDS: Slope stability, erosion, containment, reinforcement, mining

1 INTRODUÇÃO

A engenharia geotécnica desempenha um papel de enorme relevância em empreendimentos minerais e civis, sobretudo em projetos de taludes (Silva, 2010). Segundo Silva (2010), a crescente importância que a estabilidade de taludes em solos e rochas possui atualmente, deve-se às dimensões cada vez mais significativas impostas para escavações mineiras em lavra a céu aberto, bem como aos grandes cortes necessários em projetos ferroviários e rodoviários de grande porte.

Garantir a estabilidade de taludes e sua segurança geotécnica é essencial nos taludes de mineração e de obras civis para minimizar os riscos relacionados à segurança de pessoas e de equipamentos operacionais, bem como os riscos econômicos.

O presente artigo tem como objetivo apresentar um estudo de caso de um projeto de recuperação das erosões e reestabelecimento da drenagem de um talude localizado a jusante das instalações industriais de um britador primário em uma mina de ferro localizada no Quadrilátero Ferrífero (Figura 1). O projeto de recuperação do talude do Britador Primário tem como finalidade a garantia de que as áreas do platô do britador primário tenham segurança de estabilidade após o escorregamento ocorrido, e seus fluxos de escoamento sejam devidamente direcionados, corrigindo processos erosivos existentes e prevenindo o surgimento de novos.

Figura 1. Localização do Talude Erodido.

As soluções mais comuns de engenharia para a estabilização do talude são retaludamento ou contrapilhamento. Porém, neste caso, as condições de contorno impossibilitaram a utilização isolada de uma dessas soluções. Isto porque o limite horizontal máximo de corte para recorrência do talude era de 7 metros, em função da proximidade da praça da britagem primária e da área de manobra dos autônomos. Além disso, havia também uma limitação de área para contrapilhamento, em função da existência de um acesso importante para a mina e de um sump que também não poderia ser relocado, como mostrado na Figura 1.

É importante também destacar que a configuração final do talude deveria atender a um fator de segurança mínimo de 1,50 para uma eventual ruptura global e 1,30 para uma ruptura inter-rampa, conforme preconizado pela Norma Brasileira NBR 11.682/2009 – Estabilidade de Encostas, e Norma Brasileira NBR 13.029/2017 - Elaboração e Apresentação de Projeto de Disposição de Estéril em Pilha e atendendo também aos critérios de aceitabilidade propostos por Read & Stacey (2009).

Por fim, ressalta-se a necessidade da reconstituição de bermas essenciais para a manutenção dos taludes, sendo essa uma premissa geométrica de projeto.

2 GEOLOGIA LOCAL

A Mina situa-se no flanco sudeste do Sinclinal Ouro Fino que corresponde a uma estrutura dobrada e redobrada, apresentando em planta um aspecto de um bumerangue e em corte transversal numa estrutura sinformal, com o flanco oeste normal e leste invertido (Fonseca, 2014).

A mineralização ocorre sobre litologias do Grupo Itabira, representado apenas pelas rochas itabiríticas e hematíticas da Formação Cauê, praticamente recobertas por espessas coberturas de cangas estruturais (in situ) e detríticas. A geologia estrutural da região da mina é bastante complexa, encontrando-se fortemente dobrada por gerações distintas de eventos deformacionais, causando duplicação e espessamento de camadas (Franco, 2003), o que explicaria a ocorrência de furos de sondagem realizados dentro da cava, com mais de 500m de profundidade e sem sair do horizonte itabirítico (Fonseca, 2014).

A Mina apresenta um arcabouço formado por uma série de horizontes característicos, geralmente, iniciando-se na superfície por um pacote de itabiritos bastante hidratados (goethíticos a anfibolíticos), que migram para uma unidade silicosa, friável e não hidratada, que se sobrepõe a itabiritos compactos, em contato brusco ou gradativo. É muito comum a presença de diques de rochas máficas, alterados e argilosos concordantes e discordantes. Níveis mais ricos em ferro – hematititos – também podem ocorrer. Abaixo dessa sequência ferruginosa – Formação Cauê – encontram-se as rochas pelíticas da Formação Batatal, os quartzitos da Formação Moeda e quartzitos da Formação Maquiné (Vaz de Melo e Seabra, 2000).

3 PERFIL GEOLÓGICO GEOTÉCNICO E PARÂMETROS

Para a caracterização do maciço do Talude do Britador, foi considerado o mapeamento geológico-geotécnico e as correlações dos materiais encontrados nas sondagens na área do britador com os ensaios realizados nas demais áreas da cava. No talude do britador primário, objeto deste estudo, foram identificados no mapeamento geológico geotécnico dois litotipos: itabirito e filito. O itabirito foi dividido em duas classes, de acordo com a sua resistência: R2+ e R3. Além destes litotipos, foram identificados: saprólito de itabirito, solo residual de itabirito, canga laterítica estruturada e colúvio (Figura 2). Os contatos entre as unidades mapeadas foram inferidos, haja visto que não foram identificados em campo.

Os parâmetros geotécnicos utilizados nas simulações consideram os valores que se apresentam na Tabela 1, os quais foram definidos com base nos resultados das sondagens a percussão, nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e na experiência da equipe de projeto.

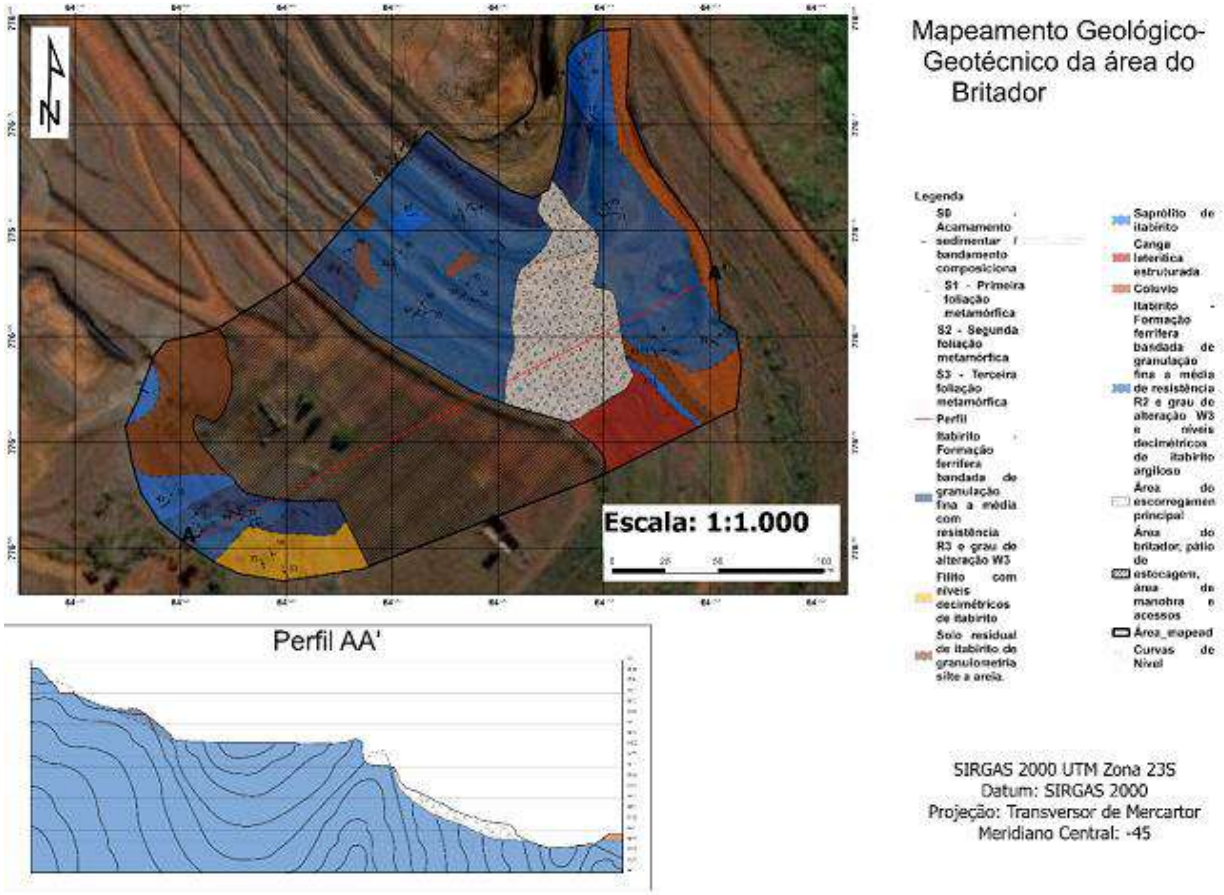


Figura 2. Mapeamento Geológico-Geotécnico da área do Talude Erodido.

Tabela 1. Parâmetros adotados nas análises.

Material	Peso Específico γ (kN/m^3)	Coesão Efetiva c' (kPa)	Ângulo de Atrito Efetivo ϕ' (º)
Itabirito Friável Rompido	28	4	28
Itabirito Friável	28	24	36
Itabirito Médio	35	61.8	39
Itabirito Duro	36	168	43
Estéril	17	8	25

4 DEFINIÇÃO E DIMENSIONAMENTO DAS INTERVENÇÕES

Considerando-se todos os critérios e premissas apresentados anteriormente, o projeto de estabilização do Talude do Britador consistiu no retaludamento da crista do talude através de corte da porção referente a duas bermas bem como na execução de solo grampeado. Dessa forma, previu-se a introdução de grampos passivos (não protendido) resistentes à tração no maciço de aço CA-50 de bitola 25mm com 9 metros de comprimento, que segundo a NBR 16920-2 formam um compósito com melhores características mecânicas. Além disso, considerou-se também proteção superficial de concreto projetado.

O procedimento é finalizado com a aplicação de um revestimento na face do maciço, composto por concreto projetado e tela de aço.

O concreto projetado consiste em uma mistura de cimento, areia, pedriscos, água e aditivos, sendo impulsionado por ar comprimido do equipamento de projeção até o local de aplicação através de um mangote. Essa aplicação pode ser realizada por via seca, onde a água é adicionada próximo ao bico de projeção, ou por via úmida, na qual o concreto é previamente preparado com água e então direcionado ao local de aplicação. Essa técnica é comumente utilizada para a proteção superficial contra a erosão em taludes de solo,

proporcionando uma camada protetora caracterizada por sua resistência, durabilidade e notável capacidade de resistir aos processos erosivos.

Além da contenção, propôs-se a construção de um aterro compactado sem controle com o material de estéril visando reconstruir duas bermas de jusante. Para conter a saia desse aterro, foi considerado um muro de peso de altura 4,0m.

Para o talude previu-se ainda a execução do sistema de drenagem.

O detalhamento dos cálculos para dimensionamento da solução de engenharia adotada para a estabilização do talude será apresentado nos tópicos a seguir.

4.1 Solo Grampeado

Para o dimensionamento do solo grampeado, selecionou-se o grampo de ϕ=25 mm CA-50 e uma tela soldada Q-138 CA-60. Assim, o dimensionamento segundo a NBR 16920-2 é apresentado a seguir.

4.1.1 Resistência à tração do grampo (Rtd)

$$Rt_d = (A_{útil} * f_{yk})/\gamma_m \quad (1)$$

em que:
R_{td} – Resistência a Tração de cálculo;
$A_{útil}$ – Área da seção transversal útil da armação;
f_{yk} – tensão de escoamento característica;
γ_m – coeficiente parcial de minoração da resistência característica = 1,15.

Para a determinação da área útil do aço, adotou-se a espessura de sacrifício das barras igual a 2mm.
Então, temos:

$$Rt_d = [(25-4)\ ^2 * \pi *1/4] * 50/1,15 = 150,5\ kN \quad (2)$$

Assim, conservadoramente, estipulou-se Rt_d = 150,0 kN.

4.1.2 Ligação do grampo ao paramento (T0)

A força de conexão do grampo com o paramento T_0 adotada igual a zero (0).

4.1.3 Resistência da interface solo-grampo (qs)

Estipulou-se valor de q_s mínimo por meio de uma estimativa semiempírica, dentre várias estabelecidas na literatura. Assim, a equação adotada foi $q_s = 67 + 60 \ln(N_{SPT})$ proposta por Ortigão e Palmeira (1992). Como a média do N_{SPT} das camadas de instalação dos grampos é de 20 golpes, temos:

$$q_s = 67 + 60 \ln(20) = 246\ kPa. \quad (3)$$

Em atenção à recomendação da NBR 6122, o fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível é igual a 2,0 considerando que a resistência foi calculada por um método semiempírico, portanto:

$$q_{s_adm} = 246/2 = 123\ kPa. \quad (4)$$

Sendo q_s definida como a relação entre carga e área lateral do furo e, a perfuração no solo considerada igual a 100 mm de diâmetro, a área lateral calculada é de:

$$Área\ lateral = \pi * \phi_{furo} * l \quad (5)$$

sendo l o comprimento do chumbador.
Então, a carga por metro de chumbador resulta ser:

$$Q_{s_adm} = 123 \text{ kPa} * \pi * 100 \text{ mm} = 38 \text{ kN/m}. \quad (6)$$

Continuando com a abordagem conservadora, adotou-se o valor de Q_{s_adm} = 30 kN/m como o valor mínimo a ser considerado para o dimensionamento do projeto. É importante ressaltar que o ajuste do dimensionamento é realizado em obra por meio do ensaio de arrancamento.

4.2 Concreto Projetado

Foi adotada a solução em concreto projetado com a finalidade de proteger o talude exposto da possível erosão provocada pela ação das águas pluviais. Sendo assim, o paramento de concreto projetado não terá função estrutural e somente função de proteção superficial de taludes, logo um dimensionamento estrutural não se fez necessário.

O concreto projetado deve ter 15 cm de espessura, em que o concreto a ser utilizado deve apresentar resistência de pelo menos 20 MPa. Os drenos do tipo barbacã devem ser intercalados com grampos (CA-50 12,5mm) espaçados de 2,0m entre si ao longo do talude. O concreto projetado deverá ser armado com tela eletrossoldadas do tipo CA 60, tipo Q-188A ou similar. Como adotou-se armadura mínima, $\omega_{mín} = 0{,}035 = \rho_{mín} * f_{yd}/f_{cd}$, considerando aço CA-60 e um concreto com fck de 20 Mpa, $\rho_{mín}$ = 0,12%, para uma espessura de 15 cm de concreto temos uma área mínima de 0,84cm²/m.

4.3 Muro de Peso

Foi adotada a solução em muro de peso para conter o aterro de estéril executado para reconstruir a primeira e a segunda bermas danificadas com a erosão do talude do britador. A Figura 3 indica a seção tipo do muro de peso.

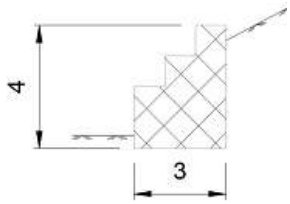


Figura 3. Seção Tipo do muro de peso.

Para a determinação dos empuxos atuantes foi aplicada a teoria clássica de Rankine para o caso de aterro inclinado, que considera que os movimentos do muro são suficientes para mobilizar os estados de tensão ativo ou passivo. O dimensionamento foi realizado através de planilha de cálculo, apresentado na Figura 4.

Dados			Sobrecarga			Parâmetros aterro			Peso específico		
b =	3,00	m	q=	0,0	kPa	ϕ =	28		γface =	16	kN/m³
hsap =	0,00	m				c =	8	kPa	γ sat aterro =	17	kN/m³
hterras =	3,90	m	Parâmetros fundação			ka =	0,41		γ sub aterro =	7	kN/m³
hw,1 =	0,00	m	ϕ=	28	°	kp =	2,77		γágua =	10	kN/m³
hw,2 =	0,00	m	c=	5	kPa						
Lr (B) =	3,00	m	γ ' fundação =	17	kN/m³	β	28				
h =	3,90	m				ε	1,570796				
						θA	45,7854				

Peso Próprio			Deslizamento			Tensão		
	Peso	Ltomb	Fv=	204,37	kN	N =	204,37	KN
Face =	187,20	1,50	Fh,instab =	53,56	kN	M =	263,03	kNm
Peso de terras			Fh,estab =	105,76	kN	l'=	1,29	m
	Peso	Ltomb	FS =	1,97		e =	0,35	m
p =	17,17	1,50				B' =	2,30	m
Empuxo ativo			Tombamento			**σmín =**	**20,43**	kPa
	Ea	Ltomb	Mres =	306,55	kNm	**σmáx =**	**86,48**	kPa
Ea =	33,48	1,30	Msol =	43,52	kNm	Capaci carga (Vesic):		
			FS =	7,04		q ult =	281,13	kPa
						q adm =	**140,56**	kPa
						Resultante		
						R=	210,93	
						a=	75,67	

Figura 4. Dimensionamento do muro de peso.

5 RESULTADOS E ANÁLISES

Para a verificação da estabilidade global das intervenções, foi utilizado o software Slide 2.0® desenvolvido pela RocScience. Foi adotado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb com a abordagem do equilíbrio limite através dos métodos rigorosos GLE / Morgerstern-Price e Spencer. O modelo usado foi definido com base no mapeamento geológico, levantamento topográfico realizado e nos resultados das sondagens executadas no local de forma a simular a solução proposta.

As simulações foram conduzidas para situações hipotéticas de ruptura do talude de jusante do platô do britador, empregando-se o recurso de "otimização de superfícies" através do método de busca Cuckoo Search. Com a ruptura do talude do tipo não-circular otimizada, procurou-se a superfície cujo fator de segurança associado fosse o mais desfavorável; os materiais adotados e os presentes na estrutura foram considerados isotrópicos e homogêneos. Adotou-se para o caminhão transportador de minério um carregamento uniforme ao longo de 7 metros com 160 kN/m². A Figura 5 apresenta a localização da seção de análise, o perfil geológico-geotécnico da seção C-C' e o resultado da análise numérica. Conforme pode-se observar, a solução proposta atingiu fator de segurança de 1,547, atendendo aos requisitos estabelecidos. A Figura 5.A apresenta também um esboço da solução de engenharia proposta.

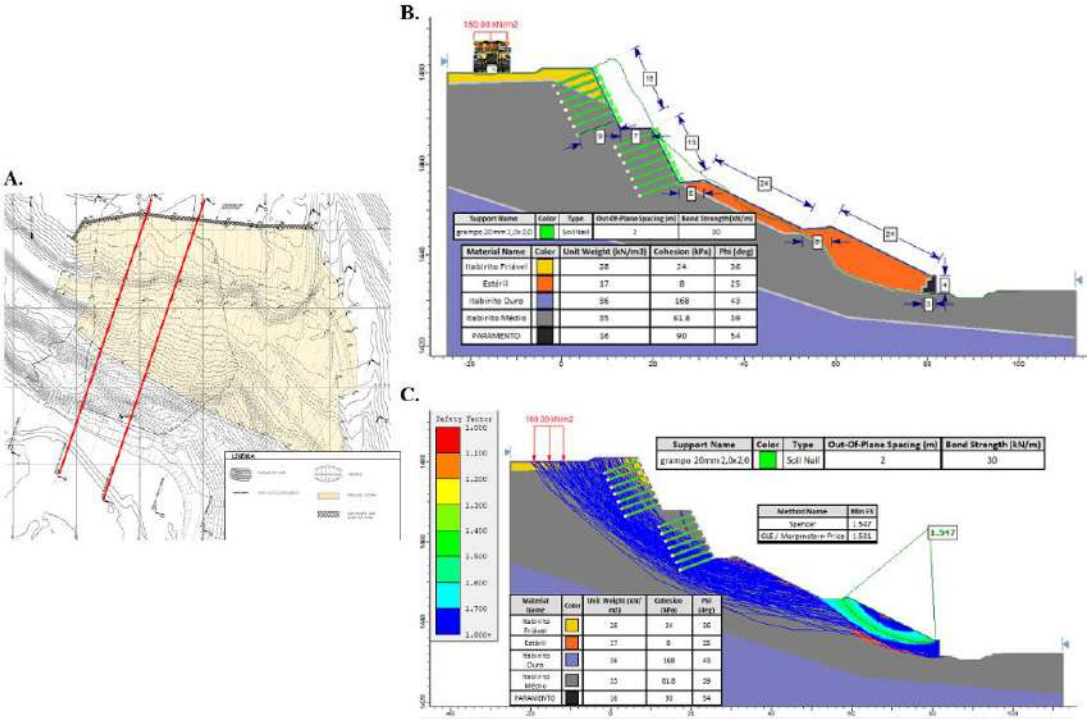


Figura 5. Localização e avaliação numérica da seção C-C', utilizada como referência.

6 CONCLUSÃO

Para garantir-se a estabilidade dos taludes e assim, assegurar a segurança humana, operacional e econômica, considerando-se todos os critérios e premissas estabelecidos, fez-se necessária a adoção de uma solução de engenharia mista. Dessa forma, o projeto de recuperação dos taludes contemplou retaludamento de crista, execução de solo grampeado e construção de aterro sem controle de compactação associado a um muro de peso em seu pé para conter a saia do aterro, limitada pelo sump a jusante. Isto posto, a configuração proposta atendeu a critérios de estabilidade, bem como a reconstituição de bermas essenciais para a manutenção dos taludes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Fonseca, L. (2014). *Avaliação de métodos de perfilagem geofísica na pesquisa de minério de ferro – Estudo de Caso: Definição de contatos litológicos na Mina de Capanema, MG*. Dissertação de Mestrado, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 108p.

Franco, A. S. P. (2003). *Geometria e evolução tectônica do sinclinal Ouro Fino. Quadrilátero Ferrífero, MG*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Geologia, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 102 p.

Ortigão, J. A. R., & Palmeira, E. M. (1992). Solo grampeado: técnica para estabilização de encostas e escavações. In Conferência brasileira sobre estabilidade de encostas (Vol. 1, pp. 57-74).

Read, J., & Stacey, P. (2009). *Guidelines for open pit slope design*. CSIRO Publishing.

Reis, R. C. (2010). *Estudo de estabilidade de taludes da mina de Tapira – MG.* Dissertação de Mestrado, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 95p.

Vaz de Melo, M. T. & Seabra JR, A. A. G. (2000). Geologia Econômica do Jazimento de Minério de Ferro da Mina de São Vicente, Itabirito, MG. Minas da Serra Geral S/A. Relatório Interno. 69p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/213

Estudo de Deflagração de Escorregamentos de Taludes Submarinos por Elevação de Poropressão com Modelos Físicos Centrifugados

Mariana Abreu dos Santos
Mestrado, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, Brasil, mariabreuds@gmail.com

Sérgio Tibana
Professor Associado, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, Brasil, stibana@gmail.com

Fernando Saboya Albuquerque Júnior
Professor titular, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, Brazil, saboya@uenf.br

RESUMO: Os movimentos de massa do leito marinho são fenômenos complexos que podem iniciar mesmo com taludes de baixa inclinação. Pode-se citar como um dos principais mecanismo de deflagração, o desenvolvimento de poropressão na base da camada de solo superficial do fundo do mar. Sabe-se que o uso de modelos físicos possibilita avaliar os mecanismos de deflagração desses movimentos a partir da indução do do excesso de poropressão na base de uma camada de solo superficial de baixa permeabilidade representada no modelo físico. Neste contexto, este trabalho apresenta a modelagem física de taludes submarinos, com o objetivo principal de avaliar movimentos de massa desencadeados por indução de excesso de poropressão na base de uma camada de solo de baixa permeabilidade. A técnica de PIV foi utilizada para delimitar as regiões de maiores deslocamento da massa, onde a instabilidade iniciaria.

PALAVRAS-CHAVE: Modelos Físicos Centrifugados, Deslizamento Submarino, PIV.

ABSTRACT: The mass moviments at the bottom of seabed are complex phenomena that can start even with gentle slopes. It can be cited as one of the main deflagration mechanism, the development of poropressure at the base of the surface soil layer of the seabed. It is known that the use of physical models makes it possible to evaluate the mechanisms of deflagration of these movements inducing excess pore pressure at the base of a layer of low permeability surface soil placed in the physical model. In this context, this work presents the physical modeling of undersea slope, with the main objective of evaluating mass movements triggered by induction of excess pore pressure at the base of a low permeability soil layer. The PIV technique was used to delimit the regions of greater mass displacement, where the instability would begin.

KEYWORDS: Physical model, Submarine landslides, PIV

1 INTRODUÇÃO

A atividade de extração de Óleo & Gás na margem continental pode ser considerada de alto risco em diferentes aspectos. Um deles, é a segurança estrutural de dutos submarinos e estruturas instaladas no fundo do oceano, próximo as cabeças de poços. A integridade dessas estruturas pode ser ameaçada pelo impacto de detritos oriundo de deslizamentos que podem iniciar em áreas distantes das instalações mas que percorrem dezenas de quilômetros, acumulando um volume gigantesco de sólidos. A corrida de detritos é um problema complexo que envolve fundamentos da hidrodinâmica e também da área de geotecnia. Muitos estudos nessa área tem sido apresentados na literatura científica.

Diversos eventos naturais são citados na literatura científica como possíveis gatilhos para o desenvolvimento desse fenômeno. O adensamento do solo e a sedimentação rápida, abalos sísmicos, despreendimento de hidratos, ondas, marés entre outros, são citados como exemplos. Parte desses eventos tem como consequência o desenvolvimento de poropressão no maciço que leva a diminuição da resistência ao cisalhamento do solo.

Há muitas evidências de escorregamentos que iniciam em superfícies com inclinações muito baixas (menores do que 10º), aparentemente de condição estável e que por isso necessitam de uma condição externa para desencadear o escorregamento. Isto sugere que o excesso de poropressão seja um fator importante na instabilidade de taludes suaves (Smith *et al*. 2013; Talling *et al.*, 2014; Zhang *et al*. 2015). Masson *et al.* (2006) conclui que o acúmulo de poropressão associado às condições de tremores de terra ou sedimentação rápida é o principal motivo dos deslizamentos de taludes submarinos.

Outro fator importante e muito investigado é a dissociação dos hidratos de gás, compostos principalmente por metano, que são estáveis em condições de temperatura e pressão ideais no ambiente marinho. A causa da dissociação dos hidratos de gás está relacionada a redução do nível do mar durante os ciclos glaciais (Kayen e Lee, 1991). O famoso escorregamento de Storegga é citado na literatura como um evento que ocorreu em decorrência desse fenômeno.

O desenvolvimento do excesso de poropressão também pode estar associada a intervenção humana como por exemplo o Aeroporto de Nice (Mulder *et al*, 1993) e o Porto de Sakagway (Cornforth e Lowell 1996).

Investigações experimentais e teóricas foram realizadas para estimar o impacto do fluxo em dutos *offshore*, o que traz informações acerca do potencial de destruição dos fluxos de detritos (Zakeri & Hawlader 2013; Sahdi *et al.*, 2014; Acosta *et al.*, 2017; Sahdi *et al.*,, 2019). Outros trabalhos sobre esse tema foram desenvolvidos, principalmente com modelos reduzidos a 1 g (Mohrig e Marr, 2003; Ilstad et al., 2004; Elverhøi et al., 2005).

Devido às limitações dos experimentos em modelagem física e observações *in situ*, as análises numéricas tornaram-se métodos importantes acerca dos deslizamentos de taludes submarinos acionados pelo excesso de poropressão sendo vastamente explorada (e.g., Zhang (2014); Urlaub (2014); Urlaub et al (2016); Bellwald et al (2019)).

Por fim, vale ressaltar que diversos estudos encontrados na literatura científica sugerem que o excesso de poropressão estava associado aos deslizamentos em áreas de sedimentação rápida. Já Locat et al (2014), Urlaub et al (2014) e Urlaub et al (2015) apresentam uma outra explicação para eventos ocorridos em áreas de sedimentação lenta - formação de camadas fracas.

Considerando que o equilíbrio do solo está relacionado a uma complexa interação entre as propriedades dos solos constituintes dos taludes e os eventos naturais, a modelagem física é uma ferramenta que pode ser utilizada para estudar mecanismos específicos de instabilização. Em casos, em que o perfil geotécnico apresenta camadas de solos de baixa permeabilidade sobrepostas as camadas de solos de alta permeabilidade, o desenvolvimento do excesso de poro pressão na camada de base pode induzir uma subpressão levando a camada de solo superior ao deslizamento. Neste contexto, o objetivo desse trabalho é desenvolver um modelo físico de talude submarino a fim de avaliar um dos gatilhos de disparo de movimentos de massa que podem ocorrer em condições sub aquáticas, a poro pressão.

2 PROOGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Modelo Centrífugo

O modelo de talude submarino desenvolvido nessa pesquisa compreende duas camadas de solo sobrepostas (Figura 1). A inferior compreende uma camada drenante, de areia calibrada, que possui o papel único de receber água pressurizada e distribuí-la na base da segunda camada. A camada superior é constituída de argila de baixa permeabilidade, esta camada é submetida a subpressão induzida pela pressurização da camada sobrejacente de areia. Foram instalados parafusos para regulagem da inclinação da caixa teste (Figura 1). A caixa teste foi colocada dentro de um container utilizado para execução de ensaios centrífugos.

Como esquematizado na Figura 2, a instrumentação consiste em seis transdutores de poro pressão e três transdutores de pressão total, ambos instalados na base de alumínio da caixa teste. A poro pressão no meio da camada de argila foi medida através de quatro transdutores posicionados na lateral da caixa teste. Pode-se observar na Figura 2, que a pressão foi induzida na camada de areia por meio de tubos de nylon instalados na caixa teste. A caixa teste possui uma frente removível que forma na fase de adensamento um ângulo de 21º no talude frontal. Essa inclinação inicial foi definida por meio de análise de estabilidade em equilíbrio limite.

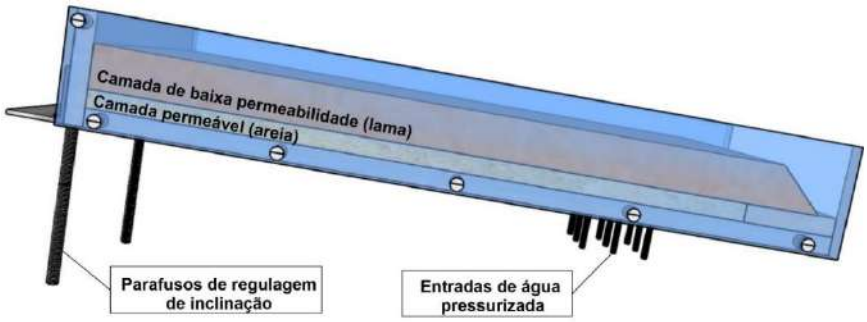


Figura 1. Vista lateral da caixa teste – Camadas de solo e parafuso de regulagem de inclinação.

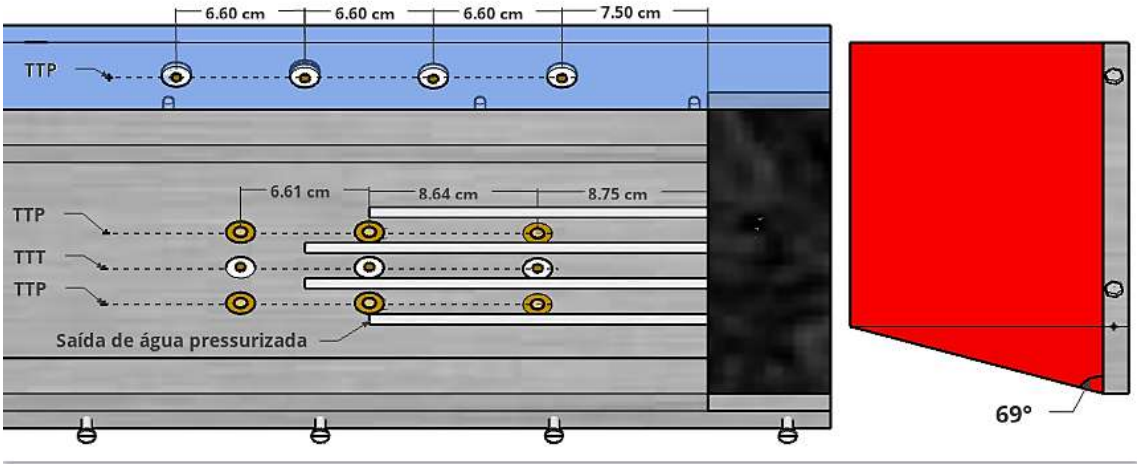


Figura 2. Vista superior da caixa teste com a posição da instrumentação
(TTP – Trandutores de poropressão – TTT Transdutores de tensão total) e molde frontal.

Há de se registrar que para esse modelo, em específico, há uma maior preocupação com a escala tempo. Isso se dá pois é um evento que envolve processos simultâneos de geração e dissipação de poro pressão que possuem escala tempo de N e N^2, respectivamente. Entretanto, a geração de poro pressão é o maior enfoque desse trabalho, portanto, a lei de escala do tempo será considerada como N. Desse modo, para resolver o conflito de escala pode-se utilizar um solo com o coeficiente de permeabilidade menor (Kutter e James, 1989 e Zhang et al, 2015).

A centrifuga geotécnica da UENF utilizada para realizar os ensaios, possui um braço de 3,5 m com duas plataformas com capacidade de 100gton. Sua velocidade máxima é de 277rpm. O container de alumínio utilizado para o ensaio acomodou uma caixa teste de alumínio e acrílico a qual foi projetada para receber toda instrumentação, além de dois parafusos na extremidade que permitem o ajuste da sua inclinação.

2.2 Propriedades do Solo

A fim de caracterizar os materiais utilizados nesse projeto, foram realizados ensaios de laboratório que seguiram as recomendações e procedimentos preconizados nas normas brasileira. Os resultados dos limites de consistência e densidade real dos grãos dos materiais utilizados na pesquisa e da mistura utilizada nos ensaios centrífugos são apresentados na Tabela 1. O solo colocado na caixa teste foi a mistura de caulim e metacaulim. O teor de umidade inicial do solo utilizado foi de 1,5 a umidade do LL obtido no ensaio de caracterização.

Tabela 1. Caracterização dos materiais utilizados na lama

Material	Limite de liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)	Densidade Real dos Grãos (g/cm^3)
Caulim	56,8	27,7	29,1	2,40
Metacaulim	NP	NP	NP	2,58
Mistura	47,3	29,4	17,9	2,57

2.3 Indução de poro pressão na base da camada do modelo

Para aplicar a pressão de água na base do modelo foi utilizada uma interface ar-água instalada em um compartimento do container. A pressão de ar foi regulada por meio de válvulas reguladoras de pressão. A interface foi instrumentada com um transdutor de poro pressão para fins de verificação da pressão aplicada. Na parte inferior da interface, a saída d'agua foi conectada a base da caixa teste possibilitando a indução do aumento da poro pressão.

3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Após a construção da caixa teste e instalação e calibração dos instrumentos, prepararação da interface de água, preparação da camada drenantes de areia e colocação do solo na caixa para inicio dos ensaios, seguiu-se o seguinte planejamento:

- Prosseguiu-se então para o adensamento em centrifuga a 50G. Essa etapa durou aproximadamente uma hora. A resistência não drenada da argila de 3,01 kPa foi medida através do ensaio do *Mini Vane Test* realizado a 50G após o adensamento.
- Após o adensamento a centrifuga foi parada para permitir o ajuste do ângulo de inclinação acionando os parafusos reguladores;
- Retoma-se o voo em centrífuga até 50G e inicia a aplicação de ar pressurizado na interface até a ruptura.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foram realizados três ensaios com diferentes inclinações da caixa teste 0°, 10° e 15°. Após o adensamento a 50G todos os modelos possuíam o mesmo perfil, entretanto após a inclinação da caixa teste e a retomada da força centrífuga observou-se o início de uma suavização dos modelos. Sendo mais pronunciada no modelo em que a caixa teste foi inclinada a 15°.

Os resultados dos transdutores de poro pressão e tensão total dos Ensaios 1 (0°), 2 (10°) e 3 (15°) são apresentados nas Figuras 3, 4 e 5, respectivamente. Nos gráficos que relaciona a poro pressão medida na base da caixa teste com o tempo, observa-se uma queda da poro pressão medida nos transdutores. Isto deve-se a dissipação da poro pressão induzida em pontos específicos de movimentação do talude, abertura de crista de tração ou mesmo um ponto de fuga de pressão. Visualmente, não se observou um movimento importante na face do talude. Assim, utilizou-se da técnica de PIV para identificar possíveis inícios de ruptura.

Uma análise mais detalhada dos gráficos de incremento de poro pressão foi realizada utilizando em conjunto as imagens obtidas com o software PIV-Lab. Com essas imagens foi possível identificar as áreas de movimentação relacionada ao instante do pico de poro pressão. As imagens do software PIV-Lab para cada ensaio são apresentadas na Figura 6.

O incremento de poro pressão no Ensaio 1 é apresentado na Figura 3. No gráfico, observa-se que há um excesso de poro pressão médio de 6,24 kPa e por meio de da análise de PIV nota-se que a área de deslocamento é mínima, próxima ao pé do talude. Ou seja, observou-se o início de uma ruptura com valor de poro pressão muito baixa. No Ensaio 2 o incremento de poro pressão é apresentado na Figura 4 e foi em média, 6 kPa, menor se comparado ao Ensaio 1, porém com área de deslocamento maior. O incremento de poro pressão no Ensaio 3 (Figura 5) foi o menor de todos, em média 5,9 kPa. Contudo, a área de ruptura ficou muito bem definida através da análise de PIV, e significativamente maior se comparada aos outros ensaios.

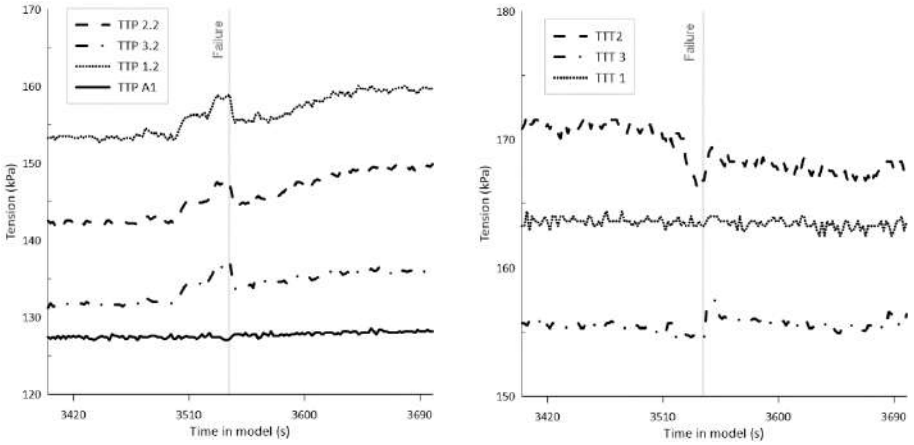


Figura 3. Incremento de poro pressão no Ensaio 1 - 0°

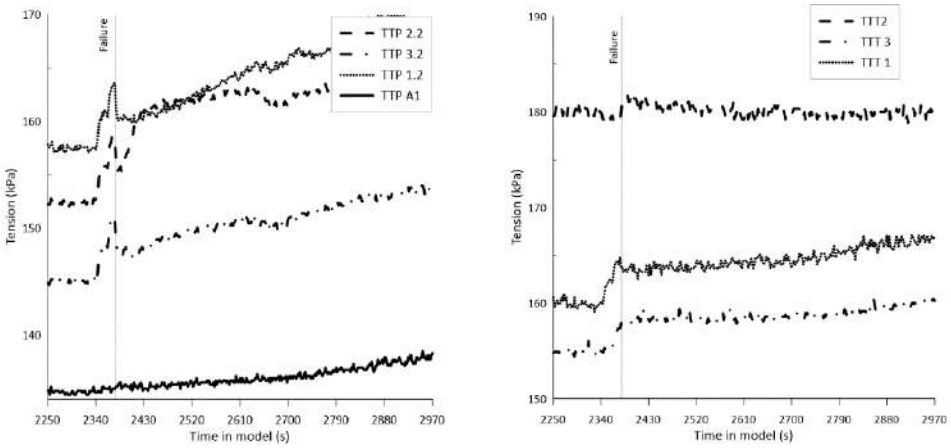


Figura 4. Incremento de poro pressão no ensaio 2 - 10°

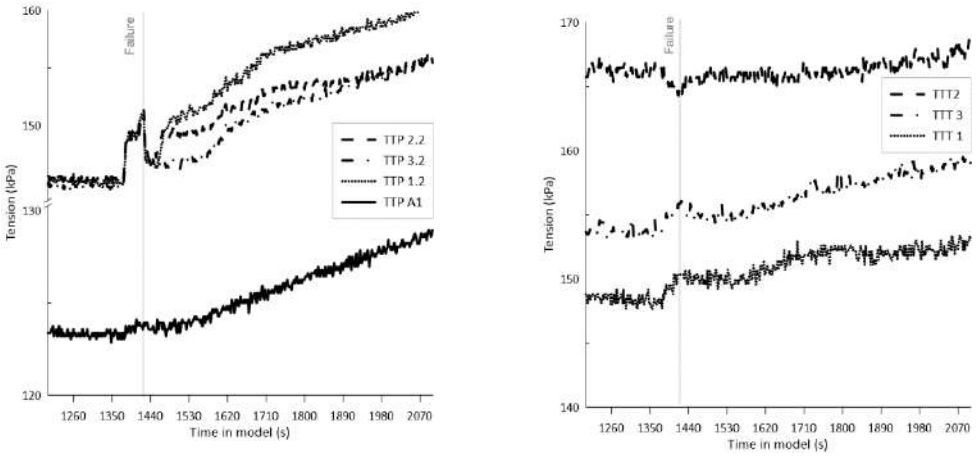


Figura 5. Incremento de poro pressão no ensaio 3 - 15°

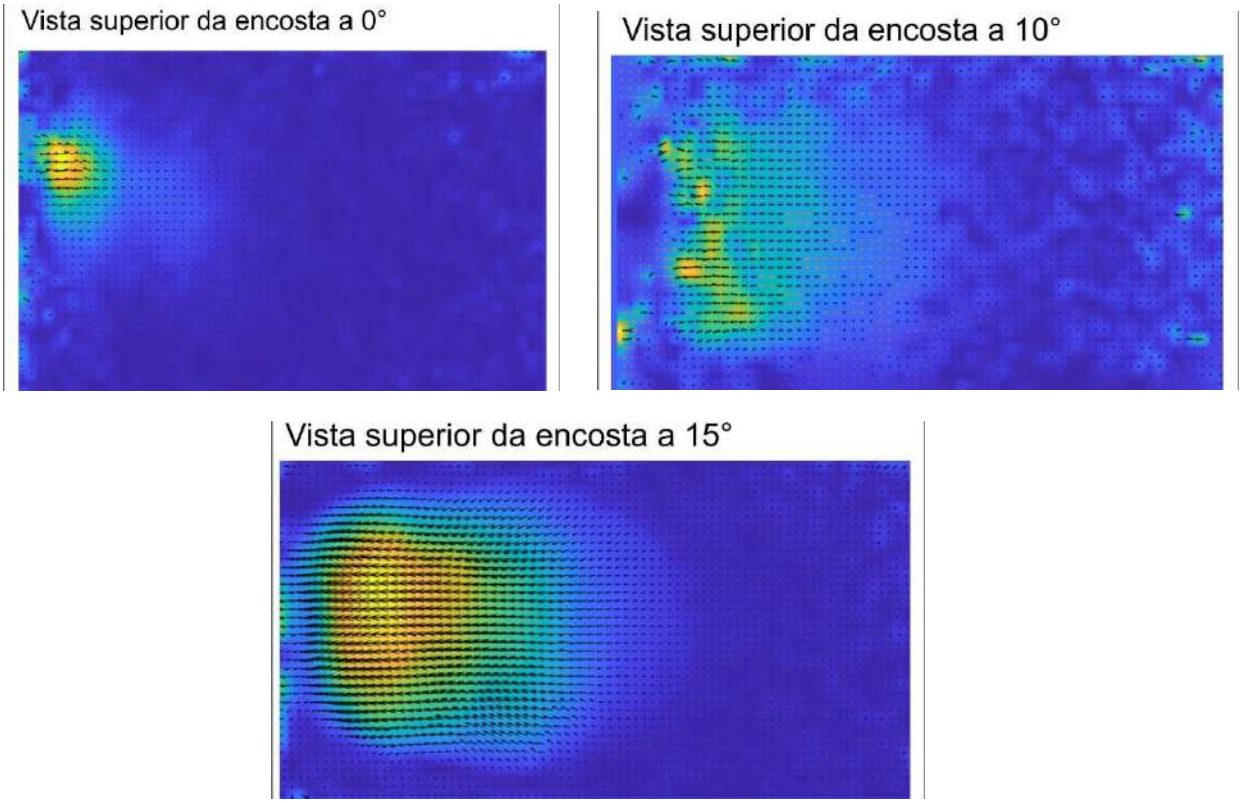


Figura 6. Resultado da área de movimentação no momento de ruptura

Pode-se dizer que quanto maior a inclinação menor foi o excesso de poro pressão observados nos transdutores de poro pressão, necessário para iniciar o deslocamento, e maior a área de movimentação observada nas imagens geradas pelo PIV-Lab.

5 CONCLUSÃO

De uma forma geral, conclui-se que para taludes submarinos suaves (igual ou menor que 15°) o desenvolvimento de poro pressão na base de uma camada de solo de baixa permeabilidade não produz uma movimentação importante, ou seja, um evento catastrófico. Deve-se enfatizar que esta constatação é válida válidas para as condições dos modelos construídos. O Ensaio com o maior grau de inclinação da caixa teste produziu as menores poro pressões e maior área de deslocamento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e a PETROBRAS pelo apoio financeiro a essa pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Acosta, E. A. et al. (2017). Centrifuge modelling of hydroplaning in submarine slopes. *Ocean Engineering*, v. 129, p. 451-458.

Bellwald, Benjamin & Urlaub, Morelia & Hjelstuen, Berit & Sejrup, Hans & Sørensen, Mathilde & Forsberg, Carl & Vanneste, Maarten. (2018-2019). NE Atlantic continental slope stability from a numerical modeling perspective. *Quaternary Science Reviews*.

Cornforth, D.H., Lowell, J.A. (1996). The 1994 submarine slope failure at Skagway, Alaska. Proceedings of the 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, vol. 1, pp. 527-532.

Elveerhoi,A., Issler,D., De Blasio, F.V., Ilstad,T.,Harbitz, C.B.,Gauer,P.,(2005). Emerging insights into the dynamics of submarine debris flows. *Nat. Hazards Earth Syst.Sci*. 5,633–648.

Ilstad, T., De Blasio, F.V., Elverhoil, A., Harbitz, C.B., Engvik, L., Longva, O., Marr, J.G., 2004c. On the frontal dynamics and morphology of submarine debris flows. *Marine Geology*, 213, pp. 481-497.

Kayen, R.E. and Lee, H.J. (1991) Pleistocene Slope Instability of Gas Hydrate-Laden Sediment on the Beaufort Sea Margin. *Marine Geotechnology*, 10 No. 1-2, p. 125-141.

Kutter,B. L., James,R.G.,(1989). Dynamic Centrifuge Model Tests on Clay Embankments. *Geotechnique* 39 (1),91–106.

Locat, J.; Leroueil, S.; Locat, A.; Lee, H. (2014). Weak Layers: Their Definition and Classification from a Geotechnical Perspective. *Advances in Natural and Technological Hazards Research* 37.

Massad, F. 2010. *Obras de terra: curso básico de Geotecnia*.2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos.

Masson, D. G., Harbitz, C.B., Wynn, R.B., Pedersen, G., Lovholt, F. (2006). Submarine Landsline: Process, Triggers and Hazard Prediction. Philosophical Transactions of The Royal Society A Mathematical Physical and Engineering Sciences, 364 (1845), p. 2009-2039.

Mulder, T.; Tisot, J. P.; Cochonat, P.; Bourillet, J. F. (1993). Stabilité des Pentes Sous-Marines Dans a La Baie des Anges, Nice, France. *Revue Française de Géotechnique*. 64; 21-30.

Mohrig D., Marr, J.G.; (2003). Constraining the Efficiency of Turbidity Current Generation from Submarine Debris Flows and Slides using Laboratory Experiments. *Marine and Petroleum Geology* 20(6), p. 883-899.

Sahdi, F., Gaudin, C., White D.J., Boylan, N., Randolph, M.F. (2014). Centrifuge Modelling of Active Slide-Pipeline Loading in Soft Clay. *Géotechnique*, 64 (1), p. 16-27.

Sahdi, F., Gaudin, C, Tom, J. G., Tong, F. (2019). Mechanisms of Soil Flow During Submarine Slide-Pipe Impact. .*Ocean Engineering*, 186, p.106079.

Smith, D.E., Harrison, S., Jordan, J.T., (2013). Sea level rise and submarine mass failures on open continental margins. *Quaternary Science Reviews*. 82, 93-103.

Talling, P.J. Clare, M. Urlaub, M., Pope, E., Hunt, J.E., Watt, S.F.L., (2014). Large submarine landslides on continental slopes geohazards, methane release, and climate change. *Oceanography* 27 (2), 32-45.

Urlaub, M., Talling, P., Zervos, A., (2014). A Numerical Investigation of Sediment Destructuring as a Potential Globally Widespread Trigger for Large Submarine Landslides on Low Gradients. Submarine Mass Movements and Their Consequences, 6th International Symposium, p. 177-188.

Urlaub, M., Talling, P.J., Zervos, A., Masson, D., (2015). What causes large submarine landslides on low gradient (<2°) continental slopes with slow (~0.15 m/kyr) sediment accumulation?. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 120 (10), p. 6722–6739.

Zakeri, A., Hawlader, B. (2013). Drag forces caused by submarine glide block or out-runner block impacto n suspended (free-span) pipelines-numerical analysis. Ocean Engineering. 67, p.89-99.

Zhang, J.H., Zhao C., Xiong, Z. S. (2014). Meso-level simulation of gas hydrate dissociation inlow-permeability sediments. *Theoretical & Applied Mechanics* Letters 4, 062002.

Zhang, J. H., Lin, H. L.; Wang, K. Z. (2015) Centrifuge modeling and analysis os submarine landslides triggered by elevated pore pressure. *Ocean Engineering*. Vol. 109: 419-429.

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1987) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/214

Estudo de Estabilidade e Proposta de Retaludamento para o Escorregamento do Bairro Vila Isabel em Itajubá-MG

Regiane Vieira Pinto
Mestranda do MPEH, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, d2021100834@unifei.edu.br

Ana Paula Moni Silva
Professora Associada, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, anamoni@unifei.edu.br

Nívea Adriana Dias Pons
Professora Titular, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, npons@unifei.edu.br

Adinele Gomes Guimarães
Professora Associada, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, adinele@unifei.edu.br

RESUMO: As chuvas estão se tornando cada vez mais intensas e recorrentes, fatores esses que potencializam a ocorrência de movimentos de terra. Portanto, é fundamental o planejamento de estabilização de encostas, juntamente com um sistema de drenagem eficiente, na gestão de riscos de acidentes. Neste contexto, este trabalho tem por objetivo propor uma solução técnica e economicamente viável para a estabilização de um talude, localizado no bairro Vila Isabel da cidade de Itajubá/MG, que sofreu escorregamento. Para a formulação do projeto de estabilização do talude, após a caracterização topográfica do local e identificação dos parâmetros do solo, foram realizadas análises com o auxílio do software Slope/W, avaliando-se os fatores de segurança para diferentes alternativas. A solução pelo retaludamento, que consistiu em alterar a geometria do talude com a intenção de diminuir o momento, apresentou resultados satisfatórios, uma vez que dentre as propostas de redução dos ângulos e escalonamento, foi alcançada uma alternativa com fator de segurança acima do mínimo recomendado nas normas técnicas, considerando o nível de segurança desejável contra perdas humanas e danos materiais e ambientais. Então, um orçamento estimativo para essa solução foi realizado, utilizando-se valores presentes em sistemas de referência de custos de obras e serviços de engenharia.

PALAVRAS-CHAVE: recuperação de taludes; segurança de encostas, estabilização de taludes, retaludamento.

ABSTRACT: Rains are becoming increasingly intense and recurrent, factors that increase the occurrence of earth movements. Therefore, slope stabilization planning, together with an efficient drainage system, is essential in managing accident risks. In this context, this work aims to propose a technically and economically viable solution for the stabilization of a slope, located in the Vila Isabel neighborhood of the city of Itajubá/MG, which suffered landslides. To formulate the slope stabilization project, after the topographic characterization of the site and identification of soil parameters, analyzes were carried out with the aid of the Slope/W software, evaluating the safety factors for different alternatives. The solution through upgrading, which consisted of changing the geometry of the slope with the intention of reducing the moment, presented satisfactory results, since among the proposals for reducing angles and scaling, an alternative was achieved with a safety factor above the recommended minimum. in technical standards, considering the desirable level of safety against human loss and material and environmental damage. Then, an estimated budget for this solution was created, using values present in reference systems for the costs of works and engineering services.

KEYWORDS: slope recovery; slope safety, slope stabilization, resloping.

1 INTRODUÇÃO

As ocorrências de deslizamento de terra estão cada vez mais frequentes em áreas que apresentam um conjunto de fatores favoráveis ao desmoronamento de encosta, como a declividade do terreno, a degradação do solo em decorrência do seu uso e ocupação, alinhados com eventos extremos de chuva. As mudanças climáticas globais vêm causando impactos no ciclo hidrológico, trazendo como consequência o aumento da frequência e da intensidade das precipitações, fatores estes que potencializam o desencadear de desastres naturais catastróficos (GARIANO; GUZZETTI, 2016).

No Brasil, os deslizamentos de terra representam uma das principais causas de perdas humanas, em razão da ocupação desordenada das áreas de encostas suscetíveis a desmoronamento, devido ao rápido crescimento urbano em conjunto com a falta de planejamento adequado (IBGE, 2019). Anualmente, os casos de deslizamentos têm provocado diversos impactos socioambientais e prejuízos econômicos, tais como destruição de edificações e desastres ambientais, caracterizando-se como questão de ordem pública. Por isso é de extrema importância o planejamento de soluções viáveis para estabilização de taludes, que busquem a recuperação das áreas degradadas, bem como a criação de sistemas de gestão de riscos de acidentes. As técnicas de estabilização de taludes podem ser aplicadas na conservação de obras já existentes ou na concepção de obras futuras, como também, na prevenção de acidentes que englobam movimentos de massa (CARVALHO, 1991).

As obras civis são complexas e estão sujeitas a uma série de variáveis, cada uma apresentando cenários únicos e em constante mudança (MATTOS, 2019). Por isso, o planejamento de soluções para a estabilização de taludes requer uma análise cuidadosa das condições impostas pelo ambiente físico, assim como uma avaliação das características geológico-técnicas. Isso permite compreender as variações espaço-temporais que ocorrem em diferentes condições de carga (GUIDICINI; NIEBLE, 1984), fundamentais para a tomada de decisões acertadas quanto aos métodos de estabilização de taludes.

Diante desse contexto, o objetivo deste trabalho foi analisar as condições de estabilidade e propor uma solução de estabilização para um talude localizado no bairro Vila Isabel, na cidade de Itajubá-MG, que sofreu movimentação de massa e apresenta risco iminente de desmoronamento, representando uma ameaça à população local.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Talude e o Movimento de Massa

Queiroz (2016) define talude como qualquer superfície inclinada de um terreno natural, escavado ou de aterro, cuja inclinação é expressa por ângulo da superfície inclinada com a horizontal.

Segundo Kazeev; Postoev (2017), o movimento de massa é um processo de mudança no estado de tensão-deformação de um maciço, sob a ação de fatores naturais ou antrópicos, que causa uma separação de massa, mantendo um contato contínuo entre a massa deslizante e o solo subjacente imobilizado. Os autores ainda afirmam que os mecanismos de falha do talude possuem características particulares, com configurações geológicas específicas e variedade de fatores condicionantes, podendo esses processos, serem classificados pelo tipo de materiais envolvidos e pela forma de movimento.

Existem várias propostas de sistema de classificação dos movimentos de massa, nacionais e internacionais, que combinam diferentes características relacionadas ao movimento como a velocidade de deformação, natureza do material, geometria do talude e as condições ambientais (FERNANDES, 2016).

De acordo com Gerscovich (2016), a instabilidade do talude é atingida quando as tensões cisalhantes atuantes (τ_{mob}) se igualam às tensões de resistência ao cisalhamento do solo (τ_f). A relação entre esses dois fatores define um fator de segurança ($FS = \tau_f / \tau_{mob}$) para uma superfície de ruptura. Quanto aos valores de fator de segurança, admite-se que: se $FS > 1$ o talude é considerado estável; para $FS = 1$ o talude está em estado crítico de ruptura e não há significado físico quando $FS < 1$.

Em geral, os taludes naturais apresentam um fator de segurança próximo de 1, pois existe uma tendência natural à peneplanização, ou seja, o solo do talude tende a descer até o nível de sua base, devido a ação da força gravitacional. Sendo assim, uma chuva atípica ou uma pequena intervenção antrópica, podem desencadear um movimento de massa (MASSAD, 2010). A condição de fator de segurança menor que 1 é

induzida por fatores deflagradores de ruptura, que podem causar um aumento das tensões cisalhantes mobilizadas ou a redução da resistência ao cisalhamento do solo (GERSCOVICH, 2016).

2.2 Análise de Estabilidade de Taludes

No Brasil, o estudo de estabilidade de taludes é regulamentado pela norma técnica NBR 11682 (ABNT, 2009). Essa norma estabelece os requisitos que devem ser seguidos para a realização de estudos e controle da estabilidade de encostas, fornecendo orientações específicas para a elaboração de projetos, execução e manutenção de obras ou serviços relacionados.

De acordo com essa norma, um estudo de análise de estabilidade requer a realização de procedimentos preliminares. Isso inclui a investigação detalhada do terreno, que envolve o levantamento das características topográficas, geológicas e geotécnicas do talude. É essencial ressaltar a importância da estratigrafia do perfil, bem como a determinação das propriedades físicas e mecânicas do solo.

Após a conclusão desses estudos detalhados, torna-se possível realizar a análise da estabilidade do talude por meio de diferentes métodos. Esses métodos são selecionados com base nas características específicas do talude em questão e podem incluir análises determinísticas ou probabilísticas, levando em consideração fatores como a geometria do talude, as características do solo e as condições de carga aplicadas.

Seguindo as diretrizes da NBR 11682 (ABNT, 2009), o estudo de estabilidade de taludes visa garantir a segurança e a eficiência das obras e serviços relacionados a encostas, fornecendo uma base sólida para a tomada de decisões e a adoção de medidas adequadas de mitigação de riscos. A norma estabelece valores para fatores de segurança admissíveis, ou seja, o valor mínimo do FS a ser atingido em um projeto, definidos com base nos níveis de segurança para danos materiais e ambientais, associados aos riscos de perdas humanas, que a movimentação de massa do talude pode proporcionar, como resumido na Tabela 1.

Tabela 1. Fatores de segurança mínimo para deslizamentos. Fonte: ABNT (2009).

Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Embora existam vários métodos disponíveis, neste estudo foi dado destaque apenas em dois, os quais suas premissas foram descritas a seguir.

2.2.1 Método de Fellenius

Conhecido também como método das fatias, se caracteriza por adotar uma superfície de ruptura circular e dividir o maciço de solo em várias lamelas verticais de igual comprimento horizontal. Este método é bastante simples, decompondo o peso em forças tangenciais e normais em relação à base de cada fatia. O cálculo do fator de segurança é baseado no equilíbrio de momentos em torno do centro do círculo de ruptura, onde as forças são equilibradas na direção perpendicular à superfície.

Pressupõe-se também que não há interação entre as lamelas, o que implica que as resultantes das forças laterais em cada lado das fatias sejam colineares e de magnitude igual, permitindo desconsiderar os efeitos dessas forças. Entretanto, de acordo com Guidicini e Nieble (1984), essa suposição é precisa apenas em superfícies mais planas e em materiais com ângulo de atrito constante.

2.2.2 Método de Morgenstern e Price

O método de Morgenstern e Price se destaca pela sua abordagem mais rigorosa na análise de estabilidade de taludes. Ao contrário de outro método mencionado, ele é aplicável a qualquer superfície de ruptura e atende a todas as condições de equilíbrio de forças e momento. Neste método, o maciço instável é dividido em fatias

infinitesimais, resultando em uma análise mais detalhada que requer o uso de ferramentas computacionais para o processamento dos cálculos.

2.3 Estabilização de Taludes

As técnicas de estabilização de taludes podem ser aplicadas na conservação de obras já existentes ou na concepção de obras futuras, como também, na prevenção de acidentes que englobam movimentos de massa. Inicialmente, as técnicas de estabilização devem ser de caráter preventivo, que buscam resolver a instabilidade em sua fase inicial mediante soluções simples e econômicas, evitando o avanço de problemas mais graves, os quais requerem soluções mais complexas e onerosas (CARVALHO, 1991).

O processo de estabilização pode ser feito por meio de uma simples correção na inclinação dos taludes até o uso de estruturas de concreto protendidas. Portanto as alternativas de projeto deverão sempre partir das soluções mais simples para as mais complexas, conforme fluxograma exposto na Figura 1, evitando a execução de obras desnecessárias (CARVALHO, 1991).

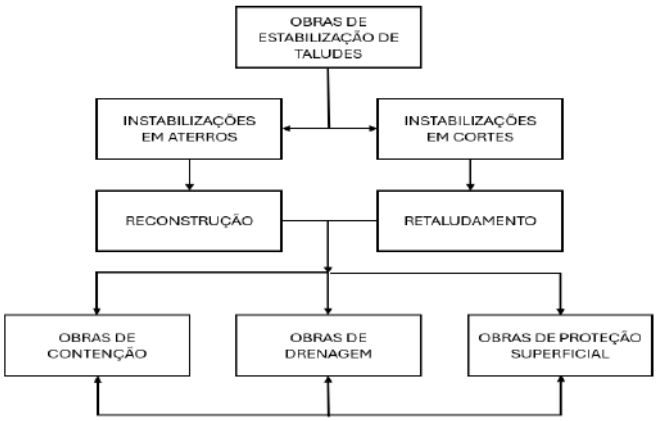


Figura 1. Fluxograma dos tipos de obras de estabilização de taludes. Fonte: Adaptado de Carvalho (1991).

O retaludamento é a técnica de estabilização de talude mais utilizada, por ser um método simplificado, de fácil execução e econômico, justamente por utilizar como material o próprio terreno e não exigir uma mão de obra especializada (GERSCOVICH, 2016). Em geral, o retaludamento é a primeira solução a ser proposta para estabilizar qualquer tipo de solo ou rocha, pois sempre haverá uma geometria do talude que garantirá a sua estabilidade, sob quaisquer condições de solicitação (CARVALHO, 1991).

O retaludamento consiste em alterar a geometria do talude, através de um processo de terraplanagem, visando a redução do ângulo médio da superfície e/ou a redução da altura do talude, alterando o estado de tensões atuantes no maciço (CARVALHO, 1991). A técnica é efetuada por equipamento mecânico apropriado, realizando-se cortes feitos junto à crista do talude, com a intenção de diminuir o momento atuante, e fazendo-se um contrapeso junto ao pé do talude através da execução de bernas (MASSAD, 2010). Os cortes podem ser contínuos, quando a altura do talude for inferior a 5 metros, ou escalonados, em caso de altura superior a 5 metros (ALHEIROS et al., 2004). Quanto à geometria do talude, Caputo (2008) recomenda que a altura do escalonamento esteja entre 9 a 10 m, para que a energia do escoamento seja dissipada.

De acordo com Gerscovich (2013), é necessário associar a técnica de retaludamento a um sistema de drenagem e de proteção superficial, para diminuir a infiltração de águas pluviais, prevenindo assim, os processos de erosão e o aumento da solicitação por sobrepeso.

3 METODOLOGIA

O presente estudo avalia o caso em uma encosta que sofreu movimentação de massa e apresenta risco de desmoronamento, localizada na cidade de Itajubá, em Minas Gerais. Primeiramente, foi realizada uma caracterização da área de estudo, incluindo a análise da topografia, estratigrafia e parametrização do solo. Com base na caracterização do talude, foi modelado o eixo central no programa Slope/W, atribuindo os parâmetros

de resistência retroanalisados para cada camada que compõe o talude. Em seguida, foi feito um diagnóstico das condições atuais de estabilidade, avaliando o fator de segurança crítico.

Neste estudo, foram realizadas análises de estabilidade de talude utilizando métodos determinísticos de equilíbrio-limite amplamente utilizados na geotecnia: o método Morgenstern e Price e o método de Felinius, aplicados para feito de comparação dos resultados obtidos. Inicialmente, procedeu-se à análise de estabilidade do talude em suas condições atuais, para confirmar a necessidade de obras de estabilização. Posteriormente, para formular uma proposta de estabilização foram propostas diferentes alternativas da técnica de retaludamento. Foram estudadas três variações de inclinações de cortes escalonados, submetendo os perfis modificados à análise de estabilidade, a fim de encontrar uma proposta de atendesse as condições de segurança.

Conforme recomendação da NBR 11.682 (ABNT, 2009), nas análise de estabilidade deste estudo, considerou-se seguro quando o fator de segurança mínimo era superior a 1,4, adotando-se um grau de segurança alto no quesito danos a vidas humanas (área urbana com edificações residenciais) e baixo em danos materiais e ambientais (local próximo a propriedades de valor reduzido e com baixa suscetibilidade a acidentes ambientais).

Para a elaboração do orçamento e cronograma da solução de estabilização, foram utilizadas as planilhas de referência SINAPI (09 /2023) e SETOP (08 /2023) específicas para o estado de Minas Gerais. Essas tabelas fornecem os valores de referência para os diversos serviços de construção civil, considerando os preços praticados no mercado em determinado período, que permite a estimativa dos quantitativos necessários para a execução da obra. É importante ressaltar que foram adotados os valores não desonerados, ou seja, os custos de mão de obra consideram encargos sociais complementares.

3.1 Área de Estudo

A área de estudo trata-se de uma encosta com uma amplitude de aproximadamente 70 metros e uma inclinação variando entre 35 e 50 graus, formada por um espesso solo argiloso vermelho, compactado sobre um solo saprófito fofo e friável derivado de um Ortognaisse porfiroblástico migmatítico. Possui cobertura vegetal predominante de tipo rasteiro e sistema de drenagem de águas pluviais precário e danificado (CPRM, 2014). A encosta sofreu ruptura em uma parte considerável de sua extensão. O plano de ruptura tem aproximadamente 270 metros de comprimento e apresenta um abatimento de cerca de 8 metros em relação ao nível original. Foram identificadas evidências de movimentos gravitacionais no terreno, incluindo trincas, degraus de abatimento, cicatrizes de deslizamento e feições erosivas superficiais em forma de sulcos e ravinas. A Figura 2 apresenta a encosta em suas condições atuais.

Figura 2. Imagem da área de estudo. Fonte: Google Earth (2022).

A encosta anteriormente era utilizada como uma jazida de terras para fins de aterro. Após um período de várias obras de terraplanagem realizadas no local, a encosta começou a apresentar trincas e rupturas devido à perda de sustentação na base removida do talude, juntamente com a ineficácia do sistema de drenagem (CPRM, 2014).

O levantamento topográfico foi utilizado para reproduzir os perfis transversais das seções consideradas mais críticas, correspondentes às rupturas ocorridas na área de estudo, conforme os eixos mostrados na Figura 3. A seção principal corresponde ao eixo central da ruptura do maciço, abrangendo desde a crista da ruptura até a sua base, enquanto as seções secundárias são os eixos traçados nas extremidades laterais da ruptura de referência do maciço. No presente trabalho será dado ênfase ao eixo central para as análises de estabilidade da condição atual e para as alternativas de retaludamento estudadas.

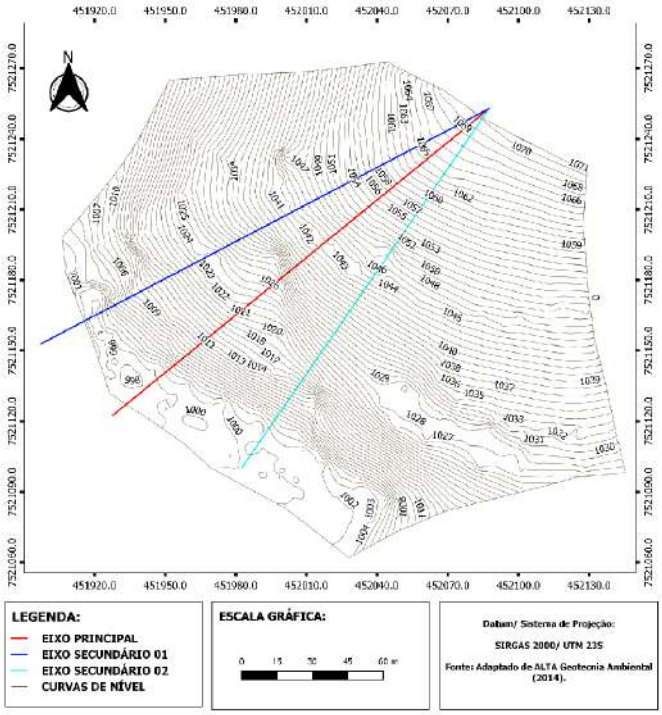


Figura 3. Eixos das seções de estudo. Fonte: Manfredini; Santos (2021).

As informações estratigráficas do talude foram obtidas a partir do relatório de sondagem à percussão SPT (Standard Penetration Test), fornecido pela empresa Alta Geotecnia Ambiental (2014), onde foram analisadas amostras coletadas em nove pontos de investigação, localizadas no entorno do escorregamento, ou seja, na região adjacente ao material colapsado, sem que sejam conduzidas sondagens na área afetada. De acordo com a Alta Geotecnia Ambiental (2014), durante as sondagens e observações de campo, não foi encontrado nenhum nível d´água no interior do maciço.

Manfredini e Santos (2021), realizaram uma interpolação dos pontos de sondagem, identificando assim, um perfil de solo residual com quatro camadas distintas, com resistência crescente conforme aumento da profundidade (Tabela 2)

Tabela 2. Definição das camadas de solo. Fonte: Adaptado de Manfredini e Santos (2021).

Camada	Tipo de Solo	Profundidade (m)	NSPT
Mica	Biotina	0,5	-
Rocha alterada	-	*	-
Solo A	Argila siltosa vermelha	1	≤ 10
Solo B	Transição entre os solos da camada A e C	9	$10 < x \leq 20$
Solo C	Silte-arenoso cinza	10	> 20

*Preenchendo o restante da área

A empresa Alta Geotecnia Ambiental (2014), também determinou, com base nos resultados das sondagens, variáveis como: o peso específico, a coesão do solo e o ângulo de atrito. Entretanto, no ano de 2017, ocorreu um segundo rompimento, tornando tais dados incompatíveis para a realização da análise de estabilidade do cenário atual, principalmente pela quantidade de material mobilizado, referente à porção do

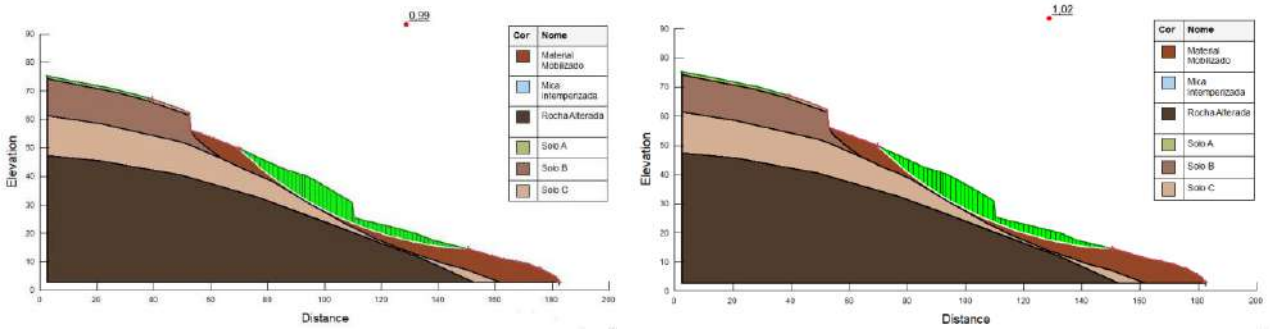
maciço que sofreu o escorregamento parcial. Diante deste contexto, foram utilizados neste estudo os parâmetros readequados por meio de retroanálises de cenários (Tabela 3), trabalho realizado por Manfredini e Santos (2021), tendo como referências as investigações já conhecidas nas investigações.

Tabela 3. Parâmetros retroanalisados. Fonte: Manfredini e Santos (2021).

Camada	Peso específico [kN/m^3]	Coesão [kPa]	Ângulo de atrito [°]
Material mobilizado	16	4	22
Mica	18	4	14
Rocha alterada	23	35	30
Solo A	17	10	15
Solo B	18	15	21
Solo C	20	15	25

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Inicialmente, o talude foi analisado na sua condição atual, considerando os eventos de escorregamentos sofridos, para a determinação do coeficiente de segurança crítico do eixo principal (seção central), tendo sido realizadas análises pelos métodos de Fellenius e Morgenstern e Price para fins de comparação (Figura 4). Observa-se que ambos os métodos apresentaram fator de segurança muito próximo de 1,00. Isso sugere que estão em equilíbrio limite, porém muito próximo de atingir o estado crítico de ruptura. Destaca-se que as superfícies de ruptura são superficiais, devido às condições da camada de material mobilizado, que teve seus parâmetros de resistência reduzidos durante o evento de movimentação.



(a) (b)

Figura 4. Análise de estabilidade eixo principal pelos métodos de Fellenius (a) e Morgenstern e Price (b).

Diante do cenário encontrado, foi proposto o retaludamento por corte escalonado, alterando a geometria do talude para suavizar sua inclinação e aumentar seu fator de segurança. Foram construídas bermas com largura entre 2 e 4 metros e altura de escalonamento não superior a 10 metros, com o objetivo de controlar a velocidade de escoamento superficial da água. Quanto à inclinação, foram adotadas as proporções entre a distância vertical e a horizontal: 1V:3H, 1V:2H e 2V:3H.

Inicialmente, foi proposto um perfil de retaludamento com uma inclinação na proporção de 2V:3H, com o objetivo de alinhar o escalonamento ao contorno natural do talude, onde a inclinação é praticamente mantida, o que resultaria em menor movimentação de terra, como mostrado na Figura 5(a).

Após a submissão da proposta do novo perfil à análise de estabilidade, foram obtidos fatores de segurança de 0,89 pelo método de Fellenius (Figura 5(b) e 0,91 pelo método de Mongester Price (Figura 5(c)). Estes valores evidenciam que a estabilidade do talude não foi garantida para esse novo perfil. Além disso, observa-se novamente que a superfície de ruptura está localizada na camada de material mobilizado.

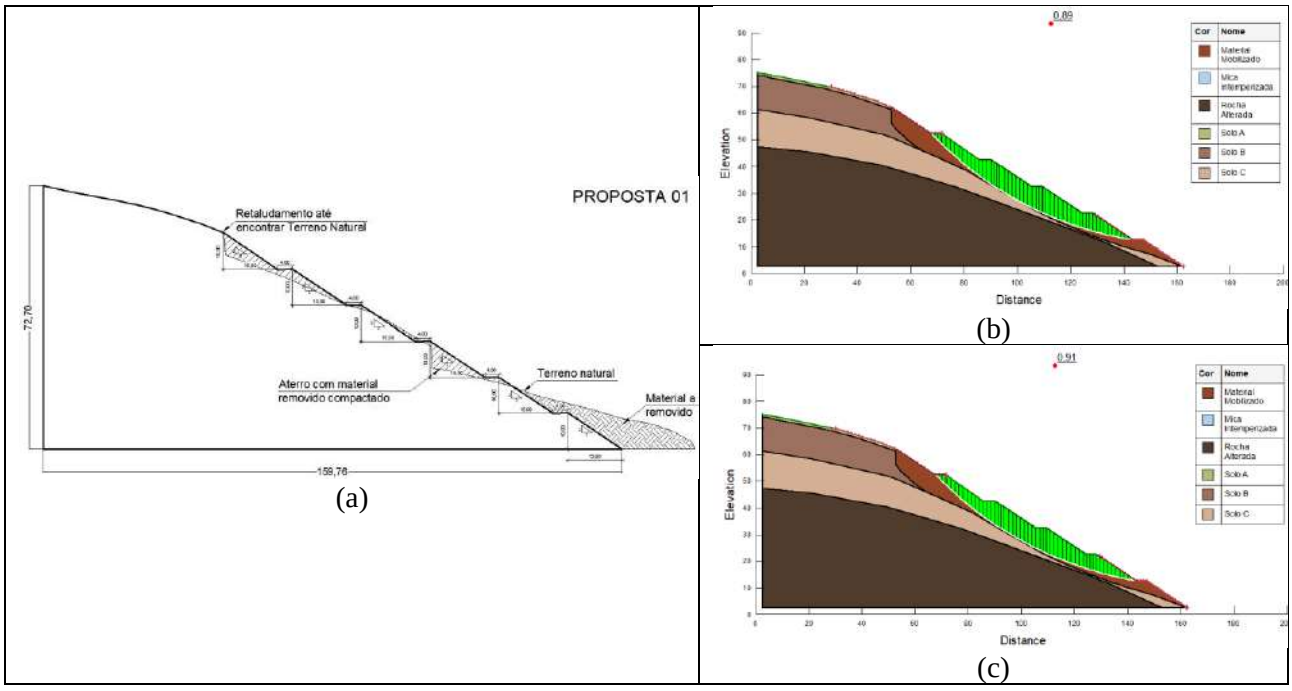


Figura 5. Primeira proposta de retaludamento: perfil dos cortes (a) e análise pelos métodos de Fellenius (b) e Morgenstern e Price (c).

Na segunda proposta, o objetivo foi eliminar completamente a camada de material mobilizado, cujos parâmetros de resistência foram reduzidos durante o episódio de movimentação. Para este novo perfil, foram adotadas declividades intercaladas nas proporções de 1V:3H, 1V:2H e 2V:3H, conforme ilustrado na Figura 6(a). Essa abordagem visa fortalecer a estabilidade do talude ao distribuir de forma mais equilibrada as cargas e reduzir as áreas suscetíveis a rupturas.

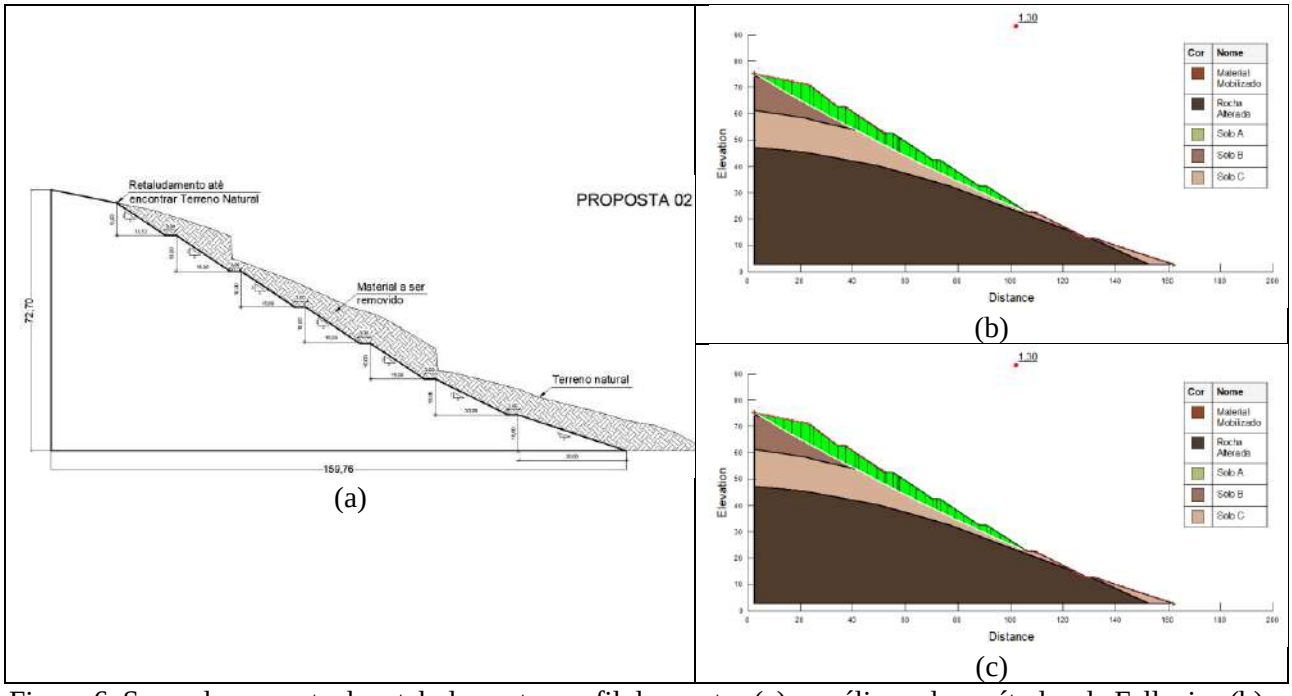


Figura 6. Segunda proposta de retaludamento: perfil dos cortes (a) e análise pelos métodos de Fellenius (b) e Morgenstern e Price (c).

Esta segunda proposta atingiu um fator de segurança de 1,30 para ambos os métodos de análise, um valor superior ao obtido na primeira proposta. No entanto, ainda não alcançou o fator de segurança desejado

de pelo menos 1,4. Como apresentado nas Figuras 6(B) e 6(C), a superfície de ruptura atingiu as camadas dos solos B e C, indicando que a inclinação de 2V:3H não foi adequada para os parâmetros de resistência desses solos. Essa constatação ressalta a importância de uma abordagem mais criteriosa na seleção das declividades do talude, levando em consideração as características específicas das diferentes camadas de solo presentes no talude.

Por fim, na terceira proposta buscou-se um perfil com inclinação mais suave na proporção 1V2H. Conforme Figura 7, essa solução proporciona a remoção de grande quantidade de terra.

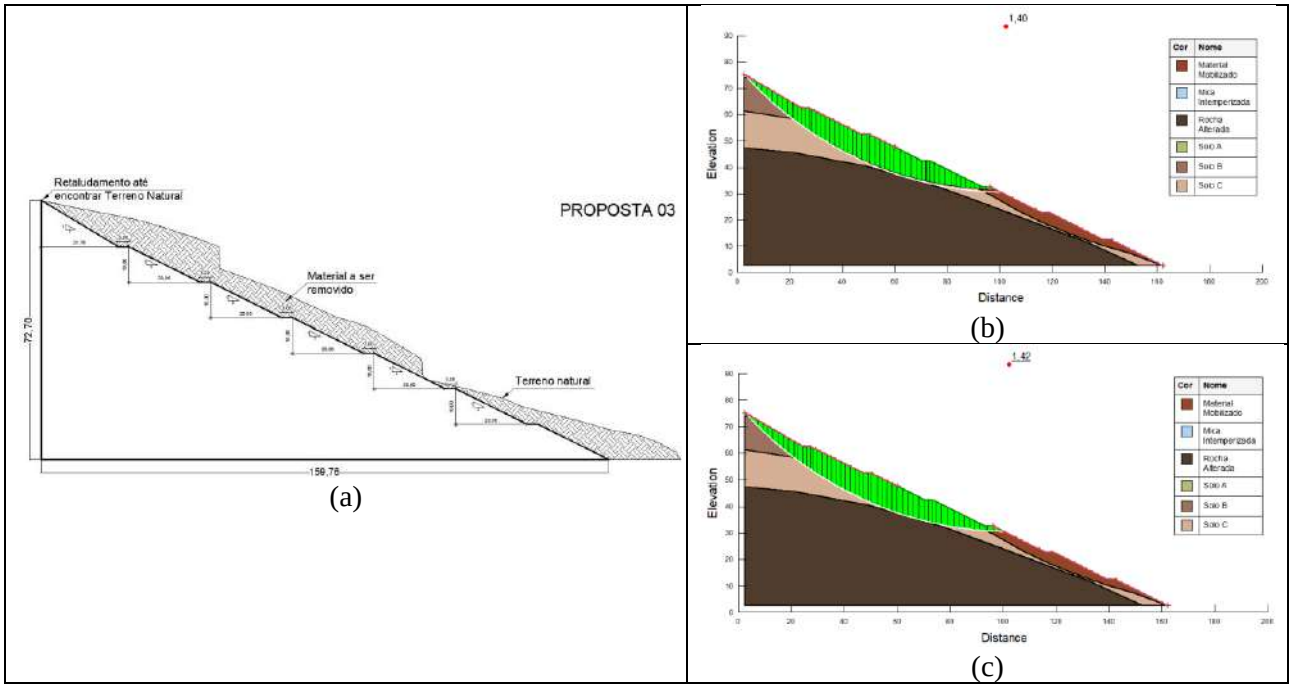


Figura 7. Terceira proposta de retaludamento: perfil dos cortes (a) e análise pelos métodos de Fellenius (b) e Morgenstern e Price (c).

A análise de estabilidade do perfil revelou uma superfície de ruptura com um fator de segurança de 1,40 pelo método de Fellenius (Figura 7(b)) e 1,42 pelo método de Mongester Price (Figura 7(c)). Esses resultados indicam que o retaludamento proposto é adequado para garantir a estabilidade do talude, uma vez que atingiu o fator de segurança mínimo de 1,4 recomendado pela NBR 11682 (ABNT, 2009). Portanto, este perfil foi adotado para a elaboração do projeto básico de recuperação da encosta. Essa decisão é baseada na confiança de que o perfil proposto oferece uma solução segura e eficaz para a estabilização da encosta, levando em consideração os resultados positivos obtidos na análise de estabilidade.

Em seguida, realizou-se o planejamento da terraplenagem para a execução do retaludamento da encosta, operação determinante para o levantamento da quantidade de terra a ser movimentada, na configuração dos taludes de corte e aterro, bem como na determinação das cotas necessárias para a execução das bermas. O cálculo do volume de terra necessário para a terraplenagem foi realizado utilizando uma modelagem tridimensional do terreno para o projeto básico mostrado na Figura 8. Os volumes de terra a serem movimentados nesta etapa estão indicados na Tabela 4. Para o volume de bota fora, considerou-se um aumento de 30% no volume de corte devido ao empolamento do solo.

Tabela 4. Volumes de movimentação de terra.

Volume de corte	128.634,52 m^3
Volume de aterro	22,27 m^3
Volume de bota fora	167.224,52 m^3

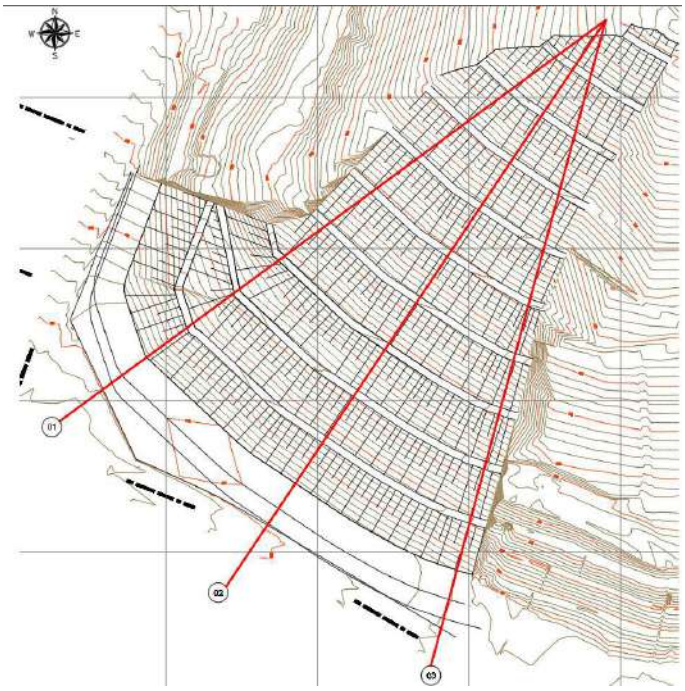


Figura 8. Projeto básico do retaludamento

Após a concepção do projeto básico e o levantamento quantitativo dos materiais necessários para a execução da terraplanagem, procedeu-se à elaboração do orçamento e cronograma para sua realização. Para estimar os custos, foram utilizadas as planilhas de referência da SINAPI e SETOP. As atividades que não estavam contemplados nas planilhas de referência foram montadas por meio da criação de composições específicas. O custo total da terraplenagem ficou em R$ 13.864.122,05, o qual pode ser realizado em seis meses. Utilizando os coeficientes de produtividade das planilhas de referência, foi possível estimar o custo e o tempo necessário para a realização desta etapa que compõem o projeto, como apresentado na Tabela 5.

Ressalta-se que para a obra ainda devem ser considerados outros serviços, que neste trabalho não estão indicados, tais como: montagem do canteiro de obras, laudo cautelar para as residências circunvizinhas do talude, sistema de drenagem pluvial, arranjo de proteção superficial, limpeza e administração da obra.

Tabela 5. Cronograma físico-financeiro básico da etapa de terraplenagem da obra de recuperação

Etapa	Valor (R$)	MESES					
		1	2	3	4	5	6
TERRAPLENAGEM	13.864.122,05	10%	15%	15%	15%	20%	20%

5 CONCLUSÃO

Ao realizar análise de estabilidade do talude localizado no bairro Vila Isabel em Itajubá/MG, observou-se que o maciço ainda se encontra em iminência de ruptura, ou seja, o fator de segurança encontrado no mesmo não garante sua estabilidade e segurança conforme valores recomendados pelas normas técnicas. Fato este, que comprova a necessidade do planejamento de técnicas de estabilização do referido talude.

Observada a instabilidade do maciço, o presente trabalho se propôs a encontrar uma solução viável para a estabilização do talude, capaz de evitar ou minimizar uma nova ruptura, garantindo assim, a segurança da população que circunvizinha o talude em questão. Para a formulação da proposta de estabilização do talude, foram realizadas análises da estabilidade através de programa computacional, avaliando-se os valores de fator de segurança de diferentes propostas de retaludamento.

Após estudo de estabilidade, concluiu-se que o retaludamento na proporção 1:2 apresenta um fator de segurança de 1,40, satisfatório segundo os parâmetros estabelecidos pela NBR 11682 (ABNT, 2009), demonstrando assim sua eficácia na estabilização do talude. Com base nessa solução, foi elaborado um projeto

básico de retaludamento, que incluem detalhes como terraplanagem, proteção superficial e um sistema de drenagem superficial eficiente.

Por fim, foi elaborado um orçamento e um cronograma de obra, para o serviço de terraplenagem. Que consiste em realizar uma preparação adequada do terreno, que envolve a remoção das camadas de vegetação e do solo superficial instável. Em seguida, é realizada uma escavação controlada para modelar o talude conforme o projeto desenvolvido com base nos resultados obtidos na análise de estabilidade.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos o Mestrado Profissional em Engenharia Hídrica (MPEH), o Instituto de Recursos Naturais (IRN) e a Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI) pelo apoio ao desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALHEIROS et al. Manual de Ocupação dos Morros da Região Metropolitana do Recife. Fundação de Desenvolvimento Municipal – FIDEM. Recife: Ensol, 2004. Disponível em: http://www2.condepefidem.pe.gov.br/c/document_library/get_file?uuid=f4c9adca-a36a-46f9-b610-e56ef00da3ca&groupId=19941. Acesso em: 19 junho 2022.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: estabilidade de encostas: apresentação. Rio de Janeiro, 2009.

CAPUTO, H. P. Mecânica dos Solos e suas aplicações: Fundamentos. 6. ed. São Paulo: LTC, 2008.

CARVALHO, P. A. S. Manual de Geotecnia: Taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. São Paulo: Departamento de Estradas e Rodagens do Estado de São Paulo, Instituto de Pesquisa Tecnológicas, 1991.

FERNANDES. M. M. Mecânica dos solos: Introdução à Engenharia Geotécnica. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

GARIANO, S. L; GUZZETTI, F. Landslides in a changing climate. Earth-Science Reviews. GEOSTUDIO. Slope/W Slope stability analysis. versão 9.1.1.16749. c2018.

GERSCOVICH, D. M. S. Estabilidade de taludes. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GERSCOVICH, D. M. S. Estruturas de Contenção: Muros de Arrimo. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 48p. 2013. Disponível em: http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf. Acesso em: 21 de junho de 2022.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, M.C. Estabilidade de taludes naturais e de escavação. 2 ed. São Paulo: Editora Blucher, 1984.

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Suscetibilidade a deslizamentos do Brasil: primeira aproximação / IBGE, Coordenação de Recursos Naturais e Estudos Ambientais. Rio de Janeiro. 2019. Disponível em: https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv101684.pdf. Acesso em: 21abril 2022.

KAZEEV, A; POSTOEV, G. Landslide investigations in Russia and the former USSR. Natural hazards, v. 88, n. 1, p. 81-101, 2017.

MANFREDINI, B. C. O; SANTOS, S.P.G. Análise de estabilidade de talude no bairro Vila Isabel. Monografia (Graduação) - Universidade Federal de Itajubá – UNIFEI, Itajubá, 2021.

MASSAD, F. Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia. 2ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MATTOS, A. D. Planejamento e controle de obras. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. Orientador: Professor Dr. Alessander Christopher Morales Kormann. 2019. 147 p.

QUEIROZ, R. C. Geologia e Geotecnia Básica para Engenharia Civil. São Carlos: RiMa Editora, 2016.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/215

Estudo de Instabilidade Geotécnica Em Um Aterro Ferroviário de Grande Porte no Estado do Rio de Janeiro

Alisson Silveira Sachetti
Eng. Civil, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, alisson@fgs.eng.br

Felipe Gobbi
Eng. Civil, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, felipe@fgs.eng.br

Camilly Tostes
Eng. Civil, MRS logística, Juíz de Fora, Brasil, camilly.tostes@mrs.com.br

Romário Lopes
Eng. Civil, MRS logística, Juíz de Fora, Brasil, romario.lopes@mrs.com.br

Diego Rosa
Eng. Civil, MRS logística, Juíz de Fora, Brasil, diego.rosa@mrs.com.br

RESUMO: Em fevereiro de 2023, durante a estação chuvosa no estado do Rio de Janeiro, ocorreu uma ruptura com grande movimentação de massa em um aterro ferroviário de grande porte no município de Quatis. Essa ferrovia tem grande importância econômica, pois visa transportar minério de ferro do estado vizinho de Minas Gerais para o transporte portuário no Rio de Janeiro. A ruptura no aterro interrompeu a passagem de trens na região, exigindo um plano de ação para estabilização emergencial. Nesse contexto, um projeto foi realizado para estabilizar o talude e criar um desvio na ferrovia existente, a fim de retomar as operações ferroviárias no local. Foram realizadas visitas em campo para compreender o movimento que ocorreu e fazer um diagnóstico preliminar da ruptura. Além disso, foi desenvolvido um plano de investigação geotécnica e monitoramento do talude. O diagnóstico preliminar de campo indicou um fluxo significativo de água superficial e subterrânea no talvegue onde aterro foi construído. As condições da estrutura em campo contribuíram para a saturação do aterro, reduzindo a estabilidade global do talude. Neste intervalo de tempo foi realizado um projeto emergencial de estabilização do talude que reduziu as deformações e permitiu a execução do plano de investigação. Este plano foi utilizado para fomentar o modelo geomecânico elaborado que serviu de base para o dimensionamento das estruturas de contenção e drenagem para estabilização do aterro ferroviário.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro, Estabilidade de Taludes, Ferrovia, Fluxo de Água Subterrâneo.

ABSTRACT: In February 2023, during the rainy season in the state of Rio de Janeiro, there was a rupture with significant mass movement in a large railway embankment in the municipality of Quatis. This railway is of great economic importance. The rupture in the embankment interrupted train passage in the region, requiring an emergency stabilization action plan. In this context, a project was carried out to stabilize the slope and create a diversion in the existing railway in order to resume railway operations at the site. Field visits were conducted to understand the movement that occurred and to make a preliminary diagnosis of the rupture. Additionally, a plan for geotechnical investigation and monitoring of the slope was developed. The preliminary field diagnosis indicated significant surface and groundwater flow in the valley where the embankment was built. The field structure conditions contributed to the saturation of the embankment, reducing the overall slope stability. During this time interval, an emergency slope stabilization project was carried out, which reduced deformations and allowed the execution of the investigation plan. This plan was used to foster the developed geomechanical model, which served as a basis for the project of containment and drainage structures for the stabilization of the railway embankment.

KEYWORDS: Embankment, Slope Stability, Railway, Groundwater Flow.

1 INTRODUÇÃO

Rupturas em taludes de corte ou aterro ferroviário representam, além de danos econômicos e ambientais, elevado risco aos colaboradores e comunidades vizinhas à ferrovia. Grande parte destas instabilizações estão relacionadas a períodos de elevada precipitação ou problemas envolvendo o sistema de drenagem de águas superficiais, subsuperficiais, ou, até mesmo, a inexistência destes subsistemas da estrutura ferroviária.

O trecho em estudo contempla um talvegue em encosta natural com taludes de aterro para manter o greide da ferrovia, local onde ocorreram movimentações que danificaram o sistema de drenagem existente, tendo sido observada ocorrência de trincas de tração próximas à linha ferroviária. As movimentações e o consequente dano ao sistema de controle de fluxo de água pode aumentar o aporte de água a maiores profundidades, aumentando a propensão a instabilizações, tanto de ordem local, quanto global.

Existem diversas possíveis causas para instabilidades de taludes e, portanto, torna-se difícil precisar as condições exatas que levaram os taludes do trecho de interesse a essas movimentações, sendo que este estudo visa elaborar um modelo geomecânico tendo como base as informações obtidas durante as visitas técnicas, ensaios de campo e laboratório, além do monitoramento geotécnico implantado no local. De posse deste modelo foi possível realizar uma série de análises de estlibilidade por equilíbrio limite para buscar a posição do nível d'água crítico o qual ocasionou a movimentação.

É importante ressaltar que logo após as vistorias de campo, foi elaborado um projeto de emergência para aumentar o fator de segurança da estabilidade global do talude, baseado no conceito de abordar o principal fator instabilizante, as poropressões geradas pelo fluxo interno de água. Esse procedimento reduziu significativamente as deformações em curso do talude, permitindo que a equipe técnica envolvida no projeto ganhasse tempo para realizar investigações geotécnicas em campo e em laboratório, e o desenvolvimento do projeto de estabilização que consistiu em um balanço de massas, corte na porção superior e aterro junto pé da encosta, além de uma cortina atirantada próxima ao eixo da ferrovia, garantindo assim a segurança e retomada das condições normais de operação ferroviária.

2 GEOLOGIA REGIONAL

O recorte do mapa geológico da folha SF.23.Z.A.II – Santa Rita de Jacutinga, proposta por Heilbron et al. (2007), e apresentado na Figura 1, indica que no local de interesse ocorrem intercalados, biotita gnaisses bandados e silimanita gnaisses bandados da Megassequência Andrelândia.

A unidade basal de biotita gnaisses bandados, de acordo com Heilbron et al. 2007, é caracterizada por gnaisses de composições variadas, sempre contendo plagioclásio e biotita, e subordinadamente granada. O bandamento composicional observado tem espessuras centimétricas a métricas e os contatos gradacionais entre as bandas de diferentes composições, sugerindo que esta estrutura representaria, pelo menos em parte, o acamamento sedimentar.

A unidade superior da Megassequência Andrelândia é constituída por granada-biotita gnaisses bandados, de derivação pelítica, ricos em biotita, granada e sillimanita abundantes intercalações métricas a centimétricas de rochas manganesíferas, biotita gnaisses bandados, rochas calcissilicáticas sillimanita quartzitos, quartzitos puros e granada-plagioclásio gnaisse. Heilbron et al. 2007 ainda apresenta algumas medidas estruturais quanto a foliação destas litologias que, para local de estudo estão orientadas em média para 140/35 (direção de mergulho).

Rochas gnáissicas, tendem a formar solos igualmente bandados, e a alternação de bandas que concentram quartzo e feldspato com bandas ricas em biotita podem conduzir a comportamento anisotrópico tanto de resistência ao cisalhamento como de deformabilidade (Gobbi, 2005; Sandroni, 1985). Esta anisotropia é inversamente proporcional ao grau de intemperismo dos solos residuais, conforme demonstrado por Reis *et al.* (2003) e apresenta uma clara relação com a textura do solo em campo. Outro fator condicionante a alteração é a percolação de fluidos em descontinuidades, estas podem ter forte correlação com a as orientações das foliações minerais e condicionar e desagregação do material que no contexto regional, estão orientadas na mesma direção do talude, favoráveis à instabilização.

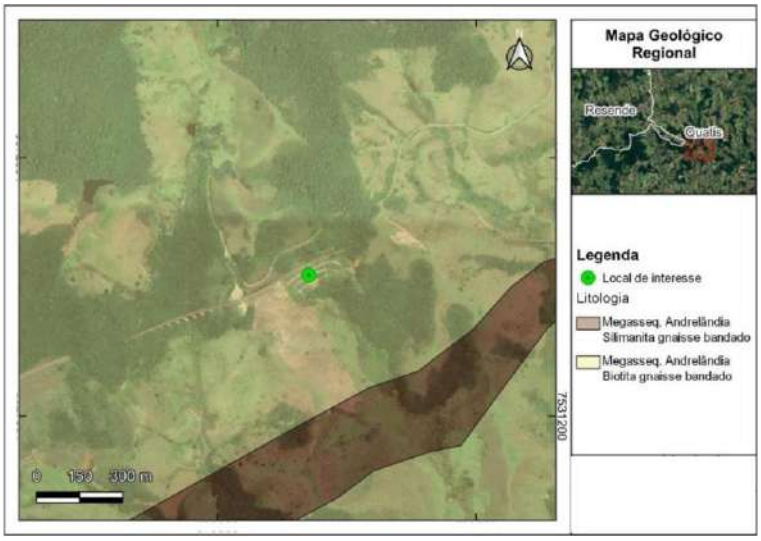


Figura 1. Mapa geológico regional (Modificado de Heilbron et al. 2007).

3 VISTORIA DE CAMPO

A Figura 3 apresenta a visão geral da condição da área no perírodo da vistoria (2023) onde foram observadas trincas progressivas na região mobilizada. A ruptura gerou uma face escarpada proximo ao platô da ferrovia no eixo do vetor de movimentação. As drenagens nos patamares do aterro foram danificadas pelos deslocamentos ocorridos. E, no pé do talude de aterro, nos locais identificados na Figura 3 ficou evidenciado o final da região mobilizada e presença d'água acima da cota do terreno. Os indícios de campo levam a um diagnóstico de uma ruptura plano-circular influenciada pelo contato dos materiais naturiais e do aterro com grande presença de água no local, surgências nas faces dos taludes mobilizados e região alagadiça no final do talvegue natural.

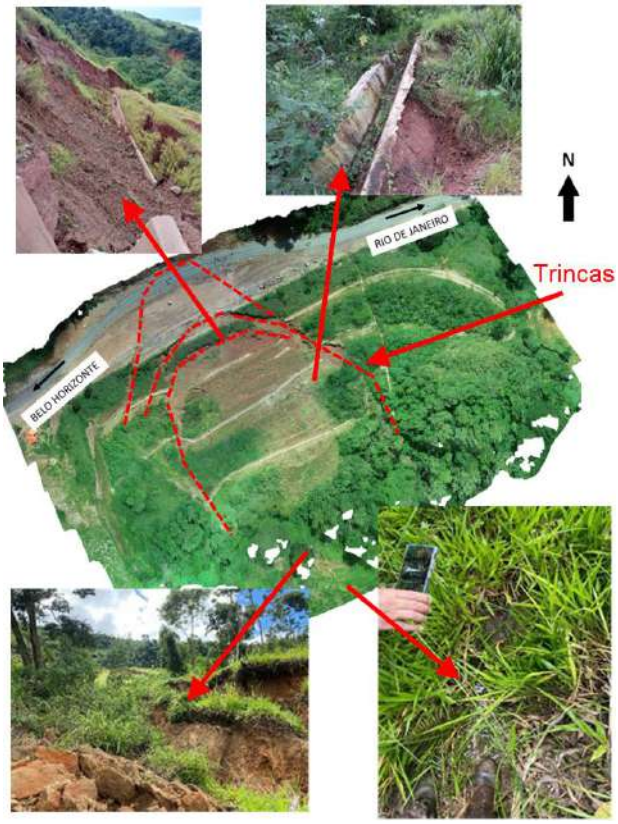


Figura 3. Vistoria de campo apresentando os indicios de uma movimentação do aterro ferroviário.

4 PLANO DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

O plano de investigação geotécnica contou com levantamento planialtimétrico, sondagens geotécnicas, furos de reconhecimento, coleta de amostra dos materiais presentes no terreno e ensaios de caracterização e de resistência mecânica de laboratório, cuja posição é mostrada na Figura 4, sendo o plano de investigação revisado ao longo do trabalho à medida que novas informações eram necessárias para o entendimento do perfil geotécnico.

Figura 4. Plano de investigação geotécnica e alinhamento do perfil.

4.1 Sondagens Mistas, SPT e Furos de Reconhecimento

Foram executadas 4 sondagens mistas ao longo da região da crista do talude, além de 4 sondagens extras ao lado das posições originais para verificação da camada impenetrável devido a presença de aterro de blocos com dimensões variadas (bota fora da escavação do túnel e rachão utilizado para variante e ferrovia ao longo do tempo). Também foram executadas sondagens SPT ao longo do corpo do aterro e na região do pé para a verificação do contato do material de aterro com o solo residual, ou impenetrável ao trépano. Contudo, as sondagens de SPT foram insuficientes para demostrar o contato solo/rocha e para isto foram realizadas as sondagens mistas nas porções inferiores do talude, viabilizadas pelo acesso de obra executado.

Além das sondagens, também foram disponibilizados os resultados de 4 furos de reconhecimento localizados ao longo do pé do talude com o intuito de verificar a cota de contato entre os diferentes materiais.

De acordo com as sondagens disponibilizadas, é possível verificar que o nível d'água (NA) se apresenta inclinado com a mesma direção do terreno, visto que nas sondagens de montante (SM-INC-02, SM-INC-02A e SM-INC-02B) o nível freático se apresenta mais próximo a superfície quando comparado com os resultados das sondagens a jusante da ferrovia (SM-INC-03, SM-INC-03A e SM-INC-03B). Entretanto, é necessário destacar que as sondagens foram realizadas em período seco e o nível d'água no interior do maciço é sazonal, se apresentando elevado mesmo nesta condição. As sondagens mistas realizadas na plataforma da ferrovia indicam a presença da rocha sã com cotas superiores se comparadas com as sondagens realizadas no corpo e pé do aterro.

4.2 Perfil Geotécnico Interpretado

A Figura 5 apresenta o peril geotécnico elaborado a partir da campanha de investigação. Um ponto importante para descrição do perfil elaborado é o contato do aterro com solo residual maduro. Este contato não é de fácil separação, pois nas sondagens não fica claro em termos de aspectos visuais e de resistência a interface entre um material e outro. Isto pode ser justificado pelo fato de que o aterro foi executado com o mesmo

material local. Portanto, como a resistência e os aspectos físicos são semelhantes ambos os materiais foram tratados de maneira homogênea na porção intermediária do talude. Já próximo ao pé este contato é mais evidente, inclusive em termos de resistência.

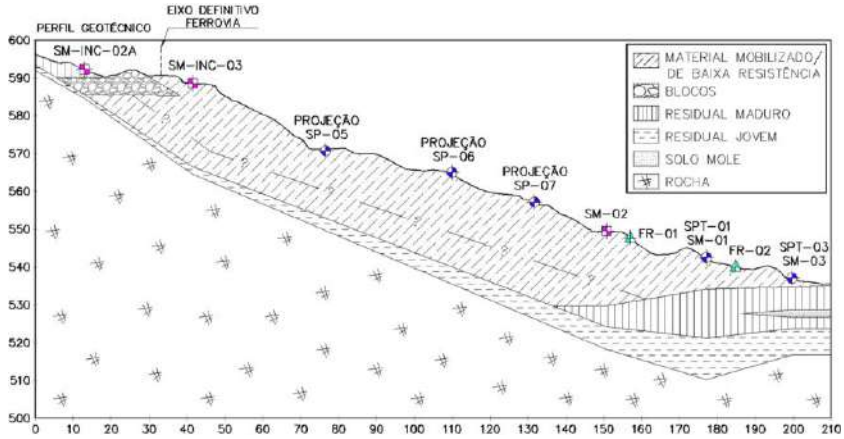


Figura 5. Perfil geotécnico interpretado.

Na porção superior do talude, conforme observado nas sondagens, foi identificado um aterro de blocos com dimensões variadas provenientes de um antigo bota fora da escavação do túnel próximo ao ponto e, além disto, uma quantidade considerável de material pétreo utilizado para a estrutura ferroviária. Este material tem influência nas condições de drenagem interna na parte superior do aterro, facilitando a percolação de água e saturação da massa de solo nos períodos de intensa pluviosidade.

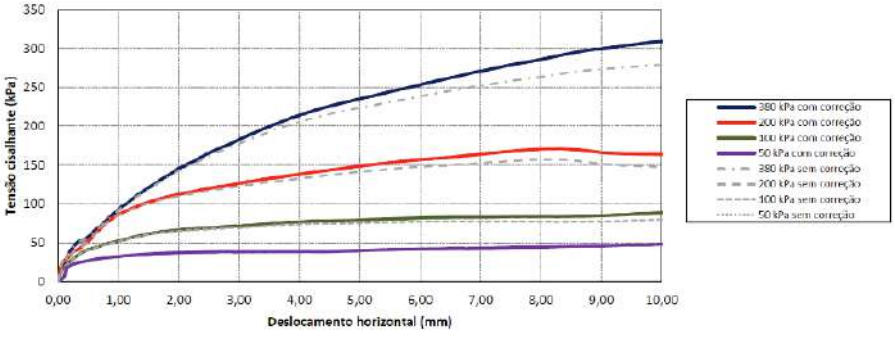
4.3 Ensaios de Laboratório

De acordo com o plano de investigação, foi prevista a retirada de uma amostra indeformada posicionada fora da região mobilizada no aterro (AM 01) e uma amostra no residual (AM 02) a qual não se teve sucesso na retirada da amostra indeformada.

Além de ensaios para a determinação dos parâmetros de resistência, foram realizados ensaios de caracterização básica (granulometria por peneiramento e sedimentação, peso específico real dos grãos, teor de umidade e limites de Atterberg) resultando em um material classificado como uma argila de baixa plasticidade.

Para a amostra AM-01 foram previstas a moldagem de 4 corpos de prova de cisalhamento direto para as tensões normais de 50, 100, 200 e 400 kPa, sendo estes realizados no sentido convencional topo-base, material de aterro sem estruturação, isotrópico. Em todos os ensaios, independentemente da curva de adensamento obtida na fase anterior à fase de cisalhamento, foi adotada a velocidade de carregamento constante de 0,05 mm/min (3,00 mm/h), evitando a geração de excesso de poropressão durante o cisalhamento dos corpos de prova.

A Figura 6 apresenta o comportamento mecânico obtido para os ensaios de cisalhamento. O material se mostrou dúctil. Em relação ao comportamento volumétrico foi identificada dilatância para tensão vertical de 50kPa, contudo sem a formação de pico pronunciado na curva tensão-deslocamento.



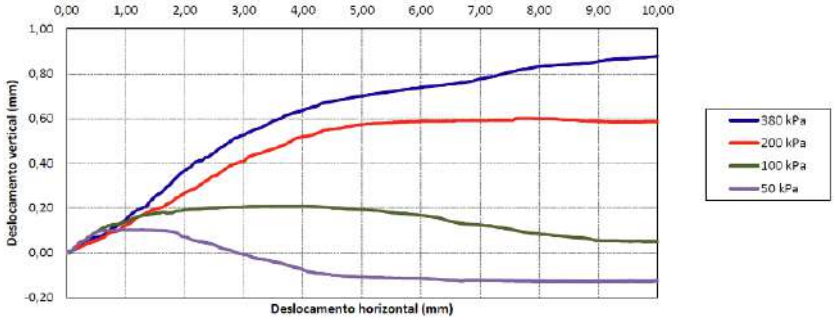


Figura 6. Comportamento mecânico do material de aterro ensaiado (cisalhamento direto inundado).

Para análise do conjunto de parâmetros a ser adotado foi utilizado um deslocamento horizontal fixo de 3,0mm e avaliado a tensão cisalhante de cada ensaio neste ponto, resultando em um comportamento bi linear, onde para tensões normais superiores a 250 kPa a envoltória tende a um menor coeficiente angular. Para o problema de estabilidade do talude em questão, são adotadas tensões normais menores em função das profundidades das superfícies de ruptura críticas, logo foi adotado o ajuste linear para aplicação do critério de ruptura de Coulomb para os pontos com tensão normal inferiores a 250 KPa. A Figura 7 apresenta a interpretação dos resultados de cisalhamento direto. Com isso, os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir da interpretação dos ensaios está apresentado na Tabela 1 para o aterro não mobilizado. Estes parâmetros serão utilizados como ponto de partida para as análises de estabilidade a serem apresentadas a seguir.

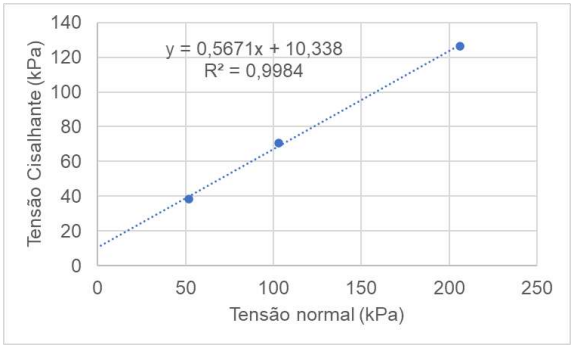


Figura 7. Envoltória de resistência interpretada.

Tabela 1. Peso específico e parâmetros de resistência interpretados.

Amostra	$\gamma_{n,médio}$ (kN/m^3)	$\gamma_{d,médio}$ (kN/m^3)	ϕ' (°)	c' (kPa)
AM-01	19	16	29	10

5 ANÁLISES DE ESTABILIDADE E DIAGNÓSTICO DA RUPTURA OCORRIDA

5.1 Análise de Estabilidade Bidimensional

Para as análises 2D foram seguidas as seguintes considerações/simplificações do modelo matemático: Foi utilizado o programa Slide da empresa Rocscience para execução das análises em equilíbrio limite; Foram consideradas análises bidimensionais em estado plano de tensões de corpos rígidos; Foi considerado o método de equilíbrio limite consagrado na geotecnia de GLE-Morgenstern-Price, Bishop & Morgenstern (1960), (equilíbrio de forças e momentos com interação completa entre as fatias); Foi avaliada a line of thrust (linha de empuxo), conforme indicado no manual do software (ROCSCIENCE, 2020), indicativa das tensões normais para averiguar se no cálculo de equilíbrio há esforços de tração nas fatias, indesejáveis por algum problema de convergência das superfícies obtidas pelos métodos de busca aplicados; Foram utilizadas ao menos 03 metodologias de busca de raio circular e círculo-planar com refinamento matemático adequado ao problema, sendo elas: Simulated Annealing, Cuckoo search e Particle Swarm (PSO), onde foram avaliadas as iterações para a convergência do valor de FS obtido para cada cenário; Foi avaliado o refinamento matemático para cada

método de busca de superfície crítica, aumentando-se o número de iterações até a convergência do fator de segurança obtido.

Com algumas das condições de contorno do modelo definidas, partiu-se para busca de informações quanto às variáveis do problema para aferição do modelo. As análises procederam basicamente da seguinte forma: Foram utilizados os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir de todas as informações coletadas, trabalhos pregressos, ensaios de campo e ensaios de laboratório; Buscou-se geometrias de rupturas circulares e plano circulares, de maneira a mimetizar a geometria da ruptura observada em campo; Buscou-se o nível d'água crítico para cada mecanismo de ruptura levantado como hipótese para as movimentações observadas; Foi realizada uma análise de sensibilidade do nível d'água para avaliação do FS para cada cenário de análise.

5.4 Retroanálise da Ruptura

Quando ocorre a ruptura de um talude, sabe-se que as tensões cisalhantes atuantes atingiram o limite da resistência ao cisalhamento do solo por onde a ruptura se desenvolveu. Sabendo-se a geometria e a condição de saturação das camadas de solo/rocha, é possível obter a envoltória de resistência ao cisalhamento do material, partindo-se do pressuposto que o fator de segurança do talude é igual a 1,00 (estado de iminência de ruptura). Desta forma, a retroanálise pode ser considerada como um ensaio de verdadeira grandeza para determinação ou balizamento da resistência ao cisalhamento do solo ou rocha, caso sejam conhecidas as demais condições de contorno. Entretanto, as condições de contorno em um problema real não são tão facilmente conhecidas, tal como a saturação do talude no momento da ruptura, o que dificulta a determinação precisa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais através deste procedimento.

A Figura 8 apresenta o resultado da análise pelo método GLE (Morgenstern-Price) e busca de superfície PSO (Particle Swarm) conforme Kennedy & Eberthart (1995), onde as várias superfícies críticas de ruptura apresentadas pelo enxame apresentaram valores semelhantes de FS (fator de segurança por equilíbrio limite) com raios distintos. A posição do NA (nível d'água) obtido no processo é alta, conforme observado nas vistorias de campo.

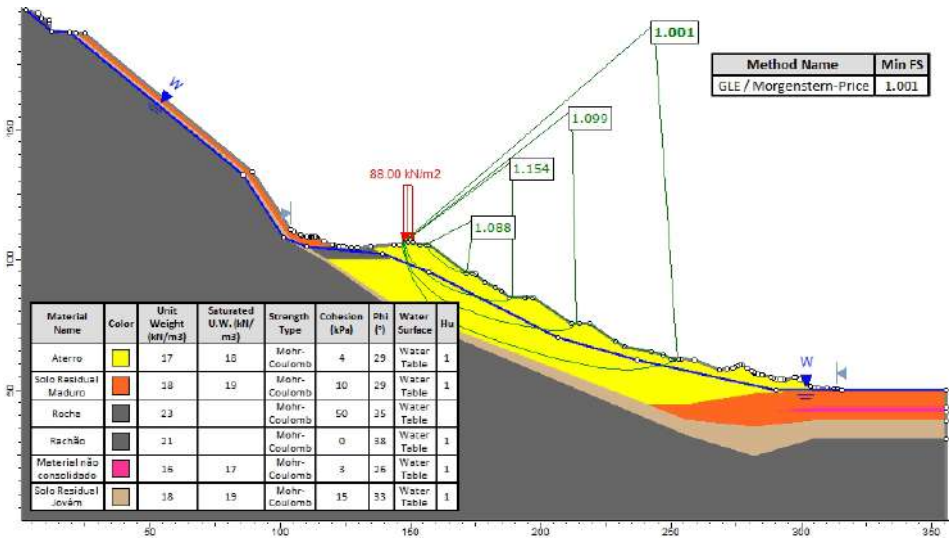


Figura 9. Resultado da retroanálise da ruptura para a seção de cálculo (primeira mobilização anterior a 2022).

No período chuvoso de 2023 a ruptura antiga foi reativada é iniciou um processo retrogrssão avançando para montante da ferrovia e comprometendo todo o aterro. Este cenário foi avaliado quanto a sua estbilidade para balizar o modelo geotécnico elaborado, onde os parâmetros de resistência ao cisalhamento do aterro foram penalizados, principalmente no intercepto coesivo para a condição de material mobilizado. Esta análise pode ser verificada na Figura 10, condição da ruptura no período chuvoso de 2023.

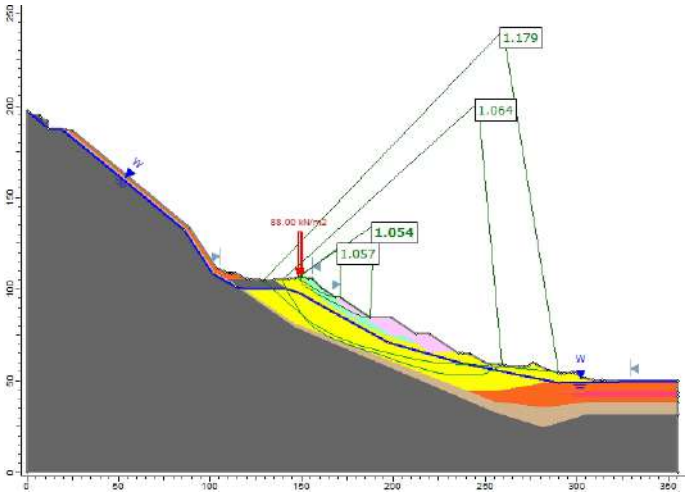


Figura 10. Resultado da análise da ruptura para a seção de cálculo (ruptura ocorrida em 2023).

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme apresentado neste artigo, os resultados obtidos confirmam que o aumento do NA no perfil, facilitado pelo bota-fora de blocos de rocha no corpo do aterro junto a ferrovia, é o gatilho para as movimentações observadas. Devido a importância do NA nos cálculos foram realizadas análises de sensibilidade para obtenção do fator der segurança FS em cada cenário de modificação geométrica do talude, sendo que os resultados obtidos refletem para as condições observadas em campo. Estas análises apresentam que em períodos chuvosos intensos o FS do talude, possivelmente, esteve próximo da unidade, condição limite de estabilidade, sendo que possíveis alterações de drenagem ou incremento de água no maciço do aterro poderiam levar a estrutura de solo a ruína.

De posse deste estudo e elaboração do modelo geotécnico foi possível nas etapas seguintes do estudo a elaboração do projeto de contenção e estabilização do talude para retomada da operação ferroviária sem restrições. Adicionalmente foi elaborado um plano de instrumentação e monitoramento do talude, a fim de monitorar tanto as poropressões como os deslocamentos do talude e estruturas de contenção projetadas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a equipe da FGS Geotecnia e MRS Logística pelo apoio neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bishop, A. W. & Morgenstern, N. (1960). Stability coefficients for earth slopes. Géotechnique, P. 129-150.

Gobbi, F.S. (2005). Estudo do comportamento geomecânico de um solo residual do Gnaisse Porto Alegre. Dissertação de Mestrado. PPGEC UFRGS.

Kennedy, J.; Eberhart, R. (1995). "Particle Swarm Optimization". Proceedings of IEEE International Conference on Neural Networks. Vol. IV. pp. 1942–1948.

Reis, R.M., Vilar, O.M., Azevedo, R.F. (2003) Strength and deformation characteristics of a saturated residual soil profile. Deformation Characteristics of Geomaterials, Di Benedetto et al. (eds.) 2003 Swets e Zeitlinger, Lisse. P.443-450.

Rocscience (2020), Slide - 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes – Slope Stability Verification Manual . Retrieved from https://www.rocscience.com/.

Sandroni, S.S. (1985). Sampling and testing of residual soils - A reviw of international practice, Proceedings... Scorpion Press (Hong Kong).

Heilbron, M. et al. 2007. Mapa Geológico da Folha Santa Rita de Jacutinga SF.23-Z-A-II 1:100.000. PRM. Serviço Geológico do Brasil. UERJ. Rio de Janeiro/ Minas Gerais.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/216

Estudo e Projeto de Estabilização de um Talude Ferroviário sobre Material Coluvionar

Ricardo José W. Menezes
Eng. Civil, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, ricardo@fgs.eng.br

Alisson Silveira Sachetti
Eng. Civil, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, alisson@fgs.eng.br

Felipe Gobbi Silveira
Eng. Civil, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, felipe@fgs.eng.br

Romário Lopes
Eng. Civil, MRS Logística, Juiz de Fora, Brasil, romario.lopes@mrs.com.br

Camila Rabite
Eng. Civil, MRS Logística, Juiz de Fora, Brasil, camila.rabite@mrs.com.br

RESUMO: Em um aterro ferroviário, depois de várias décadas após sua construção, foram reportadas movimentações significativas, identificadas através de diversas trincas no terreno. A partir desses problemas relatados, foi feito um estudo do local e das condições que teriam levado esse talude a uma condição instável. O estudo se baseou na execução de um plano de investigação geotécnica, baseado em sondagens mistas, SPT e ensaios de laboratório. Os resultados indicaram a presença de uma camada de solo coluvionar sob o aterro existente. Se observou também que nos últimos anos foi construída uma estrada vicinal a montante da ferrovia, que bloqueou o sistema de drenagem superficial nessa área, provocando represamento de água nessa área durante períodos de intensa precipitação. Conhecendo-se as condições do local, o perfil geológico e os parâmetros geotécnicos de resistência dos principais materiais envolvidos na instabilidade identificada, se buscou as condições hidrogeológicas que teriam levado o talude à ruptura, empregando-se análises de equilíbrio limite que pudessem representar a ruptura ocorrida. Como medida de estabilização, foi proposta a execução de um projeto em duas fases, onde a primeira fase garantiria a segurança operacional da ferrovia, enquanto a segunda fasse proporcionaria segurança a todo o talude acometido pela instabilidade. Para acompanhamento das condições futuras do terreno também foi proposto um plano de monitoramento.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro Ferroviário, Estabilidade de Taludes, Talude Coluvionar, Nível freático

ABSTRACT: On a railroad embankment, after many decades since its construction, significant movements were reported, identified through many cracks in the terrain. Following these issues, a site study was conducted to examine the conditions that have led this slope to an unstable condition. The study involved implementing a geotechnical investigation plan, which included borehole core logging, SPT, and laboratory tests. The results indicated the presence of a colluvial soil layer beneath the existing embankment. It was also observed that a local road had been built upstream of the railway during the last few years, obstructing the surface drainage system in the area and causing water buildup during periods of heavy rainfall. Knowing the site's conditions, geological profile, and geotechnical parameters of the main materials involved in the instability, efforts were made to understand the hydrogeological conditions that had led the slope to failure, making use of limit equilibrium analyses to represent the occurred failure. As a stabilization measure, a two-phase project was proposed, with the first phase ensuring the operational safety of the railway, while the second onde would provide stability to the entire affected slope. Additionally, a monitoring and surveillance plan was proposed to evaluate the terrain's conditions over time.

KEYWORDS: Railroad Embankment, Slope stability, Colluvial slope, Groundwater level.

1 INTRODUÇÃO

Rupturas em taludes de corte ou aterro ferroviário representam, além de danos econômicos e ambientais, frequentemente um risco aos colaboradores de operação. No Brasil, grande parte destas instabilizações estão relacionadas a períodos de elevada precipitação, podendo ocorrer devido a causas naturais, modificações no terreno ou problemas envolvendo o direcionamento de águas superficiais ou subsuperficiais.

Numa região do extremo sul do estado de Minas Gerais, próximo ao limite com o Rio de Janeiro, foi construída uma ferrovia há mais de 30 anos para escoamento da produção de minério. Num dos trechos dessa ferrovia, situado em um vale do Rio Paraibuna, foi necessária a execução de cortes a montante e aterro a jusante. A construção desse aterro foi feita em bancadas com até 10,0 m de altura e inclinações da ordem de 30°, porém o conjunto de bancadas abrangidas pela ruptura contava com altura total inferior a 30,0 m e inclinação global de 15°. O aterro foi executado acompanhado de um sistema de drenagem superficial.

Posteriormente, houve a construção de uma Usina Hidrelétrica (UHE) nas imediações, possivelmente impactando o terreno nas adjacências devido a mudanças nas condições hidrogeológicas de represamento de água, circuitos de adução, rodovias pavimentada de acesso ao sistema da Usina, entre outros, sendo que uma rodovia de acesso à casa de máquinas foi executada sobre o aterro da ferrovia.

Recentemente, foram constatados danos da rodovia de acesso à UHE e no sistema de drenagem superficial do aterro a jusante da ferrovia, além de uma série de trincas no terreno. Em caráter emergencial, foi modificado o eixo da ferrovia em direção a montante, afastando-a das trincas. Segundo relatos de colaboradores da concessionária da ferrovia, foi construída uma estrada de acesso local sem supervisão que obstruíra o fluxo longitudinal de água, causando acúmulo de água por represamento na lateral da linha férrea, provocando aumento local no nível freático. Para evitar o acúmulo de água a montante, foi executado também um sistema de drenagem complementar com sarjetas e bueiros. Uma das dificuldades encontradas para a compreensão das condições geomecânicas que culminaram em movimentações tão expressivas é a falta de dados de projeto e construção do aterro e da ferrovia ou de modificações posteriores.

Para que fosse solucionado o problema, foram conduzidos estudos e elaborado um projeto de estabilização geotécnica que garantisse a segurança do local de maneira definitiva.

2 VISTORIA DE CAMPO

Como etapa fundamental na compreensão das movimentações reportadas, foram conduzidas vistorias de campo ao longo da área acometida por trincas e de seu entorno, realizadas pela concessionária e pela projetista, tanto através de levantamento com drones quanto terrestres. Na Figura 2 é apresentada uma planta sobre imagem de satélite, enquanto a Figura 3 traz uma imagem aérea do talude próximo à ferrovia previamente à mudança em seu eixo.

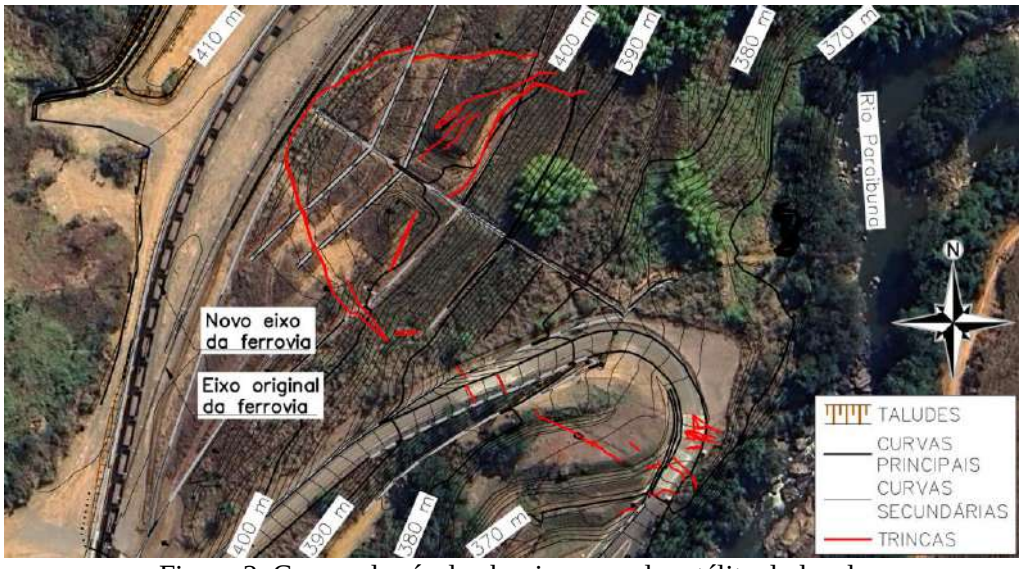


Figura 2. Curvas de nível sobre imagem de satélite do local.

Figura 3. Trincas longitudinais no lado de jusante da ferrovia anteriores à mudança em seu eixo.

Na Figura 4 podem ser observadas trincas formadas pela deformação do solo, com desnível aparente devido à deformação vertical (recalque) da porção mobilizada pela ruptura. Na região mais próximo à ferrovia (Figura 4a) se nota o espraiamento da superfície de escorregamento, enquanto nas proximidades da crista do talude de aterro (Figura 4b) é observada uma geometria mais próxima da transversalidade em relação ao talude e à ferrovia. Nota-se que os danos provocados ao sistema de drenagem superficial na região de abatimento facilitam o aporte de água para dentro da zona mobilizada.

Figura 4. Região superior do talude (a) próximo à ferrovia; (b) próximo à crista do aterro.

Já na porção intermediária do talude se observou uma outra trinca longitudinal (Figura 5a), configurando a ocorrência de uma segunda ruptura contida dentro da ruptura principal. Mais a jusante, se observou que um trecho da rodovia foi também dividido pela zona de movimentação, necessitando reparo que precisou ser executado para contemplar a distorção entre o maciço de solo estável e instável (Figura 5b).

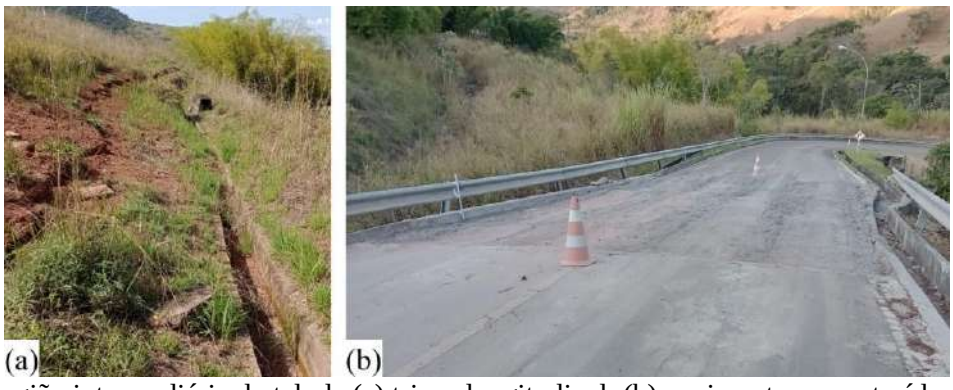


Figura 5. Região intermediária do talude (a) trinca longitudinal; (b) pavimento reconstruído com desvio angular devido à deformação do terreno.

Já na área do pé da ruptura, em vez de recalques do trecho mobilizado foi observado, além de deformação horizontal, o soerguimento de solo (Figura 06a), atestando a ocorrência de uma ruptura com superfície de escorregamento elíptica ou plano-circular. Mais abaixo, às margens do Rio Paraibuna, foi possível observar a presença de afloramentos rochosos de gnaisse e algumas pedras provavelmente dispostas manualmente na margem (Figura 06b). Essa região não apresentou indícios de movimentação, sendo o pé da ruptura provavelmente na transição estratigráfica entre o solo coluvionar e um material menos alterado.

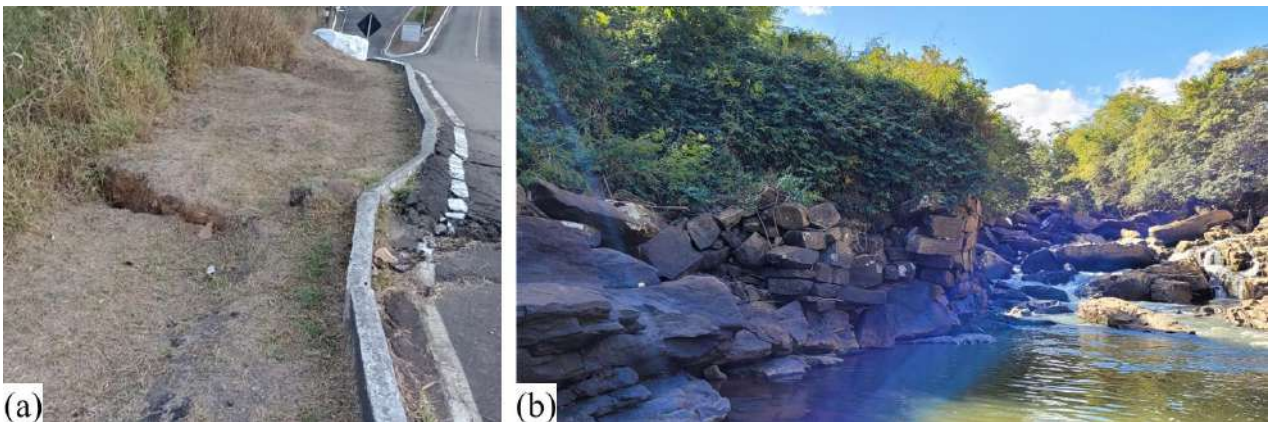


Figura 6. Região inferior do talude (a) soerguimento do terreno no pé da ruptura; (b) Maciço rochoso e pedras arrumadas na margem do Rio Paraibuna sem indícios de movimentação.

3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E MODELO GEOMECÂNICO

Com base em estudo da CPRM (2016), existe no local de interesse a ocorrência de rochas do Grupo Raposo com faixas intercaladas ao Complexo Juiz de Fora. O Grupo Raposo é definido pela ocorrência de paragnaisses, podendo ocorrer biotita xisto subordinados, calcissilicáticas, mármores, quartzitos e concentrações de óxidos de manganês e anfibolitos. Já sob denominação de Complexo Juiz de Fora estão englobadas rochas metamórficas ortoderivadas do paleoproterozoico, com paragênese para fácies granulito (VALLADARES et al., 2012). Os ortogranulitos deste complexo tornam-se ortognaisses cinzentos de textura protomilonítica, milonítica ou ultramilonítica próximo às superfícies de empurrão geradas durante a Orogênese Brasiliana.

Para melhor compreensão das condições geotécnicas do local, foi proposto um plano de investigação geotécnica baseado em sondagens (SPT e mista) e coleta de amostras indeformadas para realização de ensaios de caracterização e resistência mecânica (amostras AM-01 e AM-02 em aterro e amostra AM-03 em solo residual de gnaisse), conforme mostrado na Figura 7. Posteriormente, com o resultado das sondagens, se observou a presença de solo coluvionar, porém não foi possível realizar amostragem desse material. Na Figura 8 é apresentado o modelo geológico elaborado a partir das sondagens e mapeamento de campo, bem como uma seção geológica situada aproximadamente no eixo da movimentação.

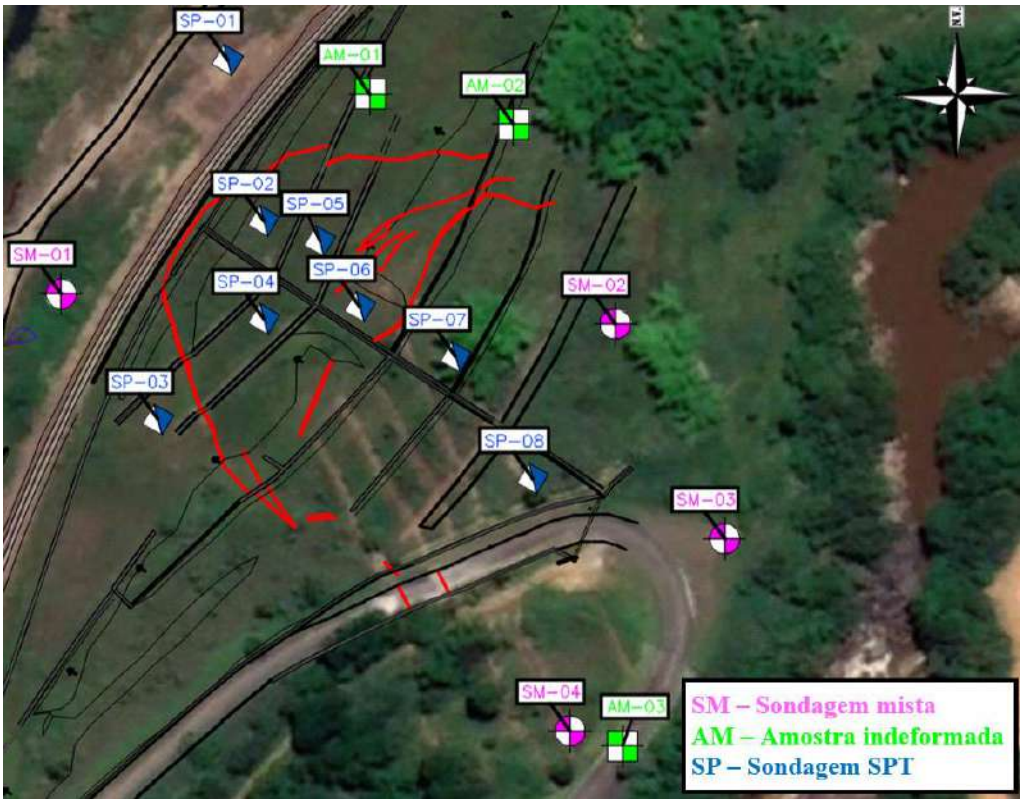


Figura 7. Plano de investigação geotécnica.

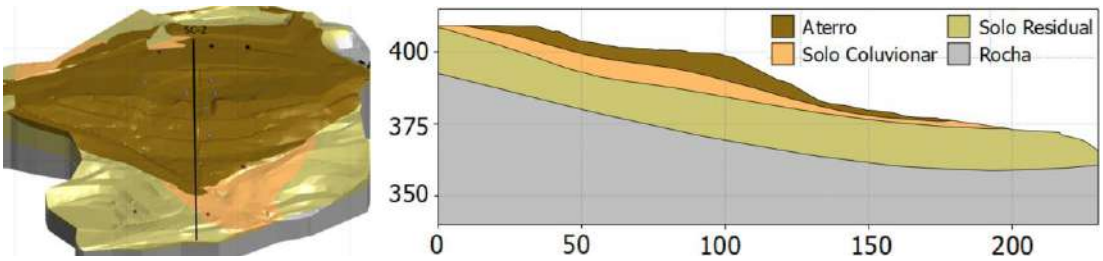


Figura 8. Modelo geológico tridimensional (vista frontal) e seção no eixo da movimentação.

Os parâmetros geotécnicos do aterro foram obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto inundados e drenados, enquanto para o solo residual foram conduzidos ensaios de compressão triaxial consolidados isotropicamente e não drenados (CIU). Para a determinação dos parâmetros geotécnicos do colúvio foram utilizados dados de bibliografia sobre colúvios e solos de gnaisse da região, calibrados com a realização de retroanálises. Como o maciço em questão já havia sofrido elevadas deformações, devido à reorientação entre as partículas de solo, conforme mencionado por D'Appolonia et al. (1967), esperava-se que a resistência disponível do material estivesse entre a de pico e a residual, com perda do intercepto coesivo.

Para a elaboração da retroanálise, foi elaborada uma análise bidimensional por equilíbrio limite, a partir de uma seção posicionada aproximadamente no eixo da ruptura. Nos cálculos foi considerado o método de Morgenstern-Price com superfícies plano-circulares e a busca da superfície crítica realizada por meio do método de otimização metaheurística de *Particle Swarm Optimization* (PSO). Na Figura 9 é mostrado o resultado da superfície de ruptura de retroanálise e demais potenciais superfícies de ruptura com baixo fator de segurança calculados para o talude em questão, sendo encontrado um valor de ϕ' do solo coluvionar igual a 20° e c' nulo nessa condição. Os parâmetros de resistência adotados são indicados pela Tabela 1, sendo que para a rocha pouco alterada foi considerada resistência infinita, implicando que nenhuma superfície de escorregamento atingindo esse material foi considerada.

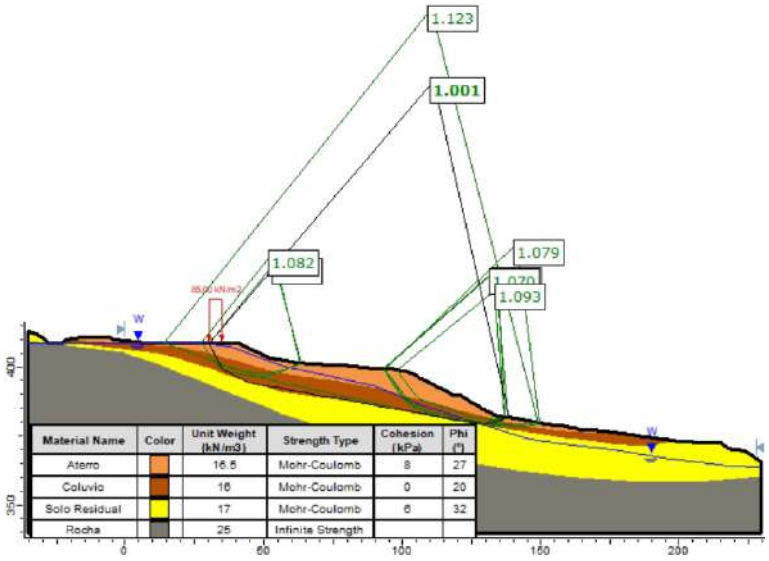


Figura 9. Resultado da retroanálise.

Tabela 1. Parâmetros geomecânicos dos materiais considerados o modelo.

Material	γ'_N ***(kN/m³)***	ϕ' ***(°)***	c' ***(kPa)***
Aterro	16,5	27	8
Solo natural residual	17	32	6
Colúvio	16	20	0
Rocha gnaisse	25	-	-

4 PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO

Segundo Du et al. (2013) e Leung e Ng (2013), movimentações em solos coluvionares geralmente estão associadas a aumento no nível de água ou perda de sucção, ocorrendo sazonalmente, frequentemente com grande efeito de fluência. Segundo informações do local e dados obtidos de retroanálise, o gatilho da movimentação em questão é um aumento excessivo no nível freático. Por isso, a solução de estabilização deveria contar com soluções de engenharia que pudessem controlar o nível de água dentro de limites aceitáveis. Portanto, além de um sistema de drenagem superficial, foram previstos drenos horizontais profundos (DHPs), cuja eficácia já foi reportada por Ehrlich et al. (2018) para proporcionar aumento da estabilidade. Segundo a NBR 11682 (ABNT, 2009), para o local em questão o fator de segurança mínimo aceitável seria de 1,50, o que representa um aumento expressivo em relação ao fator de segurança original. Assim, além de soluções baseadas no controle das poropressões, foi necessária a utilização de medidas ativas de estabilização. Devido ao grande volume de solo instável, qualquer obra de estabilização demandaria intervenções robustas e, portanto, demoradas. Por isso, o projeto foi dividido em duas fases, sendo que na primeira fase seria proporcionado um aumento no fator de segurança local de 1,50 na área da ferrovia, garantindo segurança na utilização da ferrovia, enquanto na segunda fase seria atingido um fator de segurança global de 1,50, proporcionando maior segurança também nas áreas a jusante mesmo caso os drenos profundos parem de funcionar.

A solução da fase 01 contará com escavação da porção superior da massa rompida, concomitantemente à execução de uma cortina atirantada sobre estacas, executada em fase descensional e em nichos, conforme preconizado pela NBR 9061 (ABNT, 1985), reduzindo assim as deformações próximas à ferrovia. Para controle do fluxo subsuperficial, foi prevista a execução de um trincheira drenante granular (dreno subsuperficial) a montante da ferrovia e DHPs, sendo a drenagem superficial realizada através de sarjetas de concreto armado no pé e na crista da cortina e direcionadas para um canal principal. Na Figura 10 é mostrada uma seção do projeto da Fase I.

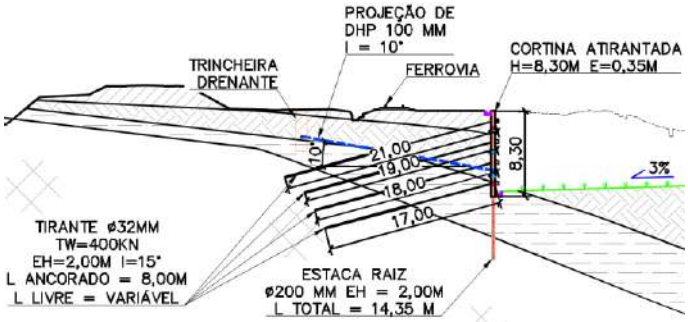


Figura 10. Seção típica da Fase 01 do projeto de estabilização.

Já a fase II exigirá a utilização do volume escavado da Fase I e a utilização de material de empréstimo para construção de um aterro no pé da ruptura. O aterro deverá ser feito em bancadas de aterro compactado, com o emprego de um colchão drenante na transição entre o terreno original e o aterro, sendo prevista uma outra linha de DHPs em sua porção superior e sarjetas de drenagem em cada uma das bancadas cujo direcionamento de água é feito para um canal principal central, ligado a uma bacia de dissipação no platô inferior. Tanto o trecho escavado quando o aterro deverão ser revegetados após a obra para redução de processos erosivos. Na Figura 11 é mostrada uma seção ilustrativa da Fase II de projeto, sendo o resultado da análise de estabilidade para essa condição final mostrada na Figura 12, onde é garantido um fator de segurança de 1,50 mesmo no caso de os drenos terem seu funcionamento comprometido em períodos futuros.

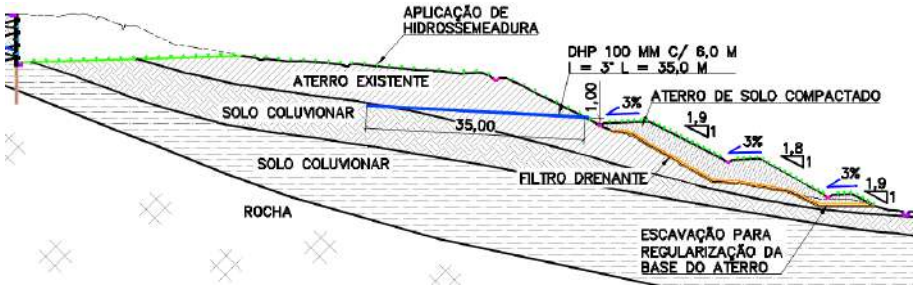


Figura 11. Seção típica da Fase 02 do projeto de estabilização.

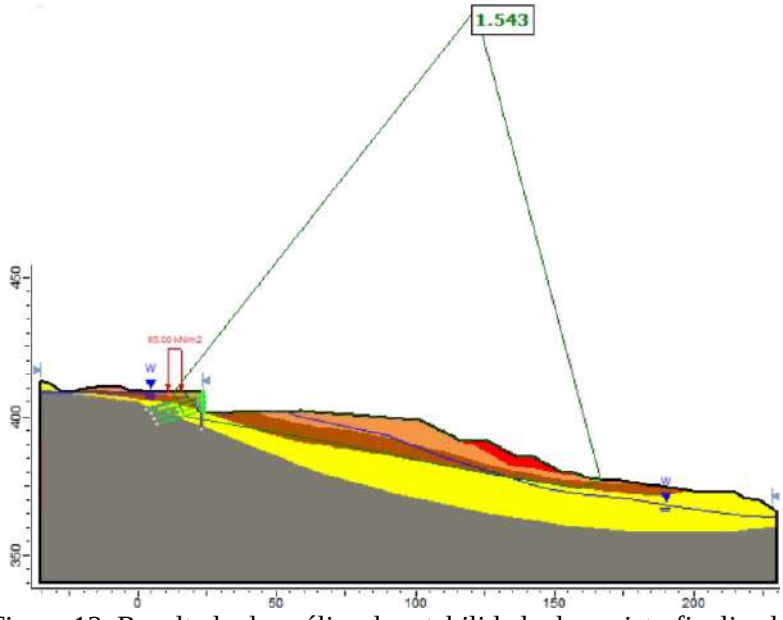


Figura 12. Resultado da análise de estabilidade do projeto finalizado.

Complementarmente ao projeto, foi previsto um sistema de monitoramento através da instalação de piezômetros, inclinômetros, indicadores de nível de água, marcos topográficos e células de carga nos tirantes,

cujo objetivo é o acompanhamento das condições previstas e das variáveis climáticas, permitindo que seja estudado o comportamento da solução, níveis de alerta de utilização e subsidiando a avaliação da necessidade de serviços de manutenção dos elementos de projeto.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho abordou a ocorrência de uma ruptura de um aterro ferroviário que, apesar de sua baixa declividade, foi ocasionada pela mobilização da massa coluvionar subjacente a ele. O diagnóstico da ruptura apontou que a elevação do nível d'água na região do aterro devido a alterações do direcionamento d'água ocorrido a montante da ferrovia, além de mudanças no pé do aterro com a implantação da estrada de acesso a UHE corroboraram para ativação da movimentação observada. O plano de investigação geotécnica realizado foi fundamental para elaboração do modelo geomecânico, o qual permitiu através de retroanálises balizar os parâmetros adotados e obter a representação do nível d'água que foi o gatilho para as movimentações.

De posse do modelo e nível d'água crítico, partiu-se para o dimensionamento das soluções de estabilização com o uso de terraplenagem junto ao pé do talude (acréscimo de peso abaixo da linha neutra), uma estrutura de contenção com tirantes protendidos (próximo a ferrrovia), além de controle do nível freático através de drenos profundos, garantindo a segurança na operação da ferrovia e da área a jusante afetada pela movimentação. Para acompanhamento das condições do talude e da contenção ao longo do tempo foi proposto um plano de monitoramento com indicadores de nível de água, piezômetros, inclinômetros, marcos topográficos e células de carga nos tirantes da cortina.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a FGS Geotecnia e a MRS Logística pelo suporte na realização deste trabalho e fornecimento dos dados técnicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1985). NBR 9061. *Segurança de escavação a céu aberto*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

CPRM (2016). *Mapa Geológico do Estado de Minas Gerais 1:100.000*. Geologia e Recursos Minerais do Estado de Minas Gerais – Programa Geologia do Brasil, Serviço Geológico Brasileiro, Ministério de Minas e Energia - Brasil.

D'Appolonia, E. D., Alperstein, R., D'Appolonia, D. J. (1967) Behavior of a Colluvial Slope. Journal of the *Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 93, no. 4, pp. 489-518.

Du J, Yin K, Lacasse S (2013) Displacement prediction in colluvial landslides, Three Gorges Reservoir, China. *Landslides* 10(2):203–218.

Ehrlich, M., Costa, D. P., Silva, R. C. (2018). Behavior of a coluvial slope located in Southeastern Brazil. *Landslides*, vol. 15, 1595-1613.

Leung, A. K., Ng C. W. W. (2013) Seasonal movement and groundwater flow mechanism in an unsaturated saprolitic hillslope. *Landslides*, vol. 10(4):455–467.

Lacerda, W. (1995) Engineering properties of regional soils: volcanic, residual and granular, X Congresso Pan-Americano de Mecânica de Solos e Fundações, *Anais* v. 4:133-160.

Lacerda, Willy A. (2007) Landslide initiation in saprolite and colluvium in southern Brazil: Field and laboratory observations. *Geomorphology*, vol. 87, pp. 104–119.

Valladares, C. S. et al. (2012). *Geologia e recursos minerais da folha Três Rios* SF.23-Z-B-I: escala 1:100.000: estado do Rio de Janeiro. Belo Horizonte: CPRM.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/217

Estudo Hipotético de Ruptura em Pilhas De Estéril – Estudo de Caso

Jeferson Silva Machado
Engenheiro, Faculdade Arnaldo, Belo Horizonte, Brasil, jsm.engenharia@hotmail.com

Marcio Fernandes Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: Os estudos de ruptura hipotética de pilha são importantes para projetos de mineração, tendo como finalidade simular a ruptura/escorregamento da pilha, podendo mapear possíveis impactos que a ruptura gerará e identificar também possíveis riscos. O objetivo do presente artigo, foi a partir de uma pilha de estéril (caso de estudo), quantificar a ruptura, pela verificação do dano potencial e seus possíveis impactos, viabilizando a gestão do risco. Foi realizado o levantamento de dados da pilha necessários para simular a ruptura hipotética. Assim, a metodologia contemplou: a setorização dos pontos críticos, definição da inclinação do terreno à jusante e estimativa do volume e altura da massa obtida pelas superfícies de ruptura. As análises de estabilidade objetivaram determinar os fatores de segurança (FS) para os taludes da PDE, a partir de premissas de projeto. Os resultados identificaram duas manchas de rupturas possíveis, com a mancha de ruptura 1, com alcance de aproximadamente 1.390 m e, a mancha de ruptura 2 apresentou alcance de aproximadamente 270 m, com consequências diversas. Conclui-se que, a classificação, o uso e ocupação, bem como a matriz de gestão de risco desenvolvidas em projetos dessa natureza devem ser avaliados em concordância com os estudos de Stack break buscando avaliar os impactos da pilha em regiões que apresentem interferência.

PALAVRAS-CHAVE: Ruptura hipotética, Estéril, Risco.

ABSTRACT: Stack break rupture studies are important for mining projects, with the purpose of simulating pile rupture/slippage, being able to map possible impacts that the rupture will generate and also identify possible risks. The objective of this article was, using a pile of waste rock (case study), to quantify the rupture, by verifying the potential damage and its possible impacts, enabling risk management. Data collection from the pile necessary to simulate a hypothetical rupture was carried out. Thus, the methodology includes: the sectorization of critical points, definition of the specification of the terrain downstream and estimation of the volume and height of the mass obtained by the rupture surfaces. Stability analyzes objectively determined the safety factors (FS) for the PDE slopes, based on design assumptions. The results identified two possible rupture spots, with rupture spot 1, with a range of approximately 1,390 m and, rupture spot 2, with a range of approximately 270 m, with different consequences. It is concluded that the classification, use and occupation, as well as the risk management matrix developed in projects of this nature, must be evaluated in accordance with Stack break studies seeking to evaluate the impacts of the stack in regions that present interference..

KEYWORDS: Stack break, Waste, Risk.

1 INTRODUÇÃO

No desenvolvimento de uma pilha de estéril, em etapa conceitual, o projeto passa por distintas etapas para que seja concebido, ou seja: a análise topográfica da região de implantação, o mapeamento geológico-geotécnico, as investigações geológico-geotécnicas (sondagens e ensaios), o estudo de viabilidade do arranjo geométrico e o estudo do material que incorporará a estrutura. Posteriormente é definido o arranjo da pilha, o sequenciamento construtivo, o estudo de estabilidade da estrutura, o posicionamento e dimensionamento de estrutura de contenção de sedimento, o estudo de rompimento de barragem (*Dam break*), caso pertinente e por fim, mas não menos importante o estudo de ruptura da pilha de estéril (*Stack break*).

Os estudos de ruptura hipotética da pilha tem a finalidade de simular a ruptura/escorregamento dos materiais que compõem a pilha, por meio de superfícies preferenciais (TROCONE et al., 2020; RISELO et al., 2023). Nesse contexto, é possível identificar possíveis impactos que a massa mobilizada poderá gerar

mapeando associados a riscos de qualquer natureza, conforme trabalhos de Corominas (1996) e Hunter & Fell (2003). Esse tipo de análise não indica a possibilidade de ocorrência e tampouco a probabilidade de ruptura, e sim identifica áreas potencialmente impactadas no caso de uma ruptura. Além disso, para pilhas devem ser consideradas as opções de rupturas translacionais e escorregamento de terra sempre que não for possível caracterizar previamente a cunha de ruptura. Neste caso, deve-se adotar de forma conservadora o resultado de maior magnitude. Mesmo assim, no caso de terrenos a jusantes com grandes inclinações, devem ser consideradas também a opção de fluxo de detritos. Essas questões foram observadas por Hunter & Fell (2003) em Stack Breaks utilizando um banco de dados com cerca de 350 deslizamentos de terra "rápidos", em taludes predominantemente de solo.

No método de Corominas (1996) são considerados critérios geométricos, onde o volume de material a ser mobilizado (V) deve ser estimado a partir da cunha de ruptura obtida em análise de estabilidade (cunha de ruptura com o menor Fator de Segurança comparada com as demais seções analisadas) e superfície em planta semicircular. A análise da ruptura pelo método de Corominas (1996) deve ser analisada sob 4 tipos, ou seja:

- Queda de blocos: no qual ao menos parte do trajeto da "massa corrida" ocorre em queda livre;
- Rupturas translacionais: em que a massa é deslocada principalmente por cisalhamento basal, enquanto os materiais transladados mantêm a sua ordem estratigráfica nos depósitos de deslizamento com pouca perturbação;
- Deslizamento de terra: o qual a superfície rompida é "abaloada" e os materiais envolvidos são considerados como coesivos ou altamente fraturados. O mecanismo do movimento envolve fluxo e/ou múltiplas rupturas; e
- Escorregamento/fluxo de detritos: no qual um material fragmentado e/ou sem coesão flui através de um canal ou em uma camada de pequena espessura, ou por um terreno à jusante com elevada inclinação.

Para cerca de 100 casos, Hunter and Fell (2003) afirmam que havia dados razoavelmente detalhados e disponíveis em relatórios ou artigos publicados em conferências e periódicos, incluindo na sua maioria seções e planos. A partir desses trabalhos foi possível a obtenção de informações quantitativas sobre a geometria do deslizamento de terra, incluindo: a distância do deslocamento, a altura do deslizamento de terra, o ângulo da distância de deslocamento, o ângulo de inclinação da área de origem e os ângulos de descida. Nos dados analisados foi possível a identificação de variáveis como: tipos de declive e material, a Geologia, a Geomorfologia e o próprio deslizamento de terra. Já os outros 250 deslizamentos utilizados no estudo apresentavam menor número de informações, one basicamente havia uma breve descrição do fenômeno. Hunter & Fell (2003) discutem ainda as caractéristicas dos solos, tanto dilatantes quanto contrativos no cisalhamento inicial, bem como as condições do declive para as quais os deslizamentos de terra são suscetíveis ao desenvolvimento de deslizamentos de velocidade "rápida" pós-falha. Os autores desenvolveram em seu estudo métodos para estimar o ângulo da distância de deslocamento da massa do deslizamento após a falha, com base na consideração da mecânica de falha do deslizamento inicial. Assim, foi possível relacionar: características (contrativa ou dilatante no cisalhamento inicial) do solo, o tipo de declive, o volume do deslizamento, a geometria do declive na área de origem do deslizamento e abaixo dela e no grau de confinamento da mancha (deslocamento do deslizamento). Hunter & Fell 2003 ainda abordaram em suas análises quanto a susceptibilidade ao fluxo: a identificação e mecânica de falha dos solos contrativos suscetíveis à liquefação, o tamanho das partículas e a densidade relativa.

Assim, o objetivo do presente artigo, foi a partir de uma pilha de estéril (caso de estudo), quantificar a ruptura, pela verificação do dano potencial e seus possíveis impactos, pelos métodos Corominas (1996) e Hunter & Fell (2003) .

2 METODOLOGIA

Inicialmente, foram consolidados todos os elementos que compõem a pilha de estéril (PDE) buscando a identificação de todas as interferências que essas pudessem ser controladas ou eliminadas da influência da ruptura.

A estrutura apresenta altura de aproximadamente 403 m, largura das bermas de 10 m, altura dos bancos de 20 m, com área de 2,07 Mm^2 e volume em torno de 186 Mm^3. Para jusante foi simulado um barramento com as seguintes características: capacidade volumétrica da barragem com 638 mil m^3, área de ocupação

representada por 132 mil m², altura máxima de aproximadamente 6 m, contemplando um volume de 3 mil m³ e inclinação do talude de 1,5H:1V.

Para o desenvolvimento do *Stack break* foi realizada a setorização da pilha em 4 setores considerando a altura da PDE e análises de rupturas para cada um desses setores, contemplando as interferências existentes na área. Assim, os 4 setores foram: seção pelo talvegue, seção pelo acesso operacional e estrutura civil, seção pela cava e seção em direção ao transportador de correias, conforme Figura 1. Apesar da pilha ser confinada, existem estruturas próximas que podem ser atingidas pela estabilização de outros setores.

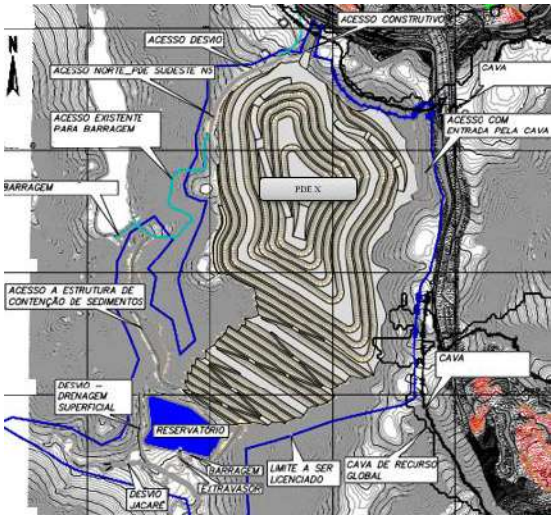


Figura 1. Representação esquemática da PDE estuda destacando as interferências consideradas nas análises.

Posteriormente, foram realizadas análises de estabilidade objetivando determinar os fatores de segurança (FS) para os taludes da PDE, seguindo as recomendações da NBR 13029/2017. Para tais estudos, foram elencadas as premissas: nas análises de estabilidade considerou-se o maciço de estéril como isotrópico e homogêneo e seção passando pelo fundo do vale; existência de possíveis materiais não consolidados, ou seja, solos moles, solos orgânicos, solos aluvionares e solos coluvionares, todos caracterizados por apresentar alta compressibilidade e baixa resistência ao cisalhamento; pesquisa por potenciais rupturas do tipo circular no sistema fundação-estéril, ou no estéril ou na fundação. Destaca-se que a fundação foi inferida com base em mapeamento geológico-geotécnico de superfície realizado e em informações de estruturas similares na região.

Os estudos de estabilidade foram realizados considerando o método do equilíbrio-limite (Bishop Simplificado) com a utilização do software Slide versão 6.0 (Rocscience). Os parâmetros geotécnicos adotados para as análises de estabilidade foram estimados baseados nas informações de estruturas similares na região, sendo esses majorados dada a baixa quantidade de dados.

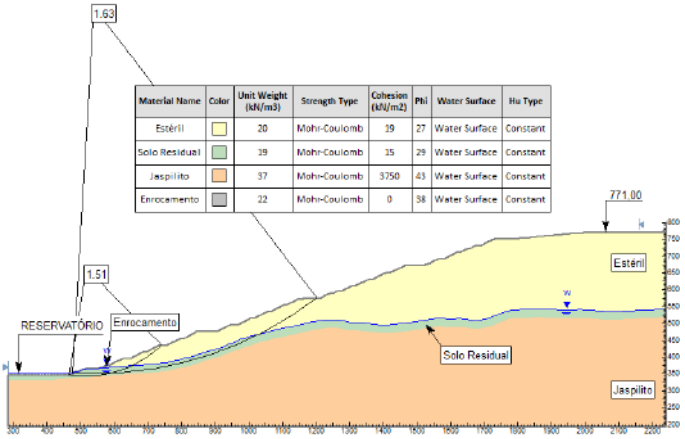
3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Análises de Estabilidade

As Figura 2 a 5 apresentam os resultados das análises de estabilidade para os quatro setores avaliados, sendo esses resumidos na Tabela 1.

Tabela 1. Resultados das Análises de Estabilidade.

Seção	FS mínimo (NBR 13.029/2017)	FS obtido
Setor 1	1,50	1,51
Setor 2	1,50	1,60
Setor 3	1,50	1,50
Setor 4	1,50	1,50



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface	Hu Type
Estéril		20	Mohr-Coulomb	19	27	Water Surface	Constant
Solo Residual		19	Mohr-Coulomb	15	29	Water Surface	Constant
Jaspilito		37	Mohr-Coulomb	3750	43	Water Surface	Constant
Enrocamento		22	Mohr-Coulomb	0	38	Water Surface	Constant

Figura 2. Resultados da análise de estabilidade para o Setor 1.

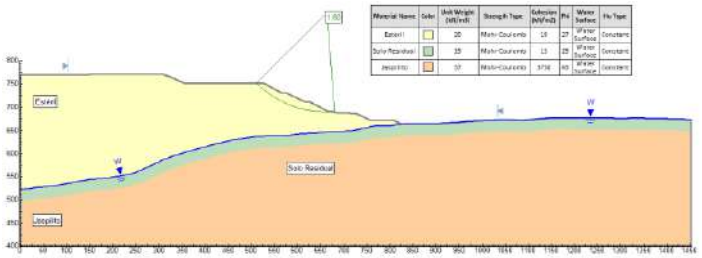
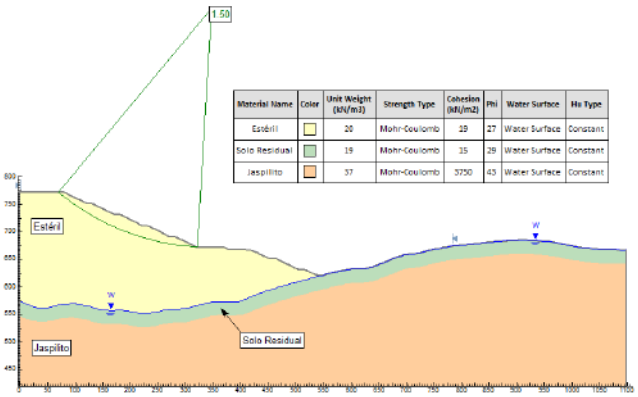
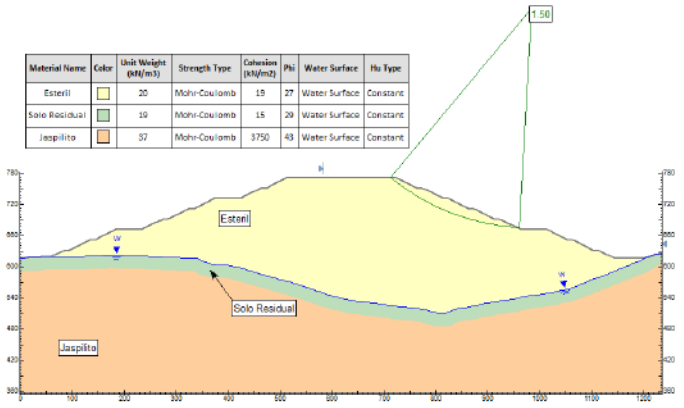


Figura 3. Resultados da análise de estabilidade para o Setor 2.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface	Hu Type
Estéril		20	Mohr-Coulomb	19	27	Water Surface	Constant
Solo Residual		19	Mohr-Coulomb	15	29	Water Surface	Constant
Jaspilito		37	Mohr-Coulomb	3750	43	Water Surface	Constant

Figura 4. Resultados da análise de estabilidade para o Setor 3.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface	Hu Type
Estéril		20	Mohr-Coulomb	19	27	Water Surface	Constant
Solo Residual		19	Mohr-Coulomb	15	29	Water Surface	Constant
Jaspilito		37	Mohr-Coulomb	3750	43	Water Surface	Constant

Figura 5. Resultados da análise de estabilidade para o Setor 4.

Após o processo de setorização com a definição das regiões críticas por meio das superfícies de ruptura foram obtidos os dados contidos na Tabela 2.

Tabela 2. Dados geométricos das superfícies de ruptura.

Seção	Altura (H) (m)	Volume Mobilizado (V) (m³)	Largura (m)	Área (m²)
Setor 1	225,37	25.415.468,91	711,02	35.745,08
Setor 2	62,92	892.114,69	340,12	2.622,94
Setor 3	99,70	2.285.114,37	503,30	4.540,26
Setor 4	98,02	2.204.803,07	497,20	4.434,44

3.2 Aplicação do método de Corominas (1996)

Dentre os métodos de estudo de propagação de massa para pilhas de estéril a maior parte é compreendida por análise empíricas ou análise dinâmicas. Entende-se que o estudo de Corominas é suficiente para análise de um projeto em seu estado conceitual, conforme sugerido no procedimento operacional. Assim, foram utilizadas as Equações 1 a 4, que relaciona a queda vertical (H) e a projeção horizontal da distância (L), cujos resultados são apresentados na Tabela 3.

Queda de Blocos: $log\left(\frac{H}{L}\right) = -0{,}109xlog(V) - 0{,}210$ (1)

Rupturas translacionais: $\log\left(\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{L}}\right) = -0{,}068\mathrm{xlog(V)} - 0{,}159$ (2)

Deslizamento de terra: $\log\left(\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{L}}\right) = -0{,}070\mathrm{xlog(V)} - 0{,}214$ (3)

Escorregamento/Fluxo de detritos $\log\left(\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{L}}\right) = -0{,}105\mathrm{xlog(V)} - 0{,}012$ (4)

Tabela 3. Dados geométricos das superfícies de ruptura.

Seção	Ruptura	Alcance da massa rompida corrigida L (m)
Setor 1	Rupturas Translacionais	1.036,20
	Escorregamento de terra	1.216,89
	Fluxo de Detritos	1.388,13
Setor 2	Rupturas Translacionais	230,37
	Escorregamento de terra	268,73
Setor 3	Rupturas Translacionais	389,14
	Escorregamento de terra	454,80
Setor 4	Rupturas Translacionais	381,65
	Escorregamento de terra	446,02

3.2 Aplicação do método de Hunter & Fell (2003)

Além da metodologia de Corominas (1996), o método de Hunter & Fell (2003) também foi considerado na avaliação. Observa-se que é notado uma diferença entre o alcance calculado e o observado. Essa diferença se deve a diversos fatores, tais como: o tipo do material, o nível de saturação, a inclinação, a rugosidade e a presença de vegetação do terreno à jusante, dentre outros. A partir da avaliação da proposta, nota-se grande dispersão de dados, sendo verificada uma faixa de variação entre 0,4 L e 1,2 L entre os alcances calculados e observados.

Assim, foi estabelecida a premissa, a correção do alcance calculado, adaptado para pilhas de estéril, sendo adotado um fator de correção do alcance entre 0,4 e 1,2 em função do tipo de pilha e do terreno à jusante. Para tal, propôs-se a correção do alcance pela Equação 5, onde L' corresponde ao alcance corrigido, L o alcance em si e FC é o fator de correção em função da inclinação do terreno e tipo de estrutura.

$$L' = LxFC \quad (5)$$

Conforme dados estabelecidos em projeto a localização da PDE (Figura 1) está localizada com terreno a jusante com inclinação entre 10º e -10º. Dessa forma, adotou-se o fator de correção do alcance de 0,5 para

metodologia proposta do por Hunter & Fell (2003), sendo os resultados obtidos, considerando o alcance corrigido, na Tabela 4

Tabela 4. Resultados obtidos nas Análise de Propagação Hunter & Fell (2003).

Seção	Ruptura	Alcance da massa rompida corrigida L (m)
Setor 1	Fluxo de Detritos	832,88
Setor 2	Escorregamento de terra	161,24
Setor 3	Escorregamento de terra	272,88
Setor 4	Escorregamento de terra	267,61

3.3 Análise dos Resultados

A Figura 6 apresenta os resultados das rupturas hipotéticas. A partir dos resultados obtidos por ambos os métodos, o método de Corominas (1996) se mostrou conservador. No Setor 1, a propagação da macha foi de aproximadamente 1.390 m e desta forma cobrindo totalmente o dique, se estendendo até o talvegue a jusante, visto que o mesmo é bem encaixado e a declividade é bem definida o que facilita o escoamento do material rompido. Essa ruptura geraria impacto a uma interferência, pois poderá causar interrupção do fluxo natural do curso de água, podendo formar um represamento. Para essa ruptura hipotética deverá ser realizado um estudo complementar quando a massa mobilizada sobre o barramento, podendo gerar uma mancha maior que a calculada devido o arraste dos sedimentos, água e a própria estrutura do barramento.

No setor 2 a mancha de ruptura se propaga por aproximadamente 270,00 m, majoritariamente na área da pilha e podendo atingir o acesso operacional da barragem a montante e o acesso operacional da própria estrutura de contenção de sedimentos (dique).

Já as manchas para os Setores 3 e 4, estão voltadas em direção: a taludes de encostas naturais, a drenagem superficial da pilha (canais periféricos) e ao acesso construtivo da pilha, porém em ambos os casos a massa rompida fica em estado confinado e não há expectativa da propagação da massa.

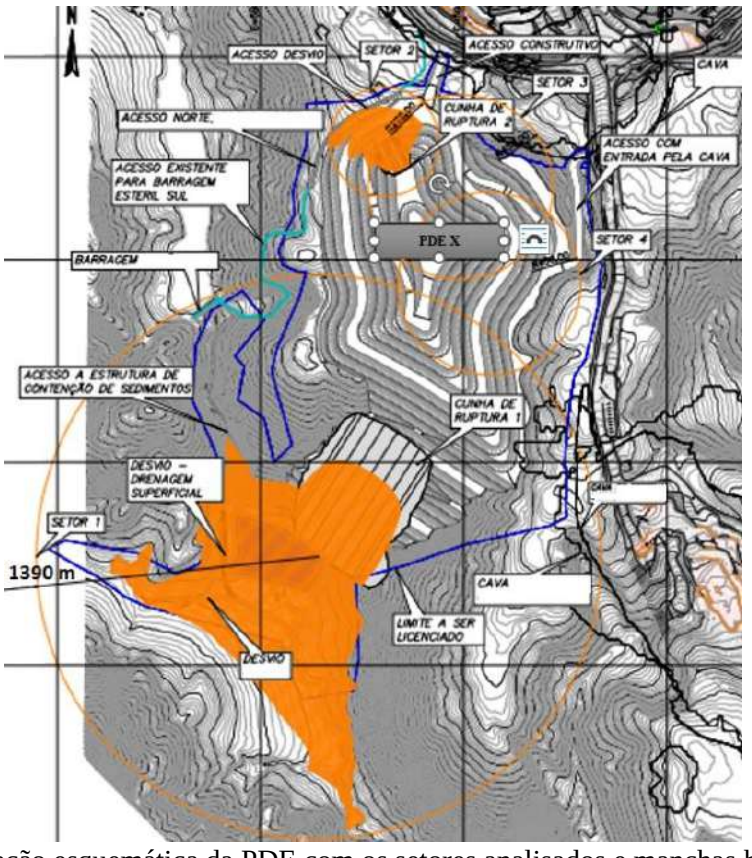


Figura 6. Representação esquemática da PDE com os setores analisados e manchas hipotéticas (laranja).

Diante dessa condição específica não há expectativa de propagação da possível massa rompida, tendo como ponto de atenção o impacto a estruturas de drenagens superficiais, como o canal periférico. Recomenda-se que: a classificação, o uso e ocupação, bem como a matriz de gestão de risco deverão ser avaliados em concordância com os estudos de impacto ambiental da estrutura, subdiados pelo estudo de ruptura desenvolvido.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos no presente artigo mostram os deslocamentos das massas mobilizadas na configuração final, justificando o uso de metodologias numéricas para comprovação dos comportamentos observados. Ambos os métodos aqui apresentados consideraram um critério de perda de resistência dos materiais em zonas específicas da seção de modo a gerar superfícies preferenciais de cisalhamento que permitiram avaliar os cenários de ruptura mobilizando o estéril. Apesar da ausência de normativa no Brasil para este tipo de estudo, os métodos aqui apresentados são adequados para projetos a nível conceitual, merecendo devida atenção para que possam ser aprimorados levando em consideração as características dos materiais, bem como as variáveis de projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Corominas, J. (1996) *The angle of reach as a mobility index for small and large landslides*. Canadian Geotechnical Journal, 33, pp.260–271.

Hunter, G., Fell, R. (2003). *Travel distance angle for "rapid" landslides in constructed and natural soil slopes*. Canadian Geotechnical Journal, 40(6), pp.1123–1141.

NBR 13029/2017. *Mineração - Elaboração e apresentação de projetos de disposição de estéril em pilhas*.

Riselo, B. C. T., Passini, L. B., Kormann, A. C. M. (2023). Stability analysis of a slope and runout analysis movement of the mobilized-mass volume. Soil and Rocks – A International Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering.

Trocone, A., Pugliese, L., Conte, E. (2020). Run-Out Simulation of a Landslide Triggered by an Increase in the Groundwater Level Using the Material Point Method. DOI: 10.3390/w12102817

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/218

Execução de 5 subsolos em parede diafragma com técnica de pré-furo em presença de arenito na região Nordeste

Pedro Duque Abrão
Engenheiro Civil, Geofix Engenharia e Fundações LTDA., São Paulo, Brasil, pedro.duque@geofix.com.br

Giuliano Silva de Oliveira
Engenheiro Civil, Geofix Engenharia e Fundações LTDA., São Paulo, Brasil, giuliano.oliveira@geofix.com.br

Marcio Abreu de Freitas
Engenheiro Civil Geotécnico, Geofix Engenharia e Fundações LTDA., São Paulo, Brasil, marcio.freitas@geofix.com.br

RESUMO: O cenário atual de projetos prediais em grandes centros urbanos tem apresentado uma constante tendência de aumento no número de subsolos contruídos em relação às décadas passadas. Isso deu-se devido às mudanças econômicas e sociais ocorridas ao longo do tempo, como o aumento populacional, o aumento no número de veículos e o desenvolvimento do mercado imobiliários de construções verticais. Com isto, a busca por soluções de engenharia para atendimento destas novas demandas tem se tornado um dos pontos essenciais no desenvolvimento destes projetos. Neste contexto, uma das técnicas que vem sido adotadas pelos profissionais de geotecnia executores de fundações, em sintonia com os projetistas, é a execução de pré-furos para a construção de paredes diafragmas embutidas em solos de alta resistência com ou sem presença de rochas brandas. Este artigo apresenta um estudo de caso de um projeto onde foram executados 5 subsolos de parede diafragma em um empreendimento em Fortaleza, Brasil, em que havia a presença de arenito nas camadas até atingir a cota de ponta da parede de contenção. Neste projeto a técnica de pré-furo foi necessária para viabilizar a execução do projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Pré-furo; Parede diafragma; Arenito; Solo de alta resistência; Subsolos; Perfuratriz de estacas de fundação

ABSTRACT: Nowadays buildings in big cities have presented a constant growth on the number of underground floors if compared to past decades. This is due to the social and economic changes that happened over time, such as populational growth, number of total vehicles and the evolution of real state market for vertical buildings. Because of this demand, the development of engineering solutions have become one of the central points for the construction design of new projects. In this context, one of the techniques adopted for the geotechnical professionals and foundation engineers are drilling methods for the execution of diaphragm walls on high resistance soils with or without the presence of soft rocks. This article presents a case study of a project in Fortaleza, Brasil, where were built 5 underground floors with diaphragm wall for the retaining system, with the presence of sandstone on the tip of the diaphragm. For this project the drilling method was required to enable the execution.

KEYWORDS: Drilling method; Diaphragm wall; Sandstone. High resistance soils; Underground floor; Pile foundation drilling machine

1 INTRODUÇÃO

No decorrer das últimas décadas ocorreu um crescimento exponencial na população mundial, principalmente em grandes centros urbanos. Juntamente a este crescimento populacional, veio também o aumento no número de veículos e unidades imobiliárias nestas regiões.

Somente na cidade de Fortaleza, segundo o IBGE (2022), existem cerca de 1,2 milhão de veículos cadastrados, onde destes cerca de 1,1 milhão são classificados como de passageiros, representando mais que o dobro do total de veículos cadastrados no município em 2008, cerca de 590 mil.

Esta tendência de aumento da taxa de motorização não compete somente ao município de Fortaleza, mas se faz presente nas áreas metropolitanas do país. De acordo com Rodrigues (2019), de 2008 para 2018 a taxa de motorização nas áreas metropolitanas do país saltou de 26,1 para 38,3 carros por 100 habitantes.

Além dos índices já citados , o número de unidades de ocupação de uma edificação também tem aumentado. Na cidade de São Paulo, por exemplo, segundo Minarelli (2021), houve um crescimento de 49% no estoque total de imóveis comerciais, de 215 mil unidades no ano 2000 para 321 mil no ano 2020, com área construída total saltando de 77 milhões de metros quadrados para 112 milhões. Neste crescimento, o maior salto se deu nas unidades comerciais verticais, com um crescimento de 72% da área cosntruída, consequência esta resultante, principalmente, das edificações cada vez mais altas e com mais andares cosntruídos.

Estas mudanças no trânsito e no mercado imobiliário resultaram na busca e implantação de soluções técnicas que permitissem a execução de mais subsolos, sobretudo garagens de carros, nos novos empreendimentos que viessem a surgir. Isso culminou na adoção da cortina de contenção de concreto armado atirantada como uma das principais soluções geotécnicas para a execução destes.

O "interesse de profissionais geotécnicos pela técnica de parede diafragma atirantada justifica-se pela sua praticidade, rapidez de execução, versatilidade e, acima de tudo, segurança (mitiga deformações), se comparada a outras técnicas utilizadas para estabilização de cortes em taludes naturais." (PORTO, 2015, p.1) De acordo com Lafraia (2006), uma pesquisa realizada ainda na década de 90 pelos professores T. D. O'Rourke (Universidade de Cornell, Estados Unidos) e C. J. F. P. Jones (Universidade de New Castle, Reino Unido) já evidenciava a predileção dos projetistas e executores pela cortina atirantada. Nos Estados Unidos a utilização de parede diafragma corresponde a cerca de 85% das soluções de contenção empregadas nos grandes centros urbanos.

Da mesma forma e em sintonia com os projetistas geotécnicos, os executores de contenções e fundações vêm buscando o aperfeiçoamento e obtenção de melhores performances e produtos nos serviços prestados de construção para atendimentos destas novas demandas, buscando soluções de caráter operacional e geotécnico para, como no caso específicio deste artigo, permitir a execução de contenções mais profundas e em terrenos de alta resistência, possibilitando assim a construção mais subsolos para estas novas edificações.

2 OBJETIVO

O presente artigo tem como objetivo apresentar a execução de pré-furo para a construção de parede diafragma mais profunda e em solos de alta resistência. Para isto foi realizado um estudo de caso de obra de um projeto realizado no município de Fortaleza/CE em 2015, onde foram construídos 5 subsolos em escavação com presença de arenito.

A execução do pré-furo foi parte integral do processo construtivo da contenção em parede diafragma.

3 ESTUDO DE CASO: EMPREENDIMENTO EM FORTALEZA - CE

O projeto a ser estudado em questão é um empreendimento localizado no município de Fortaleza – CE, o projeto destaca-se por ser o primeiro empreendimento com certificação LEED Gold (Core & Shell) do Ceará, com um valor geral de venda de R$ 440.000.000,00.

3.1 Características do Empreendimento

Localizado em um terreno de 10.000 m², o empreendimento consiste em 2 torres comerciais com 24 andares cada, e interligadas por pórtico. O projeto possui unidades imobiliárias variáveis, de pequenas salas comerciais a lajes corporativas e Mall com 4200 m² de área bruta locável. A área total construída é de 72.469,61 m².

A garagem consiste em 5 andares enterrados com um total de 1527 vagas de estacionamento.

3.2 Sondagem para Caracterização do Terreno

Ao todo foram realizadas vinte e seis sondagens na região do terreno. Destas, quatorze foram realizadas com sondagem a percussão pelo método SPT com cravação de amostrador tipo Terzaghi. As demais foram sondagens mistas que fizeram uso de sonda rotativa após o atingimento de trecho impenetrável ao método SPT. Para a sondagem rotativa foi utilizado barrilete duplo giratório para maior preservação das amostras.

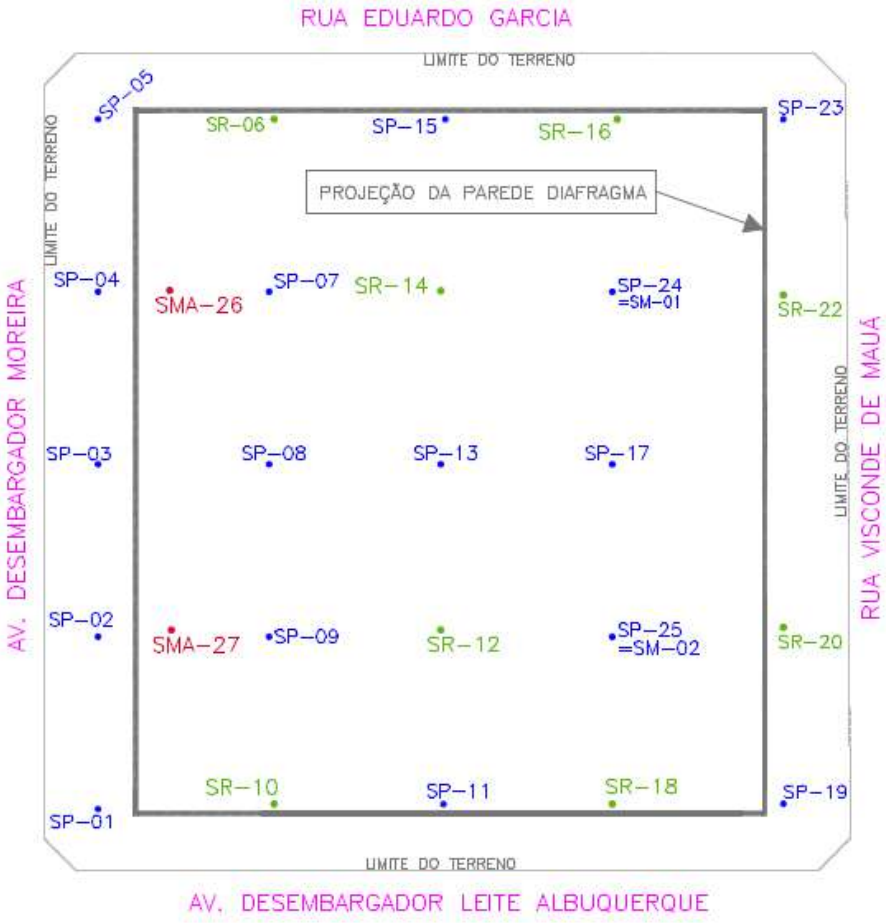


Figura 1. Locação dos pontos de sondagem do empreendimento (Autor, 2015)

3.3 Características do Terreno

As sondagens foram executadas no terreno com cotas variáveis entre 30,20 e 27,70. Com o nível da água (NA) variável entre as cotas 18,40 e 14,40, o solo é predominantemente arenoso em seus metros iniciais, constituído por um areia fina fofa a pouco compacta, atingindo um grau de compactação médio já nas camadas profundas, com cota variável entre 19,90 e 9,50 e NSPT baixo, raramente acima de 15 golpes.

A partir deste ponto o solo passa por uma camada de argila arenosa, rija a dura com concreções de óxido de ferro (laterita), variando entre as cotas 15,60 e 4,50 metros e NSPT acima de 50 golpes nas camadas finais de interface com o trecho impenetrável ao método SPT.

Sequente ao trecho de argila arenosa, onde já foi necessário o uso de sonda rotativa, o material investigado é composto primeiramente por um arenito médio a grosso com matriz ferruginosa, posteriormente por um arenito médio, muito compacto e de matriz argilosa. As camadas finais obtidas pela sondagem rotativa apresentaram um arenito médio a grosso de matriz ferruginosa com concreções de laterita. A profundidade final das sondagens variou entre as cotas 10,40 e 0,50 metros. A Designação de Qualidade da Rocha (RQD) obtida neste arenito foi variável, indo de muito fraca (13% < 25%) a excelente (100%).

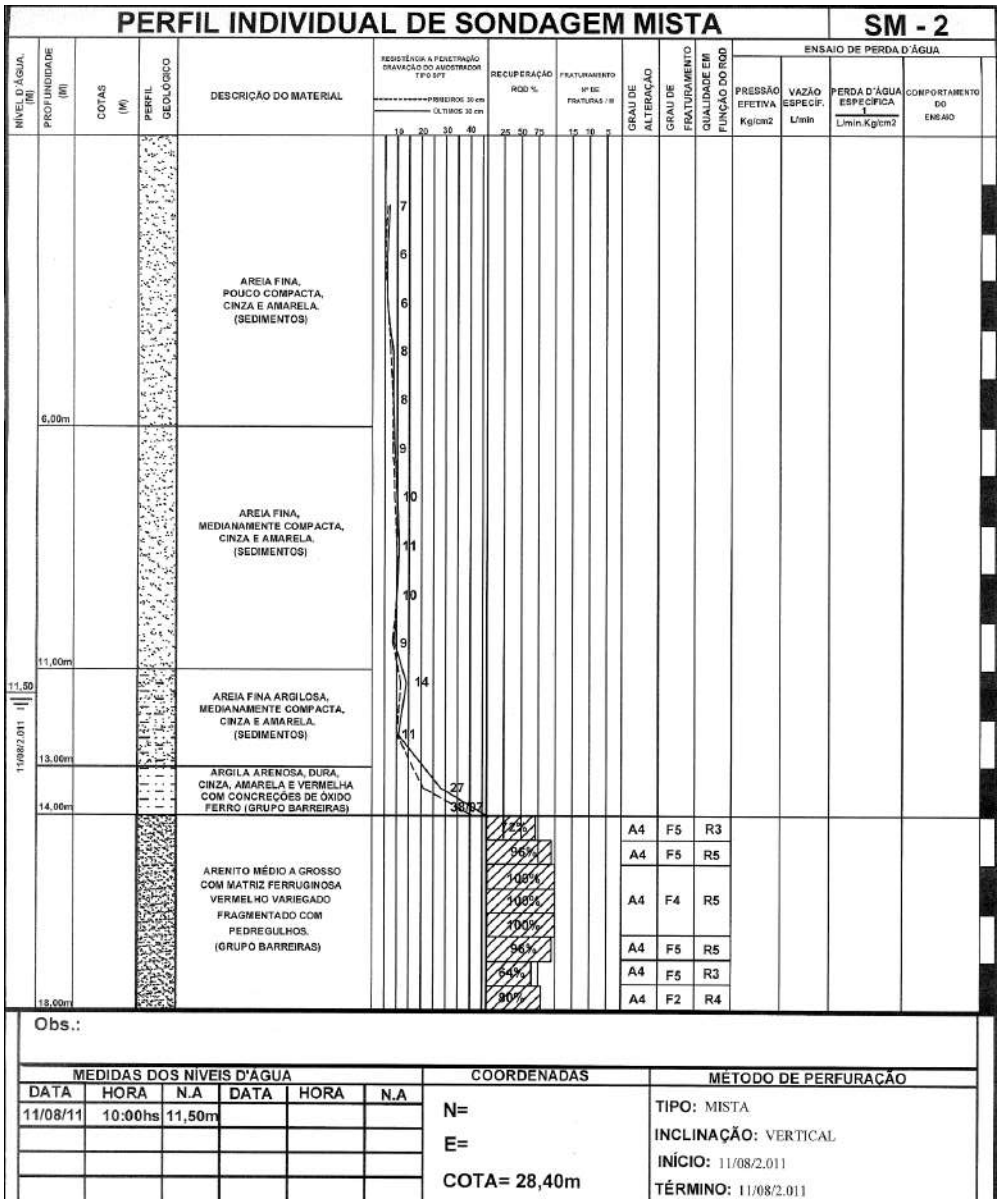


Figura 2. Relatório de sondagem mista, ponto SM -2 (Autor, 2015)

3.4 Arenito

O arenito é uma rocha sedimentar clástica, formada essencialmente pela consolidação de grãos de areia através de processos de compactação e cimentação. Segundo Frascá (2011) a compactação é provocada pela compressão dos sedimentos sob o peso daqueles sobrepostos, fenômeno este conhecido como diagênese. Já a cimentação é um processo de precipitação de material mineral, especialmente óxidos de ferro, sílica e carbonatos, carregado pela água que percola entre os vazios dentre os grãos (poros).

Felix (2020) afirma que as rochas sedimentares no geral são mais frágeis se comparadas com as rochas ígneas e metamórficas, e compõe 75% da crosta terreste, podendo ser oriundas destas últimas desde que tenham sofrido os efeitos geológicos do subciclo exógeno. Frascá (2011) afirma que as rochas sedimentares são conhecidas como rochas brandas, dado que apresentam baixas resistências mecânicas e possuem menor coesão dos minerais que a compõe.

As rochas sedimentares são normalmente definidas pela sua origem, sendo as rochas sedimentares clásticas aquelas que passaram por todos os processos do subciclo exógeno do ciclo petrogenético (intemperismo, erosão, transporte, deposição e diagênese). Dentro desta definição de rochas clásticas é ainda possível classificá-las pelo tamanho granulométrico do diâmetro médio do grão predominante na composição da rocha.

Bertolino (2009) define os arenitos como as formações rochosas sedimentares e clásticas que possuem mais de 50% dos grãos com tamanho entre 2 e 0,06 mm.

Segundo a definição de Felix (2020), os arenitos podem ser classificados como rochas clásticas psamíticas, que são formadas por sedimentos mesoclásticos ou arenosos. De acordo com Frascá (2011), um arenito possui o quartzo como seu mineral mais abundante, com cerca de 95% dos clastos formados por este. A cor costuma ser branca ou avermelhada, quando há a presença de óxidos/hidróxidos de ferro que recobrem os grãos.

As propriedades geomecânicas do arenito são definidas pelo tipo de mineral que compõe os clastos (grãos), pelo precipitado químico da cimentação e pela relação entre estes dois componentes.

3.5 Contenção em Parede Diafragma

Para a construção dos 5 subsolos de garagem do empreendimento, a solução geotécnica adotada foi a execução de parede diafragma convencional, moldada in loco, e atirantada, de maneira a: garantir aproveitamento máximo da área enterrada; superar o lençol freático; garantir a estabilidade estrutural (mitigação de deformações) e realizar o embutimento da contenção no trecho rochoso (arenito).

Segundo Ranzini e Negro Jr. (1998), a parede diafragma pode ser definida como uma estrutura de concreto armado, cuja função é contrapor-se aos empuxos gerados por um maciço que teve seu equilíbrio alterado devido a algum tipo de escavação. Para a execução da parede diafragma convencional utiliza-se o Clam-Shell, uma ferramenta içada verticalmente por um guindaste, que realiza a remoção de solo através de seu peso próprio e abertura e fechamento de suas palas. A escavação é realizada com o lançamento de fluído estabilizante sobre o trecho escavado para evitar o desbarramcamento do mesmo. O fluído estabilizante mais comumente utilizado é a lama bentonítica.

Freitas (2018) afirma que a principal característica da lama bentonita é a propriedade da tixotropia, e as principais funções da lama durante a escavação são: suportar as faces laterais da escavação na interface com o solo; formar uma camada impermeabilizante (cake) nesta interface, evitando a infiltração de lama; evitar a deposição de partículas sólidas no fundo da escavação.

A espessura da parede diafragma projetada foi de 50 centímetros, contornando todo o perímetro do projeto, com um comprimento total de 333,40 metros. O nível de execução das lamelas variou entre as cotas 28,00 e 26,00. A cota de ponta das lamelas que compõe a parede foi a cota 8,00. A ficha mínina foi de 4,00 metros para a maioria dos paineis, exceto alguns específicos que variavam entre 6,00 e 7,00 metros.

Para o atirantamento foram executados 418 unidades de tirantes provisórios, de cordoalhas, com carga de trabalho até 150 toneladas-força.

Figura 3. Execução da contenção de parede diafragma com utilização do Clam-Shell no empreendimento (Autor, 2015)

4 EXECUÇÃO DO PRÉ-FURO

O pré-furo, no contexto da parede diafragma, é uma técnica realizada de maneira a permitir o processo de escavação com a utilização da ferramenta Clam-Shell . Ele consiste na execução de furos de alívio com equipamentos perfuratrizes de grande porte na projeção das lamelas a serem posteriormente escavadas para a execução da parede diafragma.

4.1 Justificativa Técnica

Para a execução de parede diafragma o pré-furo é utilizado de modo a cisalhar os trechos onde há a presença de alterações e rochas brandas.

O pré-furo também auxilia na verticalidade da parede diafragma, dado que a própria verticalização do furo realizado serve de caminhamento para o avanço da escavação com o Clam-Shell.

No caso do empreendimento estudado, dada a presença de arenito nas camadas superiores à cota de ponta prevista em projeto para a parede diafragma e a necessidade de embutimento da mesma para realização da escavação, a utilização do pré-furo mostrou-se necessária para a quebra da matriz ferruginosa da rocha e permitir a atividade.

4.2 Equipamento e Método Utilizado

O equipamento utilizado para o pré-furo foi uma perfuratriz com torque de 30 tf.m, montada com trado helicoidal contínuo. O trado possuía diâmetro de 50 centímetros (mesma espessura da parede diafragma) e altura de 25,50 metros para avançar até a cota de ponta da parede de contenção.

A ponteira escolhida foi uma ponta de trado com de bits de tungstênio, o que permitiu a fragmentação da matriz da rocha de arenito com o mínimo desgaste da ponteira e proteção da estrutura do trado. A execução do pré-furo foi realizada com 3 perfurações por lamela típica do projeto (3,20 metros).

Esta configuração para execução, desde o tipo de maquinário a ser utilizado até o tipo de ponta do trado e distribuição dos furos, foi definida pela empresa responsável pela atividade, dado o conhecimento técnico da mesma para lidar com este tipo de situação com presença de arenito. Importante salientar que este tipo de conhecimento é puramente empírico e desenvolvido a partir das experiências da empresa na execução sobre os diversos tipos de solos e rochas e nas suas relações com os projetistas geotécnicos.

Figura 4. Equipamento perfuratriz utilizado para execução de pré-furo (Autor, 2015)

Figura 5. Ponteira de trado para execução de pré-furo (Autor, 2015)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A prática do pré-furo mostrou-se uma solução viável e suficiente para a execução da contenção do empreendimento em questão. Sem a aplicação desta, a realização da contenção em parede diafragma até a cota de ponta prevista no projeto não seria possível dadas as dificuldades de escavação com Clam-Shell em materiais muito resistentes e com a presença de arenito.

Neste contexto atual, onde a construção de estruturas enterradas cada vez mais profundas para adequação e supressão das necessidades dos projetos vem sendo realizada, a técnica de pré-furo tem sido uma alternativa cada vez mais optada como solução técnica para a execução de contenções e fundações, dado que, além de viabilizar o processo construtivo, não gera mudanças no projeto original e também melhora o produto final realizado.

É importante, portanto, que os profissinais responsáveis por obras de geotecnia sejam capazes de identificar e caracterizar os tipos de solos e rochas que irão encontrar no desenvolvimento e execução dos projetos, definindo as técnicas e equipamentos que serão empregados para o melhor desempenho das construções e serviços realizados. No entanto para Velloso (1998) nem sempre esta caracterização é completa, dado que ensaios específicos de laboratório como os de cisalhamento direto e compressão triaxial raramente são executados.

Considerando trabalhos futuros, o desenvolvimento de estudos capazes de relacionar os parâmetros obtidos das rochas com as sondagens rotativas e suas propriedades geomecânicas, como a resistência ao cisalhamento, seriam de grande interesse para os profissionais da área na tomada de decisões para concepção e execução de projetos onde o embutimento de contenções e fundações em rochas mostrarem-se necessários. Tais estudos possibilitariam, por exemplo, a escolha do tipo de perfuratriz para pré-furo em função do torque para avanço sobre rochas brandas sem depender, exclusivamente, apenas das experiências passadas de executores e projetistas, por mais assertivos que estes sejam.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BERTOLINO, Luiz Carlos et. al. (2009). Geologia. In: ALMEIDA, Salvador et. al. (Org) *Manual de Agregados Para Construção Civil* 1. ed. Rio de Janeiro: CETEM/MTC, cap. 3. p. 71-84.

FELIX, A.; HORN FILHO, N. O. (2020). *Apostila de Sedimentologia*. Florianópolis: Ediçoes do Bosque, 177p.

FRASCÁ, M. H. B. O.; SARTORI, P. L. P. (1998). *Minerais e Rochas*. In: OLIVEIRA, Antonio et. Al. (Org.) *ABGE Geologia de Engenharia* 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, cap. 2, p. 15-38.

FREITAS, M. A. (2018). *Parede Diafragma e Estacas Barrete com Utilização de Hidrofresa Para Embutimento em Rocha.* Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia São Paulo, São Paulo, 71p.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (2022) *Frota de veículos no município de Fortaleza (CE).* Disponível em: < https://cidades.ibge.gov.br/brasil/ce/fortaleza/pesquisa/22/28120>. Acesso em: 10 mar.2024.

LAFRAIA, Eduardo Ferreira et. al. (2006). *Parecer Técnico de Tirantes em Áreas Urbanas*. São Paulo: Instituto de Engenharia de São Paulo, 14p.

MINARELLI, G.; MARQUES, E. (2021). *Nota Técnica 08 - Trajetória do estoque comercial formal, Município de São Paulo, 2000/2020*. São Paulo: Centro de Estudos da Metrópole, 21p.

RODRIGUES, J. M. (2019). *Mapa de Motorização Individual no Brasil – Relatório 2019*. Rio de Janeiro: Observatório das Metrópoles, 27p.

PORTO, T. B. (2015) *Comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle*. Tese de Doutorado - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 202p.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO Jr, A. (1998). *Obras de contenção: Tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas*. In: HACHICH, Waldemar et al. (Org.) *Fundações: Teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: PINI, cap. 13, p. 497-516.

VELLOSO, D. A.; ABRAHÃO, R. A. (1998). *Fundações*. In: OLIVEIRA, Antonio et. al. (Org.) *ABGE Geologia de Engenharia* 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, cap. 23, p. 381-396

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/219

Explorando Incertezas na Estabilidade de Barragens de Terra: Abordagem Probabilística

Antonino Neves Ripardo
Mestrando em Geotecnia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, ninoripardo1@gmail.com

Vanda Tereza Costa Malveira
Doutora em Recursos Hídricos, Universidade Estadual Vale do Acaraú, Fortaleza, Brasil, vanda_tereza@uvanet.br

RESUMO: Estudos têm apontado que métodos determinísticos para avaliação da estabilidade de taludes não são suficientes para tratar, de forma completa, das incertezas relativas aos parâmetros do solo, e a Engenharia Geotécnica utiliza de abordagens probabilísticas para aprimorar análises de estabilidade. O objetivo deste artigo é aplicar esta lógica para julgar as condições de segurança e estabilidade a partir de dez exemplos de barragens de terra do semiárido, considerando a condição de carregamento de regime permanente, e comparando os resultados com os fatores de segurança (FS) definidos em projeto. Foram obtidos os relatórios de estudos geotécnicos de cada barragem, para a coleta de parâmetros de estabilidade, tais como peso específico, coesão e ângulo de atrito, bem como elementos gráficos ilustrativos das seções dos maciços, para gerar modelagens numéricas. Para simular a realidade geotécnica, na qual os dados podem ser referenciados como variáveis contínuas, em cada exemplo, os parâmetros obtidos foram combinados aleatoriamente, possibilitando o cálculo de diversos FS por método determinístico, compondo amostragens. Foi aplicada a abordagem probabilística em todos os casos, utilizando a distribuição normal, para calcular a probabilidade referente ao risco de se obter FS menores que os definidos em projeto. A análise resultou em probabilidades maiores que zero em oito dos dez casos, pontuando a confiabilidade e maior abrangência das investigações geotécnicas como fatores importantes para a segurança geral de barragens de terra.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de Risco, Retro Análise de Estabilidade, Probabilidade.

ABSTRACT: Studies show that the existing deterministic methods that are used to check slope stability can’t completely resolve the uncertainty related to the soil properties on their own, and probabilistic approaches are being included as complements into Geotechnic Engineering projects. This paper aims to apply this same argument to judge the stability and security conditions of ten studied embankments from the semiarid region considering normal operational condition, comparing the obtained results with the factors of safety (FS) adopted in their projects. To collect the shear resistance parameters, such as unit weight, cohesion and internal friction, there were obtained official geotechnic studies reports, which include results from soil experiments. Also, there were obtained cross section illustrations of each dam. Geotechnic parameters may be treated as continuous variables, so to reflect this matter, the collected data were randomly combined in each case, and by using deterministic methods, there were obtained various FS, composing sample spaces for each dam. The applied probabilistic approach was normal distribution, and there were obtained probability values referred to the risk of occurrence of FS lower than the ones adopted in project. The calculated probabilities were higher than zero in eight of the ten cases, pointing reliability and greater geotechnic studies both as important factors to embankment dam security.

KEYWORDS: Risk Analytics, Stability Retro Analytics, Probability.

1 INTRODUÇÃO

As barragens desempenham um papel imprescindível na região do semiárido, provendo a segurança hídrica de boa parte da região, marcada pelo clima extremo e sensível à mudanças com o agravamento da crise climática global. As atividades de monitoramento destas obras retornam dados relevantes quanto à sua

operabilidade, vida útil e, principalmente, segurança estrutural, com destaque para a estabilidade. No caso das barragens de terra, seus maciços apresentam uma variabilidade natural de parâmetros, o que os torna suscetíveis a modificações. Isto gera incertezas que não podem ser ignoradas durante as análises de estabilidade. (Monteiro, 2021).

Os métodos determinísticos tradicionais de verificação de estabilidade retornam um único fator de segurança (FS), que é comparado com os valores mínimos recomendados para cada hipótese de carregamento considerada, mas eles, por si só, não refletem de forma completa a estabilidade de um maciço, tampouco incluem as incertezas quanto aos parâmetros em seus cálculos. Por isso, a Engenharia Geotécnica tem aprimorado estas verificações, implementando novos métodos de análise que incluem abordagens probabilísticas, com o intuito de superar as lacunas de imprecisão devido a estas incertezas (Sandoval, 2012).

Partindo-se do pressuposto que os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo (coesão, ângulo de atrito e peso específico) podem ser trabalhados como variáveis contínuas, já que podem assumir infinitos valores dentro de um intervalo definido, o mesmo pode-se dizer quanto aos FS, que são genericamente calculados pela razão entre as forças resistentes e solicitantes de um maciço (DAS, 2007). Desta forma, ao gerar uma amostragem com possíveis valores de FS, calculados com parêmetros reais obtidos em ensaios de laboratório, é possível realizar uma análise de risco de estabilidade aplicando uma função densidade de probabilidade, que retorna valores de probabilidade referentes à ocorrência de um determinado evento.

O presente trabalho tem como principal objetivo julgar as condições de segurança quanto à estabilidade a partir de dez barragens de terra do semiárido, por meio da aplicação de uma abordagem probabilística que se utiliza da distribuição normal em amostragens de variáveis aleatórias de FS, calculados numericamente em modelagens para refletir as condições de regime permanente, e tendo como base de comparação os valores definidos originalmente em projeto. Para obtenção destas amostragens, este trabalho inclui uma etapa de combinação aleatória dos parâmetros de resistência do solo, obtidos das bases de dados oficiais de cada barragem, individualmente, para o cálculo dos FS.

As probabilidades resultantes refletem certo grau de risco relacionado à ocorrência de valores de FS menores que os relatados em projeto, não necessariamente indicando uma ameaça quanto à instabilidade global das obras, mas chamando atenção para possíveis situações de segurança, devido às incertezas contidas nos parâmetros de resistência. Pretende-se, portanto, demonstrar a utilidade informacional que este tipo de abordagem pode oferecer em atividades de revisão periódica de barragens, enriquecendo seus relatórios com dados de fácil interpretação para toda a sociedade envolvida com estes empreendimentos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O processo envolvido no desenvolvimento da pesquisa pode ser seccionado em cinco partes, tal qual mostra a figura 1. Os dados oficiais coletados dos projetos de cada barragem foram utilizados para formar séries aleatórias e serem aplicados em modelagens numéricas de estabilidade que refletiam as condições de regime permanente. Os FS originados das modelagens compuseram as amostragens de cada caso, para serem analisadas sob a distribuição normal, resultando em valores de probabilidade quanto ao risco de obtenção de FS menores que os referenciados em seus projetos. Cada uma destas etapas está ilustrada na figura 1.

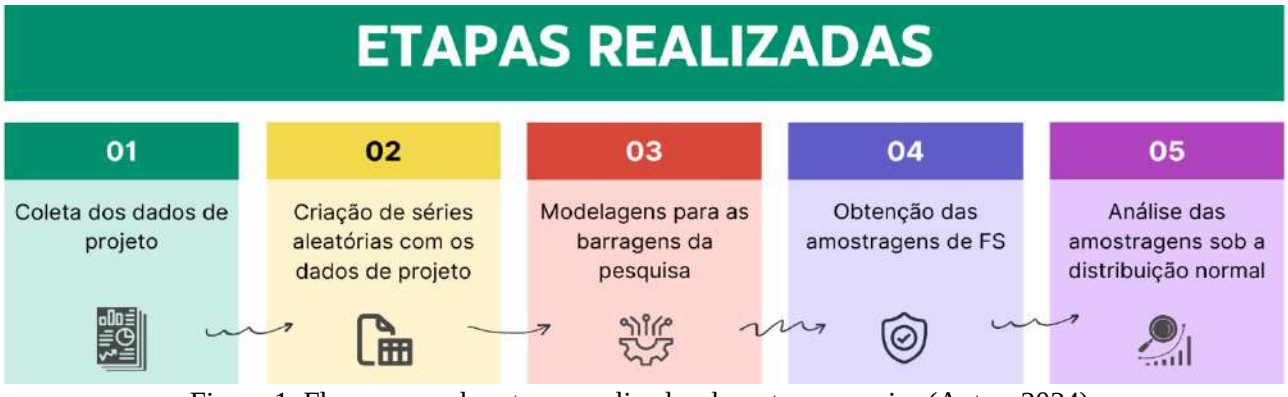


Figura 1. Fluxograma das etapas realizadas durante a pesquisa (Autor, 2024).

2.1 Parâmetros de entrada

Foram selecionados dez exemplos de barragens de terra do semiárido, escolhidas com base na disponibilidade de seus projetos virtualmente, e inclui barragens dos tipos homogênea, zoneada e mista com enrocamento. Os dados coletados foram os parâmetros de entrada necessários para as modelagens numéricas, sendo estes as ilustrações de suas seções transversais e os parâmetros de resistência do solo dos maciços, coesão (c'), ângulo de atrito (ϕ') e peso específico (γ), dados obtidos por meio de ensaios laboratoriais em solo, descritos nos relatórios de estudos geológico-geotécnicos dos projetos de cada barragem.

Os dados coletados dos relatórios serviram como base para gerar as combinações aleatórias de parâmetros para cada barragem individualmente, de forma a simular a variabilidade destes parâmetros em campo, devido às incertezas oriundas da natureza dos solos. O número de combinações foi definido pela quantidade de dados extraídos em cada caso. Os valores dos parâmetros, por sua vez, dependeram do tipo de material componente das zonas dos maciços em questão, dispostos da seguinte forma: zonas compostas por solo foram definidas por método de amostragem aleatória dos valores obtidos nos relatórios; zonas rochosas e de fundação foram definidas uniformemente pela geração de números aleatórios dentro de intervalos. Tais intervalos foram estipulados com base nos conhecimentos gerais quanto às propriedades físicas dos materiais em questão, incluídos na tabela 1. Foram consideradas como zonas rochosas os enrocamentos e drenos de pé, enquanto as fundações foram generalizadas em todos os casos como fundações permeáveis de areia média.

Tabela 1. Definição dos parâmetros de resistência quanto à zona de material analisada (Autor, 2024).

Material	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (º)
Maciço de solo	Amostragem aleatória dos valores obtidos dos relatórios		
Zona em rocha	22 a 24	0	45
Zona de fundação	19 a 22	0	30 a 33

2.2 Etapa de análise determinística e abordagem probabilística

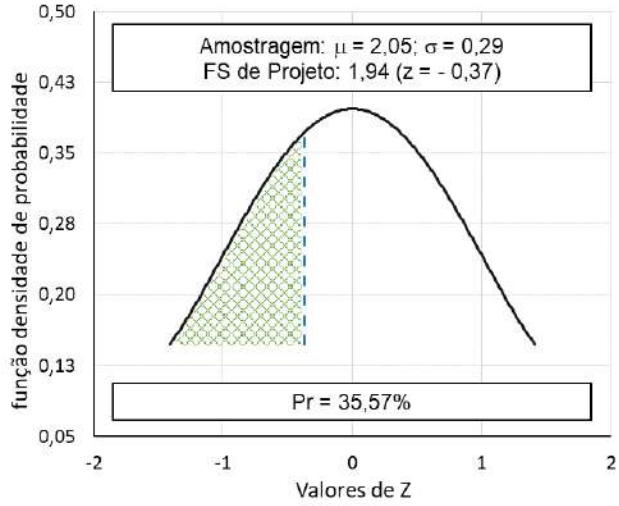
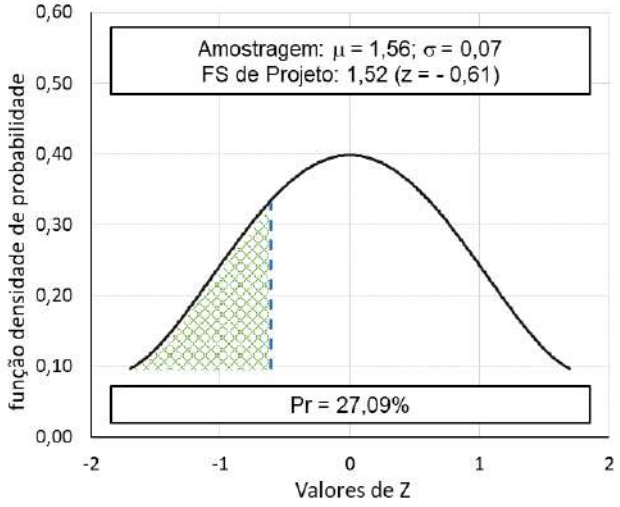
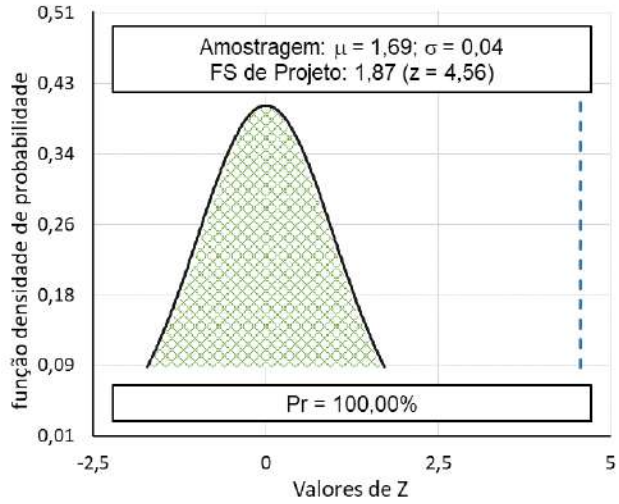
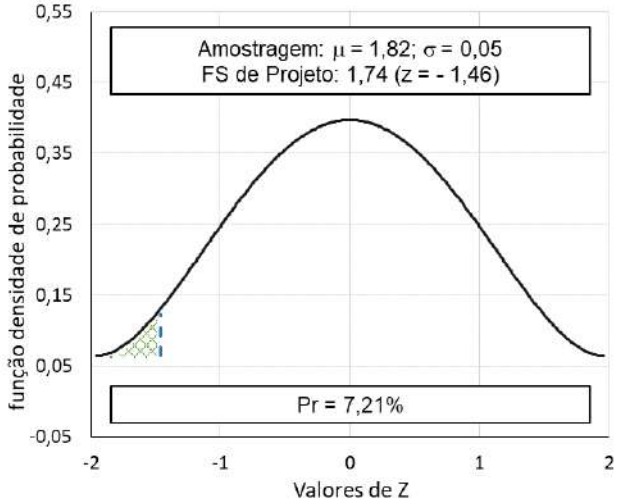
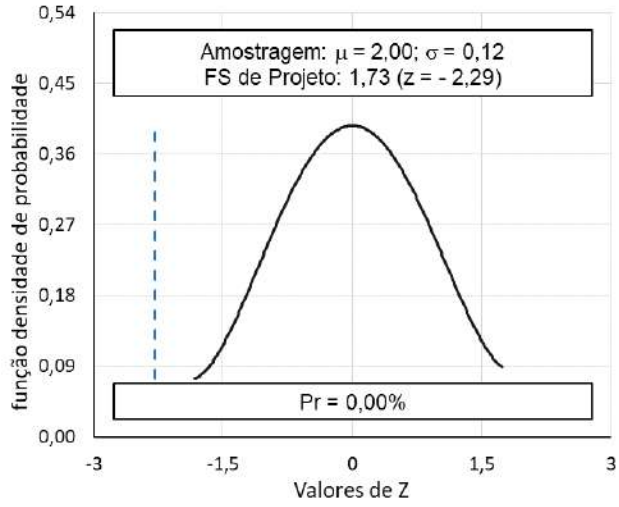
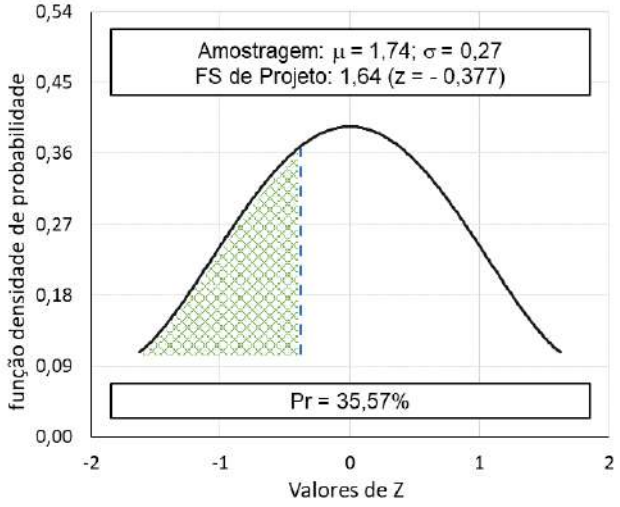
Após a definição das combinações para todos os casos, deu-se início às modelagens de análise de estabilidade determinísticas, através do método de Morgenstern Price, feitas em 2D, buscando simular a condição de regime permanente. Todas as combinações foram inseridas manualmente em seu respectivo modelo, cada uma resultando num valor de FS, representando as condições mais críticas de estabilidade possível, dados os valores aplicados, e formando os espaços amostrais de cada barragem para a abordagem probabilística.

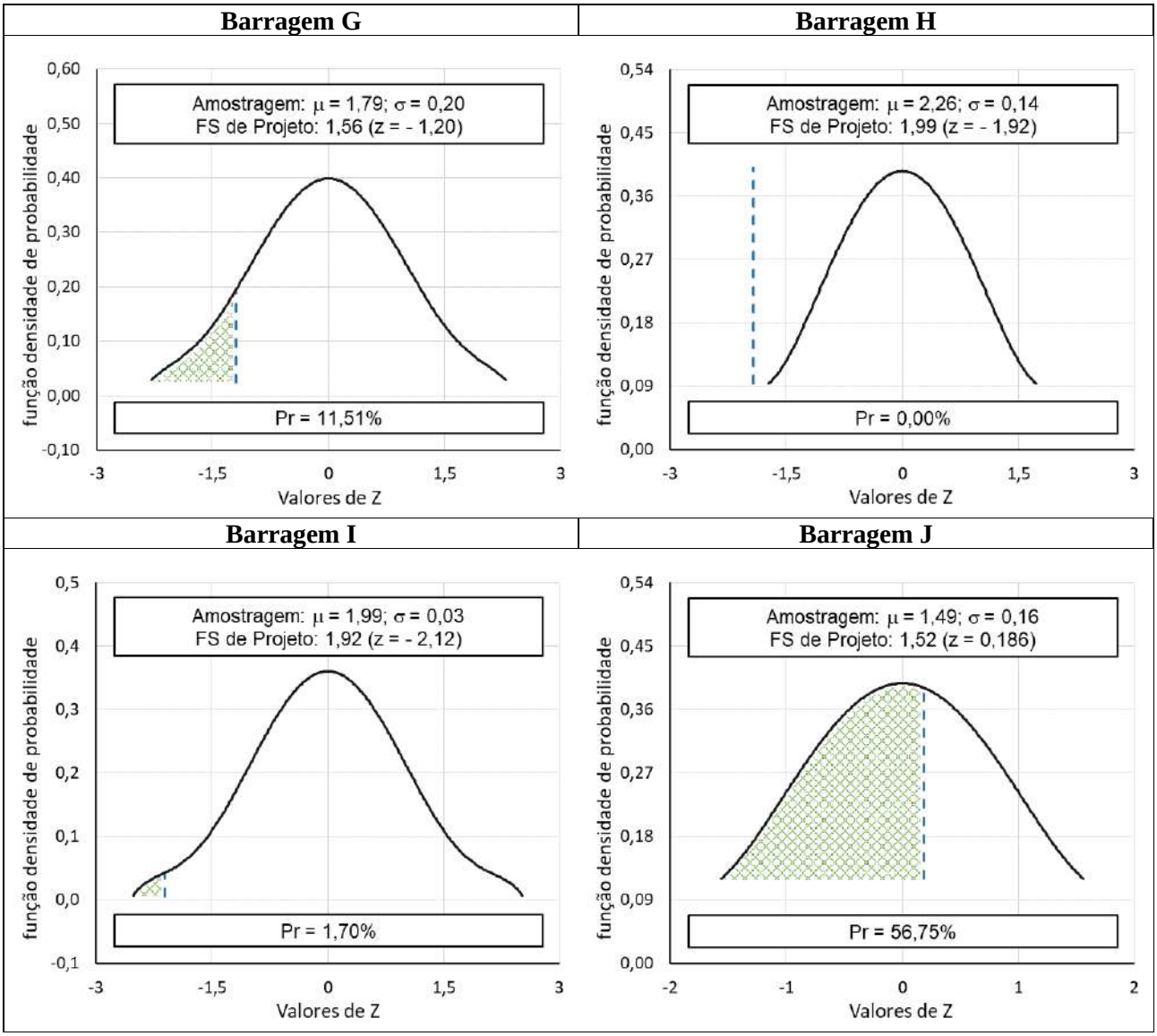
A escolha da distribuição normal para este trabalho se deu pela natureza aleatória contínua das variáveis em questão, e também pelo fato de que esta é uma das distribuições de probabilidade mais usadas em aplicações geotécnicas. Para sua abordagem, cada espaço amostral teve os valores de suas médias (μ) e desvios padrão (σ) destacados, para em seguida serem gerados os gráficos de suas respectivas funções densidade de probabilidade (fdp), com eixo x representando as variáveis das amostragens e o eixo y os próprios valores resolvidos destas funções. Com o intuito de facilitar a resolução, foi realizado o processo de "padronização" das variáveis, que as converte em variáveis padrão (Z), permitindo o uso da tabela de soluções da distribuição normal padrão, e anulando a necessidade de integrar as fdps para obter seus resultados.

3 RESULTADOS

Graficamente, os resultados de probabilidade quanto à ocorrência de determinados eventos numa distribuição normal são representados numa área delimitada abaixo da curva normal entre um intervalo requerido, que no caso deste trabalho, trata-se do risco de obtenção de valores de FS menores que os assinalados em projeto para a condição de regime permanente. O quadro 1 contém os gráficos de distribuição normal gerados para as amostragens de todos os exemplos de barragens (denominadas pelas letras de A a J), em que as probabilidades obtidas são representadas pelas suas respectivas áreas hachuradas limitadas à esquerda de retas verticais azuis, indicando o valor "padronizado" (z) do FS de projeto.

Quadro 1. Gráficos de distribuição normal de cada amostragem (Autor, 2024).

Barragem A	**Barragem B**
	
Barragem C	**Barragem D**
	
Barragem E	**Barragem F**
	



A figura 2 destaca por cores o grau de risco das probabilidades calculadas, em que probabilidades maiores que 50%, consideradas como altas para esta abordagem, são representadas pelas colunas laranjas, probabilidades entre 10% e 50%, consideradas médias, são indicadas pela cor verde, e probabilidades menores que 10%, consideradas baixas, possuem colunas de cor azul.

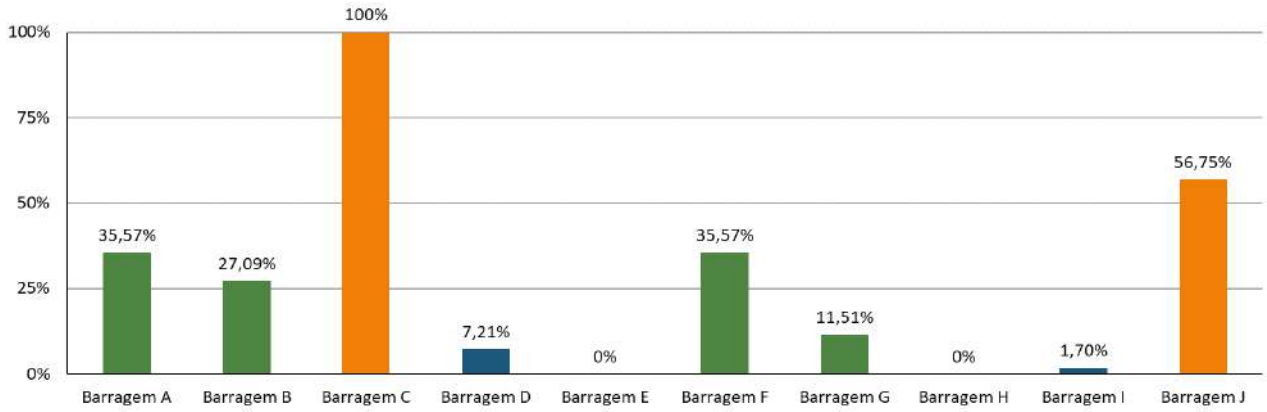


Figura 2. Risco de obtenção de FS menores que os de projeto (Autor, 2024).

4 CONCLUSÕES

Perante a metodologia adotada, que envolve a análise de resultados de simulações criadas com dados geotécnicos reais, descritos nos projetos dos empreendimentos em questão, podem ser levantados alguns pontos derivados dos resultados da abordagem probabilística, especialmente no que se trata da confiabilidade dos parâmetros obtidos via investigações de campo e ensaios em solo.

Dentre todos os casos, apenas duas das barragens avaliadas retornaram um risco nulo de que sejam obtidos FS menores que os de projeto, as barragens "E" e "H", indicando que seus projetos apresentam coerência com suas respectivas amostragens, nas quais a abordagem foi realizada. Em contrapartida, o caso da barragem "C" reflete uma situação oposta, em que o risco é total, ou seja, todos os FS da amostra para este exemplo são menores que o relatado em seu projeto. Como a metodologia utilizou-se dos próprios parâmetros de projeto, que são oriundos do relatório de estudos geotécnicos, isto pode caracterizar uma confiabilidade menor quanto a estes dados, ou até mesmo uma possível imprecisão na divulgação dos resultados/cálculos das investigações.

Quanto aos outros casos, a maioria deles tratam-se de riscos com valores maiores que 10%, com exceção dos casos das barragens "D" e "I", que apresentaram valores considerados baixos. De qualquer forma, o fato que há certo risco ligado a estes exemplos indica a necessidade de se realizar atividades de monitoramento voltadas a revisões de estabilidade das barragens em operação, regularmente, para identificação de possíveis eventos que causem impacto em seus maciços, reduzindo seus quadros de segurança.

Constatou-se ainda, que alguns casos apresentaram uma ampla base de dados, importante para a geração de amostragens mais precisas com a realidade. Outros casos, porém, não contaram com este mesmo benefício, e seus espaços amostrais resultantes apresentaram baixa variabilidade. Sabe-se que, dentre os parâmetros de resistência do solo, a coesão e o ângulo de atrito são os que detém o maior grau de impacto nos resultados de estabilidade, tornando desfavorável para um projeto de barragem a realização de poucos ensaios que retornam estes dados, tais como os ensaios de cisalhamento ou similares. Portanto, é importante enfatizar sobre a importância da ampliação de campanhas de investigação geotécnica, especialmente para aumentar a precisão das análises de estabilidade.

Os métodos adotados neste trabalho, bem como a abordagem probabilística realizada, buscam enfatizar os riscos vinculados às incertezas de parâmetros numa análise de estabilidade em maciços de terra, realizando uma comparação entre os valores de FS de projeto e amostragens de FS gerados por simulações realistas. Desta forma, recomenda-se a incorporação destes tipos de abordagem nas Revisões Periódicas de Segurança de Barragens (RPSB), do Protocolo Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), visto que seus resultados se mostram úteis para toda a sociedade envolvida em empreendimentos como os avaliados nesta pesquisa, desde os próprios investidores e trabalhadores, até a população de abrangência destas obras, com resultados de fácil representação e entendimento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Fundação Cearense de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico (Funcap), pelo apoio financeiro durante a pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andrade, V.C., Filho, R.J.A.T., Puppi, R.F.K., Johann, A.D.R., Rose, J.L., Izzo, R.L.S. (2016) Taludes de Barragem: Análises Determinísticas e Probabilísticas – Estudo de Caso. *Geotecnia*, v. 136, p.49-60.

Assis, H.B., Nogueira, C.G. (2023) Comparative study of deterministic and probabilistic critical slip surfaces applied to slope stability using limit equilibrium methods and the First-Order Reliability Method. *Soil and Rocks*, 46 (2), p.1-12.

Azevedo, G.F., Carvajal, H. E. M., Souza, N.M. (2018) Análise de Ameaça de Deslizamentos pelo Uso de Abordagem Probabilística Aplicada a um Modelo de Estabilidade de Taludes Tridimensional. *Geociências*, 37 (3), p.655-668.

Das, B. M. (2007) *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*, 6ª ed., Thompson Learning, São Paulo, SP, Brasil, 430 p.

Fernandes, R.B., Sieira, A.C.C.F., Filho, A.P.M. (2022) Methodology for risk management in dams from the event tree and FMEA analysis. *Soil and Rocks*, 45(3), p.1-15.

Fonseca, A.V., Fonseca, A., Oliveira, S. (2021) Fatores de segurança determinísticos em avaliação de estabilidade de barragens de rejeitos: uma reflexão. *Geotecnia*, v. 151, p.53-76.

Lira, B.S., Sousa, M.N.M., Junior, O.F.S., Silvani, C., Nóbrega, E.R., Santos, G.C. (2020) Mass movements in the Northeast region of Brazil: a systematic review. *Soil and Rocks*, 43(4), p.1-17.

Mendoza, C., Lozada, C. (2023) Influence of intrinsic variability in anthropic slopes. *Soil and Rocks*, 46 (3), p.1-12.

Monteiro, F.F., Carneiro, A.A., Matos, Y.M.P., Alelvan, G.M. (2021) Análise probabilística e determinística da estabilidade de taludes em barragem de terra do estado do Ceará. *As Engenharias agregando Conhecimento em Setores Emergentes de Pesquisa e Desenvolvimento*, p.211-221.

Penna, D.C.R., Rocha, F.F., Assis, A.P., Drummond, G. (2017) Influência da variabilidade dos parâmetros geotécnicos na probabilidade de ruptura de barragens. In: II Seminário de Gestão de Riscos e Segurança de Barragens de Rejeitos – SGBR 2, Belo Horizonte. *II SGBR, CBDB*. v. 1, p. 1-13.

Ramirez, R.G., Reis, J.C. (2015) Segurança e confiabilidade em estruturas de contenção: Estudo de caso. *Geotecnia*, v. 138, p.37-60.

Sandoval, M.A.P., Romanel, C. (2012) *Análise Determinística e Probabilística da Estabilidade de Taludes*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro / PUC-Rio, 73-74.

Schnaid, F., Mello, L.G.F.S., Dzialoszynski, B. S. (2020) Guidelines and recommendations on minimum factors of safety for slope stability of tailing dams. *Soils and Rocks*, 43 (3), p. 369-395.

Silveira, V.L. (2023) Aplicação de Métodos Probabilísticos para Avaliação de Estabilidade de uma Barragem de Terra. *Revista Brasileira de Engenharia de Barragens, Comitê Brasileiro de Barragens*, 14, p. 23-29.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/220

Gestão do Risco em Áreas Urbanizadas Suscetíveis a Instabilização de Encostas: Indicadores da Vulnerabilidade e Capacidade

Bárbara Chiodeto de Paula Silva
Programa de Pós-Graduação em Desastres Naturais do ICT/UNESP/CEMADEN, São José dos Campos-SP, Brasil e YTA-Y-YBY ENGENHARIA, barbara.chiodeto@unesp.br

Tatiana Sussel Gonçalves Mendes
UNESP – Docente do Programa de Pós-Graduação em Desastres Naturais (ICT/UNESP/CEMADEN), São José dos Campos-SP, Brasil, tatiana.mendes@unesp.br

RESUMO: O aumento populacional, a ocupação de áreas mais suscetíveis, assim como os eventos extremos decorrentes, ou não, dos efeitos das alterações climáticas, repercutem diretamente no agravamento do risco de ocorrência de deslizamentos de encostas. Considerando-se como pressuposto abordagens modernas de gestão do risco, este trabalho propõe a análise de indicadores dos três principais fatores do risco de deslizamentos de encostas: a suscetibilidade (ambiental), a vulnerabilidade (social) e a capacidade (econômica). São analisados dados demográficos atualizados (IBGE, 2022) associados aos dados da população exposta ao risco no Litoral Norte de São Paulo (IBGE, 2018). Apresenta-se proposta da atualização da população em risco de deslizamentos de encostas no Litoral Norte tendo por base os dados censitários atualizados (IBGE, 2022) e de IPT (2018). De posse dos resultados obtidos, estima-se que cerca de 22 mil pessoas residentes no Litoral Norte estejam sujeitas a estes eventos. Entretanto, considerando-se a vocação turística, este contingente pode ser triplicado no verão, ilustrando como as propriedades dos sistemas sociais são dinâmicas e interdependentes.

PALAVRAS-CHAVE: encosta, deslizamento, risco, suscetibilidade, vulnerabilidade, capacidade.

ABSTRACT: The population growth, the susceptible areas occupation, as well as extreme events arising, or not, from the effects of climate change, directly exacerbate the risk of landslides. Considering modern risk management approaches, this work proposes indicators analysis of the three main risk factors for landslides: susceptibility (environmental), vulnerability (social) and capacity (economic). Demographic data (IBGE, 2022) associated with data on the population exposed to risk at Litoral Norte (North Coast) of Sao Paulo Estate published by IBGE (2018) are analyzed. A proposal for updating the population at landslides risk at Litoral Norte based on the updated census data (IBGE, 2022) and IPT (2018). According to the estimates around 22 thousand people residing in the Litoral Norte are subject to these events. However, considering the touristic vocation of the region, this contingent could triple in the summer, illustrating how the properties of social systems are dynamic and interdependent.

KEYWORDS: hillside area, landslide, risk, susceptibility, vulnerability, capacity.

1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, as alterações climáticas a nível global, seja por efeito da variabilidade natural e/ou por interferência das atividades humanas, tem resultado em **ameaças**[1] configuradas por eventos extremos com potencial para superar a capacidade de adaptação dos sistemas ecológicos e humanos. Segundo a Classificação e Codificação Brasileira de Desastres (COBRADE)[2], o resultado destes eventos são denominados 'desastres naturais', entretanto, termos como desastres socionaturais tem sido adotados em detrimento à controversa afirmação de que desastres sejam causados por causas naturais. Wisner et al. (2004), definem que não são apenas eventos de origem natural que causam tais desastres, sendo estes o produto de ambientes sociais, políticos e econômicos, refletindo a estruturação da vida de diferentes grupos de pessoas. Portanto, considerando-se que os desastres deflagrados por eventos meteorológicos têm potencial para indução de

[1] Processo, fenômeno ou atividade humana, de origem natural, antrópica ou socionatural, que pode causar perda de vidas, lesões ou outros impactos na saúde, danos materiais, perturbação social e econômica ou degradação ambiental (UNDRR, 2023).

[2] Disponível em: https://www.gov.br/mdr/pt-br/centrais-de-conteudo/publicacoes/protecao-e-defesa-civil-sedec.

movimentação gravitacional de massa, os riscos tendem a aumentar significativamente em decorrência do incremento populacional, pela ocupação de áreas mais suscetíveis como as encostas e sopés de serras e pelas alterações nos padrões de frequência e intensidade climáticos. Ou seja, é o aumento gradual **da exposição ao risco**[3], que, na ausência de medidas de gestão pública, resultam em elementos cada vez mais vulneráveis e menos adaptados aos efeitos das alterações climáticas. No cenário das ocupações urbanas da Serra do Mar paulista os eventos relacionados a deslizamentos de encostas e fluxos de detritos tornaram-se cotidianos para muitas comunidades durante as estações chuvosas. Nunes et al. (2019) analisam eventos extremos de precipitação em diferentes escalas de tempo no município de Santos-SP ocorridos entre 1980 a 2015. Os autores concluem que a elevada variabilidade da precipitação é particularmente importante no caso da distribuição diária, pois 25% dos dias chuvosos responderam por 71% do total da precipitação, sendo as piores situações registradas quando episódios extremos de precipitação coincidem com tempestades. Cunha et al. (2022), que apresentam revisão histórica e técnica do fluxo de detritos ocorrido em Caraguatatuba (março de 1967), alertam as autoridades públicas, tendo em conta que a região é suscetível a repetições desse fenômeno: "*talvez não com a mesma intensidade observada em 1967, mas, em decorrência do incremento populacional após 55 anos do desastre, atuais eventos de debris flow vitimizariam número maior de pessoas*".

Diante do exposto, o trabalho tem como objetivo a análise das relações entre os três principais fatores do risco de deslizamentos de encostas: a suscetibilidade, a vulnerabilidade e a capacidade, através da técnica de indicadores capazes de auxílio à sua gestão.

2 HISTÓRICO

Além de eventos de escorregamentos de encostas e taludes decorrentes das obras rodoferroviárias para transposição da Serra do Mar desde o século XIX (Vargas, 1999), destacam-se aqueles ocorridos nas áreas urbanas da Baixada Santista (1928 e 1956) e em Caraguatatuba em 1967 (Cunha et al., 2022). Estes episódios foram propulsores para criação da Defesa Civil do Estado de São Paulo e da Secretaria Nacional de Defesa Civil (SDEDEC) em 1979. Uma década depois, o Plano Preventivo de Defesa Civil (PPDC) específico para a Serra do Mar foi implementado a partir das conclusões do Relatório de Instabilidade da Serra do Mar no Estado de São Paulo (1988) realizado pelo IPT e pelos Institutos Botânico, Geológico e Florestal. Entretanto, somente no ano seguinte ao desastre ocorrido na Região Serrana do Estado do Rio de Janeiro, em 2012, foram publicados a Política Nacional de Redução do Risco de Desastres e de Gestão do Risco de Desastres (BRASIL, 2012-a) e o Plano Nacional de Gestão de Riscos e Resposta a Desastres (BRASIL, 2012-b), assim como o estabelecimento do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (Cemaden) e a reestruturação do Centro Nacional de Gerenciamento de Riscos e Desastres (Cenad). O Atlas Digital de Desastres no Brasil (BRASIL, 2023) indica que entre 2000 a 2022 ocorreram 20 óbitos decorrentes de 44 eventos relacionados a alagamentos, chuvas intensas, enxurradas, inundações e movimento de massa no Litoral Norte paulista. Entretanto, nesta estatística não está incluído o evento ocorrido entre 18 e 19 de fevereiro de 2023 que resultou em 64 mortes, confirmando a recorrência e a severidade dos desastres nesta região da mesma maneira que as precipitações pluviométricas que os deflagraram. Segundo os registros do Cemaden (**Figura 1**), o volume de chuva registrado em Bertioga (681mm) e São Sebastião (625mm) naquela data foi o maior registrado em 24 horas no país, seguido do ocorrido em 2022 no município de Petrópolis-RJ (534 mm). Especialistas elencam como preponderantes para ocorrência do atual evento recorde a ocorrência de fatores como a baixa pressão atmosférica no litoral norte de São Paulo, a frente fria vindo pelo mar, os ventos quentes vindos do Nordeste, a presença de nuvens sobrecarregadas associadas ao contexto geomorfológico das escarpas da Serra do Mar (chuvas orográficas).

3 RISCO DE DESASTRES

A despeito do marco da expressão prática da priorização de riscos antevistos em função da associação da sua probabilidade de ocorrência e de seu potencial impacto ser creditado a Frank Farmer (Farmer, 1967), a estruturação da 'ciência do perigo' somente foi impulsionada no final de 1980, pelo esforço das grandes seguradoras americanas e europeias, após década marcada pelos desastres de Bopal (Índia, 1984), Challenger

[3] Situação das pessoas, infraestruturas, habitação, capacidades de produção e outros bens humanos tangíveis localizados em áreas propensas a riscos (UNDRR (2023).

(EUA, 1986) e Chernobyl (Ucrânia, 1986). O objeto da ciência, batizada originalmente em francês como *cindyniques*, é a prevenção de riscos, independentemente de sua natureza, cuja abordagem é centrada nos aspectos humanos e organizacionais. No contexto da língua portuguesa a denominação *cindínica* foi consolidada em 2010 no II Congresso Internacional e VI Encontro Nacional de Riscos em Coimbra (Assis et al., 2019).

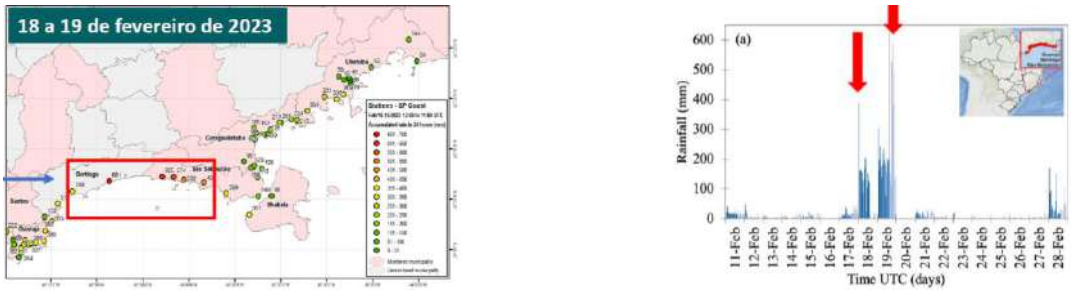


Figura 1. Precipitação diária acumulada (mm) das 12:00 às 12:00 UTC e variabilidade diária da precipitação (mm/dia) para a região de São Sebastião, Bertioga e Guarujá. Fonte: Cemaden (2024).

Ao abordar risco de desastre, o IPCC (2012) define como sendo a *probabilidade, durante um período de tempo especificado, de ocorrência de alterações graves no funcionamento normal de uma comunidade ou sociedade devido a eventos físicos perigosos interagindo com condições sociais vulneráveis, levando a danos materiais e humanos adversos generalizados, efeitos econômicos ou ambientais que exijam uma resposta de emergência imediata para satisfazer necessidades humanas críticas e que possam exigir suporte externo para recuperação*.

3.1 Abordagem do Risco pelas Ciências Físicas e Sociais

Considerando-se o desenvolvimento das teorias probabilísticas basais por matemáticos e estatísticos[4], e sua massiva aplicação em projetos complexos de engenharia, o estudo do risco pelas **ciências físicas** é pautado pela ameaça e pela exposição. Neste paradigma, os sistemas humanos são passivos, cujo comportamento na mediação das consequências não é considerado, assumindo-se que a fórmula elementar do Risco (R) seja o produto da Probabilidade (P) de ocorrência de uma ameaça pelo seu Impacto (I). Em contraste às ciências físicas, o foco da ciência do risco pelos **cientistas sociais** é a vulnerabilidade, a capacidade de enfrentamento e de adaptação ao desastre. Nesta abordagem a ameaça configura um processo estático.

Entretanto, na literatura recente já é possível encontrar inúmeras derivações da equação elementar do risco, dentre as quais destaca-se Corominas et al. (2014), que propõem que a exposição pode ser calculada como a probabilidade temporal e espacial de que um elemento em risco esteja dentro da trajetória do deslizamento de terra. Para os autores, o cálculo da exposição depende principalmente da escala da análise e do tipo de elemento potencialmente exposto, incluindo parcela para quantificação do impacto, resultante do produto entre a vulnerabilidade do elemento a um deslizamento de terra e o valor do elemento em risco.

Neste contexto, rememora-se o episódio de 2011 ocorrido na Região Serrana do Estado do Rio de Janeiro, cujas cidades mais afetadas foram Nova Friburgo, Teresópolis e Petrópolis. Neste evento foram contabilizados cerca de 900 mortos e mais de 300 mil pessoas foram afetadas (IBGE, 2018), além de causar sérios danos a infraestrutura, economia e ao ecossistema da região. Em fevereiro de 2022 outro episódio ocorrido em Petrópolis causou mais de 230 fatalidades, número três vezes maior do que o registrado no município em 2011 (cerca de 70 mortes). Em 2011 não houve aviso prévio. Em 2022, a rede de observação na região de Petrópolis contava com mais de 40 pluviômetros automáticos, além da implantação de robusta estrutura de resposta, cuja defesa civil municipal é considerada uma das mais estruturadas do país. O Cemaden emitiu um alerta com nível moderado de desastre hidrológico com 24 horas de antecedência em 2022. Moraes (2023) discorre sobre diversos elementos para responder à questão elementar: *como o número de mortes em*

[4] A evolução das teorias probabilísticas como um ramo da matemática data do início do século XVIII, após as publicações de J.Bernoulli (A Arte da Conjectura, em 1713), A. de Moivre (A Doutrina da Probabilidade, em 1718), seguidas por T. Bayes e P.S.Laplace (Théorie Analytique des Probabilité, em 1812).

2022 pôde ser três vezes superior ao de 2011, mesmo após o estabelecimento de ações práticas e da implementação de moderna legislação sobre o tema? Um dos elementos que compõe a resposta deste questionamento, e que permeia a análise dos indicadores sociais, é que a população exposta ao desastre em 2022 foi maior do que em 2011.

3.2 Vulnerabilidade, Capacidade de Adaptação e Suscetibilidade

O conceito **vulnerabilidade** é definido por UNDRR (2023) como conjunto das condições determinadas por fatores ou processos físicos, sociais, econômicos e ambientais que aumentam a fragilidade de um indivíduo, uma comunidade, ativos ou sistemas aos impactos de ameaças. É extremamente dinâmica, pois remete ao contexto atual. Já a **capacidade** inclui as condições e características que permitem que a sociedade em geral (instituições, grupos locais, indivíduos etc.) tenham acesso e uso de meios sociais, econômicos, psicológicos, recursos naturais culturais e de subsistência, bem como acesso à informação e as instituições de governança necessárias para reduzir vulnerabilidade e lidar com as consequências do desastre. O IPCC (2012) contrasta e complementa a definição de vulnerabilidade com a noção de capacidade, traduzida como a "*combinação de todos os pontos fortes, atributos e recursos disponíveis para um indivíduo, comunidade, sociedade ou organização que pode ser usado para alcançar metas estabelecidas*". Portanto, a falta de capacidade contribui para o agravamento da vulnerabilidade, quando recursos econômicos, sociais e institucionais limitados resultam em alta vulnerabilidade e baixa capacidade de adaptação (IPCC, 2022). Pesquisadores, dentre estes Wisner et al. (2004), consideram que a vulnerabilidade e a capacidade traduzem os intervalos de sucesso ou fracasso que são encontrados em diferentes cenários de recuperação. Em resumo, a vulnerabilidade potencializa as consequências, sendo prejudicial à recuperação. A capacitação contribui para a sustentabilidade, para redução do risco de desastres, minorando o impacto ou a severidade do desastre.

Neste contexto, a **suscetibilidade** está associada à predisposição de ocorrência de um determinado evento, combinando a integração e a consequente espacialização de variáveis do meio biofísico. Fell et al. (2008) definem suscetibilidade a deslizamentos de terra como a avaliação (quantitativa ou qualitativa) do potencial de ocorrência do fenômeno em determinada área, mediante classificação, dimensionamento e distribuição espacial, podendo incluir descrição da velocidade e intensidade do deslizamento (existente ou potencial). Destaca-se que a suscetibilidade não está relacionada ao elemento, e, consequentemente às variáveis socioeconômicas e/ou culturais, diferenciando-se conceitualmente da vulnerabilidade.

4 SELEÇÃO DE INDICADORES

Considerando-se como pressuposto as abordagens modernas de gestão do risco, onde fatores como a vulnerabilidade e a capacidade devem ser integradas aos demais fatores físicos para definição do impacto, por incluírem propriedades dinâmicas e interdependentes dos sistemas sociais, a **Figura 2** sintetiza a proposta para correlação entre os três principais fatores do risco de deslizamentos de encostas: a suscetibilidade (ambiental), a vulnerabilidade (social) e a capacidade, associada à gestão do risco (atributo da esfera econômica).

Figura 2. Fatores relacionados ao risco de deslizamentos de encostas.

A despeito da gestão de riscos de desastres ampliar a necessidade de adoção de princípios que exigem o uso de métodos quantitativos (probabilísticos), a natureza qualitativa das avaliações e mapeamentos realizados para definição de áreas suscetíveis a movimentos gravitacionais de massa ainda prevalece. Neste cenário é inevitável questionar se *o processo do deslizamento de encostas e sua gestão podem ser representados e geridos com auxílio de indicadores que representam propriedades dinâmicas dos sistemas sociais associados aos fatores físicos*? Neste contexto, a **Tabela 1** elenca indicadores aventados como capazes de integrar elementos associados às incertezas físicas e climáticas aos fatores relacionados ao elemento exposto ao risco, no processo de avaliação do impacto de instabilização de encostas.

Tabela 1. Indicadores para integração da suscetibilidade aos fatores do elemento exposto ao risco.

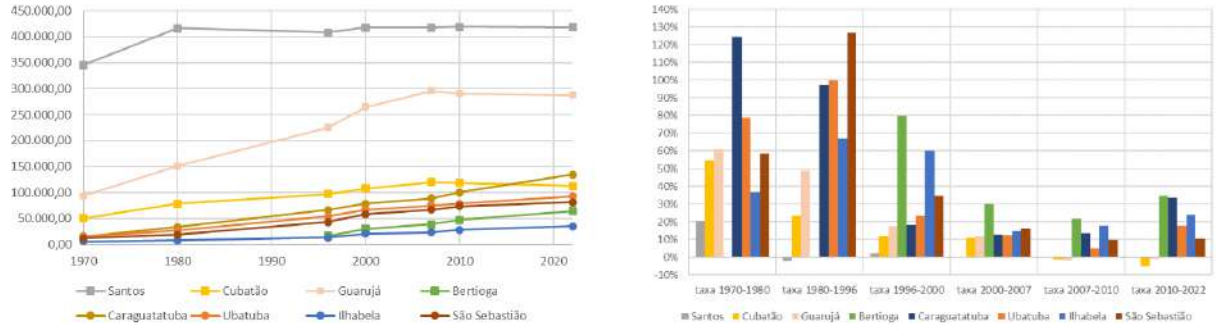
Fator do Risco	Indicador	Unidade	Fonte
Suscetibilidade	Declividade >= 30º	graus	CPRM
	Índice de Perigo de escorregamento de terra	-	CPRM
	Área do município	km²	IBGE (2022)
	Área urbanizada	km²	IBGE (2019)
	Histórico de eventos associados à deslizamentos	eventos	ATLAS (BRASIL, 2023)
	Precipitação acumulada	mm/24h	Cemaden/INIMET
	Precipitação máxima verificada	mm/h	Cemaden/INIMET
	Existência de Mapeamento Geológico	sim/não	CPRM
	Existência de Instrumento de Mapeamento do Risco	sim/não	Estudos específicos
Vulnerabilidade	Taxa de crescimento populacional últimos 10 anos	%	IBGE (2022)
	Histórico de óbitos relacionados a deslizamentos (movimento de massa)	óbitos	ATLAS (BRASIL, 2023)
	População	habitantes	IBGE (2022)
	População exposta ao risco	habitantes	IBGE (2010)
	População Ocupada	%	IBGE (2021)
	Salário médio da população	sal.mínimo	IBGE (2021)
	Índice de GINI		IBGE (2010)
	População inscrita em programas sociais	habitantes	Prefeitura Municipal
	Déficit habitacional	unidades	Prefeitura Municipal
	Implantação e Sinalização de Rotas de Fuga	sim/não	Defesa Civil
	Implantação de Sistemas de Alerta	sim/não	Defesa Civil
Capacidade de Adaptação	PIB per capita	R$/hab	IBGE (2021)
	Urbanização de vias públicas	%	IBGE (2010)
	População treinada em situações de emergência e redução de risco em desastres		Defesa Civil
	Despesa Orçamentária Realizada	(x 1000) R$	IBGE (2017)
	Despesas com infraestrutura / Orçamento	R$	Contas municipais
	Despesas com programas de gerenciamento de emergência / Orçamento	R$	Contas municipais
	Existência de Plano de Gerenciamento de Desastres	sim/não	Defesa Civil
	Existência de Instrumento de Planejamento Territorial Urbano	sim/não	Prefeitura Municipal

Os atributos associados à **suscetibilidade**, são recomendados nos trabalhos publicados por Fell et al. (2008) e Corominas et al. (2014), e especificamente para as condicionantes da Serra do Mar por IPT (2018) em parceria com o CPRM[5], IBGE (2022), Kanji et al. (2003), Wolle (1988) e BRASIL (2023). Os indicadores relacionados à **vulnerabilidade** e **capacidade** são referenciados pelas normas brasileiras NBR-ISO 37123:2021 (ABNT, 2021), NBR ISO 14090:2023 ABNT (2023), e pelo IPCC (2023), IBGE (2022), BRASIL (2023), além de Bollin et al. (2003) e Camarinha (2016).

5 RESULTADOS

Para fomentar a discussão da importância da análise de indicadores visando subsidiar políticas públicas para direcionamento de verbas estratégicas para incremento da capacidade adaptativa e redução das taxas de vulnerabilidade, inicialmente optou-se pela avaliação preliminar dos indicadores demográficos população residente e área urbanizada publicadas pelo (IBGE, 2022) e respectivas séries temporais (1970 a 2020). A **Figura 3** ilustra a tendência crescente do incremento demográfico dos municípios do Litoral Norte (LN), em comparação com municípios da Região Metropolitana da Baixada Santista (RMBS). Nota-se que os municípios Santos, Cubatão e Guarujá apresentam taxas anuais de crescimento negativas, com exceção de Bertioga (+2,51% ao ano), assim como Caraguatatuba (+2,45%), Ubatuba (+1,39%), Ilhabela (+1,80%) e São Sebastião (+0,82%).

[5] CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. Cartas de suscetibilidade a Movimentos Gravitacionais de Massa e Inundações. Disponível em: http://www.cprm.gov.br/publique/Gestao-Territorial/Prevencao-de-Desastres



(a) (b)

Figura 3. População residente no LN em comparação com os municípios da RMBS: (a) séries históricas (1970-2020); (b) taxa de crescimento populacional ao longo das décadas. Fonte: IBGE (2022).

Na sequência, a **Tabela 2** apresenta as áreas total e urbanizada (IBGE, 2019) e população (IBGE, 2022) dos municípios do LN. A **Tabela 3** apresenta a incidência de áreas suscetíveis a deslizamentos de encostas definidas pelo IPT (2018), cujo mapeamento foi realizado em parceria com o CPRM (ver nota de rodapé nº 5).

Tabela 2. Área total, área urbanizada, população atual e população exposta ao risco no LN de São Paulo, segundo censo 2010. Fonte: IBGE (2018), IBGE (2022).

Região	**Município**	**Área** (km²)	**Área Urbanizada** (km²)		**População** (IBGE, 2022)	**hab/km² zona urbana** (2022)	**População exposta ao risco - BATER*** (IBGE, 2010)	
			IBGE (2019)	**% Total**			**Habitantes**	**%**
Litoral Norte	Caraguatatuba	484,95	39,42	8,1%	134.873	3.421	3.006	3,0%
	Ubatuba	708,11	34,98	4,9%	92.981	2.658	4.678	5,9%
	Ilhabela	346,39	13,35	3,9%	34.934	2.617	-	-
	São Sebastião	402,40	30,98	7,7%	81.595	2.634	-	-
	TOTAL	**1.941,84**	**118,73**	**6,1%**	**344.383**	-		
					MÉDIA LITORAL NORTE	**2.833**		

* dados não disponilizados para os municípios

Tabela 3. Estimativa da população exposta ao risco no LN de São Paulo. Fonte: IBGE (2022) e IPT (2018).

Região	**Incidência de Áreas suscetíveis a Deslizamento de encostas** (IPT, 2018)					**hab/km² zona urbana** (2022)	**Estimativa da Média da população (2022) exposta ao risco**	
Litoral Norte	**ALTA**	área total (km²)	759,22	área urbanizada (km²)	2,50	2.833	7.081,33	2,1%
	MÉDIA		472,02		5,42		15.352,33	4,5%
TOTAL ALTA+MÉDIA SUSCETIBILIDADE (km²)			**1.231,24**	-	**7,92**	-	**22.433,66**	**6,5%**

A Tabela 2 adota a premissa de que a atual população residente seja integralmente urbana, foi definida a densidade demográfica da zona urbana, cuja média entre os municípios do LN é de 2.833 hab/km². Apresenta-se a população exposta ao risco nos municípios Caraguatatuba (3,0%) e Ubatuba (5,9%), tendo por base o censo de 2010 (IBGE, 2018), que contempla áreas de risco de inundações, enxurradas e movimentos de massa para municípios monitorados pelo Cemaden, utilizando recorte espacial denominado Base Territorial Estatística de Áreas de Risco (BATER). A Tabela 3 indica que aproximadamente 7,2% (7,92 km²) das áreas urbanizadas no LN são suscetíveis a deslizamentos, cuja incidência é classificada como média a alta, segundo IPT (2018). Considerando-se a extensão territorial, este percentual atinge 63,6% (1.231,24 km²). De posse destes dados é feita simulação da atualização do cenário de população exposta ao risco no LN tendo como base os dados do censo 2020 (IBGE, 2022) em termos médios da população urbana (2.833 hab/km²). O resultado indica que cerca de 6,5% do contingente populacional residente (22,4 mil pessoas) está exposto ao risco (de média a alta incidência) de deslizamento de encostas. Entretanto, é preciso considerar, segundo informação

publicada pela Sabesp[6], que a população flutuante de pico do Litoral Norte paulista pôde ter atingido cerca 1 milhão de pessoas durante as festas de final de ano (2022-2023). Justamente no feriado do Carnaval 2023, quando provavelmente a população flutuante atingiria valores aproximados aos de final de ano, foi registrado o maior volume de chuvas em 24 horas no país, nos municípios de Bertioga e São Sebastião, como citado anteriormente, quando foram constatadas 64 vítimas fatais, incluindo residentes e turistas.

6 CONCLUSÕES

O aumento populacional, a ocupação de áreas mais suscetíveis, assim como as alterações dos padrões climáticos, repercute diretamente no agravamento do risco de ocorrência de deslizamentos de encostas. No Brasil as chuvas representam o principal fator deflagatório destes eventos e, no caso da Serra do Mar, a influência orográfica tem papel fundamental na gênese das precipitações, associadas à latitude em zona de transição entre massas tropicais, o que justifica a cronicidade da instabilização de encostas no Litoral Norte paulista. De fato, a suscetibilidade física e climática não é o único fator do risco a ser considerado para avaliação do impacto destes eventos. Para tal, abordagens modernas de gestão do risco recomendam a integração de fatores como a vulnerabilidade e a capacidade aos demais fatores físicos.

Após elencar indicadores aventados como capazes de promover tal integração, foram selecionados atributos de natureza demográfica para confirmar a tendência crescente do incremento populacional a partir dos anos 2000 nos municípios do Litoral Norte, reforçando a tese do aumento da população exposta ao risco. De posse destes dados e utilizando-se de atual mapeamento realizado pelo IPT (2018), que indica que aproximadamente 7,2% (7,92 km²) das áreas urbanizadas desta região são suscetíveis a deslizamentos, estima-se que, pelo menos 22 mil pessoas residentes no Litoral Norte estejam sujeitas à estes eventos. Ademais, quando considerada a vocação turística da região, este contingente pode ser triplicado no verão, independente das taxas anuais de crescimento populacional. Este fato ilustra como as propriedades dos sistemas sociais são dinâmicas e interdependentes.

Como sequência deste trabalho recomenda-se a priorização e hierarquização dentre os indicadores sugeridos, permitindo assim refinamento de avaliações de impacto de instabilização de encostas.

AGRADECIMENTOS

As autoras agradecem ao Instituto de Ciência e Tecnologia – UNESP Câmpus de São José dos Campos e o Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais - Cemaden/MCTI.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2021). ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-ISO 37123:2021 - Cidades e comunidades sustentáveis - Indicadores para cidades resilientes. Primeira edição: 21.01.2021.

ABNT (2023). ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-ISO 14090:2023 - Adaptação às mudanças climáticas – Princípios, requisitos e diretrizes. Primeira edição: 01.11.2023.

ASSIS, A.P.; FRANCIS F.O.; RABECHINI JR, R. (2019). Gestão de Riscos: Empreendimentos Complexos. Curitiba: CRV, 344p.

BRASIL (2012-a). Política Nacional de Defesa Civil. Lei nº 12.608 de 10 de abril de 2012. Institui a Política Nacional de Proteção e Defesa Civil - PNPDEC; dispõe sobre o Sistema Nacional de Proteção e Defesa Civil - SINPDEC e o Conselho Nacional de Proteção e Defesa Civil - CONPDEC; e dá outras providências.

BRASIL (2012-b). Plano Nacional de Gestão de Riscos e Resposta a Desastres Naturais - PNGRRD. Disponível em: https://bibliotecadigital.economia.gov.br/handle/123456789/197.

BRASIL (2023). Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional. Secretaria de Proteção e Defesa Civil. Univ.Fed.SC. Atlas Digital de Desastres no Brasil. Brasília. Disp. em: https://atlasdigital.mdr.gov.br.

[6] Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo. Notícias Sabesp: População no Litoral Norte deve chegar a 1 milhão de pessoas durante final do ano. Disponível em: https://www.sabesp.com.br/site/imprensa/noticias. Acesso em: abril/2024.

CAMARINHA, P. I. M. (2016). Vulnerabilidade aos desastres naturais decorrentes de deslizamentos de terra em cenários de mudanças climáticas na porção paulista da Serra do Mar. Tese de Doutorado em Ciência do Sistema Terrestre, Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais - INPE, São José dos Campos.

CEMADEN (2024). Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais. 64ª Reunião de Avaliação e Previsão de Impactos de Extremos de Origem Hidro-Geoclimático em Atividades Estratégicas para o Brasil. São José dos Campos, Brasil. Disponível em: https://www.gov.br/cemaden/pt-br.

COROMINAS, J.; et al. (2014). Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. ISSN 1435-9529, Volume 73, Number 2.

CUNHA, M. A.; PAULA, M. S.; IYOMASA, W. S.; GRAMANI, M. F.; MASSAD, F. (2022). Debris flow na Serra do Mar - O caso de Caraguatatuba 1967. Oficina de Textos, 192p.

FARMER, F.R. (1967). Siting criteria: A new approach. In Proceedings of a Symposium on the Containment and Siting of Nuclear Power Plants, Vienna, April 3–7, 303–329. IAEA.

FELL, R.; COROMINAS, J.; BONNARD, C.; Cascini, L.; Leroi, E.; Savage, W.Z. (2008). Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning. Eng.Geol.,Vol.102 Iss.3-4, pp 85-98.

IBGE (2018). Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística: População em áreas de risco no Brasil. Diretoria de Geociências, Coordenação de Geografia.

IBGE (2022). Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. IBGE Cidades e Panorama Censo 2022. Disponível em: https://cidades.ibge.gov.br/ e https://censo2022.ibge.gov.br/panorama/indicadores.html.

IPCC (2012). Managing the Risks of Extreme Events and Disasters to Advance Climate Change Adaptation. A Special Report of Working Groups I and II of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press, Cambridge, UK, and New York, NY, USA, 582 pp..

IPCC (2022). Climate Change 2022. Mitigation of Climate Change. Working Group III Contribution to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Summary for Policymakers.

IPCC (2023). Climate Change 2023: Synthesis Report. A Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. IPCC, Geneva-SW.

IPT (2018). INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. Panorama das áreas suscetíveis a movimentos gravitacionais de massa e inundações nas Regiões Metropolitanas de São Paulo e da Baixada Santista e do Litoral Norte do Estado de São Paulo. Comunicação Técnica nº 175468.

KANJI, M. A.; MASSAD, F.; CRUZ, P. T. (2003). Debris flow in areas of residual soil: occurrence and characteristics. In: Int. Workshop on Occurrence and Mechanism of Flows in Natural Slopes and Earthfills, p.1-11.

MORAES, O. L. L. (2023). Proposing a metric to evaluate early warning system applicable to hydrometeorological disasters in Brazil. Int. Journal of Disaster Risk Reduction 87 (2023) 103579.

NUNES, L.H., ALVES, L.M., HOSOKAWA, E.K., MARENGO, J.A. (2019). Patterns of Extreme Precipitation in Santos. In: Nunes, L., Greco, R., Marengo, J. (eds) Climate Change in Santos Brazil: Projections, Impacts and Adaptation Options. Springer.

UNDRR (2023). United Nations Office for Disaster Risk Reduction. Terminology. Disponível em: https://www.undrr.org/terminology. Acesso em: fevereiro/2024.

VARGAS, Milton (1999). Revisão histórico-conceitual dos escorregamentos da Serra do Mar. Solos e Rochas: revista latino-americana de geotecnia, v. 22, n. 1, p. 53-83.

WISNER, B.; BLAIKIE, P.; CANNON, T.; DAVIS, I. (2004). At Risk: natural hazards, people's vulnerability and disasters. 2. ed. Londres, Nova York: Routledge Taylor & Francis Group, 2004. 471 p.

WOLLE, C. M. (1988). Análise dos Escorregamentos Translacionais numa Região da Serra do Mar no Contexto de uma Classificação de Mecanismos de Instabilidade de Encostas, Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (SP), 406 p., 1988.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/221

Impacto de Precipitações Extremas na Estabilidade de Taludes: Uma Análise de Sensibilidade pelo SEEP/W com uso da Interação terra-clima

Enzo Silva Dias
Engenheiro Civil, Universidade Federal Ouro Preto (UFOP), Belo Horizonte-MG, Brasil, enzo.dias@aluno.ufop.edu.br

Gustavo Augusto Froes Cardoso
Engenheiro Civil, Universidade Ferderal de Brasília (UnB), Brasília-DF, Brasil, 231111637@aluno.unb.br

RESUMO: Com as mudanças climáticas induzidas pela atividade humana, a partir da Revolução Industrial e intensificadas ao decorrer dos anos, surgiram incertezas adicionais na análise de eventos relacionados às precipitações. Especificamente no contexto da estabilidade de taludes, as mudanças climáticas introduzem riscos geotécnicos decorrentes de alterações hidrológicas extremas, que podem desencadear movimentos de massa e causar perdas humanas, ambientais e materiais significativas. O objetivo central deste trabalho é avaliar o impacto das características hidrológicas na estabilidade de taludes em diferentes configurações. Dessa maneira, este estudo teve como objetivo realizar uma análise de sensibilidade da estabilidade em taludes hipotéticos variando em inclinações e composição do solo, sob a influência de precipitações regionais. A abordagem empregada explorou o uso da interação terra-clima pelo software SEEP/W. Foram obtidos resultados dentro do esperado em termos de condições não saturadas dos taludes avaliados para diferentes condições hidrológicas regionais, os taludes mais íngremes e sob influência de maiores precipitações apresentaram os menores fatores de segurança em comparação aos demais avaliados. Este estudo, ao evidenciar a relação entre inclinação, composição do solo e eventos hidrológicos extremos na estabilidade de taludes, oferece uma valiosa perspectiva sobre a consideração das precipitações na análise de estabilidade de taludes em diferentes configurações. Esta avaliação contribui positivamente para a prevenção de riscos geotécnicos decorrentes das mudanças climáticas, auxiliando na tomada de decisões e implementação de medidas para mitigação de movimentos de massa prejudiciais à preservação de vidas humanas, do meio ambiente e salvaguarda de recursos materiais.

PALAVRAS-CHAVE: Precipitações extremas, estabilidade, análise de sensibilidade, SEEP/W, interação terra-clima, solos não saturados.

ABSTRACT: The changes in climate induced by human activity, starting with the Industrial Revolution and intensifying over the years, have led to additional uncertainties in the analysis of precipitation-related events. Specifically in the context of slope stability, climate change introduces geotechnical risks arising from extreme hydrological changes, which can trigger mass movements and cause significant human, environmental and material losses. The main objective of this work is to evaluate the impact of hydrological characteristics on the stability of slopes in different configurations. In this way, this study aimed to carry out a sensitivity analysis of the stability of hypothetical slopes varying in inclination and soil composition, under the influence of regional rainfall. The approach applied explored the use of soil-climate interaction in the SEEP/W software. Results were within expectations in terms of the unsaturated conditions of the slopes evaluated for different regional hydrological conditions. The steepest slopes and under the influence of higher rainfall had the lowest safety factors compared to the others evaluated. By highlighting the relationship between slope gradient, soil composition and extreme hydrological events on slope stability, this study offers a valuable perspective on the consideration of rainfall in the analysis of slope stability in different configurations. This assessment contributes positively to the prevention of geotechnical risks resulting from climate change, helping in decision-making and the implementation of measures to mitigate mass movements that are harmful to the preservation of human lives, the environment and the safeguarding of material resources.

KEYWORDS: Extreme precipitation, stability, sensitivity analysis, SEEP/W, land-climate interaction, unsaturated soils.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade é bastante influenciada pela infiltração, sendo este um dos principais fatores relacionados à ocorrência de deslizamentos de terra. A intensidade da precipitação pode afetar as condições hidrogeológicas, impactando na capacidade de infiltração líquida e, por conseguinte, a permeabilidade do solo, em virtude das variações no teor de umidade. Alterações no equilíbrio climático do planeta têm potencial de provocar alterações significativas no planejamento e na concepção de projetos de estruturas geotécnicas. Vardon (2014), apresentou um estudo sobre os impactos das mudanças climáticas em geoestruturas, destacando a importância de incorporar de maneira adequada o fluxo superficial da água nas análises de infraestruturas geotécnicas.
A quantificação precisa das variáveis climáticas representa uma tarefa complexa e de difícil previsão. Além disso, os procedimentos computacionais disponíveis devem ser calibrados e analisados com cautela, devido às suas limitações inerentes.
Nesse contexto, o presente estudo tem como objetivo avaliar o impacto de duas abordagens distintas: uma que considera apenas a infiltração e outra que avalia o balanço hídrico superficial, em taludes hipotéticos com características diversas, com uso da interação terra-clima. Para tanto, são empregadas técnicas convencionais de modelagem numérica, combinadas com análises de equilíbrio limite. Assim, este estudo realiza uma análise de sensibilidade da estabilidade em taludes hipotéticos, variando-se a inclinação e a composição do solo, sob a influência de precipitações regionais.

2 EMBASAMENTO TEÓRICO

É amplamente reconhecido que mudanças na poropressão e na linha freática, ocasionadas por eventos pluviométricos, são capazes de desencadear movimentos de massa (Gerscovich *et al.,* 2006; Zhu e Anderson, 1998). Os deslizamentos podem ocorrer devido a dois gatilhos principais (Collins and Znidarcic, 2004): o acúmulo de poropressões positivas em excesso nas regiões inferiores das encostas ou ao longo da interface solo-rocha, e a redução do estado não saturado, principalmente devido à infiltração, que leva o solo a dissipar ou reduzir as sucções (Fredlund and Rahardjo, 1993).

Dessa forma, se evidencia a necessidade da inclusão de métodos de estabilidade acoplados a fluxos transientes que levem em consideração essas condições de contorno para aproximar o modelo de uma resposta mais realista. Normalmente, a resolução de problemas em meios porosos pode ser realizada por meio de métodos contínuos, assumindo a hipótese de que o comportamento pode ser descrito por um volume elementar representativo.

A formulação do problema de fluxo está associada à Lei de Darcy, que é uma equação básica que rege o fluxo em meios porosos (SEEP, 2015):

$$v_i = -k_i \frac{\partial h_w}{\partial i}, i = x, y, z \quad (1)$$

onde v_i é o fluxo nas direções cartesianas; k_i é o coefiente de permeabilidade e $\frac{\partial h_w}{\partial i}$ é o gradiete hidráulico.

Além disso, para a resolução do problema, é necessária a inclusão de mais uma equação na formulação que descreva a variação temporal do teor umidade volumétrico, denominada equação da continuidade (Fredlund and Rahardjo, 1993), descrita como:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\nabla v \quad (2)$$

onde θ é a umidade volumetrica e ∇v é o divergente da velocidade.

Assim, com as duas formulações, dá-se origem a equação geral que rege a percolação em termos de fluxo transiente:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = k_x \frac{\partial}{\partial i}\left(\frac{\partial h_w}{\partial x}\right) + k_y \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial h_w}{\partial y}\right) + k_z \frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{\partial h_w}{\partial z}\right) \quad (3)$$

No entanto, em solos não saturados, o movimento pode ser descrito pela equação de Richards, que torna a permeabilidade dependente do teor de umidade volumétrica (Fredlund and Rahardjo, 1993).:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = k_x(\theta) \frac{\partial}{\partial i}\left(\frac{\partial h_w}{\partial x}\right) + k_y(\theta) \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial h_w}{\partial y}\right) + k_z(\theta) \frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{\partial h_w}{\partial z}\right) \quad (4)$$

Há uma alta não linearidade envolvida na resolução dessa equação, o que demanda soluções mediante o emprego de métodos computacionais, como o método dos elementos finitos. Neste estudo, o programa numérico utilizado foi o SEEP/W, que segue a seguinte formulação (SEEP,2015):

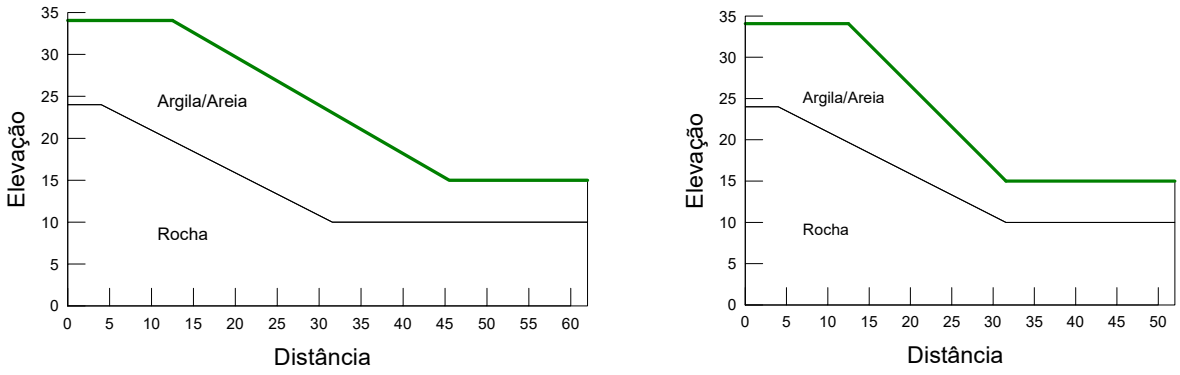
$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k(\theta)\frac{\partial h_x}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial x}\left(k(\theta)\frac{\partial h_y}{\partial x}\right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial (H-y)}{\partial t} \quad (5)$$

onde γ_w representa o peso específico da água; *H* corresponde a carga altimétrica; e y designa a posição no eixo vertical; em que *Q* consiste na condição de contorno imposta pelo usuário; parâmetro de adensamento m_w.

Como meio de resolver processos complexos de interação climática, o software tem disponível uma condição de contorno de fluxo que tenta simular os fenômenos hidrológicos que ocorrem na superfície. O usuário precisa inserir dados de precipitação, umidade relativa do ar, temperatura do ar e selecionar um método de solução para os fluxos evaporativos (SEEP, 2015). Assim, é possível resolver problemas como os de escopo desse estudo, em que a estabilidade é dependente das poropressões calculadas pelo SEEP/W, por exemplo na aplicação da interação terra-clima.

3 METODOLOGIA

A modelagem numérica é uma ferramenta que busca representar fenômenos físicos pelo intermédio de modelos matemáticos em uma tentativa de descrever os problemas de maneira mais realista. Dessa forma, um fator importante para manutenção de condições de segurança é a inclinação. Que pode ser responsável por determinar a suceptibilidade do talude à movimentos de massa. O modelo proposto nas figuras Fig.1(a) e Fig.1(b) consideram duas diferentes inclinações, 30º e 45º, como forma de simular o impacto de precipitações na estabilidade de taludes nas configurações mencionadas.



(a)30º (b)45º

Figura 1. Esquematizações das Geometrias.

3.1 Parâmetros

A Tabela 1, apresenta os parâmetros de resistência típicos dos materiais utilizados na análise realizada neste estudo com uso do SLOPE. O programa também considera a resistência advinda da coesão aparente, devido as condições de simulação de precipitação, que podem afetar a estabilidade. Assim, se faz uso do modelo proposto por Vanapalli *et al.* (1996) implementado no GeoStudio para incremento da resistência ao cisalhamento para solos parcialmente saturados.

Tabela 1. Parâmetros típicos de resistência.

Material	Cor	Modelo	Φ [º]	c' [kPa]	γ_{sat} [kN/m³]
Solo arenoso		Mohr-Coulomb	34	0	21,5
Solo argiloso		Mohr-Coulomb	21,5	20	20,5
Rocha		Impenetrável	-	-	26,5

A Tabela 2, apresenta os parâmetros hidráulicos dos materiais inseridos dos materiais utilizados na análise realizada neste estudo com uso do SEEP/2. A Equação 5, evidencia a necessidade da curva característica e da condutividade hidráulica dos materiais que estão sob condição não confinada.

Tabela 2. Parâmetros hidráulicos dos materiais.

Material	Cor	Modelo	k_{Sat} (m/s)	θ_{Sat}	θ_{Res}
Solo arenoso		Saturado/NãoSaturado	0,0001	0,44	0,04
Solo argiloso		Saturado/NãoSaturado	1,00E-08	0,38	0,08
Rocha		Saturado	1,00E-12	-	-

A Figura 2, apresenta as curvas características da Areia e Argila, que foram geradas com base no banco de dados do GeoStudio. Essas funções são importantes para controle das variações de sucções na região Não Saturada dos materiais.

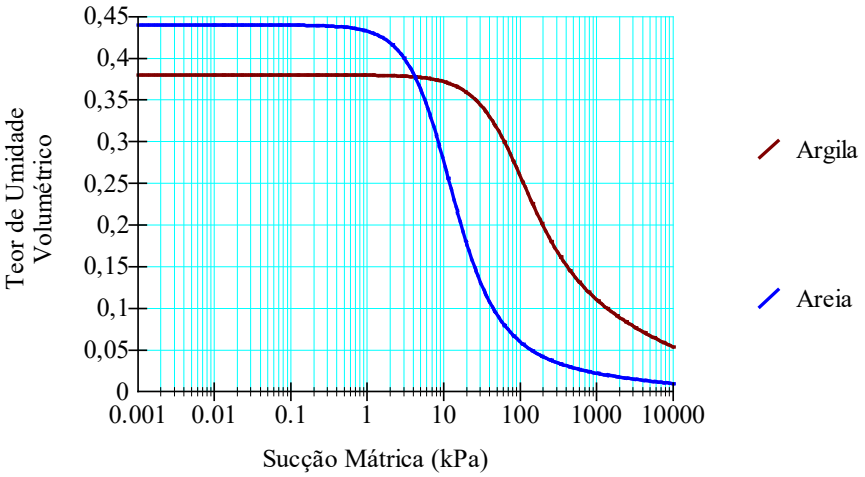


Figura 2. Curvas características, Areia e Argila.

3.2 Condições de contorno

As condições de contorno são fundamentais para resolução do problema, para regime permanente a entrada de dados para definição da posição da linha freática será feita em termos de carga total (H), 27m para montante e de 12m para jusante. Além disso, nas regiões com possibilidade de surgência utilizou-se a condição de contorno *drainage*.

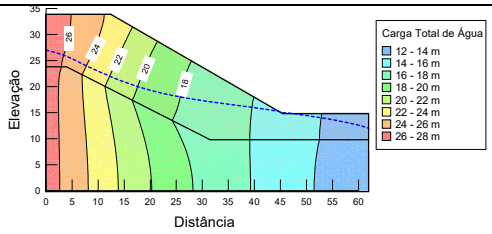
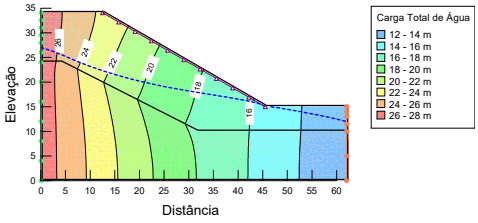
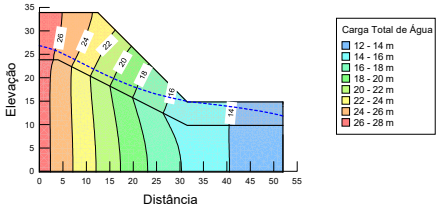
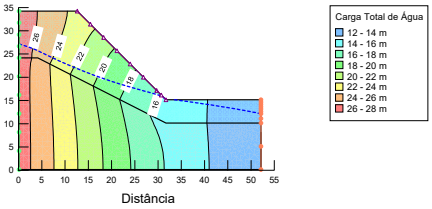
Acoplado as condições iniciais de percolação foram definidas as condições de contorno variáveis com o tempo, que utilizaram séries históricas da estação meteorológica de Belo Horizonte, de código 83587 (INMET, 2023). O primeiro modelo utiliza a indução de um fluxo de água na superfície para aplicar condições de precipitação recebeu apenas variáveis climáticas atreladas a precipitação. Já o segundo modelo, o qual emprega a interação Terra-clima, utilizou na entrada de dados, valores diários de umidade relativa do ar,

temperatura do ar, evaporação e precipitação. Este segundo modelo é capaz de gerar processos de balanços hídricos mais complexos, numa tentativa de prever o comportamento da poropressão.

4 RESULTADOS

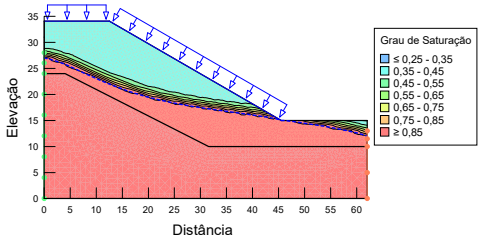
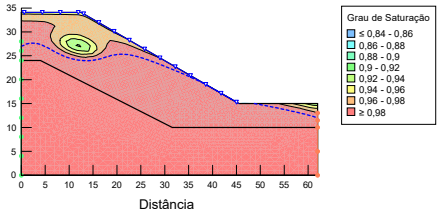
A Tabela 3, apresenta as condições iniciais de poropressão que foram acopladas ao estudo de fluxo transiente. Foram adotadas as mesmas condições de contorno para todas as situações avaliadas. Adjunto a isso parte-se do princípio de condições de estabilidade plena, isto é, F.S.>1,0 considerando uma avaliação por equilíbrio-limite.

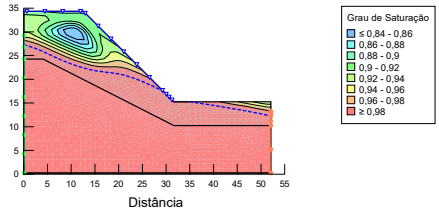
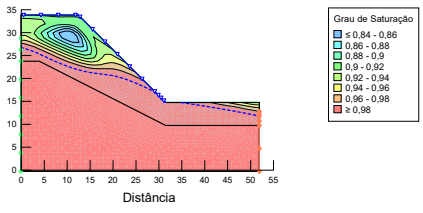
Tabela 3. Condição Inicial

Inclinação	Arenoso	Argiloso
30º	 (a)	 (b)
45º	 (c)	 (d)

A Tabela 4, apresenta as isolinhas de grau de saturação para o último dia avaliado no modelo de infiltração temporal. Os resultados para o talude arenoso, mostram a capacidade do modelo de redistribuir a água, mantendo uma maior porção de material com grau de saturação entre 35 a 45%. Em contrapartida, o talude argiloso apresenta capacidade de retenção de água mais significativa, onde uma maior porção de material apresenta grau de saturação entre 84 a 98%. Esta observação se relaciona com as condutividades hidráulicas de materiais argilosos serem inferiores as de materiais arenosos, o que resulta em maiores acúmulos e concentrações de água o que por consequência ocasiona uma maior elevação do nível freático do talude argiloso.

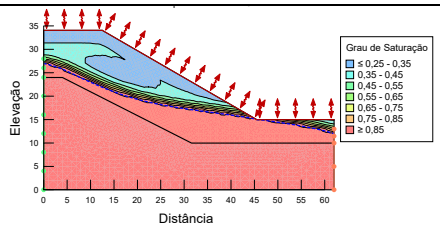
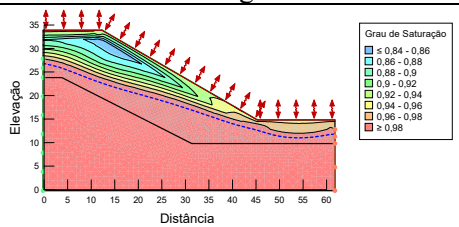
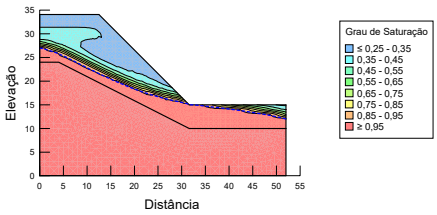
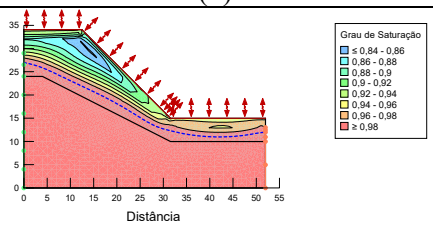
Tabela 4. Grau de saturação – Análise com Infiltração (Condição Final)

Inclinação	Talude Arenoso	Talude Argiloso
30º	 (a)	 (b)

Inclinação	Talude Arenoso	Talude Argiloso
45º		
	(c)	(d)

A Tabela 5, apresenta as isolinhas de grau de saturação para o último dia no modelo de interação Terra-clima. O talude arenoso possui uma menor capacidade de retenção de água neste modelo, e consequentemente exibe maiores valores de sucção. Já o talude argiloso, em ambas as geometrias há uma redução da linha freática no pé do talude, o que contribui para a redução de surgência superficial nesta região do modelo. Além disso, o modelo com uso da interação terra-clima apresenta menores valores de grau de saturação em relação a análise que somente considera infiltração, demostrando a capacidade do modelo de simular fluxos evaporativos.

Tabela 5. Grau de saturação – Análise com a Interação terra-clima (Condição Final)

Inclinação	Talude Arenoso	Talude Argiloso
30º		
	(a)	(b)
45º		
	(c)	(d)

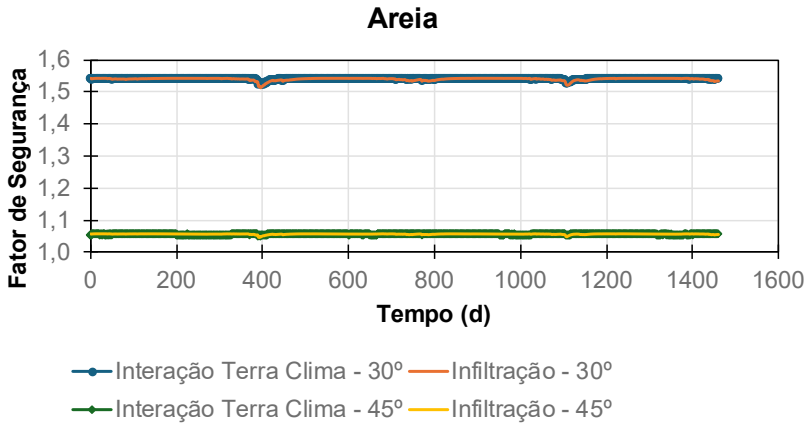
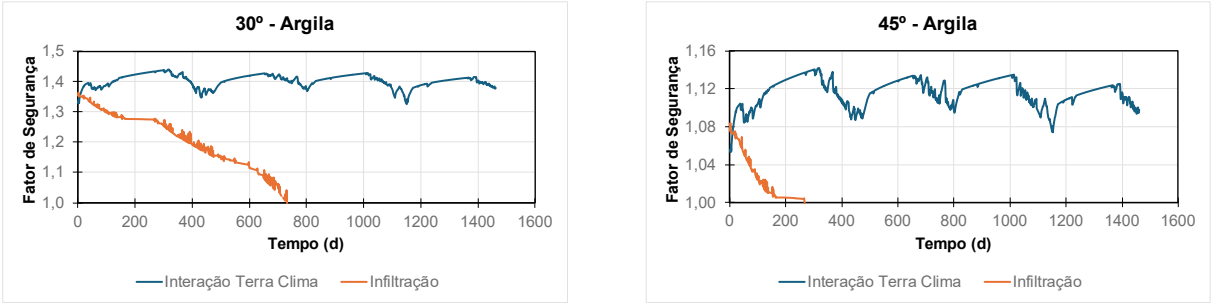


Figura 3. Variação temporal do fator de segurança da Areia.

A Figura 3 apresenta os valores de fator de segurança para ambas as inclinações dos taludes de composição arenosa. É perceptível que não há mudanças significativas nos valores de fator de segurança independentemente do tipo de análise realizada, isto possivelmente está ligado a capacidade de drenagem das areias.



(a) (b)

Figura 4 – Variação temporal do fator de segurança da Argila (a) Talude de 30º (b) Talude de 45º

A Figura 4 apresenta a variação temporal do fator de segurança no tempo para o talude argiloso, é perceptível que a simulação aplicada influencia diretamente nos resultados quanto a estabilidade dos taludes. Na Figura 4(a) a ruptura ocorre no dia 733 para o modelo de infiltração. Já na Figura 4(b) a ruptura ocorre no dia 269, acelerada pelas condições inicias estabilidade já deterioradas. As simulações que consideram a interação terra-clima demonstraram maior sensibilidade aos eventos pluviométricos e fluxos evaporativos, isto pode ser notado pela variação temporal dos fatores de seguranças deste tipo de análise.

5 RESULTADOS GERAIS

Modelos que consideram condições climáticas possuem incertezas vinculadas às suas premissas, devido a dificuldade de obtenção de dados precisos e representativos para a simulação assertiva de condições climáticas. O lençol freático e as poropressões são os principais influenciadores nas alterações das condições de estabilidade desses modelos, que incorporam a teoria da mecânica dos solos não-saturados para avaliação do impacto da distribuição de infiltração na redução de sucção.

A representação da zona não saturada em modelos de infiltração ou de interação climática deve ser refinada para avaliar com precisão o impacto de eventos pluviométricos. Na Tabela 4, observa-se que ao comparar os cenários (a) e (c), pode-se verificar que os valores de grau de saturação se assemelham bastante, nestes modelos que consideram somente a infiltração. Da mesma maneira na Tabela 5, ao se comparar os cenários (a) e (c), mesmo com a interação terra-clima, os graus de saturação também se assemelham bastante entre si com poucas diferenças evidentes na maior parte do talude.

Os taludes arenosos, devido a sua maior permeabilidade, apresentam menos alterações nos graus de saturação do modelo. Diante da facilidade de infiltração, o que resulta em uma linha freática praticamente estacionária e fatores de segurança mais estacionários, conforme observado na Figura 3. Logo, a inclinação foi o fator mais sensível para a redução da estabilidade para taludes com a composição arenosa.

Em contrapartida, os taludes argilosos são mais sensíveis a escolha do modelo de precipitação e a inclinação do talude. Pode-se observar, que as condições mais íngremes resultam em rompimentos em um menor intervalo de tempo, devido aos fatores de segurança iniciais menores, no entanto a redução progressiva do fator de segurança ocorre devido ao período de chuvas que persiste até o dia 165 (ruptura posterior no período de estiagem, dia 269). Contudo, não se observa ruptura na simulação com uso da interação terra-clima, por consequência do fluxo evaporativo, que por vezes é capaz de provocar o deplecionamento da linha freática no pé do talude (Tabela 5, cenários (b) e (d)); o que auxilia na redução de possíveis surgências superficiais, e elevações do lençol freático.

Adicionalmente, observa-se que as simulações envolvendo taludes argilosos apresentam uma variabilidade maior nos fatores de segurança em comparação com aquelas que utilizam materiais arenosos. Isso se deve à baixa taxa de infiltração nos taludes argilosos, resultando no acúmulo de água nas simulações

realizadas e, consequentemente, um aumento nas poropressões positivas (conforme evidenciado na Tabela 5, cenários (b) e (d)).

6 CONCLUSÕES

Este artigo apresenta um trabalho de pesquisa sobre a importância da adaptação dos estudos numéricos com as mudanças climáticas. Alertando sobre a relevância que os modelos sejam capazes de capturar e reproduzir os efeitos diretos de eventos extremos de precipitação com o intuito de fornecer subsídios a capacidade de previsão dos engenheiros. Existem variadas técnicas de modelagem de eventos pluviométricos, nesse artigo busca-se entender a influencia da interação climática em taludes de diferentes composições e geometrias.

Os métodos podem tender a serem mais conservadores, a depender da quantidade de premissas que o compõe. Desta forma, o modelo de infiltração isolada é o mais conservador, pois simula apenas a variável crítica para indução de instabilidades. Além disso, pode-se analisar que modelos de chuva são mais sensíveis a materiais de baixa permeabilidade. O fator de segurança inicial impacta diretamente nas ocorrências de rupturas de taludes sob influência de precipitações pluviométricas subsequentes. A interação terra-clima, modelo com condições climáticas mais complexas, não apresentou indícios de instabilidade em nenhum dos cenários avaliados neste estudo.

Para taludes de composição arenosa ocorreu a manutenção dos valores de fator de segurança, o que indica uma baixa influência dos eventos pluviométricos para este tipo de material, nas simulações conduzidas neste estudo.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico-CNPq pelo apoio financeiro; À Seequent, pela concessão de uso da licença da ferramenta GeoStudio. E à GeoFast, pelo apoio durante o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Collins, B. D., & Znidarcic, D. (2004). Stability analyses of rainfall induced landslides. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130(4).

Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons.

Gerscovich, D. M. S., Vargas Jr, E. A., & De Campos, T. M. P. (2006). On the evaluation of unsaturated flow in a natural slope in Rio de Janeiro, Brazil. *Engineering Geology*, 88(1-2).

INMET (2023). *Banco de Dados Meteorológicos do INMET*. 2023. https://bdmep.inmet.gov.br/#

Krahn, J. (2015). Seepage modeling with SEEP/W: An engineering methodology. *GEO-SLOPE International Ltd*. Calgary, Alberta, Canada. June 2015 Edition.

Vanapalli, Sai & Fredlund, Delwyn & Pufahl, D.E. & Clifton, A.W.. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal* - CAN GEOTECH J. 33. 379-392. 10.1139/t96-060.

Vardon, Phil. (2014). Climatic influence on geotechnical infrastructure: a review. *Environmental Geotechnics*. 2. 10.1680/envgeo.13.00055.

Zhu, J. H., & Anderson, S. A.(1998). Determination of shear strength of Hawaiian residual soil subjected to rainfall-induced landslides. *Geotechnique*, 48(1).

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/222

Influência da Infiltração de Esgoto na Estabilidade das Encostas Típicas da Cidade do Rio de Janeiro

Iane Loise Moreira Gomes
Discente do Programa de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro / Escola Politécnica, Rio de Janeiro, Brasil, ianegomess@poli.ufrj.br

Marcos Barreto de Mendonça
Professor, Universidade Federal do Rio de Janeiro / Escola Politécnica, Rio de Janeiro, Brasil, mbm@poli.ufrj.br

Wagner Nahas
Professor, Universidade Federal do Rio de Janeiro / Escola Politécnica, Rio de Janeiro, Brasil, wagnernahas@poli.ufrj.br

Maria do Carmo Reis Cavalcanti
Professor, Universidade Federal do Rio de Janeiro / Escola Politécnica, Rio de Janeiro, Brasil, carminhacavalcanti@poli.ufrj.br

RESUMO: Encostas de grandes centros urbanos ocupadas sem infraestrutura adequada têm sido palco de frequentes eventos de movimentos de massa, usualmente associados a chuvas intensas. Nestes locais, é comum encontrar situações em que o esgoto é lançado diretamente no solo, o que pode constituir-se em importante fator condicionante da estabilidade da encosta. A contínua infiltração de esgoto no solo aumenta seu grau de saturação e, consequentemente, provoca a redução de sua coesão aparente devida à sucção, diminuindo a resistência ao cisalhamento do solo. O objetivo do presente trabalho é analisar o efeito do lançamento de esgoto na estabilidade de taludes a partir de modelagem numérica bidimensional de fluxo transiente associando chuva e esgoto, em talude hipotético típico da região, acoplada a análises de estabilidade por método de equilíbrio limite. As modelagens e análises de estabilidade foram realizadas utilizando o software Slide 2 da RocScience. Considerando um histograma de chuva médio da região, avaliou-se influência da infiltração do esgoto no fator de segurança ao longo de um período de 4 meses. Foram consideradas quatro diferentes configurações de infiltração de esgoto fazendo variar a densidade demográfica e espaçamento dos pontos de lançamento do efluente na encosta. Os resultados comprovam numericamente o impacto impacto significativo da falta da coleta adequada de esgoto na estabilidade de taludes típicos da cidade do Rio de Janeiro.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Talude, Modelagem Numérica, Esgoto, Deslizamentos, Percolação.

ABSTRACT: Slopes of large urban centers occupied without adequate infrastructure have been the scene of frequent mass movement events, usually associated with heavy rains. In these locations, it is common to find situations where sewage is discharged directly into the ground, which can constitute an important conditioning factor for slope stability. The continuous infiltration of sewage into the soil increases its degree of saturation and, consequently, causes a reduction in its apparent cohesion due to suction, decreasing the soil's resistance to shear. The objective of this study is to analyze the effect of sewage discharge on the stability of slopes through two-dimensional numerical modeling of transient flow, associating rainfall and sewage, on a hypothetical slope typical of the region, coupled with stability analyses by the method of limit equilibrium. The modeling and stability analyses were performed using RocScience's Slide 2 software. Considering an average rainfall histogram of the region, the influence of sewage infiltration on the safety factor over a period of 4 months was evaluated. Four different configurations of sewage infiltration were considered, varying the demographic density and spacing of effluent discharge points on the slope. The results numerically confirm the significant impact of the lack of proper sewage collection on the stability of typical slopes in the city of Rio de Janeiro.

KEYWORDS: Slope Stability, Numerical Modeling, Sewage, Landslides, Percolation.

1 INTRODUÇÃO

Desastres associados a deslizamentos de terra têm tem ocorrido frequentemente, envolvendo diversos problemas à sociedade, como perdas materiais, impactos ambientais e perdas de vidas humanas, principalmente quando ocorrem em áreas urbanas.

Devido a combinação de características geomorfológicas e climáticas, o Brasil apresenta boa parte de seu território com significativa suscetibilidade a deslizamentos de terra (IBGE, 2019). Os fatores condicionantes da estabilidade de taludes são, de forma geral, conhecidos: características geológicas, geomorfológicas, climáticas, de vegetação e de uso da terra são os principais deles. Existem, entretanto, fatores antropogênicos que potencializam a susceptibilidade das encostas aos deslizamentos que são inerentes ao processo de ocupação informal sem o devido planejamento urbano e orientação técnica (Mendonça et al, 2000). As ações envolvidas em tal processo podem alterar a geometria natural da encosta, sobrecarregar o terreno, remover o efeito positivo da vegetação ou aumentar a umidade do solo.

Entre as ações antropogênicas nessas áreas ocupadas sem infraestrutura urbana adequada, tem-se o lançamento de esgoto diretamente no solo. Sua contínua infiltração deve aumentar o grau de saturação do solo, fazendo reduzir a coesão aparente devida à sucção e, consequentemente, a resistência ao cisalhamento do solo. SANTOS e ASSUNÇÃO (2005) analisaram a quantidade da vazão de infiltração em uma área de estudo em Salvador sem esgotamento sanitário e concluira, que a infiltração pode alcançar valores elevados em assentamentos adensados, em comparação com os valores das infiltrações geradas por chuvas torrenciais. Apesar dos indícios de se tratar de um importante fator condicionante que precisa ser considerado na avaliação da suscetibilidade de encostas a deslizamentos, observa-se na literatura uma carência de estudos numéricos com tal finalidade. Esta lacuna foi a motivação para a realização do presente trabalho que busca avaliar o efeito de diferentes cenários de lançamento de esgoto no fator de segurança quanto a estabilidade de taludes.

2 OBJETIVO

O objetivo do presente trabalho é analisar numericamente o efeito do lançamento de esgoto na estabilidade de um talude hipotético típico da região do Rio de Janeiro, considerando diferentes cenários de densidade de ocupação da encosta, a partir de modelagem numérica bidimensional de fluxo transiente associando chuva e esgoto ao longo de um período de tempo.

3 METODOLOGIA

As análises transientes de percolação e de estabilidade foram desenvolvidas utilizando, respectivamente, o método dos elementos finitos e equilíbrio limite, respectivamente, do módulo Slide 2 da RocScience. O método de equilíbrio limite escolhido para a análise de estabilidade foi Morgenstern-Price.

Os estudos de estabilidade envolveram as seguintes etapas:

Etapa 1: Montagem da geometria do modelo numérico de talude hipotético típico da região do Rio de Janeiro.
Etapa 2: Definição de uma região crítica no Rio de Janeiro em termos de movimentos de massa.
Etapa 3: Pesquisa bibliográfica para definição de perfis geotécnicos, faixa de parâmetros de resistência e permeabilidade compatíveis com a região escolhida.
Etapa 4: Aquisição de dados pluviométricos da região escolhida e definição de um período crítico a ser analisado.
Etapa 5: Definição de uma faixa de valores de lançamento de esgoto de acordo com as normas vigentes para diferentes cenários de ocupação da encosta.
Etapa 6: Análises de fluxo e de estabilidade considerando apenas chuva e chuva e esgoto ao longo do período analisado.

3.1 Levantamento Pluviométrico

O levantamento pluviométrico foi feito com base nos dados fornecidos pelo Alerta-Rio (2022) para a estação da Tijuca, esta estação foi escolhida devido ao número elevado de ocorrências de escorregamentos na região. Após verificar os meses com precipitações mais elevadas entre os anos de 2022 e 2023, foi definido o período de janeiro a abril de 2022 (120 dias) para realização da análise transiente.

3.2 Elaboração do Modelo Geotécnico

Para a elaboração do modelo numérico, considerou-se a geologia típica do Rio de Janeiro, a qual compõe-se predominantemente de gnaisses com cobertura pouco espessa de solo residual e/ou coluvionar (Pinto, 2013; Avelar *et al*, 2011). A Figura 1 mostra a geometria e o perfil geotécnico adotado, descrito por uma camada pouco espessa de solo coluvionar, variando de 2 a 5 m, sobre uma camada mais espessa de solo residual jovem sobrejacente à de rocha alterada, variando de 2 a 10 m cada uma. A inclinação do talude é de 30º e foi escolhida com base nos escorregamentos que ocorreram próximos ao mirante da Vista Chinesa, situada no Parque Nacional da Tijuca, denominados de Acidente 21 e Acidente 23. O Acidente 21 ocorreu em um talude com declividade de 30° e o Acidente 23 ocorreu em um talude com declividade de 32º, em ambos os acidentes a encosta apresentava colúvio assente sobre solo residual (Rocha, 1993).

O modelo empregado considera as superfícies inferiores com condição de contorno de potencial constante, nas bordas laterais, fluxo livre na superfície da camada de colúvio e fluxo nulo (impermeável) no limite inferior do modelo sendo a entrada de esgoto considerada como uma fonte pontual de entrada de vazão à profundidade de 2 m espaçada ao longo do talude. Para condição inicial, uma simulação de fluxo permanente foi realizada sem esgoto e sem chuva para todos os casos.

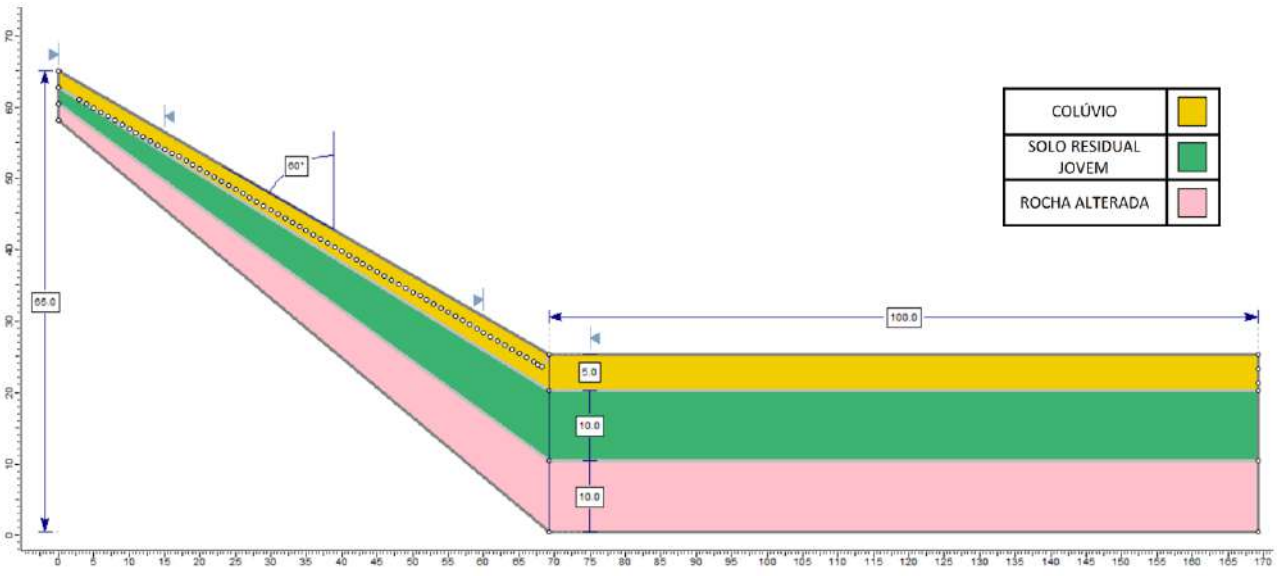


Figura 1. Geometria do modelo adotado.

3.3 Parâmetros Geotécnicos dos Materiais

Os dados de peso específico, intercepto coesivo, ângulo de atrito e permeabilidade do solo coluvionar foram determinadas a partir de informações de amostras deformadas e indeformadas dos colúvios da Vista Chinesa (RJ), extraídas de DELGADO (1993) e ROCHA (1993), enquanto os dados de peso específico, coesão e ângulo de atrito dos solos residual jovem e rocha alterada foram determinados a partir de ensaios de cisalhamento direto realizados no Morro da Formiga, localizado no Maciço da Tijuca, obtidos em SALES

(2016). As propriedades hidráulicas do colúvio (com exceção da permeabilidade), do solo residual jovem e da rocha alterada foram adotadas com base nas localidades de Gávea (RJ), Campo Grande (RJ) e Costa Brava (RJ), respectivamente, extraídas de PINTO (2013). A Tabela 1 resume os parâmetros adotados para cada material.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos dos materiais.

Solo	γ (kN/m³)	c'	φ (°)	k_{sat} (cm/s)	θr	θs	α (cm^{-1})	n
Colúvio(1)	14	5	26	0,001	0,051	0,44	-	-
Residual Jovem	17	33	42	1,19E-04	0,051	0,51	8,41E-03	1,81
Rocha Alterada	20	200	55	9,93E-04	0,065	0,506	0,0225	2,68

(1) Os parâmetros hidráulicos α e n para o colúvio foram adotados de acordo com o modelo de solo arenoso do software.

O parâmetro φ^b, ângulo que define o incremento na resistência ao cisalhamento para o incremento de sucção matricial (u_a-u_w), foi determinado automaticamente pelo software para cada material com base no método de VANAPALLI *et al* (1996), usando o conteúdo de água (umidade gravimétrica w, umidade volumétrica θ, ou grau de saturação S) como função da sucção matricial para determinar o aumento na resistência ao cisalhamento na zona não saturada.

3.4 Infiltração de Esgoto

Em locais sem rede pública de esgoto, o lançamento de esgoto diretamente no solo pode influenciar na estabilidade da encosta da região de entorno. A contínua infiltração de esgoto no solo aumenta o teor de umidade do solo e, consequentemente, reduz a coesão aparente ou eleva as poropressões, resultando na redução da resistência ao cisalhamento do solo. A suscetibilidade a deslizamentos de terra em encostas desordenadamente ocupadas pode estar relacionada a tais efeitos, uma vez que em grande parte desses locais o esgoto sanitário é direcionado para sumidouros e valas sem revestimento.

De acordo com a norma técnica ABNT NBR 7229 (1993), a contribuição diária de esgoto para ocupantes permanentes de residências de padrão baixo é de 100 litros/pessoa. A partir dos dados coletados no Censo Demográfico 2010 (IBGE, 2011), a quantidade de pessoas por domicílio em aglomerados subnormais na cidade do Rio de Janeiro é de 3,26. Com intuito de analisar de forma representativa a quantidade de esgoto lançada no solo em regiões sem rede de esgoto, quatro cenários foram considerados:

MD-01: Construções de 1 pavimento cujos sumidouros estão espaçados entre si em 10 metros.
MD-02: Construções de 1 pavimento cujos sumidouros estão espaçados entre si em 5 metros.
MD-03: Construções de 2 pavimentos cujos sumidouros estão espaçados entre si em 10 metros.
MD-04: Construções de 2 pavimentos cujos sumidouros estão espaçados entre si em 5 metros.

Foi considerado um domicílio com 3,26 pessoas por pavimento e um sumidouro por construção. A profundidade dos sumidouros foi adotada em 2 metros abaixo da cota do talude. Em função destes dados, a Tabela 2 apresenta o volume de lançamento de esgoto por sumidouro e seus respectivos espaçamentos em cada modelo analisado.

Tabela 2. Descrição dos sumidouros nos modelos analisados.

Modelo	Contribuição de esgoto por sumidouro			Espaçamento (m)
	Quantidade de domicílios atendidos	Nº de pessoas geradoras de esgoto	Vazão de esgoto (m^3/dia)	
MD-01	1	3,26	0,326	10
MD-02	1	3,26	0,326	5
MD-03	2	6,52	0,652	10
MD-04	2	6,52	0,652	5

4 RESULTADOS

Para possibilitar a verificação do impacto da infiltração de esgoto na estabilidade do talude, fez-se uma análise transiente inicial alimentada apenas com os dados pluviométricos, em seguida, foram efetuadas as análises para os diferentes modelos – MD-01, MD-02, MD-03 e MD-04 – com variação do volume de esgoto e espaçamento entre pontos de lançamento, como apresentado anteriormente na Tabela 2.

A Figura 2 apresenta os resultados do fator de segurança (FS) ao longo do tempo, sendo possível determinar o dia da ruptura do talude (FS = 1) para cada modelo analisado. Na condição inicial (dia 0) o FS encontrado para o modelo é de 1,7, sem influência de chuva e esgoto.

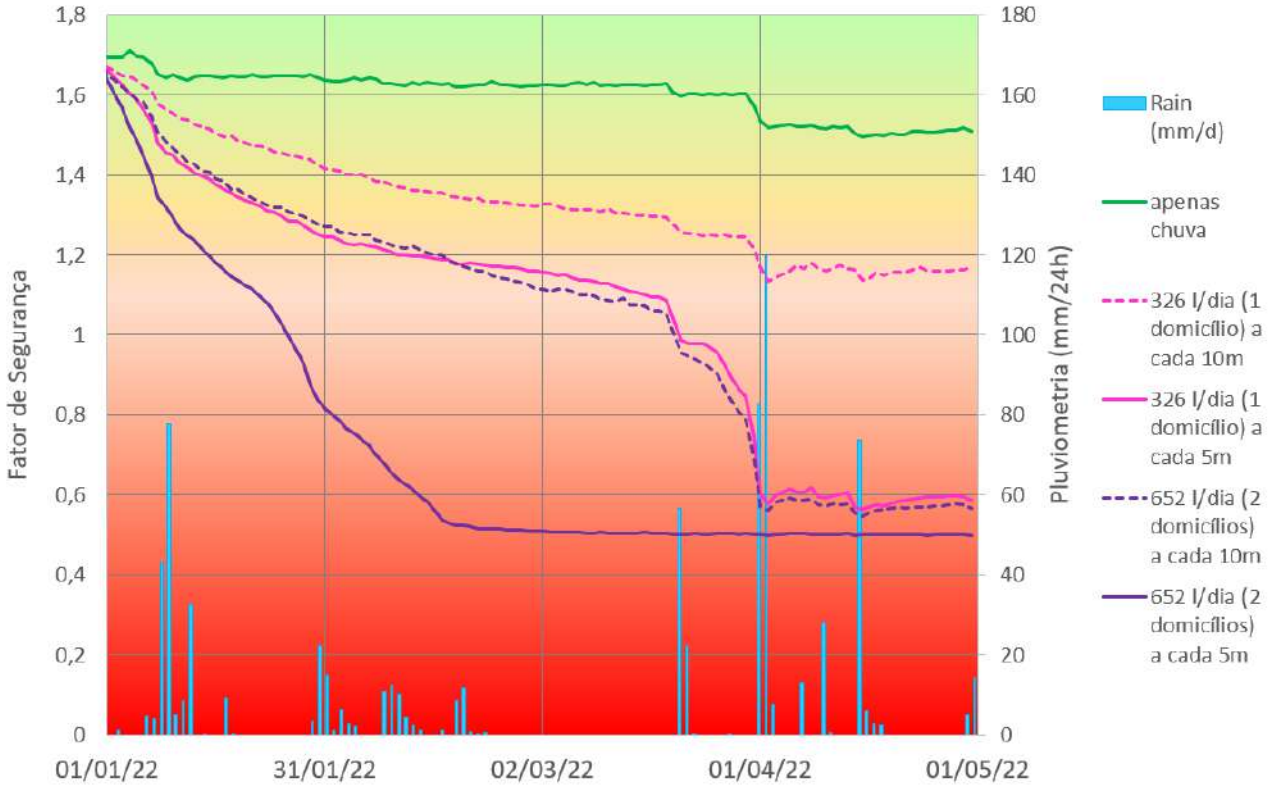


Figura 2. Variação do FS ao longo do tempo.

Partindo de um FS de aproximadamente 1,7 na data inicial, observa-se o efeito da chuva na redução do FS, tal efeito pode ser observado com maior clareza logo após os dias de maior precipitação (08/01/2022 e 01/04/2022). De uma forma geral, observa-se uma influência bastante significativa da infiltração de esgoto no FS, conforme mostra a Figura 2. Pode ser verificado também que quanto maior a vazão de esgoto, maior a redução do FS na estabilidade do talude. Portanto, o pior cenário dentre os analisados foi do modelo MD-04, onde a vazão pontual é mais elevada e com menor espaçamento entre os sumidouros. No cenário mais favorável dentre as análises em que o efeito do esgoto foi considerado, apesar de apresentar uma redução signficativa no FS, o talude do MD-01 não rompeu, visto que não houve valores menores que 1, entretanto, vale ressaltar que mesmo para esta situação, o nível de segurança contra danos a vidas humanas e danos materiais e ambientais está insatisfatório, visto que atinge fatores de segurança menores que 1,2. De acordo com a norma técnica ABNT NBR 11682 (2009), para áreas com elevada concentração de pessoas, o FS mínimo para deslizamentos deve ser de 1,4, sem considerar danos materiais e ambientais.

As figuras 3 e 4 mostram a comparação do FS no pior cenário para o MD-01, o qual ocorre no dia 02/04/22, dia do maior valor acumulado de chuva em 24h do ano. A redução observada no FS foi de 25%.

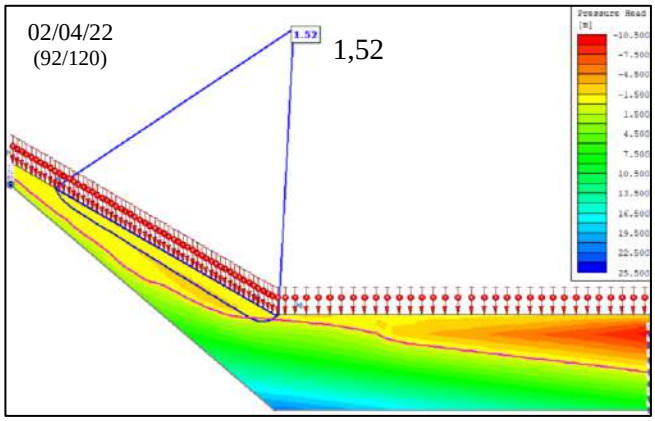


Figura 3. FS apenas com efeito da chuva em 02/04/22.

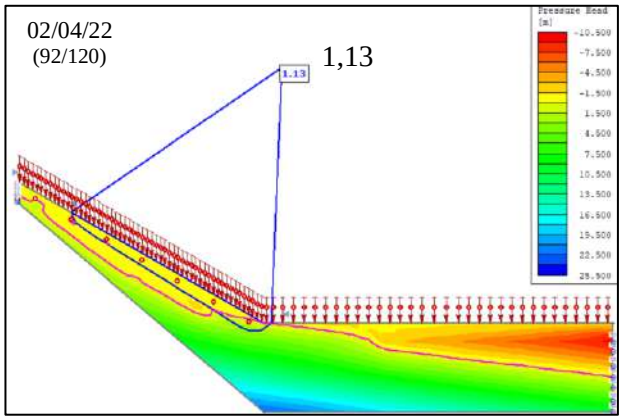


Figura 4. MD-01: FS com esgoto em 02/04/22.

Em seguida, são apresentadas as comparações no dia em que há o rompimento do talude (FS = 1) para cada modelo. As figuras 5, 6 e 7 mostram o MD-02 e o MD-03 no dia 21/03/22; por fim, as figuras 8 e 9 mostram o MD-04 no dia 26/01/22. O impacto do esgoto nos valores de FS é apresentado na Tabela 3.

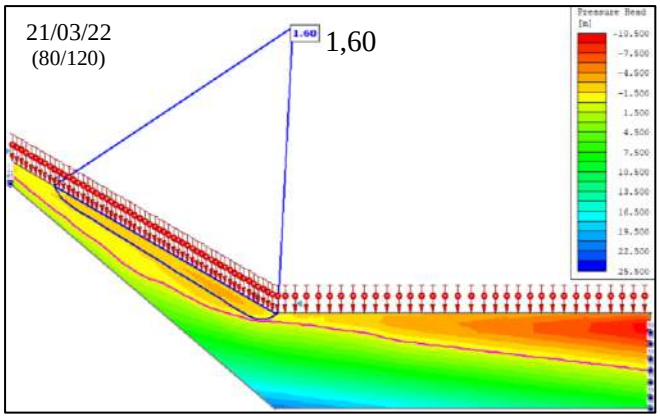


Figura 5. FS apenas com efeito da chuva em 21/03/22.

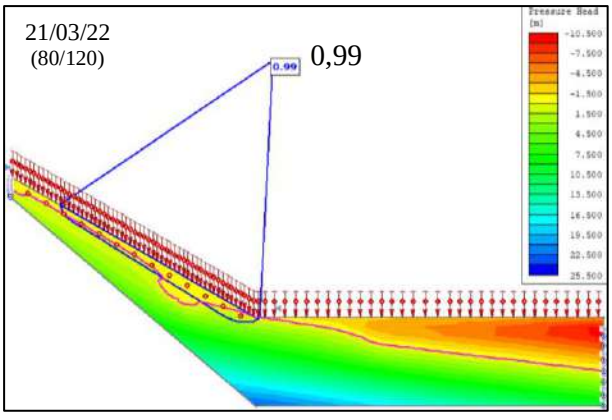


Figura 6. MD-02: FS com esgoto em 21/03/22.

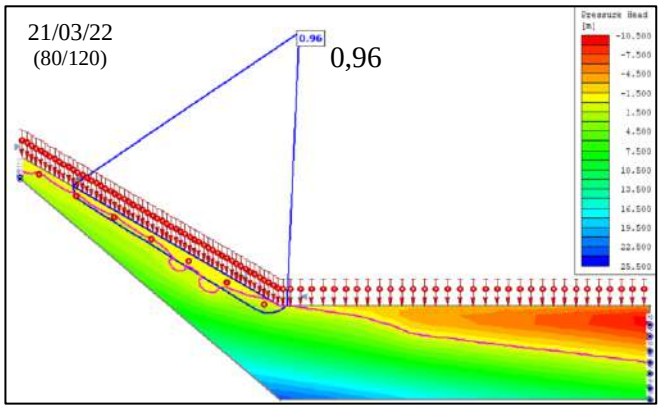


Figura 7. MD-03: FS com esgoto em 21/03/22.

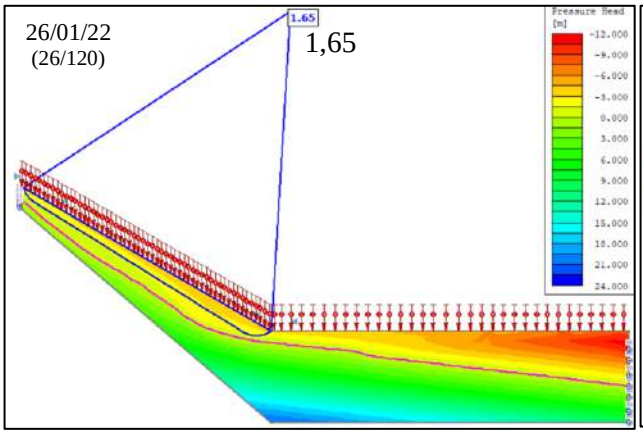


Figura 8. FS apenas com efeito da chuva em 26/01/22.

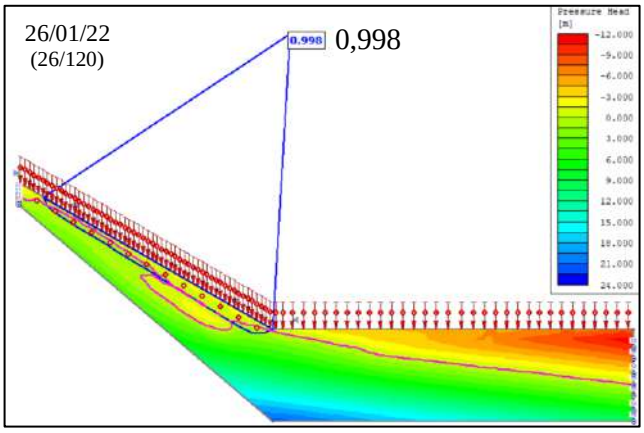


Figura 9. MD-04: FS com esgoto em 26/01/22

Tabela 3. Comparação dos resultados dos fatores de segurança dos modelos nos dias críticos.

Modelo	Dia da ruptura	FS sem esgoto	FS com esgoto	Redução (%)	Ruptura	Local da superfície crítica
MD-01[(1)]	-	1,52	1,13	25	Não	Contato entre colúvio e solo residual jovem
MD-02	21/03/22	1,60	0,99	38	Sim	
MD-03	21/03/2022	1,60	0,96	40	Sim	
MD-04	26/01/2022	1,65	0,998	40	Sim	

[(1)] Os dados para o MD-01 referem-se ao pior cenário, no dia 02/04/22, visto que neste modelo não ocorre ruptura.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho realizou análises de fluxo e de estabilidade para um talude típico do Rio de Janeiro, com e sem percolação de esgoto, parametrizando para diferentes cenários, nos quais foi realizada a variação da vazão e do espaçamento do ponto de aplicação da vazão. O intuito foi avaliar o impacto da infiltração de esgoto em locais onde não há acesso à rede pública de esgoto e como consequência, seu lançamento em valas e sumidouros, atuando como possível contribuição na deflagração de um escorregamento.

A partir das premissas adotadas, do comportamento apresentado em cada modelo e da avaliação do conjunto de soluções, os resultados obtidos mostraram-se coerentes. Com eles, foi possível concluir que a percolação de esgoto no solo pode interferir significativamente na estabilidade da encosta e deflagrar um movimento de massa que não seria outrora deflagrado apenas com a ação da chuva. Além disso, a comparação feita entre casos com maior e menor vazão e espaçamento mostraram que a redução de pontos de lançamento de esgoto no solo pode resultar em um cenário mais favorável para a estabilidade, ou seja, o acesso à rede pública de esgoto, mesmo que ocorra parcialmente em uma região, é benéfico para a mitigação de acidentes e de danos a vidas humanas, materiais e ambientais.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio ao desenvolvimento da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alerta-Rio (2022). Dados pluviométricos e estatísticas de escorregamentos. Disponível em: <http://alertario.rio.rj.gov.br/>. Acesso em: 15 de março de 2024.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1993). NBR 7229. *Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos*. Rio de Janeiro.

Avelar, A.S., Netto, A.L.C., Lacerda, W.A., Becker, L.B., Mendonça, M.B. (2013). *Mechanisms of the Recent Catastrophic Landslides in the Mountainous Range of Rio de Janeiro, Brazil*. In: Margottini, C., Canuti, P., Sassa, K. (eds) *Landslide Science and Practice*, p. 265-270. Springer, Berlin, Heidelberg.

Delgado, C. W. C. (1993). *Resistência ao cisalhamento dos solos coluvionares e residuais não saturados da Vista Chinesa, RJ*. Dissertação de Mestrado Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, 182 p.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2011). *Censo Demográfico 2010*: aglomerados subnormais. Rio de Janeiro.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2019). *Suscetibilidade a deslizamentos do Brasil: primeira aproximação.* Coordenação de Recursos Naturais e Estudos Ambientais. Rio de Janeiro.

Pinto, J. L. T. M. G. (2013). *Determinação de propriedades hidráulicas de solos residuais do Rio de Janeiro.* Dissertação de Mestrado Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, 169 f.

Mendonça, M. B., Marques, E. A. G. Avelar, A. (2000). *Experience on Diagnosis and Treatment of Urban Hill-Slopes in Rio de Janeiro, Brazil*. In: 5th International Symposium on Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development. Belo Horizonte.

Rocha, J. C. S. (1993). *Caracterização geológico-geotécnica dos materiais envolvidos nos movimentos de massa ocorridos em fevereiro de 1988, na Vista Chinesa – Rio de Janeiro – RJ*. Dissertação de Mestrado Programa de Pós-Graduação em Geologia – IGEO/UFRJ, 149 p.

Sales, L. S. (2016). *Contribuição aos estudos de correlação chuva vs escorregamentos: aplicação às ocorrências da Comidade da Formiga no ano de 2010*. Dissertação de Mestrado Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de concentração: Geotecnia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro / UERJ, 136 f.

Santos, L. A. O., Assunção, D. M. S. (2005). *Volumes de águas residuárias descartados em encostas e taludes de corte de assentamentos urbanos carentes*. In: IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. Salvador/BA.

Vanapalli S. K., Fredlund D.G., Pufahl D.E., Clifton A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, p.379-392.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/223

Influência da sucção na estimativa do comprimento de tirantes instalados em solos não saturados

Lucas Pereira Cavalcante
Engenheiro civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, lucaspengenharia@gmail.com

Francisco Chagas da Silva Filho
Engenheiro civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, fchagas@ufc.br

RESUMO: Em Fortaleza, existem contenções ancoradas em condições do subsolo não saturado, mesmo com a oscilação sazonal do lençol freático, sendo dimensionadas para condições saturadas para maior segurança da obra. Esse artigo apresenta simulação numérica para avaliar a influência que a sucção pode oferecer na redução de comprimentos de ancoragem e de cargas aplicadas em tirantes. Para isso, foram selecionados três locais da cidade: Rua Carlos Vasconcelos, Avenida Rui Barbosa e Rua Bento Albuquerque. A partir de perfis de sondagem SPT, da posição do nível freático e da estimativa de perfis de sucção lineares, foram dimensionadas contenções atirantadas hipotéticas, com e sem consideração da sucção, para conferir a contribuição do efeito aparente coesivo na redução de comprimentos de ancoragem e cargas de trabalho. Os resultados demonstraram que a sucção foi capaz de reduzir em cerca de 50% os comprimentos ancorados e as cargas aplicadas em tirantes. Ademais, os casos estudados expressaram aumento de seu Fator de Segurança em valores médios de 135%, implicando maior segurança à obra. Conclui-se que a influência da sucção é capaz de atribuir maior segurança à obra, embora ainda sejam sugeridas as execuções de comprimentos ancorados de acordo com recomendações mínimas usuais de projetos de tirantes.

PALAVRAS-CHAVE: Tirantes, Sucção, Solo não-saturado, Estimativa.

ABSTRACT: In Fortaleza, there are anchored containments in conditions of unsaturated subsoil, even with seasonal fluctuations in groundwater, being designed in saturated conditions to guarantee the work safety. This article presents a numerical simulation to evaluate the influence that suction can offer in reducing anchorage lengths and work loads of bolts. For this, three locations in the city were selected: Carlos Vasconcelos Street, Rui Barbosa Avenue and Bento Albuquerque Street. Based on SPT test profiles, water table position and evaluation of linear suction profiles, hypothetical anchored retaining walls were designed, with and without considering suction, in order to check the contribution that the apparent cohesive effect in reducing bolts anchored lengths and work loads. The results showed that considering suction in the design was capable to reduce by around of 50% the anchored lengths and work loads in bolts. In addition, the studied cases showed an increase in their factor of safety by average values of 135%, implying more security in the construction. It's concluded that the influence of suction is capable to provide an increase the work safety, although the execution of anchored lengths in accordance with the usual minimum recommendations for bolt designs is still suggested.

KEYWORDS: Bolts, Suction, Unsaturated soil, Evaluation.

1 INTRODUÇÃO

Tendo em vista a valorização imobiliária em Fortaleza, principalmente no que diz respeito ao preço dos terrenos, a opção por construção dos estacionamentos dos carros dos edifícios residenciais tem sido optado por localização abaixo do nível do terreno. Assim sendo há a necessidade da construção de contenções com cortinas em estacas justapostas ou secantes e muitas vezes com o apoio de tirantes.

Conforme a ABNT (2006), em sua norma NBR 5629, tirantes são tratados como peças especialmente montadas, tendo como componente principal um ou mais elementos resistentes à tração, que são introduzidas no terreno em perfuração própria, nas quais, por meio de injeção de calda de cimento (ou outro aglutinante) em parte dos elementos, forma um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante.

O projeto das ancoragens requer a definição do perfil do solo e da posição do nível da água, sendo que frequentemente a contenção ocorre em condições do subsolo não saturado, mesmo com a oscilação sazonal do nível da água, a zona vadosa permanece com variações desprezíveis no trecho do terreno onde ocorre a contenção.

Usualmente, em Fortaleza e demais cidades com tendência a crescimento verticalizado, está se tornando bastante comum a aplicação de projetos de contenção de cortinas atirantadas. Ademais, a cidade em si apresenta condições climáticas e geológicas que asseguram maior caráter de condição não saturada ao solo, com constantes variações de umidade no subsolo metropolitano.

Juca (1990) ressalta que a influência da variação de umidade em solos não saturados deve ser realizada preferencialmente pelo controle de sucção, sendo justificada pelas razões de que a sucção pode variar conforme o estado de tensões do solo, assim como que a parcela de sucção também é influenciada pela compactação e sua energia.

Nesse contexto, há a necessidade de se compreender a influência da sucção para se estimar projetos mais adequados e econômico de comprimentos de tirantes instalados em regiões com solos que frequentemente se encontram em condições não saturadas. Afinal, estima-se que a parcela de sucção promove redução de cargas de trabalho e comprimentos de ancoragem, garantindo maior segurança à obra.

2 ESTUDO DE CASO

2.1 Geologia da Região Metropolitana de Fortaleza

No contexto geológico metropolitano de Fortaleza, Miranda (2005) informa que a região é composta por geologias de rochas do Complexo Nordestino, sedimentos terciários do grupo barreiras e dunas, apresentando em todas as feições cursos d'água fluviais, nos quais apresentam depósitos de sedimentos. A Figura 1 apresenta um desenho esquemático da formação da Região Metropolitana de Fortaleza.

Figura 1. Subsolo de Fortaleza, corte na direção Norte-Sul (MIRANDA, 2005).

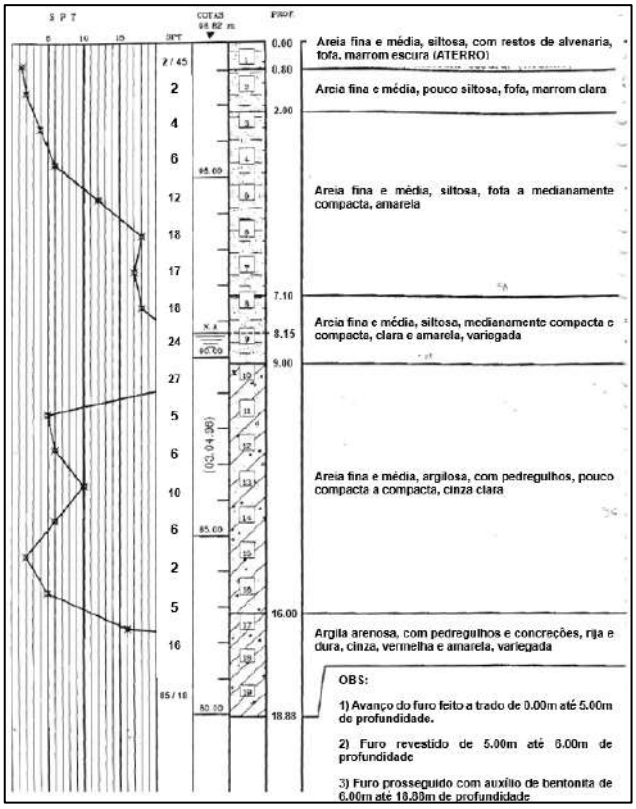
Miranda (2005) também cita que as rochas do embasamento cristalino são predominantemente cristalinas (metamórficas e ígneas) com predominância de gnaisse constituídos principalmente de quartzo, feldspato e mica. Quanto à formação barreiras, o mesmo autor ressalta que ela se estende em faixas variáveis pela capital, com extensões de até 30 metros, acompanhando a linha da costa, com predominância de argilas e arenitos. No tocante às dunas, se apresentam tanto edafizadas como móveis, com predominância de areia fina a média.

2.2 Locais Selecionados

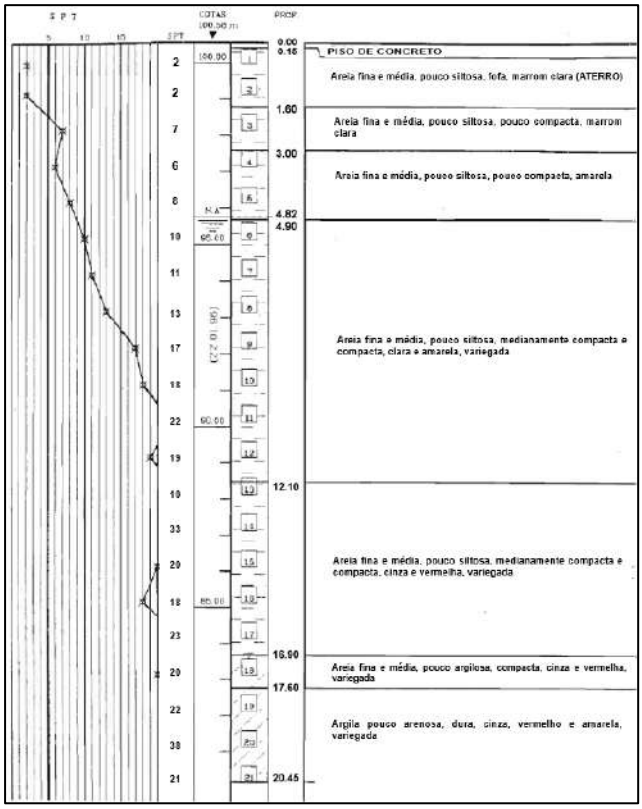
Para esse estudo, foram selecionados locais cujas sondagens realizadas apresentaram diferentes e profundos níveis de água subterrânea, a fim de garantir melhor compreensão da influência da sucção conforme a presença de nível d'água em profundidade. Contudo, como exceção a essa regra, um dos casos selecionados possui nível freático próximo a superfície.

Dessa forma, foram coletados 3 sondagens situados nos seguintes locais da capital cearense: Rua Carlos Vasconcelos, Avenida Rui Barbosa e Rua Bento Albuquerque. Todas as sondagens apresentam nível de água subterrânea acima de 4 metros de profundidade. Nos três casos, os locais apresentam perfil superficial predominantemente de dunas, com aparição de formação barreiras a longas profundidades nos 3 casos.

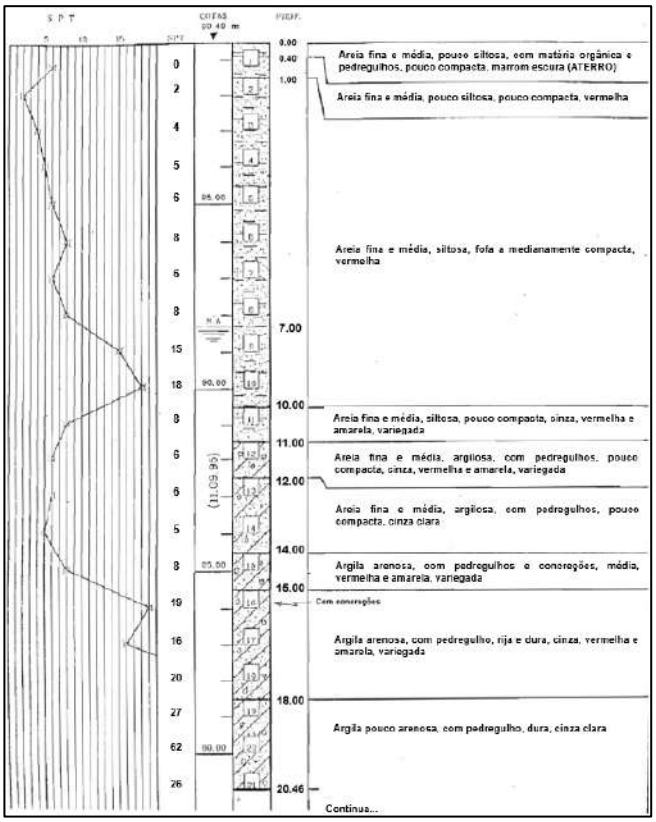
A seguir, serão apresentados cortes das sondagens dos 3 locais selecionados, para melhor compreensão do subsolo dos locais, por meio da Figura 2, com ênfase em cada local de acordo com os sub-itens 2.a, 2.b e 2.c, respectivamente sendo as sondagens realizadas nos locais Carlos Vasconcelos, Rui Barbosa e Bento Albuquerque.



2.a. Sondagem Carlos Vasconcelos



2.b. Sondagem Rui Barbosa



2.c. Sondagem Bento Albuquerque

Figura 2. Cortes de sondagens nos locais selecionados

O primeiro caso a ser apresentado é o da Rua Carlos Vasconcelos, rua situada no bairro Meireles, que se estende na direção Norte-Sul da cidade, bastante próxima à região litorânea. A sondagem constatou que em determinado trecho se apresenta camadas seguidas de areia fina e média, com presença siltosa e com variação tênue de N_{SPT} ao longo da profundidade, totalizando perfil de duna até profundidade de 14 metros, posterior seguida de camadas de argila arenosa a profundidade maiores que 20 metros, típicas da Formação Barreiras. O nível de água foi encontrado na profundidade de 8,15 metros.

Quanto à Avenida Rui Barbosa, situada majoritariamente no bairro Joaquim Távora, também se estender na direção Norte-Sul, iniciando na costa litorânea da capital. O estudo realizado mostrou pontualmente a presença de camadas de areia fina e média, similar ao caso da rua anteriormente informada, totalizando dunas de profundidades até 17,80 metros, com pequena camada de argila da Formação Barreiras em profundidades superiores a 20,45 metros. O nível d'água foi observado a 4,82 metros.

A Rua Bento Albuquerque está localizada no bairro Cocó, em direção Leste-Oeste, próximo ao rio Cocó, e mais distante ao litoral quando comparado aos casos anteriores. O ensaio SPT constatou que no local executado há a predominância de areia fina e média em camadas que se prolongam até 14 metros, seguidas das argilas arenosas da Formação Barreiras até profundidades maiores que 20,46 metros. Foi encontrado nível freático 7 metros da superfície.

3 METODOLOGIA

Para a aferição da influência da sucção, foram dimensionadas contenções de cortinas atirantadas, padronizadas em todos os perfis com escavação em 4 metros e com sobrecarga atuante de 50 kPa no entorno da escavação. A contenção foi arbitrada contendo linhas únicas de tirantes, com espaçamento entre eles de 1,5 metros, executados em inclinação padrão de 18º e ancorados a 1,5 metros a partir do nível da escavação. A Figura 3 apresenta um desenho esquemático do desenvolvimento do modelo adotado para os 3 locais analisados.

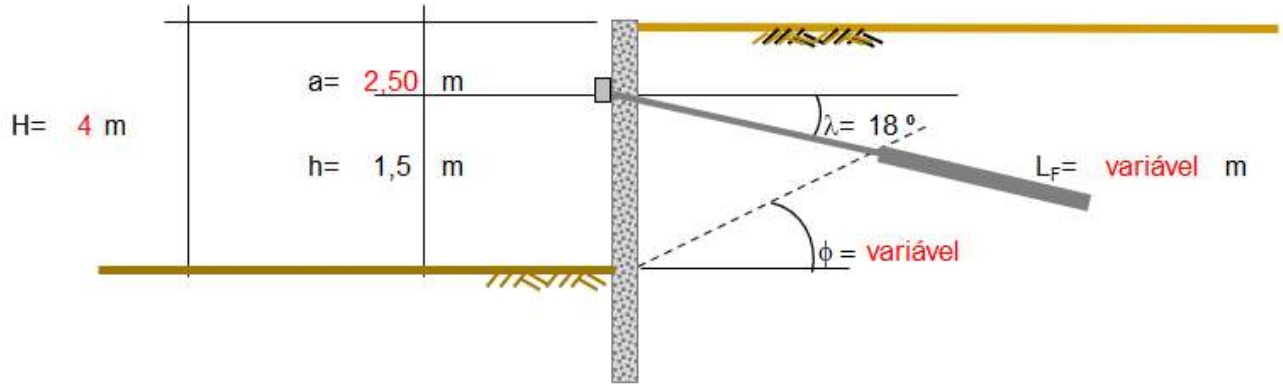


Figura 3. Esquemático das contenções padronizadas

Inicialmente, foram realizados os dimensionamentos das seguintes informações: ficha, ficha com tirantes e comprimento de ancoragem; com o primeiro caso de contenções atirantadas sem consideração do efeito da sucção e posteriormente considerando o incremento de resistência da sucção, para os 3 locais. Por fim, foram analisadaa a redução de comprimento de ancoragem e cargas aplicadas devido a consideração da parcela coesiva proveniente da sucção.

Com os dados coletados de cada local, foram estimados os parâmetros geotécnicos adotados para os cálculos de cada caso particularmente. Para cada perfil, foram adotados valores médios de N_{SPT}, conforme as camadas superficiais de cada sondagem, em seus 5 primeiros metros. O valores médios determinados foram de 4 para o perfil superficial da rua Carlos Vasconcelos, 7 para o da avenida Rui barbosa e 5 para o da rua Bento Albuquerque.

Em seguida, foram considerados os valores de sucção com a consideração do parâmetro ϕ^b que, segundo Fredlund et. al. (1978), é o principal parâmetro que indica a razão do aumento da resistência em função da sucção. Este parâmetro (ϕ^b) foi estipulado nesse trabalho como sendo a metade do ângulo de atrito obtido, conforme recomendado, em viés prático, por GeoStudio (2021). O efeito da sucção foi estimado conforme a variação de sucção matricial ao longo da profundidade, predeterminado apresentando variação linear conforme profundidade.

Acerca da obtenção dos parâmetros geotécnicos, primeiramente quanto ao peso específico, Godoy (1972, apud CINTRA et. al., 2011) sugere valores de peso específico para solos arenosos de 18 kN/m³ para solos arenosos úmidos (natural) com N_{SPT} menores que 8.

Devido a suas características granulométricas de areias siltosas, foi estipulado que os solos seriam não coesivos, com parcela aparente coesiva sendo expressa apenas no caso de influência da sucção, conforme estimativa de comportamento linear, sendo esta compreendida segundo a Equação 1.

$$c_s = (u_a - u_w)_{médio} \cdot \tan \varphi^b \quad (1)$$

Quanto a equação anterior, vale frisar novamente que o parâmetro (ϕ^b) foi estipulado nesse trabalho como sendo a metade do ângulo de atrito obtido. Para o ângulo de atrito, foi adotada a formulação de Godoy (1983, apud CINTRA et. al., 2011), apresentada na Equação 2.

$$\varphi' = 28 + 0{,}4 \cdot N_{SPT} \quad (2)$$

Os coeficientes de empuxo ativo e passivo foram determinados conforme a metodologia clásica de Rankine (1857). Os coeficientes são obtidos conforme as Equações 3 e 4 abaixo, que apresentam as formulações de empuxos ativos e passivos.

$$K_A = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (3)$$

$$K_P = \tan^2\left(45° + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (4)$$

Com todos os parâmetros, foram realizados os cálculos de dimensionamento para continuação da análise deste trabalho. O resumo dos parâmetros adotados e coletados podem ser visualizados na Tabela 1 a seguir.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos adotados

Local Estudado	N_{SPT}	γ (kN/m³)	φ' (º)	φ^b (º)	K_A	K_P	$[u_a - u_w]$ médio (kPa)
Carlos Vasconcelos	4	18	29,6	14,8	0,34	2,95	54,5
Rui Barbosa	7	18	30,8	15,4	0,32	3,10	24,1
Bento Albuquerque	5	18	30,0	15,0	0,33	3,00	44,0

Os dados da tabela acima, conjuntamente com as sondagens, demonstram que o solo da Região Metropolitana de Fortaleza apresenta certa constância tanto em índice de penetração do solo, como de parâmetros geotécnicos. Vale lembrar que os locais selecionados não são tão próximos entre si, com direções variáveis e próximos tanto ao litoral quanto a corpos hídricos com sedimentos recentes.

Após a conferência dos comprimentos ancorados, foram observados as variações dos fatores de segurança de cada contenção estimada, adotando a metodologia de Ostermayer (1974) adaptada por Costa Nunes (1987), para compreender a incremento na segurança da obra relacionando as cargas de trabalho dos tirantes executados em condição saturada e não saturada, mantendo-se o comprimento de ancoragem saturado, este sendo o comumente executado). A Equação 5 demonstra a obtenção dos fatores de segurança obtidos, definida como sendo a proporção entre os esforços mobilizados e o esforço de resistência.

$$FS = \frac{\pi \cdot d \cdot \lambda_d \cdot L_F \cdot \lambda_{LF} \cdot (C + \gamma \cdot P \cdot \lambda_P \cdot \lambda_p \cdot \tan \varphi')}{C_a} \quad (5)$$

A equação acima mostra que o fator de segurança é função de diversas variáveis, inclusive da própria carga de trabalho e do comprimento ancorado. A seguir, são informados as definições e os valores adotados em todos os casos estudados, vistos na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros para obtenção do Fator de Segurança

Variável	Definição	Unidade	Valor
π	Pi	-	3,14
d	Diâmetro do furo	cm	10
λ_d	Fator de aumento do diâmetro do furo	-	1,2
L_F	Comprimento de ancoragem	cm	Variável
λ_{LF}	Fator de redução do comprimento de ancoragem	-	1
C	Aderência entre a calda e o solo	ton/m²	0
γ	Massa específica do solo	ton/m³	Variável
P	Profundidade do centro da ancoragem	m	6
λ_p	Fator de redução da profundidade	-	1
λ_P	Fator de aumento da pressão normal solo/calda (5 a 10)	-	5
φ'	Ângulo de atrito do solo	º	Variável
C_a	Carga de trabalho do tirante	ton	Variável

4 RESULTADOS

Em primeiro momento, foram dimensionados os comprimentos de fichas das contenções hipotéticas nos 3 locais de estudo sem influência de sucção, para posterior comparação da possível redução de carga e comprimento dos tirantes, mantendo a ficha atirantada estimada. Em todos os casos, as fichas dimensionadas apresentaram comprimento maior do que as próprias contenções, justificando a necessidade de execução de tirantes. A Tabela 3 informa os resultados do dimensionamento executado, com resultados para ambos os casos.

Tabela 3. Dimensionamento sem influência da sucção

Local Estudado	Ficha (m)	Ficha c/ tirante (m)	Sem sucção		Com sucção	
			Carga (ton)	Comp. Ancoragem (m)	Carga (ton)	Comp. Ancoragem (m)
Carlos Vasconcelos	5,00	1,40	20,3	3,50	6,0	1,10
Rui Barbosa	5,70	1,30	20,2	3,30	14,0	2,40
Bento Albuquerque	4,80	1,30	20,1	3,40	9,0	1,60

Apesar dos parâmetros bastante similares, o fator que provocou tamanha mudança nas fichas entre os casos estudados é a presença de nível de água mais próxima a superfície, em especial no caso da Rui Barbosa. Vale ressaltar que neste caso, pela presença de nível d'água tão próxima a superfície, pequena parte da contenção se encontra abaixo do nível freático.

Constata-se também que não há variação tão drástica entre os comprimentos de fichas atirantadas, sendo todos próximos entre si em valor médio de 1,30 metros de comprimento, com reduções de tamanho de ficha analisados em 72% na Carlos Vasconcelos, 77% na Rui Barbosa e 73% na Bento Albuquerque. Novamente, a maior redução observada (Rui Barbosa) pode ser explicada devido a presença de lençol freático próximo.

Quando analisado os comportamentos de resistência dos tirantes, foi observada expressiva redução dos resultados de dimensionamento após aplicar a parcela coesiva aparente devido à sucção matricial. A Tabela 4 permite conferir os resultados com suas diferenças e reduções percentuais.

Tabela 4. Variações e impactos nos dimensionamentos de tirantes

Local Estudado	Carga de Trabalho (ton)				Comprimento de Ancoragem (m)			
	S/ sucção	C/ sucção	Δq	%	S/ sucção	C/ sucção	ΔL	%
Carlos Vasconcelos	20,3	6,0	14,3	70,4%	3,5	1,1	2,4	68,6%
Rui Barbosa	20,2	14,0	6,2	30,7%	3,3	2,4	0,9	27,3%
Bento Albuquerque	20,1	9,0	11,1	55,2%	3,4	1,6	1,8	52,9%

A maior expressividade foram observadas no caso da rua Carlos Vasconcelos, com reduções de ancoragem e carga aplicadas em percentuais próximos de 70%. Apesar da avenida Rui Barbosa não conter parcela tão expressiva de sucção, ainda foi possível observar redução considerável do dimensionamento, maior ainda do que no caso da rua Bento Albuquerque, que possui nível d'água mais profundo.

Em média, as reduções de carga de trabalho foram constatadas em 52,1% enquanto que para os casos de comprimento de ancoragem, a média das reduções foi avaliada em 49,6%. Tal proximidade entre os resultados já era estimada, haja vista que a carga é parâmetro para a obtenção do comprimento ancorado, com variações ocorrendo devido a possíveis questões de arredondamentos.

Vale salientar que, mesmo com reduções tão significativas, não se recomenda a execução de comprimentos de ancoragem tão reduzidos, sendo sugerida ainda a execução de acordo com os comprimentos mínimos frequentemente adotados em projetos de ancoragem com uso de tirantes.

Quanto ao fator de segurança, foram calculados e determinados segundo a aplicação dos parâmetros citados anteriormente na Tabela 2, mantendo-se o comprimento de ancoragem sem sucção, com seus resultados informados abaixo pela Tabela 5.

Tabela 5. Fatores de Segurança obtidos

Local Estudado	$L_{ancoragem}$ (m)	Sem Sucção		Com Sucção		ΔFS	ΔFS (%)
		Carga (ton)	FS	Carga (ton)	FS		
Carlos Vasconcelos	3,5	20,3	2,00	6,0	6,75	4,75	238%
Rui Barbosa	3,3	20,2	1,98	14,0	2,86	0,88	44%
Bento Albuquerque	3,4	20,1	1,99	9,0	4,45	2,46	124%

Conferindo a tabela, para os casos estudados, a maior variação do fator de segurança foi encontrada para o caso da Rua Carlos Vasconcelos, com aumento de 238%. Ainda para o exemplo de menor expressão, sendo

esse o da Rua Bento Albuquerque, houve um aumento de 44%. Em suma, foi constatada uma média de incremento de 135%. Os resultados vistos acima mostram que uma obra de contenção projetada em condição saturada para uma região de atuação não saturada é capaz de quase triplicar o fator de segurança da mesma. Em todos os casos, a influência da sucção propiciou um incremento notável na resistência e segurança da obra.

5 CONCLUSÕES

A sucção matricial de um solo é capaz de promover expressiva resistência a uma estrutura de contenção, sem a possível necessidade de estruturas de reforço caso seja bem estimada e controlada. Para o caso analisado, conferiu-se que a estimativa de sucção, ainda que de grosso modo, pode acarretar em reduções de 50% ou mais em seus comprimentos de ancoragem, propiciando maior economia em obras de contenção de solo.

No caso estudado, a sucção foi capaz de promover reduções de comprimentos de ancoragem em média de 49,6% enquanto que para a carga de trabalho, foi visto redução média de 52,1%. Dessa forma, as reduções foram constatadas em aproximadamente 50% podendo ser maior caso fosse feita uma adequada estimativa de variação de sucção ao longo da profundidade, já que neste trabalho foi considerada linear.

É importante frisar que apesar da obtenção de tamanhos bastante reduzidos, ainda se é recomendada a execução de comprimentos de ancoragem mínimos de acordo com os comprimentos mínimos frequentemente adotados em projetos de ancoragem com uso de tirantes

No tocante ao Fator de Segurança, foi observado maior acréscimo de 238% para o caso da Rua Carlos Vasconcelos – aumentando de 2,00 para 4,75 – seguidos dos acréscimos de 124% para a Bento Albuquerque e 44% para a Rui Barbosa. Considerando uma média entre esses resultados, o trabalho realizado conferiu que houve acréscimo médio estimado de 135% no Fator de Segurança.

Vale ressaltar que esse estudo e resultados foram desenvolvidos para os casos em questão, havendo necessidade de aprofundamento para outros locais e obras. Ademais, vale frisar que para os estudos adequados para viabilidade em obras reais, há a necessidade de elaboração de ensaios específicos para a compreensão da contribuição da sucção, assim como de investigação das condições de fluxo.

Todavia, é confirmado que para os casos relatados, a sucção é capaz de influenciar positivamente para a segurança da obra, conferindo redução das cargas de trabalho, resultando em fatores de segurança mais favoráveis para a execução, assim como é capaz de reduzir drasticamente (em teoria) o comprimento de ancoragem de tirantes.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Univesidade Federal do Ceará (DEHA – UFC), e à empresa Geonorte Geotecnia e Fundações LTDA pelo fornecimento das sondagens utilizadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 5629: *Execução de tirantes ancorados no terreno*. Rio de Janeiro.

Cintra, J. C. A.; Aoki, N.; Albiero, J. H. (2011). *Fundações diretas: projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos. 139 p.

Fredlund, D. G.; Morgenstern, N. R.; Widger, R. S. (1978). *The shear strength of unsaturated soil*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 15. p. 313-321.

GeoStudio (2021). *Stability Modeling with GeoStudio*. Geo-Slope International Ltd. 254 p.

Juca, J. F. T. (1990). *Comportamento de los suelos parcialmente saturados bajo succíon controlada*. Tese de Doutorado, Universidad Politecnica de Madrid de España, Madrid, 346p.

Miranda, A. N. de. (2005). *Geotecnia no Nordeste*. 2. ed. Recife: Editora Universitária UFPE. v. 1. 543p.

Nunes, A. J. C. (1987). *Ground Pré-Stressing, First Casagrande Lecture*. 8th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cartagena, Colômbia.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/224

INSTABILIZAÇÕES DE ENCOSTAS E AEROFOTOGRAMETRIA POR *DRONE* – UMA IMPORTANTE INTERAÇÃO PARA AGILIZAR AVALIAÇÕES E ANÁLISES GEOTÉCNICAS PRELIMINARES

Marcelo Freitas Guimarães
Géologo, Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil, marcelo.guimaraes@reconverte.com.br

José Antonio Gonçalves
Eng. Géologo, Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil, jag@reconverte.com.br

Ana Cristina Akinaga Hatori
Engenheira Civil, Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil, ana.hatori@reconverte.com.br

Giulia Vicenzo Rafael
Géologa, Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil, giulia.rafael@reconverte.com.br

Lucas Deroide do Nascimento
Engenheiro Civil, Reconverte Planej e Projetos, São Paulo, Brasil, lucas.nascimento@reconverte.com.br

RESUMO: O contexto geológico-geomorfológico da Serra do Mar é identificado como uma das áreas mais susceptíveis a movimentos de massa do país. O relevo escarpado e encostas íngremes, associado ao elevado índice pluviométrico da região, condicionam a ocorrência de processos de dinâmica superficial e movimentos de massa frequentes. Com o advento das mudanças climáticas e o consequente aumento na intensidade e frequência de eventos extremos, temos visto aumentada a responsabilidade dos profissionais da área geotécnica, em aprimorar os métodos de avaliação e dar maior agilidade no reconhecimento das áreas que apresentam risco à comunidade e ao meio ambiente. Neste sentido, este trabalho apresenta a aplicação de novas tecnologias de captação e tratamento aerofotogramétrico de imagens obtidas por *drones*, em diversos trabalhos desenvolvidos na região da Serra do Mar, como ferramenta essencial aos diagnósticos geotécnicos e ao desenvolvimento de projetos de contenção e recuperação de áreas degradadas. Fundamenta-se na captação e tratamento de dados geoespaciais, extraídos de fotografias aéreas, capazes de dimensionar e modelar a superfície do terreno, caracterizando suas feições geométricas e aplicando na metodologia de Classificação de Áreas de Risco desenvolvida pelo Serviço Geológico do Brasil, apresentada no documento “Manual de Mapeamento de Perigo e Risco a Movimentos Gravitacionais de Massa”.

PALAVRAS-CHAVE: Geotecnia, Área de Risco, Modelagem de Superfície, *Drone*, Aerofotogrametria.

ABSTRACT: The geological-geomorphological context of the “Serra do Mar” is identified as one of the area’s most susceptible to mass movements in the country. The rugged terrain and steep slopes, coupled with the region's high rainfall, condition the occurrence of surface dynamic processes and frequent mass movements. With the advent of climate change and the consequent increase in the intensity and frequency of extreme events, we have seen an increase in the responsibility of geotechnical professionals to improve assessment methods and provide greater agility in recognizing areas that present a risk to the community and the environment. This work presents the application of new technologies for capturing and processing aerophotogrammetric images obtained by drones, as an essential tool for geotechnical diagnoses and the development of containment and recovery projects for degraded areas. The basis is the capture and processing of geospatial data, from aerial photographic surveys, capable of dimensioning and modelling the surface of the terrain, characterizing its geometric features for the application of the Risk Area Classification methodology developed by the Geological Survey of Brazil, presented in the "Manual for Mapping Danger and Risk to Gravitational Mass Movements".

KEYWORDS: Geotechnics, Risk Area, Surface Modeling, Drone, Aerophotogrammetry.

1 INTRODUÇÃO

Eventos climáticos extremos ocorridos nos últimos anos, deixaram cicatrízes nas encostas da Serra do Mar do litoral do sudeste brasileiro. Em especial, o temporal que atingiu o município de São Sebastião na madrugada do dia 19 de fevereiro de 2023, quando a cidade foi afetada por um dos maiores eventos climáticos já registrados na região. Um volume excepcional, de quase 700 mm de chuva, precipitou em apenas seis horas, provocando deslizamentos de terra, alagamentos e desmoronamentos de casas, deixando bairros inteiros destruídos, contabilizando milhares de desabrigados e 64 vítimas fatais.

O desastre natural, abriu uma frente de trabalhos relacionados à avaliação de áreas de risco, além do desenvolvimento de projetos de contenção e estabilização de áreas de encostas nas regiões urbanas afetadas. O período envolveu uma série de trabalhos de campo, que incluiu visitas técnicas e mapeamento geológico-geotécnico associado à coleta de dados geoespaciais extraídos de aerofotolevantamentos.

Os dados foram processados com a utilização do *software* Agisoft Metashape®, específico para modelagem 3D, considerando as limitações do equipamento às características das áreas, ajustando situações particulares com medições extraídas em campo.

É importante destacar que, para além da caracterização da topografia do terreno, os aerofoto-levantamentos permitiram, de forma excepcional, observar áreas, até então, inacessíveis, assim com a obtenção de visadas panorâmicas aéreas, possiveis apenas por voos tripulados.

Definidas as condições fisicas, geológicas e espaciais, as áreas foram então identificadas quanto ao tipo de instabilidade instalada, com a posterior classificadção do grau de risco a que estavam submetidas, tendo como base de referência os parâmetros mais recentes disponíveis na literatura, no que diz respeito à classificação de áreas de risco desenvolvida para o território brasileiro, e que estão compilados no *Manual de Mapeamento de Perigo e Risco a Movimentos Gravitacionais de Massa* (CPRM, 2018), um documento elaborado pelo Serviço Geológico Brasileiro, em cooperação com o Departamento de Acidentes Naturais do Japão, que estabelece critérios técnicos práticos para delimitação e classificação de áreas de risco, utilizado por geólogos e engenheiros geotécnicos.

Os resultados de alguns dos trabalhos executados pela equipe da Reconverte são apresentados, em forma de imagens e produtos gerados durante todo processo de avaliação, destacando a ocorrência de instabilidades de massa dos tipos: escorregamentos planares superficiais e fluxo de detrítos; que ocorreram em regiões de relevo montanhoso da Serra do Mar, em coberturas de solo de alteração de rochas granito-gnáissicas do embasamento cristalino, nos costões das praias de Boiçucanga, Cambury, Barra do Sahy e Engenho.

Figura 1- Imagem de satélite extraída do Google Earth®, indicando as áreas de risco avaliadas, com destaque para as cicatrízes de escorregamento na fotografia aérea da encosta sul da Praia da Barra do Sahy.

2 METODOLOGIA

Entre o diagnóstico geotécnico e a elaboração do projeto de estabilização, são desenvolvidas três etapas. A primeira, correponde ao Laudo de Vistoria, fase onde o grau de risco e o tipo de instabilidade são caracterizados. Na segunda etapa, desenvolve-se o Laudo de Estabilidade, a partir de uma investigação detalhada das áreas classificadas, na fase anterior, como de Risco Alto a Muito Alto. Nesta fase são coletados dados de sondagens e processadas as análises de estabilidade para obtenção dos fatores de segurança (FS). Na terceira e última etapa é elaborado o projeto de estabilização, que pode prever uma adequação do terreno para a implantação de projetos de contenção, sempre associados a projetos de drenagem superficial.

O processamento dos dados nas três etapas exigem a interação com outros *softwares*, como o programa Autocad®, onde, por exemplo, podem ser aplicados filtros para delimitação de um determinado padrão de declividade, gerados a partir dos dados coletados pelo aerofotolevantamento. Também são utilizados *softwares* de modelagem matemática nas análises de estabilidade, como o Slide2®. No entanto, este artigo trata mais especificamente da fase do trabalho de campo, relacionada à coleta de dados aerofotogramétricos, com apresentação de imagens e exemplos de possíveis produtos gerados nas diferentes etapas da avaliação.

2.1 Atividades de Campo

2.1.1 Mapeamento Geológico-Geotécnico

Foram realizadas visitas técnicas destinadas ao mapeamento geológico-geotécnico das áreas, a partir do caminhamento em torno do perímetro de abrangência das instabilidades e das áreas de interesse, visando identificar os tipos de movimentos gravitacionais de massa instalados e de indícios de possíveis novas movimentações.

O mapeamento geológico-geotécnico esteve sempre focado nas seguintes observações:

- ✓ Na descrição tátil-visual dos materiais e características físicas das rochas e solos presentes nas áreas, incluindo parâmetros de resistência, porosidade, densidade, etc;
- ✓ Na identificação e mapeamento de falhas, rupturas, juntas de movimentação e outras estruturas geológicas que possam indicar a instabilidade do terreno;
- ✓ Na análise da topografia, como altura e inclinação de taludes, e de sua influência na drenagem e nos processos de instabilidade;
- ✓ Na dinâmica das águas superficiais e subterrâneas;
- ✓ Nos aspectos da cobertura vegetal e da proteção superficial dos taludes;
- ✓ Na delimitação das áreas que possam ser afetadas pelos movimentos de massa.

2.1.2 Levantamento Aerofotogramétrico

O levantamento aerofotogramétrico realizado por Veículo Aéreo Não Tripulado (VANT ou *Drone*) obedeceu as seguintes etapas na coleta dos dados aéreos de alta resolução:

- ✓ Planejamento da missão ou do voo: onde foram definidos, previamente, os limites da área a ser mapeada, o modelo de *drone* utilizado e as características do voo, tais como, a altitude de sobrevoo, os padrões de sobreposição das imagens, entre outras.
- ✓ Preparação do Equipamento: verificação do estado de manutenção do *drone* e calibragem das câmeras e sensores, garantindo as configurações adequadas e o funcionamento correto do equipamento;
- ✓ Execução da Missão: decolagem e execução do planejamento do voo, capturando imagens a intervalos regulares de forma pré-programada.
- ✓ Processamento dos dados por *software* especializado: processo que envolve a identificação de pontos de controle e de amarração em solo, para correção de distorções e ruídos, gerando os modelos digitais do terreno (MDT) e de superfície (MDS).
- ✓ Elaboração dos produtos finais: Com base nos dados gerados, tais como, altimetria, curvas de nível e volumes de material movimentado, foram elaborados diversos produtos finais, como mapas topográficos, modelos 3D, ortofotos, entre outros, os quais, posteriormente, foram utilizados nos projetos de estabilidade desenvolvidos para cada área.

2.1.3 Critérios para Caracterização e Classificação das Áreas de Risco

Dentre os diversos tipos de movimentos de massa existentes, listados na *Tabela 1*, dois foram os processos observados e analisados na região: escorregamentos (ou deslizamentos) planares superficiais e fluxo de detritos, para os quais as atenções aqui estão voltadas.

Tabela 1. Tipologia dos movimentos de massa, com destaque para as ocorrências da região

Processo	Geometria, Material e Dinâmica
QUEDA	• Sem planos de deslocamento • Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado • Velocidades muito altas (vários m/s) • Material rochoso, rolamento de matacão ou tombamento • Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc.
DESLIZAMENTOS/ ESCORREGAMENTOS	• Poucos planos de deslocamento (externos) • Velocidades médias (m/h) a altas (m/s) • Pequenos a grandes volumes de materiais • Geometria e materiais variáveis • PLANAR: solos pouco espessos; plano de fraqueza na interface solo/rocha • ROTACIONAL: solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas
FLUXO DE DETRITOS	• Muitas superfícies de deslizamento • Movimento semelhante ao de um líquido viscoso • Desenvolvimento ao longo das drenagens • Velocidades médias a altas • Mobilização de solo, rocha, detritos e água • Grandes volumes de material, extenso raio de alcance

O potencial para ocorrência de um deslizamento planar pode ser reconhecido na topografia através da avaliação da inclinação e da magnitude de uma encosta. As evidências deste processo de instabilização são refletidas em trincas no terreno, muros, paredes e pisos; depressões na superfície do solo ou pavimentos, inclinação e tombamento de árvores, muros, ou postes; ou quaisquer outros elementos que indiquem deslocamentos de massas no terreno.

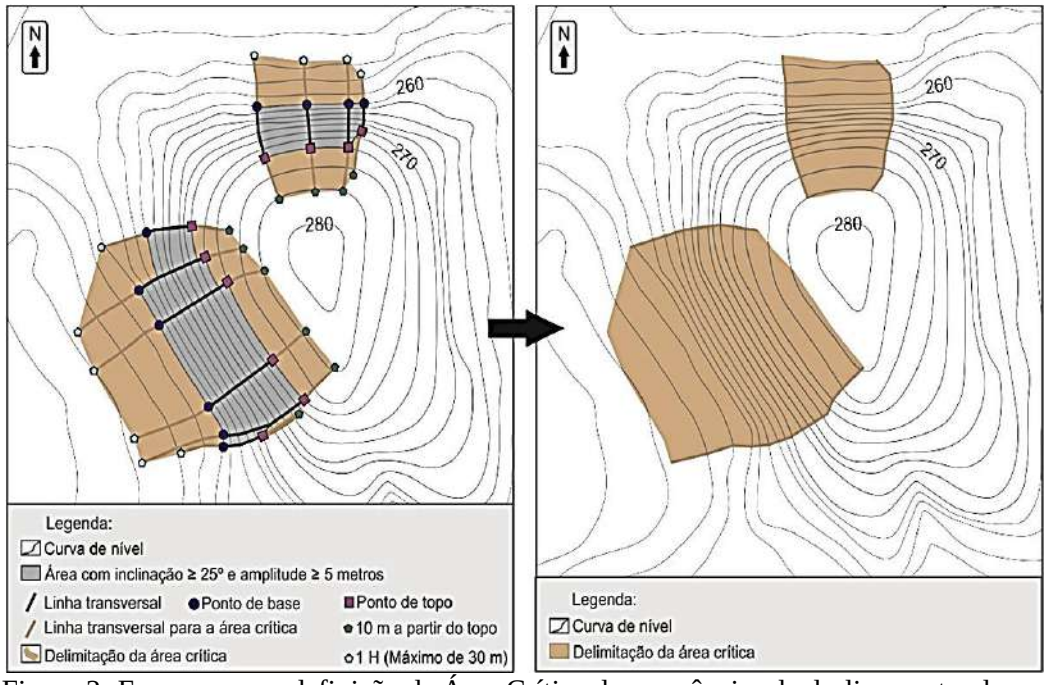


Figura 2- Esquema para definição de Área Crítica de ocorrências de deslizamento planar.

Estudos indicam que movimentos de massa deste tipo ocorrem em porções da encosta com inclinação maior ou igual a 25° e altura superior a 5 m. A metodologia define que a delimitação da área crítica, a jusante do pé da encosta, deve corresponder à altura de sua vertente, fixando uma distância máxima de 30 m. Dessa forma, tomando-se como exemplo uma encosta com altura de 20 m, deve-se delimitar uma área crítica de 20 m de distância, a jusante do pé da encosta, que corresponde à área com possibilidade de ser impactada pelo material movimentado, porém, para o caso de uma vertente com 40 m de altura, essa delimitação da área critica deve ser fixada em 30 m, a jusante do pé da encosta.

Já a montante, na região de crista da encosta, uma porção é considerada crítica devido à possibilidade de desestabilização, por processo de desconfinamento, após a ocorrência de um deslizamento, tornando a área instável e susceptível a uma nova movimentação. Diferentemente da área a jusante, cujo perímetro é proporcional à altura da encosta, a área crítica à montante é padronizada em 10 m, a partir da delimitação de topo do trecho com inclinação igual ou superior a 25º. Conforme esquema observado na Figura 2.

Quanto ao regime de fluxo de detritos, trata-se de um processo caracterizado por um rápido deslocamento de massa fluida de alta viscosidade, composta por solo, rocha, vegetação, detritos de origem antrópica (aterro) e água.

O processo se instala em vales encaixados de relevo montanhoso, durante eventos pluviométricos intensos e de longa duração, a partir do deslocamento de colúvios ou corpos de tálus, provenientes de deslizamentos recentes, e da remobilização de antigos depósitos sedimentares acumulados ao longo dos canais de drenagem. O material transportado é então depositado, sob a forma de leques aluviais, ao atingir as porções mais aplainadas do relevo, que nos casos avaliados, corresponde à região da planície costeira.

Na identificação de bacias hidrográficas com potencial para ocorrência de fluxo de detritos são necessárias informações sobre a área da bacia de contribuição, condições de confinamento das drenagens e inclinação média do talvegue. A bacia de contribuição deve possuir área igual ou superior a 1 ha, drenagem em vale confinado e linha de talvegue com inclinação média de, no mínimo, 10°.

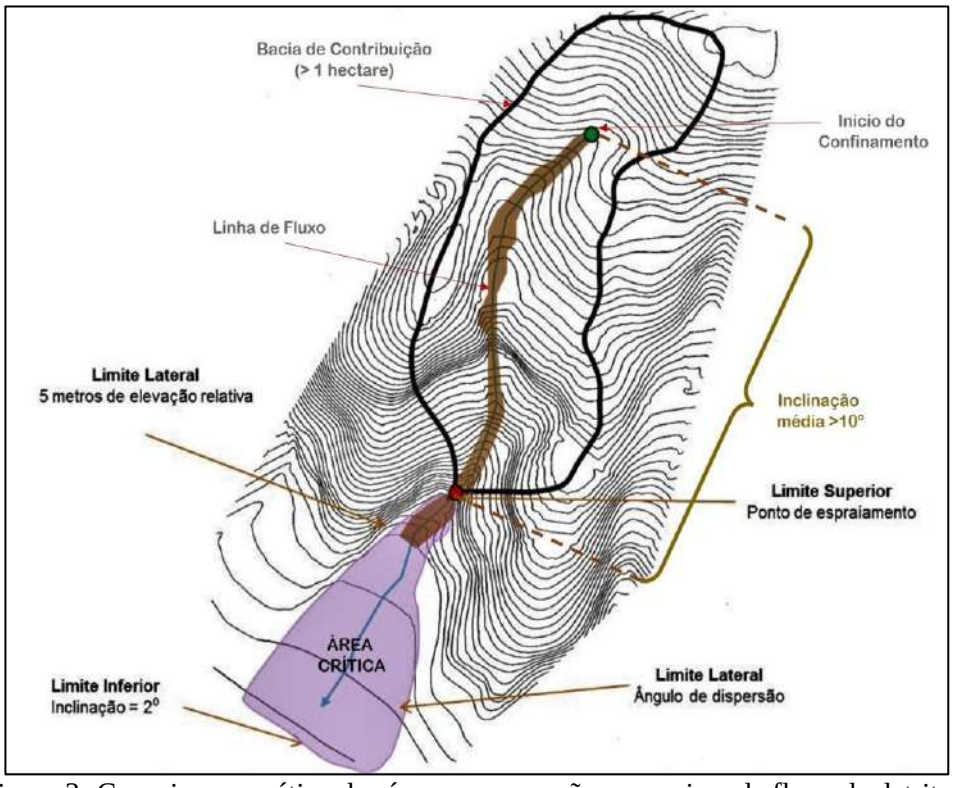


Figura 3- Croqui esquemático das áreas que compõem o regime de fluxo de detritos.

As principais estruturas que formam este tipo de bacia são apresentadas, graficamente, na Figura 3, onde são definidos os seguintes atributos notáveis, por critérios topográficos: Ponto de Início do Confinamento, Linha de Fluxo e Ponto de Espraiamento. Este último ponto notável, representa o final do confinamento do vale e início da região aplainada, que coincide com o início da deposição do leque aluvial.

No que diz respeito à definição do grau do risco ou possibilidade de ocorrência de movimentos de massa, foi adotada a classificação proposta pelo Ministério das Cidades e pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (2007) que está fundamentada nos seguintes parâmetros: (a) histórico de ocorrências, (b) identificação dos tipos de movimento gravitacional de massa, (c) delimitação da estimativa de alcance dos eventos, (d) reconhecimento de feições de instabilidade no terreno e (e) resistência das construções. As classes de risco (Tabela 2) são expressas nas cores semafóricas: verde para risco baixo (R1); amarelo para risco médio (R2); laranja para risco alto (R3); vermelho para risco muito alto (R4).

Tabela 2. Tipologia dos movimentos de massa com destaque para as ocorrências da região.

Grau de Risco	Descrição
R1 Baixo	Não há indícios de desenvolvimento de processos destrutivos em encostas e margens de drenagens. Mantidas as condições existentes, não se espera a ocorrência de eventos destrutivos.
R2 Médio	Observa-se a presença de alguma(s) evidência(s) de instabilidade (encostas e margens dedrenagens), porém incipiente(s). Mantidas as condições existentes, é reduzida a possibilidade de ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas.
R3 Alto	Observa-se a presença de significativa(s) evidência(s) de instabilidade (trincas no solo,degraus de abatimento em taludes, etc.). Mantidas as condições existentes, é perfeitamente possível a ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas.
R4 Muito Alto	As evidências de instabilidades sãoexpressivas e estão presentes em grande número e/ou magnitude. Mantidas as condições existentes, é muito provável a ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas prolongadas.

3 IMAGENS E PRODUTOS GRÁFICOS GERADOS

A seguir, são apresentadas imagens e alguns exemplos dos produtos gráficos gerados:

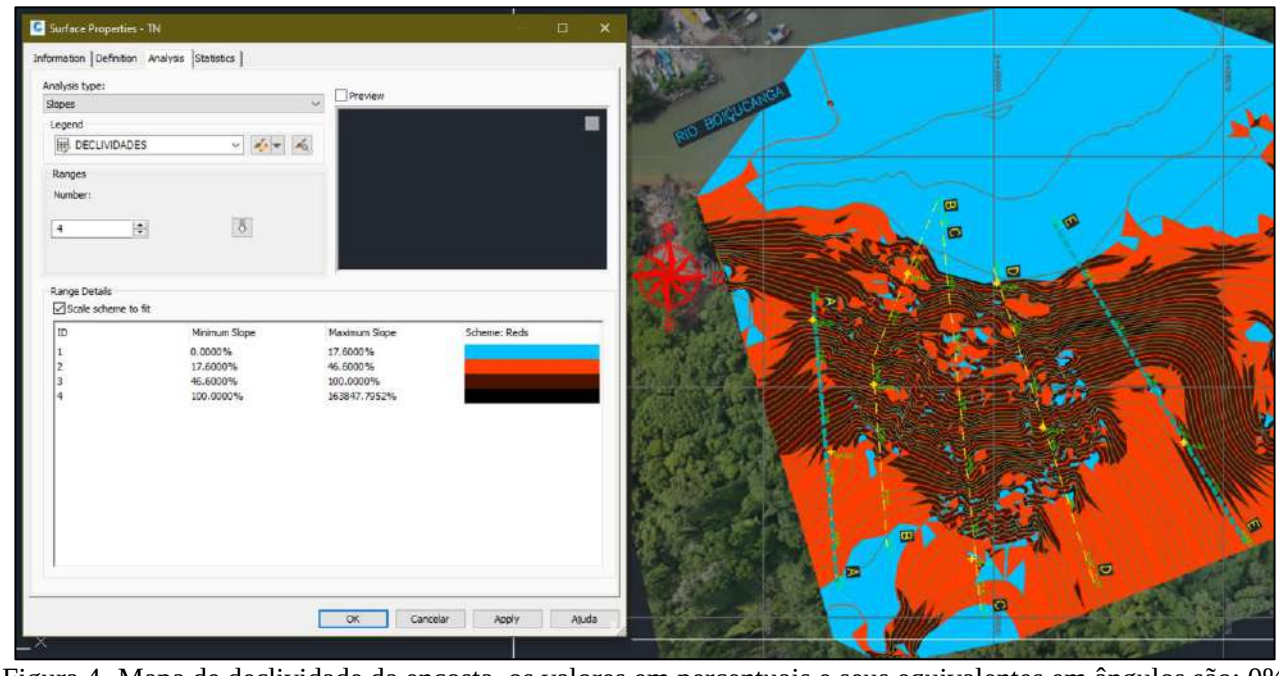


Figura 4- Mapa de declividade da encosta, os valores em percentuais e seus equivalentes em ângulos são: 0% a 17,6% = 0º a 10º; 17,6% a 46,6% = 10º a 25º; 46,6% a 100% = 25º a 45º; >100% = >45º.

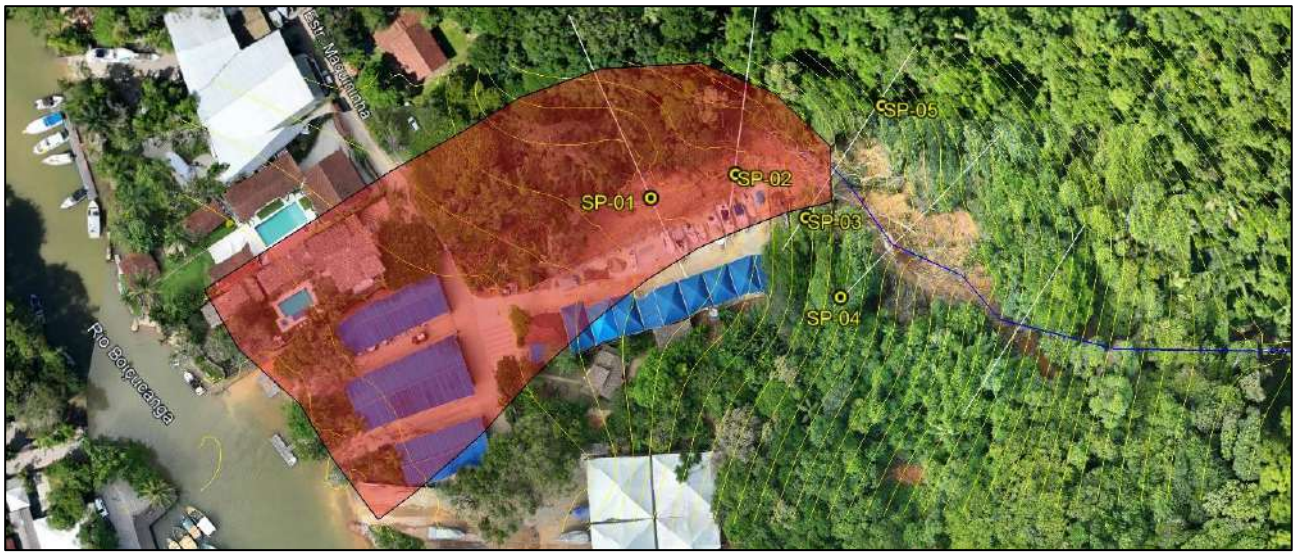


Figura 5 - Ortofoto com curvas de nível de encosta na praia de Boiçucanga. O polígono vermelho destaca a área crítica para ocorrência de atingimento por fluxo de detritos.

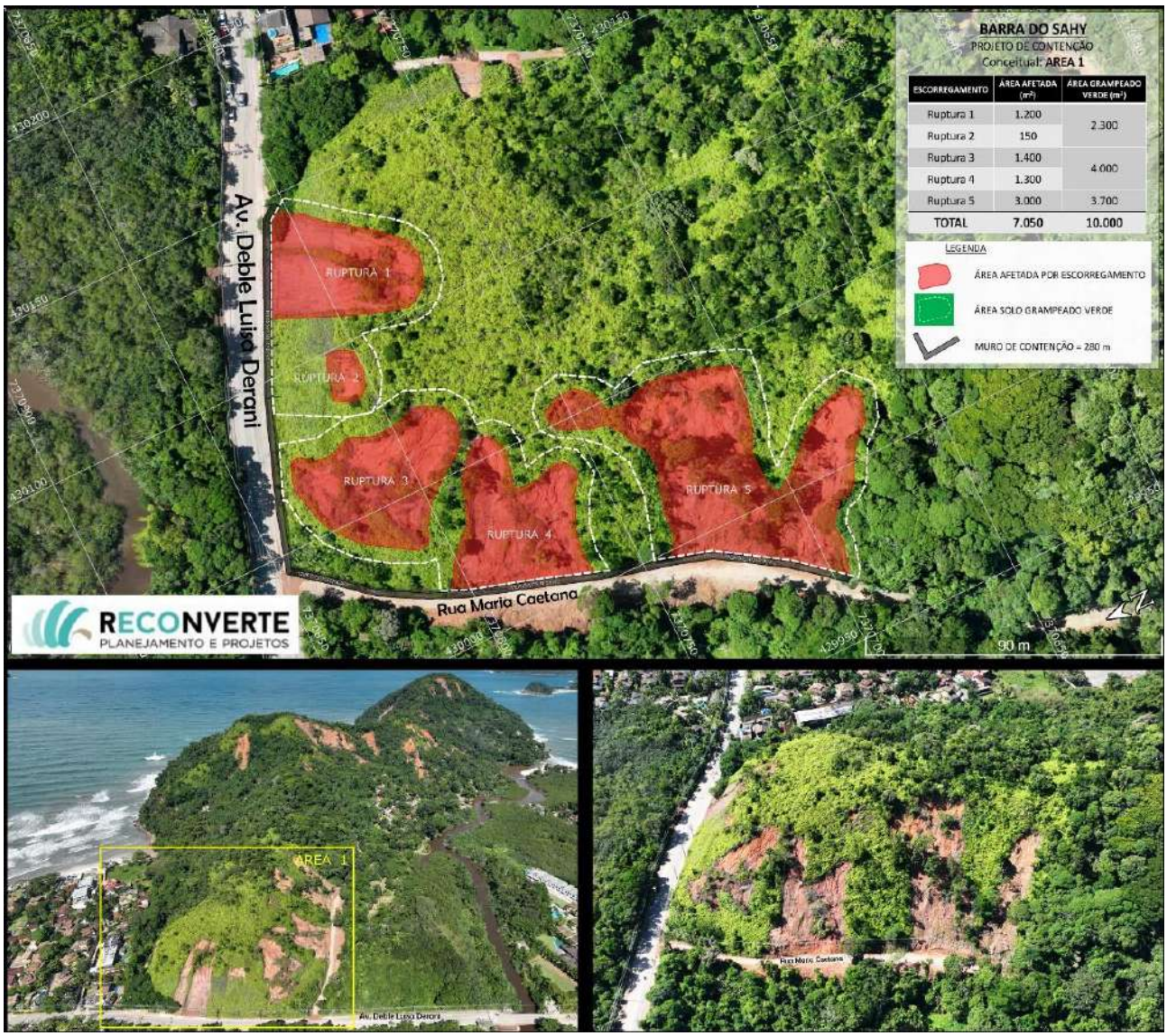


Figura 6 - Mosaico de imagens com projeto conceitual para estabilidade de encosta na Barra do Sahy.

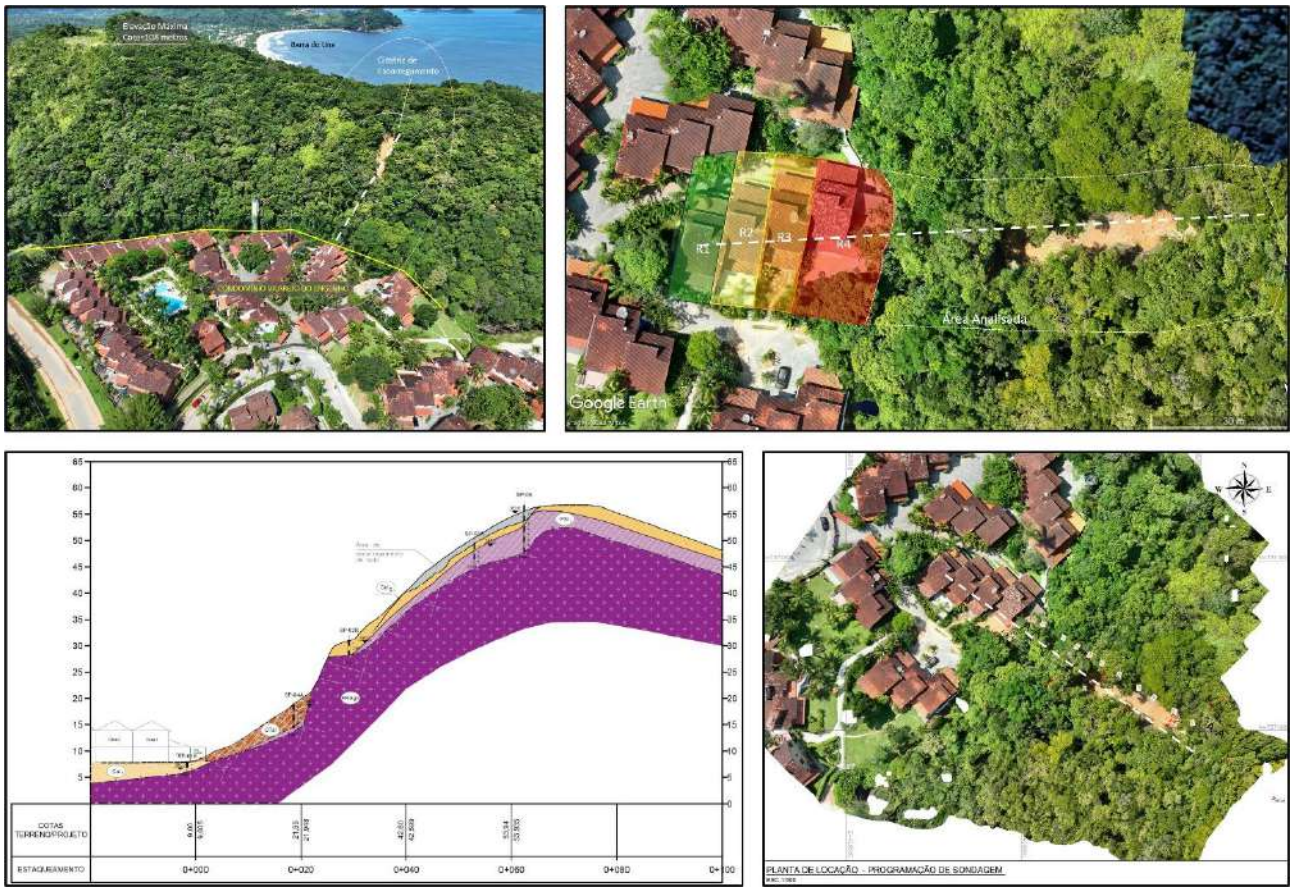


Figura 7 - Produtos gerados na avaliação de risco de deslizamento planar em encosta na Praia do Engenho.

4 CONCLUSÃO

A aerofotogrametria por *drone* demonstrou-se uma ferramenta valiosa na análise de risco geológico associado a instabilidade de encostas, podendo auxiliar o poder público a reduzir os impactos negativos de desastres naturais e a proteger vidas e propriedades, tanto de forma preventiva, através do monitoramento periódico de áreas consideradas críticas, como no planejamento de planos de emergência e projetos de estabilização de áreas impactadas. Permite a criação de mapas precisos do terreno em um curto espaço de tempo e de forma mais eficiente do que os métodos tradicionais de levantamento geológico pois ajuda a identificar padrões e tendências geológicas, que não seriam facilmente visíveis no nível do solo, possibilitando uma melhor compreensão das instabilidades naturais em larga escala.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CPRM, 2018. *Manual de Mapeamento de Perigo e Risco a Movimentos Gravitacionais de Massa – Projeto de Fortalecimento da Estratégia Nacional de Gestão Integrada de Desastres Naturais* – Projeto GIDES. (livro eletrônico): CPRM - Coordenação: Jorge Pimentel e Thiago Dutra dos Santos. – Rio de Janeiro: CPRM/SGB – Serviço Geológico do Brasil, 2018; Versão 1. 213 páginas (pdf).

MINISTÉRIO DAS CIDADES / INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS – IPT, 2007. *Mapeamento de Riscos em Encostas e Margem de Rios*.Org.: Celso S. Carvalho, Eduardo S. Macedo; Agostinho T. Ogura. Brasília: Ministério das Cidades; IPT, 176 páginas (pdf)

NORMA: ABNT - NBR 11682:2009. Associação Brasileira de Normas Técnicas - *Estabilidade de Encostas*. 33 páginas

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/225

Interação solo-clima de uma estrutura vertical em solo grampeado: Análise envolvendo um evento de precipitação extrema.

Luiz Felipe Goulart Fiscina
Eng. Geotécnico, Doutorando, POLI-USP, São Paulo, Brasil, luizfiscina@usp.br

Alexsander Silva Mucheti
Eng. Geotécnico, ZF & Engenheiros Associados, UNICAMP, São Paulo, Brasil, alexmucheti@gmail.com

Paulo José Rocha de Albuquerque
Professor da Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, pjra@unicamp.br

Marcos Massao Futai
Professor da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, futai@usp.br

RESUMO: O presente trabalho tem como objetivo avaliar computacionalmente o efeito de precipitações na estabilidade de uma contenção em solo grampeado em termos de fator de segurança (FoS). A contenção em análise possui altura de aproximadamente 24 m e localiza-se no município de São Bernardo do Campo, São Paulo, Brasil. Foram executados ensaios do tipo SPT e ensaios laboratoriais de caracterização e resistência ao cisalhamento a partir de amostras indeformadas. Para realização da simulação computacional, foi utilizado o software Geostudio, módulos Slope/W e Seep/W. O balanço hídrico inicial do maciço foi alcançado a partir da simulação de uma chuva anual antecedente igual a média climatológica registrada na região por meio de um produto orbital via satélite (CHIRPS). Observou-se a partir das simulações que as poropressões negativas reduziram cerca de 75% ao final do evento de precipitação extrema, o que resultou em uma redução da sucção matricial do sistema e, consequentemente, uma redução do fator de segurança em cerca de 8% no final do evento.

PALAVRAS-CHAVE: Solo-Grampeado, Precipitação, Fator de Segurança, Geostudio.

ABSTRACT: The present work aims to evaluate computationally the effect of rainfall on the stability of a soil nailing in terms of Factor of Safety (FoS). The soil nailing under analysis has a height of approximately 24 meters and is located in the city of São Bernado do Campo, São Paulo, Brazil. Both, SPT and laboratory tests (full characterization and shear tests) were performed to investigate the subsoil. Also, the laboratory tests were conducted from undisturbed samples. The software Geostudio, particularly Slope/W and Seep/W modules, were used to perform the simulations. The initial water balance of the subsoil was achieved from the simulation of an annual rainfall precipitation equal to the climatological average recorded in the region through an orbital product via satellite (CHIRPS). It was observed from the simulations that the negative porewater pressures reduced about 75% at the end of the extreme precipitation event, leading to a reduction of the matric suction of the soil, and, consequently, a reduction of the FoS by about 8%.

KEYWORDS: Soil-Nailing, Rainfall, Factor of Safety, Geostudio.

1 INTRODUÇÃO

A técnica de solo grampeado passou a se desenvolver mundialmente a partir da década de 1970, dispondo de manuais técnicos dirigidos tanto para a sua execução como para o seu dimensionamento (Mucheti e Albuquerque, 2022). No Brasil, obras de solo grampeado têm sido frequentes devido à adequação dos solos residuais a esse tipo de estrutura (Springer, 2006; Corte, 2017), tendo seu início também em meados da década de 1970 (Querelli, Souza e Cepeda, 2021). Desde então, a técnica continua em pleno desenvolvimento e aperfeiçoamento com diversas pesquisas sobre o seu comportamento, especialmente diante a complexidade do cenário geotécnico brasileiro (Mucheti e Albuquerque, 2022; Souza, Brendolan e Moura, 2023). Complementarmente, o recente lançamento da NBR 16920-2/2021, que padroniza os processos de execução e cálculo desse tipo de estrutura, foi um marco na engenharia geotécnica brasileira.

No Clouterre (1991) solo grampeado é definido como um método utilizado para reforço de solo "in situ" através da inclusão de elementos passivos, denominados grampos, resistentes às tensões de tração, esforços cortantes e/ou flexão composta. A principal função dos grampos é minorar os deslocamentos do maciço terroso pelo acréscimo de forças internas contrárias ao sistema natural de acomodação de massa, isto é, os deslocamentos são restringidos e transferidos de uma zona instável para uma zona resistente dentro do próprio maciço. Adicionalmente, para o revestimento da face, utiliza-se paramento em concreto projetado, armado com tela, fibras ou malha de aço. Por último, para evitar problemas associados à elevação do nível de água ou ainda uma elevação da pressão hidrostática no paramento durante eventos de precipitação, lança-se mão de sistemas de drenagem na interface paramento-solo (geocomposto drenante e barbacãs), drenagem superficial (canaletas de pé e de crista de talude) e/ou a utilização de drenagem em profundidade por meio de drenos horizontais profundos (DHP's).

No Brasil, diversas estruturas em solo grampeado foram executadas em solo residual (Springer, 2006; Corte. 2017; Mucheti e Albuquerque, 2022; Souza, Brendolan e Moura, 2023) que, usualmente, é encontrado vários metros acima do nível freático, podendo estar em um estado não-saturado. Neste estado, o solo é composto por quatro fases (solo, água, ar e película contrátil) e a pressão hidrostática é negativa em relação à pressão atmosférica (Fredlund and Rahardjo, 1993). Conforme esses autores, a poropressão negativa (sucção), contribui com a estabilidade do maciço pois eleva a resistência ao cisalhamento do solo não-saturado. No entanto, a sucção é altamente influenciada pelas condições de fluxo interno e na interação do maciço com a atmosfera. Dessa forma, a medida que a água se infiltra no solo, a sucção matricial diminui, podendo até ser anulada.

Estudos sobre a dinâmica desse processo e a influência na estabilidade de taludes já são amplamente conhecidos e divulgados no meio técnico (Rahardjo, Satyanaga e Leong, 2012). Todavia, são poucos os estudos encontrados na literatura que tratam da interação solo-clima envolvendo alguma estrutura de contenção associada. Entre eles, estão os estudos de Cheuk, Ng e Sun (2005) e Albino, Portelinha e Futai (2020), que tratam dessa interação em estruturas de solo grampeado e muro de solo reforçado com geotêxtis, respectivamente. Aliado a isso, muitas obras são dimensionadas com parâmetros de resistência do solo saturado, visto que nenhuma das normas vigentes sobre o tema preconizam sobre a resistência não-saturada do solo e como levá-la em consideração no dimensionamento de taludes e estruturas de contenções. Essa premissa pode levar, por exemplo, a um dimensionamento conservador da estrutura de contenção ou do ângulo de corte de um talude, visto que pacotes de solo não-saturado podem apresentar resistência adicional devido a sucção matricial. Por outro lado, são necessárias informações específicas para o correto dimensionamento dessas estruturas levando em consideração o comportamento não-saturado do maciço (como por exemplo a obtenção da curva de retenção do solo, parâmetros hidráulicos do solo saturado e não saturado, análise de fluxo, etc) e sua interação com o clima externo (como por exemplo o levantamento das variáveis climáticas de superfície como precipitação e evapotranspiração, que influenciam no balanço hídrico do solo).

Logo, o presente trabalho tem como principal objetivo avaliar computacionalmente o efeito de precipitações na estabilidade de uma contenção em solo grampeado em termos de fator de segurança (FoS).

2 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL

A região em estudo está localizada no centro da cidade de São Bernardo do Campo, no estado de São Paulo (**Lat:** -23.720252°; **Long:** -46.541443°). De acordo com a investigação geotécnica preliminar baseada em 10 ensaios do tipo SPT, foi possível observar espessas camadas de solo residual (até 30,0 metros), classificado tátil-visualmente como silto-arenoso, com NSPTs médios variando de 10 a 50 golpes. Levando-se em consideração as sondagens representativas da contenção em estudo (SPT-09 e SPT-10), foi possível verificar que o nível de água estava a aproximadamente 6,0 metros acima da implantação do último subsolo e a 18,0 m da cota superior a montante da contenção. Observa-se na Figura 1 as faces de escavação estabilizadas com solo grampeado para a implantação do empreendimento (com destaque para a face objeto desse estudo). Nesse trecho, a contenção é composta por uma malha de grampos com espaçamento vertical e horizontal de 1,0 metro (total de 24 linhas de grampos na seção crítica) e uma malha de DHP's com espaçamento vertical e horizontal de 3,0 e 2,0 metros, respectivamente. Drenos de paramento do tipo barbacã e geocomposto drenante também foram executados em toda a extensão do solo grampeado Finalmente, o paramento foi executado em concreto projetado com espessura de 10,0 cm. Mais detalhes sobre a contenção em solo-grampeado pode ser obtida em Corte (2017).

Figura 1. Faces de escavação estabilizadas com solo grampeado (Corte, 2017).

Durante a fase de execução do solo grampeado, seis amostras indeformadas foram retiradas, das camadas de maior representatividade, ao longo do corpo do talude à medida que a escavação avançava. A partir deles foi possível realizar ensaios de laboratório do tipo caracterização geral (indicando um solo ora areno-siltoso ora silto-arenoso) e resistência ao cisalhamento direto (ECD) na umidade natural. Os resultados desses ensaios serviram para retro analisar a estabilidade do talude e verificar se os parâmetros iniciais estimados com correlações clássicas a partir de ensaios SPT estavam a favor da segurança. Adicionalmente, foram feitos ensaios de arrancamento para avaliação do valor de q_s utilizado na etapa de projeto. Mais detalhes sobre a metodologia aplicada para a execução dos ensaios assim como seus resultados podem ser vistos em Corte (2017).

Em relação à climatologia do local em estudo (série de dados maior que 30 anos), no que tange a índices pluviométricos, foi levantado o histórico anual a partir do produto orbital CHIRPS (Climate Hazards Group InfraRed Precipitation with Station Data), cuja resolução espacial é de 0,05°, ou aproximadamente 5 km. Para isso, foi utilizado o posicionamento geodésico citado no início desse capítulo. A plataforma Climate Engine foi utilizada para extrair os dados pluviométricos do CHIRPS. Para mais detalhes sobre o aplicativo ver Huntington et al. (2017). A Figura 2 a seguir ilustra o histórico pluviométrico anual (com a média anual histórica) no período entre 01/01/1981 e 31/12/2023.

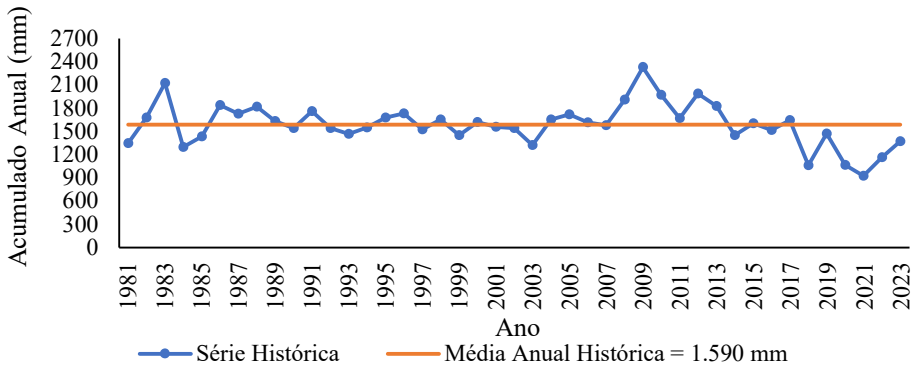


Figura 2. Histórico Pluviométrico Anual (1981-2023) → Lat: -23.720252°; Long: -46.541443°.

Levando-se em consideração o estudo de Valverde e Cardoso (2012) que, tendo como base o período de 1972 a 2012, encontraram um padrão de chuva em São Bernardo do Campo em média igual a 1604 mm, pode-se notar que os dados de pluviometria levantados pelo CHIRPS são consistentes com o observado na região. Adicionalmente, para este município, Molina et al. (2015) observaram que os limiares de 50 mm em 1

dia, 80 mm em 2 dias, 120 mm em 3 dias e 150 mm em 4 dias são críticos para a deflagração de movimentos de massa.

3 PARÂMETROS HIDRO-GEOTÉCNICOS CONSIDERADOS PARA A SEÇÃO CRÍTICA

A partir dos ensaios do tipo SPT, dos ensaios laboratoriais e da inspeção tátil visual em campo foi possível estabelecer duas camadas representativas de solo, sendo a primeira com 9 metros de espessura e a segunda com 15,17 m. Vale ressaltar que os parâmetros geotécnicos considerados para o solo abaixo da escavação foram os mesmos do solo da segunda camada. Em resumo, a tabela a seguir ilustra os parâmetros geotécnicos médios utilizados para as simulações de fluxo e de equilíbrio limite executadas com auxílio do software Geostudio 2023, módulos Seep/W e Slope/W, respectivamente.

Tabela 1. Parâmetros Geotécnicos Médios

Parâmetro	1° Camada	2° Camada	Tipo	Ensaio/Correlação/Referência
w (%)	16,5	13,4	Teor de umidade	Caracterização Geral
γ_w (kN/m³)	9,8	9,8	Peso Específico da Água	Caracterização Geral
γ_{nat} (kN/m³)	18,0	20	Peso Específico Natural	Caracterização Geral
γ_s (kN/m³)	27,5	29,6	Peso Específico dos Sólidos	Caracterização Geral
G_s	2,81	3,02	Peso Específico Relativo dos Sólidos	$\gamma_s/\ \gamma_w$
γ_d (kN/m³)	15,5	17,2	Peso Específico Seco	$\gamma_d= \gamma_w*G_s*(1-n)$
γ_{sat} (kN/m³)	19,7	21,3	Peso Específico Saturado	$\gamma_{sat}= \gamma_w*(G_s+e)/(1+e)$
n (%)	43,8	42	Porosidade	n=e/(1+e)
e	0,78	0,72	Índice de Vazios	e=n/(1-n)
S (%)	59,4	68,8	Grau de Saturação	$S=(G_s*w)/e$
w_{sat} (%)	28,7	26,6	Teor de Umidade Saturado	$w=S*e/\gamma_s$
k (cm/s)	4,60E-06	3,95E-06	Coeficiente de Permeabilidade	Chapuis (2012)
θ_{sat} (%)	44	42	Teor de Umidade Volumétrico Saturado	θ_{sat}=n
θ_{res} (%)	4,4	4,2	Teor de Umidade Volumétrico Residual	~10% θ_{sat} (Carsel e Parish, 1988)
D60 (mm)	0,100	0,080	Diâmetro onde passa 60% em massa	Caracterização Geral
D10 (mm)	0,008	0,005	Diâmetro onde passa 10% em massa	Caracterização Geral
LL (%)	~50	~50	Limite de Liquidez	Futai, Cecílio e Abramento (2012)
c' (kPa)	16	40	Coesão Efetiva (Amostra Saturada)	Tabela da GeoFast – Corte (2017)
Φ' (º)	30	36	Ângulo de Atrito Efetivo (Amostra Saturada)	Tabela da GeoFast – Corte (2017)
c_unsat (kPa)	50,0	47	Coesão Efetiva (Amostra Não Saturada)	Cisalhamento Direto Umidade Natural
Φ_unsat (º)	34,0	36	Ângulo de Atrito Efetivo (Amostra Não Saturada)	Cisalhamento Direto Umidade Natural
q_s (kPa)	75	75	Resistência ao Arrancamento Interface Solo-Grampo	Corte (2017)

As curvas de retenção de água foram estimadas pelo método proposto em Aubertin et al. (2003) e as curvas de condutividade hidráulica foram ajustadas pelo método proposto por Van Genuchten (1980) para ambas camadas. Adicionalmente, para as análises de estabilidade global levando em consideração a interação entre o solo e o evento de precipitação, o acréscimo de resistência ao cisalhamento devido à sucção matricial foi calculado conforme equação proposta por Vanapalli et. al. (1996) que utiliza os parâmetros c' e Φ' em conjunto com a curva de retenção volumétrica de água. Adicionalmente, para verificar se a calibração do

balanço hídrico do meio não-saturado foi consistente, foi executada um análise de estabilidade adicional considerando que a resistência ao cisalhamento é função apenas dos parâmetros c_unsat e Φ_unsat (equação clássica de Mohr-Coulomb). Vale ressaltar que tais parâmetros possuem resistência ao cisalhamento adicional por estarem na umidade natural (grau de saturação de aproximadamente 59% e 69% para a primeira e segunda camada, respectivamente), isto é, existe algum acréscimo de resistência ao cisalhamento devido a sucção natural presente no material.

3 MODELAGEM DE FLUXO DE ÁGUA E EQUILÍBRIO LIMITE

Com o objetivo de avaliar o efeito de eventos de precipitação na estrutura de solo grampeado, foi levado em consideração um evento extremo com 4 dias consecutivos de chuva, totalizando 150 mm ao final do mesmo (Molina et al., 2015). Uma primeira calibração do nível de água foi feita considerando um estado constante de fluxo após a escavação do terreno. As condições de contorno (CC's) utilizadas foram **(a)** uma carga de água total à jusante de 28,2m (cota da escavação), **(b)** uma carga de água total à montante de 34,3m (6,0m acima da cota de escavação) e **(c)** uma condição de drenagem/afloramento para simular a drenagem de paramento, de fundo de vala e dos DHP's. Vale destacar que esta última condição considera o fluxo normal a esse segmento igual a zero, isto é, o modelo transforma essa face em uma linha de fluxo. Portanto, o fluxo só pode fluir perpendicularmente à direção da face.

Para calibração da umidade natural e, consequentemente, das poropressões negativas do terreno, foi simulada uma precipitação anual constante igual a média histórica da região em estudo (obtida pelo produto orbital CHIRPS), dividido por 365 dias ($q_{diário}$ = 1.590mm/365dias = 4,365mm/dia). Tal simulação foi conduzida em 365 etapas, com as mesmas condições de contorno citadas anteriormente, porém em estado transiente de fluxo. Adicionalmente, foi verificada a possibilidade de surgência na condição de contorno de precipitação, isto é, toda água que não infiltrar, escoa superficialmente, evitando a infiltração forçada de águas pluviais no terreno. Por último, uma chuva crítica de 150 mm foi aplicada no modelo em 4 etapas, isto é, 50mm no primeiro dia, 30 mm no segundo dia, 30mm no terceiro dia e 30mm no quarto dia, considerando as mesmas condições de contorno do modelo de calibração natural, com exceção da carga de água total à montante. Essa CC foi removida para garantir a flutuação do nível de água nessa região durante a aplicação da chuva crítica. A Figura 3 apresenta as poropressões estimadas no local após o evento de chuva crítico enquanto o gráfico da Figura 4 apresenta a variação das poropressões negativas durante todo o processo descrito acima (considerando o alinhamento a 21m da face do paramento).

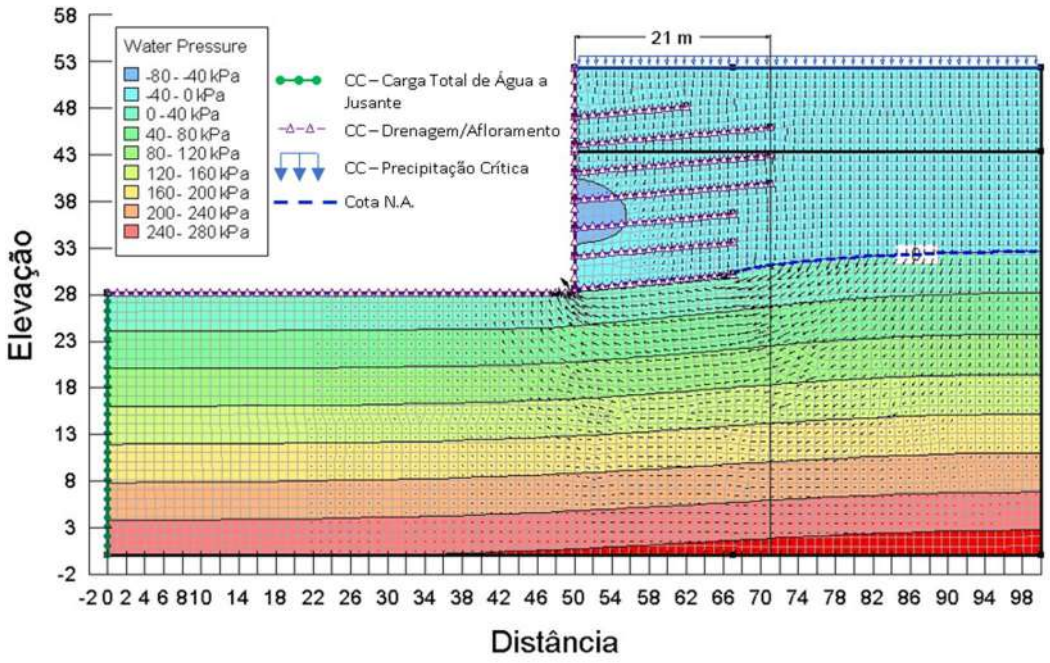


Figura 3. Poropressões após o evento de chuva crítico

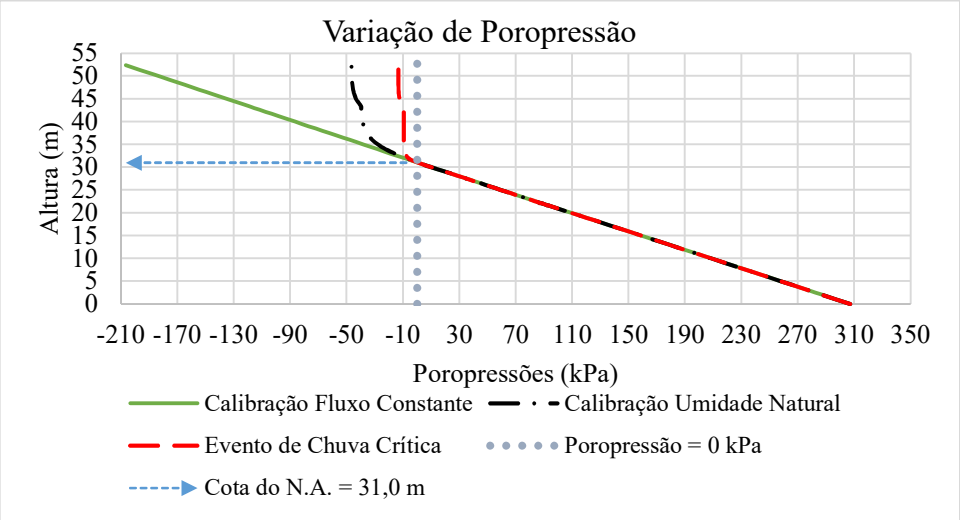


Figura 4. Variação das poropressões negativas durante a calibração da umidade natural do terreno e ao final do evento crítico (seção a 21 m da face da contenção).

É possível verificar que o terreno, em seu estado natural, possui poropressões negativas em média igual a -40 kPa. Após o evento de chuva crítica esse valor decresce em módulo para -10 kPa, aproximadamente. Complementarmente, é possível observar que o nível de água nessa seção permaneceu praticamente constante (cota do N.A. = 31,0 m). Para avaliar a flutuação do fator de segurança mediante a essa redução de poropressão negativa, foi executada uma análise de equilíbrio limite pelo método de Morgenstern e Price. Vale ressaltar que uma sobrecarga adicional de 20 kPa foi considerada no topo da contenção. A Figura 5 a seguir ilustra o FoS ao final do ajuste de umidade (terreno em seu estado natural) enquanto o gráfico da Figura 6 ilustra o decréscimo do FoS durante o evento crítico.

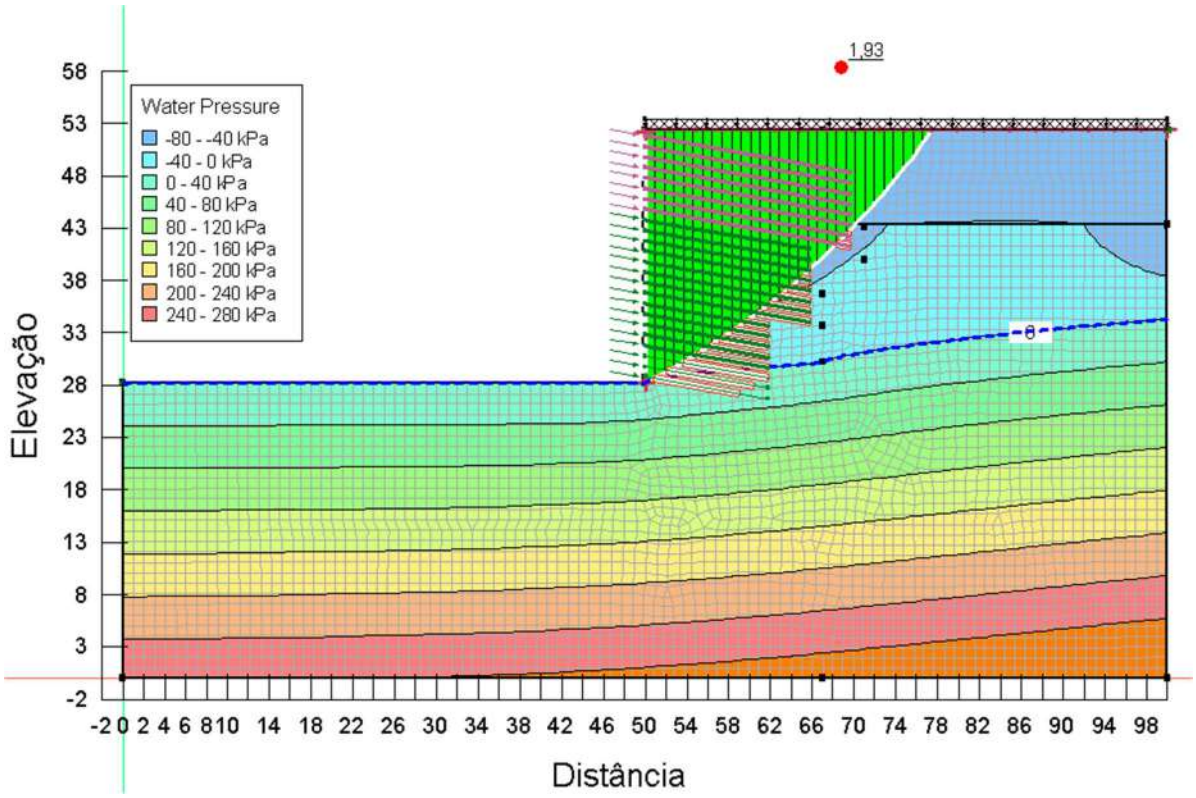


Figura 5. FoS ao final do ajuste de umidade.

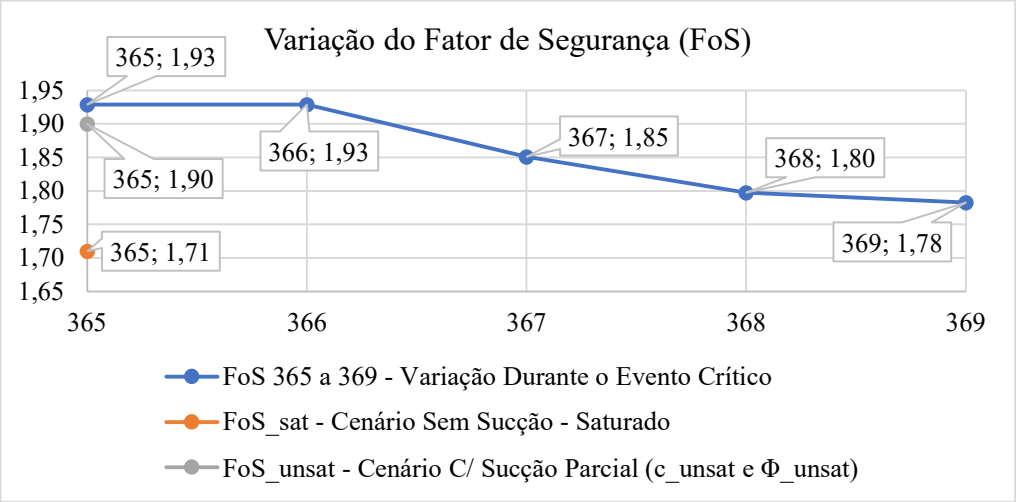


Figura 6. Decréscimo do FoS durante o evento crítico.

É possível observar na Figura 6 um acréscimo de aproximadamente 13% no fator de segurança entre o cenário sem o efeito da sucção matricial (levando-se em conta que o solo acima do NA está plenamente saturado) e o cenário considerando o acréscimo de resistência devido a esse efeito (FoS_{sat}=1,71→FoS_{365} =1,93). Dessa forma, confirma-se o ganho de resistência do maciço com o aumento da sucção matricial na região não-saturada. Vale ressaltar que, na análise de estabilidade saturada, os parâmetros de resistência utilizados foram estimados com base em correlações com o ensaio SPT, quando o ideal serial a solicitação de ensaios de resistência ao cisalhamento em amostras saturadas. Complementarmente, é possível notar uma redução do fator de segurança de aproximadamente 8% (FoS_{365}=1,93→FoS_{369}=1,78) após o evento crítico de precipitação. Tal redução já era esperada visto que houve uma redução em módulo nas poropressões negativas do pacote de solo não-saturado como já descrito anteriormente (-40 kPa → -10 kPa). No entanto, mesmo com essa redução, o FoS após o evento de chuva crítica permaneceu maior que o mínimo estabelecido pela NBR 16920-2/2021 (FoS ≥ 1,5). Finalmente, é possível verificar também que a calibração das poropressões negativas de campo foi bem sucedida visto que a diferença entre o FoS_{365} e o FoS_{unsat} foi de apenas 0,03.

4 CONCLUSÕES

No presente estudo avaliou-se o comportamento de uma estrutura de solo grampeado vertical de aproximadamente 24 metros de altura durante um possível evento de precipitação extrema em São Bernardo do Campo. Em resumo, foi possível concluir que:

- O produto orbital CHIRPS oferece estimativas de precipitações anuais consistentes na região e de acordo com o observado pela literatura;
- Ao se considerar o estado não-saturado do solo foi possível obter um acréscimo de 13% no fator de segurança contra a ruptura global da contenção;
- Ao final de um evento de chuva extrema, típico da região, foi possível observar uma redução de 8% no fator de segurança contra a ruptura global da contenção;
- O método utilizado para a calibração da umidade natural e, consequentemente, das poropressões negativas, foi consistente levando em consideração a similiraridade dos valores de fator de segurança encontrados após o ajuste e o encontrado considerando os parâmetros obtidos a partir do ensaio de cisalhamento direto na umidade natural (diferença no FoS de apenas 0,03);

Ressalta-se que análises mais profundas devem ser feitas considerando o efeito da evapotranspiração e outras variáveis meteorológicas no balanço hídrico do maciço além da avaliação dos parâmetros hidro-geotécnicos considerados com os obtidos a partir de ensaios laboratoriais de fluxo e resistência tanto da camada saturada como da camada não-saturada do maciço, de forma a validar as premissas adotadas no presente trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-2. *Muros e taludes em solos reforçados – Parte 2: Solos grampeados*. Rio de Janeiro.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., Chapuis, R. P. (2003). *A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties*. Canadian Geotechnical Journal, 40(6), 1104-1122.

Albino, U. R., Portelinha, F. H. M., Futai, M. M. (2020). *Numerical simulation of a geotextile soil wall considering soil-atmosphere interaction*. Geosynthetics International, 27(4), 394-413.

Carsel, R. F., Parrish, R. S. (1988). *Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics.* Water resources research, 24(5), 755-769.

Chapuis, R. P. (2012). *Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review*. Bulletin of engineering geology and the environment, 71, 401-434.

Cheuk, C. Y., Ng, C. W. W., Sun, H. W. (2005). *Numerical experiments of soil nails in loose fill slopes subjected to rainfall infiltration effects*. Computers and Geotechnics, 32(4), 290-303.

Clouterre (1991). *Soil Nailing Recommendations Project National Clouterre*. Ecole Nationale des Ponts et Chausseés, ENPC, Paris, France, 301p.

Corte, F. H. (2017). *Análise de contenção em solo grampeado na cidade de São Bernardo do Campo/SP*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas, Brasil, 178 p.

Fredlund, D. G., Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons.

Futai, M. M., Cecílio Jr, M. O., Abramento, M. (2012). *Resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos residuais da região metropolitana de São Paulo*. Twin Cities: solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo: ABMS, 155-187.

Huntington, J. L., Hegewisch, K. C., Daudert, B., Morton, C. G., Abatzoglou, J. T., McEvoy, D. J., & Erickson, T. (2017). *Climate engine: Cloud computing and visualization of climate and remote sensing data for advanced natural resource monitoring and process understanding*. Bulletin of the American Meteorological Society, 98(11), 2397-2410.

Molina, E. A., Cardoso, A. O., & Nogueira, F. R. (2015). *Relação precipitação-deslizamento no Município de São Bernardo do Campo-SP*. Ciência e Natura, 37(1), 46-54.

Mucheti, A. S., Albuquerque, P. J. R. D. (2022). *Influence of Execution Speed on Displacements of Soil-Nailed Structures with Vertical Face in Urban Areas*. Journal of Construction Engineering and Management, 148(7), 04022048.

Querelli, A., Souza, T. D. J., Cepeda, A. A. (2022). *Soil nailing wall with vertical nails to displacement reduction: Brazilian Practice*. Dyna, 89(223), 61-66.

Rahardjo, H., Satyanaga, A., Leong, E. C. (2012). *Unsaturated soil mechanics for slope stabilization*. Southeast Asian Geotechnical Journal, 43(1), 48-58.

Souza, G. J. T., Brendolan, R., Moura, S. H. (2023). *Solo grampeado – Detalhes executivos e evolução da execução desde 2003*. Solo Grampeado no Brasil: histórico, aplicações práticas e avanços nas últimas décadas (2003-2023), ABMS, ABMS-NRSP, São Paulo, p 31-46.

Springer, F.O. (2006). *Ensaios de Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse*. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Brasil, 310 p.

Valverde, M., & Cardoso, A. (2012*). Eventos extremos de chuva associados com a ocorrência de enchentes na região do GrandeABC Paulista*. In XVII Congresso Brasileiro de Meteorologia.

Van Genuchten, M. T. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils.* Soil Science Society of América Journal, 44(5), 892-898.

Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., Clifton, A. W. (1996). *Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction*. Canadian Geotechnical Journal, 33(3), 379-392.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/226

Lógica *fuzzy* e análise probabilística aplicada a estabilidade de talude

Abraham Augusto Barbosa Gadelha
Doutorando, Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), abraham_augusto@hotmail.com

Milena Cristina Rocha de Souza
Mestre, Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), Campina Grande, Brasil, engmilenacrsouza@gmail.com

Carina Silvani
Professora adjunta, Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), Campina Grande, Brasil, carina.silvani@professor.ufcg.edu.br

RESUMO: A análise de estabilidade de talude, objetivando o monitoramento de áreas de risco, é um tema de grande interesse e de incertezas de dados para a engenharia geotécnica. O monitoramento dessas estruturas requer instrumentação, ensaios e pesquisas contínuas, em virtude dos múltiplos cenários existentes a serem determinados. Neste estudo foram aplicados dois métodos para detectar a possibilidade de deslizamento de um talude. O primeiro envolveu a realização de uma a abordagem probabilística, a qual considera a análise de múltiplas superfícies de deslizamento, utilizando-se do software Slide da Rocscience, através de uma simulação Monte Carlo com um número inicial de mil iterações. O segundo método utilizou-se da aplicação da lógica fuzzy executada por meio da linguagem python, empregando como variáveis: peso específico, intercepto coesivo e ângulo de atrito, para apenas uma superfície de deslizamento, sendo obtidos os valores de fator de segurança definidos como críticos. O sistema de inferência aplicado é o de Mamdani. Foram determinadas 16 regras e 9 variáveis linguísticas, sendo 5 para o antecedente e 4 para o consequente. Os resultados demonstraram que o modelo tem tendência a subestimar os valores obtidos.

PALAVRAS-CHAVE: lógica *fuzzy*, análise probabilística, Monte Carlo, estabilidade de talude, incertezas

ABSTRACT: Slope stability analysis, focusing on the continuous monitoring of high-risk areas, is a subject of interest and data uncertainty for geotechnical engineering. Monitoring these structures requires instrumentation, testing, and an elevated level of research because of the multiple existing scenarios to be determined. In this study, we've applied two methods to detect the possibility of slope sliding. The first utilized is the probabilistic approach, which considered the analysis of multiple sliding surfaces, using Rocscience's software Slide, through a Monte Carlo simulation with an initial number of one thousand iterations. The second method uses the application of fuzzy logic executed through the Python language, using as variables specific weight, cohesion, and friction angle, for a given number of possible sliding surfaces, obtaining the values of the factor of security defined as critical. The inference system applied is that of Mamdani. A Total of 16 rules and 9 linguistic variables were adopted, 5 for the antecedent and 4 for the consequent. The results demonstrated that the model tends to underestimate the values obtained.

KEYWORDS: fuzzy logic, probabilistic analisys, Monte Carlo, slope stability, uncertainties

1 INTRODUÇÃO

A incerteza nos dados em análise de estabilidade é resultado de diversos fatores, segundo Nadim (2007) dentre os fatores existentres estão os resultantes da aleatoriedade encontrada, representada pela variabilidade natural

das propriedades do solo nas suas camadas adjacentes, e fatores fruto do pouco conhecimento dos parâmetros geotécnicos do solo, limitado por erros de aferição e da variabilidade das amostras.

No contexto descrito, uma análise determinística de resultados pode significar um cenário que não é adequado ao que pode ser a realidade presente do solo avaliado. Numa forma de mensurar mais apropriadamente surgem outras abordagens, como análise probabilística, lógica fuzzy, redes neurais, etc. As técnicas mencionadas utilizam ferramentas que visam a representação de um maior número de cenários e avaliação a influência dessas incertezas a respeito dos parâmetros do solo.

A análise aplicada com lógica *fuzzy* em geotecnia tem como um dos seus percursores Kacewicz (1987) que modelou o fator de segurança (FS) através do método de Fellenius e Bishop como um número *fuzzy*. No trabalho de Kacewicz (1987) a incerteza do FS é relação direta entre os valores dos conjuntos de coesão, peso específico e ângulo de atrito. Outros autores Silva *et al* (2011) modelaram outras variáveis como a drenagem, ângulo de atrito, inclinação do talude, dentro de sua abordagem.

3 METODOLOGIA

3.1 Análise probabilística

A análise probabilística objetiva encontrar a definição de um valor crítico para o Fator de Segurança (FS) que determina uma Probabilidade de ruptura (P_r), sendo assim a análise não se baseia num valor de FS que representaria somente um cenário dentre diversos possíveis. O valor de FS não define um critério único para a ruptura e o valor de P_r é utilizado como requisito em conjunto. A diferença entre analise deterministica e probabistica é apresentada graficamente na Figura 1.

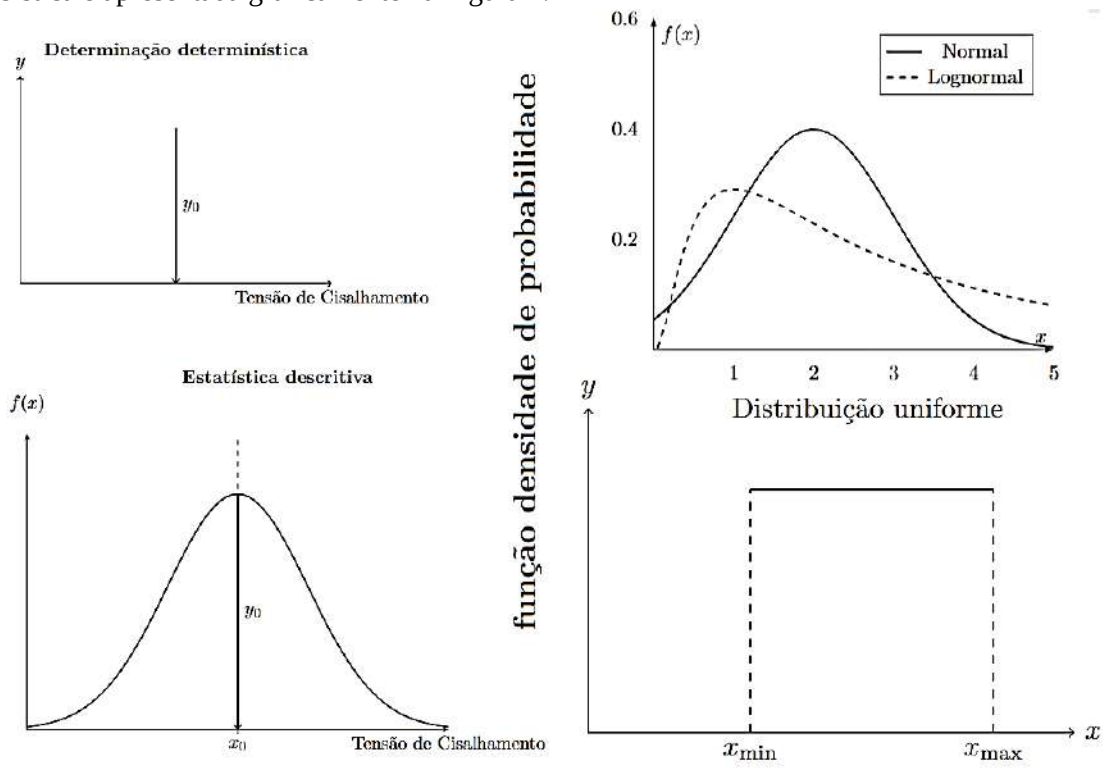


Figura 1. Diferenças da análise probabilística e determinística

(Adaptado de Nadim,2007).

A implementação de um modelo probabilístico necessita como entrada dos parâmetros do solo, média, desvio-padrão e a função densidade de probabilidade, estes três últimos correspondentes ao processo de análise estocástico. Nadim (2007) afirma que a modelagem de incertezas de três forma por: um fator relacionado ao valor da variável aleatória, um parâmetro específico ou um FS global calculado para o estado limite. A análise probabilística para o FS se fez por meio de uma representação de um número amplo de valores para a coesão,

ângulo de atrito e peso específico, cada trio de valor, que representa uma iteração a ser utilizada, pode ou não ser gerado a partir de uma distribuição de probabilidade. A análise fornece uma distribuição de probabilidade de valores para o FS global, representado por média, desvio-padrão e uma distribuição de probabilidade. Um outro resultado obtido também é a análise de sensibilidade que se obtém com a variação de FS resultante de cada um dos parâmetros de solo.

3.2 Análise com lógica f*uzzy*

A lógica *fuzzy* é um método de inteligência artificial que faz uso de princípios de lógica clássica, tendo o conceito de conjuntos *fuzzy* introduzidos por Zadeh (1965). A ideia central de Zadeh sobre os conjuntos *fuzzy* é a existência de graus de pertinência gradativos que assumem valor incerto, enquanto um conjunto tradicional ou *crisp*, dado por $f: A \rightarrow X$, define apenas uma saída possível, $f_A(x) \rightarrow [0,1]$, para cada elemento $x \in A$. A determinação dos graus de pertinência é limitada ao universo de discurso U ao qual se analisa o conjunto $A \in U$. Podem ser definidos diversos conjuntos $A_1,A_2 \in U$, atrelados a função de pertinência $\mu(x)$ correspondente aos conjuntos definidos. O método de inferência define as operações realizadas pelo conectivo lógico, conforme exposto por Zadeh (1965), $C = A \cup B$ implica em $\mu_C(x) = máx\{\mu_A(x),\mu_B(x)\}$, ou ainda, $\mu_C(x) = \mu_A(x) \vee \mu_B(x)$.

A forma geral de definir o conjunto A é válida também para o conjuntos $A_1,A_2 \in A$, porém delimitadas aos elementos de A_1,A_2, conforme a expressão $A = \{(x, \mu_A(x)) \mid x \in U, 0 \leq \mu_A(x) \leq 1\}$

$$\begin{aligned} &\textit{Regra 1: SE } x_{11} \textit{ é A1 E } x_{21} \textit{ é A2, ENTÃO } y_1 \textit{ é B1} \\ &\qquad\qquad \vdots \\ &\textit{Regra i: SE } x_{1i} \textit{ é A1 E } x_{2i} \textit{ é A2, ENTÃO } y_i \textit{ é Bj} \end{aligned} \qquad (1)$$

Onde *i* representam a *i*-ésima regra e *j* a *j*-ésima variável linguística definida.

A ativação de cada regra, acima, é calculada por $\mu_i(x) = \mu_{A1}(x) \wedge \mu_{A2}(x) = mín\{\mu_{A1}(x),\mu_{A2}(x)\}$. O processo de cálculo da saída é denominado *defuzzificação*, variando conforme o método. No sistema de Mamdani (1975) a ativação de cada regra ativa um ou mais consequentes, delimitando-se uma área no gráfico de um determinado conjunto B, conforme visto na Figura 2.

Os consequentes são variáveis linguísticas também com funções de pertinência definidas, sendo determinados conjuntos por meio de expressões contextuais: “BAIXO”, “MÉDIO”, “ALTO” ou ainda “NO ENTORNO DE”. Ross (2016) explicita que a ativação total das regras produz uma figura, delimitada conforme $\mu_B = \mu_1(x) \vee \mu_2(x) \vee \ldots \vee \mu_i(x) = máx\{\mu_1(x),\mu_2(x), \ldots, \mu_i(x)\}$, e a saída resultante do modelo é definida como o centróide da área.

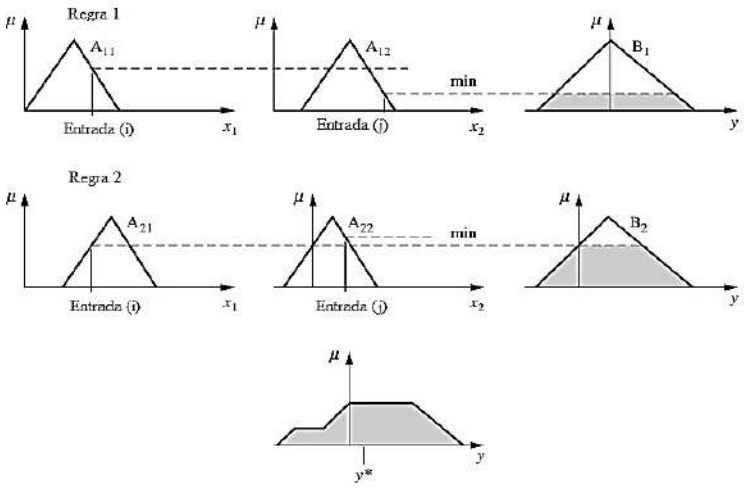


Figura 2. Ativação de uma base de regras

(Adaptado de Ross, 2016).

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

4.2 Abordagem probabilística

As análises probabilísticas foram executadas considerando a simulação de Monte Carlo com duas mil iterações. As análises foram conduzidas variando as propriedades geotécnicas tanto do solo da fundação, quanto do solo da camada de aterro. Os coeficientes de variação utilizados foram os valores médios sugeridos por Assis *et al* (2018). A função de distribuição de probabilidade foi adotada foi distribuição lognormal, uma vez que as propriedades do solo tendem a apresentar valores não negativos na natureza (Silva, 2015). Os dados estatísticos utilizados, encontram-se apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros usados nas análises probabilísticas.

Materiais	**γ (kN/m³)**	**Mín. Rel.**	**Máx. Rel.**	**c (kPa)**	**Mín. Rel.**	**Máx. Rel.**	**□ (°)**	**Mín. Rel.**	**Máx. Rel.**
Solo do aterro	20	1,2	1,2	10	4	4	33	6,6	6,6
Solo da Fundação	18	1,08	1,08	0,1	0,04	0,04	31	6,2	6,2

Em seguida, foram obtidos os índices de confiabilidade e as probabilidades de falha. Os resultados derivados da análise probabilística para o perfil ilustrado na Figura 3 (Seção tipo) levando em conta os dados da Tabela 1 ao longo de duas mil iterações.

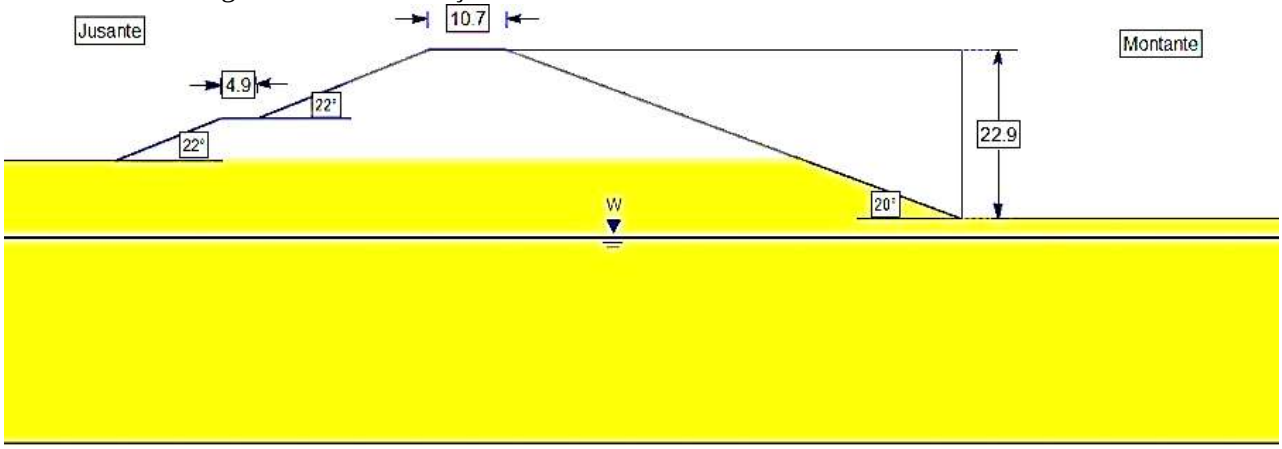


Figura 3 – Seção Tipo

A análise do gráfico de sensibilidade para o lado esquerdo (Jusante) nos revelou a influência observada no FS, através da variação de coesão, peso específico e ângulo de atrito. Figura 4 observou-se que com uma variação percentual de até 100% do valor médio, teremos maior observância do FS para o ângulo de atrito do solo de fundação e para a coesão do solo de aterro. Os resultados obtidos, no entanto, limitaram-se aos intervalos em consideração definidos na Tabela 1.

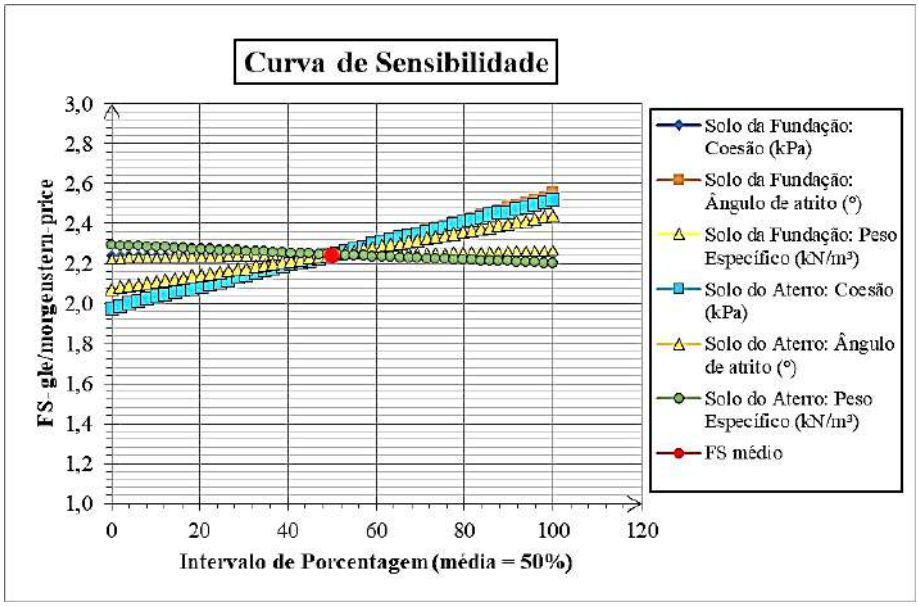


Figura 4 – Gráfico de sensibilidade (Jusante).

Analisando inicialmente o Fator de Segurança (FS) determinístico tanto à montante (FS = 1,668), quanto à jusante (FS = 2,243), observou-se que valores encontrados tenderam a ultrapassar o valor mínimo admissível pela NBR 11682/09 de 1,5. Tal comportamento também foi observado nos resultados probabilísticos, o que sugere um comportamento estável do talude.

Na análise dos demais gerados pela abordagem probabilística, observou-se Probabilidades de Rupturas (P_r) nulas para o cálculo com 3 decimais, para ambas as direções do talude. Além disso, os Índices de Confiabilidade (β) superiores a 3,0, indicando que o desempenho do talude é satisfatório, atendendo os requisitos estabelecidos pela USACE (1997). Neste sentido, assim como constatado pela abordagem *fuzzy*, a análise probabilística também demonstrou FS elevados, indicando a estabilidade do talude por ambas as abordagens.

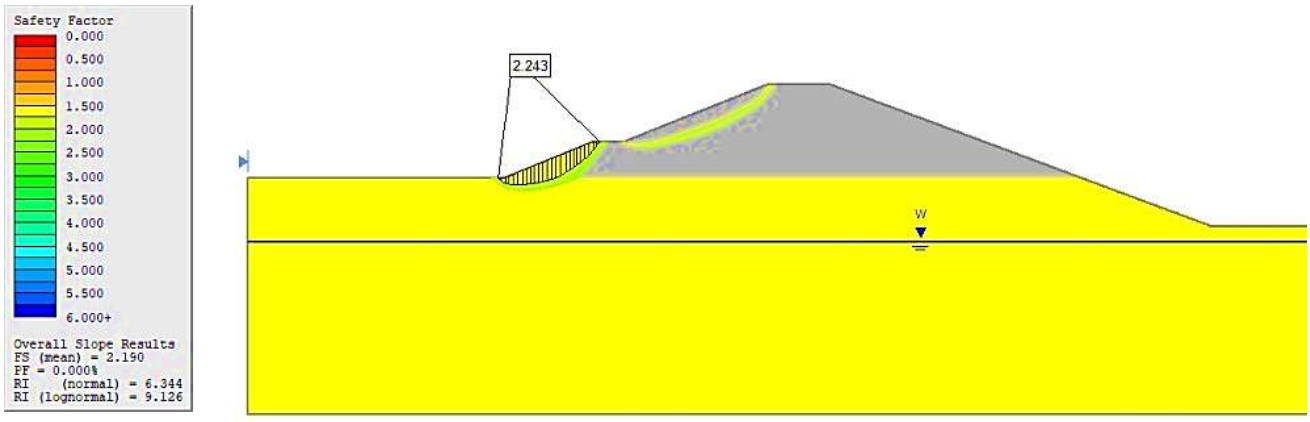


Figura 5 - Resultado das análises probabilísticas (Jusante).

4.1 Abordagem Fuzzy

A implementação da modelagem fuzzy foi utilizada na representação de possíveis valores observáveis para o FS global do lado de Jusante, levando em conta os cenários representados de Souza (2024). Na avaliação realizou-se 3600 iterações de trios de coesão, peso específico e ângulo de atrito possíveis para uma mesma superfície de falha crítica do talude esquerdo. Os resultados foram utilizados para análise de desempenho final do modelo.

Tabela 2 - Parâmetros usados nas análises *fuzzy*.

Materiais	γ (kN/m³)	Mín.	Máx.	c (kPa)	Mín.	Máx.	□ (°)	Mín.	Máx.
Solo do aterro	20	16	22	10	0	10	33	25	35
Solo da Fundação	18	16	22	0,1	0	10	31	25	35

A abordagem da lógica *fuzzy* tem influência direta nos dados necessários para modelagem do FS, por exemplo, no sistema de inferência de Mamdani (1975), necessita-se de uma definição da relação entre o consequente e antecedente para definição da base de regras. O efeito prático da abordagem citada é uma determinação prévia de como coesão, peso específico e ângulo de atrito se relacionam com o FS.

A adoção de um método determinístico que corresponde a variável a ser modelada auxilia na determinação das relaçãoes existentes entre os parâmetros do solo e FS. No estudo adotou-se MorgernsternPrice (equação 2), observando para um incremento igual e intervalo de valores analisados, para coesão, peso específico e ângulo de atrito, um peso maior no FS com o aumento dado, respectivamente, à coesão, ao peso específico e ao ângulo de atrito.

$$FS = \frac{\Sigma_{ni=1} c_____ \Delta\cos\ell + (\gamma\alpha A + + \text{senF}v\alpha - .\text{utg}\Delta\phi\ell/)\text{Ftg}\phi}{\sum_{i=1}^{n} \gamma A \text{sen}\alpha} \quad (2)$$

Onde, F_v representa as forças interfatias verticais, A a área da fatia e α o ângulo da base.

O sistema de Mamdani (1975) necessita que sejam definidas variáveis linguísticas para o antecedente e consequente, sendo a saída resultante calculada pelo centroide de área. A determinação dos intervalos e a adoção das variáveis depende, exclusivamente, da experiência apresentada pelo engenheiro. O número de variáveis linguísticas tem efeito direto na quantidade de regras, uma vez que quanto mais destas variáveis, maiores as ocorrências de conjuntos (coesão, peso específico e ângulo de atrito) distintos a serem analisados. Na determinação do sistema *fuzzy* foi estabelecida apenas uma variável linguística para o ângulo de atrito (MÉDIO) e duas para coesão e peso específico (BAIXO e MÉDIO), sendo esses dois níveis neste último caso por se tratarem de solos diferentes (aterro e fundação) e por acreditar possível a ocorrência combinada destes níveis para estes solos.

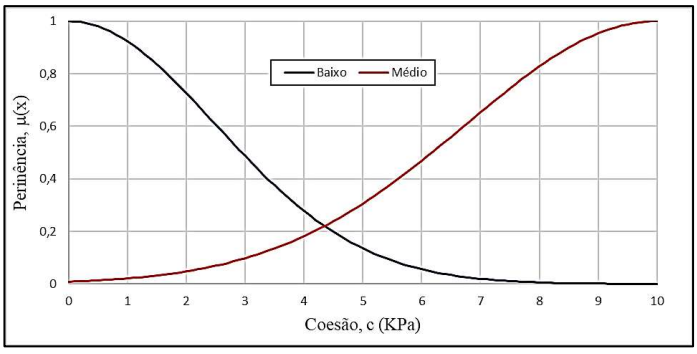


Figura 6. Variáveis linguísticas: coesão (c)

As funções de pertinência foram definidas por uma curva gaussiana, sendo a média desta próxima aos valores observados para as variáveis representadas, conforme figura 7. As curvas foram convenientemente ajustadas de forma que os limites desejados fossem respeitados. Função de pertinência de caráter linear, como triangular ou trapezoidal, foram preteridas, para os conjuntos dos antecedentes pela limitação que impõem.

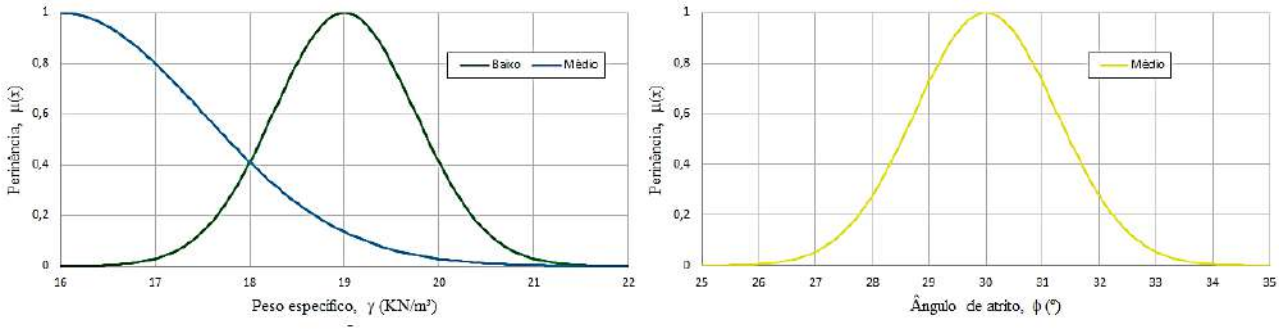


Figura 7. Variáveis linguísticas: peso específico (γ) e ângulo de atrito (φ)

A função de pertinência do consequente adotada foi triangular, visto a facilitar o processo de cálculo da saída pelo método do centróide. A ativação da pertinência para cada regra $\mu_i(x)$ foi representada pelo produtório por carregar informação de valores extremos, ignoradas pela forma $mín\{\mu_{A1}(x), \mu_{A2}(x)\}$.

$$\mu_i(x) = \prod_{j=1}^{6} \mu_j(x)$$

O consequente que representa os conjuntos de saídas observáveis para a incidência de cada regra foi representado por quatro variáveis linguísticas, (MÉDIO, MÉDIO ALTO, ALTO e MUITO ALTO), a fim de representar uma quantidade limitada de valores possíveis. Não foram definidos valores MÉDIO ou BAIXO por não serem verificados a incidência destes níveis de FS, dentre os limites mínimos e máximos resultantes das 4 iterações de controle de trios coesão, ângulo de atrito e peso específico.

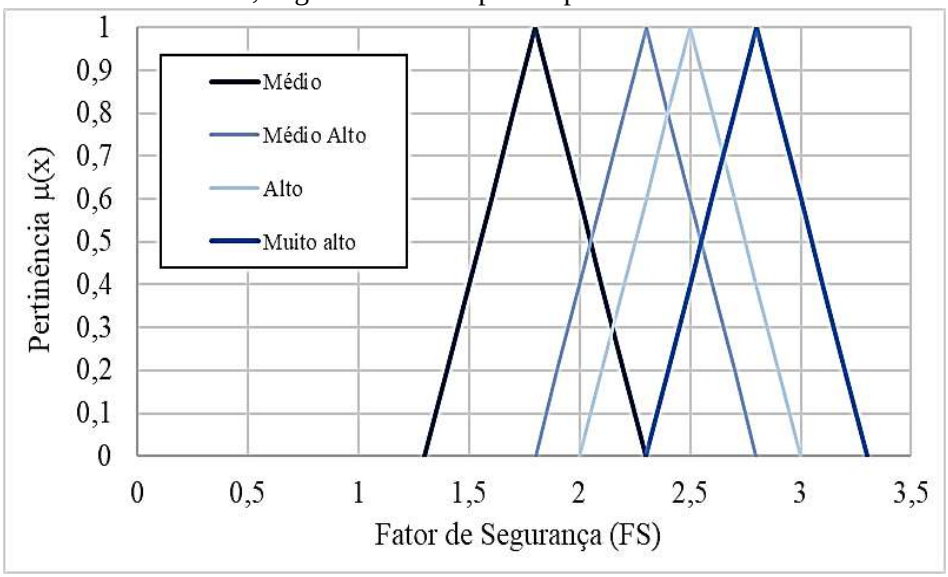


Figura 8. Variáveis linguística: Fator de Segurança (FS).

A base de regras resultante é composta por 16 regras que levam em consideração a variável linguística para antecedente e consequente determinados. O conectivo de ambas as regras e da ativação de cada regra é o "E" e o resultado final da ativação de todas as 16 regras é representada pelo conectivo "OU", compondo a área ao qual se deve calcular o centróide resultante (saída ou FS_{fuzzy}). A tabela 3 expressa de forma suscinta como se deu as possibilidades de ativação das regras.

Tabela 3. Base de regras.

	Antecedente						Consequente
	Coesão (c)		Peso específico (γ)		Ângulo de atrito (ϕ)		
Regra	Solo de aterro	Solo de fundação	Solo de aterro	Solo de fundação	Solo de aterro	Solo de fundação	FS
1	BAIXO	BAIXO	BAIXO	BAIXO	MÉDIO	MÉDIO	MÉDIO
2			BAIXO	MÉDIO			
3			MÉDIO	BAIXO			
4			MÉDIO	MÉDIO			
5	BAIXO	MÉDIO	BAIXO	BAIXO	MÉDIO	MÉDIO	MÉDIO ALTO
6			BAIXO	MÉDIO			
7			MÉDIO	BAIXO			
8			MÉDIO	MÉDIO			
9	MÉDIO	BAIXO	BAIXO	BAIXO	MÉDIO	MÉDIO	ALTO
10			BAIXO	MÉDIO			
11			MÉDIO	BAIXO			
12			MÉDIO	MÉDIO			
13	MÉDIO	MÉDIO	BAIXO	BAIXO	MÉDIO	MÉDIO	MUITO ALTO
14			BAIXO	MÉDIO			
15			MÉDIO	BAIXO			
16			MÉDIO	MÉDIO			

Após a determinação das regras e definição das variáveis foram calculados os $FS_{determinístico}$ das 3600 iterações e os FS_{fuzzy} correspondentes. Os valores foram dispostos em ordem e plotado no Figura 8 de forma a se avaliar a tendência dos resultados obtidos. Os valores de FS observados nos indicam a tendência de estimar valores próximos a uma média de um grupo de iterações. Os erros de modelagem nos indicam que, a implementação realizada do sistema de Mamdani, tende a subestimar a princípio o valor do FS e se aproximar dos valores limites nos últimos valores avaliados.

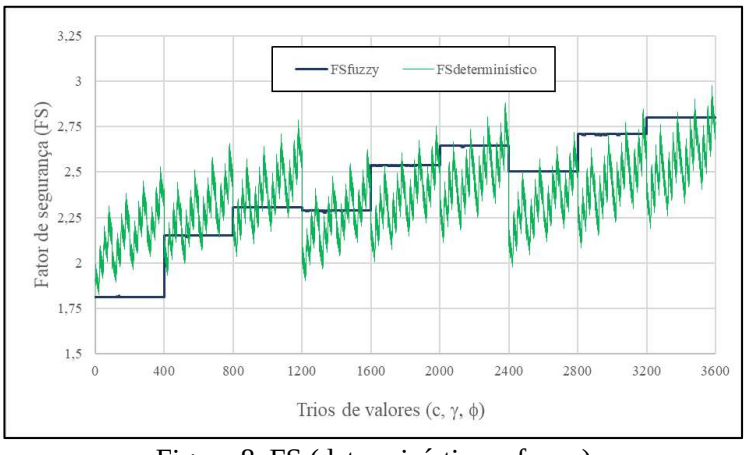


Figura 8. FS (determinístico x fuzzy)

O valor do coeficiente de correlação ficou abaixo do esperado para um modelo bem ajustado. O Erro Quadrático Médio (EQM) evidencia que o erro de estimação não é alto, porém quando analisado em conjunto com o R^2 e, também, graficamente não podemos concluir que o modelo aproxima bem todos os resultados ou tem capacidade de estimação satisfatória. O gráfico (figura 8) indica que de maneira conservadora o FS no entorno de 1,8 como crítico, sendo observado para um pior cenário o FS de 1,9, bastante próximo do resultante do modelo e mais abaixo ao probabilístico.

Tabela 3. Fator de Segurança.

FS_{fuzzy}	
R^2	EQM
0,32	$6{,}27.\ 10^{-2}$

5 CONCLUSÃO

Os resultados obtidos através da análise probabilística indicaram através do gráfico de sensibilidade uma maior contribuição do solo de fundação, respectivamente, quanto ao ângulo de atrito e ao peso específico. O resultado apontou que a coesão presente no solo de aterro também tem grande influência na estabilidade no estado limite, nos intervalos verificados.

Os valores de FS críticos observados para a análise probabilística demonstra que para a geometria do aterro considerado e a ocorrência de valores distintos no intervalo delimitado, a probabilidade de ruptura é nula. Os fatores mínimos mais improváveis são considerados satisfatórios. Os resultados evidenciam a importância da análise probabilística e seus resultados, como uma provável sugestão de controle tecnológico para a construção de um aterro.

A lógica fuzzy estimando os valores de cálculo do FS para Morgerstern-Price, apresentou resultados divergentes, no entanto, vale ressaltar o uso de uma base de regras reduzida. Os resultados obtidos são aproximadamente a média agrupada de níveis de valores correspondentes, o que ocasiona em valores reduzidos de EQM, sem inferir em bom ajuste do modelo que foi verificado pelo R^2.

Aumentar o conjunto de regras e as variáveis linguísticas pode ser uma solução para que se obtenha um melhor desempenho, porém aumentaria consideravelmente o grau de complexidade da implementação pelo sistema de Mamdani (1975). A definição de regras neste caso também teria uma maior complexidade, uma vez que as mesmas derivam diretamente das relações observáveis entre antecedente e consequente. Um maior número de possibilidades para as variáveis linguísticas (Ex.: MUITO BAIXO,...,MÉDIO,..., MUITO ALTO), consequentemente, representaria um maior número de relações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Assis, A. P. *et al* (2018). *Métodos estatísticos e probabilísticos aplicados à geotecnia*. Universidade de Brasília – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / FT – Geotecnia, Brasília, 278 p.

Silva, C. C. *Análise de estabilidade de um talude da cava de alegria utilizando abordagem probabilística*. 2015. 104 f. Dissertação (Doutorado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade Federal do Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.

Souza, M. C. R. *Análise de estabilidade de talude de barragem de resíduo de mineração: abordagem determinística e probabilística*. 326 f. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal do Campina Grande, Centro de Tecnologia, Campina Grande, 2024.

Nadim, F. (2007). *Tools and Strategies for Dealing with Uncertainty in Geotechnics. Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*, 71–95. DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-211-73366-0_2

Zadeh, L. A. *Fuzzy sets. Information and Control*, New York, v. 8, p. 338- 353, 1965. DOI: https://doi.org/10.1016/S0019-9958(65)90241-X

Mamdani, E. H. (1974). *Application of fuzzy algorithms for control of simple dynamic plant. Proceedings of the Institution of Electrical Engineers, 121(12), 1585.* DOI: https://doi.org/10.1049/piee.1974.0328 Ross, T. J. (2016). *Fuzzy logic with engineering applications* 4ed. Nashville, TN: John Wiley & Sons.

Silva, M. A. D., Neto, L. B., Sieira, A. C., & Feijó, R. L. (2011). *Previsão do risco de escorregamentos de taludes a partir de um modelo fuzzy*. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, *27*(1), 59-75. Universitat Politécnica de Catalunya, Barcelona, Espanha.

Kacewicz, M. (1987). *Fuzzy slope stability method. Mathematical Geology, 19(8), 757–767.* DOI: https://doi.org/10.1007/BF00893013

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/227

Metodologias de Conservação e Monitoramento de Cortinas Atirantadas

Thais Lucouvicz Dada
Engenheira Civil Geotécnica, TRANSPETRO, São Paulo, Brasil, thais.dada@transpetro.com.br

Douglas de Andrade Neves
Engenheiro Civil Geotécnico, TRANSPETRO, Rio de Janeiro, Brasil, douglas.neves@transpetro.com.br

João Duarte Guimarães Neto
Engenheiro Civil Geotécnico, TRANSPETRO, São Paulo, Brasil, joao.duarte@transpetro.com.br

Wanderley Camargo Russo Junior
Consultor, TRANSPETRO, Rio de Janeiro, Brasil, wanderleyrusso@transpetro.com.br

Rodrigo Alves Spagnolo
Gerente Setorial, TRANSPETRO, Rio de Janeiro, Brasil, rspagnolo@transpetro.com.br

RESUMO: O Brasil possui uma ampla malha de dutos, dos quais mais de 8.500 quilômetros são operados pela TRANSPETRO. As faixas de dutos atravessam uma variedade de relevos do solo, portanto são frequentemente necessárias estruturas de contenção para estabilização. Destacam-se as cortinas atirantadas, devido às altas cargas de ancoragem envolvidas. De acordo com as normas e práticas recomendadas em geral, as cortinas atirantadas de importância crítica devem ser submetidas a um programa de conservação e manutenção durante a vida útil. Para verificar a condição dos tirantes em longo prazo, existem métodos não destrutivos inovadores para avaliação da integridade. Por outro lado, para verificar a carga da ancoragem, devem ser realizados testes de carga, que são semidestrutivos, exceto quando há célula de carga de monitoramento instalada. Todas as normas consultadas recomendam instrumentação geotécnica. Análises numéricas paramétricas foram realizadas para orientar o posicionamento da instrumentação geotécnica. Com base na revisão bibliográfica e nos resultados das análises numéricas, foi proposto um programa de manutenção de longo prazo para cortinas atirantadas. Ressalta-se a necessidade de um programa de gestão de riscos. Adicionalmente, foi brevemente apresentado o estudo de caso do programa de manutenção e gerenciamento de riscos de 76 cortinas atirantadas, construídas em faixas de dutos mantidas pela TRANSPETRO.

PALAVRAS-CHAVE: Gestão de Riscos Geológico-Geotécnicos, Segurança de Dutos, Cortina Atirantada, Tirante, Monitoramento.

ABSTRACT: Brazil has a wide mesh of pipelines, of which more than 8,500 kilometers are operated by TRANSPETRO. Pipeline right-of-ways cross a variety of soil relief, than retaining structures for soil stabilization are frequently necessary. Anchored retaining walls are highlighted due to the high anchorage loads involved. In accordance to standards and recommended practices in general, anchored walls that are critically important must be subjected to a conservation and maintenance program during service life. In order to verify the long-term condition of ground anchors, there are innovative non-destructive methods for integrity assessment. On the other hand, in order to verify the anchor load, suitability load tests should be executed, which are semi-destructives, except when a monitoring load cell has been installed. All standards recommend geotechnical instrumentation. Parametric numerical analysis where performed for guiding instrument location. Based on bibliographic review and numerical analysis results, a long-term maintenance program for anchored walls was proposed. The necessity of a risk management program was highlighted. In addition, the case study of maintenance and risk management program for 76 anchored walls, constructed in pipeline right-of-ways of TRANSPETRO, was briefly presented.

KEYWORDS: Geohazard Management, Pipeline Security, Anchored Retaining Wall, Ground Anchor, Monitoring.

1 INTRODUÇÃO

Um dos tipos de estruturas mais importantes instaladas em faixas de dutos do Brasil é a cortina atirantada. Sua conservação e manutenção envolve recursos financeiros e de tempo consideráveis, sendo, portanto, importante estabelecer um programa de monitoramento geotécnico de longo prazo.

EOTA (2010) define as ancoragens como estruturas cuja ruptura causaria riscos à vida humana e/ ou consequências econômicas consideráveis. Para as estruturas construídas nas faixas de dutos, destaca-se o risco ao meio ambiente. É clara a importância de se garantir um desempenho adequado a este tipo de estrutura.

As normas ABNT (2009; 2018), FHWA (1998; 1999) e European Standard (1999; 2004) recomendam práticas de monitoramento de longo prazo, seja somente para as cortinas atirantadas críticas, seja para todas, incluindo inspeções de campo regulares, recuperação da proteção quanto à corrosão, monitoramento dos deslocamentos do solo, variações de cargas e nível e fluxo de água, e reprotensão dos tirantes em caso de necessidade.

Com base na revisão bibliográfica, verifica-se a importância de um programa de conservação e monitoramento de longo prazo para cortinas atirantadas de faixas de dutos. Para tanto, a principal medida é seguir as recomendações normativas. Além disso, consideram-se necessárias diversas ações como vistorias, inspeções, reparos, monitoramento, automatização e gestão sistematizada.

A fim de embasar a decisão quanto à locação dos instrumentos geotécnicos, foram realizados estudos numéricos utilizando-se o Método dos Elementos Finitos (MEF). O MEF também é útil para calibração de valores limites aceitáveis para as leituras de instrumentação, entretanto, este aspecto não foi abordado no presente trabalho.

Finalmente, ressalta-se a necessidade de um programa de conservação e monitoramento para embasar tomadas de decisões através de uma gestão de riscos e garantir a integridade destas estruturas. Este trabalho teve por objetivo apresentar uma revisão bibliográfica consolidada e um estudo numérico simplificado, que podem ser utilizados em conjunto para desenvolver o programa necessário.

1.1 Cortinas Atirantadas das Faixas de Dutos da PETROBRAS

As cortinas atirantadas das faixas de dutos da PETROBRAS são mantidas pela TRANSPETRO. Estão em geral instaladas em solos coluvionares ou residuais. São compostas por tirantes ancorados em solo ou rocha e têm em geral fundações profundas para a parede da face. Todos os tirantes são submetidos aos ensaios de recebimento durante sua instalação, seguindo os procedimentos da ABNT (2018).

As primeiras cortinas atirantadas das faixas mantidas pela TRANSPETRO foram construídas em meados de 1960. Atualmente, há 76 cortinas no total, sendo todas submetidas a um programa de conservação e manutenção de longo prazo baseado na NBR 5629 (ABNT, 2018). Eventos de ruptura envolvendo essas cortinas nunca ocorreram até a presente data, sendo muito provavelmente em função deste programa de manutenção.

A cortina mais antiga tem aproximadamente 60 anos, ou seja, menos que o tempo de vida útil indicado pela AASHTO (1996) e a FHWA (1999). Entretanto, inúmeras ações de manutenção foram necessárias dentro desse período, incluindo reforços de cortinas com tirantes adicionais.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente, foi suscintamente apresentado o caso das obras de cortinas atirantadas mantidas pela TRANSPETRO. Na sequência, foi feita uma revisão bibliográfica sobre cortinas atirantadas, incluindo especialmente normas nacionais, internacionais e continentais.

Para simular casos paramétricos de cortinas atirantadas, foram realizadas análises de estabilidade global, utilizando o Método do Equilíbrio Limite, e análises numéricas de tensão-deformação com uso do Método dos Elementos Finitos, fornecendo informações para auxiliar em um plano de locação de instrumentos de monitoramento geotécnico.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Recomendações Normativas

As normas FHWA (1998; 1999) informam que as cortinas atirantadas apresentaram bom desempenho nos últimos anos registrados, recomendando que o conhecimento e as boas práticas sejam mantidos.

De acordo com normas e procedimentos publicados em geral, cortinas atirantadas devem ser submetidas a programas de conservação e manutenção durante a vida útil (ABNT, 2009; ABNT, 2018; FHWA, 1998; 1999; European Standard, 1999; 2004). As recomendações de cada norma apresentam bastante similaridade entre si. Entretanto, observam-se variações principalmente quanto à frequência recomendada, por exemplo, para certa ação uma norma recomenda que seja periódica, já outra norma indica que seja executada apenas quando observado algum indício de campo. A seguir apresentam-se as principais recomendações:

a) Elaborar o manual do proprietário da cortina, com diretrizes de manutenção, ou ainda o *Geotechnical Design Report*, com o registro de todos os dados, hipóteses, métodos de cálculo, resultados de verificação de segurança nos estados de limite último e de serviço e diretrizes de manutenção;
b) Realizar inspeções periódicas de campo por especialista;
c) Instalar instrumentação de campo para o monitoramento de carga de tirantes, cargas nas vigas de travamento, deslocamentos e condições das águas subterrâneas;
d) Executar testes de carga para verificação da carga nos tirantes em longo prazo. As normas estrangeiras (FHWA, 1998; 1999; European Standard, 1999; 2004) recomendam que sejam executados apenas caso sejam detectadas anomalias através de inspeções de campo e/ou monitoramento;
e) Executar reparos principalmente para recuperação das proteções contra corrosão.

3.3 Desempenho em Longo Prazo

As normas em geral (ABNT, 2009; 2018; FHWA, 1998; 1999; European Standard, 1999; 2004) recomendam o monitoramento geotécnico das obras, seja no período construtivo ou por um maior período após a construção. São recomendados em geral o uso de células de cargas nos tirantes, levantamentos óticos dos deslocamentos da parede da contenção, inclinômetros instalados no solo no tardoz da cortina e monitoramento das condições das águas subterrâneas. Adicionalmente, a ABNT (2009) recomenda que os tirantes sejam submetidos a testes de carga periódicos.

As normas em geral recomendam que os estados limites de serviço da estrutura sejam definidos pelo projeto. De acordo com a European Standard (2004), caso os modelos de cálculo não sejam disponibilizados ou não sejam necessários, podem ser utilizadas como referência regras e formulações empíricas convencionais, que são geralmente conservadoras. Há referências para os deslocamentos esperados:

- Deslocamentos horizontais totais aproximados, em areias e argilas duras: média de 0,2% H e máximo de 0,5%H, onde H é a altura da parede (FHWA, 1999);
- Recalques totais máximos, aproximados: 0,2 a 0,3% H para solos granulares, 0,1 a 0,3% H para argilas duras e 1,0 a 2,0% H para argilas moles a médias (Becker et al., 2006).

Em termos de desempenho em longo prazo, movimentações da contenção e variações da carga de ancoragem dos tirantes são esperadas, desde que dentro dos limites aceitáveis (FHWA, 1998). Ressalta-se que o comportamento dos solos tropicais do Brasil pode ser muito diferente dos solos de países de clima temperado, principalmente para os solos argilosos.

Por fim, vale citar os métodos TDR – *Time Domain Reflectometry*, SW-TDR – *Surface Wave TDR*, e RIMT – *Reflectometric Impulse Measurement Technique*, detalhados por Mikos (2022), sendo ensaios não destrutivos de metodologias inovadoras, para medir dados de integridade dos tirantes. Como não permitem obter ou avaliar a magnitude da carga de ancoragem, é recomendado seu uso em conjunto com outros tipos de tecnologias, para complementação das informações.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Primeiramente foram apresentados os resultados dos estudos numéricos de cortinas atirantadas, simulando seis condições paramétricas. Com base nesses estudos e na pesquisa bibliográfica realizada, foi proposto um programa de manutenção para cortinas atirantadas.

4.1 Análises de Estabilidade e Numéricas

Foram realizados estudos paramétricos de estabilidade global e tensão-deformação para embasar a decisão sobre a localização do inclinômetro no monitoramento de cortinas atirantadas. São apresentados seis casos, considerando paredes de 12 m e 8 m de altura, com cargas de ancoragem de 350 kN e 200 kN, respectivamente. Os tirantes foram considerados a cada 2,5 m, tanto na vertical quanto na horizontal.

Os parâmetros de solo e materiais são apresentados na Tabela 1, sendo:

- γ = Peso específico natural do solo;
- c' = Coesão efetiva do solo;
- φ' = Ângulo de atrito efetivo do solo;
- E = Módulo de elasticidade do material;
- ν = Coeficiente de Poisson do material.

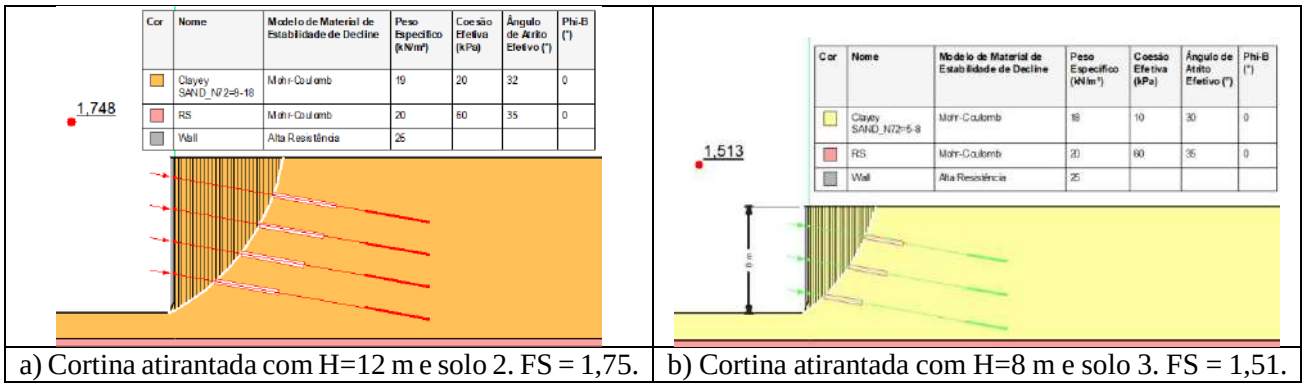
Os solos 1 a 4 correspondem ao solo no tardoz da contenção, sendo consideradas areias argilosas ou argilo-siltosas típicas do Brasil, com parâmetros de resistência obtidos do METRÔ (1980). Para a camada inferior, foi adotado um solo residual com maior resistência. Para as estacas raiz, foram admitidos parâmetros equivalentes considerando o espaçamento. Os módulos de elasticidade foram obtidos com base na proposição de Teixeira e Godoy (1998), com base no valor médio do índice do ensaio SPT. Os parâmetros foram obtidos considerando o índice N_{72}, ou seja, o índice do ensaio SPT para eficiência na energia de 72%, típico utilizado no Brasil.

Tabela 1. Parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais.

	Tipo de solo/ material	Nome	N_{72}	γ (kN/m³)	c' (kPa)	φ' (°)	E (MPa)	ν
Solo no tardoz da contenção	Areia argilosa/ areia silto-argilosa	Soil 1	19 – 40	20	30	35	60	0.30
		Soil 2	9 – 18	19	20	32	30	0.30
		Soil 3	5 – 8	18	10	30	15	0.30
	Areia	Soil 4	0 – 4	17	0	28	6	0.30
Camada inferior	Solo residual	RS	>40	20	60	35	100	0.30
Parede	Concreto armado	Wall	-	25	Infinito		25	0.20
Fundação	Estaca raiz de diâmetro = 40cm, a cada 1,5 m	Pile	-	21.5	(*)		6	0.28

(*) A resistência do elemento de fundação foi desconsiderada nas análises.

As análises de estabilidade global de taludes foram realizadas utilizando o Método de Equilíbrio Limite, adotando o método de Morgenstern-Price. Foi utilizado o software SLOPE/W, do pacote GeoStudio (2022). Os valores de carga de ancoragem dos tirantes foram baseados em Ostermayer (1975) e Becker et al. (2006). As Figuras 1-a e 1-b mostram que os Fatores de Segurança (FS) foram próximos a 1,5, sendo satisfatório conforme a ABNT (2009) para os solos 2 e 3 no tardoz da contenção, respectivamente para cortinas atirantadas com H=12 m e H=8 m, sendo H a altura total da cortina atirantada.



a) Cortina atirantada com H=12 m e solo 2. FS = 1,75. | b) Cortina atirantada com H=8 m e solo 3. FS = 1,51.

Figura 1. Análises de estabilidade global das cortinas atirantadas.

As análises MEF foram realizadas considerando modelo elástico, uma vez que o objetivo foi estimar deslocamentos em condições distantes da ruptura. Foi utilizado o software SIGMA/W, do pacote GeoStudio (2022). A construção foi considerada nas seguintes etapas: estado de tensão inicial, execução das estacas raiz, escavação, instalação e carga de cada nível de ancoragem e geometria final. A Figura 2 apresenta a malha deformada da geometria da Figura 1-a.

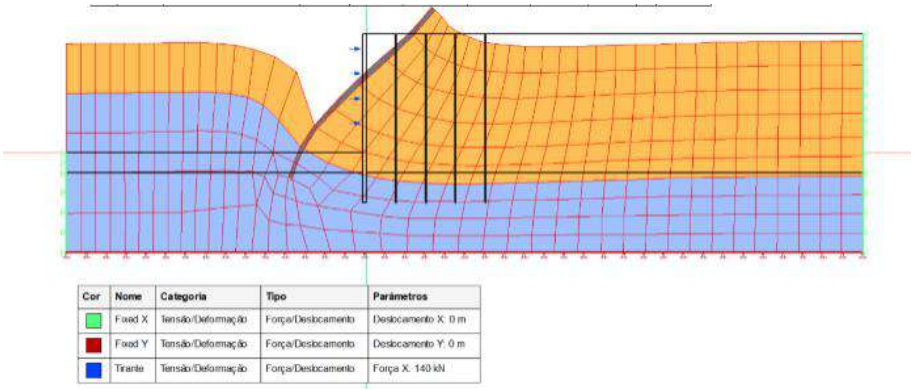


Figura 2. Análise MEF de cortina atirantada com 12 m de altura e solo 2. Malha deformada final (escala exagerada).

As Figuras 3-a e 3-b mostram os deslocamentos horizontais obtidos respectivamente para as geometrias das Figuras 2-a e 2-b. São mostrados os perfis de deslocamentos horizontais obtidos em distâncias da parede de 0 m; 0,25H; 0,5H; 0,75H e 1,0H, onde H é a altura total da parede da cortina atirantada. De acordo com a Figura 3:

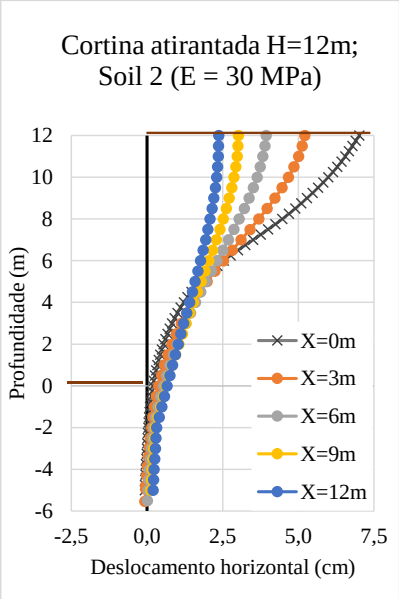
- Os deslocamentos horizontais máximos medidos em uma distância da parede de até 0,25 H foram de 70 a 80% dos medidos ao longo da parede;
- Os deslocamentos horizontais máximos medidos em uma distância da parede entre 0,25 e 0,50 H foram de 50 a 80% das medidas ao longo da parede;
- Em distâncias acima de 0,50 H, os deslocamentos horizontais podem não ser representativos dos deslocamentos horizontais máximos em geral.

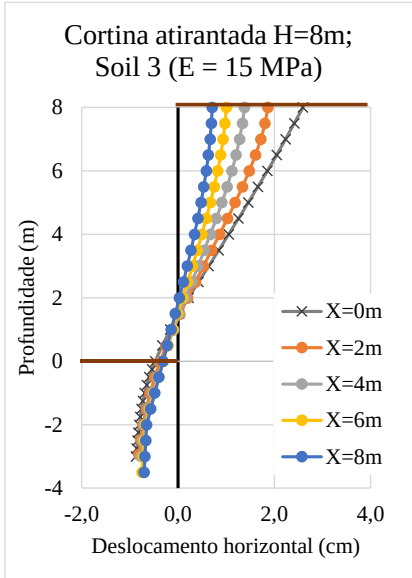
Com base nos resultados da Figura 3, indica-se uma distância de até 0,25 H, em relação à parede da contenção, para a instalação de inclinômetros no solo no tardoz da contenção. Considerando esta distância, as análises numéricas realizadas apresentaram resultados consistentes em comparação com as recomendações da FHWA (1999), sendo:

- Para cortinas atirantadas com nível de estabilidade adequado, os deslocamentos horizontais máximos obtidos foram iguais a 5 e 2 cm, respectivamente para paredes ancoradas com 12 m e 8 m de altura. Estes valores correspondem a 50 a 90% do valor máximo e até duas vezes o valor médio, indicados pela FHWA (1999);
- Para cortinas atirantadas com Fator de Segurança elevado quanto à estabilidade global, os

deslocamentos horizontais obtidos foram inferiores a 50% do valor máximo indicado pela FHWA (1999);

- Para cortinas atirantadas com Fator de Segurança baixo quanto à estabilidade global, os deslocamentos horizontais máximos obtidos foram superiores ao valor máximo indicado pela FHWA (1999).





a) Geometria da Figura 1-a. b) Geometria da Figura 1-b.

Figura 3. Análises MEF das cortinas atirantadas. Perfis de deslocamentos horizontais ao longo da parede da cortina atirantada e ao longo de perfis de solo localizados a uma distância de x = 0,25H; 0,5H; 0,75H e 1,0H da parede, onde H é a altura total da parede da cortina.

Em relação aos deslocamentos verticais, Becker et al (2006) indicaram um limite de 2,4 cm e 1,6 cm, respectivamente, para paredes ancoradas com 12 m e 8 m de altura. Porém, as análises numéricas resultaram em deslocamentos verticais de cerca de 0,1 cm ou 0,2 cm para todos os casos realizados, muito menores do que o estimado pela bibliografia, o que pode estar associado a dois fatores: a análise do MEF utilizando modelo elástico não é representativa para deslocamentos verticais, e/ou os deslocamentos verticais não são a medida mais indicada para monitoramento de contenções.

Finalmente, com base nos resultados do modelo numérico, são apresentadas algumas propostas para o plano de monitoramento para cortinas atirantadas:

- É importante realizar o monitoramento dos deslocamentos horizontais e verticais do solo e no topo da cortina;
- Os inclinômetros devem ser instalados numa distância horizontal de até 0,25 H da parede, onde H é a altura total da parede da cortina atirantada;
- Devem ser estabelecidos limites de alerta e intervenção para o monitoramento dos deslocamentos. Para estimativas iniciais, podem ser usados valores de bibliografia como os da FHWA (1999).

4.2 Programa de Conservação para Cortinas Atirantadas Proposto

Em condições reais, os recursos financeiros, ou mesmo temporais, são em geral limitados, sendo importante implementar a gestão de riscos para a conservação e manutenção de cortinas atirantadas.

Para implementar o sistema de gestão com foco na gestão de riscos, recomenda-se iniciar pela definição de um sistema de classificação e elaborar a ordenação de todas as cortinas atirantadas por ordem de criticidade. Deverão então ser definidas as ações prioritárias, por um comitê de especialistas, para alocação de recursos. Este processo deve ser contínuo.

Com base na revisão bibliográfica e nos resultados da análise numérica, a seguir propõe-se um conjunto

de práticas para compor o programa de manutenção de tirantes, que devem ser aplicados durante toda a vida útil:

- Vistorias periódicas de campo realizadas por profissional treinado e inspeções periódicas de campo realizadas por especialista;
- Limpeza periódicas de dispositivos de drenagem, incluindo drenos horizontais profundos;
- Reparos sempre que necessários da proteção contra corrosão, pintura e cabeças quebradas;
- Monitoramento através de instrumentação geotécnica com uso de inclinômetros, piezômetros, pinos refletivos ou similares e células de cargas nos tirantes;
    - Para os inclinômetros, sugere-se sua instalação em uma distância horizontal de até 0,25 H da face da contenção, onde H é a altura da contenção.
- Avaliação periódica de patologias com métodos não destrutivos, como hidrojateamento e ensaios do SW-TDR e RIMT;
- Programação de procedimentos para atendimento de todas as recomendações das normas brasileiras vigentes. Vale ressaltar que, caso sejam previstas atividades semidestrutivas ou destrutivas, é necessário prever um plano de contingência e garantir a completa recuperação da cortina após as atividades;
- Executar reforço estrutural sempre que necessário;
- Sistematização da programação e do controle das ações.

Finalmente, a idade das cortinas atirantadas não foi discutida, mas considera-se importante avaliar a sua influência para o sistema de classificação que alimentará a gestão de riscos destas estruturas. Ressalta-se que, no caso das obras das cortinas da TRANSPETRO, observa-se um aumento de vida útil das estruturas associado à implementação do programa de conservação, manutenção e monitoramento.

5 CONCLUSÕES

O artigo apresentou recomendações de normas nacionais, internacionais e continentais em geral e uma revisão bibliográfica sobre manutenção em longo prazo de cortinas atirantadas, especialmente para aquelas instaladas em faixas de dutos.

Foram apresentados resultados do modelo numérico conduzido para orientar o plano de manutenção proposto, quanto à instalação dos inclinômetros, sugerindo-se sua locação na distância horizontal de até 0,25xH atrás da parede da contenção, onde H é sua altura.

Com base na pesquisa bibliográfica e nos estudos realizados, foram propostas diretrizes para um programa de conservação e monitoramento de cortinas atirantadas, com foco na gestão de riscos, atingindo o objetivo principal do trabalho.

A TRANSPETRO possui um programa de manutenção específico para as 76 cortinas atirantadas construídas nas faixas de dutos, associado a uma gestão de riscos. O programa envolve atividades rotineiras de inspeção, limpeza e manutenção, incluindo reparos frequentes da integridade das estruturas, monitoramento de deslocamentos e cargas, testes de carga em tirantes e reforço estrutural de algumas cortinas. Ressalta-se a importância dos programas de manutenção, que permitem uma gestão efetiva, de forma a garantir o bom estado de conservação em longo prazo.

Por fim, ressalta-se a importância do programa de manutenção de cortinas atirantadas para o aumento de sua vida útil, o que foi observado no caso das obras das 76 cortinas mantidas pela TRANSPETRO, havendo estruturas da década de 1960.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a todos os responsáveis pelas inspeções de campo e monitoramento das cortinas atirantadas da TRANSPETRO.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas.* Rio de Janeiro, Brasil.

ABNT (2018). NBR 5629. *Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução*. Rio de Janeiro, Brasil.

AASHTO (1996). *Standard Specifications for Highway Bridges*. Washington, EUA.

BECKER, D. E.; MOORE, I. D.; LAFLEUR, J. (Ed.) (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual*. Surrey, BC, Canadá: Canadian Geotechnical Society. 4a ed.

EOTA (2010). TR 029. *Technical Report – Design of Bounded Anchors*. Bruxelas, Bélgica.

European Standard (1999). EN 1537. *Execution of special geotechnical work – Ground anchors*. Bruxelas, Bélgica: European Committee for Standardization.

European Standard (2004). EN 1997-1. *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*. Bruxelas, Bélgica: European Committee for Standardization.

FHWA (1998). FHWA-RD-97-130. *Design Manual for Permanent Ground Anchor Walls*. McLean, Virgínia, EUA.

FHWA (1999). FHWA-IF-99-015. *Geotechnical Engineering Circular nº 4 – Ground anchors and anchored systems*. Washington, EUA.

GEOSTUDIO (2022). SLOPE/W e SIGMA/W. Disponível em: https://www.seequent.com/pt-br/produtos-e-solucoes/geostudio. Acesso em: 11/03/2024.

METRÔ – COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (1980). NC-03. *Normas técnicas complementares.* São Paulo, Brasil, 1980. Vol. II.

MIKOS, A. N. (2022) *Aplicação de métodos não destrutivos para avaliação da integridade de solo grampeado e cortina atirantada.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná/ UFPR, 268 p.

OSTERMAYER, H. (1975). Construction, carrying behavior and creep characteristics of ground anchors. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages, Londres, Inglaterra. *Proceedings...* Institution of Civil Engineers, pp. 141-151.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. (1998). Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. In: HACHICH, W. C. et al. Fundações: *Teoria e Prática*. 2a ed. São Paulo: PINI/ ABMS/ ABEF. Cap. 7.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/228

Mitigação de ruptura de rejeito com uso de barreiras dinâmicas – caso de Brumadinho

Felipe Gobbi 1
Diretor Técnico, FGS Engenharia e Geobrugg AG, Porto Alegre, RS, Brasil, felipe@fgs.eng.br

Nadine Feiger 2
Gerente de R&D Hydro and Snow, Geobrugg AG, Romanshorn, Suíça, Nadine.Feiger@geobrugg.com

Bruno Denardin 3
Engenheiro, FGS Engenharia, Porto Alegre, RS, Brasil, bruno@fgs.eng.br

José Simão Rocha 4
Engenheiro, VALE, Belo Horizonte, MG, Brasil jose.simao@vale.com

Adolfo Andrade 5
Engenheiro, FGS Engenharia, Nova Lima, MG, Brasil, adolfo@fgs.eng.br

RESUMO: A ruptura da barragem de Brumadinho consistiu em um acidente de barragem sem precedentes no Brasil. Após a ruptura um volume significativo de rejeito permaneceu dentro da área do antigo reservatório da barragem. Em inspeções pós evento, constatou-se a abertura de trincas na porção de montante destes taludes de rejeito remanescentes, caracterizando um potencial de falha de cerca de 420.000m³. Como as áreas de jusante mantinham atividades, medidas de proteção foram estudadas a fim de não expor estas áreas a riscos de fluxo de rejeitos. Uma destas medidas foi o emprego de barreiras dinâmicas contra fluxo de detritos. Este artigo apresenta as simulações de fluxo oriundas de uma potencial ruptura do material remanescente da barragem, o dimensionamento das estruturas flexíveis para proteção contra o fluxo e por fim um relato das obras de implantação destas estruturas. Note que as alturas de fluxo e velocidades obtidas das simulações demandaram o desenvolvimento de barreiras dinâmicas sem precedentes.
Duas barreiras dinâmicas para pressões de impacto de até 350kPa já foram instaladas e encontram-se em funcionamento como mitigação de risco neste local.

PALAVRAS-CHAVE: Barreiras dinâmicas, fluxo de detritos, impacto dinâmico, simulações de fluxo.

ABSTRACT: The Brumadinho dam failure was an unprecedented dam accident in Brazil. After the collapse, a significant volume of tailings remained within the area of the old dam reservoir. Post-event inspections revealed cracks in the upstream portion of these remaining tailings slopes, characterizing a potential failure of around 420,000m³. In order to avoid any risk to the working teams on the downstream area, protective measures were studied to mitigate these risks. One of these measures was the use of dynamic barriers against debris flow. This article presents the flow simulations from a potential rupture of the material remaining in the dam, the design of the flexible structures to protect against the flow and finally a report on the work to install these structures. Note that the flow heights and velocities obtained from the simulations required the development of unprecedented dynamic barriers. Two dynamic barriers for impact pressures of up to 350kPa have already been installed and are in operation as risk mitigation at this site.

KEYWORDS: Dynamic barriers, debris flow, dynamic impact, debris flow simulations.

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho trata de um acidente de barragem localizada no quadrilátero ferrífero. No ano de 2019 ocorreu a ruptura global da estrutura, tendo como resultado a liquefação e fluxo de 9,7Mm³ de rejeito, o que equivale aproximadamente a 75% da capacidade do reservatório da barragem (Robertson, at al, 2020), as consequências do acidente são reportadas em De Lima, et al. 2020 e outras publicações.

Imediatamente após o evento foram iniciados os trabalhos de recuperação da área, com a remoção do material de rejeito depositado no canal bem como as ações para remoção do volume remanescente no antigo reservatório. Parte destes trabalhos consiste no monitoramento constante dos taludes remanescentes dentro do antigo reservatório, para avaliar a sua estabilidade e o risco de gerarem novos fluxos de rejeitos.

Embora estejam em condição de equilíbrio, e o monitoramento não indique atualmente movimentação deste material, mapeamentos pregressos identificaram trincas nos taludes remanescentes o que levantou o risco de ocorrência de novas mobilizações destas massas.

Os resultados destes estudos mostraram que a massa delimitada pelas trincas estava em uma condição próxima do limite de estabilidade, além de identificar mais duas cunhas hipotéticas com potencial de mobilização, totalizam um volume, cerca de 420.000 m³.

As consequências de uma eventual ruptura destas cunhas foram estimadas com base na simulação de fluxo gerado pelos volumes estimados. Estas simulações resultaram na determinação das ondas e velocidades de fluxo esperadas.

Embora o evento tenha sido um fluxo de rejeito liquefeito, é importante notar a semelhança deste tipo de evento com um *mud flow* natural. Pois um fluxo contendo uma quantidade substancial de sólidos é descrito como *debriflow ou mudflow*, e este fenômeno é amplamente estudado na geotecnia e na hidrologia. Uma vez que o fluxo ocorre a interação entre os sólidos e fluido viscoso é processo colisional complexo, e a geração de excesso de poropressão reduz drasticamente a capacidade de geração de atrito nesta massa, e por outro lado gera uma grande quantidade de energia de movimento para manter esta massa em movimento (Iverson, 1997; Takahashi, 1991; Van Dine, 1996; Rickmann, 1999). O comportamento do fluxo, de onde se obtêm as alturas de fluxo e velocidades são comumente estimados/obtidos de correlações empíricas ou utilizando modelos numéricos, como os apresentados em Hohermuth at al. (2014), Raimat, C, et al (2013), Schraml, K. et al (2015) and others. Dada a estas semelhanças, foi concebido um projeto utilizando como solução barreiras flexíveis contra fluxo de detritos como medidas de mitigação ao fluxo de rejeitos. O objetivo destas barreiras é receber o impacto, reduzir a energia do fluxo e conter o volume de rejeito. Atualmente duas destas estruturas já foram instaladas no Córrego do Feijão. O presente artigo tem como objetivo apresentar os principais aspectos deste projeto e obra, descrevendo as cunhas críticas, as premissas de cálculo apresentando as simulações de fluxo que foram desenvolvidas e os seus resultados, o dimensionamento das estruturas bem como aspectos críticos para a implantação das obras no local.

2. LOCALIZAÇÃO E CONTEXTUALIZAÇÃO DA REGIÃO DE PROJETO

2.1. Localização da região de estudo, geologia básica e materiais ocorrentes

A área mencionada neste artigo fica localizada na zona rural da cidade de Brumadinho em Minas Gerais, tendo coordenadas médias em UTM de Long. 591642 E e 7.774.729 E (WGS 84 Zona 23S), estando o antigo barramento na cabeceira da bacia, com um canal a jusante que tem cerca de 2,00 km de comprimento, dos quais cerca de 800 metros são propícios para a instalação das linhas de barreiras. Abaixo uma imagem de satélite apresenta a região, indicando trecho de interesse do projeto.

O trecho de interesse foi lançado sobre o mapa geológico da região, onde é possível verificar que todo o alinhamento fica localizado sobre a formação denominada como Suíte Sousa Noschese, que está inserida dentro do complexo Ortognáissicos Bonfim, composto por terrenos granito-gnáissicos constituídos por tonalitos migmatizados a gnaisses granodioríticos. Essas litologias ocorrem bastante intemperizadas e muito estruturadas com exposições, em ravinas e voçorocas, e os solos associados a esta formação apresentam capacidade de suporte que em geral elevada.

Figura 1:Localização do canal de projeto a ser tratado (Fonte: Google Earth).

Na margem esquerda do talvegue ocorrem no topo do talude solo residual do granito gnaisse, em sequência subordinada temos estreita faixa de material silto-argiloso de espessura centimétrica a decimétrica. Se verifica também uma espessa camada de conglomerados constituído por clastos e pequenos blocos em sua maioria de formações ferríferas compactas, na base do talvegue. Abaixo algumas fotografias ilustram a condição da visita inicial e a condição já escavada do talude, que corroborada a hipótese inicial.

Figura 2: Fotografias dos materiais na visita inicial e na fase de escavação, validando os materiais previstos.

Na margem direita os materiais naturais do canal são os mesmos da margem esquerda, contudo devido ao fluxo de rejeitos da barragem se encontra um grande depósito de rejeito depositado na margem, bem como em uma espécie de bolsão dentro do talude. A hipótese mais provável, é que a energia da onda escavou o material natural, que foi substituído pelo rejeito. Nesta margem ainda se verificou a presença de um grande aterro, denominado como TCF (Terminal de Carregamento Ferroviário), que era parte integrante das operações de mineração pré-ruptura. É interessante apontar que na interface do aterro do TCF com o terreno natural foi encontrada uma camada drenante, composta por blocos de rocha (rachão) de dimensões variadas. Abaixo uma seção do canal exemplifica os materiais ocorrentes.

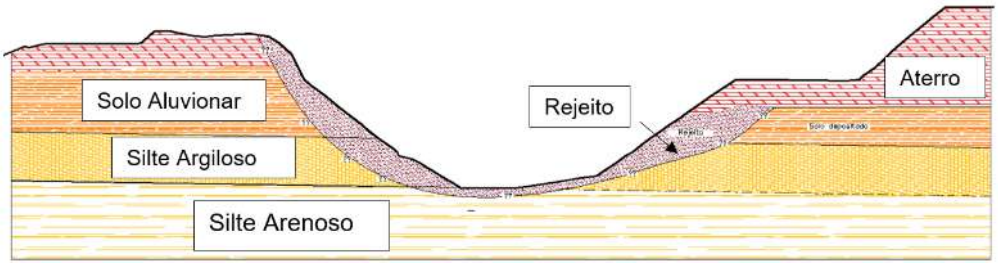


Figura 3: Seção do canal em questão

2.2. Caracterização do rejeito local, das trincas mapeadas e cunhas hipotéticas

É importante destacar que os ensaios de caracterização do rejeito, mapeamento das trincas e análises das cunhas não foi contemplado no desenvolvimento deste trabalho, tendo sido uma etapa pregressa, trabalho desenvolvido por outra empresa projetista. Os resultados do referido estudo foram disponibilizados, em formato de relatórios técnicos, para a serem avaliados incorporando as informações neste projeto. Foram realizados ensaios de caracterização física e de resistência mecânica do rejeito local, que corroboraram as observações de campo, comprovando que o material apresenta resistência muito baixa e uma granulometria muito fina, compatível com o grupo ML-CL do sistema SUCS, que representam materiais siltosos e argiloso. Estas características são fundamentais para a definição do paramento para a retenção dos mesmos, conforme

será apresentado nos itens seguintes. No referido documento também estava detalhada a posição das trincas identificadas no talude de rejeitos remanescentes da antiga estrutura, estas localizadas na porção mais à montante, próximo do limite do terreno natural com rejeito. Estas trincas eram espessas e longas, delimitando uma massa com potencial instável. Em adição as trincas, utilizando os dados de ensaios do rejeito, foram simuladas seções de cálculo, cujos resultados mostram mais duas cunhas hipotéticas, seções com baixo FS, e pelas análises desenvolvidas as 4 cunhas totalizam 420.000 m³ de rejeito com potencial de mobilização, indicadas na

Figura 4. Em função da possibilidade do movimento destas cunhas, foi iniciado o projeto para as possíveis intervenções, que se limitaram a estruturas dinâmicas contra fluxo de detritos, visando mitigar os riscos das equipes de trabalho de jusante.

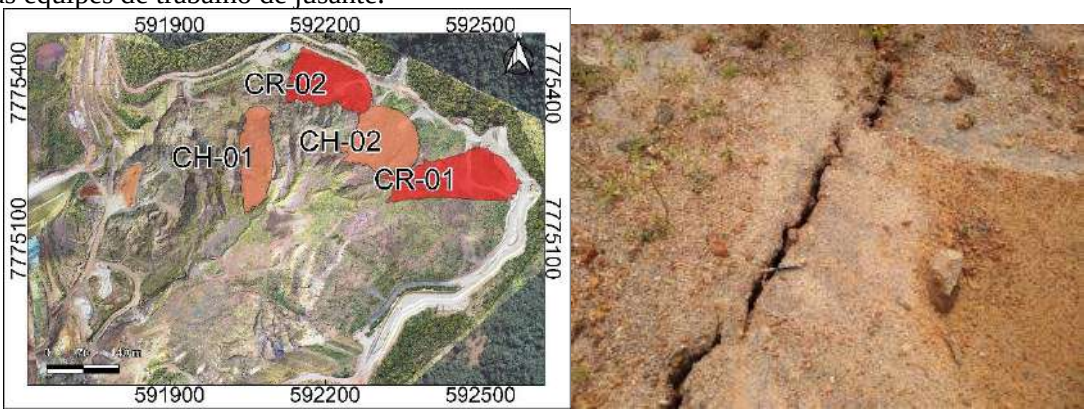


Figura 4: Localização das cunhas reais e hipotéticas, e detalhe de uma das trincas mapeadas

3. SIMULAÇÕES DE FLUXO DE REJEITOS

Determinar quais são as velocidades de onda e altura previstas é uma tarefa complexa, pois são muitos os parâmetros que afetam o comportamento deste evento, bem como os resultados das simulações. As simulações hidráulicas de *dam breach* possuem um procedimento e modelos bem aceitos na engenharia hidráulica, com resultados satisfatoriamente assertivos.Tentativas de utilização destes modelos para modelagem de corridas detriticas, na geotecnia, encontra dificuldades em função da natureza complexa dos mesmos. Caracterizado como um fluido não newtoniano, na verdade as corridas detríticas são mais complexas do que isso, pois são fluidos bi-fasicos (solido + água + ar) com forças de interação e colisionais entre as partículas. Neste sentido, modelos como o de Voellmy-Salm, Wendeler (2016) tendem gerar resultados mais assertivos nas simulações numéricas de corridas detríticas, ou *debris flows.*

Rupturas de barragem de rejeito geram um fluxo também bí-fásico, entretanto sem os clastos de grande dimensão como as corridas detríticas, logo a aplicabilidade de modelos hidráulicos pode representar melhor este tipo de fenômeno. Entretanto a presença acentuada de sólidos pode também dificultar a modelagem destes fluidos apenas com uma variação de viscosidade naqueles modelos. Uma retroanálise da ruptura da barragem utilizando o modelo de Voellmy Salm é apresentada por Gobbi (2024), e traz algumas discussões a este respeito.

Para o desenvolvimento do projeto das estruturas de proteção mencionadas, foram disponibilizadas simulações de estudo de ruptura hipotética utilizando modelagem hidráulica com a ferramenta *Riverflow 3D,* a sua metodologia específica não será abordada neste artigo.

Em paralelo foi realizada pelos autores deste trabalho uma modelagem com o modelo de Voellmy Salm, utilizando o programa RAMMS Rapid Mass Movement Simulation, para fim de comparação e determinação de cenários a serem considerados nas condições de carregamento da estrutura.

De maneira bastante simplificada, este descreve a interação das partículas do fluxo em função do atrito seco de Couloumb (μ) e do atrito visco-turbulento (ξ), que representa a interação entre as partículas sólidas e porção fluída do fluxo. As análises são desenvolvidas partindo do modelo digital do terreno, o MDT, e é necessário definir a zona de partida das massas instáveis (trincas mapeadas) com uso de polígonos, associando uma espessura para cada um atingindo o volume desejado da análise.

Os parâmetros utilizados na simulação foram aqueles determinados na retroanálise da ruptura da B1 (Gobbi, 2024). Como a quantidade de água presente na massa de rejeitos atual é inferior à quantidade presente no reservatório original (ou seja concentração volumétrica de sólidos atual é superior ao do reservatório),

entende-se que a utilização dos parâmetros de retroanálise é uma medida conservadora e análises paramétricas foram conduzidas a fim de se testar o efeito da variação dos parâmetros nos resultados das análises. Ao final das análises foi realizado um comparativo entre a simulação realizada disponibilizada (Riverflow 2D) e as simulações realizadas neste trabalho. A Figura 5 apresenta a comparação de altura de onda e velocidade ao longo da seção transversal na posição da malha 03, análise comparativa entre as ferramentas de cálculo Riverflow 2D e RAMMS. É possível identificar que as alturas de onda são bastante semelhantes nos dois modelos, e que a velocidade de impacto é ligeiramente inferior nas simulações realizadas com o RAMMS.

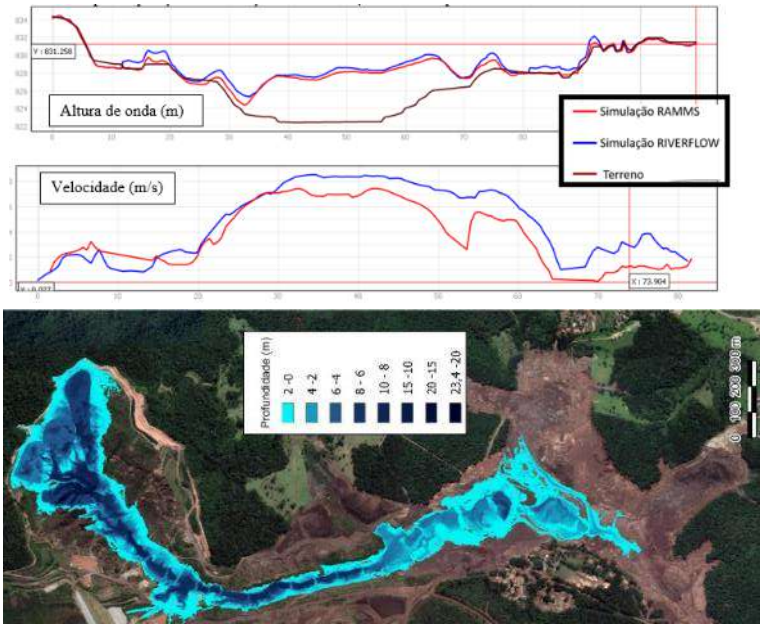


Figura 5: Comparativo entre os resultados da simulação Riverflow 2D e RAMMS na seção da malha 03 e resultado da simulação no MDT sem barreiras.

4. DIMENSIONAMENTO DAS BARREIRAS

4.1. Disposição das estruturas

Tendo definido a configuração necessárias às estruturas foi desenvolvida uma nova análise de fluxo rejeitos, considerando a inserção no MDT de análise as escavações projetadas associadas aos paramentos projetados. Se destaca que o RAMMS não é capaz de computar o funcionamento das estruturas no fluxo, e não verifica o dimensionamento das mesmas, considera as estruturas como barramentos no canal de resistência infinita a serem transpostos pelo fluxo. O objetivo destas análises consiste em verificar se as intervenções no canal afetam o máximo alcance da onda de rejeito, protegendo as áreas de jusante. Abaixo se apresenta as duas imagens com a mancha de inundação das ondas nos dois cenários, o MDT sem as intervenções e o MDT com as estruturas implementadas.

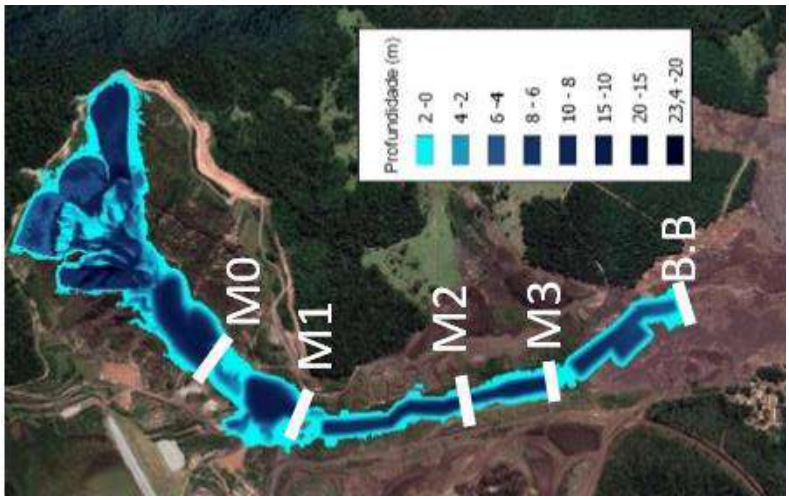


Figura 6: Resultado da simulação considernado as intervenções implementadas no MDT de cálculo

A análise comparativa entre as simulações mostra que sem as estruturas (Figura 5), a onda atinge uma distância de 3.7 km a jusante do barramento, enquanto que com as estruturas (Figura 6) a máxima distância reduz para 2.2 km, uma redução significativa. E ainda é notório nas simulações o acúmulo de material junto das posições de execução da barreira, indicando que as estruturas em questão são eficientes para a retenção dos rejeitos.

4.2. Dimensionamento estrutural

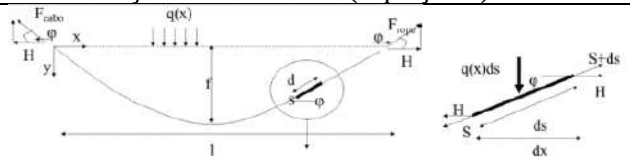
Com base na altura de onda e velocidade de fluxo os esforços atuantes na estrutura são determinados somando-se as componentes estáticas e dinâmicas, de acordo com a metodologia proposta por Wendeler (2016).

$$F = \frac{1}{2}.\gamma.\left(h_{fl} + \Delta h\right)^2 + C_d.h_{fl}.\rho.v^2 \quad \text{(Eq. 1)}$$

Onde γ: peso específico da massa 17,5 kN/m³ (característico rejeito); ρ:massa específica do rejeito: 1,75 ton/m³; h_{fl}: altura da onda (obtida das simulações);Δh: altura galgamento (ou solapamento); C_d: coeficiente 1,0 – segundo Wendeler (2016); v: velocidade (obtida das simulações) F (kN/m): Força por metro aplicada à barreiras em função das cargas estática e dinâmica.

Com a Equação 1 e os parâmetros obtidos das simulações foram calculados os esforços para o impacto da primeira onda e impactos subsequentes, incluindo o galgamento. Como exemplo são apresentadas as solicitações para o primeiro impacto nas estruturas. A interação da solicitação com a resposta da estrutura (barreira dinâmica) não é trivial, pois as cargas nos elementos variam de acordo com a deflexão da estrutura. A solicitação pode ser obtida pela resolução da equação da carga em cabos, indicada na Equação 2. Entretanto esta integração só pode ser resolvida numericamente. Entretanto para fins de engenharia pode ser resolvido utilizando através de uma série de Taylor para o cálculo das forças nos elementos (Equação 3).

	hfl (m)	v (m/s)	F (kN/m)
Malha 00	11,1	9,83	2.392
Malha 01	5	6,78	500
Malha 02	8,7	4,4	869
Malha 03	3,4	5,3	218



$$\int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{Q}{hfl}\right)^2}\, dx - s_0\,(1 + \alpha_1 \Delta t) + \frac{H}{EA}\int_0^l \left(1 + \frac{Q^2}{H^2}\right) dx$$

Eq. 2:

$$H^3 + H^2 EA\left[1 - \frac{1}{s_0}(l - \alpha_t \Delta t s_0)\right] - \frac{EA}{2s_0}\int_0^l Q^2 dx$$

Eq 3

Este procedimento de cálculo deve ser validado e aferido com base em testes em escala real. Então com base nos modelos numéricos calibrados em ensaios em escala real os dados podem se extrapolados para cenários distintos de carregamentos em relação àqueles testados em escala real. Como as solicitações deste projeto eram substancialmente superiores às usuais, consequentemente a estrutura resultante possui uma quantidade muito superior de cabos, malhas e ancoragens. As fundações dos postes, que normalmente consistem em três chumbadores (dois tracionados e um comprimido) foram substituídas por bloco de estacas

raiz. Por exemplo, na barreira Malha 03 cada bloco de fundação necessitou de 07 estacas raiz com diâmetro de 310mm, inclinadas e verticais a fim de combater os esforços horizontais oriundos das tensões de impacto. Neste conjunto 4 estacas funcionam a tração e 3 a compressão.

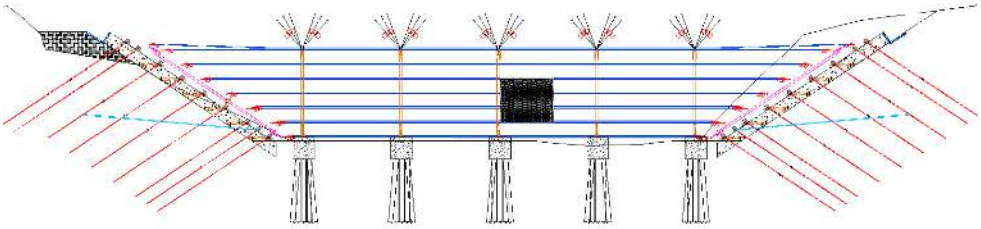


Figura 7: Configuração geral da estrutura Malha 03

4.3. Capacidade de retenção

Do ponto de vista estrutural a barreira possui capacidade de retenção dos impactos previstos. Diferente do conceito de aplicação para proteção contra fluxo de detritos, onde o objetivo é permitir a passagem da fase fluida e reter os clastos e árvores, por serem os materiais de maior capacidade destrutiva, no caso destas barreiras o objetivo era promover a retenção dos rejeitos finos. Conforme apresentado nos estudos de Wendeler (2016) quando a abertura da malha é igual ao D95 da fase sólida do fluxo é possível a retenção de 100% da fase sólida. O valor de D95 médio dentre os estudados é de 1,35 mm, entretanto uma grande variabilidade é encontrada nos resultados, tendo o valor mínimo de 0,075 mm e máximo de 9,5 mm. Foi adotada uma abertura de 2,0 mm como abertura máxima para a malha de retenção de finos. Como a referência para tal determinação é fundamentada em materiais de maior granulometria (corridas detríticas), entende-se que esta capacidade de retenção deve ser avaliada com o tempo e ajustada conforme necessidade. Para obtenção da abertura de 2mm, foi utilizado um conjunto de malhas: a) Malha ROCCO –Malha estrutural para suportar o impacto, ϕ300mm com 19 fios de 3mm e fy>1770Mpa Malha TECCO G45/2mm – malha secundária de transição da ROCCO ϕ=45mm fios de 2 mm fy>1770Mpa Malha polimérica com abertura menor do que 2mm

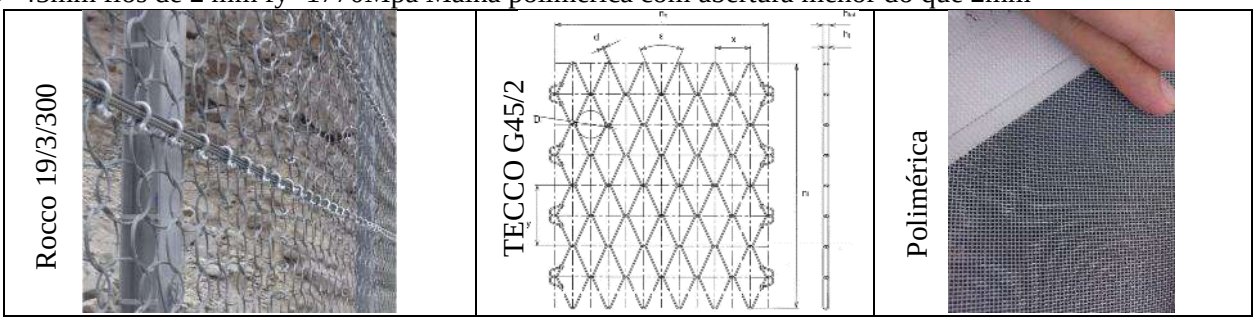


Figura 8: Malhas Utilizadas

5. IMPLANTAÇÃO DAS ESTRUTURAS

A implementação das estruturas teve início seu início em abril de 2022, com a execução da malha 02, malha 03 e barreira de blocos, estando estas na porção final do canal. As estruturas listadas foram priorizadas por estarem posicionadas fora da zona de atenção / zona vermelha para riscos, local este que possibilita a evacuação em tempo hábil. Após a limpeza inicial do canal, removendo rejeito acumulado e conformando os taludes das ombreiras de ancoragens das barreiras, o processo se mostrou-se desafiador. As condições do terreno natural ofertaram grande complexidade executiva, principalmente na ombreira direita devido a existência do aterro do TCF, com seu dreno de fundo em material pétreo sob presença de elevado volume de água, bem como os depósitos de rejeito em camadas não previstas. Tais características, aliadas a restrições do espaço, implicaram na instabilidade dos taludes para a geometria prevista em projeto e principalmente instabilidades das perfurações para construção das ancoragens. Os furos não apresentavam estabilidade para perfuração sem revestimento, e o revestimento por sua vez era inviável dada a dimensão das ancoragens de cabo espiral, que demandariam diâmetros de perfuração superiores a 200mm.

Diante disso, foi necessário alterar o sistema de ancoragem das ombreiras, substituindo as ancoragens de cabo espiral por duas cortinas atirantadas. Nestas cortinas foram posicionados *inserts* para a utilização de cabeças flexíveis de ancoragem em substituição às ancoragens de cabo espiral. As cortinas também foram

dimensionadas para a estabilização dos taludes laterais, e a utilização do método descensional permitiu a estabilização dos taludes concomitante com as escavações do terreno. A conclusão da obra de implantação das malhas, bem como escavações das bacias e execução da barreira de blocos, se deu em julho de 2023.

Figura 9: Fotografias das (a) instabilidades no talude, (b) uma das cortinas em execução e (c) da malha 03 concluída.

6. CONCLUSÕES

A ruptura da barragem mencionada neste artigo, consistiu em um grave acidente dentro do histórico da engenharia brasileira. Incontáveis ações e esforços foram e vem sendo empregados a fim de se reestabelecer as condições de segurança e reparar dentro do possível os danos. Durante este processo foi identificado o potencial de reativação de parte do rejeito remanescente no antigo reservatório. Para mitigar o risco às equipes de trabalho a jusante da antiga barragem, bem como mitigar os danos ambientais de uma possível nova ruptura de rejeitos, foi elaborado um projeto inovador utilizando barreiras flexíveis de proteção contra fluxo de detritos, adaptadas para proteção contra fluxo de rejeitos, além de outras estruturas. Este artigo apresentou as simulações de fluxo, o dimensionamento das barreiras, apresentou aspectos construtivos e os resultados até o momento da implantação destas estruturas. Esta alternativa consistiu em soluções de rápida instalação e com capacidade resistente compatível com as mais severas considerações de cargas de impacto.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à todas as equipes envolvidas no desenvolvimento dos estudos, projetos e implantação das obras apresentada neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CARNEIRO, M.A. O complexo metamórfico Bonfim setentrional (Quadrilátero Ferrífero), Minas Gerais: litoestratigrafia e evolução geológica de um segmento de crosta continental do Arqueano, 1992. Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 1992.

De Lima, R. E., de Lima Picanço, J., da Silva, A. F. & Acordes, F. A. An anthropogenic flow type gravitational mass movement: the Córrego do Feijão tailings dam disaster. Landslides 17, (2020).

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION – Micropile Design and Construction. Publication Nº 05-039 IBC, International Building Code. 2006.

Hohermuth, B.; Graf, C., 2014: Application of debris-flow simulations in practice. [Abstract] In: Abstract Volume, 12th Swiss Geoscience Meeting, 2014. Bern, SCNAT. 200-201.

Gobbi, F., Vieira, G., Daudt, J., Denardin, B. (2024) Brumadinho tailing dam break back calculation using the Voellmy Salm model. No prelo.

Iverson, R. 1997. The Physics of Debris Flows. Reviwes of Geophysics, 35, 3 / 1997. P. 245 – 296.

NOCE, C.M. Geocronologia dos eventos magmáticos, sedimentares e metamórficos da região do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, 1995,Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo/USP,1995.

Robertson, P. K., de Melo, L., Williams, D. J. & Wilson, G. W. Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão Dam I. http://www.b1technicalinvestigation.com/ (2020).

Rickenmann, D.(1999) Empirical Relationships for Debris Flows. Natural Hazards, n. 19, 1999

Takahashi, T. 1991. Debris Flow, 165 pp. A.A.Balkema, Brook-field, Vt., 1991.

Raïmat, C.; Riera, E.; Graf, C.; Luis-Fonseca, R.; Fañanas Aguilera, C.; Hürlimann, M., 2013: Experiencia de la aplicación de RAMMS para la modelización de flujo tras la aplicación de la soluciones flexibles vx en el barranc de Portainé. In: Alonso, E.; Corominas, J.; Hürlimann, M. (eds) VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Palma de Mallorca, Junio 2013. Barcelona, CIMNE. 1131-1144.

Schraml, K.; Thomschitz, B.; McArdell, B.; Graf, C.; Hungr, O.; Kaitna, R., 2015: Modeling Debris-Flow Runout Pattern on a Forested Alpine Fan with Different Dynamic Simulation Models. In: Lollino, G.; Giordan, D.; Crosta, G.B.; Corominas, J.; Azzam, R.; Wasowski, J.; Sciarra, N. (eds) Engineering Geology for Society and Territory - Volume 2. Landslide Processes. London, Taylor & Francis. 1673-1676

SHINZATO, E., CARVALHO FILHO, A. Pedologia. In: Projeto APA Sul RMBH. Estudos do Meio Físico. Belo Horizonte: CPRM/SEMAD/CEMIG, 2005.v.5.

VanDine, D. F. 1996 Debris Flow Control Structures for Forest Engineering. Res. Br., B.C.Min.For.,Victoria, B.C., Work Pap. 08/1996

Wendeler, C. Debris-Flow Protection Systems for Mountain Torrents. WSL Berichtem 2016. Tese de doutorado.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/229

Modelagem Numérica de Escavação em Talude com Camadas Reliquiares Estabilizada com Ancoragens – Caso de Estudo

Mauro Vitor dos Santos Moura
Doutorando, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, mauro.moura@coc.ufrj.br

Maurício Ehrlich
Professor, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil,

Seyed Hamed Mirmoradi
Professor Visitante, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil,

RESUMO: O município de Niterói/RJ possui taludes de solo com origem em um gnaisse metassedimentar que deu origem a camadas reliquiares centimétricas de baixa resistência e alta deformabilidade, que muitas vezes estão desfavoráveis a uma escavação, entre camadas de alta resistência e baixa deformabilidade. Casos de escavação na região foram relatados indicando a preponderância das camadas reliquiares nas direções dos movimentos e nas cargas de ancoragens. O objetivo deste trabalho foi descrever o processo de validação de um caso de escavação em talude com camadas reliquiares estabilizada com ancoragens. Discutiu-se informações sobre modelos constitutivos adequados, ensaios utilizados, escolha de parâmetros e geometria do modelo. Foi necessário utilizar uma combinação de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais para obter os parâmetros geotécnicos e modelar o solo com modelos constitutivos que levam em consideração a degradação da rigidez com as deformações, e as camadas reliquiares com interfaces seguindo a geometria identificada em campo. A validação foi satisfatória e foi possível reproduzir os dados de instrumentação de inclinômetros, marcos superficiais à montante e cargas das ancoragens.

PALAVRAS-CHAVE: Camada Reliquiar, Solo Residual, Estrutura Ancorada, Falha Geológica

ABSTRACT: The city of Niterói has soil slopes originating from a metasedimentary gneiss, resulting in centimeter-thick relic layers of low resistance and high deformability, often posing challenges during excavation between layers of high resistance and low deformability. Excavation cases in the region have been reported, indicating the predominance of relic layers in the directions of movements and in the anchor loads. The aim of this study was to describe the validation process of an excavation on a slope with relic layers stabilized with anchors. Information on appropriate constitutive models, tests and parameters used, and model geometry were discussed. A combination of direct shear and triaxial tests was used to obtain geotechnical parameters and to model the soil with constitutive models that consider stiffness degradation with deformations and relic layers with interfaces following the geometry identified in the field. The validation was satisfactory, and it was possible to reproduce the data from the inclinometer, surface benchmarks upstream, and anchor loads.

KEYWORDS: Reliquiae Layer, Residual Soil, Anchored Structure, Geological Fault

1 INTRODUÇÃO

Escavações em área urbanas com topografia acidentadas são cada vez mais comuns. Esse fenômeno acontece no município de Niterói, o crescimento urbano e a necessidade de maior aproveitamento do terreno criam uma demanda por escavações em taludes da cidade. A geomorfologia da região é constituída de colinas com vertentes convexo-côncavas de gradientes suaves a moderados e topos arredondados (CPRM, 2017). O solo, por sua vez, é originado do gnaisse kinzigito, um biotita gnaisse bandado com intercalações de quartzitos e lentes de rocha calcissilicáticas (Marques, 2010). Os solos formados por essa rocha constituem-se de areia

fina a média, argilo-siltosa, de plasticidade baixa a média, em alguns casos alta, formando espesso pacotes de solo (Gomes Silva, 2006).

O mapa geológico do local (UFF, 2004) aposta a presença de lineamentos estruturais e zonas de falhamento seprarando duas unidades litológicas distintas: a Unidade Ingá e Unidade Ganisse facoidal sem zonas chanockíticas (Figura 1). As escavações de interesse ocorrem todas na Unidade Ingá, que se caracteriza por ser um conjunto gnáissico, composto por níveis centimétricos a decamétricos intercalados, de leucognaisses biotíticos, gnaisses, feldspáticos e gnaisses quartzosos de aspecto quartzítico, além de presença de dobras e contatos por falha com o gnaisse facoidal encaixante. Ehrlich *et. al* (2017) discute a questão das camadas reliquiares em escavações da região.

Na Figura 1 estão localizadas as outras escavações que identificaram camadas reliquiares no todo ou em trechos do talude, estabilizados com ancoragens ou grampos. A Ocorrência III, é o caso de estudo deste trabalho, mais detalhes sobre os outros casos podem ser encontrados em Ehrlich e Silva (2015) e Silva (2017) para a Ocorrência I; Gomes Silva (2006) e Lima (2007) para a Ocorrência II; Saramago *et al.* (2010) para a Ocorrência IV. Modelagem numérica de cada caso pode ser encontrada em Moura (2018).

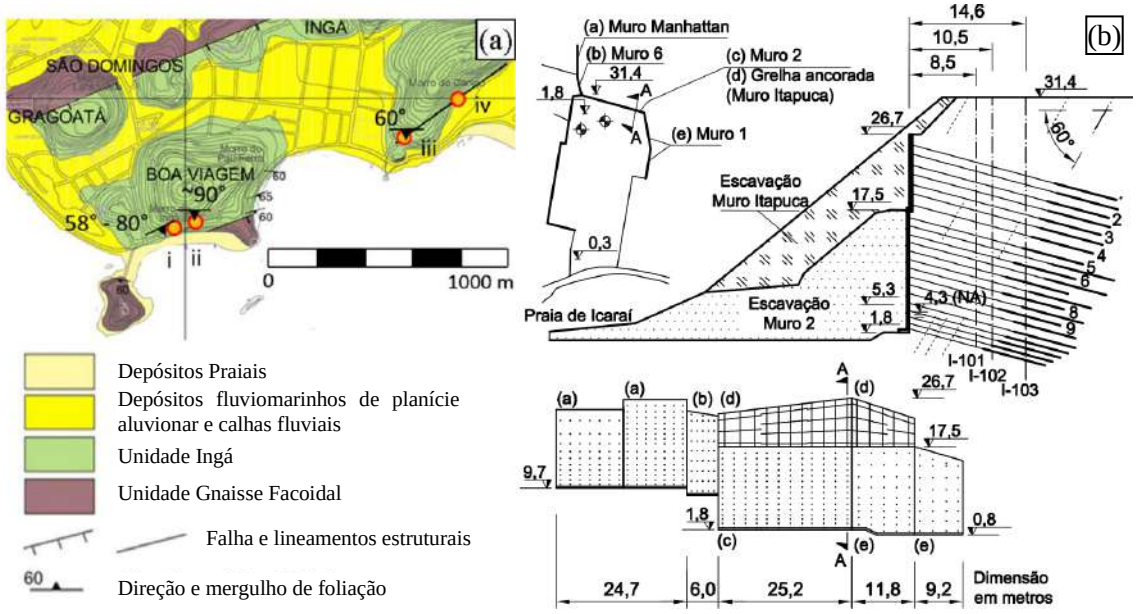


Figura 1 - (a) Mapa geológico geotécnico da região (b) Planta baixa, corte e visão frontal do muro do caso de estudo (Moura *et. al*, 2023).

2 DESCRIÇÃO DO CASO

2.1 Caso de estudo

A Obra do estudo de caso passou diversas etapas durante a construção de seus diversos muros. Mais detalhes podem ser encontrados em Ehrlich (2004) e Moura *et. al.* (2023). A primeira parte da obra ocorreu com a escavação da cota +31,4 m até a cota 17,5 m e foi estabilizada com o Muro Itapuca, com estabilização de três níveis de ancoragem. A obra foi reiniciada para a escavação até a cota final de +1,8 m para a construção de edifício de 17 pavimentos. Primeiramente, o Muro Itapuca foi reforçado com uma grelha possuindo 4 níveis de ancoragem. Escavação reiniciou com a construção do Muro 1, 2 e 6. Quando a escavação atingiu a cota +5,3 m, rachaduras a montante foram notadas e a obra foi paralisada. Amostras indeformadas foram obtidas no trecho final da escavação para a realização de ensaios de caracterização e ensaios de cisalhamento direto. Foram observados no campo e na amostra indeformada camadas reliquiares no solo, onde foi possível diferenciar três camadas distintas de solo. A caracterização do solo encontra-se na Tabela 1.

Tabela 1. Características das amostras (Ehrlich, 2004).

Camada	% < 2 (mm)	%<20 (μm)	% < 2 (μm)	Limites (%) LL	IP	USCS [a]	h[b] (%)	γ[c] (kN/m³)	Ia	c[d] (kPa)	Φ[e] (°)
1	100	52	28	102	77	MH	23,5	20,0	2,75	20	27
2	79	13	4	NP	-	SM	9,1	19,1	-	80	36
3	99	23	10	NP	-	SM	12,3	20,2	-	20	39

[a] Sistema Unificado de Classificação de Solo; [b] umidade; [c] peso esp. úmido; [d] coesão; [e] âng. atrito

Das três camadas uma se destacou por ter um alto IP e atividade da argila (Ia). Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados de forma a coincidir o plano de ruptura com o plano das camadas. Os resultados demonstraram que a resistência da camada 1 foi significativamente menor do que as outras duas.

Um novo projeto foi elaborado baseando-se na ruptura da camada 1. O muro 2 passou por reforços com novos níveis de ancoragens. O restante da escavação foi feito com nichos e foi finalizada sem nenhum problema adicional.

3 MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica passa pela determinação da geometria, dos modelos constitutivos e dos parâmetros geotécnicos e estruturais da obra. As camadas reliquiares por sua característica de pequena espessura, introduziu um nível de desafio em sua simulação. Como ocorrido em Silva (2017) e Moura (2018), as camadas reliquiares comandaram o comportamento da obra com relação a cargas e movimentação. Além disso, os inclinômetros instalados demonstraram que os deslocamentos foram altamente ortogonais à face (ângulos de 2° a 9°), mesmo estando próximo a região côncava do talude (Figura 2). Devido a esses fatos, e de estar desfavorável a escavação, foi escolhido analisar a obra em estado plano de deformação. O modelo foi dividido em duas partes: o solo residual mais resistente, simulado como região e o solo residual mais fraco, simulado como interface.

Figura 2 - Localização da instrumentação a montante. Observar a direção final de movimentação dos inclinômetros (Moura *et. al*, 2023).

3.1 Modelo constitutivo

Silva (2017) analisando um caso de obra similar na região, indicou a importância de se considerar o comportamento hiperbólico do solo residual e utilizou o modelo constitutivo hiperbólico de Duncan e Chang (1970) para modelar o caso. O modelo de *Hardening Soil* (HS) é bastante utilizado para simular a degradação

da rigidez com as deformações (Zhang et al., 2015; Harahap e Ou, 2020; Ying et al., 2022). Por ser uma escavação de grande altura, o modelo constitutivo mais indicado para simular as condições de trabalho deve considerar também a degradação da rigidez com as pequenas deformações, Hardening Soil small Strain (HSs) (Likitlersuang *et al.*, 2013). A camada reliquiar, por sua vez, foi modelada com o modelo constitutivo de ruptura Mohr-Coulomb com a rigidez dependente do eixo y. A face de concreto armado foi modelada como região com modelo constitutivo linar-elástico. O concreto projetado do topo como "*plate*" com modelo constitutivo linear-elástico. As ancoragens foram modeladas com o modelo elástico-plástico.

A obtenção dos parâmetros geotécnicos para tais modelos não é simples e direta, e precisa passar por observações descritas a seguir.

4.1 Parâmetros geotécnicos

Nas amostras retiradas do campo foi possível identificar três camadas diferentes de solo, mas foi impossível separá-la individualmente para a realização de ensaios triaxiais. Uma amostra para o ensaio triaxial envolveria as diversas camadas de solo, resultando em uma ruptura conjunta. Enquanto a direção e mergulho das camadas condicionam uma ruptura plana por apenas uma camada. Considerações precisaram ser feitas para a resolução deste problema.

4.1.1 Parâmetros de ruptura

Ensaios de cisalhamento direto são mais indicados para a obtenção de parâmetros de ruptura, pois com esse ensaio podemos direcionar a ruptura para a direção do plano das camadas reliquiares e assim obter os dados para camadas únicas.

O estado plano de deformações na ruptura tem o efeito de aumentar a resistência do solo (Kulhawy e Mayne, 1990) comparado à resistência obtida pelo ensaio de cisalhamento direto. Para considerar esse fenômeno foi utilizada a expressão proposta por Rowe (1969). O ângulo de dilatância foi obtido com as recomendações de Bolton (1986).

4.1.2 Parâmetros de deformabilidade

Ensaios de cisalhamento são inúteis para a obtenção dos parâmetros de deformabilidade, nesse caso devemos usar os ensaios triaxiais. Correlacionando o E_{50} com a tensão confinante (σ_3) foi possível montar uma nuvem de pontos com os ensaios triaxiais disponíveis. Como início da validação foi admitido que a reta superior da nuvem de pontos corresponderia à rigidez da matriz de solo, e a reta inferior da nuvem de pontos seria a rigidez das camadas reliquiares. A curva validação do solo residual e da camada reliquiar ficaram quase coincidentes e cruzando a estimativa da rigidez inferior. Os ensaios disponíveis em Lima (2007) e Silva (2017) foram ensaios triaxiais drenados de carregamento axial (CID) e de descarregamento lateral (CID-E).

O mesmo efeito de estado plano de deformação ocorre na rigidez, uma majoração com um fator de 2,2 foi introduzido nos ensaios triaxiais disponíveis através da Teoria da Elasticidade.

Os parâmetros para o modelo HSs do solo residual foram obtidos a partir dos trabalhos de Biarez e Hicher (1994) para o G_0^{ref} e Vucetic e Dobry (1991) para $\gamma_{0.722}$. Os parâmetros de solo e da estrutura foram resumidos na Tabela 2.

4.2 Geometria do modelo

A geometria do modelo é de suma importância, pois efeitos numéricos indesejáveis podem afetar os resultados. As análises de sensibilidade das condições de contorno são apresentadas a seguir na Figura 3.b, considerando a distância entre o muro e a fronteira direita e esquerda e a fundação do modelo. O uso de interfaces para modelar as camadas reliquiares é intensivo computacionalmente falando, então um mínimo de interfaces deve ser utilizado, mas sem prejuízo nos resultados.

Tabela 2 - Resumo dos parâmetros geotécnicos e estrutuarais utilizados.

Identificação	Solo Residual	Camada Reliquiar
Modelo Constitutivo	HS small	Mohr–Coulomb
Tipo	Região	Interface
Drenagem	Drenado	Drenado
Peso Específico		
γ_{umid} (kN/m³)	20,0	20,0
γ_{sat} (kN/m³)	21,0	21,0
Parâmetros de Ruptura		
c (kPa)	20,0	20,0
ϕ (°)	44,0	30,0
ψ (°)	14,0	0,0
Parâm. de Rigidez		
E_{50}^{ref} (MPa)	38	
E_{oed}^{ref} (MPa)	36	
E_{ur}^{ref} (MPa)	114	
m	0,7	
G_0^{ref} (MPa)	116.425	
$\gamma_{0,7}$	0,0001	
Parâmetros Avançados		
ν_{ur}	0,2	
p_{ref} (kPa)	100	
k_0^{nc}	0,305	
R_f	0,7	
$\sigma_{tension}$ (kPa)	0,0	

Parâm. de Ruptura Avançados	
c'_{inc} (kPa)	0,0
y_{ref} (m)	31,40
Parâm. de Rigidez	
E' (MPa)	17,0
ν	0,30
Parâm. de Rigidez Avançados	
E'_{inc} (MPa)	1,5
y_{ref} (m)	31,4
$\sigma_{tension}$ (kPa)	0,0

Concreto Projetado	
Linear Elástico	
Espessura, d (m)	0,15
Peso específico, γ (kN/m³)	25
E (GPa)	18
Peso Linear, w (kN/m/m)	1,05
Face de Concreto Armado [Grelha/Muro Itapuca / Muro 2]	
Modelo Constitutivo	Linear Elástico
Espessura, d (m)	0,19/0,20/0,30
Peso esp., γ (kN/m³)	25
E (GPa)	18
Anchors (Trecho Livre) [Grelha/Muro Itapuca/Muro 2]	
Modelo Constitutivo	Elastico-plástico
Φ_{steel} (cm)	3,2
E (GPa)	210
$L_{esp,horizontal}$ (m)	2,24/1,75/2,24
Carga Máxima, $F_{máx}$ (kN)	844,4
Anchors (Trecho fixo) [Grelha/Muro Itapuca/Muro 2]	
$\Phi_{aço}$ (cm)	3,2
Φ_{furo} (cm)	10
E (GPa)	21,5
$L_{esp,horizontal}$ (m)	2,24/1,75/2,24
Peso Linear, w (kN/m/m)	0,12

O modelo deve seguir as características das camadas reliquiares como, espaçamento, persistência, direção e mergulho. Foi necessário identificar o local onde ocorriam camadas reliquiares, no caso de estudo, as camadas reliquiares foram encontradas por todo o talude. O espaçamento identificado em campo foi de aproximadamente 25 cm, sendo essa distância reproduzida no modelo. A direção e mergulho no campo estava desfavorável à escavação e com um mergulho de 60°, representado no modelo. As camadas reliquiares foram modeladas até a região dos bulbos dos tirantes. A persistência na fundação, no entanto, foi um obstáculo quanto ao processamento computacional, sendo necessário realizar um estudo de sensibilidade. Foi preciso estudar a influência que a profundidade da camada reliquiar abaixo da cota de escavação teria no modelo (Figura 3a), a profundidade F de 12 metros foi a escolhida.

O número total de elementos do modelo validado foi de 22.853. A Figura 4 apresenta a rede de elementos finitos utilizada junto com as dimensões.

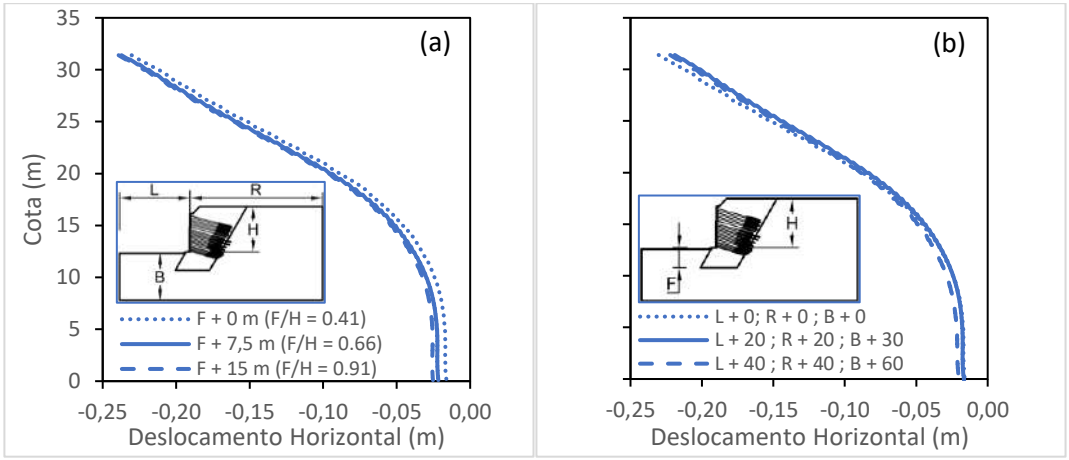


Figura 3 - Análise de sensibilidade: (a) condições de contorno (b) fundação das camadas reliquiares fracas.

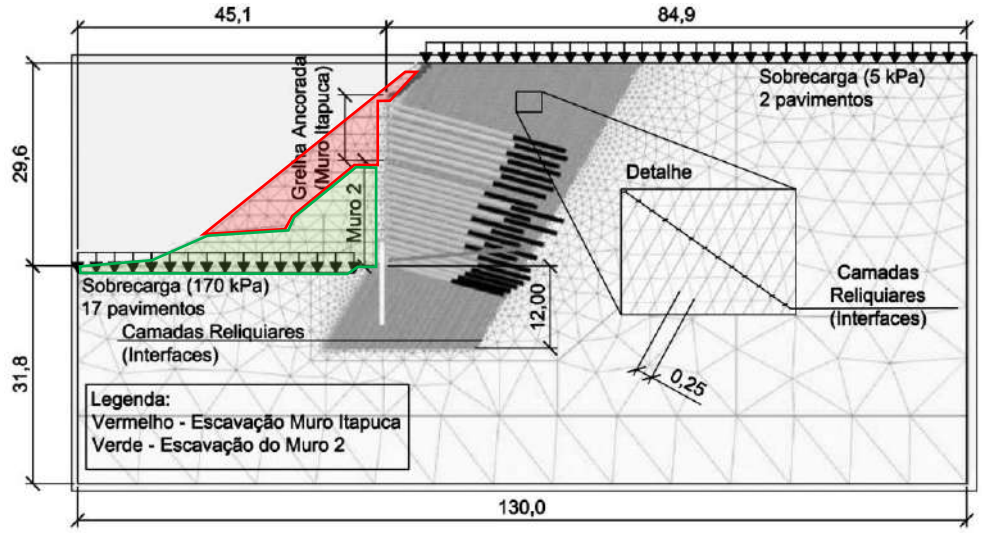


Figura 4 – Modelo de elementos finitos validado (Moura *et. al*, 2023). Dimensões em metros.

4 RESULTADOS

Os resultados do modelo numérico foram comparados com os dados obtidos dos inclinômetros, marcos superficiais à montante e cargas nos tirantes (Figura 5).

Os inclinômetros foram instalados no momento em que a cota de escavação estava em +5,3 m. A primeira leitura se refere ao momento em que a escavação estava na cota +3.6 m com as respectivas ancoragens instaladas. A segunda leitura corresponde a escavação na cota de +1,8 m e as respectivas ancoragens. E a última leitura com a escavação na cota +0,8 m e o edifício construído. Houve uma discrepância entre as leituras do I102 comparado ao I101 e I103, fato atribuído a um malfuncionamento do mesmo por estar próximo a região dos bulbos de ancoragem. No geral, o modelo representou o comportamento medido pelos inclinômetros. As diferenças relativas das medidas de deslocamentos máximos horizontais entre o medido e o modelo foram (I101) +27%, (I102) +69% e (I103) -15%.

Os marcos superficiais foram bem reproduzidos pelo modelo, com a forma da curva análoga ao medido, com uma pedição acima média de 1 mm no marco B12.

As cargas medidas foram bem representadas na Grelha e no Muro 2. Em ambos os casos durante a primeira escavação, houve um aumento da carga média. No momento dos reforços, o modelo reproduziu a queda de carga média, junto ao que foi medido no campo. Após o reinício da escavação, a carga medida decresceu ligeiramente no Muro 2, e no modelo permaneceu constante, enquanto que na Grelha, a carga medida apresentou uma queda. Fato esse não representado pelo modelo. A queda da carga pós fim da obra foi atribuída a mudança da umidade do solo ao longo do ano que pode ter alterado a coesão aparente do solo.

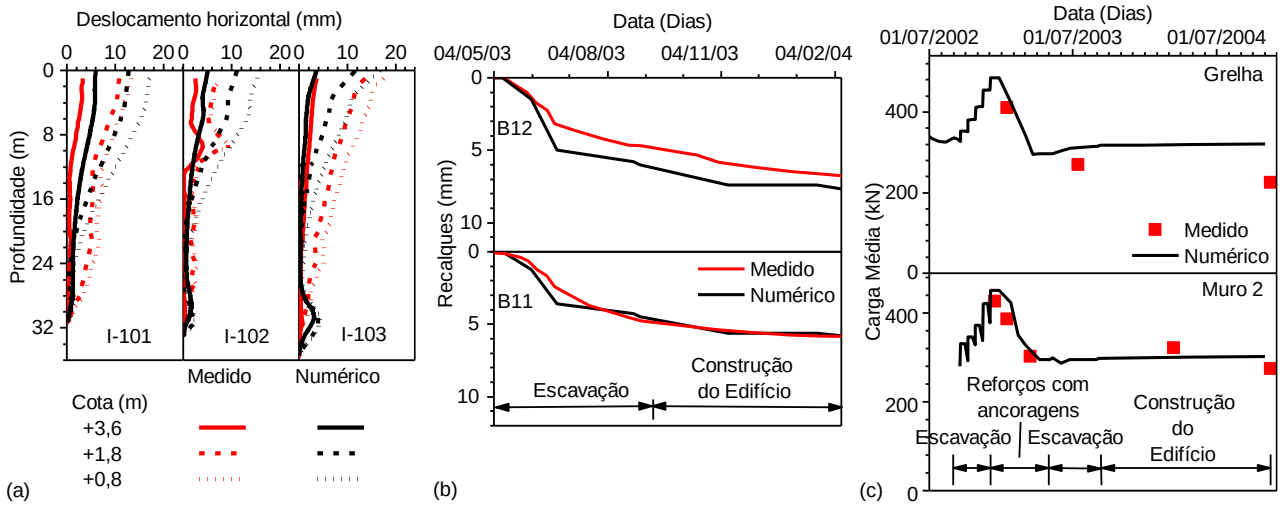


Figura 5 - Dados de instrumentação validados: (a) inclinômetros, (b) marcos superficiais à montante e (c) cargas nas ancoragens (Moura *et. al*, 2023).

5 CONCLUSÕES

Escavações em solos com camadas reliquiares podem ser problemáticas se as camadas reliquiares forem desfavoráveis a escavação. Métodos tradicionais de sondagem à percussão são insuficientes para detectar e avaliar a resistência de tais camadas, sendo necessário a observação visual em campo e ensaios de laboratório para determinação de parâmetros geotécnicos. Os ensaios triaxiais, no entanto, não são úteis para determinar os parâmetros de ruptura adequados, pois pela característica de camadas reliquiares finas do solo, é provável que em uma amostra de ensaio triaxial contenha diversas camadas e a forma de ruptura passe pelo conjunto. Dependendo da direção e mergulho das camadas reliquiares com a geometria da obra, a ruptura em campo passa apenas pela camada mais fraca de solo. O ensaio indicado para essa situação é o de cisalhamento direto, onde é possível forçar a ruptura no plano da camada reliquiar. No entanto, o ensaio triaxial ainda foi útil para determinar a deformabilidade do solo, sendo necessário utilizar uma bateria de ensaios.

A consideração da degradação da rigidez do solo com as deformações também foi importante para a validação do modelo. As camadas reliquiares fracas, por sua característica de serem finas, logo se distorcem e atingem a plastificação, sendo assim o modelo de ruptura Mohr-Coulomb com rigidez apenas dependente da profundidade foi suficiente para modelar o caso. As camadas mais resistentes, por sua vez, no geral ficam mais distantes da ruptura, assim foi necessário modelar a degradação da rigidez. O modelo constitutivo Hardening Soil small Strain foi utilizado, pois graças a grande altura da escavação, até mesmo a simulação da dregradação da rigidez de pequenas deformações foi necessária.

As camadas reliquiares fracas tiveram o potencial de comandar o comportamento geral da escavação, sendo determinantes nas cargas das ancoragens e nas movimentações do talude. No caso de estudo, foram suficientes para transformar um caso de análise que à primeira vista era de 3 dimensões, em um caso de 2 dimensões. De tal forma, os parâmetros de ruptura e deformabilidade foram corrigidos para considerar o efeito do estado plano de deformação de acordo com trabalhos disponíveis na literatura.

AGRADECIMENTOS

Os autores apreciam imensamente o financiamento deste estudo a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Biarez, J., Hicher, P.Y. (1994). *Elementary Mechanics of Soil Behaviour*. A A Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Bolton, M. D. (1986). *The strength and dilatancy of sands*. Geotechnique 36(1):65–78.

CPRM (2017). *Carta Geomorfológico – Município de Niterói/RJ – 1:30.000*. Relatório do Serviço Geológico do Brasil.

Duncan, J.M. e Chang, C.Y. (1970). *Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils*. Journal of Soil mechanics and Foundation Division, ASCE, SM5, pp. 1629-1653.

Ehrlich, M. (2004). *Performance of a 25m high anchored wall for stabilization of an excavation in gneiss saprolite. Landslides: Evaluation and stabilization*. Proc. IX Int. Symp. on Landslides, Rio de Janeiro, Vol. 2, p.1561-1568.

Ehrlich, M. e Silva, R.C. (2015). *Behavior of a 31 m high excavation supported by anchoring and nailing in residual soil of gneiss*. Engr. Geology, 91, p. 48-60.

Ehrlich, M., Moura, M. V. S., Silva, R. C., (2017). *Escavações em Solo Residual com Camadas Reliquiares*. In: XII COBRAE, Florianópolos/SC, Brasil.

Gomes Silva, A. M. B. (2006), *Condicionantes Geológico-Geotécnicos de escavação grampeada em solo residual*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Harahap, S., Ou, C., (2020). *Finite element analysis of time-dependent behavior in deep excavations*. Comput Geotech 119:103300.

Kulhawy, F. H., Mayne, P. W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Eletric Power Research Institute, Palo Alto, CA, USA, Report EL-6800

Likitlersuang, S., Surarak, C., Wanatowski, D., Oh, E., Balasubramaniam, A., (2013). Finite element analysis of a deep excavation: A case study from the Bangkok MRT. Soils and Foundation 53(5):756-773.

Lima, A. P., (2007). *Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaisse*. Tese de D.Sc., PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Marques E. A. G., Barroso E. V., Menezes Filho A. P., Vargas E. D. A. Jr (2010) *Weathering zones on metamorphic rocks from Rio de Janeiro—Physical, mineralogical and geomechanical characterization*. Eng Geol 111(1–4):1–18.

Moura, M. V. S., (2018). *Avaliação do comportamento de contenções em Niterói/RJ*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Moura, M. V. S., Ehrlich, M., Mirmoradi, S. H., (2023). *Effects of reliquiae layer and excavation procedure on the behaviour of anchored structures*. Acta Geotechnica 18:6111–6122.

Rowe, P.W. (1969). *The relation between the shear strength of sands in Triaxial compression, plane strain and direct shear*. Geotechnique 19(1):75–86.

Saramago, R. P., Ehrlich, M., Silva, L. J. R. O. B, Mendonça, M. B., Ferreira Jr, J. A., (2010). *Características Geotécnicas de uma Escavação em Região de Falha Geológica*. In: Proceedings of the XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado, RS, Brasil.

Silva, R.C. (2017). *Comportamento de uma Escavação com Cortina Ancorada e Grampeamento em Solo Residual com Camadas Reliquiares*, D.Sc., COPPE/UFRJ, 210 p.

UFF (2004). *Projeto Avaliação das encostas de Niterói com Vista aos Fenômenos de Deslizamentos – Setor 1 (Zonas Centro, Norte e Sul)*. Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil, 2004.

Vucetic, M., Dobry, R. (1991) *Effect of soil plasticity on cyclic response*. J Geotechn Eng ASCE 117(1):89–107

Ying, H., Cheng, K., Liu, S., Xu, R., Lin, C., Zhu, C., Gan, X., (2022). An efficient method for evaluating the ground surface settlement of Hangzhou metro deep basement considering the excavation process. Acta Geotechnica 17:5759-5771.

Zhang, W., Goh, A. T. C., Xuan, F. (2015) *A simple prediction model for wall deflection caused by braced excavation in clays*. Comput Geotech 63:67–72.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/230

Monitoramento Para Antecipação de Instabilidade de Talude

Melo, Danielle Fernanda Morais
Gerente de Projetos Geotécnicos, GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, Barueri – SP, Brasil, danielle.melo@geocompany.com.br

Nakamoto, Flávio
Engenheiro Civil, GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, Barueri – SP, Brasil, flavio.nakamoto@geocompany.com.br

Ino, Shin Ithi
Arquiteto, CKC Consultoria de Engenharia, São Paulo – SP, Brasil, shin@ckcbrasil.com.br

Santos, Nicolas Job Dos
Engenheiro Civil, CKC Consultoria de Engenharia, São Paulo – SP, Brasil, nicolas@ckcbrasil.com.br

Kochen, Roberto
Prof. Dr. Escola Politécnica da USP, GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, Barueri – SP, Brasil, kochen@geocompany.com.br

RESUMO: Com o objetivo de antecipar possíveis movimentos de terra foram instalados sensores do tipo kantaro em um talude de elevado risco, cercado por ocupações residenciais no topo e na base. Os instrumentos foram instalados em parceria com a empresa japonesa CKC (Chuo Kaihatsu Corporation), que viabilizou a introdução da tecnologia de monitoração utilizada em taludes no país, sendo definida uma parceira para a instalação de área de risco no município de Barueri, São Paulo. A campanha de investigação instalada na área é composta por 3 sensores e um pluviômetro. Os instrumentos instalados têm a capacidade de medir rotações em duas direções perpendiculares e medir a umidade do solo, comparando com limites pré-estabelecidos e realizando a emissão de alertas automáticos quando os valores medidos ultrapassam os limites definidos a priori. O monitoramento está sendo realizado desde setembro de 2022 e neste artigo serão apresentados a composição dos instrumentos de medição, os principais resultados obtidos, como funcionou o sistema de alerta e uma análise crítica da necessidade crescente deste tipo de monitoramento.

PALAVRAS-CHAVE: Sensores kantaro, tiltímetros, monitoramento de taludes.

ABSTRACT: With the aim of anticipating possible ground movements, Kantaro-type sensors were installed on a high-risk slope surrounded by residential areas at the top and at the bottom. The instruments were installed in partnership with the Japanese company CKC, which enabled the introduction of monitoring technology used in slopes in the country, establishing a partnership for the installation of a risk area in the municipality of Barueri, São Paulo. The investigation campaign installed in the area consists of 3 sensors and a rain gauge. The installed instruments have the capacity to measure rotations in two perpendicular directions and measure soil moisture, comparing them with pre-established limits and issuing automatic alerts when the measured values exceed the predefined limits. The monitoring has been carried out since September 2022, and this article presents the composition of the measuring instruments, the main results obtained, how the alert system worked, and a critical analysis of the growing need for this type of monitoring.

KEYWORDS: Kantaro sensors, tiltmeters, slope monitoring.

1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, o Brasil tem enfrentado recorrentes eventos de rupturas de encostas decorrentes de chuvas intensas. Este problema é especialmente preocupante em áreas densamente povoadas nas quais as habitações residenciais podem se situar em encostas sujeitas a deslizamentos e em suas proximidades.

Prevê-se um aumento na frequência de falhas em taludes devido a eventos de chuva cada vez mais frequentes e intensos considerando os resultados do relatório do IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change).

Neste cenário, a implementação de monitoramentos de encostas é crucial para fornecer informações essenciais que subsidiam decisões emergenciais, especialmente durante períodos de crise ou alto risco em áreas com elevada densidade ocupacional.

O sistema de monitoramento desempenha um papel fundamental na detecção precoce de sinais de instabilidade na encosta, permitindo uma resposta rápida e eficaz para proteger vidas e propriedades. Ao fornecer dados em tempo real sobre condições de estabilidade do terreno, tais sistemas capacitam as autoridades a tomar medidas preventivas ou evacuações antecipadas, minimizando os danos potenciais associados a deslizamentos de terra e desmoronamentos.

Neste artigo será apresentado o sistema de monitoramento com tiltímetros tipo Kantaro e o resultado de um monitoramento piloto executado em área localizada na região metropolitana de São Paulo.

2 EQUIPAMENTO

Tiltímetros são instrumentos precisos que medem deslocamentos e rotações das encostas, possibilitando a antecipação de situações de instabilidade. No sistema proposto eles têm a capacidade de enviar alertas online em tempo real, incluindo notificações diretas através de emails e SMS para as partes interessadas. Isso fornece informações cruciais para embasar decisões emergenciais, facilitando o processo de tomada de decisões críticas diante de potenciais ameaças.

O aparelho é composto por um sensor instalado a 50cm de profundidade no solo acoplado com módulo de transmissão de dados conforme apresentado da Figura 1. A facilidade de instalação e operação é uma das grandes vantagens deste sistema.

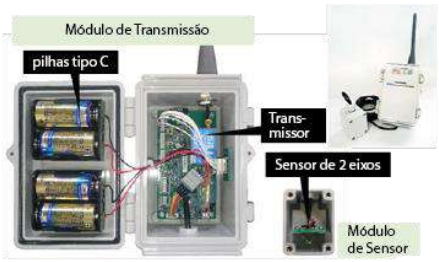


Figura 1. Sensor de movimentação do terreno.

O sistema de monitoramento é formado por uma estação base e outros instrumentos complementares, possibilitando a formação de uma rede de medidores, sendo possível analisar tendências de movimentos da encosta, conforme esquematizado na figura 2.

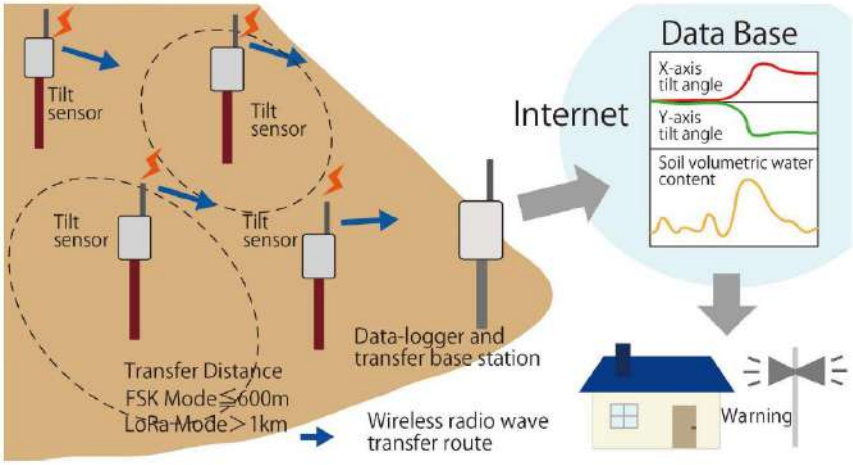


Figura 2. Conjunto de sensores para monitoramento de ruptura em talude (WANG, 2023).

A estação base é composta por um *datalogger* que recebe dados do sensor de inclinação, um pluviômetro que mede a precipitação local, um dispositivo de comunicação que conecta os dados do sensor de inclinação e do pluviômetro à rede de comunicação do telefone celular, além de um painel solar e uma bateria que fornecem energia ao registrador e ao dispositivo de comunicação e transmissão de dados. A figura 3 apresenta os elementos que compõem a estação base.

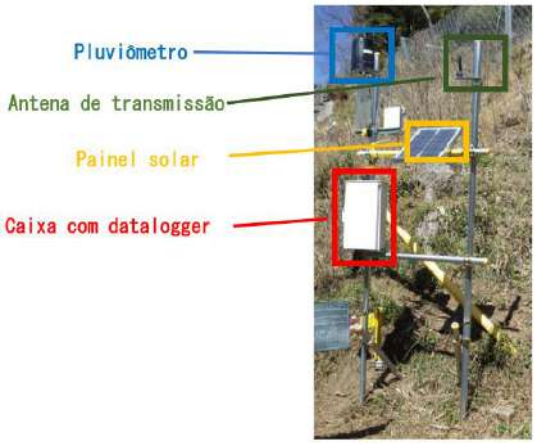


Figura 3. Estação base típica.

Os dados são transferidos do sensor de inclinação para a estação base local, onde são coletados e processados. Em seguida, esses dados são transmitidos da estação base local por meio de linhas de telefonia móvel para um servidor de monitoramento. O site de monitoramento de dados pode ser acessado por computadores e smartphones, permitindo o monitoramento em tempo real da situação local. A figura 4 apresenta o esquema.

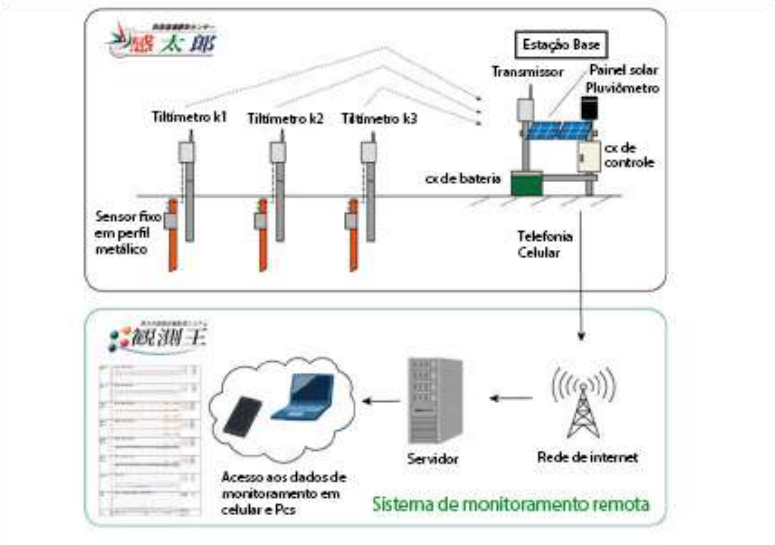


Figura 4. Esquema de funcionamento do monitoramento com sensores Kantaro.

A interface de visualização dos dados é simplificada e intuitiva, sendo possível observar as medições em tempo real separando por sensor e por tipo de informação a ser visualizada. São apresentados dados de localização dos pontos de observação, número de sensores, status do alerta e demais dados relacionados ao monitoramento. A figura 5 apresenta a página princial do sistema de monitoramento.

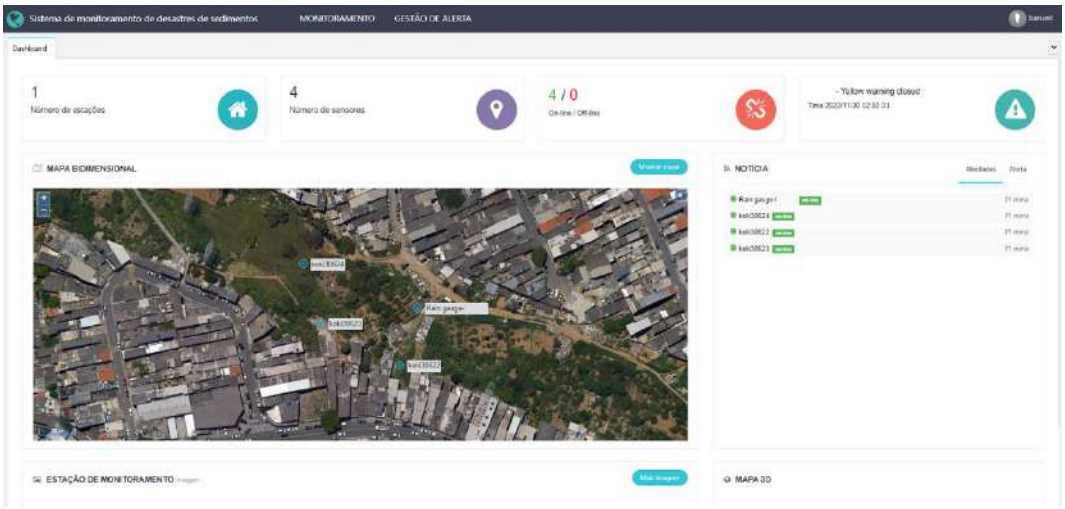


Figura 5. Interface do sistema de monitoramento que pode ser acessado por computadores e celulares.

O site de monitoramento permite que o usuário selecione livremente o tipo e a duração dos dados, que podem ser visualizados graficamente. Na figura 6 está exemplificado o resultado das medições de rotação nas direções X e Y.

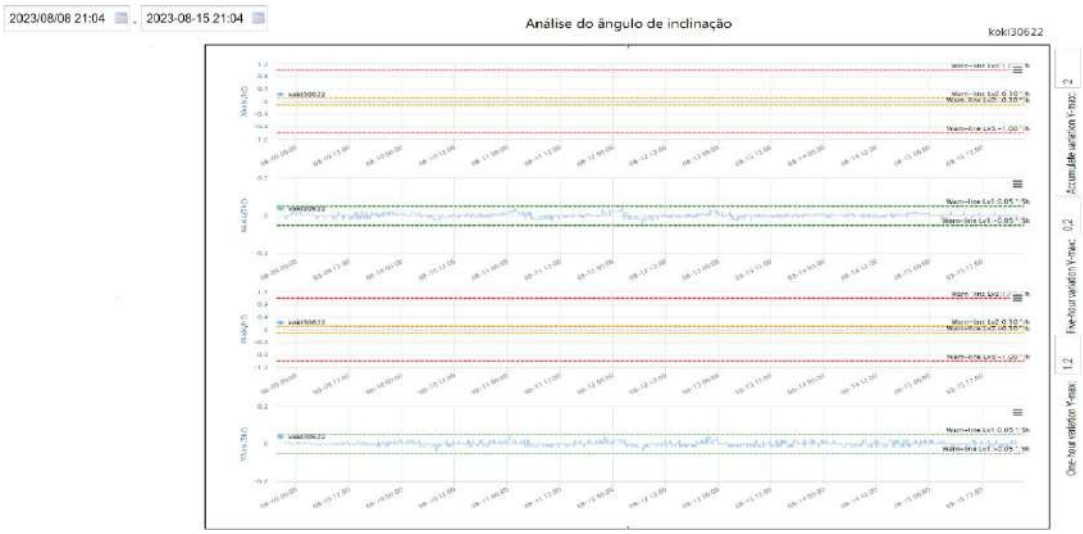


Figura 6. Medições de rotação em direções ortogonais

Na figura anterior, é possível observar os limites de controle que são definidos para as seguintes variáveis “variação da inclinação por hora” e “volume de chuva durante 1 hora”. De acordo com a localidade são configurados os limites para emissão de alarme, no talude monitorado, por exemplo, os limites estão apresentados na tabela 1.

Tabela 1. Exemplo dos limites para alarme no monitoramento.

Nível de alarme	Variação da inclinação por hora	Volume de chuva durante 1 hora	Medidas a tomar
Nível 1	0.05mm/5h=0.01mm/1h	20mm	Atenção
Nível 2	0.1mm/1h	30mm	Prepare para a evacuação
Nível 3	1mm/1h	50mm	Evacuação

Os valores de referência iniciais se baseiam na experiência prévia baseada em outros campos de monitoramento e nas características geológicos e geotécnicas da área. Estes valores devem ser calibrados de acordo com as características permitindo uma resposta mais assertiva em relação a escorregamentos.

3 MONITORAMENTO REALIZADO

O objetivo do monitoramento foi possibilitar a detecção antecipada de instabilidades em áreas de risco, através da medição contínua e em tempo real de dados como rotação, umidade do solo e precipitação, proporcionando medidas atualizadas e disponíveis instantaneamente para uma resposta eficaz.

A implementação dos dispositivos não apenas permitiria uma resposta mais rápida a potenciais riscos, mas também auxiliaria na adoção de medidas preventivas, reduzindo assim o impacto das rupturas nos taludes.

A aplicação do sistema de monitoramento com sensores kantaro foi realizado em talude localizado na região metropolitana de São Paulo. A região em questão tem um histórico preocupante de múltiplas rupturas nos taludes, muitas vezes desencadeadas por chuvas intensas. Devido a essa tendência, a área foi identificada e classificada como de alto risco para ocorrências de escorregamentos. Para mitigar as consequências desses eventos, propôs-se a introdução de um sistema de monitoramento e alerta. Este sistema foi composto pelos sensores kantaro, que são equipamentos pequenos e de fácil instalação, capazes de fornecer medidas precisas e em tempo real sobre a estabilidade do terreno.

O talude experimental foi monitorado no período entre 09/2022 e 12/2023 com o objetivo de testar e avaliar o funcionamento, buscando adaptar a metodologia e o algoritmo utilizados para a realidade do Brasil. O monitoramento tem como propósito obter dados relacionados à precipitação e à variação no ângulo de rotação, visando uma análise detalhada da estabilidade do terreno.

Na figura 7, está apresentado os sensores de monitoramento instalados na área, sendo 3 sensores simples e 1 estação completa com pluviômetro. A área apresenta elevada declividade com a presença de construções no topo e no pé do talude. Se trata de área periférica, sendo necessária a instalação de grades para evitar vandalismo ao equipamento de medição. Foi realizada também uma campanha de conscientização com os moradores, explicando o objetivo do sistema, buscando-se mitigar risco de depredação.

Figura 7. Sensores instalados no monitoramento piloto.

4 RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados obtidos revelaram flutuações acentuadas, com o registro de 1 a 3 ocorrências de alarme em cada sensor durante o período de monitoramento, de 15 meses. O alarme de nível 2 foi acionado entre 1 e 8 vezes, porém não houve continuação do evento que indicasse um possível colapso. Além disso, o alarme emergencial foi acionado uma vez em relação a um dos sensores, destacando a sensibilidade do sistema na detecção de situações críticas. Quando o alarme nível 3 foi observado, a defesa civil municipal foi informada e fez uma vistoria na área do talude, contudo a ocorrência não teve continuação para um escorregamento, e o nível de emergência foi reduzido. O alarme nível 2 é caracterizado como uma preparação para evacuação e o alarme nível 3 como indicação para evacuar a área.

A tabela 2 apresenta um resumo dos pontos notáveis do monitoramento.

Tabela 2. Resultado geral das medições.

Item de medição	Sensor KOKI30622	Sensor KOKI30623	Sensor KOKI30624
Variação repentina	3 vezes	1 vez	2 vezes
Alarme nível 1 (atenção)	180 vezes	133 vezes	137 vezes
Alarme nível 2 (preparar evacuação)	8 vezes	1 vezes	2 vezes
Alarme nível 3 (evacuação)	1 vez	0 vezes	0 vezes

Não foi observada uma relação direta entre a pluviometria diária e a ocorrência de movimentação nos sensores. O gráfico apresentado na figura 8 sintetiza, para o sensor no qual foram observados maior número de alarmes disparados, a indicação entre a ocorrência de alarmes nível 2 (LV2) e alarme nível 3 (LV3) com o registro pluviométrico. É importante notar que apenas o nível pluviométrico não é suficiente para caracterizar a iminência de escorregamento, podendo gerar alertas falsos, que com o tempo tiram a credibilidade de sistemas baseados apenas em pluviometria.

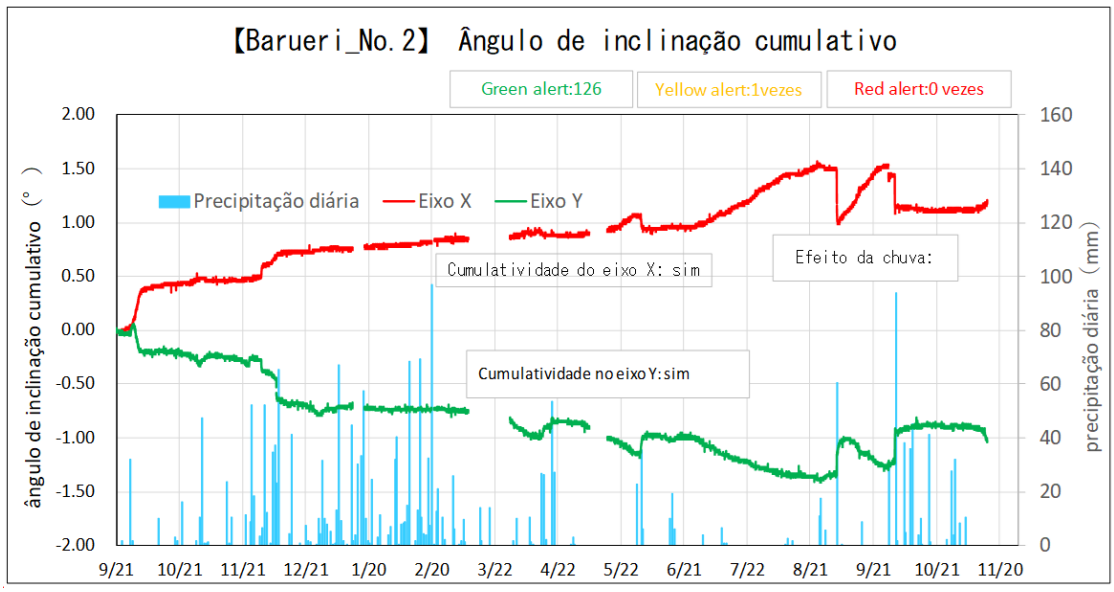


Figura 8. Resultado de um dos sensores com indicação de pluviometria.

Na figura a seguir se apresenta as medições de inclunação cumulativa em relação a precipitaçao diária para o sensor 1, que foi o único que disparou um alarme nível 1.

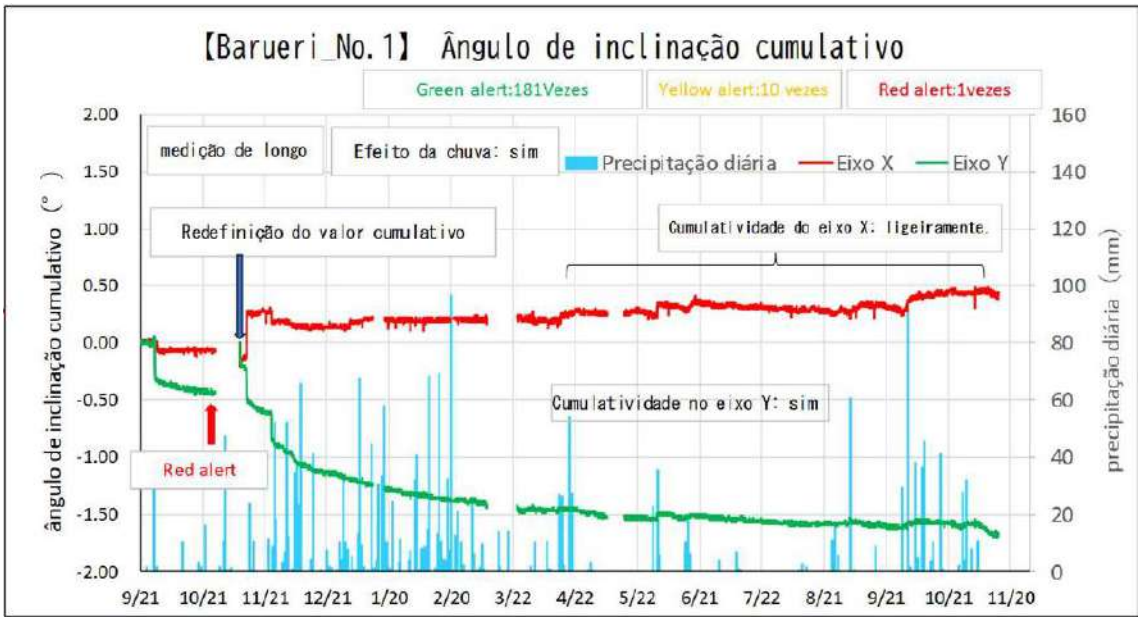


Figura 9. Resultado para o sensor 1 com indicação de pluviometria.

Em 22 de setembro, quando houve o alarme, foi realizada vistoria no local próximo ao sensor, oportunidade na qual foram observadas trincas no terreno natural, conforme indicado nas fotos apresentadas na figura 9. As marcas observadas no talude vão de acordo com as movimentações apresentadas pelo sensor nos dias anteriores.

Figura 10 – Trincas observadas próximos ao sensor em visita técnica realizada

Considerando os dados de medições e observações de campo, foi possível identificar que os limites estabelecidos foram conservadores, o que motivou uma revisão desses valores para melhor adequação às condições locais.

A obtenção de dados pluviométricos da região é fundamental para uma análise mais abrangente dos padrões climáticos e sua relação com a movimentação do solo ainda que não tenha sido observada correlação direta entre as deformações no terreno e os eventos de precipitação. Isto, em conjunto com o sensor Kantaro, permite uma avaliação precisa da iminência de escorregamentos.

A interrupção temporária das medições proporcionou um maior entendimento dos desafios que podem ser enfrentados durante o monitoramento, contribuindo para o aprimoramento contínuo do sistema.

4 CONCLUSÕES

Baseado nos resultados do monitoramento realizado, diversas conclusões podem ser extraídas. Primeiramente, observou-se flutuações acentuadas entre uma e três vezes em cada sensor durante o período de monitoramento, demonstrando a sensibilidade do sistema na detecção de movimentações no terreno.

Não foi observada correlação direta entre os registros de pluviometria e a ocorrência de movimentações, houveram situações de grande pluviometria sem que os sensores Kantaro tenham capturado oscilações. No sistema de monitoramento proposto, a pluviometria e os registros de movimentação são registrados simultâneamente, o que garante maior precisão e confiabilidade no sistema.

Os alarmes de nível 2 (preparar para evacuação) e 3 (evacuação), foram acionados em várias ocasiões, indicando situações de alerta, porém não houve continuação dos eventos que sugerissem um possível colapso. A revisão dos limites estabelecidos para os alarmes foi necessária, visando uma melhor adequação às condições locais e uma resposta mais assertiva diante de potenciais riscos. Ademais, a flexibilidade dos níveis de alarme, que podem ser ajustados conforme necessário, proporciona uma abordagem adaptativa e eficaz para a gestão de riscos. Em suma, os resultados obtidos fornecem valiosas informações para aprimorar a eficácia do sistema de monitoramento de encostas, destacando a importância contínua do monitoramento dos deslocamentos de solo com o sensor Kantaro, e da adaptação às condições dinâmicas do ambiente.

AGRADECIMENTOS

O monitoramento foi realizado através de parceria entre as empresas GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, CKC Consultoria de Engenharia e Aly Engenheiros Associados, através de parceria com a Prefeitura Municipal e da Defesa Civil Municipal de Barueri.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

IPCC, 2023: Sections. In: Climate Change 2023: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, H. Lee and J. Romero (eds.)]. IPCC, Geneva, Switzerland, pp. 35-115, doi: 10.59327/IPCC/AR6-9789291691647

Wang, L. (2023) Case studies of early warning monitoring of unstable slope using tilting and micro seism sensors. Lecture Series in Field Monitoring in Geomechanics ISSMGE TC220, 22/09/2023.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/231

Numerical and Parametric Analysis of Excess Pore Pressure Behaviors in Unreinforced Embankments on Soft Soils

Laura Zappellini Sassi
Civil engineering undergraduate student, UFSC, Florianópolis, Brazil, lazasassi@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa
Professor, UFSC, Florianópolis, Brazil, naloan.sampa@ufsc.br

ABSTRACT: This study, the third in a series of three, examines the behavior of excess pore pressure in four unreinforced embankments on soft soils. To this end, numerical modeling using Abaqus software is employed. The embankments, comprising granular materials, have dimensions of 3.5 meters in height and 17 meters in width. The underlying soft soil layer extends horizontally for 30 meters, with thicknesses varying from 5 to 20 meters. The investigation assesses the influence of overconsolidation ratio, recompression index, and critical state slope on excess water pressure behaviors through four different normalization methods. The results indicate that variations in recompression index exert a more significant impact on excess pore pressure behaviors compared to those of overconsolidation ratio and critical state slope. The implications of these findings on slope performance and stability are discussed. Additionally, the study underscores the efficacy of Abaqus software in modeling geotechnical problems.

KEYWORDS: Abaqus, Excess Pore Pressure, Effective Stress, Numerical Analysis, Parametric Analysis, Soft Soil, Unreinforced Embankments.

1 INTRODUCTION

Numerous investigations have explored the impact of pore pressure on the stability and compressibility of embankments on soft soils (De Freitas, 2019; Baroni, 2016; Dominoni, 2011, and others). One-dimensional consolidation theory, pioneered by Terzaghi (1914, 1925) and further developed by Terzaghi and Fröhlich (1936), postulates linear stress-strain relationships to elucidate consolidation phenomena. This theory correlates variations in pore pressure, effective vertical stress, and void ratio (Budhu, 2010).

The construction of embankments over soft soils requires continuous monitoring of excess pore pressure, especially during the loading phase. According to the principle of effective stress, raising the embankment generates excess pore pressure in the soft soil, thus changing the magnitude of the effective stress. The excess pore pressure can be positive or negative, depending on the degree of overconsolidation of the soil. Therefore, the assessment of excess pore pressure and effective stress during and after embankment construction can guide the rate of embankment elevation and provide a more accurate analysis of the change in strength and factor of safety over time (Coutinho, 1986; Ortigão, 1980; De Freitas, 2019).

Depending on the rate of embankment elevation and the properties of the soft soil, consolidation may begin during the embankment construction phase as excess pore pressure is dissipated, increasing strength. As a result, stability analyses of embankments on soft soils performed in terms of effective stresses require both the effective soil strength parameters (c' and ϕ') and pore pressure values. Pore pressures generated during and after construction are more difficult to estimate accurately in field, even when piezometers are used in instrumented embankments.

In recent decades, the use of numerical modeling for the analysis of geotechnical engineering problem has increased significantly. This includes the analysis of settlements in embankments on soft soils, with an emphasis on the dissipation of excess pore pressure and the increase in effective stress. This paper evaluates the influence of variation in overconsolidation ratio (OCR), recompression index (κ), and critical state slope (M) on pore pressure and effective stress during and after the construction of four unreinforced embankments.

2 Models Description

The numerical analysis of four unreinforced embankments on soft soils was performed using Abaqus software and assuming the plane strain condition. The 2D models consisted of a 3.5 m deep and 17 m long embankment of granular material with a slope of 1:2 (vertical to horizontal) over a soft clay layer 30 m long and 5 to 20 m thick. Due to the symmetry of the model, only half of the domain was simulated, as shown in Figure 1, where H_s represents the thickness of the soft soil layer.

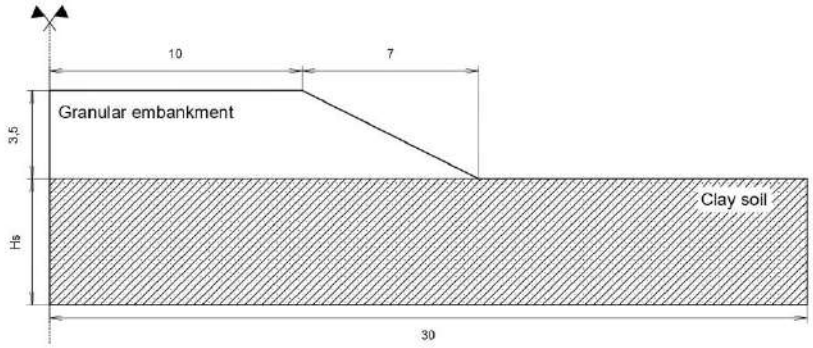


Figure 1. Half-domain of the numerical model of the embankment on the soft soil, in m.

2.2 Geotechnical Parameters

The soft clay was modeled as a homogeneous solid with elastoplastic behavior using the Modified Cam Clay plasticity criterion. Conversely, the granular embankment material was simulated in a dry state as a homogeneous solid body using the Mohr-Coulomb criterion. The geotechnical parameters for both the granular material and the clay soil are given in Table 1, where the clay parameters are typical of certain regions in Florianópolis, Brazil, as presented by Oliveira, 2006 and Baran, 2014.

Table 1. Geotechnical parameters of the soft soil and granular material.

Granular material of the embankment		Clay soil	
Parameter	Value	Parameter	Value
Initial void ratio - e_0	0.65	Initial void ratio - e_0	2.5
Bulk unit weight - γ (kN/m³)	20	Bulk unit weight - γ (kN/m³)	15
Cohesion - c (kN/m²)	2	Recompression index - κ	0.065
Internal friccional angle - ϕ (º)	30	Poisson's ratio - ν	0.33
Dilatancy angle - ψ (º)	0	Compression index - λ	0.65
Elastic Module - E (kN/m²)	1000	Slope of the critical state line - M	1
Poisson's ratio - ν	0.3	Overconsolidation ratio - OCR	0.75, 1.0, 1.5, 3.0
Permeability coefficient - k (m/s)	0.01	Size of the yield surface in the wet side - β	1
		Ratio of the flow stress - K	1
		Permeability coefficient - k (m/s)	2.50E-08
		Lateral earth pressure at rest – $K_0 = 1 - \text{sen}\,\phi$	0.57

2.3 Simulation Sequences

The numerical simulations consisted of three stages, reflecting the sequential construction process of the single-phase embankments. The first stage involved the application of the Body Force option to stablish the initial geostatic stresses within the soft soil. The second stage then involved the gradual construction of the embankment to a height of 3.5 meters over a period of one month. Finally, the third phase involved monitoring the embankment's performance, including measuring vertical and horizontal displacements and excess pore water pressure, over a period of 48 months (4 years).

2.4 Boundary Conditions and Mesh Discretization

Physical and drainage boundary conditions were set to accurately simulate real embankment conditions under plane strain. For the physical boundary conditions, horizontal (U1=0) and vertical (U2=0) displacements were fixed at the bottom, while horizontal displacement (U1=0) was constrained at the right and left sides. Throughout the simulation, the soft soil surface maintained a zero-pore pressure (U8=0) as part of the drainage boundary conditions.

Figure 2 illustrates the physical boundary conditions and mesh configuration of the numerical model with a 5 m thick layer of soft soil. The mesh has been refined particularly in areas where significant stresses and strains are expected.

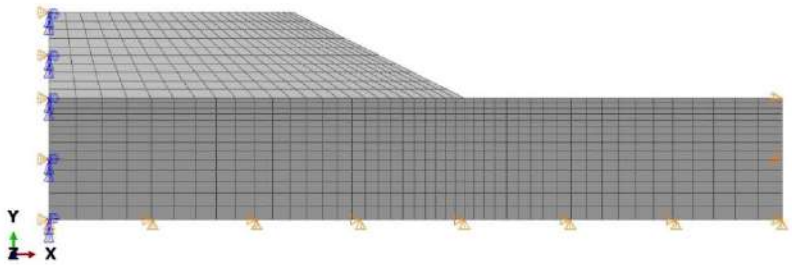


Figure 2. Boundary conditions and mesh discretization.

The numerical model used finite elements of type CPE8R (a quadrilateral flat deformation element with 8 nodes, bi-quadratic displacement, and reduced integration) for the embankment domain, and CPE8RP (a quadrilateral flat deformation element with 8 nodes, bi-quadratic displacement, bilinear pore pressure, and reduced integration) for the foundation domain.

2.6 Parametric Analysis

To investigate the effect of soil parameter variation on embankment performance, 40 analyses were performed, with 10 analyses for each numerical model. The parameters varied included the slope of the critical state line (M), the recompression index (κ), the overconsolidation ratio (OCR), and the soft soil thickness (H_s). Table 2 shows the parameters varied for each analysis and their respective values. Analysis 1 used parameters set to reference values, while subsequent analyses varied individual parameter values while holding others constant.

Table 2. Parametric analysis.

Analysis	M	Analysis	κ	Analysis	OCR
Analysis 1 (reference)	**1.0**	**Analysis 1**	**0.065**	**Analysis 1**	**1.00**
Analysis 2	1.1	Analysis 5	0.050	Analysis 8	0.75
Analysis 3	1.2	Analysis 6	0.080	Analysis 9	1.50
Analysis 4	1.3	Analysis 7	0.095	Analysis 10	3.00

The effective stress and pore pressure results were evaluated over time, depth, and width. Figure 3 shows 11 designated points (A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, and K) along with three horizontal lines (LH1, LH2, and LH3) and six vertical lines (LV1, LV2, LV3, LV4, LV5, and LV6) where data extraction from Abaqus to Excel was performed. Point data analysis was performed over time, horizontal line data analysis was performed over width, and vertical line data analysis was performed over depth.

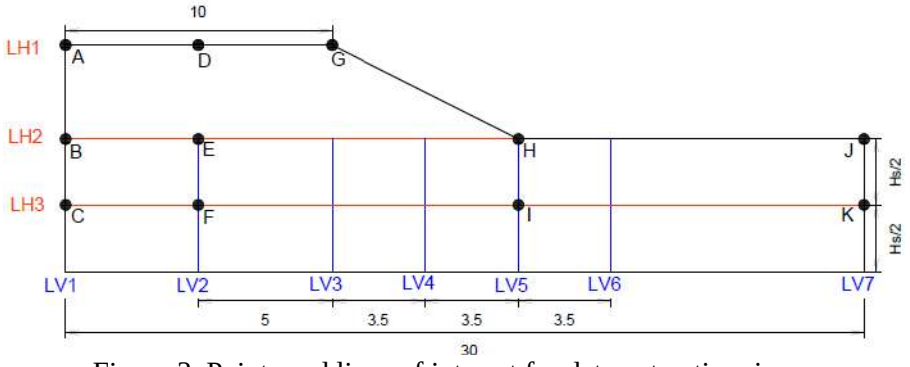
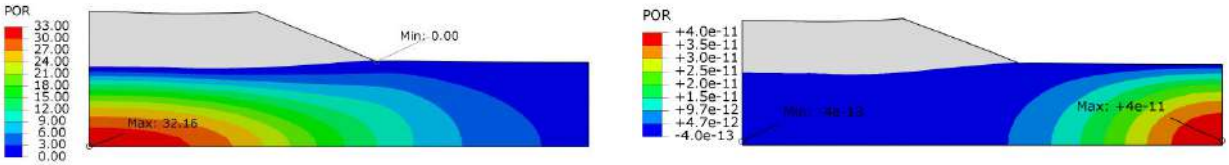


Figure 3. Points and lines of interest for data extraction, in m.

3 RESULTS AND DISCUSSION

This section examines the effect of the overconsolidation ratio, recompression index and slope of the critical state line on pore pressure and effective vertical stress along the vertical lines LV1, LV2 and LV5, and the horizontal line LH3 at 1 month and 48 months. Figure 4 shows the spatial distribution of excess pore pressure across the model domain for Analysis 1 (the reference case). The red regions indicate areas of maximum pore pressure values. At 1 month, the maximum excess pore pressure was 32.16 kPa near the base of the symmetry axis. By the 48 months mark, the excess pore pressure had completely dissipated, with values approaching zero, as shown in Figure 4b. Consequently, the results shown in the following figures correspond to a period of 1 month. On the other hand, it is important to emphasize that the bottom of the model is impermeable.

Due to space limitations, only selected typical figures are presented. However, the discussions cover the behavior observed in all 40 analyses performed.



(a) 1 month. (b) 48 months.

Figure 4. Spatial distribution of excess pore pressure.

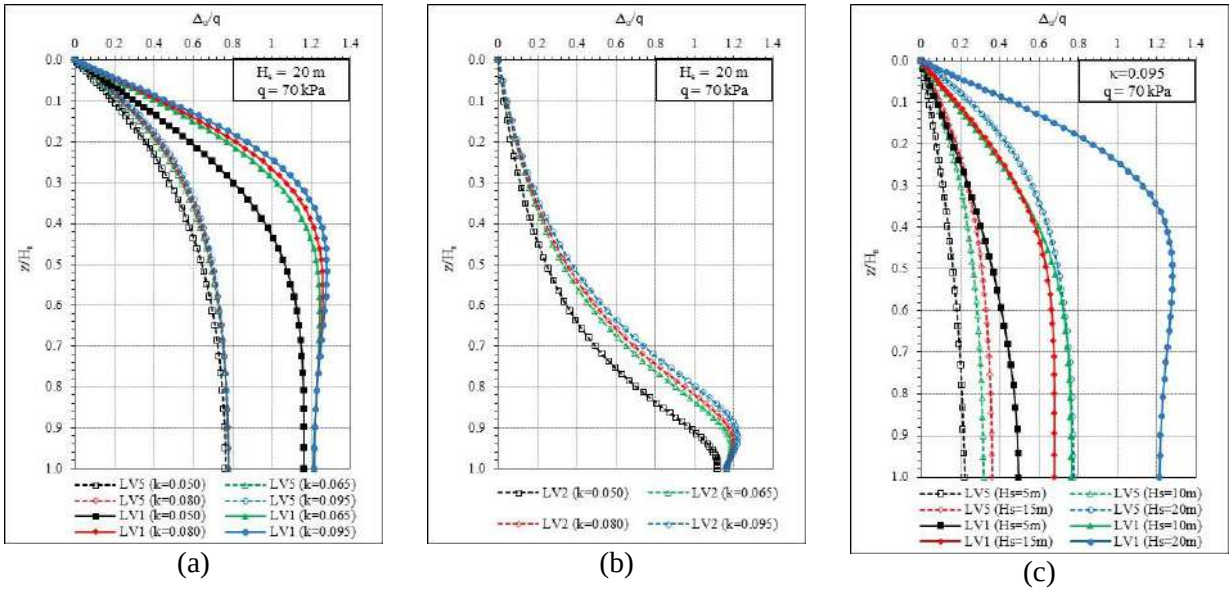
Figure 5 shows the normalized pore pressure ($\Delta u/q$) as a function of soil depth (z/H_s), where q represents the embankment surcharge at the soft soil surface (γH_e = 70 kPa). Figures 5a and 5b show the influence of the parameter κ on $\Delta u/q$ along the lines LV1, LV5 and LV2 for analyses with H_s = 20 m. In addition, Figure 5b shows the influence of H_s on $\Delta u/q$ along the lines LV1 and LV5 for analyses with κ = 0.095.

For all vertical lines, $\Delta u/q$ increases along the depth, with lines LV1 and LV5 showing a similar trend that differs from that of line LV2. Additional analysis is required to understand the differences in the behavior of the $\Delta u/q$-curves along the LV2 line compared to the curves on the LV1 and LV5 lines, given the intermediate position of LV2 between LV1 and LV5. In lines LV1 and LV5, the $\Delta u/q$ tends to increase linearly with shallower depths and stabilize at greater depths. In contrast, in line LV2, $\Delta u/q$ exhibit a non-linear increase with depth before stabilizing at greater depths. As expected, all analyses showed higher $\Delta u/q$ values along the LV1 line (symmetry axis).

At shallower depths, most analyses indicate that the $\Delta u/q$ values on line LV2 are lower than those on line LV5. Conversely, the opposite behavior is observed at greater depths. In analyses varying M, an increase in H_s from 5 m to 20 m results in the normalized depth (z/H_s) at which the $\Delta u/q$ values on lines LV2 and LV5 become equal increasing from 0.55 to 0.79. Similarly, in analyses where κ is varied, increasing H_s from 5 m to 20 m leads to the normalized depth (z/H_s) at which the $\Delta u/q$ values on lines LV2 and LV5 become

equal increasing from 0.45 to 0.84. Additionally, in analyses varying OCR, an increase in H_s from 5 m to 20 m causes the normalized depth (z/H_s) at which the $\Delta u/q$ values on lines LV2 and LV5 become equal to increase from 0.60 to 0.78.

The variation of parameter M has practically no influence on pore pressure for any soil thickness, and the effect of OCR on pore pressure is only detectable for $H_s = 5$ m, where an increase in OCR causes a decrease in pore pressure. The primary factor influencing the variation of $\Delta u/q$ along z/H_s is κ, with increasing κ corresponding to increasing values of $\Delta u/q$. Moreover, the effect of κ variation on $\Delta u/q$ tends to increase with increasing H_s. In all analyses, for a given z/H_s and vertical line, the $\Delta u/q$ values exhibit an increasing trend with increasing H_s. This pattern is attributed to the drainage path.



(a) (b) (c)

Figure 5. Variation of $\Delta u/q$ versus z/H_s.

Figure 6 illustrates four distinct normalizations used to assess the effects of varying κ, M and OCR on pore pressure along the horizontal line LH3 at the end of embankment construction (1 month). The first normalization ($\Delta u/\sigma'_v$) consists of dividing the excess pore pressure by the vertical effective stress at the end of embankment construction. The second normalization ($\Delta u/\sigma'_{v0}$) divides the excess pore pressure by the initial vertical effective stress (geostatic condition). In the third normalization ($\Delta u/\Delta\sigma'_v$), the excess pore pressure is divided by the change in vertical effective stress during the embankment construction. The fourth normalization examines the degree of consolidation (U) defined as $1 - \Delta u/q$. It is important to note that the discussion includes the results of all simulations, although the figures only show the results of analyses with H_s of 15 m.

Normalization curves of $\Delta u/\sigma'_v$ show a slower rate of decrease for $\Delta u/\sigma'_v$ in the soil region beneath the embankment compared to the soil region outside the embankment. The $\Delta u/\sigma'_v$ values decrease from their maximum near the symmetry axis to their minimum near the right side of the model. A similar pattern is observed in the curves of $\Delta u/\sigma'_{v0}$, albeit with a higher rate of decrease along the horizontal line compared to the curves of $\Delta u/\sigma'_v$.

For $H_s \geq 10$ m, both $\Delta u/\sigma'_v$ and $\Delta u/\sigma'_{v0}$ values tend to decrease with increasing H_s, especially in the soil region below the embankment. Except for analyses with $H_s = 5$ m, variations in M and OCR have minimal effect on $\Delta u/\sigma'_v$ and $\Delta u/\sigma'_{v0}$ values. However, for analyses with $H_s = 5$ m, increases in M and OCR lead to decreases in $\Delta u/\sigma'_v$ and $\Delta u/\sigma'_{v0}$ values. Conversely, an increase in κ results in an increase in $\Delta u/\sigma'_v$ and a decrease in $\Delta u/\sigma'_{v0}$ in the soil region beneath the embankment. Most analyses show $\Delta u/\sigma'_v$ values below 0.84, but higher values exceeding 1 were observed in some analyses with $H_s = 5$ m, as well as in some analyses with $H_s = 20$ m and OCR values of 0.080 and 0.095. In the soil region beneath the embankment, $\Delta u/\sigma'_{v0}$ tends to exceed 1, particularly in analyses with H_s of 5 m and 10 m. It is important to note that higher $\Delta u/\sigma'_v$

values indicate a lower degree of soil consolidation and, depending on where they occur, instability may be present in these areas (beneath the embankment slope).

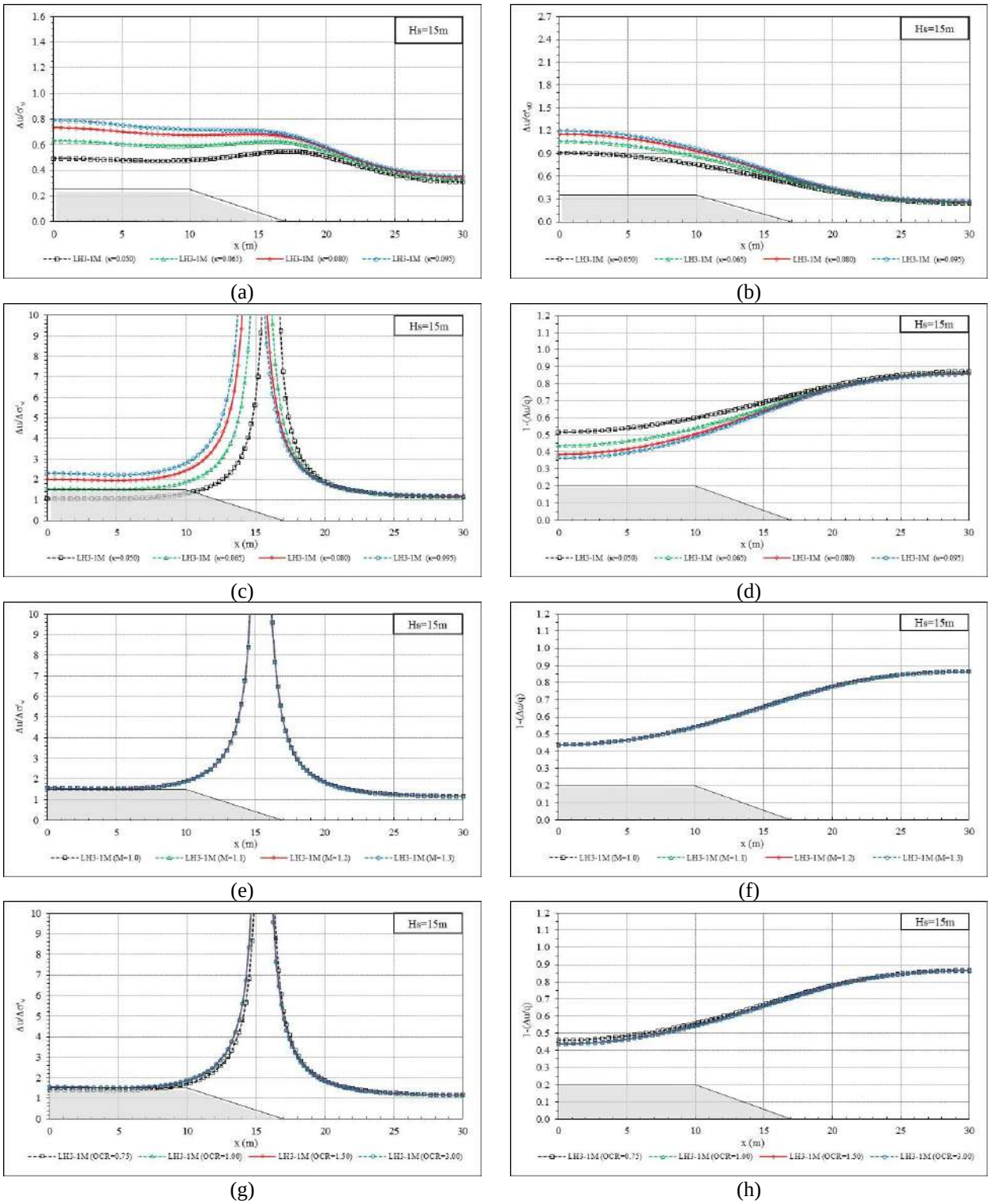


Figure 6. Variation of normalized excess pore pressure and degree of consolidation along the LH3 line.

The variation of $\Delta u/\Delta\sigma'_v$ along the horizontal line LH3 exhibits two distinct patterns. Firstly, relatively constant $\Delta u/\Delta\sigma'_v$ values below 3 were observed along the LH3 section beneath the embankment crest and outside the embankment. Secondly, peaks in $\Delta u/\Delta\sigma'_v$ values greater than 10 were observed along the LH3

section beneath the embankment slope. It can be postulated that elevated values of $\Delta u/\Delta\sigma'_v$ may indicate the formation of a shear zone, which is linked to instability and significant deformation. Consequently, these regions demand careful monitoring and attention.

In all analyses, $\Delta u/\Delta\sigma'_v$ tend to increase with increasing H_s, especially in the soil region beneath the embankment. Variations in M and OCR have minimal effect on $\Delta u/\Delta\sigma'_v$ values. The variation of these parameters (M, OCR and κ) does not impact the $\Delta u/\Delta\sigma'_v$ values in the unloaded soil region near the model's right boundary, as expected. An increase in κ results in an increase in $\Delta u/\Delta\sigma'_v$ in the soil region beneath the embankment.

In theory, the dissipation of excess pore pressure during the consolidation process results in a corresponding increase in effective stress. Based on that, it can be concluded that in the soil region beneath the crest of the embankment, the increase in effective stress during the consolidation phase can reach up to three times the value of the increase in effective stress during embankment construction. In contrast, in the soil region beneath the embankment slope, the increase in effective stress during the consolidation can surpass ten times the value of the increase in effective stress during embankment construction.

Along the LH3 line, the degree of consolidation (U) increases as it moves away from the axis of symmetry (between 0.35 and 0.45), reaching values between 0.8 and 1.0 at the model's right boundary. It is noteworthy that consolidation degrees close to one indicate complete dissipation of excess pore pressure or the end of the consolidation process.

In all analyses, U values tend to increase with decreasing H_s, especially in the soil region near the right boundary. Variations in M, κ and OCR have minimal effect on U.

4 CONCLUSIONS

The study conducted 40 numerical simulations on 4 unreinforced embankments on soft soils to investigate the influence of parameters M, OCR, and κ, as well as the thickness of the soft soil on the variation of pore pressure, effective vertical stress, and degree of compaction. The key conclusions are presented below:

- the behavior of the $\Delta u/q$-curve along the depth changes according to the position of the analyzed vertical line. The Δu curves for lines LV1 and LV5 display similar trends, which contrast with the behavior observed in line LV2, located between them;
- the variation in M has negligible impact on pore pressure across any soil thickness, while the effect of OCR on pore pressure is only notable for $H_s = 5$ m, where higher OCR leads to reduced pore pressure. The primary factor affecting the variation of $\Delta u/q$ along z/H_s is κ, where increasing κ leads to higher $\Delta u/q$ values;
- for $H_s \geq 10$ m, $\Delta u/\sigma'_v$ and $\Delta u/\sigma'_{v0}$ values decrease with increasing H_s, especially beneath the embankment. Variations in M and OCR minimally impact these values, except in analyses with $H_s = 5$ m, where increases in M and OCR reduce $\Delta u/\sigma'_v$ and $\Delta u/\sigma'_{v0}$. Conversely, increasing κ increases $\Delta u/\sigma'_v$ and decreases $\Delta u/\sigma'_{v0}$ beneath the embankment;
- $\Delta u/\Delta\sigma'_v$ tend to increase with increasing H_s, especially in the soil region beneath the embankment. Variations in M and OCR have minimal effect on $\Delta u/\Delta\sigma'_v$ values. The variation of these parameters (M, OCR and κ) does not impact the $\Delta u/\Delta\sigma'_v$ values in the unloaded soil region near the model's right boundary, as expected. An increase in κ results in an increase in $\Delta u/\Delta\sigma'_v$ in the soil region beneath the embankment;
- U values tend to increase with decreasing H_s, especially in the soil region near the right boundary. Variations in M, κ and OCR have minimal effect on U;
- the quality of the analysis underscores the capability of Abaqus software in assessing the performance of geotechnical structures that require monitoring of excess pore pressure.

REFERENCES

Baran, Karin. *Propriedades geotécnicas de compressibilidade de uma argila mole de Itajaí, SC*. 2014. 334 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

Baroni, Marcos. *Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da baixada de Jacarepaguá, RJ*. 2016. 321 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

Budhu, Muni. *Soil Mechanics and Foundations*. 3rd edition. 2010.

Coutinho, R Q. *Aterro experimental instrumentado levado à ruptura sobre solos orgânicos – Argilas moles da Barragem de Juturnaíba*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1986.

De Freitas. *Análise numérica do comportamento do aterro sobre solo mole executado na obra do Hospital da Mulher do Recife-PE*. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2019.

Dominoni, Claudia. *Análise de estabilidade e compressibilidade de um aterro sobre solo mole no Porto de Suape, região metropolitana do Recife*. Projeto de graduação – UFRJ. Escola Politécnica. Curso de Engenharia Civil, 2011.

Oliveira, Henrique de. *Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura*. 2006. 507 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

Ortigão, J. A. R. *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. 3. ed. [Rio de Janeiro]: Terratek, 2007.

Terzaghi, K. (1925) Erdbaumechanick, Viena, Franz Deutcke, Áustria.

Terzaghi, K. e Frölich, O. K. (1936) *Thoerie der setzung von tonschichten*. Franz Deuticke, Leipzig.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/232

Numerical and Parametric Analysis of Horizontal Displacement and Distortions in Unreinforced Embankments on Soft Soils

Laura Zappellini Sassi
Civil engineering undergraduate student, UFSC, Florianópolis, Brazil, lazasassi@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa
Professor, UFSC, Florianópolis, Brazil, naloan.sampa@ufsc.br

Tamara Bittencourt Corrêa
Civil engineering undergraduate student, UFSC, Florianópolis, Brazil, tamara.bitten@gmail.com

ABSTRACT: This paper, the second in a series of three, examines the horizontal displacement and distortion in four unreinforced embankments on soft soils using numerical and parametric analyses. The performance of granular embankments, each measuring 3.5 meters in height and 17 meters in width, on a soft soil layer extending 30 meters horizontally and with a thickness ranging from 5 to 20 meters was evaluated using Abaqus software. The soft clay and granular embankment material were modeled as elastoplastic, adhering to the Modified Cam Clay plasticity criterion and Mohr-Coulomb criterion, respectively. Forty numerical simulations were performed, encompassing various geometries and soil properties. The results present and discuss the impact of soil thickness, over-consolidation ratio (OCR), recompression index (k), and critical state slope (M) on horizontal displacement, distortion, and horizontal volume over 1-month and 48-month intervals. Furthermore, the paper analyzes the volume ratio, the displacement ratio, the pattern of horizontal displacement over time and along the depth, and the variations in normalized horizontal displacement and distortions along the depth for different vertical lines to identify patterns associated with slope instability.

KEYWORDS: Abaqus, Horizontal Displacement, Numerical Analysis, Parametric Analysis, Soft Soil, Unreinforced Embankments.

1 INTRODUCTION

Several researchers, including Hutchinson and Johnston (1973), Marche and Chapuis (1974), Matsuo and Kawamura (1977), and Bourges and Mieussiens (1979), have investigated the safety of instrumented embankments by assessing volumetric, horizontal, and total displacements. Their analyses facilitate the monitoring of embankment performance, prediction of potential failures, and formulation of interventions to ensure project success.

Hutchinson and Johnston (1973) observed that a ratio of vertical to horizontal volumes of soil (V_v/V_h) greater than 3.5 is indicative of stability. Marche and Chapuis (1974) proposed the dimensionless parameter *R*, estimated based on horizontal displacements, to evaluate stability. *R* values lower than 0.16 are associated with low horizontal displacements, indicating safety factors greater than 1.4. Matsuo and Kawamura (1977) conducted numerical studies and proposed an evaluation method based on different percentages of failure, using vertical displacement (ρ) at the center of the embankment and superficial horizontal displacements (δ_h) at the toe of the embankment.

Tavenas et al. (1979) investigated the correlation between $\delta_{h,máx}$ and $\rho_{máx}$ and found that values of $\delta_{h,máx}/\rho_{máx}$ ranging from 0.09 to 0.27 indicate approximately elastic behavior of the soil (pre-consolidated), while values between 0.71 and 1.31 indicate elasto-plastic behavior (normal consolidated). Furthermore, values in the constant range of 0.14 to 0.18 correspond to the consolidation phase.

Loganathan et al. (1993) introduced the FDA (Field Deformation Analysis) method, which involves determining parameters α and β to characterize the ratios between vertical and horizontal displacements during the consolidation and creep stages, respectively. Additionally, Ladd (1991) outlined methodologies for analyzing the behavior and monitoring of embankments on soft soils. These methods encompass predicting

shear trend zones, identifying failure zones, verifying drained or undrained responses, and assessing potential failures attributed to undrained shear.

Sandroni et al. (2004) proposed an empirical method based on V_v/V_h over time (t) and embankment height (H). Analyzing this relationship along with the rate of change (dV_v/dV_h) over time can provide insight into failure trends. For example, during the loading phase, stability is indicated by (V_v/V_h) e de (dV_v/dV_h) values greater than 3, while values tending toward 1 indicate a state of failure or progressive failure. In the consolidation phase, characterized by constant loading and predominantly undrained behavior, stability is indicated by (V_v/V_h) e de (dV_v/dV_h) values greater than 5, while lower values warrant greater caution.

Distortion and distortion rate analysis, as described by Brugger (1996) and Almeida and Marques (2014), are additional methods for analyzing and monitoring the behavior of embankment on soft soils. Brugger (1996) addressed various aspects, including zones within the soil characterized by consolidation and creep, the influence of stiffness, consolidation, and creep on deformation. Additionally, they challenged the claim of Loganathan et al. (1993) regarding the reduction of horizontal displacement during consolidation due to excess pore pressure dissipation, and provided ranges of distortion and the ratio $\delta_{h,máx}/\rho_{máx}$ to evaluate embankment safety. On the other hand, Almeida and Marques (2014) introduced distortion rate values for the purpose of embankment monitoring and stability analysis.

This study aims to address existing gaps in the numerical modeling of embankments on soft soils by analyzing the displacement, volume, and distortion patterns of unreinforced embankments through numerical modeling and parametric analysis. The results obtained and discussed are of considerable importance for future investigations of the performance of embankments on homogeneous soft soils.

2 METHOD

2.1 Models Description

The numerical analysis of four unreinforced embankments on soft soils was performed using Abaqus software and assuming the plane strain condition. The 2D models consisted of a 3.5 m deep and 17 m long embankment of granular material with a slope of 1:2 (vertical to horizontal) over a soft clay layer 30 m long and 5 to 20 m thick. Due to the symmetry of the model, only half of the domain was simulated, as shown in Figure 1, where H_s represents the thickness of the soft soil layer.

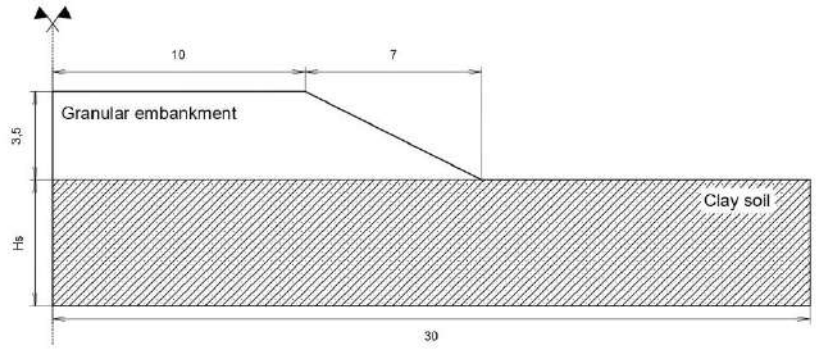


Figure 1. Half-domain of the numerical model of the embankment on the soft soil, in m.

2.2 Geotechnical Parameters

The soft clay was modeled as a homogeneous solid with elastoplastic behavior using the Modified Cam Clay plasticity criterion. Conversely, the granular embankment material was simulated in a dry state as a homogeneous solid body using the Mohr-Coulomb criterion. The geotechnical parameters for both the granular material and the clay soil are given in Table 1, where the clay parameters are typical of certain regions in Florianópolis, Brazil, as presented by Oliveira, 2006 and Baran, 2014.

Table 1. Geotechnical parameters of the soft soil and granular material.

Granular material of the embankment		Clay soil	
Parameter	Value	Parameter	Value
Initial void ratio - e_0	0.65	Initial void ratio - e_0	2.5
Bulk unit weight - γ (kN/m³)	20	Bulk unit weight - γ (kN/m³)	15
Cohesion - c (kN/m²)	2	Recompression index - κ	0.065
Internal friccional angle - ϕ (º)	30	Poisson's ratio - ν	0.33
Dilatancy angle - ψ (º)	0	Compression index - λ	0.65
Elastic Module - E (kN/m²)	1000	Slope of the critical state line - M	1
Poisson's ratio - ν	0.3	Overconsolidation ratio - OCR	0.75, 1.0, 1.5, 3.0
Permeability coefficient - k (m/s)	0.01	Size of the yield surface in the wet side - β	1
		Ratio of the flow stress - K	1
		Permeability coefficient - k (m/s)	2.50E-08
		Lateral earth pressure at rest – $K_0 = 1 - \text{sen}\,\phi$	0.57

2.3 Simulation Sequences

The numerical simulations consisted of three stages, reflecting the sequential construction process of the single-phase embankments. The first stage involved the application of the Body Force option to stablish the initial geostatic stresses within the soft soil. The second stage then involved the gradual construction of the embankment to a height of 3.5 meters over a period of one month. Finally, the third phase involved monitoring the embankment's performance, including measuring vertical and horizontal displacements and excess pore water pressure, over a period of 48 months (4 years).

2.4 Boundary Conditions and Mesh Discretization

Physical and drainage boundary conditions were set to accurately simulate real embankment conditions under plane strain. For the physical boundary conditions, horizontal (U1=0) and vertical (U2=0) displacements were fixed at the bottom, while horizontal displacement (U1=0) was constrained at the right and left sides. Throughout the simulation, the soft soil surface maintained a zero pore pressure (U8=0) as part of the drainage boundary conditions.

Figure 2 illustrates the physical boundary conditions and mesh configuration of the numerical model with a 5 m thick layer of soft soil. The mesh has been refined particularly in areas where significant stresses and strains are expected.

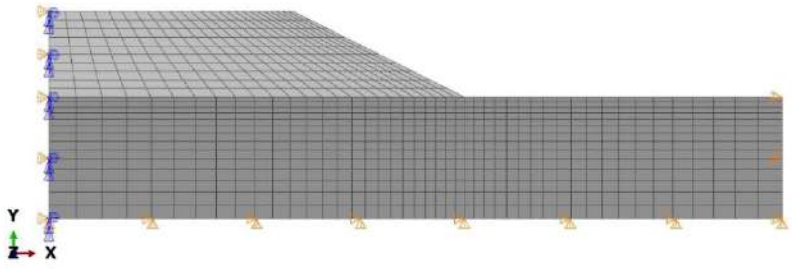


Figure 2. Boundary conditions and mesh discretization.

The numerical model used finite elements of type CPE8R (a quadrilateral flat deformation element with 8 nodes, bi-quadratic displacement, and reduced integration) for the embankment domain, and CPE8RP (a quadrilateral flat deformation element with 8 nodes, bi-quadratic displacement, bilinear pore pressure, and reduced integration) for the foundation domain.

2.6 Parametric Analysis

To investigate the effect of soil parameter variation on embankment performance, 10 parametric analyses were performed for each soil thickness (H_s=5, 10, 15 and 20 m), resulting 40 analyses. The parameters varied included the slope of the critical state line (M), the recompression index (κ), the overconsolidation ratio (OCR), and the soft soil thickness (H_s). Table 2 shows the parameters varied for each analysis and their respective values. Analysis 1 used parameters set to reference values, while subsequent analysis varied individual parameter values while holding others constant (for example: analysis 2 considers M=1.1, κ=0.065 and OCR=1.00).

Table 2. Parametric analysis.

Analysis	M	Analysis	κ	Analysis	OCR
Analysis 1 (reference)	**1.0**	**Analysis 1**	**0.065**	**Analysis 1**	**1.00**
Analysis 2	1.1	Analysis 5	0.050	Analysis 8	0.75
Analysis 3	1.2	Analysis 6	0.080	Analysis 9	1.50
Analysis 4	1.3	Analysis 7	0.095	Analysis 10	3.00

The displacements and pore pressure results were evaluated over time, depth, and width. Figure 3 shows 11 designated points (A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, and K) along with three horizontal lines (LH1, LH2, and LH3) and six vertical lines (LV1, LV2, LV3, LV4, LV5, and LV6) where data extraction from Abaqus to Excel was performed. Point data analysis was performed over time, horizontal line data analysis was performed over width, and vertical line data analysis was performed over depth.

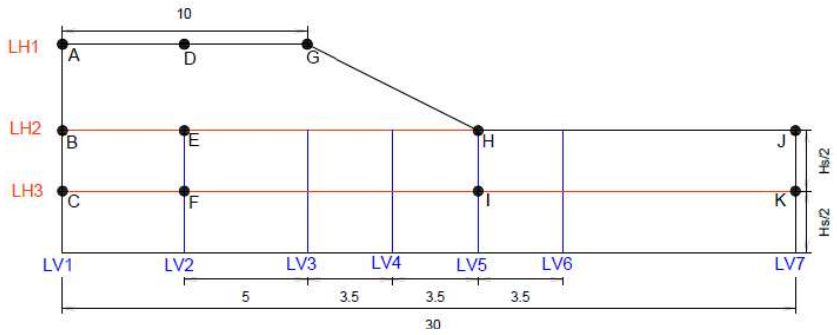
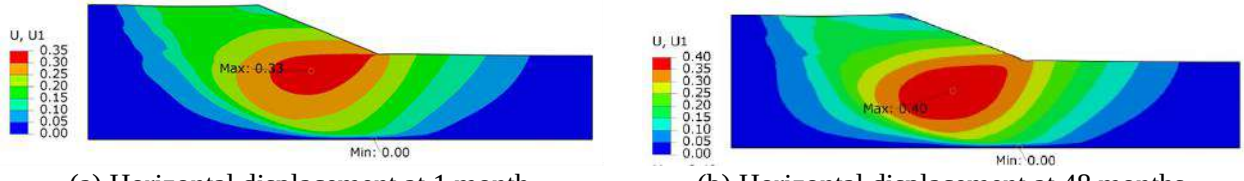


Figure 3. Points and lines of interest for data extraction, in m.

3 RESULTS AND DISCUSSION

The ratio of horizontal to vertical displacement (δ_h/ρ) is critical in evaluating slope performance. Figure 4 shows the spatial distribution of horizontal displacement for analysis 1 with a slope height (H_s) of 5 m at 1 month and 48 months. Excessive horizontal displacement (δ_h), especially relative to vertical displacement (ρ), can lead to the development of shear stress zones and embankment failure, as highlighted by the red area in Figure 4, which indicates higher horizontal displacement values within the soft soil beneath the slope.

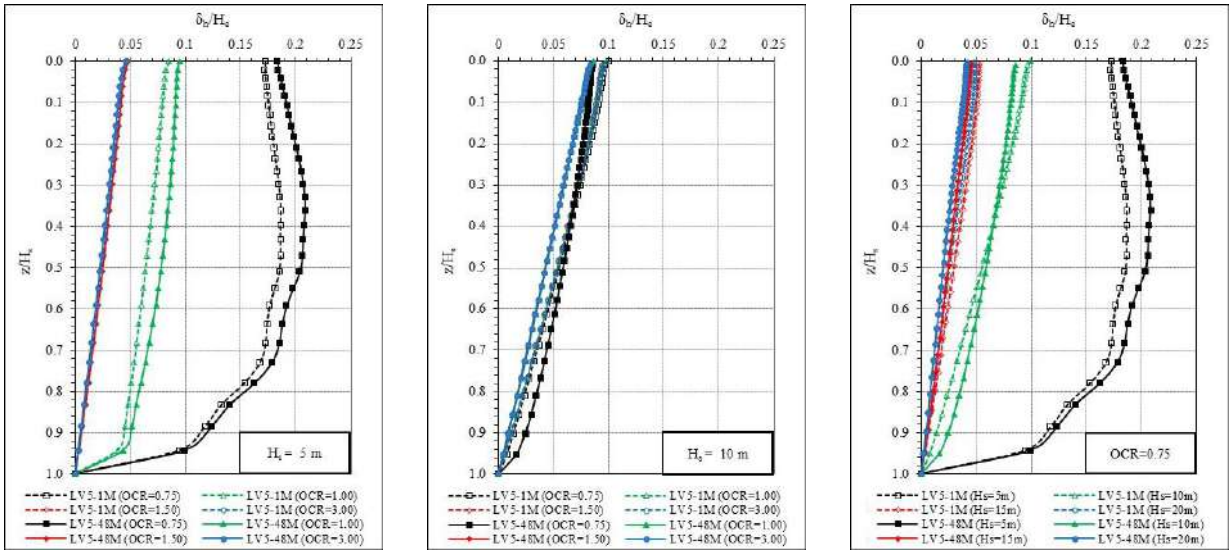
Due to space limitations, only selected typical figures are presented. However, the discussions cover the behavior observed in all 40 analyses performed.



(a) Horizontal displacement at 1 month. (b) Horizontal displacement at 48 months.

Figure 4. Spatial distribution of the horizontal displacement.

The variation of horizontal displacement (δ_h) and normalized horizontal displacement (δ_h/H_e) was examined along the depth of three vertical lines - LV3, LV5 and LV6 - at time intervals of 1 month and 48 months. Figure 5 shows the typical variation of δ_h/H_e along the normalized depth (z/H_s) of LV5 for some analyses with H_s of 5 m and 10 m, varying OCR values. In models with a soil thickness (H_s) of 5 m, the horizontal displacement increases after the completion of the embankment construction, as stated by Brugger (1996). Conversely, models with soil thicknesses of 10, 15, and 20 m show an opposite trend, consistent with the observation of Loganathan et al. (1993), where horizontal displacement decreases during consolidation. Further detailed analyses are required to understand the primary reasons for the reversal of horizontal displacement, despite Brugger (1996) associating this phenomenon with limitations in some numerical modeling.



(a) (b) (c)

Figure 5. Variação de δ_h/H_e versus z/H_s.

The maximum horizontal displacement $[(\delta_h/H_e)_{max}]$ typically occurs at the surface of the soft soil ($z/H_s = 0$), except for line LV3 in some analyses with $H_s = 5$ m. In these cases, δ_h/H_e tends to remain constant between z/H_s of 0.1 to 0.7, decreasing thereafter to zero at $z/H_s = 1$. In most cases, they tend to exhibit a curvilinear pattern. Conversely, δ_h/H_e tends to decrease linearly from its maximum value at the surface (z/H_s = 0) to zero at $z/H_s = 1$. It is pertinent to note that the boundary condition constrained the horizontal displacement at the bottom of the model ($z/H_s = 1$). Considering that analyses with $H_s = 20$ m demonstrate δ_h/H_e at greater depths, it is reasonable to infer that δ_h/H_e at the base of models with H_s of 5 m, 10 m and 20 m tend to exceed zero. In other words, the results underscore the inadequacy of all soft soil thicknesses in constraining horizontal displacement at the bottom of the models. Therefore, conducting additional analyses without constraints on horizontal displacement at the bottom would be appropriate to elucidate this behavior.

Regardind the parametric analyses, it was observed that the variations in M and OCR only affect δ_h/H_e for $H_s = 5$ m. When varying parameter M along LV5, $(\delta_h/H_e)_{max}$ ranges from 5.5% to 9.5% for $H_s = 5$ m, and from 8.7% to 4.4% for $H_s = 10$ m, 15 m, and 20 m. Similarly, when varying the OCR parameter along LV5, $(\delta_h/H_e)_{max}$ ranges from 4.6% to 21.0% for $H_s = 5$ m, and from 8.4% to 4.2% for $H_s = 10$ m, 15 m, and 20 m. The variation of parameter κ influences δ_h/H_e for all H_s values, with increasing κ leading to increased horizontal displacement. Along LV5 line, $(\delta_h/H_e)_{max}$ varies from 7.7% to 12.5%, 6.5% to 12.7%, 3.7% to 7.3%, and 3.1% to 6.3% for $H_s = 5$ m, 10 m, 15 m, and 20 m, respectively.

In most cases, $(\delta_h/H_e)_{max}$ is below 10%. However, there was a critical situation in the analyses with $OCR = 0.75$ and $H_s = 5$ m where $(\delta_h/H_e)_{max}$ reached 21%.

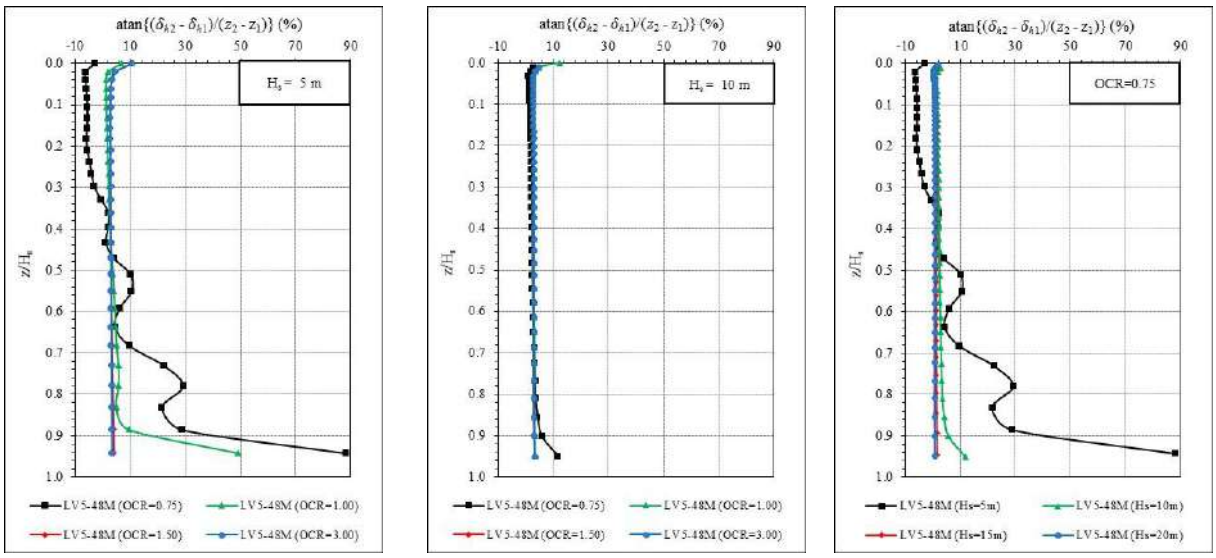
Variations in M and κ minimally impact the magnitude of the decrease in horizontal displacement during consolidation for models with $H_s \geq 10$ m. Variation in OCR has a greater impact on the reversal of the horizontal displacement than M, which in turn exceeds the influence of variation in κ.

Regarding the ratio $\delta_{h,máx}/\rho_{máx}$, it is noted that at the end of embankment construction (1 month), it varies between 0.318 and 0.652 in analyses with $H_s = 5$ m, between 0.459 and 0.561 in analyses with $H_s = 10$ m, between 0.328 and 0.409 in analyses with $H_s = 15$m, and between 0.275 and 0.341 in analyses with $H_s = 20$ m. At the end of consolidation, the ratio $\delta_{h,máx}/\rho_{máx}$varies between 0.184 and 0.474 in analyses with $H_s = 5$ m, between 0.234 and 0.274 in analyses with $H_s = 10$ m, between 0.197 and 0.212 in analyses with $H_s = 15$ m, and between 0.164 and 0.169 in analyses with $H_s = 20$ m. The ratio $\delta_{h,máx}/\rho_{máx}$ decreases with increasing H_s, and only the results of analyses with H_s of 5 m are significantly affected by variations in parameters $M, \kappa,$ and OCR. It is important to note that analyses with $\delta_{h,máx}/\rho_{máx}$ between 0.09 and 0.27 indicate approximately elastic behavior of the soil, while those with $\delta_{h,máx}/\rho_{máx}$ between 0.71 and 1.31 correspond to elasto-plastic behavior, as stated by Tavenas et al. (1979).

Figure 6 shows the variation of the total distortion, calculated as $\text{atan}\{(\delta_{h2} - \delta_{h1})/(z_2 - z_1)\}$, along the normalized depth. The variation in parameters M and OCR affect the percentage of total distortion in analyses with $H_s = 5$ m. Regardless of the H_s value, an increase in κ results in increased total distortion in lines LV3, LV5, and LV6, with the total distortion varying along depth depending on line position.

In analyses with $H_s = 5$ m, total distortion tends to increase slightly with normalized depth. With the exception of analyses where $OCR = 0.75$, most analyses with $H_s = 5$ m have a maximum total distortion of less than 10% at z/H_s below 0.85. Conversely, for analyses with $H_s \geq 10$ m, the total distortion stabilizes at greater depths and typically remains below 2%, especially for analyses with H_s of 15 m and 20 m.

The total distortion decreases as the soft soil thickness increases, particularly when $H_s \geq 10$ m. For normalized depths less than 0.45, the deformations in analyses with $H_s = 5$ m are less than those in analyses with $H_s = 10$ m. In all analyses, the deformation rate remains well below 0.5% per day, indicating slope stability as reported by Almeida and Marques (2014).



(a) (b) (c)

Figure 6. Distortion versus z/H_s.

Figures 8a - 8f show the effect of parameter variations on the ratio between volumes. The analyses included the vertical volume of soil mobilized below the embankment (V_{v1}), the vertical volume of soil mobilized above the embankment toe (V_{v2}), and the horizontal volume of soil mobilized along line LV5 (V_h). The trend observed in V_h mirrors that of horizontal displacement. Specifically, in models with $H_s = 5$m, V_h continues to increase after embankment construction, whereas in analyses with $H_s = 10$ m, 15 m, and 20 m, V_h shows a decrease after completion of embankment activities.

As expected, both the horizontal displacement (δ_h) and the horizontal volume (V_h) decrease with the distance from the creast of the slope. Specifically, the V_h values of line LV3 are higher than those of line LV5, which are higher than those of line LV6.

For $H_s \geq 10$ m, both V_h and V_{v1} decrease slightly with increasing H_s and remain relatively stable with variations in M, κ, and OCR. Conversely, for analyses with $H_s = 5$ m, V_h and V_{v1} tend to decrease with increasing M and OCR, while increasing with increasing κ.

At 48 months (and 1 month), V_h ranges between 0.18 m³ and 1.68 m³ (0.21 m³ and 1.61 m³) for $H_s = 5$ m, 0.56 m³ and 1.05 m³ (0.64 m³ and 1.50 m³) for $H_s = 10$ m, 0.41 m³ and 0.79 m³ (0.52 m³ and 1.09 m³) for $H_s = 15$ m, and 0.37 m³ and 0.70 m³ (0.48 m³ and 1.01 m³) for $H_s = 20$ m.

Similarly, the vertical volume V_{v1} at 48 months (and 1 month) ranges between 3.39 m³ and 12.94 m³ (3.28 m³ and 8.69 m³) for $H_s = 5$ m, 6.93 m³ and 12.35 m³ (6.92 m³ and 12.53 m³) for $H_s = 10$ m, 6.10 m³ and 11.39 m³ (6.02 m³ and 11.15 m³) for $H_s = 15$ m, and 5.47 m³ and 10.56 m³ (7.00 m³ and 12.90 m³) for $H_s = 20$ m.

Furthermore, the ratio V_{v1}/V_h at 48 months (and 1 month) varies between 7.69 and 22.97 (5.41 and 15.84) for $H_s = 5$ m, 11.98 and 12.33 (8.33 and 9.40) for $H_s = 10$ m, 13.05 and 13.79 (10.24 and 11.64) for $H_s = 15$ m, and 16.27 and 16.71 (12.76 and 14.73) for $H_s = 20$ m. The results are indicating the stability condition, since the V_{v1}/V_h is greater than 3 at the end of the embankment construction and greater than 5 at the end of the consolidation, as recomended by Sandroni et al. (2004).

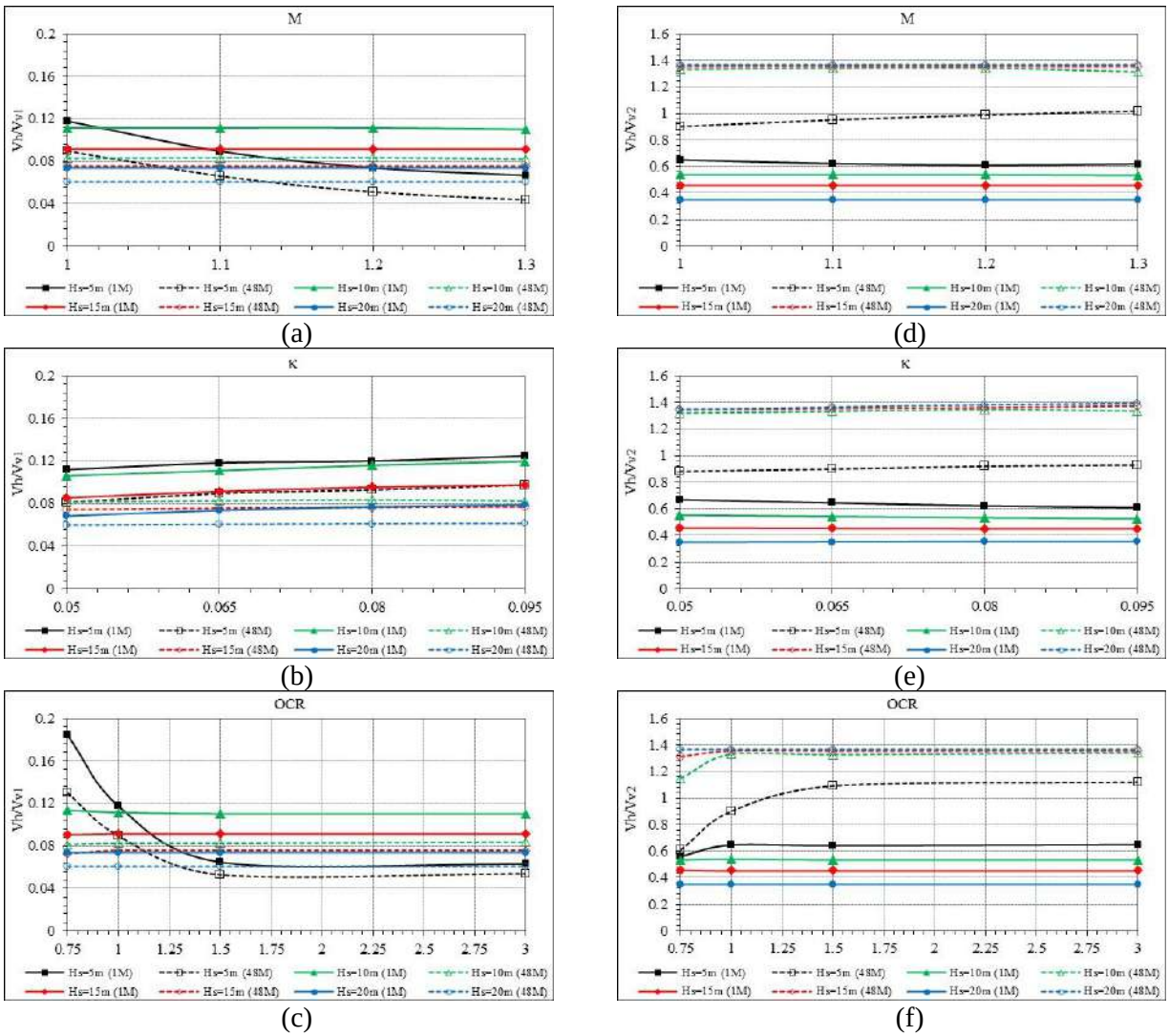


Figure 7. Análise paramétrica de volumes.

The behavior of the horizontal displacement reversal can be assessed by the ratio V_{v1}/V_{v2}. At 1 and 48 months, V_{v1}/V_{v2} varies between 4.66 and 23.42 (3.02 and 10.28) for $H_s = 5$ m, between 14.05 and 16.24 (4.36 and 5.17) for $H_s = 10$ m, between 17.85 and 18.05 (4.59 and 5.35) for $H_s = 15$ m, and between 22.47 and 22.61 (4.50 and 5.11) for $H_s = 20$ m. Based on the results, it can be inferred that V_{v1} continues to increase after the completion of the embankment, whereas V_{v2} tends to decrease due to the reversal of horizontal displacement.

4 CONCLUSIONS

This paper presents the results of 40 numerical simulations that investigate the effects of the parameters M – slope of the critical state line, OCR – overconsolidation ratio, κ – recompression index, and H_s - thickness of the soft soil layer, on the horizontal displacement, distortion, and volumes of the mobilized soft soil during analyses. The key conclusions are presented below:

- in models with H_s of 5 m, δ_h increases after the completion of the embankment construction. Conversely, models with $H_s \geq 10$ m show an opposite trend;
- the variations in M and OCR only affect δ_h/H_e for $H_s = 5$ m. The variation in κ influences δ_h/H_e for all H_s values, with increasing κ leading to increased δ_h/H_e. Most analyses indicate that the results of models with $H_s = 5$ m do not follow the trend of those of models with $H_s \geq 10$ m;
- in most cases, $(\delta_h/H_e)_{max}$ is below 10%. However, there was a critical situation in the analyses with $OCR = 0.75$ and $H_s = 5$ m where $(\delta_h/H_e)_{max}$ reached 21%;
- Variations in M and κ minimally impact the magnitude on the reversal of the horizontal displacement during consolidation for models with $H_s \geq 10$ m;
- the ratio $\delta_{h,máx}/\rho_{máx}$ decreases with increasing H_s, and only the results of analyses with H_s of 5 m are significantly affected by variations in parameters M, κ, and OCR;
- regardless of the H_s value, an increase in κ results in increased total distortion;
- the total distortion decreases as H_s increases, particularly when $H_s \geq 10$ m;
- for $H_s \geq 10$ m, both V_h and V_{v1} decrease slightly with increasing H_s and remain relatively stable with variations in M, κ, and OCR. Conversely, for analyses with $H_s = 5$ m, V_h and V_{v1} tend to decrease with increasing M and OCR, while increasing with increasing κ.

REFERENCES

Almeida, M.S.S., Marques, M. E. S. (2014) *Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho*. São Paulo: Oficina de Textos.

Baran, Karin. *Propriedades geotécnicas de compressibilidade de uma argila mole de Itajaí, SC*. 2014. 334 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

Bourges, F., Mieussens, C. (1979) *Influence des déplacements lateraux du sol de foundation sur le tassements d'un remblai*, Bulletin de Liaison, Laboratorire des Ponts et Chaussées.

Brugger, P.J. *Análise de deformações em aterros sobre solos moles*. Doctor of Philosophy, Department of Science of Civil Engineering, Federal University of Rio de Janeiro, 1996.

Hutchinson, J.N., Johnston, I.W. (1973) [Discussion]. *In: Symposium Fiel instrumentation in Geotechical Engineering*. London, Proceedings… London, ICE, p. 700-702.

Ladd, C.C. (1991) *Stability evaluation during staged construction*. Journal of Geotechnical Engineering, v. 117 (4), p. 537-615.

Loganathan, N., Balasubramaniam, A.S., Bergado, D.T. (1993) D*eformation analysis of embankments*. Journal of Geotechnical Engineering, v. 119 (8), p. 1185-1206.

Marche, R., Chapuis, R. (1974) *Contrôle de la stabilité desremblais par la mesure des displacements horizontaux*. Canadian Geotechnical Journal, v. 11, p. 182-201.

Matsuo, M., Kawamura, K. *Diagram for construction control of embankment on soft ground*, Soils and Foundations, v. 17 (3), p. 25-35.

Oliveira, Henrique de. *Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura*. 2006. 507 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

Sandroni, S.S., Lacerda, W.A., Brandt, J.R.T. (2004) *Método dos volumes para controle de campo da estabilidade de aterros sobre argilas moles*. Soils and Rocks, São Paulo, v. 27 (1), p. 25-35. [in Portuguese]

Tavenas, F., Mieussens, C., Bourges, F. (1979) *Lateral displacements in clay foundations under embankments*. Canadian Geotechnical Journal, v. 16, p. 532-550.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/233

Numerical and Parametric Analysis of Settlement in Unreinforced Embankments on Soft Soils

Naloan Coutinho Sampa
Professor, UFSC, Florianópolis, Brazil, naloan.sampa@ufsc.br

Laura Zappellini Sassi
Civil engineering undergraduate student, UFSC, Florianópolis, Brazil, lazasassi@gmail.com

André Leonardo Torres de Oliveira
Civil engineering undergraduate student, UFSC, Florianópolis, Brazil, andreleotorresoliveira@hotmail.com

ABSTRACT: This paper, the first in a series of three, investigates the settlement behavior of four unreinforced embankments on soft soils through numerical and parametric analysis. The embankments have dimensions of 3.5 meters in height and 17 meters in width and are modeled on a soft soil layer that extends 30 meters horizontally, with thicknesses ranging from 5 to 20 meters. The soil was modeled using two different plasticity criteria: the Modified Cam Clay criterion for the soft soil and the Mohr-Coulomb criterion for the embankment material. A total of forty numerical simulations were conducted to analyze the influence of various geometries and soil properties. The results present and discuss the impact of soil thickness, over-consolidation ratio (OCR), recompression index (k), and critical state slope (M) on settlement and vertical volume of mobilized soil. Normalized plots allow settlement comparisons over time and horizontal position, identifying OCR and κ as the most influential parameters.

KEYWORDS: Soft Soil, Embankments, Numerical Analysis, Parametric Analysis, Abaqus, Settlement.

1 INTRODUCTION

The expansion of urban areas, the demand for improved services and communications, the development of industry, land reclamation in overpopulated areas, and the development of infrastructure on soft soils require a comprehensive understanding of behavior of embankments on soft soils. Construction and design techniques and monitoring methods are used to ensure stability, calculate the rate and magnitude of deformation, and analyze the performance of embankments during and after construction. The stability, deformability, and performance aspects of embankments on soft soils have been extensively investigated in numerous studies (Brugger 1996, Ryde 1997, Almeida and Marques 2014, Massad 2010, among others).

Settlement, lateral displacement, and pore pressure analysis are emphasized to prevent structural collapse (Ryde 1997, Brugger 1996). Methods for predicting the behavior of embankments on soft soils are based on stability analysis during and after construction and on the evolution of settlement, horizontal displacement, and pore pressure over time (Ryde, 1997; Brugger, 1997; Massad, 2010). Settlement analysis is very important even in situations where immediate failure is unlikely, because it can eventually lead to the collapse of a structure, even if the factor of safety against shear failure is high (Lambe and Whitman, 1969).

In geotechnical engineering, surface settlement plates, deep settlement gauges (strainmeters), and profilometers are commonly utilized for the measurement of total surface settlement (ρ), settlement at specific depths, and settlement profiles along horizontal lines, respectively. Theoretical estimation of settlement has traditionally been based on One-Dimensional Consolidation Theory, initially formulated by Terzaghi (1925) and further elaborated by Terzaghi and Fröhlich (1936). This theory posits a linear, one-dimensional consolidation process and assumes linear stress-strain relationships. It elucidates consolidation as the gradual reduction in the volume of a saturated soil over time due to the expulsion of water from voids, induced by the self-weight of the soil or external loads (DNIT 381, 2022). However, estimating the parameters necessary for settlement computation based on One-Dimensional Consolidation Theory often entails significant uncertainty. Recognizing this challenge, Asaoka (1978) proposes an alternative settlement prediction approach based on the "Observational Procedure". Concurrently, Finite Element Methods (FEM) are increasingly used in

evaluating the stability, deformability, and performance of embankments on soft soils, particularly in scenarios involving complex structures or parametric studies (Ryde, 1977).

In an effort to better understand the performance of embankments in soft soils, numerical and parametric analyses were performed using Abaqus. Four unreinforced embankments with different soft soil thicknesses were studied. The effects of changes in the parameters M, k and OCR on settlement and vertical volumes of mobilized soil below the embankment and beyond the toe of the slope were investigated and discussed.

2 METHOD

2.1 Models Description

The numerical analysis of four unreinforced embankments on soft soils was performed using Abaqus software and assuming the plane strain condition. The 2D models consisted of a 3.5 m deep and 17 m long embankment of granular material with a slope of 1:2 (vertical to horizontal) over a soft clay layer 30 m long and 5 to 20 m thick. Due to the symmetry of the model, only half of the domain was simulated, as shown in Figure 1, where H_s represents the thickness of the soft soil layer.

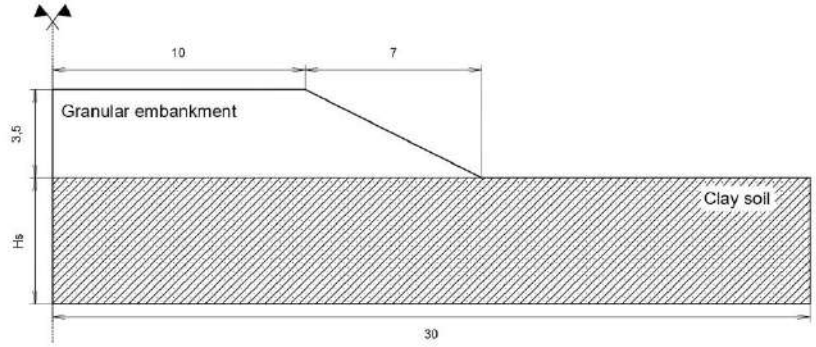


Figure 1. Half-domain of the numerical model of the embankment on the soft soil, in m.

2.2 Geotechnical Parameters

The soft clay was modeled as a homogeneous solid with elastoplastic behavior using the Modified Cam Clay plasticity criterion. Conversely, the granular material was simulated in a dry state as a homogeneous solid body using the Mohr-Coulomb criterion. The geotechnical parameters for both the granular material and the clay soil are given in Table 1, where the clay parameters are typical of certain regions in Florianópolis, Brazil, as presented by Oliveira, 2006 and Baran, 2014.

Table 1. Geotechnical parameters of the soft soil and granular material.

Granular material of the embankment		Clay soil	
Parameter	Value	Parameter	Value
Initial void ratio - e_0	0.65	Initial void ratio - e_0	2.5
Bulk unit weight - γ (kN/m³)	20	Bulk unit weight - γ (kN/m³)	15
Cohesion - c (kN/m²)	2	Recompression index - κ	0.065
Internal friccional angle - ϕ (º)	30	Poisson's ratio - ν	0.33
Dilatancy angle - ψ (º)	0	Compression index - λ	0.65
Elastic Module - E (kN/m²)	1000	Slope of the critical state line - M	1
Poisson's ratio - ν	0.3	Overconsolidation ratio - OCR	0.75, 1.0, 1.5, 3.0
Permeability coefficient - k (m/s)	0.01	Size of the yield surface in the wet side - β	1
		Ratio of the flow stress - K	1
		Permeability coefficient - k (m/s)	2.50E-08
		Lateral earth pressure at rest – $K_0 = 1 - \text{sen}\,\phi$	0.57

2.3 Simulation Sequences

The numerical simulations consisted of three stages, reflecting the sequential construction process of the single-phase embankments. The first stage involved the application of the Body Force option to stablish the initial geostatic stresses within the soft soil. The second stage then involved the gradual construction of the embankment to a height of 3.5 meters over a period of one month. Finally, the third phase involved monitoring the embankment's performance, including measuring vertical and horizontal displacements and excess pore water pressure, over a period of 48 months (4 years).

2.4 Boundary Conditions and Mesh Discretization

Physical and drainage boundary conditions were set to accurately simulate real embankment conditions under plane strain. For the physical boundary conditions, horizontal (U1=0) and vertical (U2=0) displacements were fixed at the bottom, while horizontal displacement (U1=0) was constrained at the right and left sides. Throughout the simulation, the soft soil surface maintained a zero-pore pressure (U8=0) as part of the drainage boundary conditions.

Figure 2 illustrates the physical boundary conditions and mesh configuration of the numerical model with a 5 m thick layer of soft soil. The mesh has been refined particularly in areas where significant stresses and strains are expected.

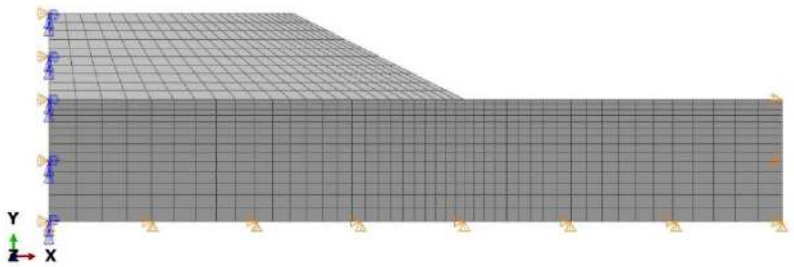


Figure 2. Boundary conditions and mesh discretization.

The numerical model used finite elements of type CPE8R (a quadrilateral flat deformation element with 8 nodes, bi-quadratic displacement, and reduced integration) for the embankment domain, and CPE8RP (a quadrilateral flat deformation element with 8 nodes, bi-quadratic displacement, bilinear pore pressure, and reduced integration) for the foundation domain.

2.6 Parametric Analysis

To investigate the effect of soil parameter variation on embankment performance, 40 analyses were performed, with 10 analyses for each numerical model. The parameters varied included the slope of the critical state line (M), the recompression index (κ), the overconsolidation ratio (OCR), and the soft soil thickness (H_s). Table 2 shows the parameters varied for each analysis and their respective values. Analysis 1 used parameters set to reference values, while subsequent analyses varied individual parameter values while holding others constant. With the exception of the OCR of 0.75, the remaining values used in the parametric analysis are in the range of the typical values for Florianópolis Clay (see Oliveira, 2006; Baran, 2014). The OCR of 0.75 was used only to analyze the behavior of a clay under consolidation, not for practical purposes.

Table 2. Parametric analysis.

Analysis	M	Analysis	κ	Analysis	OCR
Analysis 1 (reference)	**1.0**	**Analysis 1**	**0.065**	**Analysis 1**	**1.00**
Analysis 2	1.1	Analysis 5	0.050	Analysis 8	0.75
Analysis 3	1.2	Analysis 6	0.080	Analysis 9	1.50
Analysis 4	1.3	Analysis 7	0.095	Analysis 10	3.00

The displacement results were evaluated over time and width. Figure 3 shows 3 designated points (B, E, and H) at the soil surface along with the horizontal line LH2 where data extraction from Abaqus to Excel was performed. Point data analysis was performed over time and horizontal line data analysis was performed over width.

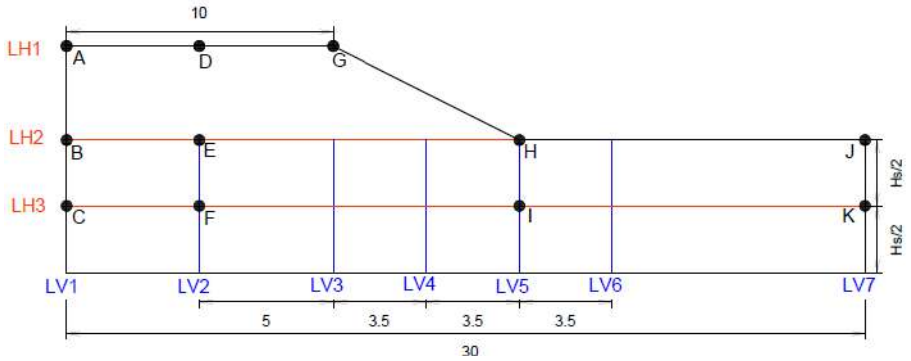


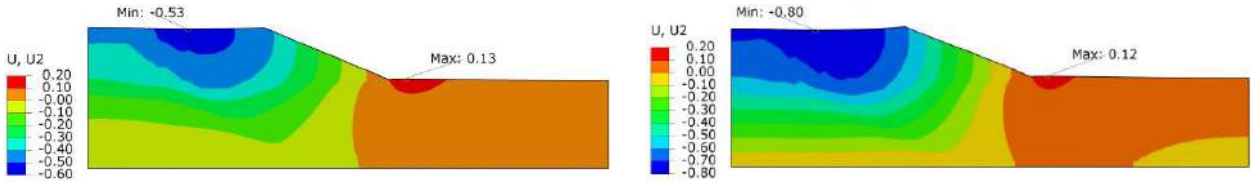
Figure 3. Points and lines of interest for data extraction, in m.

3 RESULTS AND DISCUSSION

The settlement magnitudes are influenced by the properties and thickness of the soft soil layer and of the embankment, while the settlement time depends primarily on the properties and thickness of the soft soil. This section focuses on the analysis of settlement patterns and soil volumes mobilized during and after embankment construction. Stability analyses based on the relationship between settlement and horizontal displacement and between vertical and horizontal volumes are discussed in a separate paper.

Figure 4 depicts the spatial distribution of settlements at two time periods: 1 month (end of embankment construction) and 48 months. The blue areas represent higher settlement, while negative values indicate downward displacement. In both periods, the soil beneath the embankment experiences downward movement, while the soil near the toe of the embankment undergoes upward movement.

Due to space limitations, only selected typical figures are presented. However, the discussions cover the behavior observed in all 40 analyses performed.



(a) 1 month. (b) 48 months.

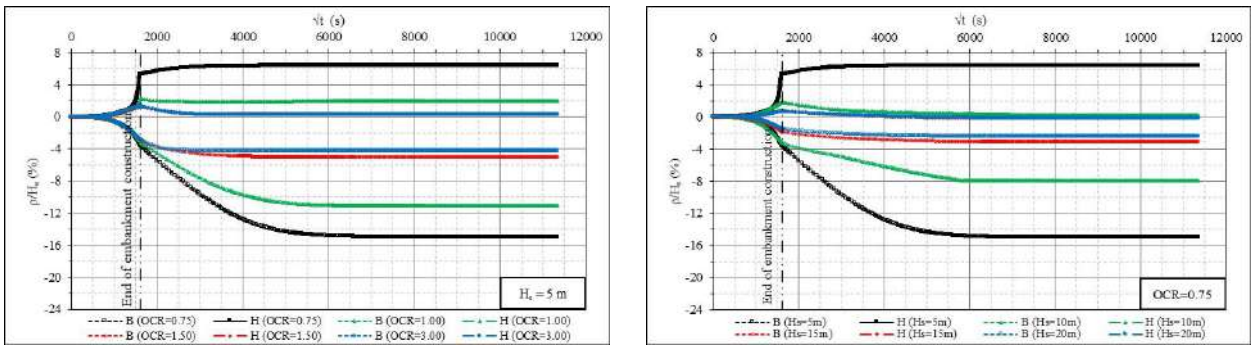
Figure 4. Spatial distribution of settlement.

Figure 5 illustrates the variation of the normalized settlement (ρ/H_s) measured at points B and H over $\sqrt{t}$. Figure 5a demonstrates the influence of the OCR parameter on the magnitude of ρ/H_s for models with H_s of 5 m, while Figure 5b illustrates the influence of the soft soil thickness on the magnitude of $\rho/H_s$for analyses with OCR=0.75.

In all analyses, the settlement at point B increases nonlinearly over time until the end of consolidation and then remains constant, as expected. Conversely, the vertical movement at point H initially increases (upward) during embankment construction and subsequently decreases to zero before the end of consolidation, except in analyses with H_s of 5m and OCR of 0.75 and 1. The reversal of vertical movement at point H may be attributed to the consolidation process or numerical modeling issues, requiring further investigation to explain this behavior.

An increase in H_s leads to a reduction in settlement stabilization time (T_{set}). However, the T_{set} is less than 9.5 months. For $H_s \geq 10$ m, T_{set} does not vary significatly in analyses with $M > 1$, $\kappa > 0.065$, and $OCR > 1$. Analyses with $H_s = 5$ m show that variations in M and κ have no significant influence on T_{set}. However, T_{set} decreases as OCR values increase from 0.75 to 3.

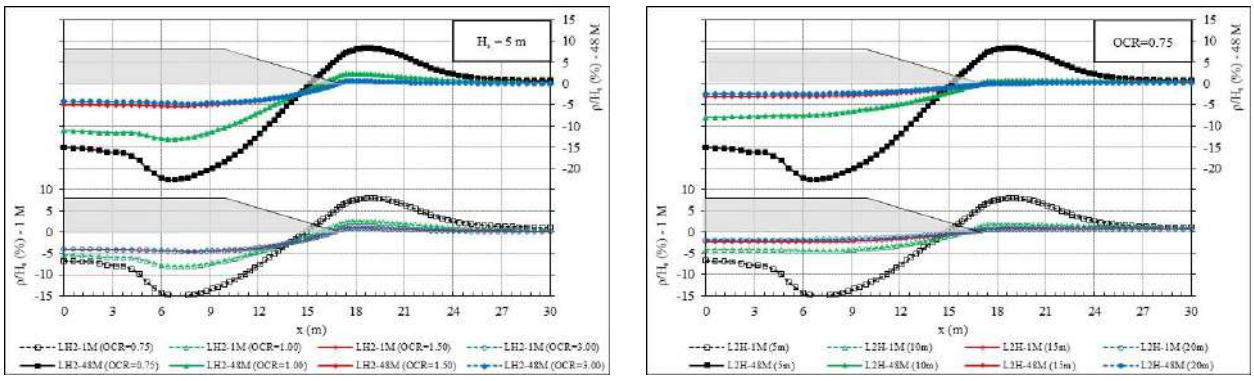
Regardless of H_s value, increasing parameter κ reduces ρ/H_s. The maximum ρ/H_s tends to occur not at the symmetry axis, but in crest slightly before the start of the embankment slope for $H_s \geq 10$ m. At the symmetry axis, ρ/H_s varies between 1.91% and 3.56% for H_s of 20 m, between 2.25% and 4.22% for H_s of 15 m, between 4.39% and 7.99% for H_s of 10 m, and between 4.22% and 15.00% for H_s of 5 m. In other words, ρ/H_s decreases with the increasing H_s.



(a) (b)

Figure 5. Variação de ρ/H_sversus ($\sqrt{t}$)

Figures 6 and 7 show the normalized settlement variation along the L2H line at the soil surface. Figure 6 normalizes the settlement by the thickness of the soft soil, while Figure 7 considers the mean geostatic stress (σ'_{v0}) and the embankment surcharge ($q = \gamma H_e = 70$kPa). In both figures, significant settlements are observed mainly below the crest of the embankment. The ongoing consolidation process induces soil uplift near the toe of the slope, with a subsequent significant reduction in these effects upon completion of embankment construction.



(a) (b)

Figure 6. Variation of ρ/H_s along L2H line.

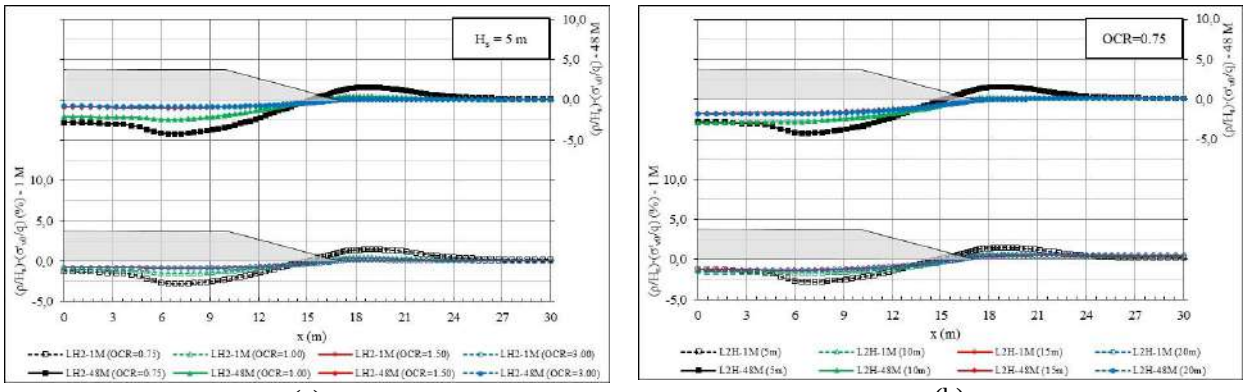
An increase in H_s generally results in a decrease in the ρ/H_s for a given set of soil properties. Table 3 provides a summary of the percentage range of ρ/H_s measured at the center of the soil surface at 1 month and

48 months. The effect of variations in the M and OCR parameters on ρ/H_s is minimal, especially for $H_s \geq 10$ m and $OCR \geq 1$. However, contrasting behavior was observed in analyses with $H_s = 5$ m and variations in the κ parameter.

Table 3. Percentage range of ρ/H_s for analyses with different H_s.

Parametric analysis	Percentage of ρ/H_s - (1 month) | (48 months)			
	$H_s = 5$ m	$H_s = 10$ m	$H_s = 15$ m	$H_s = 20$ m
M	(5.0-5.1) | (10-10.8) |	(4.1) | (5.5)	(2.3) | (2.9)	(1.9) | (2.5)
k	(4.7-6.6) | (10.2-12.8)	(3.3-5.5) | (4.4-8.0)	(1.8-3.1) | (2.3-4.2)	(1.5-2.6) | (1.9-3.6)
OCR	(4.1-6.8) | (4.2-15.0)	(4.1) | (5.5-7.9)	(2.3) | (2.9)	(1.9) | (2.5)

The settlement results, normalized as $(\rho/H_s) \cdot (\sigma'_{v0}/q)$, are minimally affected by Hs due to the consideration of the mean effective geostatic stress in each analysis. Increasing κ slightly decreases $(\rho/H_s) \cdot (\sigma'_{v0}/q)$for $H_s \geq 10$ m. The influence of M and OCR on $(\rho/H_s) \cdot (\sigma'_{v0}/q)$ is noticeable only for analyses with $H_s = 5$ m.



(a) (b)

Figure 7. Variation of $(\rho/H_s) \cdot (\sigma'_{v0}/q)$ along L2H line.

Figure 8 illustrates the effect of the parameters κ, M and OCR on the vertical volume of soil mobilized below the embankment (V_{v1}) and on the ratio between the vertical volumes below (V_{v1}) and near the toe of (V_{v2}) the embankment. These volumes were calculated based on an embankment length of 1 m. The variation of parameters M and OCR does not affect V_{v1} and the ratio V_{v2}/V_{v1} in analyses with $H_s \geq 10$ m. Conversely, V_{v1} increases with increasing value of κ. The ratio V_{v2}/V_{v1} is not affected by the variation of κ at the end of the consolidation period, but it is slightly affected by κ at the end of the embankment construction. The range of V_{v1} and V_{v1}/V_{v2} at 1 month and 48 months for different H_s is summarized in Table 4.

Table 4. The range of V_{v1} and V_{v1}/V_{v2} for analyses with different H_s.

Parametric analysis	Range of V_{v1}							
	$H_s = 5$ m		$H_s = 10$ m		$H_s = 15$ m		$H_s = 20$ m	
	1M	48M	1M	48M	1M	48M	1M	48M
M	3.8-5.2	6.3-8.9	8.9	8.8-8.9	7.8	7.1	9.0	7.9
k	4.4-6.5	7.1-9.4	6.9-12.7	6.9-12.7	6.0-11.1	5.5-10.3	7.0-12.9	6.1-11.4
OCR	3.3-8.7	3.3-13.0	8.8-9.0	8.8-11.3	7.8	7.1-7.3	9.0	7.9

Parametric analysis	Range of V_{v1}/V_{v2}							
	$H_s = 5$ m		$H_s = 10$ m		$H_s = 15$ m		$H_s = 20$ m	
	1M	48M	1M	48M	1M	48M	1M	48M
M	0.11-0.18	0.04-0.10	0.21	0.06	0.20	0.06	0.21	0.04
k	0.17-0.20	0.09-0.10	0.19-0.30	0.06	0.19-0.22	0.06	0.20-0.22	0.04
OCR	0.05-0.21	0.10-0.33	0.21	0.06-0.07	0.20	0.06	0.21	0.04

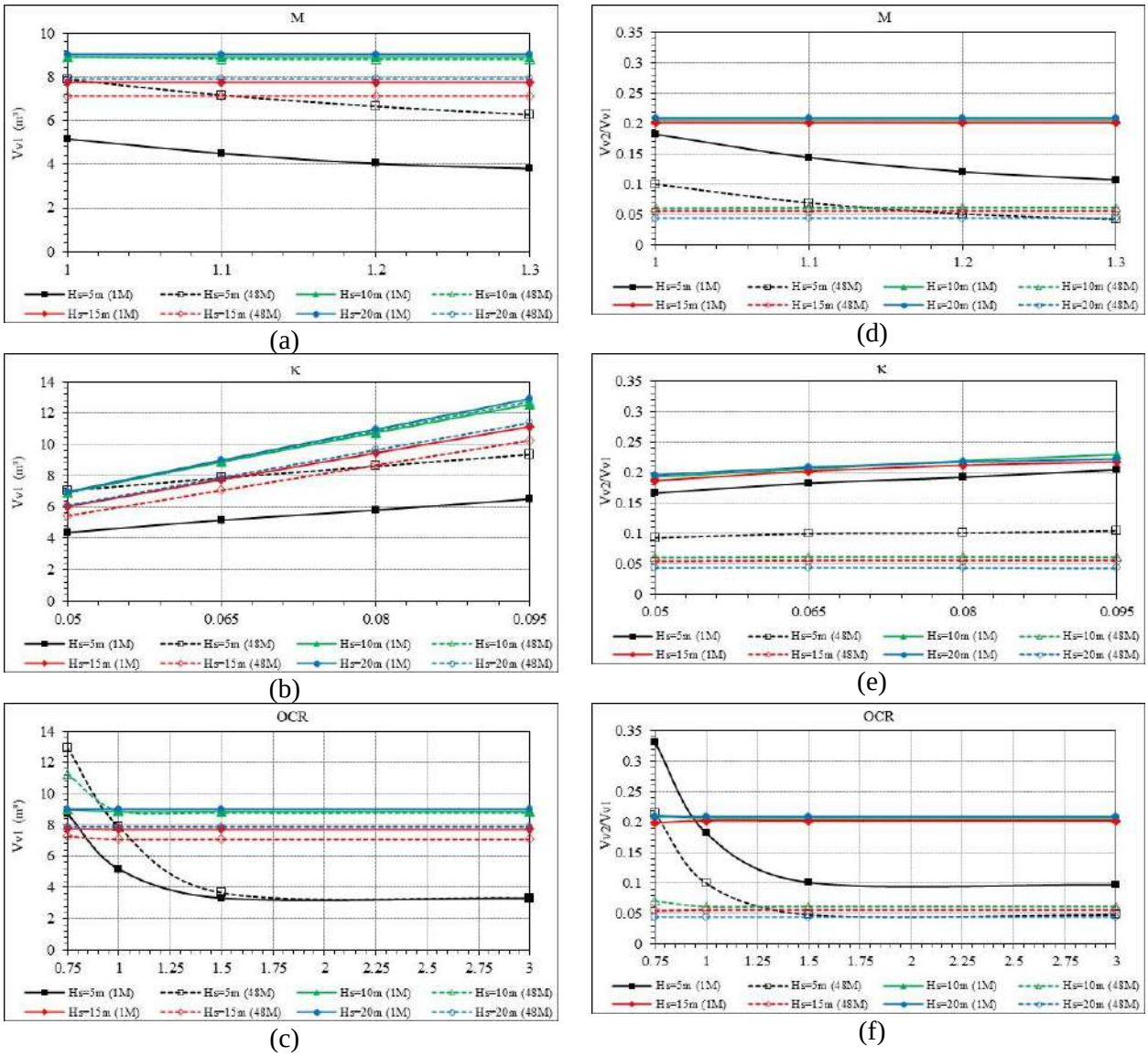


Figure 8. Influence of the parameters κ, M and OCR on V_{v1} and V_{v2}/V_{v1}.

4 CONCLUSIONS

This paper presents the results of 40 numerical simulations that investigate the effects of the variation in parameters M, OCR, κ, and H_s on the settlement and vertical volume of the mobilized soft soil. The key conclusions are presented below:

- the vertical movement (ρ/H_s) near the toe of slope (point H) initially increases (upward) during embankment construction and subsequently decreases to zero before the end of consolidation, except in analyses with H_s of 5 m and OCR of 0.75 and 1. This reversal of vertical movement at point H may be attributed to the consolidation process or numerical modeling issues, requiring further investigation to explain this behavior;
- the effect of variations in M and OCR parameters on ρ/H_s is minimal, especially for $H_s \geq 10$ m and $OCR \geq 1$. However, contrasting behavior was observed in analyses with $H_s = 5$ m and variations in the κ parameter. Regardless of H_s value, increasing parameter κ reduces ρ/H_s.
- an increase in H_s generally results in a decrease in the ρ/H_s for a given set of soil properties.

- an increase in H_s leads to a reduction in settlement stabilization time (T_{set}). However, the T_{set} is less than 9.5 months. For $H_s \geq 10$ m, T_{set} does not vary significatly in analyses with $M > 1$, $\kappa > 0.065$, and $OCR > 1$. Analyses with $H_s = 5$ m show that variations in M and κ have no significant influence on T_{set}. However, T_{set} decreases as OCR values increase from 0.75 to 3.
- $(\rho/H_s) \cdot (\sigma'_{v0}/q)$, are minimally affected by H_s. Increasing κ slightly decreases $(\rho/H_s) \cdot (\sigma'_{v0}/q)$ for $H_s \geq 10$ m. The influence of M and OCR on $(\rho/H_s) \cdot (\sigma'_{v0}/q)$ is noticeable only for analyses with $H_s = 5$ m.
- The variation in parameters M and OCR does not affect V_{v1} and the ratio V_{v2}/V_{v1} in analyses with $H_s \geq 10$ m. Conversely, V_{v1} increases with increasing the value of κ.
- The ratio V_{v2}/V_{v1} is not affected by the variation of κ at the end of the consolidation period, but it is slightly affected by κ at the end of the embankment construction.
- the quality of the analysis underscores the effectiveness of Abaqus software in assessing the performance of geotechnical structures that require monitoring of excess pore pressure.

REFERENCES

Asaoka, A. (1978) Observational procedure of settlement prediction. *Soils and Foundation*, v. 18 (4), p.67-101.

Almeida, M.S.S., Marques, M. E. S. (2014) *Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho (Embankments on Soft Soils: Design and Performance)*. São Paulo: Oficina de Textos. [in Portuguese]

Baran, Karin. *Propriedades geotécnicas de compressibilidade de uma argila mole de Itajaí, SC*. 2014. 334 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

Brugger, P.J. *Análise de deformações em aterros sobre solos moles (Deformation analysis of embankments on soft soils*. Doctor of Philosophy, Department of Science of Civil Engineering, Federal University of Rio de Janeiro, 1996. [in Portuguese]

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 381/2021 – PRO: Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Brasília: Ed. Núcleo dos Transportes, 2021.

Lambe, T.W., Whitman, R.V. (1969) Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons.

Massad F. Obras de Terra: curso básico de geotecnia (Earthworks: Basic Course in Geotechnics). 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. [in Portuguese]

Oliveira, Henrique de. *Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura*. 2006. 507 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

Ryde, S.J. The performance and backanalysis of embankments on soft estuarine clay. Doctor of Philosophy, Department of Civil Engineering, University of Bristol, 1977.

Terzaghi, K. (1925) Erdbaumechanick, Viena, Franz Deutcke, Áustria.

Terzaghi, K. e Frölich, O. K. (1936) Thoerie der setzung von tonschichten. Franz Deuticke, Leipzig.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/234

Otimização da Gestão de Manutenção em Taludes Ferroviários: Um Estudo de Caso na Estrada de Ferro Carajás

Hyllttonn W D Bazan
Gerente Técnico, Vale S.A, Nova Lima, Brasil, h.bazan@vale.com

Antuan Pamplona
Engenheiro Geotécnico, Vale S.A, Parauapebas, Brasil, antuan.pamplona@vale.com

Edlayne Moraes
Geóloga, Progen, Nova Lima, Brasil, edlayne.moraes@progen.com.br

Ana Rodrigues
Analista Operacional, Vale S.A, Parauapebas, Brasil, ana.rodrigues@vale.com

Pedro Vitor Máximo Pereira
Consultor, Alvarez & Marsal Brasil, Belo Horizonte, Brasil, ppereira@alvarezandmarsal.com

RESUMO: Este artigo apresenta um estudo de caso sobre a aplicação do Planejamento e Controle de Manutenção (PCM) em taludes de uma ferrovia no norte do Brasil em 2023. O foco principal reside na otimização da gestão da manutenção, especialmente em períodos de alta pluviosidade, como os enfrentados pela Estrada de Ferro Carajás (EFC). A pesquisa implementou os conceitos de engenharia de manutenção e confiabilidade do PCM nos ativos geotécnicos da EFC. Para tal, foi realizado o diagnóstico e cadastramento dos ativos no sistema SAP PM (SAP Plant Maintenance), além da criação de um cronograma de inspeções de 52 semanas (Mapa de 52 Semanas). O estudo também avaliou a estratégia de manutenção, elaborou perfis de perda e definiu gatilhos para análise de falhas em ativos geotécnicos. A utilização do sistema SAP PM foi fundamental para fornecer um módulo integrado para a gestão eficiente das atividades de manutenção. Outras contribuições importantes do estudo incluem: criação de uma taxonomia para localização de instrumentos geotécnicos ao longo da ferrovia, cadastramento dos instrumentos e formulação de planos de inspeção, análise das notas de manutenção para criar um perfil de perdas, identificação de falhas e estabelecimento de gatilhos, desenvolvimento de um perfil de catálogo e de perdas para taludes de ferrovias, avaliação de gatilhos para falhas críticas ou rotineiras. A metodologia proposta visa mitigar riscos, proteger vidas e evitar paralisações no transporte de minérios, sendo especialmente relevante no contexto do transporte ferroviário, uma fase vital da mineração no Brasil.

PALAVRAS-CHAVE: Manutenção Geotécnica, Planejamento e Controle de Manutenção (PCM), Taludes Ferroviários, Gestão de Ativos Geotécnicos, Inspeção Geotécnica

ABSTRACT: This article presents a case study on the application of Maintenance Planning and Control (PCM) on slopes of a railway in northern Brazil in 2023. The focus lies in optimizing maintenance management, especially during periods of heavy rainfall, as faced by the Carajás Railroad (Estrada de Ferro Carajás, EFC). The research implemented maintenance engineering and reliability concepts from PCM on EFC's geotechnical assets. To achieve this, asset diagnosis and registration were carried out in the SAP PM system (SAP Plant Maintenance), along with the creation of a 52-week inspection schedule (52-Week Map). The study also evaluated maintenance strategy, developed loss profiles, and defined triggers for geotechnical asset failure analysis. The use of the SAP PM system was crucial in providing an integrated module for efficient maintenance activity management. Other significant contributions from the study include creating a taxonomy for locating geotechnical instruments along the railway, instrument registration, formulating inspection plans, analyzing maintenance notes to create loss profiles, identifying failures, and establishing triggers. The proposed methodology aims to mitigate risks, protect lives, and prevent disruptions in mineral transportation, particularly relevant in the context of rail transport—a vital phase of mining in Brazil.

KEYWORDS: Geotechnical Maintenance, Maintenance Planning and Control (PCM), Railway Slopes, Geotechnical Asset Management, Geotechnical Inspection

1 INTRODUÇÃO

A gestão de ativos geotécnicos em ferrovias é fundamental para garantir a segurança, confiabilidade e eficiência do sistema de transporte. Falhas nesses ativos, como taludes de corte e de aterro e obras de drenagem, podem gerar graves consequências, como interrupções no tráfego, danos à infraestrutura e impactos ambientais.

Este trabalho apresenta a análise da aplicação de uma metodologia abrangente para a gestão de ativos geotécnicos na Estrada de Ferro Carajás (EF-315), uma das maiores ferrovias de transporte de minério de ferro do Brasil. A metodologia se baseia em três pilares:

(i) Planejamento e Controle de Manutenção (PCM): Implementação de estratégias de manutenção, identificação de falhas com antecedência e planejamento de intervenções considerando critérios de criticidade;
(ii) Monitoramento: Inspeções periódicas e instrumentação para avaliar o estado dos ativos e identificar potenciais problemas;
(iii) Análise de Riscos: Identificação e avaliação dos riscos geotécnicos associados à ferrovia, incluindo a análise de probabilidade e severidade de falhas.

A pesquisa busca contribuir para a compreensão da importância da gestão de ativos geotécnicos em ferrovias, bem como para o desenvolvimento de metodologias mais eficientes para a gestão de tais ativos.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Importância da Gestão de Ativos Geotécnicos

Stanley e Pierson (2013) enfatizam a necessidade de incorporar ativos geotécnicos como uma classe específica dentro da gestão de ativos de transporte. Eles argumentam que a coleta e a análise de dados sobre o desempenho e a condição desses ativos são cruciais para entender seu ciclo de vida e os custos associados. O conhecimento sobre protocolos de registro, gerenciamento de dados, previsão de condições, alternativas de reparo e otimização de investimentos são essenciais para melhorar o desempenho das rotas de transporte.

2.2 Benefícios da Manutenção de Ativos Geotécnicos

Thompson (2017) destaca os benefícios da manutenção regular para ativos geotécnicos, incluindo:

- Melhoria de desempenho e funcionalidade: A manutenção preserva a condição dos ativos, garantindo seu funcionamento adequado e minimizando interrupções no sistema de transporte.
- Vida útil estendida: Intervenções proativas podem prolongar a vida útil dos ativos, adiando a necessidade de reconstruções dispendiosas.
- Custo-benefício: A manutenção preventiva pode ser mais econômica do que a reconstrução ou substituição de ativos danificados.
- Mitigação de riscos: A manutenção reduz a probabilidade de falhas e interrupções causadas por eventos como deslizamentos de terra ou quedas de rochas.
- Preservação da segurança e mobilidade da rede: Ativos geotécnicos bem mantidos contribuem para a segurança geral e a fluidez do tráfego na rede de transporte.
- Alocação otimizada de recursos: O planejamento eficaz da manutenção permite alocar recursos de forma direcionada e eficiente, priorizando investimentos com base na condição e desempenho dos ativos.

2.3 Estudo de Caso: Críticidade de Ativos Geotécnicos em Ferrovias

Bernardes (2019) apresenta um estudo de caso sobre a análise da criticidade de taludes em ferrovias. A autora utiliza o método AHP (Analytic Hierarchy Process) para identificar os locais prioritários para inspeção e alocação de recursos, visando aumentar a resiliência e a segurança da rede ferroviária. O estudo demonstra a importância da gestão de ativos geotécnicos para garantir a segurança e a eficiência do sistema ferroviário.

A gestão dos ativos geotécnicos consiste em um conjunto de atividades sistemáticas e coordenadas através de um gerenciamento de acordo com a criticidade de cada estrutura definida pela organização. E segundo Baran (2011), a análise do grau de criticidade é uma metodologia que permite mensurar o impacto de que um determinado ativo tem sobre os objetivos da empresa que contribuirá com a direção do grau de urgência para o processo de reparação.

3 ÁREA DE ESTUDO

A Estrada de Ferro Carajás (EF-315), operada pela mineradora Vale S.A., é uma ferrovia diagonal brasileira com 892 km de extensão em bitola larga. Ela percorre os estados do Maranhão e Pará, ligando o Porto de Ponta da Madeira, no município de São Luís (MA), a Marabá e Parauapebas (PA). Sua denominação no Plano Nacional de Viação é EF-315, mas também é conhecida como Ponta da Madeira-Carajás (Figura 1).

Apesar dos desafios enfrentados pelo transporte de passageiros de longa distância no Brasil, esta ferrovia transportou quase 400 mil pessoas em 2023. É uma das maiores ferrovias de transporte de passageiros em operação no Brasil, possuindo 5 estações e 10 paradas, percorrendo São Luís (MA), Santa Inês (MA), Açailândia (MA), Marabá (PA) e Parauapebas (PA).

Entretanto, a EF-315 é especializada no transporte de cargas minerais, extraídas das minas da Serra dos Carajás, e levadas até os portos da Baía de São Marcos no Maranhão para exportação. Por seus trilhos, são transportados milhões de toneladas de carga todos os anos.

A história da EF-315 está atrelada ao surgimento, desenvolvimento e exploração do Programa Grande Carajás (PGC). As obras da ferrovia se iniciaram em 1982 e foram finalizadas em 1985, com a inauguração da ferrovia pelo então presidente João Baptista de Oliveira Figueiredo.

Figura 1: Vista geral da linha férrea EFC

4 METODOLOGIA

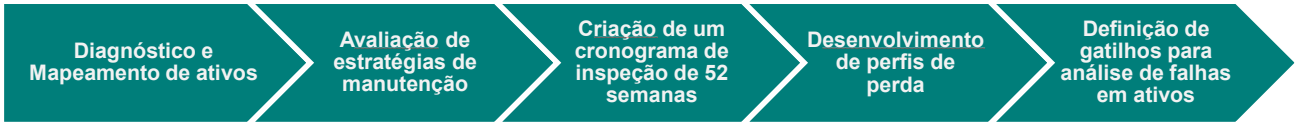


Figura 2. Fluxograma da metodologia utilizada.

Conforme evidenciado na Figura 2 acima, o processo de revisão e cadastro de ativos inicia-se com o mapeamento da localização de todos os ativos sob responsabilidade da equipe de manutenção. A partir desse mapeamento, são levantadas, organizadas e mantidas informações importantes sobre cada ativo, incluindo uma codificação para o local em que se encontra o ativo. Esse processo permite um controle efetivo, facilita o planejamento de manutenções preventivas e preditivas, e contribui para a redução de custos e a eficiência na gestão dos ativos, garantindo a operação confiável.

Com base no mapeamento e caracterização dos ativos, uma estratégia de manutenção abrangente é estabelecida. A estratégia de manutenção de ativos é um guia abrangente para manter os ativos em ótimas condições, garantindo a operação confiável da empresa. Ela envolve a escolha dos tipos de manutenção (preventiva, preditiva ou corretiva), o planejamento e programação das intervenções, o monitoramento contínuo e a avaliação do desempenho dos ativos. O objetivo é prolongar a vida útil, melhorar o desempenho e reduzir falhas inesperadas, contribuindo para a eficiência operacional e a redução de riscos.

A partir da estratégia de manutenção um mapa de 52 semanas é elaborado, servindo como guia para o planejamento e organização das atividades de manutenção ao longo do ano. O mapa de 52 semanas na engenharia de manutenção e confiabilidade de ativos é uma ferramenta essencial para o planejamento e organização das atividades de manutenção ao longo do ano. Ele contém todas as Ordens de Serviço (OSs) e os planos de manutenção periódicos, permitindo acompanhar as intervenções programadas, evitar paradas inesperadas e otimizar os recursos da empresa.

Através da construção de árvores de falha, são criados perfis de perdas para os ativos geotécnicos. As árvores de falha são uma ferramenta útil para criar perfis de perdas de ativos. Elas identificam e quantificam os riscos de falha, desde falhas básicas até falhas complexas, incluindo fatores humanos e externos. Através da construção de uma estrutura hierárquica e análise probabilística, as árvores de falha fornecem uma visão holística do perfil de perdas e auxiliam na tomada de decisões estratégicas para otimização de recursos e mitigação de perdas.

Para garantir a confiabilidade dos ativos e prevenir perdas, gatilhos para análise de falhas são estabelecidos. A análise de falhas em ativos é fundamental para identificar as causas raízes de problemas, prevenir custos e perdas, e promover a melhoria contínua. Por meio dela, é possível otimizar a manutenção preventiva, garantir a confiabilidade dos equipamentos e evitar paradas de produção inesperadas. Os gatilhos na análise de falhas em ativos são os eventos ou condições que disparam a investigação e o processo de análise. Esses gatilhos podem incluir falhas recorrentes, desvios de desempenho, eventos críticos, mudanças operacionais e feedback de monitoramento.

5 RESULTADOS

A primeira etapa envolveu a coleta e análise dos dados de cadastros de ativos geotécnicos existentes no sistema SAP (Figura 3). A qualidade dos dados foi cuidadosamente avaliada, identificando inconsistências entre as bases de dados existentes e o SAP, lacunas no cadastro e confiabilidade questionada. Com base nessa análise, foi elaborada uma nova base de dados mais confiável e completa seguindo uma taxonomia padronizada.

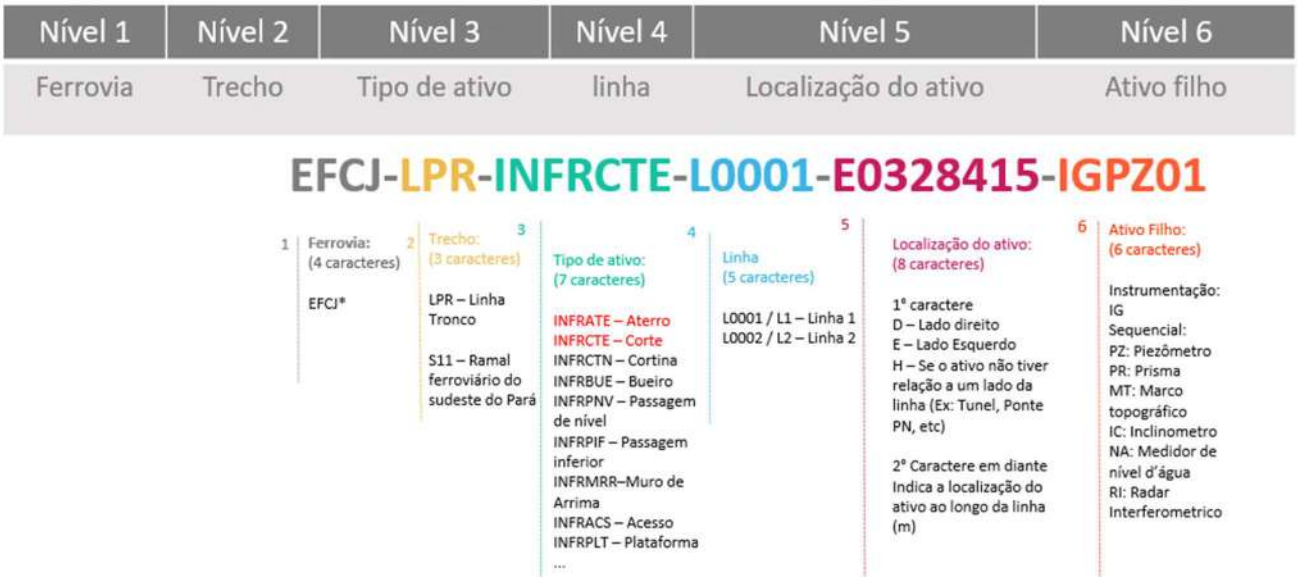


Figura 3: Taxonomia para o cadastro dos ativos da ferrovia.

A estratégia de manutenção atualmente estabelecida é que os ativos com classificação de risco definido como médio, alto e muito alto sejam inspecionados a cada 12, 6 e 4 meses, respectivamente. Ativos com classificação risco muito baixo e baixo são inspecionados apenas sob demanda. O estudo propõe que todos os ativos geotécnicos sejam inspecionados uma vez por ano, pelo menos, independente do risco. De forma expositiva, a seguir é apresentado na Tabela 1 para elucidar os cenários.

Tabela 1: Tabela comparativa entre cenários de inspeção atual e proposto.

Risco	Classificação	Frequência de inspeções atual (meses)	Frequência de inspeções propostas (meses)
R1	Muito baixo	Sob demanda	12
R2	Baixo	Sob demanda	8
R3	Médio	12	6
R4	Alto	6	4
R5	Muito alto	4	2

Um mapa de inspeção foi criado e traduzido no sistema SAP para garantir que todos os ativos geotécnicos das categorias R3, R4 e R5 fossem inspecionados pelo menos uma vez por ano. Isso facilita a gestão dos riscos geotécnicos e garante uma abordagem sistemática para as inspeções. A seguir o mapa de 52 semanas de alguns ativos geotécnicos (Figuras 4 e 5).

ATIVIDADE	TALUDE	CICLO	INSPEÇÃO GEOTECNICA EM TALUDE EFC – MAPA 52 SEMANAS ANO 2024 – SAP																												
			JAN				FEV				MAR					ABR				MAI					JUN							
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26				
INSPEÇÃO GEOTÉCNICA EM TALUDE	KM 315,860 AO KM 316,080	90 Dias			P	24									P	5															
	KM 347,335 AO KM 348,045				P	24									P	5															
	KM 328,415 AO KM 329,280				P	24									P	24															
	KM 87,890 AO KM 90,050	180 Dias																							P	13					
	KM 356,890 AO KM 359,765		P	9																											
	KM 562,556 AO KM 562,904																				P	14									
	KM 665,070 AO KM 666,048																								P	14					
	KM 2,230 AO KM 2,840	365 Dias											P	22																	
	KM 301,820 AO KM 302,360																														
	KM 563,144 AO KM 563,214			P	19																										
	KM 350,275 AO KM 353,658								P	23																					
	KM 568,436 AO KM 568,548							P	16																						
	KM 568,548 AO KM 568,872							P	16																						
	KM 779,624 AO KM 779,778																														
	KM 786,385 AO KM 786,871																														

Programado P
Realizado R
Atrasado X

Figura 4: Mapa de 52 semanas de alguns ativos geotécnicos – Primeiro semestre 2024.

ATIVIDADE	TALUDE	CICLO	INSPEÇÃO GEOTECNICA EM TALUDE EFC – MAPA 52 SEMANAS ANO 2024 – SAP																												
			JUL				AGO					SET				OUT				NOV					DEZ						
			27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52			
INSPEÇÃO GEOTÉCNICA EM TALUDE	KM 315,860 AO KM 316,080	90 Dias																													
	KM 347,335 AO KM 348,045																														
	KM 328,415 AO KM 329,280																														
	KM 87,890 AO KM 90,050	180 Dias																													
	KM 356,890 AO KM 359,765																														
	KM 562,556 AO KM 562,904																														
	KM 665,070 AO KM 666,048																														
	KM 2,230 AO KM 2,840	365 Dias																													
	KM 301,820 AO KM 302,360																														
	KM 563,144 AO KM 563,214																														
	KM 350,275 AO KM 353,658																														
	KM 568,436 AO KM 568,548																														
	KM 568,548 AO KM 568,872																														
	KM 779,624 AO KM 779,778																														
	KM 786,385 AO KM 786,871																														

Programado P
Realizado R
Atrasado X

Figura 5: Mapa de 52 semanas de alguns ativos geotécnicos – Segundo semestre 2024.

Um perfil de perdas foi desenvolvido para a ferrovia, focando nas inspeções geotécnicas do sistema maciço. O perfil inclui diversos componentes como drenagem interna e superficial, encostas, sinalização, contenção e instrumentação geotécnica, permitindo a avaliação e análise das possíveis perdas e falhas dos ativos geotécnicos na ferrovia além de direcionar qual ação necessária após a identificação do defeito ou falha encontrada no momento da inspeção. O fluxo abaixo representa uma parcela do perfil de catálogo (Figura 6), que nesse caso, é relativo ao maciço do talude da ferrovia.

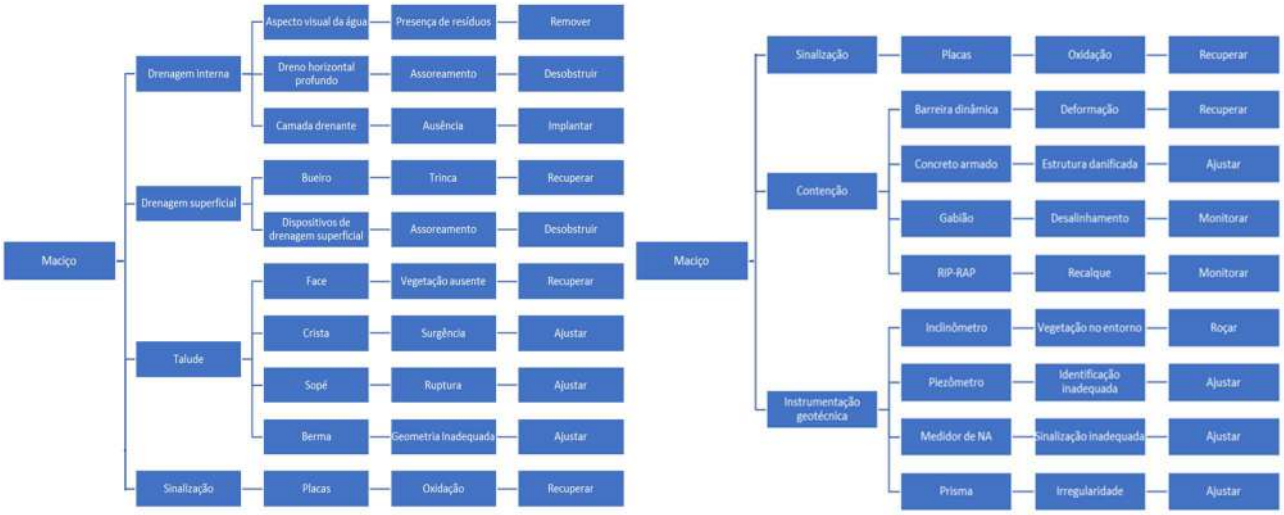


Figura 6: Fluxo parcial do perfil de catálogo.

Gatilhos foram criados para definir falhas críticas ou rotineiras, levando em consideração o impacto na operação e a repetibilidade dos eventos. Exemplos de gatilhos incluem deslizamentos ou rupturas em taludes, indícios de movimentação de massa (trincas ou rachaduras), assoreamento em dispositivos de drenagem e falhas em estruturas de contenção. Diversos fatores foram considerados na criação dos gatilhos, como impacto na operação, repetibilidade dos eventos, criticidade do ativo, aspectos de custo, saúde, segurança, meio ambiente, comunidade e risco ao negócio. A Tabela 2 representa exemplos de gatilhos criados para os taludes de ferrovia. Por definição, gatilhos são eventos ou condições que iniciam uma investigação e análise de falhas, como, por exemplo, falhas recorrentes, desvios de desempenho, eventos críticos, mudanças operacionais e feedback de monitoramento.

Tabela 2: Exemplo de gatilho criado para taludes de ferrovia.

Gatilhos – Estrutura Geotécnica					
Gatilho	**Classificações**	**Critério (condição/ consequência)**	**Duração**	**Aplicabilidade**	**Prazo de conclusão da análise**
Tempo	Deslizamentos ou rupturas em taludes	Interrupção da circulação ferroviária	Imediato	Taludes de ferrovia EFC/RFSP	30 dias após gatilhos a entrega do relatório
Outro	Deslizamentos ou rupturas em taludes	Talude distante até 3m da via-férrea.	N.A.	Taludes de ferrovia EFC/RFSP	30 dias após gatilhos a entrega do relatório
Repetibilidade	Deslizamentos ou rupturas em taludes	Após recuperação da ruptura do talude no mesmo ponto indicado no “gatilho outro” – com o mesmo modo de falha.	1<tempo< 6 (unidade: mês)	Taludes de ferrovia EFC/RFSP	30 dias após gatilhos a entrega do relatório
Solicitação Gerencial	Deslizamentos ou rupturas em taludes	Solicitação gerencial das lideranças da manutenção do negócio.	N.A.	Taludes de ferrovia EFC/RFSP	30 dias após gatilhos a entrega do relatório

6 CONCLUSÃO

Este estudo ressalta a aplicação de um sistema de gestão da manutenção de ativos geotécnicos em ferrovias, com o objetivo de aprimorar a confiabilidade desses ativos por meio da criação de uma base de dados robusta, adoção de uma estratégia de manutenção abrangente e outras ferramentas. Esses incluem melhorias na gestão, prolongamento da vida útil dos ativos, maior controle das intervenções, visão holística do perfil de perdas, identificação rápida das causas raízes de problemas e gestão eficaz dos riscos geotécnicos. A gestão da manutenção de ativos geotécnicos em ferrovias é essencial para a confiabilidade e desempenho desses ativos. Isso envolve otimizar recursos, prolongar sua vida útil, prevenir falhas e promover a segurança e eficiência da operação ferroviária. Além disso, a gestão de ativos geotécnicos é fundamental para a segurança e o desempenho de infraestruturas de transporte em geral.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam seus sinceros agradecimentos à Vale S.A. pela disponibilização dos dados relativos à manutenção de ativos geotécnicos da Estrada de Ferro Carajás. Ressalta-se que tal contribuição foi fundamental para a execução do presente estudo, e a disposição da empresa em colaborar nesse sentido é profundamente apreciada. O compromisso da Vale S.A. com a transparência e o compartilhamento de dados críticos é de suma importância, pois contribui significativamente para o avanço do conhecimento científico sobre o comportamento de taludes em ferrovias. Ademais, tal iniciativa permite o desenvolvimento e implementação de medidas de segurança mais eficazes nesse tipo de infraestrutura, que é vital para a indústria de mineração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARAN, Leandro Roberto. Manutenção Centrada em Confiabilidade aplicada na Redução de Falhas: um estudo de caso. 2011. 102 fls. Monografia (Especialização em Gestão Industrial: Produção e Manutenção) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Ponta Grossa, 2011.

Bernardes, A. P. S. (2019). Estudo da criticidade de ativos geotécnicos do tipo corte em ferrovia com o uso do processo de análise hierárquica (AHP) (Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

CYRINO, L. Classificação ABC de máquinas e equipamentos. 2016. Disponível em: https://www.manutencaoemfoco.com.br/classificacao-abc/. Acesso em: 26 de fevereiro de 2024.

Kardec, A., Esmeraldo, J., Lafraia, R.J., Nascif, J. – Gestão de Ativos. 2011 Editora Qualitymark.

SIQUEIRA, I. P. Manutenção Centrada na Confiabilidade: Manual de Implantação. Rio de Janeiro: Qualitymark, 2005.

Stanley, D. A., & Pierson, L. A. (2013, April). Geotechnical Asset Management of Slopes: Condition Indices and Performance Measures. In *Geotechnical Special Publication* (Vol. 231, pp. 1471-1482). American Society of Civil Engineers (ASCE).

Thompson, P. D. (2017, June 30). Geotechnical Asset Management Plan (Technical Report No. STP000S(802)(B)). Alaska Department of Transportation & Public Facilities, Statewide Research Office.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/235

Parâmetros geotécnicos e de mapas de suscetibilidade da Bacia do Córrego do Rio do Príncipe (Teresópolis/RJ), utilizando o software SHALSTAB

João Vitor de Paiva Esteves
Estudante, UFRJ, Petrópolis, Brasil, joao_vitorpe@poli.ufrj.br

Leonardo De Bona Becker
Professor, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, leonardobecker@poli.ufrj.br

Felipe Gobbi
Gerente técnico, Geobrugg AG, Porto Alegre, Brasil, felipe.gobbi@geobrugg.com

RESUMO: Em 2011, a região serrana do estado do Rio de Janeiro foi atingida por diversos movimentos de massa, incluindo fluxos de detritos, resultado de chuvas muito intensas. A maioria dos movimentos começou como escorregamentos translacionais rasos. Com o intuito de melhorar a compreensão desses fenômenos foram realizados ensaios de laboratório em amostras de solo indeformadas e deformadas obtidas na Bacia do Córrego do Príncipe (Teresópolis/RJ) para obtenção de parâmetros de resistência dos domínios geotécnicos identificados. De posse dos parâmetros de resistência, com o auxílio do software SHALSTAB (*Shallow Landslide Stability Model*), foi realizada uma análise de suscetibilidade a movimento translacionais, tendo como resultado a pluviosidade necessária para deflagrar o movimento de massa. Especificamente, este trabalho dedica-se a identificação e ao mapeamento das áreas de maior suscetibilidade, traçando uma caracterização da Bacia do Córrego do Príncipe, com o emprego da tecnologia GIS (*Geographic Information System*). A metodologia englobou em estudos de campo, delimitando os pontos de ensaio e coleta das amostras, uso de modelos cartográficos, ensaios de cisalhamento direto, caracterização e permeabilidade. Neste trabalho, os resultados da análise são comparados com as cicatrizes dos movimentos mapeados em 2011, que permitiram identificar que vários pontos da bacia eram suscetíveis a escorregamentos translacionais em condições de chuva semelhantes ao período de referência.

PALAVRAS-CHAVE: SHALSTAB, Suscetibilidade, Fluxo de detritos, Parâmetros de resistência, Teresópolis.

ABSTRACT: In 2011, the mountainous region of the state of Rio de Janeiro was hit by several mass movements, including debris flows, as a result of very intense rains. Most movements started as translational shallow slides. In order to improve the understanding of these phenomena, laboratory tests were carried out on undisturbed and disturbed soil samples obtained from the Córrego do Príncipe Basin (Teresópolis/RJ) to obtain shear strength parameters of the identified geotechnical domains. The software SHALSTAB (Shallow Landslide Stability Model) was used, to conduct an analysis of susceptibility to translational movements, resulting in the rainfall necessary to trigger the mass movements, based on the strength parameters. Specifically, this work is dedicated to identifying and mapping the areas of greatest susceptibility in, the Córrego do Príncipe Basin, using GIS (Geographic Information System) technology. The methodology included field studies to identify, sampling points, use of cartographic models, direct shear tests, physical characterization of soil and permeability tests. The results of the analysis are compared to known failure scars of the 2011 movements, which made it possible to identify that many points in the basin were susceptible to translational landslides under rainfall conditions similar to the reference period.

KEYWORDS: SHALSTAB. Susceptibility. Debris flow. Strength parameters. Teresópolis.

1 INTRODUÇÃO

Devido às suas características tropicais e geográficas, o Brasil é um país marcado por sua suscetibilidade a movimentos de massa, de diferentes mecanismos e tipologias (CEMADEN). O Anuário Brasileiro de Desastres Naturais apresentou para o ano de 2011, no Brasil, o registro oficial de 795 desastres naturais, que causaram 1094 óbitos sendo 43,14% decorrentes de deslizamentos. Afetando 2370 municípios, sendo 569 destes localizados na região sudeste do país (CENAD *et al.,* 2012).

No mesmo ano de 2011, o município de Teresópolis, RJ, foi atingido por centenas de movimentos de massa (AVELAR *et a.,l* 2013). Na ocasião, a combinação da geografia local de Teresópolis, composta de relevo acidentado e com fortes declividades, associada a um evento pluviométrico extremo foi determinante para os movimentos.

Neste evento, o movimento de massa predominante foi o deslizamento translacional, caracterizado por rupturas planares, consequência do aumento da umidade do solo devido à alta intensidade pluviométrica em um curto intervalo de tempo ou da elevação do lenço freático.

Baseando-se na análise da região de Teresópolis afetada em 2011, conforme expressa a Figura 1, o intuito primário deste estudo é comparar escorregamentos translacionais registrados na bacia do córrego do Príncipe com previsões realizadas pelas análises utilizando o software SHALSTAB.

Como havia a necessidade de se trabalhar com dados não pontuais, visto que a área de estudo é uma bacia na qual foram mapeados mais de uma centena de movimentos, e os movimentos de massa desta bacia foram fundamentalmente translacionais, a opção selecionada foi o *software* SHALSTAB, que em sua tradução significa Modelo de Estabilidade de Deslizamentos Rasos (*Shallow Landslide Stability Model*) que foi desenvolvido por Dietrich & Montgomery (1994). Este programa se baseia na combinação do modelo de estabilidade tipo talude infinito e um modelo hidrológico, voltado para deslizamentos rasos, assumindo que, dentro do solo, ocorre fluxo paralelo ao terreno. Sendo assim, o modelo busca apontar as áreas suscetíveis a escorregamentos com base na relação entre a quantidade de chuva e transmissividade necessária pra deflagrar o movimento de massa.

A aplicação do modelo demanda o conhecimento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e permeabilidade dos solos envolvidos. Para isso, foram coletadas amostras indeformadas para realização de ensaios de cisalhamento direto. Além disso, foram realizados ensaios de caracterização física e de permeabilidade com carga variável na célula edométrica.

Este artigo apresenta a área de estudo, metodologia empregada e os resultados obtidos na compração do mapa de suscetibilidade proposto com os escorregamentos ocorridos no ano de 2011.

2 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo se encontra no município Teresópolis, cujo relevo é notavelmente acidentado e se caracteriza pela presença da Serra dos Órgãos, uma cadeia de montanhas que faz parte do complexo orográfico da Serra do Mar. Este relevo é definido por elevações significativas e vales profundos, com altitudes que variam drasticamente ao longo do município.

A região de estudo é a Bacia do Córrego do Príncipe, na localidade da Posse, município de Teresópolis, região serrana do Rio de Janeiro, que possui uma área 12,6 km², altitude máxima de mais de 1550 metros e extensão de aproximadamente 4,5 km. Na bacia ocorrem três litologias predominantes: granitóide, granito e gnaisse, essas podem ser visualizadas na Figura 3.

A bacia é predominantemente coberta por solos residuais maduros (SRM) derivados de diferentes litologias. A litologia foi obtida pela análise do mapa Geodiversidade da Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM).

Em janeiro de 2011, a região serrana foi atingida por elevadas precipitações que resultaram em diversos deslizamentos e fatalidades. O evento foi deflagrado pelas condições climáticas extremas de precipitações acumuladas de 241,8 mm em 24 horas, com pico de 61,8 mm em uma hora, o que ocasionou a precipitação acumulada entre os dias 1º e 12 de janeiro de 573, 6mm (DOURADO, 2012).

Na ocasião, foram registrados 118 pontos de ruptura dentro da Bacia, algumas dos quais que resultaram num fluxo de detritos que formou uma área de deposição de 0,2 km², conforme expressa a Figura 1.

3 METODOLOGIA

Para a elaboração deste trabalho foram definidos os procedimentos expressos na Figura *2*.

3.1 Levantamento e Mapeamento

O mapeamento das cicatrizes foi realizado, por meio de imagens de satélite com Sistemas de Informações Geográficas (SIG). Para o modelo digital de elevação foram utilizados os dados do satélite ALOS PALSAR que operou de 2006 a 2011, fornecendo dados de elevação em resolução de 12,5 x 12,5 m adquiridas no portal Instalação de Satélite do Alasca (*Alaska Satellite Facility*) para o município de Teresópolis, RJ. Estas bases apresentam como referência geodésica o Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas (SIRGAS 2000).

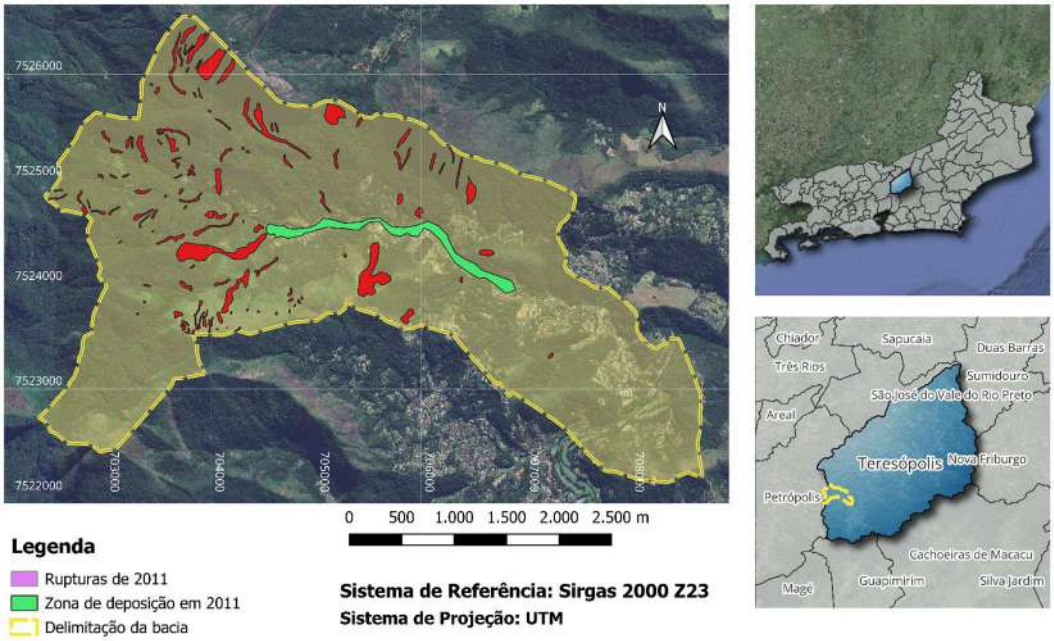


Figura 1 – Localização da Bacia do Córrego do Príncipe e rupturas em 2011. Adaptado de Google Earth (2024).

3.2 Retirada de amostras e Ensaios

A definição dos pontos de coleta para a realização dos ensaios foi baseada na litologia e nas cicatrizes do movimento de 2011. Após as locações preliminares, foi realizada uma inspeção de campo para reconhecimento, demarcação dos pontos acessíveis para coleta de amostras de solos residuais, reconhecimento dos aspectos geológicos e condições atuais da localidade.

Determinados os pontos de amostragem, foi realizada outra visita ao campo de estudo para a retirada de amostras. As amostras indeformadas foram obtidas cravando-se cilindros metálicos com 10 cm de altura e diâmetros de 10 cm a 15cm. Cada cilindro permitia a obtenção de dois corpos de prova. Antes da retirada de cada amostra, foi realizado um corte no talude visando eliminar a camada de solo mais superficial e permitir a inserção do cilindro metálico. As amostras foram retiradas em direção normal ao plano dos taludes, para que os planos de ruptura nos ensaios de cisalhamento direto fossem paralelos ao nível do terreno.

As amostras indeformadas foram arrasadas no topo e na base e envolvidas com papel filme, papel alumínio e transportadas em caixas de isopor com enchimento de serragem para evitar deformações e variações de umidade. As amostras deformadas foram acondicionadas em sacos plásticos com a devida identificação.

Os ensaios realizados foram os de cisalhamento direto, caracterização física e permeabilidade com carga variável. Para esses, foram realizados ensaios em solos residuais maduros e jovens, nas condições submersa e umidade natural. A Figura 3 ilustra a litologia da localidade de estudo e os pontos de coleta das amostras para a realização dos ensaios.

Para exemplificar os ensaios de cisalhamento direto, a Figura 4 e a Figura 5 ilustram resultados de alguns ensaios realizados e a Tabela *1* resume os resultados para os solos ensaiados.

A Tabela 1 exibe os valores de tensões utilizados nos ensaios e os índices de vazios inicial (e_0) e após o ensaio (e_f). Foram realizados 32 ensaios de cisalhamento direto para as três litologias apresentadas, incluindo Solos Residuais Maduros e Jovens (SRM e SRJ, respectivamente). O resumo das envoltórias de todos os solos e as devidas condições de ensaio são apresentados na Tabela 2.

Para a determinação dos coeficientes de permeabilidade, foram realizados ensaios de carga variável na célula edométrica para as mesmas tensões utlizadas no ensaio de cisalhamento direto. Os resultados dos coeficientes de permeabilidade podem ser verificados na
Tabela *2*.

De posse dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, do modelo digital de elevação e da delimitação da litologia, foi realizada uma análise para aplicar os dados obtidos no programa de análise. Sendo assim, para cada tipo de rocha mãe, foram aplicados parâmetros de coesão, ângulo de atrito e espessura de solo. Para a espessura de solo, foram adotados valores limites de 0 e 4m, com base em experiência e inspeções de campo. Estes valores foram distribuídos proporcionalmente à declividade angular da bacia, conforme critério proposto por Azevedo *et al.*(2015). Desta forma, nos locais de maior declividade ocorrem as menores espessuras de solo, e vice-versa.

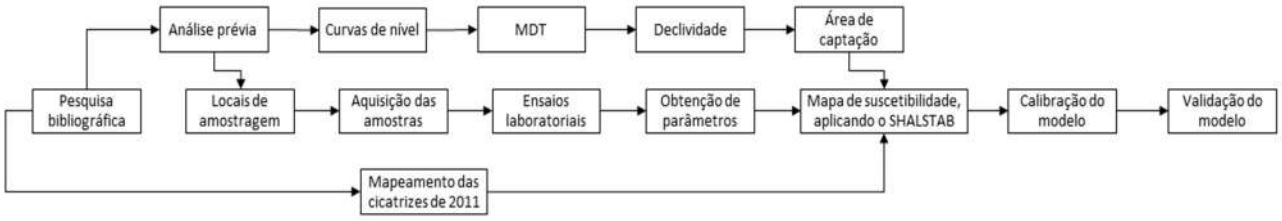


Figura 2 – Fluxograma da metodologia adotada.

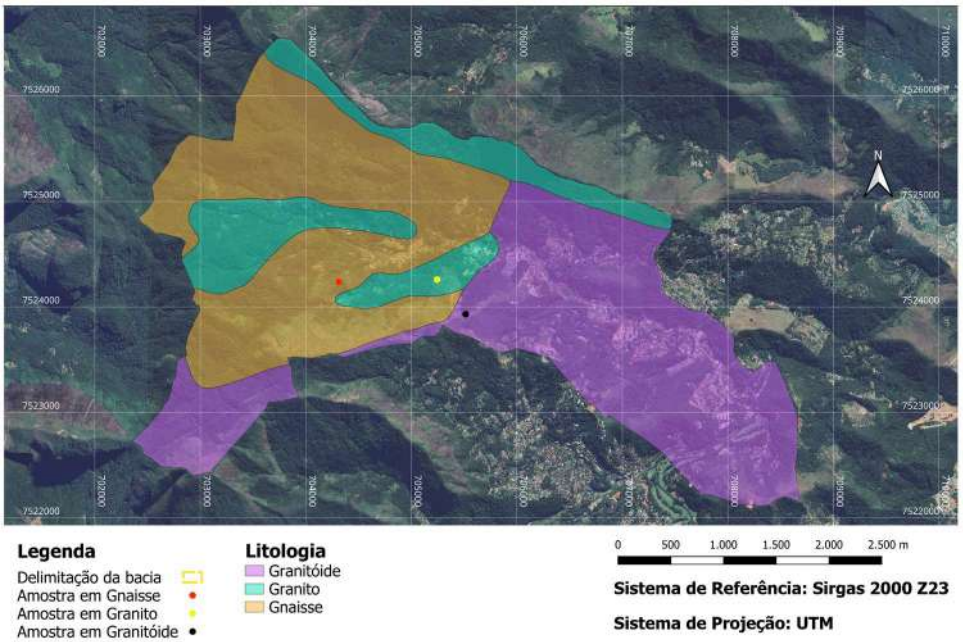


Figura 3 – Mapa de identificação das litologias da Bacia do Córrego do Príncipe. Adaptado de IBGE (2024) e Google Earth (2024).

O modelo empregado pelo programa SHALSTAB admite que as rupturas ocorrem devido a elevação do NA em uma situação de fluxo paralelo a superfície do terreno. Entretanto, sabe-se que os deslizamentos na serra do mar podem ser causados por perda de sucção da camada superficial do solo (Avelar, 2013). Embora não tenham sido realizados ensaios de medida de sucção, a comparação entre os resultados de ensaios na umidade natural e submersos, fornecem um importante indicativo da sucção nos solos estudados.

Como as camadas de solo possuem espessura relativamente pequena e os escorregamentos ocorreram durante períodos de chuva intensa e prolongada, admitiu-se que o solo se encontrava em condição saturada e que parte considerável dos escorregamentos ocorreu por elevação do lençol freático. Foram adotados parâmetros de resistência obtidos de ensaios cisalhamento direto com amostras submergidas em água após 24 horas antes de cisalhar, para reproduzir as condições do solo em 2011. Além disso, foi considerado que as rupturas ocorreram no solo residual maduro.

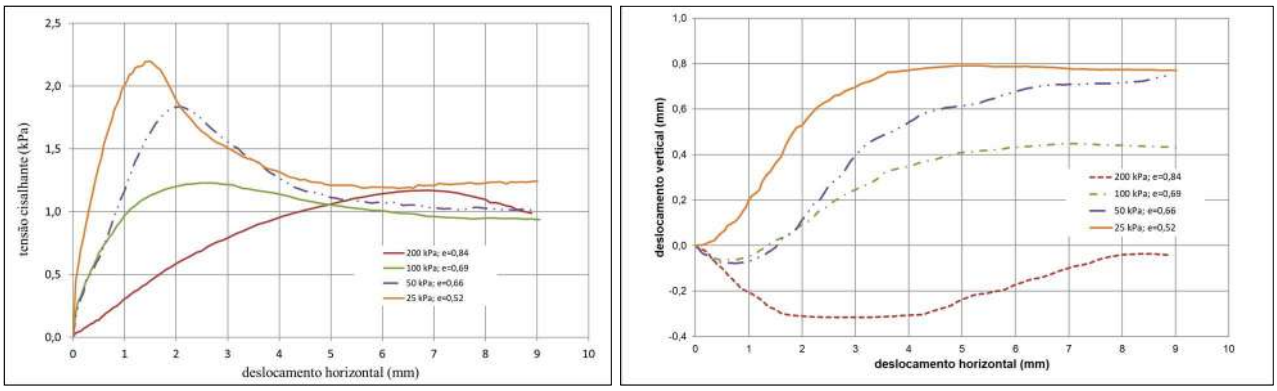


Figura 4 – (a) Tensão Cisalhante normalizada x deslocamento horizontal. (b) Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal na umidade natural (SRJ de gnaisse).

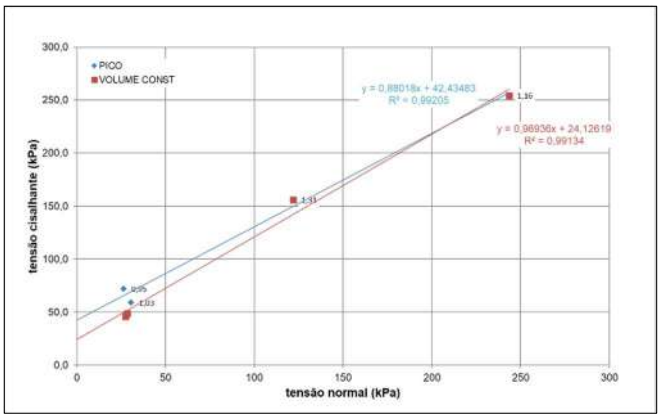


Figura 5 – Envoltórias de resistência de pico e volume constante na umidade natural (SRJ de gnaisse).

Tabela 1 – Resumo das envoltórias de resistência dos solos ensaiados.

Rocha mãe	Solo	Condição	e_0 **	e_f	ϕ' (°)	c' (kPa)
Granitóide	SRM	Submerso	0,88 - 1,02	0,65 - 0,97	41	4
	SRM	Umid. Nat.	0,90 - 1,03	0,68 - 1,02	45	11
Granito	SRM	Submerso	0,95 - 1,23	0,54 - 1,07	39	11
	SRM	Umid. Nat.	0,95 - 1,31	0,88 - 1,01	42 – 44*	42 – 24*
	SRJ	Submerso	0,58 - 0,78	0,57 - 0,91	40	23
	SRJ	Umid. Nat.	0,52 - 0,84	0,51 - 0,72	45	33 – 4*
Gnaisse	SRM	Submerso	0,74 - 1,07	0,74 - 1,07	40	15
	SRJ	Submerso	0,87 - 1,26	0,64 - 0,93	39	13 – 6*

* Valores dos parâmetros de resistência na condição de volume constante.
** Valores obtidos após moldagem para as amostras coletadas.

Tabela 2 – Coeficiente de condutibilidade hidráulica a 20°C (cm/s).

Rocha mãe	Solo	25 kPa	50 kPa	100 kPa	200 kPa
Granitóide	SRM	1,15E-03	1,10E-03	7,86E-04	4,08E-05

Granito	SRM	1,68E-03	1,67E-03	3,01E-05	1,68E-05
Gnaisse	SRM	6,78E-04	5,68E-04	3,54E-04	3,10E-04

3.3 Modelo SHALSTAB

O software SHALSTAB é definido como um modelo matemático determinístico que calcula a suscetibilidade a escorregamentos translacionais rasos, resultante da combinação de dois modelos: um de estabilidade de encostas (equação 1), baseado no método do talude infinito (Skempton e DeLory, 1957) e outro hidrológico (*steady-state* para fluxo paralelo ao nível do terreno) (equação 2) desenvolvido por O'Loughlin (1986). O software permite estimar o volume de chuvas necessário para provocar escorregamento em cada ponto do terreno (equação 3).

Cabe ressaltar que, para a execução do *software,* são necessários parâmetros topográficos (modelo digital de elevação, declividade e área de contribuição) e parâmetros do solo (ângulo de atrito, coesão, espessura de solo e peso específico), conforme Dietrich & Montgomery(1998). O modelo hidrológico utilizado se baseia no estado uniforme de recarga que simula a variação da altura d'água no solo em um período chuvoso (O'Loughlin, 1986).

$$\frac{h}{z} = \left(\frac{c\prime}{\rho w.g.z.cos^2\theta.tan\phi}\right) + \left(\frac{\rho s}{\rho w}\right)\left(1 - \frac{tan\theta}{tan\phi}\right) \quad (1)$$

$$\frac{h}{z} = \left(\frac{Q.a}{T.b.sen\theta}\right) \quad (2)$$

$$\frac{Q}{T} = \frac{sen\theta}{a.b}\left(\left(\frac{c'}{\rho w.g.z.cos^2\theta.tan\phi}\right) + \left(\frac{\rho s}{\rho w}\right)\left(1 - \frac{tan\theta}{tan\phi}\right)\right) \quad (3)$$

Nas equações acima, h é altura do lençol freático (m), z é a espessura vertical do solo (m), c' é a coesão efetiva do material (kPa), ρ_s é a massa especifica do solo (kg/m³), g é a aceleração da gravidade (m/s²); θ é a declividade do ponto analisado (grau), ρw é a massa especifica da água (kg/m³), ϕ é o ângulo de atrito do solo (graus), Q é a precipitação estacionária (mm/dia), T é a transmissividade (m²/dia), "a" é a área de contribuição (m²) e "b" é a largura da seção de saída (tamanho do pixel, m).

Além disso, para a confecção dos parâmetros de entrada foi utlizado o *software* QGIS, que é um programa de sistema de informação geográfica (SIG) que permite realizar, editar e analisar dados geoespaciais.

Para a calibração do modelo, foram realizadas retroanálises, comparando o resultado do SHALSTAB com as cicatrizes de 2011 na bacia do Córrego do Príncipe, representadas na Figura 1.

4 RESULTADOS

Utilizando os parâmetros obtidos em laboratório e o modelo digital de elevação, foram obtidos os resultados exibidos na Figura 6. Para comparação, as cicatrizes das rupturas de 2011 foram adicionadas ao mapa em cor roxa. Um ponto importante é que a precipitação acumulada registrada no período de estudo foi de 241,8 mm/dia.

5 ANÁLISE DE RESULTADOS

Analisando o resultado do modelo construído, é possível verificar que a locação das regiões com rupturas se mostrou satisfatória. No entanto, para as precipitações deflagradoras, tendo como parâmetro a chuva de 2011, estas não se mostraram, em sua maioria, satisfatórias, uma vez que há manchas vermelhas (incondicionalmente instáveis) na face ao norte da bacia de estudo, além dos deslizamentos com baixa precipitação (entre 0 e 50 mm/dia). Sendo assim, para uma melhor calibração do modelo, decidiu-se alterar a condutibilidade hidráulica, pois esse parâmetro é o que tem maior faixa de variação e afeta significativamente as poropressões geradas pelo modelo. Além disso, nas inspeções de campo, foi possível constatar, em vários taludes com solo exposto, que o solo natural apresentava orifícios de diâmetro considerável, causados por animais ou vegetação (Figura 7). Esses "túneis" podem causar um significativo acréscimo na permeabilidade.

Isso leva a crer que seja preciso considerar um fator de escala para a permeabilidade, pois a permeabilidade global do maciço de solo é maior do que o valor determinado em ensaios com amostras de 63,5 mm de diâmetro.

Na análise inicial foi utilizada a permeabilidade de $1 \cdot 10^{-3}$ cm/s, conforme resultado dos ensaios de laboratório. Após a calibração, a permeabilidade para as regiões de solo residual de granito e de gnaisse foram de $2 \cdot 10^{-3}$ cm/s e de $7 \cdot 10^{-3}$ cm/s para a região de solo residual de granitóide, conforme Figura 8. variando este parâmetro foi possível observar que, para valores menores de permeabilidade, a chuva necessária para deflagrar o movimento de massa também é menor. Tal fato pode ser explicado pela equação (2), ou seja, quando a permeabilidade é menor, o nível d'água se mantém mais elevado no solo e atinge o fator crítico para a estabilidade do talude. A Figura 8 ilustra o resultado calibrado.

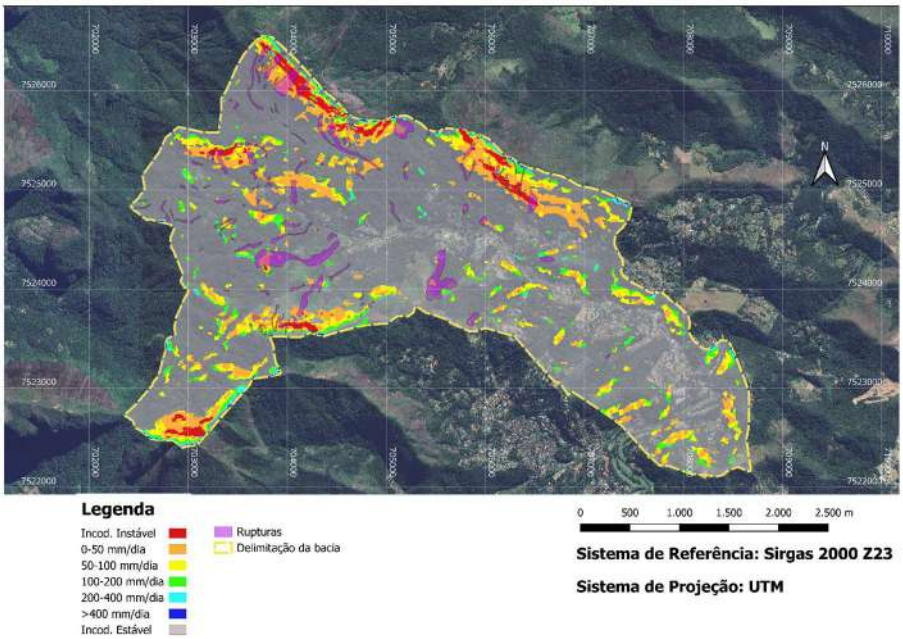


Figura 6 – Mapa de suscetibilidade a movimentos translacionais empregando parâmetros de resistência e permeabilidade determinados em laboratório.

Figura 7 – Orifícios identificados no maciço.

6 CONCLUSÕES

A análise realizada permitiu identificar que vários pontos da bacia eram suscetíveis a escorregamentos translacionais em condições de chuva semelhantes à de 2011. Foi realizado um ajuste na permeabilidade dos solos para que fosse obtido um melhor ajuste entre previsão e os escorregamentos ocorridos. Este ajuste é justiçável pelas identificações de macroporosidade em campo. Entretanto, sabe-se que outros fatores podem estar correlacionados a esta variabilidade, como a espessura de solo, heterogeneidade espacial dos solos, etc.

A simulação exata das condições de pontos específicos exigirá levantamentos detalhados da estratigrafia e dos valores locais dos parâmetros e do solo, o que não é viável na avaliação de grandes bacias.

Pretende-se realizar análises mais detalhadas utilizando um modelo digital de elevação com melhor resolução e coletando amostras de solos de outros pontos, para conhecer melhor a variação espacial da resistência. O modelo hidrológico mostrou-se bastante sensível ao valor da permeabilidade do solo, o que pode representar uma dificuldade, tendo em vista a larga faixa de variação usual desse parâmetro.

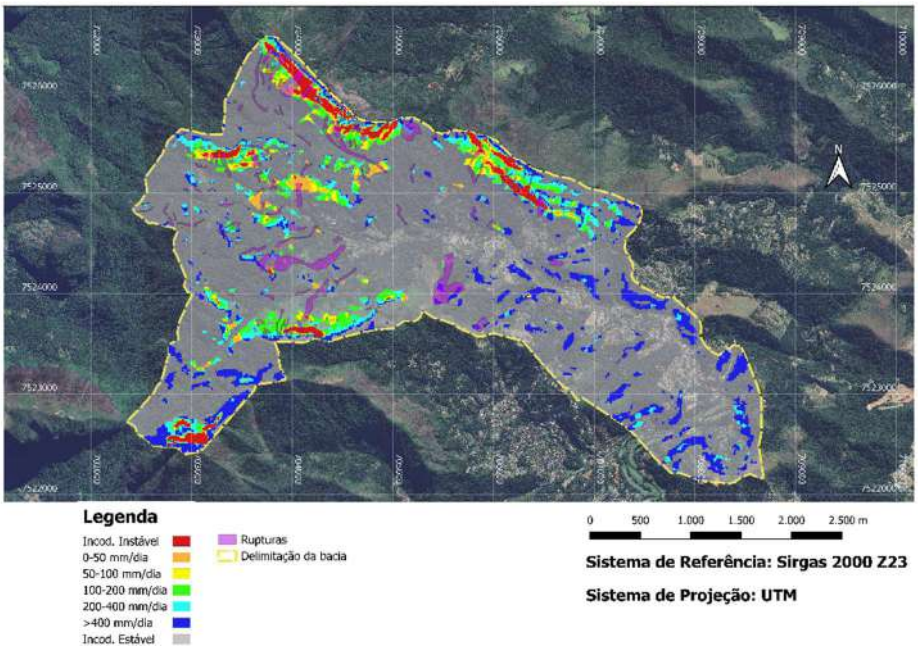


Figura 8 – Mapa de suscetibilidade a movimentos translacionais após calibração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASF – Alaska Satellite Facility Distributed Active Archive Center. Disponível em: https://asf.alaska.edu/datasets/daac/alos-palsar/. Acesso em: 20 mar. 2024.

AVELAR, *et al*. Geomorfologia, Mecanismos e Comportamento dos Solos do Movimento de Massa da Posse–Teresópolis, Rio de Janeiro. Conf. Bras. Sobre Estabilidade de Taludes, COBRAE, Angra dos Reis, CD-ROM, 2013.

Azevedo, *et al*. Estimativa da profundidade do solo pelo uso de técnicas de geoprocessamento, estudo de caso: Setor Pajarito, Colômbia, XVII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto - SBSR, INPE, João Pessoa, PB, Brasil, INPE, Vol. 1, p. 4551-4558. 2015.

CEMADEN – Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais. Disponível em: http://www2.cemaden.gov.br/deslizamentos/. Acesso em: 10 mar. 2024.

CENAD *et al*. Anuário Brasileiro de Desastres Naturais 2011. Brasília, Rio de Janeiro, 2012.

CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais. Disponível em: https://geoportal.sgb.gov.br/geosgb/. Acesso em: 20 jan. 2024.

DOURADO, F. et al. O Megadesastre da Região Serrana do Rio de Janeiro: as causas do evento, os mecanismos dos movimentos de massa e a distribuição espacial dos investimentos de reconstrução no pós-desastre. Anuário do Instituto de Geociências, v. 35, n. 2, p. 43-54, 2012.

GOOGLE EARTH WEBSITE. Disponivel em: https://earth.google.com/web/search/Posse,+Teres%c3%b3polis+-+RJ/@-22.36923521,-43.01525762,1079.59128453a,4102.80815332d,35y,-60.98567528h,36.36596599t,-0r/data=CigiJgokCVIiEjm1XDbAEYfLig2xZTbAGVOC-kQce0XAIfpOqEM6hUXAOgMKATA. Acesso em: 05 mar. 2024

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Disponível em: https://www.ibge.gov.br/geociencias/cartas-e-mapas/redes-geograficas/15778-divisoes-regionais-do-brasil.html. Acesso em: 10 mar. 2024.

MONTGOMERY, D. R.; SULLIVAN, K.; GREENBERG, H. M. Regional test of a model for shallow landsliding. Hydrological Processes, v. 12, n. 6, p. 943-955, 1998.

SITE Oficial da Prefeitura de Teresópolis. Disponível em: http://www.teresopolis.rj.gov.br/. Acesso em: 01 jun. 2024.

O'LOUGHLIN, E. M. Prediction of Surface Saturation Zones in Natural Catchments by Topographic Analysis. Water Resources, v. 22, n. 5, p. 794-804, 1986

SKEMPTON, A. W. DELORY, F. A. (1957). Stability of Natural Slopes in London Clay. In: Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (London). 378-381.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/236

PROBABILISTIC NUMERICAL LIMIT ANALYSIS OF 2D AND 3D SLOPES CONSIDERING SPATIAL VARIABILITY OF SHEAR STRENGTH PARAMETERS

David Sebastian Calpa
Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil, sebastiancalpaj@gmail.com

Raquel Quadros Velloso
Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil, raquelvelloso@puc-rio.br

Euripedes Vargas Jr
Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil, eavargasjr@gmail.com

Fabricio Fernández
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile, fabricio.fernandez@ucn.cl

ABSTRACT: Numerical Limit Analysis (NLA), although little known and used, is a powerful technique to efficiently determine the stability conditions in slopes. In this paper, we extend the application of the NLA by including a probabilistic framework to capture the spatial variability of soil shear strength parameters. To achieve this, stationary, unconditional, multivariate, cross-correlated random fields were implemented on an existing, in-house developed computer code, employing both conventional and stepwise Covariance Decomposition Methods (CMD). In order to verify the implemented code in terms of efficiency and robustness, 2D and 3D problems were analyzed. The paper demonstrates that NLA is a robust alternative to standard methods such as the limit equilibrium and finite element method with the strength reduction technique. Emphasis is placed on the significance of incorporating autocorrelation and cross-correlation to realistically represent spatial variation in parameters and address uncertainties associated with soil shear strength.

KEYWORDS: Probabilistic Numerical Limit Analysis, Safety factor, Collapse factor, Probability of failure, Random Fields, Covariance Decomposition Method

1 INTRODUCTION

Slope engineering is perhaps the geotechnical subject most dominated by uncertainty. Geological anomalies, inherent spatial variability of soil properties, scarcity of representative data, changing environmental conditions, unexpected failure mechanisms, simplifications and approximations adopted in geotechnical models and human mistakes in design and construction, are all factors contributing to uncertainty (El-Ramly et al., 2002). In response to the inherent uncertainty surrounding the definition of soil shear strength parameters, conventional engineering practices frequently employ probabilistic analysis utilizing a Single Random Variable (SRV) approach, where one-point statistical parameters such as the mean and variance of shear strength parameters are specified and exhibit complete correlation at any point in the model. This approach suffers a significant drawback: it cannot account for the spatial structure and averaging of the soil properties, potentially resulting in inaccurate predictions of failure mechanisms and safety factors (Fs) (Ou-Yang et al., 2021). Over the past two decades, significant progress has been achieved in probabilistic analysis by integrating Random Fields (RFs) to address the spatial variability of soil parameters. Concerning shear strength parameters, certain studies have incorporated the undrained shear strength (s_u) (Griffiths & Fenton, 2000a, 2000b; Hicks & Samy, 2002; Jiang & Huang, 2018; Zhu et al., 2021) while others have integrated both cohesion (c) and friction angle (ϕ) (Cho, 2007; Li et al., 2015; Tang et al., 2020; M. Y. Wang et al., 2020;

Z.-Z. Wang & Goh, 2021), as spatial random variables, within a probabilistic framework. The primary methods utilized in conjunction with RFs generation techniques, to evaluate the slope stability margin have traditionally been the Limit Equilibrium Method (LEM) and the finite element method (FEM). Despite its computational efficiency, LEM suffers from a significant drawback: the requirement to assume the shape and location of the slope failure surface. This limitation prevents the identified mechanism from naturally finding the most critical path through the soil (Griffiths & Fenton, 2004). Alternatively, the incorporation of FEM leads to a more rigorous probabilistic analysis. This method does not require a priori assumptions concerning the shape or location of the failure surface. However, it stills faces a significant limitation: the extensive computational efforts needed when working with multiple simulations, thereby limiting its application for large-scale and 3D realistic models. Numerical Limit Analysis (NLA) is a specialized technique for analyzing collapse problems that offers an alternative to both LEM and FEM. It has demonstrated significant computational efficiency in resolving large-scale problems, while eliminating the necessity for assumptions concerning the failure mechanism, which makes it an appropriate tool for evaluating slope stability within a probabilistic methodology. Despite its advantages, few works have used NLA within probabilistic frameworks, with most of them focusing on the analysis of 2D slope stability problems (e.g. Huang et al., 2013; X. Wang et al., 2022). This study aims to explore the application of NLA within a probabilistic framework incorporating cross-correlated random fields and employing Monte Carlo Simulations (MCS) for 2D and 3D problems. The subsequent sections detailed some aspects of NLA, the generation of Random Fields and the adopted probabilistic framework. The implemented codes are validated in a 2D slope model and applied to analyze a large 3D slope.

2 NUMERICAL LIMIT ANALYSIS

The Numerical Limit Analysis is a method that employs plastic limit theorems and numerical techniques to estimate the collapse load. Static formulations of NLA establish a statically admissible stress field and kinematic formulations establish a kinematically compatible failure mechanism. Depending on the interpolation space chosen to discretize stresses and velocities, the collapse load obtained is a rigorous upper or lower bound of the actual collapse load. The NLA formulation employed in this study has been previously implemented in a MATLAB code (Araújo, 1997; Camargo et al., 2016; Carrión et al., 2017; Durand et al., 2006; Fernández et al., 2021, 2023; Gomes et al., 2017; Tapia et al., 2013). It discretizes the static theorem of limit analysis using a conventional finite element mesh and mixed interpolation for stresses (σ) and velocities ($\dot{u}$). The velocities are interpolated using linear interpolation functions, and stresses are considered constant for each element. Although this mixed-weak NLA formulation does not guarantee the estimation of a rigorous collapse load, it enables the derivation of approximate solutions and has demonstrated efficiency and precision in the analysis of stability problems in various types of geotechnical structures. The stability problem is formulated as a convex optimization problem:

$$\begin{aligned} &\text{maximize} && \lambda \\ &\text{subject to} && \boldsymbol{G}.\boldsymbol{\sigma} = \lambda\, \boldsymbol{f_f} + \boldsymbol{f_v} \\ & && F(\boldsymbol{\sigma}) \leq 0 \end{aligned} \qquad (1)$$

where $\lambda \in \mathbb{R}$, represents the collapse factor applied to the loads inducing the structural collapse, $\boldsymbol{\sigma} \in \mathbb{R}^{\boldsymbol{n}}$ is the vector of stress components, $F(\boldsymbol{\sigma}) \in \mathbb{R}^{\boldsymbol{m}}$ is the function of failure criterion, $\boldsymbol{G} \in \mathbb{R}^{\boldsymbol{p}\times\boldsymbol{n}}$ is the equilibrium matrix, $\boldsymbol{f_v} \in \mathbb{R}^{\boldsymbol{p}}$ denotes a vector containing the structure's self-weight, $\boldsymbol{f_f} \in \mathbb{R}^{\boldsymbol{p}}$ is a fictitious nodal force vector magnified by the collapse factor, m is the number of mesh elements, n is the total number of stress components and p is the total number of velocity components. The transformation of the convex optimization problem into a second-order cone programming (SOCP) can be achieved, as proposed by Makrodimopoulos & Martin (2006), by substituting the stress vector $\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{D^{-1}\rho} - \boldsymbol{D^{-1}d}$, where $\boldsymbol{\rho}$ is an auxiliary vector, and arrays $\boldsymbol{D}$ and $\boldsymbol{d}$ facilitate the transformation of the rupture criterion. These arrays can be estimated from the Mohr-Coulomb parameters (c , ϕ). The resulting optimization problem is solved by the interior point conic optimization algorithm, implemented by Andersen et al. (2003). The collapse factor λ is obtained directly from this optimization process, along with the velocities resulting from the dual optimization problem. The safety factor can also be obtained via strength reduction technique, as explained in Fernández et

al. (2023). The collapse mechanisms are identified by plotting the normalized velocities within the model geometry.

3 RANDOM FIELDS MODEL

The Random Field theory is a powerful tool for characterizing the spatial variability of soil material (Vanmarcke, 1984). A random field $\boldsymbol{X}$ is a mathematical model that assigns random values to each point or location within a specified domain or spatial extent. To define a RF, overall statistics such as the mean (μ), the standard deviation (σ), or the coefficient of variation (COV), and the scale of fluctuation SOF (δ) are considered. The SOF provides insight into the range over which prominent fluctuations or changes in parameters occurs. This study employs the Covariance Decomposition Method to create RFs, and it involves the following components: (**1) Definition of the Autocorrelation Matrix (C)**, which is the representation of the spatial correlation structure in a RF. It provides information about the degree of similarity between the RF values at different locations, considering only the distance between them, and is defined through autocorrelation functions (ACFs) as the single exponential (Eq.2) and Second-order Markov (Eq.3), lags Δx, Δy and Δz are the distances between two locations, while δx, δy and δz are the SOF, in the x, y and z directions, respectively.

$$\rho(\Delta x, \Delta y, \Delta_z) = \exp\left[-2\left(\frac{\Delta x}{\delta x} + \frac{\Delta y}{\delta y} + \frac{\Delta z}{\delta z}\right)\right] \tag{2}$$

$$\rho(\Delta x, \Delta y, \Delta z) = \exp\left[-4\left(\frac{\Delta x}{\delta x} + \frac{\Delta y}{\delta y} + \frac{\Delta z}{\delta z}\right)\right]\left(1 + \frac{4\,\Delta x}{\delta x}\right)\left(1 + \frac{4\,\Delta y}{\delta y}\right)\left(1 + \frac{4\,\Delta z}{\delta z}\right) \tag{3}$$

The autocorrelation coefficient is evaluated at each location and the resulting matrix C has dimensions $n_e \times n_e$, where n_e represents the total number of points at which the random field is discretized. In the conventional CMD the discretization process employed follows a midpoint approach, where each realization of **X** is represented as a piecewise constant and defined at the centroid of each element. **(2) Definition of the Cross-correlation Matrix (R)**, it is possible to include cross-correlation between different parameters at the same location through the definition of the Cross-correlation matrix. This matrix, containing the correlation coefficients, has dimensions $n_p \times n_p$, where n_p represents the total number of correlated parameters**. (3) Cholesky decomposition and cross-correlated Random Fields generation**, Cholesky decomposition algorithm is used to factorize the matrices $\boldsymbol{C = L_1\, L_1^T}$ and $\boldsymbol{R = L_2\, L_2^T}$**,** in order to obtain the lower triangular matrices $\mathbf{L_1}$ and $\mathbf{L_2}$, with $n_e \times n_e$ and $n_p \times n_p$ dimensions, respectively. A cross-correlated gaussian, multivariate RF is obtained as $\boldsymbol{X = L_1\, \xi\, L_2^T}$, where $\boldsymbol{\xi}$ is a matrix of standard normal random samples, with a dimension of $n_e \times n_p$. The RF obtained can be transformed into a Lognormal (Non-Gaussian) RF, through isoprobabilistic transformation. The simulation of large-scale and high-resolution RFs by the conventional CMD method demands substantial computational resources, alternatively the **Stepwise Covariance Matrix Decomposition method** offers an innovative approach, as explained in detail in Li et al. (2019) .

4 PROBABILISTIC FRAMEWORK

The probabilistic framework proposed encompasses three primary components: random fields generation, stability evaluation utilizing NLA, and failure function assessment. Whitin the RFs generation component, marginal distribution of random variables, SOF values, and cross-correlation coefficients are defined. Additionally, the selection of the CMD method to be employed is also made. If conventional CMD is chosen, the definition of the RFs is directly performed at the centroid of each finite element of the mesh, which will subsequently be utilized in the stability analysis. If stepwise CMD is selected, an auxiliary lattice mesh is created, and once the RFs values within it are defined, they are mapped to the centroid of the finite element mesh used for the stability analysis. In the stability evaluation component, additional deterministic parameters and boundary conditions are included. Collapse mechanisms, collapse factors, and safety factors are then obtained for each simulation. Finally, using the results from previous NLA simulations and the defined failure function, the probability of failure is estimated. The failure function may be defined based on the estimation of the safety factor as $Fs - 1 = 0$. Alternatively, it is possible to determine the failure function in terms of the collapse factor as $\lambda = 0$.

5 VALIDATION AND APLICATION EXAMPLES

This section is dedicated to the validation and application of the proposed probabilistic framework and the implemented codes. Initially, validation was conducted through probabilistic slope stability analysis on a 2D slope problem. Subsequently, a large 3D slope was analyzed. The simulations were executed in an Intel-i9-12900-CPU@2.40 GHz processor.

5.1 Analysis of a 2D slope

In order to validate the implemented codes, a 2D slope problem, previously studied by Cho (2010) with Random Limit Equilibrium Method (RLEM), was examined. Figure 1 (a) depicts the geometry and the finite element mesh utilized for the analysis, consisting of 7,826 bilinear quadrilateral elements and 8,038 nodes, with an average finite element size of 0.20 m. The sides at $x = 0$ m, $x = 30$ m, and $y = 0$ m, have restricted velocities in the x and y directions. In this example, cohesion and friction angle were represented through cross-correlated RFs, with a mean cohesion $\mu_c = 10$ kPa and a coefficient of variation $COV_c = 0.3$, a mean friction angle $\mu_\phi = 30°$ with a coefficient of variation $COV_c = 0.2$ and a cross-correlation coefficient between cohesion and friction angle $\rho_{c\phi} = -0.5$. The unit weight was assumed as a deterministic value of $\gamma = 20\ kN/m^3$. For the generation of RFs a single exponential function was implemented, with $\delta_x = 40$ m and $\delta_y = 4$ m, horizontal and vertical SOF, respectively. 5,000 MCS were conducted and the results obtained are presented in Table 1.

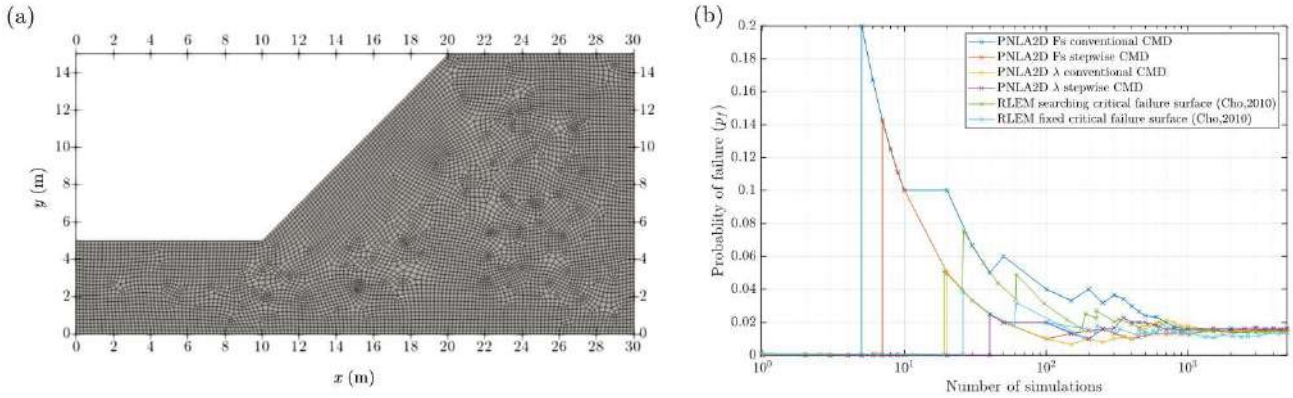


Figure 1. (a) Geometric configuration and finite element mesh utilized in the 2D probabilistic slope stability analysis (b) Convergence plots of probability of failure (pf).

As a result of PNLA-2D, the probability of failure was calculated through MCS, considering a failure function based on the safety factor and the collapse factor estimations, using both conventional and stepwise CMD. For conventional CMD the RFs were discretized at the centroid of each finite element, in this case, maintaining a relationship between finite element size and scale of fluctuation small enough to minimize the variance reduction effect due to local averaging within the element. For stepwise CMD an auxiliar grid mesh was created with an element size of 0.20 meters. The mean safety factor (Fs mean) and its standard deviation (Fs std), as estimated by Cho (2010) using the Random Limit Equilibrium Method (RLEM) with both a searching the critical failure surface and fixing the critical surface approaches, exhibit a noteworthy consistency with those estimated by the PNLA-2D code. Regarding the probability of failure, the results derived from PNLA-2D lie within the pf values obtained by RLEM. The probability of failure values obtained by stepwise CMD were higher than those estimated by conventional CMD. Analysis with PNLA-2D considering a failure function based on the collapse factor and generating RFs with the stepwise CMD method, provided a reasonable estimation of the probability of failure in a shorter time, 5,000 MCS were conducted within a period of fewer than one hour. Figure 1 (b) depicts the convergence plots of the probability of failure for the implemented methodologies and the RLEM results. Figure 2 shows two typical simulation results with PNLA-

2D, including the cohesion and friction angle RFs and their respective rupture surface. Irregular-shaped failure surfaces were identified, which differ from the usual circular shapes assumed in RLEM.

Table 1. Summary of simulation results for the 2D model

	Analysis	Number of simulations	pf	Fs/λ mean	Fs/λ std	t (hours)
Cho (2010)	RLEM (searching the critical failure surface)	50,000	0.017	1.20	0.10	-
Cho (2010)	RLEM (performed for the fixed critical surface)	50,000	0.014	1.21	0.11	-
PNLA - 2D	Fs conventional CMD	5,000	0.014	1.19	0.10	8.12
PNLA - 2D	Fs stepwise CMD	5,000	0.016	1.19	0.10	6.01
PNLA - 2D	λ conventional CMD	5,000	0.014	1.86	0.76	3.82
PNLA - 2D	λ stepwise CMD	5,000	0.016	1.87	0.81	0.92

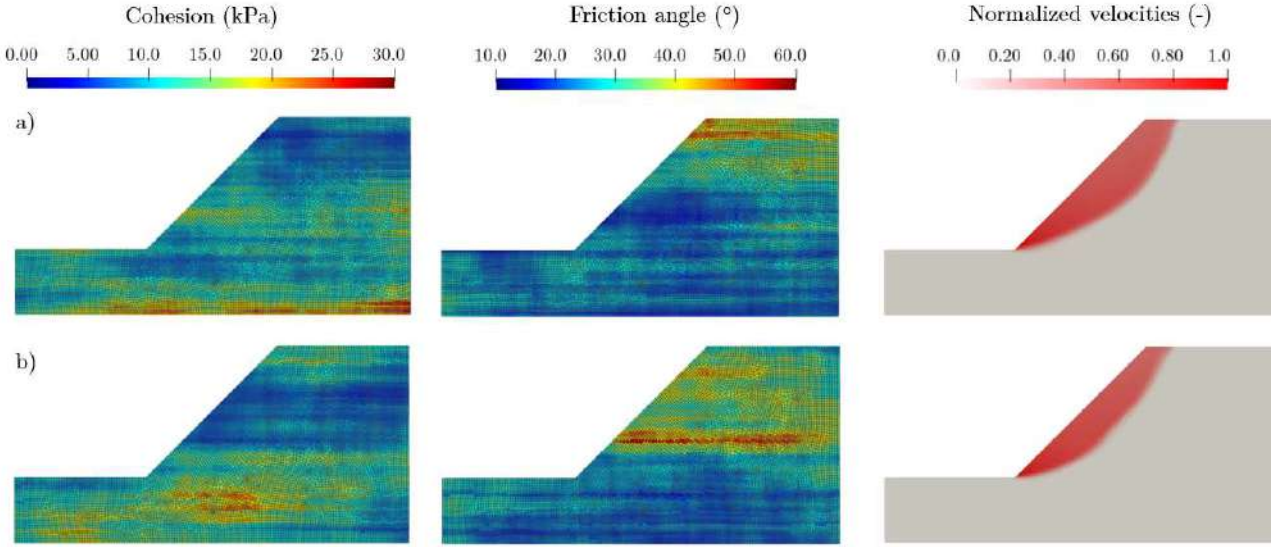


Figure 2. Typical realizations of cross-correlated bivariate RFs and their rupture mechanisms obtained with the PNLA-2D code. (a) Fs = 1.02, conventional CMD (b) Fs=1.27 stepwise CMD.

5.2 Analysis of a large 3D slope

In this section, the stability of a large 3D slope is examined, utilizing a model based on previous studies by Hicks & Spencer (2010) and Varkey et al (2018). The analysis was conducted using the PNLA-3D code, with RFs generated through the stepwise CMD method. Figure 3 (a) illustrates the model geometry and the finite element mesh utilized, comprising 7,550 brick elements and 9,129 nodes. The RFs were generated using an auxiliary mesh of 0.50 m. The sides at $x = 10$ m, $y = 0$ m, $y = 50$ m, and $z = 0$ m have restricted velocities in the x, y, and z directions. The cohesion and friction angle were represented through cross-correlated RFs, considering a mean cohesion $\mu_c = 5$ kPa and a coefficient of variation $COV_c = 0.2$, a mean friction angle $\mu_\phi = 30°$ and a coefficient of variation $COV_\phi = 0.2$. The unit weight was assumed as a deterministic value of $\gamma = 20\ kN/m^3$. A second-order Markov autocorrelation function was employed to generate RFs. To assess the influence of various horizontal SOF, the degree of anisotropy of the heterogeneity value (ξ) was introduced, representing the ratio between the horizontal ($\delta_x = \delta_y = \delta_h$) and vertical ($\delta_z = \delta_v$) SOF. The vertical SOF was fixed at $\delta_v = 2$ m, while horizontal SOF of 2 m, 20 m and 100 m were evaluated, corresponding to $\xi =$

1, $\xi = 10$, and $\xi = 50$, respectively. Three values of the cross-correlation coefficient were considered in the analysis: $\rho_{c\phi} = -0.5$, $\rho_{c\phi} = 0$ and $\rho_{c\phi} = 0.5$.

Sets of 1,000 simulations were conducted for each combination of ξ and $\rho_{c\phi}$, each simulation lasted about 17 seconds. The probability density function of the safety factor obtained for each case is presented in Figure 3 (b-d). For cases where a positive value of $\rho_{c\phi}$ was considered, distributions with lower mean safety factor values, and higher probability of failure were obtained. Conversely, when a negative value of $\rho_{c\phi}$ was implemented, the opposite effect was observed. The magnitude of ξ, and therefore the magnitude of the horizontal scale of fluctuation, significantly influences the dispersion of the safety factor distribution. The coefficient of variation estimated for the safety factor distributions varies from 1.5% to 8% when considering $\xi = 1$ and $\xi = 50$, respectively, while maintaining $\rho_{c\phi} = -0.5$. Figure 4 shows two typical results obtained with PNLA-3D. These results include the cohesion and friction angle RFs alongside their respective failure surfaces. Discrete failure surfaces were identified at various zones of the slope, and their positions were directly correlated with the spatial distribution of the parameters obtained during the generation of RFs. The maximum probability of failure, estimated considering $\xi = 50$ and $\rho_{c\phi} = 0.5$, was 3.9%.

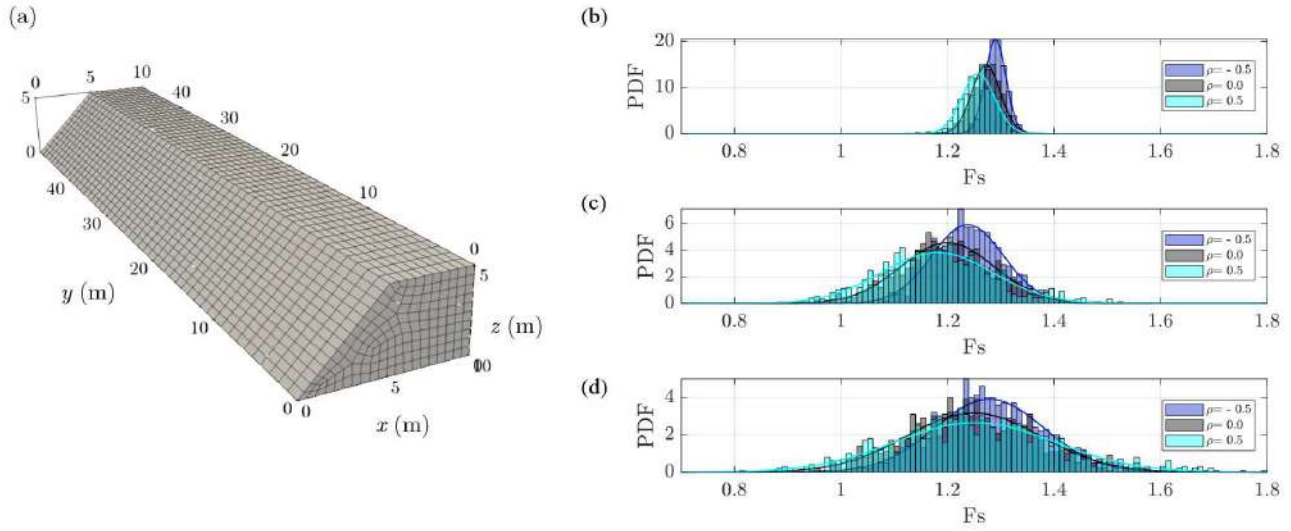


Figure 3. Geometric configuration and results obtained in the 3D probabilistic slope stability analysis. (a) Finite element mesh utilized, composed by 7550 brick elements and 9129 nodes. Safety factor probability density functions obtained for each case, considering different degrees of anisotropy of the heterogeneity: (b) $\xi = 1$, (c) $\xi = 10$ and (d) $\xi = 50$.

6 DISCUSSION AND CONCLUSIONS

In this study, a probabilistic numerical limit analysis PNLA code has been developed for analyzing 2D and 3D slope stability problems, considering the spatial variability of soil shear strength parameters. The probabilistic framework proposed, integrates the covariance matrix decomposition (CMD) method, along with the numerical limit analysis (NLA) and Monte Carlo Simulations (MCS), to evaluate the probability of failure and the safety factor distribution. The PNLA code was initially validated using a 2D slope stability model. The safety factor statistics and estimations of the probability of failure made with PNLA closely approximated those presented by Cho (2010), who used the Random Limit Equilibrium Method (RLEM). However, PNLA simulations provide more realistic definitions of rupture mechanisms, as RLEM cannot identify irregular rupture surfaces. This aspect could have significant implications in consequence analysis within a risk evaluation framework. The application example of the 3D large slope presented allows for the verification of the significant influence of the scale of fluctuation and the cross-correlation coefficient magnitudes. Adopting a positive cross-correlation coefficient between shear strength parameters increases the estimated probability of failure. Meanwhile, a higher degree of anisotropy of the heterogeneity values, and therefore a higher horizontal scale of fluctuation values, significantly affects the dispersion of the safety factor distribution.

Within the analysis methodologies presented in this study, integrating stepwise CMD with a failure function based on the collapse factor emerges as an efficient approach for assessing the probability of failure in large-scale, high-resolution problems.

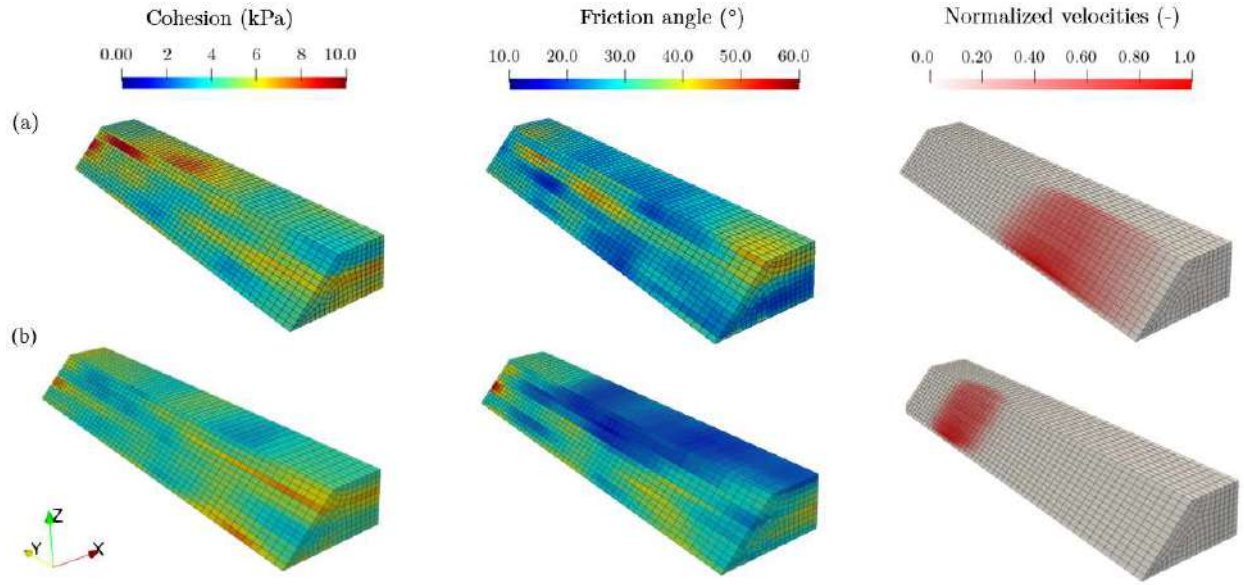


Figure 4. Typical realizations of cross-correlated bivariate RFs and its rupture mechanisms obtained in the PNLA-3D code. (a) $\xi = 10,\ \rho_{c\phi} = -0.5,\ \mathrm{Fs} = 1.17$, (b) $\xi = 10,\ \rho_{c\phi} = 0.5,\ \mathrm{Fs} = 1.11$.

Acknowledgments: This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Finance Code 001.

REFERENCES

Andersen, E. D., Roos, C., & Terlaky, T. (2003). On implementing a primal-dual interior-point method for conic quadratic optimization. *Mathematical Programming*, *95*, 249–277.

Araújo, L. G. (1997). *Numerical study of stability problems in rock mass using limit analysis*. PhD Thesis. Department of Civil Engineering, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Camargo, J., Velloso, R. Q., & Vargas, E. A. (2016). Numerical limit analysis of three-dimensional slope stability problems in catchment areas. *Acta Geotechnica*, *11*, 1369–1383.

Carrión, M., Vargas, E. A., Velloso, R. Q., & Farfán, A. D. (2017). Slope stability analysis in 3D using numerical limit analysis (NLA) and Elastoplastic analysis (EPA). *Geomechanics and Geoengineering*, *12*(4), 250–265.

Cho, S. E. (2007). Effects of spatial variability of soil properties on slope stability. *Engineering Geology*, *92*(3), 97–109. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2007.03.006

Cho, S. E. (2010). Probabilistic assessment of slope stability that considers the spatial variability of soil properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *136*(7), 975–984.

Durand, A. F., Vargas Jr, E. A., & Vaz, L. E. (2006). Applications of numerical limit analysis (NLA) to stability problems of rock and soil masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, *43*(3), 408–425.

El-Ramly, H., Morgenstern, N. R., & Cruden, D. M. (2002). Probabilistic slope stability analysis for practice. *Canadian Geotechnical Journal*, *39*(3), 665–683. https://doi.org/10.1139/t02-034

Fernández, F., Calpa, D. S., Vargas Jr, E., Velloso, R. Q., & Dias, D. (2023). Basal Heave Stability Analysis of a Circular Shaft Excavation Considering FEM, NLA, and MPM Approaches. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1–22.

Fernández, F., Rojas, J. E. G., Vargas, E. A., Velloso, R. Q., & Dias, D. (2021). Three-dimensional face stability analysis of shallow tunnels using numerical limit analysis and material point method. *Tunnelling*

and Underground Space Technology, *112*, 103904. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tust.2021.103904

Gomes, G. J. C., Vrugt, J. A., Vargas, E. A., Camargo, J. T., Velloso, R. Q., & van Genuchten, M. Th. (2017). The role of uncertainty in bedrock depth and hydraulic properties on the stability of a variably-saturated slope. *Computers and Geotechnics*, *88*, 222–241. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.03.016

Griffiths, D. V, & Fenton, G. A. (2000b). Influence of soil strength spatial variability on the stability of an undrained clay slope by finite elements. In *Slope stability 2000* (pp. 184–193).

Griffiths, D. V, & Fenton, G. A. (2004). Probabilistic slope stability analysis by finite elements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *130*(5), 507–518.

Hicks, M. A., & Samy, K. (2002). Influence of heterogeneity on undrained clay slope stability. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, *35*(1), 41–49.

Hicks, M. A., & Spencer, W. A. (2010). Influence of heterogeneity on the reliability and failure of a long 3D slope. *Computers and Geotechnics*, *37*(7–8), 948–955.

Huang, J., Lyamin, A. V, Griffiths, D. V, Krabbenhoft, K., & Sloan, S. W. (2013). Quantitative risk assessment of landslide by limit analysis and random fields. *Computers and Geotechnics*, *53*, 60–67.

Jiang, S.-H., & Huang, J. (2018). Modeling of non-stationary random field of undrained shear strength of soil for slope reliability analysis. *Soils and Foundations*, *58*(1), 185–198.

Li, D.-Q., Jiang, S.-H., Cao, Z.-J., Zhou, W., Zhou, C.-B., & Zhang, L.-M. (2015). A multiple response-surface method for slope reliability analysis considering spatial variability of soil properties. *Engineering Geology*, *187*, 60–72.

Li, D.-Q., Xiao, T., Zhang, L.-M., & Cao, Z.-J. (2019). Stepwise covariance matrix decomposition for efficient simulation of multivariate large-scale three-dimensional random fields. *Applied Mathematical Modelling*, *68*, 169–181.

Makrodimopoulos, A., & Martin, C. (2006). Lower bound limit analysis of cohesive-frictional materials using second-order cone programming. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *66*(4), 604–634.

Ou-Yang, J.-Y., Liu, Y., Yao, K., Yang, C.-J., & Niu, H.-F. (2021). Model Updating of Slope Stability Analysis Using 3D Conditional Random Fields. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, *7*(3), 4021034.

Tang, X.-S., Wang, M.-X., & Li, D.-Q. (2020). Modeling multivariate cross-correlated geotechnical random fields using vine copulas for slope reliability analysis. *Computers and Geotechnics*, *127*, 103784.

Tapia, M., Júnior, E. do A. V., & Vaz, L. E. (2013). *Análise de confiabilidade de taludes em condições saturadas-não saturadas via análise limite no espaço cônico quadrático*. PUC-Rio.

Vanmarcke, E. H. (1984). Random Fields: New Concepts and Engineering Applications. *Probabilistic Mechanics and Structural Reliability*, 7–17.

Varkey, D., Hicks, M. A., & Vardon, P. J. (2018). 3D slope stability analysis with spatially variable and cross-correlated shear strength parameters. In *Numerical Methods in Geotechnical Engineering IX, Volume 1* (pp. 543–549). CRC Press.

Wang, M. Y., Liu, Y., Ding, Y. N., & Yi, B. L. (2020). Probabilistic stability analyses of multi-stage soil slopes by bivariate random fields and finite element methods. *Computers and Geotechnics*, *122*. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103529

Wang, X., Xia, X., Zhang, X., Gu, X., & Zhang, Q. (2022). Probabilistic Risk Assessment of Soil Slope Stability Subjected to Water Drawdown by Finite Element Limit Analysis. *Applied Sciences*, *12*(20), 10282.

Wang, Z.-Z., & Goh, S. H. (2021). Novel approach to efficient slope reliability analysis in spatially variable soils. *Engineering Geology*, *281*, 105989. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105989

Zhu, D., Xia, L., Griffiths, D. V, & Fenton, G. A. (2021). Reliability analysis of infinite slopes with linearly increasing mean undrained strength. *Computers and Geotechnics*, *140*, 104442. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104442.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/237

Projeto de contenção da orla de João Pessoa/PB

Davi B. Prates
Engenheiro Civil: Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil, davi@maffeiengenharia.com.br

Paulo E. Maffei
Engenheiro Civil: Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil, paulo.maffei@maffeiengenharia.com.br

RESUMO: A variação de maré e efeitos decorrentes de erosão progressiva levou à ruptura parcial do muro de gabião existente, para substituição da contenção, garantindo a segurança da calçada da orla do bairro de Cabo Branco em João Pessoa-PB, foram projetadas contenções em estacas prancha com tirantes passivos de estacas helicoidais metálicas permitindo reduzir a ficha da contenção e reduzindo os níveis de deslocamentos. Serão discutidas as características do solo local arenoso e do fenômeno da erosão causada pela variação de maré no local. As hipóteses de cálculo, modelos estáticos e resultados serão apresentados, será apresentado o dimensionamento das estacas helicoidais metálicas cravadas por torque, considerando as metodologias clássicas considerando a resistência como o mínimo dado pelo método de cone e método da capacidade individual.

PALAVRAS-CHAVE: Projeto de contenções; Estaca prancha; Estaca Helicoidal

ABSTRACT: The tidal variation and the effects resulting from progressive erosion have led to the partial rupture of the gabion wall. The replacement of the containment system was required to ensure the safety of the Cabo Branco avenue in João Pessoa, Paraíba. The new retaining wal was designed using sheet pile walls with passive tiebacks made of screw piles, allowing for a reduction in the footprint of the containment structure and minimizing displacement levels. We will discuss the characteristics of the local sandy soil and the erosion phenomenon caused by tidal fluctuations. Additionally, we will present the calculation hypotheses, static models, and results. The sizing of the screw piles, driven by torque, will be considered using classical methodologies, with resistance determined as the minimum value based on the cone method and individual capacity

KEYWORDS: Retaining wall design; Sheet pile; Screw pile

1 INTRODUÇÃO

As condições ambientais de variação de maré local de até 3,0 m ocasionaram a erosão progressiva da orla do bairro de Cabo Branco na cidade João Pessoa no estado da Paraíba, na região já havia contenção existente em gabião, porém a erosão levou ao descalçamento dessas estruturas, ocasionando deslizamentos localizados das calçadas da Avenida Cabo Branco (Figura 1).

Figura 1. Condição das estruturas existentes, fonte: SEINFRA

Figura 2. Locação de implantação das novas contenções, fonte: SEINFRA

O Projeto de recuperação proposto inicialmente considerava estaca prancha em balanço, para contenção de 3,0 m de solo, com 12 m de comprimento.

Foi elaborado estudo alternativo com estacas prancha associadas a estacas helicoidais, que permitiu reduzir a ficha necessária e o comprimento das estacas prancha para 6 m.

2 CONTENÇÃO PROPOSTA

A solução de estaca prancha metálica associada a estacas metálicas helicoidais permitiu economia de materiais e acelerar a execução da obra, reduzindo o comprimento a cravar de estacas prancha.

Esta solução também reduziu os esforços na parede já que parte destes é transmitida para as estacas helicoidais que funcionariam como tirantes passivos, isto é, ao ocorrer os carregamentos decorrentes do empuxo de água e solo na parede, parte do esforço é resistido pela estaca helicoidal que sofre tração.

A ligação entre as estacas prancha e a estacas helicoidas é feita por meio de viga de coroamento de concreto armado, conforme apresentado na Figura 3, as estacas helicoidais apresentam um cabeçote no topo que é ligado a um tubo metálico por meio de parafusos, este elemento é responsável pro participar da transmissão dos esforços entre a estaca helicoidal e viga de coroamento de concreto.

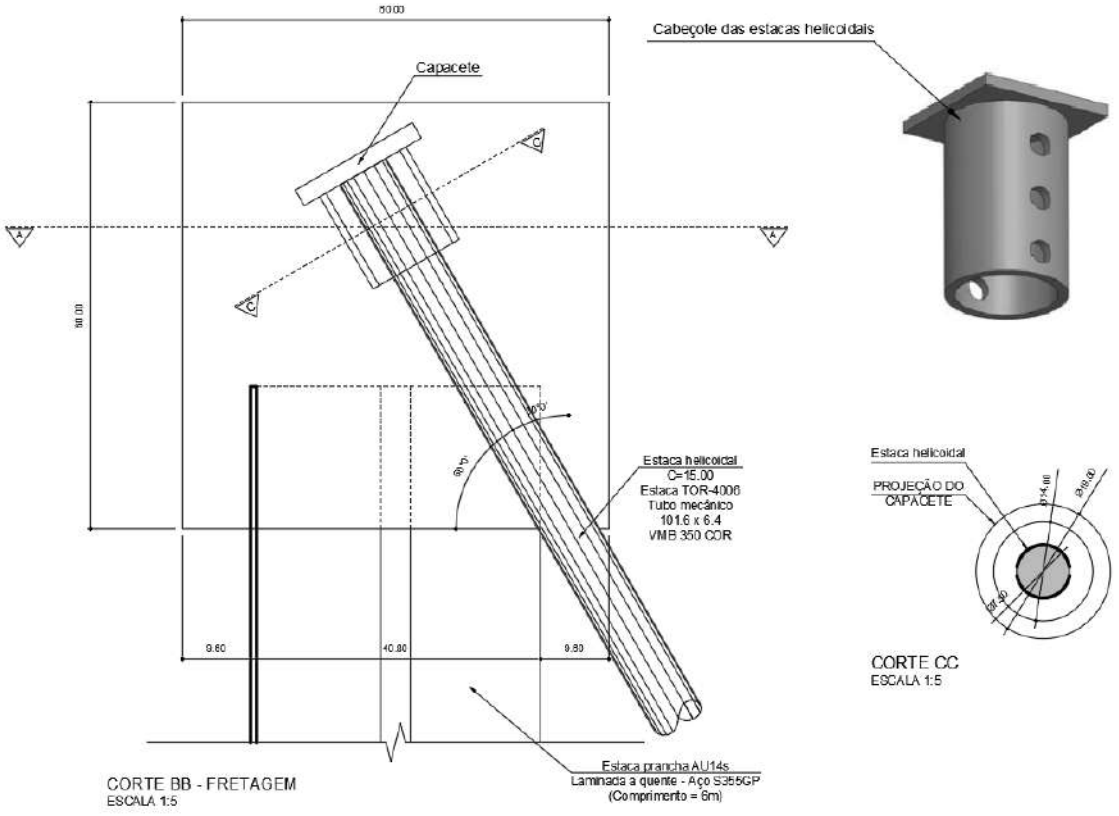


Figura 3. Detalhe da ligação entre estaca prancha e estacas helicoidais.

O subsolo local foi investigado com duas sondagens a percussão, sendo uma delas reproduzida na Figura 4, é típico da orla local, constituído de areias siltosas com surgimento de parcela pouco argilosa em profundidade, os cinco metros iniciais apresentam areias fofas seguida de medianamente compactas com número médio de golpes NSPT de 12. O nível d'água estava no topo do terreno no início da sondagem, lembrando que a região sofre com variação de maré significativa de até 3 m, causa da erosão nas estruturas existentes.

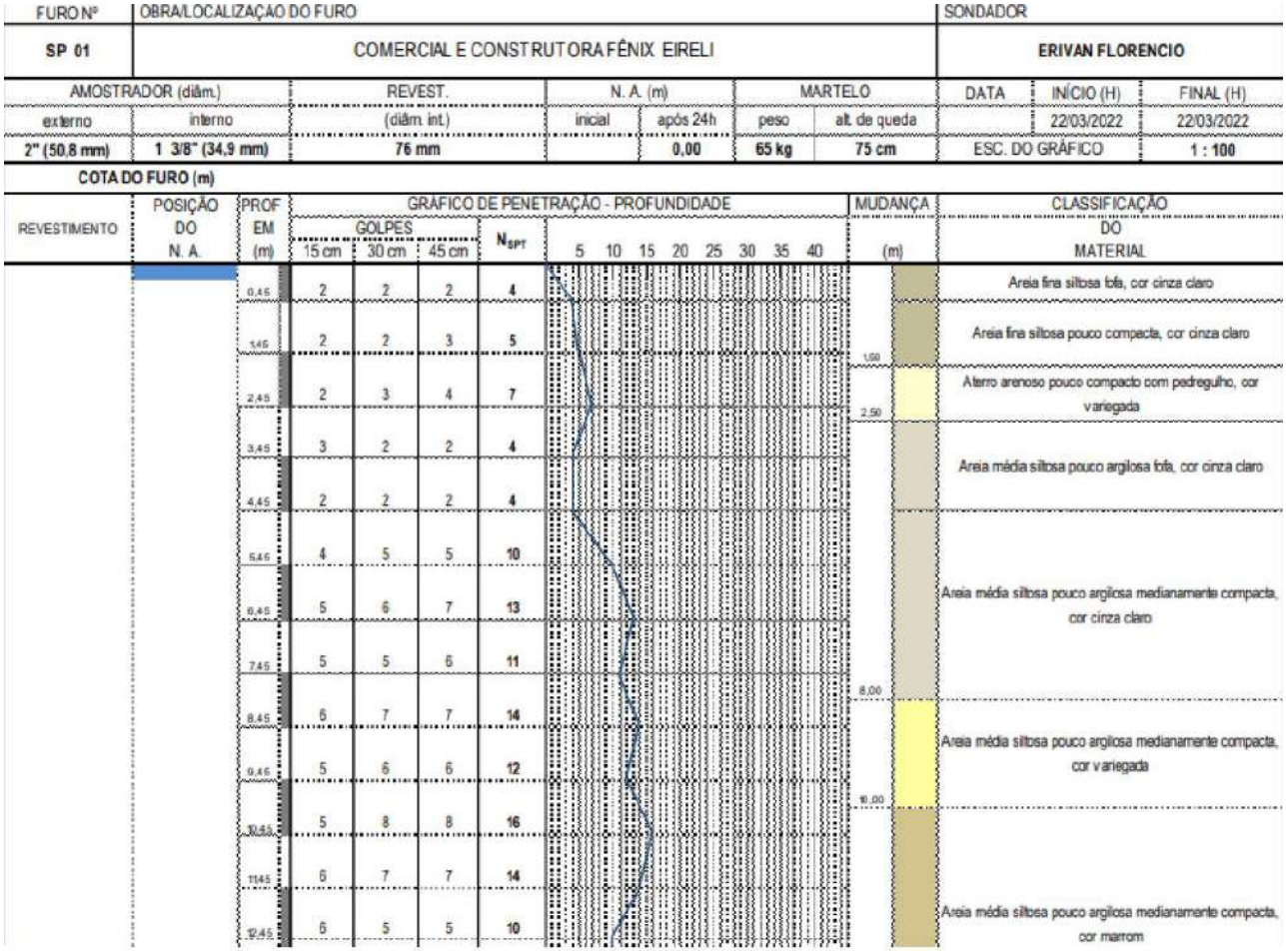


Figura 4. Boletim de sondagem SP01

Com base nas sondagens, foram elaborados modelos de cálculo para o sistema de estaca prancha utilizando o programa AMRetain™ de propriedade da ArcelorMittal, sendo projetado para cálculo de contenções com uso de estacas prancha por meio de modelo elasto-plástico perfeito com possibilidade de definição de empuxos de solo e água, além de outras funcionalidades como adicionar estruturas de suporte e verificação de passivo que foram utilizadas para otimizar as soluções de projeto.

As fases adotadas para análise são apresentada na Figura 5, sendo a fase inicial reproduzindo a cravação da estaca prancha, na segunda fase a execução das estacas helicoidais e viga de coroamento, na terceira fase a execução do aterro com nível d'água máximo e na última fase o nível d'água mínimo, de modo a simular a variação de maré.

A envoltória dos resultados do modelo são apresentados nas Figura 6 e Figura 7, sendo deslocamento máximo de 7mm no centro da estaca, momento fletor máximo de 55 kNm/m e cortante máxima de 52 kN/m na ligação da estaca prancha com a estaca helicoidal, estes esforços foram utilizados para a verificação das estacas prancha, resultando no tipo AU14s e para a armação da viga de coroamento, junto com a reação máxima nas estacas helicoidais de 110 kN/m, utilizadas para o dimensionamento estrutural e geotécnico das estacas helicoidais.

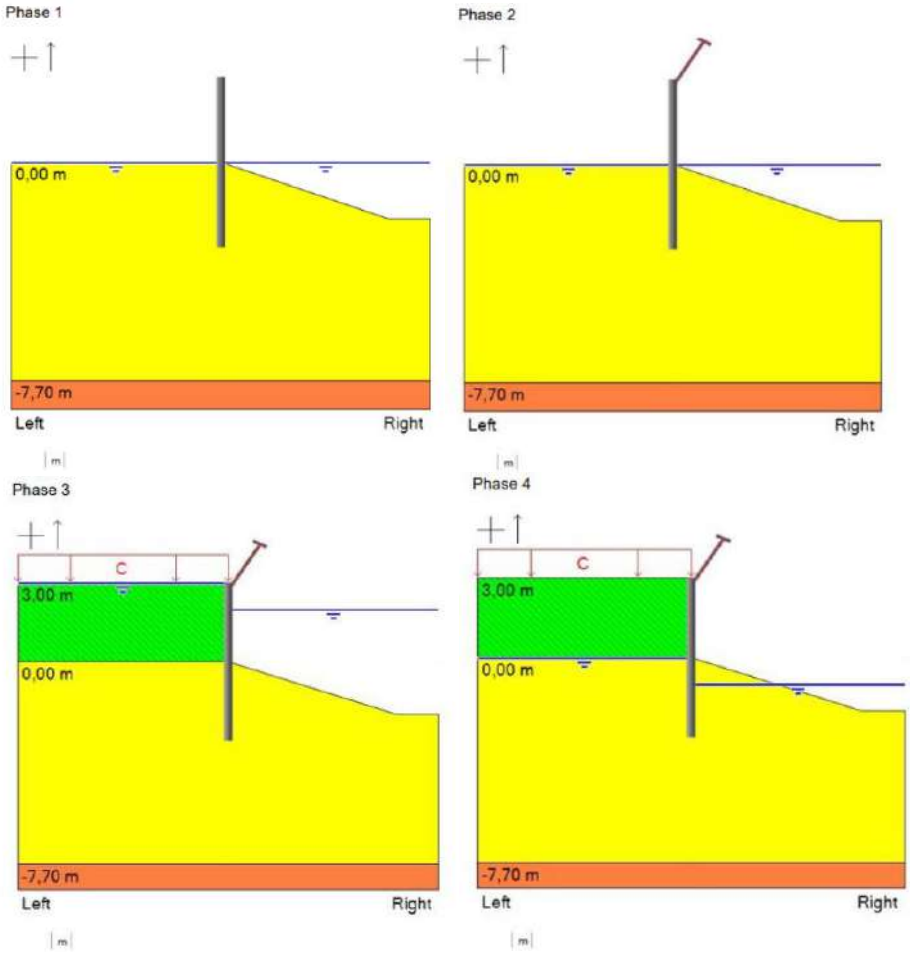


Figura 5. Fases de análise inseridas no programa

RESULTS (Synthesis)

PHASE	Displac. Head mm	Displac. max mm	Moment max t.m/m	Shear force max t/m	Ratio Earth res.	Strut 1 t/m
1	-0,30	0,31	0,00	0,00	7,788	-
2	-0,30	0,31	0,00	0,00	7,788	0,00
3	2,67	6,27	-5,42	-5,17	1,244	11,03
4	2,48	6,59	-5,43	-4,92	1,165	10,56
Extrema	2,67	6,59	-5,43	-5,17	1,165	11,03

Figura 6. Resultados do modelo - tabelado

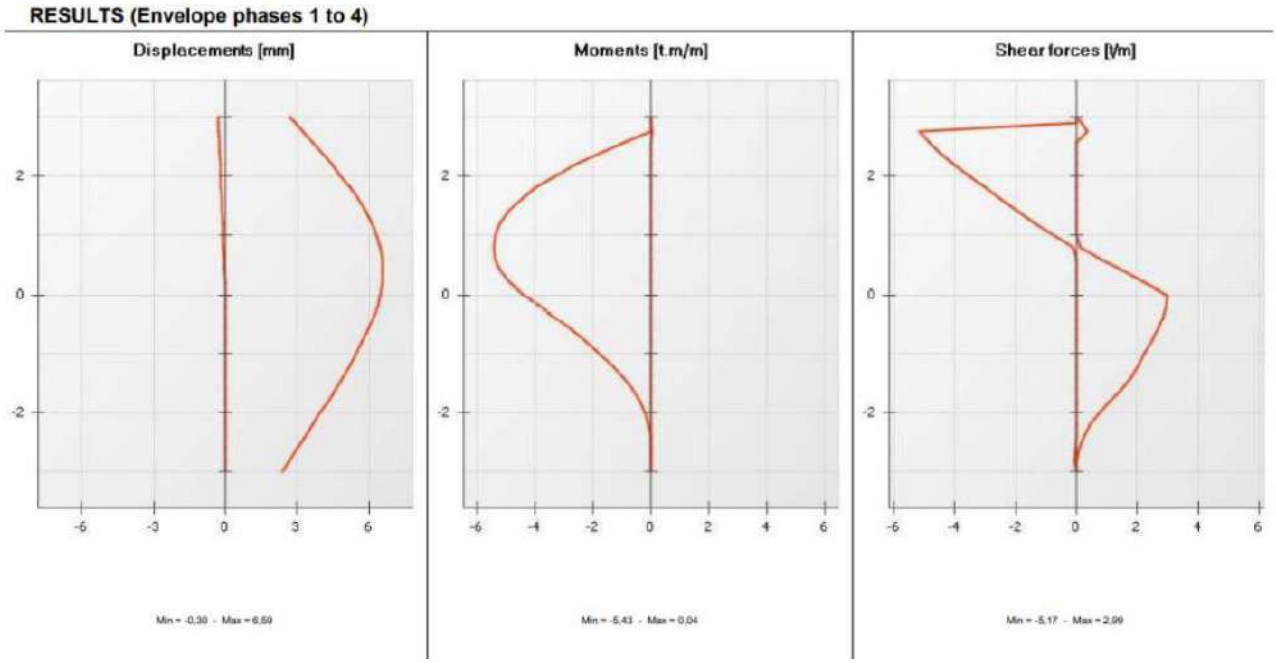


Figura 7. Resultados do modelo - gráfico

O dimensionamento das estacas helicoidais à tração foi feito considerando o mínimo entre a resistência do solo entre as hélices, a capacidade resistente da hélice superior somada à resistência do tubo liso e a resistência ao arrancamento do tubo, conforme apresentado na Figura 8.

As diversas formulações para cálculo são apresentadas, por exemplo, em Mohajerani et al. (2016) no qual consta revisão bibliográfica específica das metodologias disponíveis, em Costa (2017) que trata especificamente da questão de tração de estacas helicoidais em areia com carregamento cíclico; no *Practice Note 28* da IPENZ (2015) são apresentadas considerações construtivas para aplicação e dimensionamento.

Dada resistência média do solo arenoso na camada de apoio da estaca helicoidal de Nspt 12, foi considerado ângulo de atrito de 30º para o solo, peso específico de 17 kN/m³. Os dois critérios e formulações a calcular são apresentados abaixo

Individual bearing method – método da resistência individual

Dado pela soma da capacidade resistente de cada uma das hélices individualmente, sendo:

$$Q_t = \Sigma Q_{bearing} + Q_{shaft} = \Sigma A_h \gamma' H N_q + \alpha H_{eff}(\pi d) \quad (1)$$

Cylindrical shear method – método da resistência do cilindro

$$Q_t = Q_{helix} + Q_{bearing} + Q_{shaft} \quad (2)$$

$$Q_{helix} = \frac{1}{2}\pi D_a \gamma' \left(H_b^2 - H_t^2\right) K_s \tan\phi \quad (3)$$

Adotando estaca helicoidal com quatro hélices, sendo de 10”; 12”; 14” e 14” a cada 90cm, com tubo de 3,5 m de extensão e dois tubo prolongadores de 4,5 m resultando em estaca com 12,5m de comprimento, leva a capacidade de carga de 508 kN para o método da resistência individual e 196 kN para o método da resistência do cilindro, sendo superior ao esforço considerado que é de 165 kN (estacas a cada 1,5 m).

Além do dimensionamento geotécnico deve ser verificada estabilidade global da contenção, o que foi verificado por meio de método de equilíbrio limite com FS superior a 1,8 para a pior situação de nível freático, conforme reproduzido na Figura 9.

O dimensionamento estrutural (Figura 10) da viga de coroamento levou em conta a geometria entre estacas prancha e a necessidade de reforços específicos para introdução das forças concentradas por meio de fretagem (Figura 11), a armação longitudinal segue como de uma viga retangular acima da estaca prancha, com aplicação de ganchos e armaduras complementares entre estacas pranchas, o dimensionamento foi feito conforme NBR6118:2014.

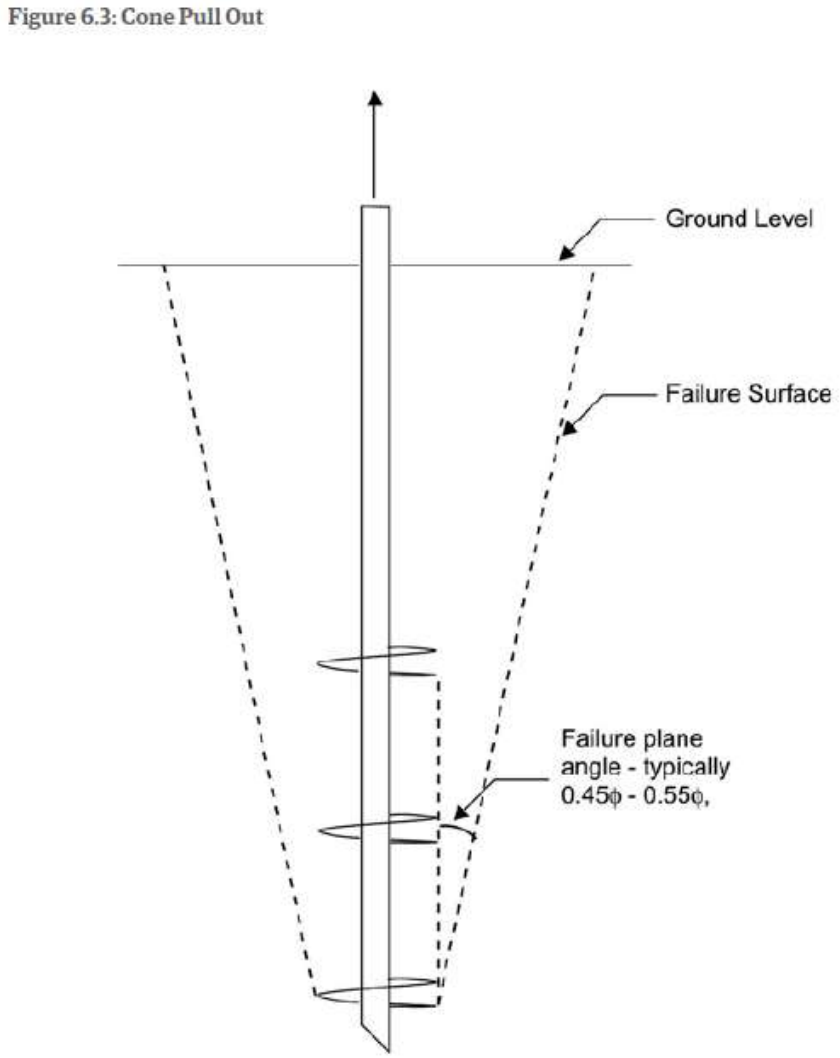


Figura 8. Superfícies de ruptura a considerar para cálculo de estaca helicoidal à tração, fonte: IPENZ:2015

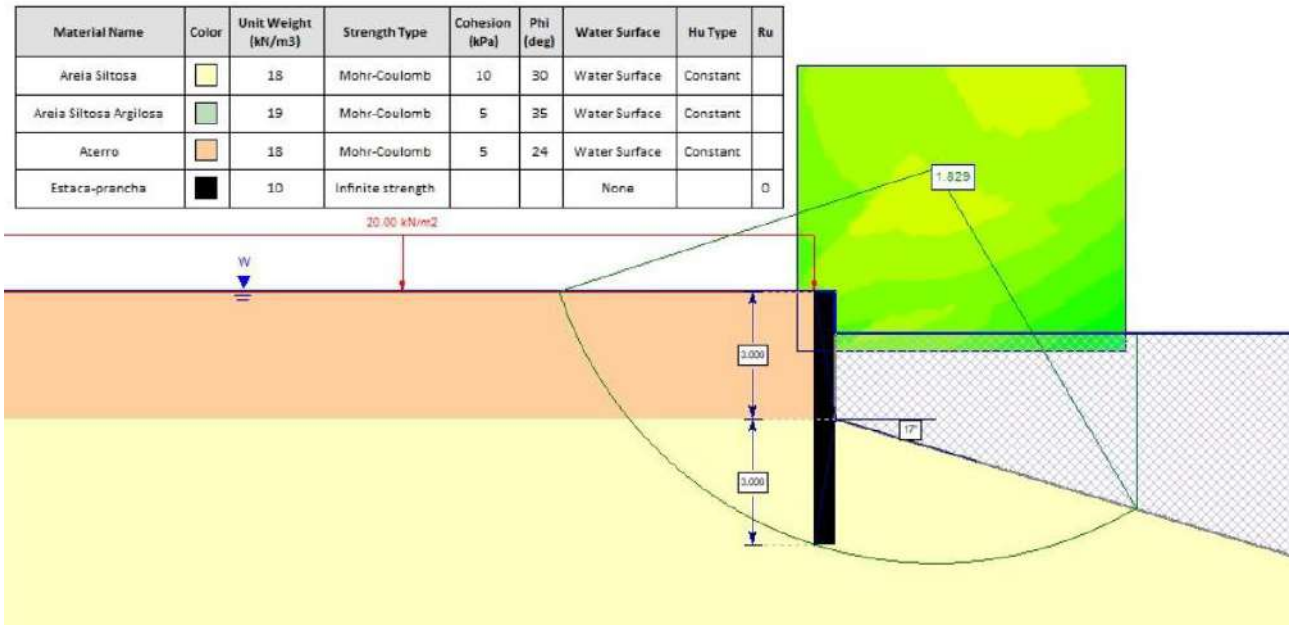


Figura 9. Verificação de estabilidade global FS=1,829

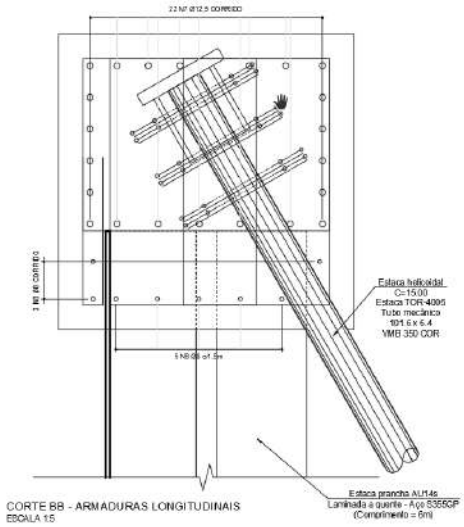


Figura 10. Projeto estrutural da viga de coroamento – armaduras totais em um corte.

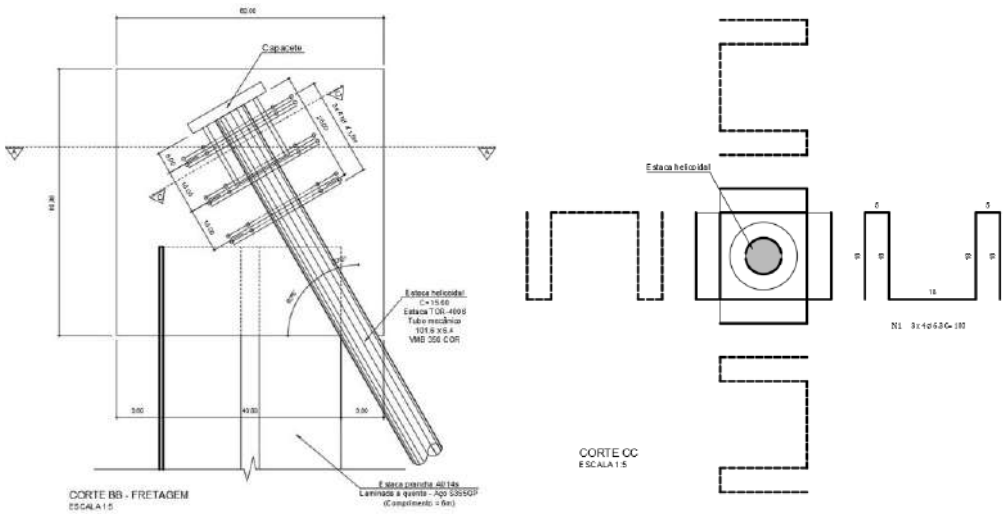


Figura 11. Projeto estrutural da viga de coroamento, detalhe da fretagem

2 QUESTÕES EXECUTIVA\S E APRENDIZADOS

A execução de cojntenções lineares para proteção costeira é uma realidade que será enfrentada com a elevação do nível dos mares e consequiente avanço nas regiões costeiras, a solução em questão trouxe economia à obra pela redução significativa na ficha necessária para estabilidade.

O uso de estacas helicoidas como tirantes passivos gerou algumas questões executivas e dificuldades que merecem ser mencionadas quanto à metodologia de controle de cravação:

A forma usual de verificação da capacidade de carga in loco para estacas helicoidais é baseada no torque necessário para cravação, o que funciona para a maioria dos casos, porém na obra em questão, a ocorrência de camadas de areia com conchas e detritos marinhos leva a acréscimos de torque não condizentes com os valores de resistência do maciço usuais.

Por decisão do executor as estacas tiveram sua cravação paralisada pela metodologia do torque não atingindo os comprimentos conforme calculados, sendo comprovado por meio de ensaio de arrancamento que a capacidade resistente foi inferior àquela correlacionda por essa metodologia.

A experiência do executor é um fator importante para a obra, mas não deve negar especificações de projeto, especialmente na falta de conhecimentos do local por parte do executor. Ao seguir as diretrizes de projeto, cravando as estacas com profundidade adequada foi possível atingir as cargas de trabalho esperadas e garantir a segurança da obra.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos responsáveis por viabilizar essa intervenção nas estruturas da orla da Avenida Cabo Branco, resultando em mais segurança para a região.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Costa, J. P. da S. (2017) *Uplift Behaviour of helical piles in sand subjected to cyclic loading* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte UFRN. Natal, RN, 126 p.

IPENZ Engineers New Zealand (2015). *Practice Note 28 Screw Piles: Guidelines for Design, Construction & Installation.*

Mohajerani, A.; Bosnjak, D.; Bromwich, D. (2016) Analysis and design methods of screw piles: A review. *Soils and Foundations*, p. 115-128.

Secretaria Municipal de Infraestrutura – SEINFRA de João Pessoa/PB (2022) *Edital de licitação Nº11.032/2022SEINFRA.* Disponível em <https://transparencia.joaopessoa.pb.gov.br:8080/licitacoes/visualizar-arquivo?id=54477>

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/238

Proposta de Modelo Centrífugo Para Estudo da Estabilidade de Taludes Submarinos Submetidos ao Processo de Subsidência

Antônio Hilário da Rocha Júnior
Doutorando, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, antonio.hilario@coc.ufrj.br

Márcio de Souza Soares de Almeida
Professor Titular, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, marciossal@gmail.com

Diego de Freitas Fagundes
Professor Adjunto, FURG, Rio Grande, Brasil, dffagundes@gmail.com

Maria do Carmo Reis Cavalcanti
Professor Adjunto, POLI/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, carminhacavalcanti@poli.ufrj.br

Pedro Lobato Dias
Engenheiro Pesquisador, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, plobato@poli.ufrj.br

RESUMO: O avanço da exploração de óleo e gás em campos produtores suscita preocupações na indústria devido à possível subsidência do leito marinho, afetando a integridade das estruturas submarinas e a produção. O presente estudo propõe uma análise numérica detalhada para subsidiar a construção de um aparatu geotécnico capaz de simular fenômenos de subsidência em taludes submarinos. Os modelos em elementos finitos analisaram o comportamento da estabilidade de taludes submarinos submetidos a um processo de subsidência induzida e variando parâmetros como inclinação do talude, área de influência da subsidência e espesusra da camada de solo marinho. Os resultados dos modelos numéricos foram utilizados no aparato geotécnico utilizado para estudar modelos reduzidos centrifugados em gravidade induzida, visando a estabilidade de taludes submarinos de baixa inclinação. A caixa de ensaios projetada permitirá o deslocamento controlado de uma plataforma no fundo, operada por um cilindro hidráulico, simulando a desestabilização. O monitoramento da subsidência e padrões de ruptura envolverá sensores a laser, transdutores de poropressão, ensaios T-bar e células de tensão total. Esse método experimental oferecerá uma abordagem realista para analisar os efeitos da subsidência, com resultados que permitirão determinar parâmetros cruciais para a estabilidade do fundo marinho.

PALAVRAS-CHAVE: Taludes Submarinos, Subsidência, Modelagem Centrífuga, Modelagem Numérica.

ABSTRACT: The advance of oil and gas exploration in producing fields raises concerns in the industry due to the possible subsidence of the seabed, affecting the integrity of subsea structures and production. This study proposes a detailed numerical analysis to support the construction of a geotechnical apparatus capable of simulating subsidence phenomena on subsea slopes. The finite element models analyzed the stability behavior of subsea slopes subjected to an induced subsidence process and varying parameters such as the slope inclination, the area of influence of the subsidence and the thickness of the marine soil layer. The results of the numerical models were used in the geotechnical apparatus used to study reduced models centrifuged in induced gravity, with a view to the stability of low-slope submarine slopes. The designed test box will allow the controlled displacement of a platform on the bottom, operated by a hydraulic cylinder, simulating destabilization. Monitoring subsidence and rupture patterns will involve laser sensors, poropressure transducers, T-bar tests and total stress cells. This experimental method will offer a realistic approach to analyzing the effects of subsidence, with results that will make it possible to determine crucial parameters for the stability of the seabed.

KEYWORDS: Underwater Slopes, Subsidence, Centrifugal Modeling, Numerical Modeling.

1 INTRODUÇÃO

O petróleo obtido na bacia de Campos representa no Brasil cerca de 23% e 9% da produção de petróleo e de gás natural, respectivamente. Este campo de petróleo cobre uma área de cerca de 100.000 metros quadrados, e tem sido explorado nas últimas quatro décadas. Atualmente, a produção de petróleo e gás é de cerca de 840 mil de barris de petróleo e cerca de 13 milhões de metros cúbicos de gás natural por dia (ANP-2023). Esses números justificam a importância do campo petrolífero da bacia de Campos para a economia brasileira. Estudar o comportamento geomecânico dos solos marinhos localizados em águas profundas da bacia de Campos tornou-se uma atividade importante entre outras que visam caraterizar a bacia de Campos para desenvolver e aprimorar as técnicas de prospeção de petróleo, e aprimorar o conhecimento dos engenheiros projetistas no entendimento do comportamento das estruturas offshore fundadas no leito marinho.

Associado tanto à atividade de extração de petróleo e gás quanto a fenômenos geológicos naturais, a subsidência no fundo do mar representa um desafio que pode afetar estruturas subaquáticas e a segurança das operações. Esse fenômeno, caracterizado pelo afundamento da camada superficial do leito marinho, pode resultar em deslizamentos que comprometem as instalações de produção subaquáticas, aumentando os riscos operacionais e os custos de manutenção.

Segundo Cabral et. al. (2006), a subsidência é definida como o rebaixamento da superfície terrestre devido a modificações nas camadas subterrâneas, resultando na perda de suporte subterrâneo e manifestando-se por meio de deformações e falhas no solo.

A literatura apresenta diversos estudos e pesquisas dedicados à compreensão e mitigação da subsidência do fundo do mar. Garske et al. (2015) realizaram uma avaliação regional das áreas suscetíveis a movimentos de massa submarinos no talude continental localizado na Bacia de Campos. Utilizando uma ferramenta de análise espacial em um sistema de informação geográfica (SIG) e um modelo matemático para previsão de áreas propensas a deslizamentos, baseado em leis físicas, o estudo produziu mapas regionais de fatores de segurança estáticos para avaliar a propensão a deslizamentos submarinos translacionais rasos nessas regiões (Figura 1).

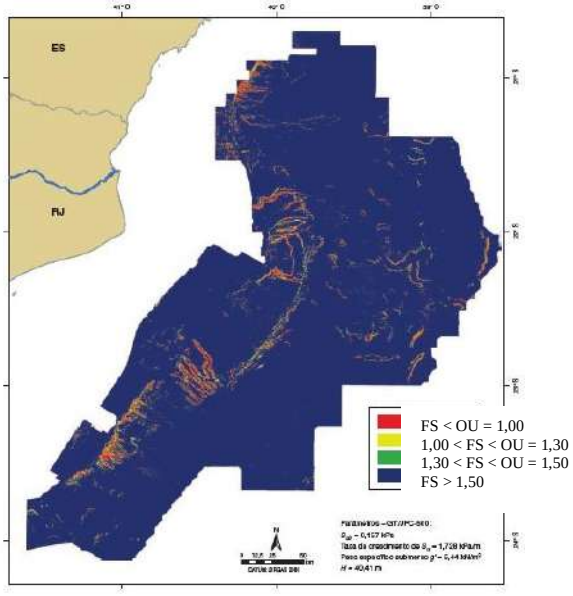


Figura 1 - Cenário de suscetibilidade a deslizamentos obtido da modelagem matemática (Garske et al., 2015)

Adicionalmente, Cabral et. al. (2006) apontam que é crucial compreender a morfologia e os processos geológicos do fundo marinho para a avaliação de riscos de subsidência e o aprimoramento de técnicas de monitoramento e previsão mais acuradas.

Com base no exposto, o objetivo do estudo apresentado é entender o comportamento mecânico da argila marinha encontrada no fundo do mar da bacia de Campos frente ao fenômeno da subsidência. Com o auxílio de modelos numéricos foi possível prever o comportamento do solo marinho sendo definido, à priori, os parâmetros geotécnicos do Caulim, previamente estudados em Fernandes (2018) e largamente utilizado em

estudos que avaliam o solo marinho, devido as suas propriedades similares. Os resultados dos modelos numéricos foram analisados para obtenção de dados que servissem de alicerce para o desenvolvimento e construção do aparato de geotécnico capaz de simular a subsidência no leito marinho através de ensaios com modelos físicos reduzidos em centrífuga de braço da COPPE/UFRJ e com a utilização de amostras reconstituídas. Ao final de toda pesquisa será possível compreender os mecanismos que causam a subsidência do leito marinho e aplicar ações preventivas e de gestão eficientes, além de ser possível assegurar a segurança das atividades subaquáticas e a sustentabilidade duradoura da indústria de exploração.

2 MODELO FÍSICO EM CENTRÍFUGA

Os perfis geológicos típicos de taludes submarinos da margem continental são compostos de camadas de argilas normalmente adensadas a levemente pré-adensadas com profundidades variando entre poucos metros e centenas de metros (Kowsmann *et al*, 2015).

Atualmente, a modelagem física em centrífuga geotécnica tem se tornado um método experimental que permite o estudo de uma ampla gama de problemas geotécnicos sob condições reais de tensão e deformação (Almeida, 1984; Madabhushi, 2014; Taylor, 1995).

Ensaios em modelos centrífugos fornecem informações necessárias para melhorar o entendimento dos mecanismos básicos de deformação e ruptura de solos, provendo resultados experimentais de referência e essenciais para a validação de modelos numéricos.

O princípio fundamental da modelagem física em centrífuga é estabelecer um modelo de escala reduzida, com resistência e rigidez similares a um determinado protótipo. Modelos de solo são submetidos à centrífuga de modo a serem conduzidos para um campo inercial maior do que o campo gravitacional terrestre, através de uma aceleração radial ($a_r = \omega^2.r$). Ao aumentar em N vezes a aceleração gravitacional de um modelo em escala 1/N é possível recriar níveis de tensão e deformação compatíveis ao protótipo (Schofield, 1980).

Uma amostra de solo acelerada em centrífuga tem a superfície livre de tensões e um perfil de tensões verticais que aumenta diretamente com a profundidade, proporcionalmente relacionada com o peso específico da amostra e com campo de aceleração criado, ou seja, N·g. Assim, em um modelo corretamente planejado, uma profundidade h_m possui exatamente o mesmo nível de tensões do protótipo a uma profundidade h_p, onde $h_p = N \cdot h_m$, sendo N o fator de escala.

Tal relação da altura do modelo com a altura de protótipo estabelece a lei básica de escalas em modelos centrífugos. Em resumo, para obter equivalência de tensões entre o modelo centrífugo e o protótipo, as dimensões lineares devem ser reduzidas N vezes, e o modelo submetido a uma aceleração N vezes da gravidade. Dessa forma, as tensões (inerciais) a uma profundidade z/N no modelo serão idênticas às tensões (gravitacionais) a uma profundidade z no protótipo (Figura 2).

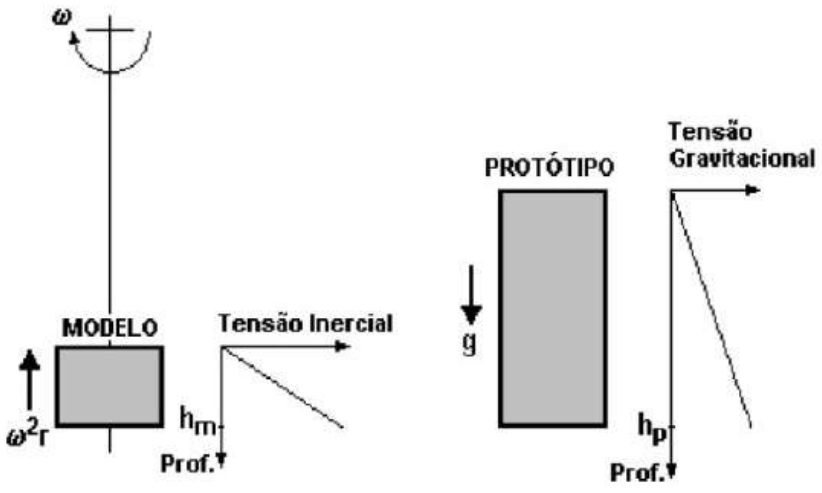


Figura 2 - Croqui esquemático da relação entre a altura do modelo (hm) e altura do protótipo (hp).

A centrífuga que será utilizada nos ensaios é caracterizada como uma centrífuga de pequeno porte com um raio efetivo 66 cm (Figura 3), que representa a distância do eixo da centrífuga até o centro da amostra. A caixa de ensaio que será utilizada nos ensaios possui 30 cm de comprimento, 10 cm de largura e 18 cm de altura. Devido a necessidade de se construir uma plataforma no fundo da caixa de ensaios de exatos 5 cm de altura, sob a qual será instalado o aparato de subsidência, essa altura foi reduzida para 13 cm e consequentemente o raio efetivo foi alterado para 61 cm.

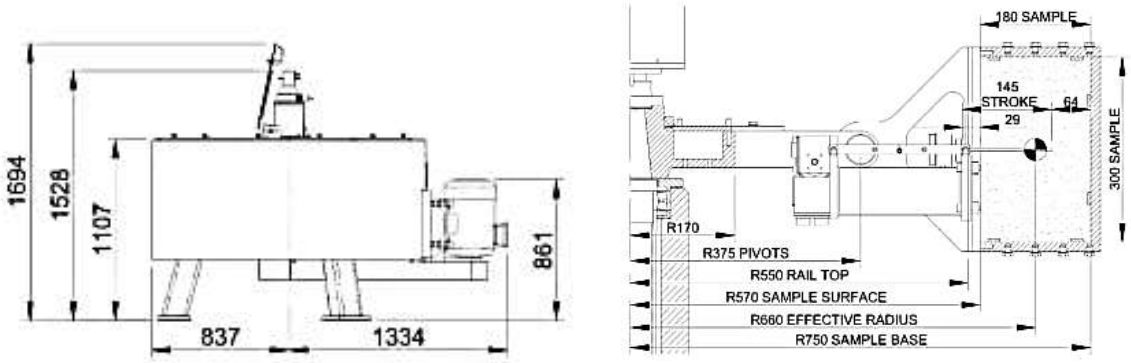


Figura 3 - Desenho esquemático da centrífuga de braço (LM²C-UFRJ)

A amostra que será realizado os ensaios será previamente adensada em um consolidômetro até uma tensão de 50 kPa. O recalque previsto para a amostra de solo marinho será de aproximadamente 40%, que resultará em uma espessura final de 8 cm de solo marinho.

Ao se considerar um fator de escala N = 100 e uma relação $h_p = N \cdot h_m$, anteriormente mencionada, a altura do protótipo será de 8 m. Considerando o raio efetivo utilizado no ensaio de 61 cm, será necessário a aplicação de uma rotação equivalente à 380 rpm para que essa relação seja verdadeira. A centrífuga utilizada nos ensaios é do modelo GT6 e a caixa de ensaios com estrutura reforçada para suportar os níveis de tensão no qual a amostra será submetida (Figura 4).

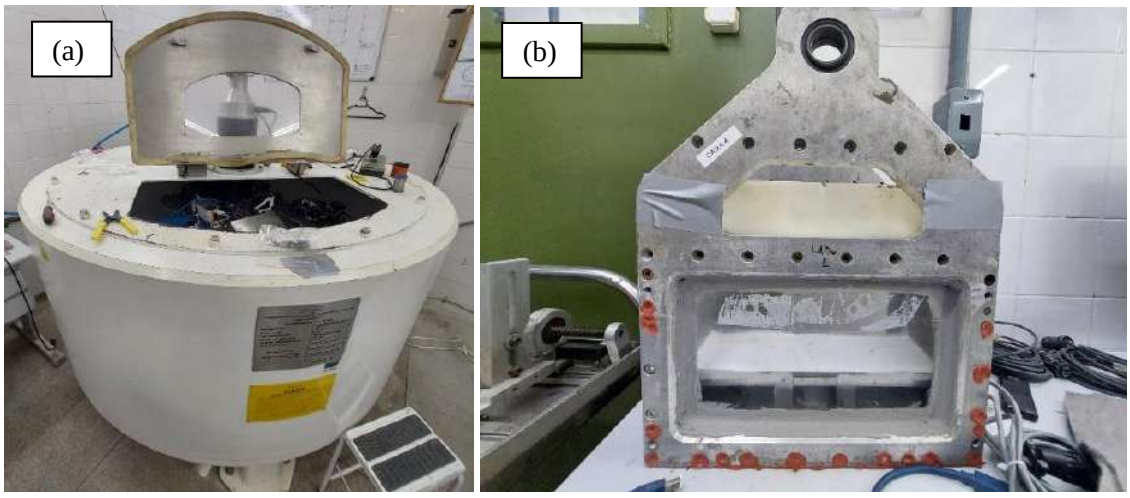


Figura 4 - a) Centrífuga de braço do laboratório LM2C-UFRJ; b) Caixa de ensaios reforçada.

3 MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico visa simular condições particulares referentes ao fenômeno da subsidência, através da simulação do deslocamento da base e consequente deslocamento na superfície (subsidência). Nesse contexto, o modelo numérico foi concebido utilizando as dimensões de protótipo compatíveis com as limitações geométricas impostas pelo modelo físico, atribuindo ao modelo numérico as dimensões de 30 m de comprimento com uma espessura de solo de 8 m.

Como o plano de ensaios em centrífuga contemplará análises em superfícies planas e inclinadas, foi levado em consideração a declividade existente nas margens da plataforma continental para embasar as

simulações de taludes. Em geral, os taludes possuem baixas declividades, com inclinações variando entre 1° e 8°, sendo em sua maioria em torno de 5° (Geosgb.gov).

Em meio às pesquisas recentes conduzidas na COPPE-UFRJ, tornou-se necessária a obtenção de parâmetros geotécnicos do caulim utilizado na modelagem centrífuga., principalmente para validação de modelos numéricos com os resultados obtidos na modelagem física em centrífuga. Fernandes (2018) conduziu uma série de experimentos visando à determinação dos parâmetros de compressibilidade e resistência do Caulim.

O perfil de resistência não drenada utilizado nos modelos numéricos foi obtido por Bakr (2024). Foram realizados ensaios T-bar em condições similares às propostas para o projeto de subsidência, como espessura de solo, dimensões da caixa de ensaios e efeitos de borda, no qual foi obtida a equação de resistência não drenada a ser utilizada no modelo numérico. Na Tabela 1 são relacionados os parâmetros geotécnicos do Caulim utilizados nas análises numéricas Mohr-Coulomb e Cam-clay.

Tabela 1 - Parâmetros geotécnicos do Caulim.

$\gamma_{sat}(\frac{kN}{m^3})$	Gs	ei	Λ	K	M	ν	Su	E (Su)
16,38	2,58	1,36	0,172	0,05	0,93	0,495	2,11h + 0,0127	633h +3,81

A malha de elementos finitos utilizada no modelo numérico aplicada no programa Rocscience foi discretizada em elementos do tipo triangulares, conforme ilustrado na Figura 5, tendo sido densificada na superfície do modelo e na região prevista para a instalação da plataforma móvel.

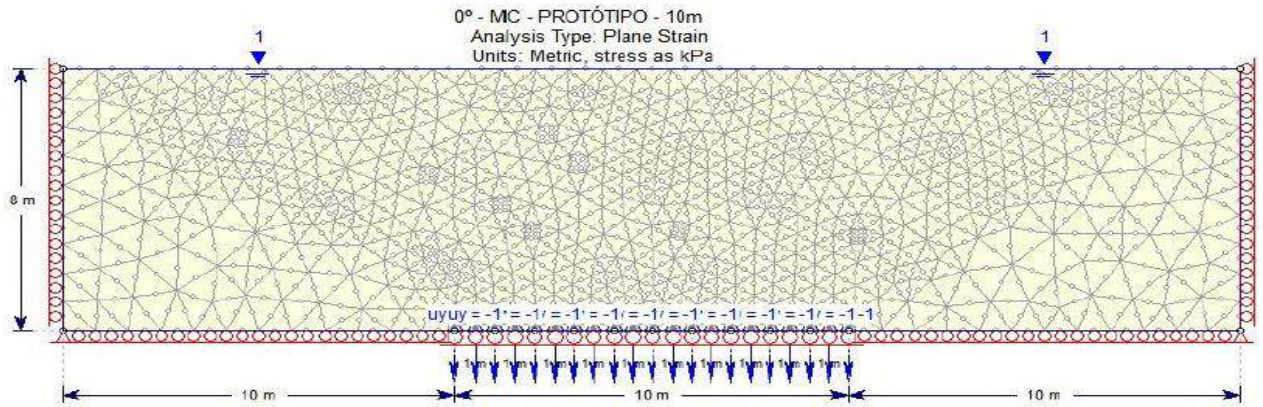


Figura 5 - Malha de elementos finitos

O deslocamento da base (Δcb) foi induzido em etapas que variaram de 0,1 m à 1,0 m em plataformas de 2 m, 4 m, 6 m, 8 m e 10 m de largura (L), com o objetivo de avaliar o deslocamento na superfície do modelo (Δds), conforme representado na Figura *6*.

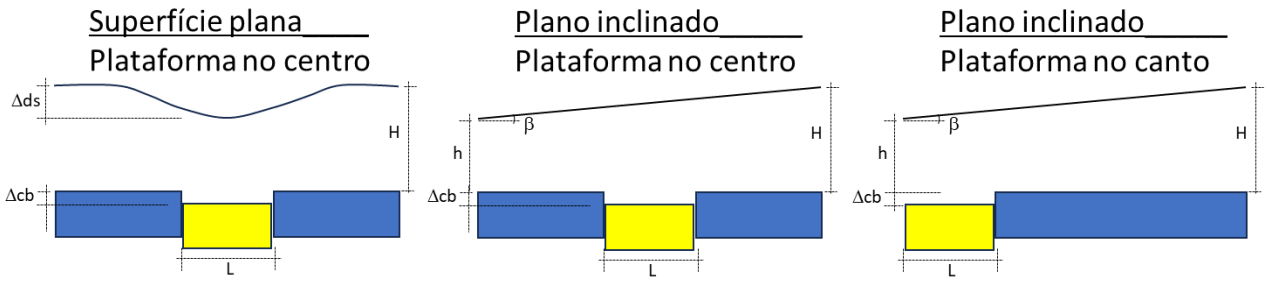


Figura 6 - Croqui representativo do posicionamento da plataforma e suas variáveis.

Na Figura 7a é representado o gráfico de subsidência na superfície para um deslocamento de 1,0 m na base do modelo em uma análise Cam-clay e a subsidência máxima na superfície corresponde a aproximadamente 80% do valor do colapso induzido na base do modelo. Na Figura 7b foi constatado que a subsidência ou deslocamento na superfície varia linearmente com o valor do colapso na base do modelo.

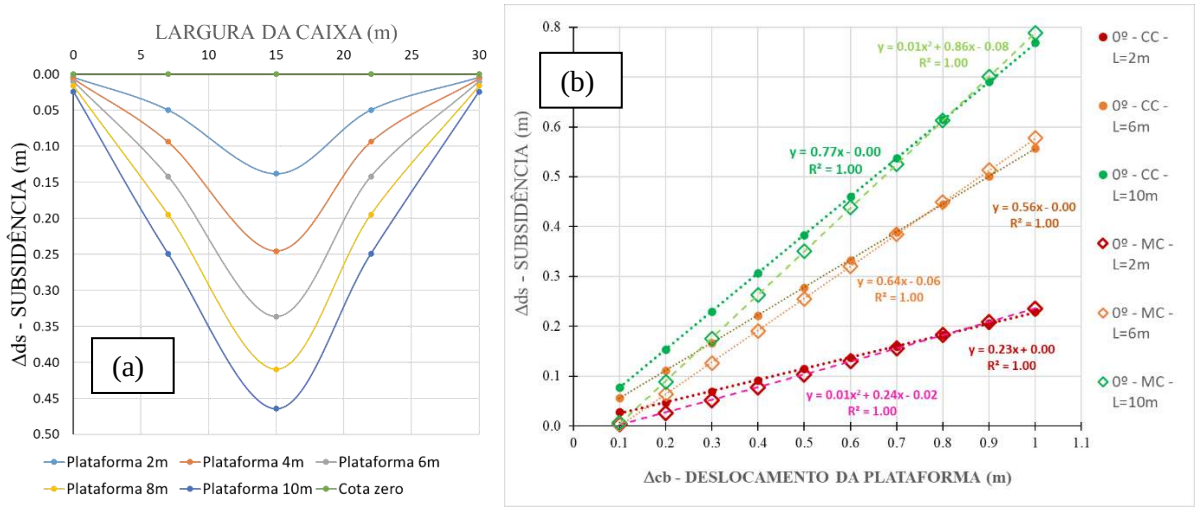


Figura 7 – (a) resultados de deslocamentos na superfície plana no modelo Cam-clay; (b) resultado de subsidência em função do deslocamento da plataforma.

Adicionalmente foi possível avaliar a subsidência normalizada pelo deslocamento da plataforma em função do deslocamento da plataforma de 2 m, 6 m e 10 m (Figura 8a), e na Figura 8b a subsidência normalizada em função da largura da plataforma para deslocamentos de 0,1 m, 0,2 m, 0,3 m, 0,6 m e 1,0 m.

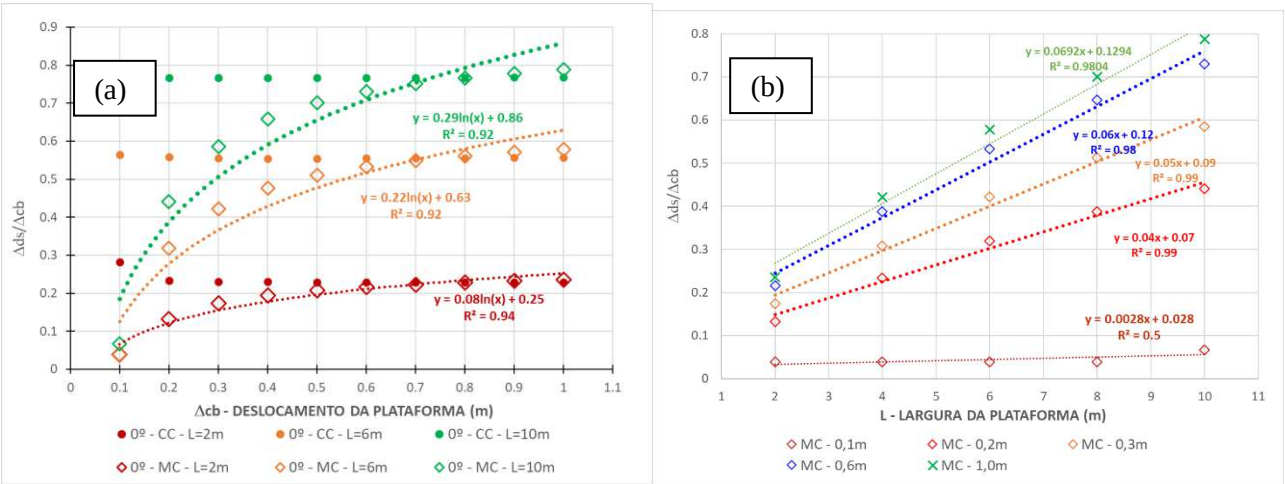


Figura 8 - Subsidência normalizada em função: (a) deslocamento da plataforma; (b) largura da plataforma

A Figura 8a mostra que a subsidência normalizada não varia significativamente em função do deslocamento induzido, contudo na Figura 8b é evidente uma variação linear entre a subsidência normalizada e a largura da plataforma.

Para a análise de planos inclinados, com declividades semelhantes à encontrada nas margens da plataforma continental, foram avaliados, através de modelos Mohr-Coulomb, taludes com inclinação inicial de 1° até uma inclinação final de 4°, inclinação essa que foi a máxima obtida para produzir um valor unitário de FS em uma espessura de solo igual a 8,0 m e um deslocamento da plataforma de 1,0 m. Além da variação da inclinação do talude foram executadas análises em função da variação da largura da plataforma e posição da plataforma de recalque. Os resultados das análises estão relacionados na Tabela 2 e não foram constatadas alterações do FS para taludes com ou sem subsidência, contudo é possível verificar a alteração do FS em função da inclinação do talude.

Tabela 2 - Resultados de fator de segurança em função da inclinação e posição da plataforma.

β (°)	H (m) Montante	h (m) pé do talude	FS - Deslocamento da plataforma (1m)				
			Sem Subsidência	Largura Plat.= 10m		Largura Plat. = 2m	
				Posição Centro	Posição Canto	Posição Centro	Posição Canto
1	8	7.47	4.84	4.84	4.84	4.84	4.84
2	8	6.95	2.32	2.32	2.32	2.32	2.32
3	8	6.42	1.48	1.48	1.48	1.48	1.48
4	8	5.91	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07

4 DESENVOLVIMENTO DE APARATO DE SUBSIDÊNCIA EM MODELO FÍSICO

Na etapa atual, foram desenvolvidos os setups dos ensaios centrífugos, em condição de superfície plana e com talude, considerando o projeto de instrumentação necessário à obtenção dos parâmetros de interesse. Para estudar os efeitos da subsidência em modelos reduzidos, aplicados em um ambiente de campo inercial aumentado, adotou-se um setup de ensaios de forma que fosse possível aplicar um deslocamento entre a base da caixa de ensaios e a amostra de solo. Então, uma plataforma metálica móvel de 5 cm de largura foi concebida com base nas análises numéricas apresentadas no item 3.

Com o objetivo de permitir o deslocamento de uma plataforma na parte inferior da caixa, foi adotado um atuador hidráulico de perfil ultrabaixo (CUB-05006) de 40 mm de altura com pistão de 6 mm de altura e capacidade máxima de 5t on, que é acionado por uma bomba hidráulica modelo ABS330, conforme ilustrado na Figura 9. Durante o ensaio, o deslocamento da plataforma será acionado pelo alívio de pressão na bomba hidráulica fazendo que essa plataforma se desloque para baixo. Esse mecanismo será acionado remotamente através de um motor de passo acoplado ao registro da bomba hidráulica.

Figura 9 - Cilindro Hidráulico de Aço Ultrabaixo

O monitoramento do deslocamento da plataforma móvel será feito através da utilização de transdutores de deslocamento variável linear (LVDT) presos à plataforma a partir do uso de fios de alta capacidade de tração. O monitoramento superficial da subsidência e dos padrões de ruptura do solo serão obtidos a partir do uso de 11 sensores de deslocamento à laser fixados no topo da caixa de ensaios através de uma estrutura impressa em impressora 3D. Além disso, serão utilizados ainda 4 transdutores de poropressão (PPT) na amostra de solo durante o ensaio e 3 células de tensão total (CTT) para medir a carga aplicada nas plataformas fixas e na plataforma móvel. Um ensaio T-bar será realizado para obter o perfil de resistência não drenada do solo. A Figura 10 apresenta uma vista em corte do setup de ensaios para estudo dos efeitos de subsidência.

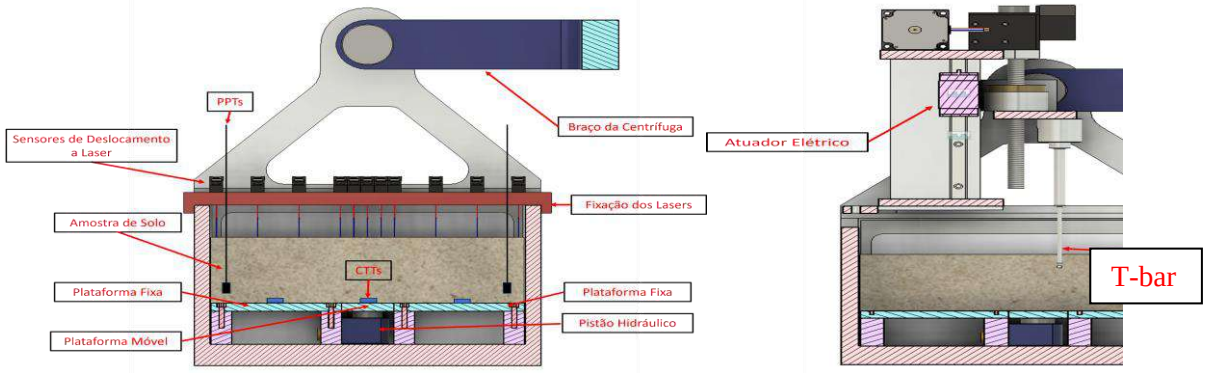


Figura 10 - Ilustração do setup de ensaios de subsidência.

4 CONCLUSÕES

Este artigo apresenta resultados de análises numéricas que fundamentaram o desenvolvimento de um aparato para estudar a subsidência em campos petrolíferos. Através de um atuador hidráulico será possível aplicar um deslocamento no fundo da caixa de ensaios.

A utilização da centrífuga irá permitir a obtenção de parâmetros em condições similares ao protótipo através de um campo inercial induzido. Serão obtidos perfis de resistência não drenada, além parâmetros de deformação obtidos pelos sensores à laser. Com isso será possível alimentar modelos numéricos que irão simular de forma mais representativa as condições de campo, e como consequência uma maior previsibilidade em relação às operações de extração de petróleo e gás no leito marinho sob a perspectiva do fenômeno da subsidência.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a PETROBRAS/CENPES. Os autores agradecem aos revisores pelos importantes comentários objetivos e pontuais, compartilhando sua experiência e conhecimento técnico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. S. S. (1984), *Doctor of Philosophy Thesis: Stage Constructed Embankments on Soft Clays*. 1984. Cambridge University.

Bakr, D. (2024), *Avaliação da capacidade de carga de estaca torpedo T-120 em ensaios centrífugos*, Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE - PEC, Rio de Janeiro.

Cabral, J.J.; Santos, S.M.; Pontes Filho, I.D. (2006), *Bombeamento Intensivo de Água Subterrânea e Risco de Subsidência do Solo*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.11. p.147-157.

Fernandes, F.C. (2018), *Ensaios de coluna ressonante e de Bender Elements para medidas de módulos cisalhantes em Caulim*, Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro.

Garske et. Al. (2015), *Áreas propensas a escorregamentos no talude continental.* Kowsmann, R.O., editor. Geologia e Geomorfologia. Rio de Janeiro: Elsevier. Habitats, v. 1. p. 99-136.

Kowsmann, R. O.; Falcão, A. P. C.; Curbelo-Fernandez, M. P. (2015), *Geologia e geomorfologia. Rio de Janeiro*: Elsevier Ltd.

Madabhushi, G. (2014), *Centrifuge Modelling for Civil Engineers*. Boca Raton, FL/USA: CRC Press.

Schofield, A.N. (1980), *Cambridge geotechnical centrifuge operations*, Géotechnique, 25 (4), pp. 743-61.

Taylor, R. N. (1995), *Ed. Geotechnical Centrifuge Technology*. City University, London/UK: BLACKIES ACADEMIC & PROFESSIONAL.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/239

Proposta de Solução Alternativa para Problemas de Esmagamento de Juntas de Paramento em Muros de Solo Reforçado de Grande Altura

Cristiano Victor Rodrigues
Engenheiro Civil, Terra Armada Ltda., Rio de Janeiro, Brasil, cristiano.rodrigues@terre-armee.com

Rafael Ribeiro Plácido
Professor Associado, Instituto Mauá de Tecnologia, São Caetano, Brasil, rafael.placido@maua.br

Eugenio Pabst Vieira da Cunha
Engenheiro Civil, MSc, Interact Engenharia Ltda., diretor, São Paulo, Brasil, eugenio@interact.eng.br

RESUMO:
Este trabalho apresenta uma proposta de solução para mitigação de fenômenos recorrentes em maciços de solo reforçado de grande altura, com reforços em fitas metálicas e paramento em placas pré-moldadas de concreto. Tais patologias, de difícil reparação, frequentemente observadas em obras com alturas de paramento superiores a 15m, incluem o fechamento das juntas horizontais com o esmagamento dos apoios de elastômero, e o consequente desenvolvimento de trincas e fissuras nas placas de concreto da região do terço inferior dos muros. Este trabalho apresenta algumas das proposições atualmente existentes para a mitigação desses fenômenos e propõe uma solução alternativa, que se baseia na implementação de uma cortina de brita compactada imediatamente no tardoz do paramento. Para a validação da solução proposta foram realizadas modelagens numéricas, empregando o Método dos Elementos Finitos, a partir de dados de uma estrutura real com altura total de 32,25m. São apresentados também resultados de medições de abertura de juntas horizontais da estrutura, cuja construção foi finalizada em outubro de 2023, que comprovam a eficácia da solução proposta.

PALAVRAS-CHAVE: Muros de Solo Reforçado, Contenção, Análise Numérica.

ABSTRACT:
This paper presents a proposal for a solution to mitigate recurring phenomena in high-height MSE walls with steel strip reinforcements and pre-cast panel facing. Such pathologies, which are difficult to repair, are frequently observed in structures with facing height greater than 15m and include the closure of horizontal joints, with the crushing of elastomeric pads, and the consequent development of cracks and spalling in the concrete panels of the lower third region of the walls. This work presents some of the current solutions to mitigate such phenomena and proposes an alternative solution, which is based on the implementation of a compacted gravel curtain, immediately on the back of the wall panels. To validate the proposed solution, a series of numerical modeling were carried out using Finite Element Method, from a real structure data with a total height of 32.25m. Results of measurements of the horizontal joint gaps of the structure, whose construction was completed in October 2023, are also presented as evidence of the effectiveness of the proposed solution.

KEYWORDS: Reinforced Soil Walls, Retaining Walls, Numerical Analysis.

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de solo reforçado, desenvolvidas por Vidal (1963), vêm sendo largamente empregadas em diversos setores. Desde a década de 1970, o segmento de infraestrutura rodoviária tem sido responsável pela maior parte do emprego dessas soluções. As aplicações rodoviárias típicas são contenções a meia encosta ou rampas de acesso a viadutos, com paramentos verticais segmentados em placas de concreto armado e uso de tiras metálicas ou sintéticas como elementos de reforço do maciço. Tais estruturas normalmente recebem sobrecarga de tráfego rodoviário e raramente ultrapassam 12 metros de altura.

1.1 O fenômeno observado e as patologias decorrentes

A partir dos anos 1990, muros de solo reforçado com paramento verticalizado passaram a ser considerados por empresas de mineração como solução preferencial para muros de britagem de grande altura (maiores do que 15m). Também dessa época são diversas estruturas de grande altura, como é o caso da contenção do Aeroporto de Seatle nos Estados Unidos, que atingiu desnível máximo de 46m, conforme apresentado por Stuedlein et al. (2010). Com tensões internas bastante mais elevadas, essas estruturas sujeitam-se, de forma mais intensa, a deformações por recalques internos do aterro armado, submetido ao peso próprio. Tais recalques, por reduzirem o desnível projetado entre camadas de reforço, despertam esforços adicionais de arrasto vertical nos elementos de conexão, que são transmitidos ao paramento. Soong & Koerner (1997) já apontavam tal efeito em muros de solo reforçado com geossintéticos (Figura 1).

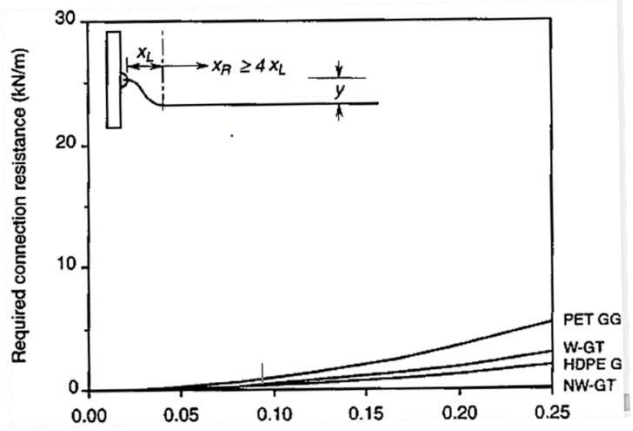


Figura 1. Resistência solicitante do elemento de conexão devida ao recalque uniforme do conjunto aterro/reforço, segundo Soong e Koerner (1997).

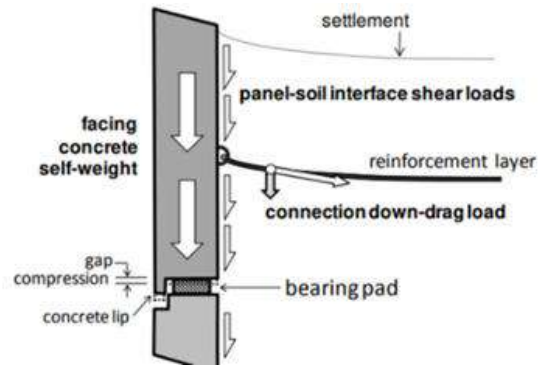
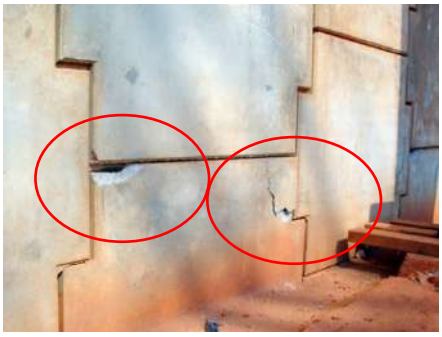


Figura 2 Contribuição para esforços verticais adicionais no paramento devido a recalques internos do conjunto aterro/reforços, segundo Damians et al. (2013).

Também conforme Damians et al. (2013), a ordem de grandeza de tais esforços adicionais, transmitidos pelos reforços/conexões ao paramento, seria bastante significativa em comparação ao peso próprio da coluna de painéis.
Em revisão do próprio trabalho, Damians et al. (2015) mencionam que as placas de concreto que formam o paramento do maciço de solo reforçado com fitas de aço devem suportar cargas superiores ao peso próprio desses painéis. Os autores concluem ainda que a carga vertical adicional suportada pela coluna do paramento resulta na compressão das juntas horizontais (de elastômero) entre os painéis adjacentes. Portanto, cargas verticais excessivas e/ou palmilhas de apoio excessivamente compressíveis podem levar ao contato painel com painel, o que pode causar rachaduras ou lascas nos painéis de concreto.

Em diversas observações, ao longo dos anos 1990, em casos executados de muros com alturas superiores a 18m, com reforços em fitas metálicas e paramentos em painéis de concreto, foram constatadas patologias, decorrentes de tais fenômenos, como, por exemplo: fechamento de juntas horizontais, colapso das palmilhas de elastômero e fissuras e lascas no contato entre placas adjacentes. Constatou-se também que a intensidade dos efeitos é muito maior no terço inferior dos muros, onde os recalques acumulados do aterro reforçado são de maior monta. Mesmo considerando o emprego de solos selecionados no volume armado, de características francamente granulares, conforme especificado no Anexo A da ABNT NBR 16920-1 (2021), recalques elásticos do corpo do aterro ocorrerão inevitavelmente, e apresentarão maior intensidade nas estruturas de maior altura. A Figura 3 mostra exemplos reais de casos em que ocorreram o fechamento das juntas e, como consequência, o trincamento dos painéis de concreto.



a)

b)

Figura 3 – Fechamentos de juntas horizontais, colapso das palmilhas de elastômero e trincas nos painéis.

1.2 Algumas soluções atualmente empregadas para mitigação das patologias

Considerando que a origem do problema estaria na diferença de rigidez entre a coluna do paramento (formado por painéis planares de concreto separados por placas de apoio de elastómero) e o maciço de aterro reforçado compactado, sendo este último relativamente mais compressível, torna-se claro que a solução não deveria passar por aumentar a rigidez das placas de elastômero.
As soluções buscadas orientaram-se para um aumento do grau de liberdade para movimentos verticais da coluna do paramento, de forma a compatibilizá-lo com as deformações por recalque do aterro armado. As soluções mais comumente empregadas são apresentadas nos itens a seguir.

1.2.1 Aumento da espessura de palmilhas de elastômero

Esta proposta, que passou a ser adotada em 2001 para muros com alturas superiores a 15m, considera a utilização, na parte inferior dos muros, de placas de elastômero mais espessas, com até 35mm, em lugar das placas usuais de 20mm de espessura. Todavia, em ambos os casos, o elastômero utilizado tem a mesma especificação e o mesmo módulo de elasticidade. A Figura 4 mostra exemplos de placas de apoio em elastômero (a) e esses apoios instalados entre dois painéis de concreto (b).

a)

b)

Figura 4 – Placas de apoio em elastômeros: a) Exemplos de placas de apoio em elastômero com espessuras de 35mm e 20mm; b) Placas de elastômero posicionadas entre os painéis de concreto, mantendo inicialmente o espaçamento de 35mm.
O objetivo dessa solução é incrementar significativamente a capacidade de deformação da coluna do paramento, tornando-a menos "rígida" em relação ao aterro compactado do tardoz. Tal solução mostrou-se eficaz para paramentos com alturas totais de até 20m.

1.2.2 A introdução dos "Painéis Compressíveis".

Seguindo o mesmo conceito, Smith (2017) desenvolveu solução engenhosa criando painéis de concreto com juntas de poliestireno expandido (EPS) com 60mm de espessura, intencionalmente colapsíveis, instaladas

a intervalos verticais de 4,50m a 6,0m. Essa nova solução (Figura 5) considera que essas juntas adicionais deformáveis seriam utilizadas conjuntamente com as placas mais espessas de elastômero, de 35mm, em toda a metade inferior da altura do muro. Com isso, seria garantido um grau liberdade ainda maior para deformação vertical da coluna do paramento. A solução mostrou-se bastante eficaz nos casos de muros de solo reforçado com paramento vertical com alturas superiores a 30m.

a) b)

Figura 5 – Solução em painéis compressíveis: a) Esquema de configuração da placa; b) Imagem de placa compressível sendo empregada em campo, Smith (2017).

2 UMA NOVA PROPOSIÇÃO DE SOLUÇÃO: A "TRANSIÇÃO DE RIGIDEZ"

A solução de "Painéis Compressíveis", embora bastante eficaz na mitigação das patologias, é mais complexa do ponto de vista executivo. Na prática, além da produção dos painéis especiais, torna-se necessário um trabalho adicional no campo para liberação do movimento vertical de cada uma das placas. Isso seria feito através do desaparafusamento de perfis metálicos nelas chumbados, a partir do momento em que o aterro atinge o topo dos painéis.

Uma solução menos laboriosa, aqui apresentada, busca um outro caminho. O de criar uma transição de rigidez entre a coluna do paramento e o maciço do aterro armado. Assim, intuitivamente, propõe-se uma ideia denominada "Transição de Rigidez", que consiste na aplicação de uma cortina de brita compactada, de largura entre 1,5m a 2,0m, imediatamente atrás do paramento, implantada simultaneamente à execução do aterro.

Essa cortina, por ter uma rigidez superior à do aterro compactado, reduziria, localmente, o efeito do recalque interno e do arrasto vertical das conexões, responsável pelo fechamento das juntas. Essa nova solução não dispensaria o emprego de palmilhas de elastômero de maior espessura, até porque, a deformação relativa entre o paramento e a cortina de brita não será nulo, continuando a existir, embora de forma mais atenuada.

Visando testar a eficácia desta ideia intuitiva, este trabalho apresenta uma análise numérica de um caso real de estrutura construída, na qual essa solução foi adotada, com a seguinte configuração:

- Muro de solo reforçado paramento vertical, com altura total de 32,25m;
- Elementos de reforço em fitas metálicas com comprimentos variáveis de 18m a 23m, com espaçamento vertical de 0,75m e quantidades variáveis em função da altura.
- Paramento em painéis de concreto com dimensões nominais de 1,5m x 1,5m x 0,18m;
- Placas de apoio em elastômero, com espessuras de 20mm e 35mm, aplicadas entre os painéis, sendo que as últimas usadas na metade inferior da altura do muro;
- Os parâmetros geotécnicos dos materiais de aterro armado e tardoz estão definidos na Tabela 1, item 3;
- Cortina de brita graduada nº 2 (19mm a 25mm), compactada, em todo o tardoz do paramento, com espessura de 2,0m, cujos parâmetros estão definidos na Tabela 1 do item 3 a seguir;
- O solo de fundação nos níveis de implantação da estrutura de solo reforçado mostrou-se bastante competente (alteração de rocha, impenetrável à percussão);
- A seção típica empregada para esse trabalho é mostrada na Figura 6.

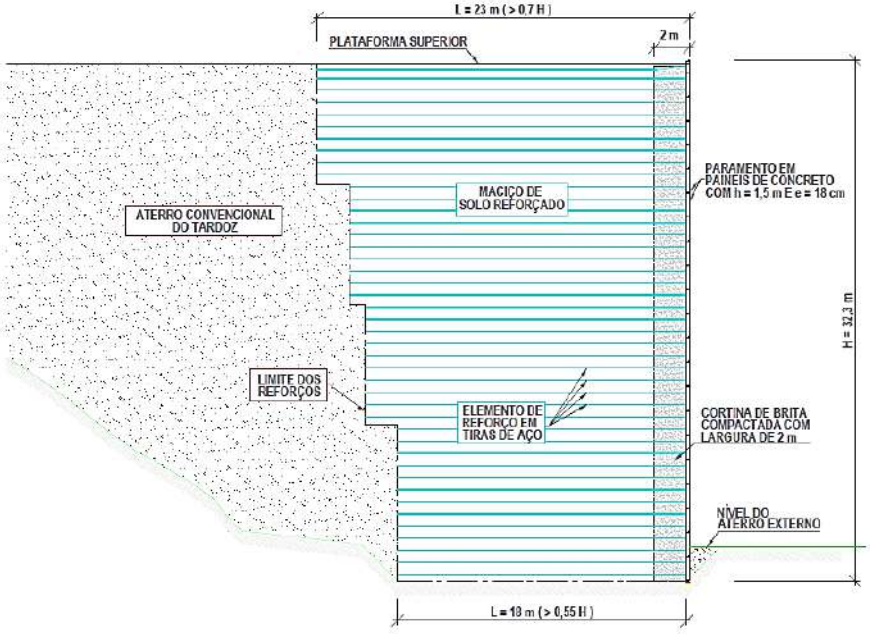


Figura 6 – Seção transversal típica da estrutura considerada, com a aplicação da cortina de brita compactada no tardoz do paramento.

Nas modelagens numéricas foram consideradas duas situações para efeito de comparação e análise de eficácia:

- Caso 1: aterro volume armado com material granular, conforme NBR 16920-1, com a aplicação de dois tipos apoios elastômero, sendo: 35mm de espessura na metade inferior da altura e 20mm na metade superior, e **sem a aplicação da cortina de brita compactada;**
- Caso 2: aterro volume armado com material granular, conforme NBR 16920-1, com a aplicação de dois tipos apoios elastômero, sendo: 35mm de espessura na metade inferior da altura e 20mm na metade superior, e **com a aplicação da cortina de brita compactada;**

3 METODOLOGIA

Para analisar os efeitos da solução proposta na redução do esmagamento das juntas de elastômero em estruturas de contenção de grandes alturas, foi utilizada como ferramenta o software geotécnico Plaxis 2D, que se baseia no Métodos dos Elementos Finitos (MEF).

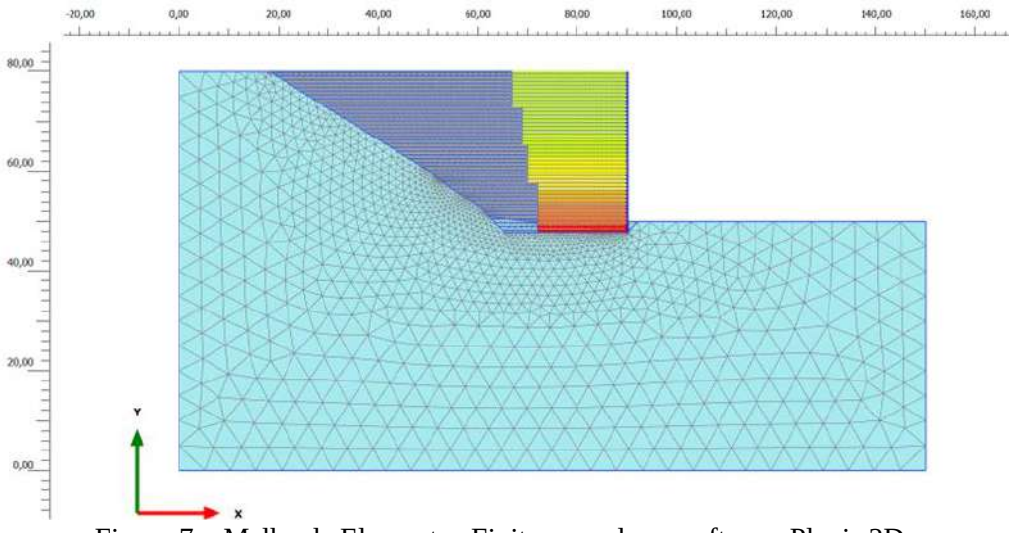


Figura 7 – Malha de Elementos Finitos gerada no software Plaxis 2D.

Destaca-se que foi utilizada uma malha triangular de 15 nós, com nível de refinamento "muito fino", constituída por 8.093 elementos e 65.535 nós. A malha de elementos finitos gerada pelo programa é mostrada na Figura 7. Os solos foram modelados considerando modelo constitutivo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

A Figura 8 apresenta um detalhe do emprego de placas de elastômero entre os painéis de concreto no modelo bidimensional gerado. Destaca-se que foram utilizados elastômetros com espessuras de 20mm e 35mm, aplicadas entre os painéis, sendo que os elementos de maior espessura foram usados na metade inferior da altura do muro.

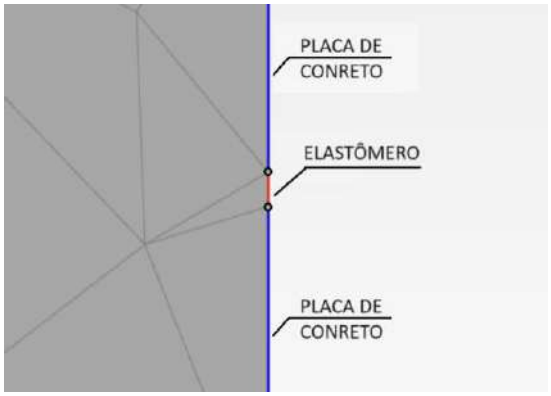


Figura 8 – Detalhe da junta entre os painéis de concreto com a utilização de placas de elastômero.

Os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises são apresentados na Tabela 1. Os parâmetros empregados para os elementos estruturais são apresentados na Tabela 2.

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos dos solos utilizados no modelo.

Material	γ (kN/m^3)	E (kN/m^2)	ν	c (kPa)	ϕ (°)
Aterro Reforçado	21,0	20.850	0,30	0,0	38,9
Aterro Convencional	20,0	27.000	0,30	2,0	32,0
Solo de Fundação	18,0	120.000	0,30	60,0	40,0
Cortina de Brita	19,0	80.000	0,20	0,0	45,0

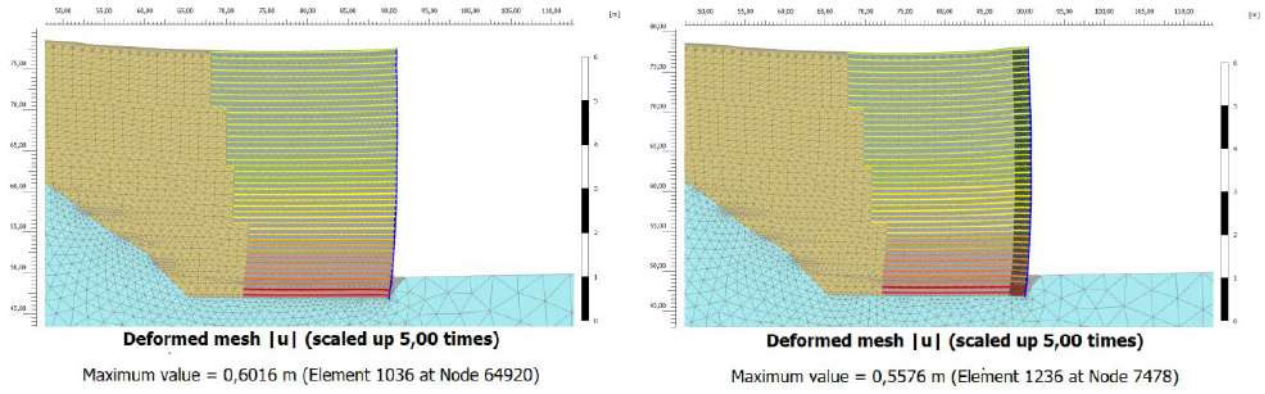
Tabela 2 – Parâmetros estruturais utilizados no modelo.

Material	Tipo	Comportamento	EA (kN/m)	EI (kN/m^2/m)	ν
Painéis de concreto	Plate	Elástico	6×10^6	11×10^6	0,15
Placas de elastômero	Plate	Elástico	1100	2,1	0,4
Fitas Metálicas	Geogrid	Elástico	$1{,}43 \times 10^5$ a $4{,}0 \times 10^5$	---	0,2

Os parâmetros do solo do aterro reforçado foram obtidos através de ensaios triaxiais realizados em laboratório, enquanto os parâmetros do aterro convencional e do solo de fundação, foram os mesmos empregados pelo projetista da obra. Os parâmetros do material denominado cortina de brita foram retirados de Killeen e McCabe (2014) e Hosseinpour et al. (2015). Já os parâmetros dos elastômeros, das placas de concreto e das fitas metálicas foram os mesmos empregados por Damians et al. (2013).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

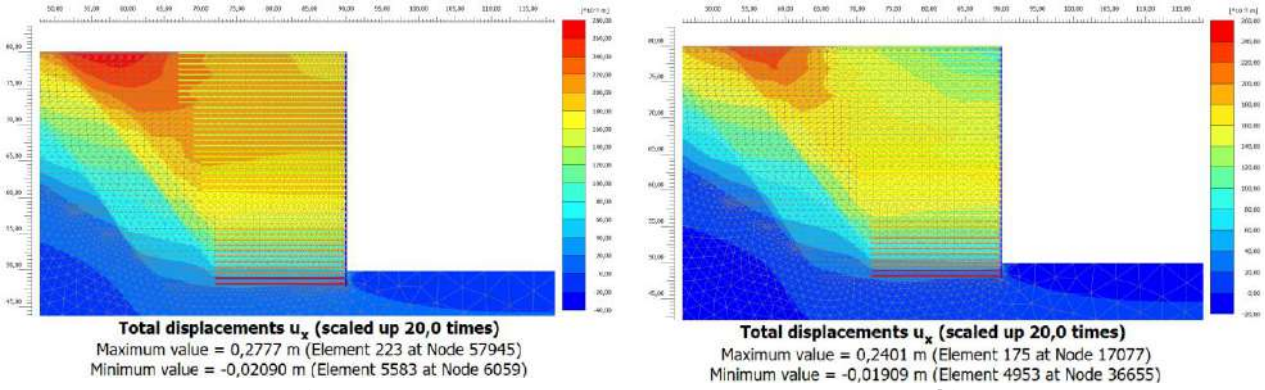
Para a verificação do efeito da presença da cortina de brita no comportamento da estrutura, foram analisados os deslocamentos horizontais, os deslocamentos verticais (recalques), a abertura das juntas ao longo da contenção e as cargas axiais nas placas inferiores. A Figura 9 mostra que os deslocamentos totais sofreram poucas alterações com uso da cortina de brita, apresentando uma redução de deslocamentos inferior a 10%.



a) b)

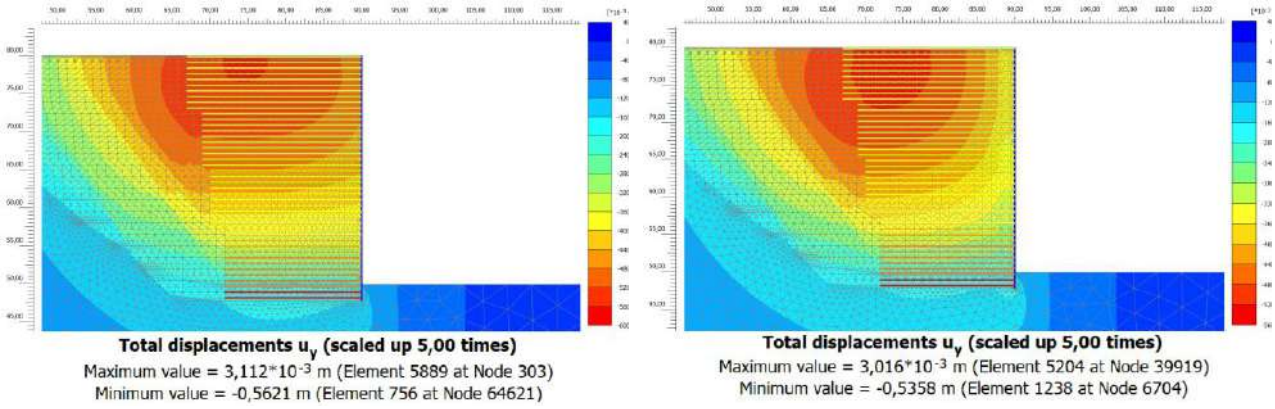
Figura 9 – Malha deformada em 5x para os casos: a) Sem cortina de brita; b) Com cortina de brita.

Analisando separadamente os deslocamentos horizontais e verticais, observa-se que o uso da cortina de brita promoveu uma redução de aproximadamente 13,5% para os deslocamentos medidos horizontalmente (Figura 10) e da ordem de 5% para os recalques (Figura 11).



a) b)

Figura 10 – Deslocamentos horizontais totais para os casos: a) Sem cortina de brita; b) Com cortina de brita.



a) b)

Figura 11 – Deslocamentos verticais totais para os casos: a) Sem cortina de brita; b) Com cortina de brita.

Em relação às deformações observadas em cada uma das placas de elastômero, os efeitos da presença da cortina de brita foram mais acentuados. Conforme mostrado na Tabela 3, as deformações máximas dos elastômeros, situados na base da estrutura de contenção, foram de quase 80% sem a utilização da cortina de brita. As placas de elastômero nessa posição, que inicialmente apresentavam uma espessura de 35mm, ficaram com uma espessura final de 8mm após todo o carregamento. Por outro lado, com a utilização da cortina de brita, as deformações finais das placas na base do muro apresentaram redução significativa. A maior deformação

observada foi de 54,3% na placa 2, que antes do carregamento possuía espessura de 35mm e após o carregamento de 16mm. A Figura 12 mostra a variação das deformações de outras placas ao longo da altura da estrutura.

Tabela 3 – Deformações das placas de elastômero ao longo da altura da estrutura de solo reforçado.

Placa de elastômero	h (m)	$e_{inicial}$ (mm)	e_{final} (mm)		Deformação	
			Sem Brita	Com Brita	Sem Brita	Com Brita
1	0	35	27	30	22,9%	14,3%
2	1,535	35	9	16	74,3%	54,3%
3	3,07	35	8	18	77,1%	48,6%
4	4,605	35	10	19	71,4%	45,7%
5	6,14	35	12	21	65,7%	40,0%
6	7,675	35	14	22	60,0%	37,1%
7	9,21	35	16	23	54,3%	34,3%
8	10,745	35	14	22	60,0%	37,1%
9	12,28	35	18	25	48,6%	28,6%
10	13,815	35	23	27	34,3%	22,9%
11	15,35	35	23	28	34,3%	20,0%
12	16,885	35	24	29	31,4%	17,1%
13	18,42	35	18	25	48,6%	28,6%
14	19,955	20	13	15	35,0%	25,0%
15	21,475	20	15	16	25,0%	20,0%
16	22,995	20	16	17	20,0%	15,0%
17	24,515	20	17	18	15,0%	10,0%
18	26,035	20	14	16	30,0%	20,0%
19	27,555	20	18	19	10,0%	5,0%
20	29,075	20	19	19	5,0%	5,0%
21	30,595	20	18	18	10,0%	10,0%
22	32,115	20	20	20	0,0%	0,0%

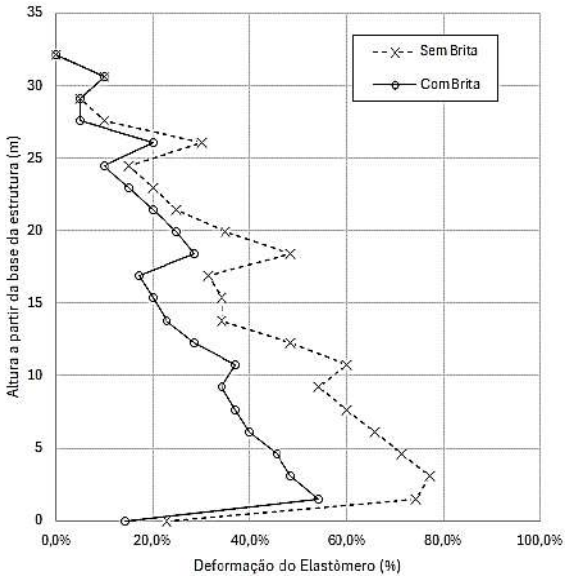
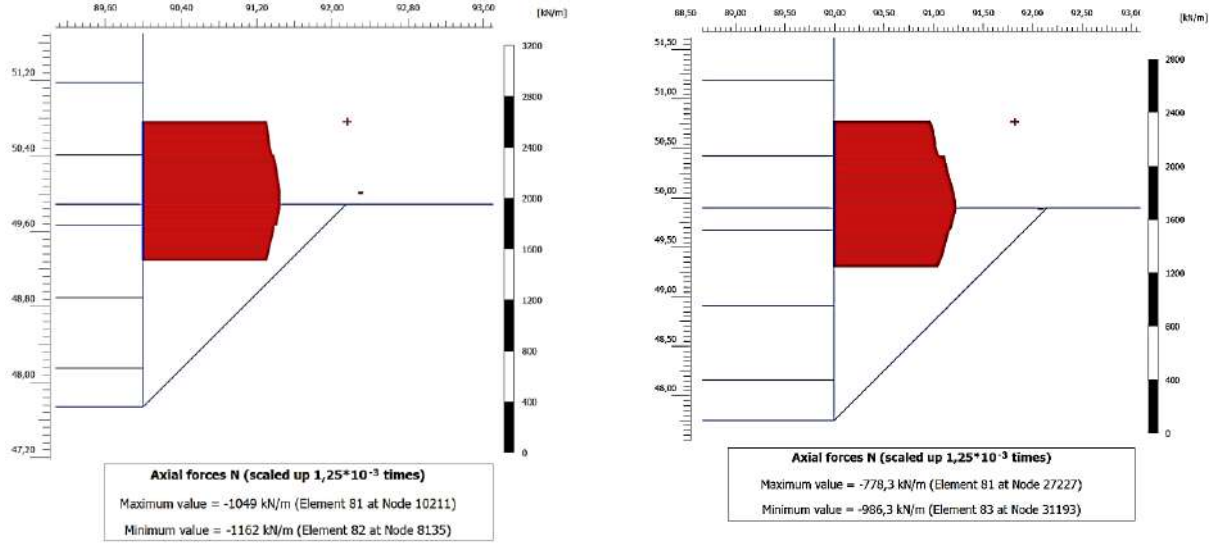


Figura 12 – Deformações das placas de elastômero ao longo da altura da estrutura para as condições testadas.

Para a avaliação dos efeitos da cortina de brita nos esforços axiais nos painéis de concreto, foi utilizada como referência o segundo painel, de baixo para cima, da estrutura de contenção. Os resultados dos esforços axiais para o painel de referência são mostrados na Figura 13 Observa-se que sem a presença da cortina de brita, o esforço máximo de compressão é de 1162 kN/m. Com a utilização da cortina de brita, o esforço axial máximo

é de 986,3 kN/m. A diferença entre os dois esforços pode ser atribuída ao efeito de arrasto das fitas metálicas que tendem a se deslocar verticalmente mais no interior do maciço do que nas proximidades da face de concreto, conforme relatado por Damians et al. (2013).



a) b)

Figura 13 – Esforços axiais no segundo painel de concreto acima da base da contenção, para os casos: a) Sem cortina de brita; b) Com cortina de brita.

5 COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA EXECUTADA

A estrutura real projetada, com 32,25m de altura, foi construída em um prazo de sete meses, entre março e outubro de 2023 (Figuras 14 e 15). O aterro do volume armado foi executado com solo francamente arenoso e a cortina de brita foi projetada e construída no tardoz do paramento, com 2,0m de largura em toda a altura do muro. Os painéis de concreto, com 18 cm de espessura e 1,5m de altura, eram separados por placas de elastômero com espessuras de 35mm (até a cota 19m, a partir da base) e 20mm (da cota 19m até o topo).
Embora o muro não tenha tido as deformações verticais e horizontais monitoradas, houve medições de abertura das juntas dos painéis mais inferiores, após o carregamento final do aterro (Figuras 16 e 17). As aberturas finais medidas atingiram, com pequenas variações, 18mm, não tendo sido observada, em nenhum ponto, a ocorrência de toque entre os painéis de concreto, nem tampouco as patologias decorrentes.

Figura 14 – A cortina de brita compactada no tardoz do paramento.

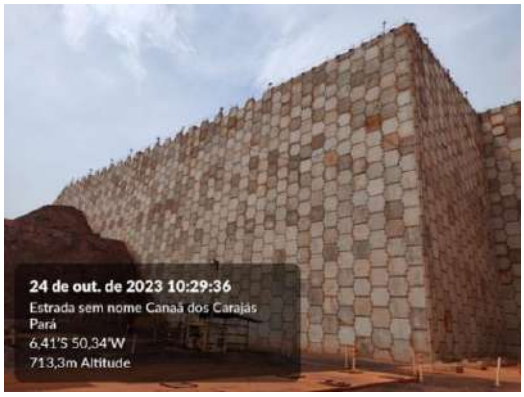


Figura 15 – Vista externa da estrutura já executada em sua seção de maior altura.

Figura 16 – Vista externa das juntas, após a conclusão total do aterro, exibindo as aberturas mínimas (>15mm) preservadas.

Figura 17 – Detalhe da junta do segundo painel mais inferior, com abertura medida de 18mm, após a conclusão total do aterro.

6 CONCLUSÕES

As análises numéricas evidenciaram, em primeiro lugar, o efeito previsto do arrasto vertical das placas do paramento, devido às deformações verticais das camadas de aterro dentro do volume armado, e o consequente fechamento das juntas horizontais, sendo esse último efeito bastante mais intenso na seção sem a aplicação da cortina de brita. Os resultados dessas análises apontam a eficácia da solução da cortina de brita em preservar uma abertura mínima de juntas, evitando o contato entre painéis de concreto. Para a seção com a aplicação da cortina de brita, aberturas finais de juntas na região mais solicitada da ordem de 16mm, resultado muito semelhante aos 18mm medidos na obra. As análises também evidenciaram tensões máximas de compressão nos painéis de concreto bem menores na situação em que a cortina de brita foi aplicada, o que seria um efeito adicional positivo. Outro resultado também observado nas análises foi a menor grandeza de deslocamentos horizontais do paramento, na seção com a cortina de brita, sendo que no ponto de maior intensidade atingiu-se 14 mm, em lugar dos 22 mm na seção convencional.O desempenho da estrutura executada corroborou, de forma consistente, os resultados das análises. As grandezas das deformações das placas de elastômero, avaliadas indiretamente no campo pelas medições de fechamento das juntas, indicaram eficácia no objetivo de preservar toques indesejados entre os painéis de concreto, e as patologias decorrentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-1. *Muros e taludes em solos reforçados – Parte 1: Solos reforçados em aterros.* Rio de Janeiro.

Damians, I. P., Bathrust, R. J., Josa, A., Lloret, A., Albuquerque, P. J. R. (2013) *Vertical-Facing Loads in Steel-Reinforced Soil Walls*. In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp.1419

Damians, I. P., Bathurst, R. J., Josa, A., & Lloret, A. (2015). *Numerical Analysis of an Instrumented Steel Reinforced Soil Wall. In International Journal of Geomechanics*. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000394.

Hosseinpour, I.; Almeida, M.S.S.; Riccio, M. (2015) *Full-scale load test and finite-element analysis of soft ground improved by geotextile-encased granular columns.* Geosynthetics International. 2015, 22, 428–438.

Killeen, M.; McCabe, B.A. (2014) *Settlement performance of pad footings on soft clay supported by stone columns: A numerical study*. Soils and Foundations. 2014, 54, 760–776.

Smith, A. (2017). *Internal settlement of the backfill in MSE structures*. In: Civil Engineering – March 2019.

Stuedlein A. W., Bailey M., Lindquist D., Sankey J., Neely W. J. (2010). *Design and Performance of a 46-m-High MSE Wall*. Journal of Geotech. and Geoenv. Engineering – ASCE – June 2010 – pp. 786-796.

Soong, T. Y. and Koerner, R. M. (1997). *On the Required Connection Strength of Geosynthetically Reinforced Walls*. Geosynthetic Research Institute, Drexel University, Philadelphia, PA 19104, USA.

Vidal, H. (1969). *The Principle of Reinforced Earth*. Transportation Research Record, Vol. 282, pp. 1-16.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/240

Proteção e Estabilização de encosta com conjunto de soluções: Barreira Dinâmica, Envelopamento e Ancoragem de blocos

Andrea Balbuzano Pelizoni
Coordenadora de Mercado Rockfall, Maccaferri, Rio de Janeiro, Brasil, a.pelizoni@maccaferri.com

Monique Lacerda de V. Sobral
Gerente de Produto - Rockfall, Maccaferri, Rio de Janeiro, Brasil, m.sobral@maccaferri.com

Leila Ferreira Figueiredo
Diretora de Operações, EMUSA, Niterói, Brasil, leilaff@outlook.com

Márcio Fernando Santos
Engenheiro Civil, Geomecânica, Rio de janeiro, Brasil, fernando.santos@geomecanica.com.br

Tadeu Andrade de Matos
Engenheiro Civil, Geocoba, Rio de janeiro, Brasil, tam@geocoba.com

RESUMO: Este trabalho apresenta as soluções e técnicas adotadas para estabilização e proteção contra queda de blocos na área do Morro do Holofote, localizado no bairro do Fonseca, Município de Niterói, Estado do Rio de Janeiro. O maciço rochoso próximo à rua João Brasil, é conhecido como Morro do Holofote, formado, predominantemente, por gnaisse e granito-gnaisse. Devido a presença de blocos e lascas soltas ao longo da encosta, a prefeitura de Niterói, no ano de 2020, deu início as investigações para desenvolvimento de um projeto de estabilização e proteção, com o objetivo de proteger a área residencial próxima da base da encosta. As soluções adotadas em projeto foram do tipo ativas e passivas, definindo-se em projetos três principais soluções para proteção e estabilização, barreiras dinâmicas para proteção contra queda de blocos, sistema de envelopamento com malha de aço e chumbadores, e estruturas de contenção tipo contrafortes para ancoragem de grandes blocos presente no maciço. A escolha e dimensionamento das soluções adotadas em projeto, foram verificadas a partir dos levantamentos de campo realizados na região após as ocorrências de desprendimentos registrados pelos moradores e entidades públicas da região. A obra foi finalizada em um período de cinco meses, ainda das dificuldades de acessos, transporte e instalação das estruturas, uma vez que a área se localiza em um lugar de difícil acesso e logística de transporte de material e equipamentos, por conta da declividade a altura características da área.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização de Talude, Revestimento Flexível, Sistema de Malha de Alta Resistência

ABSTRACT: This work presents the solutions and techniques adopted for stabilization and protection against falling blocks in the Morro do Holofote area, located in the Fonseca neighborhood, Municipality of Niteroi, State of Rio de Janeiro. The rocky massif near Rua João Brasil is known as Morro do Holofote, formed predominantly by gneiss and granite-gneiss. Due to the presence of loose blocks and chips along the slope, the city of Niterói, in 2020, began investigations to develop a stabilization and protection project, with the aim of protecting the residential area close to the base of the slope. The solutions adopted in the project were active and passive, defining three main solutions for protection and stabilization, dynamic barriers to protect against falling blocks, an envelope system with steel mesh and anchor bolts, and buttress-type containment structures for anchoring. of large blocks present in the massif. The choice and dimensioning of the solutions adopted in the project were verified based on field surveys carried out in the region after the occurrence of detachments recorded by residents and public entities in the region. The work was completed in a period of approximately five months, despite the difficulties of access, transport and installation of structures, since the area is located in a place of difficult access and logistics of transporting material and equipment, due to the slope. the height characteristics of the area.

KEYWORDS: Slope Stabilization, flexile face, High Strength Mesh System

1 INTRODUÇÃO

O maciço rochoso próximo à rua João Brasil, localizado no bairro Fonseca, Município de Niterói, RJ, conhecido como Morro do Holofote, formado, predominantemente, por gnaisse e granito-gnaisse. O maciço apresenta caraterísticas geológicas predominantes de gnaisse fecoidal, presente na Unidade Suíte Rio de Janeiro, segundo a Folha Baía de Guanabara (DRM/RJ, 1981).

Na área do maciço do Holofote, foram identificadas evidências de blocos, médios e grandes, individualizados, e lascas resultado do intemperismo físico e químico do material na área, colocando a região próxima da base da encosta, susceptível a riscos, decorrentes de eventuais rolamentos, desprendimentos ou até queda de blocos presente ao longo da encosta, uma vez que a área residencial encontrasse muito próximas da base.

Devido a algumas ocorrências e registros de blocos e lascas soltas ao longo da encosta, a prefeitura de Niterói, no ano de 2020, deu início às investigações para desenvolvimento de um projeto de estabilização e proteção, com o objetivo de resguardar a área residencial próxima da base.

Para proteção da área foram adotadas várias soluções do tipo ativas e passivas, como por exemplo soluções de convivência entre contenção e a vegetação local, que visam proteger a área e eliminar o risco associado aos possíveis movimentos. Este tipo de técnica moderna, tem ganhado espaço e força no que respeita a proteção contra movimentos de massa e o local a ser aplicado, de acordo com a solução de estabilização.

A execução das soluções consistiu em uma obra de alta complexidade por conta das condições geométricas da área, incluindo as dificuldades de acesso e logística. Foi executada em um curto período, menor do que sete meses, e ainda com as dificuldades de acesso, transporte e instalação das estruturas, uma vez que a área represente um lugar de grande declividade e com muitos blocos instáveis.

2 CARACTERIZAÇÃO E ETAPAS DE PROJETO

2.1 Localização

A área de estudo, objeto deste trabalho, localiza-se na área conhecida como Morro do Holofote, localizado a montante da Av. Prof. João Brasil, atrás do nº189 e travessa Francisco Ribeiro, no Bairro Fonseca, Município de Niterói, no Estado do Rio de Janeiro.

A Figura 1 apresenta a localização da área das obras de proteção, a montante da região das casas, e na trajetória dos possíveis movimentos provenientes da área de mata localizada na parte alta do morro. Nota-se que a formação geológica foi cercada por áreas residenciais, que por sua vez se veem afetadas pela alteração do material e possíveis desprendimentos de blocos e lascas.

Figura 1. Localização da área de intervenção.

2.2 Levantamento inicial

Devido à topografia e geologia complexa que caracteriza a área da encosta Morro do Holofote, e considerando que a área residencial se desenvolveu na base em torno da encosta, foram identificados blocos e

material de rocha alterada, que eventualmente, poderiam se deslocar, colocando em risco os moradores e a infraestrutura próxima da área.

Morro do Holofote, apresenta as caraterísticas geológicas predominantes de gnaisse fecoidal, presente na Unidade Suíte Rio de Janeiro, segundo a Folha Baía de Guanabara (DRM/RJ, 1981). Na área do maciço, foram identificadas evidências de blocos, médios e grandes individualizados, e lascas resultado do intemperismo físico e químico do material presente no maciço, colocando a região próxima em condições de susceptibilidade a riscos, decorrentes de eventuais rolamentos, desprendimentos ou até queda do material alterado presente na área da encosta, uma vez que a área residencial se encontra muito próxima à base da encosta.

A Figura 2 apresenta a Carta Geomorfológica do Município de Niterói indicando a unidade em que o local se encontra, neste caso R4b1 – Morros Altos - Relevo de morros de geometria convexo-côncava, francamente dissecados. Caracteriza-se por um relevo movimentado com vertentes de gradientes médios a elevados e topos arredondados a aguçados. Densidade de drenagem moderada a alta com padrão subdendrítico a treliça. Amplitude de 80 a 250 m, Declividade 10-35° (18-10%).

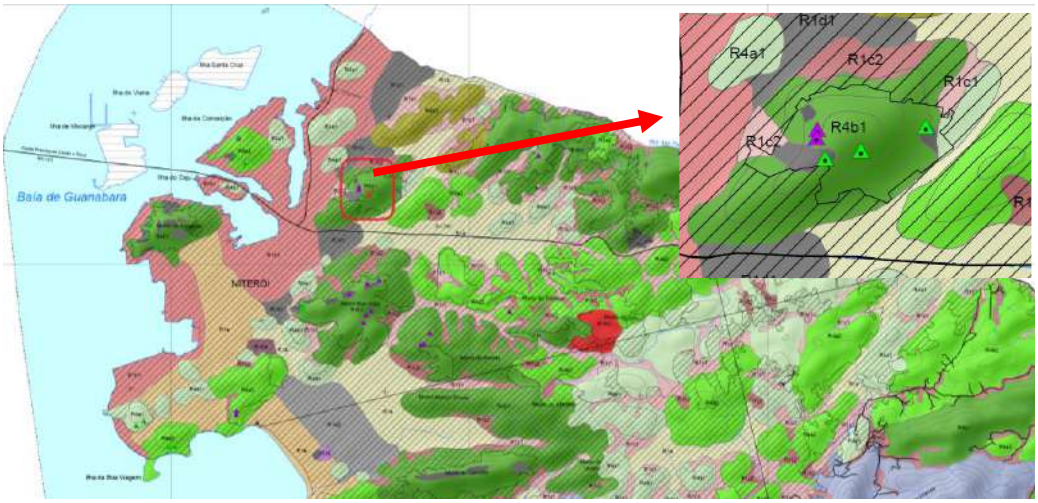


Figura 2. Carta Geomorfológica do Município de Niterói, identificando a região em estudo como R4b1 – Morros Altos.

2.3 Técnicas de proteção e convivência adotados.

Existem diversas técnicas e soluções que podem ser empregadas para estabilizar, proteger e mitigar quedas e rolamentos de blocos, assim como desprendimentos de lascas. A escolha da solução implica diversas fases, segundo a norma Brasileira NBR 11682, passando pela vistoria e diagnostico, análises de estabilidade, detalhamento de projeto, implantação e monitoramento. Na Figura 3 são apresentados alguns dos blocos antes da intervenção, evidenciando-se as descontinuidades e condições de instabilidade deles.

Figura 3. Blocos antes da intervenção.

Atualmente a escolha e adoção de técnicas e estruturas “passivas” de proteção e mitigação, são caracterizadas por estruturas de interceptação da massa, estabilidade superficial e reforço de solo através de

elementos passivos, que vem sendo usados para diversas situações de estabilização e convivência com o problema, uma vez que se apresentam como soluções mais práticas do ponto de vista de instalação, de custos reduzidos, quando comparadas com estruturas convencionais, sendo soluções de baixo impacto ambiental e visual, representando uma relação de custo-benefício adequada.

Para aplicação na área de estudo aqui apresentada, foram utilizadas soluções como, barreiras de impacto (Figura 4), e envelopamento de blocos (Figura 5), as quais são estruturas que visam à contenção ou desaceleração de massas de solo e/ou rocha em movimento. As barreias adotadas em projeto, foram barreiras flexíveis, conhecidas também como barreiras dinâmicas, estas estruturas são relativamente leves e esbeltas, constituídas por painéis formados por anéis de aço ou malha metálica, postes para sustentação dos painéis, elementos de ancoragem e conexão, e dissipadores de energia, que em conjunto configuram uma estrutura com capacidade definida e testada a partir dos ensaios internacionais, EAD 340059-00-0106 *"Falling Rock Protection Kits*".

Figura 4. Solução Barreira Dinâmica.

Foi também adotada a solução de envelopamento de blocos (Figura 5) com sistema de malhas de aço de alta resistência e chumbadores, com o objetivo de estabilizar ou limitar o deslocamento de uma massa de bloco ou conjunto de blocos. O sistema de envelopamento corresponde a uma solução moderna, onde se combina a capacidade de um sistema de malhas e chumbadores para garantir a fixação ou estabilização da massa no local.

Figura 5. Envelopamento com sistema HEA Panel.

Adicionalmente, foram adotados contrafortes ancorados, conforme apresentado na Figura 6, que consiste em uma peça em concreto armado ancorada ou chumbada que serve de apoio ou fixação de um bloco de rocha. Comumente utilizado em elementos e blocos de grande dimensão que precisam de uma ancoragem ativa em uma base de material de maior resistência.

Figura 6. Solução Contraforte ancorado.

Por fim, foi também feito o desmonte de alguns blocos individualizados ou sem apoio, localizados na superfície rochosa da encosta. Existem algumas técnicas de desmonte, entre elas, por explosivos ou desmonte a frio, podendo ser parcial ou total, dependendo da condição do maciço, apresentado na Figura 7.

Figura 7. Desmonte de blocos.

2.4 Projeto

O projeto foi desenvolvido a partir do levantamento de campo onde foram verificados os blocos e suas dimensões ao longo de toda área de projeto, definido a partir das visitas e levantamento iniciais. Em função das características geomecânicas dos blocos no local, foram adotadas as soluções antes mencionadas.

As soluções foram adotadas uma vez feitas as análises das trajetórias dos blocos e a energia de impacto simuladas com auxílio da ferramenta *Software RocFall* da Rocscience inc, além das análises de estabilidade dos blocos que precisariam de ser ancorados. Foram dimensionadas barreiras dinâmicas para interceptação de blocos provenientes da parte alta da encosta, sistemas de malhas de aço e chumbadores, para envelopamento dos blocos soltos ao longo da superfície, e estruturas ativas do tipo contrafortes para ancoragem de grandes blocos presente no maciço, além de ancoragens pontuais para estabilização de blocos isolados, entre outros.

No projeto foi definido um total de seis barreiras dinâmicas, para interceptação dos blocos localizados na parte de cima e na parte média da encosta. A posição e locação destas estruturas foi definida em função da energia, direção e altura simulada na trajetória e local adequado em função da correta instalação das bases da barreira, uma vez que quanto mais plana e alinhada foram a base da barreira, melhor será seu desempenho. Foram feitas um total de oito análises de trajetórias, permitindo dimensionar a capacidade de energia necessária para segurar o bloco, conforme exemplificada na Figura 8.

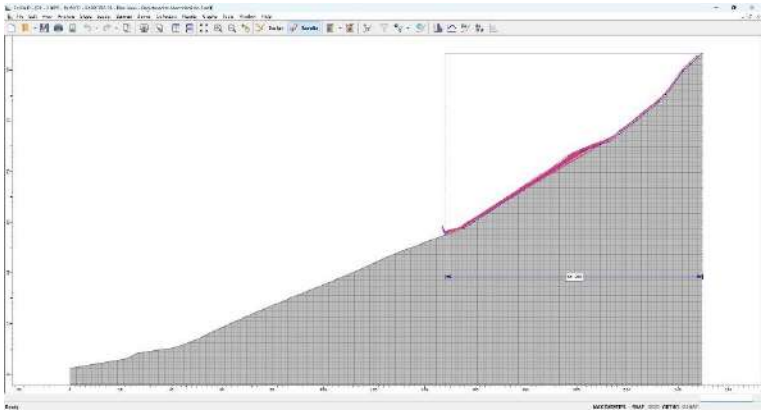


Figura 8. Análises no *Rocfall* (Rocscience inc).

As análises das trajetórias consideraram blocos de tamanho máximo igual a 2m³, conforme levantado e indicado nas diversas seções elevadas a partir do levantamento topográfico da área. A capacidade da barreira calculada a partir análises foi até 3000 kJ tanto para as quatro barreiras da base, como para 1 barreira e 3000kJ locada no setor do meio da encosta e 1 barreira locada no topo da encosta direcionada para a Travessa Francisco Ribeiro. Utilizando barras de aço de 32 mm, com comprimento de 7,0 m em cada poste e nas ancoragens nas laterais das barreiras.

No projeto, foi adotado a utilização de Sistema HEA Panel 300 e chumbadores formados por barras de aço de 32mm e comprimento de 7m, dispostos a cada 1m no perímetro da massa, com o objetivo de estabilizar blocos e lascas do afloramento rochoso evidenciado na superfície da encosta.

Este tipo de sistema vem sendo muito utilizado e adotado por ser considerados sistemas de baixo custo, rápida execução e resistência suficiente para estabilizar os blocos de grandes dimensões. O dimensionamento dos chumbadores e a tela se deu a partir das condições da área de estudo, considerando, principalmente, espessura instável a ser estabilizada, características e tipo de rocha, mergulho da descontinuidade crítica, geometria do talude, características de resistência ao arrancamento (*qs*) no material da área de ancoragem dos chumbadores.

Os blocos maiores e nas regiões mais íngremes, foram estabilizados através dos contrafortes ancorados. Com dimensão de 3,0 m de altura, espessura de 0,80 m e profundidade de 1,0 m, fundação em bloco de concreto com 2,5 m x 1,0 m x 1,0 m e comprimento de tirante de 22T calculado a partir de 12 m.

Na Tabela 1 é apresentado um resumo das soluções e quantidades aplicadas na área, conforme dimensionado no projeto.

Tabela 1. Quantitativos de solução.

Solução	Área (m²)	Volume (m³)	Número (und)
Barreira Dinâmica 1 RB300	300		
Barreira Dinâmica 2 RB300	200		
Barreira Dinâmica 3 RB300	360		
Sistema HEA Panel 1	600		
Sistema HEA Panel 2	200		
Contraforte		87,60	12
Chumbadores Isolados			32

3 OBRA

A obra para implantação das soluções adotadas, apresentou um grau de dificuldade considerável, uma vez que existiam alguns fatores determinantes, como (1) prazo de execução, uma vez que a obra precisaria de ser executada em um prazo de 7 meses (2) muita dificuldade para acesso de equipamento e materiais à área de implantação, por conta da declividade da área e altura (3) logística e sequência executiva.

A obra foi iniciada em abril de 2023 com limpeza total da área. Seguido da instalação das quatro barreiras localizadas na parte mais baixa, logo sistema de envelopamento e, finalmente as estruturas de contrafortes e chumbadores isolados. A obra foi concluída em dezembro de 2023.

3.1 Preparo da área

A etapa inicial da obra, consistiu na limpeza e remoção de vegetação e material solto na área, com a finalidade de minimizar o material já em condição de ruptura. A limpeza foi feita de forma manual, com equipamentos menores, removendo a vegetação para melhor visualização da área, assim como material solto que precisaria de ser removido (Figura 9).

Figura 9. Preparação da área para execução das soluções.

3.2 Instalação das soluções

As estruturas de estabilização e proteção da área foram executadas numa sequência que dependia basicamente da liberação da área após limpeza e acesso aos locais, uma vez que cada uma destas estruturas é independente das outras, o que permitiu que fosse possível executar os três sistemas, em alguns momentos, até em paralelo.

A instalação da barreira dinâmica (Figura 10), foi feita de forma muito rápida, em um total de 15 dias para cada uma das barreiras instaladas. A instalação iniciou pela base dos postes, as fundações e seguido da instalação das ancoragens laterais e a montante, perfurando, inserindo a barra de aço ou cabo (de acordo com o tipo de ancoragem), e injetando os furos com calda de cimento. Logo foram içados os postes, posicionados a cada 10m no alinhamento definido em projeto, e finalmente instalados os painéis de interceptação, juntamente com as conexões necessárias e elementos dissipadores, responsáveis por complementar o conjunto kit barreira, e desta forma consolidar a capacidade de energia máxima oferecida pela barreira definida em projeto.

Adicionalmente às estruturas apresentadas, foram também executados os tirantes e contrafortes em concretos, assim como os chumbadores individuais para contenção de lascas e blocos característicos da alteração de maciços de granito-gnaisses no contexto geológico da região.

Alguns blocos foram selecionados para desmonte. O desmonte foi feito de forma mecânica com auxílio de martelo pneumático.

Figura 10. Obra finalizada - Barreira Dinâmica RB200.

4 VANTAGENS EXECUTIVAS

As técnicas e soluções de mitigação e proteção definidas em projeto e aplicadas na obra, representam tecnologias e soluções modernas, capazes de oferecer segurança, possibilitando a instalação em lugares de difícil acesso. Das principais vantagens oferecidas, podemos citar a rapidez de instalação, custos reduzidos em relação às soluções convencionais, facilidade na manipulação e transporte de materiais em lugares de difícil acesso, baixo impacto ambiental e visual e sistema de revestimento contra corrosão avançado.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo apresentar as diferentes soluções adotadas para proteção e estabilização em área residencial na base do Morro do Holofote de forma rápida e sem grandes impactos na região, onde foram utilizados conjuntos de soluções e estruturas de proteção e mitigação de movimento de massa do tipo queda de blocos, após a área ser afetada com as chuvas de 2010 que deixaram remanescente de blocos e material solto ao longo da encosta, colocando em risco a área na sua base.

Após avaliação do movimento e dos fatores associados ao tipo de encosta, a adoção de um conjunto de soluções capazes de atender tanto as necessidades técnicas do local como às condições de execução em função do tempo (rapidez em trazer segurança aos moradores antes das próximas chuvas), dificuldade de acesso e logística de trabalho (encosta muito inclinada e elevada) e manter as características de uma encosta verde.

AGRADECIMENTOS

As empresas envolvidas no projeto e obra, EMUSA, GEOCOBA, MACCAFERRI E GEOMECÂNICA, pelas informações disponibilizadas para desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DRM/RJ (1981). *Projeto Carta Geológica do Estado do Rio de Janeiro, Bloco Baía de Guanabara, Escala 1: 50.000*, Departamento de Recursos Minerais do Estado do Rio de Janeiro, Niterói (Relatórios e Mapas).

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas.* Rio de Janeiro.

GEORIO (2014) *Manual Técnico de Encostas*, Fundação GEORIO, Rio de Janeiro, 02 Volumes, 705p.

Nunes, A.L.L.S. (2013). *Convivência com Ruptura – Barreiras contra Queda de blocos*, VI Conferência Brasileira de Encosta – COBRAE, p. 41-73.

EAD 340059-00-0106 *Guideline for European Technical Aproval fo Falling Rock Protection Kits.*

GEOLOGIA E RECURSOS MINERAIS DA FOLHA BAÍA DE GUANABARA* SF-23-Z-B-IV. CPRM, Belo Horizonte, 156p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/241

Retroanalise 3D de encosta composta por saprolito em Minas Gerais

Thiago Cruz Bretas
Diretor, TBretas Consultoria, Belo Horizonte, Brasil, tbretas@tbretas.com

Lucas Guimarães Carvalho
Eng. Geotécnico, Rocscience, Belo Horizonte, Brasil, lucas.guimaraes@rocscience.com

RESUMO: Este trabalho apresenta a retroanálise probabilística tridimensional de ruptura de talude, localizado em Belo Horizonte / MG, desenvolvida utilizando a metodologia de equilíbrio-limite 3D no software Slide3 da Rocscience. O talude, com aproximadamente 60m de altura, é composto essencialmente por saprólitos de itabirito com intercalações de filito, recoberto por camada de canga laterizada. A ruptura ocorrida em 2010, possui cerca de 35m de altura e geometria côncava típica, ideal para aplicação de análises tridimensionais. Para essa finalidade, os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram inicialmente determinados a partir de ensaios de cisalhamento direto e depois calibrados pela retroanálises 3D, cujo modelo geomecânico foi desenvolvido utilizando o software Leapfrog da Seequent. O desenvolvimento de modelos geomecânicos 3D se tornou um dos principais dificultadores na disseminação das análises tridimensionais, incluindo as condições de poropressão, hidrogeologia, geologia, sobrecargas, etc. No caso de retroanálises, como o fator de segurança é unitário, encontraram-se parâmetros de resistência ao cisalhamento inferiores nas análises 3D tornando as retroanálises em 3D mais conservadoras. Nesse trabalho, foram encontrados valores de coesão 20% menores do que comparados com retroanálises 2D. A resistência ao cisalhamento em saprólitos de itabirito ou filito friáveis é difícil de se obter, geralmente, pelas características anisotrópicas dos materiais, com foliação bem marcante bem típica do Quadrilátero Ferrífero. Por vezes, a coleta de blocos indeformados ou mesmo moldagem de corpos de prova para ensaios é de difícil realização, tornando esse trabalho relevante na obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento via retroanálise de ruptura de grande porte.

PALAVRAS-CHAVE: retroanálise, análise 3D

ABSTRACT: Resumo do artigo na língua inglesa seguindo as mesmas regras do RESUMO em português.

KEYWORDS: Palavras chaves em inglês seguindo as mesmas regras da versão em português

1 INTRODUÇÃO

A escassez de áreas planas para implantação de grandes obras de engenharia e a consequente valorização dos terrenos de maneira geral, conduziu à necessidade de vultuosos movimentos de terra e/ou sistemas de contenção robustos. Na região da grande Belo Horizonte / MG tal fato é ainda mais evidente devido à geomorfologia local. Portanto, mitigar e gerir os riscos geológicos associados aos empreendimentos imobiliários, ou mesmo obras dentro do ambiente de mineração, tornou-se tarefa cada dia mais importante.

Obras de engenharia de diversos portes socioeconômicos são erigidas todos os anos em ambientes geotecnicamente não favoráveis, que podem envolver tanto materiais de baixa resistência quanto topografias acidentadas, associados a condições de poropressão críticas. Quando os movimentos de massa são associados a aterros, atenções adicionais devem ser consideradas para o sucesso do empreendimento como verificação de cenário final de construção, verificação das poropressões (por infiltração ou elevação do nível freático), confirmação da resistência ao cisalhamento do maciço, considerações de sobrecargas permanentes ou acidentais, dentre outros. Na necessidade de escavações, principalmente envolvendo encostas, o alívio de tensões irá necessariamente alterar o equilíbrio do maciço local e pode, quando não devidamente avaliado, conduzir a rupturas nos taludes. Grandes movimentos de massa, comuns em períodos de chuvas intensas, são recorrentes e demandam estudos aprofundados sobre as condições de estabilidade dos maciços (Pinto, 2013).

A conformação de áreas planas (platôs) para viabilidade de empreendimentos e implantação de obras de engenharia acaba, muitas das vezes, gerando a necessidade de escavações em pés de encostas que tornam a situação crítica em termos de estabilidade geotécnica.

Análises de estabilidade constituem parte importante no projeto de aterros, escavações, diques, barragens, cavas, pilhas, etc. Na prática, os métodos de análise determinísticos, baseados em equilíbrio-limite (bidimensionais) são os mais utilizados na avaliação da estabilidade de taludes, onde a resistência ao cisalhamento requerida para se manter o equilíbrio é comparada com a resistência ao cisalhamento disponível do solo. Como resultado, obtém-se um fator de segurança único ao longo da superfície de ruptura. A maioria dos métodos de estabilidade disponíveis são formulados para análises em duas dimensões assumindo-se condição de estado plano de deformações. Os primeiros métodos de equilíbrio-limite foram desenvolvidos para superfícies de ruptura simples, como as circulares ou log-espiral. Desde a primeira proposição de simples abordagem de Fellenius (1936) apud Chen (1981), mais de uma dúzia de métodos baseados em fatias foram apresentados. Tais métodos se diferem na solução proposta para tornar o problema determinado e na mecânica estática utilizada na derivação do fator de segurança. Os métodos de fatias se adequam a geometrias complexas, com diversas camadas de solo e variáveis condições de poropressão, dessa forma, são os métodos de análises de estabilidade mais utilizados (Chen, 1981). Até hoje, poucos métodos de equilíbrio limite em três dimensões foram propostos para se estudar o efeito geométrico de "borda" nos taludes. Esses métodos possuem as mesmas limitações das análises em duas dimensões: não representam as características de "tensão x deformação" dos solos e não lidam de maneira racional com rupturas progressivas (Chen, 1981). A maioria das rupturas que ocorrem em taludes (de corte ou aterro) são dos tipos rotacionais ou translacionais. Rupturas rotacionais ocorrem em deslizamentos que rotacionam sobre um eixo paralelo ao talude. Já as rupturas translacionais são regidas por planos de fraqueza (como falhas, descontinuidades, foliações e variações na resistência ao cisalhamento entre camadas de solos sedimentares, por exemplo). Tais condições são também levadas em consideração nas análises de estabilidade realizadas em três dimensões (Chen, 1981). Quando um talude rompe por escorregamento, provê-se uma fonte muito útil de informações sobre as condições que se encontrava no momento da ruptura, além de oferecer uma oportunidade de validar métodos de análise de estabilidade. Como o talude rompeu, o fator de segurança é considerado como igual a um (FS=1) no momento de sua ruptura. Utilizando-se deste conhecimento e de um método apropriado de análise de estabilidade, é possível desenvolver um modelo do talude para o momento de sua ruptura, que consiste nos seguintes parâmetros: peso específico e resistência ao cisalhamento do solo, poropressão / nível d'água e no mecanismo de ruptura em si. Tal modelo ajuda no entendimento da ruptura, no sentido que é calibrado em função da ruptura real, podendo ser utilizado para análise e dimensionamento de sistemas de estabilização.

O processo de determinar as condições e estabelecer o modelo mais adequado para o talude a partir das informações de sua ruptura é denominado retroanálise (Duncan & Wright, 2005). Embora os métodos em duas dimensões sejam bem populares, os problemas em se considerar um talude em condição de estado plano de deformações, idealizam condição de simetria e com infinito comprimento na terceira dimensão. Em contrapartida, as características geométricas de um talude, seja ele natural ou não, variam mesmo em curtas distâncias. Dessa forma, simplificações em duas dimensões são por vezes intuitivas e tipicamente correspondem ao cenário mais crítico. Os resultados obtidos pelo estudo de Cavounidis (1987) apud Kalatehjari (2013) evidenciaram que fatores de segurança em análises de estabilidade em três dimensões são ligeiramente maiores que os correspondentes às análises em duas dimensões. Hutchinson and Cavounidis (1988) e Mowen, Zengfu, Xiangyu and Bo (2011) apud Kalatehjari (2013) reportaram que a mencionada diferença pode ser maior do que 30% em certos casos.

Na experiência própria do autor, em mais de 100 casos envolvendo análises de estabilidade tridimensionais por equilíbrio-limite, encontrou-se diferenças entre os fatores de segurança em 2D e 3D variando entre 0% até 80%. As maiores diferenças encontradas residem em casos com pronunciados efeitos geométricos (quinas) ou com condições geológicas localizadas. Nesses casos, as análises tridimensionais apresentam-se muito importantes para determinação real dos riscos envolvidos, visto que uma camada de solo de baixa resistência localizada, por exemplo, transforma-se numa extensão semi-infinita nas análises 2D. Além disso, outro fator de grande relevância é a posição da seção de análise. Por vezes, percebe-se que a localização das seções, traçada a partir de um julgamento preliminar do engenheiro geotécnico, não necessariamente representa a região crítica da estrutura analisada. Já nos casos onde as diferenças entre as análises 2D e 3D foram desprezíveis, a cunhas críticas encontradas possuem pequenas espessuras e, portanto, de pouco confinamento lateral.

Cheng, Liu, Wei and Au (2005) apud Kalatehjari (2013) reportaram que a habilidade de métodos de análise em três dimensões em atingir fatores de segurança maiores do que análise em duas dimensões é significante, pois dessa forma, um projeto que contempla execução de taludes pode ser otimizado tornando-o mais econômico. Como premissa inicial, assume-se que em todos os métodos em duas dimensões, a direção do escorregamento é paralela à seção transversal do talude. Entretanto, a acurácia dessa suposição não é garantida. Já nas análises de estabilidade tridimensionais, um dos outputs do resultados é exatamente a direção real da ruptura, considerando-se todos os aspectos geomorfológicos do modelo.

2 LOCALIZAÇÃO E GEOLOGIA LOCAL DO TALUDE

A região do talude situa-se na região Centro-Sul de Belo Horizonte / MG, localizado aos fundos de empreendimento comercial às margens da BR-356. A Figura 1 ilustra o posicionamento do talude estudado e a Figura 2 apresenta o maciço em duas etapas distintas: a) terraplenagem finalizada em 2009 (pré-ruptura); b) Pós ruptura ocorrida em 2010.

Figura 1. Localização da região estudada

Figura 2. Vista aérea do talude pelo Google Earth: a) pré-rupura; b) pós-ruptura

Quanto à geologia local, pode-se descrever que a crista e o terço superior da escarpa da serra do Curral, divisa dos municípios de Belo Horizonte e Nova Lima, são compostos por itabirito silicoso da Formação Cauê, constituído de quartzo finamente granular e hematita (óxido de ferro). Seu aspecto listado de preto branco vem de alternância de leitos de hematita e de quartzo. Quando da remoção das lentes quartzosas por processos erosivos, o itabirito pode apresentar-se com sua coesão drasticamente reduzida. Intercalando-se neste itabirito, encontram-se lentes com espessuras variáveis de itabirito dolomítico, filito hematítico e filito dolomítico. (Carvalho, 2011)

As camadas de itabirito têm direção geral NE-SW, mergulham para SE com ângulos que variam de 45° a 60°, podendo atingir até valores próximos de 90°, e muitas vezes mostram-se dobradas. São geralmente recobertas por depósitos superficiais de couraças lateríticas (colúvio / canga) ricas em fragmentos de itabirito e de hematita, cimentados por limonita e/ou goethita - hidróxidos de ferro - (Carvalho, 2011). Já no terço inferior da escarpa norte da serra do Curral, encontra-se afloramento local de dolomito puro e micáceo. (Carvalho, 2011)

As principais descontinuidades planares presentes nos maciços rochosos constituem importante fator determinante do comportamento mecânico. No maciço rochoso do talude estudado, estão presentes as descontinuidades dos tipos xistosidade (foliação) e acamamento, não muito distantes umas das outras do ponto de vista das atitudes espaciais, os contatos litológicos e as fraturas e diáclases. As descontinuidades de maior influência comportamental no caso são as penetrativas dos tipos xistosidades e acamamentos posicionados predominantemente na direção NE, coincidente com a direção geral da crista da serra do Curral, com mergulho para SE, e as descontinuidades do tipo contato litológico entre as litologias dominantes na área (xisto / filito e dolomito).

3 HISTÓRICO DA RUPTURA

A região em estudo localiza-se no sopé de encosta natural, cuja saia sofreu escavações de pequenas a grandes alturas para implantação da expansão de empreendimento comercial, no ano de 2008 (Fig. 3, 4 e 5). Os alívios de tensões provocados pelas escavações provocaram instabilizações ao longo do talude e da encosta natural.

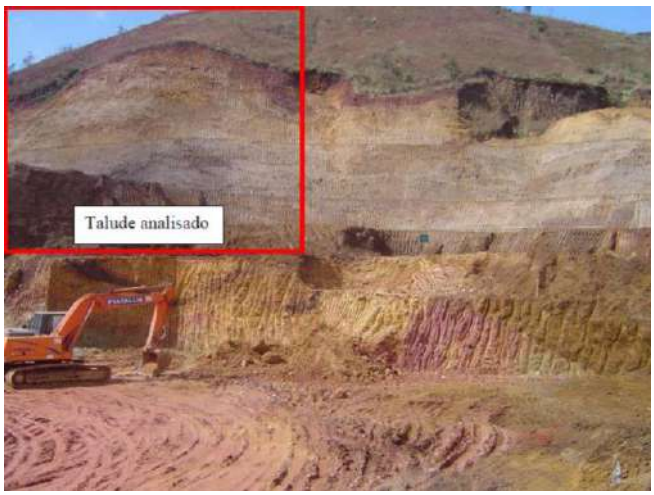


Figura 3. Registro fotográfico de 2008 – terraplenagem em andamento

Figura 4. Registro fotográfico de 2008 – terraplenagem em andamento

Figura 5. Registro fotográfico de 2012 – pós ruptura

4 MODELAGEM NUMÉRICA POR EQUILÍBRIO LIMITE (2D E 3D)

Análise de estabilidade de talude constitui disciplina de extrema relevância na engenharia geotécnica. Preocupações acerca da estabilidade de talude conduziram a avanços consideráveis no entendimento do comportamento complexo de maciços de solo e rochas. Nas últimas décadas, tais estudos permitiram o desenvolvimento sobre o entendimento nas alterações das propriedades dos solos que ocorrem com o tempo, limitações sobre os ensaios de laboratório na definição dos parâmetros de resistência, novos tipos de instrumentação para monitoramento do comportamento de taludes, melhor entendimento dos princípios de mecânica dos solos que conectam o comportamento dos solos com a estabilidade de taludes e, principalmente, utilização de computadores para realizar as análises (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

Mesmo com todo o avanço em pesquisas e softwares, a avaliação da estabilidade de um talude continua desafiadora. Diversos dados de entrada são introduzidos para estimativa da condição de segurança (a partir de um modelo numérico) com incertezas que vão desde os parâmetros de resistência dos materiais até a escolha de um método adequado, estado de tensão do maciço, etc (BISHOP, 1955). Usualmente são realizadas em modelos bidimensionais baseados no método de equilíbrio-limite devido à simplicidade e, ao mesmo tempo, eficácia, assumindo condição de estado plano de deformações. Nas análises realizadas em modelos com duas dimensões, torna-se implícito que há uma simetria da geometria e que a largura da seção analisada é infinita. Para a modelagem numérica do maciço estudado, foram utilizadas as topografias e os dados dos mapeamentos geológicos disponíveis para as situações antes e após a ruptura. Criou-se, portanto, um modelo geomecânico em três dimensões no software Leapfrog da empresa Seequent, contendo as superfícies antes e após a ruptura (ocorrida em 2010), considerando-se as feições geológicas identificadas no local.

A partir do modelo tridimensional importado no software Slide3, foram configurados os parâmetros preliminares de resistência das camadas de solo, regidos pela envoltória de Mohr-Coulomb (a princípio estimados empiricamente até a conclusão dos ensaios de laboratório solicitados), com os algoritmos de busca não-circulares (Particle Swarm Search) e os métodos de análise (Bishop e Morgenstern-Price).

Para as análises tridimensionais por equilíbrio limite, a massa avaliada é discretizada em colunas, com seção transversal quadrada, enquanto numa modelagem usual bidimensional a massa é particionada em fatias. Os métodos de análise de fatias, utilizados em modelos em duas dimensões, foram estendidos para métodos por colunas, onde forças e momentos são decompostos em duas direções ortogonais. As forças verticais determinam as forças normais e tangenciais na base de cada coluna, conforme indicado na Figura 6.

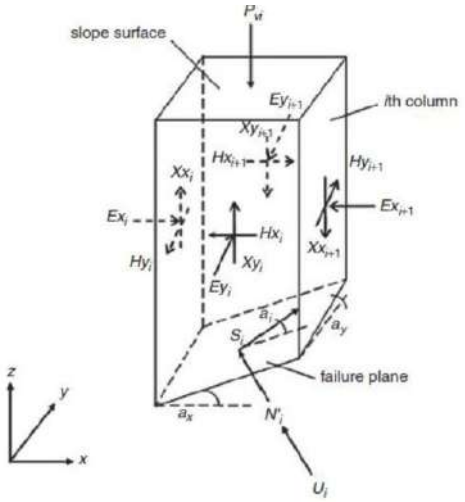


Figura 6. Forças externas e internas atuando numa coluna típica (CHENG; LAU, 2008)

Com o modelo tridimensional inserido no software, foram realizadas diversas análises de estabilidade determinísticas, com buscas de superfícies críticas pelos métodos de equilíbrio-limite de Bishop e Morgentern-Price até que a geometria indicada pelo software coincida com a ruptura real do maciço.

A Figura 7 abaixo apresenta o modelo geomecânico tridimensional já no software de estabilidade.

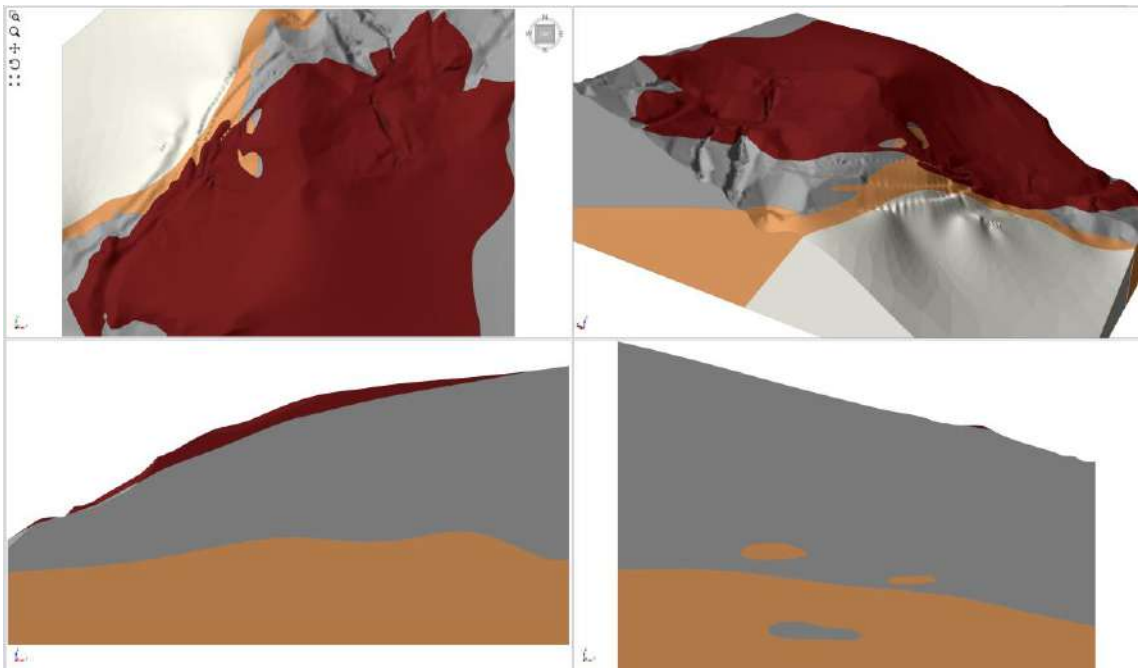


Figura 7. Modelo geomecânico tridimensional importado no software Slide3 para realização das análises de estabilidade 3D

Após realizados os cálculos através do algoritmo de buscas por cunhas não-circulares, pode-se visualizar a seguinte cunha crítica de ruptura (Figura 8).

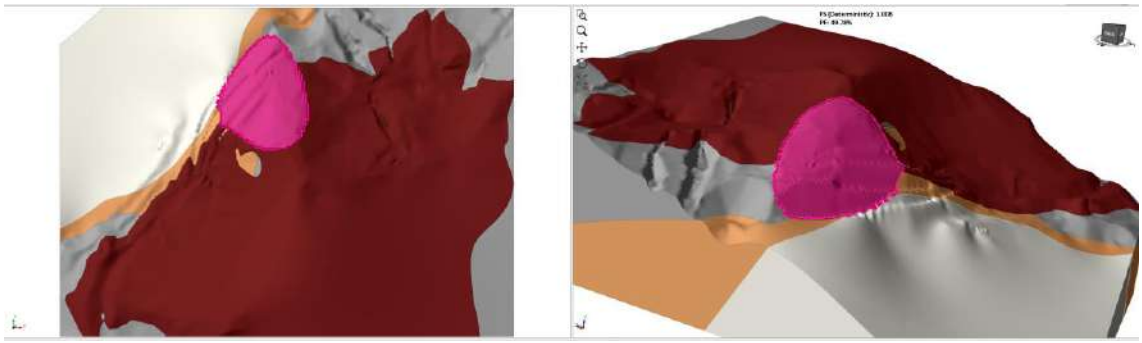
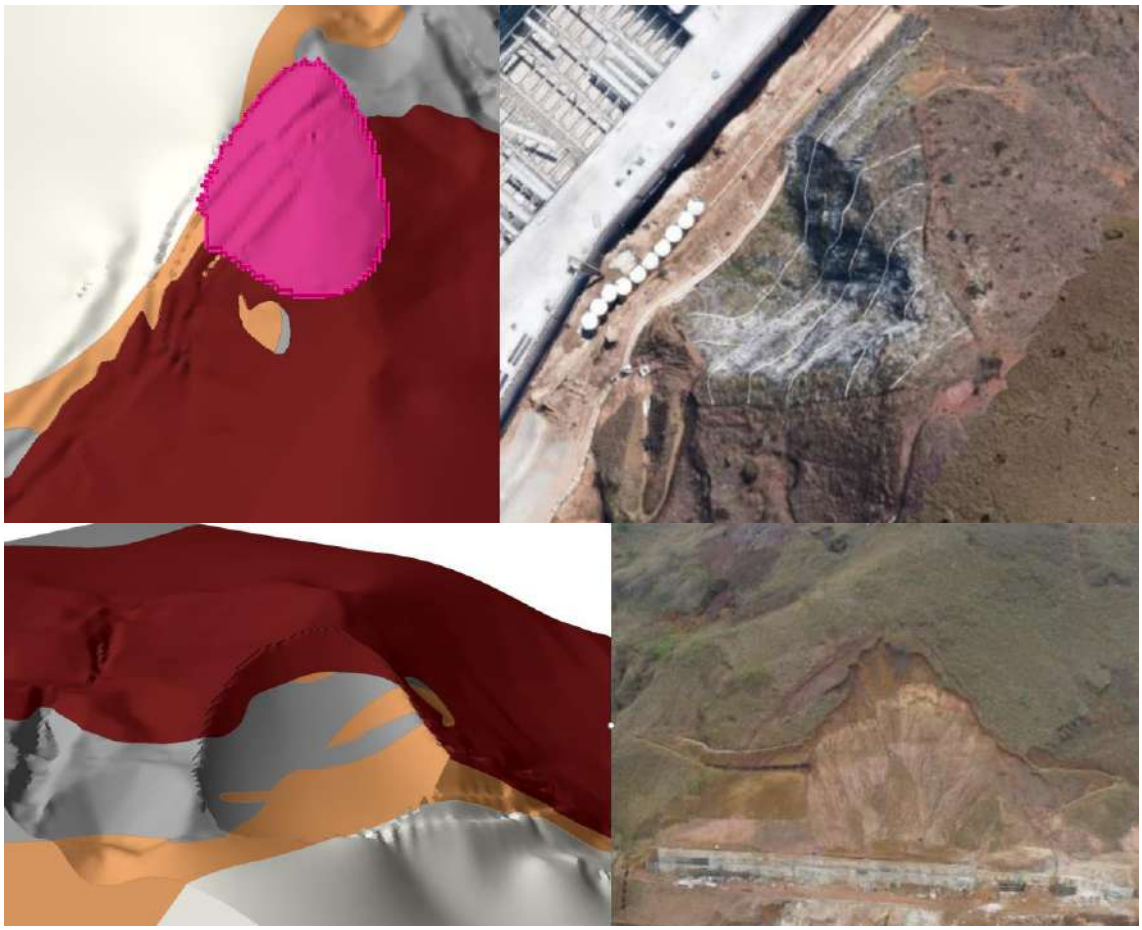


Figura 8. Modelo geomecânico tridimensional importado no software Slide3 para realização das análises de estabilidade 3D



Percebe-se, na Fig. 14 acima, a semelhança da geometria da ruptura identificada pela análise tridimensional com a fotografia aérea do Google Earth.

5 CONCLUSÕES

Após a realização das retroanálises realizadas acima, verificou-se que no modelo tridimensional o fator de segurança atingiu valor de FS=1,01 pelo método de Morgenstern-Price com superfície de ruptura semelhante à real ocorrida em campo. A calibração dos parâmetros de resistência indicou os seguintes valores para os materiais que constituem a seção:

Tabela 1. Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais

Material	γ (kN/m³)	C (kPa)	Ø (º)
Colúvio	21	17	25
SAP Filito	19	20	26
SAP Itabirito	19	20	26
Dolomito	20	500	35

Estudos realizados em argilas normalmente adensadas mostraram que o valor encontrado de Ø' (ângulo de atrito interno) em ensaios de laboratório no estado plano de deformações é aproximadamente 12,5% superior ao valor encontrado em ensaios triaxiais (Wroth, 1984). Dessa forma, permite-se uma simples relação entre os valores observados tal que Øps≈9/8 Øtc, onde Øps é o ângulo de atrito interno determinado pelo ensaio "plane strain" e Øtc é o ângulo de atrito interno determinado pelo ensaio triaxial (Wroth, 1984).

Através de uma seção de traçada no Slide3, foi realizada a retroanálise 2D utilizando-se o software Slide2. Com os mesmos parâmetros calibrados pela retroanálise 3D, encontrou-se FS2D=0.94 (diferença de 6%). Para fins de comparação, o valor de coesão encontrado na retroanálise 2D para os saprólitos (filito e itabirito) foi de 25 kPa, indicando uma diferença de 25%.

Saprolitos de rochas brandas friáveis, como as encontradas no Quadrilátero Ferrífero, são de difícil determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento tornando as retroanálises excelentes ferramentas para essa finalidade.

Este artigo apresenta a retroanálise de um talude específico, como estudo de caso, portanto não se pode generalizar sobre comparativo entre análises em 2D e 3D. Sugere-se que os parâmetros de resistência ao cisalhamento determinados através de retroanálise 2D sejam aplicados em análises de estabilidade 2D, sendo a mesma analogia válida para o 3D.

Pode-se concluir, portanto, que para a retroanálise realizada, os parâmetros de solo encontrados nas análises tridimensionais foram menores do que os encontrados nas bidimensionais, considerando-se ambas para um FS=1,0.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR

11682:2009. (2009). Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro;

CARVALHO, E.T. (2011) – Acompanhamento do Projeto Portal Sul: Aspectos Geológicos e sua Influência Geomecânica sobre a estabilidade do talude à montante do Edifício Fase 2 – GeoLurb – Belo Horizonte, MG, 16p.

CHEN., R.H. (1981) Three-Dimensional Slope Stability Analysis – Joint Highway Research Project – Purdue University – Indiana, EUA, 297p

DUNCAN, J.M., WRIGHT, S.G., (2005) Soil Strength and Slope Stability – John Wiley & Sons, New Jersey, EUA, 293p.

KALATEHJARI, R., ALI, N., "A review of three-dimensional slope stability analyses based on limit equilibrium method." [J] The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 2013(18): 119-134. Available at ejge.com.

PINTO, S.E.L., Retroanálise de Ruptura de Estrutura de Contenção em Retangulões em Belo Horizonte/MG, (2013). Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Transportes) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG.

WROTH, C. P., (1984) The interpretation of in situ tests – Géotechnique 34, No. 4, pág. 449-489

YACOUB, T., (2017) Slope Stability Analysis in 2D & 3D, Module II, Rocscience – Minicurso COBRAE – Florianópolis, SC.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/242

Retroanálise de estabilidade com dimensionamento de reforço utilizando Método dos Elementos Finitos

Lucas de Araujo Estanqueiro
Engenheiro Civil, Mestrando COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, lucasestanqueiro@gmail.com

Lucas Martins da Silva Azeredo
Engenheiro Civil, Mestrando COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, lucas.azeredo@coc.ufrj.br

RESUMO: O solo grampeado representa uma das soluções mais aplicadas em estabilidade de talude no caso de projetos viários, levando em consideração questões econômicas e de segurança. O Método Francês, apesar de ter grande rigor nas verificações de esforços à flexão e tração nos grampos, não leva em consideração a plastificação do solo. No presente trabalho foram realizadas análises no módulo SLOPE/W (equilíbrio limite) e SIGMA/W (MEF) do software Geostudio. Os resultados das análises possibilitaram a comparação dos métodos, com relação aos fatores de segurança críticos, esforços atuantes e deformações do talude. Pela análise comparativa foi possível redimensionar toda a configuração de reforço, de forma que a nova configuração atendesse aos fatores de segurança de ambos os métodos. Através da comparação realizada, foi possível verificar a diferença entre as soluções e avaliar como afetam o projeto de contenção.

PALAVRAS-CHAVE: Solo Grampeado, Elementos Finitos, Grampos, Análise de Estabilidade, Tensão-deformação.

ABSTRACT: Soil nailing represents one of the most widely applied solutions for slope stability in the case of road projects, taking into account economic and safety issues. The French Method, despite being very rigorous in checking flexural and tensile efforts in the clamps, does not take soil plasticization into account. In the present work, analyzes were carried out in the SLOPE/W (limit equilibrium) and SIGMA/W (MEF) module of the Geostudio software. The results of the analyzes made it possible to compare the methods, in relation to critical safety factors, active efforts and slope deformations. Through comparative analysis, it was possible to resize the entire reinforcement configuration, so that the new configuration met the safety factors of both methods. Through the comparison carried out, it was possible to verify the difference between the solutions and evaluate how they affect the containment project.

KEYWORDS: Soil nailling, finite elements, nails, stability analysis, stress-strain

1 INTRODUÇÃO

Até metade do século XX, houve uma eclosão de rodovias construídas por todo o país, com a necessidade de locomoção e migração para os grandes centros urbanos. No Estado do Rio de Janeiro, especificamente, o trecho sinuoso entre a região serrana e a região litorânea condicionou à estradas estreitas, com faixas únicas em sua grande maioria.

Por conta destas condições, em eventos de movimento de massa, as rodovias acabam sendo diretamente afetadas, com interdições, danos materiais, e por vezes, danos ambientais e à vidas humanas (conforme estabelece o critério da ABNT NBR 11682:2009). Após estes eventos geotécnicos, alguma solução é implantada para que determinada região não sofra mais com problemas similares. Uma das alternativas de contenção mais utilizadas no Brasil é denominada “solo grampeado”, cuja construção consiste em instalação de elementos de reforço, resistente à tração (denominados “grampos”), com diversos tipos de paramento, garantindo a estabilidade do talude no processo executivo (escavação ou talude rompido) e na fase operacional, conforme descreve Clouterre (1991).

O presente trabalho realiza uma retroanálise de estabilidade de um talude rompido, chegando até um Fator de Segurança (FS) próximo da unidade, simulando a condição de ruptura, e em seguida faz a comparação

de uma análise de estabilidade por equilíbrio limite com uma análise de tensão-deformação por elementos finitos.

Os parâmetros de resistência dos materiais foram determinados a partir de ensaios de laboratórios disponíveis da região e classificação geomecânica do maciço com base nas sondagens mistas realizadas. O talude objeto de estudo deste trabalho fica situado à beira de uma rodovia da região serrana do estado do RJ, que após um longo período de chuvas intensas, sofreu um deslizamento no primeiro trimestre de 2022, vencendo os limites da rodovia e atingindo casas que se encontravam às margens da pista, conforme a Figura 1 ilustra.

As análises de estabilidade global e de tensão-deformação foram feitas, respectivamente, a partir dos módulos SLOPE/W e SIGMA/W da Geostudio, para o dimensionamento inicial do solo grampeado, e para o novo dimensionamento, produto de saída após a comparação das duas análises iniciais.

Através da comparação dos resultados obtidos em cada método, foi possível redimensionar os elementos de reforço, de forma que a nova configuração atendesse à ambas as análises (equilíbrio limite e tensão-deformação), demonstrando a importância do refino de análises em um projeto que envolve um grau de criticidade alto quanto à segurança.

Figura 1. Cicatriz deixada pelo escorregamento alguns dias após o evento.

2 CARACTERIZAÇÃO DO TERRENO E PARÂMETROS ADOTADOS

O talude foi dividido em três regiões representativas: o topo do talude foi caracterizado por uma fina camada de solo residual sobre rocha gnáissica – característica da região serrana do estado do Rio de Janeiro – muito fraturada e alterada. Este solo residual é composto por argila siltosa amarelada, com alguns blocos de rocha e matacões visíveis porventura na face do talude, com espessura de cerca de 2,00 metros. Na zona intermediária encontra-se um colúvio, oriundo do movimento de massa predecessor à análise. É importante ratificar que, para fins de análise e dimensionamento, esta fina camada de colúvio não foi considerada no perfil planialtimétrico da seção crítica, uma vez que a mesma foi retirada logo no início dos serviços da obra, de forma a conferir maior segurança aos envolvidos nas atividades da execução da contenção. Já para a base do talude, encontra-se um aloramento de rocha gnáissica de boa competência, onde não foram observadas fraturas significativas, tampouco alteração avançada.

Após o movimento de massa, foram realizadas quatro sondagens mistas e levantamento planialtimétrico, conforme pode-se verificar na Figura 2. A partir disto, foi possível definir o perfil geológico-geotécnico da

seção crítica do talude, justamente no eixo de onde ocorreu o deslizamento. Não foi observado nível d'água em nenhuma das quatro sondagens realizadas na região.

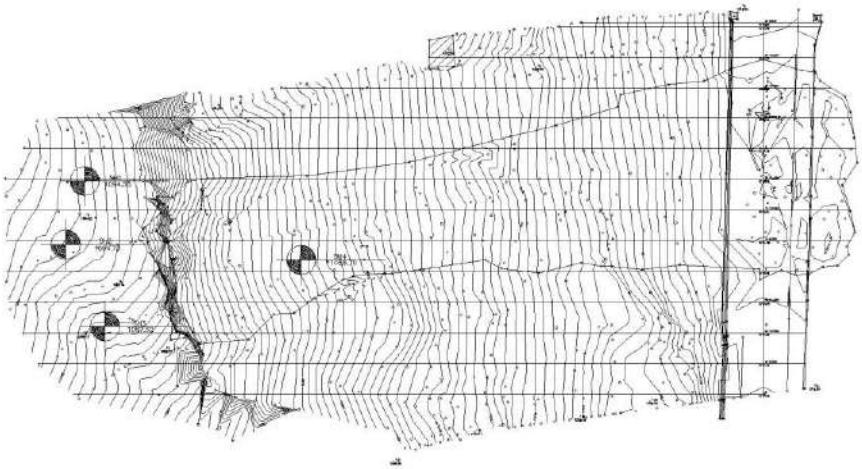


Figura 2. Levantamento planialtimétrico com as curvas de nível e a locação das sondagens mistas realizadas.

Foram verificados alguns parâmetros do solo que se aproximavam do Fator de segura (FS) igual a unidade, sendo possível desta forma simular a condição do escorregamento. Os parâmetros encontrados nesta retroanálise são muito próximos de resultados de ensaios realizados em outras obras próximas da região, e por este motivo, foram considerados ao longo de todo o trabalho, conforme a Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros utilizados para as análises e dimensionamentos.

Descrição	Peso específico (γ)	Coesão efetiva (c')	Ângulo de Atrito (φ')	Resist. ao arrancamento (q_s)
Solo residual	18 kN/m³	5kPa	32°	150kPa

3 METODOLOGIA E ESTUDO

3.1 Análise de Estabilidade

A análise de estabilidade, em primeiro momento, foi realizada pelo método do Equilíbrio Limite, onde uma parcela do solo se comporta como um corpo rígido e que a superfície de ruptura possui geometria conhecida. A utilização do método das fatias parte da hipótese de que uma massa de solo instável pode ser dividida em diversas fatias verticiais de maneira imaginária, onde as tensões normais que atuam na base de cada fatia dependem, principalmente, do peso próprio do material naquela referida fatia. A saída desta análise é um número adimensional, popularmente conhecido, denominado de "Fator de Segurança" (FS), que é definido pela razão entre a resistência disponível no terreno e as forças atuantes.

A superfície de ruptura crítica é justamente aquela em que se encontra o menor FS disponível. O método escolhido para análise foi o Morgenstern & Price (1965), devido ao seu rigor. A partir deste método, a solução é iterativa, definindo-se previamente a função de distribuição de forças entre as fatias, admitindo valores para FS e o fator de escala (λ) e calculando E(x) e M(x) para cada fatia. Nos contornos, os valores de E e M devem ser nulos. Desta forma, são feitas diversas iterações até que as condições de contorno sejam satisfeitas.

O software utilizado para a análise de estabilidade foi o SLOPE/W, e na Figura 3 é possível verificar o perfil típico com FS próximo à unidade, simulando a condição de ruptura.

Foram definidas entradas e saídas no software de forma que, ao se pesquisar a superfície crítica a partir das iterações, esta não se localize nas extremidades da entrada e saída definida, garantindo que a superfície de ruptura encontrada seja, de fato, a mais crítica considerando a geometria do problema. Por este motivo, recomenda-se sempre realizar análises com diversas formas de entrada e saída, de forma a garantir a real superfície crítica

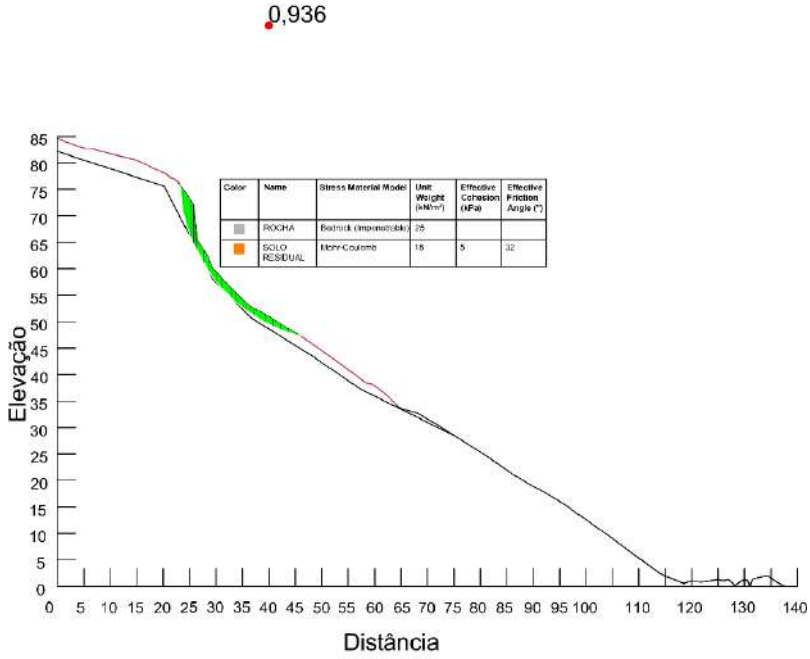


Figura 3. FS próximo de 1,00 simulando a condição de ruptura do terreno, considerando a geometria retirada do levantamento planialtimétrico.

A solução de engenharia concebida para estabilização deve ter um novo Fator de Segurança mínimo para o talude de acordo com os critérios estabelecidos na ABNT NBR 11682:2009 Estabilidade de Encosta em seu item 7.3.7.2. Por se tratar de uma encosta à beira de uma rodovia principal, foi considerado que o nível de segurança contra perda de vidas humanadas é Alto, pois está localizada em uma área com tráfego intenso. O nível de segurança contra danos materiais também foi considerado Alto, pois o próprio evento de deslizamento implica nesta consideração, uma vez que o movimento de massa atingiu casas do outro lado da pista, gerando prejuízo financeiro para dezenas de famílias.

Sendo assim, o FS mínimo admissível para o dimensionamento do reforço é de 1,50, como pode ser visto na Figura 4.

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ, ϕ, c, em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Figura 4. Fatores de Segurança mínimos para deslizamentos. Fonte: ABNT NBR 11682:2009 Estabilidade de Encosta

3.2 Dimensionamento do Reforço

O método escolhido para o dimensionamento do solo grampeado foi o Método Francês (ou Multicritério). Este método, conforme sintetiza LANZIERI, D.R. (2019), faz uso dos mecanismos básicos de interação solo-grampo (Equação 1), atrito e pressão do solo exercida no grampo (Equação 2). São consideradas a resistência à tração, resistência ao cisalhamento (Equação 3) e a rigidez à flexão do grampo (Equação 4). Os procedimentos utilizados são os convencionais utilizados para análise de estabilidade de taludes, com base no método de Equilíbrio Limite, onde as verificações de esforços resistentes à tração e cisalhamento são feitas a partir de quatro critérios:

Critério 1 – Arrancamento do grampo: Verificação da falha do grampo em relação a seu arrancamento devido ao esforço de tração, onde T_n é a resistência à tração considerada no grampo (em kN), q_s é a resistência na interface solo-grampo (em kpa), D é o diâmetro do furo (em metros) e L é o comprimento ancorado (em metros).

$$T_n = q_s * \pi * D * L \tag{1}$$

Critério 2 – Plastificação lateral do solo: Onde a pressão lateral exercida pelo grampo no solo é limitada pela capacidade de suporte deste, P_u (em kpa), onde T_C é a resistência ao cisalhamento considerada no grampo (em kN), $T_{C2,máx}$ é o limite da resistência ao cisalhamento no grampo devido ao critério 2 (em kN) e L_0 é o comprimento de transferência de carga (em metros).

$$T_C = T_{C2,máx} = \frac{D*L_0*P_u}{2} \tag{2}$$

Critério 3 – Ruptura do grampo por tração e cisalhamento combinados: A ruptura do grampo é verificada a partir da combinação de esforços cisalhantes e de tração, com análise feita pelo critério de Tresca, onde, além das variáveis encontradas nas Equações 1 e 2, respectivamente, T_n e T_C, R_n é a resistência à tração pura do grampo (em kN) e R_c é a resistência ao cisalhamento puro do grampo (em kN).

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 \leq 1 \tag{3}$$

Critério 4 – Plastificação do grampo por momento fletor: Este critério faz a verificação de formação de rótula plástica no grampo devido ao esforço de flexão, onde M_p é o momento de resistência máximo (em kN.m).

$$T_C \leq T_{C4,máx} = 1{,}62 * \frac{M_p}{L_0} * \left[1 - \left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2\right] + 0{,}24 * D * L_0 * P_u \tag{4}$$

Após serem feitas as quatro verificações, todos os resultados são expressos em um plano cartesiano, onde o eixo das abcissas representa a tensão normal T_n e o eixo das ordenadas representa a tensão de cisalhamento T_c. A região interna é delimitada pelos quatro critérios, define um domínio no plano cartesiano onde os grampos se encontram estáveis.

Após a retroanálise realizada para simular a condição de ruptura do talude, foram dimensionados os grampos de acordo com o Método Francês e chegou-se a uma geometria de reforço que pode ser observada na Figura 5, com grampos de 4,0m de comprimento e espaçamento vertical de 3,5m, barra de aço CA-50 de 16mm de diâmetro e perfuração de 75mm de diâmetro, além de grampos de 9,0m de comprimento na crista do talude, com as mesmas características do grampo de 4,0m. Com este reforço modelado na seção transversal crítica, realizou-se uma nova análise de estabilidade, para obter o novo fator de segurança.

Se fosse considerado somente o equilíbrio limite, a partir do método de Morgenstern & Price (1965), este reforço atenderia as condições da ABNT NBR 11682 Estabilidade de Encostas, para o fator requerido de 1,5 conforme a Figura 4 deste trabalho.

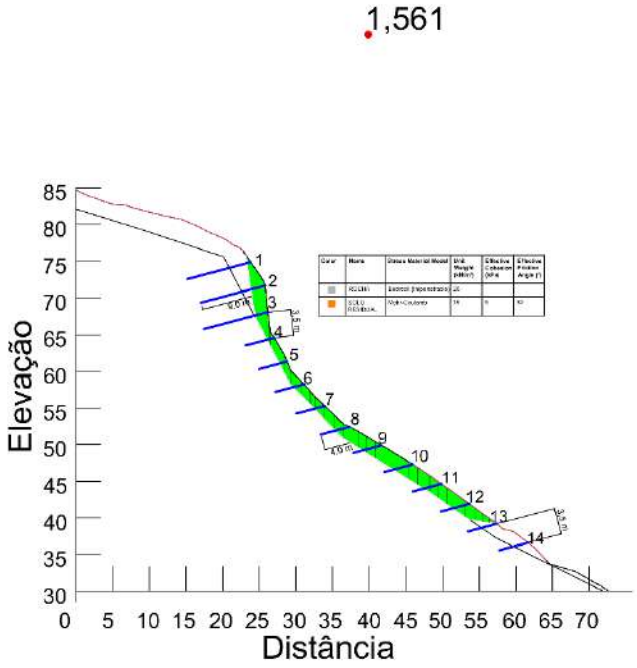


Figura 5. Seção transversal crítica com dimensionamento de reforço de grampos e Fator de Segurança encontrado através de Equilíbrio Limite no valor de 1,561.

Porém, foi realizada uma análise pelo Método dos Elementos Finitos, para que se avaliasse a contribuição da tensão-deformação do solo, principalmente deformação plástica, nos esforços resultantes nos grampos do reforço.

A Figura 6, com análise feita no módulo SIGMA/W, mostra que, na parte superior do talude, há uma região representativa de plastificação – região avermelhada – que indica, em um primeiro momento, um ponto de atenção no dimensionamento do reforço. O próprio software, quando selecionado individualmente cada grampo, apresenta o resultado dos esforços cortantes que são gerados a partir da plastificação da região específica.

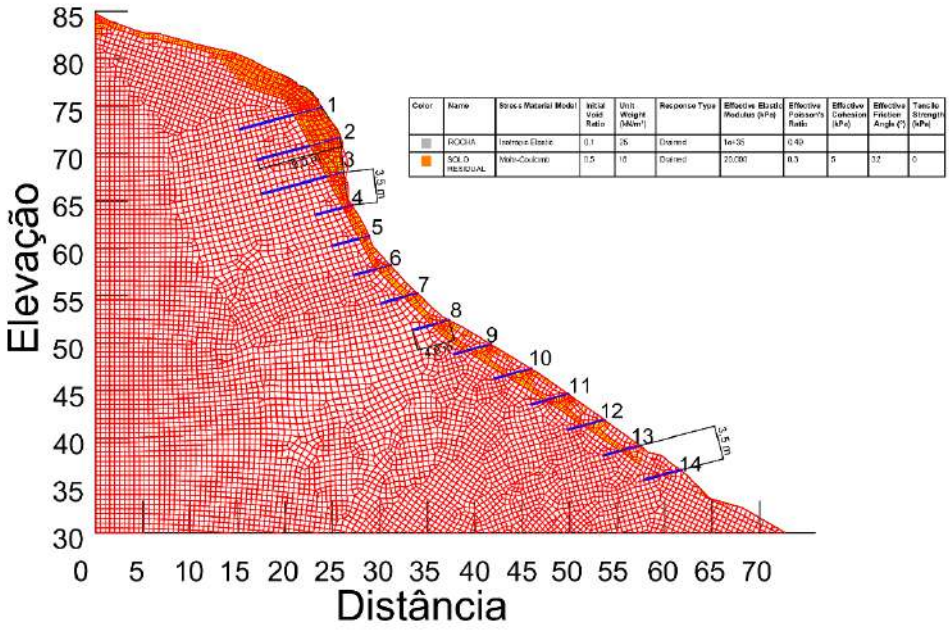


Figura 6. Seção transversal crítica com dimensionamento de reforço de grampos e zona de plastificação – avermelhada – encontrada a partir do Método dos Elementos Finitos.

Dentro dos cálculos realizados pelo Método Francês, os grampos utilizados para reforço do solo, resistiam a um esforço cortante de 37,48kN. Tão logo, era necessário que os esforços gerados a partir da plastificação do solo fossem menores do que seus esforços resistentes. Ao realizar esta análise com o primeiro dimensionamento, todos os grampos de 9,0 metros de comprimento localizados na região superior do talude, rompiam por esforço cortante e, portanto, foram inseridos mais grampos, com um espaçamento vertical de 2,0 metros entre eles.

4 RESULTADOS

A nova configuração do Solo Grampeado contou com grampos de 9,0 metros de comprimento espaçados verticalmente 2,0 metros entre si (EV = 2,0m), na seção transversal crítica de análise e os grampos de 4,0 metros de conprimento com EV = 3,5m. Com esta nova configuração, foi realizada uma nova análise por elementos finitos a fim de verificar se a nova geometria atendia às tensões-deformações geradas no solo. Na Figura 7 apresenta-se um exemplo de verificação do esforço cortante ao longo de todo o grampo (barra de aço + bainha de calda de cimento), onde se verifica que, o maior esforço cortante encontrado foi de cerca de 24kN. Todos os grampos do sistema passaram pela verificação, e em nenhum deles o esforço resultante foi maior do que o esforço resistente, conferindo assim, confiabilidade estrutural para cada grampo individualmente, tão logo, para o sistema como um todo.

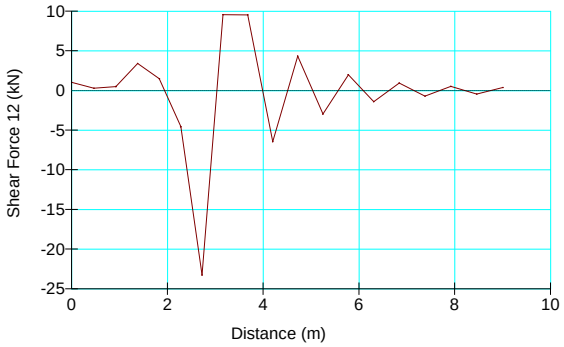


Figura 7. Gráfico do comportamento do esforço cortante ao longo de todo o comprimento de um dos grampos do sistema de solo grampeado.

Por fim, foi realizada novamente uma análise de estabilidade utilizando equilíbrio limite para que se encontrasse um Fator de Segurança para a nova configuração do reforço. O resultado encontrado deste novo FS foi de 1,705, conforme Figura 8, valor um pouco maior do que na análise realizada com a primeira configuração do sistema de solo grampeado. Então, o dimensionamento final atendeu aos requisitos do equilíbrio limite, além da análise de tensão-deformação por elementos finitos, conferindo confiabilidade geotécnica e estrutural ao sistema de solo grampeado.

1,705

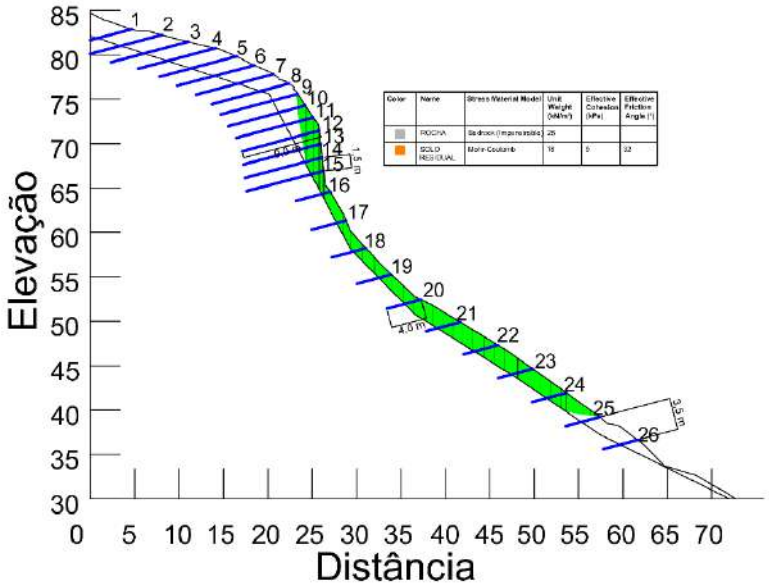


Figura 8. Seção transversal crítica com novo dimensionamento de grampos e novo Fator de Segurança encontrado por equilíbrio limite no valor de 1,705

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A partir do exposto neste trabalho, pode-se concluir que, para dimensionamento de sistema de solo grampeado, é recomendável que além das análises clássicas por equilíbrio limite, sejam feitas também uma análise da tensão-deformação do solo a fim de garantir que, a estabilidade global do talude seja garantida, mas também a confiabilidade estrutural de cada elemento de reforço individualmente, para que estes não sofram esforços maiores do que seus esforços resistentes.

Como sugestão para trabalhos futuros, convém estudar o correto dimensionamento e análise dos ensaios de arrancamento realizados na obra, para que se faça uma verificação do q_s adotado em projeto, e a região exata de onde pretende-se aferir este parâmetro, trazendo muito importância para a geometria dos grampos de sacrifício, tal como para as características do aço utilizado, intimamente ligadas às cargas de trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. Estabilidade de Encostas

CLOUTERRE. Recommendations Clouterre. Project National Clouterre. Presses de 1º ENPC. Paris, 1991. 269p.

Estudos Geotécnicos para Projeto de Estabilização de Talude. Fundação COPPETEC. 2022.

LANZIERI, D. R. “Avaliação de métodos de cálculos de solos grampeados por meio de modelagem tridimensional em elementos finitos e caso de obra.”. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2019. 141p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/243

Retroanálise de Ruptura de Contenção do Tipo Muro de Arrimo com Contrafortes em Mineradora da Região Sudoeste do Estado do Tocantins

Marcos Coelho Milhomem
Empresário, SlopeGeo, Palmas – TO, Brasil, marcos@slopegeo.eng.br

Jefferson Marcos Costa Leite
Estudante, SlopeGeo, Palmas – TO, Brasil, jefferson.leite@estudante.ifto.edu.br

Jane Sara Teixeira da Silva
Estudante, IFTO-Campus Palmas-TO, Palmas – TO, Brasil, jane.silva2@estudante.ifto.edu.br

João Felipe de Sousa Limeira
Estudante, IFTO-Campus Palmas-TO, Palmas – TO, Brasil, joao.limeira2@estudante.ifto.edu.br

Flavio da Silva Ornelas
Professor, IFTO-Campus Palmas-TO, Palmas – TO, Brasil, flavioornelas@ifto.edu.br

RESUMO: O presente estudo aborda a retroanálise de uma ruptura de contenção tipo muro, em uma mineradora localizada na região sudoeste do estado do Tocantins, próxima à cidade de Natividade. A pesquisa investiga as causas e consequências do colapso de uma cortina de concreto armado, que ocorreu após um período de chuvas intensas. Foi observado que a ausência de um sistema de drenagem adequado pode ter desencadeado o processo de ruptura. Por meio de uma metodologia que envolveu coleta de dados, estimativa de parâmetros geotécnicos, modelagem computacional e análise estrutural, foi possível retro analisar o muro colapsado e propor um dimensionamento mais adequado, utilizando critérios técnicos e científicos. Os resultados indicaram que, a estrutura original não atendia aos requisitos mínimos de estabilidade, enquanto a estrutura dimensionada, conforme as premissas sugeridas, mostrou-se segura e capaz de suportar os esforços esperados.

PALAVRAS-CHAVE: Estrutura de contenção, Retroanálise, Ruptura, Dimensionamento.

ABSTRACT: This study deals with the retroanalysis of a retaining wall collapse at a mining company located in the southwestern region of the state of Tocantins, near the city of Natividade. The research investigates the causes and consequences of the collapse of a reinforced concrete curtain wall, which occurred after a period of heavy rainfall. It was observed that the absence of an adequate drainage system may have triggered the collapse process. Through a methodology that involved data collection, estimation of geotechnical parameters, computer modelling and structural analysis, it was possible to retro-analyze the collapsed wall and propose a more appropriate design, using technical and scientific criteria. The results indicated that the original structure did not meet the minimum stability requirements, while the structure designed according to the suggested assumptions proved to be safe and capable of withstanding the expected stresses.

KEYWORDS: Containment rupture, Concrete curtain, Retroanalysis, Dimensioning, Geotechnics.

1 INTRODUÇÃO

A região sudoeste do Tocantins, em particular nos arredores da cidade de Natividade, abriga diversas empresas de mineração, uma vez que a região e contemplada por uma litologia que oferece a possibilidade de extração de pedras preciosas ao simples calcário para a utilização como insumo agrícola.

As estruturas do complexo de mineração, destinadas a produção de calcário, são robustas e adaptadas para a produção em larga escala deste insumo, uma vez que o comercio estadual e interestadual requer elevadas demandas para a aplicação na agricultura.

As plantas de produção, geralmente são formadas por dois ou até quatro britadores e moinhos para o beneficiamento da rocha. A existência de estruturas civis precárias e sem plano de manutenção, desde bases de britadores e estruturas de contenções de rochas e material britado, tem se tornado comum.

As contenções empregadas no sistema de alimentação de moinhos, em sua maioria, são cortinas em concreto armado, dotadas de contrafortes, as quais variam de 3 a 6 m de altura e em alguns casos, não dimensionadas e executadas de forma artesanal pelos próprios operários. Visto esse cenário, é comum a ocorrência de acidentes, principalmente aqueles caracterizados pelo tombamento e colapso desse tipo de paramento.

2 DESCRIÇÃO DA ÁREA ESTUDADA

A região onde ocorreu a problemática estudada está situada na região sudoeste do estado do Tocantins, mais precisamente em uma mineradora na zona rural do município de Natividade – TO, conforme mapa de situação ilustrado na figura 1.

Figura 1. Localização da região de estudo. Município de Natividade – Estado do Tocantins.

3 ESTUDO DE CASO

A contenção referente ao estudo de caso, era do tipo muro por flexão, em concreto armado, dotada de contrafortes, com comprimento de 20,00 m, altura de 5,50 m e espessura média de 20 cm. Na Figura 2, no lado esquerdo, é possível observar a geometria do muro de contenção e também, a cortina colapsada após o período de chuvas.

Figura 2. Cortina colapsada

A ruptura ocorreu em um dia de domingo, após o período de chuvas intensas na região. Uma das características importantes, a qual pode auxiliar na explicação do fenômeno, é que a contenção não possuía nenhum sistema de drenagem, o que supõe que, seja o principal fator que tenha deflagrado o processo de ruptura deste.

4 MUROS DE ARRIMO EM CONCRETO ARMADO

Conforme Gerscovich *et al.* (2016), as estruturas de contenções em concreto armado, possuem seção mais esbelta quando comparado com muro de arrimo de gravidade, utilizando a resistência a flexão do concreto armado, para combater os esforços de empuxos, oriundos do maciço de solos e rocha.

Os muros a flexão ainda podem ser comparados analogamente a lajes em concreto, dispostas na vertical engastadas na base pelo elemento de fundação, podendo estas, possuírem elementos denominados de contrafortes, os quais são vigas e pilares que auxiliam no enrijecimento do paramento e na transferência dos esforços a fundação, conforme explicado por Domingues (1997).

5 CRITÉRIOS DE PROJETOS DE MUROS POR FLEXÃO

Conforme Moliterno (1994), para a elaboração de um projeto de contenção, inicialmente realiza-se a determinação ou estimativa das dimensões, de posse dessa geometria inicial efetua-se um conjunto de verificações da estabilidade aos esforços atuantes.

5.1 Estimativas de dimensões

Marchetti (2007), apresenta uma esquematização para a realização do pré-dimensionamento de muros a flexão tendo como base a altura da contenção, conforme apresentado na Figura 3.

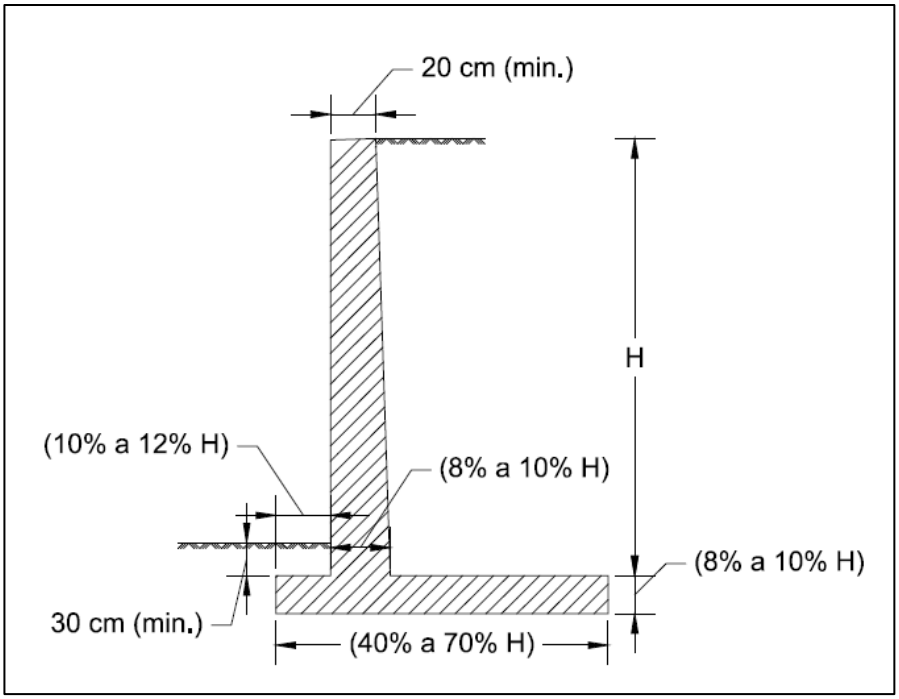


Figura 3. Pré-dimensionamento de muro a flexão, Fonte: Autor, Marchetti (2007)

5.2 Esforços atuantes

Após o pré-dimensionamento do paramento, realiza-se a estimativa dos esforços atuantes na estrutura, através do emprego das teorias de equilíbrio de esforços verticais e horizontais, mais especificamente, teorias de Rankine e Coulomb, ressaltando que os métodos trabalham com hipóteses de rupturas planares. As rupturas observadas em campo, as quais se apresentam em sua maioria circulares, são diferentes das determinadas pelo método. Cabe ao projetista a escolha do método mais conveniente, conforme Gerscovich *et al.* (2016). Ainda segundo os autores, os parâmetros de resistência empregados angulo de atrito (ϕ') e coesão (c´), devem ser aqueles correspondentes ao pico da curva de tensão e deformação do solo, devendo ser aplicado a esses fatores de minoração, segundo as expressões abaixo:

$$\phi' d = arctg\left(\frac{tg\phi'}{FS\phi}\right) \quad (1)$$

$$cd' = \frac{c'p}{FSc} \quad (2)$$

Em se tratando da sobrecarga empregada nas verificações, em campo, foram observados a existência de pilhas de estocagem de material britado, com altura aproximada de 7,0 m sendo que o peso especifico deste material era da ordem de 14 kN/m³ resultando em uma carga distribuída de aproximadamente 1 tf/m².

5.3 Verificação da Estabilidade

Segundo Moliterno (1994), a verificação de estabilidade, independente do modelo de muro adotado, deverá ser analisado de forma a considerar o equilíbrio estático e elástico das secções intermediárias ao longo do parâmetro. Sendo que para as estruturas a flexão, devem ser analisadas as seções intermediarias ao longo da altura, visando assim, o melhor dimensionamento das armaduras. Ainda segundo Moliterno (1994), deve se realizar as seguintes verificações:

a) Deslizamento da base;
b) Tombamento;
c) Capacidade de carga da fundação;
d) Estabilidade global.

5.4 Projeto Estrutural

Definindo-se as dimensões necessárias para a estabilidade do muro perante os empuxos atuantes, prossegue-se para o dimensionamento estrutural do parâmetro, aplicando assim o método de estado limite último, onde, as resistências dos materiais envolvidos como aço e concreto são minoradas e os esforços atuantes como momentos e forças verticais são majoradas, como explica Rocha (2018).

6 METODOLOGIA

6.1 Coleta de Dados

Os dados utilizados para o referido estudo foram cedidos pela mineradora. Dentre eles a geometria do muro colapsado, levantamento planialtimétrico e relatório de sondagem a percussão tipo SPT composto de dois furos de sondagem, com profundidade até nível impenetrável. Na Figura 4 é ilustrado o relatório de sondagem do furo SP 01.

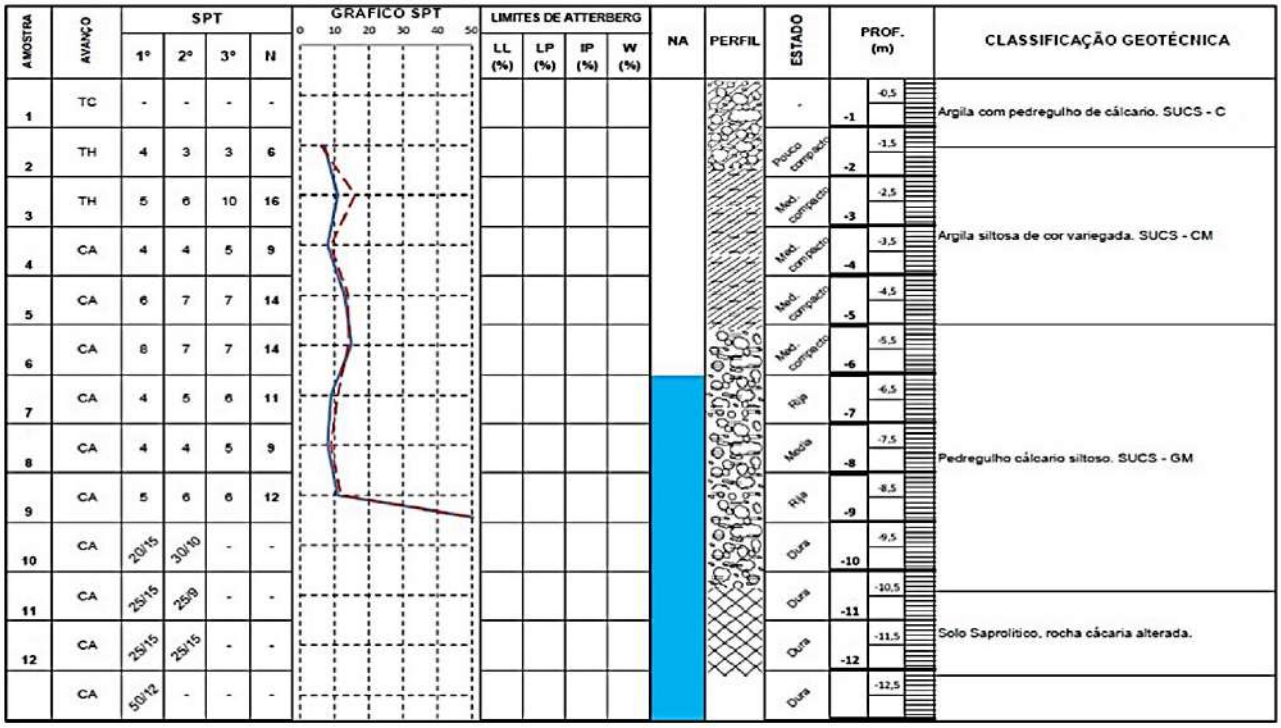


Figura 4. Sondagem a percussão SP 01

Na sondagem SP 01, a profundidade máxima atingiu 12,12 m, com a identificação do nível da água na profundidade de 6,0 m. Porém as sondagens foram executadas no período de estiagem, o que não indica a maior amplitude de variação do nível de água. Em campo, observou-se pelas marcas e manchas de escoamento de água juntos aos drenos barbacãs, que o nível em períodos de chuva, ficava 1 m abaixo do nível acabado do terreno. Os solos predominantes são a argila siltosa e argila siltosa com pedregulho calcário. Infelizmente, a não existência de levantamento topográfico inviabilizou a elaboração de um perfil geotécnico. As dimensões do muro colapsado são a altura com 5,50 m, extensão com 20,0 m e a espessura com 0,20 m.

6.2 Estimativa de Parâmetros

Para a realização das etapas de dimensionamento do muro de contenção, se fez necessária a estimativa de parâmetros geotécnicos com dados de sondagem tipo SPT. Na tabela 1, é apresentado o resumo dos parâmetros geotécnicos estimados com emprego da sondagem do furo SP 01.

Tabela 1. Parâmetros Geotécnicos

CAMADA	PROFUNDIDADE (m)	SUCS	N (Médio)	ɣ (KN/m³)	C´ (kPa)	Ø
A	0,00 a 1,45	C	6	18	-	26
B	1,45 a 2,45	CM	16	19	160	33
C	2,45 a 3,45	CM	9	17	90	28
D	3,45 a 5,45	CM	14	19	140	32
E	5,45 a 9,45	GM	11	19	110	30
F	9,45 a 12,12	G	50	20	-	35

6.3 Modelagem com emprego de software

Para viabilizar a retroanálise, foi elaborado a modelagem do muro de contenção no software CYPECAD. Optou-se pelo referido software, uma vez que este, possui recursos de análise estrutural e utiliza como base as normas nacionais da ABNT.

A Modelagem ocorreu em duas secções do muro a flexão, sendo a primeira com as dimensões observadas em campo, a fim de verificar os fatores de segurança e demais condicionantes. Em um segundo momento, foi realizada a modelagem visando o atendimento às verificações necessárias para estruturas de arrimo, partindo das dimensões mínimas, conforme é apresentado na Figura 5.

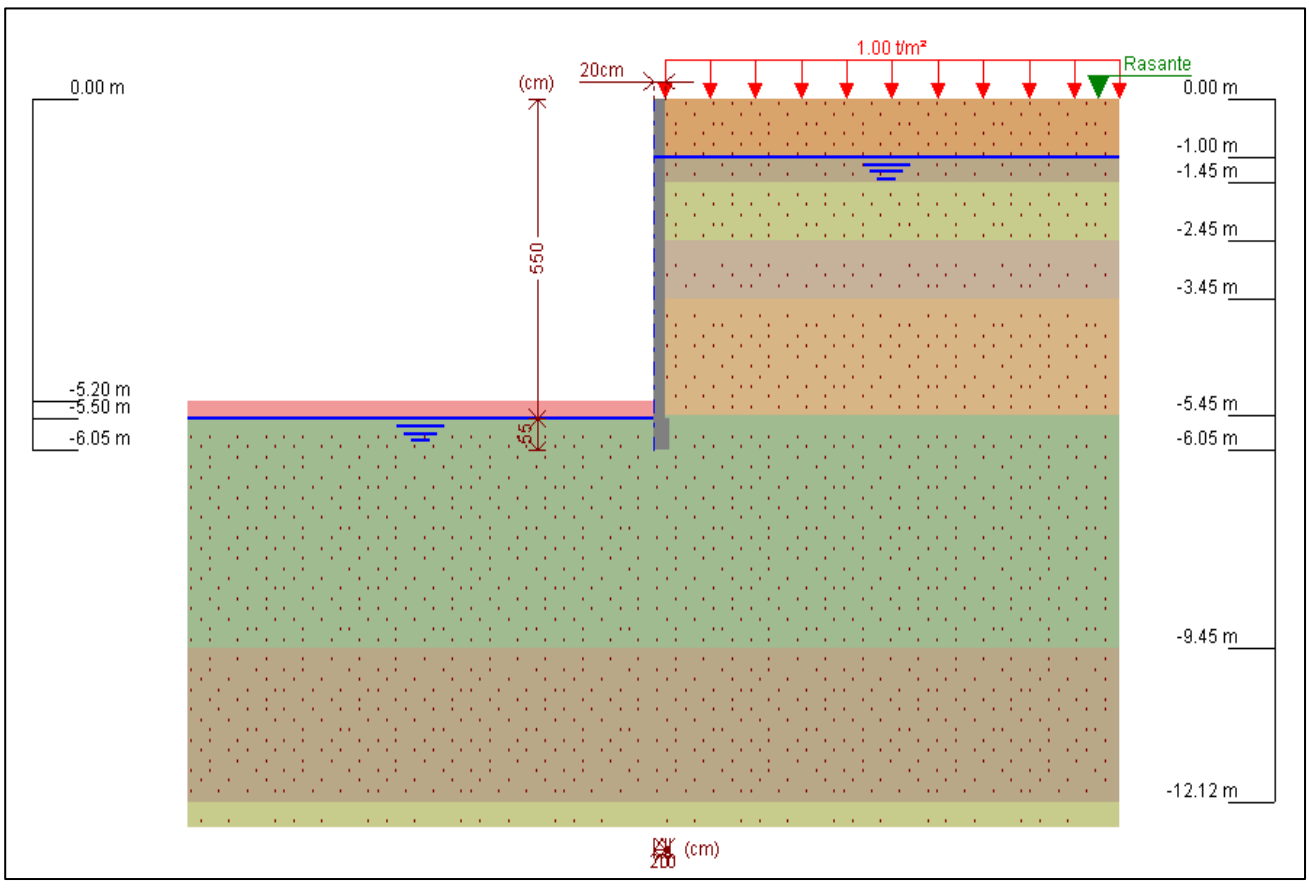


Figura 5. Modelagem com emprego do software CYPECAD da estrutura colapsada

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

7.1 Modelagem do Muro Colapsado

Foi possível observar o modelo realizado para a estrutura colapsada, empregando as medidas reais de campo, e na Tabela 2, foi comparado com os quesitos mínimos, onde foi notório que a estrutura não atende aos seguintes:

Tabela 2. Verificações do muro colapsado

VERIFICAÇÃO	VALOR OBTIDO	VALOR MINIMO REQUERIDO	ESTADO
Tombamento	0,76	1,8	Não Passa
Deslizamento	0,66	1,5	Não Passa
Flexão Composta	-	-	Não Passa
Esforço Cortante	21,33 t/m	11,09 t/m	Não Passa
Fissuração	0,311 mm	0,2 mm	Não Passa
Capacidade da Base	-	-	Não Passa

Analisando os valores obtidos na modelagem, dispostos na Tabela 2, é possível verificar que, o muro a flexão colapsado, não atende os requisitos mínimos para a estabilidade. É perceptível que a concepção estrutural, em virtude da espessura do muro e sua base, não atende os requisitos mínimos estabelecidos pelas normas NBR 6118:2023 e NBR 6122:2022, onde a estrutura, não possui desempenho para estar atuando na flexão composta. O muro rompeu após um conjunto de fatores não ocorridos até aquele instante, como o recente carregamento da pilha, a elevação do lençol freático e o acréscimo de cargas pelo acúmulo de água de chuva junto ao material britado.

7.2 Modelo do Muro Pé – Dimensionado

A aplicação do pré-dimensionamento, com emprego das relações geométricas embasadas na altura da contenção, podemos averiguar o modelo proposto apresentado na Figura 7. Na Tabela 3, são apresentadas as verificações realizadas no software CYPECAD.

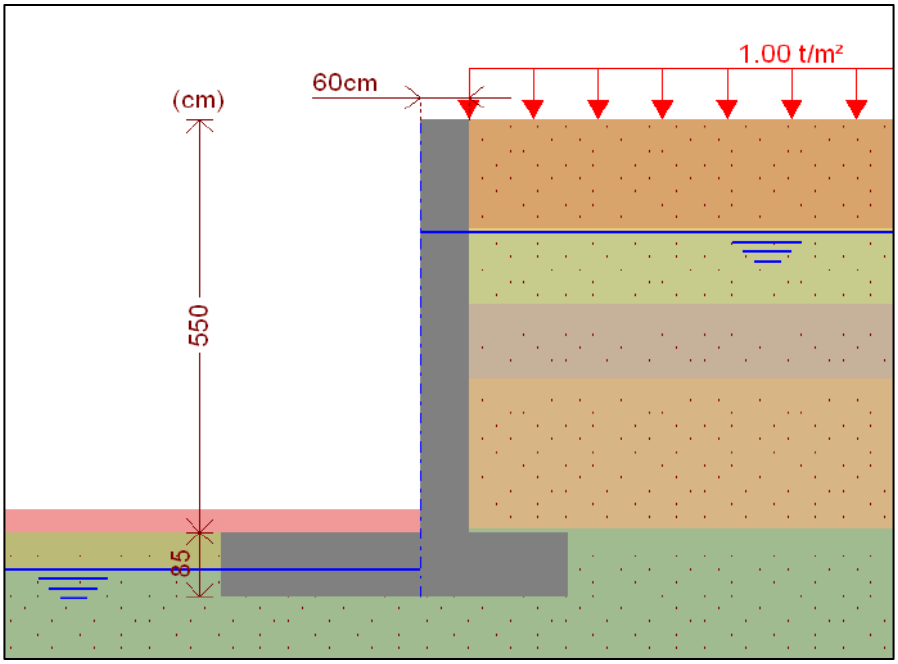


Figura 7. Modelo pré-dimensionado

Tabela 3. Verificações do modelo do muro pré-dimensionado

VERIFICAÇÃO	VALOR OBTIDO	VALOR REQUERIDO	ESTADO
Tombamento	1,80	≥ 1,80	Passa
Deslizamento	1,61	≥ 1,50	Passa
Flexão Composta	-	-	Passa
Esforço Cortante	18,46 t/m	≤ 29,45 t/m	Passa
Fissuração	0,17 mm	≤ 0,2 mm	Passa
Capacidade da Base	1,35 kgf/cm²	≤ 2,8 kgf/cm²	Passa

É perceptível que com a aplicação do dimensionamento indicado por Marchetti (2007), o muro à flexão, atende às verificações realizadas no que tange a estabilidade aos esforços de tombamento, deslizamento e capacidade estrutural. O resultado é satisfatório uma vez que o muro dimensionado com premissas, apresenta espessura de parede adequada aos quesitos estruturais, além de elementos de fundações que garantem a estabilidade do paramento.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A realização deste estudo proporcionou a experiência de conhecer e desenvolver etapas de um projeto geotécnico, do modelo de estrutura de contenção a flexão. A estrutura apresentada, não atendia os requisitos mínimos de estabilidade, visto que a mesma, foi executada sem qualquer embasamento científico, levando ao consequentemente colapso total da estrutura. Os fatores relevantes de não conformidade com as normas vigentes são destacados por problemas com a drenagens superficiais e internas, geometria adotada, taxa de armadura, dados geotécnicos, aumento significativa do empuxo ativo e capacidade de carga, dimensionamento desconsiderando as tensões e a elevação de poro pressão devido à ausência de dispositivos de drenagem.

Diante desses fatores constatados e a inexistência de boa técnica, foi proposto o dimensionamento adotando critérios técnicos e científicos, com a consideração da sondagem SP 01, conforme Figura 04, a partir deste dado, iniciou-se a dimensionamento da estrutura, obtendo dados que configuram maior precisão e estabilidade da estrutura.

A análise do resultado obtido no muro de flexão armado pré-dimensonado, foi considerado seguro, visto que o fator de segurança está em concordância com os preconizados pelas bibliografias citadas e, desta forma, podem atender aos requisitos de estabilidade propostos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 (2023*): Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro. 2024. ISBN 978-85-07-04941-8.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 (2022*): Projeto e execução de fundações*. Emenda 1 25/03/2022. Rio de Janeiro. 2022. ISBN 978-85-07-02271-8.

Domingues, P.C. *Indicações para projeto de muro de arrimo em concreto armado*. São Paulo. 1997. 109 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, USP, São Paulo.

Gerscovich, D.; Danziger, B. R.; Saramago R. (2016). *Contenções: teoria e aplicações em obras*. 1ª edição, Oficina de Textos, Brasil.

Gerscovich, D. (2013). *Estabilidade de Talude. Métodos de estabilidade*. 1ª edição, pp. 101-146, Oficina de Textos, Brasil.

Marchetti, O. (2014). *Muros de Arrimo*. 1ª edição 2007, 3ª reimpressão 2014, Ed. Edgar Blucher.

Moliterno, A. (1994). *Muros de Arrimo*. 2ª edição 1994, 6ª reimpressão 2010, Ed. Edgar Blucher.

Rocha, I. P. *Análise custo-benefício de estruturas de contenção de concreto para a região da cidade de Ouro Preto – MG*. 2018, 63 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP – Minas Gerais.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/244

Retroanálise de ruptura de talude em área urbana e proposta de estabilização.

Antônio Möller Malheiros
PUC Minas, Belo Horizonte, Brasil, antoniomalheiros@gmail.com

Thiago Cruz Bretas
PUC Minas, Belo Horizonte, Brasil, tbretas@gmail.com

RESUMO: Neste estudo é analisada a estabilidade de uma encosta em área urbana na cidade de Belo Horizonte, inserida em um bairro nobre da cidade, onde foi observada a ocorrência de uma ruptura em cunha, o que gerou danos a duas estruturas de contenção na mesma encosta e passou a oferecer risco às residências a jusante e aos pedestres e motoristas que trafegam na via pública abaixo da encosta. Para analisar a estabilidade da encosta foi elaborado um modelo geotécnico elaborado com base em uma campanha de investigação geotécnica, levantamento topográfico e estudos de campo e elaborada através do programa Slide da Rocscience. Este modelo permitiu analisar a estabilidade da encosta através do método de equilíbrio limite e simular soluções para a estabilização. Estas simulações permitiram propor uma solução para estabilizar a encosta e eliminar os riscos aos moradores da região.

PALAVRAS-CHAVE: Rupturas, Estabilidade de talude e Taludes.

1 INTRODUÇÃO

Taludes é a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. Ele pode ser natural, também denominado encosta, ou construído pelo homem, como, por exemplo, os aterros e cortes. (Gercovich, 2016)

Escorregamentos de taludes, tanto naturais como construídos, são uma importante questão de segurança para a Engenharia Civil, sendo um fator controlador de projetos e até mesmo questão de ordem pública quanto à ocupação do solo urbano.

As rupturas podem ocorrer condicionadas estruturalmente (rupturas planares, em cunha e tombamentos) ou podem ocorrer com padrão estrutural desordenado (rupturas circulares e não circulares).

O método de análise por equilíbrio limite consiste na determinação do equilíbrio de uma massa ativa de solo ou rocha, a qual pode ser delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de outra geometria qualquer. O método assume que a ruptura se dá ao longo de uma superfície e que todos os elementos ao longo desta superfície atingem a condição de FS, simultaneamente.

Em geral, as analises são realizadas comparando-se as tensões cisalhantes mobilizadas com resistência ao cisalhamento. A precisão destes modelos dependem da qualidade do levantamento topográfico para determinar a correta geometria da encosta analisada e de uma eficiente campanha de sondagens envolvendo diferentes métodos e a coleta de amostras de solo e rocha para permitir a correta determinação dos parâmetros geotécnicos a serem inseridos no modelo.

Este trabalho tem como objetivo criar um modelo geotécnico de uma encosta inserida em área urbana através da análise dos resultados das campanhas de sondagens realizadas na área e do levantamento topográfico, em seguida serão propostas soluções para a estabilização da encosta analisada.

2 METODOLOGIA

Para atingir aos objetivos propostos, será criado um modelo geotécnico através da utilização do software Slide da RocScience, que é hoje uma das ferramentas mais utilizadas na elaboração desse tipo de modelo através da utilização do método de equilíbrio limite de taludes o qual busca a superfície crítica de ruptura para determinar o fator de segurança (FS).

Após a criação do modelo geotécnico será realizada uma retroanálise para determinar a coesão da principal camada de solo do modelo no momento da ruptura. Devido ao fato da forma da cunha de ruptura do modelo a ser analisado estar bem aderente à ruptura real e como o parâmetro coesão tem uma variabilidade intrísseca maior que a do ângulo de atrito, optou-se por analisar no presente estudo apenas a variação dos parâmetros da coesão.

Em seguida, serão realizadas simulações com propostas de solução para estabilizar a encosta até atingir um nível de segurança dentro dos padrões normativos.

3 ESTUDO DE CASO

3.1 Localização Da Área

A área em estudo localiza-se no bairro Mangabeiras, no município de Belo Horizonte em um terreno localizado entre a ruas Bady Salum e rua João Camilo de Oliveira Torres. A Figura 1 apresenta uma imagem de satélite com a localização da região analisada.

A região é uma área residencial de alto padrão da cidade de Belo Horizonte com predominância de casas de luxo construídas em terrenos com grande declividade, em muitos casos sem os devidos cuidados para garantir a estabilidade das edificações, o que gera há anos uma série de eventos de escorregamentos que causam transtornos como obstrução de vias e a danificação de residências. Estes eventos representam um risco à população local.

Figura 1. Imagem de satélite do terreno onde se localiza a encosta analisada (Google, 2019).

3.2 Histórico

O terreno analisado não possui edificações e engloba dois lotes, sendo um acessado pela rua Engenheiro Bady Salum a montante e o outro acessado pela rua João Camilo de Oliveira Torres a jusante.

O terreno possui uma extensão aproximada de 85 metros de comprimento, largura variável e um desnível total de 40 metros. Há duas estruturas de contenção ao longo da encosta, sendo elas um muro tipo Crib-Wall que divite os dois lotes e um muro de contenção em concreto armado na base do talude. Em junho de 2018 ocorreu uma ruptura em cunha do terreno que danificou significativamente estas duas estruturas conforme ilustrado no croquis sem escala a seguir.

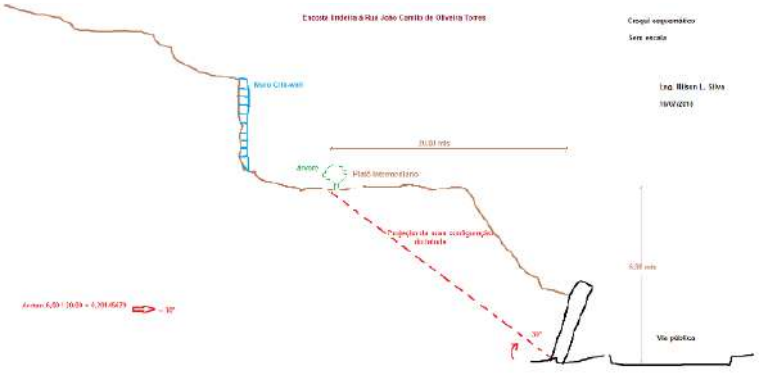


Figura 2. Croquis sem escala de seção do terreno analizado apresentando as estruturas de contenção.

A figuras 3 apresenta os danos sofridos em ambas as estruturas de contenção após a ruptura do talude, sendo que na figura 4 percebe-se que na base da estrutura do muro de contenção em concreto armado foi suspensa após a ruptura.

Figura 3. Muro de concreto armado semi-tombado na base da encosta e muro Crib-Wall danificado ao fundo da imagem (O autor, Julho/2018).

Figura 4. Muro de concreto armado semi-tombado na base do talude (O autor, Julho/2018).

As Figuras 5 e 6, apresentam os danos no muro tipo Crib-Wall, sendo que na figura 5 é possível perceber claramente a cunha de ruptura a montante da estrutura ao lado direito da imagem.

Figura 5. Muro tipo Crib-Wall após a ruptura do talude (O autor, Julho/2018).

Figura 6. Muro tipo Crib-Wall após a ruptura do talude (O autor, Julho/2018).

Durante a inspeção foi possível observar claramente os limites da borda da cunha de ruptura. As figuras 7 e 8 evidenciam as trincas que delimitam as bordas da cunha de ruptura na região localizada entre as duas estruturas.

Figura 7. Trinca longitudinal no terreno. (O autor, Julho/2018).

Figura 8. Trinca transversal no terreno. (O autor, Julho/2018).

3.3 Caracterização Geotécnica

Para criar o modelo geotécnico do talude foi realizado um levantamento topográfico de toda a área objeto do estudo e executados sete (7) furos de sondagem, sendo cinco (5) sondagens a percussão tipo SPT localizadas na região menos elevada da encosta, atrás do muro de concreto armado e duas (2) sondagens mistas localizadas a montante das duas estruturas de contenção na área mais elevada da encosta, em seguida foram traçadas duas seções para gerar o modelo geotécnico.

A Figura 9 a seguir apresenta a distribuição dos furos de sondagem no terreno e as duas seções analisadas.

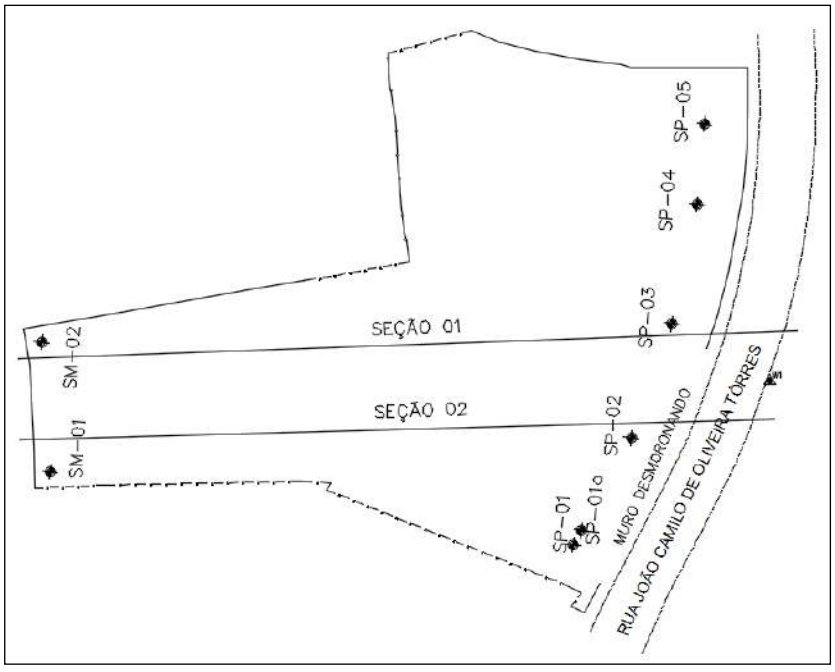


Figura 9. Distribuição das sondagens no terreno.

Percebe-se na Figura 9 que as sondagens foram executadas apenas nas extremidades das seções, de forma que o perfil gerado foi extrapolado na região central, tendo que inferir uma faixa muito extensa de solo, gerando incertezas na caracterização do maciço.

Através da análise das sondagens e do levantamento topográfico realizado na encosta foi possível elaborar o modelo geotécnico apresentado na Figura 10 a seguir.

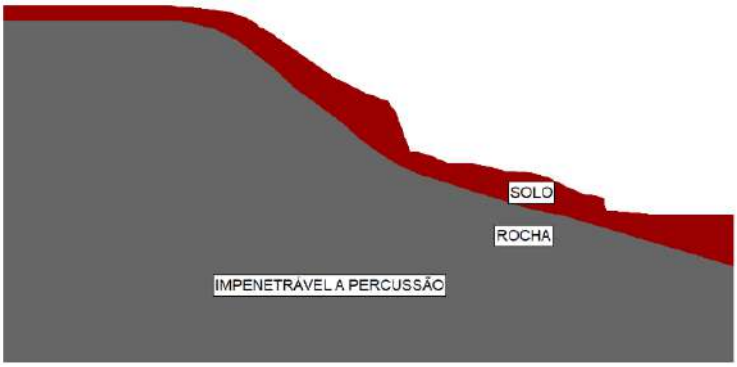


Figura 10. Modelo geotécnico gerado para a Seção 02. (o autor, 2019)

A primeira camada identificada como SOLO tem a predominância de solo com a distribuição granulométrica: areia silto-argilosa. A camada identificada como ROCHA tem a predominância da rocha metamórfica Itabirito.

A tabela 1 a seguir apresenta os parâmetros atribuídos a cada camada do modelo geotécnico, que foram definidos com base na experiência do autor através da avaliação dos resultados da sondagens realizadas.

Tabela 1. Parâmetros adotados no modelo Geotécnico.

Camada	γ (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Solo	20	-	30
Rocha	22	50,0	28

3.4 Retroanálise

O objetivo da retroanálise é definir o parâmetro da coesão na camada de solo apresentada na Figura 10. Conforme relatado anteriormente, foram identificadas em campo duas estruturas danificadas devido à ruptura global observada na encosta. A retroanálise foi realizada com foco na região onde se encontra a estrutura remanescente do muro Crib-wall, tendo em vista que esta é a região de maior desnível e portanto de maior instabilidade.

Foram atribuídos os parâmetros apresentados na Tabela 1, os cálculos foram realizados utilizando o software Slide 6.0 da rocscience através do método GLE / Morgenstern-Price.

O resultado da retroanálise indicou que a coesão da camada de solo no momento da ruptura era c=14,25 kPa.

A Figura 11 a seguir apresenta o resultado da análise de estabilidade realizada com os parâmetros informados na Tabela 1 acrescentados da coesão encontrada na retroanálise, ou seja, os parâmetros do momento da ruptura da encosta.

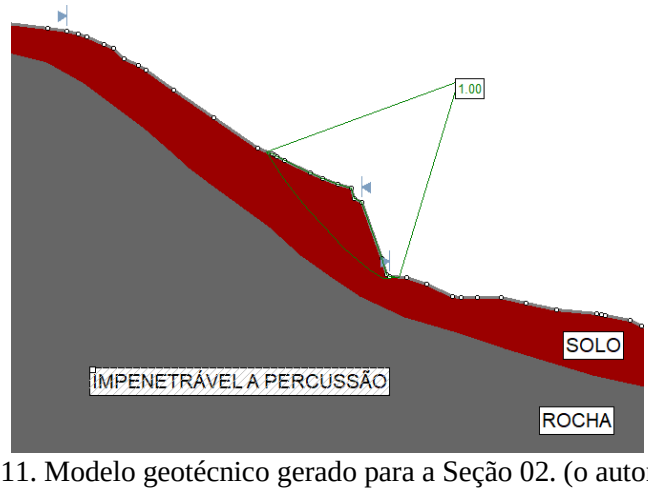


Figura 11. Modelo geotécnico gerado para a Seção 02. (o autor, 2019)

4 PROPOSTA DE SOLUÇÃO

Com o objetivo de propor uma solução para estabilizar a encosta foram simuladas duas intervenções que propõem uma alteração da geometria do talude. Sendo que na primeira são propostos cortes que suavizam a declividade da encosta. Neste cenário todo o material escavado seria removido definitivamente da encosta.

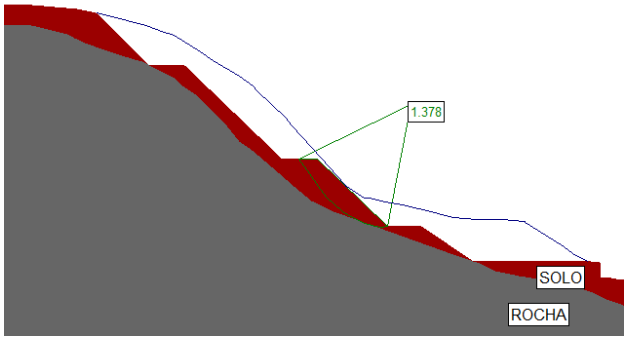


Figura 12. Proposta de solução com alteração da geometria da encosta (o autor, 2019)

Esta proposta é suficiente para estabilizar o talude, porém não atinge o fator de segurança mínimo exigido pela norma NBR 11682/2019, de 1,5. Portanto, foi analisada uma nova proposta onde parte do material escavado seria compactado e assim seria formada uma nova camada de aterro compactado.

O material desta camada de aterro compactado deve atingir os parâmetros apresentados na tabela 2. Assim como no modelo anterior, a coesão adotada na camada de solo foi a encontrada na retroanálise.

Tabela 2. Parâmetros adotados na solução.

Camada	γ (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Solo	20	14,25	30
Aterro Compactado	20	15	30
Rocha	22	50	28

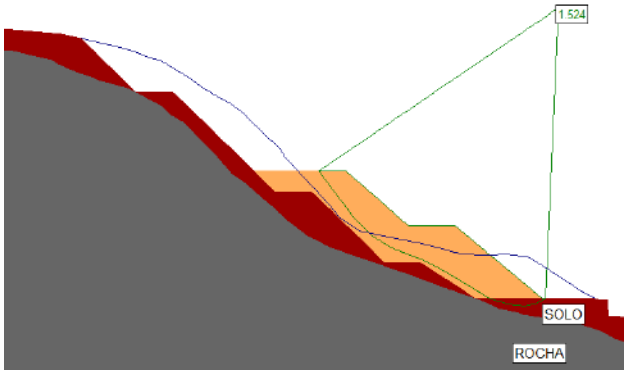


Figura 13. Proposta de solução com alteração da geometria da encosta e aplicação de camada de aterro compactado (o autor, 2019)

O êxito desta solução dependerá da correta seleção e compactação do material de aterro de modo a atingir os parâmetros especificados. Esta nova proposta de solução garante a estabilidade da encosta atingindo um valor superior ao fator de segurança de 1,5 exigido na norma NBR 11682/2009 para casos em que há riscos de comprometer a segurança de vidas humanas, que se aplica à encosta analisada por esta estar localizada a montante de residências.

5 CONCLUSÃO

O resultado das análises de estabilidade realizadas através do modelo geotécnico elaborado com base na investigação geotécnica realizada, no levantamento topográfico e nas visitas de campo realizadas pelo autor, mostram que a solução de alterar a geometria da encosta somada à aplicação de uma camada de aterro compactado proveniente da própria encosta é suficiente para garantir a estabilidade da encosta.

No entanto, é importante ressaltar as limitações do modelo, tendo em vista o fato de que não foram realizados ensaios de caracterização do solo, o que limita a qualidade na determinação dos parâmetros geotécnicos e a falta de investigação geotécnica na área central da encosta analisada reduz a precisão da geometria das camadas do modelo.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Infanti JR. N. e Fornasari Filho, N. (1998) - *Processos de Dinâmica Superficial*. In: OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A. de. Geologia de Engenharia. ABGE-CNPq-FAPESP. São Paulo. 140p.

Gerscovich, D M. S. (2016) *Estabilidade de Taludes*, Oficina de Textos, Cubatão, 192 p.

Fiori, Alberto Pio. (2016) *Estabilidade de Taludes – exercícios práticos, Oficina de Textos*, São Paulo, 175p.

NBR 11682: *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro2009 ABNT

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: *Estabilidade de encostas.* Rio de Janeiro 33 p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/245

Retroanalise de um Escorregamento de Talude na Estrada Lourenço Velho na Cidade de Itajubá/MG

Ozael Teodósio de Melo Junior
Graduado Engenharia Civil, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, ozael.teodosio@outlook.com

Régis Shiota Ottoni
Graduado Engenharia Civil, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, regis_sottoni@hotmail.com

Nivea Adriana Dias Pons
Professora Titular, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, npons@unifei.edu.br

Adinele Gomes Guimarães
Professora Associada, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, adinele@unifei.edu.br

RESUMO: Taludes estão sujeitos constantemente a movimentos de massas, como escorregamentos, erosões e recalques, os quais, quando próximo de estradas, podem provocar danos e interrupções ao tráfego. Este trabalho teve como objetivo analisar a estabilidade do talude localizado na estrada Lourenço Velho em Itajubá/MG. Inicialmente realizou-se a análise de estabilidade na condição original do talude, a partir de levantamento topográfico feito com drone, inspeção visual e coleta de amostras para os ensaios de densidade e cisalhamento direto. Depois realizou-se a retroanálise para a superfície de ruptura levantada, impondo-se o fator de segurança unitário. Por fim, realizou-se a análise de estabilidade para o talude atual com os parâmetros retroanalizados. Os resultados mostraram que a condição original do talude já se mostrava em situação de instabilidade, fato que culminou na ruptura existente. Os ensaios indicaram, respectivamente, para os solos argiloso e arenoso, coesões de 15,4 kPa e 4,2 kPa e ângulos de atrito de 40,1º e 38,6°. Pela retroanálise, obteve-se redução destes valores. Dessa forma, constatou-se que a encosta após o escorregamento continua não apresentando fatores de segurança mínimos, considerando o nível de segurança desejável contra perdas humanas e danos materiais e ambientais.

PALAVRAS-CHAVE: estabilidade de encostas, fator de segurança, parâmetros de resistência, resistência ao cisalhamento.

ABSTRACT: Slopes are constantly subject to mass movements, such as landslides, erosion and settlement, which, when close to roads, can cause damage and interruptions to traffic. This work aimed to analyze the stability of the slope located on the Lourenço Velho Road in Itajubá/MG. Initially, a stability analysis was carried out in the original condition of the slope, based on a topographic survey carried out with a drone, visual inspection and collection of samples for density and direct shear tests. Then, the retroanalysis was carried out for the rupture surface surveyed, imposing a unitary safety factor. Finally, a stability analysis was carried out for the current slope with the retro-analyzed parameters. The results showed that the original condition of the slope was already unstable, a fact that culminated in the existing failure. The tests indicated, respectively, for clayey and sandy soils, cohesion of 15.4 kPa and 4.2 kPa and friction angles of 40.1º and 38.6°. Through retroanalysis, a reduction in these values was obtained. Therefore, it was found that the slope after the landslide still does not present minimum safety factors, considering the desirable level of safety against human loss and material and environmental damage.

KEYWORDS: slope stability, safety factor, resistance parameters, shear resistance.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Gerscovich (2016, p.11), talude é “a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha”. Os taludes podem ser naturais (também chamados de encostas) ou construídos pela ação humana, resultados de cortes em encostas, de escavações ou de lançamentos de aterros.

Taludes estão sujeitos constantemente a problemas geotécnicos associados a processos de instabilização de massas, como escorregamentos, erosões e recalques. Quando se trata de taludes rodoviários em cortes ou aterros, assim como no caso de encostas naturais adjacentes às rodovias, tais ocorrências colocam em risco os usuários, provocam danos e interrupções ao tráfego e geram graves prejuízos aos usuários e ao Estado. Os problemas de instabilidade de taludes, quando identificados em estágio inicial, podem ser resolvidos com soluções simples, econômicas e que contribuem para a segurança dos usuários em nossas estradas. De fato, é importante evitar que os pequenos problemas de hoje, por não terem sido tratados adequadamente, venham a evoluir, tornando-se problemas que no futuro demandarão soluções custosas que tanto oneram o setor rodoviário do nosso país (CARVALHO, 1991).

Segundo Das (2007), é de suma importância que a fiscalização da segurança dos taludes seja realizada frequentemente pelos engenheiros civis. Essa verificação é feita com a determinação da tensão de cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície de ruptura mais provável (superfície que possui fator de segurança mínimo) e sua comparação com a resistência do solo ao cisalhamento. A esse processo é denominado análise de estabilidade de taludes.

A estabilidade dos taludes é regulada por diversas variáveis geológicas, topográficas e climáticas, que definem a força de cisalhamento e a resistência ao cisalhamento do talude. Quaisquer ações dessas variáveis que alterem os valores das forças de cisalhamento ou da resistência do solo levarão à instabilização da encosta e consequentemente ao seu deslizamento. Algumas ações que aumentam a tensão de cisalhamento são: remoção do apoio lateral, mudanças rápidas no nível d'água adjacente à encosta, aumento na tensão lateral devido a rachaduras e fissuras preenchidas pela água, encosta sobrecarregada e sismos. Já ações que diminuem a resistência ao cisalhamento do solo são: Intemperismo e degradação físico-química, presença de argilas dilatadas e aumento na poropressão devido à infiltração das águas pluviais na encosta e vazão descontrolada da água dos drenos, que reduz a tensão efetiva (ALMEIDA, ARAUJO e GUERRA, 2005).

Neste contexto verifica-se a importância de se realizar análises de estabilidade de taludes e determinar sua segurança, para garantir a proteção dos usuários e evitar perdas econômicas. O presente trabalho tem como objetivo geral analisar a estabilidade de um talude na estrada Lourenço Velho, na cidade de Itajubá/MG, onde houve um escorregamento de parte do terreno.

Para atingir este objetivo realizar-se-á uma análise de estabilidade na condição original do talude por meio de software e manualmente para efeitos de comparação, após se determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais constituintes deste talude a partir de ensaios laboratoriais. Posteriormente será realizada a retroanálise manualmente e pelo software, para verificação das condições do talude na ocasião da ruptura e comparação com resultados estimados pelos ensaios laboratoriais. Por fim será realizada a análise de estabilidade na condição atual do talude por meio de software com os resultados obtidos na retroanálise.

Com a execução deste trabalho, mostrando os resultados das análises nas condições original e atual, espera-se demonstrar os problemas na concepção do talude e se ainda há o risco de que outras partes do talude sofram novos escorregamentos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Escorregamentos

Para Guidicini & Nieble (1984), escorregamentos são movimentos rápidos e de curta duração, de massas de terreno com volume geralmente bem definidas, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora de um talude. Este tipo de movimento de massa apresenta como mecanismo de deformação o aumento das tensões atuantes ou queda da resistência ou uma combinação desses mecanismos, que levam o terreno à ruptura por cisalhamento. Segundo Sawaya (1991), este movimento ocorre por diversos fatores, sendo a água o principal agente deflagrador. Por isso, é possível de se observar esse fenômeno com mais frequência em períodos chuvosos, sendo que uma das condições mais críticas é caracterizada por um período contínuo de alguns dias de chuvas, seguido de uma precipitação mais intensa.

Existem diversos tipos de movimentos de massa e dentre os escorregamentos, os mais vistos no Brasil são os escorregamentos planares (ou transacionais), em cunha e os circulares (ou rotacionais). De acordo com Infanti Jr. & Fornasari Filho (1998), escorregamentos rotacionais possuem superfícies de deslizamento curvas,

sendo comum a ocorrência de uma série de rupturas combinadas sucessivas. Geralmente ocorre em aterros, pacotes de solo ou depósitos mais espessos, rochas sedimentares ou cristalinas intensamente fraturadas.

Tratando-se de escorregamentos em cunha, também de acordo com Infanti Jr. & Fornasari Filho (1998), eles estão associados a saprólitos e maciços rochosos, nos quais a existência de duas estruturas planares, desfavoráveis à estabilidade, condicionam o deslocamento de um prisma ao longo do eixo de intersecção destes planos. São comuns em taludes de corte ou encostas que sofram algum tipo de desconfinamento, natural ou antrópico.

2.2 Análise de Estabilidade

Talude é a denominação de uma superfície de solo ou rocha exposta que forma um ângulo com a superfície horizontal (DAS, 2007). Segundo Cunha (1991), os taludes podem ser classificados em taludes naturais ou artificiais, sendo os naturais encostas originados por agentes naturais, mesmo que tenham sofrido alguma ação antrópica como desmatamento e introdução de carga, enquanto os artificiais, segundo Gerscovich (2016), são declives construídos a partir da ação humana, resultado de cortes em encostas, escavações ou lançamento de aterros.

Como a superfície de um talude não é horizontal, uma componente da gravidade tenderá a movimentar o solo para baixo. Se essa componente da gravidade for grande o suficiente, pode ocorrer a ruptura do talude, onde a força motriz supera a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura. Dessa forma, a segurança dos taludes deve ser frequentemente verificada pelos engenheiros responsáveis. Essa verificação envolve a determinação da tensão de cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície de ruptura e a comparação dela com a resistência do solo ao cisalhamento, para determinar seu fator de segurança. A esse processo é denominado análise de estabilidade de taludes determinística. A superfície de ruptura mais provável é a superfície crítica que possui fator de segurança mínimo (DAS, 2007).

O engenheiro responsável pela análise da estabilidade do talude tem como objetivo determinar seu fator de segurança. Geralmente, o fator de segurança é definido pela Equação 1:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \tag{1}$$

Onde FS = fator de segurança em relação à resistência;τ_f = resistência média ao cisalhamento do solo e τ_d = resistência média ao cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície potencial de ruptura.

Quando FS é igual a 1, o talude está em um estado de ruptura iminente. Geralmente, um valor de 1,5 para o fator de segurança em relação à resistência é aceitável para o projeto de um talude estável (DAS, 2007). Conforme a NBR 11682 (ABNT, 2009), os fatores de segurança têm a finalidade de cobrir as incertezas naturais das diversas etapas de projeto e construção. Dependendo dos riscos envolvidos, deve-se inicialmente enquadrar o projeto em umas das seguintes classificações de nível de segurança, definidas a partir da possibilidade de perdas de vidas humanas, conforme a Tabela 1, e de danos materiais e ambientais, conforme a Tabela 2.

O enquadramento nos casos previstos nas Tabelas 1 e 2 deve ser justificado pelo engenheiro geotécnico, em comum acordo com o contratante do projeto e atendendo às exigências dos órgãos públicos competentes. O fator de segurança mínimo a ser adotado no projeto, levando-se em conta os níveis de segurança preconizados nas Tabelas 1 e 2, deve ser estipulado de acordo com a Tabela 3.

Quando as análises de estabilidade são realizadas para diferentes seções transversais, pôde-se determinar um fator de segurança para o conjunto (FS_{global}), pela Equação 2 como sugerido por Lambe e Whitman (1969):

$$FS_{global} = \frac{\sum(FS_i \cdot A_i)}{\sum A_i} \tag{2}$$

Onde FS_ié o fator de segurança da seção e A_i é a área da seção.

Tabela 1. Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas. Fonte: ABNT, 2009.

Nível de Segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com a possibilidade de elevada concentração de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego moderado reduzido.

Tabela 2. Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais. Fonte: ABNT, 2009.

Nível de Segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetam serviços essenciais. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos.
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

Tabela 3. Fatores de segurança mínimo para deslizamentos. Fonte: ABNT, 2009.

Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1: No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10%. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico constante no Anexo D da norma.
NOTA 2: No caso de instabilidades de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros de peso específico, ângulo de atrito e coesão em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser julgado pelo engenheiro civil geotécnico.
NOTA 3: Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, quedas, ravinas ou rolamento de blocos.

2.3 Retroanálise

A retroanálise, de acordo com a NBR 11682 (ABNT, 2009), é a análise de estabilidade elaborada com o conhecimento da geometria da superfície de ruptura ocorrida e outros fatores que estavam presentes no momento da ruptura, como sobrecargas, posição do nível de água, sismos e outros, visando determinar os parâmetros de resistência e poropressão coerentes com o problema.

De acordo com Gomes (2003), diferentes autores citam que a aplicação das técnicas de retroanálise é um dos meios mais práticos e confiáveis para se obter uma estimativa rápida e a baixo custo dos parâmetros de resistência médios equivalentes de um talude ou encosta. Essa técnica apoia-se basicamente na consideração de que, quando um talude rompe, seu fator de segurança atingiu um valor inferior à unidade. Em uma análise em termos determinísticos, essa consideração permite que se calcule os parâmetros de resistência que levariam ao limite do equilíbrio, ou seja, ao fator de segurança unitário.

Ainda segundo o mesmo autor, ao empregar as técnicas de retroanálise para determinar os parâmetros de resistência médios equivalentes de um talude instabilizado, os quais serão utilizados no seu projeto de estabilização, a escolha de um dos vários pares de parâmetros de resistência, que satisfazem a condição de fator de segurança unitário, é realizada de forma empírica, baseada normalmente na estimativa do ângulo de atrito dos materiais envolvidos, sendo a coesão obtida em decorrência.

3 METODOLOGIA

O talude, que sofreu escorregamento de parte de sua massa, estudada neste trabalho situa-se na estrada Lourenço Velho, dentro da área urbana da cidade de Itajubá/MG, no encontro entre o meridiano 45°25'56.71"O e o paralelo 22°25'5.07"S e dista, em linha reta, 1890 metros da entrada principal da Universidade Federal de Itajubá e 720 metros da Prefeitura Municipal. Essas informações estão ilustradas na Figura 1, e o escorregamento pode ser visto na Figura 2.

Figura 1. Localização do talude em estudo na cidade de Itajubá.

Figura 2. Visão geral do talude em estudo.

Primeiramente obteve-se os dados topográficos do talude a partir de levantamento feito com drone, para então determinar, com o auxílio dos softwares AutoCAD 2020 e CorelDRAW, o perfil de três seções do talude, uma no eixo do escorregamento e outras duas nos entornos. Em seguida, realizou-se uma inspeção visual para identificar as camadas do talude e coletou-se as amostras de solo indeformadas, em conformidade com a NBR 9604 (ABNT, 1996) para realização dos ensaios laboratoriais de densidade e cisalhamento direto. Foram retiradas três amostras indeformadas de cada tipo de solo, sendo realizados para cada um, três medições para a determinação da massa específica e três ensaios de cisalhamento para determinação dos parâmetros de resistência, aplicando-se cargas normais de 50, 100 e 150 kPa, respectivamente.

Com os parâmetros de coesão e ângulo de atrito dos solos determinados pelo ensaio de cisalhamento direto, analisou-se primeiramente a estabilidade do talude antes da ruptura (aqui denominada condição original) com uso do software GeoStudio 2020 - SLOPE/W (*Student Edition*) pelos métodos de Fellenius e Bishop, adotando-se as mesmas condicionantes. Para estimar a condição original do talude no local do escorregamento foram selecionadas duas seções do talude ao lado da seção rompida, para em seguida interpolar os valores para a seção intermediária.

Depois, realizou-se um procedimento de retroanálise manual, variando-se os parâmetros de resistência para alcançar o fator de segurança mínimo pelo método de Bishop, de forma a simular o momento de ruptura e então identificar os parâmetros do talude instabilizado e compará-los com os parâmetros estimados pelos

ensaios de laboratório. Para isso, variou-se os valores de coesão dos diferentes tipos de solos identificados nas seções a fim de alcançar o fator de segurança unitário, valendo-se da superfície de ruptura real estimada no levantamento topográfico.

Por fim, realizou-se a análise do talude na condição atual também com o emprego do software supracitado, pelo método de Bishop, adotando-se os parâmetros obtidos tanto pelos ensaios de laboratório quanto na retroanálise.

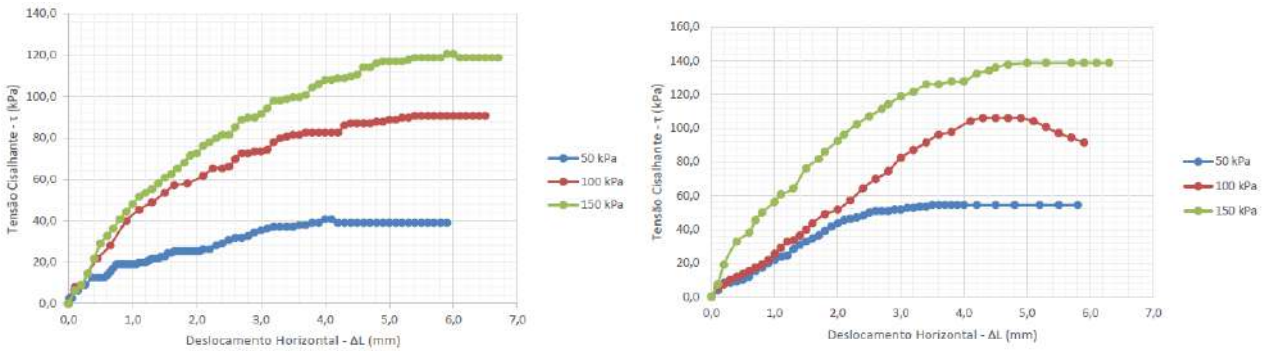
4 RESULTADOS

4.1 Ensaios de laboratório

Pela análise tátil visual dos solos coletados no talude, identificou-se que havia dois tipos distintos, um, de cor amarelado/acinzentado, posicionado na parte de baixo do talude. O outro, de cor mais avermelhada, posicionado mais próximo do topo, com aproximadamente cinco metros de espessura. O primeiro tipo de solo apresentava uma sensação áspera ao tato, apresentava pouquíssimos torrões e, quando havia, estes apresentavam pouca resistência e esfarelavam-se facilmente, e em dispersão em água sedimentou rapidamente, o que demonstrou que este se tratava de um solo grosso arenoso. Já o segundo apresentava uma sensação farinhosa ao tato, com uma superfície lisa e lustrosa, com torrões resistentes que não desagregavam quando submersos, e com uma sedimentação lenta em água, características de um solo fino argiloso. Ambos os solos estão apresentados na Figura 3.

Figura 3. Seções adotadas a partir do levantamento topográfico.

Das amostras indeformadas coletadas de cada tipo de solo, determinou-se os pesos específicos naturais e seus teores de umidade, resultados em 17,17 kN/m^3 e 5,96% para o solo arenoso e 17,84 kN/m^3 e 11,63% para o solo argiloso. As curvas tensão cisalhante *versus* deformação horizontal dos ensaios de cisalhamento direto realizados nas amostras de ambos os solos são apresentadas na Figura 4.



(a) Solo Arenoso (b) Solo Argiloso

Figura 4. Curvas dos ensaios de cisalhamento direto.

Com as tensões de ruptura encontradas nas curvas dos ensaios de cisalhamento, realizou-se a regressão linear para obtenção das envoltórias de ruptura e determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, cujos resultados são mostrados na Tabela 4. Pode-se verificar que o valor do ângulo de atrito para o solo arenoso obtido pelos ensaios se encontra dentro da faixa de valores típicos de uma areia densa, porém a coesão não está em conformidade, visto que os valores típicos de coesão para as areias registrados na literatura são iguais a zero. Já para o solo argiloso, o valor de coesão ficou dentro da faixa de valores típicos de um solo residual maduro, enquanto o ângulo de atrito ultrapassou um pouco a faixa de valores geralmente encontrados para esse tipo de solo.

Tabela 4. Parâmetros de resistência obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto.

Solo Arenoso		Solo Argiloso	
Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
4,2	38,6	15,4	40,1

4.2 Análises de estabilidade condição original (antes da ruptura)

Na Figura 5 são mostradas as seções escolhidas para as análises de estabilidade, a partir do levantamento topográfico. As cotas do topo e do pé de cada sessão estão indicadas na imagem e os ângulos de inclinação estimados para as seções 1, 2 e 3 foram, respectivamente, de 43,26°, 45,45° e 44,40°.

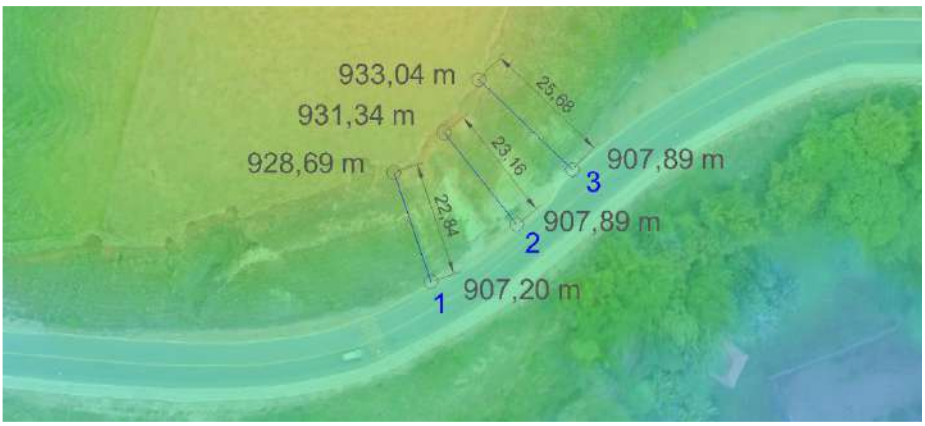


Figura 5. Seções adotadas a partir do levantamento topográfico.

Com os parâmetros de coesão e ângulo de atrito de ambos os solos determinados pelo ensaio de cisalhamento direto (Tabela 4), analisou-se a estabilidade do talude com o apoio do software pelos métodos de Fellenius e Bishop, para cada uma das seções considerando a condição original da encosta (antes da ruptura) e calculou-se, por ponderação das áreas (Equação 2) o fator de segurança do conjunto (FS_{global}). Os valores dos fatores de segurança críticos de cada seção, suas áreas e o fator de segurança global são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5. Fatores de segurança críticos para o talude na condição original e parâmetros do ensaio.

Seção	Método			
	Fellenius		Bishop	
	Área (m^2)	FS	Área (m^2)	FS
1	96,286	1,132	81,688	1,169
2	102,73	1,050	87,457	1,083
3	123,59	1,062	104,94	1,096
FS_{global}	1,079		1,114	

Considerando o valor de fator de segurança mínimo de 1,5, recomendado pela NBR 11682 (ABNT, 2009) para alto nível de segurança contra danos materiais, ambientais e às vidas humanas, é possível observar

que o talude na condição original não se estava em conformidade. Além disso, com o valor muito próximo do unitário, ou seja, quaisquer alterações nos estados de tensão do maciço devido por exemplo a processos erosivos e/ou a acréscimo de poropressões pela elevação da superfície freática nas proximidades da superfície do talude, o levariam a sofrer rupturas.

4.3 Retroanálise

A retroanálise foi realizada variando-se os valores de coesão e ângulo de atrito dos dois solos para alcançar o fator de segurança unitário no método de Bishop, considerando a superfície de ruptura real identificada no levantamento topográfico e nas observações em campo, como mostrado na Figura 6.

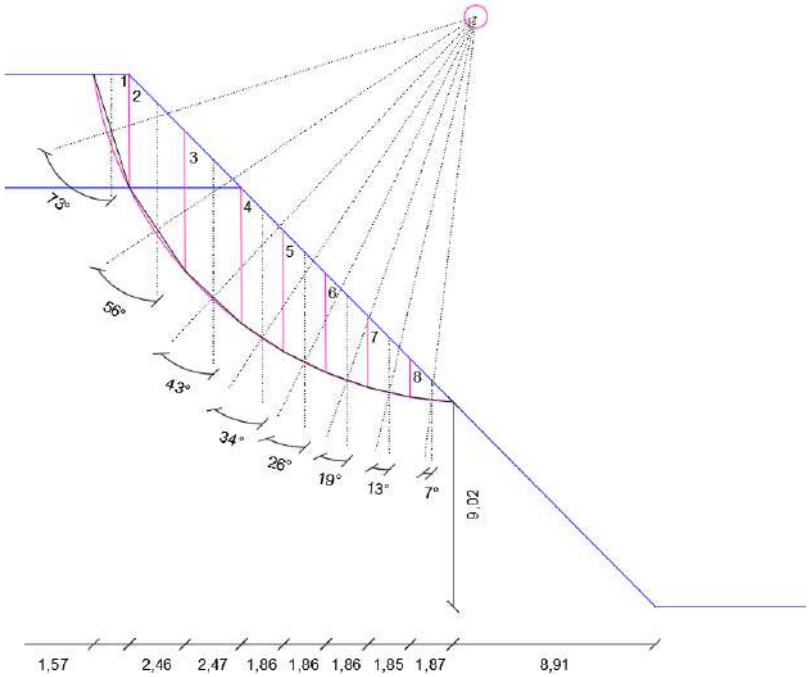


Figura 6. Desenho da seção 2 empregada na retroanálise pelo método de Bishop.

Após algumas interações, chegou-se ao FS unitário reduzindo-se para o solo arenoso a coesão à 0 e o ângulo de atrito à 33 º, e para o solo argiloso a coesão para 14,6 kPa e o ângulo de atrito para 35 º. Como a camada de solo arenoso é bem maior no talude, as alterações em seus parâmetros geram variações mais significativas no fator de segurança, enquanto mudanças nos parâmetros do solo argiloso pouco o alteram.

4.4 Análises de estabilidade condição atual (pós-ruptura)

Utilizando-se os parâmetros obtidos pelos ensaios de cisalhamento e pela retroanálise, foram realizadas as análises de estabilidade somente da seção 2, definida como condição atual e considerada crítica por se tratar da seção rompida.

Adotando-se os parâmetros do solo encontrados no ensaio de laboratório obteve-se um FS crítico de 1,314, como mostra a Figura 7. E na análise com os parâmetros retroanalisado, teve-se um fator de segurança crítico muito próximo do unitário, como mostrado na Figura 8. Já era esperado uma redução no valor do fator de segurança, visto que os parâmetros de resistência da retroanálise são menores do que os do laboratório.

De acordo com o resultado das análises e considerando o valor de fator de segurança mínimo de 1,5 recomendado pela NBR 11682 (ABNT, 2009), confirma-se que a condição atual do talude ainda é imprópria para o nível de segurança mínimo desejável, tendo em vista sua localização em perímetro urbano.

Entretanto, ressalta-se que se o estudo fosse realizado de forma falha, levando em consideração somente com os parâmetros dos ensaios de cisalhamento, baixo nível de segurança contra a perda de vidas humanas e nível médio de segurança contra danos materiais e ambientais, poder-se-ia ratificar a estabilidade do talude.

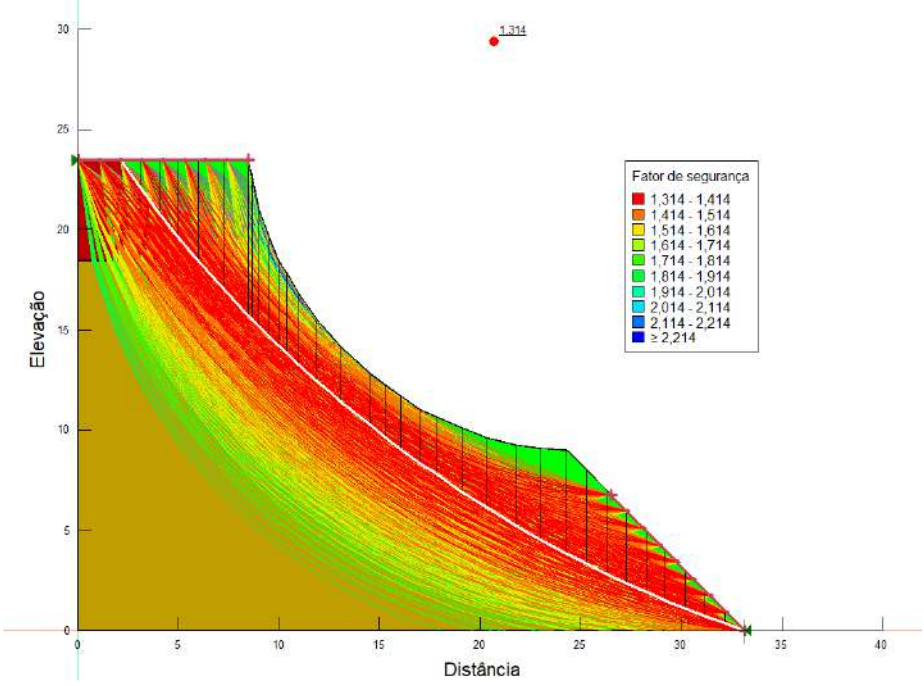


Figura 7. Resultado da análise de estabilidade da seção 2 na condição atual com os parâmetros dos ensaios de cisalhamento pelo método de Bishop.

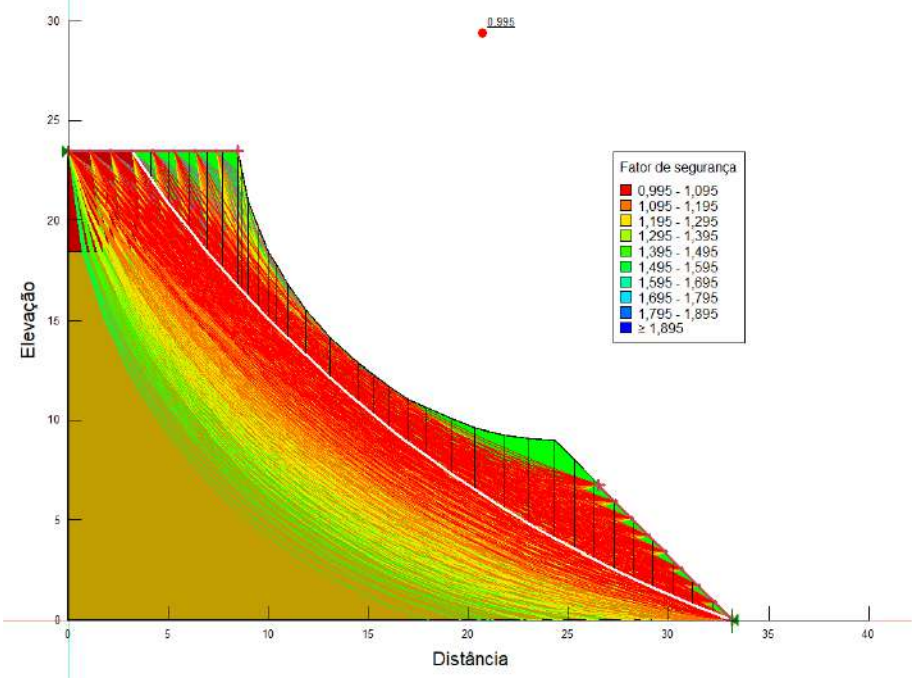


Figura 8. Resultado da análise de estabilidade da seção 2 na condição atual com os parâmetros retroanalizados pelo método de Bishop.

5 CONCLUSÃO

Os valores dos fatores de segurança do talude estudado neste trabalho para sua condição original (antes da ruptura), obtidos nas análises de estabilidade, foram próximos de 1,1. Tendo em vista o risco de vida e econômico elevados, devido ao talude se localizar às margens de uma rodovia e dentro de área urbana, o valor mínimo para esse parâmetro deveria ser de 1,5 de acordo com a NBR 11682 (ABNT, 2009). Desta forma, a condição original do talude já se mostrava instável, fato que culminou na ruptura existente.

Essa condição de instabilidade continua ocorrendo mesmo após a ruptura. A análise de estabilidade da seção crítica, onde ocorreu o escorregamento, na condição atual mostra que o talude continua com valores de fatores de segurança abaixo do mínimo requerido, podendo ser ainda menor caso fossem pesquisados e considerados os parâmetros de poropressão.

A retroanálise permitiu que se determinasse os parâmetros do talude no momento de ruptura, quando o fator de segurança é igual a 1. Enquanto os ensaios de cisalhamento direto forneciam para o solo argiloso uma coesão de 15,4 kPa e ângulo de atrito de 40,1º e para o solo arenoso uma coesão de 4,2 kPa e ângulo de atrito de 38,6º, a retroanálise indicou para o solo argiloso uma coesão de 14,6 kPa e ângulo de atrito de 35º e para o solo arenoso uma coesão de 0 kPa e ângulo de atrito de 33º.

Dado que o aumento da quantidade de água no solo, pelas chuvas ou elevações dos rios, interfere na estabilidade de encostas, aumentando seu peso específico, originando processos erosivos e diminuindo sua resistência, é possível que venha a ocorrer situações que agravem a instabilidade do talude.

Diante da preocupante situação de instabilidade desse talude, é fundamental que sejam tomadas medidas de remediação, como por exemplo o retaludamento da encosta, com mudança de inclinação e/ou altura, até que se atinja o fator de segurança mínimo desejado; a instalação de drenos e canaletas para reduzir os efeitos da água de infiltração e a recuperação da cobertura vegetal que protege principalmente contra a erosão.

Por último, salienta-se a importância de que este estudo valha de base para trabalhos futuros, que busquem por exemplo projetar a remediação do talude, ou também seguir a perspectiva desse trabalho, realizando-se outros métodos de cálculos mais precisos, como Morgenstern-Price, além da realização de uma sondagem do solo em busca de informações sobre o lençol freático, que forneceria mais informações para gerar resultados ainda mais confiáveis e próximos da realidade.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Instituto de Recursos Naturais (IRN) e a Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI) pelo apoio ao desenvolvimento do trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682 – *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). NBR 9604 – *Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas*. Rio de Janeiro.

Almeida, J. R. de; Araújo, G. H. de S.; Guerra, A. J. T. (2005) Gestão Ambiental de Áreas Degradadas. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil.

Carvalho, P. A. S. de (coord). (1991) Manual de Geotecnia: Taludes de Rodovias: Orientação para Diagnóstico e Soluções de seus Problemas. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas.

Cunha, M. A (coord). (1991) Manual de Ocupação de Encostas. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

Das, B. M. (2007) Fundamentos de Engenharia Geotécnica. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

Gomes, C. L. R. (2003). Retroanálise em estabilidade de taludes em solo: metodologia para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Campinas, SP: Universidade Estadual de Campinas Faculdade de Engenharia Civil.

Infanti Junior, N. & Fornasari Filho, N. (1998) Processos de Dinâmica Superficial. In: Oliveira, A.M.S. & Brito, S.N.A. (Eds.). Geologia de Engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), cap. 9, p.131-152.

Gerscovich, D. M. S. (2016) Estabilidade de taludes. São Paulo: Oficina de Textos.

Guidicini, G.; Nieble, C. M. (1984) Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo: Edgard Blücher.

Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1969) Soil Mechanics. New York: J. Wile.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/246

Retroanálise Geotécnica de Estrutura de Contenção em Concreto Armado na Região Centro-Sul de Belo Horizonte - MG

Thiago Bomjardim Porto
Pesquisador do Programa de Pós-graduação em Geologia – PPGEOL. Instituto de Geociências da Universidade Federal de Minas Gerais – IGC UFMG, Belo Horizonte, Brasil, thiagoportoeng@gmail.com

Silvia Diniz Faria
Pesquisadora do Programa de Pós-Graduação em Construção Civil – PPGCC. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais – EEUFMG, Belo Horizonte, Brasil, silviadinizfaria@yahoo.com.br

Maria Giovana Parizzi
Professora e Pesquisadora do Programa de Pós-graduação em Geologia – PPGEOL. Instituto de Geociências da Universidade Federal de Minas Gerais – IGC UFMG, Belo Horizonte, Brasil, mgparizzi18@gmail.com

RESUMO: Este artigo apresenta um estudo de caso real de uma estrutura de contenção construída em meados de 2009 no Bairro Mangabeiras, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. Trata-se de um muro de arrimo convencional em concreto armado, formato L, projetado para suportar esforços à flexão. Ele possui comprimento longitudinal na ordem de 53 metros, altura na ordem de 2 metros e espessura aproximada de 30 centímetros. Possui também contrafortes aproximadamente a cada 2 metros com vistas a aumentar sua rigidez à flexão. Cerca de 7 metros da contenção sofreu colapso do tipo tombamento devido, provavelmente, a erros no dimensionamento geotécnico-estrutural. Narrativas locais informaram que parte do muro apresentou sinais de instabilidade a partir do segundo semestre de 2018, e rompeu no início de 2019. Nessa época, o município enfrentava um dos maiores índices de pluviosidade já registrados nos últimos anos, favorecendo a saturação do terreno e consequentemente redução de seus parâmetros de resistência, culminando na movimentação do talude à montante. O objetivo deste artigo foi realizar uma retroanálise simplificada teórico-analítica dos principais motivos prováveis que ocasionaram o colapso geotécnico-estrutural da contenção. Por fim, a partir de uma análise iterativa obteve-se os parâmetros de resistencia do terreno na ocasião do tombamento.

PALAVRAS-CHAVE: Estrutura de Contenção, Taludes, Ruptura Geotécnica, Análise de Estabilidade, Retroanálise.

ABSTRACT: This paper presents a real case study of a containment structure built in mid-2009 in the Mangabeiras neighborhood, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brazil. It is a conventional L-shaped reinforced concrete retaining wall, designed to withstand bending efforts. It has a longitudinal length of around 53 meters, a height of 2 meters and a thickness of 30 centimeters. It also has buttresses approximately every 2 meters to increase its flexural rigidity. Around 7 meters of the containment suffered a tipping collapse, probably due to errors in the geotechnical-structural design. Local narratives reported that part of the wall showed signs of instability from the second half of 2018, and broke in early 2019. At that time, the municipality faced one of the highest rainfall rates ever recorded in recent years, favoring the saturation of the land and consequently reducing its resistance parameters, culminating in the movement of the upstream slope. The objective of this article was to carry out a simplified theoretical-analytical retro-analysis of the main probable reasons that caused the geotechnical-structural collapse of the containment. Finally, from an iterative analysis, the terrain resistance parameters at the time of tipping were obtained.

KEYWORDS: Retaining Structure, Slopes, Geotechnical Rupture, Stability Analysis, Retroanalysis.

1 INTRODUÇÃO

Movimentos gravitacionais de massa são eventos naturais que envolvem o deslocamento de solos, rochas e/ou sedimentos em encostas. Esses fenômenos podem ser agravados ou potencializados por fatores naturais como a chuva e amplificados pela intervenção humana (antrópica), resultando em acidentes e desastres naturais significativos (HUNGR *et al.*, 2014).

Segundo Varnes (1978), os movimentos de massa podem ser classificados em seis tipos distintos: escorregamento, quedas, tombamento, fluxo, espalhamento lateral e complexos. Posteriormente, Augusto Filho (1994) adaptou essa classificação às particularidades ambientais do Brasil, reduzindo-a para quatro categorias específicas: rastejo, deslocamento de corpos rochosos (incluindo quedas, tombamento ou rolamento), fluxo de detritos e deslizamento ou escorregamento. Apresenta-se na Figura 1 a classificação proposta por Grotzinger e Jordan (2023).

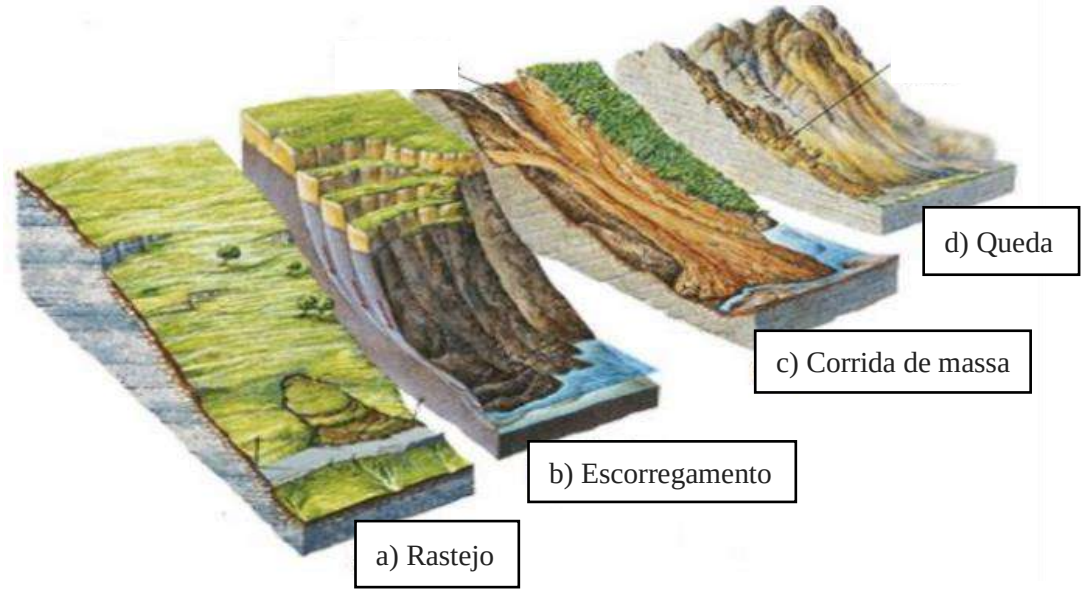


Figura 1. Movimentos gravitacionais de massa classificados quanto ao tipo e natureza do material deslocado: (a) Rastejo; (b) Escorregamento ou deslizamento; (c) Corrida de massa ou fluxo de detritos e (d) Queda.
Fonte: Adaptado de Grotzinger e Jordan (2023).

Em função de suas caracteristicas geológico-geotécnicas, o Brasil enfrenta vários desafios relacionados aos movimentos gravitacionais de massa. As características climáticas tropicais com verões com chuvas intensas são importantes gatilhos para favorecimento desses eventos geodinâmicos. Os eventos climáticos extremos, aliados à urbanização crescente, têm propiciado um cenário de tragédias de larga escala em centros urbanos (PARIZZI, 2021).

A expansão não planejada das atividades antrópicas agravam a vulnerabilidade local, com ações como cortes em taludes, aterros, depósitos de lixo e alterações na drenagem natural, culminando assim, na diminuição dos parâmetros de resistência das encostas (angulo de atrito e coesão) e, consequentemente, aumentando a suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa. O desmatamento e outras práticas ambientais também contribuem para esse quadro preocupante (PARIZZI, 2021).

Ocupações irregulares em áreas de relevo íngreme, onde a infraestrutura urbana é insuficiente ou inexistente são locais potencias para eventos geodinâmicos. O planejamento urbano deficiente e o crescimento desordenado das cidades aumentam os riscos, potencializando danos materiais e perdas humanas relacionadas a esses fenômenos naturais (PARIZZI, 2021).

As condicionantes e mecanismos de ruptura de encostas na região Metropolitana de Belo Horizonte, bem como correlações entre chuvas e movimentos gravitacionais de massa já são objeto de estudos há vários anos, com destaque aos trabalhos: Parizzi (2004), Parizzi *et al.* (2006), Parizzi *et al.* (2011), Parizzi *et al.* (2013), Parizzi (2014), Parizzi (2021), Menezes *et al.* (2021), Parizzi (2022), e Silva *et al.* (2023). Recentemente, Porto (2024) mapeou as áreas suscetíveis a movimentos gravitacionais de massa

(deslizamentos) para os municípios de Belo Horizonte, Contagem, Nova Lima e Sabará, constituindo uma importante ferramenta para auxiliar os gestores públicos na tomada de decisões quanto a intervenções futuras.

Este artigo discute a ruptura de uma estrutura de contenção em concreto armado localizada em Belo Horizonte, atribuída a erros no dimensionamento geotécnico-estrutural e à falta de uma análise geológica adequada dos fenômenos associados ao movimento do talude. O incidente foi caracterizado como uma ruptura global e de grande magnitude. Posteriormente, foram conduzidas retroanálises para identificar suas causas.

A qualidade das estruturas de concreto armado pode ser avaliada em três perspetivas: segurança, desempenho e durabilidade. Os critérios relacionados ao desempenho e à segurança devem ser avaliados ao longo de toda a vida útil predefinida da estrutura, garantindo assim sua durabilidade. A maneira como a estrutura é utilizada em seu ambiente integrado serve como um indicador fundamental para medir seu desempenho, segurança e durabilidade. Ressalta-se que um bom projeto de estrutura de contenção deve considerar as ações conforme a NBR 8681 (ABNT, 2004) e as diretrizes da NBR 6118 (ABNT, 2023). As diretrizes normativas exigem uma vida útil mínima de 50 anos para a estrutura, NBR 15575-1 (ABNT, 2024).

2 RETROANÁLISE

De acordo com Nascimento (2016), a retroanálise é uma metodologia utilizada para determinar os parâmetros do terreno na ocasião de um movimento gravitacional de massa, possibilitando-se assim obter os dados geotécnicos de maneira satisfatória. Os resultados obtidos podem ser utilizados em futuros projetos em regiões próximas ao talude retroanalisado, assegurarando maior confiabilidade em futuras análises e consequentemente futuras obras de infraestrutura de contenção de talude do mesmo tipo e natureza. Da mesma forma, conforme afirmado por Faria *et al.* (2017), a retroanálise não apenas aumenta a confiabilidade, mas também avalia a incerteza nos modelos de análise de estabilidade de taludes próximos a áreas de deslizamento.

A abordagem metodológica adotada neste trabalho para a análise de estabilidade foi determinística, fundamentada no princípio do equilíbrio limite, com um fator de segurança (FS) unitário e a estimativa dos parâmetros na condição de ruptura iminente. Jiang e Yamagami (2008) destacam a utilidade desse método para o planejamento de medidas corretivas em deslizamentos. Além disso, Pinto (2013) e Faria *et al.* (2017) enfatizam que a retroanálise é amplamente empregada para uma avaliação mais precisa do evento, visando identificar as possíveis causas que levaram ao colapso geotécnico.

3 ASPECTOS GEOLÓGICOS

No estado de Minas Gerais, no que se refere a geologia regional, o estudo de caso está na Serra do Curral, localizada no limite norte do distrito minerário do Quadrilátero Ferrífero. No âmbito municipal de Belo Horizonte, o estudo de caso está inserido na regional Centro-Sul de Belo Horizonte. Composta por rochas sedimentares datadas de mais de 2,4 bilhões de anos atrás. A serra foi deformada por movimentos tectônicos ao longo do tempo, resultando em metamorfismo. As rochas metassedimentares pertencem ao Grupo Itabira, dividido em Formação Cauê (predominantemente itabiritos) e Formação Gandarela (dolomitos, filitos dolomíticos e ferruginosos). Os itabiritos, rochas resistentes à erosão, encontram-se no topo da serra, enquanto os dolomitos e filitos, mais suscetíveis à erosão, ocupam as partes inferiores e vales. A paisagem da serra é moldada por processos erosivos e gravitacionais, como escorregamentos e quedas de blocos. As escarpas evoluem devido à queda e escorregamentos de blocos, sendo mais pronunciadas na face voltada para Belo Horizonte. Descontinuidades nas rochas contribuem para a queda de blocos, formando depósitos de tálus na base da serra. As estruturas planares dos itabiritos e dos dolomitos foram mapeadas, incluindo fraturas paralelas e subverticais que influenciam a forma da escarpa. Na face oposta, em Nova Lima, os escorregamentos planares são mais comuns (PARIZZI, 2004).

O talude do estudo de caso é formado por tálus derivado da fragmentação de filitos e quartzitos da Formação Cercadinho no bairro Mangabeiras em Belo Horizonte, MG. Depósitos acumulados resultantes de rupturas de filitos e xistos na base do talude se movimentam lentamente, deslizamento este caracterizado como rastejamento (PARIZZI, 2021). Relatos de moradores do local afirmam que chuvas intensas de verão ocorridas em dezembro/1979 e janeiro/1980 foram o gatilho para um grande deslizamento que se iniciou nas proximidades do Palácio das Mangabeiras (região mais alta nas imediações do sinistro), coordenada geográfica 19º57’13,5”S; 43º54’48”, na altitude média de 1166 metros, se estendendo por cerca de 200 metros (em planta) até as imediações da área de estudo desta pesquisa.

4 CARACTERÍSTICAS DA ÁREA DE ESTUDO

A estrutura de contenção de concreto armado estudada está localizada na Rua João Camilo de Oliveira Torres, próxima ao número 95, no Bairro Mangabeiras, na região Centro-Sul de Belo Horizonte, Minas Gerais, Figura 2. Trata-se de um muro de arrimo convencional em concreto armado, formato L, projetado para suportar esforços à flexão. Ele possui comprimento longitudinal na ordem de 53 metros, altura na ordem de 2 metros e espessura aproximada de 30 centímetros. Possui também contrafortes aproximadamente a cada 2 metros com vistas a aumentar sua rigidez à flexão. Cerca de 7 metros da contenção sofreu colapso do tipo tombamento devido, provavelmente, a erros no dimensionamento geotécnico-estrutural.

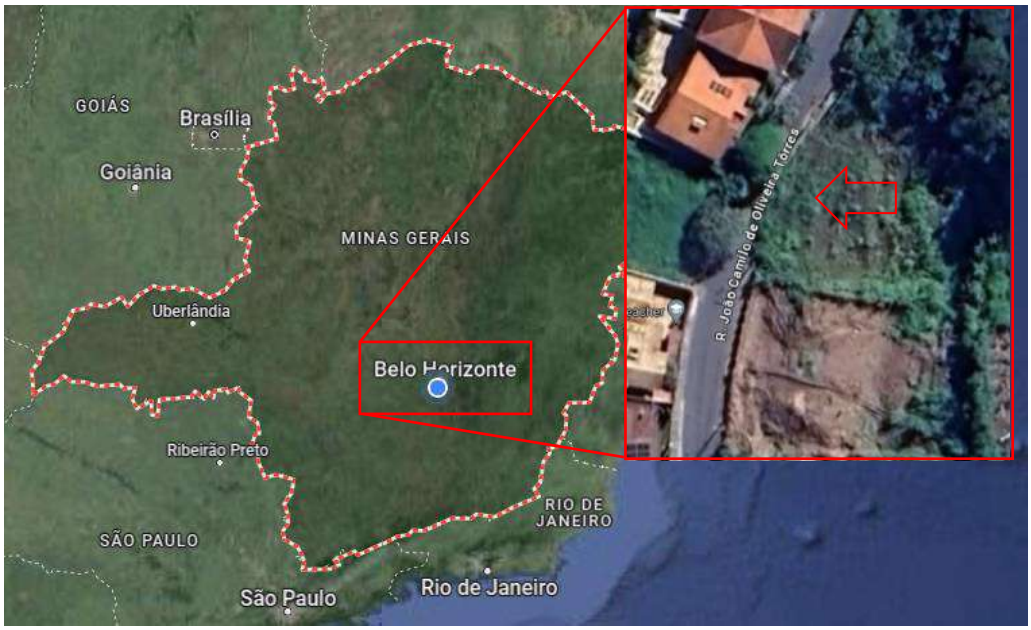


Figura 2. Localização da estrutura de contenção. Fonte: google.com.br/maps – acessado em 21/03/2024.

Relatos dos moradores indicam movimentos lentos e graduais do terreno próximo à rua João Camilo, próximo ao número 95, caracterizado como um tipo de movimento gravitacional de massa conhecido como rastejo. Segundo Highland e Bobrowsky (2008), o termo "rastejo" (creep) refere-se ao movimento lento e gradual do solo, caracterizado por um deslocamento imperceptível e contínuo para baixo do talude. Esse tipo de deslocamento é causado por tensões de cisalhamento internas que são suficientes para provocar deformações, porém não são capazes de causar rupturas. Tipicamente, há três tipos de rastejo: (1) sazonal, no qual o movimento ocorre sazonalmente no interior e no fundo do solo afetado por variações sazonais, como mudanças na umidade e temperatura; (2) contínuo, onde a tensão de cisalhamento permanece constante e excede a resistência do material; e (3) progressivo, no qual os taludes alcançam o ponto de ruptura, resultando em outros tipos de movimentação do terreno.

Um dos residentes mencionou que em dezembro de 2009 o muro “antigo/existente” desabou, porém, devido ao período chuvoso, a Prefeitura de Belo Horizonte não pôde reconstruir a estrutura imediatamente. Em 2012, a Prefeitura reconstruiu o muro de arrimo em concreto armado convencional. Em meados de 2018, após uma intervenção à montante do muro, sinais de instabilidade foram identificados pelos moradores, culminando com o deslizamento e tombamento parcial da estrutura de contenção em concreto armado. Em abril de 2019, o mecanismo e modo de ruptura foi verificado em módulo adjacente à primeira ocorrencia, demostrando que o processo de instabilização continuava ativo e em progresso. Dessa forma, o colapso generalizado (ELU) de dois módulos do muro, separados por juntas de dilatação, ocorreu ao longo de 2019 e e aumenta até os dias atuais. Nessa época, Belo Horizonte enfrentava um dos maiores índices de pluviosidade já registrados na região, favorecendo a saturação do terreno e consequentemente redução de seus parâmetros de resistência, culminando na movimentação do talude à montante, caracterizado, principalmente, pela mudança de direção principal da vegetação local e comprometimento da acessibilidade da via de acesso.

Á área de estudo está localizada nas proximidades da coordenada 19º57’13”S; 43º54’51” e possui altitude média em relação ao nível do mar de 1010 metros.

A Figura 3 apresenta uma linha do tempo fotográfica realizada através de imagens do google street view e fotos disponibilizadas por moradores, com os principais acontecimentos, de 2009 à 2024. Percebe-se que o relevo à montante da estrutura de contenção na ocasião do sinistro propiciava um aumento do empuxo.

(a) (b)

(c) (d)

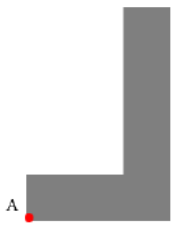
(e) (f)

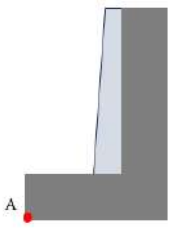
Figura 3. Linha do tempo fotográfica com os principais acontecimentos (2009 a 2024): (a) Início do deslizamento ocorrido em 2009; (b) Muro em construção em 2012; (c) Muro reconstruído em 2012; (d) Muro aparentemente em boas condições em 2017; (e) Deslizamento e tombamento de parte do muro em 2018; (f) Aumento de deslizamento e tombamento de parte do muro em Março/2024. Fonte: Autores.

5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DETERMINÍSTICA DO TALUDE

Para os objetivos do artigo, como foi verificado em trabalhos de campo que o modo de ruptura principal do muro foi o tombamento, a análise determinística foi feita apenas para o tombamento em conformidade com a NBR 11682 (ABNT, 2009). Apresenta-se na Figura 4 desenho esquemático do muro de arrimo estudado.

(a) (b)





(c)

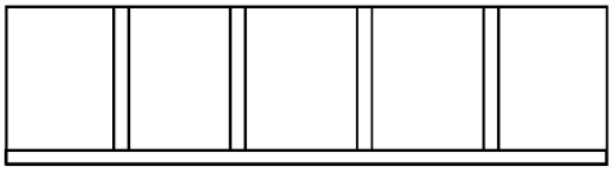


Figura 4. Representação esquemática "sem escala" do muro de arrimo analisado: (a) SEÇÃO A - Sem contraforte; (b) SEÇÃO B - Com contraforte; (c) vista frontal típica do muro de arrimo que tombou.

A NBR 11682 (ABNT, 2009) apresenta os requisitos mínimos para o estudo, projeto, execução e controle de estabilidade de taludes naturais ou resultantes de aterros e cortes, inclusive avaliação da necessidade de implantação de medidas emergenciais. Conforme item 7.3.7 da referida norma, para situações onde permite-se a desconsideração da deformação do terreno, admite-se que o maciço geotécnico tenha um corportamento rígido plástico na ocasião da ruptura geotécnica, o problema de estabilidade pode ser resolvido por equilibrio limite. Analiticamente, tem-se:

$$FS = \frac{M_{Resistente}}{M_{Solicitante}} \quad (1)$$

Para a equação (1), FS é o Fator de Segurança, M_R é o Momento Resistente e M_S é o Momento Solicitante. De acordo com a NBR 11682 (ABNT, 2009) o FS varia de 1,2 a 1,5 função do nível de segurança contra danos a vidas humanas e nível de segurança contra danos materiais e ambientais. No caso da análise de estabilidade geotécnica de muros de arrimo convencionais à flexão os requisitos para verificação da segurança à estabilidade das estruturas de contenção são: (a) Tombamento (FS_{min}=2,0); (b) Deslizamento na base (FS_{min}=1,5); (c) Capacidade de carga da fundação ($FS_{mín}$=3,0).

Apresenta-se na Tabela 1 um resumo da análise geotécnica feita para obtenção dos parâmetros de resistencia do terreno estudado. Foi feito uma análise iterativa até se obter um fator de segurança (FS) unitário. Nesta análise, inferiu-se o peso específico e coesão baseado em trabalhos publicados no entorno da área de estudo e o ângulo de atrito retroanalisado foi de 23,2º. A hipótese de que o terreno, na ocasião do sinistro, não dispunha de coesão verdadeira, tão pouco de intercepto coesivo, baseou-se nos trabalhos realizados nas proximidades da área de estudo, em particular Parizzi (2004), Guimarães (2011a) e Guimarães (2011b). Essa premissa corrobora com as pesquisas realizadas por Lacerda et al. (2014) que assume sucção igual a zero para solos saturados em função de períodos com intensidade, duração e frequência de chuvas significativos. Após inspeções de campo e análises das amostras coletadas no local, concluiu-se que o terreno estudado é formado por tálus friável derivado da fragmentação de filitos e quartzitos com coloração cinza a marrom escuro, com capacidade expressiva (significante) de retenção de umidade mesmo após períodos chuvosos.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos utilizados na retroanálise até se obter a convergência.

Análise	Peso Específico (kN/m³)	Coesão (KN/cm²)	Ângulo de Atrito (Graus)	Fator de Segurança (FS)
1	20	0	30,0	1,31
2	20	0	25,0	FS > 1
3	20	0	23,2	1,00
4	20	0	23,0	FS < 1
5	20	0	22,0	FS < 1
6	20	0	20,0	0,88
7	20	0	10,0	0,61

6 CONCLUSÃO

Ao realizar um projeto de uma estrutura de contenção, o engenheiro projetista deve estar atento a condição global do terreno para avaliar se é preciso fazer uma avaliação mais aprofundada do ponto de vista geológico. No caso deste estudo de caso, após entrevista com os moradores locais e avaliação da área de estudo e adjacências, identificou-se que o talude está em constante movimento lento, chamado de rastejamento. Trata-se de um tipo de movimento gravitacional de massa que tem influência importante na definição do sistema estrutural a ser adotado como elemento de contenção. Neste caso, barreiras flexíveis costumam ser mais assertivas e efetivas em comparação com soluções rígidas de concreto armado como muros de arrimo convencionais.

No caso do muro localizado no Bairro Mangabeiras caberia realizar a avaliação específica, devido ao fenômeno rastejo, preferencialmente, numericamente, utilizando-se o Método dos Elementos Finitos, permitindo-se assim fazer um estudo de tensão-deformação na área e estimando com maior acurácia o

comportamento do terreno. A verificação do tombamento se mostrou efetiva para estudos iniciais analíticos e possibilitou encontrar de maneira iterativa o angulo de atrito do terreno na ocasião do sinistro, 23,2º.

De acordo com a NBR 11682 (ABNT, 2009) como maneira de instruir adequadamente o proprietário da obra quanto a necessidades de manutenções periódicas da estrutura de contenção com vistas a garantir o bom desempenho previsto em serviço, ao término da obra, o executor deve elaborar o "Manual do Usuário" a ser entregue ao proprietário do empreendimento. No manual, deve constar todas as providências em termos de manutenção da estrutura de contenção a serem seguidas, tanto o tipo de serviço a ser realizado quanto à sua periodicidade. De acordo com o item 10, "manutenção" da referida norma, as vistorias geológico-geotécnicas devem ter frequência mínima de 6 meses para verificação de trincas, deslocamentos, obstruções na drenagem, erosões e outros fatores pertinentes locais. Além disso, deve-se realizar limpeza periódica no sistema de drenagem, inclusive medição de vazão dos drenos. No anexo C da NBR 11682 é apresentado um modelo de laudo de vistoria. Se necessário, o monitoramento geológico-geotécnico do desempenho da obra de infraestrutura deve ser realizado com vistas a garantia da estabilidade do talude para uma vida útil mínima de 50 anos. Os tipos de controle usualmente utilizados são apresentados no item 11, "monitoramento" da NBR 11682 (ABNT, 2009).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) e do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET MG) na viabilização do presente artigo. Gostaríamos de agradecer também aos moradores Gisele Ribeiro e Marcos Soares pela disponibilização de material fotográfico do estudo de caso, bem como informações históricas sobre sinistros anteriores na região estudada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2004). NBR 8681. *Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024). NBR 15575-1. *Edificações habitacionais – Desempenho Parte 1: Requisitos gerais*. Rio de Janeiro.

Augusto Filho, O. (1994). *Cartas de risco de escorregamentos: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilha Bela, SP*. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade de São Paulo (USP).

Faria, S. D. et al. (2017). *Retroanálise de Contenção em Concreto Armado que Rompeu no Município de Sarzedo – MG*. XII Conferencia Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. COBRAE. Florianópolis, Santa Catarina, Brasil. Disponível em: <https://drive.google.com/drive/folders/1ffezfmnLtAiczxYEuWFQl-vBnX_-qrl6>. Acesso em: 25 mar. 2024

Grotzinger, J; Jordan, T.H. (2023), *Para entender a Terra* - 8ª ed. Bookman.

Guimarães, R. N. (2011a) *Análise da variação da coesão aparente de talus de filito de Belo Horizonte*. Relatório de Iniciação Científica. Curso de Graduação em Geologia da UFMG. Belo Horizonte. Supervisão: Maria Giovana Parizzi.

Guimarães, R. N. (2011b) *Análise do Potencial matricial de talus de filito*. Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Geologia da UFMG. Belo Horizonte. Orientação: Maria Giovana Parizzi.

Highland, L. M., Bobrowsky, P. (2008). *The Landslide Handbook - A Guide to Understanding Landslides.* Reston, Virginia, CO: U.S. Geological Survey (USGS) National Landslide Information Center (NLIC). https://doi.org/10.3133/cir1325. Disponível em: <https://www.gfdrr.org/sites/default/files/publication/Deslizamentos_M5DS.pdf>. Acesso em: 25 mar. 2024.

Hungr, O., Leroueil, S., Picarelli, L. (2014) *The Varnes classification of landslide types, an update*. Landslides 11, 167–194. https://doi.org/10.1007/s10346-013-0436-y. Disponível em: <https://link.springer.com/article/10.1007/s10346-013-0436-y#citeas>. Acesso em: 25 mar. 2024.

Jiang, J.C.; Yamagami, T. (2008) *A new back analysis of strength parameters from single slips*. *Computers and Geotechnics*, Elsevier, Vol. 35, p. 286-291. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.09.004.

Lacerda, W. A., Palmeira, E. M., Coelho Netto, A. L., Ehrlich, M. (2014) Extreme rainfall induced landslides - an international perspective. p. 136. Ed. Oficina de Textos. São Paulo.

Menezes, L. O. et al. (2021) *Comunicação em Geociências na Gestão de Riscos e Desastres Ambientais.* A. do Inst. de Geociências, V. 44, 1-12. UFRJ. DOI: https://doi.org/10.11137/1982-3908_2021_44_37273.

Nascimento, P.N.C. (2016) *Análise de um aterro experimental levado a ruptura situado em região de baixada de Macaé – RJ*. Dissertação de Mestrado, Univ. Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Goytacazes.

Parizzi, M. G. (2004) *Condicionantes e mecanismos de ruptura em taludes da região metropolitana de Belo Horizonte, MG*. 211p. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP. Ouro Preto.

Parizzi, M. G. (2014) *Desastres naturais e induzidos e o risco urbano.* Geonomos, p. 1-9. Disponível em: <https://periodicos.ufmg.br/index.php/revistageonomos/article/view/11705>. Acesso em: 21 mar. 2024.

Parizzi, M. G. (2021) *Riscos Geológicos e Hidrológicos no Município de Belo Horizonte, MG*. Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (RBGEA). v.11. p. 145-161. Disponível em: https://www.abge.org.br/downloads/3%20-%20RISCOS%20GEOLOGICOS%20E%20HIDROLOGICOS%20NO.pdf. Acesso em: 25 mar. 2024.

Parizzi, M. G. (2022) *Panorama dos desastres climatológicos, hidrológicos, meteorológicos e geológicos durante o período de 2010 - 2019*. Derbyana, v. 43, p. 01-18. Disponível em: <https://revistaig.emnuvens.com.br/derbyana/article/view/766>. Acesso em: 25 mar. 2024.

Parizzi, M. G. et al. (2006) *A aplicação do GPR na análise de estabilidade de taludes.* Geotecnia (Lisboa), Portugal, v. 106, p. 23-53. Disponível em: <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/article/view/10780/7977>. Acesso em: 25 mar. 2024.

Parizzi, M. G. et al. (2011) Processos de movimentos de massa em Belo Horizonte, MG. GEOGRAFIAS (UFMG), v. 7, n.1, p. 58-87, 2011. DOI: https://doi.org/10.35699/2237-549X..13309.

Parizzi, M.G. et al. (2013) *Retroanálise de Escorregamento de Talude na Área de Risco do Taquaril, Belo Horizonte, MG*. Geonomos, p. 2-39. Disponível em: <https://periodicos.ufmg.br/index.php/revistageonomos/article/view/11759>. Acesso em: 25 mar. 2024.

Pinto, S. E. L. (2013) *Retroanálise de ruptura de estrutura de contenção em retangulões de Belo Horizonte/MG.* Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Geotecnia e Transportes. Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia (DETG). Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (EE UFMG). Belo Horizonte. 180p. Disponível em: <https://repositorio.ufmg.br/handle/1843/BUBD-9JGQMF>. Acesso em: 25 mar. 2024.

Porto, T. B. (2024) *Mapeamento de Suscetibilidade à Deslizamentos nos Municípios de Belo Horizonte, Contagem, Nova Lima e Sabará*. Relatório Técnico de Atividades da Residência Pós-Doutoral. Programa de Pós-Graduação em Geologia do Instituto de Geociências da Universidade Federal de Minas Gerais (IGC UFMG). Supervisão: Maria Giovana Parizzi. Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

Silva, D. F. S. et al. (2023) *Natural Disasters in the Metropolitan Region of Belo Horizonte: A Summary of Events Occurred in the Rainfall Period of 2019/2020*. Anuário do Instituto de Geociências, V. 46, 1-13. UFRJ. DOI: https://doi.org/10.11137/1982-3908_2023_46_48923. Disponível em: <https://revistas.ufrj.br/index.php/aigeo/article/view/48923>. Acesso em: 25 mar. 2024.

Varnes, D.J., (1978), *Slope movement types and processes.* In: Schuster R.L. and Krizek R.J. (eds). Landslides, Analysis and Control, Transportation Research Board, Special Report No. 176, National Academy of Sciences, 11-33, Washington, D.C. Disponível em: < https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/sr/sr176/176.pdf>. Acesso em: 25 mar. 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/247

Retroanalise Probabilistica Bidimensional por Equilibrio Limite de Ruptura de Talude no Morro da Forca em Ouro Preto/MG

Filipe G. Xavier,
Mestrando, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, filipe.xavier@wsp.com

André C. Zingano,
Professor Adjunto, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, andrezin@ufrgs.br

Arthur Ximenes
Geólogo, WSP, Belo Horizonte, Brasil, arthur.ximenes@wsp.com

Emanuel Silveira
Engenheiro de Minas, WSP, Belo Horizonte, Brasil, emanuel.silveira@wsp.com

Roberto Cézar Silva
Engenheiro Civil, WSP, Belo Horizonte, Brasil, roberto.silva2@wsp.com

RESUMO: Ouro Preto é uma cidade situada no estado de Minas Gerais na qual está sujeita a deslizamentos e rolamentos de solo/rocha. Infelizmente uma dessas fatalidades ocorreu no início de 2022 na qual um escorregamento translacional veio ocasionar perdas materiais no entorno do Morro denominado da Forca. Assim, o objetivo deste trabalho é estimar os parâmetros de resistência do regolito presente no talude através de uma retroanálise probabilísticas da ruptura em questão. A modelagem numérica bidimensional foi desenvolvida por meio do software Slide 2 da Rocscience e os parâmetros de entrada iniciais foram estimados através de correlações geotécnicas. Apesar de haver diversas incertezas tal metodologia mostrou-se satisfatória para fornecer um embasamento técnico para dimensionamento de contenções em taludes.

PALAVRAS-CHAVE: Retroanálise, probabilístico, correlação e equilíbrio-limite.

ABSTRACT: Ouro Preto is a city located in the state of Minas Gerais, which is subject to soil/rock slides and movements. Unfortunately, one of these fatalities occurred in early 2022, in which a translational slip resulted in material losses around the hill known as Morro da Forca. Therefore, the objective of this work is to estimate the strength parameters of the regolith present in the slope through a probabilistic back-analysis of the rupture in question. The two-dimensional numerical modeling was developed using Rocscience's Slide 2 software, and the initial input parameters were estimated through geotechnical correlations. Despite the numerous uncertainties, this methodology proved satisfactory in providing a technical basis for designing slope reinforcements.

KEYWORDS: Back-analysis; Probabilistic; Correlation; Limit equilibrium.

1 INTRODUÇÃO

Ao longo dos anos têm se tornado rotineiro os movimentos de massa em que há prejuízos materiais e de vidas humanas. A cidade de Ouro Preto – MG entra dentro desse cenário, isso se deve a ocupação urbana inadequada nas encostas, associada aos aspectos geológicos, geomorfológicos e geotécnicos da região (Xavier, 2019). Esses movimentos têm caráter natural e são causados devido a agentes exógenos modeladores do relevo, contudo as consequências dos movimentos de massa têm sido catastróficas devido a interferência com empreendimentos dos mais variados portes econômicos e funções.

Para mitigar o impacto causado por movimentos de massa é necessário caracterizar a região nas quais os empreendimentos estão locados com intuito de avaliar a necessidade de intervenção de engenharia que mitiguem a ocorrência de movimentos de massa tão comuns nos períodos chuvosos (Bretas, 2020).

A obtenção de parâmetros geotécnicos assertivos para alimentar modelos numéricos têm sido um desafio para a comunidade acadêmica, tendo em vista o alto custo para aquisição de dados. Assim, um movimento de massa pode vir a fornecer diversas informações sobre a condição de ruptura daquela encosta. No momento que a razão das forças resistentes sobre as solicitantes é unitária (FS=1) considera-se que a estrutura está na iminência do seu rompimento, tal premissa permite corroborar em um modelo numérico os parâmetros geotécnicos no momento da ruptura do talude, sendo eles resistência ao cisalhamento, intercepto de coesão, entre outros. O processo de determinar as condições e estabelecer o modelo mais adequado para o talude a partir das informações de sua ruptura é denominado retroanálise (Duncan; Wright; Brandon, 2014 *apud* Bretas, 2020). Contudo, para seu emprego é necessário entrar com parâmetros iniciais, condições de contorno, definir o método probabilístico e a distribuição estatística adotada conforme o cenário estudado.

2 OBJETIVO

A proposta desse artigo é corroborar os parâmetros geotécnicos inseridos por correlações de sondagens através de uma retroanálise probabilística, fornecendo um embasamento técnico para dimensionamento de contenções em taludes. Para isso foi necessário desenvolver um modelo geológico implícito enfatizando o regolito obtido por sondagens, assim, obteve-se a estratigrafia da área de estudo, essas informações alimentaram um modelo numérico bidimensional baseado em equilíbrio-limite no qual foi possível mensurar a aderência dos parâmetros iniciais com ferramentas probabilísticas.

3 METODOLOGIAS EMPREGADAS

Neste estudo, foi analisada a estabilidade de taludes utilizando o método de Morgenstern-Price. Esse método foi desenvolvido para obter resultados mais precisos, buscando superfícies de escorregamento não circulares que respeitem as condições de equilíbrio e de fronteira. Ele é considerado rigoroso e foi aplicado em conjunto com o método de busca, que utiliza superfícies não circulares com refinamento automático gerado pelo software Slide (versão 9.023). Esse método busca superfícies circulares em superfícies lineares por partes, subdividindo os arcos circulares. Essa abordagem visa melhorar significativamente os resultados, encontrando superfícies de deslizamento com fatores de segurança mais conservadores.

Para o maciço rochoso considerou-se um modelo anisotrópico seguindo os critérios de resistência generalizado de Hoek-Brown e para regolito os parâmetros de resistência do critério de ruprtura de Mohr-Coulomb.

Para obtenção dos parametros inicias do modelo foi necessario realizar procedimentos indiretos como as correlações das sondagens, com intuito de atribuir parâmetros ligados a resistência de cisalhamento, intercepto de coesão e compressibilidade dos solos. Os cálculos dos ensaios de campo foram baseados na metodologia proposta por Schnaid e Odebrecht (2012). De acordo com esses autores, a energia teórica de queda livre transmitida do martelo para a haste não corresponde à energia nominal transmitida na prática. Portanto, é necessário fazer uma correção, especialmente em equipamentos manuais, onde essa energia atinge em média de 70% a 80% da teórica. Para garantir uma abordagem conservadora, todas as estimativas neste estudo serão corrigidas utilizando o fator de 70%.

$$N = Nspt * 0{,}7 \quad (1)$$

A estimativa dos valores de intecpeto de coesão partiu dos conhecimentos adquiridos fazendo a seguinte considerações para valores máximos e minimos probabilísticos.

$$Cmáx = N/0{,}8 \quad (2)$$

$$Cmin = N/1{,}2 \quad (3)$$

Utilizamos a formulação de Teixeira (1996) para estimar o ângulo de atrito do material, adaptando o índice de resistência à penetração (N) para nosso caso específico.

$$\phi = \sqrt{20 + N} + 15^0 \quad (4)$$

Os pesos específicos dos materiais foram definidos com base na análise tátil visual e nos valores médios obtidos por penetração. Para as camadas de solos arenosos, foram utilizadas as correlações propostas por Godoy (1972) conforme a Tabela *1*.

Tabela 1: Correlações empíricas para peso específico de solos arenosos (Godoy, 1972).

N (golpes)	Consistência	Peso Específico (KN/m3)		
		Drenado	Úmido	Saturado
< 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta			
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Para mensurar a dispersão dos parametros adotados utilizou-se o coeficiente de variação (Cov), obtido pela razão do desvio padrão pela média dos valores de um determinado parametro, assim, utilizou-se o proposto conforme a seguinte tabela para os seguintes parâmetros., conforme a Tabela *2*

Tabela 2: Valores adotados para o coeficiente de variação, adpatado (Lacasse; Nadim, 1996 apud Flores, 2008, apud Bretas 2020)

Parâmetro do Solo	Cov Adotada(%)	Referência
Ângulo de atrito efetivo	10	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Intercepto de coesão	30	Fredlund e Dahlman (1972), Kulhawy (1992), Lacasse e Nadim (1997), Duncan (2000)

A distribuição adotada dos parâmetros foi log-normal, considerando que a probabilidade de obter valores mais próximos da média é maior que a dos extremos, isso se deve ao histograma acumulado da variação dos parâmetros, os desvios padrões foram adotados referentes aos coeficientes de variação supracitados na Tabela *2*. Em função da média acrescentou-se mais ou menos três desvios padrões com intuito de obter 99,74% de confiabilidade no resultado como pode ser visto na Figura *1*

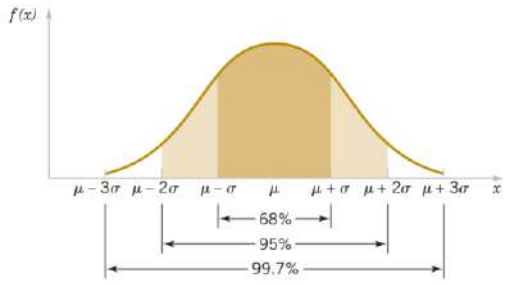


Figura 1: Exemplo de distribuição acumulada (Gaussiana) acessada 20/02/2024 em: https://www.inf.ufsc.br/~andre.zibetti/probabilidade/normal.html

Com intuito de otimizar o tempo operacional das análises de probabilidades utilizou a ferramenta superfície de resposta do Slide, conforme manual da Rocscience ela converte as variáveis aleatórias em variáveis aleatórias normais padrão usando equações de transformação (Li et al., 2011), permitindo que o software calcule menos análises direcionando estrategicamente as amostragens de interesse.

4 ESTUDO DE CASO

4.1. Geologia local

O estudo de caso abordado no artigo refere-se ao rompimento no morro denominado da Forca na cidade de Ouro Preto-MG, tal fatalidade ocorreu no dia 13 de janeiro de 2022, o desmoronamento do Morro da Forca provocou a destruição do casarão antigo Baeta Neves, felizmente o casarão estava desocupado e houve somente perca histórico/material a Figura 2 mostra uma imagem de drone pós ruptura.

Figura 2: Vista da ruptura do talude do morro da Forca, acessado 20/03/2024 em: https://maisminas.org/ouro-preto-retirada-da-terra-que-caiu-do-morro-da-forca-deve-durar-ate-abril/

Conforme a carta geotécnica de Ouro Preto as rochas presentes no Morro da Forca são constituídas pela formação Sabará sendo rochas metassedimentares com variados graus metamórficos e de alteração (Carvalho, 1982). Para desenvolver este trabalho foram avaliadas sondagens realizadas ao longo da região a Figura *3* evidencia a locação dessas sondagens em planta e um exemplo de caixa de sondagem obtida através da campanha.

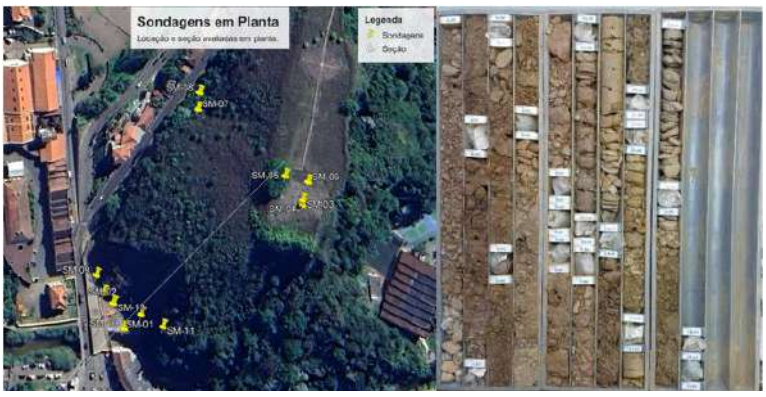


Figura 3: Locação dos furos de sondagem e exemplo de caixa de testemunho.

4.2. Descrição descrição geotecnica-geomecânica

Os procedimentos adotados seguiram o preconizado na NBR 6484 (Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos), para a descrição geomecânica da sondagem, os testemunhos foram organizados de maneira que as manobras estejam identificadas, definindo assim os intervalos geotécnicos.

A caracterização da matriz determina as frações granulométricas, texturas e possivelmente da plasticidade do regolito. O grau de alteração compreende a desintegração física e química da rocha devido aos

processos de intemperismo, conforme a definição da International Society for Rock Mechanics - ISRM (1981). O grau de resistência está associado a integridade física que pode ser alterado por processos intempéricos conforme a definição da ISRM (1981), através dos graus de resistência da rocha é possível estimar os valores associados de sua resistência à compreensão uniaxial/simples. O RQD (Rock Quality Designation ou Índice de Qualidade da Rocha) foi criado em 1964 por D. U. Deere para avaliar quantitativamente a qualidade dos maciços rochosos.

O Geological Strenght Index – GSI (Hoek, 1995) estima a redução a resistência do material rochoso em diferentes condicionamentos, utilizado no critério de Hoek-Brown para estimar os parâmetros. O parâmetro mi indica a resistência a compreensão não confinada do material rochoso, sendo tabelado de acordo como a litologia da rocha e o fator de distúrbio está associado a influência externas que o maciço sofreu. A definição de tais parâmetros está atribuída na rotina dos modelos anisotrópicos de Hoek-Brow generalizado no Slide 2.

4.3. Modelo

O modelo geotécnico e geomecânico foi desenvolvido através do software Leapfrog da Seequent, sendo um artificio para tentar estimar a realidade, não obstante, todos os modelos são aproximações do fenômeno que se busca entender, ou seja, são ferramentas para auxiliar na tomada de decisão, assim, as seções 2D foram confeccionadas a partir de uma abordagem implícita utilizando ferramentas como funções de base radial e distâncias assinaladas para geração das superfícies. Foi gerado dois modelos, um com ênfase no regolito e o outro geológico, nas sondagens encontraram os respectivos materiais Filito (FL), Pegmatito (PG), Quartizito (QZ), Aterro (AT), Rocha alterada, Saprólito (SAP), Solo aluvionar (SAL) e Solo residual (SR), contudo foi dada ênfase nos materiais em destaque para o trabalho proposto. A Figura *4* mostra os modelos gerados com uma proporção no eixo Z de 1,5 vezes quando comparada com as demais e a Figura *5* a topografia com uma ampliação do eixo Z com a seção obtida através da análise implícita.

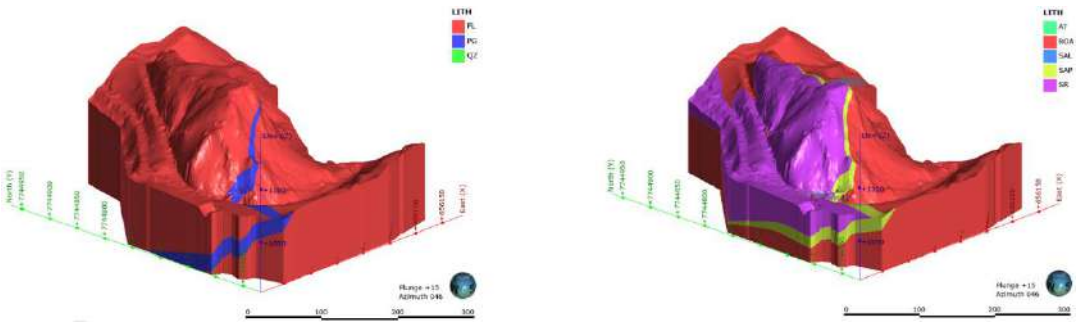


Figura 4: Modelos geológico e geotécnico respetivamente.

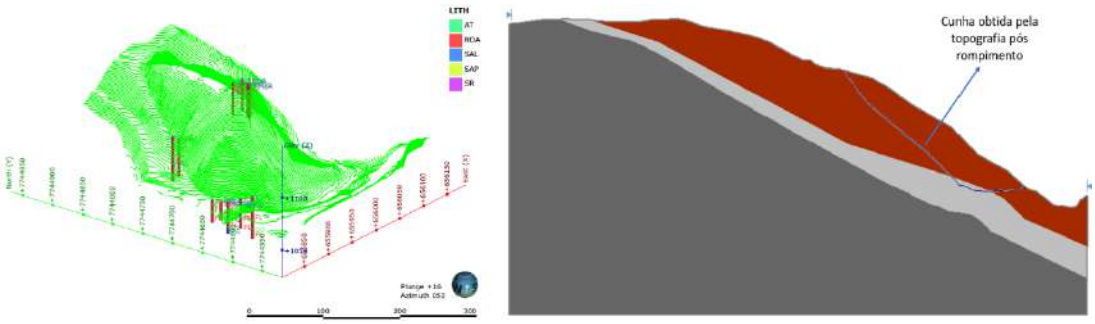


Figura 5: Topografia local pós rompimento e seção obtida no modelo geotécnico exportada para o Slide 2D.

Com intuito de obter parâmetros mais conservadores não foi considerado no modelo contribuições de eventos pluviométricos que acontecia na região ao longo do mês que ocorreu a ruptura.

5 RESULTADOS

Após obtida a seção de maior altura do modelo e sua estratigrafia de maneira implícita, foi definido os parâmetros geotécnicos iniciais através das metodologias de correlação já supracitadas, seguindo o Cov da Tabela 2 e a distribuição log-normal em função da média com mais ou menos três desvios padrões. A Tabela 3 apresenta os parâmetros adotados inicialmente para a análise probabilística.

Tabela 3: Valores adotados inicialmente para os parâmetros geotécnicos conforme correlações com a campanha de sondagem.

Material	Parâmetro	Média	Desv. Padrão	Valor relativo mín.	Valor relativo máx.	Covariância (%)
SR Filito (Nspt=9)	Coesão	9	2.7	8.1	8.1	30%
SR Filito (Nspt=9)	Phi	28	2.8	8.4	8.4	10%
SAP Filito (Nspt=25)	Coesão	21	6.3	18.9	18.9	30%
SAP Filito (Nspt=25)	Phi	36	3.6	10.8	10.8	10%

Através desses parâmetros cunhas de ruptura parecidas mais diferentes entre si foram geradas usando a rotina ferramenta de resposta do Slide, obtendo o seguinte resultado, conforme a Figura *6*.

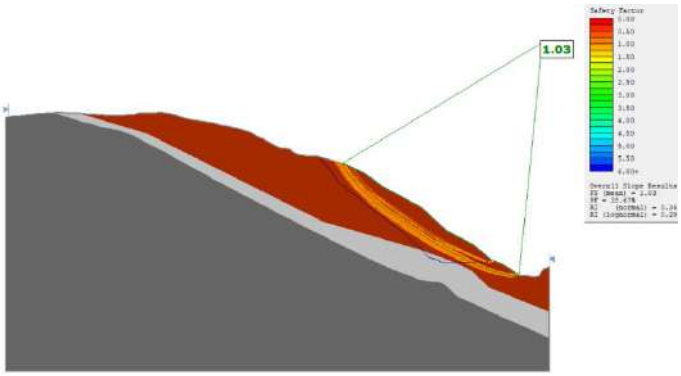


Figura 6: Retroanálise inicial sem a calibração dos parâmetros.

Observa-se que as curvas ficaram aderentes em alguns trechos a cunha da ruptura original. Considerando que a ruptura ocorreu, os resultados mostraram um Reliability Index (RI) acima de zero, o que indicaria que o índice de confiabilidade não está alto e que a probabilidade de falha está em 38,67% mostrando que o modelo inicialmente não está aderente para os parâmetros de resistência iniciais obtidos através de correlações geotécnicas. Assim, variou os parâmetros de resistência conforme a proporção entre as o Cov de cada

parâmetro, respeitando a proporção de variabilidade entre eles com intuito de calibrar os dados de entrada. A Tabela *4* mostra um quadro resumo desses resultados e a Figura 7 o desenvolvimento das análises.

Tabela 4: Quadro resumo das calibrações dos parâmetros.

Estágio	Probabilidade de falha	Fator de Segurança	Indice de confiabilidade (normal)
1	38,67 %	1.03	0.34
2	50,00%	1.00	-0.02
3	90,00%	0.89	-1.21
4	94,67%	0.86	-1.55
5	90,40%	0.70	-1.54

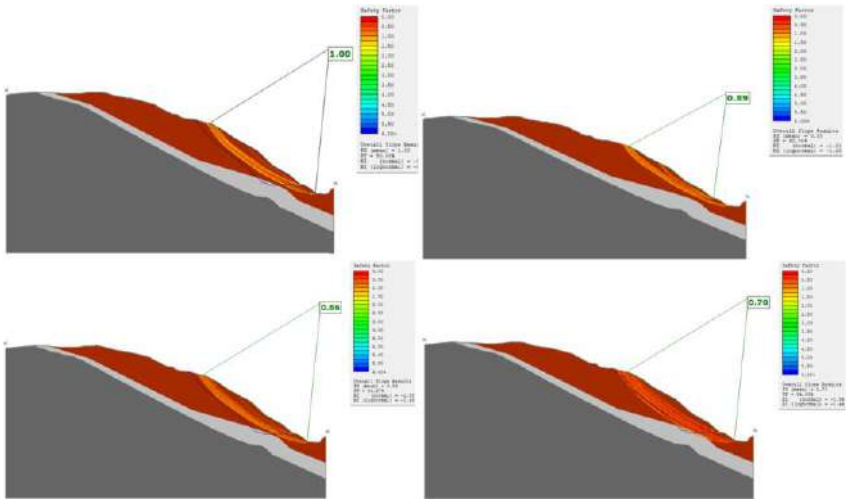


Figura 7: Desenvolvimento das retroánalises probabilísticas para calibração

Nota-se, que a probabilidade de falha convergiu entre os estágios 4 e 5 à medida que foi reduzindo os parâmetros geotécnicos. Após a calibração do modelo observa-se que os resultados se tornaram mais aderentes com a probabilidade de ruptura acima de 90 % e com o RI em torno de -1,5. A Tabela *5* traz os parâmetros de resistência para os materiais após as análises.

Tabela 5: Comparação dos parâmetros.

Material	Parâmetro	Inicial	Pós Calibração
SR Filito (Nspt=9)	Coesão	9	6,9
SR Filito (Nspt=9)	Phi	28	21,7
SAP Filito (Nspt=25)	Coesão	21	16,2
SAP Filito (Nspt=25)	Phi	36	27,9

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O procedimento apresentado neste trabalho, indica uma metodologia pós rompimento com intuito de estimar os parâmetros geotécnicos sem a realização de ensaios laboratoriais. Observa-se que esse tipo de metodologia é atrativo tendo em vista que as solicitações que levaram a aquele rompimento são *in situ* e não simuladas como qualquer outro ensaio.

Para o modelo ser aderente houve a necessidade de diminuir em torno de 22,5% os valores de coesão e ângulo de atrito proposto inicialmente através de correlações geotécnicas, isso reitera que a correlação pode ser muito assertiva para materiais homogêneos. Contudo, para materiais anisotrópicos como saprólitos de filitos e solo residual de filitos a correlação mostrou pouco aderente com o Nspt, apresentando valores sem refletir em parâmetros de resistência elevados.

Assim, retroanálises probabilísticas com intuito de estimar os parâmetros geotécnicos é uma ferramenta que pode vir a apresentar contribuições técnicas para alimentar projetos de contenção em terrenos com solos com características friáveis. Considerando as problemáticas brasileiras ligadas aos movimentos de massas em taludes supracitados neste trabalho, sugere-se adoção da rotina da metodologia apresentada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Apostila - *Parâmetros dos Solos para Cálculo de Fundações* – Engenharia Civil (Faculdade Sudoeste Paulista) – FSP, pg. 74 – 89.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484: *Solo Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Bretas, T. C.(2020) *Retroanálise probabilística tridimensional por equilíbrio-limite de rupturas de talude em Belo Horizonte/MG*. 168 f. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Carvalho, E.T. (1982). *Carta Geotécnica de Ouro Preto*. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova Lisboa, Lisboa, 92p.

Deere, D.U., and Deere, D.W., (1988), "*The Rock Quality Designation (RQD) Index in Practice," Rock Classification Systems for Enaineerin Q Purposes,* ASTM STP 984, ed. Louis Kirkaldie, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 91-101.

Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*, second edition. New Jersey: Wiley.

Godoy, N. S (1972). *Fundações: Notas de aula, Curso de graduação. São Carlos*. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

Hoek, E. & Bray, J.W. (1981). *Rock slope Engineering*. The Institution of Mining and Mettalurgy, 3ed. London, 385p.

ISRM (1981): *Rock Characterization Testing and Monitoring*. ISRM Suggested Methods, International Society for Rock Mechanics, Ed. Pergamon Press, Oxford, 212 p

Li, D., C, Y., Lu, W., & Zhou, C. (2011). *Stochastic response surface method for reliability analysis of rock slopes involving correlated non-normal variables*. Computers and Geotechnics, 38(1), 58-68

Marques, D. (2022). – *Notas de aula Introdução a Modelagem Geológica* – UFRGS – Porto Alegre, RS.

Phoon, K.-K., & Kulhawy, F. (1999). *Evaluation of geotechnical propoerty variability*. Canadian Geotechnical Journal, 36, pp. 625-639.

Schnaid, F. Odebrecht, E. (2012), *Ensaios de Campo: e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações*.

Teixera, A.H (1996). *Análise, Projeto e Execução de fundações*. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia PROJETO. *Anais*...Rio de Janeiro: ABNT:ABMS.

Timo, V.P. (2019). *Caracterização geológica-geotécnica e propostas de estabilização do Morro da Forca - Ouro Preto*. 134 f. Monografia (Graduação em Engenharia Geológica) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Xavier, F. G. (2019). *Estudo do potencial tecnológico de uso de rejeito de minério de ferro em blocos para paramento de estruturas reforçadas por geossínteticos em Ouro Preto - MG*. 70 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Zingano, A. (2023) – *Notas de aula Mecânica de Rochas* – UFRGS – Porto Alegre, RS.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/248

Riscos Geotécnicos em Obras de Contenção com Taludes de Corte Temporários

João Renato R. Prandina
Engenheiro Sênior, PCA ENG, Vitória, Brasil, renatoprandina@gmail.com

RESUMO: Obras de arte especiais (OAEs) de contenção necessárias para implantação de empreendimentos imobiliários, dependendo da metodologia de execução adotada, requerem escavações que geram cortes temporários, em especial quando a solução são os muros de gravidade. O uso de geogrelhas para muros de solo reforçado, configuraram soluções de alta produtividade e custo competitivo frente as demais soluções geotécnicas, em especial pela redução de momentos de transporte. Este trabalho apresenta a descrição dos riscos geotécnicos desde a fase de investigação geotécnica do projeto de contenção, escavação para formação dos cortes temporários, passando pela análise de estabilidade de taludes que identifica fatores de segurança no limite do aceito pela NBR 11682 (ABNT, 2009), tomando como exemplo uma obra de contenção em muro de solo reforçado de 290 metros de comprimento, altura de face de 11 metros, onde o talude de corte estabilizado atinge 22 metros de altura entre pé e crista. Por fim, apresenta-se os ganhos com a metodologia combinada de escavação e reaterro do muro de solo reforçado frente às demais obras de contenção e métodos, tais como o *top-down* para cortinas atirantadas, concluindo-se pela vantajosidade da solução de muro de solo reforçado com geogrelhas para o caso tipificado.

PALAVRAS-CHAVE: muro de solo reforçado, riscos geotécnicos, escavação, análise de estabilidade de taludes, geogrelhas, medidas de mitigação de risco.

ABSTRACT: Works of structural arts (SACs) required for the projects of real estate ventures, depending on the adopted execution methodology, require excavations that generate temporary cuts, especially when the gravity walls are the main solution of earth-retaining structure (ERS). The use of geogrids for ERS has configured solutions with high productivity and competitive costs compared to other geotechnical solutions, especially due to the reduction in transportation moments. This paper presents the description of geotechnical risks from the geotechnical investigation phase of the containment project, excavation for the formation of temporary cuts, passing through the stability analysis of slopes that identifies safety factors at the limit accepted by NBR 11682 (ABNT, 2009), taking as an example a containment work in a reinforced soil wall of 290 meters in length, with a face height of 11 meters, where the stabilized cut slope reaches 22 meters in height between toe and crest. Finally, the gains with the combined methodology of excavation and backfilling of the reinforced soil wall are presented compared to other containment works and methods, such as top-down for anchored curtains, concluding the advantage of the reinforced soil wall solution with geogrids for the typified case.

KEYWORDS: Reinforced soil wall, Geotechnical risks, Excavation, slope stability analysis, geogrids, risk mitigation measures.

1 INTRODUÇÃO

As obras de contenções realizadas no Brasil têm se mostrado adequadas sob o aspecto da vida útil. Porém, tais obras são dependentes da eficiência dos sistemas de drenagem, em geral, sujeitos a colmatação física, química (Palmeira, 2018) e biológica (Remígio, 2006). Em 2199 obras de contenção no Rio de Janeiro (Machado & Mendes, 2014), em 50 anos, mais de 90% apresentavam fissuras, acompanhadas de manchas de umidade, um indício de sobrecarga, em especial devido ao aumento de umidade por infiltrações, tendo na

água infiltrada e/ou percolada do maciço de solo ou rocha estabilizados por estas OAEs como uma das causas dessas patologias.

As obras de arte especiais (OAEs) de contenções que utilizam a técnica de muro de solo reforçado têm se mostrado de custo de construção competitivo frente a outras soluções de muro de gravidade, como demonstrado por Andrade (2018), sendo que há fatores econômicos e técnicos que muitas vezes entregam a solução de solo reforçado como sendo a de melhor custo beneficio e até a de melhor custo do ciclo de vida.

Neste artigo, o objeto central de apresentação e análise riscos geotécnicos em obras de contenção, em que há necessidade de taludes de corte temporários, é trazido como forma de materializar as técnicas e procedimentos necessários combinados de algumas normas técnicas específicas e boa prática de engenharia para permitir a consolidação de um roteiro que garanta a qualidade de projeto desse tipo de obra.

Este trabalho apresenta a descrição dos riscos geotécnicos desde a fase de investigação geotécnica do projeto de contenção, escavação para formação dos cortes temporários, passando pela análise de estabilidade de taludes que identifica fatores de segurança no limite do aceito pela NBR 11682 (ABNT, 2009) e os perigos e riscos identificados neste tipo de obra, bem como as medidas mitigadoras para garantia da estabilidade.

2 A NECESSIDADE DA OBRA DE CONTENÇÃO E OS RISCOS INERENTES

Abordamos o caso de um empreendimento comercial hospitalar, definido em plataforma construída em cota obtida por escavação de pelo menos 70.000 m^3, para implantação de 3 edifícios em uma plataforma de 10.000 m^2 a partir da cota relativa 1 metro, em terreno com desnível total de 22 metros até a crista, sendo a cota zero aquela verificada pela lâmina d´água da ocorrência superficial verificada da Figura 1.

A descrição dos riscos geotécnicos inclui o desempenho do necessário rebaixamento de lençol freático deste caso, por 2 sistemas diferentes, poços profundos e drenos sub-horizontais. Os cenários que permitem o prosseguimento das escavações para que a plataforma da fundação do muro de solo reforçado seja conseguida foram estudadas e a obra poderia ser realizada apenas na condição de lençol freático rebaixado ao nível da cota 1 metro da plataforma, uma vez que toda resistência ao cisalhamento do material é dependente da umidade, conforme explanado por Martins Reis et al. (2011).

Figura 1. Locação do alinhamento básico das contenções em vermelho demandadas para empreendimento

Durante a execução do alteamento do muro de solo reforçado e os sistemas de drenagem, os riscos inerentes e as atividades de manutenção temporária quanto à erosão passam pelo monitoramento das deformações, identificação de trincas na crista e na face do talude, soluções de mitigação de risco de ruptura em função de contingências da obra, como novas ocorrências de materiais menos competentes, matacões e outros elementos que poderiam vir a ocorrer, interação com as estruturas vizinhas, e eventuais obras de recuperação de ruptura locais, alterando o projeto de contenção, seu cronograma e custos, pois há disponibilidade de medidas mitigadoras de custo conhecido de perigos presentes neste tipo de solução.

O projeto arquitetônico exigia uma contenção verticalizada (Figura 2) de 12 metros de altura no segmento dos fundos a partir da cota 4 metros, restando de 6 a 8 metros de altura em um talude resultante para a cota final mais alta do desnível, que foi elaborado.

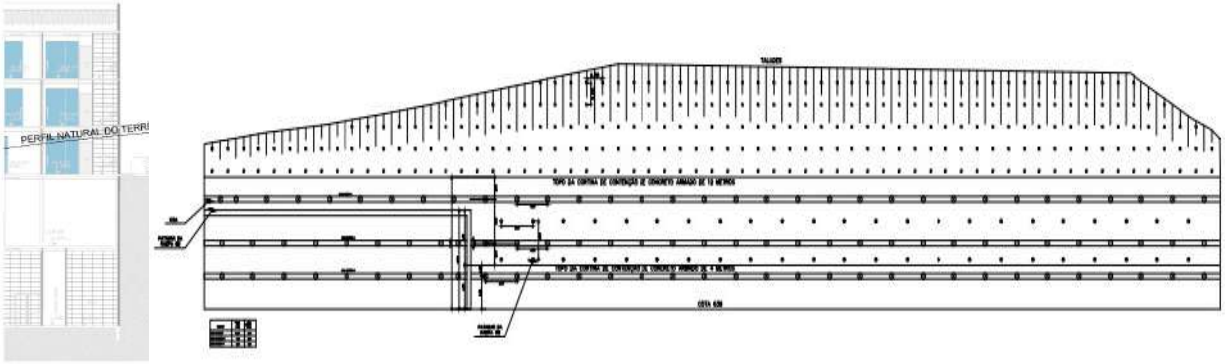


Figura 2. Seção e vista da cortina atirantada e solo grampeado projetado de 130 metros de comprimento

As sondagens iniciais de simples reconhecimento, já planejadas para locações próximas aos alinhamentos da contenção, mostraram 4 camadas de solo de espessuras típicas em cada furo, induzindo uma pequena camada sedimentar superficial decorrente dos depósitos aluviares e, quando próximo ao embasamento, uma camada saprolítica competente geotecnicamente na transição entre solo e rocha. Além das características únicas da geologia local, formada por depósitos superficiais de terraço aluvial, exibindo camadas arenosas com estratificação cruzada recoberta por depósito argiloso de planície aluvial (CPRM, 2007) complexa e heterogeneamente peculiar. O terreno se encostra na bacia do Rio São Luiz, apresentando a geologia uma maior quantidade de solos rasos como o cambissolo húmico distrófico e neossolo litólico, acarretando em menor capacidade de armazenamento de água da chuva no subsolo, aumentando a incidência de deslizamentos com chuvas de grande intensidade (Barbosa et al., 2020).

A solução sugerida em projeto de arquitetura apresentou a vista frontal de fundos conforme solução projetada, primeiramente em cortina atirantada e um talude estabilizado com solo grampeado. O perfil de solo da região (Figura 2), obtido de pelo menos 8 furos de sondagens SPT, se mostrou relativamente homogêneo para a estratigrafia, com alterações geológico geotécnicas devidamente identificadas em distâncias horizontais entre furos maiores que 80 metros.

A presença do lençol freático viria a condicionar cronologicamente a escavação da plataforma, porque sua ocorrência inicial medida para os taludes formados pela escavação chegava a ser pelo menos 5 metros acima da plataforma na cota 4 metros onde serão implantados 2 edifícios hospitalares.

2.1 Riscos e Normatização Técnica dos Projetos de Contenção

Dependendo da metodologia executiva, a sequência das normas técnicas irá variar. Por exemplo, no caso de uma cortina atirantada executada pelo método *top-down*, a avaliação de taludes temporários não será necessária ser realizada. No caso de muros de gravidade, competindo com as cortinas do exemplo anterior, para um mesmo desnível, haverá que se proceder um corte do desnível projetado até permitir-se a execução da fundação do muro de gravidade, o que gerará uma escavação resultando em um talude de corte temporário.

A primeira norma técnica que se aplica à obra de contenção em tela proposta é a NBR 8044 (ABNT, 2018), denominada Projetos Geotécnicos que categoriza os projetos geotécnicos pelas dimensões básicas das obras resultantes que descreve e seus níveis de riscos associados, entre elas e somente estas: fundações de edificações e outras estruturas, tais como encontros de pontes, escoramentos, arrimos, estruturas de contenção, escavações, aterros, taludes, barragens e outras obras de terraplenagem, conforme citadas no item 3.2 da referida norma técnica em 4 categorias, reservando à sismicidade e à escala do carregamento como critérios para classificar a obra na categoria 3, induzida de maior risco de todas as listadas. Ponto relevante é que a citação dos tipos de obras nas categorias 1 e 2 é estendido na nota da categoria 3, onde todas as obras não citadas em 1 e 2 são consideradas como categoria 3, como por exemplo, os túneis. Para a cortina atirantada da Figura 2, que permite a contenção de uma altura total de 22 metros, sua classificação normativa recai na categoria 3.

De forma direta e indireta, dependendo do método executivo, aplica-se também, às obras de estruturas de contenção, a norma NBR 11682 (ABNT, 2009), uma vez que a solução global, que envolve o desnível

contido pela obra deverá ser verificado à estabilidade global. Tipos de soluções geotécnicas específicas, tais como cortinas atirantadas e muros de gravidade em solo reforçado, terão suas normas principais também claramente definidas, sendo a NBR 5629 (ABNT, 2018) e NBR 16920-1 (ABNT, 2021) respectivamente.

2.2 Competição de Custos de Construção entre Soluções de Contenção

Com o projeto elaborado conforme solicitado, para a solução de engenharia replicar o projeto de arquitetura, foi realizado uma estimativa de custos da obra, levando apenas os custos diretos da obra de contenção para o nível de R$ 4 milhões, considerando a escavação de toda área de 10.000 m^2 como uma imposição independente do tipo de obra.

De maneira direta, o custo de escavação adicional e reaterro na modalidade solo reforçado demonstrava-se os custos, aqueles diretamente envolvidos com a solução, pelo menos 40% inferiores que a obra de cortina atirantada. Partiu-se, então, para o investimento em um projeto de contenção em solo reforçado, com face de blocos segmentados de concreto pré-fabricados.

Após uma nova campanha de ensaios geotécnicos de laboratório, incluindo ensaios triaxiais tipo CID e CIU, ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas e deformadas (do aterro compactado), verificou-se um fator geotécnico muito importante e governante dos FSs: a escavação iria gerar taludes de corte de maior inclinação onde o lençol freático influenciava diretamente na sua estabilidade, apresentando fatores de segurança entre 1,1 e 1,2, dependendo do método de cálculo.

Diante desse fato, foi determinado que seria necessário o rebaixamento do lençol freático do talude para que as escavações resultantes gerassem FSs compatíveis com os níveis de riscos geotécnicos de ruptura de taludes temporários.

3 FATORES DE SEGURANÇA DE TALUDES DE CORTES TEMPORÁRIOS

O escopo da NBR 11682 (ABNT, 2009) apresenta os requisitos exigíveis para o estudo e controle da estabilidade de encostas e de taludes resultantes de cortes e aterros realizados em encostas, além das condições para os estudos, projetos, execução, controle e observação de obras de estabilização, que inclui as obras de contenções.

Essa norma ainda vigente, com mais de 15 anos, já utiliza a palavra “risco” sistematicamente, sugerindo medidas mitigadoras para diversas situações presentes no item 5.4 que é intitulado por “Avaliação da necessidade de implantação de medidas emergenciais”.

O terreno desta obra com propriedades lindeiras ainda rurais estão totalmente desocupadas ou têm um tipo de ocupação unirresidencial distante, relativamente distantes da obra de contenção, exceção para um curral de madeira usado para o manejo do gado da propriedade lindeira. Portanto, a aplicação das tabelas 1 e 2 da NBR 11682 (ABNT, 2009) resultava em um FS para os taludes de cortes temporários de 1,2.

Ainda, em caso de grande variabilidade de resultados de ensaios geotécnicos nas camadas geológico-geotécnicas do maciço de solo, este FS dos taludes de cortes poderia ser majorado para 1,32 (10% acima de 1,2). Ou seja, fatores de segurança acima de 1,32 estariam, na pior das hipóteses normativas, frente as condições geológico-geotécnicas de muita variabilidade, suficientes.

Para outros tipos de nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas e contra danos materiais e ambientais, o FS poderá ter os valores de 1,3 a 1,65, considerando também a condição geológico-geotécnicas de muita variabilidade. A tabela 4 da norma entra na discussão das obras de contenção do tipo muro de gravidade e aponta os fatores de segurança mínimos para as verificações de tombamento, deslizamento (horizontal) na base e capacidade de carga da fundação, sendo esses 2,0, 1,5 e 3,0 respectivamente.

4 DISCUSSÃO DOS RISCOS ENVOLVIDOS PARA UM TALUDE TEMPORÁRIO

No empreendimento em questão, a solução vencedora de custos de construção foi o muro de solo reforçado com geogrelha e foi aquela adotada pelo dono da propriedade.

Durante a execução da obra, podem-se identificar riscos inerentes às diversas fases do empreendimento, neste caso, a obra de contenção conclusa. Identificar e gerir os riscos é a melhor maneira

de atender ao princípio da eficiência porque eles existem independentemente da vontade em conhecê-los do empreendedor, do construtor ou do projetista.

Figura 4. Gerenciamento do risco do início ao fim de um empreendimento - Autor

A legislação brasileira evoluiu recentemente para considerar os riscos inerentes de uma obra, onde os riscos inerentes ao empreendimento alocados para as partes do contrato do empreendimento (TCU, 2012).

Então, uma obra de contenção pode ter uma matriz de risco típica e aquelas que envolvem taludes de corte temporários podem também incorporar os registros de riscos para que possam ser prevenidos, mitigados e controlados durante a execução da obra.

Uma matriz de risco, com os devidos e completos registros de riscos, insere-se no âmbito do anteprojeto de engenharia, em prestígio aos princípios da segurança jurídica, da isonomia, do julgamento objetivo, da eficiência e da busca da melhor proposta para uma obra, independente da natureza do contratante, seja esse ente público ou privado.

4.2 Necessidade de gestão de riscos durante as fases das obras de contenção

A gestão de riscos passa pela identificação dos riscos do empreendimento na sequência preconizada pela NBR ISSO 31000 (ABNT, 2018). Para elaboração da matriz de risco, em função da necessidade de implementar-se um roteiro consolidado e aceito, a sequencia desta norma pode ser adotada.

Segundo a NBR ISSO 31000 (ABNT, 2018), convém que os critérios de risco sejam alinhados à estrutura de gestão de riscos e sejam personalizados para o propósito específico e o escopo do projeto e obra em consideração.

O DNIT (2013) apresenta um material didático sobre riscos em obras de infraestruturas que separa os riscos qualitativamente pela família de serviços conforme a Tabela 1.

Tabela 1 – Exemplos de riscos associados às famílias de serviços.

Família de Serviço	Item de Serviço	Materialização	Alocação
Obras-de-Arte Especiais	Infraestrutura	Aumento de volume/comprimento das fundações, por ocasião das peculiaridades encontradas em campo, que divirjam do Anteprojeto.	Contratado Seguradora
	Outros elementos de OAE	Ajuste nos métodos construtivos, e/ou insumos e serviços.	Contratado Seguradora
Túneis	Geologia	Classificação geológico-geotécnica diferente daquela prevista em Anteprojeto.	Contratado Seguradora
	Hidrogeologia	Lençol freático em condições diversas daquelas apresentadas no Anteprojeto.	Contratado Seguradora

Uma sugestão de revisão de projetos de contenções com dois aspectos de tipos de riscos estudados, confiabilidade dos estudos geológicos e geologia, é apresentada na Tabela 2 onde P é a probabilidade, I é a consequência e R é o perigo residual se adotada a verificação.

4.1 Situações de riscos nos dados de ensaios aumentados não previstos em normas técnicas

Sabidamente, o período do ano terá influência direta no aumento dos riscos, uma vez que no período chuvoso, um talude temporário pode ser afetado pela água de infiltração, elevação do nível d´água freático ou artesiano e, ainda, por exemplo pela erosão de face.

Uma das consequências de períodos chuvosos é a queda da coesão, que na Figura 5 mostra os valores para o ensaio de cisalhamento direto inundado do solo do boletim de sondagem apresentado, uma vez que ensaios triaxiais CIU encontraram para o mesmo solo valor similar de ângulo de atrito mas coesão maior, explicado pelo fato que a amostra no ensaio CIU não se mostrou totalmente saturada.

O fundamento da parametrização se inicia pela leitura das sondagens SPT pelo engenheiro civil especializado em geotecnia. As sondagens SPT realizadas sob definição da NBR 6484 apresentam a solicitação de indicação do nome do sondador, demonstrando cabalmente pelo dado solicitado que estes resultados dependem do operador, por mais padronizado que sejam os estudos.

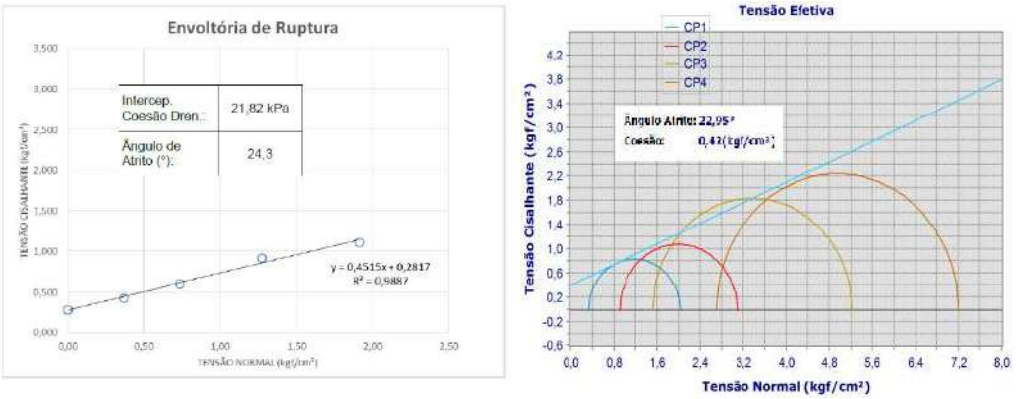


Figura 5. Gráficos do ensaio de cisalhamento direto inundado e do triaxial CIU para um mesmo solo - Autor

A Figura 6 apresenta o perfil básico de 4 camadas geológico-geotécnicas identificadas em 4 furos de sondagens, onde foram realizadas análises de estabilidade de taludes para a obra de talude de corte e ao lado apresenta-se a variação do FS para diferentes coesões, sendo as superfícies de ruptura desenhadas para a coesão de 8 kPa.

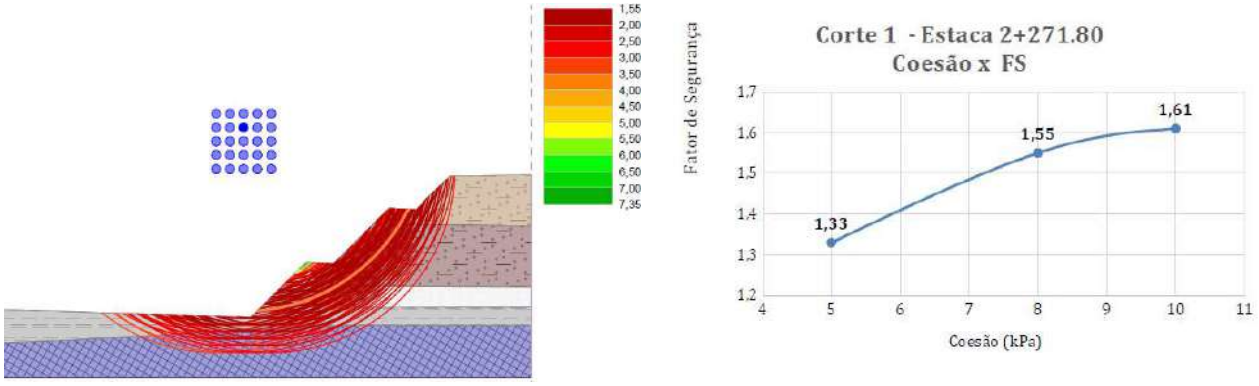


Figura 6. Estratigrafia e seção transversal de 4 camadas resultantes de 4 sondagens SPT para talude de corte.

As sondagens são dependentes do conhecimento, experiência e prática do operador/sondador do equipamento e não são ensaios com repetibilidade garantida, sendo na campanha de investigações únicas informações no seu ponto de aquisição, contando apenas com os ensaios do entorno para controle de qualidade. A norma técnica NBR 11682 (ABNT, 2009), item 7.3.2 traz a fundamentação baseadas nos parâmetros de resistência e de caracterização dos terrenos envolvidos e foram executados os 48 ensaios

triaxiais, divididos em 9 envoltórias de triaxial e 3 envoltórias obtidas no ensaio de cisalhamento direto. Durante a obra, foi repetido um ensaio triaxial para fins de verificação.

A norma técnica não apresenta e nem determina qual redução nos parâmetros geotécnicos deve ser implementada para este tipo de situação, prática e real. Fredlund et al. (1978) já demonstrava a importância dessa variação da resistência ao cisalhamento dos solos. Na falta da quantidade correta de ensaios, qual a consequência que a norma técnica determina para a obra ou impede a sua continuidade ?

Todos os solos em taludes estão sujeitos ao acréscimo de umidade e não há na norma técnica obrigação de estudo com as diferentes condições de campo, explicitadas. A Figura 7 mostra o que ocorre com um solo que tem umidade natural e, na outra situação, com a umidade aumentada para o grau de saturação desse solo.

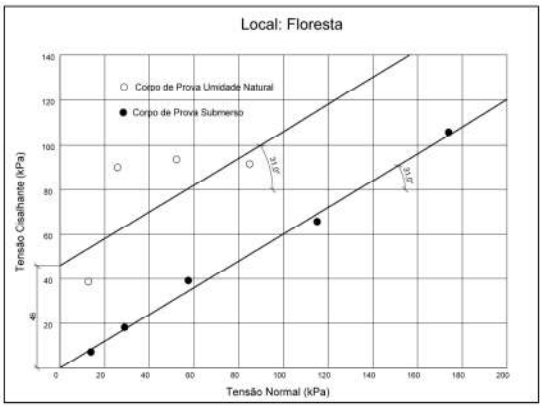


Figura 7. Envoltórias de resistência condição de umidade submersa e natural (Guerra, 2015)

4.2 Cenários de riscos diferenciados não explicitados em normas técnicas

Nas obras de cortes temporários e definitivos, a análise de estabilidade de taludes de cortes deve considerar os taludes em Condições Permanente e Seca, sem chuva, em Condições Temporária e Chuvosa, considerando cargas ambientais excepcionais, tais como sismos, e ainda, a eventualidade aventada de cargas ambientais explosivas, tais como raios e explosões devido a acidentes.

Para as análises de estabilidade de taludes em condições permanente, os coeficientes de segurança em situação permanente, seja na condição de solos com menor umidade, que pode ser definida como “condição seca”, ou na condição de solos com maior umidade devem ser maiores que 1,5 conforme sugere NBR 11682 e de forma indireta a NBR 8044 (ABNT, 2018), considerando-se parâmetros reais do subsolo nos seus limites mínimos, adotados segundo cada teoria, para a condição de cada camada.

Para as análises de estabilidade de taludes em condições t**emporária e chuvosa, o**s coeficientes de segurança em situação temporária não podem ser admitidos, por exemplo em 1,3, se a condição de aplicação das Tabelas 1 e 2 da NBR 11682 (ABNT, 2009) levem a exigir FS de 1,4, por exemplo. Mesmo que a obra, conforme sugere NBR 8044 (ABNT, 2018), não seja a de maior risco e recaia, por exemplo, na categoria 1 ou 2. Durante as obras, a condição chuvosa intensa por ser mitigada por diversos tipos de proteção temporária, e esta poderia ser uma forma de permitir menores FS, condicionando a adoção de um sistema de gestão de riscos conforma a NBR ISO 31000 mencionada, uma vez que caso haja elevada pluviometria no local, a operação pode avaliar o nível de redução do coeficiente de segurança dos taludes, pela infiltração temporária a ser monitorada, por exemplo, com ensaios de resistência para diferentes umidades.

5 CONCLUSÃO

A obra de contenção para o empreendimento comercial hospitalar, com plataforma construída em cota obtida por escavação de pelo menos 70.000 m3, exigia a análise cuidadosa dos riscos geotécnicos envolvidos, principalmente em relação à estabilidade dos taludes de corte temporários. A escolha da solução em solo reforçado, com face de blocos segmentados de concreto pré-fabricados, se mostrou mais vantajosa em termos de custos diretos da obra de contenção, em comparação com a cortina atirantada inicialmente

proposta. Essa viabilidade foi confirmada pela estimativa de custos, que indicou uma economia de pelo menos 40% na modalidade solo reforçado.

No entanto, a escavação dos taludes de corte temporários gerou FSs entre 1,1 e 1,2, abaixo dos valores mínimos recomendados pela NBR 11682 (ABNT, 2009). Essa situação exigiu a implementação de medidas mitigadoras para garantir a estabilidade dos taludes e minimizar os riscos de ruptura.

O rebaixamento do lençol freático do talude foi a medida de mitigação adotada para elevar os FSs a níveis compatíveis com os requisitos normativos. Essa medida, além de garantir a segurança da obra, também contribuiu para a otimização do cronograma e custos do projeto.

A análise detalhada dos riscos geotécnicos e a implementação de medidas mitigadoras adequadas foram essenciais para o sucesso da obra de contenção. A escolha da solução em solo reforçado, combinada com o rebaixamento do lençol freático, resultou em uma solução segura, econômica e viável para o empreendimento.

Não existe nenhuma separação na definição dos fatores de segurança de uma obra na NBR 11682 (ABNT,2009) para taludes temporários de corte, que virão a ser contidos no futuro por uma estrutura de contenção. Os taludes temporários poderiam ter os fatores de segurança reduzidos em um percentual porque serão logo em seguida sustentados por uma obra de contenção, então o uso de fatores de segurança sem redução em taludes temporários traz custos adicionais às obras, pois os riscos inerentes a sua existência temporária são reduzidos, podem ser conhecidos e geridos aplicando-se a NBR ISO 31.000 (ABNT, 2018) como ferramenta norteadora.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) :

ABNT (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.
ABNT (2018a). NBR 8044. *Projeto geotécnico*. Rio de Janeiro.
ABNT (2018b). NBR 5629. *Tirantes ancorados no terreno — Projeto e execução*. Rio de Janeiro.
ABNT (2018c) NBR ISO 31000. *Gestão de riscos - Diretrizes*. Rio de Janeiro.

ANDRADE, Mariana Oliveira. ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS ENTRE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO. / Mariana Oliveira Andrade São Cristóvão, 2018.

Barbosa, R. A., Ribeiro, F. R., Ribeiro, F. C. S., & Dias, H. C. T. (2020). Análise ambiental e hidrológica na bacia hidrográfica do Ribeirão São Luís, MG. Revista Interdisciplinar de Cultura, 6(3), 183-194. DOI: 10.36524/ric.v6i3.869.

Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Canadian geotechnical journal, 15(3), 313-321.

Machado, A. X., & Mendes, L. C. (s.d.). Durabilidade e vida útil de estruturas de contenção de encosta situadas na cidade do Rio de Janeiro.

Martins Reis, R., Nogueira Sterck, W., Bastos Ribeiro, A., Dell'Avanzi, E., Saboya, F., Tibana, S., Marciano, C. R., & Ramires Sobrinho, R. (2011). Determination of the SWR and the Hydraulic Conductivity Function Using a Small Centrifuge. ASTM geotechnical testing journal, 34(5), 457-466.

Palmeira, E.M. (2018). Geossintéticos: em geotecnia e meio ambiente. São Paulo: oficina de textos.

Paschoalin Filho, J. A., Versolatto, B. A. M., & Cury Filho, D. (2016). Avaliação das causas geotécnicas da ruptura de uma contenção. Em COBRAMSEG 2016: 19-22 outubro, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil (pp. XX-XX). Belo Horizonte, Brasil: ABMS.

Remígio, A. F. N. (2006). Estudo da colmatação biológica de sistemas filtro-drenantes sintéticos de obras de disposição de resíduos domésticos urbanos sob condições anaeróbicas (Tese de doutorado em Geotecnia). Universidade de Brasília, Brasília.

TCU - Tribuna de Contas da União (2015). Acórdão nº 2.980/2015 –Plenário, Rel. Min. Ministra Ana Arraes, Processo nº 034.015/2012-4.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/249

Sensibilidade dos fatores de segurança obtidos com a mudança de parâmetros de resistência do solo natural para o inundado

Marília Gabriela Alves de Arruda
Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, marilia.alvesarruda@ufpe.br

Felipe de Souza Mata
Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, felipe.mata@ufpe.br

Eduardo de Castro Bittencourt
Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, eduardo.bittencourt@ufrn.br

RESUMO: No Brasil um dos locais que sofre anualmente com problemas de deslizamento é a Região Metropolitana de Recife (RMR), principalmente no inverno. O período chuvoso, característico por apresentar maiores índices pluviométricos situa-se entre os meses de março a agosto. Destaca-se este período de chuvas na cidade de Recife visto que as condições climáticas é um dos principais fatores que potencializam a instabilidade de encostas na capital de Pernambuco e cidades vizinhas. Neste contexto, é importante que análises de estabilidade sejam efetuadas em condições de saturação do solo, assim, a realização de ensaios como cisalhamento direto nas condições natural e inundada são importantes para averiguar a sensibilidade dos fatores de segurança frente à redução dos fatores de segurança. Nesta perspectiva, o presente artigo demonstra a forte influência da saturação do solo em reduzir os fatores de segurança de duas encostas estudadas, tornando-as instáveis. Observa-se nos resultados que o avanço da umidade reduziu os fatores de segurança de maneira expressiva, não apenas no cenário sem intervenção com contenção, mas também em etapa executiva e com a inclusão de contenção em muro de arrimo.

PALAVRAS-CHAVE: fator de segurança, cisalhamento direto, deslizamento

ABSTRACT: In Brazil, one of the places that suffers annually from landslide problems is the Metropolitan Region of Recife (RMR), especially in winter. The rainy period, characterized by higher rainfall, is between the months of March and August. This period of rain in the city of Recife stands out as climate conditions are one of the main factors that increase the instability of slopes in the capital of Pernambuco and neighboring cities. In this context, it is important that stability analyzes are carried out under soil saturation conditions, therefore, carrying out tests such as direct shear in natural and flooded conditions are important to determine the sensitivity of safety factors to the reduction of safety factors. From this perspective, this article demonstrated the strong influence of soil saturation in reducing the safety factors of two studied slopes, making them unstable. It was observed in the results that the advance of humidity significantly reduced safety factors, not only in the scenario without intervention with containment, but also in the executive stage and with the inclusion of containment in a retaining wall.

KEYWORDS: safety factor, direct shear, sliding

1 INTRODUÇÃO

O crescimento urbano desordenado característico em diversas capitais brasileiras, aliado à condições precárias no que tange infraestrutura e desigualdade social, está resultando em situações geotécnicas de instabilidade de encostas urbanas ao longo das últimas décadas. Tal conjuntura reforça a importância das pesquisas científicas no âmbito de fomentar não somente para o meio acadêmico, mas também no meio profissional e socioeconômico, gerando assim mais qualidade de vida para a população.

Neste sentido, Santos (2018) traz em uma de suas conclusões acerca de estudo de estabilidade de encosta em Recife que não somente a precipitação resulta na redução do fator de segurança de um talude, mas também vazamentos ocasionados por infraestrutura deficiente; podendo gerar uma redução dos FS na ordem de até 90%.

Ainda na perspectiva do aumento da umidade na massa de solo, vale frisar a importância de verificar como e com quais condições se dá a redução dos parâmetros de resistência coesão e ângulo de atrito, ao comparar os períodos de inverno e verão. Tais análises possibilitam uma melhor tomada de decisão por parte de projetistas geotécnicos quanto à solução de engenharia de estabilizar uma encosta. Neste aspecto e relacionado com a RMR, cita-se a pesquisa de Santana (2006) que entre os resultados do seu estudo, foi gerado um banco de dados sobre as principais características das obras de solução de engenharia para contenção.

A ação antrópica por sua vez é outro fator relevante para gerar instabilidade de uma encosta urbana. Característico de população de baixa renda, os bairros menos valorizados apresentam residências em áreas de risco, construídas em topo de taludes e/ou na base. Neste contexto, Almeida (2016) relata em sua pesquisa na cidade de Ipojuca-PE que o fator de segurança analisado com tensões advindas de residências somadas à condição do solo inundado indicam grande possibilidade de ruptura geotécnica.

Conforme supracitado, observa-se que a ação da umidade na redução dos parâmetros de resistência do solo resulta consequentemente na diminuição do fator de segurança. Tal fator justifica o desenvolvimento do presente artigo, embasado na análise de estabilidade de duas encostas na cidade de Recife nas condições natural e saturada.

1.1 Definições de taludes

Segundo Gerscovich (2016), talude é o termo que se dá para uma superfície que possui uma inclinação, seja em solo, rocha, ou ambos, podendo ser natural em que neste caso é denominado encosta, mas também apresentando ação antrópica que são os chamados taludes de corte e aterro.

Ainda segundo tal autora, os estudos que envolvem análises de estabilidade de taludes abrangem muitas situações práticas como barragem de terra nas fases de construção e operação, encosta natural para verificar necessidade de estabilização e também talude de corte, em que se verifica a inclinação do corte para verificar medidas de estabilização, seja somente com o próprio material que compõe o talude ou inclusão de estrutura de contenção como por exemplo muro de arrimo. Esta solução alías apresenta grande aplicação nas encostas da RMR, em que nos projetos de estabilização envolve muita das vezes a realização de corte para inserção de uma contenção.

1.2 Fatores condicionanetes para movimentação de massa na RMR

Uma etapa importante no projeto de estabilização de encosta urbana é diagnosticar quais são os fatores que geram instabilidade. A partir disto é possível realizar um projeto que se adeque às condições locais e também realizar previsões sobre condições de estabilidade críticas que possam acontecer no futuro. Neste âmbito, Magalhães (2013) analisou a estabilidade de uma encosta localizada na cidade de Camaragibe, na Região Metropolitana de Recife, em que foi verificada a influência do avanço da umidade na encosta na redução dos parâmetros de resistência a partir de ensaios de cisalhamento direto.

Na Tabela 1 a seguir são apresentados os valores de coesão e ângulo de atrito nas condições natural e inundada, para demonstrar a influência da água na redução dos parâmetros de resistência do solo para diferentes locais da encosta, em especial a coesão.

Tabela 1. Parâmetros para análise de estabilidade da encosta (Magalhães, 2013).

Parâmetros para análise de estabilidade da encosta						
Local/Fáceis	Tipo de Ensaio	Descrição/classificação	Condição do corpo de prova	γ (KN/m³)	c (KPa)	ϕ (°)
Topo da encosta	CD	Argila areno-siltosa	Natural	16,93	27,39	35,7
			Inundado	19,27	8,72	34,2
Meia Encosta	CD	Argila areno-siltosa	Natural	18,13	35,08	28,1
			Inundado	19,90	6,97	29,5
Base da encosta	CD	Argila areno-siltosa	Natural	16,29	13,76	36,5
			Inundado	19,04	3,30	35,0

A partir destes resultados conclui-se que a coesão do solo reduziu substancialmente comparando a situação natural com inundado. Com tais parâmetros geotécnicos, Magalhães (2013) realizou análises de

estabilidade no software computacional SLOPE/W a fim de mensurar os valores de FS pelos critérios de Morgenstern-Price, Bishop, Janbu e Ordinary. Na Tabela 2 abaixo são apresentados os resultados.

Tabela 2. Fatores de segurança em corpos de prova natural e inundado (Magalhães, 2013).

Local	Corpo de prova	Morgentern & Price	Bishop	Janbu	Ordinary
Topo da encosta	Natural	1,690	1,165	1,092	1,100
	Inundado	1,159	1,696	1,611	1,629
Meia Encosta	Natural	1,805	1,805	1,681	1,690
	Inundado	1,342	1,699	1,482	1,439
Base da encosta	Natural	2,280	2,268	2,092	2,008
	Inundado	1,699	1,356	1,255	1,250
Toda encosta	Natural	1,720	1,690	1,567	1,550
	Inundado	1,464	1,457	1,364	1,353

Considerando os fatores de segurança mínimos conforme apresentados na NBR 11682 (2009) e os resultados apresentados na Tabela 2, observa-se que o efeito da água reduziu para valores abaixo de 1,5, valor mínimo para situações em que os riscos de perda de vidas humanas e danos materiais/ambientais são altos, conforme apresentado na Tabela 3 a seguir.

Tabela 3. Fatores de segurança conforme norma de estabilidade de taludes (Adaptada da NBR 11682/2009).

	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
Nível de Segurança contra danos ambientais	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Estes resultados podem ser correlacionados com os deslizamentos ocorridos no ano de 2022 na cidade de Recife-PE, que foi a maior tragédia natural do século no estado do Pernambuco, conforme matéria da TV Globo publicada no dia 01/06/2022. Na referida matéria, Roberto Quental Coutinho, professor da Universidade Federal de Pernambuco, relata que apesar de serem desastres naturais, a ação humana também tem forte influência no aumento da instabilidade. Nesse sentido, destaca-se a forte ocupação humana nas regiões de encostas, resultando no aumento das tensões na massa de solo.

Adicionalmente, Silva (2010) cita em sua pesquisa em talude em Camaragibe - PE outras ações antrópicas que também aumentam a instabilidade de encostas, como descarte de água servida, presença de fossas nos taludes e obras de retaludamento sem aplicação de técnicas de engenharia. Silva (2007) também relata que a ação antrópica ao lado das chuvas estão entre os principais fatores que geram movimentação de massa.

2 ESTUDOS DE CASO

Como objetos de estudo foram utilizados dois projetos de estabilização de encosta que estão localizadas na cidade de Recife que os autores dimensionaram. Uma delas denominada no presente artigo como “Encosta 1”, se encontra no bairro da Várzea, e a segunda encosta denominada como “Encosta 2” está localizada no bairro de Passarinho. A seguir na Figura 1 são apresentados registros fotográficos das respectivas encostas.

Figura 1. Encosta 1 a esquerda e Encosta 2 a direita. Fonte própria

No dimensionamento foram verificados fatores de segurança em 3 diferentes cenários: o primeiro é o atual, isto é, sem a inclusão de contenção; o segundo é com execução de corte executivo para inclusão da contenção; e o terceiro e último cenário, verifica os fatores de segurança após a inclusão da contenção.

Quanto ao valor mínimo de FS enquadrado como aceitável, para a etapa de corte temporário considerou-se satisfatório aquele igual ou superior a 1,3; enquanto que para o cenário final com contenção inserida, o FS mínimo deve ser de 1,5.

Para estudar a influência da água na redução dos fatores de segurança, foram verificadas as estabilidades em dois diferentes contextos. O contexto 1 inserindo os valores de coesão e ângulo de atrito na condição natural, aliado à aplicação dos pesos específicos das camadas de solo não saturados. O contexto 2 por sua vez foi estudado com a inclusão dos parâmetros de resistência na condição inundada, em conjunto com pesos específicos saturados, simulando uma situação de saturação da massa de solo na região da encosta.

2.1 Metodologia de análise de estabilidade

Foram analisadas duas encostas estabilizadas com a inclusão de muro gravidade composto por pedra argamassada. A estabilidade global das contenções foi analisada de maneira computacional a partir do programa Slide 2.0® da empresa Rocscience, software capaz de realizar análises de estabilidade de encostas, aterros, barragens de terra e contenções com presença de solo e rocha. Os critérios aplicados nas análises foram de Morgenstern-Price, Spencer, Bishop e Janbu. Considerou-se nos estudos a ruptura do tipo não circular devido a presença de diferentes solos encontrados nos laudos de sondagem SPT.

Como subsídio para obtenção da estratigrafia local para análise das camadas de solo presentes no local do projeto, foram realizadas 3 sondagens SPT realizadas no topo e na base. No meio do talude não foi possível devido a inclinação das encostas. Para a divisão das camadas e obtenção da estratigrafia local, foram analisados em conjunto o índice de resistência à penetração e textura do solo, unindo as camadas com características similares no que tange estes dois aspcetos.

Após obtenção da estratigrafia, foi mensurado o valor médio de SPT de cada solo a fim de obter por correlação os parâmetros peso específico, coesão e ângulo de atrito. Tal metodologia de análise de estratigrafia foi aplicada conforme Bittencourt (2018) e as formulações para mensurar o ângulo de atrito seguem abaixo nas Equações 1 e 2.

$$\varphi = 0{,}4N_{SPT} + 28 \quad (1)$$

$$\varphi = \sqrt{20N_{SPT}} + 15 \quad (2)$$

Já para o cálculo da coesão foi utilizada a Equação 3, proposta por Berberian (2015), apresentada a seguir.

$$c' = N_{SPT}/0{,}35 \quad (3)$$

Destacam-se dois critérios de projeto aplicados para utilização das correlaçoes supracitadas, o primeiro foi a inclusão de um fator de minoração entre 1,2 a 1,5 para obtenção do ângulo de atrito para solos com maior presença de finos. Tal condição se aplicou conforme cita Gerscovich (2016) devido a incertezas presentes nas correlações com SPT. O segundo critério se baseou em limitar o valor da coesão para valores na ordem daquele obtido no ensaio de cisalhamento, com exceção para casos de índice de resistência a penetração elevado, que possibilita aplicar maiores valores à coesão. Como não foram realizados ensaios de permeabilidade no solo para mensuração de maneira direta deste parâmetro, não foi aplicada rede de fluxo nas análises.

2.2 Ensaios de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados conforme premissas da ASTM D3080M – 11 – ‘’Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions”. As amostras indeformadas obtidas para as duas encostas estudadas foram coletadas em profundidade na ordem de 1,5m; em que o local de coleta foi próximo a um dos furos de sondagem SPT realizados, a fim de aplicar na camada de solo de estudo os valores de ângulo de atrito e coesão obtidos em laboratório. As tensões normais aplicadas nos ensaios foram de 54,5kPa, 109kPa e 218kPa. Na Tabela 4 a seguir são apresentados os resultados dos ensaios nas condições natural e inundada para as duas encostas.

Tabela 4. Resultados cisalhamento direto

Encosta	Condição	Caracterização física	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (graus)
1	Natural	Areia argilosa	28	25,1
1	Inundado	Areia argilosa	10,8	33,8
2	Natural	Silte argilo-arenoso	75,2	36,8
2	Inundado	Silte argilo-arenoso	9,7	33,4

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste tópico são apresentados os resutados de estabilidade para as duas encostas com os parâmetros não saturados e saturados. Para a Encosta 1 são apresentados na Tabela 5 a seguir os FS nos três cenários: terreno natural, corte executivo e com contenção inserida; no contexto 1 com os parâmetros não saturados.

Tabela 5. Resultados FS encosta 1 – Contexto 1

Cenário	Critério	FS
Terreno natural	Morgenstern-Price	1,14
Corte executivo		1,38
Contenção inserida		2,30
Terreno natural	Spencer	1,14
Corte executivo		1,37
Contenção inserida		2,30
Terreno natural	Janbu	1,11
Corte executivo		1,29
Contenção inserida		2,05
Terreno natural	Bishop	1,08
Corte executivo		1,38
Contenção inserida		2,25

Na Tabela 6 a seguir são apresentados os resultados da encosta 1 para o contexto 2, isto é, com os parâmetros saturados.

Tabela 6. Resultados FS encosta 1 – Contexto 2

Cenário	Critério	FS
Terreno natural	Morgenstern-Price	1,07
Corte executivo		1,23
Contenção inserida		2,24
Terreno natural	Spencer	1,09
Corte executivo		1,23
Contenção inserida		2,24
Terreno natural	Janbu	1,05
Corte executivo		1,17
Contenção inserida		1,73
Terreno natural	Bishop	1,02
Corte executivo		1,23
Contenção inserida		1,88

Ao comparar os dois contextos para a Encosta 1, observa-se entre todos os critérios aplicados uma maior influência da saturação na etapa de corte executivo, com os FS possuindo maiores reduções. Tais resultados reforçam o cuidado em efetuar interveções em período de estiagem para evitar a ação da água na redução dos FS, especialmente na etapa de execução da obra.

Em seguinda são apresentados os FS para a Encosta 2 nos três cenários: terreno natural, corte executivo e com contenção inserida; nos contextos de parâmetros não saturados (Tabela 7) e saturados (Tabela 8).

Tabela 7. Resultados FS encosta 2 – Contexto 1.

Cenário	Critério	FS
Terreno natural	Morgenstern-Price	4,55
Corte executivo		3,57
Contenção inserida		4,95
Terreno natural	Spencer	4,67
Corte executivo		3,62
Contenção inserida		4,83
Terreno natural	Janbu	3,83
Corte executivo		3,15
Contenção inserida		4,01
Terreno natural	Bishop	4,09
Corte executivo		3,40
Contenção inserida		4,21

Tabela 8. Resultados FS encosta 2 – Contexto 2.

Cenário	Critério	FS
Terreno natural	Morgenstern-Price	1,34
Corte executivo		1,35
Contenção inserida		2,11

Terreno natural	Spencer	1,37
Corte executivo		1,35
Contenção inserida		2,16
Terreno natural	Janbu	1,33
Corte executivo		1,31
Contenção inserida		1,84
Terreno natural	Bishop	1,34
Corte executivo		1,35
Contenção inserida		1,93

A partir dos resultados da Encosta 2 apresentados nas Tabelas 7 a 8 pode ser observado que em todos os cenários existe uma influência expressiva da saturação do solo em reduzir os FS, com destaque para o terreno natural, que sem o efeito da saturação, a encosta não irá entrar em colapso, mas com o avanço da umidade, a estabilidade cai drasticamente.

4 CONCLUSÕES

Após análise dos resultados de FS para contextos não saturados e saturados para duas diferentes encostas com mesma solução de estabilização em muro de arrimo, conclui-se que o avanço da umidade reduz drasticamente a estabilidade da encosta, não apenas no cenário sem intervenção, mas também no processo executivo de inserção da contenção.

Este fato reforça o cuidado que se deve ter em dois sentidos: o primeiro em analisar de maneira detalhada os parâmetros de resistência do solo no projeto a partir de ensaio de laboratório, e o segundo no que tange a execução da contenção, sendo imprescindível a estabilização ser realizada em período de seca na região metropolitana de Recife.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro.

Almeida, R. O. (2016). *Estudo geotécnico e análise de encosta bela vista no município de Ipojuca-PE*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de pós graduação em engenharia civil.

Bittencourt, E. C. (2018) *Comportamento de Radiers Estaqueados Assentes em Solos Arenosos.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 160 p.

Gerscovich, D. M. S. (2016). *Estabilidade de taludes*. 2ª Ed. São Paulo: Oficina de textos.

Matéria da Prefeitura do Recife, 2023. "Prefeitura do Recife anuncia pacote com 24 obras de contenção de encostas". Acessado em 25/10/2023 < https://www2.recife.pe.gov.br/noticias/28/05/2023/prefeitura-do-recife-anuncia-pacote-com-24-obras-de-contencao-de-encostas >

Magalhães, J. S. L. A. (2013). *Estudo de estabilidade da encosta alto do Padre Cícero no município de Camaragibe – PE*. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de pós graduação em engenharia civil.

Santana, R. G. (2006). *Análise de soluções de engenharia para estabilização de encostas ocupadas na região metropolitana do Recife-PE. Estudo de caso: Ruptura ocorrida em encosta com ocupação desordenada na UR 2, Ibura*. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de pós graduação em engenharia civil.

Santos, A. N. (2018). *Estudos geotécnicos e análise de estabilidade de duas encostas localizadas no Ibura no município de Recife-PE*. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de pós graduação em engenharia civil.

Silva, M. M. (2007). *Estudo geológico-geotécnico de uma encosta com problemas de instabilidade no município de Camaragibe-PE*. Tese de doutorado. Universidade Federal de Pernambuco. 402 p.

Silva, R. R. (2010). *Proposta para estabilização de uma encosta ocupada em Camaragibe – PE com a consideração de um tratamento global*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. 213 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/250

Serra do Rio do Rastro - Contenção Experimental de Tirantes com Faceamento Flexível em Solo Coluvionar

Ana Paula Somenzzi
Engenheira, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, ana@fgs.eng.br

Felipe Gobbi
Diretor Técnico, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, felipe@fgs.eng.br

Alisson Sachetti
Engenheiro, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, alisson@fgs.eng.br

Fernando Segurado
Engenheiro, Teixeira Duarte Construções S.A., Vitória, Brasil, fvs@teixeiraduarte.com.br

Jorge Manuel Paulo Dinis
Geólogo, Teixeira Duarte Construções S.A., Lisboa, Portugal, jd@teixeiraduarte.com

RESUMO: Durante os anos de 2020 e 2022 foram executados 22 pontos de contenção na Serra do Rio do Rastro, no estado de Santa Catarina. Dentre os 22 pontos estabilizados uma contenção experimental foi realizada em solo coluvionar, utilizando-se tirantes ativos e faceamento em malha de aço de alta resistência. Esta obra experimental foi instrumentada com células de carga nos tirantes e célula de pressão no contato do paramento com o terreno. As cargas, tanto de protensão como de pressão aplicadas ao terreno, foram monitoradas durante as etapas de protensão e vem sendo monitoradas durante a vida útil da obra. Análises paramétricas foram realizadas considerando o sistema passivo ou ativo, e os resultados foram comparados com os valores medidos em campo.

PALAVRAS-CHAVE: Tirantes Ancorados, Solo Grampeado, Solo Coluvionar, Instrumentação.

ABSTRACT: During the period of 2020 to 2022 22 slope stabilizations projects were carried out along Serra do Rio do Rastro road, in Santa Catarina, Southern of Brazil. In one of this sites, an experimental slope stabilization measure using pre tensioned tie back with high tensile wire mesh as facing was used. This structure was instrumented with load and pressure cells in order to evaluate the feasibility of this approach. Also parametric slope stability analysis were carried out to evaluate the different influences on factor of safety for an active or passive slope stabilization masures. Instruments showed that is a challenge to keep the pretension forces due the plate/terrain deformability. The facing also reduces the pressure applied to the slope, but in a minor scale than the tiebacks. Data shown that this approach needs further developments to be used as a practice in slope stabilization works.

KEYWORDS: tie back, flexible facing, colluvium, instrumentation.

1 INTRODUÇÃO

A Serra do Rio do Rastro, além de um cartão postal, é um desafio do ponto de vista geotécnico. O percurso de 47km entre Orleans/SC até Bom Jardim da Serra/SC inicia a uma cota de elevação de ~ 200m acima do nível do mar, e termina em uma cota de elevação de ~ 1.500m, sendo que a maior parte deste desnível é vencida em 8km de serra sinuosa.

As serras em geral, e isto se aplica sobremaneira para a Serra do Rio do Rastro, constituem terrenos propícios a ocorrência de instabilidades geotécnicas. Comumente são identificados diferentes tipos de movimentos de massa como: queda de rochas, deslizamentos em solo e rocha, avalanches de rocha, fluxos de detritos entre outros. Estes eventos são naturais e de difícil previsibilidade. Neste sentido, as obras de

engenharia têm a finalidade de elevar o grau de segurança nestas regiões, sendo impossível a eliminação total do risco geotécnico. Além da dificuldade de se obter uma previsibilidade acurada destes eventos, existe uma limitação financeira para implantação de medidas de proteção e estabilização de encostas nestas regiões. O que leva a uma abordagem de gerenciamento de risco e mitigação com atuação em áreas notadamente de maior risco à operação da rodovia.

Notadamente esta foi a postura da Secretaria de Infraestrutura do Estado de Santa Catarina (SIE) ao elencar 25 pontos no trajeto de vários quilômetros de serra, e contratar o projeto de estabilização destes pontos. Ao serem realizadas as vistorias de projeto, foram identificados tantos outros pontos que também merecem atenção ou atuação para mitigação de riscos geotécnicos, como era previsto, indicando que as intervenções nesta serra devem continuar ao longo dos anos.

Dentre estes 22 pontos de intervenção, em um ponto específico foi aplicada uma solução em caráter experimental, que foi o emprego de tirantes protendidos sobre faceamento em tela metálica de alta resistência em um solo coluvionar. O dimensionamento foi realizado de forma conservadora, sendo que mesmo sem considerar o esforço de protensão dos tirantes, os fatores de segurança mínimos fossem atingidos, e um plano de monitoramento foi elaborado para verificar a eficiência da aplicação das cargas de protensão neste sistema.

A utilização de sistemas ativos utilizando malha como paramento não são usuais. Uma aplicação pioneira pode ser verificada em Gobbi (2019), entretanto para um talude rochoso.

Este artigo apresenta o contexto geológico da Serra do Rio do Rastro, o projeto do ponto em questão, as análises paramétricas de estabilidade realizadas e os resultados da instrumentação.

2 LOCALIZAÇÃO E CONTEXTO GEOLÓGICO

O local escolhido para a realização do estudo foi a Serra do Rio do Rastro, localizada no município de Lauro Müler - Santa Catarina, RS. A serra possui em sua totalidade cerca de 30 km, sendo seu trecho mais sinuoso com 12 km de extensão. O talude em questão está posicionado entre o km 405+550 e 405+700.

A região está localizada na Bacia do Paraná, e foi a serra onde foi mapeada e publicada a coluna White. A coluna White consiste em uma das mais clássicas colunas estratigráficas elaboradas no Brasil. Sua origem remonta ao relatório Comissão de Estudos das Minas de Carvão de Pedra do Brazil, apresentado pelo geólogo Israel Charles White em 1908 (Filho at al 2006). A estratigrafia proposta por White está dividida em grupos, dentro dos quais estão apresentadas as formações características correspondentes, conforme apresenta a Figura 1. A região de interesse do presente estudo está posicionada sobre a Formação Serra Geral, com altitude entre 1.000 e 1.400 m.

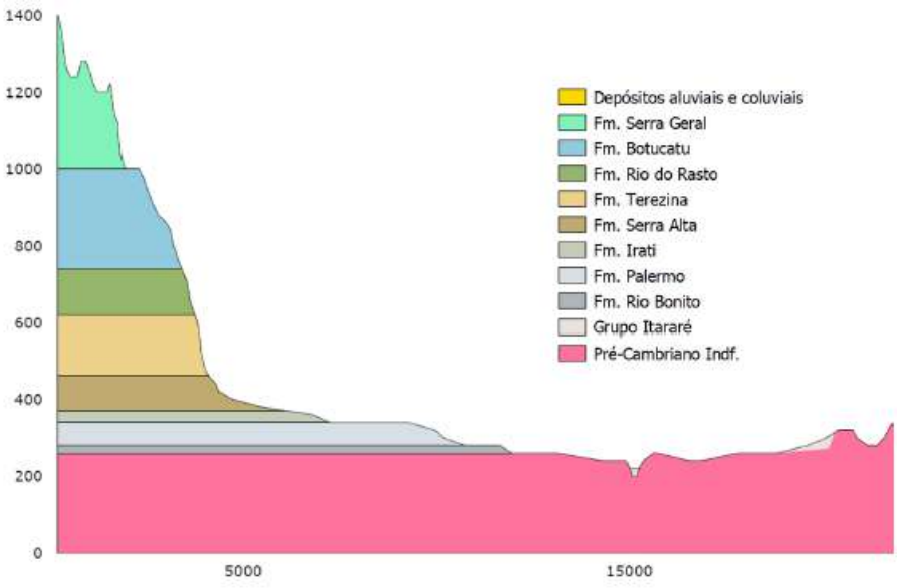


Figura 1. Perfil estratigráfico da Coluna White.

2.1 Formação Serra Geral

Os taludes objeto de análise estão inseridos no contexto lito-estratigráfico da Bacia do Paraná, que representa uma espessa de sequência de rochas sedimentares e vulcânicas, com idades desde 66 a 443 milhões de anos (Ma).

A porção inferior da serra (dentro do contexto do projeto) aflora o escudo cristalino, região do embasamento cristalino do granito Imaruí-Capivari. Seguindo na sequência estratigráfica da base para o topo, se insere no domínio da formação Serra Alta. Estratigraficamente posicionada entre as formações Irati e Teresina, o contato entre a base da formação Serra Alta e o topo da formação Irati se dá de modo brusco, pela ausência de folhelhos betuminosos e/ou calcários dolomíticos, que dão lugar a siltitos cinza escuro maciços, às vezes com leitos constituídos por restos de peixes e coprólitos (Meglhioratti, 2006). Em seguida ocorre a Formação Teresina com argilitos, folhelhos e siltitos cinza escuros e esverdeados, intercalados com arenitos.

O trecho mais escarpado da serra, região de interesse para o presente artigo, encontra rochas pertencentes ao grupo São Bento. A Formação Serra Geral é constituída por sucessivos derrames de lava, predominantemente básicas, intercalados com arenitos eólicos e fluviais (CPRM, 2001). As rochas vulcânicas basálticas encontram-se bastante fraturadas, exibindo fraturas conchoidais. Pode apresentar também rochas ácidas, classificadas como riodacitos e riolitos que, em função da elevada resistência ao intemperismo, tendem a se apresentar em encostas de elevada angulação e sem cobertura vegetal (ROISENBERG, 1989). Uma caracterização dos derrames basálticos pode ser encontrada em Leinz e Amaral (1978).

Além disso, é caracterizada por apresentar diques e sills de diabásios e andesitos. Estes, quando alterados, apresentam-se na forma de blocos com tamanhos variados, podendo também apresentar espessas camadas de latossolo vermelho quando totalmente intemperizados (CPRM, 2001).

3 APRESENTAÇÃO DO PROJETO

A solução de projeto implantada consiste em três linhas de tirantes monobarra de diâmetro 22mm e carga de trabalho de 126 kN, sendo o comprimento da linha inferior de 5m e as demais 6m, ambas com espaçamento horizontal de 2,50 m. De forma associada à solução ativa, a tela metálica de alta resistência empregada como faceamento possui resistência à tração da malha de 150 kN/m e resistência ao puncionamento junto à placa de ancoragem de 180kN. Juntamente com a tela foi instalada manta antierosiva ao longo da face do talude, a fim de evitar problemas de erosão e contribuir para a fixação de espécies vegetais.

Além disso, a solução também contou com uma linha de grampos ao longo do pé da solução com diâmetro das barras de 22 mm e carga de trabalho de 126 kN. O espaçamento dos grampos é o mesmo utilizado para os tirantes, entretanto com diâmetro de perfuração de 75 mm e inclinação de 35° em relação ao eixo horizontal. A Figura 2 apresenta a solução descrita. A linha de grampos tem com finalidade fazer o fechamento do tratamento em tela metálica.

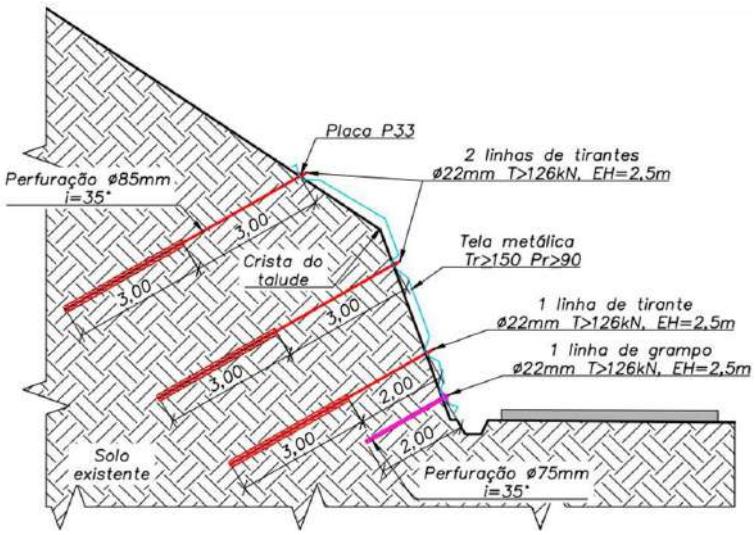


Figura 2. Seção tipo da solução adotada em projeto.

4 INSTRUMENTAÇÃO

Para verificação do desempenho da estrutura, o talude em questão foi instrumentado com 6 células de carga (CC) e 1 célula de pressão (CP) instaladas ao longo da solução para monitoramento do sistema de contenção, bem como para verificação da distribuição de carga ao longo do paramento.A Figura 3 apresenta a vista frontal do talude com a posição dos dispositivos instalados.

Figura 3. Vista frontal esquemática do talude com a posição dos dispositivos.

5 RESUMO DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Embora seja um solo coluvionar, o que nos remete a uma dificuldade de escala para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em laboratório, foi realizada uma campanha de ensaios de laboratório para determinação das propriedades da matriz argilosa. Para a elaboração da envoltória de ruptura ao cisalhamento foram realizados ensaios de cisalhamento direto de forma inundada para as tensões de 25, 50, 100 e 200 kPa. Os resultados são sumarizados na Tabela 1, enquanto a envoltória de resistência ao cisalhamento é apresentada na Figura 4.

Tabela 1. Índices físicos e resistência ao cisalhamento.

Parâmetros	Resultados
Peso específico real dos grãos	26,45 kN/m³
Limite de Liquidez	53,13%
Limite de Plasticidade	Não plástico
Coesão	8,1 kPa
Ângulo de atrito interno	39°

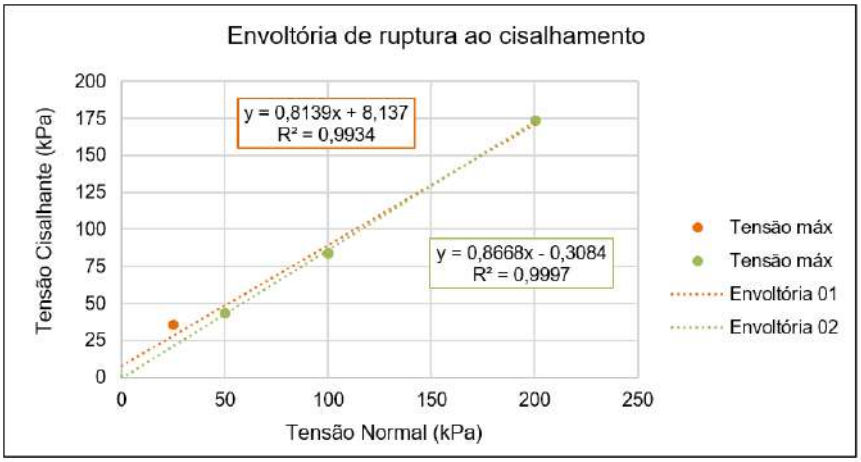


Figura 4. Envoltória de resistência ao cisalhamento.

Estes parâmetros foram balizados por retroanálises para utilização em projeto e neste estudo.

6 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Com o intuito de verificar a diferença numérica entre diferentes soluções de estabilização aplicáveis ao talude, foram realizadas análises de estabilidade global considerando três diferentes situações, sendo elas solo grampeado, tirantes ancorados ativos e tirantes ancorados passivos. Além disso, variou-se a condição de saturação do talude através da utilização de uma linha freática e variação da poropressão através da variação do parâmetro Hu. Para tal foi utilizado o método de Estabilidade por Equilíbrio Limite com apoio do *software Slide*, da *Rocscience*. A Figura 5 apresenta os resultados obtidos para cada cenário de análise.

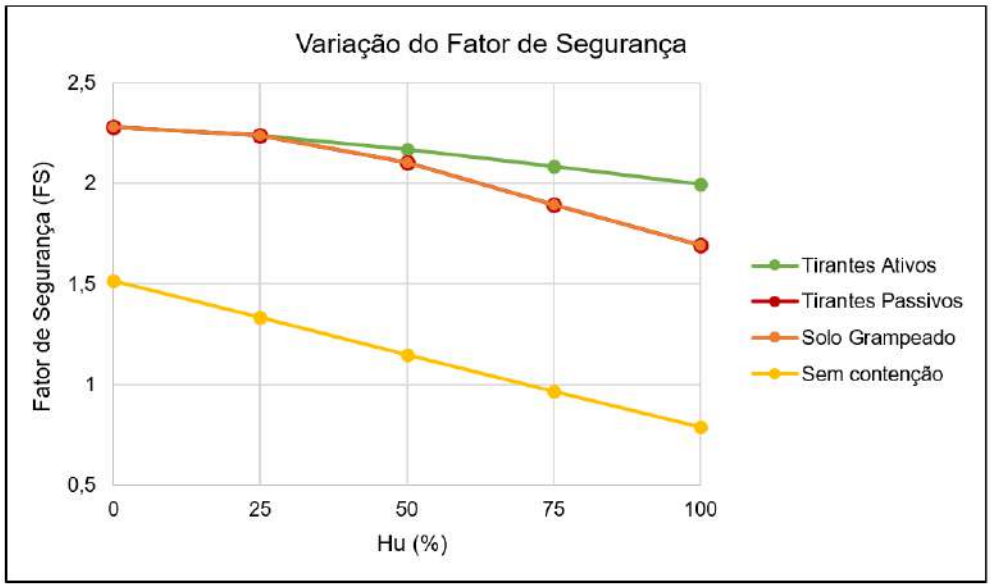


Figura 5. Variação do FS x Variação da Poropressão - Análise comparativa.

Observa-se que o fator de segurança global de todas as alternativas de estabilização se manteve acima do mínimo estabelecido de acordo com a norma NBR 61182 (ABNT, 2009), estando acima de 1,5 mesmo na pior condição de poropressão, onde Hu=1,0.

Como esperado, os tirantes ancorados de forma ativa apresentaram os maiores valores de FS em relação às demais técnicas de estabilização, visto que estes possuem carga de protensão incorporada às monobarras que sustentam o fator de segurança, apresentando um decréscimo de forma suave.

Já as técnicas de estabilização com solo grampeado e tirantes ancorados passivos apresentam os mesmos valores em todas as análises realizadas. Esta igualdade pode ser explicada pela forma como o software utilizado nas análises realiza o cálculo de estabilidade para estruturas passivas. Assim, a igualdade obtida entre os dois sistemas de estabilização não se faz verdadeira, correspondendo apenas ao método de cálculo utilizado.

Ainda, é possível constatar que o efeito das cargas incorporadas nos tirantes ativos somente reflete em diferença nos fatores de segurança após cerca de 30% de Hu, o que não era esperado. Verifica-se também a condição do talude sem a utilização de técnicas de estabilização, o qual não seria capaz de se manter estável após atingir pouco menos de 75% de Hu. É possível verificar também que o fator de segurança estabelecido por norma é atingido somente pela condição de talude seco (Hu=0).

7 RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO

A protensão dos tirantes foi realizada durante a fase executiva da obra, sendo realizadas leituras nos equipamentos de monitoramento à cada etapa de protensão realizada, possibilitando avaliar o comportamento individualizado de cada tirante e da tela metálica. Além disso, foi realizada uma campanha de testes de protensão adicional pela projetista após a finalização da obra junto ao tirante correspondente a célula CC_05 e na célula de pressão. A Figura 6 apresenta graficamente os resultados obtidos.

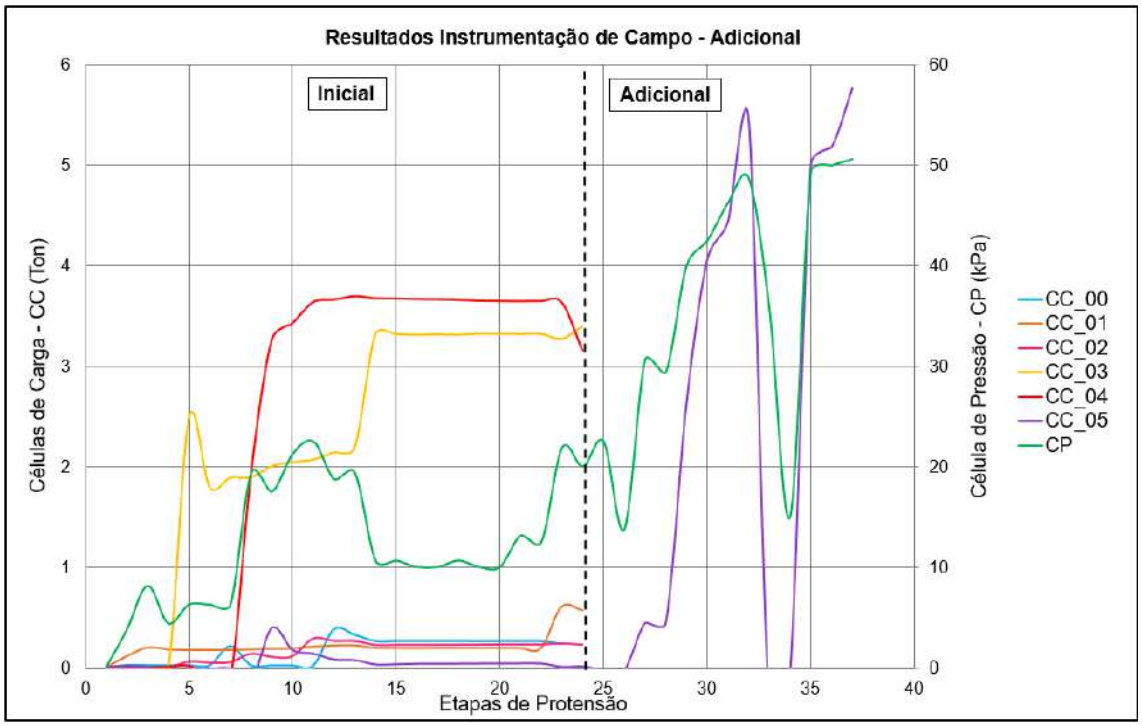


Figura 6. Resultados da instrumentação de campo.

Nota-se que, a cada incorporação de carga realizada, os tirantes não são capazes de mantê-la constante, perdendo parte da protensão. Esta perda pode ser explicada em parte pela deformabilidade do faceamento flexível composto por tela metálica, visto que esta não possui a mesma rigidez de uma cortina atirantada. Principalmente devido ao trecho livre do tirante empregado e a baixa carga de protensão (8 ton.), que resulta em um alongamento elástico de apenas 3mm, ou seja, qualquer ajuste da placa ao soltar o macaco já representa uma perda significativa da carga de protensão. Este fato é agravado pelo equipamento utilizado para a protensão dos tirantes, sendo este uma cargueira apoiada sobre a placa dos tirantes, pressionando a tela contra a face do talude. Sendo assim, no momento da desmontagem e retirada do equipamento a tela apresentará alívio de tensão e a placa do tirante será deslocada, perdendo parte da carga incorporada. Está em desenvolvimento uma cargueira para dirimir este problema.

Observa-se também que os resultados correspondentes às células de carga CC_03 e CC_04 se mostram elevados quando comparadas às demais células devido à posição em que se encontram no talude, apresentando melhor ajuste da placa à tela, favorecendo o funcionamento do sistema.

Com relação à célula de pressão é possível observar que a tela está absorvendo a carga proveniente dos tirantes a cada incorporação, conforme esperado. Entretanto, a perda de carga sofrida pelos tirantes não ocorre na mesma proporção com a tela, restando um residual de carga absorvida. A diferença na perda e absorção de carga pode ser explicada pelo funcionamento da tela metálica, a qual trabalha de forma conjunta com todos os tirantes que junto à ela são executados, e a deformação necessária para se aliviar a carga na tela é muito maior do que a deformação necessária para aliviar a carga dos tirantes.

Além disso, é possível notar que, quando os tirantes mais próximos à célula de pressão (CC_00 e CC_02) são protendidos, há um ganho elevado de pressão na tela, sendo explicado pela proximidade dos tirantes à célula de pressão, tensionando mais a tela do que tirantes distantes.

Os resultados obtidos com a campanha de leituras adicionais demonstram claramente os efeitos de cada etapa de protensão no sistema, corroborando com as observações realizadas.

7 CONCLUSÕES

A partir do exposto constata-se que os tirantes deste projeto, após protendidos, foram capazes de manter de 3,6% a 46% da carga de protenção. Os valores mais baixos, entre 3,6 a 7,5% de carga de protensão estão relacionados aos tirantes em que a placa não teve um bom ajuste ao paramento. Para os locais de melhor ajuste placa x paramento, os tirantes mantiveram cerca de 42 a 46% da carga.

A pressão transmitida pela tela ao talude também foi medida, e apresenta variação de acordo com protensão dos tirantes, conforme esperado. Quando ocorre a perda de carga de protensão dos tirantes também ocorre a perda de pressão entre a tela e o terreno, entretanto em uma proporção inferior.

Com o nível de carga de protensão obtida nos tirantes não é possível afirmar que o sistema de contenção esteja funcionando inteiramente no sistema ativo em função da maior flexibilidade do paramento, como também em função da dificuldade de manutenção das cargas de protensão. Por outro lado, o nível de tensão atingido na tela e a carga de protensão nos tirantes também não caracterizam um sistema de solo grampeado convencional, pois existe uma carga ativa aplicada sobre o terreno.

Os resultados são preliminares e não permitem uma conclusão assertiva quanto a segurança de consideração deste tipo de sistema como sistema ativo, a exemplo de cortinas atirantadas, sendo bastante dependente das condições de contorno, mas indicam para uma possibilidade de êxito neste sentido. Está em andamento o projeto tanto de cargueira como de diferentes formas executivas a fim de aprimorar a utilização desta solução, bem como as verificações pertinentes de cálculo correlacionando com os resultados de campo.

Importante salientar que as verificações demonstraram que, independentemente da forma como o sistema funcionar, os fatores de segurança mínimos necessários são atingidos e o sistema é efetivo na contenção deste talude.

AGRADECIMENTOS

A equipe do trabalho agradece à Secretaria de Infraestrutura do Estado de Santa Catarina por ser o órgão contratante e o consórcio Teixeira Duarte FGS Geotecnia Serra do Rio do Rastro 2022 pela viabilização deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

CPRM (2001). Serviço Geológico do Brasil. *Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo - SH22*. Disponível em: <www.cprm.gov.br>. Acesso em: 28 abr. 2022.

CPRM (2001). Serviço Geológico do Brasil. *Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil*. Disponível em: <www.cprm.gov.br>. Acesso em: 28 abr. 2022.

Gobbi, F. (2019). *The use of high-tensile wire mesh to promote active stress field in a Rockmass.* ISRM 14th International Congress of Rock Mechanics, Foz do Iguassu, 8 p.

González De Vallejo, L.I. (2004). Ingeniería geológica. Isabel Campella. Orymu SA. 715p.

Orlandi Filho,V.; Krebs,A.S.J.; Giffoni,L.E. 2006. Coluna White, Serra do Rio do Rastro, SC - Seção Geológica Clássica do Continente Gonduana no Brasil. In: Winge, M.; Schobbenhaus, C.; Berbert Born, M.; Queiroz, E. T.; Campos, D. A.; Souza, C. R. G.; Fernandes, A. C. S. (Edit.) Sítios Geológicos e Paleontológicos do Brasil. Publicado na Internet em 22/12/2006 no endereço http://www.unb.br/ig/sigep/sitio024/sitio024.pdf.

Leinz, V., Amaral, S.E. (1980). Geologia geral. Ed. Nacional, São Paulo, 8ed. 397p.

Meglhioratti, T., 2006. Estratigrafia de Sequências das Formações Serra Alta, Teresina e Rio do Rasto (Permiano, Bacia do Paraná) na Porção Nordeste do Paraná e Centro-Sul de São Paulo. Rio Claro, SP, Dissertação de Mestrado, 147 p.

Roisemberg, A. (1989). *Petrologia e geoquímica do vulcanismo ácido mesozóico da Província Meridional da Bacia do Paraná*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/251

Solo Grampeado Verde para Estabilização de Talude na estrada de Ferro Vitoria – Minas

Andrea Balbuzano Pelizoni
Coordenadora de Mercado, Maccaferri, Rio de Janeiro, Brasil, a.pelizoni@maccaferri.com

Flavio Fagundes do Rosário
Gestor de Obras, Atlas Engenharia, Nova Era - MG, Brasil, engenharia05@atlasengenharia.com.br

João Alberto De Angeli Bubach
Gerente Operacional, Atlas Engenharia, Serra - ES, Brasil, joao@atlasengenharia.com.br

RESUMO: A malha ferroviária da estrada de Ferro Vitoria – Minas, ao longo da sua extensão, está inserida em diferentes regiões geográficas interligando a região metropolitana de Vitoria (ES) à região metropolitana de Belo Horizonte. A extensão total da ferrovia chega a 905km e possui na sua extensão, vários taludes que ao longo dos anos, por ação do intemperismo, apresentam instabilidades, movimentos de massas do tipo deslizamentos, queda e rolamento de blocos, entre outros, levando à necessidade de intervenção com técnicas de proteção e estabilização para segurança da via. O presente trabalho buscou apresentar a solução adotada no talude em solo em um ponto da estrada de ferro que se encontra dentro da faixa de domínio da uma mineradora, localizada na cidade de Nova Era, no estado de Minas Gerias, onde foi adotado, conforme especificado em projeto, a técnica de estabilização combinando retaludamento e solo grampeado verde, através de grampos inseridos na massa de solo, e sistema de geomanta combinada com tela de alta resistência para revestimento superficial do talude. A solução de solo grampeado verde é inovadora e vem ganhando força e espaço no mercado brasileiro e latino-americano.

PALAVRAS-CHAVE: Solo Grampeado Verde, Estabilização de Talude, Revestimento Flexível, Geomanta, Grampo

ABSTRACT: The railway network of the Vitoria – Minas Railway, along its length, is inserted in different geographic regions connecting the metropolitan region of Vitoria (ES) to the metropolitan region of Belo Horizonte. The total length of the railway reaches 905km and has several slopes along its length, which over the years, due to weathering, the massifs and cutting slopes along the railway present instabilities, mass movement of the sliding, falling and rolling type. of blocks, among others, leading to the need for intervention with protection and stabilization techniques for road safety. The present work sought to present the solution adopted in a soil slope which is within the right-of-way of a mining company, located nearby in the city of Nova Era, in the state of Minas Gerais, where it was adopted, as per specified in the project, the stabilization technique combining retouching and green stapled soil, through staples inserted into the soil mass, and a geomant system combined with high-resistance mesh for surface coating of the slope. The green stapled soil nailing solution is innovative and has been gaining strength and space in the Brazilian and Latin American market.

KEYWORDS: Green Soil Nailing, Slope Stabilization, Flexile face, Geomat, Nails.

1 INTRODUÇÃO

A via férrea Estrada de Ferro Vitória - Minas (EFVM) possui um total de 905 km de extensão, construída a mais de 120 anos, conecta a região metropolitana do estado de Minas Gerais (MG) à região metropolitana do Espírito Santo (ES). As diversas vias que compõe a estrada de ferro, vem apresentando ao longo dos anos, algumas instabilidades em diferentes pontos e taludes que conformam a via.

O caso de obra aqui apresentado, corresponde ao trecho localizado no Ramal de Fábrica (RFA), próximo à cidade de Nova Era, Ouro Preto, município do estado de Minas Gerais (MG). O trecho em questão tem sofrido ao longo dos anos, e principalmente durante os períodos de chuva, rupturas superficiais que colocaram a situação de segurança do talude em uma condição de estabilidade (FS) abaixo do aceitável, de acordo com a norma de estabilização de encostas NBR 11682 (2009). A solução estabilização adotada no projeto foi o retaludamento do talude, com aproximadamente 7.500m² de área total, combinado com a aplicação da técnica de solo grampeado verde

O projeto visou atingir a segurança do talude, conseguindo atingir um FS superior a 1,5, ao mesmo tempo que conseguiu desenvolver uma solução viável desde o ponto de vista de execução, garantindo a segurança da infraestrutura sem necessidade de interrupção da via.

A obra foi executada em um período de 17 meses devido a dificuldades logísticas na região e do local de atuação.

A partir da execução e após fortalecimento da revegetação aplicada, a área foi naturalmente vegetada oferecendo uma proteção natural contra os fatores de erosão do material superficial.

2 ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE COM TÉCNICA DE SOLO GRAMPEADO VERDE

2.1 Apresentação do caso

2.1.1 Situação inicial

À área do ponto de estudo, próximo à cidade de Nova Era, está inserido nos domínios de exposição Suíte Borrachudos composta por Matagranitóides e Augen Gnaisse. Na Figura 1 é possível visualizar a localização da área em relação à cidade de Nova Era.

Figura 1. Localização do talude no RFA em relação a cidade de Nova Era (MG)
Fonte: Google Earth, 2023.

A partir dos levantamentos feitos pela equipe de projeto e contratante, constatou-se, no local, a presença de um material com variação dentro da própria área, formado por colúvio/Elúvio, com espessura aproximada de 6,0m, de coloração laranja, textura areno-argilosa, que na porção central do talude envolve um nível de blocos rochosos de gnaisse. Nessa porção do corte, esse horizonte apresenta aproximadamente 5,0 metros de espessura. Foi também identificada a presença de saprólito de gnaisse com textura areno-siltosa, coloração rosada, acompanhada de tons entre o branco e amarelo. Esse material terroso apresenta passagens com venulações compactas de quartzo que materializa o acamamento reliquiar. De modo geral, o material presente

na superfície apresentava uma condição de elevada erodibilidade e permeabilidade, dificultando a estabilização superficial para a condição de geometria verificada naquele momento.

Nos últimos anos, a área do talude vem sofrendo com a instabilidade superficiais provocadas, principalmente pelos eventos de chuva no período de verão, sendo que no ano de 2020, as chuvas foram muito intensas, levando à desconfiguração quase no total da geometria inicial do corte, oferecendo risco à infraestrutura próxima a este ponto, conforme observado na Figura 2.

Figura 2. Área antes da estabilização

2.1.2 Solução adotada em projeto para estabilização de talude

A solução escolhida foi uma combinação de técnica de retaludamento juntamente com a estabilização através do Solo Grampeado Verde, que consiste na inserção de grampos, ou seja, elementos passivos, e proteção da superfície do talude aplicando um sistema revestimento, no intuito de reforçar a massa de solo através dos grampos e de proteger a superfície do talude contra erosão e pequenas rupturas, com uso de geomanta reforçada na face do talude.

O projeto para estabilização da área, foi elaborado por uma empresa especializada em projetos geotécnicos, a qual desenvolveu as soluções e suas respectivas análises para dimensionamento e verificação da estabilidade global, a partir das visitas ao local, investigações geotécnicas realizadas e as informações disponibilizadas pela contratante, permitindo os estudos e análises das diferentes alternativas e soluções e, finalmente a definição e dimensionamento das soluções adotadas no projeto. A área total de tratamento foi de, aproximadamente, 7.500m².

A conformação do talude foi necessária para atingir uma geometria adequada desde o ponto de vista de estabilização a partir das condições reais do talude no momento da avaliação. O volume de material cortado para atingir 1V:1,5H foi de aproximadamente 38.295,53m³.

Para a estabilização com o solo grampeado, foi a adotado, a partir das investigações e definição dos parâmetros de resistência do material, resistência ao arrancamento, a malha de grampos definida a partir das análises de estabilidade, foram de grampo formados por barras CA-50 com diâmetro D=25mm, espaçados 2V:2H com profundidade de 12m, totalizando 9.123,80m. Adicionalmente, foram executados sistemas de drenagem superficial e profundo para captação e direcionamento dos fluxos provenientes da chuva (ver seção 2.2.3).

O sistema de revestimento para a face do talude, conforme adotado em projeto, consistiu em um sistema flexível formado por um geocomposto que consiste na associação de geomanta flexível, tridimensional, que apresenta mais de 90% de vazios, fabricada a partir de filamentos grossos de polipropileno fundidos nos pontos de contato associada a um reforço metálico confeccionado com malha hexagonal de dupla torção o que permite que estes elementos trabalhem juntos, conferindo à solução características de elevada capacidade antierosiva, com ótima resistência à tração e proteção contra corrosão adequada para exposição direta ao sol e meio ambiente. O sistema de tela adotado foi o MacMat R1 fabricado pela empresa Maccaferri.

2.1.3 Estruturas complementares

Sistemas de drenagem são estruturas fundamentais para garantir não só a estabilidade como minimizar o fluxo superficial na área do talude.

No projeto, foram adotados sistemas de drenagem superficial e profundo em toda área. O sistema de drenagem superficial, constou de canaletas trapezoidais de 40x40m com altura de 50cm passando pelas bermas dos três taludes, totalizando aproximadamente 360m, descarregando a água drenada em uma caixa de passagem e finalmente uma descida hidráulica que levaria a água até o ponto de coleta final na base do talude. Já para os Drenos sub-horizontal profundos (*DHP*) foram especificados, conforme projeto, três linhas de drenos, espaçadas a cada 5m entre eles, totalizando 87 und, de 50mm de diâmetro e 18m de profundidade para cada dreno.

2.2 Revegetação

Atualmente, a revegetação de talude, é uma ciência extremamente importante e necessária nas obras de engenharia sustentáveis, do ponto de vista de soluções e intervenções de baixo impacto ambiental e visual.

Para recuperação da área do talude, adicionalmente à aplicação do sistema de geomanta reforçada, foi juntamente aplicada a técnica de hidrossemeadura de um mulch formado por algumas espécies gramínea conforme mix na tabela 1 e 337,50 kg para aplicação em uma área de 7.500 m² do talude em questão.

Nome Popular	Nome Científico	Família	QUANTIDADE (KG/HA)
Azevém	*Lolium multiflorum*	Poaceae	50
Nabo forrageiro	*Raphanus sativus L.*	Leguminosa	50
Feijão Guandu	*Cajanus cajan*	Leguminosa	50
Crotalaria	*Crotalaria juncea*	Leguminosa	60
Crotalaria	*Crotalaria ocroleuca*	Leguminosa	40
Calopogônio	*Stylosanthes mucunoides*	Leguminosa	40
Aveia	*Avena sativa*	Poaceae	40
Milheto	*Pennisetum glaucum*	Gramíneas	40
Capim Meloso	*Melinis multiflora*	Poaceae	40
Capim custódio	*Pennisetum setosum*	Poaceae	40
TOTAL			450

Tabela 1. Especies e quantitativos para recuperação vegetal

3 ETAPAS E ASPECTOS DE EXECUÇÃO

A solução surgiu em meados do século XX na Europa, sendo que a primeira construção documentada foi um talude ferroviário próximo à cidade de Versalhes, na França, em 1972 (Clouterre, 1991). Já no Brasil, a técnica começou a se popularizar na década seguinte, tempo depois, algumas empresas com expertise em recuperação e execução de contenção e obras de artes, começaram a esta tecnologia para conseguir, de forma, eficiente e produtiva, a técnicas de estabilização com uso de reforços e revestimentos superficial em taludes.

Na área cicatriz do escorregamento, onde foi executado o solo grampeado verde, foi feito um retaludamento, conforme previsto em projeto até atingir uma declividade favorável à segurança. Posteriormente foi feita a perfuração para execução dos grampos, instalação das barras e injeção de nata, e por último a instalação do sistema de geomanta reforçada - MacMat R1 (Maccaferri) e plantio das espécies para revegetação da área.

Atualmente, existem várias técnicas de execução para realizar obras de estabilização de talude com Solo Grampeado Verde, entre elas, a aplicação do método descendente ou ascendente, com técnicas de rapel ou com plataforma elevatória, sistema de estruturas de andaime, fixação por sistema de roldanas e trilho, enfim, a escolha da técnica se dará, principalmente, devido as condições locais de instalação.

A execução do solo grampeado foi feita pela empresa Atlas Engenharia e Incorporações Ltda, seguindo as diretrizes e recomendações especificadas em projeto, de acordo com os critérios definidos pela contratante. A sequência executiva da solução seguiu as seguintes etapas:

- ✓ Estudo do local: Avaliação das condições do terreno, como tipo de solo, inclinação do talude, presença de água, entre outros para definição da logística de acesso, equipamentos e metodologia.
- ✓ Preparação do terreno: Limpeza da área e remoção de vegetação, rochas soltas, solo instável, entre outros.
- ✓ A partir do projeto, foram locados topograficamente, a posição e linha dos grampos.
- ✓ Perfuração: As perfurações seguiram o diâmetro, profundidade de acordo com a especificação do projeto.
- ✓ Instalação dos grampos (chumbadores): As barras de aço, com diâmetro especificado, protegidos contra corrosão e inseridos nas perfurações.
- ✓ Injeção de calda: Preenchimento com calda de cimento fator A/C de 0,5 especificado em projeto.
- ✓ Instalação de tela MacMat R1 (Maccaferri): instalação da tela, considerando o procedimento definido pelo fabricante.
- ✓ Revegetação: Aplicação da hidrossemeadura, seguindo o mix de semente determinado em projeto.

A sequência executiva aplicada, comandada pelas condições reais, no que respeita logística, acesso, liberação por parte da fiscalização, e condições executivas (equipamentos e equipe), o talude chamado de "talude 1" foi executado escavando 2m de altura para entrada do equipamento (PW 5000) para execução da primeira linha de furo. À medida que o equipamento ia realizando as perfurações no solo, as barras inseridas e a injeção da calda realizada, a linha era liberada, dando continuidade à próxima escavação para uma nova linha. Assim sucessivamente até atingir as 5 linhas de furo no talude 01. O furo era realizado com 12 metros de profundidade, inclinação de 30º e diâmetro de ø76,2 cm conforme figura 3.

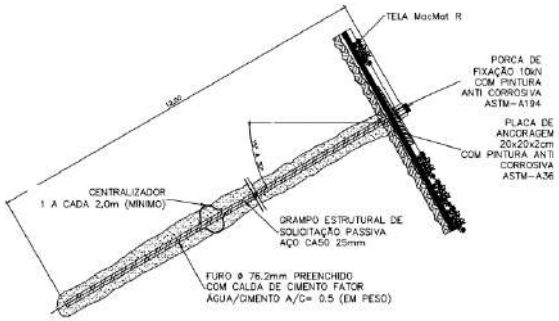


Figura 3: Furo de ancoragem

Figura 4: PW 5000

Para o talude denominado de "Talude 2", a metodologia de escavação adotada, foi o corte por completo e logo a perfuração realizada por equipe especializada em acesso por corda e equipamento de perfuração conhecido como wagon drill, conforme figura 5, ficando ancorado no próprio talude durante a execução. Porém, seguindo o mesmo conceito executivo do talude 1, no que respeita furos, inserção dos chumbadores, injeção da calda de cimento e posteriormente o torqueamento da barra

Figura 5: Perfuração do talude 02 com Wagon Drill

Já para o talude 3, próximo da base, foi adotada a mesma metodologia do talude 1, perfuração motorizada com a PW 5000. Toda perfuração, instalação de chumbadores e injeção de calda foram feitos com equipe de corda. A instalação da tela MacMat R1 foi executada de duas maneiras diferentes ao longo do serviço, conforme mostrado na figura 6. Nos taludes 1 e 3, realizou-se os furos inicialmente, depois colocaram as mantas e posteriormente seguiu a sequência de colocação dos chumbadores. Já no talude 2, devido ao acesso por corda ter sido utilizado para perfuração, realizou-se colocação da tela inicialmente, e depois realizou-se a perfuração. As técnicas adotadas possuem dificuldades em relação a logística, segurança da equipe envolvida, manipulação dos equipamentos, dificuldade nos acessos e taxas de produtividades variadas em relação a condição do solo e geometria.

Por fim, foi a aplicada a hidrossemeadura com mix de sementes por cima do sistema de MacMat R1 através do caminhão tanque utilizado na aplicação da hidrossemeadura.

Figura 6. Execução pelo método descendente

A definição da metodologia executiva, depende, na maioria dos casos, da concepção da solução e os critérios de projeto adotados para análises e verificação dos parâmetros e fatores de segurança adotados durante e após a obra.

Figura 7. Instalação do sistema de telas MacMat R1

A aplicação da técnica de hidrossemeadura pode ser feita antes ou após a instalação do sistema de malhas, oferecendo mais uma vantagem executiva deste tipo de solução.

De uma maneira geral a aplicação da técnica de estabilização de solo grampeado verde, envolve uma seria de vantagens, não só do ponto de vista de execução, uma vez que permite que a sua execução seja feita com equipamentos menores e menos materiais de construção, permitindo o acesso a lugares, com alta complexidade, tempos menores de execução, adaptação fácil a materiais heterogêneos, que influência muito na perfuração e injeção, rapidez na execução, sendo uma grande vantagem em regiões onde o período de chuva, muitas vezes, inviabilizam as obras. Este tipo de técnica, possibilita o ajuste de projeto, quando necessário. E oferece também ótimos resultados no que respeita o baixo impacto ambiental e visual, permitindo uma face drenante, possibilitando o recobrimento vegetal da área.

Figura 8. Obra finalizada (após 1 mês)

Figura 9. Obra finalizada (após 5 mês)

4 ASPECTOS DE DURABILIDADE E MANUTENÇÃO

As obras envolvendo elementos metálicos apresentam sua maior preocupação em relação aos processos de corrosão devido à exposição dos elementos à agressividade do meio ambiente no qual encontram-se instalados.

Inspeções e manutenções ao longo da sua vida útil serão necessárias, porém de acordo com as condições de agressividade do meio ambiente onde a solução for implantada, além das possíveis ocorrências e instabilidades no local.

A Corrosão em elementos de aço consiste na deterioração dos materiais metálicos por ação química ou eletroquímica, podendo estar ou não associadas a esforços mecânicos. Nos sistemas de malha de aço de alta resistência não é diferente. Os fabricantes deste tipo de solução tem se preocupado com o desenvolvimento de revestimentos metálicos de alto desempenho, dentre eles o Galmac®4R da Maccaferri, que é uma combinação ou liga de Zinco (Zn), Alumínio (Al) e presença de terras raras “Misch Metals” (MM), que após muita pesquisa e teste, chegou na liga Zn90Al10-MM, oferecendo um revestimento superior a 245g/m², atendendo as normas NBR 8964, EN 10223-3, EN ISO 6988 e EN ISO 9227, oferecendo características físico-químicas capazes aumentar a vida util do material mesmo em condições de alta agressividade do meio.

No que respeita à durabilidade dos grampos ou elementos de ancoragem, que possuem com seu desempenho e resistência das barras de aço, dependerá não só da correta instalação no local se não também dos cuidados feitos durante a execução e fabricação. Não existe uma norma especifica para chumbadores, porém as considerações feitas na norma ABNT NBR 5629/2006 são analogamente aplicáveis para as barras ou elementos de ancoragem usados no sistema com tela. A norma especifica que a proteção contra corrosão poderá ser adotada de acordo com a agressividade do meio, sendo então necessárias a proteção Classe 1 para meios muito agressivos ou medianamente agressivos e Classe 2 para meios não agressivos. Adicionalmente, é importante que demais elementos e acessórios que compõem o sistema, cumpram com as devidas especificações técnicas e normas para garantir um bom desempenho e a vida útil esperada.

A frequência de inspeções pode ser coincidente com a rotina prevista para os taludes da ferrovia.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A aplicação de técnicas e tecnologias inovadoras em obras de contenção e estabilização de talude, visam contribuir com a engenharia no que respeita a sustentabilidade ambiental e de segurança. A técnica de estabilização por meio de solo grampeado verde vem crescendo, ganhando força, espaço e visibilidade na geotecnia brasileira e Latinoamérica. Obtermos um ganho de fator de segurança através de técnicas rápidas e de menores custos quando comparadas com técnicas convencionais, e, da mesma forma, aplicando revestimento na face do talude com características vantajosas do ponto de vista ambiental, visual e de custos, nos

AGRADECIMENTOS

Às empresas envolvidas, pelas informações disponibilizadas sobre a área de estudo e desenvolvimento do projeto, à empresa ATLAS ENGENHARIA pela contribuição na descrição das etapas de execução da obra, e pelas contribuições e empresa MACCAFERRI pelas informações técnicas disponibilizadas para elaboração deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2009). NBR 11682. Estabilidade de Encosta. Rio de Janeiro.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2013) – NBR8964 Arames de aço de baixo teor de carbono, revestidos, para gabiões e demais produtos fabricados com malha de dupla torção

CLOUTERRE, RECOMMENDATIONS CLOUTERRE. Soil nailing recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing (English translation). 1991. Scientific Committee of the French National Project Clouterre, ENPC, Paris, France. In: Report FHWA-SA-93- 026, U.S.Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, July. Editedby F. Schlosser.

GEORIO (2014) *MANUAL TÉCNICO DE ENCOSTAS*, Fundação GEORIO, Rio de Janeiro, 02 Volumes, 705p

Guarnier, L. (2003) *Geología Precambriana da Região de Nova Era, Extremo NE do Quadrilátero Ferrífero - MGSoil*, São Paulo, SP, BRASIL, 217 p.

EN –ISO 6988 (2016): Metallic and other non organic coatings

EN –ISO 9227 (2017): Corrosion tests in artificial atmospheres -- Salt spray tests

Rosa, D. L.; Pelizoni, A. (2018). Proposta de Plano de Manutenção para Taludes Ferroviários na Malha Ferroviária da MRS, XIX Congresso Brasileiro de de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p.3-6

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/252

Solução de Contenção para uma Ruptura Ocorrida sobre um Tratamento em Itabirito Friável

Sérgio Gonçalves Pena
Engenheiro Civil, FGS Geotecnia, Nova Lima, Brasil, pena@fgs.eng.br

Felipe Gobbi
Engenheiro Civil, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, felipe@fgs.eng.br

Alvaro Pereira
Engenheiro Civil, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, alvaro@fgs.eng.br

Anderson Fonini
Engenheiro Civil, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, fonini@fgs.eng.br

Roberta Carolina Alves
Engenheira Civil, VALE S.A, Nova Lima, Brasil, roberta.alves@vale.com

RESUMO: O presente estudo caracteriza e apresenta uma solução de estabilização sobre uma instabilidade ocorrida em um tratamento de talude em solo grampeado associado a faceamento metálico, localizado em uma cava de mineração em processo de descomissionamento. Na região da instabilidade, foi constatado a partir dos grampos expostos que alguns destes não se encontravam fletidos, indicando que não foram mobilizados por tensões cisalhantes, conforme esperado para escorregamentos (planares/circulares). Com base em inspeções geotécnicas de campo foi constatado que a principal causa da instabilidade foi erosão progressiva de material em direção ao pé do talude, sobrecarregando o faceamento metálico e, consequentemente, ocasionando na ruptura do sistema. Como material geológico, foi observada a predominância de rocha branda, mais especificamente Itabirito Friável, cujo bandamento se encontra preservado em orientação desfavorável à estabilidade. A interpretação do modelo fenomenológico geotécnico indica que o mecanismo de instabilidade não é profundo, apesar da possibilidade de ocorrência. Com base neste foi dimensionado um tratamento de solo grampeado com faceamento metálico (com malha de grampos densificada e comprimento variado) e manta antierosivas, associado a vigas atirantadas e sistemas de drenagens superficiais na face do talude. A solução proposta considerou um FS mínimo superior a 1,30 e para superfícies profundas o valor de FS 1,20.

PALAVRAS-CHAVE: contenção de taludes, mecânica das rochas, erosão, estabilidade de taludes, análises de estabilidade.

ABSTRACT: The present study characterizes and presents a stabilization solution for an instability that occurred during slope treatment, in a mining pit undergoing decommissioning, in soil nail treatment associated flexible metal facing. In the region of instability, it can be seen from the exposed nails that some of them were not flexed, indicating that they were not mobilized by shear stresses, as expected for landslides (planar/circular). Based on field geotechnical inspections, it was found that the main cause of instability was progressive erosion of material, towards the foot of the slope, overloading the metal facing and, consequently, causing the system to collapse. The predominance of soft rock was observed, more specifically Friable Itabirite, whose banding is preserved in an orientation unfavorable to stability. The interpretation of the geotechnical phenomenological model indicates that the instability mechanism is not profound, despite the possibility of occurrence. Based on this, was designed a soil nail treatment associated flexible metal facing (with densified nail mesh and varying lengths) and erosion control mat, furthermore, was implemented beams with grouted tieback and surface drainage systems on the face of the slope. The proposed solution considered a minimum Safety Factor of 1.30 (defined by the contractor) and for deep surfaces the value of Safety Factor 1.20.

KEYWORDS: slope containment, rock mechanics, erosion, slope stability, stability analysis.

1. INTRODUÇÃO

Após a finalização das obras de estabilização sobre um talude de uma cava, em uma mina em processo de descomissionamento, localizada em Nova Lima, Minas Gerais, foi dada continuidade ao monitoramento da encosta (através de inspeções periódicas de equipe de geotécnicos, registros de vídeos e interpretação de dados de instrumentação com aquisição automática de dados) com o propósito de avaliar o desempenho das soluções técnicas implantadas durante sua vida útil, sendo que para o talude escopo do presente estudo foi adotada a solução de reforço do maciço por solo grampeado associado a faceamento metálico de alta resistência, com utilização de manta antierosiva, drenagem e revegetação.

Este conceito de solução consiste em solução passiva, entretanto o tensionamento do sistema é uma medida para prevenção de erosões superficiais e minimização dos deslocamentos para que o sistema entre em carga. O próprio projeto de estabilização previa a realização de manutenções periódicas, a fim de promover o tensionamento da malha e eventuais grampos adicionais na ocorrência de erosões ou instabilidades superficiais a fim de manter a eficiência do sistema projetado.

No decorrer do tempo, com base em inspeções continuas da encosta, foi observado o avanço progressivo de patologias sobre a face do talude devido ao avanço de erosões e exposição dos grampos, sucedendo, por fim, em virtude da ausência de intervenções menores e periódicas, na ruptura do sistema. Um avanço significativo nos processos erosivos e na instabilidade se deu após um período de elevadíssima pluviometria, ocorrida em janeiro de 2020.

Dito isto, após realização de novas inspeções e levantamento do histórico da ruptura, entende-se que a causa da instabilidade foi a erosão progressiva de material em direção ao pé do talude, que implicou na sobrecarga do faceamento metálico na porção inferior e, consequentemente, ocasionou à ruptura do sistema, conforme será discutido no decorrer deste documento.

Figura 1-1: Talude de Estudo.

2. INSPEÇÃO DE CAMPO E MECANISMO DE INSTABILIDADE

Inspeção realizada no ponto da ruptura, onde foi verificado o material geológico predominante, condições da encosta para estudo do possível mecanismo de movimento e exequibilidade de intervenções geotécnicas. Dada as limitações de acesso ao local, realizou-se esta atividade através de acesso por corda.

Em síntese, por meio dos apontamentos apresentados pelos itens subsequentes, foi verificado que após os processos erosivos e patologias supracitadas, o talude apresenta geometria verticalizada (inclinação superior a 70°) e altura elevada (cerca de 25,0m). Ainda, foi constatado que o material geológico que compõe a encosta consiste no Itabirito Friável, que se manifesta na superfície formado por micro orientações dos minerais que impõem a uma anisotropia de resistência (Costa, 2009), cuja orientação se encontra favorável ao movimento gravitacional, portanto desfavorável à estabilidade do talude.

2.1. Levantamento Geológico-Geotécnico

O perfil de projeto foi definido a partir da observação da massa mobilizada e materiais ocorrentes sobre a face do talude. Para o ponto foi observada a predominância de rocha branda, mais especificamente Itabirito Friável, cujo bandamento se encontra preservado em orientação desfavorável, no sentido do movimento gravitacional, conforme constatado pelo levantamento estrutural apresentado no parágrafo seguinte.

A partir da coleta da inclinação e direção do bandamento do Itabirito sobre a face do talude, foi possível se comparar ao *dip/dip-direction* do talude, de forma a se compreender melhor a orientação da estrutura e sua respectiva cinemática de movimento. O bandamento possui inclinação de 43° com direção *S-E (dip direction de 100°*). A seção de projeto, com eixo na direção do movimento gravitacional, está na direção Leste (*dip direction de 77°*) com talude de inclinação de 68° (*dip*).

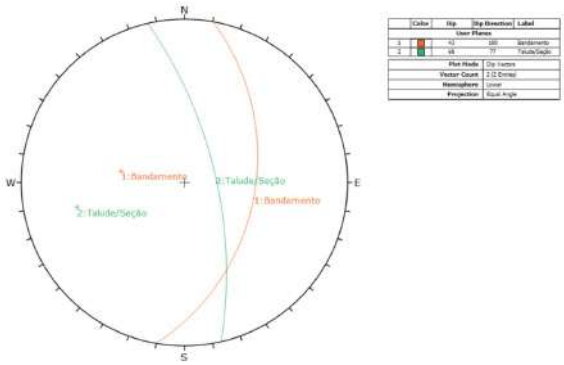


Figura 2-1: Levantamento estrutural do bandamento do Itabirito Friável na face do talude.

Figura 2-2: Levantamento geológico-geotécnico.

2.2. Mecanismo de Instabilidade

Previamente ao corte dos grampos expostos e bate choco do local, pode-se observar que após as movimentações alguns destes não se encontravam fletidos, indicando que o processo não mobilizou os grampos, conforme o esperado de escorregamentos (planares/circulares) usuais em taludes (Gersovich e Saramago, 2016). Ainda, a partir desta interpretação, aliada a velocidade do movimento observada, que ocorreu através de transporte/erosão progressiva de material em direção ao pé do talude, entende-se que o movimento é predominantemente superficial e de erosão, que ocasionou a "lavagem" de material sobre a face do talude, sendo este movimento majoritariamente entre grampos.

Figura 2-3: Sobrecarga Porção Inferior (a) e Grampos Expostos (b).

3. RETROANÁLISE E PARÂMETROS

Foram adotados como parâmetros base de análise aqueles gerados na fase de elaboração do projeto do talude do Patrimônio, obtidos com base em coletânea de ensaios de laboratório (Costa, 2009). Entretanto não foi realizada amostragem específica para este ponto em questão, logo, os parâmetros foram balizados por um procedimento de retroanálise, onde se procura representar a condição do talude na iminência de ruptura, processo este denominado retroanálise (ABNT, 2009). A estratigrafia foi determinada com base em mapeamento de campo, e foi confirmada com as perfurações da obra, tendo em vista a inviabilidade de posicionamento de equipamento de sondagem no talude em função dos acessos. As análises de estabilidade foram realizadas por métodos de equilíbrio limite por meio do *software Slide* (Versão 6.0), distribuído pela *Rocscience*.

Figura 3-1: Alinhamento de Seção de Projeto.

Na composição do modelo foram realizadas as seguintes considerações:

- Tratamento existente – inserção do sistema de tratamento anterior a ruptura. Este composto por grampos de 6,00 metros com espaçamento horizontal e vertical de 2,30 metros.
- Frente de saturação – visto que não foi observado para o ponto a ocorrência de um lençol freático, foi considerada uma frente de saturação, com espessura da ordem de 2,00 metros (conforme comprimento dos grampos expostos). A partir desta interpretação, busca-se convergir o modelo ao mecanismo de instabilidade observado, de rupturas superficiais.

- Parâmetros – partiram dos parâmetros de projeto do talude original, de referências como Costa, 2009; sendo adotado um modelo anisotrópico de resistência ao cisalhamento para representar a intercalação das camadas de Itabirito. Os parâmetros de resistência do modelo foram calibrados para a condição de iminência a ruptura, variando-se principalmente a coesão, visto que o ângulo de atrito interno para o Itabirito Friável normalmente apresenta baixo desvio de inclinação (FGS, 2014).

4. SOLUÇÃO PROPOSTA

4.1. Conceito de Tratamento

Devido as patologias apresentadas pelo item anterior, entende-se que o mecanismo de instabilidade não é profundo, apesar da possibilidade de ocorrência (que também será abordada pela intervenção), logo, foram propostas e dimensionadas as soluções dos itens subsequentes. Dentro do conceito de solução foram consideradas complementação da drenagem superficial para a reduzir o comprimento de fluxo de águas superficiais prevenindo o desenvolvimento de processos erosivos. Ainda prevê-se a implementação de manta vegetal projetada para revegetação do local.

4.1.1.Malha de Grampos Densificada

Será composta por duas malhas de grampos de menor comprimento que serão lançadas simultaneamente sobre o maciço, densificando o reforço por todo o maciço, impedindo a ocorrência de instabilidades de cunho superficial e entre grampos, mecanismo predominante sobre o ponto 21 do Patrimônio. Em síntese serão duas malhas com EH=EV=2,20m sendo estas compostas por grampos de 6,00m e 4,00m, gerando uma malha final de 1,10m de espaçamento.

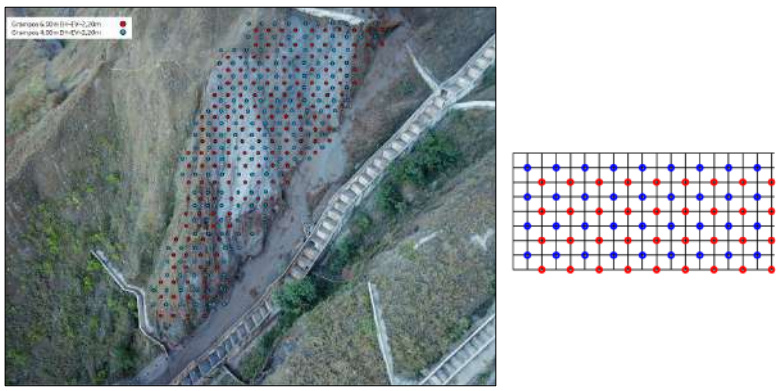


Figura 4-1: Malha Densificada de Grampos.

4.1.2.Viga Atirantada

Visam a utilização de forças ativas sobre o maciço, com perfurações de maior profundidade (16,00 metros), atuando no incremento do fator de segurança do maciço para superfícies a nível global (toda extensão do talude do ponto). Estas vigas também apresentarão em seu paramento superior haletas em concreto armado, que funcionarão como muretas para direcionamento de águas provenientes de escoamento superficial coletadas sobre da face do talude.

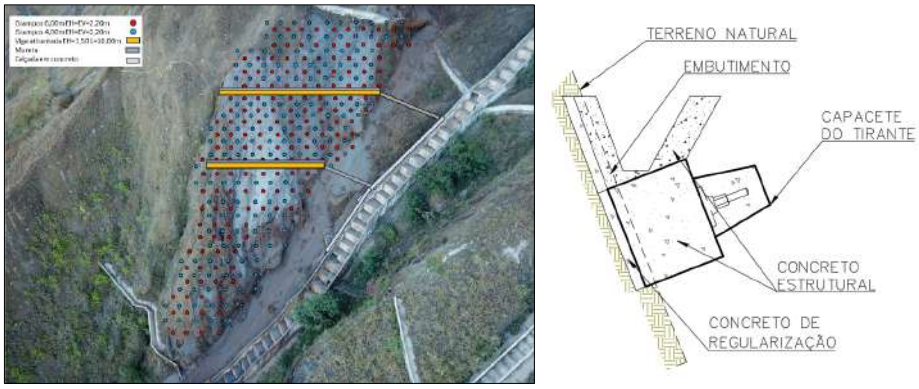


Figura 4-2: Malha Densificada + Vigas Atirantadas com Sarjeta.

4.2. Análises de Estabilidade e Fator de Segurança

Conforme a interpretação da projetista no que diz a respeito do mecanismo de instabilidade, entende-se que o fator de segurança de interesse é composto pelas superfícies mais externas, de menor profundidade. Para estas superfícies, obteve-se como FS mínimo valores superiores 1,30; em conformidade a ABNT (2009). A estabilidade global também foi verificada, sendo obtido nesta FS aproximado de 1,20. Importante ressaltar que os tirantes foram projetados para as rupturas profundas, e a questão de compatibilidade de deformações foi computada de forma indireta pela consideração dos reforços para as instabilidades a eles pertinentes (superficial = grampos; profunda = tirantes) e seus efeitos nas variações de fatores de segurança.

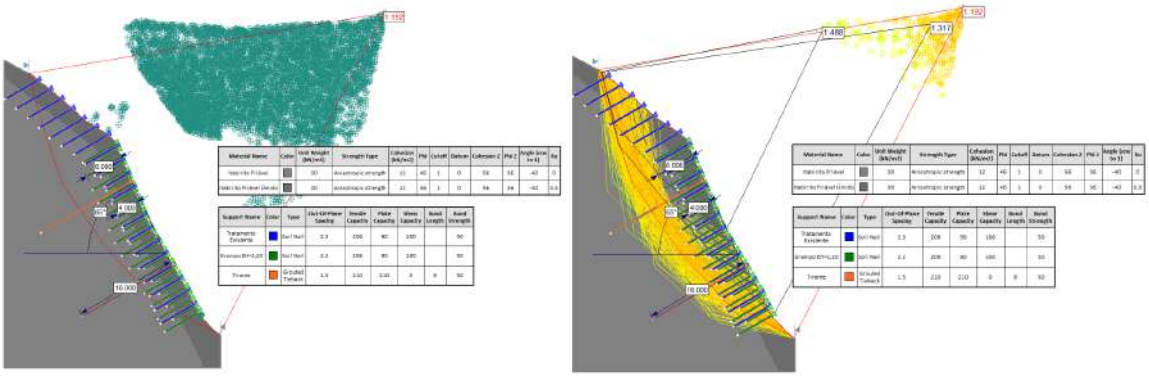


Figura 4-3: Análises de estabilidade.

5. CONCLUSÃO

A partir do monitoramento e inspeções de campo foi possível observar que a erosão continua de material em direção ao pé do talude, e ausência de manutenção periódica, implicou na sobrecarga do sistema em faceamento metálico, gerando a ruptura de um trecho do faceamento.

Dito isto, tem-se pela interpretação do modelo fenomenológico geotécnico que o mecanismo de instabilidade não é profundo, apesar da possibilidade de ocorrência. Sendo assim, foi dimensionada uma malha de grampos densificada para estabilização superficial, além de duas linhas de vigas atirantadas para combater as instabilidades mais profundas, estas com sarjetas trapezoidais embutidas, visando a redução das bacias hidrográficas contribuintes na face do talude, mitigando riscos de erosões futuras.

Ressalta-se, ainda, que o presente trabalho visa enfatizar a necessidade de manutenção, mapeamentos de campo, visitas técnicas e monitoramento contínuo das estruturas geotécnicas, para levantamento, coleta de dados e verificação das condições locais para elaboração de estudos e projetos, de forma que seja realizada uma modelagem realística a condição ocorrente em campo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-2: Muros e taludes em solos reforçados. Parte 2: Solos grampeados. Rio de Janeiro.

COSTA, T.A.V. (2009) Caracterização Geológico-Geotécnica e Modos de Ruptura do Minério Hematítico Friável nas Minas da Vale, Borda Oeste do Quadrilátero Ferrífero – MG. UFOP, Nugeo, 212p.

Gerscovich, D.; Danziger, B. R.; Saramago, R. (2016). Contenções: teoria e aplicações em obras. Oficina de Textos, São Paulo,

FGS (2014). Memória de Cálculo Fase 01 e 02 Descomissionamento Da MAC – Encosta Do Patrimonio E Cava Leste. Nova Lima, Minas Gerais.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/253

Solução Geotécnica para a Ruptura do Talude do Aterro de Encontro para OAE do Km 4+100 da BR-282/SC (LE)

Matheus Araujo Coelho
Engenheiro, RAV Engenharia e Geotecnia, Florianópolis, Brasil, matheus.araujo.c01@gmail.com

Fábio Krueger da Silva
Docente, IFSC, Florianópolis, Brasil, fabio.krueger@ifsc.edu.br

Rafael Fabiano Cordeiro
Diretor, RAV Engenharia e Geotecnia, Florianópolis, Brasil, rafael@ravgeotecnia.com.br

Fernanda Simoni Schuch
Docente, IFSC, Florianópolis, Brasil, fernandass@ifsc.edu.br

RESUMO: Com o rápido crescimento urbano, a partir da segunda metade do século XX, houve uma expansão na procura por soluções geológicas e geotécnicas que vão ao encontro de sociedades mais seguras, a fim de evitar tragédias socioambientais, visando segurança, rapidez e economia. Levando isso em consideração, o presente artigo tem como objetivo principal a concepção da solução geotécnica, a partir de um estudo de caso, para um talude que apresentou ruptura no aterro de encontro à OAE do Km 4+100 da BR-282 (LE), em São José, Santa Catarina. Para a resolução do problema, buscou-se alternativas para a solução e, por fim, aventou-se uma estrutura de arrimo do tipo gabião. Realizou-se uma retroanálise a fim de compreender o mecanismo de ruptura ocorrido no talude, analisou-se as investigações geotécnicas realizadas no local de estudo e assim, concebeu-se a solução técnica mais adequada para o caso. Com o auxílio de softwares, *Slide 6.0* e *GawacWin 3.0*, verificou-se as condições de estabilidade do muro de gabião, resultando numa estrutura de 4,50m de altura, aliado a um reaterro com rocha detonada como solução definitiva para o trecho em análise da rodovia BR-282.

PALAVRAS-CHAVE: Talude, Aterro, Estabilidade, Muro de Gabião, BR-282.

ABSTRACT: With rapid urban growth, starting in the second half of the 20th century, there was an expansion in the search for geological and geotechnical solutions that meet safer societies, in order to avoid socio-environmental tragedies, aiming for safety, speed and economy. Taking this into consideration, the main objective of this article is to design a geotechnical solution, based on a case study, for a slope that presented a rupture in the embankment against the OAE at Km 4+100 of BR-282 (LE), in São José, Santa Catarina. To solve the problem, alternatives were sought for the solution and, finally, a gabion-type support structure was considered. A retro-analysis was carried out in order to understand the failure mechanism that occurred on the slope, the geotechnical investigations carried out at the study site were analyzed and thus, the most appropriate technical solution for the case was designed. With the help of software, *Slide 6.0* and *GawacWin 3.0*, the stability conditions of the gabion wall were verified, resulting in a 4.50m high structure, combined with a backfill with blasted rock as a definitive solution for the section under analysis of the BR-282 highway.

KEYWORDS: Slope, Embankment, Stability, Gabion Wall, BR-282.

1 INTRODUÇÃO

Durante períodos chuvosos a estabilidade dos taludes pode ser comprometida, em razão da percolação descendente da água no solo, promovendo sua saturação, ocasionar o aumento da sobrecarga e a diminuição da coesão. Este aspecto geotécnico altera o estado de tensões no solo, provocando uma diminuição do fator de segurança, podendo levar o talude ao deslizamento.

De acordo com Possato (2021), no estado de Santa Catarina há a ocorrência de alguns tipos de solos que apresentam maior suscetibilidade a deslizamentos. Uma das maneiras de contornar este problema, ocorre através da construção de estruturas de contenção que atuam resistindo às tensões impostas e mantendo o equilíbrio do maciço. Dentro das soluções geotécnicas para conter um maciço de solo ou de rocha, encontram-se os muros de arrimo por gravidade, que agem a partir do seu elevado peso próprio com a finalidade de resistir aos empuxos horizontais (ANDRADE, 2018).

Posto isto, o presente artigo tem por objetivo principal conceber uma proposta de estrutura de contenção em muro de gabião, analisando-se diferentes alturas e geometrias, para a correção da instabilização do talude do aterro de encontro do Km 4+100 da BR-282/SC (LE). Para tanto, analisou-se as características geológicas, geotécnicas, geométricas, topográficas e econômicas para a concepção da solução.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

O solo é um material resultante do longo processo de intemperismo das rochas, ou seja, surge a partir da desintegração mecânica ou da decomposição química da mesma. Com a meteorização da rocha, surgem camadas sobrepostas que apresentam coloração, comportamentos e composições cada vez mais diferentes da rocha matriz à medida que se distanciam dela (LEPSCH, 2006).

O comportamento dos solos é determinado em função de duas variáveis fundamentais, a coesão, força de atração das superfícies de contato entre as partículas, e o ângulo de atrito, características friccionais dos materiais constituintes do maciço (SILVA e CARVALHO, 2007).

Mediante essas duas variáveis é possível determinar a resistência ao cisalhamento dos solos, sendo ela, definida pela tensão cisalhante que acontece no plano de ruptura no momento em que ocorre a ruptura, estando intrinsecamente ligada ao seu comportamento de suportar e conservar sua estabilidade (GERSCOVICH, 2010).

Ainda, os valores de coesão e ângulo de atrito são essenciais na determinação do empuxo de terra, caracterizado pelas ações horizontais produzidas pelo maciço terroso sobre as obras com ele em contato (CAPUTO e CAPUTO, 2022).

Com o auxílio das investigações geotécnicas, torna-se possível a determinação da sequência, espessura e a dimensão lateral dos estratos do solo e, quando apropriado, o nível do substrato rochoso; a obtenção de amostras representativas dos solos (e rochas) para identificação e classificação e, se necessário, para o uso em ensaios de laboratório a fim de determinar os parâmetros adequados dos solos; além de identificar as condições da água subterrânea (KNAPPETT e CRAIG, 2014).

Quando da inexistência de informações específicas a respeito dos parâmetros geotécnicos dos materiais em análise, utiliza-se de correlações com os ensaios de penetração *in situ*, desta maneira, são estimados os valores de coesão e ângulo de atrito através de relações empíricas desenvolvidas por diferentes pesquisadores. Dentre os estudos, destacam-se os desenvolvidos por Muromachi (1974), Stroud (1974), Godoy (1983), Teixeira e Godoy (1996), Hatanaka e Uchida (1996), Joppert Júnior (2007), Berberian (2015) e Marangon (2018).

3 METODOLOGIA

Para elaboração deste estudo, coletou-se informações a respeito do ponto em análise, tais como: o levantamento planialtimétrico e os boletins de sondagem do local. Também, compreendeu-se, através de simulações, o mecanismo de ruptura ocorrido no talude do aterro de encontro para OAE do Km 4+100 da BR-282/SC.

Utilizou-se o *software Slide 6.0* e o *software GawacWin 3.0*. Nestes, realizou-se três modelagens distintas em muro de arrimo do tipo gabião para a definição da medida corretiva, com alturas e consequentemente geometrias distintas, a fim de respeitar os itens preconizados pela NBR 11682:2009, bem com evitando-se o subdimensionamento ou superdimensionamento da estrutura proposta.

Ainda, para obtenção dos parâmetros geotécnicos das camadas do solo, utilizou-se de correlações presentes na literatura, levando-se em consideração suas particularidades e as investigações geotécnicas de campo, os estudos desenvolvidos por Steffens (2015) e também os resultados da retroanálise de estabilidade da ruptura do talude.

4 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL

A área de estudo deste artigo, situada no Km 4+100 da BR-282, localiza-se na divisa entre os municípios de São José e Florianópolis, porém pertencente à São José (Bairro Campinas).

No local de estudo, entre os anos de 2009 e 2011, foi executado um muro de flexão, na parte sul da rodovia, ou seja, em seu lado esquerdo, com o intuito de conter o maciço do aterro de encontro para OAE, em virtude da construção de um acesso à pista de rolamento existente embaixo do viaduto do Bairro Campinas.

Em decorrência dos elevados índices pluviométricos, ocorridos durante o final do ano de 2022 e início do ano de 2023, o muro de flexão apresentou patologias como o surgimento de rachaduras e deformações, de tal forma que, houve a necessidade da demolição e construção de uma nova estrutura de contenção.

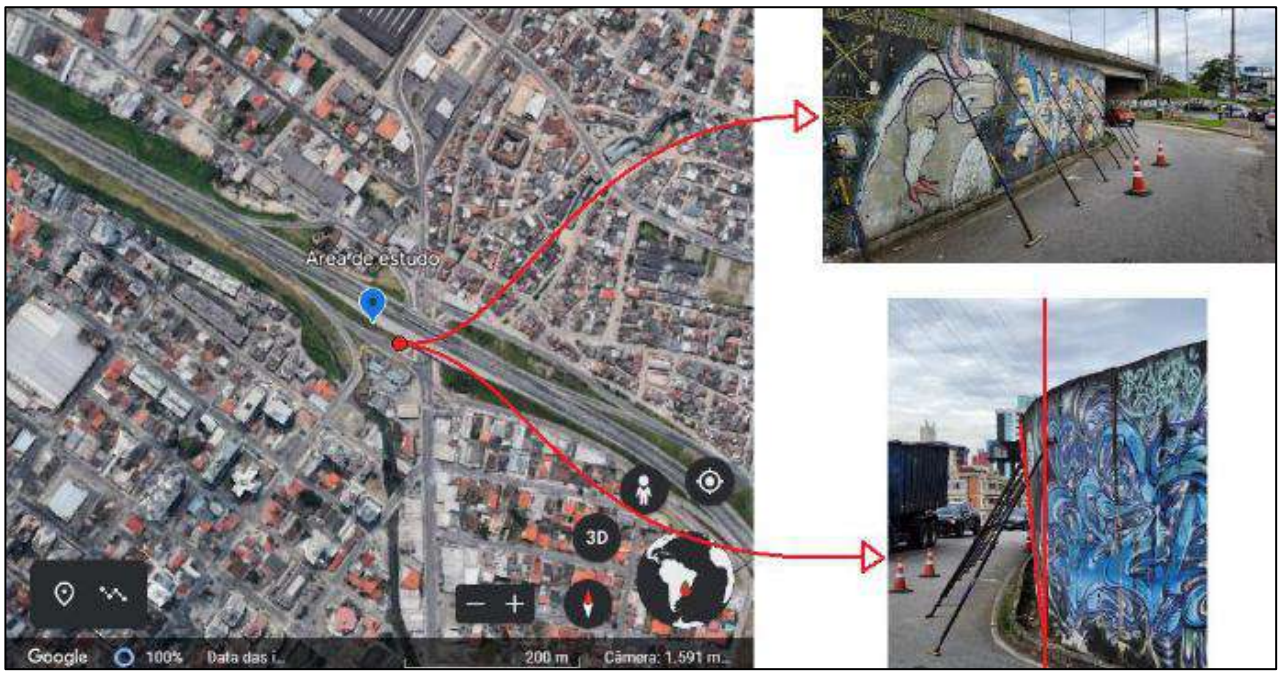


Figura 1. Deformações excessivas da porção superior da contenção.
Fonte: Elaboração própria dos Autores.

4.1 Geologia

Na região de estudo, identificou-se a presença de três domínios geológicos distintos, são eles: as Coberturas Sedimentares do Cenozoico, os Batólitos Florianópolis e os Complexos Granito-Gnáissico-Migmatíticos no Terreno Florianópolis. Porém, o trecho encontra-se assentado sobre as Coberturas Sedimentares do Cenozoico.

De acordo com a CPRM (2014), a região da grande Florianópolis apresenta terrenos formados por rochas graníticas, em geral, com espesso manto de intemperismo, sendo possível a presença de matacões. Em sua grande parte, estes terrenos são propensos a movimentos de massa e queda de blocos em relevos mais dissecados. Entretanto, a área de estudo é caracterizada pela presença de terrenos formados por sedimentos cenozoicos, sendo estes, constituídos de solos de baixa capacidade de suporte.

4.2 Geometria

O aterro de encontro para OAE, do Km 4+100 da BR-282/SC, possui cerca de 7,50 m de altura e inclinação transversal de 27°, na seção crítica.

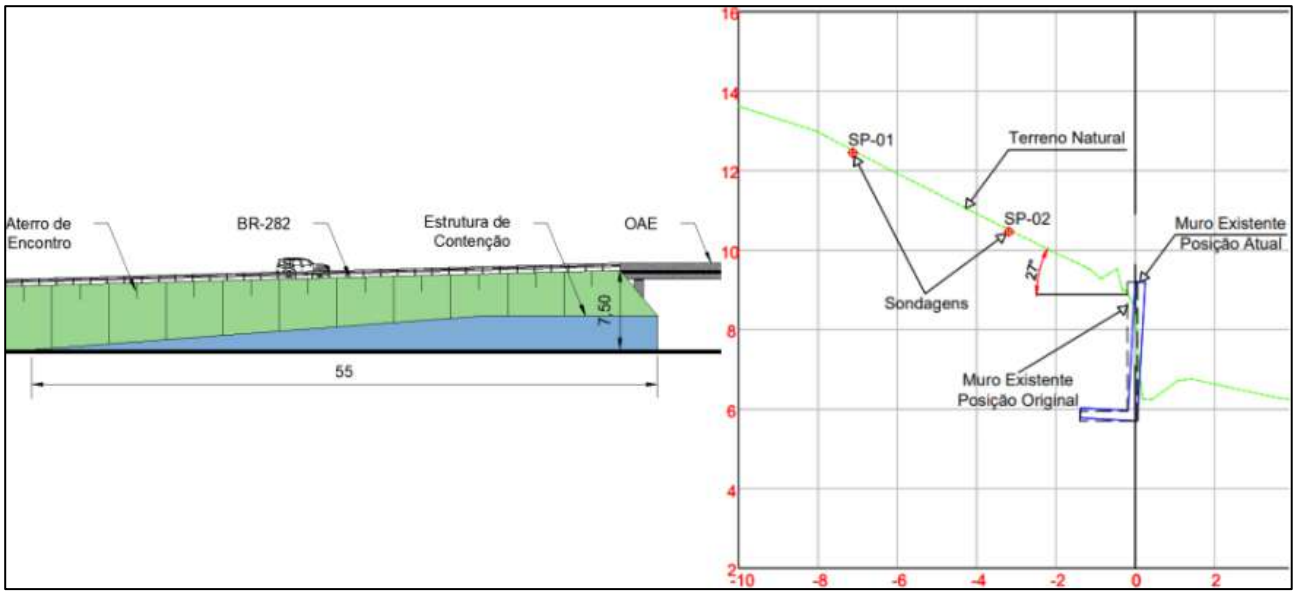


Figura 2. Vista frontal e seção tipo esquemática do muro de flexão.
Fonte: Elaboração própria dos Autores.

4.3 Investigações Geotécnicas

As investigações geotécnicas foram compostas por ensaios de campo, mais precisamente, por dois furos de sondagem a percussão.

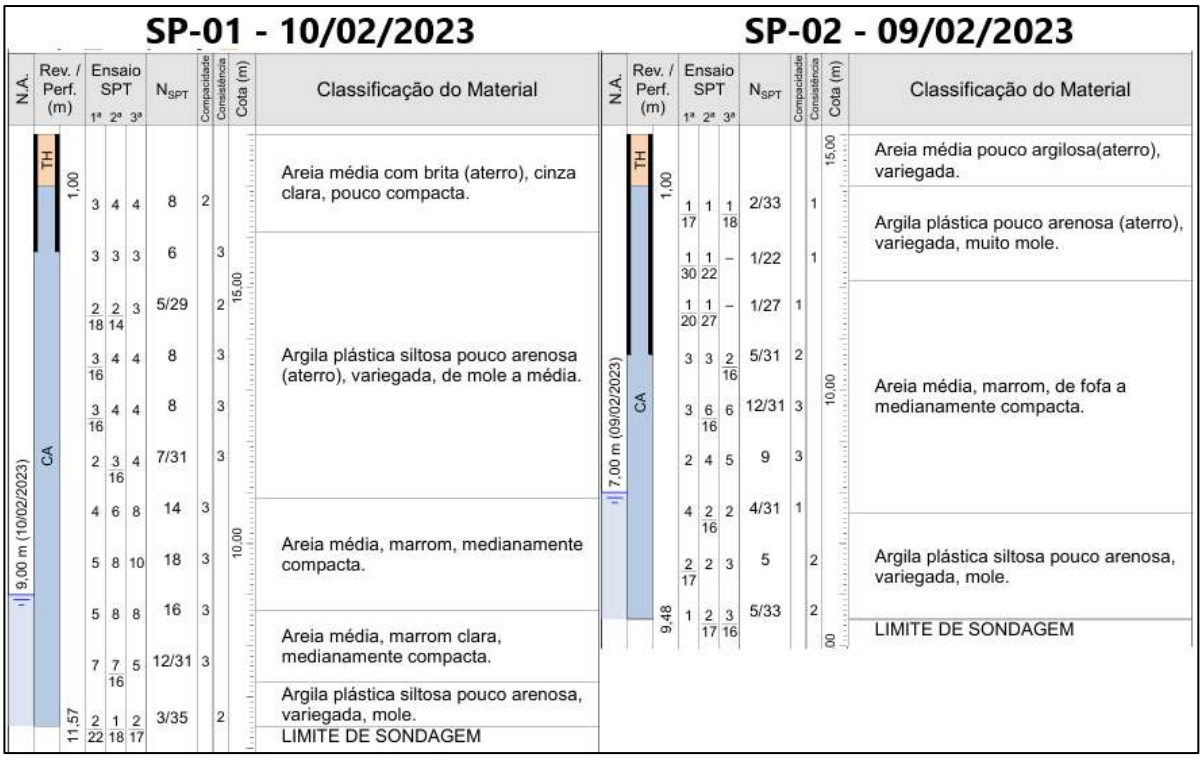


Figura 3. Boletins das sondagens de reconhecimento a percussão.
Fonte: Zavorne Drilling, 2023.

A partir da análise das sondagens, percebe-se a existência de intercalações de camadas de areia com camadas de argila com consistência mole, isso pois, os ensaios foram realizados no material já amolgado, no local da possível cunha de ruptura. Também, nota-se que o nível d'água encontra-se abaixo da fundação do

muro existente, sendo que as sondagens foram realizadas após períodos chuvosos, durante o mês de fevereiro do ano de 2023, mês em que ocorreram chuvas acima do normal para a região da grande Florianópolis.

4.3 Parâmetros Geotécnicos

Com base nas considerações obtidas em revisão de literatura, observou-se os métodos produzidos por: Muromachi (1974), Stroud (1974), Godoy (1983), Teixeira e Godoy (1996), Hatanaka e Uchida (1996), Joppert Júnior (2007), Berberian (2015), Steffens (2015) e Marangon (2018), a partir dos quais estimou-se os parâmetros geotécnicos das camadas do solo do local de estudo.

Ainda, para a calibração dos parâmetros, realizou-se a retroanálise de estabilidade da ruptura do talude do aterro de encontro, da marginal sul (Figura 4). Nela, foram fixadas as condições de contorno do problema, além da consideração do coeficiente de proporcionalidade, ou fator ru, para as camadas superiores ao nível d'água, sendo este, a razão entre o $\gamma h_{água}$ e o γh_{solo}.

Também, ressalta-se que, em função da capa impermeável de asfalto, a parte central do corpo do aterro não encontra-se saturada, apenas as saias do aterro de encontro apresentam camadas de solo saturadas.

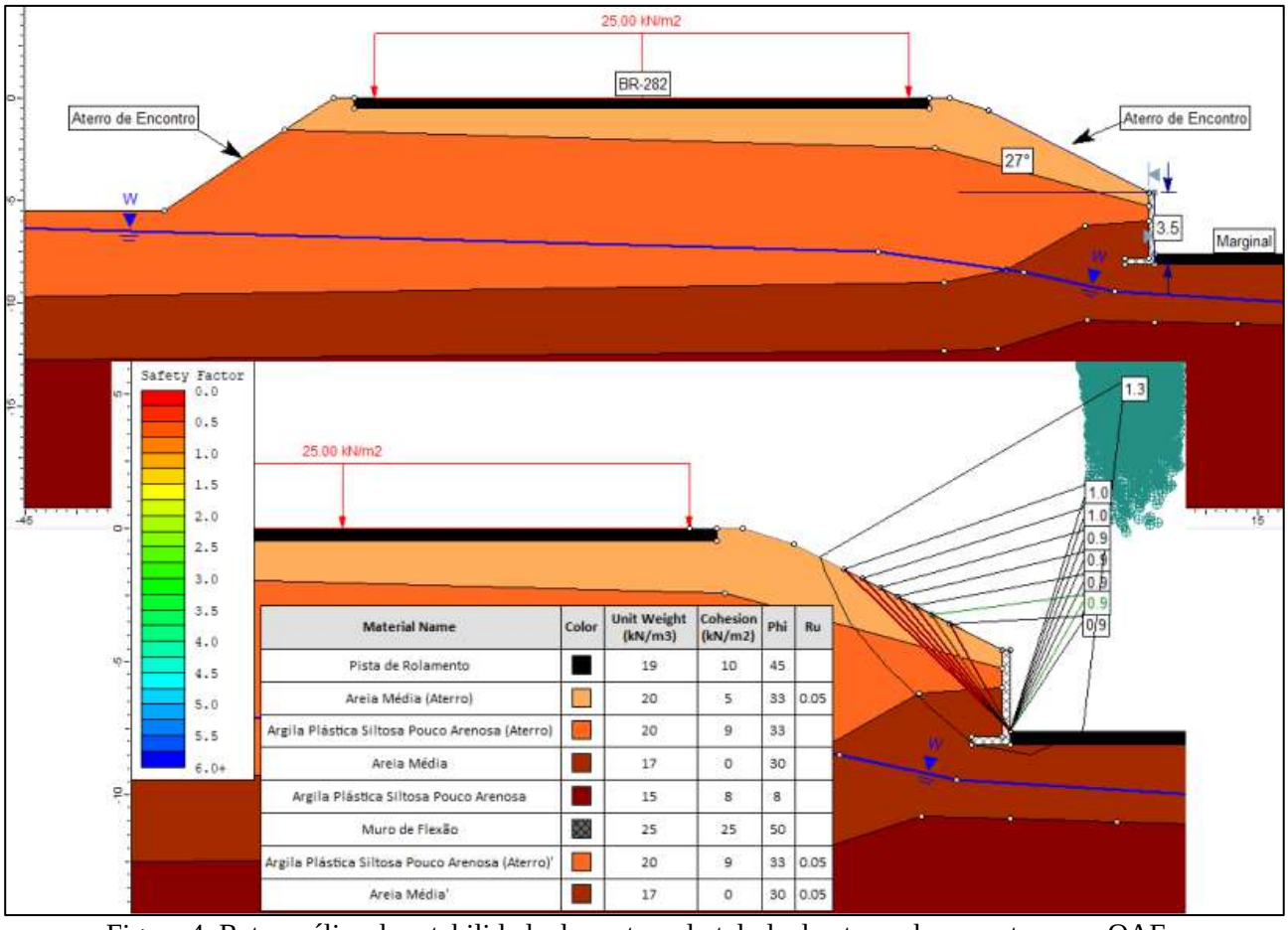


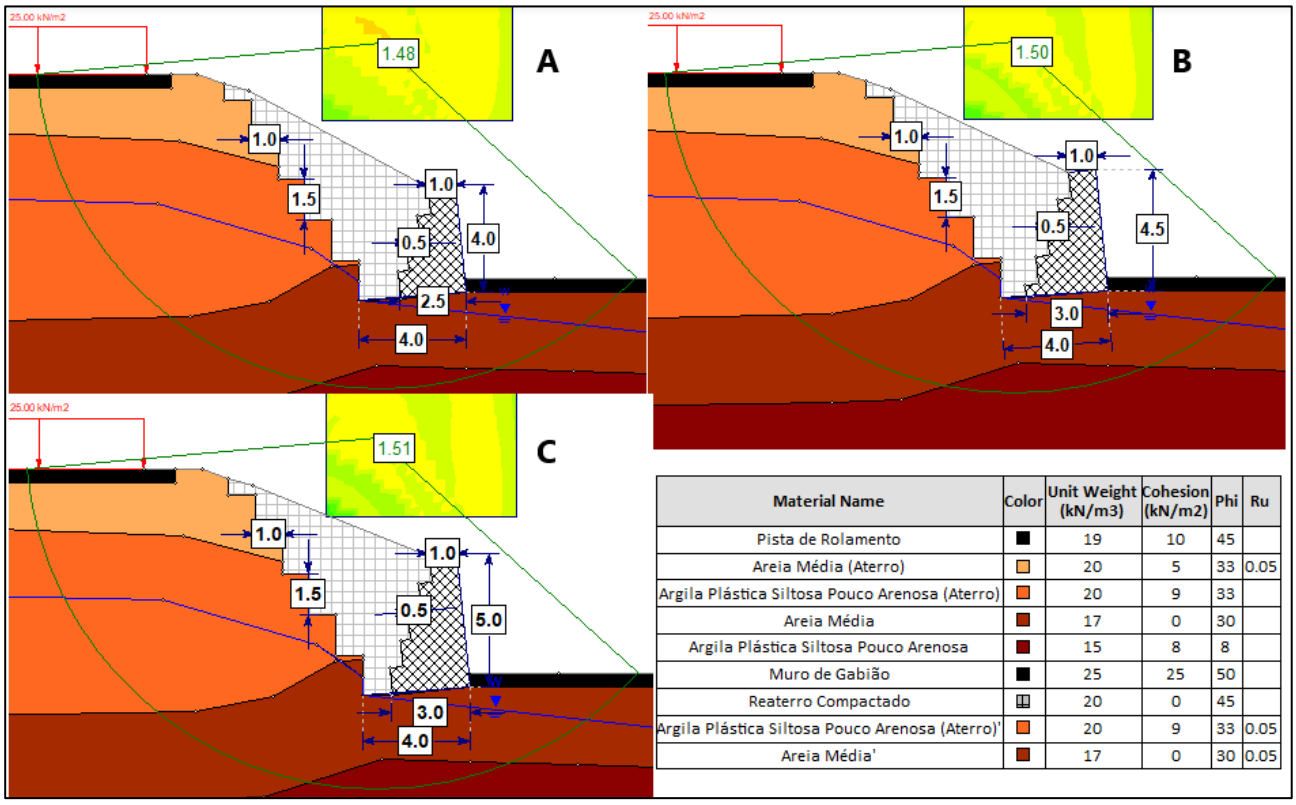
Figura 4. Retroanálise de estabilidade da ruptura do talude do aterro de encontro para OAE.
Fonte: Elaboração própria dos Autores.

A partir da Figura 4 e de visitas realizadas no local, percebe-se a ocorrência de uma ruptura local no talude do aterro de encontro, devido à falta de estabilidade externa da estrutura, tendo sido ocasionada pelo subdimensionamento da base do muro de contenção do tipo de flexão ("L") e pelo excesso de poropressão gerada em decorrência dos elevados índices pluviométricos e do escoamento das águas pluviais, da pista de rolamento para a saia do talude, produzindo empuxos elevados na região de contato solo-muro. Como consequência deste evento, a estrutura de contenção apresentou um grande deslocamento de sua porção superior, com o surgimento de rachaduras, ocasionando a rotação do muro em relação ao seu pé (processo

típico de tombamento). Ainda da Figura 4, verifica-se a ocorrência de uma ruptura local e não global, visto que ocorreu a rotação da base do muro e não houve o soerguimento da pista marginal em frente ao muro, podendo ser comprovado não só pelo já explanado anteriormente, como também, pelo fator de segurança global de 1,3, obtido na retroanálise, corroborando com a cunha de ruptura visualizada em campo, próxima ao SP-02.

5 RESULTADOS

Após a caracterização do local, verificou-se as estabilidades globais das três soluções aventadas, sendo elas com muro de gabião com altura de 4,00 m (Figura 5A), 4,50 m (Figura 5B) e 5,00 m (Figura 5C). Aliada às soluções, propôs-se a troca do material amolgado por um reaterro compactado com o uso de rochas detonadas, e também, considerou-se um denteamento do talude, em degraus, de 1H:1,5V. Ainda, adotou-se um nível d'água mais elevado do que o detectado nas sondagens, a fim de considerar a sazonalidade ambiental do local. A seguir, serão ilustradas as análises realizadas.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Cohesion (kN/m2)	Phi	Ru
Pista de Rolamento		19	10	45	
Areia Média (Aterro)		20	5	33	0.05
Argila Plástica Siltosa Pouco Arenosa (Aterro)		20	9	33	
Areia Média		17	0	30	
Argila Plástica Siltosa Pouco Arenosa		15	8	8	
Muro de Gabião		25	25	50	
Reaterro Compactado		20	0	45	
Argila Plástica Siltosa Pouco Arenosa (Aterro)'		20	9	33	0.05
Areia Média'		17	0	30	0.05

Figura 5. Análises de estabilidade globais das soluções geotécnicas aventadas.
Fonte: Elaboração própria dos Autores.

Das três soluções aventadas, a solução em muro de gabião com altura de 4,00 m não encontra-se em concordância com a NBR 11682:2009, isso pois, apresenta o fator de segurança de 1,48, inferior ao preconizado pela norma (Fs = 1,5), não estando adequada sua utilização no trecho em estudo, sendo ela, uma estrutura de contenção subdimensionada. Já para a solução geotécnica de 5,00 m de altura, o fator de segurança de 1,51 atende ao mínimo preconizado pela norma supracitada, entretanto, entre as três modelagens, essa solução não representa a medida corretiva mais econômica para o local, devido a quantidade de matéria prima utilizada em sua concepção. Por fim, a solução de 4,50 m de altura, além de atender à norma, corresponde a solução geotécnica otimizada, sendo ela, a definitiva para o trecho em questão.

Com o objetivo de averiguar se a geometria da solução definitiva para o trecho encontra-se em concordância com os fatores de segurança mínimos preestabelecidos para estabilidade externa (deslizamento, tombamento e capacidade de carga da fundação), utilizou-se o *software GawacWin 3.0* para a realização dessas análises. A seguir, serão apresentados os resultados da seção otimizada do muro de gabião.

Deslizamento

Força normal sob a base [kN/m]	262.22
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	1.45
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	-0.15
Força atuante tangencial [kN/m]	48.43
Força resistente tangencial [kN/m]	174.30
Deslizamento	3.60

Tombamento

Momento Atuante [kN/m x m]	75.17
Momento Resistente [kN/m x m]	458.03
Tombamento	6.09

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	0.05
Tensão normal na borda externa [kN/m²]	96.16
Tensão normal na borda interna [kN/m²]	79.54
Tensão última da fundação [kN/m²]	530.62
Tensão na Base esq.	5.52
Tensão na Base dir.	6.67

Figura 6. Análise de estabilidade externa da solução geotécnica adotada, h = 4,50 m.
Fonte: Elaboração própria dos Autores.

Percebe-se, da Figura 6, que a alternativa adotada como definitiva, muro com 4,50 m de altura, atende aos fatores de segurança mínimos definidos, para estabilidade externa, pela NBR 11682:2009, ou seja, para o deslizamento (Fs = 1,5), para o tombamento (Fs = 2,0) e para capacidade de carga da fundação (Fs = 3,0).

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo apresentou um estudo de caso, abordando as principais características encontradas no talude do aterro de encontro para OAE do Km 4+100 da BR-282/SC (LE). Baseando-se nas investigações geotécnicas de campo, em estudos já realizados e nas normas vigentes, foram realizadas três modelagens em muro de gabião, a fim de definir a solução geotécnica para o trecho.

A partir das análises realizadas, com o auxílio tanto do *software Slide 6.0* quanto do *software GawacWin 3.0,* determinou-se que a altura otimizada na seção crítica é de 4,50 m. Para essa altura, obteve-se o fator de segurança global mínimo exigido pela norma para o local (Fs = 1,5). Já para a estabilidade externa da contenção, atingiu-se os seguintes valores: $Fs_{Tombamento}$ = 6,09, $Fs_{Deslizamento}$ = 3,60, $Fs_{Rup.Fund.Esq.}$ = 5,52 e $Fs_{Rup.Fund.Dir.}$ = 6,67, também em concordância com a NBR 11682:2009.

Por último, as soluções geotécnicas devem compatibilizar o desempenho da estrutura com a simplicidade executiva e o custo para a realização da mesma, senão, acabam tornando-se soluções inviáveis de serem realizadas. Ademais, devem ser concebidas por profissionais capacitados para a realização dos mais variados projetos geotécnicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andrade, M. O. (2018) *Análise Comparativa de Custos entre Estruturas de Contenção*. 108 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2018. Disponível em: chrome extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://ri.ufs.br/bitstream/riufs/10130/2/Mariana_Oliveira_Andrade.pdf. Acesso em: 23 abr. 2023.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. 2 ed. Rio de Janeiro.

Berberian, D. (2015) *Engenharia de Fundações*. 2 ed. Brasília: INFRASOLOS.

Caputo, H. P., Caputo, A. N (2022) *Mecânica dos Solos: Obras de Terra e Fundações*. Rio de Janeiro: Grupo GEN. E-book. ISBN 9788521638018. Disponível em: https://app.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521638018/. Acesso em: 21 mai. 2023.

Coelho, M. A. (2023) *Projeto Geotécnico de Recuperação do Talude do Aterro de Encontro para OAE do Km 4+100 da BR-282/SC (LE)*. 139p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – IFSC, Florianópolis.

CPRM (2014). *Mapa Geológico do Estado de Santa Catarina*. Mapa. Escala 1:500.000.

Gerscovich, D. (2010) *Resistência ao Cisalhamento*. In: Gerscovich, Denise. Resistência ao Cisalhamento. [S. l.]. Disponível em: chrome extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/resistenciacisalhamento.pdf. Acesso em: 14 abr. 2023.

Godoy, N. S. de (1983) *Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático*. [s.l.] Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

Hatanaka, M., Uchida, A. (1996) *Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sand soil. Soils Found*., v. 36, n. 4, p. 1-9.

Joppert Jr., I. (2007) *Fundações e Contenções de Edifícios* – São Paulo: Pini ISBN 978-85-7266-177-5. 221p.

Knappett, J. A., Craig, R F. (2014) Craig | *Mecânica dos Solos, 8ª edição*. Rio de Janeiro: Grupo GEN. E-book. ISBN 978-85-216-2703-6. Disponível em: https://app.minhabiblioteca.com.br/#/books/978-85-216-2703-6/. Acesso em: 22 abr. 2023.

Lepsch, I. F. (2006) *Formação e conservação dos solos*. 2ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 334 p. ISBN 9788579750083. Disponível em: https://www.google.com.br/books/edition/Forma%C3%A7%C3%A3o_e_conserva%C3%A7%C3%A3o_dos_solos/NH8LDAAAQBAJ?hl=pt BR&gbpv=1&printsec=frontcover. Acesso em: 24 mar. 2023.

Marangon, M. (2018) *Capacidade de carga dos solos*. In: Marangon, Márcio. Mecânica dos Solos II. Juiz de Fora: Ufjf. p. 186-203. Disponível em: chrome extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06 /MARANGON-M.-Dez-2018-Cap%C3%ADtulo-07-Capacidade-de-Carga-dos Solos1.pdf. Acesso em: 07 maio 2023.

Muromachi, T., Oguro, I., Miyashita, T. (1974) *Penetration Testing in Japan*. Proc European Symposium on Penetration Testing. Stockholm, Vol. 1, p. 193-200.

Possato, A. P. L. (2021) *Dimensionamento de contenção de tipo gabião em região de solo residual na cidade de Biguaçu/SC*. 95 p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - IFSC, Florianópolis, 2021. Disponível em: chrome extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/http://sites.florianopolis.ifsc.edu.br/gptr/files/2021/10/TCC-Ana-Paula-Possato-Revisao-Final.pdf. Acesso em: 17 fev. 2023.

Silva, A. J. N. da, Carvalho, F. G. de (2007) *Coesão e resistência ao cisalhamento relacionadas a atributos físicos e químicos de um Latossolo Amarelo de tabuleiro costeiro*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, [S.L.], 31, n. 5, p. 853-862. FapUNIFESP (SciELO). http://dx.doi.org/10.1590/s0100-06832007000500003. Disponível em: https://www.scielo.br/j/rbcs/a/56pstWd3WWRF8SpNkmXDKZC/?lang=pt. Acesso em: 01 out. 2023.

Steffens, A. H. D. (2015) *Projeto Geotécnico do Aterro de Encontro do Viaduto Kobrasol na Via Expressa - BR-282*. 130 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015. Disponível em: https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/157220. Acesso em: 01 out. 2023.

Stroud, M. A. (1974) *The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Soft Rocks* Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, June 5-7, 2(2), p. 367-375.

Teixeira, A. T., Godoy, N. S. (1996) *Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas*. Fundação: Teoria e Prática. São Paulo, SP, PINI.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/254

Um Estudo Numérico da Influência de Fraturas no Regime de Fluxo em Taludes

Tamires da Silva Campos
Engenheira Geotécnica, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, tamiresscampos@gmail.com

Eurípedes do Amaral Vargas Jr.
Professor Pesquisador, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, vargas@puc-rio.br

Raquel Quadros Velloso
Professora Pesquisadora, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, raquelvelloso@puc-rio.br

RESUMO: A instabilidade de taludes está relacionada, muitas vezes, ao aumento das pressões de água nos meios porosos e/ou fraturados, como também na região de interface entre solo e rocha. A água tende a percorrer caminhos preferenciais favorecidos pela gravidade e pela presença de fraturas nas rochas, sendo o fluxo de águas subterrâneas um processo extremamente complexo e heterogêneo. Neste sentido, este trabalho tem como propósito principal contribuir na identificação de propriedades das fraturas e do solo que influenciam no desenvolvimento de poropressões na região de contato entre essas feições, por meio da modelagem numérica, com o software FEFLOW, do fluxo em uma encosta hipotética, composta por maciço rochoso, fratura e camada de solo coluvionar, submetida a eventos pluviométricos de longa e curta duração. Um estudo paramétrico é realizado para determinação da carga de pressão no ponto de interseção da fratura com o solo, em função da abertura da fratura e da permeabilidade do solo. A conectividade de um sistema com mais de uma fratura e processos de infiltração, além de exfiltração, pelas descontinuidades também são estudados. A dinâmica de fluxo em cada caso é apresentada e os resultados mostram que as poropressões na interface são, na maioria das vezes, crescentes com o aumento da abertura da fratura, até que se atinja a carga hidrostática máxima na região, sendo este comportamento menos sensível em solos menos permeáveis, os quais tendem a criar uma resistência à passagem de fluxo.

PALAVRAS-CHAVE: Fluxo em Meios Porosos, Meios Fraturados, Solos Não-Saturados, Estabilidade de Taludes.

ABSTRACT: Slope instability is often related to increased water pressure in porous and/or fractured media, as well as in the interface region between soil and rock. Water tends to follow preferential paths favored by gravity and the presence of fractures in the rocks, with groundwater flow being an extremely complex and heterogeneous process. In this sense, the main purpose of this work is to contribute to the identification of fracture and soil properties that influence the development of pore pressures in the contact region between these features, through numerical modeling, with the FEFLOW software, of the flow on a hypothetical slope. , composed of rock mass, fracture and colluvial soil layer, subjected to long and short-term rainfall events. A parametric study is carried out to determine the pressure load at the point of intersection of the fracture with the soil, depending on the fracture opening and soil permeability. The connectivity of a system with more than one fracture and infiltration processes, in addition to exfiltration, through discontinuities are also studied. The flow dynamics in each case are presented and the results show that the pore pressures at the interface are, in most cases, increasing with the increase in the fracture opening, until the maximum hydrostatic load in the region is reached, this behavior being less sensitive. in less permeable soils, which tend to create resistance to flow passage.

KEYWORDS: Flow in Porous Media, Fractures, Unsaturated Soil, Slope Stability.

1 INTRODUÇÃO

Precipitações de alta intensidade e de longa duração são conhecidas por serem gatilhos importantes de escorregamentos de encostas, os quais causam inúmeros problemas de ordem sócio-econômica e ambiental. Devido a incertezas geológicas, geotécnicas, geomorfológicas e hidrogeológicas, normalmente é muito difícil prever como e quando um deslizamento pode ocorrer a partir apenas da observação do estado atual do talude.

A infiltração da água de chuva em terrenos íngremes gera um aumento na poropressão do solo, o que reduz a tensão efetiva e, consequentemente, resulta na redução da resistência ao cisalhamento do solo (IVERSON, 2000; LAMBE & WHITMAN, 1969). Esses fatores podem induzir a ruptura do taludes, como observado repetidamente na cidade do Rio de Janeiro e em outras regiões montanhosas do estado do Rio de Janeiro (GERSCOVICH et al., 2006) e do mundo (EVERETT, 1979; KOSUGI et al., 2006; MATHEWSON; JEFFREY; SANTI, 1990; ONDA et al., 2004).

Muitos estudos de estabilidade de talude concentram-se em processos hidrológicos que ocorrem na camada do solo e assumem que o maciço rochoso é um limite quase impermeável abaixo da camada do solo (BEVEN; GERMANN, 1982;WANG; SASSA, 2003). O leito rochoso permeável, incluindo processos de percolação profunda ou exfiltração (saída de água do meio), geralmente não é levado em consideração em modelos de estabilidade de taludes, o que pode levar a grande erros na avaliação do desenvolvimento de poropressões na interface solo-rocha (MEERVELD & WEILER, 2008; VARGAS et al., 1990). A ocorrência de fluxo de água subterrânea através do maciço rochoso fraturado durante eventos chuvosos é um processo comum (MCDONNELL, 2003) que contribui diretamente no regime de fluxo subsuperficial e na instabilidade de taludes (KOSUGI et al., 2006; ONDA et al., 2004).

O maciço rochoso fraturado pode atuar como sumidouro ou como fonte para a dinâmica das águas subterrâneas, dependendo da condutividade hidráulica da litologia, do grau de fraturamento, da presença de macroporos, da carga hidráulica e do grau de saturação (BRONNIMANN et al., 2013).

O processo de exfiltração de água pelo maciço rochoso é controlado pela duração e intensidade de precipitações de curto e longo prazo (MONTGOMERY et al.; 2002; UCHIDA et al., 2003). Observações realizadas por Uchida et al. (2002) mostram que fortes chuvas combinadas a condições antecedentes úmidas formam um cenário favorável para que ocorra saída de água do maciço fraturado em direção a camada de solo que o sobrepõe. Dessa forma, além do aumento de poropressão no solo decorrente da infiltração de chuva em contato direto com a superfície do solo do talude, há também um aumento de poropressão do solo ao redor da região fraturada em função da saída de água pelo maciço rochoso.

Por sua vez, quando há a infiltração de água para dentro de fraturas presentes no maciço rochoso, pode haver a formação de aquíferos confinados rasos (BRONNIMANN et al., 2013) que podem induzir pressões excessivas nos poros ou mesmo contribuir na descarga em outro ponto à montante do talude.

Ambos os processos de exfiltração e infiltração podem resultar em deslizamentos de taludes (EVERETT, 1979; MATHEWSON et al., 1990). Como explicitado por Vieira (2004), frequentemente são observadas cicatrizes de deslizamento no limite entre a camada de tálus/colúvio ou de solo residual maduro e o leito rochoso fraturado. Assim, torna-se necessário o melhor entendimento do fluxo em meios fraturados e do estado de poropressões gerados no contato entre a região da fratura e o solo saturado ou parcialmente saturado sobreposto ao maciço rochoso.

Diante do exposto, neste artigo, é realizado um estudo numérico paramétrico para análise da influência de fraturas no regime de fluxo de taludes, com ênfase na interface entre maciço fraturado e solo, a partir de modelos hipotéticos de encosta analisados com o auxílio do software FEFLOW. A carga de pressão na interface é determinada em função da abertura da fratura e da permeabilidade do solo e o regime de fluxo é avaliado em cada caso. A conectividade de um sistema com mais de uma fratura e processos de infiltração, além de exfiltração, pelas descontinuidades também são estudados.

2 METODOLOGIA

2.1 Caso histórico

A cidade do Rio de Janeiro apresenta relevo acidentado e clima tropical. Os processos intempéricos que ocorrem na litologia geram os solos residuais e coluvionares. Um grande problema associado ao Rio de Janeiro

são os movimentos de massa, alguns deles catastróficos, como os ocorridos em 1966/67, 1976, 1988, 1996, 2010 e 2019. Estes movimentos são dos mais variados tipos, dentre eles, translacional raso, rotacionais ou grandes corridas de detritos. Ao longo dos anos tem-se estudado que a maioria dos movimentos de massa da cidade do Rio de Janeiro estão relacionados à perda de sucção mátrica do solo (DELGADO, 1993 apud SOARES, 1999).

Em 1988, uma série de escorregamentos em taludes compostos por solos residuais e coluvionares ocorreram próximos à Vista Chinesa, no Rio de Janeiro. Essa área está situada dentro do Parque Nacional da Tijuca, na vertente marítima da Serra da Carioca, que juntamente com a Serra da Tijuca, compõem o Maciço da Tijuca, localizado a sudoeste do município do Rio de Janeiro.

As bacias hidrográficas dessa região, por apresentarem altas declividades e densidade de eixos de concavidade, possuem alta eficiência de escoamento e estão associadas a maior tendência de deslizamentos (FERNANDES, 2006 apud SOMBRA, 2021). Parte da drenagem acontece pelas falhas, fraturas e juntas de alívio, as quais influenciam o intemperismo das rochas.

A estação pluviométrica considerada como fonte dos índices pluviométricos na região dos escorregamentos é a estação Capela Mayrink (código ANA – Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico: 2243239), localizada no Parque Nacional da Tijuca, nas coordenadas -22°57’28’’ S e -43°16’40’’ W, altitude de 460 m.

A distribuição de precipitação diária acumulada em fevereiro de 1988 é apresentada na Figura 1. No período, cujo acumulado do mês chegou a 967,7 mm, acorreram alturas pluviométricas diárias superiores a 60 mm nos dias 3, 5, 12, 19, 20, 21 e 22, chegando-se a registrar no dia 20 de fevereiro um valor de 177,6 mm de precipitação. É possível observar também que, no período de 19 a 23 de fevereiro, a soma da concentração pluviométrica diária atingiu 465,40 mm, ou seja, quase 50% do total acumulado das chuvas para aquele mês. Ressalta-se que os acidentes registrados na região da Vista Chinesa ocorreram entre os dias 18 e 22 de fevereiro de 1988.

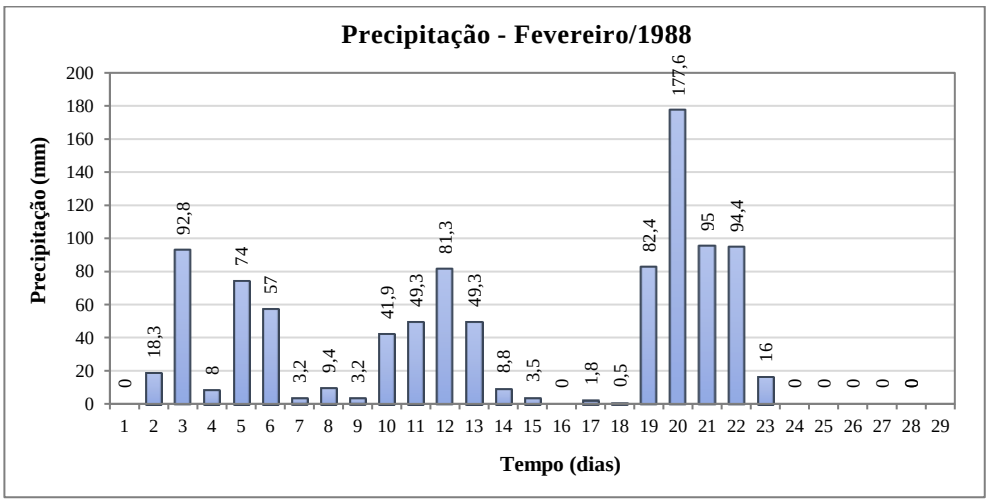


Figura 1. Precipitação diária (mm) em fevereiro de 1988.

2.2 Análise de Fluxo

Com o objetivo de comprender o regime de fluxo no maciço rochoso e no solo, foram desenvolvidos dois modelos geométricos hipotéticos característicos da região. Para realização da modelagem hidrogeológica e avaliação do regime de fluxo por meio de um estudo paramétrico, foram definidas, inicialmente, as condicionantes geológicas fixas – geometria da seção geológico-geotécnica do talude representativo, quantidade de fraturas e propriedades dos meios porosos (com exceção da condutividade hidraúlica, a qual varia). Adicionalmente, foram definidos os condicionantes hidráulicos como área e processos de recarga e descargas, sendo variável o nível d’água e as condições de fluxo.

Para a realização da análise de fluxo associadas ao presente trabalho, foram consideradas as relações sucção umidade obtidas por Delgado (1993). Os parâmetros referentes às equações do modelo de Van

Genuchten para solos não saturados, utilizados como valores de entrada no FEFFLOW, estão listados na Tabela 1.

Tabela 1. Valores de entrada utilizados no FEFLOW - solo.

α (m^{-1})	n	K_{Sat} (m/s)	S_r	S_s	n (porosidade)
4,71	2,87	1.2E-5 e 1.2E-6	0,6367	1	0,256

Para o maciço rochoso, foram utilizados os valores *default* do programa, considerando um material de baixíssima permeabilidade, de forma a representar que o fluxo que percorre as fraturas não se disperse pelo meio rochoso. O valor de permeabilidade adotado, bem como os outros parâmetros utilizados para o maciço rochoso estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Valores de entrada utilizados no FEFLOW - maciço rochoso.

α (m^{-1})	n	K_{Sat} (m/s)	S_r	S_s	n (porosidade)
4,75	2,8	1.0E-13	0,6	1	0,2

De forma geral, o estudo de fluxo em um meio que contém um sistema de fraturas requer o entendimento os mecanismos que controlam o fuxo por uma única fratura. Dessa forma, foi realizada a análise, por meio da modelagem numérica, com o software FEFLOW, do fluxo em uma encosta hipotética, composta por maciço rochoso, fratura e camada de solo coluvionar, submetida a eventos pluviométricos curta duração. Um estudo paramétrico é realizado para determinação da carga de pressão no ponto de interseção da fratura com o solo, em função da abertura da fratura e da permeabilidade do solo. A conectividade de um sistema com mais de uma fratura e processos de infiltração, além de exfiltração, pelas descontinuidades também foram avaliados.

Os modelos desenvolvidos para representação do maciço rochoso com a presença de uma fratura e com um sistema de fraturas estão apresentados na Figura 2. O modelo hipotético com presença de fratura paralela á superfície do terreno e juntas de alívio que contribuem na condução da recarga pelo maciço rochoso representa uma encosta comumente encontrada no Rio de Janeiro.

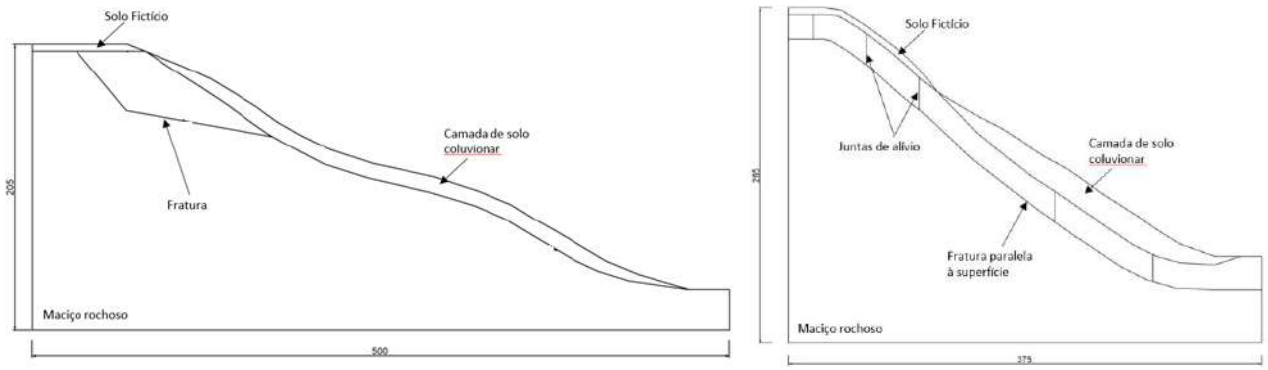


Figura 2. Modelo Hipotético desenvolvido para representação de uma fratura e de um talude com sistema sistema de fraturas (juntas de alívio). Dimensões em metros. Fonte: Autores (2024).

Quanto à condição inicial no talude foi considerada carga de pressão constante por todo o modelo, no valor de ψ= -10 kPa. Foi realizado um *spin-up* de 365 dias de precipitação para calibração da condição inicial do modelo. Para simular uma condição de chuva intensa, assumiu-se que a superfície do topo do talude (regisão identificada como solo fictício) satura imediatamente, mantendo-se assim uma poropressão nula à superfície, constante ao longo da análise. Não foram consideradas evaporação e influência da vegetação nos valores de precipitação utilizados. Ao longo do talude, considerou-se os valores de precipitação registrados na Estação Capela Mayrink apresentados na Figura 1 para o talude com apenas 1 fratura. Para o talude com juntas de alívio, por ser um sistema mais complexo e para permitir uma visualização mais clara do regime de fluxo, considerou-se o abastecimeto do sistema pela recarga constante no topo. A cada iteração verificou-se o valor da carga de pressão nestes nós. No caso da carga de pressão ser maior ou igual a zero, a condição de vazão

imposta foi transformada em carga imposta (h = 0). Na Figura 3, estão representadas as condições iniciais e de contorno adotadas para os taludes hipotéticos estudados neste trabalho.

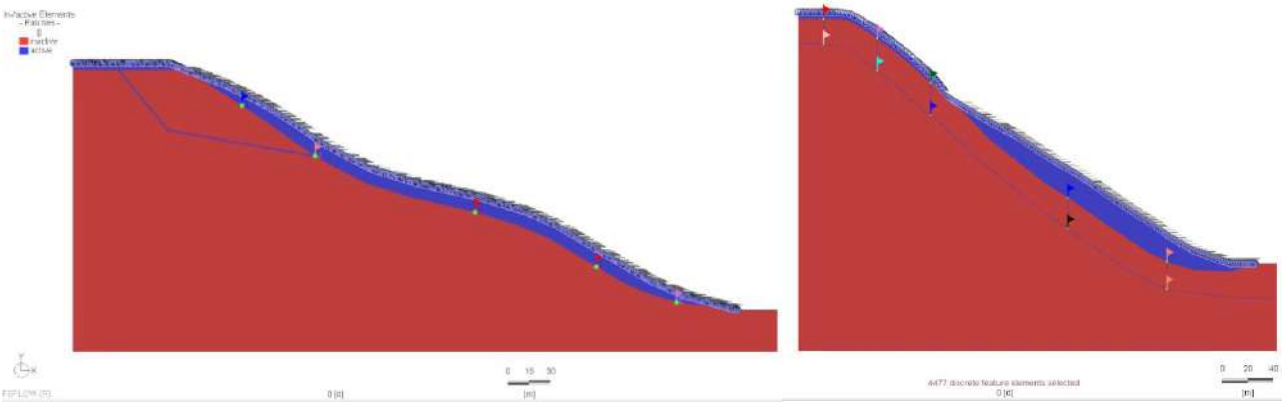


Figura 3. Condições Iniciais e de Contorno – Talude com uma fratura e de um talude com sistema sistema de fraturas (juntas de alívio). Fonte: Autores (2024).

Definidas as condições. foi realizado um estudo paramétrico para determinação da carga de pressão no ponto de interseção da fratura com o solo, em função da abertura da fratura e da permeabilidade do solo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Considerando o cenário de presença de apenas uma fratura, foram realizadas análises variando a abertura da fratura, a citar: 0,5mm, 1,0mm, 5,0mm e 10,0mm. Ademais, foi avaliada a influência da condutividade hidráulica (k) do solo no desenvolvimento de poropressão na interface solo-rocha, sendo analisados os valores apresentados na Tabela 1 (1,2E-5 m/s e 1,2E-6 m/s). Na Figura 4 e Figura 5, são apresentados, para o cenário de talude com uma única fratura, os resultados obtidos nas análises realizadas após o *spin-up* de 365 dias, para cada abertura de fratura, para os solos com permeabilidade de k=1,2E-5 m/s e k=1,2E-6 m/s, respectivamente.

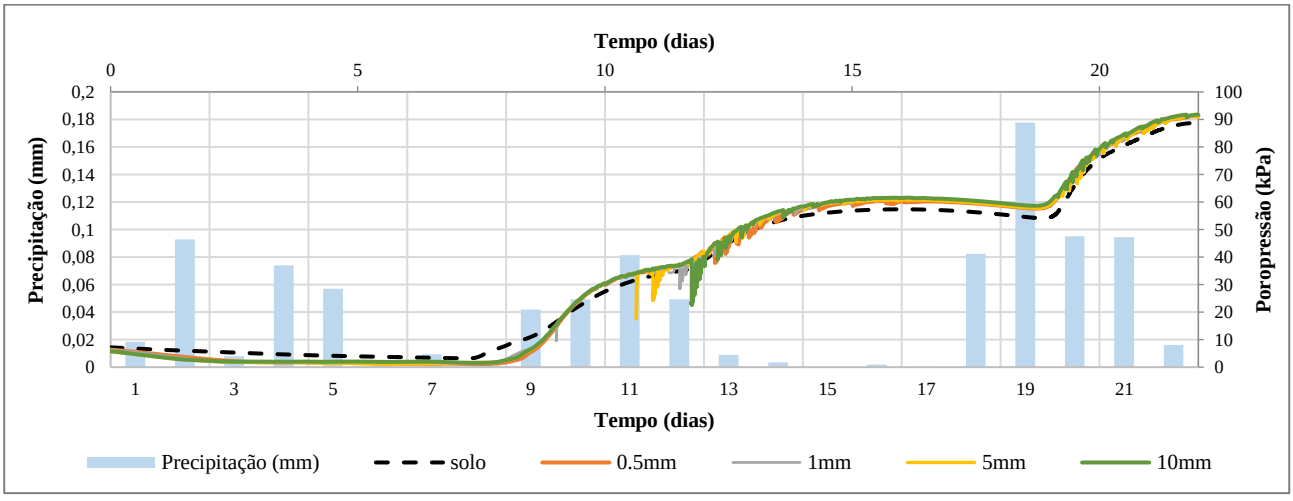


Figura 4. Variação da poropressão na interface - 1 fratura – k=1,2E-5 m/s - Ponto de observação P2. Fonte: Autores (2024).

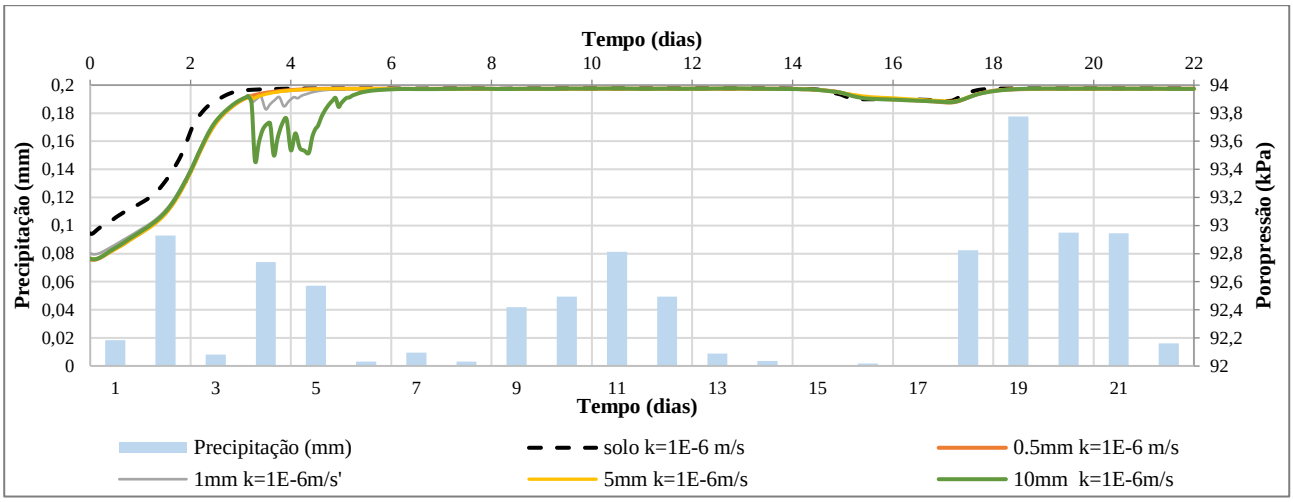


Figura 5. Variação da poropressão na interface -1 fratura – k=1,2E-6 m/s - Ponto de observação P2. Fonte: Autores (2024).

Em nenhuma análise, considerando a recarga e geometria definida para condição de maciço rochoso com presença de uma fratura, há a contribuição de recarga no solo pela fratura. A condição de precipitação não é suficiente para saturação da fratura. Assim, nessas análises foi avaliado o processo de infiltração – fluxo de fora para dentro da fratura.

Como observado na Figura 4 e Figura 5, a poropressão inicial, após 365 dias, é superior no talude ensaiado sem presença de fraturas, identificado nas figuras como "solo" em linha tracejada. Isso ocorre porque, neste momento, o solo na interface solo-rocha já está saturado e apresenta poropressão positiva, enquanto a fratura ainda está seca. Devido ao gradiente hidráulico gerado, na situação com fratura, a água infiltra para dentro dela, reduzindo a pressão no ponto de interface solo/rocha/fratura.

Para as análises realizadas considerando a condutividade hidráulica do solo equivalente a $1{,}2x10^{-5}$m/s, observa-se que, a partir de 7,5 dias, há um aumento de poropressão na região do ponto de análise devido à elevação do nível freático. Após 9,1 dias, aproximadamente, a carga hidráulica gerada no interior da fratura reflete no aumento de poropressão na região de interface, fazendo com que a poropressão seja superior à observada no talude sem fratura. Quanto à variação da abertura da fratura, observa-se que quanto maior a abertura da fratura, maior a vazão (função da permeabilidade e da abertura) que passa por ela, maior o volume de água dentro dela e maior a pressão na região de interface. No entanto, uma vez que esta poropressão está relacionada à carga hidráulica dentro da fratura, esta variação quanto à abertura não é tão significativa.

Por sua vez, para as análises realizadas considerando a condutividade hidráulica do solo equivalente a $1{,}2x10^{-6}$m/s, a poropressão inicial na região da interface é superior quando comparada àquela encontrada para o solo com k=$1{,}2x10^{-6}$m/s, uma vez que solos menos permeáveis possuem poros menores. Quanto menor os poros, maior a pressão neles e maior a sucção necessária para que haja a movimentação de fluxo naquela região, no caso de um período de estiagem. Uma vez que a pressão nesta região já é próxima ou igual à pressão hidrostática, não há variação significativa de poropressão quanto ao aumento da abertura da fratura.

Como mencionado no item 2, foi considerado também o cenário de um talude com um sistema de fraturas (juntas de alívio). Foram realizadas análises variando a abertura da fratura, a citar: 0,5m e 1,0mm, e foi avaliada a influência da condutividade hidráulica do solo (k=1,2E-5 m/s e k=1,2E-6 m/s) no desenvolvimento de poropressão na interface solo-rocha. Na Figura 6, são apresentados, para o cenário de talude com sistema de fraturas, os resultados obtidos nas análises realizadas após o *spin-up* de 365 dias, para cada abertura de fratura, para os solos com permeabilidade de k=1,2E-5 m/s e k=1,2E-6 m/s, respectivamente.

Conforme Figura 6, percebe-se que, quanto maior a abertura da fratura, maior a permeabilidade da fratura, maior a velocidade, e, consequentemente, menor o tempo necessário para chegada da frente de saturação no contato com o solo. Além disso, a vazão (função de permeabilidade e abertura) que passa pela fratura é diretamente proprocional à abertura dela. Maiores vazões geram maiores poropressões na região de interface solo/rocha/fratura. A pressão no ponto localizado na interface é crescente com o aumento da abertura até que se atinja à pressão máxima referente ao estado permanente.

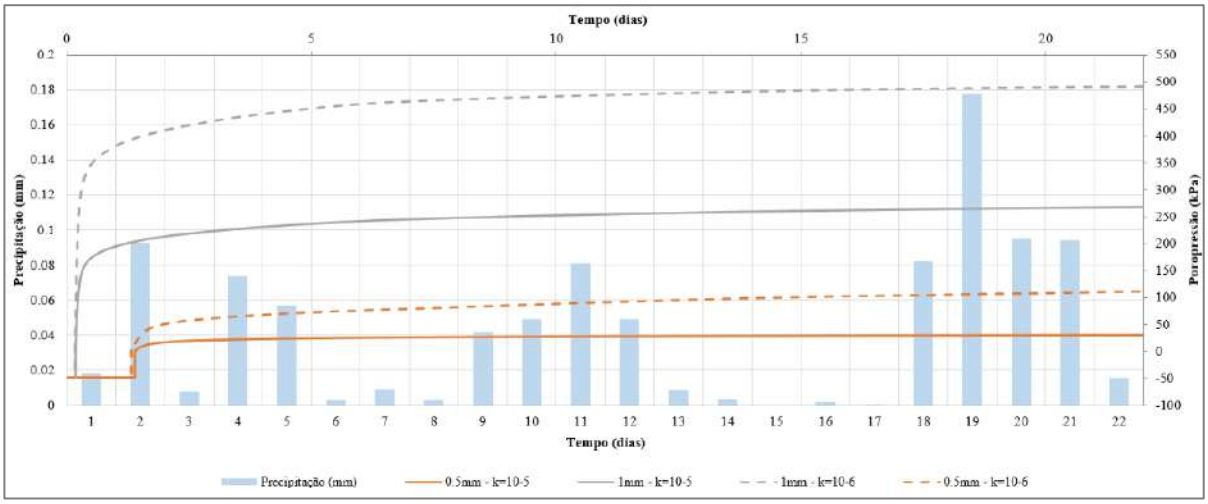


Figura 6. Variação da poropressão na interface – Juntas de alívio – Ponto de observação P2 - k=1E-5m/s e 1E-6m/s. Fonte: Autores (2024).

Para as análises realizadas considerando a condutividade hidráulica do solo equivalente a $1{,}2x10^{-6}$m/s, observa-se que o ponto localizado na interface solo/fratura atinge a saturação mais rapidamente quando comparado à mesma abertura e k=$1{,}2x10^{-5}$m/s. Isso ocorre pelo fato do solo com menor perabilidade apresentar poros menores que contribuem para o desenvolvimento de forças de capilaridade. Além disso, a pressão na interface é maior quando consideradoo solo com condutividade hidráulica de $1{,}2x10^{-6}$m/s, uma vez que solos menos permeáveis são mais resistentes à passagem do fluxo, condição também relacionada ao tamanho dos poros do solo.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As análises numéricas apresentadas neste artigo expõem a complexidade da modelagem de fluxo de infiltração de chuva em taludes de solo não saturado sotopostos a uma maciço rochoso fraturado. Observa-se que as propriedades das fraturas que mais influenciam o processo de fluxo em taludes são o comprimento e a frequência das fraturas, relacionado à condição geométrica, bem como a abertura delas, e que tanto as características do meio poroso como do fraturado devem ser levadas em consideração, principalmente na região de contato entre os meios. Destacam-se ainda os processos de infiltração e exfiltração que podem ocorrer na interface entre solo e rocha e fratura, os quais estão associados à condição geométrica do talude, frequência e orientação das fraturas, bem como ao volume de recarga do modelo.

Os resultados mostram que há o desenvolvimento de poropressões na interface, as quais são, na maioria das vezes, crescentes com o aumento da abertura da fratura, até que se atinja a carga hidrostática máxima na região, sendo este comportamento menos sensível em solos menos permeáveis, os quais tendem a criar uma resistência à passagem de fluxo. Ainda a respeito da relação entre condutividade hidráulica do solo sotoposto ao maciço rochoso fraturado e as poropressões geradas na interface, constata-se que estas são superiores no caso de solos menos permeáveis, os quais apresentam poros menores quando comparados a solos de maiores condutividade hidráulica.

Os resultados apresentados neste artigo geraram um bom entendimento da dinâmica das águas subterrâneas ao longo das encostas hipotéticas consideradas. No entanto, para trabalhos futuros, sugere-se a completação das análises de fluxo com análises de estabilidade, de forma a estimar a pressão da água nas fraturas do leito rochoso necessária para desestabilização do talude e qual a intensidade e duração da chuva seriam necessárias para atingir essa pressão crítica da água nos poros.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo financiamento das pesquisas desenvolvidas no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bronnimann, C., Stahli, M., Schneider, P., Seward, L., & Springman, S. (2013). Bedrock exfiltration as a triggering mechanism for shallow landslides. *Water Resources Research*, *49*(9), 5155–5167. https://doi.org/10.1002/wrcr.20386

Delgado, C. W. C. (1993). *Resistência ao Cisalhamento dos Solos Coluvionarese Residuais Não Saturados da Vista Chinesa*. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Everett, A. G. (1979). Secondary permeability as a possible factor in the origin of debris avalanches associated with heavy rainfall. *Developments in Water Science*, *12*(C), 347–354. https://doi.org/10.1016/S0167-5648(09)70025-5

Fernandes, M. C. ; Avelar, A. S. ;Coelho Netto, A. L. (2006). Domínios Geohidroecológicos do Maciço da Tijuca/RJ. *Anuário Do Instituto de Geociências (UFRJ. Impresso)*, 122–148.

Gerscovich, D. M. S., Vargas, E. A., & de Campos, T. M. P. (2006). On the evaluation of unsaturated flow in a natural slope in Rio de Janeiro, Brazil. *Engineering Geology*, *88*(1–2), 23–40. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.07.008

Iverson, R. M. (2000). Landslide triggering by rain infiltration. *Water Resources Research*, *36*(7), 1897–1910. https://doi.org/10.1029/2000WR900090

Kosugi, K., Katsura, S., Katsuyama, M., & Mizuyama, T. (2006). Water flow processes in weathered granitic bedrock and their effects on runoff generation in a small headwater catchment. *Water Resources Research*, *42*(2). https://doi.org/10.1029/2005WR004275

Lambe, T. W., & Whitman, R. v. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons.

MATHEWSON, C. C., JEFFREY, R. K., & SANTI, P. M. (1990). Role of bedrock groundwater in the initiation of debris flows and sustained post-flow stream dis-charge. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, *XXVII*(1), 73–83.

McDonnell, J. J. (2003). Where does water go when it rains? Moving beyond the variable source area concept of rainfall-runoff response. *Hydrological Processes*, *17*(9), 1869–1875. https://doi.org/10.1002/HYP.5132

Meerveld, I. T. van, & Weiler, M. (2008). Hillslope dynamics modeled with increasing complexity. *Journal of Hydrology*, *361*(1–2), 24–40. https://doi.org/10.1016/J.JHYDROL.2008.07.019

Montgomery, D. R., Dietrich, W. E., & Heffner, J. T. (2002). *Piezometric response in shallow bedrock at CB1: Implications for runoff generation and landsliding*. https://doi.org/10.1029/2002WR001429

Onda, Y., Tsujimura, M., & Tabuchi, H. (2004). The role of subsurface water flow paths on hillslope hydrological processes, landslides and landform development in steep mountains of Japan. *Process*, *18*, 637–650. https://doi.org/10.1002/hyp.1362

Soares, A. P. A. L. (1999). *Avaliação Do Mecanismo De Ruptura Em Solo Não Saturado Da Encosta Da Vista Chinesa*. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Sombra, Y. B. da S. (2021). *Cartografia Geomorfológica e Geodiversidade Aplicada ao Geoturismo do Parque Nacional da Tijuca (RJ)*. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Uchida, T., Asano, Y., Ohte, N., & Mizuyama, T. (2003). Seepage area and rate of bedrock groundwater discharge at a granitic unchanneled hillslope. *Water Resources Research*, *39*(1). https://doi.org/10.1029/2002WR001298

Uchida, T., Kosugi, K., & Mizuyama, T. (2002). Effects of pipe flow and bedrock groundwater on runoff generation in a steep headwater catchment in Ashiu, Central Japan. *Water Resources Research*, *38*(7), 24-1-24–14. https://doi.org/10.1029/2001WR000261

Vargas, E. A., Velloso, R. C., de Campos, T. M. P., & Costa Filho, L. M. (1990). Saturated-unsaturated analysis of water flow in slopes of Rio de Janeiro, Brazil. *Computers and Geotechnics*, *10*(3), 247–261. https://doi.org/10.1016/0266-352X(90)90038-W

Vieira, B. C., & Fernandes, N. F. (2004). Landslides in Rio de Janeiro: The role played by variations in soil hydraulic conductivity. *Hydrological Processes*, *18*(4), 791–805. https://doi.org/10.1002/HYP.1363

Wang, G., & Sassa, K. (2003). Pore-pressure generation and movement of rainfall-induced landslides: Effects of grain size and fine-particle content. *Engineering Geology*, *69*(1–2), 109–125. https://doi.org/10.1016/S0013-7952(02)00268-5

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/255

Uso de contenção tipo solo reforçado para verticalizar aterro de um complexo eólico executado com solo residual e enrocamento

Robson Melo do Nascimento
Engenheiro Civil, Maccaferri do Brasil Ltda, Recife-PE, Brasil, r.melo@maccaferri.com

M.Sc. Ronaldo Ramos de Oliveira
Engenheiro Civil, Maccaferri do Brasil Ltda, Salvador-BA, Brasil, r.oliveira@maccaferri.com

D.Sc. Petrucio José dos Santos Junior
Engenheiro Civil, Maccaferri do Brasil Ltda, Jundiaí-SP, Brasil, p.santos@maccaferri.com

RESUMO: Este estudo descreve um caso de obra em que uma contenção em solo reforçado foi empregada para a verticalização de um talude de aterro durante a construção do platô de uma subestação, localizada em no estado do Rio Grande do Norte em uma região de relevo acidentado com solos classificados como Neossolos Líticos Eutróficos rasos e assentes sobre topo rochoso. Para caracterização do terreno e solo a ser utilizado, foram realizados 8 furos de sondagem e 56 ensaios de cisalhamento direto. A implementação do muro teve como principal objetivo evitar que o avanço do aterro comprometesse uma área de proteção permanente, com utilização do solo local para aterro estrutural e integração ao meio ambiente. Para fins de otimização do projeto, foi projetado um Terramesh System com 9m de altura e um terrapleno com média de 4m de altura e inclinação de 1(V):1,75(H). Algumas vantagens da escolha são relevantes, dentre elas, destacam-se a possibilidade de reutilização dos blocos de rocha resultantes do desmonte para a construção da estrutura de contenção e a execução do muro que ocorreu de forma simultânea às atividades de terraplanagem, contribuindo para uma significativa velocidade no processo construtivo.

PALAVRAS-CHAVE: Muro de Contenção, Solo reforçado, Complexo eólico, Solo residual.

ABSTRACT: This study describes a case of work in which reinforced soil containment was used to verticalize an embankment slope during the construction of the plateau of a substation, located in the state of Rio Grande do Norte in a region of rugged terrain with soils classified as shallow Eutrophic Lithic Neosols and resting on a rocky top. To characterize the terrain and soil to be used, 8 drilling holes and 56 direct shear tests were carried out. The main objective of implementing the wall was to prevent the advance of the landfill from compromising a permanent protection area, using local soil for structural landfill and integration into the environment. For project optimization purposes, a 9m-high Terramesh System and an embankment with an average height of 4m and a slope of 1(V):1.75(H) were designed. Some advantages of the choice are relevant, among them, the possibility of reusing the rock blocks resulting from dismantling for the construction of the containment structure and the execution of the wall that occurred simultaneously with the earthmoving activities, contributing to a significant speed in the construction process.

KEYWORDS: Retaining wall, Reinforced soil, Wind complex, Residual soil.

1 INTRODUÇÃO

Com investimentos bilionários no setor de energias renováveis, a região Nordeste se consolida como um polo energético nacional. O estado do Rio Grande do Norte possui grande potencial em geração de energia eólica, contando com diversos parques distribuídos ao longo do estado. Os complexos eólicos são formados basicamente por aerogeradores, subestações e linhas de transmissão. A instalação destes equipamentos é realizada comumente em áreas remotas, regiões de relevo acidentado e difícil acesso, tornando tanto o projeto quanto a execução das obras um desafio para engenharia geotécnica.

Diante da morfologia no local onde os parques eólicos são implantados, é comum a realização de obras estruturantes para conter cortes em encostas naturais ou taludes construídos em aterros, verticalizando desníveis em limite de terreno de maneira geral. Gerscovich (2016) define que muros são estruturas de

contenção de parede vertical ou quase vertical apoiadas em uma fundação rasa ou profunda com o objetivo de conter maciços de solos. A obra em questão fez uso de uma contenção em solo reforçado com 9 metros de altura e 120 metros de extensão, para verticalizar um talude de aterro, evitando que a projeção do talude inicialmente proposto não ultrapassasse o limite da área licenciada pelo órgão ambiental. Por tanto, uma contenção que minimizasse os impactos e se intregrasse de forma rápida ao meio era fundamental.

Na superfície do terreno e em sua subsuperfície foram encontradas misturas de solos, saprolitos e blocos de rocha alterada, além de afloramentos rochosos. A premissa adotada pelos investidores no estudo de viabilidade para escolha do local e implantação do empreendimento, foi o reaproveitamento dos materiais obtidos a partir de corte como compensação em áreas de aterro determinadas no projeto de terraplenagem, justificado pela dificuldade de acesso, pois a obra se encontrava em uma área remota. Os ensaios realizados in situ e em laboratório atestaram a qualidade do material, permitindo, após seleção, ser utilizado como aterro estrutural do muro. Os materiais provenientes do desmonte de rocha foram utilizados em aterro com enrocamento sobre a estrutura de contenção para execução do platô e como enchimento das gaiolas do Terramesh System.

O presente trabalho apresentará ao longo das seções, aspectos relevantes da solução de contenção adotada e os benefícios que a técnica trouxe para a obra da subestação.

2 MATERIAL E MÉTODOS

A metodologia deste trabalho foi composta pelas seguintes etapas:

- Localização da obra, caracterização geológica da área estudada, geomorfologia e pedologia da região através de mapas e bibliografia de referência;
- Topografia realizada através de levantamento planialtimétrico para projeto de terraplenagem;
- Ensaios geotécnicos compostos por campanha de reconhecimento de campo, complementados por ensaios de laborarório;
- Proposta de solução e análise de estabilidade da estrutura de contenção.

3 RESULTADOS

3.1 Caracterização Geológica, Morfologia e Pedologia

O empreendimento está situado no município de Santana do Matos, Coordenadas 5°51’54’’S e 36°21’21’’W, sistema de referência (Datum) WGS84, se encontra geologicamente inserido na Província Borborema. Conforme Relatório Diagnóstico do Município de Santana dos Matos (2005), de autoria da CPRM, é constituído por litótipo do Complexo Caicó, representado por ortognaisses dioríticos a graníticos, com restos de supracrustais, de 2,3 bilhões de anos atrás, unidade litoestratigráfica paleoproterozóico (era geológica). A Figura 1 apresenta a localização da subestação bem como sua caracterização geológica.

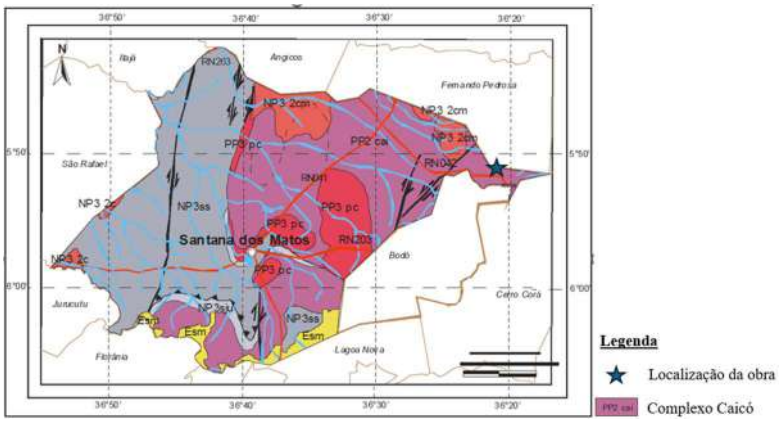


Figura 1. Mapa geológico da cidade de Santana dos Matos. Fonte: CRPM (2005)

Brito (2020), relata que no relevo local da região de Santana dos Matos, existem variações e alternância entre planícies e planalto com cotas altimétricas variando de 50 a 700 metros de altitude. O platô da subestação

está situado a 400 metros de altitude. No tocante a da pedologia da região, de acordo com a classificação da Embrapa (2006), os solos que predominantemente que cobrem o território são classificados como Neossolos Líticos Eutróficos, por serem solos assentes diretamente sobre a rocha, identificados como solos rasos, com aspecto pedregoso, rico em minerais, mas pobre em matéria orgânica, ou seja, são solos pouco profundos com fertilidade natural baixa.

3.2 Levantamento topográfico

O Levantamento planialtimétrico foi realizado com intuito de conhecer a superfície do terreno. A determinação das curvas de nível além das seções tranversais deram subsídio para o projeto de terraplenagem, indicando os trechos de corte e aterro para a construção do platô. Nas áreas em aterro dos bordos do platô, foi prevista a execução de taludes com enrocamento oriundos do desmonte de rochas das áreas de corte, com declividade 1V:1,75H, para transpor o desnível entre o terreno natural e a cota de projeto. Porém, em um trecho do terreno, em seu limite, a projeção horizontal deste talude invadiria uma área de proteção ambiental permanente, por tanto, foi necessária uma obra estruturante com a construção de um muro de contenção para verticalizar o aterro da terraplenagem. A área de proteção e a locação dos muros são apresentas na Figura 2.

Figura 2. Área de proteção permanente e locação do muro de contenção.

3.3 Ensaios geotécnicos

De acordo com Monticelli (2021), investigações geológico geotécnicas correspondem aos procedimentos e técnicas de campo e laboratório, visando obtenção de informações do meio físico de interesse ao estudo. A caracterização do solo de fundação onde estrutura de contenção estaria assentada, seu aterro estrutural, bem como índices físicos e parâmetros de resistência foram obtidos através das seguintes etapas:

- Etapa de campo
  - 6 Trincheiras de reconhecimento;
  - 8 Sondagens mecânicas tipo SPT (Standard Penetration Test) para a camada em solo e 8 sondagens rotativas para o extrato rochoso.
- Etapa de laboratório
  - 7 Ensaios de caracterização granulométrica;
  - 7 Ensaios de compactação;
  - 28 Ensaios de cisalhamento direto em amostras deformadas, compactadas, realizado na condição de umidade ótima, seguidos de mais 28 Ensaios de cisalhamento direto em amostras deformadas, compactadas em umidade ótima, realizado na condição inundada.

As trincheiras confirmaram o estudo prévio realizado sobre a pedologia da região, pequena espessura de solo com alteração de rocha sendo encontrada em pequena profundidade. Através das sondagens mecânicas SPT (Standard Penetration Test) e rotativa, foi possível obter o perfil estratigráfico típico, com

profundidade limite predefinida em 6 metros. A partir das sondagens também foi possível obter a medida de resistência à penetração para a camada de solo através do número NSPT, além da obtenção do RQD (%), índice de qualidade de rocha, calculado a partir de testemunhos de sondagem. A Figura 3 mostra registro da execução das trincheiras, manobra com testemunho de sondagem, a Tabela 1 apresenta um resumo do perfil estratigráfico típico com os índices NSPT e RQD (%).

Figura 3. (1) Execução das trincheiras de reconhecimento, (2) e (3) testemunhos de sondagem SPT e Rotativa.

Tabela 1. Perfil estratigráfico típico, espessura das camadas, NSPT e RQD (%).

Classificação do material encontrado	Espessura (m)	NSPT	RQD (%)
Solo Residual – Areia média com silte	1,45	38	-
Solo de alteração de Gnaisse - Areia média/fina argilosa com pedregulho	0,95	45	-
Biotita-Augen Gnaisse - Rocha branda	1,20	50	15%
Biotita-Augen Gnaisse Migmatizado - medianamente resistente a resistente	2,40	-	51%

Conforme mencionado nas seções anteriores, o material proveniente dos cortes era de interesse para utilização como camada de aterro estrutural para execução do muro, estes precisaram ser estudados em laboratório para liberação e uso na obra.

Os ensaios de granulometria mostraram que todas as amostras são constituídas predominantemente por areias. Quanto aos Limites de Atterberg, o solo foi classificado como não plástico devido ao elevado percentual de areia. Diante das frações apresentadas, as amostras foram classificadas como uma areia bem graduada (SW), de acordo com o SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos).

Ensaios de compactação de Proctor foram realizados para determinação da umidade ótima e densidade secas máximas do aterro. Conforme curvas de compactação de diversos solos brasileiros (Figura 4), apresentada por pinto (2009), densidades secas máximas elevadas, da ordem de 2 a 2,1 kg/dm³, e umidades ótimas baixas de aproximadamente 9 a 10%, são representativas de areias com pedregulho. A Tabela 2 apresenta o resumo dos ensaios de compactação.

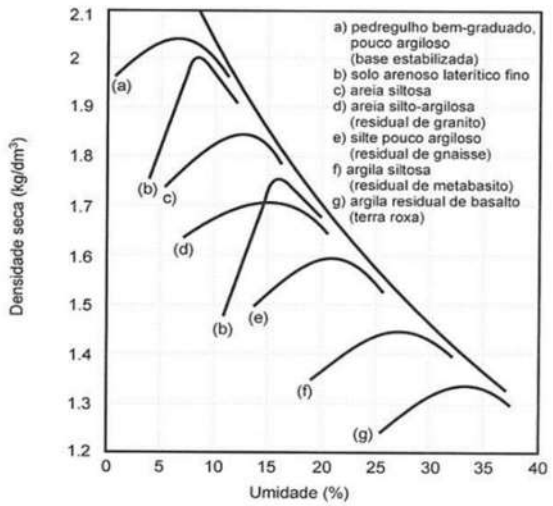


Figura 4. Curvas de compactação de diversos solos brasileiros. Fonte: Pinto (2009)

Tabela 2. Resumo dos ensaios de compactação.

Amostra	γ_d (kg/dm³)	h (%)
1	1,95	5,8%
2	2,01	7,7%
3	1,97	7,1%
4	1,99	6,1%
5	20,85	5,9%
6	19,83	5,8%
7	20,45	4,7%

Conforme Pinto (2009), o ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento e se baseia diretamente no critério de Coulomb. Aplica-se uma tensão normal num plano e verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura. No estudo em questão, foram conduzidos ensaios de cisalhamento direto do tipo CD, com todas as amostras compactadas à umidade ótima, sendo metade delas submetidas a cisalhamento na umidade ótima e a outra metade sob condição de inundação prévia. Estes ensaios foram realizados em diferentes níveis de tensão confinante (50, 100, 200 e 400 kPa) com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência do aterro estrutural. A Tabela 3 apresenta o resumo dos ensaios.

Tabela 3. Resumo dos ensaios de cisalhamento direto.

Amostra	Umidade ótima		Inundado	
	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
1	40	38	3	38
2	56	35	17	33
3	8	40	2	36
4	22	35	22	34/
5	13	38	10	34
6	21	37	15	37
7	35	37	6	40

3.4 Proposta de solução e análise de estabilidade da estrutura de contenção

A proposta de solução indicou muro de contenção em solo reforçado tipo Terramesh System, com aterro de material de boa qualidade compactado ao tardoz da estrutura. Este tipo de solução é formada por uma estrutura em solo reforçado, constituída por elementos metálicos em malha hexagonal de dupla torção, que ao mesmo tempo formam o paramento externo, com aparência similar ao de um gabião caixa, e o painel de reforço que interage mecanicamente com o solo. A execução do muro segue a seguinte sequência executiva:

1. Preparação do local com regularização do terreno onde a estrutura estará assentada e locação topográfica do alinhamento frontal da contenção;
2. Montagem do Terramesh de modo semelhante à execução dos Gabiões Caixa, onde todas as arestas devem ser devidamente costuradas e o preenchimento com material pétreo selecionado;
3. Finalizadas as preparações das peças Terramesh, deve-se lançar o material de aterro com cuidado evitando qualquer movimento com equipamentos sobre os reforços. O aterro deve ser compactado em camadas não superiores a 25 cm onde é extremamente importante o controle de compactação do mesmo.
4. Compactação executada em dois setores: na faixa de 1,00m junto ao paramento frontal deve-se executar a compactação de forma manual evitando o deslocamento e a deformação da face. A área restante pode ser compactada com equipamento mecânicos pesados que atendam as especificações de projeto.
5. Todo o processo é repetido até a conclusão do muro.

Por conta da elevada porosidade no corpo do aterro em enrocamento, possibilidade de percolação, foi prevista uma camada de solo-cimento (dosagem 1:10, em peso de solo seco), para atuar como selo no topo do aterro do muro. Os geocompostos drenantes ao tardoz do aterro e drenos de pedra na fundação da estrutura, objetivaram servir como elemento separador e de drenagem, impedindo a passagem de água no corpo estrutural do muro, evitando variação de umidade, surgimento de poropressão e alteração das propriedades geotécnicas deste aterro. A seção transversal tipo da proposta de solução, além do detalhe do Terramesh System estão expostos na Figura 5.

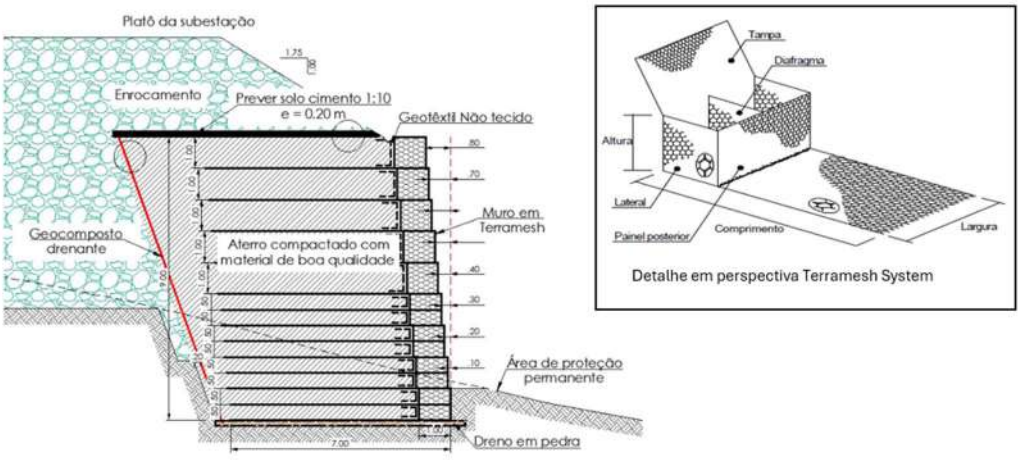
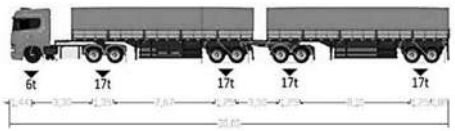


Figura 5. Proposta de solução.

A análise de estabilidade deterministica foi realizada através do software Mac.S.T.A.R.S® W 4.0 (Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes). O cálculo foi realizado utilizando o método de Bishop simplificado, critério de ruptura de Mohr-Coulomb, considerando sobrecarga acidental de 37 kPa, devido as cargas transferidas ao solo por carretas na instalação da transformadores, exigido pela norma NBR 11682 (2009). A Figura 6 apresenta os detalhes da sobrecarga crítica.



Comp. Influência (m)		Largura (m)	Carga (tf)	Carga distribuída (kN/m²)	Trecho	
1,44	3,09	3	34	36,68		1
1,65						

Figura 6. Sobrecarga devido ao fluxo de trem tipo TB740.

Os parâmetros de resistência adotados são apresentados na Tabela 4. Para o aterro estrutural, foi considerado o ensaio inundado de valor mais baixo desprezando a coesão. Para o aterro com enrocamento, foram utilizados valores de ensaios realizados em granitos, em rocha solta, propostos por Hoek e Bray a partir de ensaios de cisalhamento direto em rochas. Já para o gnaisse migmatizado, foi levando em consideração o índice RQD (%) além de utilizar os parâmetros de Hoek e Bray para rocha coesa. Tanto para o aterro em enrocamento quanto para o gnaisse migmatizado foram utilizados os menores valores de parâmetros obtidos.

Tabela 4. Parâmetros de resistência.

Tipo de camada	γ (kN/m³)	c (kPa)	ϕ (°)
Aterro estrutural	19	0	33
Aterro com enrocamento	18	0	40
Gnaisse migmatizado	26	10	30

A Figura 7 apresenta a análise de estabilidade global e verificação como muro da seção de projeto com fator de segurança considerado satisfatório. Também foram realizadas análises exitosas para verificação da estabilidade interna das camadas de reforço.

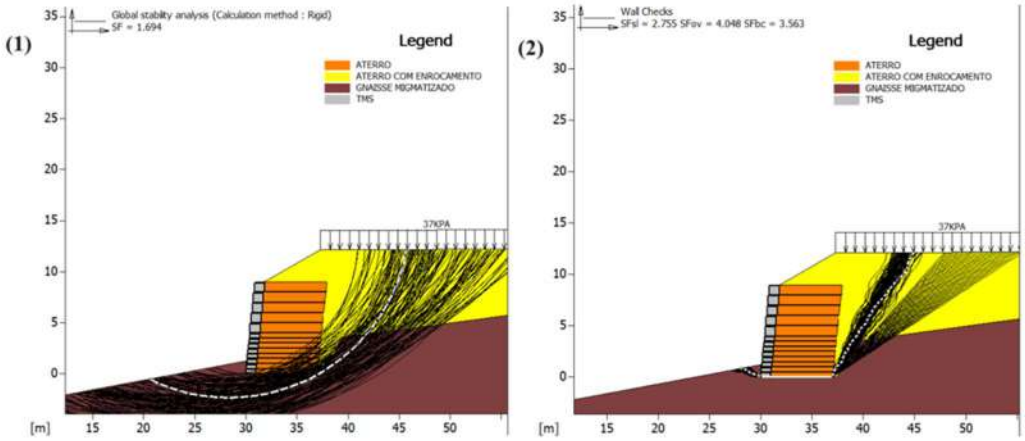


Figura 7. (1) Análise de estabilidade global, (2) verificação da estrutura como muro.

4 DISCUSSÃO

O estudo em questão teve como desafio conter um aterro a ser executado com enrocamento para a construção do platô da subestação impedindo que a obra invadisse uma área de proteção ambiental.

Analisando a geologia e as sondagens do solo onde o muro estaria assentado, ficou constatado que o perfil encontrado é clássico proveniente da alteração de rocha com solo residual. Vargas (1977) define que estes solos são aqueles provenientes da decomposição e alteração das rochas “in situ”, onde o agente de transporte é reduzido a um mínimo.

O solo estudado em campo apresentou bom índice de resistência à penetração já em sua superfície com elevado NSPT. A rocha variou de muito fraturada a pouco fraturada, com classificação RQD de qualidade classificada de fraca a regular, apesar de obter 50 golpes na sondagem SPT no início do trecho em rocha, impenetrável ao amostrador padrão, atingindo critério de parada conforme NBR 6484 (2021).

A respeito da escolha do tipo de contenção, em geral, muros de contenção à gravidade tradicionais necessitam de seções robustas para vencer alturas elevadas, ocupando um considerável espaço do terreno com a utilização de grandes volumes de materiais, se tornando uma solução onerosa do ponto de vista financeiro. Por este motivo e pelas condicionantes da obra, a contenção escolhida foi a de solo reforçado.

Os solos, em geral, possuem elevada resistência a esforços de compressão, porém baixa resistência a esforços de tração. A inclusão de técnicas para estruturar solos com outros materiais é muito antiga. Segundo Palmeira (2018) ainda hoje encontram-se vestígios ou obras em bom estado construídas séculos atrás.

Uma vantagem construtiva da técnica de solo reforçado, é que o muro eleva sua cota junto a compactação do aterro, eles são executados de forma simultânea, trazendo velocidade, fazendo com que ela seja uma solução muito utilizada em áreas de aterro de conquista e recomposição de taludes com grandes erosões onde estão envolvidos expressivos volumes de aterro.

A permeabilidade do paramento frontal da estrutura que garante eficiência da drenagem do aterro contido, além da redução do impacto ambiental devido a rápida integração com o meio ambiente após a construção da obra em uma área de proteção permanente, também foram características relevantes para escolha desta técnica.

Após uma série de testes realizados em laboratório, o solo se mostrou apto para ser reutilizado como aterro estrutural. A possibilidade de uso como aterro além da possibilidade do uso de rochas provenientes de desmonte como preenchimento das caixas do Terramesh System reduziu consideravelmente o custo com transporte, viabilizando financeiramente a solução.

5 CONCLUSÃO

Diante dos desafios enfrentados para a construção da subestação, este estudo ofereceu uma análise a respeito da escolha da técnica de solo reforçado como solução mais adequada. A opção pelo solo reforçado se justificou não apenas pela necessidade de evitar danos à área de proteção ambiental, mas também pela eficiência construtiva e possibilidade de reutilização dos materiais disponíveis na obra.

Após elaboração deste trabalho, concluímos que a intervenção em solo reforçado Terramesh System trouxe benefícios técnicos, econômicos e de prazo para o empreendimento, pois a obra teve duração total de 2 meses, apresentando uma produtividade média de 32m² por dia com uma equipe de 5 homens. A técnica se apresenta como alternativa para obras em regiões de difícil acesso, por fim, uma interessante alternativa em empreendimentos do setor energético.

Figura 8. Obra finalizada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT: método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (11682). NBR 6484. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Brito, M. S. F. (2020) *Arqueologia da paisagem: a visibilidade e a (in)visibilidade do patrimônio arqueológico no contexto geomorfológico do município de Santana dos Matos, estado do Rio grande do norte, Brasil* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geografia, Universidade do estado do Rio Grande do Norte / UERN, 169 p.

CPRM (2005) *Relatório Diagnóstico do Município de Santana dos Matos*. Disponível em: <https://rigeo.cprm.gov.br/jspui/bitstream/doc/17179/1/rel_santana_matos.pdf>. Acesso em: 10 mar. 2024.

EMBRAPA (2006). *Sistema Brasileiro de Classificação de Solos. Centro Nacional de Pesquisas de Solos*, Rio de Janeiro, BRA. p.306.

Gerscovich, D., Danziger, B.R., Saramago R. (2016) *Contenções teoria e aplicações em obras*, 2º ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, BRA, 319 p.

Hoek, E., Bray, J. (1974) *Rock slope engineering*, *London Institution of Mining and Metallurgy*, London, UK, 309 p.

Monticelli, J.J. (2021) Investigações geológico-geotécnicas: guia de boas práticas, 1º ed., João Jeronimo

Monticelli, ABGE, São Paulo, SP, BRA, 526 p.

Palmeira, E.M. (2018). *Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente. Oficina de textos*, São Paulo, BRA. p.294.

Pinto, C.S. (2009). *Curso básico de mecânica dos solos. Oficina de textos*, São Paulo, BRA. p.367.

Vargas, M. (1977) *Introdução a Mecânica dos Solos*, 1ª ed., McGraw Hill do Brasil, São Paulo, SP, BRA, 509 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/256

Utilização de Pré-Furos para Contenções em Parede Diafragma

Victória Silva Dias
Engenheira Civil, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, victoria.dias@geofix.com.br

Jhonatan Eduardo Dutra Garcia
Engenheiro Civil, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, jhonatan.garcia@geofix.com.br

Marcio Abreu de Freitas
Engenheiro Civil Geotécnico, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, marcio.freitas@geofix.com.br

RESUMO: Neste artigo é apresentado um caso de obra de contenção em São Paulo/SP, envolvendo uma contenção de cinco subsolos. Localizado na região sul da cidade, próximo ao Rio Pinheiros, o local possui um perfil rochoso (gnaisse cinza pouco alterado) a partir de 17 metros de profundidade em relação ao nível da rua. O projeto optou pela solução de contenção em Parede Diafragma com espessura de 50 cm e comprimento de 18 metros, precisando embutir a parede na rocha alterada. Para isso, utilizou-se a técnica de pré-furos de alívio com perfuratriz hidráulica para atingir a cota de ponta mínima necessária. Este trabalho tem como objetivo destacar as vantagens dessa abordagem por meio da análise de projetos de contenções, sondagens mistas e experiências em outros casos semelhantes. Diante desses fatos, observa-se que essa técnica permite avançar na escavação além do alcance de uma diafragmadora tradicional (acionado a cabo ou hidraulicamente), garantindo eficiência e produtividade.

PALAVRAS-CHAVE: pré-furo; parede diafragma; escavação; solos resistentes; rocha alterada.

ABSTRACT: In this article, a case of containment work in São Paulo/SP is presented, involving the containment of five underground levels. Located in the southern region of the city, near the Pinheiros River, the site has a rocky profile (slightly altered gray gneiss) starting from 17 meters deep in relation to street level. The project opted for the solution of containment using a Diaphragm Wall with a thickness of 50 cm and a length of 18 meters, aiming to embed the wall in the altered rock. For this, the technique of relief pre-drilling with a hydraulic drill rig was used to reach the necessary tip elevation. This work aims to highlight the advantages of this approach through the analysis of containment projects, mixed surveys, and experiences in other similar cases. Given these facts, it is observed that this technique allows for advancing in excavation beyond the reach of a traditional diaphragm wall machine (cable or hydraulically operated), ensuring efficiency and on-site productivity.

KEYWORDS: predrilled hole; diaphragm wall; excavation; resistant soils; rock weathering.

1 INTRODUÇÃO

No contexto de expansão urbana na cidade de São Paulo, empreendimentos enfrentam constantemente o desafio logístico de ajustar-se ao espaço disponível e às características geotécnicas especificas da região.

Ao longo desta exposição, abordaremos um caso de obra de contenção situado na Avenida Faria Lima, zona sul da cidade, onde a composição do solo apresenta variações significativas. No estudo em questão, por meio de sondagens mistas, foram identificados gnaisses cinza e granitos constituindo a base rochosa do terreno.

A complexidade desse perfil de solo/rocha impôs desafios adicionais ao projeto, uma vez que envolvia a construção de uma edificação com a necessidade de escavação e contenção de cinco subsolos. Diante dessa realidade, a equipe de engenheiros e geotécnicos optou por uma solução eficiente: parede diafragma com a utilização de pré-furos de alívio.

Desde os anos 2000, essa técnica tem sido aplicada com o intuito de aprimorar o embutimento de fundações e contenções profundas em solos resistentes e alterações de rochas. Sua aplicação, por garantir maior produtividade na execução dos serviços e auxiliar na verticalidade da solução, tem se revelado uma escolha eficaz, tornando-se um avanço na engenharia geotécnica.

O propósito deste trabalho é analisar esse caso de obra, descrever as soluções adotadas, os desafios preponderantes e os resultados obtidos. Contudo, busca-se contribuir com o conhecimento e experiência acumulados para futuras obras na região e em áreas geologicamente similares, assegurando uma base sólida para o planejamento e execução de projetos de contenção em ambientes urbanos.

2 CONCEITOS

2.1 Parede Difragma

Na engenharia civil, a parede diafragma é uma estrutura de contenção empregada para estabelecer barreiras verticais subterrâneas aptas a resistir às tensões laterais do solo e aos empuxos hidráulicos em empreendimentos de construção civil e projetos de infraestrutura.

Existem alguns tipos de parede diafragma, entre os quais se destacam:

- moldada "in loco", de concreto armado ou não;
- de concreto armado em placas pré-moldadas;
- de uma mistura de cimento, bentonita e água em proporções convenientes, conhecida como "coulis", formando um diafragma plástica;
- mista.

A parede diafragma pode atingir grandes profundidades e suas espessuras variam de 0,30 m a 1,20 m. Apenas a parede diafragma com placas pré-moldadas têm limitações de profundidades e espessura, por razões executivas. (HACHICH et al. 1998).

A construção de uma parede diafragma começa com o que chamamos de painéis "iniciais". Esses painéis são feitos com duas juntas, uma em cada extremidade, antes de serem concretados. Depois disso, seguimos para os painéis sequentes, nos quais apenas uma junta é necessária na extremidade oposta ao painel existente (inicial). Por fim, temos os painéis de "fechamento", que não necessitam de junta, já que ficam entre dois painéis já executados.

Maffei (1998) descreve o processo de escavação de um painel de parede diafragma convencional utilizando uma ferramenta denominada Clam-Shell (acionado a cabo ou hidraulicamente), que consiste em remover o solo do painel em execução. Durante a escavação, é necessário preencher a vala com um fluido estabilizante, garantindo que o nível da lama esteja acima do lençol freático (cerca de 1,50 m), estabilizando a escavação e prevenindo o desbarrancamento do solo para dentro da vala.

Após a conclusão da escavação do painel, inicia-se à limpeza de fundo da escavação e à substituição ou desarenação do fluido estabilizante. Esse procedimento é essencial como parte da preparação para a instalação das armaduras, das chapas-espelho e das juntas antes da concretagem.

O processo de concretagem da parede diafragma é realizado de baixo para cima de forma contínua, diretamente do caminhão betoneira no funil de concretagem. O concreto, por ser mais denso que os fluidos estabilizantes, os expulsa sem que haja mistura entre ambos. Conforme o concreto preenche a escavação, o

fluido é bombeado de volta para os reservatórios da central e alguns segmentos do tubo tremonha são removidos.

Figura 1. Parede Diafragma durante a escavação da obra.

A parede diafragma é recomendada para edifícios com múltiplos subsolos, pois nesses níveis de escavação há uma maior probabilidade de alcançar o lençol freático. Ao optar pela parede diafragma como método de contenção, possibilita-se a realização de uma obra seca no período de terraplenagem.

Além de sua função como contenção em escavações temporárias ou permanentes, esse método pode ser utilizado como uma barreira impermeabilizante para regular a percolação em escavações situadas em solos contaminados ou como um elemento de fundação (estacas barretes), distribuindo as cargas verticais para camadas mais profundas do solo.

2.1.1 Mureta-Guia

Segundo Ivan Joppert Jr. (2007, p.39), “para que a parede diafragma feche totalmente os limites da obra, as lamelas são executadas de maneira sequencial, alinhadas por uma “mureta-guia”, previamente construída em torno de todo o terreno antes do início da parede diafragma. A mureta-guia é constituída por duas paredes paralelas de concreto, executadas junto às divisas com a distância entre si igual à largura do Clam-Shell mais 4/5 cm e com dimensões de 10 cm de espessura por 110 cm de altura.”

Figura 2. Execução de mureta-guia.

2.1.2 Trepanação

Quando se alcançam camadas de solo/rocha onde não é possível prosseguir com a ferramenta Clam-Shell, emprega-se o trépano. O trépano é uma ferramenta metálica de formato cilíndrico, pesando cerca de 2 toneladas, que se assemelha a um pilão.

Posicionada dentro da mureta-guia, é solta em queda livre até atingir a cota de fundo da escavação, fragmentando a camada de alteração de rocha para posterior remoção com a ferramenta Clam-Shell. Já em solos argilosos, por serem porosos e contarem com plasticidade, a "trepanação" tende a compactá-los. Todavia, o trépano não tem capacidade para coletar amostras nem medir a resistência do solo.

Figura 3.Trépano.

2.2 Pré-Furos de Alívio

Os pré-furos de alívio constituem perfurações realizadas em pontos específicos ao longo da parede diafragma antes de iniciar a escavação. Esses furos são feitos com a utilização de uma perfuratriz hidráulica de alto torque, equipada com ponteiras especiais e dotadas de BIT's de vídea.

Além de aplicada em parede diafragma, a técnica também pode ser útil na execução de estacas barretes e estacas escavadas com a utilização de fluido estabilizante, nos casos em que o terreno possui em sua formação geológica solos resistentes com $N_{SPT \geq 50}$ e alteração de rocha.

Essas perfurações devem possuir diâmetro inferior ou igual a parede diafragma e/ou estaca e têm como objetivo alíviar a área de escavação, facilitando o processo de retirada do solo, o que pode ocasionar:

- redução do tempo de escavação agregando maior produtividade na obra;
- contribuição na verticalidade da solução executada reduzindo a possibilidade de desvios da ferramenta de escavação (Clam-Shell ou caçamba);
- alcançar profundidades maiores do que apenas com a utilização das tradicionais ferramentas.

Figura 4. Ponteira com BIT's de vídea.

Além disso, os furos prévios permitem mapear o terreno antes da escavação, prospectando possíveis interferências no perímetro da parede diafragma e detectando zonas mais resistentes, que podem causar maior dificuldade para serem escavadas.

A equipe de geotecnia deve avaliar cada caso de forma singular, pois em situações em que há rochas ainda mais resistentes, o pré-furo pode não ter eficiência. Caso seja necessário aprofundar a escavação em um material rochoso, uma opção seria a utilização do equipamento Hidrofresa, a qual se diferencia dos métodos convencionais.

3 CASO DE OBRA

3.1 Contexto

Localizada em um dos bairros nobres da zona oeste de São Paulo/SP, a Av. Faria Lima é conhecida por sua relevância para o desenvolvimento urbano e comercial. Diante da crescente demanda por infraestrutura, esse empreendimento foi projetado na região envolvendo a construção de um complexo com a obrigatoriedade de cinco subsolos destinados a estacionamento e espaços comerciais.

Antes da obra ser iniciada, foram realizadas investigações geotécnicas, como sondagens a percussão e sondagens mistas para conhecer e entender o comportamento do solo. No entanto, os resultados apresentados nos laudos demonstraram características desafiadoras para a escavação. O solo, embora resistente, manifestava zonas de alteração de rocha.

Um dos furos de sondagem mista realizados no terreno, teve início na cota 725,80 e final na cota 698,25 com 27,55 metros perfurados. Abaixo, na tabela 1, pode-se observar sua estratigrafia:

Tabela 1. Descrição de sondagem mista nº SM7.

Camada	L (m)	Descrição
Aterro de argila silto-arenosa	0,00 – 1,50	Aterro Superficial
Piso de concreto	1,50 – 1,75	Interferência
Areia fina pouco argilosa, cinza	1,75 – 4,40	Areia medianamente compacta
Silte arenoso pouco argiloso, pouco micáceo	4,40 – 17,65	Solo Residual, onde o $N_{SPT} \geq 50$ foi lozalizado a 14 m do topo do furo ($C_{SPT} \geq 50$ = ~712,00).
Gnaisse cinza, rocha pouco alterada	17,65 – 27,55	Alteração de Rocha

Dado esse perfil geológico, tornou-se necessário o uso de técnicas especializadas para a criação dos subsolos. Á vista disso, o projetista de fundações definiu a solução de parede diafragma, onde cada painel da obra requisitou no mínimo três pré-furos de Ø40 cm, com o intuito de aliviar a escavação da ferramenta convencional, e com isso, avançar além do seu limite, garantindo assim a cota de ponta mínima necessária: 705,00 (projeto) a 708,00 (mínimo em função do topo rochoso).

Outro fundamento do projeto era o embutimento da ficha da parede diafragma em, ao menos, 2 metros em alteração de rocha. E caso a escavação não atingisse a cota de ponta prevista com as duas soluções, a concretagem do painél só se daria pronta após 2 horas de “trepanação” intensa.

A contenção teve o perímetro de 223,70 metros, com profundidades variaveis de 17 a 20 metros, considerando que a obra em referência possuia a obrigatoriedade de escavar 15 metros abaixo do nível da rua.

Tabela 2.Quantitativo executado.

Parede Diafragma	e (cm)	L_{TOTAL} (m²)
$N_{SPT<50}$	50	3.136,00
$N_{SPT>50}$	50	1.525,00

3.2 Execução e Canteiro de Obra

Para execução da obra, o executor utilizou 4 (quatro) equipamentos de grande porte, sendo:

- 2 (dois) guindastes com capacidade de carga de 80 tn, onde 1 (um) foi utilizado para escavação e outro para auxílio de concretagem;
- 1 (uma) diafragmadora hidráulica;
- 1 (uma) perfuratriz hidráulica de alto torque.

Aliados à esses equipamentos e a central de lama bentonítica, foram utilizadas as seguintes ferramentas:

- Clam-Shell mecânico acionado a cabo;
- Clam-Shell hidráulico;
- trado helicoidal de Ø40 cm com ponteira de BIT's de vídea;
- trépano.

Figura 5. Canteiro de obra durante a escavação de parede diafragma.

3.3 Desafios durante o embutimento da parede diagrama em topo rochoso

Foi observado em uma área do terreno uma resistência excepcionalmente elevada do solo, o que resultou em atrasos consideráveis na escavação. A figura 6 abaixo, destaca o trecho mencionado:

Figura 6. Painéis "A9, A10, S15, S16 e F9", da parede diafragma.

Durante execução dos painéis indicados acima, com a realização dos pré-furos de alívio, a diafragmadora convencional não obteve mais avanço, assim, houve a necessidade de uso do trépano. A solução do executor foi utilizá-lo para desintegrar e fracionar ainda mais a camada de rocha alterada, permitindo que o Clam-Shell removesse os fragmentos e avançasse um pouco além. No total, foram necessárias 28 horas de "trepanação" para concluir a escavação dos painéis em referência. Mais especificamente, o painel S16 atingiu a cota mínima 708,00 após um período de 10 horas de "trepanação", momento em que foi considerado pronto para a concretagem.

Durante a escavação deste painel, foi possível retirar amostras de solo da cota ~709,00, as quais possibilitaram visualizar a camada de alteração de rocha, com aspecto acinzentado escuro (atributo dos gnaisses presentes nas proximidades das margens do rio Pinheiros, em São Paulo/SP), indo ao encontro das sondagens realizadas previamente ao período da obra.

Figura 7. Amostras de solo retiradas do painel "S16".

3.4 Resultados

O equipamento que realiza os pré-furos foi empregado de forma contínua ao longo de dois meses durante a execução da parede diafragma. A técnica foi requerida em todo o perímetro, o que auxiliou para a conclusão do serviço dentro dos prazos estabelecidos.

Na sequência, foi iniciada a terraplenagem do terreno juntamente da execução dos tirantes provisórios, a obra foi escavada e não apresentou nenhum desvio ou irregularidade nos painéis.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A execução das contenções profundas em ambientes urbanos, como o caso da Avenida Faria Lima, demonstra a importância da análise da equipe de geotecnia e engenharia civil, onde a integração entre o conhecimento técnico e prático foi essencial para o sucesso do projeto.

O uso de técnicas especializadas, como a parede diafragma com pré-furos de alívio e auxílio do trépano, foi fundamental para superar os desafios geotécnicos apresentados pelo solo da região, pois em relação aos fatos mencionados acima, é perceptível que sem a utilização dos métodos, haveria a possibilidade da escavação da parede diafragma não alcançar a cota de ponta mínima necessária, exigindo a adoção de alternativas como pinagem e/ou soluções não convenionais, como a utilização do equipamento hidrofresa.

Outro aspecto relevante do estudo foi a ausência de desvios ou irregularidades na cortina, indicando que os pré-furos contribuiram na verticalidade dos painéis, eliminando os possíveis desvios da ferramenta durante a escavação.Contudo, a utilização das técnicas colaboraram significativamente para a produção da obra, permitindo que a execução da parede diafragma fosse realizada de forma eficiente, dentro dos prazos estabelecidos.

Este estudo de caso destaca a eficácia dessas soluções, não apenas para este empreendimento, mas também como uma contribuição para futuras obras em áreas geologicamente similares.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar meus sincreros agradecimentos a empresa Geofix pela oportunidade de contribuir com este artigo e pela parceria ao longo desta colaboração. Agradeço também a minha família, pelo apoio incondicional e incentivo em todos os momentos. Aos amigos e colegas de trabalho que estiveram ao meu lado, obrigado pela compreensão e pela troca de experiências.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

GEOFIX. **Paredes Diafragma com Clamshell e/ou Hidrofresa.**
Disponível em: < https://www.geofix.com.br/servico-paredes-hidrofresa.php>. Acesso em: 13 mai. 2018.

HACHICH, Waldemar. et al. **Fundações:** Teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

JOPPERT JR., Ivan. **Fundações e Contenções de Edifícios:** qualidade total na gestão do projeto e execução. São Paulo: Pini, 2007.

MAFFEI, C. E. M.; et al. **Análise, projeto e execução de escavações e contenções.** In: HACHICH, Waldemar et al. (Org.). Fundações: Teoria e prática. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. cap. 15, p. 537-581.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/257

VARIABILIDADE DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE SOLO E SUA INFLUÊNCIA NO ESTUDO DE ESTABILIDADE DE UM TALUDE

José Martins Paravidino
Discente do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, jose.paravidino@engenharia.ufjf.br

Tatiana Tavares Rodriguez
Docente Departamento de Transportes e Geotecnia, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, tatiana.rodriguez.ttr@gmail.com

Sabrina Medeiros Penasso
Geotécnica, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, sabrina.penasso@engenharia.ufjf.br

RESUMO: Devido a desastres causados por deslizamentos de terra ou movimento de blocos de rocha, torna-se cada vez mais evidente a importância de realizar análises mais minuciosas dos taludes, a fim de evitar que outros acidentes ocorram futuramente. Logo, o objetivo deste trabalho é analisar a variabilidade dos parâmetros de resistência do solo e sua influência no estudo de um talude localizado no município de Mar de Espanha – MG, através da análise paramétrica considerando a faixa de valores de coeficientes de variação da literatura e valores médios obtidos de ensaios de laboratório. Para tanto, foi utilizado o software SLOPE/W para a análise de estabilidade do talude submetendo os parâmetros de resistência à coeficientes de variação para o intercepto coesivo: -20%, -50% e -80% e para o ângulo de atrito: -4%, -10% e -20%. Dessa forma, foram adquiridos os valores dos Fatores de Segurança e a superfície de ruptura. Os resultados mostraram que a variabilidade do intercepto coesivo demonstrou maior influência na análise de estabilidade do talude que a do ângulo de atrito. Além disso, algumas análises resultaram em FS menor que 1, ou seja, situação de instabilidade. Por fim, constatou-se, que a partir de um coeficiente de variação de -58% aplicado sobre o intercepto coesivo, obtém-se FS inferior a 1,3 que é o mínimo adotado de acordo com a norma.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de talude, Fator de segurança, Parâmetros de resistência, Variabilidade.

ABSTRACT: Due to disasters caused by landslides or movement of rock blocks, the importance of carrying out more detailed analyzes of the slopes is becoming increasingly evident, in order to prevent other accidents from occurring in the future. Therefore, the aim of this work is to analyze the variability of soil resistance parameters and their influence on the study of a slope located in Mar de Espanha - MG, through parametric analysis considering the range of values of coefficients of variation in the literature and mean values obtained from tests. For that, the software SLOPE/W was used to analyze the stability of the slope, submitting the resistance parameters to several coefficients of variation for cohesive intercept: - 20%, - 50% and - 80% and for the friction angle: - 4%, - 10% and – 20%. Thus, the values of the Safety Factors and the rupture surface were acquired. The results showed that the variability of the cohesive intercept showed a greater influence on the slope stability analysis than the friction angle. In addition, some analyzes resulted in SF less than 1, indicating a instability. Finally, it was found that, from a CV of – 58% applied over the cohesive intercept, SF lower than 1,3 is obtained, which is the minimum adopted according to the standard.

KEYWORDS: Slope Stability, Safety Factor, Strenght Parameters, Variability.

1 INTRODUÇÃO

Devido ao processo de formação natural do solo, este apresenta variabilidade em suas propriedades (PHOON; KULHAWY, 1999 *apud* SOUZA, 2017), assim acarreta incertezas no decorrer do desenvolvimento de um projeto de uma estrutura geotécnica. Ademais, segundo Kulhawy, Phoon e Grigoriu (1995 *apud* SOUZA, 2017), há, ainda, outras incertezas que influenciam na variabilidade das propriedades do solo que ocorrem principalmente por: variabilidade espacial, falhas de medição, quantidade insuficiente de ensaios, etc.

Os parâmetros de resistência do solo, seguindo o critério de Mohr-Coulomb, englobam o ângulo de atrito e o intercepto coesivo (TELES, 2013). O critério de ruptura proposto por Mohr-Coulomb, como Braja Das (2019) menciona, é definido pela Equação 1, a partir de ensaios de resistência ao cisalhamento.

$$\tau_f = c' + (\sigma' \times tg\emptyset') \quad (1)$$

Onde c' é o intercepto coesivo e $\emptyset'$ é o ângulo de atrito, com base na tensão efetiva.

Normalmente, os parâmetros, citados anteriormente, são submetidos às condições mais desfavoráveis previstas dentro da vida útil de cada projeto específico, como, por exemplo, a condição de saturação do solo. A partir dos parâmetros de resistência, é possível realizar o estudo de estabilidade de um talude.

Para avaliar a estabilidade de um talude, pode ser utilizada a análise do fator de segurança. O fator de segurança se configura como a relação entre os esforços resistentes e os atuantes, de forma a conduzir a uma situação satisfatória de segurança (ABNT, 2009). O fator de segurança deve compreender três aspectos de engenharia, de acordo com Aoki (2008): "[...] a) o técnico que considera a fórmula que associa o fator de segurança à probabilidade de ruína; b) o legal de ter que adotar o valor mínimo das normas vigentes e, c) ao mercado que comanda o custo total incluindo o custo do risco das consequências econômico – financeiras da ruína".

Rosa (2017) determinou os parâmetros de resistência (intercepto coesivo e ângulo de atrito) de um talude de corte, localizado na cidade de Mar de Espanha – MG, através do ensaio de cisalhamento direto em cinco corpos de prova dos dois tipos de solo encontrados no talude, totalizando 10 corpos de prova submetidos a ensaio. Portanto, não segue o mínimo de 12 ensaios por solo indicado pela NBR 11682 (ABNT, 2009) para determinar desvio padrão e coeficiente de variação dos parâmetros citados anteriormente. É necessário levar em consideração a variabilidade dos mesmos para determinação de um fator de segurança com o objetivo de não haver um desempenho impróprio da obra.

A variabilidade dos parâmetros do solo citado interfere diretamente no valor do fator de segurança de um talude. Assim, dependendo da variação, o equilíbrio do talude pode ser comprometido, visto que é preciso um valor mínimo para o fator de segurança a fim de garantir a seguridade e não haver riscos de desmoronamento.

Quando não há ensaios e nem número suficiente de informações para definir o desvio padrão dos parâmetros, Tonus e Kormann (2009) apontam que podem ser estimados valores a partir de valores típicos do coeficiente de variação (CV), considerando que este é a razão entre o desvio padrão e a média de cada parâmetro. A Tabela 1 apresenta valores típicos de CV para peso específico, coesão efetiva, ângulo efetivo de resistência e coesão não drenada.

Tabela 1: Valores típicos do coeficiente de variação baseados em Sandroni e Sayão (1992), Lee et al (1983), Pacheco (1991), Christian et al (1992) *apud* Tonus e Kormann (2009).

Parâmetro	Coeficiente de variação (%)
Peso específico	2 a 8
Coesão efetiva	20 a 80
Ângulo efetivo de resistência	4 a 20
Coesão não drenada	20 a 50

Desse modo, o presente trabalho tem como objetivo analisar a variabilidade dos parâmetros de resistência do solo e sua influência no estudo de um talude localizado no município de Mar de Espanha – MG,

através da análise paramétrica considerando a faixa de valores de coeficientes de variação como sugerido no trabalho de Tonus e Kormann (2009) e valores médios obtidos de ensaios.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Local de Estudo

O talude que é objeto de estudo desse trabalho se localiza no município de Mar de Espanha, no bairro Balança, rua Dom Luis Orione, no loteamento de casas populares São Francisco de Paola. O talude foi cortado pela prefeitura com o fim de construir vias pavimentadas (ROSA, 2017).

A área em que o talude está tem a presença de rochas metamórficas como gnaisse, a qual é proveniente do granito, com composição dos minerais feldspato e biotita (ROSA, 2017).

Através do levantamento topográfico realizado na região por Rosa (2017), após ser realizado o corte do talude e as vias pavimentadas, é possível determinar a localização exata do talude (Talude 1) analisado e, também, suas cotas. A cota do topo é 528,579 m e a base, que é a cota da rua, se encontra em 523,992 m. Sendo assim, o talude possui, aproximadamente, 4,5 m de altura. Já sua projeção horizontal é de 3,57 m. Dessa forma, determina-se que a inclinação do talude com a horizontal é próxima de 52º.

O talude estudado, Talude 1, possui em sua composição o solo denominado como Solo Rosa, como demonstra a Figura 1 que contém o perfil topográfico do local.

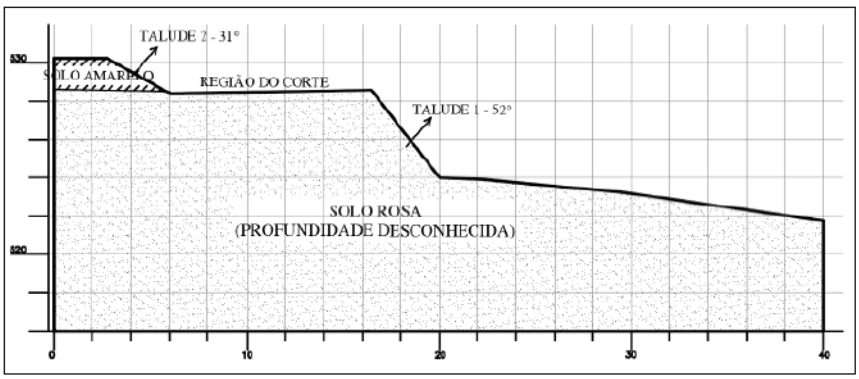


Figura 1: Perfil Topográfico.

Realizando a caracterização física do Solo Rosa é possível defini-lo como argila arenosa, de acordo com a NBR 6502 da ABNT (1995), com composição granulométrica, com defloculante, de 55% de argila, 14% de silte e 31% de areia. Ademais, através do ensaio do picnômetro, foi determinada a massa específica dos grãos como 2,681 g/cm³ (ROSA, 2017).

Por meio do ensaio de cisalhamento direto, Rosa (2017) definiu o peso específico do solo em condições naturais, cujo valor é de 14,67 kN/m³, e os valores de σ' (Tensão Normal na ruptura) e τ'_r (Tensão Cisalhante na ruptura) a fim de determinar a envoltória de resistência do solo.

Através da envoltória, obtiveram-se os valores de ângulo de atrito de 29,05º e intercepto coesivo de 14,18 kPa. Já considerando apenas as tensões normais mais elevadas (50, 100 e 200 kPa) a envoltória de resistência desse solo demonstra um comportamento diferente. Assim, os valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito obtidos foram de 0 kPa e 32,50º, respectivamente. Tais valores devem ser adotados somente para análises mais críticas de carregamento no solo (ROSA, 2017).

Enfim, Rosa (2017) realizou a análise de estabilidade no talude, utilizando a envoltória de resistência do solo que considera todos os cinco valores de tensões normais, cujos parâmetros são 14,18 kPa para o intercepto coesivo e 29,05º para ângulo de atrito. Nestas condições, Rosa (2017) encontrou que o talude, gerado após o corte da encosta original, apresenta fator de segurança de 2,10, valor maior dos que os indicados na NBR 11682 (ABNT, 2009).

2.2 Análise de Estabilidade

Nesse trabalho, foi utilizado o software SLOPE/W, do pacote GeoStudio 2019, para realizar as análises de estabilidade. É possível, através do programa, adquirir o valor do Fator de Segurança e a superfície de ruptura para diferentes condições analisadas do talude. O tipo de análise escolhido foi Morgenstern-Price.

O perfil do talude foi traçado no programa com base no levantamento topográfico apresentado por Rosa (2017). A direção do movimento determinada foi da esquerda para direita, com opção de superfície de pesquisa como entrada e saída.

Além disso, o software possibilita que sejam inseridas propriedades dos solos que compõe o talude, tais como os parâmetros de resistência (intercepto coesivo e ângulo de atrito) e peso específico.

Por fim, são definidos os intervalos de entrada e saída da superfície de pesquisa. Feito isso, é iniciada a análise de estabilidade e o programa fornece o valor do Fator de Segurança e a linha de ruptura do movimento de massa. Neste trabalho, o valor mínimo adotado para o Fator de Segurança foi de 1,3, considerando que o nível de segurança contra danos a vidas humanas é médio e o nível de segurança contra danos materiais e ambientais é baixo.

Para esse trabalho, foi escolhido para o intercepto coesivo o coeficiente de variação de - 20%, - 50% e - 80%, já para o ângulo de atrito foi determinado o CV de - 4%, - 10% e - 20%. Buscou-se avaliar os limites das faixas de CV para ambos os parâmetros e a combinação mais desfavorável. Além disso, optou-se por um valor intermediário de CV para cada parâmetro a fim de avaliar a relação entre coeficiente de variação e fator de segurança.

3 RESULTADOS

Considerando os coeficientes de variação das análises, chegou-se aos valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito adotados conforme mostrado na Tabela 2. O intercepto coesivo variou entre os valores de 2,84 kPa e 14,18 kPa, enquanto o ângulo de atrito esteve entre 23,24º e 29,05º.

Tabela 2: Valores dos parâmetros de resistência.

Análise	CV de c’	c’ (kPa)	CV de φ’	φ’ (º)
Análise Base	0	14,18	0	29,05
Análise Paramétrica 1	- 20%	11,34	0	29,05
Análise Paramétrica 2	- 50%	7,09	0	29,05
Análise Paramétrica 3	- 80%	2,84	0	29,05
Análise Paramétrica 4	0	14,18	- 4%	27,89
Análise Paramétrica 5	0	14,18	- 10%	26,15
Análise Paramétrica 6	0	14,18	- 20%	23,24
Análise Paramétrica 7	- 80%	2,84	- 20%	23,24

Inicialmente, foi feita a análise com o coeficiente de variação de 0% tanto para o intercepto coesivo quanto para o ângulo de atrito. Dessa forma, foram utilizados os parâmetros de resistência médios obtidos por Rosa (2017). A Figura 2 apresenta o resultado da análise com o valor do fator de segurança de 2,10 e a linha de ruptura.

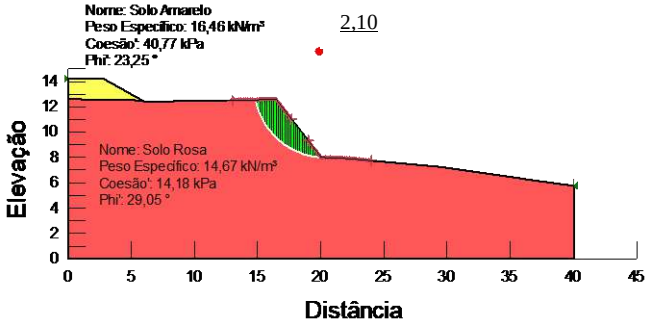


Figura 2: Análise Base.

Em seguida, as análises paramétricas foram realizadas. As três primeiras análises feitas tiveram variação apenas no intercepto coesivo (ângulo de atrito médio mantido nessas análises), com coeficiente de variação de - 20%, - 50% e - 80%, mostradas, respectivamente, pelas Figura 3, Figura 4 e Figura 5.

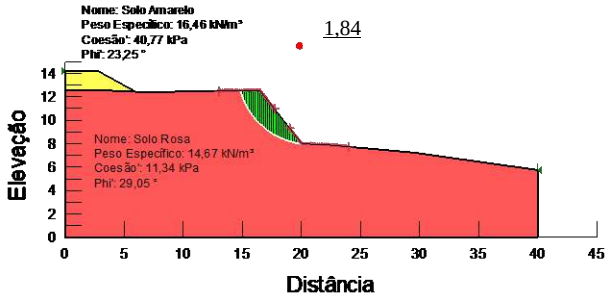


Figura 3: Análise Paramétrica 1.

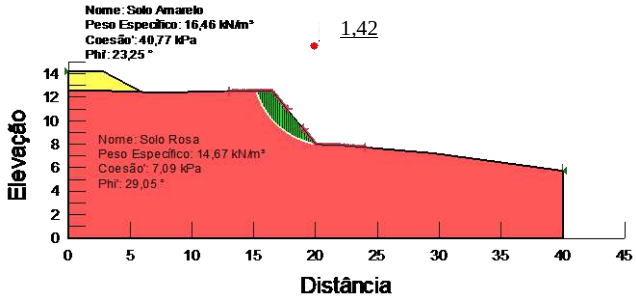


Figura 4: Análise Paramétrica 2.

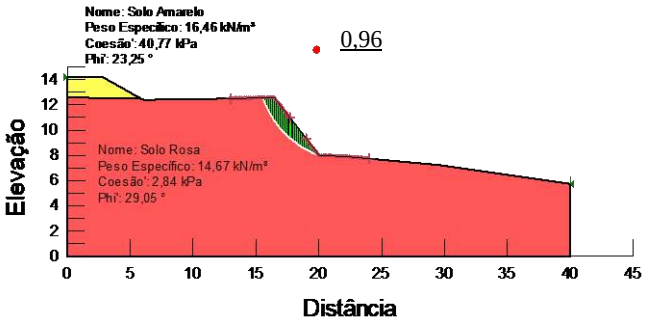


Figura 5: Análise Paramétrica 3.

Então, foram realizadas as análises nas quais o coeficiente de variação foi aplicado apenas no ângulo de atrito, mantendo o intercepto coesivo médio. Assim, mais três análises foram feitas com CV de – 4%, - 10% e – 20%, mostradas nas Figura 6, Figura 7 e Figura 8.

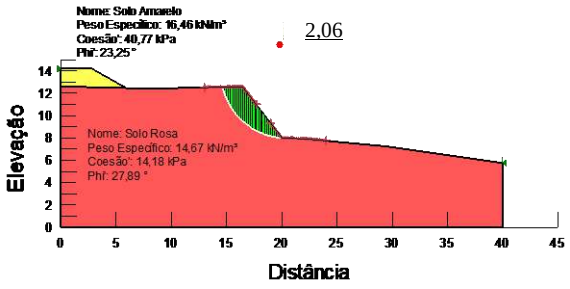


Figura 6: Análise Paramétrica 4.

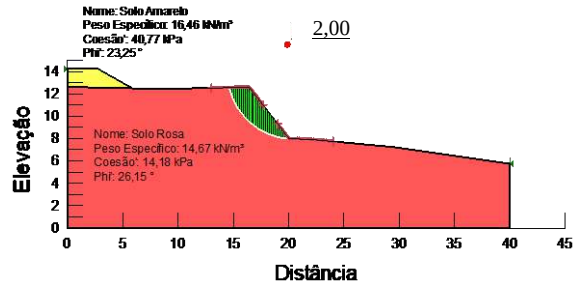


Figura 7: Análise Paramétrica 5.

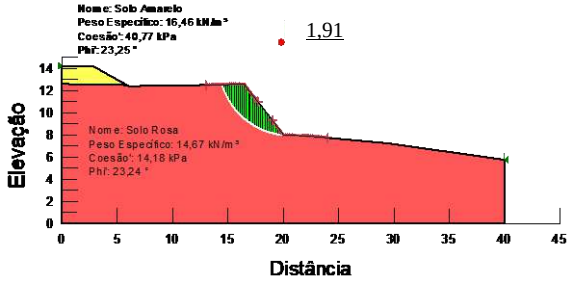


Figura 8: Análise Paramétrica 6.

Por fim, foi feita a análise na qual utilizou coeficiente de variação máximo indicado para cada um dos parâmetros, - 80% para intercepto coesivo e – 20% para ângulo de atrito, mostrada na Figura 9.

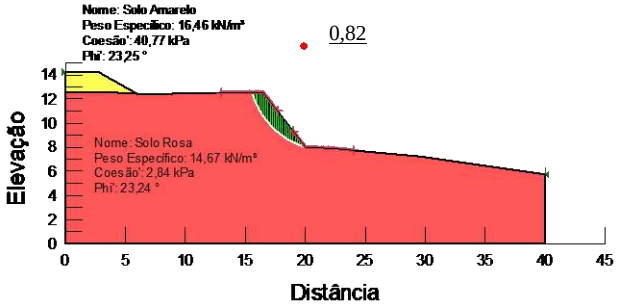


Figura 9: Análise Paramétrica 7.

A Tabela 3 apresenta os Fatores de Segurança encontrados para cada análise feita. A partir disso, pode-se observar que as análises paramétricas 3 e 7 possuem um valor para o FS menor do que 1, indicando que o talude não apresentaria estabilidade, pois as forças atuantes estariam superando as forças resistentes.

Tabela 3: Fatores de Segurança das análises realizadas

Análise Global	Fator de Segurança
Análise Base	2,10
Análise Paramétrica 1	1,84
Análise Paramétrica 2	1,42
Análise Paramétrica 3	0,96
Análise Paramétrica 4	2,06
Análise Paramétrica 5	2,00
Análise Paramétrica 6	1,91
Análise Paramétrica 7	0,82

Além disso, observando as análises paramétricas 1 e 6, nas quais o coeficiente de variação é -20%, sendo na primeira para o intercepto coesivo e na segunda para o ângulo de atrito, percebe-se que, no estudo desse talude, c' possui maior influência no resultado do Fator de Segurança que ϕ'. O FS da Análise Paramétrica 1 (1,84) é menor que o da 6 (1,91), indicando que está numa situação menos segura.

Por fim, apresenta-se o gráfico na Figura 10 que mostra a relação entre o Coeficiente de Variação e o Fator de Segurança. O FS do talude fica abaixo do que foi adotado como mínimo segundo a norma (FS = 1,3) a partir do coeficiente de variação para o intercepto coesivo igual a – 58%.

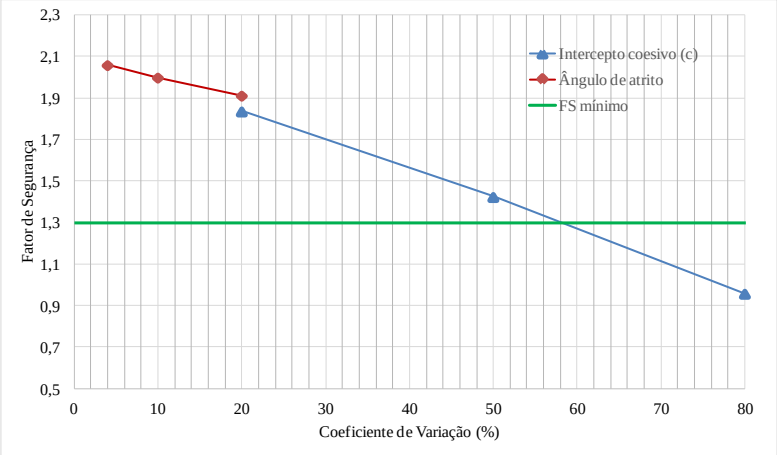


Figura 10: Relação entre Coeficiente de Variação e Fator de Segurança.

4 CONCLUSÃO

Após serem feitas 7 análises paramétricas, conclui-se que quanto maior o valor absoluto do coeficiente de variação sobre os parâmetros de resistência (intercepto coesivo e ângulo de atrito) menor é o Fator de Segurança.

Nas análises em que o intercepto coesivo foi submetido aos coeficientes de variação de – 20%, - 50% e – 80%, sendo mantido o ângulo de atrito médio, o Fator de Segurança variou de 0,96 a 1,84. Já nas análises em que o ângulo de atrito foi submetido aos CV's de – 4%, - 10% e – 20%, mantendo o intercepto coesivo médio, foram obtidos FS de 1,91 a 2,06. Para a análise em que foi aplicado coeficiente de variação máximo indicado em ambos os parâmetros de resistência, - 80% para o intercepto coesivo e – 20% para o ângulo de atrito, o Fator de Segurança encontrado foi de 0,82.

É possível constatar que duas análises paramétricas resultaram em um Fator de Segurança com valor menor que 1. A análise paramétrica 3, na qual o intercepto coesivo é submetido a um coeficiente de variação de – 80%, apresentou um FS de 0,96. Já na análise paramétrica 7, na qual o intercepto coesivo está sobre um CV de – 80% e o ângulo de atrito está sobre um CV de – 20%, resultou em um FS de 0,82. Desse modo, significa que estão em uma situação de instabilidade.

Ademais, constatou-se que na análise do Talude 1, o intercepto coesivo possui maior influência sobre o Fator de Segurança do que o ângulo de atrito. Isso porque, quando se aplicou o coeficiente de variação de – 20% no intercepto coesivo resultou em um FS de 1,84, valor menor do que o que foi encontrado quando o ângulo de atrito foi submetido ao mesmo CV, que foi de 1,91.

Além disso, através do gráfico apresentado na Figura 29, é possível perceber que a partir de um coeficiente de variação de – 58% sobre o intercepto coesivo, obtém-se valor de Fator de Segurança abaixo do mínimo adotado de acordo com a norma (1,3).

Portanto, infere-se que considerar a variabilidade dos parâmetros de resistência do solo é importante dentro da análise de estabilidade de taludes para evitar futuros desastres causados por deslizamentos de terra ou movimentos de blocos de rocha, já que em alguns casos encontrou-se até situação de instabilidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aoki, N. (2008) *Dogma do fator de segurança*. Palestra proferida no 6º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 21p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*, 33p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1995) NBR 6502. *Solos e Rocha*, 18p.

Braja Das, M. (2019) *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 9. ed. São Paulo: Cengage Learning, 712p.

GEOSTUDIO, Programa Slope, versão 2019. Licença estudante.

Rosa, J. P. (2017) *Análise da estabilidade de talude por parâmetros de resistência, na cidade de Mar De Espanha, MG*. Trabalho Final de Curso – UFJF/ Curso de Engenharia Civil, Juiz de Fora, 64p.

Souza, W. A. dos R. (2017) *Variabilidade de parâmetros de resistência de solos arenosos mediante análise de resultados de sondagens com SPT*. Monografia (graduação) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Rio Grande do Norte, 20p.

Teles, G. L. V. (2013) *Estudo sobre os parâmetros de resistência e deformabilidade da areia de Hokksund*. Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 87p.

Tonus, B. P. A.; Kormann, A. C. M. (2009) Aplicação de métodos de equilíbrio limite com ênfase determinística e probabilística na avaliação da estabilidade de uma encosta da Serra do Mar. Conferência Brasileira de Encostas – COBRAE, 5., 2009, São Paulo. *Anais eletrônicos*... São Paulo: ABMS, 9p. Disponível em: <https://philos.sophia.com.br/terminal/8530/Acervo/Detalhe/5444?guid=1630030074469&returnUrl=%2fterminal%2f8530%2fresultado%2flistar%3fguid%3d1630030074469%26quantidadePaginas%3d1%26codigoRegistro%3d5444%235444&i=2>. Acesso em: 16 agosto 2021.

ÁREA 05.

Fundações

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/258

A Diferença entre Significado Físico e Matemático no Ensaio de Carregamento Dinâmico

Daniel Kina Murakami
Benaton Specialist, São Paulo, Brasil, daniel.murakami@gmail.com

RESUMO: O Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD) em estacas tem sido utilizado como alternativa da prova de carga estática (PCE), oferecendo economia e redução de tempo. Sensores na estaca captam sinais durante o impacto do martelo. Esses sinais são analisados pelo Método "Signal-Matching" para ajustar curvas calculadas aos dados medidos, variando parâmetros como atrito e carga de ponta. Diferentes soluções podem ter bons "Match Quality" (MQWU). No CAPWAP, tradicionalmente a qualidade é avaliada através do MQWU, que indica o erro entre curvas medidas e calculadas. Historicamente, ECD e PCE correlacionam-se bem pelo Método de Davisson. Entretanto, Murakami (2015, 2019) notou divergências entre curvas simuladas cargas vs. recalque do CAPWAP e PCE, introduzindo o "Match Quality" de Recalques (MQR) para melhorar o significado físico da análise. O aperfeiçoamento do MQR também otimizava o MQWU. Isso é alcançado através da determinação do quake do fuste da estaca, junto com duas condições de contorno, constituindo um Novo Procedimento para a realização do CAPWAP, resolvendo a variabilidade dos resultados de forma inédita. Este artigo explora os conceitos de significado físico e matemático no ECD e seu impacto na realização e interpretação do CAPWAP.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD), Significado Físico, Significado Matemático, Match Quality de Recalques (MQR), Pile Driving Analyzer (PDA)

ABSTRACT: Dynamic Load Testing (DLT) on piles has been used as an alternative to Static Load Testing (SLT), offering cost savings and time reduction. Sensors at the pile top capture signals during the hammer impact. These signals are analyzed using the "Signal-Matching" method to adjust calculated curves to measured data, varying parameters such as shaft friction and toe resistance. Different solutions may yield good "Match Quality" (MQWU). In CAPWAP, quality is traditionally assessed through MQWU, indicating the error between measured and calculated curves. Historically, DLT and SLT correlate well through the Davisson Method. However, Murakami (2015, 2019) observed discrepancies between simulated load vs. displacement curves of CAPWAP and SLT, introducing the "Match Quality" of Settlements (MQS) to enhance the physical meaning of the analysis. Improving MQR also enhances MQWU, achieved by the determination of the pile shaft quake along with two boundary conditions, constituting a New CAPWAP Procedure, resolving the variability of results in uniquely. This paper explores the concepts of physical and mathematical meaning in DLT and their impact on the execution and interpretation of CAPWAP.

KEYWORDS: Dynamic Load Test, Physical Meaning, Mathematical Meaning, Match Quality of Settlements (MQS), Pile Driving Analyzer (PDA)

1 INTRODUÇÃO

O Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD) (NBR 13208) em estacas tem sido utilizado de forma intensa como alternativa à tradicional prova de carga estática (PCE), apresentando vantagens em relação ao custo e prazo de execução. Em campo, sensores de força e acelaração são fixados na estaca e estes coletam os sinais através do impacto do martelo. Poteriormente, estes sinais coletados são analizados através do Método “Signal-Matching”, onde se faz o melhor ajuste entre as curvas medidas e calculadas por diversas tentativas através da variação dos paramentros do solo, tais como distribuição de atrito, carga de ponta, quakes e damping. É relativamente fácil demonstrar que soluções diferentes podem apresentar valores de “Match Quality” satisfatórios (Fellenius, 1988; Murakami, 2015; Verbeek, 2019). O CAPWAP é um software normalmente usado para a aplicação do Método “Signal-Matching”. Tradicionalmente a qualidade

das análises CAPWAP são avaliadas através de um número denominado "Match Quality" (MQWU), que representa o erro entre a curva medida e a calculada da Curva "Wave Up" (Força Ascendente). Quanto menor for o MQWU melhor é o Significado Mátematico da análise, indicando que matematicamente se obteve uma boa aproximação entre as cuvas. Historicamente, diversos autores chegaram a conclusão de que o ECD e PCE apresentam boa correlação através do Método de Davisson, sendo fundamental uma boa execução dos testes.

Entretanto, Murakami (2015, 2019) observou que apesar do ECD apresentar bons valores de MQWU e boa correlação com PCE através do Método de Davisson, o Significado Físico da curva simulada do CAPWAP poderia apresentar divergências com a curva da PCE quando se fazia a sobreposição das curvas carga vs. recalque. Neste contexto surge o conceito de "Match "Quality" de Recalques MQR que inicialmente surgiu através de uma equação matemática (Murakami, 2015) e que foi aprimorada através de uma solução gráfica (Murakami, 2019). Quanto melhor for o MQR, mais adequado deverá ser o Significado Físico da análise CAPWAP. O autor observou que a otimização do Significado Físico também aperfeiçoava o Significado Mátemático. Isso foi realizado através da determinação do quake do fuste da estaca (Murakami e Massad, 2014, 2016), em conjunto com duas condições de contorno, consituindo um Novo Procedimento para realização do CAPWAP (Murakami, 2015, 2019), solucionando de forma inédita a questão da variabilidade dos resultados do CAPWAP. Este artigo tem como objetivo mostrar os conceitos de Significado Físico e Matemático no ECD e como isso afeta a realização e interpretação da análise CAPWAP.

2 SIGNIFICADO MATEMÁTICO

A qualidade do ensaio de carregamento dinâmico tradicionalmente é avaliada através do conceito de Match Quality que basicamente calcula o erro relativo entre as curvas medidas e calculadas do CAPWAP. O software permite verificar o Match Quality de três grandezas: a) força, b) velocidade, c) força ascendente (Curva Wave Up).

No relatório do CAPWAP normalmente aparece o Match Quality da Curva Wave Up (MQWU) que é dada pela equação 1. Este cálculo é feito em quatro períodos diferentes, conforme indicado na figura 1 (Pile Dynamics, Inc, 2006):

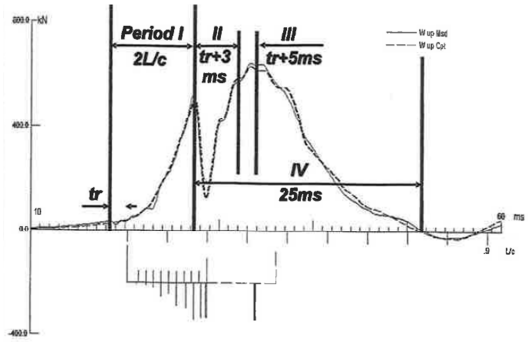


Figura 1. Indicação dos quatro períodos utilizados no cálculo de MQWU (Pile Dynamics, Inc, 2006)

$$MQ = \Sigma_{\text{Periods I-IV}} \left(\Sigma_{\text{Time increments}} |F_M - F_C|\right)/F_{max} + MQ_B \quad (1)$$

Onde: MQ = Match Quality da Curva Wave Up (MQWU); Fm = Curva Wave up medida; Fc = Curva Wave Up calculada; Fmax = valor máximo da Curva Wave Up; MQB = penalidade do MQ quando a diferença entre nega medida e calculada for maior que 1mm.

Segundo a Pile Dynamics, Inc (2024), para bons sinais coletados o MQWU deve ser sempre inferior à 5,0, normalmente inferior à 4,0, com frequência inferior à 3,0, algumas vezes inferior à 2,0 e raramente inferior a 1,0. Com a experiência, estes números serão atingidos mais facilmente e o operador do CAPWAP pode obter, por exemplo, números inferiores a 2,0, exceto para estacas de concreto com danos ou estacas com negas muito abertas que são mais difíceis de analisar.

Klingmuller e Schallert (2019) destacam uma hierarquia de complexidade de execução do ECD com base na experiência alemã. Essa hierarquia de complexidade deve afetar também a dificuldade de se obter

valores de MQWU menores. Os autores destacam que estacas mais fáceis de se analisar são as primeiras da lista abaixo, enquanto que as mais complexas estão por último na lista abaixo:

1) Estaca metálica uniforme em areia compacta;
2) Estaca metálica tubada de ponta aberta com embuchamento em solos com diferentes camadas;
3) Estacas metálicas ou pré moldadas em solos com diferentes camadas;
4) Estacas pré moldadas com danos;
5) Estacas cravadas em solos argilosos;
6) Estacas moldadas in loco em areia compacta;
7) Estacas moldadas in loco em solos argilosos;
8) Estacas hélice contínua, especialmente se for estaca de deslocamento, ou estaca moldada in loco com pressão de injeção de preenchimento.

Fellenius (1988), Murakami (2015, 2019) e Verbeek (2019) destacam que o mesmo sinal coletado pode apresentar dados de entradas diferentes na análise CAPWAP. Isso significa que cada uma destas análises deverá ter o seu próprio MQWU, ou seja, o MQWU também depende da experiência de quem faz a análise. Murakami (2015) e Likins et. al. (1996) destacam que no CAPWAP há ferramentas totalmente automáticas (AT) para tentar obter o Best Match, entretanto, tais ferramentas não foram capazes de superar a qualidade da análise obtida por operadores de CAPWAP com maior experiência. Convém destacar que as análises AT são conservadoras, apresentando cargas mobilizadas menores (Murakami, 2015; Likins at. al., 1996). Tais ferramentas automáticas no CAPWAP devem ser utilizadas com restrição e não substituem iterações manuais do operador do CAPWAP com experiência (Murakami, 2015, 2019). Além disso, o manual do CAPWAP (Pile Dynamics, 2006) destaca a importância da verificação dos parâmetros utilizados na análise totalmente automática, como por exemplo, distribuição do atrito lateral, carga de ponta, entre outros.

A análise crítica da equação (1) e observações listadas neste item permitem observar:

- O cálculo de MQWU é realizado através do erro relativo entre duas grandezas: a) medida, b) calculada;
- A grandeza calculada é ajustada através de diversas tentativas de forma a minimizar o erro em relação à grandeza medida;
- Se houver erros de coleta de sinais em campo (grandeza medida), o significado matemático da eq. (1) pode não fazer sentido (ver exemplos a seguir);
- Caso confirmada a má qualidade de sinal, mesmo que o MQWU apresente valor satisfatório, não há como garantir a qualidade da análise CAPWAP (ver exemplos a seguir);
- O valor do MQWU depende basicamente de dois fatores: a) característica do sinal coletado, onde sinais considerados “difíceis” naturalmente poderão apresentar maiores valores de MQWU; b) experiência de quem faz a análise;
- Análises CAPWAP totalmente automáticas (AT) são conservadoras, entretanto, devem ser utilizadas com cautela, principalmente por poder apresentar divergências em relação ao esperado pelo tipo de solo, por exemplo, distribuição do atrito lateral, carga de ponta, entre outros.

Diante do apresentado, o MQWU indica um significado matemático em relação à avaliação da qualidade da análise CAPWAP dada através da equação 1, podendo ou não ter um sentido físico, conforme será apresentado no item 3 deste artigo.

2.1 Analogia entre o CAPWAP e um desenhista profissional

Um desenhista profisional de alto nível pode replicar algo na forma de desenho com base em um dado de entrada, por exemplo, uma fotografia de uma pessoa. Caso seja entregue ao desenhista uma fotografia de péssima qualidade, por exemplo, desfocada, tremida e com a lente suja, este desenhista poderá replicar fielmente a fotografia na forma de um desenho, inclusive desenhando desfocado, tremido e indicando a sujeira da lente. Neste caso, o Match Quality do desenho é excelente, uma vez que o mesmo conseguiu replicar fielmente o que estava na fotografia.

Entretanto, a fotografia, por apresentar péssima qualidade, não representa fielmente a realidade, podendo inclusive apresentar nenhuma semelhança com a pessoa real que se tentou replicar. Neste caso, a culpa não é do desenhista, uma vez que o mesmo somente replicou aquilo que foi pedido. Possivelmente, este desenhista poderia ter feito um trabalho melhor caso fosse apresentada uma fotografia de qualidade superior. Neste caso, o desenho teria maiores chances de apresentar semelhanças com a pessoa real que se queira replicar na forma de desenho.

No CAPWAP a idéia é a mesma. Quando há má qualidade de sinal, o resultado da análise pode não representar fielmente a estaca ensaiada. De fato, tentar o ajuste dos dados de entrada do CAPWAP (grandeza calculada) com algo de qualidade duvidosa (grandeza medida) poderá apresentar divergências em relação ao comportamento real da estaca, tais como, carga mobilizada, tensões de compressão e tração. Em seguida serão apresentados dois casos de obra em que a má qualidade do sinal coletado mostrou um comportamento totalmente diferente da estaca, mesmo com análises indicando MQWU satisfatórios.

2.2 CASO DE OBRA 1: São João de Meriti, RJ

Trata-se de um caso de obra em estaca raiz, portanto maior grau de complexidade de execução do ECD segundo Klingmuller e Schallert (2019). Se observou uma deficiência na coleta do sinal de força. Um dos sensores estava com menor aperto dos parafusos, o que resultou em forte oscilação nos valores medidos de força. Maiores informações sobre este caso de obra podem ser encontrados em Murakami et. al. (2022). A figura 2a mostra o sinal coletado com má qualidade, enquanto que a figura 2b mostra o sinal coletado com boa qualidade. Ambas análises CAPWAP demonstraram valores satisfatórios de MQWU, entretanto, a análise com má qualidade de sinal indicou menor carga mobilizada além de expressar um falso dano na estaca.

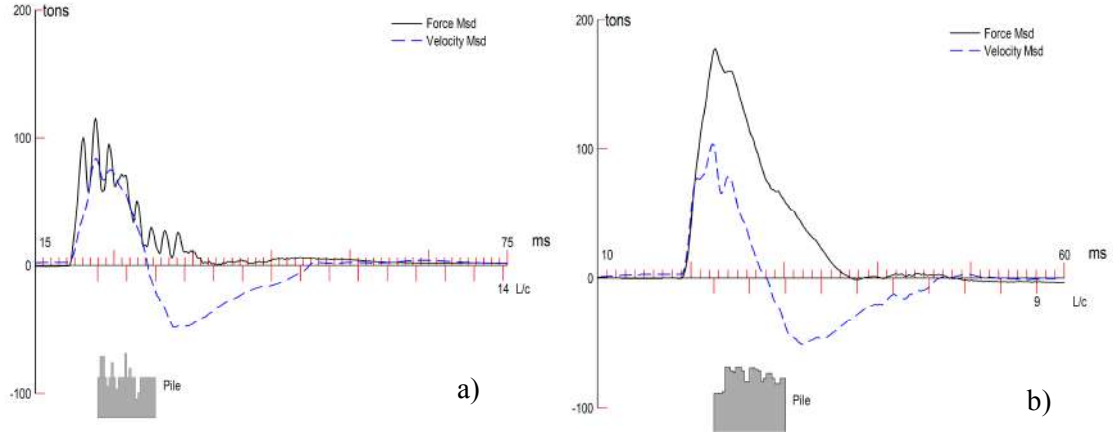


Figura 2. a) sinal de má qualidade, b) sinal de boa qualidade

A análise CAPWAP do sinal coletado da figura 2a obteve redução de impedância de até 55%, o que indicaria um dano severo na estaca (β = 45%). A carga mobilizada foi de 930 kN e o MQWU foi de 3,63. Já na análise CAPWAP da figura 2b, a mesma não indicou sinais de danos na estaca. A carga mobilizada foi de 1430 kN e o MQWU foi de 1,36. Nota-se que no sinal de má qualidade (figura 2a) o MQWU foi satisfatório, o que normalmente seria aceito, e com base nesta análise CAPWAP, seria feita a aprovação ou não da estaca. Entretanto, devido à má qualidade do sinal coletado, a mesma não indicou um bom significado físico, demonstrando divergências em relação à uma análise com sinal de boa qualidade (figura 2b). O conceito de significado físico será aprofundado adiante. Este caso de obra mostou claramente que o MQWU não é o único parâmetro a ser analisado, sendo fundamental a avaliação da qualidade do sinal coletado, conforme proposto por Murakami (2024). Além disso, Murakami e Cabette (2024) mostram um caso de obra em estacas pré moldadas em que a má qualidade do sinal coletado também indicou um falso dano na estaca. Entretanto, a causa da má qualidade do sinal foi um golpe excêntrico na estaca que causou uma flexo tração antes do período 2L/c.

2.3 CASO DE OBRA 2: Guarujá, SP

Trata-se de um caso de obra inusitado em estacas pré-moldadas de concreto (Murakami e Cabette, 2023), uma vez que normalmente a teoria da equação da onda mostra que o aumento da espessura de coxim deve reduzir as tensões de compressão e tração. Entretanto, neste caso de obra o efeito foi o oposto. A divergência do comportamento em relação ao esperado se deve à má qualidade do sinal coletado. Ao posicionar maior espessura de coxim no topo da estaca, o mesmo causou uma má coleta de sinal, indicando um falso sinal negativo de força, conforme indicado na figura 3a, enquanto que a figura 3b mostra o sinal de boa qualidade na mesma estaca, ambas com a mesma altura de queda de 40cm.

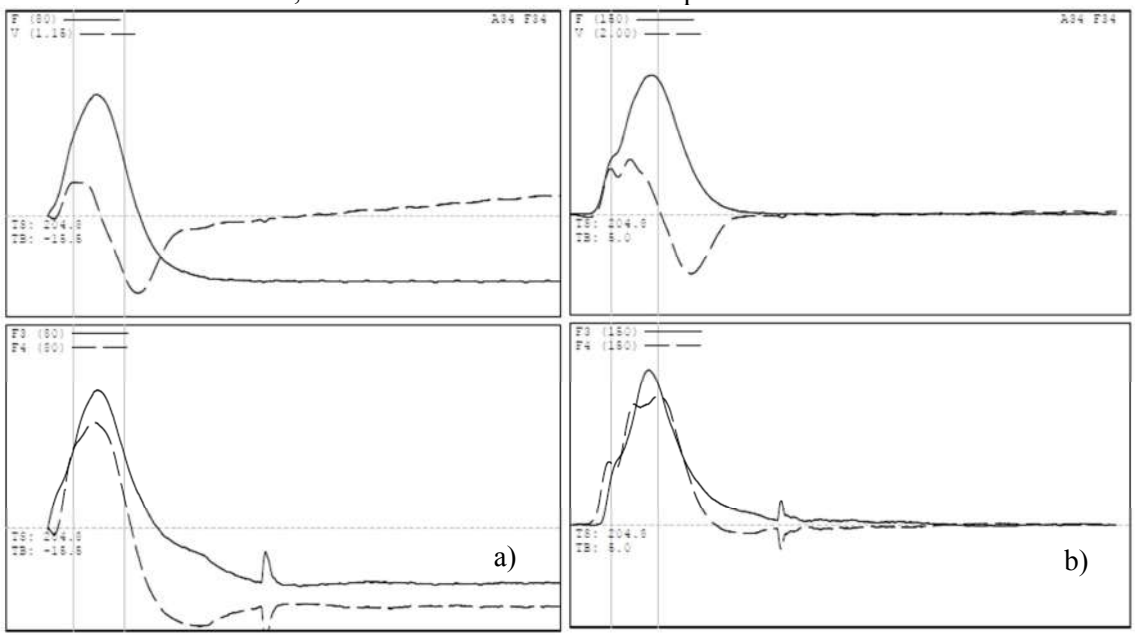


Figura 3. a) sinal de má qualidade, b) sinal de boa qualidade

A tabela 1 mostra a comparação dos resultados entre os sinais de má qualidade e boa qualidade. Neste caso de obra, tais parâmetros do sinal de má qualidade foram obtidos pelo Método Case através do JC obtido pela análise do sinal de boa qualidade. Notam-se que todos os parâmetros indicados nesta tabela foram totalmente divergentes. Apesar de não ter sido feita a análise CAPWAP no sinal de má qualidade, este caso de obra mostrou nitidamente que houve uma divergência dos resultados e uma possível análise CAPWAP no sinal de má qualidade, mesmo com valor aceitável de MQWU, não apresentaria um bom significado físico. Este conceito de significado físico será aprofundado adiante.

Tabela 1. Comparação entre os resultados de sinais de má qualidade de boa qualidade

Sinal	RMX (tons)	CSX (MPa)	CSI (MPa)	Nega (mm/golpe)	EMX (tons.m)	DMX (mm)	TSX (MPa)	FMX (tons)
Má qualidade	44	5.4	6.1	0	0.09	2	3.1	48
Boa qualidade	103	11.6	13.0	0	0.55	8	0.8	103

Onde: RMX = resistência estática mobilizada; CSX = tensão média de compressão; CSI = tensão máxima de compressão; nega = deformação permanente no golpe; EMX = energia aplicada na estaca; DMX = deslocamento dinâmico máximo; TSX = tensão máxima de tração; FMX = força máxima medida nos sensores.

3 SIGNIFICADO FÍSICO

Murakami (2015) propôs o conceito de Match Quality de Recalques (MQR) através de uma equação semelhante ao MQWU. Esta equação permite avaliar a qualidade da curva simulada do CAPWAP quando há disponível uma PCE para comparação.

$$MQ_R = \sum_{0}^{n}(|Y_{ci} - Y_{cwi}| + |Y_{ci+1} - Y_{cwi+1}|) \times (P_{i+1} - P_i)/(2 \times Ycmax) \quad (2)$$

Onde: Yci = recalque da prova de carga estática; Ycwi = recalque do CAPWAP; Pi = carga associada ao recalque Y; n = número de pontos da prova de carga; Ycmax = recalque máximo da prova de carga estática; MQR = "match quality de recalques".

Posteriormente, Murakami (2019) aprofundou este conceito através de uma solução gráfica plotando-se no eixo X o recalque da PCE e no eixo Y o recalque da curva simulada do CAPWAP para cada estágio da PCE, formando uma série de pontos cuja regressão linear é do tipo:

$$Y = \alpha X \quad (3)$$

Murakami e Massad (2023) destacam as vantagens do uso do conceito de MQR: a) permite comparar o CAPWAP com a PCE independentemente da necesidade de um deslocamento mínimo da ponta da estaca; b) permite comparar todos os pontos da PCE e não apenas um par de pontos dado pelo Método de Davisson ou Davisson Modificado por Murakami (2015); c) o procedimento tradicional de comparação da PCE e CAPWAP não fornece informações sobre o recalque na carga de trabalho.

Convém destacar também que, apesar da simplicidade da solução gráfica do MQR (Murakami, 2019) em relação à equação matemática (Murakami, 2015), a primeira fornece uma informação adicional: é possível verificar se os recalques do CAPWAP estão maiores ou menores do que os recalques da PCE através da avaliação do valor de α.

Quando o valor de α e R^2 do MQR apresentam valores próximos da unidade, há uma indicação de que a curva simulada do CAPWAP está muito próximo da curva da PCE, mostrando bom significado físico. Por outro lado, quando o valor de α é inferior a 1, há uma indicação que em média os recalques da PCE foram maiores que o CAPWAP, enquanto que valores de α maiores que 1 indicariam que os recalques do CAPWAP estariam maiores que o da PCE. Em diversos casos de obra se observou que a melhoria do MQWU era obtida quando também havia um aprimoramento do MQR, ou seja, um aperfeiçoamento do significado matemático medido pelo MQWU era acompanhando por um refinamento do significado físico medido pelo MQR, conforme será mostrado adiante.

3.1 DIVERSOS CASO DE OBRA

A tabela 2 indica diversos casos de obra estudados por Murakami em que o conceito de MQR permitiu melhorar também o MQWU, ou seja, um aperfeiçoamento do significado físico (MQR) foi acompanhado pelo refinamento do significado matemático (MQWU).

Tabela 2.Diferentes casos de obras estudados por Murakami

Obra	Tipo de estaca	Diametro (m)	Comprimento (m)	Carga ECD (kN)	Carga PCE (kN)	α	R^2	Autores
Osasco, SP	Pré moldada	0,38	13,80	1990	1905	1,13	0,97	Murakami et al (2014, 2016)
Jacarei, SP	Pré moldada	0,20	15,35	825	835	1,20	0,96	Murakami (2015)
Rio Claro, SP	Pré moldada	0,50	16,15	3025	2650	0,98	0,99	Murakami et al (2016)
Itapoá, SC	Metálica Tubada	1,00	40,00	7880	7290	0,97	0,99	Murakami et al (2018)
Atibaia, SP	Hélice	0,30	16,00	1255	1280	1,46	0,99	Murakami et al (2019)
Barueri, SP	Franki	0,60	18,00	3470	3827	1,00	0,99	Murakami et al (2020)

Observa-se que inicialmente o conceito de MQR foi aplicado com sucesso em estacas pré-moldadas de concreto (Murakami et. al., 2014, 2015, 2016). Entretanto, verificou-se que este conceito também se aplica em outros tipos de estacas, tais como, metálicas, hélice e Franki (Murakami et. al., 2018, 2019, 2020).

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Murakami (2015) introduziu os conceitos de significado matemático e significado físico no ensaio de carregamento dinâmico. Inicialmente, o significado matemático da análise CAPWAP era medido através do Match Quality da Curva Wave Up (MQWU), enquanto que o significado físico era medido pelo Match Quality de Recalques (MQR).

Neste artigo tais conceitos foram aprofundados, mostrando com mais detalhes o significado do cálculo do Match Quality tradicional (MQWU). Mostrou-se que o MQWU depende fortemente da qualidade do sinal coletado, uma vez que a equação 1 mostra nitidamente que a grandeza calculada deve se igualar com a grandeza medida para que o valor de MQWU seja o menor possível. Quando há erros de coleta de sinais, o valor do MQWU pode não apresentar significado físico, podendo inclusive apresentar divergências em relação à um sinal bem coletado, conforme exemplos de casos de obras apresentados neste artigo.

Mostrou-se também que o valor do MQWU depende basicamente de dois fatores: a) hierarquia de complexidade de execução do ECD (Klingmuller e Schallert, 2019); b) experiência de quem faz a análise CAPWAP (Fellenius, 1988; Murakami, 2015, 2019; Verbeek, 2019; Pile Dynamics, Inc., 2024).

Há uma semelhança entre o CAPWAP e um desenhista profissional de alto nível. Ambos permitem replicar o dado de entrada, entretanto, caso este dado de entrada seja de má qualidade o resultado final poderá ser divergente do esperado. No caso do CAPWAP, a carga mobilizada e tensões no material da estaca podem ser diferentes quando comparados com um sinal de boa qualidade. No caso do desenhista, o desenho da pessoa que se tentou replicar pode não apresentar semelhanças com a pessoa real.

O conceito de MQR surgiu inicialmente através de uma equação (Murakami, 2015) e a mesma foi aprimorada através de uma solução gráfica (Murakami, 2019). Convém destacar também que, apesar da simplicidade da solução gráfica do MQR (Murakami, 2019) em relação à equação matemática (Murakami, 2015), a solução gráfica fornece uma informação adicional: é possível verificar se os recalques do CAPWAP estão maiores ou menores do que os recalques da PCE através da avaliação do valor de α.

Quando o valor de α e R^2 do MQR apresentam valores próximos da unidade, há uma indicação de que a curva simulada do CAPWAP está muito próxima da curva da PCE, mostrando bom significado físico. Por outro lado, quando o valor de α é inferior a 1, há uma indicação que em média os recalques da PCE foram maiores que o CAPWAP, enquanto que valores de α maiores que 1 indicariam que os recalques do CAPWAP estariam maiores que o da PCE.

Em diversos casos de obra se observou que a melhoria do MQWU era obtida quando também havia um aprimoramento do MQR, ou seja, um aperfeiçoamento do significado matemático medido pelo MQWU era acompanhando por um refinamento do significado físico medido pelo MQR.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2007) NBR 13208. Estacas Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro.

Fellenius, B. H. (1988) “Variation of CAPWAP results as a function of the operator”; Proceedings of the Third international conference on the application of stress- Theory to Piles, Otawwa, pp.814-825.

Klingmuller, O., Schallert, M. (2019) Dynamic Pile Load Test of Cast-in-Place Concrete Piles—German Practice and Codes. 10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations, San Diego, California, USA

Likins, G., Rausche, F., (2008). What Constitutes a Good PDA Test? Proceedings of the Eighth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Lisbon, Portugal, pp 403-407.

Likins, G. E., Rausche, F., Thendean, G., Svinkin, M. (1996) CAPWAP correlation studies. Proceedings of the fifth International Conference on the application of stress theory to piles, Orlando, Florida, pp. 447-464.

Murakami, D. K., Massad, F. (2014) "Determinação do quake do fuste de estacas pré-moldadas através de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico", XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia.

Murakami, D. K. (2015) Novo procedimento para a realização de análise capwap no ensaio de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas. Dissertação de mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

Murakami, D. K.; Cabette, J. F.; Rodriguez, T. G.; Miranda Junior, G., (2016) Correlação Entre Prova De Carga Estática E Ensaio De Carregamento Dinâmico Em Estaca Pré-Moldada De Diâmetro 50cm. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte.

Murakami, D. K., Massad, F. (2016) "Determinação do quake do fuste de estacas pré-moldadas através de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico", Geotecnia, Nº 137, pp 79-98.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Silva, A., (2018) Correlação entre prova de carga estática cíclica e ensaio dinâmico em estaca tubada metálica de 1,0m de diâmetro. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano, Salvador.

Murakami, D. K. (2019) "A New Concept of Match Quality of Settlements for Signal Matching Analysis on the Dynamic Pile Test", 10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations, San Diego, California, USA

Murakami, D. K., Corgnier, F., Silva, A., Cury Filho, D., Paschoalin Filho, J. A., (2019) Correlation between static and dynamic load test in continuous flight auger piles through the concept of match quality of settlements. 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Silva, A., Cury Filho, D., (2020) On the Use of the Concept of Match Quality of Settlements to Correlate Static and Dynamic Load Test in Franki piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Godinho, H., Saito, E. (2022) Pile Damage Evaluation Through Low Strain Integrity Test and High Strain Dynamic Pile Test in Root Piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Murakami, D. K., Cabette, J. F. (2023) The Effect of the Pile Cushion on the Data Quality in the Dynamic Load Test. 10º Seminário de Fundações e Engenharia Geotécnica. São Paulo, SP.

Murakami, D. K., Massad, F. (2023) The Advantage of The Use of The Concept of Match Quality of Settlements in The Dynamic Load Test. 10º Seminário de Fundações e Engenharia Geotécnica. São Paulo, SP.

Murakami, D. K. (2024) Como Avaliar A Qualidade Do Ensaio De Carregamento Dinamico. XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Balneário Camburiú, SC. (artigo submetido).

Murakami, D. K., Cabette, J. F. (2024) The Effect Of An Accentric Blow In The High Strain Dynamic Pile Test. XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Balneário Camburiú, SC. (artigo submetido).

Pile Dynamics, Inc. (2006) CAPWAP manual, Cleveland, Ohio.

Pile Dynamics, Inc. (2009). PDA-W Manual. Cleveland, Ohio.

Pile Dynamics, Inc. (2024). WHAT VALUE "MATCH QUALITY" IS RECOMMENDED IN CAPWAP?. Cleveland, Ohio. Disponível em: https://www.pile.com/resources/faqs/faq-value-match-quality-recommended-capwap/ (acesso em 17/03/2024)

Verbeek, G. (2019) "The Subjective Aspect of Dynamic Load Testing", 10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations, San Diego.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/259

A importância de apresentar ao menos duas soluções técnicas de fundações para livre escolha do proprietário

Jean Felix Cabette
Eng. Civil M.Sc., Benaton Specialist, São Paulo, Brasil, jeancabette@benaton.com.br

Daniel Kina Murakami
Eng. Civil M.Sc., Benaton Specialist, São Paulo, Brasil, daniel.murakami@benaton.com.br

RESUMO: Este artigo compara a sustentabilidade de duas soluções para fundações profundas mais utilizados no território nacional em uma obra no bairro Itaim Paulista, São Paulo - SP. A solução com estacas Hélice Contínua foi idealizada considerando 4 estacas por pilar com diâmetro de 700 mm (carga de até 1.500 kN por estaca) e comprimento médio de 32 m, totalizando 8.960 metros lineares e um consumo estimado de 3.400 m³ de concreto (sem sobreconsumo) ou 4.400 m³ (com sobreconsumo de 1.000 m³). Já a solução com estacas pré-moldadas de concreto considerou 6 estacas por pilar com diâmetro de 380 mm (vazadas com parede de 90 mm), carga de até 1.000 kN por estaca, comprimento médio de 28 m, totalizando 11.760 metros lineares e um consumo estimado de 950 m³ de concreto. A comparação demonstra que a utilização de estacas pré-moldadas de concreto apresenta uma redução de aproximadamente 78% no consumo de concreto (3.450 m³) em relação à solução com estacas hélice contínua, tornando-se a alternativa mais sustentável e auxiliando o proprietário na escolha da solução ideal para a obra.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas Pré-moldadas, Estacas Hélice Continua, Métodos semi empíricos, ensaios de carregamento dinâmicos (ECD), sustentabilidade

ABSTRACT: This paper compares the sustainability of two deep foundation solutions widely used in Brazil for a project site in the Itaim Paulista neighborhood of São Paulo, SP. The Continuous Flight Auger (CFA) pile solution was designed considering 4 piles per column with a diameter of 700 mm (design load up to 1,500 kN per pile) and an average length of 32 m. The total pile length was 8,960 meters and an estimated concrete overbreak was 3,400 m³ (excluding overbreak) or 4,400 m³ (including 1,000 m³ overbreak). The precast concrete pile solution considered 6 piles per column with a diameter of 380 mm (hollow with a 90 mm wall), a design load of up to 1,000 kN per pile and an average length of 28 m. The total pile length was 11,760 meters and an estimated concrete overbreak was 950 m³. The comparison shows that using precast concrete piles results in a reduction of approximately 78% in concrete consumption (3,450 m³) compared to the CFA pile solution, making it the more sustainable alternative and aiding the owner in choosing the ideal solution for the project.

KEYWORDS: Precast Piles, Continuous Flight Auger Piles, Semi-empirical methods, dynamic loading tests (DLT), sustainability

1 INTRODUÇÃO

Segundo o instituto de pesquisa britânico Chatham House (Rodgers, 2018) , o cimento é fonte de aproximadamente 8% das emissões mundiais de CO2. Se sua indústria fosse um país, seria o terceiro maior emissor desse gás, no mundo, atrás apenas de China e Estados Unidos.

A emissão de CO2 varia de país para país e depende da tecnologia/matéria-prima empregada na produção. O Brasil tem hoje um fator de emissão de aproximadamente 610 kg CO2/ton cimento; a Espanha, 698 kg CO2/ton cimento; a Inglaterra, 839 kg CO2/ton cimento; e a China, 848 kg CO2/ton cimento. (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2024).

Nesse contexto a racionalização de projetos de fundações, atua diretamente na redução de emissões de CO2, tornando mais sustentável as fundações que serão executadas;

2 OBJETIVOS

Este artigo tem como objetivo apresentar uma comparação de duas soluções técnicas em fundações profundas, facilitando a análise do proprietário da obra para escolha de forma independente e isenta. Será apresentada essa comparação em um caso de obra localizado no Itaim Paulista, SP.

3 METODOLOGIA

Na fase conceitual de projeto, foram estimadas as cargas dos dois tipos de estacas com base nos métodos semi-empiricos já consagrados na literatura nacional. Posteriormente, após a aprovação do projeto em estacas pré-moldadas, foi realizado o monitoramento "cravabilidade" com o equipamento PDA (Pile Driving Analyzer) para definição dos critérios de cravação para que a estaca atingisse a profundidade de projeto, de forma a minimizar as quebras de estacas (Murakami e Cabette, 2022, 2023a, 2023b), com a utilização do "Protocolo Benaton" (Cabette e Murakami 2023).

4 COMPARAÇÃO DE SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES

Há de se destacar alguns pontos relevantes entre as soluções com estacas Hélice Continua e estacas Pré-moldadas, com destaque para o subsolo onde serão empregadas para avaliar qual solução se encaixa melhor, posteriormente a questão de racionalização de concreto e certificação técnica através de ensaios para comprovação de desempenho das fundações;

4.1 Hélice Continua

Em relação às estacas hélice contínua convém destacar os seguintes aspectos na etapa de concepção e aprovação do projeto de fundações:

- ✓ Mobilização/desmobilização de Perfuratriz;
- ✓ Execução da perfuração;
- ✓ Diária da Equipe de Perfuração;
- ✓ Fornecimento de óleo diesel;
- ✓ Fornecimento de concreto e bomba;
- ✓ Sobre consumo de concreto (cerca de 30%);
- ✓ Moldagem de corpos de prova para envio ao laboratório de concreto;
- ✓ Fornecimento de armadura (aço cortado, dobrado, montado);
- ✓ Bota-fora de solo (adicional referente ao fator de empolamento de 20%);
- ✓ Retro escavadeira à disposição;
- ✓ Ajudantes à disposição (colocação de armadura e auxílio)
- ✓ Arrasamento de estacas;
- ✓ Bota fora de concreto arrasado;
- ✓ Mobilização de bate-estaca para ensaio de carregamento dinâmico (PDA);
- ✓ Ensaios de carregamento dinâmico (ECD) com análise CAPWAP (bate-estacas ou martelo precisa ser contratado), a execução do ensaio não pode ser realizada no final da execução, se faz necessário aguardar tempo de cura da estaca e bloco para realização do ensaio, na grande maioria dos casos o ensaio é executado após o equipamento de perfuração da Hélice ter sido desmobilizado da obra, o que impede melhorias no projeto ou execução de reforços no caso das sondagens não refletirem a realidade;
- ✓ Execução de prolongamento nas estacas para realização de ensaio dinâmico (fck > 35Mpa);
- ✓ Prova de Carga Estática obrigatório acima de 200 estacas;

4.2 Pré-Moldada de Concreto

Em relação às estacas pré-moldadas de concreto convém destacar os seguintes aspectos na etapa de concepção e aprovação do projeto de fundações:

- ✓ Mobilização/desmobilização de bate-estaca;
- ✓ Fornecimento de estacas pré-moldadas;
- ✓ Cravação de estacas pré-moldadas;
- ✓ Diária da Equipe de Cravação;
- ✓ Emendas soldadas (variável conforme comprimento cravado, considerar acima de 10 metros pelo menos uma emenda);
- ✓ Sobra de estacas pré-moldadas (variável de acordo com cada sondagem, em valores gerais estima-se de 5% a 10%);
- ✓ Bota-fora de estacas (fator adicional de vazios 30%);
- ✓ Quebra de estacas (usual 3% a 5%);
- ✓ Arrasamento de estacas;
- ✓ Ensaios de carregamento dinâmico (ECD com análise CAPWAP (bate-estacas já está na obra) e pode ser realizado a qualquer momento inclusive durante a cravação (Cravabilidade), permitindo inclusive alterar o processo de cravação da estaca, essa praticidade permite maior agilidade na solução tanto para melhoria do projeto quando para execução de reforços no caso das sondagens não refletirem a realidade, pois o equipamento de execução das estacas ainda esta na obra;
- ✓ Prova de Carga Estática obrigatório acima de 200 estacas;

Além disso, a estaca pré-moldada possui melhor qualidade do material (concreto é vibrado e há a possibilidade de inspeção visual em todas as peças a serem cravadas), enquanto que na estaca hélice o concreto não é vibrado, pode ter contaminação do concreto com solo durante a execução (danos na estaca que podem ser detectados por ensaios de integridade (PIT) e/ou ensaios dinâmicos (ECD)).

5 CASO DE OBRA

5.1 Descrição da obra

A obra em questão era composta por 70 pilares com esforços a compressão de até 6.000kN por pilar. O subsolo local era composto uma camada de argila mole até cerca de 12 metros de profundidade, seguido por uma camada de solo arenoso com Nspt crescente com a profundidade até cerca de 32 metros de profundidade.

Na fase de projeto foram realizados dois estudos técnicos:

- ✓ Hélice contínua – 4 estacas por pilar com estacas de 700 mm de diâmetro para 1.500 kN;
- ✓ Pré-moldada – 6 estacas por pilar com estacas circulares vazadas de 380 mm de diâmetro para 1.000 kN;

Estes estudos tiveram como parâmetros os métodos semi-empíricos Decourt e Quaresma (1982) e o método proposto por Aoki e Velloso (1975), que utilizam resultados de sondagens a percussão de simples reconhecimento.

5.2 Estimativas Decourt & Quaresma (1982) e Aoki & Velloso (1985)

A tabela 1 indica a previsão de capacidade de carga da estaca hélice contínua com seção de 700 mm. Para o cálculo dos comprimentos foi considerado apenas a parcela de atrito lateral das estacas, conforme a NBR 6122, obtendo comprimento médio de 32 m:

Tabela 1. Estimativa da capacidade de carga através de métodos semi-empíricos para estaca hélice

Estimativa da Capacidade de Carga das estacas a compressão (kN)					Comprimento Estimado por sondagem (metros)
Sondagem	Decourt & Quaresma (1982)		Aoki e Velloso (1975)		
	Ruptura (kN)	Admissível (kN)	Ruptura (kN)	Admissível (kN)	
SP-01	3079	1539	2339	1170	32
SP-02	3042	1521	2353	1176	32
SP-03	3137	1569	2361	1181	32
SP-04	3203	1602	2574	1287	32

A tabela 2 indica a previsão de capacidade de carga da estaca pré-moldada com seção circular vazada de 380mm de diâmetro. Com base nos cálculos, os comprimentos médios foram de 28 m:

Tabela 2. Estimativa da capacidade de carga através de métodos semi-empíricos para estaca pré-moldada

Estimativa da Capacidade de Carga das estacas a compressão (kN)					Comprimento Estimado por sondagem (metros)
Sondagem	Decourt & Quaresma (1982)		Aoki e Velloso (1975)		
	Ruptura (kN)	Admissível (kN)	Ruptura (kN)	Admissível (kN)	
SP-01	2292	1146	2407	1204	28
SP-02	2150	1075	2408	1204	28
SP-03	2038	1019	2139	1069	28
SP-04	2099	1049	2315	1158	27

Com base na previsão de capacidade de carga realizada através dos métodos semiempíricos Décourt & Quaresma (1982) e Aoki & Velloso (1985), foi observado que os valores obtidos através desses métodos atenderia a solicitação de projeto de 1.000kN para os dois tipos de fundações. Entretanto, a solução em estacas hélice apresentariam comprimentos maiores e maior consumo de concreto. O proprietário da obra acabou optando pela solução em estacas pré-moldadas de concreto.

5.3 Solução em estacas pré-moldadas

Após definida a solução em estacas pré-moldadas foi adotado o "Protocolo Benaton" (Cabette e Murakami, 2023) com a realização de ensaios dinâmicos (ECD) para definição dos critérios de cravação de forma rápida e ágil no início da obra e posteriormente realizado controle e segurança das fundações, conforme observa-se nas figuras de 1 a 4.

Observou-se cargas mobilizadas variando de 2.072kN até 2.450kN nos ensaios dinâmicos (ECD) (NBR 13208) realizados na obra, os quais atendem as premissas da ABNT NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações com fator de segurança global superior a 2,0, assim como a confirmação da previsão da capacidade de carga adotada na fase de projeto, com resultado final mais sustentável.

A seguir serão apresentados os resultados obtidos na obra através da solução em estacas pré-moldadas de concreto. De acordo com o gráfico da figura 1, é possível verificar a variação estatística dos comprimentos cravados executados na obra.

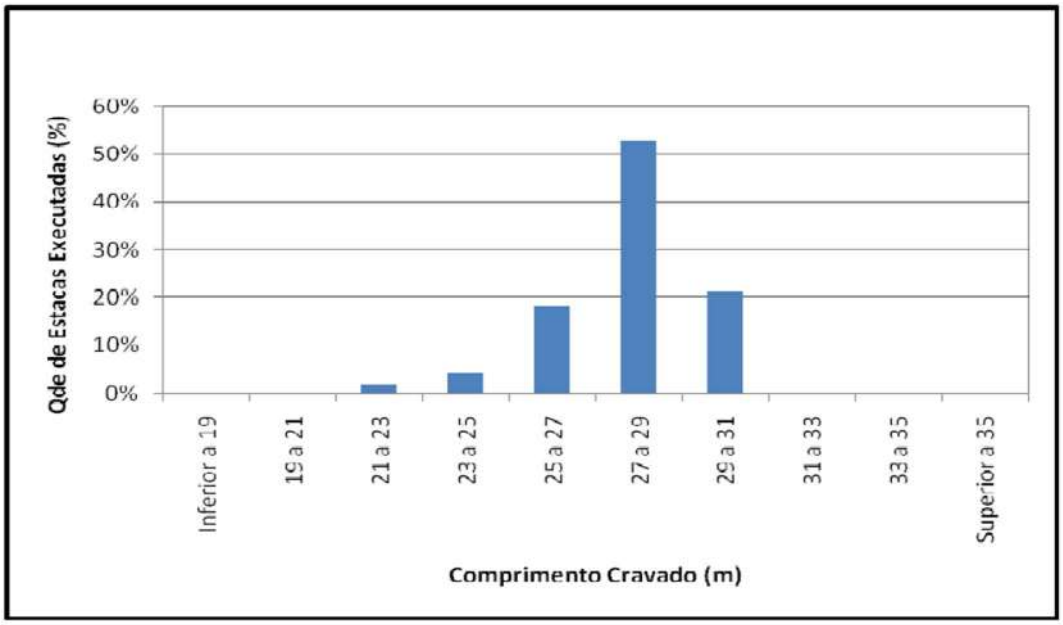


Figura 1. Variação estatística dos comprimentos cravados na obra

No gráfico da figura 2, pode-se observar a variação estatística das negas p/ 10 golpes obtidas na obra.

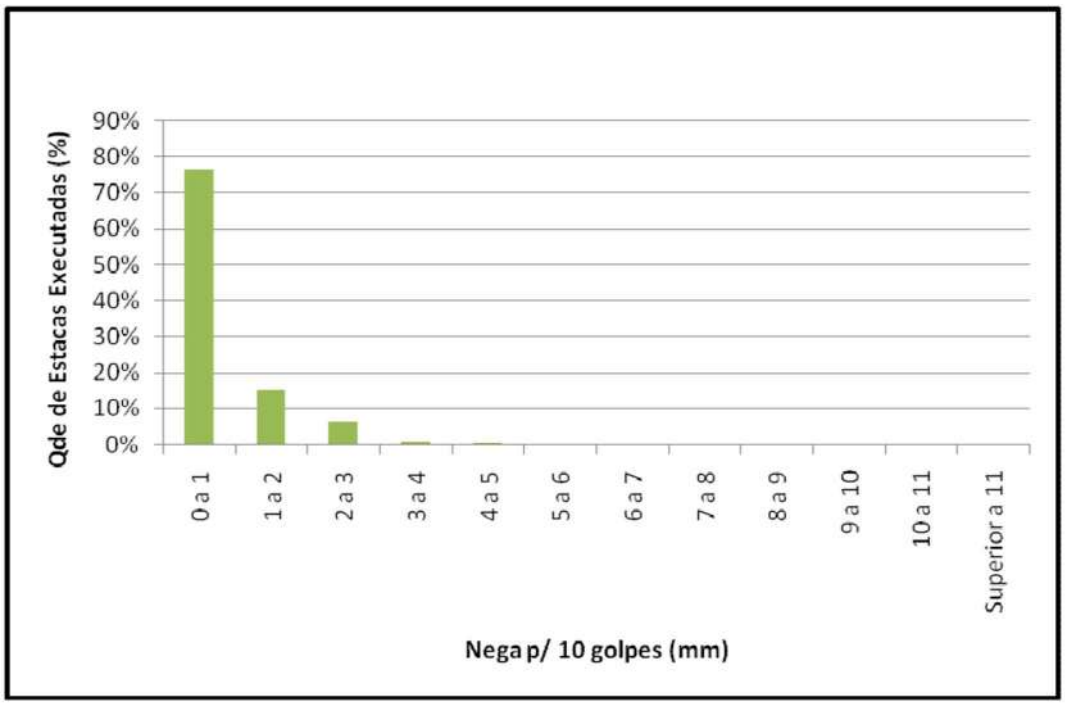


Figura 2. Variação estatística das nega p/ 10 golpes obtidas na obra.

Com auxílio do gráfico da Figura 3, é possível verificar a variação estatística dos repiques obtidos na obra.

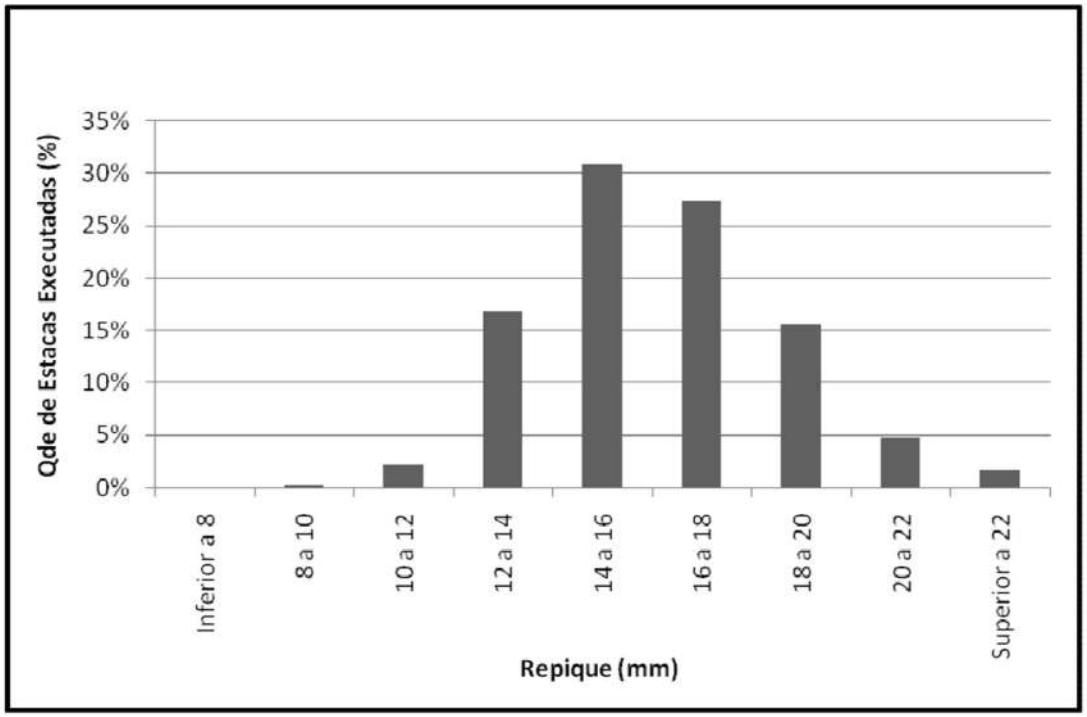


Figura 3. Variação estatística dos repiques obtidos na obra.

Com auxílio do gráfico da Figura 4, é possível verificar as cargas mobilizadas nos ensaios dinâmicos (ECD) executados na obra de acordo com o comprimento cravado de cada estaca ensaiada. Notam-se que os ensaios indicaram fator de segurança maior que 2, conforme preve a NBR 6122.

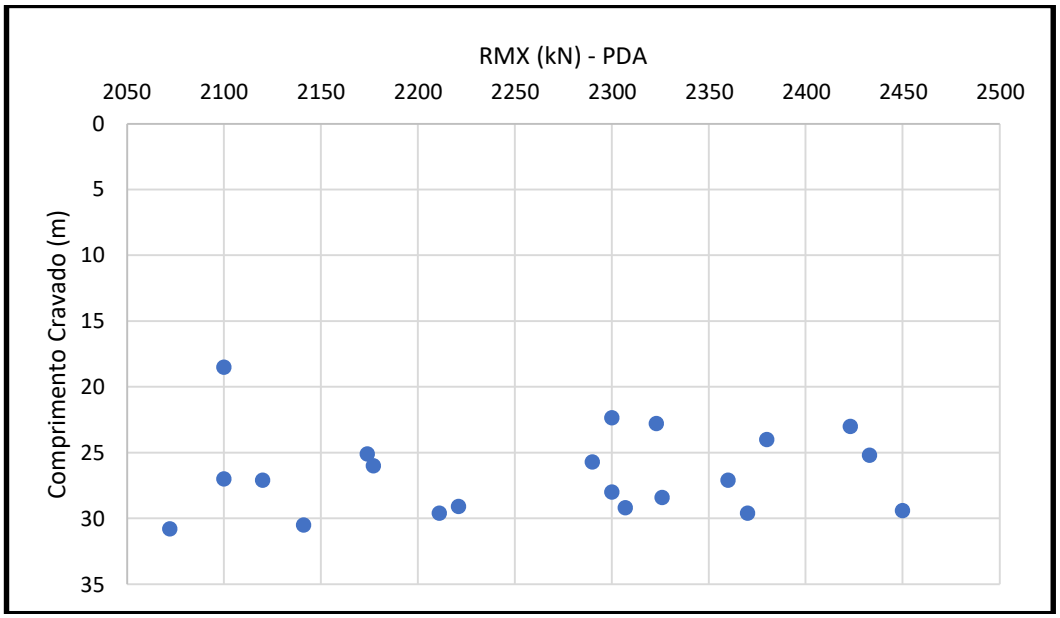


Figura 4. Ensaios dinâmicos em função do comprimento cravado.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Devido à apresentação de pelo menos duas soluções em fundações profundas ao proprietário devidamente amparado por equipe técnica qualificada, o mesmo escolheu a solução em estacas pré-moldadas de concreto, dessa forma foi possível proporcionar uma redução sustentável de 3.450m³ de concreto (78%) de

forma segura. Um dos pontos principais quanto a decisão da escolha do tipo de fundação foi devido a praticidade da estaca pré-moldada quanto a execução dos ensaios para avaliação das cargas mobilizadas se atendiam o projeto em plenitude.

Neste caso de obra, a cicratização do solo (efeito set up) ocorria de forma rápida, sendo que após aproximadamente 40 minutos do término da cravação já eram observadas cargas mobilizadas com fator de segurança superior à 2;

Fazendo a consideração de que cada metro cúbico de concreto consome cerca de 400kg de cimento no caso das estacas Hélice Continua, e que cada tonelada de cimento produzida emite cerca de 610kg de CO2, tem-se uma redução no teor de emissão de CO2 em cerca de 842 toneladas de CO2;

A segurança e a uniformidade do estaqueamento foram asseguradas pelo rigoroso controle da cravação, utilizando o "Protocolo Benaton" (Cabette e Murakami, 2023). A medição da nega e do repique elástico permitiu a aplicação consistente do critério de paralisação das estacas, atendendo às premissas da norma de fundações (NBR 6122).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Benaton Specialist pela autorização dos dados necessários para a elaboração deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AOKI, N. e VELLOSO, D. A.; An Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles.; Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, vol. 1, 1975.

Aoki, N.; A new dynamic load test concept.; Drivability of piles (1): 1-4, Proc. Discussion Session 14, Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng. (12), Rio de Janeiro, 1989

Aoki, N.; Determination of Pile Capacity of Driven Piles on the Dynamic Increasing Energy Test," D.Sc. thesis, University of São Paulo at São Carlos School of Engineering, São Carlos, Brazil, 1997(in Portuguese)

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 13208; Estacas Ensaio de carregamento dinâmico, Rio de Janeiro, 2007.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 6122; Projeto e Execução de Fundações, Rio de Janeiro, 2022.

Cabette, J. F., Murakami, D. K. (2023) Estacas Pré Moldadas de concreto cravadas em São Vicente: Procedimentos executivos e desafios superados. 10º Seminário de Fundações Especiais e Engenharia Geotécnica. São Paulo, SP.

DÉCOURT, L. e QUARESMA, A. R. Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT. Anais do 6° COBRAMSEF, Rio de Janeiro, vol.1, p. 45-53, 1978.

DÉCOURT, L. e QUARESMA, A. R., Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga de uma estaca. Revista Construção São Paulo, n1800, Agosto, 1982, Separata.

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, (2024) Cimento – Produção mundial pode dobrar sem aumentar CO2. São Paulo, SP. Disponível em: https://www.poli.usp.br/noticias/1527-cimento-producao-mundial-pode-dobrar-sem-aumentar-co2.html#:~:text=A%20emiss%C3%A3o%20de%20CO2%20varia%20de%20pa%C3%ADs%20para%20pa%C3%ADs,kg%20CO2%2Fton%20cimento. (acesso em 11/04/2024)

Murakami, D. K., Cabette, J. F. (2022) Pile Installation Difficulties in Soils with Large Toe Quakes. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas, SP.

Murakami, D. K., Cabette, J. F. (2023a) The Benefits of Pile Driving Monitoring for Precast Concrete Piles. 10º Seminário de Fundações Especiais e Engenharia Geotécnica. São Paulo, SP.

Murakami, D. K., Cabette, J. F. (2023b) O Benefício do PDA na Redução de Custos em Obras de Pequeno Porte. 10º Seminário de Fundações Especiais e Engenharia Geotécnica. São Paulo, SP.

Rodgers, Lucy (2018) Aquecimento global: a gigantesca fonte de CO2 que está por toda parte, mas você talvez não saiba. BBC News Brasil. Disponível em: https://www.bbc.com/portuguese/geral-46591753 (acesso em 11/04/2024)

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/260

A Importância e o Impacto do Monitoramento das Estacas Tipo Hélice Contínua em seu Desempenho

Carlos Medeiros Silva
Engenheiro, Diretor, Embre Engenharia, Brasília, Brasil, carlos@embre.com.br

José Camapum de Carvalho
Professor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, camapumdecarvalho@gmail.com

Carlos Petrônio Leite da Silva
Professor, Instituto Federal de Brasília – Campus Samambaia, Brasília, Brasil, carlos.silva@ifb.edu.br

Rafael Cortopassi Sales Dias
Engenheiro, Embre Engenharia, Brasília, Brasil, rafael@embre.com.br

RESUMO: As análises dos dados obtidos por meio do monitoramento e a correção de procedimentos durante a execução das estacas tipo hélice contínua muitas vezes são relegadas a um segundo plano ou simplesmente ignoradas. Nesse contexto, o entendimento do processo de execução e a adoção da inovadora técnica do controle da escavação, baseada na energia demandada durante a instalação das estacas, mitigará risco e elevará a qualidade das estacas tipo hélice contínua, em termos de desempenho quanto à capacidade de carga e quanto à deformabilidade. O controle de qualidade na execução das estacas tipo hélice contínua exige ferramentas que identifiquem ou não a necessidade de intervenção durante a execução, buscando-se garantias de que as premissas de projetos, em termos de capacidade de carga e deformabilidade, sejam atendidas durante a perfuração e concretagem das estacas. Por exemplo, que se estime no projeto e se garanta na execução da estaca, entre as várias possibilidades, uma superfície resistente para as cotas de assentamento baseada na energia demandada durante a instalação da estaca. E que essa superfície atenda aos requisitos técnicos de projeto quanto à capacidade de carga e deformabilidade. Diante do exposto é apresentado no artigo um caso de obra e modelos tridimensionais de subsuperfície do NSPT, da capacidade de carga e da energia demandada durante a execução do estaqueamento, todos tratados por meio da geoestatística . A partir da análise dos modelos apresentados, a metodologia é facilmente entendida, pois evidencia que as incertezas oriundas da variabilidade geotécnica geológica podem ser mitigadas com a aplicação da metodologia proposta.

PALAVRAS-CHAVE: Hélice contínua, Energia, Capacidade de Carga, Risco, Desempenho, Modelo 3D.

ABSTRACT: The analysis of the data obtained through the monitoring and correction of procedures during the execution of continuous flayer auger is often relegated to the background or simply ignored. In this context, the understanding of the execution process and the adoption of an innovative excavation control technique, based on the energy demanded during the installation of the piles, it will mitigate risk and raise the quality of continuous flayer auger piles, in terms of performance in terms of load capacity and/or deformability. Quality control in the execution of continuous flayer auger piles requires tools that identify or not the need for intervention during execution, seeking guarantees that the design assumptions, in terms of load capacity and deformability, are met during execution. For example, that the design and control of the pile consist of, among the various possibilities, a resistant surface for the pile laying heights, which is based on the energy demanded during the installation of the pile and meets the technical design requirements regarding load capacity and deformability. The article presents a case of construction work and three-dimensional and subsurface models geostatistically treated of NSPT, load capacity and energy demanded during the execution of piling. These models present the methodology and show that the uncertainties arising from geotechnical variability can be mitigated with the application of the proposed methodology.

KEYWORDS: Continuous Flayer Auger piles, Energy, Load Capacity, Risk, Performance, 3D Model.

1. Introdução

As análises de segurança na engenharia de fundações são realizadas em nível de projeto e são determinísticas, ou seja, teoricamente existe a certeza dos parâmetros envolvidos no dimensionamento e se aceita como exata a metodologia de cálculo adotada. Entretanto, a grande fonte de variabilidade na engenharia de fundação é a formação geológico-geotécnica, sendo o desempenho do sistema solo-fundação fortemente influenciado pela variabilidade estratigráfica ao longo do perfil e no maciço como um todo. Somam-se a estas incertezas, dúvidas quando ao resultado da execução tais como a qualidade do processo executivo, integridade do elemento estrutural e qualidade da interação entre este e o solo, Silva (2011).

Na Engenharia de Fundações, vem-se procurando técnicas que garantam a avaliação e bom desempenho das fundações, em relação à resistência e/ou à deformabilidade. Entretanto, a capacidade de suporte é avaliada isoladamente apenas na fase de projeto, geralmente, sem análises de deformabilidade. Sendo o controle e a garantia das premissas de projetos, durante a execução, relegados a um segundo plano ou simplesmente ignorados. Adotar rotinas calçadas em conceitos físicos e probabilísticos, durante a execução de um estaqueamento, é uma forma segura, eficaz e científica de oferecer maior confiabilidade aos resultados esperados, sendo este o desafio que aqui se coloca, Silva (2011).

Em termos mais abrangentes, pode-se dizer que a adoção do controle de qualidade nos estaqueamentos escavados durante a fase de execução, trará garantia quanto à conformidade do estaqueamento, podendo em muitos casos, trazer economia com a adoção de critérios de paralização e aceitação de estacas baseados na energia demandada durante a escavação, como o que ocorre nos estaqueamentos executados com estacas pré-moldadas. O conceito de energia é um conceito fundamental da Física e está associado à capacidade de realizar uma ação ou um trabalho. Portanto, ao introduzir uma ferramenta de perfuração no solo, por exemplo, um helicoide, provoca-se deformações plásticas e elásticas, quebra da estrutura, entre outros fenômenos, que ocorrem através da transferência de energia ou do consumo de energia através das forças não conservativas como o atrito, dissipando-a em forma de calor, fenômenos que na física são estudados pela termodinâmica. Na termodinâmica existem duas formas de transferir energia entre sistemas, o trabalho e o calor. Portanto, entender e mensurar a transferência de energia durante o processo de escavação de uma estaca é o primeiro passo para que se possa controlar um estaqueamento através da energia necessária para escavar cada estaca, Silva (2011).

Entre os métodos existentes para se avaliar a capacidade de carga de uma estaca, a prova de carga de estática é sem dúvida o mais eficiente, entretanto a avaliação de todo o estaqueamento por meio de provas de cargas estáticas ou ensaios dinâmicos é morosa e inviável economicamente. Nos estaqueamentos cravados, geralmente é feita a uniformização dos estaqueamentos pelo controle de energia, no caso, representado pela nega ou o repique. Apesar das limitações, o controle dos estaqueamentos pré-moldados por meio do controle da energia através de formulações dinâmicas, tende a garantir qualidade e uniformidade aos estaqueamentos, ou seja, procura manter durante a cravação, negas ou repiques semelhantes que geralmente estão relacionadas com uma capacidade de carga.

A tentativa de compreender a energia presente na natureza se confunde com a história da ciência. O estudo do movimento dos objetos, e os conceitos relacionados tais como força e energia, formam o campo da física conhecido como mecânica. A força exerce um papel fundamental na descrição do deslocamento, que também pode ser descrita em função de outra grandeza, a energia, que é uma grandeza conservativa. A lei de conservação de energia é especialmente valiosa quando se trata de sistemas com muitas variáveis, nos quais o entendimento detalhado do sistema de forças é um problema de difícil solução, como o encontrado na escavação de uma estaca, Silva e Camapum de Carvalho (2010).

Para quantificar a energia necessária para escavar uma estaca, Silva & Camapum de Carvalho (2010) incorporaram ao *software* de monitoramento das estacas tipo hélice contínua, formulações e rotinas baseadas no princípio universal da conservação de energia e batizaram as rotinas de SCCAP (Silva, Camapum de Carvalho, Araújo e Paolucci). As rotinas quantificam e registram a energia ou o trabalho realizado pelo conjunto de forças aplicadas ao helicoide durante a escavação de cada estaca do estaqueamento e tratam a população de dados coletados estatisticamente, para controlar o estaqueamento por meio das características estatísticas de uma amostra de energia correlacionada com a capacidade de carga. Segundo Silva & Camapum de Carvalho (2010), com a técnica proposta, o controle de execução dos elementos de fundação, da escavação à concretagem, passa a ter função mais nobre que o da simples verificação das condições de execução. Esse processo possibilita a realização do controle automatizado, em tempo real, do estaqueamento baseada em uma

grandeza física, a energia necessária para a execução de cada estaca. Segundo Silva (2011) Este sistema, além de executar as tarefas de processamento e controle de informações, possui como principal característica a resposta instantânea, possibilitando que a operação, escavação, seja corrigida. O sistema SCCAP é, portanto, um sistema operacional conhecido no mercado como RTOS (*Real-Time Operation System*), que gerencia a operação do maquinário e a execução do estaqueamento, garantindo que todas as estacas sejam uniformizadas em termos de energia e, portanto, de capacidade de carga se mantidas as mesmas condições de execução e concretagem.

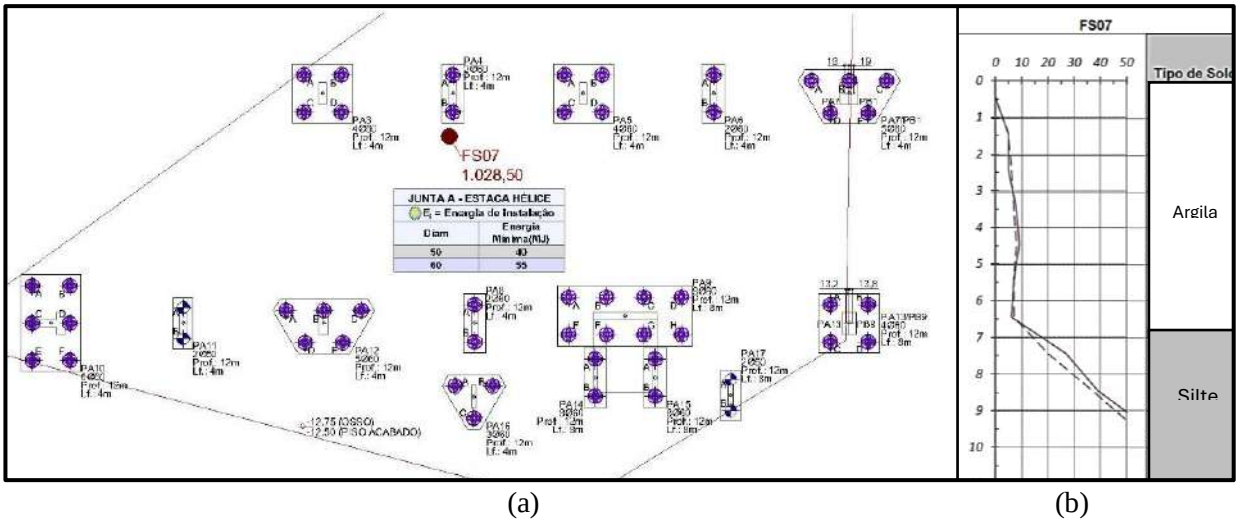
Na execução dos estaqueamentos, buscam-se, basicamente, garantir que as premissas de projetos sejam atendidas, são elas, as geometrias das estacas, a capacidade de carga e a deformabilidade. Porém, definir uma superfície resistente que atenda esses requisitos, por meio do dimensionamento das fundações baseado em métodos empíricos relacionados com os ensaios de campo, não é tarefa fácil. Fato agravado pela qualidade, quantidade e interpretação das investigações de campo, muitas vezes, em maciços com perfis estratigráfico variável.

2. Aspectos Geológicos e Geotécnicos

A geomorfologia do Distrito Federal possui características próprias influenciadas pelo clima, geologia e ações antrópicas. A geologia regional é marcada por frequentes dobramentos e diferentes rochas de origem, o que interfere diretamente no projeto de fundação, Silva & Camapum de Carvalho, 2010. Enquanto os dobramentos podem interferir diretamente em uma única obra, os tipos de rocha mãe terminam por fazer com que os projetos variem em concepção de setor para setor, interferindo nas técnicas de execução das fundações. Sobrepondo-se ao manto rochoso têm-se o manto de intemperismo, cuja espessura e nível de alteração variam segundo essa própria rocha de origem e outros condicionantes como as condições de drenagem. As rochas da região são compostas por ardósias, metarritmitos, metassiltitos e quartzito em geral muito intemperizado na sua parte superior, Cardoso, (2002).

A área estudada apresenta, do topo para a base, o seguinte perfil estratigráfico: camada de argila porosa com espessura em torno de 7 m de profundidade, couraça laterítica (concreções) com espessura variando de 1 a 2 m e o solo saprolítico com espessura de 8 a 10 m, ou seja, perfil de solo cuja camada de saprólito, dita impenetrável, encontra-se entre 16,00 e 20,00 m. O levantamento das informações geológico-geotécnicas do local de estudo, SGAS 613/614, Lote 95, Brasília, Distrito Federal, Brasil, partiu dos dados obtidos através de relatórios de sondagens SPT, representado pelo perfil apresentado na Figura 1. Esses dados geraram modelos 3D para o solo e sua estratigrafia, NSPT e capacidade de carga, Figuras 2,3 e 4.

Os modelos em 3D compreenderam o estudo de área de superfície de 38m x 36m e profundidade de 15,0m. Para eles, foram utilizados dados obtidos no projeto de fundações, Figura 1a; na planta de locação dos pilares e cargas, Figura 2; nos 10 relatórios de sondagens SPT; e o banco de dados do monitoramento e controle das estacas hélices contínuas.



(a) (b)

Figura 1. (a) Projeto de Fundações, Junta A; (b) Perf˜ de Sondagem SP07.

3. Dimensionamento das Fundações e Cálculo da Energia de Instalação das Estacas.

Para substituir o critério de torque máximo, comumente adotado na engenharia de fundação, Silva (2011) apresentou e validou a Metodologia SCCAP porposta por Silva e Camapum de Carvalho (2010), que é embasada na tese de que o controle das escavações mecanizadas, em particular das estacas Tipo Hélice Contínua, realizado por meio da determinação da energia requerida na execução da perfuração, constitui um elemento de controle tecnológico capaz de oferecer maior segurança e menor risco às obras que o utilizam. A metodologia fundamentou-se na lei de conservação de energia, um dos fundamentos da física clássica, e quantifica a energia necessária ou o trabalho realizado para escavar cada estaca do estaqueamento. Segundo Silva (2011), o trabalho total realizado pelas forças externas é a somatória do trabalho realizado pela força tangente ao helicoide, mais o trabalho realizado pela força gravitacional e o trabalho realizado pela força descendente que é igual a energia mecânica aplicada ao helicoide. Portanto, o trabalho é uma grandeza escalar representado e definido por:

$$W_R = \int_0^{z_b} m_{hc}.g.dz + \int_0^{z_b} Fd_i.dz + \int_0^{m2\pi} F_i.r.d\theta \quad (1)$$

Onde, WR = trabalho realizado ou energia necessária para escavar uma estaca [J]; F_i= força aplicada no helicoide [N]; mhc = massa do sistema de escavação [kg]; r = raio da estaca hélice [m]; g = aceleração da gravidade [m/s2]; zb = comprimento da estaca [m]; Fd_i= força descendente aplicada ao helicoide [N]; m= número de voltas do helicoide durante a escavação.

A partir de resultados de provas de cargas e da quantificação de energia por meio da Equação 1, Silva e Camapum de Carvalho (2020) propuseram um método semiempírico para determinação da energia necessária para instalar uma estaca apresentadas nas Equações 2, 3 e 4. Salientaram que, em qualquer caso que se aplique a formulação proposta, equações 2, 3 e 4, a capacidade de carga última e a admissível deve ser prevista pelo projetista por meio de provas de carga, métodos empíricos, semiempíricos ou teóricos que usualmente são adotados na prática da engenharia de fundações. A partir dessa previsão, das características geométricas da estaca e geotécnicas do solo estima-se a energia de instalação que servirá de referência para o controle do estaqueamento durante a execução.

$$E_i = \left[\left(\frac{C_{ult}}{70}\right) + D^2.L\right].\alpha.\beta \quad (2)$$

$$C_{ult} = \left[\left(\frac{E_i}{\alpha.\beta}\right) - D^2.L\right].70 \quad (3)$$

$$C_{adm} = \frac{C_{ult}}{2} \quad (4)$$

Onde, E_i=energia de instalação [MJ]; C_{ult}=capacidade de carga última da estaca [kN]; C_{adm}=capacidade de carga admissível [kN]; D=diâmetro da estaca [m]; L=comprimento da estaca [m]; α=fator de ajuste para o solo; β=fator de ajuste para o maquinári o e suas ferramentas. Para os solos da região e maquinários estudados propõem-se: α=1,00 (siltes e areias) e α=1,20 (argilas); β=1,00 (CZM, *bottom drive* CFA).

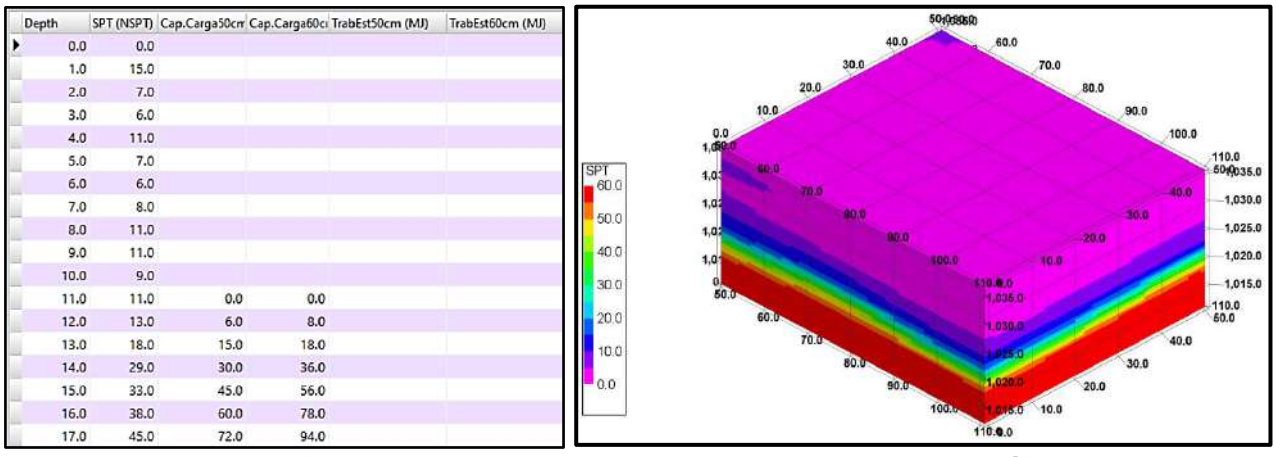
A Tabela 1 apresenta os resultados para as capacidades de carga e as energias necessárias, Equação 2, para conferir as estacas à capacidade de carga calculada pelo método Décourt e Quaresma (1978) que foi modificado por Décourt (1996). Foi analisada a Junta A da edificação com estacas de 50 e 60 cm de diâmetro, cujo perfil geotécnico é apresentado na sondagem SPT FS 07, Figura 1. As capacidades de carga máximas das estacas foram de 1000KN e 1500 KN, respectivamente para as estacas de 50 e 60 cm de diâmetro. Para a profundidade 13,0m, mínima adotada em projeto, e diâmetros de 50 e 60 cm, as energias de instalações para as estacas calculadas pela Equação 2 foram respectivamente de 22,70 e 28,02 MJ. Entretendo, em projeto foram requeridas energias de instalações para as estacas de 50 e 60 cm, respectivamente de 30 MJ e 40 MJ. Esses valores foram introduzidos no sistema de monitoramento das estacas tipo hélice, no caso, o Saci *Deep Control* da Geodigitus®, para orientação e cumprimento das premissas de projeto durante a execução do estaqueamento.

Tabela 1. Cálculo das capacidades de carga das estacas e estimativas das energias de instalação.

DADOS DE SONDAGEM(spt max=40;min=3)			ENERGIA DE INSTALAÇÃO PARA CONTROLE DE ESTAQUEAMENTO			CAPACIDADE DE CARGA ADMISSÍVEL (kN)		
PROF	FURO	7	Prof.	ENERGIA (MJ)		z/ f	DIÂMETROS (cm)	
	Nspt	SOLO		Diam. (50cm)	Diam. (60cm)		50	60
1.00	5	Argila	1.00	0.57	0.76	1.00	16	19
2.00	5	Argila	2.00	1.14	1.51	2.00	31	38
3.00	8	Argila	3.00	1.71	2.27	3.00	47	57
4.00	9	Argila	4.00	3.17	4.10	4.00	115	138
5.00	7	Argila	5.00	4.34	5.57	5.00	166	199
6.00	6	Argila	6.00	5.84	7.44	6.00	236	283
7.00	27	Argila	7.00	7.38	9.36	7.00	308	369
8.00	40	Silte	8.00	7.19	9.10	8.00	363	436
9.00	40	Silte	9.00	8.12	10.28	9.00	411	493
10.00	40	Silte	10.00	11.01	13.81	10.00	596	715
11.00	40	Silte	11.00	15.00	18.66	11.00	858	1,029
12.00	40	Silte	12.00	18.89	23.38	12.00	1,112	1,335
13.00	40	Silte	13.00	22.70	28.02	13.00	1,361	1,634
14.00	40	Silte	14.00	26.45	32.58	14.00	1,607	1,928
15.00	40	Silte	15.00	30.16	37.09	15.00	1,849	2,218

2.2 Modelagens Tridimensionais dos Dados.

A modelagem de dados em ambiente tridimensional requer alguns procedimentos metodológicos apresentados em (Silva & Souza, 2009). Na obra em questão, os parâmetros utilizados para modelagem tridimensional foram os valores de Nspt (número de golpes), os valores de capacidade de carga (kN) e os valores de energia (MJ). Para tanto, utilizou-se o *software* Rockworks 16 e os interpoladores IDW (inverso ponderado da distância) e Krigeagem (modelador geoestatístico) para estimar os dados de interesse. A krigeagem é um método de regressão utilizado em geoestatística para aproximar ou interpolar dados, levando em consideração as características espaciais de autocorrelação de variáveis regionalizadas, no caso, utilizou-se a Krigagem ordinária enquanto a interpolação pela Ponderação do Inverso da Distância (IDW) é um método amplamente utilizado em geoestatística para estimar valores desconhecidos com base na distância entre pontos de dados conhecidos e o ponto a ser interpolado, no caso, utilizou-se o IDW de alta fidelidade. Na Figura 2 são apresentados parte dos dados cadastrados no banco de dados do software Rockworks 16 e o resultado obtido para o modelo 3D do NSPT.



Depth	SPT (NSPT)	Cap.Carga50cm	Cap.Carga60cm	TrabEst50cm (MJ)	TrabEst60cm (MJ)
0.0	0.0				
1.0	15.0				
2.0	7.0				
3.0	6.0				
4.0	11.0				
5.0	7.0				
6.0	6.0				
7.0	8.0				
8.0	11.0				
9.0	11.0				
10.0	9.0				
11.0	11.0	0.0	0.0		
12.0	13.0	6.0	8.0		
13.0	18.0	15.0	18.0		
14.0	29.0	30.0	36.0		
15.0	33.0	45.0	56.0		
16.0	38.0	60.0	78.0		
17.0	45.0	72.0	94.0		

(a) (b)

Figura 2. (a) Cadastro no banco de dados do *software* Rockworks 16; (b) Modelo tridimensional de NSPT

3 RESULTADOS

3.1 Modelos 3D e Seções Bidimensionais

Os primeiros resultados obtidos com as interpolações dos dados são os modelos tridimensionais. É evidente que a qualidade do modelo é função diretamente proporcional da quantidade e qualidade dos dados disponibilizados para seu processamento. Verifica-se, na Figura 2b, o modelo tridimensional baseado nos dados de NSPT. O modelo em sua versão integral forma um paralelepípedo no qual pode ser fatiado em qualquer sentido e direção de interesse. Caso o fatiamento seja realizado no sentido horizontal, tem-se como resultado uma planta-baixa, sendo possível variar a profundidade estudada, ao passo que, fatiamentos verticais geram seções do terreno em estudo, o que facilita a leitura e entendimento dos resultados obtidos.

A Figura 3 apresenta uma seção de interesse com os resultados dos valores de NSPT e com a projeção das profundidades das estacas de acordo com o projeto de fundações. Pode-se observar que todas estão projetadas com embutimento mínimo de 3,0 m em solos com SPT>50 golpes. Verifica-se na Figura 3 que o maciço apresenta variabilidade geomorfológica de subsuperfície, fato que alerta e evidencia a importância do controle do estaqueamento por energia. No caso, deve-se pontuar que a sondagem amostra apenas um ponto e o seu perfil geotécnico enquanto a adoção e controle do estaqueamento pela energia de instalação (Equação 2) controla todas as estacas da execução por energia, garantido as principais premissas de projeto em termos de capacidade de carga.

A Figura 4 apresenta uma seção do modelo 3D de capacidade de carga para estacas com diâmetro de 60 cm e 13 m de profundidade, a mínima de projeto. Observa-se que as estacas estão projetadas para atingir 150 tf, aproximadamente 1500 kN, demostrando mais uma vez a importância do controle das profundidades das estacas por energia. No caso, foram adotados como critério de paralização a profundidade mínima de projeto e a energia mínima requerida para as estacas de 60cm, 40MJ.

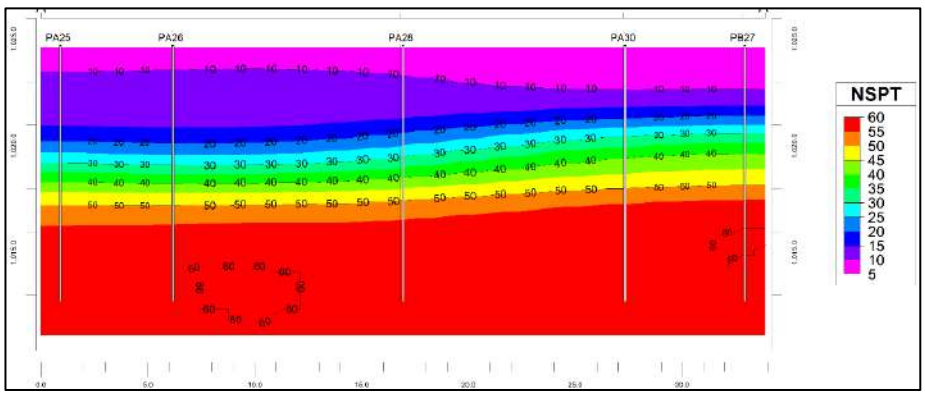


Figura 3 - Seção do modelo 3D de NSPT com estacas inseridas.

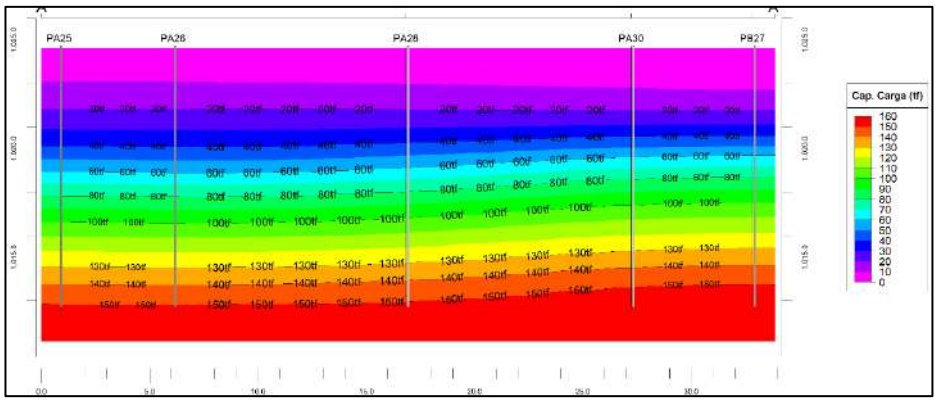


Figura 4 - Seção do modelo 3D de capacidade de carga para estacas com diâmetro de 60 cm.

Na Figura 5 observa-se que o maciço variou ao longo de sua superfície em termos de energia. Próximo do SP 07 se tem a energia de instalação na cota de assentamento da estaca bem próxima da energia calculada e apresentada na Tabela 1, evidenciando a acurácia da metodologia representada pela Equação 2. Entretanto, em duas outras regiões da Junta A se observa que o nível da energia de instalação foi menor do que a de controle.

Na Tabela 3 são apresentados os dados de duas estacas, PA25 e PA28, que serviram de base para o modelo tridimensional de energia apresentado na Figura 5. As cotas de assentamento das estacas PA25 e PA28 foram corrigidas em aproximadamente 4,0 m para atender o critério de energia mínima de instalação para as estacas de 60 cm, 40MJ. Um dos critérios de projeto foi atingir, durante a execução da estaca, a energia de 40MJ. Essa energia está relacionada à capacidade de carga máxima da estaca (no caso, 1500kN). Salienta-se que o principal objetivo da metodologia é o atendimento da capacidade de carga das estacas que estão vinculadas à energia mínima de instalação in loco. Na obra, a capacidade de carga foi verificada por meio de uma prova de carga bi-direcional realizada em uma estaca de 60cm, Figura 6. Durante a execução, foram atendidas as premissas de projeto: profundidade mínima de 13,0m e energia mínima de instalação de 40MJ.

Tabela 3. Profundidades executadas e energia atingida nas estacas PA25 e PA28.

Estaca	Diâm. (cm)	Prof. Executada (m)	Trab. Final (MJ)
PA25	60	17.28	40.80
PA28	60	16.16	54.80

A Figura 5a representa o modelo tridimensional que evidencia a superfície da energia demandada em cada trecho da junta A. Observa-se que a área em estudo mostra locais que demandaram mais energia para assentar as estacas em superfície resistente e locais que demandaram menos energia para assentar as estacas na mesma superfície resistente. Com isso, mesmo que a obra não tenha uma campanha com vários furos de sondagem, é possível controlar estaca por estaca durante o processo de execução, obtendo-se parâmetros preciosos para reconhecimento e entendimento do subsolo estudado. A Figura 5b mostra um fatiamento no sentido horizontal (planta-baixa) da energia demandada em cada área da obra. Dessa maneira, é possível identificar os pontos que solicitaram maior ou menor energia de perfuração.

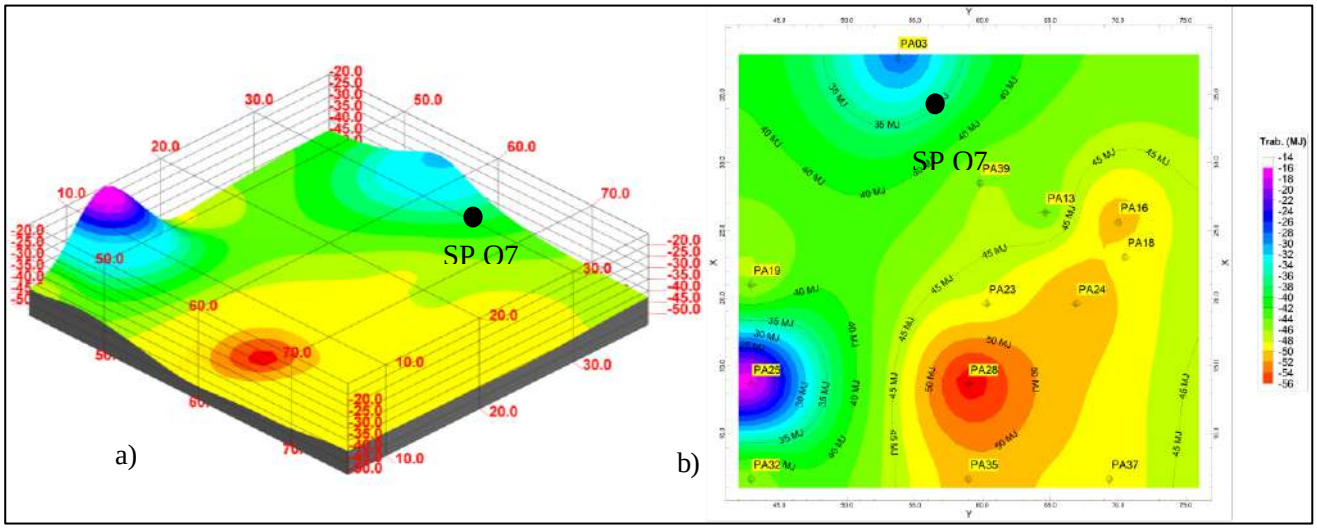


Figura 5. a) Modelo 3D de energia de instalação, Estacas com 13,0m e 60 cm de diâmetro; b) corte no Modelo 3D na profundidade de 13,0m.

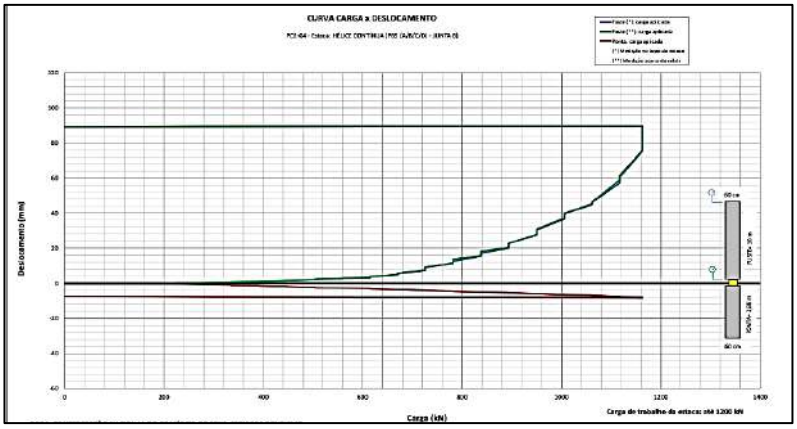


Figura 6. Prova de carga realizada em estaca com 13,0m de profundidade e 60cm de diâmetro.

4 CONCLUSÕES

A metodologia baseada no controle do estaqueamento por energia resgatou conceitos físicos e estatísticos, propiciando maior confiabilidade e segurança na execução do estaqueamento estudado. A metodologia, quando adotada, representa um ganho de qualidade e segurança, que nem sempre é atingida com a simples adoção da margem de segurança. O controle do estaqueamento, executado em estacas tipo hélice contínua, com base na energia de instalação foi importante na identificação da superfície resistente, em termos de capacidade de carga, pois identificou as estacas em tempo real, cujas cotas de assentamento deveriam ser corrigidas durante a execução, no caso apresentado, algumas estacas tiveram seus comprimentos aumentados em 4,0m. O método proposto se mostrou acurado nos estaqueamentos do Distrito Federal que foram controladas com a técnica mencionada. O método tem conferido a esses estaqueamentos qualidade, confiabilidade e segurança pois garantiu que os preceitos de projeto, em termo de capacidade de carga e deformabilidade, fossem atingidos por meio da redução de variabilidade. Observa-se que o método fornece um critério adicional para determinar a cota de assentamento das estacas, critério de parada de perfuração, de caráter complementar e corretivo, contribuindo para a redução da variabilidade das capacidades de carga das estacas e da probabilidade de falha. O controle das cotas de assentamento, por meio da energia aplicado ao estaqueamento, aliado ao julgo do engenheiro geotécnico é uma ferramenta adicional na mitigação dos riscos inerentes a engenharia de fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CARDOSO, F.B.F. (2002). Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-009A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. (1978). Capacidade de Carga de estacas a Partir de Valores de SPT. 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, anais, v. 1, pp 45-53.

DÉCOURT, L. (1996). Fundações – Teoria e Prática, ABMS/ABEF, Editora PINI, 3ª Edição 1996.

SILVA, C. P. L. & SOUZA, N. M. (2009). Desenvolvimento de Modelagem Tridimensional de Subsuperfícies. Livro Comemorativo dos Vinte Anos do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. Editora FT, ISBN 978-85-60313-15-0, Brasília, DF, 441-470 p.

SILVA, C.M. (2011). Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua. Tese de Doutorado, Publicação G.TD - 070/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 303p.

SILVA, C.M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2010). Monitoramento e Controle de Qualidade dos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua Durante a Execução da Obra. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado: ABMS, v. 1, p. 1-12.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/261

Alguns Casos de Comparação de Resultados de Provas de Carga Estáticas e Dinâmicas

Roberto Ferreira do Nascimento
Discente do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Rio de Janeiro-UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, robert-bv1@hotmail.com

Bernadete Ragoni Danziger
Professora titular do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Rio de Janeiro-UERJ, Rio de Janeiro, bernadeterd@hotmail.com

RESUMO: A prova de carga é a maneira mais confiável de se comprovar o bom desempenho de um elemento de fundação. A NBR 6122 permite o emprego de prova de carga estática e dinâmica para a avaliação do desempenho. A prova de carga estática fornece a curva carga recalque no topo, incorporando, para cada nível de deslocamento, a soma das parcelas mobilizadas por atrito e pela ponta. O ensaio dinâmico apresenta ambas as parcelas mobilizadas durante o ensaio, ou seja, separa, de forma clara, as resistências devidas ao atrito lateral e à ponta. Apesar do ensaio estático ser sempre preferível por estar mais associado ao carregamento real que ocorre durante a construção, o ensaio dinâmico informa a porcentagem de ponta e atrito mobilizadas no ensaio. A interpretação do ensaio estático pelo modelo de Massad (1992, 1993) possibilita que, com o conhecimento da curva carga x recalque no topo da estaca no ensaio estático, se interprete as parcelas de atrito e ponta, além da parcela de carga residual aprisionada na ponta de estacas cravadas, ou na ponta de estacas escavadas já submetidas a um carregamento prévio. Este artigo compara, para alguns casos, os valores das parcelas de atrito e ponta obtidas dos ensaios dinâmicos, com aquelas interpretadas pelo modelo matemático de Massad. Uma convergência satisfatória foi observada quando da comparação dos resultados, sendo um resultado relevante que sinaliza para a relevância da interpretação dos ensaios estáticos pelo modelo de Massad.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga estática, prova de carga dinâmica, curva carga-recalque.

ABSTRACT: Load tests are the most reliable way to verify the proper performance of a foundation element. NBR 6122 (2022) regulations allow the use of static and dynamic load tests for performance evaluation. The static load test provides the settlement load curve at the pile top, incorporating, for each displacement level, the sum of the resistance mobilized by friction and by the pile tip. The dynamic test shows both fractions of total resistance mobilized during the test, i.e. it can separate the friction and toe resistances from the total mobilized one. The interpretation of the static test by the Massad model (1992, 1993) makes it possible to interpret the friction and tip resistance with the knowledge of the load x settlement curve at the top of the static test, in addition to the residual load at the pile toe. The residual load appears at the driven piles tip after driving or in the pile tip of excavated piles which have been already submitted to a previous loading. This article compares, for some cases, the values of the friction and toe resistance measured at the dynamic tests with the values obtained from the static tests with the use of Massad Method. A satisfactory adjustment was observed when comparing the results, which is relevant for practical purposes, indicating the potential advantage of the interpretation of the static tests by the Massad model.

KEYWORDS: Static load test, Dynamic load test, Load-settlement curve

1 INTRODUÇÃO

A literatura oferece algumas formas de interpretar a curva carga-recalque de ensaios de carregamento estático, tendo a carga de ruptura global definida quando há deslocamentos progressivos sem um novo incremento de carga. No entanto, a determinação da carga de ruptura nem sempre é direta se o carregamento máximo está distante da carga de ruptura geotécnica. Por este motivo, as curvas carga-recalque costumam ser interpretadas por algum critério. Neste trabalho, serão analisadas conforme a NBR 6122 (2022).

A experiência comprova que muitas das fundações profundas existentes estão superdimensionadas, com fatores de segurança superiores ao exigido pelas normas. Isso se evidencia em muitos ensaios em que, para duas vezes a carga prevista em projeto, a curva carga-recalque indica um comportamento linear. Para um projeto mais otimizado, é importante se comprovar não apenas uma carga de ruptura, mas as parcelas da carga global absorvida por atrito e ponta. Quanto maior a parcela de atrito, melhor o comportamento no estado limite de serviço, que também se deve verificar. O modelo de interpretação de Massad (1992, 1993), concebido a partir dos trabalhos de Camberfort (1964) e Baguelin e Venon (1971), permite essa separação para estacas longas ou compressíveis e estacas curtas ou rígidas. Embora a norma permita a substituição de ensaios estáticos por dinâmicos, estudar as diferenças e potencial oferecido por cada um deles é fundamental. Os resultados dos casos indicados neste artigo mostram ótima convergência dos resultados, em termos de carga máxima mobilizada na ruptura, além de uma convergência também muito satisfatória nas parcelas de atrito e ponta.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO TEÓRICA

Para a devida compreensão do tema é importante ter bem sedimentada a teoria que versa sobre ensaio de carregamento estático, ensaio de monitoramento dinâmico e a respeito do modelo de Massad, que não serão detalhados aqui, mas podem ser consultados na extensa literatura técnica e nas publicações citadas no artigo.

2.1 Ensaio de carregamento estático

Velloso e Lopes (2011) afirmam que os ensaios de carregamento estático avaliam a capacidade de carga e os recalques das estacas, confirmando previsões de projeto e verificando a qualidade dos métodos executivos. Os ensaios podem ser realizados antes ou depois da execução da obra como um todo, com redução no fator de segurança se realizados previamente. Se feitos após a execução, as estacas devem ser selecionadas aleatoriamente. Os ensaios podem ser lentos, com estabilização em 30 minutos no mínimo, ou mais rápidos, com carga mantida por 10 minutos. O ensaio lento é o que simula melhor o comportamento real das fundações mais usuais.

2.2 Ensaio de carregamento dinâmico

A instalação de transdutores de deformação específica e acelerômetros no topo de uma estaca permite prever a capacidade de carga estática usando a teoria da Equação da Onda, monitorando a resposta da estaca à cravação. Os métodos Case e CAPWAP são amplamente utilizados para essa finalidade. O Método Case é simples e rápido, permitindo acompanhar a mobilização de resistência em tempo real. Já o Método CAPWAP é mais completo e complexo, permitindo analisar os dados posteriormente, possibilitando a obtenção da resistência total mobilizada e também as parcelas de ponta e atrito.

2.3 Modelos de interpretação de Massad

Este artigo utiliza o método de interpretação da curva carga versus recalque de ensaios de carregamento estático, de acordo com os métodos de Massad (1992,1993 e 1998), formulados a partir da contribuição de Cambefort (1964) e Baguelin e Venon (1971). O trabalho de 1992 trata de estacas compressíveis em solos homogêneos e no trabalho de 1993 a heterogeneidade do solo é incorporada ao modelo. Já o trabalho de 1998 trata de estacas rígidas. A contribuição de Massad é importante pois incorpora, no modelo, as tensões residuais oriundas da cravação ou do ensaio dinâmico. Martins (2024) elaborou uma planilha muito amigável, com informações e que permite sua utilização rápida. A planilha foi calibrada por Martins (2024) pela reprodução de casos publicados anteriormente por Massad, em diferentes artigos, bem como utilizada na interpretação de mais de 40 ensaios, a maioria contemplando estacas instrumentadas. A interpretação dos resultados dos ensaios estáticos ilustrados neste artigo foi desenvolvida pelo primeiro autor por meio da planilha de Martins (2024).

3 CASO DE OBRA 01 – CAJAMAR - SP

Os ensaios PCE e PDA foram executados em Cajamar-SP, em agosto e setembro de 2019, em estacas escavadas com trado mecânico, sem utilização de fluido estabilizante, situadas próximas entre si. A estaca que foi ensaiada com a metodologia de carga incremental lenta, designada como PC-10, foi carregada até atingir 800 kN. A estaca que foi submetida a ensaio de carregamento dinâmico possui características semelhantes, com comprimento ligeiramente menor.

A Tabela 1 apresenta o resumo das características das estacas ensaiadas, sendo h o comprimento, D o diâmetro, E o módulo de elasticidade do concreto das estacas e Kr a rigidez como elemento estrutural, conforme a nomenclatura de Massad (1992).

Tabela 1. Características das estacas - Caso de obra 01

Tipo	Estaca	Diâmetro(m)	h (m)	E (MPa)	Kr (kN/m)	Fonte	Ensaio
Escavada	E-2001	0,40	6	21000	$439{,}8x10^3$	Terratek	PCE LENTO
Escavada	PC 110	0,40	5,7	21000	$463{,}5x10^3$	Terratek	PDA

A Figura 1 apresenta a curva carga-recalque do ensaio PCE na estaca E-2001 e a extrapolação da curva pelo método de Van der Veen (1953) modificada por Aoki (1976). A carga última da estaca foi determinada pelo método da NBR 6122, a fim de verificar se o carregamento máximo do ensaio estava, ou não, próximo da ruptura. De acordo com a critério da norma a carga de ruptura está em torno de 850 kN, valor próximo à carga de ensaio de 800 kN.

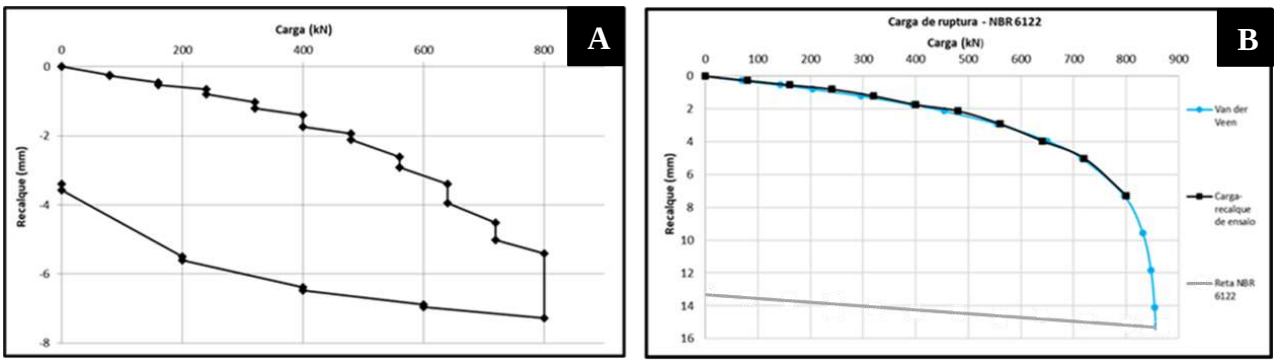


Figura 1.Curva de ensaio (A) e Determinação da carga de ruptura, NBR 6122 (B)

Através da metodologia de cálculo das duas retas de Massad e Lazo (1998), uma vez que se trata de estaca de pequeno comprimento, com rigidez relativa estaca solo, k, segundo nomenclatura de Massad (1992) igual a 0,63, estaca rígida, é possível interpretar a curva carga-recalque e separar as contribuições de atrito e ponta para resistência total do elemento de fundação. A Tabela 2 apresenta os parâmetros do método. Em estacas escavadas, por ocasião do primeiro carregamento, a carga residual inexiste. Por esta razão, o fator quantificador da carga residual (μ), é igual a unidade.

Tabela 2. Parâmetros do método das duas retas - Estaca E2001

Método duas retas – Estaca E-2001				
k	μAlr (kN)	μy1 (mm)	Alr (kN)	μ
0,63	371,41	1,35	**371,41**	1

Na estaca PC-110, com as mesmas características da E-2001, realizou-se um ensaio de carregamento dinâmico. A estimativa de carga de ruptura foi determinada pela metodologia CAPWAP. A Tabela 3 exibe o resumo dos resultados do ensaio.

Tabela 3. Análise Capwap - Estaca PC-110

Estaca	Golpe nº	Resistência Mobilizada				Cap.Total CAPWAP (kN)	EMX (kJ)	DMX (mm)	Nega (mm)
		Atrito Lateral		Ponta					
		Q (kN)	%	Q (kN)	%				
PC-110	3	**423,5**	52,9	376,4	47,1	799,9	6,2	6,5	5,0

A Figura 2 mostra a curva carga x deslocamento do PDA, onde pode-se constatar que a carga máxima mobilizada da estaca foi estimada em torno de 800 kN, valor próximo à carga de ruptura do ensaio de carregamento estático e muito próximo da carga determinada pelo critério da NBR 6122. O valor do atrito lateral (423,5 kN) é um pouco superior ao valor estimado pelo método de Massad (371,41 kN). Esta diferença se deve, provavelmente, ao surgimento de tensões residuais provenientes dos primeiros golpes do ensaio, visto que a execução de uma estaca escavada não induz estas tensões. Com o ensaio, a estaca que, no ensaio estático não apresentava carga residual (primeiro carregamento), apresenta num terceiro golpe do ensaio dinâmico uma carga de atrito falsa, como se fora uma estaca cravada.

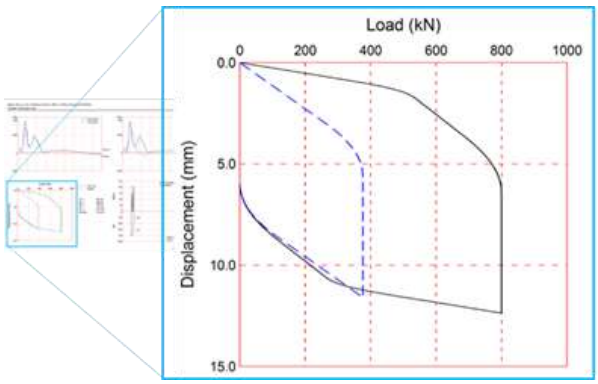


Figura 2. Curva Carga-deslocamento do ensaio dinâmico - Estaca PC-110

4 CASO DE OBRA 02 – SANTA CRUZ - RJ

Realizaram-se, também, os ensaios PCE e PDA no distrito industrial de Santa Cruz - Rio de Janeiro - RJ entre agosto de 2015 a janeiro de 2016. Neste caso, serão analisadas quatros estacas, duas metálicas (Caso de obra 02-A) e duas pré-moldadas de concreto (Caso de obra 02-B). As estacas metálicas, compostas por três elementos, dois elementos com 12 m e um elemento com 7 m. As estacas de concreto, compostas, também, por três elementos, dois elementos de 10 m e um elemento de 8 m. Será apresentado, primeiramente, o caso das estacas metálicas.

4.1 Caso 02A – Estacas Metálicas

A Tabela 4 apresenta um resumo das características das estacas ensaiadas. Da mesma forma, trata-se de duas estacas de mesma seção, comprimentos próximos, executadas em posições bem próximas entre si.

Tabela 4. Características das estacas metálicas - Caso de obra 02-A

Tipo	Estaca	Dimensões (mm)	h (m)	E (MPa)	Kr (kN/m)	Fonte	Ensaio
Metálica	EE-03	HW 360x101	30,0	205000	$88{,}83 \times 10^3$	Terratek	PCE LENTO
Metálica	E-10	HW 360x101	29,2	205000	$91{,}27 \times 10^3$	Terratek	PDA

A Figura 3 ilustra a curva de ensaio de prova de carga estática (PCE) na estaca EE-03. O ensaio indicou uma carga de ruptura de 2340 kN, mesmo valor encontrado pelo critério da norma NBR 6122.

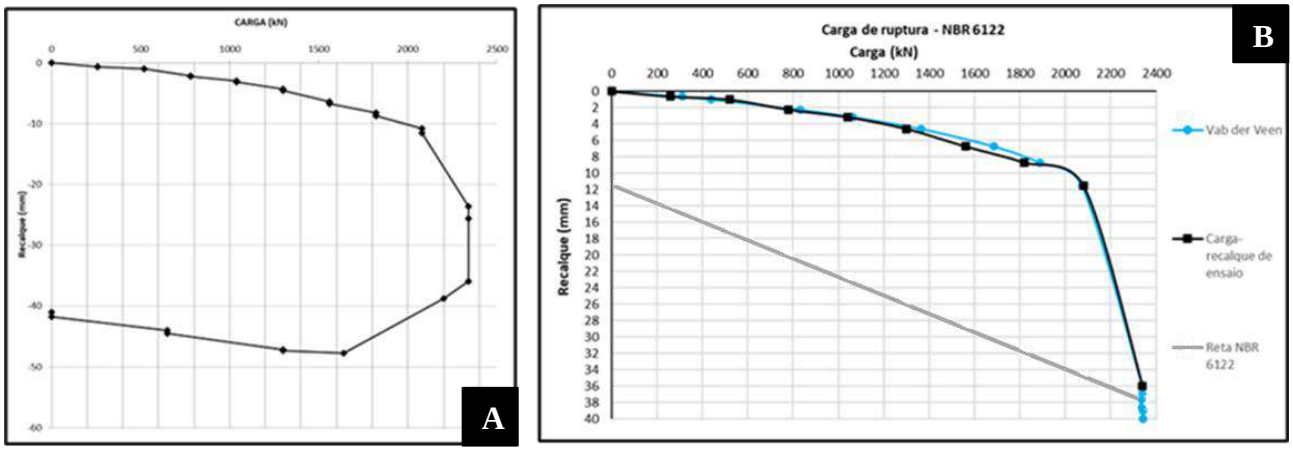


Figura 3. Curva de ensaio (A) e Determinação da carga de ruptura, NBR 6122 (B)

A estaca E-2001 do caso anterior, (Caso de obra 01), foi analisada com emprego da metodologia de cálculo das duas retas de Massad e Lazo (1998), pois foi considerada rígida. No entanto, a estaca EE-03 possui comportamento compressível, com isso a análise será realizada pela metodologia geral, apresentada por Massad (1992,1993).

A Tabela 5 resume alguns dos parâmetros de destaque do método de Massad (1992,1993) com o qual foi obtido o atrito lateral mobilizado de 1216,8 kN, aproximadamente. Observe que a estaca possui carga residual na ponta, cujo valor, obtido pelo modelo de Massad ($\mu = 1 + P_h/A_{lr}$) é igual a P_h =1082 kN, que fornece um atrito falso de 2306,3 kN.

Tabela 5. Parâmetros de Massad (1992,1993) – Estaca EE-03

Relação Parabólica						
Carregamento			Descarregamento			
k	μAlr (kN)	μy1 (mm)	k	μ	y1R (mm)	Alr (kN)
25,45	2306,3	1,02	17,3	1,89	0,79	**1216,8**

Na estaca E-10, que possui as mesmas características que a EE-03, realizou-se um ensaio de carregamento dinâmico. A estimativa de carga de ruptura foi determinada pela metodologia CAPWAP. A Tabela 6 exibe o resumo dos resultados do ensaio.

Tabela 6. Análise CAPWAP - Estaca E-10

Estaca	Golpe nº	Resistência Mobilizada				Cap.Total CAPWAP (kN)	EMX (kJ)	DMX (mm)	Nega (mm)
		Atrito Lateral		Ponta					
		Q (kN)	%	Q (kN)	%				
E-10	3	**1836,9**	80,4	447,9	19,6	2284,8	22,5	17,6	1,3

Por meio dos resultados do PDA pode-se constatar que a resistência mobilizada pela estaca foi estimada em torno de 2284,8 kN, valor muito próximo à carga determinada pelo critério da NBR 6122 que foi de 2340 kN. O valor do atrito lateral estimado (1836,9 kN) é superior ao valor estimado pelo método de Massad (1216,8 kN). Porém, este valor corresponde ao atrito falso, e deve ser comparado ao atrito falso obtido do ensaio estático, incorporando a carga residual aprisionada na ponta, que é de 2306,3 kN. A diferença entre estes valores é de cerca de 20%.

4.2 Caso 02B – Estacas Pré-moldadas de concreto

Neste item, serão apresentados os dados referentes as estacas pré-moldadas. A Tabela 7 apresenta o resumo das características das estacas.

Tabela 7. Características das estacas pré-moldadas - Caso de obra 2B

Tipo	Estaca	Dimensões (m)	h (m)	E (MPa)	Kr (kN/)	Fonte	Ensaio
Pré- Moldada de Concreto	EE-06	0,42	25	21000	$116x10^3$	Terratek	PCE LENTO
Pré-Moldada de Concreto	E-142	0,42	25,3	21000	$115x10^3$	Terratek	PDA

A Figura 4 exibe a curva de carregamento do ensaio de prova de carga estática que atingiu a carga de 1800 kN na estaca EE-06. A carga de ruptura identificada com base no critério estabelecido pela norma NBR 6122 foi de 1950 kN, próxima ao valor máximo de ensaio.

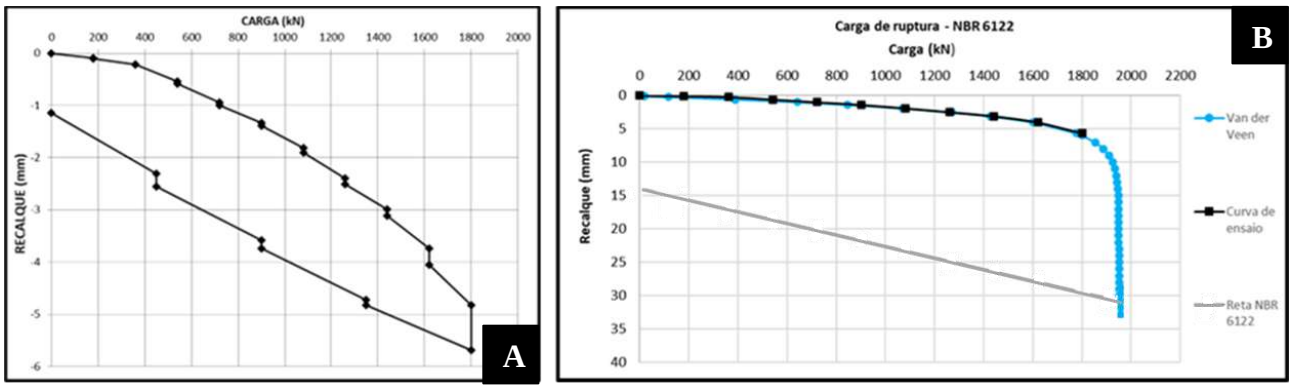


Figura 4. Curva de ensaio (A) e Determinação da carga de ruptura, NBR 6122 (B)

Assim como no caso anterior (Caso de obra 2A), à estaca é compressível. A análise da prova de carga estática será de acordo com Massad (1992, 1993). A Tabela 8 resume alguns dos parâmetros de destaque do método de Massad (1992,1993).

Tabela 8. Parâmetros de Massad (1992,1993) – Estaca EE-06

Relação Parabólica						
Carregamento			Descarregamento			
k	μAlr (kN)	μy1 (mm)	k	μ	y1R (mm)	Alr (kN)
83,36	2910	0,33	16,68	1,98	0,77	**1467,46**

A carga residual na ponta, considerando o valor de μ de 1,98, seria igual a P_h = 1438 kN, o que forneceria um atrito falso de 2905 kN, valor este que superaria a capacidade de carga global, o que não é possível. Possivelmente, apesar das estacas estarem próximas, pelo fato do perfil geotécnico poder variar mesmo num trecho pequeno, estas duas estacas podem representar diferenças de comportamento. Este aspecto será melhor investigado pelo primeiro autor na continuidade deste estudo.

Na estaca E-142, semelhante à EE-06, a mesma empresa realizou o ensaio de carregamento dinâmico. A estimativa de carga de ruptura foi determinada pela metodologia CAPWAP. A Tabela 9 exibe o resumo dos resultados do ensaio.

Tabela 9. Análise CAPWAP - Estaca E-142

Estaca	Golpe nº	Resistência Mobilizada				Cap.Total CAPWAP (kN)	EMX (kJ)	DMX (mm)	Nega (mm)
		Atrito Lateral		Ponta					
		Q (kN)	%	Q (kN)	%				
E-142	3	**1767,4**	86,3	279,8	13,7	2047	25,3	14,5	1,5

De posse dos resultados de PDA pode-se constatar que a carga máxima mobilizada na estaca foi estimada em torno de 2047 kN, valor muito próximo da carga de ruptura determinada pelo critério da NBR 6122 que foi de 1950 kN. O valor do atrito lateral estimado (1767,4 kN), valor este falso, diferiu do atrito falso obtido do ensaio estático, se aproximando mais do atrito verdadeiro.

5 CONCLUSÃO

O ensaio de carregamento incremental lento, para a grande maioria das estacas das edificações, é aquele cujo comportamento da curva carga versus recalque mais se aproxima do comportamento real da fundação. O cenário ideal, para projetistas e consultores, é quando há ruptura nítida no contato solo-estaca, isso possibilita a avaliação acurada do desempenho e a calibração dos métodos de previsão de capacidade de carga em fundações. No entanto, mesmo quando não há ruptura, o ensaio consiste no melhor recurso de verificação do desempenho de uma estaca isolada.

O ensaio de carregamento dinâmico é razoavelmente mais barato que o ensaio estático. Foi claramente constatado neste trabalho que os resultados dos ensaios dinâmicos, nestes casos ilustrados, se aproximaram bastante dos estáticos, principalmente os resultados de carga de ruptura extrapolados pelo critério da NBR 6122, em se tratando de estacas executadas em local próximo e com características semelhantes. A convergência dos valores de resistência se tornaria maior se os métodos de análises dinâmicas incluíssem a separação das cargas residuais, com a possibilidade de obtenção, ou o conhecimento, do atrito verdadeiro.

Os métodos de análise e interpretação das curvas carga-recalque desenvolvidos por Massad, em seus diversos trabalhos ao longo do tempo, fornecem uma ferramenta interessante, e muito útil ao projetista de fundações, que possibilita a separação das parcelas de contribuição da ponta e do atrito lateral da resistência total em elementos de fundação profunda, além da obtenção da carga residual aprisionada na ponta das estacas.

A planilha de Martins (2024), usada neste trabalho, sintetiza as expressões matemáticas dos métodos de Massad (1992,1993) e Massad e Lazo (1998) e está, claramente, calibrada para a utilização. Os resultados, convergem com elevada acurácia com os valores dantes calculados em publicações de Massad.

AGRADECIMENTOS

Registro meus sinceros agradecimentos à Universidade Estadual do Rio de Janeiro (UERJ) pela oportunidade de aprofundamento na área de Geotecnia. A empresa Terratek pelo fornecimento do banco de dados. Ao colega Bryan Martins, pela liberação da planilha de cálculo para uso neste artigo. Agradeço, principalmente, à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio e incentivo à minha jornada acadêmica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo – Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). NBR 13208. *Estacas – Ensaios de carregamento dinâmico.* Rio de Janeiro.

Aoki, N.; Lopes, F. R (1975). *Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity*. Proceedings, 5th Pan American CSMFE, Buenos Aires, v. 1, p. 377-386.

Aoki, N. (1976). *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Notas de Aula. Rio de Janeiro: Universidade Gama Filho.

Baguelin, F. & Venon, V.P. (1971). *Influence de la Compressibilité des Pieux sur la Mobilizations des Éfforts Resistant*. -Bulletin des Liaison Lab. des Ponts et Chaussées. Num. Especial. Paris, Mai.

Cambefort, M. (1964). *Essai sur le Comportement em terrain homegène des pieux et des groupes des piex.* Annales de l'Institut du Batiment et des Travaus Public nº 204.

Danziger, B. (2021). *Fundações em estacas.*1. ed. - Rio de Janeiro: LTC.

Martins, B. (2024). *Interpretação de provas de carga em estacas pelo modelo matemático de Massad contemplando cargas residuais*. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Massad, F. (1992). *Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais de Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte I.* Revista Solos e Rochas, 15(2):103-115, S. P.

Massad, F. (1993). *Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte II*. Revista Solos e Rochas, 16 (2): 93- 112, S. Paulo.

Massad F.; Lazo, G. (1998). *Método Gráfico para Interpretar a Curva Carga-Recalque de Provas de Carga Verticais em Estacas Rígidas ou Curtas*. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, vol III:1407-1414, Brasília, Brasil.

Van Der Veen, C. (1953). *The bearing capacity of a pile. Proceedings*. 3rd ICSMFE, Zurich, v. 2, p. 84-90.

Velloso, D. V.; Lopes, F. R. (2011). *Fundações: Critérios de Projeto | Investigação do Subsolo | Fundações Superficiais | Fundações Profundas*. São Paulo: Oficina de Textos.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/262

Análise Comparativa da Capacidade de Carga de Estaca Pré-Moldada em uma Obra de Infraestrutura Viária na Grande Florianópolis.

Anna Eduarda Rocha Madureira
Universidade Federal da Integração Latino-Americana, Foz do Iguaçu/PR, Brasil, annaermadureira@gmail.com

Juliana Leão de Oliveira
Faculdade Estácio, Florianópolis/SC, Brasil, julianafs_14@hotmail.com

Luiz Fernando Farias
Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis/SC, Brasil, luizfrnfarias@gmail.com

Otto Tomaszewski Milan Mota
Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis/SC, Brasil, tomaszewski.otto@gmail.com

Yan Budni de Souza
Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis/SC, Brasil, yanbudnydesouza@gmail.com

RESUMO: O estudo avaliou a previsão da capacidade de carga de uma fundação em estaca pré-moldada centrifugada de 600 mm de diâmetro em uma Obra de Arte Especial em Palhoça, na Grande Florianópolis. Métodos semiempíricos, fórmulas dinâmicas e modelagem numérica foram empregados, e comparou-se os resultados obtidos com a prova de carga estática (PCE) realizada. Os métodos semiempíricos basearam-se em dados de sondagem, a modelagem numérica simulou o comportamento da PCE, e as fórmulas dinâmicas utilizaram dados do boletim de cravação da estaca. As comparações entre os métodos e o resultado da PCE foram realizadas para avaliar a confiabilidade das técnicas analisadas.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, Capacidade de carga, Prova de carga estática, Estaca pré-moldada, Modelo numérico.

ABSTRACT: The study evaluated the prediction of the load capacity of a precast pile foundation with a diameter of 600 mm in Palhoça, Greater Florianópolis region. Semiempirical methods, dynamic formulas, and numerical modeling were employed, with results compared to those obtained in the static load test (SLT). The semiempirical methods were based on soil survey data, numerical modeling simulated the behavior of the SLT, and dynamic formulas utilized data from the pile driving record. Comparisons between the methods and the SLT results were conducted to assess the reliability of the analyzed techniques.

KEYWORDS: Foundations, Load Capacity, Static load test, Precast pile, Numerical model

1 INTRODUÇÃO

O acúmulo de experiências e o desenvolvimento teórico no estudo do comportamento de fundações possibilitaram a criação de diversas técnicas para estimar a resistência oferecida pelos elementos de fundação. Contudo, é importante destacar que existem diferenças entre os resultados obtidos por esses métodos e o

comportamento real do sistema solo-estaca. A análise da capacidade de carga de fundações profundas é um problema complexo devido à influência de diversas variáveis, como os parâmetros geotécnicos do subsolo, as características estruturais das estacas e o processo construtivo. O presente trabalho avalia a previsão da capacidade de carga da fundação em estaca pré-moldada centrifugada com 600 mm de diâmetro, projetada e executada como fundação de uma Obra de Arte Especial na cidade de Palhoça na região da Grande Florianópolis. Para tanto, foram utilizados métodos semiempíricos, fórmulas dinâmicas e modelagem numérica, procedendo à comparação dos resultados com os obtidos no ensaio de prova de carga estática (PCE). Foram utilizados os métodos semiempíricos de Décourt – Quaresma, Aoki & Velloso e Teixeira, utilizando os dados obtidos da sondagem mista (SM), realizada no local de estudo. Para o modelo numérico foi utilizado o método dos elementos finitos (MEF), com o objetivo de simular o comportamento da prova de carga estática e se obter uma curva de carga versus deslocamento, no qual se considerou os parâmetros obtidos através dos ensaios de campo e laboratório. Foram utilizadas as fórmulas dinâmicas de Brix e dos Holandeses para a obtenção da resistência do solo, utilizando os dados do boletim de cravação da estaca. Por fim, para a prova de carga, foi aplicado sobre a estaca o dobro da carga de trabalho, conforme previsto em norma. Com todos os resultados, foram realizadas comparações entre os valores utilizando os métodos expostos e os obtidos da prova de carga, e assim foi avaliada a confiabilidade dos métodos analisados.

1.1 PROVA DE CARGA

A prova de carga estática foi realizada em uma estaca pré-moldada pertencente ao projeto de fundação de uma OAE que conta com um total de 416 estacas centrifugadas de 600 mm de diâmetro e 21,0 metros de comprimento, em média. A Figura 1 ilustra a locação da estaca ensaiada, de número E.148, no apoio 4 da obra de arte especial.

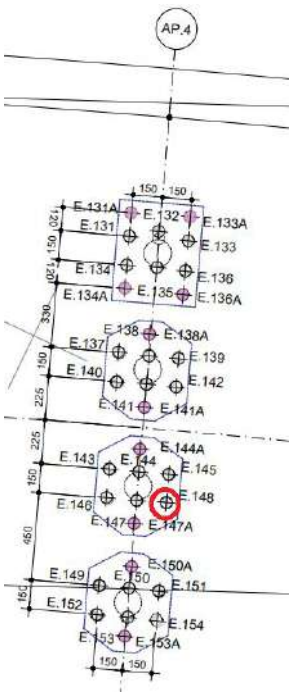


Figura 1. Locação das estacas do apoio 4 (projeto executivo, 2023).

O ensaio PCE foi realizado aplicando-se um carregamento axial de compressão por meio de um macaco hidráulico e utilizou-se tirantes para o sistema de reação. A estaca foi carregada até 360,0 toneladas, o dobro da carga especificada no projeto executivo, durante um período de 20 horas e ao fim, apresentou um recalque de 15,12 cm. Como não foi caracterizada uma ruptura nítida, procedeu-se ao descarregamento da estaca. A Figura 2 apresenta a execução da PCE.

Figura 2. Prova de carga estática (autores, 2023).

2 GEOLOGIA LOCAL

A região apresenta terreno aplainado com altitude variando entre 0 e 5 metros. Localmente, a obra está inserida parcialmente na planície de inundação do Rio Aririú com grande contribuição de ambiente transicional, o que caracteriza a região geomorfológica da Planície Costeira do Estado de Santa Catarina. O nível d'água observado no estudo de caracterização foi identificado com até 1,70 metros de profundidade, associado ao solo vegetal superficial.

De modo geral, as sondagens indicaram a presença de depósitos sedimentares de idade quaternária, sotopostos ao embasamento cristalino. Estes sedimentos estão associados ao sistema deposicional costeiro com influência dos ciclos de transgressão e regressão marinha, responsáveis pela formação de depósitos sedimentares de ambientes diversos. Devido à falta de um estudo mais aprofundado na região, os sedimentos da Planície Costeira foram classificados como indiferenciados, sendo categorizados apenas pelas variações granulométricas encontradas nas sondagens.

A sondagem realizada no local de execução da estaca possui profundidade total de 38,58 metros, e apresenta ao longo de seu comprimento uma predominância de solos provenientes da sedimentação de planície costeira (nos primeiros 35,88 metros), seguido por um horizonte de solo residual e rocha alterada fragmentada (últimos 2,70 metros).

O solo local apresenta inicialmente camadas de areia fina à média e argila arenosa mole intercaladas, de espessuras de 1,5 à 4 metros. Abaixo destas, à partir de 9,8 metros da sondagem, há uma grande camada argilo-siltosa plástica com matéria orgânica e de cor preta, indo até os 22,80 metros de sondagem. Em seguida há uma camada de cascalho de 1,6 metros de cascalho, um depósito de seixos, grânulos e areia, de possivelmente oriunda de um depósito de canal fluvial, levando em consideração o contexto de sedimentação de planície costeira. Imediatamente abaixo, há a última camada de solo sedimentar observada, composta por areia média argilosa compacta. À partir dos 30 metros observou-se solo residual e fragmentos de rocha proveniente da degradação do embasamento ígneo (Riolito Cambirela), conforme apresentado na Figura 3.

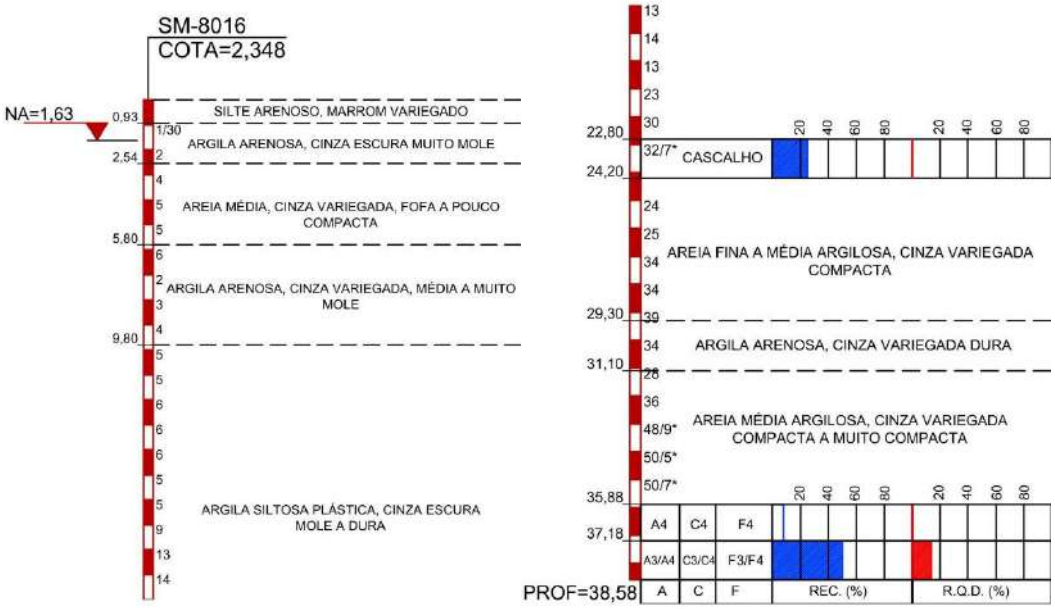


Figura 3. Perfil geológico (autores, 2024).

A Tabela 1, apresenta os parâmetros utilizados na análise, obtidos por meio de coleta de amostras para ensaios geotécnicos de laboratório.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos (autores, 2024).

Parâmetros	**Solo**			
	Argila arenosa	**Areia**	**Argila siltosa mole**	**Argila siltosa dura**
ϕ (º)	22	30	15	21
c (kPa)	14	10	19	24
γ (kN/m³)	15	18	16	19
E (kPa)	32000	35000	4000	40000
υ	0,35	0,28	0,4	0,28
k (m/s)	1,00E-07	1,00E-05	1,00E-07	1,00E-07

3 METODOLOGIA

Para análise da capacidade de carga do solo foram utilizados métodos semiempíricos, dinâmicos e modelagem numérica em elementos finitos.

Os métodos semiempíricos de Aoki & Veloso (1975), Decourt & Quaresma (1978) e Teixera (1996) utilizam os dados da sondagem à percussão combinados com coeficientes empíricos definidos para cada tipo de solo. Os coeficientes utilizados para os cálculos, nos casos de Decourt & Quaresma e Teixera foram os fornecidos pelos próprios autores, para a análise pelo método de Aoki & Veloso foram utilizados os coeficientes fornecidos por Laprovitera (1988), Monteiro (1997) e também os de Aoki & Veloso (1975). Como esses parâmetros não foram definidos para a camada de cascalho, para obter a resistência de ponta da estaca quando apoiada sobre o material, foram adotados valores equivalentes aos de uma camada de areia de Nspt igual a 50 tanto pelo projetista quanto pelos autores do artigo.

A análise pelos métodos dinâmicos foi utilizada para relacionar os dados apresentados pelo boletim de cravação com a resistência do solo à penetração da estaca. As equações dos Holandeses e de Brix foram aplicadas para o cálculo nega.

Buscou-se simular a curva de carga vs recalque para obtenção da capacidade de carga por meio de método numérico por elementos finitos através do *software* Abaqus, para tanto, foi aplicado na cabeça da estaca o mesmo deslocamento apresentado no resultado da prova de carga estática e utilizou-se os dados das investigações geotécnicas realizadas no local da obra, conforme apresentado na Tabela 1.

Para a modelagem considerou-se um modelo axissimétrico de dimensões suficientes para evitar interferências na análise. A estatigrafia foi definida conforme perfil geológico-geoténico já apresentado. Para o material da estaca definiu-se o modelo elástico linear, sendo necessário informar ao modelo o módulo de Young (E), coefiente de Poisson (υ) e peso específico (γ), os valores adotados foram 37,00 GPa, 0,20 e 25,00 kN/m³, respectivamente. Adotou-se o modelo constitutivo elástico linear para as camadas de solo, aplicando o modelo de Mohr-Coulum na ruptura. A Figura 4 exibe a geometria adotada para o modelo.

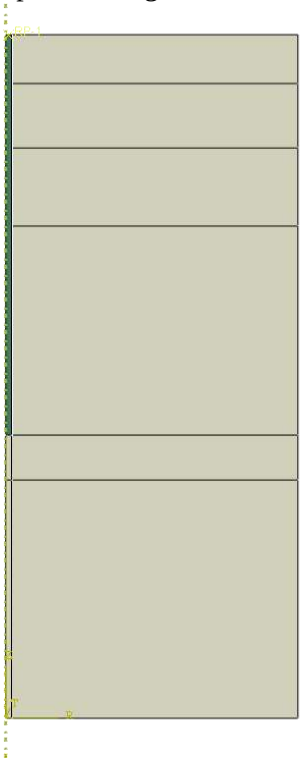


Figura 4. Geometria do modelo numérico (autores, 2024).

Foi aplicado ao modelo uma malha de elementos finitos quadriláteros axissimétricos (CAX4P), de quatro nós, com deslocamentos e poropressão bilineares. Refinou-se a malha na região de interação solo-estrutura, conforme Figura 5.

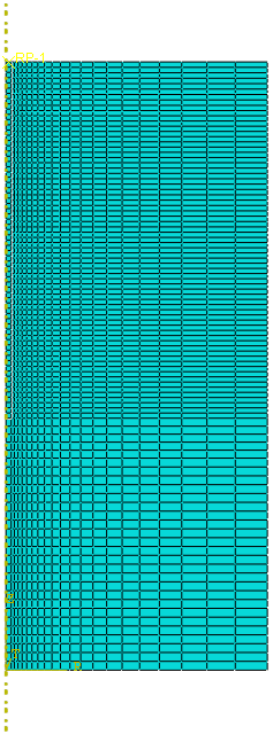


Figura 5. Malha de elementos finitos (autores, 2024).

4 RESULTADOS

A sondagem realizada mostrou cerca de 12 metros de argila sedimentar mole e cinco de argila rija, seguida por uma camada de 1,4 metros de cascalho. As estacas pré-moldadas centrifugadas com 60 cm de diâmetro foram projetadas para serem apoiadas sobre a camada de cascalho, situada a cerca de 22,45 metros de profundidade. Durante o processo de cravação, no entanto, foi atingida a nega de projeto (15mm) e a estaca foi cravada com 20,50 metros de profundidade, cerca de 1,5 metros antes da camada de cascalho detectada na sondagem. A capacidade de carga e a nega esperadas para a estaca quando apoiada sobre argila e sobre cascalho, calculada a partir dos métodos semi empíricos comentados no capítulo anterior está presente na Tabelas 2. Como os métodos dinâmicos se tratam de relação entre a resistência à cravação de uma estaca e da nega, para se estimar a nega é necessário primeiro estimar a resistência do solo. Os valores de nega esperados para cada valor de resistência à cravação obtido pelos métodos empíricos está ilustrado na tabela 3.

Tabela 2. Métodos semiempíricos (autores, 2024).

Método	**Coeficientes**	**CAPACIDADE DE CARGA**		
		CASCALHO (tf)	**ARGILA (tf)**	**Δ**
Aoki & Veloso	Aoki & Veloso	960,5	177,2	18%
	Laprovitera	574,8	187,2	33%
	Monteiro	490,0	170,9	35%
Decourt & Quaresma	-	484,1	203,1	42%
Teixera	-	334,0	175,1	52%
Média	-	497,8	185,6	37%

Tabela 3. Nega pelos métodos dinâmicos (autores, 2024).

CASCALHO			ARGILA		
RESISTÊNCIA À CRAVAÇÃO (tf)	**HOLANDESES (mm)**	**BRIX (mm)**	**RESISTÊNCIA À CRAVAÇÃO (tf)**	**HOLANDESES (mm)**	**BRIX (mm)**
960,5	2,0	1,3	177,2	11,7	7,3
574,8	3,4	2,2	187,2	11,1	6,9
490,0	4,0	2,6	170,9	12,1	7,6
484,1	4,0	2,6	203,1	10,2	6,4
334,0	5,9	3,8	175,1	11,8	7,4
497,8	4,4	2,8	185,6	11,2	7,0

Os resultados da prova de carga estática, em concordância com a nega obtida em campo, apontam para a capacidade de carga do solo muito superior ao que se esperaria de uma estaca apoiada em argila.

Uma possível explicação para o fenômeno é o contato direto entre a estaca e a camada de material granular, que pelas irregularidades na sua profundidade pode ter, no ponto de cravação, cota diferente da observada na sondagem. Entretanto, devido a camada de cascalho ter provável origem de depósito fluvial, e, por consequência, uma morfologia relativamente constante, esta hipótese pode não ser justificada.

Outra possível explicação é que o material granular, embora não tenha entrado em contato direto com a fundação, causou alteração da superfície crítica de ruptura do solo, levando ao aumento da resistência à penetração da estaca e portanto o valor observado na prova de carga seria um estado intermediário entre a mobilização total da resistência dessa camada e o apoio completo sobre material argiloso situado logo acima.

A Figura 6 exibe a curva de carga vs recalque da prova de carga realizada em campo, tendo sido realizado sua extrapolação pelo método de Van Der Veen (1953), onde se obteve uma carga de ruptura de 446,00 tf, também aplicou-se o método de ruptura convencional apresentado pela NBR 6122, obtendo-se uma carga de ruptura de 437,00 tf. Por fim, através da modelagem numérica se obteve uma carga de ruptura de 418,00 tf.

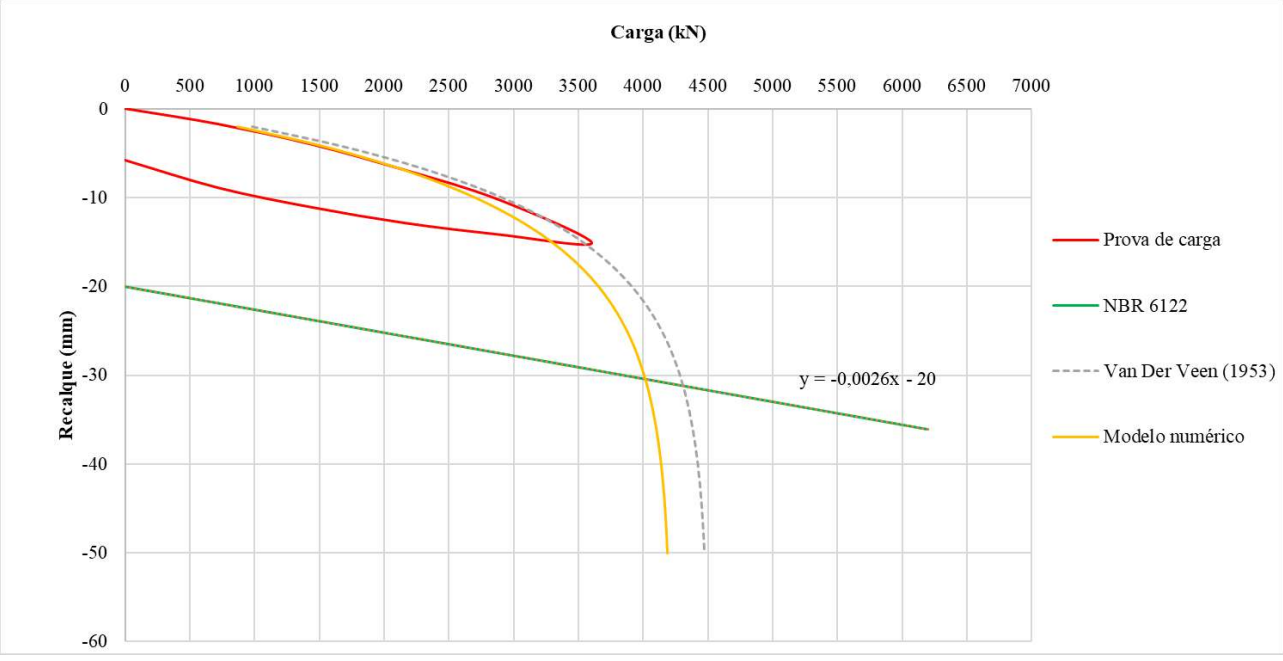


Figura 6. Curva carga vs recalque (autores, 2024).

5 CONCLUSÃO

Para os métodos semiempíricos constatou-se diferenças entre os mesmos, que se justificam pela formulação proposta por cada autor. Considerando que a estaca esteja com a ponta apoiada na camada de cascalho, o valor da capacidade de carga se aproxima bastante do resultado da prova de carga estática, exceto o método de Aoki & Veloso que apresenta um valor bem superior aos demais.

Em relação ao modelo númerico, foi atingido uma carga de ruptura de 418,0 tf, ou seja, valor bem aproximado a PCE.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque, Paulo José Rocha de; Gargia, Jean Rodrigo (2020). *Engenharia de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo – Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.

Cintra, José Carlos A.; Aoki, Nelson (2010). *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. São Paulo.

Danziger, Bernadete Ragoni; Lopes, Francisco de Rezende (2022). *Fundações em Estacas*. Rio de Janeiro.

Décout, L; Quaresma, R. A. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. Rio de Janeiro.

Teixeira, A. H. (1996). *Projeto e execução de fundações*. São Paulo.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/263

Análise Comparativa da Capacidade de Carga de Estacas entre Provas de Carga Estática e Metodos Semi-Empíricos em Canaã dos Carajás-PA

Bruno Nogueira Urpia
Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, brunourpia@tecnosonda.com.br

Jonas Madeira Guimarães Neto
Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, jonasneto@tecnosonda.com.br

Rafael Barbosa da Silva Vieira
Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, rafaelvieira@tecnosonda.com.br

RESUMO: No Brasil, os métodos semi-empíricos para prever a resistência geotécnica à compressão de uma estaca, são amplamente utilizados nos projetos geotécnicos, por utilizarem correlações com os resultados obtidos em ensaios de campo, como por exemplo, SPT e CPT. Dentre eles, os métodos propostos por Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996) são os mais aplicados, devido a eficácia em diversas regiões, comprovada a partir de análises comparativas com resultados de provas de carga estáticas. Este artigo visa comparar a capacidade de carga geotécnica ao esforço de compressão de estacas tipo Hélice Contínua Monitorada (diâmetros de 0,5m, 0,6m, 0,8m e 1,0m), dimensionadas a partir dos métodos supracitados com uso de 26 sondagens SPT, com resultados de 27 provas de carga estáticas a compressão executadas na região de Canaã dos Carajás-PA. As provas de carga estática foram executadas conforme as recomendações da norma técnica brasileira ABNT NBR 16903 (2020), e em nenhuma delas ocorreu a ruptura convencial da estaca, o que inviabilizou a aplicação de métodos de extrapolação para obtenção da carga de ruptura das estacas. Observou-se que os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Antunes e Cabral (1996) apresentaram resultados muito conservadores. O método de Décourt-Quaresma (1978) apresentou as maiores capacidades de carga, logo, foi o que mais se aproximou das cargas de ruptura. Todas as provas de carga estáticas analisadas foram executadas durante a fase de execução da obra, e, comprovou-se que caso fossem executadas durante a fase de elaboração do projeto das fundações, teriam gerado economia para a obra.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca – Prova de carga estática – Ruptura – Mineração - Capacidade de carga.

ABSTRACT: In Brazil, semi-empirical methods to predict the geotechnical compressive strength of a pile are widely used in geotechnical projects, as they use correlations with the results obtained in field tests, such as SPT and CPT. Among them, the methods proposed by Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) and Antunes and Cabral (1996) are the most applied, due to their effectiveness in different regions, proven through comparative analyzes with test results. static loads. This article aims to compare the geotechnical load capacity to the compression effort of Continuous Flight Auger type piles (diameters of 0.5m, 0.6m, 0.8m and 1.0m), dimensioned using the aforementioned methods using 26 surveys. SPT, with results from 27 static compression load tests carried out in the region of Canaã dos Carajás-PA. The static load tests were carried out in accordance with the recommendations of the Brazilian technical standard ABNT NBR 16903 (2020), and in none of them the pile rupture occurred conventionally, which made it impossible to apply extrapolation methods to obtain the rupture load of the piles. It was observed that the methods of Aoki-Velloso (1975) and Antunes and Cabral (1996) presented very conservative results. The Décourt-Quaresma method (1978) presented the highest load capacities, therefore, it was the one that came closest to the rupture loads. All static load tests analyzed were carried out during the construction phase, and it was proven that if they had been carried out during the foundation design phase, they would have generated savings for the work.

KEYWORDS: Pile – Static load test – Rupture – Mining - Load capacity

1 INTRODUÇÃO

Um dos principais objetivos da engenharia civil é construir e entregar obras que promovam um desempenho satisfatório para os usuários, sendo a fundação, uma das etapas cruciais para este feito.

Cada elemento de fundação é formado pelo elemento estrutural e o maciço de solo que o envolve, e possui o objetivo de transferir todas as cargas da estrutura para o solo (MELO, 2019). Com base nisto, toda e qualquer fundação precisa ser projetada e executada para garantir três condições mínimas: segurança (atender aos coeficientes contra a ruptura fixados pelas normas técnicas vigentes), funcionalidade (garantir deslocamentos compatíveis com o tipo e a finalidade a que se destina a estrutura) e durabilidade (apresentar um vida útil igual ou maior do que a estrutura) (ALONSO, 2019).

De modo geral, a capacidade de carga total de uma estaca isolada é definida pela soma da parcela da resistência lateral e da parcela resistência de ponta da estaca (ALBURQUERQUE; GARCIA, 2020). Para prever valores para as resistências de ponta e lateral transmitidas à estaca pelo solo, podem ser utilizados métodos estáticos teóricos na qual aplicam princípios da mecânica dos solos, métodos dinâmicos que utilizam bases de resultados de cravação, com aplicação do princípio de conservação de energia e métodos estáticos semi-empíricas que fazem correlação com resultados obtidos em ensaios de campo, por exemplo, SPT e CPT. Os métodos teóricos são mais restritos pelo fato de parâmetros de solos que muitas vezes não condizem com a realidade e os métodos dinâmicos são exclusivos para estacas cravadas, sendo os métodos semi-empíricos os mais versáteis e difundidos no Brasil, principalmente pelo fato de serem desenvolvidos e adequados com base de ensaios de provas de carga (MELO, 2019).

No intuito de comprovar o desempenho dos elementos de fundação de uma obra, a realização de provas de carga são indiscutivelmente a única forma de se obter essas respostas (NUNES, 1943, *apud* VARGAS, 1993). A partir disto, este trabalho tem como objetivo comparar os resultados de dimensionamentos geotécnicos de estacas tipo hélice contínua monitorada por métodos semi-empíricos e o resultado do comportamento destas estacas em provas de carga estáticas à compressão, com o carregamento do tipo lento, todas realizadas na região de Canaã dos Carajás-PA.

2 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA O DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

2.1 Aoki-Velloso (1975)

O seguinte método foi apresentado no Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Fundações de 1975, na Argentina, por Nelson Aoki e Dirceu de Alencar Velloso, desenvolvido a partir de provas de carga e correlações com ensaios CPT (Cone Penetration Test), sendo posteriormente adaptado com correlações para ensaios SPT (Standard Penetration Test). A capacidade de carga geotécnica da estaca é encontrada a partir da Equação 1 abaixo, a qual engloba as parcelas da resistência lateral e da resistência de ponta.

$$R = \frac{K \,.\, N_P}{F_1} \,.\, A_P \;+\; U \,.\, \sum\left(\frac{\alpha \,.\, K \,.\, \overline{N}_{SPT}}{F_2}\right) \,.\, \Delta_L \qquad (1)$$

Onde U é o perímetro da seção transversal da estaca, α e K são fatores que dependem do tipo de solo, NSPT é o número de golpes para a respectiva camada de solo, ΔL é o segmento da estaca na respectiva camada de solo, F1 e F2 são fatores de correção que dependem do tipo de estaca, NP é o valor NSPT na camada de solo da ponta da estaca e AP é a área da ponta da estaca.

Para a obtenção da resistência admissível, os autores definem a aplicação de um coeficiente de segurança de 2,0, o mesmo utilizado pela ABNT NBR 6122 (2022), apresentado na Equação 2.

$$R_{adm} = \frac{R}{2{,}0} \qquad (2)$$

2.2 Décourt-Quaresma (1978)

O seguinte método foi apresentado no 6° Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, em 1978, por Luciano Décourt e Arthur Quaresma, o qual foi desenvolvido a partir de provas de carga e correlações com ensaios SPT, e a capacidade de carga geotécnica da estaca é obtida com a Equação 3 abaixo, que unifica as parcelas da resistência lateral e da resistência de ponta.

$$R = \alpha . C . \overline{N}_P . A_P + U . \beta . \Delta_L . \left[10 . \left(\frac{\overline{N}_{SPT}}{3} + 1\right)\right] \quad (3)$$

Onde U é o perímetro da seção transversal da estaca, β e α são fatores que dependem do tipo de solo e da estaca, NSPT é o número de golpes para camada de solo, ΔL é o segmento da estaca na respectiva camada de solo, C é um fator que depende do tipo de solo, NP é o valor resultante da média de três valores obtidos ao nível da ponta da estaca imediatamente acima e abaixo desta e AP é a área da ponta da estaca.

Para a obtenção da resistência admissível, os autores definem a aplicação de um coeficiente de segurança para cada parcela de resistência, lateral (RL) e ponta (RP) conforme a Equação 4.

$$R_{adm} = \frac{R_L}{1{,}30} + \frac{R_P}{4{,}00} \quad (4)$$

2.3 Antunes e Cabral (1996)

O seguinte método foi apresentado no 3° Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, em 1996, por William Antunes e David Cabral, o qual foi desenvolvido a partir de provas de carga estáticas e correlações com ensaios SPT em estacas tipo hélice contínua, sendo utilizado exclusivamente para este tipo de estaca. A capacidade de carga geotécnica da estaca é obtida com a Equação 5 abaixo, que somatiza as parcelas da resistência lateral e da resistência de ponta.

$$R = \beta_2' . N_P . A_P + U . \sum(\overline{N}_{SPT} . \beta_1') . \Delta_L \quad (5)$$

Onde U é o perímetro da seção transversal da estaca, β_2' e β_1' são fatores que dependem do tipo de solo, NSPT é o número de golpes para camada de solo, ΔL é o segmento da estaca na respectiva camada de solo, NP é o valor NSPT na camada de solo da ponta da estaca e AP é a área da ponta da estaca.

Para a obtenção da resistência admissível, aplica-se a Equação 4, com coeficiente de segurança de 2,0.

3 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

De acordo com Alonso (2013, p. 2), "A prova de carga consiste em se carregar a estaca (à compressão, à tração ou horizontalmente) com incrementos progressivos de carga (P) e medida dos deslocamentos correspondentes (d), resultando um gráfico carga x deslocamento".

O ensaio de prova de carga estática em fundações profundas é normatizado no Brasil desde 1951, na época, pela norma técnica NB-20. Desde então, esta norma vem sofrendo revisões e mudanças, sendo hoje conhecida pela então vigente ABNT NBR 16903 (ABNT, 2020).

O ensaio é executado em estágios de carregamento e descarregamento, que tem critérios definidos de acordo com o tipo de carregamento escolhido, lento, rápido, misto, cíclico lento ou cíclico rápido, sendo o lento o mais utilizado no Brasil.

O resultado principal de um ensaio de prova de carga estática é a curva carga x recalque, sendo obtida a partir da coleta dos valores de deslocamento vertical (recalques) apresentados para cada carga aplicada nos estágios de carregamento e descarregamento. E é a partir da análise desta curva que são retiradas as informações referentes à capacidade de carga da estaca.

3.1 Interpretação dos resultados da prova de carga estática

Na interpretação da curva carga x recalque, é necessário entender sobre os modos de ruptura geotécnica em provas de carga estáticas em estacas. Cintra et al. (2013) apresenta três modos de ruptura, a ruptura nítida, a ruptura física e a ruptura convencional.

A ruptura nítida é obtida quando o elemento de fundação, sistema estaca-solo, apresenta recalques incessantes antes do último estágio de carregamento, ou seja, não consegue mais mobilizar resistência, logo, entende-se que a prova de carga atingiu a ruptura, (CINTRA et al., 2013). A ruptura física, é caracterizada quando os pontos obtidos na fase de carregamento constituem parte de um gráfico assintótico a uma reta vertical, e o valor da capacidade de carga da estaca é definida pela assíntota vertical (CINTRA et al., 2013).

Nos casos em que não são identificadas rupturas nítidas e rupturas físicas, e o ensaio é completado até o final, com a estabilização dos recalques durante os estágios de carregamento, é preciso adotar arbitrariamente um ponto da curva de carregamento, que corresponderá a suposta carga de ruptura, que é a capacidade de carga da estaca. Nestas condições, a ruptura é denominada ruptura convencional (CINTRA et al., 2013).

Na literatura existem alguns métodos que definem a carga de ruptura da estaca em casos em que a ruptura nítida não ocorre durante o ensaio, convencionada como àquela correspondente à interseção da curva carga x recalque com retas de equações. Em alguns casos, para aplicar um método de ruptura convencional, se torna necessário extrapolar a curva carga x recalque obtida no ensaio, que pode ser feita a partir de expressões matemáticas, como uma polinomial, sempre buscando a melhor correlação possível (CINTRA et al., 2013).

Todavia, é importante frisar que estes métodos só apresentam eficiência nos casos em que a curva carga x recalque obtida se aproximar de um gráfico assintótico a uma reta vertical, tendendo a atingir valores próximos da carga de ruptura.

4 ESTUDO DE CASO

Para o desenvolvimento deste trabalho, foram utilizados dados de 26 sondagens SPT e de 27 provas de carga estáticas à compressão com carregamento lento em estacas tipo hélice contínua monitorada de uma obra de grande porte, localizada em um complexo de mineração na cidade de Canaã dos Carajás-PA.

As provas de carga estáticas foram executadas durante a fase de execução da obra, com aplicação de cargas para mobilizar 2,0x a carga de trabalho das estacas, definidas nos projetos executivos da obra. Todavia, as provas de carga números 12, 15 e 16 não atingiram 2,0x a carga de trabalho, somente 1,6x, devido a possibilidade de instabilidade do sistema de reação.

Com o intuito de atingir a ruputra da estaca, a prova de carga 27 foi executada com fator de segurança de 3,3x a carga de trabalho da estaca, mas, nem a ruptura convencional foi atingida. E, não foi possível concluir o estágio de descarregamento devido a possibilidade de instabilidade no sistema de reação.

O dimensionamento geotécnico de cada estaca ensaida foi feito a partir de métodos semi-empíricos, utilizando a quantidade máxima de sondagens dentro de um raio de 20,0m do seu eixo, e, a sua capacidade de carga foi definida como a média obtida para cada um dos perfis de sondagem. Foram respeitados os limites de validade dos valores NSPT de cada um dos métodos aplicados, e, foram aplicados os respectivos coeficientes de segurança para a obtenção das resistências admissíveis, que são as resistências apresentadas neste trabalho.

Não foi identificada a ruptura nítida em nenhuma das provas de carga executadas, e, após a análise da curva carga x recalque, constatou-se que nenhuma das estacas se aproximou da ruptura convencional, devido aos pequenos deslocamentos e ao fato da curva não tender a formar um gráfico assintótico a uma reta vertical.

4.1 Características do solo

Foram utilizadas 26 sondagens SPT para este estudo, executadas em elevações distintas, das quais, 21 são percussivas e 05 são mistas. Em geral, todos os perfis indicaram a presença predominante de Silte argiloso, com NSPT variando entre 10 e >50 golpes, e, pequenas camadas de Argila Siltosa e Silte Arenoso. As sondagens, em sua totalidade, foram paralisadas por critérios de impenetrabilidade preconizados na norma técnica ABNT NBR 6484 (2020). A Tabela 1 apresenta 16 das 26 sondagens utilizadas neste estudo de caso.

Tabela 1. Valores de NSPT por sondagem a partir da profundidade. Elaborada pelo autor (2024).

Prof. (m)	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6	SP7	SP8	SP9	SP10	SP11	SP12	SP13	SP14	SP15	SP16

1	-	-	11	14	8	-	-	-	-	-	-	-	10	-	-	-
2	7	8	9	17	9	-	8	-	-	-	-	-	9	-	3	3
3	7	9	11	11	10	15	9	-	24	-	-	8	12	4	3	4
4	8	10	17	13	10	17	10	-	21	-	9	7	12	4	3	5
5	9	10	14	14	10	26	10	8	16	-	8	6	12	4	3	5
6	13	10	12	16	10	15	10	15	15	9	10	9	15	3	3	4
7	13	10	22	17	12	19	11	18	12	6	9	11	16	5	3	3
8	15	10	24	16	15	20	12	14	8	7	15	10	32	6	3	5
9	13	10	28	16	15	19	13	17	15	10	12	9	37	14	3	9
10	11	13	21	19	20	9	10	19	31	26	13	11	39	15	3	12
11	20	4	25	10	21	10	13	15	27	31	15	11	37	19	8	16
12	26	12	27	14	25	13	16	21	28	32	28	8	42	19	12	19
13	28	17	13	17	22	27	11	19	27	35	31	9	50	25	24	22
14	25	12	14	22	20	50	12	18	50	38	35	11	50	27	26	8
15	23	20	28	28	26	10	50	17	32	21	29	13	50	34	30	18
16	48	19	29	14	6	6	7	22	38	23	32	16	IMPENETRÁVEL	39	33	31
17	50	50	34	23	8	8	7	18	45	28	50	23		34	34	34
18	50	50	32	23	13	6	10	24	38	30	50	50		38	36	35
19	50	24	50	50	8	8	7	20	36	14	49	50		38	39	39
20	50	25	50	IMPENETRÁVEL	10	7	6	20	50	19	50	13		39	36	41
21	50	28	IMPENETRÁVEL		16	4	4	27	50	22	50	15		50	36	44
22	50	48			23	13	13	24	50	50	50	17		50	50	39
23	IMPENETRÁVEL	50			23	50	10	35	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	18		50	50	50
24		50			50	IMPENETRÁVEL	9	32		50		18		IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50
25		50			IMPENETRÁVEL		13	26		50		18				50
26		50					8	31		IMPENETRÁVEL		40				IMP.
27		50					IMP.	45				50				
28		IMP.					50	50				50				
29								50				50				
30								IMP.				IMP.				
31																
32																

Nas sondagens mistas, após a impossibilidade do avanço com o amostrador SPT, foi identificada a presença de rocha máfica pouco alterada.

4.2 Estacas ensaiadas

A Tabela 2 apresenta as características das estacas ensaidas, como diâmetro e comprimento de fuste ensaiado (L), as cargas máximas atingidas no ensaio (Q máx) e os recalques máximos e residuais apresentados nas respectivas provas de carga estática.

Tabela 2. Informações das estacas ensaiadas e dos respectivas provas de carga. Elaborada pelo autor (2024).

P.C.E.	Diâmetro (m)	L (m)	Qmáx (tf)	ρ máximo (mm)	ρ residual (mm)
01	0,6	12,90	210	2,82	1,24
02	0,6	15,27	210	1,57	0,36
03	0,6	14,28	210	3,08	1,14
04	0,6	14,42	210	1,95	0,54
05	0,8	11,20	300	2,83	1,93
06	0,8	11,80	300	2,14	0,76
07	0,8	21,03	400	2,97	0,84
08	0,8	20,03	400	3,34	1,78
09	0,8	22,44	400	2,46	0,52
10	0,8	17,06	400	3,15	1,36
11	0,8	20,62	400	3,31	1,66
12	1,0	27,00	640	7,71	4,39

13	1,0	25,05	800	3,84	1,31
14	1,0	25,06	800	3,35	1,27
15	1,0	27,00	640	3,51	0,89
16	1,0	25,21	640	3,91	1,16
17	0,6	14,27	160	1,13	0,06
18	0,6	15,68	160	1,60	0,68
19	0,6	15,62	160	1,75	0,39
20	0,8	12,14	210	1,73	1,00
21	0,8	12,05	210	1,55	0,45
22	0,6	17,02	220	2,80	1,03
23	0,5	15,30	190	2,10	0,47
24	0,8	16,06	240	1,44	0,76
25	0,6	18,06	160	2,41	1,03
26	0,6	21,22	260	3,07	0,97
27	0,6	16,39	397	7,28	-

5 RESULTADOS

A partir das 26 sondagens SPT, foram realizados os dimensionamentos geotécnicos com os métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996), com valores de resistência admissível em toneladas-força apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados do dimensionamento geotécnico, métodos semi-empíricos. Elaborado pelo autor (2024).

PCE	Sondagens de referência	Décourt-Quaresma (1978)	Aoki-Velloso (1975)	Antunes e Cabral (1996)	Qmáx P.C.E. (tf)
01	SP6	115,2	70,0	89,5	210
02	SP19/SP23/SP25	277,8	163,9	171,5	210
03	SP21/SP22	211,6	130,8	140,2	210
04	SP13	221,8	137,5	144,4	210
05	SP6/SP18	182,0	103,2	131,9	300
06	SP20	167,7	86,5	110,6	300
07	SP9/SP16	466,6	309,8	332,3	400
08	SP14/SP16	456,6	304,9	325,3	400
09	SP10	560,3	326,8	333,6	400
10	SP8	271,2	182,1	226,5	400
11	SP24	407,3	217,4	242,5	400
12	SP12	712,8	477,5	512,9	640
13	SP11/SP14 /SP15/SP17	861,3	529,8	565,7	800
14	SP8/SP15	746,7	480,9	501,1	800
15	SP10/SP14	931,2	550,8	592,5	640
16	SP10	833,0	497,9	505,0	640
17	SP7	98,7	53,4	68,3	160
18	SP7	124,3	71,9	91,9	160
19	SP7	124,3	71,9	91,9	160
20	SP26	201,3	133,4	163,7	210
21	SP26	201,3	133,4	163,7	210
22	SP5	142,5	57,0	67,6	220
23	SP4	122,8	53,3	61,7	190
24	SP4	212,3	126,8	138,9	240
25	SP3	224,1	136,7	144,0	160
26	SP2	244,2	151,6	155,2	260

27	SP1	222,8	148,2	155,7	397

As Figuras 1, 2 e 3 abaixo apresentam os valores de capacidade de carga das estacas dimensionadas por métodos semi-empíricos e a carga máxima da prova de carga estática, por diâmetro.

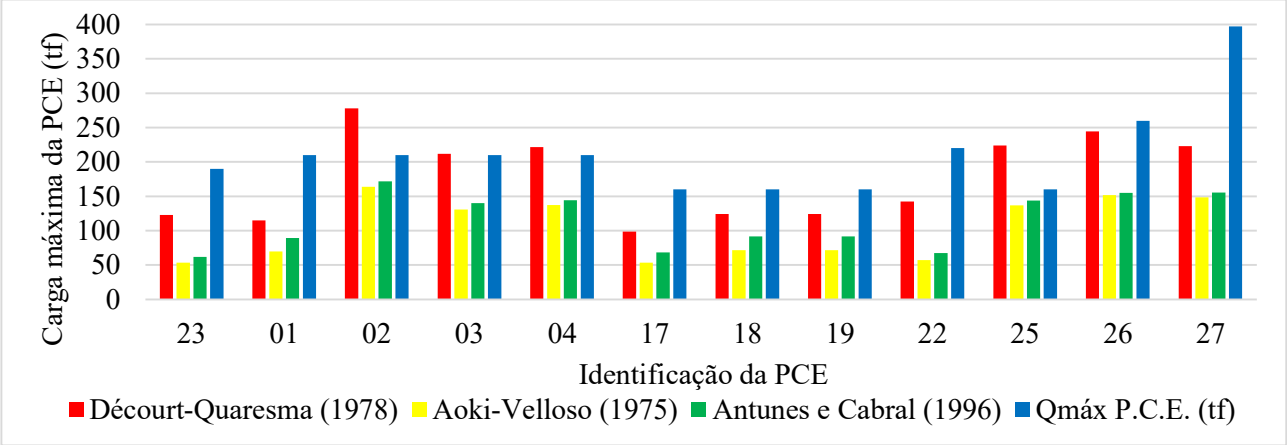


Figura 1. Capacidades de carga e carga máx. das PCE's, estacas Ø0,5m e Ø0,6m. Elaborado pelo autor (2024).

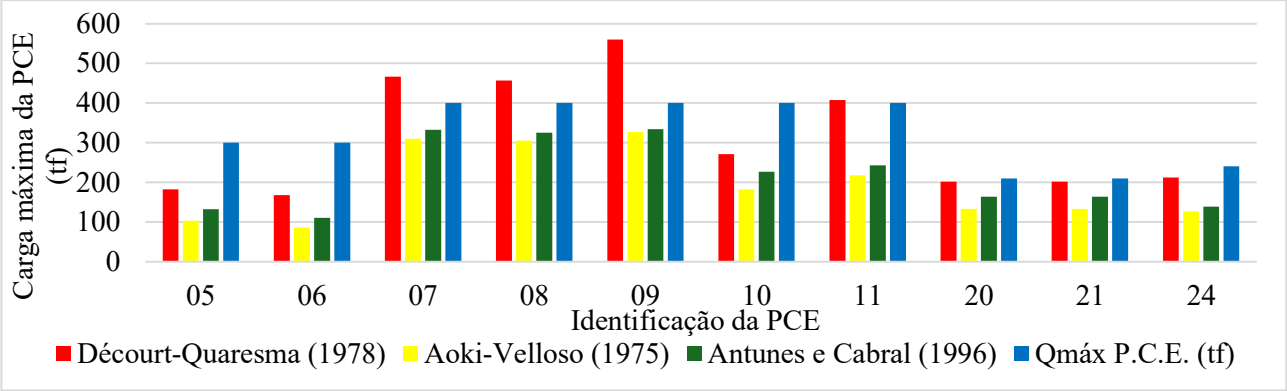


Figura 2. Capacidades de carga e carga máx. das PCE's, estacas Ø0,8m. Elaborado pelo autor (2024).

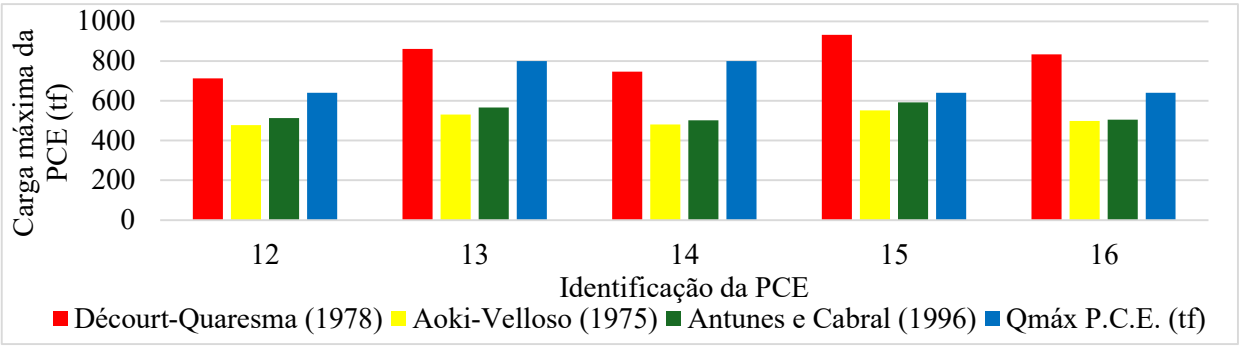


Figura 3. Capacidades de carga e carga máx. das PCE's, estacas Ø1,0m. Elaborado pelo autor (2024).

É notória a discrepância entre as capacidades de carga propostas pelo método de Décourt-Quaresma (1978) e os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Antunes e Cabral (1996), os quais apresentam valores muito inferiores em todos os diâmetros.

Em todas as provas de carga os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Antunes e Cabral (1996) apresentaram capacidades de carga abaixo das cargas máximas de ensaio, reforçando a discrepância para a capacidade de carga real das estacas. O método de Décourt-Quaresma (1978) apresentou superioridade à carga máxima da prova de carga em 12 ensaios, mas, não é possível descobrir a diferença da capacidade de carga real da estaca, devido a impossibilidade da extrapolação da curva carga x recalque.

6 CONCLUSÃO

Diante dos resultados obtidos e análises feitas, é possível concluir de que os métodos de Aoki-Velloso (1975) e de Antunes e Cabral (1996) apresentam valores muito conservadores para o tipo de solo da região de estudo, e, que o método de Décourt-Quaresma (1978) se demonstrou mais próximo da realidade.

Acredita-se que o apoio da ponta da estaca em um material impenetrável e muito competente tenha contribuído muito para a elevada capacidade de carga apresentadas pelas estacas, e para a discrepância de carga para os métodos aplicados, visto que a resistência de ponta nos métodos é limitada pelo valor da resistência lateral, tipo da estaca e valores máximos de NSPT.

O fato de que a maioria dos métodos semi-empíricos para dimensionamento geotécnico foram elaborados a partir de ensaios de prova de carga estática em regiões pouco representativas para toda a diversidade geológica do Brasil, geram possíveis conservadorismos e distância da realidade da real capacidade de carga de estacas. Esta constatação reforça o ganho de executar provas de carga estáticas ainda na fase de elaboração do projeto executivo, principalmente em regiões remotas do país em que poucas provas de carga foram executadas e publicadas, pois a possibilidade de economia é enorme.

Pode-se afirmar que este artigo contribui para a comunidade geotécnica para auxílio no dimensionamento da capacidade de carga geotécnica de fundações profundas, visto que não existem trabalhos publicados neste nicho para a região de Canaã dos Carajás-PA.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a toda a toda equipe da obra, e em especial a equipe da Tecnosonda S/A.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alburquerque, P. J. R. de; Garcia, J. R. (2020). Engenharia de Fundações. 1 ed. Rio de Janeiro: LTC.

Alonso, U. R. (2013). Provas de carga estáticas: Evolução dos ensaios e cuidados a tomar para evitar acidentes, prática brasileira até a NBR 6122:2010. São Paulo.

Alonso, U.R. (2019). Previsão e controle das fundações. 3 ed. São Paulo: Blucher.

Antunes, W.R., Cabral, D.A. (1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3. , São Paulo. Anais... vol. 2, pp. 105-110.

Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). An aproximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Congresso panamericano de mecanica de suelos y cimentaciones, 5., 1975, Buenos Aires. Anais... Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mécanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, p.367-376.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro.

Cintra, J. C. A. et al. (2013). Fundações: Ensaios Estáticos e Dinâmicos. 1. ed. São Paulo: Oficina dos Textos.

Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solo e Engenharia de Fundações, 6., Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, 1978. v.1, p.45 – 53.

Melo, B. N. (2019). Fundações. 1. ed. Londrina: Editora e Distribuidora Educacional S.A.

Vargas, M. (1993) Provas de carga em estacas, uma apreciação histórica. *Direng*, p.33-39.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/264

Análise comparativa entre diferentes métodos de estimativa de recalques por previsão de prova de carga em placa

Matheus Vasconcelos do Nascimento
Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. matheusvasna@gmail.com

Ana Cinthya Mariano de Sousa
Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. engcinthya@gmail.com

Ana Carolina Vasconcelos Silva
Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. eng.anacarolinavasconcelos@gmail.com

Rodolfo Moreira Cavalcante
Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. rodolfocavalcante@gmail.com

Alfran Sampaio Moura
Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. alfransampaio@ufc.br

RESUMO: O artigo analisa previsões dos recalques de uma prova de carga direta circular de 50 cm de diâmetro, realizada superficialmente no Campo Experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará. Foram utilizados resultados de ensaios de laboratório e de campo, para a obtenção de parâmetros, e foram utilizados tanto a metodologia clássica da Teoria da Elasticidade quanto métodos semi-empíricos, incluindo os de Décourt (1965), Schmertmann (1978), Barata (1984), Burland & Burbidge (1985), Meyerhof (1965) e Sandroni (1991). Os ensaios de laboratório incluíram caracterização física, cisalhamento direto e ensaios triaxiais. Também foi realizada sondagem a percussão (SPT). Além disso, uma prova de carga direta (PCD) realizada no local conforme a norma NBR 6489/19 foi utilizada como referência para comparação entre os métodos de cálculo. A análise para estabelecer a convergência das previsões foi realizada através do método dos mínimos quadrados, destacando que os resultados mais próximos foram os de Schmertmann (1978) e Sandroni (1991), enquanto os mais distantes foram os de Burland & Burbidge (1985), Barata (1984) e Meyerhof (1965).

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga, Recalque, Estimativa.

ABSTRACT: The article analyzes the analysis of the settlements of a 50 cm diameter circular direct load test, carried out superficially at the Experimental Field of Geotechnics and Foundations of the Federal University of Ceará. Results from laboratory and field tests were used to obtain parameters, and both the classical methodology of the Theory of Elasticity and semi-empirical methods were used, including those of Décourt (1965), Schmertmann (1978), Barata (1984), Burland & Burbidge (1985), Meyerhof (1965) and Sandroni (1991). Laboratory tests included physical characterization, direct shear and triaxial tests. A standart penetration test (SPT) was also performed. Furthermore, a direct load test (PCD) carried out on site in accordance with the NBR 6489/19 standard was used as a reference for comparison between the design methods. The analysis to establish the convergence of variations was carried out using the least squares method, highlighting that the closest results were those of Schmertmann (1978) and Sandroni (1991), while the most distant were those of Burland & Burbidge (1985), Barata (1984) and Meyerhof (1965).

KEYWORDS: Load test, Settlement, Estimation.

1 INTRODUÇÃO

Na Engenharia Geotécnica, ensaios de campo são comuns para obter parâmetros físicos, de deformabilidade e de resistência do solo. A prova de carga direta gera uma curva carga x recalque, representando o comportamento do solo sob carga aplicada por uma placa de diâmetro específico. Diversos

métodos estão disponíveis na literatura para estimar os recalques em fundações superficiais, incluindo métodos diretos, semi-empíricos e empíricos. Neste estudo, são utilizados métodos diretos baseados na Teoria da Elasticidade e métodos semi-empíricos de Décourt (1965), Schmertmann (1978), Barata (1984), Burland & Burbidge (1985), Meyerhof (1965) e Sandroni (1991), para estimar a curva carga x recalque, comparando os resultados através do método dos Mínimos Quadrados. Estudos anteriores, como Tan e Duncan (1991) compararam 12 diferentes métodos estimativos considerando a precisão dos resultados, a confiabilidade e a facilidade de utilização. Concluíram que os métodos foram desenvolvidos para atingir objetivos distintos. Bungenstab (2010) discute a dispersão dos resultados obtidos pela utilização de métodos indiretos para a previsão de recalques e compara com os recalques obtidos por monitoramento de fundações rasas de um edifício.

2 LOCAL DE ESTUDO

O local de estudo é o Campo Experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará (CEGEF – UFC). O mesmo fica localizado no Campus do Pici, em Fortaleza, Ceará. Compreende uma área de, aproximadamente, 900 m² e está situado próximo ao Departamento de Educação Física.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção, são apresentados os materiais, caracterizados a partir de ensaios previamente realizados, e a descrição dos métodos escolhidos para o cálculo das estimativas de recalque no solo estudado.

3.1 Ensaios realizados

3.1.1 Ensaios para obtenção de parâmetros do solo

Ensaios geotécnicos, de campo e laboratório, para fins de caracterização do sobsolo do CEGEF – UFC, foram realizados previamente e publicados em Moura et al (2018). Dentre eles: Ensaios de Caracterização Física, Triaxiais, Oedométricos, de Cisalhamento Direto e Sondagem a Percussão (SPT). A classificação do solo superficial, que corresponde a porçao de solo submetida as tensões provenientes da prova de carga direta utilizada nesse trabalho, pelo Sistema Unificado de Classificação (SUCS) é SM, ou seja, trata-se de solo granular do tipo areia-siltosa. A Tabela 1 mostra um resumo com as principais características/parâmetros do solo estudado.

Tabela 1. Resumo do principais parâmetros do solo para a profundidade de 1,10 m.

Características/Parâmetros	**110 cm**	**Forma de Obtenção**
Classificação do solo	SM	Granulometria
Umidade natural (%)	12,4	Estufa
Gs (g/cm³)	2,58	Picnômetro
γ_d (kN/m³)	22,5	Compactação
w_{ot} (%)	9,6	Compactação
ϕ	31,8°	Cisalhamento direto
c (kPa)	1,3	Cisalhamento direto
ϕ	33,5°	Triaxial
c (kPa)	0	Triaxial
E (MPa)	20	Triaxial

3.1.2 Ensaio de Prova de carga com placa

O ensaio de Prova de Carga, com placa de 50 cm de diâmetro,foi realizado sobre a superfície do solo, onde as cargas foram aplicadas em estágios e resultou no gráfico da Figura 1.

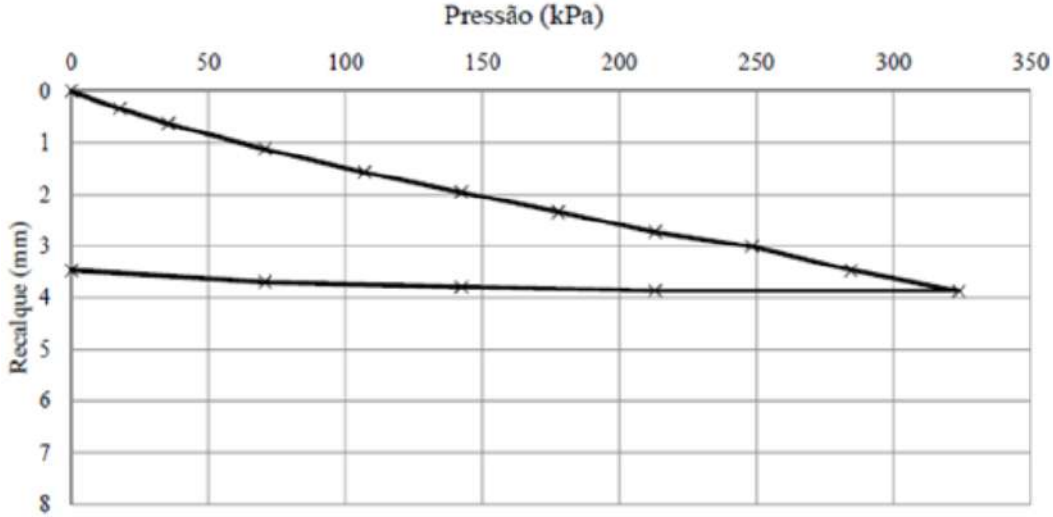


Figura 1. Perfil do índice de deformação específica. (Fonte: MOURA et. al., 2018).

Na curva carga x recalque é possível verificar o valor do recalque máximo de aproximadamente 3,87 mm, correspondente a tensão de 350 kPa. Já o recalque residual obtido foi de 3,5 mm.

3.1.3 Ensaio de Sondagem a Percussão (SPT)

Um ensaio de sondagem SPT (Standard Penetration Test) foi realizado a uma distância de 2,0 m do local onde foi realizada a prova de carga direta. O perfil de sondagem pode ser visto na Figura 2.

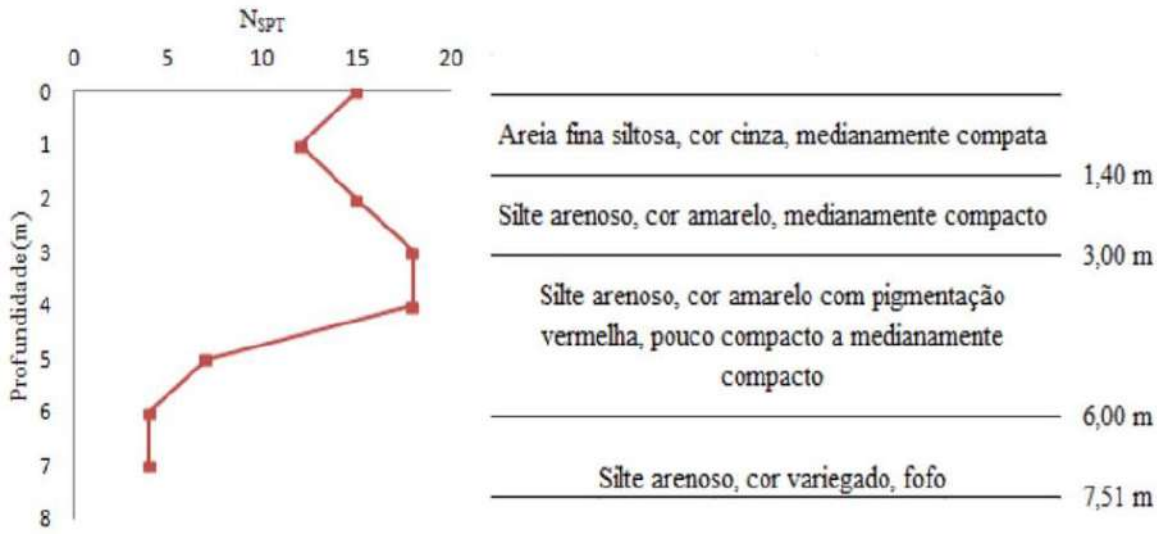


Figura 2. Resultado da sondagem à percussão realizada. (Fonte: MOURA et. al., 2018).

3.2 Previsão de Recalque

A seguir são apresentados, resumidamente, as expressões de cada método utilizadas neste trabalho.

3.2.1 Método Racional da Elasticidade

O método racional utilizando a Teoria da Elasticidade faz uso de parâmetros de deformabilidade obtidos em laboratório e em situ de modo a aplicar em modelos de previsão exatos. Para o caso de recalque de uma

sapata sob carga centrada, a seguite equação pode ser utilizada:

$$w = q \times B \times \frac{1-\upsilon^2}{E} \times I_s \times I_d \times I_h \quad (1)$$

Onde: w = recalque (mm); q = pressão média aplicada (kPa);B = menor dimensão da sapata (m);υ = coeficiente de Poisson;E = Módulo de Elasticidade (kPa);I_s = Fator de forma do elemento de fundação;I_d = Fator de profundidade/embutimento e I_h = Fator de espessura de camada compressiva.

O valor de $I_s \times I_h$ é adotado como 1 para carregamentos na superfície de um meio de espessura finita (Harry, 1966).

3.2.2 Método de Decourt (1992)

Decourt (1992) propôs uma equação semi-empírica baseada no N_{spt} para o cálculo do recalque em solos arenosos. A equação considera a carga aplicada ao solo (q), a menor dimensão da fundação (B) e o valor médio do N_{spt} para a profundidade do bulbo de tensões gerado pelo elemento de fundação.

$$S = 27 \times \frac{q \times B^{0,7}}{N_{SPT}} \quad (2)$$

Onde: S = recalque (cm); q = pressão média aplicada (MPa); B = menor dimensão da sapata (m) e N_{SPT} = valor médio do SPT.

3.2.3 Método de Schmertmann (1978)

Schmertmann (1978) observou em ensaios de placa de prova de carga que abaixo dos mesmas ocorria uma deformação específica εz, que quando medida demonstrava haver um pico na profundidade de B/2 e que se anulava em 2B, para fundações com a relação L/B = 1. A partir dessa constatação criou o Índice de deformação específica, definido como:

$$I_\varepsilon = \varepsilon_z \times \frac{E}{q} \quad (3)$$

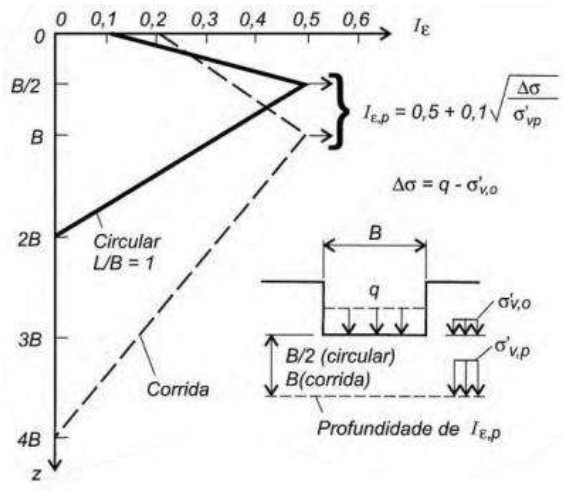


Figura 3. Perfil do índice de deformação específica.

O pico é determinado em função do acréscimo de tensão, da tensão geostática e do alívio devido a escavação para assentamento da fundação.

Com o perfil do índice de deformação específica construído e conhecido o valor de E, o recalque w pode ser calculado através da equação:

$$w = \int_0^H \varepsilon_z dz = q \int_0^{2B} \frac{I_e}{E} dz = q \sum_{i=1}^{n} \frac{I_{\varepsilon,i}}{E_i} \Delta z \quad (4)$$

Schmertmann (1970) sugeriu duas correções a serem utilizadas para corrigir o recalque obtido pela equação 4. A primeira correção C_1, referente ao embutimento do elemento de fundação, é dada pela expressão:

$$C_1 = 1 - 0{,}5 \times \frac{\sigma'_{v,0}}{q} \quad (5)$$

Onde: C_1 = fator de correção de embutimento; $\sigma'_{v,0}$ = tensão geostática na profundidade de assentamento da fundação (kPa) e q = tensão transmitida pelo elemento de fundação ao solo (kPa).

A segunda correção C_2, considera as deformações viscosas oriundas do adensamento secundário do solo (creep), é definida como:

$$C_2 = 1 + 0{,}2 \times \log \frac{t}{0{,}1} \quad (6)$$

Onde: C_2 = fator de correção de viscosidade (creep) e t = tempo (em anos).

Em 1978, propôs novas correlações para o Módulo de Elasticidade (E), a partir dos valores de q_c, obtidos pelo ensaio de CPT (Cone Penetration Test). Sendo:

$$E = 2{,}5 \times q_c \text{ (Sapatas circulares e quadradas)} \quad (7)$$

$$E = 3{,}5 \times q_c \text{ (Sapatas corridas)} \quad (8)$$

3.2.4 Método de Barata (1984)

Barata (1984) propôs que o recalque fosse calculado pela Teoria da Elasticidade, com o Módulo de Young sendo obtido por meio do ensaio de CPT através da correlação:

$$E = \eta \times q_c \quad (9)$$

Onde: E = Módulo de Elasticidade (kPa); h = coeficiente do tipo de solo sendo h = 2,0 para areias e h = 8,0 para argilas e q_c = valor da resistência de ponta obtida pelo CPT (kPa).

A partir da obtenção do Módulo de Elasticidade e da pressão aplicada (σ)é possível, pela aplicação da Lei de Hooke,determinar a deformação para a camada de solo considerada.

Pela Lei de Hooke:

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (10)$$

Onde: E = Módulo de Elasticidade (kPa); ε = deformação (m) e σ = pressão aplicada (kPa).

Com a deformamação (ε) e a espessura da camada de solo (H) é possível determinar o recalque (w):

$$w = H \times \varepsilon \quad (11)$$

Onde: H = espessura da camada de solo considerando a profundidade do bulbo de tensões (m); ε = deformação (m) e w = recalque (m).

3.2.5 Método de Burland & Burbidge (1985)

O método de Burland & Burbidge (1985) define o recalque como uma expressão em função do N_{SPT}, fator de forma e fator de espessura compressível.

$$w = q \times B^{0,7} \times \frac{1{,}71}{N^{1,4}} \times f_s \times f_l \quad (12)$$

Onde: w = recalque (mm); q = pressão aplicada (kN/m²); B = menor dimensão da fundação (m) e N = média do número de golpes na profundidade do bulbo;

f_s = fator de forma dado por:

$$f_s = \frac{1{,}25 \times \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0{,}25} \tag{13}$$

f_l= fator de espessura compressível dado por:

$$f_l = \frac{H}{Z_1}\left(2 - \frac{H}{Z_1}\right) \tag{14}$$

Sendo que, para H >Z_1, f_1 = 1,0.

3.2.6 Método de Meyerhof (1965)

O método de Meyerhof (1965) propõe que a relação entre a carga aplicada e o recalque admissível em areias pode ser dado pelas expressões:

$$q_{adm} = \frac{N_{SPT} \times w_{adm}}{8} \qquad \text{para B < 4'} \tag{15}$$

$$q_{adm} = \frac{N_{SPT} \times w_{adm}}{12} \times \left(\frac{B+1'}{B}\right)^2 \qquad \text{para B> 4'} \tag{16}$$

Onde: B = menor lado da fundação (pés); w_{adm}= recalque (pol.) e q_{adm} = carga aplicada (kgf/cm²).

3.2.7 Método de Sandroni (1991)

Sandroni (1991), utilizando dos resultados de provas de carga em solos residuais em gnaisse, propôs um gráfico, com expressões que relacionam o N do SPT com o Módulo de Elasticidade E do solo.

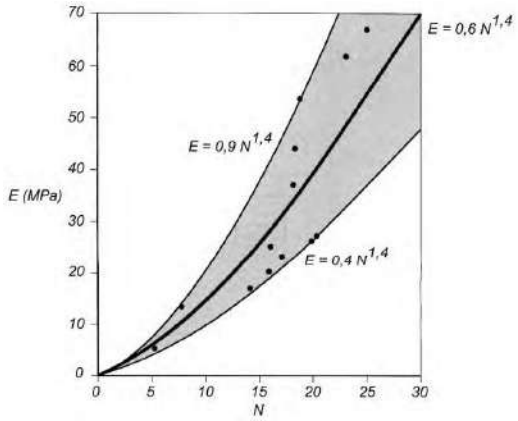


Figura 4. Relação entre o N_{SPT} e o Módulo de Elasticidade de solos residuais

A partir da obtenção do Módulo de Elasticidade para o solo, o cálculo do recalque pode ser realizado com o uso da Teoria da Elasticidade. A expressão (1) pode ser utilizada.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Nesta seção, são apresentados os resultados encontrados para a estimativa de recalque utilizando os métodos descritos na metodologia, bem como a comparação com os dados experimentais obtidos pelo ensaio de prova de carga direta. Para realizar a ordenação dos métodos que mais se aproximam da curva experimental

utilizou-se do método dos Mínimos quadrados. Na Tabela 2 é apresentado um resumo dos valores de recalque calculados para cada um dos métodos propostos e os respectivos erros mínimos quadrados (EMQ).

Tabela 2. Resumo dos valores calculados de recalque (mm) por cada um dos métodos.

Estágio de carga	Pressão (kPa)	Ensaio de Placa	Teoria da Elasticidade	Decourt (1992)	Schmertmann (1978)	Barata (1992)	Burland & Burbidge (1985)	Meyerhof (1965)	Sandroni (1991)
1	18,0	0,34	0,24	0,20	0,23	1,07	0,47	2,61	0,21
2	36,0	0,64	0,48	0,39	0,47	2,14	0,94	5,23	0,41
3	72,0	1,13	0,96	0,79	0,94	4,27	1,88	10,45	0,83
4	109,0	1,57	1,46	1,19	1,42	6,44	2,85	15,82	1,25
5	145,0	1,95	1,94	1,58	1,89	8,51	3,79	21,05	1,67
6	181,0	2,33	2,43	1,97	2,36	10,53	4,74	26,27	2,08
7	217,0	2,73	2,91	2,37	2,83	12,49	5,68	31,50	2,49
8	253,0	2,99	3,39	2,76	3,29	14,36	6,62	36,72	2,91
9	290,0	3,46	3,89	3,16	3,78	16,20	7,59	42,09	3,33
10	323,7	3,87	4,37	3,56	4,24	17,88	8,53	47,32	3,75
EMQ			0,71	0,96	0,23	730,04	72,17	6599,92	0,49

Os métodos que apresentaram previsões mais concordantes foram Schmertamnn (1965), Sandroni (1991) e Teoria da Elasticidade com valores de EMQ menores que 1. Já os métodos de Meyerhof (1965), Barata (1984) e Burland & Burbidge (1985) apresentaram EMQ com valores elevados demonstrando que divergem do comportamento da curva carga x recalque experimental. A figura 5 mostra uma comparação entre a curva experimental e as curvas previstas pelos métodos mais convergentes.

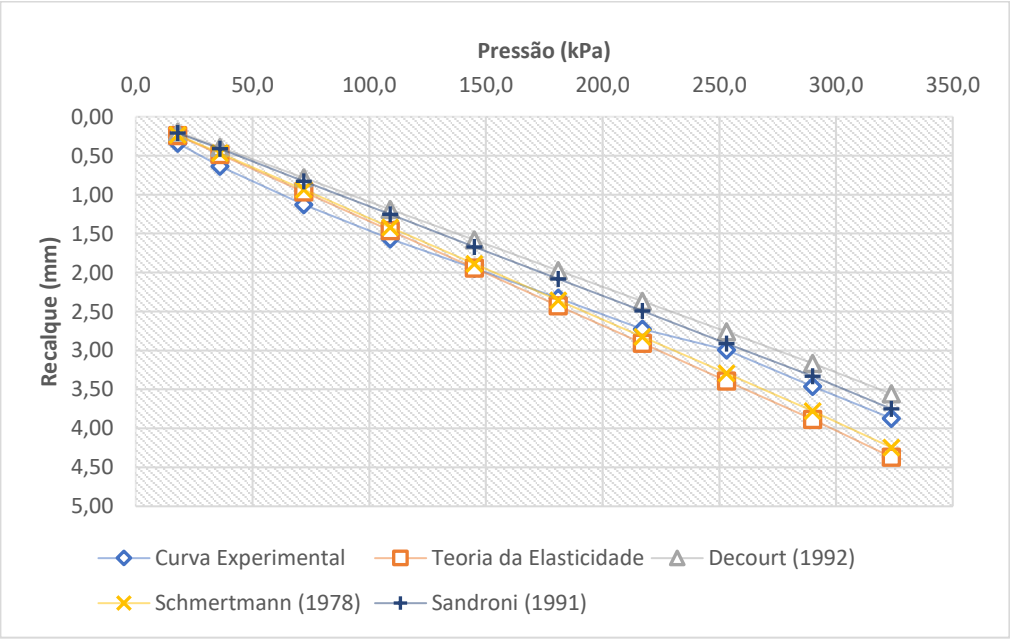


Figura 5. Curva carga x recalque da curva experimental e dos métodos com EMQ < 1.

Pelo gráfico ilustrado na Figura 5, é possível visualizar que as estimativas obtidas pelos métodos da Teoria da Elasticidade, Decourt (1992), Schmertamnn (1965) e Sandroni (1991) tiveram um comportamento convergente aos resultados experimentais. O método de Schmertmann (1978), com EMQ = 0,23, foi o método que mais convergiu. É importante ressaltar que cada método possui considerações e características próprias de cálculo. Os que consideram o N_{SPT} em seus cálculos se referem ao valor médio da sondagem para a camada de solo considerada, seja a do bulbo de tensões gerado pelos acréscimos de pressão da prova de carga.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou um estudo sobre a utilização de métodos de previsao de recalque em fundações diretas comparados a um ensaio de prova de carga direta realizado no Campo Experimetal de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará. Por meio dos resultados, constatou-se que os métodos da Teoria da Elasticidade, de Schmertmann (1978) e Sandroni (1991) conduziram a previsões mais concordantes em relação aos valores experimentais. A teoria da Elasticidade mostrou-se bem representativa do comportamento do solo quando submetido a carregamentos, como se o mesmo tivesse um comportamento mais elástico, muito embora exista uma parcela de deformação não recuperável quando a pressão aplicada é removida. Os métodos cujos resultados não se aproximaram dos valores experimentais justificam tal fato pelas considerações realizadas em suas formulações, o tipo de solo em que foram desenvolvidas e as correlações utilizadas. Importa destacar que a cada correlação utilizada é assumido um erro associado, visto que tal ajuste não corresponde a uma determinação experimental nem laboratorial do parâmetro a ser definido. De um modo geral, os métodos indiretos para a previsão de recalques em fundações rasas são úteis para o projeto de fundações, mas devem ser utilizados com cautela. Recomenda-se a utilização de mais de um método para verificar a convergência dos resultados entre eles, a fim de que, a partir dessa análise, o engenheiro geotécnico assuma um valor de previsão para os recalques dentro da faixa de carga considerada no seu problema.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam os seus sinceros agradecimentos à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES), ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e ao Programa de Pós-graduação do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental - DEHA da Universidade Federal do Ceará (UFC) pelo seu apoio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação brasileira de normas técnicas (ABNT). NBR 6489: Solo – Prova de carga estática em fundação direta. Rio de janeiro. 2019.

Barata, F. E. Propriedades mecânicas dos solos - uma introdução ao projeto de fundações. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda., 1984.

Bungenstab, Felipe & Bicalho, Kátia & R., Castello. (2010). Estimativa de recalques em fundações superficiais apoiadas em solos arenosos.

Décourt, L., SPT in non-classical material, Applicability of Classical Soil Mechanics Principles in Structured Soils. Proc. US/Brazil Geotechnical Workshop, Belo Horizonte, pp.67-100, 1992.

Harr, M. E. Foundations of theoretical soil mechanics. New York: MacGraw-Hill Book Co., 1966.

Moura, A. S.; Ramos, M. R.; Cerqueira Júnior, E.; Bezerra de Menezes, P. H. L.; Lima Filho, F. P. (2018). Caracterização preliminar geotécnica do subsolo do Campo Experimental de Geotecnia e de Fundações da Universidade Federal do Ceará (CEGEF – UFC). In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Salvador.

Sandroni, S. S., Maccarini, M. Ensaios triaxiais e de cisalhamento direto em uma ocorrência de solo residual gnáissico jovem rico em feldspato. In: Simpósio Brasileiro de solos tropicais, 1981, Rio de Janeiro, anais… Rio de Janeiro: ABMS, 1981. P.

Schmertmann, J. H. Static cone to compute settlement over sand. Journal Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v. 96, n. SM3, p. 1011-1043,1970.

Schnaid, F. (2000). Ensaios de Campo e suas aplicações à engenharia de fundações/ Fernando Schnaid – São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

Tan, C.K., Duncan, J.M. (1991). Settlement of footings on sands – Accuracy and Reliability. Geotechnical Engineering Congress, v.1, pg. 446-455.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/265

Análise da Resistência ao Longo do Tempo de Estaca Metálica Cravada com Auxílio de Martelo Vibratório

Kaoru Tsuchiya
Engenheira Civil, ECGEO Consultoria e Projetos, Rio de Janeiro, Brasil, kaoru@ecgeo.com.br

Alessandra Conde de Freitas
Professora Adjunta, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, alessandracfreitas@poli.ufrj.br

Eduardo Vidal Cabral
Mestre em Engenharia Civil, ECGEO Consultoria e Projetos, Rio de Janeiro, Brasil, eduardo.cabral@ecgeo.com.br

RESUMO: Para verificar a variação da resistência mobilizada com o tempo em estaca metálica cravada com martelo vibratório, foi estimado o fator de *set-up* (A) da estaca, por dois métodos: Skov e Denver (1988) e Bullock *et al*. (2005) com base em dados de uma prova de carga estática (PCE) e cinco ensaios de carregamento dinâmico (ECD). Foram também comparados os resultados de estimativas de capacidade de carga por diferentes métodos semiempíricos com o obtido pela PCE. Quanto aos fatores de *set-up*, foi confirmada a ocorrência do fenômeno de *set-up* e os resultados mostraram uma diferença entre os dois métodos. O maior valor de A obtido pelo método de Bullock *et al*. (2005) confirma a observação feita por eles e outros autores que a capacidade de carga de ponta aumenta pouco com tempo, sendo então o aumento da resistência por atrito lateral a parcela relevante no fenômeno. O método de Pedro Paulo Costa Velloso (1981) apresentou boa convergência com os resultados da PCE e os fatores (A) de referência.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Moles, *Set-up*, Martelo Vibratório, Fator de *Set-up*.

ABSTRACT: To verify the variation in mobilized resistance over time in a vibratory driven steel pile, the set-up factor (A) for the tested pile was estimated using two methods: Skov and Denver (1988) and Bullock *et al.* (2005) based on data from a static load test (PCE) and five dynamic loading tests (ECD). The results of ultimate bearing capacity using different semi-empirical methods were also compared with those obtained by PCE. As for the set-up factors, the occurrence of the set-up phenomenon was confirmed, and the results showed a difference between the two methods. The highest value of A obtained by the method of Bullock *et al*. (2005) confirms the observation made by them and other authors that the ultimate point bearing capacity increases little over time, with the increase in resistance due to shaft resistance being the relevant part of the set-up phenomenon. Pedro Paulo Costa Velloso's method (1981) showed good convergence with the PCE results and set-up factors.

KEYWORDS: Soft Soils, Set-up, Vibratory Hammer, Set-up Factor.

1 INTRODUÇÃO

No contexto de fundações, a utilização de martelos vibratórios em substituição ao método tradicional de cravação com martelos de queda livre vem ganhando notoriedade no cenário *onshore* por promover principalmente uma maior produtividade. Vantagem apontada por empresas que executam a cravação por vibração e fabricantes de martelo vibratório, e verificada no estudo feito pela *Deep Foundations Institute*, em que o método tradicional de cravação (bate-estacas) é comparado com a utilização do martelo vibratório.

Apesar do benefício na redução do tempo de cravação, uma das vantagens apontada em Saleem (2011), a utilização de martelos vibratórios traz consigo incertezas, dentre elas o controle e a estimativa da capacidade de carga. Durante a fase de projeto, para sua elaboração, a estimativa de capacidade de carga é premissa básica. As metodologias semiempíricas ainda são as principais formas de se prever as capacidades de carga e não

abrangem cravação por vibração. Nem mesmo a NBR6122:2022, em seu Anexo F, possui diretrizes específicas para estacas cravadas por vibração, indicando apenas seguir as recomendações dos fabricantes do martelo.

Buscando um melhor entendimento do método de cravação com o auxílio de martelo vibratório na variação da capacidade de carga ao longo do tempo, foram analisados os resultados provenientes de ensaios de carregamento dinâmico e uma prova de carga estática em uma estaca metálica de perfil comercial executada em região com espessa camada de argila mole, localizada na zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Uso do martelo vibratório

Esta tecnologia surgiu na antiga União Soviética, no ano de 1949. Mas foi apenas em 1969 que o primeiro martelo vibratório foi fabricado na América. Os martelos são utilizados na cravação e extração de componentes. Seu princípio básico é a vibração, que permite uma operação de baixo impacto, quando comparada a outros métodos. O processo de cravação se dá pela diminuição do atrito lateral entre o elemento a ser cravado e o solo, através da vibração.

De acordo com o *Deep Foundations Institute* (2015), a principal desvantagem do método é a falta de controle executivo confiável, quando comparado ao das estacas cravadas por impacto. No método convencional de cravação o diagrama de cravação consiste em um “ensaio” de campo na vertical da estaca cravada. Em alguns casos, o martelo de queda livre é utilizado para a checagem da capacidade de carga e se for necessário, realizar a recravação. Essa checagem acaba reduzindo o benefício econômico e ambiental do método de cravação por vibração.

Figura 1. Martelo vibratório utilizado em estudo de caso abordado neste artigo.

2.2 Fenômeno de *Set-up*

Conforme apresentado por Bullock *et al.* (2005) o fenômeno de *set-up*, que corresponde a “recuperação” em português, pode ocorrer em todos os tipos de solo e estacas variando apenas sua escala e, de acordo com Skov e Denver (1988) é resultado de mecanismos como por exemplo a dissipação dos excessos de poropressão, efeito de *aging* (mudanças mecânicas e /ou físicas do solo ao longo do tempo), entre outros, que podem estar atuando simultaneamente ou não. O efeito oposto, ou seja, a diminuição na capacidade de carga ao longo do tempo é conhecido como relaxação.

O *set-up* se inicia logo após o final da cravação da estaca e pode se estender por anos dependendo da porcentagem de finos no solo e pode ser avaliado através do fator de *set-up* (A), que é uma variável adimensional que representa o aumento relativo do *set-up* na capacidade de carga em função do logaritmo do tempo decorrido após o final da cravação. Serão apresentadas duas metodologias de estimativa do fator de *set-up* (A) em estacas cravadas por impacto.

2.2.1 Métodos de Skov e Denver (1988) e de Bullock et al. (2005)

Skov e Denver (1988) propuseram a adoção de um fator adimensional de *set-up* (A), conforme Equação (1), para representar o aumento relativo do *set-up* na capacidade de carga (Q) em função do logaritmo do tempo decorrido após o final da cravação, sendo válido para os quatro casos estudados por eles.
Para outros casos, a fórmula deve ser utilizada com atenção:

$$\frac{Q}{Q_0} = A \cdot \log\left(\frac{t}{t_0}\right) + 1 \qquad (1)$$

Sendo, (A) o fator adimensional de *set-up*; (Q) a capacidade de carga total da estaca no tempo (t); (Q_0) a capacidade de carga total no tempo de referência inicial (t_0); (t) o tempo decorrido após o final da cravação e (t_0) o tempo de referência para início do aumento da resistência (varia com o tipo de solo).

Skov e Denver consideram tanto a contribuição da ponta como o atrito lateral na capacidade de carga da estaca (Q). Enquanto Bullock *et al.* (2005*)* não incluem a contribuição da ponta na capacidade de carga da estaca, apenas a contribuição lateral (Q_S) na Equação (2):

$$A = \frac{(Q_S/Q_{S0})-1}{\log\left(\frac{t}{t_0}\right)} \qquad (2)$$

Sendo (Q_S) a capacidade de Carga lateral da estaca no tempo (t) e (Q_{S0}) a capacidade de Carga lateral no tempo de referência inicial (t_0)

2.2.2 Valores típicos de A

O valor A indica o quão expressivo foi o *set-up* na capacidade de carga Q ou Q_S medida no tempo t em relação aos valores iniciais t_0 e Q_0 ou Q_{S0}. Dentre os diversos trabalhos publicados referentes ao fator de *set-up* (A), na Tabela 1 podem ser conferidos alguns valores encontrados na literatura.

Tabela 1. Valores de *set-up* por diversos autores (Tsuchiya, 2021)

Referência	Tipo de solo	t_0 (dias)	Fator de *set-up* (A)
Skov e Denver (1988)	Areia	0,5	0,2
Skov e Denver (1988)	Argila	1,0	0,6
Skov e Denver (1988)	Calcáreo	5,0	5,0
Axelsson (1998)	Areia	1,0	0,2 – 0,8
Chow *et al*. (1996)	Areia	1,0	0,2 – 0,8
Bullock *et al*. (2005)	Variado	1,0	0,12 – 0,32
Svinkin e Skov (2000)	Argila	0,1	1,14-3,50
Augustensen *et al.* (2006)	Argila	1,0	0,13 - 0,18
Lutful e Decapite (2011)	Misto (silto-argiloso)	1,0	0,08 – 3,16

Como o valor de A varia em função do tipo de solo, tipo de estaca e tempos inicial e final adotados, as faixas de valores encontradas na literatura variam bastante. Portanto, devem ser utilizados valores de referência com as condições de contorno similares às que serão analisadas.

2.3 Ensaios ECD e Prova de Carga Estática do Tipo Lenta PCE

Para a determinação da capacidade de carga da estaca, foram realizados cinco ensaios de carregamento dinâmico e uma prova de carga estática do tipo lenta (PCE), conforme Figura 2.A capacidade de carga obtida pela PCE será considerada neste trabalho como uma capacidade máxima a longo prazo, portanto, 62 dias (execução da PCE) será aqui arbitrado como um tempo t máximo para a evolução do *set-up* e o valor de referência.

O ensaio de carregamento dinâmico (ECD) pode ser realizado tanto ao final de uma cravação quanto em uma posterior recravação. Podendo ser um instrumento para se avaliar a ocorrência de *set-up* ou relaxação (Cintra *et al*., 2013). Após o impacto do martelo, a onda descendente é refletida no sentindo ascendente cada vez que ocorre alguma resistência ao longo da estaca. A instrumentação registra a sobreposição das duas ondas (descendentes e ascendentes), se o solo não oferecesse nenhuma resistência, essas ondas estariam completamente superpostas. A diferença entre as duas ondas é capaz de fornecer a resistência por atrito lateral.

Se a resistência de ponta for muito pequena ou nula a onda refletida, que é função dos sentidos das velocidades de onda e de partícula, é de tração, que se soma à onda descendente aumentando a velocidade (V) e diminuindo a força (F).

Os resultados provenientes do ensaio de carregamento dinâmico podem ser interpretados por dois métodos distintos: CASE (desenvolvido no *Case Institute of Technology*) e CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*). Neste artigo, os resultados foram interpretados pelo método CAPWAP.

A prova de carga estática lenta (PCE), regulamentada pela NBR16903:2020, consiste basicamente em se determinar a capacidade de carga da estaca por meio da interpretação da curva carga versus recalque gerada através dos resultados da instrumentação do ensaio. Diferentes carregamentos aplicados em estágios pré-determinados geram recalques medidos, quando o critério da estabilização dos recalques é atingido, por extensômetros (*strain gauges*) que são utilizados para a geração da curva carga versus recalque.

(a) (b)

Figura 2. (a) PCE em execução (b) PDA (*Pile Driving Analyzer*) utilizado nos ensaios de carregamento dinâmico (Tsuchiya, 2021) - estudo de caso abordado neste artigo.

Ressalta-se que a capacidade de carga foi também calculada por metodologias semiempíricas como a de Dècourt-Quaresma (1978), Pedro Paulo Costa Velloso (1981), Alberto Rodrigues Teixeira (1996), para fim de comparação com a interpretação dos ensaios através do método da Norma (NBR6122:2022) e pelo Método da Rigidez de Dècourt (1998).

2.4 Geologia da região estudada

A estaca estudada foi executada na zona Oeste cidade do Rio de Janeiro, no bairro de Jacarepaguá/ Barra da Tijuca. De acordo com Cabral (1979) a grande maioria dos sedimentos que constituem a região da Baixada de Jacarepaguá é resultante das oscilações glacio-eustáticas ocorridas no Quaternário e ainda se observa que as argilas orgânicas se sobrepõem sempre às areias ou areias siltosas, de compacidade média, que possivelmente constituíam o fundo da antiga enseada e variam, aproximadamente, de 2,5m a 16,0m de espessura.

As sondagens executadas próximas à estaca mostram um perfil composto por 3,8m iniciais de aterro, seguido por uma camada de 8,1m de argila muito mole (N_{SPT}<2) e por fim uma camada de areia fina até se atingir o impenetrável a 14,7m (Figura 3). Os dados da argila foram obtidos de Bedeschi (2004), Baroni (2016) e Almeida (2010).

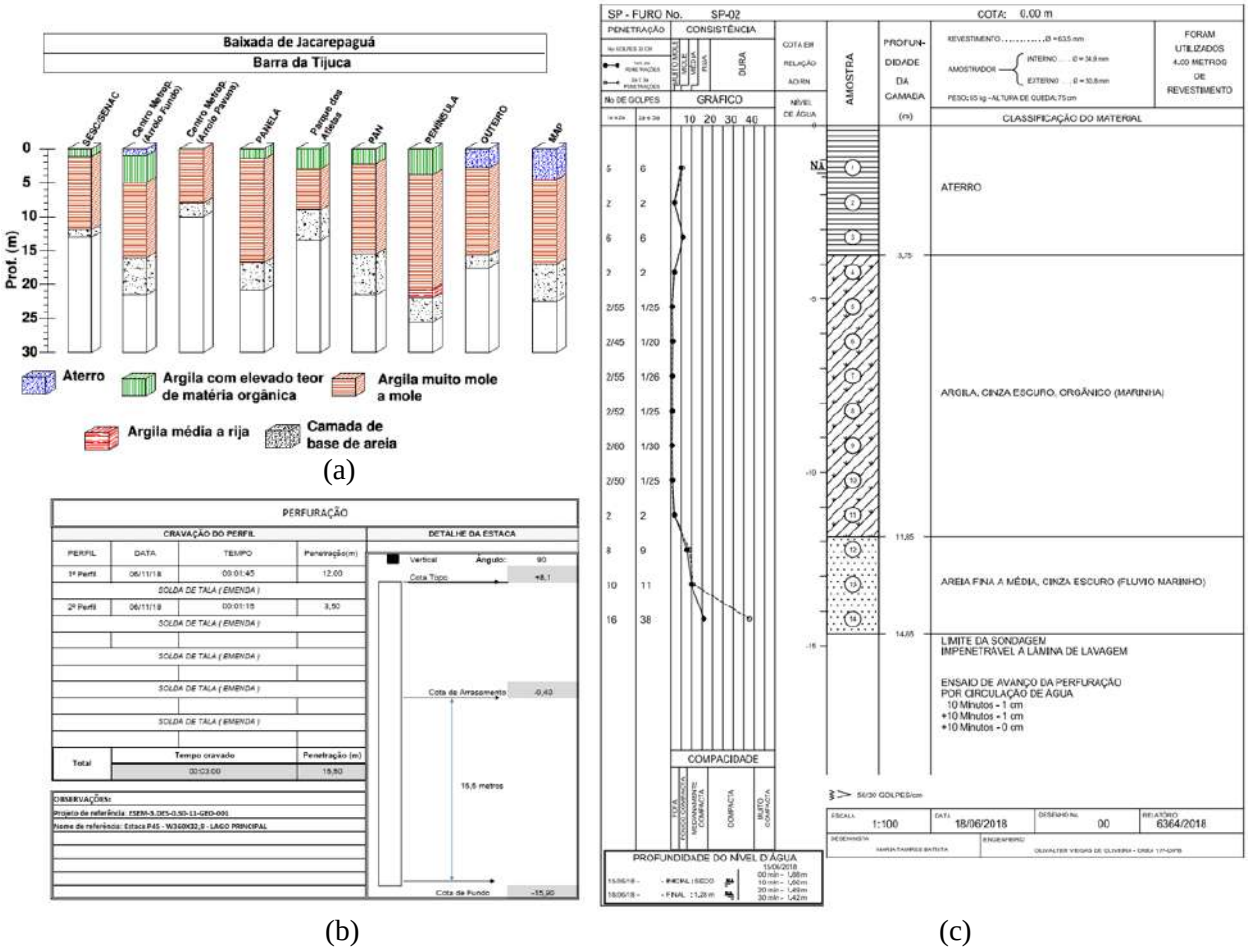


Figura 3. (a)Perfis típicos da Baixada de Jacarepaguá - (adaptado de BARONI, 2016 apud RICCIO *et al*., 2013); (b) boletim de cravação da estaca (Tsuchiya, 2021); (c) Boletim de sondagem (Tsuchiya, 2021)

3 DADOS DA ESTACA E RESULTADOS DOS ENSAIOS

O fenômeno de *set-up* pode se estender por anos conforme apresentado na literatura, justamente por um dos principais motivos da sua ocorrência ser a dissipação do excesso de poropressão gerado na cravação da estaca. Para este artigo foi considerado que no tempo decorrido desde a cravação da estaca até a execução da PCE (62 dias) todo o acréscimo de capacidade de carga tenha ocorrido. Sendo então o valor de capacidade de carga de referência para as análises.

Através dos resultados de capacidade de carga apesentados na Tabela 2 é possível perceber que o Método da Norma foi conservador e que as metodologias de Dècourt-Quaresma (1978) e A. C. Teixeira (1996) apresentaram valores inferiores ao obtido na PCE, enquanto que a estimativa de capacidade de carga pelo método de P.P.C.Velloso (1981) apresentou boa convergência. Através do Método da Rigidez de Dècourt (1998) foi possível separar a contribuição da ponta e atrito lateral na capacidade de carga final da estaca P45.

A estaca metálica (P45) estudada possui as seguintes características:

Tabela 2. Informações gerais da estaca estudada (Tsuchiya, 2021).

Informação	P45
Comprimento (m)	15,4

Perfil metálico	W360 x 32,9
Data da cravação	06/11/2018
Sondagem de referência	SP-02 (4,0 m de distância)
Carga em serviço (kN)	220,0
Prova de Carga Estática - PCE (dias)	62 dias após cravação
Ensaios de carregamento dinâmico (dias)	0, 1, 2, 3 e 4 dias após cravação

Os ensaios de carregamento dinâmico apresentaram os resultados indicados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados dos ensaios de carregamento dinâmico (Tsuchiya, 2021).

Ensaio	Dias após cravação	Número de golpes	Atrito (kN)	%	Ponta (kN)	%	Carga total (kN)
I	0	3	115,0	54,8	95,0	45,2	210,0
II	1	4	215,0	74,1	75,0	25,9	290,0
III	2	3	235,0	74,6	80,0	25,4	315,0
IV	3	5	265,0	75,7	85,0	24,3	350,0
V	4	4	250,0	75,8	80,0	24,2	330,0

A prova de carga estática do tipo lenta (PCE) realizada gerou uma curva carga *versus* recalque como a apresentada na Figura 4. Com uma ruptura nítida ao atingir-se o estágio correspondente à 610,0kN.

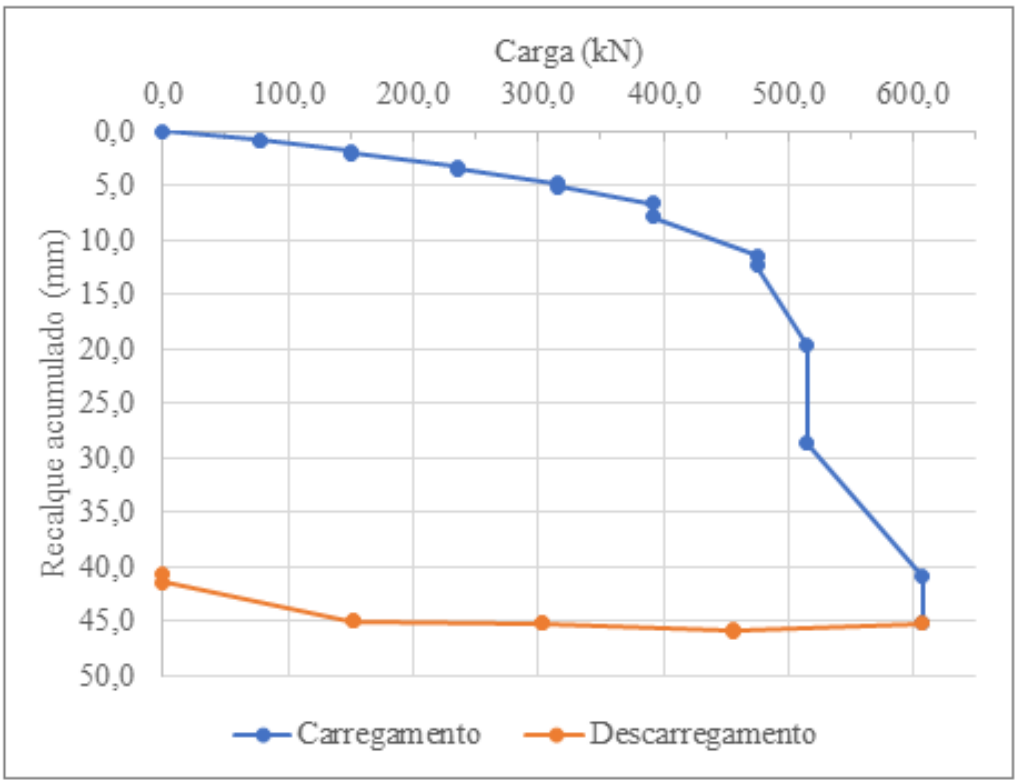


Figura 4. Curva carga *versus* recalque da Estaca P45

As capacidades de carga estimadas por várias abordagens se encontram resumidas na Tabela4.

Tabela 4. Capacidades de Carga

Metodologia	Atrito Lateral (kN)	Ponta (kN)	Carga total (kN)
PCE (valor de referência)	-	-	610,0

Método da Norma	-	-	522,0
Rigidez de Dècourt	560,0	50,0	610,0
Dècourt-Quaresma (1978)	376,0	36,0	412,0
P.P.C.Velloso (1981)	549,0	47,0	596,0
A.R.Teixeira (1996)	418,0	36,0	454,0

O valor de capacidade de carga obtido pela metodologia de P.P.C.Velloso (1981) se aproximou bastante do valor experimental obtido através da PCE.

4 ANÁLISES

A partir dos resultados da prova de carga estática, foi possível obter os fatores de *set-up* por duas metodologias de cálculo, Skov e Denver (1988) na Tabela 5 e o método de Bullock *et al*. (2005) na Tabela 6. Os dois fatores de *set-up* obtidos foram comparados com os fatores de *set-up* calculados para cada método de estimativa de capacidade de carga resumidos na Tabela 7. A capacidade de carga no tempo t_0=1,0 dia foi obtida através dos ensaios de carregamento dinâmico.

Tabela 5. Fatores de *set-up* (A) de referência utilizando o método de Skov e Denver (1988)

Ensaio	Tempo decorrido após cravação (dias)	t/t_0	Total Q (kN)	Razão Q/Q_0	Fator de *set-up* (A)
I	1 (t_0)	1,00	290,00	1,00	-
II	62	62,00	610,00	2,10	0,62

Tabela 6. Fatores de *set-up* (A) de referência utilizando o método de Bullock *et al*. (2005)

Ensaio	Tempo decorrido após cravação (dias)	t/t_0	Atrito lateral Q_S (kN)	Razão Q_S/Q_{S0}	Fator de *set-up* (A)
I	1 (t_0)	1,00	215,00	1,00	-
II	62	62,00	560,00	2,60	0,90

O mesmo procedimento foi aplicado para as demais capacidades de carga obtidas, sendo os fatores de *set-up* (A) os apresentados na Tabela 7.

Tabela 7. Fatores de *set-up* (A) encontrados

Metodologia	Skov e Denver (1988)	Bullock *et al*. (2005)
PCE (valores de referência)	0,62	0,90
Ensaios de carregamento dinâmico	0,43	0,49
Dècourt-Quaresma (1978)	0,23	0,42
P.P.C.Velloso (1981)	0,59	0,87
A.R.Teixeira (1996)	0,32	0,53
Média ± desvio padrão	0,39±0,13	0,58±0,17

Dentre as metodologias analisadas, o método de P.P.C. Velloso (1981) foi o que mais se aproximou dos valores de referência.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

No que diz respeito a capacidade de carga total da estaca estudada, o valor obtido através da interpretação da Prova de Carga Estática (610 kN), utilizado como referência foi muito próximo ao valor baseado na extrapolação da curva por meio do método de Rigidez de Décourt (596 kN), já que houve evidente ruptura física. Foi verificado que o método da Norma tende a ser conservativo (522 kN), conforme esperado.

Os resultados provenientes dos métodos semiempíricos foram inferiores ao obtido experimentalmente, exceto pelo método de P.P.C. Velloso (596 kN), que apresentou uma boa convergência.

Quanto aos fatores de *set-up* (A), os resultados mostraram uma diferença entre os métodos de Skov e Denver (0,62) e Bullock *et al*. (0,90). Para o caso estudado, o maior valor de A obtido pelo método de Bullock *et al*. confirma a observação feita por eles e outros autores de que a capacidade de carga de ponta aumenta pouco com tempo, sendo então o aumento da resistência por atrito lateral a parcela de relevância do fenômeno de *set-up*. Os valores de A encontrados utilizando a capacidade de carga de P.P.C.Velloso (0,59 e 0,87) também apresentaram convergência com os valores da PCE.

Com base nos resultados dos ensaios e para estacas cravadas em perfis estratigráficos similares ao apresentado (extensa camada de argila mole), o efeito de *set-up* pode ser levado em consideração na etapa de dimensionamento também para estacas vibroprensadas. Apesar das incertezas acerca do excesso de poropressão gerado durante o processo de cravação, houve aumento na capacidade de carga com o tempo. Por fim, recomenda-se verificar a parcela de contribuição da dissipação da poropressão no *set-up* com, por exemplo, leituras de piezômetros ou instalação de transdutores de poropressão no fuste da estaca.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações,* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo – Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.

Baroni, M. (2016) *Comportamento Geotécnico de Argilas Extremamente Moles da Baixada de Jacarepaguá, RJ*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-graduação de Engenharia, COPPE-UFRJ - Rio de Janeiro.

Bullock, P. J., Schmertmann, J. H., McVay, M.C., Townsend, F.C. (2005a) *Side Shear setup I: Test piles driven in Florida. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 131 (3). pp. 292-300.

Bullock, P. J, Schmertmann, J. H., McVay, M.C., Townsend, F.C. (2005b). *Side Shear setup II: Results from Florida test piles. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 131 (3). pp. 301-310.

Cintra, J.C.A., Aoki, N., Tsuha, C.H.C., Giacheti, H.L. (2013). *Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos*. Oficina de Textos, São Paulo.

Deep Foundations Institute (2015). *Comparison Of Impact Vs. Vibratory Driven Piles* - Rev 2 – Gavin e Doherty Geo Solutions. Disponível em: https://dfi.org/communities/driven-pile/initiatives/ . Acesso em: 21 de março de 2024.

Tsuchiya, K. (2021) *Análise da Resistência do Longo do Tempo de Estaca Metálica Cravada com Auxílio de Martelo Vibratório*. Monografia, Escola Politécnica, UFRJ – Rio de Janeiro. Disponível em: http://www.repositorio.poli.ufrj.br/monografias/projpoli10034045.pdf. Acesso em: 21 de março de 2024.

Saleem, Z. (2011). *Alternatives and modifications of Monopile foundation or its installation technique for noise mitigation*. Report for North Sea Foundation in TU Delft MSc. Thesis; 2011.

Skov, R.., Denver, H. (1988) *Time dependence of bearing capacity of piles.* Proc. 3rd. *International Conference on the Application of Stress-wave Theory to Piles*. Ottawa, Canada, (Ed. Fellenius, B.H.), pp.879-888.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/266

Análise de curvas *p-y* em estacas de grande diâmetro a partir de instrumentação com inclinômetro – um estudo de caso

Cristiano Bitencourt Azevedo Comin
Professor, Instituto Federal do Pará, Santarém, Brasil, cristiano.comin@ifpa.edu.br

Felipe Schaedler de Almeida
Professor, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, felipe.almeida@ufrgs.br

Ricardo Bergan Born
Diretor, BornSales Engenharia, Balneário Camburiú, Brasil, ricardo@bornsales.com.br

Nilo Cesar Consoli
Professor, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, consoli@ufrgs.br

RESUMO: Este trabalho apresenta um estudo de caso da elaboração de curvas *p-y* para um sistema de estacas de grande diâmetro embutidas em um solo residual submetidas a prova de carga lateral, a partir dos deslocamentos laterais ao longo da profundidade monitorados por meio de inclinômetro tipo torpedo. As curvas propostas foram obtidas por meio da teoria clássica da análise *p-y*, que considera a hipótese do comportamento da estaca análogo ao de uma viga tipo Euler-Bernoulli. Os dados obtidos demonstram-se bastante adequados para análise do comportamento do sistema solo-estaca estudado quando analisados no software LPile® em comparação com os dados experimentais. Quando comparadas com as curvas *p-y* obtidas para o mesmo solo em um sistema de estacas de pequeno diâmetro, as obtidas neste estudo corroboraram a premissa apontada por diversos estudos de que o uso de curvas obtidas em sistemas distintos conduz a grandes erros na previsão do comportamento, tendo neste caso aquelas obtidas em estacas de pequeno diâmetro superestimado a rigidez do solo para o sistema estudado. Os resultados obtidos demonstram como a instrumentação com inclinômetro, que possui baixo custo e é relativamente de simples execução, pode contribuir com a previsão do comportamento de estacas carregadas lateralmente.

PALAVRAS-CHAVE: Curvas *p-y*, Inclinômetro, Solo residual, Carregamento lateral.

ABSTRACT: This work presents a case study of the development of *p-y* curves for a system of large diameter piles embedded in residual soil subjected to lateral load testing, based on lateral displacements along the depth monitored using a torpedo-type inclinometer. The proposed curves were obtained through the classical theory of *p-y* analysis, which considers the hypothesis that the pile's behavior is analogous to that of a Euler-Bernoulli beam. The data obtained appears to be quite suitable for analyzing the behavior of the studied soil-pile system when analyzed using the LPile® software in comparison with experimental data. When compared with the *p-y* curves obtained for the same soil in a system of small diameter piles, those obtained in this study corroborated the premise pointed out by several studies that the use of curves obtained in different systems leads to large errors in predicting behavior, in this case, those obtained from small diameter piles overestimated the soil stiffness for the studied system. The results obtained demonstrate how inclinometer instrumentation, which is low cost and relatively simple to implement, can contribute to predicting the behavior of laterally loaded piles.

KEYWORDS: *p-y* curves, Inclinometer, Residual soil, Lateral loading.

1 INTRODUÇÃO

A análise e projeto de estacas carregadas lateralmente dependem intrinsecamente da adequada compreensão do comportamento do sistema solo-estaca, compreensão esta que continua sendo um desafio atual e relevante para a engenharia geotécnica. O método *p-y* pode ser considerado como o que melhor

consegue simular o comportamento real do sistema estaca-solo para fundações carregadas transversalmente, sendo comumente utilizado neste tipo de projeto. No entanto, a qualidade das análises depende do conhecimento do comportamento do sistema a partir de dados experimentais, isto porque determinada curva *p-y* representa de forma muito particular o comportamento do sistema para o qual foi elaborada. Diversos trabalhos (O'NEILL; DUNNAVANT,1984; DUNNAVANT; O'NEILL, 1985; JUIRNARONGRIT; ASHFORD, 2005; HEARN; EDGERS, 2010; LIU et al., 2016; VELARDE, 2016; WANG; ZHANG; DENG, 2018; WANG; BRIAUD, 2021) apontam que o uso de curvas *p-y* obtidas em sistemas distintos daqueles para os quais pretende-se aplicá-las, seja em geometria dos elementos ou em tipo de solos, conduzem a grandes erros na previsão do comportamento.

O método de análise com uso de curvas *p-y* é comumente atribuído à Matlock (1970) e à Reese et al (1969; 1974; 1975) que resolveram a equação que governa o problema de uma estaca carregada lateralmente, o qual é, por essência, o método do coeficiente de reação horizontal de Winkler (1867), no qual as molas lineares de Winkler são substituídas por molas não lineares, levando em conta, assim, o comportamento não linear do solo. Estas analogias parte da premissa de que a reação do solo *p* em qualquer ponto ao longo da estaca é assumida como relativa ao deslocamento *y* no mesmo ponto (BORN, 2019). No método *p-y* o comportamento de uma estaca carregada lateralmente pode ser matematicamente representado, considerando-se as limitações inerentes ao processo matemático e o comportamento real do sistema estaca-solo, por equações diferenciais, conforme ilustrado de forma genérica na Figura 1. As sucessivas curvas são matematicamente compatíveis, isto é, partindo do deslocamento *y* pode-se derivar resultados da rotação *s*, curvatura *k*, momento fletor *M*, força cortante *SF*, e reação do solo *p* (BORN, 2019).

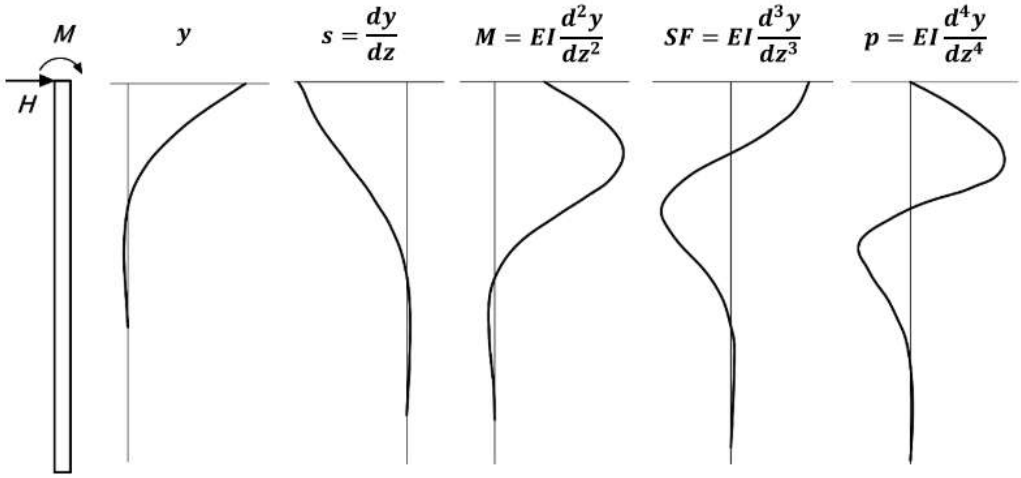


Figura 1. Forma genérica dos resultados derivados da solução completa (BORN, 2019)

Wang e Briaud (2021) destacam que o problema de uma estaca carregada lateralmente está sob investigação há algum tempo, e várias curvas *p-y* foram propostas, inclusive por Reese (1958, 1975), Matlock (1970), dentre outros. No entanto, as atuais curvas *p-y* mais aceitas foram desenvolvidas há cerca de 60 anos com base em testes de carga lateral em estacas que variavam de 0,3 a 0,6 m de diâmetro. Os diâmetros atuais das estacas podem atingir 4 m ou mais. Em seu estudo, os autores levantam uma questão muito importante no projeto de fundações submetidas e cargas laterais: "quão bem as atuais curvas *p-y* preveem o comportamento de estacas de grande diâmetro submetidas a carregamento lateral monotônico?"

São notórias as lacunas sobre o conhecimento real do comportamento dos mais diversos sistemas estaca-solo submetidos a carregamento lateral, que podem ser expressos pelas respectivas curvas *-p-y*, elementos fundamentais para a elaboração de projetos de fundações seguros e eficientes. Em se tratando de solos residuais as lacunas são ainda maiores, uma vez que a grande maioria dos estudos que propuseram metodologias para criação de curvas *p-y* foram realizados em solos sedimentares, e ainda não há uma recomendação normativa que apresente metodologias específicas para solos residuais.

Neste contexto, o uso de inclinômetro para monitoramento de deslocamentos laterais ao longo da profundidade de um estaca carregada lateralmente é um alternativa bastante promissora e eficiente para a obtenção de curvas *p-y*. Faro (2014) frisa que o uso de um inclinômetro para medição dos deslocamentos horizontais em estacas é um processo pioneiro e inovador. O trabalho de Fellenius (1972) é um dos primeiros

a propor o uso de medições com inclinômetro para obtenção dos momentos fletores de uma estaca submetida a carregamentos. O autor apresenta os princípios de funcionamento de um inclinômetro e como as medições feitas com este, destacando que a obtenção dos esforços internos em uma estaca a partir de testes in loco podem contribuir com a melhoria do grau de segurança na previsão do comportamento das fundações.

Uma das primeiras formulações para tratamento dos dados obtidos com inclinômetro são apresentados por Brown; Hidden e Zhang (1994), onde os autores propõem um método de derivação de curvas *p-y* a partir de dados simples de inclinômetros usando uma técnica de regressão de mínimos quadrados, fornecendo uma espécie de calibração de curvas *p-y*, cujo objetivo foi permitir uma melhoria substancial no banco de dados de provas de carga a partir dos quais as curvas empíricas usadas no projeto são baseadas. Lin et al. (2005) propuseram modelo analítico baseado na conservação de energia do sistema estaca-solo, utilizando uma função em série de Fourier. Os autores estudaram três casos de prova de carga lateral em escala real para verificar a viabilidade da metodologia desenvolvida. Chiou, Chen e Chen (2008) propuserama um modelo regressivo para deduzir os esforços internos e as reações do solo de uma estaca submetida a prova de carga lateral a partir de dados de medições de inclinômetros. Este modelo simula a distribuição dos momentos fletores da estaca utilizando uma função composta cuja parte superior é modelada por um polinômio e a parte inferior é modelada pela função característica de uma solução analítica para uma estaca semi-infinita sob hipótese de Winkler. Wang e Briaud (2021) estudaram uma série de 46 estacas com diâmetros maiores que 1,5 m (até 3,0 m) e 64 estacas com diâmetros menores que 1,5 m tanto em areia quanto em argila. As previsões de carga e deslocamento foram realizadas usando curvas *p-y* comumente utilizadas e o software LPILE.

O objetivo deste trabalho é propor curvas curvas *p-y* do solo para um sistema de estaca de grande diâmetro carregada lateralmente em um solo residual, a partir da análise dos dados experimentais de uma prova de carga lateral no qual foram monitorados os deslocamentos laterais da estaca ao longo da profundidade com uso de uma sonda inclinômetro. As análises foram realizadas considerando as formulações e hipóteses clássicas do método *p-y*.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Foram analisados os dados experimentais obtidos na pesquisa de mestrado de Reginato (2019), que realizou provas de carga horizontais em estacas de concreto armado em tamanho real, com a finalidade de verificar o comportamento carga versus deflexão, para estacas com comportamento rígido e com comportamento flexível, assentes em solo coesivo friccional (campo experimental de Passo Fundo - RS). Reginato (2019) monitorou, no topo da estaca, as cargas aplicadas, por meio de célula de carga, e os deslocamentos laterais, por meio de transdutores lineares de deslocamentos (LVDT), e, ao longo da profundidade, os deslocamentos laterais, por meio de inclinômetro tipo torpedo. Neste trabalho foram analisados os dados experimentais de uma das estacas com comportamento rígido (apresentando giro em torno de um ponto ao longo do fuste) ensaiadas no citado estudo, qual seja a Estaca B, ilustrada na Figura 2. A referida estaca possui diâmetro de 1,00 m e comprimento total de 5,00 m, dos quais 4,64 m embutidos em solo. Na Figura 3 são apresentados os resultados obtidos por Reginato (2019) para a referida estaca analisada.

As estacas analisadas foram construídas no campo experimental pertencente ao Centro de Tecnologia (CETEC) da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR) da Universidade de Passo Fundo (UPF), localizado no Campus de Passo Fundo, junto à Rodovia Federal BR-285, na Cidade de Passo Fundo, região norte do estado do Rio Grande do Sul. O solo característico do campo experimental é do tipo residual homogêneo, oriundo da composição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar). Lopes Junior e Thomé (2005) caracterizaram o solo do campo por meio de ensaios de sondagem e caracterização táctil visual, revelando um perfil homogêneo, com baixo índice de resistência nos primeiros 4 metros, com N_{SPT} da ordem de 5. A partir de 4,00 metros de profundidade o índice de penetração médio no ensaio SPT é da ordem de 12, com valores mínimo de N_{SPT} de 8 e máximo de 20. As amostras coletadas no ensaio revelaram total predominância de material argiloso.

As análises aqui apresentadas foram realizadas a partir da hipótese da teoria de viga clássica (viga de Euler-Bernoulli), na qual a reação do solo é obtida a partir da quarta derivada do deslocamento lateral. Conhecendo a reação do solo e o respectivo deslocamento lateral, em cada profundidade e passo de carga, é possível propor as curvas *p-y* para o sistema analisado. Estas análises foram realizadas no software *Mathcad*®, com uso de funções próprias de ajuste por mínimos quadrados, em quatro processos de derivação, em cada um dos quais a estaca foi analisada por segmentos, com comprimento de aproximadamente um terço do

comprimento total dela, de modo que os resultados representassem com maior fidedignidade possível o comportamento da estaca em cada ponto ao longo da profundidade. Ao final de cada processo de derivação, os resultados obtidos em cada ponto foram compilados e ajustados para obtenção de uma representação global do comportamento, para posterior uso no processo seguinte. A partir da análise do monitoramento realizado nos ensaios de Reginato (2019), para o deslocamento lateral e carregamento, para cada incremento de carga, são propostas as curvas *p-y* para o solo do sistema.

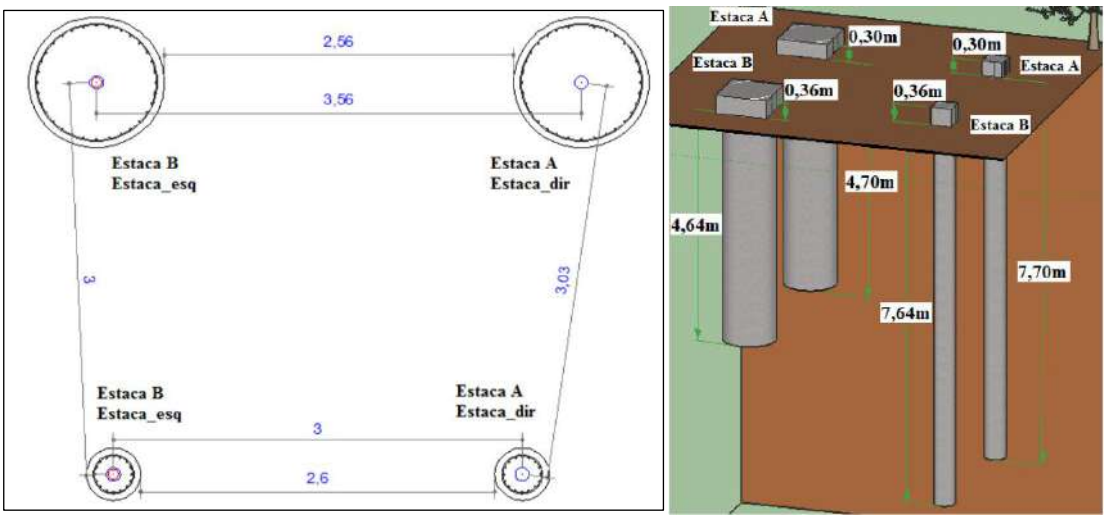


Figura 2. Vistas superior e esquemática em elevação das estacas ensaiadas por Reginato (2019)

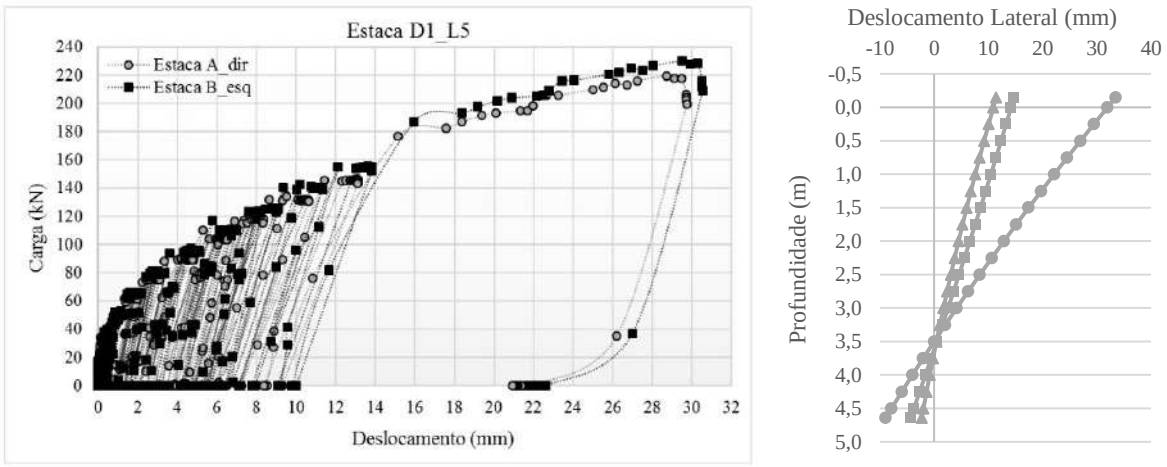


Figura 3. Curva Carga X Deslocamento lateral das estacas D=1,00 m realizadas por Reginato (2019) e deslocamentos laterais experimentais na estaca B para os incrementos de carga de 135 kN, 150 kN e 220 kN, respectivamente

O monitoramento dos deslocamentos laterais foi realizado por Reginato (2019) por meio de lançamento de inclinômetro tipo torpedo no interior dos tubos posicionados nos seus centros. O aparelho utilizado é da marca Geokon, modelo GK - 604D, composto por quatro componentes: uma sonda inclinômetro (sensor torpedo); uma unidade de leitura, para leitura e armazenamento dos dados; um módulo remoto, na qual contém um cabo (com marcações a cada 0,5 metros) conectado diretamente na sonda (a unidade de leitura e o módulo remoto se comunicam de forma wireless por bluetooth); e uma polia, responsável pelo travamento do cabo, fundamental na execução das medições.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir dos dados experimentais de uma das estacas com comportamento rígido ensaiadas por Reginato (2019) foi realizada a análise analítica considerando a hipótese da teoria de viga clássica, conforme descrito

no item anterior. Na Figura 4 são apresentados os valores dos resultados de momentos fletores, esforços cortantes e reação no solo calculados neste estudo. Para otimização dos trabalhos, foram analisados os resultados para os incrementos de carga de 220 kN (carga máxima da prova de carga), 150 kN e 135 kN, apresentados nas figuras, respectivamente, da direita para a esquerda, nesta ordem (para momento e cortante, e inversamente para a reação do solo). É possível observar compatibilidade da configuração destes em termos de comportamento da estaca, com destaque para a compatibilidade de localização em profundidade do momento fletor máximo com o esforço cortante nulo, e do ponto de giro da estaca (deslocamento lateral nulo) com a reação do solo nula. De posse dos resultados da reação mobilizada no solo, foram plotadas as curvas *p-y* para o sistema, que são apresentadas na Figura 5.

Foi realizada uma análise comparativa dos resultados obtidos com os estimados pelo modelo numérico elaborado no software *LPile*, no qual o solo foi representado pelas curvas *p-y* obtidas por Born (2019) normalizadas para o diâmetro da estaca em análise (1,00 m). A partir deste modelo numérico, foram extraídas as curvas *p-y* teóricas do sistema estaca-solo do experimento de Reginato (2019), que são comparadas com as obtidas nos cálculos a partir dos dados experimentais de campo. Na Figura 6 são plotadas as curvas *p-y* proposta neste estudo e as curvas extraídas do modelo no *LPile* com o solo sendo representado pelos dados do estudo de Born (2019). É possível observar que as curvas propostas divergem consideravelmente das extraídas do modelo numérico, sendo da ordem de 50% destes.

Ainda visando comparar os resultados da presente pesquisa com os estimados pelo comportamento do sistema a partir do solo representado pelas curvas *p-y* de Born (2019), realizaram-se duas análises do sistema estaca-solo de Reginato (2019) no *LPile* representando o solo com as curvas *p-y* aqui propostas. Na primeira análise, o solo foi modelado em camadas conforme as profundidades para as quais as curvas *p-y* propostas são elaboradas, conforme Figura 5. Os resultados desta primeira análise comparativa são apresentados na Figura 7.

É possível observar que os resultados do modelo numérico no qual o solo é representado pelas curvas *p-y* propostas neste estudo convergem consideravelmente melhor com os dados experimentais do que os resultados do modelo em que o solo é representado pelas curvas *p-y* de Born (2019). Uma hipótese que poderia justificar esta divergência maior é o fato de que o estudo de Born (2019) analisou estacas flexíveis e com diâmetros da ordem de 5 (cinco) vezes menores que os estudados por Reginato (2019), fator que acarreta distintas mobilizações do solo, tanto em profundidade quanto em torno do fuste da estaca (no sentido transversal da mesma). É importante destacar que, na análise cujos resultados são apresentados na Figura 7, a carga máxima obtida para o estudo com as curvas proposta neste trabalho foi de 150 kN devido esta ser a máxima que o software conseguiu calcular, em decorrência da baixa rigidez de algumas curvas *p-y* (as das profundidades maiores) e impossibilidade de resolução para cargas superiores.

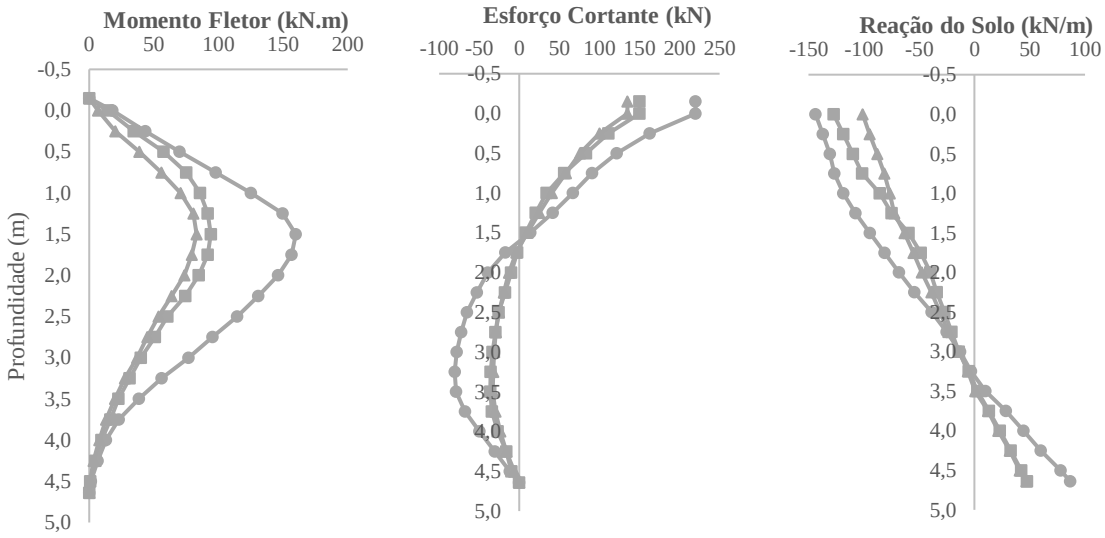


Figura 4. Momentos fletores, esforço cortante e reação do solo calculados para os incrementos de carga de 135 kN, 150 kN e 220 kN, respectivamente

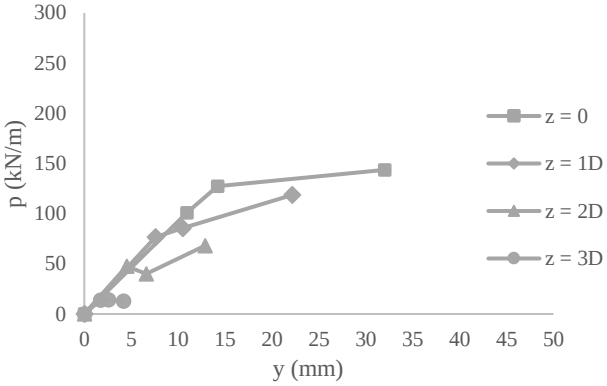


Figura 5. Curvas *p-y* propostas a partir das análises realizadas com os dados experimentais de Reginato (2019)

Já na segunda análise, o solo foi modelado em todo o seu perfil pela curva *p-y* do topo, representada na Figura 5 pela curva "z=0". Esta opção por utilizar somente a curva de topo se justificou pelo interesse em avaliar a convergência do modelo numérico considerando uma relação *p-y* que conseguiu mobilizar uma maior carga no solo. Aqui é importante lembrar que na prova de carga realizada por Reginato (2019) os deslocamentos máximos obtidos não conseguiram mobilizar toda resistência do solo. Sabe-se que em estacas com comportamento rígido a mobilização do solo tende a ser menor em profundidade que no topo. Assim, considerou-se nesta opção de modelagem da segunda análise a hipótese de que as curvas *p-y* das maiores profundidades representam o solo com maior divergência do comportamento real.

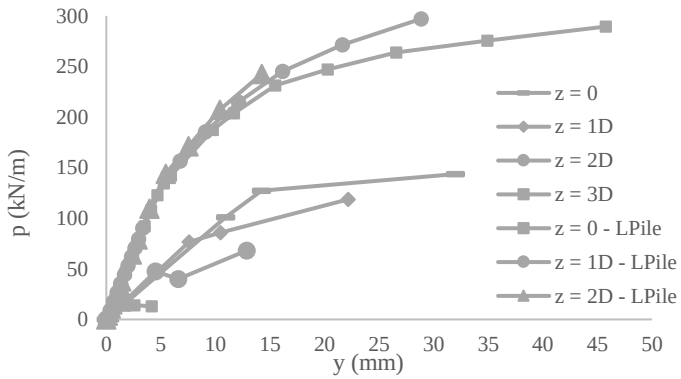


Figura 6. Curvas *p-y* propostas a partir das análises realizadas X curvas *p-y* obtidas a partir da análise no *LPile* com dados de Born (2019)

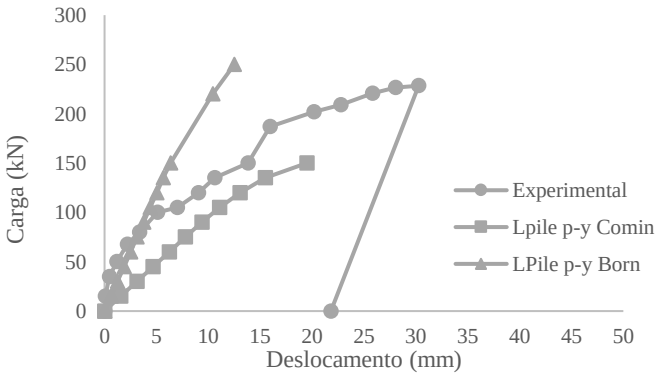


Figura 7. Análise comparativa da curva Carga X Deslocamento entre os modelos numéricos e experimental, com uso das curvas *p-y* propostas em cada profundidade

Os resultados da segunda análise são apresentados na Figura 8. Nesta, o modelo numérico conseguiu analisar o sistema para cargas superiores às alcançadas na primeira análise, conforme pode-se observar nos dados. Observa-se também que a previsão do comportamento carga X deslocamento com as curvas aqui propostas apresentaram resultados sensivelmente melhores que os anteriores em relação a convergência com os experimentais, especialmente para as cargas maiores (a partir de 150 kN).

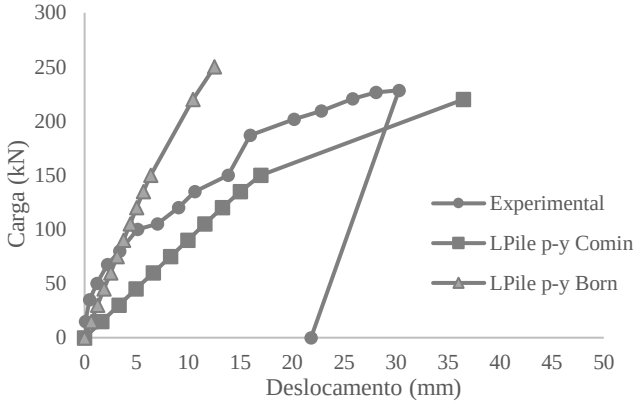


Figura 8. Análise comparativa da curva Carga X Deslocamento entre os modelos numéricos e experimental, com uso da curva *p-y* do topo em topo perfil do solo

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através das análises realizadas foi possível reproduzir matemáticamente o comportamento de uma das estacas rígidas submetidas a prova de carga lateral por Reginato (2019), com razoável aproximação dos resultados estimados na análise numérica realizada por meio do software *LPile* com os experimentais, bem como foi possível propor curvas *p-y* para o solo no sistema estudado.

No entanto, os resultados das curvas *p-y* ficaram limitados aos deslocamentos obtidos nas provas de carga, que podem ser considerados pequenos para um sistema de estaca carregada lateralmente. Além disso, os resultados da relação carga mobilizada no solo X deslocamento divergiram dos valores obtidos por Born (2019) para o mesmo solo, na ordem de 50% dos valores do referido autor.

Na análise comparativa entre os resultados dos modelos numéricos no *LPile* com os dados experimentais em termos de carga x deslocamento lateral, os que consideraram o solo a partir das curvas *p-y* propostas neste projeto apresentaram convergência com o experimental muito melhor que os do modelo que consideram o solo a partir das curvas de Born (2019). Estes dados sugerem que as hipóteses consideradas nas análises podem ser válidas e corroboram os apontamentos de diversos estudos sobre a obtenção de previsões de comportamento com consideráveis erros quando do uso de curvas *p-y* obtidas em sistemas distintos daqueles que se está calculando.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Born, R. B. *Análise Experimental do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente em um Solo Residual*. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2019.

Brown, D. A.; Hidden, S. A.; Zhang, S. Determination of P-Y Curves Using Inclinometer Data. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, v. 17, n. 2, p. 150–158, 1994.

Chiou, J.-S.; Chen, C.-H.; Chen, Y.-C. Deducing pile responses and soil reactions from inclinometer data of a lateral load test. *SOILS AND FOUNDATIONS - Japanese Geotechnical Society*, v. 48, n. 5, p. 609–620, out. 2008.

Dunnavant, T. W.; O'neill, M. W. *Performance, analysis, and interpretation of a lateral load test of a 72-inch-diameter bored pile in overconsolidated clay*. Houston: University of Houston, Dept. of Civil Engineering, 1985.

Faro, V. P. *Carregamento Lateral em Fundações Profundas Associadas a Solos Tratados: Concepção, Provas de Carga e Diretrizes de Projeto*. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014.

Fellenius, B. H. Bending of Piles Determined by Inclinometer Measurments. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 9, p. 25–32, 1972.

Hearn, E. N.; Edgers, L. *Finite Element Analysis of an Offshore Wind Turbine Monopile*. GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design. Anais...2010.

Juirnarongrit, T.; Ashford, S. A. *Effect of pile diameter on the modulus of sub-grade reaction*. Univesity of California. San Diego. 2005.

Lin, S. S. et al. Lateral performance of piles evaluated via inclinometer data. *Computers and Geotechnics*, v. 32, n. 6, p. 411–421, set. 2005.

Liu, R. et al. Behavior of Monopile Foundations for Offshore Wind Farms in Sand. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, v. 142, n. 1, jan. 2016.

Lopes Junior, L. S.; Thomé, A. *Provas de Carga Estática em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro, Executadas na Região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul*. In: Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul (GEORS 2005), Passo Fundo/RS, 2005.

MatlocK, H. *Correlation For Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay*. Offshore Technology Conference. Anais...1970.

O'neill, M. W.; Dunnavant, T. W. *A Study of the Effects of Scale, Velocity, and Cyclic Degradability on Laterally Loaded Single Piles in Overconsolidated Clay*. University of Houston, Department of Civil Engineering, 1984.

Reese, L. C. (1958). "Discussion on soil modulus for laterally loaded piles." Trans. *ASCE*, 123, 1071-1074.

Reese, L. C.; CoX, W. R. Soil Behavior from Analysis of Tests of Uninstrumented Piles Under Lateral Loading. *ASTM STP* 444, p. 160–176, 1969.

Reese, L. C.; Cox, W. R.; Koop, F. D. *Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand*. Offshore Technology Conference. Anais...Dallas: 1974.

Reese, L. C.; Cox, W. R.; Koop, F. D. *Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles om Stiff Clay*. Offshore Technology Conference. Anais...Dallas: 1975.

Reginato, N. Da C. *Concepção e Análise de Fundações Profundas Submetidas ao Carregamento Lateral em Solo Coesivo Friccional.* Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2019.

Velarde, J. *Design of Monopile Foundations to Support the DTU 10 MW Offshore Wind Turbine*. 2016. (M. Sc. Thesis) - Department of Marine Technology – Group of Marine Structures, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim.

Wang, A.; Zhang, D.; Deng, Y. Lateral response of single piles in cement-improved soil: numerical and theoretical investigation. *Computers and Geotechnics*, v. 102, p. 164–178, 1 out. 2018.

Wang, Y.-C.; Briaud, J.-L. Large Diameter Piles Under Lateral Loading-A Database Study. *ISSMGE International Journal of Geoengineering Case Histories* ©, v. 6, n. 2, p. 41–66, 2021.

Winkler, E. *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit*. Praga: 1867.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/267

Análise de Fundações em Obra de Arte para suporte ao Efeito Tschebotarioff: caso de obra no Contorno Viário de Florianópolis

André Querelli
Diretor Técnico, M.Sc., **Solotechnique Engenharia e Consultoria Geotecnica**, Jundiaí, Brasil, andre.querelli@solotechnique.com.br

Tiago de Jesus Souza
Diretor Técnico, D.Sc., **Solotechnique Engenharia e Consultoria Geotecnica**, Jundiaí, Brasil, tiago.souza@solotechnique.com.br

RESUMO: O chamado “efeito Tschebotarioff” é conhecido como a ocorrência de esforços horizontais em estacas devido à compressão de solos por ocasião de uma sobrecarga assimétrica. Ele desempenha um papel crucial no projeto de fundações para obras de engenharia e é bastante aplicável em obras de arte especial com presença de solos moles no entorno. Este fenômeno fora particularmente relevante na obra de arte especial chamada “OAE 6”, parte integrante do Contorno de Florianópolis. O artigo investigou o comportamento das estacas em solos moles sob o efeito Tschebotarioff, empregando abordagens analíticas e numéricas. Inicialmente, parâmetros geotécnicos foram avaliados e modelos constitutivos foram estabelecidos. Utilizando um modelo analítico clássico de Tschebotarioff, os momentos máximos foram estimados em duas geometrias distintas. Posteriormente, o software Plaxis 2D foi utilizado para uma análise numérica mais detalhada. Os resultados destacaram diferenças significativas entre as abordagens analítica e numérica, ressaltando a complexidade do fenômeno e a sensibilidade aos parâmetros utilizados. Embora o método analítico forneça uma estimativa inicial, a análise numérica oferece uma representação mais realista do comportamento das estacas. No entanto, as discrepâncias entre os resultados destacam a importância de considerar cuidadosamente os parâmetros geotécnicos e estruturais. Em resumo, a berma estendida resultou em reduções de 17% no deslocamento horizontal, 18% no momento e 13% no esforço cortante. A disparidade entre os métodos analíticos e numéricos foi de 42%. O estudo demonstrou a relevância da avaliação de diferentes métodos de cálculo e a sensibilidade das estacas em solos moles.

PALAVRAS-CHAVE: Efeito Tschebotarioff , estacas de fundação, solos moles compressíveis, obra de arte especial, Contorno viário de Florianópolis.

ABSTRACT: The Tschebotarioff effect is known as the occurrence of horizontal forces in piles due to soil compression under asymmetric loading. It plays a crucial role in foundation design for engineering works and is highly applicable in bridges foundation with soft soils in the surroundings. This phenomenon was particularly relevant in the special structure called "OAE 6", which is part of the Contorno de Florianópolis. The article investigated the behavior of piles in soft soils under the Tschebotarioff effect, employing analytical and numerical approaches. Initially, geotechnical parameters were evaluated, and constitutive models were established. Using a classical analytical Tschebotarioff model, maximum moments were estimated for two distinct geometries. Subsequently, the 2D Plaxis software was used for a more detailed numerical analysis. The results highlighted significant differences between the analytical and numerical approaches, emphasizing the complexity of the phenomenon and sensitivity to the parameters used. Although the analytical method provides an initial estimate, the numerical analysis offers a more realistic representation of pile behavior. However, the discrepancies between the results underscore the importance of carefully considering geotechnical and structural parameters. In summary, the extended berm resulted in reductions of 17% in horizontal displacement, 18% in moment, and 13% in shear force. The disparity between analytical and numerical methods was 42%. The study demonstrated the relevance of evaluating different calculation methods and the sensitivity of piles in soft soils.

KEYWORDS: Tschebotarioff Effect, foundation piles, compressible soft soils, bridge structure, Florianópolis Bypass.

1 INTRODUÇÃO

A aplicação de uma sobrecarga carga unilateral e assimétrica sobre o solo de fundação ocasionará tensões e deslocamentos tanto verticais quanto horizontais dentro do maciço de solo. No caso de haver estacas nas proximidades desse carregamento, estas funcionarão como obstáculos à deformação do solo, e consequentemente, estarão sujeitas aos esforços gerados por essa restrição (MARCELINO, 2022).

Os esforços transversais podem ocorrer mesmo quando os fatores de segurança contra a ruptura da camada compressível são considerados satisfatórios (ALONSO, 2019). Quando o fator de segurança é baixo, o impacto nas estacas é significativo em termos de magnitude (DANZIGER; LOPES, 2021). É importante ressaltar que esse fator de segurança se relaciona com as superfícies que interagem com o sistema de estacas.

DANZIGER e LOPES (2021) ressaltam os principais fatores que influenciam na solicitação lateral de estacas:

- Magnitude da sobrecarga assimétrica;
- Propriedades da camada compressível, fator de segurança do aterro contra a ruptura global;
- Posição relativa entre a sobrecarga assimétrica e a estaca, rigidez e geometria do sistema de estacas;
- Tempo decorrido desde a instalação das estacas.

O presente estudo aborda a análise dos esforços de flexão e cisalhamento que podem surgir em uma estaca devido à sobrecargas assimétricas sobre o terreno, como no caso específico em estudo, onde há um aterro do encontro da Obra de Arte Especial (OAE). Essa condição resulta na geração de um empuxo horizontal atuando no fuste da estaca, provocando sua flexão e cisalhamento máximos à certa profundidade. Dessa forma, considerando que o solo na região avaliada apresenta características compressíveis (argila muito mole), é possível que o empuxo decorrente dessa sobrecarga (aterro) conduza a fundação a deslocamentos e até mesmo à sua ruptura estrutural. Esse fenômeno é amplamente reconhecido na literatura geotécnica como o "Efeito Tschebotarioff".

O estudo de caso em questão corresponde a uma obra de arte especial localizada no contorno de Florianópolis, estado de Santa Catarina. O estudo tem como objetivo avaliar as fundações em solos moles sob a ocorrência do efeito Tschebotarioff, utilizando a abordagem analítica pelo método de Tschebotarioff (1973) e numérica através do método dos elementos finitos.

2 Materiais e Métodos

2.1 Contextualização do Caso em estudo

A obra de arte especial em estudo está localizada no Contorno de Florianópolis, no trevo com a BR-101. Sua extensão total de aproximadamente 530 metros e o projeto em andamento incluem vigas pré-moldadas, com 16 vãos, dois encontros e 15 apoios centrais. A largura do tabuleiro é de 22,97 metros.

A geometria original indica que a região do encontro 1 e dos apoios 1 a 3 estarão situados em uma espécie de “vale” entre aterros dos ramos de acesso 3000 e 4000, laterais às fundações. Isso implica em que as fundações do encontro 1 e dos apoios 1 a 3 serão afetadas por deslocamentos horizontais do solo mole, conhecidos como efeito Tschebotarioff (Figura 1).

Se houvesse homogeneidade no subsolo local e ambos os aterros fossem construídos simultaneamente, poderia ocorrer uma compensação de efeitos, resultando em uma redução parcial dos deslocamentos horizontais induzidos. No entanto, dado que não é possível garantir essa situação, especialmente em relação à homogeneidade do subsolo, assume-se que as fundações do encontro 1 até o apoio 3 são suscetíveis ao efeito Tschebotarioff. Na Figura 1, é apresentada a planta baixa da geometria do projeto original.

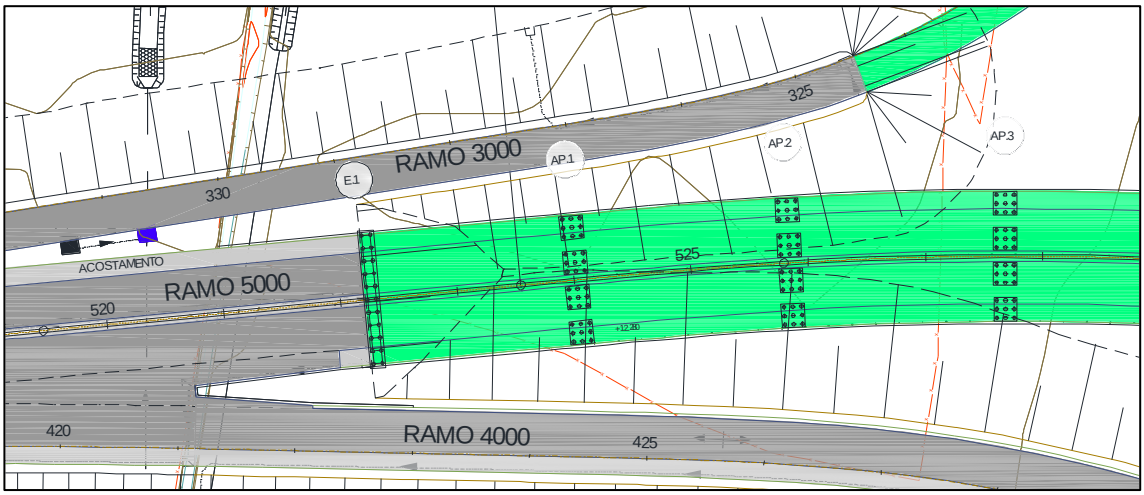


Figura 1. Implantação da obra de arte.

2.1.1 Avaliação do Subsolo e Parâmetros Geotécnicos de análise

Na área avaliada foram conduzidas três sondagens mistas, denominadas SM 8012, SM 8013 e SM 8014. Na primeira sondagem, a SM 8012, verificou-se que a camada inicial consistia em areia fina a média argilosa, com uma profundidade de 3,60 metros e um Nspt (índice de resistência à penetração) de 1/59. Logo após, encontrava-se uma camada de argila siltosa mole a mole, com tonalidade cinza escuro, que se estendia até 13,00 metros de profundidade. Seguindo adiante, a sondagem revelou uma camada de areia média muito grossa, com coloração acinzentada, até a profundidade de 21,00 metros. Entre 27,10 metros e 29,30 metros, identificou-se uma camada de silte arenoso mole a duro, com um Nspt de 9. Entre 27,10 metros e 29,30 metros, observou-se uma camada de rocha pouco alterada com fragmentos angulares de Riolito, com recuperação de 12% e R.Q.D 0,0%. Mais adiante, a sondagem revelou uma camada rochosa de Riolito, Quartzo alterado, terminando com milonito fragmentado pouco alterado na faixa de 31,30 metros a 31,70 metros. O nível de água (NA) foi encontrado a 1 metro de profundidade.

Na segunda sondagem, a SM 8013, constatou-se uma camada inicial de argila arenosa muito mole, com uma profundidade de 5,35 metros e tonalidade cinza escuro. Posteriormente, entre 16,00 metros e 21,20 metros, observou-se uma camada de areia fina a média muito compacta. Mais adiante, encontrou-se uma camada de argila pouco arenosa com baixo Nspt. Nas camadas de 24,00 metros a 26,00 metros, identificou-se rocha sã fragmentada, e entre 26,00 metros a 30,13 metros, fragmentos de Riolito alterando entre rocha sã e fragmentada com R.Q.D = 7% e recuperação = 32%. Por fim, identificou-se Riolito com grau de alteração variável de sã a fragmentada. O nível de água encontrado foi de 0,51 metros.

Na terceira sondagem, a SM 8014, notou-se uma camada inicial até 18,00 metros alternando entre argila siltosa e areia fina pouco argilosa. Entre 18,00 metros e 22,00 metros, encontrou-se areia grossa com cascalho muito compacto cinza. Nas camadas de 22,00 metros a 30,10 metros, observou-se alternância entre fragmentos de rocha sã e fragmentada, com recuperação variando entre 8% a 13%, e finalizando até o limite de parada de sondagem com profundidade de 33,65 metros com camada de Riolito fragmentado a rocha sã, com recuperação entre 28% a 33%. O R.Q.D foi de 0% para todas as manobras realizadas. O nível de água encontrado foi de 1,06 metros. A Tabela 1 traz um compilado de parâmetros geotécnicos adotados nos modelos e cálculos realizados para a fundação em questão. O coeficiente de Poison foi adotado com base na proposta de Teixeira e Godoy (1996) apud Cintra, Aoki e Albiero (2011).

Tabela 1. Parâmetros Geotécnicos.

Material	**Argila mole**	**Argila mole com drenos**
Cor		
e_0, índice de vazios inicial	1,8	1,8
γ (kN/m³), peso específico do solo	14	14
OCR, razão de consolidação	1,5	1,5

Material	Argila mole	Argila mole com drenos
Cc, índice de compressão	0,93	0,93
Cr, índice de recompressão	0,093	0,093
υ, coeficiente de Poisson	0,35	0,35
ϕ'(°), ângulo de atrito efetivo	-	-
c' (kPa), coesão efetiva	6	6
k (m/dia), coeficiente de permeabilidade	1,3E-4	1,3E-2
Ky/kx razão entre a permeabilidade vertical (Ky) e a permeabilidade horizontal (Kx)	0,7	0,7

2.3. Análise Análiticа

Para fornecer uma estimativa inicial e referência para a análise numérica, foi realizado o cálculo por um modelo analítico baseado na concepção clássica de Tschebotarioff (1973). Devido às incertezas relacionadas à estrutura da ponte/viaduto e ao momento de sua execução, adotou-se a hipótese de estaca rotulada junto ao bloco. O método segue a seguinte premissa: $P_h=2BK\gamma H$. Onde B refere-se a largura da estaca, γH corresponde a tensão vertical correspondente a um aterro vizinho de altura H e K ao coeficiente de empuxo.

2.4. Análise Numérica

Para a análise numérica do comportamento das estacas pré-moldadas em solos moles, foi utilizado o *software* Plaxis (versão 20). O modelo adotado para os materiais de argila mole e argila mole com drenos foi o modelo *soft soil* disponível na ferramenta computacional. Esse modelo oferece características como rigidez variável com o estado de tensões, distinção entre adensamento na reta virgem ou descarregamento e recarregamento abaixo da tensão de pré-adensamento, memória da tensão de pré-adensamento e critério de plastificação baseado no critério de Mohr-Coulomb. Já para os demais materiais, foi empregado o modelo linear elástico perfeitamente plástico, também com critério de plastificação baseado em Mohr-Coulomb. Quanto ao projeto dos aterros, previu-se o uso de geogrelhas para garantir a condição de estabilidade.

No entanto, para a análise em questão, que visa definir os esforços induzidos pelo efeito Tschebotarioff nas estacas de fundação, optou-se por modelar a última porção do aterro como material elástico. Essa abordagem possibilita a contemplação dos esforços induzidos por essa porção do aterro sem comprometer a estabilidade ou exigir a modelagem conjunta da geogrelha. A análise da malha foi conduzida de forma que os valores na aba de malha excedem 0,60, indicando que a qualidade da malha é adequada.Os parâmetros utilizados na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros Geotécnicos adotados nos modelos constitutivos.

Material	Cor	e_0	γ (kN/m³)	Eefetivo (kPa)	υ	ϕ' (°)	c' (kPa)	k (m/dia)	Ky/kx
Areia fofa		0,8	16	5.000	0,3	25	0	8,640	1,0
Areia média		0,8	16	21.000	0,3	25	0	8,64	1,0
Areia compacta		0,7	18	70.000	0,3	35	0	8,640	1,0
Areia muito compacta		0,6	19	150.000	0,3	35	10	0,864	1,0
Argila média		0,7	18	15.000	0,3	25	5	0,0864	1,0
Aterro compactado		0,7	18	15.000	0,3	25	10	0,0864	1,0
Aterro elástico		0,7	18	15.000	0,3	-	-	0,0864	1,0

Foi usado o modelo chamado de "*embedded beam*" para permitir a análise do Efeito Tschebotarioff, que é intrinsecamente tridimensional, usando modelos bidimensionais. Esta formulação cria uma malha de elementos para o solo que difere da malha da estaca. As molas, cuidadosamente calibradas para aproximar uma simulação tridimensional, conectam essas malhas entre si. Esse modelo permite um deslocamento

diferenciado entre a estaca e o solo, o que é uma grande vantagem em relação à simulação clássica de elementos de placa embutidos no solo. Isso o torna ideal para aproximar-se de resultados tridimensionais usando modelos bidimensionais.

No modelo *embedded beam* do Plaxis, que faz o uso do modelo linear elástico, é possível considerar diretamente as características da estaca, que são utilizadas para definir a rigidez da estaca e das molas responsáveis por sua interação com o solo. Os parâmetros adotados são resumidos na Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros das Estacas.

Material	Cor	E (kPa)	γ (kN/m³)	Diâmetro (m)	Espaçamento (m)
Estaca Escavada de Grande Diâmetro ϕ200cm		23,5 E6	23	2,0	6,0

As tensões iniciais no solo foram obtidas na etapa inicial, considerando a geometria atual do terreno e adotando coeficientes de empuxo (K_0). O primeiro nível de aterro foi realizado ao longo de um intervalo de 30 dias durante a etapa de Aterro 1, durante a qual ocorreu uma consolidação do solo mole. Os elementos das estacas, modelados como *embedded beams*, foram ativados na etapa de Estacas.

O segundo nível de aterro foi executado ao longo de 30 dias na etapa de Aterro 2, resultando em um adensamento adicional do solo mole. O sobre aterro foi realizado em um intervalo de 30 dias durante a etapa de Aterro 3, também implicando em adensamento do solo mole. Na etapa de Consolidação, o modelo foi evoluído pelo programa até a dissipação dos excessos de poro-pressão, representando a situação de longo prazo com o término do adensamento.

Essas etapas simulam o processo executivo esperado, considerando o momento de execução das estacas em relação às fases de aterro.

O dimensionamento estrutural das estacas foi considerado até o término do modelo após a consolidação do solo mole, pois representa a situação na qual os deslocamentos alcançam valores máximos e estáveis, induzindo os maiores esforços na fundação. A geometria do modelo numérico pode ser vizualizada na Figura 2. Foram consideradas duas condições: (a) geometria 1 e (b) geometria 2: berma estendida.

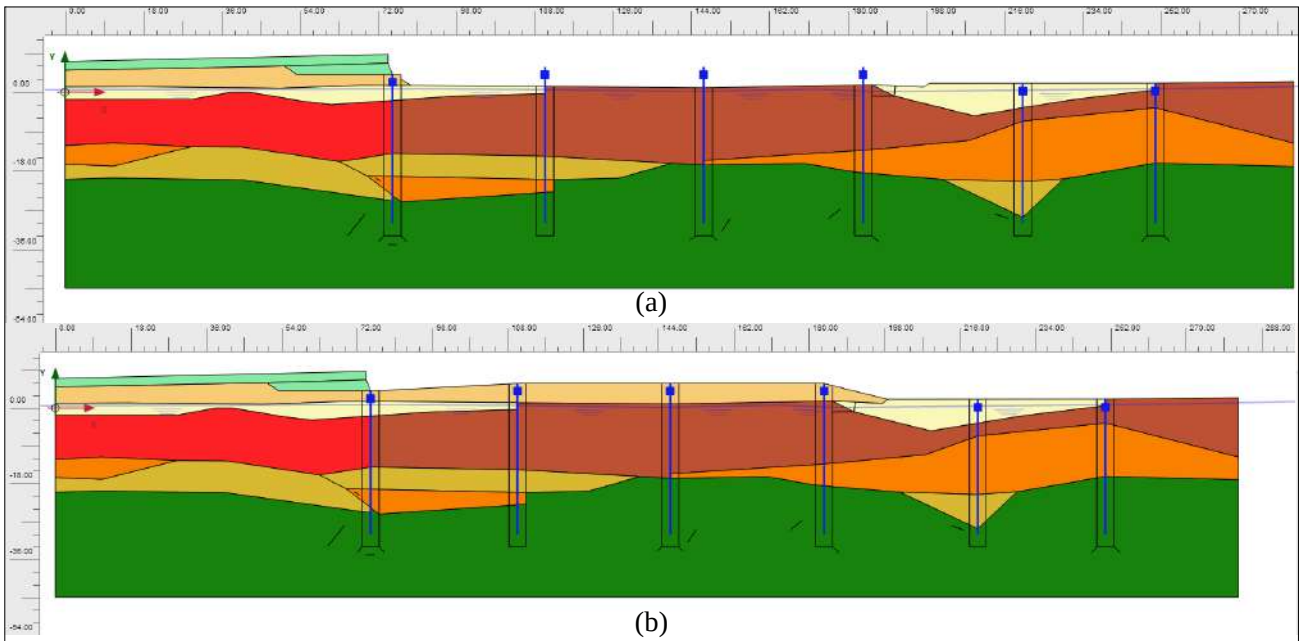


Figura 2. Modelo Numérico e discretização de camadas de solo.

3 RESULTADOS

Em relação ao modelo analítico, na vertical da estaca (crista do aterro), o carregamento simétrico é triangular. Portanto, adotou-se uma sobrecarga de 203,90 kN/m para a geometria 1 e de 117,50 kN/m para a geometria 2 (com a berma estendida). Com base nisso, o momento máximo calculado de forma analítica para a geometria 1, utilizando as premissas do método de Tschebatorioff, foi de 3374,7 kN/m, enquanto para a geometria 2 foi de 1944,7 kN/m. Houve uma redução de 42% no momento máximo com a extensão da berma (Geometria 2). Esses resultados podem ser observados na Figura 3.

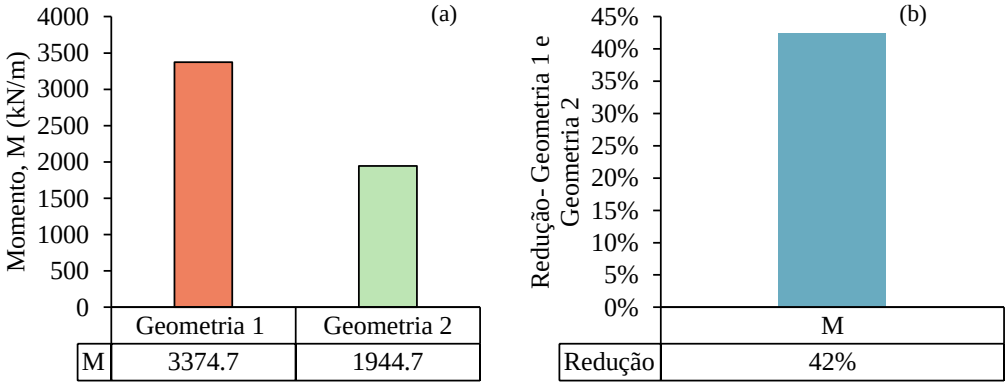


Figura 4. Resultados do modelo análico: (a) momentos, (b) redução do momento entre a Geometria 1 e 2.

Os resultados da análise numérica são apresentados na Figura 4. Esses resultados foram obtidos ao final da etapa de consolidação, representando uma situação em que todo o excesso de poro-pressão foi dissipado e os recalques se estabilizaram. Em termos de deslocamentos horizontais, a geometria 1 gerou um deslocamento horizontal de 0,2966 m, enquanto a geometria 2 apresentou 0,2473 m. Com a extensão da berma, observou-se uma redução de aproximadamente 16% nos valores de deslocamento horizontal. No que diz respeito ao momento, foram registrados valores de 1518 kN/m para a geometria 1 e 1249 kN/m para a geometria 2, indicando uma redução de 18% no momento na estaca da extremidade devido ao prolongamento da berma (fortemente influenciada pelo efeito *Tschebotarioff*). Quanto ao esforço cortante, a geometria 1 apresentou um valor de 191,1 kN/m, enquanto a geometria 2 registrou 166,5 kN/m.

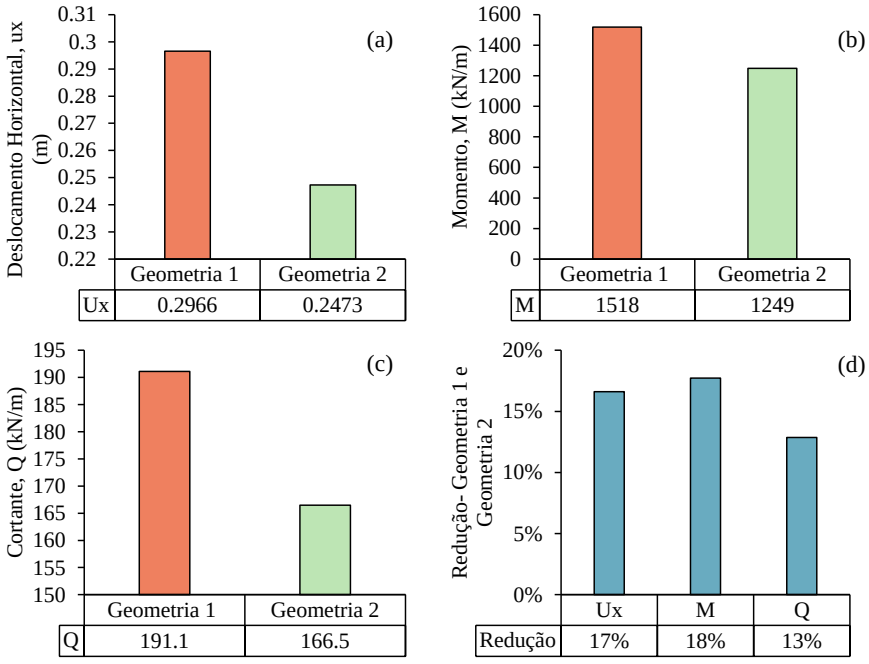
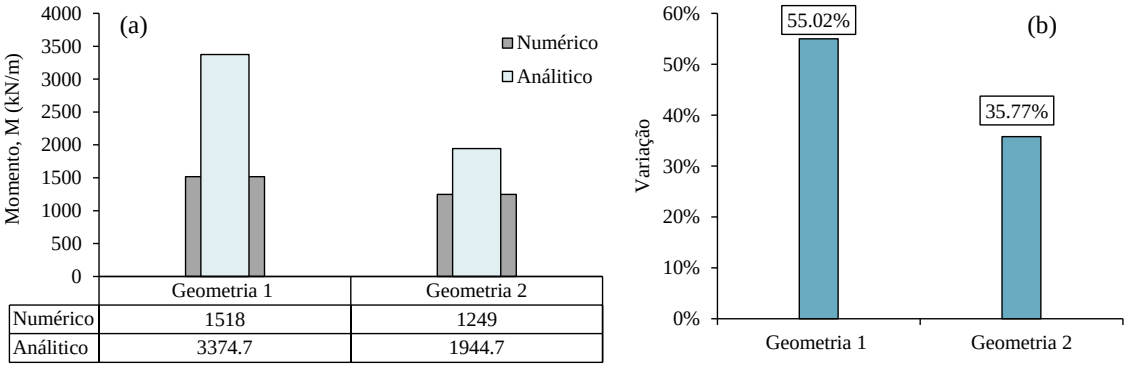


Figura 4. Resultados do modelo numérico: (a) deslocamentos em x, (b) momentos, (c) esforço cortante e (d) redução dos valores com a extensão da berma.

Os esforços provenientes do Plaxis são apresentados sempre divididos por metro, representando um metro de estaqueamento. Para o dimensionamento dos estacões, os esforços serão multiplicados pelo próprio diâmetro do estaqueamento (2 m) e também por um fator de mobilização do passivo, considerado como 2 vezes, assim como foi feito no modelo analítico de Tschebotarioff. Deste modo, os esforços para dimensionamento estrutural, já considerando a berma estendida, são: momento de 4.996 kN.m e cortante de 764,4 kN.

A comparação entre os resultados analíticos e numéricos é apresentada na Figura 5. Observa-se que o método Tschebotarioff (1973) resultou em valores maiores do que os numéricos. A variação entre a Geometria 1 foi de 55,02% e em relação à geometria 2 de 35,77%.



	Geometria 1	Geometria 2
Numérico	1518	1249
Análitico	3374.7	1944.7

Figura 5. Comparação dos resultados análiticos e numéricos (a) e variação entre os métodos (b).

4 CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos da análise analítica e numérica, bem como nos parâmetros geotécnicos adotados e na contextualização do caso em estudo, pode-se chegar às seguintes conclusões consideradas principais:

- Os resultados obtidos pelo método analítico baseado em Tschebotarioff (1973) apresentaram valores mais elevados em comparação com a análise numérica realizada na simulação computacional 2D.
- A variação entre os métodos analítico e numérico foi significativa, com uma diferença de 55,02% para a Geometria 1 e 35,77% para a Geometria 2 (considerada a condição da berma estendida).
- A solução de berma estendida promoveu uma redução do deslocamento horizontal de 17%, nos momentos máximos de 18% e no esforço cortante de 13%.
- Embora os resultados numéricos, em geral, possam fornecer uma representação mais realista do comportamento das estacas, é preciso considerar as limitações e incertezas dos modelos geotécnicos e estruturais usados. É fundamental ter cautela ao fazer afirmações desse tipo, pois a precisão dos resultados depende da adequação dos modelos e parâmetros utilizados.

Os resultados obtidos desta análise, que combinou métodos analíticos e numéricos, fornecem conclusões importantes sobre o comportamento das estacas em solos moles sujeitos ao efeito *Tschebotarioff*. A comparação entre os resultados analíticos e numéricos indica diferenças significativas, destacando a complexidade do fenômeno e a necessidade de abordagens integradas para sua compreensão completa. Enquanto o método analítico fornece uma estimativa inicial e referência útil, a análise numérica no *software* Plaxis 2D oferece uma representação mais realista e detalhada do comportamento das estacas. No entanto, as discrepâncias entre os resultados indicam a importância de considerar cuidadosamente os parâmetros geotécnicos e estruturais, bem como as limitações de cada abordagem. Em particular, a variação nos esforços calculados destaca a sensibilidade do sistema às condições específicas do solo e da carga aplicada. Conclui-se que os resultados fornecem uma base sólida para o dimensionamento estrutural das estacas e destacam a necessidade contínua de pesquisa e desenvolvimento para aprimorar a compreensão e a previsão do comportamento das fundações em solos moles.

AGRADECIMENTOS

A **Solotechnique** agradece à Arteris pela confiança de todos os anos de construção do Contorno de Florianópolis e pela oportunidade de desenvolvimento de estudos como esse para a obra de arte em questão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U. R. Dimensionamento de Fundações Profundas. 3. ed. [s.l.] Blucher, 2019.

DANZIGER, B. R.; LOPES, F. R. Fundações em Estacas. 1. ed. [s.l: s.n.].

CINTRA, J. C. A., AOKI, N., ALBIERO, J. H. Fundações diretas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficinas de Textos, 2011

MARCELINO, L. E. M. Efeito de Tschebotarioff em estacas: comparação entre dados de instrumentação e resultados de modelagem numérica e de métodos semiempíricos. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2022.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. Foundations, retaining and earth structures: the art of design and construction and its scientific basis in soil mechanics. 1973.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/268

Análise de Métodos Baseados no SPT para Previsão de Capacidade de Carga à Tração de Fundações por Estacas Helicoidais

Caio César de Sousa Oliveira
Mestrando, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, caio.cesar.oliveira@usp.br

Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha
Profª Titular, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, chctsuha@sc.usp.br

João Manoel Sampaio Mathias dos Santos Filho
Pós-doutorando, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, jmsmfilho@sc.usp.br

Rafael de Barros Aranha Piccolo
Engenheiro de Projetos, Neoenergia, Campinas, Brasil, rafael.piccolo@neoenergia.com

RESUMO: As estacas helicoidais no Brasil vêm sendo amplamente utilizadas como fundações de torres de linhas de transmissão de energia para resistir a carregamentos de tração. O procedimento mais utilizado para estimar a capacidade de carga dessas estacas é a correlação empírica com o torque final de instalação. Entretanto, as correlações de torque disponíveis na literatura normalmente dependem da instalação e sua aplicação não permite que a resistência seja estimada com precisão única e exclusivamente na fase de projeto. Adicionalmente, métodos para estimar a capacidade de carga dessas estacas com base em ensaios *in situ*, como o SPT e o CPT, são raros. Nesse contexto, o presente trabalho visa avaliar o desempenho preditivo de dois métodos de projeto baseados no SPT: Kanai (2007) e Perko (2009). Tais métodos foram aplicados a um banco de dados de provas de carga estática à tração realizadas em estacas helicoidais instaladas em 11 locais diferentes no Brasil. As estatísticas dos valores da razão entre capacidade de carga medida e calculada como média, coeficiente de variação e distribuições de probabilidade foram determinadas e, de modo geral, os métodos baseados nos resultados do ensaio SPT avaliados apresentaram um desempenho insatisfatório nas previsões das capacidades de carga das fundações analisadas.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, estacas helicoidais, prova-de-carga, ensaio SPT, previsão de capacidade de carga

ABSTRACT: Helical piles in Brazil have been widely used as foundations for power transmission line towers to resist tensile loads. The most common method used to estimate the load capacity of these piles is empirical correlation with the final installation torque. However, torque correlations available in the literature typically rely on the installation process, and their application does not allow for precise estimation of resistance solely during the design phase. Additionally, methods to estimate the load capacity of these piles based on *in situ* tests, such as SPT and CPT, are rare. In this context, this study aims to evaluate the predictive performance of two SPT-based design methods: Kanai (2007) and Perko (2009). These methods were applied to a database of static tensile load tests conducted on helical piles installed at 11 locations in Brazil. Statistics of load capacity measured by the calculated mean, coefficient of variation, and probability distributions were determined, and overall, the SPT-based methods evaluated showed poor performance in predicting the load capacities of the analyzed piles.

KEYWORDS: Foundations, helical piles, pile load test, SPT test, pile capacity prediction

1. INTRODUÇÃO

Estacas helicoidais ou tirantes helicoidais (se usadas apenas para resistir a cargas de tração), também conhecidas como estacas parafusadas, são compostas por uma ou mais chapas helicoidais soldadas a uma haste de aço (Figura 1). As estacas são compostas por uma seção guia a qual demais seções de extensão são emendadas para atingir as profundidades de projeto necessárias. Este tipo de estaca é "aparafusada" ao solo através da aplicação de um torque no topo da haste, e penetra no solo de forma suave e contínua.

a) b) c)

Figura 1. Estacas helicoidais (a), instalação (b), e prova de carga à tração (c).

Nas últimas décadas, o uso de fundações helicoidais tem aumentado devido a diferentes vantagens, tais como boa resistência a cargas de compressão e de tração, efeito de ancoragem das hélices, instalação simples e rápida que causa mínima perturbação em seu entorno, adaptabilidade para trabalho em espaço confinado, fácil instalação de estacas inclinadas, controle da instalação via torque, instalação abaixo do nível d'água, bom desempenho em condições sísmicas e cíclicas, facilidade de reciclagem e reutilização, etc. Embora o uso das estacas helicoidais esteja aumentando a cada dia, ainda há a necessidade de métodos de projeto mais confiáveis e precisos para estimar a capacidade de carga à tração deste tipo de fundação.

Os métodos de projeto existentes para estacas helicoidais são baseados em modelos de transferência de carga e parâmetros de resistência do solo. Métodos relacionando a capacidade axial dessas estacas com ensaios *in situ* ainda são escassos. Além do mais, os métodos existentes como os baseados no SPT ainda são pouco eficientes para os solos brasileiros e o aprimoramento desses métodos pode ser atingido via coleta e calibração através do processamento de dados, possibilitando assim uma melhor precisão das previsões de resistências das estacas durante a fase de projeto.

Por conseguinte, este estudo tem como objetivo analisar os métodos propostos por Kanai (2007) e Perko (2009), ambos fundamentados em resultados de ensaio SPT, a fim de avaliar a precisão de suas previsões em comparação com dados obtidos de provas de carga estática de tração realizadas em estacas helicoidais instaladas em 11 locais do Brasil. Para tal análise, foram consideradas estacas instaladas verticalmente, com uma profundidade relativa (H/D) superior a 5 e equipadas com 3 hélices. Optou-se por esse número de hélices para eliminar a influência dessa variável do banco de dados, facilitando a identificação de possíveis padrões e tendências das outras variáveis.

2. MÉTODOS DE PROJETO PARA CAPACIDADE À TRAÇÃO DE ESTACAS HELICOIDAIS BASEADOS NO SPT

Os métodos avaliados neste estudo, fundamentados no ensaio SPT, consideram o mecanismo das capacidades individuais das hélices, possibilitando sua aplicação às estacas fabricadas no Brasil, as quais são compostas por hélices espaçadas a uma distância de três vezes seu diâmetro.

2.1. Método de Kanai (2007)

Kanai (2007) realizou uma série de provas de carga instrumentadas tanto à tração quanto compressão em estacas de quatro helices. Com base nas medições de campo, o autor propôs uma equação empírica baseada

no valor de N do SPT cuja capacidade de carga à tração das estacas helicoidais (Qu) é composta pela soma das resistências individuais de cada hélice e da resistência da haste, conforme segue:

$$Q_u = \sum_{i=1}^{n} q_{wi}.A_{wi} + U \sum_{j=1}^{z} L_j f_j \quad (1)$$

Onde: qwi é a capacidade última da hélice = a·N (kPa)
Awi é a área efetiva resistida pela hélice (m²)
i é o índice da hélice (1 a n, onde n é o número de helices da estaca)
U é o perímetro da haste (m)
Lj é o comprimento efetivo da haste onde há contribuição na resistência (m)
fj é o máximo atrito unitário da haste = b·N (kPa)
j é o número de camadas de solo ao longo do comprimento efetivo da haste
a, b são coeficientes de capacidade de carga do solo.
N é o valor de N do SPT (o autor não comenta a energia utilizada, portanto, foi assumido valores de N60)

Tabela 1. Valores para os coeficientes a e b para correlação do valor de N do SPT (Kanai, 2007)

a		b	
1ª hélice (ponta)	2ª a 4ª hélices	haste	
70 (areia, cascalho)	50 (areia, argila)	1 (areia)	3 (argila)

Em sua abordagem, o autor considerou os efeitos da perturbação pelas hélices ao serem instaladas no solo. Nesse caso, o solo acima da hélice da ponta tem menor perturbação em comparação com o solo acima das hélices superiores, uma vez que estes são penetrados e revolvidos pelas hélices mais de uma vez. Para a avaliação do método cuja hélice da ponta está instalada em solo argiloso, foi usado também o valor de a igual a 70, assim como Kanai (2007) que utilizou o mesmo valor tanto em areias quanto em argilas para as hélices superiores.

2.2. Método de Perko (2009)

Perko (2009), também baseado no mecanismo das capacidades individuais das hélices, propôs o seguinte método para a previsão da capacidade de carga de fundações por estacas de múltiplas hélices:

$$Q_u = \sum_n q_{ult}.A_n + \alpha\, H_{eff}(\pi d) \quad (2)$$

Onde: A_n é a área efetiva resistida pela n-ésima hélice
α é a adesão entre o solo e a haste (kPa)
H_{eff} é o comprimento da haste definido entre o topo do terreno e a hélice de topo descontado o seu diâmetro
q_{ult} é a tensão de ruptura do solo acima da hélice (Tabela 2)

Tabela 2. Correlações entre o tipo de solo e a capacidade de carga da hélice em função do valor de *N* do ensaio SPT (Perko 2009)

Solo (característica primária)	tensão de ruptura q_{ult} (kPa/golpes/30cm)
Solo de grão fino	68 N_{70}
Solo de grão grosso	74 N_{70}
Base rochosa	81 N_{70}

As correlações das capacidades de carga das hélices são apresentadas na Tabela 2. Os valores de *N* indicados na tabela são referentes à eficiência de 70% no enasio SPT. Perko (2009) não apresenta correlação para a resistência por atrito na haste e recomenda que tal valor seja ignorado em favor da segurança ou estimada em função de equações baseadas nos parâmetros de resistência dos solos. Portanto, neste trabalho, foram avaliadas as seguintes situações: (a) seguir a recomendação do autor e ignorar a resistência por atrito na haste, e (b) considerar a resistência promovida pela haste através da correlação com o N_{SPT} proposta por Kanai (2007).

3. CARACTERÍSTICAS DO BANCO DE DADOS

No banco de dados coletado pelos autores consta diversas provas de carga estáticas à tração conduzidas em fundações por estacas helicoidais instaladas em diferentes locais do Brasil. Para o presente trabalho, foi estabelecido que a capacidade de carga à tração da estaca é relativa a um deslocamento líquido (total menos alongamento elástico da haste) de 10% do diâmetro médio das hélices (critério de ruptura da norma internacional de estacas helicoidais AC358). Neste artigo, são avaliadas estacas de três hélices instaladas verticalmente, as quais correspondem a um total de 15 provas de carga retiradas do banco de dados apresentado em Tsuha et al. (2024).

A tabela a seguir resume as características principais do banco de dados composto por 15 provas de carga à tração de estacas helicoidais de três hélices instaladas perfazendo 0º com a vertical:

Tabela 3. Características das 15 estacas utilizadas.

CARACTERÍSTICA	Número de estacas	Min valor	Max valor
Solo constatado na região das hélices			
Areia	5	-	-
Solo arenoso	7	-	-
Argila	2	-	-
Solo argiloso	1	-	-
Diâmetro da haste (mm)			
73	4	-	-
88.9	7	-	-
101.6	4	-	-
Dimensão das estacas			
Diâmetro da haste, d (mm)	-	73	101.6
Diâmetro da hélice, D (mm)	-	203,2	355,6
Comprimento enterrado, L (m)	-	4,0	19,8
Torque e capacidade de carga à tração medidos			
*Torque final de instalação, T_f (kN.m)	-	2,9	19,7
**Capacidade de carga à tração, Q_u (kN)	-	48,9	582,8
Fator torque K_T (m^{-1})	-	15,5	38,5
SPT N60			
N_{60} na hélice da ponta (golpes/30cm)	-	6	72

* Torque médio medido ao final da instalação correspondente a um trecho de três vezes o diâmetro da maior hélice (D_{max})
** carga que conduz a um deslocamento líquido (total menos elástico) igual a 10% do diâmetro médio das hélices

A Figura 2 apresenta um resumo das características geométricas das estacas, juntamente com os valores N_{60} na profundidade das hélices das pontas das 15 estacas estudadas. A Figura 3 exibe os resultados medidos do torque final de instalação, capacidade de carga à tração e fator torque em relação aos diferentes tipos de solos presentes no banco de dados.

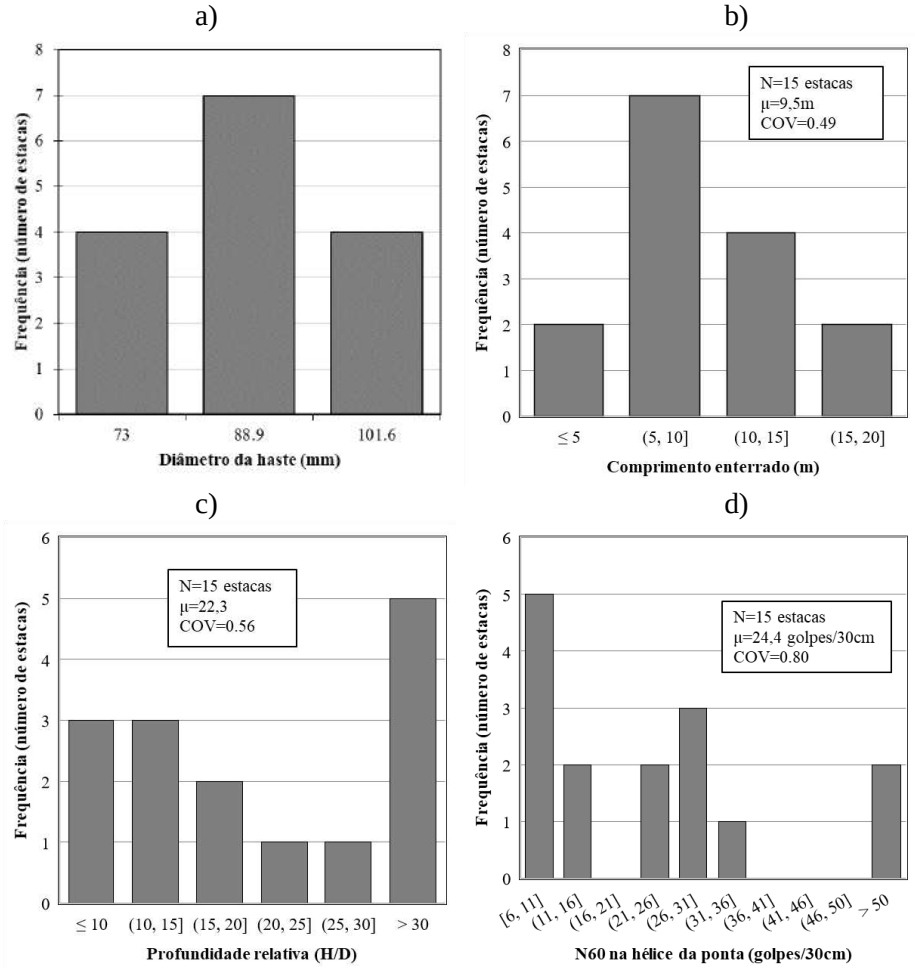


Figura 2. (a, b e c) propriedades geométricas das estacas; e d) valores de N_{60} nas hélices da ponta das estacas.

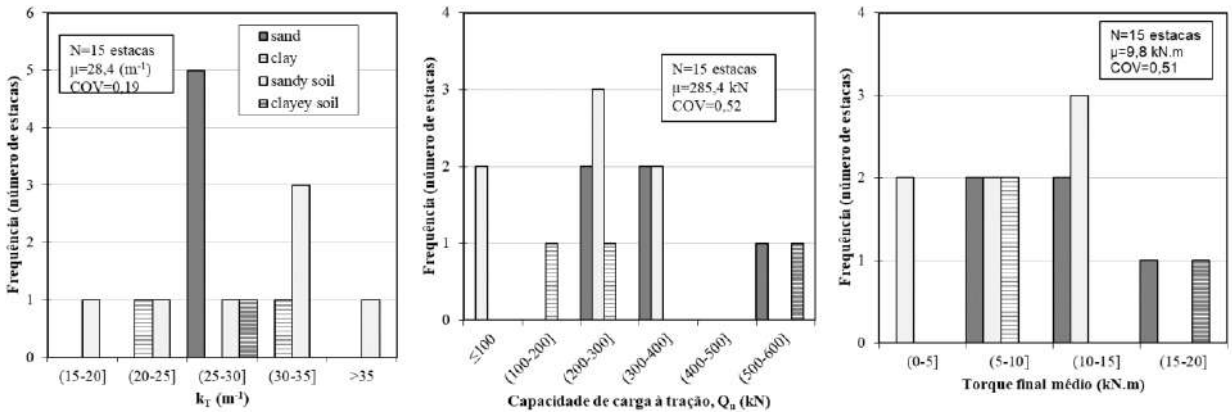


Figura 3. Valores medidos do fator torque (a), capacidade de carga à tração (b) e torque final médio de instalação (c) para diferentes tipos de solos.

4. AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS

Os métodos serão avaliados através do fator do modelo (do inglês model fator, M) que é a razão entre o valor medido e o calculado da capacidade de carga ($Q_{u,msd}/Q_{u,calc}$). A performance será ponderada com base nas médias, desvios padrão, coeficientes de variação e distribuições de probabilidade acumuladas de M.

A Figura 4 compara a resistência à tração medida nas provas de carga com a calculada pelos métodos de Kanai (2007) e Perko (2009):

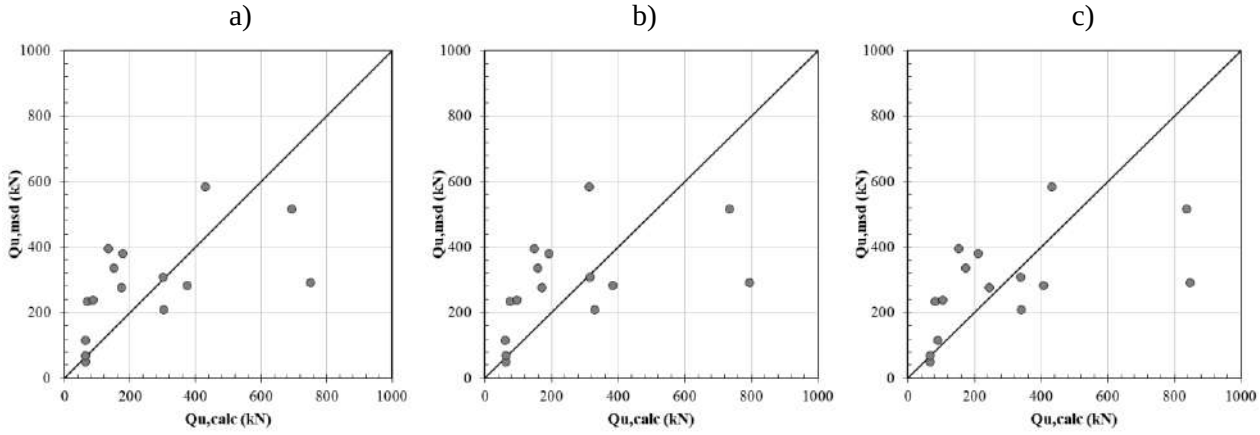


Figura 4. Comparação entre a capacidade de carga medida e calculada: a) Kanai (2007); b) Perko (2009); e c) Perko (2009) considerando a contribuição da haste.

Os resultados apresentados na Figura 4 mostram que ambos os métodos avaliados, Kanai (2007) e Perko (2009) com e sem a resistência da haste, não são precisos na previsão da capacidade de carga à tração das estacas de três hélices testadas. A Figura 5 mostra os histogramas de distribuição de frequências e as probabilidades acumuladas do fator do modelo M dos métodos analisados.

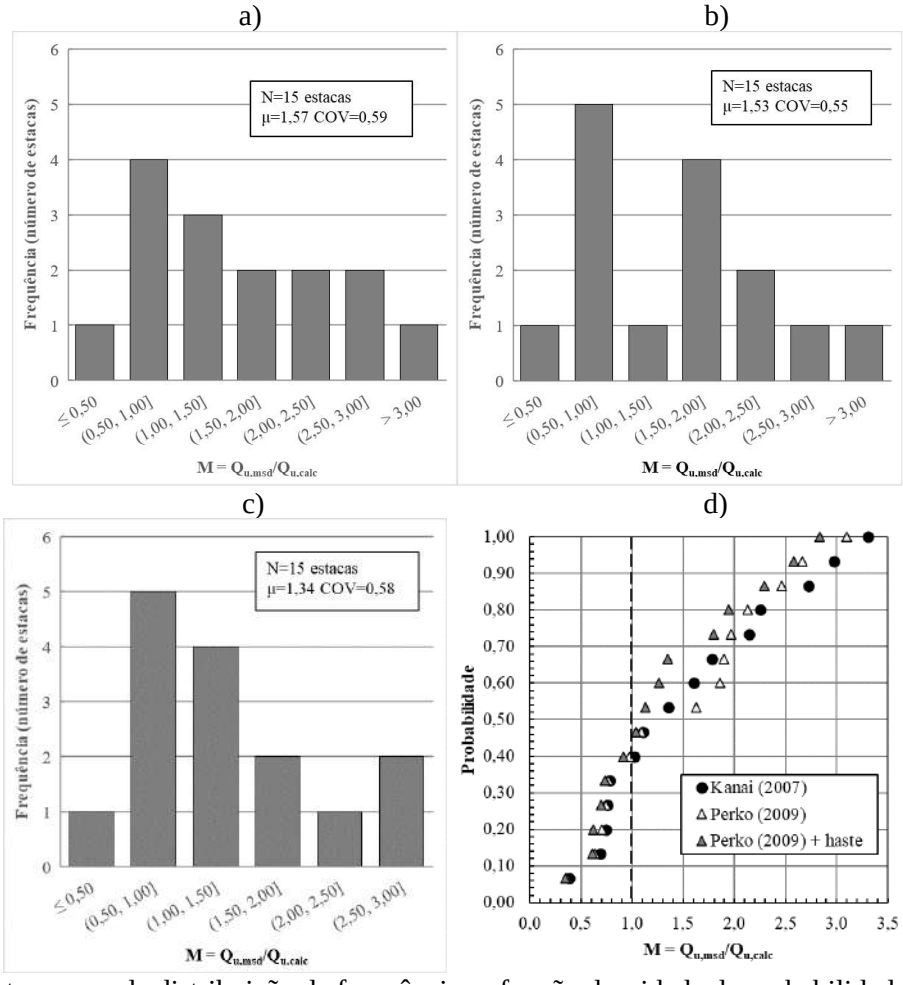


Figura 5. Histogramas de distribuição de frequências e função densidade de probabilidade dos métodos baseados no SPT analisados: a) Kanai (2007); b) Perko (2009); c) Perko (2009) considerando a contribuição da haste; e d) função densidade de probabilidade acumulada.

Os histogramas de frequência referentes à Figura 5 a), b) e c) visualmente revelam que a precisão das previsões é dispersa, conforme pode ser verificado pelos coeficientes de variação compreendidos entre 0,55 a 0,59. Além do mais, a associação entre os altos coeficientes de variação e a média dos valores de M, compreendidos entre 0,3 e 3,5, indica que os métodos de Kanai (2007) e Perko (2009) desempenharam insatisfatoriamente nas fundações analisadas, conforme demonstrado na Figura 5 d).

Portanto, tais métodos devem ser calibrados em função das unidades geotécnicas onde as estacas foram instaladas. A Tabela 3 resume as métricas estatísticas dos métodos aplicados às 15 estacas do banco de dados.

Tabela 3. Performance dos métodos de projeto baseados no SPT em relação aos resultados das provas de carga.

Método	Referência	Tipo	*Valores de M*				
			Mín	Máx	Média	Desv. Pad.	COV
1	Kanai (2007)	Métodos	0,39	3,31	1,57	0,92	0,59
2	Perko (2009)	baseados no	0,37	3,09	1,53	0,84	0,55
3	Perko (2009) c/ resistência da haste	SPT	0,34	2,83	1,34	0,77	0,58

Adicionalmente, Tsuha et al. (2024) observaram que os métodos baseados no torque de instalação são mais adequados para estimar a capacidade de carga à tração de estacas helicoidais devido à sua menor variabilidade nas previsões, mesmo sem calibração para os solos brasileiros. Entre os métodos de torque analisados por Tsuha et al. (2024), o modelo simplificado de Tsuha e Aoki (2010) adaptado por Oliveira (2024) demonstrou um desempenho superior em relação aos demais métodos analisados em seu estudo.

Em contrapartida, os métodos baseados no torque dependem do torque final cujo é obtido em campo somente durante a instalação da estaca, o que limita a aplicação do método durante a fase de projeto. Nesse contexto, uma alternativa viável seria estimar o torque com base em dados de testes *in situ* como o SPT ou CPT como, por exemplo, o método proposto por Da Silva et al. (2021) que calcula o torque de instalação de estacas helicoidais em areia argilosa usando dados do SPT e, no caso do CPT, existem abordagens sugeridas por Gavin et al. (2013), Spagnoli (2017), Al-Baghdali et al. (2017) e Davison et al. (2018).

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho foram analisadas 15 provas de carga à tração em fundações por estacas helicoidais de três hélices verticais instaladas em 11 locais do Brasil. O banco de dados foi submetido a uma análise por dois métodos de previsão baseados em resultados de ensaio SPT, que possibilitaram verificar a qualidade das previsões das capacidades de carga. Portanto, das análises conclui-se:

1. Os métodos de Kanai (2007) e Perko (2009) apresentaram baixa acurácia na previsão da capacidade de carga à tração das estacas do banco de dados, indicando que os-parâmetros de correlação com valores de N_{SPT} dos métodos analisados precisam ser calibrados para os solos brasileiros;
2. Pesquisas futuras são necessárias e sugere-se que a calibração dos métodos considere separadamente o atrito da haste e a capacidade das hélices, levando em conta o efeito da perturbação das hélices superiores em relação à inferior;
3. Calibrações regionalizadas em unidades geotécnicas semelhantes podem reduzir a variabilidade das previsões;
4. As estacas helicoidais ainda carecem de métodos teóricos e empíricos para prever sua capacidade de carga com base em ensaios *in situ*, como o SPT, amplamente utilizado no Brasil e em muitos outros países. Os métodos existentes, por exemplo, podem ser ajustados usando-se um banco de dados de provas de carga mais amplo para possibilitar a calibração de seus parâmetros com base em técnicas de regressão.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES pelo apoio à pesquisa. À Vértice Engenharia e ao projeto PD-07284-0002/2020 do programa P&D ANEEL do grupo Neoenergia pelos dados cedidos para o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Al-Baghdadi, T., Davidson, C., Brown, M. J., Knappett, J. A., Brennan, A., Augarde, C., ... & Blake, A. (2017) CPT based design procedure for installation torque prediction for screw piles installed in sand. In 8th Offshore Site Investigation and Geotechnics International Conference: 'Smarter Solutions for Future Offshore Developments' (pp. 346-353). Society for Underwater Technology.

Davidson, C., Al-Baghdadi, T., Brown, M., Brennan, A., Knappett, J., Augarde, C., ... & Ball, J. (2018) A modified CPT based installation torque prediction for large screw piles in sand. In 4th International symposium CPT (pp. 255-261).

Gavin, K., Doherty, P., & Spagnoli, G. (2013) Prediction of the installation torque resistance of large diameter helical piles in dense sand. In Proc. of 1st Int. Geotechnical Symp. of Helical Foundations. USA: Amherst.

ICC-ES (International Code Council – Evaluation Service) (2018). *AC358 Acceptance Criteria for Helical Pile Systems and Devices*. Washington, DC: ICC-ES.

Kanai, S. (2007). A seismic retrofitting application by means of multi-helix micropiles. In Proceedings of the 23rd US–Japan Bridge Engineering Workshop, Tsukuba, Japan (pp. 5-7).

Oliveira, C. C. S. (2024) *Analysis of pile load tests data to enhance the prediction of multi-helix piles performance based on in-situ measurements*. Dissertação de mestrado (não finalizada). Universidade de São Paulo, Brasil.

Perko, H.A. (2009) *Helical piles: a practical guide to design and installation*. 1st ed. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, Inc.

Spagnoli, G. (2017) A CPT-based model to predict the installation torque of helical piles in sand. *Marine georesources & geotechnology*, 35 (4), p. 578-585.

Tsuha, C.H.C., Aoki, N. (2010) Relationship between installation torque and uplift capacity of deep helical piles in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 47 (6), p. 635–647.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/269

Análise de Provas de Carga Horizontal em Grupos de Estacas Tipo Hélice Contínua Executadas em Solo Arenoso

Cavalcanti Jr, D. A.
Professor. Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, SE, Brasil, demostenes-jr@academico.ufs.br

Guimarães, L. J. N.
Professor. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, Brasil, leonardo@ufpe.br

Gusmão, A. D
Professor. UPE - Escola Politécnica de Pernambuco, Recife, PE, Brasil, gusmao.alex@poli.br

RESUMO: Estacas tipo hélice contínua (estaca isolada, grupo com duas estacas em linha e grupo com três estacas em linha com topo livre), executadas em solo com perfil arenoso do Campo Experimental do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe, foram submetidas a ciclos de carregamento horizontal no topo. As estacas foram instrumentadas ao longo da profundidade através de inclinômetro. A carga aplicada em cada estaca foi medida através de hastes instrumentadas utilizadas para conectar as estacas de cada grupo. Os resultados apresentados neste artigo enfatizam a sensibilidade do comportamento ao nível de deslocamento, a eficiência de grupo e a variação da rigidez do sistema estaca-solo-estaca a cada ciclo de carregamento.

PALAVRAS-CHAVE: Carregamento horizontal, grupos de estacas, eficiência de grupo.

ABSTRACT: Three groups of continuous flight auger piles with a free top (single pile, group with two piles in single line and group with three piles in single line), built in sandy soil in the Experimental Site of the Civil Engineering Department of the Federal University of Sergipe, were subjected to horizontal loading cycles at the top with increasing load. The piles were instrumented along the depth using an inclinometer. The load applied to each pile was measured through instrumented bars used to connect the piles of each group. The results emphasize the behaviour sensitivity to the displacement level, the group efficiency and the stiffness variation of the pile-soil-pile system at each loading cycle.

KEYWORDS: Horizontal loading, pile groups, group efficiency.

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de estacas isoladas e grupos de estacas sujeitos a cargas horizontais é um problema frequentemente encontrado em fundações de pontes, edifícios altos, cais de atracação e estruturas offshore. Modelos não lineares que utilizam curvas py, geralmente adotados na prática de projeto atual, dependem de abordagens empíricas dependentes de resultados experimentais que não podem ser generalizadas. A aplicação de soluções numéricas baseadas em análises tridimensionais por elementos finitos tem se tornado mais comum nos últimos anos em face do desenvolvimento de softwares que permitem a análise da interação estaca-solo-estaca em três dimensões, porém, essa abordagem também carece de uma base de dados mais significativa que permita a calibração dos modelos e aumente o grau de confiabilidade das soluções produzidas por essa via. O objetivo deste trabalho é contribuir para uma maior compreensão do comportamento de grupos de estacas carregadas horizontalmente no topo, através da apresentação de resultados de ensaios em escala real de grupos de estacas submetidos a ciclos de carga e descarga.

2 CAMPO EXPERIMENTAL DEC-UFS

Para execução dos ensaios de carregamento horizontal apresentado nesse trabalho, foi disponibilizada pela Universidade Federal de Sergipe (UFS) uma área de 2.000 m² localizada nas proximidades da Prefeitura da Cidade Universitária Professor José Aloísio de Campos, situada no Bairro, Rosa Elze, município de São Cristóvão, estado de Sergipe. Com vistas à caracterização do terreno do campo experimental, foram realizados ensaios de campo e laborátorio, cujos resultados são apresentados a seguir..

2.1 Caracterização Geológica

De acordo com o Mapa Geológico e de Recursos Minerais do Estado de Sergipe (CODISE/CPRM, 2014), a Cidade Universitária Professor José Aloísio de Campos está implantada no Terraço Marinho Pleistocênico (Q1tm) localizado entre a planície fluvial da margem direita do rio Poxim e a unidade de relevo semi-colinoso da Formação Barreiras (Grupo Barreiras), sendo topograficamente ressaltado em relação à planície fluvial e topograficamente deprimido em relação as colinas da Formação Barreiras, ocupando níveis altimétricos em torno de oito metros acima do nível do mar. São formados por areias de granulometria bem selecionada depositadas pelo mar no período Pleistoceno da Era Cenozóica ou Quaternária, em posição horizontal, que se distinguem dos Terraços Marinhos Holocênicos porque estão mais recuados em relação ao mar, decorrente da sua formação em época anterior, em função das transgressões e regressões do nível do mar que ocorreram no Quaternário (FARIAS, 2011).

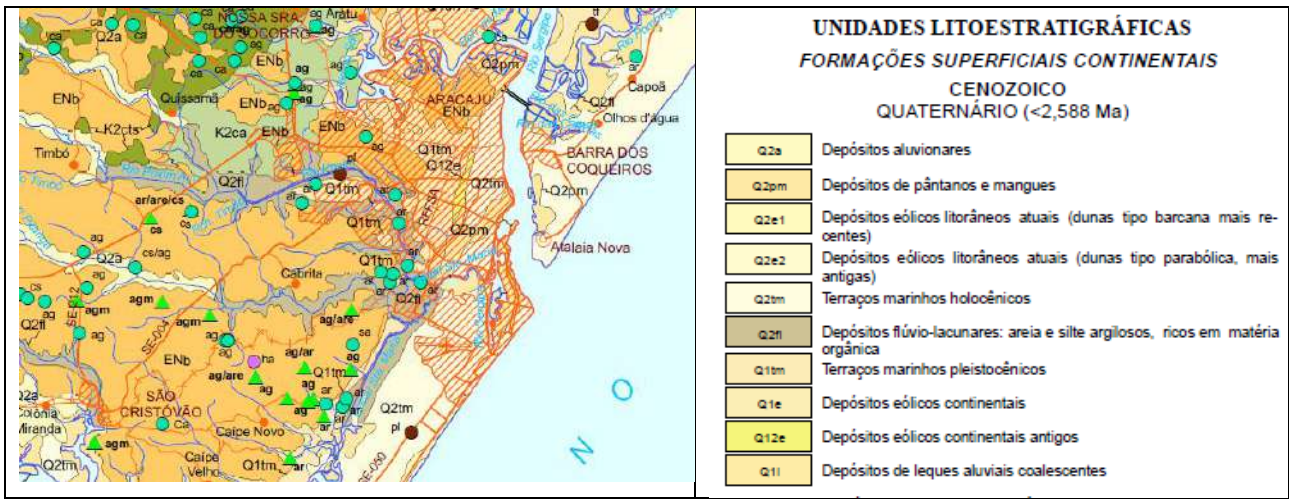


Figura 1. Recorte do Mapa Geológico de Sergipe englobando a área em estudo. Fonte: Mapa Geológico do Estado de Sergipe (CODISE/CPRM, 2014).

2.2 Caracterização Geotécnica

O perfil do solo do Campo Experimental do DEC-UFS é composto basicamente de uma camada superficial de areia fina de compacidade fofa, com espessura variando entre 2,6 m e 3,9 m, seguida por uma camada de areia fina muito compacta até a profundidade de 15,45 m onde foi paralisada a sondagem a percussão. O nível de água foi encontrado em torno da profundidade de 2,20 m abaixo da superfície. Para caracterização do terreno do campo experimental foram executados ensaios de sondagem a percussão com medida de torque (SPT-T), ensaios de penetração estática com medidas de poro-pressão (CPTU), ensaios de determinação de densidade “in situ”, ensaios de análise granulométrica, ensaios de resistência ao cisalhamento direto e provas de carga em placa. Na Figura 2 é apresentada a locação das estacas e dos ensaios executados na área do Campo Experimental DEC-UFS.

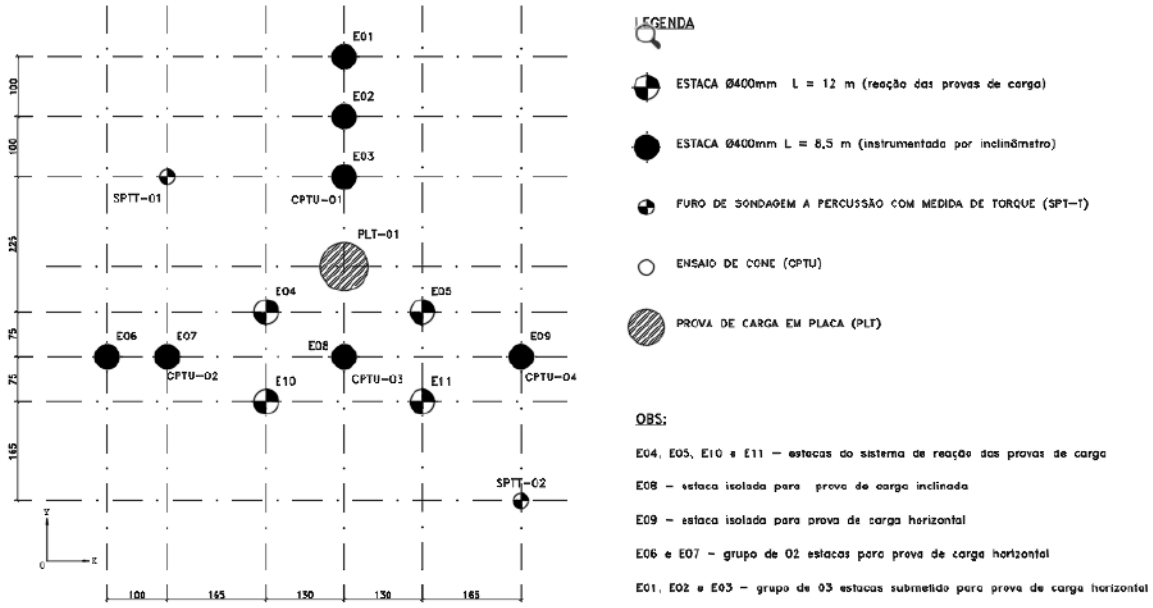


Figura 2. Planta de locação das estacas e ensaios.

2.2.1 Sondagens tipo SPT-T

De acordo com os ensaios de sondagem a percussão com medida de torque (SPT-T) executados nas proximidades das estacas ensaiadas (ver Figura 2 acima), verifica-se que o terreno é composto por areia fina, observando-se um significativo aumento de compacidade a partir das profundidades 3,90 m (furo SPT-T 01) e 2,60 m (furo SPT-T 02). No furo SPT-T-01 com profundidade total de 15,45 m, tem-se uma camada superficial de areia fina fofa, com espessura de 3,90 m, índice de resistência à penetração (SPT) médio de 5 golpes e torque residual médio de 3,5 kgf.m. A camada subjacente é composta por areia fina compacta a muito compacta, com espessura de 11,55 m, índice de resistência à penetração (SPT) médio de 30 golpes e torque residual médio de 22,0 kgf.m.

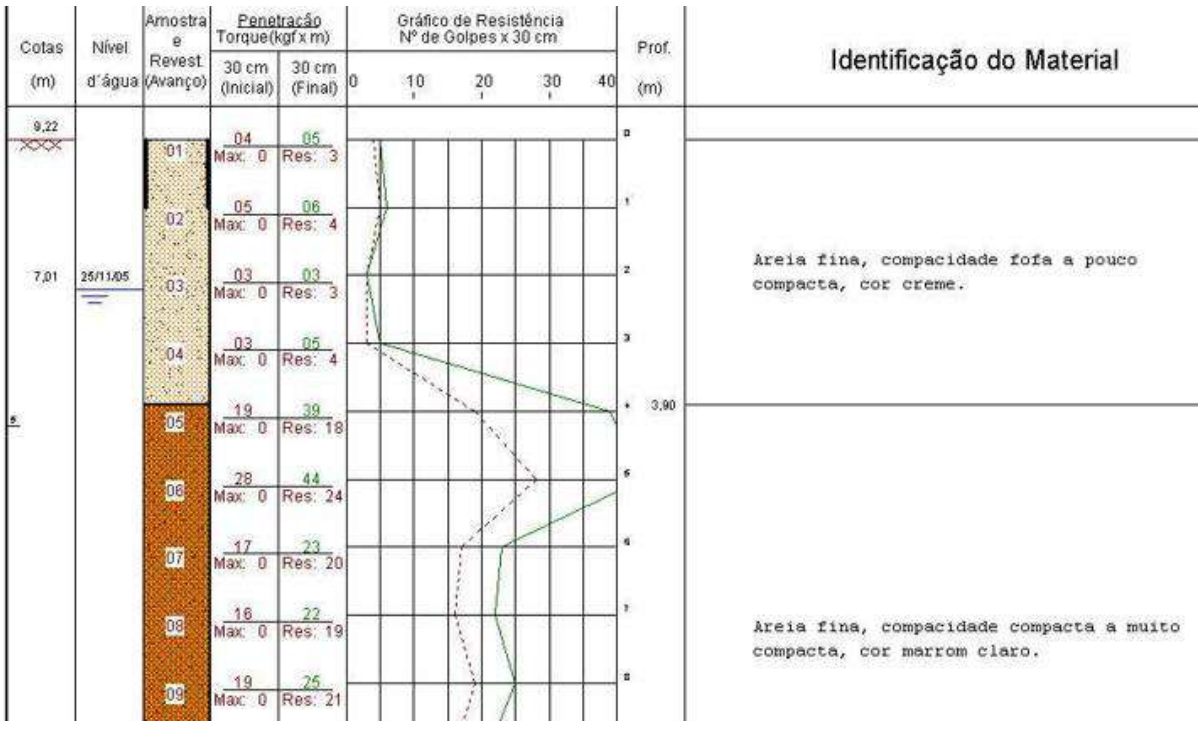


Figura 3. Perfil de sondagem SPT-T-01.

2.2.2 Ensaios de Piezocone (CPTU)

Os pontos onde foram realizados os ensaios de piezocone coincidiram com os pontos de locação das estacas E1, E7, E8 e E9. O piezocone utilizado tinha capacidade de carga da ponta cônica de 50 kN, área de ponta de 10 cm², elemento poroso instalado na posição u2 e transdutor de pressão utilizado para a medida da pressão neutra gerada durante a cravação da ponteira com faixa de atuação de 0 a 3.500 kPa.

Para fins de ilustração, apresenta-se a na Figura 4 o resultado do ensaio CPTU-04 executado na mesma locação onde posteriormente foi executada a estaca E9.

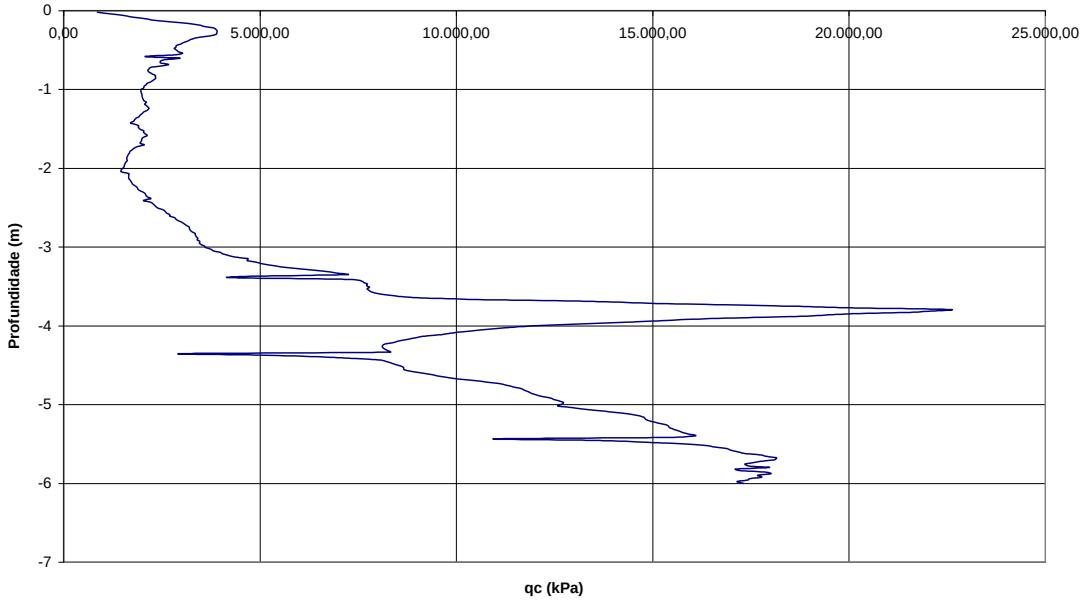


Figura 4. Resistência de ponta do ensaio CPTU x profundidade (Furo CPTU-04 – estaca E9).

2.2.3 Ensaios de Resistência ao Cisalhamento Direto

Foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento direto sem inundação em amostras coletadas entre as profundidades de 0,80 m e 1,10 m, cujos resultados são sumarizados Tabela 1.

Tabela 1. Resultado dos Ensaios de Cisalhamento Direto.

Indices	Amostra-01			Amostra-02		
	CP-01	CP-02	CP-03	CP-01	CP-02	CP-03
Umidade inicial (%)	6,88	6,88	7,02	6,86	6,86	6,86
Peso Específico Aparente Seca inicial (kN/m3)	14,51	14,39	14,46	14,48	14,48	14,48
Índice de vazios inicial	0,833	0,849	0,840	0,840	0,840	0,840
Grau de saturação Inicial (%)	21,9	21,6	22,2	14,48	14,48	14,48
Índice de vazios após adensamento	0,793	0,802	0,787	0,805	0,795	0,785
Umidade final (%)	4,82	5,41	6,24	6,15	5,75	6,22
Peso Específica Aparente Seco final (kN/m^3)	14,95	14,85	14,98	14,60	14,76	14,86
Índice de vazios final (após cisalhamento)	0,779	0,792	0,776	0,825	0,805	0,793
Grau de saturação final (%)	16,5	18,2	21,4	19,9	19,0	20,9
Peso Específico dos Grãos (kN/m^3)		2,660			2,664	
Ângulo de atrito (°)		31,1			31,9	
Coesão (kPa)		10,1			14,3	

2.2.4 Ensaio de Placa

Foi realizado um ensaio de prova de carga em placa com diâmetro de 0,80 m apoiada no fundo de uma cava com profundidade de 1,50 m. A partir da curva carga recalque do ensaio, obteve-se para o coeficiente de reação vertical (kv) um valor de 22,43 MN/m³. Nos ensaios de determinação de densidade "in situ" realizados na profundidade de 1,50 m , foi obtido um valor médio de 1,40 kN/m³ para o peso específico aparente seco.

3. PROVAS DE CARGA HORIZONTAL EM ESTACAS

As provas de carga foram executadas de acordo com a MB-3472 - Estacas - Prova de Carga Estática. Na Figura 5 apresenta-se o arranjo das vigas de reação e a disposição das estacas ensaiadas. Todas as estacas foram executadas com diâmetro de 400 mm, comprimento de 8,50 m, armação longitudinal composta por seis barras de 16,0 mm, estribos de diâmetro 8,0 mm espaçados a cada 20 cm, concreto com fck igual a 32,54 MPa e espaçamento entre eixos de 1,0 m. As estacas E4, E5, E10 e E11 fazem parte do sistema de reação para a execução das provas de carga. Após a concretagem, o topo de todas as estacas foi arrasado. No topo da estaca E8 foi executado um bloco de concreto de dimensões 60x60x70 cm para execução de uma prova de carga à compressão (fora do escopo desse trabalho). As estacas E4, E5, E10 e E11 fazem parte do sistema de reação e foram unidas através de uma viga de concreto armado com seção 60x70 cm. O topo das estacas E1, E2, E3, E6, E7 e E9, submetidas a carregamento horizontal, foi reconstituído com a utilização de uma forma metálica de forma a garantir a uniformidade do diâmetro e permitir a montagem de uma braçadeira metálica (anel bipartido) provido de apoios rotulados e ajustáveis que recebem as hastes de transmissão de carga (barras instrumentadas). Foi ensaiada uma estaca isolada (estaca E9), um grupo de duas estacas em linha (estacas E06 e E7) e um grupo de três estacas em linha (estacas E1, E2 e E3). As estacas dos grupos de duas e três estacas foram conectadas através de barras instrumentadas, rotuladas nas extremidades, similares à haste indicada entre o macaco hidráulico e à estaca E9 na Figura 7.

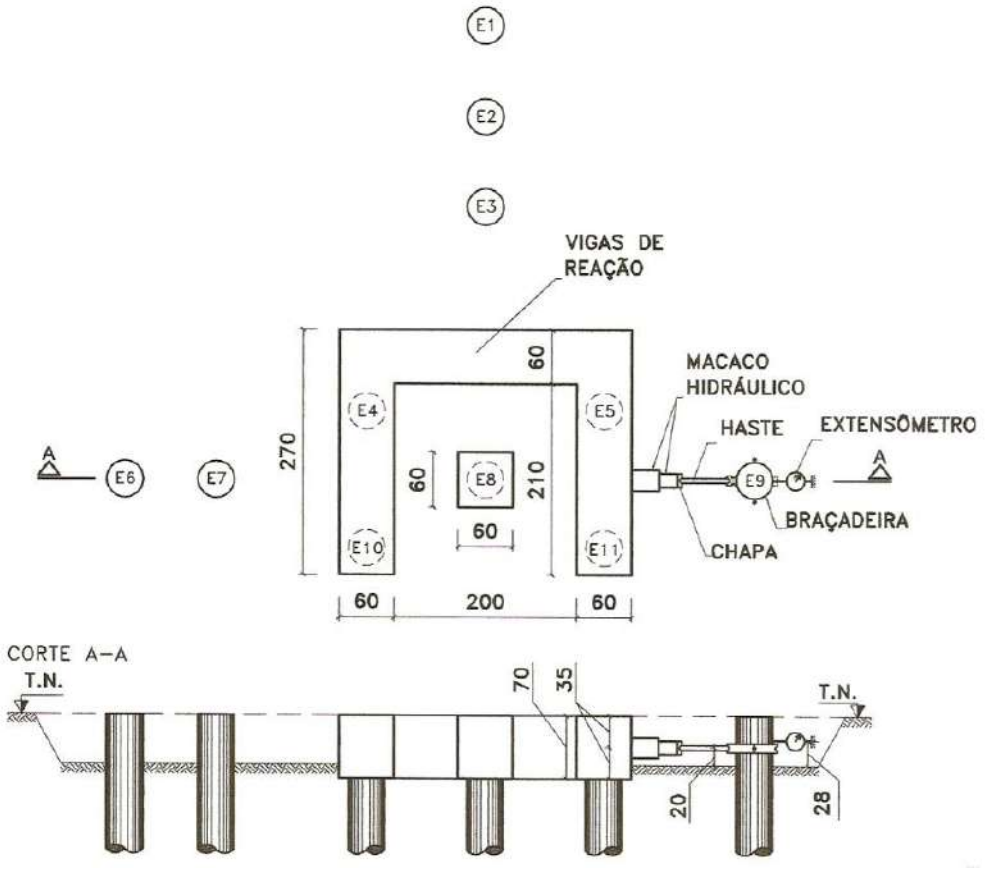


Figura 5. Planta baixa e corte do esquema de reação e disposição das estacas submetidas às provas de carregamento horizontal no topo (cotas em centímetros).

3.1 Prova de Carga Horizontal em Estaca Isolada

A estaca E9 (estaca isolada) foi submetida a seis ciclos de carregamento horizontal (carga e descarga), de acordo com a montagem indicada na Figura 5. A carga foi aplicada pelo macaco hidráulico na estaca E9 (estaca isolada) a uma distância de 20 cm em relação ao nível do terreno (fundo da escavação). As cargas horizontais foram aplicadas na estaca em incrementos de 5 kN (ciclos 1, 2 e 3) e de 10 kN (ciclos 4, 5 e 6), a maioria desses em intervalos idênticos de cerca de 5 minutos. O descarregamento da estaca nos três primeiros ciclos foi realizado em decréscimos de 10 kN, no quarto de 25 kN, no quinto de 30 kN e no sexto em um estágio de 10,5 kN e outro de 4,5 kN. Os deslocamentos horizontais do topo da estaca foram medidos por extensômetros, com sensibilidade de 0,001 mm. Ao final de cada incremento de carga, foram executadas leituras de inclinômetro para medição dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade da estaca (leituras a cada 0,50 m, até os 4,50 m) através do tubo de alumínio inserido no centro da estaca durante a concretagem.

3.2 Prova de carga horizontal em grupo com duas estacas em linha

As estacas E6 e E7 que formam o grupo de duas estacas em linha, foram submetidas a quatro ciclos de carregamento horizontal (carga e descarga). A carga foi aplicada pelo macaco hidráulico na estaca E7 a uma distância de 16 cm em relação ao nível do terreno (fundo da escavação). A carga na estaca E6 foi medida atrávés de uma barra instrumentada colocada entre as duas estacas. As cargas horizontais foram aplicadas no grupo de duas estacas em incrementos de 10 kN (ciclos 1 e 2) e de 20 kN (ciclos 3 e 4) a maioria desses em intervalos idênticos de cerca de 5 minutos. O descarregamento da estaca nos dois primeiros ciclos foi realizado em decréscimos de 20 kN, e no terceiro e quarto ciclo, em decréscimos de 40 kN. De forma similar ao ensaio da estaca isolada, os deslocamentos horizontais do topo da estaca foram medidos por extensômetros e os deslocamentos horizontais ao longo da profundidade foram realizados através de inclinômetro.

3.3. Prova de carga horizontal em grupo com três estacas em linha

As estacas E1, E2 e E3 que formam o grupo de três estacas em linha, foram submetidas a quatro ciclos de carregamento horizontal (carga e descarga). A carga foi aplicada pelo macaco hidráulico na estaca E3 a uma distância de 14 cm em relação ao nível do terreno (fundo da escavação). A carga nas estaca E1 e E2 foi medida atrávés de barras instrumentadas colocadas entre as estacas.As cargas horizontais foram aplicadas no grupo de três estacas em incrementos de 15 kN (ciclos 1 e 2) e de 30 kN (ciclos 3 e 4) a maioria desses em intervalos idênticos de cerca de 5 minutos. O descarregamento da estaca nos dois primeiros ciclos foi realizado em decréscimos de 30 kN, e no terceiro e quarto ciclo, em decréscimos de 60 kN.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA

4.1 Valores da constante do coeficiente de reação horizontal (nh) obtidos através de retroanálise da prova de carga da estaca isolada

Nos quatro primeiros ciclos de carregamento das provas de carga realizadas na estaca isolada (E9), foram alcançados deslocamentos yo na superfície do terreno inferiores a 4 mm. Adotando-se a sugestão de utilizar valores de nh pouco dependentes dos deslocamentos sofridos à superfície proposta por Alizadeh & Davisson (1970), tem-se para a faixa de deslocamento na superfície (yo) compreendida entre 0,8 e 1,2 mm, valores de nh entre 221 e 317 MN/m³. Os pequenos deslocamentos horizontais na superfície do terreno nos quatro primeiros ciclos de carregamento da estaca isolada (máximo de 2,941 mm) conduzem a valores de coeficiente de reação horizontal do solo muito superiores aos usualmente indicados na literatura técnica para o mesmo tipo de solo. Nos ciclos de carregamento 5 e 6 da estaca isolada (E9), os deslocamentos à superfície superaram a faixa entre 4 e 8 mm sugerida por Cintra (1981), possibilitando adotar valores de nh neste intervalo. Nesses ciclos, os níveis de deslocamento yo foram muito maiores que os dos demais (máximo de 29,219 mm no ciclo 06), uma vez que que o nível de carregamento foi bem mais elevado (cerca de 120% maior). O significativo aumento do carregamento, provocou deslocamentos horizontais na superfície bem maiores que nos demais ciclos, conduzindo a valores de nh bem menores e mais próximos aos apresentados

na literatura técnica. Por exemplo, para os dois últimos ciclos (5 e 6), os valores da constante do coeficiente de reação horizontal do solo foram respectivamente de 20 MN/m³ e de 10 MN/m³.

4.2 Valores de módulo deformabilidade do solo (Es) obtidos através de retroanálise da prova de carga da estaca isolada

Para estimativa do módulo de deformabilidade do solo (Es), foi utilizada a abordagem adotada por Lima e Cunha (2002) considerando a solução proposta por Poulos (1971) baseada na Teoria da Elasticidade, e a solução adotada por Souza Coutinho (2000), baseada na teoria apresentada por Budhu & Davies (1987, 1988). Para o ciclo de carregamento 01 da estaca isolada, considerando a faixa de deslocamento na superfície (yo) compreendida entre 0,8 e 1,2 mm, foram obtidos valores de Es entre 114,10 MN/m² e 103,02 MN/m² de acordo com a abordagem proposta por Poulos (1971) e 46,63 MN/m³ e 39,87 MN/m2 de acordo com a abordagem proposta por Budhu & Davies (1987, 1988), os quais são bastantes superiores a valores obtidos em ensaios triaxais para o mesmo tipo de solo encontrado na camada superficial do terreno do campo experimental da UFS. A fim de ressaltar a variação da rigidez do sistema solo-estaca-solo com a repetição dos ciclos carregamento, verificou-se que no sexto ciclo, para a a carga de 20 kN, o deslocamento yo foi de 2,12 mm, levando a valores de Es da ordem de 25,25 MN/m² de acordo com a abordagem proposta por Poulos (1971), e 4,67 MN/m² de acordo com a abordagem proposta por Budhu & Davies (1987, 1988).

4.3 Análise da eficiência dos grupos de duas estacas em linha e três estacas em linha

Tomando-se como referência a carga mobilizada para o mesmo nível de deslocamento horizontal no ponto de aplicação do carregamento (Mandolini et al, 2005 e Schmidt, 1985), verifica que a eficiência de grupo para os grupo de duas estacas em linha e de três estacas em linha com espaçamento entre eixos de 2,5 diâmetros, tende para um valor de eficiência em torno de 70% em relação a estaca isolada. A fim de verificar a variação da eficiência com os ciclos de carga e descarga (redução da rigidez do sistema estaca-solo), também foi considerada a relação entre as cargas aplicadas para atingir o mesmo deslocamento para os vários ciclos de carregamento da estaca isolada. Para para os ciclos 02 e 03 foi obtido um valor de eficiência em torno de 90%. Para o Ciclo 04, verifica-se uma maior perda de rigidez (eficiência de 85% em relação ao ciclo 01), ressaltando que durante a aplicação de carga no estágio entre 50 kN e 60 kN houve uma mudança brusca de comportamento. Para o Ciclo 05 com carga máxima de 120 kN e para o Ciclo 06 com carga máxima de 150 kN, a redução da rigidez do sistema estaca-solo em relação ao ciclo 01 é altamente pronunciada (26% para o ciclo 05 e 17% para o ciclo 06).

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Com base estudo experimental sobre grupos de estacas tipo hélice contínua executadas em solo arenoso apresentado nesse trabalho, apresenta-se as seguintes conclusões e recomendações:

1. Considerando que valores do coeficiente de reação horizontal (nh) são altamente dependentes do nível de deslocamento, a adoção de valores de nh definidos com base em deslocamentos próximos à carga última pode resultar em projeto conservadores. Nesse sentido, recomenda-se que em casos onde os valores de carregamento horizontal governem o dimensionamento das fundações, o dimensionamento seja baseado em resultados de provas de carga executadas a priori;

2. Os valores do módulo de deformabilidade do solo (Es) obtidos a partir da retroanálise de ensaios de carga horizontal para o deslocamento correspondente as cargas horizontais usualmente adotadas em projeto para a estaca hélice contínua de diâmetro 400 mm, são superiores aos obtidos em ensaios triaxiais para o mesmo tipo de solo, evidenciando a necessidade de mais estudos experimentais e teóricos referentes ao comportamento de estacas carregadas horizontalmente para níveis de carregamento de serviço;

3. Verifica-se que a cada repetição de carregamento ocorre uma degradação da rigidez do sistema estaca-solo, refletida no aumento da deflexão a cada ciclo de carregamento. Este comportamento está associado ao espaço gerado entre o topo da estaca e o solo circundante que aumenta a cada ciclo de carregamento, representando um desafio para a modelagem do comportamento de estacas submetidas a carregamentos horizontais cíclicos.

4. Com relação a eficiência de grupo, verificou-se que para o espaçamennto entre eixos de 2,5 diâmetros, a eficiência dos grupos de estacas ensaiados, atingiu valores em torno de 70%.

AGRADECIMENTOS

Os resultados apresentados nese artigo, fazem parte da pequisa de doutorado desenvolvida pelo autor principal no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da UFPE - Universidade Federal de Pernambuco. Os autores agradecem o apoio institucional das suas universidades de origem e das instituições públicas e empresas privadas que forneceram apoio técnico e financeiro para a realização da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1992), Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. NBR 12.13. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 04 p.

Alizadeh, M.; Davisson, M. T. (1970), Lateral load tests on piles-Arkansas River project. ASCE, Vol. 96, SM4, pp. 1583-1604.

Budhu, M.; Davies, T.G. (1987), Non-linear analysis of laterally loaded piles in cohesionless soils. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 24, pp. 289-296.

Budhu, M.; Davies, T.G. (1988), Analysis of laterally loaded piles in soft clays. J. Geotech Eng., ASCE, 114(1), pp. 21-39.

CODISE/CPRM (2014), Mapa Geológico e de Recursos Minerais do Estado de Sergipe, Escala 1:250.000. Governo do Estado de Sergipe.

Cintra, J. C. A (1981), Uma análise de provas de carga lateral em estacas e comparação com os métodos da Teoria de Reação Horizontal. Dissertação de Mestrado. USP - EESC – Departamento de Geotecnia, 150 p.

Farias, M. C. V. (2001), Sub-bacia hidrográfica do rio Poxim : transformação da paisagem (1970-2010). Tese de Doutorado em Geografia. Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão/SE:[258 p].

Kocsis, P. Discussion of lateral load tests on piles. Arkansas River Project, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, v. 97, no SM6, June, 1971, p. 932-935.

Lima, M. J.; Cunha, R. P.(202). Obtenção de parâmetros de projeto via retroanálises de estacas carregadas horizontalmente, assentes em argila porosa colapsível de Brasília-DF, In: XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo.

Mandolini, A, Russo, G. & Viggani, C. (2005), Pile foundations: Experimental investigations, analysis and design. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. © 2005–2006 Millpress Science Publishers/IOS Press.

Poulos, H. G. (1971a), Behavior of laterally loaded piles: I Single Piles. Journal of the Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 97, SM5, pp. 711-731.

Poulos, H. G. (1971b), Behavior of laterally loaded piles: II Pile Groups. Journal of the Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 97, SM5, pp. 733-751.

Schmidt, H. G. (1985), Horizontal Loads Tests on Piles of Large Diameter Bored Piles. In: XI ICSMFE, v. 3, p. 1569-1573.

Souza Coutinho, A. G. F. (2000), Previsão da Curva Forças/Deslocamentos de Grupos de Estacas Sob Cargas Laterais Baseada em Ensaios de Estacas Isoladas. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto Vol I, 645-654.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/270

Análise de viabilidade para aplicação de fundação direta em solo expansivo na implantação de uma subestação de energia elétrica

João Paulo Santos Silva
Engenheiro Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, solocalcengenharia@gmail.com

Vítor Pereira Faro
Engenheiro Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, vitor@solution-ipd.com

Marcelo Heidemann
Engenheiro Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, marcelo.heidemann@ufsc.br

RESUMO: Este artigo apresenta um estudo de caso sobre a viabilidade da aplicação de fundações diretas para equipamentos leves em uma subestação de energia elétrica na região de Rio Branco, estado do Acre. Devido à predominância de solos argilosos na região, que possuem características expansivas, como trincas e recalques, é crucial realizar estudos geotécnicos detalhados para projetos nesse local. A análise abrangeu a caracterização do solo por meio de sondagens e ensaios de campo e laboratório, onde foram observadas as propriedades expansivas do solo. Além disso, foram aplicados conceitos de adensamento de solos para estimar os recalques e expansões nos equipamentos, considerando diferentes cenários de carga e propriedades do solo em diversas profundidades. Os resultados indicaram que, com tensões de carga entre 60 kPa e 200 kPa na base das fundações, os recalques e expansões dos equipamentos estão dentro dos limites aceitáveis. Portanto, foi concluído que as fundações diretas são viáveis para os equipamentos leves da subestação, desde que sejam respeitados os intervalos de tensão especificados.

PALAVRAS-CHAVE: Fundação direta, Solo expansivo, Tensão de expansão, Adensamento, Recalque, Subestação.

ABSTRACT: This article presents a case study on the feasibility of applying shallow foundations for light equipment in a power substation in the Rio Branco region, Acre state, Brazil. Due to the predominance of clayey soils in the area, which exhibit expansive characteristics such as cracks and settlements, it is crucial to conduct detailed geotechnical studies for projects in this location. The analysis involved soil characterization through boreholes and field and laboratory tests, where the expansive properties of the soil were observed. Additionally, soil consolidation concepts were applied to estimate settlements and expansions in the equipment, considering different loading scenarios and soil properties at various depths. The results indicated that with loading stresses between 60 kPa and 200 kPa at the foundation base, the settlements and expansions of the equipment are within acceptable limits. Therefore, it was concluded that shallow foundations are feasible for the light equipment of the substation, as long as the specified stress intervals are respected.

KEYWORDS: Shallow foundation, Expansive soil, Expansion stress, Consolidation, Settlement, Substation.

1 INTRODUÇÃO

Os terrenos na região de Rio Branco, devido à sua origem geológica continental lacustre, resultam em materiais superficiais predominantemente argilosos, incluindo solos, rochas alteradas e coberturas sedimentares. Como resultado, a paisagem consiste em colinas com topos planos e vertentes suavemente inclinadas, com exceção das áreas próximas ao rio Acre, onde a hidrografia dendrítica é bem desenvolvida. Essas características fazem da região um local adequado para assentamentos urbanos. No entanto, problemas como trincas em edifícios, recalques em pavimentos e deslizamentos de terra podem estar relacionados à presença de argilas expansivas.

A capacidade de suporte das fundações está diretamente ligada à estratigrafia local e ao nível topográfico. Com base nas características observadas em sondagens, torna-se evidente a necessidade de estudos geotécnicos detalhados para projetos em Rio Branco, devido à heterogeneidade do substrato argiloso, que contém intercalações de areia.

Em fundações diretas, os ciclos de umedecimento e ressecamento na subsuperfície podem causar recalques nas estruturas e trincas em paredes e pavimentos. No caso específico de subestações de energia elétrica, é crucial analisar a magnitude dos recalques para garantir que os deslocamentos na estrutura não comprometam o funcionamento do projeto elétrico e eletromecânico.

Portanto, o presente artigo tem como objetivo apresentar um estudo de caso no qual esses recalques foram analisados, tanto para adensamento quanto para expansão, visando viabilizar a aplicação de fundações diretas em equipamentos de pequeno porte.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Solos expansivos

Existem várias definições para solos expansivos. De acordo com Mahler (1994), a expansibilidade refere-se à capacidade de um solo de sofrer variações em seu volume, geralmente causadas pela penetração de água. Esse fenômeno está diretamente ligado à capacidade de certos solos argilosos, principalmente aqueles contendo montmorilonita, de mudar sua estrutura original e expandir.

Diversos tipos de solos estão sujeitos à expansão, incluindo aqueles originados de rochas ígneas como basaltos, diabásios e gabros, e também os provenientes de rochas sedimentares como folhelhos, margas e calcários, todos contendo filossilicatos expansivos na fração argila. Dois requisitos são essenciais para que um solo apresente expansividade: um intrínseco, relacionado à sua composição mineralógica, textura e estrutura, e outro extrínseco, relacionado ao clima, hidrogeologia, vegetação e atividades humanas que podem transferir umidade de um ponto a outro do terreno (Paiva *et al*., 2016).

Os solos expansivos, quando não saturados e sujeitos a variações de umidade, tendem a aumentar de volume. Além disso, é característico desse tipo de solo apresentar altos limites de liquidez e índices de plasticidade. Durante períodos de seca, esses solos podem apresentar rachaduras devido à contração causada pela perda de umidade. Eles podem ser encontrados em profundidades de até 6 metros em depósitos de solos residuais, enquanto o lençol freático geralmente está a profundidades maiores (Cavalcante *et al*., 2006).

Ferreira (1999, *apud* Amorim, 2004) enfatiza a importância da identificação precisa de solos problemáticos para o sucesso de projetos de engenharia, pois o descuido nessa etapa pode resultar em danos às obras. A identificação visual e alguns índices usados em ensaios de caracterização de solos podem não ser suficientes para determinar com precisão a expansibilidade e a colapsibilidade de um solo. Portanto, é crucial determinar o grau de susceptibilidade dos solos problemáticos.

2.2 Bulbo de tensões em sapatas

Das e Sobhan (2014) explicam que a estimativa do aumento da tensão vertical no solo causado por uma área retangular uniformemente carregada, resultando em recalque elástico, é baseada em certas suposições. Essas incluem que a carga é aplicada na superfície do solo, a área carregada é flexível e o solo é homogêneo, elástico, isotrópico e se estende a uma grande profundidade. Embora seja reconhecido que, na realidade, os depósitos de solo geralmente não atendem completamente a essas condições, os resultados desses cálculos são considerados razoavelmente precisos para aplicações práticas.

Existem várias formulações para calcular as tensões em um ponto a uma determinada profundidade, resultantes de carregamentos distribuídos, derivadas das deduções de Boussinesq. Essas formulações originalmente permitem o cálculo das tensões em um ponto situado a uma profundidade z em um maciço semi-infinito e horizontal carregado por uma força vertical e pontual.

Uma dessas formulações é a de Newmark (1935), que oferece uma maneira específica de calcular a tensão vertical transmitida a um ponto no meio elástico devido a placas carregadas, integrando a equação de Boussinesq e assumindo que a área uniformemente carregada com uma pressão q seja infinitamente flexível.

Para facilitar o processo de cálculo, há na literatura uma variedade de tabelas e gráficos que permitem determinar o Fator de Influência (I_σ) apenas com base nos parâmetros m e n, que são intercambiáveis e dependentes das dimensões da fundação e da profundidade do ponto estudado.

Para obter a tensão induzida no centro da carga utilizando a solução de Newmark, é necessário dividir o retângulo em quatro partes iguais, onde as coordenadas de um dos cantos de cada novo retângulo coincidam com as coordenadas do centro do retângulo inicial. Multiplicando o Fator de Influência (I_σ) correspondente a cada subdivisão retangular por quatro, obtém-se o Fator de Influência Equivalente para o centro do retângulo carregado em análise.

2.3 Recalque primário ou de adensamento

De acordo com Caputo (1988), uma das principais causas de recalques é a compressibilidade do solo, que se refere à sua redução de volume sob a ação das cargas aplicadas. Um caso de grande importância prática é a compressibilidade de uma camada de solo saturada e confinada lateralmente, que resulta nos chamados recalques por adensamento. Geralmente, o recalque total pode ser dividido em três parcelas: recalque imediato ou elástico, recalque primário e recalque secundário.

O recalque primário ocorre devido ao adensamento resultante da expulsão da água nos vazios do solo, sendo o único que pode ser tratado pelas teorias de adensamento. A camada compressível pode ser subdividida em subcamadas com base na disponibilidade de parâmetros de compressibilidade (C_r, C_c e σ'_p) ao longo da profundidade e no nível de detalhamento desejado para o cálculo. Assim, o valor do recalque total por compressão primária (ρ) corresponde à soma dos recalques de cada subcamada (ρ_i), que podem ser determinados pela Equação 1 (Castello, 2019):

$$\rho_i = \frac{H_i}{1 + e_{0i}} \left[C_{ri} \log\left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{voi}}\right) + C_{ci} \log\left(\frac{\sigma'_{vfi}}{\sigma'_{pi}}\right) \right] \quad (1)$$

Sendo Hi a espessura da subcamada; e_{0i} o índice de vazios inicial da subcamada; σ'_{pi} a tensão de pré-adensamento; σ'_{v0i} a tensão inicial; σ'_{fi} a tensão final aplicada; e C_{ri} e C_{ci} os índices de compressão e recompressão da subcamada, respectivamente.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o caso em questão, foi estudada a viabilidade de aplicação de fundação direta para alguns equipamentos leves da subestação que se resumem basicamente em isoladores de pedestal, transformadores de corrente, transformadores de potencial, para-raios e postes para SPDA. Estes equipamentos estão previstos para setores com potência instalada de 69 kV e de 230 kV.

Visando o estudo dos possíveis recalques nestes equipamentos, foi analisada a geologia local e realizados ensaios de campo e laboratório para uma melhor visão do comportamento do solo local. Considerando que a interligação destes equipamentos com as demais estruturas da subestação se dá por meio de conexões flexíveis (cabos), foi tomado como admissível a ocorrência de deslocamentos verticais de até 60 mm para as fundações.

A seguir serão apresentadas as informações utilizadas na análise.

3.1 Local de estudo

O estudo em questão foi conduzido em uma subestação de energia elétrica localizada no município de Rio Branco, no estado do Acre. Do ponto de vista geológico, essa subestação está situada na Formação Solimões, composta por rochas sedimentares predominantemente argilosas, que abrangem uma vasta área na parte ocidental da Bacia Amazônica (Maia, 1977 *apud* Oliveira e Ferreira, 2006).

Conforme observado por Oliveira e Ferreira (2006), uma série de levantamentos de campo revelou a presença de um depósito de sedimentos argilosos sobre essa formação, muitas vezes apresentando uma coloração mosqueada de vermelho a cinza esverdeado. Esses sedimentos estão distribuídos em uma fina

camada (com espessura de 5 a 16 metros), sobrepondo as rochas subjacentes de forma discordante. Essa camada superficial de solo é caracterizada por uma composição mineralógica que confere um alto potencial expansivo ao solo nesta região.

Além das características intrínsecas dos materiais que compõem o solo, os solos de Rio Branco exibem evidências suficientes de que as variações volumétricas observadas em obras de engenharia estão intimamente relacionadas às condições ambientais. O estado do Acre apresenta um clima caracterizado por um período quente e seco entre julho e agosto, seguido por um período de chuvas intensas entre outubro e abril. Durante esses períodos, ocorrem frequentes chuvas intermitentes de alta intensidade, especialmente durante os períodos de déficit de umidade no solo, quando as trincas superficiais facilitam a entrada de água no perfil do solo através das bordas das construções (Barbosa, 2020).

3.2 Sondagens executadas

Para caracterização do solo local, foram realizadas 3 campanhas de sondagem ao longo da obra. Em todas as sondagens, foi constatada a presenta de um material argiloso potencialmente expansivo até uma profundidade aproximada de 12 m. Todas as sondagens executadas seguiram os prescritos da norma NBR 6484 (ABNT, 2020).

A estratigafia característica encontrada pode ser observada através da Figura 1.

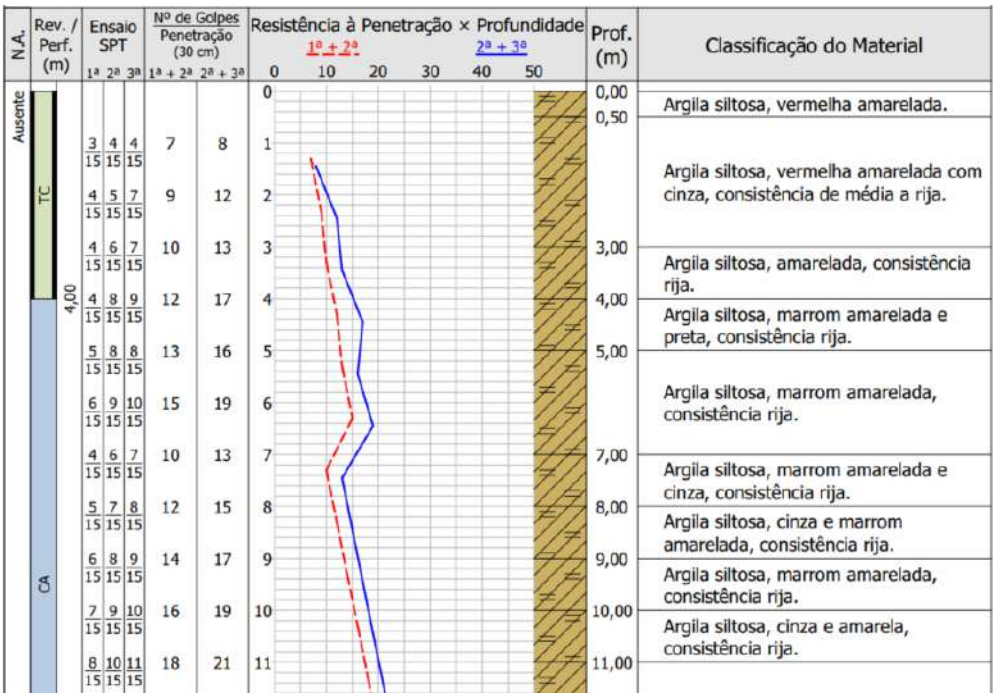


Figura 1. Estratigrafia característica encontrada nas sondagens.

3.3 Ensaios oedométricos com expansão

Para a realização dos ensaios de laboratório, foram retiradas 4 amostras indeformadas em diferentes pontos da subestação após a terraplenagem concluída. Devido às condições e disponibilidades no local, estas amostras foram retiradas por meio da cravação de tubos PVC com 200 mm de diâmetro e 500 mm de comprimento.

Os corpos de prova utilizados nos ensaios oedométricos foram extraídos da região central das amostras indeformadas. Na extração foram desprezadas as extremidades das amostras, buscando áreas de estrutura mais bem preservada. A moldagem dos corpos de prova foi executada com auxílio de ferramenta de corte como espátula e lâmina cortante de forma a obter corpos de prova contidos em anéis circulares de diâmetro igual a 50 mm e altura da ordem de 20 mm.

Os ensaios foram executados conforme norma técnica norma ASTM D2435 (ASTM, 2020), utilizando equipamento padrão para ensaios de adensamento. O ensaio foi realizado com aplicação inicial de uma carga de 0,8 kPa, feita então a inundação e monitoramento da ocorrência de expansão.

Com a indicação de estabilização da expansão fez-se então a aplicação sequencial de cargas da ordem de aproximadamente 12,5 kPa até cerca de 100 kPa, em 4 etapas, seguido de descarga sob mesmas tensões até 12,5 kPa, aproximadamente. Cada carregamento foi mantido por ao menos 24 horas, e as etapas de descarga duraram ao menos 4 horas ou a estabilização das deformações.

Em complemento aos ensaiso de adensamento, foram realizados também ensaios de caracterização do material. As amostras utilizadas nos ensaios de caracterização foram preparadas conforme recomendações da norma NBR 6457 (ABNT,2016), secas ao ar e destorroadas. Os resultados finais encontrados nos ensaios realizados nas amostras retiradas podem ser observados na Tabela 1.

Tabela 1. Resumo dos resultados encontrados nos ensaios de adensamento, por amostra.

Amostra 1		**Amostra 2**		**Amostra 3**		**Amostra 4**	
w_{nat} (%)	24,09	w_{nat} (%)	25,03	w_{nat} (%)	21,48	w_{nat} (%)	22,02
γ_{nat} (kN/m³)	19,17	γ_{nat} (kN/m³)	19,32	γ_{nat} (kN/m³)	19,26	γ_{nat} (kN/m³)	20
γ_d (kN/m³)	15,45	γ_d (kN/m³)	15,45	γ_d (kN/m³)	15,85	γ_d (kN/m³)	16,42
e	0,808	e	0,789	e	0,680	e	0,63
Sr	0,83	Sr	0,88	Sr	0,84	Sr	0,93
E_{liv} (%):	1,85	E_{liv} (%):	2,25	E_{liv} (%):	5,25	E_{liv} (%):	1,95
σ'_p (kPa)	19,00	σ'_p (kPa)	19,00	σ'_p (kPa)	31,00	σ'_p (kPa)	31,00
C_r	0,006	C_r	0,020	C_r	0,010	C_r	0,010
C_c	0,103	C_c	0,103	C_c	0,085	C_c	0,078

Na tabela acima, w_{nat} representa a umidade natural da amostra, γ_{nat} o peso específico aparente natural do solo da amostra, γ_d o peso específico aparente seco do material da amostra, e o índice de vazios da amostra, Sr o grau de saturação da amostra, e E_{liv} a expansão livre da amostra quando inundada.

4 ANÁLISE DE RECALQUES

Para a realização da análise possíveis deslocamentos verticais nos equipamentos em questão, foram utilizados os conceitos de propagação de tensões no solo ao longo de sua profundidade e da teoria do adensamento de solos.

Com isso, foi considerado uma hipótese simplificadora de que o solo apresentaria as mesmas propriedades de adensamento ao longo de toda sua estratigrafia, tendo como divergência apenas a tensão de confinamento atuante em cada camada. Além disto, foi considerado também que os resultados de deslocamentos encontrados através da análise do solo expandido seriam os resultados críticos, tendo estes valores uma maior grandeza quando comparados aos valores a serem encontrados caso o ensaio oedométrico tivesse sido realizado no solo ainda não expandido.

Por experiência de obras anteriores e pela realização de pré-dimensionamentos das sapatas, sabe-se que, em média, estas fundações deverão possuir como dimensão algo em torno de uma base quadrada de 2,0 m de largura, aplicadas a uma profundidade de 1,5 m. Pela análise das hipóteses de cargas advindas dos suportes dos equipamentos, sabe-se também que as tensões solicitantes estarão entre um mínimo de 40 kPa e um máximo de 200 kPa.

A partir destas considerações, foram calculados os recalques e expansões para cada metro de solo, partindo da profundidade de 1,5 m e considerando as propriedades geotécnicas de cada amostra de solo separadamente. Um exemplo com os dados utilizados e obtidos na camada entre 1,5 m e 2,5 m pode ser observado através da Tabela 2.

Tabela 2. Resumo dos resultados encontrados nos ensaios de adensamento para a subcamada a 2,0 m de profundidade, por amostra.

Amostra 1		**Amostra 2**		**Amostra 3**		**Amostra 4**	
Prof. (m):	**2,00**	**Prof. (m):**	**2,00**	**Prof. (m):**	**2,00**	**Prof. (m):**	**2,00**
$I_{\sigma 2}$ (%)	0,72	$I_{\sigma 2}$ (%)	0,72	$I_{\sigma 2}$ (%)	0,72	$I_{\sigma 2}$ (%)	0,72
σ'_{v02} (kPa)	38,34	σ'_{v02} (kPa)	38,64	σ'_{v02} (kPa)	38,52	σ'_{v02} (kPa)	40,00
σ'_{p2} (kPa)	57,34	σ'_{p2} (kPa)	57,64	σ'_{p2} (kPa)	69,52	σ'_{p2} (kPa)	71,00
σ'_{f2+} (kPa)	218,34	σ'_{f2+} (kPa)	218,64	σ'_{f2+} (kPa)	218,52	σ'_{f2+} (kPa)	220,00
σ'_{f2-} (kPa)	81,54	σ'_{f2-} (kPa)	81,84	σ'_{f2-} (kPa)	81,72	σ'_{f2-} (kPa)	83,20
ρ_{2+} (mm)	33,66	ρ_{2+} (mm)	35,28	ρ_{2+} (mm)	26,69	ρ_{2+} (mm)	25,03
ρ_{2-} (mm)	9,29	ρ_{2-} (mm)	10,71	ρ_{2-} (mm)	5,08	ρ_{2-} (mm)	4,82
ΔE_{liv2} (mm)	-18,50	ΔE_{liv2} (mm)	-22,50	ΔE_{liv2} (mm)	-52,50	ΔE_{liv2} (mm)	-19,50
$\Delta E_{\rho 2}$ (mm)	28,25	$\Delta E_{\rho 2}$ (mm)	54,40	$\Delta E_{\rho 2}$ (mm)	25,55	$\Delta E_{\rho 2}$ (mm)	26,72
ΔE_2 (mm)	0,00	ΔE_2 (mm)	0,00	ΔE_2 (mm)	-26,95	ΔE_2 (mm)	0,00

Onde ρ_{i+} é o recalque primário na camada em questão resultante da aplicação da tensão de 200 kPa na base da sapata, ρ_{i-} o recalque primário na camada em questão resultante da aplicação da tensão de 40 kPa na base da sapata, ΔE_{livi} a parcela de expansão do solo caso estivesse livre (sem sobrecarga), $\Delta E_{\rho 2}$ a parcela de adensamento do solo livre somente pela sobrecarga de solo das camadas superiores (tensão σ'_{v0i}), e ΔE_2 a expansão da subcamada em questão sob sua tensão confinante, resultante da soma das parcelas ΔE_{livi} e $\Delta E_{\rho 2}$.. A Figura 2 reproduz de maneira gráfica estes deslocamentos determinados para uma subcamada.

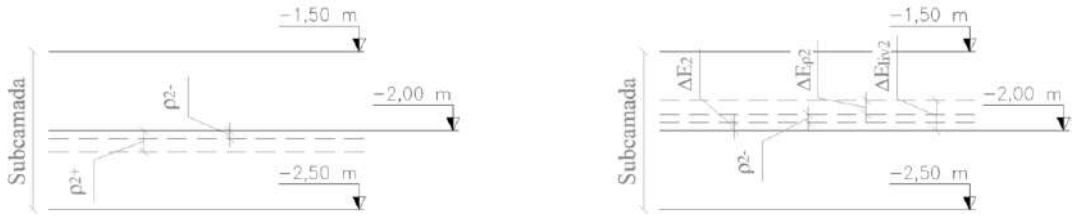


Figura 2. Representação gráfica dos deslocamentos verticais calculados para: (a) rebaixamento da subcamada pelo adensamento do solo; (b) levantamento da subcamada pela expansão do solo.

Como o cálculo de ΔE_2 objetiva uma previsão do potencial de expansão do solo na subcamada em específico, este valor é limitado para apenas valores negativos, não podendo resultar em valores positivos para que o valor da expansão nas primeiras camadas não seja mitigado pelo adensamento do solo nas camadas inferiores que estão sob maior nível de tensão.

Seguindo este mesmo processo para as camadas posteriores, tem-se os resultados encontrados na Tabela 3. A estimativa foi paralisada em 10,0 m devido à magnitude insignificante dos recalques e expansão a partir desta profundidade. Para verificação do quanto uma fundação poderia se deslocar a partir da expansão do solo, se faz necessário somar as parcelas ΔHe e ΔH-.

Como é possível observar, com este nível de intervalo de carga aplicado, teríamos como possibilidades um recalque máximo de 50,20 mm obtido a partir da Amostra 2 e um deslocamento de expansão máximo de 63,95 mm obtida a partir da Amostra 3. Ou seja, os equipamentos leves que tivessem uma tensão aplicada na fundação de 40 kPa estariam sujeitos a um levantamento da estrutura de até 63,95 mm, enquanto os equipamentos que tivessem uma tensão aplicada na fundação de 200 kPa estariam sujeitos a um rebaixamento de até 50,20 mm.

Como a expansão máxima ultrapassa o limite de deslocamento imposto para o caso em questão, se faz necessário um ajuste da tensão mínima admissível atuante nestas fundações. Repetindo o processo agora para uma tensão mínima de 60 kPa, o resultado de deslocamento de expansão nestas fundações cai para 59,90 mm, o que está dentro do limite pré-determinado.

Desta maneira, fica estabelecido que as fundações dos equipamentos leves em questão podem ser dimensionadas como fundações diretas, deste que as tensões aplicadas na base da sapata estejam entre o intervalo de 60 kPa e 200 kPa.

Tabela 3. Resumo dos resultados encontrados nos ensaios de adensamento, por amostra.

Amostra 1		**Amostra 2**		**Amostra 3**		**Amostra 4**	
Prof. (m):	**2,00**	**Prof. (m):**	**2,00**	**Prof. (m):**	**2,00**	**Prof. (m):**	**2,00**
ΔH+ (mm)	29,20	ΔH+ (mm)	30,78	ΔH+ (mm)	22,74	ΔH+ (mm)	21,32
ΔH- (mm)	4,48	ΔH- (mm)	5,87	ΔH- (mm)	1,44	ΔH- (mm)	1,44
ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	-26,95	ΔHe (mm)	0,00
Prof. (m):	**3,00**	**Prof. (m):**	**3,00**	**Prof. (m):**	**3,00**	**Prof. (m):**	**3,00**
ΔH+ (mm)	12,66	ΔH+ (mm)	13,70	ΔH+ (mm)	8,77	ΔH+ (mm)	8,20
ΔH- (mm)	0,31	ΔH- (mm)	1,02	ΔH- (mm)	0,55	ΔH- (mm)	0,54
ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	-18,04	ΔHe (mm)	0,00
Prof. (m):	**4,00**	**Prof. (m):**	**4,00**	**Prof. (m):**	**4,00**	**Prof. (m):**	**4,00**
ΔH+ (mm)	3,47	ΔH+ (mm)	4,23	ΔH+ (mm)	1,08	ΔH+ (mm)	1,06
ΔH- (mm)	0,12	ΔH- (mm)	0,39	ΔH- (mm)	0,21	ΔH- (mm)	0,21
ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	-11,72	ΔHe (mm)	0,00
Prof. (m):	**5,00**	**Prof. (m):**	**5,00**	**Prof. (m):**	**5,00**	**Prof. (m):**	**5,00**
ΔH+ (mm)	0,19	ΔH+ (mm)	0,64	ΔH+ (mm)	0,34	ΔH+ (mm)	0,34
ΔH- (mm)	0,04	ΔH- (mm)	0,13	ΔH- (mm)	0,07	ΔH- (mm)	0,07
ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	-6,81	ΔHe (mm)	0,00
Prof. (m):	**6,00**	**Prof. (m):**	**6,00**	**Prof. (m):**	**6,00**	**Prof. (m):**	**6,00**
ΔH+ (mm)	0,09	ΔH+ (mm)	0,29	ΔH+ (mm)	0,16	ΔH+ (mm)	0,16
ΔH- (mm)	0,02	ΔH- (mm)	0,06	ΔH- (mm)	0,03	ΔH- (mm)	0,03
ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	-2,81	ΔHe (mm)	0,00
Prof. (m):	**7,00**	**Prof. (m):**	**7,00**	**Prof. (m):**	**7,00**	**Prof. (m):**	**7,00**
ΔH+ (mm)	0,07	ΔH+ (mm)	0,22	ΔH+ (mm)	0,12	ΔH+ (mm)	0,12
ΔH- (mm)	0,01	ΔH- (mm)	0,05	ΔH- (mm)	0,02	ΔH- (mm)	0,02
ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00
Prof. (m):	**8,00**	**Prof. (m):**	**8,00**	**Prof. (m):**	**8,00**	**Prof. (m):**	**8,00**
ΔH+ (mm)	0,04	ΔH+ (mm)	0,15	ΔH+ (mm)	0,08	ΔH+ (mm)	0,08
ΔH- (mm)	0,01	ΔH- (mm)	0,03	ΔH- (mm)	0,02	ΔH- (mm)	0,02
ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00
Prof. (m):	**9,00**	**Prof. (m):**	**9,00**	**Prof. (m):**	**9,00**	**Prof. (m):**	**9,00**
ΔH+ (mm)	0,03	ΔH+ (mm)	0,11	ΔH+ (mm)	0,06	ΔH+ (mm)	0,06
ΔH- (mm)	0,01	ΔH- (mm)	0,02	ΔH- (mm)	0,01	ΔH- (mm)	0,01
ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00
Prof. (m):	**10,00**	**Prof. (m):**	**10,00**	**Prof. (m):**	**10,00**	**Prof. (m):**	**10,00**
ΔH+ (mm)	0,02	ΔH+ (mm)	0,08	ΔH+ (mm)	0,04	ΔH+ (mm)	0,04
ΔH- (mm)	0,00	ΔH- (mm)	0,02	ΔH- (mm)	0,01	ΔH- (mm)	0,01
ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00
Total		**Total**		**Total**		**Total**	
ΔH+ (mm)	45,78	ΔH+ (mm)	50,20	ΔH+ (mm)	33,38	ΔH+ (mm)	31,37
ΔH- (mm)	5,00	ΔH- (mm)	7,59	ΔH- (mm)	2,36	ΔH- (mm)	2,36
ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	0,00	ΔHe (mm)	-66,31	ΔHe (mm)	0,00

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por mais que haja inúmeras metodologias para previsão de recalque em fundações, vale ressaltar que a eficácia em sua aplicação está diretamente relacionada com a qualidade e quantidade dos dados obtidos. Para o caso apresentado, foram realizados possíveis para que a validação da solução fosse finalizada em tempo

hábil. Com isso, a análise foi em sua grande parte baseada em hipóteses simplificadoras, sendo estas hipóteses classificadas como válidas para este estudo em questão.

Tendo em vista estas limitações, a análise realizada constatou que, por mais que o solo em questão apresente um potencial expansivo, este não deve ser crítico a ponto de inviabilizar a aplicação de fundações superficiais em equipamentos de pequeno porte. Desta maneira, prosseguiu-se com os projetos para a fundação destes equipamentos em sapata pré-moldada.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Construção Civil da UFPR (PPGEC-UFPR), à Universidade Federal do Paraná (UFPR) e ao Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Santa Catarina (LMS-UFSC) pelo apoio à pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amorim, S. F. (2004). *Contribuição à Cartografia Geotécnica: Sistema de Informações Geográficas dos Solos Expansivos e Colapsíveis do Estado de Pernambuco (SIGSEC-PE)*. Dissertação de Mestrado, Centro de Tecnologia e Geociências. Engenharia Civil, UFPE, 2004, 263 p.

ASTM International (2020). ASTM D2435: *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2016). NBR 6457: *Solos – Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação de teor de umidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2020). NBR 6484: *Solo – Sondagens de simples Reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Barbosa, V. H. R.; Marques, M. E. S.; Guimarães, A. C. R.; Almeida, D. J.; Baia, M. V. M. (2020). Solos Expansivos do Acre: Identificação e Caracterização para o dimensionamento de um pavimento na BR-364. *XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Campinas.

Caputo, H. P. (1988). *Mecânica dos Solos e suas aplicações*. 6 Ed. V 1. Rio de Janeiro: Editora Livros Técnicos e Científicos. 234p.

Castello, J. P. (2019). *Avaliação das características de compressibilidade e adensamento de um depósito de argila mole de Santa Cruz, Rio de Janeiro.*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. PUC-Rio, 213 p.

Cavalcante, E. H., Cavalcante Júnior, D. de A. S., José, W. (2006). *Propriedades Geotécnicas de um Solo Expansivo de Sergipe*. GEOJOVEM, Nova Friburgo, Rio de Janeiro.

Das, B. M.; Sobhan, K. (2014). *Fundamentos da engenharia geotécnica*. São Paulo: Cengage Learning.

Ferreira, S. R. M. (1999). *"Mapa de Risco a Colapsibilidade e Expansividade de Solo do Estado de Pernambuco – Geotecnia Ambiental".* Relatório Técnico do CNPQ, 100p.

Mahler, C. F. (1994). *Análise de Obras Assentes em Solos Colapsíveis e Expansivos*. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Tese de Doutorado.

Maia, R. G. N., *et al* (1977). *Projeto Carvão no Alto Solimões*; Relatório final. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais. Vol I. 142p. Manaus. DNPM/CPRM/V.I.

Newmark, N. M. (1935). *Simplified computation of vertical pressures in elastic foundations*. University of Illinois: Engineering Experiment Station. Circular 24, v. 33, n 4.

Oliveira, A. O.; Ferreira, L. F. (2006). *Avaliação Geológico-Geotécnica da cidade de Rio Branco-AC*. Manaus: CRPM – Serviço Geológico do Brasil.

Paiva, S. C., Lima, M. A. A., Ferreira, M. G. V., Ferreira, S. R. M. (2016). *Propriedades geotécnicas de um solo expansivo tratado com cal. Revista Matéria,* Artigo 11713, V. 21, Nº 2. 437-449 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/271

Análise do comportamento de solução de fundação com tubulão curto (Décourt, 2019) em prédio alto por meio de monitoramento de recalque com altimetria de precisão

Marcos Fábio Porto de Aguiar
Professor Associado, Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, marcosporto@ifce.edu.br

Luciano Décourt
Consultor, Luciano Décourt Engenheiros Consultores Ltda, São Paulo, Brasil, decourt@decourt.com.br

Fernando Feitosa Monteiro
Professor, Unichristus, Fortaleza, Brasil, fernando.monteiro@unichristus.edu.br

Marina Albuquerque Porto de Aguiar
Discente de engenharia civil, Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, marina.aportoa@gmail.com

RESUMO: O trabalho aborda a apresentação de método para monitoramento de recalque com altimetria de precisão e sua aplicação para acompanhamento de solução de fundação para torre de 38 lajes em tubulão curto ou tubulão Décourt. A referida edificação foi executada na zona litorânea da cidade de Fortaleza no nordeste do Brasil, com fundação assentada em solo da formação Barreiras. Os resultados, com cargas realistas, fornecidas pelo engenheiro de estruturas, e recalques, a partir do monitoramento durante as etapas da obra, para o caso, a cada três lajes concluídas, possibilitaram informações relevantes da transmissão de carga na fundação utilizando-se do método da rigidez. Verificou-se nas fundações em tubulão Décourt, através do referido método, a separação do domínio de ponta e o domínio do atrito lateral, através do ponto de transição no gráfico da rigidez, confirmando-se as indicações de projeto e a eficiência da solução. O monitoramento de recalques, associado ao método de interpretação de resultados adequado, representa ferramenta importante para a verificação de desempenho de fundações e contribui fortemente para a otimização dos projetos.

PALAVRAS-CHAVE: Monitoramento de recalque, Tubulão, Fundações profundas.

ABSTRACT: The paper addresses the presentation of a method for settlement monitoring using precision altimetry and its application in monitoring the foundation solution for a 38-story tower using "tubulão Décourt" short caissons. The mentioned building was constructed in the coastal zone of Fortaleza city in northeastern Brazil, with a foundation based in soil of the Barreiras formation. The results, obtained from realistic loads provided by the structural engineer and settlement measurements during the construction stages, in this case, every three completed floors, provided relevant information on load transfer in the foundation using the Stiffness Method. It was observed, through the mentioned method, the separation of the tip and the side friction domain in the "Décourt" caissons, confirmed by the transition point in the stiffness graph, confirming the design indications and the efficiency of the solution. Settlement monitoring, combined with an appropriate interpretation method, represents an important tool for verifying foundation performance and greatly contributes to design optimization.

KEYWORDS: Settlement monitoring, Caisson foundation, Deep foundations.

1 INTRODUÇÃO

Os projetos de estruturas tradicionalmente têm seguido uma abordagem convencional, na qual se presume que os apoios no solo são indeslocáveis. Essa premissa resulta em uma série de cargas (reações verticais, horizontais e momentos de flexão) que são repassadas ao engenheiro de fundações. Com base nesses resultados, o engenheiro de fundações realiza o dimensionamento durante a elaboração do projeto de fundações (SAVARIS; HALLAK; MAIA, 2011).

No entanto, na realidade, o desempenho de um edifício é influenciado pela complexa interação entre a superestrutura e o solo na qual a infraestrutura é instalada. Essa interação é conhecida como interação solo-estrutura (ISE). Na prática comum dos projetos de edificações, frequentemente não se leva em consideração o efeito da interação solo-estrutura, apesar da evidência de sua importância em diversos estudos. Esses estudos destacam a redução dos recalques diferenciais, a redistribuição de esforços na estrutura e a maior influência dos primeiros pavimentos na variação dos recalques (LUCENA; BEZERRA; GUSMÃO, 2004). Essa dinâmica pode ser observada durante o monitoramento dos recalques das fundações ao longo da construção e durante toda a vida útil do edifício.

Além de fornecer uma certificação da qualidade dos projetos e da execução da construção, o monitoramento de recalque das edificações durante a fase de construção desempenha um papel essencial no avanço do conhecimento sobre o mecanismo de interação entre a estrutura e o solo. Ao avaliar o comportamento das fundações conforme são submetidas a cargas, novas informações valiosas podem ser obtidas, aprimorando a compreensão do fenômeno da interação solo-estrutura em edificações (SAVARIS; HALLAK; MAIA, 2011).

DANZIGER et al. (2005) descrevem que a medição dos recalques com mais frequencia ocorre em situações em que são observados problemas em edificações, como trincas ou rachaduras. Nessas circunstâncias, a velocidade dos recalques fornece informações relevantes para possíveis intervenções, como reforços estruturais, ou medidas de emergência, como a desocupação do edifício. No entanto, DANZIGER et al. (2000) destacam que nessas situações não se tem conhecimento dos recalques anteriores à instalação dos pinos de medição, ou seja, não se sabe qual foi o desempenho das fundações até aquele momento.

Um outro aspecto relevante na avaliação do desempenho de fundações profundas está relacionado ao mecanismo de transferência de carga das estacas para o solo. Esse processo de transferência da carga aplicada no topo de uma fundação profunda para o solo ao redor é um fenômeno complexo e depende de diversos fatores. Esses fatores incluem o tipo de solo, seu estado de tensões, características de resistência e deformação, o método de instalação da estaca, a geometria e as propriedades do material da estaca, o tempo decorrido entre a instalação da estaca e a aplicação da carga, bem como a velocidade e o tipo de carregamento (tração ou compressão). Dentro desse contexto, DÉCOURT (1999) propôs uma metodologia que permite identificar o domínio do atrito e da ponta na curva de rigidez. Essa metodologia consiste em reconhecer a porção linear do diagrama de rigidez e ajustá-la a uma reta, permitindo assim a distinção da carga transferida pelo fuste e pela base da fundação. Embora tenham ocorrido avanços no uso de dados provenientes do monitoramento de recalques e no método de rigidez proposto por DÉCOURT (1996), ainda há uma carência significativa de conhecimento científico em relação à avaliação do desempenho e do mecanismo de transferência de carga das fundações de edifícios altos no Brasil.

O objetivo deste artigo consiste em evidenciar a relevância do uso de dados provenientes do monitoramento de recalques, aliados a cargas realistas fornecidas por engenheiros estruturais, juntamente com a aplicação do método de rigidez proposto por DÉCOURT (1996) para avaliação do desempenho e do mecanismo de transferência de carga das fundações de uma edificação executada na zona litorânea da cidade de Fortaleza no nordeste do Brasil.

2 TUBULÃO DÉCOURT

As fundações da obra foram concebidas em tubulões curtos a céu aberto, sem bases alargadas, com alturas, H, tipicamente entre 2,0 e 3,0m, aqui denominado tubulão Décourt em referência à solução adotada em DÉCOURT (2019). Para tirar se proveito máximo do atrito lateral concreto-solo, várias providências, não usuais, foram tomadas, a tais como:

Executar as paredes dos fustes ligeiramente inclinadas, de forma a que os diâmetros superiores dos mesmos viessem a ficar cerca de 0,3 a 0,4 m maiores do que os diâmetros inferiores (bases em contato com o solo), criando um efeito cunha, com o objetivo de produzir uma adesão muito maior. Os diâmetros mencionados no projeto e utilizados nos cálculos de dimensionamento das bases foram sempre os menores, isto é, aqueles correspondentes a face em contato com o solo (Figura 1). Para garantir a proteção dos trabalhadores, seguiu-se, na execução, NBR 9061 (ABNT, 1985) e foram adotadas algumas rotinas, sendo as paredes das escavações dos tubulões, protegidas por camisas de concreto projetado com fibras, moldadas in situ, com espessuras de cerca de 0,1 m. Esse tratamento somente foi aplicado após as paredes terem sido limpas com escovas de aço e as dimensões terem sido conferidas pela fiscalização. Essa proteção foi executada em

duas etapas, a primeira, do topo até meia altura e a segunda da meia altura até a base. Essas camisas, além de protegerem as vidas dos trabalhadores, evitaram alterações na resistência do solo, por relaxamento de tensões e assim garantiram a permanência dos elevados valores de adesão unitária (q_s) determinados nas provas de carga.

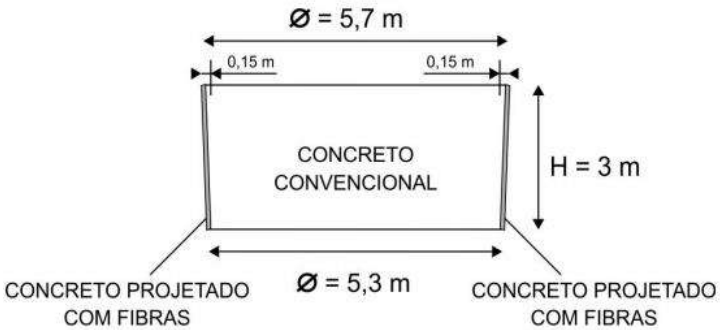


Figura 1. Detalhes da seção de um tubulão típico.

3 ESTUDO DE CASO

3.1 Características da edificação e do subsolo

A edficação consiste numa estrutura composta de subsolo inferior, subsolo superior, pavimento térreo, mezanino, 30 pavimentos tipo, cobertura, casa de máquina, platô e heliponto, sendo localizado no município de Fortaleza no Estado do Ceará. O edifício tem estrutura em concreto protendido e fundações em tubulões Décourt, assentes em cotas variadas. A Figura 2 apresenta a localização dos pilares em planta.

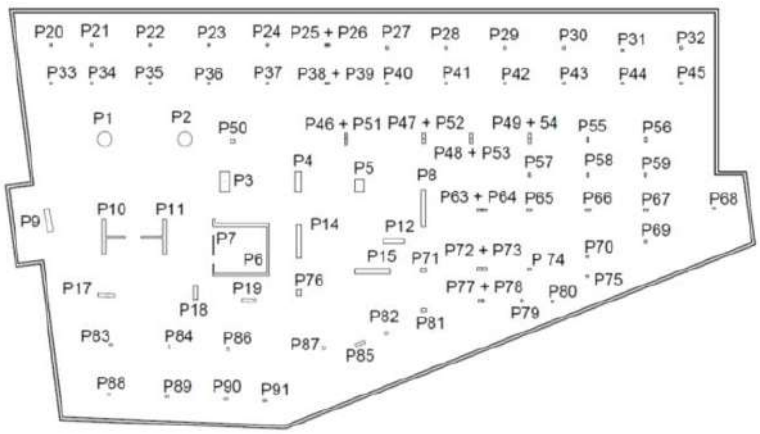


Figura 2. Localização dos pilares da obra.

O subsolo no terreno do prédio apresentou, de acordo com 15 sondagens à percussão tipo SPT (*Standard Penetration Test*) realizadas de 15 a 23 de dezembro de 2016, estrato superficial de areia fina, fofa a medianamente compacta, cinza (sedimentos), passando para camada de areia fina a grossa, compacta, amarela (sedimentos) com valores médios de N_{SPT} variando entre 12 e 16. Seguido por estrato de solo constituído de argila arenosa, dura, cinza, amarela e vermelha com concreções de óxido de ferro (laterita) variando lateralmente para uma argila arenosa, dura, cinza clara com valores médios de N_{SPT} superiores a 9. A última camada comprovou sedimentos da unidade geológica grupo Barreiras de idade terciária com valores médios de N_{SPT} superiores a 15. O nível d'água foi identificado entre 2,8 e 3,5 m de profundidade em relação à superfície natural do terreno, com possíveis variações em função da maré. A profundidade impenetrável ao amostrador da sondagem à percussão, segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001) em relação ao nível do terreno natural variou entre 6,2 e 15,2 m (SOLOTRAT, 2017).

Além sondagens à percussão tipo SPT, foram realizados ensaios de prova de carga bidirecional, Cross-Hole e Down-Hole no local do Pilar P-1, bem como em localizações adjacentes a este pilar. A partir destes ensaios, foram observadas três regiões distintas, entre 0 e 5 m, ocorrem areias aluviais, com valor médio de V_s

de 165,5 m/s. Entre 5 e 7 m de profundidade, onde já ocorrem solos da formação Barreiras, argilas lateríticas, o valor médio de Vs foi de 510,5 m/s. Abaixo de 7 m, o solo, também da formação Barreiras, é razoavelmente homogêneo, com um valor médio de V_s de 667,82 m/s. Observe-se que, especificamente, entre as profundidades de 10 e 15 m, que são as de maior interesse para o projeto de fundações, os valores V_s apresentaram variações pequenas, podendo-se admitir que sejam praticamente independentes da profundidade. No local do pilar P-1, entre as profundidades de 10 e 15 m, o valor médio de V_s foi de 772,58 m/s. O ensaio Down-Hole, para profundidades entre 10,5 e 15,5 m indicou um valor médio de V_s de 824,17 m/s (DÉCOURT, 2022).

A Formação Barreiras consiste em uma cobertura sedimentar com camadas intercaladas de argilitos, siltitos, arenitos, com diferentes teores de siltes, ocorrendo com frequência a presença de camadas enrijecidas com cimentação ferruginosa. A Formação Barreiras apresenta em seu território formações geológicas decorrentes do comportamento de umidade sazonal do seu clima e ação erosiva dos elementos, os chamados solos tropicais, ou lateríticos (SOUSA, 2018). Os solos lateríticos têm suas características de rigidez muitíssimo sub avaliadas pelas sondagens SPT (DÉCOURT, 2022).

3.2 Monitoramento dos recalques

O monitoramento dos recalques foi realizado a partir do método topográfico de nivelamento geométrico, que é um procedimento direto de determinação de desnível, onde é realizada a medida da diferença de cota entre pontos do terreno considerando leituras com visadas horizontais, obtidas com um nível, em miras posicionadas verticalmente nos referidos pontos, segundo a NBR 13133 (ABNT, 1994). Para o nivelamento com a precisão recomendada para o monitoramento de recalques em fundações, foram utilizados os equipamentos do tipo Nível Wild NA-2 com micrômetro de foco mínimo 1,6 m e precisão de 0,7 mm/km (sem micrômetro) e 0,3 mm/km (com micrômetro), bem como a Mira Invar Wild com 2 m de comprimento.

No caso, foram considerados, para controle dos recalques, uma referência de nível profunda (RNP) ou "benchmark" (BM) executada a partir do subsolo inferior (PETROBRAS, 2005) seguindo as seções apresentadas nas Figuras 3a e 3b. Os pinos para medição de recalque (PR) (PETROBRAS, 2011), instalados em 17 pilares da torre, seguem os detalhes apresentados nas Figuras 4a e 4b, que mostram, respectivamente, as dimensões do pino e caixa de proteção e posicionamento da mira para nivelamento. Para execução da referência de nível profunda (RNP), de acordo com SONDA (2019), foram seguidas as diretrizes preconizadas pela PETROBRAS (2005). A escolha do local a ser instalada a referência de nível profunda (RNP) da obra foi realizada em função da movimentação na obra, efeitos das fundações no subsolo e pilares a serem monitorados, de forma a possibilitar medições sem pontos auxiliares.

A perfuração com equipamento rotativo, foi realizada com sonda MACH 850 MAQUESONDA usando revestimento NW a partir do subsolo inferior. Após inserção do revestimento NW, iniciou-se a perfuração com barrilete NW. A perfuração atingiu a profundidade limite de 13 m, sendo assim 2 m em rocha (arenito). Depois de perfurada a rocha, foi introduzido um revestimento de PVC (tubo PVC DN1 PN80) de 2”, este revestimento, foi inserido até o contato solo e rocha. O revestimento NW inicial foi retirado, introduzindo-se, no furo, a haste de aço com diâmetro de 1” (semelhante à haste de utilizada em sondagens à percussão) em cuja ponta apresentava um trépano de lavagem até penetrar na camada rochosa. A haste foi inserida até a profundidade limite do furo, 13 m. Então, a calda de cimento foi injetada pelo topo do revestimento, até chegar a base do furo e consequentemente a ponta inferior da haste dentro da camada rochosa. A ponta inferior da haste foi, então, chumbada com calda de cimento. O revestimento foi elevado 3 m. Após a haste estar fixada e o revestimento perdido também já no local, o espaço anular, entre a parede externa da haste e a parede interna do revestimento perdido, foi preenchido com graxa grafitada. O topo da haste, após conclusão, já com a ponta em semiesfera de aço inoxidável, ficou 15 cm abaixo da face inferior da tampa da caixa de proteção, sendo a referida ponta rosqueada para acabamento da referência de nível profunda ("benchmark"). A caixa em alvenaria foi construída com uma tampa removível para proteção da referência de nível.

Para verificação dos deslocamentos verticais nas fundações dos pilares foram projetados pinos em aço AISI 304 (Figura 5a). Os pinos para medição de recalque foram instalados em 17 pilares, sendo estes: P-01, P-02, P-03, P-04, P-05, P-06, P-07, P-08, P-09, P-10, P-11, P-12, P-14, P-15, P-17, P-18 e P-19. Os pinos foram identificados como PR, seguindo a numeração dos respectivos pilares, como segue: PR-01, PR-02, PR-03, PR-04, PR-05, PR-06, PR-07, PR-08, PR-09, PR-10, PR-11, PR-12, PR-14, PR-15, PR-17, PR-18 e PR-19 (Figura 5b).

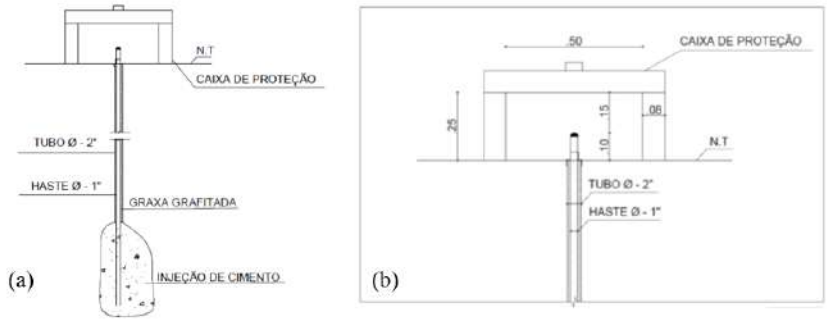


Figura 3. (a) - Seção da referência de nível profunda (RNP), (b) - Detalhe da extremidade superior e caixa de proteção da referência de nível profunda (RNP).

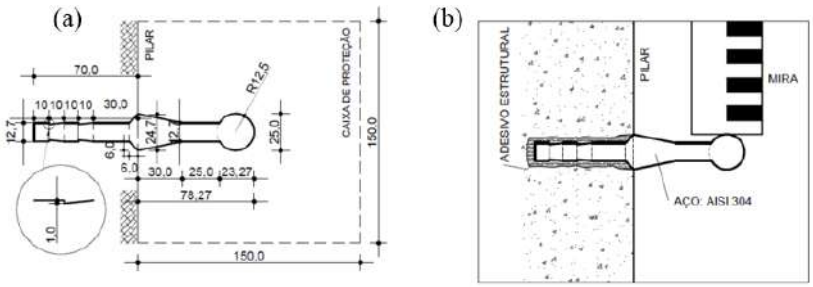


Figura 4. (a) - Dimensões do pino para medição de recalque e caixa de proteção, (b) - Pino para medição de recalque com posicionamento da mira da extremidade superior e caixa de proteção da referência de nível profunda (RNP).

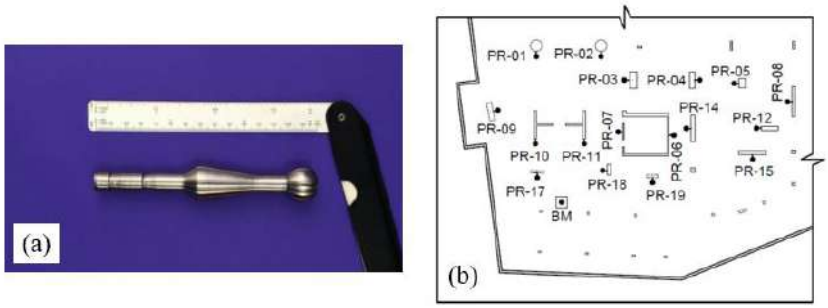


Figura 5. (a) - Pino para medição de recalque em aço AISI 304, (b) - Planta de posicionamento dos Pino para medição de recalque.

O acompanhamento dos recalques foi iniciado com a verificação das cotas de referência ou nivelamento zero dos pinos de recalque, no dia 18 de julho de 2019. A situação de carga segue o estágio da obra na data do nivelamento. Partindo de cota arbitrária para a referência de nível ("benchmark"), foram determinadas, utilizando-se três pontos de visada sem pontos auxiliares, as diferenças de nível dos pinos em relação à referência de nível ("benchmark") com consequente determinação das cotas iniciais (de referência) dos pinos para posterior medição de recalque na fundação de cada pilar. Então, em cada campanha de nivelamento, durante a execução da obra, foram utilizadas posições de visada sem pontos auxiliares, com nivelamento e contranivelamento em cada pino de recalque. A cota admitida foi a média aritmética dos valores obtidos no nivelamento e no contranivelamento. Nas diversas etapas do monitoramento dos recalques (a cada três lajes concluídas), as cargas realistas fornecidas pelo engenheiro estrutural foram utilizadas para análise do comportamento carga-deslocamento do conjunto fundação-solo, permitindo assim, a transformação dessas medidas em "provas de carga" em escala real.

3.3 Projeto de fundações

O projeto de fundações, baseado em considerações de recalque, foi efetuado admitindo-se que ao final da construção, as cargas dos pilares fossem 85% das cargas verticais máximas. Para cargas de 20000 kN ou

mais, foram consideradas alturas (H) de 2 e 3 m, ao passo que para cargas inferiores a 20000 kN, foram consideradas alturas (H) de 1 e 2 m (DÉCOURT, 2022). Para a determinação das cargas que irão, efetivamente, chegar às bases, a carga aplicada foi reduzida pelo valor da carga correspondente ao atrito lateral, considerando uma adesão unitária de 200 kPa. Esse valor de adesão unitária (q_s) é razoavelmente conservador, visto que as provas de carga bidirecionais realizadas em estacas teste do tipo hélice contínua nesta obra indicaram que, entre as profundidades de 13 e 15 m, a adesão média era de 753 kPa. Para os cálculos de recalque foi considerada uma tensão de referência (q_r) de 500 kPa e um coeficiente de compressibilidade intrínseca do solo, C = 0,35. Deve-se enfatizar que, todos esses valores, q_s, q_r e C, por prudência, foram conservadores, pois não se poderia saber se iriam ou não ocorrer problemas executivos durante a construção. As tensões máximas aplicadas às bases foram calculadas de forma que, os recalques, ao final da construção do edifício, fossem iguais ou inferiores a 20 mm. De grande importância para os cálculos foram os valores de B_{eq}, ou seja, as larguras de bases quadradas, com as mesmas áreas de base calculadas, quaisquer que fossem suas formas. Em função da geometria dos pilares e dos procedimentos construtivos recomendáveis, ouvindo ainda o projetista estrutural, o formato das fundações foi determinado, sendo que, em sua maioria, foram círculos ou falsas elipses (DÉCOURT, 2022).

Na maioria dos casos, as fundações foram em tubulões a céu aberto ou no formato de falsas elipses (Tubulões Décourt), com grandes diâmetros e alturas (H) entre 2 e 3 m (cargas superiores a 20000 kN) e entre 1 e 2 m (cargas inferiores a 20000 kN). Esses elementos de fundação iriam transmitir as cargas estruturais para o solo, como quaisquer tubulões ou estacas, isto é, por atrito lateral, ao longo de sua superfície lateral, fuste e por ponta. Para o atrito lateral unitário (q_s) foi adotado um valor razoavelmente conservador, ou seja, 200 kPa. As três provas de carga executadas em estacas com comportamento normal indicaram valor médio de 753 kPa, ou seja, quase 3,8 vezes superior ao adotado em projeto (DÉCOURT, 2022).

Concluiu-se, pois, que a solução em tubulões curtos seria muito superior à solução em sapatas, visto que a contribuição do atrito lateral, ao longo do fuste, seria significativa. Além disso, essa alternativa seria de execução mais fácil, além de apresentar benefícios adicionais, tais como capacidade muito maior do que as sapatas em absorver esforços horizontais e momentos. Com relação às tensões nas bases dos tubulões, adotou-se no projeto como tensão de referência, (q_r), o valor de 500 kPa. As provas de carga, como previsto, não indicaram ruptura, sendo que a tensão de referência (q_r) foi, em média, de 6920 kPa. O dimensionamento das fundações seguiu o conceito do projetista, admitindo tensões diferentes, para valores de carga diferentes e que garante recalques diferenciais mínimos, quase zero, entre os pilares (DÉCOURT, 2022).

O acompanhamento dos recalques foi iniciado com a verificação das cotas de referência ou nivelamento zero dos pinos de recalque, no dia 18 de julho de 2019. A situação de carga segue o estágio da obra na data do nivelamento. Partindo de cota arbitrária para a referência de nível ("benchmark"), foram determinadas, utilizando-se três pontos de visada sem pontos auxiliares, as diferenças de nível dos pinos em relação à referência de nível ("benchmark") com consequente determinação das cotas iniciais (de referência) dos pinos para posterior medição de recalque na fundação de cada pilar. Então, em cada campanha de nivelamento, durante a execução da obra, foram utilizadas posições de visada sem pontos auxiliares, com nivelamento e contranivelamento em cada pino de recalque. A cota admitida foi a média aritmética dos valores obtidos no nivelamento e no contranivelamento. Nas diversas etapas do monitoramento dos recalques (a cada três lajes concluídas), as cargas realistas fornecidas pelo engenheiro estrutural foram utilizadas para análise do comportamento carga-deslocamento do conjunto fundação-solo, permitindo assim, a transformação dessas medidas em "provas de carga" em escala real.

3.4 Avaliação do desempenho da solução de fundação

Os dados obtidos a partir do monitoramento de recalque em conjunto com as cargas realistas fornecidas a partir do projeto estrutural nas distintas etapas de construção da edificação, permitem avaliar a rigidez do conjunto fundação-solo, bem como o comportamento carga-deslocamento de uma prova de carga em "escala real" da fundação analisada. A Tabela 1 exibe os valores de deslocamento obtidos a partir do monitoramento de recalque e das cargas realistas fornecidas a partir do projeto estrutural nas distintas etapas de construção da edificação para o tubulão Décourt referente ao pilar P-01, cuja geometria é apresentada na Figura 1.

Tabela 1. Valores de carga, deslocamento e rigidez do tubulão Décourt do Pilar P-01.

Q (MN)	Deslocamento (mm)	Rigidez (MN/mm)
11,208	0,92	12,182
14,449	1,46	9,896
17,946	1,60	11,216
21,697	2,08	10,431
25,700	3,42	7,514
29,930	3,87	7,714
34,430	4,90	7,020
39,190	4,89	7,998
42,254	6,73	6,278
43,630	8,30	5,256

A Figura 6 apresenta a interpretação dos dados obtidos a partir do monitoramento de recalque, em conjunto com as cargas realistas fornecidas pelo projeto estrutural, utilizando o método da Rigidez (DÉCOURT, 1996). Essa interpretação é realizada em diferentes etapas de construção da edificação (a cada três lajes concluídas). A partir da curva de rigidez, observa-se que a adesão unitária (q_s) para a carga aplicada de 43,632 MN é da ordem 842 kPa, ou seja, quase 4,2 vezes superior ao adotado em projeto. Além disso, os valores de deslocamento registrados ao longo do monitoramento de recalque do tubulão associado ao pilar P- 01 foi razoavelmente inferior ao limite máximo de projeto (20 mm), indicando assim uma diferença da ordem de 58%.

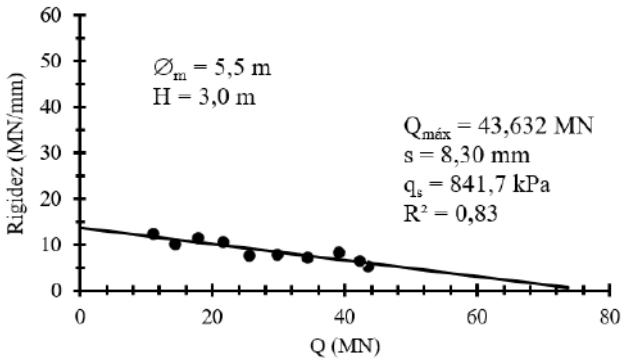


Figura 6. Curva de rigidez do tubulão Décourt do Pilar P-01.

4 CONCLUSÕES

Este trabalho enfatizou resultados obtidos a partir do monitoramento de recalque associados aos carregamentos disponibilizados pelo projeto estrutural da obra, realizado numa edificação executada na zona litorânea da cidade de Fortaleza no nordeste do Brasil. Os tubulões Décourt foram carregados ao longo do período construtivo da obra e os deslocamentos dos pilares associados as fundações foram medidos a partir do monitoramento de recalque da edificação avaliada, produzindo curvas cargas versus deslocamento, que foram interpretadas a partir do método da rigidez proposto por DÉCOURT (1996), de modo a analisar o mecanismo de transferência de carga do tubulão Décourt.

Os dados relativos à concepção do projeto (DÉCOURT, 2022) foram comparados com as interpretações realizadas para o tubulão Décourt associado ao pilar P-01, sendo essas interpretações apresentadas e discutidas. Embora os resultados sejam baseados em um conjunto limitado de dados e restritos às condições das análises, eles permitem fazer algumas generalizações preliminares sobre o comportamento geral. Nesse sentido, esta pesquisa proporcionou uma compreensão aprimorada da relevância do uso de dados provenientes do monitoramento de recalques, aliados a cargas realistas fornecidas por engenheiros estruturais, e da aplicação do método de rigidez proposto por Décourt (1996) para a avaliação do desempenho e do mecanismo de transferência de carga das fundações. Portanto, com base nas tendências observadas nos dados e nas análises, é possível tirar algumas conclusões:

- O monitoramento de recalque a partir do método topográfico de nivelamento geométrico com utilização de referência de nível profunda (RNP) apresenta resultados satisfatórios;

- A utilização de uma fundação inovadora como o tubulão Décourt pode ser empregada para edifícios altos com fundações em solos lateríticos atendendo as exigências de segurança, economia e agilidade executiva;

- As sondagens SPT tendem a subavaliar significativamente as características de rigidez dos solos lateríticos. Para determinar com precisão as propriedades de engenharia desses solos, é necessário realizar outros ensaios, sendo um deles a medição das velocidades de propagação das ondas de cisalhamento por meio dos ensaios Cross-Hole e Down-Hole. Com base nessas velocidades e nos pesos específicos naturais dos solos, é possível calcular os módulos de cisalhamento em baixas deformações, conhecidos como G0. O conhecimento de G0 permite avaliar as características de rigidez de qualquer tipo de solo e possibilita o desenvolvimento de projetos de fundações realistas e confiáveis.

O acompanhamento dos recalques foi iniciado com a verificação das cotas de referência ou nivelamento zero dos pinos de recalque, no dia 18 de julho de 2019. A situação de carga segue o estágio da obra na data do nivelamento. Partindo de cota arbitrária para a referência de nível ("benchmark"), foram determinadas, utilizando-se três pontos de visada sem pontos auxiliares, as diferenças de nível dos pinos em relação à referência de nível ("benchmark") com consequente determinação das cotas iniciais (de referência) dos pinos para posterior medição de recalque na fundação de cada pilar. Então, em cada campanha de nivelamento, durante a execução da obra, foram utilizadas posições de visada sem pontos auxiliares, com nivelamento e contranivelamento em cada pino de recalque. A cota admitida foi a média aritmética dos valores obtidos no nivelamento e no contranivelamento. Nas diversas etapas do monitoramento dos recalques (a cada três lajes concluídas), as cargas realistas fornecidas pelo engenheiro estrutural foram utilizadas para análise do comportamento carga-deslocamento do conjunto fundação-solo, permitindo assim, a transformação dessas medidas em "provas de carga" em escala real.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam seus agradecimentos a toda equipe da NORMATEL INCORPORAÇÕES, FORTALEZA, na pessoa do engenheiro Fernando Meirelles Cabral, diretor, pelo seu desempenho e pela permissão concedida de divulgar os dados dessa obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1985). NBR 9061. *Segurança de Escacavção a Céu Aberto*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1994). NBR 13133. *Execução de Levantamento Topográfica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001). NBR 6484. *Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento de Solos*. Rio de Janeiro.

Danziger, F. A. B., Danziger, B. R.; Crispel, F.A. (2000) A medida dos recalques desde o início da construção como um controle de qualidade das fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA - SEFE, 4, 2000, São Paulo. *Anais*... São Paulo: ABMS. v. 1, p. 191-202.

Danziger, B. R., Carvalho, E. M. L., Costa, R. V., Danziger, F. A. B (2005) Estudo de Caso de Obra com Análise da Interação Solo Estrutura. *UM*, 23(1), p.43-54.

Décourt, L. (1996) A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA - SEFE, 3, 1996, São Paulo. *Anais*... São Paulo: ABMS. v. 1, p. 215-224.

Décourt, L. (1999) Behavior of Foundations under Working Load Conditions. In: PAN-AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 11, 1999, Foz do Iguaçu. *Anais...* São Paulo: ABMS. v. 4, p. 453-488.

Décourt, L. (2019) Projeto de Fundações do São Carlos Condomínio. Fortaleza.

Décourt, L. (2022) Fundações em solos lateríticos – 30 anos de pesquisa. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 20, 2022, Campinas. *Palestra*...Campinas: ABMS.

Lucena, A.E.F.L., Bezerra, R.L., Gusmão, A. D. (2004) Monitoramento de Recalques de Edifícios sobre Fundações Diretas desde o Início da Construção e Avaliação da Interação Solo-Estrutura. *Solos e Rochas*, 27 (2), p.215-229.

Petrobras (2005). N-1811. *Instalação de Referência de Nível Profunda (RNP)*. Rio de Janeiro.

Petrobras (2011). N-1807. *Medição de Recalque de Fundações no Teste Hidrostático de Equipamentos*. Rio de Janeiro.

Savaris, G., Hallak, P.H., Maia, P. C. A. (2011) Understanding the Mechanism of Static Soil-Structure Interaction - A Case Study. *Soils and Rocks*, 34 (3), p.195-206.

Solotrat (2017). *Sondagem a Percussão no Terreno do Condomínio São Carlos*. Fortaleza.

Sonda (2019). *Sondagem à Percussão e Rotativa, Teste de Absorção, Topografia e Ensaios de solo, Relatório de Descrição da Elaboração e do Material Utilizado para a Construção da Benchmark*. Fortaleza.

Sousa, R. A. (2018) *Resistência e compressibilidade de solos da formação barreiras da região de Natal/RN*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Centro de tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte / UFRN, 102 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/272

Análise do Desempenho de Base de Concreto Armado Sujeita a Ações Dinâmicas

Bianca Bruzinga Araújo
Engenheira Civil, CEFET-MG, Belo Horizonte, Brasil, bruzingaic@gmail.com

Thiago Bomjardim Porto
Pesquisador e Professor, Doutor em Geotecnia, UFOP, Ouro Preto, Brasil, thiagoportoeng@gmail.com

RESUMO: Os esforços dinâmicos atuantes nas fundações de equipamentos industriais levam à necessidade de realizar análises rigorosas para que não sejam atingidos os estados limites devido a vibrações excessivas. Esse trabalho verificou o comportamento dinâmico da base aporticada de uma turbina geradora de vapor mediante a variação da espessura do radier. A metodologia dessa pesquisa compreendeu: revisão bibliográfica, definição dos parâmetros pertinentes para a modelagem da fundação de suporte da turbina geradora de vapor, modelagem do pórtico pelo método dos elementos finitos através do software SAP 2000, obtenção dos resultados através da análise de vibração do sistema e da análise de resposta do tempo, obtenção das velocidades da estrutura para cada um dos modelos, análise e comparação dos resultados encontrados e elaboração das principais conclusões. Por meio da análise de vibração foi possível verificar que os modelos que apresentam melhor resposta dinâmica foram os de espessura intermediária, modelo 03 com 3,2m e modelo 04 com 4,2m. Tais modelos possuem frequências com afastamento seguro das frequências de excitação da estrutura e as velocidades da estrutura, estando ambos abaixo do limite estabelecido para que não ocorram danos devido a deslocamentos excessivos, cumprindo assim o objetivo inicial deste estudo de sensibilidade paramétrico.

PALAVRAS-CHAVE: bases de máquinas, análise dinâmica, fundações, MEF.

ABSTRACT: The dynamic forces acting on the foundations of industrial equipment lead to the need to carry out dynamic analyzes so that limit states are not reached due to excessive vibrations. The main objective of this work is to verify the dynamic behavior of the framed base of a steam generating turbine by varying the thickness of the raft. The methodology of this research involved: bibliographical review, definition of the relevant parameters for modeling the support foundation of the steam generating turbine, modeling of the gantry using the finite element method using SAP 2000 software, obtaining results through vibration analysis of the system and time response analysis, obtaining the structure speeds for each of the models, analysis and comparison of the results found and preparation of final reports. From the vibration analysis carried out, it was possible to verify that the models that presented the best dynamic response were those with intermediate thickness, that is, model 03 with 3.2m and model 04 with 4.2m. Such models have frequencies that are safely separated from the structure's excitation frequencies and the structure's speeds, both of which are below the established limit so that damage does not occur due to excessive displacements, thus fulfilling the initial objective of this work.

KEYWORDS: machine bases, dynamic analysis, foundations, FEM.

1 INTRODUÇÃO

Os esforços dinâmicos atuantes nas fundações de equipamentos industriais, levam à necessidade de realizar análises dinâmicas para que não sejam atingidos os estados limites devido a vibrações excessivas provocadas pelo funcionamento de tais equipamentos. Essas vibrações podem ser transmitidas tanto da máquina para a fundação quanto da fundação para o solo (MACHADO, 2010).

Os esforços são classificados como dinâmicos quando há a variação de algum dos seguintes parâmetros: sentido, direção ou ponto de aplicação, em função do tempo. Os carregamentos dinâmicos podem ser classificados entre determinísticos e aleatórios, e podem ser facilmente visualizados em diversas situações. Um exemplo prático seria um avião andando sob uma pista de pouso. O avião ao percorrer a pista em trajetória

linear e velocidade uniforme, representa para a pista um carregamento de magnitude, direção e sentido constantes no tempo, porém o ponto de aplicação da carga varia em função do tempo (BRANDÃO, 1996). Além disso, a taxa de variação (frequência de vibração) do esforço ao longo do tempo irá determinar se a ação pode ser considerada dinâmica, isto é, se as forças inerciais e dissipativas são mobilizadas de forma a apresentarem magnitudes significativas (CLOUGHT; PIENZI, 1993).

Problemas relacionados as fundações de máquinas, seja por dimensionamento ou execução inadequada, pode levar a interrupção da operação ou danos na mesma, gerando prejuízos consideráveis. Além disto, pode acarretar em acidentes com potenciais riscos à segurança das pessoas, sendo assim é de extrema importância a adoção de técnicas e procedimentos adequados tanto no dimensionamento quanto na execução destas fundações (MILET, 2006).

Por desconhecimento dos problemas físicos envolvendo a análise dinâmica, falta de informações das características dos equipamentos e das características geotécnicas do terreno, é frequente a adoção de critérios de projeto conservadores que acarretam projetos estruturais industriais superdimensionados. Além disso, de forma descontrolada, são adotados alguns critérios utilizados no pré-dimensionamento de fundações de bases de equipamentos de pequeno porte.

Um exemplo de edificação em Minas Gerais que sofreu adequações que precisaram de análise dinâmica foi o Estádio Governador Magalhães Pinto (Mineirão) situado em Belo Horizonte-MG. Segundo Lira et all. (2012) nesse foi realizada uma análise de vibração e a análise de *Time History* com o intuito de identificar as frequências mais sensíveis à excitação do público e os níveis de aceleração nos pontos mais sensíveis para a avaliação da estrutura com relação ao conforto humano.

Nesse contexto, este trabalho irá realizar análise dinâmica de um pórtico de sustentação de uma turbina geradora de vapor mediante a variação da espessura do radier. Essa por sua vez, já foi apresentada no estudo de Barbosa (2013), porém com uma solução em fundação profunda do tipo estaqueada. Logo, ao final deste trabalho deseja-se apresentar o modelo com espessura que obteve melhor comportamento dinâmico.

O dimensionamento estrutural e análise estática se apresentam como delimitação deste trabalho, sendo esses possíveis temas para estudos futuros, bem como o estudo do modelo mais econômico.

2 OBJETIVOS

O presente trabalho visa realizar a análise dinâmica da base aporticada de uma turbina geradora de vapor e verificar o comportamento dinâmico da mesma, mediante a variação da espessura do radier. São objetivos específicos desta pesquisa: (a) Estudar sobre interação solo-estrutura de fundações superficiais e sobre análise dinâmica; (b) Elaborar o modelo numérico da base aporticada de uma turbina geradora de vapor com o auxílio do software SAP2000, contemplando as ações estáticas e dinâmicas de projeto; (c) Estudar o comportamento mecânico do sistema perante as ações dinâmicas por meio da análise de vibração e análise de resposta do tempo para 6 modelos; (d) Determinar o modelo que possui melhor comportamento dinâmico.

3 MATERIAS E METODOS

Esta pesquisa se classifica como uma pesquisa quantitativa e qualitativa, visto que para realizar o dimensionamento estrutural foram necessários cálculos e os mesmos possibilitaram análises técnicas. Também foi realizado um estudo de sensibilidade visando avaliar de forma qualitativa a base de uma fundação sujeita a esforços estáticos e dinâmicos provenientes de equipamentos industriais.

A revisão teórica e o estudo de caso desta pesquisa à classificam como de caráter exploratório tendo em vista o aperfeiçoamento técnico e apresentação de conceitos, além de ser uma pesquisa descritiva que descreve os parâmetros adotados e resultados encontrados a partir da análise estrutural.

Para a viabilização desta pesquisa, foram realizadas as seguintes etapas: revisão bibliográfica, definição dos parâmetros pertinentes para a modelagem da fundação de suporte da turbina geradora de vapor, modelagem do pórtico pelo método dos elementos finitos através do software SAP 2000 do fabricante *Computer and Structures, Inc (2002),* obtenção dos resultados através da análise de vibração do sistema e da análise de resposta do tempo, obtenção das velocidades da estrutura para cada um dos modelos, análise e comparação dos resultados encontrados e confecção dos relatórios finais.

Como limitação deste trabalho tem-se que o mesmo não realizou a análise estática da estrutura, visto que apesar de possuir grandiosa importância no dimensionamento da estrutura, não fazia parte do escopo deste trabalho.

3.1 Definição do pórtico e parâmetros do solo

3.1.1 Dimensões do pórtico

As Figuras 1 e 2 apresentam as plantas 2D e a perspectiva da estrutura 3D que foi analisada por Barbosa (2013). Foi adotada uma fundação profunda em estacas helicoidais com 80 cm de diâmetro espaçadas em 2m entre si, este trabalho em contrapartida adotou uma fundação superficial do tipo radier e analise considerando a contribuição do solo a estrutura. Posteriormente, Araújo (2020) fez estudo paramétrico deste radier.

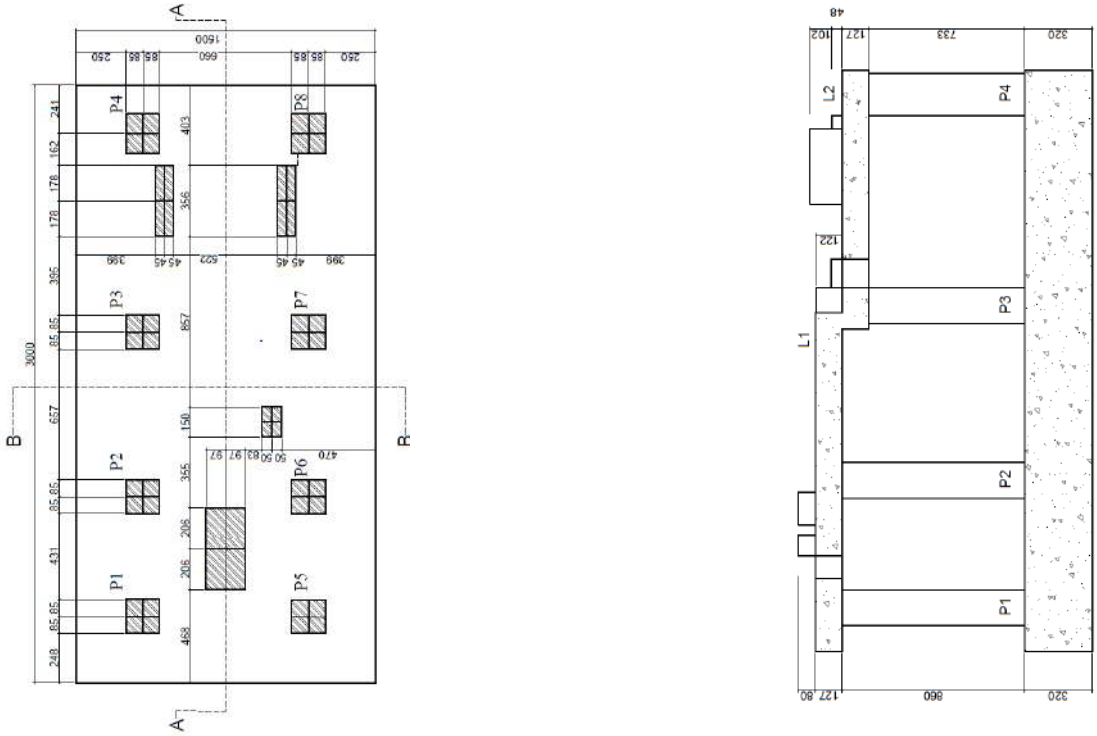


Figura 1. (a) Pilares e maciço sobre radier; (b) Corte longitudinal AA.

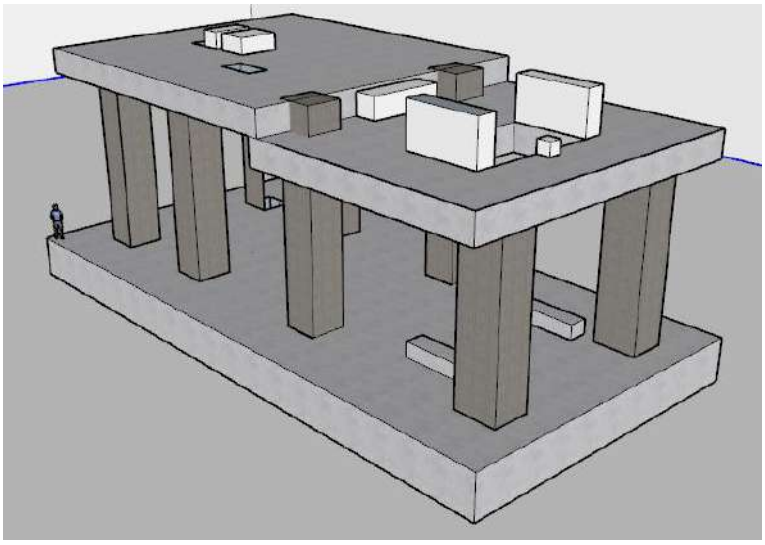


Figura 2. Perspectiva tridimensional da base em concreto armado.

3.1.2 Materiais adotados

Apresenta-se abaixo os parâmetros da estrutura e da fundação adotados no modelo 3D em MEF.
- Parâmetros do concreto utilizado na estrutura do pórtico e do radier:

- Peso específico: γ = 25kN/ m³
- Resistência: fck = 30MPa
- Módulo de Elasticidade inicial: E_i= 30,6 GPa
- Módulo de deformação secante: E_{cs} = 26,07 GPa
- Relação a/c ≤ 0,55

- Características do solo de assentamento da fundação do pórtico de sustentação do turbogerador:

- Tipo de solo: Arenoso medianamente compacto
- $SPT_{médio}$ = 18 golpes
- Modulo de elasticidades (E) = 27 MPa
- Coeficiente de Poisson (v) = 0,3

- Tensão admissível e k_v adotados para o estudo de sensibilidade paramétrico:

- Tensão admissível (σ_s) = 0,36 MPa
- Coeficiente de reação vertical (k_v) = 0,072 kN/cm^3.

- Premissas para obtenção de k_h:

- Área da fundação (A) = 450 m²
- Menor lado da fundação (B) = 15 m, Maior lado da fundação (L) = 30 m
- Fator em função de B/L e de υ, (k_T) = 0,926
- Fator definido pela Equação 1 (C) = 296,7

$$C = \frac{E}{1-v^2} = \frac{270}{1-0{,}3^2} = 296{,}7 \quad (1)$$

Logo o k_h é dado por:

$$k_h = \frac{k_T\, C}{\sqrt{A}} = \frac{0{,}926 * 296{,}7}{\sqrt{450}} = 0{,}129 \text{ kN}/cm^3 \quad (2)$$

A Tabela 1 apresenta os coeficientes de mola de acordo com a área de influência dos mesmos.

Tabela 1 – Coeficientes de mola para reação vertical e horizontal, adaptado de MORISSON (1993).

Coeficientes de Mola			
	Coeficiente de Reação Vertical		
Identificação	**Area (cm²)**	**k_v (kN/cm³)**	**k_v (kN/cm²)**
K_{v1}	25.600	72	1.843.200
K_{v2}	12.800	72	921.600
K_{v3}	6.400	72	460.800
	Coeficiente de Reação Horizontal		
Identificação	**Area (cm²)**	**k_v (kN/cm³)**	**k_v (kN/cm²)**
K_{h1}	25.600	129,5	3.315.200
K_{h2}	12.800	129,5	1.657.600
K_{h3}	6.400	129,5	828.800

3.1.3 Ações na estrutura

Para modelagem da estrutura foram consideradas como ações atuantes o peso próprio da estrutura, a sobrecarga de utilização (SCU), a carga dos equipamentos, a ação do vento e a variação térmica.

As ações dinâmicas que tiveram enfoque neste trabalho foram as provenientes dos equipamentos necessários para o funcionamento da turbina geradora de vapor. A Tabela 2 apresenta a relação das frequências de vibração e massa de rotação de tais equipamentos, bem como o centro de gravidade dos mesmos. Desta forma, pode-se observar que a menor frequência é de 3600rpm (60 Hz) e que a maior será de 8954rpm (149 Hz).

Tabela 2 – Frequências de operação dos equipamentos, SIEMENS (2013) apud BARBOSA (2013).

Nº	Componente	Centro de Gravidade	Massa do rotor	Frequência
-	Hz	-	kg	rpm
1	HP TURBINE	Q1	590	8954
2	GEAR PINION	Q2	351	8954
3	GEAR WHEEL	Q3	1236	3600
4	GENERATOR	Q4	23362	3600
5	IP - TURBINE	Q5	17900	3600

3.1.4 Modelo numérico

O modelo numérico computacional do pórtico com fundação em radier da estrutura de suporte da turbina geradora possui elementos de barra com seis graus de liberdade e elementos finitos planos isoparamétricos quadrangulares, de oito nós, simulando as lajes e bloco, Figura 3. Abaixo, resumo das características do modelo tridimensional em MEF:

- Número de nós = 2898
- Número de restrições = 1135
- Número de elementos de barra = 300
- Número de elementos de casca = 1473
- Número de elementos de apoio = 4610
- Número de carregamentos = 12
- Número de acelerações de carga = 9
- Número graus de liberdade de rigidez = 10284
- Número de graus de massa de liberdade = 5136

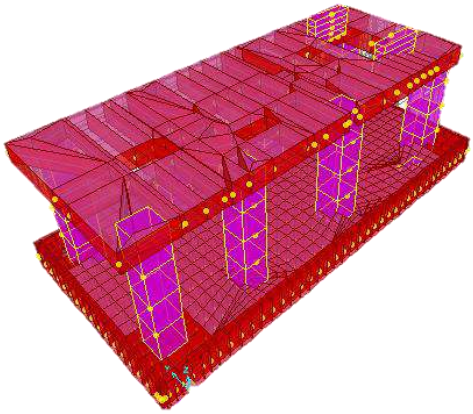


Figura 3 – Modelo Numérico 3D da base em concreto armado em MEF.

Foram realizadas análises de sensibilidade paramétricas para os modelos descritos considerando 12 graus de liberdades: M_1 (H=1,2m); M_2 (H=2,2m); M_3 (H=3,2m); M_4 (H=4,2m); M_5 (H=5,2m); M_6 (H=6,2m).

4 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Visto todos os resultados apresentados no capítulo anterior deste trabalho, apresenta-se aqui a análise conjunta com o intuito de comparar as frequências naturais, modos de vibração e modos de participação em massa dos 6 modelos abordados e a resposta da estrutura no tempo, frente as ações dinâmicas do turbogerador e demais equipamentos instalados no pórtico.

4.1 Análise de vibração

A partir das frequências naturais obtidas para os 12 primeiros modos de vibração analisados em cada um dos 6 modelos foi possível observar que houve aumento da frequência natural dos modelos com a elevação da espessura. Ao aumentar a espessura do radier, há um incremento do peso próprio e sabe-se que a frequência natural de um sistema é inversamente proporcional a massa do mesmo, logo ao aumentar a massa da estrutura há uma redução da frequência natural. No entanto nos resultados obtidos foi possível perceber que ao aumentar a espessura do radier, houve um aumento da frequência natural, isso ocorre pois simultaneamente ao acréscimo

de massa há também o aumento da rigidez do sistema em proporções maiores que o aumento da massa resultando no aumento da frequência natural do sistema.

A Tabela 3 apresenta a porcentagem do incremento da frequência natural de cada um dos modos de vibração do modelo 06, que por sua vez possui maior espessura (620cm) em comparação com o modelo 01 que possui a menor espessura analisada (120cm).

Tabela 3 – Aumento percentual de ω_n em função da espessura.

Aumento da frequência em função da espessura			
MODO 01	11%	MODO 07	5%
MODO 02	10%	MODO 08	12%
MODO 03	10%	MODO 09	9%
MODO 04	4%	MODO 10	11%
MODO 05	4%	MODO 11	13%
MODO 06	9%	MODO 12	14%

Pode-se observar que o modo de vibração com maior variação percentual da frequência em relação a espessura foi o Modo 12 com um aumento de 14%, Figura 4, do modo de vibração 12 do modelo 06.

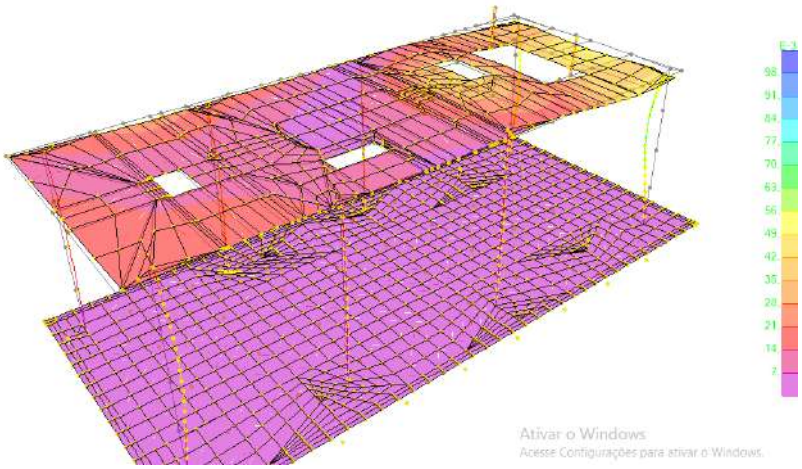


Figura 4 - Modo de Vibração 12 do modelo 06.

No que diz respeito aos modos de participação em massa apresentados nas tabelas do capítulo anterior e nos gráficos do Anexo 2 pode-se observar que o modelo que apresentou os maiores módulos de participação em massa foi o modelo 01, que por sua vez também é o modelo de menor espessura. Em ambos os modelos os modos de vibração mais significativos foram os modos 01, modo 02 e modo 06 por apresentarem maiores valores comparado aos demais modos, sendo estes modos globais.

Além disso, todos os gráficos dos modos de participação apresentaram mudança do comportamento da curva (modo de participação x espessura do radier) justamente entre as espessuras de 200 e 400cm o que abrange os modelos 02 e 03, ou que remete uma mudança da participação da massa nas vibrações da estrutura nessa faixa de espessura.

Verificando se as frequências naturais estão devidamente afastadas das frequências de operação dos equipamentos e sabendo-se que a menor frequência de vibração será 3600 rpm (60Hz) enquanto a maior será 8954 rpm (149 Hz), tem-se na tabela a seguir o afastamento das frequências naturais dos 6 modelos em estudo. A Tabela 3 apresenta os valores respectivos ao afastamento percentual da frequência natural a frequência de excitação do sistema para o modo de vibração 12 que apresentou os maiores valores de frequência natural e para o modo 06 que foi o terceiro modo com maior participação em massa e com maior frequência natural entre os modos de vibração 01 e 02.

Como pode-se observar na Tabela 4, o modelo que possui maior frequência natural é o modelo 06, tanto para o modo de vibração 12 quanto para o modo 06. Conforme os critérios adotados para avaliação da análise de vibração apresentados neste trabalho na Tabela 4, onde a frequência natural da estrutura deve estar a partir de 30% abaixo ou de 30% acima da frequência de excitação, pode-se observar que o modelo 05 e modelo o 06

no modo de vibração 12 se aproximam muito do limite, visto que está com frequência natural 31% abaixo da frequência de excitação mais baixa que é a de 60Hz.

Tabela 4 – Afastamento percentual das frequências naturais (F) e de excitação.

Modelo	F critica	% de afastamento da menor Frequência de excitação	F Modo de vibração 06	% de afastamento da menor Frequência de excitação
Modelo 01	36,37	39%	24,56	59%
Modelo 02	39,71	34%	25,95	57%
Modelo 03	40,55	32%	26,34	56%
Modelo 04	41,10	32%	26,57	56%
Modelo 05	41,30	31%	26,67	56%
Modelo 06	41,41	31%	26,73	55%

4.2 Análise de resposta no tempo

Conforme visto no capítulo anterior as frequências naturais da estrutura se aproximam da frequência de operação do equipamento, sendo assim necessária uma análise de reconstituição no tempo com o intuito de verificar a resposta da estrutura no tempo a partir da opção envelope. As amplitudes encontradas nesse estudo foram maiores para os modelos com radier menos espesso, e por sua vez menos rígidos. A Tabela 5 apresenta a porcentagem dos deslocamento dos modelos em relação ao modelo 06 que é o modelo mais rígido e de maior espessura.

Tabela 5 – Porcentagem de deslocamento em relação ao modelo mais rígido, do autor.

Porcentagem dos deslocamento em relação ao modelo 06		
Modelo	**Deslocamento (E^{-4})**	**% de deslocamento**
MODELO 01	5,028	3,88%
MODELO 02	4,88	0,83%
MODELO 03	4,853	0,27%
MODELO 04	4,88	0,83%
MODELO 05	4,841	0,02%

4.2 Análise dos limites de velocidade

É necessário verificar se a estrutura apresenta vibrações abaixo dos limites de velocidade estabelecido por norma para que não ocorra danos na estrutura. Tal limite pode ser extraído da Tabela 6 que em alguns casos apresenta valores limites maiores do que os limites de serviço da estrutura.

Tabela 6 – Limite de velocidade para danos na estrutura, adaptada de DIN 4150–1 (2001).

Limites de velocidade para evitar danos na estrutura					
Tipo de estrutura	Limites de vibração para dano estrutural				
	Curto Prazo Na fundação			**Longo Prazo** Piso Superior	
	0 a 10Hz	**10 a 50Hz**	**50 a 100Hz**	**Todas as frequências**	
Comercial /industrial	20	20 a 40	40 a 50	40	10
Residencial	5	5 a 15	15 a 20	15	5
Sensível / histórica	3	3 a 8	8 a 10	8	2,5

O valor limite de velocidade que foi utilizado para os modelos analisados foi o de 2,5mm/s visto que trata-se de um valor limite para estruturas sensíveis e considerando carregamento de longo prazo. A partir das velocidades encontradas para cada um dos modelos foi possível observar que o valores de velocidade encontrados não chegam a 1mm, sendo assim, estão abaixo do limite estabelecido de 2,5 mm/s.

5 CONCLUSÕES

A análise dinâmica, apesar de ainda ser um tema pouco estudado é de grande importância para garantir a segurança de algumas estruturas e no caso de bases de máquinas se torna uma análise indispensável, visto as ações dinâmicas que a base recebe provenientes do movimento dos equipamentos. Este trabalho ao realizar o estudo da base de um turbogerador de grande porte, a partir de 6 modelos com radier com espessuras diferentes, visou verificar o comportamento dinâmico dos mesmos perante a variação da espessura.

A partir da análise de vibração, foi possível verificar que a maior frequência natural encontrada foi a do modelo 06 no modo de vibração 12. No entanto é valido ressaltar que o modo de vibração 12 conforme possui baixa participação de massa, ou seja, é responsável pela vibração de apenas uma pequena parcela da estrutura tornando muito improvável o fenômeno de ressonância. Já o modo de participação em massa do modo 06 é um modo global, ou seja, é responsável pela vibração de uma grande parcela da estrutura, sendo assim um modo relevante e determinante para que ocorra o fenômeno de ressonância. No entanto a frequência natural do modelo 06 para este modo de vibração teve afastamento de 55% da menor frequência de excitação do turbogerador o que caracteriza uma distância segura perante os critérios adotados neste trabalho. No que diz respeita as velocidades da estrutura, foi possível concluir que ambos os modelos estudados estão abaixo do limite estabelecido para que não ocorram danos na estrutura devido a deslocamentos excessivos.

Com vista nos resultados da análise de vibração e os resultados da análise de resposta no tempo, onde foram coletadas as amplitudes máximas de deslocamento, foi possível verificar que os modelos que apresentam melhor resposta dinâmica são os de espessura intermediária, ou seja modelo 03 e modelo 04 visto que possuem amplitude de deslocamento e frequência natural intermediária. Além disso tais modelos possuem frequências com afastamento seguro das frequências de excitação da estrutura cumprindo assim o objetivo inicial deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Araújo, B. B. (2020) Avaliação da espessura de um radier em concreto armado sob ações dinâmicas. Trabalho de Conclusão de Curso. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Curvelo-MG.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019) NBR 6122: *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Barbosa, P. H. M. (2013) *Influência do solo sob bloco de coroamento na resposta dinâmica em um pórtico de concreto armado*. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte. Disponível em: https://sucupira.capes.gov.br/sucupira/public/consultas/coleta/trabalhoConclusao/viewTrabalhoConclusao.jsf?popup=true&id_trabalho=119343

Brandão, M. P. (1996) *Fundamentos da dinâmica de estruturas*. PROPESA, 1 Ed. CTA, São José dos Campos, SP.

Clought, R. W., Penzien, J. (1193) *Dynamics of Structures*, New York, McGraw Hill.

DIN 4150–1 (2001) *Vibrações na indústria da construção - Parte 1: Determinação preliminar das quantidades de vibração*. Instituto alemão de padronização e.V., Berlim.

Machado, F. G. (2010) *Estudo do Comportamento de Fundações Submetidas a Vibrações de Máquinas*. (Dissertação) Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

Milet, R. R. (2006) *Análise comparativa de métodos de cálculo para fundações de máquinas***.** 2006. 119 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

Morrison, N. (1993) *Interacción suelo-estructuras: semiespaço de winkler*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.

SAP 2000 (2002) Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/273

Análise do Dimensionamento de Estacas Escavadas para um Edifício de Médio Porte, na Cidade de Juiz de Fora - MG

Rodrigo Gava de Oliveira Barreto
Graduado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, rodrigo.gava@engenharia.ufjf.br

Juliane Cristina Gonçalves
Professora, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, juliane.goncalves@ufjf.br

RESUMO: O projeto de fundações é extremamente importante na concepção de uma edificação, pois as fundações transferem as solicitações da superestrutura para o terreno. As fundações profundas são alternativas quando não há possibilidade de se adotarem fundações superficiais. As estacas escavadas possuem uma grande vantagem no que diz respeito à inexistência de choques, o que as tornam particularmente indicadas em regiões densamente construídas. No presente trabalho, realiza-se o dimensionamento geotécnico de fundações em estacas escavadas e a comparação com o projeto de fundação de um edifício, desenvolvido por profissionais do mercado. A partir do perfil geotécnico do terreno e das solicitações nos pilares do edifício, elaborou-se uma planilha autoral de cálculo que contempla os métodos semiempíricos de Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma. Foram encontrados valores maiores de capacidade de carga geotécnica através do primeiro método se comparado aos obtidos pelo segundo método. Além disso, observou-se uma economia por meio da comparação com o dimensionamento de fundações apresentado pelos profissionais do mercado. Entretanto, vale ressaltar que esse estudo se restringe ao dimensionamento geotécnico, não contemplando o dimensionamento estrutural (inclusive equilíbrio/estabilidade do conjunto estrutura e fundação). No que diz respeito aos recalques, notou-se uma maior tendência de uniformização na bacia de recalques com o aumento do comprimento das estacas, pois atigiram solo residual de maior resistência.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, Dimensionamento Geotécnico, Estacas Escavadas.

ABSTRACT: The foundation design is extremely important in the conception of a building, as foundations transfer the demands of the superstructure to the ground. Deep foundations become alternatives when it is not possible to adopt shallow foundations. Bored piles have a significant advantage in terms of the absence of impacts, making them particularly suitable in densely constructed regions. In this study, the geotechnical sizing of foundations using bored piles is carried out, and a comparison is made with the foundation design of a building developed by industry professionals. Based on the geotechnical profile of the terrain and the loads on the building's columns, an original calculation spreadsheet was created, incorporating the semi-empirical methods of Aoki & Velloso and Décourt & Quaresma. Higher values of geotechnical load-bearing capacity were found using the first method compared to those obtained with the second method. Additionally, an economic advantage was observed in comparison with the foundation sizing presented by industry professionals. However, it is important to note that this study is limited to geotechnical sizing and does not include structural sizing (including the equilibrium/stability of the structure and foundation ensemble). Regarding settlements, a greater tendency for uniform settlement basins was observed with the increase in pile length, as they reached more resistant residual soil.

KEYWORDS: Foundation, Geotechnical Sizing, Bored Piles.

1 INTRODUÇÃO

A fundação é o elemento ou peça de estrutura responsável por transferir as solicitações da superestrutura para o terreno. Essa transferência deve ser feita de forma adequada, isto é, sem gerar problemas para a superestrutura como, por exemplo, dano estrutural em alvenarias, problema funcional e estético, inclinação de

edificações etc. O requisito de segurança com relação à ruptura corresponde à verificação do estado limite último (ELU), enquanto o de recalques corresponde à verificação do estado limite de serviço (ELS).

As fundações são classificadas em superficiais (ou diretas ou rasas) e em profundas. As fundações profundas são alternativas quando não há possibilidade de se adotarem fundações superficiais.

As fundações profundas transmitem a solicitação ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a 8 vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo a três metros (NBR 6122/2022).

As estacas escavadas, as quais são usadas na obra do presente estudo, possuem uma grande vantagem no que diz respeito à inexistência de choques, o que as tornam particularmente indicadas em regiões densamente construídas.

Um dos aspectos imprescindíveis para o projeto de fundações é o conhecimento adequado do perfil do terreno. Em função da diversidade de equipamentos e procedimentos disponíveis no mercado brasileiro, estabelece-se um plano racional de investigação. Conhecimento, experiência, normas e práticas regionais devem ser consideradas durante o processo de "julgamento geotécnico". Na etapa do projeto executivo, a programação de sondagens deve satisfazer a exigências mínimas que garantam o reconhecimento detalhado das condições do terreno. Nesse sentido, no Brasil, a norma técnica NBR 8036 da ABNT (1983) estabelece parâmetros para a investigação geotécnica relacionada ao escopo de fundações como número mínimo de sondagens por área de projeção da edificação, localização das sondagens etc.

De acordo com Cintra & Aoki (2010), as fórmulas teóricas normalmente não são confiáveis na estimativa da capacidade de carga de fundações por estacas. Assim, muitos autores têm proposto métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga. O método de Aoki & Velloso (1975) foi desenvolvido originalmente correlacionando resultados dos ensaios de penetração do cone (CPT – *Cone Penetration Test*) e dos ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) para avaliar as tensões limite de carga última de ponta e de fuste. Já o método semiempírico de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996), para a estimativa da carga última de estacas, correlaciona somente os dados obtidos por meio de sondagens a percussão (SPT).

Ainda segundo Cintra & Aoki (2010), uma vez conhecidos o valor da carga estrutural da estaca e o valor da carga geotécnica admissível, deve-se adotar o menor deles para garantir segurança ao elo mais fraco do sistema (elemento geotécnico ou elemento estrutral).

Neste artigo, apresenta-se o dimensionamento de fundações em estacas escavadas e a comparação com o projeto de fundação de um edifício, desenvolvido por profissionais do mercado, tanto no que diz respeito à capacidade de carga quanto recalques. Ressalta-se que o estudo se restringe ao dimensionamento geotécnico, não contemplando o dimensionamento estrutural (inclusive equilíbrio/estabilidade do conjunto estrutura e fundação).

2 CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO E SUAS FUNDAÇÕES

Localizado na cidade de Juiz de Fora, no estado de Minas Gerais, o edifício em estudo é residencial em concreto armado e possui 8 pavimentos, quais sejam: um pavimento de garagem, seis pavimentos-tipo (último cobertura) e o pavimento ático. A Figura 1 mostra o modelo 3D da edificação.

As solicitações dos 24 pilares que chegam ao nível da fundação variam de 85 até 930 kN. As fundações são em estacas escavadas com diâmetro de 40 cm e comprimentos variando de 11 a 12 metros.

Figura 1. Modelo Tridimensional do Edifício.

3 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO TERRENO

Foram realizadas, para o desenvolvimento do projeto, duas sondagens a percussão. A planta de locação (croqui) correspondente encontra-se indicada na Figura 2.

A partir do furo de sondagem SP01 (Figura 3), nota-se o nível d'água nos metros iniciais da perfuração, com sua profundidade variando de 1,6 a 2,0 metros. O solo apresenta-se bastante heterogêneo e de formação sedimentar aluvionar. Observa-se nos 2,8 metros iniciais de perfuração uma camada de argila siltosa com consistência muito mole a mole, com areia fina e pedregulhos. De 3,0 a 4,5 metros, encontra-se um solo composto por areia grossa e média com compacidade variando de fofa a medianamente compacta, com pedregulhos cinza claro. Ressalta-se que nesta camada, mais especificamente na profundidade de 3,5 metros, há um valor pontual e elevado de resistência, que é seguido por camadas de solo com valores de resistência muito inferiores. Na profundidade de 4,5 a 8,0 metros, encontra-se uma camada residual de silte arenoso cinza claro, com areia fina e média, classificado como fofo. Por fim, de 8,0 a 12,5 metros, onde ocorre o final da perfuração pela impenetrabilidade do trépano, é encontrado um solo residual composto por silte arenoso arroxeado, com areia média, pouco compacto e medianamente compacto. Para esta última camada, há um crescimento nos valores de índice de resistência (N) do ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) até o limite da perfuração, igualando-se ao valor atípico de compacidade encontrado anteriormente na profundidade de 3,5 metros.

O furo de sondagem SP02 segue o mesmo padrão do furo SP01, com a mesma posição do nível d'água. A primeira camada de solo atinge a profundidade de 2,6 metros e é composta por argila siltosa muito mole com areia fina. Subjacente, tem-se uma camada de areia fina e média até a profundidade de 4,5 metros, classificada de fofa a medianamente compacta. Na última camada, entre 4,5 até 6,8 metros (impenetrável ao trépano), encontra-se um silte arenoso residual cinza claro, com areia fina, fofo e medianamente compacto.

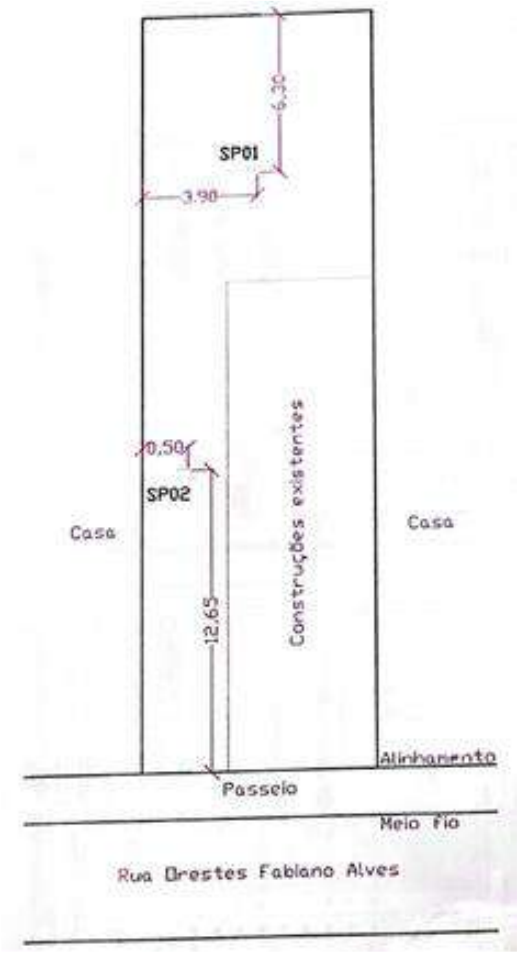


Figura 2. Planta de Locação (Croqui) dos Furos de Sondagens Realizados.

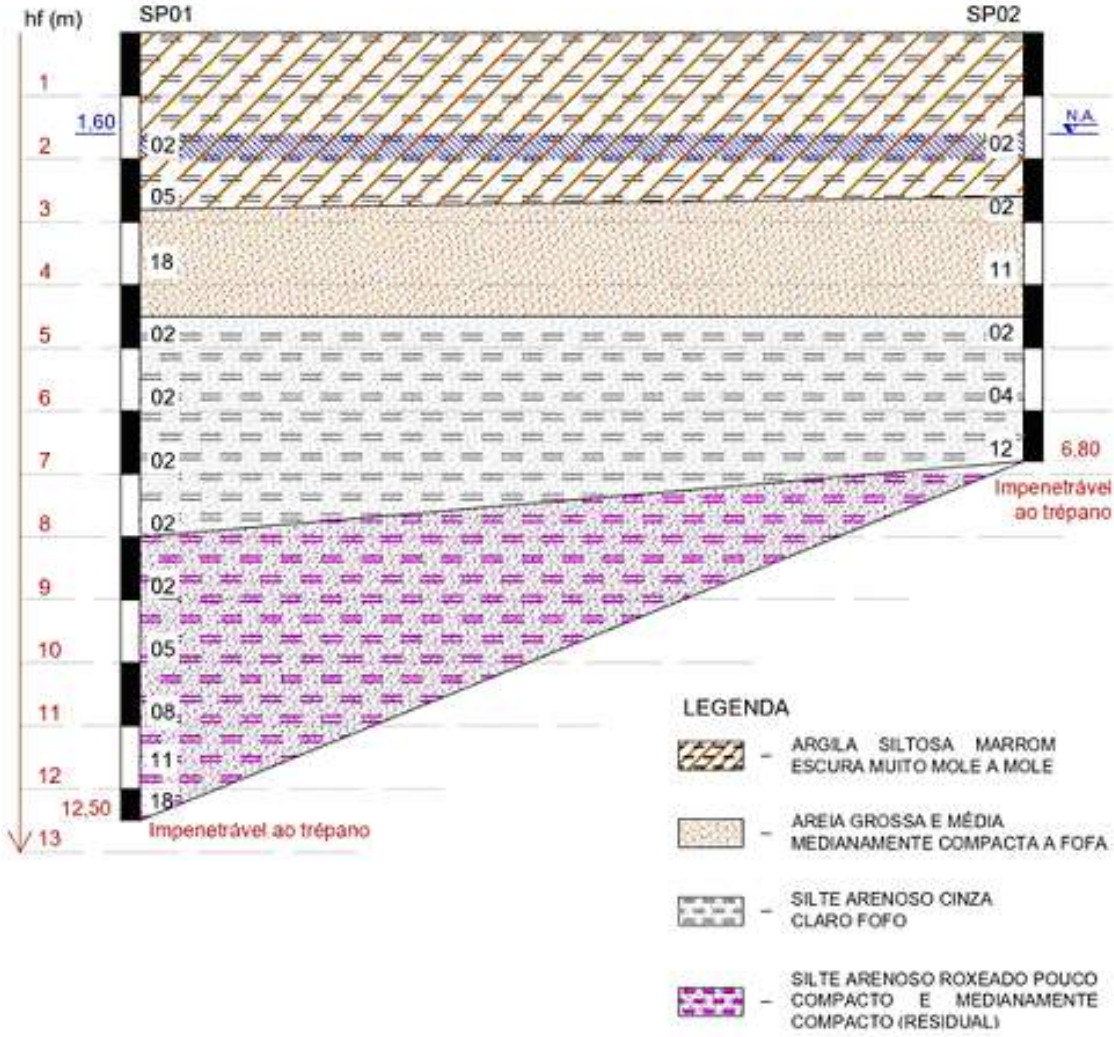


Figura 3. Perfil Geotécnico ao Longo dos Furos SP01 e SP02.

4 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DAS FUNDAÇÕES

O dimensionamento geotécnico das fundações do edifício em estudo é realizado através dos métodos semiempíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996). Para tanto, desenvolve-se uma planilha de cálculo autoral no *Microsoft Excel* com o intuito de otimizar o dimensionamento pelos métodos citados.

Para o método de Aoki & Velloso (1975), são fornecidos para a planilha o valor do índice de resistência (N), o tipo de solo, o coeficiente K e a razão de atrito α a cada metro. Fornecem-se, também, os fatores de correção F1 e F2 que valem, respectivamente, 3 e 6 para a estaca escavada, além do diâmetro da estaca (40 cm). Finalmente, calcula-se a capacidade de carga geotécnica admissível a partir da contribuição da parcela de atrito lateral ao longo do fuste e da parcela de resistência de ponta e emprego do fator de segurança global igual a 2 (NBR 6122/2022).

Para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996), são fornecidos o valor do índice de resistência (N), o tipo de solo, o valor de β em função do tipo de estaca e do tipo de solo a cada metro. Fornecem-se, ainda, o valor do coeficiente C e α em função do tipo de estaca e tipo de solo, além do diâmetro da estaca (40 cm). Dessa forma, calcula-se a capacidade de carga geotécnica a partir da contribuição da parcela de resistência de atrito lateral ao longo do fuste (sem levar em conta o valor de N usado na avaliação da resistência de ponta) e da parcela de resistência de ponta (com N médio obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior).

Ressalta-se que, conforme proposto por Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996), foram adotados valores de N no mínimo igual a três. Para a estimativa da capacidade de carga geotécnica admissível foram comparados os resultados empregando-se os fatores de segurança global igual a 2 (NBR 6122/2022) e os fatores de segurança parciais de 4 e 1,3, respectivamente, para a resistência de ponta e para o atrito lateral. Adotou-se o menor entre os dois critérios mencionados.

Em ambos os métodos semiempíricos, foram usadas as informações do furo de sondagem SP01, uma vez que o mesmo apresenta menores valores de índice de resistência (N) ao longo da profundidade. O valor de N = 18 (entre a profundidade de 3 e 4 metros) foi substituído por N = 2, pois o valor de N = 18 é pontual e alto se comparado com os valores bem inferiores nas profundidades subsequentes (da ordem de N = 2). Em outras palavras, o valor de N = 18 foi atípico no perfil geotécnico. O valor de N = 2 foi assim definido por se tratar de um solo de formação sedimentar aluvionar (Marangon, 2023). Para a situação de impenetrável ao trépano, a qual não foi caracterizada, adotou-se um valor de N = 40. Dessa forma, trabalhou-se sempre a favor da segurança. Vale mencionar, ainda, que foi considerado um bloco de coroamento de altura de 1 metro em todas as situações.

Ainda para compor o dimensionamento geotécnico, com o intuito de verificar a segurança com relação ao estado limite de serviço (ELS), foram realizadas estimativas de recalques através da proposta de Poulos & Davis (1980), baseada em procedimento numérico, a qual emprega as equações de Mindlin (1936). Para tais estimativas também foram usadas as informações do solo do furo de sondagem SP01, além da solicitação em cada estaca, diâmetro e comprimento.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir da planilha autoral de cálculo, estimou-se a capacidade de carga geotécnica admissível pelo método de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) – 525 kN – menor que o de Aoki & Velloso (1975) – 637 kN. A diferença entre os dois métodos foi da ordem de 20%.

Até a profundidade de aproximadamente 12 metros, o perfil do solo apresenta baixos valores de N.

A Figura 4 mostra os valores de resistência lateral acumulados ao longo da profundidade para os dois métodos. Embora o método de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) apresente menor resultado de capacidade de carga geotécnica admissível, o mesmo apresenta maiores valores de resistência lateral acumulada ao longo da profundidade. Trata-se de um método que conta mais com a resistência (atrito) lateral.

Nota-se que a parcela preponderante na capacidade de carga geotécnica foi a de ponta para os dois métodos estudados.

Pode-se inferir que o valor de capacidade de carga geotécnica admissível pelo método de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) foi menor especialmente por conta dos fatores de segurança parciais de 1,3 e 4, respectivamente, para o atrito lateral e para a resistência de ponta. Esse método não privilegia a ponta.

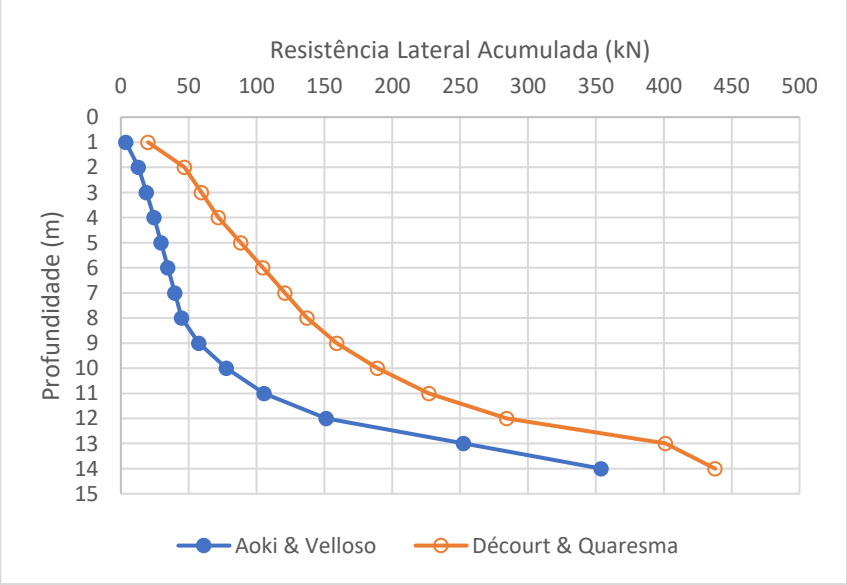


Figura 4. Resistência Lateral Acumulada ao Longo da Profundidade.

A Tabela 1 apresenta uma comparação entre o dimensionamento dos projetistas do mercado e dos presentes autores.

Tabela 1. Comparação entre o Dimensionamento dos Projetistas do Mercado e dos Presentes Autores.

Pilar	Carga (kN)	Ø estaca (cm)	Dimensionamento Projetista		Dimensionamento Autores	
			Ne*	Prof. de assentamento (m)	Ne*	Prof. de assentamento (m)
P1	283	40	2	11	1	14
P3	434	40	3	11	1	14
P4	322	40	2	11	1	14
P5	381	40	2	12	1	14
P6	512	40	3	12	1	14
P7	476	40	3	11	1	14
P8	331	40	2	12	1	14
P11	930	40	6	11	2	14
P12	287	40	2	11	1	14
P13	287	40	2	11	1	14
P14	638	40	4	11	1	14
P17	399	40	4	11	1	14
P18	481	40	3	11	1	14
P19	490	40	3	11	1	14
P20	564	40	4	11	1	14
P22	357	40	2	12	1	14
P30	575	40	3	12	1	14
P32	106	40	1	11	1	14
P33	783	40	5	11	2	14
P34	490	40	3	11	1	14
P35	543	40	3	12	1	14
P38	855	40	5	12	2	14
P40	530	40	3	12	1	14
P50	85	40	1	11	1	14
		Σ =	71	Σ =	27	
* Ne = número de estacas						

A partir da Tabela 1, nota-se que os projetistas propuseram a execução de 71 estacas escavadas de diâmetro igual a 40 cm e com comprimentos de 11 e 12 metros. Os autores do presente estudo propõem a execução de 27 estacas escavadas de diâmetro também igual a 40 cm e com comprimento de 14 metros. Assim, as estacas ficariam embutidas em um solo residual mais resistente. Além disso, tem-se um projeto mais econômico, uma vez que o volume de concreto seria da ordem de 47 m³ enquanto na proposta dos projetistas seria de aproximadamente 99 m³, ou seja, na proposta dos projetistas, gasta-se praticamente o dobro de concreto.

No que tange aos recalques, o maior valor estimado pelos projetistas foi da ordem de 8 mm. Os autores do presente trabalho estimaram o maior valor de recalque, a partir da proposta de Poulos & Davis (1980), menor que 1 mm. Tal valor se deve à maior profundidade proposta de assentamento da estaca (14 metros), a qual atinge um solo residual mais resistente. De qualquer forma, todos os valores são menores que o admissível proposto por Meyerhof (1976) para estacas. A situação mais crítica de recalque distorcional apresentada pelos projetistas foi 1/420, enquanto que pela estimativa autoral foi 1/33333. Vale mencionar que Bjerrum (1963) classifica 1/500 o limite de segurança para edifícios em que não são admitidas fissuras e 1/300 o limite em que são esperadas as primeiras fissuras em paredes divisórias.

As Figura 5 e 6 ilustram, respectivamente, a bacia de recalques do projetista e autoral. Essas bacias facilitam a visualização dos recalques estimados.

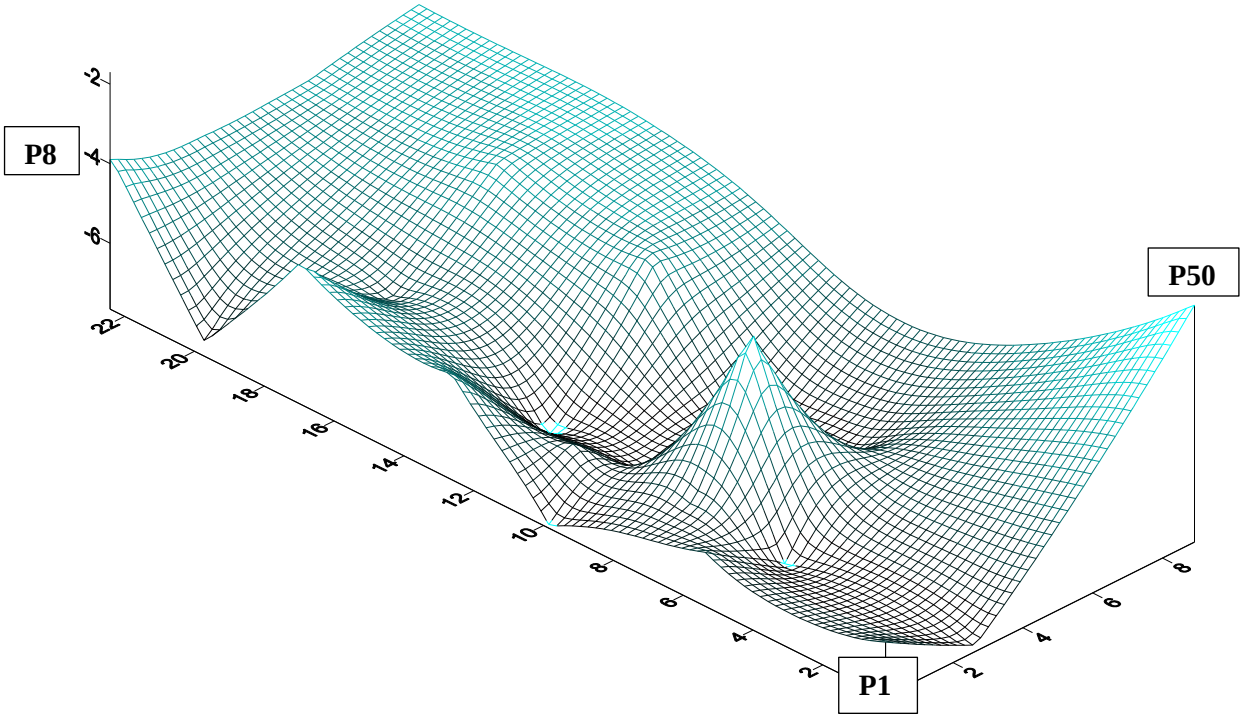


Figura 5. Bacia de Recalques Estimados (mm) pelos Projetistas.

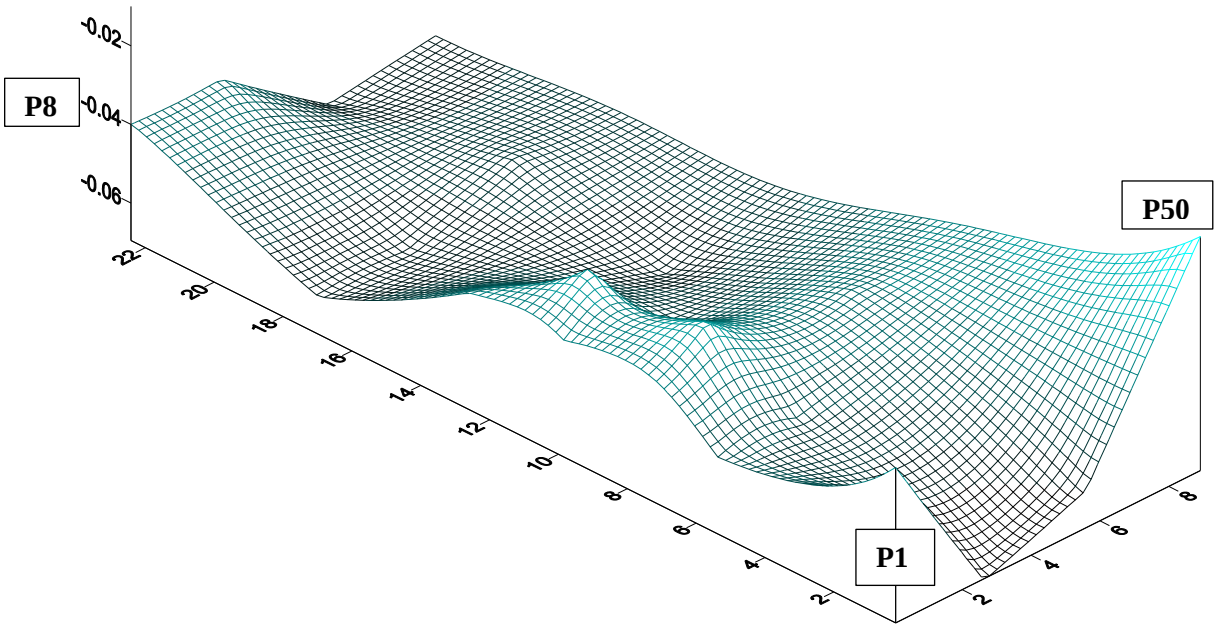


Figura 6. Bacia de Recalques Estimados (mm) pelos Autores.

A partir das Figuras 5 e 6, percebe-se uma maior uniformização dos recalques estimados pelos autores do presente estudo.

6 CONCLUSÕES

Enumeram-se as seguintes conclusões:

(i) A elaboração da planilha de cálculo contemplando os métodos semiempíricos possibilitou uma agilidade nas análises geotécnicas do caso real de obra. Dessa forma, pode-se tomar decisões rápidas para que se tenha um projeto geotécnico seguro.

(ii) A capacidade de carga geotécnica admissível pelo método de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) foi menor que pelo método de Aoki & Velloso (1975). A diferença entre os dois métodos semiempíricos foi da ordem de 20%.

(iii) Como os valores de N (índice de resistência) do ensaio SPT são baixos até a profundidade de aproximadamente 12 metros, constatou-se que a parcela preponderante na capacidade de carga geotécnica foi a de ponta para os dois métodos semiempíricos estudados.

(iv) O método de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) apresentou um resultado mais conservativo de capacidade de carga geotécnica admissível especialmente por causa do fator de segurança parcial, 4, para a resistência de ponta. Esse método não privilegia a resistência de ponta.

(v) No que diz respeito à comparação entre os dimensionamentos, percebeu-se que com o aumento do comprimento da estaca de 11 ou 12 metros para 14 metros existe uma economia significativa de concreto. Tal economia se deve ao considerável menor número de estacas propostas pelo dimensionamento autoral. Entretanto, vale mencionar que o presente estudo se restringe ao dimensionamento geotécnico, não contemplando o dimensionamento estrutural, inclusive equilíbrio/estabilidade do conjunto estrutura e fundação. Assim, é possível supor que os projetistas do empreendimento tenham adotado número maior de estacas e profundidades menores de assentamento por conta dessas análises adicionais (dimensionamento estrutural e equilíbrio/estabilidade do conjunto estrutura e fundação).

(vi) Com relação aos recalques estimados, notou-se uma maior tendência de uniformização na bacia de recalques com o comprimento das estacas maior (14 metros), pois atigiram solo residual mais resistente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1983). NBR 8036. *Programação de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos para Fundações de Edifícios*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.

Aoki, N. & Velloso, D. A. (1975) An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., Buenos Aires, v. 1, pp. 367-376.

Bjerrum, L. (1963) Interaction between Structure and Soil. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, p. 135-137.

Cintra, J. C. A. & Aoki, N. (2010) *Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos, 96 p.

Décourt, L. (1982) Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on Values of the SPT. In: European Symposium on Penetrating Test, 2., Amsterdam, v.1, pp. 29-34.

Décourt, L. (1996) Análise e Projeto de Fundações Profundas: Estacas. In: Hachich *et al*. (eds.). *Fundações: Teoria e Prática*. São Paulo: Pini, pp. 265-301.

Décourt, L. & Quaresma, A. R. (1978) Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT. In: CBMSEF, 6., Rio de Janeiro, v.1, pp. 45-53.

Marangon, M. (2023) Comunicação pessoal.

Meyerhof, G. G. (1976) Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation. The Eleventh Terzaghi Lecture, Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 102, n. GT3, p. 195-228.

Mindlin, R. D. (1936) Force at a Point in the Interior of a Semi-infinite Solid. Physics, v. 7.

Poulos, H. G. & Davis, E. H. (1980) Pile Foundation Analysis and Design. New York: Wiley.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/274

Análise estatística de métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga aplicados a estacas hélice contínua monitorada no município de Fortaleza

Carlos Eduardo de Sousa Pinto
Engenheiro Civil, Unichristus/Octha Engenharia, Fortaleza, Brasil, carloseduardo.speng@gmail.com

Fernando Feitosa Monteiro
Professor, Unichristus, Fortaleza, Brasil, fernando.monteiro@unichristus.edu.br

Caio Augusto Mota de Macedo
Engenheiro Civil, Unichristus/Qualitas Estrutural, Fortaleza, Brasil, caiomacedo679@gmail.com

Alfran Sampaio Moura
Professor Associado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, alfransampaio@ufc.br

Marcos Fábio Porto de Aguiar
Professor Associado, Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, marcosporto@ifce.edu.br

RESUMO: O emprego de estacas do tipo hélice contínua monitorada tem sido progressivamente adotado no Brasil, particularmente em Fortaleza, Ceará, desde o início do século XXI. Embora existam vários métodos semiempíricos para determinar a estimativa da capacidade de carga de estacas do tipo hélice contínua monitorada, é necessário avaliá-los em relação à sua precisão e confiabilidade. A estimativa da capacidade de carga de fundações por estacas baseia-se em dois requisitos: a geometria da fundação e as características do solo em que está assentada. Neste trabalho, foram utilizados dados de sondagens SPT e de onze provas de carga estáticas em cinco obras localizadas no município de Fortaleza, no estado do Ceará. Dessa forma, este estudo tem como objetivo comparar os resultados obtidos nas estimativas de capacidade de carga pelos métodos de Aoki e Velloso (1975), Aoki e Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1978), Benegas (1983), Décourt e Quaresma (1978), e Antunes e Cabral (1996) com os resultados interpretados a partir dos resultados de prova de carga estática. A análise estatística das estimativas realizadas pelos métodos semiempíricos foi conduzida por meio do Ranking Index (RI) modificado. Com base nessa análise, os métodos de Aoki e Velloso (1975) modificados por Laprovitera (1978), Benegas (1983), e Antunes e Cabral (1996) com coeficientes máximos destacaram-se como os mais assertivos na previsão da capacidade de carga das estacas avaliadas neste estudo.

PALAVRAS-CHAVE: Capacidade de carga, Estaca hélice contínua monitorada, Fundações Profundas, Prova de carga, Fortaleza.

ABSTRACT: The use of continuous flight auger (CFA) piles has been progressively adopted in Brazil, particularly in Fortaleza, Ceará, since the beginning of the 21st century. Although there are several semi-empirical methods for estimating the load capacity of monitored continuous flight auger (CFA) piles, it is necessary to assess them in terms of their accuracy and reliability. The estimation of pile foundation load capacity is based on two requirements: the foundation's geometry and the characteristics of the soil on which it is installed. In this study, data from Standard Penetration Tests (SPT) and eleven static load tests on five works located in the municipality of Fortaleza, in the state of Ceará, were used. Thus, this study aims to compare the results obtained in load capacity estimates by the methods of Aoki and Velloso (1975), Aoki and Velloso (1975) modified by Laprovitera (1978), Benegas (1983), Décourt and Quaresma (1978), and Antunes and Cabral (1996) with the results interpreted from the static load test results. The statistical analysis of the estimates made by the semi-empirical methods was conducted using the modified Ranking Index (RI). Based on this analysis, the methods of Aoki and Velloso (1975) modified by Laprovitera (1978), Benegas (1983), and Antunes and Cabral (1996) with maximum coefficients stood out as the most accurate in predicting the load capacity of the piles evaluated in this study.

KEYWORDS: Load capacity, Monitored continuous flight auger pile, Deep foundations, Load test, Fortaleza.

1 INTRODUÇÃO

Com o avanço da tecnologia e a magnitude dos projetos de arquitetura em todo o país, surge a necessidade de os projetos de fundações apresentarem métodos eficientes e com o melhor custo-benefício, a fim de garantir a segurança, a economia de recursos e a redução do tempo de obra. De acordo com as condições da região onde será localizada a edificação, profissionais atuantes em projetos de estruturas de fundações estão constantemente em busca de soluções estruturais que possuam bom desempenho técnico e sejam economicamente viáveis. Em Fortaleza, observa-se um rápido e elevado crescimento no uso de estacas do tipo hélice contínua monitorada, atendendo às solicitações do projeto. No entanto, para garantir a segurança e o sucesso da obra, é importante realizar investigações geotécnicas para determinar as propriedades do solo ao longo de sua profundidade e verificar a viabilidade da utilização desta solução. Segundo Rocha (2013), uma das principais investigações geotécnicas realizadas para avaliar a viabilidade do uso de estacas hélice contínua monitorada (HCM) é o ensaio SPT (Standard Penetration Test). Este ensaio de campo é um dos ensaios mais comumente utilizados em investigações geotécnicas em obras residenciais. Esse ensaio permite a identificação da compacidade e da consistência de solos granulares e solos coesivos, bem como o índice de resistência à penetração do solo (N_{SPT}).

Após a coleta dos resultados das investigações geotécnicas e do fornecimento de dados advindos do projeto estrutural, é necessário interpretá-los e analisá-los para realizar o devido dimensionamento dos elementos de fundação. Contudo, ajustes são necessários, por meio de coeficientes e com o auxílio da estatística, para determinar o método mais adequado para estimar a capacidade de carga de estacas do tipo HCM, de modo a determianr o comprimento total ideal para cada um dos elementos solicitados no projeto de fundações. Assim, torna-se evidente a necessidade de avaliar a eficácia de metodologias semiempíricas de capacidade de carga aplicadas a estacas do tipo hélice contínua monitorada, de modo que o dimensionamento realizado durante a etapa de concepção dos projetos de fundações apresente resultados mais precisos e confiáveis para estimar a capacidade de carga das estacas do tipo HCM para o município de Fortaleza. Este trabalho tem como objetivo geral realizar uma investigação da eficiência de métodos semiempíricos para a estimativa da capacidade de carga estacas do tipo HCM, utilizando dados de provas de carga em obras localizadas na cidade de Fortaleza.

2 RANKING INDEX – RI

Abu-Farsakh e Titi (2004) relatam que o uso da análise estatística aplicada a métodos de capacidade de carga de estacas foi feito por Briaud e Tucker (1988) e Long e Wysockey (1999) e tinha como objetivo avaliar o desempenho dos métodos de previsão de capacidade de carga de estacas. Com isso, o autores complementam que Briaud e Tucker (1988) Long e Wysockey (1999) sugeriram o uso de uma distribuição logarítmica da capacidade de carga estimada e da capacidade de carga medida em prova de carga ($Q_{estimado}/Q_{medido}$) para avaliar o desempenho dos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas e utilizar os resultados como um indicativo para classificar diferentes métodos, com base na precisão da previsão de capacidade de carga e, assim, poder definir o melhor método a ser empregado na concepção do projeto de estrutura de fundações.

Na análise estatística, a média (μ) e o desvio padrão (σ) das razões (Q_p/Q_m) dos valores de capacidade de carga previstos (Q_p) e medidos (Q_m) são indicadores importantes da acurácia e da precisão dos métodos de precisão de capacidade de carga. Um método acurado e preciso apresenta $\mu(Q_p/Q_m) = 1$ e $\sigma(Q_p/Q_m) = 0$, respectivamente, o que significa que para cada estaca, a capacidade calculada da estaca é igual à medida. Este caso é ideal, porém, na realidade o método é melhor quando $\mu(Q_p/Q_m)$ está mais próximo de 1 e $\sigma(Q_p/Q_m)$ está mais próximo de 0. Neste presente trabalho, serão considerados dois dos critérios (R_1 e R_2) propostos por Abu-Farsakh e Titi (2004) para a classificação do desempenho de diferentes métodos de previsão de capacidade de carga, sendo eles:

1. As equações da linha de melhor ajuste da capacidade estimada (Q_p) e da capacidade medida (Q_m) com o correspondente coeficiente de correlação (R^2) e valor do coeficiente angular da reta ajustada, sendo este denominado como a nota R_1, conforme indicado na Figura 1.
2. A média aritmética e desvio padrão da razão dos valores de capacidade de carga previstos e medidos (Q_p/Q_m) das estacas analisadas para cada método, sendo esta denominada como a nota R_2;

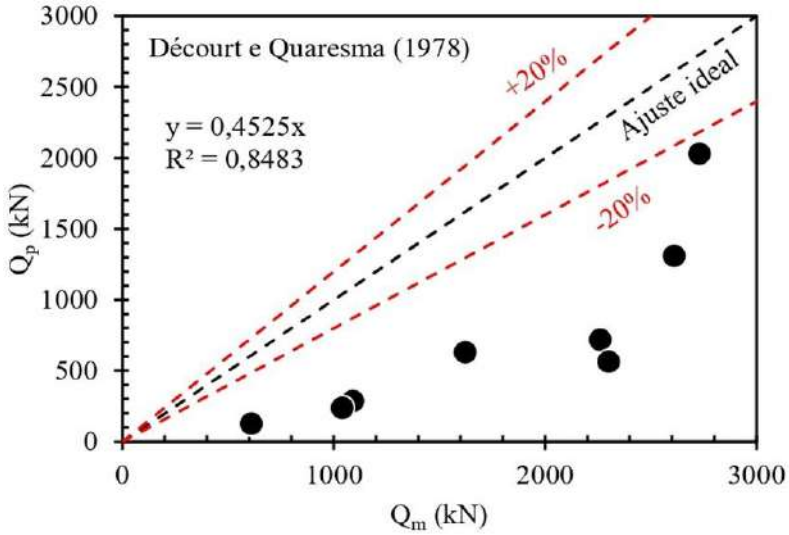


Figura 1 - Gráfico da capacidade de carga estimada (Q_p) *versus* capacidade de carga medida (Q_m).

A partir desses dois resultados, obtém-se o Ranking Index (RI) modificado a partir de Abu-Farsakh e Titi (2004), sendo este a soma de R_1 e R_2. Cada método analisado é listado e classificado de acordo com a proximidade do cenário ideal próximo de um para o valor da razão (Q_p/Q_m) e R^2, por R_1, e com a média próxima a um e o desvio padrão próximo de zero, por R_2. Quanto menor o valor do Ranking Index (RI), melhor é o desempenho do método. Maiores detalhes sobre a metodologia de análise estatística empregada pode ser encontrada em Abu-Farsakh e Titi (2004).

3 ESTUDO DE CASO

A metodologia aplicada para o desenvolvimento deste trabalho segue as seguintes etapas: revisão bibliográfica, coleta de dados de sondagens SPT e de provas de carga obtidas em Scipião (2019) e Dias (2016), cálculo da capacidade de carga estimada a partir dos métodos de Aoki Velloso (1975), Aoki Velloso modificado por Laprovitera e Benegas (1988), Décourt e Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996), análise estatística a partir do RI modificado para os métodos de estimativa de capacidade de carga utilizados, classificação dos métodos a partir do RI modificado e avaliação dos resultados. As regiões estudadas foram escolhidas de acordo com suas demandas de uso de estacas do tipo hélice contínua monitorada como solução para o projeto de estruturas de fundação, com obras localizadas na cidade de Fortaleza, Ceará.

Foram coletados dados de ensaios SPT (ABNT, 2001) e provas de carga estática (ABNT, 2006) de cinco obras localizadas no município de Fortaleza, no estado do Ceará. Deste modo, foram obtidos dados para análise e classificação dos métodos de previsão da capacidade de carga determinada por metodologias semiempíricas para onze estacas do tipo HCM. As obras analisadas estão localizadas nos bairros de Messejana (obra 1), Jacarecanga (obra 2), Joaquim Távora (obra 3) e Eng. Luciano Cavalcante (obra 4 e 5). O perfil estratigráfico do solo da obra 1 apresenta uma camada de solo areno-argiloso com 10,5 m de espessura, seguido por uma camada de solo de alteração de rocha muito compactado. Na camada areno argilosa, o N_{SPT} médio é de 23, ao passo que na camada de solo de alteração de rocha o N_{SPT} médio é da ordem de 50. O perfil estratigráfico da obra 2 é composto por uma extensa camada de areia siltosa com N_{SPT} médio da ordem de 15. Na obra 3, o perfil estratigráfico é composto por uma camada de areia com espessura de 12,5 m, seguida por uma camada de argila arenosa de 7 m. Na camada de areia, o N_{SPT} médio é de 12, ao passo que na camada de argilosa arenosa, o N_{SPT} médio é da ordem de 20. O perfil estratigráfico da obra 4 é composto por uma extensa camada de areia argilosa com N_{SPT} médio da ordem de 20. De forma semelhante, na obra 5, o perfil estratigráfico é composto por uma camada de areia argilosa com espessura de 15 m com N_{SPT} médio da ordem de 22. Na Tabela 1, são apresentadas geométricas das estacas, bem como informações relativas aos ensaios de prova de carga realizados, tais como deslocamento e carregamento máximo. A Tabela 2 apresenta os métodos estáticos de estimativa de capacidade de carga utilizados na pesquisa, bem como as respectivas legendas adotadas para análise dos resultados. As Figuras 2, 3 e 4 exibem as curvas carga *versus* recalque obtidas a partir dos ensaios de prova de carga estática conduzidos para as estacas avaliadas neste trabalho.

Tabela 1. Características geométricas e de carregamento das estacas analisadas.

Obra	Estaca	Comprimento (m)	Diâmetro (m)	Deslocamento Máximo (mm)	Carga de Ensaio (kN)
1	1	12,00	0,40	15,14	2250
	2	12,00	0,50	12,80	3150
	3	10,00	0,40	25,76	1050
	4	10,00	0,50	25,45	3150
2	5	12,40	0,60	10,10	3300
	6	11,70	0,60	13,10	3300
3	7	20,96	0,60	7,62	3300
	8	20,56	0,60	7,17	3300
4	9	12,08	0,60	2,23	2240
	10	11,12	0,60	2,45	2240
5	11	14,72	0,50	6,86	2200

Tabela 2. Métodos semiempíricos de capacidade de carga empregados para análise das estacas avaliadas.

Método	Legenda
Aoki e Velloso (1975)	AV (1975)
Aoki e Velloso (1975) - Modificado por Laprovitera (1988) e Benegas (1993)	AV (1975) - LB (1978;1983)
Décourt e Quaresma (1978)	DQ (1978)
Antunes e Cabral (1996) adotando coeficientes mínimos	AC (1996) - MN
Antunes e Cabral (1996) adotando coeficientes máximos	AC (1996) - MX

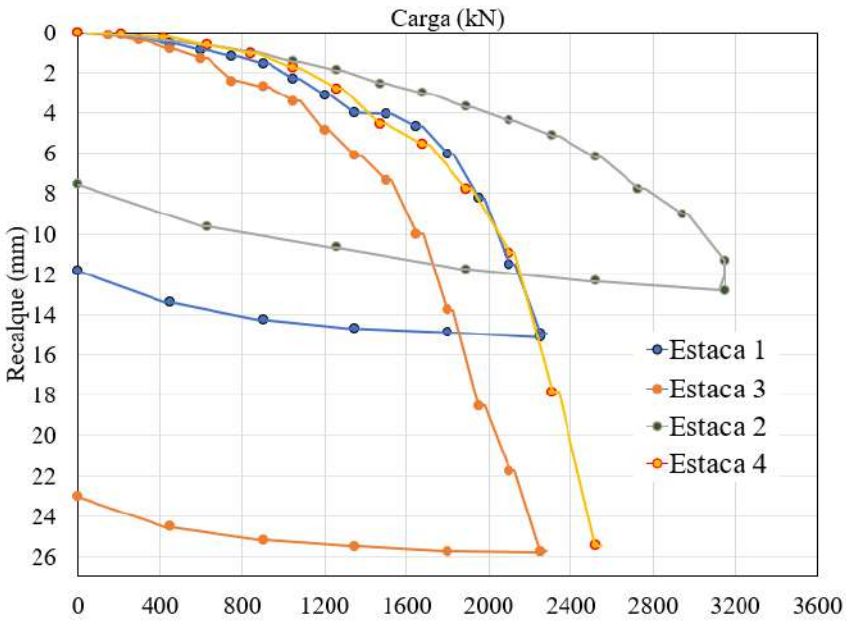


Figura 2. Curvas carga *versus* recalques das estacas 1 a 4.

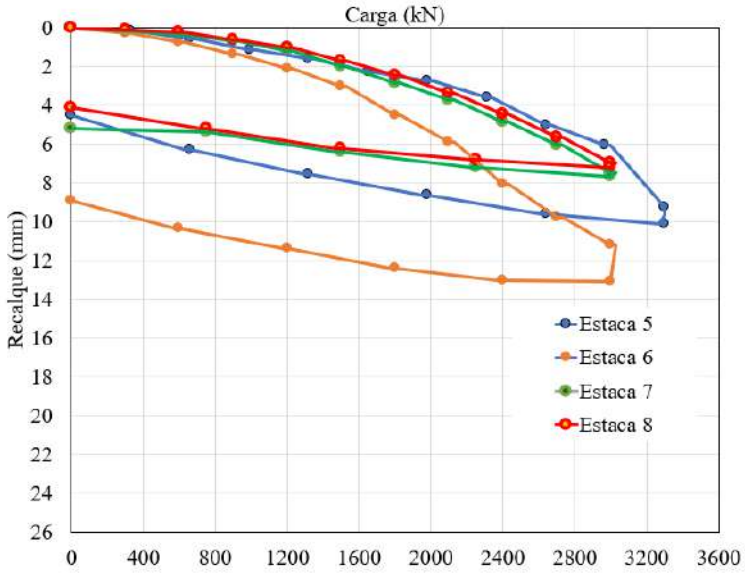


Figura 3. Curvas carga *versus* recalques das estacas 5 a 8.

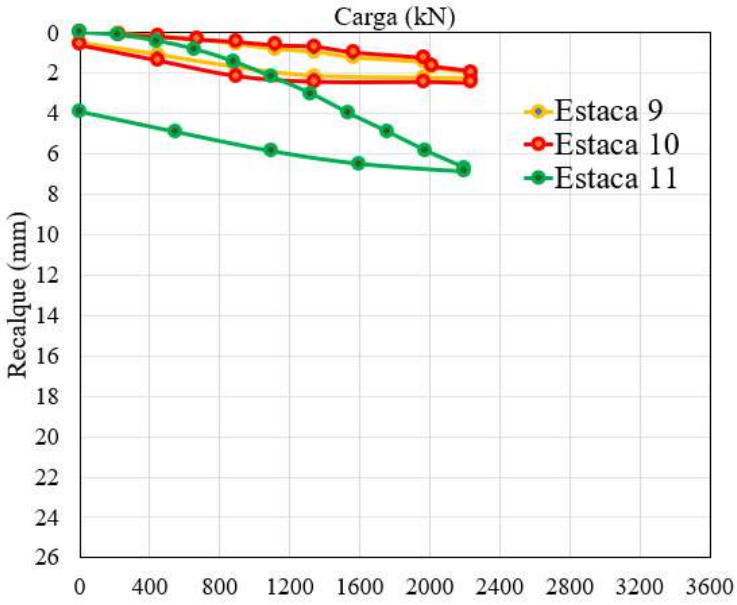


Figura 4. Curvas carga *versus* recalques das estacas 9 a 11.

Em alguns casos, não foi possível verificar uma ruptura geotécnica caracterizada na curva carga *versus* recalque. Deste modo, a extrapolação da prova de carga foi realizada a partir da metodologia de Décourt (1996). A partir da interpretação das curvas carga *versus* recalque extrapoladas, adotou-se o critério de deslocamento de 10% do diâmetro para obter a carga de ruptura convencionada (CEN, 2004).

4 RESULTADOS

Neste item são apresentadas as estimativas de capacidade de carga realizadas a partir de métodos semiempíricos, bem como as cargas de ruptura interpretadas a partir das curvas carga *versus* recalque das estacas avaliadas neste trabalho. A Tabela 3 apresenta a estimativa de capacidade de carga para as onze estacas avaliadas a partir do emprego dos métodos de Aoki Velloso (1975), Aoki Velloso modificado por Laprovitera e Benegas (1988), Décourt e Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996). A Tabela 4 exibe os valores de carga de ruptura convencionada para as estacas analisadas a partir do método do Eurocode 7 (CEN,2004).

Tabela 3. Capacidade de carga estimada a partir dos métodos semiempíricos avaliados (valores em kN).

Estaca	AV (1975)	AV (1975) - LB (1978, 1983)	DQ (1978)	AC (1996) - MN	AC (1996) - MX
1	2021	2177	3265	2156	2570
2	2840	3082	4867	2853	3369
3	1533	2453	2691	1608	1885
4	2247	3617	4023	2168	2513
5	2148	3242	4405	2559	2916
6	1246	1881	2634	2095	2618
7	3902	3953	7952	3131	3893
8	3808	3865	7070	3055	3921
9	3308	5513	2279	2503	2846
10	3422	5632	2374	2631	3007
11	3179	3599	5189	2966	3511

Tabela 4. Valores de carga de ruptura convencionadas por Eurocode 7 (CEN, 2004)

Estaca	Carga de ruptura convencionada (kN)
1	2492
2	3957
3	2272
4	2469
5	4529
6	3918
7	3985
8	3844
9	5286
10	3628
11	3403

A Tabela 3 apresenta os valores de capacidade de carga estimados (Q_p) a partir das metodologias semiempíricas, enquanto a Tabela 4 indica os valores de capacidade de carga medidos (Q_m) em prova de carga a partir da extrapolação e interpretação das curvas carga *versus* recalque das estacas avaliadas. Com base nos valores de capacidade de carga estimados (Q_p) para cada método semiempírico de previsão e nos valores medidos (Q_m) em prova de carga para cada estaca, torna-se possível elaborar gráficos semelhantes ao apresentado na Figura 1. Deste modo, é possível realizar uma regressão linear para os valores estimados e medidos, obtendo assim o valor do coeficiente de correlação (R^2) para cada metodologia de previsão e o valor do coeficiente angular da reta de ajuste, obtendo assim, a nota R_1 da metodologia proposta pelo *Ranking Index* (RI). Além disso, a partir da média aritmética e desvio padrão da razão dos valores de capacidade de carga previstos e medidos (Q_p/Q_m) das estacas analisadas para cada método, é possível determinar a nota R_2. Por fim, é realizada uma classificação das metodologias a partir da soma das duas notas obtidas. A metodologia mais precisa e acurada é a que apresenta o menor valor de RI. A Tabela 5 exibe os valores de RI modificado para as metodologias de previsão de capacidade de carga analisadas para as estacas do tipo HCM assentes no município de Fortaleza.

Tabela 5. Valores de RI para as metodologias de previsão de capacidade de carga analisadas.

Método	Classificação para o R1			Classificação para o R2			Ranking Final	
	Q_p/Q_m	R^2	R_1	Média	Desvio Padrão	R_2	RI = R_1 + R_2	Classificação final
AV (1975)	0,73	0,91	4	0,76	0,22	4	8	4
AV (1975) - LB (1978;1983)	0,96	0,92	1	1,00	0,31	1	2	1
DQ (1978)	1,12	0,82	3	1,22	0,51	3	6	3
AC (1996) - MN	0,67	0,96	5	0,72	0,14	5	10	5
AC (1996) - MX	0,80	0,95	2	0,86	0,18	2	4	2

A partir da análise do critério do RI modificado, verificou-se que o método de Aoki e Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1978) e Benegas (1983) foi classificado, diante das condições limitadoras desta pesquisa, como o método mais indicado para estimativa da capacidade de carga para estacas HCM, levando em consideração sua razão entre os valores de capacidade de carga estimados e os valores de capacidade de carga obtidos a partir de provas de carga, seguido pelos métodos de Antunes e Cabral (1996) adotando coeficientes máximos, Décourt e Quaresma (1978), Aoki e Velloso (1975) e Antunes e Cabral (1996) adotando coeficientes mínimos, respectivamente.

5 CONCLUSÕES

No presente trabalho, propôs-se uma análise estatística de métodos semiempíricos para a previsão da capacidade de carga de estacas do tipo hélice contínua monitorada no município de Fortaleza, no estado do Ceará. A partir dessa análise, buscou-se indicar quais desses métodos de previsão apresentam maior assertividade com base nas condições limitantes desta pesquisa, quando comparados aos resultados obtidos por meio das provas de carga realizadas nas obras referenciadas, situadas em cinco bairros da capital.

As metodologias de previsão de capacidade de carga analisadas possuem como parâmetros de entrada, valores obtidos a partir de ensaios SPT e características geométricas das estacas. A partir desses dados, foi possível estimar a capacidade de carga das estacas analisadas a partir dos métodos de Aoki e Velloso (1975), Aoki e Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1978), Benegas (1983), Décourt e Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996).

As estacas foram submetidas a ensaios de prova de carga, obtendo assim curvas carga *versus* recalque, posteriormente extrapoladas e interpretadas com o objetivo de identificar a carga máxima de ruptura. A partir desses dados, foi possível realizar uma comparação entre as cargas previstas pelos métodos semiempíricos e as cargas de ruptura, com o intuito de mensurar a precisão dos métodos de previsão de capacidade de carga empregados.

A classificação das metodologias foi baseada pela análise estatística do Ranking Index (RI) modificada, de acordo com os parâmetros R_1 e R_2 do método. Apesar dos dados de sondagens e provas de carga estarem restritos a cinco obras em Fortaleza - CE, é possível obter conclusões iniciais sobre o comportamento geral das estacas HCM na cidade.

Embora alguns métodos de previsão da capacidade de carga tenham apresentado resultados mais precisos do que outros, os estudos sobre esse assunto permitem seguir com a obtenção e análise de dados para aprimorar os resultados obtidos. Desse modo, torna-se possível realizar os devidos ajustes nos modelos com o objetivo de aumentar a precisão e a confiabilidade das estimativas de capacidade de carga. A partir dessas ações, será possível obter mais dados e analisar se a tendência se mantém nos mesmos bairros ou em diferentes partes da cidade, visando uma conclusão mais assertiva.

Diante dos dados analisados neste trabalho, é possível deduzir algumas conclusões gerais:

- Com base nos valores de capacidade de carga estimados e medidos, foi possível verificar que o método de Aoki e Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1978) e Benegas (1983) apresenta

a maior precisão e acurácia na estimativa da capacidade de carga das estacas do tipo HCM no município de Fortaleza, para os dados até então avaliados.

- Na mesma análise do RI, o método de Antunes e Cabral (1996) com coeficientes mínimos apresentaram a última colocação, ou seja, os maiores valores de RI, sendo assim, os menos recomendados, para os dados até então avaliados.
- No geral, os quatro métodos abordados neste trabalho apresentam características semelhantes, fornecendo estimativas conservadoras para a grande maioria das estacas analisadas, considerando as premissas adotadas para alcançar esses resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abu-Farsakh, M.Y., Titi, H.H. (2004) Assessment of Direct Cone Penetration Test Methods for Predicting the Ultimate Capacity of Friction Driven Piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(9), p. 935-944.

Aoki, N., Velloso, D.A. (1975) An Approximate Method to Estimate Vertical Load Capacity of Piles. In: 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires. *Proceedings*… ISSMGE. v. 1, p 367-376.

Antunes, W. R., Cabral, D. A. (1996) Capacidade de carga de estacas hélice continua. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 3, São Paulo. *Anais*... ABMS. v. 2, p. 105-109.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001) NBR 6484. *Solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006) NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Benegas, H. (1993) *Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir do SPT*. 2013. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, COPPE / UFRJ.

Briaud, J. L, Tucker, L. M. (1988) Measured and predicted axial response of 98 piles. *J. Geotech Eng*, 114(9), p. 984-1001.

Comité Europeu de Normalização (2004) EN 1997-1: Eurocode 7. *Geotechnical Design – Part 1: General rules*. Bruxelas.

Décourt, L. Quaresma, A. R. (1978) Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecâcnica dos Solos e Fundações - CBMSEF 6, São Paulo. *Anais*... ABMS. v. 1, p. 45-53.

Décourt, L. (1996) A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 3, São Paulo. *Anais*... ABMS. v. 1, p. 215-224.

Dias, I. L. (2016) *Análise de dados de monitoramento da execução de estacas hélice contínua monitorada em Fortaleza - CE*. (2016). Trabalho de conclusão de curso, Universidade de Fortaleza, 167p.

Laprovitera, H. (1988) *Reavaliação de método semiempírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados*. 2013. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, COPPE / UFRJ.

Long, J. H, Wysockey, M. H. (1999) Accuracy of methods for predicting axial capacity of deep foundations. In: OTRC ’99 Conference: Analysis, Design, Construction, and Testing of Deep Foundation, Reston. *Proceedings*… ASCE. v. 1, p 190-195.

Rocha, B. P. (2013) *Emprego do ensaio SPT sísmico na investigação de solos tropicais*. 2013. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 117 p.

Scipião, C. C. (2019) *Análise da previsão da capacidade de carga à tração de estacas hélice contínua em solo granular e proposta de alternativas*. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de engenharia hidráulica e ambiental, Univrsidade Federal do Ceará/UFC, 105p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/275

Análise Experimental de Sapatas Isoladas em Solo Colapsível sob Diferentes Condições de Umidade e Pré-carregamento.

Bárbara Estéfany Pereira
Mestranda em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil, barbara.pereira.2016@hotmail.com

Eduardo Augusto dos Santos Oliveira
Mestre em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil, santosoliveiracivil@gmail.com

Jean Rodrigo Garcia
Professor Doutor, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil, jean.garcia@ufu.br

RESUMO: O estudo das fundações em solos colapsíveis em estado inundado torna-se cada vez mais crucial para enfrentar os desafios específicos apresentados por esse tipo de solo, garantindo a segurança e estabilidade das construções nessas condições. Nesse contexto, este artigo analisa o comportamento de uma sapata isolada, com 0,20 m de altura e 1 m de diâmetro, em solo colapsível de Uberlândia (MG) previamente inundado e sem pré-carregamento, comparando-a com outra sapata idêntica testada por outro autor, que realizou o pré-carregamento seguido da inundação. Ambas foram submetidas à compressão axial por meio de prova de carga estática e lenta. Com base nos resultados obtidos, constatou-se uma diminuição na tensão de ruptura das sapatas quando submetidas a ensaios no estado inundado, em comparação com as sapatas testadas em seu estado natural. A redução foi de 24% quando a inundação ocorreu após o pré-carregamento e de 64% quando a sapata já estava inundada desde o início do primeiro carregamento. Além disso, ao analisar as curvas tensão vs. recalque, observou-se que a sapata em estado inundado, sem pré-carregamento, apresentou uma tensão de ruptura inferior em relação à mesma sapata ensaiada após o pré-carregamento, com uma queda de aproximadamente 53%. Esses resultados demonstram que a prática do pré-carregamento em solos colapsíveis contribui para a melhoria do solo, pois tal prática aumenta a tensão de ruptura devido à redução dos vazios no solo, evitando danos maiores as construções.

PALAVRAS-CHAVE: Sapata isolada, solos colapsíveis, prova de carga estática, curva tensão vs recalque.

ABSTRACT: The study of foundations in flooded collapsible soils is becoming increasingly crucial to address the specific challenges presented by this type of soil, ensuring the safety and stability of constructions under these conditions. In this context, this article analyzes the behavior of a single footing, 0.20 m in height and 1 m in diameter, in previously flooded collapsible soil from Uberlândia (MG) without preloading, comparing it with another identical footing tested by another author, who performed preloading followed by flooding. Both were subjected to axial compression through static and slow load testing. Based on the results obtained, a decrease in the bearing capacity of the footings was observed when subjected to tests in the flooded state, compared to the footings tested in their natural state. The reduction was 24% when the flooding occurred after preloading and 64% when the footing was already flooded from the beginning of the first loading. Furthermore, by analyzing the stress vs. settlement curves, it was observed that the footing in the flooded state, without preloading, showed a lower bearing capacity compared to the same footing tested after preloading, with a decrease of approximately 53%. These results demonstrate that the practice of preloading in collapsible soils contributes to soil improvement, as this practice increases the ultimate bearing capacity by reducing the voids in the soil, preventing greater damage to constructions.

KEYWORDS: Single footing, collapsible soils, static load test, stress vs settlement curve.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, a implantação de fundações em diversos tipos de construções é comumente realizada utilizando elementos rasos, como radier e sapatas, apoiados diretamente no solo. Entretanto, essa prática generealizada tem levado ao surgimento de patologias relacionadas a estas fundações quando assentes em solos colapsíveis, especialmente quando expostos ao aumento de umidade. De acordo com o mapeamento geológico feito pelo Projeto Triângulo Mineiro, desenvolvido pela CODEMIG/IGC-CPMTC-UFMG (2017) e também conforme os estudos desenvolvidos por Oliveira (2022), em Uberlândia, no Triângulo Mineiro, a extensão territorial é caracterizada por solos lateríticos de baixa capacidade de suporte e alta suscetibilidade a deformações, principalmente em decorrência da elevação do teor de umidade, o que pode resultar em colapso estrutural, causando desde fissuras até danos graves em construções. Com base nisto, é indispensável que sejam realizadas análises específicas desses solos antes da implantação de fundações. Nesse sentido, a realização de provas de carga, que é um ensaio *in situ*, permite analisar a interação entre a fundação e o solo de sustentação.

É de conhecimento comum que todas as fundações tendem, inevitavelmente, a sofrer recalques durante e após a conclusão do empreendimento em que estas estão empregadas. Esses recalques podem variar de acordo com o nível das tensões que são dissipadas nas fundações e da deformabilidade do solo em que estão assentadas. Com base no estudo prévio das características locais e de projeto, esses recalques são considerados esperados e tendem a estabilizar-se ou até mesmo cessar após um determinado período de tempo. Entretanto, existe um tipo especial de recalque denominado “recalque por colapso”, que pode ocorrer em solos colapsíveis.

Devido as suas características de saturação, porosidade e alto indíces de vazios, os solos colapsíveis podem, de acordo com Cintra e Aoki (2009) sofrer uma espécie de colapso de sua estrutura em consequência do aumento do seu teor de umidade ou grau de saturação, quando mantida a tensão aplicada, o que produz o fenômeno de colapso, ocasionando recalques repentinos que são somados aos recalques normais, sofrendo uma espécie de colapso de sua estrutura. Esses recalques de colapso podem surgir em qualquer momento durante a vida útil da obra, e sua ocorrência depende apenas da presença de uma fonte de água capaz de inundar o solo em que a fundação está assentada, provocando a dissipação da sucção matricial do solo, anulando a parcela de coesão “aparente” e, portanto, reduzindo significativamente a resistência ao cisalhamento o que provoca o colapso da sua estrutura. Quando somados aos recalques normais, esses recalques de colapso podem causar danos às edificações caso ultrapassem os limites admissiveis estabelecidos em projeto.

A norma de fundações ABNT NBR 6122:2019 destaca que, no caso de solos colapsíveis, é necessário considerar a possibilidade de encharcamento, que pode ocorrer devido a fatores como vazamentos em tubulações de água ou elevação do lençol freático, entre outros. Além disso, a norma prescreve que essas características devem ser levadas em conta tanto no projeto quanto no método construtivo.

Assim, ressalta-se a importância do estudo experimental do comportamento de fundações sob diferentes condições de umidade e pré-carregamento, a fim de contribuir na compreensão do desempenho de fundações assentes em solos colapisíveis.

2 TENSÃO DE RUPTURA

Ao longo dos anos, diversos estudos realizados por meio de provas de carga em placa juntamente com medições de sucção apontaram que a tensão de ruptura de fundações executadas em solos colapsíveis sofrem influencia direta da sucção matricial, resultando em uma perda de resistência com o aumento do teor de umidade do solo, gerando uma diminuição dessa sucção.

Costa (1999), também por meio de ensaios em provas de carga em placa com 80 cm de diâmetro do tipo lentas (*Slow Maintained Load* - SML) e rápidas (*Quick Maintained Load* - QML), evidenciou o aumento da tensão de ruptura devido ao aumento da sucção.

Em fundações rasas, ao avaliar o efeito da sucção em placas com 20 cm, 40 cm, 80 cm e 150 cm de diâmetro, Vianna, Cintra e Aoki (2007) identificaram relações importantes entre o aumento da carga admissível da placa e a sucção matricial do solo, assim como os ensaios feitos com a inundação do solo indicaram aspectos do comportamento deste frente a situação de colapsibilidade.

Oliveira (2022) por meio de provas de carga estática realizadas em Uberlândia – MG no solo em seu estado natural e inundado em três tipos de fundações (estaca isolada, sapata isolada e sapata estaqueada),

observou reduções na tensão de ruptura de estacas da ordem de 35% a 50% com aplicação de inundação em solos colapsíveis quando comparados a situação natural.

Por meio da curva tensão vs recalque, se faz possível determinar a tensão admissível do solo (σ_{adm}) para um recalque admissível ou tolerável de acordo com as características da superestrutura. Segundo Albuquerque e Garcia (2020), esta determinação deve ser fixado pelo valor mais desfavorável dentre os seguintes critérios:

Critério de ruptura:

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_{rup}}{FS} \ (FS \geq 2) \quad (1)$$

Caso não ocorra ruptura:

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_{máx}}{FS} \ (FS \geq 2) \quad (2)$$

É possível utilizar também o critério amplamente aplicado e conhecido no meio técnico de obras da cidade de Boston, como relatado por Teixeira e Godoy (2016):

$$\text{Critério de recalque: } \sigma_{adm} \leq \begin{cases} \sigma_{10\,mm} \\ \frac{\sigma_{25\,mm}}{2} \end{cases} \quad (3)$$

Onde: $\sigma_{10\,mm}$ é a tensão verificada na curva tensão vs recalque para um recalque de 10 mm e $\sigma_{25\,mm}$ é a tensão verificada na curva tensão vs recalque para um recalque de 25 mm.

3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

As fundações em estudo foram executadas no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações (CEMSF) da Universidade Federal de Uberlândia (UFU), no Campus Santa Mônica, na cidade de Uberlândia, MG. Com o intuito de conhecer as características mecânicas das camadas do solo local foram realizadas sondagens de simples reconhecimento (SPT) e de Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) resultando nos valores indicados na Figura 1. Além das sondagens, Oliveira (2022) desenvolveu outras investigações geotécnicas para caracterização do solo e testes de carga *in situ* em modelos reais que geraram os parâmetros indicados na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros do solo

Material	Camada	Peso específico (γ_{nat}) [kN/m³]	Coesão (c) [kPa]	Ângulo de Atrito (ϕ) [º]	Módulo de Young (E) [MPa]	Coeficiente de Poisson (ν) [-]	Teor de umidade - Natural (w) (%)	$N_{SPTméd}$ (golpes)	$DPL_{méd}$ (golpes)
Areia argilo-siltosa	1	16	9	23	12	0,35	9	2	7
Areia argilosa com pedregulhos	2	16	9	23	12	0,35	12	6	17

Fonte: Adaptado de Oliveira (2022)

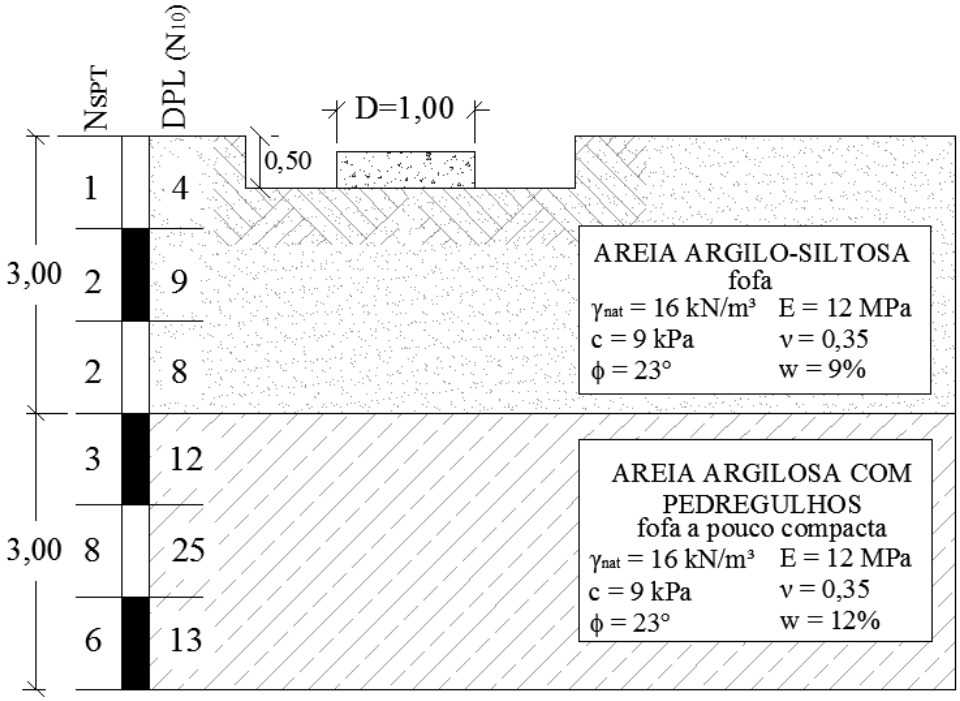


Figura 1. Perfil geotécnico do campo experimental obtido por ensaios de campo e laboratório.

4 SAPATAS ISOLADAS

Para a análise foi executada uma sapata isolada com 1 m de diâmetro e 0,20 m de altura, sendo estas as mesmas características da sapata isolada ensaiada por Oliveira (2022), ambas dispostas no mesmo campo experimental.

Por se tratar de uma análise do comportamento de fundações em solo colapsível em estado inundado, este estudo priorizou executar a prova de carga na sapata isolada com o solo diretamente inundado, sem que houvesse a etapa de pré-carregamento com a umidade do solo em estado natural. Tal procedimento foi adotado porque visou-se analisar como se daria o comportamento do solo em seu estado inicial de tensões sem um histórico de carregamentos precedentes ao ensaio inundado, permitindo assim, obter dados para uma análise comparativa com a fundação direta do tipo sapata isolada ensaiada por Oliveira (2022) com o solo em seu estado natural e com inundado após um pré-carregamento.

Com isso, para a prova de carga da sapata isolada com o solo diretamente em estado inundado procedeu-se com uma inundação prévia por um período de 24 horas antecedentes ao ensaio (Figura 2-a), cessando o fluxo de água ao iniciar a prova de carga (Figura 2-b). Visando eliminar a influência de contato da lateral da sapata com o solo, realizou-se anteriormente ao início da inundação uma escavação do solo ao redor da mesma. Esta escavação também serviu para evitar mudanças no teor de umidade, ou sucção, do solo subjacente às laterais da sapata. Além disso, facilitou no processo de inundação garantindo que fosse possível manter uma lâmina d'água constante ao redor da sapata durante às 24 horas que antecederam ao ensaio.

As provas de carga abordadas nesse artigo e por Oliveira (2022), foram realizadas de acordo com a norma ABNT NBR 6489:2019. No ensaio realizado por Oliveira (2022), a etapa de pré-carregamento teve duração de 4 horas e 50 minutos, seguida por um processo de inundação de 24 horas, e posteriormente, pela realização do recarregamento, que durou 5 horas e 05 minutos. No ensaio da sapata com o solo previamente inundado por 24 horas e sem pré-carregamento, a duração do ensaio foi de 8 horas.

a) Pré-inundação de solo para prova de carga em sapata isolada

b) Fluxo de água cessado imediatamente antes do início do ensaio

Figura 2. Prova de carga em sapata isolada com solo em estado inundado.

Os intervalos de tempo de medição durante o ensaio foram os mesmos para ambas as sapatas, e padronizados de acordo com a ABNT NBR 6489:2019, sendo estes executados em estágios iguais e sucessivos, observando-se que a carga aplicada em cada estágio fixado em 20% da carga de trabalho prevista para a fundação teste, da qual foram mantidos até a estabilização dos deslocamentos e por no mínimo por 30 minutos. Devido a escasses de resultados anteriores de prova de carga realizados no local e por se tratar de solo colapsível, foram definidos carregamentos de 5 em 5 kN em cada estágio e procedeu-se o ensaio de carregamento até atingir um recalque máximo de 62 mm, sendo este um deslocamento suficiente para caracterizar a ruptura da sapata isolada. Tanto para os ensaios de Oliveira (2022) como para o deste trabalho, foram adotados como critério que o valor de recalque mínimo de 25 mm fosse alcançado conforme relatos feitos por Teixeira e Godoy (2016) ou que, nas situações em que não fosse possível verificar a chamada ruptura nítida, fossem obtidos estágios de carregamento suficientes para determinar a carga de ruptura da sapata por meio da curva carga-recalque, critérios estes amplamente conhecidos e aplicados no meio técnico para determinar a carga de ruptura em fundação rasa. Posteriormente a isto, conforme a ABNT NBR 6489:2019 procedeu-se o descarregamento da fundação em quatro estágios, tendo estes respectivamente 75, 50, 25% e 0% da carga máxima de ensaio até o descarregamento total.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos por meio da prova de carga realizada no campo experimental com o solo sob o estado inundado são apresentados comparando-os aos resultados obtidos por Oliveira (2022) em suas provas de carga com o solo em estado natural, seguido do ensaio pré-carregado inundado.

Por meio da Figura 3, é possível avaliar a curva tensão *vs* deslocamento (azul) obtida por meio de prova de carga estática para a sapata isolada com o solo em estado inundado sem pré-carregamento. Neste ensaio foi aplicada uma carga máxima de 50 kN, correspondente a uma tensão de 64 kPa, que ocasionou um deslocamento máximo de 62,15 mm. De acordo com a proposição adotada que foi mencionada anteriormente, em termos admissíveis, foi obtida uma tensão de ruptura convencionada para um recalque de 25 mm de aproximadamente 33 kPa, resultando em uma carga admissível de 17 kPa (FS = 2) com um recalque admissível de 6,46 mm.

Ainda na Figura 3, é possível comparamos a sapata isolada ensaiada em estado inundado com a sapata isolada ensaiada por Oliveira (2022) com as mesmas características construtivas e geotécnicas. Neste ensaio o autor realizou inicialmente uma prova de carga com o solo em estado natural de umidade e procedeu o descarregamento. Ao término do ensaio natural, se iniciou a inundação por 24 horas, cessou o fluxo de água e recarregou a mesma passado esse tempo de inundação, obtendo as curvas indicadas em cinza na imagem.

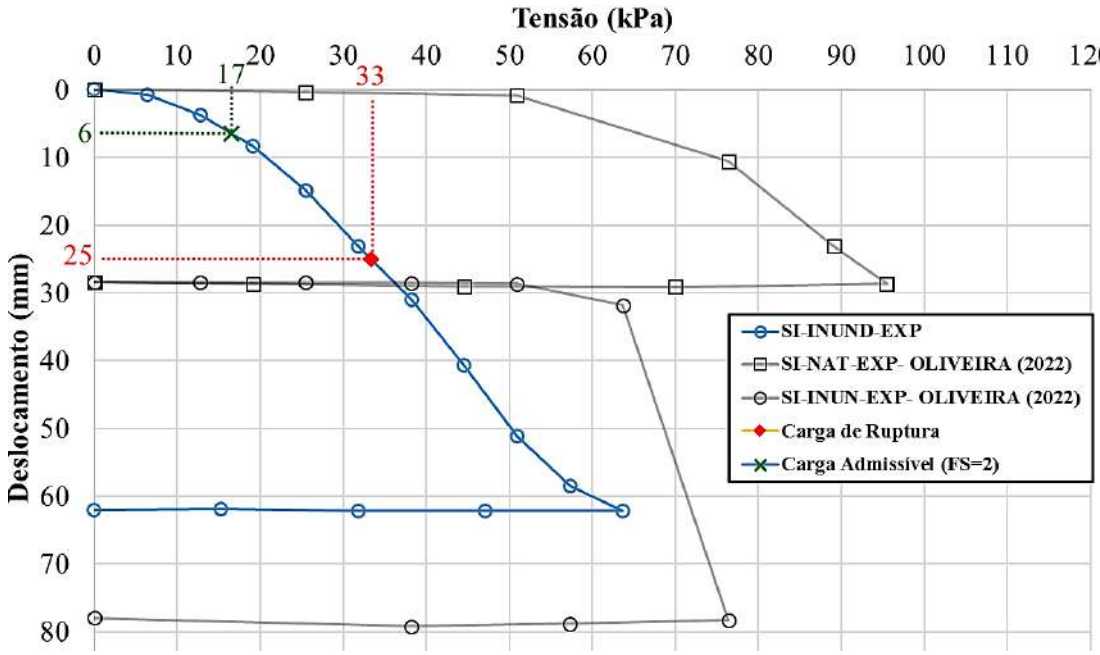


Figura 3. Curva tensão versus deslocamento obtida por ensaio experimental de sapata isolada em estado natural e inundado, com e sem pré-carregamento.

Para fins de comparação, além dos valores obtidos na prova de carga inundada sem pré-carregamento (SI-INUND-SPC-EXP) desta pesquisa, a Tabela 2 mostra também os valores obtidos por Oliveira (2022) para as mesmas fundações com o solo em estado natural (SI-NAT-EXP) e com o solo inundado após o pré-carregamento (SI-INUND-PC-EXP). Nota-se pela relação percentual entre a tensão de ruptura em estado inundado e natural que houve uma queda significativa da tensão de ruptura das fundações quando ensaiadas no estado inundado, sendo de 24 % para a situação com inundação após um pré-carregamento e 64 % para a inundada desde o início do primeiro carregamento.

Tabela 2. Comparativo de tensões de ruptura e admissíveis e recalque admissível em estado natural e inundado com e sem pré-carregamento

Fundação	σ_{rup} (1) (kPa)	σ_{adm} (2) (kPa)	s_{adm} (3) (mm)	$\frac{\sigma_{inund}}{\sigma_{nat}}$ (%)	$\Delta\sigma$ (4) (%)	Autor do ensaio
SI-NAT-EXP	92	46	3,45	-	-	Oliveira (2022)
SI-INUND-PC-EXP	70	35	0,13	76	24	Oliveira (2022)
SI-INUND-SPC-EXP	33	17	6,46	36	64	Autores (2023)

(1) Tensão convencionada de ruptura para um deslocamento igual a 25 mm ou com ruptura nítida.

(2) Tensão admissível para um fator de segurança igual a 2.

(3) Recalque admissível correspondente a tensão admissível.

(4) Percentual de redução da tensão de ruptura das fundações quando ensaiadas no estado inundado com e sem pré-carregamento.

Além disso, se for desconsiderado o recalque acumulado advindo do pré-carregamento na curva tensão vs deslocamento obtida por Oliveira (2022) e compara-la com a curva obtida no ensaio deste trabalho (Figura 3), verifica-se que a sapata quando ensaiada com inundação prévia sem um pré-carregamento apresenta uma tensão de ruptura inferior em comparação com a mesma sapata ensaiada inundada após um pré-carregamento sendo essa queda entre elas da ordem de 53% para um mesmo deslocamento de 25mm observado em ambas, cuja tensão é de 33 kPa contra 70 kPa, respectivamente. Nota-se também na curva com inundação prévia sem pré-carregamento que para uma mesma carga os deslocamentos observados são significativamente superiores

comparados aos da curva inundada com o pré-carregamento, o que indica uma maior porosidade do solo com índice de vazios mais elevado.

CONCLUSÕES

Neste artigo, foram analisadas fundações assentes em solos colapsíveis em estado natural e inundado, com e sem pré-carregamento. Para tanto, foi realizada uma prova de carga em uma sapata isolada, com 0,20 m de altura e 1 m de diâmetro, assente em solo colapsível de Uberlândia (MG), inundada desde o início e sem pré-carregamento. Os resultados foram comparados aos resultados obtidos por Oliveira (2022) que ensaiou uma sapata idêntica a deste artigo, mas que foi iniciamente pré-carregada e descarregada em estado natural, seguida pelo processo de inundação do solo ao redor da sapata, e posteriormente recarregada até a ruptura.

Os resultados indicaram uma redução significativa na tensão de ruptura das sapatas quando submetidas a ensaios em estado inundado em comparação com as sapatas testadas em seu estado natural, sendo esta diminuição de 24% quando a inundação ocorreu após um pré-carregamento e de 64% quando a sapata já estava inundada desde o início do ensaio de prova de carga. Ao analisar as curvas carga versus recalque, observou-se também que a sapata submetida a inundação prévia e sem pré-carregamento, apresentou uma tensão de ruptura inferior em relação àquela ensaiada após um pré-carregamento, com uma queda de aproximadamente 53%.

A aplicação de pré-carregamento em sapata assente em solo colapsível sob condição de umidade natural, assegurou recalques menores durante o carregamento na condição inundada, demonstrando que o processo de compressibilidade do solo subjacente a sapata, diminui os efeitos de colapsibilidade do solo e suas implicações para às fundações e, consequentemente, a estrutura da construção.

AGRADECIMENTOS

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG APQ-00335-21) e à Universidade Federal de Uberlândia (UFU).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2019). *NBR 6489 - Solo: Prova De Carga Estática Em Fundação Direta.* Rio De Janeiro.

Albuquerque, P. J. R., Garcia, J. R.(2020) *Engenharia De Fundações.* 1ª Ed, 361 P. Rio De Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2019). *NBR 6122 - Projeto E Execução De Fundações.* Rio De Janeiro.

Cintra, J. C. A., Aoki, N. (2009). *Projeto De Fundações Em Solos Colapsíveis.* São Carlos.

CODEMIG/IGC-CPMTC-UFMG (2017). *Projeto Triângulo Mineiro*. Folha Uberlândia Se.22-Z-B-Vi Escala 1:100.000. Belo Horizonte.

Costa, Y.D. J. (1999). *Estudo do Comportamento de Solo Não Saturado através de Provas de Carga em Placa*. Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo, São Carlos.

Oliveira, E. A. S. (2022). *Análise Experimental e Numérica do Comportamento de Sapata Estaqueada em Solo Tropical.* Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia.

Teixeira, A. H., Godoy, N. S. (2016). *Análise, projeto e execução de fundações rasas*. In: Hachich, W., Falconi, F. F. *et al*. Fundações: Teoria E Prática. 2. Ed. São Paulo: Pini Ltda, 2016. p. 802.

Vianna, A. P. F., Cintra, J. C. A., Aoki, N. (2007). *Influence of footing size and matric suction on the behavior of shallow foundations in collapsible soil.* Soils and rocks, V. 30, N. 3, p. 127–137.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/276

Análise Numérica do Comportamento de Unidades de Radier Estaqueado Isolado com Variação do Comprimento de Estaca

Marcos Rodrigo Lopes Campos
Mestrando em Engenharia Civil, Uberlândia, UFU, Brasil, marcos.lopes@ufu.br

Alisson Filmiano Andrade Lopes
Mestre em Engenharia Civil, Uberlândia, UFU, Brasil, alisson.lopes@ufu.br

Jean Rodrigo Garcia
Professor, Uberlândia, UFU, Brasil, jean.garcia@ufu.br

RESUMO: Neste artigo, analisa-se o comportamento de unidades de radier estaqueado isolado, compostas por sapatas circulares de 1 m de diâmetro e 0,20 m de espessura, contendo uma estaca de 0,25 m de diâmetro e comprimentos de 4, 5 e 6 m. As estacas foram analisadas em um meio isotrópico, representando o solo laterítico não-saturado com características colapsíveis. As análises numéricas foram conduzidas em um modelo axissimétrico de elementos finitos, utilizando o programa RS2 da Rocscience. Os modelos numéricos desenvolvidos permitiram simular o comportamento das fundações e avaliar mais precisamente os mecanismos de transferência e distribuição de carga, bem como o atrito lateral das estacas. O compartilhamento de carga entre os radiers (sapatas) e as estacas indica um aumento na transferência de carga com o aumento do comprimento das estacas, além de uma redução na contribuição do elemento superficial na capacidade de carga da fundação. Esta redução pode ser influenciada pelo bulbo de tensões gerado pelo elemento superficial devido ao contato radier-solo. A capacidade de carga das estacas foi afetada pelo bulbo de tensões gerado pelo contato entre o radier e o solo, resultando em uma diminuição do atrito lateral na área da estaca envolvida pelo bulbo. Portanto, o uso de uma sapata com uma estaca é uma opção prática; no entanto, são necessários estudos de viabilidade técnica e econômica, considerando as condições geotécnicas específicas.

PALAVRAS-CHAVE: Radier Estaqueado, Sapata com Estaca, Modelagem Numérica, Fundações em Solos Colapsíveis.

ABSTRACT: In this article, the behavior of single pile raft units is analyzed, consisting of circular footings with a diameter of 1 meter and a thickness of 0.20 meters, containing a pile with a diameter of 0.25 meters and lengths of 4, 5, and 6 meters. The piles were analyzed in an isotropic medium, representing unsaturated lateritic soil with collapsible characteristics. Numerical analyses were conducted in an axisymmetric finite element model using the RS2 program from Rocscience. The developed numerical models allowed simulating the behavior of foundations and better assessing the load transfer mechanisms, distribution, and skin friction of the piles. The load sharing between the raft footings and the piles indicates an increase in load transfer with the increase in pile length and a decrease in the contribution of the surface element to the foundation bearing capacity. This reduction may be influenced by the stress bulb generated by the surface element due to the raft-soil contact. The bearing capacity of the piles was influenced by the stress bulb generated by the contact between the raft and the soil, resulting in a decrease in skin friction around the pile involved in the bulb. Therefore, the use of a footing with a pile is a practical option; however, technical and economic feasibility studies are required, taking into account specific geotechnical conditions.

KEYWORDS: Piled Raft, Piled Footing, Numerical Modeling, Foundations on Collapsible Soils.

1 INTRODUÇÃO

O comportamento de fundações em estacas pode sofrer influências devido ao contato do radier (sapata ou bloco) com o solo; no entanto, nos modelos tradicionais de cálculo de fundações em estacas, o contato bloco-solo acaba sendo negligenciado. Dessa forma, os projetos convencionais em estacas acabam por desconsiderar a contribuição desse contato na capacidade de carga da fundação como um todo. Estudos sobre

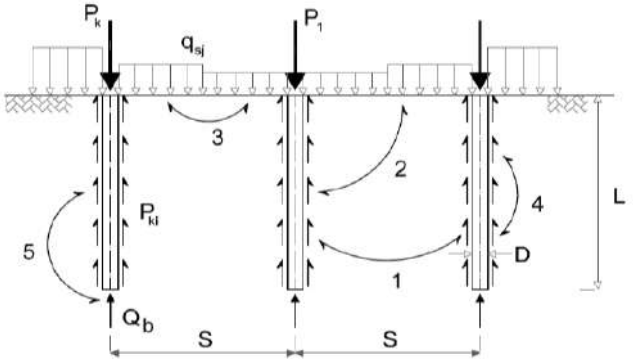
a contribuição do elemento superficial tem demonstrado que a consideração do contato radier-solo pode melhorar o desempenho carga e recalque da fundação.

As fundações em radier estaqueado têm se tornando cada vez mais comuns nas construções, seja como uma solução para a redução de recalques ou para melhoria da capacidade de carga do elemento superficial. Os estudos que envolvem esse modelo de fundação iniciaram-se com Zeevaert (1957), Kishida e Meyerhof (1965), Poulos (1968) e outros autores, analisando a contribuição do radier como redutor de recalques ou na capacidade de carga da estaca ou grupo de estacas (Garcia, 2015). Os primeiros casos relatados no Brasil que consideraram a contribuição do elemento superficial para a fundação foram à estaca "T" do engenheiro Luciano Decourt, e a "Estapata" do Engenheiro Eduardo Cerqueira do Val. Além dos estudos pioneiros, diversos autores vêm realizando estudos do comportamento desse modelo de fundações, como Akinmusuru (1973, 1980); Butterfield; Banerjee (1971); Clancy; Randolph (1993); Deb *et al.* (2022); Fattah; Al-Tameemi; Mustafa Yousif (2013); Garcia (2015); Garcia; Albuquerque (2019); Garcia; Albuquerque; Freitas Neto (2014); Hussein; Karim; Shlash (2020); Katzenbach; Choudhury (2001); Kuwabara (1989); Mokhberi; Rafieeian (2019); Oliveira (2022); Azevedo; Garcia (2023); Poulos (2001) e Sales (2000).

Além de investigar a contribuição do elemento superficial, este trabalho tem como propósito examinar o bulbo de tensões gerado devido à interação entre o radier (sapata ou bloco) e o solo. Sabe-se que a formação do bulbo de tensões ou deslocamento pode causar diminuição no atrito lateral da estaca, consequentemente, como já observado por Ottaviani (1975), Sales (2000), Viggiani; Mandolini; Russo (2007), Park; Lee (2015), Garcia (2015), Oliveira; Justino; Garcia (2022), Oliveira (2022) e Lopes (2023). Também é importante analisar a influência do comprimento da estaca em relação ao diâmetro do radier, pois esse é um fator que interfere diretamente na capacidade de carga do conjunto. Isto pois à medida que a resistência lateral aumenta, maior é a transferência de carga ao longo do comprimento da estaca, o que, por sua vez, aumentará a contribuição da estaca na capacidade de carga e na redução dos recalques da fundação, conforme observado por diversos autores, como Garcia (2015), Oliveira; Justino; Garcia (2022), Oliveira (2022) e Lopes (2023).

O conceito de radier estaqueado pressupõe que os elementos que há compõem desempenham cooperação entre si, conforme sugerido por Mandolini et al. (2013). O modelo em questão difere do modelo de grupo de estacas devido à consideração da contribuição do contato entre o radier e o solo para a capacidade de carga e a redução de recalques. No dimensionamento de um grupo de estacas, considera-se que as estacas suportam toda a carga, desconsiderando o contato radier-solo, levando com conta apenas o contato entre as estacas. Além disso, o radier é tratado como rígido. Por outro lado, no dimensionamento do radier estaqueado, o conjunto é considerado rígido, e o contato radier e o solo é levado em conta, considerando diferentes tipos de interações, tais como estaca-estaca, solo-estaca, estaca-solo, bloco-solo (Garcia; Albuquerque; Freitas Neto, 2014). A

apresenta os tipos de interações que afetam o comportamento do radier.



1. estaca/estaca;
2. estaca/tensão de contato do radier;
3. Interação mútua da pressão de contato do radier;
4. interação mútua do fuste da estaca;
5. tensões na ponta da estaca/fuste da estaca.

Figura 1. Diferentes interações que afetam o comportamento de fundações em radier estaqueado. (ELMOSSALAMY e FRANKE, 1997, *apud* Garcia, Albuquerque e Freitas Neto, 2014)

As dimensões do radier influenciam diretamente na magnitude do bulbo de tensões gerado devido ao contato radier e o solo, o que, por sua vez, afeta o comportamento das estacas, que sofrem influência do bulbo ao longo do seu fuste Figura 2. Segundo Viggiani; Mandolini; Russo (2007), quando a relação (D/L) for menor que 1, o radier analisado pode ser classificado no grupo de pequenos radiers, quando for maior que 1, será classificado no grupo de grandes radiers.

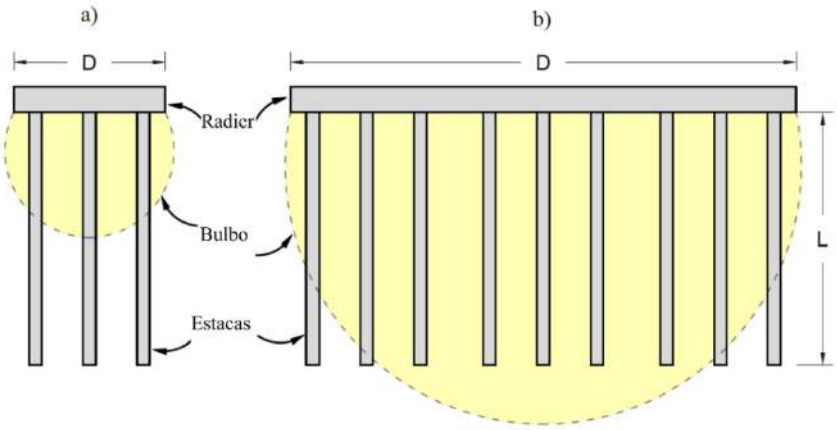


Figura 2. Abrangência do bulbo de tensões para pequenos e grandes radiers estaqueados (Adaptado de Viggiani; Mandolini; Russo, 2007 *apud* Lopes, 2023)

2 METODOLOGIA

Neste estudo, foram realizadas análises numéricas de fundações compostas por três unidades de radier estaqueado isolado, conforme terminologia adotada por Clancy; Randolph (1993). Cada unidade de fundação é composta por uma sapata com uma única estaca. Para conduzir as análises numéricas, utilizamos dados previamente validados por meio de investigações experimentais realizadas e certificadas por Lopes (2023) , que serviram de base para as análises das três unidades de fundação. O autor conduziu ensaios de prova de carga em uma unidade de radier estaqueado isolado, que consistia de uma sapata circular com 1 m de diâmetro e uma estaca de 0,25 m de diâmetro e 5 m de comprimento.

Com base nos dados validados, procedemos à modelagem numérica das sapatas circulares com 1 m de diâmetro e 0,20 m de espessura, contendo uma estaca de 0,25 m de diâmetro e comprimentos de 4, 5 e 6 m (Figura 3).

As análises foram conduzidas utilizando modelos axissimétricos em elementos finitos, os quais foram modelados no *software* RS2 da *Rocscience*. Esses modelos foram validados com base em resultados obtidos em provas de carga realizadas no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, situado no Triângulo Mineiro.

2.1 Parâmetros do solo e do concreto

Os parâmetros de resistência do solo e do concreto empregados neste estudo, conforme descritos na Tabela 1, foram selecionados com base nos resultados obtidos e divulgados por Oliveira (2022) e Lopes (2023) em suas pesquisas experimentais e numéricas respectivas. Esses estudos foram conduzidos no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Universidade Federal de Uberlândia, situado no campus Santa Mônica, em Uberlândia, MG.

Tabela 1. Parâmetros do solo e do concreto

Material	Regiões	γ [kN/m³]	c [kPa]	ϕ [º]	p_p [kPa]	λ-k [-]	E [MPa]	ν [-]
				Mohr-Coulomb com *Cap*				
Areia argilo-siltosa	1	16	9	23	60	0,09	12	0,35
Areia silto-argilosa	2	16	10	30	80	0,11	19,8	0,35
Solo amolgado*	3	16	1	20	-	-	0.5	0,05
Concreto	4	25	513	35	-	-	23,5	0,2

* solo sob a ponta da estaca, remanescente do processo de perfuração com trado.

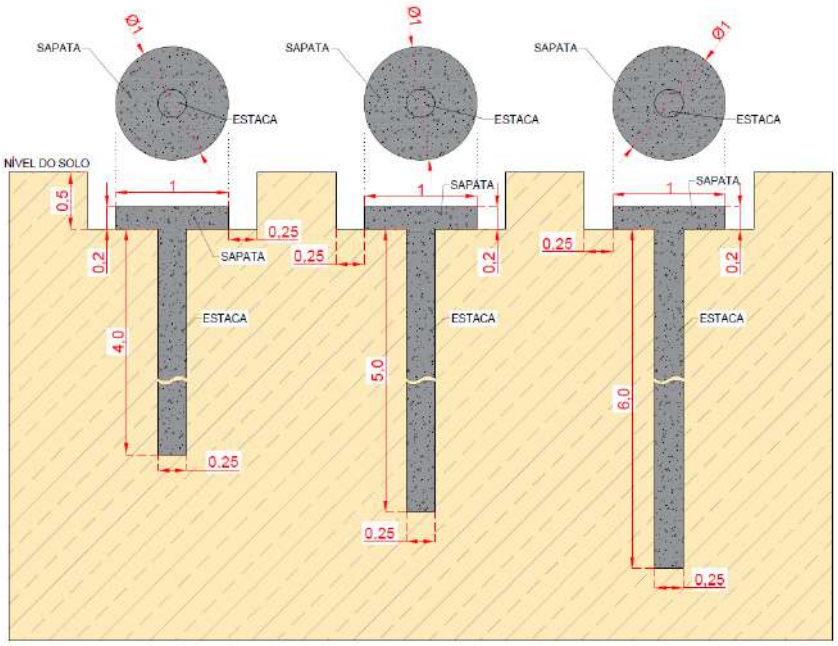


Figura 3. Geometria dos protótipos de fundações analisados.

2.2 Modelagem

A modelagem pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) teve como objetivo simular o comportamento das fundações observadas no campo (Figura 4). Para que o modelo numérico seja validado de acordo com as condições reais encontradas em campo, foi necessário avaliar as informações obtidas por meio das investigações geotécnicas no local realizadas por Oliveira (2022) e Lopes (2023) a fim de converter esses dados em parâmetros que calibrarão a ferramenta computacional.

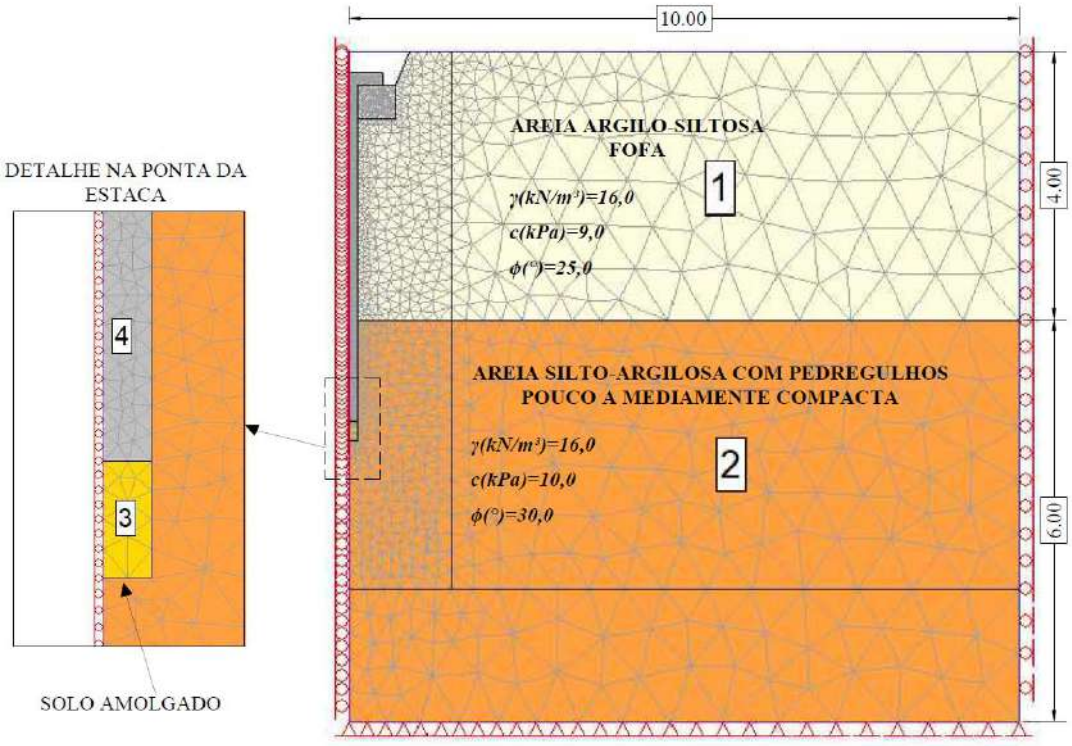


Figura 4. Dimensões do modelo e detalhes da malha de elementos finitos

O modelo utilizado para o processamento das fundações foi o de *Mohr-Coulomb* com *Cap*, por ser um dos modelos que melhor representa o comportamento de ruptura do solo, sendo uma extensão do modelo elástico-rígido-plástico de *Mohr-Coulomb*. Os elementos da malha 2D adotados neste estudo são do tipo triangular de 6 nós, com 3 nós localizados no centro de cada vértice. A convergência do modelo foi avaliada em relação ao número de graus de liberdade. Tanto a densidade da malha quanto a discretização do contorno do modelo influenciam a quantidade de graus de liberdade. Portanto, todos os modelos foram submetidos a testes de convergência para determinar a precisão necessária a ser utilizada nas análises. Em média, cada modelo possui 2509 elementos e 5186 nós.

Neste estudo, foi utilizado o *software* RS2, desenvolvido pela Rocscience, para conduzir as análises. O RS2 emprega o método dos elementos finitos e é composto por três fases de processamento, cada uma com programas específicos para suas respectivas etapas da simulação numérica: RS *Modeler* (pré-processamento), RS *Compute* (processamento) e RS *Interpret* (pós-processamento). O modelo em questão foi representado em 2D devido à geometria das fundações, o que permitiu a construção de um modelo axissimétrico, facilitando sua criação e processamento por meio do Método dos Elementos Finitos em 2D.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na Figura 5, são apresentadas as curvas de carga *vs* recalque obtidas pelo método dos elementos finitos para cada uma das unidades de radier estaqueado isolado (REI) contendo uma estaca de 0,25 m de diâmetro e comprimentos de 4, 5 e 6 m. Observa-se que, com o aumento do comprimento da estaca, há um aumento na capacidade de carga e no recalque admissível. Nota-se que, ao aumentar o comprimento da estaca de 4 para 5 metros, houve um ganho de 16% na capacidade de carga com um aumento de 10% no recalque admissível. Enquanto ao aumentar o comprimento de 5 para 6 metros, houve um ganho de 33% na capacidade de carga, com um aumento de 38% no recalque admissível (Tabela 2).

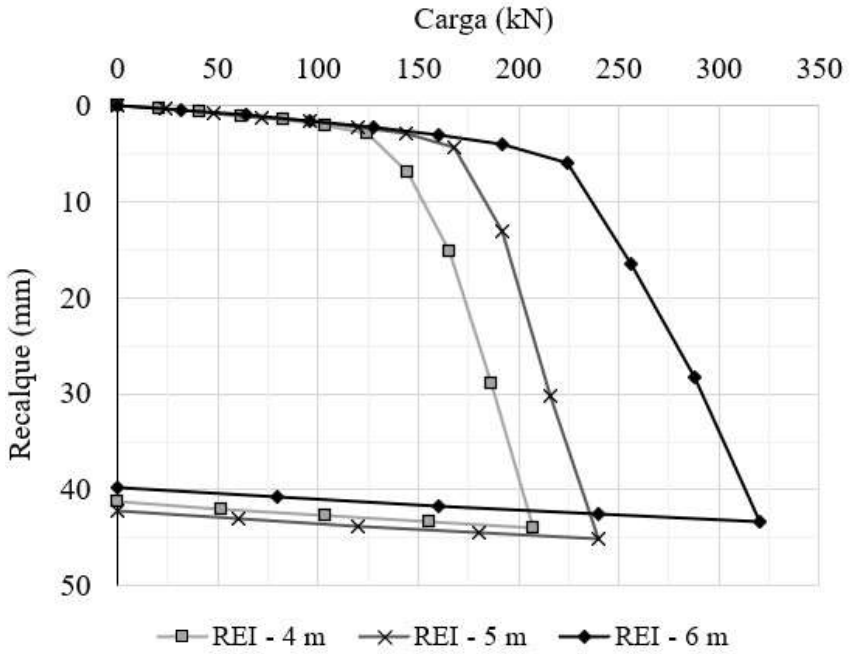


Figura 5. Curva carga *vs* recalque das fundações em unidades de radier estaqueado isolado.

Verifica-se que estacas mais longas exercem uma maior influência no comportamento carga versus recalque da fundação (Figura 7). Entretanto, o bulbo de tensões gerado pela sapata provoca um acréscimo nas tensões e no recalque no solo na região do bulbo de tensões, o que tende a reduzir o atrito lateral e provocar um maior recalque na fundação (Figura 6). Apesar do aumento na capacidade de carga, verifica-se que a rigidez das fundações não apresentou variação significativa. Dessa forma, quanto maior a carga, maior o recalque para a carga admissível nesse tipo de fundação e condições estudadas.

O atrito lateral ao longo do fuste das estacas das fundações estudadas foi obtido através da determinação das cargas medidas a cada 30 cm do topo até a ponta da estaca, divididas pela respectiva área lateral do fuste compreendida nesse intervalo (Figura 6).

Tabela 2. Capacidade de carga máxima, última, admissível e rigidez das fundações estudadas.

Fundação ensaiada	$Q_{máx}$	Q_{ult_25mm}	Q_{adm}	s_{adm}	K
	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[kN/mm]
REI - L4m	207	180	90	1,73	52
REI - L5m	240	209	104	1,91	54
REI - L6m	320	279	140	2,63	53

Legenda: $Q_{máx}$ - carga máxima de ensaio; Q_{ult_25mm} - carga última para 25 mm de recalque; Q_{adm} - carga admissível para Fator de Segurança igual a 2; s_{adm} - recalque para a carga admissível.

O compartilhamento de carga entre os radiers (sapatas) e as estacas indica um aumento na transferência de carga com o aumento do comprimento das estacas e uma redução na contribuição do elemento superficial (radier/sapata). Essa redução pode ser influenciada pelo bulbo de tensões gerado pelo elemento superficial devido ao contato radier-solo (Figura 7).

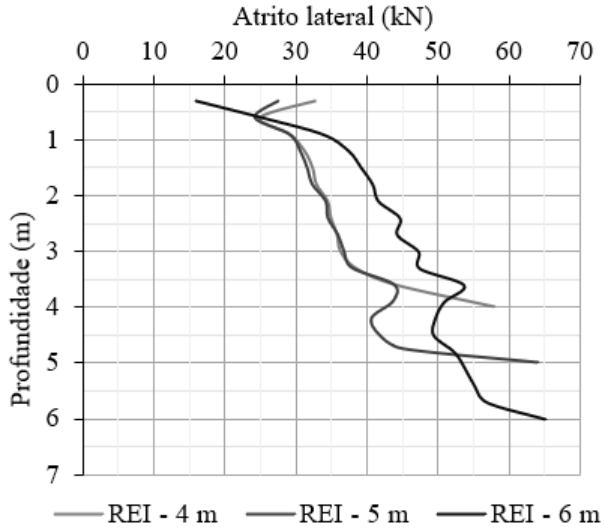


Figura 6. Atrito lateral ao longo do fuste das estacas das fundações estudadas.

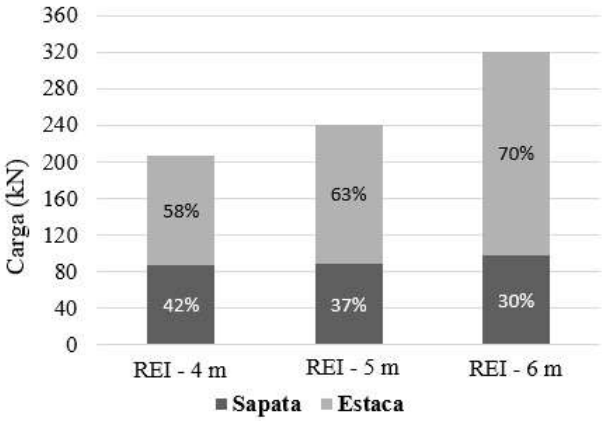


Figura 7. Compartilhamento de carga nas fundações estudadas.

4 CONCLUSÃO

Os resultados e análises desta pesquisa permitiram identificar as seguintes conclusões:

O aumento no comprimento da estaca resultou em uma absorção de carga mais significativa pela estaca, ocasionando uma redução subsequente na carga suportada pelo radier.

Foi observado um considerável aumento na capacidade de carga das fundações com o incremento no comprimento das estacas. Houve um aumento de aproximadamente 55% na capacidade de carga do REI de 6 m em relação ao REI de 4 m.

A capacidade de carga das estacas foi influenciada pelo bulbo de tensões gerado pelo contato entre o radier e o solo, resultando na diminuição do atrito lateral na área da estaca envolvida pelo bulbo.

AGRADECIMENTOS

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG APQ-00335-21), ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPQ 404634/2021-4) e à Universidade Federal de Uberlândia (UFU).

REFERÊNCIAS

Akinmusuru JO (1973) In, he influence of a pile cap on bearing capacity of piles Sand. Dissertação de Mestrado, University of Zaria Nigéria

Akinmusuru JO (1980) Interaction of piles and cap in piled footing. J Geotech Eng Div 106:1263–1268

Butterfield R, Banerjee PK (1971) The Problem of Pile Group–Pile Cap Interaction. Géotechnique 21:135–142. https://doi.org/10.1680/geot.1971.21.2.135

Clancy P, Randolph MF (1993) An approximate analysis procedure for piled raft foundations. Int J Numer Anal Methods Geomech 17:849–869. https://doi.org/10.1002/nag.1610171203

Deb P, Debnath B, Reang RB, Pal SK (2022) Structural analysis of piled raft foundation in soft soil: An experimental simulation and parametric study with numerical method. Ocean Eng 261:112139. https://doi.org/10.1016/J.OCEANENG.2022.112139

dos Santos Oliveira EA, Garcia JR (2023) An analysis of static loading tests on short bored pile in tropical soil. Arab J Geosci 16:299. https://doi.org/10.1007/s12517-023-11399-w

Fattah MY, Al-Tameemi S, Mustafa Yousif (2013) Bearing Capacity of Pile Group and Piled Raft Foundations on Sandy Soil. J Eng Dev 17:64–96

França AG, Rodrigo GJ (2023) Influence of Pile Cap–Ground Contact Geometry on the Behavior of Piled Foundations. Arab J Sci Eng. https://doi.org/10.1007/s13369-023-08091-2

Garcia JR (2015) Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP. Universidade Estadual de Campinas

Garcia JR, Albuquerque PJR de (2019) Analysis of the contribution of the block-soil contact in piled foundations. Lat Am J Solids Struct 16:1–22. https://doi.org/10.1590/1679-78255565

Garcia JR, Albuquerque PJR de, Neto O de F (2014) Avaliação do Efeito de Contato em Fundações Estaqueadas Assente em Solo Argiloso e Arenoso. XVII Congr Bras Mecânica dos Solos e Eng 1:

Hussein HH, Karim HH, Shlash KT (2020) Analysis of piled raft foundation in sandy soil using full scale models. IOP Conf Ser Mater Sci Eng 737:012102. https://doi.org/10.1088/1757-899X/737/1/012102

Katzenbach R, Choudhury D (2001) Recommendations for the design and construction of piled rafts. Proc fifteenth Int Conf Soil Mech Geotech Eng 1–3:

Kishida H, Meyerhof GG (1965) Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sands. 7 th Int CSMFE 11:

Kuwabara F (1989) An Elastic Analysis for Piled Raft Foundations in a Homogeneous Soil. Soils Found 29:82–92. https://doi.org/10.3208/sandf1972.29.82

Lopes AFA (2023) Análise experimental e numérica de radier estaqueado isolado com uma estaca em solo tropical na condição in situ. UFU

Mandolini A, Di Laora R, Mascarucci Y (2013) Rational design of piled raft. In: Procedia Engineering

Mokhberi M, Rafieeian SA (2019) The piled-raft behavior installed in unsaturated collapsible soils. Arab J Geosci 12:49. https://doi.org/10.1007/s12517-018-4177-z

Oliveira EA dos S (2022) Análise experimental e numérica do comportamento de sapata estaqueada em solo

tropical. FEVIV

Oliveira EA dos S, Justino MO, Garcia JR (2022) Numerical analysis of piled rafts with short bored piles. Rev IBRACON Estruturas e Mater 15:. https://doi.org/10.1590/s1983-41952022000400008

Ottaviani M (1975) Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups. Géotechnique 25:159–174. https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.2.159

Park D, Lee J (2015) Comparative Analysis of Various Interaction Effects for Piled Rafts in Sands Using Centrifuge Tests. J Geotech Geoenvironmental Eng 141:. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001183

Poulos HG (2001) Pile raft foundations: Desig and applications. Géotechnique 51 2:95–113

Poulos HG (1968) Analysis of the settlement of piles groups. Géotechnique 18:449–471

Sales MM (2000) ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE SAPATAS ESTAQUEADAS. G.TD/0002A

Viggiani C, Mandolini A, Russo G (2007) Piles and Pile Groups. In: Applied Soil Mechanics. In: Hoboken, NJ, USA: John Wiley & Sons I (ed) Applied Soil Mechanics. Wiley, pp 286–331

Zeevaert L (1957) Compensated Friction-pile Foundation to Reduce the Seulement of Buildings on the Highly Compressible Volcanic Clay of Mexico City. 4 th ICSMFE 2:

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/277

Análise numérica e prova de carga instrumentada para projetos de fundações para um edifício de 51 pavimentos em Itapema -SC

Marcelo Ferreira dos Santos
Diretor Técnico, Consultrix Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, ferreira@consultrix.com.br

Guilherme Araújo Velasco Silva
Coordenador de Projetos, Petri Engenharia, São Paulo, Brasil, araujo@petriprojetos.com

RESUMO: O trabalho tem por objetivo apresentar as etapas de desenvolvimento dos projetos, desde a realização das investigações geotécnicas, das provas de carga instrumentadas e processamento por elementos finitos do modelo completo das contenções e fundações com o auxílio de um software 3D geotécnico.
Serão expostas as dificuldades encontradas para a previsão de capacidade de carga de estacas e de métodos convencionais analíticos de dimensionamento das fundações, fatos que levaram a uma necessidade de ensaios complementares à campanha inicial de sondagem SPT e CPT, de análise numérica com interação solo-estrutura e de confirmação em prova de carga bidirecional com instrumentação em profundidade.
Serão indicadas as diferenças encontradas entre métodos de cálculo em termos de solicitações nas fundações e, em nossa conclusão, a indicação não apenas da viabilidade técnica dos projetos, como também, alguma otimização em relação ao conceito inicial.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, Contenções, Provas de Carga Bidirecional Instrumentadas e análise numérica.

ABSTRACT: The objective of this scientific work is to present the project development stages, from carrying out geotechnical investigations, instrumented load tests and finite element processing of the complete model of containments and foundations with the aid of 3D geotechnical software.
The difficulties encountered in predicting the load capacity of piles and conventional analytical methods for foundations dimensioning will be exposed, facts that led to the need for complementary tests to the initial SPT and CPT survey campaign, numerical analysis with soil-structure interaction and confirmation in bidirectional load testing with in-depth instrumentation.
The differences found between calculation methods in terms of foundation requests will be indicated and, in our conclusion, an indication not only of the technical feasibility of the projects, but also some optimization in relation to the initial concept.

KEYWORDS: Foundations, Containments, Instrumented Bidirectional Load Tests and numerical analysis.

1 INTRODUÇÃO

Com o avanço da Engenharia, as edificações têm ficado cada vez mais esbeltas e altas, ao mesmo tempo as ferramentas de dimensionamento estrutural vem aumentando sua eficácia e otimizando cada vez mais os projetos. Esse avanço deve ser acompanhado pela engenharia de fundações, pois a evolução unilateral pode acabar gerando mais riscos para edificação. Nesse cenário, o artigo aborda premissas e desenvolvimento do projeto, aferição de desempenho via de prova de carga estática bidirecional, a interação com a disciplina de estrutura e a otimização final das fundações.

Assim, este trabalho apresenta de que forma foram estabelecidas as soluções de fundações para uma torre com 1 nível de subsolo e 51 pavimentos na região sul do país, tendo como foco a definição da capacidade de carga de estacas a partir de duas provas de carga do tipo bidirecional, a qual virou tema de tese de doutorado. Também, são apresentados os resultados de dimensionamento do estaqueamento por método analítico tradicional, por método numérico e uma comparação entre esses resultados.
A solução de fundação foi em estacas escavadas de grande diâmetro com fluido estabilizante e parede diafragma com tirantes provisórios para uma escavação total de aproximadamente 8,5 m. Para a fundação dos pilares da torre, a solução resultou em bloco único com 54 estacas de diâmetro de 150 cm com profundidades

da ordem de 48 m para 11.000 kN de carga admissível, sendo que a parede diafragma serviu também de forma para este bloco.

2 PREMISSAS DE PROJETO

Com uma área de terreno aproximada de 650 m², inicialmente pretendia-se implantar um empreendimento de 60 andares com altura de 234 m. Após estudos de túneis de vento, foi observado a dificuldade de tal implantação devido à esbeltez de 1/12 da torre. Com isso, houve a redução para 51 pavimentos, além da consideração de outriggers em pavimento técnico.

Com um terreno tão exíguo para um empreendimento deste porte, fatores financeiros, dimensão dos esforços e o perfil do solo, a definição da solução de fundação estava limitada. As condições de contorno direcionavam para fundações profundas, no qual era restrito o número de estacas devido à composição de espaçamento entre elementos, influenciando diretamente a capacidade de carga das fundações.

Com estas premissas, a solução seguiu um caminho inverso do tradicional, foi feito um lançamento inicial das estacas que cabiam na área disponível e verificadas as cargas admissíveis que seriam necessárias para as estacas. Desta forma, observou-se esforços atuantes nas estacas superiores às capacidades de carga admissíveis que os métodos semiempíricos indicavam. Com isso, seria preciso avanço das estacas em rocha.

Neste cenário, em função das dificuldades executivas para perfuração em rocha e, também, custos envolvidos, foi desenhado um ensaio bidirecional no qual haveria duas células expansivas. No entanto, após a discussão com os engenheiros e consultores envolvidos, preferiu-se realizar dois ensaios, evitando-se o risco de uma perda total do ensaio caso houvesse alguma falha.

3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Prospecção do solo a partir dos ensaios de SPT e CPT:

Tabela 1. Caracterização DO SOLO

Tipo de Solo / Rocha	Compacidade / Consistência / Coerência	Espessura	Variação de Nspt / RQD
Areia fina	Pouco compacta a medianamente compacta	7 m	6 a 11
Areia fina	Medianamente compacta a compacta	3 m	14 a 21
Areia fina	Compacta a muito compacta	5 m	27 a 66
Argila pouco arenosa	Muito mole	15 m	2 a 3
Areia fina	Medianamente compacta	2 m	14 a 19
Argila arenosa	Média	3 m	6 a 9
Areia grossa	Compacta	2 m	34 a 38
Argila arenosa	Média	6 m	4 a9
Areia siltosa	Muito compacta	6 m	27 a 87
Quartzito xistoso	Pouco coerente	9 m	0%
Quartzito xisto	Coerente	3 m	26%

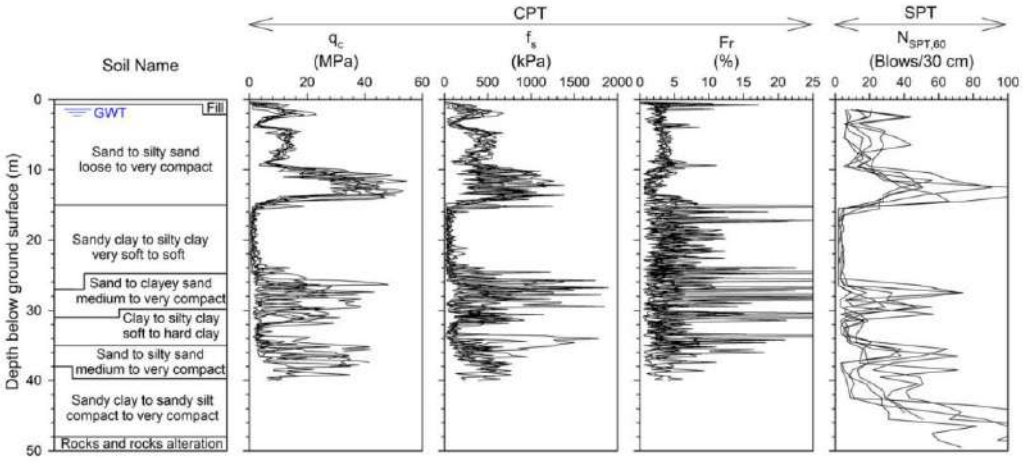


Figura 1. Perfil Geotécnico e Resultados de SPT e CPT (Barbosa, 2023)

3 DESCRIÇÃO DAS PROVAS DE CARGA EM ESTACAS

Além dos ensaios de SPT e CPT, para a aferição da capacidade de carga e definição de projeto, foram executados dois ensaios bidirecionais instrumentados com *strain-gages* e *tell-tales* PCE1 e PCE2.

O Ensaio Bidirecional, segundo Faiçal (2015), foi criado por Pedro Elísio da Silva (1983 e 1986) e consiste numa célula expansiva hidrodinâmica que é posicionada em uma determinada profundidade da estaca, de forma a gerar esforços fazendo com que o trecho superior reaja contra o trecho inferior. Esses esforços são distribuídos no solo pela área lateral da estaca no seu trecho superior e pela área lateral da estaca no seu trecho inferior mais a parcela de capacidade da ponta.

Além da célula hidro expansiva, as estacas ensaiadas para este projeto foram instrumentadas com:

- Tell-tales: Segundo Barbosa (2023), são hastes de deslocamentos que permitem a leitura direta de deslocamentos, possibilitando a estimativa real do encurtamento das estacas, ao se comparar com a leitura de deslocamento do topo do elemento.
- Strain-Gages: São elementos condutores que são dispostos na forma de Ponte de Wheatstone com o objetivo de formar um circuito que permitir a leitura de deformações na ordem de 10E-6 mm. Esse sistema funciona com o modelo conceitual que todo condutor elétrico muda sua resistência quando submetido a qualquer tipo de tensão mecânica, seja de tração ou compressão (Barbosa, 2023).

3.1 INSTRUMENTAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

As figuras e tabelas a seguir apresentam o posicionamento das células ao longo das estacas ensaiadas.

Tabela 2. Caracterização de ensaios bidirecionais

				Profundidade de Instrumentação (m)					
Ensaio	Carga de Trabalho Prevista (kN)	Comprimento da Estaca	Ø Est. (m)	S1	S2	S3	S4	Cél. Exp.	S5
PCE1	12.500	47,8	1,6	13,2	21,5	34,7	41,3	43,4	47,4
Ensaio	Carga de Trabalho Prevista (kN)	Comprimento da Estaca	Ø Est. (m)	S1	S2	S3	Cél. Exp.	S4	S5
PCE2	6.500	47,8	1,6	16,4	23,4	34,9	38,8	40,8	47,8

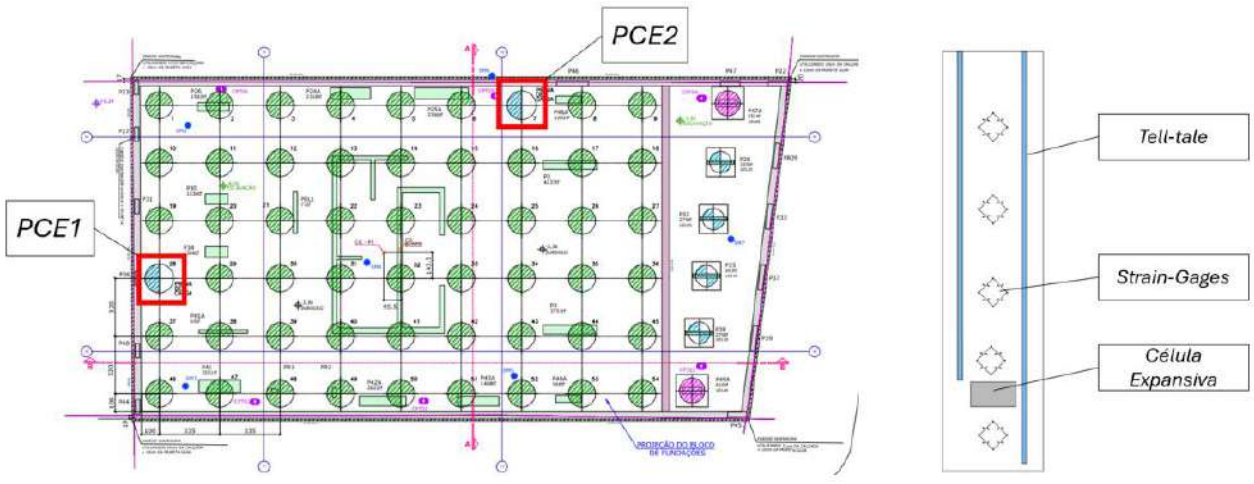


Figura 2. Locação de ensaios e Croqui Esquemático de Ensaio Bidirecional Instrumentado

4 MÉTODOS DE ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA E CARGAS ADMISSÍVEIS

4.1. *Ensaio bidirecional*

A seguir será apresentado o resumo dos resultados, sendo que os gráficos de resultados serão apresentados junto às análises:

- Para o ensaio PCE1, cuja carga total de ensaio seria para até 25.000 kN, chegou-se a 19.624 kN com deslocamento de 5 mm para o trecho superior e de 50 mm para o trecho inferior.
- Para o ensaio PCE2, cuja carga total de ensaio seria 13.000 kN, chegou-se a 13.126 kN com deslocamento de 2 mm para o trecho superior e de 15 mm para o trecho inferior.

4.2 *Análise da instrumentação*

4.2.1 *Resultado direto da carga de ruptura sem extrapolação*

O ensaio realizado pelo Engº. Yuri Barbosa e Eng.º Prof. Paulo Albuquerque da Unicamp forneceu os parâmetros de adesão solo e estaca, sendo possível realizar um cálculo direto aproximado da carga de ruptura para as estacas.

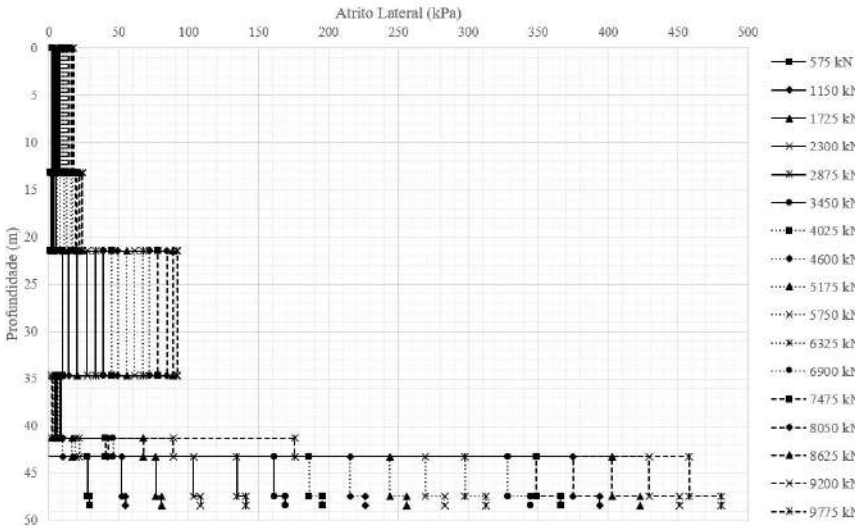


Figura 3. Resultado de PCE1 – Atrito Lateral x Profundidade da Estaca (m). Fonte Barbosa (2023).

Tabela 3. Adesão lateral para estacas de Ø160cm

Prof. (m)	8.0 - 14.0	14.0 - 20.5	20.5 - 35.0	35.0 - 40.5	40.5 - 43.0	43.0 - 47.0	47.0 - 48.0	
(KN/m²)	20	25	90	10	177	460	480	
(kN/m)	101	126	452	50	890	2.312	2.413	**Total:**
(kN)	603	817	6.559	276	2.224	9.249	2.413	22.141

Carga de ruptura estimada = 22.141 kN para a estaca ϕ 160 cm.

4.2.2 *Resultado a partir métodos com extrapolação*

A seguir serão apresentados os resultados das medições diretas de cargas ajustadas e deslocamentos da ponta e topo da célula e a análise feita por Barbosa, 2023.

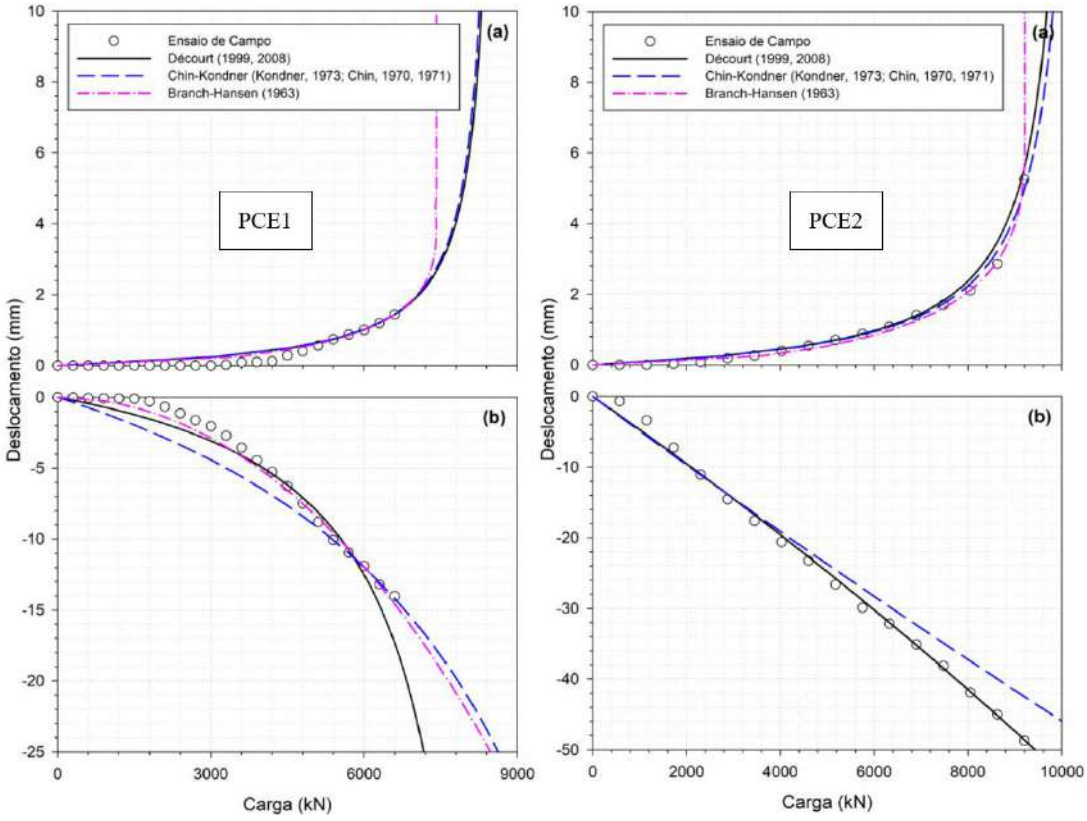


Figura 4. Resultado e Análise de PCEs – Curva Recalque x Carga (Barbosa, 2023)

Barbosa (2023) também chegou em curvas de transmissão de esforços para o solo através das medições dos *strain-gages* e análises de parâmetros do solo e da estaca.

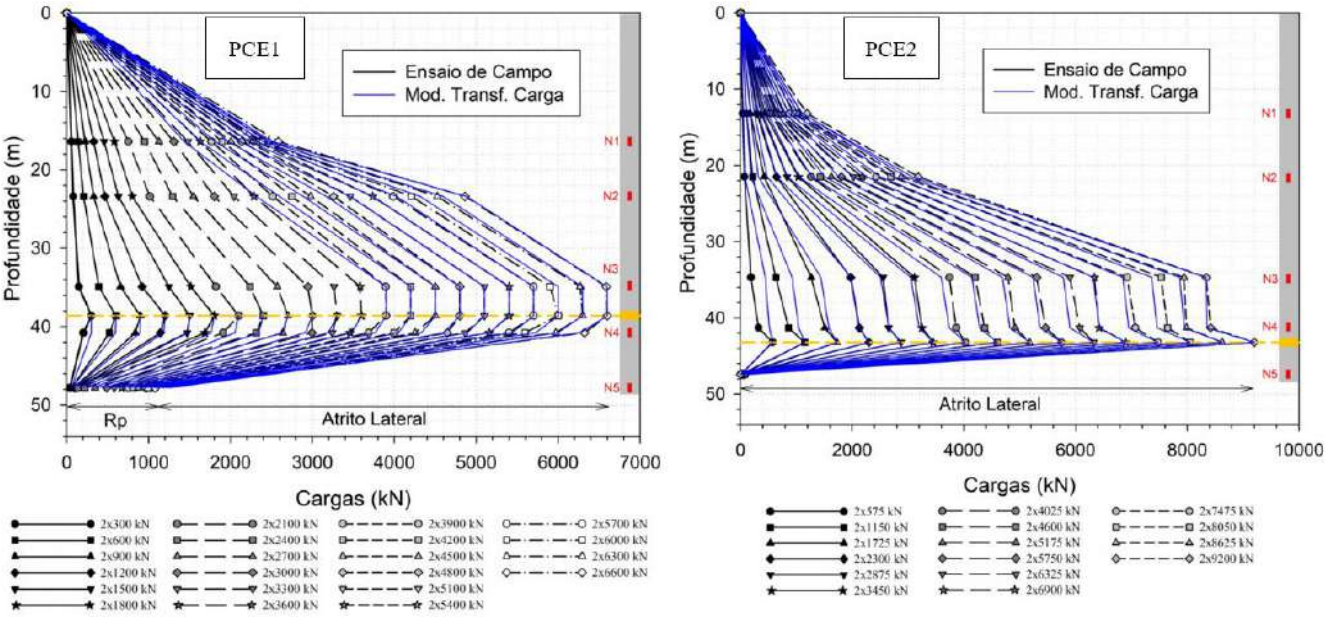


Figura 5. Curvas de transmissão de Esforços. Fonte: Barbosa (2023).

E por fim, combinando as análises anteriores e avaliação sugerida pela ABNT NBR6122/2022, construiu-se um gráfico de Carga x Deslocamento equivalente a uma prova de carga estática convencional para definição da capacidade.

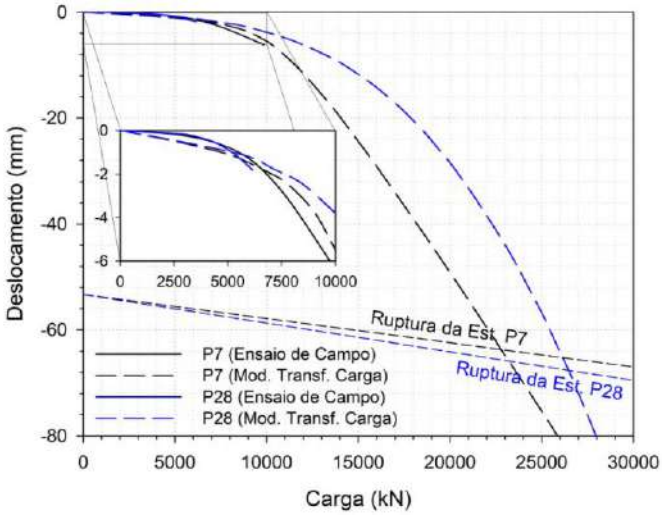


Figura 6. Curva Equivalente de Carga x Deslocamento. Fonte: Barbosa (2023).

5 CARGAS ADMISSÍVEIS NAS ESTACAS

A partir dessas análises, podemos considerar que a ruptura para as estacas de diâmetro 160 cm foi de 23.000 kN e, sendo as duas provas de carga realizadas previamente, podemos considerar 1,60 de fator de segurança, o que resulta em uma carga admissível de 14.000 kN.

6 CARGAS ATUANTES NAS ESTACAS

Devido ao tamanho do empreendimento, o protótipo da fachada foi testado em túneis de vento para a obtenção das cargas atuantes na face do edifício. As cargas que chegam nas fundações foram estabelecidas pelo projetista de estrutura e enviadas separadamente para cada pilar, conforme combinações de diferentes direções de ventos e combinações de máximos e mínimos de esforços axiais e momentos fletores nas direções X e Y arbitrados do modelo.

Para a escolha das estacas a serem ensaiadas, foi considerada a proximidade com sondagens que seriam representativas da área, considerando maiores variações nas características geotécnicas dos horizontes de solo e rocha que compõem o perfil geológico local.

6.1 MODELO DE CÁLCULO ANALÍTICO DE BLOCO RÍGIDO

Para um cálculo inicial, foi feito a análise do bloco de fundação com a premissa de bloco rígido com dupla simetria. Para obtenção dos esforços, foi feita a consideração na qual a carga atuante numa estaca genérica i de coordenadas (xi,yi) é dada por:

$$P_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\Sigma x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\Sigma y_i^2} \quad (1)$$

Fonte: Alonso, Urbano Rodriguez - Exercício de Fundações – 3. ed. – São Paulo: Blucher, 2019

6.2 MODELO DA ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS

6.2.1 Parâmetros e critérios considerados

O modelo conceptivo para a análise das solicitações resultantes nas estacas levou em consideração todos os pilares da estrutura, os elementos de fundação, os blocos de coroamento, a contenção e as combinações mais críticas de carregamentos. Para os carregamentos, os inputs das cargas axiais foram considerados como tensões nas seções dos pilares para não haver concentrações de carregamentos e apenas as solicitações de momentos fletores foram consideradas nos centros de carga de cada pilar. Para o cálculo por elementos finitos

foi utilizado o software geotécnico Plaxis 3D Advanced em sua última versão, sendo adotado o critério de ruptura segundo Mohr-Coulomb. Neste caso, entrando com parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade obtidos por correlações com os ensaios de SPT e CPT. Um ajuste nos Módulos de Young foi empregado para as camadas de solo, através de uma simulação do comportamento das provas de carga realizadas em termos de tensões e deslocamentos com o auxílio também do Plaxis. A premissa inicial era para a utilização de critérios mais refinados de cálculo disponíveis no Plaxis, utilizando-se de valores para Módulos de Cisalhamento (Go), que seriam obtidos através de ensaios geofísicos. Entretanto, questões diversas acabaram por não viabilizar a execução desses ensaios.

As figuras a seguir apresentam as imagens do modelo conceptivo no Plaxis.

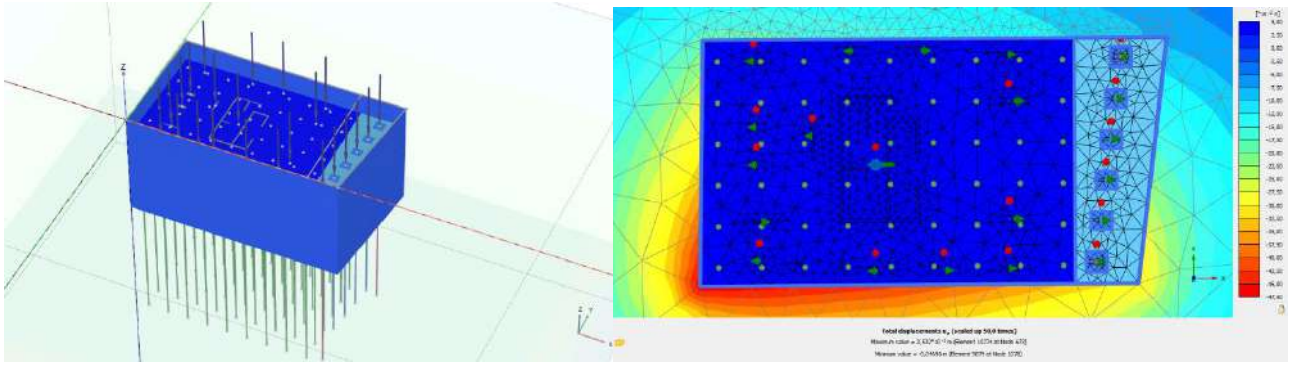


Figura 7. Imagem de Modelo de Cálculo utilizado no PLAXIS 3D

6.3 RESULTADOS

Resultados para a combinação de carga, na qual há o pico de esforços de momentos fletores em Y:

Tabela 4. Esforços Atuantes nas Estacas

Esforços Atuantes nas Estacas (tf)- Método Analítico									Esforços Atuantes nas Estacas (tf) - MEF								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	1	2	3	4	5	6	7	8	9
996	974	952	930	908	886	865	843	821	873	588	615	570	533	487	438	396	350
10	11	12	13	14	15	16	17	18	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1021	999	977	955	933	911	890	868	846	852	573	580	562	583	533	496	433	466
19	20	21	22	23	24	25	26	27	19	20	21	22	23	24	25	26	27
1046	1024	1002	980	958	937	915	893	871	848	652	674	643	622	585	576	568	571
28	29	30	31	32	33	34	35	36	28	29	30	31	32	33	34	35	36
1071	1049	1027	1005	983	962	940	918	896	938	641	769	723	748	721	641	640	603
37	38	39	40	41	42	43	44	45	37	38	39	40	41	42	43	44	45
1096	1074	1052	1030	1008	987	965	943	921	1156	762	728	608	665	605	667	678	698
46	47	48	49	50	51	52	53	54	46	47	48	49	50	51	52	53	54
1121	1099	1077	1055	1033	1012	990	968	946	1065	1137	1116	1118	1121	1055	1074	1022	963

6.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS PELO DOIS MODELOS DE CÁLCULO

Da comparação dos modelos de cálculo, temos quem em relação à carga mais elevada verificada nas estacas, não há grandes diferenças, entretanto, a somatória de carga das estacas do modelo analítico é bem maior que a do modelo numérico. O corre que no modelo numérico, há uma contribuição da área de projeção do bloco de coroamento das estacas funcionando como fundação direta. Diferenças de cargas são devidas também a rigidez do bloco, que na análise numérica não é infinita.

Uma vez que, verificamos através das envoltórias de solicitações, a máxima atuante as estacas é de aproximadamente 11.000 kN, não precisaríamos utilizar estacas de diâmetros 160 cm para 14.000 kN e o projeto foi ajustado para estacas de diâmetro 150 cm.

7 CONCLUSÃO

Verificamos aqui a importância que teve a realização de uma prova de carga instrumentada, haja vista que, os cálculos através dos métodos semiempíricos de capacidade de cargas para as estacas indicavam a necessidade de perfuração em rocha para a quantidade máxima de estacas que cabiam na área disponível para as fundações. O resultado mostrou que não houve esta necessidade e, também, foi possível ainda uma redução de diâmetro das estacas. Em complemento, a análise por elementos finitos forneceu segurança em termos de avaliação das cargas nas estacas, considerando a real rigidez do bloco e estimativas de deslocamentos confiáveis da fundação para atendimento não apenas as diretrizes normativas em termos de análises de Estado Limite Último ou Ruptura (ELU), mas também, de Estado Limite de Serviço ou Utilização (ELS).

Uma continuidade para este trabalho está prevista agora, a partir do monitoramento do recalque durante a construção da torre, procedimento obrigatório por norma. Uma questão interessante ainda, seria a verificação das cargas reais que chegam nos pilares principais a partir da instalação de Strain-Gages.

8 AGRADECIMENTOS

NOVA INCORPORADORA pela autorização da utilização dos dados em Tese de Doutorado e publicação de artigos.

Eng.º Newton Chaves da Arcos Engenharia de Solos pelo suporte com os dados das provas de cargas.

Eng.º Yuri Barbosa pela realização da instrumentação, apoio em obra e disponibilidade das análises.

Eng.º Prof. Paulo Albuquerque da Unicamp pelo auxílio na definição e execução das provas de carga.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2006). ASTM D2166: *Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil.*

Décourt, L. (2008) Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 6, São Paulo. *Anais...* ABMS. v. 1, p. 221-245.

Machmer. B. (2012) *Understanding the Behavior of a Pile Foundation in Unsaturated Soils Subjected to Lateral Loading*. Disponível em: <http:// https://tigerprints.clemson.edu/all_theses/1395/>. Acesso em: 10 jul. 2019.

Silva, J. L. (2004) *Metodologia de prejeto de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 118 p.

Robertson, P.K., Campanella, R.G. (1983) Interpretation of cone penetrometer test, Part I: Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 20 (4), p.718-733.

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1987) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/278

Análise Probabilística Aplicada à Previsão de Recalque por Adensamento para Fundação Direta

Ariane Cecato Cajaiba dos Santos
Mestranda, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, arianecajaiba@ufpr.br

Larissa de Brum Passini
Professora, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, larissapassini@ufpr.br

RESUMO: Diversas são as fontes de incertezas que influenciam os projetos geotécnicos, como os processos de amostragem, os ensaios e os parâmetros do solo. Neste artigo apresenta-se a aplicação da análise probabilística em previsões de recalque por adensamento. Assim, é preciso conhecer os parâmetros de compressibilidade para desenvolver projetos de engenharia com melhores soluções técnicas e com maior controle sobre as deformações do solo. Neste âmbito são analisadas estatisticamente as variáveis que influenciam as estimativas de recalques por adensamento para uma edificação assente sobre fundação direta na cidade de Santos, estado de São Paulo. O estudo se concentra em como esses parâmetros variáveis afetam as estimativas geotécnicas e a confiabilidade. A metodologia proposta consiste na aplicação de análise probabilística, com o método FORM, na equação de previsão de recalque de Terzaghi para um edifício de sete pavimentos que possui fundação em sapatas. A região apresenta uma camada superficial de areia seguida por uma espessa camada de argila mole, altamente compressível. As edificações devem ser verificadas especialmente quanto ao Estado Limite de Serviço (ELS) e ao Estado Limite Último (ELU), uma vez que a presença de solo muito deformável quando submetido a tensões induzem recalques. Por meio da análise de sensibilidade, a razão de pré-adensamento (OCR) foi o parâmetro geotécnico mais relevante no cálculo do recalque.

PALAVRAS-CHAVE: Estado limite de serviço, Fundação Superficial, Solo argiloso, Estatística, Sapata.

ABSTRACT: There are diverse sources of uncertainty which influence geotechnical projects, like sampling processes, soil rehearsals and parameters. In this article, the application of probabilistic analysis in settlement forecast by consolidation is introduced. Thus, it is necessary to know the parameters of compressibility in order to develop engineering projects with better technical solutions and greater control of the soil settlement. In this scope, there are carried out statistical analysis of variables that influence settlement rates throughout consolidation for a based building over a direct foundation in the city of Santos, in the state of São Paulo. The study focuses on how those variable parameters affect geotechnical rates and reliability. The methodology proposed consists on application of probabilistic analysis with the FORM method, in the equation of Terzaghi settlement forecast for a seven story building which possesses foundation in footings. The region presents a superficial layer of sand followed by a thick layer of soft clay, which is highly compressible. Thus, the buildings must be verified specially in relation to the Service Limit State (SLS) and Ultimate Limit State (ULS), once that the presence of deformable soil when submitted to stress leads to settlements. By means of sensitivity analysis, the over consolidation ratio (OCR) was the first most relevant geotechnical parameter in settlement calculation.

KEYWORDS: Service Limit State, Shallow foundation, Clay soil, Statistic, Footing.

1 INTRODUÇÃO

Os projetos de fundações são convencionalmente realizados seguindo a abordagem determinística, adotando-se a média para os parâmetros do solo e obtendo valores de recalques absolutos, recalques diferenciais e distorções angulares, sem levar em consideração a variação que existe em torno desses valores devido a incertezas intrínsecas ao solo, as técnicas de amostragem e ensaios disponíveis. Quando a fundação esta assente em região com presença de solo mole, ou seja, está sujeita a recalque por adensamento a análise no Estado Limite de Serviço (ELS) deve ser mais cuidadosa, pois as deformações do solo podem levar a danos estéticos, funcionais e estruturais, prejudicando o desempenho do edifício.

Assim, os Estados Limites de Serviço estão ligados a boa utilização da estrutura, já os Estados Limites Últimos (ELU) identificam as máximas cargas a qual um solo pode estar submetido sem que haja ruptura e a máxima deformação que uma estrutura pode suportar. Porém, determinar valores para recalques por adensamento é um problema complexo visto que os recalques toleráveis limites são afetados por muitos fatores como o tamanho, tipo de estrutura e interação solo-estrutura.

Neste artigo é aplicada a análise probabilística no cálculo do recalque por adensamento em fundações diretas, utilizando a equação proposta por Terzaghi e levando em consideração as variabilidades dos parâmetros nos solos. Assim, consiste em um estudo de caso envolvendo apenas uma sapata da edificação. Adotou-se como variáveis aleatórias a razão de pré-adensamento (OCR), o índice de compressão (C_C) e o índice de recompressão (C_r) e observa-se sua influência no recalque por adensamento, baseado no exemplo apresentado por DUNCAN (2000) apud RIBEIRO (2008).

2 O PROBLEMA

Um conjunto de parâmetros geotécnicos aleatórios são representados pelo vetor de variáveis aleatórias, X=$\{X_{1,}X_{2,}\dots X_{n,}\}$. O estado limite é quantificado pela chamada de equação de estado limite $g(X)$, definida de modo que a falha é representada por $X|g(X) \leq 0$ e a não falha é definida por $X|g(X) > 0$. A probabilidade de falha (P_f) é dada pela Equação 1: (SIACARA et al., 2020)

$$P_f = P[g(X) \leq 0] = \int_{g\,(X)\leq 0} f_X(x)\,dx \qquad (1)$$

Em que,

$f_X(x)$ é a funçao densidade de probabilidade conjunta de x.

O método FORM – *First Order Reliability Method* - se desenvolve pela transformação das variáveis aleatórias no espaço de projeto para um espaço simétrico de variáveis normal padrão não correlacionadas. Neste espaço, é feita a busca pelo ponto sobre a equação de estado limite que mais se aproxima da origem do espaço, chamado ponto de projeto. Assim, a probabilidade de falha é estimada por $\Phi\,(-\beta)$, em que β é a distância entre a origem do espaço normal padrão e o ponto de projeto.

3. METODOLOGIA

3.1 Local de estudo

A edificação estudada possui 7 pavimentos e está apoiada em 18 pilares com cargas que variam de 2.930 kN a 1.5610 kN. O projeto de fundações é constituído por 6 sapatas entre sapatas corridas e sapatas isoladas com vigas de rigidez de 150 cm de altura por 50 cm de largura. Para a caracterização geotécnica foram retiradas amostras Shelby, para ensaios de caracterização e adensamento. Foram realizadas 4 sondagens de simples reconhecimento e 2 ensaios de piezocone, nos quais observou-se uma primeira camada de aterro areno argiloso com espessura de 0,5 a 1,5 metros, seguida por uma camada de areia fina siltosa cinza, com espessura variando entre 10,8 a 11,9 metros e valores de N_{spt} entre 8 e 47 e na sequência a camada de argila marinha siltosa com

18 metros de espessura e valores de N_{spt} entre 2 e 3 (OLIVEIRA, 2001). A previsão do recalque por adensamento, é analisado considerando a sapata submetida ao maior acréscimo de tensão da edificação de 7 pavimentos localizada a 800 metros da praia, na cidade de Santos, estado de São Paulo (OLIVEIRA, 2001). O problema está demostrado na Figura 1, na qual é possível observar que trata-se de uma camada de argila mole solicitada pelo carregamento de uma sapata (S3) que recebe a carga de 1.5610 kN.

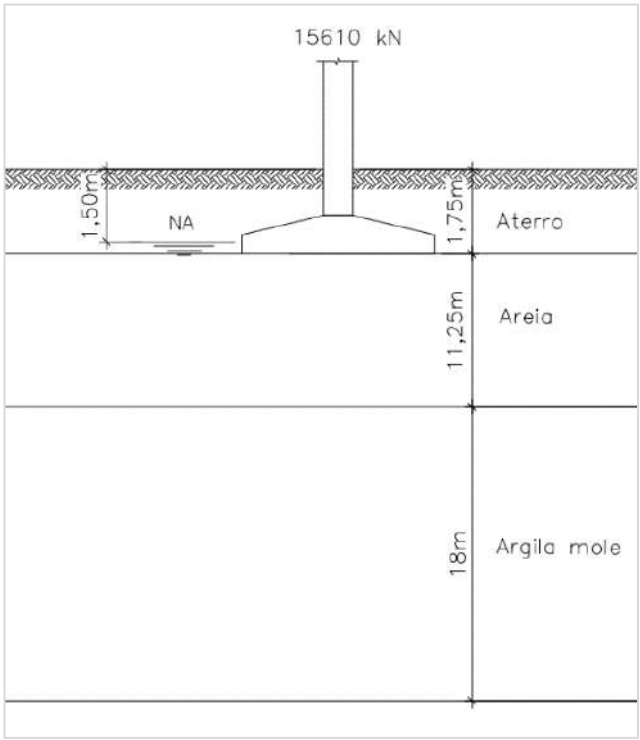


Figura 1. Perfil geotécnico e carregamento da sapata de interesse. Fonte: Os autores

3.2 Cálculo determinístico dos recalques

O recalque total é calculado, de maneira determinística, com base nos valores médios dos parâmetros geotécnicos, demostrados na Tabela 1. Tais valores foram obtidos a partir de ensaios de caracterização e adensamento, realizados de amostras Shelby, extraídas do centro da camada de argila, a cerca de 22 m de profundidade.

Tabela 1. Dados para o cálculo do recalque.

Parâmetros	Média
H (m)	18
γ_n(kN/m³)	14,75
e_0	2,36
σ'_{vm}(kPa)	187,50
$C_c/1+e_0$	0,34
$C_r/1+e_0$	0,05
$\Delta\sigma$ (kPa)	52,35
σ'_{v0}(kPa)	176,33
OCR	1,06

O recalque total final é estimado aplicando a equação de Terzaghi (Equação 2), obtendo-se um valor médio de 0,54 m para a sapata mais carregada (S3).

$$\rho = H\left[\frac{C_r}{1+e_0}\log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}}\right) + \frac{C_c}{1+e_0}\log\left(\frac{\sigma'_{v0}+\Delta\sigma}{\sigma'_{vm}}\right)\right] \quad (2)$$

Em que,

H (m) é a espessura da camada de argila mole.
c_c representa o índice de compressão
e_0 é o índice de vazios inicial
σ'_{vm} representa a tensão de pré-adensamento
σ'_{v0} é a tensão efetiva inicial
c_r representa o índice de recompressão
$\Delta\sigma$ é o acréscimo de tensão no centro da camada de argila

Os recalques absolutos de todas as sapatas foram calculados a partir dos valores das cargas recebidas da superestrutura e dos ensaios de caracterização e adensamento (Tabela 1). Para comparação do recalque medido com o recalque calculado previsto (Tabela 2) o cálculo considerou o recalque no tempo, para tanto adotou-se o coeficiente de adensamento (C_v) igual a 2,1x10^{-4} cm²/s, conforme estudo de OLIVEIRA (2001). A edificação teve os recalques monitorados pela instalação de 18 pinos de aço com rosca e para referência de nível das leituras um "*bench mark*" instalado a 53,85 metros de profundidade em camada de areia compacta. As leituras foram feitas até 8 meses após o término da obra (OLIVEIRA, 2001).

Tabela 2. Leitura de recalque medido (OLIVEIRA, 2001) e recalque calculado pela equação de Terzaghi.

Sapata	Recalque medido (cm)	Recalque calculado (cm)
S1	7,49	4,95
S2	6,56	4,35
S3	8,80	5,99
S4	7,53	4,43
S5	6,76	4,06
S6	7,43	3,95

Apresenta-se o emprego da confiabilidade na acurácia das previsões de recalque de sapatas devido ao adensamento do solo. Por meio da análise do recalque das 6 sapatas da edificação é analisado o coeficiente de variação em relação aos valores observado, uma vez que os recalques foram medidos no final da construção, ou seja, obtêm-se a variância do modelo de previsão de recalques.

3.3 Análise Probabilística FORM aplicada ao problema

Para aplicação de métodos probabilísticos deve-se considerar a média e a variância dos parâmetros geotécnicos adotados como variável aleatória. Porém, nem sempre o valor da variância é conhecido, neste caso é possível estimá-los por meio de estudos de diversos pesquisadores. Assim, os coeficientes de variação (COV) foram adotados conforme estudos de HARR (1984), KULHAWY (1992) e LACASSE; NADIM (1997) DUNCAN (2000). No desenvolvimento do FORM são adotadas as seguintes variáveis aleatórias e coeficientes de variação apresentados na Tabela 3.

Tabela 3.Variáveis aleatórias.

Variável	Símbolo	Distribuição	Coeficiente de variação (COV)
Índice de compressibilidade	$C_c/1+e_0$	Normal	15%
Índice de recompressão	$C_r/1+e_0$	Normal	15%
Razão de pré-adensamento	OCR	Normal	15%

A equação de estado limite é escrita na Equação 3, onde a falha é obtida quando $g(X) \leq 0$. Adotou-se $\sigma'_{vm} = OCR.\sigma'_{v0}$:

$$g(X) = 1 - H\left[\frac{C_r}{1+e_0}\log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}}\right) + \frac{C_c}{1+e_0}\log\left(\frac{\sigma'_{v0}+\Delta\sigma}{\sigma'_{vm}}\right)\right] \quad (3)$$

Com base na campanha de sondagem de simples reconhecimento, o projetista optou por apoiar o edifício em fundação direta. A fim de confirmar a opção escolhida, o proprietário solicitou um parecer técnico a consultores renomados, que alertaram para o fato de que, em 20 anos poderiam haver recalques da magnitude de até 1 m no pilar mais carregado e de 62 cm no pilar menos carregado. Esta ocorrência estaria associada a compressibilidade da camada de argila mole, caso os recalques fossem calculados com parâmetros de adensamento mais pessimistas. Para parâmetros de adensamento médios, valores de recalque chegariam a um máximo de 56 cm e 32 cm respectivamente (OLIVEIRA, 2001).

Portanto, para análise de confiabilidade realizada para sapata (S3) de interesse, ou seja, o que recebe o maior carregamento. Adotou-se recalque limite de 1 m, por ser a informação mais relevante disponível à época da construção. A aplicação do método FORM é feita pelo *software Matlab* com auxílio da estrutura *Uqlab.*

4 RESUTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Análise de sensibilidade

O FORM possibilita realizar a análise da sensibilidade, mostrando a contribuição de cada variável aleatória na probabilidade de falha. Assim, a Figura 2 mostra a influência de cada variável na composição da variância do cálculo do recalque. A razão de pré-adensamento (OCR) exerce influência de 84%, enquanto o índice de compressão (C_C) 16% e o índice de recompressão (C_r) 0,027%.

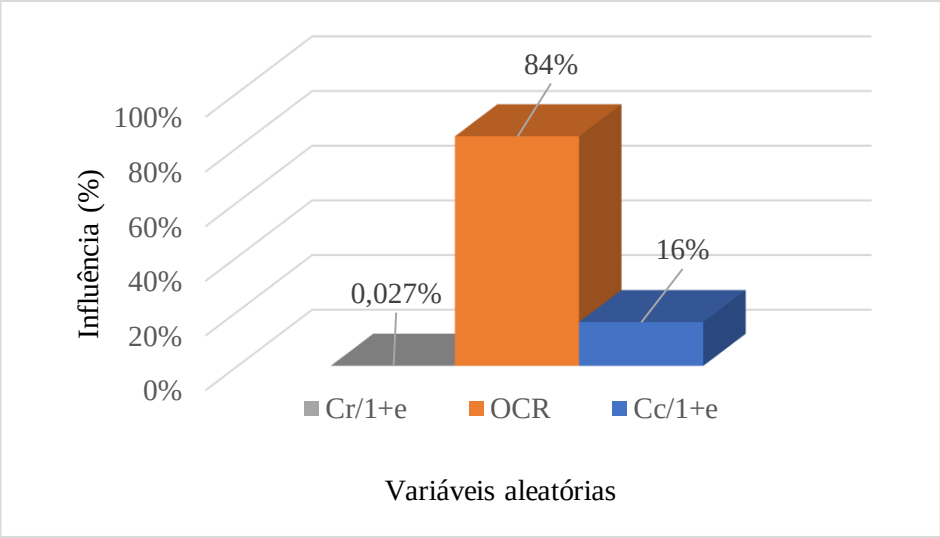


Figura 2. Influência da variável aleatória no cálculo do recalque. Fonte: Os autores

A probabilidade de o recalque calculado previsto ultrapassar o recalque limite é de aproximadamente 14%, ou seja, a probabilidade de falha (P_f) é igual a $1{,}43.10^{-1}$ correspondente a um índice de confiabilidade (β) de 1,06.

O "*Probabilistic Model Code*" apresentado pelo *Join Committee on Structural Safety* (JCSS) no ano 2000 atribui índices de falha para o ELS irreversível com valores de P_f igual a 10^{-2} associado a um custo baixo em relação a medida de segurança (Tabela 4). Portanto, os valores obtidos no presente trabalho, analisado pelo método FORM, não são aceitáveis.

O JCSS (2000) também estabelece os limites de probabilidade de falha em estruturas para o ELU. Para obras com ruptura dúctil e ruína de consequência grande o valor de P_f é 10^{-4}. Assim, os valores obtidos da

análise FORM também não são aceitáveis. Pode-se, entretanto, inferir que não houve superação para o ELU e ELS visto que o prédio encontra-se em funcionamento atualmente.

Tabela 4. Índice de confiabilidade relacionado ao ELS irreversíveis JCSS (2000).

Custo Relativo à Medida de Segurança	Índice Associado (ELS irreversível)
Alto	β=1,3 ($P_f \approx 10^{-1}$)
Normal	β=1,7 ($P_f \approx 10^{-2}$)
Baixo	β=2,3 ($P_f \approx 10^{-2}$)

4.2 Recalques

A comparação dos recalque medidos com os recalques calculados previstos esta identificado na Figura 3. O coeficiente de variação (COV) associado aos valores calculados foi determinado, calculando o desvio padrão dos pontos em torno da linha em que o recalque medido (ρ_m) seria igual ao recalque calculado (ρ_c), ou seja, a linha $\rho_m = \rho_c$. Por meio da análise do recalque das 6 sapatas da edificação determinou-se que o método de Terzaghi apresenta coeficiente de variação de 62% em relação aos valores observados. Observa-se que os recalques calculados previstos foram menores que os recalques medidos.

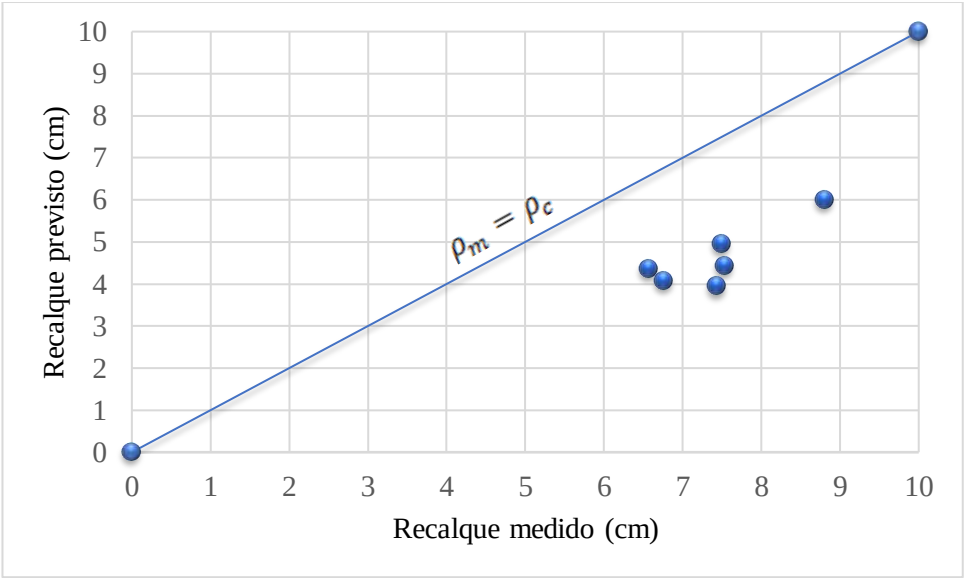


Figura 3. Comparativo entre recalque medido e calculado previsto. Fonte: Os autores

PINTO, (2006) ressalta que as condições de laboratório não são as mesmas para as situações reais de campo. Em campo, além da heterogeneidade do solo, há a possibilidade de drenagem pelas laterais da área carregada, ocasionando a dissipação da pressão neutra mais rapidamente do que as condições estabelecidas em laboratório.

Acrescenta-se também que, os recalques medidos são de pequena magnitude devido a medição realizada em curto intervalo de tempo decorrido no processo de adensamento. Assim, a leitura pode ofuscar erros expressivos. Neste caso, é importante a realização de leituras atualizadas, a fim de confrontar os recalques previstos com os recalques medidos, pois o tempo permite o desenvolvimento do adensamento do solo em campo.

5 CONCLUSÃO

Este artigo abordou a aplicação da confiabilidade a problemas de recalque por adensamento. Utilizando o método FORM na equação proposta por Terzaghi para uma edificação com fundação em sapata acentada em

camada superficial de areia, seguida de uma espessa camada de argila mole na região de Santos/SP. A análise da influência dos parâmetros na composição do cálculo do recalque demonstra que a razão de pré-adensamento (OCR) exerce uma influência significativa, cerca de 84% enquanto que o índice de compressão (C_C) tem valor em torno de 16%. A probabilidade de o recalque ultrapassar o valor adotado como limite, de cerca 1 metro, para a sapata mais carregada, considerando os parâmetros mais pessimistas do solo é de 14%, não aceitável para o ELS e ELU segundo o "*Probabilistic Model Code*" apresentado por JCSS (2000). Ressalta-se ainda, a importância de nova medição dos recalques, visto que o adensamento se desenvolve ao longo do tempo. Portanto, a nova medição pode ser comparada com o recalque previsto na fase de projeto. A análise do recalque de todas as sapatas da edificação, determinada pelo método de Terzaghi utilizado para o cálculo do recalque previsto, apresentou um coeficiente de variação de 62% em relação aos valores medidos em campo no tempo de 8 meses após o término da obra. Conclui-se que, o presente estudo contribuiu para melhor entendimento e controle dos parâmetros que contribuem no cálculo recalque por adensamento, possibilitando o desenvolvimento de projetos de engenharia com melhores soluções técnicas e segurança.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Paraná (UFPR). Este trabalho foi desenvolvido com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoas de Nível Superior-Brasil (CAPES).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DUNCAN, J. M. 2000. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. v. 126, n. 4, p. 307–316.

HARR, M. E. *Reliability-based design in civil engineering.* Shaw Lecture—Raleigh: North Carolina State University, 1984.

Joint Committee on Structural Safety – JCSS (2000). *Probabilistic molde code*. Part I – Basis of desing. JCSS-OSTL/DIA/VROU. The Netherlands, 62

KULHAWY, F. H. 1992. *On the evaluation of soil properties*. ASCE Geotech. Spec. Publ, n. 31, p. 95–115.

LACASSE, S.; NADIM, F. 1997. *Uncertainties in characterising soil properties*. Norwegian Geotechnical Institute, v. 201, p. 49–75.

OLIVEIRA, N. J. 2001. *Estudo comparativo de recalques observados e calculados utilizando a teoria de Terzaghi: o caso de um edifício situado em Santos*. Dissertação de Mestrado—São Paulo: Universidade de São Paulo.

PINTO, C. DE S. 2006. *Curso básico de Mecânica dos Solos*. [s.l.] Oficina de Textos.

RIBEIRO, R. C. H. 2008. *Aplicação de Probabilidade e Estatística em Análises Geotécnicas*. Tese de Doutorado—Rio de Janeiro, Brasil: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

SIACARA, A. T. et al. 2020. Análise de confiabilidade de primeira ordem (FORM) aplicada à engenharia de barragens. Campinas: *ANAIS DO XX COBRAMSEG, 2022*.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/279

Análise Probabilística das Fundações em Estacas Mistas de Obra Predial: um Estudo de Caso

Guilherme Iberê Bueno de Nadai
Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP, Bauru-SP, Brasil, guilhermeibere@hotmail.com

Caio Gorla Nogueira
Professor Assistente Doutor, Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP, Bauru-SP, Brasil, caio.nogueira@unesp.br

RESUMO: Quantificar as probabilidades de falhas geotécnicas é essencial para mensurar e avaliar os riscos envolvidos em um projeto de fundação de obra predial de engenharia assegurando, assim, a segurança das pessoas que habitarão sobre tais estruturas. Este trabalho analisa o comportamento probabilístico das fundações de uma obra predial de grande porte localizada em Barueri-SP (região metropolitana de São Paulo), com solução em estacas mistas (pré-moldada de concreto do tipo "estrela" com ponta em perfil metálico do tipo "H"), considerando a Teoria da Confiabilidade Estrutural a partir do Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM). As incertezas foram consideradas sobre as parcelas da carga estrutural, bem como sobre os resultados de ensaios de campo (ensaio SPT e ensaios dinâmicos) para definição dos modos de falha considerados. O estudo foi realizado em etapas sendo que, na fase de projeto, analisou-se o estaqueamento utilizando o método semiempírico de Aoki-Velloso para previsão de capacidade de carga. Na fase de execução da obra, reavaliou-se o estaqueamento utilizando os resultados dos ensaios dinâmicos. A utilização da análise probabilística via Teoria da Confiabilidade permitiu encontrar possibilidades de falhas localizadas no estaqueamento que não foram detectadas em uma análise tradicional. De modo geral, os índices de confiabilidade obtidos no estaqueamento foram satisfatórios quando comparados a valores alvos contidos na bibliografia internacional. Por fim, este trabalho visa auxiliar na busca de um processo sistemático para incorporação de análises probabilísticas, no meio geotécnico brasileiro, como forma complementar à verificação da segurança de estaqueamentos.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, Ensaio SPT, Ensaio Dinâmico, Incertezas, Probabilidade de Falha.

ABSTRACT: Quantifying geotechnical failures probabilities is essential to measure and evaluate the risks of a foundation project in a high-rise building design ensuring the necessary safety for the people who will habit these structures. This paper analyzes the probabilistic behavior of the foundations in mix piles (precast in concrete with steel bottom) of a large building project located in Barueri-SP considering the Structural Reliability Theory using the First Order Reliability Method (FORM). Uncertainties were considered from the structural load, as well as the results of field tests (SPT test and dynamic loading tests) to define the failure modes considered. The study was made by stages and, in the design phase, was used Aoki-Velloso's semi-empirical method to predict load bearing capacity. During the construction phase, the foundations was re-evaluated using the results of the dynamic tests. It was possible to find different types of failures by using the Reliability Theory. In general, the reliability indexes obtained were satisfactory when compared with indexes contained in the international literature. Finally, this paper aims in the search for a systematic process incorporating probabilistic analyzes in the Brazilian geotechnical environment, as a complementary mode to verify the safety of a foundation design.

KEYWORDS: Foundations, SPT Test, Dynamic Loading test, Uncertainties, Failure Probability.

1 INTRODUÇÃO

O solo é proveniente do remanejamento e decomposição de seu material de origem. Sendo ele um material natural, as incertezas encontradas em um campo amostral podem ser elevadas, aumentando a relevância de um estudo probabilístico para projetos de fundações e outras obras geotécnicas. Por outro lado, no Brasil, as sondagens de simples reconhecimento (ensaio SPT) constituem o principal ensaio empregado para a investigação geotécnica de obras, porém podem apresentar alta variabilidade em seus resultados. Portanto, o enfoque probabilístico pode ser uma alternativa para consideração explícita dessas incertezas, fornecendo ao engenheiro geotécnico informações de desempenho das fundações, a partir do conhecimento das probabilidades de falha dos elementos. Isso permite localizar elementos com maior risco de falha em suas obras e realizar melhorias onde necessário.

O perfil metálico, sobretudo do tipo "H", possui uma pequena área transversal e um elevado módulo de elasticidade fazendo com que seja um componente que consiga penetrar terrenos com elevados índices de N_{SPT} (~70). Inserindo este elemento na ponta de uma estaca convencional pré-moldada de concreto, consegue-se atingir solos onde a estaca pré-moldada não conseguiria ser cravada devido ao seu limite físico. Alguns estudos já avaliaram o comportamento de estacas mistas de forma determinística, como os trabalhos de Neto (2012) e Thusoo (2020), enquanto outros estudaram a probabilidade de ruína associada às fundações, como o trabalho de Oluwatuyi (2023).

Neste contexto, o presente trabalho visa abordar esses dois temas (dimensionamento geotécnico de estacas mistas e incorporação de análises probabilísticas), auxiliando na divulgação desses temas no Brasil. Este artigo utiliza como base uma obra predial com soluções de fundações em estacas mistas analisadas via Teoria da Confiabilidade Estrutural. As incertezas pertinentes são consideradas como base em ensaios de prospecção geotécnica. Ensaios de desempenho preconizados na norma de fundações ABNT NBR 6122 (2019) são utilizados para confrontar e referendar os resultados obtidos.

2 APRESENTAÇÃO INICIAL DOS DADOS

2.1 Caracterização da Obra

A torre do empreendimento imobiliário estudado é constituída por subsolo e 20 pavimentos tipo. As cargas estruturais foram fornecidas pela "RM Mais Engenharia", sendo o "TQS" o programa computacional utilizado. A empresa forneceu a separação das cargas entre Permanente, Acidental e Vento para a devida consideração dessas grandezas como variáveis aleatórias para as análises probabilísticas.

As investigações geotécnicas foram baseadas em ensaios SPT para determinação do perfil geológico do local. Uma espessa camada de aterro foi encontrada em todo o perímetro da obra, possivelmente por ser local de "bota-fora" de antigas obras de Alphaville e Tamboré (Barueri-SP). O aterro foi admitido como consolidado, contribuindo dessa forma para o cálculo de resistência última geotécnica das estacas. Em todos os casos, houve a parada do ensaio devido ao encontro do impenetrável. Sendo assim, prosseguiu-se com a realização de sondagens rotativas para confirmação da continuidade da rocha, suposição esta que foi confirmada. A Figura 1 ilustra uma seção transversal do terreno caracterizada a partir das sondagens.

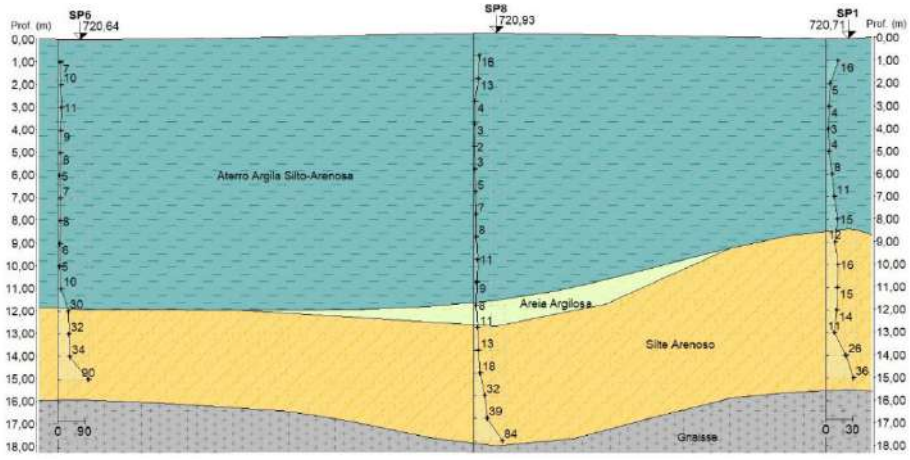


Figura 1. Corte transversal SP6 – SP8 – SP1.

2.2 Características da Estaca

Foram utilizados três conjuntos de estacas mistas, todas com a parte superior em estaca do tipo estrela fabricada pela empresa "FOÁ" e com a ponta em perfil metálico fabricado pela empresa "Gerdau". Os conjuntos são: ETR445+HP310×93,0 com carga máxima estrutural de 1240 kN; ETR 525+HP310×110,0 com carga máxima estrutural de 1800 kN; ETR 605+HP310×125,0 com carga máxima estrutural de 2310 kN. Nesta obra, adotou-se o comprimento de 2 m para a ponteira metálica para que o conjunto alcançasse o impenetrável à percussão. A Figura 2 traz as características da estaca e considerações adotadas para o cálculo da resistência última geotécnica.

Figura 2. Considerações para as resistências geotécnicas na solução em estaca mista.

Para efeitos de cálculo da resistência última geotécnica das estacas, foram consideradas 2 pontas na estaca: i) ponta residual de concreto na interface da seção transversal de concreto e perfil metálico; ii) ponta final localizada na base do perfil metálico. Além disso, ao longo de ambos os comprimentos de concreto e metálico, foram consideradas as contribuições dos respectivos atritos laterais.

2.3 Premissas das Análises de Confiabilidade

A Teoria da Confiabilidade Estrutural foi empregada para realização das análises probabilísticas, de acordo com as seguintes premissas para a avaliação da segurança das estacas:

- Por se tratar de estacas pré-moldadas, todas as estacas da torre foram cravadas até o seu limite físico;
- Foi utilizado o limite de N_{SPT} = 50 para a quantificação das parcelas de resistência lateral e ponta;
- Para os perfis metálicos, foi utilizado o perímetro lateral colado e área do retângulo envolvente na ponta conforme orientação de Alonso (1998);
- Foram consideradas como variáveis aleatórias: resistências devido ao atrito lateral das estacas de concreto e ponteira metálica em contato com todas as camadas de solo; resistências devido à ponta residual de concreto na interface com o perfil metálico e a ponteira do perfil metálico; cargas permanentes; cargas variáveis; carga de vento máximo de 50 anos. Para as variáveis de resistência, as respectivas estatísticas foram compiladas utilizando os horizontes para cada material, a partir dos valores de N_{SPT} de 6 sondagens distintas, denominadas SP1, SP2, SP5, SP6, SP7 e SP8;
- A determinação da probabilidade de falha foi realizada para a estaca mais solicitada de cada bloco de coroamento de todo o estaqueamento da torre;
- O FORM (First Order Reliability Method) via acoplamento direto com o método semiempírico de previsão de capacidade de carga foi adotado para a solução do problema de confiabilidade. A descrição detalhada do FORM pode ser encontrada em outras publicações, como no estudo de Nogueira (2010);
- Foi utilizado como índice de confiabilidade alvo $\beta_T = 3{,}10$. O alvo adotado é levemente superior ao intervalo preconizado pela AASHTO (2020) para estacas isoladas e está de acordo com a recomendação do limite superior do intervalo proposto por Whitman (1984 e 2000).

3 RESULTADOS

3.1 Método Aoki-Velloso com Ensaios SPT (Etapa de Projeto)

A composição das estatísticas do N_{SPT} foi realizada considerando horizontes para cada tipo de solo, utilizando como critérios o tipo de material encontrado e a resistência à penetração. O primeiro metro, admitido referente ao bloco de coroamento, foi desprezado. O comprimento útil final das estacas mistas utilizado para definir a profundidade das camadas é função de sua localização no terreno e da sondagem de referência mais próxima. Com isso, os comprimentos das estacas variaram entre 9,5 m e 13,5 m.

A Tabela 1 apresenta as estatísticas para o N_{SPT} na mesma cota. Mesmo considerando a divisão do solo por horizontes, o que é mais consistente do ponto de vista geotécnico, em vez de apenas calcular as estatísticas metro a metro, observou-se alta variabilidade, com elevados desvios-padrão (σ) e coeficientes de variação (C.V.) maiores que 30%.

Tabela 1. Estatísticas N_{SPT} utilizadas para o método Aoki-Velloso.

Comp. Estaca (m)	Cota (m)	N_{SPT} Número da Sondagem						Média	σ	C.V. (%)
		SP-1	SP-2	SP-5	SP-6	SP-7	SP-8			
0	716,00	4,0	5,0	4,0	8,0	4,0	2,0	4,50	1,97	43,89
1	715,00	8,0	7,0	5,0	5,0	5,0	3,0	5,50	1,76	32,01
2	714,00	11,0	8,0	7,0	7,0	8,0	5,0	7,67	1,97	25,65
3	713,00	15,0	11,0	8,0	8,0	7,0	7,0	9,33	3,14	33,65
4	712,00	12,0	6,0	10,0	6,0	4,0	8,0	7,67	2,94	38,40
5	711,00	16,0	10,0	6,0	5,0	5,0	11,0	8,83	4,36	49,30
6	710,00	15,0	13,0	5,0	10,0	6,0	9,0	9,67	3,88	40,15
7	709,00	14,0	15,0	26,0	30,0	13,0	8,0	17,67	8,45	47,85
8	708,00	11,0	14,0	38,0	32,0	20,0	11,0	21,00	11,49	54,71
9	707,00	26,0	18,0	50,0	34,0	26,0	13,0	27,83	13,06	46,92
10	706,00	36,0	50,0	-	50	36,0	18,0	38,00	13,19	34,71
11	705,00	-	-	-	-	50,0	32,0	41,00	12,73	31,04
12	704,00	-	-	-	-	50,0	39,0	-	-	-
13	703,00	-	-	-	-	-	50,0	-	-	-
Análise Probabilística		Horizonte 1		Argila Silto-Arenosa			N_{spt}	9,28	3,89	41,92
		Horizonte 2		Silte Areno-Argiloso			N_{spt}	31,25	5,80	18,57
		Horizonte 3		Silte Areno-Argiloso			N_{spt}	50,00	0,00	0,00

A Tabela 2 apresenta os tipos e comprimentos de cada horizonte determinado pela sondagem de referência utilizados para o cálculo da resistência geotécnica das estacas. A ponta do perfil metálico (RP2) apoia em material de alteração (horizonte 3) em todas as sondagens.

Tabela 2. Comprimentos e horizontes utilizados no método Aoki-Velloso.

Característica		Região					
		SP-1	SP-2	SP-5	SP-6	SP-7	SP-8
RL1	Comprimento (m)	8,5	9,0	7,5	9,0	9,5	11,5
	Horizonte	1	1	1	1	1	1
RL2	Comprimento (m)	1,5	1,0	1,5	1,5	1,5	1,5
	Horizonte	2	1	2	2	2	2
RL3	Comprimento (m)	0,5	1,0	0,5	0,5	0,5	0,5
	Horizonte	3	3	3	3	3	3
RP1	Horizonte	2	1	2	2	2	2
RP2	Horizonte	3	3	3	3	3	3
Comprimento útil (m)		10,5	11,0	9,5	11,0	11,5	13,5

As sondagens mais próximas para cada bloco foram utilizadas como sendo as de referência para as estacas analisadas (Figura 3). Nesta imagem, também é possível visualizar parte do projeto de fundações desenvolvido pela "Solodactha Engenharia de Solos e Fundações" de modo tradicional.

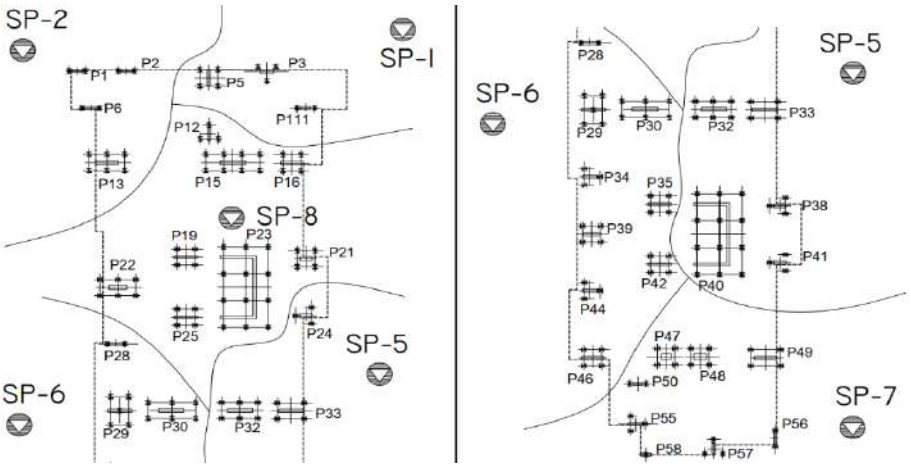


Figura 3. Apresentação de parte do Projeto de Fundações e das Sondagens de Referência para cada bloco.

A Equação 1 apresenta a função de estado limite para a hipótese analisada (cargas permanente, acidental e vento). A norma ABNT NBR 6122 (2019) autoriza a majoração da carga admissível em 15,0% para a hipótese com vento, porém, como está sendo analisada a carga de ruptura geotécnica das peças, tal majoração não será utilizada.

$$g(X) = R_{L1} + R_{L2} + R_{L3} + R_{P1} + R_{P2} - CP_e - CV_e - VC_e \quad (1)$$

Onde: g(X): Função de Estado Limite (margem de segurança); R_{L1}: Resistência Lateral Trecho 1; R_{L2}: Resistência Lateral Trecho 2; R_{L3}: Resistência Lateral Trecho 3; R_{P1}: Resistência de Ponta (Residual); R_{P2}: Resistência de Ponta (Perfil Metálico); CP_e: Carga Permanente; CV: Carga Variável; VC_e: Carga de Vento Crítico; X : Função de Variável Aleatória não Determinística.

As orientações de Ellingwood et al. (1980) e de Souza Junior (2008) foram utilizadas para as estatísticas (média, coeficiente de variação e função de densidade de probabilidades) das cargas permanente, acidental e vento. Em todos os casos foram utilizados os valores das cargas nominais para obtenção das estatísticas. As orientações podem ser visualizadas na Tabela 3. A distribuição normal foi considerada para todas as variáveis aleatórias de resistência.

Tabela 3. Estatísticas da Solicitação.

Carga Permanente			Carga Variável			Carga Vento Crítico		
μ	Co.V.	FDP	μ	Co.V.	FDP	μ	Co.V.	FDP
1,05×CP	10,0%	Normal	1,00×CV	25,0%	Gumbel Tipo 1	0,90×VC	34,0%	Gumbel Tipo 1

A Tabela 4 apresenta todas as estatísticas das variáveis aleatórias adotadas nas análises de confiabilidade para cada estaca, incluindo as parcelas das cargas transferidas para cada estaca. O programa RELgen de Nogueira (2010) foi utilizado para a realização das análises. A abordagem adotada consistiu em obter, a partir do acoplamento direto entre o método de Aoki-Velloso e o FORM, as probabilidades de falha de cada estaca mais solicitada individualmente por bloco de coroamento. Dessa forma, foi possível avaliar o nível de segurança obtido por estaca em todo o sistema de fundações da edificação. A comparação dos índices de confiabilidade/probabilidades de falha com uma referência ($\beta_T = 3{,}10$ proposto por Whitman, 1984 e 2000) permitiu a inclusão ou não da estaca no grupo de falha. Essa abordagem pode fornecer ao analista de segurança das fundações o subsídio necessário para reforçar as estacas que violaram tal condição e, com isso, obter um projeto mais seguro.

Tabela 4. Dados de Entrada para inserção no programa RELgen de Nogueira (2010).

Pilar	nº est.	Sond.	Perfil Ponta	RL1 (kN)		RL2 (kN)		RL3 (kN)		RP1 (kN)		RP2 (kN)		CPe (kN)		CVe (kN)		VCe (kN)	
				μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ
P1	2	SP2	HP310x93	430.48	180.45	46.74	19.59	320.40	0.00	145.13	60.83	1199.57	0.00	691.69	69.17	60.80	15.20	170.83	58.08
P2	2	SP2	HP310x93	430.48	180.45	46.74	19.59	320.40	0.00	145.13	60.83	1199.57	0.00	1052.73	105.27	117.20	29.30	93.55	31.81
P3	3	SP1	HP310x110	421.87	176.84	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1074.54	107.45	111.20	27.80	105.55	35.89
P5	4	SP1	HP310x110	421.87	176.84	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1008.00	100.80	130.38	32.59	67.02	22.79
P6	2	SP2	HP310x125	515.67	216.16	47.52	19.92	325.80	0.00	206.51	86.57	1251.00	0.00	1174.56	117.46	198.50	49.63	112.43	38.22
P12	3	SP8	HP310x110	570.77	239.25	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	944.41	94.44	167.30	41.83	65.94	22.42
P13	6	SP2	HP310x110	446.69	187.24	47.26	19.81	324.00	0.00	169.18	70.91	1227.86	0.00	1070.72	107.07	163.35	40.84	301.32	102.45
P15	8	SP8	HP310x110	570.77	239.25	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1068.67	106.87	178.53	44.63	53.79	18.29
P16	4	SP8	HP310x110	570.77	239.25	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	905.20	90.52	140.85	35.21	494.84	168.25
P19	4	SP8	HP310x125	658.92	276.21	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1089.53	108.95	222.65	55.66	137.36	46.70
P21	4	SP8	HP310x110	570.77	239.25	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	983.16	98.32	125.13	31.28	139.97	47.59
P22	6	SP8	HP310x125	658.92	276.21	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1273.72	127.37	167.93	41.98	107.33	36.49
P23	12	SP8	HP310x125	658.92	276.21	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	995.94	99.59	143.08	35.77	321.63	109.35
P24	3	SP5	HP310x125	429.73	180.13	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1177.19	117.72	150.63	37.66	224.49	76.33
P25	4	SP8	HP310x125	658.92	276.21	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1148.80	114.88	215.05	53.76	145.27	49.39
P28	2	SP6	HP310x125	515.67	216.16	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1146.05	114.60	197.75	49.44	124.22	42.23
P29	5	SP6	HP310x110	446.69	187.24	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	916.95	91.70	155.76	38.94	472.20	160.55
P30	6	SP6	HP310x110	446.69	187.24	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1114.63	111.46	195.40	48.85	304.61	103.57
P32	6	SP5	HP310x125	429.73	180.13	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1184.68	118.47	160.53	40.13	388.78	132.19
P33	4	SP5	HP310x125	429.73	180.13	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1159.40	115.94	162.20	40.55	535.23	181.98
P34	3	SP6	HP310x110	446.69	187.24	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1017.14	101.71	175.20	43.80	139.62	47.47
P35	4	SP6	HP310x125	515.67	216.16	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1135.44	113.54	213.48	53.37	168.88	57.42
P38	3	SP5	HP310x125	429.73	180.13	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1242.71	124.27	143.60	35.90	281.99	95.88
P39	4	SP6	HP310x110	446.69	187.24	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1070.08	107.01	138.23	34.56	173.98	59.15
P40	12	SP5	HP310x125	429.73	180.13	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	992.63	99.26	130.69	32.67	424.75	144.41
P41	3	SP5	HP310x125	429.73	180.13	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1270.96	127.10	157.57	39.39	297.20	101.05
P42	4	SP6	HP310x110	446.69	187.24	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1035.48	103.55	215.35	53.84	257.41	87.52
P44	3	SP6	HP310x125	515.67	216.16	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1183.67	118.37	183.77	45.94	137.25	46.67
P46	4	SP6	HP310x110	446.69	187.24	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	870.18	87.02	116.33	29.08	485.72	165.15
P47	4	SP7	HP310x110	471.50	197.64	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1116.72	111.67	168.20	42.05	236.51	80.41
P48	4	SP7	HP310x125	544.32	228.17	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1266.56	126.66	201.30	50.33	152.41	51.82
P49	4	SP7	HP310x125	544.32	228.17	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1140.05	114.01	170.83	42.71	487.01	165.58
P50	2	SP7	HP310x93	454.40	190.47	300.38	55.77	160.20	0.00	666.23	123.69	1199.57	0.00	866.78	86.68	123.05	30.76	80.89	27.50
P55	3	SP7	HP310x93	454.40	190.47	300.38	55.77	160.20	0.00	666.23	123.69	1199.57	0.00	995.54	99.55	113.93	28.48	178.88	60.82
P56	2	SP7	HP310x125	544.32	228.17	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1085.04	108.50	148.30	37.08	211.55	71.93
P57	3	SP7	HP310x125	544.32	228.17	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1157.63	115.76	160.33	40.08	114.96	39.09
P58	1	SP7	HP310x125	544.32	228.17	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1230.81	123.08	117.80	29.45	242.64	82.50
P111	2	SP1	HP310x93	406.56	170.42	300.38	55.77	160.20	0.00	666.23	123.69	1199.57	0.00	957.52	95.75	162.00	40.50	62.51	21.25

Os resultados das análises de confiabilidade foram apresentados na Figura 4. É possível visualizar o índice de confiabilidade "beta" para a estaca mais solicitada de cada bloco. Em apenas um pilar (P13), o índice de confiabilidade resultou em valor abaixo do alvo ($\beta_T = 3{,}10$ linha em azul na Figura 4). Como possíveis soluções para elevar o nível de segurança podem ser citadas: i) aumento do perímetro lateral e área de ponta dessas estacas; ii) aumento na quantidade de estacas desse bloco, elevando a resistência geotécnica dessas estacas.

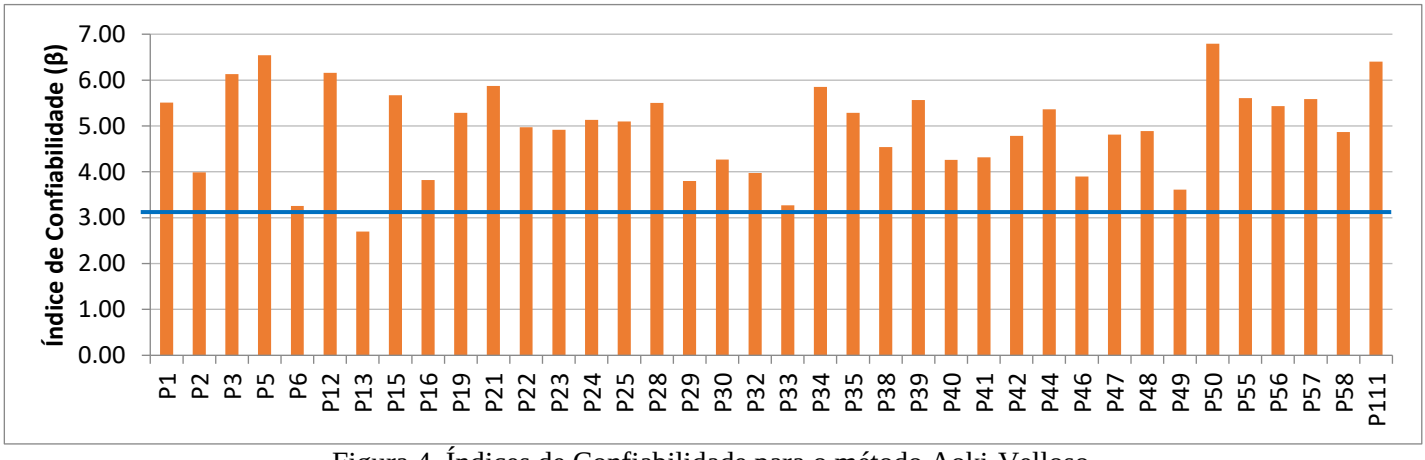


Figura 4. Índices de Confiabilidade para o método Aoki-Velloso.

3.2 Ensaios de Desempenho (Etapa de Obra)

Realizaram-se, nesta obra, ensaios de desempenho seguindo orientações preconizadas na norma ABNT NBR 6122 (2019). Os dados de resistência foram obtidos em um instante onde a obra já havia iniciado. Cravaram-se 9 estacas mistas para realizar os ensaios dinâmicos analisando as cargas admissíveis utilizadas no projeto de fundações e calculando seus respectivos fatores de segurança (FS). É possível visualizar os dados e resultados das estacas ensaiadas na Tabela 5. As abreviações "DMX" e "EMX" se referem ao deslocamento total vertical máximo e à energia efetivamente transferida à estaca.

Tabela 5. Dados e Resultados das Estacas Ensaiadas.

ESTACA	Conjunto		Golpe	Crav.	Nega	DMX	EMX	RESISTÊNCIA	FS
	ETR	Perfil	nº	(m)	(mm)	(mm)	(kN.m)	MOBILIZADA (kN)	
P16D	525	HP310x110	6	12.50	1.0	18.09	38.1	3050.0	2.5
P23H	605	HP310x125	9	13.30	1.0	21.22	64.0	3659.0	2.6
P29C	525	HP310x110	6	12.50	1.0	22.44	63.8	3224.0	2.7
P33A	605	HP310x125	7	14.20	2.0	23.96	72.7	3372.0	2.4
P38B	605	HP310x125	5	13.70	1.0	19.57	56.8	3697.0	2.6
P39B	525	HP310x110	6	13.10	1.0	23.04	60.0	3405.0	2.8
P40H	605	HP310x125	8	13.20	3.0	28.46	91.6	2865.0	2.0
P46D	525	HP310x110	7	10.55	5.0	25.67	64.8	2748.0	2.3
P56B	605	HP310x125	6	11.40	1.0	18.42	58.8	3827.0	2.7

Não há dados sobre o conjunto de estaca "ETR445+HP310x93,0", portanto, não serão realizadas análises para tal conjunto. A função de estado limite, para os dois outros conjuntos de estacas, pode ser observada na Equação 2. Observa-se que, diferente da seção anterior, a resistência última geotécnica é obtida em apenas uma parcela, denominada como R_{Etot}.

$$g(X) = R_{Etot} - CP_e - CV_e - VC_e \quad (2)$$

A Tabela 6 apresenta as estatísticas (média, desvio padrão e coeficiente de variação) das parcelas de resistência dos dois conjuntos ensaiados. As solicitações foram as mesmas utilizadas na análise anterior e estão reunidas na Tabela 4. Por sua vez, a Figura 5 expõe os resultados dos índices de confiabilidade encontrados após a análise probabilística. Como pode ser visualizado na Figura 5, todos os índices de confiabilidade se mantiveram acima do índice alvo ($\beta_T = 3{,}10$), inclusive o bloco do P13, onde a análise via método Aoki-Velloso (1975) sugeriu reforços.

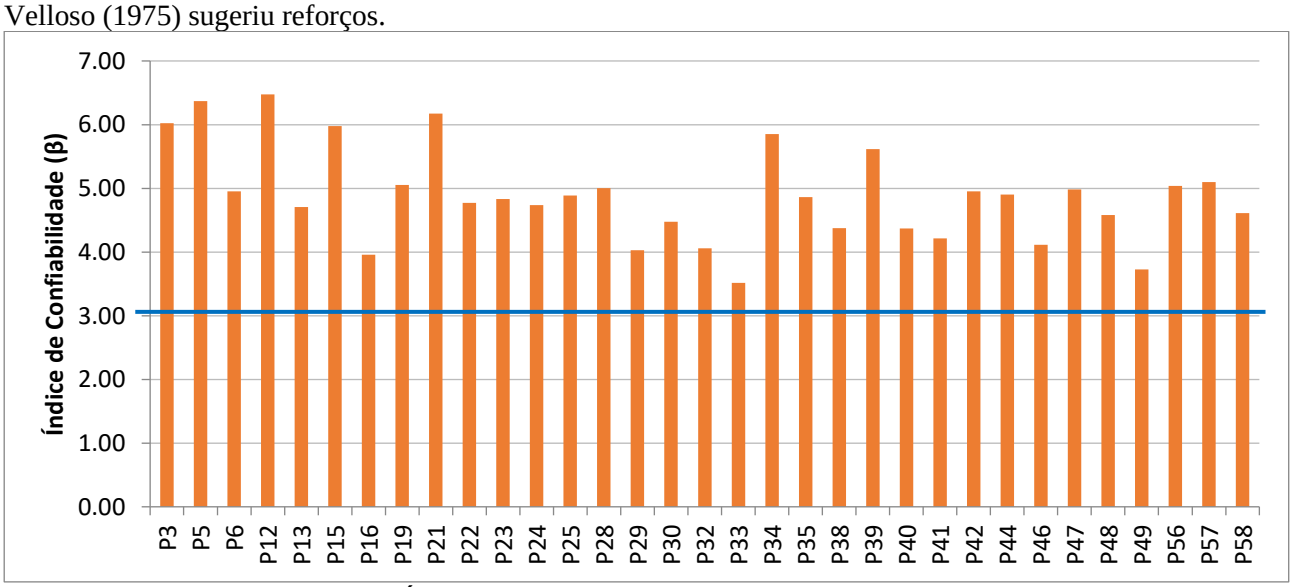


Figura 5. Índices de Confiabilidade para Ensaios Dinâmicos.

Tabela 6. Estatísticas de Resistências via Ensaio Dinâmico.

Conjunto		Capacidade Mobilizada		
Pré-Moldada	Perfil Metálico	μ (kN)	σ (kN)	Co.V. (%)
525	HP310x110	3407.00	469.77	13.79
605	HP310x125	3159.80	269.68	8.53

4 CONCLUSÕES

As análises foram realizadas utilizando o ELU (estado limite último) como premissa, isto é, utilizando as capacidades de carga (ruptura geotécnica) dos elementos. O menor índice de confiabilidade encontrado foi 2,70 (estaca mais solicitada do bloco P13) para o estudo via ensaio SPT pelo acoplamento direto FORM e método Aoki-Velloso (1975). Por sua vez, o menor índice de confiabilidade, via ensaios de desempenho, foi de 4,71 para a estaca mais solicitada do bloco do pilar P33. O reforço inicialmente sugerido pelo método semiempírico foi descartado pela análise posterior com os ensaios dinâmicos.

A análise via Teoria da Confiabilidade pode ser utilizada como abordagem complementar ao método tradicional de projeto despontando, assim, como uma ferramenta auxiliar para o dimensionamento de fundações no meio geotécnico brasileiro. A sua verificação complementar auxilia o engenheiro geotécnico a notar pontos críticos em seus projetos, reforçando onde necessário.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. (1998). Estacas pré-moldadas. In: HACHIC, W. Fundações: teoria e prática.

American Association of State Highway and Transportation Officials (2020). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.* Washington, DC.

Aoki, N; Velloso, D. (1975). *An Aproximate method to Estimate the Bearing Capacity of Piles.* In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.

Ellingwood, B. et al. (1980). *Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A57.* NBS Special Publication 577.

Neto, L. C.; Corda, A.; Chnchelli, M. (2012). *Ampliação do terminal de contêineres do porto de Santos, SP*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo. Anais... ABMS v. 2, 170 f.

Nogueira, C. G. (2010). *Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado.* Tese de Doutorado. São Carlos/USP.

Oluwatuyi, O. E.; Ng, K.; Wulff S. S. (2023). *Improved resistance prediction and reliability for bridge pile foundation in shales through optimal site investigation plans.* Reliability Engineering and System Safety

Thusoo, S. et al. (2020). *Performance of precast hollow steel-encased high-strength concrete piles*. Engineering Structures.

Whitman, R. V. (1984). *Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering*. In: Journal of Geotechnical Engineering.

Whitman, R. V. (2000). *Organizing and evaluating uncertainty in geotechnical engineering.* In: Journal of Geotechnical Engineering.

Souza Junior, A. C. (2008). *Aplicação de confiabilidade na calibração de coeficientes parciais de segurança de normas brasileiras de projeto estrutural.* Tese de Doutorado. São Carlos/USP.

XX Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica
X Simposio Brasileño de Mecánica de Rocas
X Simposio Brasileño de Jóvenes Ingenieros Geotécnicos
24 al 27 de septiembre de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/280

Aplicação de testes te arrancamento para comprovação da capacidade de carga das fundações de usinas solares fotovoltaicas

Aplicación de pruebas de extracción para comprobar la capacidad de carga en cimentaciones en plantas fotovoltaicas

Jaime Leonel Fora
Ingeniero Civil, Lima, Perú, jaime.fora.n@uni.pe

Gino Omar Calderón Vizcarra
Docente, Universidad Católica San Pablo, Arequipa, Perú, ginocalderon@hotmail.com

RESUMEN: En la actualidad la cimentación de una planta solar requiere la instalación de una gran cantidad de pilotes metálicos o "hincas". En un proyecto fotovoltaico de 50 MW, construido en Chile el año 2022, se instalaron 10.311 pilotes metálicos (perfil W8x13 ASTM A6/A6M, longitud 3,71 m) repartidos en una extensión de 200 Has. Para comprobar la capacidad de carga de diseño de los pilotes hincados se planteó una metodología basada en pruebas de extracción (*Pull Out Test* en inglés) con el objetivo de identificar las áreas de suelo potencialmente aptas para hincado y medir la capacidad de carga de una muestra de 21 pilotes hincados en suelos aptos. Los resultados obtenidos determinaron que el 99% del área potencialmente apta era útil para el hincado directo. Este proceso utilizado generalmente por fabricantes de estructuras para paneles solares, contempla la acción de cargas permanentes y de viento, por ello, requiere pruebas de carga lateral y axial (tracción y compresión). Durante el proceso constructivo, se instalaron todos los pilotes dentro de áreas de suelo aptas, obteniendo resultados satisfactorios y un buen nivel de confiabilidad, esto asegura que los pilotes hincados serán capaces de soportar los esfuerzos últimos de diseño.

PALABRAS CLAVE: Pilotes, Hincas metálicas, Capacidad de carga, Prueba de carga, Resistencia en el fuste, Parámetros Geotécnicos, Ensayos de Laboratorio.

1. INTRODUCCIÓN

En la última década el uso de energías renovables se ha extendido notablemente en el mundo. Brasil y Chile lideran la capacidad instalada de energía fotovoltaica en Sudamérica. Las proyecciones de crecimiento son alentadas por el cambio climático. Esto implica la construcción de un mayor número de plantas solares o parques fotovoltaicos. En la actualidad, la cimentación de una planta solar requiere la implantación de un gran número de pilotes metálicos o "hincas" repartidos en áreas extensas.

Evaluaremos la construcción de una planta solar de 50 MW construida en Chile el año 2022, cuya cimentación requirió la instalación de 10.311 pilotes repartidos en una extensión de 200 Has. Los pilotes metálicos de perfil W8x13, se hincaron directamente en el suelo, hasta una profundidad no menor de 2 m. La comprobación de la capacidad de carga de los pilotes hincados, representó un reto geotécnico. La enorme cantidad hacía inviable una evaluación integral.

Tómese en cuenta que no existe una normativa para la ejecución de ensayos de pruebas de carga estática o dinámica de pilotes en cantidades masivas. En países como Perú, Chile o España, las normas, códigos y/o reglamentos recomiendan el planteamiento de metodologías específicas. En este escenario, se planteó una metodología para evaluar la capacidad de carga estática mediante pruebas de extracción, aplicando las normas ASTM D3689-07 y D3966-07 (ASTM internacional, 2010). Esta metodología, utilizada generalmente por fabricantes de estructuras metálicas, considera dos aspectos: un estudio geotécnico para la identificación de áreas de suelo con capacidad para el hincado directo y la ejecución de pruebas de extracción de una muestra representativa de pilotes, hincados en suelos geotécnicamente aptos. Las pruebas se realizan directamente sobre cada pilote instalado, mediante la aplicación de cargas, horizontal y axial (tracción y compresión). El resultado de las pruebas determinará la magnitud de la capacidad de carga de los pilotes y la competencia del suelo alrededor de estos. Con la información obtenida se puede empezar la etapa de proceso constructivo.

2. IDENTIFICACIÓN DE ÁREAS PARA HINCADO

2.1. Ubicación del proyecto

La planta solar se encuentra ubicada en el desierto de Atacama, en Antofagasta (Chile), tiene una extensión de 200 Has., como se observa en la Figura 1. Para la cimentación se hincaron 10.311 pilotes o "hincas" que unidos en grupos de 7 unidades forman parte de 1473 estructuras metálicas que sostienen 132.000 paneles. La potencia instalada de esta planta es de 57 MW.

Figura 1. Vista panorámica de la planta solar.

2.2. Geología y geomorfología regional y local

A escala regional la zona de estudio se encuentra en la cuenca del río Loa, en una zona fisiográfica de depresión central, surcada por multitud de cerros y valles de carácter aluvial. Se caracteriza por ser una planicie de sedimentación árida, con gran cantidad de salares presentando un acusado endorreísmo. Las unidades geotécnicas (U.G.) detectadas en la zona son: depósitos aluviales (PLHa), formación Quillagua (Pq), depósitos aluviales del Mioceno-Plioceno (MPa), formación El Batea (Mmeb) y estratos de Confluencia (Oc).

El clima es desértico y extremadamente seco, con una pluviometría anual de 0.00 mm. Sin embargo, se han encontrado formaciones geomorfológicas típicas de lluvias torrenciales con periodos de recurrencia muy elevados, como cauces estacionales eminentemente erosivos que surcan la zona de influencia del proyecto.

2.3. Investigación geotécnica

El estudio geotécnico con fines de cimentación de plantas solares contempla la exploración y caracterización del suelo mediante calicatas, ensayos de laboratorio y prospección a base de sondeos "in situ", esto con el fin de determinar las propiedades geológicas y geotécnicas del suelo. Mediante correlación se puede identificar las áreas de suelo superficial aptas para el hincado directo de pilotes, con suficiente resistencia para soportar las cargas de servicio. En estos proyectos se descartan los suelos de baja o muy baja resistencia por el elevado coste de cimentación de tipo convencional, así como suelos compactos de alta o muy alta resistencia porque impiden el hincado directo y demandan el uso de perforación previa (*pre-drilling*).

En la etapa de exploración se identificaron 7 puntos de observación geomorfológica (POG) para identificar las unidades geotécnicas (U.G.), se realizaron 12 calicatas (TP), 10 ensayos con penetrómetro dinámico de energía variable "Panda" (PD) para estimar la resistencia del terreno y otros parámetros obtenidos por correlación (cohesión, ángulo de fricción, módulo de elasticidad, CBR, entre otros), 5 ensayos de resistividad eléctrica (ERT) para identificar la profundidad y espesor de los estratos de suelo, y ensayos de laboratorio (clasificación SUCS, humedad, granulometría y límites de Atterberg). En la Figura 3 se observa la distribución de estos ensayos en el área de estudio.

En la Tabla 1 se puede observar los principales parámetros geotécnicos correlacionados en base a las unidades geotécnicas. El terreno se ha subdividido en dos grupos con características geotécnicas bien diferenciadas:

- Sustrato Consolidado: Abarca las unidades geotécnicas Formación Quillagua (Pq), Mioceno (Mpa), y Formación El Batea (Mmeb). Son suelos con compacidad medianamente densa a muy densa, con diferentes grados de cementación en base al contenido en sales y carbonatos. Se encuentran por debajo de los recubrimientos no consolidados. Se consideran suelos consolidados en tránsito a roca. Este suelo es apto para el hincado de pilotes.
- Recubrimientos no consolidados: Abarca las unidades geotécnicas Cuaternario Eluvial (QHe) y Cuaternario Aluvial (PLHa). Compuesto por suelos no consolidados que presentan un escaso espesor y se hallan tapizando el sustrato competente. Presentan baja capacidad portante, por tano no son aptos para el hincado de pilotes.

Tabla 1. Parámetros geotécnicos.

U.G.	prof. sup.	prof. inf.	SUCS	W	ɣ media	Qd media	Qc media	φ' media	c' media	σ' media	E media
QHe	0,0	0,2-0,6	SM	< 1	18,0	6,0	5,1	30,0	9,8	88	12,8
PLHa	0,0	0,2-0,6	SM	< 1	18,0	5,0	4,3	29,0	6,9	73	10,6
Pq	0,1-0,6	1,6	SM	< 1	19,5	13,0	11,1	34,0	39,4	193	27,6
MPa	0,5	1,6-3,0	SM SW GW	< 1	18,0	16,0	13,6	35,0	56,5	237	34,0
Mmeb	1,6	3,0	SM SW	< 1	18,0	20,0	17,0	37,0	82,5	297	42,5
Und	m	m		%	kN/m^3			°	kPa	kPa	Mpa

2.4. Estimación de áreas aptas para hincar

Con los parámetros obtenidos en los ensayos y sondeos se elaboraron varios perfiles geológicos-geotécnicos en ambos sentidos (E-W y N-S) mediante la correlación de los parámetros del suelo con las unidades geotécnicas. En la Figura 2 podemos observar uno de los perfiles del suelo estratificado obtenido a partir de la identificación de los parámetros geotécnicos.

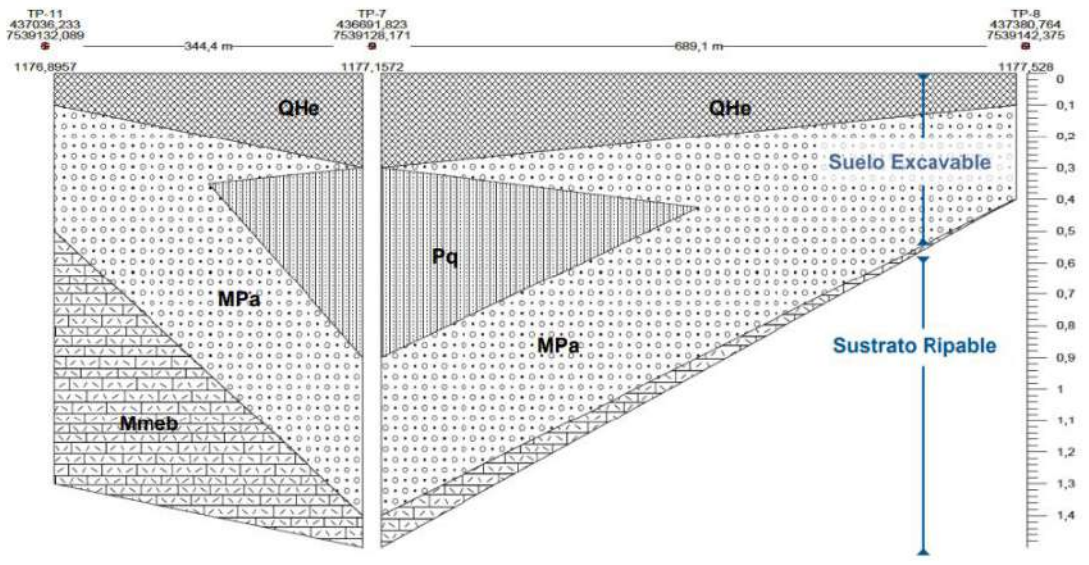


Figura 2. Perfil geológico geotécnico E-W.

Con los perfiles geotécnicos se efectuó una interpolación y se obtuvo un mapa de calor en función al espesor de los suelos estimados. Como se observa en la Figura 3 la zona de color verde que abarca más del 48% del área, presenta estratos consolidados con espesor mayor a 1,00 m y es presumiblemente apto para el hincado de pilotes. En la segunda etapa del estudio, se corroborará los suelos aptos cuando se realice la campaña de hincado de pilotes y pruebas de carga.

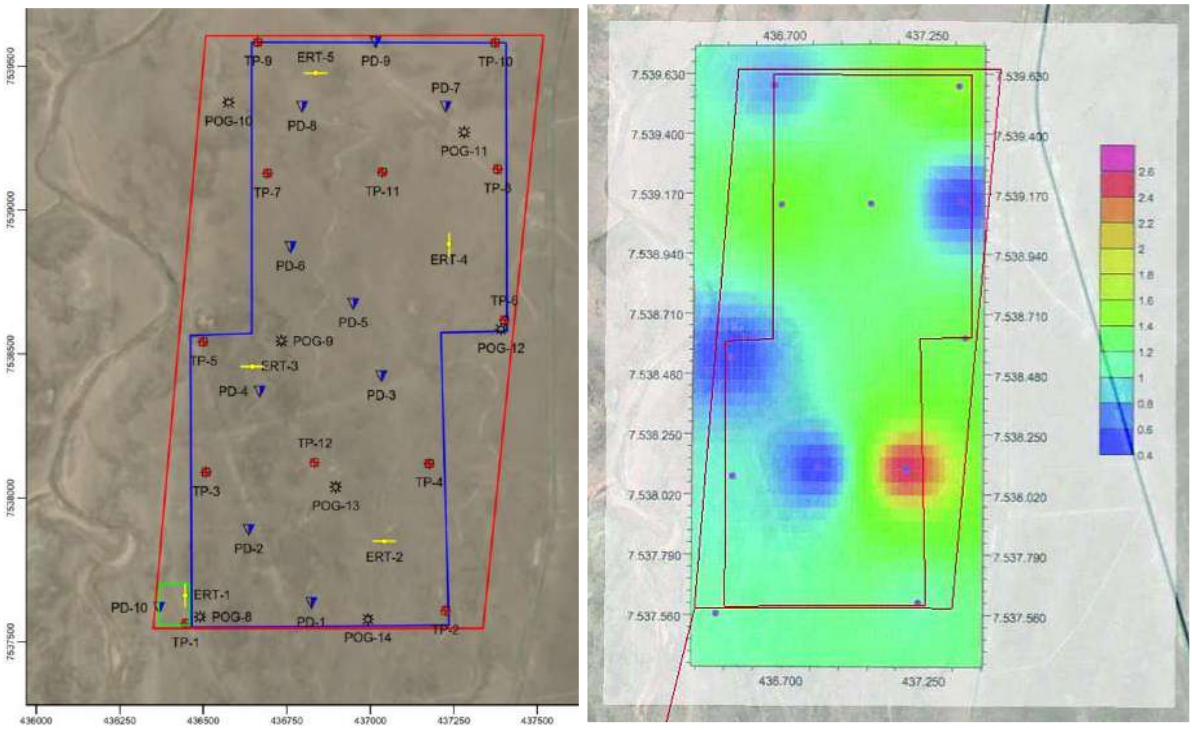


Figura 3. Ubicación de puntos de investigación (izquierda) y mapa de calor de espesor de estratos consolidados (derecha).

3. APLICACIÓN DE PRUEBAS DE EXTRACCIÓN

3.1. Pilotes metálicos

Los pilotes son perfiles metálicos de acero A572, grado 50, fluencia 50 ksi, longitud 3,708 m; diseñados aplicando la norma ANSI/AISC 360-10 (LRFD) (Instituto Americano de Construcción en Acero, 2010). En función a la posición dentro de la estructura metálica se plantea el uso de perfiles W8x13, W8x15 y W8x21. Por cuestiones académicas se analizará únicamente el perfil W8x13, tal como se muestra en la Figura 4. Dentro del área de estudio se hincaron una muestra representativa de 21 pilotes, repartidos en una extensión de 100 Has. Cada pilote representa un área aproximada que oscila de 3 a 5 Has.

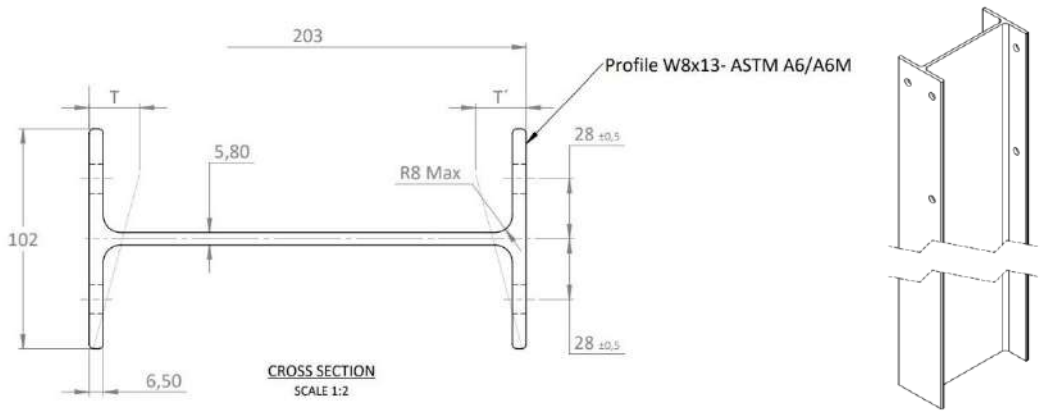


Figura 4. Pilar metálico W8x13, ASTM A6/A6M (longitud em mm)

3.2. Cargas de diseño

En la Tabla 2 se muestran las cargas últimas de diseño y de prueba máxima, ésta última permitirá determinar la capacidad estática de las "hincas". Las cargas de diseño y los factores de seguridad se determinaron con normativa europea bajo el criterio de estado límite último (ULS). Para la combinación de cargas se aplicó la norma NCh3171:2010 sección 9.1 diseño por resistencia (Norma Chilena Oficial, 2010). Se consideró cargas permanentes (D) y carga de viento (W). Se descartó las cargas de nieve (S) porque el proyecto se encuentra en una zona desértica.

Los estados límites de cimentaciones profundas pueden ser relativos al terreno y al propio pilote, siendo los principales modos de fallo por estabilidad global, hundimiento, arranque y rotura transversal del terreno (Sánchez-Carratalá, 2012).

Tabla 2. Carga última de prueba.

Tipo de carga	Und	Combinación de carga	Carga de diseño	F.S.	Carga de diseño última	Carga de prueba máxima
Horizontal	kN	1,3 W + 1,2 SW+ 0,5 S	13,00	1,5	19,50	19,50
Axial (compresión)	kN	1,3 W + 1,2 SW+ 0,5 S	21,00	1,6	33,60	33,60
Axial (tracción)	kN	1,3 W + 0,9 SW	-1,40	1,6	-6,72[1]	-23,52[2]
Flexión	kN-m		28,00			

3.3. Metodología propuesta para pruebas de extracción (Pull Out Test)

Las pruebas de extracción consisten en la aplicación de carga horizontal y cargas verticales (tracción y/o compresión). Los 21 pilotes hincados fue sometidos a esta prueba. El criterio de aceptación se basa en obtener un desplazamiento no mayor a 0,0254 m (1"). Efectuar ensayos de carga permite comprobar la resistencia por punta y fuste y verificar el asentamiento obtenido en el cálculo de cimentaciones profundas basado en principios teóricos (Barreto, 2011). A continuación, se expone la metodología de cada prueba:

3.3.1. Prueba de carga horizontal

Esta prueba consiste en aplicar cargas horizontales sobre la cabeza de la "hinca" ubicado a 2,00 m del nivel del suelo (Ver Figura *5*). Se empieza aplicando el 60% de la carga de prueba con incrementos del 20% de carga hasta el 100% de la carga máxima. Antes de cada incremento de carga se debe realizar una pausa de 10 segundos para estabilizar el desplazamiento. Una ventaja de esta prueba es que permite conocer la interacción suelo-estructura bajo solicitaciones horizontales. El desplazamiento máximo horizontal debe ser medido a nivel del suelo y el desplazamiento residual, al culminar el ensayo, no debe ser mayor a 0,01 m.

3.3.2. Prueba de carga vertical en tracción (extracción)

Esta prueba se debe realizar después de concluir la prueba de carga horizontal. Las cargas verticales, de extracción o arrancamiento, se aplican con incrementos del 20% hasta alcanzar la carga máxima de tracción (Ver Figura 5). Si no se supera el desplazamiento máximo al 20% de la carga se considerará satisfactoria. Si no se supera el desplazamiento máximo al 100% de la carga no se requerirá realizar la prueba en compresión. Antes de cada incremento de carga se debe realizar una pausa mínima de 1 minuto o hasta que el desplazamiento medido en el dial de prueba se estabilice.

[1] La carga última de diseño en tracción es ínfima. La prueba de carga en tracción será válida si supera el 20% de la carga de prueba en compresión.
[2] La prueba de carga en tracción se realizará hasta el 70% de la carga de prueba en compresión. Basado en el código CTE, la resistencia del fuste en tracción es el 70% de la resistencia obtenida bajo cargas en compresión.

3.3.3. Prueba de carga vertical en compresión

Esta prueba sólo se realiza cuando la prueba de tracción no ha alcanzado su carga máxima. En este escenario, las cargas verticales de compresión, se aplican con incrementos del 20% hasta alcanzar la carga máxima. Si no se alcanza el desplazamiento máximo al 100% de carga se considerará una prueba satisfactoria. Antes de cada incremento de carga se debe realizar una pausa mínima de 1 minuto.

Figura 5. Ejecución de pruebas de carga horizontal (izquierda) y vertical (derecha)

3.4. Análisis de las pruebas de carga

En función a los resultados obtenidos en la muestra representativa de 21 pilotes repartidos en más de 100 Has.; podemos afirmar que la metodología propuesta es satisfactoria. Como se observa en la Figura 6, el pilote P20 falló en la prueba de carga horizontal, al registrar un desplazamiento superior al permitido. La carga aplicada fue de 19,7 kN produciendo un momento flector de 59,1 kN-m en todos los casos excepto en el pilote P20 donde la carga fue de 15,8 kN y un momento flector de 47,4 kN-m.

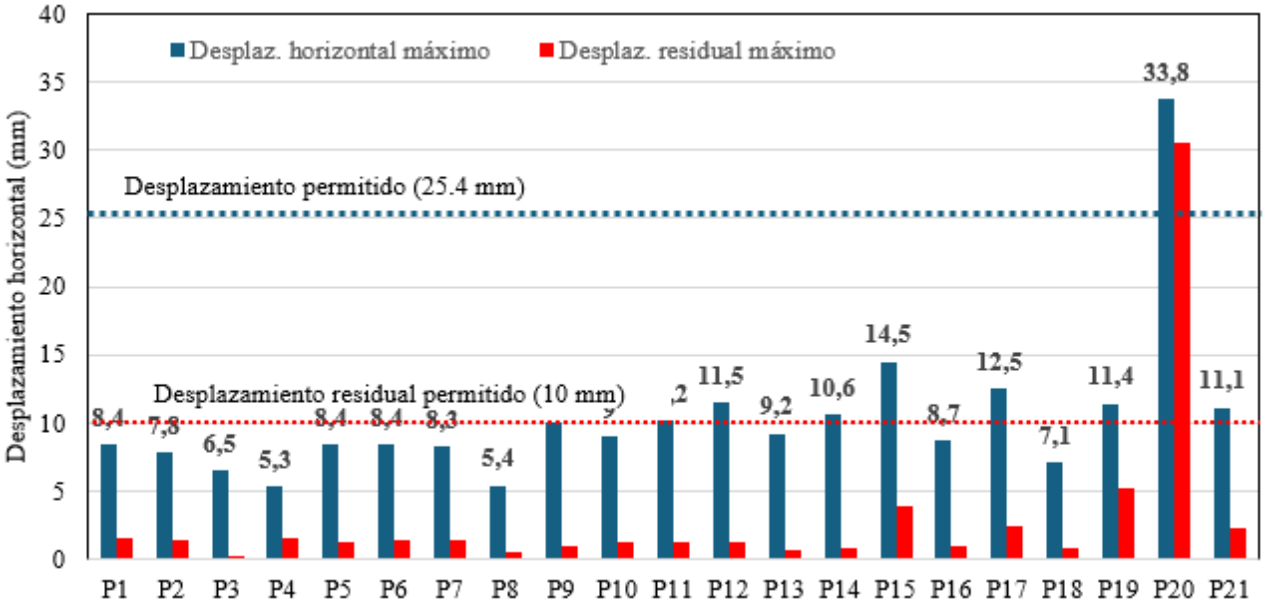


Figura 6. Resultados de la prueba de carga horizontal.

El pilote P20 representa un área de estudio de 35.000 m2. Para descartar el área no apta, se realizó un nuevo muestreo, para ello se hincaron 6 pilotes alrededor del pilote fallido. Los resultados de las pruebas de carga resultaron satisfactorios. De esta manera se prescindió de un área menor. La información concerniente al nuevo muestro no forma parte de este trabajo.

En los ensayos de carga vertical todas las pruebas resultaron satisfactorias. Las cargas aplicadas fueron de 23,8 kN para ensayos de tracción y 34 kN para ensayos de compresión. Como se observa en la Figura 7, los desplazamientos obtenidos son ínfimos, esto nos da idea que la resistencia por fricción en el fuste del pilote es suficientemente alta para soportar las solicitaciones de compresión.

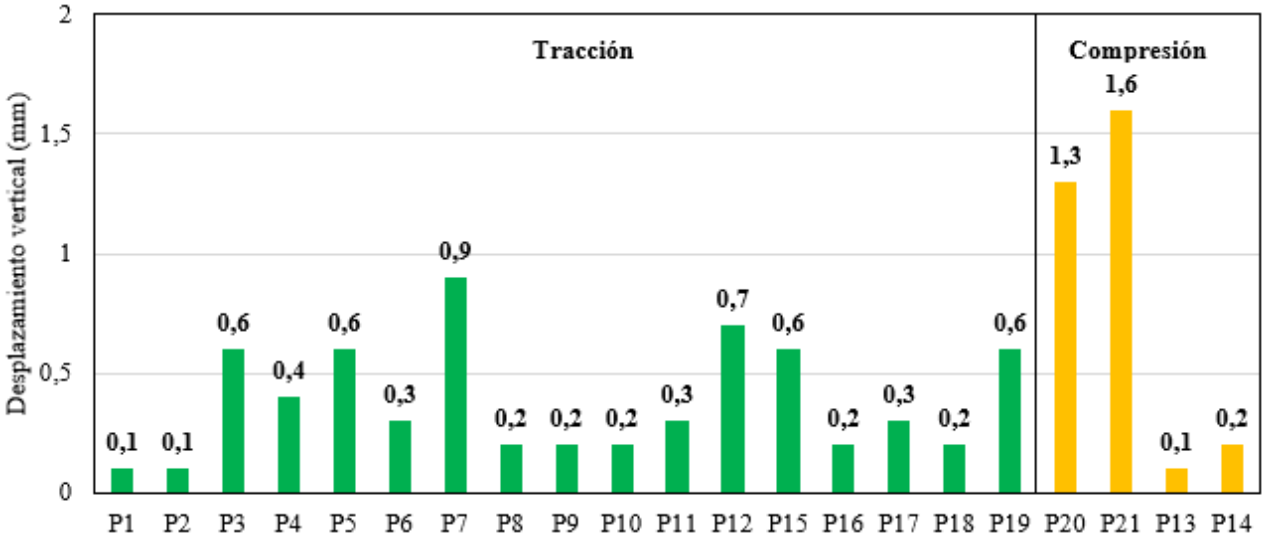


Figura 7. Resultados de la prueba de carga vertical

.

3.5. Evaluación de la confiabilidad

Existe un mayor nivel de confiabilidad en la capacidad de carga de los pilotes cuando se comprueba que la probabilidad de falla es mínima (Quispe, 2019). En base a los resultados obtenidos, aplicando las cargas máximas de prueba se registraron desplazamientos ínfimos en 41 de las 42 pruebas realizadas, lo cual nos brinda una confiabilidad mayor a 97%.

Este nivel de confiabilidad se vio reflejado durante el proceso constructivo. En más de un centenar de pruebas realizadas para validad el proceso constructivo se obtuvieron resultados óptimos, esto nos permite asegurar que los pilotes instalados serán capaces de soportar los esfuerzos últimos de diseño.

4. PROCESO CONSTRUCTIVO

Para el hincado de pilotes, durante el proceso constructivo de la planta, se dividió la zona apta para hincado en 15 sectores. Se hincaron 10.311 pilotes en un periodo de 4 meses. En ningún caso fue necesario realizar pre-perforación ni se optó por cimentación convencional (Ver Figura 8). Para validar la competencia de los pilotes hincados se efectuaron pruebas de carga aleatorias obteniendo resultados satisfactorios.

Figura 8. Proceso constructivo del hincado de pilotes y armado de estructuras

5. CONCLUSIONES

- La investigación geotécnica para proyectos solares, que ocupan grandes extensiones de suelo, esta orientada a identificar suelo superficial con resistencia media-alta, apta para el hincado directo de pilotes hasta una profundidad mínima de 2 m. En el estudio se logró identificar un 48% de la superficie de suelo potencialmente disponible para hincado, mediante un mapa de calor (resistencia versus espesor superficial) obtenido por la correlación de las propiedades geológicas y geotécnicas del suelo.
- La aplicación de pruebas de extracción (Pull Out Test) permitió medir la capacidad de carga de 21 pilotes de prueba, la prueba de carga horizontal o lateral fue la más influyente. Según los resultados se corroboró que el 46% de la superficie de suelo es apta para el hincado, excepto una zona de 35.000 m2 (1,75%) que posteriormente fue reevaluada.
- Durante la ejecución del proyecto se logró hincar 10.311 pilotes en la superficie de suelo previamente identificada (46%) con resultados satisfactorios, sin necesidad de optar por perforación previa o cimentación convencional. Esto demuestra que la aplicación de la metodología basada en pruebas de extracción es útil para identificar suelo competente y para comprobar que los pilotes hincados tienen la capacidad para soportar los esfuerzos últimos de diseño, con un alto nivel de confiabilidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM internacional. (2010). ASTM D3689-07: *Métodos de ensayo normalizados para cimentaciones profundas sometidas a carga estática de tensión axial*.

ASTM Internacional. (2010). ASTM D3966-07: *Métodos de ensayo normalizados para cimentaciones profundas sometidas a cargas laterales*.

Barreto, A. P. (2011). *Evaluación comparativa de la capacidad de carga en cimentaciones profundas. Fórmulas analíticas y ensayos de carga*. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Colombia, 246 p.

Instituto Americano de Construcción en Acero. (2010). ANSI/AISC 360-10: *Especificaciones para construcciones de acero estructural*.

Norma Chilena Oficial. (2010). NCh 3171.Of2010: *Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas*.

Quispe, S. U. (2019). *Análisis de confiabilidad de la capacidad de carga de pilotes hincados*. Tesis de Maestría. Unidad de Posgrado, Universidad Nacional de Ingeniería, 152 p.

Sánchez-Carratalá, C. R. (11-13 de Julio de 2012). *Bases para el proyecto de cimentaciones de pilotes hincados para estructuras de apoyo de placas en parques solares fotovoltaicos*. XVI congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos. Valencia, España.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/281

Aspectos Geotécnicos de Projeto de Fundação de Aerogerador

Victor Henrique Pereira de Oliveira
Engenheiro Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, victor_13@poli.ufrj.br

Alessandra Conde de Freitas
Professora Adjunta, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, alessandracfreitas@poli.ufrj.br

RESUMO: Um dos objetivos do desenvolvimento sustentável (ODS 7) é assegurar o acesso confiável, sustentável, moderno e a preço acessível à energia para todos. Uma das metas é, até 2030, reforçar a cooperação internacional para facilitar o acesso à pesquisa e tecnologias de energia limpa (EL), bem como estimular o investimento em infraestrutura neste segmento (EL). Em alinhamento ao preconizado pelo ODS 7, o Brasil vem obtendo significativo crescimento na produção de energia eólica, ampliando seu potencial energético instalado em 10 vezes no período de 2012 a 2022, com capacidade total instalada de 25,6 GW. Os aerogeradores são as unidades fundamentais desse processo. O dimensionamento de suas fundações, elementosque transmitem as cargas da estrutura para o solo, apresentam uma série de especificidades, oriundas da magnitude e complexidade das solicitações, como, por exemplo, o elevado carregamento horizontal quando comparado ao peso próprio; ação do vento; e esforços dinâmicos, oriundos da rotação das pás, típicos desse tipo de estrutura. No presente trabalho é desenvolvida a análise geotécnica de uma fundação de turbina eólica de 2,1 MW e 80 metros de altura, instalada no norte da Bahia. São apresentadas as verificações relativas aos seguintes critérios: capacidade de carga, tombamento, deslizamento, recalque e análises das rigidezes, necessários ao bom desempenho da estrutura. Estas são realizadas conforme práticas de dimensionamento disponíveis na literatura, e respeitando-se as considerações presentes na norma brasileira de fundações, NBR-6122/2019.

PALAVRAS-CHAVE: Fundação, Fundação Superficial, Turbina Eólica, Fundação de Torre.

ABSTRACT: One of the objectives of sustainable development (SDG 7) is to guarantee reliable, sustainable, modern and affordable access to energy for all. One of the goals is, by 2030, to strengthen international cooperation to facilitate access to clean energy (EL) research and technologies, as well as to stimulate investment in infrastructure in this segment (EL). In line with the recommendations of SDG 7, in recent years, Brazil has achieved significant growth in the production of wind energy, having expanded its installed energy potential more than 10 times in the period from 2012 to April 2022, a with a total installed capacity of 25,6 GW. The wind turbines are the fundamental units of this energy generation process. The dimensioning of its foundations, elements that transmit loads of the structure to the ground, exhibit a series of specificities, arising from the magnitude and complexity of stresses, such as, for example, the maximum horizontal load when compared to the proper weight, action of the wind, and dynamic, arising from blade rotation, typical of this type of structure. In the present work, a geotechnical analysis of a 2.1 MW, 80 meter high wind turbine foundation, installed in northern Bahia, is published. They are used as selected checks for the following requirements: load capacity, tipping, sliding, settlement and stiffness analysis allowed for the good performance of the structure. These are carried out according to the sizing practices available in the literature, and respecting the considerations present in the Brazilian foundationstandard, NBR-6122/2019.

KEYWORDS: Foundation, Shallow Fondation, Wind Turbine, Tower Foundation

1 INTRODUÇÃO

O mundo iniciou o século XXI com grandes preocupações em relação ao desenvolvimento sustentável, que, segundo estabelecido na Organização das Nações Unidas (ONU) mediante Comissão Mundial sobre o Meio Ambiente e Desenvolvimento, é definido como: “desenvolvimento capaz de suprir as necessidades da geração atual, sem comprometer a capacidade de atender as necessidades das futuras gerações”.

Em setembro de 2015, foi estabelecido, na assembleia geral da ONU, um conjunto de 17 Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS), que possui 169 metas específicas, que visam desenvolvimento social amplo e universal, com objetivo principal de erradicação da pobreza; proteção ao meio ambiente; e combate às intensas mudanças climáticas potencializadas pela ação antrópica.

O objeto de estudo do presente trabalho, as torres eólicas, refere-se especificamente ao assunto tratado no ODS 7, que versa sobre energia limpa e acessível à todos.

Em alinhamento ao preconizado no ODS 7, o Brasil realizou, nos últimos anos, significativos investimentos no setor de energia eólica, tendo ampliado seu potencial energético em mais 10 vezes num período de 10 anos – 2012 a 2022, com capacidade total instalada de 25,6 GW, tornando-se a segunda maior fonte de energia elétrica que compõe a matriz energética brasileira.

2 OBJETIVO E METODOLOGIA

O presente trabalho tem como objetivo a avaliação geotécnica de uma fundação de um aerogerador de 2,1 MW e 80 metros de altura, executada em terreno constituído predominantemente por solos arenosos e rochas brandas do tipo arenito, localizado no nordeste do estado da Bahia, no Parque EólicoEsperança. As características do perfil geotécnico foram observadas através de 14 sondagens mistas. Adicionalmente, objetivando melhorar as estimativas dos parâmetros elásticos do solo, foram realizados, também, ensaios sísmicos, a saber: um ensaio Downhole e um ensaio de Análise Multicanal de Ondasde Superfície (MASW), os quais foram executados nas proximidades da investigação que forneceu perfil de N_{spt} menos competente, ou seja, aquele que apresentou menor resistência à penetração ao longo da profundidade.

Metodologicamente, o trabalho foi realizado a partir de uma série de atividades, as quais foram subdividas em: análise dos aspectos geológicos-geotécnicos da região, interpretação das investigações geotécnicas, utilização das correlações disponíveis na literatura técnica para estimativa dos parâmetrosde resistência e de deformabilidade, e realização das verificações geotécnicas da fundação.

Inicialmente utilizou-se correlações com os valores de N_{spt}. Dois critérios foram utilizados nessa escolha: adequação da correlação ao tipo de material que compõe o subsolo da região e correlações consideradas consagradas no meio técnico. A partir desses foram estimados os valores de ângulo de atrito (ϕ') e peso específico dos solos (γ). Foram analisados, também, os ensaios sísmicos do tipo Downhole e MASW, tendo sido esses utilizados para a determinação dos Coeficiente de Poisson (ν), módulo de elasticidade (E) e módulo de cisalhamento (G).

Por fim, os parâmetros e demais informações requeridas foram utilizadas nas verificações requeridas (capacidade de carga, recalques, deslizamento, tombamento, rigidezes rotacional e translacional), que devem seguir os critérios estabelecidos na norma brasileira de fundações, ABNT NBR 6122 (2019), e as exigências das empresas fabricantes de torres.

3 FUNDAÇÃO DOS AEROGERADORES

Os aerogeradores, também chamados de torres eólicas ou turbinas eólicas, são as unidades fundamentais do processo de geração de energia elétrica a partir do aproveitamento do vento. Esses contam com um rotor com rolamentos que, em funcionamento com todo o sistema de medição (anemômetro) e pás giratórias, que são capazes de gerar uma força mecânica, que é posteriormente convertida em energia elétrica..

A fundação da turbina eólica é o elemento que realiza a conexão entre o aerogerador e o solo, sendo um dos exemplos que constitui o grupo das chamadas fundações especiais. Essas caracterizam-se por apresentar condições de carregamento que as distingue das usuais presentes na construção civil, impondo a necessidade de realizar maior número de verificações geotécnicas para garantia da segurança.

As fundações mais frequentes na indústria da construção civil, caracterizam-se por transferir esforços majoritariamente verticais, estáticos e de compressão, e de tração, em condições especificas, oriundos, principalmente, de peso próprio da estrutura e cargas de uso, que encontram-se, majoritariamente, centrados.

As torres eólicas, por outro lado, apresentam outros importantes tipos de solicitação, a saber: ações dinâmicas, provenientes da própria característica vibracional da estrutura, e carregamento horizontal, proveniente da ação do vento, que desenvolve grande relevância quando comparado com o peso próprio da

estrutura e, quando associados ao elevado comprimento vertical, resultam em momentos de elevada magnitude.

Esses três tipos de solicitações – dinâmica, horizontal e de momento – são de suma importância para análise dessas estruturas, gerando a necessidade de verificação de outros três mecanismos de falha, que fogem do escopo das fundações mais comuns ou usuais, são essas: (i) verificação de deslizamento ou de capacidade de suporte horizontal de estacas, que visa verificar a estabilidade da fundação em relação aos esforços horizontai; (ii) verificação de tombamento, garantindo a estabilidade contra os elevados momentos atuantes na base e (iii) verificação das rigidezes rotacional e translacional do conjunto solo-fundação, analisando, de forma simplificada, o comportamento dinâmico, evitando a ocorrência do mecanismo de ressonância.

4 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

A região em que encontra-se localizado o Parque Eólico esperança é caracterizada pela presença de duas distintas fomações, a saber: planície e planalto. Na área de planície, predomina um perfil estratigráfico formado por espessa camada de solo argiloso, seguido de material rochoso. Já a região do planalto apresenta um perfil estratigráfico tipicamente composto por rochas sedimentares, principalmente os arenitos.

Para a execução de parte do parque eólico foram executados 14 furos de Sondagens Mistas (SM-ES-01 a SM- ES-14) e ensaios sísmicos, sendo os últimos aplicados para melhor detalhamento do furo SM-ES-07, que apresentou menor resistência à penetração ao longo da profundidade, indicando pior comportamento resistente. Os valores de N_{spt} obtidos mediante ensaios variaram de 7 golpes até 30 golpes para poucos centímetros, prevalecendo os elevados índices de resistência a penetração.

As sondagens executadas, devido à elevada resistência característica do subsolo da região, foram do tipo mista, com realização de ensaio do tipo SPT. Com isso, nas regiões de avanço com a sonda rotativa foram classificados os níveis de alteração, de coerência, de fraturamento, e valor do parâmetro Rock Quality Designation (RQD).

Os perfis de sondagem realizados apresentaram, majoritariamente, arenitos, classificados conforme Manual de Sondagens da ABGE, com grau de faturamento F5, isto é, fragmentado; grau de coerência C5, friável; e grau de alteração A3, medianamente alterados. Os mesmo exibem, para as pequenas profundidades, valores muito variáveis de recuperação, desde 10% até mais de 80% de recuperação, que, de modo geral, ampliam com incremento deprofundidade, onde predominam os elevados valores, denotando a melhora da qualidade do maciço; com baixos ou até nenhum valor de RQD ao longo de todo material rochoso.

Todas as sondagens apresentaram estratigrafias similares, apresentando uma camada de areia fina superficial, que possui espessura predominante da ordem de poucas dezenas de centímetros (SM-ES-04, por exemplo), mas podendo se estender até cerca de 7 m (SM-ES-10). Logo abaixo da camada superficial de areia, encontra-se uma espessa camada de Arenito fino, na maior parte dos casos, de matriz siltosa, com origem sedimentar, que se estende até os limites de 25 metros executados na sondagem, Figura 1. Em nenhuma das investigações executadas verificou-se a presença de nível d'água. Mais detalhes em Oliveira (2020).

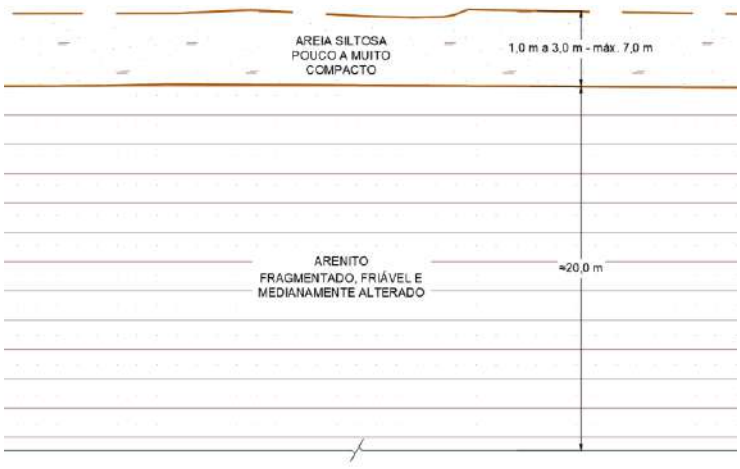


Tabela 1: Correlações utilizadas na parametrização

Os ensaios sísmicos indicaram variação do E_0 (Módulo de Elasticidade para pequenas deformações) de quase três vezes para os primeiros 10 metros, desde de 281 até 819 MPa, e atingiu valor máximo de 1273 MPa a 25 m de profundidade (fim do ensaio). Já o G_0(Módulo de Cisalhamento para pequenas deformações) variou, também, quase três vezes nos primeiros 10 metros de 107 até 297 MPa, e atingiu o valor máximo de 499 MPa a 21 m de profundidade. Essas características indicam melhoria do comportamento mecânico com aumento da profundidade.

Para estimativa dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo, foram utilizados o conjunto de correlações, associados a sondagem mista SM-ES-07 e aos ensaios sísmicos executados nas proximidades, conforme Tabela 2. Para tanto foram realizadas as seguintes considerações na análise: (i) Limite superior de índice N_{spt} igual a 30golpes; (ii) Escavação prévia da região até cota de 3 metros de profundidade, visando retirada do material superficial de resistência inferior apresentado no furo número 07 (N_{spt} = 7 golpes no segundo metro de escavação) e (iii) Região de influência compreendida entre as profundidades de 3 e 11 metros.

Com isso, foram estimados os seguintes parâmetros, cujos detalhes podem ser consultados em Oliveira (2020): Ângulo de Atrito: 40º, Módulo de Elasticidade: 175 MPa, Coeficiente de Poisson: 0,38; Módulo de Cisalhamento: 63,4 GPa e Peso específico: 18 kN/m³, com formulações apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1: Correlações utilizadas na parametrização

	Godoy (1983)	Hatanaka e Uchida (1996)	Teixeira (1996)
ϕ' (°)	$\phi'=28+0{,}4\,.\,N_{spt}$	$\phi'=20+\sqrt{15{,}4\,.\,N_{spt}}$	$\phi'=15+\sqrt{24\,.\,N_{spt}}$
		Ensaios Sísmicos	
G (MPa)		$G_0 = (\gamma/g).V_s$	
		Ensaios Sísmicos	
ν		$\nu = \left((V_p/V_s)^2 - 2\right)/\left(2.(V_p/V_s)^2 - 1\right)$	
	Freitas et.al (2012)		Elasticidade
E (MPa)	$E = 8\,.\,N_{60}^{0,8}$		$E_0 = 2\,.(1+\nu)\,.\,G_0$

5 ESTUDO DE CASO - ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS E ESTRATIGRAFIA

Foi estudada a fundação da Torre Eólica de 2,1 MW e 80 m de altura, a partir da adoção de uma sapata circular de 17 m de diâmetro, 3,0 metros de altura, divididas em 1,8 m de base e 1,2 m de comprimento inclinado, estabelecidos pelo dimensionamento (Oliveira, 2020), conforme apresentado na Figura 2.

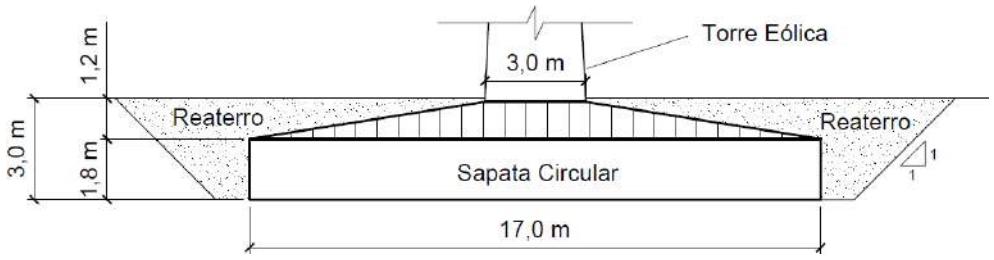


Figura 2: Geometria adotada no dimensionamento da fundação circular da torre eólica

O processo de dimensionamento foi iniciado a partir da análise das rigidezes – rotacional e transvesal – que, por dependerem de parâmetros do solo e do raio da fundação, possibilitam uma primeira estimativa da geometria necessária. Em seguida foram realizadas as demais verificações de estado limite último e de serviço, a saber: capacidade de carga, recalque, deslizamento, tombamento e excentricidade de carga, conforme apresentado na Tabela 2.

Após estimativa inicial do raio a partir do valor das rigidezes, procedeu-se a avaliação do diâmetro da estrutura para os demais mecanismos. Ainda não atendidos todos os critérios de dimensionamento, análises de

tombamento e excentricidade de carga, utilizou-se a opção de ampliar a profundidade de assentamento da fundação, ampliando o peso do conjunto. Assim, determinou-se a geometria, com profundidade de assentamento a 3,0 m, e diâmetro de 17 m, dentro dos padrões verificados em projetos conforme Militisky (2019) e Lôbo (2018).

Tabela 2: Verificação dos Estados Limites Últimos e de Serviço

Rigidez Translacional	$K_{\theta,r} = [8\,.\,G\,.\,R^3]/[3\,.\,(1-\nu)]$
Rigidez Rotacional	$K_{\theta,r} = [32\,.\,G\,.\,R\,.\,(1-\nu)]/[7\,-8\,.\,\nu]$
Capacidade de Carga	$q_{rup} = c.\,N_c.s_c.i_c.+q.\,N_q.s_q.i_q.+0{,}5.B'.\gamma.\,N_\gamma.s_\gamma.i_\gamma$
Deslizamento	$FS_{deslizamento} = \left[A_{ef}\,.\,c_d + F_v.\,\tan\phi_d\right]/[F_h']$
Tombamento	$FS_{tombamento} = [\,F_v.d_h\,]/\left[M_{xy} + F_h'.d_v\right]$
Recalque	$\rho = \sigma.B.I_s[1-\nu^2]/[E]$ $\quad \tan\theta = I_m.\left[M_{xy}\right]/[L.B^2]\,.[1-\nu^2]/[E]$
Excentricidade de carga	$e = \left[M_{xyr}\,\right]/[F_v]$

6 SOLICITAÇÕES E DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

Com exceção dos carregamentos oriundos do próprio dimensionamento, como os pesos de reaterro – realizado posteriormente às etapas de escavação e execução da estrutura de fundação – e da própria estrutura da fundação (sapata), os demais conjuntos de solicitações e suas respectivas magnitudes, apresentadas na Tabela 3, são fornecidos pela fabricante da torre eólica. São informadas, também, as restrições necessárias ao bom funcionamento da estrutura, tais como, limitações de recalques e de valores das rigidezes, por exemplo.

Tabela 3. Resumo dos carregamentos ou solicitações

-	Normal	Extremo
F_x (kN)	-	877,9
F_y (kN)	-	19,8
F_{xy} (kN)	410	878,2
F_z (kN)	3022	3015,5
M_x (kN.m)	-	1930,4
M_y (kN.m)	-	66591,1
M_{xy} (kN.m)	36661	66619,1
M_z (kN.m)	-	905,5
F_h' (kN)	410	1045,8

Na Tabela 3, $F_{x,\,y,\,z}$ e $M_{x,\,y,\,z}$ são as forças e momentos atuantes segundo a direção dos eixos x, y (horizontais) e z (vertical); F_{xy} e M_{xy} são as forças e momentos resultante do somatório das componentes horizontais x e y; $M_{x,\,y,\,z}$.

O peso próprio da fundação da torre eólica e o reaterro foram estimados no dimensionamento da estrutura de fundação. A partir do dimensionamento – sapata circular e profundidade de assentamento – foram determinados, mediante relações geométricas, os volumes de 531,5 e 149,4 m³para a fundação e reaterro, respectivamente. Foram utilizados os valores de 25 e 18 kN/m³ para os pesos específicos do concreto armado e reaterro, respectivamente, obtendo-se os valores de 13.288 kN para o peso da fundação e de 2.689 kN para o do reaterro.

Além da magnitude das forças solicitantes, faz-se necessário, também, determinar os seus pontos de aplicação. O carregamento vertical fornecido pelo fabricante é considerado centrado pela decomposição de efeitos de carga excêntrica em força vertical, acrescido de uma carga de momento. As forças gravitacionais do reaterro e fundação são consideradas centradas devido à simetria da geometria e homogeneidade dos materiais.

Todavia o conjunto de forças horizontais atuantes na estrutura, segundo informações disponibilizadas fabricante, encontra-se aplicado a 20 cm acima do topo da fundação do tipo sapata, sendo necessário, no dimensionamento, considerar seu efeito de excentricidade a partir de um momento atuante equivalente.

Desse modo, para as verificações são utilizados os seguintes valores de carga para as condições de carregamento normal e extremo: M_{xyr} refere-se ao momento total resultante da soma do M_{xy} com o momento gerado pela força horizontal (37.974 kN.m para condição normal e 69.966 kN.m para a extrema); A_{ef} é a área efetiva da fundação (159,6 m² e 105,8 m²); F_h' a força resultante horizontal corrigida pela ação do momento torsor, conforme Milititsky (2019), (410,3 e 1029,8 kN) e, finalmente, F_v é a força vertical (18.999 kN e 18.993 kN).

7 RESULTADOS

Neste item são apresentados os resultados obtidos nas verificações geotécnicas da fundação estudada. Cabe salientar que, com exceção da verificação de recalque, do comportamento dinâmico da estrutura e a excentricidade da carga, as demais verificações serão apenas apresentadas para o carregamento extremo, condições mais críticas, conforme apresentado na Tabela 4, a qual também apresenta os fatores de segurança mínimos requeridos (FS) e demais informações relevantes. Para detalhes ver Oliveira (2020).

Tabela 4: Resumo dos resultados obtidos – Oliveira (2020).

Análise	Dados do solo	Dados das cargas	Resultado	Critério	FS
Capacidade de Carga (Normal)	ϕ' = 40° c' = 0 kPa γ = 18 kN/m³ G = 63,4 MPa	F_{xy} = 410 kN F_z = 3022 kN M_{xy} = 36661 kN.m M_z = 0 kN.m	q_{rup} = 11,0 MPa	FS ≥ 3,0	FS = 68,0
Capacidade de Carga (Extremo)	ϕ' = 40° c' = 0 kPa γ = 18 kN/m³ G = 63,4 MPa	F_{xy} = 878 kN F_z = 3016 kN M_{xy} = 66619 kN.m M_z = 906 kN.m	q_{rup} = 9,1 MPa	FS ≥ 3,0	FS = 40,0
Deslizamento (Normal)	ϕ' = 40° c' = 0 kPa γ = 18 kN/m³	F_{xy} = 410 kN F_z = 3022 kN M_z = 0 kN.m	R_d = 9500 kN	FS ≥ 1,5	FS = 23,2
Deslizamento (Extremo)	ϕ' = 40° c' = 0 kPa γ = 18 kN/m³	F_{xy} = 878 kN F_z = 3016 kN M_z = 906 kN.m	R_d = 9500 kN	FS ≥ 1,5	FS = 9,3
Tombamento (Normal)	γ = 18 kN/m³	F_{xy} = 410 kN F_z = 3022 kN M_{xy} = 36661 kN.m M_z = 0 kN.m	M_{est} = 161,5 MN.m	FS ≥ 1,5	FS = 4,2
Tombamento (Extremo)	γ = 18 kN/m³	F_{xy} = 878 kN F_z = 3016 kN M_{xy} = 66619 kN.m M_z = 906 kN.m	M_{est} = 161,5 MN.m	FS ≥ 1,5	FS = 2,3
Recalque (Normal)	E = 175 MPa ν = 0,38 γ = 18 kN/m³	F_{xy} = 410 kN F_z = 3022 kN M_{xy} = 36661 kN.m M_z = 0 kN.m	tan θ = 0,8 mm/m	tan θ ≤ 3 mm/m	Não se Aplica

Rigidez Rotacional	G = 63,4 MPa ν = 0,38	Não se Aplica	k_θ = 167,5 GN.m/rad	k_θ min = 79,28 GN.m/rad	FS = 2,1
Rigidez Translacional	G = 63,4 MPa ν = 0,38	Não se Aplica	k_x = 2700 MN/m	k_x min = 6,1 MN/m	FS = 442,6
Excentricidade (Normal)	γ = 18 kN/m³	F_{xy} = 410 kN F_z = 3022 kN M_{xy} = 36661 kN.m M_z = 0 kN.m	e = 2,0 m	e ≤ 2,15 m	Não se Aplica
Excentricidade (Extremo)	γ = 18 kN/m³	F_{xy} = 878 kN F_z = 3016 kN M_{xy} = 66619 kN.m M_z = 906 kN.m	e = 3,6 m	e ≤ 5,67 m	Não se Aplica

Na Tabela 4 foram utilizados os símbolos conforme: ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo; c' = coesão efetiva do solo; γ = peso específico do solo; ν = coeficiente de Poisson; G = módulo de cisalhamento; E = módulo de elasticidade; F_{xy} = força horizontal; F_z = força vertical; M_{xy} = momento fletor atuante na base; M_z = momento torsor atuante na base; q_{rup} = tensão de ruptura do solo; R_d = resistência ao deslizamento; M_{est} = momento estabilizante; e = excentricidade do carregamento; tan θ = tangente do ângulo de rotação da base; k_θ = rigidez rotacional do conjunto solo-fundação; k_x = rigidez translacional do conjunto solo-fundação; $k_{\theta\,min}$ = rigidez rotacional mínima recomendada pela fabricante; $k_{x\,min}$ = rigidez translacional mínima recomendada pela fabricante; FS = fator de segurança.

Ressalta-se que, de acordo com Maranhão (2016), uma importante verificação no desenvolvimento de um projeto de torre eólica diz respeito às suas características dinâmicas, de forma que é necessário conhecer as frequências naturais dos conjuntos estruturais (aerogerador, torre e fundação) e manter-se devidamente afastado das frequências de excitação observadas no aerogerador, evitando a ocorrência do fenômeno de ressonância dinâmica. Para tanto, foram estabelecidos pelo fabricante valores mínimos de 79,28 GN.m/rad para a rigidez rotacional e 6,1 MN/m para a rigidez tranlacional da torre estudada. Outra consideração importante é o recalque distorcional, isto é, a relação entre o recalque diferencial e a distância entre os pontos analisados, que, conforme estabelecido pelo documento da Fabricante, deve ser inferior a 3 mm/m.

8 Considerações finais

Tendo em vista todas as verificações geotécnicas de segurança e nível de serviço que foram realizadas no presente trabalho, foi possível verificar efetuar o dimensionamento da fundação da Turbina Eólica Gamesa G114 de 2,1 MW e 80 metros de altura, para as condições supracitadas. Para tanto, fez-se necessário o dimensionamento de uma estrutura de fundação em concreto armado de base circular, com 3,0 metros de altura e 17 metros de diâmetro. Conforme verificado no processo de dimensionamento, o embutimento foi o principal responsável pela ampliação da segurança ao tombamento. Ainda segundo Zamboni (2023), o embutimento foi o fator que mais contribuiu na redução dos recalques e ampliação da segurança da estrutura.

Pode-se constatar que o condicionante no dimensionamento para as características assinaladas, foi a verificação da excentricidade a partir do critério recomendado pelo fabricante, em que, para o carregamento normal, toda base da fundação deve encontrar-se comprimida. Tal fato decorre dos elevados valores de momento que geram grandes excentricidades de carregamento.

De acordo com o verificado também em Zamboni (2023), é importante destacar que duas importantes análises que apresentaram-se próximas ao limite estabelecidos em projeto são: as verificações do tombamento e da rigidez rotacional. A importância da verificação do tombamento advém, assim como a excentricidade, dos elevados valores de momento que atuam na base da fundação, que para serem anulados, geram a necessidadede elevadas dimensões de fundação, de modo a garantir, peso próprio e braço de

alavanca suficientes para garantir a segurança do elemento. Já a relevância da rigidez rotacional reside na necessidade de restringir os deslocamentos da fundação da estrutura, de modo a garantir adequado funcionamento.

Para as verificações de deslizamento, rigidez translacional da fundação, e capacidade de carga e, foram obtidos fatores de segurança muito superiores aos limites mínimos estabelecidos, não representando, estes, o caminho crítico do dimensionamento.

A elevada segurança em relação às verificações de deslizamento e rigidez translacional deriva do fato dos carregamentos horizontais, apesar de apresentarem elevadas magnitudes, serem mais relevantes pelos elevados momentos que geram, e, portanto, as dimensões necessárias para combater os momentos, resultam em FS elevados para esses mecanismos. Já o elevado fator de segurança obtido na verificação da capacidade de carga é oriundo, também, da presença de um subsolo de elevada competência, assim como pelas elevadas dimensões do diâmetro da base, utilizadas para garantir o não tombamento e adequação do critério de rigidez rotacional, podendo ser, por outro lado, importante verificação em outros sítios que não apresentem subsolo com bom desempenho em termos de resistência.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABGE - Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental. Manual de Sondagens / coordenador Ivan José Delatim; comissão coordenadora Elisangela Oliveira [et al.] -- 5. ed. – São Paulo, 2013

Associação brasileira de normas técnicas. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

Fontes, M.P.F. *O solo nos grandes domínios morfoclimáticos do Brasil e o desenvolvimento sustentável*. Viçosa, SBCS-UFV, 1996. 930p

Freitas, A.C.; Pacheco, M.; Danziger, B.R., 2012, Estimating Young Moduli in Sands from the Normalized N_{60} Blow Count. *Soils & Rocks*, v. 35, p. 89-98.

Godoy, N. S. *Fundações*. São Carlos, SP: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972. Notas de aula.

Godoy, N. S. Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983. Palestra.

Hatanaka, M.; Uchida, A. Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil. *Soils Found*., v.36, n.4, p.1-9, 1996.

Jacomine, P.K.T. Solos sob caatingas: características e uso agrícola. In: Alvarez V., V.H.; Fontes, L.E.F.;

Lòbo, J. R. Estudo do projeto geotécnico de fundação de uma turbina eólica. 2018. Projeto de Graduação (Engenharia Civil), Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Maranhão, G. M. Análise da Rigidez Rotacional de Fundações Estaqueadas de Torres Eólicas. IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. 2016.

Milititsky, J.. Fundações de Torres: aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicações. Ed. 1. São Paulo: Oficina de Texto, 2019.

N-1848 – Projeto de Fundações de Máquina, Petrobrás, 2011.

Oliveira. V. H. P. (2020). Dimensionamento geotécnico da fundação de uma turbina eólica. Trabalho de conclusão de curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 126 p.

Pinto, C. de S.. *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*. Ed. 3. São Paulo: Oficina de Texto, 2006.

Sá, I.B.; silva. P.C.G (Eds). *Semiárido brasileiro: pesquisa, desenvolvimento e inovação*. Petrolina, Embrapa Semiárido, 2010. 402p.

Silva, M. D., Tipificação de fundações de torres eólicas em parques industriais, para diversos tipos de solos. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Área Departamental de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2014.

Teixeira, A. H. *Projeto e execução de fundaçõe*s. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE, São Paulo, v.1, p. 33- 50, 1996.

Terzaghi, K. Theoretical Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1943.

Vésic, A. S. *Bearing capacity of shallow foundations*. In: H. F. Winterkorn; H. Y. Fang (Eds.); New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1975.

Zamboni, M. F. (2023). Avaliação do comportamento geotécnico da fundação de uma torre eólica onshore por meio de modelagem numérica bidimensional e tridimensional. Trabalho de conclusão de curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 153 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/282

Avaliaçao da Previsao de Deslocamentos Horizontais em Estacas Escavadas Curtas em Solo Silto-Arenoso

Alexandre Lima Soares e Silva
Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, alexandresoaresesilva@gmail.com

Alfran Sampaio Moura
Professor Associado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, alfransampaio@ufc.br

Danton França da Silva
Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, dantonfranca@alu.ufc.br

Amanda Darly Brandão Mota França
Universidade de Fortaleza, Fortaleza, Brasil, amandadbmota@gmail.com

RESUMO: A presente pesquisa busca avaliar a previsão de deslocamento de estacas submetidas a carregamentos horizontais por meio da comparação de diversos métodos disponíveis na literatura, com resultados obtidos de uma prova de carga horizontal realizada em duas estacas executadas em solo silto-arenoso. Foram utilizados os métodos de Miche (1930), Matlock e Reese (1961) e Barber (1953) para a previsão de deslocamentos resultantes da aplicação de carregamentos sucessivos de 10, 20, 30 e 50 kN. Desse modo, foram comparadas as estimativas dos diversos métodos de previsão de deslocamentos laterais através de gráficos, onde foi possível concluir que as previsões de deslocamentos pelos métodos analíticos de Miche (1930), Matlock e Reese (1961) e Barber (1953) apresentaram valores convergentes entre si. Ademais, em comparação aos resultados obtidos do ensaio realizado, as previsões realizadas apresentaram resultados muito superiores (da ordem de 100 vezes) aos obtidos experimentalmente por meio de prova de carga horizontal.

PALAVRAS-CHAVE: Carregamento Lateral, Prova de Carga Horizontal, Previsão de Deslocamentos Horizontais, Estaca Escavada Curta.

ABSTRACT: The present research aims to evaluate the prediction of displacement in piles subjected to horizontal loadings by comparing the accuracy of various methods available in the literature with results obtained from a horizontal load test performed on two piles installed in silty-sandy soil. The methods of Miche (1930), Matlock and Reese (1961), and Barber (1953) were used to predict displacements resulting from successive load applications of 10, 20, 30, and 50 kN. Thus, the estimates of the various methods for predicting lateral displacements were compared through graphs, where it was possible to conclude that the displacement predictions by the analytical methods of Miche (1930), Matlock and Reese (1961), and Barber (1953) showed convergent values. Additionally, compared to the results obtained from the conducted test, the predictions presented much higher results (on the order of 100 times) than those obtained experimentally through the horizontal load test.

KEYWORDS: Lateral Loading, Horizontal Load Test, Prediction of Horizontal Displacements, Short Bored Piles.

1 INTRODUÇÃO

Um projeto convencional de fundações deve atender a três requisitos básicos: o elemento estrutural não deverá romper, o solo não poderá atingir a ruptura e os deslocamentos da estrutura de fundação devem ser inferiores ao deslocamento máximo suportado pela superestrutura. Neste caso, levam-se em consideração apenas carregamentos verticais. Em alguns casos especiais, porém, como em fundações de torres de transmissão, pontes e aerogeradores, deve-se ainda verificar se não haverá ruptura na horizontal e se os deslocamentos horizontais não serão excessivos.

1.1 Objetivo

O objetivo desse artigo é comparar os resultados das previsões de deslocamento horizontal no topo de uma estaca escavada a partir da aplicação de diferentes métodos analíticos com parâmetros obtidos através da realização de ensaios de laboratório e de campo. Para isso, será feito um estudo de caso relativo à execução de estacas escavadas curtas de pequeno diâmetro em perfil de solo silto-arenoso que inclui a realização de uma prova de carga horizontal cujo resultado será comparado com as previsões de deslocamentos no topo obtidas pelos diferentes métodos analíticos.

2 MÉTODOS PARA PREVISÃO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL DE ESTACAS

Os métodos analíticos existentes na literatura que prevêm o deslocamento de estacas carregadas horizontalmente abordam o problema de duas formas distintas: alguns consideram a estaca na condição de trabalho e, neste caso, fornecem previsões aproximadas dos deslocamentos horizontais e dos esforços internos desenvolvidos no elemento; outros consideram a estaca na condição de ruptura ou equilíbrio plástico, fornecendo previsões da carga que levaria à ruptura do solo e/ou da estaca.

O modelo básico utilizado pelos métodos analíticos de previsão dos deslocamentos e esforços internos em estacas submetidas a esforços horizontais é baseado na hipótese de Winkler, segundo a qual o solo solicitado pelo carregamento na estaca pode ser substituído por molas independentes, sendo, neste caso, válida a relação:

$$p = k_h y \tag{1}$$

onde: p = pressão aplicada à estaca (kPa); k_h = coeficiente de reação horizontal do solo (kN/m³); y = deslocamento horizontal (m).

De acordo com o tipo de solo, o coeficiente de reação horizontal (kh) pode ser constante ou variável com a profundidade. Segundo Terzaghi (1955), para argilas muito sobreadensadas, k_h poderia ser considerado praticamente constante com a profundidade e, no caso de areias e argilas normalmente adensadas, k_h cresceria linearmente com a profundidade, cuja taxa de crescimento é denominada de n_h.

Alguns autores, como Terzaghi (1955) e Davisson (1970), sugerem valores tabelados de k_h e n_h em função do tipo de solo.

Os métodos que solucionam o problema de uma estaca carregada horizontalmente, fornecendo deslocamentos e esforços internos, consideram que a estaca atua como uma viga vertical, portanto, seu comportamento é regido pela equação da viga, ou seja:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = -pd \tag{2}$$

onde: E_p = módulo de elasticidade da estaca (kPa); I_p = momento de inércia da seção da estaca (m^4); z = profundidade no solo (m); d^4y/dz^4 = derivada de 4º grau de y em relação a z (m^{-3}); d = largura ou diâmetro da estaca (m).

Substituindo a primeira equação na segunda, temos:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h dy = 0 \tag{3}$$

A Equação 3 pode ser resolvida analiticamente ou através de métodos numéricos. Segundo Poulos e Davis (1980), soluções analíticas são mais convenientes para os casos em que kh é constante ao longo do comprimento da estaca. Para outros casos de distribuição de k_h, soluções mais convenientes são obtidas pelo método numérico das diferenças finitas (Palmer e Thompson, 1945). Neste caso, na equação anterior, que rege o problema, deve-se inserir o coeficiente de variação de k_h com a profundidade (n_h). Substitui-se, portanto, k_h por ($n_h z/B$) obtendo-se a seguinte equação:

$$E_p I_p \frac{d^4y}{dz^4} + \frac{n_h}{B} zdy = 0 \quad (4)$$

Hetenyi (1946) propõe equações para determinação do deslocamento horizontal no topo da estaca e momento fletor máximo nos casos em que o coeficiente de reação horizontal (k_h) é constante com a profundidade e o comprimento da estaca (L) é maior que 4 vezes o seu comprimento característico (T):

Para o deslocamento horizontal na superfície do terreno:

$$y_0 = \frac{2H\lambda}{k_h} + \frac{2M\lambda^2}{k_h} \quad (5)$$

Já o momento fletor máximo a uma profundidade aproximada de 0,7/λ é dado por:

$$M_{máx} = 0{,}32\frac{H}{\lambda} + 0{,}7M \quad (6)$$

onde: H = carga horizontal no topo da estaca; M = momento no topo da estaca.
Sendo que:

$$T = 1/\lambda \quad (7)$$

Por sua vez:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4E_p I}} \quad (8)$$

onde: E_p = módulo de elasticidade da estaca (kPa); I = momento de inércia da seção transversal da estaca em relação ao eixo principal ao plano de flexão (m^4).

Miche (1930) foi o primeiro autor a resolver o problema da estaca em solo com um coeficiente de reação horizontal crescendo linearmente com a profundidade propondo as seguintes equações para o deslocamento horizontal no topo da estaca e para o momento fletor máximo (a uma profundidade 1,32 T):

$$y_0 = 2{,}40\frac{T^3 H}{E_p I} \quad (9)$$

$$M_{máx} = 0{,}79HT \quad (10)$$

Sendo a rigidez relativa estaca-solo ou comprimento característico (T) definido pela seguinte equação:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I}{n_h}} \quad (11)$$

Matlock e Reese (1961) fornecem uma série de soluções para deflexão, rotação, momento, esforço cortante e pressão ao longo de estacas submetidas a uma força horizontal (H) e a um momento (M) aplicado no topo, considerando o coeficiente de reação horizontal (k_h) variando linearmente com a profundidade. Para estacas longas ($Z_{máx} > 4$), os autores fornecem as equações a seguir para determinação da deflexão (ρ) e momento (M_z) ao longo da estaca.

$$\rho = C_y \frac{HT^3}{E_p I_p} \quad (12)$$

$$M_z = C_m HT \quad (13)$$

onde C_y e C_m são coeficientes de deflexão obtidos graficamente por meio de ábacos, conforme Matlock e Reese (1961), e dados em função do parâmetro de profundidade Z (Equação 14) e diversos valores de M/(HT), onde T é calculado conforme Equação 15.

$$Z = z/T \quad (14)$$

$$T = \left(\frac{E_p I_p}{n_h}\right)^{\frac{1}{5}} \quad (15)$$

Sendo:

$$Z_{máx} = L/T \quad (16)$$

onde: z = distância abaixo da superfície do terreno; L = comprimento da estaca.

Barber (1953) sugere a seguinte equação para o cálculo do deslocamento horizontal em estacas longas:

$$\rho = \frac{2{,}4\ H}{(n_h)^{\frac{3}{5}}(E_p I_p)^{\frac{2}{5}}} + \frac{1{,}6\ He}{(n_h)^{\frac{2}{5}}(E_p I_p)^{\frac{3}{5}}} \quad (17)$$

onde: ρ = deslocamento horizontal; H = carga horizontal no topo da estaca; e = distância vertical entre o eixo de aplicação da carga e o nível do solo; E_p = módulo de elasticidade da estaca; I_p = momento de inércia da seção transversal da estaca em relação ao eixo principal ao plano de flexão.

3 METODOLOGIA

O presente trabalho foi desenvolvido com base nas seguintes etapas:

- Revisão bibliográfica acerca dos principais métodos analíticos de previsão de deslocamentos em estacas submetidas a esforços transversais;
- Realização de ensaios de laboratório e de campo para a caracterização geotécnica do solo do local de estudo e obtenção de parâmetros geotécnicos;
- Execução de duas estacas isoladas coroadas com bloco de coroamento;
- Execução de prova de carga horizontal;
- Previsão de deslocamentos horizontais a partir de métodos analíticos consagrados pela literatura;
- Análise e comparação dos deslocamentos obtidos pela prova de carga horizontal com as previsões realizadas.

4 LOCAL DO ESTUDO DE CASO E ENSAIOS REALIZADOS

4.1 Localização

O local de estudo consiste em um campo experimental situado no Campus do Pici da Universidade Federal do Ceará. Neste local foram executadas duas estacas escavadas manualmente com um bloco de coroamento em cada uma delas e submetidas a uma prova de carga horizontal, além disso, foram coletadas amostras de solo para a realização dos ensaios de laboratório e realizado um furo de sondagem à percussão (SPT).

4.2 Estacas executadas

As duas estacas escavadas, submetidas à prova de carga horizontal, possuem seção circular maciça de 10 cm de diâmetro e 1,5 m de comprimento. A armadura de cada estaca é composta por 5 barras de 6,3 mm de diâmetro e estribos de 5 mm a cada 15 cm (Figura 1).

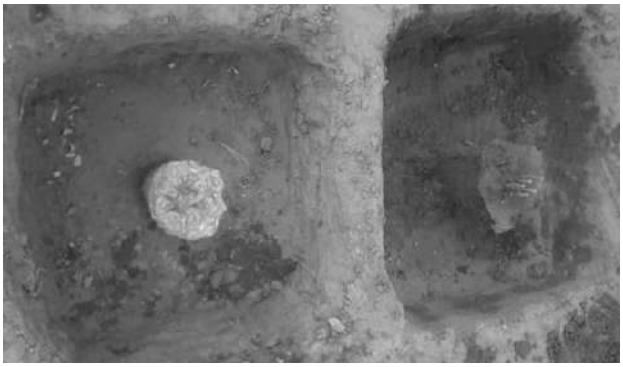


Figura 1. Execução das estacas com bloco de coroamento.

4.3 Ensaios realizados

A caracterização geotécnica da área de estudo foi feita através de ensaios de granulometria (peneiramento e sedimentação) e de índices físicos, a partir de amostras deformadas coletadas a 1,0 m e a 1,5 m de profundidade. Foi realizada ainda uma sondagem à percussão (SPT) até a profundidade de 8,0 m. O detalhamento da execução da prova de carga horizontal e os resultados dos ensaios de laboratório e de campo são apresentados nos subitens posteriores.

4.3.1 Execução da prova de carga horizontal

Os materiais utilizados foram: macaco hidráulico, uma célula de carga, dois extensômetros, pórtico para suporte dos extensômetros, composto de uma viga de alumínio com duas hastes metálicas para apoio no solo, e prolongamentos em forma de discos de ferro.

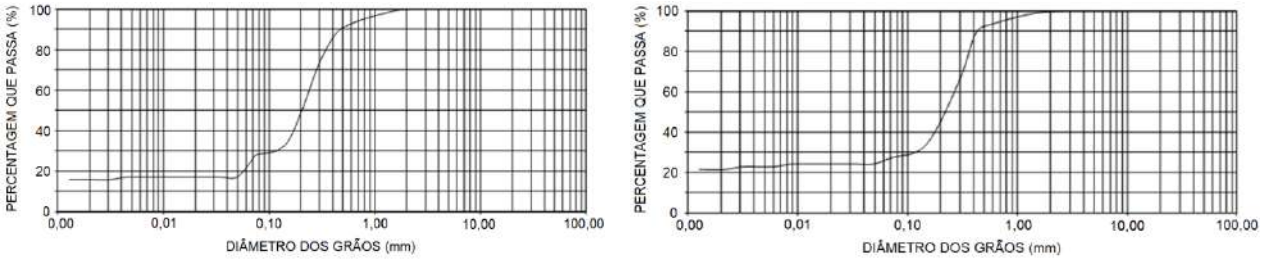
O macaco hidráulico, juntamente com a célula de carga e os prolongamentos de ferro, foi posicionado entre as duas estacas executadas com as mesmas características (Figura 2). Os extensômetros foram posicionados no mesmo nível de aplicação da carga, na face externa de cada um dos blocos de coroamento. Em seguida foram aplicados 5 estágios de carregamento: 10, 20, 30, 50 e 60 kN e feitas leituras nos dois extensômetros até a estabilização dos deslocamentos.

O deslocamento horizontal de uma estaca, correspondente a cada estágio de carga, foi calculado como a soma das leituras dos dois extensômetros dividido por 2 (média dos deslocamentos horizontais das duas estacas).

Figura 2. Montagem dos equipamentos para execução da prova de carga horizontal.

4.3.2 Apresentação dos resultados dos ensaios de laboratório

A Figura 3 mostra as curvas granulométricas obtidas a partir das amostras 1 e 2 coletadas de 1,0 m a 1,5 m e 1,5 a 2,0 m de profundidade, respectivamente.



(a) (b)

Figura 3. Curva granulométrica: (a) amostra 1; (b) amostra 2.

A Tabela 1, por sua vez, mostra os resultados dos ensaios de granulometria, sedimentação e índices físicos nas duas amostras coletadas.

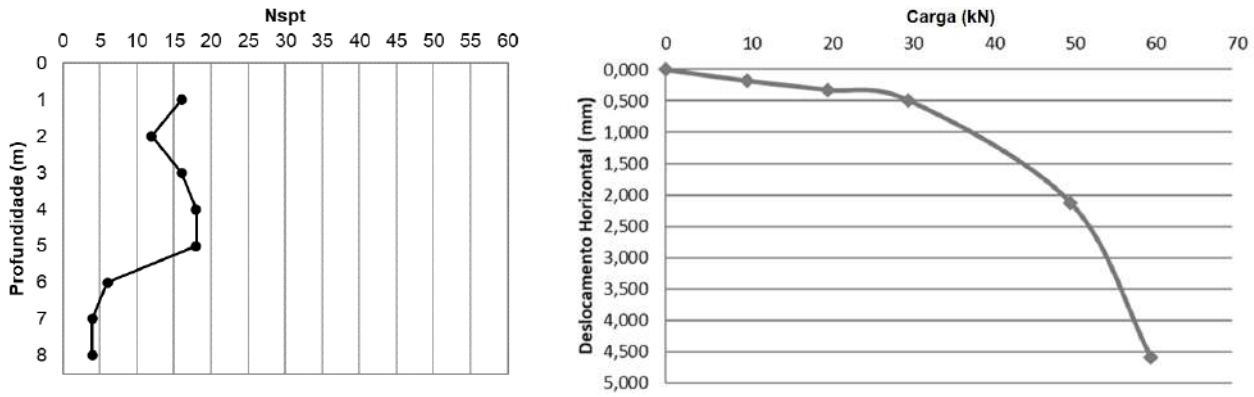
Tabela 1. Resumo dos ensaios de laboratório da amostra 1 coletada a 1 m de profundidade.

Amostra	Granulometria (% passando)							Limites físicos (%)	
	2"	1"	3/8"	nº 4	nº 10	nº 40	nº 200	LL	IP
1	100	100	100	100	100	87	28	-	-
2	100	100	100	100	100	90	27	-	-

Os ensaios de granulometria mostram que, de acordo com a classificação do SUCS (Sistema Único de Classificação dos Solos), os solos das amostras 1 e 2 são granulares, ou seja, menos de 50% passa na peneira de nº 200, e apresentam uma quantidade considerável de finos (28% no caso da amostra 1 e 27% no caso da amostra 2), porém não apresentam plasticidade.

4.3.3 Apresentação dos resultados dos ensaios de campo

Os ensaios de campo consistiram na realização de uma sondagem à percussão (SPT) e de uma prova de carga horizontal (apenas carregamento), conforme Figura 4.



(a) (b)

Figura 4. Resultados de ensaios de campo: (a) índice de resistência à penetração (Nspt) com a profundidade; (b) curva carga-deslocamento horizontal.

A sondagem à percussão realizada no campo experimental indicou que o solo do local de estudo é, predominantemente, do tipo silte-arenoso (enquanto pela granulometria apontasse uma areia fina a média) com compacidade variando de fofo a medianamente compacto ao longo de todo o furo.

O perfil da sondagem mostra também que o índice de resistência a penetração (Figura 4a) varia em torno de 15 até a profundidade de 5 m e desta em diante permanece próximo de 5 golpes até a profundidade limite da sondagem (8 m). O nível d'água foi localizado a 7,36 m de profundidade.

Quanto ao resultado da prova de carga horizontal (Figura 4b), o deslocamento horizontal máximo correspondente à máxima carga aplicada (6 tf ou 60 kN) foi de 4,6 mm e, a partir do gráfico da Figura 4b, considerou-se que a ruptura física tem início com a carga horizontal de 4 tf (ou 40 kN), por representar uma área de maior curvatura do gráfico carga-deslocamento. Pode-se, portanto, considerar 2 tf (20 kN) o valor referente a carga de trabalho, adotando um fator de segurança de 2.

5 PREVISÃO DOS DESLOCAMENTOS LATERAIS E COMPARAÇÃO COM RESULTADOS EXPERIMENTAIS

5.1 Previsões dos deslocamentos horizontais das estacas estudadas

Em uma análise inicial, estimou-se o deslocamento horizontal de uma estaca escavada vertical de 10 cm de diâmetro e 1,5 m de comprimento submetida a quatro estágios de carga horizontal em sua extremidade superior (topo da estaca) cujo ponto de aplicação coincide com o nível do terreno (desconsiderou-se o momento gerado pela distância entre o eixo de aplicação da carga, do macaco hidráulico, e o solo).

Pelo gráfico de barras da Figura 5 comparam-se os resultados obtidos das previsões de deslocamento realizadas por diferentes métodos para quatro estágios de carregamento horizontal: 10 kN, 20 kN, 30 kN e 50 kN.

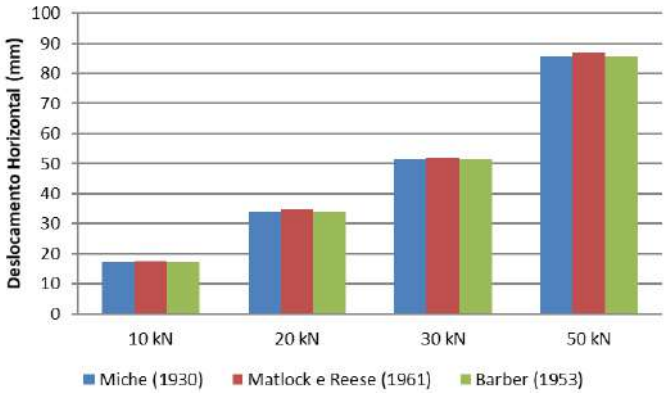


Figura 5. Previsões de deslocamento do topo da estaca.

Observa-se no gráfico que as previsões de deslocamento horizontal pelos métodos de Miche (1930) e Barber (1953) são iguais e muito próximas das previsões pelo método de Matlock e Reese (1961).

5.2 Comparação das previsões dos deslocamentos horizontais com os resultados da prova de carga horizontal

No gráfico da Figura 6 comparam-se os resultados das previsões dos deslocamentos pelos diferentes métodos com os deslocamentos medidos em campo através da realização da prova de carga horizontal. Os estágios de carga considerados foram os mesmos da Figura 5.

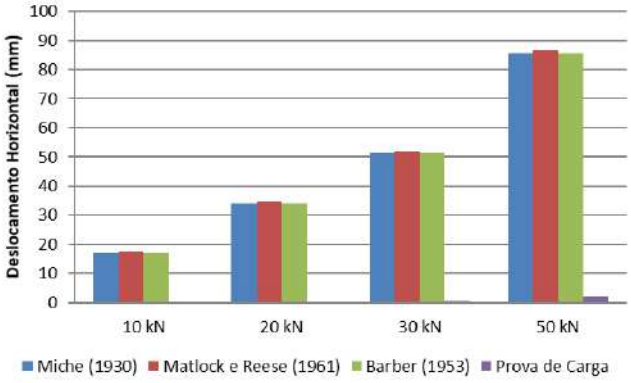


Figura 6. Comparação das previsões de deslocamento do topo da estaca pelos diferentes métodos com os obtidos pela prova de carga horizontal.

Através da Figura 6, observa-se que os três métodos analíticos utilizados apresentaram previsões de deslocamentos horizontais muito discordantes dos deslocamentos obtidos pela prova de carga horizontal para todos os estágios de carga.

Tendo sido adotada uma carga de ruptura física de 40 kN (4 tf), pode-se considerar uma carga de trabalho de 20 kN (2 tf), adotando um fator de segurança de 2. Para esta carga, o valor de deslocamento horizontal obtido pela prova de carga foi 0,32 mm, sendo este valor muito inferior aos valores das previsões pelos três métodos analíticos utilizados (cerca de 100 vezes menor), esta condição pode apontar falhas na definição das características de resistência e deformabilidade da fundação e aplicação do método para estacas pequenas (como as empregadas neste estudo, de 1,50 m de comprimento) e em regiões de clima tropical.

6 CONCLUSÃO

Os métodos de Miche (1930), Matlock e Reese (1961) e Barber (1953) fornecem valores de previsões de deslocamentos muito próximos. Porém, quando comparados com os valores de deslocamentos medidos pela prova de carga horizontal, as previsões realizadas com os três métodos utilizados são muito diferentes (cerca de 100 vezes maior). Dessa forma, observa-se que, a partir das estacas estudadas, as previsões dos deslocamentos horizontais realizadas analiticamente são superestimadas e aumentam na proporção que o carregamento horizontal aplicado também aumenta.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a empresa Rochabrasil Engenharia pelo seu apoio durante a etapa prática deste trabalho, o POSDEHA pelo incentivo à pesquisa, a CAPES e o CNPq pelo apoio financeiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Davisson, M. T. (1970) Lateral load capacity of piles. *Highway Research Record*, n. 333.

TERZAGHI, K. (1955) Evaluation of coefficients of subgrade reaction, *Geotechnique*, v. 5, n. 4, p. 297-326.

HETENYI, M. (1946) *Beams on elastic foundation*. Ann Arbor: University of Michigan Press.

Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1980) *Pile foundation analysis and design*. New York: John Wiley & Sons.

MATLOCK, H.; REESE, L. C. (1961) Foundation analysis of offshore pile supported structures. In: ICSMFE, 5., 1961. *Proceedings*… Paris, p. 91-97.

MICHE, R. J. (1930) Investigation of piles subject to horizontal forces: application to quay walls. *Journal of the School of Engineering*, n. 4.

BARBER, E. S. (1953) Discussion to paper by SM Gleser. *ASTM, STP*, v. 154, p. 96-99.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/283

Avaliação de Métodos para Cálculo de Capacidade de Carga em Estacas na Cidade de Natal/RN

Mateus Ferreira Venceslau de Lima
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, mfvlteus@gmail.com

Arthur Araujo da Silva
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, arthur.araujo1@escolar.ifrn.edu.br

Rubens Diego Fernandes Alves
Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, Rubens.alves@ifrn.edu.br

Ricardo Nascimento Flores Severo
Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, ricardo.severo@ifrn.edu.br

Arthur Gomes Dantas de Araújo
Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Angicos, Brasil, arthur.araujo@ufersa.edu.br

RESUMO: Este artigo realiza uma análise comparativa entre os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996), juntamente com as extrapolações da curva carga x recalque pelo método de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), em conjunto com o método da NBR 6122 (2022). O estudo, baseado em provas de carga e ensaios do tipo SPT de diversas obras em Natal-RN, destaca as particularidades e discute a eficácia e aplicabilidade de cada método em diferentes tipos de solo. Para essa análise foram estudadas estacas do tipo escavada a céu aberto e hélice contínua, com profundidades variando de 8 a 15 metros e diâmetro de 250 a 600 milímetros. Os resultados revelam que o método de Teixeira (1996) se destacou como o mais efetivo, especialmente em solos arenosos e areno-argilosos, demonstrando também bom desempenho em estacas tipo hélice contínua. Os métodos de Aoki-Veloso e Décourt-Quaresma também mostraram boa efetividade em solos arenosos e areno-argilosos, com o método Aoki-Veloso apresentando melhor precisão em solos mistos.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, Capacidade de Carga, Carga de Ruptura, Prova de Carga, SPT, Métodos Semiempíricos.

ABSTRACT: This article performs a comparative analysis among the methods of Aoki and Velloso (1975), Décourt and Quaresma (1978), and Teixeira (1996), along with the extrapolations of the load-settlement curve by the method of Van der Veen (1953) modified by Aoki (1976), in conjunction with the NBR 6122 (2022) method. The study, based on load tests and SPT (Standard Penetration Test) assays from various projects in Natal-RN, highlights the particularities and discusses the effectiveness and applicability of each method in different soil types. For this analysis, open pit and continuous helix type piles were studied, with depths varying from 8 to 15 meters and diameters from 250 to 600 millimeters. The results reveal that the Teixeira method (1996) stood out as the most effective, especially in sandy and silty sand soils, also demonstrating good performance in continuous flight auger piles. The Aoki-Veloso and Décourt-Quaresma methods also showed good effectiveness in sandy and silty sand soils, with the Aoki-Veloso method presenting better accuracy in mixed soils.

KEYWORDS: Foundations, Load Capacity, Failure Load, Load Test, SPT, Semiempirical Methods.

1 1 INTRODUÇÃO

O estudo da capacidade de carga em estacas profundas é essencial na segurança e estabilidade estrutural do empreendimento como um todo em qualquer obra de engenharia civil. Nesse contexto os métodos semiempíricos são utilizados na estimativa da capacidade de carga em estacas profundas e tubulões, sendo baseados nos resultados do ensaio de sondagem a percussão (SPT) e no tipo de solo que permeia a fundação.

A confirmação da capacidade de carga das estacas em obra é feita através do ensaio de prova de carga estática normatizados pela NBR 16903 - Solo — Prova de carga estática em fundação profunda (2020) com o objetivo de conhecer o comportamento da fundação em diferentes níveis de carga crescentes até a ruptura do sistema, visando avaliar a segurança da apresentada pela fundação em seu estado último ou de ruptura e a estimativa de recalques para as respectivas cargas aplicadas (Aoki, 1997).

Este artigo aborda uma comparação entre os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996), avaliando-os juntamente com as extrapolações da curva carga x recalque pelo método de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) aliado ao método da NBR 6122 (2022), destacando as particularidades aplicadas em cada método e discutindo a eficácia e aplicabilidade de cada um em diferentes tipos de solo. Pela natureza e dimensão do trabalho, embora existam outros excelentes métodos, optou-se por trabalhar somente com três métodos citados para estimativas de carga. O estudo teve como base provas de carga e ensaios do tipo SPT provenientes de diferentes obras realizadas no município de Natal-RN. Neste estudo não foram avaliadas as previsões de recalque

Os resultados apresentados podem fornecer percepções valiosas para profissionais da engenharia civil, auxiliando na seleção do método mais adequado para estimativa de capacidade de carga de estacas nos contextos geotécnicos apresentados na Região Metropolitana da Cidade do Natal.

2 METODOLOGIA

2.1 Estudo de caso

Para realização deste estudo foram analisadas um total de 10 (dez) provas de carga estáticas provenientes de 9 (nove) obras diferentes, obtidas nos anos de 2012, 2013 e 2018. As provas de carga e sondagens do tipo SPT que foram utilizados para realização dos cálculos estão citados nas referências bibliográficas, onde é apresentado o banco de dados da empresa executora dos ensaios. As obras de 01 a 08 estão distribuídas na cidade de Natal, com as obras de 01 a 04 localizadas especificamente no campus da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN) e as demais distribuídas pela cidade. A obra 08 apresenta duas provas de cargas por se tratar de estacas de diâmetros diferentes na mesma torre. A prova de carga estática da obra 09 (nove) foi realizada em Parnamirim, como observado na **Figura 1**.

A metodologia consistiu na avaliação de dados dos ensaios tipo SPT provenientes dos locais onde foram realizadas as provas de carga estática, sendo possível caracterizar a composição e resistência do solo. Os ensaios tiveram profundidades variando entre 9,0 e 29,0 metros, com a grande maioria finalizados em média por volta dos 18,0 metros.

De acordo com os ensaios do tipo SPT, os solos da região das obras localizadas na UFRN (obras de 01 a 04) são compostos predominantemente por areias finas em suas primeiras camadas, variando a areias siltosas e argilosas conforme o aumento da profundidade, chegando a apresentar argila em camadas mais profundas com um aumento constante de resistência. As obras 05 e 08 possuem areias finas em suas camadas superficiais de solo seguidas, por volta dos 7,0 metros, de areia argilosa nas camadas intermediárias e nas camadas mais profundas, argila com algum índice de pedregulhos de quartzo e alta presença de nódulos de óxidos de ferro. A obra 6 apresentou areias maioritariamente siltosas nas camadas iniciais, argila arenosa por volta dos 11,0 metros nas suas camadas intermediárias e argila com pedregulhos de quartzo e nódulos de óxidos de ferro na camada de maior profundidade. A obra 7 possui areia siltosa em sua camada mais superficial, um solo misto de areia silto-argilosa na sua camada intermediária e profunda, essa última com a presença de pedregulhos.

A obra 09 apresenta suas camadas de forma homogênea, possuindo uma fina camada de areia na superfície, seguida por areia argilosa e aos 14,0 metros uma grande camada de areia argilosa avermelhada e com pedregulhos.

Figura 1. Localização das obras

As provas de carga realizadas foram do tipo PCE (Prova de Carga Estática com Carregamento Lento) e seguiram a NBR 12131 (2006), norma que tratava da execução de provas de carga em estacas vigente na época e que foi substituída posteriormente pela NBR 16903 (2020).

As estacas ensaiadas foram do tipo hélice contínua e escavada a céu aberto com profundidades variando de 8 a 15 metros e diâmetro de 250 a 600 milímetros. Na **Tabela 1** estão descritas as características geométricas das fundações em estacas das obras estudadas.

Tabela 1. Características das estacas ensaiadas

Dados	Nome da estaca	Tipo	L (m)	D (mm)
Obra 01	E01	Escavada	8	300
Obra 02	E02	Escavada	10	300
Obra 03	E03	Escavada	8	300
Obra 04	E04	Escavada	11	250
Obra 05	E05	Hélice contínua	14	500
Obra 06	E06	Hélice contínua	14	600
Obra 07	E07	Escavada	14	400
Obra 08	E08A	Escavada	15	400

	E08B	Escavada	15	500
Obra 09	E09	Escavada	15	300

2.1.1 Métodos de Estimativa de Capacidade de Carga

Neste artigo foram utilizados os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) com o intuito de realizar o estudo comparativo da estimativa de capacidade de carga em estacas de cada método.

De acordo com Cintra et al. (2013) as fórmulas teóricas nem sempre fornecem resultados adequados para previsão da capacidade de carga em estacas, por isso utilizam-se os métodos semiempíricos que são baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios in situ e ajustados com provas de carga. A utilização de métodos semiempíricos para a previsão da capacidade de carga em fundações é de suma importância para uma maior confiabilidade no dimensionamento e otimização dos custos na execução.

Cintra e Aoki (2010) apontam limitações nos métodos de Décourt e Quaresma (1978) e de Teixeira (1996) em relação aos valores de NSPT. No método de Décourt e Quaresma, os valores de NSPT devem estar entre 3 e 50 para serem aplicáveis. Já no método de Teixeira, os valores de NSPT devem estar entre 4 e 40. Esses intervalos garantem a precisão e a aplicabilidade dos métodos em estudos geotécnicos.

A segunda modificação trata-se da utilização de valores na tabela dos coeficientes α e β. Esses coeficientes não são originalmente previstos pelo método para estacas do tipo hélice contínua, então nesse caso, foram adotados valores referentes as estacas do tipo escavada. Também foram adaptados valores de α conforme a interpolação linear realizada por Ferreira, Delalibera e Da Silva (2014) para solos mistos que também não eram previstos pelo método. Os valores adotados podem ser visualizados na **Tabela 2** e **Tabela 3**.

Tabela 2. Valores de α adaptados para o método Teixeira (1996)

Solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	Pré-moldadas e perfil metálico	Franki	Escavadas a céu aberto	Hélice contínua	Raiz
Areia com pedregulhos	440	380	310	310	290
Areia	400	340	270	270	260
Areia siltosa	360	300	240	240	220
Areia silto-argilosa	330	270	220	220	205
Areia Argilosa	300	240	200	200	190
Areia argilo-siltosa	330	270	220	220	205
Silte	160	120	110	110	110
Silte arenoso	260	210	160	160	160
Silte areno-siltosa	210	165	135	135	135
Silte argiloso	160	120	110	110	110
Silte argilo-arenoso	210	165	135	135	135
Argila	110	100	100	100	100
Argila arenosa	210	160	130	130	160
Argila areno-siltosa	160	130	115	115	130
Argila siltosa	110	100	100	100	100
Argila silto-arenosa	160	130	115	115	130

Tabela 3. Valores de β adaptados para o método de Teixeira

Tipo de Solo	β
Pré-moldadas	4
Perfil metálico	4
Franki	5
Escavadas a céu aberto	4

Hélice contínua	4
Raiz	6

2.1.2 Cálculo da Carga de Ruptura e Extrapolação da Prova de Carga Estática

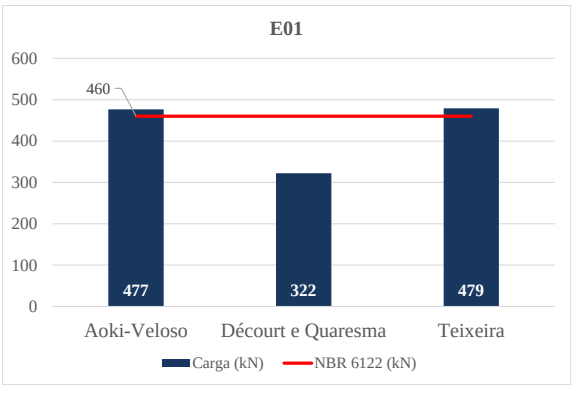
O critério de identificação da carga de ruptura utilizado foi o método da NBR 6122 (2022), porém, em alguns casos, as estacas estudadas não apresentaram uma ruptura nítida caracterizada pela verticalização da curva carga x recalque antes do último estágio de carregamento, desse modo, se fez necessário o uso de métodos para extrapolação da curva carga x recalque, sendo utilizado o de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na **Tabela 4** e na **Figura 2** estão apresentados os respectivos resultados das estimativas de carga de ruptura pelos métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996), bem como as estimativas das cargas de ruptura obtidas do método NBR 6122 (2022).

Tabela 4. Estimativas de capacidade de carga e carga de ruptura

Dados	Nome da estaca	D (mm)	L (m)	Aoki-Veloso (kN)	Décourt e Quaresma (kN)	Teixeira (kN)	NBR 6122 (kN)
Obra 01	E01	300	8	477	322	479	460
Obra 02	E02	300	10	684	695	800	700
Obra 03	E03	300	8	776	714	913	503
Obra 04	E04	250	11	702	581	941	474
Obra 05	E05	500	14	5349	3384	4170	4435
Obra 06	E06	600	14	4314	2376	3408	3225
Obra 07	E07	400	14	1103	1377	1610	980
Obra 08	E08A	400	15	1394	1439	1639	1460
	E08B	500	15	1947	2049	2252	2240
Obra 09	E09	300	15	685	679	810	1180



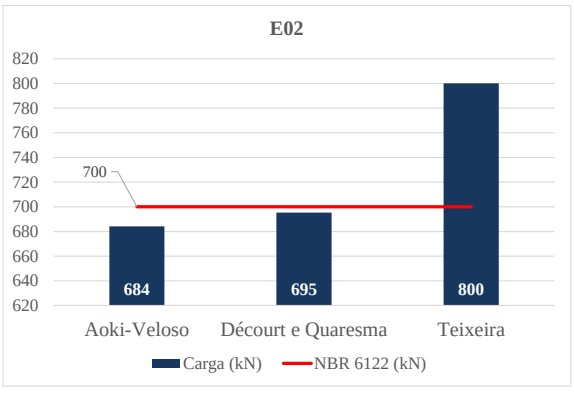


Figura 2. Estimativas de carga de ruptura das estacas E01 a E09

Na **Tabela 5**, está descrita a relação entre a profundidade executada da estaca e as características dos seus respectivos solos.

Tabela 5. Relação profundidade da estaca e característica do solo

Nome da estaca	L (m)	Camada de solo			
E01	8	Areia (0 a 12,45 m)			
E02	10	Areia argilosa (0 a 13,80 m)	Argila arenosa (13,80 a 18,60 m)	Silte arenoso (18,60 a 20,15 m)	
E03	8	Areia silto-argilosa (0 a 8m)			
E04	11	Areia (0 a 12,52 m)	Areia argilo-siltosa (12,52 a 18,60 m)	Areia argilosa (18,60 a 21,55 m)	Argila com areia (21,55 a 29 m)
E05	14	Areia (0 a 5,80 m)	Areia argilosa (5,80 a 14,60 m)	Areia argilosa com óxido de ferro (14,60 a 17,30 m)	
E06	14	Areia siltosa (0 a 10,40 m)	Argila arenosa com pedregulhos de quartzo (10,40 a 14,70 m)	Areia argilosa com muitos pedregulhos de quartzo (14,70 a 16 m)	
E07	14	Areia siltosa (0 a 5,20 m)	Areia silto-argilosa (5,20 a 6,90 m)	Areia argilo-siltosa (6,90 a 20 m)	
E10A/ E10B	15	Areia (0 a 1,50 m)	Areia argilosa (1,50 a 11,80 m)	Areia argilosa com óxido de ferro e pedregulhos de quartzo (11,80 a 21 m)	
E09	15	Areia (0 a 6,60)	Areia argilosa (6,60 a 11,70 m)	Areia argilosa com pedregulhos (11,70 a 25,30 m)	

Na **Tabela 6** estão descritos os cálculos de desvio padrão entre a capacidade de carga calculada por cada método e as respectivas cargas de ruptura calculadas pelo método da NBR 6122.

Tabela 6. Desvio padrão entre $Q_{ult\text{-}método}$ e $Q_{NBR6122}$

Dados	Nome da estaca	L (m)	Aoki-Veloso	Décourt e Quaresma	Teixeira
Obra 01	E01	8	8,3	70,7	9,5
Obra 02	E02	10	7,9	2,3	50,1
Obra 03	E03	8	136,4	105,3	205,0
Obra 04	E04	11	114,1	52,9	236,1
Obra 05	E05	14	456,8	525,7	78,3
Obra 06	E06	14	544,5	383,6	317,6
Obra 07	E07	14	61,5	198,6	315,1
Obra 08	E08A	15	32,8	12,2	89,3
	E08B	15	146,4	95,5	5,9
Obra 09	E09	15	247,4	250,3	185,0
		Soma total:	1756,046	1735,154	1317,376

Analisando a **Tabela 6**, observa-se que o método com os valores mais próximos da ruptura foi o de Teixeira, seguido por Aoki-Veloso e logo após o de Décourt-Quaresma. As estacas que apresentaram um valor de capacidade de carga mais próximas da carga de ruptura foram E01, E02, E08A e E08B.

Relacionando as **tabelas 5** e **6**, podemos observar o método de Teixeira se apresentou no geral como o mais efetivo, principalmente quando a estaca esteve assentada em solos arenosos, areno-argilosos, obtendo uma baixa efetividade em solos mistos na presença de siltes. Também demostrou o melhor desempenho das estacas tipo hélice contínua.

Os métodos de Aoki-Veloso e Décourt-Quaresma também demostraram boa efetividade em solos arenosos e areno argilosos, entretanto, em solos bastante mistos como no caso da estaca E07, o método Aoki-Veloso demostrou uma melhor precisão quando comparado aos outros. Isso pode ser explicado pela abrangência de tipos de solos específicos atendidos pelo método.

Neste artigo optou-se por não fazer um estudo, em termos de recalque, entre a estimativa e os registrados pela prova de carga. Entretanto, essa análise será considerada e estudada em trabalhos futuros.

4 CONCLUSÃO

No geral, os métodos de Aoki-Veloso, Décourt-Quaresma e Teixeira demostraram boa aplicabilidade e efetividade na estimativa de capacidade de carga, principalmente em solos arenosos e argilosos quando comparados aos valores de carga de ruptura provenientes das provas de carga estática (PCE).

O método de Teixeira demonstrou ser mais preciso quando comparado aos outros métodos principalmente em solos arenosos, areno-argilosos, porém, sua precisão bastante afetada pela variabilidade em solos mistos com presença de siltes. Nesse tipo de solo os métodos perdem um pouco da eficácia, com o método de Aoki-Veloso podendo ser o mais adequado nesses casos, devido ao fato da sua abrangência de tipos de solos específicos atendidos pelo método.

Para trabalhos futuros serão feitas análises entre a estimativa de recalque calculada e os recalques provenientes da prova de carga, estudando essa relação com os tipos de solos e estimativas de carga. Além disso, como algumas estacas atingiram solos característicos dos depósitos sedimentares da Formação Barreiras, também será objeto de estudo a relação entre esses depósitos com os resultados das estimativas de carga das estacas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aoki, N. E Velloso, D. A. (1975) *Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles.* Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, vol. 1.

Aoki, N. (1976). *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Notas de Aula, Universidade Gama Filho.

Aoki, N. (1997). *Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em prova de carga dinâmica de energia crescente*. Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos, 111p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2006). 12131: *Estacas – Prova de carga estática – Métodos de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2020). 16903: *Solo – Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2022). 6122: *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Banco de Dados da GeoQuality Geotecnia Ltda (2013): *Relatórios Técnicos de Prova de Carga*. Natal/RN.

Cintra, J.C.A., Aoki, N. (2010) *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. São Paulo, Oficina de Textos.

Cintra, J. C. A., Aoki, N., Tsuha, C. de H., Giacheti, H. L. (2013). Fundações: Ensaios estáticos e dinâmicos. São Paulo: Oficina de Textos.

Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978) Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT. In: *Anais do 6° COBRAMSEF*, Rio de Janeiro, vol.1, p. 45-53.

Ferreira, T. R.; Delalibera, R. G. e Silva, W. A. da. (2014) *Rotina computacional para a previsão da capacidade de cargas em estacas*. REEC, Goiás, v. 8, n. 3, p. 38-50.

Teixeira, A. H. (1996) Projeto e Execução de Fundações. In: SEFE 3, São Paulo. *Anais*... São Paulo: ABEF/ABMS. v. 1, p. 33-50.

Van Der Veen, C. (1953) *Bearing capacity of a pile*. In: International conference soil mechanics foundation engineering, 3., Zurich. Proceedings... Zurich, 1953. v. 2.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/284

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS SUBMETIDAS A DESLOCAMENTOS ELEVADOS, ATRAVÉS DE PCES INSTRUMENTADAS, EXECUTADAS NO PORTO DE SUAPE.

Tiago Garcia Rodriguez
Sócio-diretor, Geoprova Engenharia, Campinas/SP, Brasil, tiago@geoprova.com.br

Guilherme Soler Varela da Silva
Sócio-diretor, Geoprova Engenharia, Campinas/SP, Brasil, guilherme@geoprova.com.br

Fernando Pinheiro Weber
Engenharia de projetos, Vibra Energia, Porto Alegre/RS, Brasil, fernandopw@vibraenergia.com.br

RESUMO: O presente trabalho analisa o resultado de 2 provas de carga estáticas (PCEs), em estacas flutuantes, do tipo hélice contínua monitoradas (HCM), com diâmetros de 100 cm e 15 m de comprimento, instrumentadas em profundidade com *strain gages*, instaladas em solo sedimentar litorâneo, localizada na região de Suape/PE. Nestes ensaios buscou-se avançar com os deslocamentos de topo a no mínimo 20% do diâmetro das estacas, de modo a garantir a mobilização da ponta da estaca. Os resultados obtidos foram comparados sob a ótica do estado limite último, utilizando o método semi-empírico de Alonso (1996) para capacidade de carga, e sob a ótica do estado limite de serviço, utilizando o método semi-empírico de Aoki (1984) apud Cintra e Aoki (2010) para recalque.

PALAVRAS-CHAVE: PCE, HCM, instrumentação, strain-gages, capacidade de carga, recalques, estaca flutuante

ABSTRACT: This paper analyzes the results of two static load tests (SLTs) conducted on continuous flight auger (CFA) friction piles, with diameters of 100 cm and lengths of 15 m, instrumented with strain gages at depth. These piles were installed in coastal sedimentary soil in the Suape/PE region. These tests aimed to achieve top displacements of at least 20% of the diameter to ensure mobilization of the pile toe. The results were compared, considering the ultimate limit state, using Alonso's semi-empirical method for load capacity, and from the serviceability limit state perspective, employing Aoki's semi-empirical method for settlement.

KEYWORDS: SLT, CFA, instrumentation, strain gauges, load capacity, settlements, friction piles.

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho apresenta os resultados preliminares da releitura do estudo de Leaño (2023), focando na análise do desempenho individual das estacas hélice contínuas em termos de capacidade de carga e previsão de recalques. Ressalta-se que os autores, deste trabalho, atuam, ou atuaram diretamente, no projeto em questão e foram os responsáveis pela condução das provas de carga estáticas utilizadas. No local, futuramente será conduzida a retirada de amostras do tipo Shelby para posteriores ensaios triaxiais e edométricos, fornecendo parâmetros de refinamento a serem introduzidos posteriormente nas análises aqui apresentadas.

O comportamento mecânico de estacas flutuantes, submetidas a deslocamentos elevados, é pouco explorado na literatura e apresenta um grande desafio aos projetos de fundações da prática corrente, pois são baseadas principalmente nos modelos semi-empíricos de cálculo, bastante difundidos no meio técnico.

Quando se trata do ELU (estado limite último), os modelos semi-empíricos são pautados na resistência máxima teórica do sistema estaca-solo, ou seja, na carga de ruptura, porém não explicitam a qual nível de deformação esta carga estaria correlacionada.

Aoki (1997) tem explorado a problemática da definição do conceito de ruptura geotécnica em estacas, o que nem sempre ocorre fisicamente (com o deslocamento relativo do elemento de fundação em relação ao

maciço circunvizinho), gerando assim a necessidade de algumas convenções. A convenção proposta por Terzaghi é bastante utilizada, onde um deslocamento de 10% do diâmetro da estaca seria considerado, por convenção, uma "ruptura". A NBR 6122:2022 também traz uma proposta de definição através do cálculo do encurtamento elástico da estaca mais uma constante D/30.

Outro aspecto que tem ganhado destaque no meio técnico é o desempenho das fundações, especialmente a interação solo-estrutura, sob o aspecto do ELS (estado limite de serviço). Esta demanda é impulsionada pelos modelos computacionais que buscam, por meio de simulações, prever o deslocamento dos elementos de fundações, principalmente os recalques. No entanto, diversos autores, como Aoki (1984) apud Cintra e Aoki (2010), apresentam um conjunto de equações, de caráter semi-empírico, buscando a obtenção do deslocamento (recalque) teórico de estacas quando submetidas a esforços compressivos.

No presente trabalho buscou-se analisar capacidade de carga e a previsão de recalques de estacas flutuantes do tipo hélice contínua com 100 cm de diâmetro e 15m de profundidade, pertencentes à base de tanques de armazenamento, a partir de duas provas de carga estáticas instrumentadas em profundidade com strain-gages, levadas a deslocamentos da ordem de 20% do diâmetro. A obra está localizada no porto de Suape, na cidade de Ipojuca/PE, região caracterizada por depósitos litorâneos pertencentes ao período quaternário, com alternância de material sedimentar típico de perfis costeiros.

Para tal foram utilizados os métodos de Alonso (1996) para a estimativa de capacidade de carga e o método de Aoki (1984) para a estimativa dos recalques. Também foram analisados o resultado das provas de carga, e principalmente da distribuição de carga ao longo do fuste, obtida com a instrumentação.

As estacas foram executadas pela empresa FE Fundações, a instrumentação por strain-gages e condução das provas de carga ficaram a cargo da Geoprova Engenharia e o sistema de reação utilizado foi com ancoragens provisórias da Tecnitork Engenharia.

2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA DE ESTUDO

Para a elaboração do perfil geotécnico foram utilizados resultados da execução de 29 sondagens do tipo Standard Penetration Test (SPT). Destas sondagens, 8 (oito), nominalmente SP-01; SP-05; SP-09; SP-13; SP-17; SP-21; SP-24 e SP-27 alocadas nos correspondentes centros da base dos tanques com profundidade entre 35m e 40m. Os demais ensaios foram executados até uma profundidade em torno de 20m. As características geológico-geotécnicas do subsolo, incluindo a estratigrafia indicando a distribuição espacial, i.e. profundidade, espessura da camada, além da litologia e tipo de solo, foram obtidos através de 2 (dois) perfis longitudinais, e 4 (quatro) seções transversais. A figura 1 apresenta um exemplo dos perfis utilizados.

Como resultado da investigação geotécnica evidencia-se o substrato formado por sedimentos recentes do período quaternário com alternâncias de energia de deposição e sedimentação. Observa-se também a existência de sedimentos de origem flúvio-lagunar (intercalações estratigráficas constituídas de areias finas, siltes e argilas) e de sedimentos marinhos (camadas espessas de areia), com o nível de lençol freático raso, situado a uma profundidade de 2 a 3 metros. Para efeito de análise de comportamento da fundação pode ser considerado representativo o seguinte perfil estratigráfico: uma camada constituída de uma areia fina a média, com presença de silte, compacta a pouco compacta. Esta matriz principal, com uma espessura em torno de 20 (vinte) metros, apresenta intercalações de camadas argilosas com muita matéria orgânica e silte. As intercalações de solo argiloso possuem espessuras variando de 2 a 5 metros. Abaixo dessas camadas, areia e argila com espessura média total de 16 metros encontra-se uma camada de argila com muita matéria orgânica com espessura média variando de 10 a 16 metros. Após a camada de argila mole verifica-se uma camada de areia com índice mais elevado de Nspt.

3 RECALQUES EM TANQUES DE ARMAZENAMENTO

Conforme Thusyanthan e Enriquez (2022), apesar de tanques serem considerados estruturas flexíveis sob aspecto estrutural, o desempenho das fundações precisa ser especialmente estimado a nível de recalques, pois podem provocar deformações excessivas no equipamento. A preocupação com o recalque de reservatórios e silos está evidenciada na última revisão da NBR 6122:2022, o documento torna obrigatório o monitoramento do comportamento desse tipo de estrutura. A motivação deve-se à elevada variabilidade da carga com relação ao peso próprio, apesar de não demonstrar valores aceitáveis para a sua utilização. Tais limites são apontados pelo American Petroleum Institute (API) 653 (API, 2018), e na literatura por D´Orazio e Dunca (1987).

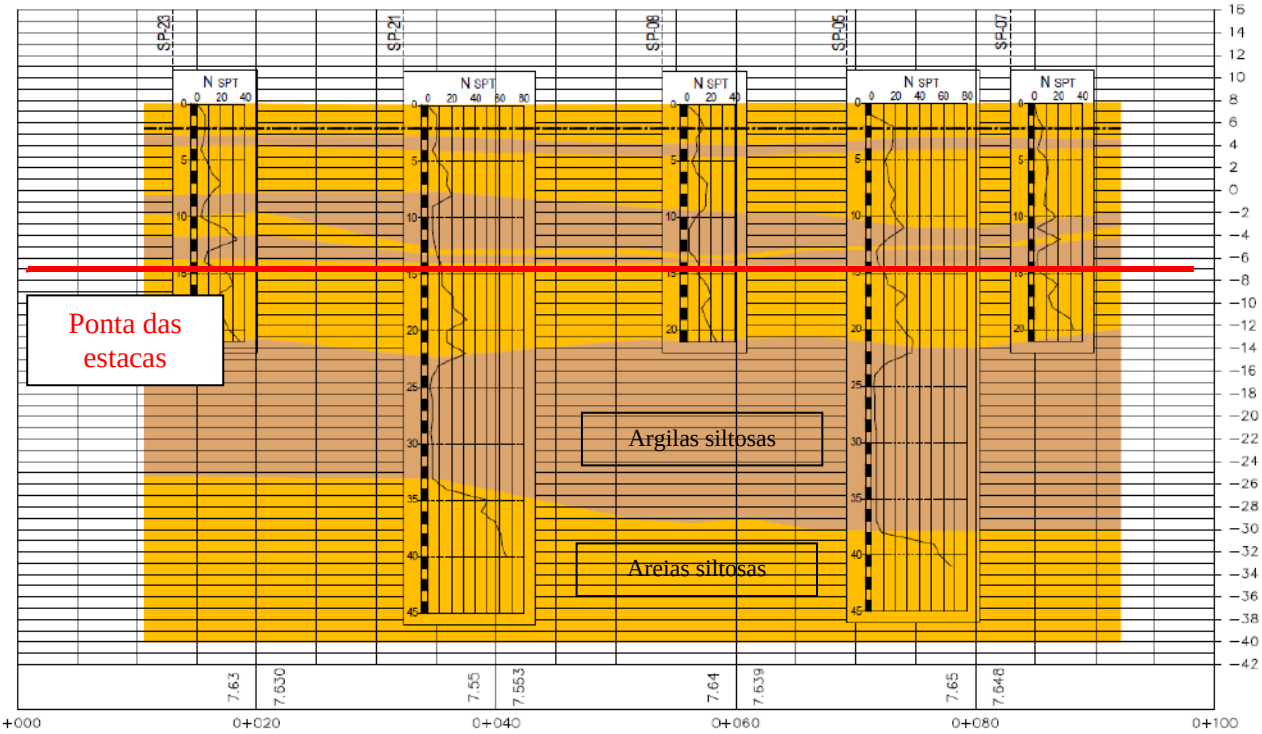


Figura 1. Exemplo de interpretação do SPT representado em corte pelo perfil longitudinal e modelagem do perfil estatigráfico do solo. Fonte: Relatório técnico Vibra Energia S/A.

O acompanhamento do comportamento das fundações também está presente nas recomendações das normas API que regem com maior abrangência os limites das deformações recomendadas. Ainda de acordo com as normas, o monitoramento deve ser prática comum em todas as fases do projeto como: execução das fundações, prova de carga e operação do equipamento, para confrontar com as previsões de projeto.

Tanques de armazenamento estão sujeitos a seis diferentes tipos de recalques: recalque uniforme, diferença entre borda e centro, adernamento, recalque diferencial (distorcional), afundamento de borda e afundamentos de fundo. Como recalque uniforme a API 650 (API, 2018) permite uma deformação máxima de 300mm.

Diante deste contexto, com deformação uniforme considerada elevada para projetos de engenharia, terrenos com camadas de solo iniciais mais resistentes e com camadas intercaladas por materiais de baixa resistência em cotas inferiores, os autores Randolph (1994), Poulos e Davis (1972) propõe a utilização de estacas para redução de recalques diferenciais, com o objetivo de uniformizar a deformação. Essa solução é bastante utilizada para estruturas com grandes diâmetros e elevado bulbo de tensões.

O exposto nos pressupõe algumas condições especiais de projeto. A primeira é o critério de deformação, o qual é diferenciado em relação aos critérios usuais, especialmente quando comparados a interrupção das provas de carga. O segundo é a necessidade, apontada pelos fatos, da execução de prova de carga com elevadas deformações para a correta correlação entre premissas de projeto e operação do equipamento. Esse conjunto de ações visa estabelecer de forma mais fidedigna o atendimento às normas citadas.

4 PROVAS DE CARGA REALIZADAS

Foram conduzidas provas de carga estáticas, seguindo os preceitos da NBR 16.903:2020, sobre duas estacas hélice contínua monitoradas, de 100 cm de diâmetro e 15 m de profundidade, com instrumentação por strain gages em profundidade em cinco níveis.

O sistema de carregamento adotado foi convencional pelo topo, com transferência por vigas metálicas e ancoradas ao solo através de reações provisórias no sistema SAP, cujos elementos portantes consistiam em estacas helicoidais.

De maneira a se atingir os objetivos do contratante, procedeu-se, sobre cada estaca testada, dois ciclos de carregamento, de maneira a se obter o deslocamento de topo mínimo da ordem de 250 mm (25% do

diâmetro). Na PCE-01, utilizaram-se 2 carregamentos do tipo rápido, com incrementos de aproximadamente 45tf. Já na PCE-02, utilizou-se o primeiro carregamento do tipo lento com incrementos de aproximadamente 85 tf, seguido de um segundo carregamento do tipo rápido, com incrementos de aproximadamente 45 tf. Para o objetivo do presente trabalho utilizou-se apenas o primeiro ciclo de cada ensaio, com a finalidade de se evitar os efeitos das tensões residuais resultantes no segundo ciclo de carga. As curvas dos carregamentos das duas PCEs estão apresentadas na figura 2.

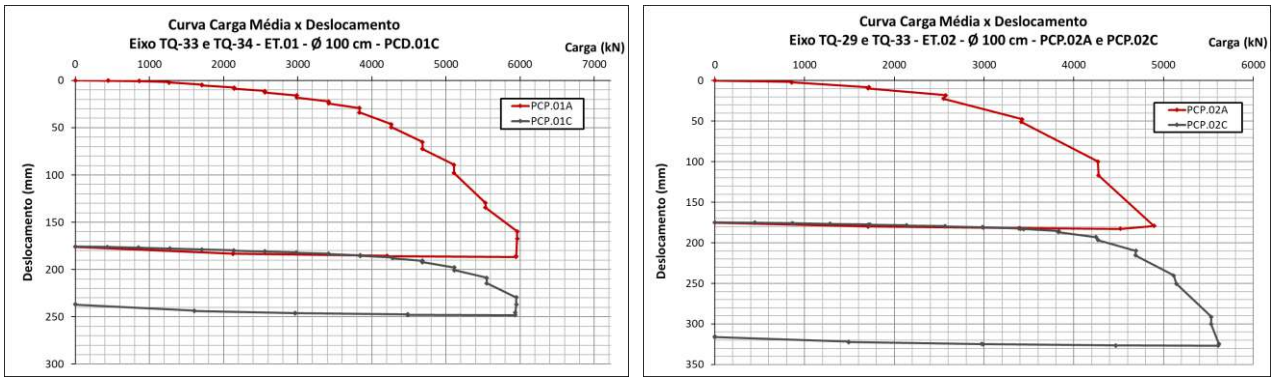


Figura 2. Curva carga x deslocamento das PCEs 01 e 02 (ciclos A e B).

A instrumentação utilizada consistiu na utilização de *strain gages* resistivos de 350 ohms, ligados em ponte completa, aderidos a um barra de aço de CA-50 de 12,5 mm com 50 cm de comprimento. A instrumentação foi instalada em 5 níveis, com 3 instrumentos por nível monitorado. Abaixo estão apresentados os níveis da instrumentação adotados:

- Estaca 1: N1-1,42m, N2-5,42m, N3-8,42m, N4-11,42m e N5-13,62m.
- Estaca 2: N1-1,80m. N2-5,85m, N3-8,84m, N4-11,86m e N5-13,90m.

A instrumentação seguiu os mesmos preceitos utilizados em Albuquerque (2001), valendo-se da seção de referência para a obtenção do módulo de elasticidade do material, assim como também da consideração de que a estaca apresentava seção constante e uniforme, para a obtenção das cargas nos níveis inferiores.

Devido à posterior execução do bloco de reforço para o recebimento dos macacos hidráulicos, cujas dimensões foram de 1,10m x 1,10m x 1,20m, optou-se por instalar a seção de referência a aproximadamente 1,5m. Desta forma, o atrito no trecho superior, do nível do terreno à seção de referência, assim como a resistência na base do bloco, foram desprezados, assumindo-se que a carga lida na célula de carga fora integralmente entregue no nível da referência. O resultado da instrumentação, com a distribuição de cargas em profundidade, para os primeiros ciclos de carga de cada PCE, está apresentado na figura 3. A tabela 1 apresenta os principais parâmetros obtidos nas provas de carga estáticas.

Tabela 1. Resumo dos principais parâmetros obtidos nas provas de carga estáticas.

Ensaio	Estaca	Tipo estaca	Diâmetro [cm]	Comp. L[m]	Carregamento	Carga de ensaio [kN]	Deslocamento		Distr. Carga		
							Máximo [mm]	Residual [mm]	Atrito total (%)	Nível N5 (%)	Ponta (%) *
PCP.01A	ET.01	Hélice contínua	100	15,00	Rápido	6039	186,55	175,63	74%	34%	26%
PCP.02A	ET.02	Hélice contínua	100	15,00	Lento	4965	182,73	174,77	73%	39%	27%
(*) A carga de ponta considerada é oriunda da extrapolação do atrito lateral unitário do trecho abaixo de N5.											

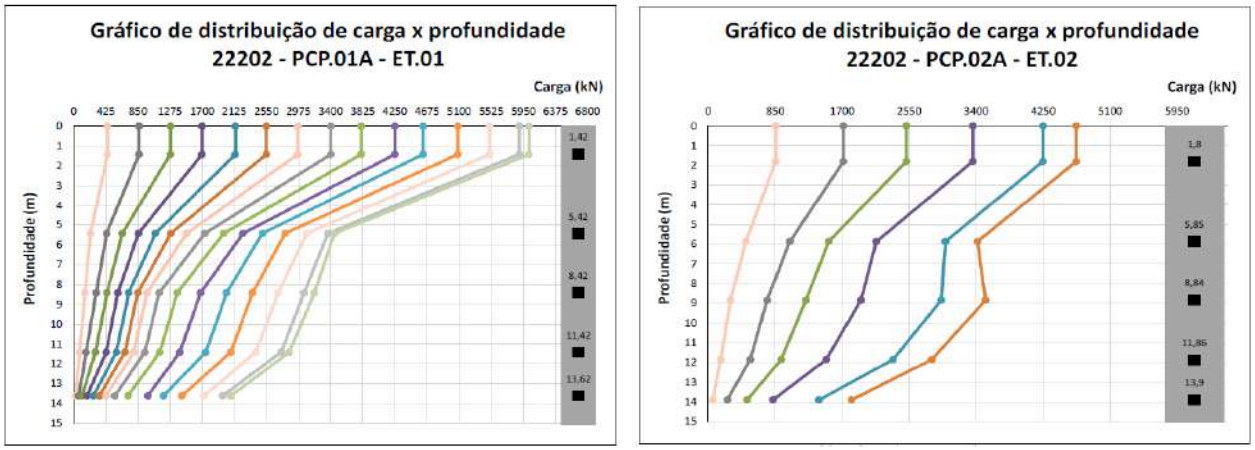


Figura 3. Distribuição de carga em profundidade das PCEs 01 e 02 (ciclo A).

5 ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA

Com base nas sondagens mais próximas a cada prova de carga, foi conduzido um estudo de capacidade de carga através do método semi-empírico de Alonso (1996). Ademais, utilizaram-se também os dados obtidos por Leaño (2023) para a capacidade de carga teórica, utilizando dos índices físicos e parâmetros de resistência ao cisalhamento. Os resultados obtidos pelos métodos de previsão de capacidade de carga, assim como a carga máxima atingida no ensaio e a aplicação do método da rigidez de extrapolação de curva carga x recalque (Decourt, 1996) estão apresentados na tabela 2.

Tabela 2. Capacidade de carga para as estacas hélice contínua (D = 100cm com 15m de profundidade).

ENSAIO	*SPT*	*Prup (kN) - Alonso (1996)*	*Prup (kN) - Leaño (2023)*	*Carga máx ensaio (kN)*	*Deslocamento de ensaio no topo (% do diâmetro)*	*Prup (kN) - Rigidez - Decourt (1996)*
PCE-01A	SP-07	2.498	8.740	6.025	19%	6.291
PCE-02A	SP-08	3.351	8.740	4.734	18%	5.457

Os ensaios foram levados a deslocamento de topo, conforme apresentado na tabela 2, bastante superiores aos usuais, normalmente limitados em 10% do diâmetro (critério de Terzaghi), resultando assim em uma boa aproximação à carga de ruptura teórica obtida da extrapolação das curvas carga x recalque, pelo critério de Decourt (1996), com frações mínimas de 85% da carga de ruptura, corroborando a aderência da extrapolação de acordo com as recomendações indicadas por Melo (2009), que traz a inviabilidade da extrapolação quando esta relação está abaixo de 70%.

A tabela 2 apresenta uma grande divergência entre as cargas de ruptura calculadas e a carga de ruptura teórica. O método semi-empírico de Alonso (1996) obteve de 40 a 61% da carga de ruptura teórica. Já os cálculos apresentados por Leaño (2023) apresentou valores de 39 a 60% superiores à carga de ruptura teórica.

6 ANÁLISE DA PREVISÃO DE RECALQUES

Tendo por base os resultados da instrumentação das estacas, apresentados na Figura 2, utilizando o último carregamento de cada PCE, foi possível utilizar a metodologia proposta por Aoki (1984) apud Cintra e Aoki (2010), com valores de distribuição de carga e profundidade aferidos. Ademais, foram utilizados os parâmetros do concreto e principalmente geotécnicos, apresentados na tabela 3.

Cabe salientar que a aferição de módulos de deformabilidade E0 e Es foi realizada conforme sugerido por Aoki (1984), porém com uma ressalva. A equação de Es, demanda um fator de ajuste “n”, variável em função do tipo de solo, derivada do trabalho de Jambu (1963).

Cintra e Aoki (2010) sugerem que se utilize o valor de n igual a 0,5 para solos granulares e o valor de 0 para argilas duras e rijas. Jambu (1963) concorda com os anteriores em termos de solos granulares, porém diverge para solos argilosos normalmente adensados, onde o valor de referência seria 1. Contudo, a camada de argila em questão, camada de solo 6, além de apresentar uma fração siltosa significativa, tem consistência

mole e conforme diversos estudos, apresentados em Leaño (2023), provavelmente é sobreadensada, o que distancia do enquadramento apresentado pelos dois autores.

Diante do exposto, para o desenvolvimento dos cálculos foi adotado o valor de n igual 0,5, levando em consideração o apontado por Pinto (2006) onde comportamento de argilas sobreadensadas, na condição drenada para cargas menores que a tensão de pré-adensamento, se equivale à areias compactas, afastando assim o valor de 0,5. Já para a camada inferior de solo granular, os autores convergem no valor de n igual a 0,5. Para a PCE-01, esta adoção refletiu no módulo de deformabilidade da ordem de 3.600 kPa e 160.500 kPa, para as camadas 6 e 7, respectivamente. Já para a PCE-02 esta adoção refletiu no módulo de deformabilidade da ordem de 3.600 kPa e 160.000 kPa, para as camadas 6 e 7, respectivamente.

Tabela 3. Parâmetros utilizados para a estimativa de recalques conforme Aoki (1984).

PCE-01										
#camada	Tipo solo	Espessura (m)	γ_{sat} (kN/m^3)	TVE na base da camada (kPa)	Ksolo (MPa)	Nspt	E_0 (KPa)	TVE no centro da camada (kPa)	n	E_s (kPa)
camada solo 1	Areia Siltosa	5,42	18	69,8	$E_0 = 4*K*N_{SPT}$; para estacas hélice contínua $E_s = E_0 * (\frac{\sigma_0 + \Delta_\sigma}{\sigma_0})^n$					
camada solo 2	Areia Siltosa	3,00	18	93,8						
camada solo 3	Argila Siltosa	3,00	15	108,8						
camada solo 4	Argila Siltosa	2,20	15	119,8						
camada solo 5	Argila Siltosa	1,38	15	126,7						
camada solo 6	Argila Siltosa	15,00	15	201,7	0,22	3,61	3.177	164,16	0,5	3.634
camada solo 7	Areia Siltosa	10,00	18	281,7	0,8	49	156.800	241,66	0,5	160.544
NA (m):	2,64	fck (MPa):	40	Econc (Gpa):	35,4					

PCE-02										
#camada	Tipo solo	Espessura (m)	γ_{sat} (kN/m^3)	TVE na base da camada (kPa)	Ksolo (MPa)	Nspt	E_0 (KPa)	TVE no centro da camada (kPa)	n	E_s (kPa)
camada solo 1	Areia Siltosa	5,42	18	73,2	$E_0 = 4*K*N_{SPT}$; para estacas hélice contínua $E_s = E_0 * (\frac{\sigma_0 + \Delta_\sigma}{\sigma_0})^n$					
camada solo 2	Areia Siltosa	3,00	18	97,1						
camada solo 3	Areia Siltosa	3,00	18	121,3						
camada solo 4	Argila Siltosa	2,20	15	131,5						
camada solo 5	Areia Siltosa	1,38	18	140,3						
camada solo 6	Argila Siltosa	15,00	15	215,3	0,22	3,61	3.177	172,38	0,5	3.577
camada solo 7	Areia Siltosa	10,00	18	295,3	0,8	49	156.800	249,88	0,5	159.974
NA (m):	2,1	fck (MPa):	40	Econc (Gpa):	35,4					

Com os dados acima, utilizando a proposta de Aoki (1984) obteve-se os resultados apresentados na tabela 4, onde também estão apresentados os recalques obtidos nas duas PCEs. De forma a se avaliar a dependência da proposta de Aoki (1983) em relação ao nível de carregamento, foi comparado o resultado do recalque calculado, com o recalque lido nas PCEs, utilizando-se a distribuição de cargas em profundidade para um nível de carga inferior, próximo à carga de ruptura obtida pelo método de Alonso (1996). Os resultados estão apresentados na tabela 5. Uma terceira via de análise foi considerada, buscando a relação entre o resultado da estimativa de recalques e a distribuição de cargas em profundidade. Nesse sentido a proposta também foi aplicada considerando-se a distribuição teórica apresentada no método semi-empírico de Alonso (1996), comparando-o ao recalque correspondente da curva carga x recalque, no ponto desta carga de ruptura calculada, esta análise está apresentada na tabela 6.

Tabela 4. Parâmetros utilizados para a estimativa de recalques conforme Aoki (1984) utilizando-se os dados da instrumentação.

Ensaio	Carga máx ensaio (kN)	Recalque do ensaio na Cmáx (mm)	Recalque Aoki (1984) - (mm)	Es camada 6 (kPa)	(Rec lido / Rec calc) * 100
PCE-01A	6.025	185,57	211,74	3.634	87,6%
PCE-02A	4.734	182,73	196,20	3.577	93,1%

Tabela 5. Parâmetros utilizados para a estimativa de recalques conforme Aoki (1984) utilizando-se os dados da instrumentação para carga máxima próxima a prevista pelo método de Alonso (1996).

Ensaio	Carga máx Alonso (1996) - (kN)	Recalque do ensaio na Cmáx (mm)	Recalque Aoki (1984) - (mm)	Es camada 6 (kPa)	(Rec lido / Rec calc) * 100
PCE-01A	2.548	12,78	65,27	3.311	19,6%
PCE-02A	3.359	49,01	116,99	3.410	41,9%

Tabela 6. Parâmetros utilizados para a estimativa de recalques conforme Aoki (1984) utilizando-se os dados previsão de capacidade de carga, segundo Alonso (1996).

Ensaio	Carga máx Alonso (1996) - (kN)	Recalque do ensaio na Cmáx (mm)	Recalque Aoki (1984) - (mm)	Es camada 6 (kPa)	(Rec lido / Rec calc) * 100
PCE-01A	2.498	12,19	109,70	3.653	11,1%
PCE-02A	3.351	48,74	163,67	3.874	29,8%

Da comparação entre os resultados obtidos nas tabelas 4, 5 e 6 percebe-se uma grande dependência, para uma convergência entre a estimativa de recalques pela proposta de Aoki (1983), do nível de carregamento e da distribuição de carga. Nota-se que quando a prova de carga se aproxima da ruptura a convergência do recalque aumenta significativamente, conforme tabela 4, com relação de 87 a 93% de convergência. Já para a distribuição de carga, em níveis mais prematuros, apresentam pouca convergência, da ordem de 19 a 41%, porém sendo ainda pouco superior à convergência do terceiro caso, onde tanto o nível de carregamento, quanto a distribuição teórica afetam significativamente o resultado.

7 CONCLUSÕES

Com base nos resultados apresentados, conclui-se que a capacidade de carga para estacas flutuantes, considerando-se os dois métodos utilizados, semi-empírico de Alonso (1996) e os dados obtidos por Leaño (2023) se mostraram distantes da realidade, sendo o primeiro aquém e o segundo além da carga obtida experimentalmente.

Já em termos da aplicação do método para a estimativa de recalques, observa-se que o resultado é bastante influenciado pelo nível de carga considerada, aparentemente quanto mais distante da ruptura geotécnica, obtida por provas de carga estáticas, menos precisa é a estimativa.

Ademais, a distribuição de cargas em profundidade afeta diretamente no resultado, sendo muito recomendada, para a confiabilidade da análise, a utilização da distribuição de carga em profundidade, resultante do uso de *strain gages*.

A utilização da proposta de Aoki (1984) foi um grande desafio aos autores, principalmente em função da adoção de valores seguros do parâmetro “n”, pois as publicações sobre este assunto são escassas. Além de que as correlações do ensaio SPT com parâmetros de deformabilidade são limitadas, e não abordam o nível de deformação utilizado.

No caso de tanques de armazenamento devido ao seu grande diâmetro, uma das alternativas de projeto é o radier estaqueado utilizando-se estacas para redução de recalques diferenciais. Nessa situação a estaca pode sofrer deformações superiores a de projetos usuais, dificultando o uso dos modelos semi-empíricos. Nestes casos, análises mais complexas são necessárias, tanto do aspecto das investigações geotécnicas como também dos modelos físicos utilizados.

Fica como recomendação para o prosseguimento do presente trabalho, assim como outros que possam vir no futuro, um melhor entendimento do fator n, aprofundando as análises em tipos de solos, valendo-se, se possível, de ensaio de compressibilidade e resistência, ou seja, edométricos e triaxiais.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos às empresas envolvidas no projeto Vibra Energia S/A, PMMR Consutoria e Projetos, Solo engenharia, FE Fundações, Geoprova Engenharia e Tecnitork Engenharia, no empenho em viabilizar a realização do escopo aqui apresentado.

Agradecemos também aos colegas Dr. Tiago Jesus Souza da empresa Solotecnique e Dra. Graciele

Dienstmann professora e pesquisadora da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), pela ajuda e troca de experiências, que contribuíram muito no desenvolvimento do presente trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque, P. J. R. (2001). *Estacas escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade*. - Tese de Doutorado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Alonso, U.R. (1996). *Estacas Hélice Contínua com Monitoração Eletrônica: Previsão da Capacidade de Carga Através do Ensaio SPT-T*, 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, SEFE III, ABEF/ABMS, São Paulo, v.2, p. 141-151/.

American Petroleum Institute. API 650: *Welded Tanks for Oil Storage*. Washington, DC. 2018

American Petroleum Institute. API 653: *Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction*. Washington, DC. 2018

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6.122. *Projeto e execução de fundações.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16.903. *Prova de carga estática em fundação profunda.* Rio de Janeiro

Aoki, N.(1984) Previsão da curva carga-recalque. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos – USP – São Carlos. Apud Cintra, J.C.A., Aoki, N (2010). *Fundações por estacas: projeto geotécnico.* Oficina de textos.

Aoki, N. (1997) *Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente.* Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

Cintra, J.C.A., Aoki, N (2010). *Fundações por estacas: projeto geotécnico.* Oficina de Textos.

Décourt, L. A. (1996) *Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez. In: SEFE 3*, São Paulo. v. 1, p.215-224.

Davis, E.H., Poulos, B.E. (1972), *The Analysis of Pile Raft System.* Aust. Geomechanics Journal, v. G2, n°1, p. 21-27.

D´Orazio; Duncan J. M. (1984), *Differential Settlements in Steel Tanks. Journal of getechnical engineering*. Division ASCE

Janbu, N. (1963); Soil *Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests.* Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Weisbaden, v. 1, p. 19-25.

Leaño, E.G. (2023); *Análise numérica e experimental do comportamento das fundações de tanques de armazenamento de combustível na região de Suape – Pernambuco*. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

Melo, B. N. (2009), *Análise de Provas de Carga à Compressão à Luz do Conceito de Rigidez*. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas – Campinas/SP

Randolph, M. F. (1994). *Design methods for pile groups and piled rafts*. XIII ICSMFE, New Delhi, Índia, 61-82

Thusyanthan, I.; Enriquez, H. (2022); *Design guidance for evaluating storage tank settlements and acceptable tank settlement criteria*. Proceedings of the 20th Internacional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sydney.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/285

Avaliação do Processo de Subsidência de Solos Argilosos em Zona Urbana Costeira – Estudo de Caso

Pedro Henrique Da Rosa Marion
Bacharel em Engenharia Civil, Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Frederico Westphalen, Brasil, phrmarion@gmail.com

Malva Andrea Mancuso
Doutora em Geociências, Universidade Federal de Santa Maria, Frederico Westphalen, Brasil, malvamancuso@ufsm.br

Rodrigo André Klamt
Mestre em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, rodrigoklamt@outlook.com

Elisangela Aparecida Mazzutti
Mestre em Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, elisamazzutti@hotmail.com

Luciéle Da Silva Knierim
Mestre em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, luh_knierim@hotmail.com

RESUMO: O solo é um material que serve como base para muitas obras civis. A presente pesquisa buscou avaliar o fenômeno de subsidência que ocorre no solo do bairro Pinheiro, da cidade de Maceió/AL, a partir da verificação do comportamento do mesmo sob um carregamento, verificando se a ocorrência do fenômeno estaria associada ao excesso de carga transferida ao solo. A metodologia consistiu em três etapas, na primeira, foi realizado um levantamento das condições geológicas e geotécnicas da região de ocorrência da subsidência. Na segunda, estimou-se a carga média transferida ao solo pelas fundações de uma edificação localizada no bairro Pinheiro, com base em trabalhos desenvolvidos sobre a cidade e a região afetada pela subsidência. Na terceira, foi avaliado o deslocamento do solo do bairro Pinheiro, utilizando a modelagem no software PLAXIS 2D. Constatou-se que o máximo deslocamento foi de -17,84 mm no plano vertical. A partir das verificações definiu-se, com auxílio da NBR 6122 (2019), que os deslocamentos gerados pelas fundações não seriam suficientes para defini-los como responsáveis pelo fenômeno de subsidência, sendo necessário estudos mais apurados para definir a ocorrência do fenômeno.

PALAVRAS-CHAVE: Palavras Deslocamento, modelagem, subsidência.

ABSTRACT: Soil is a material that serves as the basis for many civil works. This research sought to evaluate the phenomenon of subsidence that occurs in the soil of the Pinheiro neighborhood, in the city of Maceió/AL, by verifying its behavior under a load, checking whether the occurrence of the phenomenon would be associated with the excess load transferred to the ground. The methodology consisted of three stages, in the first, a survey of the geological and geotechnical conditions of the region where the subsidence occurred was carried out. In the second, the average load transferred to the ground by the foundations of a building located in the Pinheiro neighborhood was estimated, based on work carried out in the city and the region affected by subsidence. In the third, the soil displacement in the Pinheiro neighborhood was evaluated, using modeling in the PLAXIS 2D software. It was found that the maximum displacement was -17.84 mm in the vertical plane. From the verifications, it was defined, with the help of NBR 6122 (2019), that the displacements generated by the foundations would not be sufficient to define them as responsible for the subsidence phenomenon, requiring more detailed studies to define the occurrence of the phenomenon.

KEYWORDS: Displacement, shaping, subsidence.

1 INTRODUÇÃO

A relação existente entre as construções civis e o solo é de suma importância e necessita-se compreender as influências do mesmo nas estruturas visando o correto desenvolvimento de projetos civis, evitando gastos e desperdícios. Pressuposto a isto, conhecer os fenômenos relacionados ao solo e quais seus motivos de acontecimentos, tornam-se fundamentais. Dessa forma, nesta pesquisa, abordou-se a ocorrência do fenômeno de subsidência de solos em região urbana. Segundo Luna (2017), a subsidência é compreendida como o rebaixamento da superfície do terreno devido a ocorrência de alterações nas camadas subterrâneas, ou seja, diminuição do nível do terreno em consequência da remoção de suporte subterrâneo.

A ocorrência da subsidência em regiões urbanas, gera, frequentemente, alterações no meio físico com consequências de magnitudes variáveis. Segundo Maretti (2008), o processo de subsidência influencia no surgimento de diversos problemas que podem agravar e resultar na instabilidade e dano as edificações, as redes de esgoto e demais equipamentos instalados, assim como a infiltração de água contaminada proveniente de umidades mais superficiais. O fenômeno pode ocorrer de causas naturais, como dissolução de rochas, acomodação de camadas do substrato pelo seu próprio peso ou por movimentação segundo o plano de falhas. A ocorrência do processo influenciado por ações antrópicas é, frequente, em decorrência do bombeamento de águas subterrâneas e recalques por acréscimo de peso devido a obras e estruturas (ROMERO, 2007).

Conforme Maretti (2008), encontram-se registros da subsidência em países da Ásia, Europa e nas Américas, geralmente, em grandes centros urbanos industrializados, como no caso da Cidade do México, onde a origem do processo associa-se a exploração da água do subsolo para uso da população. No Brasil, os casos com maior repercussão foram os de Mairinque/SP, Cajamar/SP e Sete Lagoas/MG, ocorridos em 1981, 1986 e 1988, respectivamente. O acontecimento do fenômeno em Sete Lagoas e Cajamar, ocorridos em área urbana, ocasionaram o colapso do solo na região afetada, sendo aberta uma cratera com 20 m de diâmetro por 5 m de profundidade em Sete Lagoas e uma cratera de 31 m de diâmetro por 13 m de profundidade em Cajamar (LUNA, 2017).

Em função das situações expostas, este estudo tem como tema o recente caso de subsidência brasileira, localizada na região Nordeste do Brasil, na cidade de Maceió/AL, onde o processo intensificou-se nos primeiros meses de 2018 após ocorrência de fortes chuvas na região, segundo reportagem realizada pelo G1 (2018). Aproximadamente, no início de 2010 surgiram algumas fissuras nas vias urbanas e residências do bairro Pinheiro, apresentando intensificação nos primeiros meses de 2018 e culminando com um tremor de terra de 2,5 graus na escala Richter, causando apreensão na população da região (CAMPOS; SOARES; 2019).

Com propósito de compreender a ocorrência da subsidência, o principal objetivo deste trabalho foi avaliar, por meio de um estudo de caso, a variação do deslocamento do solo presente na região afetada pelo fenômeno no bairro Pinheiro, Maceió/AL.

2 METODOLOGIA

Baseando-se nos relatórios técnicos elaborados pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), empresa pública vinculada ao Ministério de Minas e Energia com atribuição do Serviço Geológico do Brasil, destinada a investigar a subsidência em Maceió/AL, definiu-se o local da implantação da referida pesquisa, sendo a região afetada pelo fenômeno, que engloba três bairros da capital alagoana, com foco principal para o bairro Pinheiro. A pesquisa foi limitada apenas a este bairro, devido à grande quantidade necessária de conteúdo para analisar e detalhar sobre os demais bairros de ocorrência do fenômeno.

A elaboração da pesquisa foi feita em três etapas, onde na primeira foi realizado um levantamento das condições geológicas e geotécnicas da região de ocorrência da subsidência. Na segunda etapa, estimou-se a carga média transferida ao solo pelas fundações de uma edificação localizada no bairro Pinheiro. A estimativa ocorreu baseando-se em trabalhos desenvolvidos sobre a cidade e a região afetada pela subsidência. E a terceira foi destinada para avaliar o deslocamento do solo do bairro Pinheiro, a partir da modelagem no *software* PLAXIS 2D. Esta verificação foi realizada com base nas condições geológicas presentes na região, demonstradas por pesquisas e relatórios desenvolvidos pela Embrapa, CPRM e demais autores, conforme a necessidade de conteúdo.

Ressalta-se que para a modelagem realizada no software citado acima, considerou-se as características presentes no solo, levando em conta a variação das camadas do mesmo e principalmente a variação do lençol freático.

2.1 Informações geológico-geotécnicas

Pesquisas realizadas pela CPRM (2019) descreveram que o bairro Pinheiro foi construído sobre sedimentos pouco consolidados formados principalmente de areia, silte e argila de cor variada, apresentando concentrações de ferro e conglomeráticos, com disposição de camadas de forma irregular, sendo em diversas vezes lenticulares. A partir da presença de alguns poços de exploração de minérios do solo de uma empresa, localizados no bairro em destaque, foi definido a estratigrafia do solo presente na região até a profundidade de 1.250 m. Sendo assim, considerando as análises superficiais como mais importantes para esta pesquisa, foi encontrado pela CPRM (2019), a uma profundidade de 80 a 180 m, materiais pertencentes à sub-bacia de Alagoas, como argilitos de cor cinza clara e arenitos friáveis com granulometria variável de fina a grossa.

Conforme a CPRM (2019), foram realizados quatro ensaios SPT na etapa de conhecimento do solo do Edifício Barcelos, onde todos os ensaios apresentaram variações semelhantes, com valores aproximados de 30 golpes na superfície e reduzindo até, aproximadamente, 05 golpes, entre as profundidades de 1,00 a 6,00 m. A partir dos 12 metros de profundidade, a quantidade de golpes necessários para a perfuração tornou a aumentar, ultrapassando a 25 golpes. Além, são fornecidas demais características pela CPRM (2019), como o posicionamento das fundações do Edifício Barcelos a uma profundidade de 18,00 m.

Dessa forma, baseando-se no relatório das sondagens efetuadas para o mesmo edifício, conclui-se que suas fundações estariam apoiadas em uma camada com N_{SPT} acima de 30/35 golpes ou no impenetrável. Entretanto, mesmo estando em uma camada resistente, foi possível observar rachaduras no piso da garagem, paredes e pilares, com aberturas relevantes e de grande persistência, segundo a CPRM (2019).

A CPRM (2019) realizou nove sondagens no Conjunto Jardim Acácia, onde está localizado o Edifício Barcelos, para verificar a presença de fissuras em outras construções locais e entender o solo ao redor delas. O solo foi descrito como argilas siltosas, com pouca areia, aumentando em consistência com a profundidade, variando de muito mole a dura. Após estudos, a empresa descartou que as ocorrências patológicas nos edifícios do conjunto estivessem relacionadas às camadas superficiais do solo ou a solos expansíveis ou colapsíveis.

A CPRM (2019) realizou algumas investigações geotécnicas em demais localidades situadas no bairro Pinheiro, com intuito de compreender se a ocorrência do processo de subsidência estaria associada as camadas mais superficiais do solo. Com isso, a empresa em destaque realizou oito sondagens percussivas em pontos específicos do bairro, onde as mesmas foram denominadas de SP-01 a SP-08.

Com as localidades determinadas e início dos ensaios, a CPRM (2019) realizou algumas coletas de amostras em cada sondagem executada para ensaios de caracterização. A partir da análise tátil-visual efetuada nas amostras, foi possível identificar que as mesmas eram sedimentos detríticos siliciclásticos, pouco a medianamente consolidados, com coloração variegada, de partículas com granulometria variando de argila a areia grossa.

Por fim, a CPRM (2019) relatou que mesmo com as sondagens programadas para serem efetuadas até uma profundidade de 20,00 m, foi atingido o impenetrável das perfurações em cotas que variam de 8,21 a 18,24 m. Devido a informação mencionada e aos resultados de todos os ensaios e análises efetuadas nas amostras, a empresa em destaque concluiu que a ocorrência do processo de subsidência não estava relacionada com a presença de solos expansíveis e colapsíveis como fatores desestabilizadores das edificações, pois, de modo geral, os solos verificados foram classificados como sedimentos medianamente compactos até cerca de 6,50 m, onde tornam-se compactos a partir deste nível. Entretanto, a CPRM (2019) ressaltou que as características analisadas são baseadas na interpolação de resultados obtidos de apenas oito pontos no bairro Pinheiro, sendo possível que existam variações geotécnicas do terreno que não foram identificadas durante a realização das investigações.

Adotou-se para as condições de contorno do modelo finito para a modelagem, uma área base contendo dimensões de 50,00 m de comprimento, no plano horizontal, e 18,00 m de profundidade, no plano vertical.

A escolha das características do solo atribuídas para a avaliação, associa-se as pesquisas realizadas pela CPRM (2019) no bairro Pinheiro, onde as mesmas foram descritas ao decorrer deste trabalho. Para o estudo de caso, adotou-se as características disponibilizadas pela empresa supracitada, de uma sondagem SPT executada por Rocha Júnior (2002).

Da profundidade 1 a 3 m, o solo se caracterizou como argila pouco arenosa amarelada média a mole; de 4 a 10 m, argila pouco arenosa avermelhada média a rija; de 11 a 13 m, argila arenosa avermelhada rija a dura. Já o número de golpes dos últimos 30 cm da profundidade de 1 a 13 m foi 4, 7, 5, 6, 7, 9, 10, 15, 15, 13, 16, 27, 29, respectivamente. Já o nível de água não foi encontrado (ROCHA JÚNIOR, 2002).

Ressalta-se, que para atribuir as características citadas por Rocha Júnior (2002) para a modelagem, necessitou-se a adoção de alguns parâmetros com base em estudos realizados por outros autores com solos semelhantes, devido a carência desses dados atualizados do local específico. Com isso, para os parâmetros do solo relativo à resistência e deformabilidade em função do SPT, adotou-se os valores disponibilizados por Marangon (2018a) para argilas e solos argilosos.

Para determinar o Coeficiente de Permeabilidade (K) empregado nos solos, considerou-se as estimativas desenvolvidas por Marangon (2018b), onde o autor recomenda a adoção de valores para infiltração variando entre $8{,}64x10^{-7}$ a $8{,}64x10^{-5}$ m/dia para argilas não alteradas, impermeáveis. Para o Módulo de Elasticidade (E') de argilas arenosas, empregou-se o valor intermediário de 36.250 kN/m², apoiando-se nas recomendações de Marangon (2018c). Por fim, para finalizar a inserção de parâmetros referentes aos solos na modelagem, adotou-se como valor para o Peso Específico do Solo Saturado (γ_{sat}) a estimativa de 20 kN/m³ para todos os solos em estudo. Essa adoção teve como base as orientações de Pinto (2006).

2.2 PLAXIS 2D: Desenvolvimento da modelagem do estudo de caso

Com os parâmetros dos solos definidos, foi possível adotar para o estudo de caso uma edificação presente na região em análise e estimar uma carga média transmitida ao solo pela mesma. Para definir a edificação, considerou-se a mesma como sendo a pior situação de transmissão de cargas ao solo. Amparando-se nas considerações mencionadas, optou-se por realizar a estimativa de cargas transmitidas ao solo pelas fundações de um edifício, tendo como base o modelo do Edifício Barcelos.

A partir das informações divulgadas pela construtora do Edifício Barcelos – Construart (2021) - verificou-se que o mesmo é composto por 18 pavimentos, onde o pavimento subsolo é destinado exclusivamente para garagem e o pavimento térreo, em pilotis, é destinado para garagem e uso comum dos residentes. Verificou-se também que o edifício possui 15 pavimentos tipo, que contém 12 apartamentos cada, sendo 08 apartamentos com área de 48,00 m² e 04 apartamentos com área de 61,00 m². O pavimento cobertura, é constituído de 08 apartamentos, onde 04 possuem área de 61,00 m² e os outros 04 apartamentos possuem área de 48,00 m².

Para realizar a estimativa das cargas transmitidas ao solo pelas fundações, efetuou-se uma análise com base nas áreas de influência de cada pilar, a partir da verificação do posicionamento dos mesmos com auxílio do software AutoCAD. Inicialmente, considerou-se que a edificação foi projetada em concreto armado e possuí lajes maciças e paredes compostas de tijolos cerâmicos. Para definir o carregamento médio dos pavimentos tipo, considerando as cargas permanentes e variáveis, utilizou-se a carga recomendada por Alva (2007) de 12,00 kN/m². Para estimar o carregamento dos pavimentos subsolo, térreo e cobertura, atribui-se as mesmas condições de análise aplicadas ao pavimento tipo, adotando a mesma carga supracitada. Já para o carregamento da laje do pavimento cobertura, considerou-se 70% do carregamento do pavimento tipo, conforme recomendado por Alva (2007).

Adotou-se como modelo de fundação um radier de concreto armado, com dimensões de 37,50 m de comprimento, 20,00 m de largura e 1,00 m de altura, estaqueado, sendo representada na modelagem as dimensões de largura, altura e algumas estacas.

Para modelar a estrutura citada, necessitou-se adotar alguns parâmetros, como o valor de 0,2 para o Coeficiente de Poisson (ν) e $28x10^6$ kN/m² para o Módulo de Elasticidade (E) do concreto armado, considerando-o como da classe C25. Ambos os parâmetros foram definidos com auxílio da NBR 6118 (ABNT, 2014). Para complementar os dados referentes ao concreto, empregou-se o valor de 25 kN/m³ para o Peso Específico (γ) do mesmo, determinado a partir da NBR 6120 (ABNT, 2019).

Para a determinação das estacas a serem inseridas sob o radier para a modelagem, considerou-se as definições desenvolvidas por Cintra e Aoki (2010) para escolha do modelo empregado, a partir do valor do N_{SPT} da cota de assentamento para a estaca. Sendo assim, para a cota de assentamento das estacas – 18,00 m – considerou-se o mesmo valor de N_{SPT} = 29 golpes, sendo este o mesmo valor encontrado na última cota – 13,00 m – da verificação realizada durante a sondagem SPT executada no lote do Edifício Barcelos.

Devido a isso, adotou-se o modelo de estaca Franki para solos argilosos, onde, segundo os autores mencionados, o mesmo pode ser empregado em solos que apresentem N_{SPT} superior a 20 golpes e inferior ou igual a 40 golpes ($20 < N_{SPT} \leq 40$). Com auxílio das recomendações dos mesmos autores – Cintra e Aoki (2010)

– determinou-se o emprego de estacas de modelo Franki com diâmetro de 60 cm, onde essas possuem a capacidade de suportar até 1.700 kN.

Após a escolha do diâmetro das estacas adotadas, determinou-se a quantidade de estruturas necessárias para suportar o carregamento da edificação em análise. Considerando a carga total estimada para o Edifício Barcelos e a capacidade de suporte do modelo de fundação adotado, definiu-se a quantidade necessária de 93 estacas a serem inseridas sob o radier. Porém, adotou-se o emprego de 99 estacas, distribuídas em 11 filas com 09 estacas em cada uma, distanciadas a 2,06 m entre estacas da mesma fila e a 3,18 m entre cada fila.

Considerou-se o emprego do lençol freático na cota de 13,00 m de profundidade. A consideração do mesmo até a cota citada, baseia-se no fato da possibilidade da presença de água na região de assentamento das estacas do Edifício Barcelos, sendo essa a profundidade de 18,00 m.

Com a estimativa do carregamento total efetuada, avaliou-se o comportamento do solo sob as fundações do Edifício Barcelos a partir da modelagem do *software* geotécnico PLAXIS 2D. O Quadro 1 traz as propriedades consideradas para a modelagem.

Quadro 1. Valores adotados para os parâmetros de resistência e deformabilidade em função do SPT e permeabilidade.

Parâmetros adotados para a modelagem dos solos								
Característica do material	**Consistência**	**ɣ**	**$ɣ_{sat}$**	**C**	**ϕ**	**E'**	**ν**	**K**
Argila pouco arenosa, amarelada	Mole a média	16	20	25	0	36.250	0,25	$8{,}64x10^{-6}$
Argila pouco arenosa, avermelhada	Média a rija	18	20	50	0	36.250		
Argila arenosa, avermelhada	Rija a dura	19	20	150	0	32.250		

* ɣ: Peso Específico Natural do Solo (kN/m³); $ɣ_{sat}$: Peso Específico do Solo Saturado (kN/m³); C: Coesão (kN/m²); ϕ: Ângulo de Atrito Interno (°); E': Módulo de Elasticidade (drenado); ν: Coeficiente de Poisson; K: Coeficiente de Permeabilidade (m/dia).

Com a definição do diâmetro das estacas Franki adotadas para a modelagem, foi determinado a quantidade do emprego e a carga suportada pelas mesmas. Inicialmente, durante o desenvolvimento da metodologia desta pesquisa, foi determinada a necessidade de 93 estacas para suportar o carregamento total de 157.793,59 kN estimado para o Edifício Barcelos, considerando que cada estrutura suportaria a carga máxima de 1.700 kN.

Entretanto, devido o emprego de 99 estacas, recalculou-se o carregamento suportado considerando a utilização de 06 estacas a mais. Com isso, foi definido que cada estaca adotada suportaria, aproximadamente, 1.593,9 kN, distribuídos sobre o diâmetro das mesmas. Após a determinação de todos os parâmetros referentes ao solo e definição do modelo de estrutura e do carregamento estimado para a mesma, foi avaliado o deslocamento do solo obtido através da modelagem. Porém, destaca-se que para executar a análise, empregou-se apenas 09 estacas no modelo finito desenvolvido. O emprego da quantidade de estacas supracitada, associa-se as limitações de representação de estruturas pela dimensão de análise do PLAXIS 2D.

É importante destacar que os parâmetros adotados ao longo desta metodologia foram utilizados frente a ser um estudo preliminar e todas as simplificações e hipóteses adotadas alteram efetivamente a modelagem. Os resultados obtidos são função das condições impostas e parâmetros utilizados, o que efetivamente pode não representar a realidade.

3 RESULTADOS

3.1 Carregamentos da edificação

Inicialmente, foi verificado, a variação das dimensões dos pilares do Edifício Barcelos, constatando três variações de seção, sendo 20 x 95 cm, 20 x 110 cm e 20 x 220 cm, aproximadamente. Além das variações citadas, foi possível identificar um suposto reforço estrutural em um dos poços de elevadores e na escadaria, com dimensões aproximadas de 20 x 676 cm e 20 x 474 cm, respectivamente. A partir da verificação das seções dos pilares foi estabelecida a área de influência de cada estrutura com intuito de estimar o carregamento total dos pavimentos.

Com base no resultado dos cálculos realizados para os pilares, foi calculada a estimativa de carregamento do pavimento tipo, onde este foi executado a partir dos valores obtidos para os pilares. Por fim, determinou-se como carregamento total para o edifício em destaque o valor de 157.793,59 kN, sendo esta estimativa gerada através dos cálculos efetuados inicialmente. Destaca-se, que o alto valor estimado de carregamento pode ser atribuído as condições descritas sobre o Edifício Barcelos, principalmente pelo fato do mesmo possuir uma quantidade considerável de apartamentos por pavimento tipo e pelas condições de análise de carregamento adotadas pelos autores desta pesquisa.

Ressalta-se, que para obter valores mais confiáveis de carregamentos transferidos por pavimento para as fundações, necessita-se de estudos mais aprofundados, com a utilização de *softwares* estruturais, indicados para tal função. Referindo-se a esta pesquisa, a busca por valores mais confiáveis de carregamento foge do foco principal da mesma, sendo aceitável um valor estimado para avaliar o solo da região de estudo. Após, foi avaliado o solo situado abaixo do edifício, a partir da modelagem no *software* PLAXIS 2D.

3.2 Avaliação do solo do bairro Pinheiro a partir do PLAXIS 2D

3.2.1 Deslocamentos verticais e horizontais estimados da área em análise

Após a realização dos cálculos pelo software, verificou-se, uma variação de deslocamento vertical entre 0,000 mm a -17,84 mm. Com os dados de cálculos fornecidos pela análise do deslocamento vertical, constatou-se que o elemento 813 do nó 56, situado no terceiro horizonte de solo, aproximadamente, na cota de assentamento das estacas, apresentava uma estimativa de deslocamento vertical muito baixa, podendo ser considerada como inexistente. Já, o elemento 14 do nó 11.083, localizado no primeiro horizonte de solo, próximo a superfície, demonstrou o valor estimado de -17,84 mm para o deslocamento no mesmo sentido em análise.

Notou-se a partir da análise que a ocorrência dos maiores valores de deslocamento situam-se próximos a superfície, aos arredores da estrutura inserida sobre o solo, demonstrando a influência causada pela peça. Verifica-se também, o baixo valor de deslocamento na região onde encontram-se as estacas, representando que o mesmo diminui ao decorrer da profundidade.

Com intuito de representar a variação dos deslocamentos de forma mais clara e objetiva, selecionou-se 10 nós, a partir do nó inicial da malha de modelagem, para demonstrar seus deslocamentos. Para a determinação dos nós selecionados, optou-se por verificar uma das extremidades dos horizontes do solo a cada 2,00 m de profundidade, supondo a ocorrência dos maiores deslocamentos na seção referenciada.

Após analisar a variação do deslocamento vertical ocorrido no solo, a partir das condições impostas ao mesmo, verificou-se as estimativas de deslocamento horizontal geradas na modelagem, considerando as mesmas condições de análise. A Figura 1 demonstra as estimativas dos deslocamentos (a) verticais e (b) horizontais.

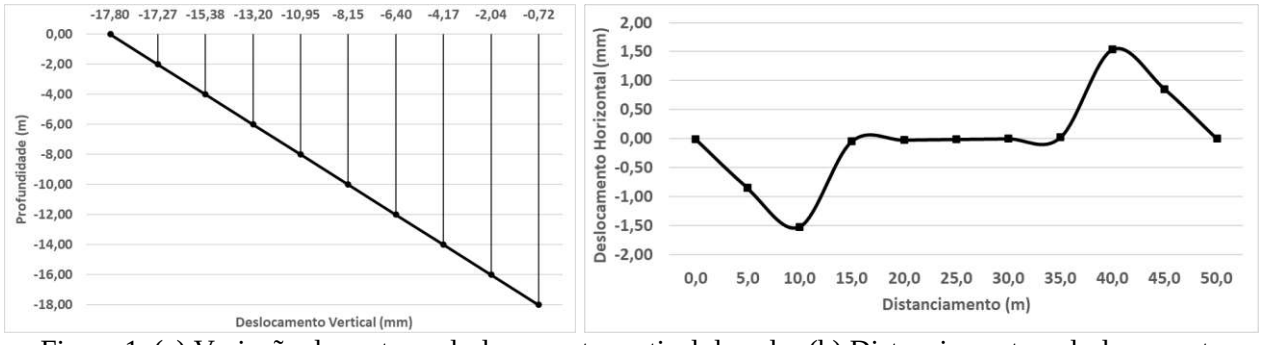


Figura 1. (a) Variação das cotas x deslocamento vertical do solo; (b) Distanciamento x deslocamento horizontal.

A partir da análise dos resultados obtidos – Figura 1 – durante modelagem, analisou-se o deslocamento horizontal sobre a área base, onde constatou-se a variação de 5,81 mm a - 6,19 mm, sendo estas, as estimativas máximas e mínimas para os deslocamentos do plano em análise, respectivamente. Também observou-se que os deslocamentos horizontais máximos e mínimos ocorrem próximos a superfície, especificamente, no

horizonte de solo de inserção do radier. O deslocamento horizontal máximo, conforme análise dos resultados, situa-se no elemento 21 do nó 10.027 e, o deslocamento horizontal mínimo, está localizado no elemento 12 do nó 1.416.

Para representar a variação do deslocamento horizontal, realizou-se a análise do mesmo no horizonte de assentamento do radier. Nesta verificação, selecionou-se 10 nós, a partir do nó inicial, distanciados a cada 5,00 m, da malha de elementos finitos desenvolvida na modelagem.

Com o detalhamento das estimativas de deslocamentos analisadas em determinados trechos da modelagem, nota-se, que os maiores deslocamentos estão situados próximos a superfície do solo, sendo o máximo valor estimado de -17,78 mm, visualizado durante a análise vertical da modelagem.

Ressalta-se, que os resultados obtidos de deslocamento podem estar influenciados diretamente pelas condições impostas ao solo, como determinação de parâmetros, e as estruturas definidas como modelo de fundação da edificação escolhida para a modelagem. Com isso, torna-se essencial a verificação dos deslocamentos ocorridos na cota de assentamento das fundações, para verificar, a partir de bibliografias, se os mesmos se encontram dentro dos limites toleráveis.

3.2.2 Deslocamentos estimados na cota de assentamento das estacas

A análise dos deslocamentos ocorridos no contato entre o solo e o modelo de fundação determinado para uma edificação é de suma importância, pois, a partir dos resultados obtidos, pode-se estimar o recalque desenvolvido entre a interação solo – estrutura e atribuir, com base na estimativa, possíveis patologias originadas na edificação ao mesmo. Com a modelagem realizada na análise do solo situado sob o Edifício Barcelos, verificou-se a variação dos deslocamentos ocorridos na interação entre as estacas de modelo Franki, empregadas como estruturas responsáveis pela transferência do carregamento total estimado, e o solo. Para a verificação, utilizou-se apenas as 09 estacas.

Após a identificação das estacas, definiu-se os deslocamentos estimados para cada uma. Para a definição dos valores referentes aos deslocamentos escolhidos, optou-se por selecionar as estimativas geradas no ponto central de cada estrutura, localizado na cota de assentamento de 18,00 m de profundidade. A estimativa do deslocamento das estacas em análise de 01 a 09 foi $0{,}2160*10^{-6}$, $0{,}2546*10^{-6}$, $0{,}2551*10^{-6}$, $0{,}2530*10^{-6}$, $0{,}2256*10^{-6}$, $0{,}2405*10^{-6}$, $0{,}2561*10^{-6}$, $0{,}2153*10^{-6}$ e $0{,}2341*10^{-6}$ m, respectivamente.

Observa-se que os baixos valores gerados para as estimativas dos deslocamentos das estacas. Tais valores, associam-se ao fato de o autor desta pesquisa supor que o assentamento das estacas esteja no impenetrável ou em uma camada de solo com NSPT superior ao da cota de assentamento das mesmas. Sendo assim, ressalta-se que possíveis variações nos valores de deslocamento das estruturas inseridas ao solo podem ser encontradas, a partir da variação da cota de assentamento das estacas.

Para analisar os deslocamentos e verificar se os valores obtidos são aceitáveis, baseou-se nas informações dispostas pela NBR 6122 (ABNT, 2019). Levando em conta os critérios de verificação dos valores limites para os deslocamentos das fundações, da norma supracitada, considera-se os valores de deslocamentos verificados na cota de assentamento das estacas como aceitáveis para a edificação em análise. Tal fato, baseia-se nas condições atribuídas ao solo, como a rigidez das camadas e as características de composição. Além disso, considera-se o modelo de fundação empregado para a transferência do carregamento ao solo, sendo que para a modelagem, optou-se pelo emprego de uma estrutura com alta capacidade de suporte de carga.

Verificou-se, a partir dos resultados desta pesquisa, que os deslocamentos verticais e horizontais máximos estão situados próximos a superfície, sendo que aquele apresenta variações ao decorrer da profundidade, com os valores mínimos de deslocamento vertical juntos da cota de inserção das fundações, e este, com a variação do deslocamento horizontal na extensão da área base determinada para análise, com deslocamento negativo nos trechos iniciais e positivos nos trechos finais da mesma.

Os resultados obtidos dos deslocamentos estimados estão associados diretamente nas condições impostas ao solo, como a adoção de parâmetros e, principalmente, com a inserção de estruturas e carregamentos sobre o mesmo, como a determinação do modelo de fundação adotado para a edificação em análise. Devido a isso, destaca-se que para a obtenção de resultados mais confiáveis, necessita-se de estudos mais aprofundados, como a aplicação de ensaios in situ, coleta de solo para análise, melhor acurácia dos carregamentos transferidos ao solo e verificação da variação do lençol freático.

4 CONCLUSÕES

Após as verificações iniciais, destinou-se o foco do estudo para o bairro Pinheiro, local onde iniciou-se há alguns anos o processo de subsidência. Com relatórios disponibilizados pela CPRM, pôde-se analisar alguns estudos realizados pela mesma e conteúdos obtidos através de terceiros, referentes ao solo do bairro em análise. A partir do resultado de uma sondagem a percussão realizada em um lote situado no bairro Pinheiro para a construção do edifício Barcelos – mesmo edifício aplicado ao estudo - pôde-se analisar as camadas encontradas na sondagem através de modelagem em software.

Portanto, no estudo de caso realizado, com auxílio do software geotécnico PLAXIS 2D, a partir das estimativas obtidas pela modelagem, conclui-se que o carregamento transferido ao solo, com base nos parâmetros adotados e na estrutura de fundação determinada, não seria responsável pela ocorrência do processo de subsidência no bairro Pinheiro, pois os deslocamentos estimados e analisados apresentam baixos valores, impossibilitando que os mesmos sejam as principais causas da ocorrência do processo supracitado. Sendo assim, a partir da revisão de literatura estudada, estima-se que o fenômeno poderia ser influenciado por ações antrópicas, como a exploração das águas subterrâneas para consumo da população ou extração de minérios do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alva, G. M. S. (2007). *Concepção Estrutural de Edifícios em Concreto Armado*. Santa Maria: Ufsm. 24 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.* 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt. 238 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). *NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações.* 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt. 60 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). *NBR 6122: Projeto e execução de fundações.* 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt. 108 p.

Campos, C. K. S., Soares, D. S. (2019). *Análise Setorial da Extração de Água Subterrânea: Estudo de caso no bairro Pinheiro / Maceió - AL.* 2019. 44 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Cesmac, Maceió.

Cintra, J. C. A., Aoki, N. (2010). *Fundações Por Estacas: projeto geotécnico.* São Paulo: Oficina de Textos. 96 p.

Construart (2012). *Obras Realizadas: edifício barcelos.* Edifício Barcelos.

Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais. Estudos Sobre a Instabilidade do Terreno nos Bairros Pinheiro, Mutange e Bebedouro, Maceió (AL): caracterização geológico-geotécnica. Rio de Janeiro: CPRM, 2019.

Luna, R. M. R. D. (2017). *Investigação da Ocorrência de Subsidência do Solo em Região de Explotação de Aquíferos na Planície Costeira da Cidade do Recife em Pernambuco.* 2017. 236 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

Marangon, M. (2018a). *Geotecnia de Fundações.* Juiz de Fora: Ufjf. 168 p.

Marangon, M. (2018b). *Mecânica dos Solos: hidráulica dos solos.* 2. ed. Juiz de Fora: Ufjf. 7 v.

Marangon, M. (2018c). *Mecânica dos Solos: capacidade de carga dos solos.* 2. ed. Juiz de Fora: Ufjf. 7 p.

Maretti, E. P. (2008). *Subsidência de Solo Deflagrada por Intervenções Antrópicas: Estudo de Caso em Área Situada na Porção Nordeste da Cidade Universitária, Butantã, São Paulo - S.P.* 164 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Tecnologia Ambiental, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo.

Pinto, C. D. S. (2006). *Curso Básico de Mecânica dos Solos.* 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos. 354 p

Reunião Brasileira de Manejo e Conservação do Solo e da Água. *Solos do Município de Maceió - AL.* Rio de Janeiro: Embrapa, 2008. 195 p.

Rocha Júnior (2002). *Relatório de Sondagem SPT n. 173/02.* Maceió: Rocha Júnior Sondagens.

Romero, C. M. (2007). *Riscos e qualidade ambiental urbana no caso de Cajamar (SP).* 2007. 46 f. TCC (Graduação) - Curso de Geografia, Geologia Aplicada, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Rio Claro.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/286

Avaliação estatística de métodos semiempíricos de capacidade de carga aplicados a estacas raiz em Fortaleza/CE

Enyas Araujo Carvalho
Engenheiro civil, Unichristus, Fortaleza, Brasil, enyascarvalho@hotmail.com

Fernando Feitosa Monteiro
Professor, Unichristus, Fortaleza, Brasil, fernando.monteiro@unichristus.edu.br

Caio Augusto de Macedo
Engenheiro civil, Unichristus, Fortaleza, Brasil, caiomacedo679@gmail.com

Alfran Sampaio Moura
Professor Associado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, alfransampaio@ufc.br

Marcos Fábio Porto de Aguiar
Professor Associado, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará, Fortaleza, Brasil, marcosporto@ifce.edu.br

RESUMO: O uso crescente de estacas do tipo raiz como solução de fundação no Brasil tem gerado a necessidade de avaliar a eficiência das metodologias de dimensionamento utilizadas para a análise do estado limite último dessas fundações. Nesse contexto, o presente estudo busca realizar uma análise estatística dos resultados obtidos pelos principais métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga em estacas raiz com diferentes diâmetros, a partir de resultados de prova de carga obtidos em obras na cidade de Fortaleza. O artigo compara os métodos de dimensionamento propostos por Lizzi (1982), Salioni (1985), Cabral (1986), Brasfond (1991), Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) com os resultados de oito provas de carga estática realizadas em estacas do tipo raiz com diâmetros entre 0,20 e 0,41 m e comprimentos entre 8 e 16 m. Com base na proposta de Orr e Cherubini (2003), que sugere o uso do índice estatístico RD (Ranking Distance), foi possível avaliar a eficácia das metodologias semiempíricas de capacidade de carga. Os métodos de Brasfond (1991), Cabral (1986) e Aoki e Velloso (1975) apresentaram maior concordância.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca raiz, prova de carga estática, capacidade de carga.

ABSTRACT: The increasing use of root piles as a foundation solution in Brazil has generated the need to assess the efficiency of bearing capacity estimation methodologies used for these foundations. In this context, the present study aims to perform a statistical analysis of the results obtained by the main semi-empirical methods for predicting load capacity in root piles with different diameters, based on load test results obtained in construction projects in the city of Fortaleza. The article compares the bearing capacity estimation methodologies proposed by Lizzi (1982), Salioni (1985), Cabral (1986), Brasfond (1991), Aoki and Velloso (1975), and Décourt and Quaresma (1978) with the results of eight static load tests conducted on root piles with diameters ranging from 0.20 to 0.41 m and lengths between 8 and 16 m. Based on the proposal of Orr and Cherubini (2003), which suggests the use of the statistical index RD (Ranking Distance), it was possible to evaluate the effectiveness of semi-empirical load capacity methodologies. The Brasfond (1991), Cabral (1986), Aoki and Velloso (1975) methods showed greater agreement.

KEYWORDS: Root pile, Static load test, pile bearing capacity.

1 INTRODUÇÃO

A construção de edificações é habitualmente subdividida em fases distintas, cada uma abordando atividades específicas, sendo estas essenciais para a conclusão da obra. Ao longo do processo construtivo, essas fases mantêm comunicação entre si, exercendo influência recíproca nos projetos, como evidenciado pela interação entre as etapas de superestrutura e infraestrutura. Estas fases seguem uma lógica colaborativa, direcionada para a transmissão e distribuição eficiente das cargas da edificação para o solo. Entretanto, nas fases iniciais do projeto, as abordagens para as fundações podem variar, dependendo de fatores como a localização do imóvel e os resultados dos ensaios de SPT (Standard Penetration Test). Uma das abordagens comuns para projetos de fundação é a utilização de estacas, que podem ser categorizadas com base em diferentes critérios, incluindo o material de composição e o método executivo. Essa categorização pode abranger aspectos como a substituição do solo ou a sua movimentação (ALBUQUERQUE E GARCIA, 2020). No contexto dos métodos executivos envolvendo estacas de substituição de solo, destaca-se a utilização de estacas do tipo raiz, uma prática amplamente difundida em Fortaleza. Estas estacas representam soluções que oferecem uma considerável capacidade de carga, influenciada principalmente pela resistência lateral gerada pelo solo.

Os valores de capacidade de carga são comumente estimados através de métodos semiempíricos nas etapas iniciais do projeto de fundação, sendo usualmente verificados a partir dos métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Lizzi (1982), Salioni (1985), Cabral (1986) e Brasfond (1991). Esses métodos são baseados em conceitos estáticos, resultados de ensaios do tipo SPT e de provas de carga. Consequentemente, torna-se uma questão de destaque entre os profissionais da geotecnia durante a avaliação da capacidade de carga das estacas, pois diversos métodos podem produzir resultados discrepantes, muitas vezes distanciados da capacidade real da estaca. Uma abordagem para analisar a eficácia desses métodos é o Ranking Distance, um método estatístico que compara os valores estimados com os obtidos em provas de carga, para determinar quais metodologias são mais eficazes para o solo específico do local. Este estudo visa analisar a eficácia de metodologias semiempíricas para estimar a capacidade de carga de estacas do tipo raiz, considerando as condições específicas do solo em Fortaleza a partir do *Ranking Distance* (RD). Portanto, esta pesquisa pode resultar em melhorias na precisão dos projetos e dimensionamentos que empregam esse tipo de fundação na cidade, promovendo projetos mais precisos e econômicos, levando em consideração as condições geotécnicas locais.

2 RANKING DISTANCE (RD)

Orr e Cherubini (2003) propuseram o índice estatístico RD (Ranking Distance), que avalia tanto a acurácia, por meio da média, quanto à precisão, por meio do desvio padrão da relação (valores calculados/medidos) de grandezas quaisquer. A acurácia de um método de cálculo pode estar associada à tendência central do conjunto de dados. Portanto, a média ou a mediana truncada dos dados podem ser usadas para fornecer um indicador de acurácia. A precisão, ou seja, a quantidade de dispersão, das previsões de um método de cálculo pode ser avaliada por meio de uma medida da dispersão do conjunto de dados examinado. Portanto, o desvio padrão (s) ou a amplitude interquartil podem ser usados com sucesso para indicar a precisão. A precisão refere-se à proximidade entre os resultados obtidos em múltiplas medições ou previsões repetidas, ou seja, a quantidade de dispersão nos dados. Quanto menor a dispersão, maior é a precisão. A acurácia, por sua vez, está relacionada à proximidade dos resultados em relação ao valor verdadeiro ou objetivo. Ou seja, a acurácia mede os quão corretos ou próximos dos resultados desejados são. Enquanto a precisão avalia a consistência dos resultados, a acurácia avalia a exatidão em relação ao valor verdadeiro ou objetivo. É possível ter resultados precisos (pouca dispersão) mas não acurados (distantes do valor verdadeiro) e vice-versa.

$$\mathrm{RD} = \sqrt{\left[1 - \left(\mu(Q_{calculado}/Q_{medido})\right)\right]^2 + \left[\left(s(Q_{calculado}/Q_{medido})\right)\right]^2} \quad (1)$$

Onde $\mu(Q_{calculado}/Q_{medido})$ representa a média e $s(Q_{calculado}/Q_{medido})$ o desvio padrão dos valores das razões $(Q_{calculado}/Q_{medido})$. Quando a razão $(Q_{calculado}/Q_{medido})$ apresenta um valor equivalente a unidade e o desvio padrão é igual a zero, observa-se então a condição ótima.

3 ESTUDO DE CASO

Para este estudo, foram compilados dados apresentados por Moura *et al*. (2011) e Monteiro (2016). Os dados foram selecionados com base na disponibilidade de obras que empregaram estacas do tipo raiz e subsequentemente foram submetidas a provas de carga estática situadas na cidade de Fortaleza. A Figura 1 ilustra a localização de cinco obras que contribuíram com dados de oito estacas distribuídas entre elas. Conforme detalhado na Tabela 1, as obras 1 e 2 estão situadas no bairro Guararapes, onde a obra 1 forneceu dados de uma estaca, enquanto a obra 2 contribuiu com dados de duas estacas. A obra 3, localizada no bairro Castelão, contribuiu com dados de três estacas, as quais apresentavam diâmetro inferior às das demais obras. Nas obras 4 e 5, foram obtidos dados de uma estaca cada, localizadas nos bairros Praia do Futuro e Meireles, respectivamente.

Tabela 1. Características geométricas e executivas das estacas.

Dados	Obra 1	Obra 2		Obra 3			Obra 4	Obra 5
	Estaca 1	Estaca 2	Estaca 3	Estaca 4	Estaca 5	Estaca 6	Estaca 7	Estaca 8
L(m)	12,00	16,00	12,00	8,45	8,45	8,45	8,00	8,00
D(mm)	350	410	410	160	200	250	350	410
Pressão de Injeção (kPa)	300	300	300	300	300	300	300	300

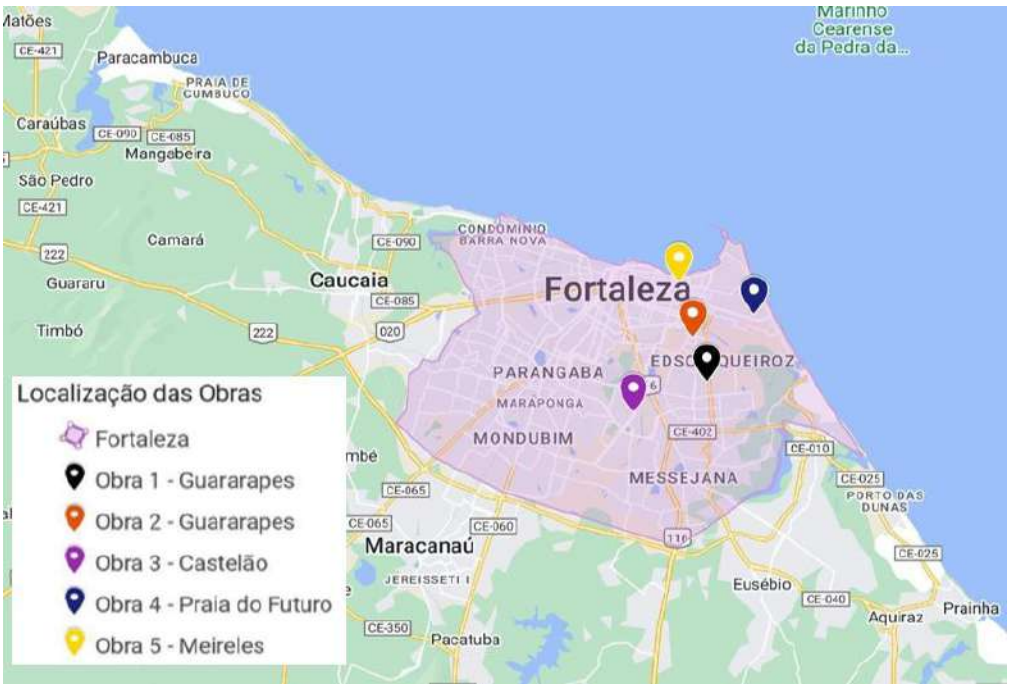


Figura 1. Localização das obras do estudo.

As Figuras 2, 3 e 4 apresentam os perfis estratigráficos das obras analisadas, bem como os valores de índice de resistência a penetração no ensaio SPT (N_{SPT}) ao longo da profundidade. Ao passo que as Figuras 5 e 6 apresentam as curvas carga *versus* recalque das estacas avaliadas neste trabalho. Na Tabela 2 são apresentados os valores de recalque máximo e carga máxima submetida nas estacas das provas de carga apresentadas na Figura 5 e 6, além da inclusão dos valores obtidos após a extrapolação das curvas, a partir do método de Décourt (1996). Os ensaios do tipo SPT foram realizados conforme preconizado pela ABNT (2001), enquanto as provas de carga estáticas foram conduzidas segundo as diretrizes da ABNT (2006).

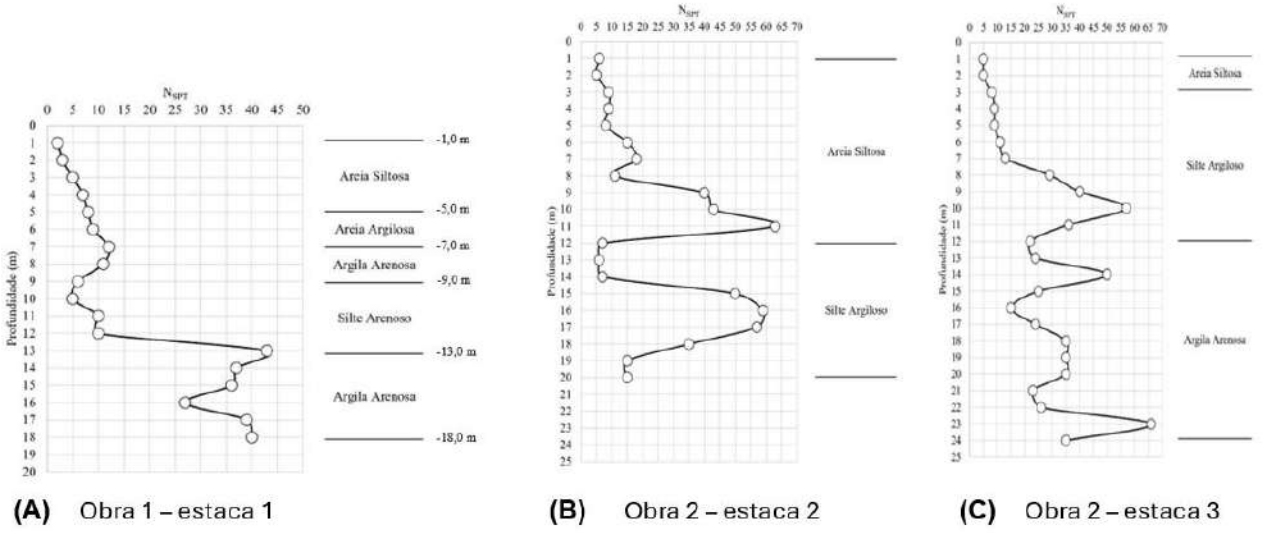


Figura 2. Perfil estratigráfico: (a) obra 1 – estaca 1, (b) obra 2 – estaca 2, (c) obra 2 – estaca 3.

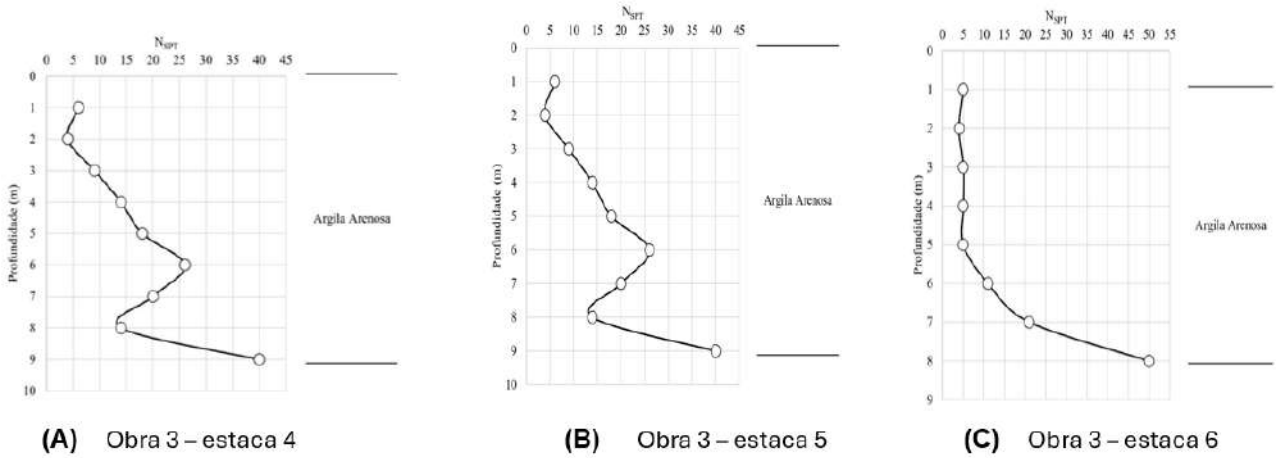


Figura 3. Perfil estratigráfico: (a) obra 3 – estaca 4, (b) obra 3 – estaca 5, (c) obra 3 – estaca 6.

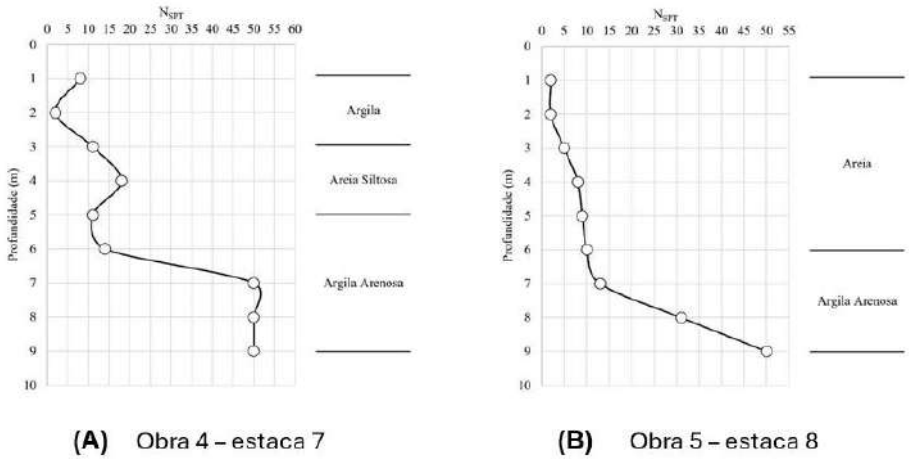


Figura 4. Perfil estratigráfico: (a) obra 4 – estaca 7, (b) obra 5 – estaca 8.

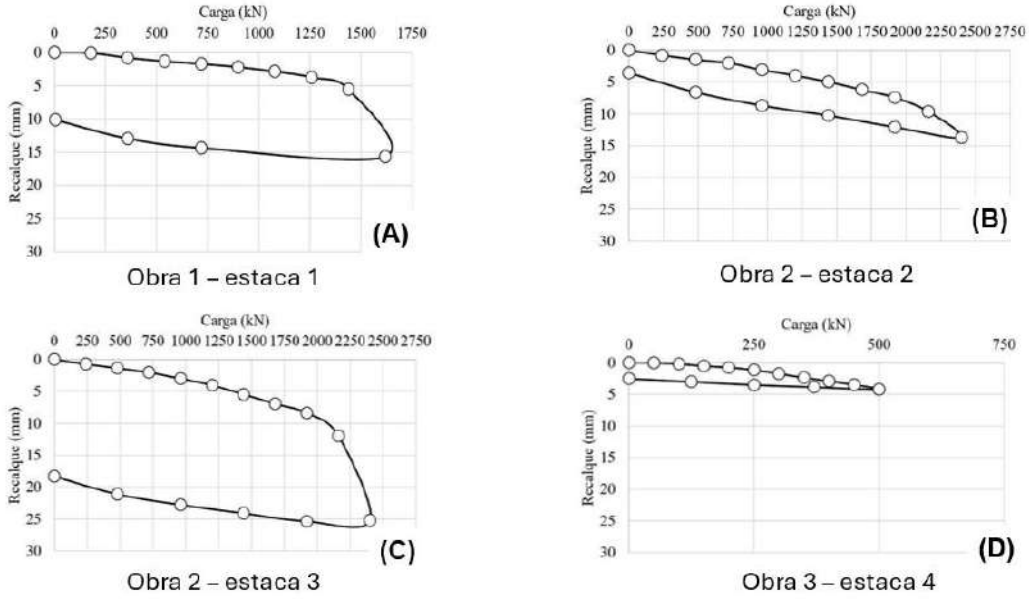


Figura 4. Curvas carga *versus* recalque: (a) estaca 1, (b) estaca 2, (c) estaca 3, (d) estaca 4.

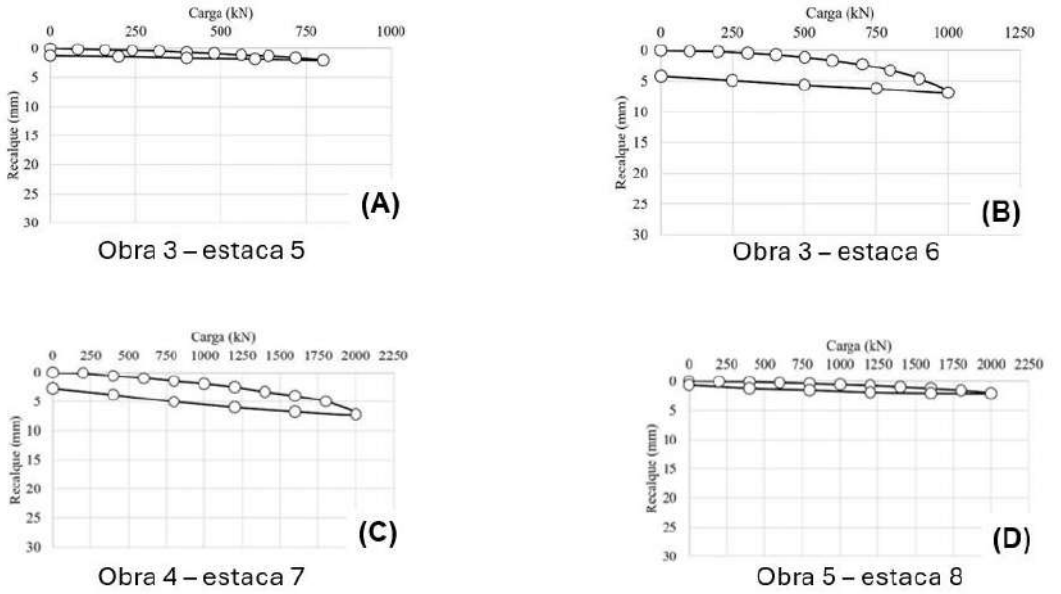


Figura 5. Curvas carga *versus* recalque: (a) estaca 5, (b) estaca 6, (c) estaca 7, (d) estaca 8.

Tabela 2. Valores de carregamento e recalque máximos observados nas provas de carga estáticas.

Dados	Obra 1	Obra 2		Obra 3			Obra 4	Obra 5
	Estaca 1	Estaca 2	Estaca 3	Estaca 4	Estaca 5	Estaca 6	Estaca 7	Estaca 8
Carga Máxima Submetida (kN)	1620	2400	2400	500	800	1000	2000	2000
Recalque Máximo (mm)	15,8	13,7	12,4	4,2	2,0	6,9	7,1	2,0
Carga Extrapolada (kN)	2157	4667	3291	711	1546	1188	3487	3245

Em alguns casos, não foi possível verificar uma ruptura geotécnica caracterizada na curva carga *versus* recalque. Deste modo, a extrapolação da prova de carga foi realizada a partir da metodologia de Décourt (1996).

4 RESULTADOS

Neste item são apresentadas as estimativas de capacidade de carga realizadas a partir dos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Lizzi (1982), Salioni (1985), Cabral (1986) e Brasfond (1991). Além disso, são apresentadas análises com base no método estatisco do *Ranking Distance* (RD), que com base nas relações dos valores obtidos nas provas de carga extrapoladas (Q_m) apresentadas na Tabela 2 e 3, em conjunto dos valores calculados de capacidade de carga (Q_p) com base nas metodologias de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Lizzi (1982), Salioni (1985), Cabral (1986) e Brasfond (1991) apresentados na Tabela 3, indicam a precisão e acurácia das metodologias analisadas. A extrapolação de provas de carga apresenta limitações quanto ao tipo de metodologia adotada na extrapolação, bem como em relação a provas de carga que ainda se encontram no trecho linear da curva carga *versus* recalque. A validade das extrapolações pode ser averiguada a partir da realização de provas de carga instrumentadas com deslocamentos da ordem de 10% do diâmetro do fuste da estaca. Contudo, destaca-se que apenas três das oito estacas avaliadas se encontram no trecho linear das respectivas curvas carga *versus* recalque. Deste modo, as comparações aqui realizadas podem ser consideradas válidas dentro do contexto apresentado e de suas limitações quanto às condições de carregamento e ao perfil estratigráfico das obras apresentadas. A Tabela 4 apresenta os valores médios e de desvio padrão das razões (Q_p/Q_m) dos métodos semiempíricos utilizados para as oito estacas avaliadas neste trabalho. O valor do *Ranking Distance* (RD) para cada metodologia é calculado conforme a Equação 1, com base nos valores médios e de desvio padrão das razões (Q_p/Q_m) dos métodos semiempíricos empregados neste trabalho.

Tabela 3. Valores de capacidade de carga estimados (Q_p) a partir de métodos semiempíricos e valores extrapolados a partir de provas de carga (Q_m) .

Estaca	Aoki e Velloso 1975 (kN)	Décourt e Quaresma 1978 (kN)	Salioni 1985 (kN)	Lizzi 1982 (kN)	Cabral 1986 (kN)	Brasfond 1991 (kN)	Prova de carga (kN)
1	765	645	730	1099	806	806	2157
2	3305	2249	1339	1906	2736	2644	4667
3	1536	1438	285	721	1505	1937	3291
4	240	128	74	178	376	351	711
5	665	285	96	213	739	724	1546
6	390	239	106	251	640	586	1188
7	1499	719	203	527	1349	1368	3487
8	1089	582	257	721	1100	1014	3245

Tabela 4. Valores de capacidade de carga estimados (Q_p) a partir de métodos semiempíricos.

Metodologia	Média (Qp/Qm)	Desvio Padrão (Qp/Qm)	Ranking Distance
Aoki e Velloso (1975)	0,43	0,13	0,58
Décourt e Quaresma (1978)	0,21	0,11	0,80
Salioni (1985)	0,09	0,12	0,92
Lizzi (1982)	0,22	0,14	0,79
Cabral (1986)	0,48	0,08	0,53
Brasfond (1991)	0,49	0,06	0,51

Ao observar os resultados apresentados na Tabela 4, é possível identificar os métodos que apresentaram melhor e pior desempenho na previsão da capacidade de carga das estacas raiz situadas em Fortaleza. As metodologias propostas por Brasfond (1991), Cabral (1986) e Aoki e Velloso (1985) foram os métodos que obtiveram melhor desempenho, com RDs de 0,51, 0,53 e 0,58, respectivamente. Ao passo que as metologias de Salioni (1985), Décourt e Quaresma (1978) e Lizzi (1982) foram os métodos menos precisos e acurados, com RDs de 0,92, 0,80 e 0,79, respectivamente. Ressalta-se ainda que o método de Brasfond (1991) apresentou o menor valor de RD, sendo esta a metodologia mais acurada dentro do contexto analisado. Contudo,

destaca- se que os resultados apresentados são restritos às condições das análises e baseados em um conjunto limitado de dados. Portanto, é fundamental ressaltar que os resultados aqui apresentados devem ser considerados com limitações em termos de alcance e aplicabilidade, sendo válidos apenas dentro do contexto dos dados, similaridade geométrica, geotécnica e operacional utilizados nesta pesquisa.

5 CONCLUSÕES

Para este trabalho, foi proposta uma análise comparativa entre seis metodologias semiempiricas, baseadas em resultados de ensaios SPT, para estimar a capacidade de carga para oito estacas do tipo raiz, através do método estatístico do *Ranking Distance* (RD), usando resultados das estimativas e provas de carga estática realizadas em Fortaleza/CE, e assim, identificar quais destes métodos possui maior assertividade, para a situação apresentada nos ensaios do solo da cidade.

As oito estacas, estão situadas em cinco obras no município, onde foram realizadas uma sondagem e uma prova de carga para cada estaca. Os resultados das oito sondagens, em conjunto das informações de comprimento, diâmetro e pressão de injeção de cada estaca, foram aplicados em cada uma das seis metodologias, Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Salioni (1985), Lizzi (1982), Cabral (1986) e Brasfond (1991). Quanto as provas de carga estáticas, foram coletados dados das curvas carga *versus* recalque, sendo estas interpretadas e submetidas a extrapolação pelo método de Décourt (1996) para obter a carga máxima de ruptura de cada uma das provas de carga.

A partir dos valores das cargas de ruptura e dos resultados das estimativas, foram conduzidas análises estatísticas utilizando o método de *Ranking Distance* (RD) para determinar a precisão e a acurácia dos diferentes métodos de previsão de capacidade de carga para o município de Fortaleza. Embora alguns métodos tenham demonstrado maior precisão do que outros, ainda há espaço para aprimoramentos e ajustes nos modelos, visando aumentar a confiabilidade das previsões. Sugerem-se, portanto, estudos adicionais envolvendo uma ampla gama de dados e condições de carga, com o intuito de aprimorar as metodologias empregadas. Com base nas tendências observadas nos dados e nas análises realizadas, é possível extrair algumas conclusões gerais:

- Com base na análise dos dados realizada neste estudo, pode-se concluir que os métodos de Brasfond (1991), Cabral (1986) e Aoki e Velloso (1975) obtiveram os menores valores de RD, o que significa que foram os mais precisos e acurados, considerando os valores de referência (valores medidos em prova de carga e posteriormente extrapolados);
- O método de Brasfond (1991) apresentou o menor valor de RD, sendo esta a metodologia mais acurada dentro do contexto analisado.
- Os métodos que obtiveram os maiores valores de *Ranking Distance* (RD) foram, respectivamente, os propostos por Salioni (1985), Décourt e Quaresma (1978) e Lizzi (1982). Desta forma, observa-se que o método de Salioni (1985) demonstrou os resultados menos precisos e acurados. Tanto Lizzi (1982) quanto Décourt e Quaresma (1978) exibem comportamento semelhante, porém também apresentam resultados com menor precisão e acuidade;
- Ao analisar os métodos por meio da razão entre a capacidade de carga prevista (Q_p), calculada pelos métodos semiempíricos, e a capacidade de carga extrapolada (Q_m), constata-se que os métodos propostos por Brasfond (1991), Cabral (1986) e Aoki e Velloso (1975) proporcionam maior assertividade nas previsões de capacidade de carga. As razões (Qp/Qm) tendem a se aproximar de 1. Por outro lado, os métodos de Salioni (1985), Lizzi (1982) e Décourt e Quaresma (1978) resultaram em razões (Qp/Qm) menores, aproximando-se de 0;

De modo geral, todos os métodos semiempíricos analisados neste estudo demonstraram uma característica de dimensionamento cauteloso e conservador, levando em consideração as informações disponíveis sobre o comportamento das estacas raiz no contexto do presente estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque, P. J. R., Garcia, J.R. (2020) *Engenharia de Fundações*, 1 ed., Editora GEN, São Paulo, SP, Brasil, 356 p.

Aoki, N., Velloso, D.A. (1975) An Approximate Method to Estimate Vertical Load Capacity of Piles. In: 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires. *Proceedings*… ISSMGE. v. 1, p 367-376.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001) NBR 6484. *Solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Brasfond (1991). Catálogo técnico sobre estacas raiz.

Cabral, D.A. (1986) O uso da estaca raiz como fundação de obras normais. In: Congresso Brasileiro de Mecâcnica dos Solos e Engenharia de Fundações - COBRAMSEG 8, Porto Alegre. *Anais...* ABMS. v. 6, p. 71-82.

Décourt, L. Quaresma, A. R. (1978) Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecâcnica dos Solos e Fundações - CBMSEF 6, São Paulo. *Anais...* ABMS. v. 1, p. 45-53.

Décourt, L. (1996) A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 3, São Paulo. *Anais...* ABMS. v. 1, p. 215-224.

Lizzi, F. (1982) The “pali radice” (root piles): a state-of-the-art report. In: International Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok. *Proceedings...*Asian Institute of Technology. v. 1, p. 417-432.

Monteiro, F. F. (2016) *Desenvolvimento de uma proposta para o controle executivo de estacas do tipo de raiz*. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de engenharia hidráulica e ambiental, Univrsidade Federal do Ceará/UFC, 126p.

Moura, A. S., Nóbrega Júnior, A. J., Aguiar, M. F. P. (2011) Análise de métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga de estacas raiz de pequeno e grande diâmetro em obras de Fortaleza. *Revista Tecnologia*, 32(1), p.56–72.

Orr, T.L., Cherubini, C. (2003). Use of the Ranking Distance as an Index for Assessing the Accuracy and Precision of Equations for the Bearing Capacity of Piles and At-Rest Earth Pressure Coefficient. *Canadian Geotechnica Journal*, 40(6), p.1200-1207.

Salioni, C. (1985) Capacidade de carga de estacas injetadas. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 1, São Paulo. *Anais...* ABMS. v. 1, p. 13-27.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/287

Avaliação Geológica-Geotécnica para Tratamento de Fundação na Descaracterização de uma Barragem de Rejeito do Quadrilátero Ferrífero

Adriana Gomes Ribeiro
Engenheira geotécnica, Vale S/A, Belo Horizonte, Brasil, adriana.ribeiro1@vale.com

Vivian Souza Quito
Engenheira geotécnica, Vale S/A, Belo Horizonte, Brasil, c0635423@vale.com

Fernando Eduardo Rodrigues Marques
Engenheiro geotécnico, Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ; Geocoba Projetos de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, fem@geocoba.com

Renata Mattos Sampaio de Araujo Andrade
Engenheira geotécnica, Vale S/A, Belo Horizonte, Brasil, renata.mattos.sampaio@vale.com

Frank Marcos da Silva Pereira
Engenheiro geotécnico, Vale S/A, Conselheiro Lafaiete, Brasil, frank.pereira@vale.com

RESUMO: No presente estudo será apresentada a descaracterização de uma barragem de rejeito alteada à montante por meio da execução de um aterro de descaracterização em estéril em seu maciço principal. Com a finalidade de investigar as condições geológico-geotécnicas da região da fundação do aterro de descaracterização em estéril foi desenvolvida uma vasta campanha de investigações, contemplando ensaios in situ, furos de sondagem e coleta de amostras para a realização de ensaios de laboratório. A motivação de uma campanha complementar das investigações foi o resultado de um furo de sondagem realizado em 1996, localizado na ombreira esquerda e à jusante do maciço principal, no qual foi identificada uma espessa camada de solo de baixa resistência cujo índice de resistência à penetração do solo (NSPT) encontrado foi inferior a 10. Foram identificados solos moles de origem aluvionares e coluvionares a jusante do maciço principal, região na qual passava um córrego, que requerem um melhor entendimento do seu comportamento geotécnico para o projeto de reforço deste maciço e, por isso, foram realizadas novas investigações concentradas a jusante da estrutura. A definição do tratamento de fundação é, naturalmente, interdependente da volumetria do aterro de reforço e das condições geológico-geotécnicas de fundação, requerendo, para uma otimização do projeto de tratamento de fundação, uma também otimização da geometria do reforço.

PALAVRAS-CHAVE: Descaracterização, barragem, fundação, investigações.

ABSTRACT: In the present study, the decharacterization of a tailings dam raised upstream will be presented through the execution of a sterile reinforcement landfill in its main massif. To investigate the geological-geotechnical conditions in the region where the decharacterization reinforcement should be built in natural terrain downstream of the dam, a vast campaign of geological-geotechnical investigations was developed, including in situ geotechnical testing, boreholes and extracting of samples for laboratory tests. The motivation for carrying out the field investigations was the result of a borehole carried out in 1996, located in the left shoulder and downstream of the main massif of the dam, in which a thick layer of soil of low resistance with a number of blows less than 10 was identified. Soft soils of alluvial and colluvial origin were identified downstream of the main massif that require a better understanding of their geotechnical behavior for the reinforcement project of this massif, so new investigations were carried out concentrated downstream of the structure. The definition of the foundation treatment is, of course, interdependent on the volume of the

reinforcement embankment and the geological-geotechnical conditions of the foundation, requiring, for an optimization of the foundation treatment project, an optimization of the reinforcement geometry as well.

KEYWORDS: Decharacterization, dam, foundation, investigations.

1 INTRODUÇÃO

A descaracterização de uma barragem de rejeito à montante é uma atividade que não era habitual na rotina de uma mineradora, porém após os últimos acontecimentos de casos de rompimentos de estruturas com estas características, a ANM através da Resolução Nº13 de 2019 proibiu a instalação e operação destas barragens em nossos setores.

No processo de descaracterização a estrutura deixa de possuir características ou exercer atividades de barragem e engloba 4 etapas: o descomissionamento que é o encerramento das operações com a retirada das infraestruturas associadas, como por exemplo: espigotes e tubulações; o controle hidrológico e hidrogeológico; a estabilização física e química a longo prazo da estrutura que permanecer no local e o monitoramento por um período mínimo de 2 anos (Resolução 95/2022 – ANM).

Conforme preconizado nos decretos da ANM, é permitido manter estrutura remanescente no local desde que atenda o processo de descaracterização citado acima.

A estrutura abordada neste artigo está em processo de descaracterização e a solução consiste na construção de um aterro de descaracterização, cujas etapas englobam: tratamento de fundação a jusante do maciço principal, aterro de descaracterização na estrutura para retirar as características de barragem à montante e para aumentar o fator de segurança conforme preconizado na Resolução 95/2022, regreide e execução de canais no reservatório para não ter aporte de água na estrutura, revegetação e instrumentação para monitoramento.

A partir das análises das investigações geológicas-geotécnicas existentes foi constatada a necessidade de fazer um tratamento da fundação à jusante da estrutura antes de fazer o reforço. E para o desenvolvimento do projeto foram realizadas novas investigações para ter um embasamento técnico sólido para prosseguir com a descaracterização.

As investigações apontaram que o projeto original do aterro de descaracterização e do tratamento de fundação poderiam ter as suas seções otimizadas gerando maior segurança, menor tempo e otimização de recursos para a obra de descaracterização. O tratamento de fundação é interdependente da carga do reforço, logo, otimizar o tratamento de fundação depende de otimizar a seção do reforço.

2 DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGENS

Barragens de Mineração são barragens, barramentos, diques, cavas com barramentos construídos, associados às atividades desenvolvidas com base em direito minerário, construídos em cota superior à da topografia original do terreno, utilizados em caráter temporário ou definitivo para fins de contenção, acumulação, decantação ou descarga de rejeitos ou de sedimentos provenientes de atividades de mineração com ou sem captação de água associada, compreendendo a estrutura do barramento e suas estruturas associadas.

Nestas barragens são dispostos os resíduos de mineração que são um subproduto e se não forem gerenciados de maneira responsável e segura podem representar riscos ao meio ambiente e à sociedade. As falhas que ocorreram nestas estruturas nos últimos 40 anos ilustram esses riscos potenciais, que na maioria das vezes resultaram em danos à infraestrutura, perda de ecossistemas, fatalidades e deslocamento de comunidades (ICMM, 2021).

Os resíduos da mineração são dispostos em barramentos, podendo estes barramentos ser: de concreto, com um dique de partida inicial em solo compactado e alteamentos posteriores também em solo compactado, e com um dique de partida inicial em solo compactado e alteamentos posteriores com a porção mais grossa do próprio rejeito, através de ciclonagem.

A construção das barragens de rejeito é realizada em etapas, as quais, acompanham o ritmo de lavra, desta forma à medida que são gerados rejeitos, podem ser executados os alteamentos para aumentar a

capacidade de reservação (Duarte, 2008). Os métodos construtivos destas barragens com o próprio rejeito podem ser classificados como: alteadas pelo método de montante, alteadas pelo método de jusante e alteadas pelo método de linha de centro.
As barragens alteadas a montante consistem em estruturas cujos alteamentos são apoiados sobre o próprio rejeito da barragem, conforme representado na Figura 1.

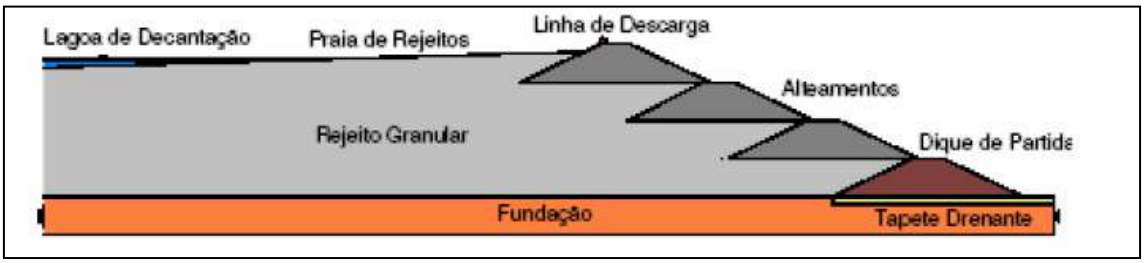


Figura 1. Método construtivo de montante (ALBUQUERQUE FILHO, 2004)

Conforme vem sendo muito discutido atualmente no meio acadêmico, após os últimos incidentes envolvendo barragens de rejeito, as barragens construídas pelo método à montante devem ser descaracterizadas.

Descaracterizar uma barragem significa projetá-la para não receber, permanentemente, aporte de rejeitos e/ou sedimentos oriundos de sua atividade operacional, a qual deixa de possuir características ou de exercer função de barragem, sendo descomissionada, tendo seu aporte de água no reservatório reduzido ou eliminado, ter estabilidade física e química e ser monitorada por um tempo mínimo de 2 anos.

3 AVALIAÇÃO DE INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

3.1 Investigações geológico-geotécnicas

As investigações geológico-geotécnicas são procedimentos e técnicas de campo e laboratório visando obter informações do meio físico de interesse aos estudos de projeto, construção, operação e manutenção de obra civil, minerária ou ambiental. As investigações incluem os ensaios realizados in situ e em laboratório. Com estas campanhas é pressuposto o desenvolvimento de uma campanha de sondagens e ensaios e/ou um levantamento geofísico.

3.2 Investigações geológicas-geotécnicas na barragem

3.1.1 Seções geológicas

Conforme já citado, após as análises das investigações geológicas-geotécnicas verificou-se a necessidade de novas investigações para o desenvolvimento do projeto do tratamento de fundação à jusante do maciço principal da barragem para a execução do reforço de descaracterização.

O que motivou esta nova campanha de investigação foi uma sondagem nomeada como SP-113 realizada antes da execução do projeto inicial da barragem, localizada à jusante do maciço principal na ombreira esquerda (Figura 2) onde o resultado apresentou uma espessa camada de solo de baixa resistência com número de golpes (N_{SPT}) inferiores a 10, descrito como aluvião argiloso, “com detritos vegetais e pedregulhos finos dispersos, cor predominantemente vermelha, mas também amarela e cinza, consistência mole a muito mole, eventualmente média.

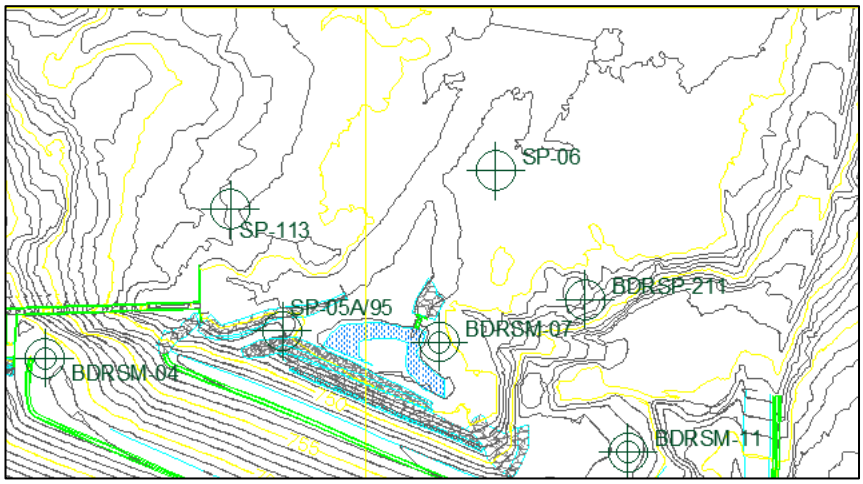


Figura 2. Campanha de sondagem para a elaboração do projeto.

Para esta avaliação complementar foram executadas 11 sondagens a percussão (Figura 3) com o objetivo de melhorar o conhecimento da fundação a jusante do maciço principal (WSP-01, WSP-02, WSP-03, WSP-04, WSP-05, WSP-06, WSP-07, WSP-08, WSP-09, WSP-10 e WSP-12).

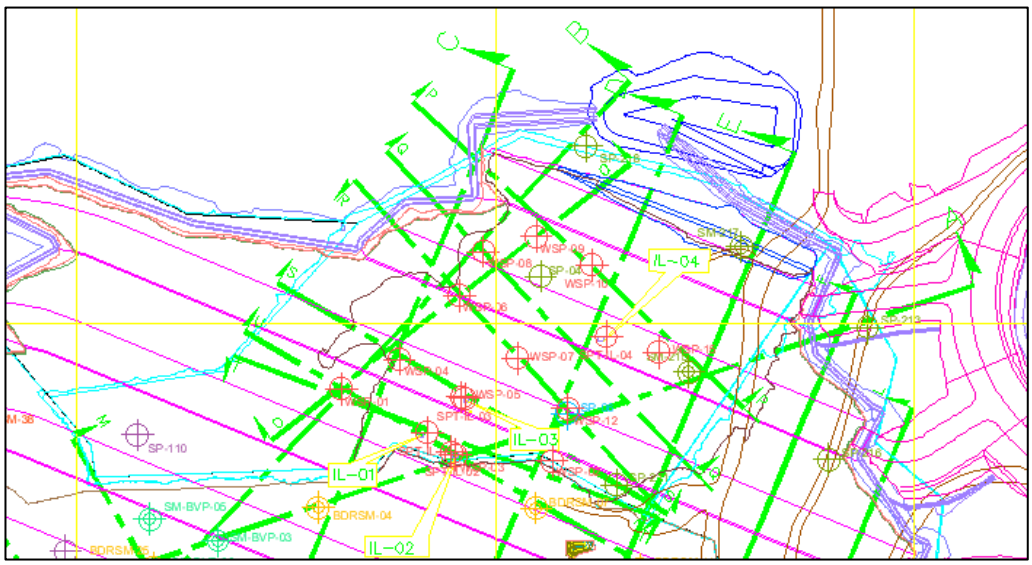


Figura 3. Nova campanha de sondagens e locação das seções geológicas (2022/2023).

A partir do resultado das sondagens foi possível constatar a jusante do maciço principal a existência de camadas de solo com N_{SPT} abaixo de 8 golpes em regiões pontuais, sendo caracterizados como depósitos aluvionares restritos a ombreira esquerda e depósitos coluvionares originários da erosão/deposição da rocha presente na margem esquerda, conforme apresentado na seção representada na Figura 4.

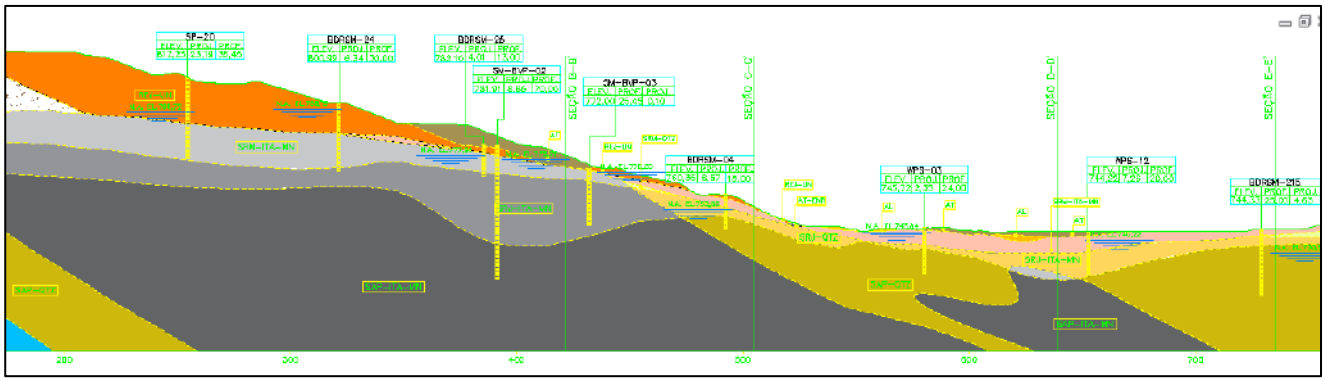


Figura 4. Seção geológica A-A'.

Para confirmação da existência de depósitos aluvionares e coluvionares e o contato com os litotipos existentes e subsidiar o projeto de tratamento do reforço a jusante do maciço principal, foram programados furos de sondagem à percussão (SP). Além das sondagens de SPT (Sondagem de Simples Reconhecimento), foram realizados também 4 ilhas de investigações contemplando os ensaios de piezocone (CPTu), de palheta (*Vane Test* – VT), de dilatométrico de Marchetti (DMT) e retirada de amostras com o amostrador Shelby (SH) para ensaios de laboratório (Figura 3).

A partir dos resultados obtidos nas sondagens das ilhas a jusante do maciço principal, foi possível confirmar a existência de camadas de solo de baixa competência em regiões pontuais e não em toda a região de tratamento conforme análise das investigações anteriores. Os solos foram caracterizados como depósitos aluvionares e depósitos coluvionares originários da erosão/deposição da rocha (quartzo mica-xisto) presente na margem esquerda. Essa baixa competência é, por vezes, mascarada pela existência de um horizonte resistente (com N_{SPT} > 15) de pedregulhos e fragmentos de canga, que ocorrem geralmente entre 4 m e 6 m de profundidade nos furos. Estes depósitos apresentam profundidade média de 7 m, podendo atingir até 9 m. Abaixo desses depósitos sedimentares não-consolidados, ocorre o contato de solo residual maduro e solo residual jovem de Quartzo mica-xisto e Itabirito manganesífero (Figura 5).

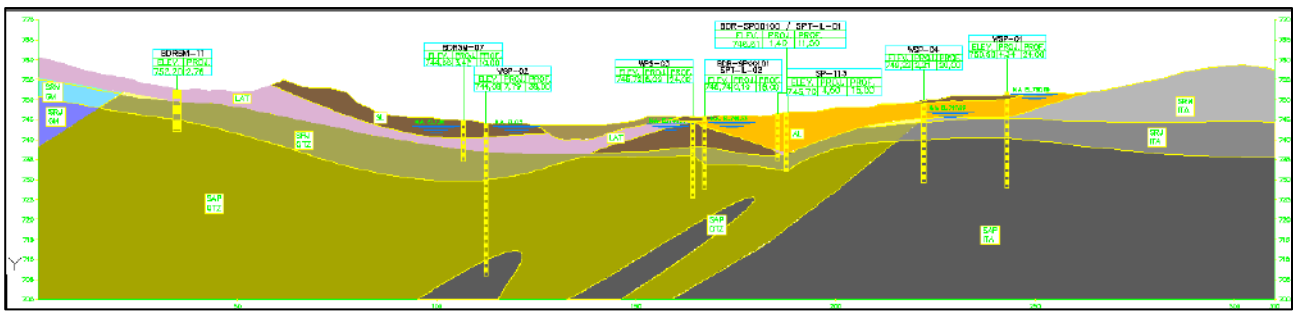


Figura 5. Seção U-U'.

As novas sondagens auxiliaram em um entendimento mais aperfeiçoado da região à jusante do maciço principal da barragem, proporcionando o devido subsídio para a otimização do projeto do reforço e do tratamento de fundação da estrutura.

3 PROJETO DO TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO

O projeto original do reforço e tratamento de fundação da barragem elaborados em 2022 sofreram revisões após os resultados das investigações geológicas-geotécnicas apresentadas no item anterior.

Na época o projeto estava em desenvolvimento concomitantemente com a execução das investigações complementares que forneceriam dados para elaboração dos modelos constitutivos das formações geológicas da fundação do reforço.

A análise das investigações permitiu uma otimização considerável na seção do aterro de descaracterização, reduzindo o volume de aproximadamente 5,5 Mm³ para um volume aproximado de 2 Mm³. Por consequência foi possível otimizar também o tratamento de fundação pois com a redução da carga do aterro de reforço a estrutura sofrerá tensões e recalques menores, conforme será apresentado abaixo.

A geometria inicial definida em projeto (volume de aproximadamente 5,5 Mm^3) implicava num carregamento demasiado elevado sobre o terreno de fundação natural a jusante, assim como sobre o próprio corpo do maciço atual da estrutura e, consequentemente, recalques demasiado elevados, com valor máximo próximo de 70 cm (ver linha a traço interrompido vermelho na Figura 9).

De modo a controlar os recalques ao nível da fundação do aterro de reforço foi então definido um tratamento de fundação que contemplava a escavação e substituição de solos até uma profundidade de 4,0 m (sendo que essa escavação tinha início a uma distância de 20 m do pé do maciço atual) e a execução de um conjunto de estacas de *jet grouting* com 90 cm de diâmetro, de modo a melhorar as características mecânicas em profundidade. Com essa solução de tratamento de fundação conseguia-se uma redução do nível de recalques na região a jusante do maciço atual, evidenciada pela linha a traço contínuo vermelho na Figura 9. Apesar da redução nos recalques, o valor máximo ainda era da ordem de 60 cm, ocorrendo junto ao pé do maciço atual.

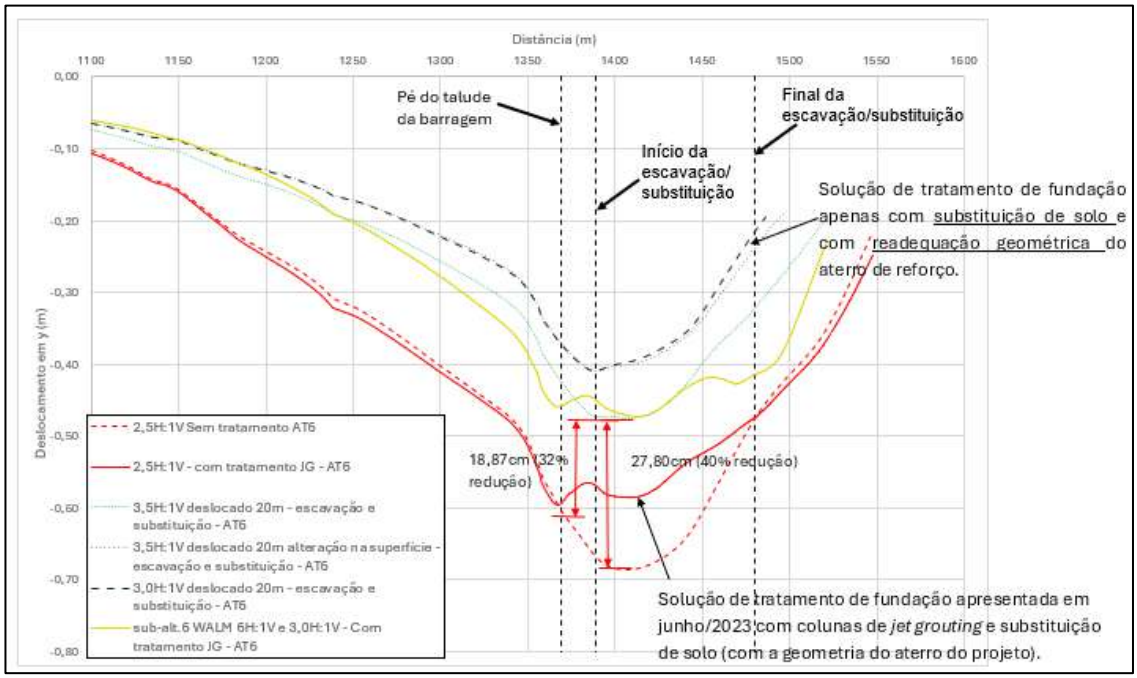


Figura 9. Recalques na fundação do aterro de reforço – seção D-D (seção central do maciço principal).

Em função dos valores ainda elevados dos recalques totais observados nos estudos de tensão-deformação desenvolvidos utilizando o programa Plaxis 2D e levando em consideração os dados das novas investigações geológico-geotécnicas foi realizado um estudo de sensibilidade estudando novas geometrias para o aterro de reforço, que permitissem reduzir o nível de carregamento da fundação, mas ao mesmo tempo garantindo os fatores de segurança admissíveis definidos em norma para os cenários de carregamento nas análises de equilíbrio limite. Os recalques obtidos para essas geometrias estão igualmente representados na Figura 9, o que evidencia a importância da otimização da geometria de reforço na resposta da fundação. Como os resultados apresentados na Figura 9 bem ilustram, a redução do carregamento transmitido pelo aterro de reforço, tem como impacto uma redução mais acentuada dos recalques do que a implantação de um tratamento de fundação complexo, dispendioso e demorado de executar como é a execução de colunas de *jet grouting.*

Após a realização desses primeiros estudos de sensibilidade em relação à geometria do aterro de reforço, foram definidas novas geometrias, com um contorno externo idêntico, mas diferindo um pouco no detalhe dos materiais aplicados. Essas diferenças no zoneamento, no entanto, não apresentam impactos de relevância no que diz respeito à magnitude nos recalques observados.

Os recalques obtidos para duas novas geometrias (curvas 1 e 2 nas Figuras 10 e 11) são representados nas Figuras 10 e 11, sendo que na Figura 10 se representam os recalques ao longo de uma linha de levantamento que acompanha a fundação do aterro de reforço incluindo ao longo da face do maciço atual) e na Figura 11 se representam os recalques ao longo de uma linha de levantamento horizontal, que passa inclusive na base do maciço atual. Nessas figuras são ainda representados os recalques observados na geometria mais reduzida do estudo de sensibilidade apresentado na Figura 9 (curva 4) e os recalques obtidos quando considerada a geometria inicial do aterro de reforço e o tratamento de fundação com as colunas de jet grouting (curva 3). Acrescente-se que nas geometrias correspondentes às curvas 1 e 2 consideram além de uma geometria reduzida do aterro de reforço (cerca de 1/3 do volume do projeto inicial) um tratamento de fundação com a escavação de 1,0 m da camada de solo superficial.

Como as Figuras 10 e 11 bem ilustram, a redução do nível de recalques com a redução da geometria do aterro de reforço é extremamente importante, mesmo considerando um aligeiramento do tratamento de fundação. Estes resultados mostram, portanto, que a incorporação dos dados geológico-geotécnicos complementares feitos ao projeto, aliados a uma otimização da geometria do aterro de reforço e, consequentemente, do tratamento de fundação, foram fundamentais para uma redefinição do projeto do aterro de reforço, definindo uma solução menos dispendiosa, com menos riscos associados, dado tratar-se de uma solução corrente de terraplenagem e, ao mesmo tempo, de mais rápida execução.

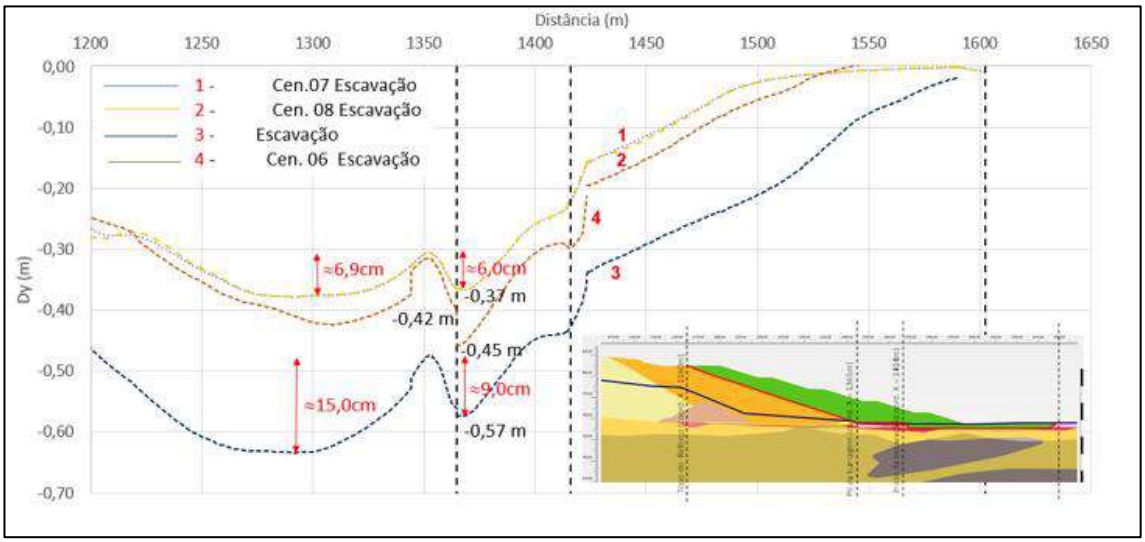


Figura 10. Recalques obtidos na análise de tensão-deformação ao longo da Linha 1 – seção D-D (seção central do maciço principal).

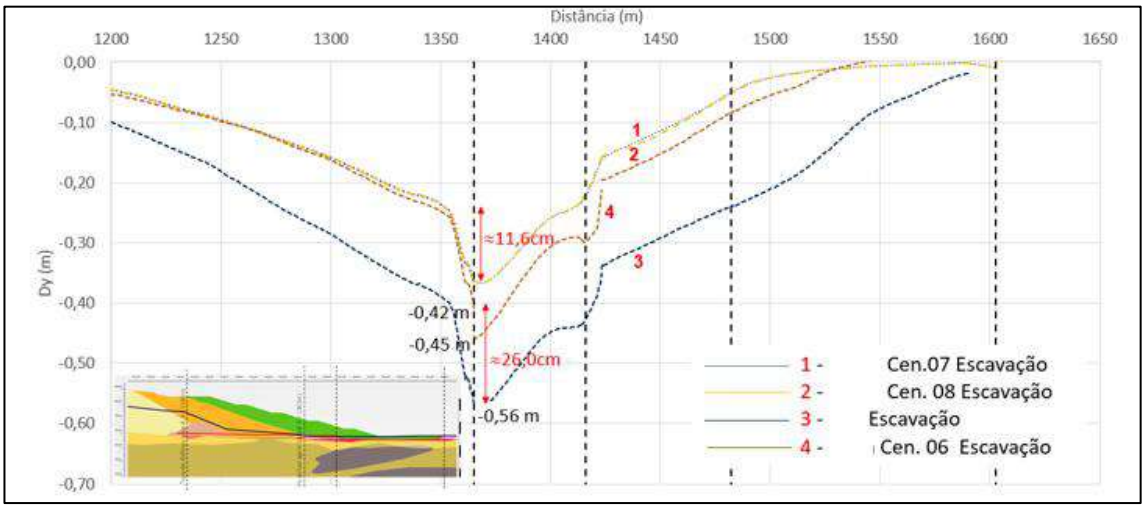


Figura 11. Recalques obtidos na análise de tensão-deformação ao longo da Linha 2 – seção D-D (seção central do maciço principal).

4 CONCLUSÃO

A intenção do presente trabalho foi mostrar que uma investigação geológica-geotécnica mais detalhada e robusta pode auxiliar em uma solução mais segura tecnicamente além de ser possível conciliar com a redução de custo e tempo de obra.

Na maioria das vezes as investigações geológicas-geotécnicas são questionadas na fase conceitual/básica de um projeto e acabam sendo reduzidas por questões de custos e cronograma. O investimento em investigações só traz impactos positivos para o projeto, pois é possível otimizar soluções nos casos de solos com capacidade de suporte e pode garantir a segurança de um projeto nos casos de solos de baixa competência.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar sua sincera gratidão à Vale S.A. pelo apoio e pelo fornecimento de dados e equipe técnica para a realização deste estudo. Gratidão particular à liderança da Vale pelo seu compromisso com os estudos de segurança de barragens e pelo apoio contínuo a este projeto. Sem o seu comprometimento e visão, este trabalho não teria sido possível.

Por fim, os autores agradecem a todos os colegas que, de alguma forma, contribuíram para o desenvolvimento deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE FILHO, L. H. (2004) *Avaliação do Comportamento Geotécnico de Barragens de Rejeitos de Minério de Ferro através de Ensaios de Piezocone*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas / UFOP, 194 p.

ANM. Resolução n° 13, de 8 de agosto de 2019. *Estabelece medidas regulatórias cautelares objetivando assegurar a estabilidade de barragens de mineração, notadamente aquelas construídas ou alteadas pelo método denominado "a montante" ou por método declarado como desconhecido*. Brasília, 2019. Disponível em: https://www.dnpm-pe.gov.br/Legisla/Res_13_19.htm. Acesso em: 27/02/24.

ANM. Resolução n° 95, de 7 de fevereiro de 2022. *Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração*. Brasília, 2022. Disponível em: https://www.dnpm-pe.gov.br/Legisla/Res_95_22.htm. Acesso em: 11/03/24.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA AMBIENTAL (ABGE). Investigações Geológico-Geotécnicas – Guias de Boas Práticas. Editor João Jerônimo Monticelli. São Paulo, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13.028: Mineração — *Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água* — Requisitos. Rio de Janeiro, 2017.

Duarte, A. P. (2008) Classificação Das Barragens De Contenção De Rejeitos De Mineração E De Resíduos Industriais No Estado De Minas Gerais Em Relação Ao Potencial De Risco. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Escola de Engenharia / UFMG, 130p.

PINHEIRO, M. A. *Diretrizes para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamentos Hidráulicos em Obras de Mineração*. Porto Alegre - ABRH, 2011.

PINI. *Fundações: Teoria e Prática* – 2ª Edição. São Paulo, 1998.

VALE (2023). *Relatório técnico – Estudos Geológicos*. Walm Engenharia, 71 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/288

Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua Curtas Apoiadas em Rocha: Análise de Provas de Carga Estáticas Instrumentadas

Celso Nogueira Corrêa
Engenheiro Civil, ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, celso@zfsolos.com.br

Frederico Fernando Falconi
Engenheiro Civil, ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, fred@zfsolos.com.br

Willian Santos Sousa
Engenheiro Civil, ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, willian@zfsolos.com.br

RESUMO: Neste trabalho, apresenta-se um estudo de caso onde é analisado o desempenho e comportamento de estacas hélice contínua curtas apoiadas em rocha granítica, por meio de provas de carga estáticas instrumentadas, realizadas em subsolo da Zona Norte da cidade de São Paulo – SP. O estudo avalia os resultados de duas provas de carga estáticas instrumentadas, executadas em estacas de diâmetros 0,60 m, com comprimentos de 5,70 m e 6,60 m. Para caracterizar o subsolo local foram realizadas três sondagens à percussão de simples reconhecimento (SPT) e cinco sondagens mistas (SM). Embora seja consenso no meio geotécnico que a deficiência executiva dessa solução impeça que a parcela de ponta seja totalmente utilizada, os resultados indicaram parcelas de ponta significativas e deslocamentos de pequena magnitude, tanto para carga admissível das estacas quanto para duas vezes essa carga, conforme preconizado pela ABNT NBR 6122:2022 para provas de carga estáticas executadas exclusivamente para verificação de desempenho.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas Hélice Contínua, Prova de Carga Estática, Capacidade de Carga.

ABSTRACT: This work, a case study is presented where the performance and behavior of continuous flight auger piles supported on granitic rock are analyzed through instrumented static load tests, carried out in the subsoil of the North Zone of the city of São Paulo – SP. The study evaluates the results of two instrumented static load tests, performed on piles with diameters of 0.60 m, with lengths of 5.70 m and 6.60 m. To characterize the local basement three percussion polls of simple recognition (SPT) and five mixed polls (SM) were performed. Although it is a consensus in the geotechnical area that the executive deficiency of this solution prevents the tip portion from being fully used, the results indicated significant tip portions and small magnitude displacements, both for the allowable piles load and for twice this load, as recommended by ABNT NBR 6122:2022 for static load tests performed exclusively for performance verification.

KEYWORDS: Continuous Flight Auger Piles, Static Load Test, Load Capacity.

1 INTRODUÇÃO

Estacas do tipo hélice contínua monitorada são amplamente utilizadas como solução de fundação, principalmente em empreendimentos imobiliários, pois apresentam vantagens como: rapidez de execução, aplicação em diferentes tipos de solos, processo de execução com baixa vibração e ruído, execução monitorada eletronicamente, além de custo atrativo, decorrente da disponibilidade de uma ampla variedade de equipamentos no mercado. Portanto, é relevante para a comunidade geotécnica, projetistas, consultores, executores e acadêmicos, entender o desempenho e o comportamento dessa solução.

De acordo com Albuquerque (2001), a melhor maneira de se avaliar o desempenho de uma fundação isolada é por meio de prova de carga estática, pois se refere a um ensaio *in loco* com verdadeira grandeza de carga, realizado no terreno onde as fundações serão executadas e com medidas diretas de deslocamentos.

Niyama, Aoki e Chamecki (2019) afirmam que a prova de carga estática está entre os ensaios de campo mais importantes na Engenharia de Fundações, sendo inicialmente empregado no Brasil em 1928, nos estudos das fundações do Edifício Martinelli em São Paulo – SP.

Para entender a transferência de carga da estaca ao longo da profundidade e separar as parcelas de atrito lateral e ponta, métodos matemáticos são aplicados à curva carga x deslocamento indicando com precisão razoável essas parcelas, porém mais recentemente com o avanço da tecnologia a utilização da técnica de instrumentação, tornou essa separação mais precisa. No Brasil, a técnica mais comum consiste na utilização de extensômetros elétricos de resistência, *strain gages*. Esses são instalados diretamente na armadura da estaca ou em barras de aço preparadas antes da execução da estaca, inseridas na armadura. Alternativamente, podem ser instalados após a concretagem através de um tubo guia deixado para esse fim (Albuquerque, 2001).

Diante disso, neste caso, para obter além das medidas convencionais de deslocamentos no topo das estacas, foram instalados *strain gages* ao longo do fuste das mesmas, posicionados em três níveis diferentes. Isso possibilitou a obtenção das deformações específicas das estacas sob os esforços de compressão resultantes do carregamento estático em seu topo. Dessa forma, com a estimativa do módulo de elasticidade do elemento estudado foi possível determinar as cargas ao longo de sua profundidade.

2 PERFIL GEOTÉCNICO LOCAL

As provas de carga estáticas instrumentadas em profundidade, foram realizadas em estacas integrantes da fundação de um empreendimento residencial situado no bairro e distrito da Freguesia do Ó, Zona Norte de São Paulo – SP. O empreendimento, distribuído em uma área aproximada de 3.450,00 m², é constituído por duas torres, contendo térreo, três sobressolos, 22 pavimentos e um barrilete.

Foram realizadas três sondagens à percussão de simples reconhecimento (SPT) e cinco sondagens mistas (SM). De maneira geral, o subsolo compreende uma camada superficial de aterro com presença de entulho, seguida de aproximadamente 3,00 m de argila silto arenosa mole com presença de matéria orgânica, de N_{SPT} = 5, sobreposta a camada de solo residual, caracterizado como silte areno argiloso com fragmentos de rocha de $N_{SPT} \geq 60$, sobre formação de rocha granítica sã, com índice de qualidade (RQD) de aproximadamente 98%, e nível do lençol freático a 4,00 m de profundidade, conforme Figura 1.

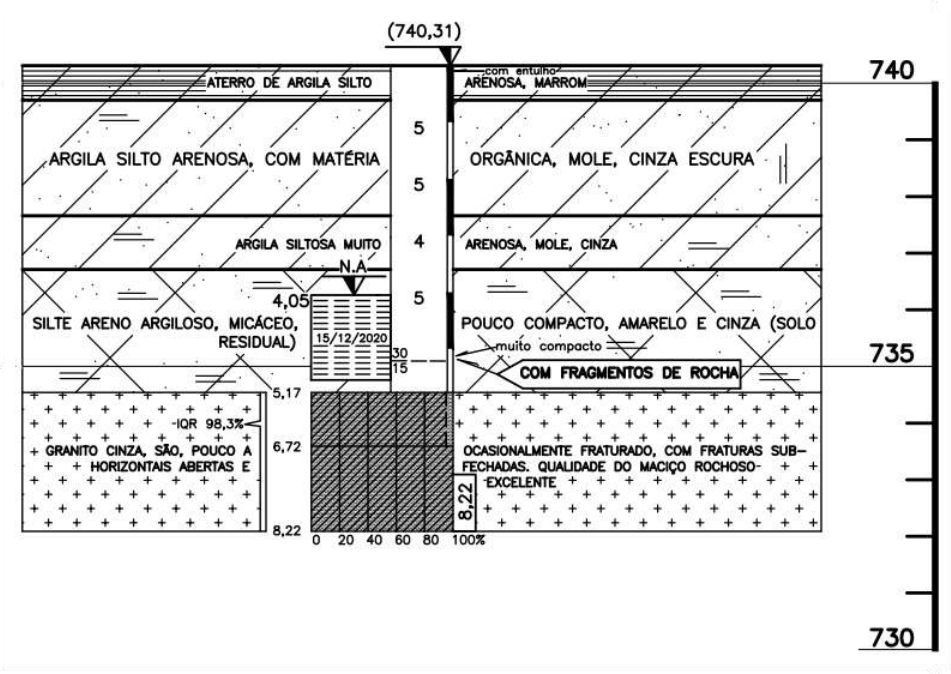


Figura 1. Sondagem representativa.

3 PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

Foram realizadas duas provas de carga estáticas à compressão em estacas do tipo hélice contínua. Estas estacas, denominadas de ETI 1 e ETI 2, possuem diâmetros de 0,60 m e comprimentos de 5,70 m e 6,60 m, respectivamente. A armadura longitudinal é do tipo aço CA-50, composta por seis barras de 16 mm de diâmetro, com 6,00 m de comprimento, sendo 0,60 m de arranque, estribos de 8 mm de diâmetro a cada 0,20 m e 12,50 mm a cada 1,00 m. O concreto utilizado nas estacas pertence à classe C30, bombeável, com slump entre 220 mm e 260 mm e consumo mínimo de cimento 350 kg/m³.

Para o ensaio adotou-se carregamento lento, conforme as diretrizes estabelecidas pela norma Brasileira ABNT NBR 16903:2020 (Solo – Prova de carga estática em fundação profunda).

3.1 Descrição da Instrumentação

Os *strain gages* quando perfeitamente fixados a uma superfície, sofrem variação de resistência elétrica quando esta superfície se deforma ao ser submetida a um determinado carregamento, tal variação pode ser correlacionada com a deformação específica dessa superfície. Após o sinal elétrico ser captado pela caixa de leitura, o mesmo é convertido em valores de deformação específica.

No centro das armações, nas profundidades em que se pretendia conhecer a transferência de carga das estacas para o solo, foram fixados pequenos segmentos de barras de aço CA-50 de 16 mm de diâmetro, com 0,40 m de comprimento. Esses segmentos de barras foram posicionados nas profundidades, 0,40 m (seção de referência), 4,50 m e 5,50 m, para estaca ETI 1 e 0,40 m (seção de referência), 5,40 m e 6,40 m para estaca ETI 2, e, equipados com *strain gages* especiais para aço, de 350 Ω da Excel sensores, colados com cola Tekbond 793 e montados na configuração de ponte de Wheatstone completa.

Segundo Albuquerque (2001), a ponte de Wheatstone é o circuito mais utilizado com *strain gages*. O autor também menciona que a configuração conhecida como “ponte completa”, permite a eliminação dos efeitos de temperatura e deformações resultantes da flexão devido à excentricidades que venham a existir durante a realização do carregamento, resultando apenas nas deformações causadas pelo esforço axial.

Para garantir a confiabilidade dos dados obtidos nos ensaios, os *strain gages* foram protegidos a fim de se evitar danos causados pela umidade e choques mecânicos. Isso foi feito utilizando-se uma resina especial de silicone, borracha de silicone e resina para isolamento elétrico, Scotchcast da 3M. Ver Figura 2.

Figura 2. A) Fixação do segmento de barra com *strain gages*. B) Segmento de barra fixado.

Após a confecção das armações, cada conjunto foi inserido dentro da escavação da estaca ao término de suas respectivas concretagens, conforme Figura 3.

Figura 3. A) Armações prontas. B) Armação posicionada no centro da escavação.

3.2 Descrição das Provas de Carga Estáticas

Os sistemas de reação das provas de carga foram compostos por um conjunto de três vigas metálicas, ancoradas no terreno por quatro estacas do tipo raiz, com diâmetro de 0,40 m em solo e 0,30 m embutidos em rocha. A armação longitudinal das estacas de reação era composta por uma barra de aço especial DYWIDAG GW 36 PLUS ST 690/790, centralizada. O cilindro hidráulico, identificado com número de série 3827/13, e uma célula de carga LIDER, modelo CC600T, foram posicionados entre as vigas metálicas e o bloco de coroamento das estacas ensaiadas. As cargas aplicadas foram monitoradas por meio de um indicador da marca LIDER, modelo LD 1050.

Os deslocamentos verticais das estacas ETI 1 e ETI 2 durante os ensaios foram medidos simultaneamente por quatro deflectômetros da marca MITUTOYO, com precisão de leitura de 0,01 mm. Esses deflectômetros foram posicionados no bloco de coroamento das estacas ensaiadas, diametralmente opostos. Todos os dispositivos de medição, assim como o sistema de carregamento, foram devidamente protegidos contra as intempéries. A Figura 4 ilustra o esquema descrito.

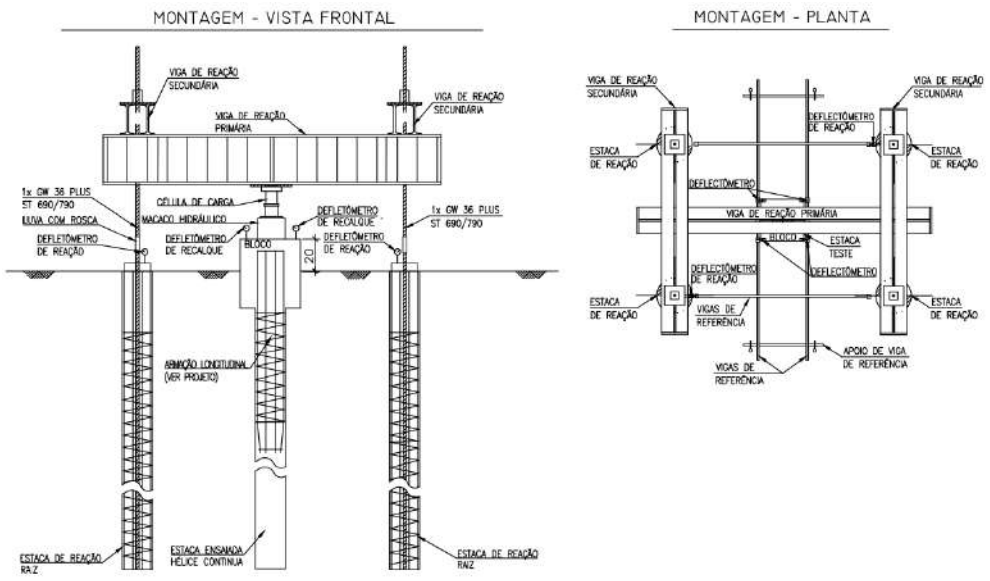


Figura 4. Vista frontal e planta do esquema de montagem (TRIO Fundações LTDA, 2022).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Resultados das Provas de Carga Estáticas

As provas de carga lentas nas estacas ETI 1 e ETI 2 foram executadas em 10 estágios de 200 kN, até atingir a carga máxima de 2.000 kN. Todos os estágios de carregamento estabilizaram em até 30 minutos, exceto no quinto estágio para ETI 1 e nono estágio para ETI 2, onde houve estabilização após 60 minutos. As cargas máximas dos ensaios foram mantidas por 12 horas após a estabilização dos deslocamentos e o início do descarregamento, realizado em quatro estágios de 500 kN mantidos por 15 minutos cada. Após o descarregamento total das estacas foi feita uma leitura e após 30 minutos a última leitura.

Os resultados das provas de carga estáticas podem ser observados na Figura 5, onde estão presentes as curvas carga x deslocamento obtidas no topo das estacas ETI 1 e ETI 2.

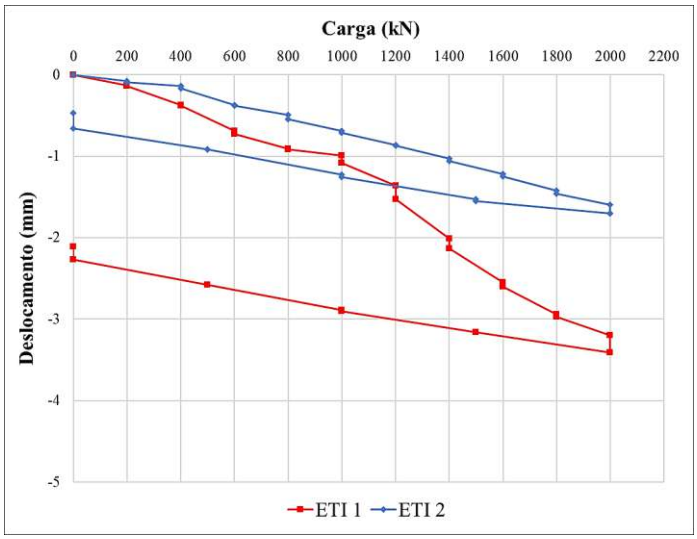


Figura 5. Curvas carga x deslocamento.

Nota-se que na prova de carga ETI 1 o recalque máximo para a carga máxima de ensaio, foi de 3,41 mm, 0,57 % do diâmetro nominal da estaca e recalque residual de 2,11 mm. A prova de carga estática ETI 2 antigiu recalque máximo de 1,70 mm, para a mesma carga máxima da ETI 1, equivalente a 0,28 % do diâmetro nominal da estaca e recalque residual de 0,47 mm. Em ambas as provas de carga a curva carga x deslocamento não caracterizou ruptura nítida na interface solo-estaca até a carga máxima do ensaio, de 2.000 kN.

Na tabela 1 apresenta-se o diâmetro, carga admissível, carga máxima de ensaio, deslocamento máximo obtido ao fim do carregamento e deslocamento residual ao fim do descarregamento, como também, o deslocamento atingido na carga admissível de cada um dos ensaios.

Tabela 1. Características dos ensaios.

Prova de Carga Estática	Ø (cm)	$Q_{admissível}$ (kN)	Q_{ensaio} (kN)	Deslocamento máximo (mm)	Deslocamento residual (mm)	Deslocamento $Q_{admissível}$ (mm)
ETI 1	60	800	2.000	3,41	2,11	0,91
ETI 2	60	800	2.000	1,70	0,47	0,55

4.2 Resultados das Tranferências de Carga

Usualmente o módulo de elasticidade é determinado pela Lei de Hooke, através do gráfico de carga x deformação. Isso é feito utilizando a seção de referência próxima ao topo da estaca, com escavação prévia ao redor da mesma para evitar interferência da parcela de atrito lateral. Com o conhecimento da estimativa do

módulo de elasticidade (E), deformação específica medida (ε) e área (A), é possível determinar a carga (F) nos próximos níveis.

Em geral, o módulo de elasticidade é de difícil determinação, enquanto o das estacas metálicas é bem definido, o módulo das estacas moldadas *in loco* é composto de aço e concreto, geralmente proporcional às suas respectivas áreas e módulos. Fellenius (2023) afirma que o módulo de elasticidade do concreto varia consideravelmente ao longo da prova de carga estática, em função da deformação. Fellenius (1989), propõe a utilização do módulo secante (E_S) derivado do módulo tangente (E_T), obtido através do ajuste linear do gráfico do módulo tangente x deformação. O método é detalhado a seguir.

A equação da reta do módulo tangente é dada por:

$$E_T = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon = A \cdot \varepsilon + B \quad (1)$$

Que ao ser integrada, obtém-se:

$$\sigma = A / 2 \cdot \varepsilon^2 + B\varepsilon \quad (2)$$

Entretanto:

$$\sigma = E_S \cdot \varepsilon \quad (3)$$

Combinando as equações 2 e 3, temos:

$$E_S = 0{,}50 \cdot A \cdot \varepsilon + B \quad (4)$$

Onde:

$\Delta\sigma$ = variação de tensão de um incremento de carga para o outro;
$\Delta\varepsilon$ = variação de deformação específica de um incremento de carga para o outro;
ε = deformação específica medida;
σ = tensão;
A = inclinação da reta do módulo tangente;
B = intercepto da reta do módulo tangente no eixo y.

Devido a um acidente de obra, os cabos da seção de referência das duas provas de carga estáticas romperam, restando apenas dois níveis de *strain gages* por estaca. Tal fato favoreceu a utilização do método de Fellenius (1989) e impossibilitou a aplicação da Lei de Hooke, além do método proposto por Fellenius (1989) ser aplicável também aos registros de deformações afetados pela parcela de atrito lateral. Apresenta-se a seguir os gráficos do módulo tangente vs deformação específica das duas provas de carga estáticas.

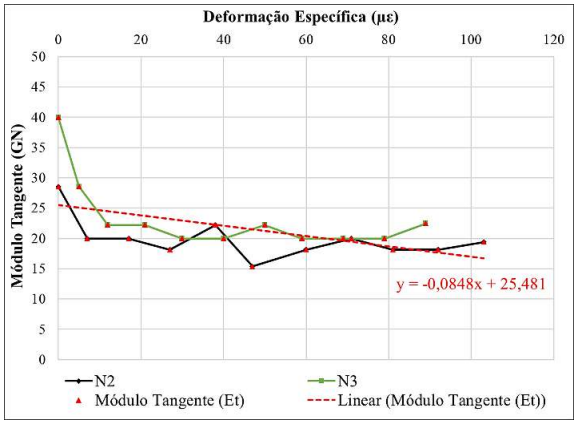


Figura 6. Gráfico do módulo tangente – ETI 1.

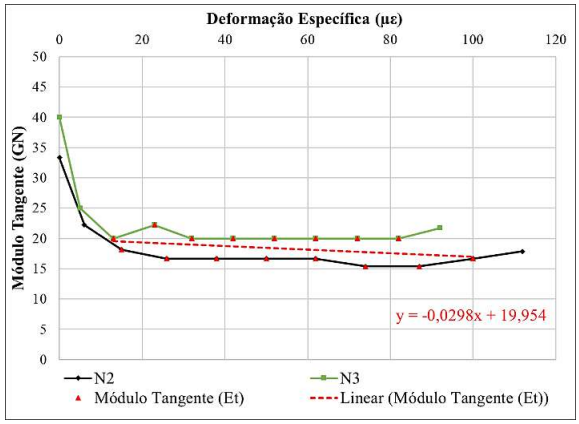


Figura 7. Gráfico do módulo tangente – ETI 2.

A Figura 8, apresenta o gráfico de transferência de carga em profundidade da estaca ETI 1. Com base nos valores obtidos e análise gráfica, observa-se que aproximadamente 96 %, da carga máxima aplicada durante o ensaio, foi resistida pela parcela de ponta da estaca. As parcelas de atrito lateral e ponta foram respectivamente, 80 kN e 1.920 kN.

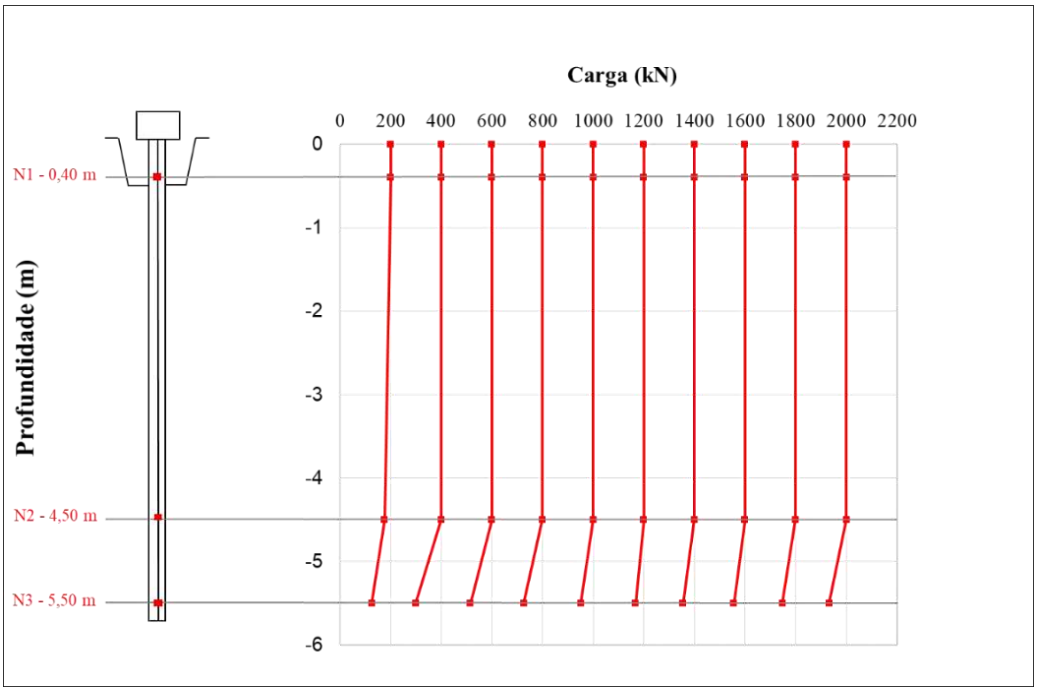


Figura 8. Transferência de carga em profundidade – ETI 1.

Para a estaca ETI 2, pode-se observar na Figura 9 o gráfico de transferência de carga em profundidade. Analisando-se os valores e com base no gráfico, constatou-se que também a maior parte da carga máxima aplicada durante o ensaio também foi absorvida parcela de ponta, da ordem de 85%. Com parcela de atrito lateral e ponta de 290 kN e 1.710 kN, respectivamente.

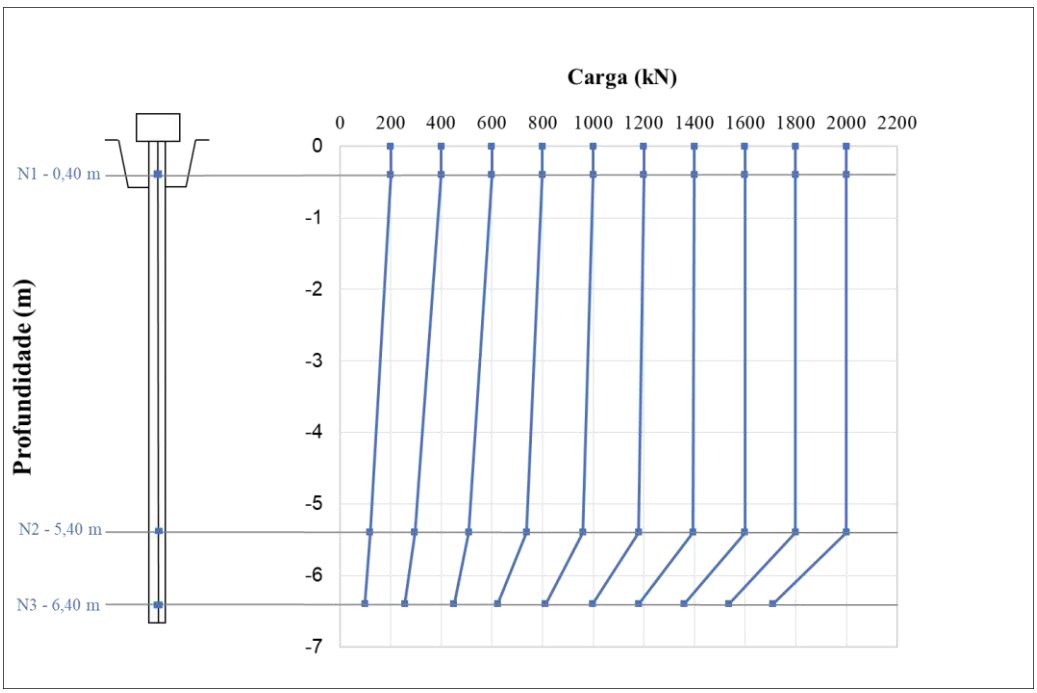


Figura 9. Transferência de carga em profundidade – ETI 2.

5 CONCLUSÕES

No meio geotécnico, há um consenso, especialmente após as discussões na comissão de revisão da ABNT NBR 6122, que culminaram na versão emitida em 2019, de que as estacas hélice contínua apresentam uma deficiência executiva que impede que a parcela de ponta seja totalmente utilizada. Esse fato se agrava quando se trata de estacas curtas (L < 8,00 m) em perfis geotécnicos onde o solo de baixa resistência está sobreposto ao topo rochoso e o nível do lençol freático é elevado.

Apesar das recomendações da norma quanto ao momento da concretagem, que orienta o operador a erguer o trado somente após o concreto estar na tubulação, a mesma norma recomenda que a parcela de ruptura da estaca na ponta seja limitada à parcela de ruptura de atrito lateral. Por trás dessa restrição está o fato de que, sendo o fator de segurança a ruptura (FS) igual a dois, a carga admissível da estaca será resistida majoritariamente pela parcela de ruptura de atrito lateral, já que a mobilização do atrito se dá com pequenos deslocamentos, enquanto a parcela de ruptura na ponta é suficiente para atingir o fator de segurança.

Embora pareça que a restrição à parcela de ruptura da estaca na ponta diminua sua importância, na verdade, sem ela, as estacas não teriam um fator de segurança adequado. Este trabalho busca demonstrar que, apesar das recomendações da norma, em perfis geotécnicos semelhantes a esse, é viável utilizar as estacas hélice contínua como estacas com resistência majoritariamente pela parcela de ponta.

AGRADECEMOS

Aos amigos engenheiros geotécnicos, Paulo José Rocha de Albuquerque, Luiz Felipe Goulart Fiscina e Yuri Barbosa pela colaboração na instalação da instrumentação e interpretação dos dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque, P.J.R. (2001) Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. Tese de Doutorado em Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo / USP, 60 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo – Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro

Fellenius, B. H. (2023) *Basics of Foundation Design*. Disponível em: <https://www.Fellenius.net/>. Acesso em: 23 mai. 2024.

Fellenius, B. H. (1989) Tangent modulus of piles determined from strain data. In: Foundation Congress. The American Society of Civil Engineers, ASCE, Geotechnical Engineering Division, Proceedings... F. H. Kulhawy Editor, v. 1, p. 500-510.

Milititsky, J. (1991) Provas de carga estática. In: 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE 2, 1991, São Paulo.

Mucheti, A. S.; Albuquerque, P. J. R.; Rodrigues, T. G. (2018) Desempenho de estacas tipo hélice contínua monitarada na cidade de Santo André – SP. In: 19 Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 19, Salvador.

Niyama, S.; Aoki, N.; Chamecki, P. R. (2019) Verificação de Desempenho. In: *Fundações Teoria e Prática*. São Paulo: Editora Oficina de Textos, p. 771-797.

TRIO Fundações LTDA (2022) Relatório: 141/2022. 2022, São Paulo.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/289

Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua: Estudo de caso com Métodos Semiempíricos e Prova de Carga Estática

Pedro Henrique Lopes Dal-Cól
Docente, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, eng.pedro.dalcol@uel.br

Jean Luca da Silva Barp
Graduando, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, jean.luca.silva@uel.br

Alana Dias de Oliveira
Docente, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, Brasil, alanaoliveira@utfpr.edu.br

Amanda Regina Foggiato Christoni
Doutoranda, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, arfchristoni@usp.br

Raquel Souza Teixeira
Docente, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, raquel@uel.br

RESUMO: Este estudo compara a capacidade de carga estimada por métodos semiempíricos e critérios de ruptura baseados em resultados de prova de carga estática de duas estacas hélice contínua de um edíficio residencial de Londrina-PR. O perfil geotécnico é constituído de argila de concistência muito mole à média, porosa, laterítica e colapsível, atingindo Nspts > 40 em maiores profundidades. As estacas possuem diâmetro de 0,5 m, comprimento de 18 m e 20 m e carga de trabalho de 1000 kN. Foram aplicados os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996) e as curvas carga *vs* deslocamento foram analisadas a partir da aplicação do método de Van Der Veen (1953), de Van Der Veen modificado por Aoki (1976), do conceito de rigidez de Décourt (1996, 2008) e da NBR 6122 (ABNT, 2022). Os métodos semiempíricos apresentaram média de 2282 kN (Estaca 1) e 2516 kN (Estaca 2). As provas de carga acarretaram deslocamentos reduzidos, da ordem de 0,5 a 1 % do diâmetro das estacas. Ainda assim, observa-se a previsão de Van Der Veen (1953) e Aoki (1976) coerentes, enquanto Décourt (1996, 2008) indica as estacas trabalhando essencialmente por atrito lateral. O método da NBR não teve aplicação viável.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca hélice contínua, prova de carga estática, métodos semiempíricos.

ABSTRACT: This study compares the load-bearing capacity estimated through semi-empirical methods and failure criteria based on static load test results for two continuous flight auger piles of a residential building in Londrina-PR. The geotechnical profile is constituted by clay of consistence very soft to medium, porous, lateritic, and collapsible, reaching Nspts > 40 at greater depths. The piles have diameters of 0.5 m, lengths of 18 m and 20 m, and a working load of 1000 kN. Methods by Aoki and Velloso (1975), Décourt and Quaresma (1978), Antunes and Cabral (1996), and Alonso (1996) were applied, and the load vs. displacement curves were analyzed using the method by Van Der Veen (1953), Van Der Veen modified by Aoki (1976), the rigidity concept by Décourt (1996, 2008), and the NBR 6122 (ABNT, 2022) standard. The semi-empirical methods yielded an average of 2282 kN (Pile 1) and 2516 kN (Pile 2). The load tests resulted in reduced displacements, on the order of 0.5 to 1 % of the piles' diameters. Nonetheless, the predictions by Van Der Veen (1953) and Aoki (1976) were found to be consistent, while Décourt (1996, 2008) indicated that the piles primarily work through lateral friction. The NBR method was not viably applied.

KEYWORDS: Continuous flight auger piles, Static load test, Semi-empiric methods

1 INTRODUÇÃO

Desde a sua introdução no Brasil no final da década de 1980, as estacas hélice contínua ganharam ampla aceitação, especialmente em centros urbanos, devido às suas vantagens, como baixa geração de vibração e alta produtividade. Essas estacas alcançam profundidades significativas e permitem sua execução abaixo do nível d'água. Durante a execução, o monitoramento eletrônico da profundidade, rotação do trado, velocidade de descida do trado e pressão hidráulica do sistema contribuem para o controle de qualidade do estaqueamento (VELLOSO; LOPES, 2010).

A determinação da capacidade de carga dessas estacas é fundamental para a seguraça e eficácia de projetos de engenharia geotécnica. Tradicionalmente, recorre-se a métodos semiempíricos, como os desenvolvidos por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978, 1996), que se aplicam a uma variedade de tipos de estacas e solos. Métodos específicos para a estaca hélice contínua foram propostos por Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996) oferecendo ferramentas adaptadas às suas particularidades (VELLOSO; LOPES, 2010).

A capacidade de carga também pode ser obtida por meio da interpretação da curva carga *vs* deslocamento de uma prova de carga estática. No caso em que a curva de carga *vs* deslocamento não apresenta uma ruptura nítida, deve-se determinar um ponto de ruptura convencionada, previsto pelo método demonstrado na NBR 6122 (ABNT, 2022). Alternativamente, também é possível definir a ruptura a partir da extrapolação da curva obtida com a aplicação dos métodos de Van Der Veen (1953) e Van Der Veen modificado por Aoki (1976) (CARVALHO; ALBUQUERQUE, 2023). O método de Décourt (1996, 2008), destaca-se por sua abordagem baseada no conceito de rigidez, possibilitando a separação da resistência de ponta e resistência lateral a partir dos resultados de provas de carga estática convencionais (não instrumentadas) (MELO *et al.*, 2012; MELO, 2009).

Alledi *et al.*, 2015 ressalva que a aplicabilidade dos métodos de previsão de capacidade de carga de estacas é influenciada pelas características geotécnicas locais, podendo conduzir a resultados consideravelmente acima ou abaixo das cargas de rupturas observadas nos ensaios de prova de carga estática. Neste sentido, Christoni (2017) analisou a carga de ruptura de estacas escavadas e apiloadas executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina e encontrou resultados conservadores de métodos semiempíricos em comparação aos resultados de provas de carga estática.

O presente estudo se propõe a avaliar a capacidade de carga de duas estacas hélice contínua em uma obra de um edíficio residencial executado em Londrina-PR, comparando os resultados obtidos por métodos semiempíricos com aqueles derivados de critérios de ruptura a partir dos resultados de prova de carga estática.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A obra está situada no município de Londrina, região norte do Paraná. Conforme Gonçalves *et al.* (2018), o solo de Londrina apresenta a argila como fração granulométrica principal, alta porosidade e elevado índice de vazios. Conforme aponta Christoni *et al.* (2019), com relevo ondulado suave e clima subtropical, o intemperismo atua até grandes profundidades, fazendo com que o o solo apresente características de laterização e colapsibilidade. Decorrente deste processo, observa-se a alta concentração de óxidos de ferro no solo, resultando uma coloração vermelha do solo e um alto valor de massa específica dos sólidos. Na Tabela 1 estão apresentados a composição granulométrica e caracterização do solo. Outras características e parâmetros de comportamento do solo de Londrina podem ser vistos em Dal-Cól (2022).

Tabela 1. Características físicas Composição Granulométrica do solo de Londrina, Gonçalves *et al.* (2018).

Composição Granulométrica	**Valor**
Argila (%)	55,5
Silte (%)	23,5
Areia (%)	21
Característica física	**Valor**
Limite de Liquidez – LL (%)	51
Limite de Plasticidade – LP (%)	38
Índice de Plasticidade – IP (%)	13
Massa Específica dos Sólidos – ρ_s (g/cm³)	3,03

Foram realizados cinco ensaios SPT-Ts no terreno da obra, conforme NBR 6484 (ABNT, 2020). Os ensaios apresentaram profundidades variáveis de impenetrável ao amostrador, sendo os dois primeiros (SPT-T 1 e SPT-T 2) próximo de 17 metros, e os três últimos (SPT-T 3, SPT-T 4 e SPT-T 5) cerca de 28 metros. Observa-se nível d'água em todos os furos, ocorrendo em profundidades de 13 m a 19 m. Tendo como base a proximidade do ensaio em relação as estacas estudadas, adotou-se o SPT-T 1 como representativo para Estaca 1, e SPT-T 4 para a Estaca 2. A Tabela 2 apresenta dados dos SPT-Ts 1 e 4.

Tabela 2. SPT-Ts.

Prof. (m)	**SPT-T 1**			**SPT-T 4**		
	Nspt	**Torque (kgf.cm)**	**Tipo de solo e consistência***	**Nspt**	**Torque (N.m)**	**Tipo de solo e consistência***
1	2	1	Argila muito mole	6	10	Argila média
2	3	1		6	30	
3	4	20	Argila mole	5	30	Argila mole
4	4	20		6	30	
5	6	60		6	30	
6	7	80		6	30	Argila média
7	7	80	Argila média	6	30	
8	6	80		9	40	
9	8	100		11	60	Argila rija
10	11	120	Argila rija	12	60	
11	10	120	Argila média	9	40	Silte médio
12	10	120	Silte médio	8	30	
13	12	140		5	30	Silte mole
14	14	160	Silte rijo	7	40	
15	16	200		7	40	Silte médio
16	22	240	Silte muito rijo	8	40	
17	37	300	Silte duro	13	80	Silte rijo
18	40	300		27	200	Silte muito rijo
19				36	220	
20				34	180	
21				38	240	Silte duro
22				43	260	
23				44	280	
24				17	160	
25				15	140	Silte rijo
26				16	160	
27				38	240	Silte duro
28				43	280	

Nota: * consitência conforme NBR 6484 (ABNT, 2020)

As estacas são do tipo Hélice Contínua Monitorada, diâmetro de 0,5 m e comprimento de 18 m (Estaca 1) e 22 m (Estaca 2). Foram seguidos os procedimentos executivos constantes no Anexo N da NBR 6122 (ABNT, 2022) para execução das estacas. Elas fazem parte da fundação de duas torres residenciais multifamiliares, de paredes armadas de concreto, idênticas, de médio padrão, com altura total de 43 metros. A Tabela 3 apresenta os dados das estacas.

Tabela 3. Dados das estacas.

Estaca	**Diâmetro (m)**	**Comprimento (m)**	**Carga de trabalho (kN)**	**SPT-T próximo**
Estaca 1	0,5	18	1000	SPT-T 1
Estaca 2	0,5	20	1000	SPT-T 4

Realizou-se uma prova de carga estática lenta em cada estaca, conforme NBR 16903 (ABNT, 2020). O sistema de reação foi constituído de duas vigas metálicas (em "X"), 4 estacas de reação (tração) e barras de ancoragem Dywidag, além de conjunto hidráulico, célula de carga, duas vigas de referência e quatro medidores de deslocamentos. Os ensaios foram conduzidos sob umidade natural (constante) e uma foto da execução da prova de carga na Estaca 1 pode ser vista na Figua 2 (a).

Foi prevista a carga de ruptura das estacas pelos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978, 1996), Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996). Foram aplicados quatro métodos aos resultados das provas de carga: Van Der Veen (1953) e Van Der Veen modificado por Aoki (1976) para extrapolação da curva carga *vs* deslocamento e determinação da carga de ruptura; método da NBR 6122 (ABNT, 2022) para determinação da carga de ruptura convencionada; e Décourt (1996, 2008), baseado no conceito de rigidez, para uma avaliação das resistências lateral e de ponta. Na aplicação de Van Der Veen (1953) e Van Der Veen modificado por Aoki (1976), foi utilizada planilha de Schiavon (2013) e na aplicação Décourt (1996, 2008), planilha disponibilizada por Carvalho e Albuquerque (2023).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 4 e Figura 1 apresentam os resultados das previsões de capacidade de carga pelos métodos semiempíricos para as Estacas 1 e 2.

Tabela 4. Capacidade de carga pelos métodos semiempíricos.

	Estaca 1			Estaca 2		
	R_L (kN)	R_P (kN)	R_T (kN)	R_L (kN)	R_P (kN)	R_T (kN)
Aoki-Velloso (1975)	1345	1257	2602	1566	1194	2760
Décourt-Quaresma (1978)	1566	471	2037	1670	452	2122
Antunes e Cabral (1996)	1204	982	2186	1424	933	2357
Alonso (1996)	1293	1012	2305	1751	1075	2826
Média	1352	930	2282	1603	913	2516
Desvio Padrão	133	286	208	122	282	290

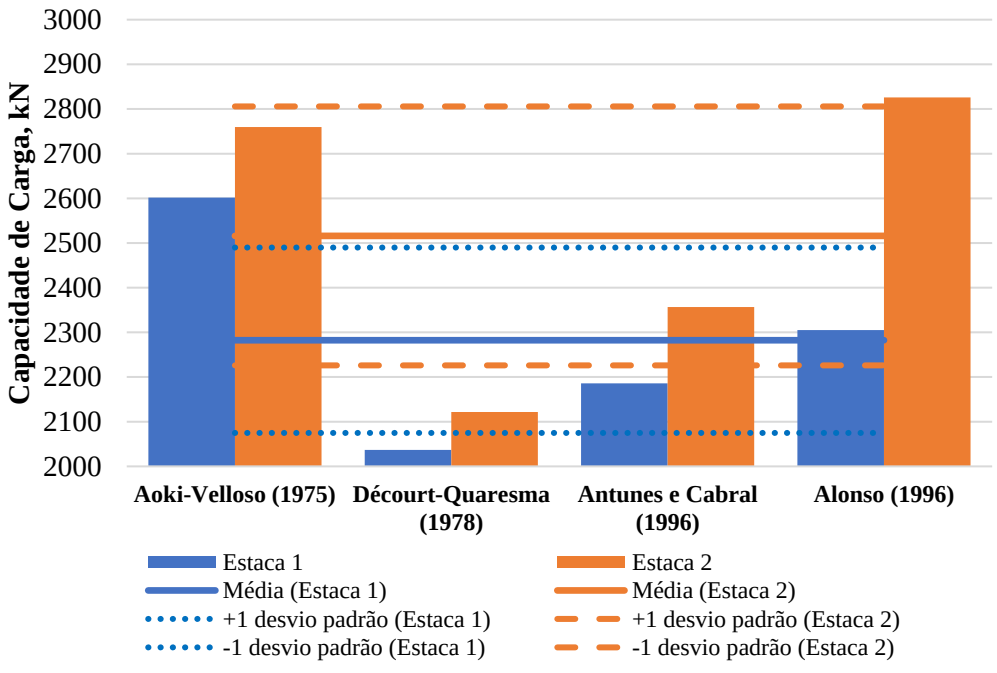
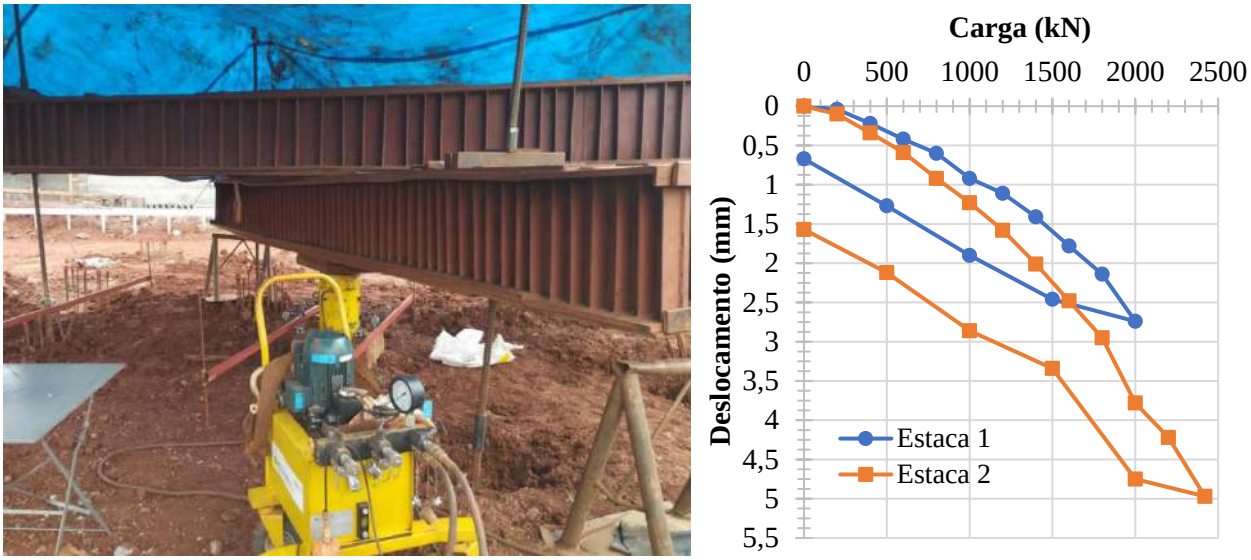


Figura 1. Capacidade de carga por métodos semiempíricos.

Observa-se que a média da capacidade de carga obtida pelos quatro métodos tiveram valores próximos entre as estacas analisadas, 2282 kN (Estaca 1) e 2516 kN (Estaca 2). A diferença entre essas médias pode ser explicada pela maior resistência lateral da Estaca 2, visto que as médias das resistências de ponta apresentam-se bastante semelhantes, 930 kN e 913 kN. Destaca-se que para a Estaca 1 os métodos apresentaram valores mais próximos entre si, refletindo em um menor desvio padrão. O método de Alonso (1996) previu o maior valor geral de capacidade de carga – 2826 kN –, e Décourt-Quaresma (1978) o menor – 2037 kN –, para a Estaca 2 e 1, respectivamente. As resistências de ponta obtidas de Décourt-Quaresma (1978) foram as que tiveram valores mais reduzidos e as resistências laterais obtidos para a Estaca 2 tiveram os valores mais concordantes entre os quatro métodos. As curvas carga *vs* deslocamento para as Estacas 1 e 2, obtidas nos ensaios de prova de carga, são mostradas na Figura 2 (b).



(a) (b)

Figura 2. (a) Foto da execução da prova de carga - Estaca 1. (b) Curvas carga *vs* deslocamento.

Os deslocamentos máximos obtidos foram 2,74 mm para a Estaca 1 e 4,97 mm para a Estaca 2. Esses valores são considerados baixos, sendo equivalentes à 0,55 % e 0,99 % dos diâmetros das Estacas 1 e 2, respectivamente. As curvas carga *vs* deslocamento ocorre predominantemente em regime pseudo-elástico, evidenciado pela recuperação elástica elevada de 73 % (Estaca 1) e 68 % (Estaca 2) do deslocamento após o descarregamento. A Estaca 2 sofreu maiores deslocamentos para as mesmas cargas em relação a Estaca 1, ao longo de todo ensaio. Conforme apontam Carvalho e Albuquerque (2023), estas condições dificultam as interpretações da carga de ruputra das estacas. Provas de carga (convecionais e intrumentadas) em hélice contínua podem ser vistos em Freire (2010), Alledi (2013) Alledi *et al.* (2015), Romanini (2019); Paludeto (2022); para outras estacas no solo de Londrina, Melo (2009), Christoni (2017) e Christoni *et al.* (2019).

A Tabela 5 apresenta os parâmetros e a Figura 3 as curvas obtidas da aplicação dos métodos de Vander Der Veen (1953) e Van Der Veen modificado por Aoki (1976).

Tabela 5. Parâmetros Van Der Veen (1953) e Van Der Veen modificado por Aoki (1976).

Método	**Estaca 1**				**Estaca 2**			
	R (kN)	**a**	**r2**	**b**	**R (kN)**	**a**	**r2**	**b**
Van Der Veen (1953)	2480	0,59704	0,99866	0	3136	0,28932	0,99784	0
Aoki (1976)	2690	0,48091	0,99886	0,05314	3488	0,22396	0,99753	0,05308
Média	2585				3312			

As extrapolações foram determinadas utilizando todos os pontos disponíveis. As cargas de ruptura da Estaca 2 foram superiores as da Estaca 1, o que é condizente com os resultados obtidos com os métodos semiempírico. A média obtida das extrapolações em relação a média dos métodos semiempíricos, foram superiores em 13 % e 32 % para a Estaca 1 e Estaca 2, respectivamente.

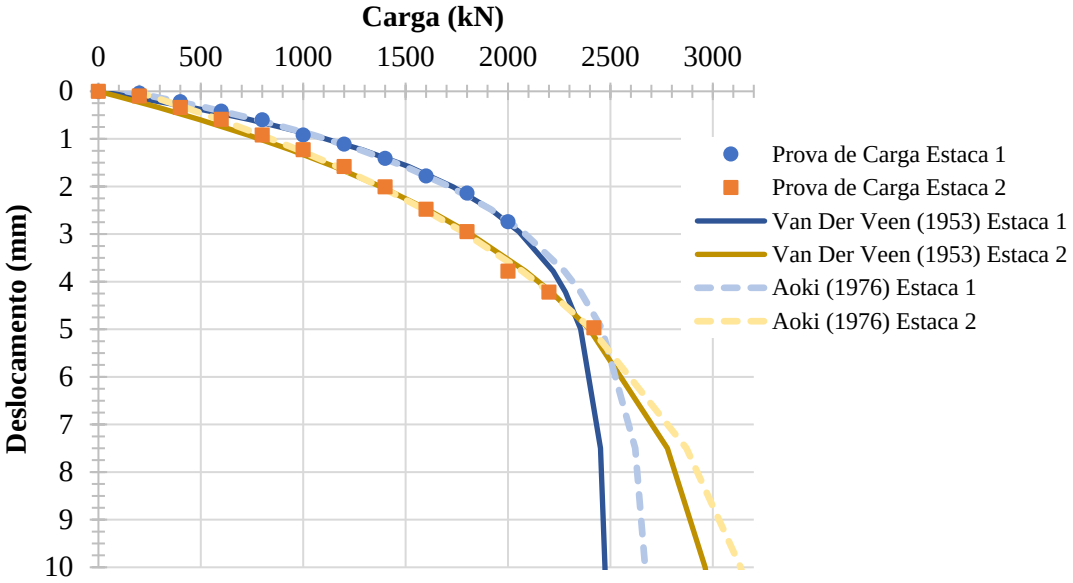


Figura 3. Curvas obtidas de Van Der Veen (1953) e Van Der Veen modificado por Aoki (1976).

Ressalta-se que os reduzidos deslocamentos registrados e as maiores cargas aplicadas na prova de carga da Estaca 2 em relação a Estaca 1 podem ter influência importante nesses resultados. Para a Estaca 1, a prova de carga atingiu 77 % do valor da média das extrapolações e para a Estaca 2, 73 %. Carvalho e Albuquerque (2023) apontam o mínimo de 70 % nesta relação. Dentre outras ressalvas apontadas pelos autores para aplicação destes métodos de extrapolação, a princípio, considera-se as previsões obtidas condizentes. A Figura 4 apresenta o método da NBR 6122 (ABNT, 2022).

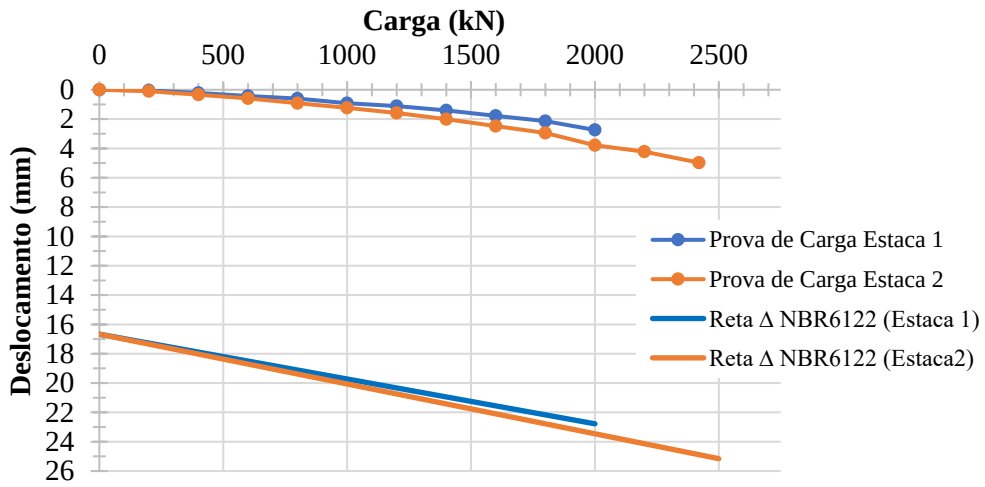


Figura 4. Método da NBR6122 (ABNT, 2022).

A ruptura convencionada conforme o método da NBR6122 (ABNT, 2022) não pode ser determinada. Mais uma vez evidenciam-se os pequenos deslocamentos atingidos na prova de carga. A escala necessária a representação da reta Δ também ressalta a linearidade aparente da curva carga *vs* deslocamento da prova de carga. Outro critério convencionado é o de 10 % do diâmetro das estacas. Terzaghi (1942) *apud* Fellenius (2024) aponta restrição de interpretações de provas de carga onde há deslocamento da ponta abaixo dos 10 % do diâmetro da estaca. A Figura 5 mostra os gráficos de rigidez obtidos do método de Décourt (1996, 2008).

Os recalques elásticos das estacas, calculados conforme Melo *et al.* (2012), foram de 4,58 mm (Estaca 1) e 6,37 mm (Estaca 2), para a carga máxima aplica nas provas de carga. Para a Estaca 1, o ajuste da linha referente ao atrito lateral foi definida pelos pontos 1 a 8 e o coeficiente de determinação obtido foi 0,9579. Já para a Estaca 2, foram utilizados os pontos 1 a 9, com coeficiente de determinação 0,9829.

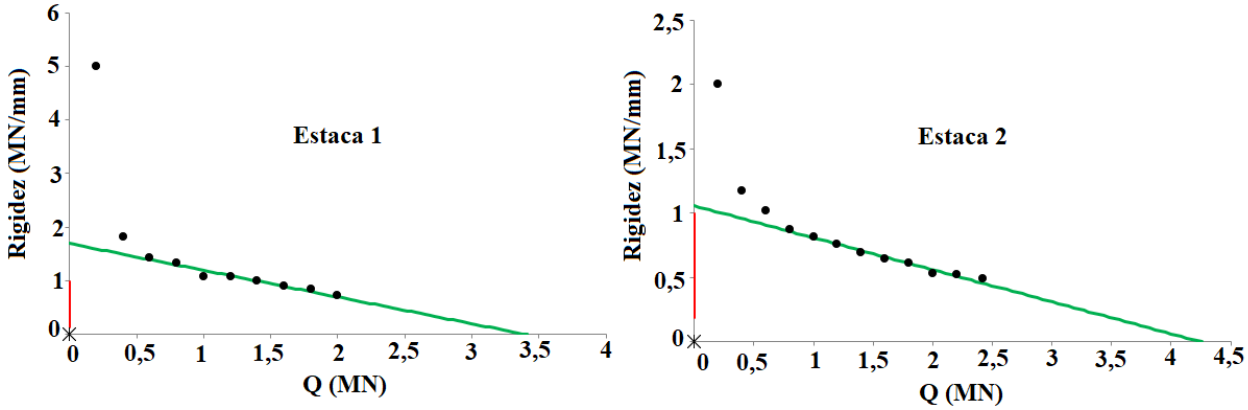


Figura 5. Gráfico de rigidez de Décourt (1996, 2008).

A resistência lateral determinada (Qsc) foi de 3277 kN e 3938 kN, para as Estacas 1 e 2, respectivamente. Valores 2,43 (Estaca 1) e 2,46 (Estaca 2) vezes superior aos previstos pela média dos métodos semiempíricos, condizentes aos apontamentos de Polido et al. (2023) para o solo laterítico. Os dados restritos de deslocamento limitaram a interpretação do gráfico de rigidez. Assume-se que a estaca trabalhou predominantemente sob resistência de atrito lateral, para ambas as estacas, não sendo possível identificar o domínio de ponta no gráfico de rígidez nem a determinação carga limite extrapolada. Observa-se interpretação semelhante em seis casos, de estacas de tipos variados, analisados em Melo (2009). A Tabela 6 apresenta um resumo das médias das resistências laterais e de ponta obtidas dos métodos semiempíricos e o quociente entre carga de ruptura média e a carga de trabalho – 1000 kN –, para cada estaca.

Tabela 6. Resumo e relação da carga de ruptura média/carga de trabalho.

	Resis-tência Lateral (kN)	**Resis-tência de Ponta (kN)**	**Resis-tência Total (kN)**	**Carga de ruptura / Carga de trabalho**	**Resis-tência Lateral (kN)**	**Resis-tência de Ponta (kN)**	**Resis-tência Total (kN)**	**Carga de ruptura / Carga de trabalho**
Semiempíricos	1352	930	2282	2,3	1603	913	2516	2,5
Extrapolações	–	–	2585	2,6	–	–	3312	3,3
Rigidez, Qsc	3277	–	–	3,3	3938	–	–	3,9

Nota: campo preenchido com traço (–) indicada resultado não determinado.

4 CONCLUSÕES

Todas as previsões indicaram a Estaca 2 com maior capacidade de carga do que a Estaca 1. A carga de ruptura obtida dos métodos semiempíricos mostraram-se conservadores em relação aos demais métodos. Os métodos de extrapolação de Van Der Veen (1953) e Van Der Veen modificado por Aoki (1976) expressaram curvas carga vs deslocamento consideradas adequadas e tiveram resultados de ruptura prevista relativamente coerentes com os resultados dos métodos semiempíricos, ainda que com valores mais elevados. Os pequenos deslocamentos registrados nas provas de carga limitaram as interpretações de seus resultados, impossibilitando a aplicação do método da NBR 6122 (2022) e restringindo a aplicação do método de Décourt (1996, 2008). As capacidades de carga, de ambas as estacas, apresentaram valores pelo menos duas vezes maiores que as respectivas cargas de trabalho, para todos os métodos aplicáveis

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alledi, C. T. D. B., Minette, E., Albuquerque, P. J. R., Polido, U. F. (2015) Estaca hélice contínua instrumentada: previsão de carga de ruptura por métodos semiempíricos vs. prova de carga. *Geotecnia*, n. 135, p. 115-127.

Alonso, U. R. (1996) Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica - Previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. In: SEFE 3, São Paulo. *Anais...* ABMS. v.2, p. 141-151.

Antunes, W. R., Cabral, D. A. (1996) Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: SEFE 3, São Paulo. *Anais...* ABMS. v. 2, p. 105-109.

Aoki, N. (1976) *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas.* Notas de Aula, Universidade Gama Filho.

Aoki, N., Velloso, D. A. (1975) Approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Pan American CSMFE 5, Buenos Aires, *Proceedings...* Buenos Aires, 1975. v. 1, p. 367-376.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo - Prova de carga estática* em fundação *profunda*. Rio de Janeiro. 11 p.

_____ (2020). NBR 6484. *Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro. 28 p.

_____ (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro. 108 p.

Carvalho, D. Albuquerque, P. J. R. (2023) *Ensinando Prova de Carga Estática em Fundações:* realização – interpretação – projeto – resultados. Ed 2023. Cópia digital disponibilizada pelos autores. 512 p.

Christoni, A. R. F. (2017) *Carga de ruptura de estacas de pequeno porte executadas em solo típico de Londrina-PR***.** Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Londrina, Londrina. 164 f.

Christoni, A. R. F., Teixeira, R. S., Branco, C. J. M. C. (2019) Carga de ruptura de estacas de pequeno porte escavadas com trado manual em solos tropicais colapsíveis. *Geotecnia*, n. 146, p. 71-93.

Dal-Cól, P. H. L. (2022) *Efeito da Infiltração de Precipitação Pluvial na Análise de Estabilidade de Taludes de um Solo Argiloso e um Solo Arenoso Não Saturados da Região Norte do Estado do Paraná*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Londrina, 202 p.

Décourt, L. (1996) A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: SEFE 3, São Paulo. *Anais...* ABMS. v.1, p. 215-224.

Décourt, L. (1996) *Análise e Projeto de Fundações Profundas:* Estacas. Hachich *et al.* Fundações: Teoria e Prática, Cap. 8.1. Pini, São Paulo, p. 275-276.

Décourt, L. (2008) Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: SEFE 6, São Paulo. *Anais...* ABMS. v. 1, p. 221-245.

Décourt, L., Quaresma, A. R. (1978) Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores SPT. In: SEFE 6, Rio de Janeiro. *Anais...* ABMS. v. 1, p.45-54.

Fellenius, B. H. (2024). *Basics of foundation design*. Eletronic Edition. Disponível em: <www.fellenius.net>. Acesso em: 04 abr. 568 p.

Gonçalves, F. *et al.* (2018) Caracterização Físico-Química e Mineralógica de Três Solos do Estado do Paraná. In: COBRAMSEG 19, Salvador. *Anais...* ABMS**,** p. 1-9.

Melo, B. N. (2009) *Análise de Provas de Carga à Compressão à Luz do Conceito de Rigidez*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas, 256 p.

Melo, B. N., Albuquerque, P. J. R., Décourt, L., Carvalho, D. (2012) Análise do atrito lateral em estacas hélice contínua instrumentadas por meio do conceito de Rigidez. In: COBRAMSEG 16, Porto de Galinhas. *Anais...* ABMS, 8 p.

Paludeto, T. M. L. (2022) *Desempenho de estacas tipo hélice contínua por meio de provas de carga estática instrumentada e simulação numérica*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas, 207p.

Polido, U. F., Alledi. C. T. D. B., Albuquerque, P. J. R., França, H. F., Lemos, S. G. F. P. (2023). Capacidade de Carga de Estacas pelo Método Décourt e Quaresma: Aspectos relevantes. In: SEFE 10, São Paulo. *Anais...* ABMS. v. 1, p.45-54.

Schiavon, J. A. (2013) *Planilha Excel para utilização do método de Van der Veen (original e modificado por Aoki)* Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Van Der Veen, C. (1953) The bearing capacity of a pile. In: International Conferences on Soil Mechanics and Foundation Engineering - ICSMFE 3, *Proceedings...* Zurich, v. 2, p. 84-90.

Velloso, D. A., Lopes, F. R. (2010) *Fundações*: critérios de projetos, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. Oficina de Textos, São Paulo, 568 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/290

Capacidade de Carga de Fundações Rasas em Solo Arenoso não Homogêneo: Influência de uma Lente de Material de Menor Compacidade

William Macedo Koeller
Mestre em Engenharia Civil, PGECIV UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, wkoeller@poli.ufrj.br

Alessandra Conde de Freistas
Professora Adjunta, Escola Politécnica UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, alessandracfreitas@poli.ufrj.br

Bernadete Ragoni Danziger
Professora, Faculdade de Engenharia UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, brdanzig@uerj.br

RESUMO: Este trabalho objetiva a avaliação da influência de uma lente de material arenoso com menor compacidade na capacidade de carga de uma sapata em solo predominantemente arenoso mais compacto. A análise numérica por elementos finitos foi realizada no software RS2 da Rocscience. Os estudos apontam que a lente de areia com menor compacidade pode reduzir significativamente a capacidade de carga da sapata. A modelagem foi realizada no Estado Plano de Deformações (EPD), variação da profundidade relativa da lente z_i/B = 0,5 a 1,5, espessura relativa da lente na faixa de 0,1B a 0,5B, sendo B a largura da fundação (B = 1,0 m), e variação o ângulo de atrito nas lentes de areia de menor compacidade. O modelo numérico foi validado segundo o fator de capacidade de carga N_γ. Foi observado que o modo de ruptura de um solo homogêneo na presença de um material de menor resistência pode também ser alterado, em função das características do maciço e da lente de areia. Ao término das análises foi verificado que pode haver diferenças apreciáveis na capacidade de carga devido às espessuras das lentes de areia. Observou-se também que as curvas carga *versus* recalque sofrem alteração no seu abatimento, mesmo quando a carga de ruptura é a mesma, o que também foi possível observar nas deformações da modelagem numérica. Ábacos de N_γ* reduzidos pela influência de uma lente de areia de menor compacidade são propostos.

PALAVRAS-CHAVE: Estado Plano de Deformações; Capacidade de Carga; Lente de Areia; Análise Numérica; Método dos Elementos Finitos; RS2.

ABSTRACT: This paper aims to evaluate the influence of a lens of looser sand in a predominantly sandy soil on the bearing capacity of shallow foundations. Numerical finite element analysis was performed using Rocscience RS2 software. Studies point out that the looser sand can significantly reduce soil's load capacity. The modeling was carried out in the Plane Strain Mode, with a fixed foundation dimension, relative depth variation z_i/B = 0.5 to 1.5, relative lens thickness varying from 0.1B to 0.5B, where B is the width of the foundation (B = 1,0 m), and friction angle of the softer material varying in a large extent. The numerical model was validated according to the load capacity factor N_γ. It was observed that the failure mode of a homogeneous soil in the presence of a material of lower resistance can also be changed, depending on the characteristics of the soil mass and the sand lens. At the end of the analysis, it was observed the relevant influence in the load capacity due to the thickness of the sand lenses. The load versus settlement curves general pattern has changed in their shape, even when the bearing load is the same, which was also possible to observe in the deformations of the numerical modeling. N_γ* abacus for use in the presence of a softer sand lens are proposed for the evaluation of the bearing capacity in cases where the foundation professional will not always have the software available.

KEYWORDS: Deformation Plan State; Bearing Capacity; Sand Layer; Numerical Analysis; Finite Element Method; RS2.

1 INTRODUÇÃO

Algumas feições geológicas preenchidas com materiais de menor resistência, uma lente de pequena espessura, seja em depósitos marinhos ou aluvionares, podem acarretar no desenvolvimento das superfícies de ruptura se afastando da geometria conhecida das teorias clássicas, apresentando um enorme potencial de reduzir o Fator de Segurança (FS) de fundações superficiais. A heterogeneidade do solo pode vir a afetar o mecanismo de ruptura, a capacidade de carga da fundação e, portanto, a segurança do projeto geotécnico. Mesmo em uma ótima campanha de sondagem de simples reconhecimento associada ao SPT (Standart Penetration Test), existe uma probabilidade de não serem identificadas lentes de 10 a 50 cm de material de menor resistência.

O objetivo deste artigo é avaliar, por meio de modelagem numérica no programa da Rocscience RS2 a influência de uma lente de um material de menor compacidade na capacidade de carga de uma fundação superficial em solo arenoso.

O assunto em lide já foi estudado por Valore et al. (2017), quando foram realizados ensaios experimentais em escala reduzida para sapatas corridas. Ziccarelli et al. (2017) realizaram testes em centrífugas de 25g e 40g, confirmando que o mecanismo de ruptura é governado essencialmente pela presença de uma camada de solo "mais fraca e destacaram que os efeitos de escala envolvendo a capacidade de carga última está relacionada principalmente com o nível médio de tensão efetiva no solo, abaixo da fundação e no seu entorno. Posteriormente, Ziccarelli e Rosone (2021), realizaram um estudo por meio de elementos finitos no software Plaxis 2D, analisando novamente a influência de uma camada "mais fraca" de areia em depósitos de areias densas, para fundações superficiais.

2 CAPACIDADE DE CARGA

Segundo estudos de Vesic (1975) pode ser dito, de um modo geral, que o modo de ruptura do solo depende da compressibilidade relativa do solo, na condição particular de geometria da fundação (efeito de escala) e condição de carregamento. Sendo três os modos de ruptura do solo: generalizado, localizado e por puncionamento.

Em solos granulares, com densidade relativa superior a 70%, as fundações superficiais tendem a sofrer ruptura generalizada. Todavia, uma areia muito compacta também pode sofrer uma ruptura por puncionamento caso se tenha uma fundação em grande profundidade ou se for nela é aplicado um carregamento dinâmico transiente. Há também ruptura por puncionamento reportada por Vesic (1975) em caso de fundação superficial assente em solo arenoso compacto sobrejacente á camada de argila mole saturada. Terzaghi (1943) sugeriu que a capacidade de carga em fundações superficiais em areias poderia ser determinada conforme a seguinte equação, conhecida como equação da capacidade de carga de Terzaghi:

$$q_{ult} = cN_C + q_0 N_q + 0{,}5\gamma B N_\gamma \quad (1)$$

Onde "c" é o intercepto de coesão, q_0 é a sobrecarga no entorno da fundação, N_c, N_q e N_y são conhecidos como fatores de capacidade de carga, funções do ângulo de atrito do solo, "ɣ" é o peso específico do solo e "B" é a menor dimensão da fundação, chamada de largura da fundação.

A equação mais geral da capacidade de carga de fundações superficiais, proposta por Vesic (1975), reduzida para um caso de fundação superficial (sem embutimento), solo sem intercepto de coesão, Estado Plano de Deformações (L>>B), carregamento centrado e não inclinado, base da sapata em contato com o solo suficientemente rugosa e paralela ao terrapleno, o qual é horizontal:

$$q_{ult} = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \xi_\gamma \xi_{\gamma c} = \frac{Q_{ult}}{B} \quad (2)$$

Onde ξ_γ é o fator de forma e $\xi_{\gamma c}$ é o fator de compressibilidade do solo e fator de escala, adimensionais. Rearranjando a equação, pode-se escrever que:

$$N_\gamma = \frac{4F_y}{B^2 \gamma \xi_\gamma \xi_{\gamma c}} \quad (3)$$

A partir da carga de ruptura obtida no modelo numérico, $Q_{ult} = 2F_y$, é possível calcular o valor de N_γ. A carga de ruptura é obtida por meio gráfico, pois para cada deslocamento imposto à sapata no modelo numérico é obtido um valor de carga F_y.

2.1 Efeito da geometria da fundação

Os fatores de forma foram desenvolvidos, em sua maioria, de forma semiempírica, considerando outros formatos que não retangulares longos, ou seja, fora do EPD. Apenas as sapatas circulares, axissimétricas, foram resolvidas matematicamente (Ishlinskii, 1944; Berezantzev, 1952; Mizuno, 1953; Eason e Shield, 1960; Cox et al. 1961 apud Vesic, 1975). Os fatores de forma são dependentes do ângulo de atrito do solo, assim como da geometria da fundação. A Tabela 1 apresenta os valores modificados por Vesic (1975).

Tabela 1. Fatores de forma para fundações superficiais (De Beer, 1967, modificado por Vesic, 1970, apud Vesic, 1975).

Formato da base	ξ_γ
Corrida	1,00
Retangular	1 – 0,4(B/L)
Circular e quadrada	0,60

2.2 Efeito da compressibilidade do solo e efeito escala

Após estudar mais detalhadamente o efeito da compressibilidade do solo, Vesic e Johnson (1963 apud Vesic, 1975), concluíram que a adoção de fatores de redução sugeridos por Terzaghi (1943) poderia ser satisfatório em alguns casos, contudo, nem sempre a favor da segurança. Desta forma, desenvolveram uma abordagem baseada na consideração desses efeitos e propuseram os seguintes fatores de correção, válidas para $\phi \neq 0$:

$$\xi_{cc} = 0{,}32 + 0{,}12\,B/L + 0{,}60\,log\,I_r \quad (4)$$

$$\xi_{qc} = \xi_{\gamma c} = exp\{[(-4{,}4 + 0{,}6\,B/L)\,tan\,\phi] + [(3{,}07\,sin\,\phi)(log\,2I_r)/(1 + sin\,\phi)]\} \quad (5)$$

Onde: I_r é o índice de rigidez, definido como a razão entre o módulo cisalhante e a resistência ao cisalhamento; E é o módulo de elasticidade do solo; υ é o coeficiente de Poisson do solo; G é o módulo cisalhante do solo; e σ_m é a tensão efetiva média à profundidade B/2 abaixo da cota de assentamento da fundação.

$$\sigma_m = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_v k_0}{3} = \frac{\sigma'_v(1+2k_0)}{3} \quad (6)$$

Onde o coeficiente de empuxo no repouso é definido como a razão entre a tensões efetivas horizontal e vertical na condição geoestática de tensões, $k_0 = \sigma'_h/\sigma'_v$, sendo a região de influência para o cálculo do I_r situada a B/2 abaixo da fundação. Os valores deverão ser calculados em termos de tensão efetiva. As equações (4) e (5) só poderão ser utilizadas caso sejam menores que a unidade.

A utilização dos fatores de redução se justificará caso $(I_r)_{crit}$ seja superior ao I_r, onde:

$$(I_r)_{crit} = \frac{1}{2} e^{\left[\left(3{,}30 - 0{,}45\frac{B}{L}\right)\cdot cot\left(45° - \frac{\emptyset}{2}\right)\right]} \quad (7)$$

Assim, quando $I_r > (I_r)_{crit}$, tem-se a ruptura generalizada, não sendo necessária a utilização dos fatores de compressibilidade e efeito de escala. Já para $I_r < (I_r)_{crit}$, tem-se uma ruptura não generalizada, sendo necessária a utilização dos fatores de compressibilidade e de efeito de escala, que serão menores que a unidade.

Vesic (1975) estudou o efeito de escala da fundação, verificando que os valores de N_γ diminuem para fundações de grandes dimensões, em comparação a uma sapata de condições "normais". Mais recentemente, Kumar e Kathi (2008) estudaram os efeitos da largura da fundação no fator N_γ, e notaram que N_γ varia quase que linearmente com B em um gráfico de escala log-log. Eles realizaram uma análise com o limite numérico inferior em conjunto com elementos finitos lineares e programação linear. Realizaram uma variação do ângulo de atrito, ϕ, com a tensão média, σ_m, utilizando um processo iterativo. Os autores observaram que para diferentes larguras, uma boa comparação foi observada entre a solução por eles adotada e a obtida com o uso de ϕ constante, o que corresponde ao equivalente da tensão média normal, definida por De Beer (1963, apud Kumar e Kathi, 2008).

3 MODELAGEM NUMÉRICA, RESULTADOS E DISCUSSÃO

O artigo analisa o caso do comportamento de uma sapata corrida sob um solo arenoso, sem embutimento, sob a influência de uma camada de solo arenoso de menor compacidade. A representação do estudo pode ser vista na Figura 1.

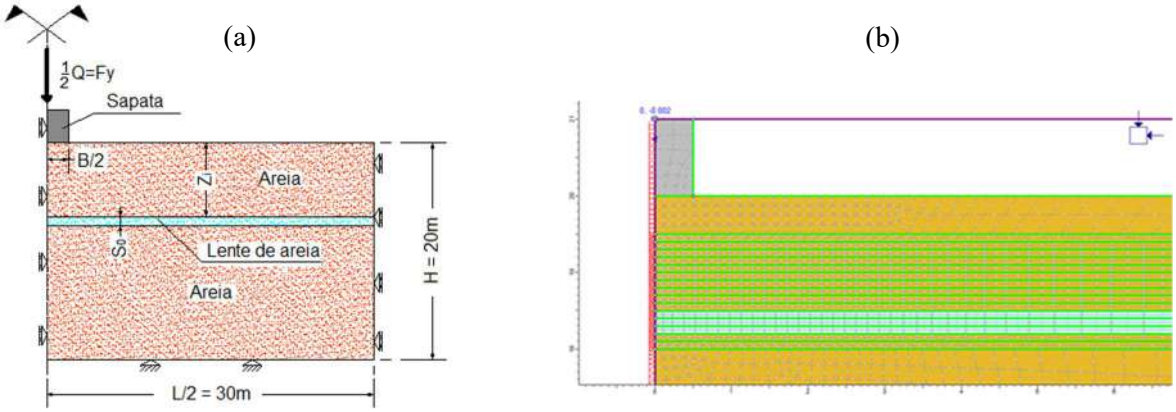


Figura 1. (a) Representação do estudo proposto, com a geometria utilizada e as condições de contorno impostas. (b) Modelo numérico no RS2.

A fundação tem base B e possui rigidez cerca de 10^3 vezes superior ao solo, para que a análise possa ser realizada por controle de deslocamentos (Potts e Zdravkovic, 2001). O valor de B foi adotado como 1,0 metro. O carregamento Q é vertical e centralizado. O solo é seco, homogêneo e isotrópico. A poropressão é considerada nula. A espessura da lente foi variada de 10 a 50 cm e posicionadas nas profundidades de 0,5, 1,0 e 1,5 m.

A modelagem numérica foi realizada no software Rocscience RS2 (versão 11.017, 2022), programa de elementos finitos 2D de estruturas geotécnicas, modelo Mohr-Coulomb, utilizando regra de fluxo não associada ($\varphi \neq \psi$). A Tabela 2 apresenta os parâmetros dos solos utilizados.

Tabela 2. Parâmetros mecânicos dos solos utilizados.

Material	γ_d (kN/m³)	c' (kPa)	φ' (°)	ψ' (°)	E' (kPa)	υ'
Areia compacta	16	0,1	25 a 50	= φ' - 30	20.000	0,3
Areia fofa	16	0,1	10 - 30	0	10.000	0,3

A malha de elementos finitos pode ser vista na Figura 1b. Os deslocamentos foram aplicados em um ponto da sapata (Figura 1 (a) e (b)) e as curvas carga versus recalque foram obtidas para todos os modelos. O modelo possui 2.838 elementos, com 8.675 nós. Os elementos utilizados foram os quadrangulares de 8 nós, pois foram os que melhor responderam nos testes iniciais quanto ao número de elementos, tempo de processamento e valores de N_γ.

Foi gerado e calibrado um modelo para todo o estudo. Para tal, foram verificados os valores de N_γ obtidos no modelo (com solo homogêneo) e comparados aos valores da literatura (Figura 2). Utilizando a equação (2), o valor de N_γ foi calculado com o valor de saída de F_y do programa. A Tabela 3 apresenta os

valores de N_γ calculados de alguns trabalhos bem conhecidos, assim como os valores obtidos durante a calibração do modelo numérico.

Tabela 3. Valores de N_γ de diversos autores e ângulos de atrito.

φ (°)	Terzaghi, 1943	Vesic, 1973	Meyerhof, 1963	Brinch Hansen, 1970	Kumar e Kouzer,2007	MEF (B=1m) $\phi \neq \psi$
25	9,04	10,9	6,8	6,8	7,6	5,3
30	18,1	22,4	15,7	15,1	17,0	13,3
35	38,8	48,0	37,1	33,9	39,8	33,5
40	91,1	109,4	93,7	79,5	99,8	83,9
45	241,7	271,7	262,7	200,8	281,5	213,1
50	758,7	762,9	873,9	568,6	953,3	1231,9

O modelo apresenta boa convergência para valores de ϕ, para a camada principal entre 25º até 45º. Para os valores de 45º até 50º o modelo apresenta uma modificação da tendência de valores menores, próximos à Brinch Hansen (1970), para uma tendência de aumento de N_γ, em virtude do fator de correção de compressibilidade, ζ_{qc}. Desta forma, o valor de N_γ para $\phi = 50º$ se apresenta superior à Kumar e Kouzer (2007), por exemplo.

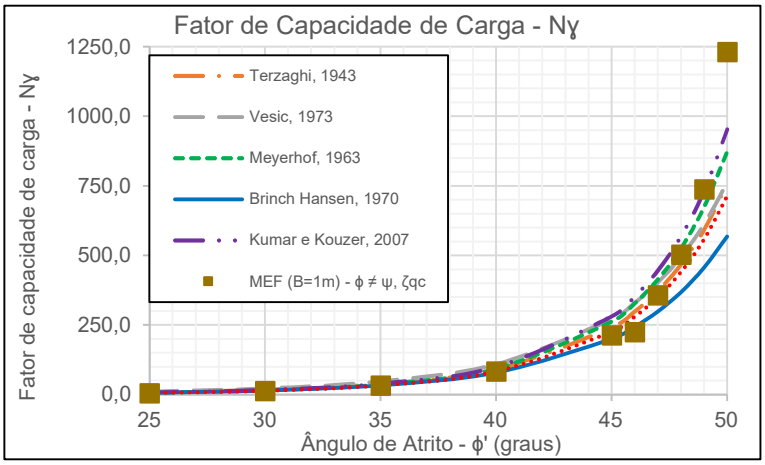


Figura 2. Validação do modelo numérico com relação aos valores de N_γ da literatura, para solo homogêneo, com propriedades da lente iguais as propriedades da areia compacta.

Observando a equação (3), observa-se que o fator de compressibilidade, ζ_{qc}, está no denominador, logo quando menores que a unidade, resultam no aumento do valor calculado de N_γ.

3.1 Efeito da compressibilidade

De forma a melhor visualizar a diferença na capacidade de carga em função da variação da espessura das lentes de areia, foram plotados os gráficos carga *versus* recalque. Nos gráficos da Figuras 3[(a) e (b)] é possível observar que a maior compacidade da lente de areia (ϕ_2) aumenta a capacidade de carga do maciço como um todo, e que para espessuras da camada de 40 cm e 50 cm, seus valores convergem. Para valores de espessura de 20 cm, quando a diferença de compacidade entre o solo principal e a lente é pequena, os valores obtidos ficam entre os valores obtidos para 10 cm e 30 cm. Entretanto, aumentando a diferença de compacidade entre as camadas, a camada com $h_0 = 20$ cm tende a convergir para valores próximos das espessuras maiores.

Ao se aprofundar a análise, para z_i/B igual a 0,50 e 1,00 (Figura 3a), quanto mais próximo o valor do ângulo de atrito da lente de areia em relação à camada principal, maior a convergência entre as camadas. Na

Figura 3b pode ser observado que embora o valor de ruptura seja o mesmo para as camadas de lente de areia, há uma diferença na curvatura das curvas, em seu abatimento, para diferentes espessuras da lente.

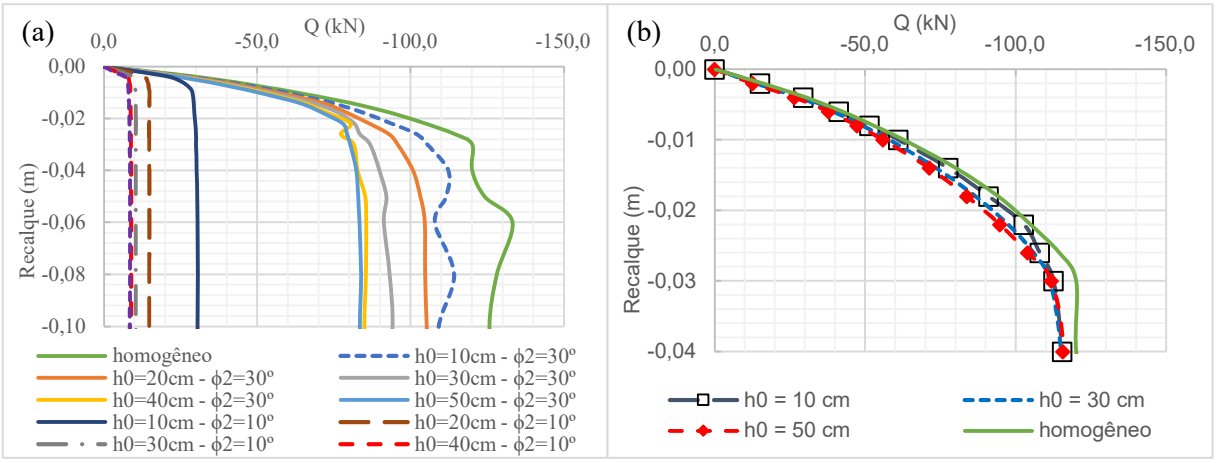


Figura 3. (a) Curva carga *versus* recalque: (a) $\phi_1 = 35°$; $\psi_1 = 5°$; $\phi_2 = 10º$ e 30°; $z_i/B = 0{,}50$. (b) Curva carga *versus* recalque: $\phi_1 = 35°$; $\psi_1 = 5°$; $\phi_2 = 30°$; $z_i/B = 1{,}00$.

3.2 Influência da capacidade de carga ao longo da profundidade

De uma forma geral, a tendência é que ao se aprofundar a lente de menor compacidade, sua influência na capacidade de carga do maciço vai diminuindo (Figura 4). A depender da geometria do maciço, posição da lente de areia de menor compacidade, e diferença no ângulo de atrito entre o solo principal e a lente de areia, a redução da capacidade de carga do maciço poderá ser praticamente total (Figura 4d).

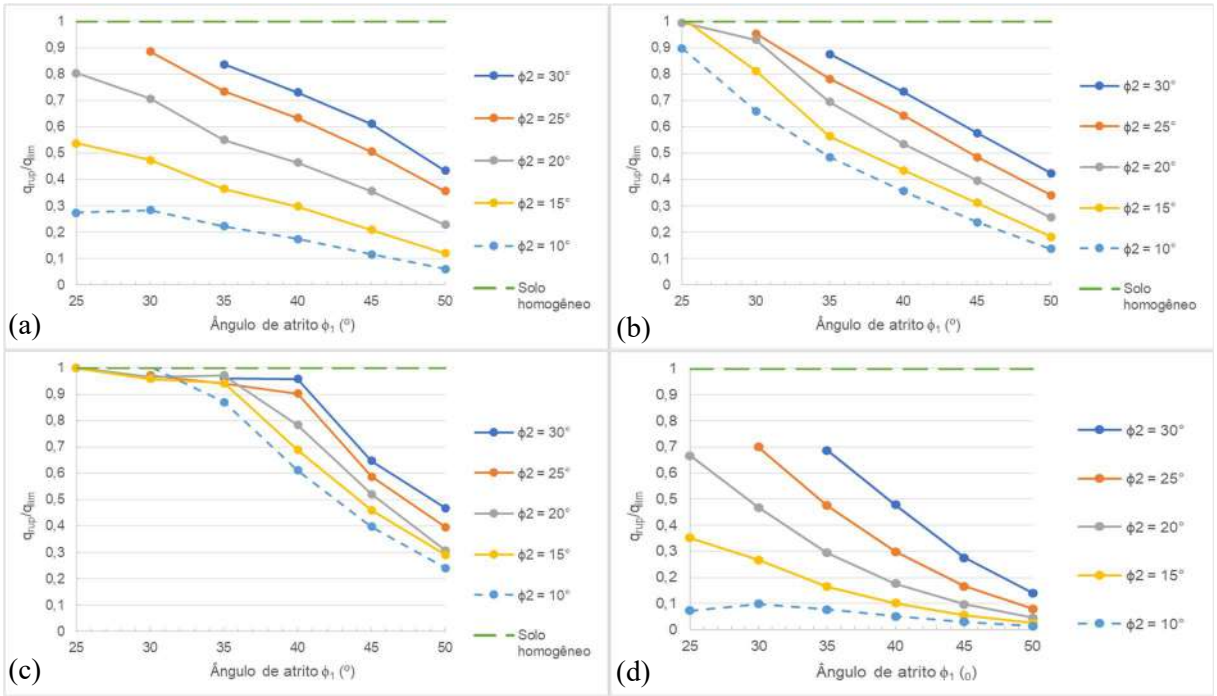


Figura 4. Redução da capacidade de carga. (a) $z_i/B = 0{,}50$, $h_0 = 0{,}10$ cm; (b) $z_i/B = 1{,}00$, $h_0 = 10$ cm; (c) $z_i/B = 1{,}50$, $h_0 = 10$ cm; (d) $z_i/B = 0{,}50$, $h_0 = 30$ cm.

3.3 Influência da lente de areia no modo de ruptura

Na Figura 5[(a) e (b)] são apresentados os deslocamentos do solo em forma de vetores e o deslocamento na superfície do solo.

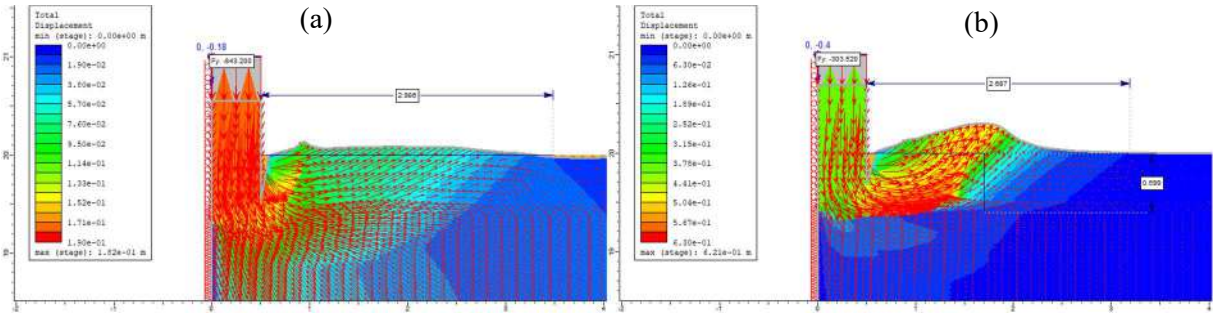


Figura 5. Vetores deslocamentos totais na ruptura, sem escala definida, para $\varphi_1 = 45º$, $z_i/B = 0{,}50$: (a) solo homogêneo; (b) $h_0 = 10$cm, $\varphi_2 = 20º$.

Na Figura 5a, situação de solo homogêneo, temos um mecanismo de ruptura por puncionamento. A medida em que se reduz a resistência do material da lente, a superfície de ruptura se concentra mais próxima à região do maciço no entorno da sapata, reduzindo a extensão da superfície de ruptura e se concentrando na região delimitada pela lente de menor resistência. Como pode ser observado na Figura 5b, a lente de $\phi_2 = 20º$ consegue transferir parte do carregamento para o solo abaixo. Com relação ao mecanismo de ruptura existente para $\phi_2 = 20º$ (Figura 5b), houve o levantamento do solo na superfície adjacente à fundação. Este fator não é característico de ruptura por puncionamento podendo ocorrer um leve levantamento do solo adjacente para rupturas localizadas.

3.4 Redução proposta de N_γ

De forma a auxiliar futuros anteprojetos ou análises preliminares de projetos no cálculo da capacidade de carga de solos arenosos para fundações superficiais em casos de EPD (L>>B), considerando a equação geral da capacidade de carga, equação (2), utilizando os valores calculados em modelagem numérica, são propostos ábacos para obter N_γ em função do ângulo de atrito do maciço (ϕ_1), Figura 6.

Para os valores entre 45º e 50º, os valores de N_γ tiveram de ser corrigidos conforme Vesic (1975), devido à compressibilidade do solo. Os valores entre 45º e 50º devem ser utilizados com parcimônia, pois uma pequena variação do ângulo de atrito, há uma variação muito grande de N_γ. Desta forma, os valores de ϕ_1 foram truncados entre 25º e 45º, por serem mais representativos em termos de projeto.

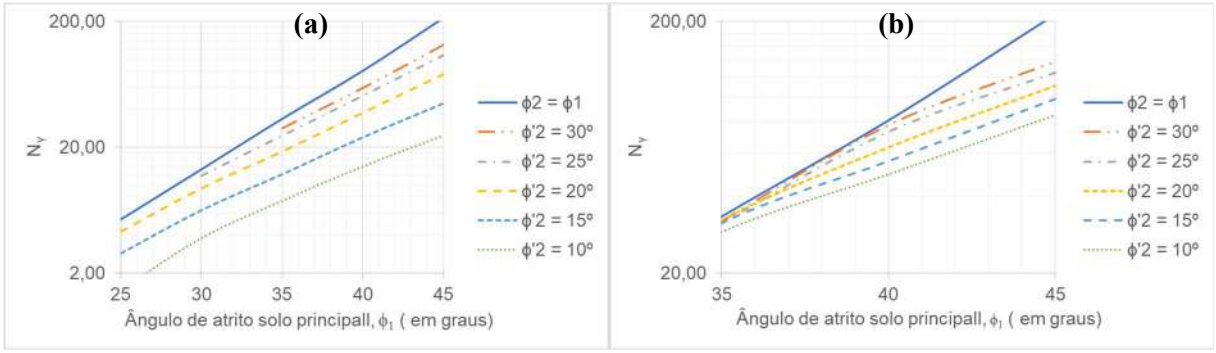


Figura 6. Fator N_γ proposto: (a) $z_i/B = 0{,}50$, $h_0 = 10$ cm; (b) $z_i/B = 1{,}50$, $h_0 = 10$ cm.

4 CONCLUSÕES

A validação do modelo numérico no software RS2 pelo fator N_γ, Figura 2, se mostrou com boa convergência para valores entre 25º e 45º. Como esperado, a presença de uma lente de material arenoso de menor compacidade altera não apenas a forma como se dá a ruptura, mas também diminui a capacidade de carga na região de estudo ($z_i/B = 0{,}50$; 1,00 e 1,50).

Para lentes de mesma espessura, mas valores de ângulo de atrito diferentes, quanto maior a diferença entre o ângulo de atrito do solo do maciço em relação à lente de areia, maior a redução da capacidade de carga de todo o conjunto (Figura 3a). Ao se sair da área de influência da fundação, as espessuras convergem para o

mesmo valor de carga de ruptura que o solo homogêneo, mas apresentam uma curva carga *versus* recalque diferente, havendo uma diferença no abatimento das curvaturas.

Os resultados obtidos no modelo do RS2 mostram que há variação da espessura influência na capacidade de carga do solo e deve ser levado em consideração quanto mais próxima a lente de areia estiver da fundação. Ao se distanciar, aprofundando $z_i/B > 1{,}50$, a influência da espessura da lente passa a ter menor relevância. Considerando apenas a profundidade relativa z_i/B os resultados obtidos indicaram que a capacidade de carga da fundação diminui quanto maior a diferença do ângulo de atrito entre o maciço e a lente de areia (Figura 4).

Foi constatado que lentes de areia com maiores ângulos de atrito, resultam em uma maior transferência de tensão para o solo abaixo. Quanto maior a diferença entre o solo principal e a lente de areia, maior a mudança no formato da superfície de ruptura no solo, formando uma superfície preferencial de ruptura passando pela interface do limite inferior da lente de areia de menor compacidade e limite superior da camada inferior de maior compacidade (Figura 5b).

Uma proposta gráfica de cálculo de N_γ* foi apresentada, contudo válida apenas para o EPD, com largura da base igual a 1,0 m. A geração de mais modelos, com larguras de bases diferentes, e com o aprofundamento dos estudos com modelos reduzidos e provas de carga reais, poderão propiciar brevemente um auxílio aos engenheiros e geotécnicos que se vejam em uma situação análoga ao trabalho desenvolvido na presente dissertação. Desta forma, recomenda-se o reconhecimento do solo por meio de prospecções geotécnicas e demais ensaios de acordo com o vulto do projeto.

Toda modelagem e resultados apresentados neste artigo são melhor apresentados em Koeller (2023).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brinch Hansen, J. *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity, Bulletin 28,* Danish Geotechnical Society, Copenhagen, 1970.

Koeller, W. M., *Capacidade de carga de fundações rasas em solo arenoso não homogêneo: influência de uma lente de material de menor compacidade*, Tese de dissertação mestrado UERJ – 2023.

Kumar, J. e Khatri, V. N., *Effect of footing width on N_γ*, Canadian. Geotechnical Journal, NRC Canada, 45: 1673-1684, 2008.

Kumar, J. e Kouzer, K.M. 2007. *Effect of footing roughness on bearing capacity N_γ*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(5): 502-511.

Meyerhof, G. G. *Some Recent Research on Bearing Capacity of Foundations*, Canadian Geotechnical Journal, 1(1):16–26, 1963

Potts, D. M. e Zdravkovic, L., *Finite element analysis in geotechnical engineering – Application*, Imperial College of Science, Technology and Medicine, Thomas Telford Ltd, London, 2001.

Rocscience. *RS2 2D Geotechnical Finite Element Analysis*, Version 11.017, 2022. Disponível site: https://www.rocscience.com/help/rs2/documentation (acessado em 14 de dezembro de 2022).

Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley & Sons, New York, 1943.

Valore, C., Ziccarelli, M. e Muscolino, S. R., *The bearing capacity of footings on sand with a weak layer*, Geotechnical Research, 4, 12-29, 2017.

Vesic, A. S. *Bearing Capacity of Shallow Foundations, Chapter 3*, Foundation Engineering Handbook, Winterkorn, H. F. and H.-Y. Fang (eds.), Van Nostrand Reinhold Co, New York, 1975

Ziccarelli, M. e Rosone, M., *Influence of a Thin Horizontal Weak Layer on the Mechanical Behavior of Shallow Foundations Resting on Sand*, Geosciences, 11, 392, 2021.

Ziccarelli, M, Valore, C., Muscolino, S. R., Fioravante, V., *Centrifuge test on strip footings on sand with a weak layer*, Geotechnical Research, 4, 47-64, 2017.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/291

Caracterização Geotécnica e Estudo de alternativas de Fundações do campo experimental UFSC/ Perini Business Park Joinville-SC

Barbara Jade Alves
Bolsista de iniciação científica no curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, barbarajadealves@gmail.com

Lucas Ferreira Figueiredo
Graduando no curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, lucas0610ferreira@gmail.com

Larissa Daiana Stang
Engenheira Civil de Infraestrutura, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, larissadstang@gmail.com

Helena Paula Nierwinski
Professor adjunto, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, helena.paula@ufsc.br

Marcelo Heidemann
Professor adjunto, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, marcelo.heidemann@ufsc.br

RESUMO: A análise prévia de solos é indispensável para a realização segura de obras de engenharia. Neste sentido, a investigação geotécnica visa contribuir com um melhor entendimento de interações fundação-solo, dando suporte à definição de parâmetros geotécnicos e escolha da melhor alternativa de fundações para cada local. Na região de Joinville existe uma variabilidade geológica considerável, sendo que boa parte dos terrenos se encontra em áreas baixas, compostas por solos sedimentares. Diante desse fato, a UFSC em parceria com o Parque industrial Perini Business Park criou o campo experimental da UFSC/ Perini Business Park, que está localizado em terreno composto por solos sedimentares aluvionares, típicos da região. Na presente pesquisa foram realizados ensaios para caracterização do perfil geotécnico da área por meio de ensaios de laboratório (granulometria, densidade real dos grãos, limites de Atterberg e ensaios de cisalhamento direto) e de sondagens SPT (Standart Penetration Test) feitas em campo. Os resultados dos ensaios demonstraram um perfil geotécnico composto por camadas intercaladas de areia e argila, típico de solos sedimentares. Por se tratar de um terreno localizado em bacia aluvionar são verificadas ocorrências de camadas de pedregulhos e matacões resistentes em algumas profundidades, seguidas de material de menor resistência argiloso ou arenoso. O impenetrável à percussão foi obtido em torno dos 16 a 17 m. De forma complementar à caracterização geotécnica do campo experimental, realizou-se um estudo de alternativas de estacas e comprimentos de acordo com a investigação efetuada.

PALAVRAS-CHAVE: Campo Experimental, Caracterização Geotécnica, Fundações

ABSTRACT: Previous soil analysis is essential for the safe execution of engineering works. In this sense, geotechnical investigation aims to contribute to a better understanding of foundation-soil interactions, supporting the definition of geotechnical parameters and the choice of the best foundation alternative for each site. In the Joinville region, a city located in the state of Santa Catarina - Brazil, there is considerable geological variability, with much of the land being in low-lying areas constituted by sedimentary soils. In view of this, UFSC, in partnership with the Perini Business Park industrial park, created the UFSC/Perini Business Park experimental site, which is located on land constituted by alluvial sedimentary soils typical of the region. In this research, tests were carried out to characterize the geotechnical profile of the area by means of laboratory tests (granulometry, grain density, Atterberg limits and direct shear tests) and SPT (Standard Penetration Test) borings carried out in the field. The test results showed a geotechnical profile composed of interspersed layers of sand and clay, typical of sedimentary soils. As the land is in an alluvial

basin, there are resistant layers at some depths, followed by less resistant clay or sandy material. The impenetrable to percussion is obtained at around 16 to 17 m. As a complement to the geotechnical characterization of the experimental field, a study of alternative pile types and lengths was carried out in accordance with the investigation campaign carried out.

KEYWORDS: Experimental Site, Geotechnical Characterization, Foundations.

1 INTRODUÇÃO

A geologia, nos dicionários, é definida como a ciência que estuda a origem, história, vida e estrutura da Terra. É um campo extremamente amplo e os profissionais da área contam com uma gama de conhecimentos e áreas de aplicação. A Geologia, alinhada à Mecânica dos Solos, constitui uma ferramenta valiosa para a garantia de que o projeto de uma obra seja desenvolvido de forma segura e eficaz. Segundo Schnaid (2000) o reconhecimento das condições do subsolo constitui pré-requisito para projetos de fundações seguros e econômicos. Pensando nisso e com o atual aumento da demanda por projetos de construção, tanto em zonas urbanas quanto industriais, tornou-se imperativo garantir a segurança desde o início do processo. Neste contexto, as investigações geotécnicas desempenham um papel fundamental, especialmente durante a etapa de fundações, assegurando uma construção segura e eficiente. A região de Joinville, em Santa Catarina, tem experimentado um significativo crescimento nos últimos anos. Atrelado a este crescimento encontra-se o desafio da Engenharia em lidar com obras que precisam ser executadas em terrenos compostos por solos sedimentares, com elevada variabilidade de espessura e tipologia de camadas. Em resposta a essa demanda, o Campo Experimental da UFSC/Perini Business Park foi estabelecido com o objetivo de aprimorar o conhecimento sobre o comportamento de depósitos de solos sedimentares aluvionares, típicos da região e auxiliar na previsão de desempenho e seleção de fundações adequadas para as estruturas, dentro das condições específicas do solo local (Schnaid; Odebrecht, 2012).

Segundo Cavalcante (2007), a criação de campos experimentais como este, ocorreu em resposta a dois fatores principais: a necessidade de abordar desafios práticos enfrentados pela engenharia geotécnica e a promoção do desenvolvimento de pesquisas para fortalecer programas de pós-graduação em universidades. Nesta perspectiva, criou-se o Campo Experimental da UFSC/Perini, local propício para o desenvolvimento de pesquisas e para a ampliação do conhecimento do solo sedimentar aluvionar da região de Joinville-SC. O objetivo da presente pesquisa consiste em apresentar características geotécnicas do solo deste campo experimental, baseando-se em campanha de sondagem SPT e ensaios de laboratório envolvendo caracterização básica e ensaios de cisalhamento direto conduzidos em amostras de solos arenosos presentes no local. Os resultados desta análise demonstram a variabilidade do perfil estratigráfico da área, fornecendo insights sobre as características deste tipo de depósito da região de Joinville-SC. Além disso, serão apresentadas possíveis alternativas de fundação, considerando as características geotécnicas estudadas.

2 CAMPANHA EXPERIMENTAL E METODOLOGIA DE PESQUISA

O terreno correspondente ao Campo Experimental está localizado dentro do parque multissetorial Perini Bussiness Park, localizado no distrito industrial de Joinville, região nordeste de Santa Catarina. As coordenadas da área são Latitude de 26°14'10.39"S e Longitude de 48°52'45.88"O. Com base em dados do Sistema de Informações Municipais Georreferenciadas – Simgeo (2022), o terreno encontra-se na cota 10m. A Figura 1 demonstra a localização do Campo Experimental em relação ao campus da UFSC Joinville e uma foto do local.

A campanha experimental de campo, avaliada neste artigo, contemplou dois ensaios SPT, realizados por equipamento mecanizado, em concordância com a norma NBR 6484/2020. Os furos atingiram profundidades de 16 e 14 m, respectivamente, e o nível freático foi determinado na profundidade de 1,60 m (Bauer, 2022).

(a)

(b)

Figura 1. Localização do Campo Experimental UFSC- Joinville (a) e foto da área (b)
Fonte: Bauer, 2022

Considerando a similaridade entre os furos de sondagem, amostras de material coletado em um dos furos foram utilizadas para a caracterização por meio de ensaios de laboratório. Os ensaios englobam a determinação da densidade real dos grãos (NBR 6457/2017) e granulometria com sedimentação (NBR 7181/2017). Salienta-se que as amostras caracterizadas foram oriundas da extração por meio do amostrador do SPT e em algumas profundidades não houve recuperação das amostras ou as mesmas vieram em quantidade insuficiente para a condução dos ensaios. Além desta caracterização, para uma melhor identificação do solo local, foram extraídas algumas amostras das camadas superficiais, com auxílio de um trado e as mesmas foram devidamente fotografadas e, por se tratar de um material argiloso, ensaios de limites de Atterberg foram conduzidos nas mesmas. Salienta-se que as sondagens SPT foram realizadas no ano de 2021 e a amostragem a trado ocorreu no ano de 2024. Apesar da diferença temporal, não houve nenhum tipo de intervenção no terreno que pudesse justificar diferenças no perfil geotécnico verificado em cada oportunidade.

Complementando os ensaios de laboratório, ensaios de cisalhamento direto foram realizados para a avaliação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de amostras arenosas reconstituídas, coletadas ao longo do perfil. Para tanto, selecionaram-se amostras de profundidades entre 11 e 16 m, onde se identificou uma camada arenosa mais homogênea para a reconstituição das amostras, considerando condições de umidade natural e total saturação desta camada em campo. Para a realização do ensaio de cisalhamento direto seguiram-se as diretrizes da norma norte-americana ASTM D3080/2004.

Por fim, a partir dos resultados das sondagens SPT, métodos empíricos de estimativa de carga (Aoki e Velloso (1975) e Decourt e Quaresma (1978)) foram aplicados para cálculo de capacidade de carga de diferentes tipos de estacas, caso instaladas neste terreno, sendo elas: estaca pré moldada de concreto, estaca hélice contínua e estaca metálica.

4 RESULTADOS

Neste item serão apresentados os resultados obtidos a partir das análises dos resultados da campanha experimental de campo e de laboratórios, assim como a capacidade de carga prevista para os diferentes tipos de estacas selecionadas, caso fossem executadas no terreno em estudo.

4.1 Perfil Geotécnico do Campo Experimental

A Figura 2 apresenta o perfil geotécnico do campo experimental da UFSC, elaborado com os dados das duas sondagens realizadas. Verifica-se que o perfil geotécnico é composto por solo sedimentar, formado por camada superficial mais argilosa, atingindo material mais resistente entre 2 e 3 m de profundidade. Ultrapassada esta camada de maior resistência tem-se uma camada mais espessa de areia argilosa de coloração cinza, que varia de compacidade mais fofa até compacta. Entre 9 e 10 m de profundidade constatou-se a presença de uma camada de pedregulhos e matacões, com alta resistência. Em sequência o

perfil se caracteriza por um material arenoso com presença de pedregulhos, atingindo entre 13 e 15 m uma areia de coloração esverdeada, que dá indícios de se tratar de um material residual. Logo abaixo desta camada encontrou-se o impenetrável à percussão. O nível do lençol freático está localizado logo abaixo de uma camada de aterro superficial, aos 1,6 m de profundidade em relação à superfície do terreno.

Figura 2. Perfil Geotécnico da área de estudo
Fonte: Bauer (2022)

4.1 Distribuição Granulométrica e Densidade Real dos Grãos de amostras obtidas na sondagem SPT

A Tabela 1 resume os resultados dos ensaios de granulometria e densidade real dos grãos obtidos para as amostras que foram possíveis de ser recuperadas através do amostrador do SPT durante as sondagens. A maioria dos materiais caracterizados possuem caráter granular, sendo que sempre que as amostras apresentaram pouca quantidade de finos (% passante na peneira 200 inferior a 5%), os valores do Coeficiente de Não Uniformidade (CNU) e o Coeficiente de Curvatura (CC) foram determinados e também apresentados na Tabela 1.

A granulometria determina o tipo de solo, dependendo da quantidade de material que fica retido em cada tamanho de peneiras. O solo que compõe a área de estudo é tido como predominantemente grosseiro (areias e pedregulhos) e mal graduado. Para Pinto (2006), um solo é considerado "bem graduado" quando possui uma ampla gama de tamanhos de grãos, o que resulta em melhor comportamento sob o ponto de vista de engenharia. O $D_{50,}$ que representa o tamanho dos grãos em milímetros de 50% do material em cada profundidade, apresentou bastante variabilidade, sendo identificado valores maiores em camadas entre 6 e 8 m e reduzindo em camadas mais profundas, como ocorre com a amostra relativa aos 13 m de profundidade. O CC avalia o formato da curva granulométrica, sendo que quando menor que 1 sendo indica um solo mal graduado e entre 1 e 3 um solo mais bem graduado (Pinto, 2006). Já o CNU indica o quão uniforme é a graduação de um solo, onde valores menores que 2 são solos uniformes, entre 2 e 15 medianamente uniformes e acima de 15 são solos com uma distribuição não uniforme. A análise dos valores destes dois

coeficientes corrobora com a classificação predominantemente mal graduada para as amostras que compõe o perfil geotécnico da área de estudo. Por fim é apresentada a densidade real dos grãos, a qual apresentou variação de 2,55 a 2,90, valores típicos de solos naturais.

Tabela 1. Granulometria e Densidade Real dos Grãos

Profundidade (m)	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	D_{50} (mm)	CNU	CC	G (Adimensional)
1	9,4	34,5	34,48	19,48	0,08	0	0	2,55
2	45,24	45,46	9,11	0,19	2,5	40,41	0,549	2,64
3	55,15	36,52	7,54	0,78	4	3,738	0,189	2,59
4	6,21	20,88	68,67	4,25	0,06	10	1	2,67
6	78,91	15,54	5,18	0,37	10	3,75	0,294	2,90
7	85,03	12,76	1,98	0,23	40	45	2,22	2,59
8	69,73	20,22	7,59	2,47	7	231,1	0,02	2,68
9	*	*	*	*	*	*	*	2,60
11	60,91	32,35	6,60	0,14	5	45,83	0,02	2,59
12	*	*	*	*	*	*	*	2,60
13	5,70	33,7	40,32	20,28	0,04	0	0	2,64
14	66,1	22,98	10,81	0,11	5	66,66	0,03	2,62
	*	*	*	*	*	*	*	2,60

*Amostra não recuperada ou insuficiente para realização do ensaio

4.2 Amostragem a trado

Seguindo as indicações da norma NBR 9603/2015 foi realizada uma sondagem a trado no mês março de 2014, posterior à realização das sondagens SPT que ocorreu em 2021. O objetivo desta investigação foi obter amostras em maior quantidade em profundidades mais superficiais, onde havia se identificado através da sondagem SPT, solos caracterizados como argilas e argilas arenosas. A imagens das amostras coletadas superficialmente são apresentadas na Figura 3. Observa-se que a amostra correspondente à profundidade de 1 m é característica de aterro, conforme identificado através da sondagem SPT. Já as amostras correspondentes às profundidades de 1,45 m, 2 m e 2,5 m apresentaram discrepâncias em relação à análise tátil visual fornecida na sondagem SPT, sendo a descrição da sondagem SPT mais próxima às características observadas no material obtido na profundidade de 2 m. Nas profundidades de 1,45 m e 2,5 m verificou-se a presença de um solo areno-argiloso com coloração escuro e odor típico de solos orgânicos.

Figura 3. Amostras superficiais obtidas através de sondagem a trado

Para as amostras representadas na Figura 3 realizaram-se ensaios para determinação dos Limites de Liquidez e Plasticidade a fim de se identificar a influência da parcela argilosa no comportamento dos materiais. A Tabela 2 apresenta os resultados dos ensaios de LL e LP, os valores do índice de plasticidade (IP) e a classificação das amostras quanto à plasticidade. A amostra correspondente a 1 m, possivelmente originária de material de aterro, apresentou o maior valor de IP. As amostras correspondentes às profundidades de 1,45 m e 2 m apresentaram índices bastante semelhantes. Já a amostra correspondente aos 2,5 m apresentou valor de IP semelhante às amostras de 1,45 e 2 m de profundidade, embora os valores de LL e LP sejam bem mais altos. Todas as amostras foram classificadas como sendo altamente plásticas.

Tabela 2. LL, LP, IP e classificação quanto à plasticidade de amostras superficiais

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Classificação quanto à plasticidade
1	72	39	33	Altamente plástico
1,45	34	18	16	Altamente plástico
2	34	19	15	Altamente plástico
2,5	63	47	16	Altamente plástico

4.3 Ensaios de Cisalhamento Direto do Solo

O ensaio de cisalhamento permite calcular a resistência do material ao cisalhamento (deslocamento em dois planos diferentes), dando uma ideia de rigidez e capacidade de deformação do material estudado. Como apresentado anteriormente, amostras arenosas de profundidades entre 11 e 16 m foram selecionadas para a realização dos ensaios de cisalhamento direto. Os parâmetros adotados para a reconstituição das amostras são apresentados na Tabela 3, juntamente com os valores do ângulo de atrito para as condições de pico e pós-pico. Pode-se observar a partir dos dados apresentados na Tabela 2 que os valores de ângulos de atrito são condizentes com os valores previstos pela literatura para materiais arenosos, que conforme sugerido por Ortigão (1993), estão entre 38° à 42°. Em todos os casos chegou-se a um valor de coesão nulo, por se tratar de materiais granulares.

Tabela 3. Dados referente aos ensaios de cisalhamento direto em amostras arenosas reconstituídas

Profundidade					Pico		Pós Pico	
(m)	G	w (%)	e	γd (g/cm³)	φ	c	φ	c
11	2,69	0,47	1,0054	1,29	42,62	0	41,40	0
12	2,60	0,40	1,0015	1,30	40,83	0	38,62	0
13	2,69	0,35	1,0030	1,32	41,47	0	40,95	0
14	2,62	0,33	1,0007	1,31	39,87	0	38,97	0
16	2,60	0,28	1,0030	1,30	42,09	0	41,93	0

4.6 Avaliação de capacidade de carga de estacas para o solo em estudo

Aplicando-se os métodos empíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para estimativa de carga de diferentes tipos de estacas, foi possível determinar a carga admissível considerando os dados da investigação geotécnica realizada. A Tabela 4 apresenta o resumo das características das estacas estudadas e o valor de carga admissível máxima obtida aos 12 m de profundidade. Este valor máximo foi obtido considerando os dados da sondagem SPT II. O método de Aoki e Velloso (1975) forneceu valores de

carga admissível superiores para as estacas de concreto armado e hélice contínua, já o método de Décourt e Quaresma (1978) forneceu maiores valores de carga admissível para a estaca metálica.

Tabela 4. Resumo de características das estacas estudadas e carga admissível máxima prevista aos 12 m de profundidade

Tipo de estaca	Parâmetros			Carga admissível máxima (kN)	
	Dimensão	Perímetro (m)	Área (m²)	Aoki e Velloso (1975)	Décourt e Quaresma (1978)
Pré-moldada de concreto armado, quadrada maciça	(20 x 20) cm	0,78	0,038	736,44	739,69
Hélice contínua	Ø30 cm	0,942	0,071	852,46	676,73
Metálica – Perfil I	200 x 22,5 mm x kg/m	0,79	0,0029*	417,01	523,12

*Área do perfil metálico, não foi considerada a ocorrência de embuchamento

5 CONCLUSÃO

Com base nos dados obtidos através da campanha de investigação de campo e laboratório identificou-se que o perfil geotécnico da área do Campo Experimental é predominantemente arenoso e "mal graduado". Os valores de densidade real dos grãos em todas as profundidades ficaram dentro dos limites previstos pela literatura para solos naturais. Amostras superficiais coletadas com o auxílio de trado foram caracterizadas como material fino e os ensaios de LL e LP indicaram alta plasticidade dos mesmos. Nos ensaios de cisalhamento direto em amostras arenosas reconstituídas encontraram-se valores de ângulo de atrito na condição de pico e pós pico entre 38 e 42 graus, valores estes típicos de solos arenosos.

A partir dos resultados das sondagens SPT, calculou-se a carga máxima admissível que seria atingida por estacas do tipo pré-moldada de concreto, hélice contínua e metálica. A menor carga admissível prevista pelos dois métodos de cálculo foi verificada para estacas metálicas.

Como indicação para futuros trabalhos vale destacar a necessidade de mais análises, com coleta de amostras indeformadas e realização de ensaios triaxiais para melhor avaliação da resposta ao cisalhamento dos solos da área.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, M. T. *Aterros sobre solos moles da concepção à avaliação do desempenho*. Rio de Janeiro: UFRJ, 1996.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. *An Approximate method to estimate the bearing capacity of piles. Proceedings of the PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING,* 5., 1975, Buenos Aires. . Buenos Aires, 1975. p. 367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459/2017 – *Amostras de solos – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484/2020 – *Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio*. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9603/2015– *Sondagem a trado-Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180/2016 – *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181 – *Solo – Análise granulométrica. Rio* de Janeiro: ABNT, 2017.

ASTM D308004 *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*

BAUER, Ketlin Maria. *Caracterização geotécnica dos solos presentes na área do campo experimental de estudos geotécnicos do campus Joinville da UFSC*. 2022. 114 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2022.

CAVALCANTE, Erivaldo H.; DANZIGER, Fernando Artur Brasil; GIACHETI, Heraldo Luiz; et al. *Campos experimentais brasileiros*. Geotecnia, Lisboa, v. No 2007, n. 111, p. 99-205, 2007.

CHIOSSI, Nivaldo José. *Geologia de engenharia / Nivaldo Chiossi* . --. 3. ed. -- São Paulo : Oficina de Textos, 2013.

MARINHO, F.A.M. *Investigação Geotécnica Para Quê?*. COBRAE 2005 – Vol. 2. Disponível em: < https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/222204/mod_resource/content/0/Marinho%20-%20Investiga%C3%A7%C3%A3o%20-%20COBRAE2005-Final.pdf> Acesso em: 19 jul. 2024.

QUARESMA, A. R.; Décourt, L.; Quaresma Filho, A. R.; Almeida, M. S. S.; Danziger, F. (1998) *Investigações geotécnicas*. In: Reis, R. C. Fundações teoria e prática. 2. ed. São Paulo. Pini. Cap. 3, p. 119-162.

SCHNAID, F. *Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. *Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012

SOUSA PINTO, C. *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas*. 3a edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

STANG, Larissa Daiana. *Estudo de alternativas de fundações para aplicações junto ao terreno do campo experimental da UFSC/Perini Business Park.* 2022. 114 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2022.

VELLOSO, D. A.; Lopes, F. R. (2010) *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. São Paulo: Oficina de Textos.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/292

Carbon footprint of the foundation work for a public building in Rio Grande do Sul, Brazil

Elisangela Aparecida Mazzutti
Master in Civil Engineering, Federal University of Paraná, Curitiba, Brazil, elisamazzutti@hotmail.com

Vítor Pereira Faro
PhD in Civil Engineering, Federal University of Paraná, Curitiba, Brazil, vitorpereirafaro@gmail.com

Rodrigo André Klamt
Master in Civil Engineering, Federal University of Santa Maria, Santa Maria, Brazil, rodrigoklamt@outlook.com

RESUMO: O setor da construção desempenha um papel significativo no avanço do desenvolvimento econômico e social, sendo também responsável por um elevado consumo de recursos naturais e pela emissão de grandes quantidades de dióxido de carbono. Assim, o objetivo desta pesquisa foi determinar as emissões de dióxido de carbono de uma obra de fundação e analisar a neutralização por meio do plantio de árvores. A metodologia envolveu o levantamento qualitativo e quantitativo de uma obra de fundação do estado do Rio Grande do Sul / Brasil, com duas combinações de fatores de emissão, uma nacional e outra internacional. Os resultados foram avaliados e discutidos, bem como as emissões encontradas foram analisadas frente a neutralização. O estudo revelou que a combinação internacional apresentou a maior emissão, atingindo 22,286 tCO_2, enquanto a combinação nacional teve a menor, com 17,850 tCO_2. Os materiais se mostraram como a principal fonte de emissão, seguidos por equipamentos e transporte, com médias de 89,50%, 7,67% e 2,83%. Para compensar as emissões do projeto, seria necessário plantar 98 e 122 árvores, dependendo do cenário nacional ou internacional, ocupando uma área de 0,059 a 0,073 hectares, respectivamente. Essas análises e resultados são cruciais para engenheiros que buscam compreender e reduzir o impacto ambiental de suas obras, alinhando-se com a Agenda Ambiental, Social e de Governança das empresas, os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável da ONU que devem ser alcançados até 2030 e a transição para uma economia de baixo carbono.

PALAVRAS-CHAVE: Pegada de carbono, neutralização de emissões, construção civil, fundações.

ABSTRACT: The construction sector plays a significant role in advancing economic and social development, but it is also responsible for a high consumption of natural resources and the emission of large quantities of carbon dioxide. The aim of this research was therefore to determine the carbon dioxide emissions of a foundation project and to analyze how they could be neutralized by planting trees. The methodology involved a qualitative and quantitative survey of a foundation project in the state of Rio Grande do Sul / Brazil, with two combinations of emission factors, one national and the other international. The results were evaluated and discussed, and the emissions found were analyzed in relation to neutralization. The study revealed that the international combination had the highest emissions, amounting to 22.286 tCO_2, while the national combination had the lowest, with 17.850 tCO_2. Materials proved to be the main source of emissions, followed by equipment and transportation, with averages of 89.50%, 7.67% and 2.83%. To offset the project's emissions, it would be necessary to plant 98 and 122 trees, depending on the national or international scenario, occupying an area of 0.059 to 0.073 hectares, respectively. These analyses and results are crucial for engineers seeking to understand and reduce the environmental impact of their work, in line with the companies' Environmental, Social and Governance Agenda, the UN Sustainable Development Goals to be achieved by 2030 and the transition to a low-carbon economy.

KEYWORDS: Carbon footprint, emissions neutralization, civil construction, foundations.

1 INTRODUCTION

The construction sector plays a significant role in advancing economic and social development, and is also responsible for a high demand for natural resources and the emission of large amounts of carbon dioxide (Cheng; Cao; Jaya Mendrofa, 2021). Rock *et al.* (2020) highlight that this industry is responsible for around 40% of global carbon emissions and, currently, there is worldwide awareness about the need to reduce emissions from civil construction where several countries have implemented measures and targets in this regard (Räihä *et al.*, 2024). In the Paris Agreement, ratified by Brazil in 2015, the country committed to ambitious goals such as reducing its Greenhouse Gas (GHG) emissions by 37% by 2025, taking 2005 levels as a reference, and 43% by 2030 (Federative Republic of Brazil, 2015). Reducing carbon emissions in the construction sector is recognized as a priority due to the high quantity produced and the great potential for reduction (Zhu *et al.*, 2022).

Carbon emissions associated with the life cycle of buildings can be divided into two distinct categories: embodied emissions (raw material extraction and processing, product manufacturing, construction, and demolition) and operational emissions (cooling, heating, ventilation, lighting and household appliances), as reported by Ibn-Mohammed *et al.* (2013). Studies, such as that by Fenner *et al.* (2018), have demonstrated that, for buildings, operational carbon emissions play a significant role in life-cycle emissions. However, there is a growing trend towards reducing these emissions, driven by the promotion of energy efficiency, the implementation of clean energy sources and the development of advanced techniques, as mentioned by Acha *et al.* (2018), Moran, Goggins, and Hajdukiewicz (2017), and Rivera, MacLean, and McCabe (2021). In Brazil, geothermal air conditioning has increasingly been the subject of study for large-scale implementation to help solve this problem (Mazzutti; Faro; Klamt, 2023).

On the other hand, embodied carbon emissions are gradually gaining importance, as highlighted by Moncaster *et al.* (2019) and Zhong *et al.* (2021), which are sometimes not correlated with operational impacts (Hoxha *et al.*, 2017). Furthermore, in the case of the construction phase, the foundation, which is the structural element of the building that transfers the loads to the ground, is rarely evaluated environmentally by engineers, in addition to there being little research that investigated its emission, despite it being significant (Luo; Sandanayake; Zhang, 2019).

Therefore, the objective of the research was to develop an analysis of emissions from a Brazilian foundation work and incorporated neutralization analyzes through the planting of trees. In this way, essential information was provided for making strategic decisions in the design and construction phase, aiming to promote more sustainable practices. This reflects the research's concern with socio-environmental issues, contributing to the goals of the Paris Agreement.

2 METHODOLOGY

To inventory carbon dioxide emissions, foundation work from a public building in the state of Rio Grande do Sul / Brazil was used. This had an area of 689.857 m², where 41 continuous helix type piles were distributed.

2.1 Data collection

Data collection on consumption of civil construction materials, transport and use of equipment were obtained as follows:

- Steel: the total consumption of longitudinal bars, stirrups and annealed wire for lashings was surveyed, considering the respective gauges, by consulting the purchase invoice;
- Machined concrete: the total consumption of concrete used was determined by consulting the purchase invoice;
- Transport of steel, concrete, continuous propeller drill and backhoe: the tare weight of the delivery trucks was consulted on a plate fixed to the vehicle chassis. Regarding the weight of the load, for steel, the amount from the invoice was used; for concrete, the quantity acquired was divided by the number of trips made, obtaining the average per trip; and for equipment, their tare weights were considered, also found on plates fixed to the chassis. The distance traveled was determined using Google Maps, using the shortest route

between the work and the contracted suppliers. The type of fuel used was identified through consultation with drivers;

- Concrete pump trucks and dump trucks: the weights of the vehicles were identified on plates fixed to the chassis and the type of fuel was found by consulting the drivers. For the concrete pump truck, the fuel consumption was adopted according to Mazzutti (2023), the distance traveled was found through a route drawn on Google Maps and the number of trips was identified by measurement on site. Finally, the weight of the dump truck loads was allocated to the average according to the measurement carried out and the working time of the pump truck was determined as the concreting time provided in the report of the continuous propeller drilling machine;

- Continuous flight auger drill: the time of use was found by consulting the equipment report, adding up the time spent excavating and concreting all the piles. Fuel consumption was adopted according to Mazzutti (2023) and the weight was identified by consulting the plate fixed to the chassis;

- Backhoe: the time of use was measured on site considering the working time to remove the excavated soil, the fuel consumption was adopted according to Mazzutti (2023), and the weight was allocated to that identified on a plate fixed to the chassis.

2.2 Characteristics of the work

The project included 6 piles measuring 0.40 m in diameter and 7 m deep, with 15 stirrups measuring 0.05 m in diameter and 1.05 m in length, and 6 bars measuring 3.00 m in length and 0. 10 m in diameter. The other 35 piles were 0.50 m in diameter and 7 m deep, with 15 stirrups of 0.50 m in diameter and 1.35 m long, and 6 bars 3.00 m long and 0.10 m in diameter. Therefore, the main quantities and characteristics required to enter the Emissions Calculator for materials, transport and equipment are presented in Table 1, 2 and 3.

Table 1. Quantity of materials (Authors, 2024).

Material specification	Specification of use	Quantity of material (t)
Concrete 25 MPa	Concreting the foundations	166.557
1.25 mm annealed wire	Lashing bars and stirrups	0.006
5.00 mm steel bars	Foundation steel	0.124
10.00 mm steel bars	Foundation steel	0.456

Table 2. Quantity of transport (Authors, 2024).

Specification of use	Type of fuel	Travelled distance (km)	Load weight (t)	Vehicle tare (t)	Total weight (t)	Transport description
Steel delivery truck – with load	Diesel oil	3.500	0.586	4.280	4.866	Light Truck
Steel delivery truck – unladen	Diesel oil	3.500	-	4.280	4.280	Light Truck
Concrete mixer trucks – with load	Diesel oil	105.000	7.931	6.300	14.231	Medium Truck
Concrete mixer trucks – unladen	Diesel oil	105.000	-	6.300	6.300	Light Truck
Pump truck	Diesel oil	24.400	-	12.900	12.900	Medium Truck
Drill trailer / warehouse – work - warehouse	Diesel oil	5.200	16.000	13.200	29.200	Semi-heavy truck
Dump trucks - with load / construction site - landfill	Diesel oil	127.600	12.000	10.900	22.900	Semi-heavy truck
Dump trucks - unladen / landfill - construction site	Diesel oil	127.600	-	10.900	10.900	Medium Truck
Dump trucks / warehouse - construction site - warehouse	Diesel oil	20.800	-	11.000	11.000	Medium Truck
Backhoe loader / warehouse - construction site - warehouse	Diesel oil	5.200	7.200	13.200	20.400	Semi-heavy truck

Table 3. Quantity of equipment (Authors, 2024; [1] Mazzutti, 2023).

Equipment description	Type of fuel	Specification of use	Fuel consumption (L/h) [1]	Time of use (h)
Continuous flight auger drill	Diesel oil	Excavation and concreting	41.336	5.824
Pump truck	Diesel oil	Concreting	76.607	3.055
Backhoe	Diesel oil	Soil removal	8.065	12.000

2.3 Calculation tool

The Carbon Emission Calculator for Foundation Works developed by Mazzutti (2023) was used for the calculations. To evaluate the carbon dioxide emissions of the materials, the calculator considers equation 1 according to Zhang and Wang (2016), where E_M is the emission of CO_2 incorporated into materials (i) in tCO_2, where n represents the number of types of materials, mi is the quantity of material of type i in tons, and $EF_{mat,i}$ is the carbon emission (tCO_2/t) of the material of type i.

$$E_M = \sum_{i=1}^{n} (m_i \times EF_{mat,i}) \quad (1)$$

Carbon dioxide emissions due to transport are calculated using equation 2, according to Sandanayake *et al.* (2017), where E_T is the CO_2 emission of fuel type (j) in tCO_2, $EF_{trans,j}$ is the carbon emission factor for energy type (j) in tCO_2/L, ek is the energy consumption of vehicle k in (L/t.km), d_k is the distance traveled in km and w_k is the total weight of vehicle k in tons.

$$E_T = EF_{trans,j} \times e_k \times d_k \times w_k \quad (2)$$

Carbon dioxide emissions from equipment use (E_{EQ}) are expressed in tCO_2, according to equation 3, where, according to Luo, Sandanayake and Zhang (2019), $EF_{eq,k}$ is the carbon emission factor of equipment k in tCO_2/L, f_k is energy consumption in L/h and h_k is the use of equipment k in hours.

$$E_{EQ} = EF_{eq,k} \times f_k \times h_k \quad (3)$$

2.4 Emission factors

The calculator provides emission factors, so we determined the use of two scenarios considering the most current factors and in line with the characteristics of the materials and fuels used on site, one national (1) and one international (2).

Scenario 1 considered Vieira *et al.* (2022) for concrete with an EF of 0.081250 tCO_2/t, Costa (2012) for steel (1.845200 tCO_2/t) and the Brazilian GHG Protocol Program for fuels (0.002603 tCO_2/L for transport and 0.002630 tCO_2/L for equipment). For scenario 2, Hammond and Jones (2011) used concrete, steel bars and wires with values of 0.112000 tCO_2/t, 2.590000 tCO_2/t, 2.830000 tCO_2/t, respectively. For mobile and stationary combustion, the United States Environmental Protection Agency (2023) used a value of 0.002697 tCO_2/L.

2.5 Neutralization

For the carbon neutralization analysis, the calculator uses the tree planting technique. To quantify the number of plants needed, equation 4 is used, according to Azevedo and Quintino (2010).

$$N = \left\lceil \frac{E_t}{F_t} \times 1{,}2 \right\rceil \quad (4)$$

Where N is the number of trees to be planted, E_t is the total CO_2 emission estimated in the emission calculation (tCO_2), F_t is the carbon fixation factor in biomass at the planting site (tCO_2/tree/year) and 1.2 is the compensation factor for possible seedling losses. Mazzutti (2023) uses a carbon fixation factor of 0.220 tCO_2/tree/50 years, which was found by Oliveira *et al.* (2013) and considering a period of 50 years when a building is designed to have a minimum useful life of this period (NBR 15575-1, 2024).

Santos *et al.* (2015), cites that the number of trees/ha should be equal to 1,667, since the traditional planting of tree species for the recovery of degraded areas in the Atlantic Forest Biome, which extends over part of Rio Grande do Sul, is carried out at a spacing of 3 x 2 meters.

2.6 Interpretation and discussion of results

After obtaining the results of the emissions and neutralization of the foundation work, the data was compiled, analyzed, compared with the results of other authors, and discussed, identifying the amount of carbon dioxide emitted in each scenario, the participation of each category in the total emission and the number of trees needed for neutralization.

3 RESULTS

3.1 Emissions inventory

The quantities collected in the methodology were allocated to the calculator and the emissions of each item were determined, which are presented in Table 4. In this, for combination 1 for materials, transport, and equipment, 15.793 tCO_2, 0.553 tCO_2, 1.504 tCO_2 were found, for combination 2, 20.173 tCO_2, 0.572 tCO_2, 1.541 tCO_2 were identified, resulting in a total emission of 17.850 tCO_2 and 22.286 tCO_2, correspondingly.

Table 4. Emissions for each component (Authors, 2024).

Item	Emission in scenario 1 (tCO_2)	Emission in scenario 1 (tCO_2)
Concrete 25 MPa	14.712	18.654
1.25 mm annealed wire	0.011	0.017
5.00 mm steel bars	0.229	0.321
10.00 mm steel bars	0.841	1.181
Steel delivery truck – with load	0.002	0.002
Steel delivery truck – unladen	0.002	0.002
Concrete mixer trucks – with load	0.135	0.140
Concrete mixer trucks – unladen	0.077	0.080
Pump truck	0.028	0.029
Drill trailer / warehouse – work - warehouse	0.008	0.008
Dump trucks - with load / construction site - landfill	0.149	0.154
Dump trucks - unladen / landfill - construction site	0.126	0.130
Dump trucks / warehouse - construction site - warehouse	0.021	0.021
Backhoe loader / warehouse - construction site - warehouse	0.005	0.006
Continuous flight auger drill	0.633	0.649
Pump truck	0.616	0.631
Backhoe	0.255	0.261

With regard to materials, concrete stood out as the main emitter, contributing approximately 93% of emissions. As for transport, dump trucks were the biggest emitters due to the 11 trips required for the journey

construction site – landfill - construction site, which accounted for around 50% of emissions. Regarding equipment, the continuous propeller drill was identified as the largest source of emissions, contributing around 42% of the total in both combinations.

The contributions of the categories of materials, transport and equipment to total emissions were 88.48%, 3.10%, 8.43% in scenario 1 and 90.52%, 2.57%, 6.91% in scenario 2, with averages of 89.50%, 2.83%, 7.67%, respectively. Mazzutti (2023) studied emissions from a project involving excavated piles using the same emission factors references, finding percentage shares of 87.41%, 4.77% and 7.82% at the national level and 89.61%, 3.96% and 6.43% internationally for materials, which are aligned with the values of this research.

Sandanayake *et al.* (2017), an international study, found values of 72.10%, 13.40% and 14.40% for a pile construction project; Luo, Sandanayake and Zhang (2019) identified 67.90%, 17.35% and 14.75% for in-situ piles and 74.62%, 18.87% and 6.50% for precast piles. These differences identified by the authors were mainly due to the variation in the type and quantity of materials used, and the use of emission factors covering all GHGs, which would theoretically have higher values than those used in this study, due to the consideration of a greater variety of gases. However, it was not possible to access the authors' databases to make comparisons, due to their private nature. In addition, the variations in the types of vehicles and equipment used, energy consumptions, energy sources and distances traveled may also have contributed to the difference observed.

3.2 Neutralizing emissions

Table 5 shows the scenarios for neutralizing the CO_2 emitted. The percentage difference between the lowest and highest number of trees required was 24.49%, equivalent to 24 trees. Mazzutti (2023) investigated the emissions from a foundation project using the same references of emission factors adopted in this research. For Scenarios 1 and 2, the author found 0.522 and 0.651 tree/m² of foundation, respectively, as her study identified 0.096 and 0.119 tCO_2/m^2 of foundation, which were higher than this research, which identified 0.026 and 0.032 tCO_2/m^2 of foundation, correspondingly.

Table 5. Neutralization analyses (Authors, 2024).

Scenarios	Number of trees (units)	Planting area (ha)	Tree / m² of foundation
Scenario 1	98	0.059	0.142
Scenario 2	122	0.073	0.177

4 CONCLUSIONS

Civil construction is a sector that has a major influence on society, but it is also responsible for a significant environmental impact, contributing a considerable share of global greenhouse gas emissions and final energy use. The case study revealed two viable scenarios for analyzing the foundation work in the emissions calculator: one based on national emission factors, resulting in an emission of 17.850 tCO_2, and the other using international factors, with an emission of 22.286 tCO_2. Materials were the components that contributed most to emissions, followed by the use of equipment and transportation, with an average of 89.50%, 7.67% and 2.83%, respectively.

To neutralize the emissions by planting trees for a period of 50 years, it was identified that for the highest emission 122 trees would be needed, which would occupy an area of 0.073 ha, resulting in a need for 0.177 tree/m² of foundation. The lowest emission would require 98 trees and a planting area of 0.059 ha, resulting in 0.142 tree/m² of foundation. The calculations and results presented provide valuable input for engineers to understand one of the possible techniques for carbon neutralization, promoting a reduction in the environmental impact associated with construction activities, contributing to the evolution of engineering that is more aligned with the principles of sustainability.

Decarbonization is a global challenge that requires the adoption of sustainable solutions in construction. Reducing carbon dioxide emissions is a priority to ensure a more resilient future for future generations. In this sense, this study contributes to a civil construction aligned with the reduction of environmental impacts, the Environmental, Social and Governance Agenda of companies, the United Nations Sustainable Development

Goals and the transition to a low-carbon economy.

BIBLIOGRAPHICAL REFERENCES

Acha, S., Mariaud, A., Shah, N., Markides, C.N. (2018) Optimal design and operation of distributed low-carbon energy technologies in commercial buildings. *Energy*, (142), p. 578-591.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024). NBR 15575-1. *Edificações habitacionais — Desempenho Parte 1: Requisitos gerais*. Rio de Janeiro.

Azevedo, M.F.C., Quintino, I. (2010) Manual Técnico: Um programa de compensação ambiental que neutraliza emissões de carbono através de projetos socioambientais de plantio de mudas nativas. Ambiental Company, Rio de Janeiro, Brasil, (in Portuguese).

Cheng, M.-Y., Cao, M.-T., Jaya Mendrofa, A.Y. (2021) Dynamic feature selection for accurately predicting construction productivity using symbiotic organisms search-optimized least square support vector machine. *Journal of Building Engineering*, (35) 101973, p. 1-14.

Costa, B.L.C. (2012) *Quantificação das emissões de CO_2 geradas na produção de materiais utilizados na construção civil no Brasil*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 209 p., (in Portuguese).

Federative Republic of Brazil (2015). *Intended nationally determined contribution towards achieving the objective of the United Nations framework convention on climate change*. 10 p.

Fenner, A.E., Kibert, C.J., Woo, J., Morque, S., Razkenari, M., Hakim, H., Lu, X. (2018) The carbon footprint of buildings: A review of methodologies and applications. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, (94), p. 1142-1152.

Hammond, G., Jones, C. (2011) *Inventory of Carbon and Energy (ICE)*. University of Bath, 136 p.

Hoxha, E., Habert, G., Lasvaux, S., Chevalier, J., Le Roy, R. (2017) Influence of construction material uncertainties on residential building LCA reliability. *Journal of Cleaner Production*, (144), p. 33-47.

Ibn-Mohammed, T., Greenough, R., Taylor, S., Ozawa-Meida, L., Acquaye, A. (2013) Operational vs. embodied emissions in buildings - A review of current trends. *Energy and Buildings*, (66), p. 232-245.

Luo, W., Sandanayake, M., Zhang, G. (2019) Direct and indirect carbon emissions in foundation construction – Two case studies of driven precast and cast-in-situ piles. *Journal of Cleaner Production*, (211), p. 1517-1526.

Mazzutti, E.A., Faro, V.P., Klamt, R.A. (2023) Geothermal climatization in Brazil - a literature review on characteristics, potential and obstacles to its implementation. In: XIII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul - GEOSUL 2023, Ponta Grossa. *Anais…* ABMS, p. 264-271.

Mazzutti, E.A. (2023) Calculadora de emissão de carbono de obras de fundações: construção e validação. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 141 p., (in Portuguese).

Moncaster, A.M., Rasmussen, F.N., Malmqvist, T., Wiberg, A.H., Birgisdottir, H. (2019) Widening understanding of low embodied impact buildings: Results and recommendations from 80 multi-national quantitative and qualitative case studies. *Journal of Cleaner Production*, (235), p. 378-393.

Moran, P., Goggins, J., Hajdukiewicz, M. (2017) Super-insulate or use renewable technology? Life cycle cost, energy and global warming potential analysis of nearly zero energy buildings (NZEB) in a temperate oceanic climate. *Energy and Buildings*, (139), p. 590-607.

Oliveira, M.M.C.A., Oliveira, T.C.D., Neto, A.M., Lopes, F.C., Santos, C.S., Silva, A.V., Rita, F.S. (2013) Neutralização dos Gases de Efeito Estufa (GEE): estudo de caso de uma microempresa do ramo alimentício. *Revista Agrogeoambiental*, (1) 1, p. 43-46, (in Portuguese).

Programa Brasileiro GHG Protocol - PBGHG (2023). *Ferramenta GHG Protocol Versão 2023.0.3*. (in Portuguese).

Räihä, J., Clarke, S., Sankelo, P., Ruokamo, E., Kangas, H.-L. (2024) The importance of organization type: Construction sector perceptions of low-carbon policies and measures. *Environmental Science & Policy*, (151) 103602, p. 1-11.

Rivera, M.L., MaClean, H.L., McCabe, B. (2021) Implications of passive energy efficiency measures on life cycle greenhouse gas emissions of high-rise residential building envelopes. *Energy and Buildings*, (249) 111202, p. 1-18.

Röck, M., Saade, M.R.M., Balouktsi, M., Rasmussen, F.N., Birgisdottir, H., Frischknecht, R., Habert, G., Lützkendorf, T., Passer, A. (2020) Embodied GHG emissions of buildings – The hidden challenge for effective climate change mitigation. *Applied Energy*, (258) 114107, p. 1-12.

Sandanayake, M., Zhang, G., Setunge, S., Luo, W., Li, C.-Q. (2017) Estimation and comparison of environmental emissions and impacts at foundation and structure construction stages of a building – a case study. *Journal of Cleaner Production*, (151), p. 319-329.

United States Environmental Protection Agency - US EPA (2023). *Emission Factors for Greenhouse Gas Inventories*. 7 p.

Vieira, V.D.B.P., Figueiredo, A.D.D., Cirilo, F., Verdiani, V.B., Lima, L.M.D. (2022) Analysis of CO_2 emissions and waste elimination capacity of different recycling strategies applied in ready-mixed concrete plants. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 15 (6), p. 1-11.

Zhang, X., Wang, F. (2016) Assessment of embodied carbon emissions for building construction in China: Comparative case studies using alternative methods. *Energy and Buildings*, (130), p. 330-340.

Zhong, X., Hu, M., Deetman, S., Steubing, B., Lin, H.X., Hernandez, G.A., Harpprecht, C., Zhang, C., Tukker, A., Behrens, P. (2021) Global greenhouse gas emissions from residential and commercial building materials and mitigation strategies to 2060. *Nature Communications*, (12) 6126, p. 1-10.

Zhu, C., Chang, Y., Li, X., Shan, M. (2022) Factors influencing embodied carbon emissions of China's building sector: An analysis based on extended STIRPAT modeling. *Energy and Buildings*, (255) 111607, p. 1-14.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/293

Caso de Obra de Correias Transportadoras de Grãos com Fundação em Estacas Pré-Moldadas em Paranaguá-PR

Luiz Henrique Felipe Olavo
Engenheiro Civil, ENSOLO Engenharia de Solos e Fundações Ltda, Pinhais, Brasil, luiz@ensolo.com.br

RESUMO: É apresentado um caso de obra de fundação de correias transportadoras e silos graneleiros na cidade de Paranaguá-PR. As obras são lineares e ocupam grande dimensão, o que possibilitou o traçado de perfis estratigráficos para a região. Devido à altura das torres, as estacas de fundação foram dispostas em blocos de 4 a 8 estacas para cargas atuantes à compressão de até 961kN, de tração de até 626kN e esforços horizontais até 40kN por estaca. Tais cargas levaram à necessidade de armaduras especiais e emendas dimensionadas para transmitir as trações elevadas. A geologia local consiste em sedimentos marinhos, com intercalações de camadas de areia e argila, sendo que a areia varia entre média e fina. Em regiões foram encontradas areias compactas próximas à superfície, o que levou à necessidade de auxiliar a cravação do primeiro elemento com lançagem. Foram produzidas peças especiais com tubos no interior para permitir a injeção de água com alta pressão e vazão. Em outras regiões, havia argila normalmente adensada superficialmente e areia compacta abaixo, levando à necessidade de auxílio por lançagem no segundo elemento. Foi desenvolvida uma emenda especial para as estacas que permitisse a cravação inicialmente com a saída do tubo de lançagem fechado, execução da emenda e injeção de água através da segunda peça para permitir atravessar a areia compacta. Na região próxima a uma moega portuária, havia restrição quanto a vibrações. Foi feita então uma medida de vibração durante a cravação e foram definidas distâncias de segurança por seção, bem como comprimento onde a lançagem era necessária para que a vibração atingisse um valor admissível pela moega. Ao todo a obra contou com 67 ensaios de carregamento dinâmico para comprovação de desempenho, os quais permitiram reavaliar os fatores de ajuste do método semi-empírico de Decourt-Quaresma. Foi obtido o valor de 1,18 para o atrito lateral em argilas e 1,21 para o atrito lateral em areias, ambos com 95% de confiabilidade estatística. Foi observada uma redução de 53,7% no atrito lateral quando se usou o auxílio com lançagem.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas pré-moldadas, Paranaguá, Sedimentos marinhos, Ensaios de carregamento dinâmico, Medição de vibração.

ABSTRACT: A case of foundation work for conveyor belts and grain silos in the city of Paranaguá-PR is presented. The works are linear and occupy a large size, which made it possible to draw stratigraphic profiles for the region. Due to the height of the towers, the foundation piles were arranged in blocks of 4 to 8 piles for compression loads of up to 961kN and tensile loads of up to 626kN and horizontal forces of up to 40kN per pile. Such acting loads led to the need for special reinforcement and splices sized to transmit the high tractions. The local geology consists of marine sediments, with interspersed layers of sand and clay, with the sand varying between medium and fine. In regions, compact sand was found close to the surface, which led to the need to assist in driving the first element with casting. Special parts were produced with tubes inside to allow the injection of water with high pressure and flow. In other regions, there was normally consolidated clay on the surface and compact sand below, leading to the need for driving assistance in the second element. A special splice was developed for the piles that allowed driving initially with the launch tube closed, execution of the splice and injection of water through the second piece to allow it to cross the compact sand. In the region close to a port hopper, there were restrictions regarding vibrations. A vibration measurement was then made during the driving and safety distances were defined per section, as well as the length where the driving aid was necessary for the vibration to reach a value permissible by the hopper. In total, the work involved 70 dynamic loading tests to prove performance, which allowed the adjustment factors of the semi-empirical Decourt-Quaresma method to be re-evaluated. A value of 1.18 was obtained for lateral friction in clays and 1.21 for lateral friction in sands, both with 95% statistical reliability. A reduction in side friction of 53.7% was observed when jetting aid was used.

KEYWORDS: Precast concrete piles, Paranaguá, Marine sediments, Dynamic load tests, vibration measuring.

1 INTRODUÇÃO

A cidade de Paranaguá, no Paraná, conta com o maior porto em movimentação de grãos do Brasil e o segundo mais importante do país. As cargas mais importantes movimentadas no porto são soja, milho, óleo vegetal, fertilizantes e containeres, tendo movimentado um total de 58.399.285 toneladas no ano de 2022 (Portos do Paraná, 2022). Apesar de parte deste transporte ser feito pelo modal ferroviário, o volume de cargas faz com que se tenha um grande volume de tráfego de caminhões, o que apesar de necessário para alimentação do porto, se torna pouco efetivo devido à infraestrutura viária local. Para melhorar a efetividade do porto, estão sendo construídas correias transportadoras permitindo o desembarque e estocagem da carga em regiões mais afastadas, reduzindo este volume de tráfego e ganhando agilidade.

Devido ao fato de serem obras lineares, estas correias ocupam uma área de grandes proporções, o que torna o projeto de fundação das mesmas um desafio uma vez que a geologia local é composta por sedimentos marinhos e solo residual. Os sedimentos marinhos alternam camadas de argila e areia, sendo por vezes encontrada argila normalmente adensada superficialmente e por vezes areia compacta.

As correias também possuem torres altas, o que, aliado aos efeitos dinâmicos de frenagem e aceleração das correias no alto das torres e vento, se traduz em esforços horizontais e momentos aplicados à fundação. Para a fundação foram adotadas estacas pré-moldadas de concreto armado, dispostas em blocos de 4 a 8 estacas, para cargas por estaca de compressão de até 961kN, tração até 626kN e horizontais de até 40kN.

2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA OBRA E PERFIS ESTRATIGRÁFICOS

Foram executados furos de sondagem à percussão na posição de cada torre das correias transportadoras e adicionalmente nos silos. A posição dos furos de sondagem está indicada na Figura 1.

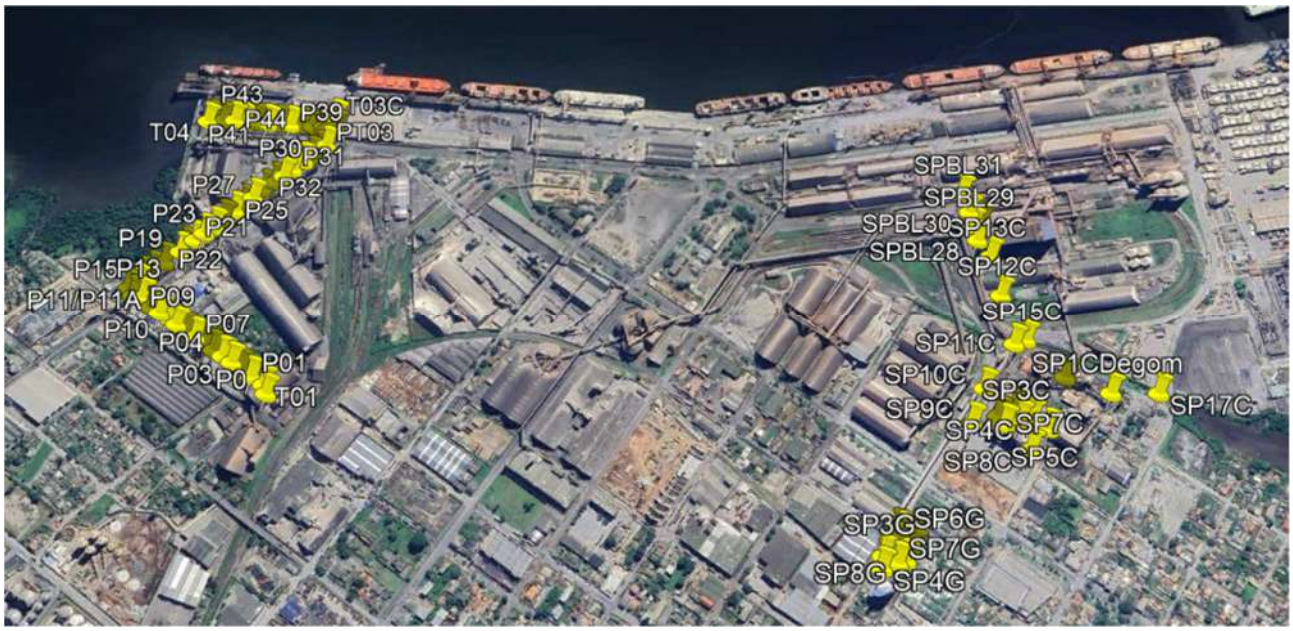


Figura 1. Posição dos furos de sondagem para as correias transportadoras e silos.

A Figura 2 mostra um dos perfis longitudinais traçados para a obra. Os demais perfis não são apresentados devido à falta de espaço. Este perfil é da Avenida Bento Rocha, entre os pilares P11/P11A e T03C.

É possível observar na Figura 2 a alternância de camadas de argila e areia, sendo também possível observar a existência de uma camada de argila orgânica sobre o solo residual. A existência desta camada compressível fez com que fosse necessário apoiar as fundações das correias e silos sobre o solo residual, abaixo da mesma, sendo que o peso das camadas superiores de solo foi considerado como sendo atrito negativo, sendo adotado o método unificado de projeto conforme descrito por Fellenius (2024).

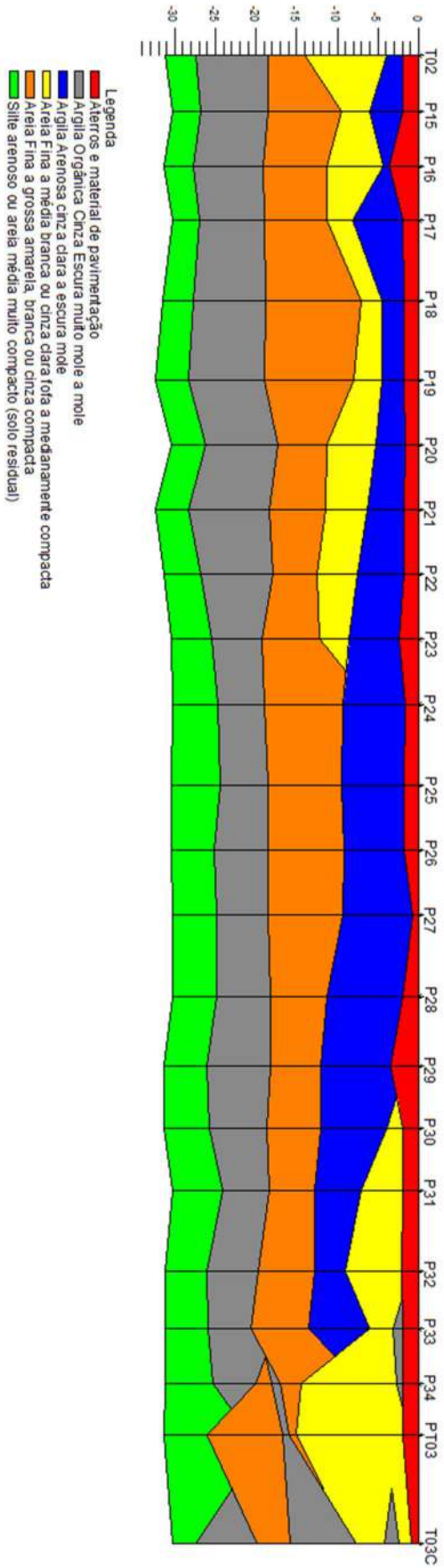


Figura 2. Perfil longitudinal da Avenida Bento Rocha, com indicação das camadas de solo, com exagero vertical de 3.

3 ESTACAS PRÉ-MOLDADAS

Devido à presença de argila normalmente adensada, de baixa consistência e também devido à necessidade de se armar estacas longas, foram adotadas estacas pré-moldadas de concreto armado. Observou-se, porém, em alguns pontos a presença de areias compactas, as quais deveriam ser atravessadas para a garantia de um comprimento que atendesse aos esforços de tração e o apoio abaixo das camadas de argila normalmente adensada, o que não seria possível com uma cravação sem auxílio. Para este auxílio foi utilizado o procedimento de lançagem.

A presença superficial de areia compacta com argila mole abaixo fez com que a cravação fosse já iniciada com lançagem, por exemplo na região entre o P31 e o PT03 da figura 2. Este procedimento foi adotado na região mais próxima ao porto. Afastando-se do porto, porém, encontra-se superficialmente argila normalmente adensada sobrejacente a camada de areia compacta, como por exemplo na região entre o P17 e o P30. Nesta região a cravação com lançagem desde a superfície não apresenta efetividade pelo fato da argila não se desagregar com os jatos de água, bem como a camada de argila acabar entupindo os tubos de lançagem. Além disso, a lançagem nesta região deveria ser mantida até profundidades que não eram atingíveis pelo primeiro elemento de composição da estaca.

Para sanar estes problemas, a estaca tinha um primeiro elemento com tubos internos, mas era cravada com uma tampa para evitar a entrada de argila. Foi desenvolvida uma emenda com continuidade para esta tubulação, permitindo a cravação com lançagem após a emenda. Desta forma, após a realização da solda, a estaca era levantada para expulsão da tampa e a água era lançada até profundidades da ordem de 20 metros ou em casos específicos até 26 metros, quando era feita a segunda emenda e a cravação prosseguia à percussão. Foi tomado o cuidado de se lançar areia em volta da estaca assim que a lançagem fosse encerrada. Um modelo exemplificando este procedimento se encontra na figura 3.

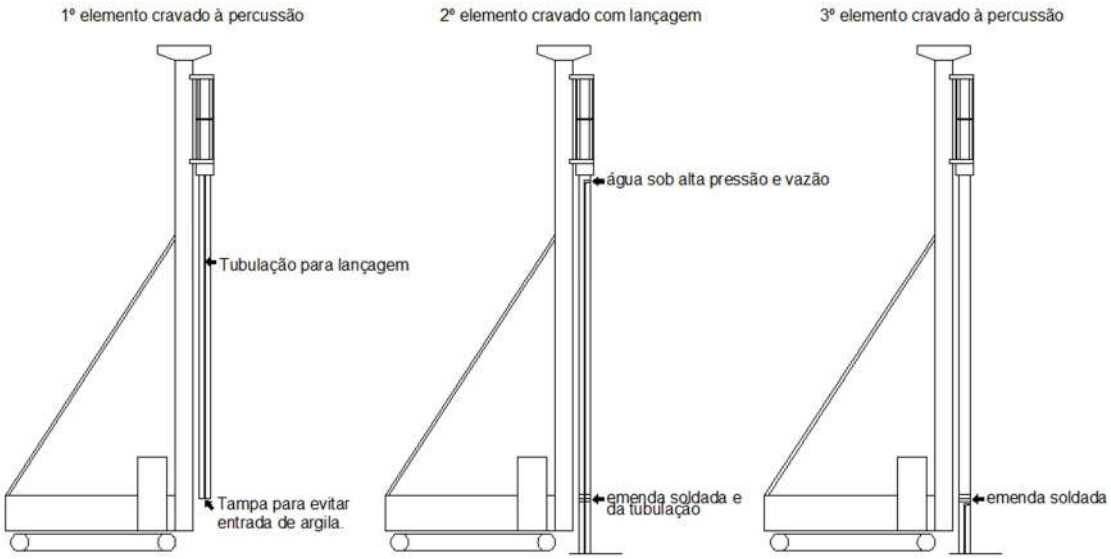


Figura 3. Modelo esquemático do procedimento adotado. Neste caso a cravação teve início à percussão, com um segundo elemento cravado com auxílio da lançagem e o terceiro novamente à percussão.

4 ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO E REAVALIAÇÃO DE MÉTODOS DE CÁLCULO

Foram executados ao todo 67 ensaios de carregamento dinâmico. Os ensaios foram feitos em todas as torres da correia transportadora e mais alguns ensaios nos silos. Com base nos ensaios realizados, o método de Decourt-Quaresma (1978) foi reavaliado e calibrado para maior precisão das estimativas de atrito lateral com vistas à garantia da segurança à tração das estacas e otimização das armaduras e anéis de emenda. Os ensaios foram feitos com energia crescente e foram analisados todos os golpes aplicados uma vez que foi identificada a perda gradativa do set-up da estaca. Foram levados em consideração os máximos valores de atrito lateral por golpe, conforme proposto por Valverde (2018). Os ensaios seguiram o disposto na NBR 13208 (ABNT, 2007).

Com o objetivo de se calibrar o método de cálculo empregado, foram escolhidos os ensaios realizados que tivessem conseguido mobilizar a estaca, abrindo a nega, bem como os que apresentavam bom alinhamento entre o martelo e a estaca, indicado pela variação pequena entre os sinais dos dois sensores de força. Ao todo esta análise envolveu 9 estacas.

Foram comparados os valores de atrito lateral medido e previsto para as camadas de argila e de areia separadamente. Foi calculado o valor de ajuste, equivalente ao valor medido dividido pelo previsto. Foi inferida a variação do valor médio através do teorema do limite central, onde a média assume uma distribuição normal com média igual à média das observações e com desvio padrão igual ao desvio padrão das observações dividido pela raiz do número de elementos. Foi buscada uma confiabilidade estatística para a média de 95%. A variabilidade observada foi elevada. A figura 4 mostra os resultados para todas as estacas nos trechos de argila. Está indicado na Figura 4 também o método original (abaixo da linha de igualdade, em linha tracejada) e a média dos pontos (acima da linha de igualdade, em linha pontilhada azul, com 95% de confiabilidade estatística).

Observa-se na figura 4 dois pontos muito acima da linha de igualdade entre os valores previstos e medidos. Estes dois pontos referem-se à argila da camada mais profunda, para as duas únicas estacas deste banco de dados onde ela foi encontrada. Retirando-se as duas da análise, tem-se o gráfico da figura 5. Nesta situação, o valor do coeficiente de ajuste ficou em 1,18 com 95% de confiabilidade estatística. A análise não foi feita para a camada inferior de argila devido à pequena quantidade de pontos, porém é seguro dizer que, apesar das duas camadas terem valores semelhantes de SPT, não apresentam o mesmo comportamento, o que ficou evidente nos ensaios dinâmicos.

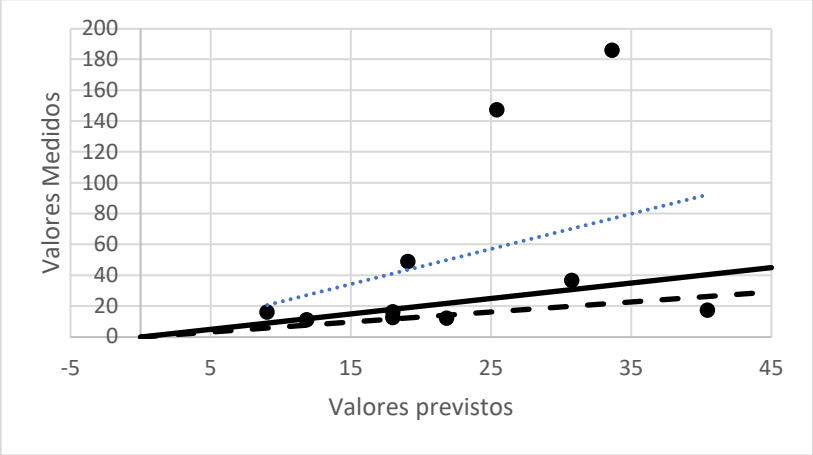


Figura 4. Relação entre os valores previstos e medidos para o modelo calibrado para todas as argilas.

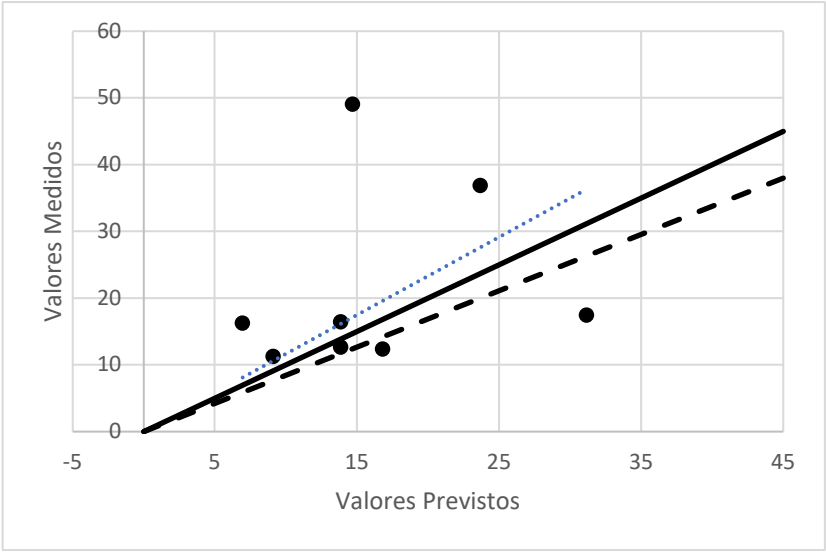


Figura 5. Relação entre os valores previstos e medidos para o modelo calibrado para a argila da camada superior. Em azul a média dos pontos e na linha tracejada o método de cálculo original.

A figura 6 mostra o ajuste para todas as estacas em todas as camadas de areia. Percebe-se também grande variabilidade. Foi feita então a análise separada da areia superficial, onde foi utilizada a cravação com lançagem e a areia mais profunda, onde a cravação foi feita totalmente à percussão de modo a se avaliar a interferência o efeito do método de instalação da estaca. Para esta situação foi encontrado um valor do coeficiente de ajuste de 0,56. Esta situação encontra-se na Figura 7.

A figura 8 por sua vez, mostra as demais estacas em areia, onde a cravação foi feita sem auxílio. Foi obtido um coeficiente de ajuste de 1,21. Dividindo-se o coeficiente de ajuste dos segmentos de estacas onde foi utilizada a lançagem pelo segmento onde a cravação foi sem auxílio percebe-se uma redução na resistência prevista em 53,7% apesar dos cuidados de se lançar areia em volta da estaca assim que a lançagem era interrompida.

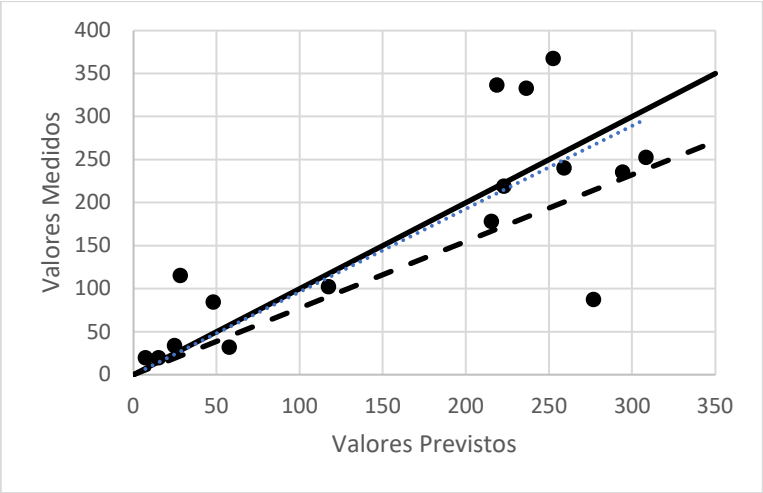


Figura 6. Gráfico relacionando os valores medidos e previstos para os segmentos de estaca em areia.

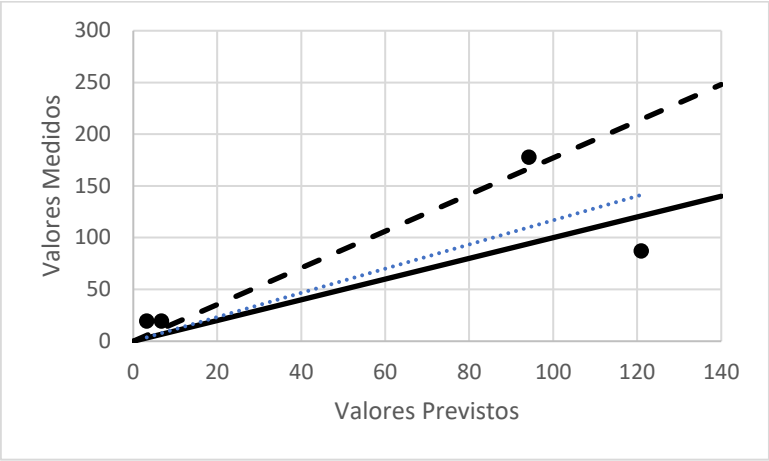


Figura 7. Gráfico relacionando os valores medidos e previstos para os segmentos de estaca em areia em região onde foi utilizado o auxílio de cravação por lançagem.

5 MEDIÇÃO DE VIBRAÇÃO PRÓXIMO À MOEGA E DEFINIÇÃO DA SOLUÇÃO

Como a moega ferroviária existente tinha restrição quanto a vibrações, foi feita uma medida durante a cravação de uma estaca da fundação de uma torre localizada a aproximadamente 90 metros da moega. Como haviam torres mais próximas, este resultado foi utilizado para permitir a previsão da vibração causada pela cravação das estacas e permitir os ajustes no projeto de modo a não causar danos e foi feita nova medição de

vibrações para uma estaca cravada nas torres próximas à moega para verificação da efetividade das medidas adotadas.

Foi calibrado o modelo de Robinson (2006) que correlaciona a velocidade de pico de partícula (PPV) com a resistência total à cravação dividida pela impedância da estaca e a distância da ponta da estaca ao ponto onde se quer saber a vibração dividida pelo raio da estaca, ou no caso em estudo onde se usaram estacas de seção quadrada, foi dividido pela metade do lado. O valor da velocidade de pico foi limitado a 15mm/s, limite este constante na norma NBR 9653 (ABNT, 2018).

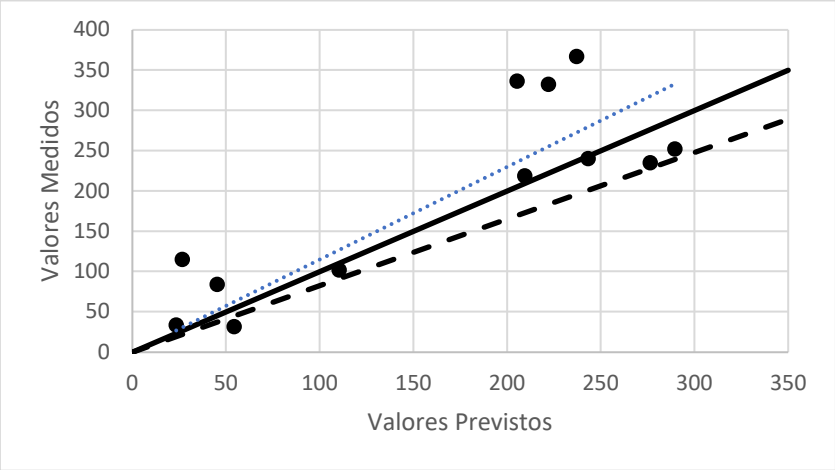


Figura 8. Gráfico relacionando os valores medidos e previstos para os segmentos de estaca em areia onde não foi utilizada lançagem.

Para evitar danos à estrutura da moega durante a execução da fundação dos pilares mais próximos, localizados a cerca de 12 metros da estrutura, a seção da estaca foi limitada a 30x30cm², sendo utilizadas mais estacas nos blocos. Além disso, foi utilizada lançagem desde o início da cravação até cerca de 13,50 metros, sendo utilizada uma peça de 14,0 metros de comprimento como primeiro elemento, mesmo nesta região sendo possível cravar as estacas sem o auxílio.

Foi feita nova medição de vibração quando se estava cravando as estacas do bloco mais próximo à moega para controle e foi possível perceber que a lançagem conduziu a valores de vibração similares ao ruído ambiente e que as vibrações medidas foram próximas ou inferiores às previstas, sendo menores logo após a lançagem. A Figura 9 mostra os valores da velocidade de pico de partícula (PPV) dividida pela impedância da estaca e pela resistência total à cravação versus a metade do lado da estaca dividida pela distância em linha reta até a ponta da mesma.

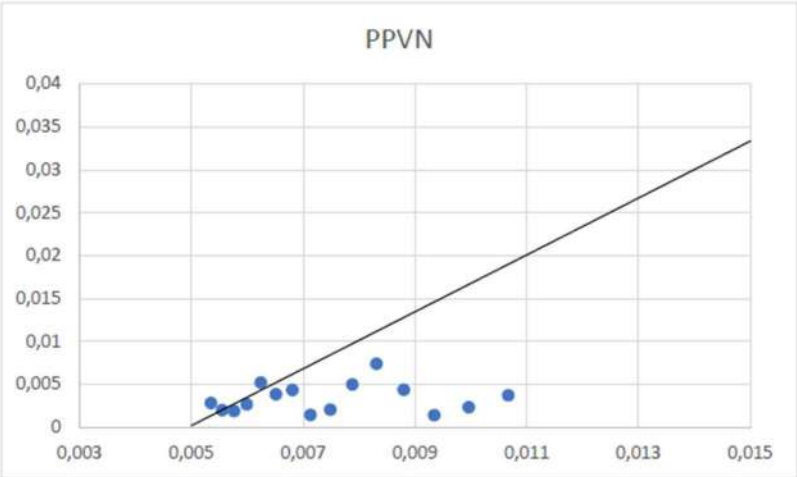


Figura 9. Gráfico mostrando no eixo das abcissas a relação entre metade do lado da estaca e a distância à ponta da estaca sendo cravada e no eixo das ordenadas a velocidade de pico de partícula horizontal no sentido alinhado com a estaca dividida pela resistência total à cravação dividida pela impedância da estaca.

6 CONCLUSÕES

O presente artigo mostrou um caso de obra na cidade de Paranaguá, Paraná, onde foram adotadas estacas pré-moldadas para fundação de torres de correias transportadoras e silos. As estacas tiveram a cravação feita à percussão e onde havia areia compacta foi utilizado o auxílio por lançagem.

Ao todo foram executados na obra 67 ensaios de carregamento dinâmico. Destes 67 ensaios foram escolhidas 9 estacas para calibração do método de cálculo de Decourt e Quaresma (1978). Para o atrito lateral em argilas, foi encontrado o valor de ajuste de 1,18 enquanto para areias foi encontrado o valor de 1,21. Este coeficiente de ajuste para argilas é válido para a camada mais próxima da superfície, sendo que a argila da camada mais profunda apresentou aderência superior, indicando se tratar de outro material, com origem geológica distinta, apesar dos valores semelhantes de N_{SPT}, devendo ser alvo de pesquisas futuras.

Da mesma forma, o coeficiente de ajuste de 1,21 para areias diz respeito às areias onde a cravação foi feita à percussão. Onde foi adotada a lançagem, observa-se um coeficiente de ajuste de 0,56, indicando uma redução no atrito lateral de 53,7%, apesar dos cuidados executivos adotados.

Na região próxima à moega ferroviária foi feita uma medida de vibração com o objetivo de se calibrar o método de Robinson (2006). Foi feita também uma medição de vibração durante a cravação de uma das estacas mais próximas, que indicou a efetividade das medidas tomadas. Na região da moega, as estacas tiveram sua seção limitada a 30x30cm² e foi adotada lançagem até um comprimento de 13,50 metros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). NBR 13208. *Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico*. 12p. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 9653. *Guia para avaliação dos efeitos provocados pelo uso de explosivos nas minerações em áreas urbanas.* Versão corrigida. 16p. Rio de Janeiro.

Decourt, L., Quaresma, A.R. (1978). *Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores SPT*, Anais, VI Cobramsef, Rio de Janeiro

Fellenius, B.H. (2024). *Basics of Foundation Design*. Electronic Edition, January 2024. Disponível em https://www.fellenius.net/papers/436%20The%20Red%20Book,%20Basics%20of%20Foundation%20Design%202024.pdf, em 09 de Abril de 2024.

Portos do Paraná (2022). Relatório de Sustentabilidade. Disponível em https://www.portosdoparana.pr.gov.br/sites/portos/arquivos_restritos/files/documento/2024-02/appa_rs2022_pi_pt_v2.4.pdf , em 02 de Março de 2024.

Robinson, B.R. (2006). *Models for prediction of surface vibrations from pile driving records.* Dissertação de mestrado. North Carolina State University.

Valverde, R.M. (2018). *Envoltória máxima de resistência lateral em estacas através do ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente.* Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/294

Comparação entre os resultados de recalque obtidos por prova de carga em placa e por estimativas via modelagens numéricas

Ana Cinthya Mariano de Sousa
Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. engcinthya@gmail.com

Ana Carolina Vasconcelos Silva
Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. eng.anacarolinavasconcelos@gmail.com

Lucas Pereira Cavalcante
Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. lucaspengenharia@gmail.com

Rodolfo Moreira Cavalcante
Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. rodolfocavalcante@gmail.com

Alfran Sampaio Moura
Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. alfransampaio@ufc.br

RESUMO: Este trabalho objetiva realizar uma análise tensão-deformação, por meio de modelagem computacional, para previsão dos recalques de um ensaio de prova de carga. Para isso, foram utilizados os dados característicos disponíveis do subsolo do Campo Experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará (CEGEF – UFC). O subsolo analisado consiste em um material granular do tipo areia-siltosa, com um peso específico de 17 kN/m³, ângulo de atrito de 33° e coesão nula. As amostras utilizadas em ensaios laboratoriais apresentaram menor módulo de deformabilidade, quando comparados aos ensaios de campo. Esta divergência nos parâmetros foi considerada na elaboração do modelo geotécnico. Os parâmetros de rigidez foram decorrentes de três tipos de ensaio: oedométrico, triaxial e sondagem à percussão. Este último utilizou quatro tipos de correlações a partir no Nspt. Quanto à modelagem, foram desenvolvidos, com uso do software GeoStudio, dois modelos constitutivos: elástico linear e elasto-plástico. Por fim, conclui-se que o modelo elástico linear, que utilizou o módulo de deformabilidade obtido por meio correlações com o Nspt, apresentou resultados convergentes com os da prova de cargas, sendo plausível visto que os carregamentos decorrentes do ensaio de placa provocam pequenas deformações no solo, típico de comportamento elástico.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga, Recalque, Modelagem, Estimativa.

ABSTRACT: This work aims to perform a stress-strain analysis, through computational modelling, to predict the settlement of a load test. For this goal, subsoil characteristic data available of the Experimental Field of Geotechnics and Foundations of Federal University of Ceará (CEGEF – UFC). The analyzed subsoil consists of a granular material, silty sand more specifically, with a unit weight of 17 kN/m³, friction angle of 33º and cohesionless. The samples used in the laboratorial tests presented lower Young's modulus when compared to the field tests. This parameters divergence was considered in the geotechnical model creation. The stiffness parameters were obtained by three different tests: oedometric, triaxial and standard penetration test. The last one used four different Nspt correlations. As for the modelling, two constitutive models were developed, using the GeoStudio software, for the problem modelling: linear elastic and elastic-plastic models. Finally, it's concluded that the linear elastic model, which used the Young's modulus through Nspt correlations, presented more consistent results with those from the load test, which is plausible since the loads resulting from the load test cause small deformations in the soil, typical of elastic behavior.

KEYWORDS: Load test, Settlement, Modelling, Evaluation.

1 INTRODUÇÃO

O projeto de fundação é uma etapa fundamental no desenvolvimento de obras seguras, econômicas e eficientes. Os desafios crescentes na engenharia de fundação são decorrentes do crescimento acelerado dos centros urbanos e industrias. Por isso, uma investigação geotécnica apropriada possibilita prever o comportamento da fundação, garantindo que não ocorram recalques inadmissíveis que causem danos estéticos e estruturais.

Ensaios geotécnicos realizados em campo conseguem preservar a estrutura original do solo não havendo uma mudança significativa no estado de tensão inicial, possibilitando uma previsão precisa do comportamento sob condições semelhantes ao que será submetido. Já na preparação da amostra utilizada em ensaios laboratoriais, há uma modificação das propriedades do material analisado devido ao seu descofinamento, contudo, possibilita um estudo aprofundado do solo sob condições diversas e controladas.

O objetivo do presente trabalho é realizar um comparativo entre as curvas carga-recalque obtidas por prova de carga em placa circular e por análise tensão-deformação utilizando modelagem computacional. Para isso, foram realizados ensaios de campo e laboratoriais do subsolo do Campo Experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará (CEGEF – UFC), a fim de obter os parâmetros característicos do material analisado. Os resultados obtidos nos ensaios foram utilizados para definir o modelo geotécnico no software Geostudio para realização da análise computacional. 2 FORMATOS ESPECÍFICOS

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Prova de carga

Segundo Barata (1984), a prova de carga é o ensaio *in situ* de compressão mais antigo. Este ensaio consiste numa placa metálica rígida sobreposta na superfície do terreno ou na profundidade desejada. O objetivo é simular aplicações de carga proveniente da superestrutura e compreender o comportamento de deformações e recalques que o solo apresentará conforme o acréscimo da carga.

De acordo com Housel (1929 apud BARATA, 1966) é necessária a realização de três provas de carga divergindo o diâmetro das placas numa mesma profundidade, a fim de determinar a tensão admissível do solo, sendo possível constatar que existe uma relação de linearidade entre estes.

A ABNT (2019) propõe que no ensaio de placa seja aplicado o dobro da tensão admissivel ou, ainda, um deslocamento máximo, que será determinado pelo projetista. Contudo, as dimensões da placa são significativamente inferiores as dimensões reais da fundação, sendo necessário uma correção dos resultados obtidos com o intuito de garantir que a capacidade de carga de projeto seja similar a carga efetiva de trabalho.

2.1.1 Curva carga-recalque

A partir do ensaio de placa se determina a capacidade de carga da fundação, por meio da análise da curva carga-recalque. É possível identificar três comportamentos distintos do solo na curva: o primeiro reflete o comportamento elástico, apresentando uma proporcionalidade entre as tensões e os recalques; o segundo apresenta um trecho visco-plástico, onde há deformações irreversíveis; e o terceiro corresponde a ruptura generalizada do solo. Normalmente, a prova de carga não atinge a ruptura generalizada, havendo uma necessidade de estipular o valor da carga admissível para a superestrutura.

2.2 Parâmetros de rigidez

É possível obter os parâmetros de deformabilidade do solo por meios de ensaios de campo e laboratoriais. Devido às diferenças da metodologia de cada ensaio, que buscam similar situações específicas, os resultados obtidos dos parâmetros do solo também possuirão divergências. A escolha do melhor ensaio dependerá das condições reais ao qual o solo será submetido. O ensaio de adensamento representa melhor situações no qual há tensões unilaterais, possibilitando que haja apenas deformações unidirecionais, devido ao confinamento do material. Já o ensaio triaxial representa circunstâncias em que há deformações em todas as direções.

Na predecessão dos ensaios de campo existe a vantagem de não haver mudanças significativas no estado de tensão original do solo. Portanto, caso a instrumentação do ensaio seja realizada de forma apropriada, os resultados obtidos serão satisfatórios. Os parâmetros de deformabilidade podem ser obtidos diretamente no ensaio ou por meio de correlações. A Tabela 1 apresenta as correlações entre módulo de elasticidade do material e o Nspt, que variam de acordo com o grau de confinamento do material.

Tabela 1. Correlações entre módulo de Young e Nspt (Fonte: Bowles, 2001).

Tipo de Solo	SPT
Areia normalmente consolidada	$E = 500 \cdot (N_{SPT}+15)$
	$E = 7000 \cdot \sqrt{N_{SPT}}$
	$E = 6000 \cdot N_{SPT}$
	$E = (15000 \text{ a } 22000) \cdot \ln N_{SPT}$
Areia Saturada	$E = 250 \cdot (N_{SPT}+15)$
Areia sobreconsolidada	$E = 40000+1050 \cdot N_{SPT}$
Cascalho arenoso	$E = 1200 \cdot (N_{SPT}+6)$
	$E = 600 \cdot (N_{SPT}+6)$ $N_{SPT} \leq 15$
	$E = 600 \cdot (N_{SPT}+6)+2000$ $N_{SPT} > 15$
Areia Argilosa	$E = 320 \cdot (N_{SPT}+15)$
Areia siltosa	$E = 300 \cdot (N_{SPT}+6)$

2.3 Modelagem númerica

Um modelo matemático busca representar uma réplica de algum objeto, ou sistema do mundo real, que permite facilitar o entendimento e traduzi-lo em termos matemáticos, (GEOSLOPE, 2012 apud COUNCIL et al., 1990). A análise numérica possibilita simular situações diversas ao que o solo será submetido, permitindo definir os parâmetros inerentes do material, bem como a mudança das condições iniciais com a variação do estado de tensão, que poderão causar deformações críticas.

3 METODOLOGIA

3.1 Ensaios realizados

3.1.1 Ensaios para obtenção de parâmetros do solo

Foram realizados previamente ensaios geotécnicos para caraterização do subsolo do CEGEF – UFC, publicados em Moura et. al. (2018). O solo superficial, que corresponde a porção de solo submetida as tensões provenientes da prova de carga direta utilizada nesse trabalho, foi classificado como SM – Areia Siltosa, de acordo com a classificação pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). Dentre os ensaios laboratoriais realizados: caracterização física, triaxiais, oedométricos e cisalhamento direto. Os ensaios de campo foram o de Sondagem a Percussão (SPT) e de prova de carga. A Tabela 2 apresenta um resumos dos parâmetros geotécnicos do material analisado.

Tabela 2. Resumo do principais parâmetros do solo para a profundidade de 1,10 m.

Características/Parâmetros	Resultado	Forma de Obtenção
Classificação do solo	SM	Granulometria
Umidade natural (%)	12,4	Estufa
Gs (g/cm³)	2,58	Picnômetro
γ_d (kN/m³)	22,5	Compactação
w_{ot} (%)	9,6	Compactação
ϕ	31,8°	Cisalhamento direto
c (kPa)	1,3	Cisalhamento direto
ϕ	33,5°	Triaxial
c (kPa)	0	Triaxial
E (MPa)	20	Triaxial

3.1.2 Ensaio de Prova de carga com placa

O resultado do ensaio de placa foram previamente realizados e publicados preliminarmente por meio do trabalho de Moura et. al. (2018), fornecidos para continuação das análises dos resultados. O ensaio de Prova de Carga Estática, com placa de 50 cm de diâmetro, foi realizado sobre a superfície do solo, onde as cargas foram aplicadas em estágios e resultou no gráfico da Figura 1.

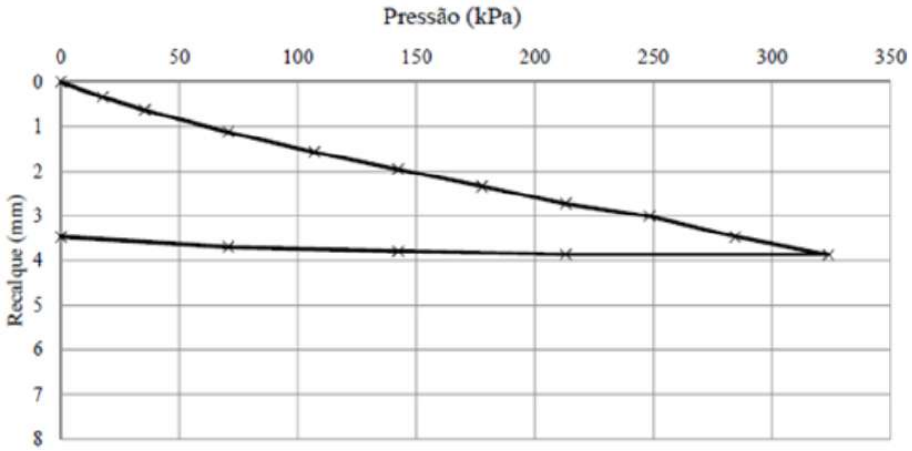


Figura 1. Perfil do índice de deformação específica. (Fonte: MOURA et. al., 2018).

Na curva carga x recalque é possível verificar o valor do recalque máximo de aproximadamente 3,87 mm, correspondente a tensão de 350 kPa. Já o recalque residual obtido foi de 3,5 mm.

Ao analisar a curva experimental de carga e recalque, observa-se uma relação linear durante a compressão entre a pressão aplicada e o recalque, o que indica um comportamento elástico. No entanto, durante o descarregamento, nota-se um recalque residual quase igual ao recalque máximo obtido no ensaio, o que é incomum. Moura et al. (2018) não mencionam essa inconsistência nos resultados. Os autores deste artigo acreditam que possa ter ocorrido problemas nas leituras dos extensômetros durante a fase de descarregamento. Portanto, para as análises desta pesquisa, serão considerados apenas os resultados experimentais da fase de compressão do referido ensaio.

3.1.3 Ensaio de Sondagem a Percussão (SPT)

Um ensaio de sondagem SPT (Standard Penetration Test) foi realizado a uma distância de 2,0 m do local onde foi realizada a prova de carga direta, sendo este também fornecido conforme o avanço das pesquisas segundo Moura et. al. (2018). O perfil de sondagem pode ser visto na Figura 2.

3.2 Correlações entre o parâmetro de rigidez e o Nspt

A partir dos ensaios laboratoriais constatou-se que o solo é constituído por um material granular que não apresenta histórico de tensões maior do que o atualmente submetido, característico de solos normalmente adensados. A partir da Tabela 1, apresentada anteriormente, foram utilizadas diferentes correlações – de acordo com as sugestões para areias normalmente consolidadas e areia siltosa – para obter o módulo de elasticidade, para cada profundidade, utilizando os resultados obtidos no ensaio SPT, sendo representados a seguir na Tabela 3.

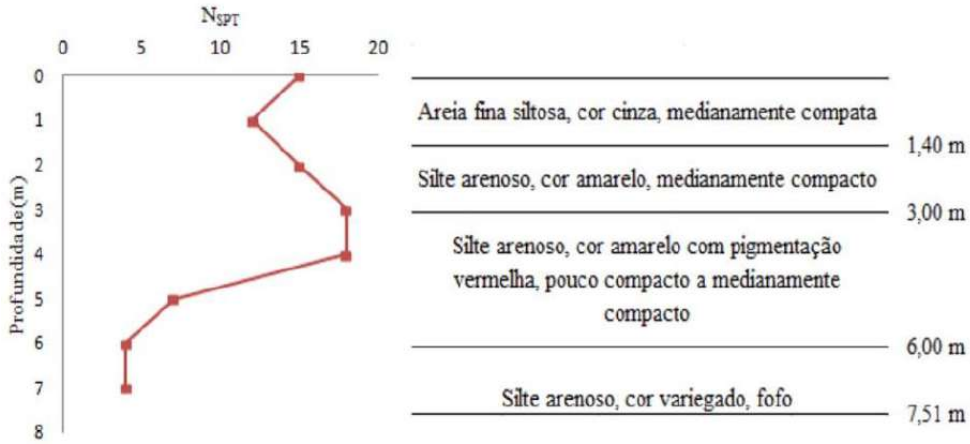


Figura 2. Resultado da sondagem à percussão realizada (Fonte: MOURA et. al., 2018).

Tabela 3. Correlações entre os resultados obtidos no ensaio SPT e o módulo de Young.

Profundidade (m)	Nspt	E				
		Areia normalmente consolidada (Bowles, 2001)				Areia siltosa (Bowles, 2001)
		1	2	3	4	5
		500.(Nspt + 15)	7000.√Nspt	6000.Nspt	15000.ln Nspt	300.(Nspt+6)
0	15	15000	27111	90000	17641	6300
1	11	13000	23216	66000	15621	5100
2	15	15000	27111	90000	17641	6300
3	18	16500	29698	108000	18829	7200
4	18	16500	29698	108000	18829	7200

3.3 Modelo geotécnico

A partir dos dados obtidos na investigação preliminar foi possível obter o modelo geotécnico do subsolo do campo experimental para realização da modelagem computacional, apresentada na Figura 3. Como o objetivo da modelagem é retratar o ensaio de prova de carga, a fim de obter resultados similares para realizar o comparativo, considerou-se um modelo axissimétrico, por se tratar de uma placa circular, com as mesmas dimensões.

O software utilizado foi o GeoStudio, onde se realizou uma análise tensão deformação por meio da função Sigma/W, no qual se considerou dois tipos de modelos contitutivos, o elástico isotrópico e o de Mohr-Coulomb. Para as análises foram simuladas três situações distintas, no qual foi modificado apenas o módulo de Young (E) de acordo com os resultados dos ensaios utilizados: oedométrico, com um E constante de 10,97 MPa; triaxial, com E constante igual a 20 MPa; e por meio de correlações com o Nspt, com E variável de acordo com a profundidade, apresentado na Tabela 3.

Para a modelagem, foi conduzida uma análise axissimétrica bidimensional de uma seção com 2 metros de altura e 2 metros de largura. O modelo numérico foi discretizado em uma malha composta por 400

elementos quadrangulares e 441 nós. Nas laterais da seção analisada, foram impostas condições de contorno que restringem os deslocamentos horizontais, enquanto na base da seção foi considerada também a ausência de deslocamentos verticais. Foram aplicados sete incrementos de carga, cada um com duração de 10 minutos, nos valores de 50, 100, 150, 200, 250, 300 e 330 kPa.

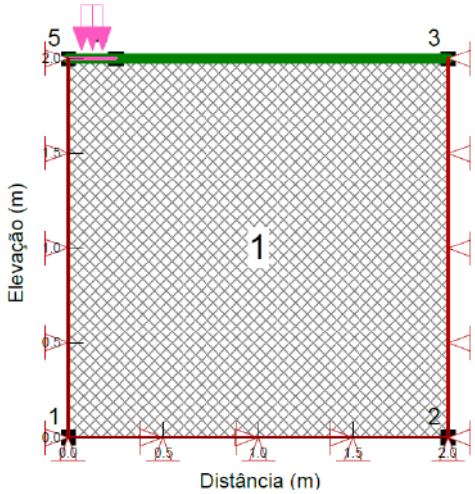


Figura 3. Modelo geotécnico utilizado na análise numérica.

4 RESULTADOS

4.1 Ensaio oedométrico

O Gráfico 1 apresenta os resultados da modelagem computacional utilizando parâmetros de rigidez obtidos no ensaio oedométrico. É possível observar que o modelo elástico apresenta resultados mais satisfatórios, mas ainda há uma divergência significativa entre os valores obtidos. Isto se deve à metodologia característica do próprio ensaio, onde há apenas deformações unidirecionais, não representado adequadamente a situação real.

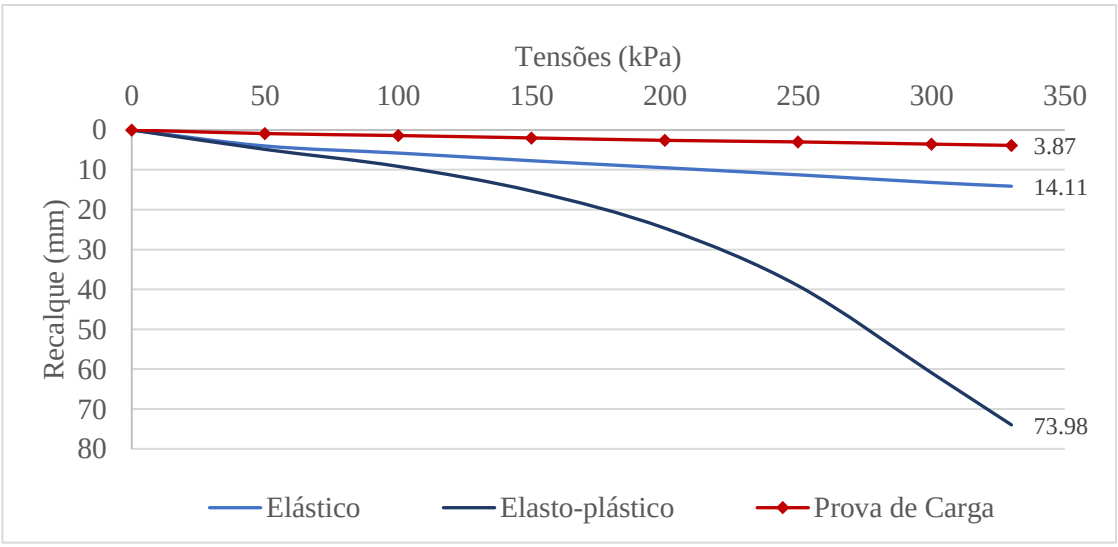


Gráfico 1. Comparativo entre as curvas tensão-recalque do ensaio oedométrico e do ensaio de placa.

4.2 Ensaio triaxial

O Gráfico 2 apresenta um comparativo entre os resultados da modelagem considerando os parâmetros de deformabilidade obtidos no ensaio triaxial. Assim como nas modelagens anteriores, o modelo elástico

apresentou melhores resultados. Como o ensaio triaxial retrata de maneira mais fiel o ensaio de prova de carga, os resultados foram mais coerentes do que o oedométrico.

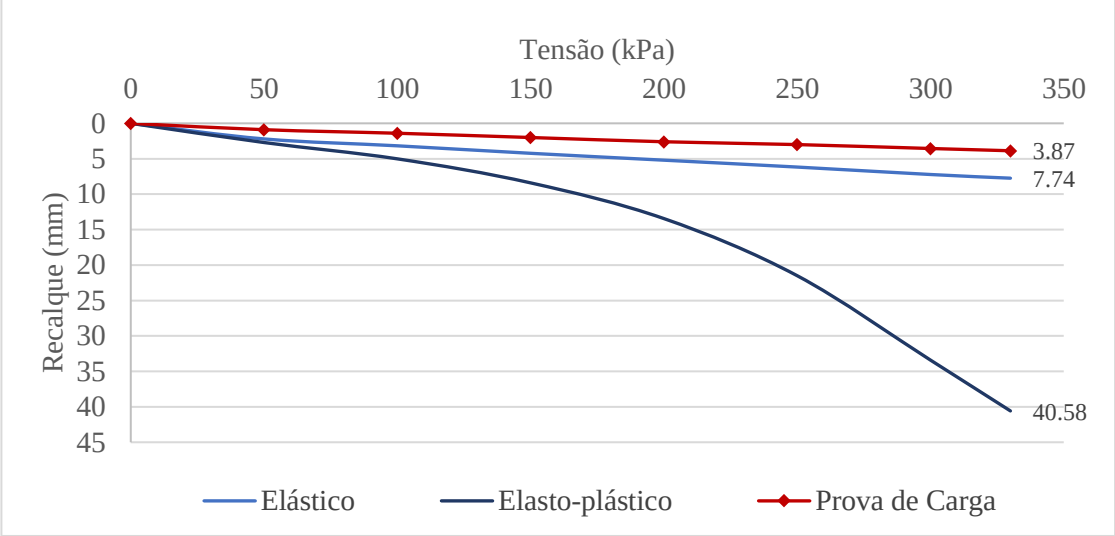


Gráfico 2. Comparativo entre as curvas tensão-recalque do ensaio triaxial e do ensaio de placa.

4.3 Correlações com o Nspt

Os Gráficos 3 e 4 apresentam os resultados das correlações com o Nspt. Observa-se que a correlação 2, de acordo com a Tabela 3, do modelo elástico obteve o melhor resultado dentre todos os analisados, com diferenças irrisórias. Isto se deve às divergências entre os ensaios de campo e laboratoriais, sendo o primeiro menos susceptível às mudanças no estado de tensões original do subsolo, por não apresentar amolgamento relevante que descaracterize o material analisado.

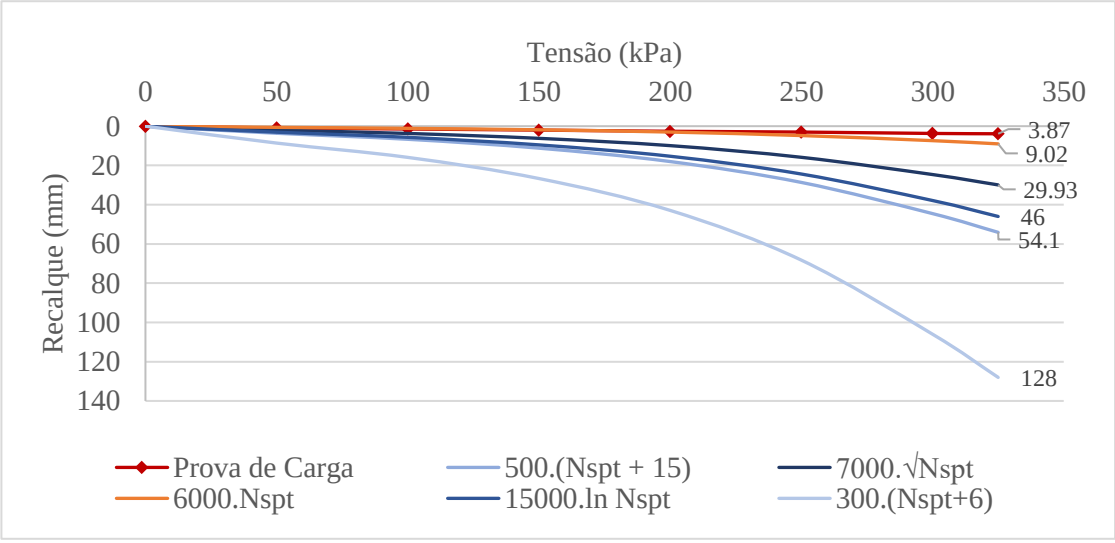


Gráfico 3. Comparativo entre as curvas tensão-recalque utilizando correlações com o Nspt para o modelo elastoplástico.

4.4 Comparativo entre os resultados dos ensaios

O Gráfico 5 apresenta o comparativo entre os ensaios. Como supracitado, os resultados referentes ao modelo elástico utilizando os parâmetros de rigidez obtidos por meio de correlações com o Nspt apresentaram valores equiparáveis aos obtidos no ensaio de prova de carga. Isto pode ser explicado devido às similaridades com o próprio ensaio, já que ambos são realizados em campo. Ainda, devido ao baixo nível de tensões ao qual

o subsolo está submetido, o modelo elástico é mais representativo, visto que não há deformações plásticas relevantes.

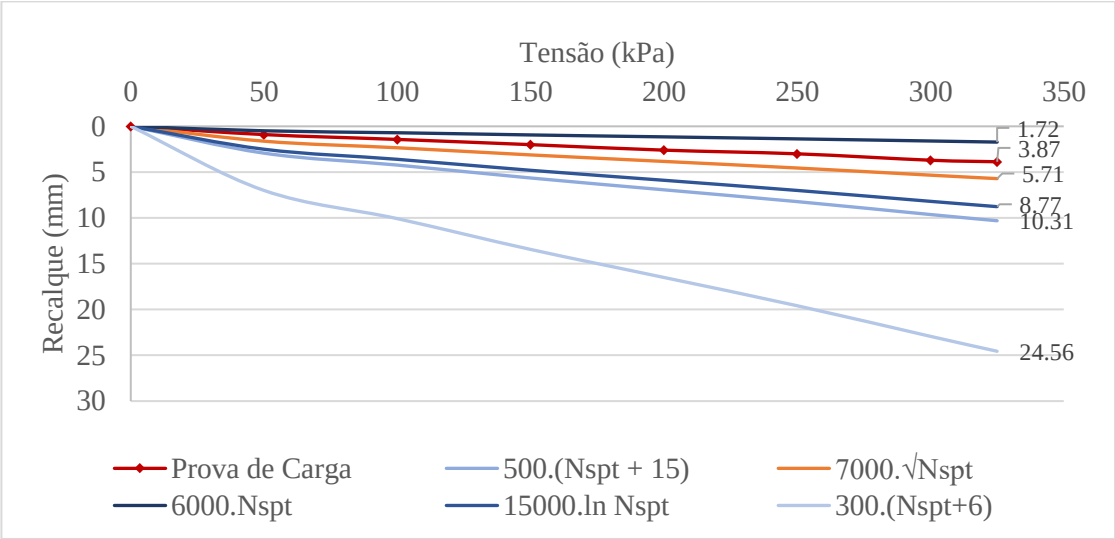


Gráfico 4. Comparativo entre as curvas tensão-recalque utilizando correlações com o Nspt para o modelo elástico.

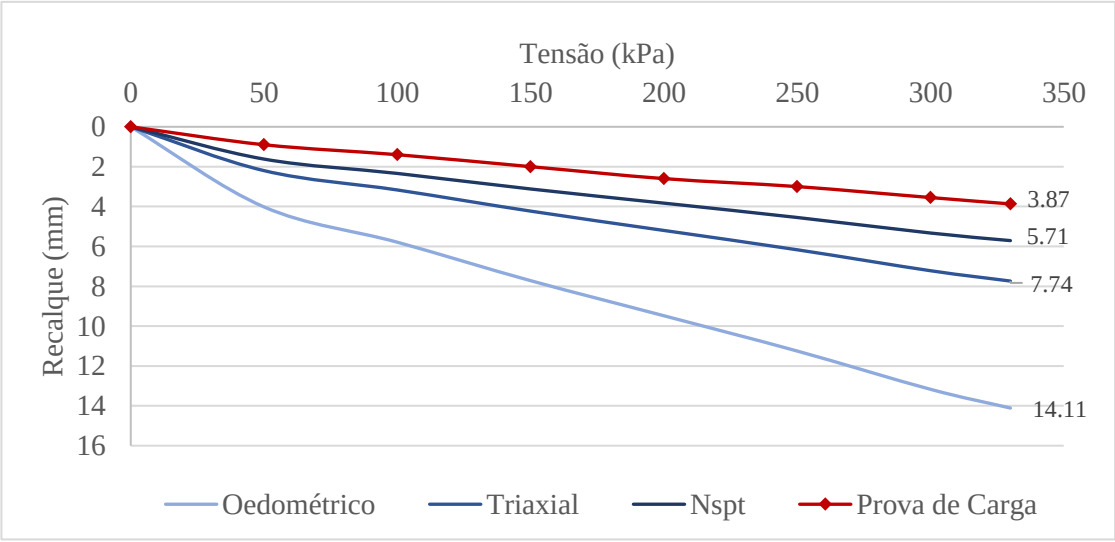


Gráfico 5. Comparativo entre os resultados obtidos para diferentes ensaios.

5 CONCLUSÕES

O comparativo entre a curva tensão-recalque obtidos por meio de ensaio de prova de carga e por modelagem computacional, utilizando diferentes parâmetros de rigidez, apresentaram uma análise necessária, a fim de definir o método mais representativo da situação estudada.

No caso em análise, o ensaio de prova de carga, por apresentar baixas tensões, é melhor representado na modelagem computacional pelo modelo elástico, por não possuir zonas de plastificação generalizada. Ainda, as correlações que utilizam o Nspt para obtenção do módulo de Young, por ser um ensaio de campo que não modifica as características inerentes do material analisado, apresentou resultados equivalentes com os obtidos no ensaio de placa. A conclusão é plausível com a literatura, visto que os carregamentos decorrentes do ensaio de placa provocam pequenas deformações no solo, característico de um comportamento elástico.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Univesidade Federal do Ceará (DEHA – UFC), pelas oportunidades oferecidas e pelos dados fornecidos de seu campo experimental.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2006). NBR 6489. *Estacas- Prova de carga estática em fundação direta*. Rio de Janeiro.

Barata, F. E. (1966). *Ensaios de placa para fixação de taxa admissível de fundações diretas*. In: III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. Vol. 1. Belo Horizonte.

Barata, F. E. (1984). *Propriedades mecânicas dos solos – Uma introdução ao projeto de fundações*. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda.

Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. 5th ed, McGraw-Hill.

Cunha, D. J. S. (1920). *Experimentação dos terrenos para o estudo das fundações*. Revista Brasileira de Engenharia. V.1, n.1, Rio de Janeiro.

GEOSLOPE (2012). *Seepage Modeling with SEEP/W*. [S.l.]: GEO-SLOPE International Ltd. Disponível em: <https://ottegroup.com/wp-content/uploads/2021/02/seep-modeling-June2015.pdf>. Acesso em: 11 mar. 2024.

Housel, W. S. (1929). *A pratical method for the selection of foundantions based on fundamental research in soil mechanics*. University of Michigan, Ann Harbor, USA. Dept. Eng. Research Bull. 117 p.

Moura, A. S.; Ramos, M. R.; Cerqueira Júnior, E.; Bezerra de Menezes, P. H. L.; Lima Filho, F. P. (2018). *Caracterização preliminar geotécnica do subsolo do Campo Experimental de Geotecnia e de Fundações da Universidade Federal do Ceará (CEGEF – UFC)*. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Salvador.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/295

Comparativo entre previsão de carga em estacas hélice contínua por métodos semi-empíricos e resultados de ensaios bidirecionais.

Alysson Santos Resende
Mestre em Engenharia Civil, Arcos – Engenharia de Solos, Belo Horizonte, Brasil, alysson@arcos.eng.br

Nílton Andrade Chaves
Engenheiro Civil, Arcos – Engenharia de Solos, Belo Horizonte, Brasil, nilton.chaves@arcos.eng.br

Edmílson Ney Ferreira de Freitas
Engenheiro Civil, Arcos – Engenharia de Solos, Belo Horizonte, Brasil, edy@arcos.eng.br

Paulo José Rocha de Albuquerque
Engenheiro Civil, Professor Associado FECFAU - UNICAMP, Campinas, Brasil, pjra@unicamp.br

O trabalho tem como objetivo comparar a previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua monitorada calculada por 05 métodos semi-empíricos a partir dos perfis de solo estabelecidos por ensaio SPT, com os resultados obtidos em provas de carga bidirecionais. Aos resultados dos ensaios SPT foram aplicados aos métodos de Décourt-Quaresma (1978), Velloso (1979), Teixeira (1996), Aoki-Velloso (1975) e Alonso (1996). A partir dos valores obtidos, definiu-se o posicionamento das células para realização dos ensaios bidirecionais. Foram analisados os resultados de ensaios que apresentaram deslocamentos similares para fuste e ponta fictícia ou que apresentaram ruptura geotécnica de um dos trechos. Para o ensaio que não apresentou ruptura geotécnica foi realizada a extrapolação do fuste e da ponta fictícia segundo Van Der Veen, modificado por Aoki (1976). A mesma medida foi adotada para os trechos que não apresentaram ruptura nos demais casos. Os resultados dos ensaios bidirecionais foram comparados com as previsões de carga de cada método verificando a acuracidade deles. As comparações permitiram estabelecer quais os métodos mais indicados para estudo do posicionamento da células expansivas em estacas hélice contínua para obtenção do máximo desempenho do ensaio bidirecional.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio bidirecional, estacas hélice contínua, célula expansiva, SPT.

ABSTRACT: The aim of the paper is to compare the prediction of load capacity in CFA piles calculated by 05 semi-empirical methods based on soil profiles established by SPT testing, with the results obtained in bidirectional load tests. At the results of the SPT tests were applied to the methods of Décourt-Quaresam (1978), Velloso (1979), Teixeira (1996), Aoki-Velloso (1975) and Alonso (1996). From the values obtained, the positioning of the cells was defined to carry out the bidirectional tests. The results of tests that presented similar displacements for shaft and fictitious tip or that presented geotechnical rupture of one of the sections were analyzed. For the test that did not present geotechnical rupture, the shaft and fictitious tip were extrapolated according to Van Der Veen, modified by Aoki (1976). The same measure was adopted for the sections that did not present rupture in the other cases. The results of the bidirectional tests were compared with the load predictions of each method, verifying their accuracy. The comparisons made it possible to establish which methods are most suitable for studying the positioning of expansive cells in CFA piles to obtain maximum performance of the bidirectional test.

KEYWORDS: bidirectional load test, CFA piles, Expansive cell, SPT.

1 INTRODUÇÃO

Os ensaios diretos em campo de capacidade de carga são a melhor forma de analisar o real desempenho das fundações. Métodos teóricos e semi-empíricos são utilizados para elaboração de projetos, porém é unanimidade no meio geotécnico a importância das provas de carga para avaliação do comportamento das fundações quando submetidas a esforços.

As provas de carga com células expansivas, ensaios bidirecionais, são ferramentas para avaliação do comportamento das fundações quando submetidas a esforços assim como os demais ensaios de campo de capacidade de carga: provas de carga estática e ensaio de carregamento dinâmico. O grande diferencial do mesmo é a facilidade de sua preparação, pois o equipamento é introduzido na estaca a ser ensaiada sem a necessidade de preparação de estruturas de reação, blocos de ensaio e outras necessidades demandadas por outros tipos de ensaios.

Em contrapartida ao ensaio convencional, os macacos hidráulicos especiais, células expansivas, são equipamentos de sacrifício, pois são concretados na estaca no momento de sua execução. Segundo a NBR 16903 (ABNT, 2020) A prova de carga estática consiste em aplicar esforços à fundação profunda e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser tração, compressão ou flexocompressão, nas direções vertical, horizontal ou inclinada. A escolha do tipo de prova de carga deve ser feita pelo projetista ou consultor, levando em conta as particularidades do carregamento a que a estaca ou tubulão esta submetido na obra. Esse é também o princípio do ensaio bidirecional com células expansivas onde o sistema de reação estável é a própria estaca seguindo o princípio da terceira lei de Newton: para toda ação haverá uma reação correspondente de mesma intensidade, direção, mas com sentido oposto.

As estacas do tipo hélice contínua vêm conquistando muitos adeptos, tanto por parte dos consultores como dos projetistas. Isso se deve ao processo de execução que possui muitas vantagens com relação a outros tipos de fundações como não ser afetado pelo nível do lençol freático, não interferir nas edificações vizinhas por não provocar vibrações e ruídos, grande velocidade na execução, sendo capaz de implicar em redução do cronograma de obra (ALMEIDA NETO, 2002 citado por MASCAGNA COSTA et al., 2021 e por RESENDE et al., 2023).

Pesquisadores, em todo o mundo, tentam correlacionar equações que possuem relações diretas com métodos práticos (provas de carga), que variam principalmente de acordo com o tipo de investigação geotécnica, assim como o solo encontrado em cada região, gerando assim, métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga. No Brasil, o SPT é a investigação geotécnica mais difundida e realizada, Militsky (1986) aborda o assunto dizendo que: “a engenharia de fundações correntes no Brasil pode ser descrita como a geotecnia do SPT”. Assim os calculistas de fundações têm a preocupação de estabelecer métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas utilizando os resultados das sondagens à percussão (MANTUANO, 2013).

O trabalho tem como objetivo comparar a previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua monitorada calculada por 05 métodos semi-empíricos a partir dos perfis de solo estabelecidos por ensaio SPT, com os resultados obtidos em provas de carga bidirecionais.

2 METODOLOGIA

2.1 Análises de sondagens SPT

As estacas ensaiadas foram executadas em terreno em situado na região da Praia do Futuro, município de Fortaleza, caracterizada por um empilhamento estratigráfico que compreende dois domínios geológicos: unidade basal e planície costeira.

As sondagens mais próximas de cada estaca ensaiada estão representadas nas figuras 01 e 02.

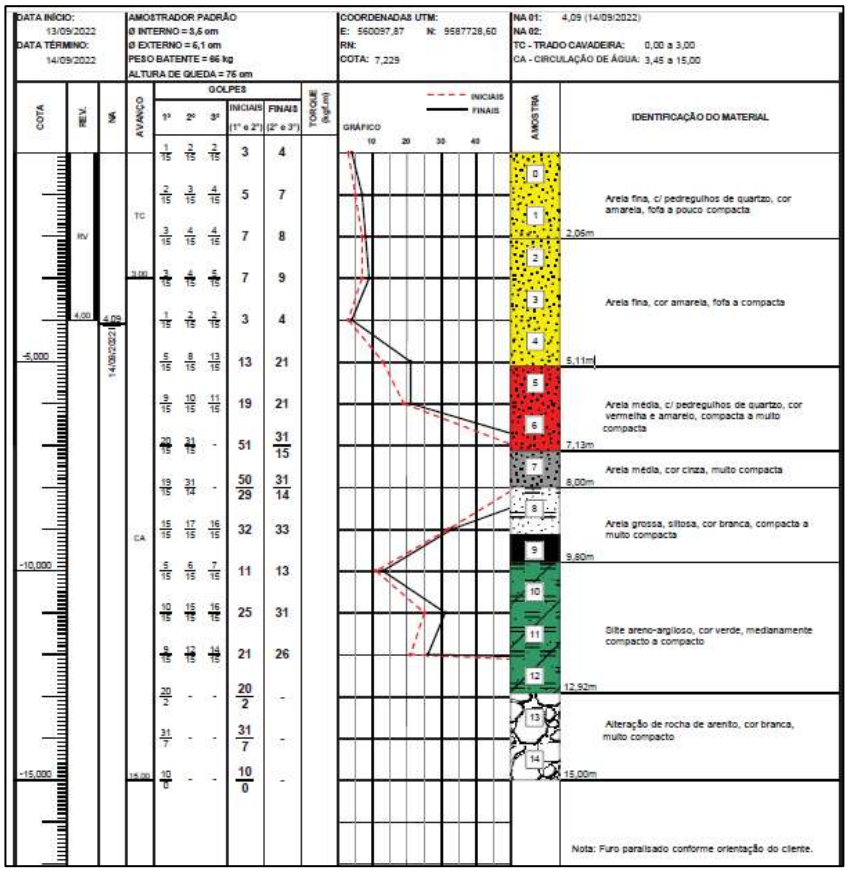


Figura 1. Sondagem dos casos 01 e 02.

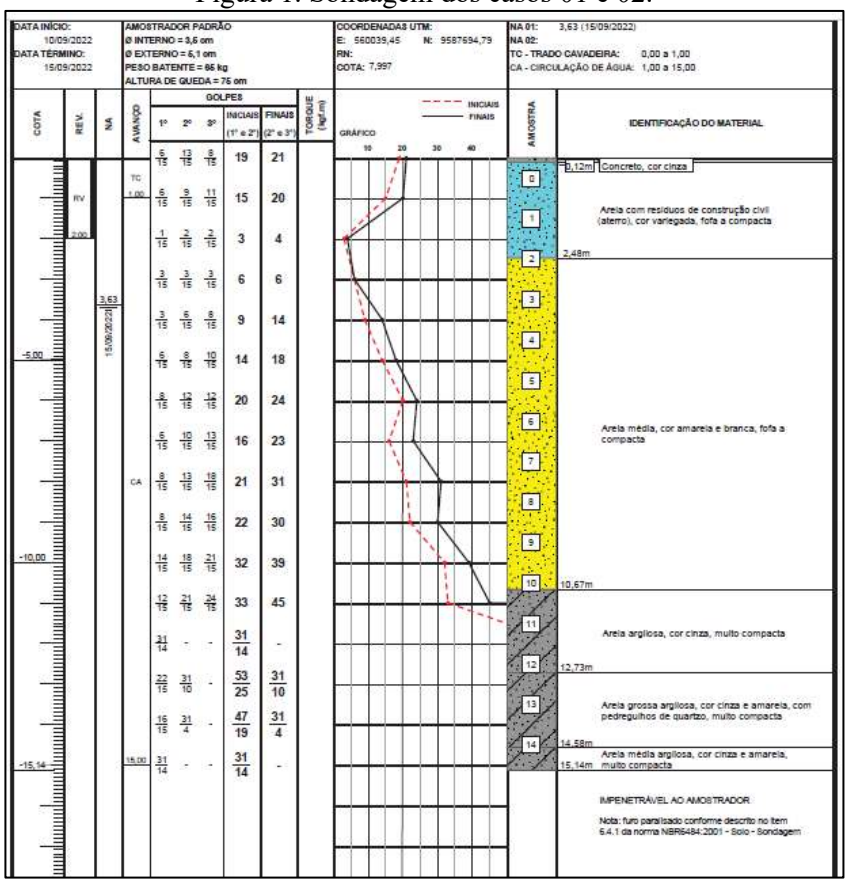


Figura 2. Sondagem dos casos 03 e 04.

Os resultados dos ensaios SPT foram aplicados aos métodos de Décourt-Quaresma (1978), Velloso (1979), Teixeira (1996), Aoki-Velloso (1975) e Alonso (1996) para verificar qual seria o resultado previsto de atrito lateral e de resistência da ponta fictícia. Em seguida, foram executadas as provas de carga bidirecionais com o objetivo de comparar a previsão e o resultado real.

As características gerais dos quatro casos estudados apresentaram variabilidade quanto aos seus diâmetros e comprimentos das estacas, o posicionamento das células foi o mesmo em relação à ponta das estacas uma vez que foi utilizada a mesma sondagem de referência para os casos 01 e 02 e para os casos 03 e 04. Na Tabela 1 são apresentadas tais propriedades de cada caso.

Tabela 1. Características gerais para cada caso analisado

Caso	Estaca	L (m)	T_{inf} (m)[1]	Ø (m)	$Q_{trabalho}$ (kN)	Q_{ensaio} (kN)
01	Hélice contínua	10,80	2,80	0,50	1000,0	2000,0
02	Hélice contínua	11,00	1,00	0,60	1450,0	2900,0
03	Hélice contínua	10,80	2,80	0,50	1000,0	2000,0
04	Hélice contínua	11,00	1,00	0,60	1450,0	2900,0

[1] Comprimento do segmento inferior, distância a partir da ponta referente ao ponto de instalação da célula

Sendo:

$Q_{trabalho}$ = Carga de trabalho da estaca

Q_{ensaio} = Carga prevista para ensaio da estaca, duas vezes a carga de trabalho conforme NBR 6122 (ABNT, 2019).

2.2 Prova de carga bidirecional

A prova de carga bidirecional com células expansivas hidrodinâmicas consiste basicamente na instalação das células de carga, previamente aferidas, dentro do fuste da estaca, engastadas na armação. Segundo Silva (1983), a aplicação de carga numa célula colocada em estaca, solicita a parte superior do fuste com força que reage contra a parte inferior, juntamente com a base. Este princípio elementar de ação e reação é mantido em equilíbrio, na medida em que a solicitação aumenta, até observar-se que uma dada pressão no manômetro da bomba dispara um dos deflectômetros. Isto indica a ruptura do fuste ou base do elemento teste e permite observar que, durante o deslocamento observado, a pressão no manômetro se mantém constante.

Para a realização do ensaio aguarda-se a cura do concreto até se atingir a resistência mínima suficiente para a realização do ensaio, normalmente superior a 14 dias. Os deslocamentos da ponta são medidos através de hastes metálicas, solidarizadas às bases das células, previamente instaladas no fuste da estaca. O deslocamento do fuste é medido através do movimento ascendente da parte superior da estaca. Os extensômetros utilizados para medição dos deslocamentos apresentam leitura direta com precisão de 0,01mm (CASTRO E RESENDE, 2015).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na Tabela 2 são apresentados os valores encontrados para a carga máxima total aplicada e os deslocamentos máximo e residuais tanto para a ponta fictícia quanto para o fuste dos quatro casos. Em seguida, na Figura 3 são apresentadas as curvas carga-deslocamento obtidas dos ensaios analisados, onde os valores de deslocamentos positivos são referentes ao trecho superior da estaca (fuste) e os negativos relacionados ao segmento inferior (ponta fictícia).

Tabela 2. Resumo dos resultados obtidos

Caso	Ø (m)	Carga máxima aplicada (kN)	Deslocamentos máximos (mm)		Deslocamentos Residuais (mm)	
			Ponta fictícia	Fuste	Ponta fictícia	Fuste
1	0,50	2085,72	-13,71	8,15	-10,13	5,61
2	0,60	1669,80	-129,74	6,35	-126,82	6,03
3	0,50	1604,40	-17,57	116,34	-14,12	115,47
4	0,60	2323,20	-57,24	78,89	-49,70	75,11

A previsibilidade de valores de carga de ruptura para ponta fictícia e fuste segundo os 05 métodos semi-empíricos aplicados aos resultados de SPT e os resultados de carga aplicada para cada trecho obtidos nos ensaios bidirecionais estão indicados na Tabela 3. Na coluna observações está indicada se houve ou não ruptura na carga aplicada.

Os trechos que não apresentaram ruptura foram submetidos a análise de Van Der Veen modificado por Aoki (1976) com o objetivo de estabalecer a carga prevista de ruptura. Os valores obtidos pelo teste e extrapolados de acordo com essa análise estão demonstrados na Tabela 4.

Tabela 3. Resumo dos resultados obtidos

Caso	Carga (kN)	Decourt-Quaresma	Velloso	Teixeira	Aoki-Velloso	Alonso	Ensaio	Observação
01	$Q_{L\ rup}$	490	750	700	720	770	1043	Sem
	$Q_{P\ rup}$	940	1660	2210	2650	2350	1043	ruptura
02	$Q_{L\ rup}$	1160	1670	1400	1420	1510	835	Ruptura
	$Q_{P\ rup}$	680	1560	1690	2070	2950	835	ponta
03	$Q_{L\ rup}$	720	850	860	730	940	802	Ruptura
	$Q_{P\ rup}$	1110	1860	2270	3030	2710	802	fuste
04	$Q_{L\ rup}$	1280	1570	1560	1400	1690	1162	Ruptura
	$Q_{P\ rup}$	1650	2320	3120	4460	3980	1162	fuste

Sendo:

$Q_{L\ rup}$ = Carga de ruptura prevista para atrito lateral do segmento acima da célula, fuste.

$Q_{P\ rup}$ = Carga de ruptura prevista para a ponta fictícia (atrito lateral do segmento inferior mais resistência de ponta da estaca).

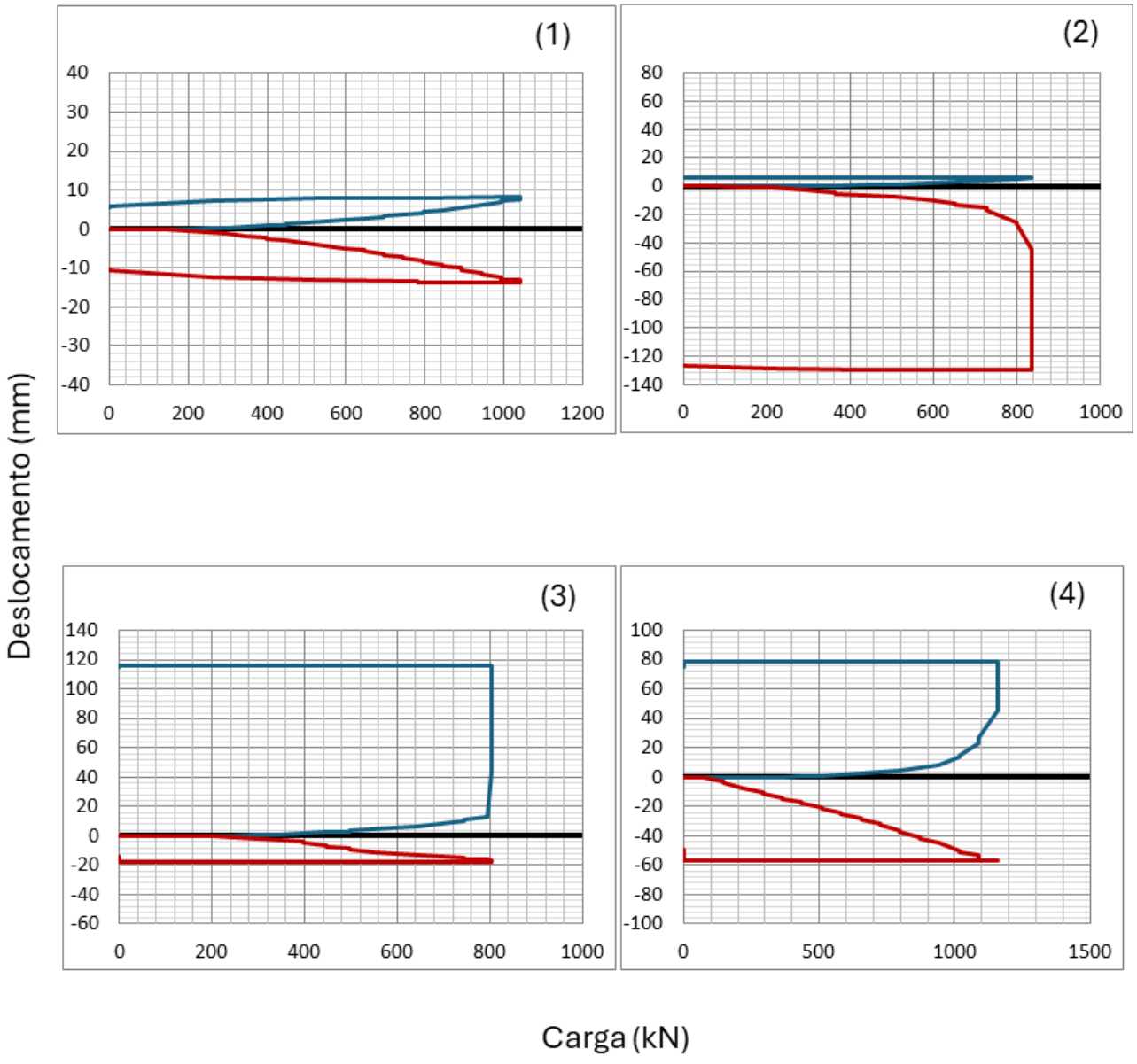


Figura 3. Curvas carga-deslocamento: (1) Caso 01, (2) Caso 02, (3) Caso 03, (4) Caso 04.

Tabela 4. % dos resultados estimados de ruptura em relação a ruptura real ou extrapolada

Caso	Carga (kN)	Decourt-Quaresma	Velloso	Teixeira	Aoki-Velloso	Alonso	Ruptura real ou extrapolada [1]
1	$Q_{L\ rup}$	42%	65%	61%	62%	67%	**1157**
	$Q_{P\ rup}$	86%	151%	201%	242%	214%	**1097**
2	$Q_{L\ rup}$	134%	192%	161%	164%	174%	**868**
	$Q_{P\ rup}$	81%	187%	202%	248%	353%	835
3	$Q_{L\ rup}$	90%	106%	107%	91%	117%	802

4	$Q_{P\ rup}$	105%	177%	216%	288%	257%	**1053**
	$Q_{L\ rup}$	110%	135%	134%	120%	145%	1162
	$Q_{P\ rup}$	47%	67%	90%	128%	115%	**3475**
	Média	87%	135%	147%	168%	180%	
	Desv.pad	31%	51%	58%	82%	92%	
	Média L	94%	125%	116%	109%	126%	
	Média P	80%	145%	177%	226%	235%	

[1] Valores em negrito correspondem a ruptura extrapolada.

O caso 01 foi o único que não apresentou ruptura geotécnica de nenhum dos trechos. Foi aplicada uma carga de 1043 kN tanto para ponta fictícia quanto para atrito lateral do fuste com deslocamentos de 13,7 e 8,5 mm respectivamente. Os dados das curvas carga x deslocamentos foram submetidos a extrapolação segundo Van Der Veen modificado por Aoki (1976) e o resultado de ruptura para cada trecho foi de 1097 kN e 1157 kN.

O caso 02 quando a carga aplicada chegou a 835 kN, a ponta fictícia apresentou deslocamento excessivo com curva característica de ruptura geotécnica e o fuste com deslocamento aproximadamente de 6,0 mm. Os valores da curva do fuste foram submetidos a extrapolação apresentando carga de ruptura estimada em 868 kN.

Para os casos 03 e 04 houve ruptura geotécnica do trecho de fuste da estaca. Como ambas estacas foram executadas próximas, com o mesmo perfil de solo, os resultados foram condizentes com a expectativa prevista por todos os métodos semi-empíricos, principalmente no caso 03 com acuricidade entre 10 e 17%. No caso 03 a ruptura do fuste ocorreu com 802 kN e os métodos previam entre 720 e 940 kN. A extrapolação da ponta fictícia indicou uma ruptura de 1053 kN. No caso 04, a ruptura ocorreu com 1162 kN, nesse ponto, a ponta havia deslocado quase 50 mm. A extrapolação indicou uma ruptura em 3475 kN.

Ao se comparar os resultados previstos de ruptura pelos métodos semi-empíricos estudados, percebe-se que o método de Decourt-Quaresma para os casos estudados apresentou melhor acuricidade coms os valores em média 87% inferiores aos reais, 94% para fuste e 80% para ponta fictícia e um desvio padrão de 31%. Entre todos os métodos foi o que se aproximou mais dos valores reais, 13% enquanto os demais apresentaram índices com diferença acima de 35%.

4 CONCLUSÃO

No presente trabalho foram analisadas estacas hélice contínua monitoradas executadas em terreno arenoso e submetidas a provas de carga bidirecionais com células expansivas com o objetivo de comparar os resultados dos ensaios com a previsão de carga de ruptura de fuste e ponta fictícia dos métodos semi-empíricos a partir da aplicação dos resultados de ensaios SPT. A análise das curvas carga- recalque e dos resultados permitiu identificar que os métodos semi-empirícos indicaram valores 43% maiores que os obtidos nas provas de carga em média para os casos em estudo. O método de Décourt-Quaresma (1978) mostrou maior acuracidade em todos os casos com valores de ruptura previstos 13% abaixo dos obtidos em média e pode ser considerado como o mais adequado para a previsibilidade de resultados de capacidade de carga para as estacas hélice contínua em terrenos arenosos com as características apresentadas no trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. (1996) Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. In: 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, São Paulo. Anais... [s.n.]. v. 2, pp. 141-151.

Aoki, N. (1976). Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Notas de Aula, Universidade Gama Filho.

Aoki, N., Velloso, D. D. A. (1975) An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: 5º Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires. Proceedings... ISSMGE. v. 1, p. 367-376.Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Métodos de Ensaio. Rio de Janeiro.

Castro, M.S., Resende, A.S. (2015) Estudo de caso de prova de carga com células expansivas - ensaio bidirecional em estacão na cidade de São Paulo. In: 8º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, São Paulo. Anais... [s.n.].

Décourt, L., Quaresma, A. R. (1978) Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – COBRAMSEF, Rio de Janeiro. Anais… ABMS. v. 6, p. 45-53.

Mantuano, Raphael Martins (2013) Comparação entre os métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice – Rio de janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica.

Mascagna Costa, W., Quaresma, J. E., & Florian, F. (2021). VIABILIDADE DA HÉLICE CONTÍNUA NA CONSTRUÇÃO CIVIL. RECIMA21 - Revista Científica Multidisciplinar - ISSN 2675-6218, 2(10), e210807. https://doi.org/10.47820/recima21.v2i10.807

Militsky, J. (1986). Relato do estado atual de conhecimento: fundações. In. COBRAMSEF, 8., 1986, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre, v. 7.

Resende, A.S.; Barbosa, Y; Chaves, N.A. e Albuquerque, P.J.R. (2022) AVALIACAO DE DESEMPENHO DE ESTACAS ESCAVADAS EM ENSAIOS BIDIRECIONAIS – ANALISE DE RESULTADOS. In: ANAIS DO XX COBRAMSEG, 2022, Campinas. Anais eletrônicos... Campinas, Galoá, 2022. Disponível em:<https://proceedings.science/cobramseg-2022/trabalhos/avaliacao-de-desempenho-de-estacas-escavadas- em-ensaios-bidirecionais-analise-de?lang=pt-br> Acesso em: 26 jul. 2023

Resende, A.S.; Chaves, N.A.; Freitas, E.N.F e Albuquerque, P.J.R. (2023) ANÁLISE DA REDUÇÃO DO ATRITO LATERAL EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EXECUTADAS EM TERRENOS EM CORTE A PARTIR DO ENSAIO BIDIRECIONAL – ESTUDO DE CASO. In: ANAIS DO SEFE 10, 2023, São Paulo. Anais eletrônicos... São Paulo. Disponível em:< https://sefe10.com.br/evento/sefe10/trabalhosaprovados/naintegra/1258> Acesso em: 05 jul. 2024.

Silva, P. E. C. A. F. (1983) Célula expansiva hidrodinâmica: Uma nova maneira de executar provas de carga, ARCOS, Belo Horizonte, Brasil.

Teixeira, A. H. (1996) Projetos e execução de fundações. In: 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, São Paulo. Anais... [s.n.]. v. 3, pp. 33-50.

Van der veen, C. Bearing capacity of a pile. In: International conference soil mechanics foundation engineering, 3., 1953, Zurich. Proceedings. Zurich, 1953. v. 2

Velloso, P. P. C. (1981) Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento. Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/296

Comportamento de Estacas Tipo Hélice Contínua Monitorada em Solos Compressíveis

George Drozczak
Engenheiro Civil, Blumenau, Brasil, georgedrozczak@gmail.com

Luiz Henrique Olavo
Engenheiro Civil, Curtiba, Brasil, luiz@ensolo.com.br

RESUMO: A região do litoral norte de Santa Catarina próxima aos portos de Itajaí e Navegantes está sobre um depósito lagunar que pode alcançar até 60 metros de profundidade de intercalações de argila mole e areias fofa à compacta. O presente trabalho tem por objetivo apresentar o comportamento de estacas do tipo hélice contínua monitorada, executadas em solos compressíveis na cidade de Itajaí-SC. O estudo realizado é em relação a três estacas executadas a priori, com diâmetro de 70cm e comprimento de 23,0 metros, apoiadas sobre camada intermediária de areia e que foram submetidas a ensaios de carregamento dinâmico. As curvas carga-recalque obtidas nos ensaios dinâmicos serviram de base para a modelagem numérica de recalques do edifício caso o mesmo fosse apoiado sobre esta camada intermediária de areia, o que indicou que os recalques diferenciais levariam a distorções angulares de L/90, muito acima do limite da norma de desempenho (ABNT, 2013).

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, Estaca Hélice Contínua Monitorada, Solo Mole.

ABSTRACT: The region on the north coast of Santa Catarina, close to the ports of Itajaí and Navegantes, is located on a lagoon deposit that can reach a depth of up to 60 meters with intercalations of soft clay and soft to compact sand. The present work aims to present the behavior of monitored continuous flight auger piles, carried out in compressible soils in the city of Itajaí-SC. The study carried out is in relation to three piles built a priori, with a diameter of 70cm and a length of 23.0 meters, supported on an intermediate layer of sand and which were subjected to dynamic loading tests. The load-settlement curves obtained in the dynamic tests served as a basis for the numerical modeling of the building's settlements if it were supported on this intermediate layer of sand, which indicated that the differential settlements would lead to angular distortions of 1/90, well above the limit of the performance standard (ABNT, 2013).

KEYWORDS: Foundations, Monitored Continuous Flight Auger Pile, Soft Soil

1 INTRODUÇÃO

A construção no litoral de Santa Catarina tem evoluído de forma exponencial, fazendo com que edifícios mais altos sejam adotados, isso só tem a contribuir com engenharia nacional. Estão sendo desenvolvidas muitas tecnologias de materiais, processos de produção e demanda de mão de obra qualificada. Considerando que boa parte do litoral catarinense é composto pela presença de solos moles, com isso abre amplo espaço para o desenvolvimneto de estudos geotécnicos. A opção mais utilizada, e disponível no mercado, é a estaca tipo Hélice Contínua Monitorada (HCM), um modelo muito utilizado em todas as cidades da região, porém, tem sido um assunto amplamente discutido e alvo de muitas polêmicas.

O objeitvo deste trabalho é mostrar para a socidedade através de ensaios e provas de carga, como se comportam estacas HCM, em solo compressível. Foram executadas três estacas do tipo Hélice Contínua Monitorada de 700mm com 23 metros de profundidade, as quais foram submetidas a ensaios de carregamento dinâmico, onde foi analisada a conformação do fuste de cada estaca e capacidade de carga. Na sequência foi realizada modelagem numérica, através do modelo AOKI-LOPES (1975), para avaliar o deslocamento distorcional.

2 LOCALIZAÇÃO

Itajaí localiza-se no litoral centro norte catarinense, na margem direita da foz do rio Itajaí-Açu. É um município brasileiro localizado no estado de Santa Catarina, na Região Sul do Brasil, distante 94 km da capital catarinense, Florianópolis. Tem uma população de 264.054 habitantes , sendo uma cidade média, é o quinto município mais populoso do estado segundo os dados do censo de 2022. Sua localização no mapa de Santa Catarina e em relação à foz do Rio Itajaí-Açu podem ser vistos nas figuras 1 e 2.

Figura 1. Localização Itajaí (Wikipedia, 2024)

Figura 2. Localização Itajaí (Google Earth, 2024)

2.1 Caracterização Geológica

A cidade de Itajaí está localizada às marges do Rio Itajaí-Açu e próximo ao mar, estando contida dentro de um depósito aluvionar, abrangendo grande parte do município. A figura 3 ilustra a carta geológica com a definição da área urbana do município e onde se percebe que superficialmente predominam sedimentos aluvionares, denominados Q2ca na carta. Subjacente aos solos aluvionares, existem sedimentos marinhos, conforme indicado pelas sondagens executadas. Na obra foi realizada uma primeira campanha com 2 furos de SPT, como foram encontrados solos moles, foram feitos 4 furos de CPT, cujos valores da resistência de ponta, qc, em MPa, estão plotados na figura 4.

3 ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO

Foram executadas a priori 3 estacas de teste para a realização de ensaios de carregamento dinâmico. Não foi feita prova de carga estática e sim ensaio dinâmico pelo fato de haver dúvidas sobre a integridade da estaca hélice contínua monitorada nos solos moles da região, o que não seria identificado em uma prova de carga estática não instrumentada, além da maior amostragem. E não havia intenção em se reduzir o fator de segurança.

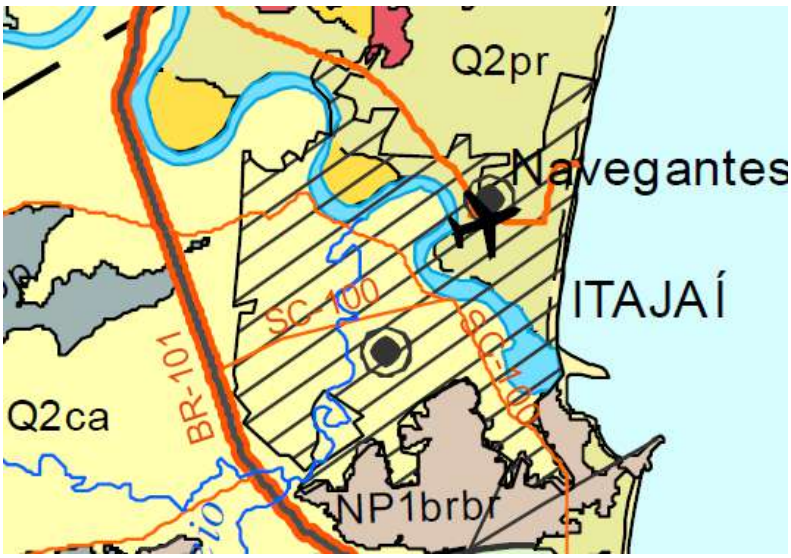


Figura 3. Carta Geológica de incluindo o sítio urbano de Itajaí (CPRM, 2014)

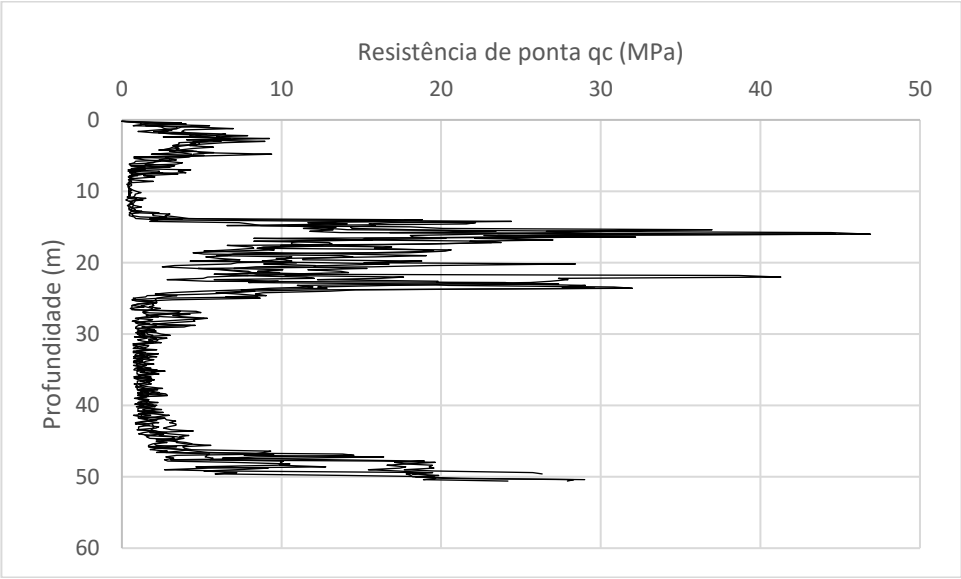
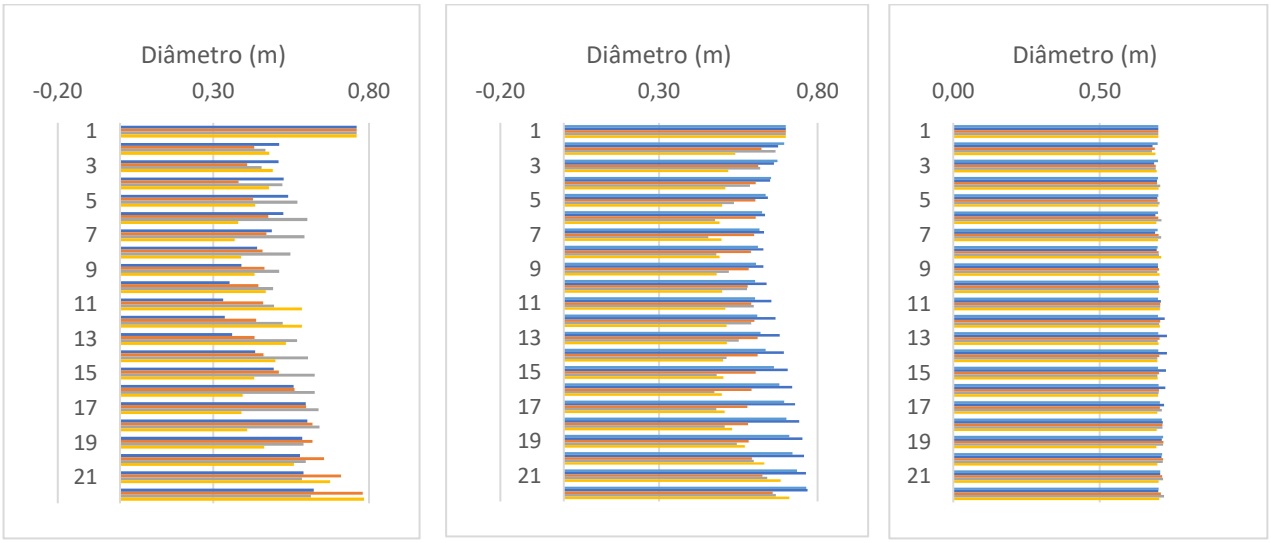


Figura 4. Valores de qc (MPa) dos 4 ensaios de CPT realizados na obra

Os ensaios de carregamento dinâmico foram executados com energia crescente, de modo a se ter a envoltória de resistência e de acordo com a NBR 13208 (ABNT, 2007). Todos os golpes aplicados foram analisados com o método CAPWAP. Dentre as estacas ensaiadas, apenas uma apresentou seção aproximadamente constante com a profundidade enquanto as demais mostraram reduções consideráveis de impedância, a qual depende da seção e qualidade do concreto. Para este estudo foi considerado que as variações de impedância são proporcionais à área da seção. As seções obtidas para cada golpe analisado variaram uma vez que o modelo utilizado no CAPWAP prioriza a capacidade de carga, sendo menos preciso nos outros aspectos, porém, é seguro afirmar que uma das estacas teve diâmetro acabado da ordem de metade do diâmetro do trado. A figura 5 mostra os resultados dos diâmetros obtidos metro a metro nas análises, sendo que cada

cor de barra indica um golpe analisado pelo método CAPWAP, estando plotados todos os golpes. O diâmetro na posição dos sensores foi medido e é dado de entrada para o ensaio.



a) Estaca E1 b) Estaca E2 c) Estaca E3

Figura 5. Diâmetros obtidos nas análises CAPWAP para as três estacas.

Nota-se na Figura 5 que, principalmente a estaca E1 apresentou redução significativa enquanto a estaca E3 encontra-se com impedância praticamente constante com a profundidade. Por esta razão, a estaca E3 foi utilizada como sendo a referência para os estudos de calibração de método de cálculo e de previsão de recalques.

As cargas mobilizadas por golpe para as estacas encontram-se na Tabela 1, bem como os valores de quake lateral e de ponta.

Os ensaios indicaram também um valor acima do normal para o plug de solo sob a ponta das estacas, sugerindo a punção da camada mais resistente em direção à argila mole subjacente. A figura 6 mostra os máximos valores de atrito lateral por metro de estaca para as três estacas, o que ilustra a grande variabilidade encontrada para esta grandeza também.

Tabela 1. Resistências mobilizadas por golpe para cada uma das estacas.

Estaca	Golpe	Capacidade mobilizada (kN)			Quake (mm)	
		Total	Atrito Lateral	Ponta	Atrito Lateral	Ponta
E1	3	662	352 (53%)	309 (47%)	4,461	4,055
E1	4	826	334 (40%)	492 (60%)	0,994	4,567
E1	5	1502	780 (52%)	722 (48%)	6,033	1,442
E1	6	1178	366 (31%)	812 (69%)	5,093	8,052
E2	2	1226	923 (73%)	343 (27%)	3,189	1,004
E2	3	1275	831 (65%)	444 (35%)	3,485	1,201
E2	4	967	484 (50%)	483 (50%)	1,925	1,538
E2	5	880	354 (40%)	526 (60%)	5,505	2,151
E2	6	1111	723 (65%)	388 (35%)	1,004	1,819
E3	2	1385	1056 (76%)	329 (24%)	2,394	4,856
E3	3	1937	1418 (73%)	519 (27%)	1,796	5,710
E3	4	1965	1624 (83%)	340 (17%)	7,473	1,332
E3	5	2562	1907 (74%)	655 (26%)	1,004	8,019
E3	6	4541	4063 (89%)	477 (11%)	1,004	7,069

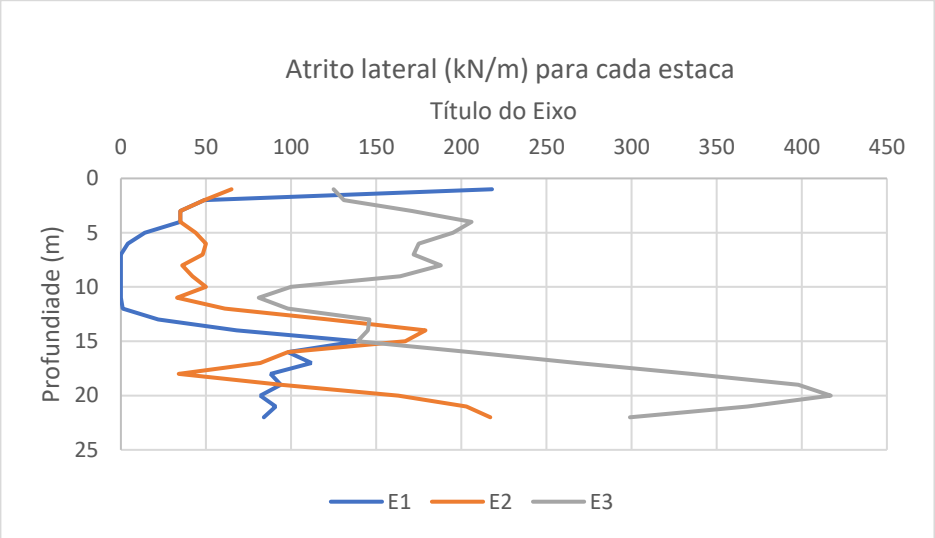


Figura 6. Máximo atrito lateral (kN /m) para as três estacas, mostrando grande variabilidade.

4 PREVISÃO DE RECALQUES

A modelagem de recalque consiste em um modelo para analisar o comportamento das fundações apoiadas na camada intermediária de areia compacta sobre uma camada de solo compressível, a ferramenta que foi utlizada foi o modelo de AOKI-LOPES (1975). Os módulos de elasticidade adotados encontram-se na tabela 2 e foram capazes de recriar a contento a curva carga-recalque obtida na análise CAPWAP para a estaca E3, lembrando que a curva carga-recalque do CAPWAP costuma ser mais rígida que a de uma prova de carga estática.

Tabela 2. Módulo de Elasticidade por camada

Camada (metros)	Solo	ES (kPa)
-4,00	Areia	23582
-14,00	Argila	2976
-24,00	Areia	65183
-45,00	Argila	3808
-50,00	Areia	108588

O modelo propõe o cálculo de tensões e recalques em pontos quaisquer no interior do solo com uma solução numérica, considerando que, as cargas que atuam em um grupo de estacas são decompostas em um sistema de cargas elementares concentradas e equivalentes, onde seus efeitos são superpostos no ponto analisado. A discretização consiste em se ter equações que reduzam a carga a um sistema de cargas pontuais equivalentes (DIAS, 1977).

Os efeitos são calculados através da equação de Mindlin (1936), considerando o solo homôgeno, istrópico, semi-infinito e apresenta comprotamento elastico-linear. A expressão que fornece o deslocamnto vertical (w) em um ponto de massa de solo é dada pela equação 1.

$$w = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)}\left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu^2)-(3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5}\right]$$

(1)

Onde:

P = Carga elementar vertical aplicada em um ponto do maciço;

G = Módulo de Elasticidade transversal do solo;
ν = Coeficiente de Poison;
z = Profundidade do ponta em que se deseja calcular o deslocamento;
c = profundidade do ponto de aplicação da carga concentrada (P).
R1 é dado pela equação 2
R2 é dado pela equação 3

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z-c)^2} \tag{2}$$

$$R_2 = \sqrt{r^2 + (z+c)^2} \tag{3}$$

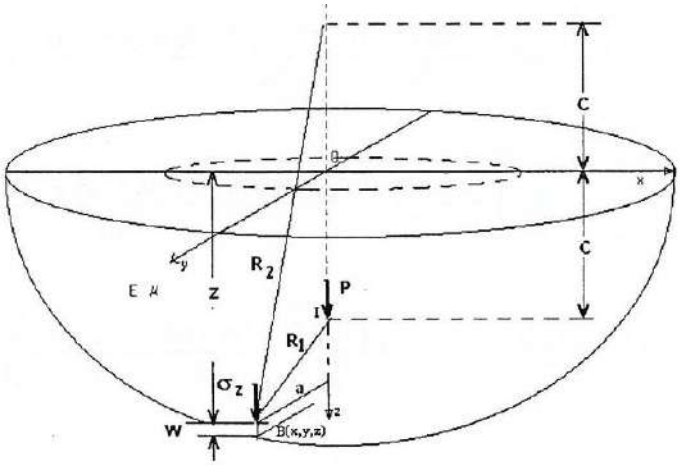


Figura 7. Solução de Mindlin (1936) (Reis, 2000 apud. Russo Neto, 2005)

O valores de carga foram obtidos através do modelo Aoki-Veloso (1975), calibrados com base nos resultados dos ensaios de carregamento dinâmico da Tabela 1. O modelo foi condicionado com base em um edificio de 30 pavimentos com cargas de até 14000 kN. Considerando a NBR 15575-2 Edificações Habitacionais – Desempenho Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais (ABNT, 2013), o limite máximo para deslocamento distorcional é de L/500. Os resultados obtidos na modelagem onde as fundações foram apoiadas na cota -23 metros, foi de até L/90. Segundo Skempton (1953), deslocamentos distorcionais a partir de L/150 podem causar dano estrural nas edificações.

5 CONCLUSÕES

Foi possível observar que as estacas apresentaram grande variação de impedância, a qual foi creditada à variação de seção e também grande variação na carga de ruptura, também ocasionada por esta variação. Observou-se também na previsão de recalques que o fato de se apoiar a estaca ainda sobre uma camada intermediária de areia levaria à deformação da camada subjacente de argila compressível, causando deformações elevadas e distorções angulares elevadas, o que poderia não ser tolerável pela estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007) NBR 13208 Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013) NBR 15575-2 Desempenho de Edifícios Habitacionais, Parte 2: Sistemas estruturais. Rio de Janeiro.

Aoki, N., Lopes, F.R. (1975). *Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the Theory of Elasticity*, Proceedings, 5th. Pan American CSMFE, Buenos Aires, vol. 1, pp. 377-386.

CPRM (2014) *Mapa Geológico do Estado de Santa Catarina*

Dias, C.R. Recalques de Fundações em Estacas (1977)

Rodrigues, B.N. (2018) Previsão de Recalques em Fundações Retroanálise de Prova de Carga

Russo Neto, L. (2005). *Interpretação de deformação e recalque na fase de montagem de estrutura de concreto com fundação em estaca cravada.* Tese de doutorado. EESC. São Carlos.

Skempton, A. W. (1953). Discussion contribution: piles and pile foundations, settlement of pile foundations. Proc. 3rd ICSMFE, Zurich, pp. 3 - 172.

Wikipedia (2024). Artigo sobre Itajaí, acessado em 12/04/2024 no endereço https://pt.wikipedia.org/wiki/Itajaí

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/297

Cravação Dinâmica de Estacas Moldadas "*In Loco*" para Restituir sua Capacidadade de Carga Geotécnica

Urbano Rodriguez Alonso
Engenheiro Consultor, São Paulo, SP, Brasil
u.rodriguez@uol.com.br

RESUMO: Neste trabalho apresentam-se casos de obra onde se restituiu a capacidade de carga geotécnica de estacas moldadas *"in loco"* através de cravação dinâmica quando essa carga não foi obtida ao se realizarem provas de carga estáticas e/ou ensaios de carregamento dinâmico nessas estacas.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas moldadas in loco, Cravação de estacas moldadas in loco, Capacidade de carga.

ABSTRACT: This paper presents cases of jobs where the geotechnical load capacity of piles cast *"in situ"* was restored through dynamic driving when this load was not obtained when carrying out static load tests and/or dynamic load tests on these.

KEYWORDS: Cast-in-place piles, Driving of cast-in-place piles, Load capacity.

1 INTRODUÇÃO

O autor tem sido chamado para resolver problemas de estacas moldadas "*in loco*" (estacas raiz, estacas escavadas e estacas hélice contínua) quando ao se realizar provas de carga estáticas ou ensaios de carregamento dinâmico se constata que essas estacas estão com carga inferior ao exigido no projeto, decorrente da deficiência da carga de ponta.

A cravação dinâmica desse tipo de estacas tem sido uma alternativa adequada desde que essa cravação seja acompanhada com instrumentação a fim de não ultrapassar as tensões admissíveis de compressão e de tração do concreto dessas estacas. Para tanto, deve-se complementar essas estacas com um seguimento fretado de modo a que as tensões aplicados pelo pilão ao corpo da estaca não ultrapassem essas tensões admissíveis. Para esse controle, as cravações devem ser realizadas com acompanhamento utilizando instrumentação (PDA – Pile Driving Analyser). Com este procedimento executivo de "cravação dinâmica" tem-se evitado realizar o reforço do estaqueamento ganhando-se prazo e custos que tal reforço requiriria.

2 HISTÓRICO

Este procedimento foi inicialmente usado nas estacas tipo Franki quando ocorria o levantamento do seu fuste separando-o da base alargada devido à cravação de estacas próximas, patologia bastante divulgada em nosso meio geotécnico.

No capítulo 9.1.1 do livro FUNDAÇÕES Teoria e Prática editado pela ABMS/ABEF/Oficina de Textos, o engº Clovis Maia trata desse assunto especificamente quanto à recravação de estacas tipo Franki que sofreram esse levantamento citando.....*As estacas com dano comprovado devido a levantamento podem ser recravadas como elemento pré-moldado, para recuperar a capacidade de carga, usando a recravação estática (dispendiosa e fora de uso) ou a recravação dinâmica com golpes de pilão de queda livre.*

Em comunicado pessoal o engº Clovis Maia me informou que esse procedimento de cravação das estacas tipo Franki foi por ele usado em 1968, durante o estaqueamento da fábrica da ALCOMINAS, em Poços de Caldas. A cravação dinâmica das estacas que haviam sofrido levantamento foi feita acertando-se seu topo e depositando-se areia sobre elas após a instalação de um tubo metálico que servia de guia ao pilão (Figura 1).

Ainda segundo o engº Clovis Maia, ele não tinha muita certeza da qualidade final da estaca e por essa razão iniciou o processo de cravação pelo método estático, com cargueira móvel, similarmente à cravação de estacas tipo mega, mas também cravando outras dinamicamente. Utilizando essa cargueira, testou as estacas que haviam sido cravadas dinamicamente e constatou que não só essas estacas estavam íntegras, como também não "desciam" com a carga aplicada, mostrando a viabilidade da cravação dinâmica.

Após esta experiência na ALCOMINAS, o próprio engº Clovis Maia, agora como diretor da empresa GODOY E MAIA, repetiu o processo de cravação dinâmica em 225 estacas tipo Franki, com 60 cm de diâmetro, na CARDOMINAS.

Calcado na experiência do engº Clovis Maia, a CONSULTRIX, em 1977, cravou, dinamicamente, as estacas do tipo Franki que haviam sofrido levantamento do fuste durante a execução do estaqueamento de um prédio administrativo de um Banco na av. marginal do rio Tamanduateí, em SP. Segundo o engº Sigmundo Golombek, diretor da CONSULTRIX, foram cravadas 161 das cerca de 700 estacas. Ainda segundo Golombek este número de cravação não foi maior, porque, após muita discussão, decidiu-se cravar apenas as estacas que tiveram levantamento superior a 25 mm. As estacas, com 60 cm de diâmetro para 170 tf, foram cravadas usando-se o próprio pilão de cravação do tubo Franki, com 4.100 kgf, caindo de altura de 1 a 2 m.

Em 1991, no SEFE II, volume 1, páginas 276 a 284, o engº Paulo Frederico F. Monteiro, então gerente técnico da empresa Estacas Franki Ltda, apresentou um trabalho consolidando a experiência da cravação de estacas tipo Franki que sofrem "alto levantamento", por ele citado como sendo 30 mm (um pouco superior ao citado pelo engº Golombek, que era 25 mm) usando cravação dinâmica. Justifica este procedimento, analogamente ao exposto pelo engº Clovis Maia, por apresentar um rendimento muito elevado e não causar dano ao elemento estrutural desde que se utilize um "capacete" conforme se mostra na Figura 1 extraída do seu trabalho similar ao utilizado pelo engº Clovis Maia nas obras da ALCOMINAS e CARDOMINAS e Golombek em SP.

Para comprovar a eficiência do método de recravação dinâmica, o engº Paulo Frederico realizou provas de carga estática nessas estacas cravadas dinamicamente mostrando o bom comportamento delas.

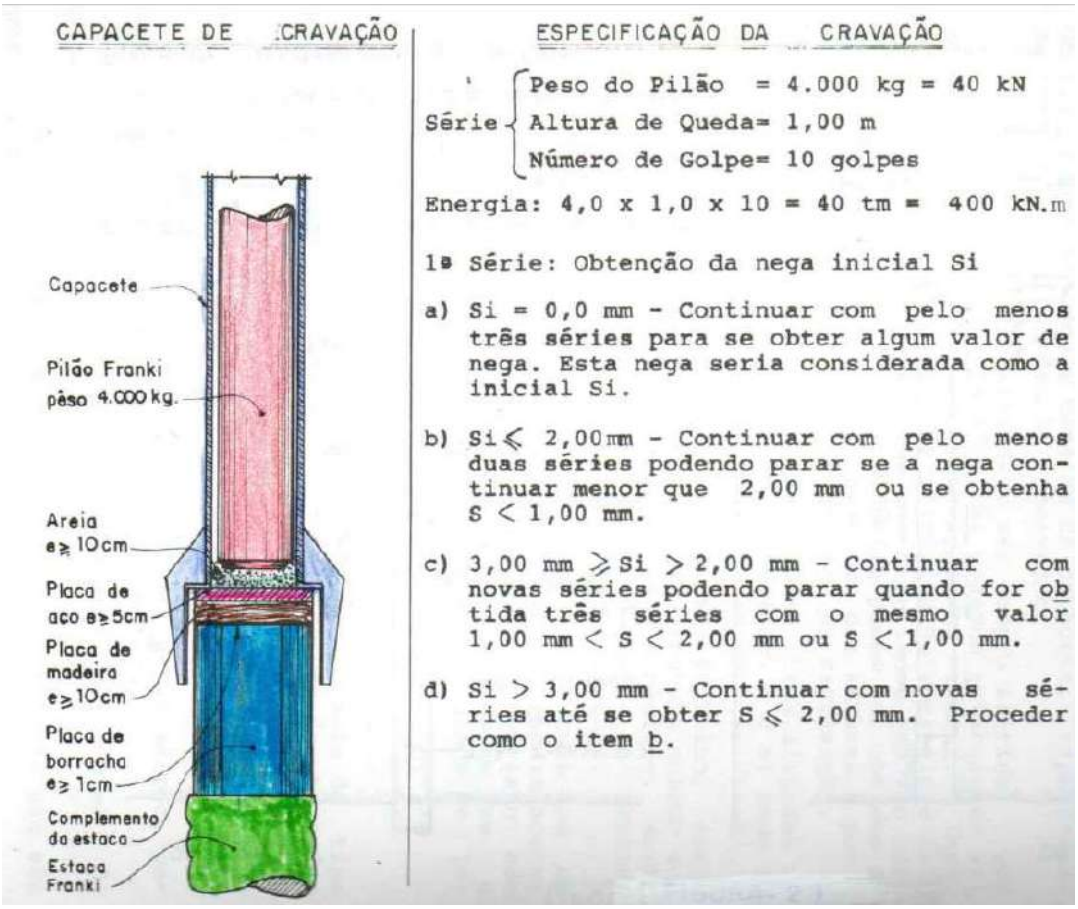


Figura 1: Detalhes do procedimento de cravação usado pelos engºs Clovis Maia e Paulo Frederico

Nota: É importante esclarecer que à época dessas obras (antes da década de 80) não se realizavam ensaios de carregamento dinâmico em obras *"onshore"* (estacas de obras em solo e não no mar – *"off shore"*) que permite, durante a cravação, medir, não só a carga mobilizada, como também as tensões dinâmicas de compressão e de tração decorrentes dos golpes do pilão, daí porque se criava um sistema de amortecimento conforme detalhado na Figura 1 extraída do trabalho do engº Paulo Frederico. Mas hoje em dia, ao se cravar uma estaca "*moldada in loco"* (Franki, raiz, escavada ou hélice contínua) que mostre deficiência na capacidade de carga de ponta, essa cravação é feita acompanhada da instrumentação que permite saber os níveis de tensão aplicada às estacas, bem como a carga mobilizada para cada golpe do pilão, como nos casos que se apresentam a seguir.

3 CASOS EM QUE USAMOS A CRAVAÇÃO DINÂMICA EM ESTACAS MOLDADAS "IN LOCO" PARA RESTABELECER A CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA

A primeira obra onde usamos esse procedimento ocorreu em 2017 em uma obra de uma concessionária cujas fundações foram executadas com estacas escavadas com auxílio de fluido estabilizante com 120 cm de diâmetro e carga de trabalho de 490 e 520 tf onde se constatou, durante os ensaios de carregamento dinâmico, que algumas dessas estacas estavam com carga de ponta insuficiente.

Foram cravadas 8 estacas usando-se pilão de queda livre com 25 tf de peso guiado em uma torre apoiada no solo e o pilão suspenso por guindaste (Figura 2) (daí o tempo gasto nos ensaios, pois a cada golpe do pilão havia necessidade de se nivelar a torre do equipamento) cujas alturas de queda foram controladas usando-se o PDA (Pile Driving Analyser) de modo a não ultrapassar as tensões dinâmicas admissíveis (compressão e tração). Todas essas estacas foram cravadas até se obter um fator de segurança FS ≥ 1,6. Na Tabela 1 apresenta-se um resumo dessas cravações dinâmicas controladas.

Figura 2: Equipamentos de queda livre usados nos testes da primeira e da terceira obra aqui citadas

Tabela 1. Resumo das cravações controladas com PDA e com FS > 1,6.

Estaca	Cargas (tf)		Comprimentos (m)			FS
nº	Projeto	Mobilizada	Projeto	Executado	Final	
E 5	520	1.204	15,00	15,00	15,23	2,3
E 6	520	1.136	15,00	15,00	15,17	2,2
E 7	520	927	15,00	15,00	15,05	1,8
E 8	520	878	15,00	15,00	16,04	1,7
E 9	490	993	15,00	15,00	16,16	1,9
E 10	490	786	15,00	15,00	15,33	1,6
E 11	520	967	15,00	15,00	15,48	1,9
E 12	520	892	15,00	15,00	15,06	1,7

A segunda obra onde usamos esse procedimento ocorreu em 2019 nas fundações de um viaduto no Rio de Janeiro cujas fundações foram executadas com estacas raiz com 40 cm de diâmetro para carga de 107 tf a 141 tf (Tabela 2). O caso em estudo foi um trecho desse viaduto onde foram executadas 488 estacas que durante as provas de carga e ensaios de carregamento dinâmico, 16 apresentaram capacidade de carga inferior ao exigido pelo projeto (fatores de segurança variando entre 0,85 e 1,22). Foram cravadas essas 16 estacas de três blocos que apresentaram capacidade de carga geotécnica inferior à de projeto cujos resultados estão apresentados na Tabela 2. Essa cravação foi realizada com martelo hidráulico de impacto.

Tabela 2: Resultados dos ensaios PDA nas estacas raiz dos grupos 1 a 3

Grupo	Apoio	Estaca	$P_{trabalho}$ (tf)	L (m)	Data ensaio	$P_{mobilizado}$(tf)	FS
1	P335B	317	107	7,00	09/05/19	350	3,3
		318	107	7,00	17/04/19	490	4,6
		319	107	7,00	09/05/19	335	3,1
		320	107	7,00	09/05/19	338	3,2
2	P336A	321	141	8,00	08/05/19	209	1,5
		322	141	8,00	09/05/19	283	2,0
		323	141	8,00	09/05/19	307	2,2
		324	141	8,00	08/05/19	300	2,1
		325	141	8,00	10/05/19	350	2,5
		326	141	8,00	16/04/19	207	1,5
3	P337A	331	128	10,00	16/05/19	213	1,7
		332	128	10,00	16/05/19	261	2,0
		333	128	10,00	16/05/19	256	2,0
		334	128	10,00	16/04/19	253	2,0
		335	128	10,00	16/05/19	175	1,4
		336	128	10,00	10/05/19	230	1,8

A terceira obra aqui relatada ocorreu no ano passado (2023) nas fundações de um prédio residencial com duas torres, no bairro da Freguesia do Ó, em SP, cujas fundações foram executadas em estacas hélice contínua com diâmetros variando de 50 cm a 90 cm . Nesta obra usou-se o mesmo equipamento de queda livre usado na primeira obra aqui citada (Figura 2), porém usando pilão com peso de 13 tf. Nesta obra, analogamente às duas anteriores houve necessidade de se complementar as estacas com um segmento de concreto fortemente armado (Figura 3) para reduzir as tensões aplicadas ao corpo das estacas durante a aplicação dos golpes do pilão. Esses segmentos complementares das estacas tiveram que ser demolidos após os testes, conforme se mostra na Figura 4.

Figura 3: Armadura de fretagem do complemento das estacas

Figura 4: Serviços de demolição dos complementos das estacas

Na Figura 5 mostram-se alguns dos comprimentos cravados durante os ensaios dinâmicos, bem como as cargas mobilizadas sendo que no bloco denominado área 1 esses comprimentos cravados foram inferiores aos do bloco denominado área 2.

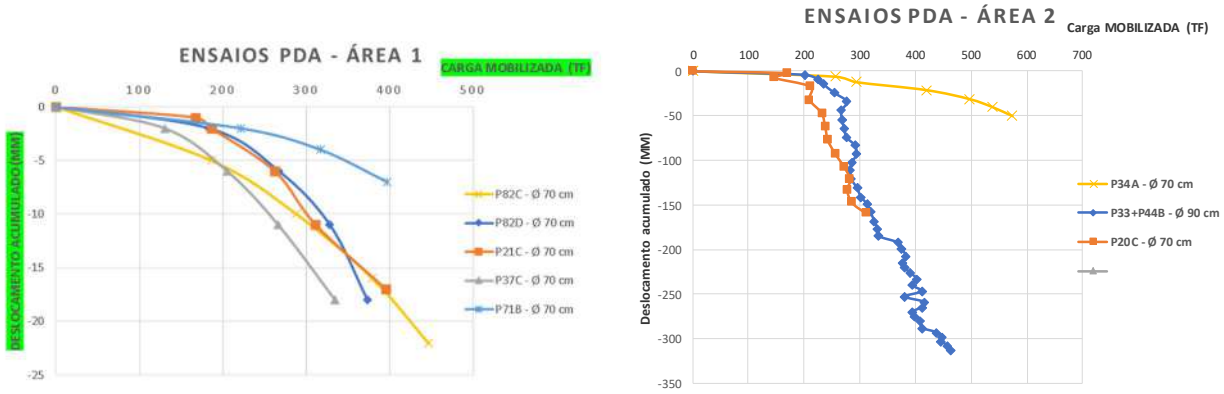


Figura 5: Cravações das estacas e suas cargas mobilizadas

3 CONCLUSÃO

O procedimento de "cravar" estacas do tipo moldadas *"in loco"* (estacas Franki, estacas escavadas, estacas raiz e estacas hélice contínua) tem sido um procedimento utilizado em nosso meio técnico como se mostra nos registros constantes do capítulo 9.1.1 do livro FUNDAÇÕES Teoria e Prática editado pela ABMS/ABEF/Oficina de Textos, no SEFE II, além de haver registro de obra em SP citado pelo prof. Sigmundo Golombek e por nós em algumas obras das quais separamos as três acima citadas.

Entretanto, ao contrário do passado, hoje em dia essas cravações devem ser acompanhadas com instrumentação (PDA – Pile Driving Analyser) a fim de aplicar alturas de queda do pilão que não imponham tensões superiores às admissíveis das estacas. Além disso, devem-se complementar as estacas com um trecho fretado conforme se mostra nas figuras 3 e 4 que será demolido após as cravações. A cravação tanto pode ser realizada com martelos de queda livre como aqui citado, também com martelos hidráulicos de impacto como ocorreu na segunda obra aqui citada.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/298

Desempenho de Estacas Hélice Contínua por meio de Resultados de Provas de Carga Instrumentadas em Profundidade e de Simulação Numérica

Thaís Maria Leite Paludeto
Engenheira Geotécnica MSc., Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, tmpaludeto@gmail.com

David de Carvalho
Professor, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, david@unicamp.br

RESUMO: A estaca tipo hélice contínua apresenta-se como solução para grande parte dos casos de fundação profunda, devido a sua aplicabilidade em diversos tipos de solos e sua alta produtividade. Sendo assim, conhecer o comportamento deste tipo de estaca tem grande relevância para a engenharia geotécnica. Com esse objetivo, analisou-se quatro provas de carga estática à compressão, com carregamento lento, em estacas tipo hélice contínua de 30cm de diâmetro com comprimentos variados (7,0m, 9,0m e 11,0m) executadas no município de Campinas - SP - Brasil. As estacas foram instrumentadas em profundidade com extensômetros elétricos de resistência (strain gages), em três níveis, sendo o primeiro próximo ao topo, o segundo em uma profundidade média e o último próximo a ponta. A instrumentação permitiu a análise da transferência de carga em profundidade. Considerando o avanço da utilização de programas computacionais para análise e dimensionamento de estruturas geotécnicas, as curvas carga vs recalque obtidas, por meio da prova de carga estática, foram comparados com os resultados da modelagem e simulação numérica, no software PLAXIS 2D. Por meio das simulações foi possível analisar a aplicabilidade das correlações com o ensaio SPT para obter parâmetros dos solos, e utilização do software para simulação prévia de prova de carga estática.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca Hélice Contínua, Prova de Carga Estática Instrumentada, Transferência de Carga, Modelagem Numérica

ABSTRACT: The Continuous Flight Auger pile is presented as a solution for deep foundations due to its applicability in various types of soils and its high productivity. Therefore, knowing the behaviour of this type of pile has great relevance for geotechnical engineering. With this goal, four Continuous Flight Auger piles were tested under compression with static load tests. The piles had 30cm of diameter and varying lengths (7.0m, 9.0m and 11.0m). The tests were performed in Campinas - SP - Brazil. The piles were instrumented in depth with electrical strain gages, at three levels, the first near the top, the second at a medium depth and the last near the tip. The instrumentation allowed the analysis of load transfer in depth. Considering the advances in computational software for analysis and dimensioning of geotechnical structures, the results obtained were also compared with the results of the modelling and numerical simulation of the load test in the PLAXIS® software. Through the simulations it was possible to analyse the applicability of correlations with the SPT test, to obtain soil parameters, and the usefulness of the software for simulation of static load tests.

KEYWORDS: Continuous Flight Auger Pile; Instrumented Static Load Test; Load Transfer; Numerical Modelling

1 INTRODUÇÃO

A definição da capacidade de carga é um aspecto básico para análise e projeto de fundações profundas em estacas. A execução de uma prova de carga estática é a forma mais confiável para determinar a capacidade de carga de uma estaca (Fellenius, 2004; Fellenius, 2021).

No entanto, uma prova de carga estática pode ser representada por um modelo matemático e solucionado por meio de um método numérico, como o método de elementos finitos (MEF). O modelo estabelece a representatividade física da solução enquanto o método define a precisão com que o modelo pode ser aproximado da realidade. (SIROIS e GRILLI, 2015).

A modelagem e a simulação numérica são ferramentas que têm sido cada vez mais empregadas na engenharia geotécnica, com um desenvolvimento acelerado nos últimos anos com o avanço das técnicas computacionais. Dessa forma, a modelagem de problemas geotécnicos tem desempenhado papel cada vez mais importante na obtenção de uma melhor compreensão do comportamento dos geomateriais e geoestruturas e na garantia da segurança e sustentabilidade de projetos complexos de geotecnia (Zhang et al, 2013).

Assim, o objetivo principal deste estudo é verificar a aplicabilidade da modelagem e simulação numérica na análise do comportamento de estacas hélice contínua executadas em solo residual. Para isto os resultados de simulações numéricas não lineares obtidas com um software comercial, destinado a análise bidimensional de deformação e estabilidade de problemas geotécnicos, foram comparados com resultados de quatro provas de carga estáticas instrumentadas em profundidade em estacas hélice contínua.

2 ENQUADRAMENTO DA OBRA E PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

As quatro estacas hélice contínua analisadas são estacas testes executadas ainda na fase de projeto para realização de provas de carga estáticas prévias na Rua 5, nº 48, Quadra A, Lote 01, Loteamento Residencial Vila Park, Campo Redondo, em Campinas, São Paulo, Brasil (latitude 22°57’53”S e longitude 47°10’14”W). O subsolo do local é residual de diabásio e pertence subgrupo de Itararé (Gon, 2011).

Na investigação do subsolo local, foram realizados quarenta ensaios tipo SPT (Standard Penetration Test). As estacas testes 01 e 02 foram executadas próximas ao furo de sondagem SPT-08 e as estacas testes 03 e 04 próximas ao furo SPT-03. Por esse motivo, os perfis do subsolo obtidos nas sondagens SPT-08 e SPT-03, foram os perfis selecionados para as análises do presente trabalho.

3 ESTACAS TESTES INSTRUMENTADAS

Foram executadas quatro estacas testes tipo hélice contínua monitoradas, com 30cm de diâmetro e comprimentos variados, sendo uma estaca com 7,00m, duas estacas com 9,00m e uma estaca com 11,00m.
A argamassa utilizada para preenchimento das estacas testes e de reação apresenta as seguintes características: fck ≥ 20MPa; adição de cimento ≥ 400kg/m³; fator água/cimento ≤ 0,6. Utilizou-se areia como agregado e um hiper plastificante foi adicionado na argamassa. Neste caso, utilizou-se argamassa para o preenchimento das estacas para facilitar a introdução da armadura com as instrumentações instaladas.

As estacas testes foram instrumentadas ao longo da profundidade em três níveis: o primeiro próximo ao topo, o segundo em uma profundidade intermediária e o último próximo a ponta. A instrumentação é composta, em cada nível, por quatro extensômetros elétricos de resistência (*strain gages*) de 350Ω instalados em ponte completa. Na figura 1, estão apresentadas as estacas tipo hélice contínua instrumentadas em profundidade implantadas no perfil de subsolo da sondagem mais significativa.

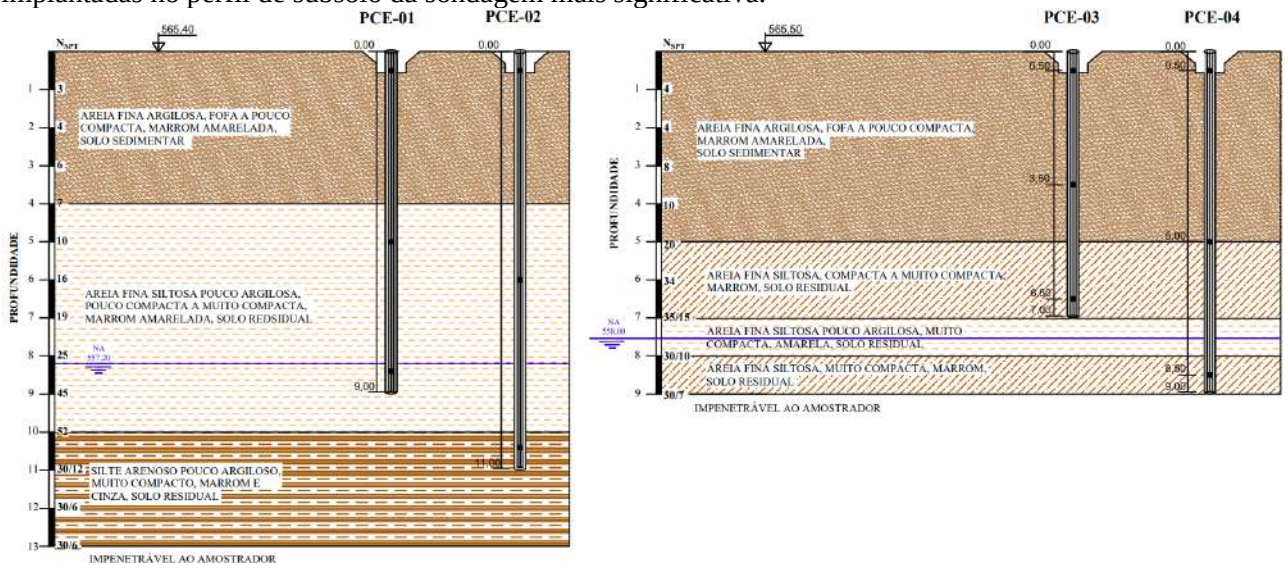


Figura 1 – Perfil do subsolo e estacas das PCE-01, PCE-02, PCE-03 e PCE-04.

Para introduzir a instrumentação nas estacas, os *strain gages* foram instalados em três barras de aço CA-50 com 20mm de diâmetro e revestidos com resina epóxi. As barras foram protegidas com tubo de PVC tipo conduíte de 25,4 mm, de forma a garantir proteção mecânica, impermeabilização e isolamento elétrico. Assim, a instrumentação foi inserida centralizadas junto com a armação das estacas.

4 PROVA DE CARGA E SISTEMA DE REAÇÃO

Para a execução das quatro provas de carga estáticas (PCE-01, PCE-02, PCE-03 e PCE-04), foram executadas doze estacas de reação (ER) tipo hélice contínua com 40cm de diâmetro, seguindo os mesmos procedimentos de execução das estacas teste (ET). As estacas de reação ER1 a ER6 apresentam 12m de comprimento e as estacas ER7 a ER12 possuem 10m de comprimento.

A montagem do sistema de reação das provas de carga consistiu em duas vigas de reação. As vigas de reação foram ancoradas verticalmente por quatro estacas de reação armadas adicionalmente com uma monobarra centralizada em todo o comprimento das estacas.

O carregamento aplicado foi do tipo lento e o incremento de carga aplicado em cada estágio foi inferior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada. Em cada estágio de carregamento, a carga foi mantida até a estabilização dos deslocamentos ou durante um período mínimo de 30 minutos, seguindo a Norma NBR 12131/2006- Prova de carga estática: método de ensaio, norma em vigor na data de execução do ensaio. Atingida a carga máxima do ensaio, realizou-se o monitoramento por 12 horas mantendo-se a carga. Após esse período, realizou-se o descarregamento em quatro estágios com períodos mínimos de 15 minutos. Nos casos em que a estaca rompeu estruturalmente, procedeu-se diretamente ao descarregamento sem monitoramento. As curvas carga-deslocamento obtidas nas provas de carga estão apresentas na Figura 2a-d. As provas de carga PCE-01 (Figura 2a) e PCE-03 (Figura 2c) atingiram a carga máxima do ensaio, com a fase de descarregamento subsequente. Por outro lado, as provas de carga PCE-02 (Figura 2b) e PCE-04 (Figura 2d) foram interrompidas sem atingir a carga máxima devido a uma ruptura estrutural da estaca.

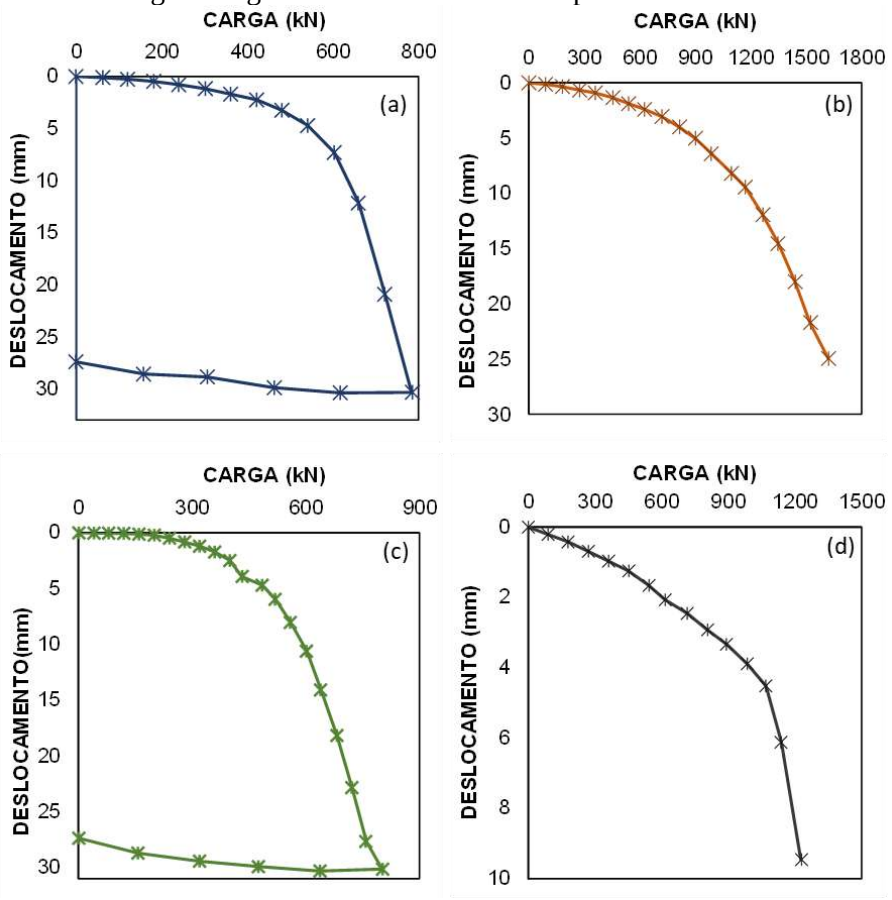


Figura 2 - Curvas carga-deslocamento obtidas nas provas de carga: (a) Prova de carga 1 (PCE-01); (b) Prova de carga 2 (PCE-02); (c) Prova de carga 3 (PCE-03); (d) Prova de carga 4 (PCE-04)

6 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO POR MEIO DE CORRELAÇÕES COM O ENSAIO SPT OU CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

Parâmetros do solo como coesão (c), ângulo de atrito (∅), peso específico (γ), e modulo de elasticidade (E) são determinados idealmente por ensaios de laboratório. Quando não são determinados em laboratório é comum a estimativa dos parâmetros do solo por meio de correlações com os valores do índice de resistência à penetração do solo (N_{SPT}) obtido no ensaio sondagem de simples reconhecimento (SPT). Na literatura brasileira, existem equações e tabelas que correlacionam os parâmetros do solo com os valores do índice de resistência à penetração do solo (N_{SPT}). Assim, para determinar os parâmetros para as análises deste trabalho, foi calculado o valor do índice de resistência à penetração médio ($N_{SPT\ MED}$) de cada camada do solo, e as correlações foram definidas a partir desse valor.

Na Tabela 1 e Tabela 2 estão apresentados os parâmetros do solo estimados por meio de correlações, para a cada camada do perfil de subsolo da sondagem SPT 08 e SPT-03, respectivamente. Estes parâmetros foram os parâmetros de entrada para a simulação numérica das provas de carga.

Tabela 1 – Parâmetros estimados para modelagem – SPT-08

SOLO	Prof. da camada	N_{med}	γ [kN/m³]	γsat [kN/m³]	c [kN/m²]	Φ [graus]	E [kN/m²]	ν
Areia Fina Argilosa	-4	5	18	19	5	28	40000	0,2
Areia Fina Siltosa Pouco Argilosa	-7	15	19	20	7,5	32	83000	0,2
Areia Fina Siltosa Pouco Argilosa	-10	40	20	21	10	35	146000	0,2
Silte Arenoso Pouco Argiloso	-13	125	21	21	300	28	250000	0,3

Tabela 2 – Parâmetros estimados para modelagem – SPT-03

SOLO	Prof. da camada	N_{med}	γ [kN/m³]	γsat [kN/m³]	c [kN/m²]	Φ [graus]	E [kN/m²]	ν
Areia Fina Argilosa	-5	9	19	20	7,5	30	50000	0,2
Areia Fina Siltosa	-7	52	20	21	10	38	190000	0,2
Areia Fina Siltosa Pouco Argilosa	-8	90	20	21	10	38	200000	0,2
Areia Fina Siltosa	-9	128	20	21	100	38	200000	0,2

7 DEFINIÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO MATERIAL DA ESTACA

O módulo de elasticidade da estaca foi definido através da instrumentação na cabeça da estaca (seção de referência – sem contato com o solo), por meio da Equação 1.

$$E = \frac{(Q/A)}{\varepsilon} \quad (1)$$

Na tabela 3 estão apresentados os módulos de elasticidade obtidos para cada estaca e os restantes parâmetros do material necessários para a modelagem numérica.

Tabela 3 – Parâmetros do material da estaca utilizados no modelo.

Prova de Carga	Fck [Mpa]	γ [kN/m³]	E [kN/m²]	ν
PCE-01	20	24	$14,6x10^6$	0,2
PCE-02			$16,8x10^6$	
PCE-03			$14,3x10^6$	
PCE-04			$14,8x10^6$	

8 MODELAGEM NUMÉRICA - PLAXIS 2D

O modelo de cálculo escolhido para a simular o comportamento do solo foi o modelo linear elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb. Este modelo de Mohr-Coulomb representa uma aproximação de "primeira ordem" do comportamento do solo ou da rocha. Para simular o comportamento da estaca foi utilizado o modelo linear elástico, o qual é baseado na Lei de Hooke, da elasticidade isotrópica.

9 APRESENTAÇÃO E ANÁLISES DOS RESULTADOS

9.1 PCE-01 e PCE-02

As curvas carga-deslocamento obtidas nas simulações comparadas com as curvas obtidas no ensaio para as provas de carga PCE-01 e PCE-02 estão apresentadas na Figura 3a e na Figura 3b, respectivamente.

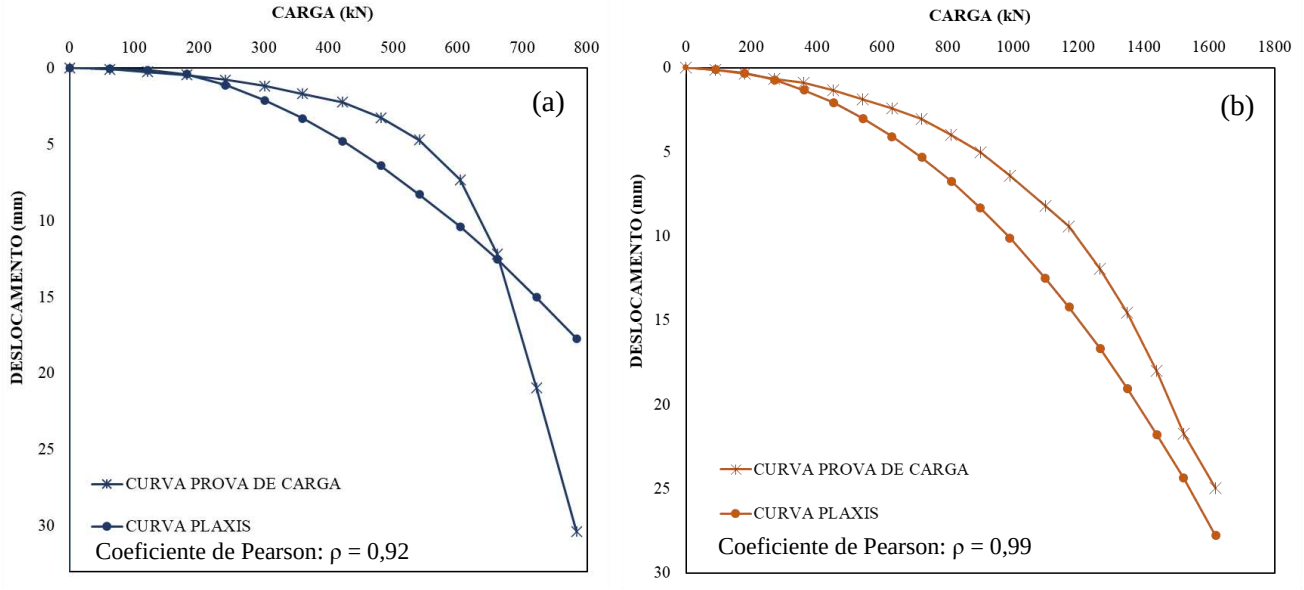


Figura 3 – Comparação entre curvas carga *vs* recalque obtidas por modelagem numérica com curva obtida por meio de prova de carga estática - (a) PCE-01 (b) PCE-02

Comparando-se as curvas da prova de carga PCE-01, os valores dos deslocamentos apresentam valores próximos até a carga equivalente a 80% da carga máxima do ensaio, com os deslocamentos obtidos na simulação maiores que os obtidos no ensaio. A partir do estágio equivalente a 80% da carga máxima do ensaio os deslocamentos obtidos na simulação passaram a ser menores que os obtidos no ensaio. Observa-se que na curva gerada na simulação o valor de deslocamento é progressivo, apresentando certa linearidade. A curva obtida na prova de carga apresentou deslocamentos com variações maiores entre os estágios de carga, apresentando um comportamento não linear, sendo de simulação de maior complexidade, principalmente, nos estágios finais próximos a uma possível ruptura.

Para a prova de carga PCE-02, os deslocamentos na simulação foram maiores que os deslocamentos obtido na prova de carga em todos os estágios de carregamento, com a diferença se tornando mais significativa a partir do estágio 6. Porém a curva apresentou o mesmo comportamento que a curva obtida na prova de carga. Ainda assim, em uma situação em que se pretenda obter uma estimativa do resultado da prova de carga, a simulação mostrou-se eficaz por ter uma curva com um comportamento próximo da realidade e a favor da segurança, já que foram obtidos valores de deslocamento maiores na simulação da PCE-02.

No PLAXIS, há outras análises que podem ser feitas além das curvas carga- deslocamento. A análise dos *stress points* é interessante e pode explicar os valores dos deslocamentos finais. Assim, torna-se possível verificar os pontos plásticos, ou seja, os pontos de tensão do regime plástico, apresentados em um gráfico de geometria não deformada.

Apresentam-se nas Figuras 4a-d os modelos para a PCE-01 com os pontos plásticos para a carga de projeto (estágio 5), 50% da carga máxima (estágio 7), para 80% da carga máxima (estágio 11) e para a carga máxima (estágio 13), respetivamente. E apresentam-se nas Figuras 5a-d os pontos plásticos do modelo da PCE-02. Os pontos vermelhos nos gráficos correspondem aos pontos de falha, indicando que as tensões estão na superfície da região onde ocorrem as falhas. Os pontos brancos correspondem a ponto de tensão de corte (tensão limite), indicando que foi aplicado o critério de tensão de corte.

Observa-se que os pontos de falha ocorreram ao longo do fuste da estaca, o que indica a utilização da parcela de atrito lateral na resistência da estaca. Além disso, com os incrementos carga, nota-se o aumento dos pontos de falha na ponta, o que representa a contribuição da parcela de ponta na resistência da estaca. Nos últimos estágios, há um aumento significativos dos pontos de falha indicando uma plastificação da ponta e uma possível ruptura.

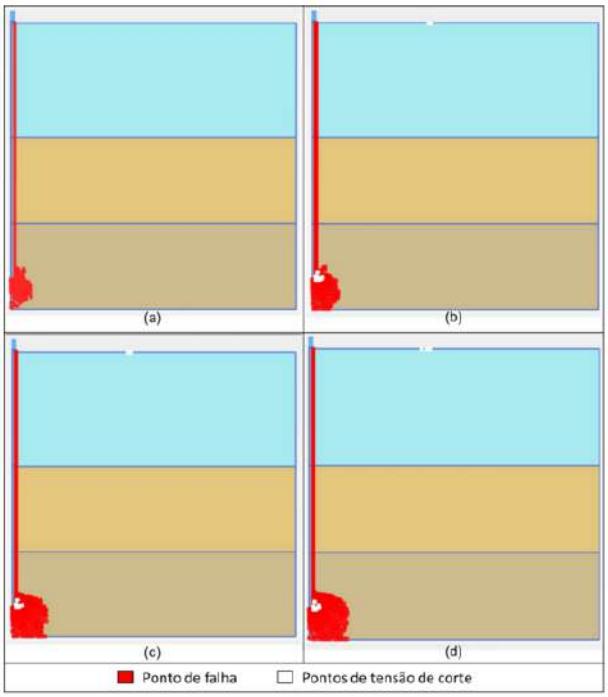


Figura 4 – Pontos plásticos nos estágios de carregamento a) 5, b) 9, c) 14 e d) 18 -PCE-01

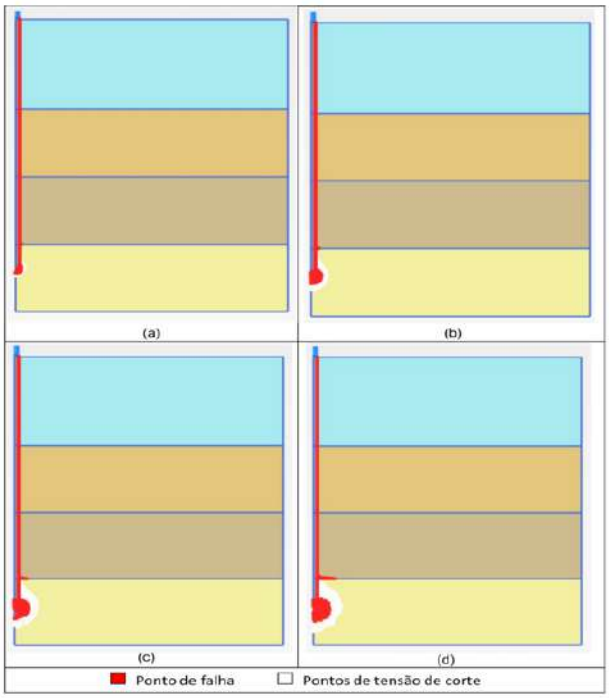


Figura 5 – Pontos plásticos nos estágios de carregamento a) 5, b) 9, c) 14 e d) 18 -PCE-02

9.2 PCE-03 e PCE-04

As curvas carga-deslocamento obtidas nas simulações comparadas com as curvas obtidas no ensaio para as provas de carga PCE-03 e PCE-04 estão apresentadas na Figura 6a e na Figura 6b, respectivamente. As curvas da simulação das PCE-03 e PCE-04 aprestaram o mesmo comportamento das curvas das PCE-01 e PCE-02. Comparando-se as curvas da prova de carga PCE-01, os valores dos deslocamentos apresentam valores próximos até a carga equivalente a 80% da carga máxima do ensaio, com os deslocamentos obtidos na simulação maiores que os obtidos no ensaio. A partir do estágio equivalente a 80% da carga máxima do ensaio os deslocamentos obtidos na simulação passaram a ser menores que os obtidos no ensaio.

Para a prova de carga PCE-04, os deslocamentos na simulação foram maiores que os deslocamentos obtido na prova de carga em todos os estágios de carregamento, com a diferença se tornando mais significativa a partir do estágio 6. Porém a curva apresentou o mesmo comportamento que a curva obtida na prova de carga.

Apresentam-se nas Figuras 7a-d os modelos para a PCE-01 com os pontos plásticos para a carga de projeto (estágio 5), 50% da carga máxima (estágio 7), para 80% da carga máxima (estágio 11) e para a carga máxima (estágio 13), respetivamente. E os pontos plásticos do modelo para a PCE-02 estão apresentados nas Figuras 8a-d.

Assim como nos resultados da modelagem numérica das provas de carga PCE-01 e PCE-02, observa-se, nos resultados das provas PCE-03 e PCE-04, que os pontos de falha ocorreram ao longo do fuste da estaca,

o que indica a utilização da parcela de atrito lateral na resistência da estaca. Além disso, com os incrementos carga, nota-se o aumento dos pontos de falha na ponta, o que representa a contribuição da parcela de ponta na resistência da estaca.

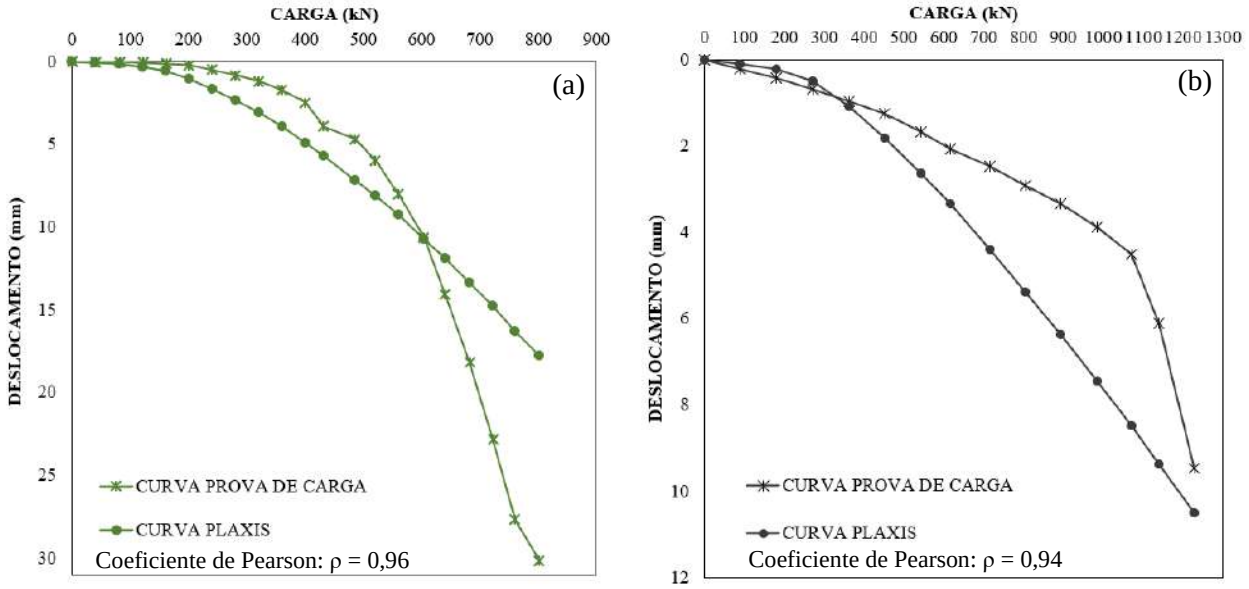


Figura 6 – Comparação entre curvas carga *vs* recalque obtidas por modelagem numérica com curva obtida por meio de prova de carga estática - (a) PCE-03 (b) PCE-04

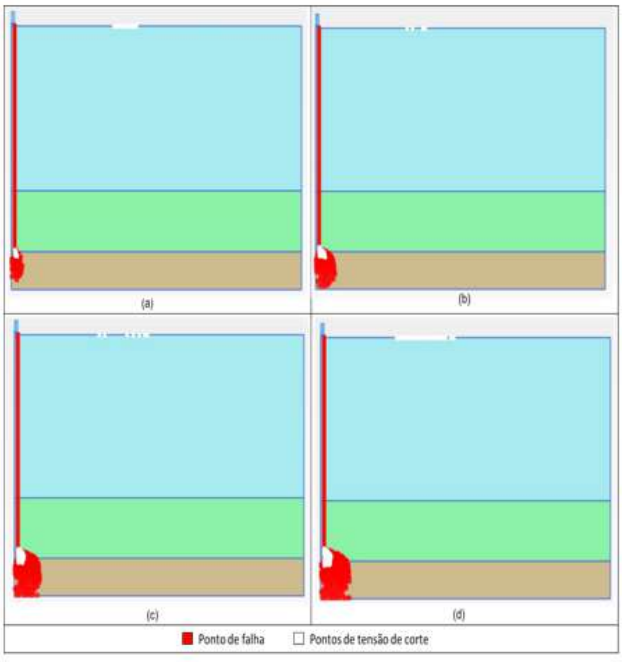


Figura 7 – Pontos plásticos nos estágios de carregamento a) 5, b) 9, c) 14 e d) 18 -PCE-01

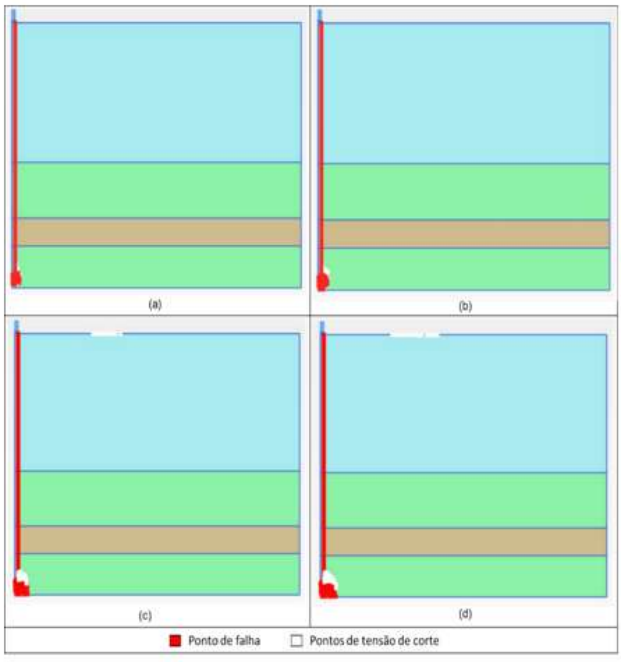


Figura 8 – Pontos plásticos nos estágios de carregamento a) 5, b) 9, c) 14 e d) 18 -PCE-02

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Atualmente, tem-se observado um avanço nos métodos computacionais para análise e dimensionamento de obras geotécnicas. O presente trabalho mostrou curvas resultantes da modelagem e simulação numérica obtidas com o *software* comercial, o PLAXIS 2D. De uma forma geral, pode-se observar

que as curvas carga-descolamento obtidas na simulação apresentaram comportamento similar às curvas obtidas nas provas de carga, mesmo com os parâmetros do solo sendo definidos por meio de correlações com o ensaio SPT, na ausência de ensaios de laboratório e outros ensaios de campo.

O trabalho mostrou que a curva carga-deslocamento obtida na simulação da PCE-01 e PCE-03 possuem comportamentos semelhantes. As provas de carga PCE-01 e PCE-03 seguiram até a fase de descarregamento, atingiram deslocamentos mais elevados e uma possível ruptura, o que justifica o fato de, na simulação, os deslocamentos dos últimos estágios serem menores que os deslocamentos obtidos em campo.

As provas de carga PCE-02 e PCE-04 foram interrompidas precocemente por uma ruptura estrutural da estaca. As curvas obtidas por simulação também apresentaram comportamento semelhante. Diferentemente das curvas da PCE-01 e PCE-03, os deslocamentos da simulação da PCE-02 e PCE-04 foram maiores que os deslocamentos reais para os últimos estágios de carregamento. Essa análise ficou comprometida devido às provas de carga PCE-02 e PCE-04 terem sido interrompidas, o que justifica o comportamento diferente em relação as provas de carga PCE-01 e PCE-03.

Para os pontos analisados (carga de trabalho de projeto, 50% da carga máxima de ensaio da estaca e 80% da carga máxima do ensaio), as curvas obtidas pela simulação, de maneira geral, apresentaram comportamentos semelhantes. Os deslocamentos obtidos são maiores que os obtidos no ensaio, principalmente para a carga de projeto e para a carga equivalente a 50% da carga máxima do ensaio, sendo a favor da segurança de projeto. Por fim, os resultados mostraram que a simulação por meio do PLAXIS 2D pode ser aplicada para uma análise prévia da curva carga-deslocamento ainda durante a fase de projeto da fundação.

AGRADECIMENTOS

À Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), pela oportunidade de realizar o mestrado na instituição. À Gebase e à construtora HM pelo fornecimento dos dados das provas de carga instrumentadas para o desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019) NBR 6122, *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Dias, A. D. et al. (2019) Estudo de Tensão-Deformação e Simulação Numérica via Método dos Elementos Finitos a partir de Prova de Carga em Estaca Hélice Contínua Monitorada. In: X SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO CENTRO-OESTE. Brasília. *Anais*....

Fellenius, B.H., 2004. Unified design of piled foundations with emphasis on settlement analysis. Honoring George G. Goble—Current Practice and Future Trends in Deep Foundations. Geo-Institute Geo-TRANS Conference, Los Angeles, July 27-30, 2004, Edited by J.A. DiMaggio and M.H. Hussein. ASCE Geotechnical Special Publication, GSP125, pp. 253-275.

Fellenius, B.H., 2021. *Basics of foundation design—a textbook*. Electronic Edition, www.Fellenius.net, 534 p.

GON, F. S. *Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de um solo de diabásio da região de Campinas/SP*. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

PLAXIS 2D CONNECT Edition. V22. Bentley Systems, 2022.

PLAXIS 2D Material Models Manual, 2021

Sirois, F, Grilli, F. Potential and limits of numerical modelling for supporting the development of HTS devices. *Superconductor Science and Technology*. v.28, n. 043002, 2015.

Zhang, G., Fu, P.; Liang, F. Mathematical and Numerical Modelling in Geotechnical Engineering. *Journal of Applied Mathematics*, v. 2013, n. 123485, p. 1, 2013. Editorial.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/299

Deslocamento admissível para fundações de torres de linhas de transmissão de energia

João Manoel Sampaio Mathias dos Santos Filho
Pós-doutorando, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, jmsmfilho@sc.usp.br

Rafael de Barros Aranha Piccolo
Engenheiro Civil, Diretoria de Transmissão, Neoenergia, Campinas, Brasil, rafael.piccolo@neoenergia.com

Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha
Professora Titular, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, chctsuha@sc.usp.br

RESUMO: As fundações de estruturas devem ser projetadas e executadas para atender a critérios de segurança e desempenho. A norma brasileira que rege o projeto de fundações indica que os deslocamentos de fundações devem ser avaliados para cargas características, ou seja, sem a aplicação de coeficientes de majoração. No entanto, as memórias de cálculo de estruturas normalmente apresentam os carregamentos sobre fundações somente em valores últimos. Assim, no presente artigo é apresentada uma metodologia para avaliação dos carregamentos sobre fundações em valores característicos para que a verificação de desempenho da fundação seja realizada adequadamente, conforme preconizado na norma vigente. É apresentado um estudo de caso para validação da metodologia proposta. Além disso, são compilados valores de deslocamentos e distorções admissíveis para fundações de torres de linhas transmissão de energia e são sugeridos valores a serem adotados nos projetos.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, Torres de linha de transmissão de energia, Deslocamento admissível.

ABSTRACT: Structure foundations must be designed and built to meet safety and performance criteria. The Brazilian standard that governs the design of foundations indicates that foundation displacements must be evaluated for characteristic loads, that is, without the application of weighting coefficients. However, structure calculation memories normally present loads on foundations only in ultimate values. This paper presents a methodology for evaluating loads on foundations at characteristic values so that the foundation's performance verification is carried out properly, as recommended in the current standard. A case study is presented to validate the proposed methodology. In addition, values of displacements and distortions allowable for foundations of transmission structures are compiled and values to be adopted in projects are suggested.

KEYWORDS: Foundations, Transmission line towers, Allowable displacement.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com a NBR 6122 (2022), ao se projetar fundações de estruturas devem ser verificados dois aspectos relativos à segurança: o estrutural (verificação da segurança à ruína do elemento estrutural de fundação) e o geotécnico (segurança à ruptura do maciço de solo/rocha de apoio da fundação direta ou o qual à estaca encontra-se imersa). Além da verificação da segurança à ruptura, deve ser feita também uma análise dos deslocamentos das fundações quando em carga de serviço, pois, todas as fundações se deslocam quando submetidas a algum carregamento. Desta forma, o projetista deve dimensionar fundações que, além de atender à carga requerida pelo projeto com margem de segurança adequada, igualmente, deve apresentar deslocamentos na condição de serviço que não prejudiquem a funcionalidade nem cause danos à estrutura nela

apoiada. De acordo com IEEE 691 (2001), o estabelecimento de critérios adequados de performance é essencial para o desenvolvimento de projetos de fundações seguros e econômicos.

Segundo a NBR 6122 (2022) o deslocamento da fundação (E_k) deve ser estimado considerando-se parâmetros geotécnicos característicos e cargas características. O deslocamento assim obtido deve ser comparado ao valor limite de serviço, ou deslocamento admissível (C), satisfazendo a desigualdade (Equação 1).

$$E_k \leq \mathrm{C} \tag{1}$$

Embora a NBR 6122 (2022) estabeleça que o deslocamento admissível deva ser avaliado, ela não especifica qual o valor limite.

No setor elétrico, de maneira geral, não é usual que o projeto contemple estimativa sistemática dos deslocamentos das fundações por métodos teóricos, ficando esta verificação para a fase de implantação, onde os deslocamentos são verificados por meio de provas de carga em fundações protótipo (na fase de consolidação de projeto, denominados ensaios de convalidação) ou já nas fundações definitivas (denominados ensaios de rotina). Assim, para que seja feita a verificação do deslocamento da fundação, conforme preconizado pela NBR 6122 (2022), necessita-se conhecer a magnitude das cargas em valores característicos (ou nominais).

No Brasil, os projetos de estruturas de transmissão são elaborados com base na norma IEC 60826 (2017), onde o nível de confiabilidade (ou segurança) é definido com base no tempo de retorno. De acordo com os Critérios e Requisitos definidos pelo Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS, 2022) em seus Procedimentos de Rede (ONS, 2022) o tempo de retorno a ser considerado para projetos de linhas de transmissão aéreas deve ser:

- Igual ou superior a 150 anos para LT com tensão nominal igual ou inferior a 230 kV;
- Igual ou superior a 250 anos para LT com tensão nominal superior a 230 kV;

Assim, as envoltórias de cargas nas fundações são apresentadas nas memórias de cálculo das estruturas em valores últimos, ou valores de cálculo (S_d), conforme nomenclatura adotada pelas normas NBR 6122 (2022) e NBR 8681 (2019), ou seja, são valores majorados do tipo apresentado na Equação 2, onde γ_f é o coeficiente de ponderação das ações, não sendo fornecidos em valores característicos (S_k).

$$S_d = \gamma_f . S_k \tag{2}$$

Além disso, para atender ao critério de coordenação de falha, conforme ONS (2022), as solicitações, já em valores de cálculo, transmitidas pela estrutura às fundações devem ser majoradas pelo fator 1,10, no mínimo. Desta forma, as fundações são dimensionadas considerando solicitações (S_{df}) do tipo apresentado na Equação 3.

$$S_{df} = 1{,}10 . \gamma_f . S_k \tag{3}$$

Neste contexto, para que a verificação teórica do deslocamento ou do desempenho em campo (prova de carga) das fundações seja realizada como preconizado pela NBR 6122 (2022), o presente artigo apresenta uma metodologia para estimativa do valor da solicitação em termos de valores característicos (S_k) a partir do valor de cálculo usualmente apresentado nas memórias de cálculo das estruturas (S_d) ou da carga de projeto da fundação (S_{df}). Além disso, são apresentados valores dos deslocamentos admissíveis por fundações de torres de linhas de transmissão, que podem ser utilizados como critério de aceitação das fundações.

2 SOLICITAÇÃO CARACTERÍSTICA NAS FUNDAÇÕES

2.1 Natureza das solicitações

As solicitações nas fundações de torres de linhas de transmissão de energia têm a mesma natureza das ações atuantes nas estruturas. Desta forma, para avaliação da solicitação característica (S_k) nas fundações,

deve-se analisar, inicialmente, as cargas que atuam na estrutura. De maneira geral, a ação do vento é a que governa o dimensionamento da estrutura e, consequentemente, das fundações.

2.2 Avaliação da solicitação característica

Conforme NBR 8681 (2019), se o cálculo do esforço atuante for feito em regime elástico linear (ou pseudoelástico), o coeficiente de ponderação das ações pode ser aplicado tanto à ação característica quanto diretamente ao esforço característico. Ainda, de acordo com a NBR 8681 (2019), para definição do valor característico de ações que apresentem variabilidade no tempo considera-se um período convencional de referência de 50 anos.

Nos projetos de estruturas de transmissão a ação do vento é introduzida por meio da consideração da pressão dinâmica do vento (q) afetada por coeficientes aerodinâmicos, área de atuação e densidade do ar (ρ). A pressão dinâmica do vento (q_T) para uma dada velocidade de vento definida para um período de retorno T (V_T) é calculada conforme Equação 4.

$$q_T = \frac{1}{2}.\rho.V_T^2 \tag{4}$$

Assim, na falta de memória de cálculo de estruturas que apresentem envoltória de cargas nas fundações com período de retorno de 50 anos, pode-se estimar que o coeficiente de ponderação (γ_{fe}) que majora a ação do vento com período de retorno de 50 anos para um período de retorno T distinto é dado pela Equação 5. O valor de S_k para verificação de performance por fundação de estrutura de transmissão pode então ser obtido a partir da Equação 6, onde S_d, V_T e V_{50} são obtidos diretamente das memórias de cálculo de estruturas. Quando se desejar obter a solicitação característica S_k quando o valor da solicitação já esteja afetado pelo fator de coordenação de falha, deve-se utilizar a Equação 7.

$$\gamma_{fe} = {q_T}/{q_{50}} = {V_T^2}/{V_{50}^2} \tag{5}$$

$$S_k = {S_d}/{\gamma_{fe}} \tag{6}$$

$$S_k = {S_{df}}/{1{,}10.\gamma_{fe}} \tag{7}$$

2.3 Estudo de caso

Para validação da metodologia de avaliação de S_k a partir de S_d para verificação de deslocamento de fundação considera-se a torre autoportante tipo N5SSP projetada para implantação nas LT 525 kV Joinville Sul – Itajaí II e LT 525 kV Itajaí II – Biguaçu. A silhueta da estrutura é apresentada na Figura 1. A memória de cálculo da estrutura foi inicialmente emitida da forma padrão, ou seja, apresentando a tabela de cargas últimas (ou de cálculo) nas fundações (ENGETOWER, 2020). Posteriormente, foi elaborada pela projetista uma nova memória considerando vento com período de retorno de 50 anos, ou seja, em termos de valores característicos (ENGETOWER, 2024). As velocidades de vento consideradas foram de 30,56 m/s e 34,72 m/s para períodos de retorno de 50 e 250 anos, respectivamente. O valor de γ_{fe} obtido pela metodologia (Equação 5) proposta foi calculado igual a 1,29.

A Tabela 1 apresenta as cargas na fundação (sistema retangular) para os períodos de retorno de 50 e 250 anos e a relação entre elas, bem como a hipótese de carga e a análise de γ_{fe}. A hipótese crítica para ambos os períodos de retorno correspondeu a que considera o vento máximo atuando a 60º do eixo da linha. Verifica-se que o menor valor de γ_{fe} obtido foi 1,27, que correspondeu a relação entre as cargas de compressão. Para o caso apresentado, a diferença entre o valor mínimo de γ_{fe} calculado através da metodologia apresentada no presente trabalho com o real, obtido da análise estrutural, é de 1,6%, apenas. Desta maneira, a avaliação de S_k conforme metodologia apresentada no presente trabalho demonstra-se adequada para verificação de desempenho de fundações.

Tabela 1. Carregamentos nas fundações para períodos de retorno de 50 e 250 anos.

Hipótese	Transv. (kN)		γ_{fe} Transver.	Vertical (kN)		γ_{fe} Vertical	Longit. (kN)		γ_{fe} Longitud.
T	50	250		50	250		50	250	
Compressão Máx.	162	209	1,29	919	1.167	1,27	103	133	1,29
Tração Máx.	131	179	1,36	705	960	1,36	83	113	1,36

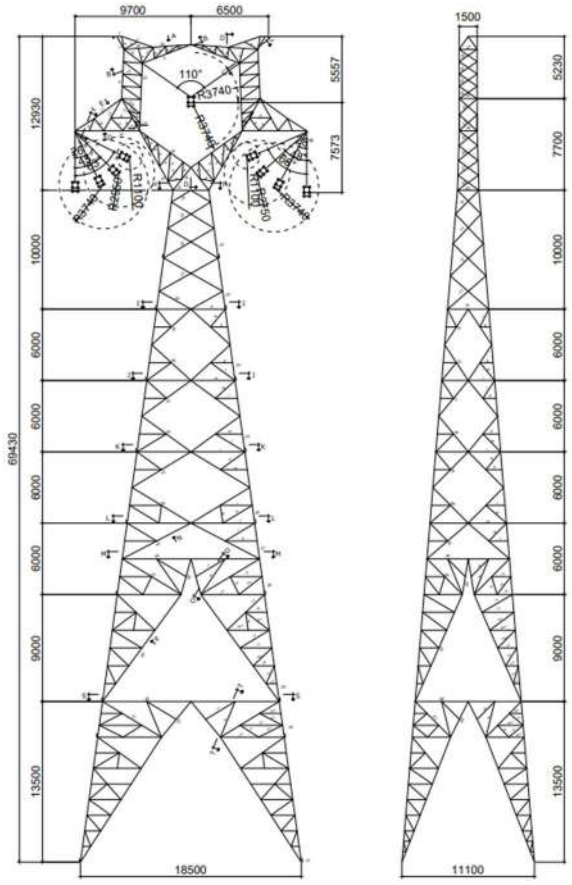


Figura 1. Silhueta da torre N5SSP (Marte Engenharia, 2019)

3 DESLOCAMENTOS ADMISSÍVEIS PARA FUNDAÇÕES DE TORRES

De maneira geral, todas as fundações se deslocam quando submetidas a algum carregamento. Assim, o projetista deve conceber projetos em que os deslocamentos das fundações quando em carga não prejudiquem a funcionalidade nem cause danos à estrutura nela apoiada. No caso de torres de linhas de transmissão, o deslocamento elástico da fundação não tem qualquer influência na operacionalidade da linha. A magnitude do deslocamento admitido para a estrutura varia, principalmente, de acordo com a rigidez das ligações dos elementos estruturais, por exemplo, um galpão em estrutura metálica, evidentemente, pode suportar maiores recalques (absolutos, diferenciais ou distorções) sem que qualquer dano seja percebido do que um edifício de concreto armado com fechamentos em alvenaria. Embora a NBR 6122 (2022) indique que deve ser feita a verificação dos deslocamentos da fundação, não são indicados os valores limite. Desta maneira, uma vez avaliado o deslocamento da fundação para uma determinada carga, necessita-se saber se a estrutura suporta tal deslocamento sem sofrer danos, para isso, recorre-se à literatura técnica disponível. Os valores encontrados na

literatura são apresentados de duas maneiras distintas: ou diretamente em termos de deslocamento (recalques absolutos ou diferencial) ou em termos de distorção angular.

Em geral, os recalques uniformes dos apoios, por maiores que sejam, não causam danos estruturais, sendo as distorções angulares mais críticas (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011). Quando os valores destes deslocamentos ultrapassam certos limites, podem surgir esforços para os quais a estrutura não deve ter sido dimensionada (VELLOSO e LOPES, 2010). Para simplificar a análise, em obras correntes, é prática limitar o recalque absoluto das fundações de forma que o recalque diferencial (ou distorção) permaneça dentro de limites aceitáveis (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011). De fato, segundo Velloso e Lopes (2010), há uma correspondência entre recalques e distorções.

Shu et al. (2012) modelaram por meio de método dos elementos finitos uma torre autoportante com tensão de operação de 500 kV (circuito simples, altura nominal de 54,0 m, vão básico de 600 m, abertura de pernas de 9,40 m na longitudinal e de 13,66 m na transversal) onde foram simuladas várias condições de carregamento (ação do vento e possibilidade de presença de gelo) combinadas com deslocamentos das fundações. Eles concluíram que distorções de até 0,5%, ou L/200, onde L é a distância entre as pernas da torre, não causam danos à estrutura.

No caso de fundações de linhas de transmissão a norma IEC 60826 (2017) e Cigré (2001) indicam valores de deslocamentos suportados sem danos às estruturas. São apresentados os deslocamentos admissíveis por fundações submetidas à tração (em estais e pés de torre autoportante) e à compressão (mastros de torres estaiadas e pés de torres autoportantes). São admitidos deslocamentos que causem até 1º de rotação da estrutura, desde que a distorção seja de até L/300 com máximo de 20 mm. Neste caso, o recalque diferencial ou distorção angular devem ser avaliados para cada pé de torre em relação ao plano formado pelos outros três pés. Cigré (2002) apresenta os valores de deslocamentos para cargas últimas adotados como critério de aceitação em projeto de linha de transmissão em 500 kV executado nos USA, sendo eles de 50 mm para fundações de torres autoportantes de suspensão e de 100 mm para ancoragem de estais.

De acordo com Skempton e MacDonald (1956) *apud* Velloso e Lopes (2010), são admitidos pelas estruturas recalques de fundações isoladas apoiadas em areia de até 40 mm para uma distorção de L/500. Quando apoiadas em argila o limite passa a ser 65 mm. Chaves (2004) cita que foram realizados ensaios em torres onde foram induzidos deslocamentos nos pontos de ligação da torre com a fundação e não foram verificados esforços secundários relevantes nas torres metálicas treliçadas para recalques de 40 mm.

Conforme se apresentou, encontram-se na literatura valores distintos de distorções admissíveis e deslocamentos admissíveis para estruturas de torres de linhas de transmissão. Os valores de recalques variam entre 40 e 65 mm, sendo que para ancoragem de estais pode chegar a 100 mm, e os de distorção entre L/200 e L/500. Assim, frente a variação dos valores apresentados, valores entre 40 e 50 mm, para deslocamentos em tração ou em compressão, parecem atender a maioria dos casos e podem ser adotados como valores de referência para o controle da performance das fundações de torres de linhas de transmissão.

Além disso, é recomendável que o valor do deslocamento admissível considere a parcela de deslocamento devido à deformação elástica do elemento estrutural de fundação, pois, como se sabe, o deslocamento da fundação medido em provas de carga é composto por duas parcelas, uma correspondente à deformação do solo (essencialmente plástica) e outra correspondente à deformação do elemento estrutural (essencialmente elástica). Esta consideração é especialmente importante quando trata-se de fundações profundas. Em alguns casos, somente a deformação elástica do elemento estrutural de fundação pode já atingir valores da ordem do deslocamento total admissível, não restando margem para qualquer deslocamento devido ao solo, que, evidentemente, irá ocorrer.

Entretanto, deve ser observado que o valor do deslocamento adotado para a verificação de desempenho de fundações não deve caracterizar a ruptura geotécnica de um elemento isolado de fundação. Por exemplo, não tem significado geotécnico estabelecer para uma haste ancorada em rocha um deslocamento admissível de 50 mm, pois, embora a torre admita o deslocamento de 50 mm, a fundação ancorada em rocha atinge o pico de resistência quando experimenta um deslocamento bastante inferior.

Ademais, deve-se notar que os valores de referência são relativos à fundação, que pode ser composta por grupo de estacas. Desta maneira, deve ser levado em conta a resultante dos deslocamentos das estacas no computo do deslocamento da fundação. Por exemplo, considerando um bloco com 5 estacas helicoidais para a torre N5SSP e a hipótese de compressão máxima apresentada na Tabela 1, o cálculo do estaqueamento retornou cargas de compressão nas estacas variando de 204 até 324 kN, sendo a carga média de 272 kN. Logo, se considerarmos 50 mm como deslocamento admissível da fundação (ou seja, do grupo de estacas), a estaca

mais carregada pode deslocar-se mais que 50 mm e ainda assim a fundação atender ao deslocamento admissível estabelecido. Assim, adotar os valores sugeridos neste trabalho como critério de aceitação de estaca, sendo a carga de ensaio correspondente à da estaca mais carregada do estaqueamento pode ser uma prática segura, porém, antieconômica.

4 CONCLUSÃO

De maneira geral todas as fundações se deslocam quando submetidas a carregamentos. Os deslocamentos das fundações devem ser tais que não causem danos à estrutura nela apoiada nem caracterizem a ruptura geotécnica da fundação. A norma NBR 6122 (2022) preconiza que os deslocamentos das fundações devem ser verificados para cargas características, entretanto, normalmente, as memórias de cálculo de estruturas de transmissão não apresentam as cargas nas fundações em valores característicos. Neste trabalho foi apresentada uma maneira alternativa de se avaliar os carregamentos em valores característicos para verificação de desempenho de fundações. A magnitude do deslocamento quando em carga tende a ser inversamente proporcional ao custo de execução de fundações do mesmo tipo. Assim, no cenário atual, a competitividade do mercado demanda busca constante por redução de custos de implantação e o estabelecimento adequado de critérios de aceitação para as fundações é parte integrante deste processo.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Neoenergia, Projeto PD-07284-0002/2020 do programa de P&D ANEEL.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 8681. *Ações e segurança nas estruturas: Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

CHAVES, R.A. (2004). *Fundações de Torres de Linhas de Transmissão e de Telecomunicações*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da UFMG, 214 p.

CIGRE (2001). *Technical Brochure 178: Probabilistic design of overhead trasmission lines*. Paris.

CIGRE (2002). *Technical Brochure 206: The desing of trasmission line support foudations – an overview.* Paris.

CINTRA, J.C.A; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. (2011). *Fundações diretas: projeto geotécnico*. Oficina de Textos. São Paulo.

ENGETOWER (2020). *Torre tipo N5SSP: Memória de cálculo estrutural – LT 525 kV Areia - Joinville Sul*. Belo Horizonte, 43 p.

ENGETOWER (2024). *Torre tipo N5SSP: Cargas sobre fundação em carregamento nominal – LT 525 kV Areia - Joinville Sul – Itajaí – Biguaçú*. Belo Horizonte, 32 p.

Institute of Electrical and Electronic Engineers, Inc. (2001). *IEEE 691: Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing*. New York, 193 p.

International Electrotechnical Commission (2017). *IEC 60826: Overhead transmission lines – Design criteria.* Geneva, 84 p.

MARTE ENGENHARIA (2019). *Torre tipo N5SSP: Silhueta LT 525 kV Areia - Joinville Sul – Itajaí – Biguaçú - Projeto executivo.* Rio de Janeiro.

Operador Nacional do Sistema Elétrico (2022). *Procedimentos de Rede: Submódulo 2.7 – Requisitos mínimos para linhas de transmissão*. Rio de Janeiro, 18 p.

SHU, Q.; YAUN G.; GUO, G.; ZHANG, Y. (2012). Limits to foundation displacement of an extra high voltage transmission tower in a mining subsidence área. *International Journal of Mining Science and Technology*. v. 22. p. 13-18.

SKEMPTON, A. W.; MAcDONALD, D. H. (1956). Allowable settlement of buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. London, v. 5. p. 727-784.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. (2010). *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. Oficina de Textos, São Paulo.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/300

Determinação Da Resistência Dinâmica Em Provas De Carga Estática Através De Resultados De Ensaios Dinâmicos

Daniel Kina Murakami
Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, daniel.murakami@gmail.com

Fabian Corgnier
Teknier Engenharia e Tecnologia, São Paulo, SP, Brasil, fabian@teknier.com.br

RESUMO: Murakami (2024a) propôs um Método para estimar resistências dinâmicas em provas de carga estática (PCE), especialmente nas mistas. A abordagem envolve utilizar resultados de provas de carga dinâmica (PCD) para calcular a resistência dinâmica (Rd) na PCE, considerando a relação entre Rd e a velocidade máxima do topo da estaca (VMX). Os passos propostos são: a) plotar Rd em função de VMX para cada golpe de energia crescente no ensaio dinâmico; b) calcular VMX na PCE a partir dos deslocamentos e tempo entre leituras; c) calcular Rd na PCE com base nos valores de VMX. O artigo apresenta uma aplicação dessa abordagem em um caso de obra onde foram realizadas provas de carga estática e dinâmica em estacas hélice contínua. Os resultados mostraram que a resistência dinâmica cresce com a carga aplicada no topo da estaca, conforme previsto por Murakami (2024a). Os resultados obtidos mostram que a ordem de grandeza dos valores de Rd na PCE para o caso de obra analisado foram 10^4 menores que o da PCD em termos de velocidade média obtida entre leituras consecutivas de deslocamentos, podendo atingir picos da ordem de 10^3 menores que a PCD em termos de velocidades instantâneas.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência dinâmica, prova de carga estática, prova de carga dinâmica, estaca hélice contínua

ABSTRACT: Murakami (2024a) proposed a method to estimate dynamic resistance in static load tests (SLT), especially in quick tests. The approach involves using results from dynamic load tests (DLT) to calculate the dynamic resistance (Rd) in the SLT, considering the relationship between Rd and the maximum pile top speed (VMX). The proposed steps are: a) plot Rd as a function of VMX for each blow of the dynamic increasing energy test; b) calculate VMX in SLT based on displacements and time between readings; c) calculate Rd in SLT based on VMX values. The paper presents an application of this approach in a case study where static and dynamic load tests were carried out in CFA piles. The results showed that the dynamic resistance increases with the load applied to the top of the pile, as predicted by Murakami (2024a). The results obtained show that the order of magnitude of the Rd values in the SLT for the case study analyzed were 10^4 smaller than that of the DLT in terms of average speed obtained between consecutive displacement readings, reaching peaks of the order of 10^3 smaller than the DLT in terms of instantaneous speeds.

KEYWORDS: Dynamic Resistance, Static Load Test, Dynamic Load Test, CFA pile

1 INTRODUÇÃO

Na prova de carga dinâmica (PCD) (NBR 13208) os Métodos CAPWAP (Pile Dynamics, Inc., 2006) e Case (Pile Dynamics, Inc., 2009) permitem a separação das parcelas de resistência estática e dinâmica, sendo que normalmente a grandeza de maior interesse é a resistência estática.

Este artigo tem como objetivo aplicar o Método proposto por Murakami (2024a) para realizar a determinação da resistência dinâmica (Rd) em provas de carga estática (PCE) (NBR 16903).

2 RESISTÊNCIA DINÂMICA NO ENSAIO DINÂMICO

Murakami (2024a) apresentou o comportamento de estacas sob carregamento dinâmico e propõe uma nova forma de estimar as resistências dinâmicas (Rd) que podem ocorrer em provas de carga estática (PCE), principalmente nas do tipo mista. Na prova de carga dinâmica (PCD), o golpe tem curta duração (cerca de 50ms), sendo que neste intervalo parte da resistência é estática (RMX) e outra parte é resistência dinâmica (Rd). As formulações matemáticas do CAPWAP e Case admitem que há resistência dinâmica sempre que a estaca estiver se deslocando, ou seja, quando apresentar uma velocidade de deslocamento. Murakami (2024b, 2024c) observa que a relação entre Rd/RMX sempre cresce em função da máxima velocidade do topo da estaca (VMX), mesmo no pós-ruptura. Ou seja, a resistência total (estática + dinâmica) (Rt) sempre cresce em função de VMX. Além disso, na PCD com energia crescente, há proporcionalidade entre Rd para cada golpe em função de VMX constituindo a 1ª condição de contorno proposta por Murakami (2015, 2024a). Diante disso, Murakami (2024a) propôs o uso dos resultados do ensaio dinâmico para estimar Rd na PCE através do seguinte procedimento: a) utilização da equação da reta da 1ª condição de contorno; b) determinação da velocidade do topo da estaca na PCE; c) cálculo de Rd na PCE através da 1ª condição de contorno.

A figura 1 mostra a 1ª condição de contorno proposta por Murakami (2015, 2024a). Segundo a figura 1, observa-se que o valor de Rd é proporcional ao VMX na PCD. A figura 2 mostra a forma de atuação de Rd (Damping Resistance) na PCD durante a aplicação do golpe do martelo do bate estaca. Murakami (2024a) observa que Rd é função do valor da velocidade medida pelos sensores, ou seja, se a velocidade dos sensores aumenta, então Rd deve aumentar; se diminui, então Rd deve diminuir; se a velocidade ficar negativa, então Rd deve ser negativo; se a velocidade for nula, então Rd deve ser nulo. Maiores informações sobre o cálculo da resistência dinâmica na PCD podem ser encontradas em Murakami (2024a, 2024b, 2024c).

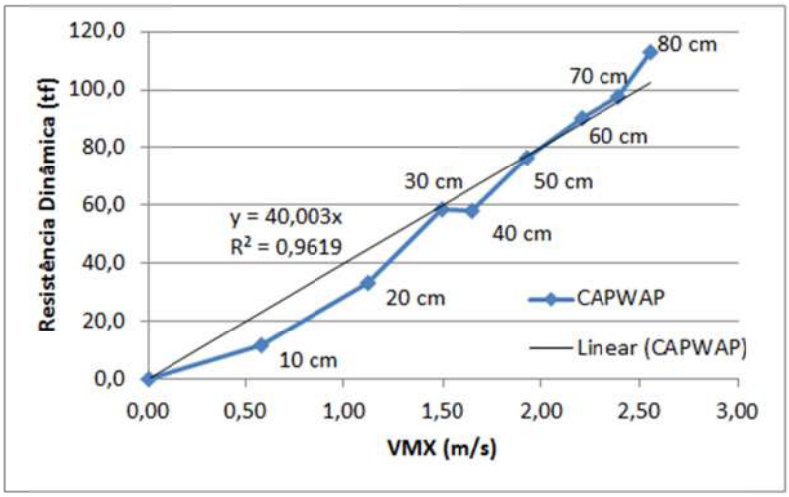


Figura 1. Relação entre Rd vs. VMX – Primeira condição de contorno (Murakami; 2015, 2024a)

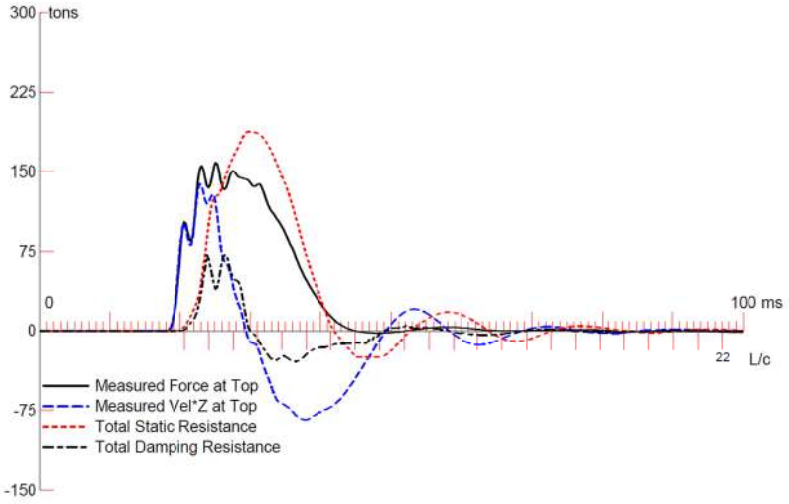


Figura 2. Gráfico de forca, velocidade, RMX e Rd em função do tempo (Murakami, 2024a)

3 CASO DE OBRA

A obra em questão é localizada em Itatiba, SP. O subsolo local apresentava um solo de argila siltosa pouco arenosa de espessura da ordem de 3 m, com valores de Nspt da ordem de 3 golpes, seguido de uma camada de silte argiloso pouco arenoso até cerca de 14 m, com valores de Nspt crescentes em profundidade, atingindo valores da ordem de 20 golpes.

Trata-se de uma obra em estacas hélice contínua de diâmetro 40 cm. Foi realizada uma prova de carga estática do tipo lenta, atingindo carga máxima de 72,5 tf para um recalque máximo de 70,53 mm (figura 3). Este deslocamento corresponde a 17,6% do diâmetro da estaca. Nota-se que apesar do grande deslocamento observado na PCE, a figura 3 não demonstrou uma ruptura do tipo nítida. A extrapolação pelo Método de Chin-Kondner indicou que a carga de ruptura seria de 135 tf, conforme indicado nas figuras 4 e 5.

Entretanto, em provas de carga estática (PCE) com grandes deslocamentos, a ruptura física, caracterizada por um comportamento generalizado de ruptura do solo ou da interface solo-estaca, pode não ocorrer. É possível que as estacas continuem a apresentar resistência, mesmo com deslocamentos significativos, ou seja, as estacas podem estar sendo “cravadas” durante a PCE. Nestes casos, a extrapolação da curva carga versus deslocamento para determinar a capacidade última, pode se tornar um exercício puramente matemático, sem significado físico real. De fato, conforme indicado na figura 5, para se atingir uma carga de 120 toneladas por exemplo, seria necessário um recalque maior que 500 mm, ou seja, seria impossível atingir esta carga, uma vez que normalmente o curso do macaco hidráulico é inferior a este valor.

Segundo Fellenius (2022), o conceito de "carga última" ou "capacidade de carga" em estacas, especialmente para a resistência de ponta, é fundamentalmente falho e repleto de inconsistências. Ensaios em escala real revelam que as estacas raramente exibem uma resistência última clara, particularmente na ponta, com a resistência frequentemente continuando a aumentar com o deslocamento. Isso contradiz a noção convencional de capacidade de carga como um ponto de ruptura definitivo. Para aumentar a confusão, não há consenso sobre como definir a capacidade de carga a partir das curvas carga-deslocamento no topo da estaca, resultando em uma infinidade de interpretações subjetivas e valores dependentes da escala.

Por apresentar grandes deslocamentos nesta PCE, Murakami (2024a) observa: a) quando os deslocamentos estão elevados e a velocidade de deslocamento da estaca está elevada, deve haver uma maior influência de Rd na leitura da carga aplicada através da célula de carga; b) O autor tem observado em PCEs com deslocamentos elevados (deslocamentos maiores que 10% do diâmetro da estaca) que, ao tentar realizar uma mudança de estágio, ou seja, durante a aplicação de vazão de óleo hidráulico, ocorrem picos localizados de resistência medidos pela célula de carga e que imediatamente após interromper o bombeamento de vazão de óleo hidráulico, ocorre uma queda brusca da leitura da célula de carga; c) Neste caso, o acionamento da bomba hidráulica é semelhante ao acelerador de um automóvel, ou seja, o acionamento da bomba é o responsável pelo aumento da velocidade da estaca e consequentemente pelo aumento instantâneo de Rd que cai bruscamente assim que o botão da vazão da bomba é interrompida; d) Este fato de queda brusca de Rd na

PCE pode induzir o executor a acreditar que essa queda brusca corresponda à uma ruptura geoténica, quando na verdade se deve a uma queda instantânea de Rd.

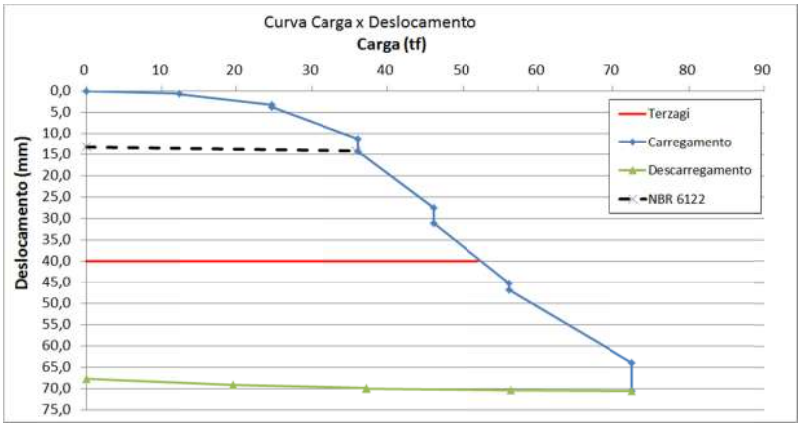


Figura 3. Curva carga vs. deslocamento

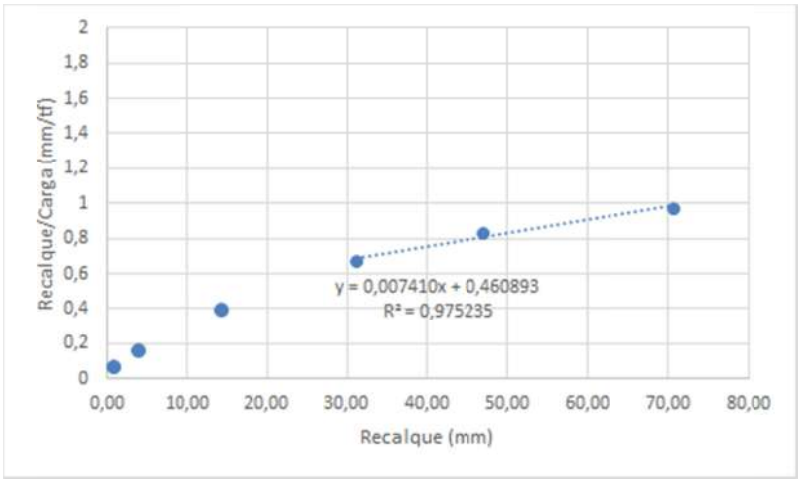


Figura 4. Extrapolação Chin-Kondner

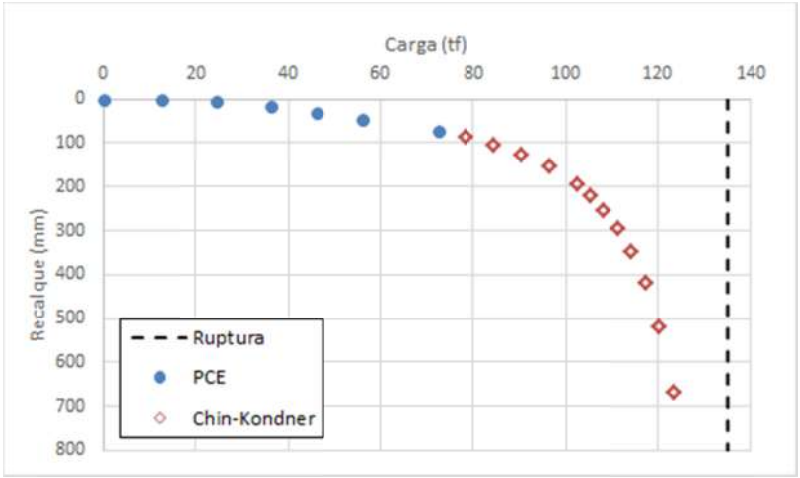


Figura 5. Curva carga vs. recalque extrapolada por Chin-Kondner

Próxima à PCE, cerca de 12 m de distência, foram realizados 5 ensaios de carregamento dinâmico. A tabela 1 indica o valor da resistência dinâmica obtida em uma das estacas próximas à PCE. As estacas da PCE e PCD tiveram o mesmo comprimento executado de 9 m.

Tabela 1. Resistência dinâmica obtida pelo CAPWAP

DYNAMIC RESISTANCE TABLE

Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Damping Rd at Max. Rt tons	Max Rt (Ru+Rd) tons	Total Unit Rt W. Resp. to Depth tons/m	Area tons/m²	Smith Damping Factor s/m
1	1.5	1.1	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.000
2	2.5	2.1	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.000
3	3.5	3.1	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.000
4	4.5	4.1	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.000
5	5.4	5.0	1.0	2.3	3.3	3.30	2.63	0.948
6	6.4	6.0	1.0	2.4	3.4	3.43	2.73	0.948
7	7.4	7.0	2.0	4.8	6.8	6.90	5.49	0.948
8	8.4	8.0	2.0	4.9	6.9	6.97	5.54	0.948
9	9.4	9.0	14.0	24.6	38.6	39.03	31.06	0.948
Avg. Shaft			2.2	4.3	6.6	6.56	5.22	0.948
Toe			47.9	43.1	91.0		724.35	0.443
Total					150.0			

Com base nos valores da tabela 1 se obtém o valor da resistência dinâmica total (soma da parcela de atrito lateral e carga de ponta) igual à 81,8 tf. O valor de VMX foi de 2,0 m/s, correspondendo ao seguinte gráfico que será fundamental para a determinação de Rd na PCE:

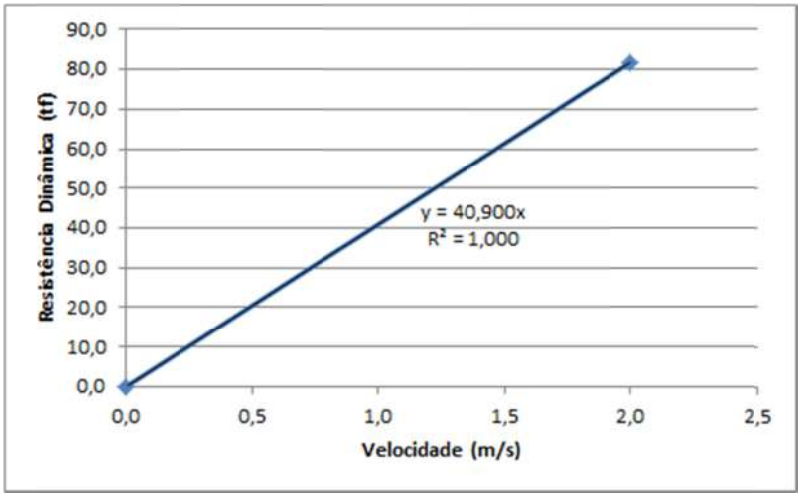


Figura 6. Gráfico de Rd vs. VMX do CAPWAP

Com base na equação da reta obtida na figura 6, chegou-se a um valor de α (inclinação da reta da figura 6) igual a 40,90 tf.s/m. Conforme proposto por Murakami (2024a), a determinação da resistência dinâmica na PCE é feita através da multiplicação do valor de α de 40,90 tf.s/m pelo valor da velocidade média da estaca em cada leitura de deslocamento da PCE. As figuras 6 e 7 mostram os valores de Rd obtidos para a etapa de carregamento da PCE. Na figura 7 se observa que sempre no início de cada estágio o valor de Rd é maior em função da ocorrência de maiores velocidades de deslocamento da estaca e ao longo das demais leituras no mesmo estágio, o valor de Rd tende a diminuir, até atingir valores menores quando o critério de estabilização da NBR 16903 for atingido.

A figura 8 mostra que as resistências dinâmicas na PCE são aproximadamente 10^4 vezes menores do que na PCD, enquanto as velocidades da estaca são cerca de 10^5 vezes menores. Considerando a proporcionalidade entre a velocidade da estaca e a resistência dinâmica (Murakami, 2024a), a menor velocidade na PCE resulta em resistências dinâmicas significativamente menores em comparação à PCD.

Nota-se que durante a mudança de estágio devem ocorrer velocidades instantâneas maiores que as velocidades médias entre leituras de deslocamento. Para este caso de obra podem ter ocorrido velocidades instantâneas da ordem de 1 mm/s ou maior em função do grande deslocamento observado (17,6% do diâmetro), principalmente na mudança para o último estágio, o que corresponderia a uma resistência dinâmica cerca de 10^3 menor que o da PCD. Obsserva-se que o valor de α da figura 8 é o mesmo da figura 6, uma vez que foi utilizado este mesmo valor para o cálculo de Rd na PCE.

Convém observar que, caso a PCE fosse do tipo mista, por não apresentar o critério de estabilização dos recalques, os valores de Rd seriam maiores.

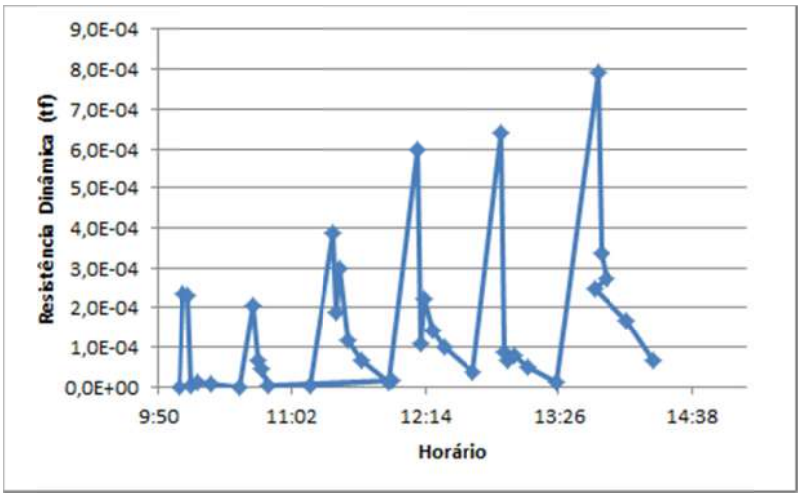


Figura 7. Gráfico Rd vs. horário da PCE na etapa de carregamento

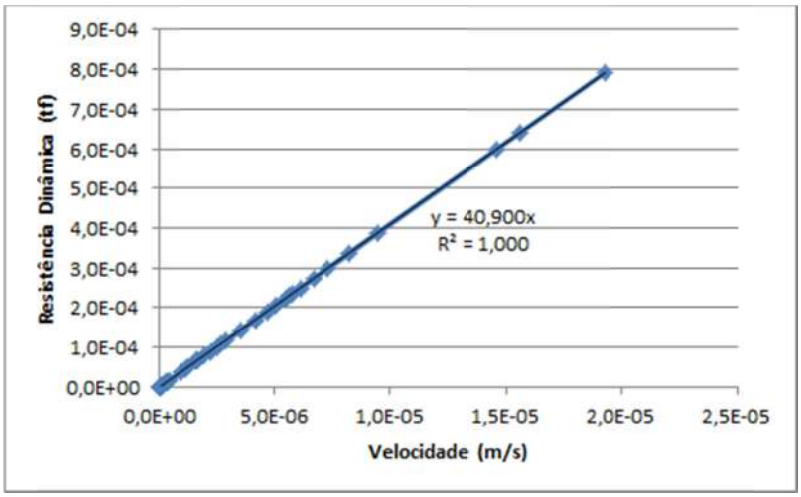


Figura 8. Gráfico Rd vs. VMX da PCE na etapa de carregamento

As figuras 9 e 10 mostram os valores de Rd na etapa de descarregamento. Os valores de Rd são negativos por apresentar deslocamento no sentido oposto ao ocorrido na etapa de carregamento. Na figura 9 se observa que o valor de Rd em módulo foi maior na útima etapa de descarregamento quando a carga no topo da estaca é nula. Obsserva-se que o valor de α da figura 10 é o mesmo da figura 6, uma vez que foi utilizado este mesmo valor para o cálculo de Rd na PCE.

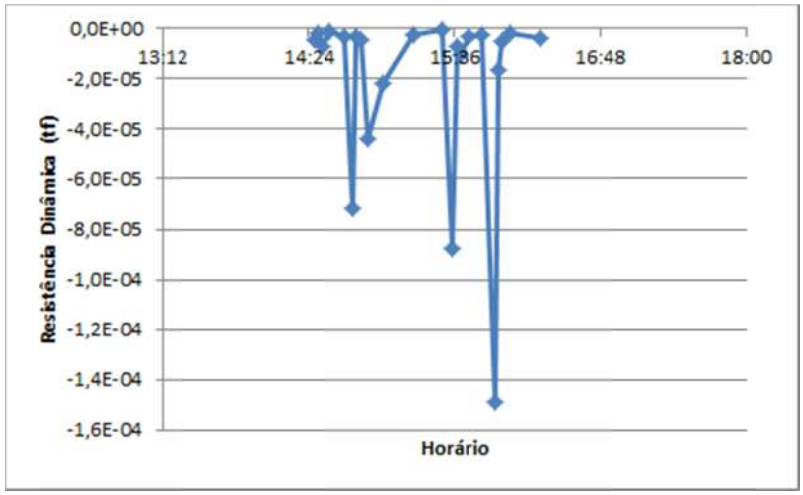


Figura 9. Gráfico Rd vs. horário da PCE na etapa de descarregamento

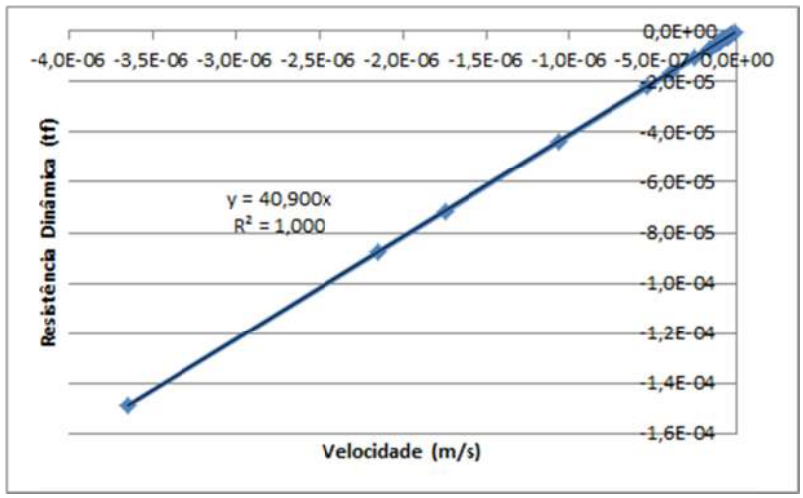


Figura 10. Gráfico Rd vs. VMX da PCE na etapa de descarregamento

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste artigo foi utilizado o Método para cálculo da resistência dinâmica na PCE através de resultados da PCD, proposto por Murakami (2024a), seguindo-se as seguintes etapas: a) utilização da equação da reta da 1ª condição de contorno (Murakami, 2015, 2024a); b) determinação da velocidade do topo da estaca na PCE entre leituras consecultivas dos deslocamentos; c) cálculo de Rd na PCE através da 1ª condição de contorno.

Diante do apresentado, seguem as conclusões: a) na PCE, em cada estágio a resistência dinâmica atinge um pico sempre no início da aplicação da carga e a mesma vai se dissipando com a estabilização dos deslocamentos, ou seja, a velocidade da estaca vai diminuindo em função do tempo; b) a rigor, a carga aplicada na PCE somente é estática quando a diferença entre leituras consecutivas for ZERO; c) na PCE lenta, por ter o critério de estabilização de recalques, a influência de Rd na leitura estabilizada deverá ser menor que na PCE mista; d) em PCEs com grandes deslocamentos (maior que 10% do diâmetro) pode haver uma "confusão" de que a estaca rompeu, uma vez que tenta-se aplicar pressão hidráulica e a resistência parece atingir um pico e cai rapidamente em função da redução brusca de Rd; e) a ordem de grandeza dos valores de Rd para o caso de obra analisado foram aproximadamente 10^4 vezes menores do que na PCD, enquanto as velocidades são cerca de 10^5 vezes menores. Considerando a proporcionalidade entre a velocidade da estaca e a resistência dinâmica (Murakami, 2024a), a menor velocidade na PCE resulta em

resistências dinâmicas significativamente menores em comparação à PCD; f) O grande deslocamento ocorrido neste caso de obra (17,6% x Diâmetro) podem ter causadas velocidades instantâneas de 1 mm/s ou mais, resultando em resistência dinâmica 10^3 vezes menor que a PCD.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2007) NBR 13208. Estacas Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro.

ABNT (2020) NBR 16903. Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro.

Fellenius, B.H., (2022). Basics of foundation design. Electronic Edition, www.Fellenius.net, 538 p.

Murakami, D. K. (2015) Novo procedimento para a realização de análise capwap no ensaio de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas. Dissertação de Mestrado, EPUSP, São Paulo, Brasil.

Murakami, D. K. (2019) "A New Concept of Match Quality of Settlements for Signal Matching Analysis on the Dynamic Pile Test", 10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations, San Diego, California, USA

Murakami, D. K., (2024a). Novo Método De Cálculo de Resistência Dinâmica Na Prova De Carga Estática com Critérios de Ruptura. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiú, SC. (artigo submetido)

Murakami, D. K., (2024b). Resistência Dinâmica Determinada Através dos Métodos CAPWAP e CASE. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiú, SC. (artigo submetido)

Murakami, D. K., (2024c). O Fator De Amortecimento Do Solo No Ensaio De Carregamento Dinamico Com Energia Crescente. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiú, SC. (artigo submetido)

Pile Dynamics, Inc. (2006) CAPWAP manual, Cleveland, Ohio.

Pile Dynamics, Inc. (2009). PDA-W Manual. Cleveland, Ohio.

Smith, E.A.L.; Pile Driving Analysis by the Wave Equation. Journal of the Mechanics and Foundations Division. Proc. of American Society Civil Engineering (ASCE), agosto, pp. 35-61, 1960.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/301

Dimensionamento Geotécnico de Estacas Raiz para Diferentes Sondagens SPT de um Prédio Público

Marcus Mendonça Sinhoroto
Graduando, UFJF, Juiz de Fora, Brasil, marcus_sinhoroto@hotmail.com

Cátia de Paula Martins
Professora, UFJF, Juiz de Fora, Brasil, catia.martins@ufjf.br

Márcio Marangon
Professor, UFJF, Juiz de Fora, Brasil, marcio.marangon@ufjf.br

RESUMO: Em solos de baixa resistência, é prática comum usar elementos de fundação profunda como a estaca raiz. O objetivo deste artigo é realizar o dimensionamento geotécnico de estacas raiz submetidas a testes de carga. Conduzido através de planilhas baseadas nos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), que se correlacionam com o parâmetro de resistência obtido por meio do ensaio SPT. O projeto de fundações executado foi disponibilizado com os boletins de sondagem antes do início da obra e durante a construção. Para ambas sondagens, a comparação com as cargas de projeto indicaram que o método de Décourt-Quaresma ofereceu valores maiores de capacidade de carga em relação ao método de Aoki-Velloso. É perceptível que as cargas de projeto excedem as cargas admissíveis no método de Aoki-Velloso, e estão próximas das cargas admissíveis do método de Décourt-Quaresma. Além disso, as duas sondagens possuem baixa profundidade investigada, além de que a sondagem complementar não cumpre a norma que faz referência no que diz respeito ao critério de parada. Como conclusão, recomenda-se a investigação do subsolo para maiores profundidades, respeitando a norma do ensaio SPT. Há grande divergência entre os resultados dos métodos, reforçando a importância de garantir a segurança estrutural.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, Estaca Raiz, Dimensionamento, Geotécnico

ABSTRACT: In low-strength soils, it is common practice to use deep foundation elements such as the root pile. The objective of this article is to carry out the geotechnical design of root piles subjected to load tests. Conducted through spreadsheets based on the semi-empirical methods of Aoki-Velloso (1975) and Décourt-Quaresma (1978), which correlate with the resistance parameter obtained through the SPT test. The executed foundation project was made available with the survey reports before the start of work and during construction. For both surveys, comparison with design loads indicated that the Décourt-Quaresma method offered higher load capacity values compared to the Aoki-Velloso method. It is noticeable that the design loads exceed the allowable loads in the Aoki-Velloso method, and are close to the allowable loads in the Décourt-Quaresma method. Furthermore, the two surveys have a low depth investigated, and the additional survey does not comply with the referenced standard with regard to the stopping criterion. In conclusion, it is recommended to investigate the subsoil to greater depths, respecting the SPT test standard. There is great divergence between the results of the methods, reinforcing the importance of ensuring structural safety.

KEYWORDS: Foundations, Root Pile, Dimensioning, Geotechnical

1 INTRODUÇÃO

As fundações são elementos estruturais que transmitem cargas advindas de uma edificação para um terreno, sendo agrupadas em fundações profundas e fundações superficiais (Cintra, Aoki e Albiero, 2011). Destaca-se que a investigação do subsolo é a causa mais frequente dos problemas em fundações (Milititsky, Consoli e Schnaid, 2015).

A NBR 6122 da ABNT (2022) define que deve ser feito uma campanha de investigação geotécnica preliminar para qualquer edificação, que consiste em obter estratigrafia e classificação dos solos, posição do nível d'água e medida do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) de acordo com a norma ABNT NBR 6484,

através de, no mínimo, sondagens à percussão (SPT). A NBR 6484 da ABNT (2020) especifica o método de sondagens de simples reconhecimento de solos, através de ensaios *Standard Penetration Test* (SPT) com sistema de execução manual e mecanizado, ambos com objetivo de obter as informações do tipo de solo, profundidades de ocorrência, posição do nível d'água, e índice de resistência a penetração (N ou N_{SPT}).

A estaca raiz é um tipo de fundação profunda que, de acordo com NBR 6122 da ABNT (2022), é caracterizada pela perfuração rotativa ou rotopercussiva e por uso de revestimento integral dado por tubos metálicos, com armadura de aço em todo seu comprimento, e preenchimento de argamassa de cimento e areia. Devido às suas vantagens, é fortemente usada em solos de baixa capacidade de carga, sendo que a escolha pelo tipo de fundação requer uma ampla análise da estrutura e do solo que lhe dará suporte.

Cintra e Aoki (2010) afirmam que, muitas vezes, as formulações teóricas para previsão de capacidade de carga não são confiáveis. Por isso, muitos autores criaram métodos baseados em correlações empíricas com resultados *in situ* relacionados com provas de carga, alguns muito utilizados em escritórios de projetos de fundação, como o método de Aoki-Velloso (1975) e o método de Décourt-Quaresma (1978).

Neste contexto, o estudo e dimensionamento das fundações profundas do tipo estaca raiz, em um Prédio Público, bem como a análise comparativa entre sondagens realizadas no local antes (primitiva) e após início da obra (complementar), se justificam pela necessidade de se obter os resultados de capacidade de carga para as estacas sujeitas à prova de carga, uma vez que o dimensionamento deverá fornecer valores de resistências que devem atender às cargas de projeto. Além disso, têm-se como objetivo geral destacar aspectos relevantes nas duas sondagens e nos dimensionamentos para cada uma.

2 METODOLOGIA

O presente trabalho refere-se a uma obra de fundações de um Prédio Público localizado no centro da cidade de Juiz de Fora, na Zona da Mata de Minas Gerais, e o terreno em questão está situado em região de baixada, com topografia plana.

Com isso, visando seu objetivo, teve-se inicialmente como procedimento metodológico a análise dos boletins de sondagens SPT realizadas no local da obra de um Prédio Público, primitiva (antes) e complementar (durante a construção), bem como o levantamento de informações à respeito da locação dos pilares e das fundações, planta de cargas e projeto de fundações executado. Na sequência, realizou-se o dimensionamento de fundações em estacas raiz utilizando os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978). O cálculo da capacidade de carga admissível foi realizado aplicando-se um fator de segurança global igual a 2. Destaca-se que os boletins de sondagem utilizados para o dimensionamento de estacas raiz encontram-se apontados no tópico 3.

Por fim, discorreu-se sobre a interpretação dos boletins e procedeu-se a comparação dos resultados do dimensionamento entre os métodos para as duas sondagens (primitiva e complementar). E, ainda, para a sondagem primitiva, comparou-se os métodos em relação ao projeto de fundações executado.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Dimensionamento de estacas raiz com os métodos semi-empíricos (sondagem SPT primitiva)

Os resultados do dimensionamento para cada estaca, pelo método de Aoki-Velloso, estão apresentados na Tabela 1. Ressalta-se que todas as estacas possuem 410 mm de diâmetro.

Estaca	Carga de projeto (tf)	Profundidade Executada (m)	Resistência de atrito lateral (tf)	Resistência de Ponta (tf)	Resistência última (tf)	**Capacidade de carga admissível (tf)**
PA18D	99,71	17,50	85,11	45,53	130,64	65,32
PA30D	108,71	17,40	84,36	45,53	129,89	64,95
PA40B	83,00	17,00	81,34	45,53	126,87	63,44
PA46F	92,67	17,50	85,11	45,53	130,64	65,32
PA61A	113,00	17,00	92,26	45,53	137,79	68,90
PA63A	85,00	16,80	90,75	45,53	136,28	68,14
PA69A	90,00	15,75	82,82	45,53	128,35	64,18
PA21A	95,50	17,00	81,34	45,53	126,87	63,44
PA29D	80,40	17,40	84,36	45,53	129,89	64,95
PA45D	99,50	15,95	73,41	45,53	118,94	59,47
PB32B	99,50	15,50	74,67	39,46	114,13	57,07
PB38D	94,00	-	-	-	-	-
PB39A	98,00	17,00	75,37	45,53	120,90	60,45
PB44C	92,00	17,00	75,37	45,53	120,90	60,45
PB6E5	72,80	15,40	64,29	45,53	109,82	54,91
PB11D	98,63	15,50	65,05	45,53	110,58	55,29
PB12A	94,11	15,50	65,05	45,53	110,58	55,29
PB13A	98,00	13,90	52,97	45,53	98,50	49,25
PB18A	100,71	15,50	65,05	45,53	110,58	55,29
PB19D	98,38	15,50	74,67	39,46	114,13	57,07
PA49E	105,00	16,45	88,11	45,53	133,64	66,82

Tabela1. Resultados do dimensionamento por Aoki-Velloso.

Com base nos resultados obtidos e apresentados na Tabela 1, pode-se inferir que as cargas de projeto apresentam grande divergência com as cargas admissíveis advindas do dimensionamento, tanto que existem diferenças maiores que 40 tf para oito estacas (PA30D, PA45D, PB32B, PB11D, PB12A, PB13A, PB18A e PB19D).

Além disso, quatorze estacas apresentam diferença maior que 30 tf entre a carga de projeto e a carga admissível (PA18D, PA30D, PA61A, PA21A, PA45D, PB32B, PB39A, PB44C, PB11D, PB12A, PB13A, PB18A, PB19D e PA49E), ou seja, mais da metade da amostra. Ademais, têm-se um valor máximo de diferença relativa entre a carga de projeto e a carga admissível por Aoki-Velloso igual a 50 %, aproximadamente.

Assim, para o método de Aoki-Velloso, nenhuma das estacas em questão seria aprovada (carga de projeto maior que carga admissível), sendo necessário reforço, aumentando o comprimento da estaca ou adicionando mais estacas para diminuir a carga de trabalho.

Além disso, percebe-se uma grande diferença entre os valores de resistência de atrito lateral e os de resistência de ponta. Nesse caso, os valores de resistência de atrito lateral são aproximadamente o dobro das resistências de ponta para cada estaca. Isso acontece porque boa parte do comprimento das estacas está localizado em material de solo resistente, de alteração de rocha (silte argiloso), e o atrito lateral é acumulativo, fazendo com que as parcelas de comprimento da estaca que estão em solo resistente ofereçam elevados valores de resistência para o somatório final do atrito lateral. Somado a isso, o silte argiloso tem um dos maiores valores de coeficiente α, usado unicamente no cálculo da resistência de atrito lateral. Já o valor do coeficiente K, para silte argiloso, usado no cálculo da resistência de ponta unitária é um dos menores.

Já os resultados do dimensionamento para cada estaca, pelo método de Décourt-Quaresma, estão apresentados na Tabela 2.

Diante dos resultados apresentados na Tabela 1 pode-se concluir que o método de Décourt-Quaresma apresenta valores de capacidade de carga admissíveis próximos das cargas de projeto das estacas, com quatro estacas apresentando diferença maior que 30 tf entre a carga de projeto e a capacidade de carga admissível, essas são: PA40B, PA46F, PA63A e PA29D.

Estaca	Carga de projeto (tf)	Profundidade Executada (m)	Resistência de atrito lateral (tf)	Resistência de Ponta (tf)	Resistência última (tf)	**Capacidade de carga admissível (tf)**
PA18D	99,71	17,50	221,80	28,50	250,30	125,1
PA30D	108,71	17,40	220,50	28,50	249,00	124,5
PA40B	83,00	17,00	205,70	28,50	234,20	117,1
PA46F	92,67	17,50	221,80	28,50	250,30	125,1
PA61A	113,00	17,00	218,90	28,50	247,40	123,7
PA63A	85,00	16,80	206,20	28,50	234,70	117,3
PA69A	90,00	15,75	193,40	28,50	221,90	110,9
PA21A	95,50	17,00	205,70	28,50	234,20	117,1
PA29D	80,40	17,40	220,50	28,50	249,00	124,5
PA45D	99,50	15,95	182,60	28,50	211,10	105,6
PB32B	99,50	15,50	174,60	26,90	201,50	100,8
PB38D	94,00	-	-	-	-	-
PB39A	98,00	17,00	200,60	28,50	229,10	114,6
PB44C	92,00	17,00	200,60	28,50	229,10	114,6
PB6E5	72,80	15,40	175,60	28,50	204,10	102,1
PB11D	98,63	15,50	176,70	28,50	205,20	102,6
PB12A	94,11	15,50	176,70	28,50	205,20	102,6
PB13A	98,00	13,90	135,70	28,50	164,20	82,1
PB18A	100,71	15,50	176,70	28,50	205,20	102,6
PB19D	98,38	15,50	174,60	26,90	201,50	100,8
PA49E	105,00	16,45	201,90	28,50	230,40	115,2

Tabela 2. Resultados do dimensionamento por Décourt-Quaresma.

Os valores de resistência de atrito lateral têm muito mais influência na capacidade de carga final do que os valores de resistência de ponta nesse método. Isso acontece devido ao fato de que grande parte do comprimento da estaca desenvolve atrito lateral em solo de alta resistência (solo de alteração de rocha).

Neste caso, apenas a estaca PB13A não atende a solicitação de projeto. Isso acontece, pois, essa estaca tem comprimento curto se comparado com as demais, desenvolvendo um valor menor de mobilização do atrito lateral, sendo necessário reforço para a mesma. As demais estacas apresentaram resultados de capacidade de carga que atendem a solicitação.

3.1.1 Método de Aoki-Velloso versus método de Décourt-Quaresma

Para realizar a comparação entre os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma são apresentados gráficos, compilados na Figura 1, que demonstram a evolução da capacidade de carga de ruptura para os mesmos.

A partir da Figura 1, é possível tecer algumas considerações acerca dos métodos e das estacas. Uma dessas é que no método de Aoki-Velloso, as estacas PB6E5, PB11D, PB12A, PB13A, PB18A, PB38D, PB39A e PB44C são as únicas que não apresentam valores elevados de capacidade de carga em torno de 8 a 10 metros de profundidade. Tais valores são percebidos através de picos nos gráficos, isso acontece devido a presença de pedregulho (material altamente resistente) constatado nessa profundidade apenas em alguns boletins de sondagens, fazendo com que a capacidade de carga de ponta seja elevada, e, consequentemente, têm-se um elevado valor de capacidade de carga total.

Abaixo do pedregulho situam-se as camadas de silte argiloso, justificando o pico de resistência nos gráficos com a queda no valor da resistência total. Já que, apesar de ser um material com altos valores de N_{SPT}, o pedregulho foi tratado como areia no dimensionamento, e tem valor elevado de coeficiente K, utilizado no cálculo da capacidade de carga de ponta, resultando assim, em valores de capacidade de carga de ponta relativamente maiores dos que os valores encontrados nas camadas de silte argiloso.

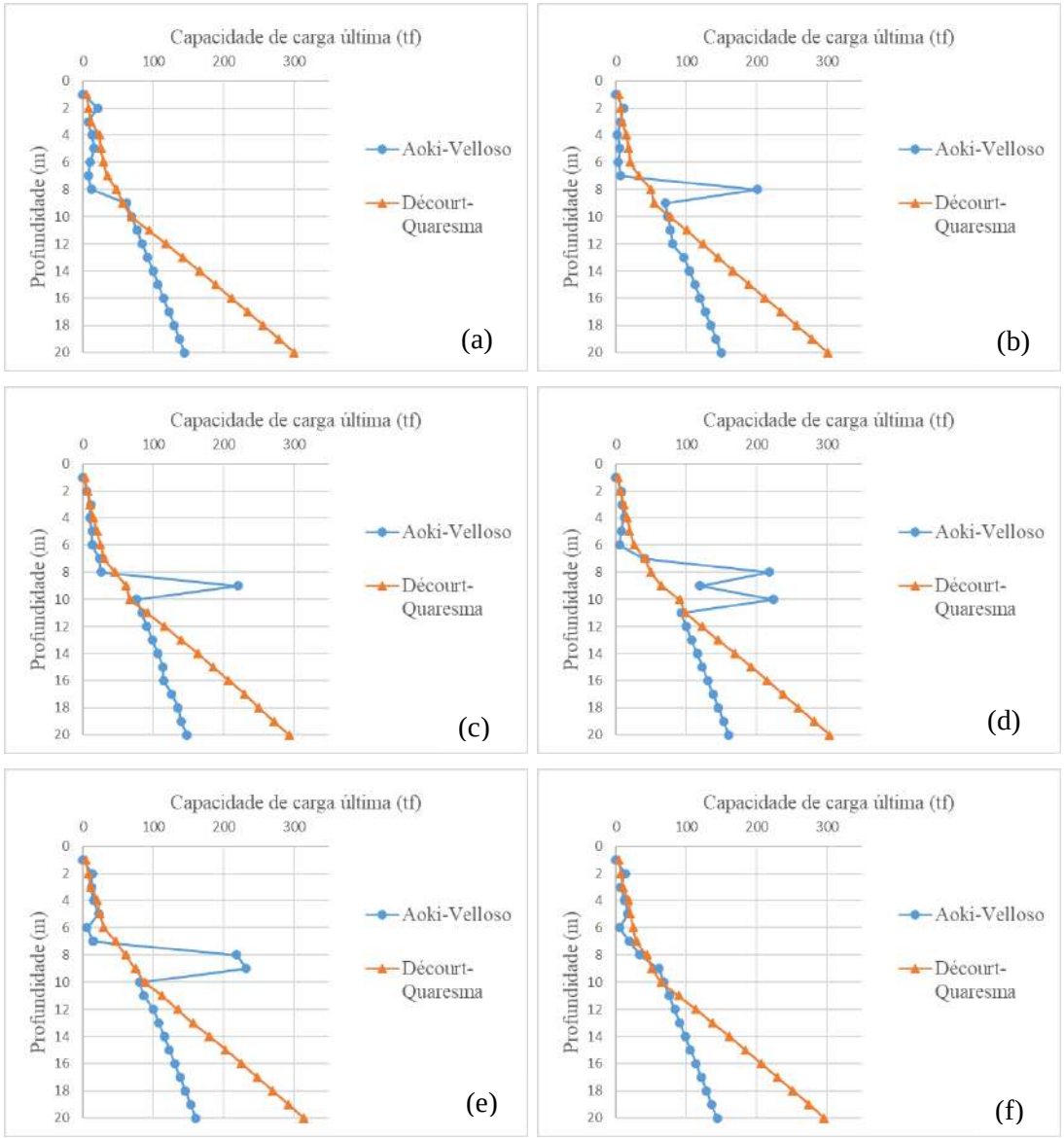


Figura 1. Capacidade de carga ao longo da profundidade para as estacas a partir dos boletins de sondagem SPT correspondentes: (a) SM-05: PB6E5, PB11D, PB12A, PB13A e PB18A; (b) SM-06: PA18D, PA30D, PA40B, PA46F, PA21A, PA29D e PA45D; (c) SM-08: PB32B e PB19D; (d) SM-10: PA63A e PA49E; (e) SM-12: PA61A e PA69A; (f) SM-13: PB38D, PB39A e PB44C.

Percebe-se também que o método de Aoki-Velloso apresenta um cálculo de resistência de ponta dependente diretamente do SPT na ponta, enquanto Décourt-Quaresma necessita de 3 valores de N_{SPT} para ser realizado. Entretanto, para esse estudo, a consideração do método de Décourt-Quaresma de calcular um valor médio de N_{SPT} para a ponta não se fez tão eficaz, pois as estacas estão assentes em materiais com elevada resistência, e a média dos valores de N_{SPT}, será, consequentemente, um valor alto também.

Em maiores profundidades, os dois métodos apresentam uma evolução crescente nos valores de capacidade de carga devido ao atrito lateral que é acumulativo. Porém, o método de Décourt-Quaresma teve resultados maiores de capacidade de carga em maiores profundidades, e geralmente, os métodos se aproximam nos resultados em camadas mais próximas da superfície.

Portanto, é notável que, para as profundidades em que as estacas foram dimensionadas, os valores de capacidade de carga são consideravelmente maiores no método de Décourt-Quaresma, sendo que essa diferença está, principalmente, na parcela de resistência por atrito lateral. Também foi visto que, esse mesmo método apresenta maior proximidade entre os valores de capacidade de carga admissível e as cargas de projeto para cada estaca.

Infere-se então que, ao comparar as estacas entre si, as quais possuem mesmo diâmetro, observa-se que os valores de capacidade de carga nas profundidades de projeto são bastante similares, o que mostra a semelhança entre os boletins de sondagem utilizados no cálculo. Porém, ao comparar um método com o outro, é perceptível a diferença, especialmente na parcela do atrito lateral para esse caso estudado.

3.2 Dimensionamento de estacas raiz com os métodos semi-empíricos (sondagem SPT complementar)

A Tabela 3 mostra os resultados das capacidades de cargas últimas calculadas a partir da sondagem SPT complementar para os dois métodos. É notável que os valores obtidos por Décourt-Quaresma são maiores que os resultados obtidos por Aoki-Velloso, bem como verificado no dimensionamento com a sondagem primitiva.

Estaca	Aoki-Velloso			Décourt-Quaresma		
	Resistência de ponta (tf)	Resistência de atrito lateral (tf)	Resistência última (tf)	Resistência de ponta (tf)	Resistência de atrito lateral (tf)	Resistência última (tf)
PA18D	65,32	97,64	162,96	33,65	214,73	248,38
PA30D	65,32	99,54	164,86	33,65	220,51	254,16
PA40B	65,32	92,62	157,94	33,65	205,73	239,38
PA46F	65,32	100,50	165,82	33,65	221,77	255,42
PA61A	65,32	100,24	165,56	33,65	213,75	247,40
PA63A	65,32	98,32	163,64	33,65	211,23	244,88
PA69A	65,32	86,26	151,58	33,65	185,39	219,04
PA21A	65,32	102,94	168,26	33,65	220,31	253,96
PA29D	65,32	94,82	160,14	33,65	199,37	233,02
PA45D	65,32	85,68	151,00	33,65	182,61	216,26
PB32B	65,32	86,62	151,94	33,65	177,29	210,94
PB38D	-	-	-	-	-	-
PB39A	65,32	100,96	166,28	33,65	216,67	250,32
PB44C	65,32	100,96	166,28	33,65	216,67	250,32
PB6E5	65,32	99,02	164,34	33,65	210,45	244,10
PB11D	65,32	99,96	165,28	33,65	211,83	245,48
PB12A	65,32	76,50	141,82	33,65	152,73	186,38
PB13A	65,32	61,20	126,52	33,65	108,19	141,84
PB18A	65,32	79,02	144,34	33,65	162,71	196,36
PB19D	65,32	79,02	144,34	33,65	162,71	196,36
PA49E	65,32	90,46	155,78	33,65	199,07	232,72

Tabela 3. Capacidades de cargas últimas com sondagem complementar.

Infere-se da Tabela 3 que para esse caso, as maiores diferenças entre métodos estão nos valores de atrito lateral, bem como ocorreu no dimensionamento para a sondagem primitiva. Fato justificável pelas estacas possuírem longo comprimento em regiões de solo com elevada resistência, desenvolvendo muito atrito lateral ao longo do fuste. Já a resistência de ponta, esta apresenta também valor significativo de diferença, mas ainda assim o atrito lateral é predominante e isso reflete na capacidade de carga das estacas, atingindo média de 35,70 tf de diferença entre a capacidade de carga de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.

3.3 Sondagem SPT primitiva e complementar: comparações

Na sondagem complementar foi observado apenas dois horizontes de solo, ambos argilosos (aterro de argila e argila silto pouco arenosa), na sondagem primitiva verificou-se mais horizontes, com presença de aterro de argila pouco arenosa, areia argilosa, argila, pedregulho e o horizonte final constituído de solo de alteração de granulometria silte argiloso. Atrelado a isso, está o fato de que a sondagem complementar apresenta pequena profundidade de investigação, em torno de oito metros pelo que mostra os perfis. Já a

sondagem primitiva apresenta investigação mais profunda, cerca de quinze metros investigados nos furos, com exceção do furo SM-08 que excedeu os trinta metros de investigação.

Portanto, através dos perfis estratigráficos é possível inferir que a sondagem primitiva oferece mais informações do subsolo do que a complementar, com maior divisão de horizontes e mais profundidades investigadas. Mas ainda assim, a sondagem primitiva é insuficiente para o dimensionamento geotécnico, pois deveria ter avançado em maiores profundidades na maioria dos furos de sondagem, o que obriga ao projetista a adoção de certas considerações para prosseguir o dimensionamento nas camadas mais profundas, onde está faltando informação.

Na sondagem primitiva realizada em 2016, tendo como referência a norma ABNT NBR 6484 (2001) é citado que o ensaio SPT foi paralisado a pedido do cliente em profundidade relativamente baixa, em média de 15,84 m de profundidade investigada. Exceto o furo SM-08, o único que obteve investigação satisfatória. A norma cita que a paralização do ensaio deve obedecer a critérios mencionados em seu tópico 6.4. Porém, quando é citado no boletim de sondagem que a parada foi a pedido do cliente, a empresa se retira da responsabilidade de cumprimento da norma para tal critério.

A sondagem complementar cita alguns critérios para a paralização do ensaio e faz referência a norma ABNT NBR 6484 (2001) uma vez que foi feita em 2017. Assim, para o furo SP-01 é citado que o ensaio foi paralisado devido ao critério de impenetrável ao amostrador, fazendo referência ao tópico 6.4.1 da ABNT NBR 6484 (2001). Ao analisar as condições descritas neste tópico, é perceptível que nenhuma dessas é atendida, pois não é apresentado o número de tentativas de golpes em metros sucessivos para se chegar a essa conclusão. Esse descumprimento à norma também é cometido nos furos SP-03, SP-04, SP-06, SP-07 e SP-08. Para os demais boletins de sondagens utilizados nesta pesquisa, foi observado nota à respeito do critério de impenetrável ao trépano de lavagem, fazendo referência ao tópico 6.4.3.3 da ABNT NBR 6484 (2001). No boletim do furo SP-02 não é apresentado com clareza se a paralização da sondagem atende aos requisitos do tópico 6.3.12 da NBR 6484 (2001). Dessa forma, não deveria então ter sido apresentado uma paralização de impenetrável ao trépano de lavagem, visto que o tópico 6.4.3.3 não se aplica sem que seja cumprido o tópico 6.3.12. Sendo este, um descumprimento à norma, que é repetido nos furos SP-02, SP-07A, SP-10, SP-11 e SP-12.

No que confere aos dimensionamentos geotécnicos realizados cujos resultados estão mostrados nas Tabelas 1, 2 e 3, faz-se também uma comparação entre os resultados da sondagem primitiva e a complementar para os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.

Em relação ao método de Aoki-Velloso, é possível perceber que há semelhança entre as sondagens, pois é notável a pouca variação nos valores calculados para a capacidade de carga (Tabela 1 e 3). Percebe-se isso devido a algumas semelhanças como valores baixos de N_{SPT} nas camadas superficiais, e solo mais resistente em camadas mais profundas apontados pelas duas sondagens, sendo a maior diferença encontrada igual a aproximadamente 55 tf, em duas estacas (PB6E5 e PB11D).

A sondagem complementar apresenta um último horizonte de solo como sendo de argila silto arenosa, tal material oferece, para o método de Aoki-Velloso, maior valor de parâmetro K do que o silte argiloso apontado na sondagem primitiva nessa profundidade. Enquanto que o valor de α é quase o mesmo para os dois solos, por isso com a sondagem complementar se obteve maiores valores de resistência. Portanto, infere-se que os resultados do dimensionamento são bastante similares entre as duas sondagens para o método de Aoki-Velloso, mesmo que as mesmas apresentem divergência em outros aspectos.

Para o método de Décourt-Quaresma, verificou-se que a sondagem complementar apresentou valores maiores de resistência de ponta comparada à primitiva, conforme mostram as Tabelas 2 e 3. Isso ocorreu visto que a sondagem complementar apresenta material argiloso nas cotas de assentamento da estaca, tendo assim maior valor de coeficiente α comparado ao silte argiloso encontrado na sondagem primitva. Ressalta-se que a diferença máxima encontrada entre os dimensionamentos foi igual a 40 tf (PB6E5 e PB11D), aproximadamente.

Por fim, ainda que as sondagens primitiva e complementar difiram em alguns aspectos, em termos de dimensionamento geotécnico apresentam resultados bastante similares. Mostram-se limitadas com pouca profundidade investigada visto que as estacas chegam a valores maiores que 17,00 m de profundidade executada.

4 CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos e discussões, tem-se as seguintes conclusões:

- As planilhas de cálculos da capacidade de carga adaptadas para estacas do tipo raiz para os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma se apresentaram como satisfatórias ferramentas computacionais.
- Apesar da existência das formulações e da ajuda de planilhas de cálculo, um projeto de fundações engloba diversos fatores, como a necessidade de adoção de critérios de projeto e interpretações de dados a partir de análise geotécnica do contexto da obra.
- No dimensionamento, os valores obtidos de capacidade de carga no método de Décourt-Quaresma foram consideravelmente superiores aos valores obtidos pelo método de Aoki-Velloso para as duas sondagens. Isso acontece porque as estacas deste estudo possuem longo comprimento, e a forma de calcular o atrito lateral é diferente entre os dois métodos, considerando a metodologia de Décourt-Quaresma maior parcela de resistência por atrito lateral para estacas do tipo raiz.
- A comparação entre o dimensionamento autoral e o dimensionamento do projetista de fundações produziu reflexões. O projetista apresentou comprimentos de estacas menores do que os comprimentos necessários obtidos no método de Aoki-Velloso. Porém, nesse caso, devido à grande discrepância entre os resultados dos dois métodos de cálculo (Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma), destaca-se o fato de fazer considerações a favor da segurança. Um exemplo disso pode ser atribuir o valor máximo de N_{SPT} a adotar em cada análise.
- Na comparação entre as sondagens, estas forneceram resultados de capacidade de carga similares para os dois métodos, o que indica semelhança entre essas. Isto pode estar associado ao fato das sondagens terem sido realizadas pela mesma empresa.
- Comparando aspectos entre as sondagens, é perceptível a falta de informações relevantes nas duas sondagens, como, por exemplo, o fato de que as profundidades investigadas são relativamente baixas, especialmente na sondagem complementar. Além de que, essa sondagem, não obedeceu a norma que faz referência no que diz respeito ao critério de paralização. Isso descarta a ideia de que essa seria uma contraprova diante da sondagem primitiva.

Por fim, é importante destacar que a maior confiabilidade nos resultados se deve à calibração dos diversos fatores dos métodos semi-empíricos para cada região. Para fins de complementação deste trabalho, fica como sugestão um estudo comparativo entre resultados de dimensionamento com aqueles de provas de carga, para ilustrar o quanto as resistências de cálculo se aproximam dos valores reais, bem como um possível estudo de reforço para essas estacas. Mais que isso, apresenta-se também uma proposta de dimensionamento das mesmas estacas deste estudo através da Metodologia de Cabral (1986), que possui foco em estacas do tipo raiz.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Universidade Federal de Juiz de Fora e a todos que colaboraram para a concretização deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036: *Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios.* Rio de Janeiro. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: *Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.* Rio de Janeiro. 2020.

Cintra, J. C. A.; Aoki, N.; Albiero, J. H. *Fundações diretas: projeto geotécnico.* São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 136 p.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. *Patologia das fundações.* 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 256 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/302

Elaboração de cartas de viabilidade para fundações em estacas escavadas e hélice contínua utilizando sondagem SPT em Palmas - TO.

Guilherme Alves Morais 1
Mestrando, Universidade de Brasília, Brasília/DF, Brasil, guilherme.alves_97@hotmail.com

Newton Moreira de Souza 2
Professor Associado, Universidade de Brasília, Brasília/DF, Brasil, nmsouza@unb.br

RESUMO: Uma das etapas iniciais ao se planejar adequadamente uma obra civil, é obtenção de dados geotécnicos necessários para o dimensionamento de elementos estruturais de fundação. A partir da realização da sondagem à percussão (SPT), é possível obter dados geotécnicos pontuais que norteiam os projetos de fundações. Para uso dos dados obtidos em sondagens na cartografia geotécnica é necessário criar um banco de dados para gerenciar os dados geotécnicos, além de aplicar uma metodologia de interpolação para estimar valores aproximados dos pontos não estudados. Dentre os métodos de interpolação comumente usados em trabalhos de cartografia geotécnica para se obter valores aproximados podem ser citados o inverso ponderado da distância (IDW), lógica de fuzzy e a krigagem. O trabalho em questão trata-se de um estudo geotécnico realizado em Palmas, capital do estado do Tocantins, para obtenção de informações provenientes de sondagens SPT que auxiliem na criação de um banco de dados que permita a elaboração de cartas de viabilidade à execução de estacas escavadas e estacas hélice contínua monitorada. Os dados foram organizados de modo a permitir seu tratamento e espacialização em um sistema de informação geográfica (SIG) utilizando o método de interpolação IDW. Os resultados desse trabalho fornecem informações úteis na tomada de decisão de trabalhos de engenharia bem como para atualizações do plano diretor. Ressalta-se que os resultados expressos nesse trabalho não eximem a necessidade das investigações de campo exigidas pela NBR 8036 (1983).

PALAVRAS-CHAVE: Sondagem à percussão (SPT). Cartografia geotécnica. Inverso ponderado da distância (IDW). Estacas escavadas. Estacas Hélice Contínua

ABSTRACT: One of the initial steps when properly planning a civil construction project is obtaining geotechnical data necessary for the design of foundation structural elements. Through the Standard Penetration Test (SPT), it is possible to obtain specific geotechnical data that guide foundation projects. To utilize the data obtained from SPT tests in geotechnical mapping, it is necessary to create a database to manage the geotechnical data, as well as to apply an interpolation methodology to estimate approximate values for unstudied points. Among the interpolation methods commonly used in geotechnical mapping to obtain approximate values are the Inverse Distance Weighting (IDW), fuzzy logic, and kriging. The work in question is a geotechnical study conducted in Palmas, the capital of the state of Tocantins, to obtain information from SPT tests to assist in creating a database that allows the development of viability maps for the execution of drilled shafts and continuous flight auger piles. The data were organized to allow for processing and spatialization within a Geographic Information System (GIS) using the IDW interpolation method. The results of this work provide useful information for engineering decision-making as well as for updates to the master plan. It is emphasized that the results expressed in this work do not exempt the need for field investigations required by NBR 8036 (1983).

KEYWORDS: Standard Penetration Test (SPT). geotechnical mapping. Inverse Distance Weighting (IDW). Drilled shafts. Continuous Flight Auger piles.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Soares (2011), os municípios brasileiros não contam com muitas experiências com o uso específico de bancos de dados geotécnicos como instrumento de gestão urbana. Garcia (2017) corrobora a afirmação anterior quando afirma que há ainda poucas informações sobre o solo do estado do Tocantins

obtidas em trabalhos de cartografia geotécnica. Dito isso, é necessária a realização de mais estudos geotécnicos no Tocantins, bem como em sua capital, Palmas.

Mesmo havendo disponibilidade de dados geotécnicos, é comum que suas informações estejam desorganizadas, estando poucas vezes sistematizadas em banco de dados. Isso pode impossibilitar a elaboração de cartas geotécnicas, uma ferramenta que integra as características geotécnicas do terreno e suas possíveis interações com as ações humanas relacionadas ao uso e ocupação do solo.

A NBR 6122 (2019) evidência o caráter indispensável que a investigação geotécnica tem para o reconhecimento do subsolo para fins de projeto e execução de fundações. Segundo Velloso e Lopes (2010), no desenvolvimento de um projeto de fundações é necessário realizar estudos sobre a topografia do local, dados geológico-geotécnicos, dados sobre construções vizinhas e dados da estrutura a construir. Os dados geotécnicos provenientes de sondagens SPT podem ser utilizados para realização de cartografia geotécnica em uma determinada região, desde que inicialmente seja feito um banco de dados para gerenciá-los, possibilitando também a realização de estimativas de suas características nos pontos não estudados com base no uso de metodologia de interpolação.

1.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo a aplicação de ferramenta SIG para elaborar cartas de viabilidade para fundações em estacas escavadas e hélice contínua utilizando dados provenientes de laudos de sondagem SPT realizados em Palmas – TO.

1.2 Objetivos específicos

a) Construção de um banco de dados a partir de dados provenientes de sondagens SPT do município de Palmas para utilização em ambiente SIG;

b) Gerar cartas de viabilidade para fundações em estacas escavadas e hélice contínua utilizando dados provenientes de sondagem SPT:

- Profundidade do nível d'água para os períodos seco e úmido;
- Isovalores de NSPT para as camadas de 9 e 11 metros;
- Orientação quanto à viabilidade executiva para estacas escavadas e estacas hélice contínua para as camadas de 9 e 11 metros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Cartografia Geotécnica, banco de dados e SIG

Com o uso das técnicas da cartografia geotécnica é possível elaborar cartas que apresentem visualmente diferentes temas geotécnicos, permitido ao leitor uma rápida visualização da distribuição espacial desses diferentes aspectos da geotecnia apresentados.

Santos (2016) afirma que o sistema de informação geográfica (SIG) organiza e armazena os dados de diferentes formatos (tabelas, shapefiles, kml, kmz, entre outros) em um banco de dados geográficos, onde os atributos descritivos são associados às feições locacionais. Portanto, quando os sistemas de gerenciamento de bancos de dados estão acoplados em SIG, as informações armazenadas apresentam um atributo específico de coordenada geográfica (dados georreferenciados), tornando-se assim um perfil adequado para implementação de um banco de dados geotécnicos (Soares, 2011).

2.2 Fundações profundas e *Standard Penetration Test* (SPT)

Segundo Hachich et al. (1998), as fundações podem ser divididas entre fundações diretas (superficiais) e indiretas (profundas). Sendo que estão contidas no primeiro grupo de fundações mencionado: bloco, sapata, viga de fundação, grelha, sapata associada e radier. As fundações profundas são divididas em estaca, tubulão e caixão. Ainda há a fundação mista, que associa as fundações superficiais e profundas.

Naves (2018) indica que os dois métodos mais utilizados em fundações profundas, do tipo estaca, ofertados na cidade de Palmas – TO são: estacas escavadas sem revestimento e estacas hélice contínua monitorada (HCM). Sendo assim, o trabalho em questão focará especificamente nas fundações profundas de estacas escavadas mecanizadas com uso de perfuratriz sem a utilização de fluidos estabilizantes e estacas hélice contínua monitorada com equipamento de pequeno porte (limitação de diâmetro de 50cm e profundidade de 18 metros), conforme observância de oferta em Palmas – TO. Por conta de seu método executivo, as estacas escavadas não podem ser executadas abaixo do nível do lençol freático devido ao risco de estrangulamento do fuste. Já o método executivo da hélice contínua possibilita sua execução abaixo do nível do lençol freático. Apesar disso, assim como a estaca escavada, possui a limitação de não perfurar solos que possuam matacões ou rocha sã.

Devido à simplicidade do equipamento, baixo custo e possibilidade de correlação dos resultados obtidos no ensaio em projeto de fundações diretas e profundas, o SPT é sistematicamente realizado no Brasil, seguindo os procedimentos apresentados na NBR 6484 (2020), a qual especifica o método de execução de sondagens de simples reconhecimento de solos com uso de um sistema de sondagem manual e mecanizado. Durante toda a realização do ensaio deve ser observado o nível d'água. Caso ele seja atravessado, a perfuração é interrompida e é feita uma observação de sua elevação. O critério de paralisação deve ser definido pela contratante, de acordo com as necessidades específicas de projeto. Na ausência dessa definição por parte do contratante, as sondagens devem avançar até que seja atingido um dos critérios de paralisação da NBR 6484 (2020):

- Indicação de NSPT iguais ou superiores a 25 golpes em 10 metros consecutivos;
- Indicação de NSPT iguais ou superiores a 30 golpes em 8 metros consecutivos;
- Indicação de NSPT iguais ou superiores a 35 golpes em 6 metros consecutivos; ou
- Quando no ensaio de avanço da perfuração por circulação de água forem obtidos avanços inferiores a 50 mm em cada período de 10 min (o ensaio deve ter duração de 30 min).

2.3 Método Inverso Ponderado da distância (*IDW)*

É possível utilizar de técnicas de interpolação para gerar continuidade no espaço a partir do uso de pontos referenciados. No método inverso ponderado da distância (*IDW*), o peso atribuído às variáveis amostradas é geralmente calculado como o inverso da distância elevado a uma potência, onde essa potência é um parâmetro ajustável que determina a influência da distância no cálculo do peso, ou seja, quanto maior for o valor dessa potência maior será a influência do vizinho mais próximo na estimativa. Segundo Soares (2011), a influência de um ponto amostrado em relação a outro diminui conforme aumenta a distância ao nó do *grid* a ser estimado, de tal forma que quanto mais próximo um ponto está do outro mais seus valores se aproximam. Sendo assim, se atribuem pesos maiores para observações mais próximas do que para observações mais distantes.

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

3.1 Estruturação do banco de dados

A partir de dados provenientes de 1443 laudos de sondagem, realizados no plano diretor de Palmas – TO, foram catalogados com base nas coordenadas dos pontos de sondagem com sistema de coordenadas *UTM* (*Universal Transverse Mercator*) no *Datum* SIRGAS 2000, bem como foram extraídas e estruturadas no programa *EXCEL* as seguintes características geotécnicas: Profundidade do impenetrável (m) e profundidade do nível d'água (m), data da leitura do nível d'água e valores de NSPT. Para o trabalho em questão foram analisadas as camadas do solo até a profundidade do impenetrável de cada sondagem.

As informações dos laudos foram estruturadas em planilha *EXCEL* e os arquivos de banco de dados foram salvos em extensão aceita pelo software *ArcGis*, do tipo CSV (separado por vírgulas) (*.csv). Dito isso, foram utilizados critérios para obtenção dos valores de cada um dos atributos mencionados anteriormente.

Para obtenção dos valores da profundidade do impenetrável à percussão, em metros, foram considerados no estudo apenas os dados em que a paralização da sondagem ocorreu com base nos critérios estabelecidos pela NBR 6484 (2020). Com isso, não foram considerados na análise da profundidade do impenetrável os dados provenientes de laudos que não o alcançaram por motivos técnicos de execução (fechamento do furo,

perda ou risco de perda do equipamento) ou por necessidades do cliente (paralisação na profundidade contratada, fins de projeto, entre outros).

Para obtenção dos valores da profundidade do nível d'água, não foram considerados os furos onde estavam indicados no laudo ausência de água. Além disso, os dados considerados foram divididos em dois grupos, de forma a realizar a análise nos períodos seco e úmido. Para a região de estudo, a sazonalidade do ano hidrológico em período úmido começa em outubro e termina em abril, sendo que o período seco começa em maio e termina em setembro (MARCUZZO; GOULARTE, 2013).

Nos casos em que NSPT foi representado no laudo de sondagem SPT por meio de fração, foi necessário realizar uma projeção para obtenção de números inteiros que representassem o índice de resistência à penetração dos últimos 30 cm de cada metro na cravação do amostrador. Foi adotado como critério de análise um valor de NSPT máximo de 50 para as projeções. Optou-se por não considerar no estudo valores de NSPT das camadas abaixo da profundidade do impenetrável, uma vez que não havia evidências da descrição do tipo de solo para essas camadas.

A partir de uma análise dos dados provenientes das sondagens (profundidade do impenetrável e profundidade do nível d'água), tornou-se possível a criação de um atributo que auxilia na análise da viabilidade executiva de estacas escavadas e estacas hélice contínua monitorada. Para cada furo de sondagem foi aplicado o critério de viabilidade (0 ou 1) e esse valor foi especializado para elaboração das cartas de viabilidade.

Considerando a execução de estacas escavadas mecanizadas com uso de perfuratriz sem a utilização de fluidos estabilizantes, os critérios considerados para que tenham viabilidade executiva (atributo definido como 1) foram que a profundidade do impenetrável, bem como do nível d'água nos períodos seco e úmido fossem maiores do que a profundidade da estaca. Ou seja, se a profundidade do impenetrável ou do nível d'água no período seco ou no úmido for inferior a profundidade da estaca escavada, naquele ponto não há viabilidade executiva (atributo definido como 0). Para a execução de estacas hélice contínua monitorada com equipamento de pequeno porte, por conta do seu processo executivo, a água não interfere na viabilidade, portanto mesmo que haja presença de lençol freático em qualquer época do ano, se a profundidade do impenetrável for maior que a profundidade da estaca ela é considerada viável executivamente (atributo 1), mas se a profundidade do impenetrável for inferior a profundidade da estaca hélice, naquele ponto não há viabilidade executiva (atributo definido como 0), haja visto que estacas escavadas e equipamentos de hélice contínua monitorada de pequeno porte não perfuram solos que possuam matacões ou rocha sã.

3.2 Espacialização dos dados

Os bancos de dados geológico-geotécnicos tiveram como subsídio a planilha em *EXCEL* elaborada para digitalização das informações dos laudos de sondagem. Foram criados arquivos do tipo CSV que possibilitaram a incorporação dos atributos da planilha no *ArcGis* para criação de *shapefiles*.

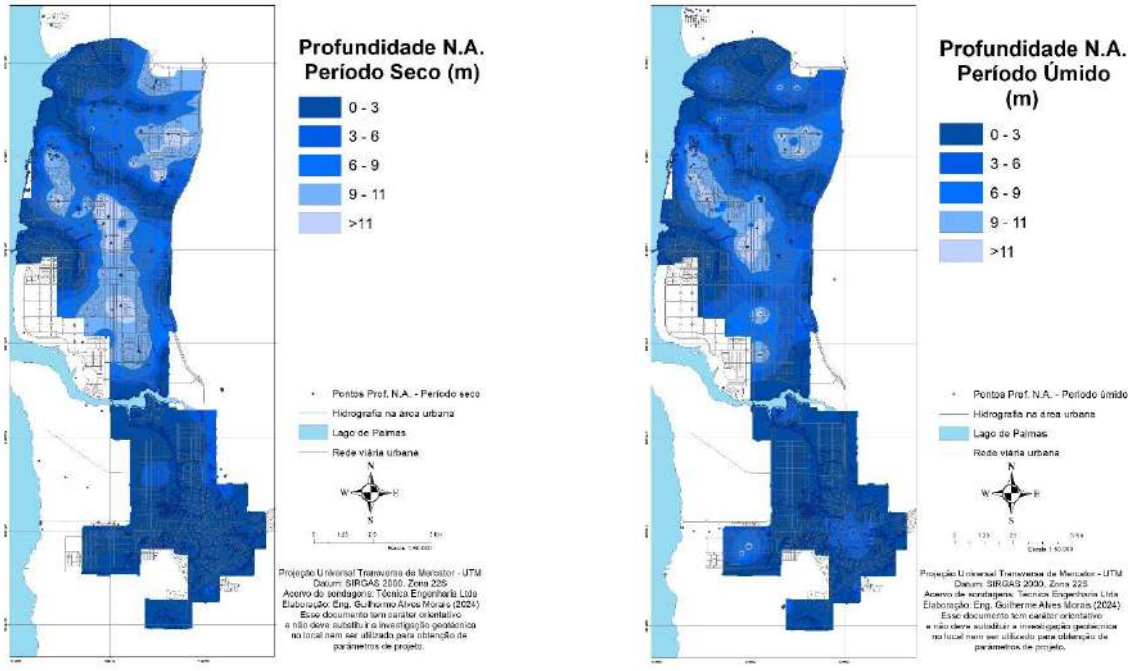
A primeira etapa da sequência executiva para criação de cada *shapefile* consistiu em adicionar dados de cada local de sondagem: "x" (atributo longitude) e "y" (atributo latitude) ao mapa em ambiente SIG. Para a realização das análises referente à profundidade do dos NAs nos períodos seco e úmido, valores de NSPT para as profundidades de 9 e 11 metros e orientação quanto a viabilidade executiva de estacas, o campo "z" foi adicionado com seus respectivos atributos. Dessa forma, os bancos de dados foram consolidados em ambiente SIG, possibilitando a gestão e análise dos atributos referentes a cada ponto de sondagem.

Com o banco de dados consolidado, a elaboração das cartas geológico-geotécnicas da área de estudo, foram realizadas por meio do inverso ponderado da distância (IDW), em ambiente SIG com uso da ferramenta "IDW" do programa *ArcGis*.

4 RESULTADOS

4.1 Cartas da profundidade do nível d'água nos períodos seco e úmido

Nas cartas da profundidade do N.A. (figura 1 a e b) é possível observar uma redução da profundidade do N.A. nas proximidades dos ribeirões e córregos que drenam a capital. No período seco observa-se mais áreas com presença de N.A. com profundidade superior à 9 metros em relação ao período úmido. Apesar disso, no período úmido algumas áreas apresentaram N.A. mais profundo do que no período seco, por conta da ausência de pontos de sondagem em algumas áreas do plano diretor durante um período e presença no outro.

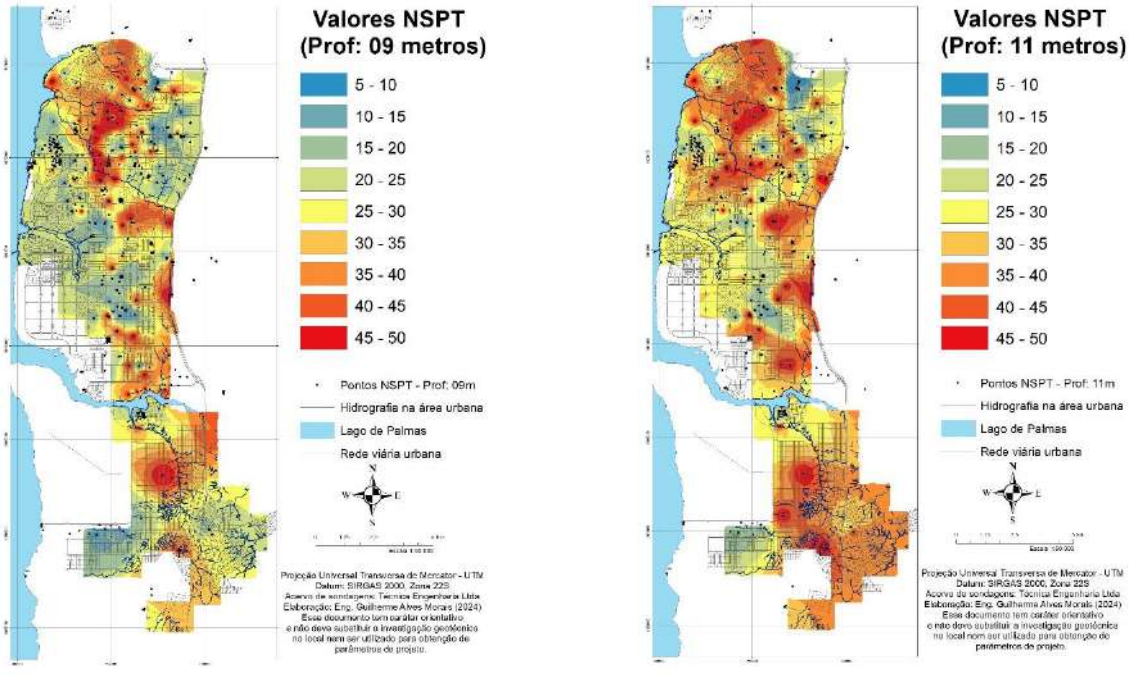


(a) (b)

Figura 1. Cartas da profundidade do nível d'água nos períodos (a) seco e (b) úmido em Palmas – TO.

4.2 Cartas de valores de NSPT para as profundidades de 9 e 11 metros

As cartas de NSPT (figura 2 a e b) foram elaboradas para as profundidades de 9 e 11 metros visando apresentar dados que auxiliem na tomada de decisão para fundações profundas. Observa-se que de modo geral os solos de menores resistências (coloração esverdeada e azul) reduziram sua participação na camada de 11 metros quando comparado à camada de 9 metros, havendo crescimento do percentual de área que possui valores altos de NSPT (coloração amarelada e vermelha) na camada de 11 metros.



(a) (b)

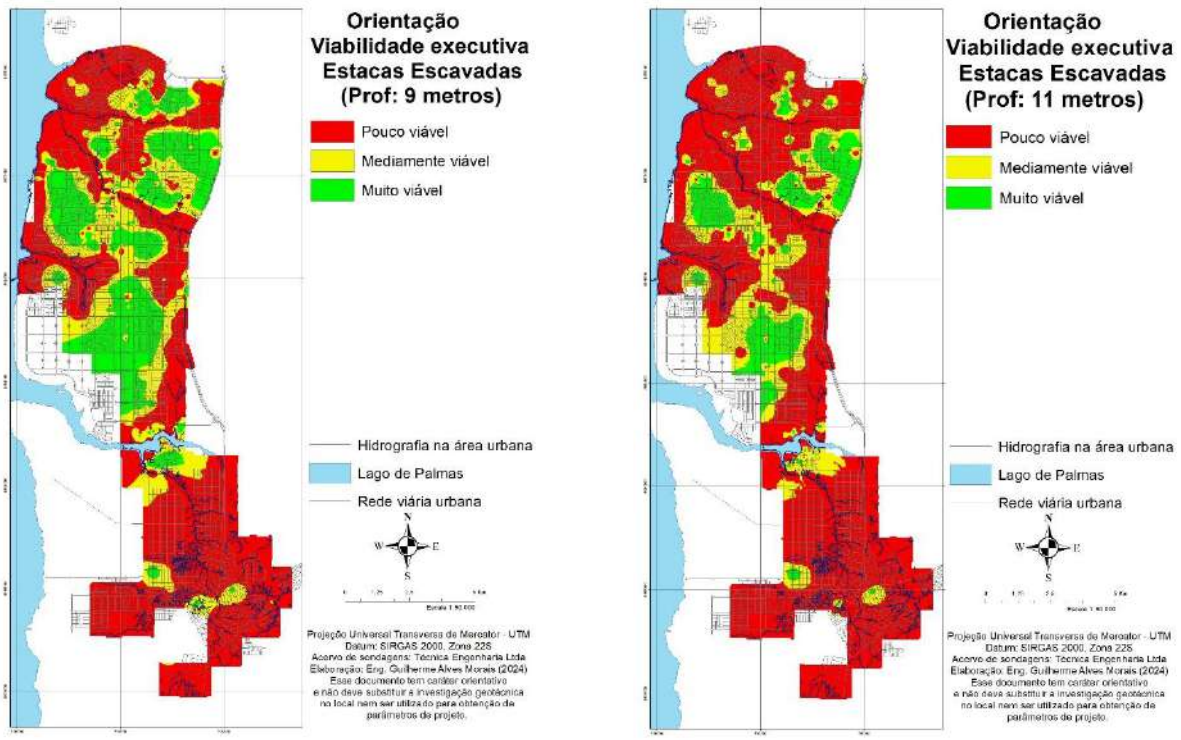
Figura 2. Cartas de NSPT para profundidades de (a) 9 metros e (b) 11 metros em Palmas – TO.

4.3 Cartas de orientação quanto à viabilidade executiva para estacas escavas e estacas hélice contínua

As cartas de orientação quanto à viabilidade executiva para estacas escavadas (figura 3 a e b) e hélice contínua (figura 4 a e b) foram elaboradas para as profundidades de 9 e 11 metros. Para geração das cartas foram inseridos pontos com atributo de valor "0" para pontos sem viabilidade executiva e valor "1" para pontos com viabilidade executiva, de tal forma que os dados foram especializados por meio do método inverso ponderado da distância (IDW), gerando assim uma superfície de valores que variavam entre 0 e 1.

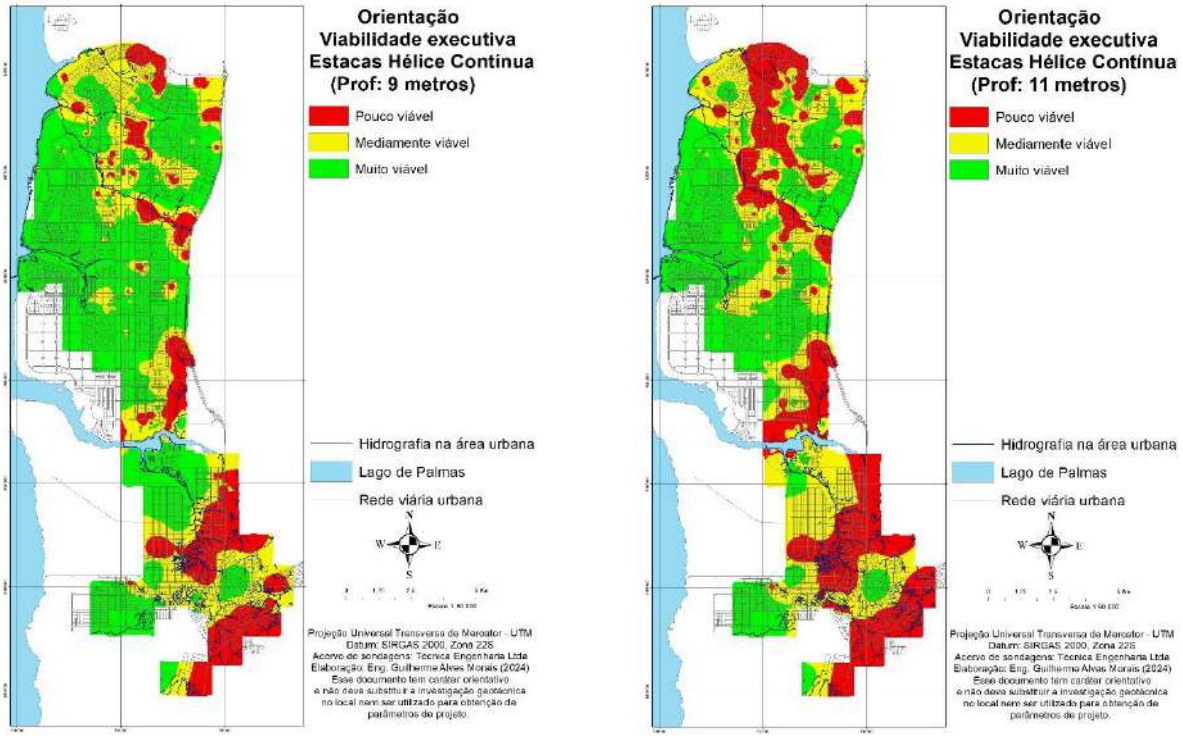
Sendo assim, foram divididos os resultados em três classes com diferentes cores para orientar quanto à viabilidade executiva do tipo de estaca avaliado: a cor vermelha representou os resultados da interpolação entre 0 e 0,3 e indicou a classe "pouco viável"; a cor amarela representou os resultados da interpolação entre 0,3 e 0,7 e indicou a classe "mediamente viável"; e a cor verde representou os resultados da interpolação entre 0,7 e 1 e indicou a classe "muito viável". A primeira classe indica locais onde deve ser evitado o tipo de fundação estudado, a segunda classe indica locais onde devem-se avaliar *in loco* a viabilidade executiva e a terceira classe indica locais onde o tipo de fundação estudado tende a ser uma boa opção executiva.

Observa-se que para as estacas escavadas e estacas hélice contínua, a participação da classe de pouca viabilidade (vermelho) aumenta sua participação na camada de 11 metros quando comparada a camada de 9 metros. Para as estacas escavadas, o acréscimo de áreas de pouca viabilidade está relacionado à presença de lençol freático, bem como acréscimo dos valores de NSPT a profundidades iguais ou inferiores a 11 metros. Para as estacas hélice contínua, o acréscimo de áreas de pouca viabilidade está relacionado diretamente ao aumento dos valores de NSPT. Quando comparadas as cartas de viabilidade executiva das estacas hélice contínua em relação as estacas escavadas, para uma mesma profundidade, observam-se que há uma quantidade maior de área com viabilidade executiva (verde) para estacas HCM. Isso ocorre porque as limitações das estacas hélice contínuas são menores, uma vez que seu processo executivo permite a execução das estacas mesmo com presença do lençol freático, aumentando sua área de viabilidade executiva quando comparada à estaca escavada.



(a) (b)

Figura 3. Cartas de orientação quanto à viabilidade executiva para estacas escavadas nas camadas de (a) 9 metros e (b) 11 metros.



(a) (b)

Figura 4. Cartas de orientação quanto à viabilidade executiva para estacas hélice contínua nas camadas de (a) 9 metros e (b) 11 metros.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho realizou a criação de um banco de dados geológico-geotécnico por meio de informações provenientes de laudos de sondagem SPT no plano diretor de Palmas – TO. Esse banco de dados possibilitou a espacialização dos dados pontuais em ambiente SIG, possibilitando a elaboração de cartas de viabilidade para fundações em estacas escavadas e hélice contínua utilizando dados provenientes de laudos de sondagem SPT realizados em Palmas – TO. As cartas elaboradas foram: cartas de profundidade do nível d'água para os períodos seco e úmido, bem como cartas de NSPT por profundidades de 9 e 11 metros e com base nessas informações as cartas de orientação quanto à viabilidade executiva para estacas escavadas e estacas hélice contínua para as camadas de 9 e 11 metros.

Na prática, os resultados desse estudo podem auxiliar no planejamento de futuras construções quanto ao tipo de fundação profunda, assim como na análise preliminar de investimentos, haja vista a possibilidade de se prever, para uma determinada localidade, os valores de NSPT, profundidade do nível d'água, resistência do solo e viabilidade executiva dos dois principais métodos de execução de estacas disponíveis no mercado de Palmas para uma determinada localidade. Por conta das limitações do estudo em questão, sugere-se para estudos futuros a obtenção de mais dados geotécnicos ao longo de todo plano diretor do município de Palmas de modo a expandir a aplicação desse estudo.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, a Técnica Engenharia pelo fornecimento dos laudos utilizados no estudo e ao COBRAMSEG 2024, pela disponibilidade em fornecer esse espaço para apresentar nossos estudos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, set. 2019.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6484, *Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, out. 2020.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8036, *Programação de sondagens de simples reconhecimento de solos para fundações de edifícios.* Rio de Janeiro, jun. 1983.

Garcia, Andressa Faquineli. *Cartografia Geotécnica para a cidade de Palmas/TO: determinação das cotas de impenetrável e nível freático por meio de sondagem spt*. 2017. 90 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Fundação Universidade Federal do Tocantins, Palmas, 2017.

Hachich, Waldemar; Falconi, F. F.; Saes, J. L.; Frota, R. G. Q.; Carvalho, C. S.; Niyama, S. *Fundações: Teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

Marcuzzo, Francisco Fernando Noronha; Goularte, Elvis Richard Pires. *Caracterização do Ano Hidrológico e Mapeamento Espacial das Chuvas nos Períodos Úmido e Seco do Estado do Tocantins.* Revista Brasileira de Geografia Física, Recife, v. 06, n. 01, p. 91-99, 15 maio 2013. Bimestral.

Naves, L. A. V. *Análise comparativa técnico-econômica entre fundações tipo estaca escavada e hélice contínua monitorada para um projeto de edificação situado na Orla 14 em Palmas - TO*. 2018. 54 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas, 2018.

Santos, Juliana Vieira dos. *Aplicação de SIG para análise do perfil geológico-geotécnico do Campus sede da UFSC e elaboração de cartas de aptidão para fundações utilizando sondagem SPT*. 2016. 200 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, 2016.

Soares, Wanessa Cartaxo. *Banco de dados geológico-geotécnicos com base em sondagens à percussão e uso de SIG: Análise espacial da profundidade do lençol freático e do Nspt para obras de fundação em João Pessoa*. 2011. 215 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

Velloso, Dirceu de Alencar; Lopes, Francisco de Rezende. *Fundaçoes: critérios de projeto, investigacao do subsolo, fundaçoes superficiais*. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/303

Ensaio de Baixa Deformação para Verificação da Integridade de Estacas com a Utilização de Diferentes Martelos e Massas para Aderência

João Pedro Basques
Engenheiro Civil, UniCEUB, Brasília, Brasil, joao.pedrok6@gmail.com

Gustavo Silva Siqueira
Engenheiro Civil, UniCEUB, Brasília, Brasil, gustavo.ssiqueira18@gmail.com

Gabriela de Athayde Duboc Bahia
Engenheira Civil, UniCEUB, Brasília, Brasil, gabriela.bahia@ceub.edu.br

Vanilson Gustavo Santos
Engenheiro Civil, UniCEUB, Brasília, Brasil, vanilson.gustavo@uniceub.br

RESUMO: As estacas são elementos estruturais que transmitem a carga advinda da edificação para o terreno. Devido ao fato de serem elementos enterrados, a análise da sua integridade fica restrita a realização de ensaios qualitativos. Dentre os ensaios utilizados para a verificação da integridade das fundações, destaca-se o ensaio de PIT (*Pile Integrity Test*). Dessa forma, este artigo tem como objetivo avaliar a variabilidade dos sinais obtidos a partir dos resultados dos ensaios de PIT realizados em estacas escavadas e hélices contínua, de diferentes diâmetros e comprimentos, variando o tipo de martelo e a massa de aderência do acelerômetro. Para isso, foram utilizados martelo thorex 720/32mm, marreta de ferro 2kg, martelo de borracha 40mm e martelo de plástico ABS40mm e como massa de aderência, a cera de petróleo e a massa de calafetar. Após a realização dos ensaios observou-se que: com a utilização do martelo de ferro, os reflectogramas apresentaram maiores trepidações quando comparado aos demais martelos; a massa de calafetar não dispõe da mesma eficiência que a cera de petróleo; os martelos de borracha e plástico quando utilizados juntos da massa de calafetar apresentaram baixa eficiência em relação ao thorex, apresentando uma quantidade elevada de sinais perdidos. Dessa forma, foi observado que os conjuntos martelo thorex 720/32mm e a cera de petróleo e martelo de plástico com cera de petróleo produzem os melhores resultados que as demais ferramentas/materiais testados.

PALAVRAS-CHAVE: PIT, integridade de estacas, ensaios qualitativos

ABSTRACT: Foundation piles are structural elements that transmit the load from the building to the soil. Due to the fact that they are elements buried in the ground, the analysis of their integrity is restricted to qualitative tests. Among the tests used to verify the integrity of foundations, the PIT test (Pile Integrity Test) stands out. Therefore, this article aims to evaluate the variability of signals obtained from the results of PIT tests carried out on excavated piles and flight auger, of different diameters and lengths, varying the type of hammer and the adhesion mass of the accelerometer. For this, a 720/32mm Thorex hammer, a 2kg iron sledgehammer, a 40mm rubber hammer and a 40mm ABS plastic hammer were used. Petroleum wax and caulk were used as adhesion compound. After carrying out the tests it was observed that: with the use of the iron hammer, the reflectograms showed greater vibrations when compared to other hammers; caulk does not have the same efficiency as petroleum wax; rubber and plastic hammers showed low efficiency compared to Thorex, presenting a high number of lost signals. Therefore, it was observed that the Thorex 720/32mm hammer and petroleum wax and plastic hammer with petroleum wax produce better results than the other tools/materials tested.

KEYWORDS: PIT, pile integrity, qualitative essays

1 INTRODUÇÃO

Elementos de fundação são componentes da estrutura responsáveis por transmitir os carregamentos provenientes da edificação, para o solo. Pelo fato de serem elementos encobertos, há uma dificuldade em se identificar manifestações patológicas provenientes de má execução ou de dano estrutural. Dessa forma, para avaliar se esses elementos estão em boas condições de utilização, podem ser efetuados ensaios de integridade de baixa deformação, como por exemplo o PIT.

O ensaio de PIT é considerado um ensaio econômico, simples e rápido de ser executado. Porém, ele apresenta como desvantagem a possibilidade de gerar resultados falso negativos. Dessa forma, é um ensaio que exige uma certa experiência do engenheiro para a análise dos dados, sendo necessária a realização do cruzamento das informações de sondagem, nível d'água, armação das estacas, método executivo e demais informações que se fizerem necessárias para uma adequada interpretação e análise dos resultados.

No Brasil, apesar de ser um ensaio bastante utilizado, ainda não possui norma brasileira, portanto, todos os parâmetros de análise e de execução são fundamentados em normas estrangeiras, como por exemplo a norma ASTM-D-5882 (2016).

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Generalidades Acerca do Ensaio de PIT

O ensaio de PIT tem por objetivo verificar a integridade das fundações profundas ao longo de todo seu comprimento, mediante ondas de tensão que trafegam ao longo da estaca e que ao serem captadas pelo sensor, geram reflectômetros que podem ser interpretados de modo a identificar falhas executivas no processo construtivo da fundação.

O método de ensaio é comumente capaz de identificar danos consideráveis nas estacas, porém é importante destacar que podem ocorrer falsos diagnósticos, apontando anomalias inexistentes ou inexpressivas, nas seguintes situações (ABENDI PRE 001, 2016):

a) Estacas que atravessam camadas de solo com variações de resistência relativamente bruscas. As reflexões causadas por essas variações podem ser confundidads com anomalias ou danos.
b) Existência de variações normais de impedância, resultantes do processo executivo das estacas moldadas *in loco*.
c) Existência de fissuras de retração.
d) Mudanças do módulo de elasticidade do concreto e do seu peso específico na profundidade em que a armadura se encontra.

2.2 Processo Executivo do Ensaio de PIT

De acordo com a ASTM-D-5882 (2016), o ensaio de PIT pode ser realizado com acelerômetros, transdutores de velocidade ou de deslocamento; aparelho para a gravação dos sinais transmitidos; e, qualquer aparelho ou dispositivo que produza um pulso de força de entrada (como um martelo de mão), sem gerar dano na estaca.

Conforme ABENDI PRE 001 (2016) e a ASTM-D-5882 (2016), o processo de execução do ensaio inicia-se pelo arrasamento da estaca visando eliminar todo o concreto de má qualidade encontrado na sua cabeça.

Após a limpeza dos resíduos gerados pelo arrasamento, o acelerômetro é fixado no topo da estaca com o uso de uma massa de aderência. Em seguida, o equipamento é ativado e conectado ao acelerômetro e por conseguinte são efetuados golpes sucessivos com martelo a fim de obter o reflectômetro médio de resultados acerca da integridade de cada estaca.

Para que o ensaio seja realizado adequadamente, as estacas podem ser preparadas de modo que a parte a qual sofrerá o golpe esteja com o concreto íntegro e nivelado. Este processo pode ser realizado por meio de lixadeiras e marteletes leves para não trincar a cabeça da estaca. Além disso, é de suma importância que o

material esteja seco sem qualquer indício de umidade visando certificar uma união eficaz entre a massa aderente e a superfície da estaca.

De acordo com Pasqual (2018), no processo de preparação para o ensaio, não podem ser utilizados argamassa ou graute na regularização da cabeça da estaca, uma vez que o material a ser testado deve ser idêntico e de mesma idade ao restante da peça, visto que, a utilização de materiais impróprios geram interferências nos sinais captados. Além disso, o ensaio de integridade deverá ser realizado com no mínimo 7 (sete) dias após a execução da fundação ou após a resistência do concreto atingir pelo menos 75% da resistência indicada em projeto, o que ocorrer primeiro (ASTM-D-5882, 2016).

Nos casos em que os blocos de coroamento já estejam executados, deverá ser aberta uma janela, abaixo do bloco, para que o ensaio possa ser executado no fuste da estaca, conforme apresentado na figura 1.

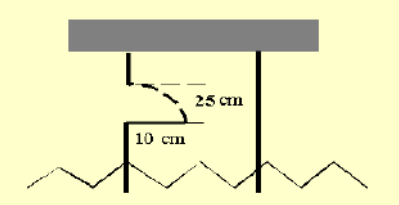


Figura 1. Execução do ensaio sob bloco de coroamento.

2.2 Impedância

Um dos principais conceitos relativos ao ensaio de PIT, é a variação da impedância ao longo do fuste. Este conceito pode ser definido por meio da equação 1

$$Z = A\sqrt{E\rho} \quad (1)$$

Sendo:
Z = impedância.
ρ = massa específica do material.
A = área de seção transversal da estaca.
E = módulo de elasticidade do material da estaca.

Com base na equação 1, fica evidente que a impedância é utilizada para avaliar as reflexões obtidas durante o ensaio. Segundo Beim e Bungenstab (2014) as reduções de impedância ocasionam pulsos de velocidade no mesmo sentido do pulso de início (causado pelo impacto do martelo). Já com o aumento de impedância, o gráfico mostra pulsos no sentido contrário ao inicial e mudanças progressivas de velocidade (v) que frequentemente apontam a resistência do solo.

Sendo assim, a impedância está relacionada com as alterações de sinais das estacas, que podem ser provenientes da variação de seção ao longo da estaca (A), módulo de elasticidade do material (E) e de sua massa específica (ρ). Dessa forma, quando houver alterações no corpo da estaca, haverá também variação de impedância, gerando por consequência uma modificação na velocidade das partículas.

Conforme ilustrado na imagem, verifica-se que o aumento de impedância gera uma queda na velocidade, onda com o sinal negativo, e a redução de impedância gera um aumento da velocidade, identificado com o sinal positivo.

2.3 Principais Parâmetros que Podem Influenciar os Sinais de PIT

A seguir são apresentados alguns fatores que podem influenciar na obtenção dos sinais do ensaio de PIT. Esses fatores foram apontados a partir daqueles que influenciam diretamente na equação de impedância, (módulo de elasticidade, massa específica e área da seção transversal da estaca), mas também no que se refere ao equipamento utilizado no ensaio, o qual pode interferir no processo de captação dos sinais.

2.3.1 Influência da Armadura

As armaduras que compõem as estacas podem influenciam nos reflectogramas, de modo que quanto maior a taxa de aço, maior será o módulo de elasticidade e maior será a massa específica do trecho armado da estaca.

A correlação entre o tipo de martelo utilizado e a taxa de aço incorporado na estrutura podem afetar os sinais obtidos pelo acelerômetro, uma vez que as barras tendem a vibrar após o impacto do martelo na cabeça da estaca. Dessa forma, Beim e Bungenstab (2014) recomendam cortar os ferros expostos acima da cota de arrasamento da estaca, deixando-os no máximo com um metro de altura com o objetivo de evitar vibração das barras e consequentemente, interferências no ensaio.

Além disso, segundo Pasqual (2018), quando não há armadura em toda a extensão da estaca, parte das ondas se propagam em um trecho armado e parte em um trecho não armado, gerando um redução de impedância no ponto de transição, podendo causar uma reflexão no sinal de velocidade, podendo ser avaliada como dano na estaca, caso mal interpretado.

2.3.2 Influência do Solo

Segundo os autores Bungenstab e Beim (2015) um fator determinante no ensaio de PIT, é o tipo de solo em que a fundação está inserida. A execução de maneira inadequada em solos de baixa resistência, podem gerar bulbos ou estrangulamentos do fuste ao longo da seção transversal da estrutura, ocasionando variação de impedância. Além disso, no momento em que a onda atinge um trecho rochoso, há um aumento de impedância ocasionado pelo acréscimo de atrito lateral na estrutura.

2.3.3 Influência do Tipo de Fundação

Os tipos de fundação também são significativos para o resultado do ensaio. De acordo com Bungenstab e Beim (2015), na estaca raiz, por exemplo, as apurações podem sofrer alterações devido à falha executiva, tal como limpeza inadequada do revestimento utilizado em sua execução. Além disso, esse tipo de estaca é caracterizado pela formação de bulbos ao longo de sua seção devido à aplicação de pressão de injeção. Assim, quando essas variações ocorrem próximas ao topo da estaca, as reflexões secundárias podem tornar os sinais inconclusivos mas sem significar necessariamente que a estaca apresenta dano.

No caso de estacas pré-moldadas de concreto, em razão das emendas não terem uma sobreposição perfeita, podem gerar a perda total da energia da onda de tensão proveniente do impacto do martelo, não sendo recomendada para a realização do referido ensaio.

Outra estaca que não se recomenda o ensaio é a estaca metálica em razão da dificuldade de interpretação do ensaio, devido a sua considerável esbeltez. Estacas inclinadas também não apresentam recomendação para o ensaio por conta da interferência da armadura da estaca e a dificuldade da onda percorrer estacas nessa posição.

Na hélice contínua o resultado do ensaio se torna mais assertivo devido à sua maneira de execução. De acordo com Tavares (2009), o processo de escavação das estacas hélice contínua deve ser controlado para garantir que não haja solo excedente constantemente, garantindo um nível de deslocamento de solo congruente durante o processo executivo, evitando assim, o aumento da seção e estrangulamento do fuste.

2.3.4 Massa Aderente

A massa aderente utilizada para fixar o acelerômetro na cabeça da estaca usualmente é feita de cera de petróleo ou vaselina. Porém, vale destacar que a norma ASTM-D-5882 (2016) não estabelece um material específico a ser utilizado para a fixação do acelerômetro. Dessa forma, podem ser utilizados quaisquer materiais que garantam a fixação do acelerômetro na cabeça da estaca e a apropriada transmissão de sinal.

Não foram encontradas bibliografias que apresentem a influência das diferentes massas de aderência nos reflectogramas.

2.3.5 Utilização de Diferentes Tipos de Martelo

No que tange ao martelo (não instrumentado), existem diferentes tipos de materiais que podem ser utilizados, como por exemplo: borracha, plástico, ferro e alumínio. Cada um deles, visando obter resultados parelhos e detalhados em determinados pontos da estaca.

De acordo com Rausche, Linkins e Kung (1992), martelos com pontas de plástico muito rígidas podem gerar pulsos de força sem danificar as estacas. Além disso, o peso dos martelos pode variar entre 0,5 kg à 5,0 kg dependendo do tamanho da estaca a ser testada, entre os quais os menores provocam impactos inferiores e maiores frequências, gerando maiores detalhes sobre a variação de impedância. Já os martelos de maior porte e peso geram maior energia, sendo preferíveis para captar uma melhor reflexão na ponta da estaca.

3 METODOLOGIA

Para a realização do estudo de integridade das estacas, foram realizados ensaios nas regiões Noroeste e Setor de Clubes Sul localizadas no Distrito Federal.

3.1 Realização do Ensaio

Foram efetuados ensaios em diferentes datas e em estacas do tipo hélice cotínua de diferentes comprimentos e diâmetros. Na obra localizada no Noroeste, foram analisadas 6 (seis) estacas, com diâmetros de 50 cm e 60 cm e profundidades entre 9 (nove) e 12 (doze) metros. No Setor de Clubes Sul foram analisadas estacas com diâmetro de 30 cm, e ensaiadas 6 (seis) estacas com comprimentos variando entre 10 (dez) e 12 (doze) metros.

3.1.1 OBRA NOROESTE

O ensaio foi iniciado utilizando o martelo thorex com a cera de petróleo. Dessa forma, foram realizados 10 (dez) golpes com o acelerômetro em uma posição. Em seguida, trocou-se a cera pela massa de calafetar e repetiu-se o processo com o martelo thorex. Para os demais martelos foi realizado o mesmo procedimento, intercalando a massa de aderência entre a cera de petróleo e a massa de calafetar.

Dessa forma, foram utilizados 3 (três) tipos de martelo, respectivamete, da esquerda para a direita: marreta de ferro de 2kg, o martelo thorex 710 de 32 mm, e o martelo com borda de plástico ABS 40mm, conforme apresentado na figura 2.

Figura 2. Martelos utilizados no ensaio PIT.
Fonte: Imagem do autor.

3.1.2 OBRA SETOR DE CLUBES SUL

Para a obra do Setor de Clubes Sul, foi utilizada a mesma metodologia exposta no item 3.1.1, porém foram realizados apenas 5 (cinco) golpes com o martelo, e ao invés da utilização do martelo de plástico, o ensaio foi executado com os martelos de borracha 40mm (figura 3), martelo thorex 710 de 32mm e marreta de ferro de 2kg.

Figura 3. Martelo de borracha 40mm.
Fonte: Site Loja do Mecânico, 2022.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Em decorrência dos diferentes tipos de materiais utilizados no ensaio, observou-se, para alguns conjuntos de materlo e massa de aderência, uma dificuldade de captação dos sinais obtidos. Os gráficos 1 e 2 apresentam a quantidade de sinais perdidos e obtidos para cada conjunto de martelo e massa de aderência utilizado no ensaio.

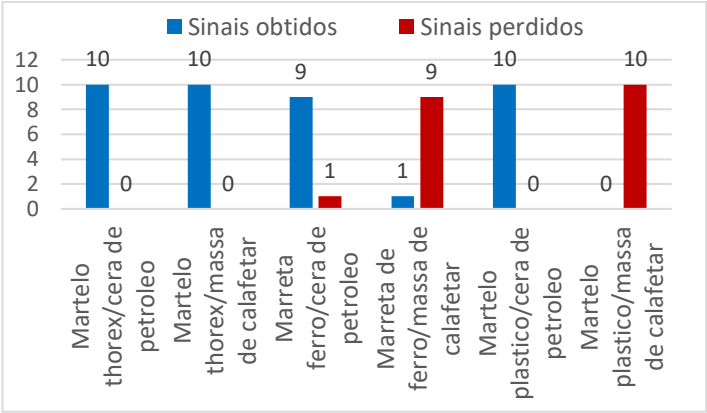


Gráfico 1. Sinais obtidos x sinais perdidos –Obra Noroeste.

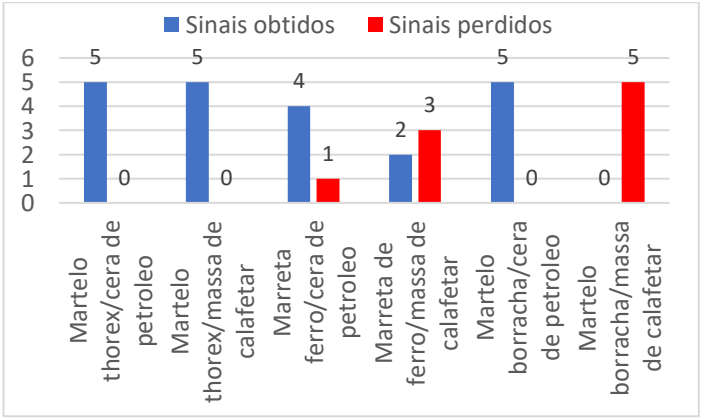


Gráfico 2. Sinais obtidos x sinais perdidos – Obra Setor de Clubes Sul

A partir dos resultados dos gráficos 1 e 2 foi possível observar que o martelo thorex quando utilizado junto a cera de petróleo e junto a massa de calafetar não apresentou perda de sinais, sendo considerado eficiente para a realização do ensaio de PIT, quando avaliada a questão de sinais perdidos e obtidos. Isso também ocorreu com o martelo de borracha com cera de petróleo e o martelo de plástico com cera de petróleo.

A marreta de ferro com cera de petróleo apresentou poucas perdas de sinais, não sendo totalmente eficiente, porém considerou-se aceitável a sua utilização no ensaio PIT. Já a utilização da marreta de ferro com a massa de calafetar apresentou uma grande quantidade de perdas de sinais, não sendo recomendada a sua utilização.

Os materiais que apresentaram 100% de perda de sinais e que entendeu-se que não apresentaram compatibilidade para a realização do ensaio de PIT, foram o martelo de borracha com a massa de calafetar e o martelo de plástico com a massa de calafetar.

Com o intuito de observar as possíveis dicrepâncias nos reflectogramas obtidos para cada conjunto de martelo e massa de aderência apresentam-se as figuras 4 e 5. Vale destacar que as condições utilizadas no *software* para o tratamento dos sinais foram as mesmas em todas as situações (filtro, amplitude, velocidade de onda, suavização, etc) e as condições de ensaio (posição do acelerômetro) também foram as mesmas.

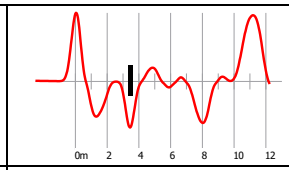
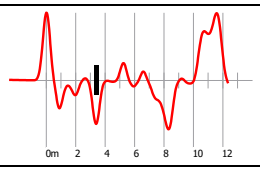
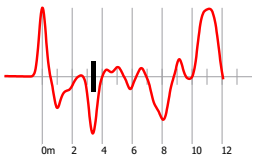
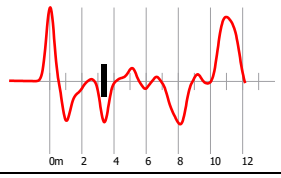
P212E Martelo Thorex + cera de petróleo		P212E Martelo Thorex + massa de calafetar	
P212E Martelo de ferro + cera de petróleo		P212E Martelo de plástico + cera de petróleo	

Figura 4. Sinais com maior variação de impedância

Conforme observado na figura 5, os reflectogramas apresentaram comportamento similar, sendo o reflectograma do martelo thorex + cera de petróleo com linhas mais suavizadas que os demais. Já os reflectogramas com maiores trepidações foram os de conjunto martelo de ferro + cera de petróleo e martelo thorex + massa de calafetar.

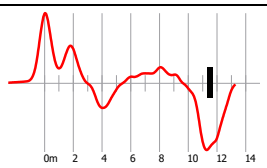
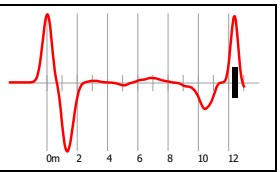
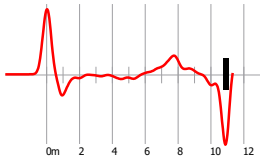
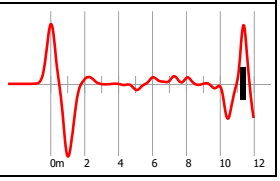
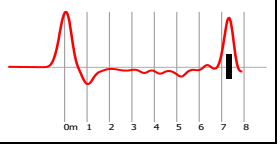
AP4A Borracha + cera de petróleo		AP4A Martelo Thorex + cera de petróleo	
AP4A Martelo Thorex + massa de calafetar		AP4A Martelo de ferro + cera de petróleo	
AP4A Martelo de Ferro + massa de calafetar			

Figura 5. Sinais com menor variação de impedância

Observados os reflectogramas da figura 5 já foi possível observar uma maior discrepância entre os sinais obtidos para cada conjunto de material. Observou-se que os reflectogramas para os conjuntos martelo de ferro + massa de calafetar, martelo thorex + cera de petróleo e martelo de ferro + cera de petróleo apresentaram resultados similares, com algumas pequenas diferenças de suavização das curvas.

Em contrapartida, os reflectogramas obtidos pelo martelo de borracha + cera de petróleo e martelo thorex + massa de calafetar apresentaram resultados diferentes dos demais, identificando a ponta da estaca embutida em solo resistente. Além disso, no caso do martelo de borracha + cera de petróleo, o reflectograma apresentou uma maior variação de impedância no início da estaca.

Quando avaliada a questão da profundidade das estacas, observou-se que o conjunto martelo de ferro + massa de calafetar apresentou o comprimento de 7,5m aproximadamente, enquanto os demais conjuntos apresentaram profundidades mais similares entre 11 e 12m. Destaca-se que a profundidade das estacas em projeto e nos gráficos executivos das estacas correspondiam com as profundidade de 12m, e conforme a sondagem, o solo resistente com N_{SPT} correspondente a 40 golpes se encontrava com 14m de profundidade.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo como base as análises realizadas, o martelo de borracha e o martelo de plástico quando utilizados junto à massa de calafetar se mostraram incompatíveis, não sendo possível capturar nenhum sinal do ensaio. O martelo de ferro quando utilizado junto à massa de calafetar se apresentou ineficiente, com maior número de sinais perdidos do que sinais capturados. O martelo de ferro quando utilizado junto à cera de petróleo apresentou grande parte dos sinais capturados, sendo pequena a parcela de sinais perdidos, e o martelo thorex quando utilizado junto a massa de calafetar e à cera de petróleo apresentou todos os sinais capturados, sendo considerado os conjuntos mais eficientes quando avaliados em relação a captura dos sinais.

Quanto à qualidade dos sinais obtidos, o ensaio com o martelo de ferro junto à massa de calafetar apresentou a profundidade da estaca inferior (7,5m) a profundidade da estaca executada (12m). Os martelos de borracha com cera de petróleo e o martelo thorex com a massa de calafetar apresentaram sinal correspondente de ponta embutida em rocha, apesar dos dados da sondagem não apresentarem essa condição para a profundidade das estacas. Além disso, o martelo de borracha com cera de petróleo apresentaram uma maior variação de impedância no início da estaca, podendo ser interpretado como dano, condição que não foi apontada nos demais reflectogramas das estacas para os demais conjuntos de materiais e na própria estaca após o seu arrasamento.

Em suma, entende-se que o martelo thorex 719 de 32mm aliado com a cera de petróleo ou com a massa de calafetar são os que apresentma melhores resultados acerca do ensaio de integridade das estacas e a clareza dos reflectogramas apresentados. Quanto aos outros martelos, os mesmos ficam submetidos à utilização da cera de petróleo para que apresentem um maior índice de eficiência. Porém, a cera de petróleo quando utilizada junto ao martelo de borracha apresentou uma maior variação de impendância que os demais conjuntos de materiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abendi (2016). *Práticas recomendadas – Execução e diagnóstico de ensaio de integridade de estaca com aixa deformação.* PRe-001-2016. São Paulo, p. 14.

ASTM International (2016). ASTM D5882: *Standard test method for low strain impact integrity testing of deep foundations.*

Beim, J. W.; Bungenstab, F. C. (2014). *Ensaio de integridade (PIT) – interpretação de resultados obtidos para os casos de estacas dos tipos hélice contínua monitorada e raiz*. Revista Fundações e Obras Geotécnicas, p. 60-68.

Bungenstab, F. C.; Beim, J. W. (2015). *Continuous Flight Auger (CFA) Pile s-A R e vie w of the Execution Process and Integrity Evaluation by Low Strain Test.* In: From Fundamentals to Applications in Geotechnics: Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, v. 15., Buenos Aires, Argentina, p. 414-421.

Loja do mecânico (2022). *Loja do mecânico.* Disponível em: <https://www.lojadomecanico.com.br/produto/95436/2/253/martelo-de-borracha-preto-40mm-momfort-805005>. Acesso em: 13 nov. 2022

Pasqual, R. P. S. (2018). *Ensaios de baixa deformação para avaliação da integridade de estacas (PIT) - Desenvolvimento de modelos numéricos por elementos finitos e contribuições às análises de resultados.* Dissertação de Mestrado em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 209 p.

Rausche, F.; Likins, G.; Kung, R. K. (1992*). Pile integrity testing and analysis. Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Balkema, Rotterdam, Holanda, p. 613-617.

Tavares, C. A. A. (2009). *Elaboração e aplicação de uma metodologia de controle de qualidade para o processo executivo de estacas hélice continua monitoradas*, Dissertação de Mestrado de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 133p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/304

Ensaios Centrífugos a 100g para Avaliação do Comportamento à Tração Vertical e Inclinada de Estaca Torpedo T-120

Dhuann Paiva Antunes Fiori Bakr
Mestrando, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, dhuann.fiori@coc.ufrj.br

Márcio de Souza Soares de Almeida
Docente e Coordenador de Projeto, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, marciossal@gmail.com

Maria Cascão Ferreira de Almeida
Docente, POLI e COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, mariacascao@poli.ufrj.br

Alessandra Conde de Freitas
Docente, POLI/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, alessandracfreitas@poli.ufrj.br

David Sena Balreira
Doutorando, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, dvdbalreira@coc.ufrj.br

RESUMO: O avanço na exploração e produção *offshore* em lâminas d'água ultra profundas necessita de novas tecnologias e procedimentos para os projetos e operações de campo, especialmente em subsolo argiloso com baixa resistência não drenada. A ancoragem de unidades flutuantes, solicitada vertical ou inclinadamente, pode ser por meio de estaca torpedo. Esta possui baixos custos de instalação e manutenção e reduzem a taxa de ocupação do leito marinho. A partir de ensaios centrífugos a 100g, este trabalho avalia a capacidade de carga à tração vertical (90°) e inclinada (45°) de estaca torpedo T-120 em solo argiloso (caulim *Speswhite*). Foram elaboradas duas amostras de solo, obtendo-se os perfis de resistência não drenada através de ensaio T-bar em voo. Utilizando-se estacas modelo isoladas sem aletas, fabricadas em PLA (*Polylactic Acid*) por impressão 3D e instaladas estaticamente a 1g no solo, foram realizados cinco ensaios centrífugos de arrancamento. As cargas de arrancamento vertical foram comparadas com as previsões analíticas, sendo ligeiramente superiores às previsões. Observou-se, na ruptura, maiores cargas e deslocamentos normalizados ao arrancamento inclinado em comparação aos verticais, em acordo com a literatura. A metodologia utilizada e os resultados obtidos, visto a dificuldade de realização de ensaios em escala real, auxiliaram no entendimento do comportamento solo-fundação em estaca torpedo embutida em argila mole.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca Torpedo, Ensaios Centrífugos, Capacidade de Carga à Tração.

ABSTRACT: Advances in offshore exploration and production in ultra-deep water depths require new technologies and procedures for projects and field operations, especially in clayey subsoil with low undrained shear strength. The anchoring of floating units, requested vertically or inclined, can be by means of torpedo piles. This system has low installation and maintenance costs and reduces the occupancy rate of the seabed. Based on centrifuge tests at 100g, this work evaluates the vertical (90°) and inclined (45°) tensile pullout capacity of T-120 torpedo piles in clayey soil (Speswhite kaolin). Two soil samples were prepared, obtaining the undrained shear strength profiles through the T-bar test in flight. Using isolated model piles without fins, manufactured in PLA (Polylactic Acid) by 3D printing and statically installed at 1g in the soil, five pullout centrifuge tests were carried out. The vertical pullout loads were compared with the analytical predictions, being superior to them. At rupture, greater loads and displacements normalized to inclined pullout are observed in comparison to vertical pullouts, according to the literature. The methodology used and the results obtained, given the difficulty of carrying out full-scale tests, contributed to understand the soil-foundation behavior of torpedo piles embedded in soft clay.

KEYWORDS: Torpedo Piles, Centrifuge Tests, Pullout Capacity.

1 INTRODUÇÃO

Devido à crescente atuação de indústrias petrolíferas em águas ultra profundas, cada vez mais são necessárias pesquisas realacionadas ao desenvolvimento de novas tecnologias de ancoragem e metodologias capazes de otimizar tais atividades. Neste contexto, as estacas torpedo (Medeiros *et al*., 1996) são constituídas de tubulação cilíndrica metálica (dotadas ou não de aletas), ponta cônica fechada e olhal no topo, sendo comumente utilizadas na ancoragem de unidades flutuantes relativas à exploração e produção de petróleo e gás natural na área *offshore*. Raaj *et al*. (2023) apresentam diversas configurações geométricas de estacas torpedo. Estas são instaladas por queda livre, sob ação do peso próprio, em subsolo marinho composto por argilas de baixa resistência não drenada e não necessitam de opeações mecânicas complexas. Sendo assim, são consideradas como uma alternativa simples e econômica para lâminas d'água com profundidade superior a mil e quinhentos metros. A instalação desta fundação apresenta, de acordo com Medeiros Junior (2001), pouca variabilidade em seu custo.

De acordo com Raaj *et al*. (2023), as estacas torpedo apresentam esbeltez variando entre 10 e 17. Tal informação pode ser relacionada ao exposto por Freitas (2014), a qual afirma que as estacas torpedo funcionam como corpo rígido. Segundo Costa (2008), o olhal da estaca é responsável por receber cargas verticais e horizontais. A presença de aletas no fuste, segundo Li *et al*. (2014), altera o comportamento dinâmico das estacas torpedo, as quais aumentam sua estabilidade e verticalidade durante a instalação. Além disso, O'Loughlin *et al*. (2004) afirmam que as aletas proporcionam aumento da capacidade de carga de arrancamento à tração, devido ao aumento da área de contato entre a estaca e o solo. Todavia, O'Loughlin *et al*. (2013) expõem que as estacas torpedo com aletas apresentam diminuição da profundidade de embutimento durante a instalação, pela mesma razão citada anteriormente.

Ensaios a 1g em caulim normalmente adensado e em escala reduzida foram realizados por Gilbert *et al*. (2008). Estes consistiram em estaca sem aletas na escala de modelo 1:30 apresentando fuste cilindrico e ponta cônica, visando aprofundar o conhecimento relativo ao comportamento das estacas durante a instalação e posterior arrancamentos (vertical e inclinado) sob condição não drenada. Os autores concluíram que o aumento da capacidade de carga está diretamente relacionado ao peso e profundidade de embutimento da estaca.

Ao se tratar de ensaios centrífugos, Richardson *et al*. (2009) avaliaram a variação da capacidade de carga de estacas torpedo. Estas foram solicitadas ao arrancamento logo após serem instaladas em caulim normalmente adensado. Hossain *et al*. (2014) também efetuaram ensaios centrífugos em estacas torpedo. Os autores correlacionaram o acréscimo na capacidade de carga, quando da solicitação à tração, ao aumento da profundidade de embutimento, ao aumento do tempo após a instalação da estaca, aumento da resistência não drenada do solo e à diminuição do ângulo de arrancamento em relação ao solo. Os resultados apresentados por Liu *et al*. (2016) também apontam aumento da capacidade carga quando da solicitação da estaca ao arrancamento inclinado em comparação com o vertical (90°).

Um método de avaliar os resultados obtidos em estudos consiste em compara-los com as previsões analíticas da literatura técnica. Sendo assim, ao realizar estudo paramétrico com estaca torpedo apresentando quatro aletas e sujeita à variados carregamentos e características do solo argiloso, Costa (2008) comparou os resultados dos arrancamentos verticais (90°) com as soluções fechadas da API-RP-2A (2005). Estes resultados apresentam-se superiores, com diferença máxima observada de 5%. Quando do arrancamento inclinado para ângulos menores que 30° em relação ao plano horizontal, os resultados indicam que a resistência lateral influencia na carga de ruptura. Para ângulos maiores que 30°, as resistências lateral e da camada de solo sobre a estaca interferem na capacidade de carga. Freitas (2014) realizou prova de carga estática à tração vertical a 1g de estaca modelo instrumentada em escala 1:8, instalada em argila mole caracterizada. A autora também comparou os resultados do ensaio com previsões analíticas, como a sugerida pela API-RP-2GEO (2011), tendo observado que a API foi conservativa no caso estudado.

2 PROGRAMA DE ENSAIOS

Os ensaios em voo a 100g foram realizados em centrífuga geotécnica de braço, fabricada no ano de 2011. Esta apresenta dimensões externas de 1,7 m de altura e 2,2 m de largura, com massa de 1,44 tonelada. Sua capacidade de aceleração corresponde à 300 vezes a aceleração da gravidade, com o raio de rotação equivalente à 660 mm, máxima velocidade angular de 638 r/min e carga máxima permititda por caixa prismática de 60 kN (6 Gton), com momento de 13,4 kgm. A caixa prismática que comporta a amostra de solo

apresenta massa de 12,42 kg, com dimensões internas referentes à 180 mm de altura, 100 mm de largura e 300 mm de comprimento.

Ao longo das campanhas de ensaios centrífugos, equipamentos e programas eletrônicos, devidamente calibrados, possibilitaram o acompanhamento de informações e o acionamento de mecanismos. Estes referem-se à célula de carga, transdutores de poropressão, T-bar (diâmetro igual a 4 mm e comprimento igual a 16 mm) e atuador (vertical e horizontal). Os sistemas de cravação e alguns aparatos dos arrancamentos (vertical e inclinado) das estacas foram desenvolvidos e fabricados em material PLA através de impressão 3D, conforme apresentado na Figura 1 (a), (b) e (c), respectivamente.

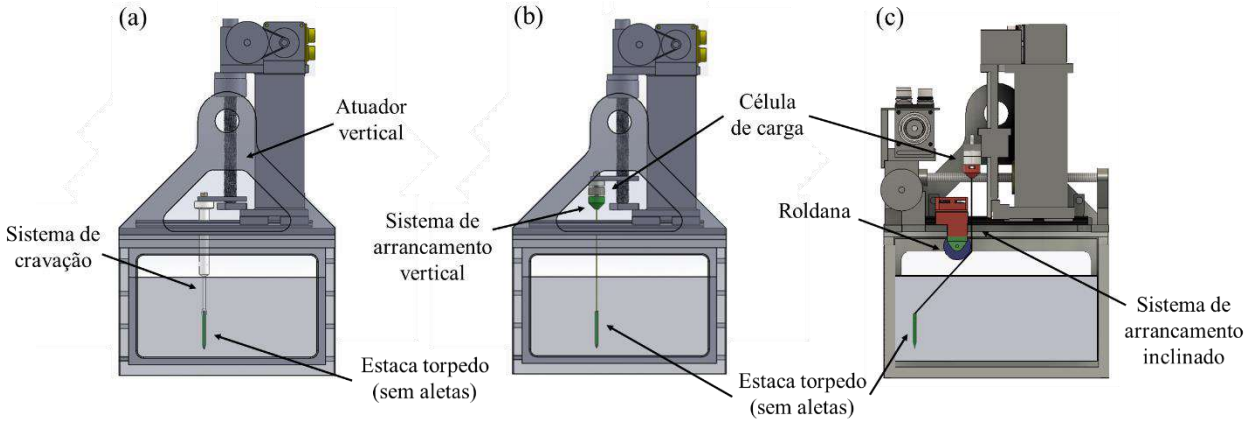


Figura 1. (a) sistema de cravação (b) sistema de arrancamento vertical (c) sistema de arrancamento inclinado

Por meio de modelagem física em centrífuga, investigou-se o comportamento de estaca torpedo solicitada à tração vertical (90°) e inclinada (45°), instalada em caulim *Speswhite*. A instalação estática a 1g, visou garantir a verticalidade e o embutimento do topo da estaca, correspondente a 50 mm. Tanto a cravação 1g quanto o arrancamento em voo, tiveram as velocidades controladas iguais a 0,14 mm/s, estimadas conforme Finnie and Randolph (1994), a fim de garantir a condição não drenada. O perfil de resistência não drenada de cada amostra de solo foi obtido através de ensaio T-bar em voo, com velocidades de cravação e extração iguais a 0,18 mm/s e alcançando profundidade superior ao embutimento da ponta da estaca no solo.

Foram elaboradas duas amostras de solo e um total de cinco ensaios de arrancamento: três verticais e dois inclinados. Estes ocorreram com estacas torpedo isoladas, sem aletas e confeccionadas em PLA (*Polylactic Acid* – polímero termoplástico fabricado a partir de materiais de fontes renováveis) por meio de impressora 3D. Utilizou-se linha de polietileno de 0,4 mm de diâmetro como a linha de ancoragem das estacas torpedo, a exemplo da metodologia utilizada por Richardson *et al*. (2009), devido à flexibilidade e alta resistência à tração, ao alongamento e desfiamento do material. Foram elaboradas curvas carga *versus* deslocamento normalizados e as capacidades de carga obtidas em ensaios de arrancamento verticais foram comparadas com as previsões analíticas da API-RP-2GEO (2011).

2.1 Modelagem Física da Estaca Torpedo

Para a determinação das dimensões da estaca modelo adotou-se abordagem similar à de Tobita e Iai (2016) em que o modelo centrífugo é resultado da aplicação de dois fatores de escala, o (N_1) de modelo virtual para centrífugo e o (N_2) de protótipo para modelo virtual (Tabela 1). Para a fabricação das estacas em PLA sem aletas, manteve-se o comprimento do modelo centrífugo da estaca torpedo T-120 e adotou-se o diâmetro do fuste equivalente à massa das estacas, conforme dimensões e escalas apresentadas na Tabela 1.

A Figura 2 (a) apresenta desenho esquemático da estaca torpedo T-120 com quatro aletas, a qual serviu de base para a estaca modelo virtual na escala 1:4 de protótipo (N_2 = 4) e, posteriormente, para o projeto e fabricação da estaca torpedo sem aletas em modelo centrífugo com fator de escala N_1 = 100 utilizada nos ensaios, apresentada na Figura 2 (b).

Tabela 1. Dimensões da estaca torpedo T-120 com quatro aletas e da estaca torpedo em PLA sem aletas

Dimensões (mm)	Estaca Torpedo T-120 (protótipo)	Modelo Virtual $N_2 = 4$	Modelo Centrífugo $N_1 = 100$	Estaca Torpedo PLA (sem aletas)
L_{aletas}	15600	3900	39	–
W_{aletas}	1220	305	3,05	–
D_{fuste}	1219	304,75	3,05	4,93
L_{ponta}	2203	550,75	5,51	5,51
L_{total}	23103	5775,75	57,76	57,76

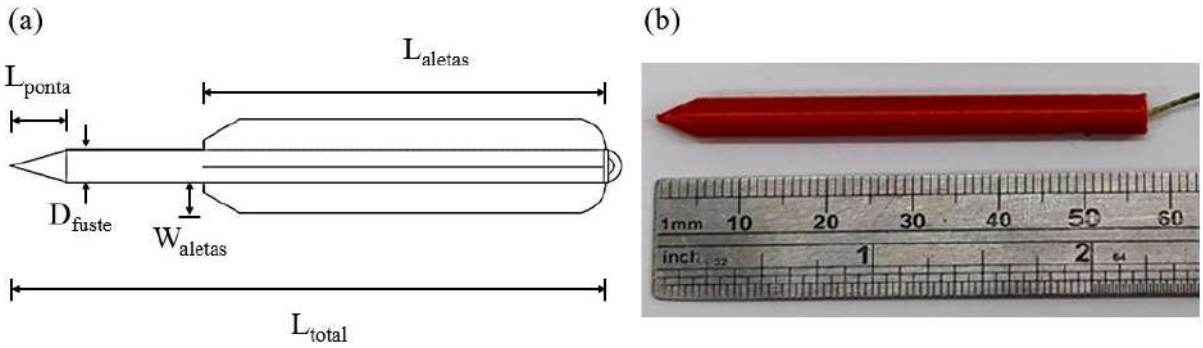


Figura 2. (a) esquema representativo da estaca torpedo T-120 (b) estaca torpedo modelo utilizada nos ensaios

2.2 Características das Amostras de Solo

Os ensaios com estaca torpedo foram realizados em solo argiloso, elaborado a partir de caulim *Speswhite*. Obtidas a partir de ensaios de caracterização, as propriedades deste material consistem em Limite de Liquidez (*LL*) igual a 58,5%, Índice de Plasticidade (*IP*) correspondente à 33,5% e Densidade Real dos Grãos (G_s) de 2,59.

O solo corresponde à proporção entre caulim *Speswhite* e água destilada obtendo-se uma mistura com umidade equivalente a 1,5 vez o Limite de Liquidez. Esta é depositada em uma caixa prismática, contendo sistema de drenagem, utilizando-se a técnica de grumos, conforme descrito por Oliveira (2005) e Soriano *et al*. (2019). Ao atingir-se a massa e o volume de solo previamente estabelecidos, a amostra é finalizada e posicionada no adensômetro configurado com cinco estágios de pressão e duração, sendo adensada até a tensão vertical efetiva de 80 kPa.

Ao término do adensamento a 1g, em cada amostra de aproximadamente 138 mm de espessura final, são instalados quatro transdutores de poropressão em dois níveis de profundidade, para possibilitar o monitoramento do excesso e dissipação de poropressão em voo. Os ensaios centrífugos (100g) de T-bar e arrancamentos vertical (90°) e inclinado (45°), em cada amostra, são efetuados após a equalização da poropressão em voo. A Figura 4 (a) e (b) explicita esquematicamente a configuração dos ensaios realizados na Amostra B.

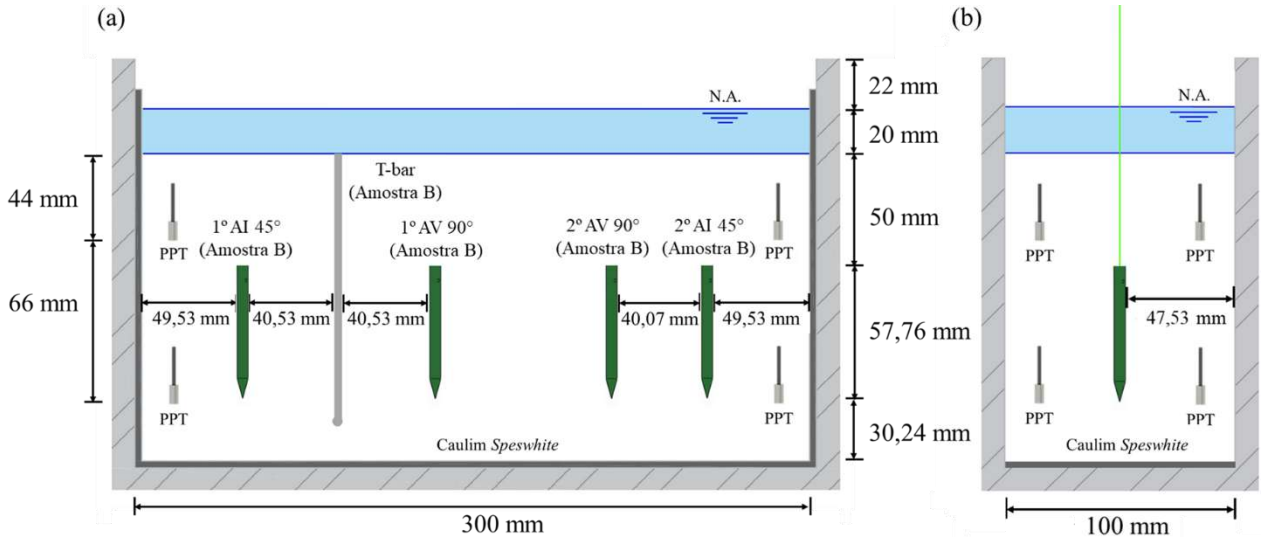


Figura 3. Amostra B: dimensões da caixa prismática e posições dos ensaios (a) corte frontal (b) corte lateral

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Perfis de Resistência não Drenada (S_u)

A partir dos ensaios centrífugos de T-bar, obteve-se os perfis de resistência não drenada das amostras, os quais são mostrados na Figura 5. Estes apresentam-se concordantes entre si e crescentes ao longo da profundidade do solo, conforme esperado. Verifica-se que a resistência não drenada média, na região de embutimento da estaca, está na faixa entre 7,6 a 8,5 kPa. Estes valores serão utilizados para fins de normalização das curvas carga *versus* deslocamento referentes aos ensaios de arrancamento da respectiva amostra.

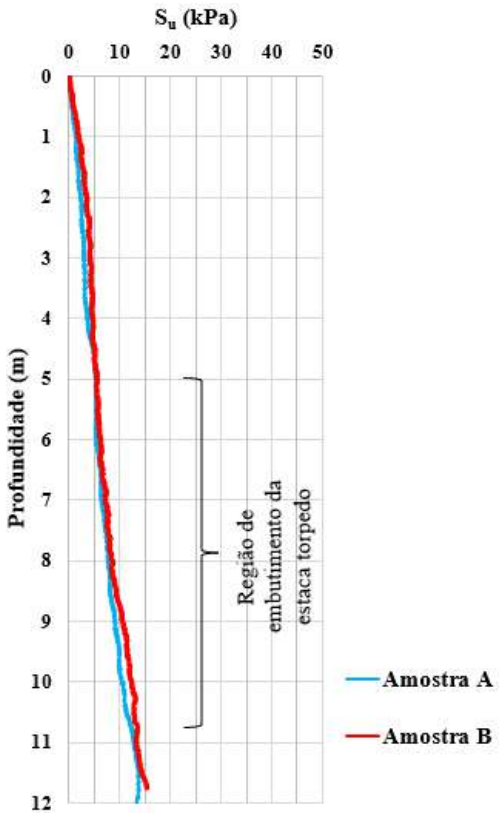


Figura 4. Perfis de resistência não drenada

3.2 Arrancamento Vertical (90°) e Inclinado (45°) da Estaca Torpedo (100g)

Os resultados normalizados dos ensaios de arrancamento vertical (90°) e inclinado (45°) em estaca torpedo em PLA isolada sem aletas, são apresentados na Figura 6. Devido os ensaios terem sido realizados em amostras diferentes (A e B), objetivando comparar os resultados obtidos, as cargas foram normalizadas. Esta ocorreu por meio da divisão da força experimental (F) registrada durante todo o ensaio pela área da seção transversal do fuste da estaca (A_p) e pela resistência não drenada média do solo na profundidade de embutimento da estaca ($S_{u\ médio}$). Ao se tratar da normalização do deslocamento (u), estes foram normalizados pelo diâmetro do fuste da estaca torpedo (D_A), conforme apresentado por Hossain *et al*. (2014).

Ao analisar as curvas força normalizada *versus* deslocamento normalizado dos ensaios de arrancamento, observa-se mobilização da resistência, originando pico ao alcançar a máxima força medida, com posterior redução da resistência. Destaca-se a diferença no formato do pico entre as curvas dos arrancamentos verticais e inclinados, retratando uma mobilização mais gradual do solo nesta última configuração.

Os resultados referentes aos ensaios de arrancamento vertical (90°) apresentam valores de forças normalizadas e deslocamentos normalizados, na ruptura, na ordem de 60 a 75 e 1 a 2, enquanto os ensaios inclinados (45°) apresentam valores na faixa de 85 a 130 e 5 a 6, respectivamente. Em relação ao ensaio de arrancamento inclinado, denominado 2º AI 45° (Amostra B), verifica-se a ocorrência momentânea de alívio das forças medidas pela célula de carga. Este alívio ocorreu para valores de força e deslocamento normalizados, na faixa entre 58 a 64 e 3,8 a 4, respectivamente.

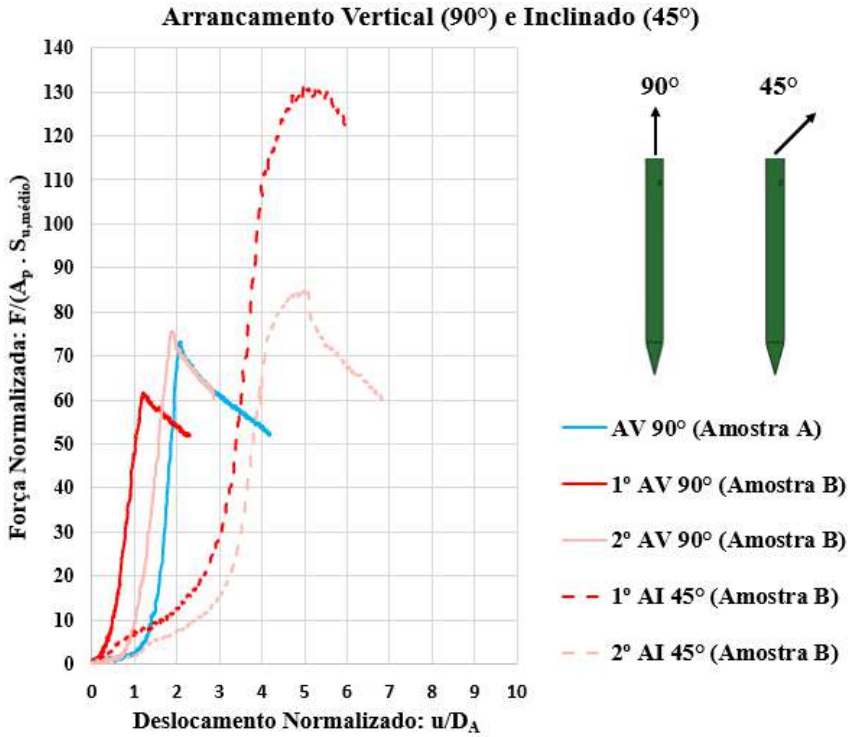


Figura 5. Resultados normalizados dos ensaios de arrancamento vertical (90°) e inclinado (45°)

3.3 Previsão e Comparação da Capacidade de Carga à Tração Vertical

As máximas cargas obtidas experimentalmente em ensaios centrífugos de arrancamento vertical (90°) em estacas torpedo em PLA sem aletas foram comparadas com previsões baseadas na API-RP-2GEO (2011), na escala de modelo. A Tabela 2 apresenta estes resultados comparativos. Destaca-se que as Amostras A e B, por apresentarem perfis S_u bem próximos, resultaram em valores de capacidade de carga experimentais semelhantes.

Observa-se que as capacidades de carga previstas pela API-RP-2GEO (2011) apresentam-se conservativas em relação aos dados obtidos experimentalmente, tendo em vista a diferença em termos médios de 29,7% entre os valores.

Tabela 2. Capacidade de Carga de Arrancamento Vertical (90°) – Experimental e Previsão

Amostra	Arrancamento Vertical (90°)	Previsão API-RP-2GEO (2011)	Diferença
A	10,3 N	6,83 N	33,7 %
B	9,6 N	7,65 N	20,3 %
	11,8 N		35,2 %

4 CONCLUSÕES

A partir dos ensaios centrífugos de T-bar, os perfis de resistência não drenada apresentaram valores crescentes ao longo da profundidade, de acordo com o previsto.

Em relação aos resultados e interpretação das curvas força *versus* deslocamento normalizados, referentes aos ensaios de arrancamento vertical (90°), estes mostraram comportamento semelhante e condizente com os dados apresentados por Richardson *et al*. (2009) e Hossain *et al*. (2014).

A diferença entre os valores dos deslocamentos normalizados na ruptura referentes aos ensaios verticais e inclinados confirmam dados da literatura expressados por Freitas (2014) e Hossain *et al*. (2014) indicando que, à tração vertical, a ruptura ocorre para menores deslocamentos. Estas observações são muito importantes no que diz respeito à projeto, tendo em vista que as embarcações, equipamentos e sistemas devem ser dimensionados adequadamente às cargas atuantes e aos deslocamentos.

Ao realizar-se a exumação das estacas torpedo da Amostra B, verificou-se que a estaca referente ao ensaio de arrancamento inclinado 2º AI 45° (Amostra B) apresentou inclinação final maior do que a estaca do 1º AI 45° (Amostra B). Esta movimentação relativa pode ter ocasionado o alívio da força medida durante o ensaio (em $u/D_A = 4$) e a redução do valor da carga de ruptura (em $u/D_A = 5$), quando da comparação entre os ensaios inclinados (45°) da Amostra B.

A diferença entre as capacidades de carga experimentais, referentes à arrancamento vertical (90°), e as previstas pela API-RP-2GEO (2011) pode ser justificada devido à complexa interação estaca-solo, variabilidade inerente aos ensaios experimentais e à elevada rugosidade da estaca modelo, a qual é fabricada por meio da técnica de impressão 3D por deposição de filamentos.

Por fim, verifica-se que a metodologia de ensaio empregada, os sistemas desenvolvidos e os resultados obtidos, propiciaram maior entendimento sobre o comportamento deste sistema de ancoragem instalado em argila. Tal fato favorece o aprimoramento de técnicas, fomenta novas tecnologias e, consequentemente, o desenvolvimento de projetos mais eficazes.

AGRADECIMENTOS

O presente estudo foi desenvolvido pela equipe acadêmica e técnica do Laboratório Multiusuário em Modelagem Centrífuga (LM^2C) da COPPE/UFRJ. Este ocorreu graças ao fomento da CENPES/Petróleo Brasileiro S.A., CNPq e CAPES.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

API – American Petroleum Institute (2005). *Recommended practice for planning, designing and construction fixed offshore platforms – Working stress design*, API-RP-2A – WSD, 21st Edition, USA.

API – American Petroleum Institute (2011). ISO 19901-4:2003 (Modified), *Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures*, Part 4 – Geotechnical and foundation design considerations, API-RP-2GEO. USA.

Costa, R. G. B. (2008) *Análise paramétrica das condições de ancoragem de plataformas offshore utilizando estacas torpedo a partir de elementos finitos*. Dissertação de Mestrado. Programa de Engenharia Civil – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 109 p.

Finnie, I.M.S., Randolph, M.F. (1994) *Punch-Tough and liquefaction induced failure on shallow foundations on calcareous sediments*. Proceeding International Conference on Behaviour of Offshore Structures – BOSS'94, Boston, v. 1, p. 217-230.

Freitas, A. C. (2014) *Comportamento à tração de estaca-torpedo modelo em argila mole*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 457 p.

Gilbert, R.B., Morvant, M., Audibert, J. (2008) *Torpedo piles joint industry project – model torpedo pile tests in kaolinite test beds*. Minerals Management Service, The University of Texas at Austin, Austin, TX, USA, Final Project Report, (575).

Hossain, M.S., Kim, Y., Gaudin, C. (2014) *Experimental investigation of installation and pullout of dynamically penetrating anchors in clay and silt*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering @ ASCE, 140(7).

Li, D.Y., Ke, P.F., Ou, L.J., Xing, X.Q., Liu, S.W. (2014) *Directional stability study of torpedo anchors*. Appl. Mech. Mater. 556, 1310-1313 (Trans Tech Publications).

Liu, X., Fu, Y., Yeo, C.H., Li, Y., Lee, F.H., Gu, H., Sun, J. (2016) *Technique for modeling installations and pullout of DIAs on a beam centrifuge*. Geotechnical Testing Journal.

Medeiros Junior, C.J., Hassui, L.H., Machado, R.D. (1996) *Pile for anchoring floating structures and process for installing the same*. Brazilian Patent Number 9603599-4, United States Patent Number 6106199. Disponível em: <https://patents.google.com/patent/US6106199A/id>. Acesso em: 10 mar. 2024.

Medeiros Junior, C.J. (2001) *Torpedo anchor for deep water*. In: Deep Offshore Technology Conference, Rio de Janeiro, RJ, October.

Oliveira, J.R.M.S. (2005) *Modelagem centrífuga de um problema de interação solo estrutura*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 324 p.

O'Loughlin, C.D., Randolph, M.F., Richardson, M. (2004) *Experimental and theoretical studies of deep penetrating anchors*. Offshore Technology Conference, Houston, Texas.

O'Loughlin, C.D., Richardson, M. D., Randolph, M.F., Gaudin, C. (2013) *Penetration of dynamically installed anchors in clay*. Géotechnique, 63(11), 909-919.

Raaj, S.K., Saha, N., Sundaravadivelu, R. (2023) *Exploration of deep-water torpedo anchors – A review*. Ocean Engineering, v. 270, p. 113607.

Richardson, M., O'Loughlin, C., Randolph, M., Gaudin, C. (2009) *Setup following installation of dynamic anchors in normally consolidated clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.

Soriano, C.Y., Andrade, R.B., Mollepaza, S.F., Almeida, M.S.S., Almeida, M.C.F., de Oliveira, J.R.M.D.S., Trejo, P.C. (2019) *Simulation of a weak layered profile using geotechnical centrifuge*. In: Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges, p. 477-484. IOS Press.

Tobita, T., Iai, S. (2016) *New modelling of models for dynamic behavior of a pile foundation*. Japanese Geotechnical Society Special Publication, 2(33), 1200-1203.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/305

Estimativa de Carga de Ruptura em Estacas Hélice a partir de Ensaios de Prova de Carga Estática Utilizando *Machine Learning*

Vinícius Novaes Almeida
Estudante, UniCEUB, Brasília, Brasil, vinicius.novaes@sempreceub.com

Yuri Miguel de Oliveira
Engenheiro Civil, UniCEUB, Brasília, Brasil, yurimiguel.engenharia@gmail.com

Gabriela de Athayde Duboc Bahia
Engenheira Civil, UniCEUB, Brasília, Brasil, gabriela.bahia@ceub.edu.br

RESUMO: A realização de investigações geotécnicas para a elaboração de projetos de fundação é de extrema importância para assegurar o seu bom comportamento. Uma das formas correntes de investigação do maciço é o emprego de SPT (*Standard Penetration Test*). Dessa forma, este artigo apresentou como objetivo criar um algoritmo que fosse capaz de prever a carga de ruptura de estacas hélices contínua apenas com resultados de ensaios de SPT. O algoritmo foi elaborado a partir de técnicas de *machine learning* fundamentadas no aprendizado supervisionado. Para isso, foram utilizados como dados de treino os resultados de prova de carga estáticas associados aos ensaios de SPT e como dados de teste apenas os resultados dos ensaios SPT. Para a elaboração do algoritmo foi utilizado um banco de dados com 39 (trinta e nove) provas de carga estáticas realizadas em estacas hélice contínua com suas respectivas sondagens, obtidas de obras no Distrito Federal. O algoritmo foi desenvolvido em linguagem phyton e o método utilizado foi o *Random Forest.* Após a compilação dos dados foi possível obter uma acurácia do modelo de 78,12%. Dessa forma, os resultados mostraram que o modelo proposto funciona, porém com ressalvas na acurácia, sendo necessária a proposição de modelos mais avançados como redes neurais e outras técnicas de *deep learning* para que seja possível obter resultados mais precisos.

PALAVRAS-CHAVE: Previsão de carga, Machine learning, Hélice Contínua

ABSTRACT: Carrying out geotechnical investigations for the preparation of foundation projects is extremely important to ensure their good performance. One of the current ways of investigating the mass is the use of SPT (Standard Penetration Test). Therefore, this article aimed to create an algorithm that was capable of predicting the failure load of continuous helix piles only with SPT test results. The algorithm was created using machine learning techniques based on supervised learning. For this, the results of static load tests associated with the SPT tests were used as training data and only the results of the SPT tests were used as test data. To develop the algorithm, a database was used with 39 (thirty-nine) static load tests carried out on continuous helix piles with their respective surveys, obtained from works in the Federal District. The algorithm was developed in phyton language and the method used was Random Forest. After compiling the data, it was possible to obtain a model accuracy of 78.12%. Thus, the results showed that the proposed model works, but with caveats in accuracy, making it necessary to propose more advanced models such as neural networks and other deep learning techniques so that it is possible to obtain more accurate results.

KEYWORDS: Load forecasting, machine learning, continuous flight auger

1 INTRODUÇÃO

A realização de prospecções no solo para o conhecimento das propriedades do maciço se faz indispensável para o dimensionamento de fundações. Em sua maioria, a prospecção se resume à realização do ensaio de sondagem à percussão (SPT) e, em alguns casos, para obras de médio e grande porte, à utilização de provas de carga.

Esse ensaio visa simular o carregamento aplicado em um elemento de fundação instalado no maciço da obra, de forma a verificar o real comportamento das fundações, considerando a interação solo-fundação. Como resultado do ensaio é possível obter a curva carga x recalque, parâmetro relevante para o dimensionamento das fundações.

Apesar de ideal, a prova de carga não é utilizada de forma corrente, devido ao seu custo e à obrigatoriedade da norma em se utilizar apenas para as situações citadas acima.

Sendo assim, esse estudo tem como intuito estimar a carga de ruptura geotécnica de estacas carregadas axialmente, por meio de *machine learning*, a partir de ensaios de provas de carga estáticas e sondagens à percussão existentes em obras no Distrito Federal. Para que seja possível fazer essa estimativa de forma mais assertiva em obras que apresentem como prospecção apenas os ensaios de SPT.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Para a elaboração de projetos de fundação é comum considerar apenas os resultados de ensaios SPT para a definição da capacidade de carga das fundações. Isso se deve, ao ensaio de SPT ser o mais difundido no Brasil e a cultura brasileira se basear, em grande parte, apenas na realização deste ensaio para a realização de obras convencionais.

Apesar de existirem diversas correlações e métodos para o dimensionamento das fundações baseado nos ensaios SPT, ele nem sempre consegue simular o real comportamento das fundações. Dessa forma, para a elaboração de projetos mais seguros e que consigam se aproximar ao real desempenho das fundações, é importante a realização de ensaios complementares, como por exemplo a realização de provas de carga.

2.1 Provas de Carga Estática

Segundo a NBR 16903 (ABNT, 2020), a prova de carga estática pode ser aplicada para todos os tipos de estacas, verticais ou inclinadas, independentemente do processo de execução e de instalação no terreno.

A prova de carga é um método de análise direta da capacidade de suporte de carga, podendo ser realizada em diversos tipos de estruturas. Ela consiste em solicitar o elemento da fundação através de macacos hidráulicos, simulando o carregamento da edificação sobre o conjunto de fundações e maciço de solo. O tipo de ensaio mais comum envolve a aplicação e carregamento de compressão à estaca, em estágios crescentes da ordem de 20% da carga de trabalho, registrando os deslocamentos correspondentes.

Segundo Cintra e Aoki (2011), ao se aplicar a carga prevista no estágio, os recalques começam a ocorrer, provocando um alívio de carga, o que exige a sua reposição sistemática. Assim, são programados tempos de leitura de deslocamento da estaca a fim de se controlar a estabilização do recalque em cada incremento de carga.

O ensaio tem a vantagem de simular, em verdadeira grandeza, os carregamentos reais de uma construção tornando possível observar a resposta da fundação a essas cargas.

Além disso, a prova de carga previamente executada, permite ao projetista determinar qual a melhor configuração do comprimento das estacas e prever qual o valor do recalque admissível e carga de trabalho do estaqueamento.

A carga máxima do ensaio é estipulada a partir da carga de trabalho do elemento de fundação, sendo calculada como duas vezes a carga de trabalho da estaca. Quando uma prova de carga não é levada até a ruptura ou não se observa a ruptura nítida, pode-se realizar métodos de extrapolação da curva carga-recalque, com o objetivo de estimar a carga de ruptura da estaca, tais como o método da NBR e o método de Van der Veen.

2.2 Método da NBR 6122

No método da NBR 6122 (2019), a carga de ruptura pode ser convencionada como aquela que corresponde, na curva de carga × deslocamento como exemplificada na Figura 1, enquanto o recalque é obtido através da Equação 1.

$$\Delta r = \left(\frac{Pr \times L}{A \times E}\right) + \left(\frac{D}{30}\right) \quad (1)$$

Onde,
Δ_r é o recalque de ruptura convencional;
P_r é a carga de ruptura convencional;
L é o comprimento da estaca;
A é a área da seção transversal da estaca;
E é o modulo de elasticidade do material da estaca;
D é o diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal da estaca ou, no caso de barrete o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal da estaca.

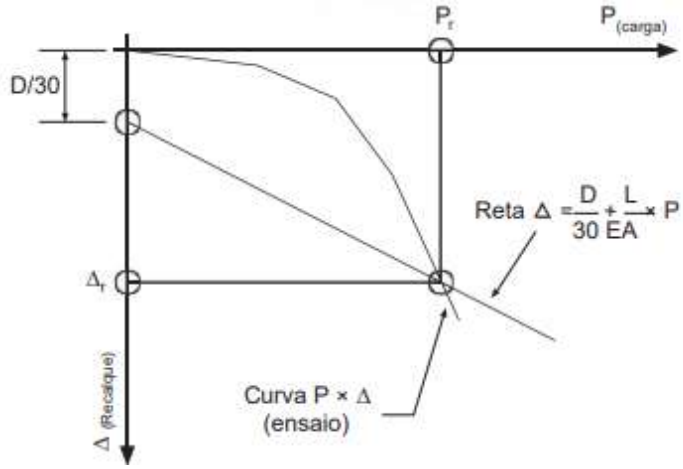


Figura 1. Carga de ruptura convencional.
Fonte: ABNT NBR 6122 (pp27, 2019)

2.3 Método de Van der Veen

Segundo Jesus (2019), o método de Van der Veen é muito utilizado no Brasil para extrapolar as curvas obtidas em provas de carga que não foram levadas à ruptura. Neste método, a carga de ruptura é determinada por tentativas através de uma equação matemática ajustada (função exponencial) em função do trecho que se dispõe da curva carga-recalque. A Equação (2) define a carga de ruptura definida por Van der Veen (1953).

$$P = P_r(1 - e^{ar}) \quad (2)$$

Onde:
P é a carga nos diversos pontos da curva carga-recalque;
r é o recalque nos diversos pontos da curva-recalque;
a é o parâmetro determinado por regressão linear que define a forma da curva;
P_r é o valor de carga a ser determinado.

Tendo como base a Equação (2) e aplicando a propriedade dos logaritmos, é obtido, após algumas transformações, a Equação (3).

$$ar = -\ln\left(1 - \frac{P}{P_r}\right) \quad (3)$$

De acordo com Decourt & Niyama (1994), o método de Van der Veen (1953) pode ser aplicado somente nas seguintes condições:

- Ensaios que atingiram pelo menos 2/3 da carga de ruptura;
- Estacas de deslocamento, pois os resultados da carga de ruptura em estacas escavadas são subestimados, porém como o método subestima o valor, será adotado o valor a favor da segurança;
- Carregamento monotônico (carregamento crescente e aplicado uma única vez).

2.4 *Machine learning*

No aprendizado de máquinas, *machine learning*, utilizam-se máquinas que possam desenvolver a capacidade de aprender de acordo com as respostas recebidas por meio de associações de diferentes dados. *''Machine learning* é um ramo de algoritmos computacionais em evolução, que é desenvolvido com o objetivo de emular a inteligência humana que aprende do ambiente que a cerca.'' (Issam, Murphy. 2015, p.3).

A aprendizagem supervisionada implica na previsão de saídas para dados não vistos a partir do mapeamento de um conjunto de variáveis de entrada e variáveis de saída (Thipathi, 2017).

2.5 *Random Forest*

Segundo Oliveira (2018), o modelo de aprendizado de máquina *Random Forest Regressor*, é uma técnica baseada na construção de várias árvores de decisão (*Decision Tree*), formando assim uma floresta aleatória. Em geral, este tipo de modelo costuma apresentar excelentes resultados e possui fácil implementação. Nesse método, a técnica de separação dos dados é feita por *bagging*, que é um sistema de escolha por votação.

É importante levar em consideração que para um conjunto de dados muito grande é necessário realizar a compatibilização dos parâmetros deste modelo a fim de evitar problemas na predição dos valores.

3 METODOLOGIA

3.1 Banco de Dados

Para a realização deste artigo foi utilizado como base o trabalho desenvolvido por Oliveira (2018), seguindo o mesmo padrão de estruturação do banco de dados (Tabela 1). Porém, como o objetivo deste artigo é prever a carga de ruptura, apenas para as estacas do tipo escavada, todos os dados referentes a outros tipos de estacas foram desconsiderados, bem como o parâmetro de coeficiente de mola, utilizado no trabalho de Oliveira.

Tabela 1. Variáveis do banco de dados.

Id	Tipo	Origem
Local	Cidade	Projeto
L	Comprimento da estaca (m)	PCE
D	Diâmetro da estaca (m)	PCE
Q_{trab}	Carga de trabalho da estaca (tf)	Projeto
NF	N_{SPT} representativo do fuste	SPT
NP	N_{SPT} representativo da ponta	SPT
d	Dist. Entre a ponta da estaca e o impenetrável (m)	SPT
Arg	Fator representativo da quant. de argila (m/m)	SPT
Sil	Fator representativo da quant. de silte (m/m)	SPT
Ar	Fator representativo da quant. de areia (m/m)	SPT
P	Carga aplicada na estaca (kN)	PCE
ρ	Recalque (mm)	PCE
Qrup	Carga de ruptura da estaca	PCE

Destaca-se que algumas provas de carga não apresentaram ruptura nítida e foram calculadas pelo método de Van der Veen. O recalque analisado nas estacas foram os recalques residuais, ou seja, aqueles obtidos após a ruptura da estaca e após o descarregamento.

Foram analisadas 39 (trinta e nove) provas de carga estáticas em estacas escavadas para a obtenção e organização do banco de dados.

3.2 Algoritmo Python

Para a criação do código, foi necessário fazer o tratamento dos dados levantados, a partir do *Data Cleaning* (Limpeza de Dados), a fim de torná-los aplicáveis para as análises da IA. Após a organização dos dados, deu-se início ao *Data Analysis* (Análise de Dados), processo onde são aplicadas as técnicas de análise de dados buscando encontrar as características do *dataset.*

Em seguida, foi elaborado o algoritmo de *machine learning* de forma a conseguir verificar as correlações existentes entre os resultados de N_{SPT} (Índice de Resistência à Penetração do Solo) com os resultados de prova de carga. A correlação entre os resultados foi obtida a partir da análise do coeficiente de Pearson, que analisa a medida da variância associada a duas variáveis. E o algoritmo foi desenvolvido considerando a carga e o recalque do ensaio de prova de carga, e para a sondagem utilizou-se o somatório do N_{SPT} ao longo de todo o comprimento da estaca, a média do N_{SPT} ao longo de todo o comprimento da estaca, o N_{SPT} da ponta da estaca, a soma e a média ponderadas do N_{SPT} ao longo de todo o comprimento da estaca.

Dessa forma, o modelo de predição do valor da carga de ruptura foi criado, usando como base nos dados de treinamento e na biblioteca *Scikit-learn*.

Para a validação do modelo o banco de dados, os dados foram organizados em dados de treino e dados de teste, tornando possível calcular ao final a acurácia do modelo e avaliar sua precisão. Para determinar quantos dados foram utilizados para treino, foi utilizado o parâmetro test_size= 0.3 que é responsável por determinar que 70% dos dados serão para treino, e os 30% restantes serão utilizados para a validação dos mesmos.

A acurácia do modelo foi calculada pelo erro médio absoluto.

4 RESULTADOS E ANÁLISES DOS DADOS

4.1 Caracterização dos Dados

A Figura 2 apresenta a caracterização inicial do *dataset*, representado pelas regiões administrativas em que foram obtidos os dados de prova de carga e sondagens SPT utilizados neste trabalho.

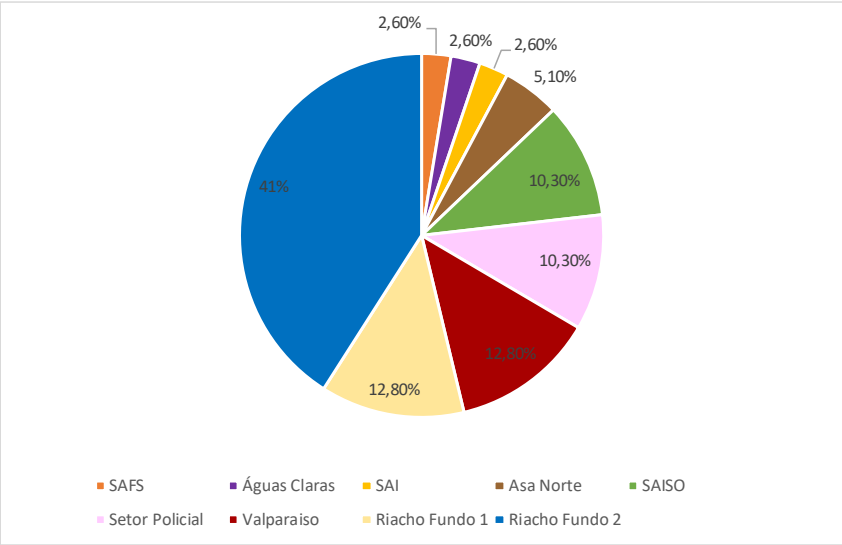


Figura 2. Gráfico reprensentativo das regiões.

Observa-se que a região com maior representatividade é o Riacho Fundo 2, seguido do Riacho Fundo 2 e Valparaíso/Riacho Fundo 1.

A Figura 3 apresenta a variação do diâmetro e da profundidade das estacas por região.

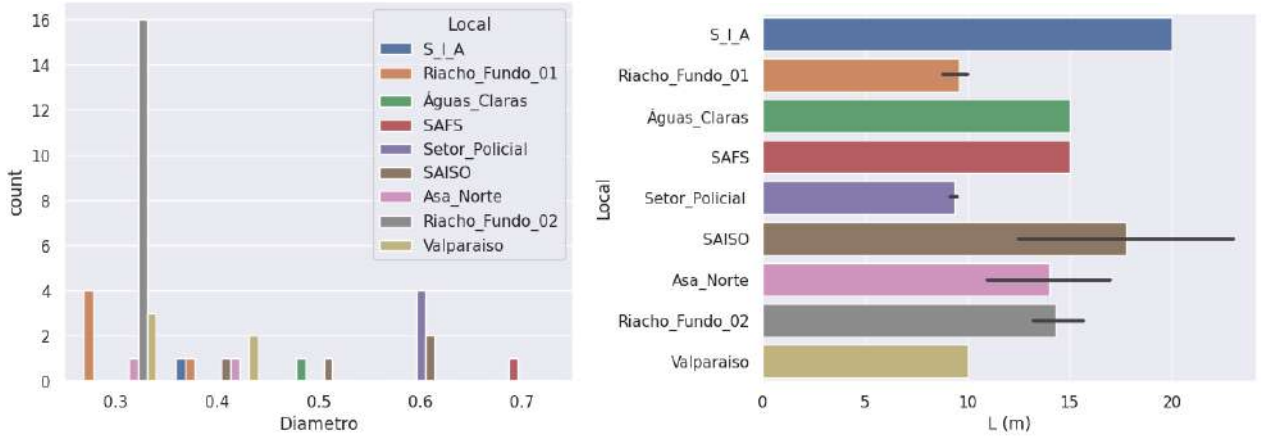


Figura 3. Variação dos diâmetros e da profundidade das estacas por região.

Observa-se que os diâmetros mais utilizados nas análises foram os de 0,3m (constituído por vinte estacas) e 0,6m (constituído por seis estacas). Os comprimentos das estacas analisadas variaram de 8m a 24m, sendo o local com maior variação de comprimento de estaca é o SAISO.

4.2 Avaliação de Desempenho do Modelo

Como o banco de dados foi dividido em dados de treino e dados de teste, foi possível comparar os valores previstos pela IA (*DataTrain*) com os valores reais fornecidos pelo banco de dados (*DataTest*), Figura 4.

Destaca-se que apenas 12 (doze) dados dos 39 (trinta e nove) estudados foram apresentados na figura 4, por apresentarem maiores discrepâncias.

Valor Real de Capacidade de Carga (tf)	Valor Previsto de Capacidade de Carga (tf)
240	386,47
500	531,9
2100	2400
750	799,25
450	386,96
500	482,75
3650	757,95
450	485,45
450	312,66
1200	1115,1
1600	1169,9
1000	791,75

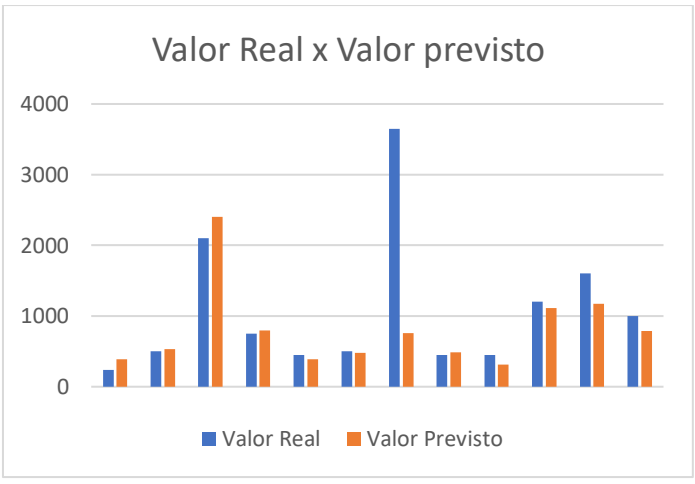


Figura 4. Comparativo entre uma parte dos valores reais e dos previstos pelo modelo.

Tem como base os dados apresentados pela Figura 4, pode-se perceber que o valor real de capacidade de carga de 3650 tf (obtido por meio da prova de carga) foi o que demonstrou a maior discrepância de valor com a IA, em relação ao valor previsto de capacidade de carga (obtido com o algoritmo que estima a capacidade de carga a partir dos dados de N_{SPT}), correspondente a 757,95tf. Isso representa um valor 79%

abaixo do real, seguido pelo valor de 1600tf de capacidade de carga real contra 1169,9tf prevista pela IA, representando cerca de 27% do valor previsto abaixo do real. Dessa forma, a variabilidade dos dados em relação à média foi considerada representativa, de forma geral, pela maioria dos dados se apresentarem próximos à média.

A figura 5 apresenta a implementação de cálculo para obtenção da acurácia do modelo.

```
# Aqui calculamos o percentual do erro médio absoluto
mape =100 * (errors / y_test)
accuracy = 100 - np.mean(mape)
print ("Acurácia:", round(accuracy, 2), "%.")
```

```
Acurácia: 76.82 %.
```

Figura 5. Cálculo da acurácia do algoritmo

Através do erro médio absoluto foi obtida uma precisão de 76,82%, o que representa uma precisão mediana em comparação com a quantidade total de dados analisados.

4.3 Importância das Variáveis

A Figura 6 apresenta o gráfico de calor que permite visualizar a correlação entre os dados, por meio do coeficiente de correlação de Pearson.

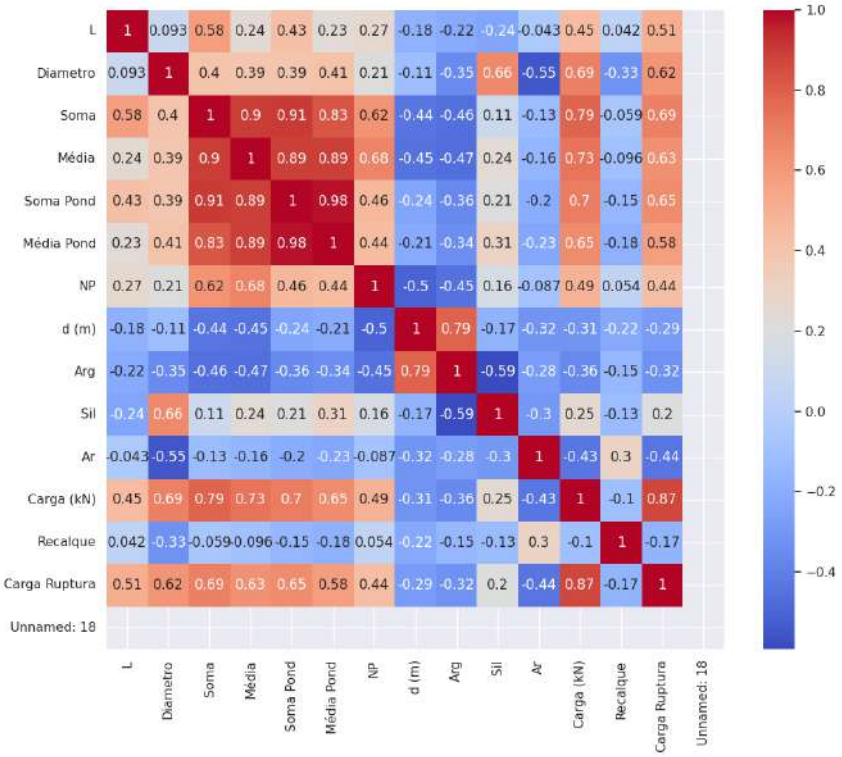


Figura 6. Gráfico de calor

É possível observar que existe pouca correlação linear (abaixo de 0,7) entre os dados. Porém, as variáveis de carga, soma ponderada e média ponderada do N_{SPT} apresentam correlação mediana, o que implica uma maior relação destas variáveis com a carga de ruptura.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados mostraram que o modelo proposto para a previsão da capacidade de carga de ruptura das estacas apresentaram acurácia de 76,82% podendo ser utilizado para o dimensionamento, porém com precaução. Existem ressalvas com relação à precisão do modelo, sendo necessário melhorá-lo, aumentando a quantidade de dados a serem implementados. Destaca-se que houve uma dificuldade de conseguir dados de provas de carga associados a dados de sondagem para a alimentação do banco de dados, dessa forma, a quantidade de dados utilizados para a pesquisa foi pequena, fato que pode ter corroborado para o aumento da dispersão dos resultados e diminuição da acurácia do modelo.

Vale destacar, que a grande variabilidade geotécnica, neste caso representado apenas pelo ensaio de N_{SPT}, dificilmente conseguirá retratar precisamente as condições do solo local analisado, por ser um ensaio pontual e descontínuo. Dessa forma, recomenda-se a utilização de modelos tridimensionais que associem os dados de ensaios como geofísica de eletroresistividade junto ao SPT para calibrar melhor o algoritmo.

Destaca-se ainda que existem limitações intrínsecas ao resultado final, como a utilização do modelo de aprendizado supervisionado utilizado, *random forest*. Neste modelo, quanto maior a dispersão dos dados, menor é a capacidade do modelo em se adaptar, sendo recomendada a utilização de modelos mais avançados como redes neurais e outras técnicas de *deep learning* (aprendizado profundo), para a previsão de resultados com maior precisão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projetos e execuções de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo - Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.

Cintra, J. C. A., Aoki, N. (2011). Fundações por estacas: projeto geotécnico, 1a ed., Oficina de textos, São Paulo, SP, 93p.

Décourt, L. e Niyama, S. (1994). *Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils*, Proc., 13th ICSMFE., New Delhi, India, p. 477–486.

Issam, E. N., Murphy, M. J. (2015). *What is machine learning?* In: Machine Learning in Radiation Oncology, Berlim, p. 3-11.

Jesus B. V. (2019). *Experimentos de Previsão da Carga de Ruptura em Estacas Carregadas Axialmente à Compressão Utilizando Redes Neurais Artificiais (RNA),* Dissertação de Mestrado, Universidade do Rio de Janeiro, Centro de Tecnologia e Ciências Faculdade de Engenharia, Rio de Janeiro, 188p.

Oliveira Y. M. (2018). *Machine Learning Aplicado na Estimativa do Coeficiente de Mola de Estacas com Validação por Meio de Provas de Carga Estáticas*. Monografia de conclusão de curso, Centro Universitário de Brasília, Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas, Brasília, p. 49.

Van Der Veen, C. (1953). *The bearing capacity of pile.* In: Proc. 3rd ICSMFE, p.84-90.

Tripathi, A. (2017). *Pratical Machine Learning: Resolving and offering solutions to your machine learning problems with R.*, 1. ed., Birmingham: Packt Publishing Ltd., p. 543.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/306

Estudo Comparativo entre Estacas Hélice Contínua e Pré-Moldadas de Concreto para Obra de Ampliação de um Centro Municipal Infantil

Alana Paula Silva de Lima
Graduanda Engenharia Civil, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, alanapaulalima15@gmail.com

Thaciana Fernandes da Silva
Graduanda Engenharia Civil, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, thaciana.fernandes@unifei.edu.br

Adinele Gomes Guimarães
Professora do Magistério Superior, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, adinele@unifei.edu.br

RESUMO: Este trabalho aborda um estudo comparativo entre dois tipos de estacas para uma obra de ampliação de um centro educacional infantil. As sondagens do local mostraram a predominância de argilas com baixos valores de SPT em profundidades superiores a 5 metros, exigindo o emprego de estacas. A obra, com área de 1605 m² em pavimento único, possui 61 pilares com cargas variando de 21 a 163 kN, levando-se a investigar as estacas hélice contínua com 30 cm de diâmetro e as pré-moldadas de concreto vibrado com 26 cm. Para ambos os tipos foram aplicadas três metodologias de estimativa de capacidade de carga. Posteriormente, foram levantados os quantitativos para as soluções, visando a análise econômica. Os orçamentos estimativos foram realizados por consulta aos sistemas de referência. Verificou-se que para obra em questão, o custo para a fundação em hélice contínua foi aproximadamente 36% menor do que o custo da estaca pré-moldada. Sabe-se que a execução da estaca pré-moldada, em comparação com a hélice contínua, é mais limpa, contudo, para as áreas urbanas densas, a vibração gerada pela cravação da estaca pode gerar danos em construções vizinhas. Conclui-se, portanto, que a fundação em estaca hélice contínua é a solução mais viável para a obra de ampliação.

PALAVRAS-CHAVE: capacidade de carga, fundações profundas, orçamento.

ABSTRACT: This work addresses a comparative study between two types of piles for an expansion project at a children's educational center. Site surveys showed the predominance of soft clays, with low SPT values at depths greater than 5 meters, requiring the use of piles. The work, with an area of 1605 m² on a single floor, has 61 pillars with loads ranging from 21 to 163 kN, leading to investigation of the continuous helix piles with 30 cm in diameter and the pre-cast vibrated concrete piles with 26 cm. For both types, three load capacity estimation methodologies were applied. Subsequently, the quantities for the solutions were collected, aiming for economic analysis. Estimated budgets were made by consulting reference systems. It was found that for the work in question, the cost for the continuous helix foundation was approximately 36% lower than the cost of the precast pile. It is known that the execution of the precast pile, compared to the continuous helix, is cleaner, however, for dense urban areas, the vibration generated by the pile driving can cause damage to neighboring buildings. It is therefore concluded that the continuous helix pile foundation is the most viable solution for the expansion work.

KEYWORDS: load capacity, deep foundations, budget.

1 INTRODUÇÃO

A fundação é o primeiro elemento da estrutura a ser executada, e o conhecimento sobre essa área foi acumulado com o tempo, desde as primeiras construções. Sua importância pode ser perceptível em grandes obras históricas que estão plenas mesmo depois de séculos construídas. Podem ser citados o Coliseu e o Panteão em

Roma e a pirâmide de Quéops como exemplos.

Em virtude da evolução das estruturas dos edifícios e por conta de alguns problemas, mostrou-se necessário um estudo para o reconhecimento do solo. Esse ensaio passou por vários estudos, e se chegou a uma ampla gama de metodologias até que se viu a necessidade de uma padronização. Chega-se então ao ensaio SPT (Standard Penetration Test) que é um tipo de sondagem simples para a análise de solos, descrito na NB 1211 de 1979 que mais tarde se tornaria a NBR 6484 de 1980, que atualmente foi atualizada em 2020. Com o ensaio é possível determinar os tipos de solo e suas profundidades, verificar a existência ou não de nível de água e obter os índices de resistência à penetração (Nspt) necessários para o dimensionamento de fundações.

O ensaio SPT (Standard Penetration Test) é o mais popular e econômico meio de investigação geotécnica. O procedimento de ensaio consiste na cravação de um amostrador com 50mm de diâmetro externo usando-se da queda de um peso de 65kg a uma altura de 750mm. o Nspt é obtido na penetração de 300mm após uma cravação inicial de 150mm. No Brasil os projetos de fundações diretas e profundas usam o resultado do SPT para o dimensionamento (SCHNAID, 2012).

Como existe uma ampla gama de solos com diversas características, as fundações também são inúmeras. Segundo Schnaid (2012) as fundações podem ser divididas em dois grandes grupos: fundações superficiais e profundas. A NBR 6122 (ABNT, 2022) define como fundações superficiais onde a carga é transmitida no solo pela base do elemento de fundação, onde seu assentamento é inferior a duas vezes a menor dimensão do elemento. Já as fundações profundas são aquelas que a carga é transmitida no solo pela base e superfície lateral, assentada a uma profundidade maior que o dobro da sua menor dimensão ou de no mínimo 3 metros.

O presente trabalho tem enfoque nas fundações profundas, que serão projetadas para uma ampliação de um Centro Municipal de Educação Infantil (CMEI). De posse do projeto estrutural e dados obtidos por meio de três furos de sondagem SPT onde notou-se a presença do nível d'água próximo à superfície, alguns tipos de estacas já foram descartados, como as estacas Strauss e Franki, que não podem ser executadas na presença de lençol freático, ou as estacas escavadas a trado, que dependem de técnicas de encamisamento para possibilitar a execução em terreno saturado. Com a análise das possibilidades restantes, dois tipos de estacas foram definidos como potenciais para a execução, são elas: estaca pré-moldada e estaca hélice contínua.

A estaca hélice contínua é uma fundação profunda de execução simples e versátil, que se adapta a quase todos os tipos de terreno e independe da presença de nível de água. É apenas contraindicada em caso de presença de matacões e rochas. Possui a vantagem de não produzir distúrbios e vibrações apresentados em equipamentos de percussão (HACHICH et al, 1998). É executada pela introdução por rotação de uma hélice contínua, com um orifício para a injeção de concreto pelo tubo central, o movimento rotacional é feito por motores hidráulicos na extremidade superior da hélice, aprofundando-a até a cota de projeto sem que seja retirada da perfuração. Durante a injeção a hélice é simultaneamente retirada. Apresenta uma boa capacidade de carga pelo uso de alta pressão de bombeamento, visto que a hélice é praticamente empurrada pelo concreto, porém esse procedimento tem um elevado consumo de concreto (VELLOSO E LOPES, 2010).

A estaca pré-moldada, possui um excelente controle de qualidade, visto que seu adensamento pode ser feito com vibração e esta pode ser confeccionada em concreto armado ou protendido (ALONSO, 1991). A estaca pré-moldada pode ser executada em terrenos com nível de água e a cravação a percussão é a forma mais difundida pelas construtoras. Segundo Velloso e Lopes, (2010) as estacas pré-moldadas podem ser fabricadas no canteiro ou usina, e a grande vantagem é que o concreto não sofre nenhuma ação de agentes agressivos presentes no solo durante a pega e a cura do concreto. A desvantagem é que se o terreno apresentar uma grande variação de profundidade, haverá a possibilidade de enfrentar problemas com o corte ou emenda de estacas.

Sendo assim, com os dois métodos construtivos escolhidos e dimensionados, o passo seguinte do trabalho será a comparação destes métodos. Eles serão avaliados no quesito econômico e nas ações necessárias para execução no local da obra, bem como seus impactos no entorno durante o período de execução. Ao final será escolhida a fundação que melhor se adeque ao local, tanto economicamente, quanto no processo executivo.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Standard Penetration Test (SPT)

O *Standard Penetration Test* (SPT) é um método popular e econômico de reconhecimento de solos. Os projetos de fundações diretas e profundas no Brasil usam normalmente os resultados fornecidos pelo SPT

(SCHNAID, 2012). Com o teste são feitas cravações na área da construção com a finalidade de fornecer os tipos de solo a cada metro de perfuração, sua estratificação, indicação de nível de água caso ocorra e a resistência à penetração (Nspt). Segundo Velloso e Alonso (2010), mesmo atravessando solos mais compactos e o nível de água, a sondagem a percussão não ultrapassa blocos de rocha e matacões. Caso se encontre dificuldade na perfuração, a sondagem é suspensa seguindo os critérios de paralisação citados na norma.

No Brasil, o ensaio é normatizado pela NBR 6484:2020, que consiste na cravação de um amostrador através da queda livre de um peso de 65kg de uma altura de 75cm. com a cravação, é anotado a quantidade de golpes para cravar 45cm do amostrador, dividido em 3 conjuntos de golpes a cada 15cm (VELLOSO E ALONSO, 2010). A soma do número de golpes necessários para cravar os últimos 30cm é comumente chamada de Nspt. A posição dos furos na área de investigação normalmente é feita nos locais de divisa e quando o projeto estrutural já está disponível, onde ocorrem as maiores cargas de pilares, também é importante deixar os furos bem dispersos, evitando alinhamento. A distância dos furos depende do local da construção, para áreas em campo aberto em zona rural, 50 a 100 metros, em áreas urbanas, de 15 a 30 metros. Também é citada na NBR 8036:1983, a quantidade de furos de sondagem a partir da área do terreno.

Para o dimensionamento das fundações se utiliza o Nspt e o tipo de solo fornecidos pelo ensaio. O SPT também pode ser utilizado na determinação da tensão admissível do solo pelos métodos semiempíricos, onde se utiliza o tipo de solo e o Nspt.

2.2 Estaca Hélice Contínua

A estaca hélice contínua é um tipo de estaca escavada moldada in loco por meio de uma perfuratriz. Após a marcação dos pontos topográficos das estacas a perfuratriz se desloca até os pontos marcados, seu trado é centralizado e nivelado para que não ocorra uma inclinação da estaca na perfuração. É introduzido no solo uma hélice com o diâmetro de projeto, em rotação com um orifício central para a injeção de concreto. A rotação é feita por meio de motores hidráulicos na extremidade superior da hélice, fazendo com que a estaca seja aprofundada até sua cota de projeto sem retirá-la da perfuração. A injeção do concreto é feita por meio de bombas simultaneamente com a retirada da hélice. (VELLOSO E LOPES, 2010).

A concretagem é feita um pouco acima da cota de arrasamento. Se a cota fica abaixo da superfície, deve-se ter um cuidado para que o furo não ceda. A armadura é colocada após o término da concretagem, introduzida pelos operários ou com auxílio de vibração ou peso. A ponta da armação normalmente é curvada para dentro para facilitar a introdução do furo e são utilizados espaçadores do tipo rolete. Segundo Velloso e Lopes (2010) as estacas do tipo hélice contínua podem ser monitoradas eletronicamente, tendo como resultados os seguintes itens: comprimento da estaca, inclinação, torque, velocidade de rotação, velocidade de penetração do trado, pressão de concreto, velocidade de extração do trado, volume de concreto e sobre consumo de concreto.

Segundo Alonso (1991) é recomendado que a sequência executiva das estacas garanta que se inicie uma nova concretagem quando todas as outras estacas, num raio de 5 vezes o diâmetro, já tenham sido executadas. A NBR 6122 (ABNT, 2022) determina um tempo mínimo de 12 horas para que seja feita uma nova concretagem. O espaçamento mínimo entre estacas é de 2,5 vezes o diâmetro. A NBR 6122 (ABNT, 2022) também apresenta as especificações do concreto na estaca hélice contínua, tais como: consumo de cimento $\geq$ 400 kg/m³, abatimento de cone = 22 ± 3 cm, fator água cimento < 0,6, agregados formados por areia e pedrisco, teor de argamassa em massa > 55% e fck $\geq$ 20 MPa aos 28 dias.

2.3 Estaca Pré-moldada de Concreto

A estaca pré-moldada é normalmente modelada em usinas especializadas, adensada por vibração usando concreto armado, centrifugado ou protendido no seu corpo. Sua cravação é feita por meio de vibração, percussão ou prensagem. Esse tipo de estaca ao ser cravada causa uma compressão do solo ao longo do fuste da estaca, ocorrendo um incremento na capacidade de suporte da estrutura (VELLOSO E LOPES, 2010). Como normalmente não são moldadas in loco, este tipo de estacas precisa ser transportado e armazenado. Para isso, alguns cuidados são necessários. Esse tipo de estaca além de possuir uma armadura dimensionada para solicitação da estrutura, também precisa ser dimensionada para suportar os esforços de manipulação, sendo eles: suspensão para carga descarga, estocagem e içamento para cravação.

As tensões suportadas pela estaca não dependem apenas da qualidade do concreto e da armadura, mas

também do controle de cravação, fabricação e cravação, e em alguns casos, da protensão. Quando se trabalha com estacas pré-moldadas, deve-se prever a necessidade de emenda de estacas, a emenda é feita com a solda de de luvas ou anéis metálicos incorporados no concreto. Estas emendas são feitas para resistir às solicitações durante a cravação e permitem a transmissão dos esforços de compressão, tração e flexão entre estacas. Caso ocorra apenas esforços de compressão, a emenda pode ser feita com luva de encaixe, sendo permitida apenas uma emenda por estaca.

A tensão de cravação segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022) deve ser inferior a 0,85 fck do concreto, a altura de queda não deve ser maior que 1m. Para evitar a deformação da cabeça da estaca, se utiliza amortecedores. Segundo Laurentino (2018), o cepo protege o martelo de elevadas tensões e o coxim protege a estaca. O martelo deve possuir o maior peso possível, com relação mínima de 0,75 com o peso da estaca (PM/PE ≧0,75) ou com pelo menos 20 kN.

A nega e o repique devem ser medidos em todas as estacas quando a cravação se aproxima do impenetrável. A nega, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022) é a medida da penetração permanente da estaca no solo, causada pela queda do martelo de cravação. Em geral é medida por uma série de dez golpes. O repique é a medida do deslocamento máximo da seção da estaca, causado por um único golpe do martelo de cravação, que é obtido ao final da cravação. Para medir o repique, uma reta de referência é traçada e o lápis de estaca é mantido no local durante o golpe do martelo. Essa medida é importante para garantir que a estaca tenha sido cravada corretamente e com a força necessária para suportar a estrutura construída sobre ela. Normalmente são dez repiques durante a obtenção da nega.

3 METODOLOGIA

O objeto de estudo foi a obra de ampliação do Centro Municipal de Educação Infantil (CMEI) com área de 1605m² com um pavimento, cujo projeto estrutural prevê 61 pilares, localizada no sul de Minas Gerais.

Para fornecer uma compreensão abrangente das características do solo e resistência à penetração, um resumo dos relatórios de sondagem SPT realizados no local de estudo são apresentados na Figuras 1. E os pontos onde os ensaios foram realizados são mostrados na Figura 2. O relatório revela que a resistência superficial do solo é insuficiente para suportar as cargas do projeto. Vale a pena notar que o nível da água no terreno é inferior a 3 metros de profundidade, o que tem implicações para o projeto da fundação. O solo possui uma predominância de argila e pequenas partes de silte e areia sem a presença de matacões, favorável a qualquer tipo de estacas, entretanto em função da presença de nível de água optou-se por estudar o uso da estaca hélice contínua ou da estaca pré-moldada no dimensionamento.

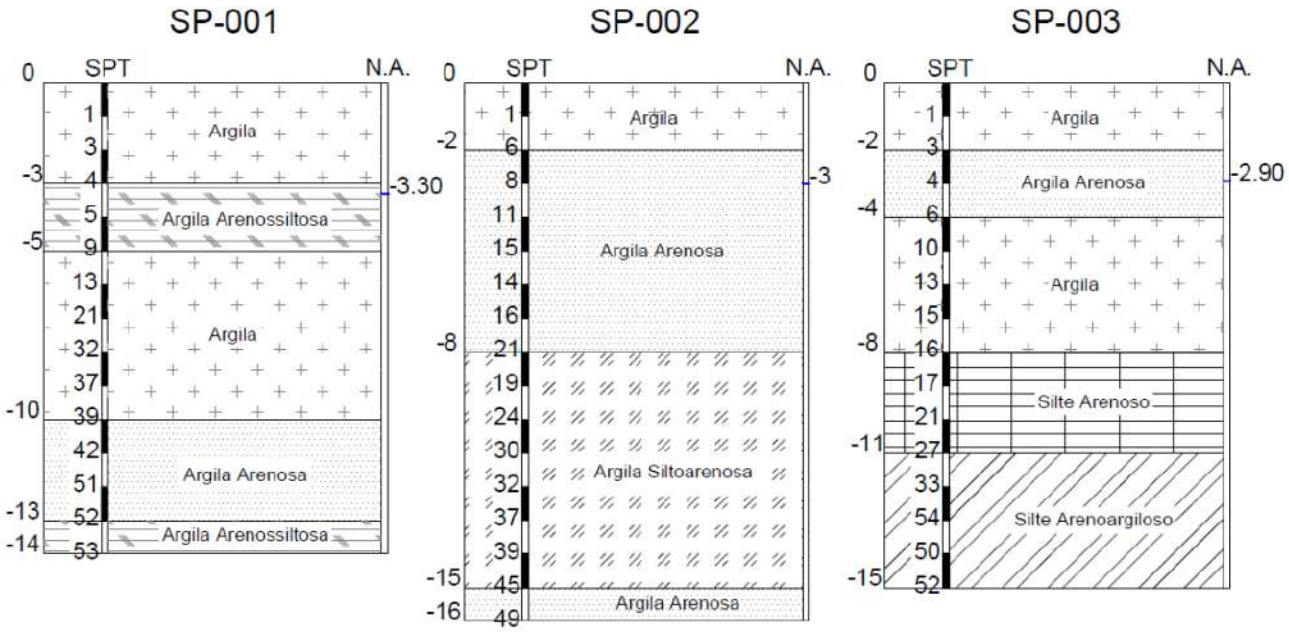


Figura 1. Dados gerais dos ensaios SPT.
Fonte: Adaptado de Alencar Sondagens (2022).

Figura 2. Locação dos furos de sondagem.
Fonte: Adaptado de Alencar Sondagens (2022)

Como sistemática do projeto, o critério utilizado para a definição das seções das estacas foi analogia a seção dos pilares. Dessa forma, para que a área da base das estacas fosse semelhante a área da seção dos pilares do projeto, que é em média 600,0 cm², o diâmetro adotado para a estaca hélice contínua seria de 30 cm, com área de 706,8cm². Já para a estaca pré-moldada de concreto, o lado da base adotado foi de 26 cm, com a área de 676,0cm².

Além dos dados do ensaio SPT para o dimensionamento também são necessárias as cargas dos pilares na fundação. Como se trata de um grande número de pilares, para facilitar a execução optou-se pela padronização da fundação. Desta forma, o dimensionamento foi feito para o pilar mais carregado que possui uma carga de 162,6 kN, tendo sido adotado uma carga mínima de 165,0 kN para a cota de apoio das estacas.

A carga admissível, para as duas soluções de fundação propostas (hélice contínua e pré-moldada) foi calculada para cada um dos três furos de sondagem, empregando-se três métodos semiempíricos. Existem muitos métodos de cálculo, tendo sido escolhidos os semiempíricos, por serem os que relacionam resultados de ensaio com tensões admissíveis.

Conhecidos os valores de carga admissível geotécnica da fundação e da carga estrutural da estaca, deve-se adotar o menor deles para garantir a segurança do elo mais fraco do sistema. Assim, considerando o valor da carga mínima, obteve-se a profundidade da cota de assentamento das estacas pelos diferentes métodos, de modo que a tensão admissível fosse superior a 165 kN.

Logo após o dimensionamento das duas soluções, iniciou-se o levantamento dos quantitativos para posterior orçamentação. Foram identificados o número total de estacas, e calculados os volumes de concreto, utilizando-se o diâmetro, o comprimento e o número de estacas.

Para o orçamento, foi realizada a pesquisa dos preços nos bancos de dados dos sistemas de referência de custos de obras e serviços de engenharia, tais como SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) e SETOP (Secretaria de Estado de Transportes e Obras Públicas), buscando os códigos e descrições correspondentes aos materiais, mão de obra e serviços necessários. Os preços unitários foram levantados conforme a quantidade necessária. O próximo passo envolveu o cálculo dos custos, multiplicando a quantidade pelo preço unitário de cada item para obter o custo total. Esses custos então foram somados para obter o total acumulado.

De posse dos valores obtidos no dimensionamento podem ser feitas as devidas comparações, considerando os aspectos técnicos e econômicos, para identificar qual tipo de estaca se torna mais vantajosa para a obra em questão.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com os dados dos ensaios SPT e os coeficientes necessários para a aplicação dos métodos semiempíricos escolhidos, foi possível obter as cargas geotécnicas admissíveis para cada furo de sondagem realizado no local, tanto para solução em estaca hélice contínua quanto para solução em estaca pré-moldada. Para validação da capacidade de carga da fundação estimada pelos métodos semiempíricos, devem ser realizadas provas de carga, o que não se dispunha neste trabalho.

Em relação à definição da cota de apoio das estacas, inicialmente cogitou-se a possibilidade de analisar os resultados dos três furos SPT para os três métodos de cálculo e realizar uma média dos resultados. Contudo, ao finalizar os cálculos foi possível notar uma discrepância entre os resultados para cada método e, por esse motivo, optou-se por utilizar como referência não só o furo mais solicitado, como também o método em que a capacidade de carga fosse mais baixa. Estabelecendo-se como cota de apoio mínima quando a capacidade de carga calculada superava a carga de 165 kN, para atender ao pilar mais solicitado.

Além da capacidade de carga, no dimensionamento de uma fundação há necessidade de verificar se os recalques, absolutos e diferenciais, também satisfazem as condições de funcionalidade. Entretanto, estes cálculos não foram feitos neste estudo comparativo, tendo ficado limitado apenas à segurança quanto à ruptura.

A seguir serão apresentados os resumos dos resultados, para cada um dos tipos de estacas propostas, já devidamente minorados pelo fator de segurança global.

4.1 Estaca Hélice Contínua

Nas Tabelas 1, 2 e 3 são mostramos os resultados para a solução em estaca hélice contínua considerando os dados, respectivamente, do SPT-001, SPT-002 e SPT-003.

A cota de apoio para a estaca hélice contínua considerando os dados obtidos para o primeiro e segundo furo de sondagem seria de 10 metros, pois nessa cota todos os métodos apresentam uma carga admissível maior que 165,0 kN. Já para o terceiro furo de sondagem, diferentemente dos anteriores, a cota de apoio da estaca determinada seria de 11 metros de profundidade, visto que para a cota anterior, de 10 metros, no método Teixeira (1996), a carga geotécnica admissível não ultrapassou 165,0 kN.

Desta forma, para a solução em hélice contínua a cota de apoio adotada no projeto deve ser de 11 metros de profundidade, para atender a carga admissível mínima considerando os três perfis de solo da área.

Tabela 1. Cargas admissíveis para hélice contínua de 30 cm de diâmetro para o furo SPT-001.

Método	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
Profundidade (m)		Carga Admissível (kN)		
1	2,47	1,27	11,78	5,18
2	8,84	1,7	19,32	9,95
3	15,55	15,04	26,86	19,15
4	24,21	28,19	36,12	29,5
5	39,48	44,25	48,97	44,23
6	57,33	65,44	64,35	62,37
7	95,5	91,58	86,87	91,31
8	152,4	119,62	118,62	130,21
9	210,01	146,28	154,12	170,13
10	267,26	170,47	189,49	209,08
11	345,41	197,11	238,43	260,32
12	412,58	223,96	277,07	304,54
13	465,89	250,5	318,4	344,93
14	523,94	273,46	355,82	384,41

Tabela 2. Cargas admissíveis para hélice contínua de 30 cm de diâmetro para o furo SPT-002.

Método	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
Profundidade (m)		Carga Admissível (kN)		
1	2,47	2,23	11,78	5,49
2	16,26	3,18	22,27	13,9
3	32,66	24,22	37,92	31,6
4	49,11	43,74	55,03	49,3
5	71,38	64,51	76,45	70,78
6	83,37	86,26	96,74	88,79
7	102,92	109,68	117,35	109,98
8	132,98	133,59	144,56	137,04
9	149,41	159,5	167,32	158,74
10	186,15	186,41	195,16	189,24
11	231,64	215,48	230,66	225,93
12	272,46	244,95	266,95	261,45
13	324,36	273,06	305,58	301
14	373,34	303,14	347,01	341,17
15	436,33	332,2	387,82	385,45
16	491,32	360,2	435,72	429,08

Tabela 3. Cargas admissíveis para hélice contínua de 30 cm de diâmetro para o furo SPT-003.

Método	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
Profundidade (m)		Carga Admissível (kN)		
1	2,47	1,27	11,78	5,18
2	8,84	1,7	19,32	9,95
3	17,04	15,46	28,13	20,21
4	26,68	29,43	37,99	31,37
5	40,29	46,12	50,14	45,52
6	61,85	64,86	66,73	64,48
7	85,18	84,24	84,46	84,63
8	108,86	104,2	103,02	105,36
9	165,69	150,92	133,21	149,94
10	207,29	180,91	158,19	182,13
11	263,28	216,03	190,15	223,15
12	312,26	246,65	219,08	259,33
13	442,52	285,02	257,97	328,5
14	507,19	321	295,66	374,62
15	589,15	341,81	331,72	420,9

4.2 Estaca Pré-moldada de Concreto

Os resultados para a solução em estaca hélice contínua considerando os dados do SPT-001, SPT-002 e SPT-003 são apresentados nas Tabelas 4, 5 e 6, respectivamente.

Considerando o furo SPT001, a cota de apoio da estaca deve ser de 9 metros, visto que a profundidade anterior, de 8 metros, não obteve a carga geotécnica admissível superior a 165,0 kN nos métodos Teixeira e Décourt-Quaresma. Já considerando o segundo furo de sondagem, observa-se que a profundidade com carga geotécnica admissível superior a 165,0kN foi de 9 metros, sendo esta considerada a cota de apoio necessária para a estaca pré-moldada. Semelhantemente ao primeiro e segundo furo, para o terceiro, a profundidade com carga geotécnica admissível maior que 165,0kN é de 9 metros.

Como a cota de 9 metros, satisfaz os três perfis analisados, esta deve ser a cota de apoio a ser adotada para a solução em estaca pré-moldada de concreto.

Tabela 4. Cargas admissíveis para pré-moldada de 26 cm de diâmetro para o furo SPT-001.

Método	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
Profundidade (m)		Carga Admissível (kN)		
1	5,86	3,19	18,21	9,09
2	19,42	4,25	24,75	16,14
3	30,82	19,64	31,28	27,25
4	51,32	36,92	45,66	44,64
5	87,01	57,1	64,77	69,63
6	109,05	85,77	77,78	90,87
7	179,95	119,82	109,3	136,36
8	283,2	156,39	155,83	198,47
9	371,67	191,31	202,61	255,19
10	451,81	223,22	240,27	305,1
11	644,42	258,26	377,47	426,71
12	773,55	293,61	410,96	492,71
13	847,88	325,41	446,77	540,02
14	914,52	346,35	432,81	564,56

Tabela 5. Cargas admissíveis para pré-moldada de 26 cm de diâmetro para o furo SPT-002.

Método	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
Profundidade (m)		Carga Admissível (kN)		
1	5,86	5,57	18,21	9,88
2	36,99	7,96	29,30	24,75
3	79,40	31,42	63,53	58,12
4	114,68	57,15	89,31	87,04
5	162,15	83,68	123,20	123,01
6	173,26	106,00	147,35	142,20
7	207,99	130,46	167,41	168,62
8	270,24	154,66	206,32	210,41
9	277,59	182,67	208,83	223,03
10	347,27	212,24	237,74	265,75
11	432,71	246,46	286,05	321,74
12	494,76	281,03	330,27	368,68
13	584,27	311,63	374,92	423,61
14	657,00	346,73	421,99	475,24
15	765,32	378,86	460,54	534,91
16	858,23	407,99	548,45	604,89

Tabela 6. Cargas admissíveis para pré-moldada de 26 cm de diâmetro para o furo SPT-003.

Método	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
Profundidade (m)		Carga Admissível (kN)		
1	5,86	3,19	18,21	9,09
2	19,42	4,25	24,75	16,14
3	40,62	20,17	41,9	34,23
4	62,42	38,54	54,83	51,93
5	78,91	60,11	59,46	66,16
6	114,97	82,6	80,85	92,81
7	150,73	103,56	101,22	118,5
8	184,32	123,63	120,3	142,75
9	339,24	197,34	205,08	247,22
10	422,48	236,53	240,3	299,77
11	538,94	282,21	295,16	372,11
12	603,02	322,3	319,89	415,07
13	897,22	372,13	379,61	549,65
14	958,25	419,01	425,27	600,84
15	1077,25	446,94	456,53	660,24
16	5,86	3,19	18,21	9,09

4.3 Orçamento

Para a realização do orçamento, inicialmente foram realizados os levantamentos de quantitativo. Na Tabela 7, pode-se observar as quantidades levantadas para cada tipo de estaca. Para a estimativa do custo para as duas soluções de fundação proposta, foram utilizadas as bases de dados do SINAPI de dezembro de 2022 para o estado de Minas Gerais, juntamente com os bancos da SETOP de outubro de 2022. O resultado do orçamento básico é mostrado na Tabela 8.

Tabela 7. Resumo dos quantitativos.

Item	Estaca Pré-moldada	Estaca Hélice contínua
Quantidade de estacas (un)	61	61
Profundidade média (m)	9	11
Profundidade total (m)	549	671

Tabela 8. Orçamento estimativo básico.

Item	Descrição	Código	Banco	Unidade	Quantidade	Valor Unitário	Total
1	Estaca pré-moldada						R$ 179.535,81
1.1	Estaca pré-moldada de concreto armado cravada 28x28 cm/105T	ED-49734	SETOP	m	549,00	R$321,90	R$ 176.723,10
1.2	Corte e Preparo de Cabeça de Estacas	ED-49738	SETOP	un	61,00	R$46,11	R$ 2.812,71
2	Estaca hélice contínua						R$ 114.759,86
2.1	Mobilização e desmobilização de equipamento para estaca tipo hélice contínua DMT até 50km	ED-49713	SETOP	un	1,00	R$9.644,73	R$ 9.644,73
2.2	Estaca hélice contínua, diâmetro de 30cm, incluso concreto Fck=30MPa e armadura mínima (exclusive mobilização, desmobilização e bombeamento). AF_12/2019	100651	SINAPI	m	671,00	R$148,62	R$ 99.724,02
2.3	Corte e Preparo de Cabeça de Estacas	ED-49738	SETOP	un	61,00	R$46,11	R$ 2.812,71
2.4	Serviço de bombeamento de concreto com consumo mínimo de 40m³	44535	SINAPI	m³	44,00	R$58,60	R$ 2.578,40

Ao comparar os orçamentos básicos entre estacas hélice-contínua e estacas pré-moldadas, os valores revelam uma diferença significativa. A estaca hélice contínua apresentou um custo total aproximado de R$ 114.759,86, enquanto a estaca pré-moldada registrou um valor de R$ 179.535,81. Esses números demonstram que a opção pela estaca hélice contínua pode resultar em uma economia considerável em relação à alternativa pré-moldada, com uma diferença de aproximadamente R$ 64.775,95. Essa diferença representa uma economia de aproximadamente 36% em relação ao valor da estaca pré-moldada.

5 CONCLUSÃO

O projeto e a execução da infraestrutura de edificações variam muito com o porte da construção, as cargas aplicadas na fundação e o tipo de solo no local estudado. Além disso, é importante analisar mais de um método

de dimensionamento de fundações, para que seja possível uma análise comparativa entre soluções viáveis, para que a melhor decisão sobre o projeto seja tomada.

Levando em consideração que o presente projeto apresenta um nível d'água próximo a superfície do solo, foram projetados dois tipos de fundação para que assim pudesse ser feita uma comparação econômica entre ambas. As cargas provenientes da estrutura têm uma magnitude consideravelmente alta, além de que, de acordo com a sondagem, a resistência superficial do solo é baixa, não favorecendo o uso de fundações rasas. Sendo assim, o uso de fundações profundas foi considerado e o projeto foi dimensionado para estaca hélice contínua e pré-moldada. Outros tipos de estacas poderiam ser adotados, como por exemplo, estacas metálicas, Franki, mas considerando a prática regional e a disponibilidade de equipamento no município, optou-se por estudar os dois tipos mais comuns usados atualmente no sul de Minas Gerais.

A execução da estaca pré-moldada, em comparação com a hélice contínua, é muito mais limpa, gerando poucos resíduos na obra. Contudo, para as áreas urbanas densamente povoadas, a vibração gerada pela cravação da estaca pode gerar danos em construções vizinhas. Além disso, o custo para a execução da estaca hélice contínua foi de aproximadamente 36% menor do que o da estaca pré-moldada.

Portanto, a escolha da estaca hélice contínua em detrimento da estaca pré-moldada é justificada pelos seguintes aspectos: as vibrações causadas pela instalação das estacas pré-moldadas representam um fator negativo significativo, onde há vizinhos é uma preocupação primordial. Além disso, a estaca hélice contínua oferece uma solução econômica, uma vez que é mais barata do que a opção pré-moldada. Essa redução de custos é crucial para a viabilidade financeira do projeto, permitindo alocar recursos de forma mais eficiente para outras etapas importantes.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Instituto de Recursos Naturais (IRN) e a Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI) pelo apoio ao desenvolvimento do trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. (1991) *Previsão e Controle das Fundações*. São Paulo: Edgard Blücher, 1991.
Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). *NBR 6484: Solo – Sondagens de Simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1983). *NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – Procedimento*. Rio Janeiro.

Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010). *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

Hachich *et al* editores (1998) *Fundações - Teoria e Prática*. São Paulo: PINI, 1998.

Laurentino, B.O. (2018) *Estudo de caso comparativo de projeto de fundação por estaca pré-moldada e hélice contínua*. TCC (graduação). Universidade Federal de Santa Catarina. Centro Tecnológico. Florianópolis, 2018.

Neto, A. (1998) *Uma breve história das fundações*. In: HACHICHI et al editores. Fundações - Teoria e Prática. São Paulo: PINI, 1998. p. 17-32.

Schnaid, F. (2012) *Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

Vargas, M. (1998) *História da engenharia de fundações no Brasil*. In: HACHICHI et al editores. Fundações - Teoria e Prática. São Paulo: PINI, 1998. p. 34-36.

Velloso, D. A. e Lopes, F. (2010) *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/307

Estudo da Interação entre Solo e Postes de Distribuição de Energia Elétrica, por Meio de Modelagem Analítica

Amanda Campos de Oliveira
Discente, UTFPR, Toledo, Brasil, amandacampos@alunos.utfpr.edu.br

Guilherme Alan Souza Costa
Docente, UTFPR, Toledo, Brasil, guilhermecosta@utfpr.edu.br

Patrícia Casarotto de Oliveira
Docente, UTFPR, Toledo, Brasil, patriciac@utfpr.edu.br

William Hideki Ito
Docente, UTFPR, Toledo, Brasil, wito@utfpr.edu.br

RESUMO: O método de fixação de postes de redes de distribuição de energia elétrica de todo país é geralmente realizado por engastamento e muitas concessionárias de energia utilizam uma expressão padrão para garantir este embutimento. Sabe-se que tal embutimento deve ser função dos esforços solicitantes (carga de vento, peso próprio e tensões nos cabos) e das reações de empuxo do solo, o qual é bastante variável devido as dimensões continentais do país. Em locais onde a rede de distribuição é aérea é comum se observar postes inclinados, os quais necessitam de estruturas adicionais de ancoragem com tirantes, em alguns casos. Visando abordar este tema o presente trabalho analisou a interação solo-poste utilizando modelagem analítica com o intuito de avaliar a eficácia da solução padrão adotada pelas empresas. Partindo de um caso típico de poste, verificou-se que a adoção de comprimento padrão é válida apenas para condições ideais de fixação nas quais não há deficiências de compactação na base do engastamento.

PALAVRAS-CHAVE: Engastamento, esforços solicitantes, interação solo-poste, postes, compactação.

ABSTRACT: The installation method of power poles for electric networks systems is generally carried out by simply embedding, and many companies have adopt standard solution to implement it. It is known that such solution should be function of the external forces (wind load, self-weight, and tensile stresses at the wires) and the soil thrust reactions, which may vary due to the extension of our country. In areas where the power distribution lines develop overhead, it is commonly verified tilted poles which might require additional anchoring structures. To address this problem it is proposed to evaluate the soil-pole interaction using analytical modeling to evaluate the effectiveness of the standard solution adopted by many companies. Considering a typical pile, it is shown that the assumption of a standard embedding length is effective only under some conditions in which soil compaction problems are negligible.

KEYWORDS: Embedding, applied forces, soil-pile interaction, poles, compaction.

1 INTRODUÇÃO

O Sistema Interligado Nacional (SIN) conecta as fontes geradoras (hidro-termo-eólicas) ao sistema de transmissão de energia por meio de uma malha espalhada em todas as regiões do país (norte, sul, sudeste, centro-oeste e nordeste). Através do SIN a energia gerada no sul do país, como em Itaipu, por exemplo, pode ser utilizada nas demais regiões e vice-versa. O sistema elétrico brasileiro é composto por três grandes setores: geração, transmissão e distribuição. O primeiro é predominantemente composto por usinas hidroelétricas, sendo complementadas por fontes solares, eólicas, térmicas e nucleares. O segundo setor, composto por cerca de 100.000 km de linhas de transmissão, leva a energia produzida até as subestações de transmissão. Por fim, o setor de distribuição é responsável por levar a energia das subestações de transmissão ao consumidor final.

As linhas de transmissão são compostas por torres cujas tensões variam de 138 kV a 765 kV. A altura destas torres é definida em função da resistência do meio (do ar, por exemplo) e a tensão transmitida a fim de se evitar problemas com arco-elétrico. Já o setor de distribuição opera com tensões inferiores (da ordem de 1kV) e, portanto, podem ser utilizadas estruturas de menor porte, como os postes convencionais. Azevedo (1978) aponta que no Brasil os postes e as torres são cruciais para a infraestrutura da distribuição aérea de energia elétrica já que a localização das usinas hidrelétricas devem favorecer o potencial hídrico e isto faz com que a transposição de energia da fonte aos centros consumidores enfrente longas distâncias. Os postes, as torres de alta tensão e outros elementos presentes na distribuição/transmissão possibilitam a transferência de energia em larga escala e longos por trechos. Obviamente, a estabilidade estrutural e geotécnica destas estruturas é fundamental para garantir o pleno funcionamento do sistema e também a segurança da população.

No presente trabalho será abordado uma patologia bastante recorrente no sistema de distribuição de energia, bem como as recomendações de instalação de postes urbanos estabelecidas em normas e procedimentos e suas deficiências. O estudo se dará por meio de análise paramétrica utilizando modelos analíticos com postes-padrão de diferentes alturas. O objetivo é analisar o comportamento do sistema solo-poste sobre ação de carregamentos laterais e os deslocamentos horizontais decorrentes destas ações.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Redes de distribuição de energia

O engastamento padrão para postes utilizado pelas concessionárias de energia tem como base a norma NBR 15688 (ABNT, 2012) a qual ampara alguns tipos de postes-padrão, entre eles os circulares de concreto armado, especificados na NBR 8451-2 (ABNT, 2020), que será o tipo utilizado no desenvolvimento do trabalho. As principais ações sobre essas estruturas são: força do vento (no poste e nos condutores), tração dos cabos e peso próprio do poste. Existe uma variedade de metodologias disponíveis para o dimensionamento dos esforços nestas estruturas, aqui adotou-se o modelo apresentado no manual *Projeto de Rede de Distribuição - Cálculo Mecânico* (CPFL, 2020), já que ele serve de modelo para outras empresas distribuidoras de energia em outros estados.

Os postes, assim como as estacas, possuem parte do seu comprimento engastado, fazendo com que o solo seja responsável pelo equilíbrio do sistema solo-poste-cabo, por meio de reações que o solo desempenha sobre tal estrutura. Azevedo (1978) afirma que para o estudo das estacas, algumas simplificações são aplicadas e cabíveis apenas à estas, como a idealização de comportamento de uma viga sobre base elástica com comprimento infinito. Porém, desde que não sejam utilizadas, é possível analisar elementos como postes a partir dos estudos de estacas com carregamentos laterais, com uma simplificação adicional de considerá-los como corpos rígidos.

Basu, Salgado e Prezzi (2008), afirmam que apesar de os maiores esforços aos quais as estacas são comumente sujeitas serem verticais, vale estudar os esforços horizontais que podem afetá-las. Os principais exemplos cotidianos que justificam são as rajadas de vento que afetam os prédios, gerando esforços horizontais e momentos adicionais na fundação que os suportam, bem como os efeitos de frenagem e dilatação térmica em estruturas de pontes e viadutos.

Em redes de distribuição de energia o efeito do vento é minimizado, quando comparado às edificações, em função da dimensão da estrutura. No entanto, há esforços adicionais, como a tração nos cabos de energia, que podem causar reações adicionais. O engastamento do poste de distribuição de energia é comumente adotado como 60 cm mais 10% do comprimento deste. Este valor, a princípio, faz-se suficiente para garantir a estabilidade da estrutura, já que grandes empresas como a CELESC (SC), a COPEL (PR), a EDP (SP) e inúmeras outras adotam o mesmo padrão. Entretanto, não é raro a identificação de deslocamentos não usuais, como ilustrado na Figura 1. Dentre as diversas causas que resultam nesta patologia, aborda-se uma que pode ser fundamental e que é geralmente negligenciada devido à carência de conhecimento e/ou instrução geotécnico(a) do setor de instalação e manutenção de redes de distribuição.

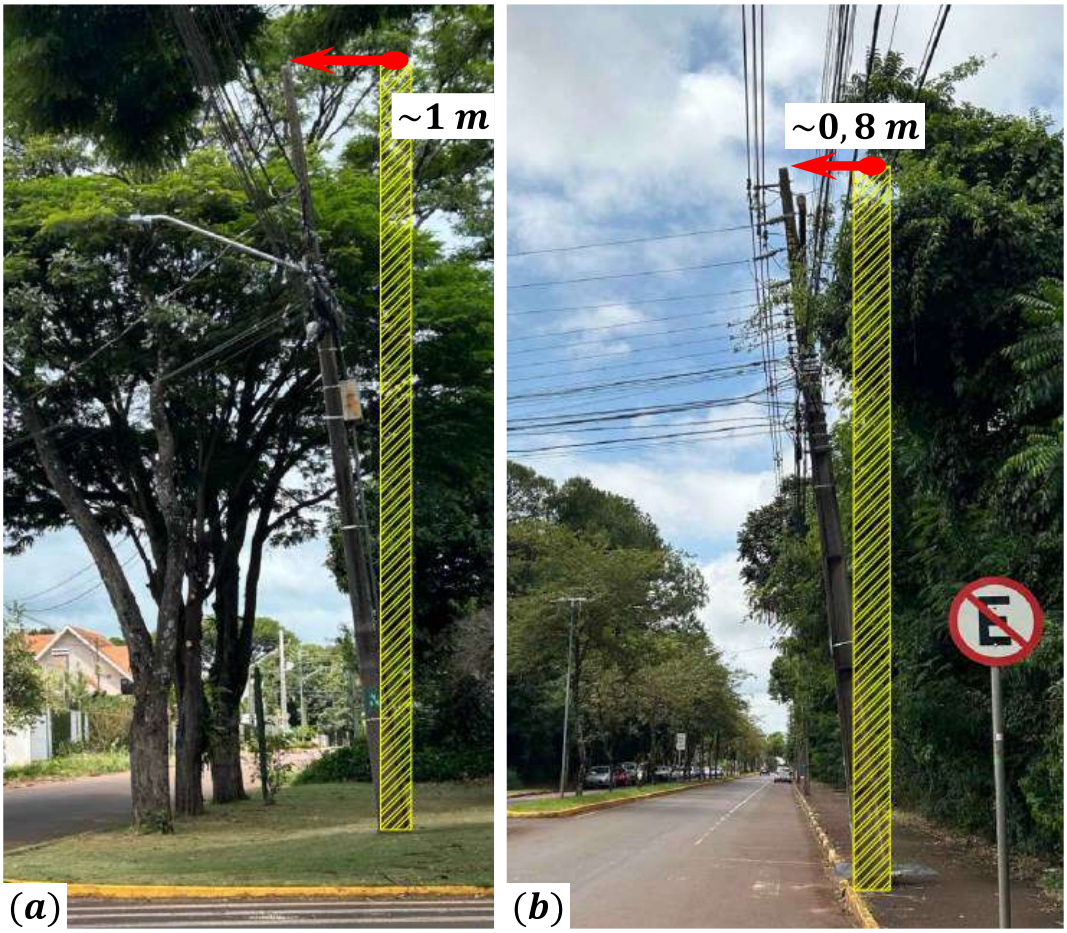


Figura 1. Exemplos de postes com deslocamento de prumada estimados. a) Poste em situação fim de linha. b) Poste primário com derivação.
Fonte: Acervo dos autores (2024.)

2.2 Considerações sobre os esforços e as reações na rede

2.2.1 Esforços solicitantes no sistema poste-solo

Neste trabalho admite-se que as reações do solo no poste ocorrem de forma similar às reações em estacas submetidas a carregamentos horizontais. Este carregamento horizontal gera comportamentos diferentes no sistema solo-estaca e que podem ser classificados em estacas ativas ou passivas. Segundo Basu et al. (2008), estacas ativas são caracterizadas por cargas horizontais externas conhecidas a *priori* (intensidade e ponto de aplicação); já em estacas passivas, não são.

Considerando o sistema solo-poste-cabo verifica-se que este se aproxima das estacas ativas, visto que os esforços causados nos postes que geram reações no solo que são conhecidos previamente. Segundo CPFL (2020), deve-se levar em consideração no cálculo de esforços horizontais os efeitos causados pelo vento nos condutores e no poste, bem como a tração dos cabos devido ao tensionamento dos condutores elétricos. A força de vento no poste (F_{vp}) é aplicada no centro de gravidade desta estrutura. A força de vento no condutor (F_{vc}) é perpendicular à direção do cabo e aplicada no ponto de engastamento deste com o poste. Em uma situação específica, na qual a direção do vento tem o mesmo sentido dos condutores, tem-se que a parcela de força de vento sobre os condutores é nula (ou seja, não é considerado o arraste dos cabos), restando a força de vento aplicada no centro de gravidade do poste (F_{vp}) e a força de tração do cabo de rede secundária (F_s) aplicada nos pontos de engastamento, conforme esquema representado na Figura 2. Este modelo foi utilizado no trabalho pois o intuito era realizar avaliações paramétricas do problema registrado na Figura 1 através de modelos analíticos.

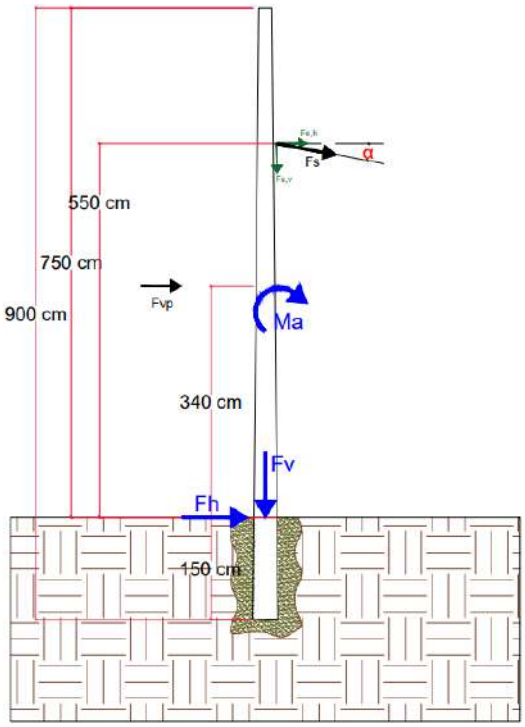


Figura 2: Representação de esforços no poste de 9 m.

A força de vento foi dada por:

$$F_{vp} = P_v \cdot S_p \quad (1)$$

$$P_v = 0{,}00471 \cdot V^2 \quad (2)$$

$$S_p = (Ds + Dt) \cdot H_{útil}/2 \quad (3)$$

$$D_s = H_{útil} \cdot C + D_t \quad (4)$$

onde,

$\boldsymbol{P_v}$: pressão do vento sobre superfícies cilíndrica;
$\boldsymbol{D_s}$: diâmetro no solo;
$\boldsymbol{D_t}$: diâmetro no topo;
$\boldsymbol{H_{útil}}$: comprimento do poste – engastamento;
$\boldsymbol{C}$: conicidade (adotado 20 mm/m).

Para determinar os esforços aplicados no nível do terreno é necessário calcular a resultante dos esforços no ponto desejado como ilustrado anteriormente.

2.2.2 Reações de apoio no sistema poste-solo

O parâmetro que define a reação do solo é o módulo de reação horizontal (K), conforme descrito por Cintra (1981), como a relação entre a reação do solo $\boldsymbol{p}$ (força por comprimento da estaca) e $\boldsymbol{y}$ (respectivo deslocamento), Equação (5).

$$K = \frac{p}{y} \quad (5)$$

Segundo Alonso (1989), a variação deste módulo de reação com a profundidade, pode ser considerada nula, ou ter uma proporção entre deformação e profundidade a depender se o solo de estudo tem comportamento de argila pré-adensada (dura) ou comportamento de normalmente adensada (argila mole ou solo arenoso).

$$K = \eta_h \cdot z \quad (6)$$

Também se caracteriza com base no tipo de solo, o comportamento da estaca até certas profundidades. No caso de areias ou argilas moles, esse comportamento é movido pelo solo presente até a profundidade $z = T$, Equação 7. Já para argilas pré-adensadas, o valor de K deve sofrer restrição à certa profundidade $z = 0{,}4R$, Equação 8.

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta_h}} \quad (7)$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}} \quad (8)$$

sendo que:

E = módulo de elasticidade da estaca;
I = momento de inércia na base da estaca;
η_h e K = parâmetros tabelados em Alonso (1989), para diferentes classificações de solos moles ou arenosos e argilas duras, respectivamente.

Segundo Rojas (2007), a interação solo-estaca pode ser interpretada como um sistema de molas independentes entre si, representado pela hipótese de Winkler ou como um meio contínuo elástico. Os modelos que acatam a teoria de Winkler são seguidos há muito tempo, por representarem a situação real de carregamento com similaridade e simplicidade. Dentro dessa interpretação diversos métodos foram desenvolvidos para cálculo de deslocamentos horizontais no topo, como o Método de Miche, Matlock e Reese, o Método Russo e outros.

O Método de Miche leva em consideração uma solução com viga sobre base elástica da solução de Winkler, que diferente de métodos elaborados anteriormente, não considera a estaca como corpo rígido (Rojas (2007). Ainda, a solução de Miche considera uma estaca longa em base elástica tendo o módulo de reação horizontal com variação linear de acordo com a profundidade e a força horizontal aplicada no topo do terreno, sendo o primeiro a apresentar um resultado analítico da integração do modelo de Winkler para estacas inseridas em meio elástico (Alonso, 1989).

A formulação de Miche permite o cálculo do deslocamento no topo da estaca (nível do solo) através da Equação (9). E um momento fletor que pode ser obtido pela Equação (10), que acontece na profundidade z = 1,32T.

$$y_0\,(m) = 2{,}4\,\frac{T^3 H}{EI} \quad (9)$$

$$M_{máx} = 0{,}79 \times \mathrm{H} \times \mathrm{T} \quad (10)$$

Já o Método Russo é aplicado como solução considerando uma estaca curta. Neste caso, o sistema funciona como um corpo rígido em base elástica e é dado pelas equações de equilíbrio nos três deslocamentos básicos: o horizontal, vertical e de rotação. Neste método obtêm-se o deslocamento no topo do tubulão (nível do solo) através da Equação (11) e o ponto de giro da estrutura pela Equação (12).

$$y_0\,(m) = \frac{2H}{K_l l D_f} + \frac{2}{3} l\alpha \quad (11)$$

$$z_0 = \frac{\Delta y}{\alpha} \quad (12)$$

2.3 Deslocamento no topo do poste

No presente trabalho optou-se por utilizar o Método Russo em detrimento do modelo proposto por Miche, pois aquele considera a influência adicional do momento fletor na base (importante para representar as cargas de vento e dos fios, conforme apresentado na Figura 2). Além disto, ao tratar o deslocamento do mesmo como sendo de um corpo rígido, pode-se calcular o deslocamento no topo a partir do vetor de deslocamento ocorrido no nível do solo através da semelhança de triângulos e da proporcionalidade entre os lados dos triângulos formados na situação, como observado na Figura 3.

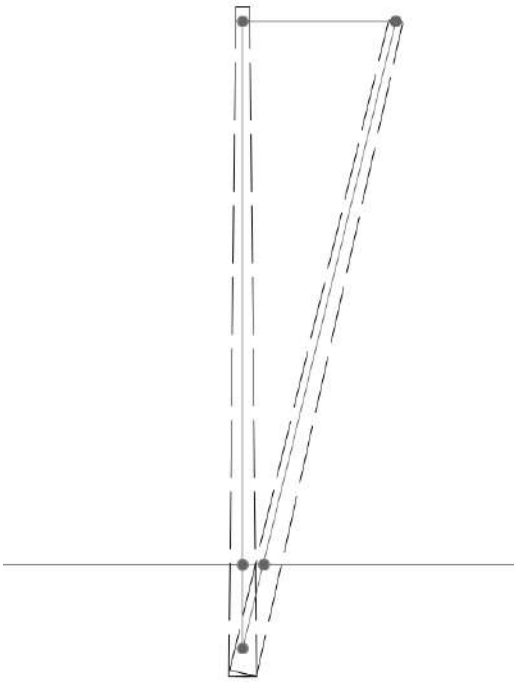


Figura 3: Esquema de deslocamento no topo do poste calculado por semelhança de triângulos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O problema analisado aborda esforços em postes circulares de 9 m, com estrutura S3 (Figura 2) baseada na NBR 15688 (ABNT, 2012) e que ilustra situação de poste em "fim de linha" de uma rede secundária (apenas baixa tensão) com 5 cabos. As tensões mais utilizadas em áreas urbanas não industriais são de média e baixa, porém, o estudo se aplica a um poste com fornecimento apenas de baixa tensão (1 kV), já que é sempre necessária pois fornece a tensão mais básica utilizada para o abastecimento elétrico de residências. O cabo escolhido na caracterização do problema, seguindo a nomenclatura da NBR 7271 (ABNT, 2009), é de alumínio nu tipo *Iris* de diâmetro nominal 7,41 mm e massa nominal de 92,5 kg/km, em um vão de 35 m.

Considerando também o uso de postes com resistências nominais comerciais de 600daN, com camada de concreto armado de 8 cm, para cálculo da área da seção circular vazada e do momento de inércia na mesma. Com módulo de elasticidade (E) calculado de acordo com as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2023), indicada na Equação (13), com parâmetro de agregado graúdo para granito e gnaisse α_E = 1,0 e f_{ck} mínimo admissível para classe de concreto que atende de agressividade ambiental II (≥ C25).

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \qquad \text{para concretos com } fck \leq 50\ MPa \tag{13}$$

O engastamento é definido conforme estipulado na NBR 15688 (ABNT, 2012), pela Equação (14).

$$e = \frac{L}{10} + 0{,}6\ (m) \tag{14}$$

O material de preenchimento da sobreescavação foi considerado arenoso, conforme ilustrado na Figura 2. A partir da Equação (6) pode-se obter o coeficiente de reação horizontal, sendo que este parâmetro foi variado para simular diferentes condições de compactação durante o processo de instalação do poste. Para calcular os esforços horizontais e verticais, fez-se necessário calcular a força de tração dos cabos (F_s) e a força do vento no poste (F_{vp}). A velocidade do vento foi adotada em 94 km/h, visando simular a condição de uma tempestade, e com altura útil sendo a diferença entre altura total do poste e comprimento engastado. O diâmetro de topo do poste adotado (9 m) tal como a massa foram de 190 mm e 1000 kg , seguindo a *Tabela A.1* da NBR 8451-2 (ABNT, 2020).

Nos anexos do manual de CPFL (2020) são fornecidos valores de tração de projeto para cada condutor (Fs), que variam de acordo com tipo de cabo escolhido e velocidade do vento, para cada cabo alumínio nu tipo *Iris*. Com a velocidade de vento determinada anteriormente, a tração de projeto foi de 60 daN e, por se tratar de uma rede de baixa tensão, onde são consideradas a contribuição de 5 cabos, sendo estes compostos por cabos de fase, neutro e de controle da rede. A força de tração resultante do grupo de cabos considerou a deflexão em relação a horizontal para levar em conta a flecha dos cabos, a qual foi considerada de 5°.

Para obter reações horizontal (F_h) e vertical (F_v) que agem na base do poste em nível do solo foram realizadas as decomposições de forças em cada direção, lembrando que F_h é a somatória de F_{vp} e as componente horizontal de F_s, já F_v é a somatória da força peso do poste e da componente vertical de F_s. As reações horizontais e verticais foram de 3,8 kN e 10,1 kN, respectivamente.

Através da metodologia apresentada verificou-se que o comportamento dos deslocamentos (topo e base) se aproximam de um comportamento exponencial decrescente assintótico, conforme apresentado na Figura 4, o qual varia em função da reação do solo no entorno do engastamento. Para areias medianamente compactas ou compactas o deslocamento é praticamente desprezível para a estrutura do sistema de distribuição, apresentando deslocamentos na base entre 8 mm e 4 cm para solo com tal característica e no topo deslocamentos entre 6 e 34 cm. Porém, em areias fofas o excedente de deslocamento pode ocasionar esforços adicionais como o efeito de segunda ordem nos postes ou trações adicionais nos cabos. Para areias fofas obtiveram-se deslocamento na base de 8 cm e no topo o deslocamento horizontal resultante é de 70 cm.

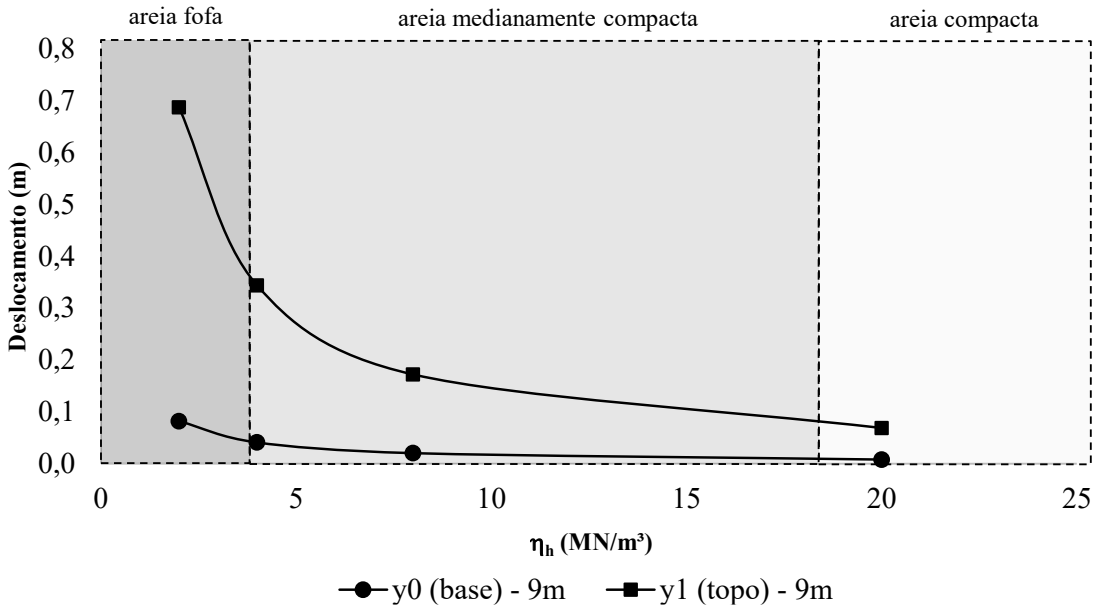


Figura 4: Deslocamentos da base (y_0) e do topo (y_1) do poste.

4 CONCLUSÕES

O trabalho discorreu sobre uma patologia verificada frequentemente em sistemas de distribuição de energia em diversos estados. Apesar de haver influência de diversos fatores, tais como o comprimento de engastamento ou a verticalidade da escavação, sabe-se que a sobreescavação, bem como o preenchimento e compactação adequada desta área são essenciais para garantir o bom desempenho da estrutura. Relembra-se,

ainda, sobre a dificuldade de compactação devido ao espaço reduzido de trabalho, resultando em uma região mal compactada, em parte considerável dos casos. Julga-se que as instruções e padronizações adotadas pelas empresas de distribuição são coerentes com os deslocamentos esperados, porém, há necessidade de se enfatizar a importância do processo executivo e da compactação adequada da região sobreescavada durante o processo de instalação dos postes, tal como o material utilizado para preenchimento, visto que a areia fofa pode causar deslocamentos maiores principalmente no topo da estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U.R. *ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSALMENTE NO TOPO*. *In*: DIMENSIONAMENTO de Fundações Profundas, 1989. p. 67-104.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 7271. *Cabos de alumínio nus para linhas aéreas - Especificação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 12655. *Concreto de Cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 8451-2. *Postes de concreto armado e protendido para redes de distribuição e de transmissão de energia elétrica - Parte 2: Padronização de postes para redes de distribuição de energia elétrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 8451-6. *Postes de concreto armado e protendido para redes de distribuição e de transmissão de energia elétrica - Parte 6: Postes de concreto armado e protendido para linhas de transmissão e subestações de energia elétrica - Requisitos, padronização e ensaios complementares*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 6118. *Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). NBR 15688. *Redes de distribuição aérea de energia elétrica com condutores nus*. Rio de Janeiro.

Azevedo, R.V.B. *Um Estudo Teórico das Fundações dos Postes*, 1978. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal da Paraíba – Campina Grande, PB.

Disponível em: http://dspace.sti.ufcg.edu.br:8080/jspui/handle/riufcg/10382. Acesso em: 9 jan. 2024.

Basu, D. *Analysis of laterally loaded piles in multilayered soil deposits*. Purdue University, p. 1-147, maio de 2008. Disponível em:

https://docs.lib.purdue.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1802&context=jtrp/1000. Acesso em: 11 jan. 2024.

Cintra, J.C.A. *Uma análise de provas de carga lateral em estacas e comparação com os métodos da teoria de reação horizontal do solo*. 1981. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de São Paulo, 1981. DOI https://doi.org/10.11606/D.18.1981.tde-16062021-171119. Disponível em: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-16062021-171119/pt-br.php. Acesso em: 15 dez. 2023.

Companhia Paulista de Força e Luz (2020). *Projeto de Rede de Distribuição - Cálculo Mecânico*. Campinas, SP: CPFL.

Rojas, J.W.J. *Estacas sob esforços transversais*, 2007. Disponível em: https://www.academia.edu/43231165/NOTAS_DE_AULA_DE_ESTRUTURAS_DE_FUNDA%C3%87%C3%95ES_ESTACAS_SOB_ESFOR%C3%87OS_TRANSVERSAIS. Acesso em: 22 jan. 2024.

Silva, B.V. *Análise dos esforços atuantes em postes de concreto armado devido a cabos*. 2019. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Ceará, 2019. Disponível em: http://repositorio.ufc.br/handle/riufc/49677. Acesso em: 20 jan. 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/308

Estudo da Suscetibilidade ao Efeito Tschebotarioff em Estacas por Meio de Lógica Difusa

Fábio Lima Sales
Graduado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Crateús, fabiolima77@alu.ufc.br

Marcio Avelino de Medeiros
Professor, Universidade Federal do Ceará, Crateús, marcio.medeiros@crateus.ufc.br

Renan Barbosa Neves
Doutorando em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, renanneves@usp.br

RESUMO: Ao se trabalhar com solos moles, na maioria das vezes é indicada a utilização de estacas para as fundações da superestrutura, no entanto essas estacas podem sofrer sérios problemas estruturais, devido a fenômenos como o efeito Tschebotarioff que ocorre devido cargas assimétricas na superfície do terreno, com a presença de solos moles, que podem gerar esforços horizontais nas estacas. O presente estudo calibrou um modelo inteligente, por meio da lógica difusa, para estimar a suscetibilidade de ocorrência do efeito Tschebotarioff em estacas executadas em solos moles. A metodologia de trabalho consiste na determinação dos parâmetros mais influentes para a ocorrência do efeito Tschebotarioff, transformar esses parâmetros em variáveis linguísticas de entrada e saída, elaborar regras fuzzy que consistem na combinação entre as variáveis de entrada resultando em uma resposta de saída e calibrar o modelo inteligente utilizando essas informações. A partir da análise dos resultados obtidos pelo modelo inteligente tem-se que as variáveis que mais levam a ocorrência do fenômeno em estudo são o carregamento na superfície do solo e a distância que as estacas se encontram do carregamento, onde para estacas próximas ao carregamento se encontram os maiores esforços de flexão. Por fim, com a realização deste trabalho foi possível desenvolver uma ferramenta que pode auxiliar o engenheiro na tomada de decisões.

PALAVRAS-CHAVE: Efeito Tschebotarioff, Lógica Difusa, Solos Moles.

ABSTRACT: When working with soft soils, most of the time it is recommended to use piles for the foundations of the superstructure, however these piles can suffer serious structural problems, due to phenomena such as the Tschebotarioff effect, which occurs due to asymmetrical loads on the ground surface, with the presence of soft soils, which can generate horizontal stress on the piles. This work aims to calibrate an intelligent model, using fuzzy logic, to estimate the susceptibility to the occurrence of the Tschebotarioff effect in piles driven in soft soils. The work methodology consists of determining the most influential parameters for the occurrence of the Tschebotarioff effect, transforming these parameters into input and output linguistic variables, developing fuzzy rules that consist of the combination between the input variables resulting in an output response and calibrating the intelligent model using this information. From the analysis of the results obtained by the intelligent model, it is clear that the variables that most lead to the occurrence of the phenomenon under study are the load on the soil surface and the distance that the piles are from the load, where for piles close to the load, encounter the greatest bending efforts. Finally, by carrying out this work it was possible to develop a tool that can assist the engineer in making decisions, as it can provide information regarding the bending efforts in the pile.

KEYWORDS: Tschebotarioff Effect, Fuzzy Logic, Soft Soils.

1 INTRODUÇÃO

Em solos adensáveis, com estacas executadas, quando a superfície é solicitada por cargas unilaterais, pode ocorrer o fenômeno do efeito Tschebotarioff. De acordo com Cintra e Aoki (2011) o efeito Tschebotarioff

ocorre quando, durante o processo de adensamento da camada de argila mole, solicitada por uma carga vertical assimétrica, surgem esforços horizontais nas estacas que podem causar deslocamentos e levá-las a ruptura. Na prática as estacas servem como um impedimento ao deslocamento das massas de solo que sofreram deformação devido ao carregamento assimétrico e ficam sujeitas a um carregamento transversal em profundidade.

Heyman e Boersma (1961) e Wenz (1963) propuseram medidas para estudar e avaliar os impactos do efeito Tschebotarioff. Esse trabalho busca utilizar uma nova abordagem para mensurar esse problema, utilizando a lógica difusa (fuzzy logic), uma vez que ao realizar pesquisas em bibliografias, artigos e dissertações não foram encontradas aplicações da lógica difusa para esse fim.

A lógica difusa é uma forma de interpretar dados que apresenta resultados além do verdadeiro ou falso, ela determina um grau de aproximação para uma dada solução. Segundo Hortegal (2016) a utilização da lógica Fuzzy permite a criação de um sistema especialista capaz de tomar decisões, evitando que a subjetividade das variáveis envolvidas no processo executivo possa levar a conclusões incertas. Assim, a lógica difusa vem a ser muito útil para analisar os parâmetros que contribuem para a ocorrência do fenômeno supracitado, possibilitando compreender as causas e efeitos do mesmo.

1.1 Efeito Tschebotarioff

O efeito Tschebotarioff é um fenômeno geotécnico que ocorre quando um carregamento na superfície do terreno passa a gerar deslocamentos horizontais no solo que por consequência passa a gerar esforços horizontais em estacas embutidas no solo próximas a sua área de influência. A primeira pessoa a estudar a fundo tal fenômeno foi o engenheiro russo Tschebotarioff, em 1962, por isso o fenômeno leva seu nome, suas contribuições foram essenciais para o entendimento do assunto.

De acordo com Velloso e Lopes (2011), os fatores que mais influenciam na solicitação lateral de estacas são:

- Valor da sobrecarga;
- Características da camada compressível;
- Fator de segurança à ruptura global;
- Distância das estacas à sobrecarga;
- Rigidez das estacas;
- Geometria do estaqueamento;
- Fator tempo.

No ano de 2001, na cidade litorânea de Ubatuba, localizada no estado de São Paulo, ocorreu um caso de ruptura de estacas em um condomínio de 5 pavimentos. O condomínio Anêmona havia sido entregue há pouco tempo quando um de seus blocos colapsou. Após investigações, constatou-se que, devido a execução de um aterro nas proximidades do condomínio, para fins de urbanização, o acréscimo de tensão vertical na superfície do terreno provocou o seu deslocamento. Como resultado, as estacas do condomínio próximas ao aterro ficaram sujeitas a tensões horizontais ao longo de seu fuste (Sousa, 2003).

1.2 Lógica difusa

A constante busca pela otimização de serviços, resultou em muitas tecnologias para solucionar problemas em grandes velocidades e revolucionar a maneira de realizar tarefas. Neste contexto, surge a lógica difusa (do inglês, fuzzy logic) publicada pela primeira vez pelo matemático Lotfi A. Zadeh, em 1965, com o objetivo de efetuar a resolução de problemas no tratamento de informações de caráter impreciso ou raso.

A ideia da lógica difusa é trabalhar com a incerteza das informações, diferentemente da lógica booleana, a lógica difusa apresenta resultados não limitados a certezas absolutas, ela permite trabalhar com o abstrato e gerar um grau de aproximação para uma dada solução. Para tal, essa ferramenta matemática trabalha com o conceito de pertinência onde o intervalo de pertinência de uma dada informação está situado entre 0 e 1, ([0, 1]), onde o 0 significa que um elemento não pertence a determinado conjunto e o 1 significa total pertinência ao conjunto, já os valores entre 0 e 1 representam os graus parciais de pertinência. Assim na lógica fuzzy, um elemento que pertence a um conjunto com determinado grau de pertinência pode gerar uma sentença parcialmente verdadeira e parcialmente falsa, (MARRO, et al., 2010).

De acordo com Hortegal (2016), a definição das variáveis linguísticas diferentemente da lógica tradicional é de extrema relevância para a lógica difusa, pois possibilita captar o grau de incerteza presente nessas variáveis e traduzir para um modelo matemático. Ao realizar essa tradução a lógica fuzzy converte as variáveis em números que as quantifica, esses números são chamados de valores de pertinência e a forma como são determinados depende da função de pertinência adotada.

1.3 Aplicações da lógica difusa na engenharia geotécnica

Segundo Cheng, M.Y., et al. (2008), na maioria das vezes os problemas de engenharia geotécnica são marcados por apresentar informações indefinidas, ambíguas e incompletas. Em virtude disso, geralmente esses problemas são resolvidos por meio do conhecimento e experiência de especialistas no assunto. Dessa forma, as inteligências artificiais (IA's) surgem como uma ferramenta que funciona inspirada na capacidade do cérebro humano de tomar decisões (Chandwani et al., 2014). Essas tecnologias podem ser utilizadas para analisar e buscar soluções para os mais diversos problemas, incluindo problemas geotécnicos.

Na literatura encontram-se trabalhos que utilizam a lógica difusa para análise e controle de processos relacionados à engenharia geotécnica. Slashchov (2019) relata a existência de trabalhos do Instituto de Mecânica Geotécnica da Academia Nacional de Ciências da Ucrânia que utilizam algoritmos baseados em lógica difusa para aprimorar os sistemas de segurança na mineração. Nessa ocasião os algoritmos da lógica difusa foram empregados para realizar a análise dos dados de entrada para monitorar o estado de tensão-deformação das rochas, o sistema mostrou-se eficiente sendo capaz de emitir sinais de perigo em situações de problemas de instabilidade das minas.

Huang e Siller (1997) utilizaram a lógica difusa para fazer a caracterização geotécnica de solos, por meio de conjuntos fuzzy que analisavam dados coletados do local e deduziam o perfil dos subsolos. O sistema fuzzy resultante findou em uma nova maneira de desenvolver perfis subsuperficiais e caracterizar locais (Onyelowe, Kennedy C., et al., 2023). Também utilizando a lógica difusa para caracterização geotécnica de solos, Djemalddine et al. (2011) conclui que a lógica difusa pode ser utilizada por engenheiros geotécnicos como uma ferramenta de suporte na tomada de decisões sistemáticas para problemas de caracterização locais. Mohamed, Tarig et al. (2012) usou um sistema baseado em lógica difusa para analisar a estabilidade de um talude. Com base em alguns dos parâmetros do talude foram definidas variáveis de entrada e uma variável de saída.

Hortegal (2016) usou um modelo em lógica difusa para o controle de desempenho de estacas hélice contínua visando aprimorar a execução desse tipo de fundação. Para isso a autora utilizou como variável de entrada parâmetros como velocidade de perfuração, torque de execução, resistência do solo, variação de pressão média do operador e superconsumo de concreto e como variáveis de saída a energia de instalação e a capacidade de carga admissível da estaca.

2 METODOLOGIA

O fluxograma apresentado na Figura 1 mostra as etapas da metodologia deste trabalho.

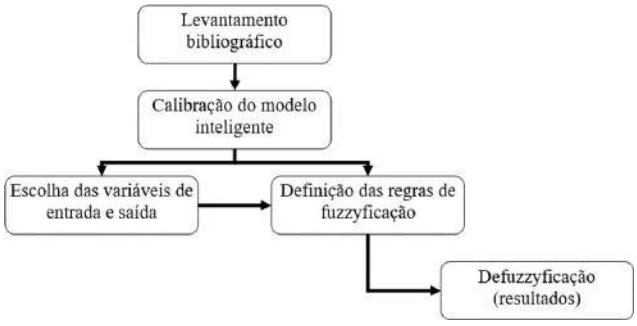


Figura 1. Fluxograma das etapas da metodologia

2.1 Escolha das variáveis de entrada e saída

Nesta etapa da pesquisa foram determinadas as principais variáveis que levam a ocorrência do efeito Tschebotarioff em estacas. Essas variáveis são função das propriedades do solo, do elemento de fundação e do processo de execução das estacas. A definição dessas variáveis é essencial para a aplicação no sistema fuzzy. Desse modo, as variáveis foram divididas em dois grupos, que correspondem às variáveis linguísticas de entrada e saída do sistema fuzzy. A Tabela 1 apresenta as variáveis de entrada e saída determinadas para o fenômeno estudado.

Tabela 1.

Variáveis – Efeito Tschebotarioff	
Entrada	Saída
Carregamento (aterro) Módulo de deformabilidade do solo Rigidez da estaca Distância do carregamento	Esforços de flexão

Após definir as variáveis, foi preciso definir os intervalos de valores que as mesmas podem assumir. Para tal, recorreu-se a literatura e buscou-se um estudo de caso envolvendo o efeito Tschebotarioff. O trabalho de Marcelino (2022), fez uma comparação entre alguns métodos de estimar o efeito Tschebotarioff, utilizando como estudo de caso o perfil longitudinal de um aterro em Amsterdã. Desse trabalho foram obtidos os valores máximos para cada variável, como pode ser observado na Tabela 2.

Tabela 2.

Variáveis (E. Tschebotarioff)	Valores	
	Mínimos	Máximos
Carregamento (aterro)	0	18 kN/m³
Mód. de deformabilidade do solo	0	30 MPa
Rigidez da estaca	0	200 GPa
Distância do carregamento	0	30 m
Esforços de flexão	0	160 kN.m

2.2 Definição das regras de fuzzyficação

As regras de fuzzyficação foram determinadas com base nos parâmetros escolhidos para analisar o efeito Tschebotarioff, que são resultado de várias pesquisas que já foram realizadas a fim de estudar esse fenômeno.

No total foram elaboradas 240 regras, que são resultado das diferentes combinações realizadas entre as variáveis logísticas de entrada, que resultaram em uma resposta (variável logística de saída). Todas as regras de fuzzyficação utilizadas para elaborar o sistema fuzzy encontram-se no Anexo 1, entretanto uma pequena amostra pode ser observada na Figura 2.

	Entrada				Saída
Regra	Carregamento	Mód. De deformabilidade do solo	Rigidez da estaca	Distância do carregamento	Esforços de flexão
1	Muito baixo	Baixo	Muito baixa	Muito perto	Baixo
2	Muito baixo	Baixo	Muito baixa	Perto	Baixo
3	Muito baixo	Baixo	Muito baixa	Mediana	Baixo
4	Muito baixo	Baixo	Muito baixa	Longe	Baixo
5	Muito baixo	Baixo	Muito baixa	Muito Longe	Baixo
6	Muito baixo	Baixo	Baixa	Muito perto	Baixo
7	Muito baixo	Baixo	Baixa	Perto	Baixo
8	Muito baixo	Baixo	Baixa	Mediana	Baixo
9	Muito baixo	Baixo	Baixa	Longe	Baixo
10	Muito baixo	Baixo	Baixa	Muito longe	Baixo

Figura 2. Exemplificação das regras adotadas.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na figura 3 apresentam no eixo x, a distância do carregamento (distância da estaca até o aterro), no eixo y, o carregamento (representado pelo aterro), e no eixo z, os esforços de flexão a qual a estaca está sujeita. Nota-se que quanto maior o carregamento associado à uma menor distância das estacas ao carregamento, maior é o esforço de flexão na estaca. Tal comportamento é semelhante ao encontrado por Marcelino (2022), que ao utilizar um modelo numérico para cálculo do efeito Tschebotarioff, verificou que nas estacas mais distantes ao pé do aterro houve um menor esforço de flexão, e nas mais próximas ao pé do aterro houveram os maiores esforços de flexão.

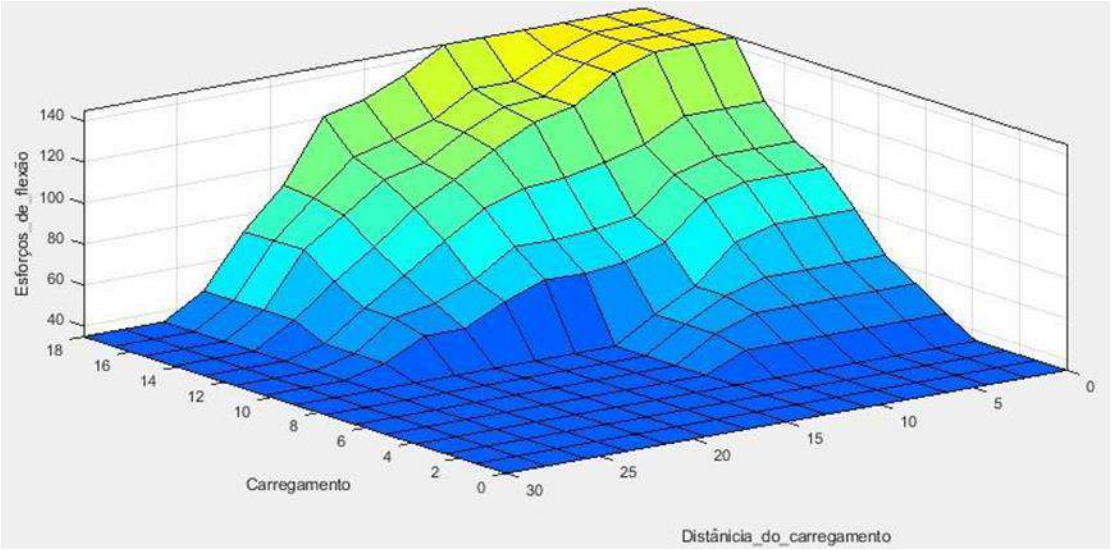


Figura 3. Variação Distância do carregamento à estaca x Carregamento (aterro) x Esforços de flexão na estaca.

Os resultados encontrados por Heyman e Boersma (1961), ao estudar o efeito de execução de aterro na proximidade de estacas, também condizem com os resultados encontrados para os esforços de flexão neste trabalho. Como conclusão foi recomendado pelos autores a utilização de estacas com armação reforçada em todos os casos de fundações por estacas com uma distância inferior a 25 metros de um futuro aterro.

Na figura 4 apresentam-se no eixo x, a rigidez da estaca, no eixo y, o carregamento (representado pelo aterro), e no eixo z, os esforços de flexão na estaca. Observa-se que não ocorre uma relação direta entre o carregamento e a rigidez da estaca, uma vez que o fator mais influente para o aumento dos esforços de flexão na estaca é o carregamento produzido nas camadas de solo pelo aterro.

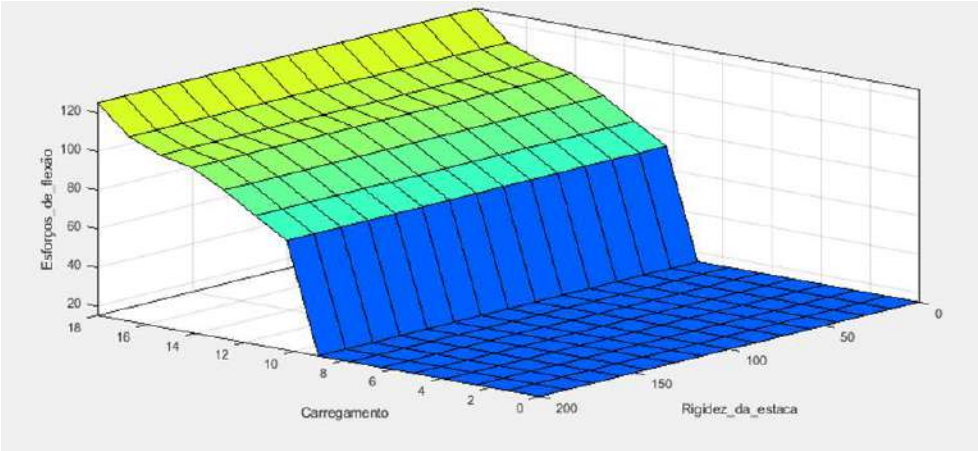


Figura 4. Variação Rigidez da estaca x Carregamento (aterro) x Esforços de flexão na estaca.

Na figura 5 apresentam-se no eixo x, o módulo de deformabilidade do solo, no eixo y, o carregamento (representado pelo aterro), e no eixo z, os esforços de flexão na estaca. Nota-se que nessa situação o módulo de deformabilidade do solo não apresentou relação direta com o carregamento, visto que o esforço de flexão na estaca tende a aumentar devido apenas ao aumento da parcela de carregamento.

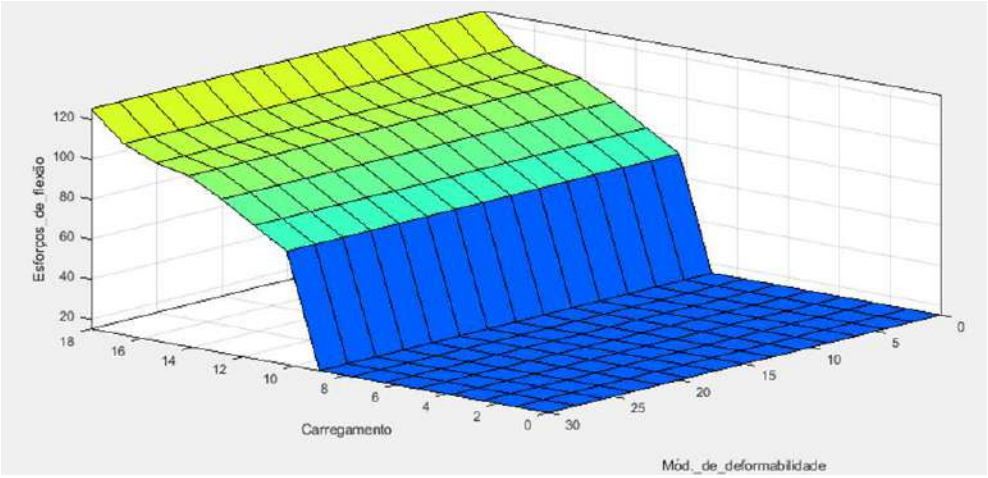


Figura 5. Variação Módulo de deformabilidade do solo x Carregamento (aterro) x Esforços de flexão na estaca.

Ao comparar os resultados mostrados nas figuras 4 e 5, observa-se que quando relacionadas com a variável carregamento as variáveis rigidez da estaca e módulo de deformabilidade tendem a gerar esforços mais expressivos para carregamentos superiores a 8 kN/m³. Assim, mesmo considerando padrões de rigidez e deformabilidade adequados, estacas executadas em solos moles estão suscetíveis a esforços de flexão consideráveis, a depender do carregamento.

O modelo inteligente elaborado é uma ferramenta capaz de auxiliar o engenheiro na tomada de decisões ao executar estacas em solos suscetíveis ao efeito Tschebotarioff. Ao fazer uso desse sistema o engenheiro pode ter uma maior noção dos esforços de flexão ao qual a estaca estará submetida e poderá fazer o dimensionamento adequado para a estaca resistir a esses esforços. Todavia, é indispensável que o conjunto de regras fuzzy seja preciso, quanto mais preciso for melhor será o desempenho do sistema inteligente.

A calibração do modelo inteligente se mostrou eficaz uma vez que não são necessários altos custos computacionais, nem grandes tempos de processamento, que varia de acordo com a quantidade de variáveis definidas e suas regras fuzzy. Com as regras fuzzy, e as variáveis já definidas, o processo de calibração pode ser feito sem muitos desafios. Logo, do ponto de vista técnico, a utilização dessa ferramenta se torna viável e pode oferecer um bom suporte na tomada de decisões por parte do profissional.

5 CONCLUSÕES

A respeito dos fatores que mais influenciam na ocorrência do efeito Tschebotarioff em estacas, foram destacados o carregamento (aterro), a rigidez da estaca, a compressibilidade do solo e a distância que as estacas se encontram do carregamento (pé do aterro). Pela metodologia utilizada, o sistema inteligente apontou que os parâmetros mais influentes para a suscetibilidade ao efeito Tschebotarioff são o carregamento produzido pelo aterro nas camadas de solo e a distância que as estacas são executadas em relação ao pé do aterro.

Quanto à calibração do modelo inteligente, utilizando a lógica difusa, constatou-se que a ferramenta pode auxiliar muito os especialistas na tomada de decisões, uma vez que as incertezas podem ser melhor analisadas utilizando a metodologia fuzzy que gera uma resposta mais precisa. Neste trabalho o sistema foi modelado utilizando a Fuzzy Logic ToolBox presente no software MATLAB®, o software se mostrou adequado para trabalhar com a lógica difusa não apresentando muito problemas, não exige um alto custo computacional nem longos tempos de processamento, que vão variar de acordo com a quantidade de regras fuzzy utilizadas e também a quantidade de variáveis adotadas. Assim, esse sistema inteligente pode ser aplicado em diversas áreas de estudo, facilitando e acelerando processos, bem como gerando resultados mais precisos diante a problemas no tratamento de informações de caráter impreciso ou raso.

Em relação à suscetibilidade ao efeito Tschebotarioff, o sistema inteligente apontou que estacas demasiado próximas a cargas verticais assimétricas no solo, provocadas seja por aterros, por silos ou reservatórios, ficam mais sujeitas a grandes esforços de flexão que podem levá-las a ruptura. Já estacas mais distantes do carregamento assimétrico, sofrem esforços menos intensos, e têm menos preposição a sofrerem com patologias, como fissuras, rachaduras ou mesmo a ruptura total.

Por fim, com relação aos esforços de flexão obtidos, notou-se uma notória semelhança com as literaturas comparadas, não se pode ter uma melhor ideia devido à falta de trabalhos com a mesma temática. É possível que a implantação de mais variáveis, e consequentemente mais regras fuzzy, no modelo inteligente proporcione resultados ainda mais relevantes. Ademais, conclui-se que o modelo inteligente adotado pode refletir o comportamento real obtido em campo e auxiliar o engenheiro na tomada de decisões, uma vez que ele pode ser utilizado para determinar os esforços de flexão que as estacas estarão sujeitas previamente a execução, facilitando assim o dimensionamento correto destas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6484: Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio, Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

AOKI, N. Esforços horizontais em estacas de pontes provenientes da ação de aterros de acesso. In: CBMSEF, 4., 1970, Rio de Janeiro. Anais, Rio de Janeiro, 1970. v. 1, tomo I.

CHANDWANI, V., Agrawal, V., & Nagar, R. (2014). Applications of artificial neural networks in modeling compressive strength of concrete: a state of the art review. International Journal of Current Engineering and Technology, 4(4), 2949-2956.

CHENG, M. Y., TSAI, H. C., KO, C. H., & CHANG, W. T. (2008). Evolutionary fuzzy neural inference system for decision making in geotechnical engineering. Journal of Computing in Civil Engineering, 22(4), 272-280.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. Fundações por estacas: projeto geotécnico. Oficina de Textos, 2011.

HEYMAN, L.; BOERSMA, L. Bending moments in piles due to lateral earth pressure. In: Proc., 5th ICSMFE. 1961. p. 425-429.

HORTEGAL, Mylane Viana. Aplicação da lógica fuzzy no controle do desempenho de estacas hélice contínua. 2016.

HUANG, Y.-T.; SILLER, T. J. Fuzzy representation and reasoning in geotechnical site characterization. Computers and Geotechnics, v. 21, n. 1, p. 65-86, 1997.

MARCELINO, Luiz Eduardo Monteiro. Efeito de Tschebotarioff em estacas: comparação entre dados de instrumentação e resultados de modelagem numérica e de métodos semiempíricos. 2022. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

MARRO, A. A., SOUZA, A. D. C., CAVALCANTE, E. D. S., BEZERRA, G. S., & NUNES, R. O. (2010). Lógica fuzzy: conceitos e aplicações. Natal: Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), 2.

MOHAMED, Tarig, Anuar kasa, and Mohd Raihan Taha. Fuzzy logic system for slope stability prediction. Int. J. Adv. Sci. Eng. Inform Technol, v. 2, n. 2, p. 38, 2012.

SLASHCHOV, Anton; YALANSKYI, Oleksii. Substantiation of fuzzy logic algorithms for control problems of a geotechnical systems. In: E3S Web of Conferences. EDP Sciences, 2019. p. 00091.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. Fundações: Volume 2– Fundações Profundas. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2010.

WENZ, K. P. Uber die Grobe des Seiten-druckes auf Pfahle in bindingen Erdstoffen, Verofentlichungen des Inst. Bodenmech. Grundbau der Techn. Hochs.Frid. in Karlsruhe, Heft 12, 1963.

ZADEH, Lotfi A. Fuzzy sets. Information and control, v. 8, n. 3, p. 338-353, 1965.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/309

Estudo de Caso: Análise de Recalques de Edificação em Fundação Direta em Perfil Geotécnico Estratificado

Silvia Polido Lemos
Consultora, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil,
silvia.polido@geoconsult.com.br

Uberescilas Fernandes Polido
Consultor, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil,
uberescilas@geoconsult.com.br

Hugo Ferreira França
Consultor, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil,
hugo@geoconsult.com.br

RESUMO: A segurança da fundação quanto ao colapso é fundamental, mas é o critério referente a recalques admissíveis sob condições de trabalho que, em geral, controla o projeto de fundações das edificações. O presente trabalho envolve o estudo de caso de uma edificação com área construída em torno de 200.000 m², localizada na região litorânea da Grande Vitória, no estado do Espírito Santo. As investigações geotécnicas compreenderam ensaios de campo e de laboratório. O perfil geotécnico apresenta camadas de solo com características de compressibilidade distintas, sendo a camada superficial composta de areia heterogênea, de compacidade variando de pouco compacta a compacta, de espessura variável, seguida de uma camada de arenito brando. As camadas em profundidade são constituídas predominantemente por solo argiloso de consistência mole a média. O Projeto Geotécnico de Fundações adotou a solução de fundações em sapatas e, onde necessário, foi adotada na camada superficial de areia a técnica de melhoramento de solo com colunas de brita e areia. Nessas condições, com solos superficiais competentes, mas com camadas de solos compressíveis em profundidade, é fundamental a determinação o mais precisa possível dos acréscimos de tensões no solo para a estimativa de recalques. Para situações de terreno com várias camadas de solo com rigidez distinta, a adoção de um modelo matemático que considere o solo homogêneo, mesmo em níveis de tensões pouco elevados, pode levar a resultados muito diferentes do real comportamento do solo. Nesses casos, a utilização de modelagem numérica, em geral, o Método dos Elementos Finitos, pode resultar em previsões de recalques mais precisas. O monitoramento dos recalques foi realizado desde a fase de construção e após a entrega do empreendimento, num período superior a cinco anos. Os recalques foram estimados utilizando diferentes metodologias para obtenção dos acréscimos de tensões em profundidade.

PALAVRAS-CHAVE: fundações diretas, recalques, monitoramento de recalques

ABSTRACT: Foundation safety against collapse is crucial, but the criterion regarding permissible settlements under working conditions generally controls the foundation design of buildings. This study involves a case study of a building with a constructed area of around 200,000 m² located in the coastal region of Greater Vitória in the state of Espírito Santo. The geotechnical investigations included field and laboratory tests. The geotechnical profile presents soil layers with distinct compressibility characteristics, with the surface layer consisting of heterogeneous sand, varying from loose to dense, of variable thickness, followed by a layer of soft sandstone. The deeper layers are predominantly composed of clayey soil with soft to medium consistency. The Geotechnical Foundation Project adopted the solution of shallow foundations and, where necessary, the superficial layer of sand was improved using gravel and sand columns. Under these conditions, with competent superficial soils but compressible soil layers at depth, it is essential to determine as accurately as possible the increases in soil stresses for settlement estimation. For subsoils with multiple layers of different stiffness, adopting a mathematical model that considers the homogeneous soil model, even at low stress levels, can lead to results quite different from the actual behavior of the soil. In such cases, the use of numerical modeling,

generally the Finite Element Method, can result in more accurate settlement predictions. Settlement monitoring was carried out from the construction phase and after the project's delivery for a period of over five years. Settlements were estimated using different methodologies to obtain stress increments at depth.

KEYWORDS: shallow foundations, settlements, settlements monitoring

1 INTRODUÇÃO

A segurança da fundação quanto ao colapso, estado limite último, é fundamental. Entretanto, é a verificação quanto ao estado limite de serviço, que frequentemente controla o projeto de fundações, podendo inviabilizar a utilização de um determinado tipo de fundação. Dada a relevância, a norma brasileira ABNT NBR 6122 (2019) passou a preconizar para determinados tipos de estruturas que estas fossem analisadas considerando a interação fundação-estrutura.

É relevante destacar que diferentes estruturas podem ter valores de deslocamentos admissíveis distintos. E esses limites são afetados por diversos fatores, incluindo o tipo e tamanho da estrutura, o tipo de interação entre a estrutura de fundação e a superestrutura, as propriedades do material utilizado na estrutura e as propriedades do solo, a taxa e uniformidade dos recalques, o tipo de fundação, o método construtivo, o tempo de construção e a função ou uso da estrutura (Burland, 2012).

O presente trabalho compreende o estudo de caso de edificação com área construída em torno de 200.000 m² e área de projeção de 55.000 m² localizada na região litorânea da Grande Vitória no estado do Espírito Santo. As investigações geotécnicas compreenderam ensaios de campo e de laboratório. O perfil geotécnico apresenta camadas de solo com características de compressibilidade distintas.

A edificação é em estrutura em concreto armado e fundações diretas em sapatas. O Projeto Geotécnico de Fundações adotou, onde necessário, a melhoria da camada superficial de areia pela técnica de melhoramento do solo com colunas de brita com areia. Nessas condições, com solos superficiais competentes, predominantemente granulares, mas com camadas de solos compressíveis em profundidade, é fundamental a estimativa o mais precisa possível dos acréscimos de tensões no solo para estimativa dos recalques.

Para os solos granulares, devido a dificuldades e custos elevados em se amostrar e ensaiar em laboratório de maneira representativa as condições de campo (tensão-deformação), é usual estimar recalques nestes materiais por meio de métodos semiempíricos. Geralmente são utilizadas correlações para definição de propriedades de deformação baseadas em ensaios de campo (Velloso e Lopes, 2011).

Para situações de terreno com várias camadas de solo com rigidez muito diferentes, a adoção de um modelo matemático que considera a hipótese de solo homogêneo, mesmo em níveis de tensões pouco elevados, pode levar a resultados muito diferentes do real comportamento das tensões e das deformações, com reflexos nas previsões de recalques. Nessas situações a utilização de métodos numéricos, em geral o Método dos Elementos Finitos (MEF), pode resultar em previsões de recalques mais precisas e mais detalhadas sobre a influência de cada uma das camadas de solo no processo.

Os recalques foram estimados utilizando diferentes metodologias para obtenção dos acréscimos de tensões em profundidade, e confrontados com as medidas de recalque obtidas através de monitoramento realizado desde a fase de construção e após a entrega do empreendimento abrangendo um período superior a cinco anos.

2 ESTUDO DE CASO

2.1 Investigação Geotécnica

A investigação geotécnica realizada na área de projeção do empreendimento compreendeu a realização dos seguintes ensaios de campo: (i) sondagens de simples reconhecimento do tipo SPT em quantidade e profundidade suficientes para a adequada caracterização do subsolo, (ii) palheta (VT), piezocone (CPTu) e dilatométrico (DMT) nas camadas de solo argiloso em profundidade. Os ensaios de laboratório foram realizados em amostras de sondagens, envolvendo ensaios de caracterização, e em amostras indeformadas (coletadas nas camadas de solo argiloso em profundidade), envolvendo ensaios triaxiais e edométricos. O

subsolo é constituído basicamente por solos sedimentares com perfil geotécnico típico apresentado na Figura 1, composto pelas seguintes camadas:

(i) camada superficial de areia heterogênea, de compacidade variando de pouco compacta a compacta, com espessura variável (camada 2), sobrejacente a uma camada de areia muito compacta (camada 3), com cimentação, podendo ser caracterizada em alguns trechos como um arenito brando;

(ii) camadas subjacentes ao arenito brando, além de 10,0 m de profundidade, constituídas de camadas de areia heterogênea, de compacidade variando de fofa a compacta (camadas 4, 6, 8, 10 e 11) e camadas de solo argiloso, de consistência mole a média (camadas 5, 7 e 9), sobreadensadas, que segundo Castello e Polido (1999) podem ter características das argilas do tipo SFL (sedimentos fluviolacustres e de baías) e do tipo AT (argilas transicionais) reportadas por Massad (2009, 2016).

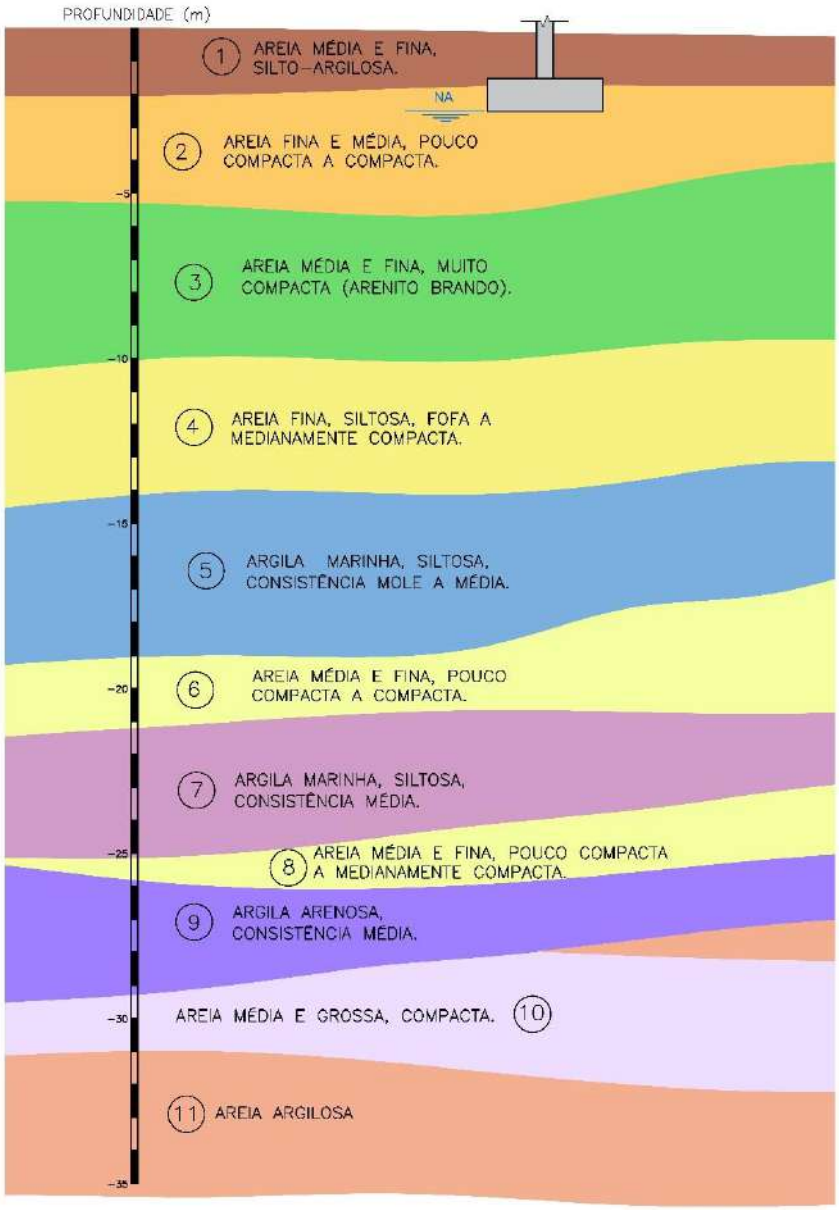


Figura 1. Perfil Geotécnico Típico

Os resultados dos ensaios de campo e de laboratório mostraram que a primeira camada de solo argiloso (camada 5) apresenta resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) da ordem de 50 a 60 kPa e razão de sobreadensamento (RSA) variando de 1,2 a 1,6. As camadas de solo argiloso seguintes (camadas 7 e 9),

apresentam S_u e RSA crescentes com a profundidade, variando, respectivamente, de 60 a 120 kPa e de 1,3 a 2,5.

2.2 Solução Projetada

A estrutura do empreendimento é composta por pilares pré-moldados de concreto e lajes de concreto protendido. Os vãos entre pilares mantêm o padrão geral de espaçamento de 8,0 x 10,50 m. Para instalação dos pilares, foram executados pilaretes no formato de cálice engastados nas fundações.

A solução de fundações adotada para o empreendimento foi do tipo direta, com sapatas isoladas de concreto armado apoiadas em areia média a fina, compacta, ou em solo melhorado com características de resistência e compressibilidade semelhantes. Nos locais onde foi detectado solo insatisfatório quanto ao atendimento aos estados limites último (fator de segurança quanto à ruptura ≥ 3) e de serviço (recalque imediato admissível da ordem de 20 mm), foram utilizadas colunas de brita com areia para melhoramento do solo (Figura 2). O recalque total admissível, imediato e lento, foi limitado a 110 mm.

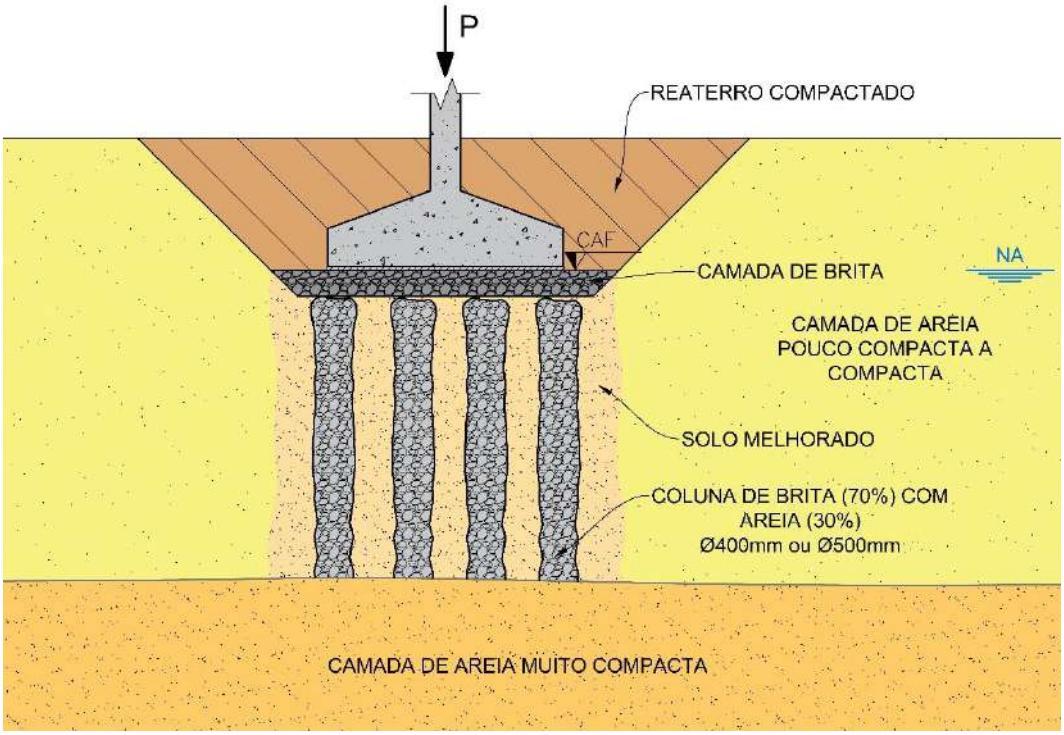


Figura 2. Colunas de brita com areia para melhoramento de camada de areia de espessura variável

As colunas de brita com areia foram executadas pelo processo tipo Franki utilizando um tubo de revestimento fechado na ponta com uma "bucha" seca convencional de brita com areia. O tubo é cravado verticalmente através da queda livre de um pilão sobre a "bucha", que tampona a parte inferior do tubo, arrastando-o para baixo pelo atrito com a parede interna, até atingir a profundidade desejada. A "bucha" é então expulsa e é introduzido o material granular no tubo para formação da coluna. O material para formação do fuste é compactado pelo pilão enquanto o tubo é levantado lenta e gradualmente, até atingir a cota especificada no projeto.

3 ESTIMATIVAS DE RECALQUES

3.1. Recalques nas Camadas Superficiais

Os recalque provenientes da edificação nas camadas superficiais, predominantemente arenosos, foram estimados com base no Método de Schmertmann (Schmertmann, 1970; Schmertmann et al, 1978), incluindo

a parcela de recalque lento. O método foi desenvolvido inicialmente para estimativa de recalques de fundações em areias, sendo utilizado associado a resultados de ensaios de CPT, mas podendo ser adaptado para outros ensaios de campo, como o SPT, aplicado neste caso. O método utiliza um módulo de elasticidade equivalente, que implicitamente reflete as deformações laterais do solo, apresentando correlações empíricas entre este módulo equivalente e a resistência de ponta do cone (Coduto, 2001). A resistência de ponta do cone (q_c) foi obtida por meio de correlações entre o CPT e SPT, sendo utilizada a relação linear $q_c=k.N_{spt}$ utilizando o coeficiente k proposta por Danziger e Velloso (1995). Para a correção de energia do N_{spt} foi adotado o fator de 1,37 recomendado por Freitas *et al* (2012). Os recalques estimados pelo método foram da ordem de 14,5 mm (imediato + lento = 11,0mm + 3,5mm).

3.2. Recalques nas Camadas em Profundidade

Nas regiões onde foi detectado maiores espessuras de solo argiloso em profundidade e/ou onde as cotas do terreno demandaram aterro adicional foi utilizado aterro leve com EPS. A utilização do aterro leve permitiu reduzir os recalques lentos, primários e secundários, em locais específicos, a níveis satisfatórios.

A literatura técnica reporta que para estimativas de recalques por adensamento, seja utilizado apenas uma parcela da carga acidental, em torno de 25 a 30% (O'Brien e Farooq, 2012). Considerando que a edificação em análise é do tipo comercial, para as estimativas de recalques lentos foi adotada uma parcela correspondente a 30% da carga acidental indicada no projeto estrutural.

Os recalques primários foram estimados com base na teoria de compressibilidade unidirecional, com base nos coeficientes de recompressão e compressibilidade de cada camada obtidos através dos ensaios de adensamento e interpretação dos ensaios CPTu e DMT. Os recalques também foram estimados utilizando o Método Ordinário de Schmertmann (MOS) com base no Módulo Dilatométrico (M_{DMT}) obtidos nos ensaios DMT.

Os recalques secundários foram estimados utilizando os coeficientes de compressão secundária de cada camada, obtidos com base na experiência de Massad (2009) para o litoral paulista e extrapolada para o litoral brasileiro e na relação entre os o acréscimo de tensão nas camadas de solo argiloso e respectivas resistências não drenadas.

Os recalques estimados em profundidade foram da ordem de 90 mm, sendo os recalques primários da ordem de 50 mm e os recalques secundários da ordem de 40 mm.

3.2.1 Acréscimo de Tensão em Profundidade

Os acréscimos de tensões no interior da massa de solo causados por carregamentos externos são, em geral, estimados utilizando as soluções da Teoria da Elasticidade. Embora os depósitos naturais de solo, na maioria dos casos, não sejam materiais elásticos, isotrópicos ou homogêneos, para determinados níveis de tensão existe certa proporcionalidade entre tensões e deformações e um módulo de elasticidade pode ser adotado como representativo, obtendo-se na prática resultados satisfatórios (Azevedo, 2015).

O estudo de caso analisado, embora tenha níveis de tensões pouco elevados, apresenta perfil geotécnico com camadas com rigidez muito diferentes, podendo não ser adequado o emprego das metodologias clássicas da Teoria de Elasticidade para estimativas de recalques, sendo mais adequado realizar análises utilizando a modelagem numérica, como o Métodos dos Elementos Finitos (MEF).

De uma forma mais simplificada, dado aos recursos disponíveis na época da elaboração do projeto, foi avaliado o efeito da camada de areia muito compacta, arenito brando (camada 3), nos acréscimos de tensões nas camadas subjacentes, utilizado o MEF através do *software* Plaxis 2D. A geometria quase uniforme na distribuição dos pilares e certa uniformidade das cargas, facilitaram a utilização de um modelo bidimensional, transformando hipoteticamente as sapatas isoladas (SI) em sapatas corridas (SC). Para as estimativas dos acréscimos de tensões foi adotado o modelo constitutivo Linear Elástico na condição drenada para todas as camadas de solo. Os resultados obtidos foram comparados com as estimativas de recalque obtidas utilizando a Teoria da Elasticidade pelas proposições de Boussinesq e Westergaard através do *software* Unisettle 4.0 (Fellenius, 2017). Segundo Bowles (1997), quando o solo consiste em camadas alternadas de argilas e areias, a proposição de Westergaard apresenta melhor estimativa para o acréscimo de tensão vertical.

Os recalques estimados para uma sapata localizada na região central da edificação, seguem apresentados na Figura 3, de forma exemplificativa. Os recalques superficiais foram estimados pelo Método de

Schmertmann (MS). Os recalques em profundidade foram estimados pelo Método Ordinário de Schmertmann (MOS) considerando os acréscimos de tensões vertical ($\Delta\sigma_v$) obtidos pelas proposições de Boussinesq e Westergaard, e pelo MEF para duas magnitudes do módulo de deformação (E) da camada de arenito brando, E = 500 e 5.000 MPa.

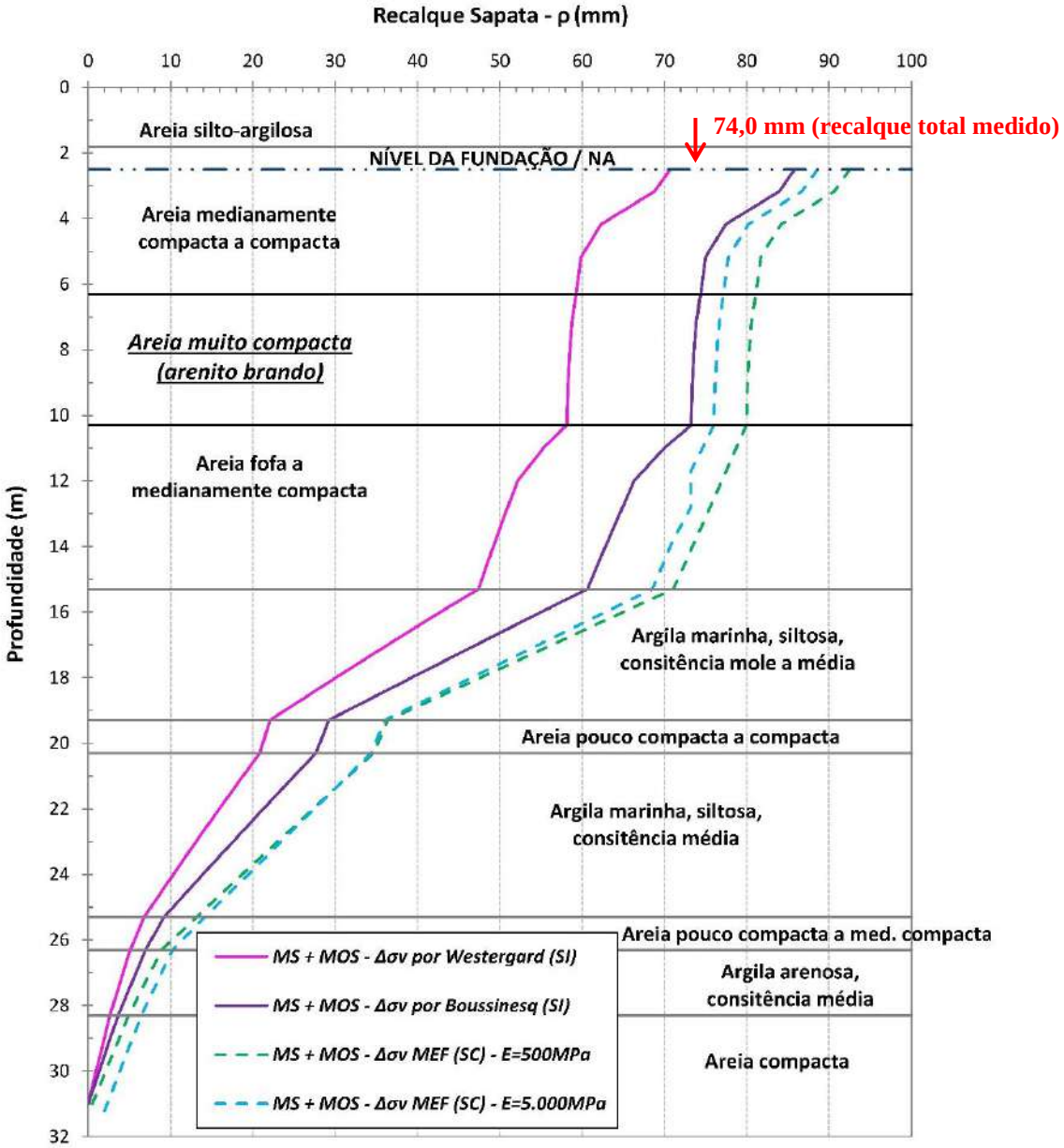


Figura 3. Recalques Estimados e Medido

Como pode ser observado na Figura 3, as estimativas de recalque total com acréscimos de tensões pelo MEF, ou seja, considerando a rigidez de cada camada de solo, foram de 92,5 mm (linha tracejada verde) e 88,6 mm (linha tracejada azul), respectivamente para os módulos de deformação do arenito brando de 500 MPa e 5.000 MPa, indicando pouca influência do módulo de deformação do arenito. As estimativas de recalques com acréscimos de tensões obtidos pelas proposições de Westergaard e Boussinesq foram, respectivamente, de 70,7 mm (linha contínua rosa) e 85,8 mm (linha contínua roxa). O recalque medido no pilar no período de construção (21 meses) e após a entrega (42 meses) foi de 74,0 mm, indicando que a metodologia clássica da Teoria de Elasticidade para estimativas de recalque é adequada.

4 CONCLUSÕES

A solução de fundações diretas em sapatas isoladas de concreto armado foi adotada para o empreendimento implantado em terreno com perfil geotécnico composto por camadas de solo com características de compressibilidade muito diferentes entre si e com ocorrência de recalques imediatos e ao longo do tempo, tornando as previsões de recalques um grande desafio. Onde necessário, a camada de areia superficial foi melhorada com colunas de brita e areia. Devido à existência de camadas de solos compressíveis em profundidade, foi fundamental a determinação dos acréscimos de tensões no solo, utilizando as soluções da Teoria da Elasticidade pelas proposições de Westergaard e Boussinesq e o MEF, utilizando um modelo bidimensional. Os recalques medidos foram comparados com as estimativas de recalques utilizando as metodologias citadas, permitindo concluir que a utilização da proposição de Westergaard para obtenção dos acréscimos de tensões em profundidade foi adequada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122, 2019. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.

Azevedo, I.C.D. (2015). *Análise de Tensões e Deformações em Solo.* 2ª ed, Editora UFV, Viçosa, MG, BR.

Bowles, J.E. (1997). *Foundation Analysis and Design*, 5th ed, McGraw-Hill, New York, NY, USA.

Burland, J.B. (2012). Settlement and stress distributions. In: *ICE Manual of Geotechnical Engineering*, Volume I, chapter 19, p. 207-220.

Castello, R.R., Polido, U.F. (1999). Algumas Características de Adensamento das Argilas Marinhas de Vitória-ES. In: VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre. *Anais*... p. 149-159.

Coduto, D.P. (2001). *Foundation design: principles and practices*. 2nd ed, Prentice Hall, New Jersey, USA.

Danziger, B.R., Velloso, D.A. (1995). Correlations between the CPT and the SPT for some Brazilian soils. In: Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Test, CPT'95, Linkoping. *Anais*… v. 2, p. 155-160.

Fellenius, B.H. (2017). *Basics of Foundation Design – a textbook*. Eletronic Edition. Disponível em: https://www.fellenius.net. Acesso em: 12 abr.2024. 568 p.

Freitas, A.C., Pacheco, M., Danziger, B.R. (2012). Estimating Young Moduli in Sands from Normalizes N_{60} Blow Count. *Soils and Rocks*, 35 (1), p.89-98.

Massad, F. (2009). *Solos Marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, BR.

Massad, F. (2016). *Mecânica dos Solos Experimental*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, BR.

O'Brien, A.S., Farooq, I. (2012). Shallow foundations. In: *ICE Manual of Geotechnical Engineering*, Volume II, chapter 53, p. 765-801.

Schmertamann, J.H. (1970). Static Cone to Compute Static Settlement over Sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 96 (3), p. 1011-1043.

Schmertamann, J.H., Hartman, J.P., Brown, P.R. (1978). Improved Influence Factor Diagrams. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 104.(8), p. 1131-1135.

Velloso, D.A., Lopes, F.R. (2011). *Fundações, volume 1: critério de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais*. 2ª ed, Oficina de Textos, São Paulo, SP, BR.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/310

Estudo de caso: execução de estacas escavadas com grande diâmetro e profundidade

Gustavo Carreiro Bento
Engenheiro Civil na Geofix Engenharia, São Paulo, Brasil, gustavo.bento@geofix.com.br

Marcio Abreu de Freitas
Engenheiro Civil na Geofix Engenharia, São Paulo, Brasil, marcio.freitas@geofix.com.br

Thayná Furuya
Engenheira Civil na Geofix Engenharia, São Paulo, Brasil, thayna.furuya@geofix.com.br

Denis Gonzaga Bayona
Engenheiro Sênior na Geofix Engenharia, São Paulo, Brasil, denis.bayona@geofix.com.br

RESUMO: O texto descreve uma construção residencial localizada acima do túnel do metrô, abordando a solução adotada para a fundação. Inicialmente, planejou-se a utilização de estacas hélice contínua para esta obra convencional. No entanto, devido à construção do túnel do metrô abaixo, a solução foi alterada para estacas escavadas com fluido estabilizante, capazes de suportar as cargas distribuídas por um bloco de fundação de 7800 m³. Essas estacas, com diâmetros variando de Ø100 cm a Ø200 cm e profundidades entre 10,5 m e 57,5 m, ocupam significativa parte da projeção da obra. O artigo mostra o processo executivo da concretagem submersa da estaca E-736, enfrentando desafios, dificuldades desde a chegada dos caminhões betoneiras na obra, até o rearmazenamento de lama bentonítica nos silos e propondo soluções para situações. Dada a execução futura da obra do metrô, destaca-se a importância da precisão nas locações e cuidados na execução, para evitar excentricidades, especialmente nas estacas próximas ao túnel, projetadas com grande profundidade. Com a opção da estaca escavada definida pelo aumento de carga e por não existirem máquinas de hélice contínua que executam com o diâmetro e profundidade máxima exigida.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas escavadas com fluido estabilizante, concretagem, execução, desafios, soluções.

ABSTRACT: The text describes a residential construction located above the metro tunnel, addressing the adopted solution for its foundation. Initially, continuous flight auger piles were planned for this conventional project. However, due to the metro tunnel construction below, the solution was changed to bored piles with stabilizing fluid, capable of supporting loads distributed across a 7800 m³ foundation block. These piles, ranging in diameter from Ø100cm to Ø200cm and depths between 10.5m and 57.5m, occupy a significant portion of the project's footprint. The article details the execution process of submerged concreting for pile E-736, facing challenges from the arrival of concrete mixer trucks on site to the re-storage of bentonite slurry in silos, proposing solutions for these scenarios. Given the upcoming metro construction, the text emphasizes the importance of precise surveying and careful execution to prevent eccentricities, especially in piles near the tunnel, designed with considerable depth. The choice of bored piles was driven by increased load requirements and the absence of continuous flight auger machines capable of operating at the required diameter and maximum depth.

KEYWORDS: Bored piles with stabilizing fluid, concreting, execution, challenges, solutions.

1 INTRODUÇÃO

Na construção civil, onde cada projeto tem suas particularidades, um exemplo disso, é um projeto localizado na região da Pompeia, São Paulo, que ao término será um edifício residencial de 28 andares.

Originalmente planejado em função de sondagens de até 30 m de profundidade. Contudo, ao serem informados que um túnel de metrô, com o topo do túnel na cota 707,95 e a base na cota 697,39, futuramente irá passar sob a obra, foram utilizadas as sondagens que ja haviam executadas pelo metrô com profundidade de aproximadamente 60 m (tabela 1) com sua cota do nível d'água variando da 726,50 a 728,50. Sendo assim, a fundação exigiu uma revisão total de seu planejamento inicial.

Sondagem: SP 07		**Cota do terreno: 728,03**
Cota do nível d'água: 726,24		**Cota final: 667,73**
SPT médio	**Profundidade (m)**	**Classificação das Camadas de Solo**
4	2,30	Aterro de argila com entulhos, marrom avermelhado, variegado
4	2,65	Aterro de argila, cinza escuro
7	4,15	Argila siltosa, arenosa, mole, cinza escuro
9	5,48	areia fina argilosa, siltosa, pco compacta a med. compacta, vermelha amarelada e amarela
13	7,66	Argila siltosa, rija a mto rija, conza méd. e amarela
25	10,25	Argila siltosa, mto rija, cinza escura
26	11,56	Argila siltosa, mto rija, cinza média e amarela
18	13,52	Areia fina mto argilosa, siltosa, med. compacta a compacta, cinza clara esverdeada
39	14,48	Areia siltosa dura, cinza méd. esverdeada e amarela
40	14,55	Areia fina siltosa, com limonita, marrom avermelhada
41	16,57	Areia de granulação variada e siltosa, pco argilosa, mto compacta, cinza méd. esverdeada
38	21,76	Argila siltosa, dura, cinza média esverdeada e marrom
32	23,18	Areia fina siltosa, pco argilosa, compacta, cinza méd. esverdeada
31	24,33	Areia fina mto siltosa, cinza clara esverdeada
34	25,59	Argila mto siltosa, arenosa, dura, cinza média esverdeada
34	30,51	Areia de granulação variada argilosa, siltosa, com pedregulhos finos, compacta, a mto compacta, cinza méd. esverdeada
23	31,48	Argila arenosa, siltosa, mto rija, cinza méd. esverdeada
44	55,00	Argila siltosa, mto rija a dura, variegada, preta, cinza escura e marrom, cinza méd. e marrom, verde e marrom
56	60,30	Argila siltosa, mto rija a dura, variegada, preta, cinza escura

Tabela 1. Características da sondagem “SP 07” realizada até 60,30 m.

No início projetado com estacas hélice contínua monitorada, com diâmetros variando entre Ø40 cm a Ø100 cm e profundidades de 8,5 m a 22,5 m, para sustentar cargas de 65 tf a 400 tf (figura 1), a estaca escavada com fluido estabilizante (figura 2) foi selecionada como a solução principal, por ainda não existirem máquinas de hélice contínua que perfuram com o diâmetro e a profundidade máxima exigida neste projeto devido a passagem do túnel do metrô e por demais fatores. Com diâmetros variando de Ø 100 cm a Ø 200 cm e profundidades de 18,5 a 57,5 m, a fundação em estaca escavada, foi escolhida para sustentar cargas de 200 tf a 2200 tf, distribuídas por um bloco de fundação que utilizou 7800 m³ de concreto.

Figura 1. Projeto de estaca hélice contínua monitorada

Figura 2. Projeto de estacas escavadas com fluido estabilizante

Este artigo explora o processo executado de estacas escavadas com fluido estabilizante em obra específica, destacando uma concretagem submersa da estaca E-736 (figura 3).

Com Ø 200 cm e 57,50 m de profundidade, os desafios enfrentados a medida que as betoneiras chegam, o concreto é lançado no furo escavado, a lama bentonítica retorna aos silos, o tempo limitado de vencimento de concreto, o corte do tubo tremonha, etc. Com o início da obra, a solução em estaca escavada, foi marcada por diversos desafios executivos e cada passo e decisão tomada desempenhou um papel vital.

Nº:	E- 736	Ø	2,00	PD ( ) EE (X) EB ( )

COMPRIMENTO DO TUBO (2)		Seg.	SONDA REAL (m)	SONDA TEÓRICA (m)	SUBIDA DO CONCRETO (m)		CONCRETO LANÇADO (m³)	CAMINHÃO Nº		SLUMP	CRONOMETRAGEM				
					REAL	TEÓRICO		DO TUBO 1	DO TUBO 2		INICIO	FIM	TEMPO	ACUMUL	ESPERA
	57,00		57,50												
1,00	56,00		55,20	55,02	2,30	2,48	8,00	1927	1º BT		14:24	14:28	0:04	0:04	0,00
2,00	54,00		52,90	52,54	2,30	2,48	8,00	1899	2º BT		14:30	14:35	0:05	0:09	0:02
3,00	51,00		50,60	50,06	2,30	2,48	8,00	1902	3º BT		14:37	14:40	0:03	0:12	0:02
2,00	49,00	5,30	48,30	47,58	2,30	2,48	8,00	1730	4º BT		14:41	14:45	0:04	0:16	0:01
3,00	46,00		46,00	45,10	2,30	2,48	8,00	1904	5º BT		14:46	14:50	0:04	0:20	0:01
2,00	44,00		43,70	42,62	2,30	2,48	8,00	1771	6º BT		14:51	14:55	0:04	0:24	0:01
2,00	42,00	5,40	41,40	40,14	2,30	2,48	8,00	1901	7º BT		14:56	14:59	0:03	0:27	0:01
2,00	40,00		39,00	37,66	2,40	2,48	8,00	2227	8º BT		15:00	15:05	0:05	0:32	0:01
3,00	37,00		36,60	35,13	2,40	2,53	8,00	2036	9º BT		15:13	15:24	0:11	0:43	0:08
3,00	34,00	4,40	34,20	32,70	2,40	2,43	8,00	1666	10º BT		15:25	15:28	0:03	0:46	0:01
3,00	31,00		31,90	30,22	2,30	2,48	8,00	444	11º BT		15:30	15:33	0:03	0:49	0:02
3,00	28,00		29,60	27,74	2,30	2,48	8,00	1905	12º BT		15:34	15:39	0:05	0:54	0:01
3,00	25,00	4,60	27,30	25,26	2,30	2,48	8,00	536	13º BT		15:40	15:45	0:05	0:59	0:01
3,00	22,00		25,00	22,78	2,30	2,48	8,00	537	14º BT		15:48	15:54	0:06	1:05	0:03
2,00	20,00		22,70	20,30	2,30	2,48	8,00	2031	15º BT		15:55	16:10	0:15	1:20	0:01
2,00	18,00		20,40	17,82	2,30	2,48	8,00	2034	16º BT		16:19	16:23	0:04	1:24	0:09
3,00	15,00	3,80	18,10	15,34	2,30	2,48	8,00	1771	17º BT		16:25	16:30	0:05	1:29	0:02
3,00	12,00		15,80	12,86	2,30	2,48	8,00	1700	18º BT		16:43	16:50	0:07	1:36	0:13
3,00	9,00		13,50	10,38	2,30	2,48	8,00	1699	19º BT		17:00	17:05	0:05	1:41	0:10
3,00	6,00		11,20	7,90	2,30	2,48	8,00	1739	20º BT		17:06	17:10	0:04	1:45	0:01
3,00	3,00		8,00	5,42	3,20	2,48	8,00	9036	21º BT		17:11	17:15	0:04	1:49	0:01
3,00	0,00		7,40	2,94	0,60	2,48	8,00	1905	22º BT		17:16	17:19	0:03	1:52	0:01
			5,90	0,46	1,50	2,48	8,00	1565	23º BT		17:22	17:30	0:08	2:00	0:03
			3,90	-2,02	2,00	2,48	8,00	1911	24º BT		18:30	18:40	0:10	2:10	1:00
			2,87	-4,50	1,03	2,48	8,00	1719	25º BT		18:43	19:50	1:07	3:17	0:03
					Obs: Cotas fornecidas, aferidas e acompanhadas pelo cliente.										

Área em planta/m²:	3,14		Subida do concreto /	0,32		Ensaio de Lama	Antes	Depois		Aferição da Balança
Inicial		m²	Volume Teórico	171,53	m³	Viscosidade		39	Seg	com Água
Sequente		m²	Real	200,00	Perda %	Peso Específico		1,08	g/cm³	SIM NÃO
Fechamento		m²	Pedido	200,00	m³	Teor de Areia		1,5	%	(x) ( )
e(m):	2,00	c(m):	Sobra	0,00	m³ 16,6%	pH		8		

Cota do terreno:	727,50	m	Espessura do Painel:	2,00	m	NÃO CONCRETADO	2,87		ALÇA.	4,76
Cota de ponta:	670,00	m	Altura Escavada:	57,50	m	C.T.M	727,39			
Cota de arrasam:	722,63	m	Altura Concretada:	54,63	m					
Observações	COTA DO C. ACABADO:			724,63						

Figura 3. Boletim de concretagem

2 Concretagem

2.1 Concretagem Submersa

Este tipo de concretagem é aplicada tanto em obras totalmente em solo, para fundações profundas, quanto em projetos embarcados (*off-Shore*), como no caso da obra em questão que sua cota do nível d'água varia da 726,50 a 728,50.

O método é realizado através de um tubo chamado tremonha. Esse tubo conduz o concreto autoadensável até a parte inferior da estaca, por gravidade, sendo gradualmente preenchida de baixo para cima até atingir a cota de apoio dos equipamentos ou uma cota superior à de arrasamento (com altura mínima de corte), sendo assim, é realizado um corte com determinada metragem, onde o tubo tremonha ainda fique submerso no concreto com um mínimo de 1,5 m, conforme (figura 4).

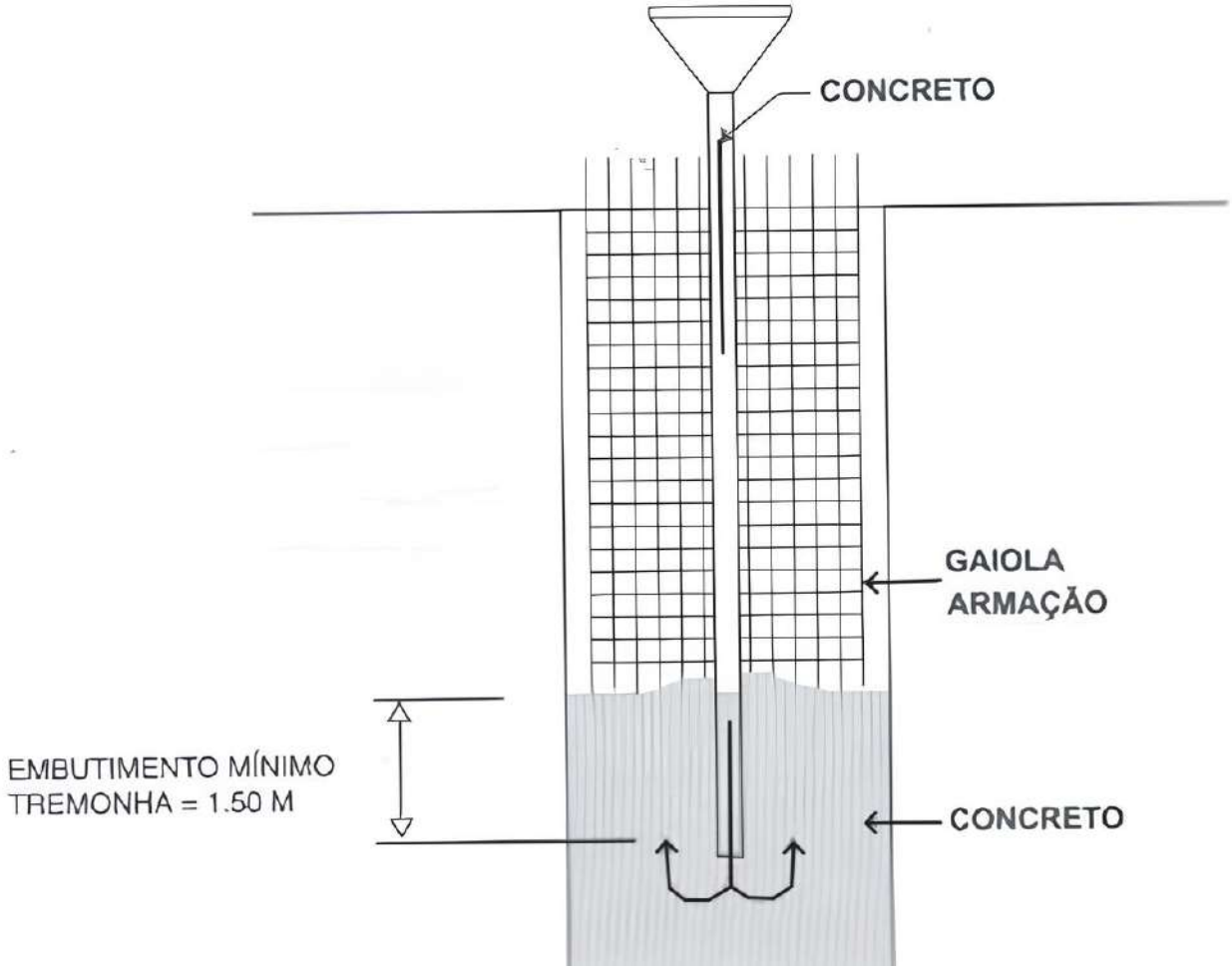


Figura 4. Ilustração de concretagem submersa.

Para evitar que o solo desbarranque, deve-se utilizar a lama betonítica ou polímero, a qual preenche o espaço, mas ainda assim permite a entrada do concreto devido à diferença de densidade. O concreto lançado no início do processo, que entra em contato com a lama betonítica, deve ser descartado por meio do transbordamento até que se observe que o concreto que está transbordando não tem presença de lama ou solo.

2.2 Processo de Chegada das Betoneiras

A execução de uma das maiores estacas dessa obra exigiu um volume considerável de concreto (200 m³), lançados através de 25 caminhões betoneiras com 8 m³ cada conforme (tabela 2). É crucial ressaltar o planejamento assegurando a pontualidade, coordenados pela equipe em obra e as diferentes usinas, garantindo um suprimento contínuo de concreto.

CONCRETO LANÇADO (m³)	CAMINHÃO Nº		CRONOMETRAGEM				
	DO TUBO 1	DO TUBO 2	INICIO	FIM	TEMPO	ACUMUL	ESPERA
8,00	1927	1º BT	14:24	14:28	0:04	0:04	0,00
8,00	1899	2º BT	14:30	14:35	0:05	0:09	0:02
8,00	1902	3º BT	14:37	14:40	0:03	0:12	0:02
8,00	1730	4º BT	14:41	14:45	0:04	0:16	0:01
8,00	1904	5º BT	14:46	14:50	0:04	0:20	0:01
8,00	1771	6º BT	14:51	14:55	0:04	0:24	0:01
8,00	1901	7º BT	14:56	14:59	0:03	0:27	0:01
8,00	2227	8º BT	15:00	15:05	0:05	0:32	0:01
8,00	2036	9º BT	15:13	15:24	0:11	0:43	0:08
8,00	1666	10º BT	15:25	15:28	0:03	0:46	0:01
8,00	444	11º BT	15:30	15:33	0:03	0:49	0:02
8,00	1905	12º BT	15:34	15:39	0:05	0:54	0:01
8,00	536	13º BT	15:40	15:45	0:05	0:59	0:01
8,00	537	14º BT	15:48	15:54	0:06	1:05	0:03
8,00	2031	15º BT	15:55	16:10	0:15	1:20	0:01
8,00	2034	16º BT	16:19	16:23	0:04	1:24	0:09
8,00	1771	17º BT	16:25	16:30	0:05	1:29	0:02
8,00	1700	18º BT	16:43	16:50	0:07	1:36	0:13
8,00	1699	19º BT	17:00	17:05	0:05	1:41	0:10
8,00	1739	20º BT	17:06	17:10	0:04	1:45	0:01
8,00	9036	21º BT	17:11	17:15	0:04	1:49	0:01
8,00	1905	22º BT	17:16	17:19	0:03	1:52	0:01
8,00	1565	23º BT	17:22	17:30	0:08	2:00	0:03
8,00	1911	24º BT	18:30	18:40	0:10	2:10	1:00
8,00	1719	25º BT	18:43	19:50	1:07	3:17	0:03

Tabela 2. Parte da quantidade de betoneiras e tempo do boletim de concretagem

Conforme a tabela 2, na coluna “TEMPO”, tem em média 7 minutos para descarregar os 8 m³ de concreto no funil do tubo tremonha, e na coluna “ESPERA”, um intervalo médio de 5 minutos de espera entre os caminhões betoneiras. Observamos como esse tempo é estrategicamente distribuído para evitar congestionamentos ao entorno da obra, garantindo a segurança operacional, mantendo um ambiente de trabalho contínuo e como esse período impacta diretamente o andamento da obra, considerando a necessidade de manter um ritmo constante.

Como curiosidade da obra, a estratégia de lançar o concreto de dois caminhões betoneiras simultaneamente, um descarregando no funil do tubo tremonha e outro através da bomba de concretagem, demonstrou eficiência na operação conforme (figura 5). A diferença de tempo na concretagem entre a maior e a menor estaca pode ser influenciada por vários fatores, incluindo volume de concreto, acesso ao local, disponibilidade de equipamentos e complexidade da instalação da estaca.

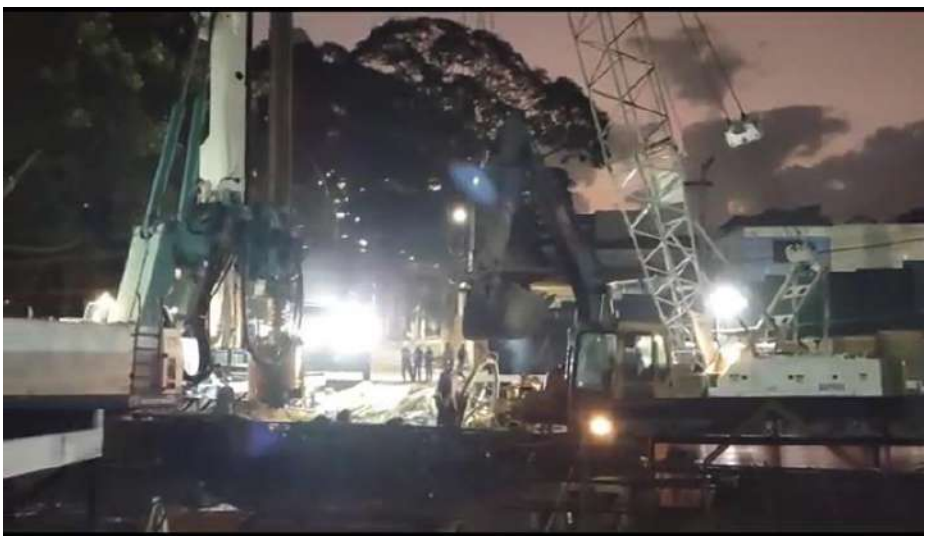


Figura 5. Imagem da obra no período noturno durante uma concretagem.

2.3 Subida do concreto e retorno da lama bentonítica aos silos

A medida que o concreto autoadensável vem subindo do fundo da estaca até o topo, tem um determinado momento que o peso do concreto fora do tubo tremonha, interno à perfuração, supera o peso do concreto que está dentro do tubo conforme (figura 6), não permitindo a continuidade da concretagem.

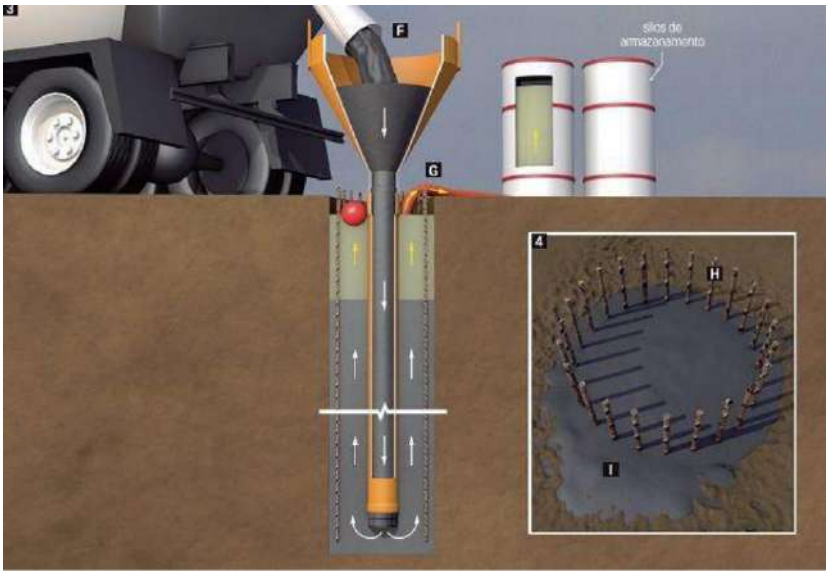


Figura 6. Ilustração do concreto equilibrado na estaca e no interior do tubo tremonha

Sendo assim, como mencionado anteriormente, se realiza cortes ao longo do tubo tremonha em alturas diferentes, que varia dependendo das características do concreto e altura de lançamento, mantendo o tubo tremonha submerso no concreto com um mínimo de 1,5 m, evitando a mistura entre a lama bentonítica e o concreto que indevidamente misturados causarão "bixeiras" no trecho em questão, contaminando o concreto e condenando a estaca.

Conforme exemplo da figura 7, cada seta representa um corte no tubo tremonha, ou seja, foi realizado 5 cortes, sendo a ponta do lado esquerdo a metragem acumulada que foi cortada conforme ilustração da figura 8, na ponta direita a metragem que o concreto subiu a partir do início da concretagem que é medida com uma sonda ao término do descarregamento de cada betoneira e o valor acima da linha das setas é a metragem que o tubo ficou submerso no concreto.

COMPRIMENTO DO TUBO (2)		Seg.	SONDA REAL (m)	SONDA TEÓRICA (m)
↙	57,00		57,50	
1,00	56,00		55,20	55,02
2,00	54,00		52,90	52,54
3,00	51,00		50,60	50,06
2,00	49,00 ↓	5,30	48,30	47,58
3,00	46,00		46,00	45,10
2,00	44,00		43,70 ↑	42,62
2,00	42,00 ↓	5,40	41,40	40,14
2,00	40,00		39,00	37,66
3,00	37,00		36,60 ↑	35,13
3,00	34,00 ↓	4,40	34,20	32,70
3,00	31,00		31,90	30,22
3,00	28,00		29,60 ↑	27,74
3,00	25,00 ↓	4,60	27,30	25,26
3,00	22,00		25,00	22,78
2,00	20,00		22,70	20,30
2,00	18,00		20,40 ↑	17,82
3,00	15,00 ↓	3,80	18,10	15,34
3,00	12,00		15,80	12,86
3,00	9,00		13,50	10,38
3,00	6,00		11,20 ↑	7,90
3,00	3,00		8,00	5,42
3,00	0,00		7,40	2,94
			5,90	0,46
			3,90	-2,02
			2,87	-4,50

Figura 7. Demonstração do boletim de concretagem, corte do tubo e metragem de segurança.

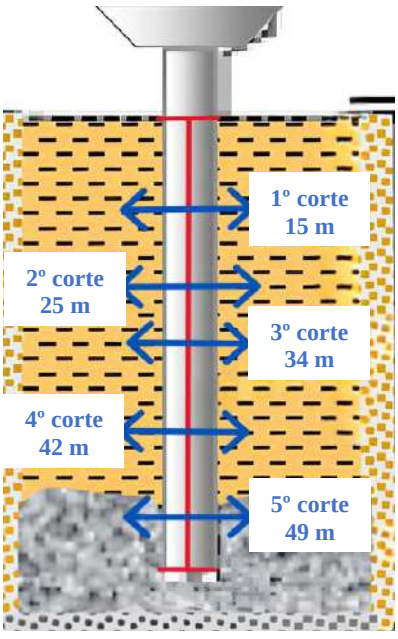


Figura 8. Ilustração e metragem acumulada do corte no tubo tremonha.

Em paralelo a tudo isso, também temos que re-armazenar a lama bentonítica, com auxílio de bombas e mangotes, nos silos que tem capacidade para 25 m³. O fluido armazenado é reutilizado em outra perfuração de estaca, após a realização dos ensaios de viscosidade, peso específico, teor de areia e índice de pH seguindo a norma ABNT NBR 6122/2022, até que, de acordo com os resultados, seja necessário o descarte.

3 Conclusão

Devido a condições de equipamentos, nível d'água, logística de obra e demais fatores, optou-se pela estaca escavada com fluido estabilizante, com diferentes tamanhos e profundidades que suporta cargas de até 2200 tf (5,5 vezes a mais do que previsto em hélice contínua), distribuídas por um bloco de fundação que utilizou 7800 m³ em sua concretagem, também está funcionando para sustentar o prédio até hoje, mas também mostrou que conseguimos lidar com os imprevistos como a mudança de projeto, o grande volume de caminhões e concreto para uma concretagem.

O foco na explicação detalhada da concretagem submersa da estaca E-736, dá uma visão completa dos desafios, desde a chegada das betoneiras até o concreto atingir o nível do terreno ou a cota de arrasamento das estacas, proporcionando uma visão completa do processo.

Ao analisar a execução da estaca E-736, de maior diâmetro, profundidade e volume, com 200 m³ de concreto e a coordenação logística de 25 caminhões betoneiras, enfatizamos a importância do planejamento preciso para garantir prazo e segurança. A estratégia de usar dois caminhões betoneiras ao mesmo tempo em outras estacas mostra eficiência operacional, destacando a complexidade da concretagem em diferentes situações.

Relatar sobre a subida do concreto e o armazenamento da lama bentonítica, destacando a importância de cortes no tubo tremonha e respeitando que ele fique no mínimo 1,5 m submerso no concreto para evitar contaminação do concreto, mostra a visão detalhada do processo executivo. A gestão do fluido estabilizante, com rearmazenamento e reutilização até que seja necessário o descarte, destaca o compromisso com práticas sustentáveis na construção civil.

Em resumo, a execução da última estaca finalizou no dia 24/11/2022, hoje o edifício ainda está em desenvolvimento e o túnel do metrô ainda não chegou nessa região do empreendimento. A prova de carga realizada teve resultado satisfatório mesmo com a utilização do concreto autoadensável e o prédio segue sendo monitorado até finalizarem a passagem do túnel do metrô sob a área dessa obra.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a toda a equipe da Geofix e nossos familiares pelo apoio, ensinamentos e experiências que sempre agregam em nossas vidas pessoais e profissionais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2022). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações. São Paulo.*

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 15823-3: *Concreto Autoadensável Parte 3: Determinação da habilidade passante – Método do anel J. Rio de Janeiro, 2017*

TAGLIANI, S. BDE *Explica: quais as diferenças do concreto submerso? Engenharia 360. Disponível em: < https://engenharia360.com/bde-explica-concretosubmerso/>. Acesso em 9 Dez. 2020*

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT NBR 6484:2020 – *Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de ensaio*

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Fundações por estacas: Projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/311

Estudo do Comportamento de Sapatas Estaqueadas Assentes em Solo Residual

Alexia Cindy Wagner
Doutoranda, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, alexia-wagner@hotmail.com

Larissa Fernandes Sasso
Mestra, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, larisasso08@hotmail.com

Luizmar da Silva Lopes Jr.
Responsável Técnico, Multisolos Estaqueamento e Sondagem Ltda, Passo Fundo-RS, luizmarjunior@multisolos.com.br

Cesar Alberto Ruver
Professor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, cesar@ufrgs.br

Nilo Cesar Consoli
Professor titular, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, consoli@ufrgs.br

RESUMO: O desafio da engenharia de fundações é oferecer soluções que atendam de forma econômica e segura a diferentes condições de carregamento em solos com comportamentos distintos. As fundações mistas surgem como uma opção que pode ser benéfica em relação aos projetos convencionais. Esse tipo de estrutura combina elementos de fundação superficial e profunda de forma a contribuir com o aumento de resistência e rigidez do sistema, dependendo do solo existente no local. Nesse contexto, o presente trabalho pretende avaliar o comportamento geotécnico de sapatas estaqueadas assentes em solo residual fracamente cimentado, visto que tais solos apresentam características peculiares em relação aos solos sedimentares. Para isso, foram executadas em campo fundações isoladas convencionais (sapata, estaca e grupos de estaca) e fundação mista (sapata estaqueada). Todos os elementos foram submetidos a provas de carga estática a fim de avaliar seus comportamentos carga-recalque. Os resultados demonstraram que a sapata estaqueada apresenta melhor desempenho geotécnico do que as fundações convencionais. A capacidade de carga da sapata estaqueada pode chegar a mais de 80% da soma das capacidades de carga dos elementos individuais (sapata + grupo de estacas). Apesar da redução de desempenho devido à interação entre os elementos, grande parte do desempenho individual é mantido, o que indica a viabilidade do uso do conceito de sapatas estaqueadas em solos residuais com características semelhantes ao estudado.

PALAVRAS-CHAVE: Sapata Estaqueada, Solo Residual, Prova de Carga, Recalques.

ABSTRACT: The foundation engineering challenge is to provide economical and safe solutions for different loading conditions in soils with different behavior. Combining foundations has become an option that can be beneficial in relation to traditional designs. This type of foundation combines shallow and deep components, aiming to increase the strength and stiffness of the system, which depends on the local soil. In this context, this study intends to evaluate the geotechnical behavior of piled footings built on weakly cemented residual soil, since these soils have peculiar characteristics compared to sedimentary soils. For this purpose, isolated foundations (footing, pile, and pile groups) and combined foundations (piled footings) were executed in the field. All the elements were subjected to static load tests to evaluate their load-settlement behavior. The results showed that piled footings presented a better geotechnical response than conventional foundations. The load capacity of the piled footing can reach more than 80% of the sum of the load capacities of the individual components (footing + pile group). Despite the reduction in performance due to the interaction between the components, a large part of the individual performance is maintained. This indicates the feasibility of using the piled footing concept in residual soils with characteristics similar to the one studied.

KEYWORDS: Piled Footing, Residual Soil, Load Test, Settlement.

1 INTRODUÇÃO

As fundações convencionais são divididas em superficiais ou profundas, sendo incomum a associação entre esses elementos na prática de engenharia. Por apresentarem custo menor, as fundações superficiais sempre são a primeira opção a ser considerada em projetos de fundação. No entanto, quando as propriedades do subsolo não atendem aos requisitos geotécnicos, opta-se pelo uso de fundações profundas, o que aumenta consideravelmente os custos da obra (Salgado, 2008).

Normalmente é necessário utilizar mais de uma estaca para suportar os carregamentos, as quais são unidas por um bloco de coroamento. O bloco é considerado um elemento estrutural que tem a função de transmitir os carregamentos provenientes da superestrutura para as estacas, as quais distribuem os esforços para o solo. Entretanto, o bloco de coroamento geralmente é construído em contato com a superfície do solo e tende a participar na distribuição dos esforços. Essa parcela é desconsiderada em projetos convencionais, embora sua contribuição na resistência possa ser significativa em algumas situações (Décourt et al., 1998).

O estudo de fundações mistas tem crescido muito nos últimos anos, especialmente voltado a edifícios altos (e.g. Novak et al., 2005; Nguyen et al., 2014; Sharafkhah e Shooshpasha, 2018). Nesse caso, essas fundações são do tipo radier estaqueado, em que a fundação superficial abrange praticamente toda a estrutura na forma de um radier. O radier recebe as cargas dos pilares e as redistribui para as estacas e também para o solo superficial. A viabilidade do uso de fundação mista depende da eficiência da fundação superficial, ou seja, das características do solo existente na superfície do terreno. Nesse sentido, os perfis mais indicados seriam areias densas ou argilas médias e rijas (Poulos, 2001).

Além da aplicabilidade em prédios altos, o uso de fundações mistas também pode oferecer benefícios a obras pequenas. O conceito de sapata estaqueada refere-se a uma sapata (dimensão menor que o radier) que recebe um único ponto de carregamento (como um pilar) e o distribui para as estacas e para o solo. Esse tipo de fundação pode ser uma solução intermediária quando fundações superficiais não atendem aos requisitos geotécnicos necessários e o uso de fundação totalmente estaqueada é inviável economicamente. Alguns casos da literatura demonstram que a consideração da contribuição da sapata resulta na redução de recalques e aumento da capacidade de carga do elemento (Sales, 2000; Castillo, 2013; Bittencourt, 2018). Entretanto, essa contribuição depende diretamente do tipo de solo.

Nesse contexto, surge a necessidade de avaliar a aplicabilidade desse tipo de fundação em solos diferentes de areias e argilas. Os solos residuais são criados pelo intemperismo químico das rochas. O intemperismo resulta na formação de compostos cimentícios entre as partículas de solo, resultando em características distintas de outros materiais (Wesley, 2010). Assim, o processo de formação torna o solo residual poroso, porém a leve cimentação natural confere uma alta resistência inicial, o que influencia diretamente a mobilização de resistência nas fundações assentes em tais solos durante os carregamentos.

O uso de fundações superficiais em solo residuais é restrito, visto que após a quebra da leve cimentação ocorrem deformações bruscas e recalques excessivos. Por isso, fundaçãos profundas (estacas e grupos de estacas) geralmente são adotadas nesses solos. Nesse sentido, as sapatas estaqueadas surgem como uma opção intermediária, que poderia reduzir os custos de fundações em obras realizadas nesse tipo de solo. Portanto, o presente trabalho investiga o comportamento de diferentes fundações em solo residual: estaca isolada, sapata, grupo de estacas e sapata estaqueada. O objetivo é avaliar a viabilidade de considerar o conceito de fundações mistas em um solo peculiar, contribuindo com a prática de engenharia.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Campo experimental

A pesquisa foi realizada em um campo experimental localizado na cidade de Passo Fundo, no Rio Grande do Sul. O solo do local é do tipo residual homogêneo, originário de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar). O solo é predominantemente composto por argila (60%), com parcelas de silte (5%) e areia (35%), apresentando um índice de plasticidade (IP) de 11%. A Figura 1 apresenta o perfil obtido através de ensaios CPT realizados no campo experimental. A resistência por atrito (f_s) variou em torno de 100 kPa, enquanto a resistência de ponta (f_c) foi de cerca de 2 MPa. O índice de classificação do material (I_c) ficou em

torno de 3, o que indica um solo argiloso. O nível d'água foi identificado somente na profundidade de 10 m. Observa-se que o solo apresenta um perfil relativamente homogêneo até os 5 metros (a resistência de ponta e atrito lateral apresentarem pouca variação). Uma leve tendência de aumento na resistência com a profundidade é observada, típico de solos residuais ao se aproximar da rocha mãe. A maior resistência observada na superfície do terreno está relacionada a compactação pelo tráfego de veículos no terreno. Por isso, a camada superficial do solo foi removida antes da execução das fundações superficiais. Ensaios SPT realizados no terreno indicam um N_{SPT} médio de 5 (com lavagem) e 11 (sem lavagem) para os três primeiros metros em que foram executadas as fundações. Além disso, o solo até essa profundidade foi classificado como argila de coloração marrom-avermelhada de consistência média a rija através de amostras coletadas no ensaio SPT.

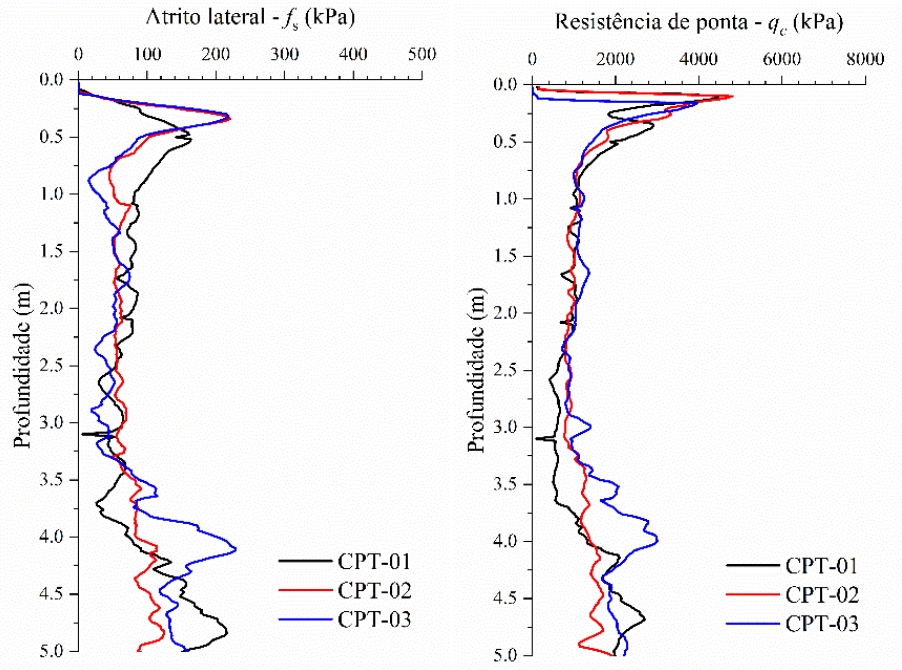


Figura 1. Perfil do campo experimental.

2.2 Definição das fundações

A Figura 2 apresenta os quatro tipos de fundações estudados na pesquisa e a Tabela 1 apresenta as características dessas. Foram estudados os elementos individuais (sapata e estaca), grupo de estacas (para considerações sobre efeito de grupo) e sapata estaqueada. As pequenas dimensões visam investigar a aplicabilidade de fundações mistas para obras de pequeno porte. A sapata estudada apresenta formato quadrado (80cm) e foi dimensionada para apresentar comportamento rígido (altura de 35cm). A estaca selecionada foi de pequeno diâmetro (10cm) e profundidade (3m), sendo que o espaçamento adotado no grupo de estacas foi de três vezes o diâmetro entre eixos (30cm), com quatro estacas por grupo. Todas as fundações foram construídas em concreto armado no campo experimental. No caso do grupo de estacas, o contato do bloco com o terreno foi evitado através do uso de uma placa de poliestireno (a qual foi removida antes da prova de carga) a fim de avaliar somente o desempenho do grupo. Já a sapata estaqueada foi construída com a sapata apoiada diretamente sobre o terreno e sobre o grupo de estacas. As sapatas estaqueadas da presente pesquisa podem ser classificadas como "pequenos radiers estaqueados" conforme a definição de Russo e Viggiani (1998), pois apresentam relação B/L<1 (B é a largura da sapata e L o comprimento da estaca).

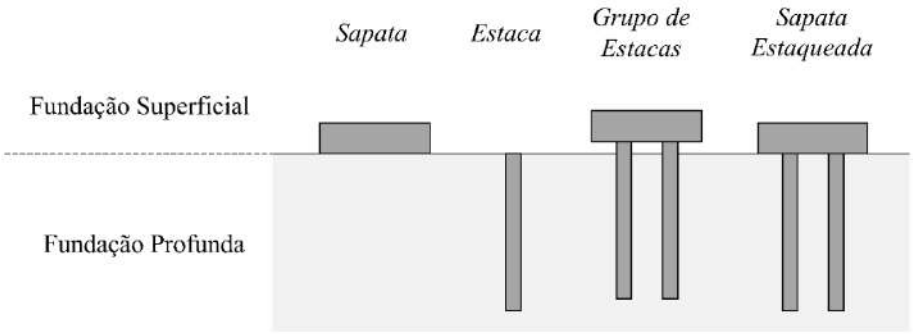


Figura 2. Tipos de fundações estudadas

Tabela 1. Características das fundações estudadas.

Fundação	Dimensão Sapata/Bloco	Estacas	Dimensão Estacas	Espaçamento	Contato Sapata/Bloco com Solo
Sapata	80x80x35 (cm)	-	-	-	-
Estaca	-	1	10x300 (cm)	-	-
Grupo de Estacas	80x80x35 (cm)	4	10x300 (cm)	30cm	Não
Sapata Estaqueada	80x80x35 (cm)	4	10x300 (cm)	30cm	Sim

2.3 Provas de carga

As provas de carga foram realizadas seguindo as orientações da NBR 6489: Solo - Prova de carga estática em fundação direta (ABNT, 2019) e da NBR 16903: Solo - Prova de carga estática em fundação profunda (ABNT, 2020) seguindo o método de carregamento lento. O método de ensaio consiste na aplicação de esforços estáticos axiais de compressão, com o registro dos deslocamentos correspondentes. A Figura 3 apresenta o esquema adotado para realização das provas de carga. O sistema de reação utilizado foi um pórtico com aproximadamente 23 toneladas e a transmissão de cargas para a fundação foi realizada através de um macaco hidráulico e bomba manual. Um sistema de aquisição foi utilizado para registros de carga (através de célula de carga) e deslocamentos (cinco transdutores de deslocamento posicionados sobre o elemento) durante a execução dos ensaios.

Figura 3. Configuração da prova de carga.

3 RESULTADOS

3.1 Efeito de grupo

A Figura 4 apresenta as curvas carga-recalque da estaca e do grupo de estacas ensaiados. Nota-se dois trechos bem definidos para as curvas dos dois elementos: rigidez elevada seguida de um aumento contínuo dos recalques. O comportamento está relacionado ao mecanismo de transferência de carga em estacas escavadas, em que o atrito lateral é mobilizado em pequenos deslocamentos e a ponta só é mobilizada em níveis de deslocamento maiores. Nesse caso, a parcela de atrito lateral foi responsável por resistir aos primeiros incrementos (rigidez inicial), enquanto o recalque acentuado ocorreu devido ao esgotamento dessa parcela e ausência de uma resistência de ponta significativa (solo fofo no fundo do fuste escavado e pequeno diâmetro da estaca). A verticalização das curvas no trecho final indica uma ruptura nítida. Dessa forma, a carga de ruptura da estaca individual é de 35kN e a do grupo de estacas foi de 118kN.

Como o grupo de estacas é composto por quatro estacas, foi plotado na Figura 4 a curva carga-recalque esperada caso não houvesse nenhum efeito de grupo (4 vezes a estaca individual), resultando em uma carga de ruptura de 140kN. Verifica-se que a eficiência do grupo de estacas foi de 84%, indicando que a associação das estacas em grupo reduziu em 16% a capacidade de carga da fundação. Essa redução possivelmente está associada ao desconfinamento gerado no terreno durante a escavação das estacas e também da própria influência entre as estacas durante os carregamentos, visto que as mesmas estavam apenas há 30cm de distância. Mesmo assim, constata-se que a eficiência do grupo foi alta para as condições avaliadas.

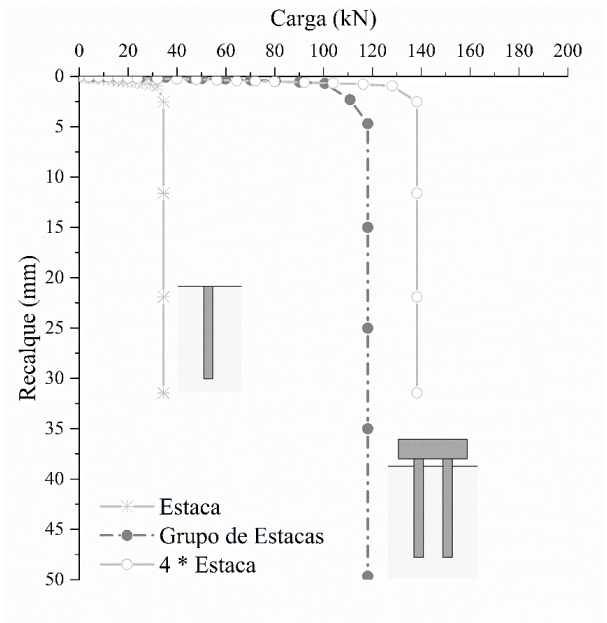


Figura 4. Análise do efeito de grupo.

3.2 Contribuição da sapata

A Figura 5 apresenta as curvas carga-recalque do grupo de estacas (sem contato do bloco com o terreno) e da sapata estaqueada (com contato do bloco com o terreno). Verifica-se que a contribuição do elemento superficial resulta na redução de recalques e no aumento da capacidade de carga do grupo de estaca convencional. A contribuição da sapata ocorre pois o solo residual apresenta elevada rigidez inicial (oriunda da leve cimentação), o que faz com que a fundação superficial desenvolva resistência significativa antes da mobilização total das estacas. Como a ruptura não foi nítida para a sapata estaqueada, adotou-se um recalque limite de 20mm para avaliação da carga de ruptura, resultando em um valor de 205kN. Dessa forma, o contato da sapata aumenta em 87kN a carga de ruptura do bloco de estacas (um acréscimo de 70% na carga de ruptura do elemento). Assim, ao considerar o contato da fundação superficial (ou do próprio bloco existente em grupos

de estacas convecionais) seria possível considerar cargas de projeto superiores. Para um fator de segurança (FS) igual a 2, a carga de projeto adotada para a sapata estaqueada seria de 102kN, enquanto para o grupo de estacas seria de 59kN, o que possibilitaria economia significativa ao projeto de fundação ao considerar a contribuição da sapata.

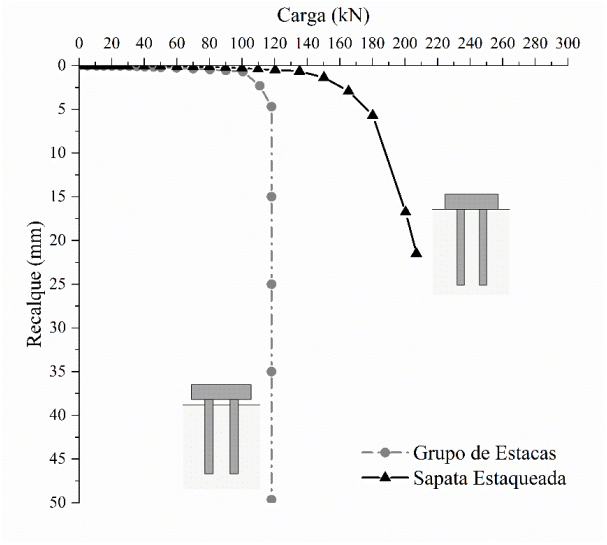


Figura 5. Análise da contribuição da sapata.

3.3 Contribuição das estacas

A Figura 6 apresenta a curva carga-recalque obtida para a sapata individual. O solo apresentou poucos deslocamentos até aproximadamente 70 kN, sendo que a partir desse valor acentuaram-se os recalques durante os estágios seguintes. Esse comportamento é típico de solos residuais, visto que a leve cimentação entre os grãos proporciona uma elevada rigidez inicial até alcançar um determinado nível de carregamento que cause sua desestruturação e consequente aumento de deslocamentos (devido ao alto índice de vazios inicial). Nota-se que as estacas adicionadas sob a sapata atuaram como redutoras de recalque, além de aumentarem a capacidade de carga da fundação superficial. Considerando um recalque limite de 20mm, a carga de ruptura da sapata aumentou de 115kN para 205kN com a inclusão do grupo de estacas (sapata estaqueada). Supondo um FS = 2, a carga de projeto adotada para a sapata estaqueada seria 1,78 vezes maior que a carga de projeto adotada para a sapata individual. Dessa forma, o conceito de utilizar estacas para trabalhar em conjunto com a sapata existente reduz a necessidade de mudar o sistema de fundação para totalmente estaqueado.

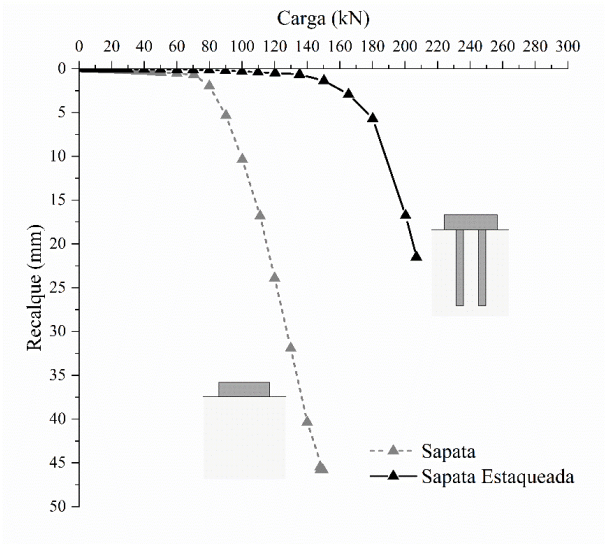


Figura 6. Análise da contribuição do grupo de estacas.

3.4 Eficiência da sapata estaqueada

O desempenho da sapata estaqueada está relacionado ao comportamento dos elementos isolados (grupo de estaca e sapata), os quais ao serem combinados geram uma resposta carga-recalque que é influenciada pelas diferentes interações entre os elementos. A Figura 7 compara a curva obtida para a sapata estaqueada com a curva teórica obtida pela soma das cargas suportadas pelo grupo de estacas e pela sapata individualmente. Nota-se que a curva teórica é superior a obtida em campo, ou seja, há uma redução na eficiência dos elementos devido as interações solo-estrutura e estrutura-estrutura. Comparando a carga de ruptura teórica para um recalque limite de 20mm (233kN) com a carga de ruptura obtida para a sapata estaqueada (205kN) encontra-se uma eficiência de 88% para a combinação dos elementos. Ou seja, a capacidade de carga da sapata estaqueada foi 88% da soma das capacidades de carga dos elementos isolados (grupos de estacas + sapata). O valor encontrado está na faixa apresentada por De Sanctis e Mandolini (2006), os quais indicam que tal fator se situa no intervalo de 0,80 a 1, ou seja, que a capacidade de um radier estaqueado é de pelo menos 80% da soma das capacidades dos componentes separados.

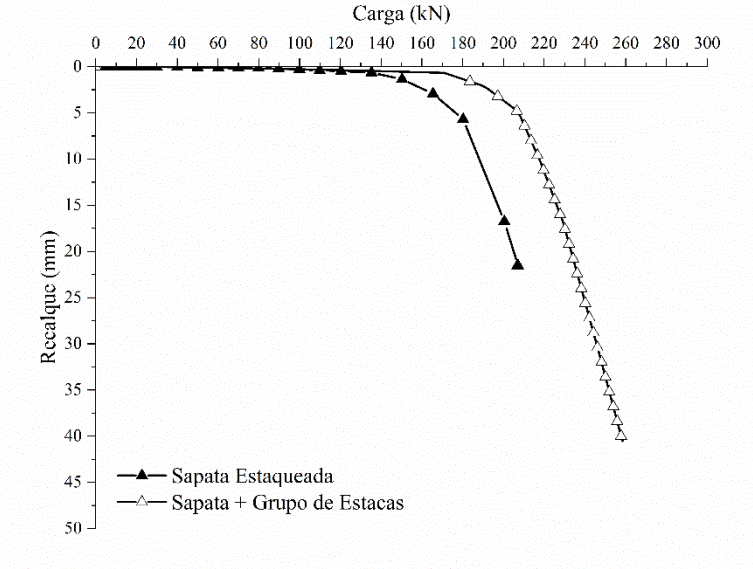


Figura 7. Eficiência da sapata estaqueada.

4 CONCLUSÕES

O presente trabalho avaliou o comportamento de diferentes tipos de fundações assentes em solo residual. As fundações foram executadas em um campo experimental e submetidas a provas de carga. O objetivo principal foi investigar a viabilidade de fundações mistas para edificações de pequeno porte em solos com leve cimentação natural. A partir dos resultados apresentados, e considerando as limitações do programa experimental, as seguintes conclusões podem ser feitas:

A eficiência do grupo de estacas foi de 0,84 indicando que a associação das estacas em grupo reduziu a capacidade de carga em relação à estaca individual.

A sapata estaqueada apresentou melhor desempenho geotécnico do que as fundações convencionais em termos de capacidade de carga e recalques. Para um mesmo fator de segurança é possível adotar cargas de projeto superiores ao considerar a contribuição do bloco de coroamento em grupos de estacas ou a adição de estacas sob a sapata.

A capacidade de carga obtida para a sapata estaqueada pode chegar a mais de 80% da soma das capacidades de carga dos elementos individuais (sapata + grupo de estacas). Apesar da redução de desempenho devido à interação entre os elementos, grande parte do desempenho individual é mantida, o que indica a viabilidade do uso de sapatas estaqueadas em solos residuais com características semelhantes ao estudado.

Como na prática de fundações o bloco de coroamento dos grupos de estacas é normalmente executado em contato com o terreno, os resultados demonstram que a consideração dessa contribuição nos projetos de fundações pode reduzir o significativamente o custo da obra.

Finalmente, o trabalho demonstra que as sapatas estaqueadas representam uma alternativa adequada para habitações de pequeno porte em solos residuais.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam seus agradecimentos a Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2020). *NBR 16903: Solo - Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro: 11 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2019). *NBR 6489: Solo - Prova de carga estática em fundação direta*. Rio de Janeiro: 11 p.

Bittencourt, E. C. (2018). *Comportamento de Radiers Estaqueados Assentes em Solos Arenosos.* Dissertação de mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, 2018.

Castillo, D.Y.A. (2013). *Uso da Técnica de Radier Estaqueado para Pequenos Edifícios assentes sobre Solo Colapsível*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília.

Décourt, L.; Albiero, J. H.; Cintra, J. C. A. (1998). *Análise e projeto de fundações profundas*. In: HACHICH, W. et al. (Eds.). Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: PINI, p. 26527.

De Sanctis, L.; Mandolini, A. (2006). *Bearing Capacity of Piled Rafts on Soft Clay Soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 132, n. 12, p. 1600–1610.

Nguyen, D.D.C., Kim, D. e JO, S. (2014). *Parametric study for optimal design of large piled raft foundations on sand*. Computers and Geotechnics, 55, 14-26.

Novak, J. L.; Reese, L.C.; Wang, S. T. (2005). *Analysis of Pile-Raft Foundations with 3D Finite Element Method*. Proceedings of the Structures Congress 2005.

Poulos, H. G. (2001). *Piled raft foundations: design and applications*. Géotechnique, v. 51, n. 2, p. 95–113.

Russo, G.; Viggiani, C. (1998). *Factors controlling soil-structure interaction for piled rafts*. Proc. Int. Conf. on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering. Darmstadt, 297-322.

Sales, M. (2000). *Análise do comportamento de sapatas estaqueadas.* Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília. Brasília.

Salgado, R. (2008). The Engineering of Foundations. Boston: McGraw Hill.

Sharafkhah, M. e Shooshpasha, I. (2018). *Physical modeling of behaviors of cast-in-place concrete piled raft compared to free-standing pile group in sand*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 10 (4), 703-716.

Wesley, L. D. (2010). *Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils*. Hoboken: John Wiley & Sons.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/312

Estudo do Comportamento Não Linear da Envoltória de Resistência Aplicada no Dimensionamento de Fundações Diretas

Yrys Sophya Lins Barreto
Acadêmica de Engenharia Civil, UTFPR, Toledo, Brasil, yrys@alunos.utfpr.edu.br

Emanuelle Cristina Vitória Brandt Fruhauf
Acadêmica de Engenharia Civil, UTFPR, Toledo, Brasil, efruhauf@alunos.utfpr.edu.br

Guilherme Alan Souza Costa
Professor, UTFPR, Toledo, Brasil, guilhermecosta@utfpr.edu.br

Patrícia Casarotto de Oliveira
Professora, UTFPR, Toledo, Brasil, patriciac@utfpr.edu.br

William Hideki Ito
Professor, UTFPR, Toledo, Brasil, wito@utfpr.edu.br

RESUMO: A suposição de envoltórias lineares de resistência pode não ser uma hipótese válida para todos os tipos e condições de solos e/ou particularidades de projeto, como nível de tensões. Esse artigo visa ampliar esta discussão aplicando resultados experimentais a um caso idealizado de fundação direta. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto em ampla faixa de tensões normais de compressão (25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa e 1.600 kPa) em amostras indeformadas de solo residual do basalto do oeste paranaense. A partir da campanha experimental definiu-se uma envoltória de resistência segmentada em duas faixas: uma para baixas tensões normais (25 kPa a 100 kPa) e outra para altas tensões normais (200 kPa a 1.600 kPa). Concluiu-se que o nível da tensão normal imposta influencia na avaliação dos parâmetros de resistência. Para o solo em questão, notou-se que o trecho inicial está submetido a maior influência da parcela de coesão, em contrapartida, na faixa que compreende tensões elevadas, parcela de atrito predomina. Em termos práticos, os resultados foram aplicados em uma análise paramétrica a qual mostrou que tensões admissíveis do conjunto solo-sapata poderiam variar em até 50%, considerando uma sapata com base de 3m.

PALAVRAS-CHAVE: envoltória não linear de Mohr-Coulomb, ensaio de cisalhamento direto, capacidade de carga, fundações diretas, sapatas.

ABSTRACT: The assumption of linear resistance envelopes for soils may not be a valid one for all soil types and conditions and/or design particularities, such as stress levels. This article aims to expand this discussion by applying experimental results to an idealized case of shallow foundation. Direct shear tests were carried out in a wide range of normal compressive stresses (25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa and 1,600 kPa) on undisturbed samples of residual basalt soil taken from western Paraná. From the experimental campaign, a segmented resistance envelope was defined into two ranges: one for low normal stress (25 kPa to 100 kPa) and another for high normal stress (200 kPa to 1,600 kPa). It was concluded that the level of normal stress imposed influences the evaluation of resistance parameters. For the soil in question, it was noted that the initial section is strongly influenced by the cohesion portion, on the other hand, in the range that comprises high tensions, the friction portion predominates. In practical terms, the results were applied to a hypothetical case which showed that bearing capacity could vary by up to 50% for the case studied, in a footing with a 3m base.

KEYWORDS: nonlinear Mohr-Coulomb envelope, direct shear test, bearing capacity, shallow foundations, footings.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação da resistência dos solos é uma etapa imprescindível em problemas geotécnicos como a qual se aplica no dimensionamento de aterros, fundações, escavações, na avaliação de estabilidade de taludes e diversas outras obras. Convencionou-se por adotar a envoltória de resistência linear baseada nos parâmetros de Mohr-Coulomb, intercepto coesivo e ângulo de atrito, pela sua simplicidade, praticidade, e, principalmente, pela boa correlação com os comportamentos reais dos solos quando solicitados próximos à plasticidade. Sabe-se, contudo, que outras teorias, como Cam-Clay ou Nor-Sand, que consideram os estados críticos podem ser necessárias em determinadas análises.

Visando ampliar as discussões sobre o tema, o presente artigo propõe abordar o efeito da não linearidade da envoltória de resistência de um solo argiloso, típico do oeste paranaense. Para subsidiar a discussão, foram realizados ensaios de cisalhamento direto para tensões de compressão normal na faixa de 25 kPa até 1.600 kPa. Além disso, é apresentado um simples caso de fundação direta sujeita a distintos parâmetros de resistência, em função da envoltória selecionada onde as implicações da não linearidade são discutidas.

2 EMBASAMENTO TEÓRICO

2.1 Fundações diretas e estimativas de capacidade de carga

O dimensionamento geotécnico de fundações consiste na avaliação do estado limite último (ELU) e do estado limite de serviço (ELS). Em linhas gerais, a condição do ELU é verificada a partir da definição de um valor de tensão de ruptura (a qual é aplicada um Fator de Segurança) que o solo é capaz de suportar quando submetido a um carregamento vertical. A tensão de ruptura, ou última, do conjunto solo-fundação pode ser estimada através de modelos teóricos de ruptura, por métodos semi-empíricos que levam em consideração estimativas de parâmetros de resistência com base em ensaios de sondagem à percussão (SPT) ou de cone (CPT), ou ainda através de ensaios de carga sobre placa que simulam, de forma reduzida, os carregamentos induzidos pelas estruturas de apoio. Obviamente são adotados os devidos fatores de segurança a depender do modelo utilizado, conforme recomendado na norma NBR 6122 (ABNT, 2022).

2.1.1 Modos de falha

A superfície de ruptura de fundações diretas é regida em função de diversos fatores, como estratigrafia do subsolo, a solicitação, a profundidade de assentamento da base, a presença ou não de nível d'água, entre outros. Além disto, certamente devem ser considerados os parâmetros de resistência do solo que são essenciais nesta análise. Por exemplo, para materiais puramente coesivos a superfície de ruptura se aproxima de uma superfície circular, assim como aquelas obtidas em análises de rupturas de aterros sobre solos moles. Já para solos cuja resistência é dada pela presença (ou não) da parcela coesiva em conjunto com a parcela de atrito, a superfície pode variar de acordo com os modelos teóricos adotados na análise.

Neste trabalho será adotado um modo teórico de falha que leva em consideração os planos de ruptura obtidos através dos carregamentos principais. Em tal modelo é possível definir regiões de comportamento distintos. A primeira apresenta as condições de contorno definidas pelo carregamento último/limite da fundação (q_{ult}) e pelo esforço lateral do solo proporcional ao empuxo passivo. Neste caso, a ruptura ocorreria por um plano inclinado a $45° + \phi/2$ em relação ao plano vertical, onde ϕ representa o ângulo de atrito do subsolo em questão. Esta ruptura ocorre no elemento *bce* da Figura *1*, e, obviamente, carregamentos simétricos são verificados no elemento *cfe*. Após a ruptura, esta cunha de solo tenderia a "empurrar" o solo adjacente (representado pelo elemento *cdf*), provocando um aumento das tensões horizontais nesta outra região. Como consequência esta outra região apresentará a tensão principal maior na direção horizontal, e o plano de ruptura ocorrerá por um plano inclinado a $45° - \phi/2$ em relação ao plano vertical, conforme ilustrado na Figura *1*. Através do modelo apresentado fica evidente que $\sigma_{3,1}$ (a tensão principal menor no elemento 1) é igual à $\sigma_{1,2}$ (a tensão principal maior no elemento 2).

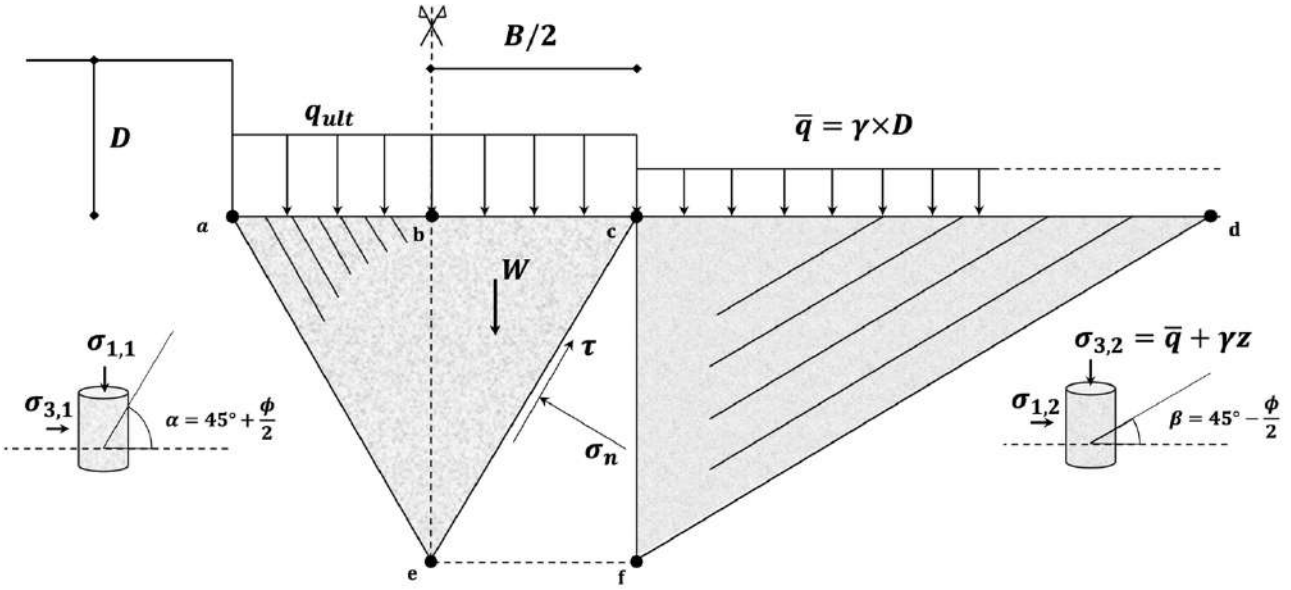


Figura 1. Superfícies de ruptura (modificado de Bowles, 1997)

A tensão normal e tensão cisalhante que ocorrem no plano avaliado (*ce*) são obtidas através do círculo de Mohr correspondente às solicitações que levam à ruptura. Realiza-se o equacionamento de equilíbrio na direção vertical, atentando-se ao fato de que $\sigma_{1,2}$ varia com a profundidade. O resultado desta integração e demais passos intermediários podem ser consultados em Bowles (1997). Ao realizar o equilíbrio de esforços, obtém-se que a carga na ruptura é dada pela Equação 1, onde K_p é expresso conforme a Equação 2.

$$q_{ult} = c\left(\frac{2K_p}{cos\phi} + \sqrt{K_p}\right) + \overline{q}\frac{\sqrt{K_p}K_p}{cos\phi} + \frac{\gamma B}{4}\left(\frac{K_p^2}{cos\phi} - \sqrt{K_p}\right) \quad (1)$$

$$K_p = tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2)$$

Onde,
q_{ult} – tensão de ruptura (ou última) do conjunto solo-sapata;
c – parcela de coesão do solo;
W – peso da cunha de solo;
K_p – coeficiente de empuxo passivo;
ϕ – ângulo de atrito do solo;
$\overline{q}$ – sobrecarga de solo no nível de assentamento da sapata;
γ – peso específico do solo;
B – menor dimensão em planta da sapata.

2.2 Ensaios de resistência ao cisalhamento do solo

Dentre as diversas formas de ensaios disponíveis para obtenção dos parâmetros de resistência do solo, adotou-se o ensaio de cisalhamento direto. Considerou-se este o mais adequado para o presente trabalho tendo em vista que o objetivo é avaliar os efeitos da envoltória de resistência não linear dos solos. Assim, foi definida uma ampla variação de tensões normais, o que inviabilizaria a execução em alguns equipamentos de ensaios triaxiais convencionais.

Por não haver, até a presente data, uma norma brasileira que estabeleça os procedimentos deste ensaio (cisalhamento direto) foi utilizada a norma ASTM D3080 (ASTM, 2023), a qual descreve uma metodologia padronizada de execução. Optou-se por conduzir o ensaio com amostra inundada, ou seja, a parcela de variação de resistência dependente da sucção foi eliminada.

Os ensaios foram conduzidos com tensão de compressão inicial de 25 kPa a qual foi dobrada a cada ensaio, até a tensão de 1.600 kPa, atingindo assim o limite do equipamento disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos da UTFPR-Toledo. Os corpos de prova foram moldados em amostras prismáticas com dimensões de 60 mm x 60 mm x 20 mm retiradas de um bloco indeformado na região urbana de Toledo/PR. As informações gerais dos ensaios realizados, nos quais empregaram-se corpos de prova moldados a partir de uma amostra indeformada da região de Toledo/PR, constam na Tabela *1*. Assim como discutido por Weisheimer *et al* (2023), estes materiais apresentam característica argilosa marcante, além da predominância da coloração avermelhada resultante da alta concentração de óxidos de ferro e alumínio presentes da decomposição de rochas basálticas do Grupo Serra Geral. Por se tratar de uma amostra com característica laterítica, apresenta elevada permeabilidade, possibilitando uma velocidade de execução do ensaio superior às amostras argilosas convencionais.

Tabela 1. Características dos ensaios realizados.

Equipamento	Velocidade de deslocamento (mm/min)	Corpo de prova prismático CxLxA[a] (mm)	Tensões aplicadas (kPa)
Cisalhamento direto automatizado	0,160	60x60x20	25; 50; 100; 200; 400; 800 e 1.600

[a]C: comprimento
[a]L: largura
[a]A: altura

3 DISCUSSÃO E RESULTADOS

Durante a análise dos resultados, optou-se por dividi-los em dois grupos principais devido à magnitude das tensões aplicadas, como apresentado nos gráficos da Figura *2*. A partir destes gráficos fica evidente a diferença de comportamento deste material quando levado à ruptura, para diferentes patamares de tensões normais de compressão.

Os ensaios realizados com reduzido nível de tensão normal, (Figura *2*a), tendem a atingir a resistência de pico logo no início do ensaio, ou seja, após pequenos deslocamentos (inferiores a 2 mm). Em contrapartida, aqueles realizados com elevados níveis de tensões, (Figura *2*b), atingiram a resistência após deslocamentos mais elevados (a partir de 3 mm).

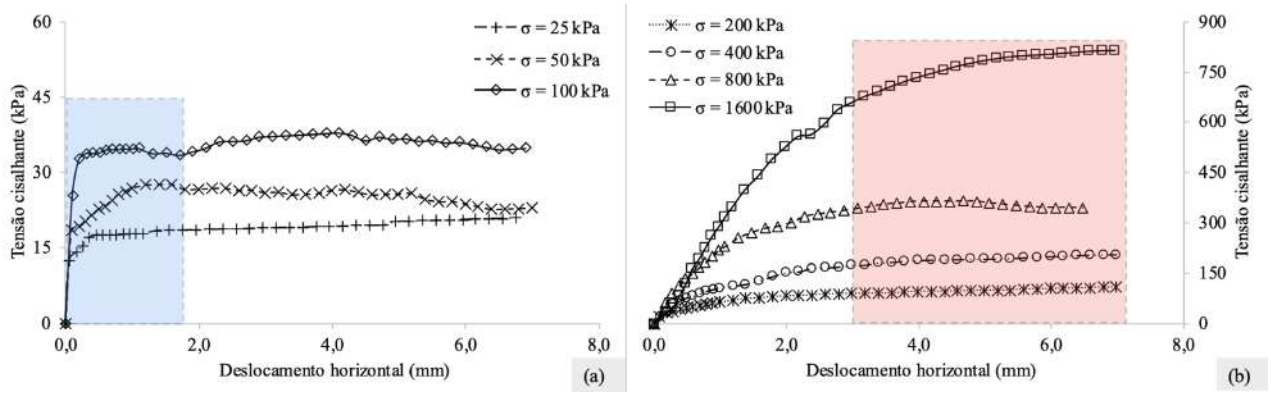


Figura 2. Ensaios de cisalhamento direto para diferentes tensões normais.
(a) baixos níveis de tensões (até 100 kPa) ; (b) elevados níveis de tensões (200 kPa até 1.600 kPa).

Ao plotar as envoltórias de resistência dos dois grupos analisados fica claro o efeito da não linearidade, conforme discutido por Maksimovic (1989), Xuan *et al* (2021) e outros. Em baixas tensões há influência do efeito de sobreadensamento na resistência das amostras argilosas, seja pela ocorrência de sobrecarregamento/descarregamento no passado ou pelo efeito de pré-adensamento provocado pela redução do índice de vazios devido ao adensamento secundário ao longo do tempo, conforme exposto por Taylor

(1948). Quando se analisa os ensaios a elevadas tensões, ou tensões superiores àquela de sobreadensamento da amostra indeformada, a mesma apresenta um comportamento regular e com resistência diretamente proporcional ao incremento de tensão normal aplicada.

Para os ensaios com menores valores de tensões normais adotou-se o conceito de *intercepto de coesão*, conforme apresentado na Figura *3*a. Para os ensaios com maiores valores de tensão normal foi adotado um ajuste linear dos ensaios de resistência (Figura *3*b). É possível notar que para grandes tensões aplicadas a parcela friccional de resistência se sobressai, já que nestes casos o intercepto coesivo tende a zero (assim como ocorre na teoria dos estados críticos aplicada a solos).

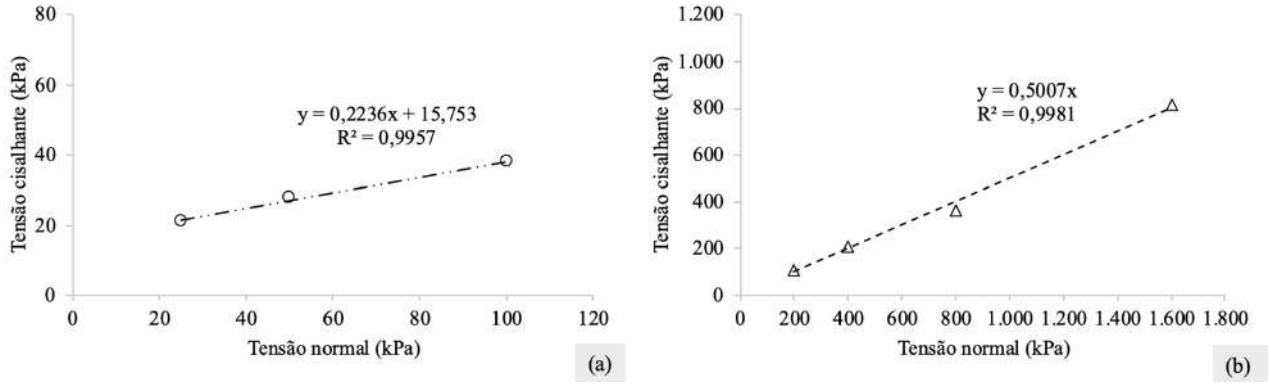


Figura 3. Envoltórias de resistência obtidas experimentalmente.
(a) baixos níveis de tensões (até 100 kPa); (b) elevados níveis de tensões (200 kPa até 1.600 kPa).

A divisão da envoltória em duas partes seguiu o conceito do comportamento da resistência das argilas quando sujeitas a carregamentos drenados, de acordo com o esquema ilustrado na Figura *4*. No trecho PA (pré-adensado ou sobreadensado), a amostra é submetida a cargas normais menores do que a tensão de pré-adensamento (σ_p), e a envoltória tem os parâmetros de resistência c e ϕ'_{PA}. Quando a tensão de compressão supera a tensão de pré-adensamento, a envoltória está no trecho normalmente adensado, neste caso a parcela do intercepto coesivo é nula e o ângulo de atrito interno, dado por ϕ'_{NA}, aumenta.

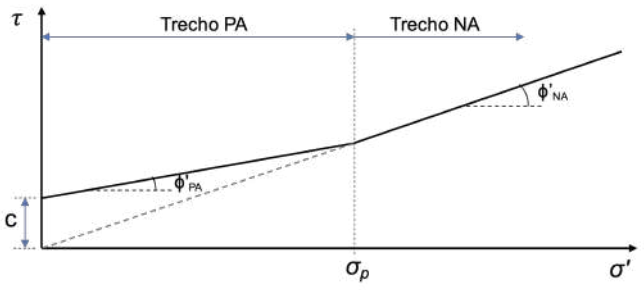


Figura 4. Envoltória de ruptura de uma argila. (Adaptado de Holtz e Kovacs, 1981 e Pinto, 2011)

A partir da análise gráfica da Figura 3.a e Figura 3.b, determinou-se os parâmetros de resistências, os quais estão expressos na Tabela *2*.

Tabela 2. Parâmetros de resistência da amostra.

Níveis de tensões	Intercepto coesivo (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Baixo (25, 50, 100 kPa)	16	13
Elevado (200, 400, 800 e 1.600 kPa)	0	27

Após a característica não linear da envoltória de resistência ter sido observada experimentalmente, procedeu-se à avaliação das implicações práticas deste fato. Para tanto, foi definida uma sapata fictícia com profundidade de assentamento (D) de 1,50m, largura (B) variável, e em subsolo com peso específico (γ) de 18 kN/m^3. A determinação da capacidade de carga se deu conforme a Equação 1. A Figura *5* ilustra o resultado em termos de tensões últimas do conjunto solo-sapata em função da dimensão B.

Observa-se na Figura *5* que a determinação dos parâmetros de resistência a partir de tensões normais baixas (25 a 100 kPa) conduz a cargas de ruptura menores, o que indicaria uma estimativa mais conservadora neste caso. Vale notar que o comportamento linear da tensão de ruptura versus dimensão B é regido pela Equação 1.

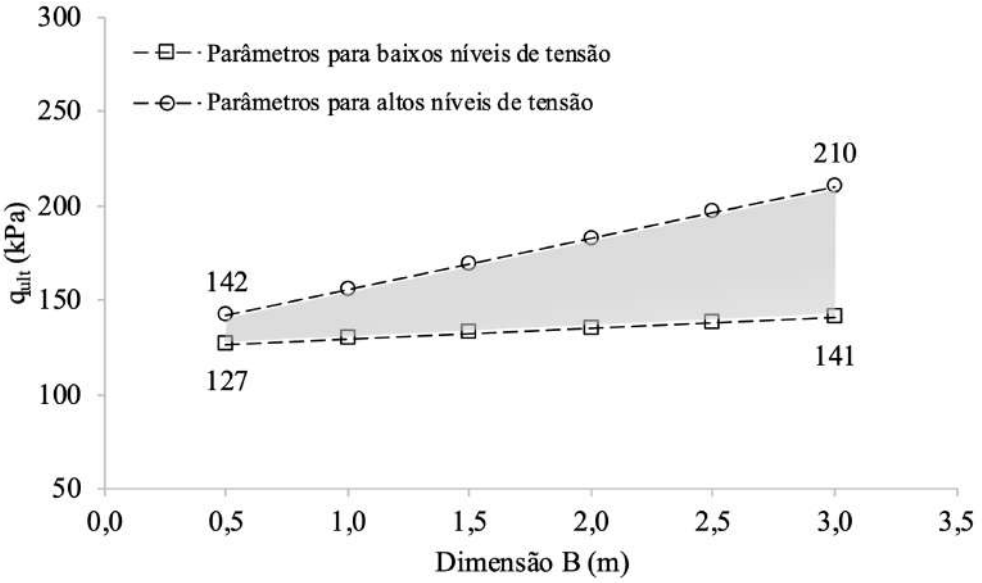


Figura 5. Influência dos diferentes níveis de tensão de ensaio e da dimensão B da sapata na avaliação da capacidade de carga.

Para uma sapata com largura de 3,0 m, conforme ilustrado na Figura *5*, a tensão de ruptura varia entre 141 kPa e 210 kPa. Ao considerar um fator de segurança (FS) global de 3 para fundações diretas, as tensões máximas admissíveis são de 47 kPa e 70 kPa, respectivamente para os parâmetros determinados a partir de baixos e altos níveis de tensão (Tabela *2*). Nesta situação, nota-se que a magnitude de ambas estaria no regime da envoltória de baixos níveis de tensões (Figura *3*a) atribuído neste trabalho (inferior a 100 kPa). Como consequência direta neste caso hipotético, ignorar a possibilidade de uma envoltória não linear poderia levar, em primeira instância, a um dimensionamento que não atenda ao critério de segurança quanto ELU (FS < 3), e potencialmente à ruptura.

4 CONCLUSÕES

É de conhecimento geral que os conceitos utilizados na engenharia são descritos por métodos não lineares físicos e/ou geométricos. A não linearidade geométrica está correlacionada com as alterações decorrentes da deformação da estrutura, já a não linearidade física é referente às propriedades intrínsecas do material. Apesar da mecânica dos solos e engenharia de fundações convencionais admitirem a existência de grandes deformações (não linearidade geométrica) e envoltórias curvas (não linearidade física), convencionou-se, por simplicidade, adotar a linearidade destes comportamentos.

No presente artigo foi discutida a importância de serem adotados modelos corretos na representação dos fenômenos avaliados, bem como nos parâmetros de entrada de tais modelos. Os parâmetros de resistências obtidos foram aplicados em um problema de fundação direta a partir da formulação do chamado método do equilíbrio limite, considerando as limitações da expressão empregada na análise (que fornece valores reduzidos de resistência do sistema solo-sapata). Este caso consistiu em uma sapata rígida corrida submetida somente a

carga vertical centrada. Para valores de B entre 0,5m e 3,0m houve uma variação de até 50% da carga última quando comparadas duas envoltórias de resistência com níveis de tensões diferentes. Portanto, apesar do trabalho tratar de análises paramétricas, ressalta-se a importância da compreensão plena dos modelos adotados nas aplicações reais de engenharia.

Foi identificado experimentalmente que as amostras ensaiadas apresentaram envoltórias de tensões distintas. Para elevadas tensões de compressão, observou-se o comportamento típico de argilas normalmente adensadas submetidas a carregamentos drenados. Já para reduzidos níveis de tensões de compressão notou-se uma redução do ângulo de atrito e a existência de um intercepto coesivo, característico de uma argila pré-adensada sob carregamento drenado. Não é possível determinar, através dos ensaios realizados, qual a tensão de pré-adensamento do solo estudado. Portanto, para definição do ponto de inflexão (Figura 4) das envoltórias, há necessidade de ensaios complementares no solo objeto de estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2023). ASTM D3080: *Standard test method for direct shear test under consolidated drained conditions.*

Bowles, J.E. (1997) *Foundation Analysis and Design*, 5th ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 1024 p.

Holtz, R.D., Kovacs, W.D. (1981) An introduction to geotechnical engineering, 2nd ed., Prentice Hall, New Jersey, NY, USA, 733 p.

Maksimovic, M. (1989) Failure envelope for soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115 (4), p.581-586.

Pinto, C.S. (2011) Curso básico de mecânica dos solos, 3ª. ed., Oficina de Textos, São Paulo, Brasil, 367 p.

Taylor, D.W. (1948) *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, NY, USA, 714 p.

Weisheimer, S.I., Barreto, Y.S.L., Costa, G.A.S., Oliveira, P.C., Ito, W.H. (2023) Amostragem e caracterização preliminar de um solo residual de basalto do oeste do Paraná – práticas de campo e laboratório. In: XIII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul - GEOSUL, Ponta Grossa. *Anais...* ABMS. v. 1, p. 317-324.

Xuan, M., Montgomery, J., Anderson, J.B. (2021) Examining the Effects of Suction and Nonlinear Strength Envelopes on the Stability of a High Plasticity Clay Slope. *Geosciences*, 11 (11), 449.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/313

Estudo Numérico de Estacas Ensaiadas por Carregamento no Topo e pelo Método Bi-direcional

Leandro Soares Lima
Mestrando, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, eng.leandrosoares@gmail.com

Francisco de Rezende Lopes
Professor, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, flopes@coc.ufrj.br

RESUMO: O trabalho analisa duas estacas próximas, uma submetida a prova de carga bidirecional (carregamento por célula expansiva) e outra a prova convencional (carregamento no topo). O caso foi apresentado por Alonso e Silva (2000) e descreve testes em duas estacas hélice contínua, com 60 cm de diâmetro, distantes 2,5 m, sendo a primeira com 15,50 m de comprimento, com a célula instalada a 14 m de profundidade, e a segunda com 16,00 m de comprimento, submetida a prova convencional. O presente estudo faz uso do Método dos Elementos Finitos, através do software SigmaW, em solução axissimétrica. Foi utilizado o modelo de comportamento do solo elasto-plástico Mohr-Coulomb, com parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos estimados a partir da sondagem local, mas após estudo de sensibilidade. Os campos de tensões e deformações nos dois tipos de provas previstos nas análises numéricas são analisados. Busca-se identificar as diferenças nos mecanismos de mobilização da resistência lateral da estaca nos dois modos de carregamento. São comparadas as curvas carga-deslocamento obtidas na análise numérica e experimentalmente. Os resultados das análises permitem fazer algumas sugestões para a extrapolação de resultados de provas bi-direcionais ao comportamento das estacas quando carregadas pelo topo – condição da obra –.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga em estacas, Método Bidirecional, Modelagem numérica, Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT: The work analyzes two neighboring piles, one subjected to a bidirectional load test (loading by an O-cell) and the other to a conventional (top loading) test. The case was presented by Alonso and Silva (2000), and describes tests on two continuous auger piles, 60 cm in diameter, 2.5 m apart, the first being 15.50 m long, with an O-cell installed at 14 m, and the second being 16.00 m long, subjected to conventional test. The study made use of the Finite Element Method, through the SigmaW software, in an axisymmetric solution. The Mohr-Coulomb elasto-plastic soil behavior model was used, with soil stress-strain-strength parameters were estimated from a close SPT test, but after sensitivity studies. The stress and strain fields in the two types of tests produced in the numerical analyzes are analyzed. The main objective was to observe the differences in shaft friction mobilization in the two loading modes. The load-displacement curves obtained in numerical analysis and experimentally are compared. The results of the analyzes allow us to make some suggestions for extrapolating the results of bi-directional tests to the behavior of the piles when loaded from the top – which is the actual loading condition of the work –.

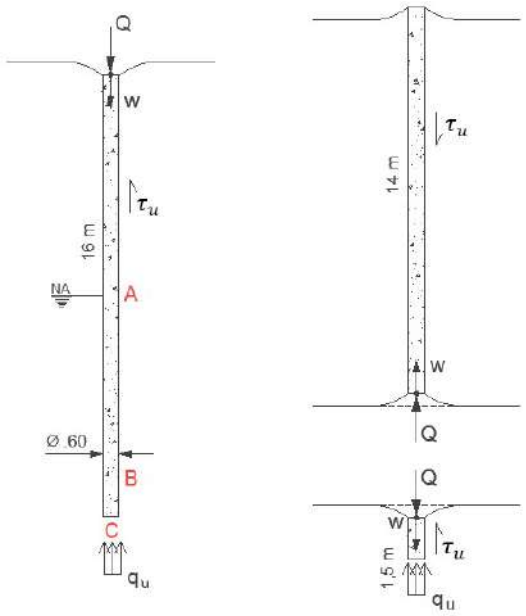
KEYWORDS: Pile load test, Bidirectional Method, Numerical modeling, Finite Element Method.

1 INTRODUÇÃO

Na prova de carga estática (PCE) pelo método bidirecional, o carregamento ocorre por uma célula expansiva, conhecida como *O-cell* em inglês, localizada no fuste da estaca em geral mais próxima a ponta, e dispensando um sistema de reação. Do ensaio, são obtidas a curva carga-deslocamento (ascendente) do segmento superior e a curva carga-deslocamento (descendente) do segmento inferior. A sua interpretação precisa incluir a construção da curva carga-recalque equivalente ao ensaio convencional, que representaria o comportamento da estaca na obra.

2 CASO DE OBRA ESTUDADO

O caso real analisado, foi apresentado por Alonso e da Silva (2000) e descreve as provas de carga nas estacas hélice contínua E46-A e E46, de uma obra em Belo Horizonte, conforme Figura 1. As estacas estão distantes entre si 2,5 m. Segundo os autores, não foi possível executar as duas estacas com o mesmo comprimento devido a uma camada compacta encontrada próximo da base das estacas.

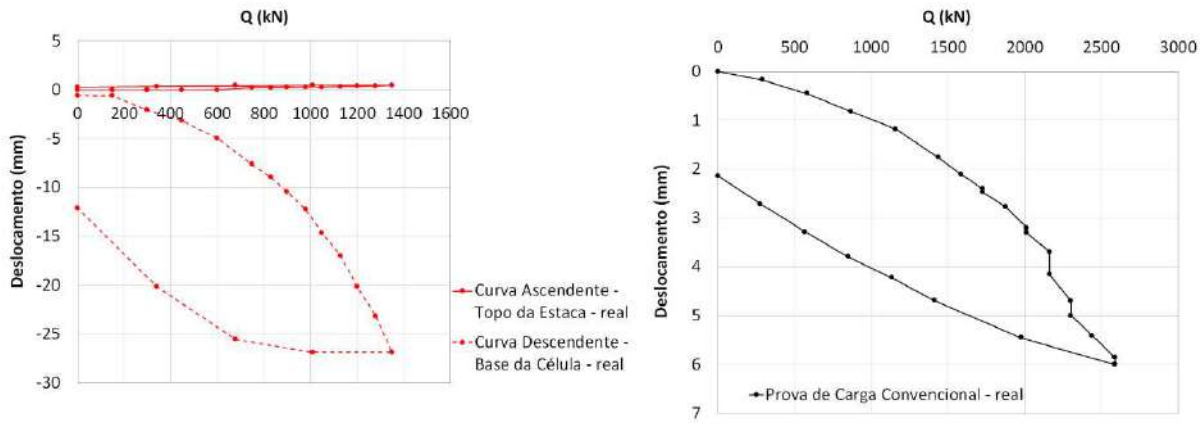


(a) (b)

Figura 1. Estacas do caso de obra: (a) E-46 em prova convencional e (b) E-46A em prova bidirecional (os pontos **A**, **B** e **C** indicados serão usados no estudo de caminhos de tensão).

Na estaca E-46A foi instalado um extensômetro na base da célula (*tell-tale*), que fornece o recalque do segmento inferior, e um extensômetro no topo da estaca, que fornece o deslocamento para cima do segmento superior. Não foi instalado um tell-tale no topo da célula para obtenção direta do encurtamento elástico do segmento superior. A Figura 2 apresenta os resultados das duas provas de carga.

Massad (2015) interpretou esse caso de obra e concluiu que ambas as estacas se comportam como longas ou compressíveis. Dada (2019) também analisou este caso, e concluiu que o atrito lateral máximo $A_{l,ult}$ para a estaca submetida a prova convencional seria de 1900 kN, obtido por interpretação da curva carga-recalque. Além disso, a resistência de ponta apresentaria um crescimento contínuo com o recalque, ultrapassando 2.400 kN. Esses valores foram confirmados por Massad (2015) em uma análise com o solo representado pelo modelo de Camberfort. Ainda segundo Dada (2019), na prova bidirecional, o atrito lateral máximo mobilizado pelo solo foi de 1440 kN.



(a) (b)

Figura 2. (a) Curvas ascendentes e descendentes da E-46A e (b) curva carga recalque da E-46.

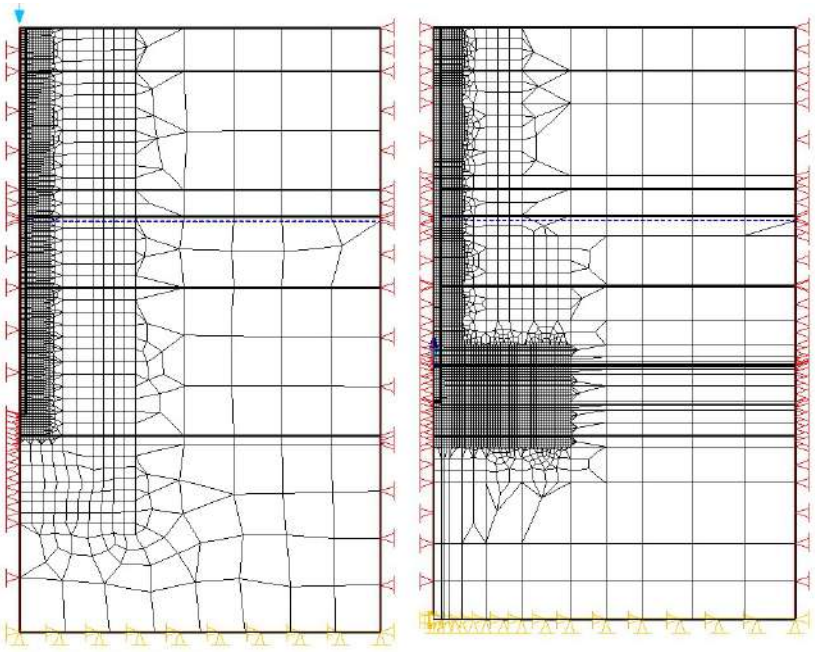
3 MODELAGEM NUMÉRICA (MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS)

O software SigmaW da Geoslope foi utilizado em uma solução axissimétrica. O modelo elasto-plástico Mohr-Coulomb de comportamento do solo foi adotado. A partir de correlações com resultados do SPT, e após breve estudo de sensibilidade (que indicou $E' \sim 6$ a $10\ N_{SPT}$, compatível com pequenas deformações), foram escolhidos os parâmetros da Tabela 1. O comportamento do solo foi considerado drenado uma vez que o NA está a cerca de 8 metros de profundidade e abaixo desse nível não há solos predominantemente argilosos.

Tabela 1. Propriedades dos materiais após estudos de sensibilidade.

Solo	**Prof. final (m)**	**N_{SPT} médio**	**E' (MPa)**	**ν'**	**c' (kPa)**	**ϕ'**	**γ_{nat} (kN/m^3)**
Aterro (argiloso escuro)	1,8	15	84	0,4	20	32	19
Argila siltosa, pouco arenosa, muito mole a média, vermelha	6,7	3	16	0,3	18	23	15
Silte argiloso, muito rijo, amarelo e vermelho	7,8	28	175	0,3	10	39	21
Silte argiloso pouco arenoso, muito mole a rijo, amarelo	10,7	11	94	0,4	9	30	19
Silte arenoso, medianamente compacto, cinza amarelo (solo residual)	16,9	25	250	0,3	10	37	20
Silte arenoso com pedregulhos (solo residual)	25,0	40	400	0,3	5	43	21

As redes de elementos finitos estão na Figura 3, nas quais foi feito um refinamento nas regiões de maiores gradientes de tensões.



(a) (b)

Figura 3. Rede de elementos finitos: (a) prova convencional e (b) prova bi-direcional.

4 CAMINHOS DE TENSÃO E DESENVOLVIMENTO DA PLASTIFICAÇÃO

Caminhos de tensão

Para se entender o processo de mobilização da resistência do solo é preciso examinar os caminhos de tensão em elementos junto da estaca. A Figura 4 apresenta caminhos de tensão efetiva (CTE) de 3 pontos, indicados na Figura 1: **A** ao lado do fuste da estaca, próximo à meia altura do segmento superior, **B** ao lado do segmento inferior do fuste, a meia altura do segmento inferior, e **C** sob a ponta (próximo ao eixo) da estaca. Os caminhos de tensões totais (CTT) não são apresentados porque são paralelos aos efetivos, distantes da poro-pressão inicial no ponto, já que não há geração de poro-pressões (as análises são drenadas).

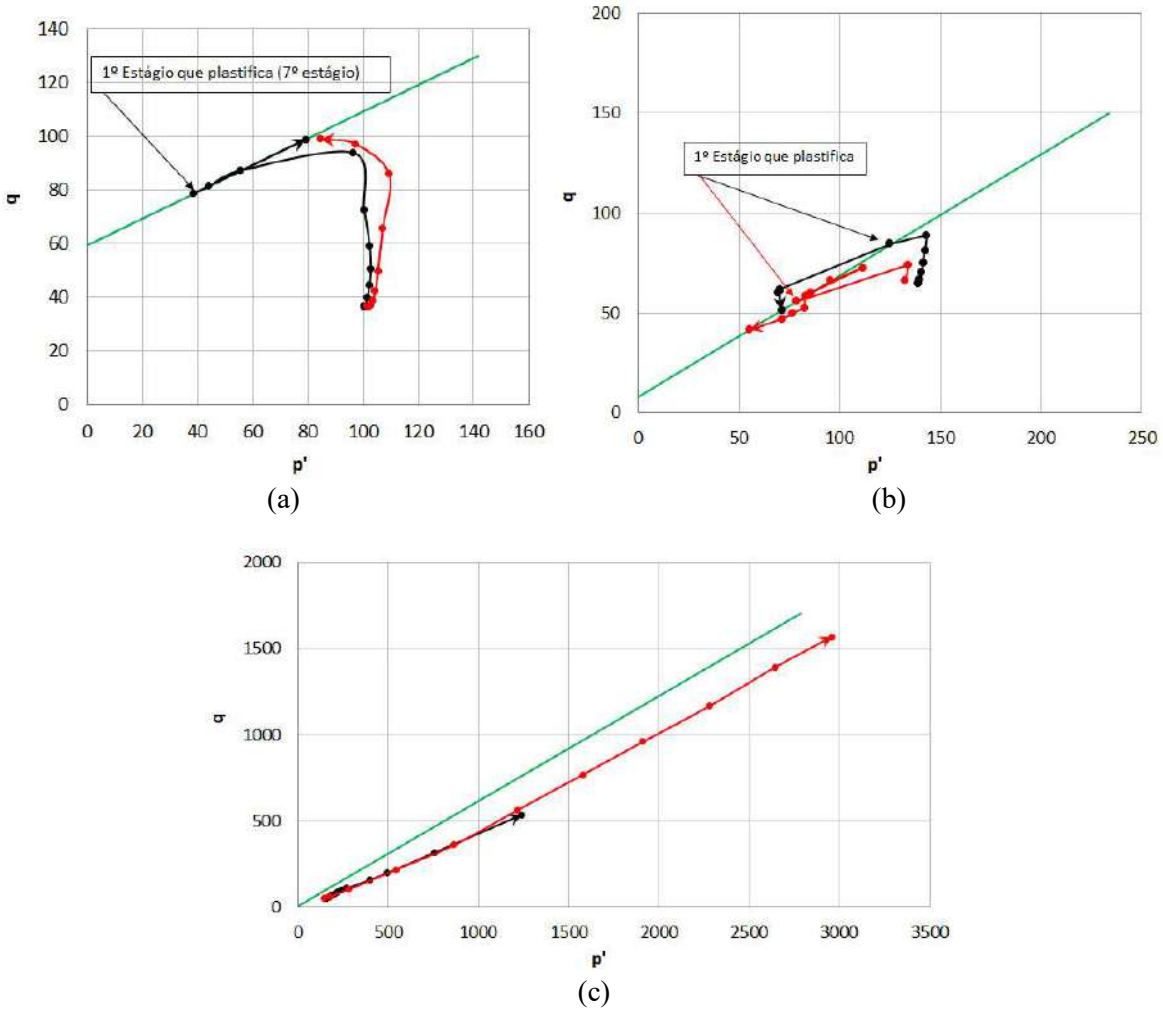


Figura 4. Caminhos de tensão nos pontos (a) **A**, (b) **B** e (C) **C**, com linhas vermelhas para prova bi-direcional, linhas pretas para prova convencional e linhas verdes para envoltória de resistência.

Independente do sentido em que o segmento da estaca é carregado, os caminhos de tensão de pontos ao redor da estaca são verticalizados, característicos do cisalhamento simples. Um pequeno desvio do CTE ao lado do segmento inferior do fuste na prova bi-direcional é notado, indicando uma resistência ao cisalhamento naquele trecho um pouco menor do que na prova convencional (Figura 4b). Uma explicação seria que, na prova bi-direcional, por conta do carregamento ascendente do solo pelo segmento superior da estaca, há uma redução nas tensões verticais ao lado do fuste no segmento inferior e, consequentemente, uma redução na resistência ao cisalhamento (e atrito lateral). Outro aspecto interessante, é que os caminhos de tensões dos segmentos inferior e superior atingem a envoltória de resistência no estágio em que ocorre o início da

plastificação nos modelos numéricos em ambas as provas de carga. E os caminhos de tensões se mantêm verticalizados até o último carregamento antes do estágio da plastificação. A pequena diferença no ponto de partida dos caminhos de tensão se deve à diferença na profundidade do ponto B na prova convencional e na bidirecional. Algumas oscilações observadas na Figura 4b se devem à solução numérica, que depende não só do modelo de comportamento do solo, mas também do algoritmo: uma pequena violação da envoltória de resistência ("*overshooting*") na prova convencional, corrigida no estágio seguinte, e uma reversão no CTE da prova bi-direcional.

A Figura 4c mostra caminhos de tensão de um ponto abaixo da ponta da estaca, inclinados nos dois tipos de prova de carga, como esperado. Os caminhos de tensões de um ponto no centro da base não atingem a envoltória de resistência, porque ali há um forte aumento da tensão confinante e se forma um cone de solo comprimido. A ruptura se dá na região que contorna esse cone e fica abaixo dele (Figura 5).

Plastificação

Ainda sobre a evolução da plastificação do solo ao redor da estaca se observa que:

(i) na prova convencional, inicia-se a plastificação do solo junto ao fuste em direção ao topo a partir do 2º estágio de carregamento; observa-se o início da plastificação abaixo da base da estaca a partir do 6º estágio; e é possível também notar que não há plastificação do solo no topo da estaca nos primeiros 4 estágios de carregamento.

(ii) na prova bidirecional, há plastificação desde o início na região da trinca (que representa a célula expansiva) e inicia-se a plastificação junto ao fuste no segmento inferior; também se inicia a plastificação na região da base da estaca a partir do 2º estágio; e é possível também notar que não há plastificação do solo no topo da estaca nos primeiros 6 estágios de carregamento.

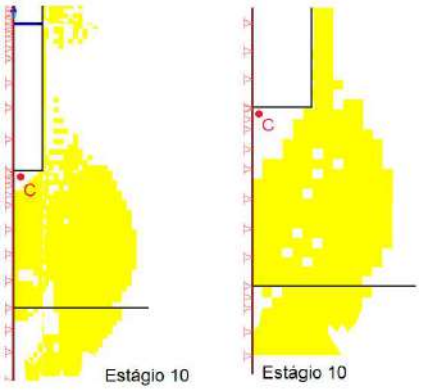
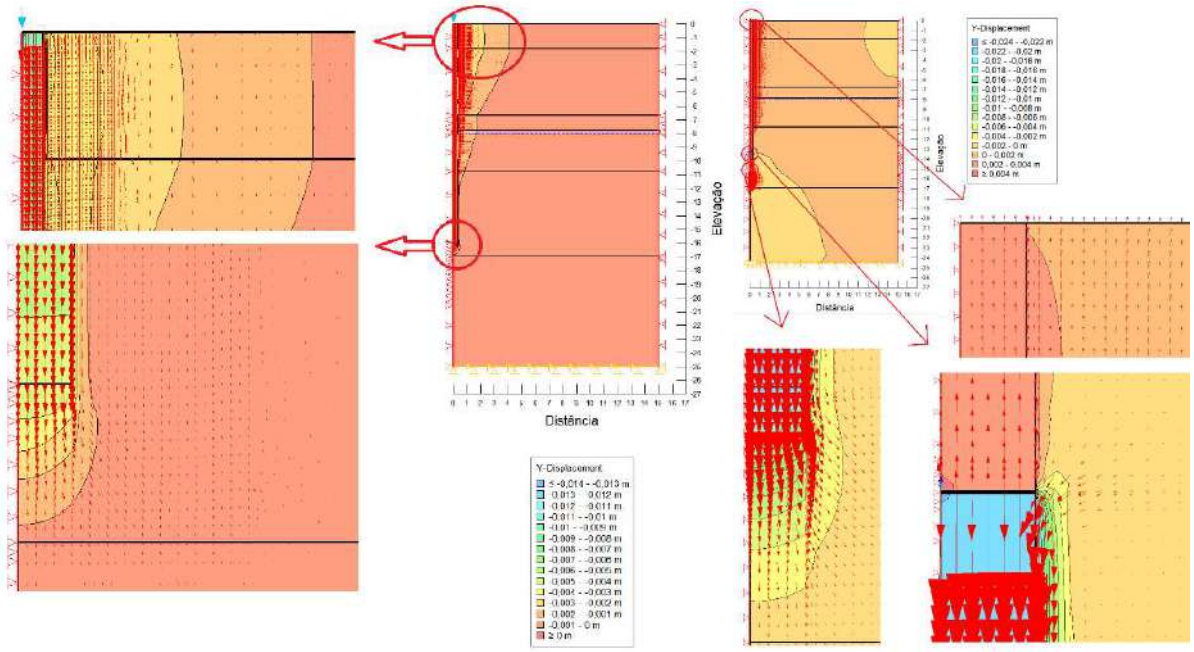


Figura 5. Plastificação na região da ponta da estaca (próxima do ponto **C**), para a prova bidirecional e convencional, observando-se um cone de material não rompido.

5 OUTROS RESULTADOS

Deslocamentos: vetores e curvas de iguais valores

Na Figura 6, são vistos os deslocamentos verticais obtidos na modelagem da prova convencional e na prova bidirecional, como curvas de iguais valores de deslocamentos e vetores de deslocamentos. Na Figura 6a, tem-se isolinhas de deslocamentos verticais obtidas na modelagem numérica da prova convencional, e também vetores de deslocamentos. Observa-se que toda a região ao redor da estaca tem deslocamento para baixo. Já na Figura 6b, tem-se isolinhas de deslocamentos verticais obtidas da prova bidirecional e vetores de deslocamentos. Vale notar, junto a célula, vetores horizontalizados. Um aspecto interessante é que a fronteira entre a região que se desloca para cima e a que se desloca para baixo na prova bi-direcional – a superfície de deslocamento zero – não é um plano horizontal, mas se apresenta curva. Deslocamentos mais significativos formam um bulbo (ou um elipsoide) na vizinhança do segmento inferior da estaca.

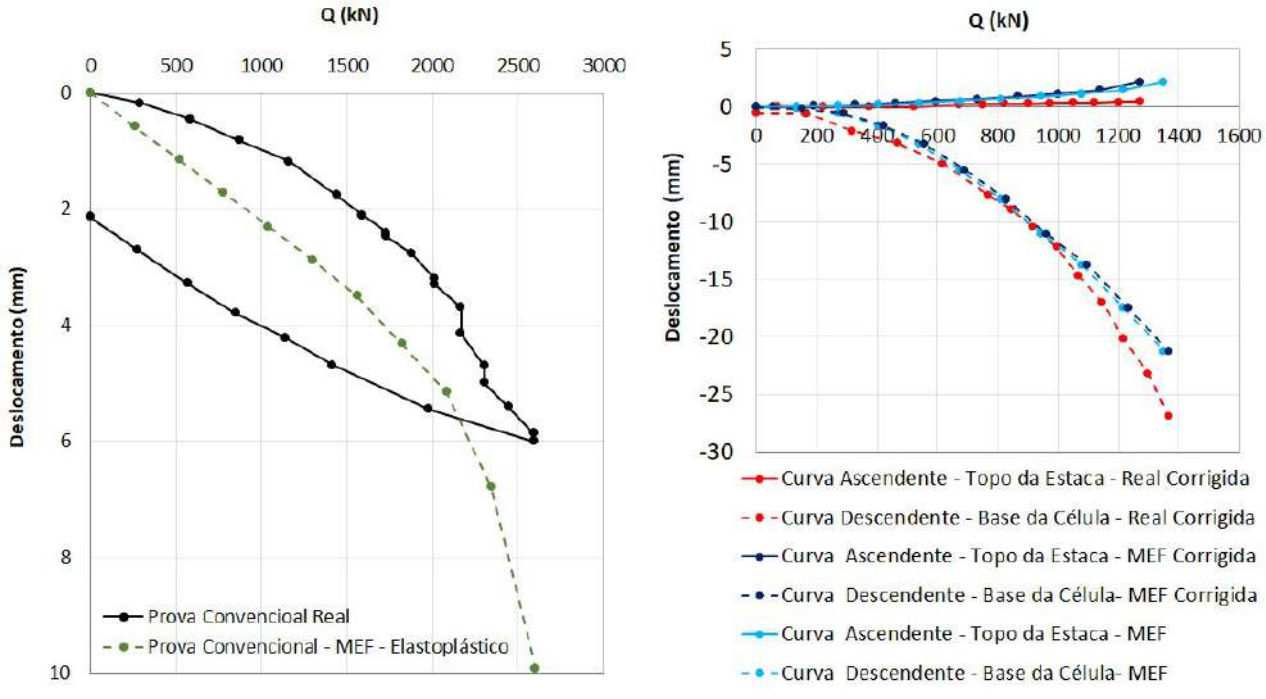


(a) (b)

Figura 6. Resultados de curvas de iguais valores de deslocamentos verticais e vetores de deslocamentos: (a) da prova convencional E-46 e (b) da prova bidirecional E-46A.

Curvas carga-deslocamento

No início das análises foi realizado um estudo de sensibilidade para os parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos, buscando atender ao mesmo tempo a correlações com o SPT e o nível dos deslocamentos medidos. Na Figura 7 são apresentadas as curvas medidas e obtidas nas modelagens numéricas, tanto para PCE convencional quanto para a PCE pelo método bidirecional.



(a) (b)

Figura 7. Curvas carga - deslocamento: (a) E46 (real e pelo MEF), (b) E46A (curvas reais corrigidas e pelo MEF).

Ao analisar os resultados da prova convencional, Figura 7a, observa-se uma maior rigidez da prova real comparada à análise numérica e um menor recalque total. Uma possível explicação seria o alargamento do fuste de estacas hélice em solos de baixa resistência.

Já na Figura 7b, são vistas as curvas ascendentes e descendentes corrigidas para o peso próprio da estaca, do ensaio realizado, bem como, para a modelagem numérica.

Importante ressaltar que no caso real avaliado, ocorreu o esgotamento da resistência da ponta prematuramente. E é um problema para interpretação quando o trecho que não rompeu tem um deslocamento muito pequeno. No caso presente (Figura 2a e 7b), a curva carga-deslocamento ascendente é aproximadamente linear, o que indica que a resistência do solo não foi mobilizada. Nestes casos não é recomendável uma extrapolação. Apenas uma estimativa das capacidades de carga limites pode ser feita por meio de métodos semiempíricos (Dada, 2019).

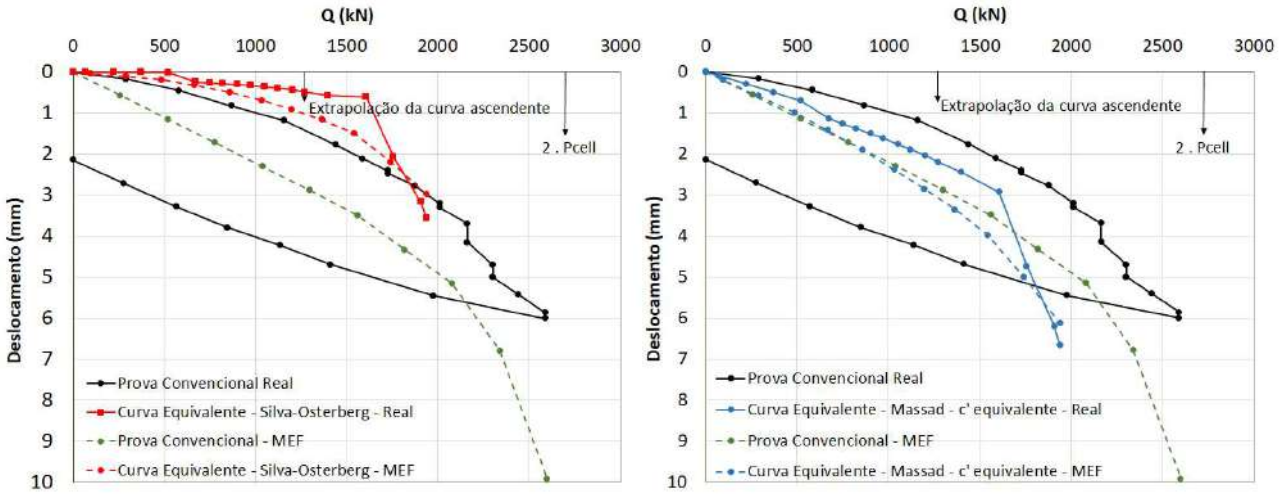
Na extrapolação das curvas do fuste e da ponta foi aplicado o Método de Chin, que supõe a curva como hiperbólica.

Construção da curva carga-recalque equivalente

Duas propostas de construção da curva carga-recalque equivalente à do método convencional, a partir da prova bidirecional, são avaliadas: (i) a de Silva/Osterberg e (ii) a de Massad. As curvas equivalentes obtidas para as modelagens numéricas pelas duas propostas são apresentadas na Figura 8, juntamente com as curvas para a prova de carga bi-direcional real. Mais detalhes podem ser vistos em Lima (2024), inclusive com a aplicação de outros métodos de construção da curva carga-recalque equivalente.

O método de Massad, que considera o encurtamento elástico, indicou recalques próximos tanto para a prova real como para a modelagem pelo MEF. A curva da modelagem numérica apresentou rigidez menor do que a curva real, mas ficou relativamente próxima. As curvas equivalentes de Massad não são próximas daquelas de Silva-Osterberg. Uma vez que o caso analisado possui rigidez relativa do sistema estaca-solo que caracteriza a estaca como longa, não seria de se esperar uma proximidade dos resultados, como verificado, mas sim um distanciamento dos resultados.

Pode ser notado que, ao contemplar o encurtamento elástico da estaca, as curvas equivalentes apresentaram recalques maiores e rijezas menores. Já que as estacas são longas, o efeito do encurtamento elástico é considerado.



(a) (b)

Figura 8. Curvas da prova convencional e equivalentes, MEF e experimental: (a) Silva-Osterberg e (b) Massad.

Como as curvas ascendente e descendente da modelagem numérica (MEF) são próximas das suas correspondes experimentais, era de se esperar uma aproximação das curvas equivalentes pelos 2 métodos de construção propostos entre a numérica e experimental. A construção proposta por Massad para a curva equivalente, aplicada aos resultados da modelagem numérica da prova bi-direcional, apresentou rigidez menor quando comparada à sua correspondente experimental, mas com recalques finais próximos.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

- Nas provas de carga pelo método bidirecional busca-se posicionar a célula expansiva numa profundidade tal que as capacidades de carga dos dois segmentos sejam atingidas praticamente junto. No caso estudado, a capacidade de carga do segmento inferior se esgotou antes do superior.

- A modelagem numérica teve foco na evolução das tensões ao redor da estaca – e nas resistências mobilizadas –, não tendo buscado acertar simultaneamente as curvas carga-deslocamento nos dois tipos de provas de carga. Assim, com um conjunto de parâmetros estimados a partir de sondagem SPT disponível, chegou-se a curvas próximas na prova bi-direcional e a uma curva com uma rigidez menor na prova convencional.

- Na análise da prova bidirecional pelo MEF foi criada uma pré fratura no nível da célula expansiva. Observou-se, nos resultados da análise, que a fronteira entre a região que se desloca para cima e a que se desloca para baixo (superfície de deslocamento zero) não é um plano horizontal, mas ligeiramente curva.

- O estudo de caminhos de tensão (CTE) de pontos ao redor da estaca indica caminhos verticalizados no solo ao lado do fuste, caraterísticos do cisalhamento simples. Se observa, na modelagem numérica da prova bidirecional um pequeno desvio do CTE no solo ao lado do segmento inferior, sugerindo uma resistência ao cisalhamento naquele segmento um pouco menor do que na prova convencional. Uma explicação seria uma redução na tensão vertical ao lado desse segmento por conta do carregamento vertical ascendente do solo acima da célula na prova bidirecional. Os caminhos de tensões se mantêm verticalizados até o último carregamento antes da plastificação.

- Nos casos em que a flexibilidade da estaca é considerável, são indicados métodos que levem em conta esse fator, como, por exemplo, o de Massad (2015). Os métodos de construção da curva equivalente de Silva-Osterberg são recomendados nos casos de estacas rígidas. Isso se explica pelo fato de que, para estacas rígidas, o encurtamento elástico não é significativo, e a maior parte dos deslocamentos apresentados pelas estacas devem-se aos deslocamentos do solo ao redor da estaca. Por outro lado, o encurtamento elástico pode representar parte importante dos deslocamentos medidos em estacas compressíveis; daí, a necessidade de abordagens que considerem o encurtamento elástico da estaca.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. e da Silva, P.E.C.A.F. (2000) Curva de “recalque equivalente” do topo de uma estaca hélice contínua ensaiada com célula expansiva hidrodinâmica (EXPANCELL), IV SEFE, São Paulo, vol. 1, pp. 416-425.

Dada, T. L. (2019) Ensaio bidirecional em estacas moldadas in loco: técnicas de execução e métodos de interpretação, com aplicação a casos de obras. Dissertação MSc, Escola Politécnica da USP, São Paulo.

Lima, L. S. (2024) Sobre a construção da curva carga-recalque equivalente de prova de carga convencional a partir de prova por método bidirecional. Dissertação MSc, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro.

Massad, F. (2015) On the Interpretation of the Bidirectional Static Load Test. *Soils & Rocks*. vol. 38, no. 3, pp. 249-262.

Osterberg, J. O. (1998) The Osterberg load test method for bored and driven piles the first ten years. 7th. International Conference & Exhibition on Piling and Deep Foundations, *Proceedings*, Viena, pp. 1-17.

Silva, P. E. C. A. F. (1986) Célula expansiva hidrodinâmica: Uma nova maneira de executar provas de carga. VIII COBRANSEF, *Anais*, Porto Alegre, pp. 223-241.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/314

Experimental Investigation of a Full-Scale Energy Pile Installed in Multi-Layered Soil

Letícia Menezes Santos Sá
Doutoranda em Geotecnia, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, Brasil, leticiamenezes@usp.br

Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha
Professora, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, Brasil, chctsuha@sc.usp.br

ABSTRACT: The use of energy piles to harness shallow geothermal energy (SGE) for sustainable air conditioning systems is a promising technology in Brazil. Due to the imbalance in thermal load demand throughout the year, understanding the performance of heat exchange piles is crucial for the advancement of this technology in Brazil. This study focused on the energy foundations of a living lab building under construction at the University of São Paulo, in São Paulo city, characterized by a multi-layered soil profile predominantly composed by clayey sand layers interspersed with thin organic clay. In multi-layered soils, thermal conductivity and permeability vary with depth. Granular soils can enhance underground heat dissipation in the presence of a groundwater flow. However, clayey soils exhibit a very different thermal behavior. This paper aims to analyze heat propagation in multi-layered soil through a Thermal Performance Test (TPT) conducted on a continuous flight auger (CFA) energy pile in São Paulo. This test maintained an inlet fluid temperature of 35°C with a fluid flow rate of 10.85 L/min, lasting almost 11 days. Pile monitoring revealed higher increases in the pile temperature along the section installed in the organic clayey layer, while the heat dissipation was faster in pile sections installed in the sand layers.

KEYWORDS: Shallow Geothermal Energy, Energy Piles, Deep Foundations, Multi-Layered Soil, Thermal Performance Test, Soil Thermal Conductivity.

RESUMO: A utilização de estacas trocadoras de calor para aproveitamento da energia geotérmica superficial (EGS) em sistemas de climatização sustentável é uma tecnologia promissora no Brasil. Devido ao desequilíbrio na demanda de carga térmica ao longo do ano, compreender o desempenho das estacas trocadoras de calor é crucial para o avanço dessa tecnologia no país. Este estudo concentrou-se nas fundações geotérmicas de um edifício do tipo *living lab* em construção na Universidade de São Paulo, na cidade de São Paulo, caracterizado por um perfil de solo multicamadas, predominantemente composto por areia argilosa intercalada a finas camadas de argila orgânica. Em solos multicamadas, a condutividade térmica e a permeabilidade variam com a profundidade. Solos granulares podem melhorar a dissipação de calor na presença de um fluxo de água subterrâneo. No entanto, solos argilosos exibem um comportamento térmico muito diferente. Este artigo tem como objetivo analisar a propagação de calor em solo multicamadas por meio de um Ensaio de Desempenho Térmico (TPT) conduzido em uma estaca trocadora de calor do tipo hélice contínua em São Paulo. Este ensaio, com duração de quase 11 dias, manteve uma temperatura do fluido de entrada à 35°C, com uma vazão de 10,85 L/min. O monitoramento da estaca revelou maiores aumentos na temperatura da estaca ao longo da seção instalada na camada argilosa orgânica, enquanto a dissipação de calor foi mais rápida nas camadas de areia.

PALAVRAS-CHAVE: Energia Geotérmica Superficial, Estacas Trocadoras de Calor, Fundações Profundas, Solo Multicamadas, Ensaio de Desempenho Térmico, Condutividade Térmica do Solo.

1 INTRODUCTION

Electricity consumption for air-conditioning in Brazil has more than tripled in the last 12 years (Brasil, 2019). In the commercial sector, air-conditioning accounts for 30% to 40% of the total energy consumption

(Abrava, 2013; Oliveira, Rupp and Ghisi, 2021). This increasing demand for artificial climate control can have serious consequences, particularly giving the rising electricity prices and significant global climatic changes.

Hence, the use of shallow geothermal energy is a promising energy-saving alternative for cooling buildings in Brazil through ground heat exchangers (GHE). However, as these systems utilize the ground as a heat source, the design of energy piles, usually used as a GHE, must consider the soil stratigraphy, as the thermal properties of the soils are variable. Typically, heat transfer in soils is dominated by conduction, but in soils with high permeability and high groundwater flow rate, convection can be significant (Alrtimi, Rouainia and Haigh, 2016). In practice, the subsoil is often multi-layered, resulting in varying thermal conductivities and permeabilities along the pile length, which can impact heat propagation through the subsoil over the operational lifespan of an energy pile foundation.

While some authors have studied GHEs behavior in layered subsurface conditions experimentally (Olfman, Woodbury and Bartley, 2014; Li *et al*., 2017; Gou, Zhang, and Liu, 2018; Pessin and Tsuha, 2023), most of the literature considering ground stratification relies on numerical or analytical approaches. This paper presents an *in-situ* test - thermal performance test (TPT) - conducted on a continuous flight auger (CFA) energy pile installed in multi-layered soil in order to better understand the heat propagation along the depth. The tested pile was instrumented with Platinum Thermistor Sensors (Pt-100) to record pile temperature variation during the test. Understanding heat propagation in multi-layered soil due to energy pile installation is crucial, considering the unbalanced thermal load demand over the year in Brazilian climate conditions. These findings can help to understand how heat rejection in the ground over several years may affect system thermal performance.

2 TEST DETAILS

2.1 Test site, Energy Pile, and Instrumentation

The test site is located at the campus of the University of São Paulo, in the southeastern region of Brazil, state of São Paulo (latitude: 23°33’15.8”S e longitude: 46°43’51.2”W). CFA energy piles were installed as the foundation solution for the living lab building - currently under construction on this campus - to demonstrate sustainable and innovative solutions. This paper analyses a CFA energy pile with high-density polyethylene (HDPE) heat exchanger pipes configured in a triple-U shape attached to the reinforcement cage. The characteristics of the energy pile are presented in Table 1.

Table 1. Characteristics of the tested energy pile.

	Concrete characteristics	Type	Diameter (mm)	Length (m)	Active Length (m)
Energy Pile	High filler low water (HFLW) concrete (John *et al*., 2018)	CFA	700	15	10.5

Standard Penetration Tests (SPT) conducted at the test site revealed the subsoil stratigraphy, consisting predominantly of medium-dense slightly clayey sand, interspersed with thin layers of very soft silty clay. The groundwater table level fluctuates seasonally between 2 and 4 m below the ground surface, which could enhance the heat exchange operations in saturated soils, particularly in granular soil layers with high permeability (You *et al*., 2017).

The presence of a thick layer of saturated sand can facilitate the dissipation of heat rejected by the piles into the soil. This can be explained by the higher thermal conductivity of saturated sands compared to clayey soils (or even dry sand), associated with its higher permeability to improve the groundwater flow rate. In contrast, the organic clay layer exhibits low thermal conductivity and permeability, likely leading to heat retention around the pile section, as observed by Pessin and Tsuha (2023).

Murari, Tsuha and Loveridge (2022) determined a thermal conductivity value of approximately 2.6 W/m^{o}C for the sand of the current test site using analytical and numerical methods applied to the experimental results. Finally, Pessin *et al*. (2022) investigated the groundwater flow velocity in sand layers at this site,

identifying the highest flow velocity (ranging from 0.05 to 0.2 m/day) in the uniform sand layer (5 to 6 m deep), while observing a flow velocity of about 3.3×10^{-4} m/day in the layer at 10 to 11 m depth.

The temperature variation along different depths during the test was measured using platinum thermistor sensors (Pt-100, class A, accuracy of ±0.15 for 0ºC and ±0.35 for 100ºC) installed in a bar positioned on the central axis of the CFA energy pile, at 1.30 m, 3.5 m, 5.5 m, 8.0 m, 10.5 m, and 14.0 m bellow the land surface. There was also strain gauges installed at the same depths as the Pt-100 for this pile, but their results will be not evaluated at this paper. Figure 1 illustrates the soil profile, the CFA pile, and the Pt-100 sensors.

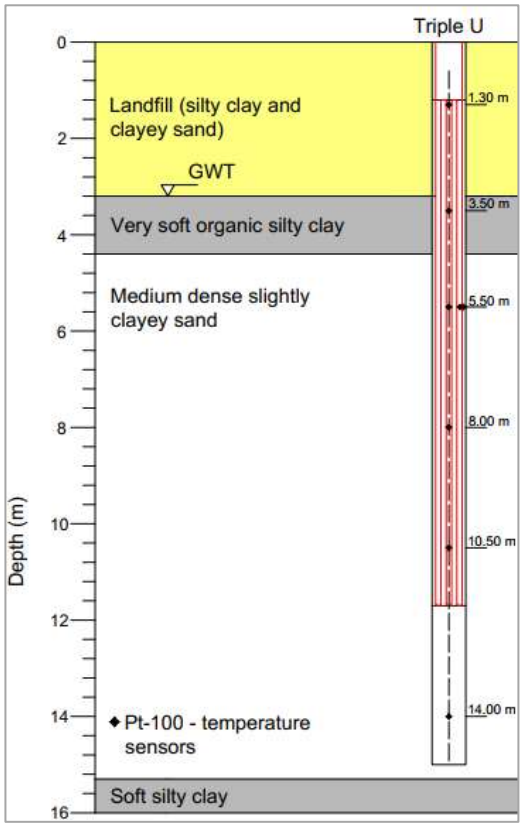


Figure 1. Soil profile, CFA pile and instrumentation with Pt-100 sensors along the pile length.

2.2 Experimental Set Up

A thermal performance test unit was used to carry out the test in the study area, simulating an operation of a geothermal heat pump. The test equipment was installed in a container. The main components of this system are:

- a hot water reservoir of 0.1 m³.
- two electrical resistances, one with 1000 W and the other with 500 W of power.
- a mini circulator pump.
- a turbine-type flowmeter.
- temperature sensors.
- a data acquisition system of high-resolution.

The horizontal HDPE pipes used to connect the test system with the pipes inside the pile were insulated with three layers of material (glass wool, elastomeric foam and, aluminized adhesive tape) to prevent heat loss and room air temperature effect in the results. In this study, during the continuous TPT performed, the inlet temperature of the heat exchange fluid was kept constant at 35ºC and the flow rate at 10.85 L/min. The test duration was 257h (~11 days).

3 RESULTS AND DISCUSSION

3.1 Initial ground temperature

The initial ground temperature distribution of this site was obtained from temperature sensors installed in CFA piles by Pessin and Tsuha (2023), including the tested pile. These sensors indicated that the subsoil temperature remains relatively constant along the year, around 24ºC, from 4 to 5 m below the ground surface, while until this depth the atmospheric temperature changes apparently influences the ground temperature.

3.2 Fluid Temperature, Flow Rate and Ambient Temperature

As previously mentioned, the inlet temperature of the transfer fluid remains constant during the TPT. When this fluid circulates in the heat exchanger pile at a certain flow rate, the heat is rejected in the soil, resulting in a temperature difference between the outlet and the inlet. During the test performed on the CFA energy pile, the inlet and outlet fluid temperatures, the transfer fluid flow rate and the ambient temperature were monitored, as presented at Figure 2. The TPT performed followed the continuous operation mode (TPT C), in which the system operates 24h/day.

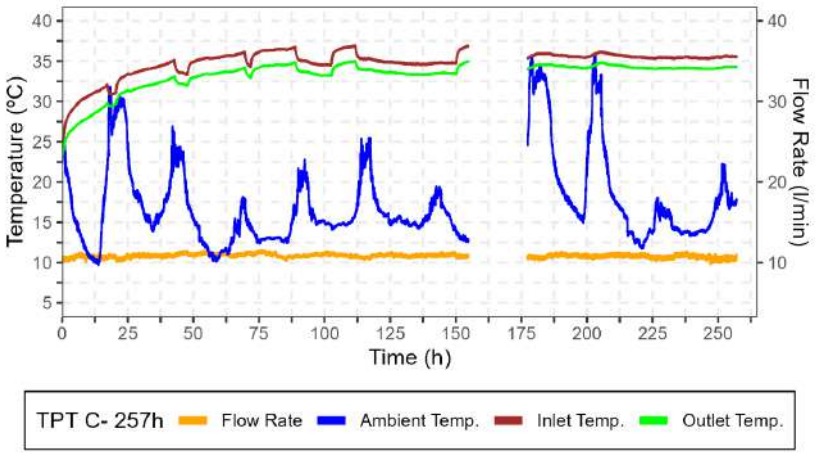


Figure 2. Measured values of ambient temperature, inlet and outlet fluid temperatures and transfer fluid flow rate during TPT.

Analyzing Figure 2, it appears that the inlet fluid temperature remained approximately constant at 35ºC, as expected, with some oscillations probably resulting from thermostat operation to stabilize the temperature at this predetermined value. Additionally, the flow rate stayed nearly stable throughout the test. The test was conducted in September, with ambient temperature fluctuating between 10ºC and 35ºC, exhibiting significant variations. However, they were not observed notable interferences in the inlet fluid temperature due to these fluctuations, probably because of the effectiveness of the system thermal insulation.

Between approximately 155h and 177h, the data acquisition system stopped functioning, resulting in a period without data acquisition for 22 h (almost a day). Subsequently, the system came back to its normal operation.

3.3 Effect of Soil Stratigraphy on Heat Propagation

The heat propagation in the multi-layered soil of the study area is analyzed through Figure 3 and Figure 4. It is evident that the temperature increases rapidly in the initial hours of the test, with progressively larger values, until reaching stabilization with the temperature diminishes over time. Figure 4 presents temperature increments registered at different times during the test at depths containing temperature sensors, comprising since the test beginning to its conclusion. These temperature increments exhibit non-uniform behavior,

stratified along the depth, which can be attributed to the different thermal conductivities in multi-layered ground condition.

At a depth of 3.5 m, where the organic clay layer is situated, the highest temperature increments occurred, probably due to the low thermal conductivity of the clayey soil. After 200h of testing, the organic silty clay layer experienced a temperature increment of 11.2°C. In contrast, at the depths within saturated sand, which has higher thermal conductivity, the temperature increments were smaller after 200h: 9.4°C at 1.3m; 9.9°C at 5.5m; 10.4°C at 8.0 m, and 9.0°C at 10.5m, with a mean value of 9.7°C. Comparing the mean temperature increase of the other layers with the clay layer, it was observed that this layer had an increment 1.5°C higher. This behavior is consistent with the results found by Guo, Zhang and Liu (2018). These authors suggested that soils with higher thermal conductivity dissipate excess of heat from the energy pile to distant places more easily, resulting in a lower temperature near the pile. Instead, soils with low thermal conductivity, such as clayey soils, tend to accumulate heat around the pile. Additionally, as the time progresses, the effect of temperature difference along a multi-layered soil becomes more pronounced, as can be seen in Figure 4.

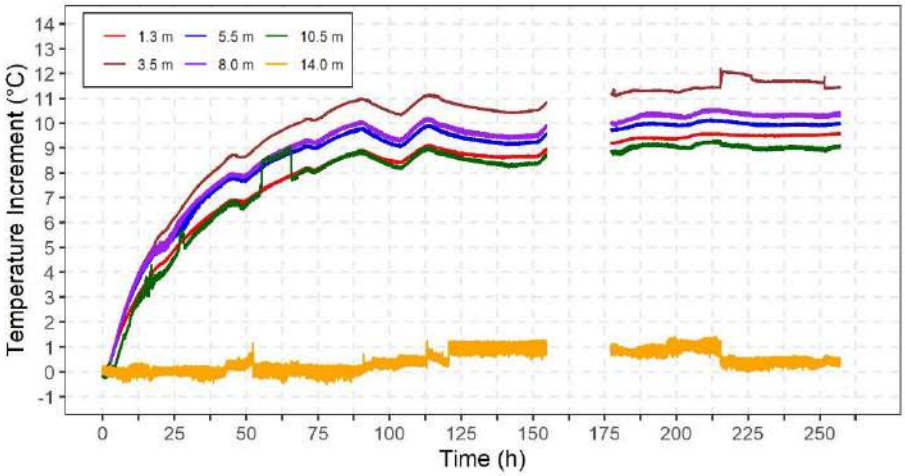


Figure 3. Temperature variation in the CFA energy pile during the TPT.

Although the layer at 3.5 m may be influenced by atmospheric temperatures due to its proximity to the surface, the unquestionable effect of the soil type due to the lower thermal conductivity becomes evident. This is clear when comparing with the upper layer, positioned at 1.3m below the land surface, where the temperature increment was even lower than that observed in the deepest layers of saturated sand.

At a depth of 10.5 m, the average temperature increase was 0.7°C lower than at other depths containing saturated sand (5.5 m and 8.0 m). This difference can be attributed to the influence of the heat dissipation in the soil outside the active length of the pile, just below this depth. Furthermore, at a depth of 14.0 m, outside the active length of the tested pile, temperature increment values were almost negligible, with an increase of approximately 1°C after 200h of heating. Consequently, at around 2.5 m below the active length zone, the heat rejected into the soil by the system no longer exerts significant influence. Similar results were found by Pessin and Tsuha (2023).

The findings presented in this section are crucial, as numerical and analytical models sometimes oversimplify soil as homogeneous along the pile depth for calculation purposes. However, this approach can be risky given the observed temperature stratification along the energy pile over time.

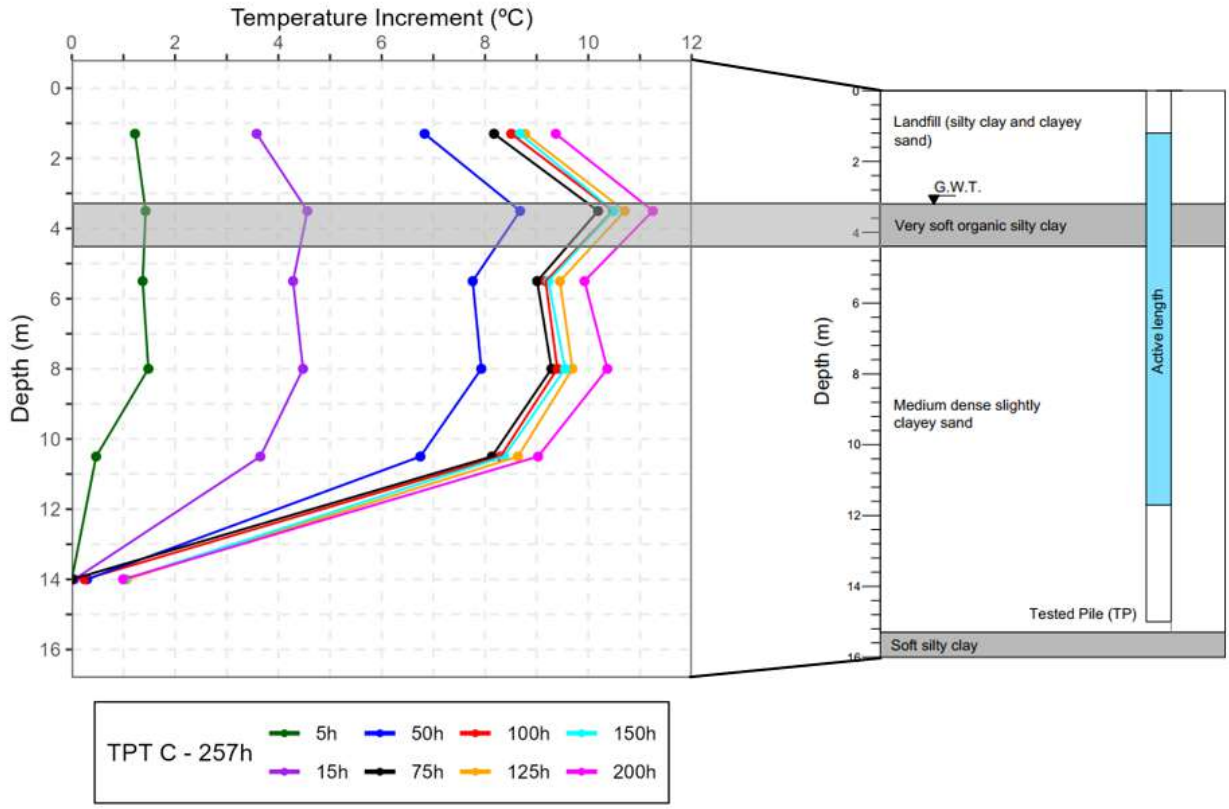


Figure 4. Temperature variation along the depth for different moments in the test.

5 CONCLUSIONS

The current case study analyzed the influence of soil stratification on the thermal behavior of a CFA energy pile located at São Paulo, Brazil, using an in-situ thermal performance test. The multi-layered soil profile is the cause of different temperature evolution along the pile length and heat propagation along the depth according to soil stratigraphy. The pile section installed in the organic clay layer showed higher temperature increments compared to the sections installed in the saturated sand layers, indicating heat accumulation around the pile in soils with low thermal conductivity. Moreover, the deeper pile section below the thermal active zone experienced lower temperature increases, suggesting reduced heat dissipation beyond the active length of the pile. These findings emphasize the importance of considering the thermal effects of multi-layered soil profiles in the design and modeling of energy piles, to ensure accurate performance predictions and avoid oversimplifications, especially in cases where there is a significant difference in the thermal conductivity of the soil layers along the pile.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors acknowledge the financial support given by TUPER S/A, the Center for Innovation in Sustainable Construction, CICS/USP, the National Council for Scientific and Technological Development - CNPQ for the financial support (Process 310881/2018-8), the State of São Paulo Research Foundation - FAPESP (Process 2014/14496–0), and the Coordination of Improvement of Higher Education Personnel – CAPES (for granting the doctoral scholarship of the first author).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abrava (2013*) O uso do ar-condicionado e o consumo de energia elétrica*. Disponível em: <http:// abrava.com.br/?p=11091>. Acesso em: 20 nov. 2022.

Alrtimi, A., Rouainia, M., Haigh, S. (2016) Thermal conductivity of a sandy soil. *Applied Thermal Engineering*, 106, p. 551-560.

Brasil (2019) *Balanço Energético Nacional - Relatório Síntese/ Ano Base 2018 - Empresa de Pesquisa Energética (EPE)*. Disponível em: <http://www.epe.gov.br/>. Acesso em: 20 out. 2021.

Oliveira, C. C., Rupp, R. F., Ghisi, E. (2021) Influence of environmental variables on thermal comfort and air quality perception in office buildings in the humid subtropical climate zone of Brazil. *Energy and buildings*, 243, p. 110982.

Guo, Y., Zhang, G., Liu, S. (2018) Investigation on the thermal response of full-scale PHC energy pile and ground temperature in multi-layer strata. *Applied Thermal Engineering*, 143, p. 836-848.

Li, Yong *et al*. Study the performance of borehole heat exchanger considering layered subsurface based on field investigations. *Applied Thermal Engineering*, 126, p. 296-304.

Murari, M.C. de F., Tsuha, C. de H.C., Loveridge, F. (2022) Investigation on the thermal response of steel pipe energy piles with different backfill materials. *Renewable Energy*. 199, p. 44–61.

Olfman, M. Z., Woodbury, A. D., Bartley, J. (2014) Effects of depth and material property variations on the ground temperature response to heating by a deep vertical ground heat exchanger in purely conductive media. *Geothermics*, 51, p. 9-30.

Pessin, J., Tsuha, C. de H.C. (2023) In-field performance of continuous flight auger (CFA) energy piles with different configurations. *Applied Thermal Engineering* 224, p. 120113.

Pessin, J. *et al*. (2022) Avaliação experimental do fluxo de água subterrânea para projetos de sistemas geotérmicos por estacas trocadoras de calor. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 20, Campinas. *Anais*...ABMS. v.1., p. 4219-4226.

You, S. *et al*. (2017) Effects of groundwater flow on the heat transfer performance of energy piles: Experimental and numerical analysis. *Energy and Buildings*, 155, p. 249–259.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/315

Fatores Geotécnicos a Serem Considerados em Projetos de Fundações de Turbinas de Geração Eólica – Estudo de Caso

Arthur Pereira da Costa Junior
Geólogo, Tractebel, Rio de Janeiro, Brasil, arthurxjuniorx@yahoo.com.br

Marcio Fernandes Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: A locação dos aerogeradores é definida através do estudo de viabilidade das correntes de vento, com auxílio de softwares específicos. Para selecionar uma área para geração de energia eólica é necessário: observar a viabilidade técnica em áreas de baixa e média intensidade de correntes de vento, realizar um bom levantamento metereológico e geográfico (minimizar a rugosidade do terreno, que influencia na altura da torre) para aproveitamento eólico geração da energia, verificar o sentido do movimento das correntes de vendo e a análise da viabilidade econômica da geração. O presente artigo teve como objetivo identificar os parâmetros geotécnicos que foram utilizados para determinar o melhor horizonte do solo que poderia servir como fundação de aerogeradores para usinas eólicas, na região do Município de Morro do Chapéu-BA. Para a análise, foram utilizados dados geológicos da região, sondagens diretas e indiretas, parâmetros geotécnicos estimados por meio de correlações e consequentemente definição do tipo de fundação. A partir dos resultados foi possível definir o projeto de fundação de oitenta e quatro aerogeradores. Notou-se que havendo a substituição de solo, foi viável a implantação de fundações diretas para os aerogeradores. Conclui-se que as condições obtidas permitiram a decisão rápida sobre os projetos de aerogeradores, devendo as informações obtidas por meio de correlações validadas com ensaios de laboratório.

PALAVRAS-CHAVE: Aerogeradores, Fundação, Estabilidade.

ABSTRACT: The location of the wind turbines is defined through a feasibility study of wind currents, with the help of specific software. To select an area for wind energy generation it is necessary to: observe the technical feasibility in areas of low and medium intensity of wind currents, carry out a good meteorological and geographic survey (minimize the roughness of the terrain, which influences the height of the tower) to wind energy generation, check the direction of movement of wind currents and analyze the economic viability of the generation. This article aimed to identify the geotechnical parameters that were used to determine the best soil horizon that could serve as a foundation for wind turbines for wind farms, in the region of the Municipality of Morro do Chapéu-BA. For the analysis, geological data from the region, direct and indirect surveys, geotechnical parameters estimated through correlations and consequently definition of the type of foundation were used. Based on the results, it was possible to define the foundation project for eighty-four wind turbines. It was noted that if the soil was replaced, it was feasible to implement direct foundations for the wind turbines. It is concluded that the conditions obtained allowed a quick decision on wind turbine projects, with the information obtained through correlations validated with laboratory tests..

KEYWORDS: Wind turbines, Foundation, Stability.

1 INTRODUÇÃO

A locação dos aerogeradores é definida por meio do estudo de viabilidade das correntes de vento, com auxílio de simulações nnuméricas. Segundo Epalanga (2013) e Caldas (2010) para selecionar uma área para geração de energia eólica é necessário: observar a viabilidade técnica em áreas de baixa e média intensidade de correntes de vento, realizar um bom levantamento metereológico e geográfico (minimizar a rugosidade do terreno, que influencia na altura da torre) para aproveitamento eólico geração da energia, verificar o sentido

do movimento das correntes de vendo e a análise da viabilidade econômica da geração. Com isso, é definido: o Estado e a Cidade que receberá o empreendimento, os locais de construção, a altura e o espaçamento para cada um dos aerogeradores.

Após a definição de viabilidade do vento inicia-se a definição dos tipos de fundação. Essas fundações devem ser analisadas uma a uma sendo levantandos todos os aspectos geológicos-geotécnicos de forma que sejam estáveis durante o período de concessão (25 a 30 anos) e enquanto não forem descomissionadas.

Como alternativa às fundações dessas estruturas, podem ser dimensionadas do tipo direta ou indireta, apresentando vantagens e desvantagens. Buscando alternativas viáveis para esses projetos, as fundações diretas têm sido uma opção. Assim, as sapatas de concreto que servirão de fundação para as turbinas eólicas e que farão a interface entre o aerogerador e o solo que o suportará, são planejadas e calculadas de acordo com os resultados obtidos na campanha de sondagens, executada na área do empreendimento. Destaca-se, que o resultado das sondagens influencia na profundidade de cada uma dessas fundações e podem refletir no formato da sapata de concreto (fundação), conforme Rodrigues (2019). Segundo Lôbo (2018) a fundação (ou sapata de concreto) de base circular é a mais utilizada e mais segura, visto que suas dimensões tendem a distribuir as forças de forma equivalente, diferindo assim das sapatas de formato poligonal apresentam maior esforço sobre as quinas. É necessário que o fabricante do aerogerador forneça documentos com os dados da máquina (motorização vertical ou horizontal), carga de vento, altura do aerogerador, forças que vão atuar sobre a base de concreto e por final a força que o conjunto exercerá sobre o solo de forma a garantir a estabilidade da fundação.

Desta forma, o artigo buscou elencar os fatores geológico-geotécnicos necessários para o dimensionamento de fundações de projeto de aerogeradores, com ênfase às fundações diretas, de forma a determinar o melhor horizonte do solo/rocha como fundação, a nível conceitual, sobre a viabilidade desses projetos.

3 METODOLOGIA

Para a caracterização da fundação, foram executadas sondagens mistas para cada local de fundação do aerogerador, de forma a elaborar o perfil geológico-geotécnico da fundação, auxiliando na categorização do material a ser escavado para construção dos acessos da obra e das plataformas de montagem. A partir dos resultados das sondagens, foram categorizados os materiais geológicos de fundação buscando uma classificação geotécnica, ou seja, incorporando propriedades de engenharia para esses horizontes. Posteriormente, a partir dos dados de NSPT e classificação dos testemunhos rochosos, foram obtidos parâmetros geotécnicos por meio de correlações contidas em referências técnicas. Por fim, foi avaliado qual horizonte seria o mais adequado para o posicionamento das fundações diretas e se haveria necessidade de melhoria do solo.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Interpretação do perfil e parametrização dos materiais

Buscando a complementação das informações, foram executadas investigações geofísicas pelo Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW). Usualmente o perfil sísmico é feito no sentido de maior movimento de vento, nesse perfil é possível identificar variações no topo rochoso e possíveis matacões de rocha. A Figura 1 apresenta uma seção típica de análise com a localização de uma sondagem mista (seta em vermelho) de forma a caracterizar a fundação.

Para critério geotécnicos de caracterização dos solos foi adotada a correlação com: os ensaios de N_{SPT}, a granulometria e a gênese dos materiais. Na porção em solo, foi realizada a divisão do horizonte em três tipos, arenosos (S-are) e argilosos (S-arg), de acordo com o N_{SPT}, ou seja: S1, S2 e S3. O S1 apresentou valores de SPT inferiores a 15 golpes. Já o S2 possui N_{SPT} entre 16 e 25 golpes e para os solos S3 o N_{SPT} é superior a 26 golpes. As propriedadades obtidas para os solos arenosos e argiloso são apresentados na Tabela 1 e 2, respectivamente.

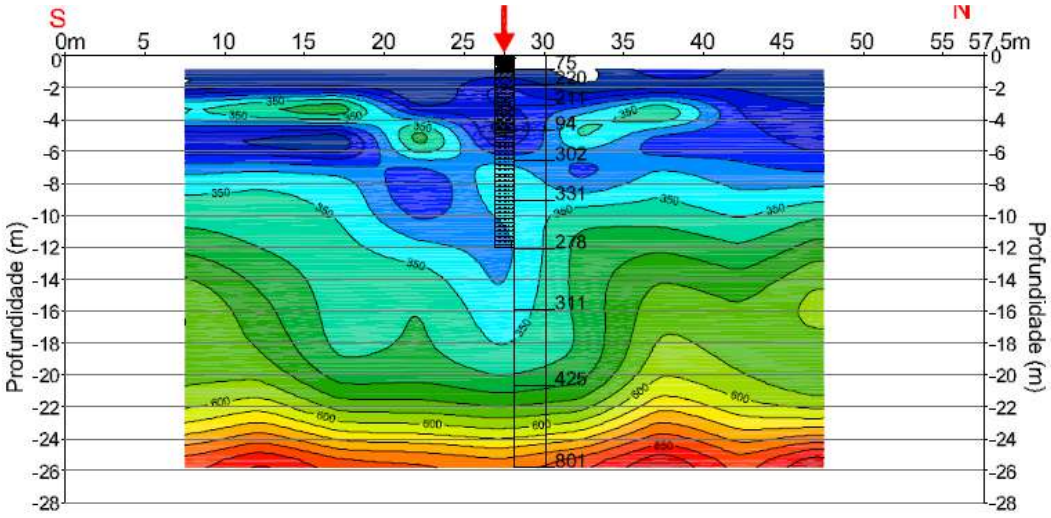


Figura 1. Perfil geofísico MASW obtido para o projeto e em vermelho a localização da sondagem mista.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos para fundações arenosas (S-are) (BARATA, 1984).

Parâmetro	S1-are, N_{SPT} < 15	S2-are, N_{SPT} de 15 a 25	S1-are, N_{SPT} > 25
N_{SPT}	8	20	33
Peso Específico aparente (kN/m^3)	17	18	19
Coesão efetiva (kPa)	5	5	5
Ângulo de atrito interno (º)	28	32	34
Módulo de elasticidade estático (MPa)	12	17,5	26

Tabela 2. Parâmetros geotécnicos adotados para solos argilosos (S-arg) (BARATA, 1984).

Parâmetro	S1-arg, N_{SPT} < 15	S2-arg, N_{SPT} de 15 a 25	S1-arg, N_{SPT} > 25
N_{SPT}	8	20	33
Peso Específico (kN/m^3)	18	19	20
Cesão efetiva (kPa)	70	110	200
Módulo de elasticidade estático (MPa)	16,5	24	46

A porção rochosa também foi dividida em três categorias: R1, R2 e R3. As rochas R1 possuem RQD inferior a 10%, recuperação variável, mas tendendo a baixa, sendo de baixa resistência e extremamente fraturada a fragmentada, A5, C5, F5 ou F4, com comportamento de solo muito compacto e duro aos golpes de martelo geológico. As rochas do tipo R2 possuem RQD entre 10 e 40 %, recuperação em torno de 75%, sendo rochas muito fraturadas, mas de coerência alta, ou podendo ser classificado como um maciço rochoso de qualidade geotécnica pobre, A4, C4, F4 a A3, C3, F3. Já as rochas R3 possuem RQD de 40 a 100% e recuperação superior a 85%, sendo geotecnicamente o maciço rochoso de categoria regular (A3, C3, F3 a A2, C2, F2 ou superior). Para critérios geotécnicos de projeto as rochas R1-arg (argilito) e R1-are (arenito) foram consideradas como solos muito resistentes, conforme Tabela 3 e 4.

Tabela 3. Parâmetros para rochas R1-arg.

Parâmetro	Rocha fragmenda / alterada R1-arg
N_{SPT}	50
Peso específico aparente (kN/m^3)	22
Cesão efetiva (kPa)	250
Módulo de elasticidade estático (MPa)	58

Tabela 4. Parâmetros para Rochas R1-are.

Parâmetro	Rocha fragmenda / alterada R1-are
N_{SPT}	50
Peso específico aparente (kN/m^3)	21
Cesão efetiva (kPa)	5
Ângulo interno (º)	37
Módulo de elasticidade estático (MPa)	58

Para a estimativa dos parâmetros das rochas foi utilizado o software ROCLAB v 1.0 (Tabela 5), a partir da observação de testemunhos de sondagem, determinação do RQD e das características das superfícies das descontinuidades. Foram considerando os seguintes valores: Parâmetros Mi: 17 para arenitos e 4 para argilitos; Parâmetros Mr: 275 para arenitos e 250 para argilitos; os módulos elásticos da rocha intacta (Ei) considerados foram 1875 MPa para argilitos e 5000 MPa para arenitos; os valores GSI considerados foram 40, 45, 50 e 55 para tipos R2-arg, R2 are, R3-arg e R3-are, respectivamente.

Tabela 5. Parâmetros geotécnicos adotado pelo projeto para as rochas.

Parâmetro	Rocha R2-arg	Rocha R2-are	Rocha R3-arg	Rocha R2-are
RQD (%)	10 - 40 %	10 - 40 %	> 40%	> 40%
RMR	40	45	50	55
GSI	35	40	45	50
Classe (qualidade do maciço rochoso)	IV-III (má a média)	III (média)	III (média)	III (média)
Peso específico aparente (kN/m^3)	24	24	24	24
Coesão efetiva (kPa)	0,21	1	0,26	1,17
Ângulo interno (º)	19°	32º	22º	35º

4.2 Estimativa do comportamento

Para os horizontes de solo, considerou-se que o recalque seria do tipo instantâneos, não sendo encontrados lençóis freáticos nas sondagens e desconsiderados recalques de consolidação. Destaca-se a importância do posicionamento da sapata de concreto em fundação homogênea (todo solo ou todo rocha). Foi ainda calculado o coeficiente de lastro do solo (k30), conforme Tabela 6.

Tabela 6. Parâmetros para o coeficiente de lastro em solo (PECK, 1974).

Parâmetros	S1-are N_{SPT} < 15	S2-are N_{SPT} de 15 a 25	S3-are N_{SPT} > 25
N_{SPT}	8	20	33
Coeficiente de lastro K_{30} (kN/m^3)	19290	43480	104800
Parâmetros	S1-arg N<15	S2-arg N_{SPT} de15 - 25	S3-arg N > 25
N_{SPT}	8	20	33
Coeficiente de lastro K_{30} (kN/m^3)	16150	40400	66600

A partir da análise dos dados, visando a implantação de uma fundação direta para apoio das sapatas de concreto, foram definidas as seguintes unidades geotécnicas: UG-I - solos S1 e S2, UG-II – Solos S3 e rocha R1 e UG-III – Rochas R2 e R3. Para fundações diretas em UG-I (solos S1 e S2) as cargas admissíveis para solos arenosos e argilosos, são apresentadas nas Tabelas 7 e 8, respectivamente.

Tabela 7. Carga admissível para solos arenosos S1-are e S2-are.

Método de cálculo	S1-are (kg/cm^2)	S2-are (kg/cm^2)
Terzagui (1943)	4,1	8,0
Terzagui e Peck (1948) (recalque de 50 mm)	1,3	3,3
Godoy & Teixeira (1996)	1,62	4,0
Guia de fundações rodoviárias Espanha (recalque de 50 mm)	1,32	2,03
Carga admissível adotada para recalque de 50 mm	1,3	2

Tabela 8. Carga admissível para solos argilosos S1-arg e S2-arg.

Método de cálculo	S1-arg (kg/cm^2)	S2-arg (kg/cm^2)
Terzagui simplificado	1,45	2,3
Carga admissível adotada para recalque de 50 mm	1,4	2,3

Como a pressão máxima projetada considerada foi de 200 kN/m^2 foi desaconselhado o apoio direto das fundações sobre os solos S1, sendo necessário executar sobre escavação até o material S2, S3 ou R. Para se manter a cota de geração do aerogerador fez-se necessário executar a troca de solo para ser mantida a altura do equipamento. Para as fundações diretas UG-II estimou-se a carga admissível (solos S3 e rochas fragmentadas/alteradas R1 e solos S3-are e R1-are), conforme Tabela 9 e 10, respectivamente. Esse material por sua vez atende aos critérios de suporte.

Tabela 9. Carga admissível para solos S3-are e rocha R1-are.

Método de cálculo	S3-are (kg/cm^2)	R1-are (kg/cm^2)
Terzagui (1943)	11,4	20,3
Terzagui e Peck (1948) (recalque de 50 mm)	5,4	8,2
Godoy & Teixeira (1996)	6,6	10,0
Guia de fundações rodoviárias Espanha (recalque de 50 mm)	4	7,2
Carga admissível adotada para recalque de 50 mm	4	7,2

Tabela 10. Carga admissível para solos S3-arg e rocha R1-arg.

Método de cálculo	S3-arg (kg/cm^2)	R1-arg (kg/cm^2)
Terzagui simplificado	4,1	5,3
Carga admissível adotada para recalque de 50 mm	4,1	5,3

Para fundações diretas UG-III foram usados valores de resistências à compressão simples estimados de 7,5 MPa para argilitos e de 20 MPa para arenitos. Assim, a estimativa de carga admissível para rochas R2 e R3 é apresentada na Tabela 11, cumprindo os requisitos de projeto.

Tabela 11. Carga admissível para rochas R2 e R3.

Método de cálculo	R2-arg (kg/cm^2)	R2-are (kg/cm^2)	R3-arg (kg/cm^2)	R3-are (kg/cm^2)
Norma DIN 1054 (2005)	15	15	15	15
Código inglês CP2004 (1972)	20	40	20	40
Código USA	15	40	15	40
Códigos ingleses	37,5	100	37,5	100
Bowles (1988)	10	25	12	35
Guia de fundações rodovias Espanha (DIN 1054)	4,9	8,0	8,0	13,1
Terzagui com fatores de carga de Rankine	5,5	40	10,5	93
Carga admissível adotada para recalque de 50 mm	4,93	8,0	8,05	13,14

A partir dos resultados, foi adotada fundação direta para os 84 aerogeradores. Foi descartado o apoio direto das fundações em solos S1 por apresentar capacidade de carga à ruptura inferior a pressão vertical máxima projetada de 200 kN/m^2. Assim, 4 fundações sofreram troca de solo para substituição do solo S1 por

concreto ciclópico. Os solos S2 e as unidades geotécnicas UGII e III apresentam capacidade de carga à ruptura superior a pressão vertical máxima projetada (200 kN/m^2) e valores aceitáveis de recalque para essa pressão de acordo com os requisitos de projeto (recalque máximo de 50 mm e diferencial máximo de 3mm/m). Por fim, a rigidez rotacional e horizontal calculada atende ás exigências técnicas do fabricante em todos os casos;

5 CONCLUSÃO

O Brasil é um país de dimensões continentais, com diferentes tipos formações rochosas, diferentes ambientes deposicionais e distintos processos tectônicos envolvidos na sua composição. Como todas as obras de geração de energia se considera os locais em que há a viabilidade de geração independentes dos desafios que venham a ser gerados e vencidos pela engenharia por conta de uma geologia desfavorável.

A energia renovável vem se mostrando forte e cada vez mais eficaz como a nova matriz energética, mas ela traz questões desafiadoras quando se trata de sua fundação. Tradicionalmente são feitos estudos de caracterização do solo e da rocha com a retirada de amostras e análises em laboratório, como indicam as boas práticas da engenharia. Para plantas eólicas essa prática é mais crítica, visto que os aerogeradores são localizados afastados e a estratégia de compreensão do meio localmente pode limitar estratégias. Assim, estudos expeditos, a nível conceitual, adota a correlação dos dados gerados pelas sondagens mistas e sondagens geofísicas por meio de correlações existentes propostas pela literatura.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha família que me deu suporte durante toda minha pesquisa e ao Dr. Marcio Leão que me deu apoio e me orientou e motivou a prosseguir com a publicação do presente trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barata, F.E. (1984) Propriedades da mecânica dos solos: uma introdução ao projeto de fundações. Rio de Janeiro LTC.

Bowles, J. E. (1988) Foundation Analysis and Design. 5th Edition.

Caldas, D. M. (2010) Estudo do potencial eólico e estimative de geração de energia de um projeto eólico na cidade do Rio de Janeiro utilizando WindPro eo WAsP. Trabalho de graduaçãopara engenheiro elétrico da Escola politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

CP 2004/1972 – Code of Practice for Fondations.

DIN 1054 – Ground – Verification of thr safety of earthworks and foundations, 2005.

Epalanga, S. A. O. (2013) Energia eólica – Viabilidade técnica de projeto eólico na região de Urubici. Trabalho de graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Santa Catarina.

Godoy, N. S., Teixeira, A. T. (1996). Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. Fundação: Teoria e Prática, Hachich et al. (eds.), Ed Pini Ltda., São Paulo, Cap. 7p. 227-264.

Lôbo, J. R. Estudo do Projeto Geotécnico de Fundação de Uma Turbina Eólica. Projeto de Graduação - Rio de Janeiro: UFRJ / Escola Politécnica, 2018. VIII, 90 p.

Peck, R. B., Hanson, W. E., Thombum, T. H. (1974) Foundation Engineering. John Wiley & Sons, N.Y.

Rodrigues, H. B. (2019) Estudo de Fundação Direta de Aerogerador com Métodos Numéricos. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Florianópolis, SC, 165 p.

Terzaghi, K. (1943) Teoretical Soil Mechanics. John Willey and Sons.

Terzagui, K., Peck, R. B. (1948) Soil machanics in engineering. New York, John Willey & Sons.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/316

Fundação de Tanques de Etanol de Grande Porte com Recurso de Melhoramento de Solos com Coluna de Brita

Thaís Maria Leite Paludeto
Engenheira Geotécnica, JETsj, Lisboa, Portugal, tpaludeto@jetsj.com

Nuno Braz da Silva
Coordenador de Projeto, JETsj, Belo Horizonte, Brasil, nsilva@jetsj.com

RESUMO: A existência de solos com fracas características de resistência de deformabilidade no horizonte de fundação de diversos tanques de etanol no Mato Grosso levou à necessidade de promover o melhoramento dos solos de fundação até a profundidade média de 9,0m com recursos à tecnologia de vibrosubstituição com colunas de brita no sistema bottom-feed. A melhoria ocorre quer pela substituição das areias com um densidade relativa baixa por brita com melhores características de resistência, gerando assim um aumento do ângulo de atrito e prespectivos módulos de deformabilidade tal como o efeito de expansão de cavidade pelo deslocamento das partículas sólidas do solo e, assim, um aumento da densidade relativa entre colunas de brita.

PALAVRAS-CHAVE: Melhoramento de Solos, Colunas de Brita, Vibrosubstituição.

ABSTRACT: The existence of inadequate soils, with low characteristics of deformability resistance in the foundation ground of ethanol tanks in Mato Grosso led to the need to promote the improvement of foundation ground up to an average depth of 9.0m using vibro replacement technology with stone columns in the bottom-feed system. The improvement occurs by replacing sand with a low relative density with crushed stone with better resistance characteristics, thus generating an increase in the friction angle and respective deformability modules such as the cavity expansion effect due to the placement of solid soil particles and an increase in the relative density between stone columns.

KEYWORDS: Ground Improvement, Stone columns, Vibro Replacement

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho apresenta a definição e dimensionamento da solução de tratamento do solo de fundação de 4 tanques de etanol de 25m de diâmetro TF-500-01, TF-500-02, TF-500-03 e TF-500-04 da nova planta de biocombustível localizada na estrada MT-130, a 25 km de Primavera do Leste, Mato Grosso, Brasil. A Figura 1 apresenta a planta de identificação dos tanques. Dada a fraca capacidade portante dos solos coesivos ocorrentes no local, preconiza-se um tratamento por meio da execução de uma malha de colunas de brita. Para a definição da solução levou-se em consideração a geologia local e as condicionantes económicas e de prazo de execução.

Entre as várias as técnicas de melhoramento e de reforço de solos em condições in situ, as que recorrem à não retida do material original e sim à instalação de elementos lineares preenchidos com material mais rígido e resistente do que o solo apresentam maior versatilidade, maior produtividade na execução e, consequentimente, são economicamente mais vantajosas (Domingues, 2006). Como não há a retirada de solo com a introdução de um material com melhores características de resistência, o melhoramento das características geomecânicas do solo natural é devido ao efeito de compactação deste solo em torno da coluna de brita, a qual quando introduzida compacta lateralmente o solo natural que passa a ocupar um menor volume (Priebe, 1995,1998).

Dentre as técnicas disponíveis, a técnica de melhoramento de solo com colunas de brita é uma das mais utilizadas quando se pretende aumentar a capacidade de carga, reduzir ou acelerar recalques, melhorar a estabilidade global ou reduzir liquefação (Domingues, 2006). As inclusões de brita são flexiveis e não coesivas, apresentam elevado módulo de deformabilidade e permeabilidade, portanto, são capazes de reduzir o período de assentamento pela concentração e redistribuição das cargas aplicadas, de aumentar a capacidade de carga do solo e diminuir os recalques (Felix, 2012).

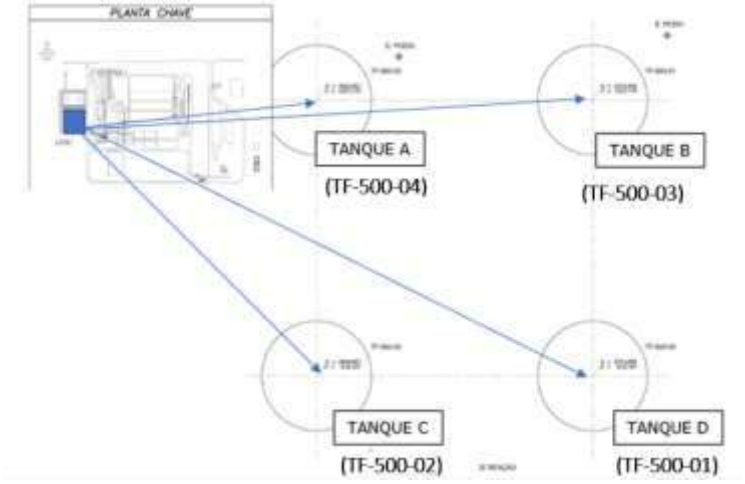


Figura 1. Identificação dos Tanques de Etanol

2 PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A definição e o dimensionamento da solução apresentada tiveram por base a informação recolhida na campanha de prospeção geotécnica por meio ensaio tipo SPT (Standard Penetration Test). Para o dimensionamento, foi considerado para cada um dos tanques, a sondagem mais condicionante executada na proximidade. As sondagens de referência condideradas para cada tanque estão indicadas na Tabela 1 e a Figura 2 apresenta a planta de localização das sondagens em relação aos tanques.

O perfil do subsolo prospectado nas sondagens é composto por uma primeira camada de silte arenoso, fofo, marrom, com espessura entre 3,0m a 4,5m. Segue a esta primeira uma camada de silte argiloso vermelho, mole a rijo até a cota final das sondagens, aproximadamente, 25,0m de profundidade. O nível d'água foi encontrado em todas as sondagens em 12,0m de profundidade.

Tabela 1 – Sondagens de Referência para cada tanque

I.D.	Sondagem de Referência	Cota de topo sondagem (m)	Cota de base do Tanque (m)	Espessura Camada a Escavar (m)
TANQUE A (TF-500-04)	SP-05	580,5	577,5	3,0
TANQUE B (TF-500-03)	SP-04	578,5	577,5	1,0
TANQUE C (TF-500-02)	SP-05	580,5	577,5	3
TANQUE D (TF-500-01)	SP-06	579,0	577,5	1,5

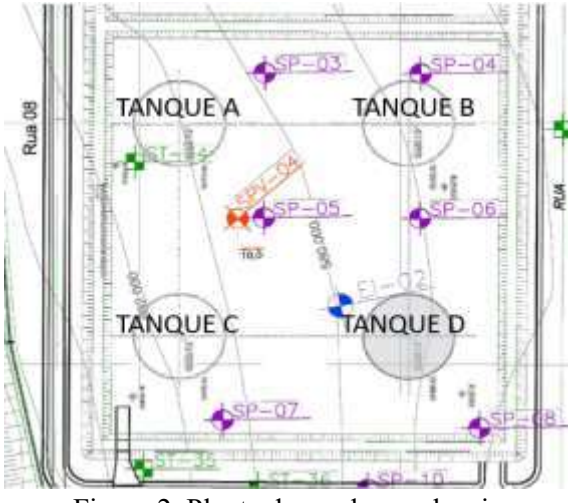


Figura 2. Planta de sondagens locais

2.1 Zoneamento Geotécnico e Parametrização

Para cada uma das sondagens de referência foram definidas quatro zonas geológica-geotécnicas. Para cada zona foram estimadas as propriedades geomecânicas através de correlações com o valor médio do ensaio SPT. As Tabela 2, Tabela 3 e Tabela 4, a seguir, apresentam para cada uma das sondagens, o referido zonamento e parametrização.

Tabela 2 – Zonamento Geotécnico – Sondagem S4 (Cota boca furo +578,5)

ZG	Prof. topo camada	Prof. base camada	Cota topo camada	Cota base camada	N_SPT médio	γ	c'	Ø'	E'
-	[m]	[m]	[m]	[m]	[golpes]	[kN/m³]	[kPa]	[º]	[MPa]
ZG1	0	8	578,5	570,5	4	16	0	22	7
ZG2	8	14	570,5	564,5	9	17	5	25	13
ZG3	14	17	564,5	561,5	13	18	5	30	21
ZG4	17	-	561,5	-	25	19	10	38	39

Tabela 3 – Zonamento Geotécnico – Sondagem S5 (Cota boca furo +579,0)

ZG	Prof. topo camada	Prof. base camada	Cota topo camada	Cota base camada	N_SPT médio	γ	c'	Ø'	E'
-	[m]	[m]	[m]	[m]	[golpes]	[kN/m³]	[kPa]	[º]	[MPa]
ZG1	0	7	579,0	572,0	3	16	0	22	4
ZG2	7	11	572,0	568,0	9	17	5	25	13
ZG3	11	16	568,0	563,0	15	18	5	30	22
ZG4	16	-	563,0	-	25	19	10	38	39

Tabela 4 – Zonamento Geotécnico – Sondagem S6 (Cota boca furo +580,5)

ZG	Prof. topo camada	Prof. base camada	Cota topo camada	Cota base camada	N_SPT médio	γ	c'	Ø'	E'
-	[m]	[m]	[m]	[m]	[golpes]	[kN/m³]	[kPa]	[º]	[MPa]
ZG1	0	7	580,5	573,5	4	16	0	22	6
ZG2	7	12	573,5	568,5	9	17	5	25	13
ZG3	12	15	568,5	565,5	16	18	5	30	25
ZG4	15	-	565,5	-	30	19	10	38	46

3 A SOLUÇÃO

A solução de tratamento do solo de fundação dos tanques consiste em uma malha de colunas de brita executada por vibrosubstituição de 900mm de diâmetro configurando uma porcentagem de substituição em área de 24% (Figura 3). O comprimento das referidas colunas será variável em função da profundidade das camadas mais competentes.

Para cada um dos tanques, o comprimento das colunas de brita foi definido tendo em consideração a informação em profundidade de cada uma das sondagens de referência, de forma a que a base das colunas de brita ficassem apoiadas ao nível de materiais caracterizados por valores do ensaio SPT superiores a 10 golpes. A Tabela 5 resume a solução de tratamento adotada para cada um dos tanques incluindo o comprimento das colunas de brita.

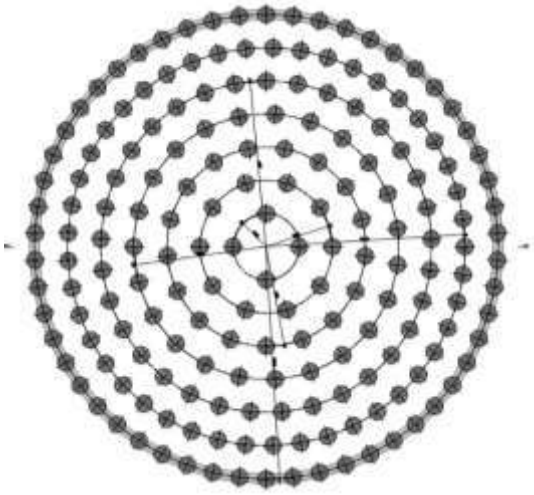


Figura 3. Solução de Tratamento do Solo – Colunas brita D900mm

Tabela 5 – Solução de tratamento de solo com colunas de brita

I.D.	Sondagem de Referência	Diâmetro Colunas (mm)	Nº colunas (un)	Taxa de substituição (%)	Comprimento Colunas (mm)
TANQUE A (TF-500-04)	S5	900	186	24%	8
TANQUE B (TF-500-03)	S4	900	186	24%	13
TANQUE C (TF-500-02)	S5	900	186	24%	8
TANQUE D (TF-500-01)	S6	900	186	24%	10

Previamente ao início da execução das colunas de brita de melhoramento do solo, foram realizadas colunas teste, próximas a cada sondagem de referência, de modo a aferir o controle eletrônico dos equipamento de vibrosubstituição por resistência, medida em Amperagem (A), e o número de golpes do ensaios SPT modelado em projeto (NSPT ≥ 10). Atingiu-se uma boa concordância entre a resistência de compactação/vibração e o número de golpes (base da coluna de brita) do ensaio NSPT ≥ 10, com exceção do tanque TF-500-02, onde obteve-se um valor limite de 200A aos 8,0m de profundidade, ou seja, um diferencial superior a 5,0m ao previsto de acordo com a sondagem SP-04 (L=13,0m). Considerou-se como tolerância admissível, variações de até 1,50m para o comprimento previsto das colunas de brita, em fase de projeto.

4 MODELO NUMÉRICO

A validação das soluções preconizadas teve por base a realização de modelos numéricos tridimensionais, utilizando para tal o software PLAXIS 3D, permitindo determinar o adequado comportamento do tanque para a fase de teste hidrostático tendo em consideração os requisitos da norma N270 Petrobrás, a qual determina os critérios admissíveis para os recalques absolutos e diferenciais durante e após o Hidroteste.

Foram executados 3 modelos numéricos, um para o tanque A e C (sondagem S5), um modelo para o tanque B (sondagem S4) e um terceiro modelo para o tanque D (sondagem S6). As cargas aplicadas nos modelos estão apresentadas na Tabela 6.

Para as colunas de brita foi estimado, como parâmetros para a modelagem, um módulo de elasticidade de 80MPa, ângulo de atrito de 40º e coesão nula.

Tabela 6 – Modelo Numérico – Cargas

Tanque	Diâmetro (m)	Carga Periférica (kN/m)	Carga Enchimento (kN/m^2)
Etanol	25,45	24	210

A malha de elementos finitos foi gerada a fim a se obter uma discretização e refinamento adequados próximo à interface solo-estrutura. Na Figura 4 e Figura 5 estão apresentadas a discretização da malha em uma perpectiva geral e em uma perpectiva aproximadas, respectivamente.

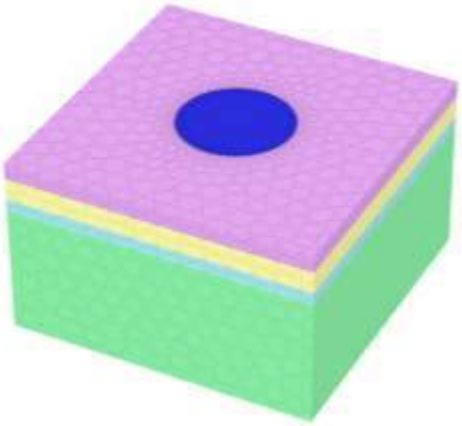


Figura 4. Malha de Elementos Finitos – Vista Geral

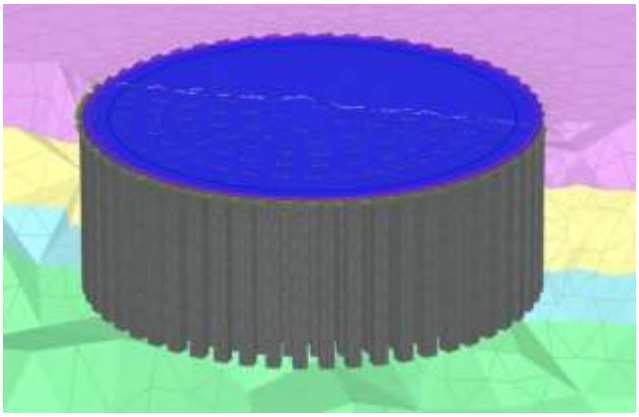


Figura 5. Malha de Elementos Finitos – Vista Aproximada

A Tabela 7 resume o faseamento construtivo considerado nas análises dos modelos numéricos. Na Figura 6 a Figura 11 estão apresentadas o modelo numérico em cada uma das etapas do faseamento construtivo.

Tabela 7 – Modelo Numérico - Faseamento Construtivo

I.D.	Descrição
0	Fase inicial – Geração das tensões iniciais
1	Escavação e execução das colunas brita
2	Execução da Laje de Fundo do tanque
3	Execução da parede periférica do tanque
4	Enchimento do tanque
5	Esvaziamento do tanque

Figura 6. Fase 0

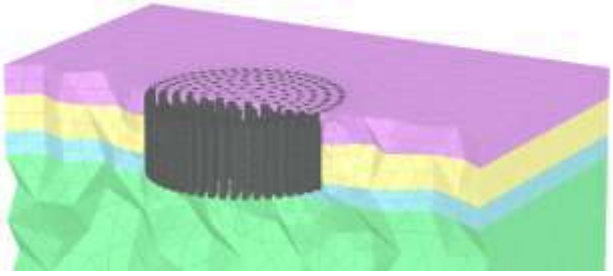


Figura 7. Fase 1

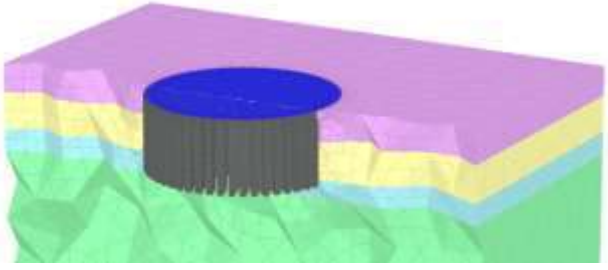


Figura 8. Fase 2

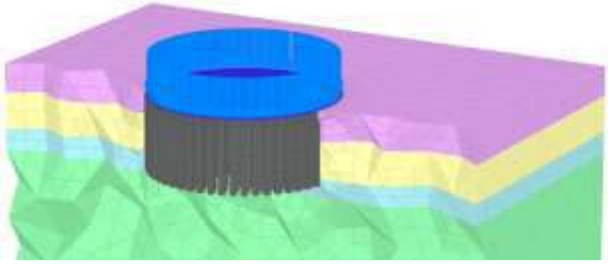


Figura 9. Fase 3

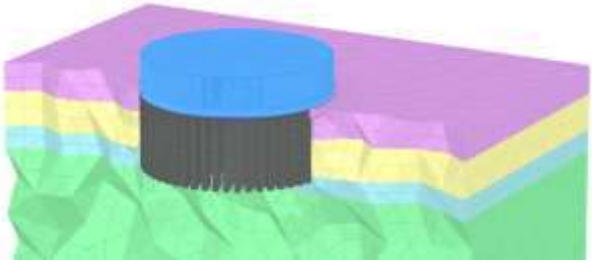


Figura 10. Fase 4

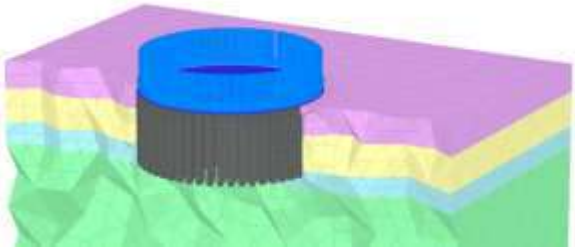


Figura 11. Fase 5

4.1 Resultados - Modelos Numéricos

Para cada um dos modelos numéricos desenvolvidos foram analisados os assentamentos e as tensões atuantes ao nível das colunas para a fase de carga e para a fase de descarga. As Figura 12 a Figura 17 apresentam os resultados obtidos para os deslocamentos verticais dos tanques e das lajes de fundo.

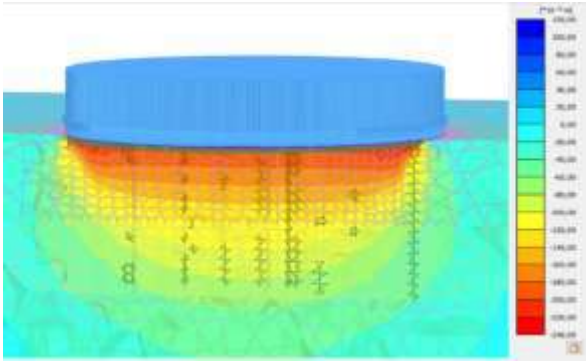


Figura 12. Deslocamentos verticais – Tanque B – Sondagem S4 – Fase 4 [uz,máx = -232mm]

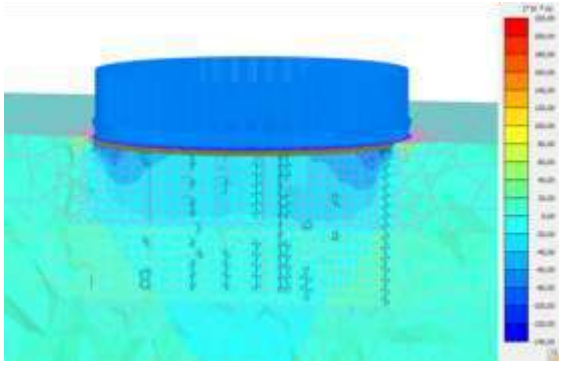


Figura 13. Deslocamentos verticais – Tanque B – Sondagem S4 – Fase 5 [uz,máx = -125mm]

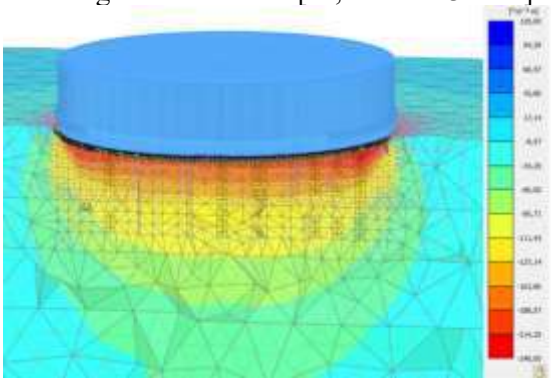


Figura 14. Deslocamentos verticais – Tanque A e C – Sondagem S5 – Fase 4 [uz,máx = -278mm]

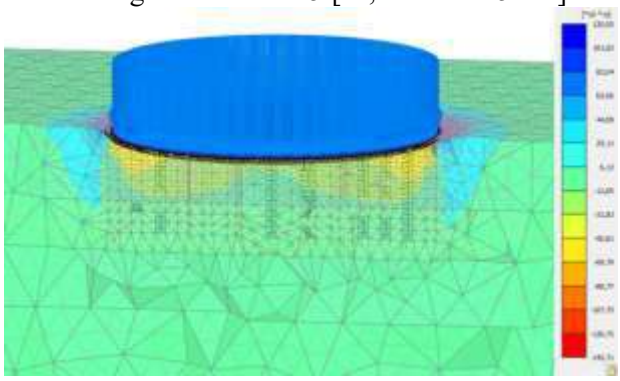


Figura 15. Deslocamentos verticais – Tanque A e C – Sondagem S5 – Fase 5 [uz,máx = -146mm]

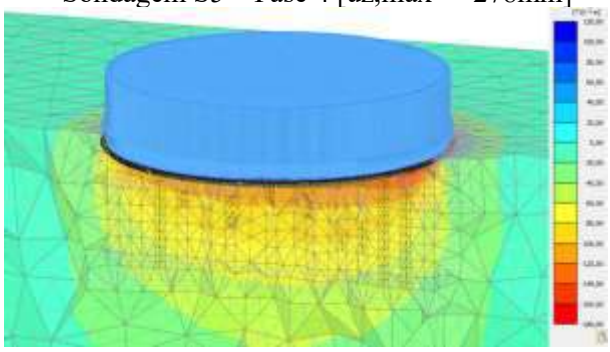


Figura 16. Deslocamentos verticais – Tanque D – Sondagem S6 – Fase 4 [uz,máx = -179mm]

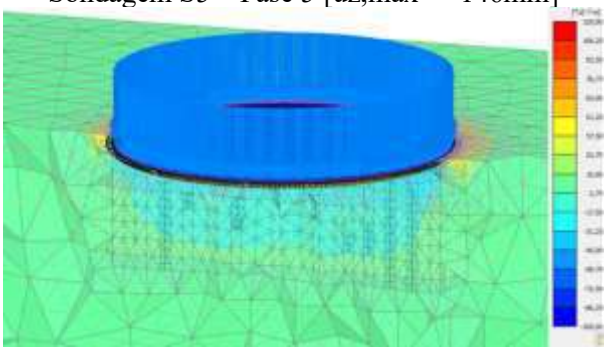


Figura 17. Deslocamentos verticais – Tanque D – Sondagem S6 – Fase 5 [uz,máx = -93mm]

A Tabela 8 e a Tabela 9 resumem os assentamentos absolutos obtidos, por meio dos modelos numéricos, para as fases de carga e descarga, ao nível da laje de fundo do tanque e ao nível da periferia da laje de fundo dos 4 tanques, respectivamente.

Tabela 8 – Análise Numérica – Resumo Resultados – Assentamentos Laje Fundo

Tanque	Sondagem Referência	Comprimento Colunas (m)	Assentamento Fase 4 (carga)			Assentamento Fase 5 (descarga)		
			uy,máx (mm)	uy,mín (mm)	Δuy (mm)	uy,máx (mm)	uy,mín (mm)	Δuy (mm)
A	5	8	-273	-256	17	-84	-14	70
B	4	13	-228	-216	12	-85	-20	65
C	5	8	-273	-256	17	-84	-14	70
D	6	10	-175	-167	8	-51	-2	53

Tabela 9 – Análise Numérica – Resumo Resultados – Assentamentos na Periferia da Laje Fundo

Tanque	Sondagem Referência	Comprimento Colunas (m)	Assentamento Fase 4 (carga)			Assentamento Fase 5 (descarga)		
			uy,máx (mm)	uy,mín (mm)	Δuy (mm)	uy,máx (mm)	uy,mín (mm)	Δuy (mm)
A	5	8	-270	-272	2	-83	-82	1
B	4	13	-227	-223	4	-83	-82	1
C	5	8	-270	-272	2	-83	-82	1
D	6	10	-175	-173	2	-50	-49	1

Apresenta-se na Tabela 10 a verificação ao estado limite de utilização de acordo com os critérios indicados em relação aos recalques admissíveis pela norma N270 Petrobrás.

Tabela 10 – Verificação ao Estado Limite de Utilização

Critério N270 Petrobrás	Recalque Admissível	Tanque B (Sondagem 4)	Tanque A e C (Sondagem 5)	Tanque D (Sondagem 6)
Recalque absoluto em qualquer ponto da periferia durante o teste hidrostático	uz ≤ 300mm	227 mm	270 mm	175 mm
Recalque diferencial entre dois pontos da periferia durante o teste hidrostático	Δ uz ≤ 38mm ao longo de 900mm	2 mm	1 mm	1 mm
Recalque diferencial entre dois quaisquer pontos da periferia durante o teste hidrostático	Δ uz ≤ 50mm	4 mm	2 mm	2 mm
Recalque diferencial entre um qualquer ponto da periferia e um ponto interno a 1150mm do longo do raio após o teste hidrostático	Δ uz ≤ 70mm	7mm	8mm	7mm
Recalque diferencial entre um qualquer ponto da periferia e o centro do tanque durante o teste hidrostático	Δ uz ≤ 100mm	12mm	17mm	8mm

5 RESULTADOS DE CAMPO

As colunas de brita teste foram executadas próximas as sondagens de referência para avaliação dos comprimentos previstos para as colunas de brita. Com a execução das colunas testes próximas as sondagens de referência foi possível calibrar o controle eletrônico dos equipamento de vibrosubstituição e validar os comprimentos previstos em projeto, e assim, seguir com a execução das colunas de brita do melhoramento de

solo. A Tabela 11 apresenta os comprimentos finais das colunas de brita para cada tanque, após a validação dos comprimentos e calibração da ersistencia de vibrocompactação, comparadas com os comprimentos previstos em projeto.

Tabela 11 – Solução de tratamento de solo – As Built

I.D.	Comprimento Previsto das Colunas (m)	Comprimento Colunas AS-BUILT (m)
TANQUE A (TF-500-04)	8	7 - 9
TANQUE B (TF-500-03)	13	11 - 13
TANQUE C (TF-500-02)	8	6 - 9
TANQUE D (TF-500-01)	10	8 - 9

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A solução de tratamento do solo com colunas de brita por vibrosubstituição para a fundação dos tanques foi proposta considerando-se as grandes vantagens desta técnica em relação a outros métodos de tratamento de solos. Entre as vantagens estão a expressiva redução no prazo de execução da obra, devido à alta produtividade do método. Além disso, trata-se de um processo que não agride o meio ambiente, já que a brita é um material mineral natural e inerte.

De acordo com os resultados apresentados, a solução de tratamento dos solos fofos e moles, superficiais, com recurso a colunas de brita vibrocompactadas permitem o cumprimento dos critérios de recalques absolutos e diferenciais de acordo com a norma N270 Petrobrás.

Analisando-se os comprimentos finais das colunas de brita, verifica-se que a campanha de prospeção complementar permitiu atestar a qualidade da solução executada, tal como a adequabilidade dos comprimentos das colunas de brita definidos no projeto.

AGRADECIMENTOS

A JETsj agradece à Tecnogeo Ground pela colaboração e disponibilidade no envio dos dados necessários para a elaboração deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Felix, M. (2012) Melhoramento de solo com coluna de brita. *Revista Techne*, Edição 187.

Petrobras (2014). N270: *Projeto de Tanque de Armazenamento Atmosférico*.

PLAXIS2D CONNECT Edition V21.01 - Material Models Manual. 2021

Priebe, H. J. (1995). *The design of vibro replacement. Ground Engineering*. Vol. 28, nº 10.

Priebe, H. J. (1998). Vibro replacement to prevent earthquake induced liquefaction. *Ground Engineering Revue.*

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/317

Fundações de Torres Eólicas Offshore: Modelagem de *Monopile* em Areia Quartzosa

Natalia Moschen Bottecchia
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, natybottecchia@gmail.com

Alessandro Cirone
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, acironegeo@gmail.com

José Wedney Pereira Gomes
Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, wedney.ecivil@gmail.com

Maria Cascão Ferreira de Almeida
Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, mariacascao@poli.ufrj.br

RESUMO: O aumento da preocupação global com a preservação do meio ambiente tem colocado em pauta a necessidade de se abordar os impactos ambientais associados à indústria de energia. Nesse contexto, a energia eólica offshore surge como uma promissora fonte de energia renovável. Apesar dos altos custos envolvidos, esse mercado mostra-se atrativo para o Brasil devido ao potencial costeiro. Este estudo buscou desenvolver um modelo numérico, utilizando o software *Plaxis* 3D, para investigar a resposta de fundações de torres eólicas offshore do tipo *monopile* instaladas em areia quartzosa, sob diferentes condições de carregamento – monotônico e cíclico – a ser validado por meio de resultados experimentais obtidos ensaios realizados em centrífuga geotécnica. Espera-se investigar o desempenho de fundações de torres eólicas offshore frente à variação dos parâmetros geotécnicos do solo arenoso e identificar quais deles tem maior influência nos resultados.

PALAVRAS-CHAVE: Fundação de torre eólica offshore, Monopile, Modelagem Numérica, Modelagem Centrífuga.

ABSTRACT: The increase in global concern about preserving the environment has highlighted the need to address the environmental impacts associated with the energy industry. In this context, offshore wind energy emerges as a promising source of renewable energy. Despite the high costs involved, this market is attractive to Brazil due to the coastal potential. This study seeks to develop a scope for a numerical model, using Plaxis 3D software, to investigate the response of monopile offshore wind tower foundations installed in sand, under different loading conditions – monotonic and cyclic – to be validated using of experimental results obtained from geotechnical centrifuge tests. It is expected to investigate the foundation performance of offshore wind tower in the face of variations in the geotechnical parameters of the sandy soil and identify which of them have the greatest influence on the results.

KEYWORDS: Offshore Wind Foundation, Monopile, Numerical Modeling, Centrifuge Modeling.

1 INTRODUÇÃO

O aumento da preocupação global com a preservação do meio ambiente tem colocado em pauta a necessidade de se abordar os impactos ambientais associados à indústria de energia. Tem-se observado uma tendência de aumento de investimentos em fontes de energia renováveis em detrimento daquelas baseadas em combustíveis fósseis, alinhado com os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável da Organização das Nações Unidas (ONU) – Energia Limpa e Acessível (Objetivo 7).

No Brasil, 82,9% de sua matriz elétrica é renovável, com 61,9% sendo gerada a partir de usinas hidrelétricas (Empresa de Pesquisa Energética, 2023), conforme evidenciado na Figura 1 (a).

Embora essa seja classificada como uma fonte de energia renovável, durante sua implantação e operação são gerados múltiplos impactos ambientais, o que compromete sua sustentabilidade. Em consequência, fontes de energia sustentáveis também em seu método de instalação e operação têm se tornado mais atraentes. Dentro desta perspectiva, um setor que tem ganhado visibilidade no cenário nacional é a produção de energia eólica offshore, que já faz parte de discussões da Associação Brasileira de Energia Eólica (ABEEólica) e da Empresa de Pesquisa Energética (EPE).

Apesar dos elevados custos envolvidos na instalação de parques eólicos *offshore*, esse mercado se mostra atrativo para o Brasil devido à sua extensa costa, à presença de ventos constantes e eficientes na geração de energia, à logística simplificada devido à proximidade de portos marítimos, à aquisição de tecnologias mais avançadas, além da capacidade de evitar impactos sonoros e visuais para as comunidades próximas, o que ocorre com parques eólicos localizados no continente.

No último relatório publicado pela Global Wind Energy Council (GWEC, 2023), países como Reino Unido, Alemanha e China lideraram em termos de capacidade instalada de energia eólica offshore, concentrando 83% dos 64,3GW instalados no mundo, Figura 1 (b).

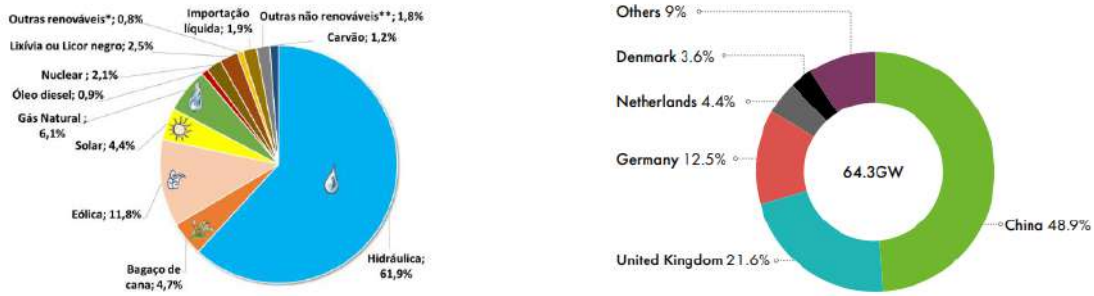


Figura 1 – (a) Matriz elétrica brasileira em 2022 (EPE, 2023) e (b) Total instalado de energia eólica no mundo por país (GWEC, 2023).

Embora não existam parques eólicos no Brasil, o país possui cerca de 700GW de potencial para a produção de energia eólica offshore, em locais com profundidades de até 50 metros (EPE, 2020) e registrou cerca de 78 processos de licenciamento ambiental em andamento até 2023, englobando estados como Ceará, Espírito Santo, Maranhão, Piauí, Rio de Janeiro, Rio Grande do Norte, Rio Grande do Sul e Santa Catarina, com previsões de 189GW a serem instalados (Ibama, 2023).

As energias limpas, por possibilitarem o desenvolvimento sem emissão de carbono, representam o futuro na transição energética global, resultando em ganhos ambientais em comparação às matrizes energéticas historicamente predominantes.

A principal diferença entre as turbinas eólicas *onshore* e *offshore* está em como as Turbinas Eólicas *Offshore* (TEO) são estruturalmente suportadas, ou seja, sua fundação. As TEO geralmente são sustentadas por vários tipos de fundações, sendo essa escolha dependente de diversos fatores, tais como a profundidade da lâmina d'água (LDA), custos econômicos, metodologias de construção, características do solo e características das ações atuantes. Entre os diversos tipos de fundações existentes, o *monopile* segue sendo amplamente utilizado, correspondendo a 75% das fundações existentes (Wind Europe, 2019).

As fundações das TEO enfrentam consideráveis cargas horizontais e momentos induzidos por ventos, ondas e correntes. Atualmente, o método padrão de projeto adotado é o das curvas P-Y, no qual P representa a força de reação lateral do solo por unidade de comprimento ao longo do eixo da estaca, e Y é o deslocamento lateral correspondente. No entanto, esse método possui limitações, especialmente quando aplicado a *monopiles* de grande diâmetro, ainda, não considera as interações tridimensionais solo-estaca. Assim, a aplicação de métodos como os propostos pela API (2011) e pelo DNV (2016) têm sido questionados.

Deste modo, este trabalho teve por objetivo desenvolver modelagens numéricas tridimensionais utilizando o software *Plaxis* 3D, para prever a resposta de fundações de torres eólicas offshore do tipo *monopile* em areia, sob diferentes condições de carregamento – monotônico e cíclico – a serem validadas por meio de resultados experimentais obtidos em ensaios realizados na centrífuga geotécnica do LM^{2}C da UFRJ.

2 FUNDAÇÕES DE TORRES EÓLICAS OFFSHORE

Os tipos predominantes de fundações para turbinas eólicas incluem as fixas e as flutuantes. Em turbinas eólicas offshore (TEO), acentua-se a particularidade das cargas provenientes do vento e das ondas exercerem maiores forças na estrutura em comparação com as cargas verticais, gerando elevado tombamento. Nesse contexto, é essencial assegurar uma eficiente ancoragem ao solo, visando a prevenção de deslocamentos irreversíveis na estrutura e que comprometam seu funcionamento.

2.1 Principais Tipos de Fundações

As turbinas eólicas offshore (TEO) contam com uma variedade de fundações para seu suporte, incluindo base de gravidade, *monopile*, tripé, jaqueta, sucção e fundações flutuantes (Figura 2).

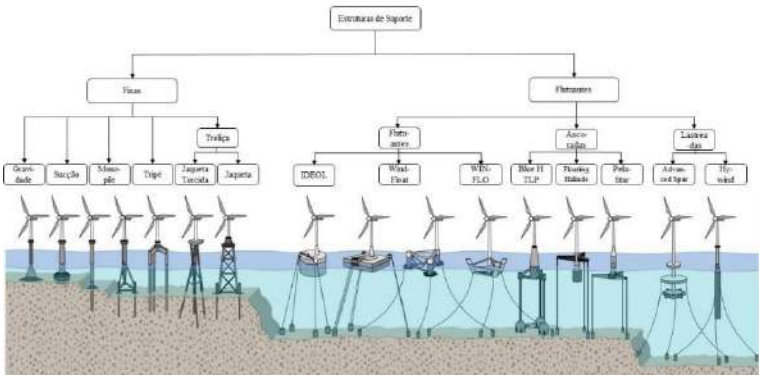


Figura 2 – Principais fundações de TEO existentes fixas e flutuantes (Adaptada Rodrigues *et al.*, 2016).

A base de gravidade é uma estrutura de concreto armado projetada para utilizar seu próprio peso como principal meio de estabilização no leito marinho, geralmente de construção simples e baixo custo. Essas fundações apresentam capacidade de carga reduzida, sendo mais adequadas para leitos marinhos compostos por argila rija, solo arenoso ou rocha (Wu *et al.*, 2019). Costumam ser instaladas em águas com profundidades inferiores a 10 metros (Koekkoek, 2015).

O *monopile* é uma fundação composta por uma estaca de aço e uma seção de transição, onde a torre da turbina eólica é instalada. Feita de chapas de aço soldadas, essa estaca sustenta cargas verticais pelo atrito lateral e cargas horizontais pela mobilização da resistência lateral do solo ao longo do fuste. Geralmente instalados em águas rasas, entre 20 e 40 metros de profundidade, os *monopiles* são amplamente utilizados devido à sua facilidade de fabricação e baixo custo (Iwicki; Przewlócki, 2020; Koekkoek, 2015). No entanto, sua aplicação pode ser limitada pela profundidade da água e pelas condições geológicas que exigem medidas anti-erosão adicionais (Fan *et al.*, 2022).

As fundações em tripé consistem em três tubos de aço dispostos em um triângulo equilátero, capazes de suportar cargas aplicadas à turbina e transmitir esforços para as estacas. São fundações adequadas para profundidades de água entre 10 e 60 metros de profundidade, sendo de estruturas pré-fabricadas, estáveis e leves. Sua desvantagem é a necessidade de uma plataforma fixa de construção offshore (Wu et al., 2019).

Um outro tipo de fundação são as Jaquetas, estruturas de treliça montadas com tubos de aço, fabricadas previamente por soldagem em terra e posteriormente instaladas no leito marinho. Embora sejam relativamente econômicas em termos de consumo de aço, a logística para sua instalação aumenta consideravelmente o custo total. Têm sido amplamente utilizadas em profundidades de água intermediárias, variando de 10 a 60 metros (Wu et al., 2019).

Tem-se ainda, as fundações fixas de sucção que utilizam âncoras de sucção para se fixar no leito marinho. Possuem o objetivo de cobrir diversas profundidades e terem um custo relativamente baixo. Funcionam bombeando a água presente em seu interior para a região de fora, diminuindo a pressão interna e facilitando sua instalação. Por ser um processo reversível, são versáteis e em muitos casos, não necessitam da preparação do solo, o que beneficia sua logística. No entanto, suas limitações envolvem dificuldades na elaboração do projeto e a frequente necessidade de correções (Maciel, 2017).

Por fim, temos as fundações flutuantes que permitem a geração de energia em águas profundas, onde fundações fixas seriam inviáveis economicamente. Existem três principais configurações: as plataformas estabilizadas por lastro, caracterizadas por sua estabilidade e baixa amplitude de movimento, mas com cargas de fadiga elevadas e requisitos específicos de instalação; as plataformas estabilizadas por flutuação, que oferecem baixos custos de ancoragem e transporte, mas são suscetíveis a movimentos induzidos por ondas e possuem projeto estrutural complexo; e as plataformas estabilizadas por ancoragem, que têm baixo movimento induzido por ondas e design estrutural simples, mas enfrentam desafios com o custo e a instalação (Wu et al., 2019; Bahetty; Ozcelik, 2021).

Embora existam alguns outros tipos de estruturas de suporte para turbinas eólicas offshore aqui não detalhados, os apresentados são os principais, abrangendo desde conceitos de fundações fixas até flutuantes, fornecendo uma visão geral das diversas fundações existentes para TEO.

2.2 Metodologia de Projeto de Monopile Offshore

A análise, o projeto e a instalação de *monopiles* carregados lateralmente tem-se baseado em padrões geotécnicos gerais complementados por diretrizes mais específicas e fórmulas semiempíricas desenvolvidas principalmente pelas indústrias de petróleo/gás offshore (American Petroleum Institute (API), 2010; DIN, 2005; Det Norske Veritas (DNV), 2011 *apud* O'kelly; Arshad, 2016).

Um dos métodos mais utilizados é o emprego das curvas P-Y, que simplifica o sistema de fundação solo-estaca como uma viga em fundação Winkler não linear. A suposição de Winkler é que a resistência do solo (P) em qualquer profundidade depende apenas do deslocamento relativo entre o eixo da estaca e o solo (Y) nessa profundidade, sendo independente das forças de interação acima e abaixo. No entanto, esse método possui limitações, especialmente quando aplicado a *monopiles* de grande diâmetro, pois não considera adequadamente a interação solo-estaca.

Tem-se questionado, também, a validade de outros métodos, que são baseados em limitados dados de campo, obtidos para estacas de diâmetro relativamente pequeno (ou seja, flexíveis), sob baixos números de ciclos de carga, em que a carga de onda é a principal preocupação. Ao se extrapolar para prever eventos extremos, os projetistas de estruturas TEO devem considerar simultaneamente os espectros de carga de onda e vento. Diferenças na aplicação de carga, bem como outras limitações inerentes às fórmulas semiempíricas da indústria de petróleo/gás offshore, exigem considerações cuidadosas na extrapolação dessas formulações para o projeto de fundações *monopile*. Muitas vezes, essas formulações não podem ser aplicadas com confiança pela indústria de energia eólica offshore visando otimizar resultados e economia (IEC, 2005; Dobry *et al*., 1982 *apud* O'kelly; Arshad, 2016).

A escassez de dados de campo relatados na literatura para carga lateral cíclica de *monopiles* de grande diâmetro dificulta a validação dos métodos de projeto atuais, bem como a calibração de modelos numéricos. Estudos experimentais e numéricos detalhados são necessários para preencher a lacuna de conhecimento entre os códigos/diretrizes de projeto existentes e as condições de carga. Uma possível solução é a realização de ensaios em centrífuga geotécnica de *monopiles* instrumentados em escala reduzida, com a aplicação de elevados números de ciclos de carga lateral, combinados com diferentes condições de solo. Tais estudos podem fornecer informações valiosas para a calibração de modelos numéricos, bem como a validação de métodos/teorias atuais para a análise e projeto de *monopiles* de TEO.

2.3 Cargas atuantes e desafios enfrentados

Turbinas eólicas offshore enfrentam diversos tipos de cargas verticais e laterais, incluindo ventos, ondas e a rotação das pás, que se desenvolvem a depender das condições ambientais local, dos parâmetros de projeto da estrutura e da sua instalação. Cada um desses carregamentos possui características únicas em termos de magnitude, frequência e número de ciclos aplicados à fundação, resultando em cargas laterais significativas e momentos fletores consideráveis ao nível do solo.

Byrne e Houlsby (2015) definiram cargas típicas para uma turbina de 3,5 a 5 MW, com altura entre 90 e 110 m e em LDA entre 20 e 50 m no Reino Unido, conforme mostradas na Figura 4. Tipicamente, para uma estrutura deste porte, o peso varia de 6 a 10 MN, os esforços de vento atuando no eixo da turbina estão na faixa

de 1 a 2 MN, e a combinação de corrente e ondas de 3 a 6 MN, atuando 10 m acima do leito marinho por um período de 10 segundos.

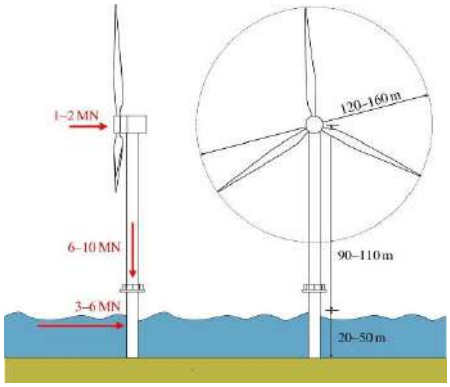


Figura 3 – Cargas atuantes em uma turbina de 3,5MN (Byrne & Houlsby, 2015).

Cargas de onda, embora representem as maiores cargas laterais nas fundações de TEO, em termos de momento de flexão gerado, ficam em segundo plano em comparação com o momento gerado pelo vento e pela rotação das pás da turbina. Isso se deve ao braço de alavanca menor em relação ao comprimento geral da torre. As cargas de ondas dependem de parâmetros como altura e período das ondas, e a teoria utilizada para calculá-las na estrutura depende do seu tamanho (Arany *et al.*, 2017; Leblance, 2009 *apud* O'kelly; Arshad, 2016).

As cargas de vento são as segundas maiores cargas que atuam nas estruturas de TEO, com dois componentes distintos de acordo com a localização da ação do vento. A primeira é o empuxo, que age no topo da torre da turbina eólica devido à variação de pressão causada pelo fluxo de ar nas pás da turbina. A segunda é a força distribuída, que age ao longo de toda a altura da torre devido ao efeito de corte do vento. A intensidade do vento varia no espaço e no tempo, com maior velocidade em altitudes maiores (Arvan; Raju; Arockiasamy, 2023). O espectro Kaimal ou Von-Karman descreve as características complexas da turbulência devido às rajadas de vento.

O peso próprio dos componentes gera cargas estáticas aplicadas à fundação, denominadas 1P e 2P/3P. Essas cargas incluem vibrações geradas na estrutura pelo rotor devido ao desequilíbrio de massa, resultando em momento de tombamento, carga lateral (1P) e cargas dinâmicas devidas aos efeitos de sombreamento das pás, com frequência dependente do número de pás da turbina (2P ou 3P) (Arany *et al.*, 2017). Em regiões sísmicas ativas, a ação sísmica deve ser considerada junto com outras cargas operacionais, devido ao potencial de ocorrência do fenômeno de liquefação nessas áreas (Arvan; Raju; Arockiasamy, 2023). Cargas de gelo devem ser analisadas em regiões frias pois exercem cargas estáticas e dinâmicas na estrutura, sendo necessárias considerações especiais.

3 MODELAGEM FÍSICA E NUMÉRICA

Neste estudo, será apresentado o escopo do modelo numérico que está sendo desenvolvido no software *Plaxis 3D* para analisar o comportamento da fundação de uma torre eólica offshore do tipo *monopile*. São consideradas duas condições de projeto: o Estado Limite de Serviço (ELS), avaliado através da variação da rigidez secante e da acumulação de deslocamentos em função de um carregamento cíclico, e o Estado Limite Último (ELU), avaliado através da capacidade de carga monotônica lateral. Adicionalmente, pretende-se identificar padrões, comportamentos e respostas da fundação *monopile* frente à variação dos parâmetros geotécnicos do modelo, realizando uma análise de sensibilidade.

O modelo numérico consiste em uma representação tridimensional da fundação da torre eólica, incluindo o solo ao redor da estaca e a plataforma adjacente. As propriedades do solo, como resistência ao cisalhamento, módulo de deformação e índice de vazios mínimo e máximo, foram definidas com base em dados geotécnicos da areia quartzosa da Praia de São Francisco em Niterói no Estado do Rio de Janeiro, com grãos predominantemente arredondados, cuja composição química possui majoritariamente dióxido de silício – SiO2 (80,1%), óxido de alumínio (13,1%) e óxido de potássio – K20 (3,7%), a qual foi estudada por meio

de análises laboratoriais na pesquisa de mestrado de Gomes (2020). Os parâmetros estão reportados na Tabela 1.

Tabela 1 – Parâmetros para areia quartzosa (Adaptada Gomes, 2020).

$e_{máx}$	$e_{mín}$	e	$\gamma_{máx}$ (kN/m³)	$\gamma_{mín}$ (kN/m³)	γ_n (kN/m³)	G_s	d_{50} (mm)	ϕ (º)	$G_{máx}$ (MPa)	E_{sec} (MPa)	E_0 (MPa)	υ
0,92	0,60	0,60	16,15	13,51	15,55	2,64	0,18	40,60	98,40	27,00	40,10	0,23

A geometria da fundação, incluindo sua forma e dimensões, foram replicadas da modelagem em centrífuga geotécnica apresentada na dissertação de Gomes (2024), a qual utilizou um fator de aceleração gravitacional de 100, para representação em escala de protótipo 1:2, de fundação *monopile* para TEO de 3,5MW. A correta representação do protótipo no modelo físico foi garantida utilizando-se um valor de d50 acima de 88 para que o solo se comportasse como meio contínuo, seguindo as diretrizes de Klinkvort (2012), e quanto a variação de tensão vertical ao longo do modelo segundo Madabhushi (2014), essa pode ser desconsiderada para fins práticos pois é da ordem de 3%. A Figura 4 apresenta a geometria do experimento na centrífuga e a Tabela 2 os parâmetros da estaca.

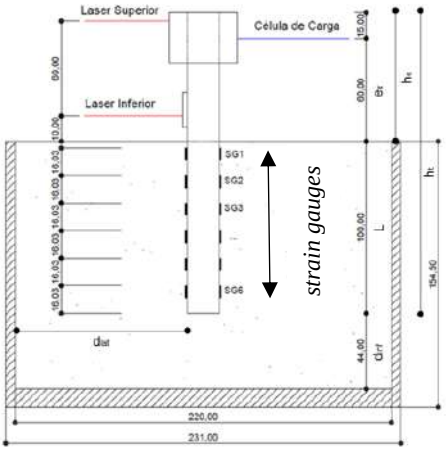


Figura 4 – Croqui do ensaio e da instrumentação adotada (Gomes, 2024).

Tabela 2 – Parâmetros da estaca (Adaptado Gomes, 2024).

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	t (mm)	E_p (GPa)	I_p (mm⁴)	E_pI_p (kN.m²)	K_r
19,40	16,19	1,61	70,00	3580,4	0,25	0,1

O modelo físico é simulado por meio de modelo de elementos finitos tridimensional utilizando o software *Plaxis 3D.* Conforme mostrado na Figura 5 (a), o modelo é composto por três partes: o *monopile*, o solo ao seu redor e o solo dentro do *monopile*. Devido à simetria, apenas metade do sistema solo-*monopile* precisa ser simulado (vide Figura 5.b). As dimensões do modelo numérico são iguais ao experimento realizado na centrífuga (Figura 4) e foi utilizado um fator de escala de 100g no Plaxis 3D a partir do *input* ΣM_{weight} para simular o aumento da gravidade no modelo numérico conforme o ensaio replicado.

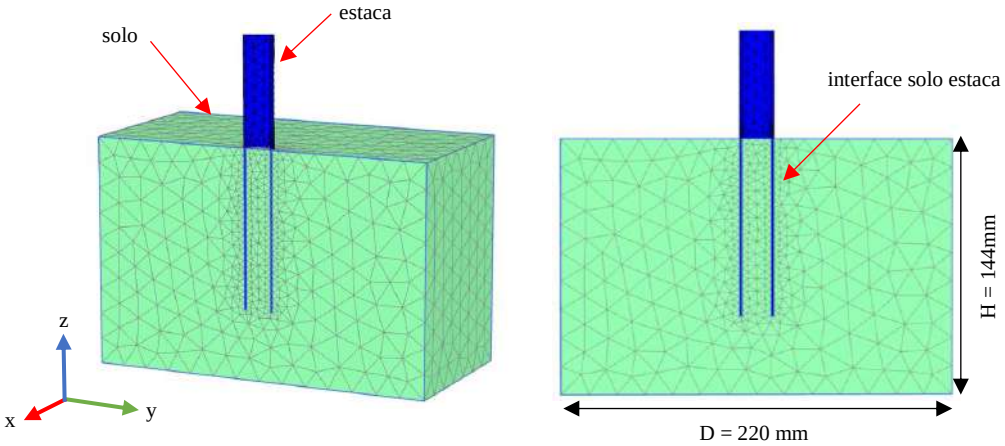


Figura 5 – (a) Vista geral do modelo numérico e (b) malha e dimensões do solo.

Realiza-se análise drenada, dividida em três etapas: na primeira etapa, é inicializado o solo de fundação, em condição K_0; na segunda etapa, o *monopile* é ativado no modelo na condição plástica; e na terceira, e última etapa, são considerados os carregamentos no *monopile*. O carregamento lateral monotônico é aplicado com uma velocidade de 0,32mm/s, e o carregamento cíclico com frequência entre 7 e 14Hz, ambos à 60mm do solo, conforme realizado na modelagem física (Gomes, 2024). Vale ressaltar que não são simulados os efeitos de instalação da estaca.

Quanto ao modelo constitutivo adotado, é utilizado o modelo elasto-plástico Hardening Soil, que é amplamente empregado para descrever o comportamento de solos arenosos. As condições de contorno da modelagem estabeleceram um deslocamento lateral máximo de 20 mm para a carga monotônica, no ponto de aplicação da carga (60mm acima do solo), correspondendo a 0,2D na superfície do solo, dobro da carga de ruptura no ELU, de acordo com Klinkvort (2012).

As curvas de deslocamento lateral (mm) *versus* força lateral (N), obtidas nas alturas de medição do laser superior e inferior, e as curvas de deslocamento lateral (mm) *versus* momento fletor (N.mm), obtidas pelos *strain gauges* no ensaio físico, são comparadas com o resultado numérico. Para o carregamento cíclico, são avaliados o números de ciclos *versus* a variação da rigidez secante e número de ciclos *versus* deslocamento lateral acumulado de modo a verificar a manutenção das condições operacionais (ELS), rotação máxima de 0,5º indicada pelo DNV.

4 RESULTADOS ESPERADOS

A pesquisa visa desenvolver um modelo numérico para o dimensionamento de fundações de torres eólicas offshore tipo *monopile* sob diferentes condições de carregamentos - monotônicos e cíclicos - e para variadas condições geotécnicas. O modelo desenvolvido terá por objetivo prever o comportamento de interação solo-*monopile*, abrangendo suas deformações e deslocamentos laterais, através de uma metodologia numérica de elementos finitos validada por resultados experimentais de modelagem física em centrífuga geotécnica. Após a validação do modelo, ele será replicado na escala do protótipo com a gravidade g. Os resultados obtidos subsidiarão a metodologia de dimensionamento de fundações de torres eólicas offshore tipo *monopile*. A pesquisa objetiva, também, fornecer diretrizes e orientação para modelagem numérica de fundações tipo *monopile* instaladas em solos arenosos. Essas diretrizes poderão ser úteis para projetistas e engenheiros que trabalham com fundações de estacas em ambientes offshore, ajudando a melhorar as previsões de desempenho dessas estruturas.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) e Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) – Códigos de Financiamento (001).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARANY, L. *et al.* Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2017., p. 124-152

ARVAN, P. A.; RAJU, R. D.; AROCKIASAMY, M. Offshore Wind Turbine Monopile Foundation Systems in Multilayered Soil Strata under Aerodynamic and Hydrodynamic Loads: State-of-the-Art Review. **Pract. Period. Struct. Des. Constr.**, 2023., p. 26

ASIM, T. *et al.* A Review of Recent Advancements in Offshore Wind Turbine Tecnology. **Energies**, 2022., p. 30

BARRA, M. F. W. **Centrifuge Modelling of Monopile Foundation for Ofsshore Wind Turbines**. UFRJ. Rio de Janeiro, p. 141. 2020.

BASHETTY, S.; OZCELIK, S. Review on Dynamics of Offshore Floating Wind Turbine Platforms. **Energies**, 2021., p. 1-30

BYRNE, B. W.; HOULSBY, G. T. Helical piles: an innovative foundation design option for offshore wind turbines. **Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences**, 2015., p. 11

CHAKRABARTI, S. **Handbook of Offshore Engineering**. 1. ed. [S.l.]: Elsevier Ltd., 2005.

EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA. **Roadmap Eólica Offshore Brasil: Perspectivas e Caminhos para a Energia Eólica Marítima**. Governo Federal. [S.l.], p. 140. 2020.

EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA. Matriz Energética e Elétrica. **Empresa de Pesquisa Energética**, 2023. Disponivel em: https://www.epe.gov.br/pt/abcdenergia/matriz-energetica-e-eletrica. Acesso em: 5 Novembro 2023.

FAN, Q. *et al.* A Review of the Development of Key Technologies for Offshore Wind Power in China. **Journal of Marine Science Engineering**, 2022., p. 1-25

Global Offshore Wind Report. Bruxelas, p. 118. 2023.

GOMES, J. W. P. **Modelagem Centrífuga de Monopile em Areia Quartzosa**. COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2024.

GOMES, N. F. **Parâmetros Geotécnicos Estáticos e Dinâmicos de Areias Quartzosas e Carbonatadas**. UFRJ. Rio de Janeiro, p. 175. 2020.

IBAMA. Mapas de projetos em licenciamento - Complexos Eólicos Offshore. **gov.br**, 2023. Disponivel em: https://www.gov.br/ibama/pt-br/assuntos/laf/consultas/mapas-de-projetos-em-licenciamento-complexos-eolicos-offshore. Acesso em: 18 Outubro 2023.

IWICKI, P.; PRZEWLÓCKI, J. Short Review and 3-D FEM Analysis of Basic Types of Foundation for Offshore Wind Turbine. **Polish Maritime Research, Vol 27**, Poland, 2020., p. 31-39

KLINKVORT, R. T. **Centrifuge Modelling of Drained Lateral Pile - Soil Response**. Technical University of Denmark. Reino Unido, p. 888. 2012.

KOEKKOEK, R. **Gravity Base Foundations for Offshore Wind Turbines**. Delft University of Technolog. Nederland, p. 251. 2015.

LEIMEISTER, M.; KOLIOS, A.; COLLU, M. **Critical Review of Floating Support Structures for Offshore Wind Farm Deployment**. 15th Deep Sea Offshore Wind R&D Conference. Trondheim: IOP Publishing. 2018, p. 1-11.

MACIEL, G. D. S. G. **Desenvolvimento e Projeto Mecânico de uma Fundação para uma Turbina Eólcia Offshore**. Técnico Lisboa. Lisboa, p. 116. 2017.

MADABHUSHI, G. **Centrifuge Modelling for Civil Engineers**. 1 ed. ed. Boca Raton: Taylor & Francis Group, 2014.

O'KELLY, B. C.; ARSHAD, M. Offshore wind turbine foundations – Analyses and Design. **In:** RAN, L.; NG, C. **Offshore Wind Farms - Technologies, Design and Operation**. 1ª. ed. [S.l.]: Woodhead Publishing, 2016. Cap. 20.

RODRIGUES, S. *et al.* A Multi-Objective Optimization Framework for Offshore Wind Farm Layouts and Eletric Insfraestructures. **Energies**, 18 Março 2016., p. 1-42.

WU, X. *et al.* Foundations of offshore wind turbines: A review. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, 24 January 2019.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/318

Fundações diretas de aerogeradores: diretrizes para casos de não conformidade

Danilo Garbini Amaral
Engenheiro Geotécnico, HEAD5 Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, danilo.amaral@head5.com.br

Alessandro Cirone
Professor, PUC-RIO, Rio de Janeiro, Brasil, acirone@puc-rio.br

Lucas Ghion Zorzan
Engenheiro Geotécnico, HEAD5 Engenharia, Curitiba, Brasil, lucas.zorzan@head5.com.br

Paulo Cezar da Silva Junior
Geólogo, HEAD5 Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, paulo.cezar@head5.com.br

Marcelo Rossi Campos
Engenheiro Civil, HEAD5 Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, marcelo.rossi@head5.com.br

RESUMO: Na prática atual, os projetos de fundações de aerogeradores geralmente se baseiam em três critérios de avaliação: o número de golpes SPT, a velocidade da onda cisalhante e o coeficiente de reação vertical. Na etapa de liberação, o não atendimento a um desses critérios pode acarretar atrasos na obra, uma vez que são exigidas análises técnicas específicas ou novos ensaios nos locais de implantação das fundações. Com o objetivo de agilizar o processo, este o trabalho busca estabelecer diretrizes para realizar ajustes no projeto quando a fundação a ser liberada atende parcialmente aos critérios de aprovação. Em virtude do fato de a prova de carga sobre placa ser o método predominante de avaliação no campo, é utilizada uma abordagem embasada em métodos numéricos a fim de relacionar os resultados obtidos por meio da placa com o desempenho da fundação do aerogerador. Como resultado deste estudo, os critérios de aprovação são atualizados e são propostos ábacos de projeto considerando técnicas de tratamento da fundação para casos de não conformidade.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações de Aerogeradores, critérios de liberação, prova de carga sobre placa, ábacos de projeto

ABSTRACT: In current practice, wind turbine foundation projects typically rely on three evaluation criteria: the number of SPT blows, the shear wave velocity, and the modulus of subgrade reaction. Failure to meet any of these criteria during the approval stage can lead to construction delays, as specific technical analyses or new tests at the foundation sites are required. To expedite the process, this work aims to establish guidelines for making adjustments to the design when the foundation partially meets the approval criteria. Given that plate load testing is the predominant evaluation method in the field, a numerical methods-based approach is used to relate plate test results to wind turbine foundation performance. As a result of this study, approval criteria are updated, and design charts considering foundation treatment techniques for non-compliance cases are proposed.

KEYWORDS: Wind turbine foundations, approval criteria, plate load test, design charts

1 INTRODUÇÃO

Aerogeradores são estruturas apoiadas sobre fundações superficiais (sapatas circulares) ou fundações profundas (com estacas), em função das condições e dos aspectos geológico-geotécnicos locais. Fundações superficiais são economicamente mais viáveis, principalmente quando são consideradas as dimensões de tais estruturas, que frequentemente ultrapassam 20 metros de diâmetro. Todavia, a aplicabilidade de fundações

superficiais deve se pautar no atendimento de dois critérios principais: critério de resistência e critério de rigidez.

Em relação ao critério de resistência, durante a etapa de projeto, a capacidade de carga pode ser avaliada por fórmulas teóricas, como o trinômio de Terzaghi (1948), que consideram os parâmetros de resistência do solo de fundação, além da geometria do elemento de fundação.

Quanto ao critério de rigidez, conforme indicado DNV/Risø (2002), são verificadas simultaneamente as rigidezes rotacional e translacional. A rigidez rotacional mínima é normalmente definida pela fabricante do aerogerador, tendo em vista que este é um requisito que garante o correto funcionamento dos sistemas de geração. Já a rigidez translacional mínima é definida pelo projeto estrutural do elemento de fundação, pois está diretamente relacionada com os recalques verticais esperados em função das solicitações da estrutura.

É importante destacar que com o aumento do diâmetro de um elemento de fundação, a capacidade de suporte aumenta ao passo que a rigidez diminui, de tal forma que para fundações de grandes dimensões, o critério de rigidez torna-se preponderante para a verificação e liberação de fundações superficiais em relação ao critério de ruptura.

Durante a etapa de projeto, são priorizados ensaios geotécnicos convencionais, como ensaios de laboratório (caracterização, cisalhamento direto, triaxiais), ensaios de campo (sondagens a percussão, ensaios pressiométricos) e indiretos (tal como a geofísica MASW). Já na etapa de construção, a liberação das fundações pode ser fundamentada principalmente no mapeamento geológico de superfície e provas de carga sobre placa, que visam simular as solicitações de projeto no terreno de fundação em escala reduzida.

Mesmo com uma etapa de projeto e dimensionamento bem subsidiados por ensaios de campo e laboratório, a possibilidade de não conformidade durante a etapa de implantação deve ser considerada, tendo em vista que a campanha de investigações pode não abranger de forma representativa as condições geológico-geotécnicas de fundações tão grandes como são as fundações de aerogeradores. Neste sentido, o objetivo deste artigo é apresentar diretrizes para casos de não conformidade durante a etapa de implantação, em que mudanças no projeto são muitas vezes impraticáveis em função de cronograma, como forma de dar celeridade na tomada de decisão em relação a alternativas de reforço de fundação.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO

As diretrizes propostas pelo presente artigo são fundamentadas nos aspectos teóricos e práticos resultantes do desenvolvimento do projeto e da implantação de um Complexo Eólico localizado no estado do Rio Grande do Norte.

O Complexo Eólico em questão é composto por 55 aerogeradores, com fundações em concreto armado (f_{ck} mínimo de 30 MPa) moldado *in loco*, com geometria de sapata circular com diâmetro de 18,8 m e altura de 3,70 m.

Em relação ao contexto geológico local, o empreendimento está inserido majoritariamente na Formação Equador, que é formada por muscovita-quartzitos e por metaconglomerados, que foram observados em toda a extensão do complexo. Os muscovita-quartzitos são de coloração bege, por vezes, rósea, branco ou cinza claro, com foliação bem desenvolvida, granulometria fina a média e textura equigranular. Os metaconglomerados são polimíticos, com seixos de quartzo, gnaisse, granito, pegmatito, matriz de coloração cinza a esverdeada, predominantemente quartzosa e de granulação média. Durante as escavações das fundações dos aerogeradores, foram observados diques de pegmatito encaixados nos quartzitos e conglomerados da formação, conforme apresentado na Figura 1. Na região, as espessuras de solo são relativamente baixas (3 m), cuja granulometria é arenosa a areno-siltosa, com pedregulhos. Porém, em áreas próximas às margens dos principais rios e na porção sul do complexo, apresentam uma maior profundidade (até 15 m).

Figura 1: Mapeamento geológico da fundação

O dimensionamento e a análise estrutural do elemento de fundação consideraram as combinações de carregamento fornecidas pelo fabricante do aerogerador, sendo realizadas análise de estabilidade (equilíbrio de forças) e dimensionamento por análise numérica considerando um modelo de elementos finitos do tipo *Shell* apoiado em molas elásticas que representam o terreno de fundação. Como resultado deste estudo, foram obtidas as tensões atuantes na fundação e o coeficiente de recalque vertical mínimo, que representa a rigidez vertical mínima para atendimento à rigidez rotacional imposta pelo fabricante do aerogerador, a qual garante as condições adequadas de operação de todo o sistema.

Em relação à rigidez vertical mínima do terreno de fundação, esta foi obtida a partir da aplicação de um momento unitário no centro da base, paralelo ao plano da fundação, que induz a uma pequena rotação, também paralela ao plano. A partir da relação entre o momento unitário e sua respectiva rotação induzida, obtém-se o coeficiente de rigidez rotacional, que deve ser superior ao mínimo requisitado pelo fabricante. Dessa forma, partiu-se de uma rigidez rotacional mínima de 1E08 kNm/rad, de onde se obteve um coeficiente de recalque mínimo de 20.940 kPa/m.

A partir do coeficiente de recalque mínimo obtido, foi realizado o dimensionamento do elemento de fundação, considerando, portanto, as rigidezes da base (concreto) e da fundação (solo ou rocha), de onde se obteve a tensão máxima atuante na fundação igual a 200 kPa.

Além do mapeamento geológico de campo das fundações, que deve se atentar a todas as condicionantes geológicas desfavoráveis à estabilidade das bases, o atendimento aos dois critérios mencionados acima (ruptura e rigidez) deve ser rigorosamente verificado. Uma tensão admissível do terreno de fundação inferior à tensão máxima atuante poderia levar ao colapso geotécnico, enquanto coeficientes de recalque inferiores ao mínimo requisitado poderiam levar a deformações excessivas na base, comprometendo significativamente sua integridade estrutural.

Neste sentido, a verificação de tais critérios foi realizada em um primeiro momento na fase de projeto, em que foram considerados os resultados dos ensaios laboratoriais, sondagens mistas e ensaios geofísicos tipo MASW. Em um segundo momento, com o objetivo de verificar os cálculos e demais dimensionamentos da fase de projeto, foram realizados ensaios de placa *in situ* para a confirmação de ambos os critérios, seguindo as diretrizes da ABNT NBR 6489:2019

Mesmo com uma etapa de projeto bem consolidada e com informações suficientemente disponíveis do ponto de vista prático, alguns ensaios de placa resultaram em deslocamentos excessivos, gerando como consequência coeficientes de recalque abaixo do valor mínimo admissível considerado. Mudanças na concepção do projeto durante a implantação de tais estruturas se tornariam extremamente onerosas, tendo em vista o cronograma de obra, quantidade e porte dos aerogeradores, foram realizadas análises de tensão-deformação simulando diversas espessuras e tipos de substituição de material, para diferentes coeficientes de recalque obtidos em campo, obtendo-se um ábaco de substituição para todo o complexo eólico nas mesmas condições geológicas, trazendo celeridade na tomada de decisão para casos de não conformidade.

3 METODOLOGIA

2.1 Determinação do Coeficiente de Recalque para a Etapa de Projeto

Durante a etapa de projeto, o coeficiente de recalque da fundação pode ser obtido a partir dos parâmetros de deformabilidade do solo e da geometria do elemento de fundação, conforme Equação 1, proposta por Boussinesq (1885):

$$k_s = \frac{4E_s}{B \cdot \pi \cdot (1 - \upsilon^2)} \quad (1)$$

Em que:
k_s é o coeficiente de recalque;
E_s é o módulo de elasticidade do solo;
B é o diâmetro ou lado do elemento de fundação (base circular ou quadrada);
υ é o coeficiente de recalque.

O módulo de deformabilidade E_s e o coeficiente de Poisson υ podem ser obtidos por correlação com o número de golpes da sondagem SPT (N_{SPT}) ou preferencialmente a partir de ensaios de laboratório (ensaios triaxiais) e ensaios geofísicos tipo MASW.

Para o presente estudo de caso, os parâmetros E_s e υ foram inicialmente obtidos a partir de ensaios triaxiais tipo CD (adensado e drenado). Todavia, como a quantidade de ensaios triaxiais é muito inferior à quantidade de dados obtidos pelo ensaio MASW, que normalmente se dá a cada metro ao longo do subsolo ensaiado, os parâmetros também foram estimados pela velocidade da onda cisalhante (v_s) resultante do ensaio geofísico. A relação entre v_s e o módulo E_s se dá pelo módulo de cisalhamento dinâmico do solo, através da teoria da elasticidade:

$$E_s = 2D_G G_0 (1 + \upsilon) \quad (2)$$

Em que:
D_G é o fator de degradação do módulo de cisalhamento, dado por $D_G = G_s/G_0$, e G_0 o módulo de cisalhamento máximo (ou dinâmico), igual a $G_0 = \rho v_s^2$.

O fator de degradação do módulo de cisalhamento (D_G) é função das deformações por cisalhamento previstas no solo, que normalmente variam entre 0,01% e 0,1% (Atkinson e Sallfors, 1991) para estruturas de fundação. A partir dessas deformações, pode-se estimar o valor de G_s/G_0 pelo gráfico da Figura 2, adaptado de Idriss e Seed (1970), obtendo um valor igual a aproximadamente 0,55.

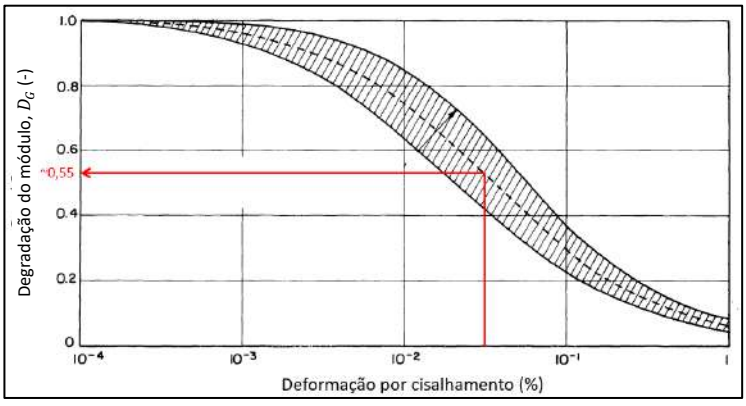


Figura 2: Degradação do módulo de cisalhamento máximo (Adaptado de Idriss e Seed, 1970)

2.2 Determinação do Coeficiente de Recalque para a Etapa de Implantação

De acordo com Bowles (1997), o coeficiente de recalque de uma placa (k_p) pode ser obtido por:

$$k_p = \frac{q}{\delta} \tag{3}$$

onde q é a pressão aplicada e δ é o recalque induzido por q. Na prática americana, o módulo é obtido na pressão que produz um recalque de meia polegada (12,7 mm).

No caso de fundações reais, o coeficiente de recalque pode ser obtido a partir do ensaio de placa, levando-se em consideração a geometria dos dois elementos (fundação e placa). No caso de fundações sobre solos granulares, podem ser empregadas a Equação 4, proposta por Terzaghi (1955), e a Equação 5, recomendada pelo *American Concrete Institute* (1988):

$$k_s = k_p \left(\frac{B+b}{2B}\right)^2 \tag{4}$$

$$k_s = k_p \left(\frac{b}{B}\right)^n \tag{5}$$

Em que:
k_p é o coeficiente de recalque vertical obtido diretamente pela placa;
b é a largura (ou diâmetro) da placa;
B é a largura (ou diâmetro) do elemento de fundação
n é um expoente que normalmente varia de 0,5 a 0,7.

Conforme Bowles (1997), para valores $B/b \geq 3$, a Equação 4 se torna menos precisa, superestimando os coeficientes extrapolados para o elemento de fundação.

2.3 Determinação do Coeficiente de Recalque via Análise Numérica

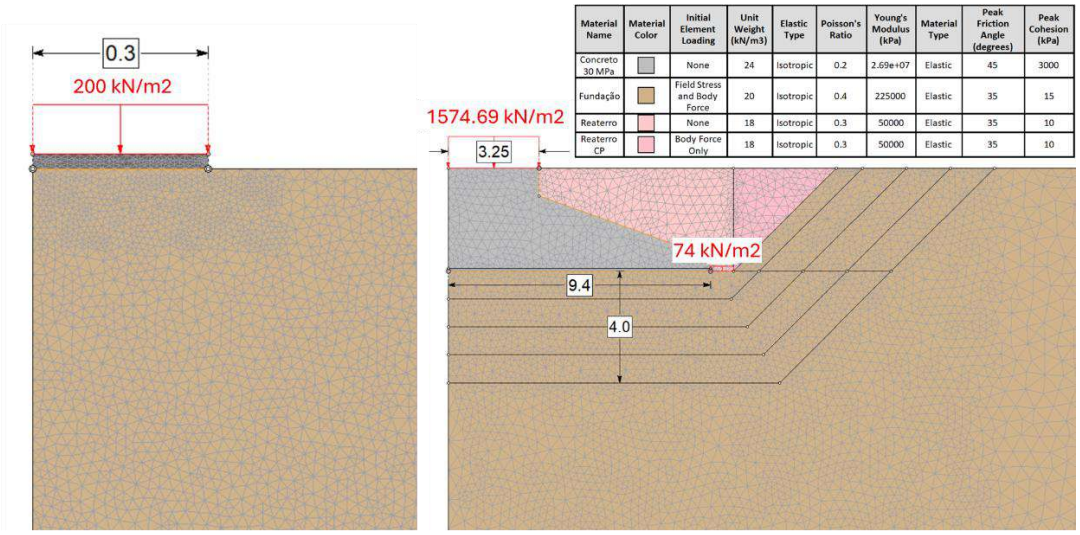
Para a determinação do coeficiente de recalque via análise numérica, foi utilizado o *software* RS2 v11.0 da Rocscience Inc, considerando análise com modelo axissimétrico, tendo em vista que a fundação é simétrica e do tipo circular. Foi adotado modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios triaxiais realizados.

Para correlacionar o coeficiente de recalque obtido da placa com o coeficiente de recalque extrapolado para a fundação, foram considerados dois modelos numéricos: um simulando o ensaio *in situ*, com a rigidez e a dimensão da placa utilizada, e outro considerando os carregamentos, geometria e rigidez da fundação, conforme Figura 3.

Para um mesmo carregamento e em ambos os modelos de análise, o módulo de elasticidade da fundação foi variado de 20 MPa até 2.000 MPa, com o objetivo de se obter diversos valores de coeficiente de recalque.

Com base nos coeficientes de recalque que estavam sendo obtidos em campo experimentalmente, foram estudados dois valores de referência, a partir dos quais seriam propostas espessuras de substituição de material.

Em casos de não conformidade, isto é, quando o coeficiente de recalque obtido em campo por meio do ensaio de placa foi inferior ao mínimo admissível, foi proposto um tratamento de fundação com substituição de material, considerando concreto ciclópico com módulo de deformabilidade de 10 GPa. A partir do modelo da fundação do aerogerador, foram simuladas diversas espessuras de substituição, gerando ábacos que correlacionam a espessura, o coeficiente de recalque da fundação e o módulo de deformabilidade do material de substituição.



Modelo – Ensaio de Placa Modelo – Fundação do Aerogerador

Figura 3: Modelos numéricos das análises de tensão-deformação

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 1 apresenta os resultados do coeficiente de recalque para diversos módulos de elasticidade, considerando os resultados das análises numéricas dos modelos de placa e da fundação do aerogerador e os valores extrapolados do modelo da placa pelas equações de Terzaghi (1955) e ACI (1988) para a dimensão da fundação real. Observa-se que os valores obtidos por extrapolação das equações são significativamente superiores em relação à análise numérica considerando as dimensões e rigidez da fundação do aerogerador, corroborando a hipótese de não validade de tais equações para fundações de grandes dimensões (B >> b).

Tabela 1: Coeficiente de recalque em função do módulo de elasticidade de fundação

Fundação	A. Numérica - Placa		A. Numérica - Aerogerador		Terzaghi (1955)	ACI (1989)
E_s (MPa)	δ_v (m)	$k_{s,placa}$ (kPa/m)	δ_v (m)	$k_{s,aero}$ (kPa/m)	$k_{s,aero}$ (kPa/m)	$k_{s,aero}$ (kPa/m)
20	5,30E-03	3,77E+04	8,50E-02	2,35E+03	1,00E+04	6,74E+03
30	3,60E-03	5,56E+04	5,70E-02	3,51E+03	1,48E+04	9,92E+03
40	2,70E-03	7,41E+04	4,70E-02	4,26E+03	1,97E+04	1,32E+04
50	2,09E-03	9,57E+04	3,70E-02	5,41E+03	2,55E+04	1,71E+04
60	1,80E-03	1,11E+05	3,30E-02	6,06E+03	2,96E+04	1,98E+04
80	1,33E-03	1,50E+05	2,34E-02	8,55E+03	4,00E+04	2,69E+04
100	1,04E-03	1,92E+05	2,00E-02	1,00E+04	5,12E+04	3,44E+04
150	6,93E-04	2,89E+05	1,42E-02	1,41E+04	7,68E+04	5,16E+04
200	5,22E-04	3,83E+05	1,08E-02	1,85E+04	1,02E+05	6,84E+04
225	**4,87E-04**	**4,11E+05**	**9,35E-03**	**2,14E+04**	1,09E+05	7,34E+04
250	4,40E-04	4,55E+05	8,82E-03	2,27E+04	1,21E+05	8,12E+04
500	2,18E-04	9,17E+05	4,85E-03	4,12E+04	2,44E+05	1,64E+05
1000	1,14E-04	1,75E+06	2,64E-03	7,58E+04	4,67E+05	3,13E+05
2000	5,69E-05	3,51E+06	1,40E-03	1,43E+05	9,36E+05	6,28E+05

Os resultados apresentados na Tabela 1 indicam o deslocamento máximo a ser obtido no ensaio de placa para que seja garantido o coeficiente de recalque mínimo definido pelo dimensionamento estrutural da fundação. Considerando o coeficiente de recalque mínimo de 20.940 kPa/m definido pelo projeto estrutural, nota-se que o recalque máximo admissível para o ensaio de placa é da ordem de 0,5 mm.

A Figura 4 apresenta a relação obtida do coeficiente de recalque com o módulo de deformabilidade E_s do material de substituição, considerando espessuras de substituição de 1 m, 2 m e 3 m. Para o estudo, foram

considerados valores de referência de k_s para a fundação de 1.400 tf/m³ e 1.800 tf/m³, em função dos resultados obtidos em campo.

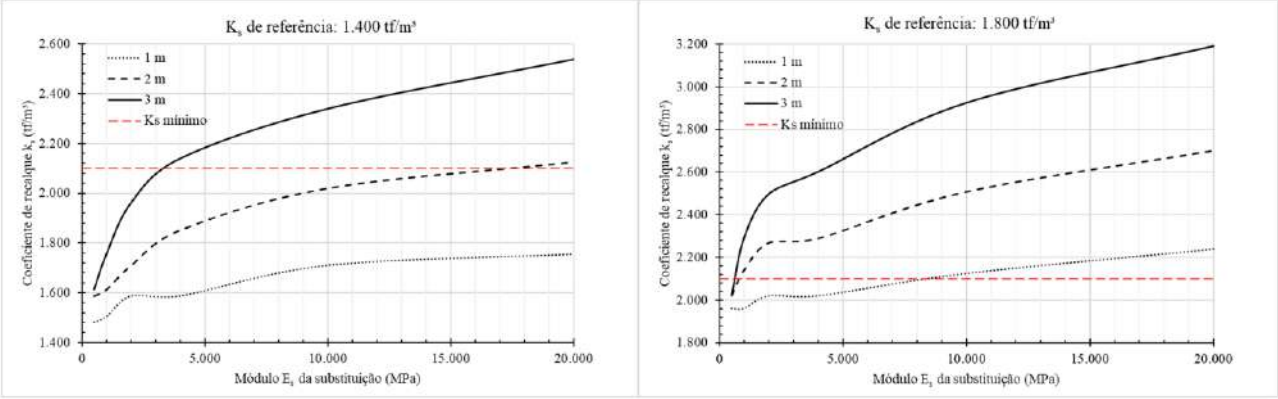


Figura 4: Relação do coeficiente de recalque com o módulo de deformabilidade E_s do material de substituição

Tendo em vista aspectos de disponibilidade de material e cronograma de obra, foi considerado concreto ciclópico como material de substituição, com módulo de deformabilidade mínimo de 10.000 MPa. Neste caso, em função do k_s obtido pelo ensaio de placa, as espessuras de substituição podem ser obtidas pelos gráficos da Figura 4. Por exemplo, considerando k_s para a fundação de 1.800 tf/m³, e módulo E_s da substituição de 10.000 MPa, seria suficiente colocar 1 m de material de substituição. Mais gráficos poderiam ser elaborados para outros valores de k_s de referência em função da frequência dos resultados obtidos em campo e com o objetivo de se obter espessuras de substituição mais precisas.

A depender do k_s de referência da fundação, outros materiais menos nobres poderiam ser utilizados, como solos granulares compactados, mistura de solo-cimento etc. Nota-se que para um k_s de referência de 1.800 tf/m³, qualquer material com E_s da ordem de 500 MPa poderia ser utilizado, desde que a espessura de substituição fosse da ordem de 2 a 3 m de profundidade. Todavia, para espessura de substituição de 1 m, materiais menos deformáveis, com módulo de pelo menos 8.000 MPa seriam necessários.

A Figura 5 apresenta o resultado considerando fundação com módulo igual 150 MPa (equivalente a um k_s igual a 1.400 tf/m³) e substituição de 2,0 m de material com E_s de 18.000 MPa. Nota-se que são obtidos deslocamentos verticais da ordem de 9 mm, que é o valor cujo coeficiente de recalque para a fundação do aerogerador é superior ao mínimo de projeto, conforme indicado pela Tabela 1.

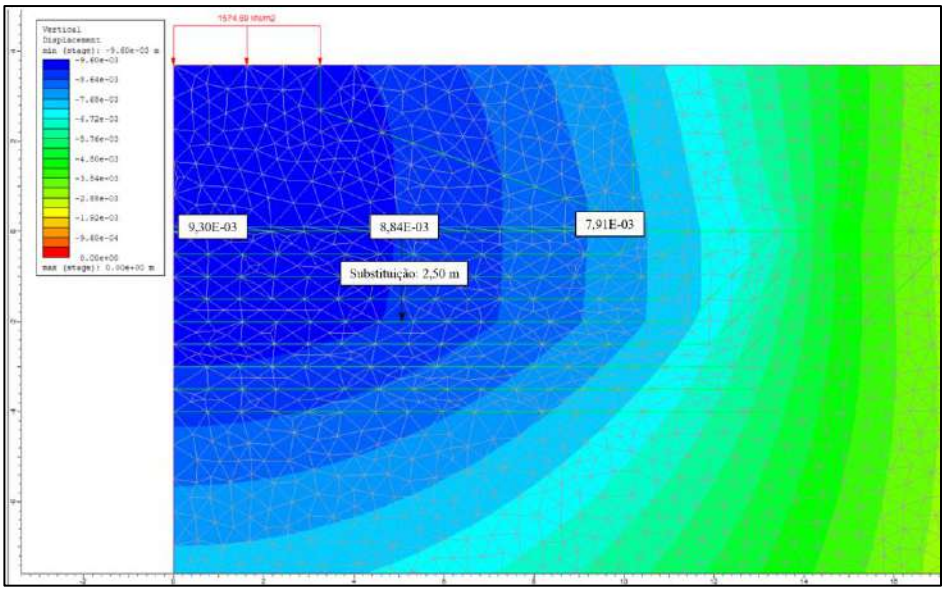


Figura 5: Deslocamentos verticais para 2,0 m de substituição (E_s = 18.000 MPa) de uma fundação com E_S = 150 MPa.

5 CONCLUSÕES

A liberação de fundações de aerogeradores deve considerar, além de aspectos geológicos locais, o atendimento aos critérios de dimensionamento geotécnico e estrutural das bases. Neste sentido, uma prática recorrente é a avaliação dos critérios de projeto por meio de ensaios de placa *in situ*.

Os estudos apresentados indicaram que a utilização de correlações existentes na literatura para extrapolação do coeficiente de recalque do ensaio de placa para a fundação de aerogeradores não é recomendável. Devido à grande diferença entre o diâmetro da fundação do aerogerador e o diâmetro da placa de ensaio, tais correlações tendem a superestimar significativamente o coeficiente de recalque. Para que houvesse validade de tais correlações, a placa utilizada no ensaio deveria apresentar um diâmetro mínimo igual a 1/3 do diâmetro da fundação (Bowles, 1997), o que é inviável na prática considerando que as fundações podem ultrapassar 20,0 m de diâmetro.

Tendo em vista a deficiência das correlações existentes na literatura, o presente estudo propôs a confirmação desses coeficientes de recalque por análise numérica, considerando as reais dimensões e rigidezes do elemento de fundação, correlacionando os resultados das análises com os obtidos em campo pelos ensaios de placa.

Em relação à condição de não conformidade, foi proposta a utilização de ábacos que correlacionam a espessura de substituição, o módulo de deformabilidade do material de substituição e a rigidez da fundação considerando as dimensões da base do aerogerador. Tais ábacos permitiram uma maior agilidade na tomada de decisão, permitindo correlacionar os resultados insatisfatórios dos ensaios de placa com as espessuras de substituição necessárias para atendimento aos requisitos de projeto.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Concrete Institute (1988). 336.2R-88 Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats. Farmington Hills, MI.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6489. Solo - Prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro.

ATKINSON, J. H.; SALLFORS, G. *Experimental determination of soil properties*. General Report to Session 1. In: Proc. 10th ECSMFE, Florence. 1991. p. 915-956.

BOUSSINESQ, Joseph. Applications des potentials à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. 1885.

BOWLES, Joseph E.; GUO, Yingzhong. Foundation analysis and design. New York: McGraw-hill, 1996.

IDRISS, I. M.; SEED, H. Bolton. Seismic response of soil deposits. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 96, n. 2, p. 631-638, 1970.

RISØ, D. N. V.; VERITAS, N. Guidelines for design of wind turbines. LABORATORY, RN (ed.). Copenhagen, Denmark: Wind Energy Department, 2002.

TERZAGHI, K.V. Evaluation of coefficient of subgrade reaction, Geotechnique. Londres, Vol. 5, No. 4, p. 297-326. 1955.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/319

Fundações Profundas em Regiões Cársticas Estudo de Caso

Carolina Cesilo dos Santos
Engenheira Civil, Geofix Engenharia e Fundações, São Paulo, Brasil, carolina.santos@geofix.com.br

Luiz Ricardo Araújo Piccolo
Assistente de Engenharia Civil, Geofix Engenharia e Fundações, São Paulo, Brasil, luiz.piccolo@geofix.com.br

Marcio Abreu Freitas
Engenheiro Civil, Geofix Engenharia e Fundações, São Paulo, Brasil, marcio.freitas@geofix.com.br

Denis Pereira Andrade
Engenheiro Civil, Geofix Engenharia e Fundações, São Paulo, Brasil, denis.andrade@geofix.com.br

RESUMO: O artigo apresenta um estudo de caso de uma obra em Cajamar, São Paulo. A região é conhecida por sua geologia cárstica, que apresenta formações rochosas suscetíveis à dissolução química, resultando em "cavernas" e abatimentos de solo, como o "Buraco de Cajamar" e o incidente no "Espaço Natura". Durante a construção dos três galpões logísticos, a geotecnia foi um desafio crucial, pois a execução das fundações profundas enfrentou dificuldades devido à presença dessas formações cársticas e à necessidade de perfurações em meio a elas, além da camada de aterro de 13 metros, exigindo um cuidadoso planejamento e monitoramento para garantir a estabilidade das estruturas. Outra questão abordada foi o consumo excessivo de concreto durante a concretagem das estacas do tipo Hélice Contínua, que atingiram até 34 metros de profundidade e diâmetros variando entre 50 e 80 centímetros. Assim, o estudo ressalta a importância de considerar o ponto de vista geotécnico, técnicas especiais de execução e controle de qualidade para obras em regiões com características especiais, como as formações cársticas de Cajamar, garantindo segurança e eficiência das estruturas construídas.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, Geotecnia, Carste, Estaca Hélice Contínua, Cajamar

ABSTRACT: The article presents a case study of a project in Cajamar, São Paulo. The region is known for its karst geology, which presents rock formations susceptible to chemical dissolution, resulting in "caves" and soil collapses, such as the "Buraco de Cajamar" and the incident at "Espaço Natura". During the construction of the three logistics warehouses, geotechnical engineering was a crucial challenge, as the execution of deep foundations was difficult due to the presence of these karst formations and the need to drill through them, in addition to the 12 meter layer of embankment, requiring careful planning and monitoring to ensure the stability of structures. Another issue addressed was the excessive consumption of concrete during the concreting of the Continuous Flight Auger Pile, which reached up to 34 meters depth and diameters varyng betwen 50 to 80 centimeters. Thus, the study highlights the importance of considering the geotechnical point of view, special execution techniques and quality control in works in regions with special characteristics, such as the karst formations of Cajamar, to guarantee the safety and efficiency of the constructed structures.

KEYWORDS: Foundations, Geotechnics, Karst, Continuous Flight Auger Pile, Cajamar

1 INTRODUÇÃO

O Centro Logístico construído às margens da Rodovia Anhanguera, em Cajamar, São Paulo, destaca-se não apenas pela sua magnitude e importância no cenário logístico brasileiro, mas também pelos desafios geotécnicos e de fundação enfrentados durante sua edificação. Este empreendimento, composto por três galpões pré-fabricados, representa um marco na região, exigindo uma abordagem cuidadosa e técnica devido às características do solo e à presença de fenômenos cársticos. A escolha da fundação em estacas do tipo Hélice Contínua foi determinada por rigorosas investigações geotécnicas como Sondagem à Percussão (SPT - Standard Penetration Test) e Sondagem Rotativa, demonstrando a importância da boa prática da engenharia civil, em especial na área da geotecnia, visando a garantia da estabilidade em ambientes desafiadores como este. Além disso, a região oferece uma infraestrutura favorável para o desenvolvimento de empreendimentos logísticos de grande porte.

2 CARACTERÍSTICAS DO SOLO E SONDAGEM

Conforme a sondagem apresentada na figura 1, observa-se que as características do solo no projeto em questão são: nos primeiros 23 metros, encontra-se silte argiloso com fragmentos de rocha, estruturas relictais preservadas, com consistência variando de mole a duro e coloração marrom claro. Entre os 23 e 29 metros, há a presença de matacão de filito, com coloração cinza escuro, silte argiloso, fragmentos de rocha e estruturas relictais preservadas, com consistência também variando de mole a duro e coloração marrom claro. A partir dos 31 metros, observamos as características do fenômeno cárstico, composto por filito de coloração cinza escuro e inclusões centimétricas de material carbonático.

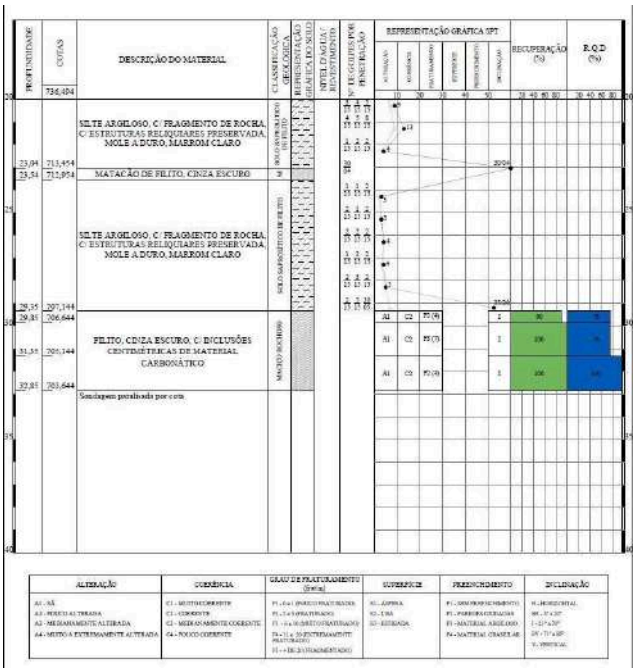


Figura 1. Perfil de sondagem mista/rotativa Projeto SYSLOG CAJAMAR (2022).

A sondagem rotativa revelou a presença de formações cársticas entre 29 e 32 metros de profundidade, com amostras de rocha mostrando evidências de dissolução e vazios internos. As amostras inalteradas permitiram a análise da estrutura interna da rocha, confirmando a presença de cavidades típicas de terrenos cársticos. Nessas condições, é indispensável considerar a influência da topografia local, das condições hidrogeológicas e das cargas das estruturas sobre o comportamento do solo. Esses aspectos requerem análises específicas e precauções durante o planejamento e execução das obras.

3 FUNDAÇÃO

A escolha da fundação em estacas do tipo hélice contínua foi baseada em vários aspectos geotécnicos que a tornaram a mais adequada para o projeto em questão.

De suma importância, a técnica permite uma rápida execução das estacas, o que contribui para a agilidade da obra. Isso se deve à sua eficiência na transferência de cargas para camadas mais resistentes do solo, reduzindo a necessidade de escavações profundas e facilitando a instalação em comparação a outros métodos de fundação.

Além do mais, a execução das estacas em hélice contínua é um processo controlado por equipamentos eletrônicos, o que garante maior precisão e controle sobre as etapas de perfuração e concretagem. Esse controle é especialmente relevante em áreas urbanas densamente povoadas ou próximas a estruturas sensíveis, onde a redução das vibrações no solo durante a instalação das estacas é crucial para evitar danos. Outro aspecto relevante é a capacidade da estaca de alcançar grandes profundidades sem a necessidade de paradas frequentes para troca de ferramentas ou reposicionamento, tornando o processo mais eficiente e econômico.

Durante a execução, o monitoramento da pressão do concreto permitiu a identificação das regiões de "caverna", variando entre 18 e 34 metros, o que possibilitou a adoção de medidas de reforço nas estacas em que o sobreconsumo de concreto excedeu 50%. Essa medida foi essencial para garantir a integridade estrutural das estacas frente a possíveis mudanças nas condições do solo.

Para assegurar que as estacas atingissem a profundidade especificada no projeto e fossem compatíveis com o diâmetro e a resistência do solo, foi necessário que o equipamento utilizado atendesse aos requisitos mínimos estabelecidos pelo projetista e executor. Esse cuidado é fundamental para minimizar o desconfinamento do solo durante a perfuração, garantindo a resistência geotécnica prevista em projeto para cada estaca, conforme a norma ABNT NBR 6122:2019.

Em resumo, a escolha da fundação em hélice contínua foi motivada pela sua eficiência, rapidez e precisão na execução, além da redução das vibrações no solo e da capacidade de alcançar grandes profundidades de forma contínua. Esses fatores e as especificações de projeto, tornaram essa opção a mais adequada para garantir a estabilidade e segurança das estruturas construídas sobre elas.

3.1 Método executivo e cuidados na execução

A estaca hélice contínua é uma fundação profunda de concreto armado, utilizada em diversas obras de engenharia civil. Sua construção envolve a inserção no solo de um trado helicoidal contínuo com diâmetro constante, que é girado para perfurar o terreno. Na sequência desse processo, o concreto é bombeado pela haste central vazada do trado, preenchendo a cavidade deixada pela perfuração. A colocação da armadura da estaca ocorre sempre após a concretagem, garantindo sua integridade estrutural.

A execução da estaca hélice contínua requer equipamentos e técnicas específicas e é fundamental que seja realizada por profissionais qualificados para garantir a qualidade e segurança da fundação.

Para prevenir a entrada de solo ou água na haste tubular durante a introdução do trado e consequentemente, evitar a contaminação do concreto, é empregada uma tampa metálica temporária em sua extremidade inferior, que é expelida no início da concretagem. Essa abordagem de perfuração possibilita a execução da estaca em terrenos coesivos e arenosos, independentemente da presença do lençol freático. Ademais, é capaz de transpor camadas de solo resistente com índice de penetração padrão (SPT) acima de 50 golpes, dependendo do equipamento e ferramental de ponta utilizado.

3.2 Equipamento utilizado

Para garantir a eficácia na realização do projeto, a equipe de engenharia realizou uma cuidadosa seleção de equipamentos e ferramentas apropriadas, considerando as características apresentadas pelo terreno, nas quais incluíam trechos com passagem de rocha fragmentada e aterros com altura de até 13 metros.

Diante dessas condições, foi definido o modelo Casagrande C850 de torque elevado, que demonstrou capacidade para atingir as profundidades necessárias suportando pressões acima de 300 bar para ultrapassar trechos com passagens de rocha, garantindo um desempenho satisfatório na perfuração e concretagem.

Além disso, foram utilizadas ponteiras com BIT's de vídea para superar os trechos de alteração de rocha, proporcionando maior eficiência e precisão no trabalho. Quanto à profundidade, o equipamento mostrou-se plenamente adequado às necessidades do projeto, podendo atingir até 34 metros sem a necessidade de utilização do prolongador, satisfazendo assim o limite requerido no projeto.

4 A OBRA

A construção das fundações do centro logístico teve início em maio de 2022, conforme o plano inicial que previa a execução de 1.083 estacas hélice contínua, com profundidade máxima de 34 metros. No entanto, devido às revisões no projeto e interferências durante a execução, o total de estacas foi de 1.762. Essas interferências incluíram a descoberta de camadas de solo mais resistentes do que o esperado, exigindo ajustes no projeto e a inclusão de estacas adicionais para garantir a estabilidade da estrutura.

O aumento do número de estacas resultou em um significativo acréscimo no prazo da obra, que passou de 5 para 13 meses. Esse aumento de 2,6 vezes em relação ao previsto inicialmente também teve um impacto nos custos da obra, cerca de 30% superiores ao orçamento inicial. Este fato deve-se principalmente aos custos adicionais com mão de obra, equipamentos e materiais necessários para a perfuração e concretagem das estacas adicionais.

Apesar dos desafios encontrados, as fundações foram concluídas com sucesso e o centro logístico foi inaugurado dentro do prazo estendido conforme figura 2.

Figura 2. Foto capturada durante a construção do centro logístico

4.1 Projeto x Execução

O gráfico apresentado na Figura 3 compara as quantidades de estacas projetadas com as efetivamente executadas. Houve um incremento considerável nos diâmetros das estacas devido às interferências de rochas no terreno, o que exigiu a inclusão de estacas de reforço. Por outro lado, houve uma redução no número de estacas com diâmetro de 80 cm, pois algumas foram convertidas para 70 cm durante as revisões do projeto, buscando otimizar a produção.

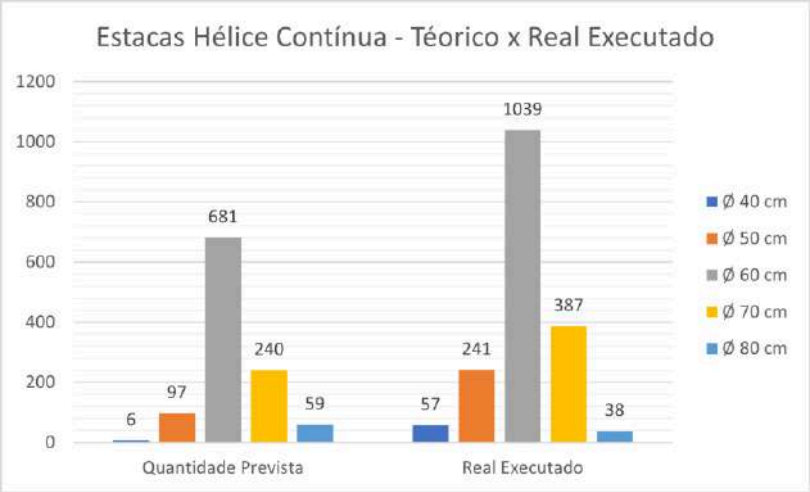


Figura 3. Quantidade de Estacas Hélice Contínua.

Em relação aos metros perfurados, a previsão inicial era de 36.822 metros, mas foram perfurados efetivamente 43.877,53 metros, o que representa um aumento de cerca de 20%. Em relação aos fatos mencionados anteriormente, esse acréscimo ocorreu devido às dificuldades encontradas no terreno e à necessidade de reforçar as fundações para atender às especificações do projeto.

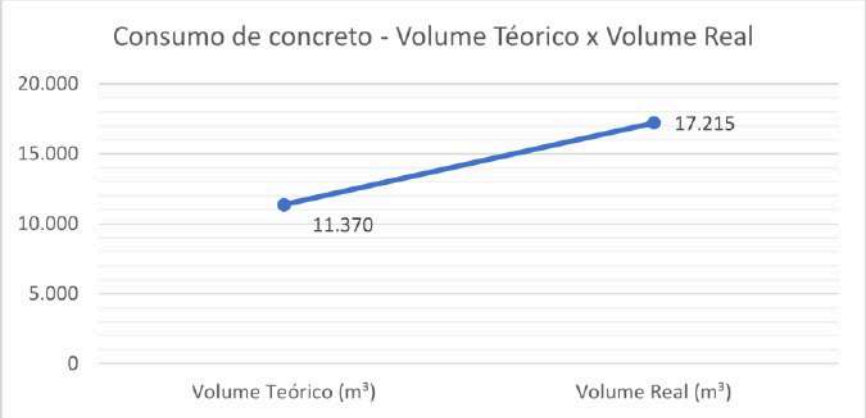


Figura 4. Consumo de concreto – Estacas Hélice Contínua.

A seguir, na tabela 1 seguem os dados de execução das quatro estacas que registraram o maior consumo adicional de concreto durante a obra, todas localizadas no Deck Park do projeto de fundações.

Essas estacas foram objeto de atenção especial por causa do consumo excessivo de concreto, exigindo análises adicionais. Portanto, a equipe de engenharia utilizou métodos avançados de monitoramento e análise geotécnica, como análise em tempo real de dados e inspeções regulares para mitigar quaisquer riscos associados ao sobreconsumo elevado de concreto.

Tabela 1. Estacas com maior sobreconsumo de concreto da obra do Centro Logístico.

Estaca	Ø	Profundidade (m)	Vol. Teórico (m³)	Vol. Real (m³)	Consumo Concreto	Caminhões Betoneira
P15	60	30	7,63	144,00	1786%	21
P31A	60	30	8,48	58,00	584%	9
P48A	60	31	8,77	65,50	647%	10
P53	60	28,5	8,06	89,50	1011%	13

4.2 Interferências

Durante a obra, a principal interferência foram as "cavernas" subterrâneas. A existência dessas cavidades levantou preocupações significativas devido ao potencial perigo de recalque excessivo do solo, desabamentos e até mesmo colapso total da área demarcada. Ao total, durante as escavações, 95 (noventa e cinco) estacas encontraram interferência de cavernas, resultando em um consumo excessivo médio de 51% entre o volume teórico de concreto e o volume total real consumido.

Após análise geotécnica, o consultor de fundações propôs uma solução para lidar com as interferências identificadas: preencher os vazios nas estacas com concreto até o nível do terreno. A implementação dessa medida foi complexa, demandando supervisão técnica para garantir o preenchimento completo das cavidades detectadas, tanto nas estacas quanto nas "cavernas". Além disso, foram realizados reforços com feixes de três barras adicionais de 20 mm nas estacas.

Foi efetuado um monitoramento minucioso da concretagem e uma Prova de Carga Estática (PCE) na estaca com maior sobreconsumo para verificar a capacidade de carga e integridade. Esse processo é fundamental para verificar se a estaca suporta as cargas previstas no projeto sem apresentar deformações excessivas.

Durante o processo de concretagem da estaca P15, a equipe de obra enfrentou um significativo desafio relacionado à disponibilidade de caminhões betoneiras para atender à demanda de concreto necessária. Isso resultou na paralisação das outras atividades em curso no canteiro de obras, aguardando o fornecimento adequado do material. Após seis horas de concretagem, o procedimento foi concluído com êxito, finalizando a estaca.

Na locação apresentada na Figura 5, podemos notar que ambas as estacas estão posicionadas no mesmo eixo 11, sugerindo a possibilidade de uma caverna única com uma extensão de cerca de 25 metros ter sido encontrada durante a fase de execução da fundação deste centro logístico. Embora as dimensões precisas da caverna não tenham sido completamente determinadas, o volume total de concreto utilizado nas quatro estacas foi de 357 m³, equivalente a preencher os espaços vazios com o uso de 53 caminhões betoneiras.

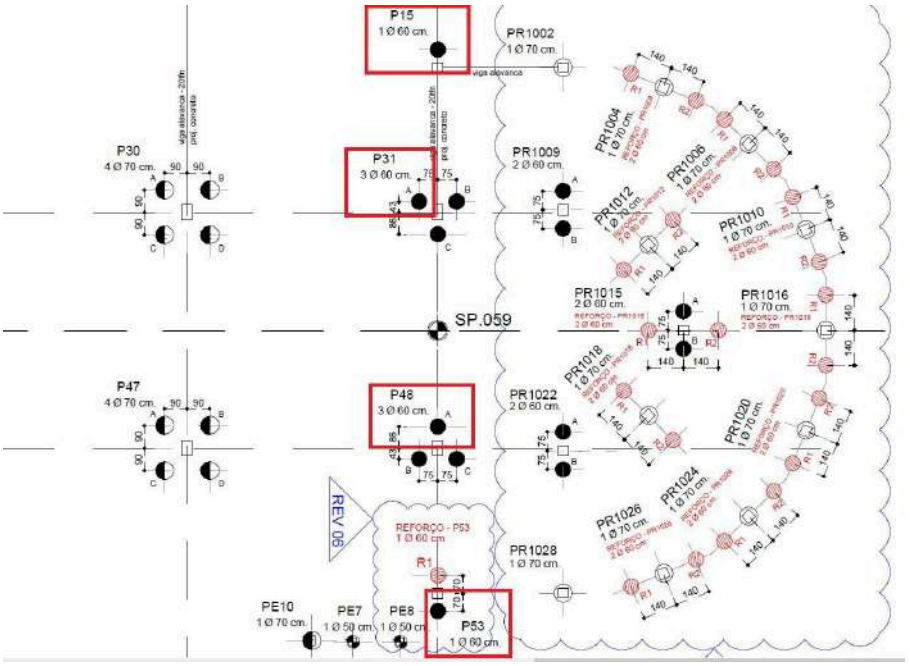


Figura 5. Localização das estacas P15, P31A, P48A e P53.

4.3 Prova de carga

Vamos agora analisar o gráfico da figura 6 que representa a carga (tf) em relação ao deslocamento (mm) registrado para estaca P15, tipo hélice contínua, com diâmetro de 60 centímetros e profundidade de 30 metros.

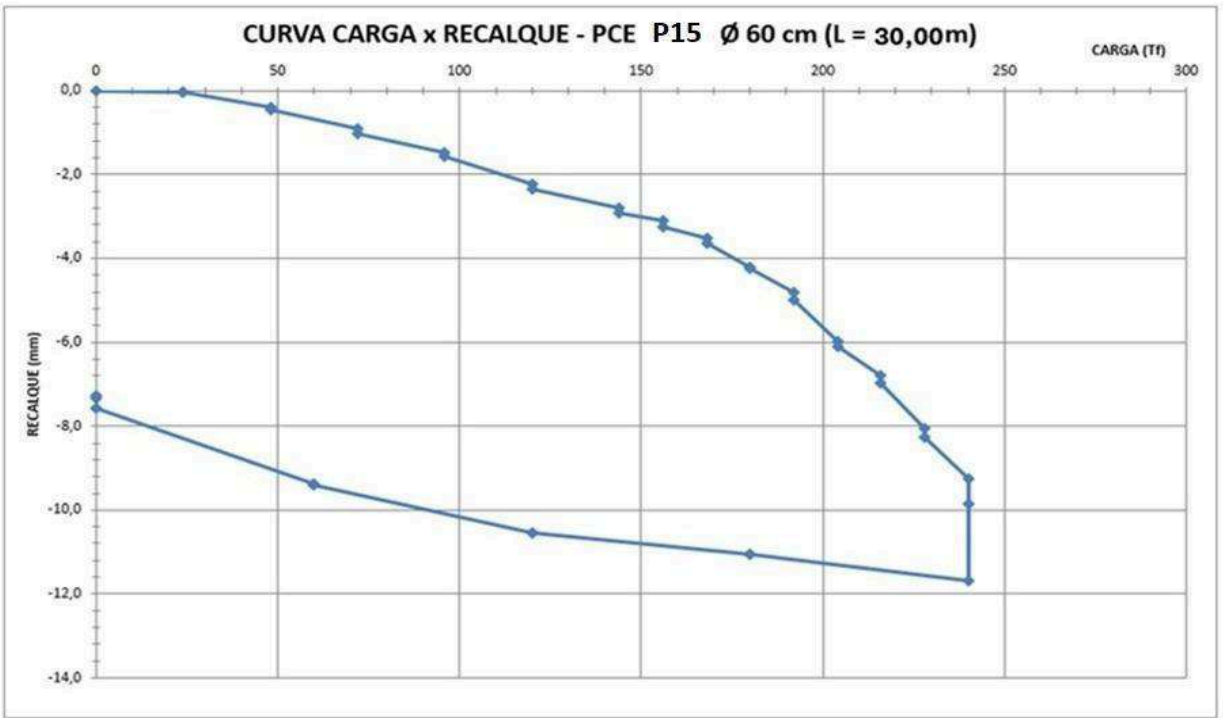


Figura 6. Prova de carga PCE.

Ao longo do ensaio, a carga máxima prevista de 240 toneladas-força (tf) foi atingida com êxito. Após um período de estabilização de duas horas com essa carga, o deslocamento total acumulado registrado foi de 11,69 mm conforme apresentado na figura 7. O processo de descarregamento foi conduzido em quatro etapas, culminando em um recalque residual de 11,05 mm ao término do teste.

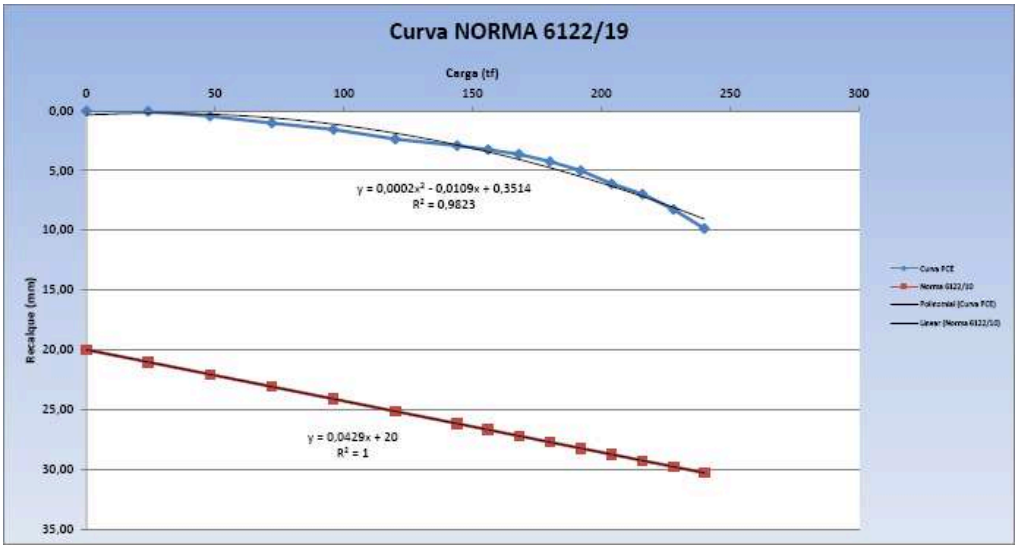


Figura 7. Curva Norma 6122/19.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a análise dos desafios encontrados na execução das fundações em regiões cársticas para o Centro Logístico em Cajamar, São Paulo, é evidenciada a vital importância da engenharia geotécnica e da seleção criteriosa de técnicas e equipamentos. A presença de fenômenos cársticos exigiu ajustes no projeto, utilização de estacas de reforço e aplicação de medidas especializadas para garantir a estabilidade das estruturas.

A opção pela estaca Hélice Contínua revelou-se crucial para enfrentar os desafios, proporcionando rapidez, eficiência e precisão na execução das fundações. O monitoramento constante, prova de carga estática e a implementação de medidas de reforço foram fundamentais para assegurar o excelente resultado obtido.

O estudo ressalta a importância de uma análise geotécnica detalhada, a escolha criteriosa de técnicas e equipamentos, bem como a gestão eficiente de projetos para garantir a segurança e eficácia das obras em regiões com peculiaridades geológicas, como as formações cársticas de Cajamar. A superação dos desafios na construção do Centro Logístico evidencia a habilidade da engenharia em lidar com ambientes complexos, contribuindo para o avanço do conhecimento e das práticas na área geotécnica.

Foram utilizados os principais métodos de investigação geotécnica, incluindo sondagem à percussão (SPT), sondagem rotativa e ensaios geofísicos (GPR - Ground Penetrating Radar e sísmica de refração). O número de sondagens realizadas foi satisfatório para delinear e auxiliar todas as decisões tomadas durante o projeto. No entanto, uma técnica que não foi empregada, mas que poderia ter sido benéfica, é a injeção de calda de cimento para o preenchimento das regiões afetadas pelas patologias cársticas identificadas.

A utilização dessas técnicas permite uma caracterização precisa das condições do subsolo, identificando a presença de cavidades e outros fatores críticos que poderiam impactar a estabilidade das fundações. A implementação de injeções de calda de cimento poderia ter complementado os métodos empregados, mitigando os riscos associados às formações cársticas e assegurando uma maior estabilidade do terreno. A análise geotécnica detalhada, juntamente com uma gestão de projeto eficiente, demonstrou a capacidade da engenharia geotécnica de adaptar-se e superar os desafios apresentados por ambientes geologicamente complexos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de execução de fundações e geotecnia – Práticas recomendadas**. 2ª ed. São Paulo, Pini, 2022.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 – **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2019.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/320

Fundações Vistas com outro Olhar

José Camapum de Carvalho
Pesquisador Colaborador - Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, camapumdecarvalho@gmail.com

Maurício Martines Sales
Professor Titular - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, Brasil, mmartines@ufg.br

Carlos Medeiros Silva
Engenheiro - EMBRE Ltda., Brasília, DF, Brasil, carlos@embre.com.br

Marília Muniz Veras
Psicóloga, Poetisa - Clínica Imago, Brasília, DF, Brasil, clinicaimago@hotmail.com

RESUMO: Fundações é um tema desafiador, pois os estudos preliminares, o projeto, a execução e a vida útil da obra são dinâmicos dados suas sensibilidades aos fatores do espaço e do tempo. Por vezes elas são entendidas como um ramo complexo da Engenharia Geotécnica, em outros momentos, são tratadas com maior simplicidade que a situação exige. O presente artigo buscará por meio da arte da poesia trazer leveza às discussões sobre diferentes situações em que as fundações são implantadas. Também busca abrir espaço para maiores reflexões apontando para o fato de que a arte não só pode ampliar o nosso olhar como nos tornar mais sensíveis à realidade dos solos que se encontram ao longo dos milênios em constante mutação. Pretende-se convidar o leitor por meio da poesia a estar refletindo sobre o seu trabalho profissional. Cabe destacar que o Código de Ética Profissional que regula a Engenharia, a Agronomia, a Geologia, a Geografia e a Meteorologia, traz em seu Artigo 4º que "As profissões são caracterizadas por seus perfis próprios, pelo saber científico e tecnológico que incorporam, pelas expressões artísticas que utilizam e pelos resultados sociais, econômicos e ambientais do trabalho que realizam". O artigo buscará, recorrendo à poesia como expressão artística, contribuir para a interação do meio profissional com a sociedade.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Tropicais, Geomorfologia, Geologia.

ABSTRACT: Foundations is a challenging topic, as the preliminary studies, design, execution and useful life of constructions are extremely dynamic given their sensitivity to space and time factors. Sometimes they are understood as a complex branch of Geotechnical Engineering, on other occasions they are treated with greater simplicity than the situation requires. This paper will seek, through the art of poetry, to bring lightness to discussions about different situations in which foundations are implemented, seeking to open space for greater reflections, pointing to the fact that art can not only broaden our vision but also make us more sensitive to the reality of soils that have been constantly changing over the millennia. The aim is to invite the reader through poetry to reflect on their professional work. It is worth highlighting that the Code of Professional Ethics that regulates Engineering, Agronomy, Geology, Geography and Meteorology, states in its Article 4 that "Professions are characterized by their own profiles, by the scientific and technological knowledge they incorporate, by the artistic expressions they use and the social, economic and environmental results of the work they carry out". The article will seek, using poetry as an artistic expression, to contribute to the interaction between the professional environment and society.

KEYWORDS: Tropical Soils, Geomorphology, Geology

1 INTRODUÇÃO

O poema Fundações em Poesia ilustra a forma pensada para compor o conteúdo do artigo, sendo que os demais poemas serão, quando necessário, introduzidos por meio de frases, perguntas e respostas. De modo a

dar maior destaque, os títulos dos poemas serão centralizados e colocados em negrito e quando se tratar de acróstico as iniciais dos versos também virão em negrito destacando a letra contida no título.

Fundações em Poesia

Pesquisas, estudos, projetos, obras,
Integram o domínio das fundações.
Quando bem planejados e sucedidos,
Alegram corações,
Falhas despertam, quase sempre, doloridas emoções.

Da engenhosidade brota a esperança,
Ela faz renascer a alegria de criança.
Traz belas lembranças,
Daqueles solos em seus diferentes aspectos,
Brotando ânimo e inspiração a diferentes olhares geotécnicos.

Mãos dadas entre a dedicação e a competência,
Constroem rica experiência,
Experiência fundamentada na ciência,
Traduzida em versos, construindo sólida consciência.

Consciência com Fundações em poesia,
Concepção, estudos, projeto, execução,
Unindo conhecimento, observação, reflexão,
A Poesia traz luz e desperta sabedoria.

Satisfazendo a curiosidade, o que são as fundações?

Fundações

Em muitas obras de Engenharia,
Fundações é o sustentáculo.
Sustentáculo de aterros,
Pontes, edifícios, oráculos.
Sua perfeição evita desesperos.

Primeiro brota a necessidade,
Seguem-se os estudos geotécnicos,
Concebe-se e elabora-se o projeto,
Executa-se a obra de fundação,
Observando-se suas especificidades.

Tratando-se de fundação de edifício,
Não é mais fácil, nem mais difícil,
Lembrando que ali, pessoas vão morar,
Outras trabalharam e vão trabalhar.

A fundação será sempre o alicerce,
Segurança e paz cada um merece,
E isso é o que a engenharia oferece,
A profissão e a vida ela enobrece.

Mas a linguagem de poema é apropriada para tratar de temas da Engenharia?

A Arte e a Engenharia

As obras de arte usufruem de amplo espaço.

Admiram-se suas belezas,
Rende-se a elas e seus criadores justas homenagens.
Transformam cenários,
Enobrecem vidas com sons ou imagens.

Eternizam-se na história.

Ares novos aportam com a arte.

Engenhosidade requer criação,
Nasce com ela felicidade e emoção,
Gestando muitas delas,
Ensinamentos sem mazelas.
Náufrago se torna o medo,
Habilidades geniais brotam com desvelo.
Ampliam as soluções,
Refletidas nas riquezas da arte,
Inspirando músicas, esculturas, pinturas e poemas,
Ampliando o belo e trazendo novas emoções.

Então, em poemas quais serão os temas tratados no artigo?

Temas Tratados no Artigo

Estudar, projetar, executar e monitorar fundações,
Requer conhecimento, observação, reflexão e especulação.
Embora não sendo cogentes,
Normas devem ser observadas,
Elas serão aqui tratadas.

As fundações se prestam a atender necessidades da sociedade,
Devem oferecer segurança,
Evitar ou mitigar impactos ambientais e psicossociais.
Necessário se faz,
Conhecer perfis de intemperismo tropicais.

Diversos são os solos e as situações ambientais.
Vão de pouco à profundamente intemperizados,
De não saturados a saturados,
Sobressaindo os aspectos espaciais e temporais.

A hidrogeologia e geologia estrutural são relevantes.
O *big data* e a inteligência artificial são instrumentos importantes.
Sem perder de vista as questões principais,
Apresentadas serão as considerações finais.

2 O ESPECULAR

Especulando as Fundações

É possível compreender as Fundações
Como um processo de aprendizado para a vida?
Fundações são possibilidades
Que podem trazer a diversidade como solução,
A resposta pode estar no improvável
São muitos cenários para analisar

Como avaliar com pragmatismo tantas variáveis ambientais?
As demandas brotam velozes
O autoconhecimento pode ser a alternativa
Alicerce para a vida
Como um processo em construção
O contraditório é desafiador
Será necessária muita solidez com temperança
Para enfrentar as turbulências da vida.
Como lidar com O Devir na atualidade?
É urgente a exatidão dos cálculos
Para prevenir desastres dolorosos
O conhecimento científico pode ser a ferramenta fundamental,
Mas para superar tantos desafios
A percepção intuitiva pode ser essencial
Experimentação requer liberdade
Sabedoria com consciência
Sem excluir o sentido de humanidade
A sensibilidade é o sustentáculo
A vida sendo construída
Contribuindo para um bem social
Inclusão como um direito
Um aprendizado para a vida.

3 AS NORMAS

Os poemas que seguem tratando de Normas colocam em evidência não só suas relevâncias, mas também, e principalmente, a liberdade e responsabilidade profissional dos Engenheiros e Engenheiras.

Norma

Norma é o meu nome e pelo sobrenome me apresento.
Oriento, especifico procedimentos,
Raramente são obrigados a me seguirem.
Mais importa me conhecendo, livremente decidirem.
Atentos fiquem aos solos, às fundações; mais que simples obediência às Normas construam o entendimento.

As Normas Técnicas

Normas técnicas não são cogentes,
Obrigar a segui-las não seria prudente.
Contratos por vezes o exigem,
Em licitações não é diferente.

Avaliá-las é atitude inteligente.
A prática geotécnica exige ajustes,
Os solos espacialmente variam,
As rochas não são diferentes.

Os ambientes estão em constantes mutações,
Ar, água, bioma, geomorfologia,
O que torna necessário adaptações.

Seguir normas por obrigação,
É cercear a liberdade profissional,
É ter a engenhosidade castrada.

Normas Geotécnicas

São múltiplas as normas geotécnicas.
Algumas se destinam a ensaios de laboratório,
Outras se voltam para os ensaios de campo,
Outras ainda se aplicam a projetos.

As normas muitas vezes requerem adaptações,
Por exemplo, o ensaio de sedimentação,
É realizado com ou sem uso de defloculante,
Outros aditivos químicos podem ser usados.

Em campo, existem fatores que afetam os resultados,
Sem previsão em norma poucos são observados,
Resultados assim usados geram projetos mal elaborados.

Um exemplo é o teor de umidade,
Ele influencia a resistência e as deformações,
Sem ele o solo não mostra o porquê de suas reais aptidões.

4 AS FUNDAÇÕES E A SOCIEDADE

Ao falar sobre a "Relação Fundações – Sociedade" por meio de um poema, sobressai a relevância da Engenharia em uma linguagem de comunicação acessível e compreensível.

Relação Fundações – Sociedade

Projetar fundações envolve um amplo cenário.
Requer conhecimentos, estudos, observação, reflexão.
A obra em si apresenta custos elevados,
Maiores ainda diante de problemas,
Problemas em projetos e execuções,
Outros ainda podem advir de causas não previstas.
Os edifícios, pontes, viadutos, dentre outros,
Guardam elo com as fundações e servem à sociedade.
Por consequência, elas são socialmente relevantes,
Viu-se isso no ontem, vê-se no hoje e se verá mais adiante.
Ao garantirem segurança e tranquilidade à sociedade,
As fundações estarão a contribuir para a prosperidade,
Porém, apresentando problemas podem gerar muitos danos.
Danos que vão dos materiais aos psicológicos.
Superados os materiais destes ficam poucos traços,
Mas os psicológicos podem deixar embaraços.
Logo, estudar, projetar e executar fundações,
Requer competência e o mais amplo cuidado,
Contribuindo para a construção e a vida ficarem harmonizados.

5 PERFIS DE INTEMPERISMO TROPICAL

O acróstico a seguir traz aspectos dos perfis de solos tropicais e o artigo publicado por Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021) apresenta vários detalhes complementares.

Perfis de Intemperismo Tropical

Prevalecem na geotecnia os conhecimentos sobre solos sedimentares,
Esquece-se que em climas tropicais os solos são outros.

Repetem-se os problemas e não mudam os doutos.
Foram várias as transformações milenares,
Impostas pela geologia, geomorfologia e climas atuantes,
Solos sedimentares dos tropicais ficaram distantes.

Despertar para a realidade tropical faz-se necessário,
Entendendo-se que o conhecimento posto integra o glossário.

Intemperismo nas rochas e no solo em todo o planeta sempre atuou,
Não com a mesma intensidade o perfil modificou.
Traduz ele a influência de muitos fatores,
Enraizado nas características geológicas marcadas em tempos anteriores**,**
Minerais originais passam por mudanças,
Permanecendo alguns preservados guardando a semelhança.
Exercem a geomorfologia e o clima grande influência nas mudanças.
Raios se sol e chuvas frequentes tornam o clima tropical úmido e quente,
Insuflando as transformações, gerando minerais diferentes.
Separados e independentes se encontram no início,
Mas com o tempo se aglutinam em agregações,
Originando os micro, meso e macroporos em suas formações.

Tantas são as transformações dos perfis de solo em clima tropical,
Raramente se aproximando do comportamento dos solos sedimentares.
Olhar distinto se faz necessário diante das transformações milenares.
Projetos e execução de fundações superficiais e profundas,
Induzem a indispensável necessidade de soluções fecundas,
Criando uma cultura voltada para o que são os solos tropicais,
Aprimorando o conhecimento, a observação e a reflexão,
Longe das práticas em fundações os problemas ficarão.

6 SOLOS SATURADOS E NÃO SATURADOS

Sobre este tema, quando aplicado a fundações, cabe destaque o capítulo 27 (Sales *et al.* 2023) do livro Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico. O acróstico a seguir discuti o tema.

Solos Parcialmente Saturados

Somente solos saturados e não saturados existem, dirão alguns,
Outros, porém, conhecendo particularidades estruturais dos solos tropicais,
Libertam e usam o termo solo parcialmente saturado.
Os solos tropicais possuem no interior dos agregados microporos,
Saturados eles permanecem quando não saturados ficam os macroporos.

Perfis não saturados, esclarece-se, são aqui tratados.
Ainda para maior clareza cabe ser anotado,
Raramente na natureza solos agregados ficam no todo não saturados.
Cabe destacar a presença no perfil, do solo de transição,
Instalando-se nele porções não saturadas, outras saturadas.
Aprofundando no perfil atingem-se os solos saprolíticos,
Lampeja neles com os pacotes de argila a condição parcialmente saturada,
Mas o frequente é a situação tratada como não saturada.
Estes são conceitos sobre estado de saturação,
Na sucção encontra-se a explicação de cada situação.
Tensões elevadas nos microporos conduzem a manter a saturação,
Enquanto pequena nos macroporos as moléculas de água se vão.

Saturada, não saturada, parcialmente saturada,
Aparecem como questões sobre o estado do solo já superadas.
Tratar do tema fundações é então o momento,
Unindo conhecimentos de solos saturados, não saturados e parcialmente saturados,
Rico e apropriados se tornam os estudos e projetos,
Alcança a obra qualidade, garantindo economia e segurança.
Despertar para a realidade evita desconfiança,
Originando as obras bem projetadas e executadas mais que esperança,
Saem de suas fundações edifícios, pontes, viadutos... de tranquilidade repletos.

7 ASPÉCTOS ESPACIAIS E TEMPORAIS

Os estudos, projeto e execução de uma obra de fundação passam por particularidades espaciais e temporais dotadas de certa dinâmica (Ferrari de Campos 2018, 2022). O Acróstico a seguir discute o tema.

Espacialidade e Temporalidade

Encanta-nos a dinâmica na engenharia geotécnica.
Solos estão a mudar e nunca se repetem.
Pensam alguns que ele é estático eternamente.
A vida nele presente já o faz diferente,
Cambiando a cor, a composição, as propriedades, o comportamento.
Induz a que cada projeto de fundação reflete um momento.
Aspectos geológicos mudam em maior lapso temporal,
Lapso temporal menor no que tange à geomorfologia,
Insufladas as mudanças por ações antrópicas, geram questões para a engenharia.
Distintas são as razões impactantes nas formas internas e externas dos maciços.
Além das alterações geomorfológicas de superfície oriundas da própria obra,
Destaca-se aqui as de subsuperfície,
Enraizando-se nestas as próprias fundações executadas.

Engenhosidade e reflexão dão ao engenheiro a solução.

Temporalidade é nos estudos, projeto e na obra de fundação algo importante.
Entender e considerar a dinâmica do maciço é algo a ser pensado a cada instante.
Muitos consideram a obra estática no tempo e no espaço.
Provindo problemas na execução das fundações e futuros na edificação.
Origina-se com escavações e implantação das fundações mudanças no estado de tensões.
Refletem os ensaios de campo cada uma das situações.
Atenção às mudanças ampliam a economia e segurança nas obras geotécnicas.
Lidando com seres humanos lampejam questões psicológicas,
Invocando ações técnicas dotadas de temperança e engenhosidade,
Do conhecimento, dos estudos, da observação e da reflexão brotará a realidade,
Amparada na certeza de que as fundações seguras auxiliam na prosperidade.
Depois desta realidade com o tempo, outros sonhos virão,
Ensina-nos a vida que com o entendimento, caminhos ornados de flores surgirão.

8 BIG DATA E INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL

Os temas *Big Data* e Inteligência Artificial aplicados a fundações foram tratados na tese de doutorado do engenheiro Darym Júnior Ferrari de Campos defendida em 2022. Aqui se buscará trazer suavidade aos temas por meio do poema a seguir:

Big Data e Inteligência Artificial

Os projetos e execução de fundações geralmente se fundamentam em poucas informações.
São realizadas sondagens SPT e raramente outros ensaios.
Provas de carga são com frequência realizadas sobre as fundações,
O ideal é serem realizadas na fase de estudos,
Mas por vezes são realizadas ao final da obra, acredita-se que por descuido.
De tal prática brotam surpresas e muitas interrogações.
Diante deste cenário surge como ferramenta relevante o *Big Data*.
Ampliando e fornecendo significativo acervo de informações,
Auxilia nas fases de estudo e projeto a trilhar o caminho das boas opções.
Mas incertezas e pouca precisão muitas vezes ainda persistem,
É verdade que muitos ainda não admitem,
Mas surge então em cena, a inteligência artificial,
Inteligência que somada à do homem pode tornar o projeto magistral,
E a obra pode-se dizer, será mais econômica e segura sem igual.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os estudos, projeto e execução de fundações constituem um legado que pode ser apreciado por meio da arte em forma de poema, como segue:

O Legado

Nas Fundações um olhar integrado é possível
São percepções ampliadas
De cenários incertos
A engenhosidade se impõe
Fundamentada na ciência
Eternizada pela busca inovadora
São tantas Memórias Inspiradoras.
É a Arte que se manifesta
Na concepção estética
Contemplativa e necessária
Como uma relação poética,
Quando elaborada com Consciência,
É um aprendizado para a vida;
É o Legado sendo construído.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr, G.F.N. (2021) Unsaturated soils in the context of tropical soils. *Soils and Rocks*, v. 44, n. 3, p. 1-25. DOI: 10.28927/SR.2021.068121. www.soilsandrocks.com

Ferrari de Campos, D.J. (2018) *Energia de execução de estacas hélice contínua como ferramenta de avaliação da competência do terreno*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 307/2018, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 126 p.

Ferrari de Campos, D.J. (2022). *Big Data e Inteligência Artificial aplicados a Fundações*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD 172/2022, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 143 p.

Sales, M.M., Vilar, O.M., Mascarenha, M.M.A., Pereira, J.H.F., Silva, C.M., Camapum de Carvalho, J. (2023). Fundações em solos não saturados. *In*: Camapum de Carvalho, J.; Gitirana Júnior, G.F.N.; Machado, S.L.; Mascarenha, M.M.A.; Silva Filho, F.C.; Rodrigues, R.A. (org.). *Solos não saturados no contexto geotécnico.* São Paulo – SP: ABMS, 2ª ed., cap. 27, p. 913-968. ISBN: 978-85-67950-08-2.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/321

IMPACTO DOS ENSAIOS GEOTÉCNICOS NO PROJETO ESTRUTURAL: ESTUDO DE CASO DE ENSAIOS SPT NA CIDADE DE BOA VISTA

Feliphe Amarante Araújo
Engenheiro Civil, Boa Vista, Brasil, felipheaaraujo@outlook.com

Arine Santos Agrella
Engenheira Civil, Boa Vista, Brasil, arine1903@gmail.com

Mariana Ramos Chrusciak
Professora Adjunta, Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Brasil, mariana.chrusciak@ufrr.br

Ricardo de Melo Rocha
Engenheiro Civil, P3 Engenharia, Boa Vista, Brasil, rocharicardo00@gmail.com

RESUMO: Softwares de dimensionamento estrutural são fundamentais para projetistas, permitindo análises dos elementos estruturais, dentre eles, a fundação. Para validar este dimensionamento, são utilizados ensaios no solo, visando descobrir algumas de suas propriedades e garantir mais segurança no projeto. No entanto, o mercado de sondagens no estado de Roraima não é valorizado, sendo negligenciado pelo desconhecimento da importância e busca por economia. Nesse cenário, este trabalho tem como objetivo avaliar o impacto dos ensaios de sondagem em um projeto de uma residência unifamiliar em Boa Vista, sendo analisado duas situações, a primeira, em que o projetista teve acesso ao ensaio do solo visando o dimensionamento da fundação e a segunda, que não teve acesso. Para isso, foram utilizados 10 ensaios tipo SPT abordando diferentes pontos da cidade, para o dimensionamento da fundação tipo rasa. Já para a segunda situação foi realizado um levantamento, para identificar os parâmetros do solo empregados diante da ausência de um laudo de sondagem. Com base nos resultados obtidos, dos 10 laudos disponíveis, apenas 3 atenderam a uma condição de segurança adequada utilizando os dados sem sondagem, mas, ainda assim estão superdimensionados. Para os demais laudos, os valores dos parâmetros utilizados, sem sondagem, refletiram uma visão otimista do solo, não condizente com a realidade, transformando a estrutura em um potencial cenário para patologias, colocando em risco a segurança da edificação.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio SPT, Fundação, Projeto Estrutural.

ABSTRACT: Structural sizing software is essential for designers, allowing analysis of structural elements, including the foundation. To validate this design, soil tests are used, aiming to discover some of its properties and ensure greater safety in the project. However, the survey market in the state of Roraima is not valued, being neglected due to lack of knowledge of its importance and the search for savings. In this scenario, this work aims to evaluate the impact of survey tests on a project for a single-family residence in Boa Vista, analyzing two situations, the first, in which the designer had access to the soil test aiming at sizing the foundation and the second, which did not have access. For this, 10 SPT tests were used covering different points of the city, to design the shallow foundation. For the second situation, a survey was carried out to identify the soil parameters used in the absence of a survey report. Based on the results obtained, of the 10 reports available, only 3 met an adequate safety condition using data without probing, but they are still oversized. For the other reports, the values of the parameters used, without surveying, reflected an optimistic view of the soil, not consistent with reality, transforming the structure into a potential scenario for pathologies, putting the safety of the building at risk.

KEYWORDS: SPT Test, Foundation, Structural Project.

1 INTRODUÇÃO

O projeto estrutural de uma edificação desempenha um papel crucial na garantia da segurança, durabilidade e funcionalidade da construção. É ele quem assegura a integridade da estrutura, sendo essencial para o bem-estar dos habitantes da residência. No entanto, é preocupante notar que em residências consideradas mais simples, a importância desse tipo de projeto ainda é subestimada. Segundo Moraes e Poleto (2018), é comum a execução do processo construtivo sem um projeto estrutural adequado, o que pode resultar em incertezas quanto ao seu dimensionamento.

Além da negligência em relação ao projeto estrutural, a realização de sondagens geotécnicas para determinar as características do solo muitas vezes encontra ainda mais resistência. Esta relutância, observada tanto entre profissionais de engenharia quanto entre clientes, é um equívoco grave, pois subestima a importância do conhecimento prévio do solo. Considerando que toda a estrutura se apoia no solo, é essencial compreendê-lo para garantir a estabilidade e segurança da construção.

Dentre os ensaios de campo empregados pelos engenheiros, destaca-se o ensaio de penetração padrão (SPT), atualmente o mais utilizado no mercado brasileiro e o foco da presente pesquisa. No entanto, apesar de sua importância incontestável e com a norma brasileira (NBR) 6122 (ABNT, 2019) que trata do projeto e execução de fundações em seu item 4.3, enfatize a necessidade imperativa de realizar uma investigação geotécnica preliminar para determinar os parâmetros essenciais para a elaboração de um projeto de fundação, na cidade de Boa Vista existe como pratica comum estabelecida pelas empresas de engenharia e entre os clientes, de não realizar ensaios de solo, justificando-se pela suposta redução de custo na obra. No entanto, o que muitos não compreendem é que, devido à falta de conhecimento, os projetistas estruturais frequentemente adotam uma abordagem conservadora, presumindo uma condição de solo de baixa resistência para garantir a segurança do projeto. Isso, por sua vez, pode resultar em custos mais elevados durante a execução da obra.

Nesse contexto, propõe-se uma avaliação do uso de ensaios de sondagem SPT na cidade de Boa Vista, único ensaio que é realizado no estado, como parte do processo de dimensionamento estrutural de uma residência unifamiliar térrea. Analisando se o investimento adicional na realização desses ensaios compensaria de fato para o cliente. Dessa forma, esta pesquisa pretende destacar como o estudo prévio do solo pode impactar positivamente não apenas nos aspectos econômicos do projeto, mas também na confiança e na garantia do empreendimento como um todo.

Para alcançar esses objetivos, serão utilizados laudos de sondagem SPT específicos da cidade de Boa Vista, Roraima, para caracterização do solo e o software Eberick, mais utilizado em Boa Vista, para o dimensionamento da estrutura.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Correlação entre N_{SPT} e os parâmetros de resistência do solo

Segundo Schnaid (2012), apesar de sua simplicidade e custo acessível, os resultados da resistência à penetração obtidos por meio do ensaio SPT podem ser empiricamente correlacionados com características geotécnicas do solo que são importantes para o projeto de fundação. Estas análises, utilizando o N_{SPT} considerando a eficiência de energia aplicada do SPT brasileiro, incluem a determinação de duas características fundamentais do solo: ângulo de atrito e coesão. Como referência, segundo Décourt (1989), o Brasil possui a média em torno de 72% de energia aplicada.

Para a estimativa do valor de ângulo de atrito, através de correlações com o N_{SPT}, pode-se utilizar das preposições abaixo:

a) Equação de Godoy (1983):

$$\emptyset = 28° + 0{,}4 * N_{SPT,corrigido} \quad (1)$$

b) Equação de Teixeira (1996):

$$\emptyset = \sqrt{20 * N_{SPT,corrigido}} + 15 \quad (2)$$

Já para a estimativa do valor da coesão não drenada, foram utilizados os seguintes métodos:

a) Equação de Teixeira e Godoy (1996):

$$c = 10 * N_{SPT,corrigido} \quad (3)$$

b) Equação de Berberian (2015):

$$c = \frac{N_{SPT,corrigido}}{0{,}35} \quad (4)$$

Por fim, necessita-se encontrar o valor da tensão admissível do solo, que para este trabalho, utiliza-se os métodos semiempíricos, segundo item 7.3.3 da NBR 6122 (ABNT, 2019) "(...) relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de cálculo.".

TEIXEIRA (1996) apresentou as Equações 5 e 6, cada uma destinada a um tipo de solo específico. A Equação 5, conforme descrito por Alonso (s.d., p. 8) é aplicável "Para os solos argilosos pouco a mediamente plástico a tensão admissível, deduzida a partir da fórmula de Skempton, com coeficiente de segurança 3 (...)". Essa formulação é aplicável quando o valor de N_{SPT}, para energia brasileira, está compreendido entre 5 e 25.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{50}\ (MPa) \quad (5)$$

Já para a Equação 6, ALONSO (s.d) diz ser utilizável no caso de solos arenosos, com N_{SPT} entre 5 e 25, Teixeira utiliza a fórmula de Terzaghi com um coeficiente de segurança igual a 4, considerando fundações quadradas apoiadas em solo com peso específico igual a 1,8 tf/m³ (18 kN/m²) a uma profundidade de 1,5 m.

$$\sigma_{adm} = 0{,}05 + (1 + 0{,}4 * B)\frac{N_{SPT}}{50}\ (MPa) \quad (6)$$

A Equação 10, proposta por De Mello (1975) diferentemente das demais, não faz distinção entre o tipo de solo, tendo como única condição o valor do N_{SPT}, para energia brasileira, está entre 4 e 16.

$$\sigma_{adm} = 0{,}1 * \left(\sqrt{N_{SPT}} - 1\right)(MPa) \quad (7)$$

2.2 Software Eberick

Um projeto estrutural tem a função e responsabilidade de proporcionar segurança e conforto aos indivíduos que nela habitam, através de cálculos estabelecidos e softwares é garantido que a estrutura suporte, com segurança, todas as solicitações sem sofrer deformações excessivas.

O software Eberick foi desenvolvido em 1996, apenas 7 anos após a fundação da AltoQi, empresa responsável por sua concepção. O programa permite o lançamento dos elementos estruturais, através de uma prévia caracterização das propriedades dos materiais utilizados, "O Eberick utiliza o modelo de pórtico espacial e grelha 3D para análise dos esforços e deslocamentos utilizados no dimensionamento dos elementos estruturais" (ALTOQI, 2008).

Feito o lançamento correto destes elementos, inicia-se a análise da estrutura, "feita pelo método matricial da rigidez direta, cujo objetivo é determinar os efeitos das ações na estrutura para que possam ser feitas as verificações dos estados limites últimos e de utilização" (ALTOQI, 2008, p. 9). É através desta análise que ocorre de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) o dimensionamento da estrutura seguindo os cuidados exigidos. Como foco deste trabalho, para o dimensionamento da sapata no software, é necessário informar algumas características do solo de acordo com o seu tipo de solo, conforme Figura 1, sendo que para o tipo de solo argiloso, pode-se adicionar apenas o valor de coesão e para um solo arenoso, apenas um ângulo de atrito. Com estes valores, seu dimensionamento é feito a partir das verificações estruturais a serem atendidas, como pressão admissível, deslizamento e tombamento.

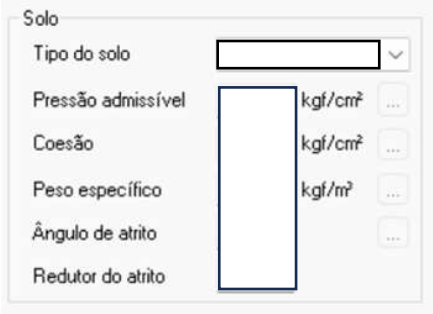


Figura 1. Parâmetros requeridos

3 METODOLOGIA

O primeiro passo constituiu-se no levantamento de laudos de sondagem SPT de diferentes localidades na cidade, conforme Figura 2, que foram disponibilizados por uma empresa na cidade de forma aleatória. Com os laudos, foi possível realizar sua análise, que foi crucial para coletar dados fundamentais requeridos pelo software para o prévio dimensionamento da fundação, considerando o N_{SPT} disposto nos laudos de sondagem que através de interpretações teóricas, empíricas e semiempíricas foi possível obter os parâmetros do solo.

Figura 2. Locação dos furos SPT

Em seguida, foi realizado o posicionamento dos elementos estruturais dentro do software para então realizar o primeiro dimensionamento não considerando nenhum laudo de sondagem, ou seja, o projetista não realizou o ensaio SPT. Para isso, adotou-se valores comumente utilizados por engenheiros de Boa Vista para os parâmetros do solo, que conforme conversas informais obteve-se os valores apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros utilizados pelos engenheiros entrevistados

	Tipo de solo mais adotado	σadm (kgf/cm²)	ϕ	ϒ (kgf/m³)	c (kgf/cm²)
Engenheiro 1	Coesivo	1,25	30º	1600	0,5
Engenheiro 2	Coesivo	1,4	33,5°	1600	0,35
Engenheiro 3	Coesivo	1,5	30°	1600	0,5
Média	**Coesivo**	**1,38**	**31,17°**	**1600**	**0,45**

Após realizado todas as análises estruturais necessárias, obteve-se, conforme Figura 3, a seguinte locação dos pilares.

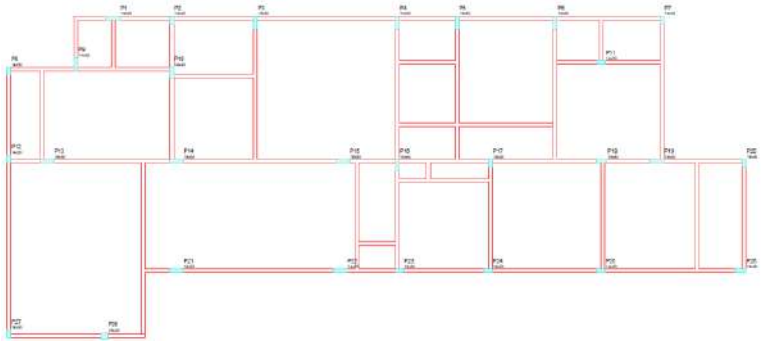


Figura 3. Planta de locação dos pilares

Ademais, conforme Tabela 2, foi possível extrair as cargas dos pilares que chegam até as fundações.

Tabela 2. Planta de carga nas fundações

PILAR	Fz (tf)	Mx (kNm)		My (kNm)	
		Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
P1	5,70	3	-4	10	-4
P2	6,50	11	-9	1	-2
P3	18,30	20	-34	0	-3
P4	16,60	41	-24	3	0
P5	13,20	26	-32	1	-1
P6	14,40	40	-27	1	-1
P7	8,20	14	-9	2	0
P8	3,00	9	-5	0	-1
P9	8,30	18	-23	2	-2
P10	12,90	22	-16	0	-2
P11	12,10	5	-1	3	-1
P12	4,80	11	-4	1	-2
P13	12,40	4	-1	1	-2
P14	24,40	5	-4	5	-7
P15	21,00	11	0	7	-10
P16	14,90	24	-13	0	-3
P17	18,90	9	-8	1	-2
P18	15,90	5	-5	7	-3
P19	13,60	9	-2	3	-12
P20	7,50	14	-9	2	0
P21	17,50	5	-3	7	-6
P22	13,00	7	0	4	-8
P23	7,40	5	0	2	-2
P24	11,80	4	-1	1	-2
P25	14,90	7	-2	0	-3
P26	11,50	7	-3	7	0
P27	6,70	6	-5	1	-2
P28	7,20	9	-4	1	-3

O próximo passo seguiu o mesmo sentido lógico do anterior, contudo, baseia-se na condição que o projetista realizou o ensaio e precisa utilizar a sapata como tipo de fundação. Para isso, será utilizado os dez laudos de sondagens com seus respectivos parâmetros para realizar o dimensionamento de dez diferentes projetos estruturais. Como última etapa, foi feito o orçamento dos onze projetos estruturais: dez com o ensaio SPT e um sem. Considerou-se o consumo de aço, volume de concreto e área de fôrma, a fim de se quantificar se haveria uma economia ou não caso o ensaio de sondagem SPT tivesse sido realizado, entre os projetos dimensionados.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Análise dos laudos SPT

Utilizando as equações apresentadas para os laudos de sondagem SPT dos bairros, foi possível obter os resultados conforme Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros retirados dos laudos SPT

Região	Tipo de solo	N60	σadm	c	ϕ
Cidade Satélite	Argiloso	4	1	0,11	-
Região do Carrapato	Arenoso	12,4	2,52	-	30,75°
São Vicente	Argiloso	18	3,6	0,51	-
Paraviana	Argiloso	4,8	1,19	0,14	-
Caçari	Argiloso	5,2	1,28	0,15	-
Região Rural	Argiloso	14	2,75	0,4	-

Após realização do levantamento de dados, constatou-se que os laudos de sondagens obtidos nos bairros Doutor Airton Rocha e Doutor Silvio Botelho não possuem N_{SPT} mínimo nas camadas iniciais para que seja possível o uso de soluções em fundações rasas para edificação proposta. Além disso, também se verificou que os bairros Mecejana e Distrito Industrial, ao fazer o N_{SPT} para seus furos caem nas mesmas condições do bairro Cidade Satélite. Na falta dos valores mínimos nos outros furos, não se contabilizou estes bairros.

4.2 Análise do dimensionamento da fundação

Nas Figuras 4 a 6, são apresentados os resultados dos dimensionamentos comparados a metodologia sem realização de investigação geotécnica. Neles, são apresentados os resultados em termos de volume de concreto, kg de ferro e área de fôrma, que são os materiais que mais refletem no orçamento de projetos de fundação em sapata na construção civil.

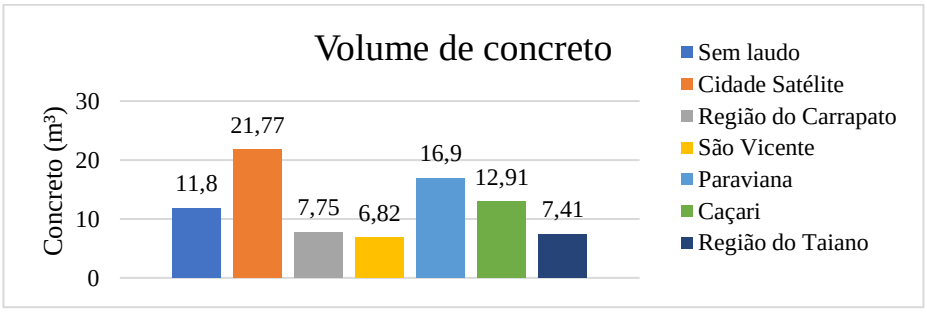


Figura 4. Comparativo de concreto

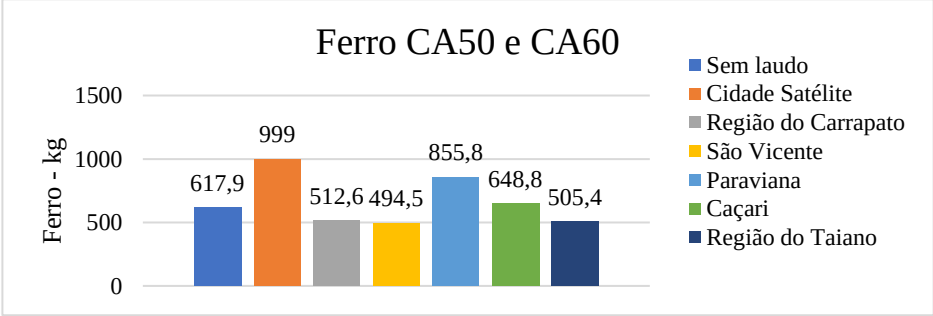


Figura 5. Comparativo de ferro

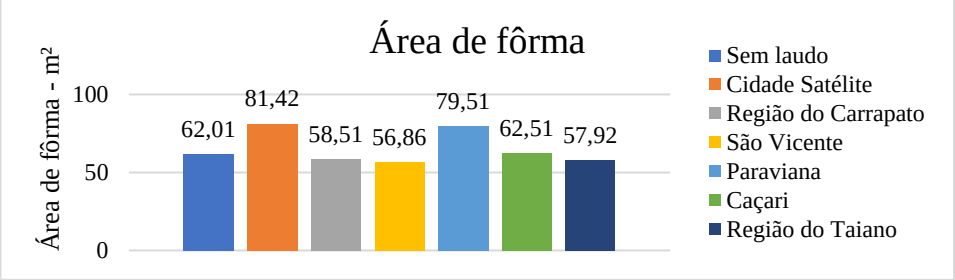


Figura 6. Comparativo área de fôrma

Como observado nas Figuras acima, há uma significativa disparidade dependendo dos valores empregados (que dependem do local e sondagem avaliada), apesar da adoção da opção de metodologia sem realização de investigação geotécnica estar na média entre os valores obtidos, constata-se que, dos seis bairros, três obtiveram resultados superiores, ou seja, se nessas regiões ensaios geotécnicos não fossem realizados, os projetos estariam contra a segurança técnica, já que pelas características do solo local, seria necessário sapatas maiores. Além disso, os três restantes obtiveram resultados inferiores, ou seja, o solo apresenta uma qualidade melhor do que a imaginada, elevando o custo da obra.

4.3 Orçamento

Após concluir o dimensionamento, cada projeto resultou em uma tabela detalhando os materiais a serem empregados na fundação. Ao considerar o peso do ferro, o volume de concreto e a área de fôrma, foi possível utilizar o Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI). Este sistema dispõe de séries mensais que incluem salários medianos de mão de obra, além de preços medianos de materiais, equipamentos e serviços na construção civil. Por fim, conforme Figura 7, foi possível gerar um gráfico comparativo dos projetos.

Figura 7. Comparativo dos orçamentos

Com isso, tornou-se possível criar uma tabela economia/excesso, que indica a porcentagem da quantia economizada ou gasta adicionalmente em comparação com o projeto sem laudo de sondagem. A Tabela 4 representa tais valores quando comparados com o projeto sem laudo e ao analisá-la, observa-se que 3 gastariam a mais para fazer um projeto de fundação com laudos. Contudo, o custo mais alto é associado a questão técnica, pois caso o projeto seja executado com a fundação mais barata, é provável que patologias ocorram, resultando em custos mais elevados a longo prazo devido à necessidade de intervenções.

Tabela 4. Porcentagem de economia e excesso

	Economia (%)	Excesso (%)
Cidade Satélite	-	56,55
Região do Carrapato	18,22	-
São Vicente	22,71	-
Paraviana	-	35,83
Caçari	-	4,76
Região rural	19,87	-

5 CONCLUSÃO

Os resultados obtidos nesta pesquisa destacam a impossibilidade de generalizar dados do solo, especialmente durante a elaboração de projetos de fundações. Mesmo considerando que o software somente se utiliza dos valores do solo como forma de realizar as verificações estruturais, não se utilizando de uma correta análise geotécnica, como por exemplo para verificação do recalque, a análise preliminar revelou que, dos 10 laudos disponíveis, apenas 8 atendem as condições estabelecidas para uso de soluções em fundação rasa considerando as formulações semiempíricas. Em outras palavras, mesmo que os parâmetros obtidos sejam imprecisos, 2 laudos não alcançaram o mínimo de resistência à penetração para serem considerados utilizáveis em soluções do tipo sapata. Isso ressalta que um projeto de fundação elaborado nessa localidade, sem considerar dados de sondagem, estaria em completa discordância com as normas técnicas que visam o desempenho adequado e a segurança da edificação.

Dentre os 8 laudos aceitáveis, apenas 3 possibilitam a utilização dos dados obtidos sem sondagem, com uma pequena margem de segurança. Em outros termos, apresentaram uma estimativa de resistência superior àquela utilizada. Nestes casos, os valores dos orçamentos calculados para fundações aumentariam os custos da obra, resultando em despesas desnecessárias que poderiam ser evitadas por meio de ensaios de sondagem.

Contudo, ao comparar os 5 laudos restantes com os valores comumente utilizados, estes se mostraram ineficazes ao tentar se aproximar dos reais valores obtidos. Ao observar que uma condição otimista de solo foi adotada, quando, na realidade deveria ser considerado um solo com baixa resistência inicial, destaca-se que os valores de orçamento do projeto sem laudo são mais acessíveis. No entanto, essa economia inicial não reflete a realidade do local, que prejudica a eficiência técnica do projeto. Neste sentido, a pesquisa mostra que investir em um laudo de sondagem representa a diferença entre um projeto bem elaborado, que leva em consideração todos os critérios de segurança e desempenho, e um projeto que busca economia às custas do verdadeiro comportamento do solo, e da segurança da construção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. A; Oliveira, R. M. M.. (2018*). E*s*timativa do Ângulo de Atrito e Coesão Através de Índices de Resistência Obtidos pela Sondagem SPT em Solo Laterítico e Colapsível Característico da Cidade de Cascavel no Estado do Paraná.* Disponível em: <https://revistas.uepg.br/index.php/ret/article/download/13282/209209212556/20920921644>. Salvador.

Alonso, U. R. (2019*). Exercicios de fundações.* São Paulo.

Alonso, U. R. (1990). *Previsão e controle das fundações: Uma introdução ao controle de qualidade em fundações.* São Paulo.

Alonso, U. R. (s.d.*). Projeto e execução de fundações rasas: Notas de aula XVI SAENG.* Boa Vista.

AltoQi (2008*). Eberick V6: Documentação Técnica – Módulo Master*. Florianópolis.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1996). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Marques, A. G; Marques, J. A; Marques, R. F. (2015). *Métodos de investigação do subsolo*. Maceió.

Moraes, L. G; Poleto, S. F. S. (2018) *A importância de um planejamento estrutural para a construção de uma edificação*. Disponível em: <https://semanaacademica.org.br/artigo/importancia-de-um-planejamento-estrutural-para-construcao-de-uma-edificacao>. Acesso em: 21 mai. 2023.

Schnaid, F; Odebrecht, E. (2012). Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/322

Inclusões rígidas: Uma alternativa de fundação para silos assente em solos moles

Camili Peres Yamamoto
Estudante, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, capeyamamoto@gmail.com

Julián Asdrúbal Buriticá García
Professor, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, julianburitica@gmail.com

RESUMO: O Brasil possui uma ampla diversidade climática e grande extensão territorial, por esse motivo o país está entre os maiores produtores e exportadores de grãos. Após a colheita, a produção de grãos não é enviada diretamente para o consumidor final, grande parte da produção de grãos deve ser armazenada em silos até que seja atingida uma quantidade apropriada para o transporte ou inclusive um momento mais rentável para a comercialização. O número de silos na região sul do Brasil é muito alto, sendo assim, torna-se indispensável a preocupação com os projetos estruturais e de fundações das obras de silos de armazenamento. Nos solos complexos, como é o caso dos solos moles presentes em grande parte do litoral Brasileiro, a fundação do projeto representa uma porcentagem elevada do custo total da obra. Por esse motivo, este trabalho tem como objetivo apresentar os principais tipos de fundações utilizados em obras de silos e realizar um comparativo técnico do sistema de fundação com inclusões rígidas e o sistema de estacas convencionais por meio de modelagem numérica, desta forma avaliar a possibilidade de usar alternativas mais econômicas para o projeto garantindo a eficiência, segurança e funcionalidade destas estruturas.

PALAVRAS-CHAVE: Silos, Fundações profundas, Solos moles, Inclusões rígidas, Estacas.

ABSTRACT: Brazil has a wide range of climates and a large territory, which is why it is one of the country's largest grain producers and exporters. After harvesting, grain production is not sent directly to the end consumer. A large part of grain production has to be stored in silos until it reaches a quantity suitable for transportation or even a more profitable time for marketing. The number of silos in the southern region of Brazil is very high, so concern about the structural and foundation design of storage silos is essential. In complex soils, such as the soft soils found on much of the Brazilian coastline, the project foundation represents a high percentage of the total cost of the work. For this reason, this work aims to present the main types of foundations used in silo projects and to carry out a technical comparison of the foundation system with rigid inclusions and the conventional pile system using numerical modeling in order to evaluate the possibility of using more economical alternatives for the project, guaranteeing the efficiency, safety, and functionality of these structures.

KEYWORDS: Silos, Deep foundations, Soft soils, Rigid inclusions, Piles.

1 INTRODUÇÃO

Segundo o levantamento da Companhia Nacional de Abastecimento (CONAB) apresentado em abril de 2021, no Brasil existem 11.799 armazéns do tipo graneleiros, sendo que aproximadamente 55% estão localizados na região Sul do país, 29% na região Centro Oeste, 9% na região Sudeste, 5% região Nordeste e 2% região Norte. A região Sul do Brasil é uma potência na produção de grãos, nos estados do Paraná, Rio Grande do Sul e Santa Catarina a produção de soja e arroz é muito significativa.

Sendo assim, torna-se indispensável a preocupação com os projetos estruturais e de fundações das obras de silos de armazenamento. A inovação e uso de tecnologia nas atividades agrícolas somente é possível devido às contribuições da Engenharia Civil, Engenharia Agrícola, Engenharia Mecânica, etc.

Sobre o projeto de fundação é preciso compreender que as estruturas dos silos no Brasil, em geral, são constituídas por duas partes independentes em que um anel externo (viga perimetral), que suporta as paredes e os montantes, é apoiado comumente sobre estacas, já a laje de fundo dos silos é apoiada diretamente no solo.

Partindo do fato de que a maior parte do carregamento é aplicado após a conclusão da obra, a estrutura pode sofrer recalques significativos imediatos (totais e permanentes), além disso, na presença de solos complexos como o caso de solos moles do litoral da região Sul do Brasil e em solos colapsáveis de diferentes regiões do Brasil, podem haver alteração no comportamento da camada superficial sob a laje devido a variações na umidade e à natureza cíclica dos carregamentos, oriunda do enchimento e esvaziamento dos silos. A falta de reforço do solo sob a laje tem gerado problemas estruturais e operacionais em projetos de silos graneleiros construídos em diferentes regiões do país.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Solos moles

São solos sedimentares em sua maioria argilosos, com alta compressibilidade, possuem elevado teor de umidade e baixo índice de penetração no solo (definido através de ensaios SPT). Diretamente ligados com o índice de consistência, parâmetro que permite determinar a capacidade de carga do solo.

De acordo com a NBR 7250, que aborda a identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens, argilas com índices de resistência à penetração menores que 5, são considerados de consistência mole. Sendo um dos maiores desafios da engenharia civil, seu estudo vem ganhando notoriedade. Comumente encontrados na região litorânea do Brasil, possuindo grande ocorrência na região Sul.

2.2 Silos graneleiros

O Brasil está entre os 10 maiores produtores e exportadores de grãos do mundo, segundo dados da FAOSTAT. Entre a produção e a distribuição desses grãos tem-se a necessidade de armazenar o material mantendo a qualidade até que seja feito o seu transporte, para isso são utilizados armazéns e silos graneleiros.

De acordo com o IBGE (2023), em termos de capacidade útil armazenável, os silos predominam no Brasil, tendo alcançado 99,2 milhões de toneladas no segundo semestre de 2022. Os silos predominam na Região Sul, sendo responsáveis por 63,9% da capacidade armazenadora da Região e 47,9% da capacidade total de silos do país. “No Brasil existem 11.799 armazéns do tipo graneleiros, sendo que 6.534, ou seja, 55,37% destes armazéns situam-se na região sul do país. ” (Santiago, 2021 apud CONAB, 2019).

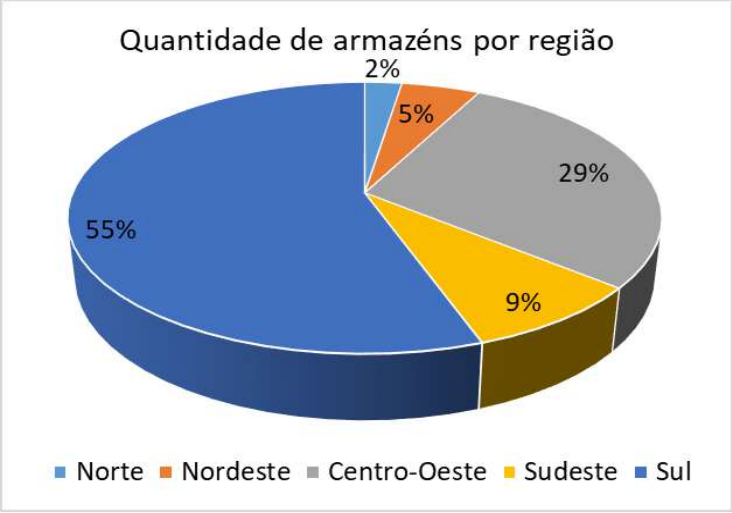


Figura 1. Quantidade percentual de armazéns no Brasil (CONAB, 2019)

Silos são reservatórios projetados para armazenar matéria prima em condições ideais, conservando a qualidade e o valor comercial dos mesmos. Essas estruturas otimizam a comercialização e minimizam os prejuízos, auxiliando em uma administração estratégica das safras.

Os silos podem ser verticais ou horizontais, no silo vertical a altura é muito maior que a largura da base como pode ser observado na Figura 2. Os silos verticais podem ser de fundo plano ou silos elevados de fundo cônico, caracterizados por serem construídos acima do nível do solo. Os silos que serão estudados nesta pesquisa são os silos verticais de fundo plano.

Figura 2. a) silos verticais de fundo plano, b) silos verticais de fundo cônico. Disponível em https://www.page.ind.br/

2.3 Tipos de fundações comumente usadas em silos

Devido às cargas e descargas constantes de grandes safras, os silos submetem o terreno a cargas cíclicas, prevalecem as pressões sobre o fundo e as paredes laterais. Levando em conta que as cargas predominantes são do material estocado e não do peso próprio da estrutura, "os materiais granulosos destinados ao armazenamento nos silos como o café, o trigo, a cevada, a areia e outros tem características importantes para o seu dimensionamento" (Santiago, 2021 apud Calil Junior 1983).

Segundo Nascimento (2022), as fundações mais utilizadas são as fundações rasas, profundas e bases de concreto, entretanto são definidas de acordo com a função que irão exercer e as condições de cada projeto.

De acordo com a NBR 6122 (2019) as fundações profundas transmitem a carga ao terreno pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) e devem apresentar sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta com mínimo de 3,0 m. Nas fundações rasas ou superficiais, as cargas são transmitidas ao solo através da base da fundação, sendo reconhecidas pela NBR como fundações diretas e apresentam como definição, que a base deve estar assentada em uma profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Sobre o projeto de fundação de um silo vertical é preciso compreender que as estruturas dos silos no Brasil, em geral, são constituídas por duas partes independentes, uma viga perimetral e uma laje de fundo. O anel externo (viga perimetral), suporta as paredes e os montantes, é apoiado comumente sobre estacas, já a laje de fundo dos silos é apoiada diretamente no solo.

Devido ao fato de que a maior parte do carregamento é aplicado após a conclusão da obra, a estrutura pode sofrer recalques significativos (totais e permanentes) durante a etapa de operação, além disso, na presença de solos colapsáveis pode haver alteração no comportamento da camada superficial sob a laje devido a variações na umidade e aos carregamentos no fundo do silo, que são cíclicos por causa do enchimento e esvaziamento.

Nos últimos anos no Brasil, têm sido desenvolvidas algumas pesquisas sobre o uso de inclusões rígidas em fundações de prédios quando se utiliza como plataforma de transferência de carga um material coesivo, típico da região centro oeste do Brasil e o uso do mesmo material melhorado com cimento.

Podem ser mencionadas os trabalhos de Perez (2017), Rebolledo et al. (2019) que realizaram análises comparativa a partir de modelagem numérica entre fundações do tipo radier direto, radier estaqueado e inclusões rígidas buscando prever o comportamento diante da indução do colapso da camada superficial do solo de Brasília, com destaque para os recalques máximos e distorção angular observados, bem como a distribuição de carga nas inclusões.

Garcia et al., (2021) avaliaram o mecanismo de transferência de carga na camada de distribuição (formada pelo solo superficial de Brasília compactado) por meio de modelos físicos em escala real e modelos reduzidos em centrífuga geotécnica.

2.3 Inclusões rígidas

Segundo Rebolledo et al. (2019) Inclusões rígidas são elementos de reforço de solo, cilíndricos ou prismáticos, não conectados com a fundação (sapata ou radier). Podem ser executados de diferentes formas como: estaca escavada, estaca encamisada, estaca cravada de concreto pré-moldado, estaca cravada de aço, micro estaca, estaca hélice contínua, injeção a baixa pressão, "jet grouting" e colunas de brita, ou de misturas de solo com cal ou cimento.

A principal diferença das inclusões rígidas para os demais métodos convencionais de fundações, é a ausência de conexão das inclusões com a fundação superficial, é colocado uma plataforma de transferência de carga (PTC) entre o radier e o solo. A PTC, geralmente feita com material compactado ou granular, funciona distribuindo o carregamento nas cabeças das inclusões de maneira desigual e transferindo as cargas para a porção profunda e mais rígida do solo.

"O sistema de inclusões rígidas utilizado para fundações é muito utilizado por países da Europa e América do Norte, sendo ainda pouco conhecido e utilizado no Brasil, de tal maneira que a Norma Brasileira Regulamentadora nº 6122 de 2019 (Projeto e Execução de Fundações) ainda não aborda este tipo de fundação em seu escopo. No entanto, diversos estudos têm sido desenvolvidos com a finalidade de incorporar o método de inclusões rígidas como fundação utilizada principalmente em estruturas de grande porte que necessitam de redução de recalques. " (SANTIAGO, 2021, p.17)

Uma fundação de inclusões rígidas conta com elementos principais indispensáveis, são eles a sapata/radier, a plataforma de transferência de carga (PTC), as estacas, o solo circundante e os capitéis (opcional). "As inclusões rígidas são dispostas no solo mole, formando uma malha e repousando ou não em um substrato rígido. " (Santiago, 2021)

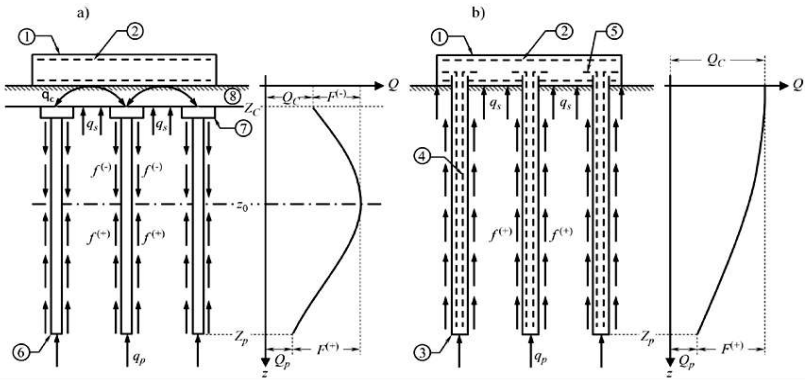


Figura 3. Comparativo entre sistema de inclusões rígidas e radier estaqueado (Rebolledo et al. 2019)

Sobre elas é colocado a PTC, que tem por objetivo garantir que as cargas sejam transferidas para as extremidades das estacas uniformizando os recalques. Segundo Móczár (2016), uma espessura mínima, variando dos 40 a 80 cm, é necessária para permitir que a plataforma realize a transferência de carga de maneira

adequada entre inclusões e o solo, bem como para limitar as forças dentro da estrutura suportada e reduzir os momentos fletores nas lajes.

2.4 Uso de Inclusões rígidas na indústria da construção de tanques, reservatórios e silos

Além do uso amplamente conhecido das inclusões rígidas na construção de aterros sobre solos moles, também é possível encontrar na literatura técnica algumas referências sobre o uso da técnica para fundações de edifícios residenciais, comerciais, industriais, de tanques de armazenamento de resíduos nucleares (Matsson et al., 2013; Briançon et al., 2015), assim como para o uso em fundações de aterros de linhas de trens de alta velocidade com uso de placa rígida de concreto (Zheng et al. 2011; Briançon & Simon, 2017) e construção de fundações de tanques de armazenamento de gás natural (Bernuy et al., 2018) como apresentado na Figura 4.

Bernuy et al. (2018) apresentaram o projeto da *The Kuwait Integrated Petroleum Industries Company* (KIPIC) que consiste na construção de 8 tanques de armazenamento de gás natural, com capacidade individual de 225.000 m3, 96 m de diâmetro, 28,65 m de profundidade e 45 m de altura. A fundação proposta foi um sistema de 1.128 inclusões rígidas construídas com hélice contínua para cada tanque, de 80 cm de diâmetro numa malha quadrada de 2,8 m de separação e uma camada de distribuição de 2 m de espessura.

(a) (b)

Figura 4. Execução projeto tanques de gás natural (a) Processo de escavação hélice contínua (b) inclusões rígidas finalizadas (Bernuy et al., 2018)

As inclusões rígidas também podem ser utilizadas em fundações de silos de armazenamento em solos complexos como o caso dos solos colapsáveis e solos moles, para evitar elevados recalques permanentes durante as etapas de construção e operação.

3 ESTUDO DE CASO

Para estudar a viabilidade do uso dos sistemas de inclusões rígidas no controle de recalques em projetos de silos graneleiros construídos em solos moles, foi realizado um modelo numérico utilizando o método dos elementos finitos comparando dois sistemas de fundação para um silo originalmente projetado com a solução de radier estaqueado.

A modelagem numérica Axissimétrica utilizando o programa computacional PLAXIS 2D consistiu inicialmente da calibração de um modelo geotécnico representativo para um perfil típico da cidade de Joinville.

3.1 Descrição geral do estudo de caso hipotético

O projeto típico analisado, é comum na cidade de Joinville e em algumas regiões do Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul para o armazenamento de arroz.

O silo escolhido é um silo de fundo plano de 18 m de diâmetro e altura de 26 m, com capacidade de 4.353 toneladas ou 76.175 sacas. A transferência de carga por meio de uma placa rígida na base do silo apresenta uma tensão aplicada de 150 kPa.

A solução inicial consiste de uma solução convencional de fundação profunda, estacas de 40 cm de diâmetro no anel periférico e estacas de 30 cm de diâmetro na área central, profundidade de 22 m e espaçamento médio de 2,4 m.

3.2 Perfil geotécnico

O perfil geotécnico considerado na análise foi o perfil típico definido por Telesse (2023) para a cidade de Joinville. Os parâmetros do material argiloso foram calibrados usando o modelo constitutivo *Hardening Soil*, a partir de ensaios triaxiais e ensaios de adensamento em amostras indeformadas.

Tabela 1. Parâmetros da modelagem (Telesse, 2023)

	Solo Residual	Solo Natural	Aterro	Estaca	Capitel
Modelo constitutivo	Mohr-Coulomb	Haderning Soil	Mohr-Coulomb	Elastic	Elastic
Diametro (m)	-	-	-	0,6	1
H (m)	-	-	-	21	1
$\gamma kN/m^3$	-	13	17	24	24
$Eref$	40,00E3	-	50E3	25,04E6	25,04E6
$E50kN/m^2$	-	3650	-	-	-
$EoedkN/m^2$	-	2600	55,56E3	-	-
$EurkN/m^2$	-	12E3	-	-	-
ν	0,3	0,2	0,2	0,2	0,2
$Gref$	15,38E3	-	20,83E3	-	-
e	0,5	1	0,5	-	-
c'	10,00	11	0	-	-
ϕ	35	21	33	-	-
OCR	-	1,90	-	-	-

3.3 Solução alternativa

Como solução alternativa, foi proposto um projeto de inclusões rígidas de 30 cm de diâmetro, espaçamento médio de 1,5 m e comprimento total de 9 m.

A plataforma de transferência de carga utilizada consiste de um solo residual compactado estudado em detalhes em Garcia et al. (2021). Os Parâmetros geotécnicos utilizados são apresentados na Tabela 2. O modelo constitutivo utilizado foi Hardening Soil.

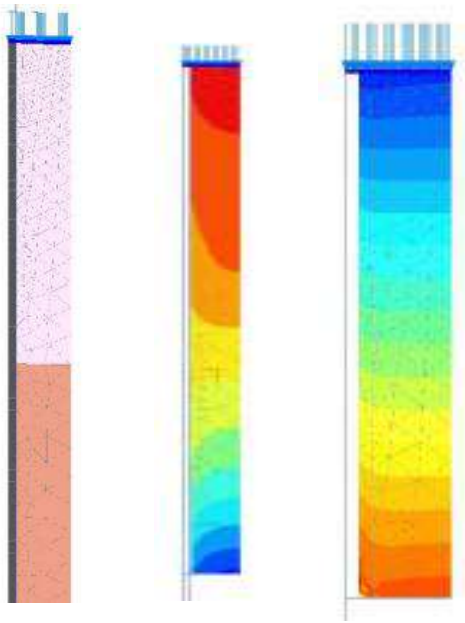
Tabela 2. Parâmetros da plataforma de transferência de carga (Garcia et al. 2021).

		Parâmetros SN
Resistência	c'(kPa)	51,0
	φ (°)	28,0
	ψ (°)	0
Rigidez	$E_{50}^{ref}(MPa)$	12,0
	$E_{oed}^{ref}(MPa)$	6,7
	$E_{ur}^{ref}(MPa)$	24,0
	m	0,9
Avançados	ν_{ur}	0,2
	$P^{ref}(kPa)$	100,0
	K_o^{nc}	0,53
	R_f	1

4 RESULTADOS

Foi utilizado o programa Plaxis 2D para comparar as duas soluções de fundação. Considerando a solução de radier estaqueado (Figura 5) o recalque máximo calculado foi de 16 cm para o carregamento máximo de 150 kPa que é uma carga elevada.

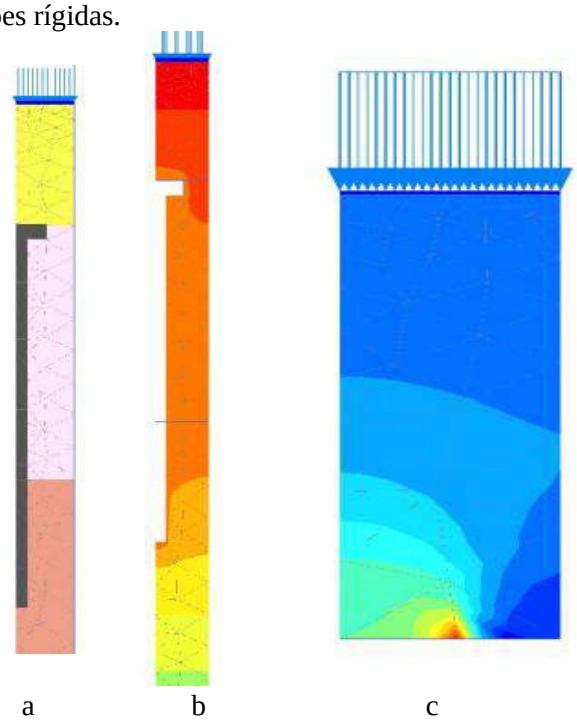
A Figura 5 apresenta os resultados da simulação numérica axissimétrica da alternativa de radier estaqueado. É possível observar que existe conexão estrutural entre a laje de fundação e a estaca. Os deslocamentos máximos foram 16 cm e as tensões verticais máximas atuantes foram de 148 kPa.



a b c

Figura 5. Modelagem numérica da solução inicial – radier estaqueado. A) malha deformada, b) deslocamentos verticais, c) tensões verticais atuantes

A Figura 6 apresenta a malha deformada, deslocamentos verticais e tensões verticais (respectivamente) da solução alternativa de inclusões rígidas.



a b c

Figura 6. Modelagem numérica da solução alternativa proposta em inclusões rígidas. A) malha deformada das inclusões rígidas, b) deslocamentos verticais c) tensões verticais máximas

Os deslocamentos máximos para o sistema de inclusões rígidas foram de 18 cm e as tensões verticais de 343 kPa no canto do capitel. É importante mencionar que os resultados representam um elemento de fundação central e não é representativo para elementos de borda e canto. É necessário realizar outras simulações numéricas 2D e 3D para melhorar a compreensão do fenômeno.

5 AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com o apoio do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq – Brasil

6 CONCLUSÕES

A técnica de inclusões rígidas se mostrou viável para controlar recalques em silos graneleiros. As soluções em inclusões rígidas apresentam menor custo devido à não existência de conexão estrutural entre a laje rígida e os elementos verticais, o que faz com que a taxa de armadura dos elementos estruturais seja consideravelmente menor. Apesar da maior densidade de elementos (menor espaçamento) os elementos apresentam profundidades menores. De qualquer forma, deve ser feito um comparativo econômico detalhado para estabelecer o real benefício econômico. Se passou de elementos de 22 m de profundidade a elementos verticais de 9 m de profundidade com nível de recalques relativamente semelhantes.

Este trabalho tem uma finalidade acadêmica, devem ser realizadas outras análises, modelos físicos, modelos numéricos e estudos mais detalhados sobre o assunto.

A Modelagem numérica em 3D é necessária para avaliar a interação entre todos os elementos da fundação. A altura da Plataforma de Transferência de Carga de 1,5 m de altura se mostrou suficiente para evitar concentração de tensões elevadas que possam gerar punção na laje.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (1980). NBR 7250/82 – Identificação e Descrição de Amostras de Solo em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos.. Rio de Janeiro, 03p.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122 - Projeto e execução de fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

Bernuy, C., Hor, B., Kim, S., Song, M., & Alqoud, S.Y. (2018). LNG tanks on rigid inclusions: kuwait. Innovative Infrastructure Solutions.

Briançon, L., Dias, D., & Simon, C. (2015). Monitoring and numerical investigation of a rigid inclusions-reinforced industrial building. Canadian Geotechnical Journal.

Briançon, L., Dias, D., & Simon, C. (2017). Pile-supported embankment over soft soil for a high-speed line.

Calil, Carlito Junior. Recomendações de Fluxos e de Cargas para Projetos de Silos Verticais. 1990. São Carlos - Universidade dde São Paulo, Departamento de Estruturas.

Conab (2021). Safra Brasileira de Grãos – Companhia Naciona de abastecimento. [Online] Available at: https://www.conab.gov.br/info-agro/safras/graos

García, J.A.B., Rodríguez-Rebolledo, J.F., Mutzenberg, D.V., Caicedo, B., & Gitirana Junior, G.F.N. (2021). Experimental investigation of a load-transfer material for foundations reinforced by rigid inclusions. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.

IBGE, 2023. Capacidade de armazenagem agrícola cresce 1,8% e chega a 192,2 milhões de toneladas no 2º semestre de 2022. [Online] Available at: https://agenciadenoticias.ibge.gov.br/agencia-sala-de-imprensa/2013-agencia-de-noticias/releases/37136-capacidade-de-armazenagem-agricola-cresce-1-8-e-chega-a-192-2-milhoes-de-toneladas-no-2-semestre-de-2022

Mattson, N., Menoret, A., Simon, C., and Ray, M. (2013). Case study of a full-scale load test of a piled raft with an interposed layer for a nuclear storage facility. Géotechnique, 63: 965–976.

Móczár, K. Lődör, B. (2016). Effects of pile modelling in case of rigid inclusion ground improvement. Budapest University of Technology and Economics, Department of Engineering Geology and Geotechnics.

Nascimento, Charlison Lima. Patologias nas Fundações de Silos de Armazenadores de Grãos. 2022. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade Pitágoras de Imperatriz.

Perez, R.F. (2017). Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal. Dissertação de mestrado, Publicação G.DM-284/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 160p.

Rebolledo, J.F.R; León, R.F.; Camapum De Carvalho, J. (2019b). Performance Evaluation of Rigid Inclusion Foundations in the Reduction of Settlements. Soils and Rocks, 42(3):265-279

Rebolledo, J. F. R., Casagrande, M. T., Cardoso, L. C. (2019). Estudo do Comportamento Mecânico da Camada de Distribuição de Carga para Sistema de Inclusões Rígidas. Geocentro, Brasília DF.

Santiago, Isabelle Moreira. Inclusões rígidas para fundações de silos graneleiros. (2021). Dissertação de Mestrado em Geotecnia - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

Zheng, G., Jiang, Y., Han, J. & Liu, Y. F. (2011). Performance of cement-fly ash-gravel pile-supported high-speed railway embankments over soft marine clay. Marine Georesources and Geotechnology, 29, No. 2, 145–161.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/323

Influência da Contaminação por Combustíveis na Capacidade de Suporte dos Solos de Fundações

Valquíria Pereira Lima
UFOP, Ouro Preto, Brasil,valquiria.lima9247@gmail.com

Hebert da Consolação Alves
UFOP, Ouro Preto, Brasil, alves@ufop.edu.br

RESUMO: O solo, além de ser um componente essencial do ambiente natural, também já foi depósito de resíduos gerados pelo ser humano. Ele desempenha diversos papéis importantes, especialmente na construção civil, onde serve como a base fundamental para qualquer edificação. Suas propriedades determinam características cruciais do projeto, influenciando a estabilidade e a segurança das estruturas. Uma das principais propriedades dos solos é a sua capacidade de carga, definida como a tensão transmitida pela fundação para o solo que pode causar seu rompimento. Essa capacidade é essencial para o desenvolvimento de projetos de engenharia civil, garantindo que as construções possam suportar as cargas aplicadas sem comprometer sua integridade. O artigo em questão comparou as propriedades do solo contaminado por combustíveis, resultantes de vazamentos de tanques subterrâneos em postos de combustível, com as do solo não contaminado. O objetivo foi avaliar a influência da contaminação nas características geotécnicas dos solos, aplicadas em fundações. Para tanto, foram realizados uma série de ensaios para determinar as características físicas e mecânicas dos solos contaminado e não contaminado. Esses ensaios incluíram: Análise Granulométrica; Índices de Consistência; Ensaio de Densidade; Teor de Umidade; Adensamento; Cisalhamento Direto. Além desses ensaios, as capacidades de carga dos solos foram determinadas seguindo a Teoria de Terzaghi e a Teoria de Vésic. A sondagem também foi realizada para determinar a capacidade de carga do solo arenoso e medianamente compacto, oferecendo uma visão mais completa da influência da contaminação por combustíveis nas propriedades geotécnicas dos solos. Os resultados dessas análises são fundamentais para entender como a contaminação por combustíveis pode afetar a estabilidade das fundações e, consequentemente, a segurança das construções. A comparação entre solos contaminados e não contaminados fornece insights valiosos para engenheiros civis e geotécnicos, permitindo o desenvolvimento de soluções mais seguras e eficientes para a construção em áreas potencialmente contaminadas.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, solo contaminado, capacidade de carga de fundações.

ABSTRACT: Soil, in addition to being an essential component of the natural environment, has also been a depository for waste generated by humans. It plays several important roles, especially in construction, where it serves as the fundamental basis for any building. Its properties determine crucial design characteristics, influencing the stability and safety of structures. One of the main properties of soils is their load capacity, defined as the tension transmitted by the foundation to the soil that can cause it to break. This capacity is essential for the development of civil engineering projects, ensuring that buildings can withstand applied loads without compromising their integrity. The article in question compared the properties of soil contaminated by fuels, resulting from leaks from underground tanks at gas stations, with those of uncontaminated soil. The objective was to evaluate the influence of contamination on the geotechnical characteristics of soils, applied to foundations. To this end, a series of tests were carried out to determine the physical and mechanical characteristics of contaminated and uncontaminated soils. These tests included: Granulometric Analysis; Consistency Indices; Density Test; Moisture Content; Densification; Direct Shear. In addition to these tests, the bearing capacities of the soils were determined following Terzaghi's Theory and Vésic's Theory. The survey was also carried out to determine the bearing capacity of the sandy and moderately compact soil, offering a more complete view of the influence of fuel contamination on the geotechnical properties of the soil. The results of these analyzes are fundamental to understanding how fuel contamination can affect the stability of foundations and, consequently, the safety of buildings. Comparing contaminated and uncontaminated soils provides valuable insights for civil and geotechnical engineers, enabling the development of safer and more efficient solutions for construction in potentially contaminated areas.

KEYWORDS: Foundations, contaminated soil, foundation load capacity.

1 INTRODUÇÃO

O solo exerce um papel importante na construção civil, sendo a base para qualquer construção e determinando características essenciais do projeto devido a suas propriedades. O solo exerce um papel importante na construção civil, sendo a base para qualquer construção e determinando características essenciais do projeto devido a suas propriedades.

Desde o século XVIII, com os processos de industrialização e a exploração não sustentável dos recursos naturais, a humanidade gera resíduos que pode causar a contaminação do solo. (MORITA, 2010). No solo, ao contrário da água ou ar não se detecta facilmente a contaminação, ou as consequências dos danos. Por este motivo o solo se transforma em um depósito dos resíduos gerados pelas indústrias, causando danos irreparáveis ao meio ambiente.

A Morita, 2010, ressalta a dificuldade da realização de trabalhos envolvendo solos contaminados no Brasil e a escassez de pesquisadores nessa área. Percebe-se a mesma carência devido a pesquisas realizadas para o decorrente trabalho e ressalta-se a importância do mesmo para a área de construção civil.

As fundações são elementos estruturais importantes da construção civil devido à transferência de carga da estrutura para o solo. É necessário a realização de estudos geotécnicos para a concepção de um bom projeto de fundação para não ocorrerem patologias indesejáveis na construção. Sendo assim, a investigação do subsolo se torna primordial para qualquer construção, pois o resultado de uma investigação ineficiente pode comprometer a edificação. (MAGALHÃES, SEGRE, URBAN; 2022)

2 OBJETIVO

O presente trabalho visa comparar as propriedades do solo contaminado por combustíveis oriundos de vazamentos de tanque subterrâneo de posto de combustível e do solo não contaminado, para avaliara influência em suas características geotécnicas aplicados em fundações. Tendo como principais objetivos: Realizar uma revisão de literatura abordando o conceito de fundações, capacidade de suporte de solos às fundações, contaminação de solos por combustíveis e alterações na capacidade de carga dos solos devido à contaminação; caracterizar em laboratório as propriedades dos solos contaminados e não contaminados; comparar as propriedades dos solos e avaliar a influência do solo contaminado sobre as fundações.

3 METODOLOGIA

3.1 Coleta das Amostras

As amostras dos solos foram coletadas em um lote na cidade de Ponte Nova–MG, em terreno do município de ponte nova mg onde funcionava um posto de combustíveis e agora será construído outro tipo de edificação. As mesmas foram coletadas em diversos locais onde serão realizados os pilares da construção. O solo contaminado por combustíveis se deu através do vazamento de tanque subterrâneo de postode combustível.

Foi definido para este procedimento experimental a realização da caracterização do solo em torno do pilar 07 devido à localização, análise visual de contaminação e pela tensão a ser aplicada em projeto, conforme a Figura 1.

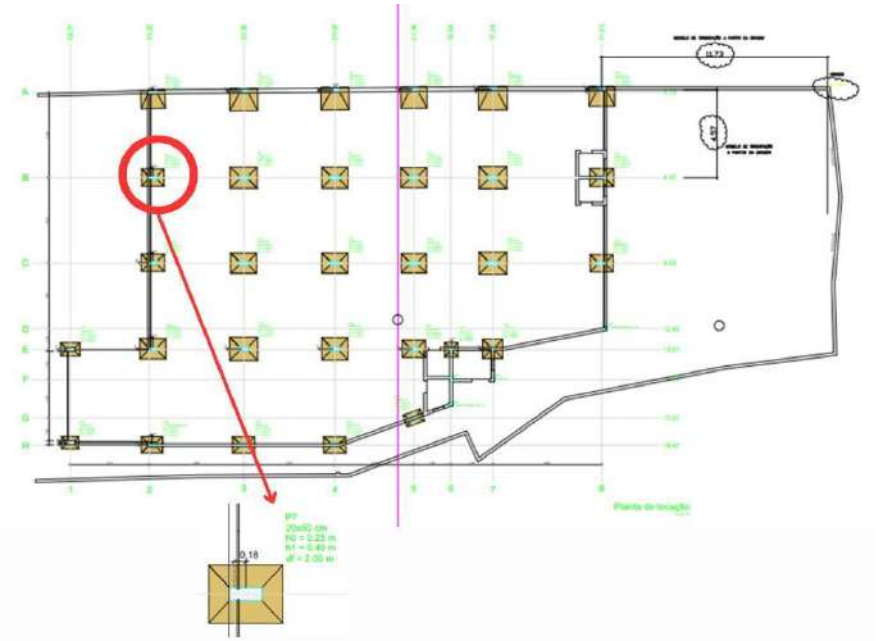


Figura 1. Planta de locação (Fornecido pela construtora, 2023)

As amostras foram enviadas para o Laboratório de Ferrovias e Asfalto do Departamento de Engenharia Civil da UFOP. Foram realizados os de caracterização incluindo os ensaios de Adensamento unidirecional e Cisalhamento direto do solo no Laboratório do Centro Tecnológico de Geotecnia Aplicada (CTGA) no Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas (NUGEO) da UFOP, os demais ensaios foram realizados no Laboratório de Ferrovias e Asfalto. As amostras utilizadas para os ensaios foram reconstituídas, a condição de campo foi efetuada realizando ensaios de densidade de amostras indeformadas e comparando com as amostras compactadas em laboratório. Não foi possível a retirada de amostras indeformadas em campo devido ao lençol freático elevado.

Estudo foi feito na região do pilar de número sete. A empresa apresentou o ensaio de sondagem e o Relatório de Avaliação de Risco à Saúde Humana que apresenta uma análise qualitativa do potencial de risco à saúde humana causado pela exposição dos atuais e futuros receptores às substâncias químicas de interesse, identificadas na amostragem do solo oriundo de escavação realizada no terreno de estudos.

3.2 Caracterização do Solo Contaminado e Não Contaminado

A análise granulométrica por peneiramento e por sedimentação foi realizado segundo a ABNT NBR 7181:2016. O limite de liquidez e o limite de plasticidade foram obtidos seguindo as normas ABNT NBR 6459:2016 e ABNT NBR 7180:2016 respectivamente. O ensaio de teor de umidade e o ensaio de densidade foram obtidos seguindo as normas ABNT NBR 6457:2016 e ABNT NBR 6458:2016. O ensaio de cisalhamento direto foi desempenhado segundo a American Society for Testing and Materials (ASTM) D3080-11. Para o ensaio de adensamento unidirecional foi empregado a seguinte norma ABNT NBR 1683:2020.

3.2.1 Estudo de Capacidade de Carga

O estudo de carga do Pilar 7 foi realizado baseando na Teoria de Terzaghi (1943) e Teoria Vésic (1974). Para realizar o estudo de capacidade carga utilizou-se a equação 1 (VELLOSO, LOPES, 2011). Seguiu a forma de uma sapata retangular já definida no projeto de locação.

$$\sigma_r = c.N_c.S_c + 0{,}5.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma + q.N_q.S_q \qquad (1)$$

4 RESULTADOS

4.1 Relatório de Avaliação de Risco à Saúde Humana

Segundo o relatório o fornecido pela empresa foram realizados ensaios laboratoriais visando determinar

os seguintes parâmetros: carbono orgânico total (TOC), matéria orgânica, pH do solo, densidade de partículas, umidade natural, granulometria, porosidade total, porosidade efetiva e densidade aparente. O relatório de risco à saúde humana verificou que não há riscos à saúde para trabalhadores, sendo a área classificada como Área em Processo de Monitoramento para Reabilitação (AMR), segundo a Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH n° 02, de 08 de setembro de 2010.

4.2 Sondagem

A empresa que realizou a sondagem identificou um solo com alta resistência superficial, sendo que no primeiro furo alcançou a rocha aos 3,07 metros de profundidade e nível da água em 2,40 metros apresentado na Figura 2, no segundo furo alcançou a rocha aos 3,50 metros de profundidade e nível da água em 2,60 metros, evidenciado na Figura 3. Analisando o nível em que foi encontrado água provavelmente o lenço freático, além do solo, foi contaminado com combustível. O índice N 01 foi de 16 e índice N 02 foi de 18. Sendo o solo é definido como arenoso, medianamente compacto, com tensão admissível entre 2,0 e 4 kg/cm².Indicaram-se fundações profundas do tipo estaca escavada ou fundações rasas.

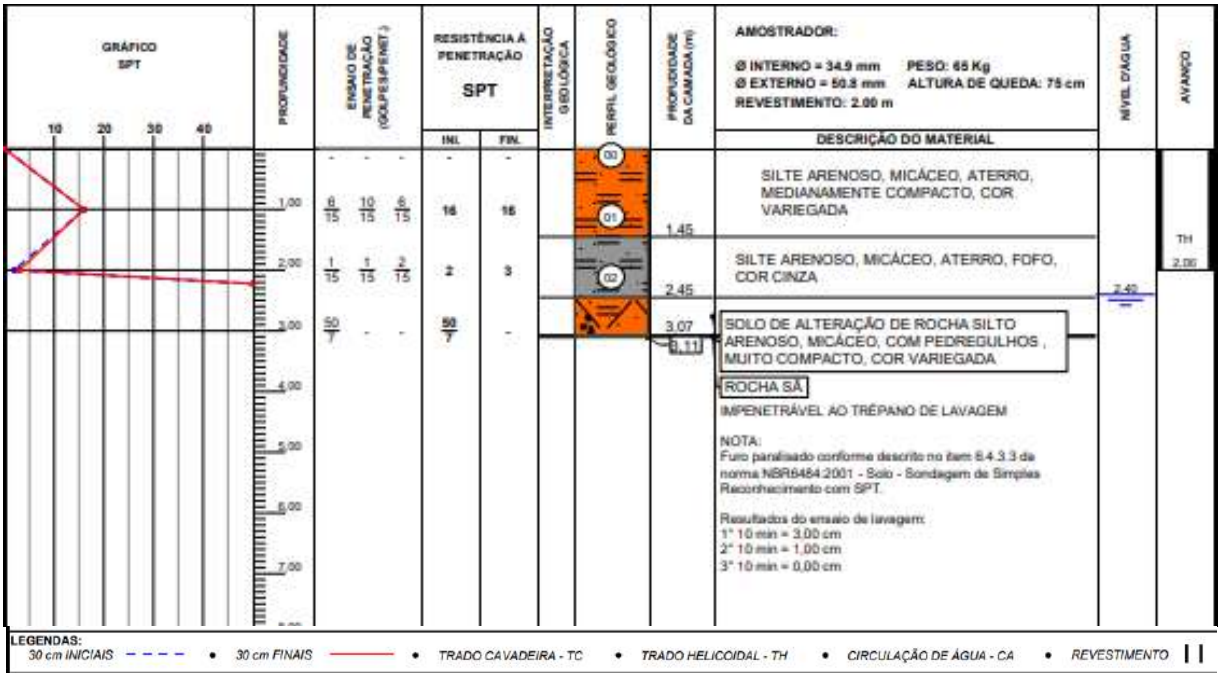


Figura 2. Boletim de sondagem SPT 01 (Fornecido pela construtora, 2023)

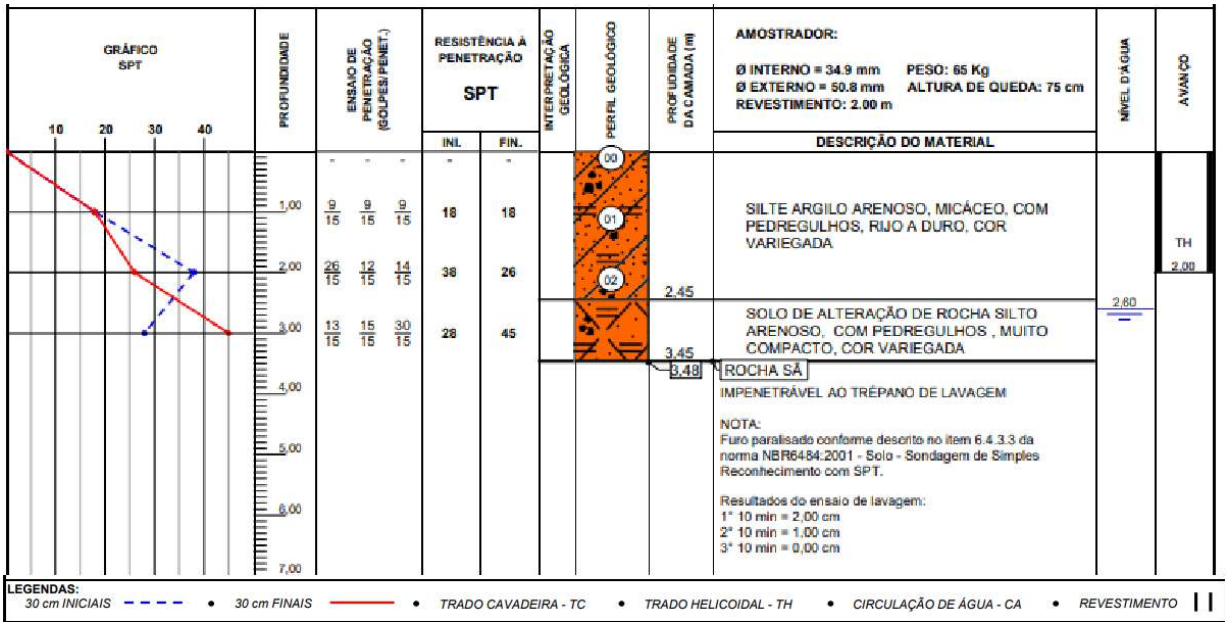


Figura 3. Boletim de sondagem SPT 01 (Fornecido pela construtora, 2023)

4.3 Ensaios de Caracterização Física

4.3.1 Granulometria

Na Figura 4 é apresentado as curvas granulométricas dos solos, realizou-se o ensaio de sedimentação como defloculante e sem o defloculante para analisar o comportamento do solo contaminado. Analisando a curva do solo não contaminado observou-se um solo grosso bem graduado, e para o solo contaminado um solo fino.

As curvas do solo contaminado apresentam um percentual passante na fração silte superior ao não contaminado. Tal fato pode ter ocorrido devido a maior concentração de silte em determinada profundidade ou por algum processo químico que pode ter ocorrido devido ao processo de contaminação.

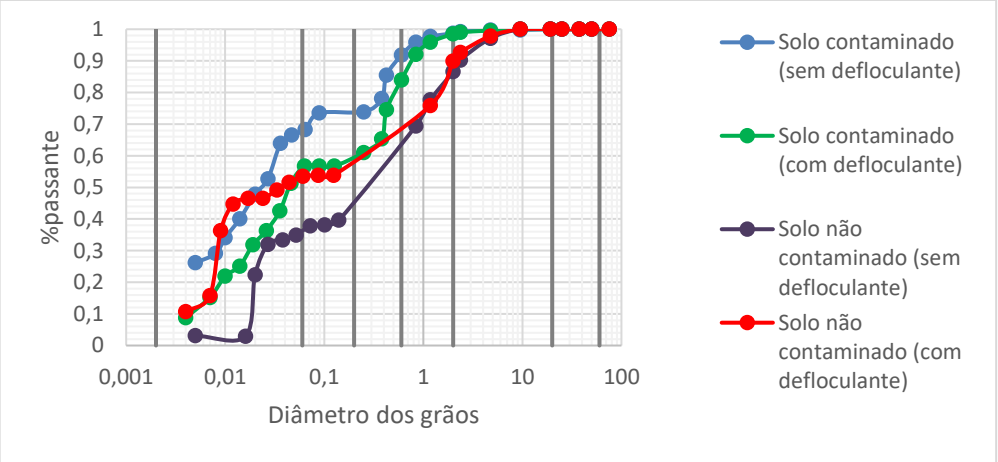


Figura 4. Curva granulométrica

4.3.2 Índices de Consistência, Teor de Umidade e Densidade

Na Tabela 1 é apresentado os índices de consistência juntamente com o teor de umidade e a densidade do solo contaminado e do solo não contaminado.

Tabela 1. Parâmetros dos solos.

	Índices de consistência				
	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)	Teor de umidade (%)	Densidade (kN/m³)
Solo Contaminado	37,29	26,07	11,23	23,65	25,94
Solo Não Contaminado	33,63	24,90	8,73	14,94	26,22

Os solos apresentaram um índice de plasticidade entre 7 e 15, isso quer dizer que os solos são mediamente plásticos, segundo classificação de Jenkins (CAPUTO, 1987). O teor de umidade foi obtido através do método da estufa e para realização dos ensaios de adensamento e cisalhamento. Os valores apresentados nos ensaios de caracterização física foram semelhantes para os dois solos.

4.3 Ensaios de Caracterização Mecânica e de Capacidade de Suporte dos Solos

4.3.1 Adensamento

As curvas apresentadas na Figura 5 são as curvas de altura do corpo de prova em função da raiz quadrada do tempo. Com as curvas determinou os coeficientes de adensamento pelo processo de Taylor o T90 e H90 necessários para o ensaio de cisalhamento direto, evidenciados na Tabela 2 Ao analisar as curvas percebe-se uma semelhança no comportamento dos solos.

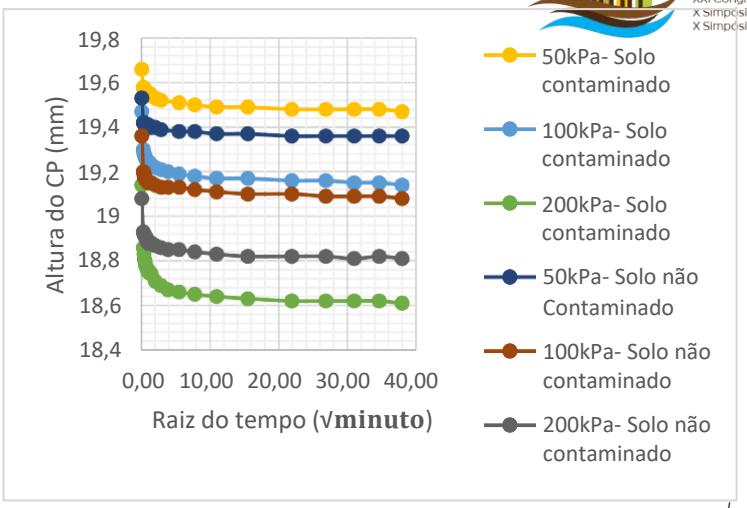


Figura 5. Gráfico de altura do corpo de prova (mm) x raiz do tempo (√**minuto**)

Tabela 2- Parâmetros dos solos obtidos pelo adensamento.

	Carga	T90	Velocidade	Coeficiente de adensamento
Solo contaminado	50	5,76	0,15	14,07
	100	1,21	0,712	65,05
	200	2,89	0,298	25,89
Solo não contaminado	50	3,42	0,252	23,344
	100	1	0,862	78,025
	200	1,69	0,51	44,84

4.3.2 Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto fornece dois gráficos que estão apresentados na Figura 6. O gráfico de tensão horizontal por deformação horizontal indica a tensão cisalhante do corpo de prova correspondente a tensão normal aplicada. O equipamento que realiza os ensaios fornece os dados para que os gráficos possam ser construídos.

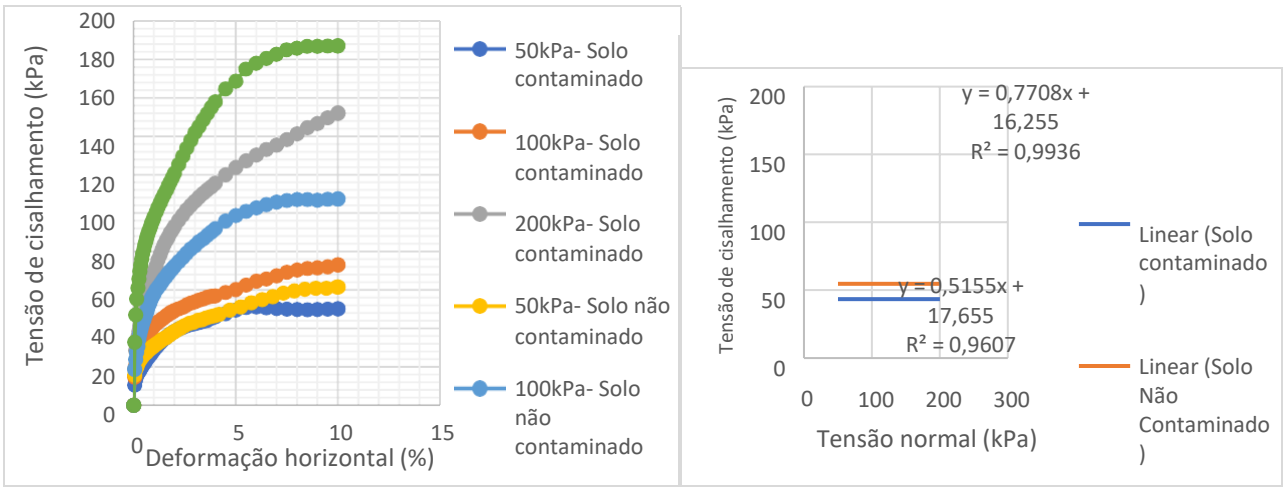


Figura 6. Gráfico tensão de cisalhamento (kPa) x deformação horizontal (%). Gráfico tensão normal (kPa) x Tensão de cisalhamento (kPa).

Assim, define o gráfico de tensão de cisalhamento pela tensão normal, Figura 6. Do gráfico, obtém a coesão e o ângulo de atrito apresentado na Tabela 3. A coesão dos solos se assemelha, mas o ângulo de atrito difere um pouco isso influencia diretamente nos fatores de capacidade de carga.

Tabela 3-Coesão e ângulo de atrito dos solos.

	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Solo contaminado	17,655	26,53
Solo não contaminado	16,255	37,63

4.3.2 Estudo da Capacidade de Carga

A sapata definida pelo projeto estrutural de fundação fornecido pela empresa definiu a base com 0,9 metros e a largura igual a 1,15 metros e altura de 1 metro. A tensão efetiva do solo foi definida pela multiplicação do peso especifico pela altura da sapata, sendo igual a 52,4 kPa para o solo não contaminado e 51,8 kPa para o solo contaminado. A condição adotada para a ruptura foi a condição drenada pois o ângulo de atrito foi diferente de zero. Foi considerado ruptura geral para os dois solos. Os fatores de capacidade de carga, e os fatores de forma estão apresentados na Tabela 4, para Teoria de Terzaghi.

Tabela 4- Fatores de capacidade de carga e fatores de forma para Teoria de Terzaghi.

Fatores de capacidade de carga em função dos ângulos de atrito do solo;	N_c	N_q	N_γ
Solo não contaminado	60	55	45
Solo contaminado	26	15	17
Fatores de forma	S_c	S_q	S_γ
–	1,1	1	0,9

Assim, calculou a capacidade de carga dolo segundo a equação (1) capacidade de carga do solo não contaminado resultou em 2991,325 kPa e do solo contaminado em 1071,7545 kPa.

Os fatores de capacidade de carga e os fatores de forma foram definidos para a Teoria de Vésic, sendo os mesmos apresentados na Tabela 5.

Tabela 5- Fatores de capacidade de carga e fatores de forma para .

Fatores de capacidade de carga em função dos ângulos de atrito do solo	N_c	N_q	N_γ
Solo não contaminado	59,15	46,60	73,39
Solo contaminado	23,13	12,55	13,53
Fatores de forma	S_c	S_q	S_γ
Solo não contaminado	1,62	1,60	0,69
Solo contaminado	1,42	1,39	0,69

Posteriormente, calculou a capacidade de carga dolo segundo a equação (1) capacidade de carga do solo não contaminado resultou em 4106,258 kPa e do solo contaminado em 1141,906 kPa.

5 CONCLUSÃO

Por meio das análises realizadas, observa-se que apesar dos solos apresentarem características físicas semelhantes, os resultados encontrados para a capacidade de carga foram bastante distintos. A capacidade de carga do solo não contaminado foi em torno de 4 vezes a capacidade de carga do solo contaminado. Os solos contaminados por combustível necessitam de mais estudos que busquem avaliar sua capacidade quando for submetido a cargas de fundações. Sendo que a fundação é um dos elementos mais importantes da construção a atenção deve ser redobrada para o solo que irá receber esse elemento. Assim, o solo contaminado pode ter uma capacidade de carga de fundação inferior a capacidade de carga de um solo não contaminado. Isso se da pela influência do combustível a propriedades geotécnicas dos solos, especificamente ao ângulo de atrito dos solos que influência diretamente na capacidade de carga, fazendo com que o solo perca resistência.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457. *Amostras de solo- Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — Determinação da massa específca, da massa específca aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo — Análise granulométrica.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16853. *Solo — Ensaio de adensamento unidimensional.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de funações.* Rio de Janeiro.

ASTM International (2012). ASTM D3080-11: *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.*

Caputo, H. P. (1988) *Mecânic dos olos e suas aplicações - Fundamentos.* Ed. L TC -Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. L TC -Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro,

Magalhães, J. L., Segre, T.S. P., Urban, R. C. (2022) *Importância de ensaios geotécnicos em obras de pequeno porte: uma abordagem estátistica multivariada.* UNES-Faculdade de Engenharia de Bauru.

Morita, D. M. (2010) *Prevenção e controle da poluição da água e do solo acusada por resíduos industriais perigosos.* Tese (Livre-Docência). Escola Política da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária.

Veloso, D. A., Lopes, F. R. (2004) *Fundações.* 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. Ebook. Disponível em: https://plataforma.bvirtual.com.br . Acesso em: 29 mar. 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/324

Influência Da Excentricidade Executiva Sobre A Probabilidade De Ruína De Fundações Em Estacas Na Região Metropolitana Do Recife

Marcelo Sabino Costa
Engenheiro, TPF Engenharia, Recife, Brasil, marcelosabino96@gmail.com

Pedro Eugênio Silva Oliveira
Professor, UPE, Olinda, Brasil, pedro.oliveira@poli.br

Joaquim Teodoro Romão Oliveira
Professor, UNICAP, Olinda, Brasil, jtrde@uol.com

RESUMO: Devido ao complexo subsolo da Região Metropolitana do Recife, do ponto de vista geotécnico, a escolha de estacas como solução para fundações é bastante frequente. A ocorrência de excentricidades executivas é recorrente, porem pouco estudada e analisada assim como os conceitos de confiabilidade, embora muito disseminados em outras engenharias como aeronáutica e de petróleo, ainda não são comumente utilizados pelos profissionais da área de geotécnica, que na maioria das vezes realizam apenas uma análise determinística (uso de um fator de segurança global) para os seus projetos, não garantindo, assim, um nível de segurança adequado e um grau de risco conhecido, isso porque a norma brasileira aplica a análise determinística, que consideram apenas as resistências médias e as solicitações médias e não consideram a variabilidade das grandezas envolvidas, ou aplica a avaliação do valor característico das resistências por meio dos coeficientes de ponderação, onde é possível avaliar o efeito da média e do menor valor de cálculo. Neste trabalho será exposto um estudo de um conjunto composto por 9 torres, localizada na Região Metropolitana do Recife, com fundações em estacas metálicas e mistas (pré-moldada de concreto com um perfil metálico na ponta) que apresentaram uma excentricidade média e máxima de 8,94cm e 126,92cm para estacas metálicas e 9,97cm e 46,17cm para as estacas mistas. Usando a metodologia sugerida por CINTRA e AOKI (2010) e AOKI (2011) para estimar a probabilidade de ruína, foi concluído que quando se considera o efeito da excentricidade, a probabilidade de ruína sempre aumenta, porém, o seu nível de influência depende da variabilidade do solo, quanto mais homogêneo é o solo maior a influência da excentricidade sobre a probabilidade de ruína. Através de índices propostos foi possível aferir que quando o coeficiente de variação das cargas resistentes é 50% maior do que o coeficiente de variação das cargas solicitantes a excentricidade executiva não possui tanta influência sobre a confiabilidade da obra.

PALAVRAS-CHAVE: Excentricidade; Probabilidade de ruína; confiabilidade; coeficiente de variação.

ABSTRACT: Due to the complex subsurface conditions in the Metropolitan Region of Recife, pile foundations are a common choice for geotechnical solutions. However, the occurrence of pile construction eccentricities is frequent but has been poorly studied and analyzed. Similarly, while reliability concepts are widely used in other engineering fields such as aeronautics and petroleum, they are not yet commonly employed by geotechnical professionals. Instead, most geotechnical engineers perform only a deterministic analysis (using a global safety factor) for their projects, which does not guarantee an adequate level of safety or a known risk level. This is because the Brazilian standard only mandates deterministic analysis, which considers only mean resistances and mean loads and does not account for the variability of the involved parameters. This study presents an analysis of a set of 9 towers located in the Metropolitan Region of Recife with foundations on metallic and mixed piles (precast concrete with a metallic profile at the tip). These piles exhibited an average and maximum eccentricity of 8.94 cm and 126.92 cm for metallic piles and 9.97 cm and 46.17 cm for mixed piles, respectively. Using the methodology proposed by CINTRA and AOKI (2010) and AOKI (2011) to estimate the probability of failure, the study concludes that when the effect of eccentricity is considered, the probability of failure always increases. However, the level of influence depends on soil variability. The more

homogeneous the soil, the greater the influence of eccentricity on the probability of failure. Through the proposed indices, it was possible to determine that when the coefficient of variation of the resisting loads is 50% higher than the coefficient of variation of the applied loads, the construction eccentricity does not have as much influence on the structural reliability.

KEYWORDS: Eccentricity; Probbability of failure; Reliability; coefficient of variation

1 INTRODUÇÃO

A grande heterogeneidade do subsolo combinado com a natureza da obra resulta em uma grande variabilidade de cargas, solicitantes e cargas resistentes, que comumente não são levadas em conta em projetos geotécnicos que se preocupam apenas com os valores médios (análise determinística). Segunda CINTRA (2010) análises determinísticas não são suficientes para garantir a confiabilidade da obra, justamente por não levar em conta a variabilidade das grandezas envolvidas no projeto, que podem apresentar alterações durante a execução, como por exemplo, a execução de reforço devido à quebra de alguma estaca e as excentricidades executivas levantadas no *as built*.

Caso uma estaca seja executada excêntrica (fora do eixo previsto em projeto) ocorrerá uma redistribuição de cargas nas demais estacas do bloco. De modo que as cargas nas estacas não serão mais as mesmas. À medida que as cargas são diferentes, existe dispersão, e desvio padrão associado a redistribuição de cargas nas estacas. Dessa forma pode-se inferir que o aumento da excentricidade executiva das estacas aumenta o desvio padrão das cargas, aumenta o coeficiente de variação das cargas nas estacas, diminui a confiabilidade (medida pelo coeficiente β) e aumenta a probabilidade de ruína do sistema (COSTA, 2018).

Segundo VELLOSO (2010) excentricidade executiva é o deslocamento da estaca em relação ao eixo definido em projeto. É mais comum em fundações profundas classificadas como “de deslocamento”, onde estariam as estacas cravadas em geral. A norma brasileira NBR 6122/2019 (ABNT, 2019) tolera excentricidades que não ultrapassem 10% do diâmetro da estaca, caso tenha-se um valor superior, é preciso fazer uma avaliação da capacidade da estaca de absorver a solicitação que passou a receber, caso a mesma não tenha resistência suficiente, é necessária uma correção por meio de reforço estrutural, que pode ser realizado mediante a implantação de cintas de travamento, ou aumentando-se o número de estacas no bloco de fundação.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Obra

A obra em estudo localiza-se na cidade do Recife, próximo ao rio Jordão e da praia de boa viagem, na periferia do parque dos manguezais. A obra consiste em uma área de 32.000m², com 9 torres, com altura variável de 20 a 22 pavimentos tipo, e 11 setores que incluem quadras poliesportivas, garagens, parque aquático e as demais áreas de lazer. Todos os dados utilizados para a execução do estudo foram devidamente fornecidos pela empresa responsável pelo projeto de fundação.

As torres analisadas têm em geral 22 pavimentos tipos, com exceção das torres 4 e 6 que possuem 20 pavimentos tipos, o tipo de estaca empregada foi à estaca metálica, com exceção da torre 1 e da torre 7 que foi utilizada estaca mista (pré-moldada de concreto com estaca metálica); o comprimento das estacas variou entre 29m a 48m (estabelecidos a priori com base na capacidade de carga estimada calculada por métodos semiempíricos); o número de blocos varia de 31 a 59, foi necessário a realização de reforço em 10 blocos da torre 1 e de 14 blocos da torre 7; as excentricidades executivas variaram de 3,88cm a 6,44cm no eixo X, 2,71cm a 8,64cm no eixo Y e 5,26cm a 12,03cm resultante; o número de estacas executadas variou 128 a 205, a torre 1 previa em projeto 177 estacas, porem com a execução das estacas de reforço o número de estacas subiu para 184, o mesmo ocorreu com a torre 7 e o número de estacas subiu de 166 para 191, como mostra a Tabela 1. A torre 5 não foi estudada devido a carência de dados disponíveis para a análise. As torres 1 e 7 foram as únicas onde houve a quebra de estacas e consequentemente a execução de estacas de reforço.

Tabela 1. Características das torres analisadas

Torre	Pavimentos	Tipo de estaca	Comprimento da estacas (m)	Excentricidade média (cm) ex	ey	er	Nº de Blocos	Nº de Blocos Reforçados	Nº de estacas no projeto	Nº de estacas executadas	Sondagens
1	22	Mista	39 (12 pré-moldada de concreto e 27 metálica)	4,68	4,82	7,55	36	10	177	184	F05/2010; F06/2010; F07/2010; F08/2010; SP-13/2008
2	22	Metálica	48	4,62	4,79	7,67	38	0	143	143	SP-12/2011; SP-13/2011; SP-14/2011; SP-15/2011; SP-18/2008
3	22	Metálica	48	6,44	8,64	12,03	31	0	128	128	F01/2010; F02/2010; F03/2010; F04/2010; SP-03/2008
4	20	Metálica	45	4,16	3,67	6,55	38	0	157	157	SP-27/2011; SP-28B/2011; SP29/2011; SP28/2008
6	20	Metálica	48	5,1	5,13	8,49	59	0	205	205	SP-26/2012; SP-27/2012; SP-28/2012; SP-29/2012; SP-30/2012
7	22	Mista	29 (11 pré-moldada de concreto e 18 metálica)	3,88	2,71	5,26	31	14	166	191	SP-31/2010; SP-32/2010; SP-33/2008; SP-38/2008; SP-02/2001
8	22	Metálica	48	5,18	4,84	8,65	31	0	131	131	SP-39/2012; SP-40/2010; SP-41/2012; SP-43/2008; SP-48/2008
9	22	Metálica	48	4,45	4,43	7,45	59	0	182	182	SP-33/2010; SP-34/2010; SP-35/2010; SP-36/2010; SP-37/2010 e SP-38/2010

2.2 Descrição do Subsolo e Solução de Fundação

Foram realizados no total 46 furos de sondagem SPT (*Standard Penetration Test*). As sondagens foram locadas no terreno sobre as áreas de incidência das maiores cargas do projeto estruturas, nas lâminas das 9 torres. Um estudo realizado por AGUIAR (2012) para a obtenção do modelo tridimensional do subsolo no software Rockworks 15, Figura 1, identificou uma distribuição estratigráfica com características de um terraço marinho holocênico recortado por mangue. Para esse estudo foi considerado um perfil geotécnico médio constituído por 11 camadas para facilitar a sua descrição por se tratar de um terreno extenso e com camadas de solo descontínuas.

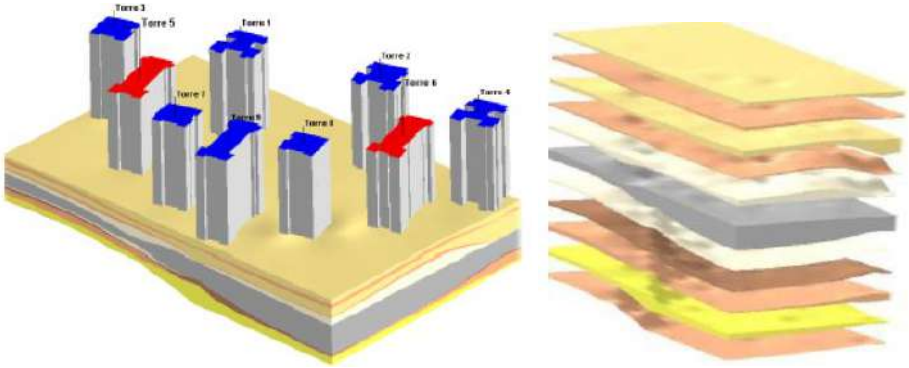


Figura 1. Modelo 3D e camadas estratigráficas isoladas (AGUIAR, 2012)

Devido à natureza do subsolo, exibida no perfil mostrado, e as elevadas cargas estruturais do empreendimento, a solução em fundação superficial se tornou inviável, portanto, a solução para as fundações foi em estacas metálicas, pré-moldadas de concreto e mistas (pré-moldadas em concreto+metálicas). Os diâmetros das estacas variam entre 25cm e 52cm, no caso do conjunto de estacas a NBR ABNT 6122/210 (ABNT, 2010) permite um valor máximo para excentricidade de 10% do diâmetro de maior estaca, logo chegou-se a um valor máximo permitido para excentricidade de 5,2cm para esta obra.

2.3 Roteiro de Análise

1. Cálculo das cargas solicitantes em 3 cenários, considerando apenas as cargas verticais, sem considerar o efeito do vento:
- Cenário I - Cargas de Projeto: Carga nas estacas considerando apenas as estacas, e suas respectivas locações, previstas em projeto, sem considerar as estacas de reforço e as excentricidades em sua locação.
- Cenário II - Cargas com Reforço: Cargas nas estacas considerando as estacas de reforço e suas respectivas locações previstas no projeto modificado, porém sem considerar as excentricidades em sua locação.
- Cenário III - Cargas com Excentricidade: Carga nas estacas considerando todas as estacas cravadas e as excentricidades em sua locação, de forma a representar o cenário real em que ficou o estaqueamento.
2. Cálculo das capacidades de carga a partir das 46 sondagens realizadas utilizando os métodos semiempíricos, com base no Nspt, de forma a garantir o fator de segurança mínimo, para fundações profundas, 2: Aoki-Velloso (1975); Décourt-Quaresma (1978); Teixeira (1996).
3. Com os valores das cargas solicitantes estimados foi realizada uma análise estatística com o cálculo da média, desvio padrão e coeficiente de variação.
4. Em seguida, foi realizada a mesma análise estatística nas cargas resistentes.
5. Foram realizadas 9 combinações, entra os 3 cenários de cargas solicitantes e os 3 métodos de obtenção das cargas resistentes. Para cada combinação obtida foi possível executar a metodologia prevista por CINTRA E AOKI (2010) e AOKI (2011), para a estimativa do índice de confiabilidade e da probabilidade de ruína da obra, estabelecendo a análise com nível de confiabilidade II.

2.4 Índices de Estado

Foram propostos índices de estado, para tentar avaliar a influência das variações sobre a confiabilidade da obra. O primeiro é o índice de estado de variação (Icv), Equação 1, que mede o quanto a excentricidade fez o coeficiente de variação ser alterado. Ele é a relação entre o coeficiente de variação das cargas resistentes (CVr) e o coeficiente de variação das cargas solicitantes (CVs), através dele é possível verificar a alteração no coeficiente de variação das cargas solicitantes devido a excentricidade:

$$I_{CV} = \frac{CV_r}{CV_s} \tag{1}$$

O segundo é o índice de ruína (Ipf), Equação 22 que mede o quanto a probabilidades de ruína foi alterada. Ele relaciona as probabilidades de ruína entre os cenários propostos, que é a relação entre a probabilidade de ruína do cenário III (PfIII) e a probabilidade de ruína do cenário I (PfI):

$$I_{pf} = \frac{Pf_{III}}{Pf_I} \tag{2}$$

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Foram calculadas as cargas solicitantes para os 3 cenários citados anteriormente e foram calculadas as cargas resistentes pelos 3 métodos de estimativa de capacidade de carga já citados anteriormente. Com os resultados obtidos foi possível realizar uma análise estatística calculando a média, desvio padrão e coeficiente de variação e traçar as curvas de distribuição normal das cargas solicitantes e resistentes, conforme exemplificado na Figura 2 e Figura 3, que represnetam essas curvas para a Torre 1 e 3 respectivamente. Para resumir, os resultados das probabilidades de ruína obtidas serão mostrados apenas da Torre 1 (representando também a torre 7, pois também tem estacas de reforço) e da Torre 3 (representando as torres 2, 4, 6, 8 e 9).

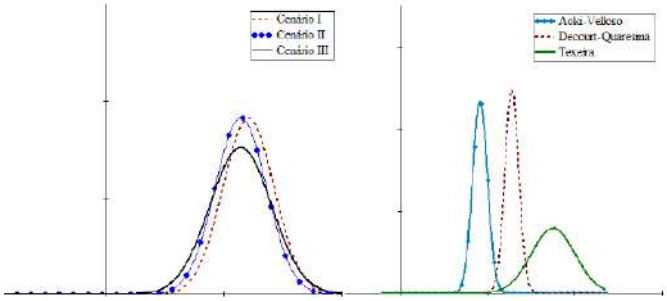


Figura 2. Curvas de distribuição normal das cargas solicitantes (esquerda) e resistentes (direita) da torre 1

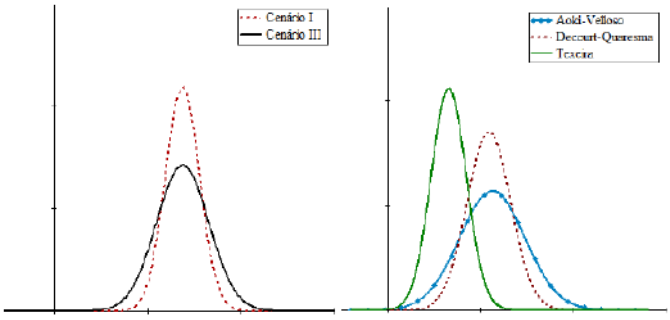


Figura 3. Curvas de distribuição normal das cargas solicitantes (esquerda) e resistentes (direita) da torre 3

3.1 Probabilidade de Ruína

Com os cálculos das cargas solicitantes e das cargas resistentes e com suas respectivas análises estatísticas é possível efetuar a metodologia proposta por CINTRA E AOKI (2010) e AOKI (2011) para a estimativa do índice de confiabilidade (β) e da probabilidade de ruína (pf).

3.1.1 Resultado para Torre 1

Para melhor entendimento dos resultados foi escolhido a torre 1, com a execução de estacas de reforço era esperado que a média das cargas solicitantes diminuíssem e que o desvio padrão aumentasse, assim a probabilidade de ruína aumentaria, com a consideração da excentricidade o desvio padrão aumentaria novamente e consequentemente a probabilidade de ruina também aumentaria e o índice de confiabilidade (β) diminuiria, esse pensamento foi confirmado pela análise da torre 1, conforme mostra a Tabela 3, que foi feita com base na Tabela 2, que constam os resultados obtidos para as 9 combinações.

Tabela 2. Resultados obtidos na análise de confiabilidade da torre 1

	β			1/pf			F.S		
	C.I	C.II	CIII	C.I	C.II	CIII	C.I	C.II	CIII
Aoki-Velloso	2,538	2,470	2,186	179	148	69	1,54	1,60	1,60
Decourt-Quaresma	5,602	5,236	4,610	94300450	12169342	495688	2,16	2,24	2,24
Texeira	4,321	4,306	4,161	128676	120496	63142	2,95	3,07	3,07

Tabela 3. Comparação do índice de confiabilidade e probabilidade de ruína dos cenários da torre 1

		Aoki-Velloso	Decourt-Quaresma	Texeira
Indicie de Confiabilidade (β)	C.I →C.II	-3%	-7%	-0,34%
	C.I →C.III	-14%	-18%	-3,70%
	C.II →C.III	-12%	-12%	-3,37%
Pf	C.I →C.II	21%	675%	6,79%
	C.I →C.III	159%	18924%	103%
	C.II →C.III	114%	2355%	90,80%

C.I - Cenário I (Cargas de Projeto); C.II - Cenário II (Cargas consid. o Reforç); C.III - Cenário III (Cargas consid. Reforç e Excentricid)

3.1.2 Resultado para Torre 3

A torre 3 não apresentaram o cenário II (considerando os reforços executados devido à quebra das estacas) pois não houve quebra de estacas, sendo assim apresentam o cenário I (cargas de projeto) e o cenário III (cargas considerando o efeito da excentricidade executiva). Logo, nessa torre houve apenas a 6 combinação, 2 cenários de cargas solicitantes com 3 métodos de estimativa de capacidade de carga. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4 e 5.

Tabela 4. Resultados obtidos na análise de confiabilidade da torre 3

	β			1/pf			F.S		
	C.I	C.II	CIII	C.I	C.II	CIII	C.I	C.II	CIII
Aoki-Velloso	2,395	X	2,378	120	X	115	4,10	X	4,10
Decourt-Quaresma	3,409	X	3,356	3067	X	2526	3,97	X	3,97
Texeira	1,972	X	1,926	41,17	X	36,95	2,39	X	2,39

Tabela 5. Comparação do índice de confiabilidade e probabilidade de ruína dos cenários da torre 3

		Aoki-Velloso	Decourt-Quaresma	Texeira
Indicie de Confiabilidade (β)	C.I →C.III	-0,72%	-1,57%	-2,36%
Pf	C.I →C.III	5,00%	21,00%	11,43%

C.I - Cenário I (Cargas de Projeto); C.II - Cenário II (Cargas consid. o Reforç); C.III - Cenário III (Cargas consid. Reforç e Excentricid)

3.2 Variação das cargas solicitantes X Variação das cargas resistentes

Tendo em vista os trabalhos anteriores relacionados ao tema, é possível concluir que, dependendo do coeficiente de variação das cargas solicitantes ou resistentes, o cálculo da probabilidade de ruína e do índice de confiabilidade (β) podem sofrer maior influência da variação das cargas solicitantes ou da variação das cargas resistentes. Essa conclusão pode ser observada quando foi feita a análise dos trabalhos de BRAGA (2018), onde foi possível observar que para valores de coeficiente de variação das cargas resistentes acima de 10% a variação das cargas solicitantes praticamente não tinha influência, pois os valores do índice de confiabilidade (β) das cargas de projeto e das cargas considerando a excentricidade convergiam a partir desse valor; e o trabalho de COSTA (2018), em que se constatou que para valores de excentricidade acima de 25cm os valores do índice de confiabilidade (β) para os coeficientes de variação do solo de 10%, 15% e 20% convergiram. Para ambos os trabalhos se fez o cálculo das cargas resistentes média multiplicando a média das cargas solicitantes pelo fator de segurança (FS=2) para fundações profundas, o que difere do presente trabalho que fez uso de 3 métodos de estimativa de capacidade de carga. Como já foi citado anteriormente foi proposto um índice denominado de índice de estado de variação (Icv), com o objetivo de entender melhor a relação entre os coeficientes de variação das cargas resistentes (CVr) e o coeficiente de variação das cargas solicitantes (CVs). Estabelecido o índice de estado de variação foi possível gerar os gráficos, representados nas Figuras 4, de Icv x Pf comparando o cenário I e o cenário III para os métodos de estimativa de capacidade de carga usados.

Por meio dos gráficos gerados, verificou-se que para valores críticos de Icv houve um aumento brusco na probabilidade de ruína, e que esses valores críticos de Icv, apresentados na Tabela 6, foram menores quando se consideram o efeito das excentricidades executivas (cenário III).

Foi sugerido também outro índice de estado, sugerido para relacionar as probabilidades de ruína entre os cenários propostos, denominado de índice de estado de ruína (Ipf), que é a relação entre a probabilidade de ruína do cenário III (Pf_{III}) e a probabilidade de ruína do cenário I (Pf_{I}). Com os dois índices de estados definidos foi elaborado 3 gráficos, figura 5, para analisar a influência da variação das cargas sobre a probabilidade de ruína.

Foi possível observar que a partir de valores de Icv o Ipf converge para 1, os valores para cada método constam na Tabela 7, ou seja, a probabilidade de ruína seria igual para os cenários I e III, mostrando assim que

a variação das cargas solicitantes não influência tanto quanto a variação das cargas resistentes, visto que o aumento o Icv é dado pelo aumento do coeficiente de variação das cargas resistentes.

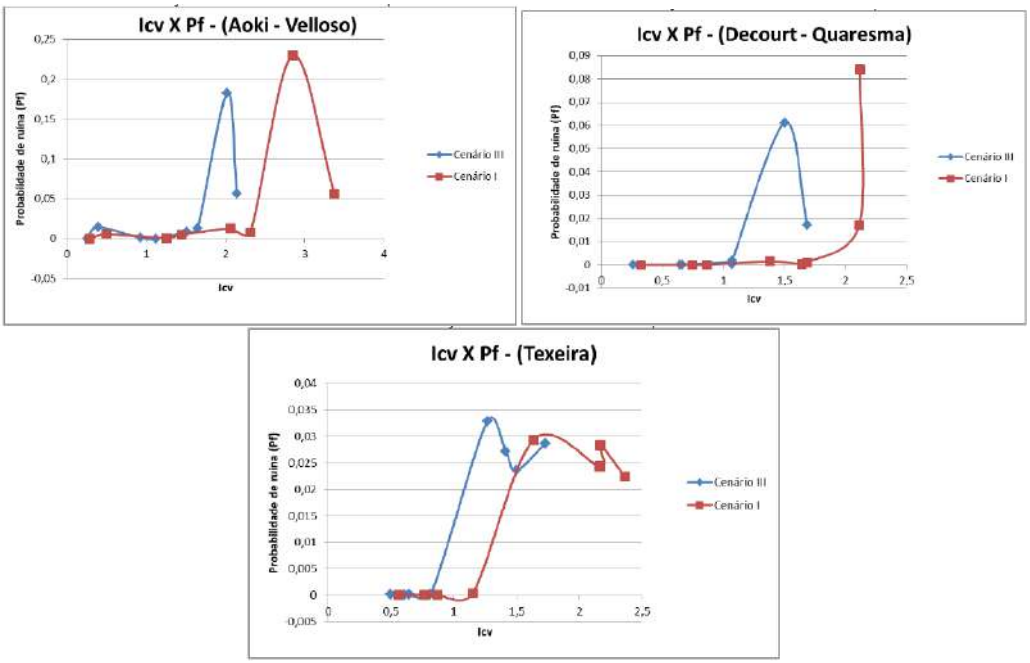


Figura 4. Índice de estado de variação X Probabilidade de ruína para os métodos de estimativa de capacidade de carga

Tabela 6. Valores críticos de Icv

	Aoki-Velloso	Decourt- Quaresma	Texeira
Cenário I	2,8	2,12	1,63
Cenário III	2	1,5	1,26

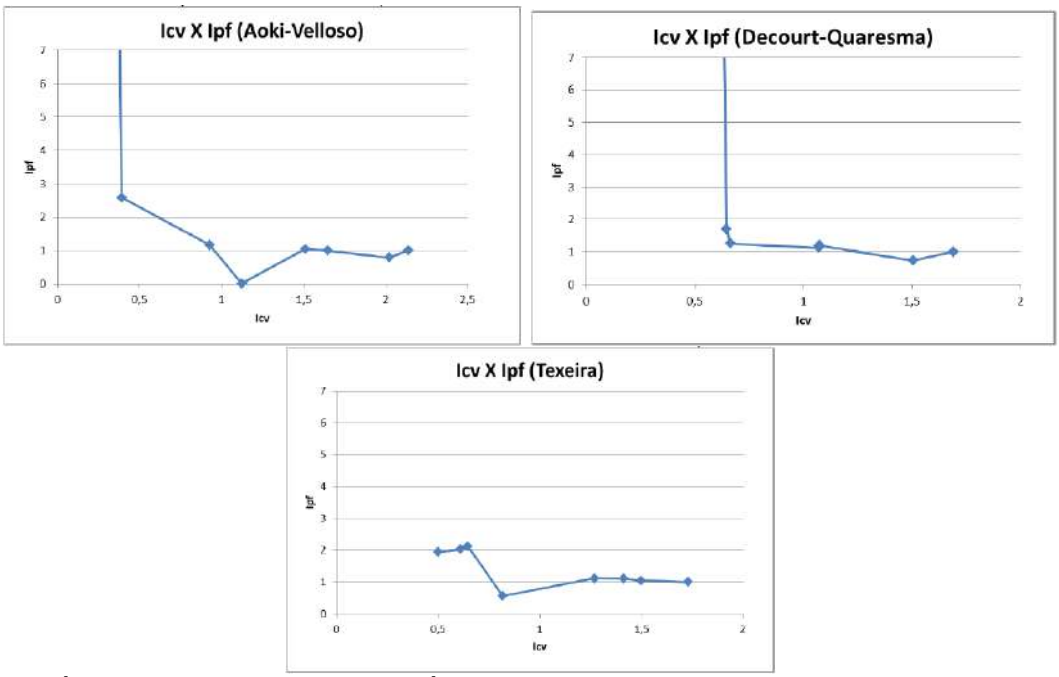


Figura 5. Índice de estado de variação X Índice de estado de ruína para os métodos de estimativa de capacidade de carga

Tabela 7. Valores de Icv para Ipf igual a 1

	Aoki-Velloso	Decourt- Quaresma	Texeira
Icv	1,5	1,68	1,5

4 CONCLUSÕES

A excentricidade é um problema executivo que carece de mais estudos e desenvolvimento de técnicas de controle, visto que a sua ocorrência pode ocasionar em um sobrecarregamento nas estacas, resultando em uma solicitação acima daquela prevista em projeto no elemento de fundação.

É preciso que falhas executivas como a excentricidade sejam consideradas em análises probabilísticas, pois o intuito dessa análise é aferir a confiabilidade da obra de forma mais real possível. Visto que sempre que comparado o Cenário I (cargas de projeto) com o Cenário III (cargas considerando a excentricidade executiva) é notável o aumento na probabilidade de ruína e a diminuição do índice de confiabilidade (β).

A determinação dos índices de estados sugeridos possibilitou analisar e concluir que a influência da excentricidade executiva sobre a probabilidade de ruína e índice de confiabilidade (β) é efetiva quando a variabilidade das cargas resistentes é baixa, ou seja, terrenos mais homogêneos sofrem mais influência das excentricidades no aumento da probabilidade de ruína.

Quando a variação das cargas resistentes é 50% (1,5 vezes) maior que a variação das cargas solicitantes, a excentricidade praticamente não influência na confiabilidade da obra, visto que a partir de valores de 1,5 para Icv, o Ipf convergia para 1, ou seja, a probabilidade de ruína era igual para os cenários I e III. Dessa forma, é possível confirmar, através de valores reais, as conclusões feitas nos trabalhos paramétricos realizados por BRAGA (2018) e COSTA (2018).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR. C. M. G. C. *Aplicação do Programa RockWorks 15 em obras geotécnicas – estudo de caso*. Trabalho de conclusão de curso, Universidade de Pernambuco, UPE, Escola politécnica de Pernambuco, POLI. 2012, Recife/PE

AOKI, N.; CINTRA, J.C.A (1996). Influência da variabilidade do maciço de solos no comprimento de estacas. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, Brasil, ABEF/ABMS, v.1, pp.173-184.

AOKI, N. A probabilidade de ruína e os fatores de segurança em fundações. 7ª. Palestra ABMS, CD-ROM, Recife, Brasil, (2011).

AOKI, N. Probabilidade de falha e carga admissível de fundações por estacas. Revista Militar de Ciência e Tecnologia, V.XIX, pp. 48-64, Brasil, (2002).

AOKI, N. (2005). Segurança e confiabilidade de fundações profundas. Proceedings. Congresso Brasileiro de Pontes e Estrutura. Rio de Janeiro. Associação Brasileira de Pontes e Estruturas. 2005, 1: 1-12.

AOKI, N., VELLOSO, D. A. *An aproximate method to estimate the bearing capacity of piles*, Proceedings. 5th Pan. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Buenos Aires, (1975).

Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122: *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro: ABNT, (2010).

BRAGA, L. H. (2018). Avaliação da influência da excentricidade executiva sobre a redistribuição de esforços em uma obra de estacas metálicas em Recife/PE. Trabalho de Conclusão de Curso, UNICAP, Recife/PE.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

COSTA, M. S.; OLIVEIRA, P. E. S.; OLIVEIRA, J. T. R. Discussão sobre a influência da excentricidade executiva de estacas sobre a probabilidade de ruína de fundações. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, 2018, Salvador, Bahia

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT. In: Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações, 6. Rio de Janeiro, (1978).

TEIXEIRA, A.H. Projeto e execução de fundações. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, v. 1, p. 33-50, São Paulo, (1996).

VELLOSO, D.A. E LOPES, F.R. Fundações, volume completo: critérios de projeto: investigações de subsolo: fundações superficiais: fundações profundas. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos. 2010.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R., Fundações, Volume 2: fundações profundas. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/325

Influência da Geometria da Fundaçao Superficial de um Aerogerador Assente em Areia de Duna

Gabriela França Azevedo
Doutoranda, Universidade de Brasília – UNB, Brasília, Brasil, gabrielaazevedotn@hotmail.com

José Cléber do Nascimento Sales
Graduando, Universidade Federal do Ceará - UFC, Fortaleza, Brasil, clebersales@alu.ufc.br

Diana Rodrigues de Lima Gonçalves
Doutoranda, Universidade de Brasília – UNB, Brasília, Brasil, diana.lima@ufca.edu.br

Renato Pinto da Cunha
Professor, Universidade de Brasília – UNB, Brasília, Brasil, rpcunha@unb.com.br

Alfran Sampaio Moura
Professor, Universidade Federal do Ceará - UFC, Fortaleza, Brasil, alfransampaio@ufc.br

RESUMO: A crescente expansão da energia eólica tem impulsionado a instalação de aerogeradores em diferentes locais e condições do subsolo, incluindo areias de dunas. Nesse cenário, as simulações numéricas emergem como ferramentas capazes de avaliar o desempenho de fundações com uma precisão notável. Essas simulações desempenham um papel crucial na otimização de projetos garantindo que as estruturas sejam projetadas com eficiência e segurança. Dessa forma, este artigo estudou o comportamentodo sistema solo-fundação considerando a variação geométrica de fundações superficiais de aerogeradores assentes em areia de duna a partir de simulações numéricas tridimensionais utilizando o software PLAXIS 3D©. Para isso, foi utilizado um estudo de caso da fundação de um aerogerador de uma usina eólica em Taíba-CE, apresentado por Moura (2007). Retroanálises de ensaios pressiométricos (PMT) foram realizados para a calibração dos parâmetros geotécnicos de entrada. As geometrias analisadas: quadrada, circular e octogonal demonstraram pouco impacto nos deslocamentos verticais e horizontais da fundação, com diferenças na ordem de décimos de milímetros. Por outro lado, as previsões da distribuição de tensões demonstraram uma maior semelhança entre as geometrias circular e octogonal, as quais foram determinados recalques diferenciais mais elevados quando comparado à geometria quadrada.

PALAVRAS-CHAVE: Fundação Superficial, Aerogerador, Análise Numérica, Geometria da Fundação, Retroanálise PMT

ABSTRACT: The growing expansion of wind energy has driven the installation of wind turbines in different locations and subsurface conditions, including dune sands. In this scenario, numerical simulations emerge as tools capable of evaluating the performance of foundations with remarkable accuracy. These simulations play a crucial role in project optimization, ensuring that structures are designed efficiently and safely. Thus, this article studied the behavior of the soil-foundation system considering the geometric variation of shallow foundations of wind turbines placed on dune sand through three-dimensional numerical simulations using PLAXIS 3D© software. For this purpose, a case study of the foundation of a wind turbine from a wind farm in Taíba-CE, presented by Moura (2007), was used. Back-analyses of pressuremeter tests (PMT) were performed for the calibration of input geotechnical parameters. The analyzed geometries: square, circular, and octagonal, showed little impact on the vertical and horizontal displacements of the foundation, with differences on the order of tenths of millimeters. On the other hand, stress distribution predictions showed a greater similarity between circular and octagonal geometries, which resulted in higher differential settlements when compared to the square geometry.

KEYWORDS: Shallow Foundation, Wind Turbine, Numerical Analysis, Foundation Geometry, PMT Retroanalysis

1 INTRODUÇÃO

A busca por diferentes fontes de energia motivada pela consciência das limitações dos recursos não renováveis impulsionou a humanidade a explorar outras alternativas para obtenção de energia mais limpas, renováveis e sustentáveis, com menor impacto ambiental. De acordo com Welch e Venkateswaran (2009), e Terciote (2002) a energia eólica é uma fonte energética capaz de suprir as demandas de uma sociedade, sem prejudicar gerações futuras, e por isso, o uso deste tipo de energia renovável vem crescendo mundialmente.

A energia eólica é uma dessas alternativas que ganhou destaque recentemente. Segundo dados do Balanço Energético Nacional (EPE, 2022), a energia eólica obteve um crescimento de 26,7% em comparativo com o ano de 2020, sendo a segunda fonte de energia renovável com maior desenvolvimento na geração de energia. A evolução crescente, ano após ano, faz com que o Brasil seja um dos países com maior destaque ao que tange a geração de energia eólica. Segundo dados do GWEC - *Global Wind Energy Council*, presentes no relatório anual de 2021 (ABEEólica, 2021), o Brasil foi o terceiro país com maior instalação de eólicas no mundo, o que elevou sua posição no Ranking Global de Capacidade Instalada, passando a ocupar o sexto lugar.

O Brasil ocupa o oitavo lugar dentre os países que mais produzem energia eólica globalmente. A instalação de novos parques, juntamente com o grande aporte financeiro na produção dessa energia, conformou a quarta colocação do Brasil entre os maiores investidores em energia eólica, fazendo-o entrar para o *ranking* mundial das 10 nações com instalações acumuladas (Brasil, 2016; ABEEólica, 2015). O Ceará foi o primeiro estado a se manifestar em relação a essa energia e assim estimulou vários outros estados brasileiros que hoje tem 20,3 MW de capacidade instalada em território nacional conectadas à rede elétrica (ANEEL,2016; SILVA & BRITO, 2016). Com o aperfeiçoamento e aumento da potência das torres eólicas, os custos de geração de eletricidade a partir dos ventos vêm diminuindo, o que também reflete na propagação dos parques eólicos ao redor do Brasil e do mundo.

A superestrutura de uma torre eólica é considerada complexa devido à combinação de cargas estáticas e dinâmicas. As cargas estáticas incluem àquelas provenientes da fundação e da própria superestrutura, enquanto as cargas dinâmicas adicionais são geradas pela força dos ventos, as vibrações aerodinâmicas do rotor e as cargas na torre devido às vibrações causadas pela rotação das hélices. Assim, para um aerogerador, é crucial selecionar uma fundação adequada às necessidades do equipamento, garantindo uma interação favorável entre o solo e a estrutura.

As fundações de aerogeradores *onshore* (em terra) podem ser rasas, profundas ou mistas. Mendes et. al (2023) realizou, através de análises numéricas, simulações do comportamento de fundação rasa, com geometria circular, em solos arenosos, utilizando parâmetros obtidos pelos ensaios de sondagens a percussão (SPT) e ensaios pressiométricos (PMT), avaliando a interação solo-estrutura com a variação dos parâmetros obtidos.

Freitas et. al (2018) analisou o comportamento de uma fundação em radier estaqueado para um aerogerador, destacando como o avanço tecnológico da superestrutura impacta no desempenho dessas fundações. Utilizando análise numérica, foi possível compreender a distribuição dos esforços entre o radier e as estacas, bem como os recalques diferenciais provocados pelas cargas dinâmicas e estáticas do aerogerador.

Ribeiro (2017) analisou a influência da geometria de contato em fundações superficiais para aerogeradores comparando três diferentes formas: circular, quadrada e octogonal. O autor ressalta que a geometria das fundações superficiais é um fator que que influencia significativamente na eficiência da fundação, tanto com relação ao desenvolvimento de esforços internos quanto na rigidez rotacional fornecida à torre. Os resultados indicaram que a fundação quadrada apresentou melhor desempenho com relação aos esforços internos e a rigidez rotacional fornecida à torre. Além disso, o estudo mostrou que a fundação octogonal apresentou maior similaridade com a fundação circular devido à sua geometria semelhante entre as direções de momento fletor analisadas. A fundação quadrada apresentou os menores valores de momentos fletores máximos, indicando que essa geometria favorece a distribuição de esforços ao longo da sapata, atenuando picos de momentos observados na região de ancoragem da torre.

A variação da geometria de contato para fundações estaqueadas (circular, quadrada e octogonal) assentes no solo tropical do Brasil foi abordada por Azevedo e Garcia (2023). Os resultados destacaram que, embora a geometria do contato não afete a curva carga versus recalque, ela desempenha um papel significativo na distribuição de cargas entre os elementos da fundação e na transferência de cargas para o solo circundante.

Em particular, a geometria quadrada do bloco de estacas destacou-se como a mais favorável, provavelmente devido ao seu maior cobrimento da estaca em relação ao bloco.

Para a fundação de um aerogerador, é crucial considerar como diferentes formas e dimensões podem influenciar no comportamento do sistema de fundação. Estudos têm demonstrado que a variação na geometria do elemento superficial pode acarretar mudanças significativas na capacidade de carga, momento fletor, rigidez e deslocamentos verticais do sistema de fundação. Nesse contexto, este artigo tem como objetivo analisar numericamente como a variação da geometria de uma fundação superficial de um aerogerador, assente em areia de duna, pode alterar o comportamento do sistema solo-fundação. O estudo foi efetuado com base no estudo de caso de um aerogerador de uma usina eólica na praia da Taíba-CE, conforme apresentado por Moura et al. (2014).

2 METODOLOGIA

A abordagem metodológica adotada neste artigo envolve a análise numérica tridimensional de fundações superficiais de aerogerador em três geometrias diferentes (circular, octogonal e quadrada) assentes em areia de duna, utilizando como base o estudo de caso um aerogerador de uma usina eólica na praia de Taíba-CE. Para realizar essas análises, empregou-se o software PLAXIS 3D©, uma ferramenta de modelagem amplamente utilizada para simular o comportamento de problemas geotécnicos. Os parâmetros geotécnicos de entrada foram calibrados com base nos resultados de ensaios pressiométricos (PMT), garantindo a representatividade das propriedades do solo e uma maior precisão nas simulações.

2.1 Estudo de caso

O estudo de caso do aerogerador analisado por Moura et. al (2014) é uma das torres que fazem parte de uma usina eólica localizada na praia de Taíba. Com uma torre de aço de 44 m de altura, três pás com 18,9 m de comprimento, e a nacele, compartimento que abriga os componentes essenciais do sistema, o aerogerador é instalado sobre uma fundação superficial quadrada de 9 m de lado por 1,5 m de altura, com peso próprio estimado em 3038 kN, que suporta um peso total de 663 kN correspondente à soma dos pesos: da torre (359 kN), da nacele (129 kN), do gerador (136 kN), e das três pás (39 kN).

2.2 Abordagem estática para o sistema solo-estrutura

Ressalta-se que para o cálculo da fundação de uma torre eólica é necessário levar em consideração os esforços dinâmicos gerados pelo movimento do vento e da rotação das pás do aerogerador. No entanto, para efeito de cálculo, os esforços dinâmicos foram transformados em uma carga horizontal estática equivalente conforme Moura et. al (2014). O sistema solo-estrutura será fundamentado em uma análise estática, de modo que as cargas dinâmicas, oriundas do momento fletor gerado na base e das vibrações das hélices, atuantes no aerogerador serão substituídas por uma carga estática equivalente, conforme os estudos apresentados por Mendes et, al. (2023).

A força de arrasto ($F_{arrasto}$) foi determinada a partir de ensaios em túneis de vento com modelo reduzido, resultando em 691 kN para a condição de pico. Multiplicando pelo braço de alavanca (46,2 m), ou seja, a distância entre a base do aerogerador e o centro da nacele tem-se o momento máximo transmitido à fundação de M = 31924,2 kNm. Para desempenhar o mesmo comportamento da análise dinâmica, será utilizada a excentricidade, de forma que o local de aplicação das cargas verticais e horizontais atuantes no centro da fundação se desloque em direção ao bordo da fundação. A força vertical majorada se totaliza em 11 MN. No entanto, no software, uma vez que já é considerado o peso estrutural da fundação, a força vertical majorada adotada nas análises foi de 1989 kN. Os esforços adotados nas análises podem ser visualizados na Figura 1.

2.3 Fundações modeladas

Com base na fundação superficial quadrada do estudo de caso de Moura et. al (2014), que possui dimensões de 9x9 m e 1,5 m de altura, similares à situação real em estudo, realizou-se análises numéricas

tridimensionais de fundações superficiais nas diferentes geometrias, incluindo as formas quadrada, circular e octogonal. Para garantir a equivalência das condições de carga sobre o solo, as superfícies das fundações circular e octogonal foram dimensionadas para possuir a mesma área da superfície quadrada original de 81 m² e a mesma altura de 1,5 metros.

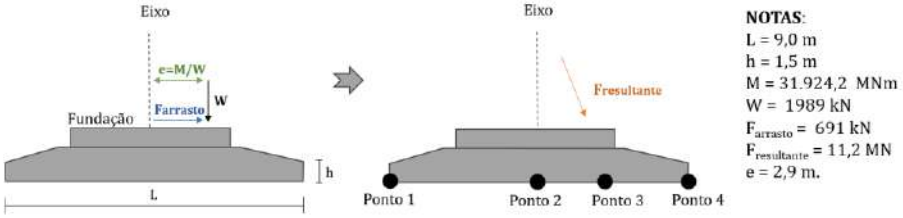


Figura 1. Esforços: (a) excentricidade e ponto de atuação das forças e (b) força resultante e pontos de análise.

3 MODELAGEM NUMÉRICA

A eficácia de uma análise numérica depende da validação do software, da definição dos parâmetros de entrada dos materiais adotados e, além de tudo, da capacidade de representar o estado geostático do maciço de solo e suas futuras modificações. Para modelagem numérica das fundações analisadas, foram realizadas etapas preliminares de verificação do software, e calibração dos parâmetros geotécnicos a fim de identificar a credibilidade dos resultados obtidos.

3.1 Validação

Para verificar a precisão e confiabilidade da modelagem adotada, foi realizada uma validação numérica baseada na replicação de uma simulação tridimensional de uma fundação superficial, conforme estudada por Azevedo (2021). Utilizando conceitos de simetria, foi analisado um quarto da fundação superficial quadrada, com dimensões de 2,10 x 2,10 m. A carga distribuída foi aplicada em estágios, permitindo a análise do aumento da carga e do recalque resultante. A replicação da simulação (Figura 3) confirmou a consistência da modelagem realizada no software PLAXIS 3D©.

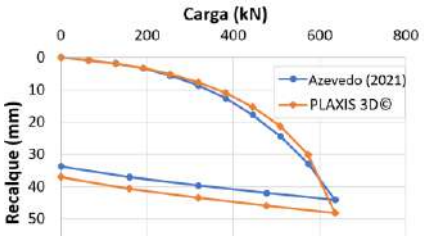


Figura 3 – Curvas carga vs recalque (comparação)

3.2 Calibração dos parâmetros geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos utilizados neste estudo foram obtidos por meio da retroanálise das curvas pressão vs variação volumétrica dos ensaios pressiométricos realizados por Moura et. al (2014) nas dunas da Taíba situada no município de São Gonçalo do Amarante, estado do Ceará. A região é notável por uma extensa faixa de dunas, moldadas sobre os sedimentos da Formação Barreiras, cujas espessuras variam de 15 m, próximo à linha costeira, em até 30 m. Essas dunas são formadas por areias fina, de granulometria uniforme com grau de compactação variando de compacta a muito compacta. Para maiores detalhes sobre os resultados dos ensaios consultar Moura et. al (2014).

O processo de calibração consiste na técnica de ajuste e refinamento dos parâmetros de entrada de modo a reproduzir o comportamento do solo o mais próximo dos resultados observados nos ensaios pressiométricos. Para isso, foi adotada a metodologia de simulação de ensaios de solo “soil test” no software PLAXIS 2D, que permite simular rapidamente alguns tipos de ensaios, incluindo o pressiômetro de Ménard (PMT). Adotou-se, portanto, o modelo “Hardening soil” para representar o comportamento do solo, sendo o único disponível no software para simulação do ensaio do PMT. Esse modelo considera que o solo pode sofrer um endurecimento progressivo com o aumento da deformação, oferecendo uma representação mais realista do comportamento do

solo em comparação com modelos mais simples como o modelo elástico-linear.

No modelo gerado, foram definidas 7 camadas de solo, com profundidade máxima de 30 m. Um comparativo entre as curvas pressão *vs* variação de volume dos ensaios pressiométricos obtidos experimentalmente e numericamente ao longo da profundidade do perfil de solo (1 a 7m) pode ser visualizado na Figura 4, com os respectivos parâmetros geotécnicos calibrados apresentados na Tabela 1.

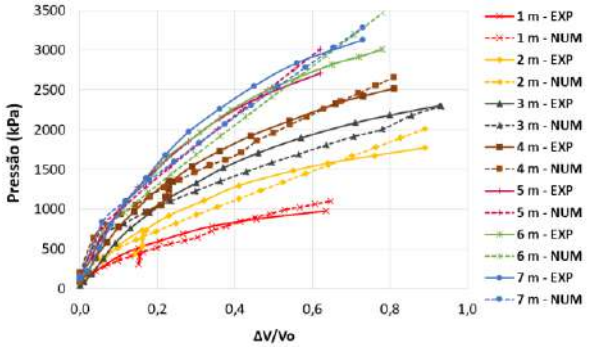


Figura 4. Curvas pressão vs variação de volume do PMT: experimental (EXP) e numérico (NUM)

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos calibrados

Profundidade (m)	(0 - 1)	(1 - 2)	(2 - 3)	(3 - 4)	(4 - 5)	(5 - 6)	(6 - 7)
γ_{unsat} (kN/m^3)	17	17	17	17	17	17	17
γ_{sat} (kN/m^3)	17	17	17	17	17	17	17
E_{50}^{ref} (MN/m^2)	43	30	25	35	100	120	70
E_{oed}^{ref} (MN/m^2)	37	30,33	12,57	18,16	50	55,5	35,38
E_{ur}^{ref} (MN/m^2)	86	80,85	50	77,15	200	300	140
ν_{ur}	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Power m	0,8	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
p_{ref} (kN/m^2)	100	100	100	100	100	100	100
c' (kN/m^2)	5	5	5	5	5	5	5
ϕ (°)	37	40	40	40	40	40	40
ψ (°)	0	0	0	0	0	0	0
$K0^{nc}$	0,4475	0,3572	0,3572	0,3572	0,3572	0,3572	0,3572
R_f	0,84	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
K0	1,2	1	1	1	1	1	1

3.3 Verificações preliminares

Além da validação e calibração, foram realizadas verificações preliminares para garantir que não houvesse nenhuma influência decorrente das condições de modelagem. As condições de contorno foram estabelecidas através de uma verificação dos deslocamentos nas extremidades laterais e inferior, adotando um limite de contorno até que um resultado satisfatório fosse atingido, com deslocamentos inferiores a 1*10-6 mm. Para a verificação da densidade da malha, foram realizadas simulações com diferentes níveis de refinamento, com o objetivo de avaliar a qualidade dos resultados obtidos quanto à precisão ou à grosseria. O campo de malha foi configurado com dimensões de 160 m x 160 m de lado por 30m de profundidade.

No PLAXIS 3D©, há cinco opções de malhas, sendo elas: *Very Coarse, Coarse, Medium, Fine e Very Fine*, apresentando, cada uma, número de elementos e pontos de tensões diferentes, quantificando melhor a análise conforme a necessidade do problema. Analisando o impacto da fundação sobre o solo, sem o acréscimo de forças externas oriundas do aerogerador, foram coletados os deslocamentos para os cinco tipos de malhas. O ponto 2 (Figura 5) foi utilizado como referência para a obtenção dos dados, sugerindo que não há divergências substanciais entre os valores obtidos. Com isso, a malha foi ajustada para o tipo ‘’Medium’’, com a configuração preliminar do software, pois além de garantir resultados semelhantes às malhas mais refinadas, apresentou uma maior rapidez na obtenção dos valores.

Para o método dos elementos finitos (MEF), quanto maior o refinamento da malha próximo ao objeto de estudo, mais sofisticados e precisos são os dados obtidos. Para isso, adicionou-se uma maior densidade de elementos ao redor da fundação, com o dobro do grau de refinamento da malha do solo, a partir de um elemento de volume, com dimensões 27 m x 27 m e 5 m de profundidade. As etapas de construção considerados na modelagem são: (1) terreno natural, (2) escavação, (3) construção da fundação e aplicação de carga. Após a

definição e o cálculo de cada fase, são obtidos os resultados correspondentes a cada estágio da construção.

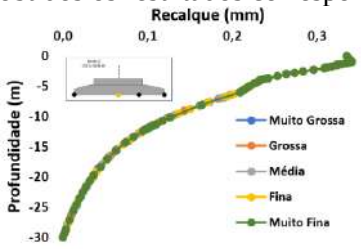


Figura 5. Análise comparativa entre o refinamento das malhas

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Em todos os modelos, a ruptura do solo não foi alcançada com os carregamentos aplicados. Na Figura 6, são apresentados os recalques verticais máximos estimados em diferentes pontos das geometrias de fundações estudadas. Estes pontos incluem P1, localizado na extremidade esquerda, P2 no eixo central, P3 na excentricidade e ponto de aplicação da carga resultante, e P4 na extremidade direita da fundação (Figura 1). Como esperado, observa-se recalques mais significativos próximos aos pontos P3 e P4, atribuídos à proximidade e direção das forças aplicadas. A distribuição de tensões abaixo das diferentes geometrias de fundações pode ser visualizada na Figura 7. Ao comparar os deslocamentos obtidos entre as diferentes geometrias, nota-se diferenças na ordem de décimos de milímetros nas condições analisadas. Por outro lado, vale salientar que, essas discrepâncias podem se ampliar sob carregamentos mais elevados. Nesse sentido, é possível calcular os recalques diferenciais obtidos para cada geometria. Considerando os pontos das extremidades P1 e P4, são observados os maiores recalques diferenciais para a geometria circular, com 4,77 mm seguida pela geometria octogonal, com 4,68 mm e a geometria quadrada com o menor recalque diferencial de 4,37 mm.

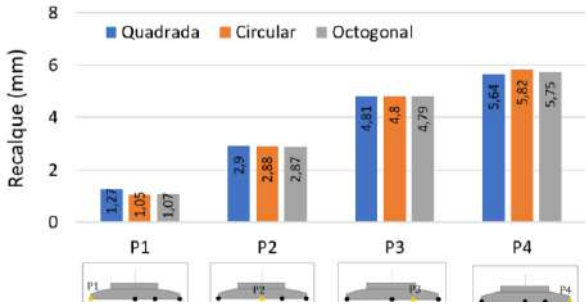


Figura 6. Recalque vertical máximo em pontos distintos para as diferentes geometrias analisadas.

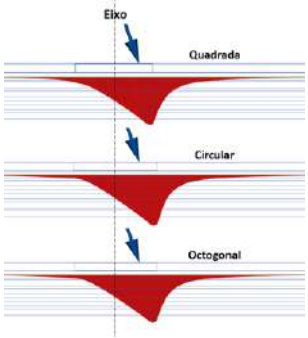
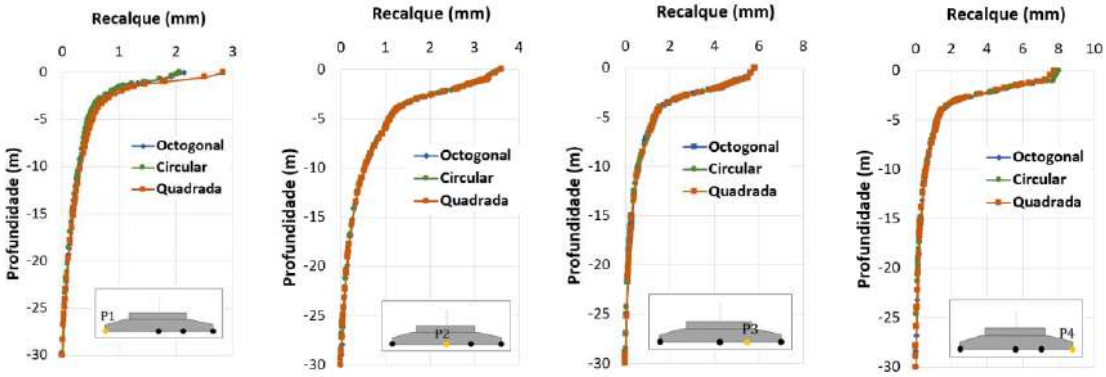


Figura 7. Distribuição de tensões (σ_{zz}) nas fundações: quadrada, circular e octogonal.

Os recalques de cada ponto analisado ao longo da profundidade pode ser visualizado na Figura 8. Observa-se que os gráficos entre as fundações das diferentes formas geométricas se sobrepõem, com exceção da pequena região imediatamente abaixo da fundação, certamente influenciada pela forma geométrica da fundação. De modo geral, é importante ressaltar que a fundação mobiliza o solo até aproximadamente 15 a 20 metros de profundidade, além dos quais os recalques se tornam nulos.

Ao analisar os deslocamentos horizontais na direção de aplicação da carga (no eixo x) nos quatro pontos avaliados, conforme a Figura 9, observa-se que os deslocamentos são mais significativos na extremidade

esquerda, no ponto P1. De maneira geral, a geometria quadrada apresentou os maiores deslocamentos, enquanto as geometrias circular e octogonal demonstraram maior similaridade. Esse comportamento é evidenciado na distribuição dos deslocamentos horizontais, conforme apresentado na Figura 10. Esses resultados ressaltam a importância dos estudos relacionados à forma geométrica da fundação para uma melhor compreensão acerca do comportamento do sistema solo-fundação.



(a) Ponto 1 (b) Ponto 2 (c) Ponto 3 (d) Ponto 4

Figura 8. Recalque vertical máximo ao longo da profundidade do campo de malha.

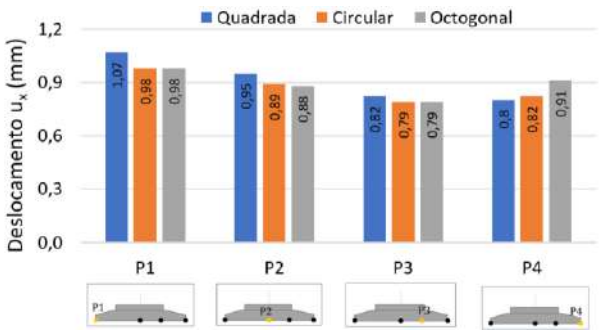
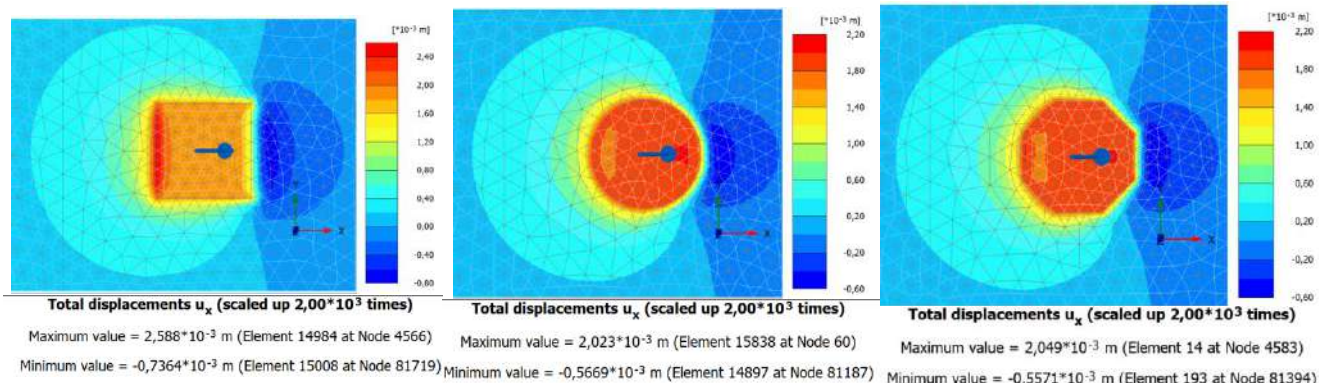


Figura 9. Recalque horizontal (u_x) nos 4 pontos (P1, P2, P3 e P4) nas diferentes geometrias analisadas.



(a) Quadrada (b) Circular (c) Octogonal

Figura 10. Distribuição dos deslocamentos horizontais (σ_{xx}) nas fundações: quadrada, circular e octogonal.

6 CONCLUSÕES

Este artigo investigou o comportamento de diferentes geometrias de fundações superficiais baseado no estudo de caso de um aerogerador assente em areia de duna na costa Cearense. Os resultados indicam que a variação da geometria (quadrada, circular e octogonal) apresenta pouco impacto nos deslocamentos verticais da fundação, com diferenças na ordem de décimos de milímetros. Diferenças similares foram observadas para os deslocamentos horizontais, no entanto verificou uma maior semelhança na distribuição desses deslocamentos entre as geometrias circular e octogonal, provavelmente devido à forma geométrica. Vale ressaltar que essas conclusões foram observadas para as condições geotécnicas e condições de carregamento

consideradas nesse estudo, portanto, é possível que tais diferenças podem se ampliar para diferentes condições e/ou carregamentos mais elevados.

As análises destacaram que a fundação, de forma geral, mobiliza o solo até aproximadamente 15 a 20 metros de profundidade em todas as geometrias estudadas. Além disso, foram observados recalques diferenciais mais elevados para a geometria circular, seguida pela geometria octogonal, e por fim, para a geometria quadrada apresentando o menor recalque diferencial. Em resumo, embora não demonstrem diferenças substanciais no comportamento, a análise detalhada da geometria das fundações é importante para o projeto e segurança estrutural das edificações, especificamente para estruturas mais sensíveis como os aerogeradores. Isso se deve não apenas aos efeitos nos deslocamentos e recalques diferenciais, mas também à distribuição de cargas e à estabilidade do sistema como um todo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo apoio financeiro concedido, e à Universidade de Brasília (UnB), em especial ao Laboratório de Infraestrutura Rodoviária (InfraLab) pela disponibilização da licença do software PLAXIS para a realização deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEEólica (2015). Boletim Anual da Geração de Energia Eólica. Disponível em: <https://abeeolica.org.br/energia-eolica/dados-abeeolica/?ano=2015>. Acesso em: 12 de fev. 2024.

ABEEólica (2021). Boletim Anual da Geração de Energia Eólica. Disponível em <https://abeeolica.org.br/energia-eolica/dados-abeeolica/?ano=2022>. Acesso em: 12 de fev. 2024.

Agência Nacional de Energia Elétrica - ANEEL (2016). Disponível em: < https://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/capacidadebrasil/capacidadebrasil.cfm>.

AZEVEDO, Gabriela França (2021). *Análise numérica da influência da geometria do contato bloco-solo no comportamento de fundações estaqueadas*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Uberlândia.

AZEVEDO, Gabriela França., Garcia, Jean Rodrigo. (2023). *Influence of Pile Cap–Ground Contact Geometry on the Behavior of Piled Foundation*s. Arab J Sci Eng 48, 14029–14041. https://doi.org/10.1007/s13369-023-08091-2

Empresa de Pesquisa Energética - EPE (2022). Relatório do Balanço Energético Nacional. Disponível em: <https://www.epe.gov.br/pt/publicacoes-dados-abertos/publicacoes/balanco-energetico-nacional-2022>. Acesso em: 12 de fev. 2024.

FREITAS, Ana Paula Sobral (2018). *Comportamento de radiers estaqueados como fundações de aerogeradores de energia eólica.* Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

MENDES, Giullia Carolina de Melo (2023). *Analysis of geotechnical parameters variation on a numerical modelling of aerogenerators foundations on sandy soils*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Ceará.

MOURA, Alfran Sampaio; Cunha, Renato Pinto da; Almeida, Maria Cascão Ferreira de. *Contribuição ao projeto de fundações superficiais de aerogeradores assentes nas areias de dunas do litoral cearense*. Geotecnia, Lisboa - Portugal, v. 130, p. 101-129, mar. 2014.

RIBEIRO, R. (2017) *Análise estática e dinâmica de diferentes geometrias de fundações superficiais de aerogeradores.* Natal- RN: Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

SILVA, M.S.T.; BRITO, S.O. *Impactos ambientais associados á construção de empreendimentos elétricos no setor de distribuição de energia*. Revista Faroeciância, v. 1, n. 1, p. 266-280, 2016.

TERCIOTE, Ricardo. *Eficiência energética de um sistema eólico isolado*. UNICAMP, Campinas: 2002.

WELCH, J. B e VENKATESWARAN, A. *The dual sustainability of wind energy. Renewable and Sustainable Energy* Reviews 13, p. 1121-1126,2009.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/326

Influência da Sobreposição da Área do Bloco de Coroamento Sobre o Comportamento do Grupo de Estacas

Gabriela França Azevedo
Doutoranda, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, gabrielaazevedotn@hotmail.com

Jean Rodrigo Garcia
Professor Doutor, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil, jean.garcia@ufu.br

RESUMO: A influência do suporte do bloco de coroamento no solo interfere na distribuição de carga no grupo de estacas e na transferência do atrito lateral ao solo. A distribuição estratégica de cargas, proporcionada pelo posicionamento adequado das estacas, contribui para suportar cargas mais elevadas ou aumentar o fator de segurança, especialmente em camadas superficiais menos resistentes. Neste contexto, este artigo investiga o impacto do aumento da área de sobreposição do bloco sobre o grupo de estacas. As análises numéricas tridimensionais em elementos finitos mostram que o aumento da área do bloco afeta significativamente a distribuição de cargas entre os elementos da fundação. A maior parte da carga é suportada pelo contato bloco-solo, variando entre 52% e 68%, com uma tendência ascendente na capacidade de carga do bloco até um aumento de 50% da área mínima, seguido por uma redução para 75% do cobrimento do bloco. Esses resultados sugerem uma área de sobreposição ótima, onde uma maior parte da carga é suportada pelo bloco. Destaca-se a importância de considerar o cobrimento do bloco para otimizar projetos estruturais e sistemas de fundações estaqueadas em diferentes contextos geotécnicos.

PALAVRAS-CHAVE: Bloco de Coroamento, Radier Estaqueado, Grupo de Estacas, Elementos Finitos 3D.

ABSTRACT: The influence of the pile cap support on the ground affects the load distribution to the pile group and the transfer of skin friction to the soil. The strategic load distribution, achieved through the proper positioning of the piles, contributes to supporting higher loads or increasing the safety factor, especially in less resistant surface layers. In this context, this article investigates the impact of increasing the overlapping area of the pile cap on the pile group. Three-dimensional numerical analyses using finite elements show that increasing the cap area significantly affects the load distribution among the foundation elements. Most of the load is supported by the cap-soil contact, ranging from 52% to 68%, with an upward trend in the cap's load capacity up to a 50% increase in the minimum area, followed by a reduction to 75% of the cap's coverage. These results suggest an optimal overlapping area, where a larger portion of the load is supported by the cap. This highlights the importance of considering the cap coverage to optimize structural designs and piled foundation systems in different geotechnical contexts.

KEYWORDS: Pile Cap, Piled Raft, Pile Group, 3D Finite Elements.

1 INTRODUÇÃO

A complexidade do radier estaqueado advém da integração entre diferentes tipos de fundações e da interação entre os elementos estruturais e o solo. Esta interação depende de uma série de parâmetros, tais como: diâmetro, comprimento, espaçamento e configuração das estacas; tamanho, espessura e rigidez do radier (Balakumar 2008).

Ao considerar cada elemento (estaca, radier e solo) separadamente, nota-se que a interação entre eles é inevitável. O radier é afetado pela presença das estacas, e as estacas são provavelmente afetadas pela pressão do solo proveniente do radier, uma vez que o aumento das tensões laterais sobre as estacas impacta sua capacidade de resistência lateral (Novak et al. 2005).

Ao analisar as fundações em radier estaqueado compostas por grupos de 9, 16 e 25 estacas, Garcia e Albuquerque (2018) constataram que para radiers de coroamento considerados rígidos (com uma altura de

2m), as estacas posicionadas nos cantos do bloco foram submetidas a sobrecargas de até 50% (no grupo de 16 estacas) além da carga média das estacas do grupo, enquanto as estacas centrais permaneceram carregadas com cerca de 40% da mesma carga média. Os autores também observaram que, para blocos de coroamento considerados flexíveis, com alturas de 0,5m e 1m, as cargas nas estacas central, de canto e borda não apresentaram variação significativa em relação à carga média das estacas.

Randolph (1994) ressalta que as fundações estaqueadas, com contato bloco-solo, contribuem de maneira significativa na redução dos recalques diferenciais e totais. Lima (2007) destaca a importância a consideração deste contato no projeto, pois leva a um aumento da capacidade de carga na fundação.

Dessa forma, este artigo investiga a influência da sobreposição da área do radier (bloco) sobre o grupo de estacas, ou cobrimento perimetral, que corresponde à distância entre o centro da estaca e a borda do radier, o qual coroa as estacas do grupo. Para isso, foram realizadas análises numéricas tridimensionais em grupos de estacas, cada um coroado por blocos de coroamento, considerando o contato entre o bloco e o solo no comportamento dessas fundações.

2 ANÁLISE NUMÉRICA

O software Plaxis 3D foi utilizado para criar modelos tridimensionais em elementos finitos (MEF-3D) destinados à avaliação das fundações em radier estaqueado, incluindo o modelo empregado na etapa de validação. Este software oferece modelos constitutivos pré-configurados para abordar questões tanto estruturais quanto geotécnicas. Ele consiste em dois programas especializados, cada um dedicado a uma fase específica da simulação numérica. O primeiro é o programa de entrada, um pré-processador utilizado para definir a geometria do problema, criar a malha de elementos e estabelecer as fases de cálculo. O segundo é o programa de saída, um pós-processador usado para visualizar os resultados dos cálculos e gerar gráficos de saída em pontos selecionados da geometria.

Foram realizados testes de validação e calibração do modelo com o intuito de garantir sua precisão e confiabilidade. Para otimizar o tempo e o esforço computacional, o modelo foi simplificado, considerando apenas ¼ da geometria da fundação e aproveitando sua simetria. Para o comportamento do perfil de solo foi adotado o modelo linear elástico perfeitamente plástico (Mohr-Coulomb), no qual representa uma aproximação de “primeira ordem” do comportamento do solo. De acordo com o manual do Plaxis, para cada camada estima-se uma rigidez média constante ou uma rigidez que aumenta linearmente com a profundidade. Devido a esta rigidez constante, os cálculos tendem a ser relativamente rápidos e obtém-se uma primeira estimativa de deformações.

A aplicação de restrições de deslocamento no modelo de elementos finitos foi necessária para simular as condições reais de contorno da estrutura em análise. O Plaxis restringe previamente as faces (superfícies), bordas ou pontos do modelo, foram selecionadas restrições permanentes em X, Y mínimo e máximo e Z mínimo na superfície (face, arestas e vértices) e sem restrições para Z máximo.

É fundamental destacar que este estudo se baseia na pesquisa conduzida por França e Rodrigo (2023), sendo os parâmetros geotécnicos do solo e da fundação derivados desse trabalho. Para a fundação, adotou-se o modelo linear elástico, baseado na lei da elasticidade isotrópica de Hooke e envolve dois parâmetros elásticos básicos, ou seja, módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

A modelagem por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF) teve como objetivo simular o comportamento das fundações em radier estaqueado, submetidas ao peso próprio e a carregamentos externos. Esses carregamentos foram definidos para gerar um deslocamento máximo superior ao critério de ruptura, estabelecido como um deslocamento equivalente a 20% do diâmetro da estaca, ou seja, o dobro do deslocamento convencional comumente adotado com normas reconhecidas como o Eurocódigo em que o critério convencional de ruptura é baseado em deslocamentos equivalentes a 10% do diâmetro da estaca. Este critério foi selecionado com o intuito de permitir uma análise mais detalhada do comportamento da fundação em seu estado limite último, possibilitando, inclusive, a exploração do aspecto estrutural dos elementos de fundação.

2.1 Validação do modelo

Para a validação e calibração do modelo, foram conduzidas simulações a fim de assegurar que a resposta do sistema corresponde às expectativas em termos de carga e recalque, verificando assim, se a metodologia está sendo aplicada corretamente. Nesse contexto, foi replicada uma fundação em radier estaqueado modelada por França e Rodrigo (2023), composta por quatro estacas espaçadas a seis vezes o diâmetro da estaca. Os resultados obtidos, conforme ilustrado na Figura 1, demonstram uma resposta satisfatória durante os testes, o que indica uma validação adequada do modelo.

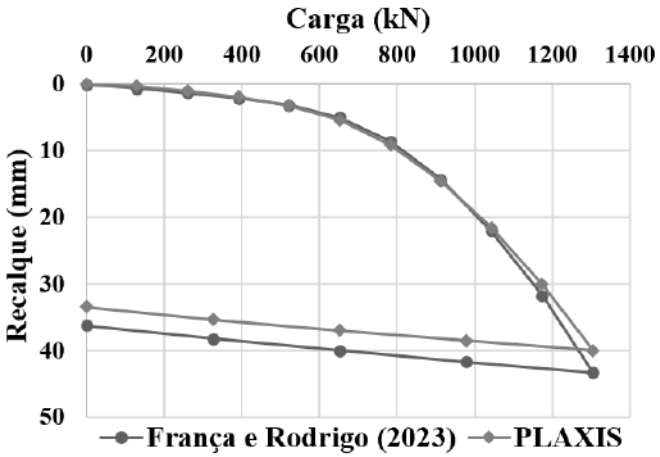


Figura 1. Comparação das curvas Carga vs Recalque: França e Rodrigo (2023) e validação (PLAXIS)

2.2 Calibração do modelo numérico

O processo de calibração implica uma série de etapas para obter o modelo físico que melhor represente o problema proposto. Uma vez estabelecidas as condições ideais para um modelo da fundação em estudo, essas condições foram aplicadas a outras situações-problema. Considerando que as dimensões do problema são semelhantes às analisadas por França e Rodrigo (2023), as dimensões de contorno do modelo foram definidas com base em seus estudos, adotando um semi-espaço aproximadamente 20 vezes maior que a dimensão do radier estaqueado, com uma profundidade proporcional ao perfil de solo adotado. É importante ressaltar que um carregamento mais elevado foi aplicado para verificar os deslocamentos nas extremidades da malha, os quais foram inferiores à ordem de 10^{-6} mm, confirmado a atribuição indeslocável para a condição do modelo.

Quanto à validação da malha do modelo, foi realizado um processo de refinamento da mesma, seguido por uma análise dos deslocamentos resultantes. No software utilizado, a densidade da malha é controlada pelo Fator de Rugosidade (Coarseness Factor), onde valores menores indicam uma malha mais refinada. Para a malha global conforme a configuração padrão do programa, a distribuição da malha varia de muito grossa para grossa, média, fina e muito fina. Inicialmente, adotou-se um "Coarseness Factor" menor na estrutura da fundação. Após verificar que a alteração da malha de média para fina não resultou em mudanças significativas nos deslocamentos, optou-se por usar a malha global tipo "média" na análise, com um fator de escala global de 1,2 e fator de tamanho mínimo do elemento de 5^{-3}, além de um "Coarseness Factor" de ¼ aplicado nos elementos da fundação.

2.3 Etapas de Cálculo

Após a validação e calibração do modelo, foram inseridos: a geometria, os parâmetros geotécnicos do solo e os parâmetros da fundação, bem como os deslocamentos impostos e a malha. Em seguida, avançou-se para as etapas de cálculo, divididas da seguinte forma:

Na primeira etapa, concentrou-se na obtenção do estado de tensões in situ, utilizando um método de cálculo tipo K_0. Na segunda etapa, procedeu-se com a representação da escavação do solo, seguida pela etapa de construção da fundação. Por fim, foram aplicados os deslocamentos impostos para construção da curva carga

versus recalque, divididos em 15 estágios com os seguintes deslocamentos: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 20, 30, 40, 50 e 60 mm.

3 DESCRIÇAO DO PROBLEMA

3.1 Fundação

Para investigar o impacto da área do radier sobre o grupo de estacas dispostos em uma geometria quadrada, adotou-se um modelo de referência e, em seguida, elevou-se a área de sobreposição sobre o grupo de estacas gradualmente em 25%, 50%, 75% e 100% resultando em cinco modelos de fundações distintos. A sobreposição de área do radier sobre o grupo de estacas, ou cobrimento, corresponde a distância entre o centro da estaca e a borda do radier que coroa as estacas do grupo, conforme ilustrado na Figura 2. Para efeito de comparação apenas do efeito do aumento do cobrimento, todas as fundações estaqueadas foram modeladas com quatro estacas de 0,30 m de diâmetro e 5 metros de comprimento, espaçadas a uma distância equivalente a 6 vezes o diâmetro das estacas (s = 6d). Além disso, a altura do bloco foi mantida constante em 1,05 m, para todos os cobrimentos adotados, preservando o ângulo da biela em 49°, o que confere rigidez à estrutura. A Tabela 1 apresenta os parâmetros geométricos das fundações estaqueadas analisadas neste estudo. Além disso, a capacidade de carga lateral do bloco foi desconsiderada, com o objetivo de avaliar apenas a capacidade de carga da área líquida de base do bloco em contato com o solo, somada à capacidade de carga das estacas. Para isso, uma pequena camada de solo foi removida em torno da lateral do bloco de coroamento do grupo de estacas.

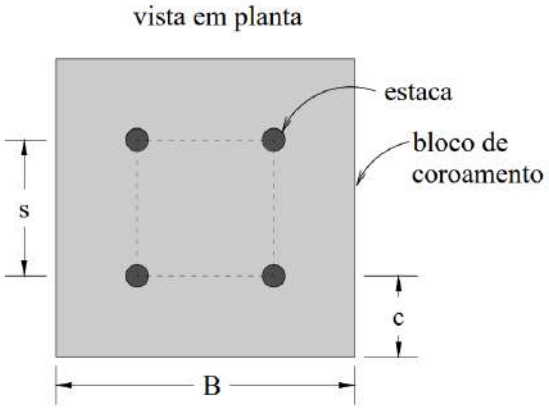


Figura 2. Planta baixa do bloco sobre quatro estacas

Tabela 1. Parâmetros geométricos das fundações estaqueadas

Caso	n_e [-]	ϕ_e [m]	c [m]	B [m]	U [m]	A [m²]	n_{es} *A_e [m²]	A_{liq} [m²]	ΔA [%]
I	4	0.30	0.54	2.88	11.52	8.29	0.28	8.01	0%
II	4	0.30	0.67	3.14	12.56	9.86	0.28	9.58	20%
III	4	0.30	0.80	3.40	13.60	11.56	0.28	11.28	41%
IV	4	0.30	0.94	3.68	14.72	13.54	0.28	13.26	66%
V	4	0.30	1.07	3.94	15.76	15.52	0.28	15.24	90%

Legenda: n_e - número de estacas; ϕ_e - diâmetro da estaca; c – cobrimento; B – lado do bloco; U – perímetro do bloco; A – área do bloco em planta; A_{liq} – área líquida do bloco em contato com o terreno; ΔA – ganho de área em relação ao caso I.

3.2 Parâmetros geotécnicos e parâmetros da fundação

Todos os parâmetros geotécnicos adotados neste estudo foram retirados da pesquisa conduzida por França e Rodrigo (2023), realizada em um perfil de solo tropical no campo experimental da Universidade de Campinas (Figura 3). Os autores adotaram para o solo o modelo de comportamento Morh Coulomb, e forneceram todos os dados de entrada para o perfil de solo com base na calibração dos parâmetros geotécnicos utilizando resultados de ensaios de prova de carga experimentais. Quanto à estrutura da fundação, foi adotado o modelo linear elástico, seguindo a abordagem de França e Rodrigo (2023) e todos os paramentros da fundação derivados desse estudo. Tais parâmetros podem ser consultados na Tabela 2.

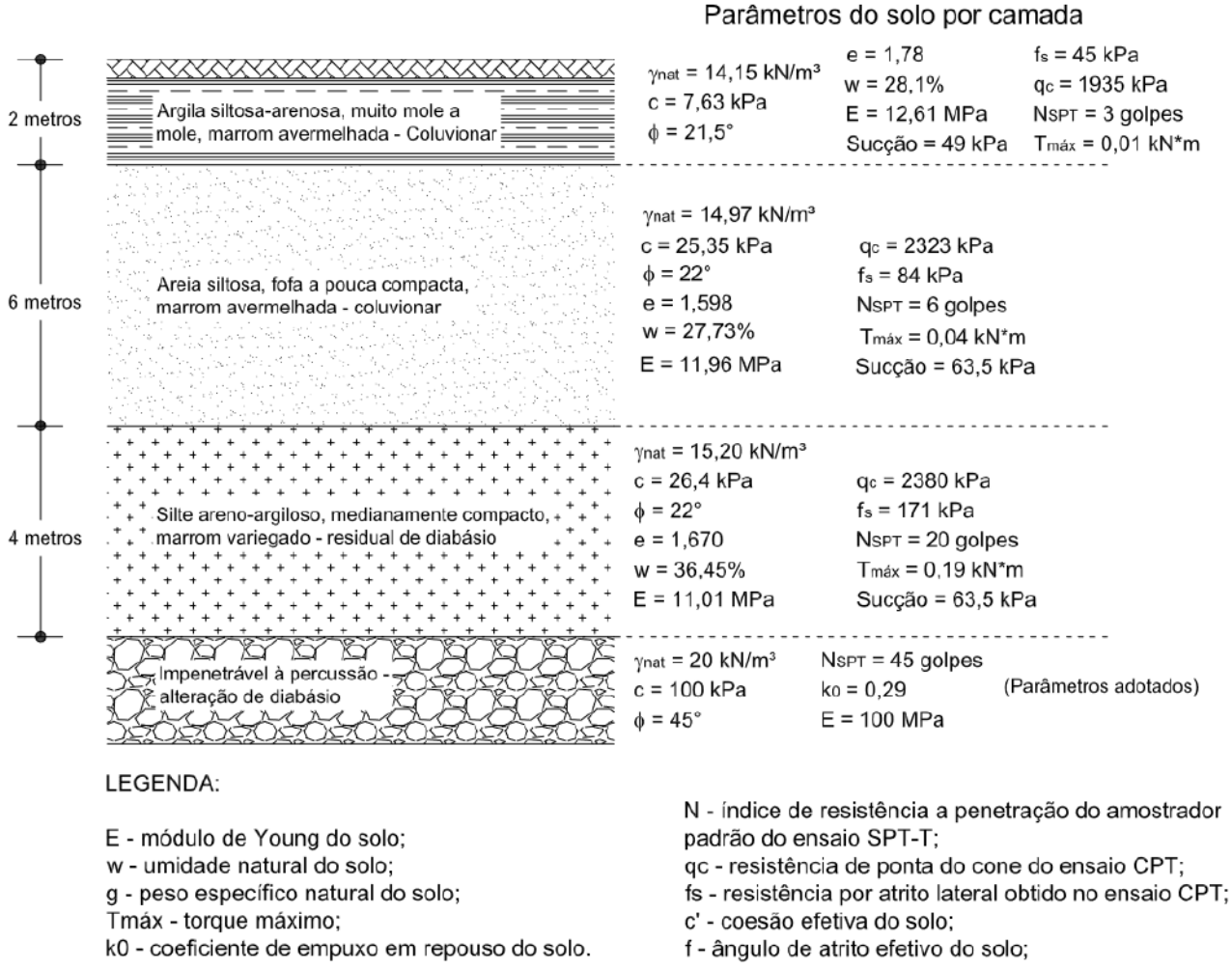


Figura 3. Parâmetros médios do perfil geológico (GARCIA, 2015).

Tabela 2. Parâmetros geotécnicos do solo e parâmetros da fundação

Material	γ (kN/m³)	E (MPa)	ν (-)	c' (kPa)	ϕ (°)	K_0	R_c (kPa)	R_t (kPa)
Solo de 0 a -2 m	14	23	0,33	7	10	0,6	-	-
Solo de -2 m a -10,8 m	15	24	0,33	10	10	0,6	-	-
Concreto	25	25000	0,2	-	-	-	30000	3000

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

É fundamental ressaltar que os resultados apresentados nesta análise correspondem a apenas 25% da fundação modelada. Na Figura 4, pode-se observar o comportamento carga versus recalque ao longo de 15

estágios de carregamento, variando o cobrimento do bloco. Conforme esperado, observa-se um aumento na capacidade de carga geral da fundação estaqueada à medida que o cobrimento é aumentado e consequentemente uma maior área de contato entre o bloco e o solo. Em comparação com a fundação base (0% de cobrimento), os incrementos de 25%, 50%, 75% e 100% no cobrimento promoveram aumentos de 13%, 27%, 47% e 61%, respectivamente, na capacidade de carga.

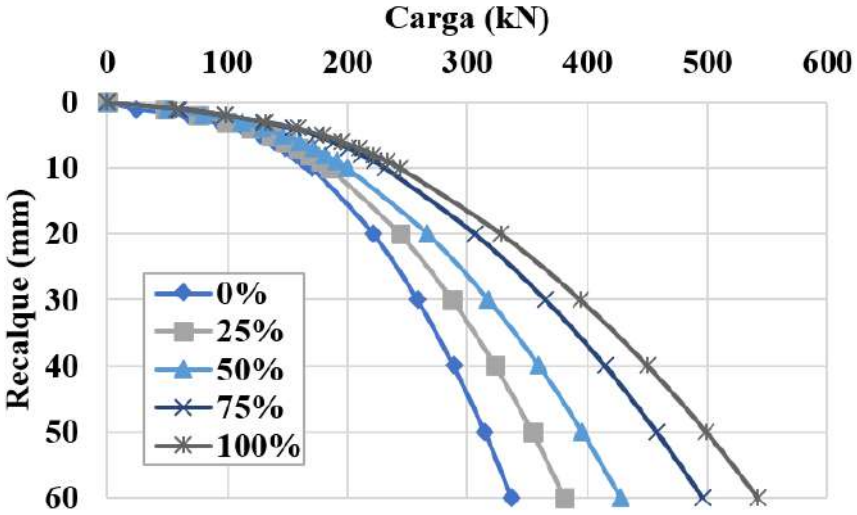


Figura 4. Comportamento carga versus recalque das fundações estaqueadas em relação diferentes percentuais do cobrimento.

No contexto das fundações estaqueadas, é fundamental analisar a interação entre os elementos estruturais de fundação e o solo. Cada estaca é afetada pelos efeitos das demais estacas, do bloco e do próprio solo, enquanto o bloco também é influenciado pelas tensões geradas pelo conjunto de estacas. Neste estudo, todas as dimensões das estacas e o espaçamento foram mantidos constantes, variando-se apenas o cobrimento do bloco sobre as estacas, o que consequentemente aumenta a área do bloco. Na Figura 5, verifica-se a distribuição de cargas nos elementos da fundação estaqueada, bem como a carga total correspondente à um recalque estimado em 20% do diâmetro da estaca, ou seja, 60 mm. De modo geral, observou-se que o aumento do cobrimento do bloco influencia na distribuição de cargas entre as estacas e o bloco até certo ponto, após o qual essa tendência se inverte.

Em todos os cenários de variação do cobrimento analisados, o bloco sustentou a maior parcela da carga. Verificou-se um aumento na capacidade de carga do bloco até um aumento de 50% no cobrimento. Entretanto, com o aumento subsequente do cobrimento, ocorreu uma redução na capacidade do bloco, embora a maior parte da carga ainda fosse suportada por ele. Por outro lado, observou-se que a capacidade de carga suportada pelas estacas seguia uma tendência inversa.

Na Figura 6, é apresentada a transferência de carga axial ao longo do fuste para uma estaca de cada um dos percentuais de cobrimento de fundação estaqueada, considerando o carregamento total máximo analisado, conforme descrito na Figura 5. O efeito do bloco foi mais pronunciado na parte superior da estaca, onde ocorreu uma maior variação na capacidade de carga. Em contrapartida, a variação na porcentagem de carga suportada pela na ponta da estaca não foi significativa em comparação à carga suportada pelo topo. No entanto observa-se resultados semelhantes entre os modelos com 0%, 25% e 50% de cobrimento, bem como entre os modelos com 75% e 100% de cobrimento, mesmo sob diferentes níveis de carregamento aplicados à fundação. Isso sugere a existência de um intervalo de cobrimento no qual a carga suportada pelas estacas permanece constante.

Quando se analisa a distribuição percentual da carga axial em relação à carga total da fundação nos diferentes percentuais de cobrimento (Figura 7), é evidente uma maior mobilização do topo para a ponta, de forma crescente desde o cobrimento nulo (0%) até o cobrimento elevado em 50%. No entanto, essa tendência se inverte após esse cobrimento, onde a mobilização ao longo do fuste é maior para 75% do cobrimento do que para 100%. Nota-se uma maior mobilização decrescente do topo para a ponta da estaca, o que é justificado pela presença do radier. A transferência de cargas pelo maior contato do radier-solo provocou um aumento do

nível de tensões no solo, gerando uma maior mobilização do atrito lateral ao longo do fuste da estaca até 75% do cobrimento.

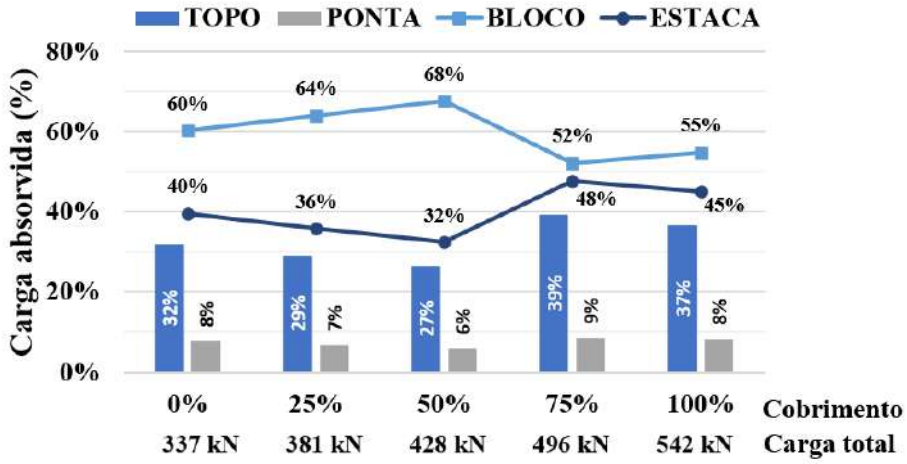


Figura 5. Distribuição de cargas na fundação estaqueada com o aumento do cobrimento.

Essa mesma tendência pode ser observada na distribuição do atrito lateral unitário (Figura 8), porém com uma maior mobilização do atrito lateral na profundidade entre 1 e 2 m. Os resultados são semelhantes para os menores cobrimentos com 0%, 25% e 50%. Entretanto, o comportamento muda para os maiores valores de cobrimento (75% e 100%) ao longo da profundidade da estaca. Enquanto no topo da estaca a mobilização do atrito lateral é maior para 100% de cobrimento na ponta da estaca acontece o inverso, a mobiliação do atrito lateral é maior para 75% de cobrimento do que para 100%.

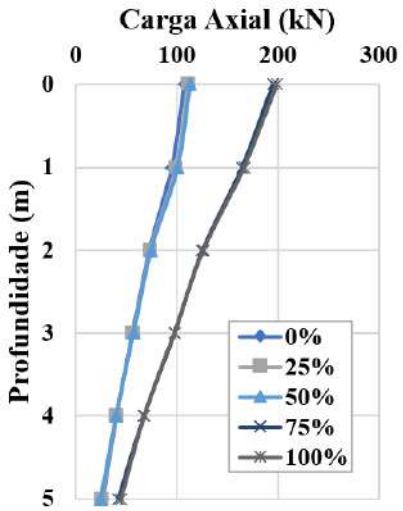


Figura 6. Transferência de carga axial média ao longo da profundidade.

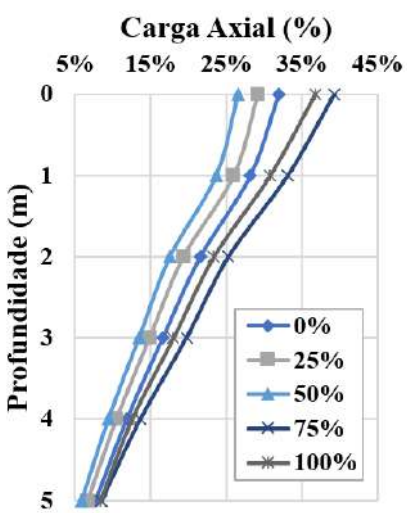


Figura 7. Distribuição percentual da carga axial em relação à carga total da fundação nos diferentes percentuais de cobrimento.

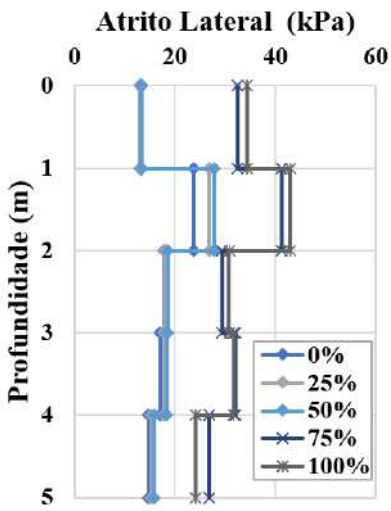


Figura 8. Atrito lateral unitário.

5 CONCLUSÕES

Este artigo investigou a influência da sobreposição da área do radier (bloco) sobre o grupo de estacas a partir de análises numéricas tridimensionais, considerando o contato entre o bloco e o solo no comportamento dessas fundações. Os resultados apontam que o aumento do cobrimento do bloco na fundação estaqueada resulta em uma maior capacidade de carga, uma vez que há uma maior área de contato entre o bloco e o solo. No entanto, é importante destacar que o aumento do cobrimento do bloco influencia diretamente na distribuição de cargas entre os elementos da fundação: estaca (topo e ponta) e bloco. Ou seja, considerando

um grupo de estacas idêntico, a variação no cobrimento do bloco resulta em uma variação na capacidade de carga do grupo de estacas. Para um grupo de estacas com as mesmas configurações adotadas neste estudo, essa variação pode oscilar entre 32% e 48% de acordo com o cobrimento adotado.

Além disso, observou-se uma distribuição não uniforme da carga entre as estacas e o bloco, com a maior parcela da carga sendo suportada pelo contato bloco-solo, variando entre 52% e 68%. Verificou-se uma tendência ascendente na capacidade de carga do bloco até um aumento de 50% no cobrimento, a partir do qual a capacidade de carga é reduzida para 75% do cobrimento do bloco. Tais resultados sugerem a existência de um cobrimento ótimo, onde uma maior porcentagem da capacidade de carga é suportada somente pelo bloco de coroamento.

Para a distribuição e transferência de cargas nas estacas, verifica-se uma semelhança no comportamento entre os menores cobrimentos com 0%, 25% e 50% e os maiores de cobrimentos dos blocos de coroamento (75% e 100%). O que indica a influência do cobrimento do bloco de coroamento na distribuição da carga axial ao longo do fuste da estaca. No geral, verifica-se uma mobilização decrescente do topo para a ponta da estaca, o que é justificado pela presença do radier. Enquanto o gráfico de atrito lateral mostra uma maior mobilização do atrito lateral na profundidade entre 1 e 2 m.

Dessa forma, ressalta-se a importância de considerar o contato entre o bloco de coroamento e o solo no projeto de fundações estaqueadas. Em especial é fundamental realizar uma análise detalhada da sobreposição da área do radier (bloco) sobre o grupo de estacas, sobretudo quanto aos critérios ou filosofias de projeto adotados. Isso inclui a decisão de adotar o grupo de estacas apenas como fator de segurança, para suportar parcialmente ou a maior parcela do carregamento total da fundação. Esta análise do tamanho do cobrimento do bloco sobre as estacas é essencial, pois influencia diretamente na capacidade de carga entre o bloco e o grupo de estacas.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a CAPES e a Universidade de Brasília (UnB), pelo suporte e recursos fornecidos para a realização deste estudo, em especial o Laboratório em especial ao Laboratório de Infraestrutura Rodoviária (InfraLab) pela disponibilização da licença do software adotado neste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Balakumar, V. 2008. "*Experimental studies of model piled rafts on sand and field study of prototype behaviour*." Anna University Chennai.

França, A. G., e G. J. Rodrigo. 2023. "*Influence of Pile Cap–Ground Contact Geometry on the Behavior of Piled Foundations*." Arab. J. Sci. Eng. https://doi.org/10.1007/s13369-023-08091-2.

Garcia, J. R., and P. J. R. de Albuquerque. 2018. "*Influence of relative stiffness on the behavior of piled raft foundations.*" Acta Sci. Technol., 40 (1): 35209. https://doi.org/10.4025/actascitechnol.v40i1.35209.

Garcia, J. R. Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de campinas/sp. Campinas: Universidade Estadual de Campinas, 2015.

Lima, B. S. Otimização de Fundações Estaqueadas. [s.l.] Universidade de Brasília, Brasíilia, DF, 2007.

Novak, L. J., L. C. Reese, and S.-T. Wang. 2005. "Analysis of Pile-Raft Foundations with 3D Finite-Element Method." Struct. Congr. 2005, 1–12. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.

Randolph, M. F. 1994. "*Design Methods for pile groups and pile rafts.*" XIII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 61–82. New Delhi: ISSMGE.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/327

Instrumentação de Fundação por Estaca Metálica Helicoidal Submetida à Tração

Amanda Regina Foggiato Christoni
Doutoranda em Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, Brasil, arfchristoni@usp.br

Thaise da Silva Oliveira Morais
Pós-Doutoranda em Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, Brasil, tsomorais@sc.usp.br

Oskar Leonardo Laurani López
Mestrando em Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, Brasil, o.laurani@usp.br

Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha
Professora Titular, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, Brasil, chctsuha@sc.usp.br

Rafael de Barros Aranha Piccolo
Engenheiro Civil, Neoenergia, Campinas/SP, Brasil, rafael.piccolo@neoenergia.com

RESUMO: As estacas metálicas helicoidais são vantajosas para projetos de fundação de torres de linhas de transmissão pois podem ser facilmente executadas em locais de difícil acesso, sendo capazes de resistir aos esforços tanto de compressão, quanto de tração. Quando solicitada à tração, a zona cilíndrica do solo formado entre as hélices é mobilizada e a capacidade de carga é variável e desconhecida, pois o solo que suporta o carregamento é o solo acima da hélice, perturbado pela instalação. Uma forma de compreender o comportamento desse material durante o carregamento é através da instrumentação. Esse recurso contribui para interpretação correta dos resultados, pois é capaz de detalhar como as cargas são resistidas nas hélices e na haste central separadamente. Neste estudo, uma estaca metálica helicoidal instrumentada, composta por quatro hélices de diâmetros crescentes (254,0 mm - hélice 1, 304,8 mm - hélice 2 e 355,6 mm - hélices 3 e 4), instalada com 14,74 m de comprimento, em um perfil de solo argilo-sitoso a silte-arenoso residual da cidade de Contagem/MG, foi submetida à tração em uma prova de carga estática. O tubo da haste central da estaca possui diâmetro de 101,6 mm, com parede de espessura de 7,1 mm; enquanto a chapa das hélices possui espessura de 12,7 mm. A instrumentação com extensômetros elétricos (“strain gages”) foi realizada em quatro seções, sendo dispostos quatro extensômetros acima de cada hélice, diametralmente opostos entre si ao longo do eixo da estaca. Para prever a capacidade de carga da fundação instrumentada, utilizou-se o método de Kanai (2007), que correlaciona a capacidade de carga individual das hélices diretamente com valores de N_{SPT}. O resultado previsto se mostrou conservador comparado ao valor da carga de ruptura obtida experimentalmente, considerando-se o critério de ruptura da norma AC 358 (ICCES, 2012). A instrumentação forneceu resultados satisfatórios de transferência de carga, e indicou que a terceira hélice foi responsável por resistir maior carga durante o ensaio, enquanto que a hélice da ponta mobilizou maiores tensões em carregamentos maiores.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações por estaca helicoidal, Prova de carga à tração instrumentada, Transferência de carga.

ABSTRACT: Helical piles are advantageous for transmission tower foundation projects as they can be easily installed in challenging locations, and capable of resisting both compression and tension forces. Under tensile loading, the cylindrical soil zone formed between the helices is mobilized, and the pile capacity is difficult to be estimated due to the disturbance caused by pile installation in the soil above the helices. One way to understand the helix interaction with the disturbed material during loading is through pile instrumentation. This resource, when used, contributes to the correct interpretation of the results, as it is capable of detailing how the loads are resisted by the helices and by the shaft separately. In this study, an instrumented helical pile composed of four helices with increasing diameters (254,0 mm - helix 1, 304,8 mm - helix 2, and 355,6 mm - helices 3 and 4), installed to a depth of 14,74 m, in a clayey-silty to silty-sandy residual soil in Contagem/MG, was subjected to tensile static load test. The central shaft tube has a diameter of 101,6 mm with a wall thickness of 7,1 mm; while the helix plates have a thickness of 12,7 mm. Instrumentation with strain gauges was

conducted in four pile sections, with four strain gauges placed above each helix, diametrically opposed along the pile axis. To predict the uplift capacity, the Kanai method (2007) was applied, correlating the individual bearing capacity of a helix directly with N_{SPT} values. The predicted uplift capacity was conservative compared to the value obtained experimentally, considering the failure criterion of AC 358 (ICEES, 2012). The instrumentation provided satisfactory results of load transfer, indicating that the third helix is responsible for resisting the highest portion of applied load, while the bottom helix mobilizes higher stresses under higher loads.

KEYWORDS: Helical pile foundations, Instrumented tension load test, Load transfer.

1 INTRODUÇÃO

As estacas metálicas helicoidais são fundações profundas comumente utilizadas em torres de linhas de transmissão de energia pela sua facilidade de instalação em locais de difícil acesso, não necessitando remoção do solo e concretagem *in loco* (SPAGNOLI E TSUHA, 2020).

Como são instaladas através do torque aplicado por motor hidráulico, é possível controlar a instalação com o uso de torquímetro e utilizá-lo para verificar a sua capacidade de carga na fase de execução. Estas fundações são capazes de resistir à esforços de compressão, quando utilizadas em torres autoportantes e em mastros de torres estaiadas, e elevados esforços de tração, em torres estaiadas, por exemplo.

Por conta dessas vantagens, o uso dessas fundações tem crescido consideravelmente nas últimas décadas, entretanto os estudos desenvolvidos sobre esse tipo não convencional de fundação ainda são insuficientes para proporcionar previsões mais acuradas acerca do desempenho dessas estacas (SILVA E TSUHA, 2020).

No que diz respeito ao desempenho frente aos esforços de tração, dispõem-se de alguns métodos de cálculo como o das capacidades individuais das hélices, que considera que a capacidade de carga é a soma das capacidades individuais levando em conta a ruptura do solo que ocorre acima de cada uma das hélices individualmente somado ao atrito que ocorre ao longo do fuste (PERKO, 2009).

Segundo Santos Filho (2014), no método das capacidades individuais, as hélices de uma estaca são consideradas como um conjunto de sapatas solicitadas à tração, de modo que a superfície de ruptura mobilizada acima de cada hélice não atinge a hélice superior. Portanto, a capacidade de carga à tração pode aumentar com o número de hélices.

Nesses casos, a instrumentação da estaca pode auxiliar a compreender com mais detalhes como ocorre a mobilização dos esforços ao longo da estaca e como se comporta o elemento de fundação na ruptura. Assim, é possível identificar separadamente a carga mobilizada nas hélices e a resistência por atrito lateral na haste central durante o carregamento.

Em estacas helicoidais, a instrumentação é feita com extensômetros elétricos (*strain gages*) que podem ser colados ao longo da haste central. Através da variação da resistência elétrica, esses sensores fornecem dados precisos das deformações nos locais em que estão fixados, sendo possível identificar posteriormente como se dá a transferência de carga na fundação.

Diante desse contexto, este trabalho objetiva analisar o resultado da instrumentação de uma fundação por estaca helicoidal, composta por 4 hélices, submetida à tração em uma prova de carga estática. A estaca foi instalada na cidade de Contagem/MG, em um perfil de solo argilo-sitoso a silte-arenoso residual.

2 INSTRUMENTAÇÃO E PROVA DE CARGA

2.1 Instrumentação

Considerando-se a seção guia (com hélices soldadas) de 3,50 m de comprimento da estaca helicoidal composta por 4 hélices (H) de diâmetros crescentes (254,0 mm - H1, 304,8 mm - H2 e 355,6 mm - H3 e H4) espaçadas 3 vezes o diâmetro da hélice inferior, os extensômetros foram instalados a uma distância de 13,5 cm m acima de cada hélice, em 4 seções da estaca, como ilustrado na Figura 1. O tubo da haste central da estaca

(seção guia e extensões) possui diâmetro de 101,6 mm, com parede de espessura de 7,1 mm; enquanto a chapa das hélices possui espessura de 12,7 mm.

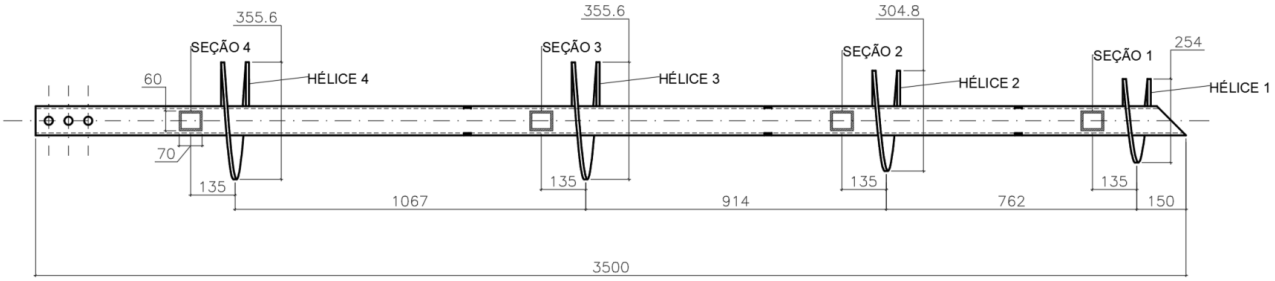


Figura 1. Detalhe da seção guia da estaca com 4 hélices (medidas em mm).

Em cada seção, foram fixados 4 extensômetros elétricos, que foram montados em Ponte de Wheatstone, na configuração de ponte completa. Possuem resistência nominal de 350 Ω, sendo fabricados e comercializados pela Excel Engenharia de Sensores. As ligações dos circuitos foram feitas utilizando cabos manga 16x26 AWG, blindados com malha de cobre. Os cabos foram passados por dentro de todas as extensões de tubo da estaca, durante a instalação, tomando-se os cuidados para evitar quaisquer danos. Por fim, sobre a caixa de solda da seção instrumentada, foi realizada uma proteção mecânica.

Posteriormente, esta seção guia instrumentada foi levada para calibração, onde foi aplicado um carregamento de compressão da ordem de 200 kN, seguido de descarregamento até zerar a carga, repetindo-se esse processo três vezes. Com os resultados das calibrações de cada seção, foi possível configurar o sistema de aquisição de dados utilizados na prova de carga.

2.2 Local de estudo e instalação da estaca

O estudo foi desenvolvido no campo experimental da empresa Vercon Industrial LTDA, localizado na cidade de Contagem, no estado de Minas Gerais, a 15 km da capital Belo Horizonte. O perfil de solo do local é composto por argila siltosa muito mole a média, silte pouco arenoso residual pouco a muito compacto, com valores de N_{SPT} variando de 2 a 29 golpes/30cm, e nível d'água localizado a 13 m de profundidade, de acordo com a Figura 2. Observou-se a presença de uma camada de pedregulho quartzoso a 15,45 m de profundidade, onde foi finalizada a sondagem.

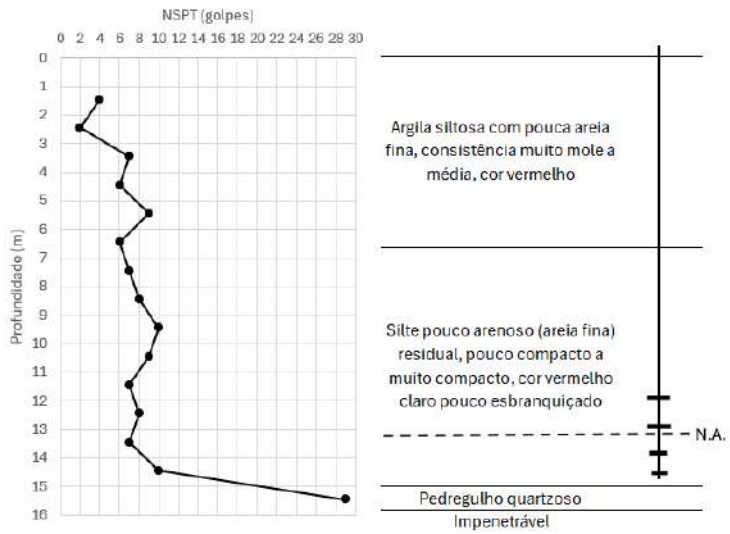
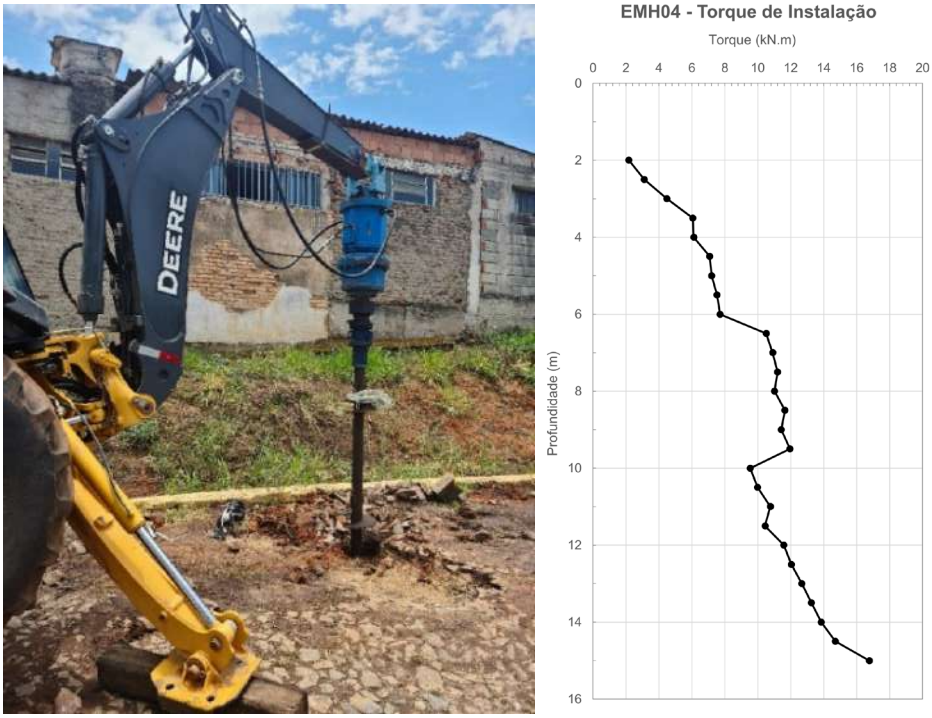


Figura 2. Valores de N_{SPT} ao longo da profundidade e perfil de solo SP02 do campo experimental de Contagem/MG.

A estaca deste estudo, denominada de EMH04, foi instalada próxima ao furo de sondagem SP02, utilizando-se motor hidráulico acoplado a uma retroescavadeira (Figura 3a). A estaca foi composta por uma seção guia com as 4 hélices e 7 extensões de haste tubular (sem hélices), totalizando 14,74 m de comprimento enterrado e 0,30 m acima do nível do terreno. Importante destacar que o torque mínimo adotado para critério de parada da instalação foi de 14,9 kN.m. Na instalação da estaca EMH04, foi medido o torque de instalação a cada 0,50 m de penetração, observando-se que este aumentou de acordo com a resistência do solo ao longo da profundidade, de acordo com a Figura 3b.



a) b)

Figura 3. a) Instalação da estaca EMH04; b) Torque de instalação ao longo da profundidade.

2.3 Estimativa da capacidade de carga à tração

Para estimativa da capacidade de carga à tração da fundação testada (Q_u), utilizou-se o método de Kanai (2007), que considera a capacidade individual das hélices somada a resistência por atrito lateral ao longo da haste central da estaca, correlacionando esses parâmetros com os valores de N_{SPT} do solo de acordo com a Equação 1.

$$Q_u = \sum q_{wi}.A_{wi} + U\sum L_i.f_i \ \ (kN) \qquad (1)$$

Onde, q_{wi} é a capacidade de carga individual de cada hélice, nesse caso, correspondente a $70xN_{SPT}$ para hélice da ponta e $50xN_{SPT}$ para as hélices superiores (kPa); A_{wi} é a área efetiva da hélice, correspondente a área da hélice subtraída da área da haste (m²); U é perímetro da haste (m); L_i é comprimento efetivo da haste (m) e f_i é resistência unitária por atrito lateral da haste, nesse caso, correspondente a $3xN_{SPT}$ médio do fuste para argila (kPa). O valor de N_{SPT} foi corrigido para N_{60} no presente artigo, no entanto os autores do método não especificaram a eficiência do ensaio SPT adotada por eles.

2.4 Prova de carga estática à tração

A prova de carga realizada na estaca instrumentada EMH04 foi estática à tração, com carregamento rápido de acordo com as diretrizes da NBR 16903 (ABNT, 2020). Cada estágio, tanto de carregamento quanto de descarregamento, teve a duração de 5 minutos, independente da estabilização dos deslocamentos.

As cargas foram aplicadas usando-se um macaco hidráulico, de capacidade 900 kN, conectado a uma bomba elétrica, e verificadas através de uma célula de carga do modelo C6B com força nominal de 2 MN. As leituras de deslocamento foram obtidas através de relógios comparadores de 50 x 0,01 mm.

Para aquisição dos dados da instrumentação, a célula de carga e as seções instrumentadas foram conectadas ao equipamento PMX da marca HBM, capaz de processar alto volume de dados, enviando-os instantaneamente para o computador.

Na Figura 4 tem-se um esquema representativo da prova de carga realizada na estaca EMH04.

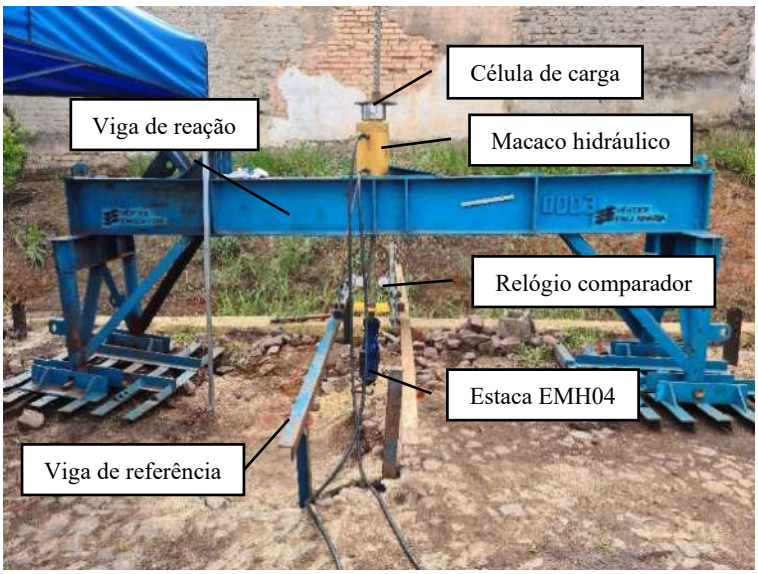
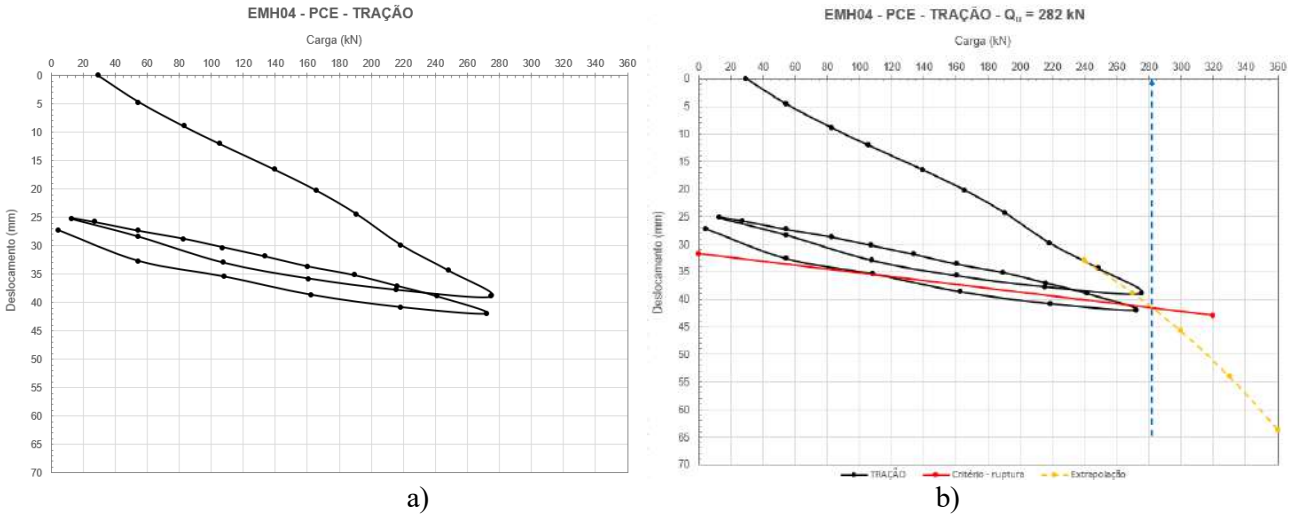


Figura 4. Prova de carga à tração da estaca EMH04.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Prova de carga estática à tração

A prova de carga estática à tração realizada na estaca EMH04 foi feita com 10 estágios de carregamento, no qual a cada incremento aplicou-se 10% da carga máxima prevista de 270 kN. Foram realizados 5 estágios de descarregamento, reduzindo a carga em estágios de 20% da carga máxima. Ao todo foram realizados 2 ciclos de carregamento e descarregamento e a curva carga-deslocamento está representada na Figura 5.



a) b)

Figura 5. a) Curva carga-deslocamento referente à prova de carga estática à tração da estaca EHM04; b) Curva extrapolada e critério de ruptura da norma AC 358.

Pela curva carga-deslocamento, é possível identificar que não houve ruptura nítida na prova de carga estática à tração. Dessa forma, a carga de ruptura foi obtida através de extrapolação, considerando-se o critério de ruptura descrito na norma AC 358 (ICCES, 2012), que considera a carga de ruptura como sendo a mobilizada para um deslocamento correspondente à 10% do valor do diâmetro médio das hélices, somado ao deslocamento devido à deformação elástica da haste da estaca metálica helicoidal.

Ademais, a capacidade de carga à tração da estaca EMH04 foi estimada pelo método de Kanai (2007) e os respectivos resultados estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Capacidades de carga para a estaca EMH04.

Método	Capacidade de carga a tração (kN)
Carga máxima aplicada na PCE	275,17
Capacidade de carga estimada – Kanai (2007)	249,32
Capacidade de carga pelo critério de ruptura – AC 358	282,00

O valor obtido de capacidade de carga estimada por Kanai (2007) se mostrou ligeiramente conservador diante do valor medido, indicando um subdimensionamento para a estaca metálica helicoidal instalada no solo residual de Contagem/MG. O valor de capacidade de carga obtido pelo critério da norma mostra que a carga de ruptura não foi atingida no ensaio (curva foi extrapolada), sendo maior do que a carga máxima aplicada na prova de carga.

Por fim, com o torque médio final de instalação de 15,1 kN.m, e a carga de ruptura do critério da norma (282 kN), foi possível obter o K_T de 18,7 m^{-1} para a estaca EHM04.

3.2 Instrumentação

Com os dados adquiridos nas instrumentações, obteve-se as cargas atuantes nas seções 1 a 4 (S1 a S4), bem como a carga correspondente a resistência por atrito lateral ao longo da haste da estaca. Na Figura 6, tem-se o diagrama de transferência de carga ao longo da profundidade, correspondentes à 10, 50 e 100% da carga de 270 kN, ou seja, 29,59 kN, 139,52 kN e 275,17 kN, respectivamente.

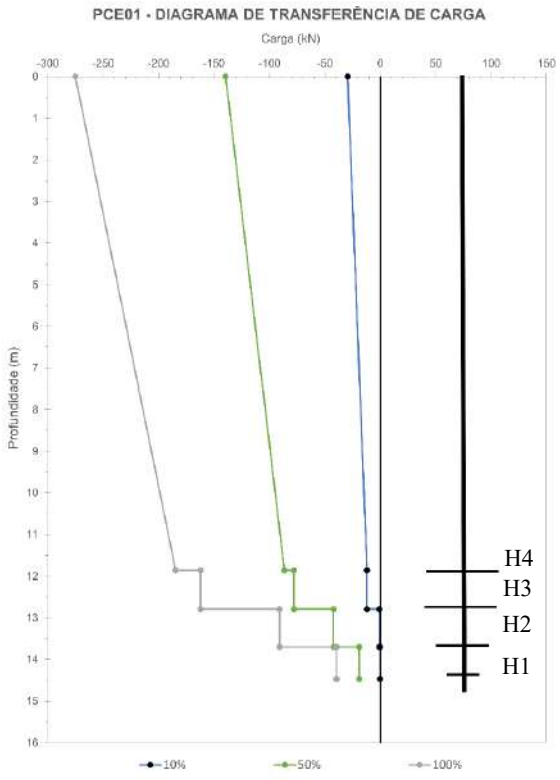


Figura 6. Diagrama de transferência de carga ao longo da estaca.

A transferência de carga apresentou resultados satisfatórios, mobilizando primeiro as hélices superiores e depois as inferiores, como ocorre nas fundações profundas convencionais. Com base nas cargas atuantes nas seções, foi possível obter as cargas atuantes em cada uma das hélices para os mesmos três níveis de carregamento (Tabela 2). Para tal, fez-se a seguinte consideração: hélice 1 (H1) corresponde à carga na seção 1; hélice 2 (H2) corresponde à carga na seção 2 subtraída da seção 1; hélice 3 (H3) corresponde à carga na seção 3 subtraída da seção 2; e hélice 4 (H4) corresponde à carga da seção 4 subtraída da seção 3. O atrito que ocorre na haste, corresponde à carga aplicada subtraída da carga registrada na seção 4. Não foi considerada resistência por atrito nos trechos de haste entre as hélices.

Tabela 2. Cargas atuantes nas hélices e haste da estaca EMH04.

EMH04	Prof. (m)	Consideração	Cargas atuantes (kN)		
			Com 10%	Com 50%	Com 100%
Haste	0 a 11,85	Carga aplicada – S4	17,56	52,93	90,40
H4	11,85	S4 – S3	0,00	8,65	22,64
H3	12,92	S3 – S2	11,24	35,85	71,26
H2	13,83	S2 – S1	0,57	23,06	51,36
H1	14,59	S1	0,22	19,03	39,51

Na Tabela 3 estão representadas as tensões mobilizadas em cada uma das hélices, considerando a relação entre a carga aplicada e a área efetiva das hélices. Para a área da haste, considerou-se o perímetro e comprimento.

Tabela 3. Tensões mobilizadas nas hélices e haste da estaca EMH04.

Hélices	Prof. (m)	Tensões mobilizadas (kPa)		
		Com 10%	Com 50%	Com 100%
Haste	0 a 11,85	4,64	14,00	23,91
H4	11,85	0,00	96,11	251,56
H3	12,92	124,89	398,33	791,78
H2	13,83	9,50	384,33	856,00
H1	14,59	5,50	475,75	987,75

Nas três cargas apresentadas na Tabela 2, relativas a 10, 50 e 100% da carga de tração (270 kN) é possível identificar que a contribuição da hélice 4 (H4) é menos significativa que a contribuição das demais. Nesse caso, a hélice 3 (H3), apresenta maior relevância na resistência da solicitação imposta, principalmente com o aumento de carga aplicada. Provavelmente a menor capacidade da hélice 4 ocorreu porque esta foi feita com mesmo diâmetro da hélice 3, e nesse caso toda a zona de solo mobilizada acima da hélice 4 foi perturbada pela instalação prévia da hélice 3.

Conclusões diversas foram obtidas em outros trabalhos, como por exemplo, Kanai (2007) observou que a maior parte da capacidade de carga foi resistida pela hélice da ponta, em estacas helicoidais multi-hélices instrumentadas, isso porque a ponta das estacas estava em um solo de alta resistência e menos perturbado pela instalação da estaca comparado com o solo acima das hélices superiores (penetrado mais vezes por hélices). Santos Filho (2014) observou que nos deslocamentos iniciais, a carga é suportada pelas hélices da ponta e que nos deslocamentos finais, todas as hélices trabalharam de forma similar, em estacas helicoidais multi-hélices também instrumentadas.

Em termos de otimização de projeto e execução, isso sugere que para essa configuração de estaca metálica helicoidal, inserida no solo residual estudado de Contagem/MG, poderia ser reavaliado o uso da quarta hélice, pois como mostrado na Tabela 3, ela resistiu tensões significantemente menores em comparação as outras hélices.

No que diz respeito às tensões mobilizadas nas hélices apresentadas na Tabela 3, no carregamento de 10% ainda prevaleceu a influência da terceira hélice (H3). Porém, para os maiores carregamentos, a primeira hélice (H1) teve as maiores mobilizações. Isso em decorrência da menor área efetiva para contribuição, tendo em vista que esta hélice possui o menor diâmetro entre as demais e pela menor perturbação no solo acima dessa hélice.

Por fim, a resistência por atrito mobilizada na haste da estaca foi menos significante comparada a parcela de carga resistida pelas hélices, indicando que a capacidade de carga à tração nesta estaca depende fortemente da contribuição da seção guia, onde se encontram as hélices.

Importante destacar que durante a instalação das estacas, o solo acima das hélices superiores e, no qual se encontra a haste, é perturbado mais vezes que o solo acima da hélice da ponta e isso pode afetar a sua resistência. Na prática, os resultados podem ser diferentes e, por esse motivo, a instrumentação auxilia na interpretação do mecanismo de transferência de carga.

4 CONCLUSÕES

A análise da estaca metálica helicoidal neste estudo, composta por 4 hélices e inserida em solo residual da cidade de Contagem/MG, revelou que para o nível máximo de carga aplicada no ensaio, a terceira hélice suportou maiores cargas do que a hélice da ponta, confirmando que a mobilização da resistência da fundação ocorre do topo para baixo. Por outro lado, para os carregamentos mais elevados, a tensão mobilizada foi maior na hélice da ponta, em razão do solo acima desta ser o menos perturbado durante a instalação.

A quarta hélice pouco contribuiu para a capacidade de carga à tração desta fundação, podendo ser reavaliado o seu uso, na configuração deste estudo. Com relação à resistência por atrito lateral mobilizada na haste da estaca, constatou-se sua pouca influência na capacidade total da fundação.

Em estacas helicoidais, projetadas para suportar elevados esforços de tração, as hélices possuem significativa influência na capacidade de carga. Assim, a realização de instrumentação ao longo da seção guia apresenta-se como uma alternativa viável quando se busca compreender a sua influência e obter a transferência de carga ao longo de uma fundação.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao grupo Neoenergia e ao programa de P&D ANEEL (Projeto PD-07284-0002/2020) pelo financiamento do projeto de pesquisa em andamento e concessão de bolsas de pós-doutorado e doutorado. Ainda, agradecem à empresa Vercon Industrial LTDA, pela disponibilização da área em Contagem/MG para implementação do campo de testes do P&D Tirantes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo - Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.

International Code Council Evaluation Service, Inc. (2012). AC 358. *Acceptance criteria for helical pile systems and devices*.

Kanai, S. (2007) A seismic retrofitting application by means of multi-helix micro-piles. *Proceedings of 23rd U.S. - Japan bridge Engineering Workshop*, Tsukuba, Japan.

Perko, H. A. (2009) *Helical piles: a practical guide to design and installation*. John Wiley & Sons, Inc. New Jersey, USA, 512 p.

Santos Filho, J. M. S. M. (2014) *Effects of installation of helical piles in tropical soils*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 117 p.

Silva, D. M. da, Tsuha, C. H. C. (2020) Experimental investigation on the installation and loading performance of model-scale deep helical piles in very dense sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 58 (9), p.1-17.

Spagnoli, G., Tsuha, C. H. C. (2020) A review on the behavior of helical piles as a potential offshore foundation system. *Marine Georesources & Geotechnology*, 38 (9), p.1013-1036.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/328

Interpretação de Provas de Carga em Estacas Rígidas com Presença de Cargas Residuais

Bryan do Nascimento Martins
Aluno de Pós-Graduação PGCIV, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, bryanengcivil@gmail.com

Bernadete Ragoni Danziger
Professora Titular PGCIV/ UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, bernadeterd@hotmail.com

Bruno Teixeira Lima
Professor Adjunto PGCIV/ UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, brunolima.professor@gmail.com

RESUMO: As cargas residuais surgem ao longo das estacas cravadas à percussão ou prensadas, assim como em qualquer tipo de estaca submetida a carregamento prévio, como após provas de carga convencional ou ensaios de carregamento dinâmico. Embora não afetem a capacidade de carga das estacas (estado limite último), as cargas residuais alteram a transferência de carga e, portanto, o recalque para o estado limite de serviço. Desconsiderar essas cargas resulta em uma previsão de recalque maior do quando são consideradas. No caso de fundações mistas elas afetam a partição das cargas entre os diferentes elementos de fundação. Este artigo aborda dois métodos, Decourt (1991) e Massad et al. (1998), que permitem separar as parcelas da carga transferida por atrito lateral, ponta e a residual aprisionada na ponta, a partir da curva carga recalque no topo da estaca obtida em provas de carga. Os casos estudados por Decourt (1991) foram reinterpretados através do modelo matemático de Massad et al. (1998) com o objetivo de comparar ambos os métodos. Vale destacar que estas estacas apresentaram comportamento rígido. Por fim, conclui-se que a interpretação dos ensaios pelo modelo de Massad apresenta muita concordância com resultados anteriores de Decourt.

PALAVRAS-CHAVE: Carga residual, prova de carga, transferência de carga, estacas

ABSTRACT: Residual loads arise along driven or jacked piles, as well as any type of pile subjected to prior loading, such as after static or dynamic loading tests. Although residual loads do not affect the pile's load-bearing capacity (ultimate limit state), they alter load transfer and hence settlement for the serviceability limit state. Neglecting these loads results in a higher settlement prediction than observed in practice. It is noteworthy that in the case of piled raft they affect the distribution of loads among different foundation elements. This article discusses two methods, Decourt (1991) and Massad et al. (1998), which allow the separation of the portions of load transferred by side friction, tip resistance, and residual load, based on the load-settlement curve at the pile head obtained from load tests. The cases studied by Decourt (1991) were reinterpreted using the mathematical model of Massad et al. (1998) in order to compare both methods. It is worth noting that these piles exhibited rigid behavior. In conclusion, interpretation by Massad model shows significant agreement with Decourt's previous results.

KEYWORDS: Residual load, load test, load transfer, piles

1 INTRODUÇÃO

As cargas residuais ocorrem em estacas cravadas à percussão ou por prensagem e em estacas escavadas após prova de carga estática ou ensaio de carregamento dinâmico. Essas cargas não afetam a carga de ruptura, (ELU), mas sim a transferência de carga e, portanto, o estado limite de serviço, (ELS). Quando a estaca é descarregada após sofrer uma carga de compressão, o fuste tende a retornar ao seu comprimento original. O solo, ao restringir o descarregamento da estaca, mobiliza uma reação contrária ao sentido do movimento, gerando uma resistência por atrito negativo, que é equilibrada pelo atrito positivo abaixo do plano neutro e pela carga residual retida na ponta da estaca. Neste caso, a estaca encontra-se pré-comprimida, Figura 1(a).

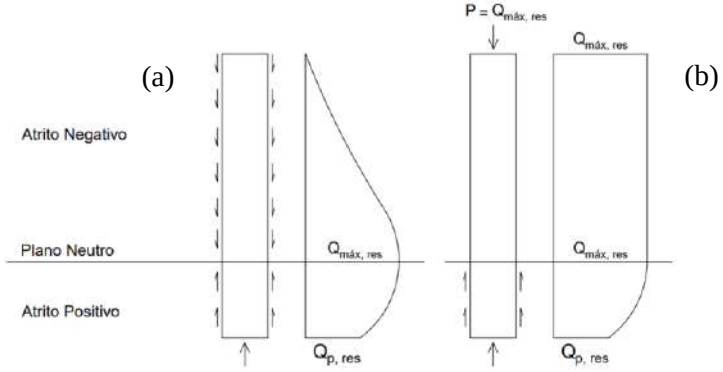


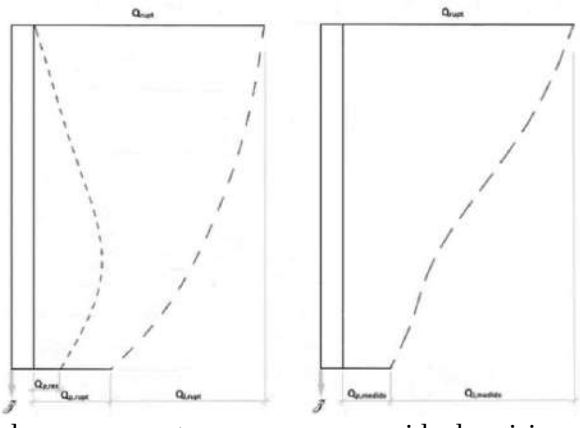
Figura 1. Estaca com presença de carga residual aprisionada em seu fuste e na ponta (DANZIGER, 2023)

Cabe destacar que o ponto neutro corresponde à profundidade em que a tensão cisalhante é nula. Acima do ponto neutro ocorre a tensão cisalhante negativa e abaixo o valor da tensão cisalhante é positiva. Embora o deslocamento relativo entre a estaca e o solo seja similar, no caso do atrito negativo o movimento do solo é descendente, enquanto no fenômeno da geração da carga residual a estaca se movimenta para cima, num movimento ascendente.

Até que a carga externa transferida pela estrutura ao topo da estaca se iguale à carga residual máxima, o atrito negativo é revertido sem que o solo abaixo do plano neutro seja carregado de forma significativa, Figura 1(b). Para este nível de carregamento no topo, o deslocamento provocado pela carga normal adicional até o plano neutro provocará, em termos gerais, apenas uma parcela de recalque elástico do material da estaca. Para cargas maiores, o atrito positivo disponível será mobilizado até o plano neutro bem como aquele atrito positivo ainda não mobilizado no trecho abaixo do plano neutro. Os recalques serão praticamente elásticos e de pequeno valor, até que a carga atuante no topo supere a residual na ponta somada ao atrito lateral total.

Para melhor ilustrar o que ocorre numa prova de carga instrumentada, Danziger (2023) destaca na Figura 2(a) a transferência de carga verdadeira na ruptura obtida quando a instrumentação é procedida com a zeragem dos instrumentos anteriormente à instalação da estaca. Neste caso, os instrumentos registram as cargas residuais geradas durante a cravação, ou num carregamento prévio, além do registro da transferência verdadeira. Na Figura 2(b), que representa os registros obtidos de instrumentos zerados antes do ensaio, a transferência de carga medida é falsa, não registrando as cargas residuais anteriores ao ensaio. A transferência falsa somada às cargas residuais é igual à transferência verdadeira.

(a)
Transferência verdadeira (instrumentos zerados antes da instalação)



(b)
Transferência falsa (instrumentos zerados antes do ensaio)

Figura 2. Transferência de carga em estacas com carga residual aprisionada (DANZIGER, 2023)

O modelo de Massad é bastante interessante, pois o autor desenvolveu uma abordagem ampla, aplicável a estacas cravadas, prensadas ou escavadas, seja em solo relativamente homogêneo ou em solos não homogêneos, com a profundidade final em uma camada de solo mais resistente. Esta metodologia é válida tanto para estacas de comportamento compressível quanto rígido. Entretanto, neste artigo, será discutida exclusivamente a simplificação do método destinado ao uso em estacas rígidas, uma vez que todas as estacas analisadas a partir do banco de dados de Decourt (1991) demonstraram essa característica.

2 MASSAD ET AL. (1998)

Massad (1992) apresentou um modelo matemático baseado nas leis de Cambefort para interpretação de prova de carga estática, incorporando as cargas residuais, quando ocorrem. O modelo foi desenvolvido para solos relativamente homogêneos e posteriormente estendido para estacas embutidas em camada mais resistente. Massad (1992) definiu o coeficiente μ para quantificar a ação da carga residual. Onde:

$$\mu = 1 + \frac{P_h}{A_{lr}} = 1 + \frac{f_{res}}{f_{max}} \quad (1)$$

A primeira Lei de Cambefort está relacionada à transferência de carga por atrito lateral unitário, considerado uniforme para toda a camada de solo homogêneo. O valor f_{max} corresponde ao máximo atrito disponível que é mobilizado para um deslocamento y_1, enquanto f_{res} é o atrito lateral unitário negativo. Enquanto a segunda Lei de Cambefort está relacionada à transferência de carga pela ponta.

Caso não se tenha cargas residuais aprisionadas na estaca, $P_h = 0$, como num primeiro carregamento de estacas escavadas. Para estacas cravadas de ponta, a carga residual (P_h) será, no máximo, igual à carga disponível à ruptura por atrito lateral (A_{lr}), $P_h = A_{lr}$, e μ será, no máximo, igual a 2. Caso o atrito lateral seja a parcela mais relevante, μ será um valor compreendido entre 1 e 2. Massad (1992) comenta ainda que para o segundo carregamento em estacas escavadas, não se deve descartar a possibilidade de μ maior que 2.

Massad (1992) introduz o coeficiente adimensional, rigidez relativa solo x estaca (k), utilizado nas equações de seu modelo, que controla o comportamento de estacas em compressão axial, indicando se elas apresentarão comportamento compressível ou rígido. O valor de k está relacionado ao deslocamento necessário para mobilizar o atrito lateral total (y_1):

$$k = \frac{A_{lr}}{K_r y_1} \quad (2)$$

O valor da rigidez estrutural da estaca é designado por K_r:

$$K_r = {ES}/{h} \quad (3)$$

Onde E é o módulo de elasticidade do material da estaca, S a área de sua seção transversal, suposta constante, e h a profundidade do embutimento. O valor de K_r, no SI é dado em kN/m.

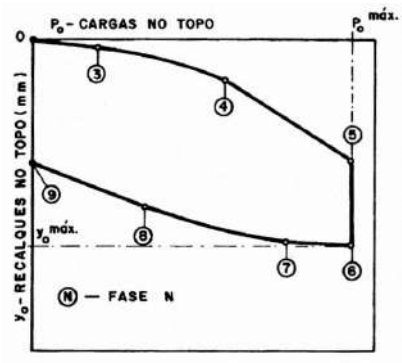


Figura 3. Curva carga recalque teórica modelada por Massad (1992)

Massad (1992), mostra através de seu modelo, que a curva carga x recalque apresenta 3 trechos, no carregamento, e 3 no descarregamento, delimitados pelos pontos da Figura 3. Admite-se que o carregamento ultrapasse o ponto 4, ou seja, todo o atrito lateral disponível foi mobilizado no carregamento. Além disso, pode existir um trecho inicial adicional no carregamento (0-2) devido à parcela de adesão. Neste exemplo, foi considerado que não há efeito de adesão na estaca.

Destaca-se que a Figura 3 completa, com todos os trechos, é válida quando a estaca é compressível ($k \geq 8$), isto é, ela precisa se deformar muito para que o atrito lateral se esgote em toda a sua profundidade. Neste caso, o trecho curvo (3-4) pode ser aproximado por uma parábola (Massad, 1992).

Cada seguimento da figura 3 determina uma etapa do ciclo de carregamento da estaca. O trecho 0-3: fase pseudo-elástica de mobilização do atrito lateral (linear); 3-4: Avanço da mobilização do atrito ao longo do fuste do topo (3) à ponta (4), para estacas flexíveis (parabólico). Não existe este trecho da curva na estaca curta, como se observa na Figura 4; 4-5: fase pseudo-elástica de mobilização da resistência de ponta; 5-6: ruptura da ponta (linear); 6-7: Pseudo-elástico, representa a volta na lei de Cambefort (redução do atrito lateral positivo) (linear); 7-8: Plena mobilização do atrito no sentido reverso (parabólico); e, por último, o trecho 8-9: associado ao rebound pleno (linear).

Por outro lado, quando a estaca é dita curta ou rígida ($k \leq 2$), o atrito lateral se esgota subitamente do topo à base da estaca. Assim, o ponto 4 se aproxima do ponto 3 de modo que o trecho curvo praticamente não se desenvolve, ou é inexistente. Portanto para estacas rígidas, o formato do gráfico carga-recalque se assemelha a duas retas, uma para o trecho 0-3 e outra para o trecho 4-5, Figura 4. Destaca-se que para o caso de valores de rigidez (k) intermediários, deve-se ter cautela ao aplicar as relações (Massad et al., 1998).

Em virtude do exposto, Massad et al. (1998) propuseram um método gráfico de simples aplicação para estacas de comportamento rígido. A Figura 4 mostra a construção gráfica para determinação da parcela de atrito com influência da carga residual no carregamento (μA_{lr}) e atrito lateral na ruptura (A_{lr}).

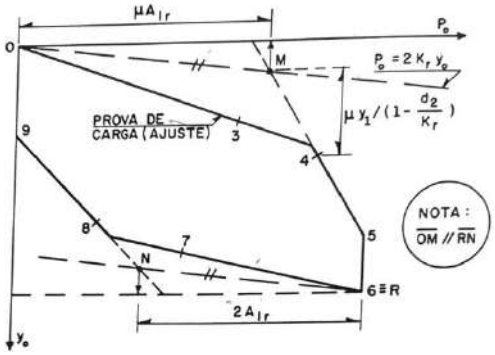


Figura 4. Construção gráfica do método das duas retas (MASSAD et al., 1998)

Seja a equação da reta do trecho (4-5):

$$P_0 = d_1 + d_2\, y_0 \tag{4}$$

μA_{lr} pode ser obtido por meio da expressão:

$$\mu A_{lr} = \frac{d_1}{1-\frac{d_2}{2K_r}} \tag{5}$$

Do mesmo modo, se a reta do trecho (0-3) for escrita pela seguinte equação:

$$P_0 = b_2.y_0 \tag{7}$$

μy_1 e k podem ser calculados pelas seguintes equações, onde primeiro deve ser obtido o valor de z iterativamente pela equação (10):

$$\mu y_1 = \frac{\mu A_{lr}}{z^2.K_r} \tag{8}$$

$$k = z^2 \tag{9}$$

$$\frac{b_2}{z.K_r} = \frac{\tanh(z)+\frac{\frac{1}{K_r}.\left(\frac{1}{\frac{1}{d_2}-\frac{1}{K_r}}\right)}{z}}{1+\frac{\frac{1}{K_r}.\left(\frac{1}{\frac{1}{d_2}-\frac{1}{K_r}}\right)}{z}.\tanh(z)} \tag{10}$$

Embora Massad et al. (1998) tenham desenvolvido um ábaco para facilitar a determinação do valor de z, neste artigo ele foi calculado iterativamente através de uma planilha desenvolvida pelo primeiro autor no programa *Microsoft Excel*. Em seguida foi possível determinar os parâmetros restantes pelas equações apresentadas. Assim, resta apenas o valor de μ para ser estimado.

A curva do descarregamento ocorre de forma similar à do carregamento, seguindo um caminho inverso das relações de Cambefort. Massad (1992) mostrou que as expressões continuam válidas, substituindo P_0 por ΔP_0, y_0 por Δy_0, y_1 por y_{1R} e μ por μ_{reb}=2. Massad destaca que se o ponto 4 do carregamento for ultrapassado, o valor de μ_{reb} no descarregamento será igual a 2. Isso acontece porque, uma vez que o carregamento atinge o ponto 4, o atrito lateral se desenvolve em toda a profundidade da estaca, alcançando o valor f_{max} (atrito lateral unitário na ruptura) de forma positiva, ou seja, de baixo para cima. Conforme a estaca é descarregada, há uma reversão gradativa do sentido do atrito lateral.

Seja a equação da reta do trecho (8-9), onde j_1 e j_2 podem ser determinados pelo gráfico da Figura 4:

$$\Delta P_0 = j_1 + j_2 . \Delta y_0 \tag{11}$$

Em seguida, deseja-se encontrar a posição do ponto N do gráfico da Figura 4, para posteriormente calcular o valor da parcela de atrito (A_{lr}). As coordenadas do ponto N e a sua relação com o valor de A_{lr} são:

$$y_{0N} = \frac{P_{0max} - 2k_r . y_{0max} - j_1}{j_2 - 2k_r} \tag{12}$$

$$P_{0N} = j_2 . y_{0N} + j_1 \tag{13}$$

$$\mu_{reb} . A_{lr} = 2A_{lr} = P_{0max} - P_{0N} \tag{14}$$

A partir da equação acima é possível calcular o valor de A_{lr}. Uma vez que a parcela de atrito falsa, μA_{lr}, já havia sido calculada anteriormente, pode-se determinar μ e a carga residual (P_h).

3 DECOURT (1991)

Decourt (1991) observou a partir de ensaios sucessivos em várias provas de carga certa similaridade de comportamento, que ele atribuiu às cargas residuais. Estas observações o levaram a propor o método gráfico do *rebound,* capaz de separar as parcelas de atrito e ponta na ruptura, além de prever também uma estimativa da parcela da carga residual.

Ele partiu da simplificação de que as cargas disponíveis de atrito seriam iguais no carregamento à tração e à compressão. Em relação à carga de ruptura verdadeira, Figura 2, Decourt escreveu que a parcela de atrito verdadeira na ruptura seria igual a falsa subtraída da carga residual na ponta. Além disso, a carga residual seria menor ou igual a parcela de atrito lateral verdadeira na ruptura. Por último, Decourt determinou que a parcela de ponta verdadeira seria dada pela soma da carga de ponta falsa e a residual.

Decourt (1991) verificou então que o segundo carregamento de um ensaio deveria ser levado a uma carga superior ao dobro da parcela de atrito lateral falsa na ruptura. Assim, com a finalidade a obter a curva verdadeira por atrito, propôs 3 alternativas para calcular a parcela de atrito lateral verdadeira, $Q_{l,\,rupt}$ (V): a carga correspondente a um recalque de 10mm, $\mathbf{Q_{10mm}}$; ou a um recalque de 15mm, $\mathbf{Q_{15mm}}$; ou a última alternativa seria a carga correspondente à metade do rebound obtido no descarregamento, $\boldsymbol{Q_{rebound}/2}$.

A carga correspondente ao rebound foi proposta de acordo com o método gráfico abaixo, sendo obtida no segundo carregamento do ensaio. Portanto, a carga correspondente ao rebound está relacionada ao trecho de comportamento elástico do segundo carregamento, $Q_{reb} \sim \delta_{re}\ 2^o car$, que corresponderia à carga medida falsa, pois inclui o atrito positivo e o negativo residual**.** Isso ocorre no trecho elástico do segundo carregamento (pequenos deslocamentos, mobilização do atrito positivo).

Se a este deslocamento elástico corresponde à curva falsa, e supondo a parcela de ponta da estaca preponderante, pode-se afirmar que a parcela de atrito verdadeira na ruptura será maior ou igual a metade do rebound obtido no descarregamento, $\boldsymbol{Q_{rebound}/2}$. Para Decourt (1991) uma estimativa da carga residual seria a metade do valor da carga relativa ao rebound ($\boldsymbol{Q_{rebound}/2}$.), já que a carga residual seria no máximo igual à parcela de atrito verdadeira. A Figura 5 ilustra o método.

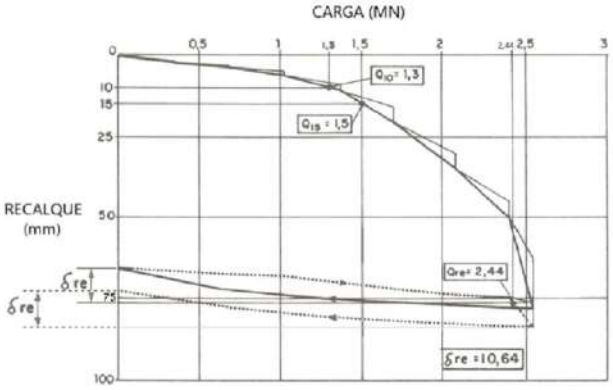


Figura 5. Método gráfico de Decourt (1991)

Os valores de Q_{10}, Q_{15}, Qre/2, são formas alternativas de Decourt para o atrito lateral verdadeiro. Destaca-se que o Q_{re} de Decourt nada mais é do que o atrito com influência da carga residual, μA_{lr} de Massad. Sendo assim, Qre/2 de Decourt é o mesmo que Alr de Massad, para os casos em que $\mu = 2$. Dessa forma, Decourt considera que metade do valor que compõe Q_{re} é devido à parcela de carga residual (P_h de Massad) e a outra metade é o atrito lateral na ruptura verdadeiro (A_{lr}).

4 ANÁLISE DO BANCO DE DADOS

Serão reinterpretadas quatro estacas estudadas por Decourt (1991), apresentadas na Figura 6, através do modelo matemático de Massad com o objetivo de comparar os métodos. Uma vez que todos os casos indicaram comportamento rígido, os ensaios foram analisados por meio do método das duas retas de Massad et al. (1998), que foi aplicado ao segundo ciclo de carga dos ensaios, Figura 7, pois é o trecho onde Decourt estima a parcela de carga residual. A Tabela 1 mostra as características das estacas estudadas.

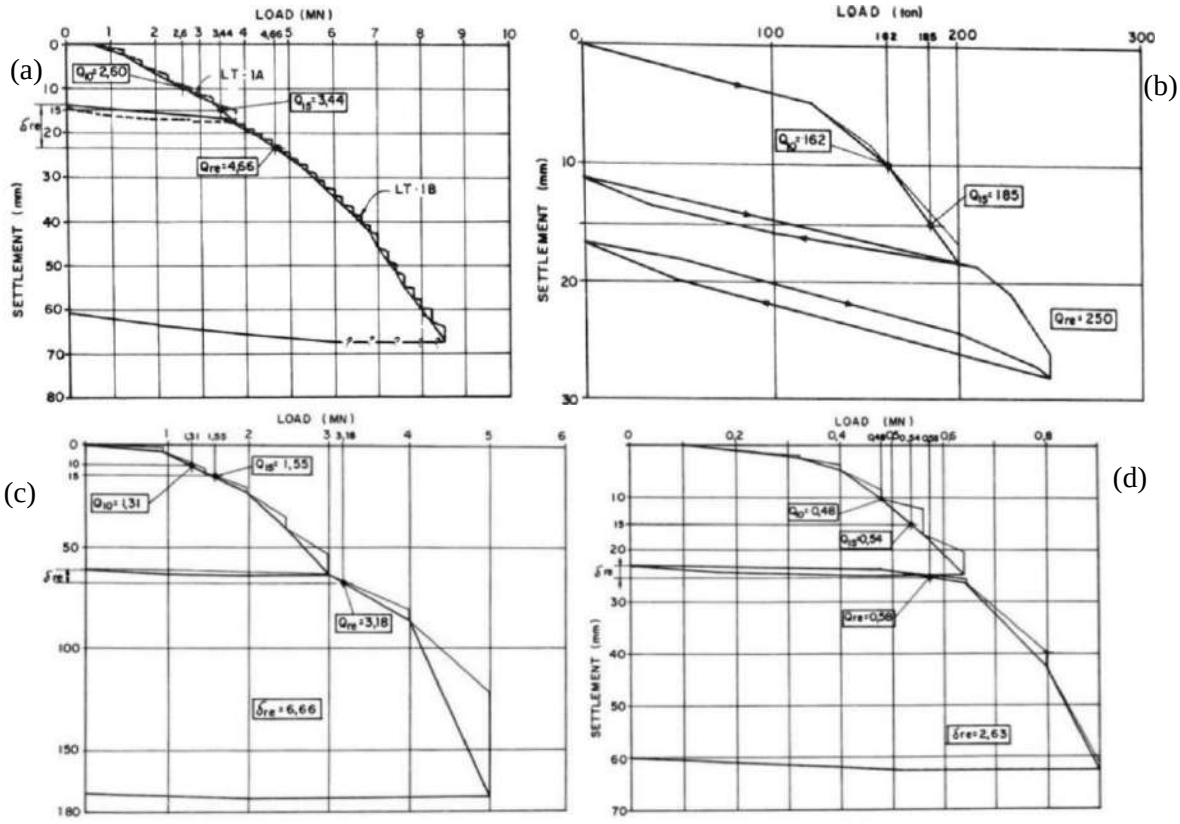


Figura 6. Método de Decourt (1991) para os ensaios das estacas Site 1(a), TE-3(b), BAR-1(c) e STR-1(d)

Tabela 1. Características das estacas

Estaca	Tipo	S (cm²)	h (m)	E (GPa)	K_r (kN/mm)	Fonte
Site 1	Escavada de grande diâmetro	6362	11,84	26	1397	(DECOURT, 1989)
TE-3	Pré-moldada de Concreto protendido	961	21,00	35	160	(MARTIN, 1987)
BAR-1	Diafragma de Concreto	6600	7,50	24	2112	(ABEF,1989)
STR-1	Strauss	804	7,50	24	257	(ABEF,1989)

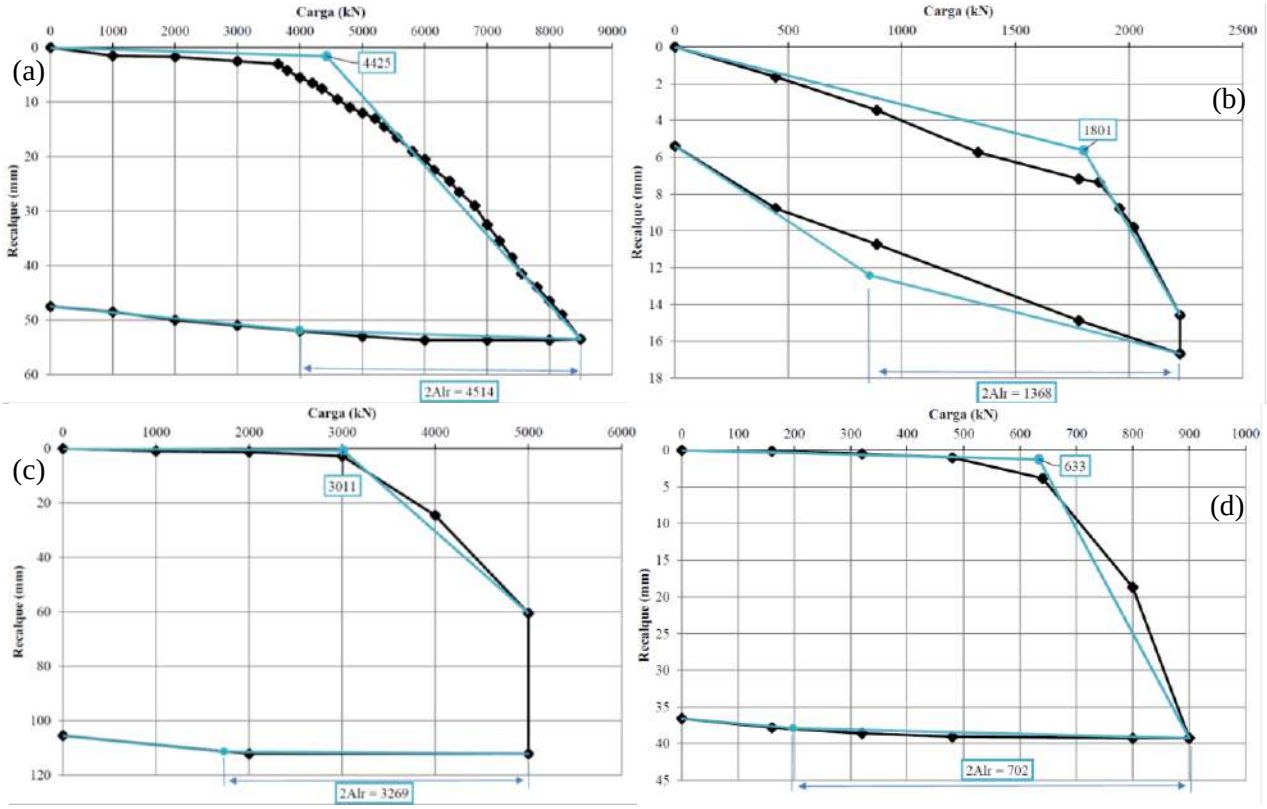


Figura 7. Método das duas retas para ao 2° ciclo de ensaio da estaca Site1(a), TE-3(b), BAR-1(c) e STR-1(d)

A Figura 7, ilustra o método de Massad et al. (1998) aplicado ao segundo ciclo de carga, transladado para a origem do gráfico para facilitar a sua aplicação. As tabelas 2 e 3 apresentam um resumo dos resultados das análises das provas de carga obtidos por ambos os métodos. Observa-se que todas as estacas analisadas apresentaram provas de carga com formatos que indicavam comportamento rígido, duas retas com pouco ou nenhum desenvolvimento do trecho curvo, sendo confirmado pelos valores de k inferiores a 2. No caso de TE-3, apesar de ter um valor de k intermediário, seu gráfico foi mais coerente com o comportamento rígido.

Tabela 2. Resultados obtidos através do método das duas retas de Massad et al. (1998)

Estaca	**Carregamento**				**Descarregamento**			P_h (kN)
	k	μA_{lr} (kN)	$\mu y1$ (mm)	μ	μ_{reb}	$\mu_{reb}.A_{lr}$ (kN)	A_{lr} (kN)	
Site 1	1,02	4425	3,12	1,96	2	4514	2257	2167
TE-3	2,66	1801	4,22	2,63	2	1368	684	1115
BAR-1	0,68	3011	2,1	1,84	2	3269	1634	1373
STR-1	1,32	634	1,87	1,8	2	702	351	281

Tabela 3. Resultados pelo método de Decourt (1991)

Estaca	Q_{10} (kN)	Q_{15} (kN)	Q_{DQ} (kN)	Qre/2 (kN)	$Q_{instrumentada}$ (kN)
Site 1	2600	3440	2280	2330	-
TE-3	1442	1647	-	>1113	1406 - 1646
BAR-1	1310	1550	1990	1590	1590
STR-1	480	540	540	>290	-

Ao comparar a carga residual de Massad (P_h) com a de Decourt (Qre), pode-se concluir que os dois métodos resultaram em valores muito próximos, apresentando diferença de 0, 3, 5 e 15% entre si. Houve apenas um caso em que um dos valores alternativos de Decourt, o Q_{10}, se apresentou mais acurado em relação a estimativa de Massad, na estaca BAR-1. Embora o método de Decourt seja gráfico e, portanto, rápido, ele oferece resultados bastante semelhantes aos do método de Massad, que é mais refinado e elegante do ponto de vista conceitual. No entanto, estes são casos específicos de estacas rígidas e não se pode generalizar.

O valor de μ ficou dentro do intervalo esperado, exceto pela estaca TE-3 que excedeu o limite em 32%. Por outro lado, deve-se destacar que a obtenção dos dados da prova de carga foi realizada através da figura do artigo publicado. Portanto, a falta de acesso ao relatório completo compromete a acurácia dos dados. Além disso, a velocidade de execução do descarregamento pode influenciar o formato da curva, tornando-se aparentemente mais rígida em velocidades mais elevadas, o que pode gerar valores distorcidos de atrito verdadeiro (A_{lr}) obtidos através do descarregamento, e, consequentemente, μ fora do esperado.

Em relação às duas provas de carga instrumentadas, não há informações detalhadas sobre a sua execução. Portanto, não é possível ter certeza se foi medida a transferência de carga verdadeira (instrumentos zerados antes da instalação da estaca) ou a falsa (instrumentos zerados antes do ensaio). O método de Massad indica que a estaca TE-3 registrou a carga falsa (μA_{lr}, atrito lateral com influência da carga residual), enquanto a BAR-1 a verdadeira (A_{lr}, atrito lateral na ruptura).

5 CONCLUSÃO

O modelo de Massad permite uma interpretação consistente com os mecanismos de transferência de carga da estaca para o solo, sendo capaz de separar as parcelas de carga transferida por atrito lateral, ponta e a residual presa na ponta. A partir da curva carga e recalque no topo, o modelo permite a obtenção de uma informação muito rica ao projetista em termos de carga e recalque em diversos níveis da estaca.

O modelo de Massad é um modelo mais refinado e para sua aplicação é necessário apenas um ensaio com carregamento e descarregamento, podendo ser aplicado tanto a estacas rígidas como estacas flexíveis.

O método de Decourt é um método gráfico (simples e rápida aplicação), porém precisa de prova de carga com dois ou mais carregamentos consecutivos, o que dificilmente é realizado na prática. Além disso, em sua concepção, ele parece ter sido concebido apenas para estacas curtas, para os casos específicos em que μ é igual a 2. Estes são casos específicos de estaca rígida, não podendo ser estendido às demais situações.

Decourt (1991) analisou apenas casos de estacas curtas com parcela preponderante de resistência ponta, onde a carga residual máxima ocorre na ponta, ou seja, o atrito é revertido em todo o trecho do fuste. No caso de estacas longas, com atrito lateral preponderante, a carga residual máxima ocorre ao longo do fuste, e não na ponta. Portanto, há que se ter cautela no emprego do método de Decourt para estacas longas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF (1989) Research on Foundation Engineering, São Paulo.

Danziger, B. R. (2023) *The 2022 Pacheco Silva lecture: the influence of residual loads on pile foundation behavior*. Soils & Rocks, 46 (2).

Decourt, L. (1991) *Thoughts concerning the interpretation of suc-cessive load tests on the same pile*. In Proceedings of the 9thPanamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation En-gineering, Vol. 2, pp. 585–597.

Decourt, L. (1989) *Instrumented bored piles in residual soils.* Volume of suplementary contrinuitions by the Brazilian Society for Soil Mechanics ICMFE, 45-48, Rio de Janeiro.

Martin, R.E. et al (1987). *Concrete pile design in tidewater Virginia*. ASCE. JGE, Vol. 113, N° 6, 568-585.

MASSAD F. (1992). *Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais de Ponta e a Reversão do Atrito Lateral.* Parte I. Revista Solos e Rochas, 15(2):103-115, S. P.

Massad F.; Lazo, G. (1998) *Método Gráfico para Interpretar a Curva Carga-Recalque de Provas de Carga Verticais em Estacas Rígidas ou Curtas*. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, vol III:1407-1414, Brasília, Brasil.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/329

Lógica Fuzzy Aplicada na Análise de Fundação Rasa em Solos Reforçados

Renan Barbosa Neves
Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes – RJ

Paulo César de Almeida Maia
Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes – RJ, maia@uenf.br

RESUMO: Na engenharia, o uso de fundações rasas reforçadas avança gradualmente; embora estudos experimentais e numéricos abordem o assunto, na prática, a utilização de geossintéticos como reforço de fundação não é comum. Vários fatores influenciam a decisão dos projetistas sobre o tipo de fundação a ser utilizado, tais como, capacidade de carga e fator de segurança. Em alguns casos, surgem dúvidas sobre a viabilidade de empregar uma fundação rasa reforçada. Este estudo desenvolveu uma modelagem para solos arenosos, considerando seis parâmetros como variáveis de entrada (densidade do solo, capacidade de carga, resistência ao longo da profundidade, tensão aplicada, fator de segurança e fator de melhoria de carga BCR), que combinados resultaram no tipo de fundação como variável de saída. Utilizou-se o programa MATLAB® R2015a e a ferramenta Fuzzy Logic Toolbox® para criar o sistema inteligente. Os resultados destacam que o fator de segurança e o fator de melhoria de carga BCR exercem uma influência significativa na escolha da fundação. No entanto, para a densidade do solo, os resultados foram inconclusivos, indicando um comportamento semelhante independentemente da densidade. Conclui-se que a modelagem Fuzzy é recomendada para análises preliminares de projeto, cabendo a cada projetista adaptar seu sistema inteligente conforme necessidade.

PALAVRAS-CHAVE: Fundação Rasa, Lógica Fuzzy, Solo Reforçado.

ABSTRACT: In engineering, the use of reinforced shallow foundations is gradually advancing; although experimental and numerical studies address the subject, in practice, the use of geosynthetics as foundation reinforcement is not common. Several factors influence the decision of designers regarding the type of foundation to be used, such as load-bearing capacity and safety factor. In some cases, doubts arise about the feasibility of employing a reinforced shallow foundation. This study developed a modeling approach for sandy soils, considering six parameters as input variables (soil density, load-bearing capacity, resistance along depth, applied stress, safety factor, and base reinforcement load improvement factor BCR), which combined resulted in the type of foundation as the output variable. The MATLAB® R2015a software and the Fuzzy Logic Toolbox® were used to create the intelligent system. The results highlight that the safety factor and the BCR load improvement factor significantly influence the choice of foundation. However, for soil density, the results were inconclusive, indicating similar behavior regardless of density. It is concluded that Fuzzy modeling is recommended for preliminary project analyses, with each designer adapting their intelligent system as needed.

KEYWORDS: Shallow Foundation, Fuzzy Logic, Reinforced Soil.

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, a intensa expansão urbana associada ao grande porte das obras de engenharia provoca uma necessidade cada vez maior de se construir em solos com baixa capacidade de suporte. Em geral, esses maciços menos competentes desenvolvem significativas deformações quando solicitados, o que, em muitos casos, dificulta a execução e a funcionalidade da obra. Particularmente, no caso de obra de pequeno e médio porte, muitas vezes, é possível aplicar técnicas de melhoria ou reforço do maciço de fundação, permitindo utilizar fundações rasas com eficiência e segurança, ou seja, atendendo aos critérios de Estado Limite de Serviço e

Estado Limite Último preconizados pelas normas técnicas. Obviamente, além desses aspectos técnicos, o reforço ou a melhoria do maciço para a utilização de fundações rasas deve considerar o aspecto econômico para garantir viabilidade.

Existem várias técnicas utilizadas para constituição do reforço podendo ser com o aproveitamento do próprio solo do maciço, com a substituição do solo, com a melhoria por correção granulométrica ou adição de ligante, normalmente o cimento ou a cal, ou com a introdução do reforço, normalmente estacas.

O manual brasileiro de geossintéticos, Vertematti (2015) destaca a redução de custos com o uso de geossintéticos na substituição e no aprimoramento das soluções de reforço mais tradicionais. O reforço do solo com geossintéticos é uma técnica versátil que apresenta vantagens como a relação custo-benefício, a simplicidade do processo construtivo e a grande variedade de materiais disponíveis (Pinto, 2003).

De maneira mais generalizada, o uso de geossintéticos como elemento de reforço de fundação rasa isolada pode ser classificado de acordo com o tipo de geossintético a ser utilizado no reforço; com a superfície do terreno adjacente; rigidez relativa maciço vs. fundação; presença de cavidades; nível de assentamento da fundação ou do reforço; e posição ou direção de carregamento.

Nesses tipos de reforços, o material sintético, que se deforma de acordo com a solicitação da estrutura, adiciona uma parcela de resistência à tração ao solo devido ao atrito desenvolvido. Esse efeito, que é talvez um dos mais importantes no mecanismo de interação solo-estrutura-geossintético, ganha destaque quando os ganhos, em termos de capacidade de carga e redução dos recalques, são significativos e a aplicação é economicamente justificada.

2 REFORÇO DE FUNDAÇÃO COM GEOGRELHA

2.1 Aspectos Gerais

O conceito de reforço de solo foi inicialmente introduzido por Vidal (1969) e se consolidou no pioneiro trabalho de Binquet e Lee (1975a, 1975b) com uma avaliação do comportamento de maciço arenoso reforçado com tiras de metal. No decorrer do tempo, com novas exigências e tecnologias em relação ao material, formas e tamanhos, as tiras metálicas foram substituídas por geotêxteis, geocélulas e geogrelhas.

De acordo com Vertematti (2004), os geossintéticos, em particular as geogrelhas, têm sido amplamente utilizados como materiais de reforço em diferentes tipos de obras envolvendo a engenharia geotécnica, como, por exemplo, muros de contenção, aterros, pavimentos e fundações diretas em solo reforçado, sendo este último não muito praticado em âmbito nacional e internacional.

As propriedades do geossintético que podem intervir variam também em função de seu tipo, de sua matéria prima e das condições de contorno. Assim, a correta especificação de um geossintético para reforço começa pelo estudo de suas propriedades relevantes.

Vertematti (2004) afirma que o perfeito desempenho da função de reforço de um geossintético não depende apenas de um correto dimensionamento dos esforços solicitantes de projeto, mas também de sua correta especificação, através de valores adequados de suas propriedades relevantes.

As seguintes propriedades dos geossintéticos podem ser destacadas como relevantes para o desempenho da função de reforço: resistência à tração, alongamento sob tração, taxa de deformação, módulo de rigidez à tração, comportamento em fluência, resistência aos esforços de instalação, resistência à degradação ambiental, interação mecânica com o solo circundante e fatores de redução.

A partir dos trabalhos de Vidal (1969) e Binquet e Lee (1975a, 1975b), pesquisas desenvolvidas com base em testes experimentais e análises numéricas e analíticas investigam o desempenho do solo reforçado, bem como os efeitos de diferentes parâmetros (Figura 1 (a)) no comportamento carga recalque.

Os trabalhos desenvolvidos demonstram que o uso de reforços pode aumentar significativamente a capacidade de carga e reduzir os recalques das fundações superficiais. A Figura 1 (b) apresenta o comportamento carga recalque típico de uma fundação reforçada e sem a inclusão do reforço sintético.

Os principais parâmetros estudados incluem: profundidade da primeira camada de reforço (u), largura do geossintético (b), número de reforços (N), espaçamento entre camadas (h) e espessura total de reforço (d).

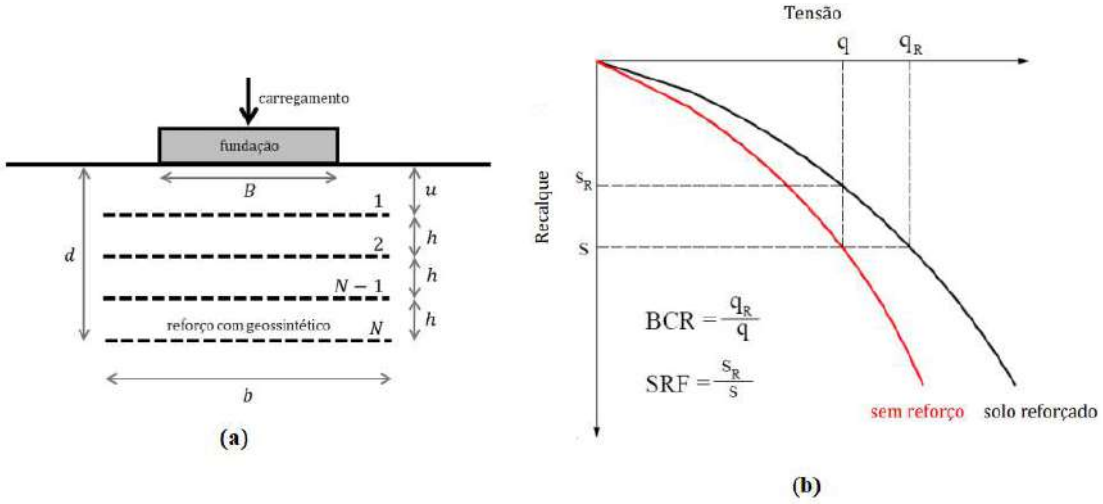


Figura 1. **(a)** Configuração e parâmetros de uma fundação reforçada com geossintético, **(b)** Comportamento carga recalque de fundação reforçada e não reforçada. Fonte: Corrêa, 2021.

2.2 Capacidade de carga em fundações superficiais reforçadas

2.2.1 Critérios de projeto

Para o dimensionamento de fundações rasas com reforços de geossintéticos, Vertematti (2015) sugere calcular a capacidade de carga utilizando um método de equilíbrio limite, considerando o reforço sintético e o recalque por metodologias consagradas na literatura como, por exemplo, a Teoria da Elasticidade. Normalmente, o dimensionamento desse tipo de fundação considera apenas o Estado Limite Último. O esforço no geossintético é limitado pelo menor valor entre a resistência à tração e a resistência ao arrancamento.

Nesse contexto, o adequado desempenho do reforço geossintético não depende apenas do correto dimensionamento, mas também, da correta especificação do material por meio de valores convenientes de suas propriedades relevantes. Para o reforço de fundação superficial, as propriedades relevantes do geossintético são resistência à tração, deformação na ruptura, módulo de rigidez à tração e comportamento à fluência, bem como adesão e ângulo de atrito da interface solo-geossintético.

2.2.2 Estudos analíticos

As soluções analíticas para cálculo da capacidade de carga em solo reforçado são baseadas, essencialmente, no método de equilíbrio limite de esforços (Binquet e Lee, 1795b; Huang e Tatsuoka, 1990;; Huang e Menq, 1997; Wayne et al., 1998; Kumar e Saran, 2003; Michalowski, 2004; Sharma et al., 2009; e Chen e Abu-Farsakh, 2015). Dessa forma, com a inclusão do reforço, é somada uma parcela de resistência na capacidade de carga da fundação em maciço não reforçado.

Entre os métodos presentes na literatura, quatro metodologias merecem destaque: Binquet e Lee (1795b), com um estudo pioneiro na área de reforço de solo, DGGT (1997), com um método prescrito pela norma alemã DIN V 4017-100 e apresentado no Manual Brasileiro de Geossintéticos, Sharma et al. (2009) pelo mecanismo de ruptura semelhante a fundações sobre maciço com dois tipos de solo e Chen e Abu-Farsakh (2015) por englobar o efeito de confinamento e efeito membrana simultaneamente.

2.2.3 Estudos experimentais

Os estudos experimentais buscam determinar, parametricamente, as variações na capacidade de carga das fundações superficiais provocadas pela presença do reforço. Esses trabalhos definem configurações ótimas para largura, profundidade, espaçamento e número de reforços (Corrêa, 2021).

Tais estudos, na sua maioria de modelos físicos em escala reduzida, indicam um aumento da capacidade de suporte de uma fundação rasa e redução dos recalques com a introdução do reforço. Devido às particularidades de cada trabalho, são constatadas algumas diferenças nos valores dos parâmetros ótimos da configuração do reforço. No entanto, algumas conclusões gerais e observações podem ser feitas:

i. A profundidade ótima da primeira camada de reforço está situada entre 0,15B e 0,40B;
ii. Colocando a primeira camada de reforço em uma profundidade maior que a largura da fundação, não ocorre um aumento significativo na capacidade de carga;
iii. A largura ótima do reforço de geossintético varia entre 4B e 6B;
iv. O espaçamento ótimo entre reforços, assim como a profundidade ótima da primeira camada, está situado entre 0,15B e 0,40B;
v. A profundidade vertical total ótima da camada de reforço varia entre 1,3B e 2B;
vi. Aumentando o número de camadas de reforço além de um número específico, de 3 a 5 camadas, não produz um aumento significativo da capacidade de carga;
vii. Os valores de melhoria da capacidade de carga (BCR) se tornam mais expressivos em recalques mais elevados;
viii. Quanto menor a resistência do solo de fundação, maior o valor do BCR, sugerindo que o reforço é mais eficaz em maciço com baixa capacidade de suporte.

Nesse sentido, os estudos experimentais demonstram que o reforço com material sintético constitui uma alternativa para projetar fundações superficiais em maciços com baixa resistência e alta deformabilidade

2.3 Elementos de reforço aplicados em fundações

O intuito deste item é apresentar um panorama geral da evolução na pesquisa do comportamento das fundações reforçadas, apontando relevantes contribuições alcançadas pelos pesquisadores da área.

Segundo Fabrin (1999), os precursores na pesquisa da melhoria da capacidade de carga do solo pelo uso de reforço foram Binquet e Lee (1975a, 1975b), seguidos por Akinmusuru e Akinbolade (1981). Em ambos os trabalhos, os autores analisaram a influência de diferentes variáveis, tais como: número de camadas de reforço, espaçamento entre elas e rigidez do solo. Notaram um aumento da capacidade última do solo reforçado de duas a quatro vezes a capacidade do solo sem reforço.

Binquet e Lee (1975a, 1975b) fizeram vários estudos com modelos reduzidos reforçando um tipo de solo com tiras metálicas, e introduziram o conceito fator de melhoria de carga, o BCR (Bearing Capacity Ratio), definido pela equação 1.

$$BCR = \frac{q_r}{q_{ult}} \quad (1)$$

Onde q_r e q_{ult} são as capacidades de carga do solo reforçado e não reforçado, respectivamente.

3 SISTEMA INTELIGENTE

Nos últimos anos, a utilização de sistemas inteligentes tem despertado grande interesse na resolução de problemas presentes nas indústrias, na robótica, no comércio, na automação de linhas de produção, nas simulações financeiras ou mesmo no dia a dia das pessoas, devido à ausência de certezas em vários aspectos relacionados a estes setores. Dentre as lógicas mais utilizadas, estão as lógicas convencionais booleana, as redes neurais e a Lógica Fuzzy (Hortegal, 2016).

3.1 Lógica *Fuzzy*

A teoria da lógica *Fuzzy* pode fornecer ambos a aproximação racional e sistemática na transferência de experiência e tomada de decisão, bem como melhorar a interpretação dos dados para um problema de

engenharia. Além disso, ela pode representar variáveis incertas ou vagas, e pode modelar a forma de pensar do ser humano, isto é, a forma de obter conclusões baseadas em avaliações subjetivas.

Para a Lógica *Fuzzy*, a definição das chamadas variáveis linguísticas diferentemente da lógica tradicional é de extrema relevância, pois possibilita captar o grau de incerteza presente nessas variáveis e traduzir para um modelo matemático. Esta tradução realizada pela Lógica *Fuzzy* transforma uma variável linguística em um número que a quantifica. Esse valor é denominado valor de pertinência e, é obtido por meio das funções de pertinência. As variáveis reais são associadas a termos linguísticos que são quantificadores atribuídos a uma variável linguística a ser mensurada. Os termos linguísticos associam-se a funções de pertinência, relacionando-os a graus de pertinência, possibilitando um significado numérico. De fato, na Lógica Fuzzy, associa-se um valor μ(p) a uma proposição p, indicando o grau de veracidade dessa proposição.

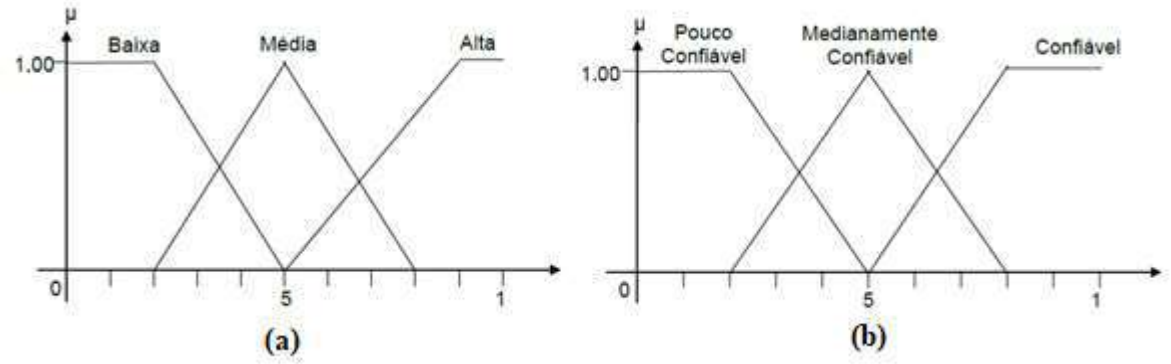


Figura 2. Gráfico de pertinência **(a)** Variabilidade dos Parâmetros, **(b)** Experiência do Projetista.
Fonte: Ramos, 2015.

As funções de pertinência são normalizadas, significando que o máximo valor que assume é sempre igual a 1, correspondendo a 100% de pertinência, enquanto, o mínimo valor é sempre 0, indicando que o valor não pertence ao grupo Ramos (2015).

A definição das funções de pertinência deve ser feita para todas as variáveis envolvidas e impactantes no projeto. Após essa etapa é necessário determinar um conjunto de regras que definem o comportamento das variáveis em função de outras. As regras representam o conhecimento do sistema. Conhecendo-se os valores das variáveis linguísticas, as regras definidas são responsáveis por determinar a ação a ser tomada.

As partes "se" das regras descrevem a situação, cujas regras são projetadas. A parte "então" descreve a resposta do sistema Fuzzy nesta situação. O grau de apoio (DoS) é usado para dar peso a estado de acordo com a sua importância. Por meio da combinação das variáveis linguísticas em função dos seus termos linguísticos, parte "se" das regras, define-se o termo linguístico da variável de saída, parte "então" da regra em questão.

O funcionamento de um Sistema de Lógica *Fuzzy* começa com a fuzzificação dos dados das variáveis linguísticas, os quais podem ser expressos mediante números ou conjuntos *Fuzzy*. Posteriormente, executa-se o processo de inferência Mamdani para cada uma das regras *Fuzzy*. Finalmente, realiza-se o processo de agregação e desfuzzificação.

4 MODELAGEM FUZZY

As regras de fuzzyficação foram elaboradas preliminarmente a partir das considerações por parte do autor e de dados de ensaios do LECIV/UENF, além do conhecimento prático e das formulações amplamente difundidas na engenharia de fundações superficiais.

Foi definido um total de 1.217 regras formuladas a partir das diferentes combinações obtidas entre as variáveis linguísticas de entrada, resultando em uma resposta de saída conforme Tabela 1.

Utilizou-se o programa MATLAB® R2015a (MathWorks Inc. Copyright 1984-2004) e a ferramenta Fuzzy Logic Toolbox® para criação do sistema inteligente.

Através do toolbox Fuzzy Inference System (FIS) foi modelado todo o raciocínio Fuzzy que, é composto por um conjunto de transformadores difusos (variáveis linguísticas), funções de pertinência (membership functions - MFs) e por uma base de regras, que, após o processo de defuzzificação possibilita a visualização da variável ou das variáveis de saída do sistema em termos numéricos e, não mais, qualitativos.

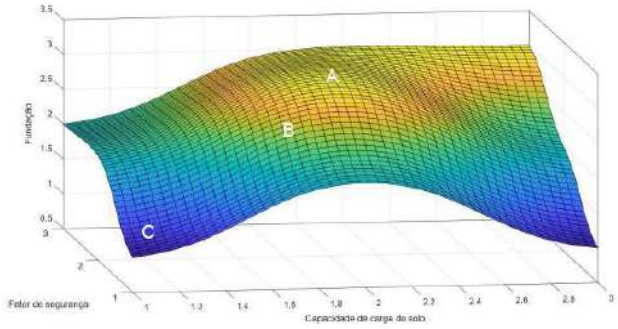
Tabela 1. Definição das variáveis de entrada e saída.

Variáveis de entrada						
1	Compacidade dos solos	Fofa	Pouco Compacta	Mediamente Compacta	Compacta	Muito Compacta
	Valores Nspt	<= 4	5 - 8	9 - 18	19 - 41	>= 41
2	Capacidade de carga do solo	Baixa	Média	Alta		
	Valores em kPa	<= 900	901 – 7600	>= 7601		
3	Resistência do solo ao longo da profundidade	Baixa	Média	Alta		
	Valores média Nspt	<= 10	11 – 20	>= 21		
4	Tensão aplicada	Baixa	Média	Alta		
	Valores em kPa	0 – 100	101 – 299	300 - 400		
5	Fator de segurança	Baixo	Aceitável	Alto		
	Valores	1 – 1,8	1,81 - 3	3,1 - 7		
6	Acréscimo de tensão devido ao geossintético	Baixo	Médio	Alto		
	Valores BCR (%)	0 – 1,4	1,5 – 3,5	3,5 - 5		
Variável de saída						
1	Tipo de fundação	Rasa	Rasa Reforçada	Profunda		
		FR	FRR	FP		

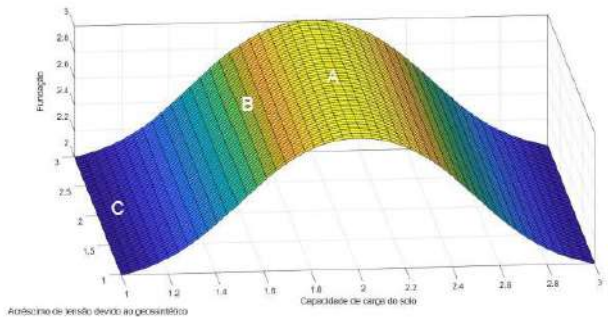
5 RESULTADOS

A Figura 3 apresenta as superfícies de resposta em 3D das diferentes combinações e resultados ao sistema Fuzzy desenvolvido utilizando a inferência de Mamdani. Cada figura representa os resultados de três combinações, sendo duas variáveis de entrada (input) e apenas uma de saída (output); a variável de saída é única, tipo de fundação, para qualquer que seja os dados de entrada.

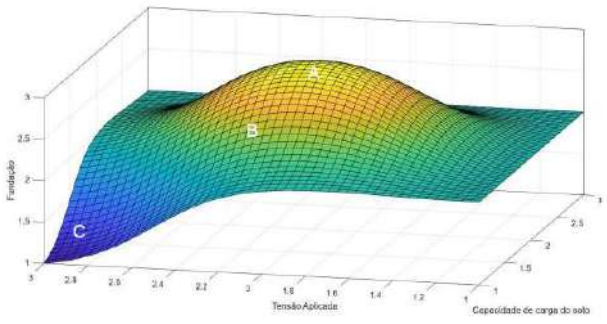
Observa-se nas Figura 3 (a, b, c, d, e e f) as demarcações denominadas de A, B e C, onde representam respectivamente, Fundação Rasa (FR), Fundação Rasa Reforçada (FRR) e Fundação Profunda (FP).



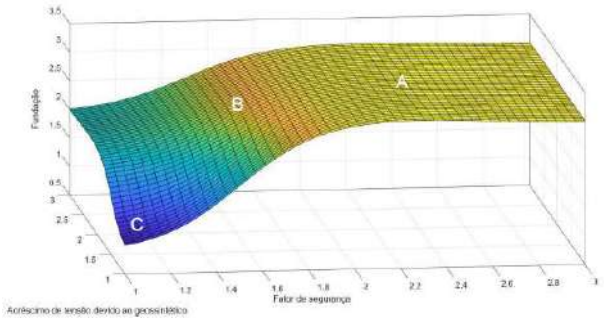
(a) Fator de segurança x Capacidade de carga



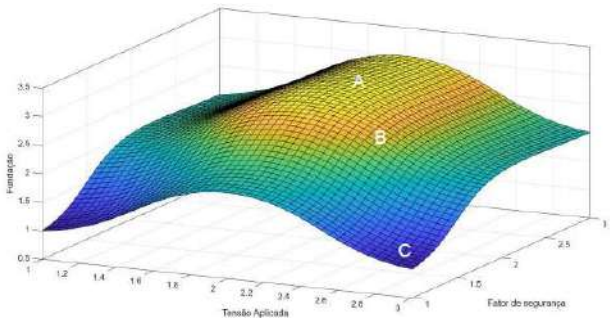
(b) BCR x Capacidade de carga



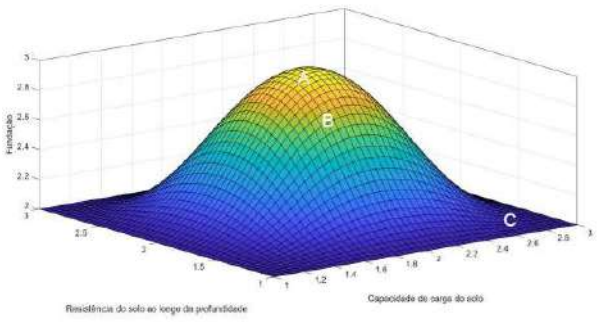
(c) Tensão aplicada x Capacidade de carga



(d) BCR x Fator de segurança



(e) Tensão aplicada x Fator de segurança



(f) Resistência prof x Capacidade de carga

Figura 3. Superfície 3D de resposta.

6 CONCLUSÕES

Este estudo apresenta a modelagem de fundação rasa em maciço reforçado através do toolbox Fuzzy Inference System (FIS) como ferramenta para auxiliar na tomada de decisões do engenheiro geotécnico. Na modelagem 3D é possível combinar duas variáveis de entrada e como saída sempre o tipo de fundação. Através da modelagem 3D foi possível observar:

- A variável fator de segurança (FS) é predominante entre as demais variáveis;
- A variável fator de melhoria de carga (BCR) e carga aplicada possuem uma maior influência na escolha do tipo de fundação a ser utilizada em relação a resistência ao longo da profundidade;
- Observa-se na Figura 3 (d) que com a crescente da variável, fator de melhoria de carga (BCR) devido a inserção do geossintético no maciço a utilização de fundação rasa reforçada FRR é considerada;

No geral, a modelagem Fuzzy mostrou-se ser uma boa ferramenta para auxiliar nas análises de projeto de fundação rasa em maciços reforçados. Este trabalho apresenta uma modelagem com as variáveis consideradas pelos autores como importantes na tomada de decisão da escolha do tipo de fundação, cabe cada projetista a escolha das variáveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Akinmusuru, J. O.; Akinbolade, J. A. Stability of loaded footings on reinforced soil. Journal of Geotechnical Engineerind Division, vol. 107, n° 6, pp. 819-827, 1981.

Binquet, J., Lee, K. L. (1975a). Bearing capacity tests on reinforced earths labs. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. 101 (12), p. 1241 - 1255.

Binquet, J., and Lee, K.L. (1975b). Bearing capacity analysis on reinforced earth slabs. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE. V. 101, No.GT12, p. 1257 - 1276.

Corrêa, B. R. F. (2021). Avaliação da interação solo-estrutura-geossintético em fundações rasas em maciço de solo reforçado com geogrelha. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, Laboratório de Engenharia Civil, Campos do Goytacazes, RJ.

Chen, Q.; Abu-Farsakh, M. (2015). Ultimate bearing capacity analysis of strip footings on reinforced soil foundation. Soils and Foundations, v. 55, n. 1, p. 74 - 85.

DGGT – German Geotechnical Society (1997). Empfehlung für Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO. Ernst & Sohn. Berlin, Alemanha.

Fabrin, T. W. O uso de geossintéticos no reforço de fundações – aplicação ao caso de tubulações enterradas. Tese de mestrado, ITA - São José dos Campos, 219 pág., 1999.

Hortegal, Mylane Viana.; Aplicação da Lógica Fuzzy no Controle do Desempenho de Estacas Hélice Contínua. [Distrito Federal] 2016.

Huang, C. C.; Tatsuoka, F. (1990). Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground. Geotextiles and Geomembranes. 9(1), p. 51 - 82.

Huang, C.C.; Menq, F.Y. (1997). Deep-footing and wide-slab effects in reinforced Sandy ground. Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, ASCE. 123 (1), 30 - 36.

Kumar, A.; Saran, S. (2003). Bearing capacity of rectangular footing on reinforced soil. p. 201 - 224.

Michalowski, R.L. (2004). Limit loads on reinforced foundation soils. Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, ASCE. 130 (4), p. 381 - 390.

Pinto, M. I. M. (2003). Applications of geosynthetics for soil reinforcement. Ground Improvement, 7, 2, p. 61 - 72.

Ramos, B. M. G. (2015). Aplicação da lógica difusa na avaliação do fator de segurança e da capacidade de carga de estacas hélice contínua. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, Laboratório de Engenharia Civil, Campos do Goytacazes, RJ.

Sharma, R.; Chen, Q.; Abu-Farsakh, M.; Yoon, S. (2009). Analytical modeling of geogrid reinforced soil foundation. Geotextiles and Geomembranes. V. 27, p. 63 - 72.

Vertematti J. C. (2015). Manual Brasileiro de Geossintéticos. Editorial Edgard Blücher, 1 ed, São Paulo, Brasil, p. 413.

Vidal, H. (1969). The principle of reinforced earth. Highway Research Record, 282, Washington, D.C.

Wayne, M.H.; Han, J.; Akins, K. (1998). The design of geosynthetic reinforced foundations. In: Proceedings of ASCE's 1998 Annual Convention & Exposition. ASCE Geotechnical Special Publication. 76, p. 1 - 18.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/330

Método de tratamento e descarte de fluido estabilizante utilizado em obras de escavação de contenção – Estudo de caso

Dayse de Paiva
Assistente de Engenharia Civil, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, dayse.paiva@geofix.com.br

Jhonatan Eduardo Dutra Garcia
Engenheiro Civil, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil,jhonatan.garcia@geofix.com.br

Marcio Abreu de Freitas
Engenheiro Civil Geotécnico, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, marcio.freitas@geofix.com.br

RESUMO: Nos cenários de urbanização intensa e otimização de espaço nas grandes cidades, as estruturas para contenção de solos se tornaram fundamentais. Dentre os variados tipos, destaca-se a parede diafragma. A execução desse tipo de estrutura demanda o uso de fluidos estabilizantes para escavar os painéis, sendo a lama bentonítica um dos mais versáteis. Composta por água e argila bentonita (pertencente à família das montmorilonitas) extraída de depósitos naturais, essa lama exibe propriedades tixotrópicas, conferindo-lhe características impermeabilizantes. Contudo, para realizar o descarte desse fluido após a sua utilização em obras, desenvolveu-se o processo de Floculação. Esse procedimento consiste na separação da argila e água, permitindo o retorno da argila para a natureza através do descarte em aterros de classe II-B, enquanto a água resultante requer tratamento antes de ser descartada em rede de águas pluviais, seguindo a resolução 430/2011 do CONAMA. Desse modo, este artigo apresenta um estudo de caso de uma obra com certificação LEED, localizada em São Paulo/SP, na qual a parede diafragma foi empregada como sistema de contenção. A eficácia do tratamento da água utilizada foi desenvolvida, aplicada e testada através de ensaios laboratoriais, comprovando sua eficiência em questão.

PALAVRAS-CHAVE: Lama bentonítica; Contenção; Parede diafragma; Floculação; Tratamento de efluente.

ABSTRACT: In scenarios of intense urbanization and optimization of space in large cities, soil retention structures have become fundamental. Among the various types, diaphragm walls stand out. The construction of this type of structure requires the use of stabilizing fluids to excavate the panels, with bentonite slurry being one of the most versatile. Composed of water and bentonite clay (belonging to the montmorillonite family) extracted from natural deposits, this slurry exhibits thixotropic properties, giving it waterproofing characteristics. However, to dispose of this fluid after its use in construction, the Flocculation process was developed. This procedure involves separating the clay and water, allowing the clay to return to nature through disposal in Class II-B landfills, while the resulting water requires treatment before being discharged into stormwater networks, following CONAMA Resolution 430/2011. Thus, this article presents a case study of a LEED-certified project located in São Paulo/SP, Brazil, where diaphragm walls were employed as a containment system. The effectiveness of the water treatment used was developed, applied, and tested through laboratory tests, proving its efficiency.

KEYWORDS: Bentonite slurry; Soil Containment; Diaphragm wall; Flocculation; Effluent treatment.

1 INTRODUÇÃO

O descarte de resíduos sólidos gerados em construções, é um dos principais assunto quando trata-se de questões referentes ao impacto ambiental na indústria da construção civil. Com o aumento das preocupações ambientais, surge a necessidade de optar por métodos que minimizam as consequências do despejo irregular

desses materiais. A título de exemplo, em atividades como escavação de parede diafragma e estacas escavadas, é utilizada a lama bentonítica durante o processo, sendo necessário o controle do descarte desse resíduo após o uso. Entretanto, devido à sua característica tixotrópica, o descarte da lama pode causar problemas de impermeabilização do solo destinado a receber esse material. Desse modo, para evitar danos ambientais após o descarte, surge a necessidade de realizar o processo de floculação da lama, separando-a da água para ser misturada ao solo. Contudo, para a água empregada nesse procedimento ser descartada de modo correto em rede pluvial ou reutilizada, é importante realizar o tratamento desse fluido, com a finalidade de remover os resíduos existentes para posterior descarte regular.

Com o propósito de propiciar maior percepção referente ao estudo apresentado no seguinte trabalho, será demonstrado um caso de obra realizada na cidade de São Paulo/SP, no qual utilizou-se um método para tratar a água empregada na escavação de parede diafragma, elemento executado em serviço de contenção.

1.1 Lama Bentonítica e suas propriedades

Com granulometria ultrafina, as bentonitas são argilo-minerais pertencentes à família das montmorilonitas. Encontradas em depósitos naturais, as principais jazidas de bentonita em operação no Brasil estão localizadas no Estado da Paraíba, no município de Boa Vista. Devido a sua alta capacidade de inchamento, característica responsável por evitar o desmoronamento do solo, a bentonita é utilizada para garantir a estabilidade durante o processo de escavação. Em relação a sua formação, esses argilo-minerais possuem uma ponte catiônica, o que permite distinguir entre bentonitas sódicas (empregadas na execução de fundações) e cálcicas (produzem lamas pouco estáveis), dependendo do cátion permutável presente (CAPUTO, 1980). A combinação de bentonita com água pura, e com o auxílio de misturadores de alta turbulência, desencadeia reações de hidratação e expansão das partículas de bentonita, resultando na formação de uma suspensão coloidal, que é responsável pelo efeito estabilizante da lama.

Quando misturada com água, a bentonita apresenta duas características que determinam a sua utilização na técnica de escavação. A formação do "Cake" é uma característica das argilas montmorilonitas. Isso envolve a criação de uma fina camada ao longo da parede da escavação, que age como uma espécie de "impermeabilização" da superfície, permitindo a aplicação de uma pressão de dentro para fora da escavação para mantê-la estável (MAFFEI, 1998).

A segunda característica é conhecida como Tixotropia. Essa propriedade refere-se à capacidade do material de sofrer uma transformação isotérmica e reversível em sua viscosidade, ou seja, comportar-se como um fluido quando agitado e como um gel quando em repouso.

Utilizada como fluido estabilizante durante a escavação de parede diafragma, a lama bentonitica desempenha um papel crucial ao fornecer suporte por meio de empuxo ativo, além de manter os detritos da desagregação do terreno suspensos ao longo de todo o processo, minimizando assim a deposição no fundo da escavação ou nas tubulações (apenas no caso da lama Bentonítica), e sendo facilmente bombeável dando lugar ao concreto durante a concretagem (SAES, 1998).

2 RECICLAGEM DA LAMA BENTONÍTICA

O método de reciclagem da lama bentonitica tem como finalidade de reduzir a quantidade de areia e outros resíduos sólidos suspensos que se incorporam na mistura durante a escavação. No entanto, apesar de separar a lama dos demais componentes no decorrer da reciclagem, as propriedades físico-químicas da bentonita são mantidas, garantindo assim a utilização da mesma lama bentonitica na escavação de outros painéis na própria obra, resultando na diminuição da quantidade de água e material a ser descartado.

2.1 Processo de reciclagem

O processo começa no reciclador (Figura 1), responsável por agitar a lama - acrescida das partículas do solo (areia, argila, silte etc.) - sobre peneiras vibratórias, que removem os sólidos de maiores dimensões. Logo após, é necessário separa os materiais de diferentes densidades. Para isso, a lama é bombeada até o ciclone (de circulação forçada) até que o material esteja “limpo”. Ao concluir essa etapa, a lama está adequada para ser armazenada em silos, ao passo que os materiais resultantes da reciclagem e provenientes da escavação são descartados.

Figura 1 **–** Vista do Reciclador

2.2 Reutilização e descarte adequado

Com a reutilização do fluido estabilizante durante escavações, seja dos painéis da parede diafragma ou estacas escavadas, esse material poderá apresentar alterações na quantidade de partículas de outras argilas existentes no solo incorporadas, aumentando assim a sua densidade. Desse modo, a lama bentonitica poderá exceder os limites estabelecidos pela ABNT NBR 6122/2019, conforme apresentado na Tabela 1.

PROPRIEDADES	VALORES	EQUIPAMENTOS
Densidade	1,025g/cm³ a 1,10 g/cm³	Densímetro
Viscosidade	30s a 90s	Funil de marsh
pH	7 a 11	Indicador de pH
Teor de areia	≤3%	Baroid sand ou similar

Tabela 1 **–** Propriedades da lama bentonítica **–** ABNT NBR 6122/2019

Caso os níveis de partículas incorporadas a lama estejam além da quantidade máxima definida, o descarte não será permitido em qualquer aterro e, apesar de ser um material inerte, a lama possui propriedade "impermeabilizante", não atendendo, portanto, aos critérios da Classe II B da ABNT 10004.

Desse modo, para realizar o descarte adequado, atendendo aos fatores definidos na ABNT NBR 10004 e na resolução CONAMA 430/2011, é necessário misturar um material floculante à lama bentonítica para separá-la, possibilitando assim o descarte correto. Essa mistura é feita através de um floculador, vide figura 2, processo conhecido como Floculação.

Figura 2 - Vista do floculador

Após a floculação, a água resultante do processo é tratada e, posteriormente, direcionada para redes pluviais. Considerada adequada para reutilização, podendo também ser utilizada em serviços da obra, tais como: lavagem de materiais, equipamentos, irrigação de áreas verdes, entre outros. Ademais, o descarte do material sólido derivado do processo poderá ser feito junto com o material escavado e destinados ao aterro conforme procedimentos regulamentados.

3 CLASSIFICAÇÃO DOS RESÍDUOS

Visando um gerenciamento adequado, a ABNT NBR 10004 estabelece especificações referentes aos potenciais riscos ao meio ambiente e à saúde pública dos resíduos sólidos, classificando-os conforme características apresentadas. Sendo assim, os resíduos são classificados em: a) resíduos classe I - perigosos; b) resíduos classe II - não perigosos, subdivididos em resíduos classe II A - não inertes e resíduos classe II B - inertes.

Em virtude da propriedade de não apresentar alterações físicas, químicas ou biológicas ao entrar em contato com água destilada ou deionizada, a lama bentonítica é classificada como um resíduo inerte classe II B. Isso ocorre porque as montmorilonitas sódicas têm capacidade de expansão e possuem características impermeabilizantes que, em contato com o solo, podem representar um risco ambiental se o descarte for feito de maneira irregular. Embora não seja considerado como um material perigoso entre as classes mencionadas, é de suma relevância o tratamento adequado desse fluido estabilizante antes do descarte.

3.1 Regras para descarte de resíduos e efluentes

De acordo com a Resolução CONAMA 430/2011, caracterizam-se como efluentes os despejos líquidos oriundos de atividades ou processos. Sendo assim, para garantir o descarte e lançamento de efluentes de modo adequado, a Resolução mencionada estabelece padrões e exigências, de forma que não prejudique o meio ambiente. Para tanto, o lançamento em corpos receptores só poderá ocorrer após a passagem desses efluentes pelo tratamento necessário, seguindo as condições definidas. Entretanto, em casos em que as metas obrigatórias progressivas, intermediárias e finais do enquadramento não sejam atendidas, os efluentes não podem ser despejados no corpo hídrico superficial designado a recebê-los.

Conforme os padrões exigidos pela Resolução, descritos no Art. 16, destacam-se as condições para o lançamento de efluentes, os quais estabelecem que o pH dos efluentes deve estar entre 5 e 9, e a temperatura deve ser inferior a 40°C, não excedendo uma variação de 3°C em relação à temperatura do corpo receptor na zona de mistura. É permitida a presença de até 1 mL/L de materiais sedimentáveis em um teste de 1 hora em cone Imhoff. Em casos de lançamentos em lagos e lagoas, onde é praticamente nula a velocidade de circulação, os materiais sedimentáveis devem estar virtualmente ausentes. A vazão máxima permitida para o lançamento deve ser de até 1,5 vezes a vazão média do período de atividade diária do agente poluidor, exceto em casos em que há permissão da autoridade competente.

4 DESCARTE E MEIO AMBIENTE

O processo de tratamento e descarte da lama bentonítica é de suma importância quando o assunto é sustentabilidade e, realizando-os de maneira correta de acordo com as diretrizes estabelecidas de reciclagem do material, esses procedimentos podem trazer impactos positivos ao meio ambiente.

O descarte desse material tratado em aterros regulamentados diminui significativamente os efeitos que as propriedades físico-químicas da bentonita podem causar no solo. O tratamento correto e o direcionamento da lama bentonítica a depósitos apropriados, evita a extinção de seres da fauna e flora, uma vez que, por possuir a característica de formação de "Cake", esta pode causar preenchimento dos solos em locais não autorizados para destinação do descarte. Além disso, ao passar pelo processo de reciclagem antes do descarte, os componentes que tornam a lama bentonítica mais densa e, por conseguinte, com uma maior velocidade de sedimentação são retirados, evitando assim a possibilidade de provocar o impedimento da oxigenação, caso esse material seja descartado de forma irregular em corpos receptores.

Com o aumento da utilização da lama bentonítica na construção civil, diversos métodos estão sendo desenvolvidos para aproveitar o material após o tratamento. Uma dessas técnicas refere-se à forma de acomodar os resíduos em aterros. Devido à sua alta plasticidade, baixa permeabilidade e capacidade de troca

de cátions, a lama bentonítica pode ser uma alternativa sustentável na aplicação em aterros, atuando como impermeabilizante do solo nesses locais.

5 CASO DE OBRA - TRATAMENTO E DESCARTE DE FLUÍDO ESTABILIZANTE UTILIZADO NA EXECUÇÃO DE PAREDE DIAFRAGMA MOLDADA "IN LOCO" PARA CONTENÇÃO

Para viabilizar a construção de um edifício comercial com cinco subsolos, situado na zona Sul da cidade de São Paulo, foi realizada a contenção em parede diafragma atirantada com o intuito de conter os esforços e as tensões provenientes do solo durante a fase de escavação. Para isso, foram instalados aproximadamente 1.001,78 m³ de painéis com espessura de 40cm "moldados in loco" seguindo todo o perímetro útil do terreno.

Para a construção da estrutura de contenção, foram executados 47 painéis com comprimentos variando de 13,50 a 16,50 metros, e com larguras variando de 3,20 a 5,20 metros, dependendo da disposição dos tirantes. Para avaliar as características do solo, foi realizada sondagem utilizando equipamento rotativo e percussivo. Essa análise proporcionou dados sobre o nível do terreno, situado entre as cotas +100,01 metros e +101,22 metros, além da identificação e caracterização das camadas de solo presentes.

Com o intuito de analisar o solo encontrado na região, utilizou-se a sondagem S4 (figura 3) em questão. A camada subsequente, com cerca de 5 (cinco) metros de profundidade da camada mencionada anteriormente, consistia em solo de areia fina argilosa, fofa a medianamente compacta e cinza. Logo após, a uma profundidade de 13,52 metros do nível do terreno, identificou-se um solo composto por silte arenoso argiloso, micáceo, medianamente compacto a muito compacto, de coloração cinza e amarela (solo residual).

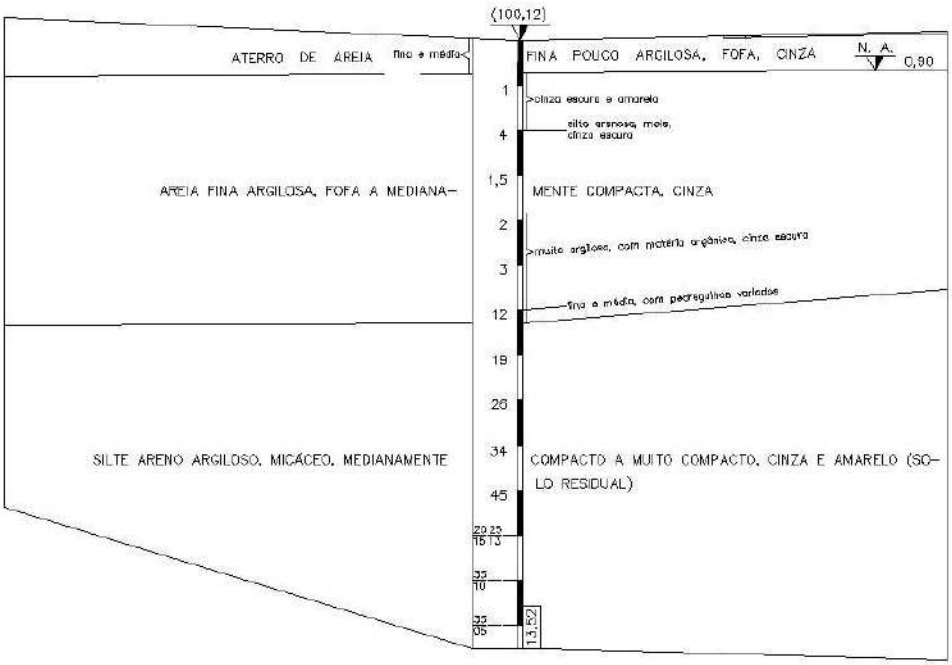


Figura 3 – Sondagem S4

Para garantir a estabilidade no processo de escavação dos painéis da parede diafragma, foi utilizada a lama bentonítica como fluido estabilizante. Com o objetivo de realizar o descarte ambientalmente correto da lama após o processo de escavação, seguindo as diretrizes estabelecidas na Resolução CONAMA 430/2011, foi adotado o método de floculação, garantindo assim o tratamento da água utilizada no procedimento.

A fim de separar a argila bentonítica da água, foi utilizado o Floculador, responsável por agitar e aglomerar as partículas. No processo de Floculação, o motor-redutor do floculador aciona a haste central e as palhetas, iniciando a agitação dessa mistura, conforme figura 4. Ao adicionar o material floculante, observou-se a formação de flocos que, por serem mais densos água, passam pelo processo de decantação no fundo do

reservatório após etapa de agitação.

Após retirar o material solido do Floculador, foi realizada a mistura com o solo derivado do processo de escavação e, posteriormente, descartados em aterro. Entretanto, é necessário realizar o tratamento da água proveniente do processo de floculação. Para isso, a água residual passou por um processo de filtragem, utilizando o filtro de brita e, em seguida, destinada ao coagulador. Nessa etapa, foi adicionado coagulante na água em repouso, sendo submetida logo depois ao processo de agitação para mistura dos elementos até formar flocos, como mostrado na figura 5.

Figura 4 – Processo de mistura na etapa de floculação

Figura 5 – Amostra de afluente após coagulação

Para retenção dos flocos de menor dimensão formados por suspensão coloidal, a água residual foi encaminhada ao filtro de areia tratada (figura 6), o qual realiza a filtragem de forma inversa, ou seja, de baixo para cima. Devido a essa condição, o filtro demanda de uma maior pressão para superar a carga da areia. Desse modo, o processo foi dado como finalizado, o qual foi possível obter uma água própria para reuso, conforme classificação CONAMA 430/2011.

Figura 6 - Filtragem em filtro pressurizado de areia tratada

6 RESULTADOS ANALÍTICOS

A fim de avaliar a eficácia do procedimento executado, foram coletadas amostras em diferentes períodos do processo. A primeira coleta refere-se ao fluido estabilizante utilizado na escavação, antecedendo a entrada no processo de floculação. Já a segunda amostra, corresponde ao fluido após a fase de floculação e tratamento da água residual. A tabela 2 apresenta os valores obtidos em ambas as amostragens, comparando-as com os valores dos parâmetros estabelecidos pela Resolução CONAMA 430/2011.

PARÂMETRO	CONAMA Nº 430 - art 16	Resultado Analítico 1 *(amostra de lama bentonítica)*	Resultado Analítico 2 *(amostra de efluente tratado)*
Fluoreto	10 mg/L	0,897 mg/L	1,014 mg/L
Sólidos Sedimentáveis	1 mL/L	850 mL/L	0,2 mL/L
Óleos Minerais	20 mg/L	<5,0 mg/L	<5,0 mg/L
Óleos Vegetais e Gorduras Animais	50 mg/L	<5,0 mg/L	<5,0 mg/L
Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)	---	54,0 mg/L	<2,0 mg/L
Cianeto Total	1 mg/L	<0,02 mg/L	<0,02 mg/L
Cianeto Livre	0,2 mg/L	<0,02 mg/L	<0,02 mg/L
Nitrogênio Amoniacal Total	20 mg/L	<5,0 mg/L	<5,0 mg/L
Sulfeto	1 mg/L	<0,05 mg/L	<0,05 mg/L
Fenóis Totais (Índice de Fenóis)	0,5 mg/L	<0,15 mg/L	<0,15 mg/L
Demanda Química de Oxigênio (DQO)	---	1038,6 mg/L	33,2 mg/L
Arsênio (As)	0,5 mg/L	<0,010 mg/L	<0,010 mg/L
Bário (Ba)	5 mg/L	1,118 mg/L	0,056 mg/L
Boro (B)	5 mg/L	<0,010 mg/L	<0,010 mg/L
Cádmio (Cd)	0,2 mg/L	0,001 mg/L	<0,001 mg/L
Chumbo (Pb)	0,5 mg/L	0,067 mg/L	<0,010 mg/L
Cobre Dissolvido (Cu)	1 mg/L	0,051 mg/L	<0,009 mg/L
Cromo (Cr)	---	0,233 mg/L	<0,010 mg/L
Cromo Hexavalente	0,1 mg/L	0,05 mg/L	<0,05 mg/L
Cromo Trivalente	1 mg/L	0,233 mg/L	<0,010 mg/L
Estanho (Sn)	4 mg/L	<0,010 mg/L	<0,010 mg/L
Ferro Dissolvido (Fe)	15 mg/L	11,889 mg/L	<0,010 mg/L
Manganês Dissolvido (Mn)	1 mg/L	2,013 mg/L	<0,010 mg/L
Mercúrio (Hg)	0,01 mg/L	<0,00020 mg/L	<0,00020 mg/L
Níquel (Ni)	2 mg/L	0,075 mg/L	<0,010 mg/L
Prata (Ag)	0,1 mg/L	<0,010 mg/L	<0,010 mg/L
Selênio (Se)	0,3 mg/L	<0,010 mg/L	<0,010 mg/L
Zinco (Zn)	5 mg/L	0,655 mg/L	<0,010 mg/L
Benzeno	1,2 mg/L	<0,010 mg/L	<0,010 mg/L
Clorofórmio	1 mg/L	0,017 mg/L	0,017 mg/L
Dicloroetenos (1,1-Dicloroeteno + Cis-1,2-Dicloroteno + Trans-1,2-Dicloroeteno)	1 mg/L	<0,0020 mg/L	<0,0020 mg/L
Estireno	0,07 mg/L	<0,0020 mg/L	<0,0020 mg/L
Etilbenzeno	0,84 mg/L	<0,0010 mg/L	<0,0010 mg/L
Tetracloreto de Carbono	1 mg/L	<0,0010 mg/L	<0,0010 mg/L
Tricloroeteno	1,00 µg/L	<1,00 µg/L	<1,00 µg/L
Tolueno	1,2 mg/L	<0,0010 mg/L	<0,0010 mg/L
Xilenos Totais	1,6 mg/L	<0,0020 mg/L	<0,0020 mg/L
pH	5-9 -	6,5 -	8,15 -
Temperatura da Amostra	40 °C	24,8 °C	24,2 °C
Materiais Flutuantes	Ausente P/A	Ausente -	Ausente -

Tabela 2 – Resultados analíticos das amostras

Dentre os resultados obtidos das amostras coletadas, é possível analisar uma alteração positiva em relação aos parâmetros exigidos, conforme destacados em vermelho na tabela abaixo. Observou-se uma diminuição significativa em relação aos valores de sólidos sedimentáveis, que diminuíram de uma porção de 850 mL/L para 0,2 mL/L. Além disso, foi observada uma redução nos níveis de diversos metais pesados, como chumbo e manganês, adequando-se aos padrões exigidos pela Resolução CONAMA 430/2011.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A proposta presente nesse trabalho, a criação de um método efetivo para o tratamento da lama bentonítica, permite concluir e sugerir direções para futuras pesquisas nesse campo, tendo como princípio a utilização da lama bentonítica como fluido estabilizante em obras de escavação de contenção.

Inicialmente, foram apresentadas características da bentonita e propriedades quando em contato com a água, formando assim a argila bentonítica, sendo demonstrado o seu desempenho como fluido estabilizante em processos de escavação. Para uma análise prática e detalhada, foi apresentado um estudo de caso que

aplicou o método de tratamento do fluido estabilizante e do efluente, através do processo de floculação, como principal abordagem para o desenvolvimento do estudo, seguindo as diretrizes da Resolução CONAMA 430/2011 e as especificações da ABNT NBR 10004.

Considerando o tratamento utilizado e, ao seguir as normas mencionadas para o descarte dos resíduos e efluentes gerados pela utilização da lama bentonítica, é possível garantir a redução do impacto ambiental, assegurando que esses produtos não afetem negativamente os ecossistemas. A busca por alternativas que preservem e diminuam o impacto causado no meio ambiente é de suma relevância na área da construção civil, a fim de tornar construções cada vez mais sustentáveis e adequadas aos padrões e regulamentações exigidas pelas normas dirigentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de execução de fundações e geotecnia - Práticas recomendadas**. 1 ed. São Paulo, Pini, 2012.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 - **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2010.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10004 - **Resíduos Sólidos - Classificação**. Rio de Janeiro. 2004.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente (MMA). Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). **Resolução CONAMA Nº 430, de 13/05/2011.** Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes.

CAPUTO, H.P. **Mecânica dos solos e suas aplicações:** Fundamentos. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc Editora, 1996. 244 p.

FARECE et al., **A argila bentonítica atuando como impermeabilizante em base de aterros sanitários**. Revista Engenharia de Interesse Social, Minas Gerais, Vol. 1, Num. 1, p. 1-12, 2016.

MAFFEI, C. E. M.; *et al.* **Análise, projeto e execução de escavações e contenções.** In: HACHICH, Waldemar et al. (Org.). Fundações: Teoria e prática. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. cap. 15, p. 537-581.

MAGALHÃES, M.S. **Dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas utilizando os métodos de equilíbrio limite e elementos finitos**. 2015. 189 p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) - Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2015. Disponível em: <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/Busca_etds.php?strSecao=resultado&nrSeq=26066@1>. Acesso em: 18 mar. 2018.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO Jr, A. **Obras de contenção: Tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas**. In: HACHICH, Waldemar et al. (Org.). Fundações: Teoria e prática. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. cap. 13, p. 497-516.

SAES, J. L.; *et al.* **Execução de fundações profundas.** In: HACHICH, Waldemar et al. (Org.). Fundações: Teoria e prática. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. cap. 9, p. 329-408.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/331

Método PDR Aplicado à Previsão de Capacidade de Carga em Fundações Estaqueadas

Alex Sandro Amâncio Silva
Engenheiro Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil, alex.sandro.04@hotmail.com

Jean Rodrigo Garcia
Professor Doutor, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil, jean.garcia@ufu.br

RESUMO: O crescimento acelerado dos grandes centros urbanos, tem levado a um aumento na verticalização das construções e por consequência a busca por sistemas de fundação que garantam a eficiência e segurança destas. Fundações rasas e profundas cooperando entre si, tem sido considerada no projeto destas construções como uma alternativa ao projeto convencional (grupo de estacas). Nesse contexto, este artigo analisa por meio do método PDR (Poulos, Davis e Randolph) quatro casos de fundações estaqueadas compostos por 1, 2, 3 e 4 estacas e que foram ensaiadas experimental e numericamente. Assim, foi possível avaliar a capacidade do método na previsão da curva carga-recalque tri linear dessas fundações que consideram a contribuição do contato bloco-solo juntamente à capacidade de carga do sistema. O método PDR possibilitou obter com êxito as curvas carga-recalque das fundações analisadas instaladas em solo tropical do Brasil, exceto no grupo contendo duas estacas. Assim, verificou-se que a geometria do contato bloco-solo e a disposição do grupo de estacas influenciam significativamente no comportamento da fundação e consequentemente na obtenção da curva carga vs recalque desta.

PALAVRAS-CHAVE: Contato bloco-solo, radier estaqueado, método PDR, fundação mista.

ABSTRACT: The quick growing of large urban centers has caused an increase in the verticalization of buildings and, as a result, the search for foundation systems that ensure their performance and safety. Shallow and deep foundations working together have been considered in the design of these buildings as an alternative to the conventional design (pile group). In this context, this paper analyzes by means of the PDR method (Poulos, Davis and Randolph) four cases of piled foundations composed by 1, 2, 3 and 4 piles and that were experimentally and numerically tested. Thus, it was possible to evaluate the ability of the method in predicting the tri-linear load-settlement curve of these foundations that consider the contribution of the cap-soil contact along with the bearing capacity of the system. The PDR method made it possible to successfully obtain the load-settlement curves of the analyzed foundations installed in tropical soil of Brazil, except in the group containing two piles. Thus, it was verified that the geometry of the cap-soil contact and the arrangement of the pile group significantly influence in the foundation behavior and consequently in obtaining the load vs. settlement curve of the foundation.

KEYWORDS: cap-soil contact, piled raft, PDR method, sharing foundation.

1 INTRODUÇÃO

Devido as fundações rasas e profundas possuírem formas distintas de transferência de carga ao solo, a associação destas fundações para desempenharem capacidade de carga em conjunto deve ser cuidadosamente avaliada. Nesse aspecto, o uso da técnica radier estaqueado vem se tornando uma alternativa bastante eficaz para analisar a interação da fundação levando em consideração o contato bloco-solo. Frequentemente, grandes projetos de fundações estaqueadas são dimensionados como grupo de estacas, não sendo considerado no seu dimensionamento a contribuição do contato bloco-solo. Apesar disso, é comum serem denominados equivocadamente de “radier estaqueado”. Sabe-se que o contato bloco-solo exerce significativas mudanças no comportamento das fundações profundas, onde as tensões normais sobre o solo subjacente à fundação alteram a forma como as tensões cisalhantes se desenvolvem, ou seja, há uma mudança no compartilhando de carga

entre os elementos superficial e profundo. Isso pode melhorar o desempenho dessa fundação quanto ao recalque e a capacidade de carga, dependendo das condições de instalação, geometria e resistência do solo.

O contato do radier com o solo foi tema de estudo de vários autores (Ottaviani, 1975; Viggiani et al., 2012; Wu et al., 2002) que analisaram que além do efeito radier-solo influenciar o comportamento de fundações em radier estaqueado (Figura 1), o fator de segurança de um radier estaqueado poderá ser ligeiramente menor que a soma dos fatores de segurança do radier e do grupo de estacas, quando considerados isoladamente.

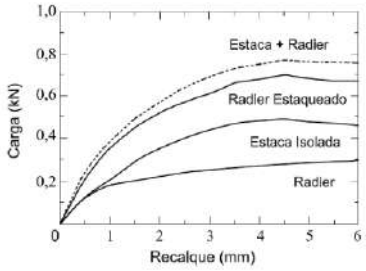


Figura 1. Curvas carga *vs* recalque para radier isolado, estaca isolada, radier estaqueado e para a soma algébrica das parcelas isoladas de radier e estaca (Wu et al. 2002).

Nesse sentido, avalia-se nesse artigo a aplicação do método PDR (Poulos, Davis e Randolph) na análise do comportamento carga *vs* recalque de fundações em radier estaqueado. Para tanto, esse método é empregado em resultados de prova de carga realizadas em blocos estaqueados de 1, 2, 3 e 4 estacas, ensaiados por Garcia & Albuquerque (2019). O ensaio de prova de carga em blocos estaqueados é incomum, daí a relevância do presente estudo. O método usa equações de autoria de Poulos & Davis (1980) e Randolph (1994) para desenvolver uma curva carga *vs* recalque tri linear (Figura 2), a fim de prever a capacidade de carga de uma fundação em radier estaqueado.

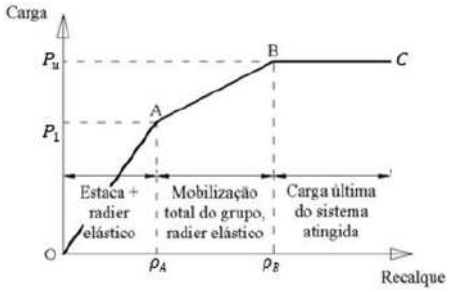


Figura 2. Curva carga *vs* recalque (adaptado de Poulos, 2016).

Portanto, se busca obter a assertividade desse método na análise de fundações em bloco estaqueado assentes em solo tropical do Brasil, ou seja, considerando a contribuição do contato bloco-solo na capacidade de carga da fundação. Observação que pode vir a ser útil para fomentar o meio técnico-científico com diretrizes à elaboração de projetos, procedimentos e técnicas executivas, uma vez que esse tipo de fundação não está contemplado pelas normas brasileiras.

1.1 Radier Estaqueado

Os primeiros estudos envolvendo o emprego de radiers estaqueados foi desenvolvido por Kishida & Meyerhof (1965). No presente estudo ou autores considera a contribuição do bloco apoiado no solo, em que a capacidade de carga da fundação seria a soma da capacidade de carga do radier com a do grupo de estacas, isso para estacas com espaçamento elevado (s > 4d). Para estacas pouco espaçadas, ocorreria uma ruptura de todas as estacas em conjunto com o solo contido entre elas.

Um estudo pioneiro sobre radiers estaqueados foi desenvolvido por Poulos (1968), que fez uma análise teórica do comportamento carga *vs* recalque de uma fundação com a presença de um radier rígido em contato com o solo, este definido como semiespaço elástico, associado a uma estaca isolada. O autor concluiu que, quanto menor o comprimento da estaca em relação ao seu diâmetro (L/d), maior a influência do contato na redução de recalques.

No Brasil, o edifício Akasaka construído na cidade de São Paulo foi tema de estudo de Cunha et al. (2001) acerca da fundação estaqueada do edifício. Segundo o autor foi proposto para o projeto inicialmente fundações em sapatas isoladas, mas uma das sapatas sob o pilar com maior carga estava com um recalque muito elevado. Surgiu, então, a ideia de se utilizar uma sapata estaqueada com o intuito de elevar o fator de segurança. Com isso, ao adicionar as estacas o fator de segurança, passou de 1,57 para 2,25, além de reduzir o recalque, de cerca de 50 mm para no máximo 30 mm. Dessa forma, a fundação superficial passaria a suportar aproximadamente 35 % do carregamento total, enquanto as estacas seriam responsáveis por cerca de 65 %.

1.2 Método PDR

O método PDR surge a partir de ideias acerca da solução elástica para o recalque de uma estaca com um elemento superficial a ela ligada, e de um radier estaqueado como um conjunto de diversas estacas com um elemento superficial interagindo entre si. Ideia essa, que com uma metodologia simples de estimativa de compartilhamento de carga entre radier e estacas, originou o chamado método PDR. Esse método considera o modelo tri linear (Figura 2) para descrever o comportamento da curva carga – recalque de um radier estaqueado, onde a rigidez do conjunto (radier + estaca) pode ser estimada por meio da equação (1):

$$K_{PR} = \frac{K_{PG} + K_R\,(1 - 2\alpha_{RP})}{1 - (K_R / K_{PG})\alpha_{RP}{}^2} \quad (1)$$

Em que: K_{PR}, K_R, K_{PG} são as rigidezes do radier estaqueado; radier isolado e do grupo de estacas; α_{RP} é o fator de interação radier-estaca.

A rigidez do radier isolado pode ser determinado a partir da metodologia de Clancy & Randolph (1993) de acordo com a equação (2):

$$K_R = \frac{4E_r B_r t^3 (1 - \nu_s{}^2)}{3\pi E_s L_r{}^4} \quad (2)$$

Em que: E_r é o módulo de Young do radier; B_r é o menor lado do radier; L_r é o maior lado do radier; E_s é o módulo de Young do solo; ν_s é o coeficiente de Poisson do solo.

Já a rigidez do grupo de estaca (K_{PG}) em relação ao solo é determinada pela equação (3) de Fleming et al. (1992) descrita a seguir:

$$K_{PG} = K_P(n)^{1-e} \quad (3)$$

Na qual: n é o número de estacas e o expoente varia de 0,3 a 0,5 para estacas de atrito; $n \geq 0{,}6$ para estacas de ponta.

As rigidezes foram obtidas numericamente por Garcia & Albuquerque (2021) e experimentais por Garcia & Albuquerque (2019), conforme apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Rigidezes numérica e experimental.

Rigidez	Ensaio	1 estaca	2 estacas	3 estacas	4 estacas
K_R		12	16	19	23
K_{PG}	número	56	77	97	117
K_{PR}		69	93	117	141
K_R		2	142	34	69
K_{PG}	experimental	87	90	42	116
K_{PR}		87	169	104	283

O fator de interação radier-estaca α_{RP} foi estimado de acordo com a equação (4):

$$\alpha_{RP} = 1 - ln(r_c/r_0)/\varsigma \quad (4)$$

Em que: r_c é o raio médio do bloco (correspondendo a uma área igual à área do radier dividido pelo número de estacas); r_0 é o raio da estaca.

Sendo que:

$$\zeta = \ln(r_m/r_0) \quad (5)$$

$$r_m = \{0{,}25 + \zeta\,[2{,}5\rho(1-\nu) - 0{,}25)\cdot L \quad (6)$$

$$\xi = E_{sl}/E_{sb} \quad (7)$$

$$\rho = E_{sav}/E_{sl} \quad (8)$$

Em que: ν é o coeficiente de Poisson do solo; L é o comprimento da estaca; E_{sl} é o módulo de Young do solo ao nível da ponta da estaca; E_{sb} é o Módulo de Young do estrato de suporte abaixo da ponta da estaca; E_{sav} é o módulo de Young médio do solo ao longo do eixo da estaca.

A proporção de carga transferida pelo radier é calculado da seguinte forma:

$$\frac{P_R}{P_T} = \frac{K_R\,(1-\alpha_{RP})}{K_{PG} + K_R(1-\alpha_{RP})} = X \quad (9)$$

Em que: X é a proporção de carga transferida pelo radier; P_R a carga transferida pelo radier; P_T a carga total aplicada.

Logo, utilizando as equações previamente apresentadas, desenvolveu-se a curva carga *vs* recalque tri linear (Figura 2), que representa com clareza os estágios de carregamento da fundação estaqueada.

No trecho OA, antes da total mobilização das estacas, o recalque é estimado pela equação (10) e só o grupo de estacas trabalha.

$$\rho = \frac{P_1}{K_{PR}} \quad (10)$$

Em que: ρ é o recalque do radier estaqueado; P_1 a carga total que corresponde a total mobilização do grupo de estacas e K_{PR} a rigidez do radier estaqueado.

No trecho AB, após a mobilização total do grupo de estacas, assume-se que toda a carga excedente ao valor "P_1" seria absorvida pelo radier e, portanto, o recalque pode ser calculado pela seguinte equação:

$$\rho = \frac{P_1}{K_{PR}} + \frac{(P_u - P_1)}{K_R} \quad (11)$$

Em que: P_u é a carga total atuante no radier estaqueado e P_1 a carga total que corresponde ao momento de total mobilização do conjunto de estacas.

A carga P_1 pode ser calculada pela equação:

$$P_1 = \frac{P_{up}}{1 - X} \tag{12}$$

Em que: X é a proporção de carga transferida pelo radier, obtida através da equação (9) e P_{up} é a capacidade de carga última do grupo de estacas.

O trecho BC corresponderia a ruptura completa do sistema de fundação.

Os valores de carga atuante no radier estaqueado "P_u" e capacidade de carga última do grupo de estacas "P_{up}" (Tabela 2) ou carga de última convencionada para um deslocamento de 10% do diâmetro nominal da estaca, ou seja, 25mm.

Tabela 2. Valores de carga atuante no sistema e de capacidade de carga última do grupo de estacas (Garcia e Albuquerque, 2021)

	RE_1 estaca	RE_2 estacas	RE_3 estacas	RE_4 estacas
P_{u_exp}	184	351	448	658
P_{u_num}	200	371	455	658
P_{up_exp}	165	265	350	530
P_{up_num}	115	225	315	405

2 RESULTADOS E DISCUSSÃO

No intuito de obter um melhor ajuste ao método PDR, foi considerado a eficiência do grupo de estacas onde a rigidez de uma estaca em grupo é reduzida quando comparada com a rigidez de uma estaca isolada em consequência dos efeitos de interação. Albuquerque & Garcia (2020) sugere que seja aplicado a regra prática de Feld, onde a carga de cada estaca é reduzida de tantos 1/16 quantas forem as estacas vizinhas, nas direções horizontal e vertical quando o bloco é visto em planta. Os valores de eficiência de grupo usados no presente trabalho são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Eficiência do grupo de estacas

	1 estaca	2 estacas	3 estacas	4 estacas
Pu_exp	100%	94%	88%	88%

Durante a aplicação do método PDR notou-se diferentes valores de fator de interação (Figura 3) obtidos para as fundações estaqueadas em razão dos trabalhos presentes na literatura, uma vez que as características do solo são diferentes e a área e geometria das fundações são variáveis. Nesse sentido, verifica-se que a interação entre as estacas e o radier diminui à medida que o número de estacas aumenta, pois, a área de contato com o solo aumenta.

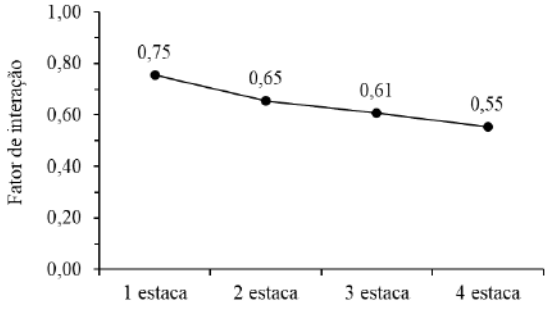


Figura 3. Variação do fator de interação

Considerando que o fator de interação não leva em conta a forma como a rigidez foi encontrada, seja de maneira experimental ou numérica, os valores do fator de interação foram os mesmos tanto na análise experimental quanto na numérica.

Utilizando-se das rigidezes apresentadas na Tabela 1, dos valores de fator de interação mostrado na Figura 3, e da eficiência do grupo de estacas na Tabela 3, obteve-se a contribuição do contato radier-solo em relação ao grupo de estacas, na abordagem numérica (Figura 4) e experimental (Figura 5).

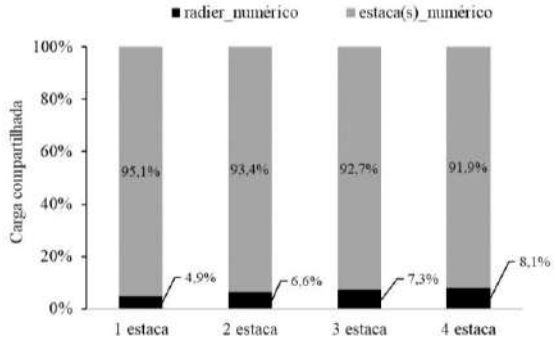


Figura 4. Contribuição numérica do grupo de estacas e do contato radier solo

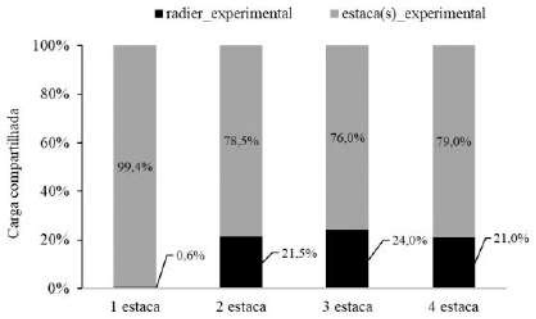


Figura 5. Contribuição experimental do grupo de estacas e do contato radier solo

Há uma crescente participação do contato radier-solo com o aumento do número de estacas e da área líquida de contato bloco-solo (Figura 4). Essa parcela de carga suportada pelo contato bloco-solo pode assumir valores significativos no caso de grandes blocos de fundação. A consideração de parcela adicional de carga disponível em blocos de estacas representa economia e otimização do projeto de fundação, uma vez que a área liquida de contato é algo disponível para o projetista de fundações possa considerar em seus cálculos e assim talvez possa otimizar as estacas, diminuindo comprimento, diâmetro e até mesmo a quantidade de estacas. Sob o aspecto econômico, poderia diminuir substancialmente o custo das fundações nas construções em geral, uma vez que fundações estaqueadas projetadas a partir da filosofia de radier estaqueado geram menores quantidades em projeto, tais como comprimento, diâmetro, perfurações e materiais como o concreto.

A geometria em planta do bloco de estacas composto por 2 estacas (Figura 5), apresentou comportamento díspar em relação a parcela de contribuição do contato bloco-solo na capacidade de carga, quando comparado aos demais casos, o que pode ter ocorrido devido a geometria do bloco, pois a relação entre o maior e menor lado difere das demais fundações analisadas. Após aplicar carga nessa fundação, notou-se que nas primeiras camadas de solo subjacente ao bloco notou-se que a resistência foi superior ao observado nos demais casos analisados. Efeito esse que pode ter sido aumentado pelo comportamento de viga exibido por um bloco retangular de 2 estacas em linha.

As curvas de carga *vs* recalque do método PDR utilizando as rigidezes experimentais e as numéricas foram traçadas e comparadas com as curvas da prova de carga feita por Garcia e Albuquerque (2019). Foram analisados os radier estaqueados com uma, duas, três e quatro estacas (Figura 6 a Figura 9).

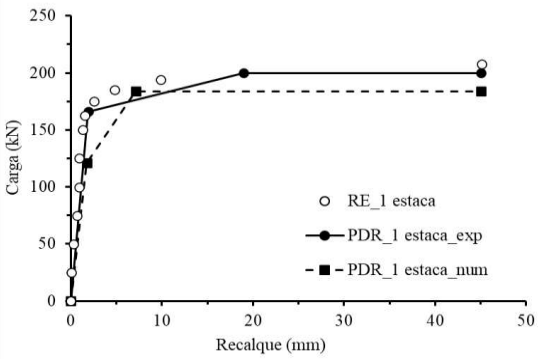


Figura 6. Curvas carga *vs* recalque para bloco composto por 1 estaca

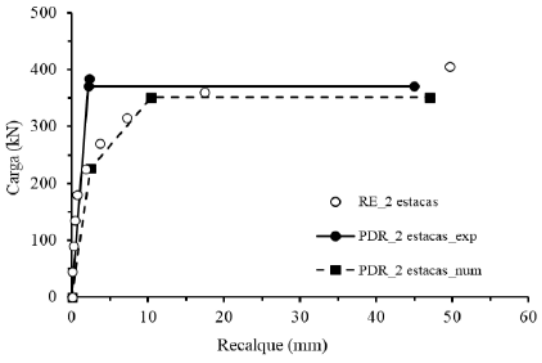


Figura 7. Curvas carga *vs* recalque para bloco composto por 2 estacas

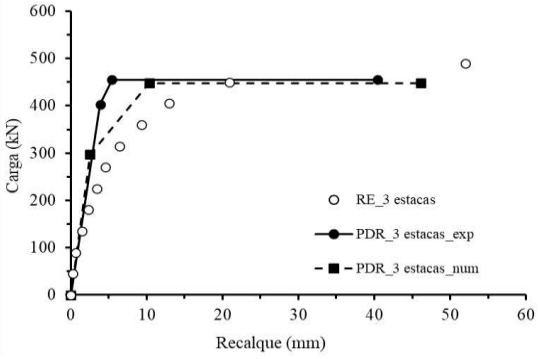


Figura 8. Curvas carga *vs* recalque para bloco composto por 3 estacas

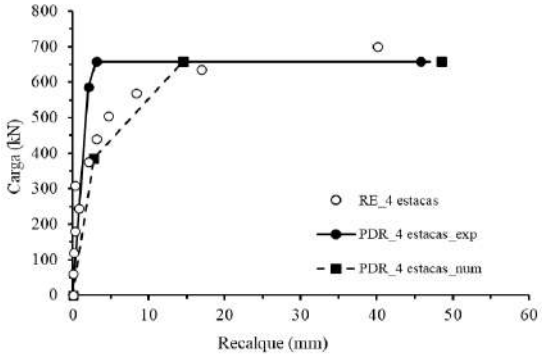


Figura 9. Curvas carga *vs* recalque para bloco composto por 4 estacas

Na comparação envolvendo o bloco composto por apenas uma estaca, fica evidente que a geometria do bloco, ou seja, o elemento de fundação superficial influencia significativamente nos resultados de rigidez do sistema. Para o bloco composto por uma estaca verifica-se que este é predominantemente influenciado pela rigidez da estaca, quando comparado ao bloco, pois sua área líquida de contato bloco-solo é pouco significativa. A simulação do bloco de 2 estacas com os parâmetros experimentais resultou em um gráfico anômalo, pois a curva não seguiu um traçado tri-linear. O fato de a rigidez do bloco isolado de 2 estacas ter um valor significativo, sendo maior que até mesmo do grupo de 2 estacas, pode ter causado desvios no formato do gráfico. O método PDR aplicado ao bloco estaqueado com 3 estacas apresentou um ajuste aos resultados numéricos e experimentais, mesmo diante do seu formato triangular.

De forma geral as análises numéricas e experimentais produziram ajustes adequados entre as curvas carga *vs* recalque, se apresentando até mais conservador quando comparado com o sistema real da fundação, demostrando a aplicabilidade e viabilidade do emprego do método PDR em pré-dimensionados de projeto que seguem a filosofia de radier estaqueado. Por outro lado, em análise de blocos retangulares com duas estacas, a aplicação do método PDR não foi assertiva, como observado neste artigo. Isto demonstra que a geometria do bloco em contato com o solo subjacente e a disposição do grupo de estacas interfere na sua capacidade de carga.

3 CONCLUSÃO

Esse artigo avaliou a aplicabilidade do método PDR na previsibilidade da curva carga *vs* recalque de fundações em blocos estaqueados ensaiados por meio de prova de carga estática e lenta. Diante dos resultados e discussão apresentados, algumas conclusões são realizadas a seguir:

O método PDR é aplicável para uso prático nas fundações em região de clima tropical do Brasil, pois permite uma avaliação mais detalhada do comportamento da fundação e pode prever o comportamento do sistema de fundação em radier estaqueado.

O método ainda precisa ser estudado e adaptado de acordo com a geometria do bloco, pois como avaliado no caso do bloco retangular composto por 2 estacas, o método PDR é inconclusivo.

A análise da distribuição de carga mostrou que para blocos de 1, 3 e 4 as estacas tendem a suportar a maior parte da carga aplicada ao sistema, porém a capacidade de carga do contato bloco-solo é expressiva dependendo da sua geometria.

A geometria do bloco em contato com o solo subjacente e a disposição do grupo de estacas interferem na sua capacidade de carga e consequentemente na obtenção da curva carga *vs* recalque.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Universidade Federal de Uberlândia e ao CNPq pela concesão de bolsa de iniciação científica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque, P. J. R. de, and J. R. Garcia. 2020. *Engenharia de fundações*. Rio de Janeiro: LTC-GEN.

Clancy, P., and M. F. Randolph. 1993. "An approximate analysis procedure for piled raft foundations." *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 17 (12): 849–869. https://doi.org/10.1002/nag.1610171203.

Cunha, R. P., H. G. Poulos, and J. C. Small. 2001. "Investigation of Design Alternatives for a Piled Raft Case History." *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 127 (8): 635–641. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:8(635).

Fleming, W. G. K., A. J. Weltman, M. F. Randolph, and W. K. Elson. 1992. "Piling Engineering." Halsted Press.

Garcia, J. R., and P. J. R. de Albuquerque. 2019. "Analysis of the contribution of the block-soil contact in piled foundations." *Lat. Am. J. Solids Struct.*, 16 (6): 1–22. https://doi.org/10.1590/1679-78255565.

Garcia, J. R., and P. J. R. de Albuquerque. 2021. "Numerical analysis of the influence of block geometry on the behavior of piled foundations." *Rev. IBRACON Estruturas e Mater.*, 14 (1). https://doi.org/10.1590/s1983-41952021000100007.

Kishida, H., and G. G. Meyerhof. 1965. "Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sands." *7th Int. Conf. soil Mech. Found. Eng.*

Ottaviani, M. 1975. "Three-Dimensional Finite Element Analysis of Vertically Loaded Pile Groups." *Geotechnique*, 25 (2): 159–174. https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.2.159.

Poulos, H. G. 1968. "Analysis of the Settlement of Pile Groups." *Géotechnique*, 18 (4): 449–471. https://doi.org/10.1680/geot.1968.18.4.449.

Poulos, H. G. 2016. "Tall building foundations: design methods and applications." *Innov. Infrastruct. Solut.*, 1 (1): 10. https://doi.org/10.1007/s41062-016-0010-2.

Poulos, H. G., and E. H. Davis. 1980. *Pile Foundation Analysis and Design*. Series in geotechnical engineering. Rainbom-Bridge Book Co.

Randolph, M. F. 1994. "Design Methods for pile groups and pile rafts." *XIII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, 61–82. New Delhi: ISSMGE.

Viggiani, C., A. Mandolini, and G. Russo. 2012. "Piles and Pile Groups." *Appl. Soil Mech.*, 286–331. Hoboken, NJ, USA: John Wiley & Sons, Inc.

Wu, W. J., J. C. Chai, J. Z. Huang, W. Chemical, and E. Corporation. 2002. "Interaction Between Pile and Raft in Piled Raft Foundation." *Adv. Buiilding Technol.*, 1: 603–610.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/332

Metodologia para Controle da Capacidade de Estacas Cravadas com base em ECD e Equações Dinâmicas Descritas por Crandall

Enrique Marchetti Rios
Engenheiro Civil, Larenge – Lauro Rios Engenharia Ltda, São Paulo, Brasil, ico.rios@gmail.com

RESUMO: O artigo descreve uma metodologia para caracterizar a resistência geotécnica em estacas cravadas, visando avaliar o desempenho global das estacas na obra. A metodologia se baseia na fórmula dinâmica proposta por Crandall (1936), dada por $r = eWh / (s + k)$, onde k é igual à metade do repique elástico, determinado por ensaios de carregamento dinâmico realizados nas estacas da obra. Essa fórmula deve ser aplicada ao final da cravação, com a realização dos ensaios de carregamento dinâmico nas estacas representativas, e após um período que permita a determinação do efeito de cicatrização ou relaxação ("setup") ao longo do tempo. Os parâmetros de aferição a serem determinados incluem a eficiência do martelo no final da cravação, o fator de amortecimento dinâmico e o efeito de "setup". O artigo discute a aplicação do método semiempírico, apresentado no item 6.2.1.2.1 da NBR 6122, para definir o fator de segurança utilizado na determinação da carga admissível ou força resistente de cálculo. Embora o artigo apresente exemplos de determinação desses parâmetros (em alguns casos de obras com a participação do autor), não se pretende recomendar parâmetros de ajuste pré-definidos para a fórmula dinâmica, enfatizando a necessidade de ajustá-los com base em estacas representativas cravadas com o equipamento utilizado na obra. Adicionalmente, com base em ensaios dinâmicos e medições de nega/repique em campo, observa-se fisicamente a ocorrência de tensões residuais decorrentes da cravação das estacas, corroborando com estudos anteriores (Costa, 1994; Massad, 1995). Fato que conduz a recomendação de se evitar critérios de parada com negas muito fechadas. A metodologia proposta utiliza fórmulas e teorias estabelecidas, não representando inovação específica. Dessa forma, busca-se oferecer um guia simples e eficaz para orientar o projeto, controle executivo e verificação de performance de estaqueamentos com estacas cravadas. As unidades de medida adotadas são consistentes com o Sistema Internacional, exceto pelas forças (em kN) e comprimentos (em mm) para facilitar a compreensão do leitor.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas, Fórmula Dinâmica, Repique Elástico, Controle de Desempenho, Ensaio de Carregamento Dinâmico, PDA (Pile Driving Analyzer)

ABSTRACT: The article describes a methodology for characterizing the geotechnical resistance of driven piles, aiming to evaluate the overall performance of the piles on-site. The methodology is based on the dynamic formula proposed by Crandall (1936), given by $r = eWh / (s + k)$, where k is equal to half of the elastic rebound, determined through dynamic load tests conducted on the piles at the site. This formula should be applied at the end of the driving process, with dynamic load tests carried out on representative piles, and after a period that allows for the determination of the setup effect (healing or relaxation) over time. The calibration parameters to be determined include the hammer efficiency at the end of driving, the dynamic damping factor, and the setup effect. The article discusses the application of the semi-empirical method, presented in item 6.2.1.2.1 of NBR 6122, to define the safety factor used in determining the allowable load or design resistance force. Although the article presents examples of determining these parameters (in some cases of projects involving the author's participation), it does not intend to recommend predefined adjustment parameters for the dynamic formula, emphasizing the need to adjust them based on representative piles driven with the equipment used on-site. Additionally, based on dynamic tests and field measurements of set/rebound, the physical occurrence of residual stresses resulting from the pile driving process is observed, corroborating previous studies (Costa, 1994; Massad, 1995. Reason leading to the recommendation to avoid stop criteria with very tight set requirements. The proposed methodology uses established formulas and theories, not representing specific innovation. Thus, it seeks to offer a simple and effective guide to direct the design, executive control, and performance verification of pile driving projects. The adopted units of measurement are consistent with the International System, except for forces (in kN) and lengths (in mm) to facilitate reader understanding.

KEYWORDS: Dynamic Formula, Elastic Rebound, Performance Control, Dynamic Loading Test, PDA (Pile Driving Analyzer).

1. INTRODUÇÃO

"La semplicità è l'ultima sofisticazione.", nos ensina Leonardo da Vinci, um engenheiro à frente de seu tempo. O objetivo deste artigo é apresentar procedimentos de controle de resistência à compressão de estacas cravadas com base em fórmulas simples, teoricamente fundamentadas, evitando a introdução de parâmetros que, muitas vezes, se mostram imprecisos e dependem de informações eventualmente pouco precisas ou até indisponíveis.

A título de ilustração, pode-se apresentar o método CASE, que foi desenvolvido durante o final dos anos 1960 e 1970, na Case Western Reserve Univerisity e na Pile Dynamics (Pile Dynamics, Inc, 2009). O método é capaz de determinar a resistência dinâmica durante a cravação de uma estaca a partir da sua área de seção e do seu módulo de elasticidade, instrumentando apenas o topo da estaca, independentemente de qualquer informação referente ao solo onde se cravou a estaca. O método CASE, assim como as principais fórmulas dinâmicas, mede diretamente a resistência dinâmica, que é a soma da resistência estática e da resistência devido ao amortecimento viscoso (parcela dinâmica da resistência). Para estimar a resistência estática, o método CASE utiliza de um fator de amortecimento viscoso (J_c), uma incógnita estimada pelo operador e aferida por prova de carga estática levada até a ruptura ou com o processamento do programa CAPWAP®.

Observe-se que tanto a prova de carga estática quanto o programa CAPWAP® determinam a resistência geotécnica da estaca, independentemente do conhecimento dos parâmetros geotécnicos do solo. A prova de carga estática, a propósito, define a resistência última da estaca e, como as fórmulas dinâmicas, prescinde do conhecimento do tipo, área da seção, módulo de elasticidade e comprimento da estaca.

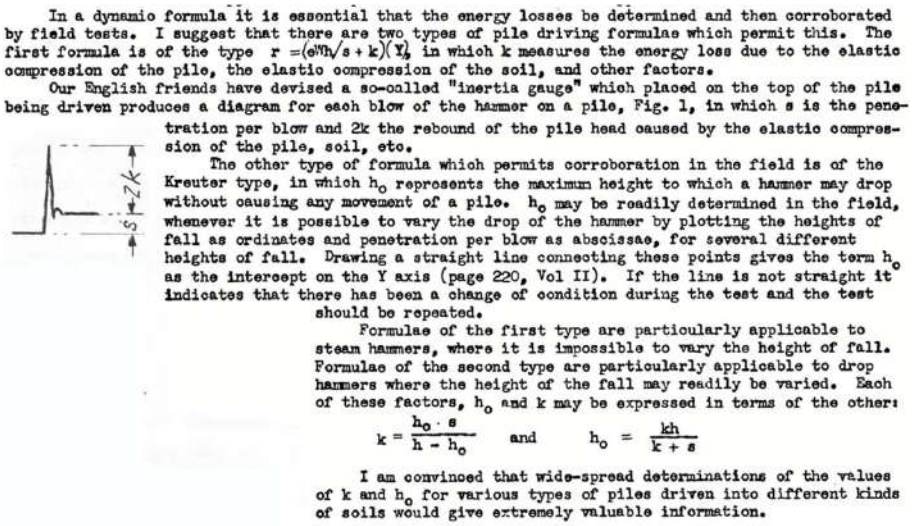
Pode-se dizer que a evolução observada entre as fórmulas pioneiras, como a fórmula de Wellinton (1893), também conhecida como fórmula Engineering News-Record, e o os atuais ensaios de carregamento dinâmico residem na precisão da instrumentação no topo da estaca. Não é intenção do artigo descrever o estado atual da arte, poupando o leitor de uma seção com extensa revisão bibliográfica.

A metodologia proposta baseia-se em observações pessoais do autor, ensaios dinâmicos e controles de cravação realizados em algumas obras com sua participação, além das normas brasileiras pertinentes. Ela também se fundamenta em três obras bibliográficas: Crandall (1936), Wellington (1893) e Pile Dynamics, INC (1969), descritas no capítulo subsequente.

2. OBRAS BIBLIOGRÁFICAS APRESENTADAS

2.1. Discussão de Crandall (1936)

O texto de Crandall, em 25 linhas, descreve o essencial com relação à utilização de fórmulas dinâmicas no controle e verificação de capacidade de carga de estacas cravadas. A Fig.1 é uma reprodução do trecho de interesse do texto original[1].



In a dynamic formula it is essential that the energy losses be determined and then corroborated by field tests. I suggest that there are two types of pile driving formulas which permit this. The first formula is of the type $r = (e^{WH}/s + k)(Y)$, in which k measures the energy loss due to the elastic compression of the pile, the elastic compression of the soil, and other factors.

Our English friends have devised a so-called "inertia gauge" which placed on the top of the pile being driven produces a diagram for each blow of the hammer on a pile, Fig. 1, in which s is the penetration per blow and 2k the rebound of the pile head caused by the elastic compression of the pile, soil, etc.

The other type of formula which permits corroboration in the field is of the Kreuter type, in which h_o represents the maximum height to which a hammer may drop without causing any movement of a pile. h_o may be readily determined in the field, whenever it is possible to vary the drop of the hammer by plotting the heights of fall as ordinates and penetration per blow as abscissae, for several different heights of fall. Drawing a straight line connecting these points gives the term h_o as the intercept on the Y axis (page 220, Vol II). If the line is not straight it indicates that there has been a change of condition during the test and the test should be repeated.

Formulae of the first type are particularly applicable to steam hammers, where it is impossible to vary the height of fall. Formulae of the second type are particularly applicable to drop hammers where the height of the fall may readily be varied. Each of these factors, h_o and k may be expressed in terms of the other:

$$k = \frac{h_o \cdot s}{h - h_o} \quad \text{and} \quad h_o = \frac{kh}{k + s}$$

I am convinced that wide-spread determinations of the values of k and h_o for various types of piles driven into different kinds of soils would give extremely valuable information.

Figura 1. Reprodução do trecho de interesse do texto original de Crandall (1936)

1. *Uma simples análise dimensional da fórmula da terceira linha do texto publicado permite pressupor que o autor cometeu um erro na colocação dos parênteses (à mão), corrigida na Eq. 4, onde adotou-se Y=1 (aqui presumido como um fator de correção).*

Deste texto pode-se destacar:

a) Em uma fórmula dinâmica é essencial que as perdas de energia sejam determinadas e corroboradas por ensaios de campo;

b) Descreve uma fórmula baseada na Lei da Conservação de Energia que considera um fator "*k*" que mede a dissipação de energia devida à compressão elástica da estaca, compressão elástica do solo, e outros fatores;

c) Informa que "nossos amigos ingleses" conceberam o chamado "inertia gauge", que posicionado no topo da estaca sendo cravada, produz um diagrama para cada golpe do martelo onde *s* é a penetração por golpe e *2k* é o repique da cabeça da estaca causado pela compressão da estaca, solo, etc.

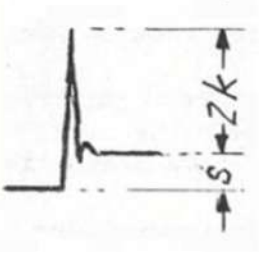


Figura 2 – Ilustração de repique apresentada por Crandall (1939)

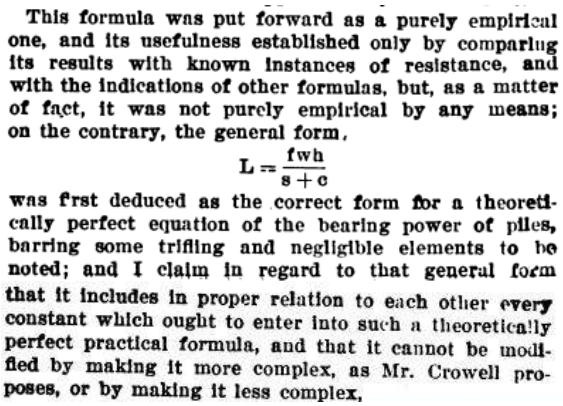
Crandall ilustra o acima descrito com a figura reproduzida acima (Fig.2).

Chellis (1951) e Velloso (1987), sugerem que se calcule a resistência da estaca, não mais com o enfoque de conservação da energia, mas com base na lei de Hooke, utilizando a medida do repique como a soma da deformação elástica à compressão da estaca (C2) com o "quake" do solo na ponta, introduzindo outros parâmetros a serem estimados ("quake", distribuição da resistência lateral ao longo da profundidade e proporção entre resistência de ponta e lateral).

2.2. A Fórmula de Wellington (1893)

Dentre as fórmulas do tipo citado por Crandall, destaca-se a fórmula de Wellington, originalmente publicada na Engineering News de dezembro de 1888. Frequentemente tratada como uma fórmula puramente empírica, na verdade ela foi deduzida com base na Lei de Conservação de Energia.

O próprio Wellington (1983), provocado por Mr. Crowell, faz a defesa de sua fórmula. Por valor histórico, a Fig.3 reproduz trecho de interesse da citada defesa.



This formula was put forward as a purely empirical one, and its usefulness established only by comparing its results with known instances of resistance, and with the indications of other formulas, but, as a matter of fact, it was not purely empirical by any means; on the contrary, the general form,

$$L = \frac{fwh}{s + c}$$

was first deduced as the correct form for a theoretically perfect equation of the bearing power of piles, barring some trifling and negligible elements to be noted; and I claim in regard to that general form that it includes in proper relation to each other every constant which ought to enter into such a theoretically perfect practical formula, and that it cannot be modified by making it more complex, as Mr. Crowell proposes, or by making it less complex.

Figura 3 – Trecho da exposição de Wellington (1893)

Merece destaque o trecho, de tradução livre: "Reivindico em relação a essa forma geral que ela inclui em proporção adequada todas as constantes que devem fazer parte de uma fórmula teoricamente perfeita na prática, e que não pode ser modificada tornando-a mais complexa, como o Sr. Crowell propõe, ou tornando-a menos complexa."

A fórmula de Welligton, também conhecida como fórmula ENR, foi proposta para duas situações:

- Capacidade última da estaca:

$$M = 12\frac{Wh}{(s+1")} \quad (1)$$

Onde,
M = resistência última, em qualquer unidade de força;
W = peso do martelo, na mesma unidade;
h = altura de queda do martelo, em pés;
s = penetração permanente da estaca sob o último golpe, em polegadas
1" = uma constante que se torna necessária devido ao fato de haver uma resistência inicial adicional no processo de cravação de uma estaca, e tem como objetivo fornecer o equivalente mais próximo viável para o efeito dessa resistência adicional na modificação da resistência média à penetração. Com estacas individuais, ela pode ser um pouco maior ou menor, em polegada.

Vale reparar que o fator 12 é um fator de conversão para compatibilizar a altura de queda, em pés com a nega, em polegadas (1 pé = 12").

- Carga admissível:

$$Carga\ admissível = 2\frac{Wh}{(s+1")} = \frac{M}{6} \quad (2)$$

Novamente vale ressaltar que o fator 2 é o fator de conversão do item anterior dividido por 6 que é o fator de segurança proposto por Wellington.

Compatibilizando as dimensões de comprimento em milímetros, como adotado neste artigo, a Eq. 2 passa a ser:

$$Ru = \frac{Wh}{(s+25{,}4)} \quad (3)$$

Assim, ela retoma a fórmula descrita por Crandall, que passa a ser chamada "fórmula geral":

$$Ru = \frac{eWh}{s+k} \quad (4)$$

Onde,
Ru é a é a resistência da estaca mobilizada no instante do golpe;
e é o fator de eficiência do martelo no golpe;
Y é um fator de correção da fórmula típica de Crandall, aqui adotado igual a 1.

Pode-se dizer que a fórmula da ENR adota *k* = 25,4 mm e, com base na Fig.2, conclui-se que ela equivale à fórmula geral com um repique de valor constante igual a 50,8 mm. Quem convive com cravação de estacas sabe que um repique de 50,8 mm é muito elevado e a probabilidade de que ocorra em obras corriqueiras é quase nula. Para quem correlaciona repique alto com resistência elevada parece um valor arrojado, entretanto, no contexto da fórmula geral, para uma mesma energia aplicada no golpe, quanto maior o repique, menor a resistência mobilizada, o que confere uma condição conservadora para esta fórmula.

2.3. Método Case e CAPWAP® – Pile Dynamics, Inc. (2009)

Os ensaios de carregamento dinâmico partem da instrumentação do topo da estaca submetida ao impacto do martelo pelo sistema PDA, inicialmente produzido na Case Western Reserve University por volta de 1968 sob supervisão do Dr. G. G. Goble. Em 1972, a Pile Dynamics (PDI) introduziu seu primeiro modelo

comercial, seguido por outros modelos que a partir de 1974 passaram a ser conhecidos por "Pile Driving Analyzer®" ou simplesmente PDA.

Conforme manual do PDA, soluções em forma analítica baseadas na Teoria da Elasticidade de Timoshenko foram aplicadas às medições do Método CASE.

O Método CASE permite uma avaliação do sistema martelo-estaca-solo, que mede diretamente a força máxima aplicada na seção instrumentada e determina com precisão a resistência dinâmica da estaca mobilizada no golpe. Entretanto, para a determinação da resistência estática, depende da estimativa do valor de um fator de amortecimento dinâmico (J_c), que é uma incógnita do método. Os dados colhidos pelo PDA podem ser analisados com o programa CAPWAP® para aferir ajustar o J_c estimado pelo CASE e avaliar a distribuição da resistência do solo ao longo do fuste e ponta da estaca.

O PDA, por meio das medições de força e integrações da aceleração, ambas medidas diretamente na seção instrumentada no topo da estaca, calcula a máxima energia efetivamente transferida à estaca (EMX), e portanto, fornece a eficiência do martelo no golpe analisado, o que permite aferir o parâmetro de eficiência do martelo utilizado nas fórmulas dinâmicas tradicionais.

Vale salientar que um dos métodos de cálculo do PDA aplica a fórmula dinâmica baseada na Lei da conservação da energia descrita por Crandall, utilizando valores de energia medidos efetivamente. Essa inovação, conforme o manual do PDA, é chamada de Energy Approach e não é parte do Método CASE original, mas vem sendo descrita por outros, como por exemplo, Paikowsky (1992).

3. CONSIDERAÇÕES SOBRE O ITEM 6.2.1.2.1 DA NBR 6122 (2022)

O item 6.2.1.2.1 – Resistência determinada por método semiempírico da NBR 6122 (2022) estabelece que o fator de segurança global a ser utilizado para determinação da carga admissível é 2,0. Para se chegar à força resistente de cálculo o ponderador deve ser 1,4.

No segundo parágrafo, admite a redução do fator de segurança global ou do coeficiente de ponderação das ações, desde que se reconheçam regiões representativas e que se utilizem resultados de ensaio de campo nessas regiões.

Mas quais seriam esses ensaios de campo? A resposta é fornecida pela Tabela 1 (Tabela 2 da norma):

Tabela 1. Tabela 2 da NBR 6122.

Tabela 2 – Valores dos fatores ξ_1 e ξ_2

n [a]	1	2	3	4	5	6	≥ 10
ξ_1 [b]	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
ξ_2 [b]	1,42	1,27	1,23	1,20	1,15	1,13	1,11

[a] n = número de perfis de ensaios por região representativa do terreno.
[b] Os valores de ξ_1 e ξ_2 podem ser multiplicados por 0,9 no caso de execução de ensaios complementares à sondagem a percussão.

$$Rk = mín\,[(Rse)méd/\xi 1;\ (Rse)mín/\xi 2] \quad (5)$$

Onde,

R_k é a resistência característica;
$(R_{se})_{méd}$ é a resistência determinada com base em valores médios dos resultados dos ensaios de campo;
$(R_{se})_{mín}$ é a resistência determinada com base em valores mínimos dos resultados dos ensaios de campo;
x_1 e x_2 são os fatores de minoração de resistência;

Quando utilizado o método de valores admissíveis, a carga admissível deve ser:

$$Padm = Rk/FSg \quad (6)$$

Com FS_g = 1,4

A nota *b*, abaixo da tabela, determina que os valores de x_1 e x_2 podem ser reduzidos no caso de ***ensaios complementares à sondagem a percussão***. Portanto, na ausência de ensaios complementares, com "n" perfis

de sondagem à percussão em regiões representativas permite-se aplicar os fatores de minoração da resistência especificados na tabela 2 da NBR 6122.

Os projetistas e consultores geotécnicos têm adotado com frequência a redução do fator de segurança global de 2,0 para 1,60 nas condições definidas no item 6.2.1.2.2 da norma – *Resistência determinada por prova de carga estática executada na fase de elaboração e adequação do projeto.*

O autor do presente artigo entende que a redução dos fatores de minoração da resistência conforme a Tabela 2 é absolutamente conforme, e propõe que se execute, como ensaios complementares, um mínimo de 5 (cinco) ensaios de carregamento dinâmico (ECD) em estacas cravadas na mesma locação de 5 (cinco) sondagens à percussão realizadas em região representativa. Isso permite a multiplicação dos coeficientes ξ_1 e ξ_2 por 0,9 (conforme nota *b* da tabela). Os ensaios propostos devem ser executados ao final da cravação de cada estaca. Quando se espera uma cicatrização significativa ou relaxação do solo, os ECD's devem ser repetidos, nas mesmas estacas, após um período mínimo de 5 (cinco) dias, ou menos, a critério do projetista ou consultor geotécnico. As sondagens a percussão devem ser realizadas na fase de projeto e os ECD's nas primeiras estacas cravadas na região de cada sondagem.

Atendidas as condições acima propostas, os coeficientes de minoração da resistência a serem adotados, conforme a norma, são:

$$\xi 1 = 1{,}29 \times 0{,}9 = 1{,}17 \quad (7)$$

$$\xi 2 = 1{,}15 \times 0{,}9 = 1{,}04 \quad (8)$$

Da Eq. 6, resulta:

$$Rk/Padm = 1{,}4 \quad (9)$$

Se,

$$Rk = \frac{(Rse)méd}{\xi 1} = \frac{(Rse)méd}{1{,}17} \quad (10)$$

$$Padm = \frac{(Rse)méd}{1{,}17 \times 1{,}4} = \frac{(Rse)méd}{1{,}638} \quad (11)$$

Se,

$$Rk = \frac{(Rse)mín}{x2} = \frac{(Rse)mín}{1{,}04} \quad (12)$$

$$Padm = \frac{(Rse)mín}{1{,}04 \times 1{,}4} = \frac{(Rse)mín}{1{,}456} \quad (13)$$

Com base nas Eq. 12 e 13, de forma conservadora, propõe-se a utilização de um fator de segurança global FS=1,7 sobre cada ensaio de controle de cravação a ser efetuado na totalidade das estacas da obra:

$$Padm,i = Rse,i / 1{,}7 \quad (14)$$

$R_{se,i}$ é a resistência determinada com base em ensaio de campo (nega e repique) da estaca *i*;
$P_{adm,i}$ é a carga admissível da estaca *i*.

Em obras com um total superior a 200 (duzentas) estacas, além dos ensaios acima sugeridos, recomenda-se que a prova estática obrigatória por norma seja realizada conforme especificado em seu item 6.2.1.2.2 – *Resistência determinada por provas de carga estáticas executadas na fase de elaboração ou adequação do projeto*. Neste caso, pode-se adotar fator de segurança global FS=1,6.

4. METODOLOGIA PROPOSTA

A metodologia descrita a seguir aplica-se em obras de fundação com estacas cravadas, com cravação finalizada com martelo de impacto e submetidas a cargas de compressão. Verificações adicionais devem ser previstas em caso de ações horizontais significativas, ocorrência de atrito negativo, efeito de grupo de estacas, e outras ações diversas da compressão simples.

4.1. Fórmula dinâmica utilizada

$$Ru = \frac{eWh}{s+k} \quad (4)$$

Conforme Fig.2, o repique (K) é igual a 2k:

$$K = 2k \; ; \; k = K/2 \quad (15)$$

$$Ru = \frac{eWh}{\left(s+\frac{K}{2}\right)} \quad (16)$$

Utilizando a nomenclatura do CASE, onde *S* (nega em mm/golpe) e *DMX = (K+S)*:

$$Ru = \frac{eWh}{S+\frac{K}{2}} = 2\frac{eWh}{2S+K} = 2\frac{eWh}{S+DMX} \quad (17)$$

$$Ru = \frac{2a\ ETR \times EMX}{(S+DMX)} = \frac{\rho\ ETR \times EMX}{(S+DMX)} \quad (18)$$

Onde,
Ru é a resistência da estaca mobilizada no instante do golpe;
EMX é a energia transmitida pelo golpe na cabeça da estaca;
ETR é o fator de eficiência do sistema de cravação (EMX/Wh), a ser aferido pelo PDA;
$\rho=2\alpha$ é um fator de ajuste, a ser determinado por regressão linear entre RMX obtido em análises CAPWAP® e a função *ETR × EMX / (S+DMX).*

4.2. Metodologia proposta

A metodologia descrita a seguir aplica-se em obras de fundação com estacas cravadas, com cravação finalizada com martelo de impacto e submetidas a cargas de compressão. Verificações adicionais devem ser previstas em caso de ações horizontais significativas, ocorrência de atrito negativo, efeito de grupo de estacas, e outras ações diversas da compressão simples.

1- Executar pelo menos cinco sondagens a percussão para cada região representativa da obra, na fase de projeto, preferencialmente em locação coincidente com estacas previstas no projeto;
2- Elaborar o estudo da resistência geotécnica última utilizando método estático teórico ou empírico;
3- Determinar as profundidades teóricas para a condição de fator de segurança global FS = 1,7;
4- Se o projeto tiver um total de estacas superior a duzentas, programar uma prova de carga estática a ser realizada logo no início da obra ou, se possível, antes. Neste caso FS pode ser igual 1,6;
5- O(s) martelo(s) mobilizado(s) deve(m) ter capacidade de mobilizar a resistência geotécnica última de projeto com negas da ordem de 30 mm/10 golpes;
6- Registrar nega e repique dos 10 últimos golpes de cravação de cada estaca. Caso a cravação da estaca for interrompida antes da finalização da estaca, com posterior retomada da cravação, registrar nega e repique dos últimos 10 golpes antes da paralisação e dos 10 primeiros golpes da retomada;
7- A resistência mobilizada no instante da cravação para a estaca pode ser considerada utilizando Eq. 18;
8- Até que se obtenha os parâmetros de aferição para estimativa de ETR e ρ, pode-se utilizar o valor de ETR fornecido em base de dados do martelo utilizado e ρ = 1,08 (α = 0,54), obtido por regressão linear em base de dados com 160 análises CAPWAP® (dados completos da análise de regressão linear podem ser obtidos, mediante solicitação, pelo email ico.rios@gmail.com);
9- Com base nos ECD iniciais, 5 (cinco) ensaios ao final da cravação e 5 (cinco) após um período suficiente para se estimar o efeito de cicatrização, calcular os parâmetros de aferição por meio de regressão linear. Importante considerar que a equação proposta determina a resistência mobilizada no instante da aplicação dos respectivos golpes, de forma que o efeito da cicatrização deve ser considerado para a fixação de critérios de nega para controle de profundidade de finalização de cravação.

5. SOBRE A INFLUÊNCIA DE TENSÕES RESIDUAIS NA TOMADA DA NEGA

Com base em ensaios dinâmicos e medições de nega/repique em campo, observa-se fisicamente a ocorrência de tensões residuais decorrentes da cravação da estaca, conforme apontado por Costa (1994), Massad (1995) e outros. Basicamente, em estacas muito longas, o primeiro golpe impõe uma deformação elástica além de um deslocamento permanente da estaca. Após o impacto cessar, ocorre a restituição de parte da deformação elástica do solo e do fuste da estaca. Entretanto, o deslocamento de baixo para cima da estaca em relação ao solo desperta ações de atrito que se opõem a este movimento, provocando um estado de tensões residuais. Após o último golpe, a estaca atinge um estado de equilíbrio antes de retornar totalmente à posição inicial. Com o passar do tempo, ocorre a drenagem do solo e vibrações externas, inclusive devido à cravação de estacas próximas, promovendo o alívio das tensões residuais e a cabeça da estaca apresenta um movimento ascendente. A Figura 4 ilustra o fenômeno. Note-se que a nega medida é de 6 mm a cada 10 golpes, porém nos últimos 7 golpes ela é aproximadamente zero.

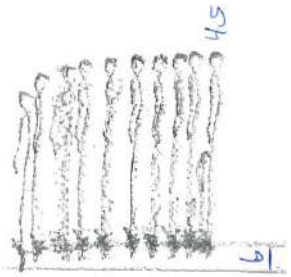


Figura 4. diagrama típico de nega tomado de uma estaca metálica longa (46m), após um período de descanso

Interpretação: com o alívio de tensões no período de descanso, a estaca apresentou um movimento ascendente. Apesar da estaca estar em uma condição de nega zero, no primeiro golpe não ocorreu a completa restituição da deformação elástica do solo e do fuste e a cabeça da estaca "parou" ~ 6mm abaixo, registando-se uma falsa nega. Este efeito é um dos motivos para se evitar critérios de parada com negas muito fechadas (<30mm/10g).

AGRADECIMENTOS

À Cofco Intl, TEG/TEAG, Zortéa Construções e G2Base que permitiram importantes pesquisas em campo relacionadas ao presente trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122 – *Projeto e execução de fundações.*

Chellis, R. D. (1951). *Pile Foundations: Theory, Design, Practice*. McGraw-Hill.

Velloso, D. A., & Lopes, F. R. (1987). *Fundações por Estacas: Teoria e Prática*. Oficina de Textos.

Costa, L.M. (1994). *Previsão do Comportamento de Estaca Considerando as Tensões Residuais de Cravação*. Dissertação de Mestrado, COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ.

Crandall, J. S. (1936). *Bearing capacity of piles. Opening discussion*. No. H-7, 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harvard.

Massad, F. (1995). *The Analysis of Piles Considering Soil Stiffness and Residual Stresses*. In Proceedings of the 10th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (pp. 1199-1210). Guadalajara: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.

Paikowsky, S.G., & Chernauskas, L.R. (1992). *Energy Approach for capacity evaluation of driven piles*. In Proceedings of the 4th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles (pp. 21-24). Philadelphia.

Pile Dynamics, Inc. (2009). *Pile Driving Analyser Manual, PDA-W*, Cleveland.

Wellington, A. M. (1893). *Piles and Pile-Driving* – Engineering News Publishing CO.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/333

Modelagem numérica de prova de carga - Estudo de caso em ossbra geotécnica

Amanda Letícia Rocha Reis
Engenheira Civil, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, amanda-reis@ufmg.br

Talita Caroline Miranda
Professora, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, talita@etg.ufmg.br

Laísla Teresa de Mendonça
Graduanda, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, laislateresa@hotmail.com

RESUMO: O presente artigo analisa, em termos do comportamento carga-recalque, os dados de fundação de uma torre de transmissão de energia elétrica. Trata-se de um sistema de fundação composto por 8 estacas metálicas cravadas, para as quais realizou-se uma sondagem à percussão SPT e uma prova de carga estática. Objetiva-se criar modelos geométrico, geológico-geomecânico e numérico para uma estaca, bem como validar tais modelos estimados conforme informações de as built. Os parâmetros geotécnicos iniciais utilizados na simulação numérica foram estimados através de correlações empíricas a partir de valores de NSPT. Os dados foram retroanalisados por meio de modelagem numérica utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), através do software Plaxis 2D Foundation, para fins de simulação da prova de carga, objetivando-se avaliar a ferramenta numérica. Na modelagem do comportamento tensão-deformação do solo foi utilizado o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Os resultados dessas simulações numéricas foram comparados com os resultados experimentais, medidos na prova de carga. Definiu-se os parâmetros geotécnicos do solo a partir da retroanálise por meio da modelagem numérica para serem empregados em futuras simulações no maciço. Conclui-se que a previsão do comportamento da estaca modelada no software, em comparação ao resultado experimental, pode ser considerada satisfatória no trecho da curva onde há comportamento no regime elástico. Por fim, apresenta-se o passo a passo para futuros trabalhos em BIM3D para a modelagem de todo o conjunto de estacas da fundação.

PALAVRAS-CHAVE: BIM, Modelagem Numérica, Elementos Finitos.

ABSTRACT: This article analyzes, in terms of load-settlement, the foundation data of an electric power transmission tower. It is a foundation system composed of 8 driven metal piles, for which a SPT percussion sounding and a static load test were carried out. The objective is to create geometric, geological-geomechanical and numerical models for a pile, as well as to validate such estimated models according to as built information. The initial geotechnical parameters used in the numerical simulation were estimated through empirical correlations from NSPT values. The data were analyzed back through numerical modeling using the Finite Element Method (FEM), through the Plaxis 2D Foundation software, for the purpose of simulating the load test, aiming to evaluate the numerical tool. In the modeling of soil stress-strain behavior, the Mohr-Coulomb constitutive model was used. The results of these numerical simulations were compared with the experimental results, measured in the load test. The geotechnical parameters of the soil were defined from the retroanalysis through numerical modeling to be used in future simulations in the massif. It is concluded that the prediction of the behavior of the pile modeled in the software, compared to the experimental result, can be considered satisfactory in the stretch of the curve where there is behavior in the elastic regime. Finally, a step-by-step guide for future works in BIM3D is presented for the modeling of the entire set of foundation piles.

KEYWORDS: BIM, Numerical Modeling, Finite Elements.

1 INTRODUÇÃO

Para estimar a capacidade de suporte do maciço, é de suma importância que seja realizado o reconhecimento do solo na forma de investigação geotécnica, o mais detalhado possível. Neste contexto, as investigações geotécnicas, seja em campo ou em laboratório, têm como função primordial conhecer as características e os comportamentos dos solos. O método mais usual de investigação, principalmente na realidade da geotecnia brasileira, é a sondagem a percussão, executado conforme NBR 6484:2020. O processo de investigação mede um índice de resistência à cravação, chamado NSPT, além de coletar amostras dos solos desde a superfície até a profundidade investigada, para que se possa verificar de que tipo realmente se trata. Por meio do NSPT estima-se através de correlações empíricas a resistência de cada material coletado. Dependendo da área de construção da obra, da complexidade do tipo de solo e o da magnitude da edificação, o número de sondagens do tipo SPT - Standart Penetration Test aumenta e é preciso organizar e gerenciar as informações de investigação de forma adequada.

O trabalho apresentado por Zhang et al., (2017) avança neste sentido e mostra um fluxo de trabalho e operacional para abordar a informatização de todo o processo geotécnico de investigação, utilizado no desenvolvimento de um software em BIM (Building Information Modeling), projetado para eficiência e precisão de investigações geotécnicas, que permitiu a construção de um modelo geotécnico BIM 3D com banco de dados integrado, constantemente atualizado. O resultado observado foi uma melhor eficiência na análise e integração das informações, redução de erros, melhores conversões e abstração de dados geotécnicos, pois melhoraram significativamente a interpretação e precisão das informações, aplicadas em um estudo de caso de uma barragem.

Quanto às fundações de uma edificação, podem ser classificadas como profundas ou rasas, diretas ou indiretas, podendo ser executadas de diversas formas e com diversos tipos de materiais. O projeto geotécnico das fundações depende das informações de investigação realizadas, pois é através destas informações, aplicadas a métodos de cálculo existentes, que é possível determinar a capacidade de carga do elemento de uma fundação. Em um momento posterior, no caso de fundações profundas, a fim de testar a veracidade das informações de projeto, verificando se estes atendem à necessidade requerida, as estacas devem passar por um teste chamado "prova de carga". Segundo NBR 6489:2019, este método de ensaio possibilita traçar a curva tensão-deslocamento e estimar parâmetros de deformabilidade e de resistência.

As informações de investigação somadas as informações de prova de carga de um elemento de fundação tornam possível, por meio de retroanálise, reavaliar os parâmetros adotados de capacidade de carga de ruptura de projeto de uma fundação, especialmente com o uso de método de modelagem numérica por meio de Elementos Finitos (FEM).

2 MODELAGEM NUMÉRICA

Este trabalho analisa e modela uma única estaca de um conjunto da fundação de Torre de Transmissão de Energia Elétrica. A Tabela 1 resume as condições de projeto da estaca.

Tabela 1. Resumo das Características de Projeto da Estaca.

Tipo	Diâmetro (m)	Comprimento Total (m)	Módulo Elástico (kN/m²)	Peso Específico (kN/m³)	Coeficiente de Poisson	Carga de Trabalho (kN)
Estaca Metálica Cravada	0,80	41,0	2,1 x 108	76,5	0,3	1259

A sondagem SPT foi realizada no local de instalação da torre e indica uma camada de argila orgânica mole com 28 m de profundidade com valores de NSPT variando de 0 a 4. Os solos subsequentes identificados são: areia siltosa medianamente compacta, argila silto-arenosa, areia siltosa muito compacta e argila arenosa, conforme apresentado na Figura 1.

Para a determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo, como Módulo de Elasticidade, Peso Específico Natural e Saturado, coeficiente de Poisson, foram utilizadas as correlações empíricas propostas por Joppert (2007), Bowles (1997), Godoy (1972) e Alonso (2019).

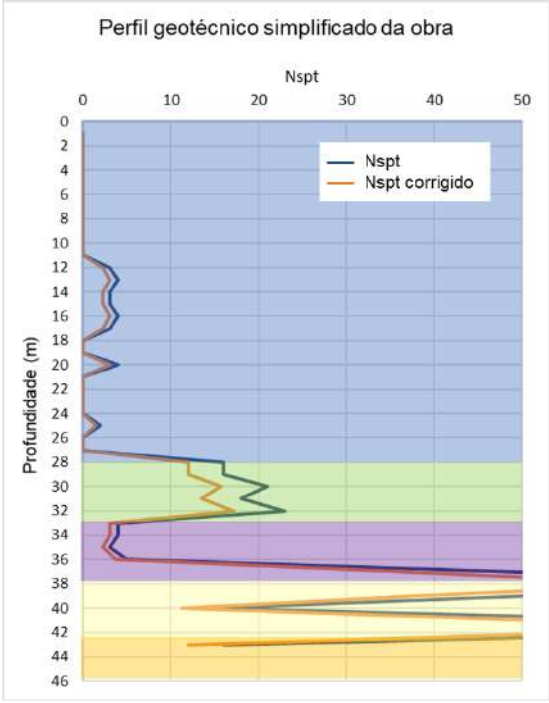


Figura 1. Valores de NSPT por profundidade - Sondagem SPT.

O ângulo de atrito foi estimado através do NSPT pelas equações de Godoy (1) e de Teixeira (2).

$$\phi = 28° + 0{,}4N_{SPT} \quad (1)$$

$$\phi = \sqrt{20N_{SPT}} + 15° \quad (2)$$

O fenômeno da dilatância na mecânica dos solos refere-se ao processo de expansão da massa de solo provocada por tensões cisalhantes atuantes. Segundo Bolton (1986), para areias em quartzo, o ângulo de dilatância (ψ) pode ser estimado pela seguinte expressão:

$$\psi = \phi - 30° \; se \; \phi > 30° \quad (3)$$

$$\psi = 0 \; se \; \phi < 30° \quad (4)$$

A Tabela 2 apresenta os parâmetros do solo considerados, inicialmente, como inputs para o software de análise numérica.

Tabela 2. Resumo dos parâmetros do solo – estimativa inicial.

Solo	Consistência[1]	$N_{SPT,médio}$	ϕ (°)	E_s (kN/m²)	γ_{nat} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	ν[6]	ψ[5] (°)	c [6] (kPa)
Argila orgânica	Muito mole	1	22[7]	1x10³[2]	11[2]	11[2]	0,45	0	5
Areia siltosa	Medianamente compacta	14	32[7]	5x10⁴[2]	18[4]	20[4]	0,2	2	0
Argila silto-arenosa	Mole	3	26[7]	2,5x10³[2]	18[2]	19[2]	0,45	0	15
Areia siltosa	Muito compacta	43	40[7]	9 x10⁴[3]	21[8]	21[4]	0,4	10	0
Argila arenosa	Rija	12	28[7]	2,5x10³[3]	19[2]	19[2]	0,45	0	50

(1) Referência: ABNT NBR 6484 (2020);
(2) Referência: Joppert (2007);

(3) Referência: Teixeira e Godoy (1996);
(4) Valor médio obtido pelas referências: Joppert (2007) e Godoy (1972);
(5) Referência: Bolton (1986);
(6) Referência: Godoy (1972);
(7) Valor médio obtido pelas referências: Joppert (2007), Wolff (1989), Godoy (1972) e Teixeira (1996);
(8) Valor médio obtido pelas referências: Joppert (2007), Godoy (1972) e Bowles (1997);

A estaca em análise é cravada em direção inclinada 1(H):4(V). Em uma modelagem geométrica, as dimensões em geral devem assegurar que o comportamento do objeto em estudo não seja influenciado pelas restrições dos contornos do modelo, dessa forma, extrapolou-se o resultado da sondagem SPT até 65 m de profundidade.

Para visualização do sistema de fundação, solo e estaca, foi gerado o modelo geométrico com o auxílio do software Autodesk AutoCAD 2021. Para isso, primeiramente foram obtidas as curvas de nível do terreno no qual localiza-se a torre de transmissão e onde foi executada a sondagem SPT. As curvas de nível foram obtidas por meio de shapefile do banco de dados do Serviço Geológico dos Estados Unidos (USGS) e sobrepostas no Google Earth Pro. Em seguida, realizou-se corte no terreno, através do qual, por meio de compatibilização com os litotipos identificados na sondagem SPT, foi obtido o perfil estratigráfico do solo, conforme Figura 2

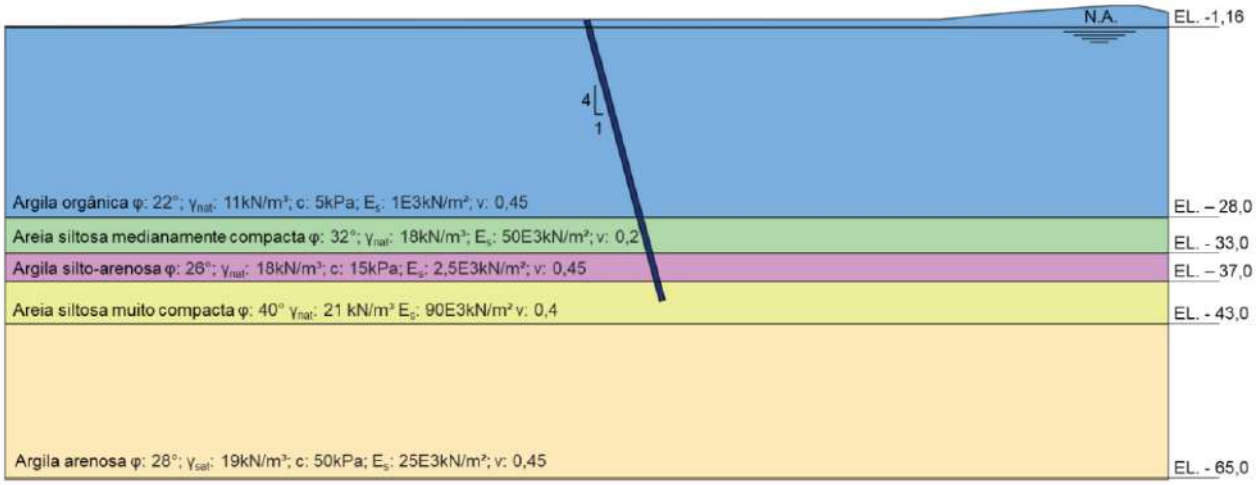


Figura 2. Modelo Geométrico – Perfil Estratigráfico.

Dentre as metodologias, destaca-se como uma das ferramentas de melhor desempenho na modelagem de fundações profundas, o método dos elementos finitos (FEM) na análise do comportamento tensão *versus* deformação No FEM, a geometria submetida aos carregamentos e condições de contorno é subdividida em pequenas partes, denominadas de elementos, os quais passam a representar o domínio contínuo do problema. A divisão da geometria em pequenos elementos permite resolver um problema complexo, subdividindo-o em problemas mais simples, o que possibilita ao computador realizar com eficiência estas tarefas.

A obtenção de resultados numéricos confiáveis depende não somente das condições de interfaces adotadas, mas também do refinamento dos parâmetros utilizados na calibração do modelo. A discretização da malha de elementos finitos e a adequada definição das condições de contorno permitem a maior aproximação do modelo às condições reais, e a conformidade entre os resultados numérico e experimental pode ser mais bem representada após escolha adequada do modelo construtivo dos materiais.

A partir da discretização geométrica do modelo, com a utilização de *software* de análise numérica, são obtidas, a partir de equações matemáticas, resultados em termos de tensões, deformações e deslocamentos. O ensaio de prova de carga foi utilizado como modelo para calibração do modelo numérico.

2.1. Ensaio de Prova de Carga Estática

Neste trabalho, optou-se por utilizar os dados de carga aplicada e de deformação gerada na prova de carga durante o carregamento, desconsiderando a etapa de descarregamento.

2.2. Retroanálise dos Dados

Após a primeira análise com os dados geológico-geotécnicos estimados com base na literatura e correlações empíricas, executou-se um ajuste do modelo a fim de se obter uma curva carga *versus* recalque o mais próximo possível da obtida no ensaio *in situ*. Esse processo consistiu na alteração manual dos parâmetros do solo, *inputs* do *software*, de modo a estimar as características reais do terreno quanto ao seu comportamento de deslocamento.

Tabela 3. Resumo dos parâmetros do solo – resultados da retroanálise.

Solo	Consistência	ϕ (°)	E_s (kN/m²)	γ_{nat} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	ν	ψ (°)	c (kPa)
Argila orgânica	Muito mole	28	$3x10^4$	15	15	0,3	0	15
Areia siltosa	Medianamente compacta	34	$7x10^4$	18	20	0,35	4	0
Argila silto-arenosa	Mole	29	$5x10^4$	18	19	0,35	0	20
Areia siltosa	Muito compacta	44	$1x10^5$	22	22	0,4	14	0
Argila arenosa	Rija	33	$4x10^4$	19	19	0,4	0	50

Simulou-se o carregamento da estaca com aplicação da carga tendo direção inclinada. Foram consideradas 10 etapas de carregamento, com incremento de 30,2 tons em cada estágio. A Figura 3 e a Figura 4 ilustram, de forma exagerada, a deformação final obtida para o sistema de fundação ensaiada, solo-estaca, para a modelagem numérica.

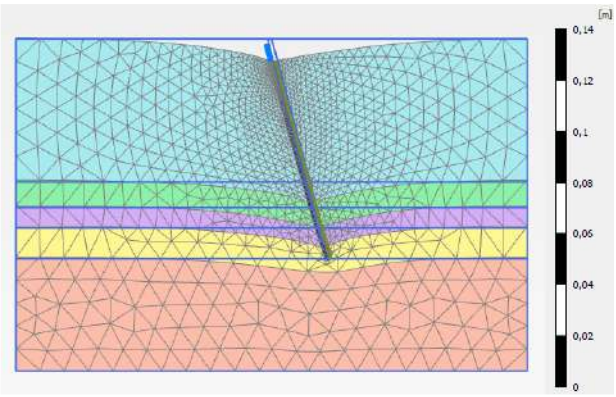


Figura 3. Deformação final do sistema solo-estaca

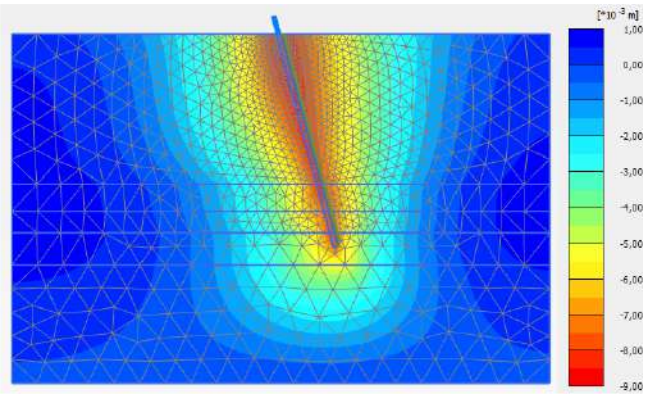


Figura 4. Modelagem numérica – Carga de 3020kN

2.3. MODELO NUMÉRICO

Segundo Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga do elemento de fundação por estaca se trata do valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer ou do valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos.

A carga última (R) é atingida após mobilização total do sistema e corresponde a soma das parcelas de contribuição R_L e R_p, do atrito lateral e da resistência de ponta. Desta forma, a capacidade de carga das fundações profundas pode ser estimada a partir de formulações semiempíricas e confrontada com valores experimentais obtidos em provas de carga estáticas ou dinâmicas.

$$R = R_L + R_p \quad (5)$$

Os métodos semiempíricos mais utilizados pelos projetistas de fundações do Brasil são os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996), os quais foram adotados para fins de comparação neste trabalho. Foram obtidos os seguintes resultados para capacidade de carga da estaca em análise.

Tabela 4. Comparação entre capacidades de carga.

Capacidade de carga (kN)	Projeto (Prova de Carga)	Método semiempírico mais conservador	Média entre os métodos semiempíricos
	3015	3745	4301

2.4. ESTIMATIVA DOS RECALQUES

A aplicação de uma carga vertical na cabeça de uma estaca provocará dois tipos de deformações: encurtamento elástico da própria estaca, como peça estrutural submetida a compressão (ρ_e); e deformações verticais de compressão dos estratos de solo subjacentes à base da estaca, até o indeslocável (ρ_s). Considerando esses dois fatores, a cabeça da estaca sofrerá um recalque (ρ), ou um deslocamento total, vertical, para baixo, igual a:

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (6)$$

A Tabela 5 apresenta a comparação entre os valores máximos de recalque obtidos pela prova de carga, pelo método analítico e pelo modelo numérico.

Tabela 5. Comparação entre recalques.

Recalque (mm)	Prova de carga	Estimado por método analítico	Modelo Numérico (retroanalisado)
	27	29	9

2.5. COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS

Como dito anteriormente, a retroanálise dos parâmetros geotécnicos do solo é baseada na curva carga *versus* deslocamento obtida no ensaio de prova de carga. A Figura 5 apresenta gráfico comparativo entre as curvas resultantes do ensaio *in situ* e da retroanálise dos parâmetros.

A curva carga-recalque obtida na modelagem numérica representa, de uma forma geral, comportamento mais rígido para os solos. Nota-se uma boa compatibilidade entre as curvas para os carregamentos iniciais, sobretudo até a carga de trabalho estabelecida em projeto e o máximo suportado pela estaca como elemento estrutural, igual a 1259 kN.

A *Building Smart*, organização mundial de desenvolvedoras de tecnologia para o setor da construção, define BIM como uma representação digital das características físicas e funcionais de uma edificação, que permite integrar de forma sistêmica e transversal as várias fases do ciclo de vida de uma obra com o gerenciamento de todas as informações disponíveis em projeto, formando uma base confiável para decisões durante o seu ciclo de vida, definido como existente desde a primeira concepção até à demolição.

A grande vantagem do uso do BIM no contexto da geotecnia está na interoperabilidade entre modelos, permitindo a atualização de todos automaticamente, como por exemplo, a partir da inclusão de informações extras de investigação geotécnica e/ou de informações de instrumentação de uma obra, todos os modelos são atualizados com os novos dados. Assim, é possível realizar a retroanálise dos modelos de fluxo e de tensão-deformação do maciço.

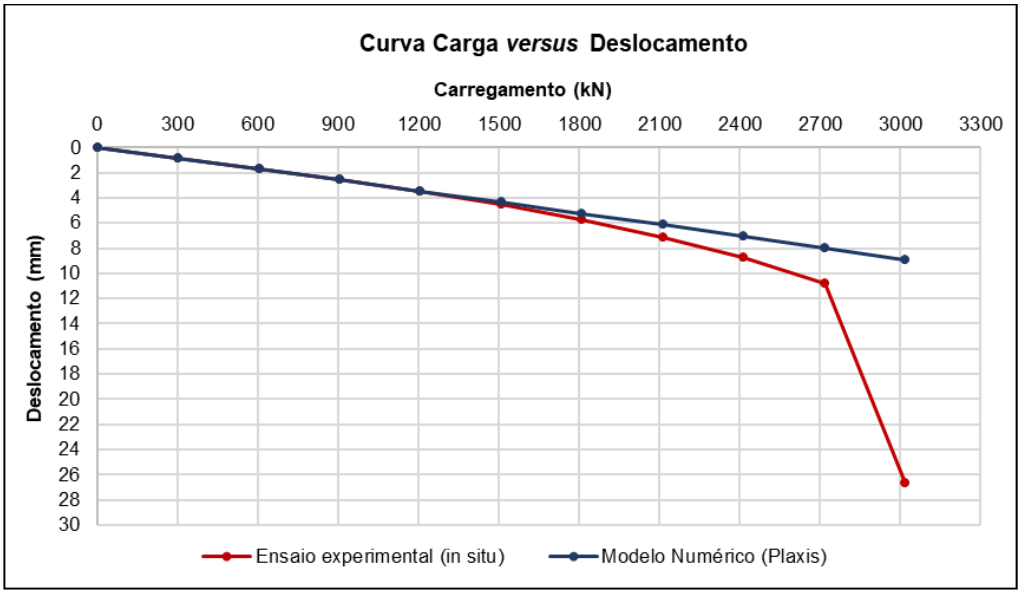


Figura 5. Comparação entre curvas carga-recalque.

A estaca em análise é parte de uma estrutura maior composta por uma torre metálica e por 4 blocos de fundação de concreto, cada um com 8 estacas cravadas. Ainda, essa torre faz parte de um conjunto de outras estruturas similares que compõem uma rede de transmissão de energia elétrica. Percebe-se, portanto, a necessidade de trabalhar com os dados de forma mais integrada a fim de otimizar os projetos, o tempo e o custo da construção. Assim, indica-se a adoção da metodologia BIM, com o propósito de modelar tridimensionalmente o conjunto de estacas da torre.

Para isso, utilizam-se os parâmetros geotécnicos do solo retroanalisados, conforme Tabela 3, uma vez eles correspondem à uma aproximação das condições reais do terreno. O passo a passo para a modelagem em BIM 3D está descrito a seguir:

- Criar o modelo geométrico do conjunto de estacas utilizando o *software* Autodesk Civil 3D;
- Criar o modelo geomecânico a partir da sondagem existente, com os parâmetros do solo obtidos por retroanálise em FEM para a prova de carga em uma estaca;
- Importar os dois modelos para o *software* Plaxis 3D Foundation, simular as etapas construtivas da obra, execução e carregamento das estacas, e, em seguida, simular os esforços de vento;
- Avaliar, em ambiente tridimensional, os carregamentos e as interações entre solo e estrutura devido ao efeito de grupo das estacas.

3 CONCLUSÕES

Diante do apresentado, conclui-se que a previsão do comportamento da estaca modelada no *software* Plaxis 2D Foundation, em comparação ao resultado experimental do ensaio de prova de carga, pode ser considerada satisfatória no trecho da curva onde o comportamento tensão versus deformação encontra-se no regime elástico.

Ressalta-se que para valores próximos à carga de trabalho da estaca isolada de 1.259 kN o carregamento imposto para esta única estaca, no modelo computacional, apresentou-se compatível com os resultados experimentais de prova de carga, indicando que os parâmetros obtidos por meio da retroanálise do solo podem ser adotados para avaliação do comportamento do conjunto de estacas.

Para trabalhos futuros sugere-se que seja feita a modelagem tridimensional em BIM, como já explorado anteriormente. Também pode-se analisar, por meio da modelagem numérica com FEM, o impacto de variações do comprimento e diâmetro das estacas no comportamento de deformabilidade do solo. Essa análise gera informações que garantem a otimização do projeto de fundação.

Além disso, como visto nos resultados deste trabalho, o modelo de Mohr-Coulomb não é o mais adequado para a modelagem do solo em condições plásticas. Portanto, indica-se a análise e comparação pelo modelo de endurecimento do solo, ou *Hardening Soil*, por meio do *software* Plaxis 3D Foundation.

Por fim, a avaliação comparativa entre os resultados obtidos com auxílio do Plaxis 2D Foundation e os valores experimentais contribuem para validação do modelo numérico e permite uma melhor compreensão do comportamento das fundações em estaca cravada em solos característicos da região de estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: (2020) - Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio. Rio de Janeiro.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6489 (2019) - Solo - Prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro, 2019.

ALONSO, U. R. (2019) *Dimensionamento de Fundações Profundas*.

AOKI, Nelson; VELLOSO, Dirceu de Alencar. (1975) *An Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles.* In: V CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Buenos Aires, 1975.

CINTRA, J.C.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. (2011) *Fundações Diretas: Projeto Geotécnico.* Oficina de Textos.

CINTRA, J.C.; AOKI, N. (1996) Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico. Oficina de Textos, 2011. TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. In: Hachich, W. et al. Fundações: teoria e prática. São Paulo.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A R. (1978) *Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT*. Rio de Janeiro.

VELLOSO, D.A; LOPES, F.R. (2011) *Fundações*. Vol. 1 e Vol.2. Oficina de Textos, 2011.

ZHANG, J.; WU, C.; WANG, L.; MAO, X.; WU, Y. (2017). *Building information modelling review with potential applications in tunnel engineering of China*. Royal Society Open Science. Vol. 4

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/334

Monitoramento De Vibrações Causadas Por Cravação De Estacas Pré Moldadas De Concreto

Daniel Kina Murakami
Benaton Specialist, São Paulo, Brazil, daniel.murakami@benaton.com.br

Jean Felix Cabette
Benaton Specialist, São Paulo, Brazil, jeancabette@benaton.com.br

RESUMO: Este artigo tem como objetivo apresentar dois casos de obra onde se fez o monitoramento das vibrações causadas pela cravação das estacas através de um sismógrafo. No Caso de Obra 1, localizado no centro de São Paulo, SP (Murakami e Cabette, 2022), serão apresentadas comparações de vibrações causadas por cravação de estacas de duas seções diferentes (23x23 cm e 30x30 cm), medidas à uma distância de 15m. O sismógrafo indicou para a seção 23x23 cm os seguintes valores de PPV (L, T, V) em mm/s: (2,41; 2,41; 2,67). Já para a seção transversal de 30x30 cm, foram verificadas os seguintes valores de PPV: (1,78; 2,67; 3,11). Notam-se que apenas na componente L ocorreu uma redução de 26,1%, enquanto que nas componentes T e V se observou um aumento de 10,8% e 16,5%. No Caso de Obra 2, localizado em São Bernardo do Campo, SP, serão apresentadas comparações de vibrações causadas por cravação de estacas de mesma seção (17x17cm), porém instrumentadas em distâncias diferentes (7 m, 11 m e 18 m). A estaca PC42 (7 m de distância) apresentou os valores de PPV: (3,24; 1,14; 3,37). Já a estaca PC50 (11 m de distância) apresentou os valores de PPV: (5,40; 2,54; 2,67). Por último, a estaca PC34 (18 m de distância) indicou PPV de: (7,56; ; 4,51; 2,73). Notam-se que a componente L apresentaram valores próximos. Já as componentes T e V aumentaram em função da distância de instrumentação, o que poderia ser explicado pelo aumento da resistência do solo.

Palavras-chave: monitoramento de vibrações, sismógrafo, cravação de estacas, estacas pré-moldadas de concreto

ABSTRACT: This paper aims to present two cases studies where vibrations caused by pile driving were monitored using a seismograph. In Case Study 1, located in São Paulo, downtown, SP (Murakami and Cabette, 2022), comparisons of vibrations caused by driving piles of two different sections (23x23 cm and 30x30 cm) will be presented, measured at a distance of 15m . The seismograph indicated the following PPV values (L, T, V) in mm/s for the 23x23 cm section: (2.41; 2.41; 2.67). For the 30x30 cm cross section, the following PPV values were verified: (1.78; 2.67; 3.11). It is noted that only in the L component there was a reduction of 26.1%, while in the T and V components an increase of 10.8% and 16.5% was observed. In Case Study 2, located in São Bernardo do Campo, SP, comparisons of vibrations caused by driving piles of the same section (17x17cm), but instrumented at different distances (7 m, 11 m and 18 m) will be presented. Pile PC42 (7 m away) presented PPV values: (3.34; 1.33; 2.35). The PC50 pile (11 m away) presented PPV values: (3.75; 1.65; 2.91). Finally, pile PC34 (18 m away) indicated a PPV of: (3.30; 3.56; 3.49). It is noted that the L component presented similar values. The T and V components increased as a function of the instrumentation distance, which could be explained by the increase in soil resistance.

KEYWORDS: monitoring of ground vibrations, seismograph, driven piles, precast concrete piles

1 INTRODUÇÃO

As estacas pré-moldadas de concreto são cravadas no solo pelo martelo do bate-estaca. Desta forma, vibrações são geradas ao longo do fuste da estaca e na ponta da estaca e a intensidade de seus valores podem

mudar durante a instalação da estaca. Essas vibrações se propagam em três direções na forma de ondas para as camadas circundantes do solo: Longitudinal (L), Transversal (T) e Vertical (L). Eles são proporcionais ao pico de velocidade das partículas (PPV) e frequência (f) (Massarsch e Fellenius, 2015). Além disso, estes valores podem ser medidos por um sismógrafo e não podem ultrapassar os valores permitidos para não causar danos aos edifícios. Em geral, a intensidade da vibração diminui em função da distância da fonte e diminui em função da seção transversal da estaca. Os valores de PPV podem aumentar ao transpor camadas de solo com valores mais elevados de Nspt e quando o número de golpes no diagrama de cravação são maiores. Além disso, a redução do VPP foi observada quando a seção transversal da estaca foi reduzida.

2 OBJETIVOS

Este artigo tem como objetivo mostrar uma comparação de vibrações causadas pela cravação de estacas pré-moldadas de concreto em duas obras diferentes. O primeiro caso de obra é localizado no centro de São Paulo, SP e o segundo caso é localizado em São Bernardo do Campo, SP.

3 METODOLOGIA

A medição das vibrações causadas pela cravação das estacas foi realizada através de um sismógrafo da Geosonics (2001) que permitiu a verificar a variação do PPV em três direções (longitudinal, transversal e vertical) e frequência ao longo da cravação das estacas. Durante a cravação das estacas utilizou-se o modo histograma que registra o valor máximo a cada minuto e no final da cravação, durante a nega, utilizou-se o modo trigger que registram os gráficos de PPV em função do tempo. O modo histograma permitiu verificar como evolui o PPV ao longo do comprimento cravado, conforme será mostrado adiante.

Na ausência de normas brasileiras, foi adotada a norma alemã DIN 4150-3 como referência e através desta, foram verificados os níveis de vibração medidos com os valores recomendados pela norma alemã para verificação de possíveis indícios causadores de danos nas estruturas vizinhas.

4 CASOS DE OBRA

Serão apresentados dois casos de obra onde foi realizado o monitoramento de vibrações causadas pela cravação de estacas pré-moldadas de concreto através de um sismógrafo.

4.1 CASO DE OBRA 1: SÃO PAULO, SP

Trata-se de um caso de obra localizado no centro de São Paulo, SP (Murakami e Cabette, 2022). Serão apresentadas comparações de vibrações causadas por cravação de estacas de duas seções diferentes (23x23 cm e 30x30 cm), medidas à uma distância de 15m. As estacas foram cravadas por um martelo de queda livre de massa 4tf. O sismógrafo indicou para a seção 23x23 cm os seguintes valores de PPV (L, T, V) em mm/s: (2,41; 2,41; 2,67). Já para a seção transversal de 30x30 cm, foram verificadas os seguintes valores de PPV: (1,78; 2,67; 3,11). Notam-se que apenas na componente L ocorreu uma redução de 26,1%, enquanto que nas componentes T e V se observou um aumento de 10,8% e 16,5%.

A figura 1 mostra os valores de PPV em função da frequência para as duas seções diferentes. Para facilitar a visualização e verificar a influência da seção transversal na intensidade de PPV, as três direções de PPV foram inseridas na mesma figura 1. Nota-se nesta figura que a partir de 25 Hz os valores de PPV para a seção 30x30cm estão um pouco acima dos valores observados da seção 23x23cm, indicando um aumento de PPV em função do aumento da seção transversal da estaca. Os valores observados na figura 1 estão abaixo dos valores recomendados pela norma alemã, o que indicaria que tais magnitudes de vibração não deveriam causar danos às estruturas vizinhas, conforme já observado por Murakami e Cabette (2022).

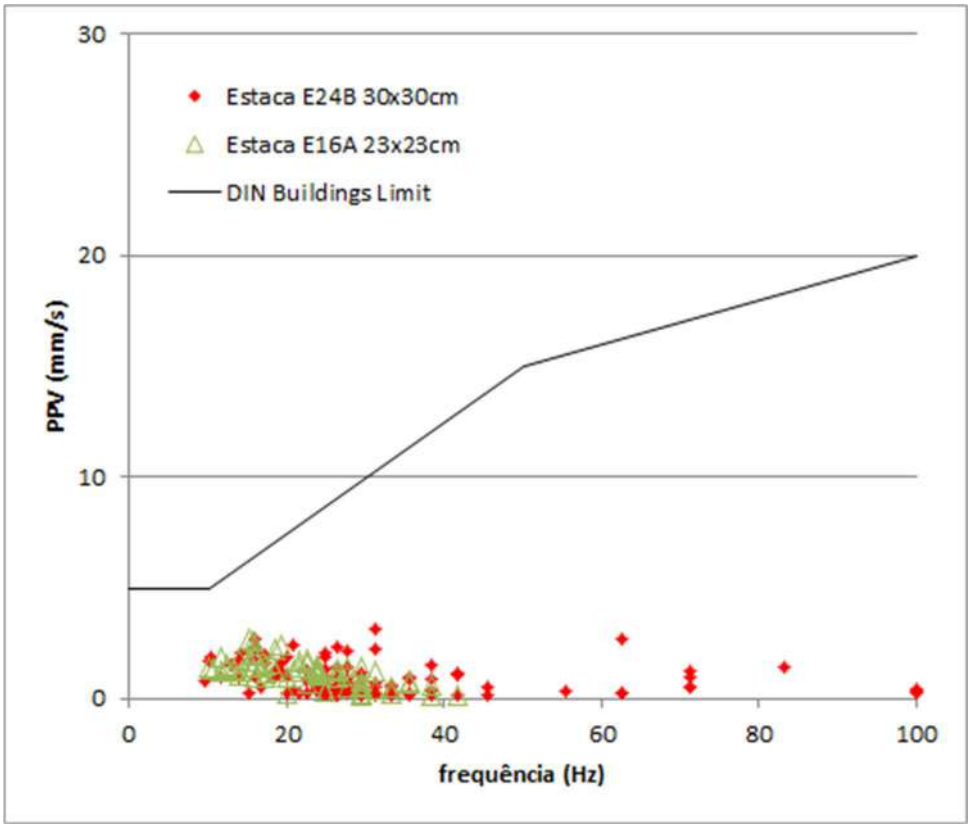


Figura 1. PPV vs. frequência – estacas E24B 30x30cm e E16A 23x23cm

As figura 2 e 3 mostram a variação de PPV em função do comprimento cravado das estacas. Para a estaca E24B de seção 30x30cm (figura 2), se observou uma tendência de aumento dos valores de PPV em função do comprimento cravado, sendo que as componentes longitudinal e transversal atingiram valores próximos de 1 mm/s no final da cravação, enquanto que a componete vertical atingiu valores próximos de 2 mm/s no final da cravação. Aos 4 m de profundidade as três componentes indicaram um aumento localizado nos valores de PPV, atingindo valores entre 0,25 mm/s e 3,15 mm/s. Uma explicação para esse pico localizado nas medições de PPV seria o transpasse de uma camada de solo de maior resistência.

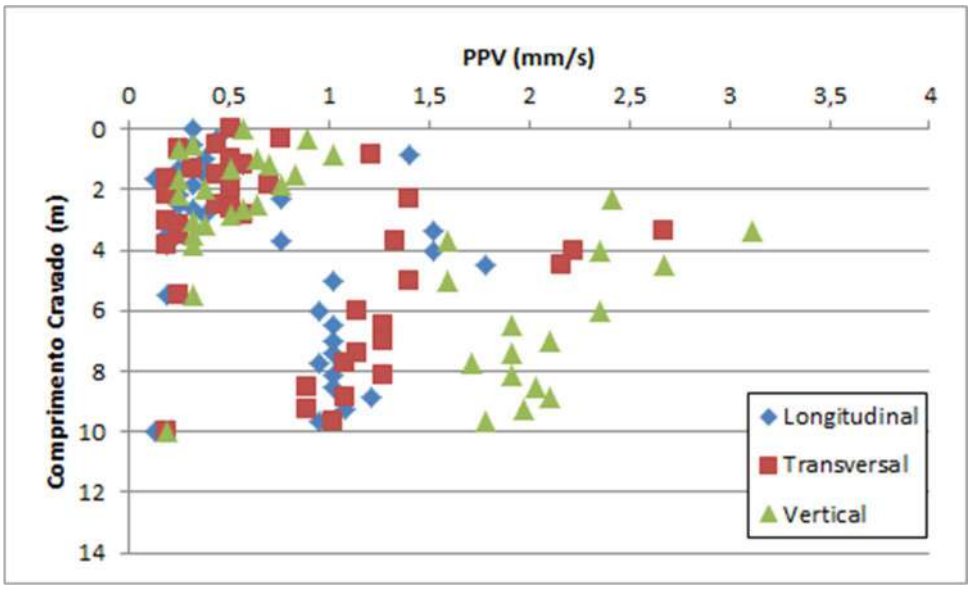


Figura 2. PPV vs. profundidade – estaca E24B 30x30cm

Para a estaca E16A de seção 23x23cm (figura 3), se observou uma tendência de aumento dos valores de PPV em função do comprimento cravado, sendo que as três componentes atingiram valores próximos de 1,25 mm/s no final da cravação. Aos 2 m de profundidade as três componentes indicaram um aumento localizado nos valores de PPV, atingindo valores próximos de 2,5 mm/s. Uma explicação para esse pico localizado nas medições de PPV seria o transpasse de uma camada de solo de maior resistência. Maiores informações sobre este caso de obra podem ser encontrados em Murakami e Cabette (2022).

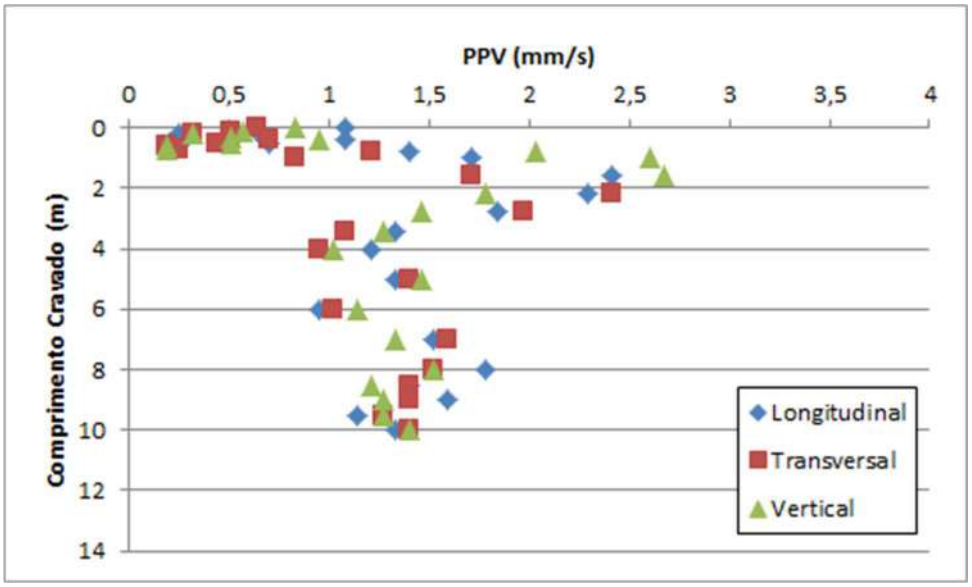


Figura 3. PPV vs. profundidade – estaca E16A 23x23cm

4.2 CASO DE OBRA 2: SÃO BERNARDO, SP

Neste local do projeto, localizado em São Bernardo do Campo, SP, Brasil, estacas pré-moldadas de concreto de 17 cm quadrados foram cravadas por um martelo de queda livre de 2,8 toneladas com altura de queda de 30 cm para uma carga de trabalho de 25 toneladas. Além disso, os ensaios SPT mostraram solo argiloso com baixos valores de Nspt de 1 golpe/30 cm nos primeiros 3m de profundidade, seguido por uma camada do mesmo material com valores de Nspt entre 4 golpes/30 cm e 14 golpes/30 cm até 5m profundidade. Então, os testes SPT indicaram valores superiores a 50 golpes/30cm entre 6m e 7m de profundidade para o solo argiloso.

A análise GRLWEAP indicou que estacas pré-moldadas de concreto de 17 cm quadrados seriam cravadas entre 5 m e 5,5 m de profundidade com diagrama de cravação superior a 860 golpes/m para uma altura de queda de 30 cm.

Durante a cravação das estacas, o solo apresentou baixa resistência a 5 m de profundidade para a maioria das estacas, sendo que as estacas foram cravadas entre 5,9 m e 12,1 m de profundidade, e a penetração média das estacas foi de 9,3 m. Como a penetração média das estacas foi 3 m maior (cerca de 70% maior) que os comprimentos previstos pelo GRLWEAP, foi solicitado novo ensaio SPT para confirmação do perfil do solo. No entanto, não foi possível devido às restrições de prazo. Em seguida, foram realizados sete Ensaios de Carregamento Dinâmico (NBR 13208) nas estacas com comprimentos entre 8,4m e 12,1m, e os resultados confirmaram baixa resistência do solo a 6m de profundidade. As cargas mobilizadas ficaram entre 51,6 e 87,0 toneladas. Além disso, o PDA indicou bons resultados para as estacas que atingiram profundidades maiores que as previstas pelo GRLWEAP, embora o SPT tenha sugerido um comprimento de estaca menor.

A estaca PC46 (7 m de distância) apresentou os valores de PPV: (3,34; 1,14; 3,37). Já a estaca PC50 (11 m de distância) apresentou os valores de PPV: (5,40; 2,54; 2,67). Por último, a estaca PC34 (18 m de distância) indicou PPV de: (7,56; 4,51; 2,73). Neste caso de obra não foi observada uma tendencia de redução dos valores de PPV em função da distância, uma vez que, conforme observado por Murakami e Cabette (2024), as sondagens do local não estavam condizentes com o diagrama de cravação das estacas e simulações através do GRLWEAP. Sendo assim, a cota de ponta das estacas era imprevisível, assim como identificação de possíveis

camadas de maior resistência eram difíceis de se prever em função das divergências observadas entre a sondagem SPT, diagrama de cravação real das estacas e aplicação da teoria da equação da onda através do software GRLWEAP. Os valores observados na figura 4 estão abaixo dos valores recomendados pela norma alemã, o que indicaria que tais magnitudes de vibração não deveriam causar danos às estruturas vizinhas.

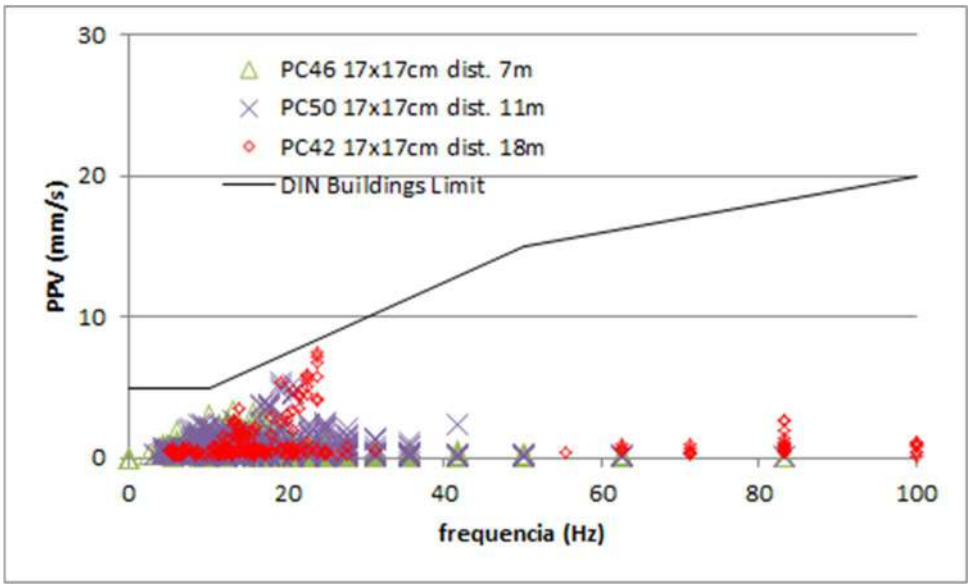


Figura 4. PPV vs. frequência – estacas de 17x17cm

A figura 5 e tabela 1 mostram os resultados do sismógrafo da estaca PC46 medido a 7 m de distância. Este monitoramento foi realizado através do modo trigger no final da cravação (nega da estaca).

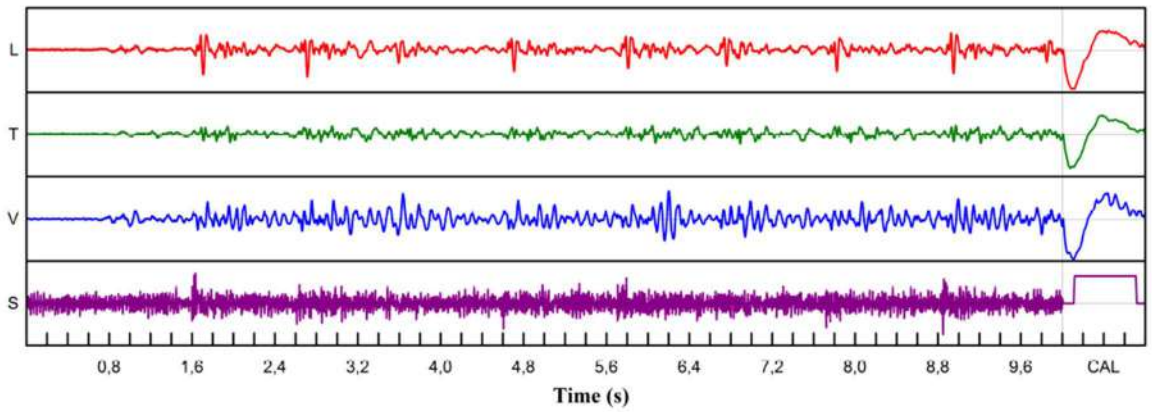


Figura 5. PC46 – 17x17m – distância 7m

Tabela 1. PC46 – 17x17m – distância 7m

Summary Data			
	L	T	V
PPV (mm/s)	3,24	1,14	3,37
FREQ (Hz)	15,6	25,0	13,2
PD (.01mm)	3,49	2,71	4,49
PPA (g)	0,039	0,020	0,033
Peak Vector Sum:		3,43 mm/s	
Peak Air Pressure:		103 db	
		3,31776 PSI @ 83,3 Hz	

A figura 6 e tabela 2 mostram os resultados do sismógrafo da estaca PC50 medido a 11 m de distância. Este monitoramento foi realizado através do modo trigger no final da cravação (nega da estaca).

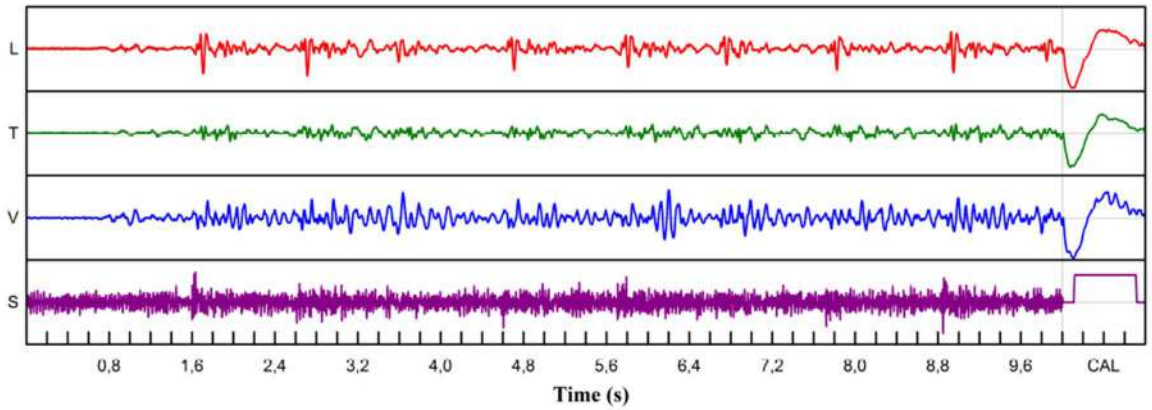


Figura 6. PC50 – 17x17m – distância 11m

Tabela 2. PC50 – 17x17m – distância 11m

Summary Data			
	L	**T**	**V**
PPV (mm/s)	5,40	2,54	2,67
FREQ (Hz)	19,2	25,0	13,2
PD (.01mm)	5,05	2,17	4,11
PPA (g)	0,065	0,039	0,026
Peak Vector Sum:		5,46 mm/s	
Peak Air Pressure:		100 db	
		2,08896 PSI @ 50,0 Hz	

As figuras 7 e 8 mostram os resultados obtidos pelo sismógrafo para a estaca PC42 a 18 m de distância. Este monitoramento foi realizado através do modo histograma, o que permitiu realizar o gráfico de PPV em função do comprimento cravado da estaca (figura 8). Observa-se na figura 8 que ocorreu um pico localizado de PPV aos entre 0,5m e 1,5m de profundidade. Posteriormente, até 6m de profundidade os valores de PPV ficaram próximos de 0,5 mm/s, aumentando sua magnitude para valores entre 1,5 mm/s e 7,5 mm/s.

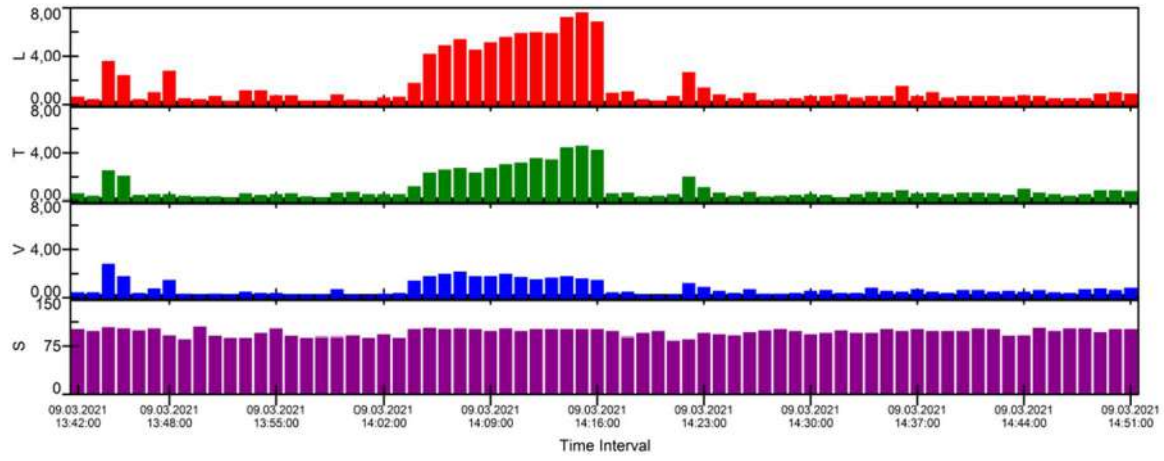


Figura 7. histograma estaca PC42 17x17cm – distância 18m

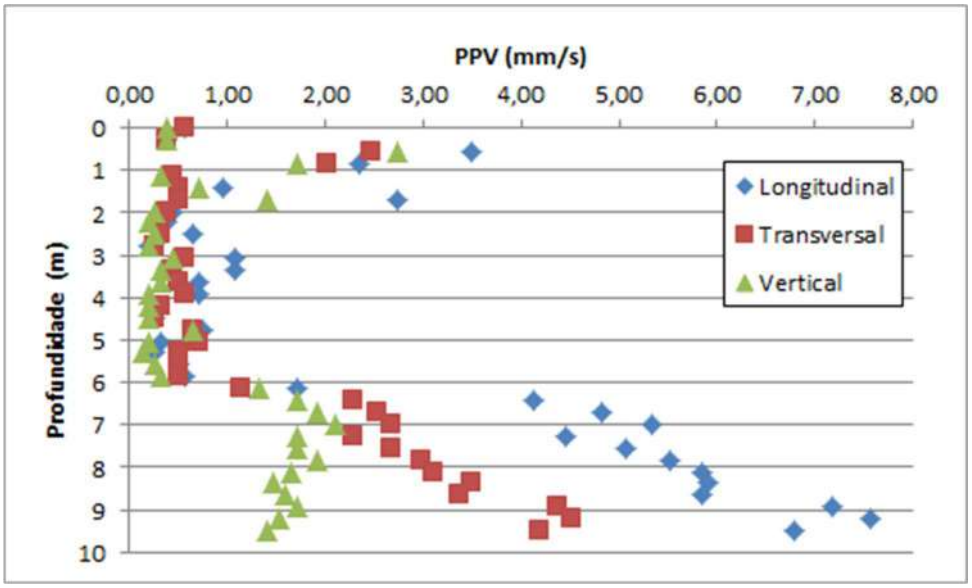


Figura 8. PPV vs. profundidade – estaca PC42 17x17cm – distância 18m

5 CONCLUSÕES

Este artigo mostrou o uso do sismógrafo para medição dos valores de PPV (velocidade de pico da partícula) durante a cravação das estacas. Utilizou-se o modo histograma que registra o valor máximo a cada minuto e no final da cravação, durante a nega, utilizou-se o modo trigger que registram os gráficos de PPV em função do tempo. O modo histograma permitiu verificar como evolui o PPV ao longo do comprimento cravado, conforme mostrado anteriormente.

Na ausência de normas brasileiras, foi adotada a norma alemã DIN 4150-3 como referência e através desta, foram verificados os níveis de vibração medidos com os valores recomendados pela norma alemã para verificação de possíveis indícios causadores de danos nas estruturas vizinhas.

No primeiro caso de obra localizado em São Paulo, SP, o monitoramento das vibrações verificou que a cravação da estaca de seção 30x30cm apresentou valores de PPV um pouco maiores do que os observados da estaca de seção menor (23x23cm).

No segundo caso de obra localizado em São Bernardo do Campo, SP, o monitoramento das vibrações verificou que não havia uma tendencia de redução dos valores de PPV em função da distância. Uma explicação deste fato seria a ocorrência de camadas de solo de maior resistência nas medições com maior PPV, uma vez que era de se esperar que o PPV diminuísse com o aumento da distância. Conforme observado por Murakami e Cabette (2024), as sondagens SPT do local não estavam condizentes com o diagrama de cravação real das estacas e análises através do GRLWEAP. Além disso, os comprimentos cravados foram cerca de 60% superiores aos previstos pela sondagem e análise através do GRLWEAP. Salienta-se que a análise do GRLWEAP depende fortemente dos dados de entrada, ou seja, da resistência do solo em profundidade, o que explicaria as divergências entre o software e o diagrama de cravação real das estacas.

Para concluir, nos dois casos de obra não foram observados indícios de possíveis problemas nas estruturas vizinhas em decorrência da cravação das estacas pré-moldadas de concreto e os valores de PPV observados estavam abaixo dos valores especificados pela norma alemã.

REFERÊNCIAS BIBLIOGÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007) NBR 13208. *Estacas Ensaio de carregamento dinâmico*. Rio de Janeiro.

ASTM D4945 (2017) Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations, West Conshohocken, PA, USA.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. (2016) DIN 4150-3 – Vibrations in buildings – part 3: effects on structures.

Geosonics, Inc. (2001). SSU 3000-EZ Plus. *Manual version 5.3.13*. Warrendale PA. p. 1-55.

Massarch, K. R., Fellenius, B. H. (2015). Engineering assessment of ground vibrations caused by impact pile driving. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* 46(2) 54-63.

Murakami, D. K., Cabette, J. F. (2022) Monitoring of Ground Vibrations Caused by Pile Driving, Demolition, and Train, in São Paulo, Downtown. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Campinas, SP.

Murakami, D. K., Cabette, J. F. (2024) The Importance Of A Reliable Spt Test On Costs Of Deep Foundations. XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Balneário Camburiú, SC. (artigo submetido)

Pile Dynamics, Inc. (2006) CAPWAP manual, Cleveland, Ohio.

Pile Dynamics, Inc. (2009). PDA-W Manual. Cleveland, Ohio.

Pile Dynamics, Inc. (2010). GRLWEAP Manual. Cleveland, Ohio.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/335

Mudança de metodologia executiva em projeto de fundações durante a fase de execução de uma obra em Canaã dos Carajás-PA

Bruno Nogueira Urpia
Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, brunourpia@tecnosonda.com.br

Jonas Madeira Guimarães Neto
Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, jonasneto@tecnosonda.com.br

Rafael Barbosa da Silva Vieira
Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, rafaelvieira@tecnosonda.com.br

Vitor Marcel Melo Souza
Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, vitormarcel@tecnosonda.com.br

RESUMO: A escolha do tipo de fundação é uma das principais etapas na elaboração de um projeto de fundação. Uma investigação geotécnica de qualidade, um bom estudo das condições de contorno e a execução de uma campanha de testes de carga antes da emissão do projeto executivo da fundação são essenciais para fornecer a melhor informação possível e para que o projeto seja bem dimensionado. Este artigo tem como objetivo apresentar um estudo de caso de uma obra em Canaã dos Carajás-PA, cuja parte do projeto executivo de fundação era composta por estacas tipo escavadas com utilização de fluido estabilizador (Ø1,0m), mas, durante a execução da estaqueamento, a empresa executora comprovou que existe a possibilidade de substituição da metodologia executiva pelo tipo hélice contínua monitorada (Ø1,0m), com as estacas mobilizando igual ou maior capacidade de carga geotécnica, reduzindo o comprimento útil do fuste, o peso do armadura de aço e volume de concreto, além, principalmente, do tempo de execução. Após a confirmação da possibilidade de atingir os comprimentos úteis dimensionados por métodos semi-empíricos, foram realizados ensaios de carga dinâmica e ensaios de carga estática, que comprovaram a mobilização da capacidade de carga mínima exigida. A substituição da metodologia executiva das fundações trouxe redução de 2,5% no comprimento perfurado, 26,9% no peso do aço, 4,3% no volume de concreto e 62,5% no tempo de execução. Portanto, verifica-se que os avanços na tecnologia de sondas de perfuração que executam estacas helicoidais contínuas monitoradas trouxeram um aumento na capacidade de perfuração em solos competentes, promovendo a viabilidade da metodologia em cenários utópicos de anos atrás.

PALAVRAS-CHAVE: estaca – hélice contínua monitorada – mineração - provas de carga estática – ensaio de carregamento dinâmico

ABSTRACT: Choosing the type of foundation is one of the main steps in preparing a foundation project. Several variables are considered until the final choice, and, among them, the required load capacity, the soil characteristics of the installation site and the spatial logistics of the implementation area are the main ones. For this, a quality geotechnical investigation, a good study of the boundary conditions and the execution of a load testing campaign before issuing the foundation's executive project are essential to provide the best possible information and for the project to be well sized. This article aims to present a case study of a project in Canaã dos Carajás-PA, whose part of the executive foundation project was composed of Excavated type piles with the use of stabilizing fluid (Ø1.0m), but, during the execution of the piling, the executing company proved that the possibility of replacing the executive methodology for the continuous flight auger type (Ø1.0m), with the piles mobilizing the same or greater geotechnical load capacity, reducing the useful length of the shaft, the weight of the steel reinforcement and the volume of concrete, in addition to, mainly, the execution time. After confirming the possibility of achieving the useful lengths sized by semi-empirical methods, dynamic loading tests and static load tests were carried out, which proved the mobilization of the minimum required load capacity. Replacing the foundations' executive methodology brought a reduction of 2.5% in drilled length, 26.9% in steel weight, 4.3% in concrete volume and 62.5% in execution time. Therefore,

it appears that advances in the technology of drilling rigs executing monitored continuous helix piles have brought an increase in drilling capacity in competent soils, promoting the viability of the methodology in utopian scenarios years ago.

KEYWORDS: pile – continuous flight auger – mining – static load tests – dynamic loading test

1 INTRODUÇÃO

A engenharia de fundações está crescendo de forma exponencial com o avanço da tecnologia. Os jovens estudantes de engenharia tem sido formados com uma visão menos agressiva acerca da etapa de fundações da obra, pois a disseminação do conhecimento técnico e a conscientização da importância desta etapa da edificação tem sido intensa nas redes sociais e universidades, fator benéfico para o futuro da engenharia no Brasil.

A busca por otimizações em cada etapas da obra é uma das tarefas principais de um engenheiro, e, no âmbito das fundações, este ganho pode ser imenso. Na fase de elaboração do projeto das fundações, a partir da complexidade da estrutura (grandeza das cargas e finalidade), o primeiro passo de um engenheiro geotécnico é solicitar uma campanha de investigação geotécnica, para obter as características do solo presente no local de implantação da edificação.

Além da investigação geotécnica, antes de determinar o tipo de fundação à ser adotado para o dimensionamento e posterior execução, é preciso analisar as condições de contorno, de acesso e a topografia do local da obra, para tornar o projeto das fundações viável tecnicamente (VELLOSO; LOPES, 2010).

Nesta fase, o envolvimento entre a equipe de projeto e a equipe de execução é crucial, a primeira, busca soluções tendo por base os conhecimentos da engenharia geotécnica, e a segunda, complementa esses conhecimentos com os aspectos referentes às limitações dos equipamentos que serão envolvidos, às limitações de acessos e outros aspectos inerentes aos métodos construtivos (ALONSO, 2019).

Como a maioria dos métodos utilizados no Brasil para o dimensionamento geotécnico de fundações são semiempíricos, e, como o comportamento do maciço do solo detém incertezas, torna-se fundamental o conhecimento do real comportamento da fundação a partir da aplicação das cargas provisionadas nos dimensionamentos. Este conhecimento é obtido a partir da execução de provas de carga ou ensaios de carregamento dinâmico em um elemento de fundação isolado.

A partir disto, este trabalho tem como objetivo apresentar um estudo de caso no qual a metodologia executiva das fundações de uma obra, localizada na região de Canaã dos Carajás-PA, foi alterada durante a fase de execução do estaqueamento, de estacas tipo Escavadas com uso de fluido estabilizante para estacas tipo Hélice contínua monitorada.

2 TIPO DE ESTACAS

2.1 Estacas tipo Escavada com uso de fluido estabilizante

A norma técnica brasileira 6122 define-a como, “J.2 São estacas escavadas com uso de fluido estabilizante, que pode ser lama bentonítica para perfuração ou polímeros sintéticos, naturais ou naturais modificados para sustentação das paredes da escavação. A concretagem é submersa, com o concreto deslocando o fluido estabilizante em direção ascendente para fora do furo.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2022, p. 72).

O avanço da tecnologia na fabricação de fluidos trouxe a substituição da lama bentonítica, produto utilizado nas primeiras estacas escavadas de grande diâmetro e nocivo ao meio ambiente, por uma lama polimérica, fabricada a partir de polímeros biodegradáveis, trazendo sustentabilidade para a metodologia executiva de estacas escavadas. Em termos de limitações executivas, hoje no Brasil, existem perfuratrizes que possuem a capacidade de avançar em material rochoso com diâmetros de até 2,5m, e profundidades de 50,0m.

2.2 Estacas tipo Hélice Contínua Monitorada

A norma técnica brasileira 6122 define-a como, "N.2 É uma estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo de diâmetro constante. A injeção de concreto é feita pela haste central do trado simultaneamente à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem da estaca." (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2022, p. 89).

Com o avanço da tecnologia de fabricação dos equipamentos, hoje no Brasil, as perfuratrizes possuem sistema hidráulico automatizado, garantindo mais controle e segurança durante a execução, e conseguem perfurar solos com valores NSPT >50 golpes, com diâmetro de 1,2m e comprimento de 40,0m. Todavia, ainda não é possível o embutimento em rocha, apenas o apoio, que com a técnica correta na etapa da concretagem, sem promover a sujeira na ponta da estaca, garante uma mobilização de resistência de ponta considerável.

3 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA O DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

3.1 Aoki-Velloso (1975)

Método desenvolvido por Nelson Aoki e Dirceu Velloso, e a capacidade de carga geotécnica da estaca é encontrada a partir da Equação 1 abaixo.

$$R = \frac{K\,.\,N_P}{F_1}\,.A_P\; +\; U\,.\;\sum\left(\frac{\alpha\,.\,K\,.\,\overline{N}_{SPT}}{F_2}\right)\,.\Delta_L \qquad (1)$$

Onde U é o perímetro da seção transversal da estaca, α e K são fatores que dependem do tipo de solo, NSPT é o número de golpes para a respectiva camada de solo, ΔL é o segmento da estaca na respectiva camada de solo, F1 e F2 são fatores de correção que dependem do tipo de estaca, NP é o valor NSPT na camada de solo da ponta da estaca e AP é a área da ponta da estaca.

3.2 Décourt-Quaresma (1978)

Método desenvolvido por Luciano Décourt e Arthur Quaresma, e a capacidade de carga geotécnica da estaca é obtida com a Equação 2 abaixo.

$$R = \alpha.C\,.\overline{N}_P\,.A_P\; +\; U\,.\beta\,.\;\Delta_L\,.\left[10\,.\left(\frac{\overline{N}_{SPT}}{3}+1\right)\right] \qquad (2)$$

Onde U é o perímetro da seção transversal da estaca, β e α são fatores que dependem do tipo de solo e da estaca, NSPT é o número de golpes para camada de solo, ΔL é o segmento da estaca na respectiva camada de solo, C é um fator que depende do tipo de solo, NP é o valor resultante da média de três valores obtidos ao nível da ponta da estaca imediatamente acima e abaixo desta e AP é a área da ponta da estaca.

3.3 Antunes e Cabral (1996)

Método desenvolvido por William Antunes e David Cabral, aplicável somente a estacas tipo hélice contínua monitorada, tendo a capacidade de carga geotécnica da estaca é obtida com a Equação 5 abaixo.

$$R = \beta_2'\,.N_P\,.A_P\; +\; U\,.\sum(\overline{N}_{SPT}\,.\beta_1')\;.\;\Delta_L \qquad (3)$$

Onde U é o perímetro da seção transversal da estaca, β_2' e β_1' são fatores que dependem do tipo de solo, NSPT é o número de golpes para camada de solo, ΔL é o segmento da estaca na respectiva camada de solo, NP é o valor NSPT na camada de solo da ponta da estaca e AP é a área da ponta da estaca.

4 TESTES DE DESEMPENHO EM ESTACAS

4.1 Prova de carga estática

De acordo com Alonso (2013, p. 2), "A prova de carga consiste em se carregar a estaca (à compressão, à tração ou horizontalmente) com incrementos progressivos de carga (P) e medida dos deslocamentos correspondentes (d), resultando um gráfico carga x deslocamento".

O resultado principal de um ensaio de prova de carga estática é a curva carga x recalque, sendo obtida a partir da coleta dos valores de deslocamento vertical (recalques) apresentados para cada carga aplicada nos estágios de carregamento e descarregamento. E é a partir da análise desta curva que são retiradas as informações referentes à capacidade de carga da estaca.

O ensaio é executado em estágios de carregamento e descarregamento, que tem critérios definidos de acordo com o tipo de carregamento escolhido, lento, rápido, misto, cíclico lento ou cíclico rápido, sendo o lento o mais utilizado no Brasil, normatizado pela então vigente ABNT NBR 16903 (ABNT, 2020).

4.2 Ensaio de carregamento dinâmico

De acordo com Alonso (2019, p.141), "o ensaio de carregamento dinâmico possui certa similaridade com a prova de carga estática cíclica rápida. O objetivo é a obtenção de uma curva carga mobilizada x reclaque dinâmico máximo, referente a uma série de golpes do pilão com energias crescentes.".

O ensaio consiste em aplicar, de forma análoga ao topo da estaca, uma série de golpes com um pilão, de massa conhecida. Em cada golpe do pilão, há um deslocamento axial causado pelo pilão que cai de uma altura definida, o carregamento é dito dinâmico. A carga mobilizada em cada golpe é obtida pela monitoração do golpe ou a partir da interpretação da cuva deslocamento x tempo. O deslocamento pode ser medido a partir do controle de repique através de uma folha de papel fixada na seção da estaca ou com aparelhos que calculam a curva deslocamento x tempo em cada golpe (ALONSO, 2019).

O ensaio é executado no Brasil desde o início da década de 80, mas, só foi normatizado no país em 2007, com a criação da norma técnica ABNT NBR 13208 (2007), vigente até os dias atuais.

5 ESTUDO DE CASO

O projeto inicial de uma obra de grande porte, localizada em um complexo de mineração na cidade de Canaã dos Carajás-PA, previa a execução de parte das fundações com estacas tipo escavadas com fluido estabilizante, dimensionadas somente a partir de sondagens SPT. Todavia, após o início da obra, a baixa produtividade durante a execução destas estacas culminou na apresentação de um estudo técnico da empresa executante ao cliente final, acerca da possibilidade de modificação da metodologia executiva para estacas tipo hélice contínua monitorada, com o intuito de aumento substancial na produtividade e redução de insumos inerentes ao processo executivo.

Para o desenvolvimento deste trabalho, foram utilizados dados de 13 sondagens SPT, 05 provas de carga estáticas à compressão com carregamento lento e 03 ensaios de carregamento dinâmico, em estacas tipo hélice contínua monitorada e estacas tipo escavada com uso de fluido estabilizante, de uma obra de grande porte,

O dimensionamento geotécnico das estacas foi feito a partir de métodos semi-empíricos, utilizando dados de 13 sondagens SPT, escolhidas por terem sido executadas dentro de um raio de até 20,0m da área de estaqueamento em estudo. O fator de segurança global adotado foi otimizado conforme a norma técnica ABNT NBR 6122 (2022).

Os limites de validade dos valores NSPT de cada um dos métodos semi-empíricos aplicados foram respeitados, e, foram aplicados os respectivos coeficientes de segurança para a obtenção das resistências admissíveis, que são as resistências apresentadas neste trabalho.

Foram executadas provas de carga estáticas e ensaios de carregamento dinâmico após a substituição da metodologia, com aplicação de cargas para mobilizar a 2,0x a carga de trabalho das estacas, definidas nos projetos executivos da obra. Todavia, as provas de carga números 3, 4 e 5 não atingiram 2,0x a carga de trabalho, somente 1,6x, devido a possibilidade de instabilidade do sistema de reação.

5.1 Projeto inicial

O projeto executivo inicial contemplava a execução de 547 estacas tipo escavadas com uso de fluido estabilizante, distribuídas em uma área de aproximadamente 11.380m², em 06 radiers estaqueados e 04 blocos sob estacas, com comprimento útil de fuste entre 25,0m e 30,0m de comprimento, integralmente armado, e capacidade de carga provisionada em 400,0tf.

5.2 Característica do solo

Foram utilizadas 13 sondagens SPT para este estudo, executadas em elevações distintas, apresentadas na Tabela 2. Em geral, praticamente todos os perfis indicaram a presença predominante de Silte argiloso (Residual maduro) nos primeiros 3,0m, seguido de Argila Siltosa (Residual jovem a partir de 13,0m e saprólito de 18,0m, com estrtura da rocha xisto) com NSPT variando entre 10 e >50 golpes, com posterior presença de uma camada impenetrável, e nível d'água a partir de 9,0m. As sondagens, em sua totalidade, foram paralisadas por critérios de impenetrabilidade preconizados na norma técnica ABNT NBR 6484 (2020).

Tabela 2. Valores de NSPT por sondagem a partir da profundidade. Elaborada pelo autor (2024).

Prof. (m)	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6	SP7	SP8	SP9	SP10	SP11	SP12	SP13
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3	3	-
2	-	24	-	-	-	-	-	8	-	4	3	4	-
3	-	21	6	9	13	-	9	7	-	4	3	5	7
4	8	16	7	12	10	-	8	6	-	4	3	5	9
5	15	15	7	12	3	9	10	9	-	3	3	4	7
6	18	12	14	13	17	6	9	11	-	5	3	3	10
7	14	8	7	14	22	7	15	10	9	6	3	5	7
8	17	15	13	16	29	10	12	9	9	14	3	9	9
9	19	31	15	14	44	26	13	11	18	15	3	12	13
10	15	27	10	15	34	31	15	11	50	19	8	16	17
11	21	28	15	14	34	32	28	8	50	19	12	19	19
12	19	27	19	14	19	35	31	9	50	25	24	22	23
13	18	50	15	13	22	38	35	11	50	27	26	8	19
14	17	32	17	17	39	21	29	13	50	34	30	18	23
15	22	38	15	11	30	23	32	16	26	39	33	31	25
16	18	45	17	16	27	28	50	23	31	34	34	34	30
17	24	38	28	16	32	30	50	50	33	38	36	35	27
18	20	36	50	14	50	14	49	50	23	38	39	39	29
19	20	50	50	17	50	19	50	13	22	39	36	41	33
20	27	50	50	16	50	22	50	15	19	50	36	44	34
21	24	50	50	15	50	50	50	17	23	50	50	39	43
22	35	IMPENETRÁVEL	50	20	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	18	18	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	45
23	32		50	15		50		18	28			50	43
24	26		IMPENETRÁVEL	13		IMPENETRÁVEL		18	25			IMPENETRÁVEL	47
25	31			18		50		40	31			50	50
26	45			19				50	50				
27	50			15				50	50				
28	50			19				50	50				
29	50			18				50	50				
30	IMP.			22				IMP.	50				
31				35					IMP.				
32				30									
33				43									
34				44									
35				50									

5.3 Dimensionamento geotécnico por métodos semiempíricos

A partir das 13 sondagens SPT, foram realizados os dimensionamentos geotécnicos com os métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996), sem a aplicação de fatores de segurança, com valores de resistência característica em toneladas-força apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados do dimensionamento geotécnico, métodos semi-empíricos. Elaborado pelo autor (2024).

Sondagem	Tipo de estaca	Diâmetro (m)	Comp. útil (m)	Décourt-Quaresma (1978) (tf)	Aoki-Velloso (1975) (tf)	Antunes e Cabral (1996) (tf)
SP1	HCM	1,0	25,0	934,10	896,95	943,89
SP2	HCM	1,0	25,0	1.293,29	1.138,63	1.276,59
SP3	HCM	1,0	25,0	1.177,05	1.061,53	1.171,19
SP4	HCM	1,0	25,0	641,20	592,54	716,60
SP5	HCM	1,0	25,0	1.424,19	1.178,60	1.301,72
SP6	HCM	1,0	25,0	1.241,98	995,77	1.010,02
SP7	HCM	1,0	25,0	1.407,43	1.092,81	1.134,11
SP8	HCM	1,0	25,0	911,06	885,82	931,48
SP9	HCM	1,0	25,0	1.168,67	1.056,07	1.163,80
SP10	HCM	1,0	25,0	1.211,61	1.076,87	1.187,05
SP11	HCM	1,0	25,0	1.228,36	1.003,05	1.027,61
SP12	HCM	1,0	25,0	1.133,07	1.027,65	1.121,71
SP13	HCM	1,0	25,0	1.140,40	1.039,49	1.142,60

Com o intuito de otimizar o fator de segurança utilizado para a obtenção da carga admissível, foi aplicado o método proposto pela norma técnica ABNT NBR 6122 (2022), "6.2.1.2.1 Resistência determinada por método semiempírico", regido pela Equação 4.

$$P_{adm} = \frac{mín\left[{(R_{se})_{méd}}/{\xi_1}\,;{(R_{se})_{mín}}/{\xi_2}\right]}{FS_g} \qquad (4)$$

Onde $(R_{se})_{méd}$ e $(R_{se})_{mín}$ são as resistências determinada com base em valores médios e mínimos dos resultados dos ensaios de campo, ξ_1 e ξ_2 são os fatores de minoração da resistência especificados na Tabela 2 da ABNT NBR 6122 (2022) e FS_g é o fator de segurança global, definido como 1,4.

Os resultados obtidos após a otimização do fator de segurança estão dispostos na Tabela 4.

Tabela 4. Resistência admissível, após otimização do fator de segurança. Elaborado pelo autor (2024).

Resistência admissível	Tipo de estaca	Diâmetro (m)	Comp. útil (m)	Décourt-Quaresma (1978)	Aoki-Velloso (1975)	Antunes e Cabral (1996)
Padm (tf)	HCM	1,0	25,0	412,6	381,3	461,1

6 RESULTADOS

Analisando os resultados de resistência dos métodos semi-empíricos, nota-se de que um dos perfis de sondagem, SP4, apresentou valores de NSPT muito inferiores aos demais, fato que influenciou substancialmente na resistência admissível final ser muito inferior as demais.

A partir dos resultados obtidos no dimensionamento geotécnico, constatou-se de que as estacas, caso fossem executadas como tipo hélice contínua monitorada, atingiriam a capacidade de carga requerida de 400,0tf, com exceção do método de Aoki-Velloso (1975), que ficou muito próxima.

Com base nisto, foram executados 06 testes de perfuração na área, com uma perfuratriz hidráulico com torque máximo de 280kN.m, a fim de verificar o atingimento dos comprimentos necessários. E, em 05 dos 06 furos as profundidades requeridas foram atingidas, com exceção de 01 furo, que ficou a 2,0m abaixo da meta.

Após o sucesso dos furos teste, o projeto executivo foi revisado, modificando a metodologia das estacas, mas, mantendo as quantidades e locações. Entretanto, 61 estacas já haviam sido executadas como tipo

escavadas com fluido estabilizante, restando a execução de 487 como tipo hélice contínua monitorada com comprimento útil definido em 25,0m, e 12,0m de armadura, contemplando arranque e fuste.

6.1 Execução de testes de carga

Ao longo da execução da nova metodologia executiva adotada, foram executadas 05 provas de carga estática à compressão com carregamento tipo lento e 03 ensaios de carregamento dinâmico, utilizando um martelo de 10,5ton com altura de queda de até 2,1m, captando sinais com um aparelho eletrônico, conectado a transdutores de deformação e acelerômetros. Os resultados obtidos estão dispostos na Tabela 5.

Tabela 5. Resultados dos testes de carga. Elaborada pelo autor (2024).

Teste de carga	Tipo de estaca	Sondagem ref.	Diâmetro (m)	L (m)	Qmáx (tf)	ρ máximo (mm)	ρ residual (mm)
PCE01	HCM	SP8	1,0	27,00	640,0	7,71	4,39
PCE02	HCM	SP11	1,0	25,05	800,0	3,84	1,31
PCE03	HCM	SP1	1,0	25,06	800,0	3,35	1,27
PCE04	HCM	SP10	1,0	27,00	640,0	3,51	0,89
PCE05	HCM	SP6	1,0	25,21	640,0	3,91	1,16
ECD01	HCM	SP8	1,0	23,81	830,5*	9,00	2,00
ECD02	HCM	SP3	1,0	25,35	936,8*	8,00	2,00
ECD03	Escavada c/ fluido	SP11	1,0	27,38	649,1*	8,00	3,00

*Carga máxima mobilizada no ensaio, obtida pelo método CAPWAP®

Não foi identificada a ruptura nítida em nenhuma das provas de carga estáticas executadas, e, após a análise da curva carga x recalque, constatou-se que nenhuma das estacas se aproximou da ruptura convencional, devido aos pequenos deslocamentos e ao fato da curva não tender a formar um gráfico assintótico a uma reta vertical, confirmando assim, as capacidades de carga provisionadas.

6.2 Impacto da mudança de metodologia das fundações

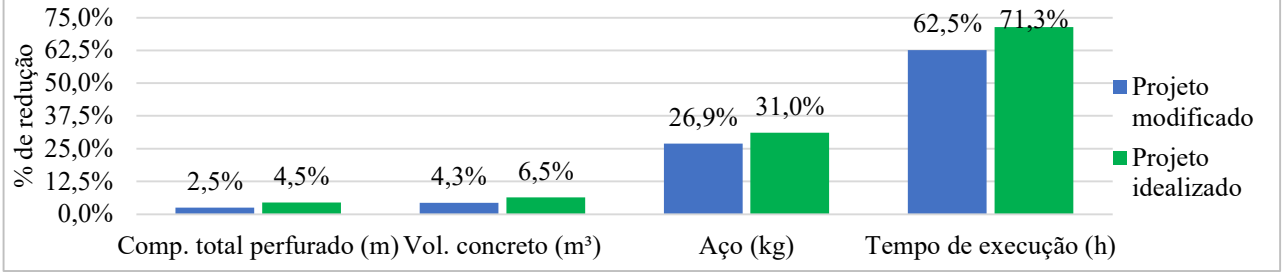
Após a finalização das estacas, fez-se um levantamento e posterior comparação de algumas variáveis, entre o projeto executivo inicial, o executivo após a alteração de metodologia, e, um cenário o qual o projeto inicial seria 100% em estacas tipo hélice contínua monitorada, apresentado na Tabela 6.

Tabela 6. Comparação entre o projeto inicial, modificado e idealizado. Elaborada pelo autor (2024).

Indicador	**Projeto inicial**	**Projeto modificado**	**Projeto idealizado**
Comprimento total perfurado (m)	15.008,00	14.625,47	14.328,90
Vol. concreto (m³)	14.371,83	13.746,85	13.444,47
Aço (kg)	710.502,87	519.047,74	490.050,28
Tempo de execução (h)	2.237,36	838,22	641,16

A Figura 1 abaixo demonstra graficamente, a redução percentual de cada indicador apresentada na Tabela 7.

Figura 1. Reduções percentuais por indicador, entre os projetos. Elaborado pelo autor (2024).



7 CONCLUSÃO

Diante dos resultados obtidos e análises feitas, é possível constatar de que a mudança na metodologia executiva das fundações apresentou um ganho substancial para o empreendimento, principalmente em termos de prazo e economia de insumos, fatores diretamente ligados ao sucesso financeiro de uma obra.

Acredita-se que o projeto poderia ter uma otimização muito maior, inclusive em relação aos números do projeto idealizado apresentado, caso fosse executada uma campanha de testes de carga ainda na fase de elaboração do projeto. Isto reforça a necessidade de um maior investimento financeiro na fase de projeto das fundações, que tende a garantir uma maior confiabilidade técnica ao empreendimento e evidente redução de prazo e custo.

O fato é de que a maioria dos métodos semi-empíricos para dimensionamento geotécnico foram elaborados a partir de ensaios de prova de carga estática em regiões pouco representativas para toda a diversidade geológica do Brasil, geram possíveis conservadorismos e distância da realidade da real capacidade de carga de estacas. Além disto, o avanço na tecnologia de perfuratrizes hidráulicas tem possibilitado a perfuração em solos muito competentes, tido como impenetráveis a anos atrás, circunstância que viabiliza em mais obras a aplicação de metodologias executivas.

Pode-se afirmar que este artigo contribui para a comunidade geotécnica para auxílio no dimensionamento da capacidade de carga geotécnica de fundações profundas, visto que não existem trabalhos publicados neste nicho para a região de Canaã dos Carajás-PA. Além disto, reforça a possibilidade do ganho em custo e prazo em executar uma campanha de testes de carga antes da emissão do projeto executivo das fundações em qualquer obra.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a toda a toda equipe da obra, e em especial a equipe da Tecnosonda S/A.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. (2013). Provas de carga estáticas: Evolução dos ensaios e cuidados a tomar para evitar acidentes, prática brasileira até a NBR 6122:2010. São Paulo.

Alonso, U.R. (2019). Previsão e controle das fundações. 3 ed. São Paulo: Blucher.

Antunes, W.R., Cabral, D.A. (1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3. , São Paulo. Anais... vol. 2, pp. 105-110.

Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). An aproximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Congresso panamericano de mecanica de suelos y cimentaciones, 5., 1975, Buenos Aires. Anais... Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mécanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, p.367-376.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). NBR 13208. Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro.

Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solo e Engenharia de Fundações, 6., Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, 1978. v.1, p.45 – 53.

Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2010). Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/336

Nova Proposta Para Avaliação Da Qualidade do Ensaio de Carregamento Dinâmico

Daniel Kina Murakami
Benaton Specialist, São Paulo, Brasil, daniel.murakami@gmail.com

RESUMO: Normalmente a qualidade do ensaio de carregamento dinâmico (ECD) dinâmico é avaliada através do "Match Quality", que basicamente mede o erro relativo entre o sinal coletado e o calculado na análise CAPWAP. Entretanto, em diversos casos de obras (Murakami et. al., 2022a, 2022b, 2023) estes autores observaram que o "Match Quality" (MQWU) não deve ser o único parâmetro a ser avaliado como garantia de qualidade do ensaio dinâmico, sendo fundamental a adoção de um critério de aceitação ou rejeição dos sinais coletados ainda em campo, possibilitando a realização dos devidos ajustes em obra, como por exemplo ajuste do posicionamento e/ou inclinação do martelo do bate estaca para obter um sinal coletado de melhor qualidade. Nos casos de obra estudados pelos autores se observou que sinais com má qualidade até podem apresentar análises CAPWAP com MQWU satisfatórios, entretanto, quando comparado com os sinais de boa qualidade coletados na mesma estaca se observou um comportamento muito diferente em relação às cargas mobilizadas, tensões de compressão e tração, podendo inclusive indicar um falso dano na estaca. Este artigo tem como objetivo propor uma nova forma para a avaliação da qualidade do ECD através de três etapas: a) qualidade do sinal coletado, com critérios de rejeição; b) significado matemático (Murakami, 2024a); c) significado físico (Murakami, 2024a) quando há prova de carga estática (PCE).

PALAVRAS-CHAVE: PDA (Pile Driving Analyzer), Qualidade dos sinais coletados, CAPWAP, Match Quality (MQWU), Match Quality de Recalques (MQR).

ABSTRACT: Usually, Dynamic Load Testing (DLT) quality is assessed through "Match Quality," which essentially measures the relative error between the collected signal and that calculated in CAPWAP analysis. However, in several case studies (Murakami et al., 2022a, 2022b, 2023), these authors observed that "Match Quality" (MQWU) should not be the unique parameter evaluated as a guarantee of dynamic test quality. It is essential to adopt a criterion for acceptance or rejection of collected signals still in the field, enabling necessary adjustments on-site, such as hammer positioning, hammer inclination, or both adjustments, to obtain a higher-quality collected signal. In the cases studied by the authors, it was observed that poor-quality signals may still yield satisfactory CAPWAP analyses, but when compared to good-quality signals collected from the same pile, significantly different behaviors were observed regarding mobilized loads, compression, and tension stresses, potentially indicating false pile damage. This paper aims to propose a new approach for evaluating DLT quality through three steps: a) collected signal quality, with rejection criteria; b) mathematical meaning (Murakami, 2024a); c) physical meaning (Murakami, 2024a) when static load testing (SLT) is conducted.

KEYWORDS: Pile Driving Analyzer (PDA), Quality of collected data, CAPWAP, Match Quality (MQWU), Match Quality of Settlemets (MQS)

1 INTRODUÇÃO

Normalmente a qualidade do ensaio de carregamento dinâmico (ECD) (NBR 13208) é avaliada através do "Match Quality", que basicamente mede o erro relativo entre o sinal coletado e o calculado na análise CAPWAP. Entretanto, em diversos casos de obras (Murakami et. al., 2022a, 2022b, 2023) se observarou que o "Match Quality" (MQWU) não deve ser o único parâmetro a ser avaliado como garantia de qualidade do ensaio dinâmico, sendo fundamental a adoção de um critério de aceitação ou rejeição dos sinais coletados ainda em campo, possibilitando a realização dos devidos ajustes em obra, como por exemplo ajuste do posicionamento e/ou inclinação do martelo do bate estaca para obter um sinal coletado de melhor qualidade. Pile Dynamics, Inc. (2024a) informa que o MQWU não é o único parâmetro a ser avaliado para medir a acurácia do ensaio, é talvez o mais importante para auxiliar a encontrar a melhor solução.

Nos casos de obra estudados pelos autores se observou que sinais com má qualidade até podem apresentar análises CAPWAP com MQWU satisfatórios. Entretanto, quando comparado com os sinais coletados de boa qualidade na mesma estaca se observou um comportamento muito diferente em relação às cargas mobilizadas, podendo inclusive indicar um falso dano na estaca.

Este artigo tem como objetivo propor uma nova forma para a avaliação da qualidade do ECD através de três etapas: a) qualidade do sinal coletado; b) significado matemático (Murakami, 2015, 2024a); c) significado físico (Murakami, 2015, 2024a) quando há prova de carga estática (PCE).

2 SIGNIFICADO MATEMÁTICO

Murakami (2015) introduziu o conceito de significado matemático no ensaio de carregamento dinâmico. Basicamente, o significado matemático da análise CAPWAP era medido através do Match Quality da Curva Wave Up (MQWU).

Murakami (2024a) aprimorou este conceito através da análise crítica da equação do MQWU, concluindo que: 1) MQWU é calculado comparando grandezas medidas e calculadas (Curvas Wave Up); 2) A grandeza calculada é ajustada para minimizar o erro em relação à medida; 3) Erros na coleta de sinais podem fazer com que o significado matemático do MQWU não tenha sentido; 4) Caso confirmada a má qualidade de sinal, mesmo que o MQWU apresente valor satisfatório, não há como garantir a qualidade da análise CAPWAP; 5) MQWU depende da característica do sinal e da experiência de quem faz a análise; 6) Análises CAPWAP totalmente automáticas são conservadoras e devem ser usadas com cautela devido à possíveis divergências esperadas no solo em questão; 6) O MQWU reflete uma avaliação matemática da qualidade da análise CAPWAP, mas pode variar em seu significado físico;

3 SIGNIFICADO FÍSICO

Murakami (2015) introduziu o conceito de significado físico no ensaio de carregamento dinâmico. Basicamente, o significado físico da análise CAPWAP era medido através do Match Quality de Recalques (MQR) dada através de uma equação parecida com o MQWU.

Entretanto, Murakami (2019) aprimorou o MQR através de uma solução gráfica, plotando-se no eixo X o recalque da PCE e no eixo Y o recalque da curva simulada do CAPWAP para cada estágio da PCE, formando uma série de pontos cuja regressão linear é do tipo:

$$Y = \alpha X \quad (2)$$

Murakami e Massad (2023) ressaltam as vantagens do conceito de MQR: a) possibilita a comparação entre CAPWAP e PCE independentemente do deslocamento mínimo da ponta da estaca; b) permite a comparação de todos os pontos da PCE, não apenas um par de pontos como no Método de Davisson; c) o método tradicional de comparação não fornece informações sobre o recalque na carga de trabalho.

Murakami (2024) destaca que, embora a solução gráfica do MQR (Murakami, 2019) seja mais simples que a equação matemática (Murakami, 2015), a primeira fornece informações adicionais: é possível avaliar se os recalques do CAPWAP estão acima ou abaixo dos da PCE através do valor de α.

Quando α e R^2 do MQR se aproximam de 1, há uma indicação de que a curva simulada do CAPWAP está próxima da PCE, evidenciando um bom significado físico. Valores de α inferiores a 1 sugerem que, em média, os recalques da PCE foram maiores que os do CAPWAP, enquanto valores acima de 1 indicam o oposto. Em muitos casos, a melhoria do MQWU está associada a uma melhoria do MQR, sugerindo que um melhor significado matemático coincide com um aperfeiçoamento do significado físico.

4 QUALIDADE DOS SINAIS COLETADOS

Este artigo tem como objetivo orientar todos os envolvidos no ensaio (executores de ensaios, projetistas, consultores e cliente final) apresentando critérios de rejeição de forma clara e objetiva em relação

aos sinais coletados. Os sinais coletados são classificados em 3 quesitos para os sensores de força: 1) Excentricidade e/ou inclinação do martelo; 2) Formato dos sinais coletados; 3) Plastificação.

Os sinais típicos apresentados neste artigo, considerados como inapropriados, devem ser rejeitados, não sendo permitida a realização de análise CAPWAP. O motivo da rejeição destes sinais que serão apresentados é que pode haver divergências quando comparados com sinais de boa qualidade. Tais discrepâncias ocorrem em relação às cargas mobilizadas, tensões de compressão e tração, ou seja, não há significado físico mesmo que alguém faça tais análises com valores de MQWU satisfatórios. Maiores informações sobre as diferenças entre significado físico e matemático no ECD podem ser encontrados em Murakami (2015, 2024). Os sinais de velocidade não serão abordados neste artigo, uma vez que normalmente não apresentam divergências mesmo com aplicação de golpes do martelo com excentricidade.

4.1. EXCENTRICIDADE E INCLINAÇÃO DO MARTELO

No ECD, a avaliação da excentricidade e inclinação do martelo no golpe aplicado (figura 1) podem ser de duas formas: a) comparação entre os valores de CSI (tensão máxima de compressão) e CSX (tensão média de compressão); b) avaliação do formato e magnitude dos sinais coletados de força.

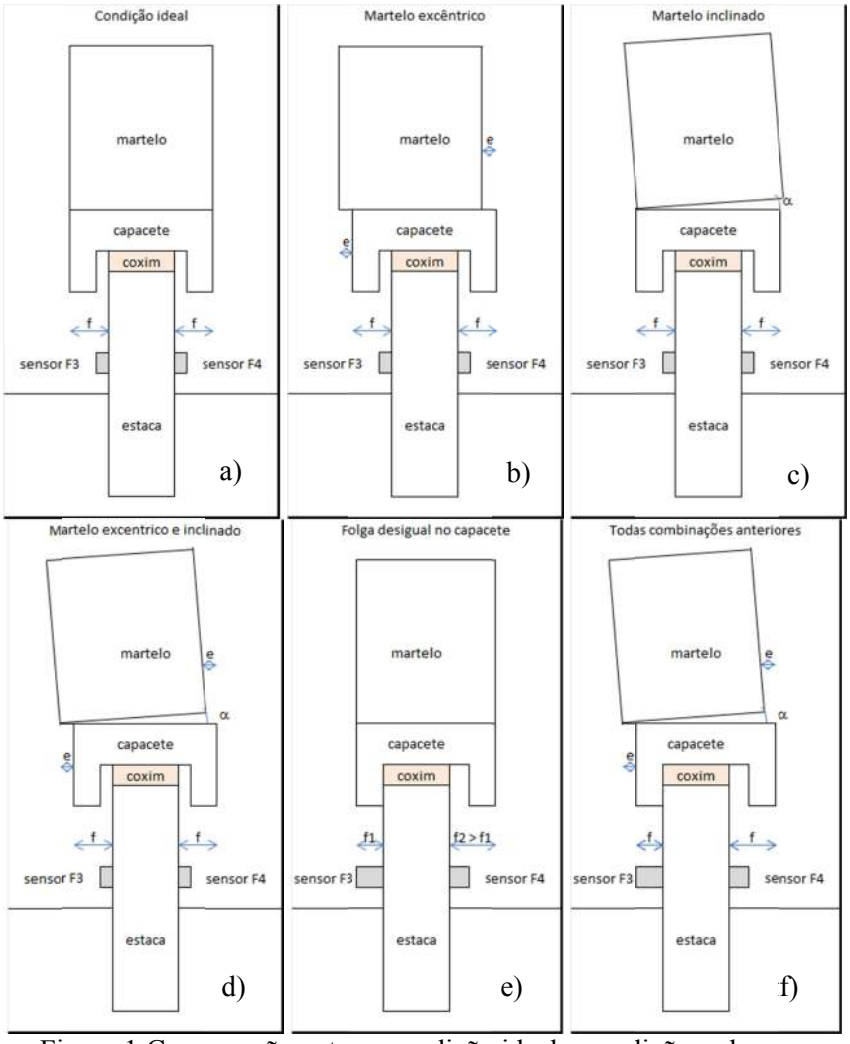


Figura 1.Comparação entre a condição ideal e condições adversas

De forma geral, é preferível que os valores de CSI e CSX estejam mais próximos possíveis, o que indicaria que o martelo está aplicando golpes de forma centralizada. Quando há uma diferença significativa, por exemplo 60% ou mais, é recomendável que se verifique os pares individuais de força, procurando corrigir a excentricidade e/ou inclinação do martelo.

Neste exemplo, o sensor de força F3 pode estar medindo uma força 60% superior à média dos sensores. Há cinco interpretações possíveis neste caso: 1) o martelo está com excentricidade, aplicando golpe de maior intensidade na região do sensor F3 (figura 1b); 2) o martelo está inclinado em relação à estaca, aplicando golpes de maior intensidade na região do sensor F3 (figura 1c); 3) combinação de ambos (figura 1d); 4) a folga do capacete do bate estaca não está uniforme em todo o perímetro da estaca (figura 1e); 5) combinação de todos os efeitos anteriores (figura 1f).

A figura 1 ilustra todas as combinações possíveis quando há exentricidade e/ou inclinação do martelo, comparando com a situação ideal onde o martelo está centralizado, sem inclinação e com folga uniforme no capacete (figura 1a). Observa-se que, apesar de em teoria ser simples este entendimento, na prática pode ser difícil realizar o ajuste do martelo visando buscar a condição ideal, uma vez que há fatores que podem dificultar este ajuste: 1) normalmente a espessura do coxim não é uniforme; 2) a torre do bate estaca pode não ser 100% linear; 3) o cepo do capacete pode estar desalinhado; 4) o capacete pode estar desalinhado em relação à torre; 5) terreno com baixa capacidade de suporte pode não conseguir manter o bate estaca no alinhamento correto; 6) topo da estaca está desalinhado; 7) estaca está fora do prumo.

Em relação à excentricidade e inclinação do martelo, há dois sinais típicos que devem ser rejeitados, impossibilitando a realização da análise CAPWAP. O primeiro trata-se de ocorrência de flexo tração em algum dos sensores de força antes do período 2L/c. Neste caso, conforme apresentado por Murakami e Cabette (2024) em um caso de obra em estacas pré moldadas, os Métodos Case e CAPWAP podem apresentar um falso dano na estaca em função da má coleta do sinal. A figura 2a mostra um caso típico de flexo tração que deve ser rejeitado. Já a figura 2b mostra o segundo sinal típico de martelo aplicando golpe com excentricidade e/ou inclinado (Beim, 2017). Nota-se o fenômeno de "clipping", onde o sinal de um dos sensores (F1) apresenta um "corte horizontal" no valor máximo, uma vez que o valor real excedeu a deformação limite do sensor. Os dois sinais apresentados na figura 2 não podem ser feitas análises CAPWAP e o martelo do bate estaca deve ser devidamente ajustado a fim de obter sinal de melhor qualidade.

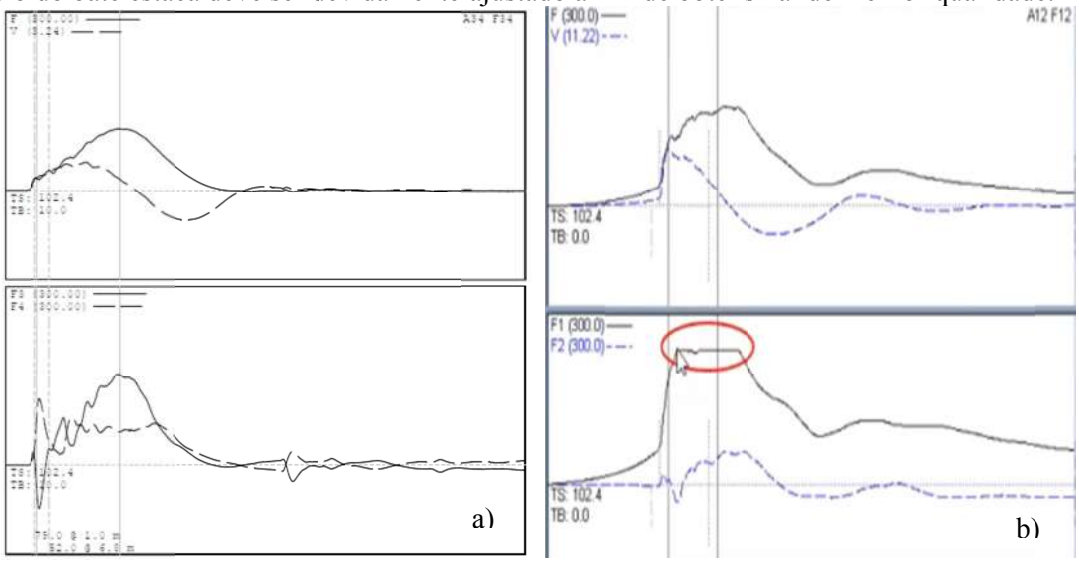


Figura 2. a) Caso típico de flexo tração (Murakami e Cabette, 2024); b) sinal com "clipping" (Beim, 2017).

4.2 FORMATO DOS SINAIS DE FORÇA

O formato dos pares de força pode indicar que o martelo está aplicando golpes excentricos e/ou com inclinação. A condição ideal seria que os pares de força fossem do mesmo formato e de mesma magnitude. Neste caso, os valores de CSI e CSX devem ser iguais, o que indicaria uma aplicação de golpe bem centralizado, sem inclinação e folga uniforme no capacete do bate estaca.

Há basicamente dois casos típicos em que os sinais de força não podem ser analisados através do CAPWAP: 1) sinal com flexo tração, principalmente se a flexo tração ocorrer antes do período 2L/c (ver item anterior); 2) sinal em que algum dos sensores apresentar forte oscilação dos sinais de força.

A figura 3 mostra um caso de obra estudado por Murakami et. al. (2022a) onde os sinais de força indicaram flexo tração nos sensores F3 (figura 3a) e F4 (figura 3b). Trata-se de uma estaca tipo hélice contínua em que podem ter ocorrido uma série de fatores causadores de excentricidade e/ou inclinação

descritos no item anterior. Além disso, se observou uma deficiência na fixação dos chumbadores, o que agravou a qualidade da coleta dos sinais. A má fixação dos chumbadores foi devido à baixa qualidade do concreto na região onde os chumbadores foram fixados. Estes tipos de sinais com flexo tração não podem ser analisados pelo CAPWAP, uma vez que antes do período 2L/c o gráfico de velocidade pode superar o gráfico de força, indicando um falso dano na estaca, além de menor carga mobilizada.

A figura 4 mostra um caso de obra estudado por Murakami et. al. (2022b) onde se ensaiou a mesma estaca em duas datas. No primeiro ensaio se verificou uma forte oscilação nos valores de força no sensor F3 (figura 4a). Trata-se de uma obra em estaca raiz e esta estaca foi reensaiada no dia seguinte (figura 4b). Nota-se que o sinal da estaca no segundo ensaio (figura 4b) os sensores de força apresentam um formato mais parecido, enquanto que no primeiro ensaio (figura 4a) o sensor F3 está muito diferente do F4.

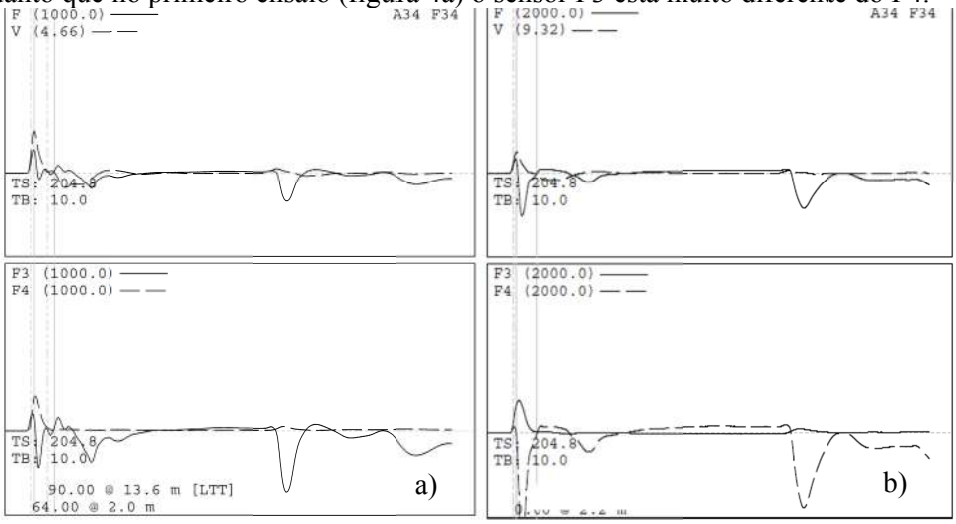


Figura 3. Golpes com flexo tração em estaca hélice. a) terceiro golpe; b) quarto golpe.

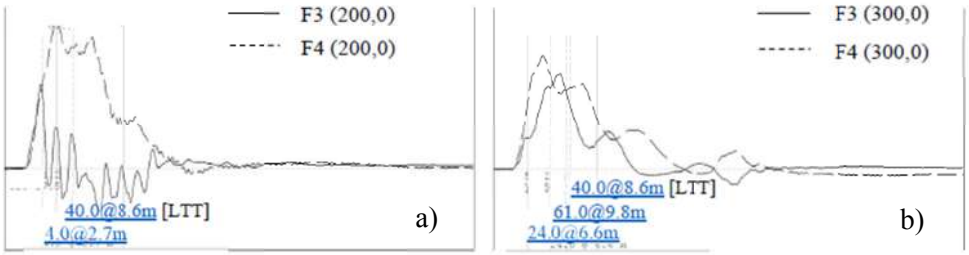


Figura 4. Sinais de força coletados. a) primeiro ensaio; b) segundo ensaio

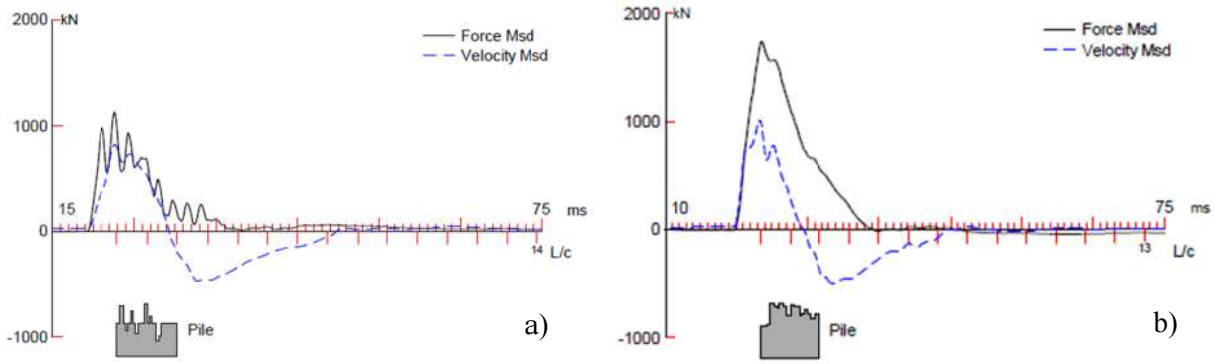


Figura 5. Sinais coletados e perfil do fuste estimado pelo CAPWAP. a) primeiro ensaio; b) segundo ensaio

A causa desta forte oscilação nos valores de força medido pelo sensor F3 (figura 4a) ocorreu em função de uma perda da fixação dos parafusos com a aplicação dos golpes do martelo. Likins e Rausche (2008) destacam que os sensores devem estar firmemente fixados à estaca para garantir uma boa qualidade

no ECD. A figura 5a mostra a comparação do perfil estimado do fuste da estaca com danos para os sinais do primeiro ensaio (figura 4a), enquanto que a figura 5b mostra o perfil estimado da estaca para os sinais do segundo ensaio (figura 4b). Nota-se que o primeiro ensaio apresentou um falso dano na estaca (redução de impedância de 55%) em função da deficiência da coleta de sinais causada pela falta de aperto dos parafusos que fixavam o sensor F3, além de apresentar menor carga mobilizada de 930 kN contra 1430 kN para o segundo ensaio que apresentou boa qualidade de sinais coletados.

4.3 PLASTIFICAÇÃO DOS SINAIS DE FORÇA

Em um ECD de boa qualidade os sinais de força e velocidade devem voltar para zero no término do golpe aplicado (Beim, 2017). Quando isso não acontece, há uma força residual positiva ou negativa nos sensores de força (plastificação dos sinais de força). Tais causas devem ser investigadas e não se deve fazer análises CAPWAP por apresentar uma divergência em relação ao significado físico, tais como, divergências em relação à carga mobilizada e tensões no material da estaca. (Murakami et. al., 2022b).

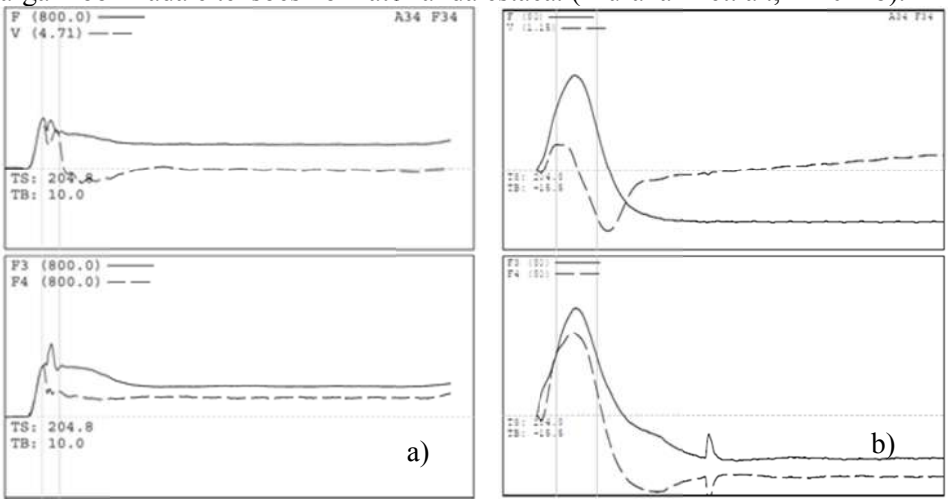


Figura 6. a) Plastificação positiva dos sinais de força (Murakami et. al., 2022b), b) negativa dos sinais de força (Murakami e Cabette., 2023)

Murakami et. al. (2022b) concluiram que normalmente essa plastificação dos sensores de força ocorrem pelos seguintes motivos principais: 1) baixa qualidade do material da estaca onde os chumbadores estão fixados, causando deformação permanente na região dos sensores; 2) ruptura do prolongamento da estaca, que provoca propagação de ondas diferentes de uma condição sem ruptura, causando uma plastificação dos sinais de força, além de um formato diferente das curvas de força.

Murakami e Cabette (2023) verificaram um caso de obra inusitado em que a plastificação do sinal de força ocorreu devido à influência do coxim posicionado sobre a estaca, causando uma falsa tensão de tração devido à uma plastificação negativa dos sinais de força. As figuras 6a (Murakami et. al., 2022b) e 6b (Murakami e Cabette, 2023) mostram casos típicos de plastificação positiva dos sinais de força e negativa, respectivamente.

Beim (2017) ainda destaca que sinais de força que não retornam para zero são inaceitáveis e não podem ser analisados através do CAPWAP. As suas causas devem ser investigadas ainda em campo para solucionar esta deficiência de qualidade de sinal.

5 NOVA PROPOSTA PARA AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DO ECD

Este artigo tem como objetivo propor uma nova forma para a avaliação da qualidade do ECD através de três etapas: a) qualidade do sinal coletado; b) significado matemático (Murakami, 2015, 2024a); c) significado físico (Murakami, 2015, 2024a) quando há prova de carga estática (PCE).

Segue abaixo um resumo da proposta de avaliação da qualidade do ensaio de carregamento dinâmico:

Tabela 1. Resumo da nova proposta de avaliação da qualidade do ECD

Etapa	Avaliação	Critérios de Rejeição	Comentários
1ª	Sinais Coletados	• Sinais de força com formato inaproppriado (grande oscilação nos valores, flexo tração antes de 2L/c e "clipping"); • Sinais com plastificação do sinal de força;	•Nos sinais listados ao lado não se deve fazer análise CAPWAP; •Deve ser investigada a causa da má qualidade do sinal ainda em campo; •A qualidade dos sinais deve ser avaliada antes de se fazer o CAPWAP; •Caso o sinal seja rejeitado, deve-se escolher outro golpe com qualidade do sinal; •Condição perfeita de sinal seria: CSX e CSI iguais; formato dos sinais de força iguais;
2ª	MQWU (significado matemático)	MQWU > 5	•Recomendável MQWU < 5; •Preferível: MQWU menor possível; •CAPWAP em sinais que deveriam ser rejeitados não tem sentido físico;
3ª	MQR (significado físico)	Não há	•Preferível análises com valores de α e R^2 próximos da unidade; •Atendendo ao critério acima devem apresentar praticamente mesma curva da PCE; •Análises CAPWAP com α e R^2 próximos da unidade apresentam o mais elevado nível de qualidade;

A primeira etapa envolve a verificação do sinal coletado e se a mesma apresenta condições mínimas para aceitação. Quando os sinais coletados apresentarem péssima qualidade, em campo deve-se realizar o devido ajuste, obtendo sinal de boa qualidade. Caso contrário, não se deve realizar a análise CAPWAP por apresentar grandes divergências em relação à um sinal de boa qualidade (Murakami, 2024).

A segunda etapa envolve a avaliação do significado matemático do CAPWAP através da avaliação do MQWU. Segundo a Pile Dynamics, Inc (2024b), para bons sinais coletados o MQWU deve ser sempre inferior à 5,0, normalmente inferior à 4,0, com frequência inferior à 3,0, algumas vezes inferior à 2,0 e raramente inferior a 1,0. Com a experiência, estes números serão atingidos mais facilmente e o operador do CAPWAP pode obter, por exemplo, números inferiores a 2,0, exceto para estacas de concreto com danos ou estacas com negas muito abertas que são mais difíceis de analisar. Klingmuller e Schallert (2019) destacam uma hierarquia de complexidade de execução do ECD com base na experiência alemã. Essa hierarquia de complexidade deve afetar também a dificuldade de se obter valores de MQWU menores. É importante destacar que o CAPWAP não "proibe" que se faça a análise de sinais que deveriam ser rejeitados e caso seja feita, não há como garantir a qualidade do ECD mesmo com MQWU aceitável. Mesmo assim, ainda é possível avaliar a qualidade dos sinais, validadando ou não a análise. O motivo desta não garantia de qualidade do ECD em sinais que deveriam ser rejeitados foi aplamente discutido por Murakami (2024).

A terceira etapa envolve a avaliação do significado físico através do conceito de MQR (Murakami, 2015, 2019) quando há PCE. Este artigo mostra que a avaliação isoldada do MQWU na análise CAPWAP pode conduzir à resultados divergentes do esperado, sendo fundamental a avaliação da qualidade dos sinais coletados. Quando o PDA apresentar boa qualidade dos sinais com bom MQWU, historicamente diversos autores verificaram boa correlação do CAPWAP com PCE através do Método de Davisson. Quando o CAPWAP apresentar bom MQR, além da boa correlação através do Método de Davisson, há também boa proximidade da curva simulada do CAPWAP com a PCE, indicando uma boa previsão de recalques.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo tem como objetivo mostrar uma nova forma de avaliação da qualidade do ensaio de carregamento dinâmico. Murakami (2024) mostrou através da análise crítica da equação do MQWU que se houver erros de coleta de sinais em campo (grandeza medida), o significado físico do MQWU pode não fazer

sentido. A nova proposta envolve três etapas: 1) avaliação dos sinais coletados, com critérios de rejeição dos mesmos; 2) Avaliação do valor do MQWU; 3) avaliação dos valores de α e R^2 quando houver uma PCE.

Em relação ao MQR, análises CAPWAP com α e R^2 próximos da unidade apresentam o mais elevado nível de qualidade, desde que atendidas as duas etapas anteriores. Neste caso, a curva simulada do CAPWAP é praticamente idêntica à curva da PCE, conforme diversos casos de obras apresentadas pelo autor.

É importante destacar que o CAPWAP não "proibe" que se faça a análise de sinais que deveriam ser rejeitados e mesmo que seja feita tal análise, não há como garantir a qualidade do ECD mesmo que o valor do MQWU seja aceitável. O motivo desta não garantia de qualidade do ECD em sinais que deveriam ser rejeitados foi aplamente discutido por Murakami (2024).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2007) NBR 13208. Estacas Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro.

Beim, J. (2017) Como especificar e avaliar a qualidade dos ensaios dinâmicos. Webinar, Pile Dynamics, Inc.. https://www.pile.com/product/como-especificar-e-verificar-a-qualidade-dos-ensaios-de-carregamento-dinamico/ (acessado em 06/04/2024)

Klingmuller, O., Schallert, M. (2019) Dynamic Pile Load Test of Cast-in-Place Concrete Piles—German Practice and Codes. 10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations, San Diego, California, USA

Likins, G., Rausche, F., (2008). What Constitutes a Good PDA Test? Proceedings of the Eighth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Lisbon, Portugal, pp 403-407.

Murakami, D. K. (2015). Novo procedimento para a realização de análise capwap no ensaio de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas. Dissertação de mestrado, EPUSP, São Paulo, Brazil.

Murakami, D. K. (2019) "A New Concept of Match Quality of Settlements for Signal Matching Analysis on the Dynamic Pile Test", 10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations, San Diego, California, USA

Murakami, D. K., Corgnier, F., Godinho, H., Saito, E. (2022a) Pile Damage Evaluation Through Low Strain Integrity Test and High Strain Dynamic Pile Test in Root Piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Godinho, H., Saito, E. (2022b) Data Quality in the High Strain Dynamic Pile Test in Cast in Place Piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Murakami, D. K., Cabette, J. F. (2023) The Effect of the Pile Cushion on the Data Quality in the Dynamic Load Test. 10º Seminário de Fundações e Engenharia Geotécnica. São Paulo, SP.

Murakami, D. K., Massad, F. (2023) The Advantage of The Use of The Concept of Match Quality of Settlements in The Dynamic Load Test. 10º Seminário de Fundações e Engenharia Geotécnica. São Paulo, SP.

Murakami. D. K. (2024) A Diferença entre Significado Físico e Matemático no Ensaio de Carregamento Dinâmico. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiu, SC (artigo submetido).

Murakami. D. K., Cabette, J. F. (2024) The Effect Of An Accentric Blow In The High Strain Dynamic Pile Test. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiu, SC (artigo submetido).

Pile Dynamics, Inc. (2024a). Is The "Match Quality" The Only Parameter To Determine The Accuracy Of The Results?. Cleveland, Ohio. Disponível em: https://www.pile.com/resources/faqs/faq-match-quality-mq-parameter-determine-accuracy-results/ (acesso em 17/03/2024)

Pile Dynamics, Inc. (2024b). What Value "Match Quality" Is Recommended In Capwap?. Cleveland, Ohio. Disponível em: https://www.pile.com/resources/faqs/faq-value-match-quality-recommended-capwap/ (acesso em 17/03/2024)

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/337

Novo Método De Cálculo De Resistência Dinâmica Em Provas De Carga Estática Com Critérios De Ruptura

Daniel Kina Murakami
Benaton Specialist, São Paulo, Brasil, daniel.murakami@gmail.com

RESUMO: Este artigo apresenta o comportamento de uma estaca sob carregamento dinâmico e propõe uma nova forma de estimar as resistências dinâmicas que podem ocorrer em provas de carga estática (PCE), principalmente nas do tipo mista. Durante uma prova de carga dinâmica (PCD), parte da resistência é estática (RMX) e outra parte é resistência dinâmica (Rd). Admite-se que há resistência dinâmica sempre que a estaca estiver se movendo, ou seja, quando apresentar uma velocidade de deslocamento. Murakami (2024a) observou que a relação Rd/RMX cresce em função da velocidade máxima do topo da estaca (VMX), mesmo após a ruptura. Ou seja, a resistência total (estática + dinâmica) (Rt) cresce com VMX. Além disso, na PCD com energia crescente, há proporcionalidade entre Rd e VMX para cada golpe. Propõe-se usar os resultados do ensaio dinâmico para estimar Rd na PCE, calculando VMX em cada leitura da PCE e usando a equação da reta da 1ª condição proposta por Murakami (2015) para obter Rd. Conclui-se que em cada estágio da PCE, Rd atinge um pico no início e se dissipa com a estabilização dos deslocamentos. A carga só é estática quando a diferença entre leituras for zero. Na PCE mista, Rd cresce com a carga aplicada, não apresentando indício de ruptura.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência dinâmica (Rd), prova de carga estática (PCE), prova de carga dinâmica (PCD), prova de carga mista, ruptura geotécnica

ABSTRACT: This paper presents the behavior of a pile under dynamic loading and proposes a new way of estimating the dynamic resistances that can occur in static load tests (SLT), especially in quick tests. During a dynamic load test (DLT), part of the resistance is static (RMX) and another part is dynamic resistance (Rd). It is assumed that there is dynamic resistance whenever the pile is moving, that is, when it has a displacement speed. Murakami (2024a) observed that the Rd/RMX ratio increases as a function of the maximum pile top speed (VMX), even after failure. In other words, the total resistance (static + dynamic) (Rt) increases with VMX. Furthermore, in the DLT with increasing energy, there is proportionality between Rd and VMX for each applied blow. It is proposed to use the results of the dynamic test to estimate Rd in SLT, calculating VMX at each SLT's displacement reading and using the straight line equation proposed by Murakami (2015) to obtain Rd. It is concluded that at each stage of SLT, Rd reaches a peak at the beginning of the stage and dissipates as the displacements stabilize. The load is only static when the difference between readings is zero. In Quick Test, Rd increases with the applied load, showing no signs of rupture.

KEYWORDS: Dynamic Resistance (Rd), Static Load Test (SLT), Dynamic Load Test (DLT), Quick Test, ultimate load

1 INTRODUÇÃO

Este artigo tem como objetivo apresentar o comportamento da estaca quando submetido à um carregamento dinâmico e com base nestas observações, se propõe uma nova forma de se estimar as resistências dinâmicas que podem ocorrer em provas de carga estática (PCE) (NBR 16903), principalmente nas do tipo mista.

Na prova de carga dinâmica (PCD) (NBR 13208) o golpe tem curta duração (cerca de 50ms), sendo que neste intervalo parte da resistência é estática (RMX) e outra parte é resistência dinâmica (Rd). Nas formulações matemáticas do CAPWAP e Case, há algo em comum que é admitir que há resistência dinâmica

sempre que a estaca estiver se deslocando, ou seja, quando a mesma apresentar uma velocidade de deslocamento. Murakami (2024a, 2024b) observa que a relação entre Rd/RMX sempre cresce em função da máxima velocidade do topo da estaca (VMX), mesmo no pós ruptura. Ou seja, a resistência total (estática + dinâmica) (Rt) sempre cresce em função de VMX. Além disso, na PCD com energia crescente há uma proporcionalidade entre Rd para cada golpe em função de VMX (Murakami, 2015).

Diante disso, se propõe o uso dos resultados do ensaio dinâmico para estimativa de Rd na PCE através do seguinte procedimento: a) utilização da equação da reta da 1ª condição de contorno proposta por Murakami (2015); b) determinação da velocidade do topo da estaca na PCE pode ser calculada facilmente em cada leitura, tem-se os deslocamentos e o tempo entre leituras; c) com os valores de VMX em cada leitura da PCE calcula-se facilmente a resistência dinâmica na PCE através da 1ª condição de contorno;

2 RESISTÊNCIA DINÂMICA NO ENSAIO DINÂMICO

No Método CAPWAP (Pile Dynamics, 2006), a determinação da resistência dinâmica é realizada através da divisão do solo em k elementos e o cálculo é realizado através da seguinte equação:

$$Rdk = Jsk \times vi \times Rsk \quad (1)$$

Onde: Rdk = resistência dinâmica do elemento k; Jsk = damping do modelo de Smith (1960); vi = velocidade da estaca referente ao elemento de solo k; Rsk = resistência estática temporária do elemento k;

Nota-se através da Eq. (1) que a resistência dinâmica calculada pelo CAPWAP depende basicamente de três fatores: damping do modelo de Smith, velocidade da estaca e resistência estática. Entretanto, no CAPWAP é conveniente utilizar o modelo linear viscoso ao invés do modelo de Smith, uma vez que esta abordagem independe da magnitude da resistência estática:

$$Rdk = Jvk \times vi \quad (2)$$

Onde: Jvk = damping viscoso;

A terceira opção para o cálculo da resistência dinâmica seria o modelo Smith viscoso que é a combinação dos dois modelos anteriores (adotando Rsk = Ruk) através da seguinte aproximação:

$$Jsk = \frac{Jvk}{Ruk} \quad (3)$$

Onde: Ruk = resistência estática última;

Com base nas equações 1 e 2, nota-se que Rd é proporcional à velocidade de deslocamento da estaca. Neste contexto, Murakami (2015) adaptou esta idéia e utilizou como condição de contorno a proporcionalidade entre Rd e VMX. Isso permitiu a correção do valor da resistência dinâmica em cada golpe analisado com energia crescente, melhorando o Match Quality da curva Wave Up (MQWU).

Murakami (2015, 2019) também utiliza a técnica de determinação do quake do fuste da estaca (Murakami, 2014, 2016) em conjunto com uma segunda condição de contorno referente ao comportamento da ponta da estaca, aprimorando não apenas o MQWU como também o Match Quality de Recalques (MQR). Diversos casos de obra que utilizaram o procedimento proposto por Murakami (2015, 2019) apresentaram boa correlação entre PCD e prova de carga estática (PCE) (Murakami e Massad, 2014, 2016, 2023; Murakami, 2015; Murakami et. al. 2016, 2018, 2019, 2020, 2022, 2023)).

A seguir serão mostrados os resultados da resistência dinâmica de um Caso de Obra em Osasco, SP, amplamente estudada por Murakami e Massad (2014, 2016, 2023) e Murakami (2015, 2019, 2024a). Neste caso de obra, em estaca pré-moldada de seção circular ϕ38cm e comprimento de 14,10m, foi realizada PCD com energia crescente e PCE. Maiores informações sobre os testes podem ser encontrados nos artigos já publicados anteriormente.

A figura 1 mostra a evolução de Rd em função de VMX (1ª condição de contorno Proposta por Murakami (2015)). Rd sempre deve crescer com o aumento da velocidade da estaca, conforme indicado nas equações 1 e 2. Isso explicaria a proporcionalidade entre Rd e VMX. Em cada ponto da figura 1 está indicada a altura de queda aplicada.

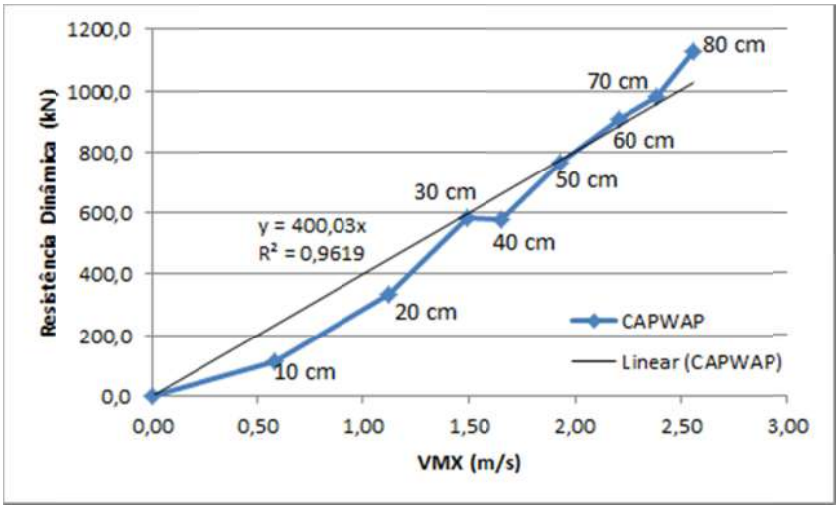


Figura 1. Relação entre Rd vs. VMX – Primeira condição de contorno (Murakami, 2015)

A figura 2 mostra a relação Rd/RMX em função de VMX. Observa-se que esta relação cresce com o aumento de VMX mesmo no pós ruptura. Na figura 2, os quatro pontos iniciais de menor valor de Rd/RMX correspondem aos golpes de altura de queda entre 10cm e 40cm. Já os quatro últimos pontos de maior valor de Rd/RMX indicam o pós ruptura com alturas de queda entre 50cm e 80cm.

Segundo Aoki (1989, 1997), o aumento do nível de energia causa uma intensificação do valor de RMX. Murakami (2015) destaca que a amplificação do nível de energia causa uma acentuação nos valores de VMX. As figuras 1 e 2 mostram que o aumento da altura de queda intensifica o valor de VMX.

Semelhante à PCD, na PCE a velocidade de deslocamento da estaca tende a se acentuar com o incremento da carga aplicada no topo da estaca. Sendo assim, na PCE o valor de Rd e a relação Rd/RMX devem se intensificar com o crescimento da carga aplicada.

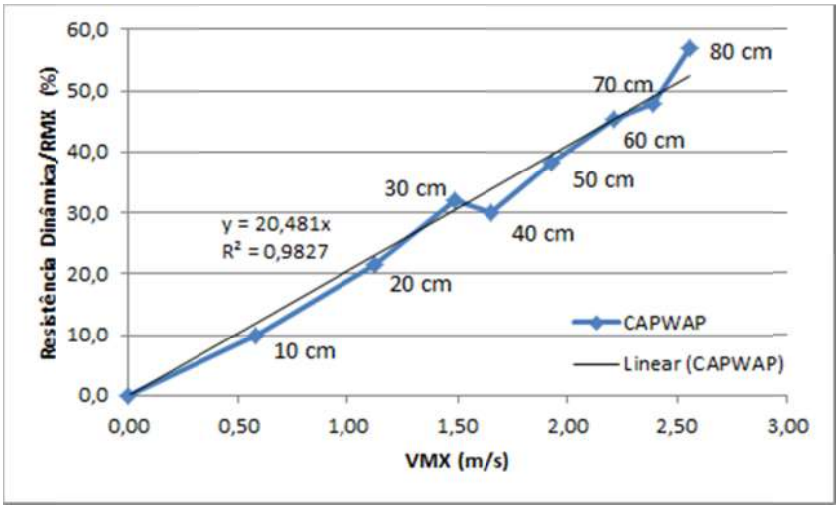


Figura 2. Relação entre Rd/RMX vs. VMX (Murakami, 2024a)

A figura 3 mostra a evolução de Rt (soma de Rd e RMX) em função de VMX. Nota-se que Rt continua crescendo em função do aumento de VMX.

Na PCE o incremento da carga causa o aumento dos deslocamentos, que por sua vez também causa a intensificação da velocidade de deslocamento do topo da estaca. Na PCE, são realizadas leituras de

deslocamento em determinados intervalos de tempo. Assim, temos facilmente os valores de VMX nestes intervalos, simplesmente dividindo-se o deslocamento pelo intervalo de tempo correspondente, obtendo-se os valores médios de VMX entre leituras consecutivas.

Com os valores de VMX, determina-se facilmente os valores de Rd para cada leitura de deslocamentos da PCE através da primeira condição de contorno Proposta por Murakami (2015). Para isso, é necessário que se tenha o resultado da PCD, assim como a equação da 1ª condição de contorno.

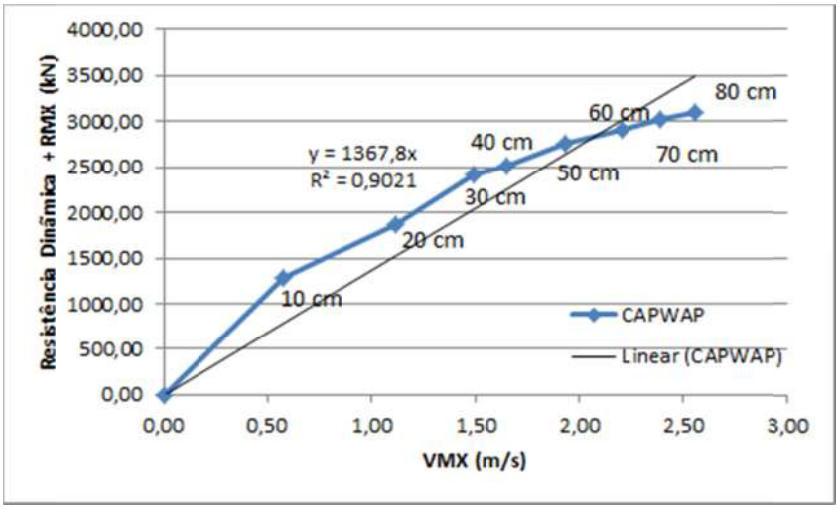


Figura 3. Relação entre Rd + RMX vs. VMX

As figuras 4 a 6 mostram os gráficos de força, velocidade, RMX e Rd (Damping Resistance) em função do tempo, para alturas de queda de 10cm, 40cm e 80cm, respectivamente. Nota-se que durante a aplicação do golpe ocorrem acréscimos de RMX e Rd até que cada grandeza atinja o pico de resistência e posteriormente ocorre a queda destas grandezas em função do tempo.

Nas figuras 4 a 6, é interessante observar que:

- A intensidade de Rd é função do valor da velocidade medida pelos sensores, ou seja, se a velocidade dos sensores aumenta, então Rd deve intensificar; se diminui, então Rd deve reduzir; se a velocidade ficar negativa, então Rd deve ser negativo; se a velocidade for nula, então Rd deve ser nulo.
- Para este caso de obra, comparando os golpes de H = 40cm, onde ocorre a ruptura geotécnica (figura 5), e H = 80cm, no pós ruptura (figura 6), observa-se que o valor de RMX é o mesmo. Porém, os valores de Rd e VMX aumentam, semelhante ao já obserservado nas figuras 1 e 2;

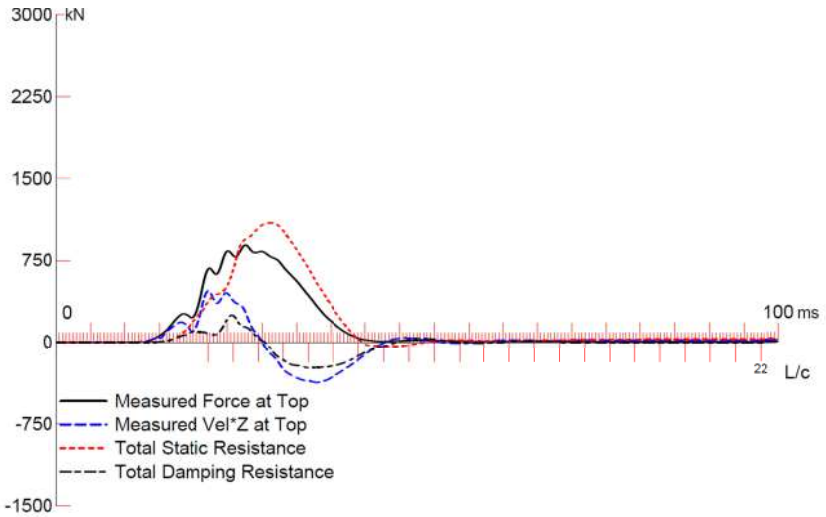


Figura 4. Gráfico de força, velocidade, RMX e Rd em função do tempo (H=10cm)

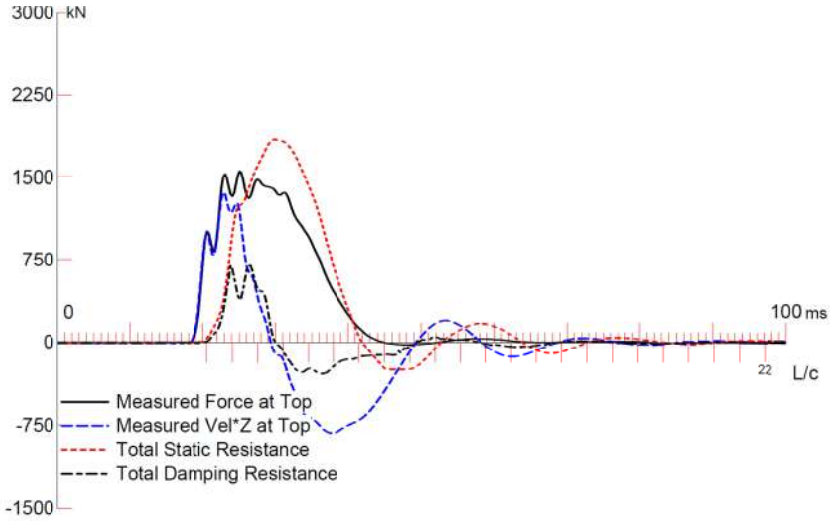


Figura 5. Gráfico de força, velocidade, RMX e Rd em função do tempo (H=40cm)

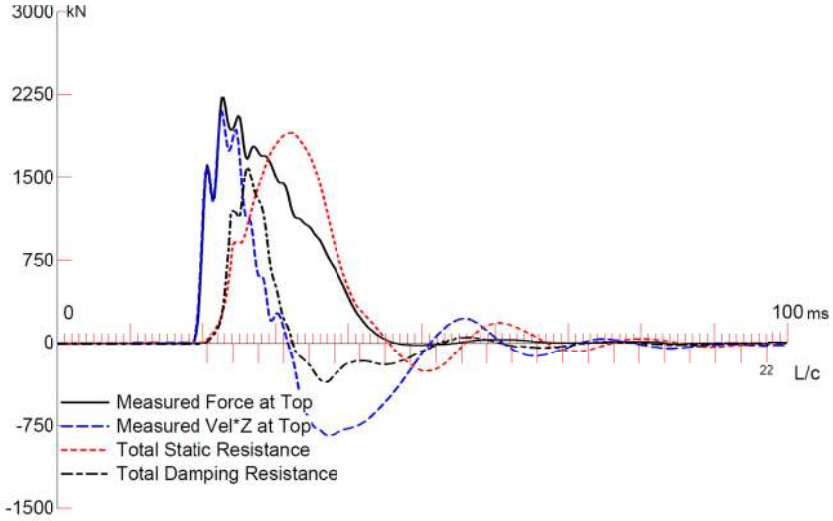


Figura 6. Gráfico de força, velocidade, RMX e Rd em função do tempo (H=80cm)

3 ANALOGIA ENTRE ACELERADOR DO AUTOMÓVEL E BOMBA HIDRÁULICA

Conforme já mostrado nas figuras 1 a 3, na PCD, a aplicação de golpes do martelo na estaca com alturas de queda crescentes causam acréscimos da velocidade da estaca (VMX). Conforme mostrado nas figuras 4 a 6, de forma semelhante, na PCE, o bombeamento de vazão de óleo hidráulico deve ocasionar a intensificação de pressão do manômetro (incremento de carga aplicada na estaca), que por sua vez deve causar um acréscimo da velocidade da estaca até atingir um pico (semelhante às figuras 4 a 6) e a interrupção de bombeamento de vazão de óleo hidráulico deve provocar a atenuação da velocidade da estaca, até que essa velocidade fique nula após um determinado intervalo de tempo. Quando isso ocorrer, duas leituras consecutivas de deslocamento são iguais, correspondendo à uma velocidade do topo da estaca igual a zero.

Desta forma, conclui-se que a aplicação de vazão da bomba hidráulica deve funcionar como um acelerador da estaca, semelhante ao acelerador de um automóvel. Quando se pisa no acelerador do automóvel ocorre aumento de sua velocidade e quando se tira o pé do acelerador ocorre a atenuação da velocidade do automóvel, ou seja, quando acionada a vazão da bomba hidráulica, a mesma causa aumento da velocidade da estaca e quando interrompida, causa uma atenuação da velocidade da estaca.

Conforme mostrado anteriormente, esse incremento da velocidade da estaca deve causar uma intensificação de Rd conforme a 1ª condição de contorno (Murakami, 2015). Quando a PCE estiver com grandes deslocamentos (10% do diâmetro ou maior), pode dar a impressão de que ocorreu uma ruptura

geotécnica, uma vez que ao aplicar vazão hidráulica ocorre um pico de carga medida pela célula de carga e ao interromper a vazão hidráulica ocorre uma queda instantânea da carga do topo, dando a impressão que ocorreu uma ruptura geotécnica conforme a definição da NBR 6122. Na verdade, à luz do conhecimento da resistência dinâmica apresentada neste artigo, essa queda da carga medida pela célula de carga é devido à atenuação da resistência dinâmica, uma vez que ocorreu uma redução instantânea de VMX, semelhante ao observado na PCD (figuras 4 a 6). Esta nova teoria apresentada neste artigo foi aplicada com sucesso em um Caso de Obra apresentado por Murakami e Corgnier (2024b).

4 CONCEITO DE RUPTURA GEOTÉCNICA

Segundo a NBR 6122, a carga de ruptura de uma fundação é definida da seguinte forma: "carga que, se aplicada à fundação, provoca perda do equilíbrio estático ou deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho; correspondente à força resistente última (geotécnica) da fundação."

A norma ainda cita que "A carga de ruptura da estaca ou tubulão de prova deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida, caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga".

Diante do apresentado anteriormente, o conceito de ruptura nítida da NBR 6122 pode induzir todos os envolvidos (executor, projetista, consultor e cliente final) ao erro, uma vez que "deformações continuadas sem novos acréscimos de carga" é um termo um pouco subjetivo, sem a apresentação de um critério quantitativo. Quanto seria necessário para caracterizar esta deformação continuada? 2mm? 5mm? 10mm? 30mm? À luz do conhecimento da resistência dinâmica apresentada neste artigo e também por Murakami (2024a, 2024b, 2024c), percebe-se na PCD com energia crescente que:

- A relação entre Resistência dinâmica vs. VMX é linear, ou seja, Rd deve crescer em função de VMX, conforme proposto por Murakami (2015) na 1ª condição de contorno para aprimorar as análises CAPWAP. Esta relação entre Rd e VMX é uma adaptação das equações 1 e 2 baseadas no modelo de Smith (1960);
- A relação entre Rd/RMX em função de VMX é linear, ou seja, Rd continua se intensificando mesmo quando ocorre ruptura geotécnica. Neste caso, com o incremento da energia aplicada o valor de RMX fica constante e mesmo assim o valor de Rd continua crescendo;
- Como consequência do item anterior, a resistência total (soma das parcelas de resistência estática e dinâmica) em função de VMX é linear , ou seja, Rd + RMX continua amplificando mesmo no pós ruptura;
- Desta forma, na PCE, quando os deslocamentos estão elevados e a velocidade de deslocamento da estaca está elevada, deve haver uma maior influência de Rd na leitura da carga aplicada através da célula de carga;
- O autor tem observado em PCEs com deslocamentos elevados (deslocamentos maiores que 10% do diâmetro da estaca) que, ao tentar realizar uma mudança de estágio, ou seja, durante a aplicação de vazão de óleo hidráulico, ocorrem picos localizados de resistência medidos pela célula de carga e que imediatamente após interromper o bombeamento de vazão de óleo hidráulico, ocorre uma queda brusca da leitura da célula de carga;
- Neste caso, o acionamento da bomba hidráulica é semelhante ao acelerador de um automóvel, ou seja, o acionamento da bomba é o responsável pela intensificação da velocidade da estaca e consequentemente pelo acréscimo instantâneo de Rd que cai bruscamente assim que o botão da vazão da bomba é interrompida;
- Este fato de redução brusca de Rd na PCE pode induzir o executor a acreditar que essa queda brusca corresponda à uma ruptura geoténica, quando na verdade se deve a uma queda instantânea de Rd.

Diante do apresentado neste artigo e por Murakami (2024a, 2024b, 2024c), propõe-se neste artigo apresentar um critério de deslocamento mínimo para que a ruptura geotécnica na PCE seja caracterizada como ruptura do tipo nítida, semelhante ao critério de nega mínima na PCD:

- Na PCD, é consenso de que é necessário atingir uma nega mínima de 2mm para que ocorra a mobilização plena da carga estática (Fellenius, 1992);
- No modelo de Smith (1960), que é o mesmo modelo usado pelo CAPWAP na PCD, quando o deslocamento da estaca é insuficiente para atingir o quake a partir de uma certa profundidade y, então não há ativação plena da resistência estática a partir desta profundidade. Neste caso, o valor de RMX obtido na PCD não corresponde à ruptura geotécnica, o que confirma a hipótese de Fellenius (1992) sobre a necessidade de que se tenha um deslocamento mínimo da estaca para ativação plena de RMX;
- Na PCE a idéia é semelhante. Há uma necessidade de se estabelecer um deslocamento mínimo entre estágios consecutivos para que se caracterize uma ruptura geotécnica;
- No estágio n, o recalque deverá ser no mínimo igual ao indicado por algum método de extrapolação da curva carga vs. recalque;
- No estágio n, se o método de extrapolação da curva carga vs. recalque indicar que para atingir a carga deste estágio seja necessário que um deslocamento igual a Y, então não haverá ruptura do tipo nítida enquanto os deslocamentos forem menores que Y, por exemplo, se o método indicar ser necessário deslocar 18 mm na mudança de estágio, então quando se observar 8 mm não será o suficiente para se caracterizar a ruptura; Neste caso, ao se tentar atingir a carga correspondente ao estágio n com aplicações de vazão hidráulica pela bomba, antes de se atingir o deslocamento Y, poderão ser observadas reduções de carga instantâneas no momento do interrompimento da vazão hidráulica. Este fato corresponde a reduções instantâneas de Rd, conforme já explicado anteriormente;

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante do apresentado, seguem as conclusões: a) na PCE, em cada estágio a resistência dinâmica atinge um pico sempre no início da aplicação da carga e a mesma vai se dissipando com a estabilização dos deslocamentos, ou seja, a velocidade da estaca vai diminuindo em função do tempo; b) a rigor, a carga aplicada na PCE somente é estática quando a diferença entre leituras consecutivas for ZERO; c) na PCE lenta, por ter o critério de estabilização de recalques, a influência de Rd na leitura estabilizada deverá ser menor que na PCE mista; c) na PCE mista, por não ter estabilização dos deslocamentos na etapa rápida, a porcentagem de Rd vai se intensificando com a carga aplicada, proporcional ao VMX; d) em uma PCE mista a prova não deve "romper", uma vez que Rd deve sempre crescer com o aumento de VMX, conforme apresentando nas figuras 1 a 6; e) em PCEs com grandes deslocamentos (maior que 10% do diâmetro) pode haver uma "confusão" de que a estaca rompeu, uma vez que tenta-se aplicar pressão hidráulica e a resistência parece atingir um pico e cai rapidamente em função da redução brusca de Rd;

Propõe-se neste artigo: a) cálculo de Rd na PCE através da 1ª condição de contorno proposta por Murakami (2015); b) os valores de VMX em cada estágio da PCE são conhecidos, então basta aplicar a linearidade entre Rd e VMX para determinar o valor de Rd; c) crtitério de deslocamento mínimo para se caracterizar ruptura geotécnica na PCE, semelhante ao critério de nega mínima na PCD; d) Não haverá ruptura geotécnica na PCE enquanto o método de extrapolação indicar que seja necessário atingir um recalque Y; se o recalque observado na mudança de estágio for menor que Y, então não ocorreu ruptura geotécnica;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aoki, N. (1989) "A new dynamic load test concept", Drivability of piles (1), Proc. Discussion Session 14, . Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng. (12), Rio de Janeiro, Brazil, pp. 1-4.

Aoki, N. (1997), "Determination of pile capacity of driven piles on the dynamic increasing energy test", DSC Thesis, Escola de Engenharia de São Carlos (in Portuguese).

ABNT (2007) NBR 13208. Estacas Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro.

ABNT (2020) NBR 16903. Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro.

Fellenius, B.H. (1992), Is capacity fully mobilized?; Geotechnical News Magazine, Vol. 10, No. 1, pp. 58-61.

Murakami, D. K., Massad, F. (2014) "Determinação do quake do fuste de estacas pré-moldadas através de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico", XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia.

Murakami, D. K. (2015) Novo procedimento para a realização de análise capwap no ensaio de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas. Dissertação de Mestrado, EPUSP, São Paulo, Brasil.

Murakami, D. K.; Cabette, J. F.; Rodriguez, T. G.; Miranda Junior, G., (2016) "Correlação entre prova de carga estática e ensaio de carregamento dinâmico em estaca pré-moldada de diâmetro 50cm". XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte.

Murakami, D. K., Massad, F. (2016) "Determinação do quake do fuste de estacas pré-moldadas através de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico", Geotecnia, Nº 137, pp 79-98, 2016.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Silva, A., (2018) "Correlação entre prova de carga estática cíclica e ensaio dinâmico em estaca tubada metálica de 1,0m de diâmetro". XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano, Salvador.

Murakami, D. K. (2019) "A New Concept of Match Quality of Settlements for Signal Matching Analysis on the Dynamic Pile Test", 10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations, San Diego, California, USA

Murakami, D. K., Corgnier, F., Silva, A., Cury Filho, D., Paschoalin Filho, J. A., (2019) "Correlation between static and dynamic load test in continuous flight auger piles through the concept of match quality of settlements". 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Silva, A., Cury Filho, D., (2020) On the Use of the Concept of Match Quality of Settlements to Correlate Static and Dynamic Load Test in Franki piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Godinho, H., Saito, E. (2022) Pile Damage Evaluation Through Low Strain Integrity Test and High Strain Dynamic Pile Test in Root Piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Murakami, D. K., (2024a). Resistência Dinâmica Determinada Através dos Métodos CAPWAP e CASE. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiú, SC. (artigo submetido)

Murakami, D. K., (2024b). O Fator De Amortecimento Do Solo No Ensaio De Carregamento Dinamico Com Energia Crescente. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiú, SC. (artigo submetido)

Murakami, D. K., Corgnier (2024). Determinação Da Resistencia Dinâmica Em Provas De Carga Estática Através De Resultados De Ensaios Dinâmicos. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiú, SC. (artigo submetido)

Pile Dynamics, Inc. (2006) CAPWAP manual, Cleveland, Ohio.

Smith, E.A.L.; (1960) Pile Driving Analysis by the Wave Equation. Journal of the Mechanics and Foundations Division. Proc. of American Society Civil Engineering (ASCE), agosto, pp. 35-61.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/338

O Expander Body no Brasil - Casos de Obras

Carlos Medeiros Silva
Engenheiro, Diretor, EMBRE Engenharia, Brasília, Brasil, carlos@embre.com.br

Alexandre Duarte Gusmão
Professor, Universidade de Pernanbuco, Recife, Brasil, alexandreduartegusmao@gmail.com

Fernando Feitosa Monteiro
Professor, Universidade de Campinas, Campinas, Brasil, engffmonteiro@gmail.com

RESUMO: Apresentam-se neste artigo, casos da utilização da tecnologia Expander Body na ponta das estacas escavadas e injetadas no Brasil. Atualmente utilizada no Brasil, a tecnologia Expander Body consiste na instalação de um corpo expansivo na ponta das estacas e dos tirantes. O Expander Body é um cilindro de chapas de aço dobradas que é inflado, por meio da injeção de nata cimento. A tecnologia cria um bulbo de até 800mm na extremidade das estacas ou dos tirantes, fato que confere um aumento da capacidade de carga das estacas e dos tirantes. Como efeito positivo da expansão, o solo circunvizinho ao bulbo é adensado ou consolidado por meio de uma trajetória de tensão que pode atingir 10000 kPa, dependendo da resistência do solo ou da rocha. Todo o processo de injeção é rastreado, os volumes da nata de cimento e as pressões de injeções são registrados e geram uma curva semelhante a obtida no ensaio pressiométrico de Ménard. Fato que possibilita a rastreabilidade e a análise, em termos de desempenho e de capacidade de carga.

PALAVRAS-CHAVE: Expander Body, desempenho, estacas, Capacidade de Carga.

ABSTRACT: This article presents cases of the use of the Expander Body technology at the tip of excavated and injected piles in Brazil. Currently used in Brazil, the Expander Body technology consists of the installation of an expansive body at the tip of the piles and anchor. The Expander Body is a cylinder of bent steel plates that is inflated by injecting cream cement. The technology creates a bulb of up to 800mm at the end of the piles or anchor, which increases the load capacity of the piles and anchor. As a positive effect of the expansion, the soil surrounding the bulb is densified or consolidated through a stress path that can reach 10000 kPa, depending on the resistance of the soil or rock. The entire injection process is tracked, the volumes of the cement cream and the injection pressures are recorded and generate a curve similar to that obtained in the Ménard pressiometric test. This fact enables traceability and analysis, in terms of performance and load capacity.

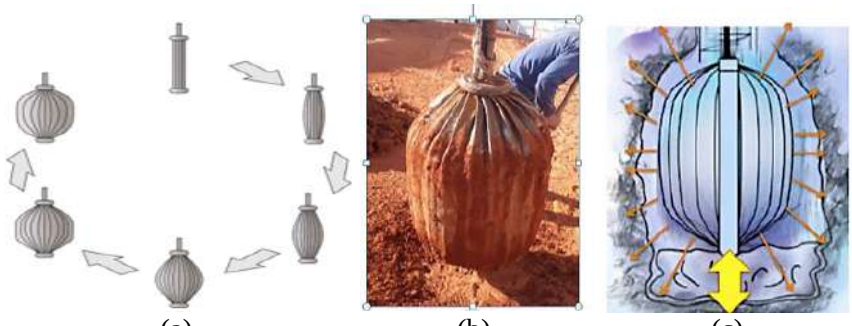
KEYWORDS: Expander Body, performance, piles, Load Capacity.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação e consideração da resistência de ponta das estacas é complexo e de dificil contextualização. São muitos os mecanismo e teorias de ruptura da base de estacas, cujas diferenças estão ligadas aos parâmetros do solo considerados e ao tratamento e esmero dado a execução da ponta da estaca. Dificuldade que pode ser contornada com a adoção do Expander Body na ponta da estaca.

O Expander Body é um cilindro produzido a partir de chapas de aço sanfonadas que é instalado nas pontas das estaca e dos tirantes, Berggren et al. (1988) e Massarsch, (1994). A tecnologia desenvolvida na Suécia nos anos 80 possibilitou a sua instalação em dezenas de milhares de estacas na Europa, Ásia e nas Américas. No Brasil foram instalados aproximadamente 6000 Expanders Body, destacando-se os instalados em obras localizadas no Distrito Federal, São Paulo, Rio de Janeiro, Minas Gerais e Pernambuco. O processo de expansão assemelha-se a de um ensaio pressiométrico, fornecendo informações sobre as características de tensão-deformação nas proximidades da ponta da estaca, Fellenius et al. (2018). Um aspecto importante do sistema é a expansão do Expander Body que consolida ou adensa o solo lateralmente, melhorando a resposta por ponta na base da estaca, Massarsch e Wetterling (1993). Em solos granulares, o processo de expansão compacta o solo e aumenta as tensões horizontais, em solos finos e sedimentares como argilas a expansão resulta em um aumento das tensões totais e de poro pressão quando saturados. Quando o excesso de poro pressão se dissipa, a reconsolidação eleva as tensões efetivas e, portanto, aumenta a resistência ao cisalhamento, consequentemente, a sua rigidez. Em rochas brandas e argilas muito rijas, a elevada pressão no contato do bulbo com o maciço produz incremento do atrito na interface entre o solo e o Expander Body, mesmo que as deformações sejam pequenas. Finalizada a expansão do bulbo, uma segunda injeção é realizada sob o Expander Body com o objetivo de tratar e melhorar o solo sob o Expander Body. O processo é validado verificando-se as pressões durante todo o processo de injeção onde as pressões devem se manter elevadas e sem quedas de bruscas. O Expander Body é apenas o dispositivo ou sistema que quando instalados na ponta das estacas escavadas, raízes e estacas tipo hélice contínua garantirá a capacidade de carga das estacas à luz do preconizado na NBR 6122. Segundo a NBR 6122 é obrigatório, nos casos de consideração de ponta em determinados tipos de estacas, que o projetista faça menção explicita ao critério de garantia de capacidade de carga na ponta da estaca e que o executor garanta o contado entre o solo ou rocha na ponta da estaca. Ou seja, o tipo de estaca, escavadas, raízes ou tipo hélice contínua, deverá ser projeta e dimensionada atendo os preceitos da NBR 6122 e a garantia de ponta, por exemplo, pode ser auferida pela adoção do Expander Body na ponta da estaca.

O Expander Body é instalado na base da estaca, simplesmente colocando-o no fundo da perfuração no caso de estacas escavadas. O Expander Body também pode ser instalado por cravação ou vibração. Subsequentemente à instalação o EB é expandido por injeção de calda de cimento, criando um bulbo hermético de alta resistência. A Figura 1 mostra a expansão gradual do EB e o Expander Body exumado no Distrito Federal do Brasil.



(a) (b) (c)

Figura 1: (a) processo de expansão do Expander Body, Monteiro(2023); (b) Expander Body exumado no Distrito Federal, Silva et al (2022); (c) ilutração das injeções e da trajetória de tensões

Segundo Terceros (2014), o Expander Body que foi inicialmente concebido para solos arenosos, mas atualmente é utilizado em diferentes tipos de solos com resultados satisfatórios. Ao longo dos últimos anos, o Expander Body recebeu inovações e novos recursos, entre eles, a industrialização do processo fabricação, a injeção através de mangueiras hidráulicas e um novo dispositivo de pós-injeção na extremidade inferior do

Expander Body, dispositivo que permite a injeção de fundo e o melhoramento do solo abaixo do Expander Body. O sistema aprimorado foi instalado no Brasil em diversos horizontes, argilas rijas, areias compactas e rochas brandas. A Tabela 1 apresenta as diferentes geometrias dos Expander Body aplicados no Brasil e a Figura 2a a curva de calibração dos Expander Body, volume injetado *versus* diâmetro do Expander Body. O processo de expansão pode ser dividido em três fases: fase inicial (recompressão do solo perturbado), fase elástica (compressão do solo) e fase estabilizadora (solo em estado plástico), semelhante a curva pressiométrica obtida no ensaio pressiométrico de Ménard.

O Expander Body (EB) que é semelhante ao bulbo de concreto das estacas tipo Franki confere a estaca benefícios em termos de capacidade de carga e deformabilidade, todo o processo de instalação foi descrito por Silva et al. (2022) e Monteiro (2023). Soma-se a estes ganhos a possibilidade do controle e monitoramento da injeção. Segundo Monteiro (2023), por meio da medida dos volumes de calda de cimento e da pressão aplicada em cada EB para a sua expansão é possível estimar as condições do solo e a capacidade de carga do EB.

Na década de 80, a utilização de metodologias teóricas de capacidade de carga para estacas foi frequentemente empregada em países europeus, assim, Broms e Nord (1985) propuseram uma metodologia preliminar para a estimativa da capacidade de carga de estacas equipadas com o sistema Expander Body. Segundo os autores, a capacidade de carga de estacas com bulbos em argila depende primariamente da coesão não drenada dos solos (Su). A capacidade de carga do EB em solos granulares segundo Broms e Nord (1985) pode ser estimada a partir da máxima pressão de injeção no Expander Body, sendo esta a pressão requerida para a plena expansão do Expander Body. Diante de tal concepção, os autores descrevem que esta proposta de estimativa de capacidade de carga é fundamentada na teoria aplicada para pressiômetros. Monteiro (2023) avaliou diversas metodologias de estimativa de capacidade de carga com base em ensaios de campo e laboratório (métodos teóricos). Observando assim que dentre os métodos baseados no ensaio SPT, os métodos de Décourt e Quaresma (1996), Aoki e Velloso (1975) utilizando fatores de estacas escavadas e Meyerhof (1976) foram os mais acurados na determinação da capacidade de carga total das estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB. Ao passo que para os métodos baseados no ensaio CPT, os métodos de Alsamman (1995), Price e Wardle (1982), Philipponnat (1978), juntamente com os métodos de Eslami e Fellenius (1997) e IS CODE (2010), apresentaram maior acurácia na determinação da capacidade de carga total das estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB. Dentre os métodos baseados no ensaio PMT, os métodos de Baguelin et al. (1978), NFP 94-262 (2012) e Ménard (1963) foram os mais acurados na determinação da capacidade de carga total das estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB. Por fim, dentre os métodos teóricos, os métodos propostos por Berezantzev et al. (1961), Burland (1973) e Vesic (1967) apresentaram maior acurácia na determinação da capacidade de carga total das estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB. Além disso, o autor propôs coeficientes de capacidade de carga para as metodologias de capacidade de carga com maior acurácia e verificou que para métodos baseados em ensaios pressiométricos, o coeficiente de capacidade de carga (Kp) de estacas escavadas equipadas com a tecnologia Expander Body deve ser da ordem de 4.

Segundo Monteiro (2023), a capacidade de carga das estacas equipadas com a tecnologia Expander Body pode ser aumentada de forma significativa devido à expansão do EB, o que amplia a área de contato entre a estaca e o solo adjacente. Esse aumento da área de contato pode levar a um aumento absoluto do atrito lateral mobilizado (acréscimo do atrito lateral unitário devido a compactação lateral). Monteiro (2023) verificou que a capacidade de carga da estaca escavada com a tecnologia Expander Body, dependendo do nível de deformação, pode superar em até três vezes as capacidades de carga das estacas escavadas, hélices contínuas e raízes sem a tecnologia Expander Body.

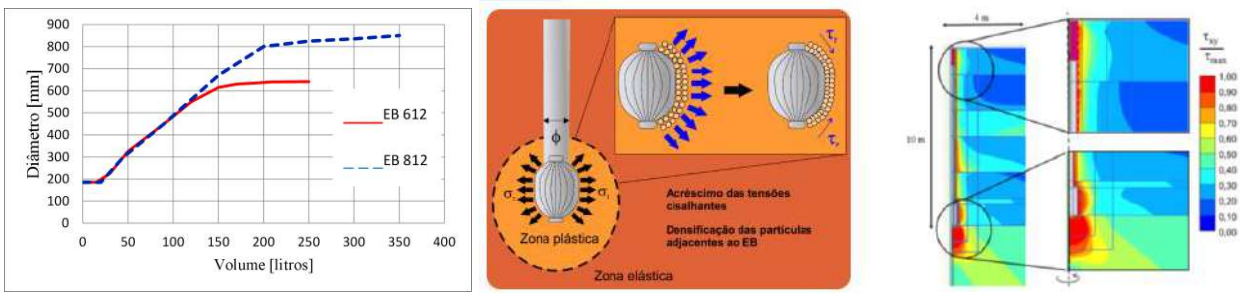
Tabela 1. Dimensões dos Expander Body no Brasil

Tipo	Altura antes (m)	Altura após (m)	Ø (m)	Al antes (m^2)	Al após (m^2)	Vol (m^3)
EB 612	1.2	1,00	0,6	0,28	1,83	0,27
EB 812	1.2	1,00	0,8	0,50	3,17	0,45

Onde, Altura – Altura do Expander Body, Al – Área Lateral do Expander Body e Ø – Diâmetro final do Expander Body, Vol – Volume máximo do Expander Body.

Como consequência da expansão, o diâmetro aumenta e o comprimento do Expander Body reduz, as dimensões são apresentadas na Tabela 1. Apesar da baixa probabilidade, o encurtamento pode gerar uma zona não comprimida abaixo do Expander Body, que considerando o encurtamento do Expander Body ter-se-ia um volume máximo de 7 litros a ser preenchido pela segunda injeção ou injeção de ponta. Caso essa região não seja preenchida e compactada, pelo solo circunvizinho em processo de densificação e deslocamento durante a primeira injeção do Expander Body, a segunda injeção de até 50 litros de nata de cimento sob o Expander Body, com pressões e volumes injetados de nata de cimento registrados, preencherá eventuais espaços vazios, caso existam, e fará um tratamento do solo abaixo do Expander Body. Soma-se a esses procedimentos o benefício da trajetória de tensão realizada pelo Expander Body no maciço, consequentemente aumentando a sua capacidade de carga e a rigidez do sistema.

Segundo Monteiro (2022), a alteração do comportamento mecânico do sistema estaca-solo, acréscimo da capacidade de carga e redução dos deslocamentos, devido a inserção do sistema Expander Body na ponta das estacas podem ser explicadas em função da expansão do EB durante a injeção da calda de cimento na primeira etapa de injeção do processo executivo, ocasionando assim, o acréscimo das tensões radiais e a densificação das partículas sólidas do solo adjacentes a base e ao fuste da estaca, Figura 3b. Estas alterações no estado de tensões do solo podem contribuir para a redução dos deslocamentos da fundação, proporcionando um aumento significativo da capacidade de carga em comparação com estacas que não utilizam a tecnologia Expander Body. Os resultados obtidos por Monteiro (2023), por meio de modelagem e análises numérica, Figura 3c, sugerem que a instalação do sistema Expander Body modifica o mecanismo de ruptura da estaca convencional submetida a esforços de compressão ou tração, pois os resultados mostraram uma zona melhorada com influência aproximada de 2,5 diâmetro acima e 2,0 diâmetro abaixo do Expander Body. Resultados que são aproximados, em termos de capacidade de carga, aos obtidos por meio da proposta de Philipponnat (1980), o qual indicou boas estimativas de capacidade de carga para estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB. Monteiro (2023) também verificou os coeficientes de ajuste para diversas metodologias teóricos e semi empíricas baseadas em SPT, CPT, DMT e PMT. Por fim, Monteiro(2023) observou que a maior parcela de capacidade de carga do Expander Body é a de atrito lateral.



(a) (b) (c)

Figura 2. (a) Curva de calibração do Expander Body; (b) Acréscimo de tensões e densificação do solo, Monteiro (2023); (c) Tensão de cisalhamento ao redor da ponta da estaca EBC –10, Monteiro (2023).

Em poucos casos, durante a injeção, e a partir de volumes injetados que garantam a dimensão máxima dos Expander Body, Tabela 1 e Figura 2a, 150l e 200l, respectivamente para os EB612 e EB812, uma eventual ocorrência de fuga de pequeno volume de nata de cimento pode acontecer. Nas obras analisadas aconteceu em aproximadamente 1% das estacas. Fato provocado pelas forças, pressões e tensões internas no Expander Body,que são elevadas e podem provocar micro fissuras nas ligações soldadas das franges com o bulbo metálico. Um Expander Body injetado com pressões de 8000kpa atingirá uma somatória de forças superior a 25000KN, se considerarmos sua expansão e volumes máximos apresentados na Tabela 1. As pequenas perdas não interferiram na capacidade de carga dos Expander Body instalados, pois aconteceram sem perdas de pressões no sistema de injeção de nata de cimento e quando os Expander Body estavam com seu diâmetro máximo, Tabela 1.

2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

A descrição geotécnica e as sondagens próximas as provas de carga estáticos realizadas, uma em estacas escavada, duas em estacas raízes e uma em estaca hélice contínua, com Expander Body instalado em suas

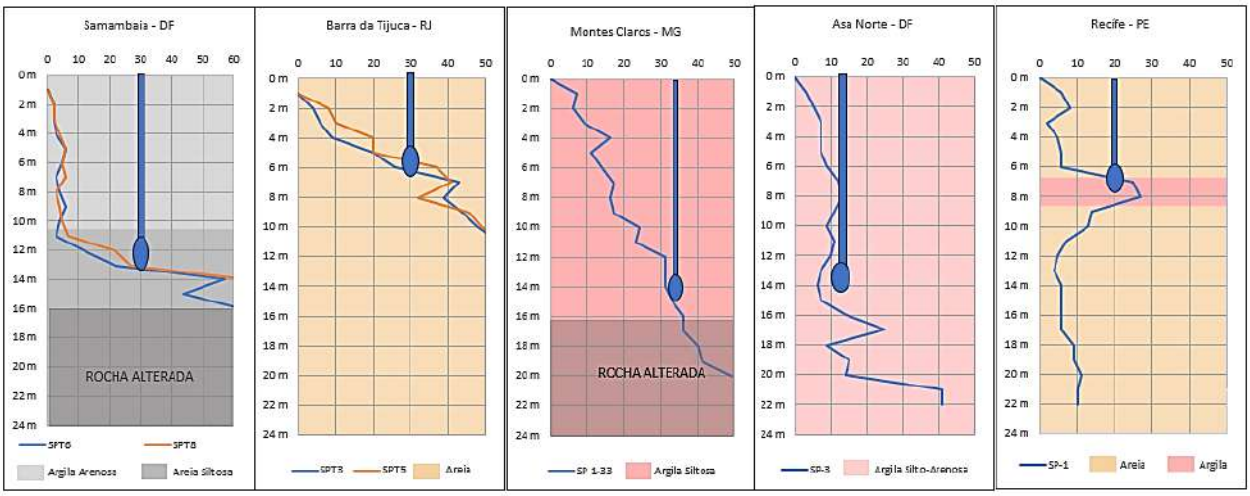
pontas, são apresentados na Figura 3. Dois ensaios foram realizados no Distrito Federal, um em Pernanbuco, um em Minas Gerais e um no Rio de Janeiro.

Em Samanbaia-DF, o ensaio foi realizado em estaca tipo hélice contínua com Expander Body instalado em sua ponta. O Expander Body foi instalado sobre rochas e sedimentos do Grupo Paranoá. Nessa região, superficialmente encontra-se o latossolo altamente intemperizados e laterizado. Este tipo de solo pode apresentar espessuras centimétricas a decamétricas, sendo considerados como solos granulares, friáveis e permeáveis. Sob essa camada encontra-se um metarritmito que é caracterizado por conter alternâncias de camadas arenosas finas e siltosas. A interface solo-rocha é composta por material arenoso constituído predominantemente por areias e siltes. Na Asa Norte, Brasília-DF, o ensaio foi realizado em uma estaca tipo raiz com Expander Body em sua extremidade, O perfil de solo da região mostra horizontes distintos, camada superficial de solo residual laterítico, argila arenosa porosa vermelha sobre um saprolítico de ardósia, constituído por intercalações de quartzo e um silte argiloso.

Na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro-RJ, o resultado apresendado é a extrapolação do ensaio da estaca raiz com Expander Body em sua ponta, apresentado por Silva et al (2022), o ensaio foi paralizado devido o deslocamento excessivo de uma das estacas de reação. O horizonte onde o Expander Body foi instalado é uma região de restinga localizada próxima a Lagoa de Marapendi, cujo solo é composto por sedimentos arenosos compactos, preponderantemente de grãos de quartzo.

Em Recife-PE, o ensaio foi realizado em uma estaca raiz com Expander Body em sua ponta. O horizonte onde o Expander Body foi instalado é o caracteristico da região de sucessivas transgressões e regressões marinhas no quaternário que foram responsáveis pela formação de depósitos da planície com diferentes propriedades geotécnicas, entre eles, estão presentes camadas de argilas moles, arenitos, fragmentos de conchas e de corais, que apresentam características bastante variadas do ponto de vista geotécnico.

Em Montes Claros-MG, o ensaio foi realizado em uma estaca escavada com Expander Body em sua ponta. A estaca foi instalada na formação da Serra de Santa Helena que é caracterizada por uma sequência monótona de metassiltitos com ocasionais intercalações de rocha calcária ou folhelhos ardosianos de dimensões submétricas. Em geral, os litotipos desta formação exibem intensa intemperização, resultando no desenvolvimento de um solo composto por fragmentos alterados de rocha calcaria, juntamente com pedaços angulosos de quartzo veiado em centímetros.



(a) (b) (c) (d) (e)

Figura 3: Caracterização Geotécnica (a) Samambaia-DF; (b) Barra da Tijuca-RJ; (c) Montes Claros-MG; (d) Asa Norte – DF;.(e) Recife - PE

3 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS E DOS EXPANDER BODY

Em Samambaia-DF foi utilizado o Expander Body EB812, instalado em uma estaca hélice contínua com 0,6m de diâmetro e 12,0m de profundidade. O Expander Body foi assente em saprólito sobre o metarritmito e a fundação, estaca hélice contínua, foi projetado para a carga admissível de 1750KN. A adoção da tecnologia viabilizou a obra técnica e economicamente. No caso, o Expander Body foi instalado na

extremidade da armação da estaca e introduzido no concreto fresco logo após a execução e concretagem da estaca. Na Barra da Tijuca/RJ foi utilizado o Expander Body EB612 em estaca raiz de 0,31m de diâmetro e 6,0m de profundidade. O Expander Body foi assente em areia compacta e a fundação, estaca raiz com Expander Body, foi projetado para a carga admissível de 650KN. A tecnologia possibilitou a redução das profundidades e prazos, inicialmente projetados para um reforço de fundação espaços reduzidos para os maquinários. Em Montes Claros-MG foi utilizado Expander Body EB812, instalado em uma estaca escavada de 0,40m diâmetro e 14,0m de comprimento. O Expander Body foi assente em saprólito sobre rocha calcária e a fundação, estaca escavada com Expander Body, foi projetado para a carga admissível de 1200KN. A adoção da tecnologia viabilizou a obra técnica e economicamente. Na Asa Norte, Brasília-DF, foi utilizado o Expander Body EB612 em estaca raiz de 0,31m de diâmetro e 14,0m de profundidade. O Expander Body foi assente em silte argiloso de médio a rijo e a fundação, estaca raiz com expander Body, foi projetada para a carga admissível de 600KN. A tecnologia possibilitou a redução das profundidades e prazos, inicialmente projetados para um reforço de fundação espaços reduzidos para os maquinários. Em Recife-PE, foi utilizado o Expander Body EB612 em estaca raiz de 0,31m de diâmetro e 6,0m de profundidade, assente em argila arenosa de média a rija, com capacidade de carga admissível de 500KN. A tecnologia possibilitou a redução das profundidades e prazos, inicialmente projetados para um reforço de fundação espaços reduzidos para os maquinários. Na Tabela 2 são apresentadas as características geométricas das estacas e dos Expander Body ensaiados. Também é descrito o horizonte onde o Expander Body foi assente e expandido.

Tabela 2. Características Geométricas das estacas ensaiadas

Sítio	Samambaia	Barra da Tijuca	Montes Claros	Asa Norte	Recife
Tipo de Estaca	Hélice Contínua	Raiz	Escavada	Raiz	Raiz
Diâmetro(m)	60	31	40	31	31
Comprimento(m)	12	6	14	14	6
Expander Body	EB812	EB612	EB812	EB612	EB612
Horizonte de assentamento	Saprólito sobre Metarritimito	Areia compacta	Saprólito sobre Calcário	Silte Argiloso	Argila Arenosa
NSPT (golpes)	>30	>30	>30	10-20	15-25
Carga de Trabalho (KN)	1750	650	1200	600	450

4 PROVAS DE CARGAS E ANÁLISES

A capacidade de carga das estacas com Expander Body é aumentada de forma significativa em função da expansão do Expander body, pois aumenta o área de contato entre a estaca, Expander body, e o solo adjacente. A expansão do Expander Body densifica o solo e acresce as tensões horizontais efetivas alterando o estado de tensões. Em solos coesivos, a expansão resulta em um aumento das tensões totais e da poro pressões quando saturados, quando o excesso de poro pressão se dissipa, a reconsolidação eleva as tensões efetivas e aumenta a resistência ao cisalhamento e rigidez do solo. Fato observado por Monteiro (2023), ele verificou que a densificação do solo provocada pela expansão do Expander Body, pode influenciar, positivamente, em até duas vezes o seu diâmetro acima do Expander Body e, pelo menos, um diâmetro abaixo do Expander Body. Esse aumento de rigidez leva a um aumento absoluto do atrito lateral mobilizado no fuste da estaca acima do Expander Body e um acréscimo da capacidade de carga abaixo do Expander Body. Fatos que se somam a capacidade de carga do Expander Body e ao efeito benéfico da segunda injeção abaixo do Expander Body, que trata e enrijece o solo abaixo do Expander Body.

As estacas ensaiadas foram submetidas a provas de carga lenta, de acordo com a NBR 12131 (ABNT, 2006). Os carregamentos das estacas ensaiadas, na maioria dos casos, foram realizados em dez estágios de carga. Nas provas de carga empregou-se macacos hidráulicos com capacidade de até de 3000 kN com dados obtidos por meio de células de carga com precisão de 1KN. Os deslocamentos no topo das estacas foram medidos por quatro deflectômetros.

Os deslocamentos observados durante a realização das provas de carga realizados na Asa Norte e no Recife-PE os deslocamentos das estacas foram superiores a 10% do diâmetro do fuste das estacas. Esse nível de deslocamento possibilitou analises do comportamento do sistema, estaca e Expander Body, Figura 4b. Em Samambaia, em Montes Claros e na Barra da Tijuca os deslocamentos foram pequenos e não foram

suficientes para mobilizar em sua totalidade o atrito lateral e a ponta das estacas, no caso, do Expander Body, Figura 4a.

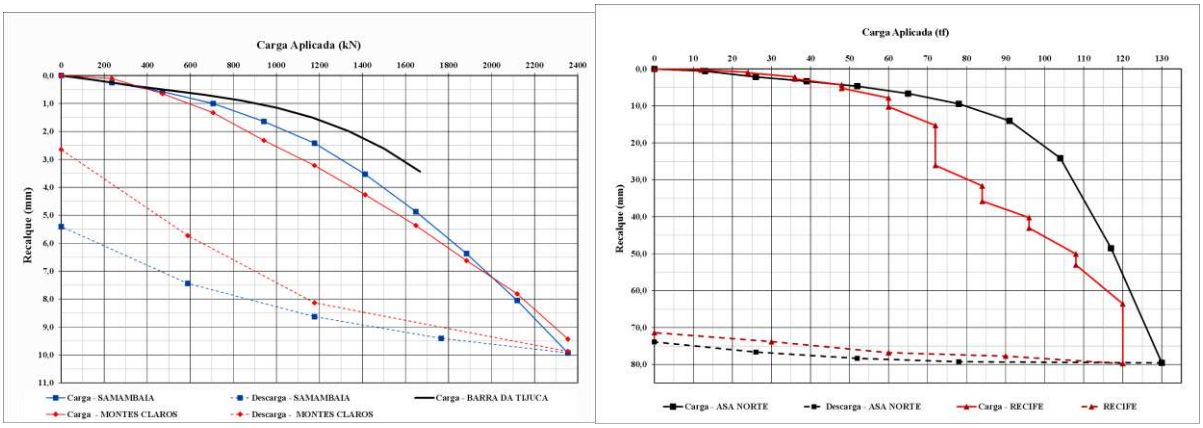


Figura 4a. (a) Provas de Carga Estáticas realizadas em Samambaia-DF, Montes Claros-MG e Barra da Tijuca-RJ; (b) Provas de Carga Estáticas realizadas em Recife-PE e na Asa Norte – DF.

Analisando as provas de carga realizadas na Samambaia, Montes Claros e Barra da Tijuca, respectivamente, estaca hélice contínua, escavada e raiz, todas com EB812 em sua ponta, instalados em solos de elevada rigidez com SPT>30 golpes, Figura 4a. Pode-se observar o ganho de desempenho das estacas, em função da presença do Expander Body, quanto a capacidade de carga e rigidez. As pressões elevadas verificadas durante a injeção da pós-expansão do Expander Body, injeção de fundo, abaixo da ponta do Expander Body indica que o solo que envolve o Expander body está densificado. O Expander Body provocou o aumento na capacidade de carga das estacas ensaiadas, se as comparássemos com as capacidades de cargas obtidas em estacas executadas por métodos tradicionalmente sem a presença do Expander Body.

As provas de cargas realizadas sobre as estacas raízes executadas em Recife e na Asa Norte com Expander Body EB 612, menor dimensão quando comparado com os instalados nas demais estacas, foram instalados em horizontes de menor resistência SPT, 10<SPT<25 golpes, consequentemente, apresentaram maior deformabidade, Figura 4b. Analisando as curvas tensão *versus* deformação apresentadas na Figura 4, e se considerarmos que o domínio de atrito limita-se a deformações máximas de 10mm, trecho linear das curvas, entre 50% e 70% da capacidade de carga do sistema estaca/Expander Body é referente ao atrito lateral. Entretanto, pode-se observar a importância da resposta por ponta do Expander Body como indutor de capacidade de carga última, elevando a carga última da estaca, e redutor de recalque.

5 CONCLUSÕES

A instalação do Expander Body, na ponta das estacas, modifica o comportamento da solo e conferiu um aumento na capacidade de carga e a redução nos deslocamentos. O fenômeno é provocado pela Expander Body durante a injeção da calda de cimento, processo que resulta no acréscimo das tensões radiais e na densificação das partículas. A instalação do Expander Body nas estacas modificou o mecanismo de ruptura das estacas submetidas aos esforços de compressão. A tecnologia do Expander Body foi instalada com sucesso nas estacas tipo hélice e raízes com ganhos na capacidade de carga das estacas em diferentes tipos de solo, no caso, os solos tropicais do Brasil. O comportamento, em termos de ganho de capacidade de carga, coloca a tecnologia como uma opção segura e viável técnica e economicamente que pode ser utilizada em diferentes tipos solos e de estacas. O sistema também permite a rastreabilidade e a validação das estacas, pois todo o processo é monitorado. Fato que aumenta a confiabilidade do estaqueamento.

6 AGRADECIMENTO

Este trabalho é fruto de uma parceria entre várias entidades nacionais e internacionais, com papeis especifico do ponto de vista econômico ou científico. Agradecemos a Embre Engenharia, Gusmão Engenheiros Associados, Expander Body Brasil, SCCAP Engenharia, AP Engenharia, Soloteste Engenharia, Fundsolo Serviços Geotécnicos, Redav Serviços de Engenharia e SEFE Serviços Especializados de Fundações pelos dados aqui disponibilizados.

7 REFERÊNCIAS

ABNT. (2022). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações. 120p.

Alsamman, O.M. (1995). The use of CPT for calculating axial capacity of drilled shafts. PhD Thesis, UIUC, IL, 299 p.

Aoki, N. & Velloso, D.A. (1975). An Approximate Method to Estimate Vertical Load Capacity of Piles. 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1: 367–376

Baguelin, F., Jézéquel, J.F. & Shields, D.H. (1978). The pressuremeter and foundation engineering. Trans Tech Publications. Clausthal, Germany, 614p.

Berggren, B., Sellgren, E. and Wetterling, S. (1988) *Expanderkroppar. Anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll* (Expander Body. Instructions for design, installation and control). Swedish ommission on Pile Research, Report 79, 54 p.

Broms, B.B. & Nord, B. (1985). Axial Bearing Capacity of the Expander Body Pile. Soils and Foundations, Vol.25(2): 31–44.

Burland, J.B. (1973). Shaft friction of piles in clay – a simple fundamental approach. Ground Engineering, Vol.6: 30-42.

Décourt, L. (1996). A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. SEFE III, Vol.1: 215-224.

Eslami, A. & Fellenius, B.H. (1997). Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories. Can Geotech, Vol.J34(6): 880–898.

Fellenius, B.H., Massarsch, K.R., Terceros Herrera, M.A. and Terceros Arce, M. (2018). *A study of the augmenting effect of equipping piles with an Expander Body*. International Conference on Deep Foundations and Ground Improvement: Urbanization and Infrastructure Development Future Challenges, pp. 114–123.

IS. CODE(2010). Design and Construction of Pile Foundations - Code of Practice. Soil and Foundation Engineering Sectional Committee, pp. 26.

Massarsch, K.R. and Wetterling, S. (1993*) Improvement of augercast pile performance by Expander Body system.* 2nd International Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, June 1 - 4, 1993, pp. 417-428.

Massarsch, K. R. (1994*). Execution, supervision and quality control of anchors*. Panel Discussion, Section 3.3, Construction, Instrumentation and Real Time Management, XIII. Proceedings, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, Vol. 5, pp. 317 - 319.

Menard, L. (1963). Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultats des essais pressiometriques. Sols Soils n°5, pp. 9-32.

Meyerhof, G.G. (1976). Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol.102(3): 197–228.

Monteiro, F. F. (2023). *Comportamento de Estacas Escavadas Equipadas com o Sistema Expander Body em Solo Tropical*. Tese de Doutorado - Universidade de Brasília, Brasília, Brasil. 438 p.

NORME FRANÇAISE. (2012). NF P 94-262: Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes. Paris. 206 p.

Price, G. & Wardle, I.F. (1982). A comparison between cone penetration test results and the performance of small diameter instrumented piles in stiff clay. 2nd European symposium on penetration testing, Amsterdam, Vol.2: 775–780.

Philipponnat, G. (1980). Methode pratique de calcul d'un pieuisole a l'aide du penetrometre statique. Rev Fr Geotech, Vol.10: 55–64.

Silva, C.M., Terceros H, M.A., Lentz, L. & Cunha, R.P.(2019). *A Tecnologia Expander Body em Tirantes e Estacas no Brasil*. 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, pp. 1–10.

Silva, C. M. ; Aquino, F. R. ; Monteiro, F.F. ; Cunha, R. P. ; Terceros, M.A.H. (2022) *Expander body instalado em estacs tipo hélice contínua e tipo raiz.* In: Cong. Bras. Mec. Solos e Eng. Geotécnica, COBRAMSEG 2022. Campinas. Cong. Bras. Mec. Solos e Eng. Geotécnica. CD Rom. p. 1-7.

Terceros, M.A.T.(2014). *Piling practice in the sedimentary granular soils of Santa Cruz, Bolivia*. Proceedings of the DFI-EFFC International Conference on Piling and Deep Foundations, Stockholm, May 21-23, pp. 379 386.

Vesic, A.S. (1963). Bearing capacity of deep foundations in sand. Highway Research Record (39), p 112.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/339

O Fator de Amortecimento do Solo no Ensaio de Carregamento Dinâmico com Energia Crescente

Daniel Kina Murakami
Benaton Specialist, São Paulo, Brasil, daniel.murakami@gmail.com

RESUMO: Em todos os casos de obras em que o autor comparou resultados do ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente (ECDEC) e provas de carga estática (PCE) se verificou através das análises CAPWAP que o fator de amortecimento do solo (JC) é menor nos golpes de menor energia, podendo até atingir valores nulos ou próximos de zero. Além disso, há uma tendência de que esses valores cresçam com o aumento de energia aplicada, atingindo valores praticamente constantes a partir de um determinado nível de energia. Todas as análises CAPWAP apresentaram bons valores de Match Quality (MQWU) além de apresentar boa correlação com PCE através do conceito de Match Quality De Recalques (MQR). Este artigo tem como objetivo mostrar que nos golpes de menor energia o valor de JC deve apresentar valores menores do que em golpes de maior energia. Em um caso de obra se observou que tentar deixar as análises CAPWAP com JC constantes em todos os níveis de energia resulta em uma piora significativa do MQWU nos golpes de menor energia. Foram empregadas 3 técnicas diferentes no CAPWAP visando manter constante o valor de JC no ECDEC, utilizando como referência o JC correspondente do golpe de maior energia. Nessas 3 técnicas empregadas se verificou que o Match Quality piorou consideravelmente, principalmente nos golpes de menor energia. Apesar de útil em estimar o RMX nos golpes não analisados pelo CAPWAP, mostra-se que JC constante no ECDEC é uma hipótese simplificada.

PALAVRAS-CHAVE: Fator de amortecimento do solo (JC), Resistência dinâmica (Rd), CAPWAP, Método CASE, Ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente (ECDEC).

ABSTRACT: In all case studies in which the author compared results of the dynamic increasing energy test (DIET) and static load tests (SLT), it was verified through CAPWAP analyses that the soil damping factor (JC) is lower in lower energy blows, which can even reach zero values or close to zero. Furthermore, there is a tendency for these values to increase with the increase in the applied energy, reaching practically constant values from a certain energy level. All CAPWAP analyses presented good Match Quality values (MQWU) in addition to showing a good correlation with SLT through the concept of Match Quality Of Settlements (MQS). This paper aims to show that in lower energy blows, the JC value may present lower values than in higher energy blows. A case study observed that trying to keep the CAPWAP analyses with JC constant at all energy levels results in a significant worsening of the MQWU in lower energy strikes. Three different techniques were used in CAPWAP to maintain the JC value constant in the DIET, using the corresponding JC of the highest energy blow as a reference. In these three techniques used, it was found that the Match Quality worsened considerably, especially in the lower energy blows. Although helpful in estimating the RMX in blows not analyzed by CAPWAP, it is shown that constant JC in DIET is a simplified hypothesis.

KEYWORDS: Case Damping Factor (JC), Dynamic Resistance (Rd), CAPWAP, CASE Method, Dynamic Increasing Energy Test (DIET)

1 INTRODUÇÃO

Segundo Rausche et al. (1985), o fator de amortecimento do solo (JC) varia em função do tipo de solo, conforme a tabela 1. Os autores indicaram que o valor de JC é exclusivamente devido ao tipo de solo, sem indicar alguma dependência do nível de energia aplicado.

Thompson e Goble (1988) observaram valores de JC entre 0,24 e 0,70 para alguns casos de obra de estacas em areia. Esta faixa de valores estaria fora da faixa de valores indicada na tabela 1, apresentando valores próximos de JC da faixa de solos argilosos.

Tabela 1. Valores de JC em função do tipo de solo (Rausche et. al., 1985)

Tipo de solo	JC
Areia	0,05 – 0,20
Areia siltosa ou silte arenoso	0,15 – 0,30
Silte	0,20 – 0,45
Argila siltosa ou silte argiloso	0,40 – 0,70
argila	0,60 – 1,10

O ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente (ECDEC) foi proposto por Aoki (1989, 1997). Nota-se que esta proposta de ensaio foi posterior à tabela sugerida por Rausche et. al. (1985) correlacionando o JC com o tipo de solo. Aoki (1997) ainda cita que tentar determinar a carga de ruptura através de um único golpe no ECD é o mesmo que tentar obter a ruptura à partir de um único ponto da curva da PCE. Com base neste fato, levanta-se o seguinte questionamento neste artigo: "será que a análise CAPWAP de um único golpe no ECDEC é capaz de determinar o valor de JC para todos os golpes, sendo que este parâmetro é o responsável por separar as resistências estáticas e dinâmicas no Método CASE ?".

Aoki e de Mello (1992) verificaram que os valores de SS (Damping do fuste, modelo de Smith (1960)), ST (Damping da ponta, modelo de Smith (1960)) e JC variavam com o nível de energia aplicada no estudo de caso apresentado pelos autores. De forma geral, os autores observaram valores maiores de SS e ST nos golpes de menor energia, enquanto que o valor de JC foi maior nos golpes de maior energia.

Apesar de pouco difundido no Brasil, em diversas publicações internacionais há uma consciência de que a análise CAPWAP pode apresentar resultados diferentes dependendo do operador que faz a análise ou da técnica empregada no CAPWAP (Fellenius, 1988; Murakami, 2019; Verbeek, 2019). Em geral, a carga mobilizada não muda muito, porém os dados de entrada variam, tais como, quake, damping, distribuição de atrito lateral, carga de ponta e o formato da curva carga vs. recalque simulada do CAPWAP (Murakami, 2015, 2019). Este fato é fundamental para a compreensão do que será apresentado adiante neste artigo, uma vez que serão apresentadas diferentes técnicas no CAPWAP para se chegar em um objetivo específico.

Em todos os casos de obras em que o autor deste artigo comparou resultados de ECDEC e provas de carga estática (PCE) se verificou através das análises CAPWAP que o fator de amortecimento do solo (JC) é menor nos golpes de menor energia, podendo até atingir valores nulos ou próximos de zero. Além disso, há uma tendência de que esses valores cresçam com o aumento de energia aplicada, atingindo valores praticamente constantes à partir de um determinado nível de energia. Todas as análises CAPWAP apresentaram bons valores de Match Quality (MQWU) além de apresentar boa correlação com PCE através do conceito de Match Quality De Recalques (MQR).

Convém destacar duas equações do Método CASE que serão fundamentais para a explicação do motivo de JC variar no ECDEC. A equação 1 mostra o cálculo da resistência total (soma das parcelas estática e dinâmica), enquanto que a equação 2 mostra o cálculo de RMX (resistência estática máxima). A resistência dinâmica é calculada subtraindo-se RMX da resistência total (Rt). Maiores informações sobre o cálculo da resistência dinâmica podem ser encontradas em Murakami (2024a, 2024b):

$$Rt = WD1 + WU2 \quad (1)$$

Onde: WD1 = força descendente (Wave Down) no intante t1; WU2 = força ascendente (Wave Up) no instante t2;

$$RMX = (1 - JC) \times WD1 + (1 + JC) \times WU2 \quad (2)$$

Onde: RMX = resistência estática máxima; JC = fator de amortecimento do solo;

Este artigo tem como objetivo mostrar que nos golpes de menor energia o valor de JC deve apresentar valores menores do que em golpes de maior energia. Em um caso de obra, foi observado que a manutenção das análises CAPWAP com JC constantes em todos os níveis de energia resultou em uma piora significativa do MQWU nos golpes de menor energia. Foram empregadas 3 técnicas diferentes no CAPWAP visando manter constante o valor de JC no ECDEC, utilizando como referência o JC correspondente ao golpe de maior energia. Nessas 3 técnicas empregadas se verificou que o MQWU piorou consideravelmente, principalmente nos golpes de menor energia. Apesar de útil em estimar o RMX nos golpes não analisados

pelo CAPWAP, mostra-se que JC constante no ECDEC é uma hipótese simplificada, não apresentando boa solução da teoria da equação da onda.

3 CASO DE OBRA: OSASCO, SP

Para analisar o fator de amortecimento do solo (JC) no ECDEC, mantendo-o constante em diferentes níveis de energia, o CAPWAP utilizará três técnicas: 1) redução de resistência estática, mantendo mesmos valores de damping do modelo de Smith da análise com Best Match; 2) aumento excessivo de damping do modelo de Smith, reduzindo a carga mobilizada proporcionalmente ao quake; 3) redução de resistência estática com aumento dos valores do damping do modelo de Smith.

Mostra-se que as três técnicas apresentadas permitem manter o valor de JC constante em todos os níveis de energia. Entretanto, o MQWU deve piorar em relação às análises com melhor MQWU realizadas através do procedimento proposto por Murakami (2015, 2019).

Trata-se de uma obra localizada em Osasco, SP. Foram executadas estacas pré-moldadas de concreto de seção ϕ38cm, cravadas através de um martelo de queda livre de 4000 kg.

A estaca da PCE (E01) possuia 13,80 m de profundidade, enquanto que a estaca do ECD (E02) possuia 14,10 m de profundidade. O ECD foi realizado com alturas de queda crescentes (Aoki, 1989, 1997) e as análises CAPWAP foram realizadas segundo o procedimento proposto por Murakami (2015, 2019). A obra em questão já foi amplamente estudada por Murakami e Massad (2014, 2016, 2023) e Murakami (2015, 2019). Maiores informações sobre a obra e os ensaios podem ser encontrados nos trabalhos já publicados anteriormente pelos autores.

A figura 1 mostra a comparação entre a PCE e o ECD. A curva "PDA – CASE – E02" é a curva RMX vs. DMX proposta por Aoki (1989, 1997), indicando as alturas de queda de cada golpe que variaram entre 10 cm e 80 cm. Nota-se que a partir de 50 cm de altura de queda se verificou ruptura geotécnica.

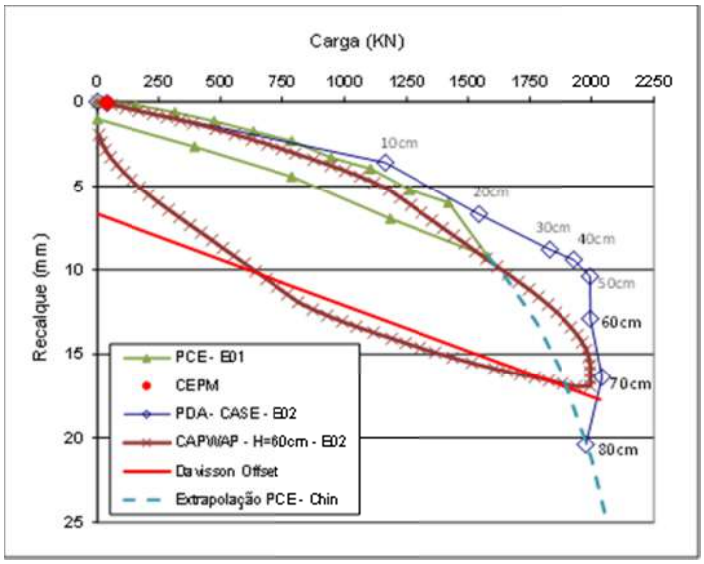


Figura 1. Correlação entre o ECD e PCE (Murakami e Massad, 2014, 2016)

A tabela 1 mostra os resultados obtidos através do procedimento proposto por Murakami (2015, 2019). Notam-se que os valores de SS, ST e JC variam com o nível de energia aplicado, que por sua vez também variam com o valor de VMX. Os parâmetros SS e ST são utilizados no cálculo da resistência dinâmica no CAPWAP, enquanto que o JC é utilizado no Método CASE com finalidade de separação das parcelas de resistência dinâmica e estática. Aoki e de Mello (1992) também verificaram que os valores de SS, ST e JC variavam com o nível de energia aplicada no estudo de caso apresentado pelos autores.

A figura 2 mostra a relação entre Rd e VMX que é a 1ª condição de contorno proposta por Murakami (2015). Esta condição de contorno permite a correção do valor de Rd em função de VMX. Para obter uma boa proporcionalidade entre Rd e VMX os valores de SS e ST não foram constantes com o aumento do nível de energia aplicado (tabela 1).

Tabela 1. Resultados obtidos através do procedimento proposto por Murakami (2015, 2019)

H (cm)	RMX (kN)	Rd (kN)	SS (s/m)	ST (s/m)	Jc	MQWU	VMX (m/s)
10	1165	114	1,237	1,147	0,00	1,82	0,58
20	1545	332	1,162	1,124	0,36	1,62	1,12
30	1830	584	1,000	0,729	0,44	2,20	1,49
40	1930	579	0,720	0,579	0,53	1,90	1,65
50	1995	763	0,710	0,514	0,57	1,82	1,93
60	1996	904	0,547	0,550	0,62	1,31	2,21
70	2043	979	0,555	0,462	0,62	1,88	2,39
80	1978	1129	0,640	0,559	0,64	1,64	2,56

Onde: H = altura de queda aplicada; RMX = resistência estática mobilizada no golpe; Rd = resistência dinâmica; SS = damping do fuste (modelo de Smith); ST = damping da ponta (modelo de Smith); JC = fator de amortecimento do solo; MQWU = Match Quality da curva "Wave Up"; VMX = velocidade máxima do topo da estaca;

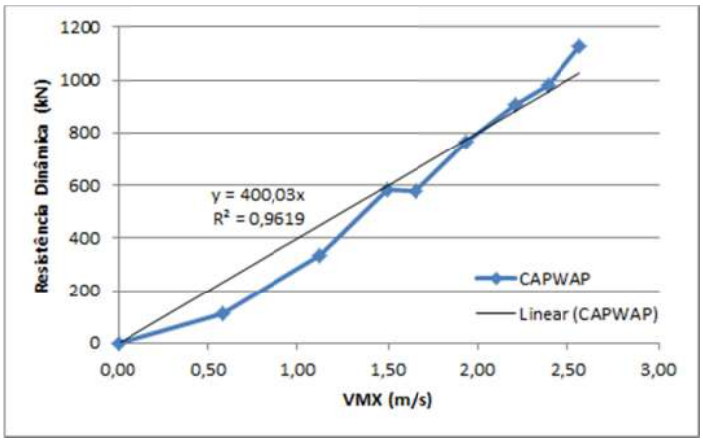


Figura 2. Rd vs. VMX

3.1 Técnica 1: Redução de resistência estática

A tabela 2 e figura 3 mostram os resultados obtidos através da aplicação da Técnica 1 que basicamente consiste em reduzir a resistência estática. Realizando este procedimento, o valor de JC deve aumentar, fazendo com que no Método CASE a parcela de Rd seja maior. Maiores detalhes sobre o cálculo de Rd através dos Métodos CASE e CAPWAP podem ser encontrados em Murakami (2024a, 2024b).

Tabela 2. Resultados obtidos através da redução de resistência estática

H (cm)	RMX (kN)	Rd (kN)	SS (s/m)	ST (s/m)	Jc	MQ	Δ MQWU (%)	Δ RMX (%)
10	1022	195	1,237	1,147	0,64	3,12	71,4	-12,3
20	1447	416	1,162	1,124	0,64	2,00	23,5	-6,4
30	1746	665	1,000	0,729	0,64	2,57	16,8	-4,6
40	1861	622	0,720	0,579	0,64	2,31	21,6	-3,6
50	1943	792	0,710	0,514	0,64	1,98	8,8	-2,6
60	1985	916	0,547	0,550	0,64	1,33	1,5	-0,5
70	2012	989	0,555	0,462	0,64	1,94	3,2	-1,5
80	1978	1129	0,640	0,559	0,64	1,64	0,0	0,0

Onde: Δ MQWU = variação do valor de MQWU entre o Best Match (tabela 1) e a análise atual; Δ RMX = variação do valor de RMX entre o Best Match (tabela 1) e a análise atual.

Observa-se que foi possível obter análises CAPWAP com valores de JC constantes iguais a 0,64, valor este correspondende ao JC obtido no golpe de maior energia (tabela 1). Entretanto, os valores de MQWU exibiram uma redução do significado matemático (Murakami, 2015, 2024c), especialmente nos golpes de menor energia, devido à deterioração do MQUW. Isso indica que a hipótese de manter o valor de JC constante com o nível de energia não é a solução ideal para a teoria da equação da onda. No pior caso, golpe de H=10cm, houve uma deterioração de 71,4% no valor de MQWU. Apesar de melhorar o R^2 na relação entre Rd e VMX (figura 3), os valores de MQWU degradaram, reforçando a hipótese de que JC constante no ECD com energia crescente não deve apresentar uma boa solução da teoria da equação da onda.

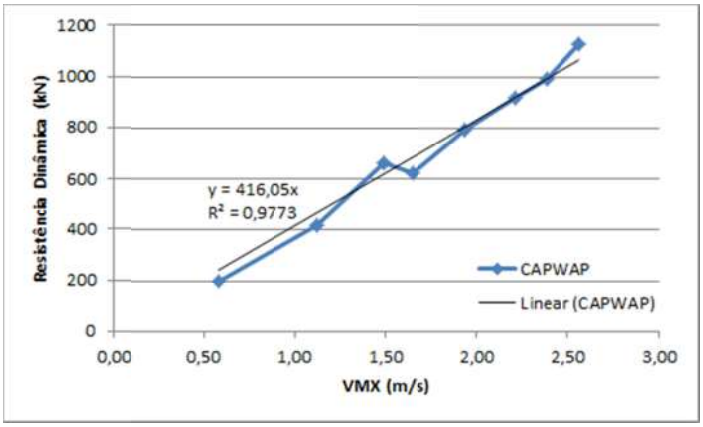


Figura 3. Rd vs. VMX (Técnica 1)

3.2 Técnica 2: Aumento excessivo de damping do modelo de Smith

A tabela 3 e figura 4 mostram os resultados obtidos através da aplicação da Técnica 2 que basicamente consiste em aumentar excessivamente os valores de SS e ST. Realizando este procedimento pode haver um excesso de resistência total (soma de resistência estática e dinâmica), fazendo com que a resistência estática não esteja totalmente ativada, ou seja, o deslocamento da estaca é menor que o quake em alguns elementos de solo. Sendo assim, é necessário realizar a redução de resistência estática proporcionalmente à redução de quakes para ativar plenamente a resistência estática. Realizando este procedimento, o valor de JC deve aumentar, fazendo com que no Método CASE a parcela de resisência dinâmica seja maior. Maiores detalhes sobre o cálculo de Rd através dos Métodos CASE e CAPWAP podem ser encontrados em Murakami (2024a, 2024b).

Tabela 3. Resultados obtidos através do aumento excessivo de damping do modelo de Smith

H (cm)	RMX (kN)	Rd (kN)	SS (s/m)	ST (s/m)	Jc	MQ	Δ MQWU (%)	Δ RMX (%)
10	1022	274	3,000	4,200	0,64	5,38	186,4	-12,3
20	1448	478	1,650	2,100	0,64	2,37	36,8	-6,3
30	1744	730	1,500	1,520	0,64	3,61	56,9	-4,7
40	1861	681	0,780	0,900	0,64	2,97	45,1	-3,6
50	1943	854	0,780	0,650	0,64	2,31	26,9	-2,6
60	1985	942	0,600	0,555	0,64	1,43	9,0	-0,5
70	2012	1038	0,600	0,500	0,64	2,03	7,9	-1,5
80	1978	1129	0,640	0,559	0,64	1,64	0,0	0,0

Observa-se que foi possível obter análises CAPWAP com valores de JC constantes iguais a 0,64, valor este correspondende ao JC obtido no golpe de maior energia (tabela 1). Entretanto, os valores de MQWU exibiram uma redução do significado matemático (Murakami, 2015, 2024c), especialmente nos golpes de menor energia, devido à deterioração do MQUW. Isso indica que a hipótese de manter o valor de JC constante com o nível de energia não é a solução ideal para a teoria da equação da onda. No pior caso, golpe de H=10cm, houve uma deterioração de 186,4% no valor de MQWU Apesar de melhorar o R^2 na relação entre Rd e VMX (figura 3), os valores de MQWU degradaram, reforçando a hipótese de que JC constante no ECD com energia crescente não deve apresentar uma boa solução da teoria da equação da onda.

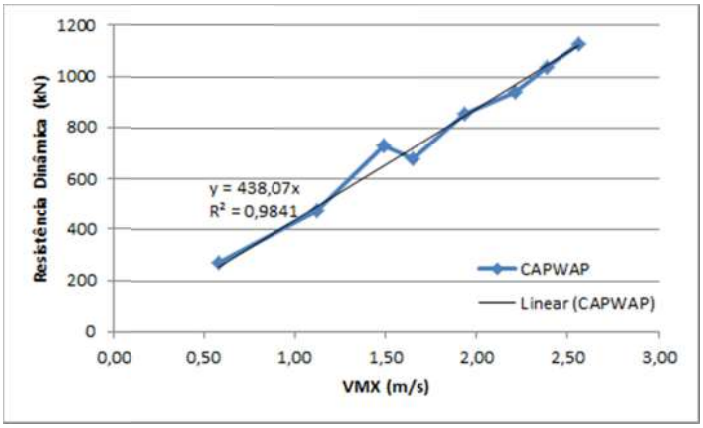


Figura 4. Rd vs. VMX (Técnica 2)

3.3 Técnica 3: Redução de resistência estática com aumento de damping do modelo de Smith

A tabela 4 e figura 5 mostram os resultados obtidos através da aplicação da Técnica 3 que basicamente consiste em reduzir a resistência estática com aumento dos valores de SS e ST. Realizando este procedimento pode haver um excesso de resistência total (soma de resistência estática e dinâmica), fazendo com que a resistência estática não esteja totalmente ativada, ou seja, o deslocamento da estaca é menor que o quake em alguns elementos de solo. Sendo assim, é necessário realizar a redução de resistência estática proporcionalmente à redução de quakes para ativar plenamente a resistência estática. Realizando este procedimento, o valor de JC deve aumentar fazendo com que no Método CASE a parcela de resisência dinâmica seja maior. Maiores detalhes sobre o cálculo de Rd através dos Métodos CASE e CAPWAP podem ser encontrados em Murakami (2024a, 2024b).

Tabela 4. Resultados obtidos através da redução de resistência estática com aumento de damping

H (cm)	RMX (kN)	Rd (kN)	SS (s/m)	ST (s/m)	Jc	MQ	Δ MQWU (%)	Δ RMX (%)
10	1022	195	1,237	1,147	0,64	3,11	70,9	-12,3
20	1447	416	1,136	1,313	0,64	1,92	18,5	-6,3
30	1746	665	1,212	0,621	0,64	2,57	16,8	-4,6
40	1861	618	0,720	0,579	0,64	2,24	17,9	-3,6
50	1946	792	0,710	0,499	0,64	1,98	8,8	-2,5
60	1981	917	0,560	0,555	0,64	1,35	3,1	-0,8
70	2011	988	0,555	0,461	0,64	1,93	2,7	-1,6
80	1978	1129	0,640	0,559	0,64	1,64	0,0	0,0

Observa-se que foi possível obter análises CAPWAP com valores de JC constantes iguais a 0,64, valor este correspondende ao JC obtido no golpe de maior energia (tabela 1). Entretanto, os valores de MQWU exibiram uma redução do significado matemático (Murakami, 2015, 2024c), especialmente nos golpes de menor energia, devido à deterioração do MQUW. Isso indica que a hipótese de manter o valor de JC constante com o nível de energia não é a solução ideal para a teoria da equação da onda. No pior caso, golpe

de H=10cm, houve uma deterioração de 70,9% no valor de MQWU Apesar de melhorar o R^2 na relação entre Rd e VMX (figura 3), os valores de MQWU degradaram, reforçando a hipótese de que JC constante no ECD com energia crescente não deve apresentar uma boa solução da teoria da equação da onda.

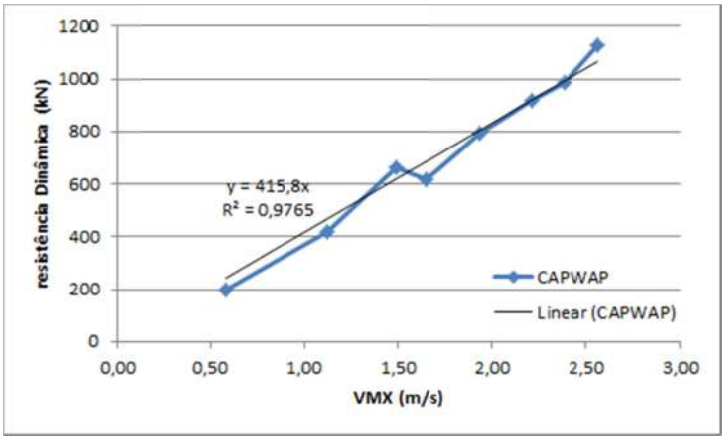


Figura 5. Rd vs. VMX (Técnica 3)

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como prática comum no ensaio de carregamento dinâmico, a norma NBR 13208 obriga a realização de uma análise CAPWAP por estaca ensaiada. Com a finalização da análise CAPWAP é possível verificar o valor do JC correspondente. No Método CASE, com este valor de JC obtido, há a possibilidade de verificação da carga mobilizada nos demais golpes não analisados pelo CAPWAP, reduzindo tempo e custo de análise em todos os golpes aplicados.

Rausche et al. (1985) apresentaram uma tabela indicando valores de JC em função do tipo de solo. Entretanto, os autores não fazem menção se estes valores podem variar em função do nível de energia aplicado na estaca. Thompson e Goble (1988) observaram valores de JC entre 0,24 e 0,70 para alguns casos de obra de estacas em areia. Esta faixa de valores estaria fora da faixa de valores indicada na tabela 1, apresentando valores próximos de JC da faixa de solos argilosos.

O ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente (ECDEC) foi proposto por Aoki (1989, 1997). Nota-se que esta proposta de ensaio foi posterior à tabela sugerida por Rausche et al. (1985) correlacionando o JC com o tipo de solo. Aoki (1997) ainda cita que tentar determinar a carga de ruptura através de um único golpe no ECD é o mesmo que tentar obter a ruptura à partir de um único ponto da curva da PCE. Com base neste fato, levantou-se o seguinte questionamento neste artigo: "será que a análise CAPWAP de um único golpe no ECDEC é capaz de determinar o valor de JC para todos os golpes, sendo que este parâmetro é o responsável por separar as resistências estáticas e dinâmicas no Método CASE ?".

Aoki e de Mello (1992) verificaram que os valores de SS, ST e JC variavam com o nível de energia aplicada no estudo de caso apresentado pelos autores. De forma geral, os autores observaram valores maiores de SS e ST nos golpes de menor energia, enquanto que o valor de JC foi maior nos golpes de maior energia.

Neste artigo, mostrou-se em um caso de obra que nas análises que obtiveram melhores valores de Match Quality, realizadas através do procedimento proposto por Murakami (2015, 2019), verificaram-se que os valores de SS, ST e JC variaram em função do nível de energia aplicado. Além disso, foram empregadas 3 técnicas diferentes no CAPWAP visando manter constante o valor de JC no ECD com energia crescente, utilizando-se como referência o JC correspondene ao golpe de maior energia. Nessas 3 técnicas empregadas se verificou que o Match Quality piorou consideravelmente, principalmente nos golpes de menor energia, mostrando que a hipótese de JC constante não deve apresentar boa solução da teoria da equação da onda.

A conclusão é de que apesar de ser uma prática comum adotar o mesmo JC em todos os golpes não analisados pelo CAPWAP, esta prática é uma hipótese simplificada. A melhor solução da teoria da equação da onda (Best Match) indicou que o JC deve variar com o nível de energia aplicado, apresentando valores inferiores nos golpes de menor energia, ou seja, o JC não é função exclusivamente do solo, mas também do nível de energia aplicada.

Uma forma simples de se entender fisicamente o conceito de JC variável, com valores inferiores nos golpes de menor energia, é que o valor de VMX é mais baixo nestes golpes. Como consequência, a resistência dinâmica (Rd) deve ser menor, o que faz com que a resistência estática (RMX) se aproxime da resistência total (soma de Rd e RMX). No Método CASE (Eq. 2) quando o valor de JC tende à zero, o RMX se aproxima do valor da resistência total (soma de Rd e RMX), dada pela Eq. 1 (Rd tende à zero).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aoki, N. (1989) "A new dynamic load test concept", Drivability of piles (1), Proc. Discussion Session 14, . Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng. (12), Rio de Janeiro, Brazil, pp. 1-4.

Aoki, N., de Mello, V. F. B. (1992) "Dynamic loading test curves". 4th International Conference on Application of Stress Wave Theory to Piles, Balkema, Rotterdam, Netherlands.

Aoki, N. (1997), "Determination of pile capacity of driven piles on the dynamic increasing energy test", DSC Thesis, Escola de Engenharia de São Carlos (in Portuguese).

ABNT (2007) NBR 13208. Estacas Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro.

Fellenius, B. H. (1988) "Variation of CAPWAP results as a function of the operator"; Proceedings of the Third international conference on the application of stress- Theory to Piles, Otawwa, pp.814-825.

Murakami, D. K., Massad, F. (2014) "Determinação do quake do fuste de estacas pré-moldadas através de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico", XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia.

Murakami, D. K. (2015) Novo procedimento para a realização de análise capwap no ensaio de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas. Dissertação de mestrado, EPUSP, São Paulo, Brasil.

Murakami, D. K., Massad, F. (2016) "Determinação do quake do fuste de estacas pré-moldadas através de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico", Geotecnia, Nº 137, pp 79-98.

Murakami, D. K. (2019) "A New Concept of Match Quality of Settlements for Signal Matching Analysis on the Dynamic Pile Test", 10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations, San Diego, California, USA

Murakami, D. K., Massad, F. (2023) The Advantage of The Use of The Concept of Match Quality of Settlements in The Dynamic Load Test. 10º Seminário de Fundações e Geotecnia, São Paulo, SP.

Murakami, D. K., (2024a). Resistência Dinâmica Determinada Através dos Métodos CAPWAP e CASE. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiú, SC. (ARTIGO SUBMETIDO)

Murakami, D. K., (2024b). Considerações Sobre a Resistência Dinâmica na Prova de Carga Estática e Dinâmica. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiú, SC. (ARTIGO SUBMETIDO)

Murakami, D. K., (2024c). A diferença entre significado físico e matemático no ensaio de carregamento dinâmico. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiú, SC. (ARTIGO SUBMETIDO)

Rausche, F., Goble, G. G., Likins, G. (1985) Dynamic determination of pile capacity. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 3, No. 3, ASCE.

Thompson, C. D., Goble, G. G. (1988) High Case Damping Constants in Sand. Third International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada, pp 555-564.

Smith, E. A. L. (1960) "Pile driving analysis by the wave equation", Journal of soil mechanics and foundations, Vol. 86 – ASCE, pp. 35-64.

Verbeek, G. (2019) "The Subjective Aspect of Dynamic Load Testing", 10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations, San Diego.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/340

Parâmetros Dinâmicos para Análises CAPWAP em Estacas Hélice Contínua em Sinop – MT

Clayton H. N. Dalla Cort
Mestrando em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília - DF, Brasil.
claytondallacort2@hotmail.com

Renato Pinto da Cunha
Professor Titular PhD, Universidade de Brasília, Brasília - DF, Brasil.
rpcunha@unb.br

RESUMO: Análises CAPWAP para avaliação de capacidade de carga de estacas são dependentes da experiência e da subjetividade na seleção dos parâmetros do modelo estaca-solo. Dois dos parâmetros mais importantes são o quake (q_s) e o damping de fuste (J_s) que determinam a distribuição de resistência estática e dinâmica mobilizadas em profundidade. Esses parâmetros, segundo Ng & Sritharan (2013) são função do tipo de solo, suas propriedades e também do processo executivo da estaca. Porém, geralmente esses valores são considerados constantes em profundidade, independente da estratigrafia do terreno e de suas propriedades. Por isso, na cidade de Sinop – MT foram realizadas sondagens SPT, ensaios de palheta, prova de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico em estacas hélice contínua monitorada (HCM) para correlacionar o q_s e J_s com o tipo de solo e sua resistência em diferentes profundidades (N_{SPT} e S_u). Ao final, percebeu-se que os valores de q_s e J_s foram variáveis em profundidade e predominantemente maiores que aqueles previstos na literatura. Em solo coesivo, q_s teve uma relação inversa com N_{SPT} e S_u segundo uma hipérbole. Para solo não-coesivo, q_s variou direta e linearmente com N_{SPT} e S_u. No caso de J_s para solo coesivo, sua variação ocorre por uma relação diretamente linear com N_{SPT} e S_u, enquanto que para solo não-coesivo, a relação é inversa por meio de uma hiperbole. Por fim, para solos não-coesivos, os valores de q_s e J_s foram predominantemente menores que aqueles para solo coesivo. Esses resultados provavelmente estão relacionados às propriedades dos solos e suas condições de drenagem, além do próprio processo executivo das estacas HCM.

PALAVRAS-CHAVE: CAPWAP, prova de carga, ensaio de carregamento dinâmico, quake, damping.

ABSTRACT: CAPWAP analyses for evaluating the load capacity of piles are dependent on the experience and subjectivity involved in selecting the parameters for the pile-soil model. Two of the most important parameters are the shaft quake (q_s) and damping (J_s), which determine the distribution of static and dynamic resistance mobilized at depth. According to Ng & Sritharan (2013), these parameters are a function of the soil type, its properties and also the installation process of the pile. However, these values are generally considered constant at depth, regardless of the stratigraphy of the site and its properties. Therefore, in the city of Sinop - MT, SPT borings, vane shear tests, static load tests, and dynamic loading tests on monitored continuous flight auger (CFA) piles were conducted to correlate q_s and J_s with the soil type and its resistance at different depths (N_{SPT} and S_u). At the end, it was observed that the values of q_s and J_s were depth-variable and predominantly higher than those predicted in the literature. In cohesive soil, q_s exhibited an inverse relationship with N_{SPT} and S_u according to a hyperbolic function. For non-cohesive soil, q_s varied directly and linearly with N_{SPT} and S_u. Regarding J_s in cohesive soil, its variation occurred through a directly linear relationship with N_{SPT} and S_u, whereas in non-cohesive soil, the relationship was inverse via a hyperbolic function. Finally, for non-cohesive soils, the values of q_s and J_s were predominantly lower than those for cohesive soil. These results are likely related to the soil properties, drainage conditions and the installation process of CFA piles.

KEYWORDS: CAPWAP, load test, dynamic load test, quake, damping.

1 INTRODUÇÃO

Dois dos parâmetros mais significativos de uma análise CAPWAP são o quake e damping de fuste (q_s e J_s, respectivamente). Quake refere-se ao deslocamento no qual a resistência estática mobilizada é máxima, enquanto o damping representa o coeficiente de amortecimento do solo. Na prática, q_s e J_s são considerados constantes ao longo da estaca, negligenciando o tipo de solo e a sua estratigrafia (Aghayarzadeh et al., 2020). Nesse contexto, o trabalho de Ng & Sritharan (2013) introduziu um avanço significativo na técnica de ajuste de sinais. Esses autores atribuíram um conjunto específico de valores de q_s e J_s a diferentes camadas de solo e suas resistências, resultando em ótimos ajustes de sinais. Essa abordagem permite que os resultados sejam menos influenciados pela subjetividade e também considera racionalmente as características estratigráficas do subsolo.

Por esse motivo, objetiva-se estabelecer relações entre ensaios de campo (SPT e palheta) e os parâmetros dinâmicos adotados em análises CAPWAP. Assim, serão correlacionados o q_s e o J_s com o índice N_{SPT} e a resistência não drenada do solo (S_u).

2 BREVE REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Dado um impacto no topo da estaca, uma onda de tensão de compressão se propaga no sentido descendente. Como consequência, a estaca encurta, de tal forma que resistências de fuste são mobilizadas e, no caso de suficiente energia de impacto, é possível que a resistência de ponta também seja mobilizada. Tais resistências provocam ondas de reflexão no sentido ascendente que contêm as informações a respeito das resistências mobilizadas ao longo da estaca.

Os sinais das ondas podem ser registrados no tempo por meio de acelerômetros e transdutores de deformação instalados próximos ao topo da estaca. Esses sensores permanecem conectados a um sistema de aquisição de dados que registra os sinais de aceleração e de deformação específica e os convertem em sinais de velocidade de partícula e de força, respectivamente.

A propagação de ondas de tensão em estacas que é descrita pela seguinte Eq. (1):

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{1}{c^2}\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{R}{EA} \tag{1}$$

Onde t é o tempo, u é o deslocamento de partícula, R é a resistência total mobilizada por unidade de comprimento e A é a área da seção transversal da estaca. Com isso, a equação da onda deve ser resolvida para as reais condições de contorno do problema, o que torna sua solução bastante difícil (Velloso & Lopes, 2011).

Nesse sentido, Smith (1960) propôs uma solução numérica para o problema na qual modelou o sistema estaca-solo por massas e molas. Assim, cada par massa-mola corresponde a um segmento de estaca e as resistências por atrito lateral e ponta são respresentadas como forças concentradas de natureza passiva. Nesse modelo, as resistências de fuste e de ponta são divididas em duas parcelas: uma estática e uma dinâmica. A parcela estática possui um comportamento elástico perfeitamente plástico, no qual a resistência estática é totalmente mobilizada quando o elemento de estaca desloca uma distância q (*quake*) devido a deformações elásticas do solo; a partir desse valor, o elemento de estaca desloca permanentemente uma quantidade s devido a deformações plásticas sob máxima resistência estática mobilizada. Já a resistência dinâmica é devida aos efeitos viscosos do solo, dada a velocidade de penetração da estaca. Essa resistência é instantânea e, portanto, não contribui para a capacidade de carga real. Sendo assim, o coeficiente J (*damping*) representa a constante de proporcionalidade entre a resistência dinâmica e a velocidade de deslocamento.

Portanto, a resistência mobilizada total é obtida considerando-se q, as resistências estáticas máximas e o J para cada elemento de solo do modelo.

2.1 Análise CAPWAP

Segundo Gonçalves et al. (2000), o CAPWAP também modela a estaca e o solo como uma série de massas, molas e amortecedores. Os sinais são analisados e os parâmetros do modelo são obtidos por tentativa e erro com a determinação do movimento da estaca, tendo-se como condição de contorno os sinais medidos em campo na seção instrumentada.

Com isso, os sensores captam os sinais de aceleração e força em campo e, no escritório, calcula-se novos sinais de tal forma que ocorra o máximo ajuste possível entre os sinais medidos e os calculados (*signal matching*). Então o movimento da estaca estará definido assim como a distribuição das resistências mobilizadas ao longo do fuste e da ponta. Isso porque os deslocamentos e as velocidades da estaca serão conhecidos.

3 METODOLOGIA

3.1 Campo Experimental

Foi criado um pequeno campo experimental na cidade de Sinop – MT. Neste local, houve 3 sondagens SPT com profundidade de 32m, 3 ensaios de palheta com profundidade de 15 m e 3 estacas HCM com comprimento de 32m e diâmetro nominal de 60cm (Fig. 1).

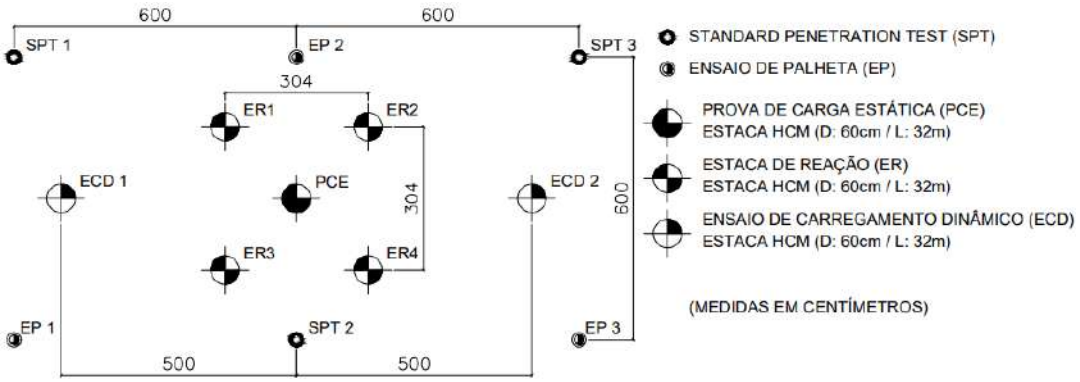


Figura 1: Campo experimental.

A Tab. 1 resume as principais características das três estacas hélice.

Tabela 1: Características das estacas HCM de acordo com o monitoramento.

Estaca	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Volume de Concreto (m^3)	Superconsumo (%)	Pressão de Concreto (kPa)
PCE	60	32	12	32	30 a 110
ECD 1	60	32	15	66	40 a 90
ECD 2	60	32	12	32	40 a 110

Além dos valores de índice N_{SPT}, foram identificados os tipos de solo e o NA. Os furos de SPT identificaram a presença de silte argiloso amarelo até uma profundidade média de 16m, uma camada de 1m de silte amarelo com cascalho, silte arenoso vermelho até uma profundidade de 29m, seguido também de areia siltosa vermelha. O NA foi encontrado a uma profundidade de 2m. Nas profundidades em que as sondagens indicaram a presença de silte argiloso abaixo do NA, os ensaios de palheta determinaram S_u a cada metro. Os ensaios revelaram S_u com valores aproximadamente constantes de 14 kPa entre 3 e 8m. Entre 8 e 16m, houve um crescimento linear até 32 kPa (Fig. 2).

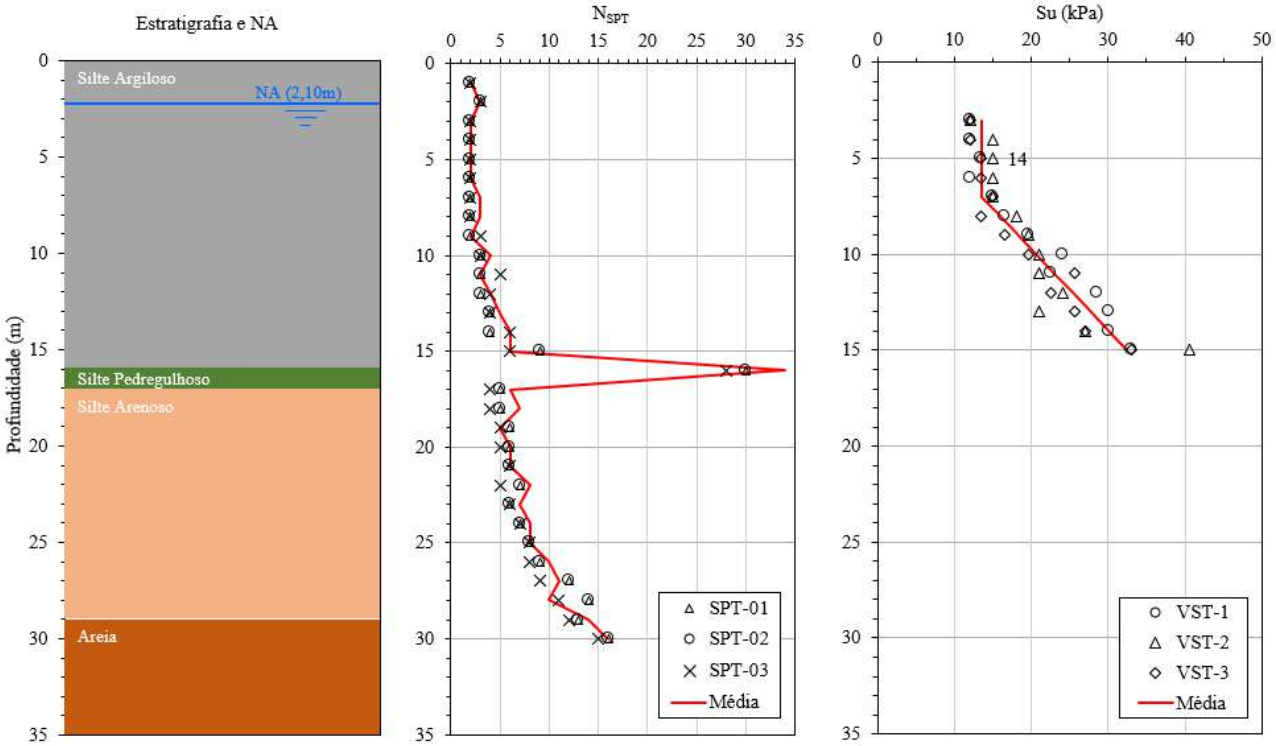


Figura 2: Estratigrafia do terreno.

3.2 Provas de Carga Estática (PCE)

A PCE foi realizada de acordo com os procedimentos da NBR 16903 (ABNT, 2020). Foram aplicados 10 estágios de carga com incremento de 294kN, até carga máxima de 2940kN. Ao final de 12h de carga máxima, o ensaio foi finalizado após 4 estágios iguais de descarregamento.

O Método da Rigidez (Décourt, 1998) foi utilizado para a interpretação da curva carga-deslocamento. Além de indicar a proximidade da carga última, a curva de rigidez pode indicar os domínios de atrito lateral e de ponta. O domínio de atrito é definido pelo trecho linear na fase inicial de carregamento, enquanto que o domínio da ponta é definido no trecho curvo de relação log-log. As Figs. 3 e 4 apresentam respectivamente a curva carga-deslocamento e a aplicação do Método da Rigidez (Décourt, 1998).

A aplicação de α e β do método de previsão da capacidade de carga de Décourt & Quaresma (1978) permitiu a definição da distribuição da resistência mobilizada no fuste para um deslocamento de 10% do diâmetro (60mm). Com os resultados do Método da Rigidez, foram obtidos α e β respectivamente iguais a 0,68 e 1,15.

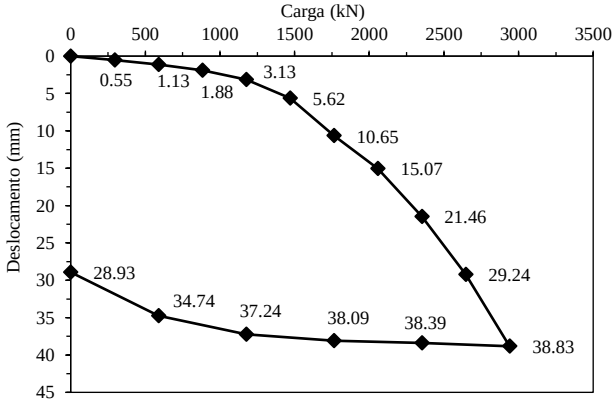


Figura 3: Curva carga-deslocamento da PCE.

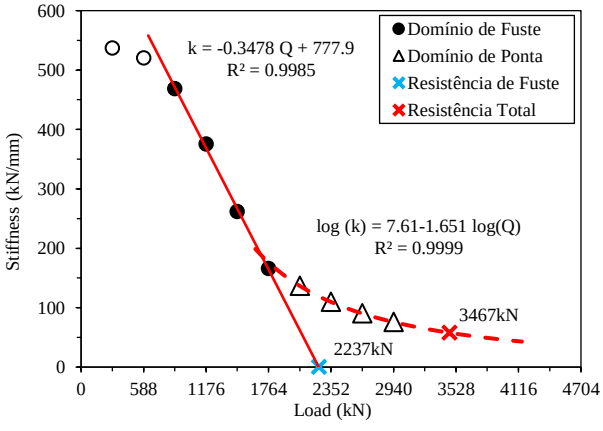


Figura 4: Aplicação do Método da Rigidez.

3.3 Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD)

Os ECDs seguiram os procedimentos da NBR 13208 (ABNT, 2007). Um martelo de queda livre de 49 kN aplicou 5 impactos com energia crescente (alturas de queda de 30, 60, 90, 120 e 150 cm). Tais impactos foram amortecidos por uma madeira posicionada sobre o prolongamento de concreto armado construido com a mesma seção transversal das estacas e altura de 1,80 m.

As análises CAPWAP seguiram a metodologia apresentada por Ng & Sritharan (2013). O primeiro passo das análises CAPWAP foi a seleção e preparação do sinal correspondente ao impacto que mobilizou a maior resistência com deslocamentos permanentes entre 2,54 e 12mm (Rausche et al., 2018). Em seguida, para os golpes selecionados, o sinal de deslocamento permanente no final do registro foi ajustado para coincidir com o verdadeiro deslocamento medido pelo defletômetro digital.

A segunda etapa envolveu a determinação da distribuição da resistência estática ao longo do fuste e na ponta da estaca utilizando o método semiempírico proposto por Décourt-Quaresma (1978), que utiliza o índice N_{SPT}. A resistência estática foi determinada metro a metro ao longo da estaca, incluindo a resistência na ponta, com base nos valores médios do índice N_{SPT} e nos valores de α = 0,68 e β =1,15. Portanto, os valores de resistência estática foram atribuídos aos elementos do solo na análise do CAPWAP.

O terceiro passo definiu o modelo da estaca. Para isso, a variação da impedância foi ajustada em profundidade com base na pressão do concreto e no superconsumo de concreto apresentados no monitoramento da execução. Simplificadamente, considerou-se a área da seção transversal diretamente proporcional à pressão de injeção do concreto medida no topo do trado contínuo da perfuratriz. Com isso, a impedância (área) de cada elemento de estaca foi alterada proporcionalmente para que o volume total da estaca correspondesse ao volume de concreto consumido.

Em seguida, os parâmetros dinâmicos do modelo de solo (q_s e J_s) foram ajustados para cada profundidade ao longo do comprimento da estaca. Esse processo começou com o elemento de solo mais próximo da superfície e foi repetido para elementos consecutivos até alcançar a ponta. Para cada determinação de q_s e J_s, o *Match Quality* (MQ) foi recalculado para definir os melhores parâmetros. Uma vez determinada uma distribuição preliminar de q_s e J_s em profundidade, houve um refinamento proporcional em seus valores até que os valores de MQ fossem os menores possíveis.

As Figs. 5 e 6 apresentam os sinais de WU medidos em campo e calculados pelo modelo CAPWAP. Os valores de MQ foram 2,29 e 4,92, respectivamente, para as estacas ECD-1 e ECD-2.

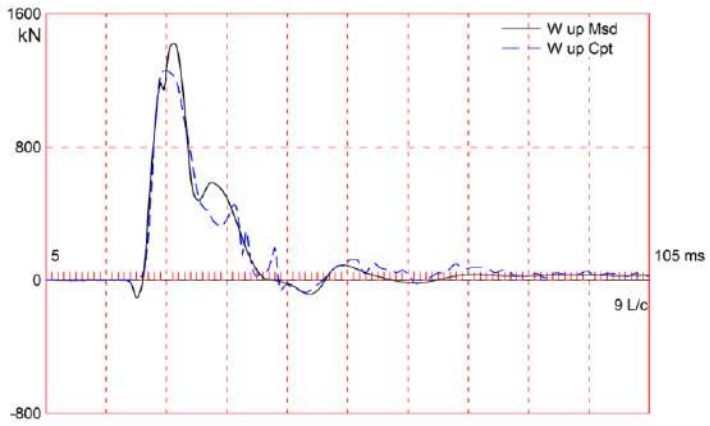


Figura 5: WU medida e calculada no ECD-1

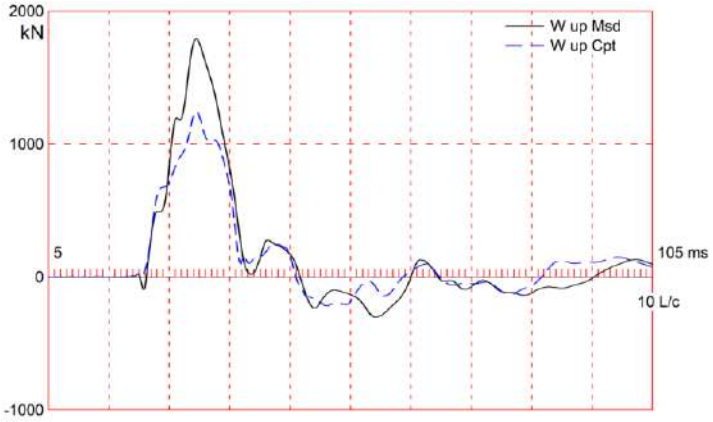


Figura 6: WU medida e calculada no ECD-2.

4 RESULTADOS

Com os valores de q_s e J_s definidos, foram plotados os seguintes gráficos: q_s versus N_{SPT}; q_s versus S_u; J_s versus N_{SPT} e J_s versus S_u. As quatro figuras a seguir representam as correlações determinadas para os conjuntos de dados. Alguns valores sugeridos na literatura técnica são apresentados para comparação.

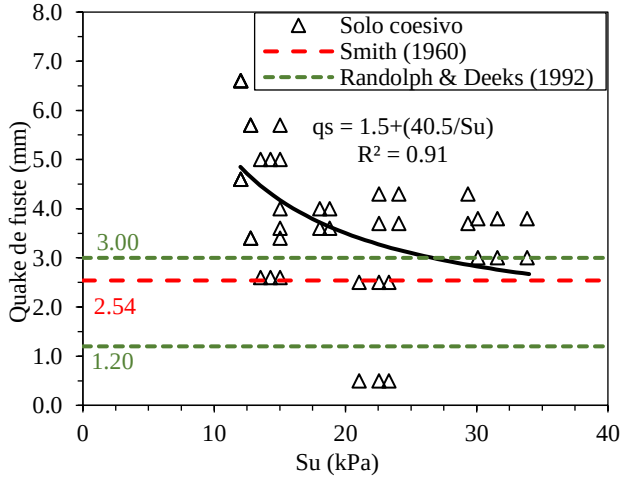


Figura 7: q_s em função de S_u.

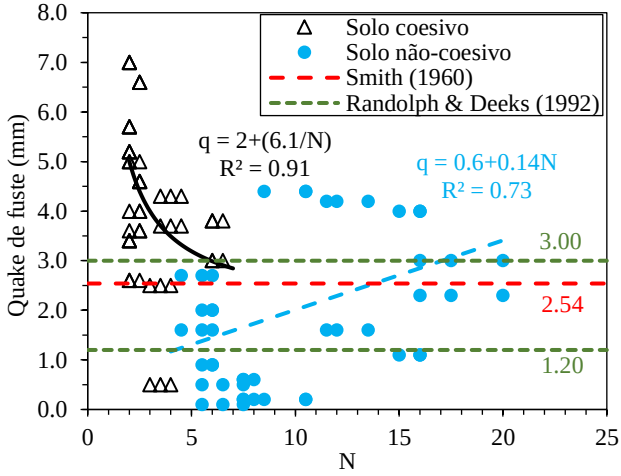


Figura 8: q_s em função de N_{SPT}.

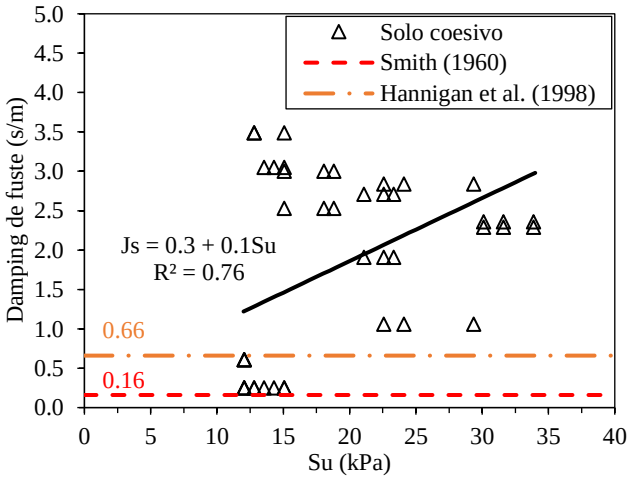


Figura 9: J_s em função de S_u.

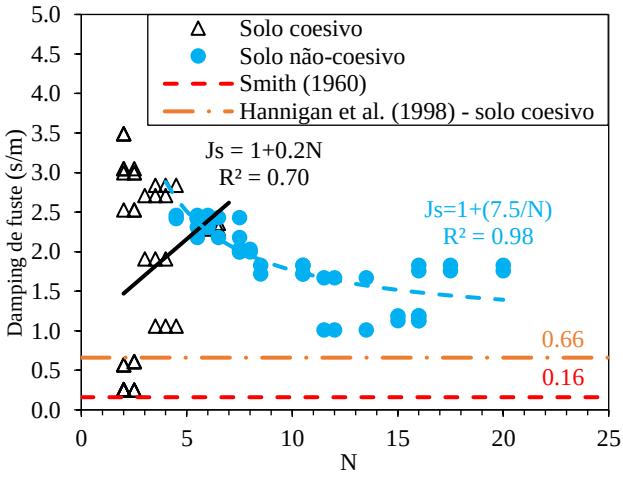


Figura 10: J_s em função de N_{SPT}.

Na Fig. 7, observa-se que os valores de q_s foram predominantemente maiores do que os valores previstos na literatura, especialmente para $S_u < 25kPa$, onde a diferença é significativa. Ao contrário do que geralmente

é considerado em análises CAPWAP, também se observa que os valores de q_s não são constantes e variam com S_u. A correlação apresentada no gráfico da Fig. 7 revela uma tendência para que q_s diminua com o aumento de S_u. Este resultado está de acordo com o conceito de que quanto menos deformável for o solo, menor será o deslocamento necessário para mobilizar uma determinada resistência.

Similarmente à correlação com S_u, o q_s do solo coesivo está relacionado com o valor de N_{SPT} através de uma hipérbole (Fig. 8). Com o aumento de N_{SPT}, há uma diminuição do q_s. Também se observa que os valores de q_s estão principalmente acima dos valores previstos. Essa diferença provavelmente ocorreu porque Smith (1960) e Hannigan et al. (1998) basearam seus estudos em estacas cravadas onde o efeito de setup pode ser considerável. Além disso, as estacas cravadas geralmente têm áreas de seção transversal menores em comparação com as estacas HCM. Ou seja, o deslocamento relativo entre a estaca e o solo deve ser maior para uma resistência dada ser mobilizada (deslocamento para mobilizar o atrito lateral em função do diâmetro da estaca).

Para o solo não coesivo, embora a correlação entre N_{SPT} e q_s não tenha um bom ajuste ($R^2 = 0.71$), um grande número de valores de q_s ficou entre os limites de Hannigan et al. (1998). Um aspecto interessante é que a equação de correlação obtida, dentro da faixa adotada de N_{SPT}, também está contida entre esses limites. O q_s aumenta linearmente com o valor de N_{SPT} para o solo não coesivo, exibindo um comportamento oposto ao do solo coesivo. Uma explicação pode ser devido à menor densidade relativa do solo não coesivo. Portanto, o solo pode estar em um estado fofo onde a resistência é mobilizada para maiores deformações. Infelizmente, as investigações geotécnicas realizadas não permitiram a avaliação da densidade relativa do solo.

Analisando-se a correlação entre S_u e J_s, a Fig. 9 deixa claro que os valores obtidos são significativamente maiores do que os encontrados na literatura. Isso indica um maior amortecimento (resistência dinâmica) mobilizado durante os ECDs. Como a superfície da estaca HCM tende a ser mais rugosa e irregular do que a das estacas cravadas, pode ter ocorrido o *shaft plug*. Este *shaft plug* é caracterizado pela adesão de uma massa de solo ao fuste, resultando em uma falha por cisalhamento que não ocorre na interface estaca-solo. Em outras palavras, a falha por cisalhamento ocorre na massa de solo.

Assim, como os diâmetros das estacas HCM testadas são relativamente grandes (60 cm), o volume (massa) de solo aderido aos fustes pode ter sido considerável. Consequentemente, as forças inerciais (como função da aceleração) podem ter influenciado nos valores elevados de J_s, uma vez que também causam um efeito de amortecimento. Embora o CAPWAP permita a consideração do *shaft plug*, isso não estava dentro do escopo desta dissertação. Além disso, apesar de uma grande dispersão, J_s tem uma relação direta com o aumento de S_u. Nesse sentido, o aumento do efeito de *radiation damping* pode ter condicionado os valores elevados de J_s.

Por fim, a Fig. 10 novamente mostra que os valores de J_s em função de N_{SPT} estavam acima dos valores recomendados. No entanto, a relação estabelecida para o solo coesivo teve uma grande dispersão ($R^2 = 0.70$). Segundo essa correlação, J_s aumenta linearmente com N_{SPT}. Provavelmente, esse comportamento tenha se dado pelos mesmos motivos comentados anteriormente para J_s versus S_u.

Para o solo não coesivo, a correlação teve um bom ajuste ($R^2 = 0.98$). O aumento de N_{SPT} diminuiu o valor de J_s de forma hiperbólica. Esse comportamento pode estar relacionado ao aumento da fração grosseira do solo com a profundidade (onde há um aumento nos valores de N_{SPT}). A distribuição de tamanho de partícula mais grossa proporciona menor amortecimento (menor resistência dinâmica) e menor excesso de poropressão em comparação com solos finos durante o ECD.

4 CONCLUSÕES

Ao final das análises realizadas, concluiu-se resumidamente que:

- O q_s e o J_s não são constantes ao longo do fuste da estaca, como geralmente é considerado nas análises de CAPWAP. Estes variam de acordo com o tipo de solo, o valor de N_{SPT} e S_u;

- Para solo coesivo, o q_s varia com o inverso dos valores de S_u e N_{SPT} através de uma hipérbole. Já para solo não coesivo, o q_s aumenta linearmente em função de N_{SPT};
- Existe uma relação direta entre o J_s, S_u e N_{SPT} para solo coesivo. Para solo não coesivo, esse parâmetro varia com N_{SPT} através de uma relação inversa determinada por uma hipérbole;
- Os valores do J_s para solo não coesivo apareceram predominantemente menores do que aqueles para solo coesivo. A mesma tendência foi observada para o q_s. Esse comportamento possivelmente está relacionado às propriedades mineralógicas e de drenagem desses solos, embora houvesse uma relação direta entre esses solos e a resistência determinada pelo SPT. Em outras palavras, para um aumento nos valores de N_{SPT}, o q_s e o J_s diminuíram;
- Embora as correlações apresentadas tenham sido obtidas, a maioria dos valores estava acima daqueles previstos na literatura, onde estacas cravadas em solos de clima temperado foram estudadas. Esse resultado provavelmente ocorreu devido ao processo de instalação das estacas, as dimensões de sua seção transversal, bem como as propriedades e condições de drenagem do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aghayarzadeh, M., Khabbaz, H., Fatahi, B., Terzaghi, S. (2020). *Interpretation of dynamic pile load testing for open-ended tubular piles using finite-element method*. International Journal of Geomechanics. ASCE. Vol 20, Issue 2. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001564

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). NBR 13208: *Estacas – ensaio de carregamento dinâmico*. Rio de Janeiro, 12p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903: *Solo — Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro, 11p.

Décourt, L. (1998). *Ruptura de fundações e coeficientes de segurança a luz do conceito de rigidez*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XI COBRAMSEG. Brasília. Anais. ABMS, V. 3, p. 1599-1606.

Décourt, L., Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT*. In: CBMSEF, 6. Rio de Janeiro. Anais. V. 1, p. 45-53.

Gonçalves, G., Andreo, C. S., Bernardes, G. P., Fortunato, S.G.S. (2000). *Controle de fundações profundas através de métodos dinâmicos*. 1ª ed. São Paulo, 253p.

Hannigan, P. J., Goble, G. G., Thendean, G., Likins, G. E., Rausche, F. (1998). *Design and construction of driven pile foundations*. FHWA-HI-97-013, vol. II. Washington, D.C. USA: Federal Highway Administration, US Department of Transportation.

Ng, K. W., Sritharan, S. (2013). *Improving dynamic soil parameters and advancing the pile signal matching technique*. Computers and Geotechnics. vol 54. 166-174pp. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.07.007.

Rausche, F., Hannigan, P., Alvarez, C. (2018). *Soil damping and rate dependent soil strength changes due to impact and rapid loads on deep foundations*. Symposium: Tenth International Conference on Stress Wave Theory and Testing of Deep Foundations, San Diego, USA.

Smith, E. A. L. (1960). *Pile-driving analysis by the wave equation*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, EUA, vol. SM 4, pp. 35-61.

Velloso, D. A., Lopes, F. R. (2011). *Fundações: volume completo*. 1ª ed. Oficina de Textos, São Paulo, 568p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/341

Perspectives of Geothermal Climatization in Brazil: Benefits and Challenges

Elisangela Aparecida Mazzutti
Master in Civil Engineering, Federal University of Paraná, Curitiba, Brazil, elisamazzutti@hotmail.com

Vítor Pereira Faro
PhD in Civil Engineering, Federal University of Paraná, Curitiba, Brazil, vitorpereirafaro@gmail.com

Rodrigo André Klamt
Master in Civil Engineering, Federal University of Santa Maria, Santa Maria, Brazil, rodrigoklamt@outlook.com

RESUMO: A climatização geotérmica é destacada globalmente como uma alternativa sustentável e eficaz para o condicionamento térmico de edificações. Estudos recentes têm se dedicado a explorar a viabilidade de sua implementação em larga escala no Brasil. Por isso, o objetivo desta pesquisa foi realizar uma revisão de literatura abordando características, benefícios e desafios da climatização geotérmica no contexto brasileiro. A metodologia incluiu uma pesquisa bibliográfica minuciosa, selecionando estudos relevantes publicados nos últimos dez anos, seguida de uma análise crítica dos dados obtidos. Os resultados destacaram a redução significativa no consumo de energia, na poluição sonora e nas emissões de Gases de Efeito Estufa. No entanto, foram evidenciados desafios como custos de instalação elevados, a falta de incentivos financeiros, a escassez de conhecimento sobre seus benefícios e o contexto regulatório incipiente representando barreiras significativas para sua adoção. O reconhecimento dessa tecnologia no país é crucial para orientar decisões informadas que promovam o conforto térmico e contribuam para os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável da Organização das Nações Unidas que devem ser alcançados até 2030 e com as metas estabelecidas pelo Brasil no Acordo de Paris, visando a transição para uma economia de baixo carbono.

PALAVRAS-CHAVE: Climatização geotérmica, caracterização, benefícios, desafios, eficiência energética.

ABSTRACT: Geothermal climatization stands out globally as a sustainable and effective alternative for thermal conditioning of buildings. Recent studies have been dedicated to exploring the feasibility of its large-scale implementation in Brazil. Therefore, the aim of this research was to conduct a literature review addressing the characteristics, benefits, and challenges of geothermal air conditioning in the Brazilian context. The methodology involved meticulous bibliographic research, selecting relevant studies published in the last decade, followed by a critical analysis of the obtained data. The results highlighted a significant reduction in energy consumption, noise pollution, and greenhouse gas emissions. However, challenges such as high installation costs, lack of financial incentives, scarcity of knowledge about its benefits, and an incipient regulatory framework were evidenced, representing significant barriers to its adoption. The recognition of this technology in the country is crucial to guide informed decisions that promote thermal comfort and contribute to the United Nations Sustainable Development Goals to be achieved by 2030, as well as the targets established by Brazil in the Paris Agreement, aiming at the transition to a low-carbon economy.

KEYWORDS: Geothermal climatization, characterization, benefits, challenges, energy efficiency.

1 INTRODUCTION

The construction sector exerts a significant impact on the environment, accounting for approximately 40% of global greenhouse gas emissions (International Energy Agency; United Nations Environment Programme, 2018) and 35% of worldwide final energy use (United Nations Environment Programme, 2020). With population growth (United Nations, 2019) and the increasing purchasing power of emerging economies,

a 50% increase in global energy demand is projected by 2060 (International Energy Agency, 2017). This demand is largely attributed to the operational phase of buildings, which includes activities such as cooling, heating, ventilation, lighting, and appliance use, as reported by the United Nations Environment Programme (2009).

It is important to note that in tropical climates like that of Brazil, energy consumption for HVAC (Heating, Ventilating and Air Conditioning) can exceed 50% of a building's total energy consumption (Chua *et al.*, 2013). Data from 2017 revealed that electricity consumption by this system represented 17% of the total consumption in Brazilian households (Empresa de Pesquisa Energética, 2018).

Moreover, in recent years, the issue of renewable energy has become crucial to ensuring a sustainable future, given concerns about global warming and the energy crisis. In response, in the Paris Agreement, ratified by Brazil in 2015, the country committed to reducing its greenhouse gas emissions by 37% by 2025, based on 2005 levels, and by 43% by 2030; and to achieve 45% renewable energy use by 2030 (Federative Republic of Brazil, 2015).

Given this scenario, researchers have been focusing their efforts on the development and enhancement of more efficient technologies to reduce the environmental impact of the operational phase. In Brazil, geothermal climatization has emerged as a promising solution to address this challenge. Recent studies have explored its implementation in the country as a strategy to mitigate excessive energy consumption and greenhouse gas emissions associated with conventional heating and cooling systems (Mazzutti; Faro; Klamt, 2023).

This technique is already a reality in European and North American countries, harnessing shallow geothermal energy as a source and/or reservoir, where buildings can be heated and/or cooled with minimal effort and cost on the part of the builders. The only restrictive elements for the adoption of horizontal or vertical systems are the available contact area and the associated costs (Mazzutti; Faro; Klamt, 2023; Morais, 2019).

Based on the characteristics of the Brazilian context, where the demand for energy for climate control is substantial, geothermal climatization emerges as a promising alternative. However, the lack of knowledge and awareness among engineers and the general population about this technology represents an additional obstacle to its widespread adoption. Therefore, the aim of the research was to detail the characteristics, potential benefits, and associated obstacles of geothermal air conditioning systems in Brazil, providing valuable insights for engineers, policymakers, and consumers interested in promoting sustainable solutions for building thermal conditioning. In doing so, the goal is to catalyze the development and adoption of this technology, contributing to the country's transition to a low-carbon economy and a more sustainable future.

2 METHODOLOGY

To fulfill the objectives of this study, an extensive bibliographic investigation was conducted across several scientific databases, including Scopus, Web of Science, ScienceDirect, and Google Scholar, among others. The search utilized keywords such as "geothermal climatization", "geothermal energy", "energy pile", "horizontal ground heat exchanger", "vertical ground heat exchanger", "ground source heat pump", "geothermal foundations", and terms related to the benefits and challenges of geothermal climatization, both in Portuguese and English.

Initially, attention was focused on studies published within the last decade. Subsequently, titles and abstracts were scrutinized to determine their relevance to the study's objectives. Selected research was thoroughly examined, with pertinent data extracted and systematically organized for comprehensive analysis.

In the final phase, the collected data was analyzed and discussed in alignment with the pre-defined objectives. This process led to the identification of key insights and considerations, which are presented herein.

3 CHARACTERIZATION OF GEOTHERMAL CLIMATIZATION

Heat is a form of energy and the heat stored on Earth is called geothermal energy (Dickson; Fanelli, 2004). There is currently no universal classification, but, in general, they can be categorized into three main types of geothermal energy systems depending on temperature: electricity generation (above 150°C), direct use systems (below 150°C) and air conditioning using geothermal heat pumps (generally below 32°C) (American Society of Heating, Refrigerating and Air Conditioning Engineers, 2011).

The viability of geothermal air conditioning is due, in part, to the constancy of soil temperature throughout the year, as explained by Omer (2008). From a depth of 10 to 15 meters, the soil temperature remains practically stable, with values above 20°C in tropical regions. This is affected by different factors, including regional climate, surface and average annual air temperatures, humidity, vegetation cover, soil type, depth, thermal inertia, and seasonal changes (Vilela, 2004).

As pointed out by Haj Assad *et al.* (2022), geothermal systems are essentially composed of three elements (Figure 1): the primary circuit, responsible for transferring heat through heat exchanger tubes in direct contact with water, concrete or ground; the heat pump, a component that connects the two circuits, enabling thermal transfer; and the secondary circuit, where heat is extracted or stored to heat or cool the environment, commonly consisting of radiant floors, walls or ceilings, radiators or fan coil units (Lopes, 2014).

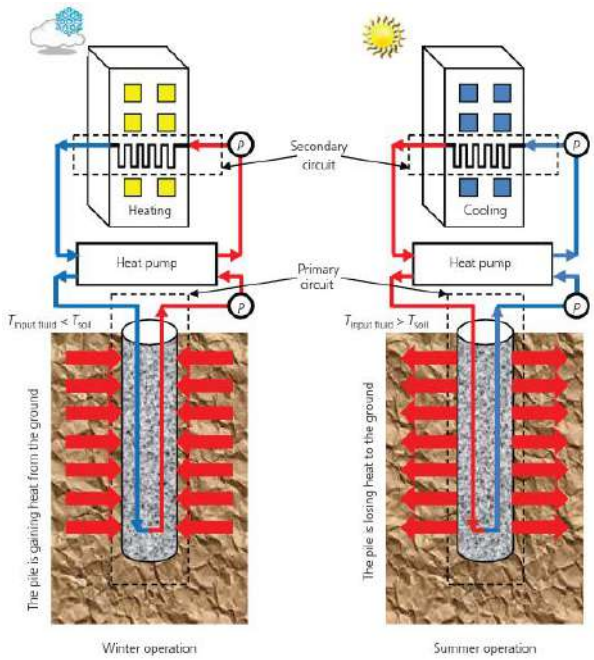


Figure 1. Depiction of a geothermal cooling and heating system (Abuel-Naga *et al.*, 2014).

In this technology, heat exchanger tubes perform thermal transfer between the building and soil layers or aquifer systems, using a working fluid, which is normally water. This circulates through pipes, generally made of High-Density Polyethylene, and can follow an open or closed circuit (Kuosa *et al.*, 2014).

In open circuit systems, heat or cold is extracted from groundwater (wells and aquifers) or surface sources (lakes and dams) and directed to a heat pump, where it is used and then returned to the original environment or a secondary one (Suryatriyastuti *et al.*, 2012). On the other hand, in the closed-loop approach, the fluid circulates in sealed pipes, which are installed inside the foundations, in contact with the ground or even water (Kuosa *et al.*, 2014).

3.1 Vertical ground heat exchangers

Geothermal piles are more economical as they perform a double function, acting as structural elements to support buildings and as heat exchangers in geothermal air conditioning systems. Taking advantage of the high thermal conductivity of concrete and the thermal stability of the soil, piles enable greater energy efficiency than geothermal trenches (Pahud, 2002; Brandl, 2006; Gao *et al.*, 2008; Moel *et al.*, 2010; Olgun; McCartiney, 2014).

Within this context, bored piles appear as the most common form of geothermal piles, following a specific installation process: drilling the ground, inserting heat exchanger tubes pre-fixed to the reinforcement, and concreting the foundation. The tubes are positioned along the armature in predefined positions, with different possibilities for arrangements designed to minimize thermal interaction between them and optimize the system's efficiency, some of the most common are U-shaped, S-shaped and Spiral, and the piping

configuration can be simple, double, triple, in series or parallel, as illustrated in Figure 2 (Brandl, 2006; Hehrad; Soheil; Abbasali, 2015; Sani *et al.*, 2019).

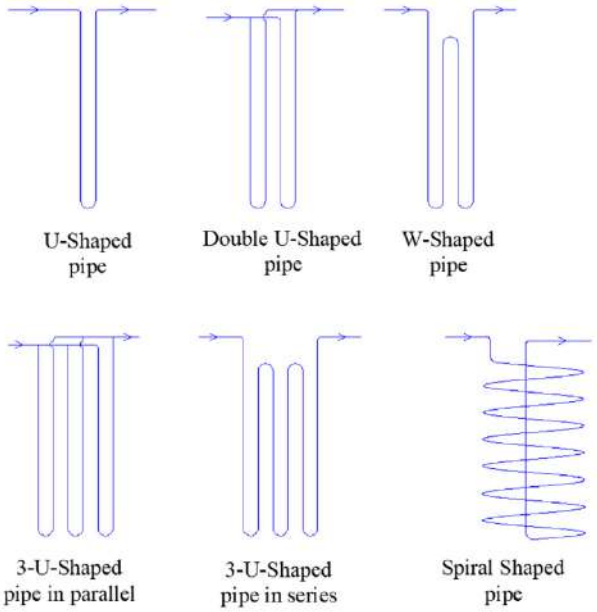


Figure 2. Different arrangements of vertical heat exchanger tube loops (adapted from Sani *et al.*, 2019).

It is important to highlight the preference for reinforced concrete piles due to their excellent properties in terms of conductivity and thermal storage capacity. However, it should be noted that there is also the option of metal piles, although they are less used due to their lower thermal storage capacity (Sani *et al.*, 2019).

3.2 Horizontal ground heat exchangers

In environments where there is flexibility in the use of space, horizontal heat exchangers emerge as a more economical option compared to vertical exchangers, due to the lower costs associated with trench excavation. However, it is important to note that these have a lower thermal performance than piles, due to their proximity to the surface and are more subject to daily and seasonal variations in air temperature and soil humidity (Narsilio; Aye, 2018; Beier; Holloway, 2015).

Although piles can be deployed in almost any soil condition and location, trenches are most common in suburban and rural areas, typically at a depth of between one and two meters (Zhou *et al.*, 2021). In these systems, the pipes are placed at the bottom of the trenches, maintaining a standard distance between two bends on the same vertical line generally varying between 0.6 and 1.2 meters. The trenches have a width that varies from 0.8 to 1.8 meters and a spacing of 2 to 4 meters between them (Cui *et al.*, 2019).

Additionally, as shown in Figure 3, the tubes can adopt three different configurations: Snail (a), Slinky (b) and Spiral (c). The Snail configuration has the pipes positioned horizontally under the soil surface inside the trench. The Slinky, on the other hand, is typically installed vertically to maximize trench utilization, although the additional pipe length increases the workload of the heat pump, reducing the system's coefficient of performance (COP). The spiral configuration employs piping oriented in circular loops in the trench, resulting in a reduction in demand in the horizontal direction (Cui *et al.*, 2019).

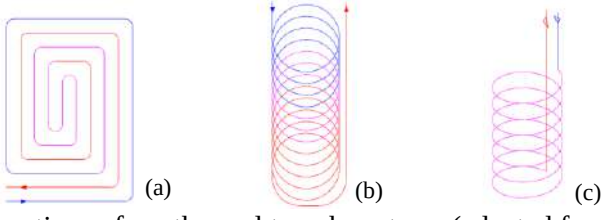


Figure 3. Configurations of geothermal trench systems (adapted from Aydin, 2015).

4 BENEFITS OF GEOTHERMAL AIR CONDITIONING

Geothermal air conditioning emerges as a promising and sustainable solution to the growing demands for thermal comfort in buildings, promoting a series of significant benefits. The technology offers superior energy efficiency compared to conventional HVAC systems. The geothermal heat pump is used to reduce the energy consumption required for heating and cooling buildings. Comparative studies revealed that geothermal climatization generally has higher COP values compared to conventional systems, indicating greater energy efficiency (Mattinen *et al.*, 2015). This superiority can be more than three times greater, as indicated by Park *et al.* (2019), requiring less electrical energy for operation and, consequently, reducing operational costs (Bakirci, 2010). Furthermore, the use of renewable energy sources, such as photovoltaic systems, in conjunction with geothermal pumps can further improve their cost-benefit ratio (Emmi *et al.*, 2020; Varney; Vahdati, 2015).

Another of its main benefits is its contribution to reducing GHG emissions. A study carried out in cold climates, which compared emissions between geothermal and HVAC systems, concluded that the former recorded emissions around 70% lower than those of conventional systems (Mattinen *et al.*, 2015). This result is attributed to the dependence of geothermal on stable ground temperature, which reduces the need for auxiliary heating and results in lower energy consumption and, consequently, lower emissions (Baglivo; Bonuso; Congedo, 2018).

Unlike conventional air conditioning systems, which are often noisy and can cause noise pollution, geothermal climatization systems operate silently and discreetly, contributing to a more peaceful and healthy environment (Dunsky Energy Consulting, 2020). Furthermore, the technology can be applied in a variety of environments and types of buildings, including residential, commercial, industrial, and institutional. This installation flexibility allows adaptation to different thermal needs, making it a versatile option. Finally, installing geothermal climatization systems can increase the market value of a property, as they are seen as a high-quality and sustainable feature that can attract environmentally conscious buyers interested in energy savings.

The benefits demonstrated by geothermal air conditioning highlight its importance and potential as a sustainable solution for heating and cooling demands in Brazil. Therefore, investing in the adoption and development of this technology can not only boost the transition to a cleaner energy matrix, but also contribute to mitigating the impacts of climate change and promoting a healthier and more sustainable environment for future generations.

5 CHALLENGES OF GEOTHERMAL CLIMATIZATION

Despite the benefits that geothermal air conditioning offers, its implementation faces challenges that demand attention and creative solutions to ensure its efficiency and large-scale implementation in Brazil. These systems generally have higher installation costs than conventional ones (Bottarelli; Gallero; 2020). This can pose a significant barrier to widespread adoption of the technology, especially for homeowners with limited budgets. This ends up getting worse with the lack of financial incentives, such as subsidies, tax credits or preferential financing, which discourages investments in technology (McClean; Pedersen, 2023).

The lack of knowledge about the benefits and functioning of this type of air conditioning can also lead to mistaken perceptions about its viability, efficiency, and safety. This can generate resistance and be an obstacle to its adoption (Mazzutti; Faro; Klamt, 2023), especially when considering the vast territorial extension of Brazil, the particularities of each region and the scarcity of studies that prove its viability in different climatic conditions and underground temperature variations (Tonus *et al.*, 2022).

It is noteworthy that, possibly due to the abundance of natural resources in Brazil, such as water, wind, sun and biomass, priority has been given to the installation of plants from these sources, relegating geothermal energy to a secondary level. However, with the growing demand for energy and the need to reduce Greenhouse Gas emissions, no alternative should be discarded (Omido; Barbosa; Moreira Júnior, 2017). It should also be noted that the lack of clear regulations and specific technical standards for geothermal climatization can make it difficult to incorporate it into building codes and make it difficult for engineers to understand its construction (McClean; Pedersen, 2023), which needs to be carefully designed so that thermal pollution of water from wells, lakes, dams, and aquifers does not occur.

By addressing these challenges in a comprehensive and collaborative way, Brazil can overcome barriers to the adoption of geothermal air conditioning and take advantage of the economic, environmental, and social benefits that the technology offers. These challenges highlight the importance of further studies for its implementation in different Brazilian regions, strategic investments, and cooperation between different stakeholders to promote the sustainable development of technology in the country.

6 FINAL CONSIDERATIONS

This study confirmed that geothermal climatization represents a promising alternative in the Brazilian panorama, providing important benefits. However, it urges the need for a careful analysis of the challenges to ensure the full implementation of this technology. Recognition of its implications, both positive and negative, are essential to guide informed decision-making within the scope of sustainable thermal conditioning in the country.

In short, the benefits highlighted highlight the importance of geothermal air conditioning as a sustainable solution for heating and cooling demands in Brazil. The significant reduction in energy consumption, noise pollution and greenhouse gas emissions highlight its environmental benefits. Therefore, investing in the adoption and development of this technology can not only boost the transition to a cleaner energy matrix, but also contribute to mitigating the impacts of climate change and promoting a healthier environment for future generations.

However, its implementation in Brazil faces significant challenges. High installation costs, lack of financial incentives, lack of knowledge about its benefits and the incipient regulatory context represent significant barriers to its large-scale adoption. Furthermore, the predominance of other renewable energy sources in the country may have diverted attention from geothermal energy. However, as demand for energy grows and the need to reduce emissions becomes more pressing, it is essential to consider all available alternatives. Overcoming these challenges requires more research to adapt the technology to Brazil's diverse climatic and geological conditions, strategic investments, and collaboration between various interested actors. Therefore, by facing these challenges in a proactive and cooperative manner, Brazil can not only take advantage of the economic, environmental, and social benefits of geothermal climatization, but also promote its sustainable development and contribute to the transition to a cleaner and more diverse energy matrix.

Recognizing the characteristics, benefits and challenges is essential to guide informed decision-making in the field of thermal conditioning in Brazil. By considering all these aspects, policymakers, engineers and building owners can make more informed decisions that not only promote thermal comfort but contribute to the United Nations Sustainable Development Goals that must be achieved by 2030, with the companies' Environmental, Social and Governance Agenda and with resilience in engineering.

BIBLIOGRAPHIC REFERENCES

Abuel-Naga, H., Raouf, M.I.N., Raouf, A.M.I., Nasser, A.G. (2014) Energy piles: current state of knowledge and design challenges. *Environmental Geotechnics*, 2, p. 195–210.

American Society of Heating, Refrigerating and Air Conditioning Engineers (2011) *Heating, Ventilating and Air - Conditioning Applications*, ASHRAE Handbook, SI Edition, Atlanta, EUA, 1104 p.

Aydin, M., Sisman, A., Gultekin, A., Dehghan B. (2015) An experimental and computational performance comparison between different shallow ground heat exchangers. In: Proceedings World Geothermal Congress 2015, Melbourne. *Proceedings*… 9 p.

Baglivo, C., Bonuso, S., Congedo, P.M. (2018) Performance Analysis of Air Cooled Heat Pump Coupled with Horizontal Air Ground Heat Exchanger in the Mediterranean Climate. *Energies*, 11 (102018), p. 1-21.

Bakirci, K. (2010) Evaluation of the performance of a ground-source heat-pump system with series GHE (ground heat exchanger) in the cold climate region. *Energy*, 35 (7), p. 3088-3096.

Beier, R.A., Holloway, W.A. (2015) Changes in the thermal performance of horizontal boreholes with time. *Applied Thermal Engineering*, 78, p. 1-8.

Bottarelli, M., González Gallero, F.J. (2020) Energy Analysis of a Dual-Source Heat Pump Coupled with Phase Change Materials. *Energies*, 13 (2933), p. 1-17.

Brandl, H. (2006) Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Géotechnique*, 56 (2), p. 81-122.

Chua, K.J., Chou, S.K., Yang, W.M., Yan, J. (2013) Achieving better energy-efficient air conditioning - A review of technologies and strategies. *Applied Energy*, 104, p. 87–104.

Cui, Y., Zhu, J., Twaha, S., Chu, J., Bai, H., Huang, K., Chen, X., Zoras, S., Soleimani, Z. (2019) Techno-economic assessment of the horizontal geothermal heat pump systems: a comprehensive review. *Energy Conversion and Management*, 191, p. 208–236.

Dickson, M.H., Fanelli, M. (2004) *What is geothermal energy?*. Istituto di Geoscienze e Georisorse, CNR, Pisa, Italy, 61 p.

Dunsky Energy Consulting (2020). *The Economic Value of Ground Source Heat Pumps for Building Sector Decarbonization: review of a recent analysis estimating the costs of electrification in Canada*. Montreal, Canadá, 34 p.

Empresa de Pesquisa Energética (2018). *Nota Técnica EPE 030/2018: uso de ar-condicionado no setor residencial brasileiro: perspectivas e contribuições para o avanço em eficiência energética*. Rio de Janeiro, Brasil, 43 p. (in Portuguese).

Emmi, G., Bordignon, S., Zarrella, A., Carli, M.D. (2020) A dynamic analysis of a SAGSHP system coupled to solar thermal collectors and photovoltaic-thermal panels under different climate conditions. *Energy Conversion and Management*, 213 (112851), p. 1-18.

Federative Republic of Brazil (2015). *Intended nationally determined contribution towards achieving the objective of the United Nations framework convention on climate change*. 10 p.

Gao J., Zhang, X., Liu, J., Li, K., Yang, J. (2008) Numerical and experimental assessment of termal performance of vertical energy piles: An application. *Applied Energy*, 85, p. 901–910.

Haj Assad, M.E., Nooman AlMallahi, M., Ramadan, A., Awad, M.A., Rejeb O., AlShabi, M. (2022) *Geothermal Heat Pumps: Principles and Applications*. 2022 Advances in Science and Engineering Technology International Conferences (ASET), Dubai, United Arab Emirates, p. 1-8.

Hehrad, B., Soheil, P., Abbasali, A. (2015) 3-D simulation of heat transfer rate in geothermal pile-foundation heat exchangers with spiral pipe configuration. *Applied Thermal Engineering*, v. 87, p. 655–668.

International Energy Agency (2017). *Energy Technology Perspectives 2017. Catalysing Energy Technology Transformations.* 441 p.

International Energy Agency, United Nations Environment Programme (2018). *2018 Global status report: towards a zero-emission, efficient, and resilient buildings and construction sector*.

Kuosa, M., Aalto, M., Assad, M.E.H., Mäkilä, T., Lampinen, M., Lahdelma, R. (2014) Study of a district heating system with the ring network technology and plate heat exchangers in a consumer substation. *Energy and Buildings*, 80, p. 276-289.

Lopes, H.L. (2014). *Sistemas geotérmicos de baixa entalpia – estudos de caracterização térmica*. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 140 p. (in Portuguese).

Mattinen, M.K., Nissinen, A., Hyysalo, S., Juntunen, J.K. (2015) Energy Use and Greenhouse Gas Emissions of Air-Source Heat Pump and Innovative Ground-Source Air Heat Pump in a Cold Climate. *Journal of Industrial Ecology*, 19 (1), p. 61–70.

Mazzutti, E.A., Faro, V.P., Klamt, R.A. (2023) Geothermal climatization in Brazil - a literature review on characteristics, potential and obstacles to its implementation. In: XIII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul - GEOSUL 2023, Ponta Grossa. *Proceedings*… ABMS, p. 264-271.

McClean, A., Pedersen, O.W. (2023) The role of regulation in geothermal energy in the UK. *Energy Policy*, 173 (113378), p. 1-13.

Moel, M.D., Bach, P.M., Bouazza, A., Singh, R.M., Sun, J.O. (2010) Technological advances and applications of geothermal. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 14 (9), p. 2683-2696.

Morais, T.D.S.O. (2019) *Comportamento térmico e termomecânico de fundações por estacas trocadoras de calor em solos não saturados em região de clima subtropical*. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, 293 p.

Narsilio, G.A.; Aye, L. (2018) Shallow geothermal energy: an emerging technology. In: SHARMA, A., SHUKLA, A., AYE, L. (Eds.), Low carbon energy supply: trends, technology, management. Springer, Singapore, 25 p.

Olgun, C.G., McCartney, J.S. (2014) Outcomes from International Workshop on Thermoactive Geotechnical Systems for Near-Surface Geothermal Energy: from research to practice. *The Journal of Deep Foundations Institute*, 8, p. 59-73.

Omer, A.M. (2008) Ground-source heat pumps systems and applications. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 12 (2), p. 344-371.

Omido, A.R., Barbosa, C.S., Moreira Júnior, O. (2017). Energia Geotérmica: uma aliada na busca da eficiência energética. In: VIII Congresso Brasileiro de Gestão Ambiental, Campo Grande. *Anais*... IBEAS, 7 p. (in Portuguese).

Pahud, D. (2002) *Geothermal Energy and Heat Storage*. Scuola Universitaria professionale della Svizzera Italiana. Dipartimento Costruzioni e Territorio, Laboratorio di Energia, Ecologia ed Economia, 133 p.

Park, S., Lee, S., Lee, D., Ahn, D., Choi, H. (2019) Effect of thermal interference on energy piles considering various configurations of heat exchangers. *Energy and Buildings*, 199, p. 381-401.

Sani, A.K., Rao, M.S., Amis, T., Cavarretta, I. (2019) A review on the performance of geothermal energy pile foundation, its design process and applications. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 106, p. 54 – 78.

Suryatriyastuti, M.E., Mroueh, H., Burlon, S. (2012) Understanding the temperature-induced mechanical behavior of energy pile foundations. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 16, p. 3344–3354.

Tonus, B.P.D.A., Lautenshlager, C.E.R., Visintin, A.F., Faro, V.P., Tsuha, C.D.H.C. (2022) Site characterization for a study on shallow geothermal energy exploitation in Southern Brazil. *Soils And Rocks*, 45 (1), p. 1-13.

United Nations (2019). *World Population Prospects 2019: Highlights*. New York, 46 p.

United Nations Environment Programme (2009). *Common carbon metric for measuring energy use and reporting greenhouse gas emissions from building operations*. 28 p.

United Nations Environment Programme (2020). *2020 Global status report for buildings and construction: Towards a zero-emissions, efficient and resilient buildings and construction sector*. Nairobi, 7 p.

Varney, K.E., Vahdati, M.M. (2015) Simulations of a photovoltaic-thermal ground source heat pump system. *Engineering Sustainability*, 168 (1), p. 28-37.

Vilela, M.M. (2004) *Estudo de método experimental para determinar a potencialidade do uso de energia geotérmica à baixa profundidade*. Universidade de São Paulo, Programa Interunidades de Pós-Graduação em Energia, 278 p. (in Portuguese).

Zhou, Y., Bidarmaghz, A., Makasis, N., Narsilio, G. (2021) Ground-Source Heat Pump Systems: The Effects of Variable Trench Separations and Pipe Configurations in Horizontal Ground Heat Exchangers. *Energies*, 14 (3919), p. 1-15.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/342

Previsão do comportamento carga-recalque em estaca pré-moldada de concreto em campo experimental na cidade de Ponta Grossa-PR

Gustavo do Prado
Graduando, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, gustavoprado98@outlook.com

Maitê Milléo Almeida
Mestranda, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, maitemilleo12@gmail.com

Bianca Penteado de Almeida Tonus
Professora, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, bpatonus@uepg.br

Carlos Emanuel Ribeiro Lautenschläger
Professor, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, cerlautenschlager@uepg.br

Luiz Henrique Felipe Olavo
Engenheiro Civil, ENSOLO Engenharia de Solos e Fundações Ltda, Pinhais, Brasil, luiz@ensolo.com.br

RESUMO: O evento de previsão do comportamento carga-recalque em uma estaca pré-moldada de concreto, executada em solo argiloso da região de Ponta Grossa, PR, foi apresentado no XIII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul (GEOSUL). As previsões basearam-se em sondagens à percussão (SPT), no diagrama de cravação da estaca e na caracterização do subsolo do Campo Experimental de Estudos Geotécnicos de Ponta Grossa (CEEG-PG), localizado na Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG). A estaca utilizada no evento foi do tipo pré-moldada, com seção quadrada de 20 cm e comprimento de 12 m, sendo 11 m cravados. Ademais, foram recebidas pelo comitê organizador 14 previsões de capacidade de carga de ponta, lateral e total, bem como estimativas de recalque, com o resumo dos métodos utilizados e considerações. Os participantes realizaram suas estimativas por meio de métodos clássicos consagrados, como Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996), Poulos e Davis (1980), além de modelagem numérica em elementos finitos (MEF) e métodos ajustados baseados na literatura. A partir destes dados e dos resultados obtidos no ensaio de carregamento dinâmico (ECD), foi possível realizar a análise comparativa entre os valores obtidos no ensaio e os apresentados pelos participantes. Concluiu-se que, em sua maioria, os resultados obtidos a partir de métodos semiempíricos apresentaram baixos desvios de resistência à atrito lateral, mas grandes desvios em relação à resistência de ponta, em comparação com os resultados obtidos no ensaio de carregamento dinâmico. Da mesma forma, para os recalques, foram estabelecidos quatro pontos para análise: 25%, 50%, 75% e 100% na curva carga-recalque. A partir dos valores de recalque obtidos no ensaio de carregamento dinâmico, foi possível analisar que os participantes que utilizaram modelagem numérica fundamentada no comportamento elasto-plástico do solo apresentaram resultados mais próximos aos valores reais com relação àqueles que utilizaram métodos simplificados para sua obtenção.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca pré-moldada, Ensaio de carregamento dinâmico, Campo experimental, Previsão de curva carga-recalque.

ABSTRACT: The event of predicting the load-settlement behavior in a precast concrete pile, built in clayey soil in the region of Ponta Grossa, PR, was presented at the XIII Symposium on Geotechnical Engineering Practices of the Southern Region (GEOSUL). The predictions were based on percussion surveys (SPT), the pile driving diagram and the characterization of the subsoil of the Experimental Field for Geotechnical Studies of Ponta Grossa (CEEG-PG), located at the State University of Ponta Grossa (UEPG). The pile used in the event was pre-cast, with a square section of 20 cm and a length of 12 m, of which 11 m were driven. 14 forecasts of tip, lateral and total load capacity, as well as settlement estimates, were received by the organizing

committee, with a summary of the methods used and considerations. Participants made their estimates using established classical methods as well as numerical modeling in finite elements (FEM) and adjusted methods based on literature. Based on these data and the results obtained in the dynamic loading test (DLT), it was possible to carry out a comparative analysis between the values obtained in the test and those presented by the participants. It was concluded that, for the most part, the results obtained from semi-empirical methods showed low deviations in resistance to lateral friction, but large deviations in relation to the tip resistance, compared to the results obtained in the dynamic loading test. Likewise, for settlements, four points were established for analysis: 25%, 50%, 75% and 100% on the load-settlement curve. From the settlement values obtained in the dynamic loading test, it was possible to analyze that the participants who used numerical modeling based on the elasto-plastic behavior of the soil presented results closer to the real values in relation to those who used simplified methods to obtain them.

KEYWORDS: Precast concrete pile, Dynamic loading test, Experimental site, Load-settlement curve prediction.

1 INTRODUÇÃO

Por ocasião do XIII GEOSUL, Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul, realizado em novembro de 2023 na cidade de Ponta Grossa-PR, foi proposto um concurso para obtenção da curva carga-recalque de uma estaca pré-moldada de seção quadrada de 20 cm de lado, com 12 metros de comprimento, sendo 11 metros cravados e 1 metro deixado acima do nível do terreno.

A estaca foi cravada previamente ao lançamento do edital do concurso, sendo que o mesmo continha o diagrama de cravação da estaca, as sondagens SPT e ensaios de caracterização do solo do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Ponta Grossa (CEEG-PG), onde a estaca foi locada.

Foram recebidas 14 propostas contendo a previsão da capacidade de carga da estaca, separando as parcelas de atrito lateral, carga de ponta e carga de ruptura total, além da previsão da curva carga-recalque.

Após o recebimento das propostas e antes do evento foi realizado um ensaio de carregamento dinâmico na estaca, medindo-se também o deslocamento causado apenas pelo peso do martelo, apoiado estaticamente sobre a estaca com um relógio comparador de modo a se obter um ponto da curva carga-recalque estática conforme procedimento descrito por Murakami (2015).

As propostas foram comparadas com a curva carga-recalque obtida da análise CAPWAP ajustando-se o valor de quake lateral de modo que o recalque para a carga equivalente ao peso do martelo aplicado estaticamente coincidisse com o valor medido com o relógio comparador. Foram dadas notas para as parcelas de atrito lateral, ponta e carga de ruptura previstas em comparação com os valores obtidos na análise CAPWAP, bem como as previsões de recalque para 25%, 50%, 75% e 100% da carga de ruptura obtida na análise de modo a ter um critério objetivo de comparação entre as propostas e verificar qual a mais adequada.

2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO CAMPO EXPERIMENTAL

O Campo Experimental de Estudos Geotécnicos (CEEG-PG) localiza-se no município de Ponta Grossa-PR, no Segundo Planalto Paranaense, inserido na Bacia do Paraná. Apesar da heterogeneidade geológica do local, na área urbana há predominância das Formações Ponta Grossa e Furnas, ambas do Grupo Paraná do período Devoniano, e das Formações Campo Mourão e Taciba, ambas do Grupo Itararé do período Permiano. O campo experimental está localizado na Formação Ponta Grossa, que é constituída principalmente por rochas argilosas, denominadas folhelhos, e está próximo à Formação Furnas, composta principalmente por arenitos quartzosos. Já o Grupo Itararé é representado principalmente por arenitos, diamectitos e conglomerados. Ambos os grupos tiveram sua origem no Paleozóico.

A caracterização do campo experimental disponibilizada no concurso de estacas contou com cinco sondagens à percussão e também ensaios de análise granulométrica, densidade real dos grãos e limites de Atterberg, realizados com as amostras retiradas a cada metro das sondagens à percussão SP01 a SP03. A localização das sondagens realizadas e da estaca teste pode ser visualizada na Figura 1. Mais ensaios de caracterização do campo experimental podem ser ser encontrados em Tonus (2023).

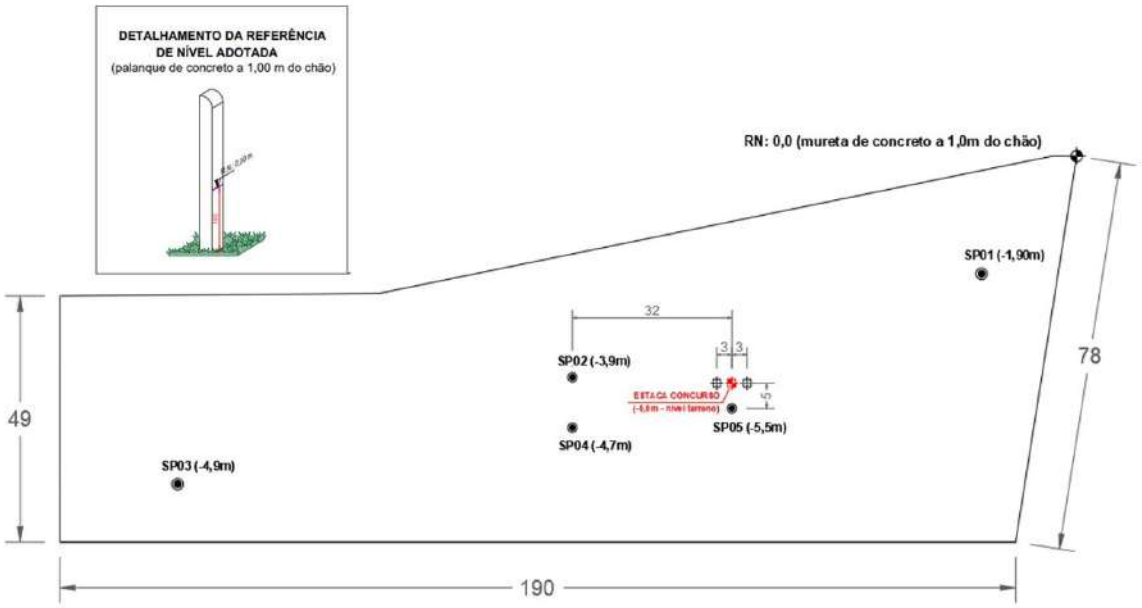


Figura 1. Localização das sondagens à percussão e da estaca teste.

A Figura 2 resume os valores de N_{SPT} encontrados nas sondagens realizadas, bem como apresenta informações do tipo de solo e posição do nível de água. Nota-se que todos os furos de sondagem apresentaram uma camada bastante espessa, em torno de 12m, de argila silto-arenosa com baixa consistência, seguida de uma camada de areia com súbito aumento de compacidade. O nível de água médio foi encontrado a 11,2 m da superfície (TONUS, 2023).

Prof. (m)	N_{SPT}					Solo
	SP01	SP02	SP03	SP04	SP05	
1	2/48	2/42	3	4	3	
2	2	2	6	5	6	
3	2	2/45	2	3	8	
4	2	2	3	4	6	
5	2	2	3	8	9	
6	4	5	5	9	9	Argila silto arenosa
7	5	7	7	5	6	
8	4	4	7	6	7	
9	2/52	5	5	5	7	
10	1/45	6	5	7	11	
11	5	5	3	7	13	
12	5	7	5	11	14	
13	6	11	4	12	-	
14	9	8	10	15	-	Areia siltosa
15	36	39/21	24	-	-	
16	48	-	-	-	-	
NA	10,2	11,9	12,1	10,2	11,8	m

Figura 2. Sondagens à percussão (SPT). FONTE: Tonus (2023).

Com os resultados dos ensaios de caracterização realizados em laboratório com as amostras retiradas das sondagens à percussão SP01 a SP03, observou-se fração argila predominante até aproximadamente 12,0 m e na sequência, a predominância de areia. A densidade das partículas apresentou valores entre 2,63 e 2,85 g/cm³ e o limite de liquidez, entre 30 e 47% para amostras até 14,0 m de profundidade. Ressalta-se que as amostras até essa profundidade apresentaram limite de plasticidade nulo. Conclui-se que o subsolo do campo experimental é composto por uma espessa camada de solo mais fino, que possui em torno de 12 metros e é

relativamente homogênea. Esse solo é granulometricamente classificado como uma argila areno-siltosa, no entanto, como não possui plasticidade, ao ser classificado pela metodologia SUCS resulta em um silte de baixa plasticidade. Abaixo dessa espessa camada, inicia-se uma camada de areia siltosa (TONUS, 2023).

3 CONCURSO DE ESTACAS

Para realização do concurso de estacas foi cravada uma estaca pré-moldada de concreto armado, com seção quadrada de 0,20 m de lado no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica de Ponta Grossa-PR. O comprimento da peça era de 12,0 m, sendo que foram cravados 11,0 m e deixado 1,0 m acima do nível do terreno para facilitar o posicionamento dos sensores e execução do ensaio de carregamento dinâmico. A cravação se deu por percussão com martelo de queda livre de 3.980 kg de massa, acionado por guincho com embreagem do tipo patim. O diagrama de cravação desta estaca foi disponibilizado aos partipantes juntamente com os resultados de caracterização e pode ser visualizado na Figura 3. Os golpes foram aplicados para cravação a cada 0,50 m, o capacete adotado possuía cepo de madeira dura com 120 mm de altura e foi utilizado coxim de madeirit com 4 chapas de 10mm.

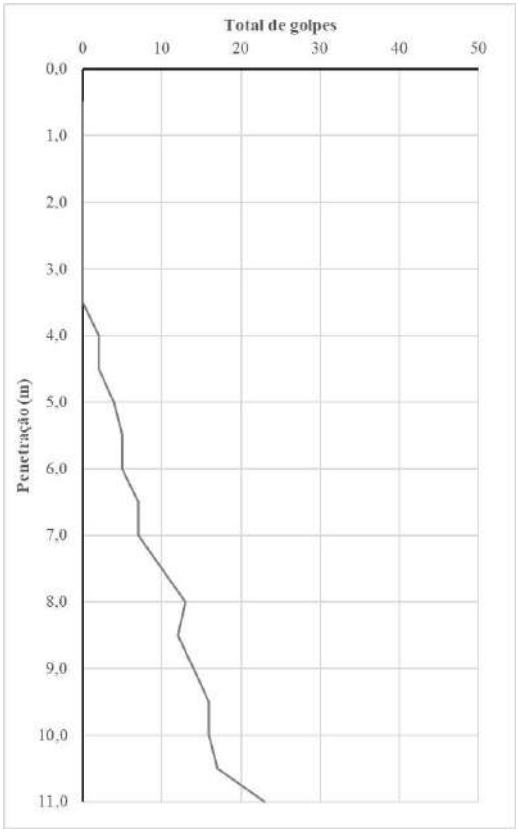


Figura 3. Diagrama de cravação da estaca teste

Para o ensaio de carregamento dinâmico foi usado o mesmo bate-estaca, sendo que foram trocadas as chapas do coxim, sendo utilizadas chapas novas no início do teste. Para o ensaio dinâmico, foi presa na estaca uma cantoneira metálica de modo a se apoiar um relógio comparador. A base do relógio comparador foi fixada em uma viga metálica apoiada a 3 metros de distância da estaca de modo a não sofrer deslocamentos decorrentes da aplicação dos golpes.

O ensaio de carregamento dinâmico foi executado com energia crescente, sendo aplicados golpes com 20, 40, 60, 80, 100 e 120 cm. A estaca apresentou deslocamentos elevados já no segundo golpe, chegando à ruptura convencional estipulada pela NBR 6122 (ABNT, 2019), equivalente a uma deformação plástica igual ao diâmetro dividido por 30 mais a deformação elástica.

Com base nos resultados coletados em campo, os golpes aplicados foram analisados através do software CAPWAP®, sendo que foram utilizados os sinais da onda descendente para com base na resistência e parâmetros do solo recriar a onda ascendente medida nos sensores, em procedimento conforme descrito primeiramente por Rausche *et. al.* (1972). Foram buscados os melhores valores do Match Quality, que é o índice que mede o ajuste entre a onda medida e a computada, de modo a ter o resultado mais exato possível.

No momento da plotagem da curva carga-recalque, foi adicionado um valor ao quake lateral de modo que o recalque da curva para uma carga equivalente ao peso do martelo fosse igual à medida pelo relógio comparador. Esta correção é necessária devido ao fato das deformações serem diferentes para cargas dinâmicas e estáticas (Murakami, 2015).

4 PREVISÕES RECEBIDAS E MÉTODOS UTILIZADOS

Foram recebidas 14 propostas contendo a previsão da capacidade de carga da estaca, onde diferentes métodos foram utilizados. A Figura 4 apresenta todas as curvas carga-recalque recebidas pelos candidatos juntamente com a curva obtida no ensaio de carregamento dinâmico (ECD). Nota-se que os resultados apresentaram elevada variação, pois a capacidade de carga total da estaca variou de 300 kN a 817 kN e os valores de recalque na carga de 50% da carga de ruptura medida apresentaram 1.301% de variação quando comparados aos valores obtidos no ECD.

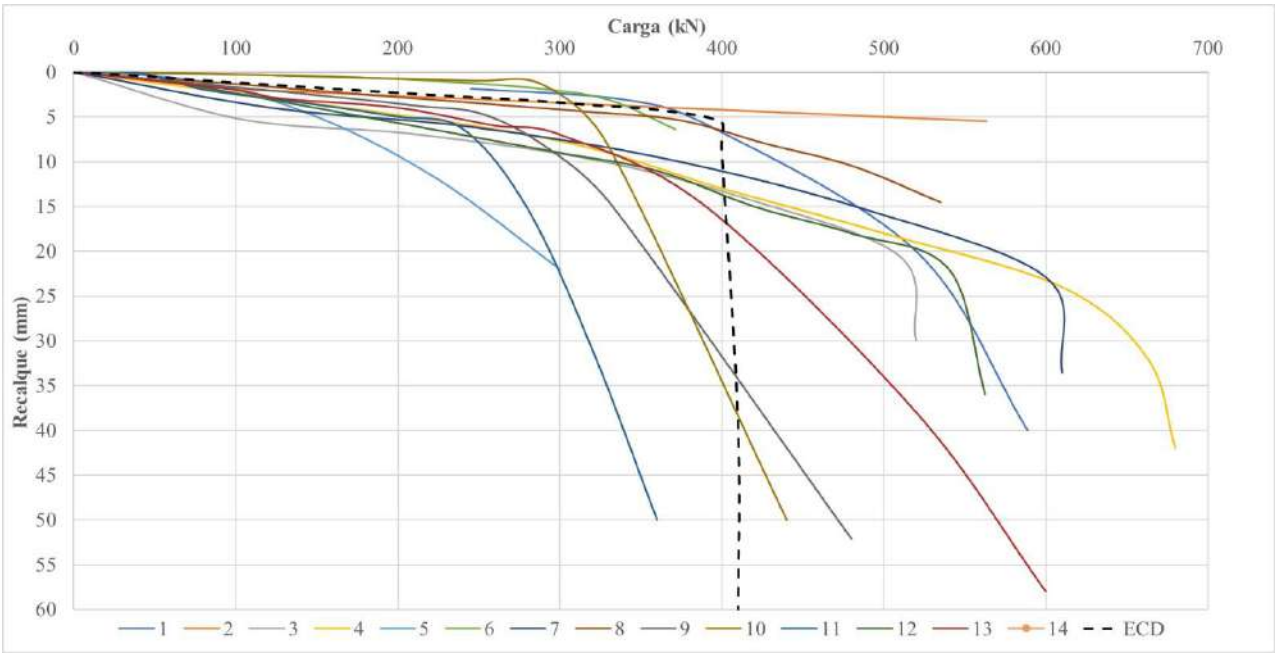


Figura 4. Curvas carga-recalque recebidas e curva estimada pelo ECD

Na tabela 1 é possível verificar os métodos utilizados por cada participante para obtenção da capacidade de carga e do recalque. Nota-se a predominância do uso de métodos semiempíricos na determinação da capacidade de carga e do método de elementos finitos na determinação do recalque.

Quanto a capacidade de carga, na tabela 2 apresentam-se os valores de resistência de ponta, lateral e total enviados por cada candidato, bem como sua variação em relação aos valores ensaiados (ECD). Nota-se que todos os candidatos superestimararm a resistência de ponta e que a maioria subestimou o atrito lateral.

A tabela 3, por sua vez, mostra as previsões de recalque em comparação com a curva carga-recalque obtida no ensaio e ajustada conforme o procedimento proposto por Murakami (2015). Notam-se variações tanto para mais quanto para menos. Estão mostradas as diferenças para as cargas de 25%, 50%, 75% e 100% da carga de ruptura obtida pelo critério da NBR 6122 (ABNT, 2019), equivalentes a 102,6kN, 205,2kN, 307,7kN e 410,3kN, respectivamente.

Assim como a resistência de ponta foi superestimada pelos candidatos, sua rigidez também foi, com excessão de um proponente, que estimou o recalque na carga de 410,3kN superior ao medido. Todos os demais estimaram o recalque nesta carga inferior ao medido.

Tabela 1. Resumo dos métodos utilizados nas previsões do concurso

Candidato	Capacidade de carga	Recalque
1	Método de Elementos Finitos	Método de Elementos Finitos
2	Aoki-Velloso	Poulos e Davis (1980)
3	Décourt-Quaresma	Não descreve o método
4	Formulação própria	Método de Elementos Finitos
5	Aoki-Velloso / Décourt-Quaresma	Não descreve o método
6	Teixeira	Poulos e Davis (1980)
7	Décourt-Quaresma	Não descreve o método
8	Décourt-Quaresma ajustado	Método de Elementos Finitos
9	Método de Elementos Finitos	Método de Elementos Finitos
10	Método de Elementos Finitos	Método de Elementos Finitos
11	Método de Elementos Finitos	Método de Elementos Finitos
12	Décourt-Quaresma	Não descreve o método
13	Método de Elementos Finitos	Método de Elementos Finitos
14	Décourt-Quaresma	Não descreve o método

Tabela 2. Estimativas da capacidade de carga da estaca do concurso

Candidato	Resistência de ponta (kN)	Variação da res. de ponta com relação ao ECD	Resistência lateral (kN)	Variação da res. lateral com relação ao ECD	Resistência total (kN)	Variação da res. total com relação ao ECD
1	200,0	681,3%	500,0	30,0%	700,0	70,6%
2	313,6	1125,0%	249,8	-35,1%	563,4	37,3%
3	156,0	509,4%	364,0	-5,40%	520,0	65,7%
4	272,0	962,5%	408,0	6,1%	680,0	65,7%
5	40,0	56,3%	260,0	-32,4%	300,0	-26,9%
6	117,6	359,4%	253,4	-34,1%	371,0	-9,6%
7	200,0	681,3%	410,0	6,6%	610,0	48,7%
8	160,0	525%	375,0	-2,5%	535,0	30,4%
9	150,0	485,9%	330,0	-14,2%	480,0	17,0%
10	137,5	437,1%	302,5	-21,4%	440,0	7,2%
11	64,8	153,1%	295,2	-23,3%	360,0	-12,3%
12	218,7	754,2%	343,7	-10,6%	562,4	37,1%
13	140,0	446,9%	380,0	-1,2%	520,0	26,7%
14	283,0	1005,5%	534,0	38,8%	817,0	99,1%
ECD	**25,6**	-	**384,7**	**-**	**410,3**	-

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Analisando primeiramente as capacidades de carga, percebe-se que as melhores estimativas para a carga de ponta foram dos candidatos 5 e 11, sendo que o candidato 5 empregou método semi-empírico e o candidato 11 empregou modelagem numérica com elementos finitos. Para o atrito lateral, as melhores estimativas foram dos candidatos 13, 8 e 3. O candidato 13 empregou método de elementos finitos, enquanto os candidatos 8 e 3 empregaram métodos semi-empíricos. Quanto à carga de ruptura, as melhores previsões foram dos candidatos 10, 6 e 11, sendo que os candidatos 10 e 11 empregaram métodos de elementos finitos, enquanto o candidato 6 utilizou método semi-empírico.

Tabela 3. Estimativas de recalques da estaca do concurso

Candidato	Recalque para 102,6kN (mm)		Recalque para 205,2kN (mm)		Recalque para 307,7kN (mm)		Recalque para 410,3kN (mm)	
1	0,84	-29,0%	1,68	-28,8%	2,67	-23,6%	8,00	-87,2%
2	1,86	57,6%	2,67	13,6%	3,48	-0,6%	4,28	-93,2%
3	4,93	318,2%	6,95	195,2%	9,65	175,5%	13,75	-78,0%
4	2,56	117,5%	5,13	118,0%	8,39	139,5%	13,52	-78,4%
5	2,47	109,6%	10,15	331,3%	23,0	557,6%	36,7	-41,2%
6	0,30	-74,4%	0,86	-63,4%	2,46	-29,9%	9,47	-84,3%
7	3,36	185,2%	5,36	128,0%	8,09	131,0%	11,82	-81,1%
8	1,34	13,8%	2,83	20,1%	4,26	21,8%	7,12	-88,6%
9	1,75	48,6%	3,64	54,9%	10,98	213,5%	34,57	-44,7%
10	0,27	-77,3%	0,78	-66,8%	4,49	28,2%	38,76	-38,0%
11	2,50	111,8%	5,17	119,7%	12,51	257,3%	73,92	18,3%
12	2,42	105,2%	5,84	148,2%	9,26	163,1%	17,52	-72,0%
13	2,09	76,8%	4,17	77,3%	7,69	119,5%	18,59	-70,2%
14	0,88	-25,4%	1,76	-25,3%	2,64	-24,7%	3,52	-94,4%
ECD	**1,18**	**-**	**2,35**	**-**	**3,50**	**-**	**62,47**	**-**

Nota-se que os métodos semi-empíricos apresentam bom desempenho de previsão quando devidamente utilizados, mas salienta-se que a modelagem numérica através do método de elementos finitos também está bem representada entre os maiores acertos. Verifica-se que apenas o candidato 11 apresentou previsão realista da ponta e da capacidade total, sendo que os três melhores candidatos para o atrito lateral não figuram entre os três melhores para a carga de ruptura.

Para os recalques, a análise indicou que as melhores estimativas para a carga de 102,6kN foram dos candidatos 8, 14 e 1, sendo que os candidatos 8 e 1 utilizaram método de elementos finitos, enquanto o candidato 14 não descreveu o método empregado. Para a carga de 205,2kN as melhores estimativas foram dos candidatos 2, 8 e 14, sendo que o candidato 2 utilizou o método de Poulos e Davis (1980) baseado na teoria da elasticidade. Para a carga de 307,7kN, as melhores estimativas foram dos candidatos 2, 8 e 1 e para a carga de 410,3kN, as melhores estimativas foram dos candidatos 11, 10 e 9, sendo que os três utilizaram o método de elementos finitos. Percebe-se, entre os melhores acertos, uma predominância do método de elementos finitos, havendo destaque para o método de Poulos e Davis (1980) baseado na teoria da elasticidade.

Para fins de premiação, foi feita uma média ponderada das notas para capacidade de ponta, atrito lateral e carga de ruptura da estaca, bem como dos quatro pontos da curva carga-recalque. As notas cresceram linearmente a partir do zero até o valor da grandeza medida, decrescendo até zero quando se atingiu duas vezes o valor da carga ou recalque, sendo aplicado peso 20 para as cargas de atrito lateral, ponta e de ruptura e peso 10 para cada ponto da curva carga-recalque, totalizando 100 pontos.

Com base neste critério, o terceiro lugar ficou com o candidato 2, com 49,03 pontos, apresentando a melhor estimativa de recalques para as cargas de 205,2kN e 307,7kN utilizando o método de Poulos e Davis (1980). O segundo lugar ficou com o candidato número 10, com 53,26 pontos, que apresentou a melhor estimativa para a carga de ruptura e a melhor estimativa para o recalque na carga de 410,3kN. Finalmente, o vencedor foi o candidato número 8, com 58,99 pontos. Este candidato apresentou a segunda melhor estimativa para o atrito lateral através de método semi-empírico e apresentou a melhor estimativa de recalque para a carga de 102,6kN e a segunda melhor estimativa para as cargas de 205,2kN e de 307,7kN.

6 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram abordadas as avaliações de resistência de ponta, lateral, total e, também, curva carga-recalque de uma estaca pré-moldada utilizada no concurso de estaca do XIII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul (GEOSUL). Por meio dos dados fornecidos pelo comitê organizador, foi possível perceber que grande parte dos candidatos fizeram uso de métodos já consagrados na literatura,

com base nas sondagens à percussão fornecidas, e também utilizaram softwares de elementos finitos. A partir dos resultados obtidos, conclui-se:

- A melhor estimativa para a carga de ponta da estaca foi baseada em método semi-empírico. Todas as estimativas para a carga de ponta superestimaram a mesma.
- Além da capacidade da ponta da estaca ter sido superestimada, seu comportamento também foi previsto mais rígido que o observado, exceto por um proponente.
- A baixa capacidade da ponta não era esperada e somente foi encontrado comportamento equivalente em Albuquerque (1996), necessitando estudos futuros.
- Apesar do candidato que conquistou o terceiro lugar ter utilizado o método de Poulos e Davis (1980) para obtenção dos recalques, observa-se uma predominância entre os melhores acertos entre os candidatos que utilizaram modelagem numérica com base em método de elementos finitos, incluindo os dois primeiros lugares.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Universidade Estadual de Ponta Grossa, a Ensolo Engenharia de Solos e Fundações e a Gaioski Engenharia, bem como ao comitê organizador do GEOSUL 2023, que tornaram possível a realização do presente concurso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque, P.J.R. (1996). *Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de Campinas.* Dissertação de mestrado. Universidade Estadual de Campinas.

Aoki, N; Velloso, D. A. (1975). *An approximated method to estimate the bearing capacity of piles.* In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v.1, p.367-376, Buenos Aires.

Décourt. L. (1996). *A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez.* SEFE 3. v. 20, São Paulo.

Guimarães, G. B.; Melo, M. S.; Giannini, P. C. F.; Melek, P. D. (2007). *Geologia dos Campos Gerais*. Patrimônio natural dos Campos Gerais do Paraná. p. 23-32. Ponta Grossa, PR.

Murakami, D.K. (2015). *Novo procedimento para realização de análises CAPWAP no ensaio de carregamento dinâmico*. Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo.

Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1980). *Pile foundation analysis and design.* John Wiley. New York.

Rausche, F, Moses, F., Goble, G.G. (1972). Soil Resistance Predictions from Pile Dynamics. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers. Vol 98, SM9, Proc. Paper 9220.

Teixeira, A. H. (1996). *Projeto e execução de fundações.* SEFE 3, v.1, São Paulo.

Tonus, B. P. A.; Bloinski, M.; Lautenschläger, C. E. R.; Olavo, L. H. F.; Faro, V. P. (2022). *Campo Experimental de Estudos Geotécnicos de Ponta Grossa (CEEGPG): classificação do solo local e parâmetros de resistência ao cisalhamento.* In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG). p. 3845–3852. Campinas.

Tonus, B. P. A (2023). *Avaliação da utilização do ensaio de cone térmico (TCT) na determinação de propriedades térmicas do solo para dimensionamento de sistemas geotérmicos*. Tese de doutorado Universidade Federal do Paraná.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/343

Projeto de fundações das estruturas do novo Aquaviário de Vitória/ES

Davi B. Prates
Engenheiro Civil: Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil, davi@maffeiengenharia.com.br

Paulo E. Maffei
Engenheiro Civil: Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil, paulo.maffei@maffeiengenharia.com.br

RESUMO: O novo aquaviário de Vitória servirá como modal de transporte para a população da capital do estado do Espírito Santo, o percurso ligará Porto de Santana em Cariacica à Prainha em Vila Velha, passando pelo Centro de Vitória e Praça do Papa, também em Vitória. Neste artigo serão apresentadas as soluções de fundações para os flutuantes e salas de espera. Foi verificada variabilidade significativa do subsolo entre as localidades, desde rocha aflorando a camadas significativas de solos moles. Foram desenvolvidas soluções de fundações para cada uma das estruturas. Os flutuantes são sustentados por conjunto de estacas tipo raiz verticais e inclinadas, os esforços decorrentes da atracação e amarração são transmitidos via estrutura dos flutuantes às estacas, sendo considerado no projeto de interação-solo-estrutura para obtenção dos esforços e armação das estacas. Um caso específico da sala de espera de prainha em Vila Velha, dada grande espessura da camada de argila mole, foi projetado e executado em fundação direta tipo caixão de forma que o alívio da remoção de solo pudesse ser equilibrado, evitando acréscimo de tensões significativos na argila mole e, portanto, minimizando recalques. Para a sala de espera de Cariacica foram executadas fundações diretas em rocha aflorante, e no Centro de Vitória e Praça do Papa em estacas tipo hélice contínua.

PALAVRAS-CHAVE: Projeto de fundações; Interação solo-estrutura; Estacas raiz em rocha; Estacas tipo Hélice-contínua; Sapatas; Fundações tipo caixão

ABSTRACT: The new waterway in Vitória will serve as a mode of transportation for the population of Espírito Santo. It will connect Porto de Santana in Cariacica to Prainha in Vila Velha, passing through the center of Vitória and Praça do Papa, also in Vitória. This article will present the foundation solutions for the floating platforms and waiting rooms. Significant variability of the subsoil was verified among the locations, from rock outcropping to significant layers of soft soils. Foundation solutions were developed for each of the structures. The floating platforms are supported by a set of vertical and inclined root-type piles, the efforts resulting from mooring and docking are transmitted to the piles, considering the soil-structure interaction to obtain the force actions and design steel reinforcement. A specific case of the waiting room at Prainha in Vila Velha given the large thickness of the soft clay layer was designed and executed as a direct caisson foundation so that the relief of soil removal is balanced avoiding significant stress increases in the soft clay and, therefore, minimizing settlements. For the waiting room in Cariacica, direct foundations were executed on outcropping rock, and continuous auger piles piles in the center of Vitória and Praça do Papa.

KEYWORDS: Foundation design; Soil-structure interaction; Root piles in rock; Continuous auger piles; Footings; caisson type foundations

1 INTRODUÇÃO

O projeto do novo sistema Aquaviário da Grande Vitória (Figura 1) era composto por quatro novos terminais de embarque e desembarque para transporte de passageiros a serem instalados na Baía de Vitória (SEMOBI;2021). Foram projetadas quatro estruturas compostas por: sala de espera, passarela de acesso e plataforma flutuante. As estruturas projetadas nos seguintes locais:

- Praça do Papa – Vitória/ES;
- Prainha de Vila Velha/ES;

- Centro de Vitória/ES; e
- Porto de Santana - Cariacica/ES

Por questões contratuais foram executadas três das estruturas, sendo Prainha de Vila Velha, Praça do Papa/Enseada do Suá em Vitória e Porto de Santana em Cariacica. Serão apresentados os perfis geológicos locais e projetos de fundação das estruturas das salas de espera e plataformas flutuantes, as passarelas de acesso são apoiadas na sala de espera e no flutuante.

O Projeto básico adotado para licitação foi elaborado na ausência de sondagens específicas dos locais, o que levou à projetista a adotar hipóteses para as estruturas das salas de espera e estacas de apoio dos flutuantes, o que se mostrou muito variável entre as diversas localidades das estruturas.

Além das questões de variabilidade geológica, risco já compreendido pelo projeto básico, houve também ajuste na concepção estrutural das fundações dos flutuantes que, a pedido da executora, foram alteradas de camisa metálica com Whirt para conjunto de estacas raiz.

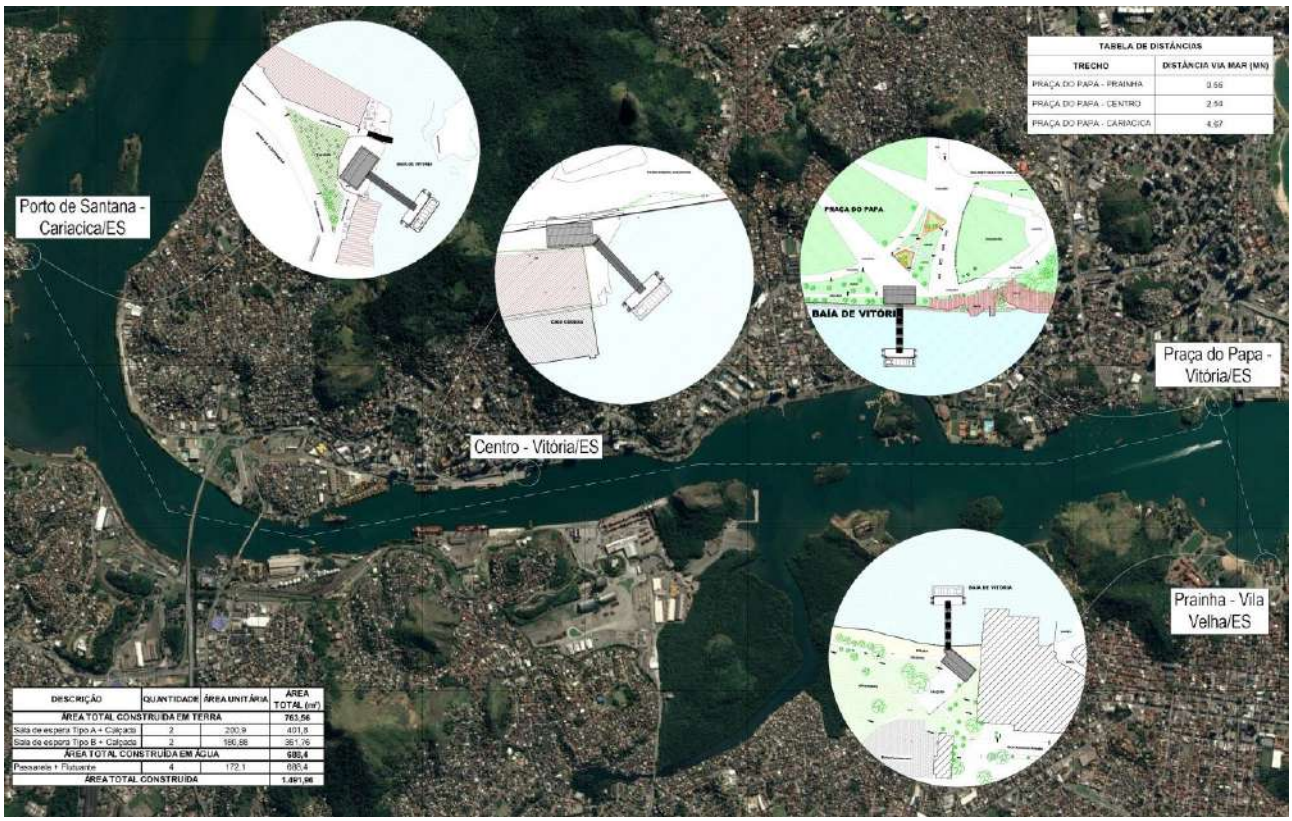


Figura 1. Implantação geral do novo aquaviário de Vitória, conforme edital

2 Projeto Básico de fundações das estruturas

O Projeto básico existente, conforme mencionado, não dispunha de sondagens locais suficientemente próximas, sendo considerado fundações profundas com estacas tipo hélice contínua de 350mm com 12m de comprimento para as salas de espera (Figura 2 e Figura 3).

As principais dificuldades da execução da solução proposta devido à ocorrência de argilas moles são conhecidas, sendo necessário adotar medidas adequadas para garantir a integridade das estacas concretadas, requerendo um sobreconsumo de concreto, decorrentes da necessidade de injeção sobre pressão (ALMEIDA NETO;2002), além do nível freático elevado, soluções alternativas como estacas raiz, pré-moldadas e metálicas são mais adequadas para esse tipo de subsolo.

Foram utilizados os métodos de dimensionamento de Decourt & Quaresma (1978), Aoki & Velloso (1975) e, quando do embutimento em rocha, David-Cabral (1986) para verificação das estacas raiz, conforme critérios da NBR6122:2021 que era vigente na época do projeto.

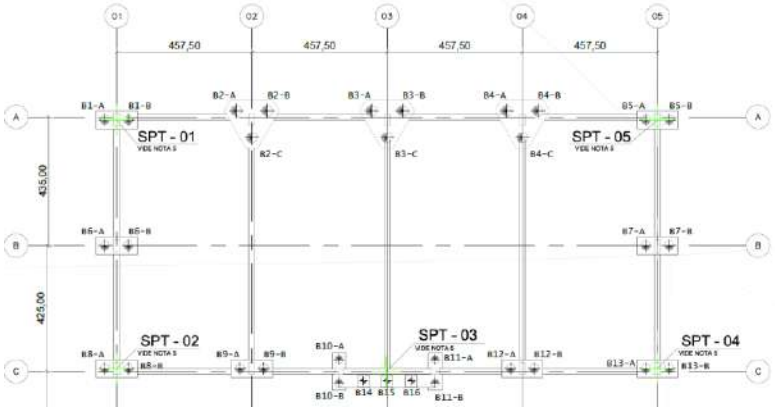


Figura 2. Sala de espera tipo A – Projeto Básico de fundação

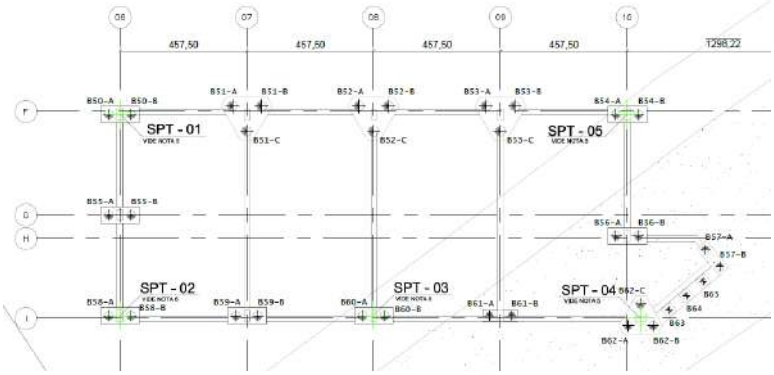


Figura 3. Sala de espera tipo B - Projeto Básico de fundação

Para os flutuantes foram projetadas 4 estacas de 700mm com perfuratriz tipo Wirth até atingir o maciço rochoso com comprimento embutido de 2,0m, formando pórticos transversais ao flutuante com duas estacas ligadas por meio de tubo metálico soldado no local (Figura 4).

Por requisição da construtora, a concepção do projeto de fundações foi alterada para uso de estacas raiz de 400mm, sendo projetada nova estrutura de fundações com 6 estacas raiz, sendo 3 verticais e 3 inclinadas (Figura 5) para absorver os esforços de correntes da atracação e amarração do navio de projeto para as cotas de maré máximas e mínimas.

Na Figura 6 é apresentada vista frontal do projeto de fundações dos flutuantes, destacando a presença das estacas inclinadas paralelamente ao flutuante para absorver os esforços longitudinais decorrentes de atracação e componente da amarração. Na Figura 7 é apresentada vista lateral. As estacas inclinadas neste trecho têm função de absorver os esforços transversais decorrentes da atracação e componente de amarração que pode atuar em sua carga total nesta direção.

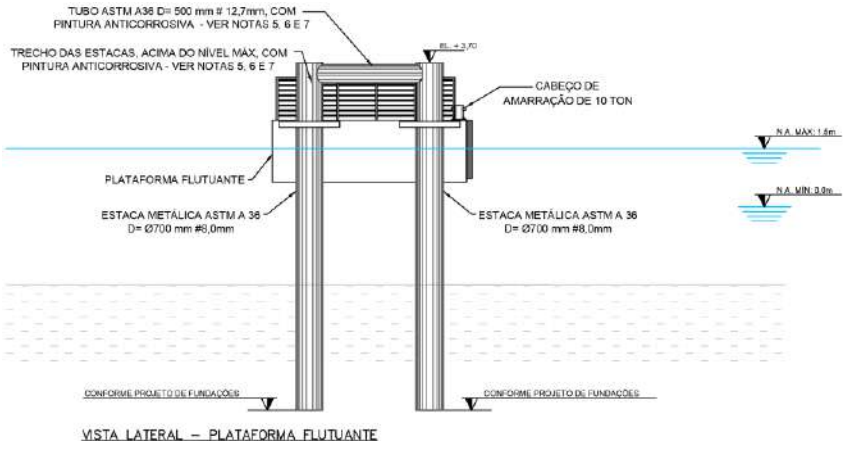


Figura 4. Projeto Básico de fundação do flutuante - seção transversal ao flutuante

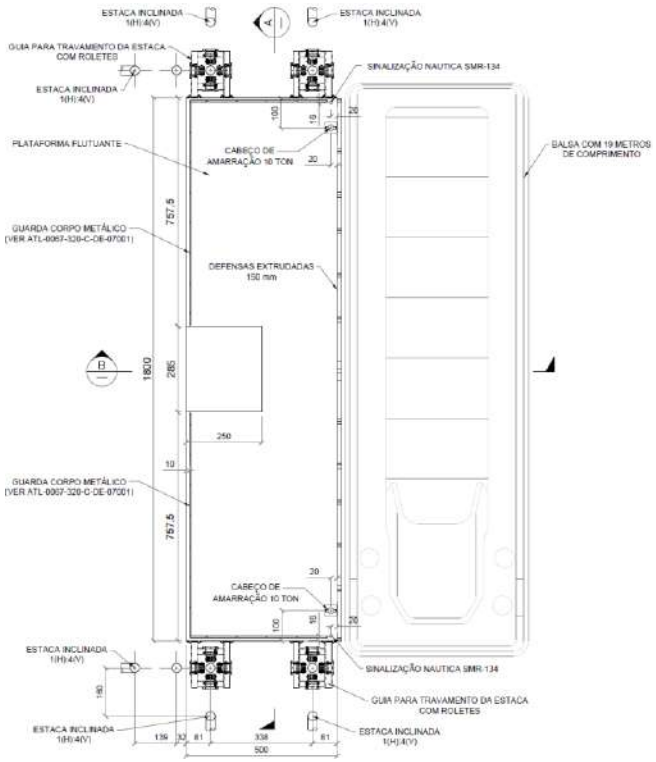


Figura 5. Arranjo geral - Plataforma Flutuante - Projeção das fundações na cota 0 DNH

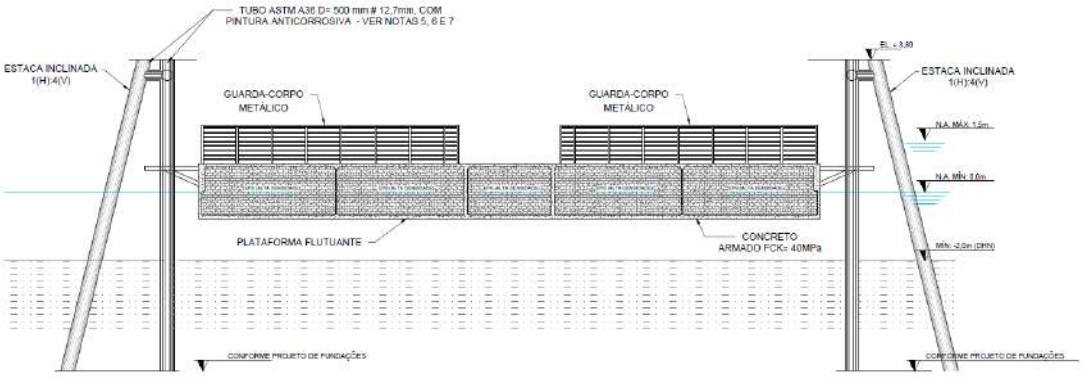


Figura 6. Vista frontal da solução de projeto de fundações alternativa

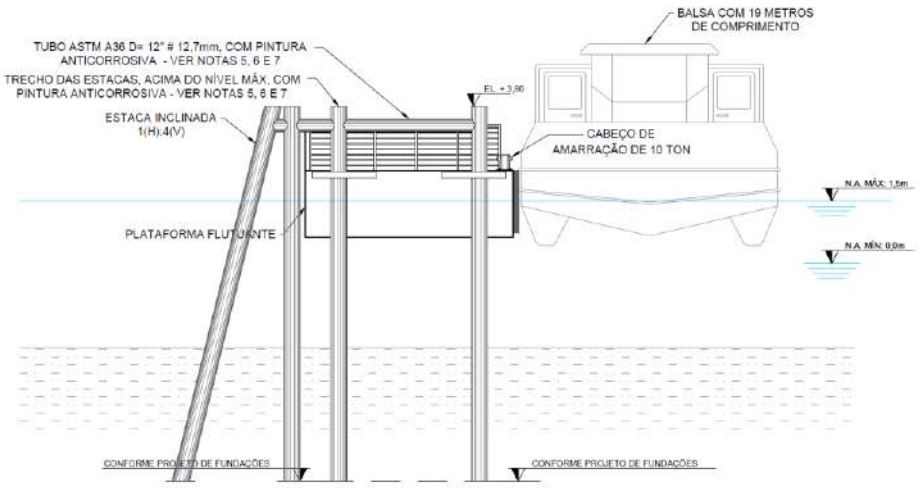


Figura 7. Vista lateral da solução do projeto de fundações alterantiva

3 Prainha de Vila Velha/ES

Na Figura 8 é apresentada a implantação da sala de espera, passarela metálica e flutuante de Prainha de Vila Velha.

Foram executadas cinco sondagens à percussão na região da sala de espera e duas sondagens mistas nos locais de fundação dos flutuantes. No local da sala de espera ocorre aterro de silte arenoso com espessura média de 1,7m, seguido de camada de areia fofa com conchas e argila mole de espessura média de 15,9m seguida por camadas de areia fina muito compacta (Figura 10).

Considerando as estacas tipo hélice contínua conforme projeto básico, para o local em questão, seriam necessárias estacas de 24m mantendo a concepção de estacas profundas. Foi proposto projeto alternativo de fundação direta tipo caixão, de modo que o alívio de carga decorrente da escavação do caixão seja equivalente à sobrecarga de peso próprio das estruturas da sala de espera.

O dimensionamento levou em conta a interação solo-estrutura da fundação caixão, considerado a possibilidade de ocorrência de recalques diferenciais. A consideração foi embasada nos cálculos de recalques estimados para o acréscimo de carga previsto.

As sondagens em mar, no lado do flutuante, apresentam camada superficial de argila cinza escura marinha muito mole com espessura média de 4,80m, seguida de camada areno-argilosa de resistência variável 4 a 18 golpes e espessura média de 7,80m e camada de solo residual silte argiloarenoso rijo a muito rijo com 6,0m de espessura até o topo rochoso. Neste caso as estacas raiz foram projetadas até a camada de solo residual, sem adentrar a rocha pois havia capacidade de carga suficiente conforme métodos de cálculo.

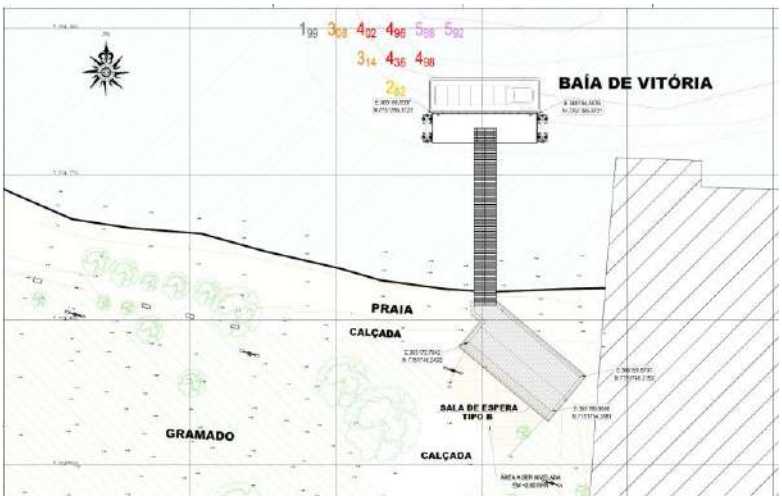


Figura 8. Implantação das estruturas em Prainha de Vila Velha/ES

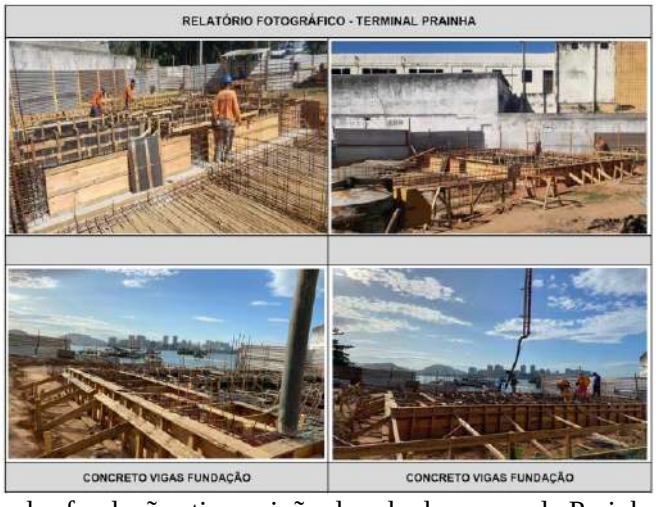


Figura 9. Execução das fundações tipo caixão da sala de espera de Prainha de Vila Velha/ES

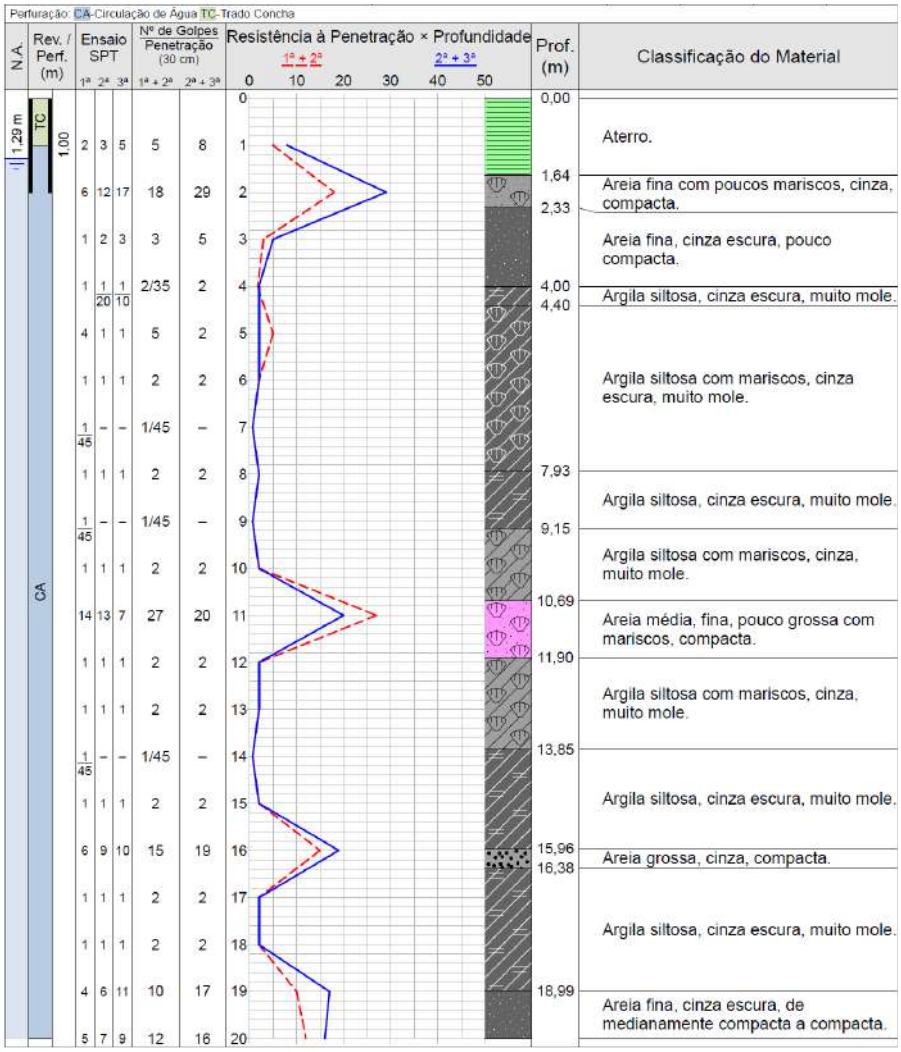


Figura 10. Sondagem lado terra típica – Prainha de Vila Velha/ES

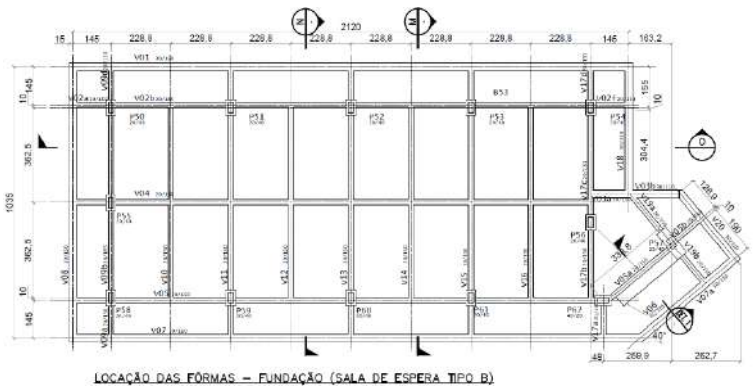


Figura 11. Planta de formas da fundação da sala de espera de Prainha de Vila Velha/ES

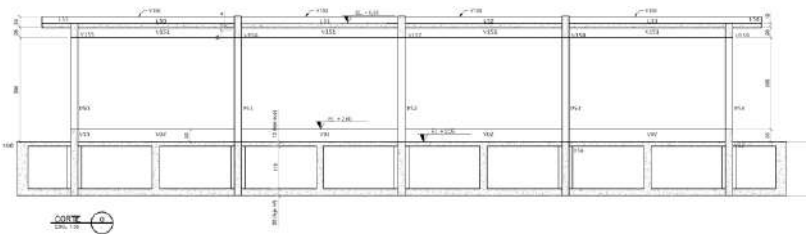


Figura 12. Corte do projeto de forma da sala de espera de Prainha de Vila Velha/ES

Figura 13. Fotos da situação atual da obra executada de Prainha de Vila Velha/ES

4 Praça do Papa – Vitória/ES

No local da sala de espera ocorre aterro arenoso fofo com espessura média de 4m, seguido de camada de areia fofa de coloração preta de espessura média de 7m, seguida por camadas de areia medianamente compacta com 5 m de espessura e solo residual siltearenoso de espessura variável 3 a 5 m.

Dado perfil do subsolo desfavorável à fundação direta e em análise econômica junto à construtora, foi proposta fundação profunda com estacas raiz de 310mm com 12m de comprimento.

As sondagens no lado do flutuante apresentam camada superficial de argila cinza escura com mariscos, muito mole com espessura média de 6,0m, seguido de camada de areia fina de resistência variável 14 a 29 golpes e espessura média de 5,5m, sobreposta a camada de argila siltoarenosa mole com espessura média de 2,7 m, seguida da camada de solo residual siltearenoso medianamente compacto a muito compacto com 7,3m de espessura até o topo rochoso. Neste caso as estacas de fundação do flutuante também foram mantidas em solo residual sem a necessidade de adentrar a rocha.

Figura 14. Fotos da situação atual da obra executada da Praça do Papa/Vitória

5 Porto de Santana - Cariacica/ES

No local da sala de espera ocorre rocha com profundidades de 0,5 a 1,5m na maior parte das sondagens e em uma das sondagens ocorre material arenoso fofo com 3 m de espessura que foi substituído e compactado durante as obras, sendo adotada fundação direta com sapatas com tensão de até 0,3 MPa (Figura 15).

As sondagens no lado do flutuante apresentam camada superficial de argila cinza escura muito mole com espessura média de 5,1m, seguida do topo rochoso praticamente são com RQD e Recuperação de praticamente 100%. Neste caso, as estacas de fundação do flutuante foram até o topo rochoso, dimensionadas

considerando a baixa capacidade portante para esforços laterais da argila mole e deformabilidade da interação solo estrutura no contato rochoso, sendo executado 2m de embutimento em rocha.

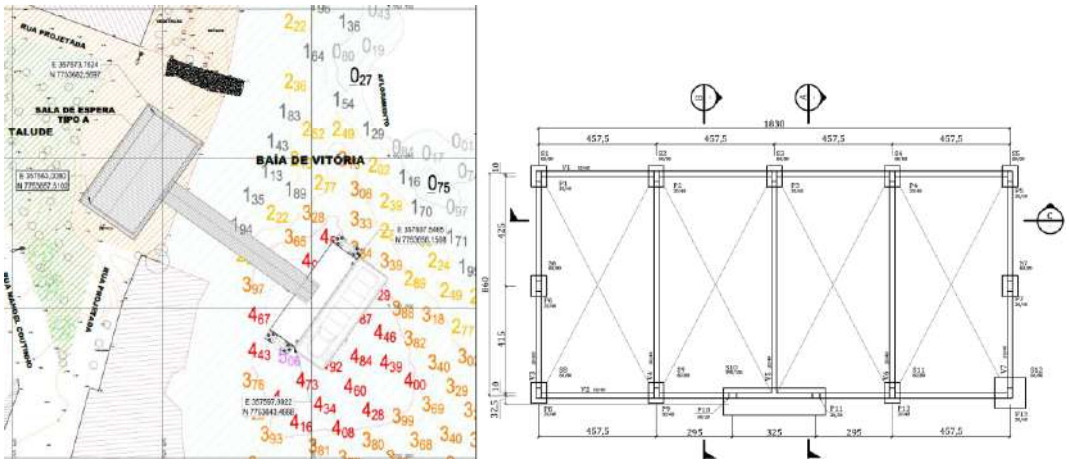


Figura 15. Implantação das estruturas em Porto de Santana/Cariacica e projeto de fundação direta

Figura 16. Sistema de apoio e transferência de carga entre o flutuante e as fundações – detalhe em Porto de Santana/Cariacica

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a todos os responsáveis por viabilizar as obras que foram entregues e encontram-se em operação, prestando serviço de transporte integrado para a região da grande Vitória.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida Neto, J. A. (2002) - Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – Aspectos executivos. 187 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Secretaria de mobilidade e infraestrutura SEMOBI (2021) – *Edital de Concorrência Nº 001/2021 – Processo Nº 2020-RF57K*. Disponível em <https://semobi.es.gov.br/modalidade-de-licitacao/concorrencia-publica>. Acesso em: 10 abr. 24

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/344

Projeto de fundações diretas por meio de reforço de subsolo, caso de obra em Vila Velha/ES

C. E. M. Maffei
Phd, Full Professor University of São Paulo; Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil,
e-mail: maffei@maffeiengenharia.com.br

H. H. S. Gonçalves
Phd, Professor Associado University of São Paulo; Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil
e-mail: helesilv@usp.br

Davi B. Prates
Engenheiro Civil: Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil
e-mail: davi@maffeiengenharia.com.br

RESUMO: A expansão da estação de tratamento de esgoto, em Vila Velha envolve a construção de grandes tanques que compõem o sistema de tratamento denominados RFA e UASB. Dadas as condições específicas do solo local, onde ocorrem camadas de areia compactas sobrepostas à camada de argila marinha mole, a cravação de estacas foi inviabilizada e a solução por fundações diretas levaria a recalques não admissíveis para a estrutura. Como solução alternativa, foi proposto e executado tratamento com colunas de jet grouting na camada de argila mole, de forma descontínua, permitindo economia com adoção de fundação rasa para as estruturas. Para definição dos tratamentos foram executados ensaios CPTu que trazem informações relevantes quanto à resistência da argila mole através da estimativa da coesão e do valor da razão de sobreadensamento além de confirmar as espessuras de cada camada. Além dos ensaios CPTu foram executadas campanhas de sondagens para definição dos comprimentos necessários das colunas de jet Grouting.

PALAVRAS-CHAVE: Projeto de fundações; Reforço de solo; Ensaios de campo; Aplicação de Jet Grouting

ABSTRACT: The expansion of the sewage treatment plant, which involves tanks composing the treatment system named RFA and UASB. Given the specific soil conditions, there are compact layers of sand overlaying a soft marine clay layer, which made it difficult to drive piles and would lead to unacceptable settlements for the structure. As an alternative solution, it was proposed and carried out a treatment with jet grouting columns in the soft clay layer, discontinuously, allowing for cost savings with the adoption of shallow foundations for the structures. CPTu tests were conducted, providing relevant information regarding the material's resistance and allowing estimation of initial stress states and overconsolidation of the layer, which confirmed the data adopted in the design. In addition to the CPTu tests, drilling campaigns were carried out to determine the necessary length of jet grouting treatment.

KEYWORDS: Foundation Design; Soil Reinforcement; Field Tests; Jet Grouting Application

1 INTRODUÇÃO

A obra em referência contempla a implantação da Estação de Tratamento de Esgotos Araçás no bairro Guaranhuns, localizado na Região Administrativa II – Grande Ibes do município de Vila Velha, nas proximidades do bairro Araças (Figura 1).

O bairro Guaranhuns encontra-se localizado a cerca de 14 km da capital do Estado do Espírito Santo e recebeu as obras da ampliação da estação de tratamento de esgoto da CESAN – Companhia Espírito Santense de Saneamento. É um bairro predominantemente residencial, sendo as ocupações aos redores da obra constituídas por residências unifamiliares.

O terreno de localização da obra apresenta topografia ondulada, com cotas predominantemente na elevação +2,0 m com máximo na elevação +3,20 m, com vegetação rasteira e espécies arbóreas, existindo áreas de extração de areia com profundidade até 2,0 m, que foram regularizadas quando da implementação das obras.

Figura 1. Localização da obra, extraído do google maps

A estação de tratamento de esgoto apresenta duas unidades principais: UASB (*Upflow Anaerobic Sludge Blanket* – Reator anaeróbico de fluxo ascendente) e RFA/MBBR (Reator aeróbio de Fluxo Alternado/*Moving Bed Biofilm Reactor*) que juntas somam mais que 80% da área total de todas as unidades da ampliação da estação de tratamento de esgoto em planta.

Também fazem parte do projeto de ampliação as seguintes unidades e sistemas:

Caixa de chegada com calha Parshall; Canal de distribuição de vazão para pré-tratamento; Peneiramento fino mecanizado tipo *step screen*; Desarenador mecanizado tipo caixa de areia aerada com lamelas; Caixa divisora de vazão para separar fluxo entre ETE existente e ETE ampliação; *By-pass* entre unidades com válvulas para possibilitar inversão de fluxo; Unidade de Desinfecção do efluente final por ultravioleta e Medição final de vazão; Reservatório Pulmão para amortecimento de vazões; Tanque de recebimento do excesso de lodo anaeróbio e aeróbio; Desaguamento mecanizado de lodo; Sistema automático de preparo, dosagem e diluição de polímero; Sistema de água de reuso; Sistema de água potável.

O projeto de fundações das unidades principais foi elaborado originalmente com estacas pré-moldadas de concreto, ultrapassando a argila mole para evitar recalques por adensamento. No entanto, quando as estacas começaram a ser cravadas, foi encontrada muita dificuldade, sendo que em algumas regiões a cravação se tornou inviável, devido às condições geológicas locais que serão descritas no próximo item. A camada de areia compacta necessitaria de cravação especial, o que encareceria muito a obra. Após uma consulta ao Prof. Maffei foi decidido que a Maffei Engenharia elaborasse um projeto alternativo.

2 INVESTIGAÇÕES DO SUBSOLO

A investigação do subsolo foi feita por meio de sondagens e ensaios CPTu's, o perfil obtido pelas sondagens, para a região da UASB, RFA e desinfecção, é descrito simplificadamente a seguir:

A cota de topo do terreno natural, no local da implantação dessas unidades é variável de 2,9 a 2,2m, ocorre camada inicial arenosa com compacidade variável de fofa a muito compacta, com eventual presença de matéria orgânica e ocorrências de bolsões argilosos geralmente de pequena espessura.

Abaixo há uma camada de argila siltosa marinha muito mole a mole com cota de topo variável de -8,9m a -13m e cota de fundo entre -10,5m a -18,9m com espessura média de 3,5m.

Sob a camada de argila mole ocorrem solos arenosos médios a compactos e eventuais argilas rijas.

O nível do lençol freático encontra-se aproximadamente na cota -1,8m.

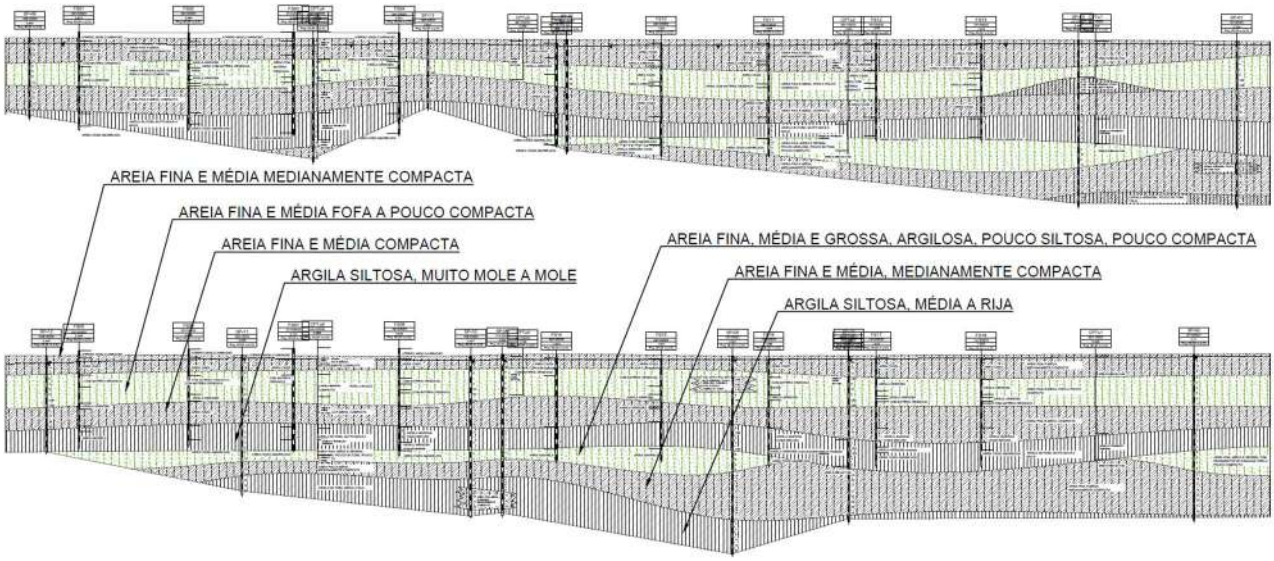


Figura 2. Perfis geológicos traçados conforme sondagens

Os resultados dos CPtu's foram utilizados para validar a descrição do subsolo, comparando-os com as sondagens e também avaliar as propriedades da argila marinha, sendo os resultados reproduzidos nas figuras a seguir. É possível notar boa concordância com variação de cotas entre 1 a 2m; as descrições do subsolo por meio do CPTU são compatíveis com as obtidas nas sondagens.

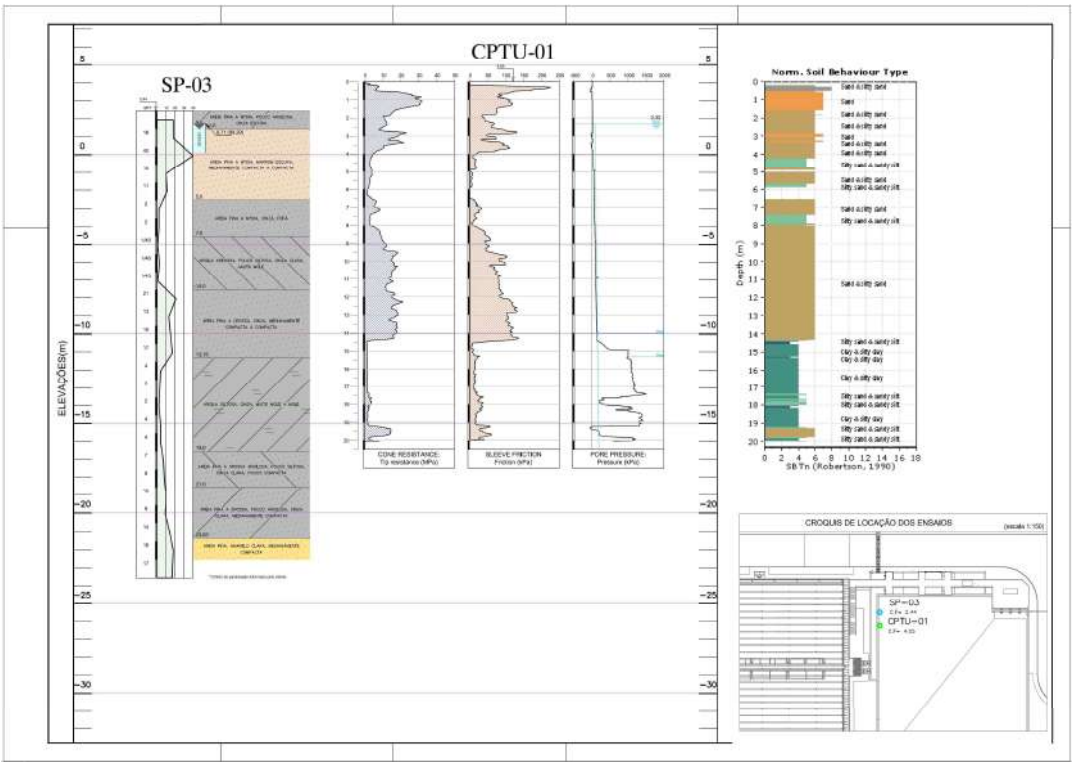


Figura 3. CPTU-01 E SP-03

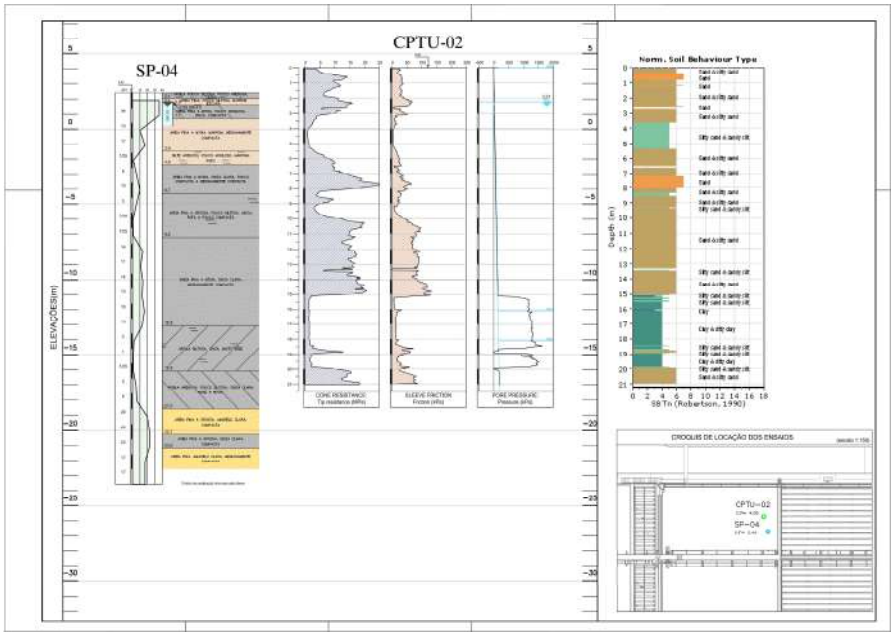


Figura 4. CPTU-02 E SP-04

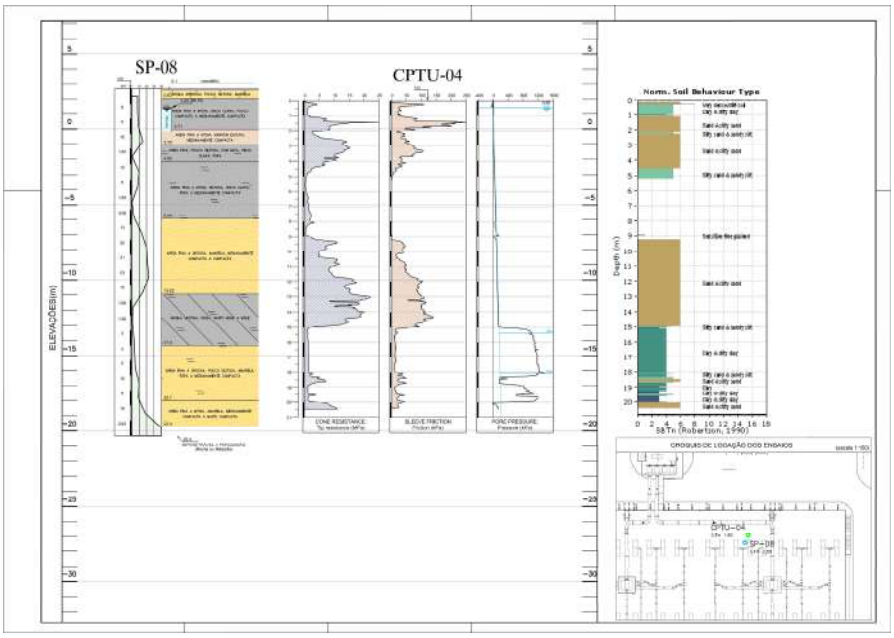


Figura 5. CPTU-04 E SP-08

As grandezas efetivamente medidas no ensaio CPTu são a resistência de ponta, atrito lateral e poro pressão (SCHNAID; ODEBRECHT;2012), este ensaio é muito usado para avaliação de parâmetros em depósitos de argila mole nos quais o ensaio SPT não atende às necessidades. Estes parâmetros são obtidos por meio de correlações; algumas utilizam constantes variáveis com a região como é o caso da constante K que permite estimar a resistência não drenada das argilas. A classificação do solo é baseada na razão de atrito, isto é, razão entre atrito lateral e resistência de ponta. As principais características de interesse para o caso são as propriedades relativas ao adensamento da camada de argila mole e propriedades mecânicas gerais.

A razão de sobreadensamento do solo, um dos parâmetros provenientes de correlação, apresentou valor médio de 1,5, com K=0,33 (Figura 6) ao longo de toda a camada de argila mole para os três ensaios realizados.

Este valor está relacionado a um parâmetro de correlação (K) que pode variar de 0,14 a 0,33 (SCHNAID; ODEBRECHT;2012), sendo o valor médio de K de 0,2, o que levaria a uma RSA de 1,0; sendo adotado material normalmente adensado nos cálculos.

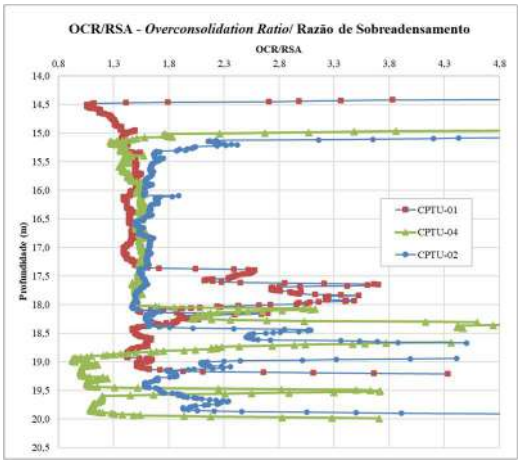


Figura 6. Razão de sobreadensamento ao longo da profundidade para K=0,33

3 PROJETO DE FUNDAÇÃO DOS TANQUES UASB, RFA E DESINFECÇÃO

A ocorrência de camada de areia de maior compacidade acima da da camada de argila mole levou a dificuldades de cravação das estacas teste que não conseguiram ultrapassar as camadas mais compactas de areia e ficaram cravadas acima da argila mole, o que levaria a recalques inaceitáveis em condições de operação.

Como alternativas de projeto haveria a possibilidade de execução de pré-furação para execução do estaqueamento, porém os custos inviabilizariam a obra. Foi então sugerido que fossem construídas fundações diretas às quais transmitiriam as cargas através de colunas de Jet Grouting, para o solo mais competente. Estas colunas executadas na argila mole com espaçamento adequado, tem a finalidade de transferir as cargas, através da camada de argila, sem aumentar as tensões atuantes nesta camada, eliminando assim os recalques por adensamento que ocorreriam caso estas cargas fossem transmitidas diretamente à argila. Esta alternativa foi utilizada na obra de repavimentação da avenida Jaguaré em São Paulo, região com espessa camada de argila mole e turfa (MAFFEI, 1994), após terem sido eliminadas todas as soluções usuais.

Para que esta solução fosse implementada com sucesso, era imprescindível que as colunas de Jet Grouting atravessassem os bolsões e as camadas de argila mole, para eliminar os recalques por adensamento. A fim de delimitar com razoável grau de confiabilidade estas camadas foram executados ensaios CPTU e nova campanha de sondagens. Foram realizados cálculos preliminares simplificados de modo a elaborar anteprojeto a fim de verificar a viabilidade técnica e econômica da solução. A concepção básica do solução consistiu em executar colunas de Jet Grouting espaçadas de 7m, conforme Figura 7. Foram necessárias 198 colunas com altura média de 4,5m atravessando integralmente as camadas moles, apoiando-se no fundo na areia compacta.

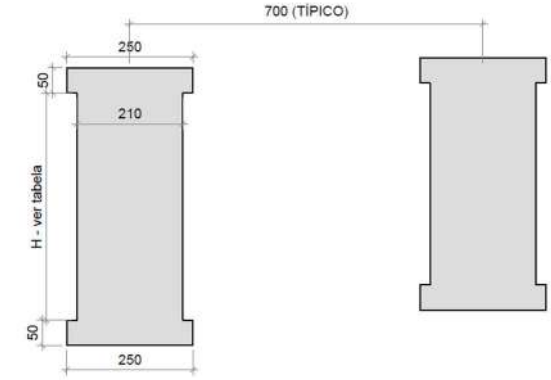


Figura 7. Colunas de Jet Grouting – projeto

O dimensionamento das colunas foi feito pelo cálculo simplificado de área equivalente, considerando um espaçamento de 7x7m, e tensão de 1MPa admissível, para 70 kN/m² (UASB/RFA) de carregamento conforme apresentado a seguir:

$$N = A * q = \ 70 * 7 * 7 = 3430\ kN \rightarrow D_{(coluna)} = \sqrt{\frac{4 * N}{\pi * 1MPa}} = 2{,}09m \therefore 2{,}1m$$

O formato das colunas é teórico, sendo que o aumento no diâmetro na base e topo é uma medida executiva dada pela redução pontual na velocidade de subida da haste do equipamento de Jet Grouting.

Os capitéis encaminham a carga para as colunas e o aumento de área na parte inferior das colunas faz com que as cargas sejam distribuídas através de uma área maior, diminuindo as tensões que chegam nas camadas competentes.

As cotas de execução das colunas foram validadas por meio de furos adicionais realizados por equipe de sondagem, sendo também possível avaliar a resistência à penetração da haste durante a execução das colunas conforme informações do executor, para confirmar o material.

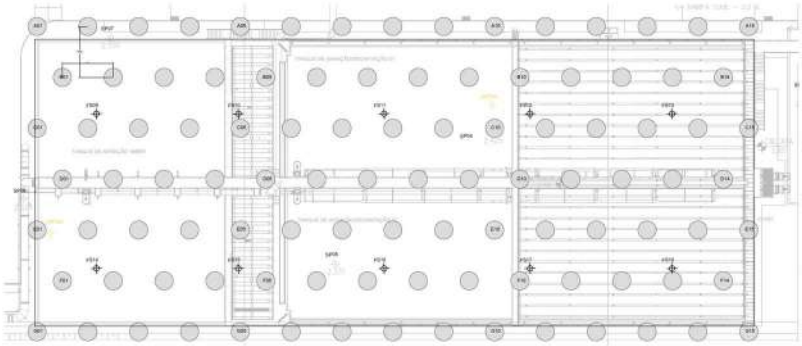


Figura 8. Planta de tratamentos do subsolo com colunas de Jet Grouting unidade RFA

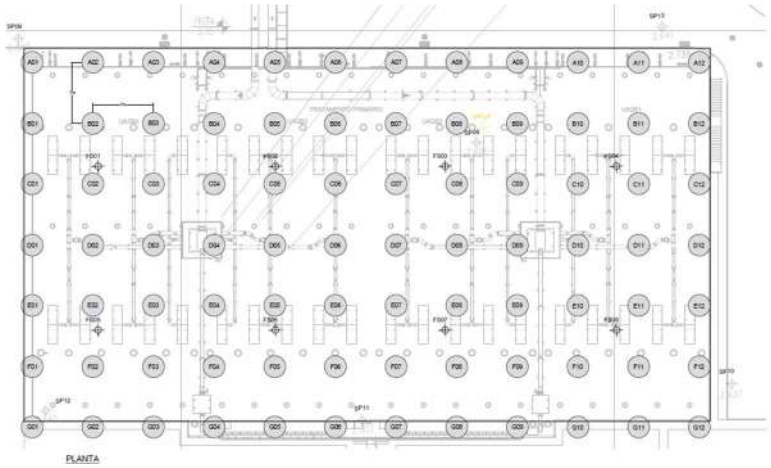


Figura 9. Planta de tratamentos do subsolo com colunas de Jet Grouting unidade UASB

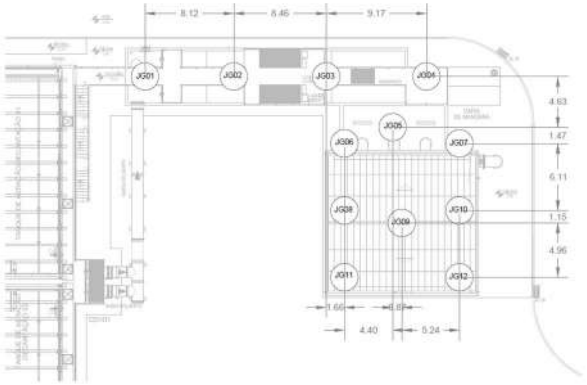


Figura 10. Planta de tratamentos do subsolo com colunas de Jet Grouting unidade Desinfecção

3.1. Dimensionamento estrutural/geotécnico da solução de reforço de fundação

O projeto foi validado por modelo de elementos finitos (Figura 11) com parâmetros obtidos através de correlações utilizando os resultados das investigações geotécnicas realizadas (CPTu) e de pesquisa bibliográfica. Os parâmetros adotados são reproduzidos a seguir:

Areia fina e média (cinza amarelada) superficial

- Peso específico: 18 kN/m³
- Módulo de Elasticidade: 40 + 3*z MPa
- Coeficiente de Poisson: 0,3
- Coesão: 5 kPa
- Ângulo de atrito: 30º

Argila marinha cinza mole

- Peso específico: 15 kN/m³
- Coeficiente de Poisson: 0,40
- Resistência não drenada: 55 + 4*z kPa (N_{kt}=20)
- OCR = 1,0 a 1,5 (k1 = 0,2 a 0,3) - adotado 1,1
- Índice de vazios: e = 1,5 a 4,3 (LEMOS;2014) – adotado 2,0
- Relação adensamento Cc/(1+e) =0,26 a 0,47 (LEMOS;2014) – adotado 0,31

Areia média a compacta

- Peso específico: 19 kN/m³
- Módulo de Elasticidade: 95MPa
- Coeficiente de Poisson: 0,3
- Coesão: 10 kPa
- Ângulo de atrito: 30º

Jet-Grouting (tratado como elástico linear)

- Peso Específico: 17 kN/m³
- Módulo de Elasticidade: 2GPa (CARLETTO;2004)
- Coeficiente de Poisson: 0,25

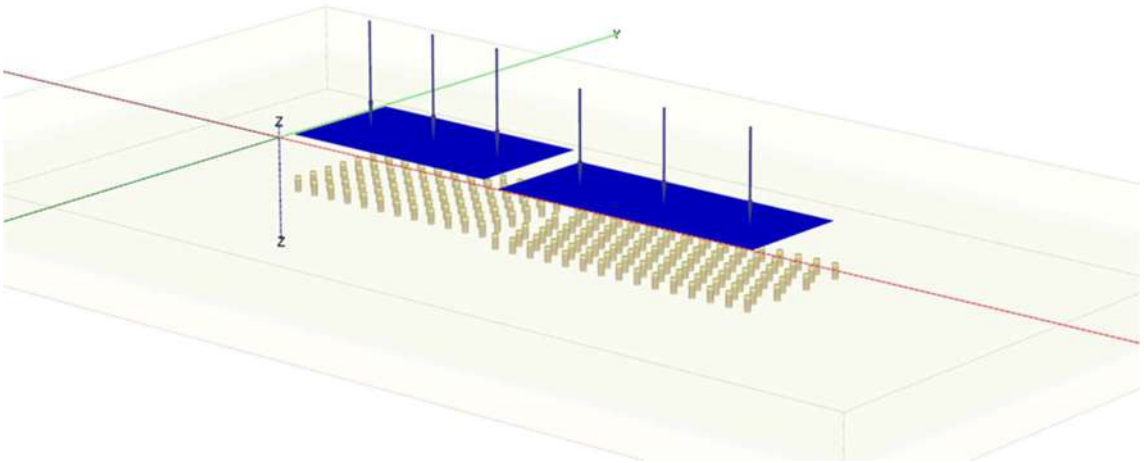


Figura 11. Modelo simplificado elaborado

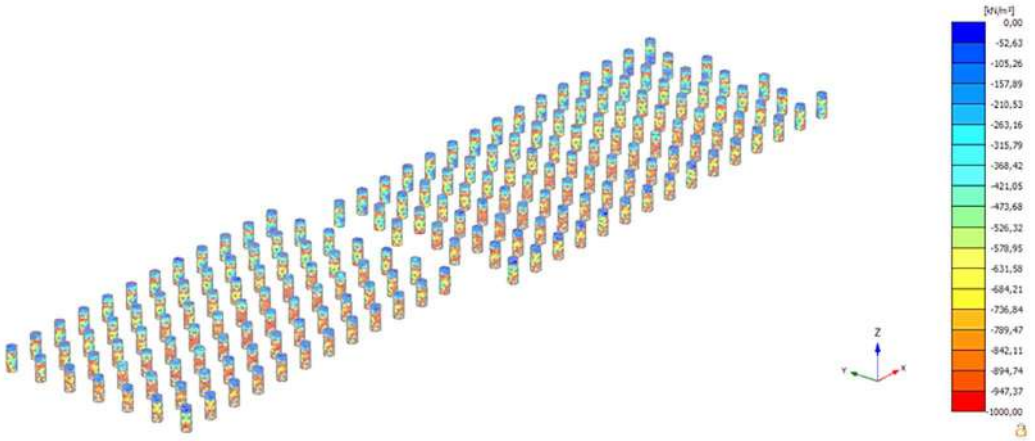


Figura 12. Tensão nas colunas conforme modelo, média inferior a 0,7 MPa

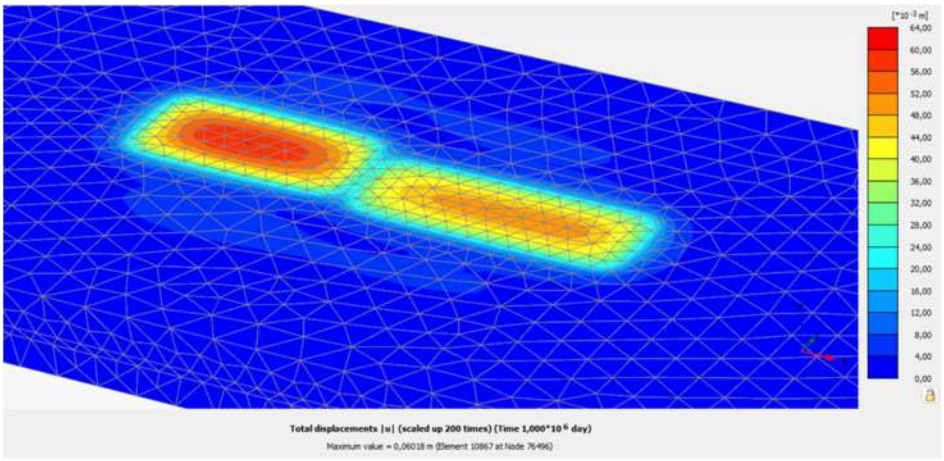


Figura 13. Deslocamentos superficiais após adensamento da camada de argila (máximo 6cm)

Na ausência do tratamento com colunas de jet grouting para melhoramento do solo, os deslocamentos seriam superiores e diferenciais, dada a estratigrafia real que é muito variável. Nos cálculos realizados através de elementos finitos foi adotada uma estratigrafia horizontal única, o que não reflete este comportamento. Ainda assim é possível observar tendência de deslocamento diferencial entre os tanques.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a todos os profissionais envolvidos na concretização da obra, que com empenho na busca de soluções alternativas possibilitaram a redução dos custos totais, sem comprometer a segurança e desempenho da obra, apesar das adversidades geotécnicas locais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Carletto, M. F. W. A influência dos parâmetros do Jet Grouting no solo tratado Dissertação – Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo. 2004

Lemos, S. G. F. P. Estudo da resistência não drenada de solo de baixa consistência por meio de ensaios de campo e laboratório - Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo. 2014.

Maffei, C. E. M. . Projeto Executivo de Repavimentação da Av. Jaguaré, em São Paulo. 1994.

Schnaid, F. Odebrecht, E. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações 2 ed. São Paulo, Oficina de texto, 2012

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/345

Prova de Carga em Perfil Laminado no Grau 60 – Uma Nova Tecnologia

Dirney Cury Filho
Gerente Técnico, G2Base Fundações e Contenções, São Paulo, Brasil, dirney.cury@gmail.com

Tiago Garcia Rodriguez
Sócio-diretor, Geoprova Engenharia, Campinas, Brasil, tiago@geoprova.com.br

Guilherme Soler Varela da Silva
Sócio-diretor, Geoprova Engenharia, Campinas, Brasil, guilherme@geoprova.com.br

Alline Evangelista Silva
Coordenadora de Projetos, Apoio Assessoria e Projeto e Fundações, São Paulo, Brasil, alline.ev@gmail.com

RESUMO: Com a evolução da ciência dos materiais, hoje em dia é possível fabricar perfis laminados em Grau 60, ou seja, com tensão de escoamento de 415 MPa contra 345 MPa dos perfis laminados Grau 50. Este artigo apresenta a primeira Prova de Carga Estática em uma estaca HP 310x79, ASTM A-572 Grau 60, com tensão obtida no ensaio acima de 400 MPa, considerando espessura de sacrifício de 1 mm conforme recomendação da NBR 6122 (ABNT, 2022), sendo este caso um recorde de carga aplicada em uma estaca HP 310x79. Também é apresentado neste artigo uma prova de carga em uma estaca HP 310x125, ASTM A-572 Grau 50, instrumentada e ensaiada no mesmo local que a Grau 60. As estacas foram cravadas em solo sedimentar da bacia terciária da cidade de São Paulo, através de martelo hidráulico Junttan 5 toneladas, chegando até o limite de cravação (topo rochoso). As provas de carga expõem que estacas curtas apoiadas em rocha podem chegar a cargas altas com deformações elásticas, tornando essa nova tecnologia uma alternativa de fundação interessante dentro do seu custo / benefício.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca Metálica, Grau 60, Prova de Carga Estática, Instrumentação Geotécnica

ABSTRACT: With the evolution of materials science, nowadays it is possible to manufacture rolled profiles in Grade 60, meaning with a yield strength of 415 MPa compared to Grade 50 rolled profiles' 345 MPa. This article presents the first Static Load Test on an HP 310x79 pile, ASTM A-572 Grade 60, with a test tension above 400 MPa, considering a sacrificial thickness of 1 mm as recommended by NBR 6122 (ABNT, 2022), this being a record of applied load on an HP 310x79 pile. Also presented in this article is a load test on an instrumented HP 310x125 pile, ASTM A-572 Grade 50, at the same location as the Grade 60 one. The piles were driven into the sedimentary soil of the tertiary basin of São Paulo city, using a 5-ton Junttan hydraulic hammer and reaching the driving limit (rock top). The load tests show that short piles supported on rock can withstand high loads with elastic deformations, making this new technology an interesting foundation alternative within its cost/benefit.

KEYWORDS: Steel pile, Grade 60, Static Load Test, Geotechnical Instrumentation

1 INTRODUÇÃO

O emprego de estacas metálicas está cada vez mais competitivo no setor geotecnico como alternativa de fundação. As estacas metálicas no Brasil foram desenvolvidas pela Companhia Siderúrgica Nacional (CSN) na década de 50, no governo de Getúlio Vargas (1951-1954). Apesar de serem implantadas mudialmente há mais de 120 anos, ainda existe uma carência, sob a ótica da geotecnia, sobre o entendimento e funcionalidade do seu comportamento. Outro fator que merece destaque é a escassez de dados, resultantes de testes

experimentais, sobre o comportamento das estacas metálicas, especialmente, perfis submetidos a provas de carga com esforços compressivos (CURY FILHO, 2016; AÇOMINAS,1981).

Ao longo dos anos as estacas metálicas começaram a ganhar destaque, como solução de fundação, quando os perfis estruturais Gerdau foram produzidos em aço laminado de alta resistência (ASTM A-572), Grau 50, com tensão de escoamento de 345 MPa. A partir de alguns anos, esses mesmos perfis A-572 também podem ser produzidos no Grau 60, aumentando sua tensão de escoamento para 415 MPa. A Figura 1 ilustra o ganho de resistências dos perfis estruturais Gerdau desde a época do aço A36 (250 MPa) até A572 GG 60 (415 MPa).

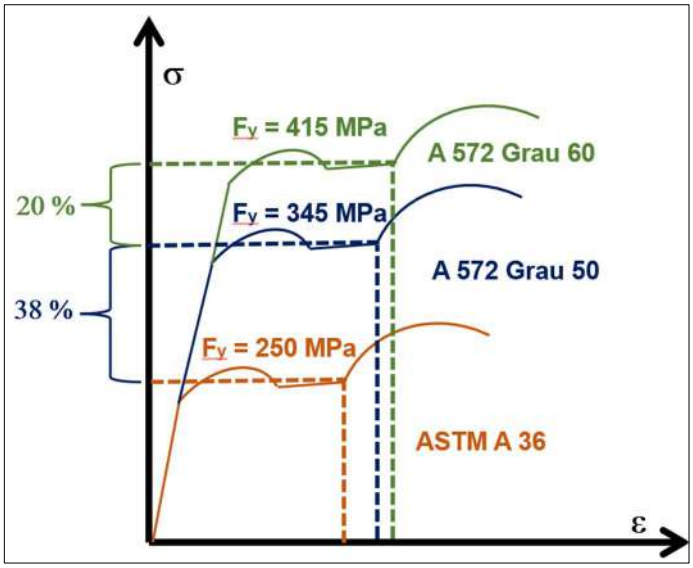


Figura 1. Resistência estrutural dos Perfis Metálicos Gerdau ao longo dos anos.

Neste artigo são apresentadas duas provas de carga estáticas (PCE) em estacas metálicas ASTM A-572 Grau 50 e Grau 60. As PCEs foram realizadas em uma estaca HP 310x79 (Grau 60) e em outra estaca HP 310x125 (Grau 50).

É destacado neste artigo que a PCE realizada na estaca HP 310x79 em Grau 60 é a pioneira no Brasil, onde foi possível chegar em tensões de ensaio acima de 400 MPa, considerando a espessura de sacrifício de 1mm conforme orientação da NBR 6122 (ABNT, 2022), resultando em um recorde de carga aplicada nessa bitola de perfil.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização Geológica/Geotécnica

Para caracterização do subsolo local foram realizados 8 furos de sondagem tipo SPT. Estas sondagens apresentaram uma camada superficial de baixa capacidade, formada por aterros e aluviões, até 5,0 metros, por vezes apresentando camadas delgadas e argilas orgânicas, seguida por uma camada de solo sedimentar, predominantemente composta de argilas silto-arenosas, de resistências variando de mole a dura (4>Nspt>50 ou mais). O nível do lençol freático foi encontrado a 2,50 m de profundidade.

As sondagens SP-04 e SP-05 são as mais próximas das duas PCEs. A seguir, na Figura 2, é apresentado o Perfil Geológico / Geotécnico supracitado.

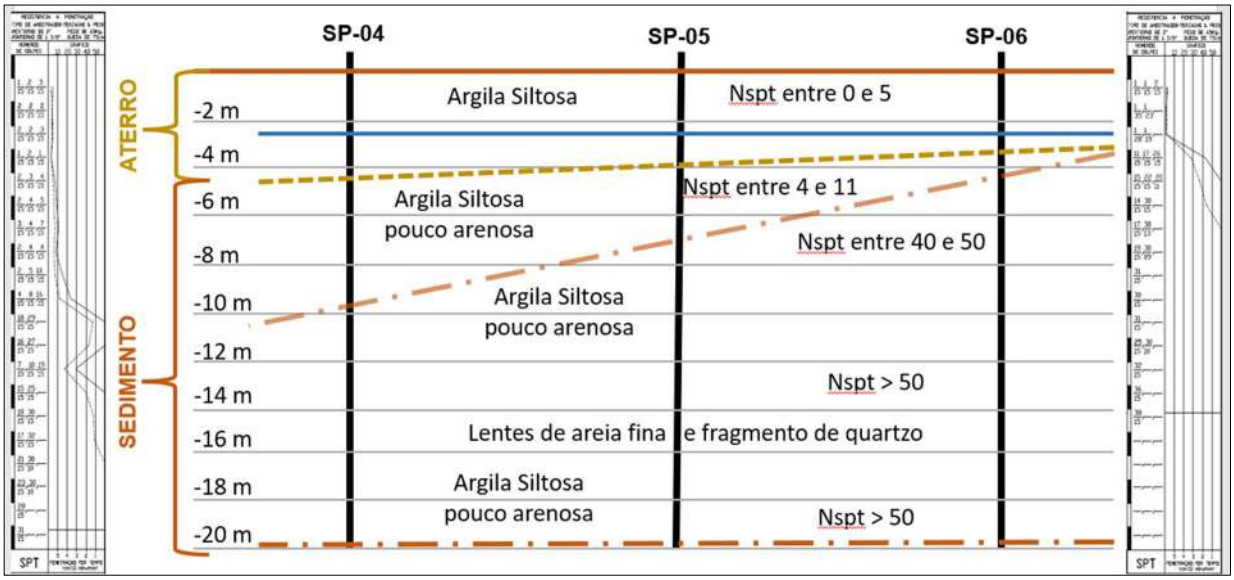


Figura 2. Perfil Geológico / Geotécnico da obra.

2.2 Características das estacas ensaiadas

Foram cravadas duas estacas metálicas para verificação do desempenho geotécnico e estrutural através de PCEs, sendo uma com seção HP310x125, ASTM A-572 Grau 50, denominada PCE-02, e outra com seção HP 310x79, ASTM A-572 Grau 60, denominada PCE-03. As estacas foram cravadas até, aproximadamente, 14 m de profundidade e tiveram critérios de paralisação com negas diferentes. Para a estaca Grau 50 (PCE-02) a nega obtida foi de 11 mm e repique de 12 mm, para a estaca Grau 60 a nega obtida foi de 1 mm e repique de 17 mm.

Os critérios de paralisações foram diferentes com o objetivo de verificar a influência do desempenho geotécnico da estaca, sendo que a decisão de adotar nega "fechada" para Grau 60 era justamente tirar o máximo de desempenho geotécnico possível tendo em vista que estruturalmente a estaca é mais resistente comparada com a Grau 50.

O martelo utilizado para cravação das estacas foi do modelo hidráulico Junttan com 5 toneladas e a altura de queda para obter as negas do Grau 50 (HP 310x125) e Grau 60 (HP 310x79) foram de 60 cm e de 50 cm, respectivamente. Na Figura 3 é apresentado a foto do equipamento na obra que foi utilizado para as cravações das estacas. Também são apresentadas as fichas de cravações das estacas HP 310x125 (PCE-02) e HP 310x79 (PCE-03) nas Figuras 4 e 5 e na Tabela 1 é apresentado o resumo dos dados obtidos durante a cravação das estacas

Figura 3. Detalhe do equipamento utilizado e estaca metálica Grau 60.

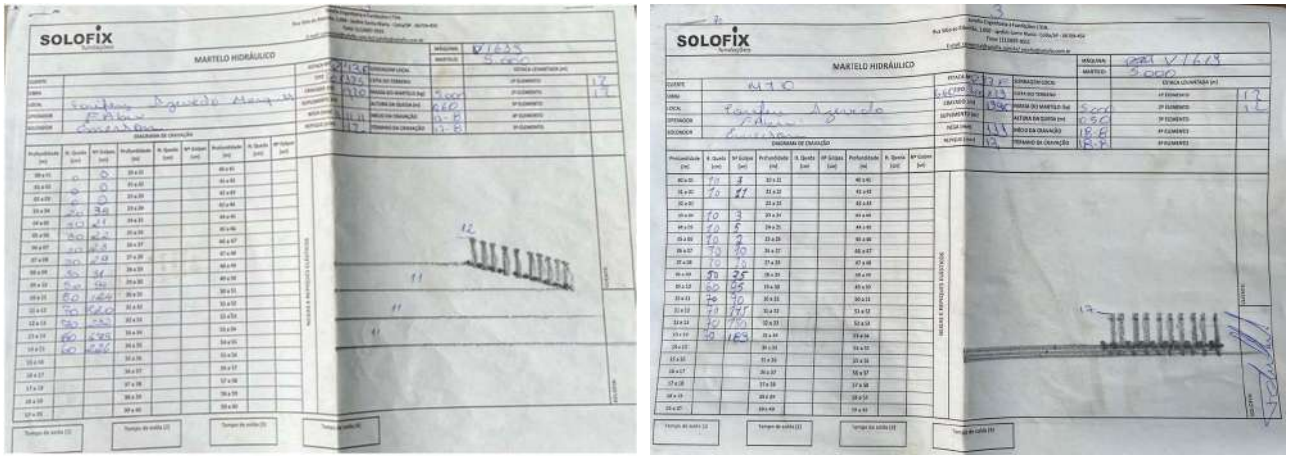


Figura 4 e 5. Boletim de cravação da estaca HP 310x125 (PCE-02) Grau 50 e da estaca HP 310x79 (PCE-03) Grau 60.

Tabela 1. Resumo dos dados das estacas e cravação

Ensaio	Nº da Estaca	Tipo estaca	Seção [cm]	Comprimento Cravado (m)	Tipo de Carregamento	Nega final de cravação (mm)	Repique elástico no final da cravação (mm)
PCE-02	ET.02	Perfil metálico	HP 310 X 125 (GRAU 50)	14,20	Lento	11	12
PCE-03	ET.03	Perfil metálico	HP 310 X 79 (GRAU 60)	13,90	Lento	1	17

As provas de carga foram conduzidas seguindo os preceitos da NBR 16903:2020. Nestas estacas foram instalados sensores resistivos (*strain gages*) em profundidade para a verificação das parcelas de carga correspondentes ao atrito lateral e ponta, por meio da instalação de dois níveis de instrumentação, com dois sensores em cada, sendo um deles de topo (referência) e o outro 0,50 m da ponta.

O sistema de carregamento adotado foi convencional, pelo topo com transferência por vigas metálicas e ancoradas ao solo através de reações provisórias no sistema SAP, cujos elementos resistentes à tração consistiram em estacas helicoidais. A Figura 4 apresenta fotos ilustrativas do ensaio e dos sensores utilizados.

Figura 4. A esquerda: montagem da prova de carga utilizando reações no sistema SAP. A direita foto dos sensores resistivos (*strain gages*) utilizados.

Através das provas de carga estática foram produzidas as curvas Carga VS Recalque e Rigidez. A Figura 5 ilustra os resultados obtidos da PCE-02 e a Figura 6 os resultados obtidos da PCE-03.

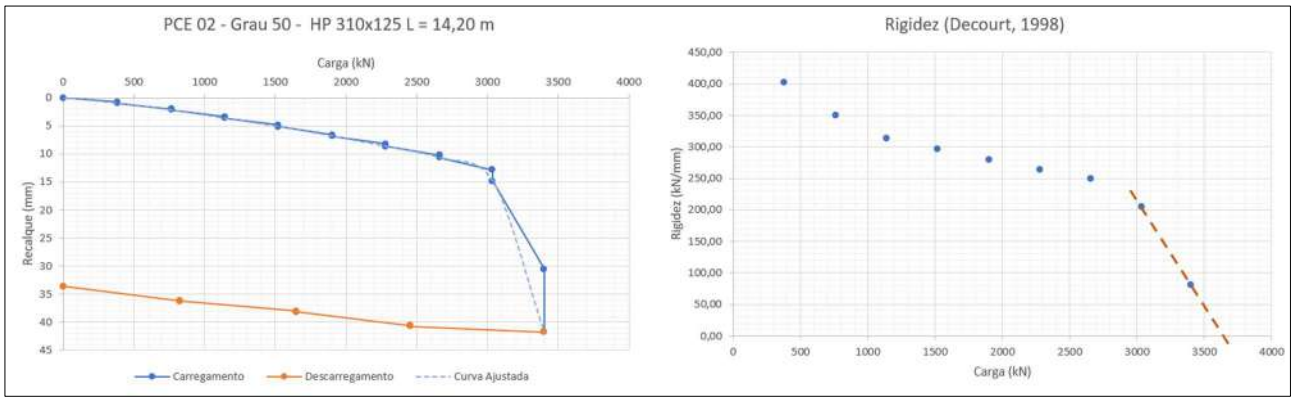


Figura 5. Resultados da PCE-02 – HP 310x125 Grau 50

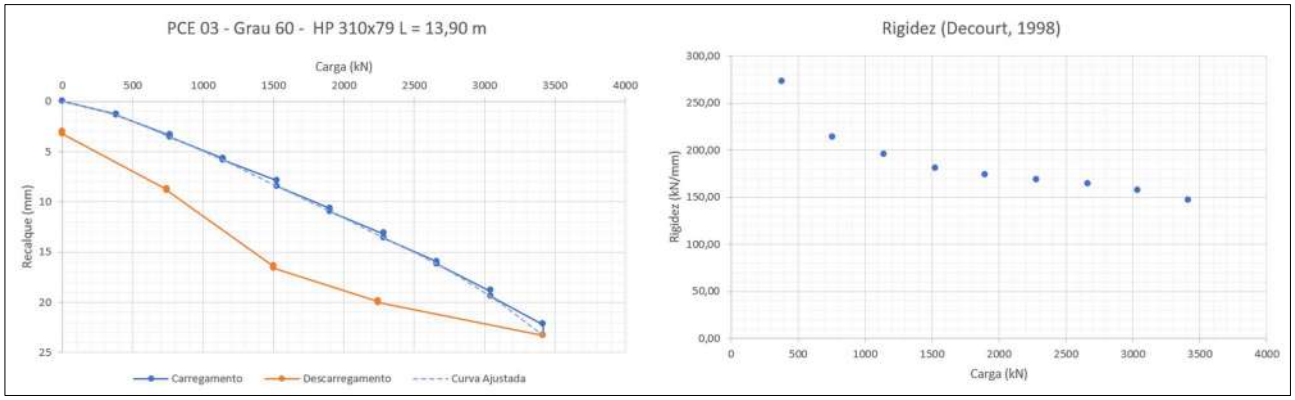


Figura 6. Resultados da PCE-02 – HP 310x79 Grau 60

Alguns fatores ocorridos durante ensaio, não permitiram o avanço da carga da estaca da PCE-03. Durante o carregamento do 9° estágio de carga, foi constatado o escoamento da mesa do perfil, próximo ao cilindro hidráulico. Este fato, aparentemente, evidencia a superação da tensão de escoamento do perfil, na fibra mais solicitada (resultante de flexões acidentais, ocasionadas pelo descasamento, de poucos milímetros, do centro de gravidade do perfil e do centro de gravidade do conjunto hidráulico). A Figura 7 apresenta o aspecto do perfil após a ruptura.

Figura 7. Ruptura estrutural do perfil Grau 60.

3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 Curva Carga VS Recalque

Além do Gráfico de Rigidez, proposto por Decourt (2008), foi aplicado o critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2022) e critério proposto por Terzaghi (1943). Os resultados são apresentados na Figura 8.

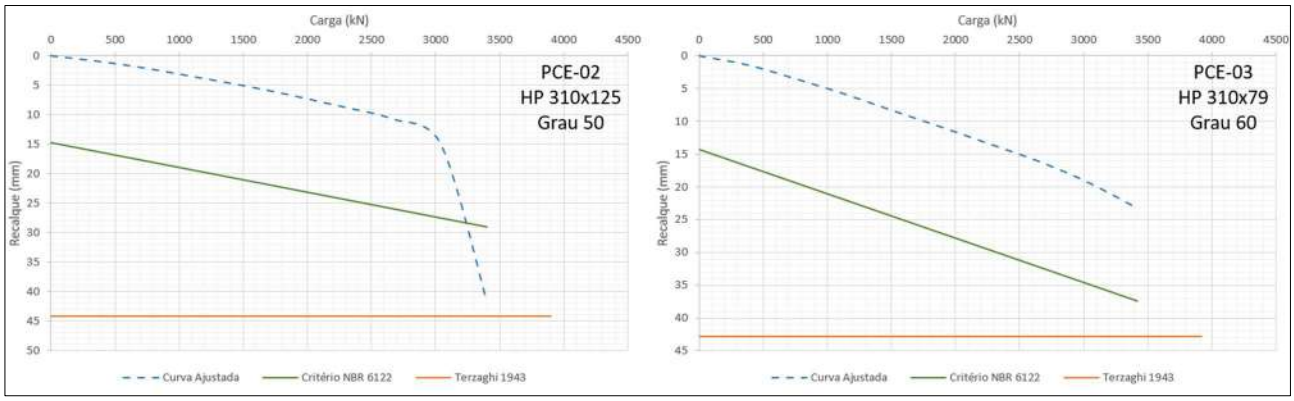


Figura 8. Análise dos resultadas PCEs pelo critério na NBR 6122 (ABNT, 2019) e Terzaghi (1943)

Através dos resultados obtidos é possível afirmar que a PCE-02 rompeu geotecnicamente pelo critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) e que apesar da ruptura estrutural da PCE-03 a mesma teve comportamento, praticamente, elástico. Tal fato é comprovado pela similaridade dos dados obtidos durante o ensaio na PCE-02 com a inclinação da reta criada pelo método da NBR 6122 (ABNT, 2022), onde considera apenas a deformação elástica do elemento de fundação.

Outro ponto importe é que a PCE-02 teve nega de 11 mm, diferentemente da PCE-03 onde a cravação foi paralisada com nega de 1 mm.

Adicionalmente, as cargas últimas de ambas as estacas foram muito próximas, 3.400 kN, porém a diferença de peso por metro entre as bitolas é significativa, chegando em uma redução de 58% do peso por metro de estaca.

3.2 Instrumentação Geotécnica

Através da instalação de sensores resistivos (*strain gages*) na PCE-02 (HP 310x125) foi possível verificar qual a parcela de carga é correspondente a ponta da estaca e a diferença da carga aplicada é atribuída ao atrito lateral. Na Tabela 2 são apresentados os resultados obtidos.

Tabela 2. Resumo dos resultados obtidos através da instrumentação

Ensaio	Sondagem	Carga de ensaio [kN]	Deslocamento		Distribuição de Carga		
			Máximo [mm]	Residual [mm]	Última Carga Analisada (kN)	Atrito total (%)	Ponta (%) *
PCE-02	SP-05	3.426	41,75	33,61	3.258	32%	68%
PCE-03	SP-04	3.428	23,31	3,04	-	-	-

Com os resultados obtidos também foi elaborado um gráfico da distribuição de carga ao longo da profundidade por carregamento. É ilustrado na Figura 9 o gráfico de distribuição de carga da PCE-02.

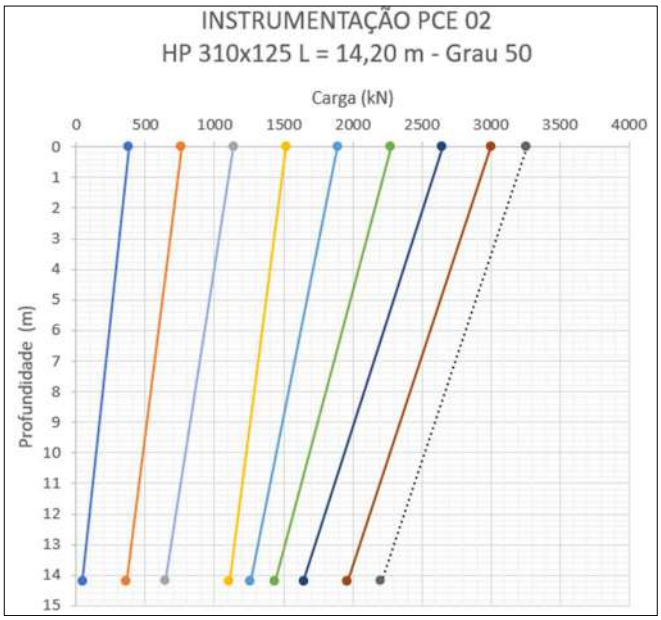


Figura 9. Distribuição de carga por carregamento da PCE-02 (HP 310x125 – Grau 50).

É necessário esclarecer que durante a leitura da última carga de distribuição o sensor instalado na profundidade (0,50 m da ponta da estaca) apresentou um valor inferior ao carregamento anterior, neste caso foi adotado o mesmo intervalo de valor medido no topo da estaca. Esse resultado adotado está destacado com linha tracejada da Figura 9.

Devido as características geológicas / geotécnicas era esperado que as estacas metálicas trabalhassem predominantemente por ponta e a instrumentação da PCE-02 comprovou essa premissa, onde 68% da carga aplica foi resistida pela ponta da estaca.

3.3 Tensões aplicadas nas estacas metálica

O item 8.6.7 da NBR 6122 (ABNT, 2022) que recomenda que as estacas metálicas devem ser dimensionadas considerando a seção reduzida, ou seja, espessura de sacrifício conforme características geológicas do subsolo local.

De maneira a buscar uma melhor comparação entre os dois ensaios, realizou-se a compatibilização em termos da tensão aplicada, sendo neste caso utilizada, em ambos os casos, a área reduzida com 1 mm de espessura de sacrifício em todas as faces do perfil. Os resultados são apresentados na Figura 10.

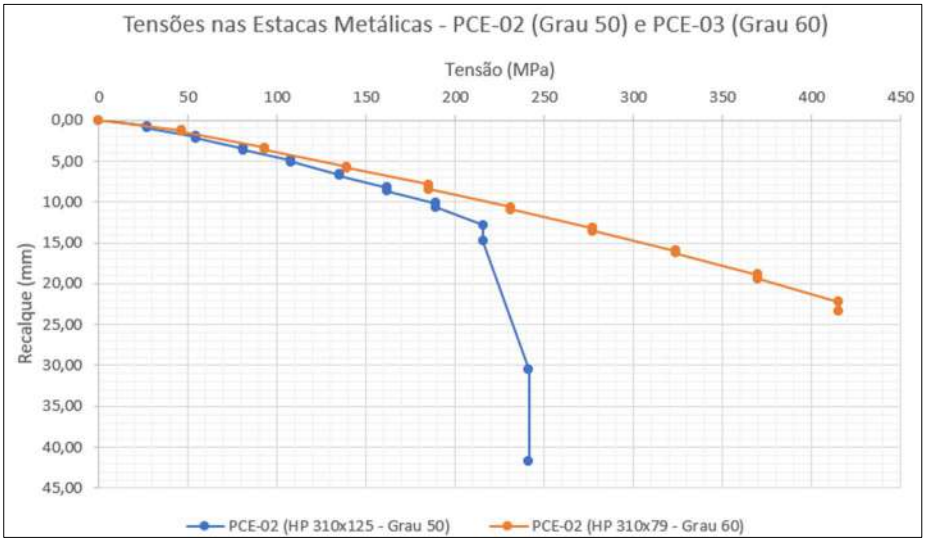


Figura 10. Tensões máximas atingidas nas estacas metálicas durante o ensaio

Para a estaca HP 310x125 (PCE-02), ASTM A-572 Grau 50, a máxima tensão aplicada foi 215 MPa, sendo que o perfil Grau 50 é laminado para uma tensão de até 345 MPa. O limitante de tensão foi a ruptura geotécnica, porém a cravação da estaca foi paralisada com nega de 11 mm, possivelmente com uma nega mais "fechada", < 5mm, a tensão durante o ensaio poderia ter sido maior, consequentemente a carga última dessa estaca.

Para a estaca HP 310x79 (PCE-03), ASTM A-572 Grau 60, a tensão atingida foi a máxima estrutural do perfil, 415 MPa, ocasionado a ruptura estrutural conforme Figura 7.

4 CONCLUSÕES

Este artigo é o pioneiro em estacas metálicas Grau 60, no Brasil, onde foi possível atingir durante a prova de carga estática tensões acima de 400 MPa, considerando espessura de sacrifício de 1 mm conforme a prerrogativa normativa da NBR 6.122 (ABNT, 2022), resultando em um recorde de carga aplicada em uma estaca HP 310x79 de 3.420 kN.

As estacas metálicas apoiadas em rocha se mostraram uma boa alternativa de solução de fundação, podendo atingir cargas geotécnicas elevadas. Porém, recomenda-se que a cravação se mantenha até atingir nega inferior a 5 mm.

O equipamento utilizado para cravação, assim como os critérios de paralisação das estacas podem influenciar significativamente no desempenho geotécnico. Não é recomendado que sejam utilizados martelos sem ser 100% hidráulicos, com peso inferior a 5 toneladas.

A instrumentação em estacas metálicas é um desafio para os geotécnicos devido ao processo de cravação, que é potencialmente danoso aos sensores instalados. O presente artigo apresentou a aplicação de um novo sensor resistivo tipo *strain gage* (Figura 4), mais robusto, que suportou os esforços de cravação. Ressalta-se que este sensor foi desenvolvido pelos autores, especificamente para esta finalidade, sendo possível capturar as parcelas da resistência da estaca durante o ensaio da PCE-02. O desenvolvimento destes sensores segue e será objeto de futuras publicações. A instrumentação geotécnica realizada na PCE-02, HP 310x125, mostrou que de fato a maior parcela de carga é resistida pela ponta, para subsolos com essas características

Mais provas de carga estáticas, até o limite estrutural ou geotécnico, em Grau 60 são necessários para uma amostragem maior de comprovação do desempenho geotécnico / estrutural. Porém os resultados aqui apresentados são promissores e demonstram um ótimo potencial do uso dessa nova tecnologia aplicada em perfis laminados no grau 60 ASTM A-572, na engenharia de fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022) NBR 6122 *Projeto e execução de fundações profundas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 16930:2020, *Solo – Prova de Carga Estática em Fundação Profunda*, Rio de Janeiro

Açominas - Siderbrás. *Estacas em perfis de aço.* 1 ed. Belo Horizonte: Açominas - Siderbrás, 1981. 83p. (Coletânea Técnica do uso do aço) v. 4.

Cury Filho, D. (2016) *Previsão da Carga de Ruptura de Estacas Metálicas Submetidas a Esforços de Compressão em Solo de Diabásio da Região de Campinas / SP*, Dissertação de Mestrado, UNICAMP, 223p.

Décourt, L. (2008). *Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE, 6, 2008, São Paulo. Anais… São Paulo: ABMS. v. 1. p. 221-245.

Terzaghi, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics*. JOHN WILEY AND SONS, New York, 511p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/346

Prova de Carga Instrumentada a Compressão em Estaca Metálica Helicoidal Monohélice para Mastro de Torres Estaiadas

Thaise da Silva Oliveira Morais
Pós-doutoranda, EESC/USP, São Carlos, Brasil, tsomorais@sc.usp.br

João Manoel Sampaio Mathias dos Santos Filho
Pós-doutorando, EESC/USP, São Carlos, Brasil, jmsmfilho@sc.usp.br

Amanda Regina Foggiato Christoni
Doutoranda, EESC/USP, São Carlos, Brasil, arfchristoni@usp.br

Cristina de Hollanda Cavalvanti Tsuha
Professora, EESC/USP, São Carlos, Brasil, chctsuha@sc.usp.br

Rafael de Barros Aranha Piccolo
Engenheiro, Neoenergia, Campinas, Brasil, rafael.piccolo@neoenergia.com

RESUMO: No Brasil, estacas metálicas helicoidais são majoritariamente utilizadas em obras de linhas de transmissão, resistindo a esforços de tração e/ou compressão, compondo a fundação de torres autoportantes e estaiadas. No caso de torres estaiadas, os esforços de compressão no mastro central são significativos e a prática de projeto nacional têm sido a adoção de fundações convencionais para o mastro e, quando utilizadas, as estacas helicoidais constituem apenas a fundação dos estais. O comportamento de estacas metálicas helicoidais instaladas em solos brasileiros e submetidas à esforços de tração vêm sendo amplamente investigado; todavia, ainda existe uma lacuna no conhecimento acerca do desempenho deste tipo de fundação especial quando submetida a esforços de compressão. Neste contexto, o presente trabalho avalia experimentalmente o desempenho de uma estaca helicoidal monohélice, instalada em perfil de solo tropical brasileiro e submetida à compressão, a partir de ensaio de prova de carga estática instrumentada. Os resultados demonstraram a mobilização gradual das resistências devido ao fuste e à hélice da estaca, permitindo conhecer as influências destas parcelas em relação à resistência total. Os resultados obtidos podem ser referência para estudos avaliativos da aplicabilidade de estacas metálicas helicoidais em casos de obra onde os esforços atuantes são majoritariamente de compressão.

PALAVRAS-CHAVE: Torres estaiadas, Estaca helicoidal, Compressão, Instrumentação.

ABSTRACT: In Brazil, helical piles are mostly used in transmission line works, resisting tensile and/or compression efforts, forming the foundation of self-supporting and guyed towers. In the case of guyed towers, the compression efforts on the central mast are significant and the national design practice has been to adopt conventional foundations for the mast and, when used, helical piles constitute only the foundation of the stays. The behavior of helical piles installed in Brazilian soils and subjected to tensile efforts has been widely investigated; however, there is still a gap in knowledge regarding the performance of this type of special foundation when subjected to compression efforts. In this context, the present work experimentally evaluates the performance of a single-helical pile, installed in a Brazilian tropical soil profile and subjected to compression, based on an instrumented static load test. The results demonstrated the gradual mobilization of resistance due to the shaft and helix of the pile, allowing us to understand the influences of these portions in relation to the total resistance. The results obtained can be a reference for evaluation studies of the applicability of helical metal piles in cases of work where the acting efforts are mainly compression.

KEYWORDS: Guyed towers, Helical pile, Compression, Instrumentation.

1 INTRODUÇÃO

As estacas metálicas helicoidais são de aço, consistindo em uma ou mais hélices soldadas a uma tubo central. As dimensões e o número de hélices variam de acordo com a capacidade de carga definida em projeto para a fundação e com as condições do terreno de implantação. Basicamente, este tipo especial de estaca é "aparafusada" no solo por meio da aplicação de torque via motor hidráulico. Assim, a estaca é penetrada no solo de maneira suave e contínua, com taxa de avanço igual a um passo de hélice por rotação.

Este tipo de fundação especial têm sido usada em todo o mundo, por mais de 170 anos. Entretanto, nos últimos anos o interesse por estacas helicoidais aumentou demasiadamente visto que, devido à sua configuração, tem sido empregada principalmente no suporte de estruturas em que a fundação é submetida a esforços de tração e/ou de compressão (tais como: torres de linhas de transmissão de energia estaiadas e autoportantes, ancoragem de dutos, obras de contenção, postes, cais, reforço de fundações, fundação de painéis de energia solar, etc.). Especificamente no Brasil, o uso dominante de estacas helicoidais é para o suporte de torres de linha de transmissão de energia, tendo aumentado consideravelmente nos últimos 10 anos pelo fato deste tipo de fundação resistir a esforços de tração e de compressão simultaneamente, assim como devido à rapidez no tempo de instalação quando comparada às tradicionais soluções de fundações.

Não menos importante, por as estacas helicoidais serem instaladas via aplicação de torque, resulta em uma fundação que proporciona a possibilidade de que a sua capacidade de carga seja aferida durante a instalação, similarmente ao controle de cravação executado em estacas do tipo cravadas. Assim, por meio do torque de instalação, as estacas helicoidais são menos dependentes da qualidade e quantidade de sondagens para a execução de fundações seguras. No entanto, mesmo com o controle pelo torque, para que se garanta a qualidade da execução e o desempenho destas estacas, até o momento, a prática brasileira é ensaiar 100% das fundações de estais e uma estaca por pé de torre autoportante.

Segundo Paladino (1985) *apud* Milititsky (2019), as torres que compõem as linhas de transmissão de energia elétrica podem ser, basicamente, divididas em autoportantes (de suspensão ou de ancoragem) e estaiadas. As torres estaiadas são compostas de estrutura enrijecida por tirantes ou estais (âncoras), os quais absorvem parte dos esforços horizontais para manter o mastro central da treliça em compressão (e combinada com esforços horizontais), enquanto os estais permanecem tensionados. Ainda, Paladino (1985) *apud* Milititsky (2019) ainda destaca que há diferenças na grandeza das cargas que atuam nas fundações de cada grupo de torre, podendo ser:

- Torres autoportantes: compressão de 150 a 1800 kN; carga horizontal de 10 a 30 kN; tração de 100 a 1600 kN.
- Torres estaiadas: compressão de 300 a 700 kN para mastro central; carga horizontal de 20 a 50 kN para mastro de torres estaiadas; tração de 150 a 300 kN por estai.

Assim, no caso das torres estaiadas, os esforços de compressão no mastro central são significativos e, nos projetos realizados no Brasil, tradicionalmente são adotadas soluções convencionais de fundação para o mastro e, as estacas metálicas helicoidais, quando utilizadas, constituem as fundações dos estais. Como resultado, tem-se que a maior parte das aplicações de estacas metálicas helicoidais no âmbito nacional têm sido para suportar esforços de tração (tirante helicoidal).

Neste contexto, o presente trabalho avalia o desempenho de uma estaca helicoidal com uma hélice (monohélice), instalada em perfil de solo tropical brasileiro e submetida à esforço unicamente de compressão, a partir de ensaio de prova de carga instrumentada. Neste estudo experimental, a estaca helicoidal estudada atende a carga máxima real do mastro central de uma torre do tipo estaiada (Linha de Transmissão de 525 kV).

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para o presente estudo, foi realizado um ensaio de prova de carga estática instrumentada à compressão em estaca metálica helicoidal do tipo monohélice, que foi instalada na área experimetal do P&D Tirantes na cidade de Contagem – MG. A seguir são apresentados os materiais e métodos considerados nesta pesquisa.

2.1 Área de Estudo

Os testes foram realizados no campo experimental do P&D Tirantes na cidade de Contagem, estado de Minas Gerais, região sudeste do Brasil. Nesta região, o subsolo é composto por solos predominantemente residuais, compostos por rochas do tipo ácidas, tais como granitos, gnaisses e migmatitos (SANTOS FILHO et al., 2014).

Em relação à geologia regional onde a área de estudo está inserida, Romano et al., (2009) destaca que a região está localizada dentro do domínio do embasamento meridional do Cráton de São Francisco, sendo marcada pela presença de terrenos gnáissicos migmatíticos, corpos granitóides e a sequência *greenstone belt* do Supergrupo Rio das Velhas. Especificamente em relação a cidade de Contagem – MG e arredores próximos, ocorrem depósitos aluvionares, terraços fluviais e sedimentos recentes variados acumulados na superfície do terreno (ROMANO et al., 2009).

O campo experimental possui área de 126,82 m² e está localizado na Av. General David Sarnoff, 4300, bairro cidade industrial, dentro da área de pátio da empresa Vercon Industrial (filial) (Figura 1). Previamente à instalação das estacas metálicas helicoidais nesta área, foi executada campanha de investigação geotécnica que compreendeu a realização de 03 sondagens de simples reconhecimento do subsolo com medida de SPT (*Standard Penetration Test*) e 02 ensaios de piezocone ou ensaios CPT (*Cone Penetration Test*), sendo estes últimos realizados com ponteira cônica elétrica que foi cravada no terreno com sistema hidráulico. A distribuição espacial dos ensaios SPT e CPTu dentro da área experimental de estudo é apresentada na Figura 1. Os ensaios SPT e CPT foram executados por empresas contratadas no âmbito do projeto P&D em desenvolvimento, sendo realizados segundo as normas brasileiras NBR 6484/2020 (ABNT, 2020) e NBR 12069/1991 (ABNT, 1991), respectivamente, assim como baseados em bibliografias técnicas da área.

Figura 1. Campo experimental do P&D tirantes em Contagem – MG: localização da Vercon Industrial – Filial, com identificação dos ensaios geotécnicos realizados.

Os reultados das investigações geotécnicas executadas indicaram que, até a profundidade média de 25 m, o perfil estratigráfico local é composto por 04 camadas de solo distintas, sendo: argila siltosa marrom (aterro de resistência variável) até aproximadamente 1,80 m; em seguida, ocorre outra camada de argila siltosa vermelha, até 8,60 m em média; após esta profundidade, há uma camada de silte arenoso de cor variegada (vermelho claro e a amarelo) com espessura média de 4,55 m e, por fim, a partir de 12,81 m, ocorre outra camada de silte arenoso de cor variegada. O lençol freático (NA) neste perfil estratigráfico ocorre em aproximadamente 9,5 m de profundidade.

Em relação ao índice à penetração dinânica do amostrador SPT (N_{SPT}), no geral o perfil de solo do campo experimental de Contagem – MG apresenta tendência de crecimento com a profundidade, sendo verificada a mesma constatação nos resultados dos ensaios CPTu. Todavia, considerando a distribuição dos ensaios em planta, as investigações realizadas na direção norte (SP-01 e CPTu-01) apresentaram valores de N_{SPT} superiores aos encontrados no lado oposto (SP-02 e CPTu-02). Ainda, comparado aos resutlados das sondagens SP02 e 03, a SP01 apresentou maior profunidade de investigação.

Entretanto, fazendo uma análise geral das investigações do tipo SPT, os valores de N_{SPT} obtidos variaram de 1 a 16, até a profundidade média de 18 m. Após, houve um aumento importante no número de golpes, que

também foi percebido nos ensaios CPTu. A Figura 2 apresenta o perfil estatigráfico do campo experimental do P&D Tirantes em Contagem-MG, elaborado com base nos ensaios de campo que foram realizados.

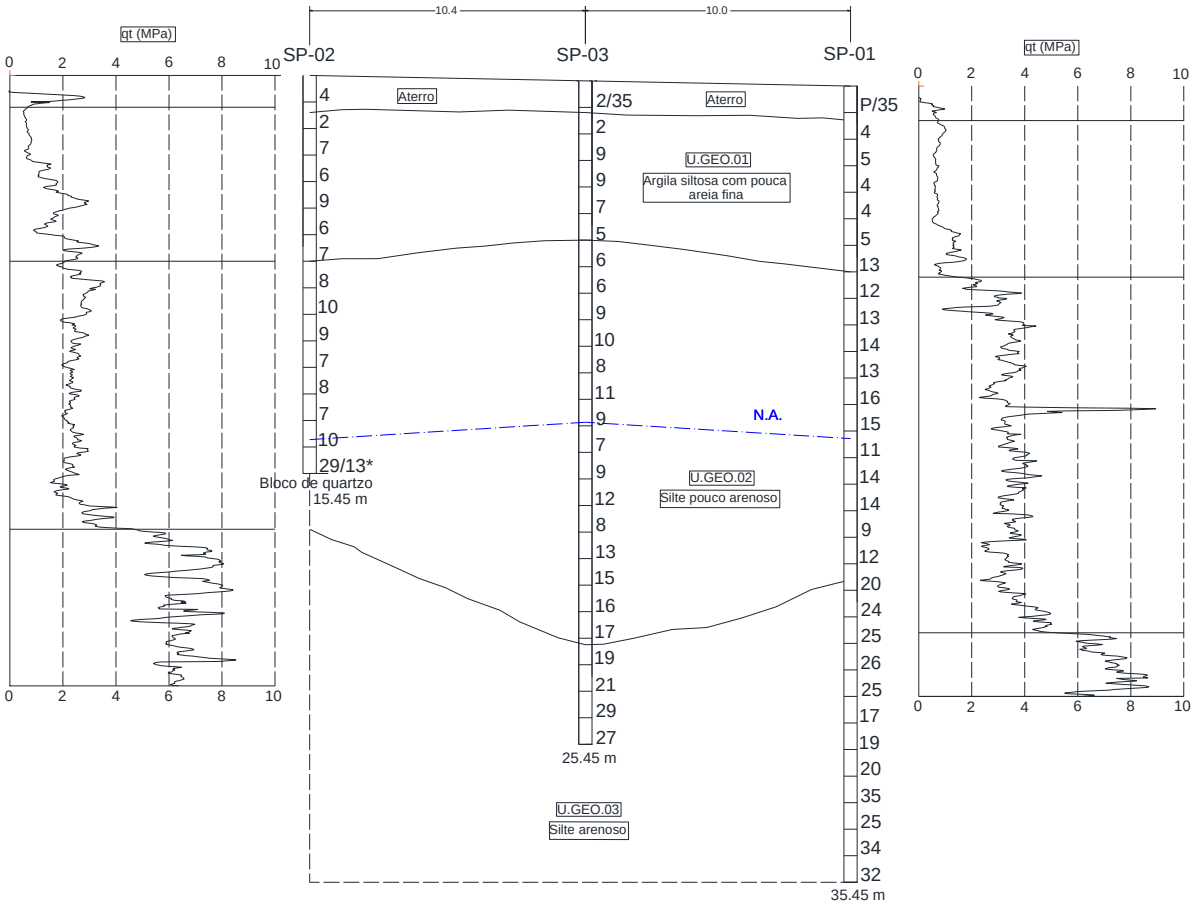


Figura 2. Perfil estatigráfico e resultados dos ensaios SPT e CPTu – campo experimental Contagem – MG.

2.2 Estaca Metálica Helicoidal Monohélice Instrumentada

A estaca helicoidal monohélice utilizada no estudo foi fabricada pela empresa Vercon Industrial LTDA, sendo denominada de EH01. A seção guia da EH01 é composta de tubo de aço do tipo VMB 350 COR (seção 101,6 mm de diâmetro externo e 8,10 mm de espessura de parede – Ø 101,6 x 8,10 mm) e, a única chapa helicoidal presente nessa estaca é de aço CSN COR 500 (seção circular, com 457,2 mm de diâmetro e chapa com 19 mm de espessura). Os tubos que compõe as extensões lisas da estaca ambém são de aço tipo VMB 350 COR, mas diferem da seção guia em espessura de parede (seção 101,6 mm de diâmetro externo e 7,10 mm de espessura de parede – Ø 101,6 x 7,10 mm). As conexões entre seção guia e extensões lisas da estaca foram feitas por meio de ligações do tipo ponta e bolsa aparafusadas com três parafusos M22 x 150 (aço ISO 4016 classe 8.8).

O projeto estrutural da estaca metálica EH01 foi elaborado de forma a garantir a integridade do elemento estrutural de fundação considerando a carga axial máxima prevista para os testes de prova de carga à compressão (330 kN) e as condições de subsolo do campo experimental do P&D Tirantes em Contagem (segurança à torção e flambagem). Ainda, o projeto estrutural da EH01 buscou garantir rigidez suficiente à estaca para avanço em profundidade no perfil de solo da área experimental (maior parede do tubo da seção guia, maior diâmetro e espessura da chapa da única hélice).

Visando verificar as contribuições das parcelas de resistência por atrito no fuste e da hélice no ensaio de prova de carga estática, a estaca EH01 foi intrumentada com sensores elétricos de deformação do tipo *strain gages*. Assim, por ser uma estaca com única hélice, foi previsto no projeto estrutural da fundação uma seção de instrumentação situada a 135 mm do centro da hélice da estaca. A Figura 3 apresenta os detalhes do projeto da seção guia da EH01, com destaque ao posicionamento da seção intrumentada e do arranjo elétrico do tipo ponte completa dos *strain gages*.

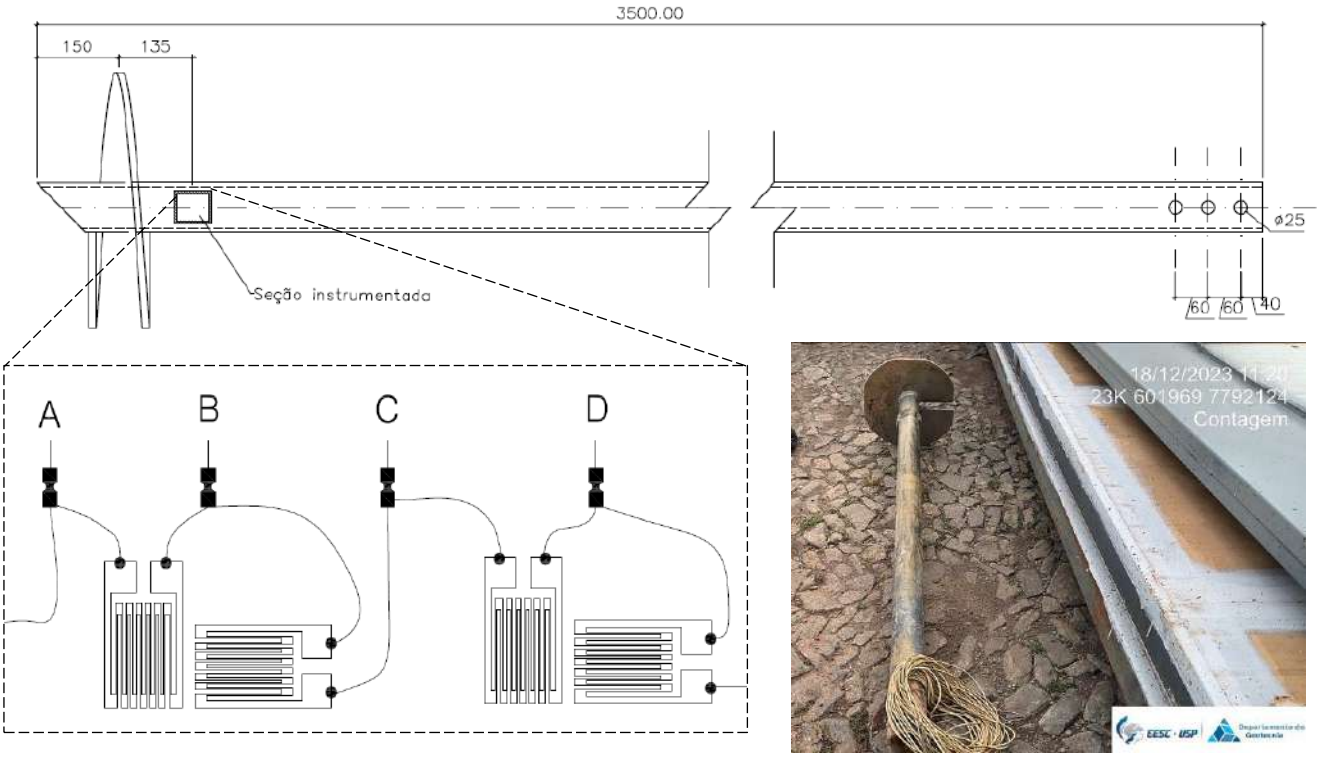


Figura 3. Seção guia da estaca helicoidal monohélice instrumentada (EH01). Medidas em milímetros.

Como apresentado na Figura 3, a instrumentação para medida de deformação específica da seção da estaca baseia-se em extensômetros elétricos de resistência interligados em ponte de Weaststone. Assim, para a medida da deformação ocorrida na seção da estaca e obtenção da força axial correspondente, foram utilizados 02 extensômetros bi-axiais (duas grades de medida a 90º) fabricados pela Excel Sensores Indústria e Comércio Exportação Ltda, modelo PA-06-125TG-350-LEN, com auto-compensação de temperatura para aço e resistência de 350 Ω. Desta forma, foi possível medir as deformações sem a interferência da variação de temperatura e de flexão que possam ocorrer na estaca, devido ao arranjo simétrico dos quatro extensômetros que constituem a ponte (TAKEYA, 2001). Para a aquisição dos dados da seção instrumentada, foi utilizado cabo manga 4 vias (4 x 26 AWG), o qual ascendia à superfície do terreno pelo interior do tubo da estaca, conforme mostra a Figura 4.

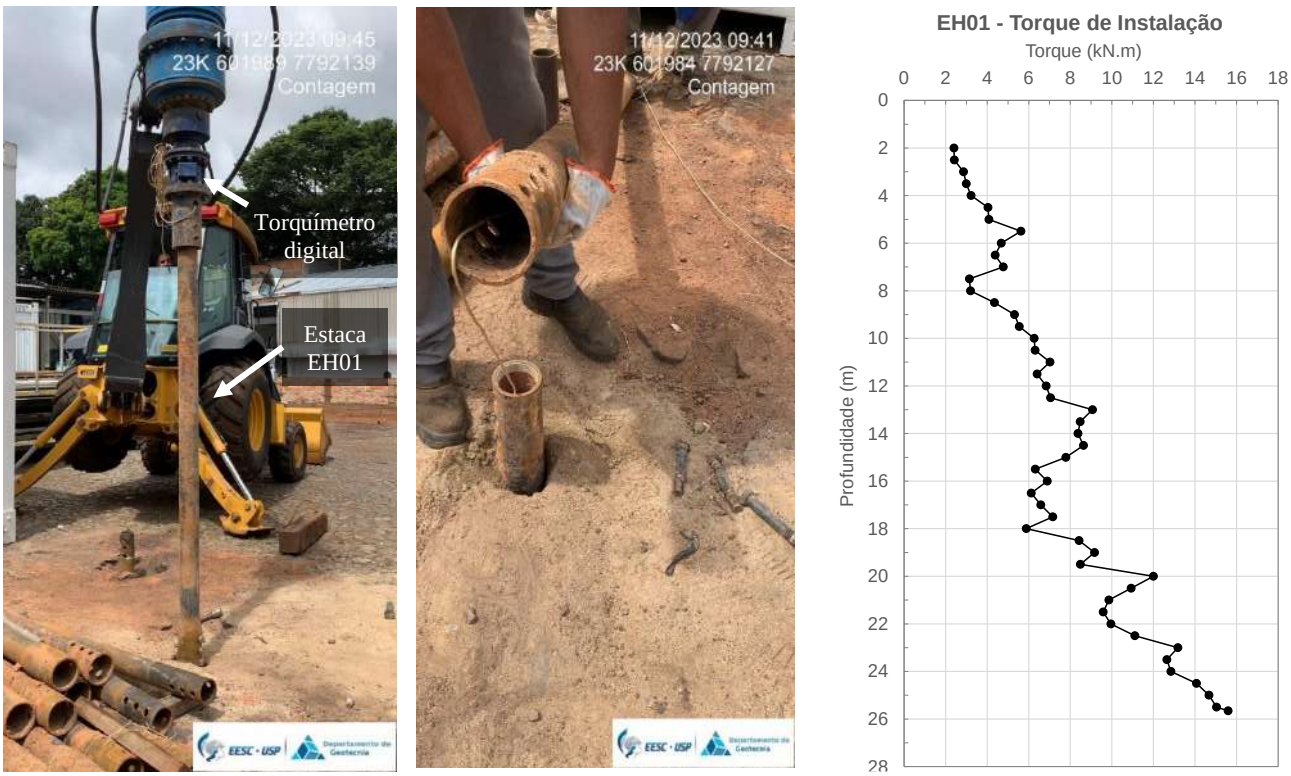
Após a preparação da seção instrumentada da EH01, procedeu-se com a execução da calibração a partir da imposição de carga de compressão em estágios de 10 kN até a carga máxima de 200 kN, sendo feita a medida das correspondentes respostas da instrumentação por meio de sistema de aquisição de dados portátil e multicanais modelo PMX da Hottinger Baldwin Messtechnik Gmbh – HBM, que também foi utilizado no ensaio de prova de carga estática deste trabalho.

2.3 Instalação da estaca monohélice e ensaios de prova de carga

A instalação da estaca helicoidal monohélice EH01 no terreno foi realizada pela empresa Vértice Engenharia, ocorrendo sem ângulo (0º grau com a vertical, monitorado via inclinômetro base magnética) e por meio de aplicação de torque na parte superior da seção guia da estaca, utilizando-se conjunto moto-redutor hidráulico acoplado a retroescavadeira (Figura 4a). Durante a instalação, o torque aplicado foi monitorado a partir de torquímetro eletrônico digital, fabricado pela Vértice Engenharia, com capacidade de 27 kN.m e instalação em série com a composição. Ainda nesta etapa, foram feitas marcações com giz a cada 0,50 m ao longo da hastes central (tubo) da estaca, para indicação das profundidades e realização das leituras do torque de instalação (a cada 0,50 m de penetração da estaca no terreno). Detalhes da instalação e o perfil de torque obtido na instalação da estaca instrumentada EH01 são apresentados na Figura 4.

O critério para a parada da instalação da estaca no terreno consistiu no monitoramento do torque de instalação. De acordo com Hoy e Clemence (1989), a definição do fator torque (K_t) para consideração na equação empírica de estimativa da capacidade de carga à tração de estacas helicoidais, o torque final de instalação corresponde ao valor médio de torque (T_M) para a penetração total de um comprimento de estaca

igual a três vezes o diâmetro de sua maior hélice. Portanto, considerndo o diâmetro da única hélice da estaca EH01 (D_h = 18” = 457,2 mm), a penetração total recomendada por Hoy e Clemence (1989) para definição de T_M, neste caso, seria de 1,37 m. Porém, neste trabalho, o comprimento de penetração total considerado para definição de T_M/K_t foi de 1,0 m (menor do que 1,37 m). Assim, a estaca EH01 foi penetrada continuamente no solo até ser observado um torque médio de 15,10 kN.m (Figura 4c), para o atendimento da carga máxima de compressão do projeto da torre estaiada de referência (igual a 330 kN).



(a) (b) (c)

Figura 4. Instalação da estaca EH01 no campo experimental Contagem – MG.

O ensaio de prova de carga realizado foi do tipo rápido, seguindo os procedimentos e recomendações da norma NBR 16903/2020 (ABNT/2020), com estágios de carregamento sucessivos de duração de 5 minutos (permitido para fundações de torres de linhas de transmissão) e sendo realizadas as respectivas leituras dos deslocamentos ocorridos na cabeça da estaca, independentemente da ocorrência de estabilização dos deslocamentos no estágio. No ensaio realizado foi aplicada carga de ajuste, correspondendo a 10% da carga máxima prevista para o ensaio (33 kN), não sendo medidos os deslocamentos das estacas até atingir este carregamento inicial. Assim, após atingida a carga de ajuste no ensaio, procedeu-se então com o posicionamento dos relógios comparadores e as leituras de deslocamento nos estágios de carga seguintes.

O sistema de reação consistiu em viga metálica, sendo utilizadas 3 estacas metálicas helicoidais como reação e o carregamento foi imposto a partir de cilindro hidráulico ENERPAC (macaco) conectato a motor hidráulico (bomba). Os deslocamentos ocorridos na estaca foram medidos a partir de relógios comparadores Mitutoyo de 50 x 0,01 mm posicionados diametralmente opostos e para aferição do carregamento aplicado foi utilizada célula de carga HBM com capacidade de 2 MN. A aquisição dos dados da instrumentação da estaca e de carga ao longo do ensaio foi feita com o uso do sistema de aquisição PMX da HBM, como já mencionado.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 5a apresenta o curva carga *versus* deslocamento obtida na prova de carga a compressão realizada na EH01. O ensaio foi realizado em dois ciclos de imposição de carregamento, ambos com 10 estágios de incremento de carga e 5 estágios de descarregamento, até a carga máxima de 330 kN (carga considerada neste trabalho como a máxima de compressão para a torre estaiada avaliada). Ainda, convencionalizou-se que cargas e deslocamentos de compressão, seriam representados como positivos.

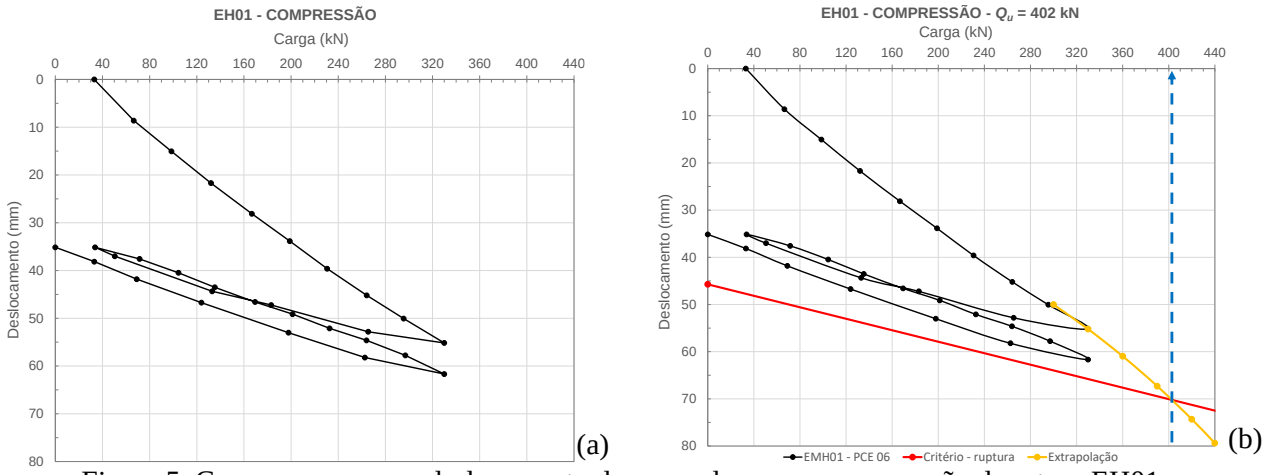


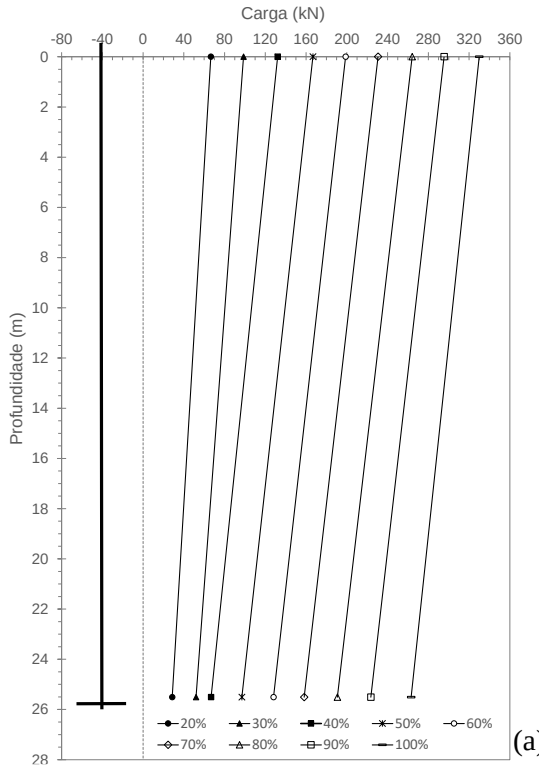
Figura 5. Curva carga *versus* deslocamento da prova de carga a compressão da estaca EH01.

Considerando o que Santos Filho (2019) menciona sobre os critérios para definição de Q_u por meio de ensaios de prova de carga em estacas helicoidais, o critério estabelecido no AC 358 (ICCES, 2012) (Equação 01) foi o adotado neste trabalho. Assim, considerando que o comprimento instalado da EH01 foi de 25,65 m (T_M = 15,10 kN.m) e a carga máxima de 330 kN, o valor de deslocamento (Δ) para atender ao critério de capacidade de carga do AC 358 (ICCES, 2012) seria de 65,80 mm.

$$\Delta = 10\%D_{m,h} + \frac{Q \times L}{E \times A} \quad (1)$$

Onde: Δ – deslocamento calculado (mm), $D_{m,h}$ – diâmetro médio das hélices (mm), Q – carga (N); L – comprimento da estaca instalado no terreno (mm); E – módulo de elasticidade do material da estaca (MPa) e A – área da seção transversal da haste central da estaca (área de aço, em mm²).

Assim, observa-se pelo resultado da Figura 5a que, para primeiro ciclo de carregamento do ensaio, o deslocamento foi de 55,16 mm, inferior ao que define Q_u. Assim, procedeu-se com a análise apresentada na Figura 5b, para definição da capacidade de carga, sendo encontrado então como Q_u = 402 kN. Portanto, com o resultado de Q_u e de T_M, obtem-se um fator K_t = 26,62 m^{-1}.



Carga Axial (kN)		Carga axial (kN)		Contribuição (%)	
		Hélice	Fuste	Hélice	Fuste
20%	66,52	28,62	37,90	43%	57%
30%	98,56	52,01	46,55	53%	47%
40%	132,06	66,79	65,27	51%	49%
50%	166,7	96,93	69,77	58%	42%
60%	198,87	128,09	70,78	64%	36%
70%	230,59	158,06	72,53	69%	31%
80%	264,18	190,76	73,42	72%	28%
90%	295,47	223,54	71,93	76%	24%
100%	329,96	263,08	66,88	80%	20%

(b)

Figura 6. Prova de carga estática instrumentada a compressão na EH01: a) gráfico de transferência de carga e b) quadro com as resistências mobilizadas na estaca monohélice.

A Figura 6 apresenta os resultados de transferência de carga durante o ensaio de prova de carga à compressão na EH01. Observa-se que devido à configuração estrutural da estaca monohélice, a contribuição da hélice na resistência da estaca é significativa, chegando a corresponder a 80% da carga total máxima. Todavia, em relação à contribuição da parcela de atrito desenvolvida ao longo da composição lisa da estaca (tubo), nota-se que ocorreu o decréscimo com o aumento da carga solicitante. Assim, foi verificado que a hélice é majoritariamente responsável pelo suporte da carga total e que, no caso de estacas monohélice, ocorre a menor perturbação do solo durante a instalação (tanto o solo atravessado pela estaca ao longo de seu comprimento, como o solo de parada da hélice), contribuindo para a não degradação da resistência. Ainda, as tensões normais atuantes na hélice variaram de 0,2 a 1,6 Mpa. Neste contexto, as magnitudes das tensões transferidas ao solo devem ser consideradas no dimensionamento estrutural de estacas helicoidais monohélice, de modo a definir a geometria da monohélice compatibilizando resistência (flexão e cisalhamento) e custos.

4 CONCLUSÕES

O comportamento à compressão de uma estaca metálica helicoidal monohélice instalada em perfil de solo residual, predominantemente silto-arenoso e com ocorrência de lençol freático, foi avaliado por meio de ensaio de prova estática instrumentada. Os resultados demonstram a importante contribuição da hélice na capacidade portante final da estaca, apesar de existir certa contribuição do atrito lateral desenvolvido ao longo do fuste. A carga última obtida experimentalmentede foi aproximadamente 22% superior à carga última de projeto, tendo ocorrido um recalque de aproximadamente 55 mm (aceitável, considerando a carga última de projeto). Ademais, os resultados enfatizam a importância da continuidade desta investigação, visando contribuir com a validação da aplicabilidade de estacas metálicas helicoidais não apenas como fundação dos estais de torres estaiadas, mas também como fundação de mastro central.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao grupo Neoenergia e ao Programa de P&D da ANEEL (Projeto PD-07284-0002/2020), pelo financiamento do projeto de pesquisa em andamento e concessão das bolsas de Pós-doutorado e Doutorado. Ainda, agradecem à empresa Vercon Industrial LTDA (Eng. Roberto Dolabella), pela disponibilização da área em Contagem – MG para implantação de um dos campos de testes do P&D Tirantes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1991). NBR 12069. *Solo – Ensaio de Penetração de Cone in Situ (CPT)*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo – Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Solo – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Hoyt, R. M. e Clemance, S. P. (1989). Uplift capacity of helical anchors in soil. In: 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, V. 2, pp. 1019 – 1022.

ICCES (2012). AC 358: *Acceptance Criteria fo Helical Foundation Systems and Devices*. International Code Council Evaluation Service, Inc., 23 p.

Milititsky, J. (2019). Fundações de torres: Aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicações. São Paulo: Oficina de Textos, 201, 239 p.

Romano, A. W., Araujo, J. C. S.; Knauer, L. G.; Paiva, C. T. (2009) Geologia e recursos minerais da folha contagem SE.23-Z-C-V, Estado de Minas Gerais, escala 1:100.000. Ministério de Minas e Energia, Secretaria de Geologia, Mineração e Transformação Mineral, Serviço Geológico do Brasil – CPRM, Superintendência Regional de Belo Horizonte e Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG. Belo Horizonte – MG, 87 p.

Santos Filho, J. M. S. M. (2019). *Análise do Comportamento de Fundações por Estacas Helicoidais com Injeção de Calda de Cimento*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de são Paulo, Departamento de Geotecnia, São Carlos – SP, Brasil, 171 p.

Santos Filho, J. M. S. M., Morais, T. S. O, Tsuha, C. H. C. (2014). A New Experimental Procedure to Investigate the Torque Correlation Factor of Helical Anchors. Eletronic Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 1, 351 – 364, 2014.

Takeya, T. (2001). Análise experimental de estruturas (Notas de aula). Universidade de são Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, 50 p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/347

Prova de Carga Prévia em Estacas Hélice Contínua Longas – Caso de Obra

Luciana Martinez Borba Rocha - ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, luciana@zfsolos.com.br

Wanderley Perez Junior - ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, wanderley@zfsolos.com.br

Guilherme Silva Baracho - ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, guilherme@zfsolos.com.br

Celso Nogueira Correa - ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, celso@zfsolos.com.br

Frederico Fernando Falconi - ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, fred@zfsolos.com.br

RESUMO: Trata-se de uma abordagem prática para elaboração do projeto de fundação de 4 edifícios com 14 pavimentos na região de Sinop - MT. Foram executadas três campanhas de sondagens que apresentaram resultados diferentes. Foram utilizados os critérios estabelecidos por Teixeira A.H.(1993) e Rocha H.(2011) para definir a de melhor confiabilidade. Além disso, os métodos usuais e consagrados para cálculo de capacidade de carga apresentaram resultados sem viabilidade econômica para o empreendimento. Foram utilizados, o estudo apresentado por Romanini A. (2019) e provas de carga estáticas prévias para aferir os resultados. Fica evidente a necessidade de validar qualquer método de cálculo para um perfil geotécnico diferente da região estudada pelo autor.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas Helice Continua, Prova de Carga Estatica, Capacidade de Carga.

ABSTRACT: This is a practical approach for preparing the foundation design for four 14 floors buildings in Sinop - MT region. The boring logs of three different companies presented very discrepant results and the criteria established by Teixeira A.H. (1993) and Rocha H. (2011) were used to define the one with the best reliability. Furthermore, the usual and established methods for estimated the load capacity presented results without economic feasibility. The study presented by Romanini A. (2019) was used and previous static load tests were carried out to assess the results. It´s important and necessary to valid a semi empirical method to estimate the load capacity for a geotechnical profile different from the region studied by the author.

KEYWORDS: CFA Piles, Static Load Test, Load Capacity.

1 INTRODUÇÃO

O perfil geotécnico da região de Sinop é composto por solos sedimentares, da era cenozoica , do período terciário, com a presença de areias siltosas fofas a pouco compactas, com passagens de argilas siltosas mole a media, da Bacia Alto Xingu, da formação Ronuro, sedimento pouco consolidado, representado por areia, silte argiloso, coerentes com os obtidos nos ensaios de SPT.

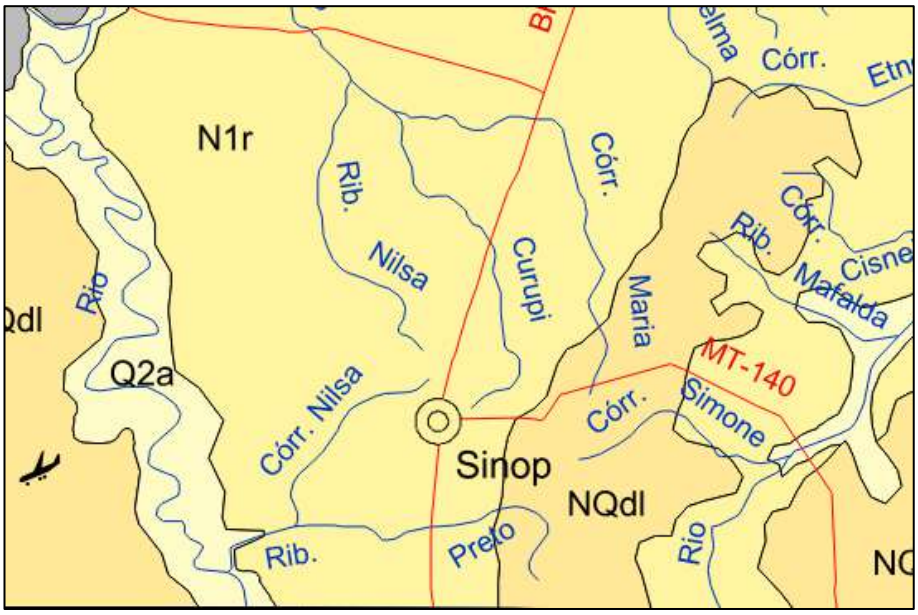


Figura 1- Mapa Geologico do Alto Xingu

2 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO E ESTUDOS REALIZADOS

Para viabilidade do projeto de fundações do referido empreendimento, foram estudadas soluções em estacas pre moldadas de concreto ou metalicas , estacas escavadas com auxilio de fluido estabilizante e estacas hélice contínua. A solução de estaca hélice, com diâmetros de 50 a 70 cm e profundidade de 30 m, foi a de melhor viabilidade técnica e econômica, apesar da limitação do equipamento disponível para a região.
Foram executadas 3 campanhas de sondagens a percussão, com 2 empresas diferentes, resumidas na campanha 3, cujos resultados apresentaram algumas divergências.

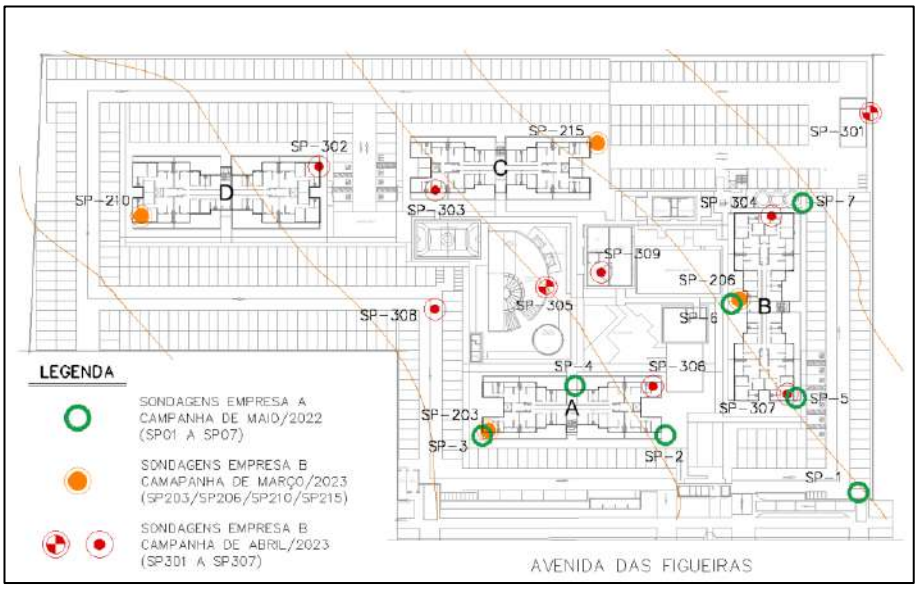
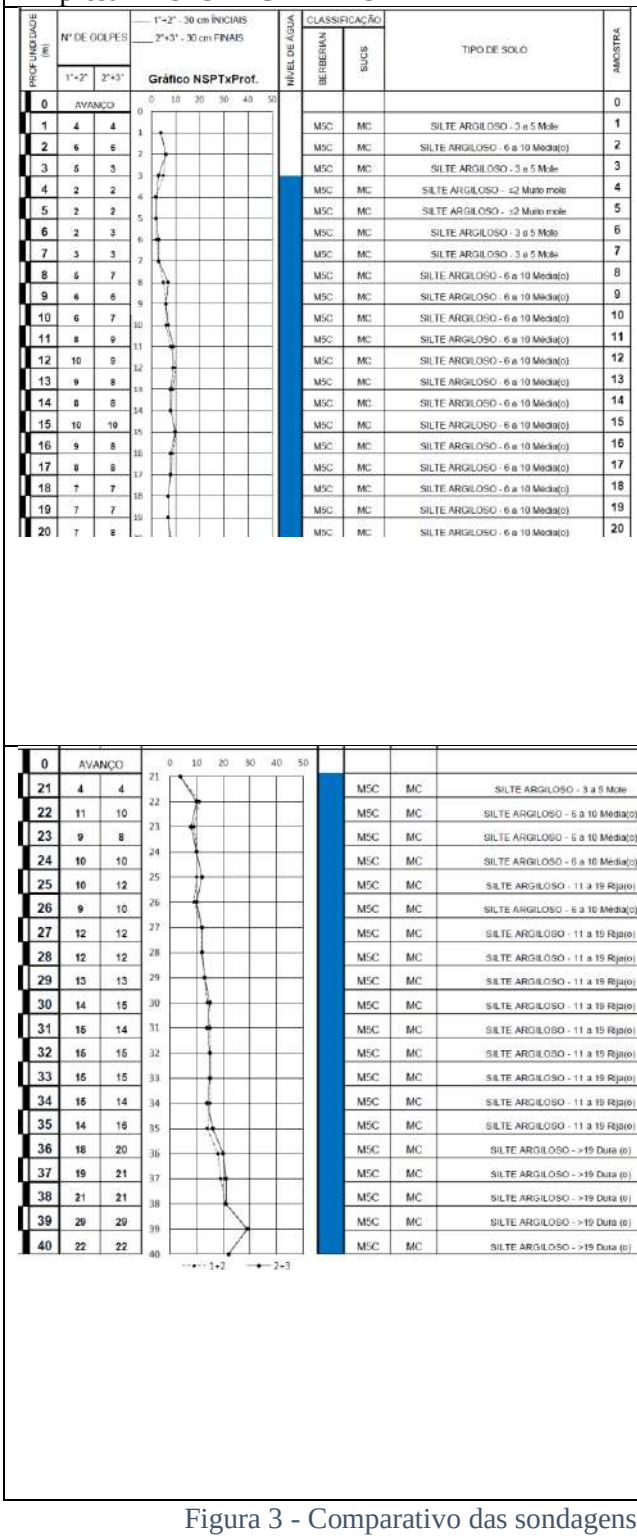


Figura 2 – Locação das Sondagens

Empresa 1 - SP3 - PCE 1 - TORRE A



Empresa 2 - SP203 - PCE 1 - TORRE A

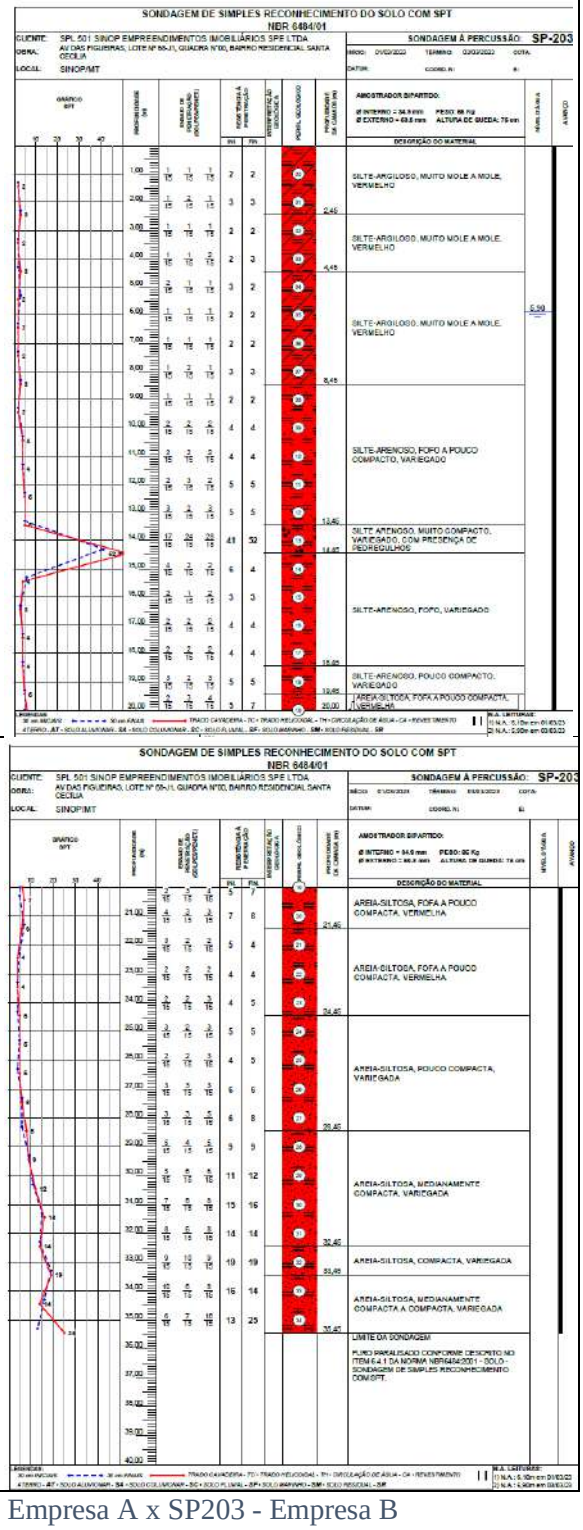


Figura 3 - Comparativo das sondagens SP3 - Empresa A x SP203 - Empresa B

Criterio Comparativo	SP03-Empresa A	SP203-Empresa B	Diferença Atrito PL-A/B
Somatorio de SPT	221	143	54%
Carga Ruptura Metodo Alonso KN	PL=1469 PP=405 PR=1874	PL=951 PP=545 PR=1496	54%
Davi Cabral	PL=1214 PP=550 PR=1764	PL=974 PP=687 PR=1662	24,6%
Decourt Quaresma	PL=1627 PP=165 PR=1791	PL=1053 PP=329 PR=1382	54,5%
Expectativa do projeto - Ruptura Com FS =1,6 (prova de carga previa)	PL=1000 PR=1600	PL=1000 PR=1600	

Tabela 1 - TORRE A – PCE 1- SP03x SP203 - Resumo comparativo dos resultados das sondagens e calculos de capacidade de carga pelos Metodos Alonso x Davi Cabral- **estaca de 60 cm**

Criterio Comparativo	SP06-Empresa A	SP206-Empresa B	Diferença A/B
Somatorio de SPT	237	145	63%
Carga Ruptura Metodo Alonso KN	PL=1576 PP=405 PR= 1981	PL=964 PP=358 PR=1323	63%
Davi Cabral	PL=1302 PP=537 PR=1839	PL=988 PP=524 PR=1511	31,8%
Decourt Quaresma	PL=1711 PP=160 PR=1871	PL=1047 PP=251 PR=1298	63%
Expectativa do projeto - Ruptura Com FS =1,6 (prova de carga previa)	PL=1000 PR=1600	PL=1000 PR=1600	

Tabela 2 - TORRE B – PCE 2- SP06x SP206 - Resumo comparativo dos resultados das sondagens e calculos de capacidade de carga pelos Metodos Alonso x Davi Cabral - **estaca de 60 cm**

Em função dos resultados dos ensaios , para efeito qualitativo ,

Criterio Comparativo	**SP203 PCE1 - Torre A**	**SP206 PCE2 - Torre B**	**SP215 PCE3 - Torre C**	**SP210 PCE4 - Torre D**
Somatorio de SPT	143	145	151	156
Carga Ruptura Metodo Alonso KN	PL=951 PP=545 PR=1496	PL=964 PP=358 PR=1323	PL=1004 PP=398 PR= 1402	PL=1242 PP=633 PR= 1875
Davi Cabral	PL=974 PP=687 PR=1662	PL=988 PP=524 PR=1511	PL=1091 PP=589 PR= 1680	PL=1317 PP=942 PR= 2259
Decourt Quaresma	PL=1053 PP=329 PR=1382	PL=1047 PP=251 PR=1298	PL=1090 PP=321 PR=1411	PL=1126 PP=384 PR=1510

Tabela 3 - Estimativa das cargas de ruptura das estacas ensaiadas pelos métodos de Alonso, David Cabral e decourt Quaresma – **estaca de 60 cm**

Foram aplicados os critérios de aceitação de Teixeira, A.H. e Rocha H. para a segunda campanha, sem resultados consistentes, conforme mostra a figura abaixo, onde a linha tracejada em vermelho seria o aceitável. Ambas as campanhas ficaram abaixo da linha aceitável, indicando de forma mais evidente a necessidade da prova de carga prévia.

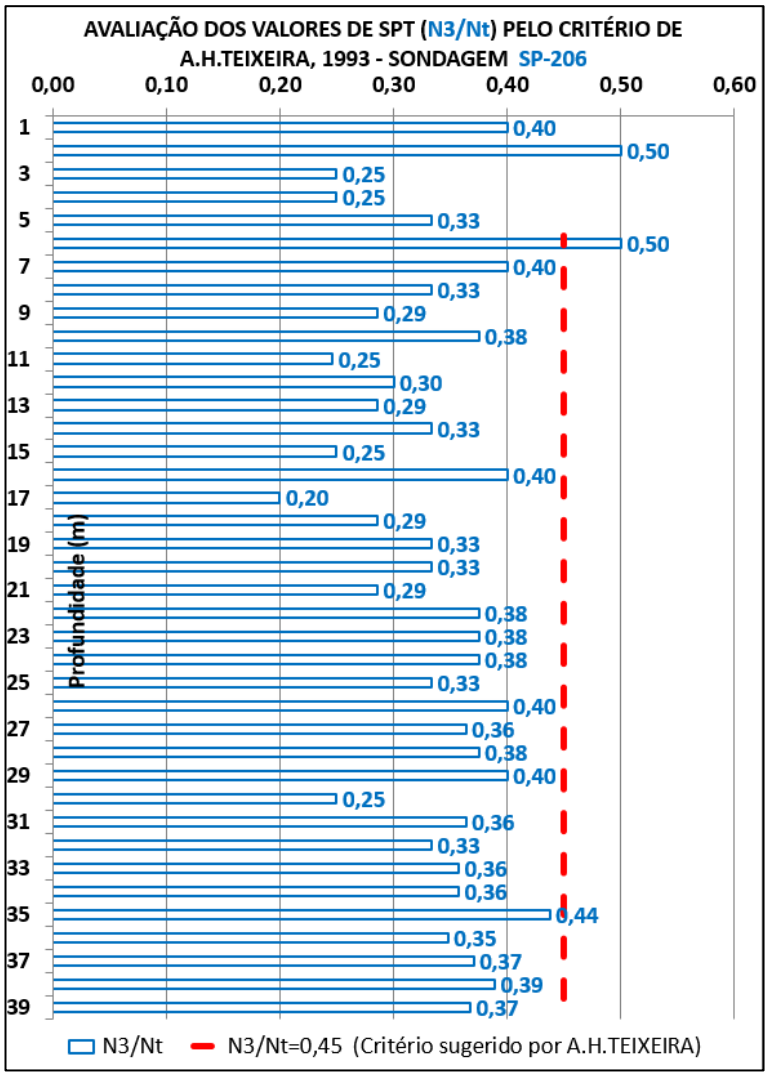


Figura 4 - Critério de Aceitação Teixeira Resumo dos SPT para - SP 206

Como as investigações geotécnicas se mostravam inconclusivas e devido à necessidade de tentar viabilizar o projeto, foi analisada a tese de mestrado de Romanini, A.(2019), que apresenta um estudo de mais 100 sondagens no perímetro urbano de Sinop - MT, além de resultados das provas de carga realizadas na mesma região.

Foram encontradas semelhanças nas sondagens das Edificações A e B, em relação a somatória do SPT, em torno de 124 a 160 golpes para 30 m.

Critério Comparativo	SPT01 Edificação A	SPT02 Edificação A	SPT01 Edificação B	SPT02 Edifificação B	SPT MÉDIO 100 ensaios
Somatório de SPT	147	159	124	126	188

Tabela 4 - Comparativo das somatórias de SPT da obra em questão x banco de dados Romanini

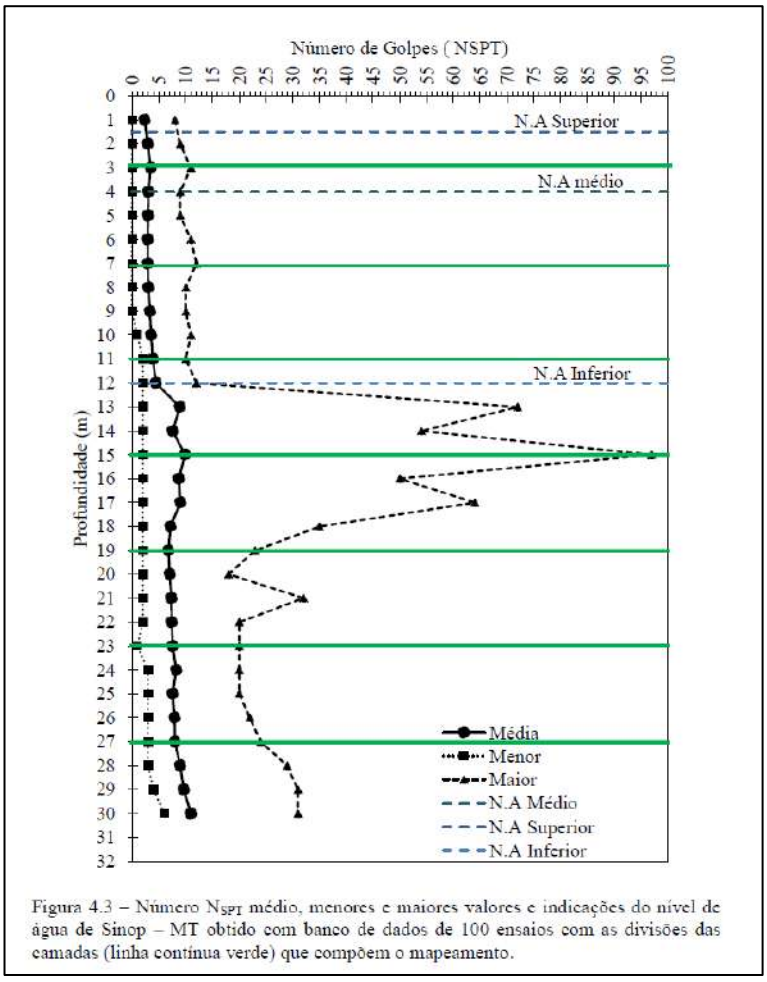


Figura 4.3 – Número N_{SPT} médio, menores e maiores valores e indicações do nível de água de Sinop – MT obtido com banco de dados de 100 ensaios com as divisões das camadas (linha contínua verde) que compõem o mapeamento.

Figura 5 – Banco de Dados das Sondagens - Romanini

Os resultados das sondagens à percussão mostravam solos extremamente incompetentes conduzindo a estacas com comprimentos longos e baixa capacidade de carga. As provas de carga foram fundamentais para a definição da carga de trabalho das estacas.

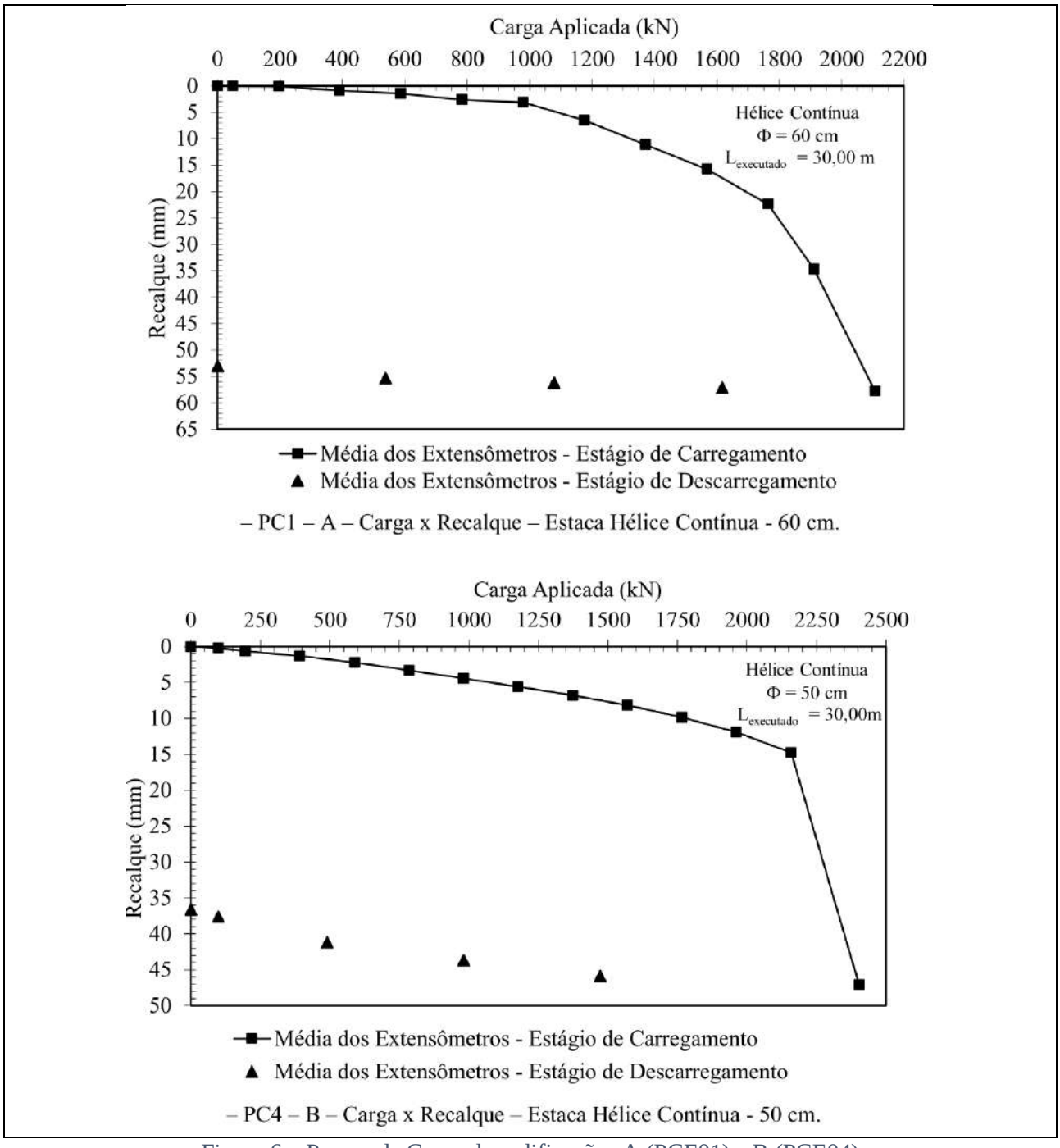


Figura 6 – Provas de Carga das edificações A (PCE01) e B (PCE04)

3 ENSAIOS COMPLEMENTARES REALIZADOS

3.1 Resultados das provas de cargas prévias

A implantação mostrada na Figura 7, indica as locações das provas de carga estáticas prévias e alguns ensaios de carregamento dinâmico.

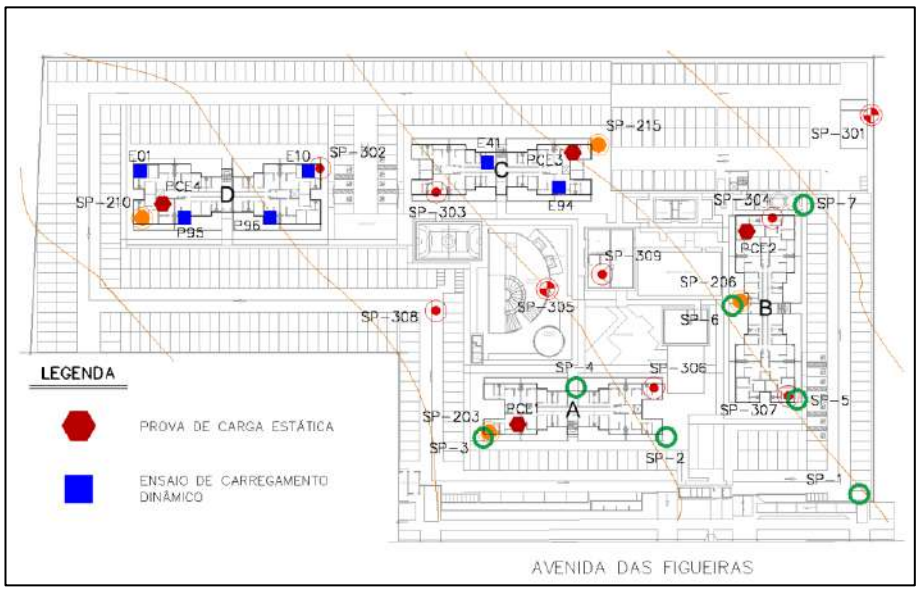


Figura 7 – Croqui de localização das provas de carga

Os resultados das 4 provas de carga prévias são mostrados na figura 8. Nota-se excelente desempenho para as Torres A e B e deslocamentos mais elevados para as demais torres, principalmente na região da Torre C.

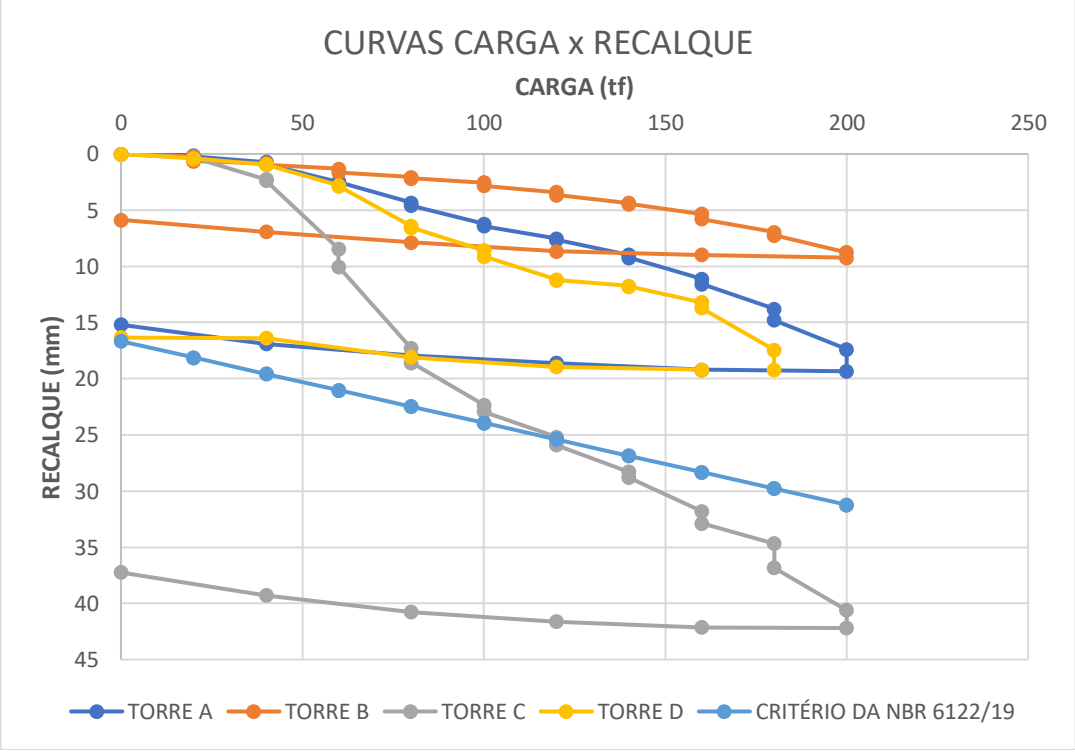


Figura 8 - Resultados das provas de carga estáticas para as Torres A a D – Cargas em KN x Recalques em mm
Estacas com diâmetro 50 cm comprimento de 30 m

Em função dos resultados, foi realizada campanha complementar de ensaios de carregamento dinâmico, para tomada de decisão quanto a carga de trabalho a ser adotada, tendo em vista os recalques elevados na região da Torre C, além de medidas residuais.

3.2 Ensaios de carregamento dinâmico:

A seguir os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico que foram realizados nas Torres C e D, em complemento às provas de carga estática:

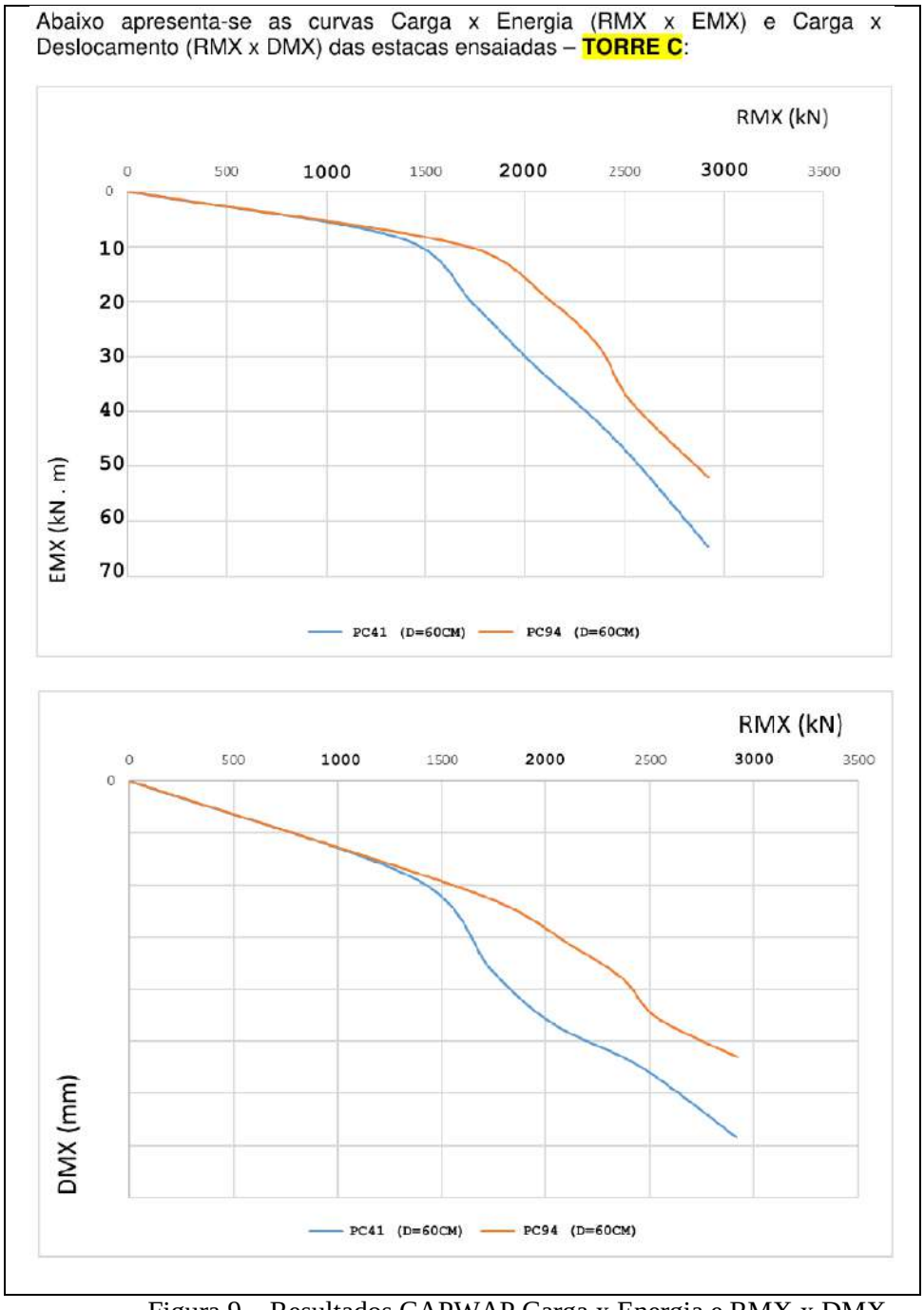


Figura 9 – Resultados CAPWAP Carga x Energia e RMX x DMX da Torre C

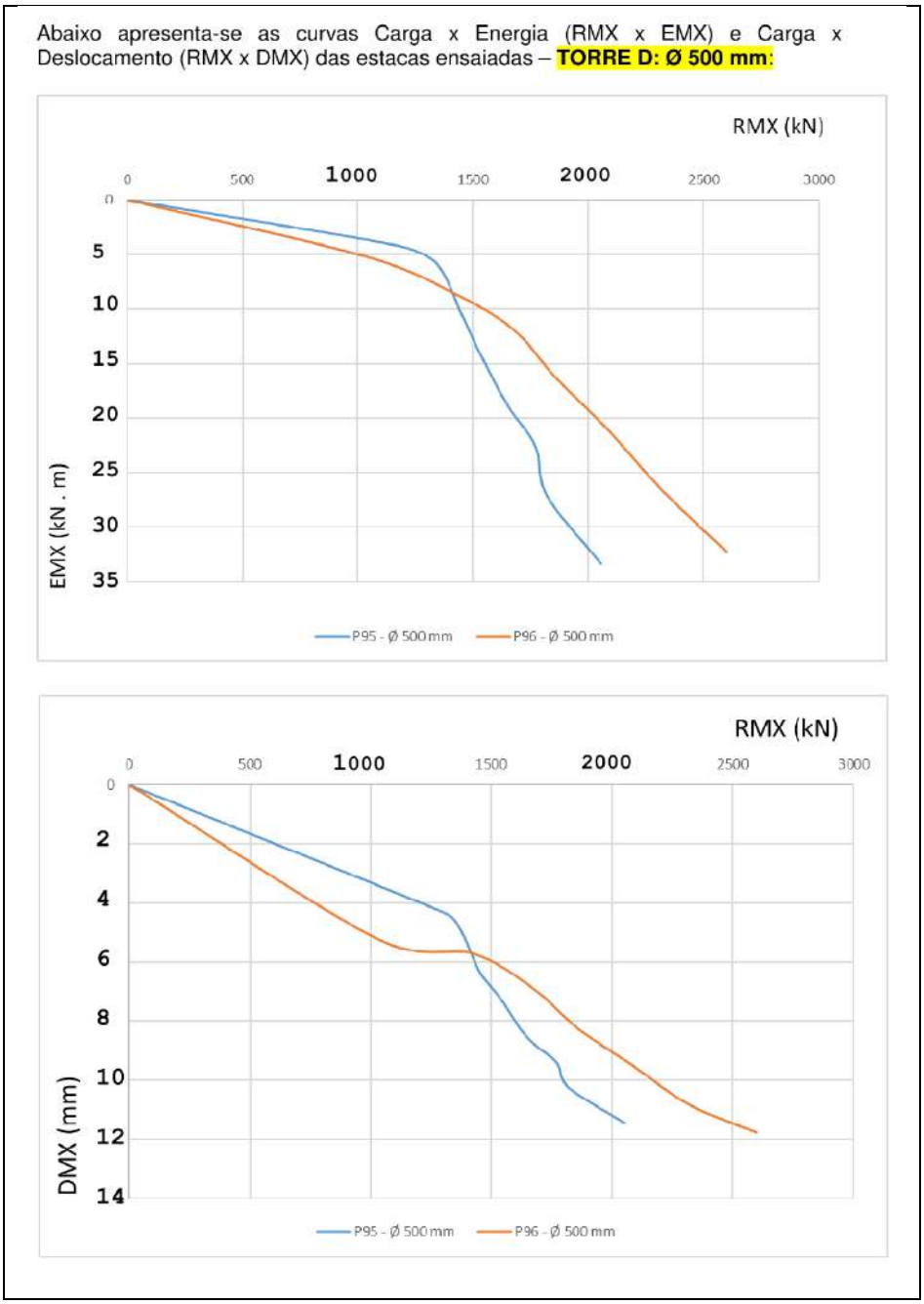


Figura 10 – Resultados CAPWAP Carga x Energia e RMX x DMX da Torre D

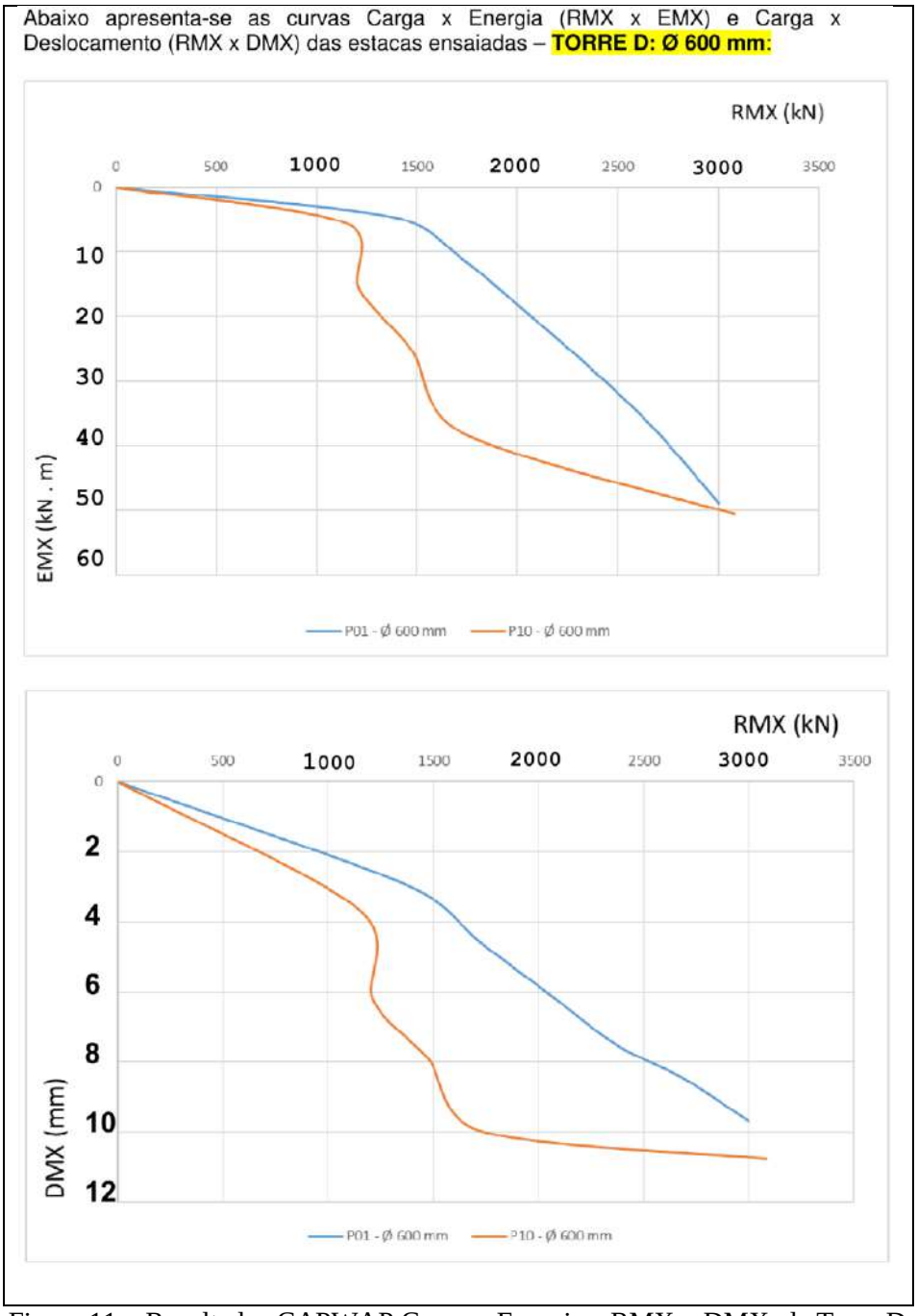


Figura 11 – Resultados CAPWAP Carga x Energia e RMX x DMX da Torre D

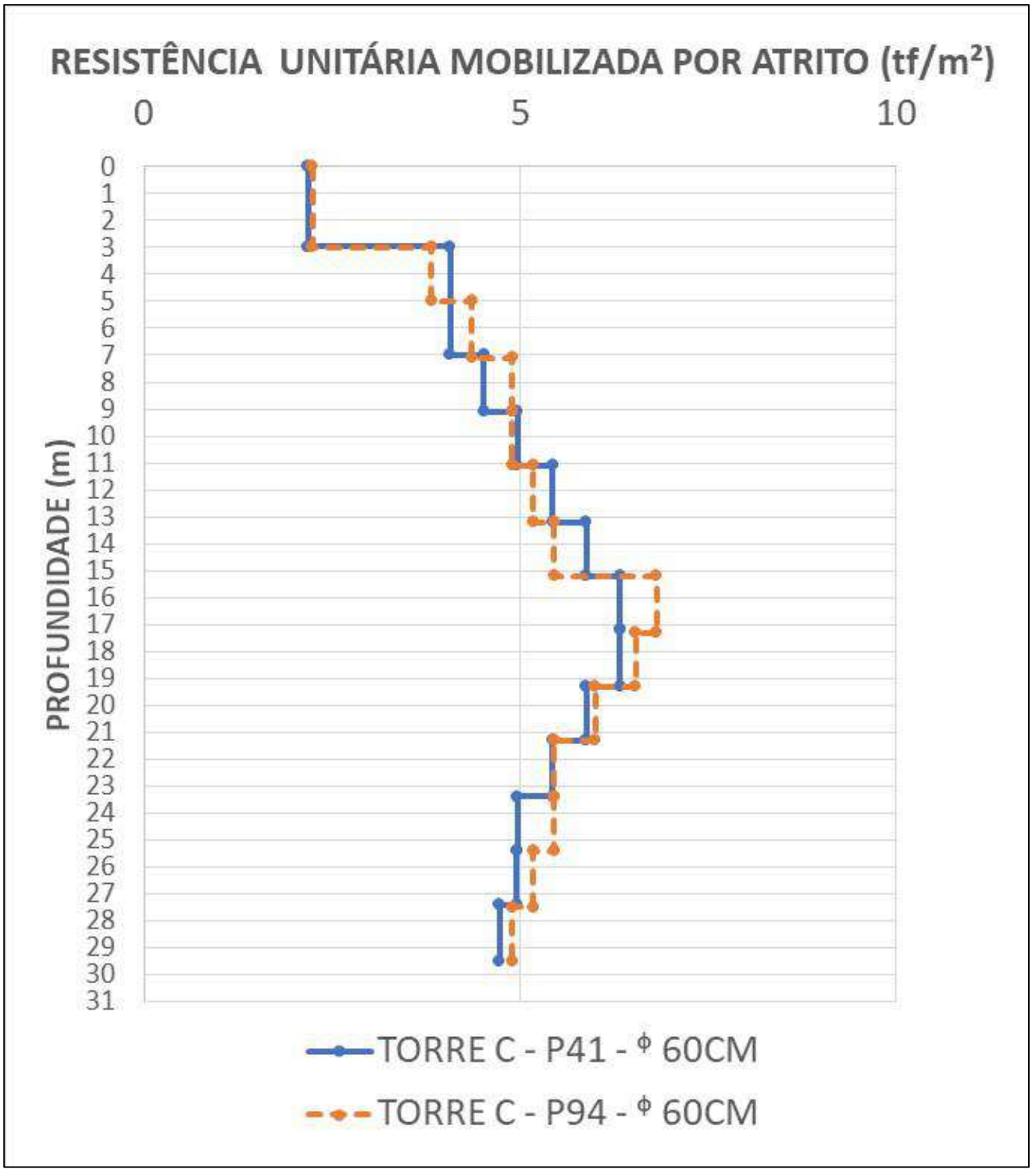


Figura 9 - Resultados obtidos do CAPWAP das resistências unitárias obtidas a partir dos ensaios de Carregamento Dinâmico nas estacas da **Torre C** - 2 estacas Ø 60 cm

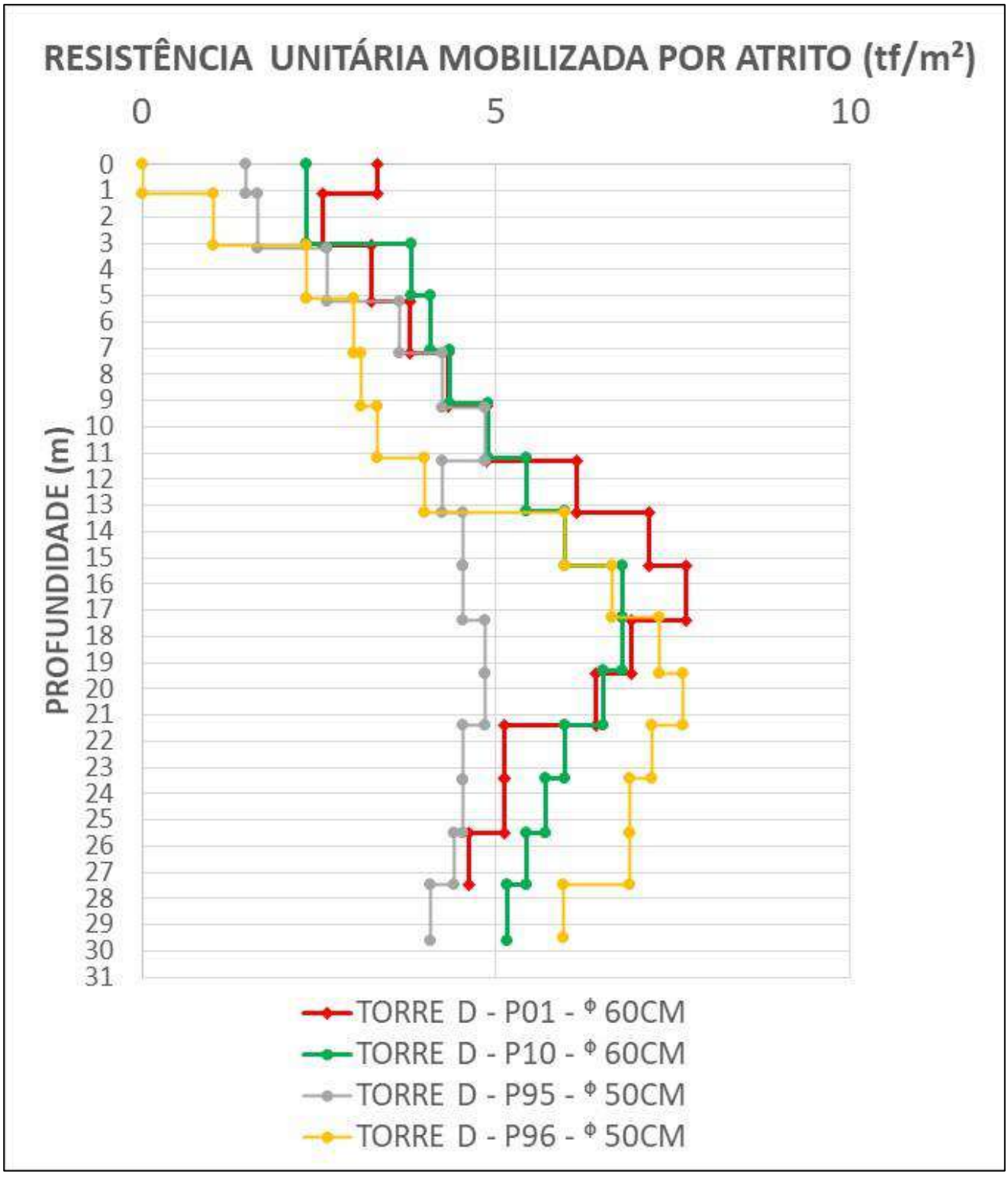


Figura 10 - Resultados CAPWAP das resistências unitárias obtidas a partir dos ensaios de Carregamento Dinâmico nas estacas da Torre D - 2 estacas Ø 50 cm e 2 Ø 60cm – Fonte Fundatest

Nas próximas figuras 14 , 15 e 16 , estão representadas as sobreposições dos resultados das 4 provas de carga prévias conforme a figura 8 e os ensaios de carregamento dinâmico nas respectivas torres (figuras 10 e 11) . Nota-se uma diferença entre as 2 metodologias.
Na Torre C, os diâmetros ensaiados foram diferentes, 50 cm para os ensaios estaticos (PCE -50 cm) e 60 cm para os ensaios dinamicos (PDA -60 cm).

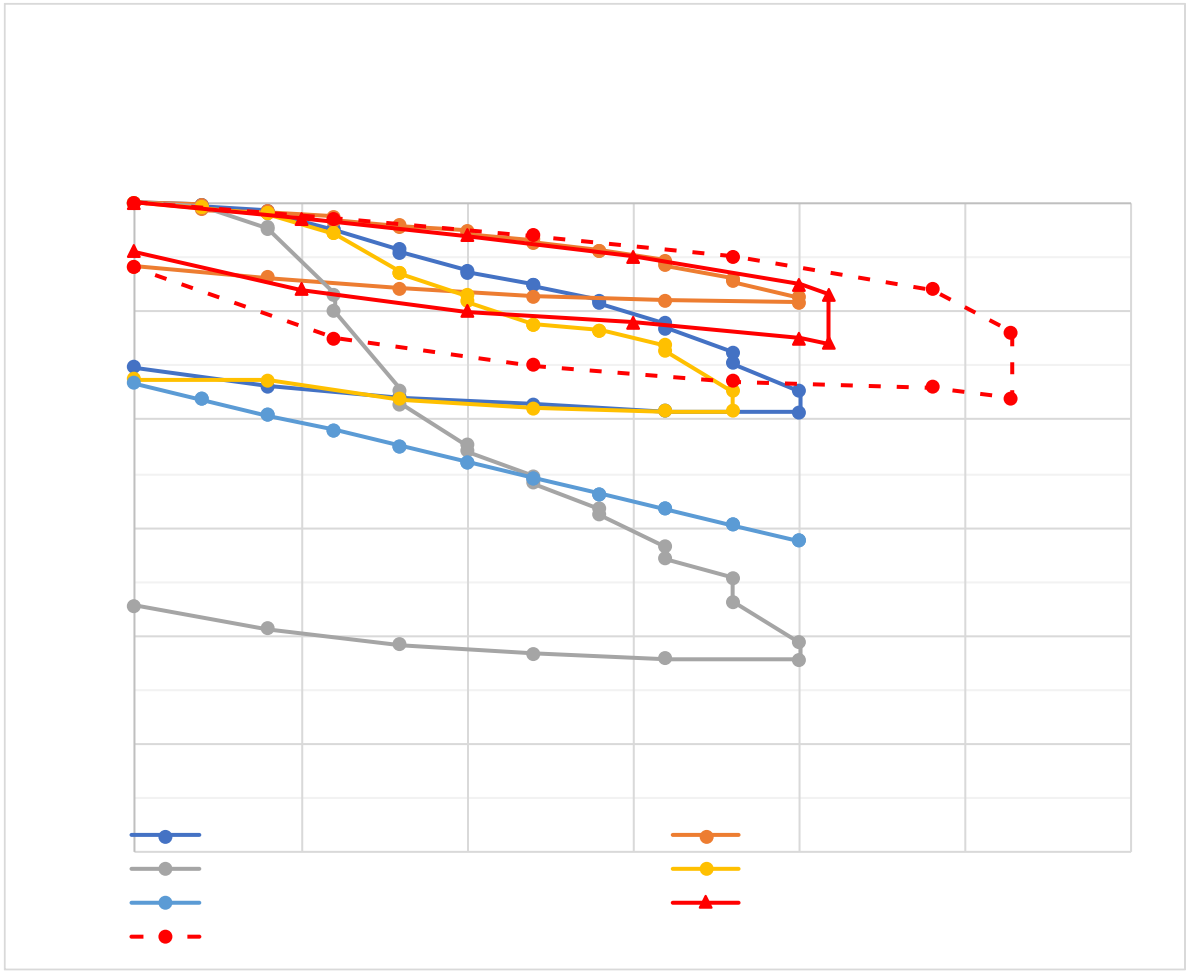


Figura 14- Resultados das provas de carga estáticas para as Torres A a D (PCE – 50 cm) mais PDA -50 cm (TORRE D) –
Cargas em KN x Recalques em mm
Todas Estacas com diâmetro 50 cm comprimento de 30 m

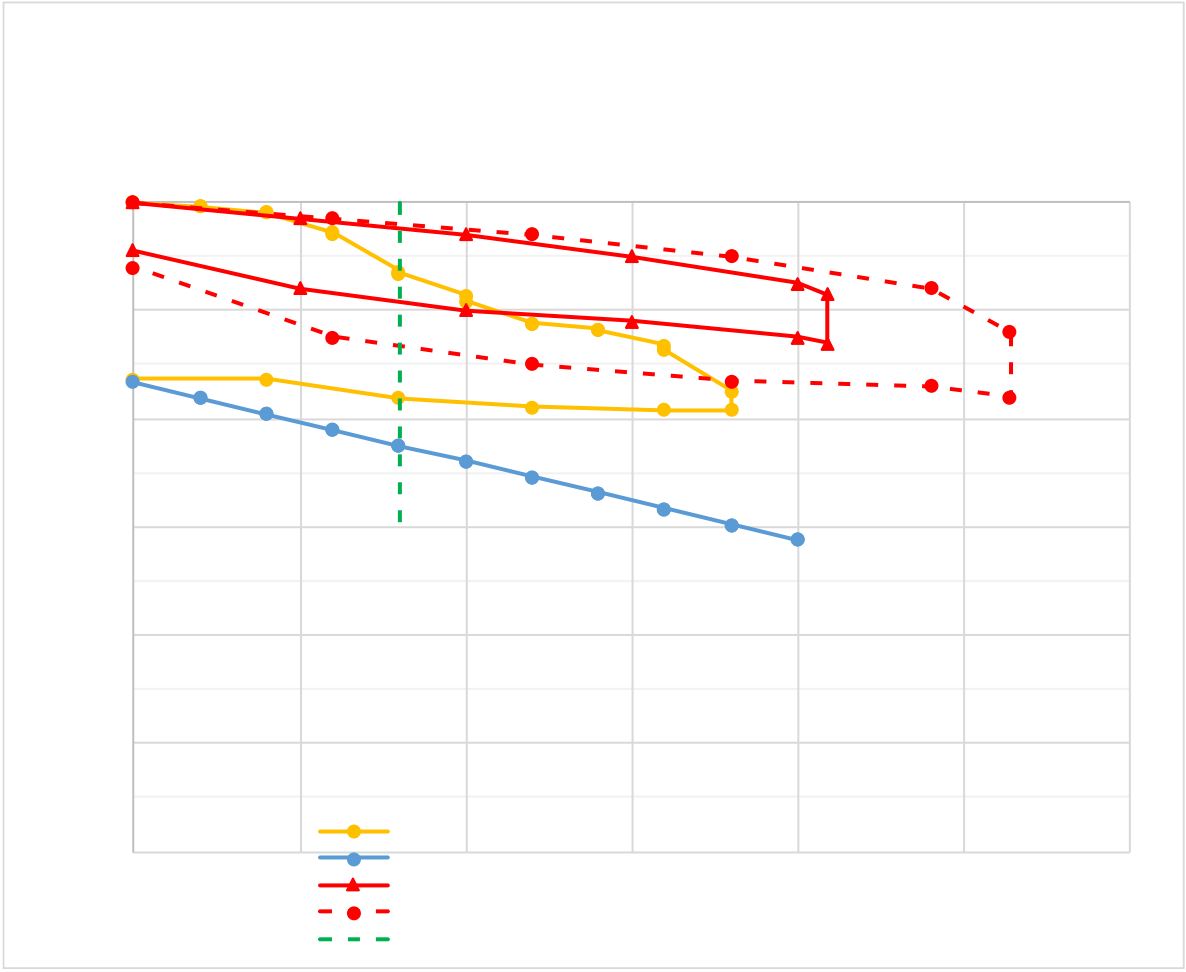


Figura 15- Resultados das provas de carga estáticas para a Torre D (PCE – 50 cm) mais PDA -50 cm
Cargas em KN x Recalques em mm
Todas Estacas com diâmetro 50 cm comprimento de 30 m

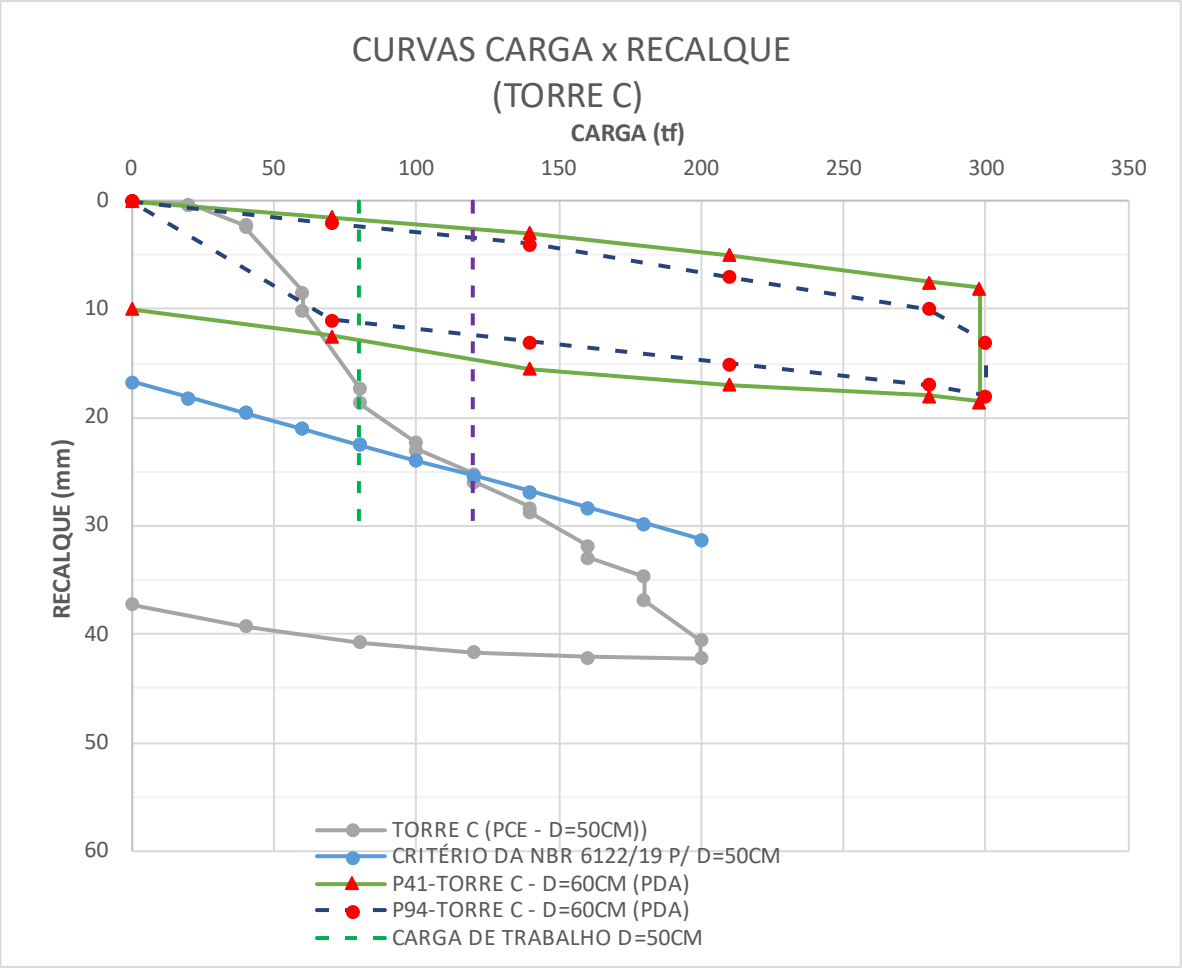


Figura 16- Resultados das provas de carga estáticas para a Torre C (PCE – 50 cm) mais PDA -60 cm
Cargas em KN x Recalques em mm
Estacas com diâmetro 50 cm e 60cm comprimento de 30 m

4. CONCLUSÕES:

Os resultados das provas de carga estáticas atingiram valores muito superiores aos obtidos nos métodos de cálculo de capacidade de carga semi empíricos utilizados, chegando a 200 tf sem indícios de ruptura. Como se esperava em estacas longas, o atrito lateral atingiu 90% da carga mobilizada da estaca nos ensaios de carregamento dinâmico.

O critério utilizado para definição da carga de trabalho foi a limitação das deformações de modo a evitar patologias no edifício de alvenaria estrutural. Atenuar as cargas de trabalho em parte das Torres C e D, foi o melhor caminho para minimizar eventuais recalques diferenciais.

Os resultados obtidos nos ensaios de carregamento dinâmico foram satisfatórios e complementaram as análises.

Para a carga de trabalho adotada são esperados recalques entre 10 a 15 mm e distorção angular máxima de 1/600. Caso utilizasse o critério de ruptura, com fator segurança 1,6 os recalques estimados poderiam atingir de 25 a 40 mm, com a distorção angular podendo chegar a 1/200.

O acompanhamento técnico da obra (ATO), ao lado do dimensionamento correto, é um fator essencial para garantia de sucesso, dadas as dificuldades técnicas superadas durante a execução das estacas.

A experiência local é fator preponderante para economia e viabilidade de empreendimentos. É importante a formação de um banco de dados e métodos observacionais em regiões ainda pouco exploradas e com poucos ensaios geotécnicos, para definir um método de cálculo de capacidade de carga mais aderente ao local, como já observado por vários autores. O controle de recalques previsto agregará mais informações para empreendimentos futuros.

AGRADECIMENTOS

A equipe técnica ZF, parceiros e fornecedores de serviço do empreendimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque , P.J.A ; Garcia , J. R. (2020) Livro Engenharia de Fundações.

Alonso, Urbano Rodriguez (1996) Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. Anais do 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, v. 2, p. 141-151, 1996.

Antunes, W. R.; CABRAL, D. A. Capacidade de carga de estacas hélice contínua. 3º Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia. São Paulo, v. 2, p. 105-109, 1996.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Banco de Dados interno da ZF Engenheiros Associados

Bjerrum, L. Allowable Settlement of structures. European Conference Soil Mechanics Foundation Engineer - Anais. Weisbaden (1963).

Carta Geológica do Brasil ao Milionesimo da CPRM – Serviço Geologico do Brasil.

Décourt, L.; Quaresma Artur R. (1978); Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. V.11, p. 45-53.

Décourt, L. (2008) Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. VI SEFE. Fundações profundas, v. 1, p. 221-245, 2008.

Rocha, H. (2011); Terreno Crítico. Revista Téchene, São Paulo, nº 172, p 30-35, jul/2011.

Romanini, Augusto (2019). Análise geotécnica em estacas hélice contínua no município de Sinop-MT. 2019.

Teixeira, A.H. (1993). Um aperfeiçoamento das sondagens de simples recohecimento a percussão. IN: Solos do Interior de São Paulo, ABMS, Núcleo Regional de são Paulo, São Carlos, Brasil, p 75-93

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/348

Provas de Carga em Placa com e sem Reforço de Geogrelha em Solo com Formação Barreiras em Macaé/R.J.

Gustavo Vaz de Mello Guimarães
Professor, Instituto Politécnico/UFRJ, Macaé, Brasil, guimaraes@macae.ufrj.br

Lucas Marques Pires da Silva
Engenheiro, Benthic, Rio de Janeiro, Brasil, lucas.silva@coc.ufrj.br

Douglas Magno de Mendonça
Engenheiro, Consultor, Macaé, Brasil, douglasmagnom@gmail.com

RESUMO: A pesquisa avalia o ganho de capacidade de carga de uma fundação superficial assentada em solo da formação Barreiras. Através de três provas de carga em placa realizadas em Macaé/Rio de Janeiro, avaliou-se a capacidade de carga do solo natural sem reforço, do solo sem reforço com uma pequena camada de solo compactado e do solo reforçado com geogrelha de polietileno sob uma pequena camada de solo compactado. A curva carga vertical de compressão versus recalque foi analisada nas provas de carga e parâmetros tradicionais para avaliar o ganho de capacidade de carga com reforço também foram analisados. Os resultados mostraram que foi possível melhorar o comportamento da curva carga vs recalque, além de atenuar os recalques com a inclusão do reforço com geogrelha.

PALAVRAS-CHAVE: Provas de Carga, Placas, Reforço, Geogrelha, Formação Barreiras.

ABSTRACT: The research evaluates the load capacity of a shalow foundation in tropical soils. Three Plate load tests were carried out in Macaé/Rio de Janeiro: (i) load test in an unreinforced natural soil; (ii) load test in an unreinforced soil with a small layer of compacted soil; and (iii) load test in a soil reinforced with a polyethylene geogrid under a small layer of compacted soil. The vertical compression load curve versus settlement was analyzed in the load tests. The results showed that it was possible to gain load capacity and reduce settlements with the geogrid reinforcement.

KEYWORDS: Load Tests, Plates, Reinforcement, Geogrid, Tropical Soils.

1 INTRODUÇÃO

Entre as inovadoras soluções geotécnicas utilizadas para contornar limitações do solo, se encontra o uso de geossintéticos. A utilização deste material propicia soluções rápidas, leves, esbeltas, confiáveis e econômicas. Mesmo se mostrando uma alternativa viável, o uso de geossintéticos como reforço de fundações diretas não é prática comum no Brasil. Isto ocorre, provavelmente, pela falta de experiência prática e de casos históricos na região. Visando ampliar este conceito, o objetivo principal deste trabalho é avaliar o ganho de capacidade de carga de uma fundação superficial executada em solo de formação barreira, na umidade natural, na cidade de Macaé, no estado do Rio de Janeiro. Assim, no total, foram realizadas três provas de carga: uma em solo natural; uma em solo compactado e uma em solo compactado com reforço de geogrelha.

2 EFICIÊNCIA DA APLICAÇÃO DO REFORÇO

Segundo Fabrin (1999), os precursores na pesquisa de ganho de capacidade de carga do solo pelo uso de reforço foram Binquet e Lee (1975a, 1975b), seguidos por Akinmusuru e Akinbolade (1981). Em ambos os trabalhos, os autores analisaram a influência de diferentes variáveis, tais como: número de camadas de reforço; espaçamento entre as camadas de reforço e a rigidez do solo.

A proporção de melhora da capacidade de carga de solos com a aplicação de reforço pode ser expressa de forma não dimensional como uma taxa de capacidade de carga, que é por definição a razão da capacidade

de carga de um solo reforçado para o mesmo solo sem ser reforçado. Essa taxa de capacidade de carga é denominada em inglês de "Bearing Capacity Ratio – BCR".

O valor de BCR é especifico para cada conjunto de fundação, tipo de solo e geossintético utilizado como reforço. A magnitude do valor BCR depende de parâmetros que levam em consideração o comprimento da camada de reforço, a distância entre as camadas de reforço, a distância da cota de assentamento e a primeira camada de reforço, a distância até a última camada de reforço e o menor lado da fundação retangular.

A figura 1 mostra uma fundação rígida de lado transversal B com carregamento distribuído e os parâmetros considerados nas análises.

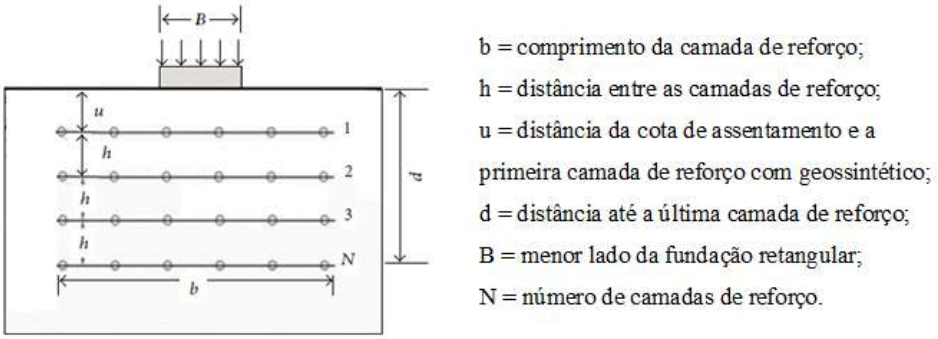


Figura 1. Fundação retangular assente em solo reforçado com geossintético.

Para ajudar a expressar e comparar resultados do ganho de capacidade de carga do solo, utiliza-se de outros parâmetros além do BCR.

A taxa de redução de recalque (Settlement reduction ratio – SRR) por definição é a porcentagem de redução do recalque do solo reforçado em relação ao solo não reforçado para uma determinada carga aplicada e é calculado pela equação 1.

$$SRR = \frac{s_0 - s_r}{s_0} \times 100 \qquad (1)$$

Onde:
S_0 = recalque do solo não reforçado;
S_r = recalque do solo reforçado.

O fator de melhora (Improvement Factor – IF) é definido como a razão da tensão aplicada a um solo reforçado em relação a tensão aplicada a um solo não reforçado. Por definição os IF's são calculados para os valores de recalques normalizados (s/B) pré-determinados: 5%, 10%, 15%, 20%, 25% e 30%. Vale destacar que os recalques são normalizados em relação ao menor lado da fundação (B).

De uma forma geral os estudos conduzidos por Binquet e Lee (1975a, 1975b) e Akinmusuru e Akinbolade (1981) demostraram um aumento da capacidade de carga última do solo reforçado de duas a quatro vezes a capacidade de carga do solo sem reforço.

3 CAMPO EXPERIMENTAL

O campo experimental está localizado no terreno da cidade universitária em Macaé, no estado do Rio de Janeiro. O solo do local foi classificado por como formação Barreiras por Brêda (2012).

Diversos ensaios de carcaterização e sondagens a percussão já foram realizadas no local. Silva (2019) apresenta resultados de ensaios de adensamento, cisalhamento direto, sondagens a percussão e peso especifico natural (Hilf). A umidade natural do solo para os ensaios realizados era de 20%. A tabela 1 apresenta um resumo dos resultados destes ensaios realizados na superficie, perto do local de realização das provas de carga.

Tabela 1. Caracteristicas do solo no local das provas de carga (adaptado de Silva, 2019).

N_{SPT}	Classe do solo	c_v (cm/s^2)	c (kPa)	ϕ	γ_{nat} (kN/m^3)
19 golpes	Silte-Argiloso	7,352 x 10^4	78	27º	18

A figura 2 mostra o mapa da distribuição de Formação Barreiras na zona de estudo, além de uma das amostras indeformadas do solo no local de realização das provas de carga.

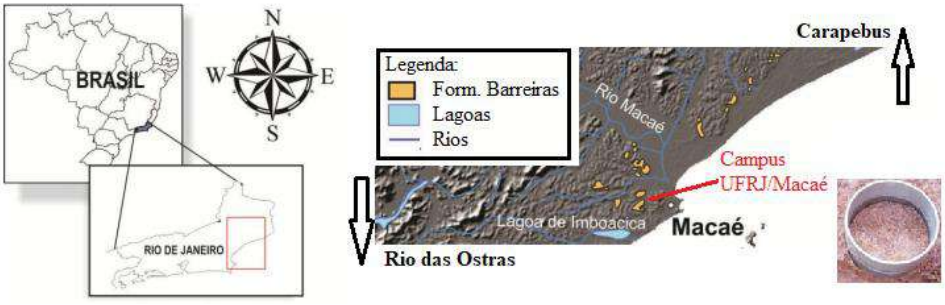


Figura 2. Localização das Formações Barreira identificadas por Brêda (2012) na região de Macaé.

O valor da sucção é muito importante em solos tropicais não saturados para a obtenção da resistência ao cisalhamento. Leitão et al (2020) obteve a curva característica para o solo de Formação Barreiras daquela região através da técnica do papel filtro. Para a umidade do solo em questão, de acordo com a curva característica, pode-se aferir que a sucção na superficie estaria em torno de 100 kPa.

4 PROVAS DE CARGA

4.1 Placa, Geogrelha e Sistema de Reação

Para alcançar grandes tensões durante o ensaio, optou-se por utilizar uma placa retangular de pequenas dimensões, com 15 cm por 8 cm. A placa de aço utilizada possuia 2 cm de espessura, conferindo rigidez suficiente para que funcione como um corpo rígido. Já a geogrelha utilizada foi de polietileno, sendo suas dimensões de 60 cm (4B) por 40 cm (5B) e a malha com abertura de 4 cm por 2,5 cm. Algumas pesquisas (e.g.: Guido et al., 1986; Omar et al., 1993b; Latha and Somwanshi, 2009a) relatam que o comprimento efetivo da geogrelha, utilizada como reforço em uma fundação direta, pode variar de 2B a 8B. Destaca-se que, de acordo com Abu-Farsakh et al. (2013), as dimensões da geogrelha utilizada como reforço em uma fundação direta, para alcançar a capacidade máxima de carga, deve estar entre a faixa de 3B a 6B.

O sistema de reação foi um caminhão bate-estacas que estava disponível na região. Cabe destacar que o mesmo caminhão já havia sido utilizado em outras provas de carga (Silva, 2019) e a carga máxima atingida, na ocasião, foi de 35 kN. A figura 3 apresenta um detalhe da placa, geogrelha e do caminhão utilizado como reação às provas de carga.

Figura 3. Placa metálica rígida, geogrelha e sistema de reação utilizados nas provas de carga.

4.2 Montagem e Execução das Provas de Carga

As provas de carga foram realizadas praticamente na superficie do terreno. Uma retroescavadeira foi utilizada para remover uma pequena espessura de solo ao longo do comprimento do caminhão para que as provas de carga fossem realizadas em solo natural. Posteriormente, com auxilio de ferramentas manuias, as

cavas para instalação da placa a ser ensaida foram realizadas. A figura 4 apresenta a sequência e equipamentos para a execução das cavas para realização das provas de carga.

Figura 4. Sequência de execução das cavas para assentamento da placa nas provas de carga.

Em ambas as provas de carga foram utilizados um macaco hidráulico com carga máxima de 98 kN e curso de 16,3 cm. O anel dinamométrico possuia capacidade máxima de 49 kN. Já o sistema de medida de deslocamentos foi constituído de dois extensômetros mecânicos (curso de 30 mm e precisão de 0,01 mm), bases magnéticas e um sistema isolado de referência (viga em madeira).

Devido ao comportamento drenado e ao elevado valor do coeficiente de compressão uniaxial (c_v) do solo optou-se por realizar o avanço dos estágios de carregamento das provas de carga com os seguintes critérios: (i) término da leitura dos dois extensômetros e da célula de carga; (ii) tempo minimo para avanço entre estágios de 2 minutos. Desta forma, foram realizados 15 estágios de carregamento da ordem de 1,48 kN cada. Ao final do último estágio foram realizadas 5 medidas de deslocamentos com intervalos de 2 minutos entre elas. A medida que havia algum descarregamento no sistema, a carga era reposta acionando a alavanca do macaco hidráulico. O descarregamento das provas de carga tiveram entre 6 e 10 estágios com cargas variando entre 0,5 kN e 4 kN.

Alguns detalhes importantes merecem destaques durante a preparação das provas de carga que não foram realizadas diretamente no solo natural, ou seja, na prova de carga com uma camada de solo compactado e na prova de carga com o reforço de geogrelha. Nestas duas provas de carga foi necessário preparar uma camada de solo compactado, sobre o solo natural, para fins de comparação entre os resultados das três provas de carga desta pesquisa.

A camada de solo compactado foi executada com 3 subcamadas de igual espessuara, cerca de 1,7 cm, em uma região de 60 cm vs 40 cm e compactadas com um cilindro de concreto (20 x 10 cm) de massa igual a 3,51 kg. Este cilindro foi passado, somente com seu peso próprio, 10 vezes em cada ponto na região. Destaca-se que o solo utilizado na camada compactada foi o mesmo solo escavado inicialmente pela retroescavadeira. Assim, o "grau de reconstituição[1] do solo" foi da ordem de 95%.

A figura 5 apresenta o cilindro de concreto utilizado para compactar as subcamadas de solo, a geogrelha utilizada e a montagem final de uma das provas de carga, com a placa, macaco hidráulico, anel dinamométrico e extensômetros.

Figura 5. Detalhes da montagem das provas de carga.

[1] O "grau de reconstituição do solo" representa a razão entre o peso específico natural compactado teórico e o peso específico natural medido (Hilf).

A figura 6 apresenta o aspecto dos locais onde as três provas de carga foram realizadas. É possivel observar claramente a marca deixada pela placa metálica ao final de cada uma das provas de carga. Naturalmente, esta cavidade esta associada os deslocamentos (recalques) sofridos pela placa. Destaque importante para a geogrelha instalada em uma das provas de carga.

Figura 6. Cavidades (recalques) finais após realização das três provas de carga.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Desempenho

A primeira compração a ser apresentada na figura 7 é a curva carga versus recalque de cada uma das tres provas de carga: (i) solo natural – prova de carga 1; (ii) solo compactado – prova de carga 2; e (iii) solo compactado com geogrelha – prova de carga 3.

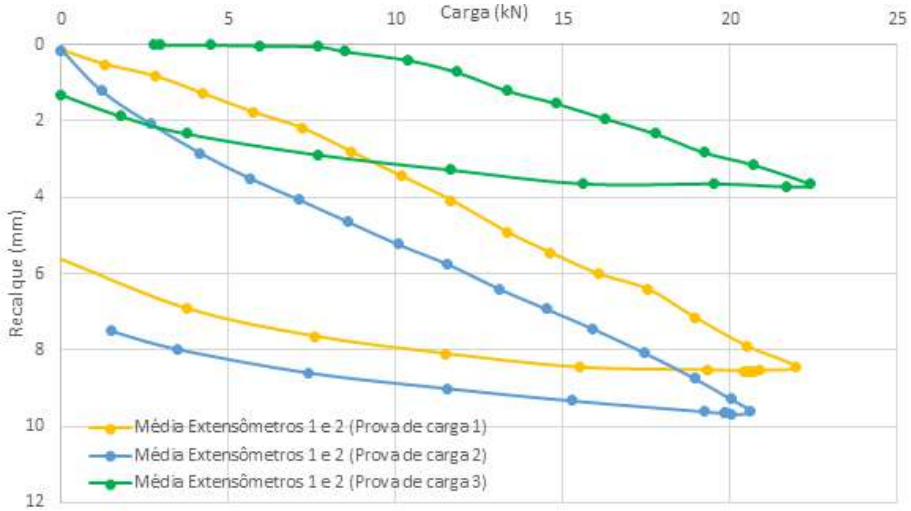


Figura 7. Comparação entre as três provas de carga.

Observa-se, ao longo das fases de carregamento dos ensaios, que as curvas das provas de carga sem geogrelha (1 e 2) não apresentam uma mudança brusca de comportamento, já a curva da prova de carga 3, a única com geogrelha, apresenta uma mudança brusca de comportamento quando a carga é da ordem de 7,7 kN.

As cargas máximas atingidas nas três provas de carga foram semelhantes, pois em todos os casos a capacidade de carga do sistema de reação (caminhão) foi esgotada e as provas de carga tiveram que ser descarregadas. Importante ressaltar que ao final das três provas de carga as tensões na placa foram superiores a 1700 kPa.

Os deslocamentos máximos das provas de carga sem geogrelha foram bem maiores que o deslocamento máximo da prova de carga com geogrelha. O deslocamento máximo da prova de carga com geogrelha (prova de carga 3) foi 2,3 vezes menor que o deslocamento máximo da prova de carga realizada no solo natural (prova de carga 1). Já em comparação com a prova de carga realizada somente com a compactação do solo (prova de carga 2), a prova de carga com a geogrelha teve um deslocamento máximo de cerca de 2,6 vezes menor.

Os deslocamentos residuais seguiram a mesma tendência anterior. Assim, o deslocamento residual da prova de carga com geogrelha foi cerca de 4,3 vezes menor que o da prova de carga com solo natural. Já para a prova de carga com solo compactado, infelizmente, não foi possível medir o deslocamento residual ao término de descarregamento. Porém como o comportamento anterior ao final do descarregamento está muito bem definido, através de um ajuste polinomial é possível estimar que o deslocamento residual seria da ordem de 7 mm. Assim, o deslocamento da prova de carga com geogrelha seria cerca de 5,4 vezes menor que o da prova de carga com solo compactado.

5.2 Fatores de Ganho de Capacidade de Carga

5.2.1 Índice de Capacidade de Carga (BCR)

Por definição, a capacidade de carga está associada a uma carga de ruptura. Assim para a utilização do BCR seria necessário saber as cargas de ruptura das provas de carga. No presente trabalho, não foi possível identificar as capacidades de carga referentes as rupturas nas curvas carga vs recalque. Assim uma adaptação foi necessária. Para a aplicação do conceito de BCR, foram estipulados recalques de referência e, logo, as cargas associadas a estes recalques foram comparadas para as provas de carga realizadas. Chamou-se esse procedimento de "BCR adaptado". Aleatoriamente, os valores de recalques de referência para as comparações do "BCR adaptado" foram: 0,5 mm; 1 mm; 2 mm; 2,82 mm e 3 mm.

A figura 8 apresenta, para os recalques de referência, as comparações entre os seguintes "BCR's adaptados": solo reforçado com geogrelha e solo natural; solo reforçado com geogrelha e solo compactado; solo compactado e solo natural.

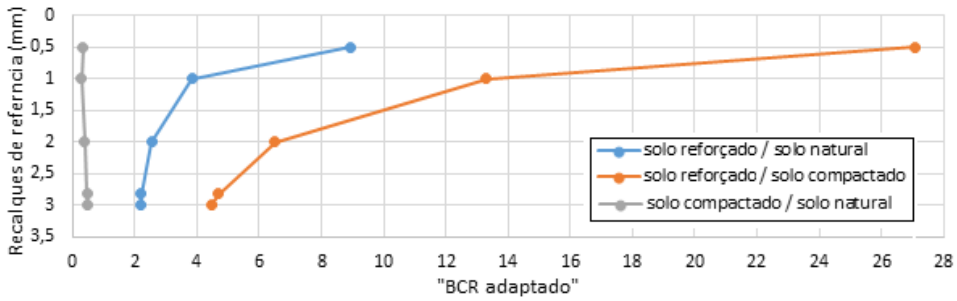


Figura 8. "BCR adaptado" para os recalques de referência nas três provas de carga.

É possível afirmar que nas comparações do "BCR adaptado" entre o solo reforçado com geogrelha e o solo natural e entre o solo reforçado com geogrelha e o solo compactado houve um aumento da carga suportada pela placa com a geogrelha para todos os recalques de referência verificados. Ressalta-se que a comparação para os casos da placa em solo reforçado com geogrelha e o solo compactado forneceram "BCR's adaptados" superiores aos encontrados para os casos da placa em solo reforçado com geogrelha e o solo natural. Já por outro lado na comparação realizada entre o solo compactado e o solo natural esse comportamento foi o oposto, ou seja, todos os "BCR's adaptados" menores que 1, mostrando que o solo compactado possui uma maior deformabilidade que o solo natural.

Os valores dos "BCR's adaptados", para os casos onde foram instaladas a geogrelha, são maiores quanto menores são os recalques de referência. Nota-se também, que nestes dois casos, os valores de "BCR's adaptados" tendem para valores fixos a medida que os recalques de referência vão aumentando. Para o solo reforçado e o solo natural o "BCR adaptado" tende para 2 e para o solo reforçado e o solo compactado o "BCR adaptado" tende para 4.

5.2.2 Índice de Redução de Recalque (SSR)

Para utilizar o parâmetro SSR para avaliar a eficiência da utilização da geogrelha basta estipular valores de cargas de referência e comparar os valores dos recalques associados as situações diversas.

No presente trabalho, as hipóteses possíveis foram: solo reforçado com geogrelha e solo natural; solo reforçado com geogrelha e solo compactado; solo natural e solo compactado.

Assim, para a aplicação do conceito de SRR, foram estipuladas, aleatoriamente, cargas de referência entre 2 kN e 18 kN (intervalos de 2 kN) e, logo, os recalques associados a estes carregamentos foram comparados para as provas de carga realizadas. Chamou-se esse procedimento de "SRR adaptado". A figura 9 apresenta as comparações entre as hipóteses dos possiveis "SRR's adaptados".

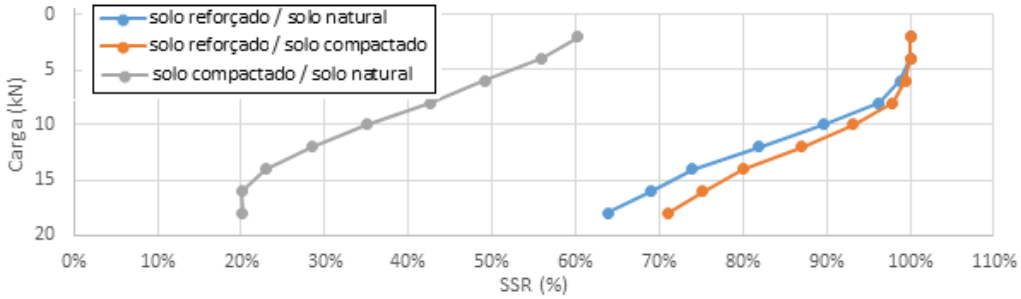


Figura 9. "SRR adaptado" para as cargas de referência nas três provas de carga.

Para os casos do solo reforçado com geogrelha e o solo compactado e entre o solo reforçado com geogrelha e o solo natural a redução dos recalques foi mais eficiente, principalmente, devido ao bom desempenho da utilização da geogrelha.

Para todas as hipóteses a redução dos recalques foi maior para as menores cargas. No caso das hipóteses com a utilização da geogrelha, para cargas de referência de até 4 kN, a redução de recalque teve sua eficiência máxima. Para cargas entre 4 kN e 10 kN a eficiência da redução de recalques variou entre 100% e 90%.

5.2.3 S Fator de Melhora do Solo (IF)

Devido aos baixos valores de recalques atingidos nas três provas de carga, não foi possível calcular os IF's para os recalques normalizados de referência (s/B): 5%, 10%, 15%, 20%, 25% e 30%. Assim, para a comparação foram estipulados outros valores de recalques normalizados de referência adaptados: 1%, 2%, 3% e 4%. Chamou-se esse procedimento de "IF adaptado". A figura 10 apresenta as comparações entre os "IF's adaptados" para três hipóteses possíveis.

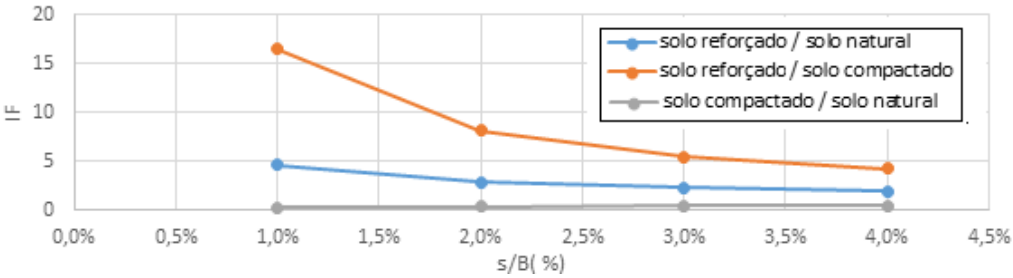


Figura 10. "IF adaptado" para os recalques normalizados de referência adaptados nas três provas de carga.

É possível afirmar que nas comparações do "IF adaptado" entre o solo reforçado e o solo natural e entre o solo reforçado e o solo compactado houve um aumento da carga suportada pela placa com a geogrelha para todos os recalques normalizados verificados, sendo na comparação para os casos da placa em solo reforçado e o solo compactado superiores aos encontrados para os casos do solo reforçado com geogrelha e o solo natural. Já por outro lado na comparação realizada entre o solo compactado e o solo natural o comportamento foi oposto, reforçando que o solo compactado possui uma maior deformabilidade que o solo natural.

Os valores dos "IF's adaptados", para os casos onde foram instaladas as geogrelhas, são maiores quanto menores são os recalques normalizados de referência. Nota-se também, que nestes dois casos, os valores de "IF's adaptados" tendem para valores fixos a medida que os recalques normalizados de referência adaptados vão aumentando. Para o solo reforçado e o solo natural o "IF adaptado" tende para 2 e para o solo reforçado e o solo compactado o "IF adaptado" tende para 4.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Três provas de carga em placa metálica em um campo experimental de solo da formação Barreiras, na cidade de Macaé/R.J, foram executadas e analisadas. A placa ensaiada, considerada como um corpo rigido, possuía 8 cm de base, 15 cm de comprimento e 2 cm de espessura. Em uma das provas de carga utilizou-se um reforço com geogrelha de 40cm vs 60cm.

O N_{SPT} na região influenciada pela placa durante as provas de carga foi de 19 golpes. O intercepto de coesão e ângulo de atrito do solo, na umidade natural (20%), foram da ordem de 78 kPa e 27º, respectivamente. Para aquela umidade a sucção é de 100 kPa. O peso especifico natural medido (Hilf) de 18 kN/m^3.

As provas de carga foram executadas em locais próximos uns aos outros e com as seguintes configurações simplificadas: (i) solo natural - Prova de Carga 1; (ii) solo compactado - Prova de Carga 2 e (iii) solo compactado com reforço de geogrelha - Prova de Carga 3. Destaca-se que o "grau de reconstituição do solo" na compactação alcançou 95% do peso específico natural medido.

Devido a limitação da capacidade de suporte do sistema de reação, não foi possível observar a formação de um patamar tipico de ruptura do solo a partir das curvas carga versus recalque, nas três provas de carga.

A prova de carga 2, solo compactado, apresentou o pior desempenho em termos de recalque, seguida pela prova de carga 1, em solo natural. A prova de carga 3, com reforço de geogrelha e solo compactado mostrou um comportamento diferenciado, com uma rigidez muito elevada ao princípio do carregamento. Tal efeito pode ser explicado pela interação solo-reforço, onde as deformações no solo acontecem apenas quando a resistência ao cisalhamento dessa interface já fora toda mobilizada.

Além disso destaca-se que a inserção da geogrelha melhorou o comportamento da curva carga vs recalque (aumentando a rigidez) e reduziu seus recalques finais.

Através do BCR, SSR e IF (adaptados) foi possivel observar que o desempenho da inserção da geogrelha em uma das provas de carga foi altamente positivo nos dois requisitos que todas as fundações devem atender: (i) segurança adequada com relação a ruptura e (ii) recalques compatíveis com a estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abu-Farsakh M, Chen Q, Sharma R (2013) An experimental evaluation of the behavior of footings on geosynthetic-reinforced sand. Soils Found 53:335–348

Akinmusuru, J. O.; Akinbolade, J. A. (1981) Stability of loaded footings on reinforced soil. Journal of Geotechnical Engineerind Division, vol. 107, n° 6, pp. 819-827.

Binquet, J.; Lee, K. L. (1975a) Bearing capacity tests on reinforced earth slabs. Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 101, n° 12, pp. 1241-1255.

Binquet, J.; Lee, K. L. (1975b) Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 101, n° 12, pp. 1257-1276.

Brêda, T. C. (2012) A*nálise multiescalar da formação barreiras na área emrsa da bacia de Campos, entre Buzios e Campos dos Goytacazes (RJ).* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geologia, Instituto de Geociências de Geotecnia, Universidade Federal do Rio de Janeiro / UFRJ, 144 p.

Fabrin, T. W. (1999) O uso de geossintéticos no reforço de fundações – aplicação ao caso de tubulações enterradas. Tese de mestrado, ITA - São José dos Campos, 219 pág.

Guido, V.A., Chang, D.K., Sweeny, M.A., 1986. Comparison of geogrid and geotextile reinforced slabs. Canadian Geotechnical Journal 20, 435–440

Latha, G.M., Somwanshi, A., 2009a. Bearing Capacity of square footings on geosynthetics reinforced sand. Geotextiles and Geomembranes 27 (4), 281–294

Leitão et al (2022) Estudo de caso do solo não saturado Campus UFRJ/Macaé, vol 1, 115673, XX COBRAMSEG

Silva, L. M. P. (2019) Análise da interação solo-estrutura de um radier. Trabalho de Conclusão de Curso, Instituto Politécnico, Engenharia Civil – UFRJ / Macaé, 183p.

Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., 1993b. Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement. Canadian Geotechnical Journal 20 (3), 435–440

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/349

Reflexões Sobre O Uso Do Manômetro Na Prova De Carga Estática

Daniel Kina Murakami
Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, daniel.murakami@gmail.com

Dirney Cury Filho
G2Base Fundações e Contenções, São Paulo, Brasil, dirney.cury@gmail.com

Fabian Corgnier
Teknier Engenharia e Tecnologia, São Paulo, Brasil, fabian@teknier.com.br

RESUMO: Murakami et al. (2022) introduziram o conceito das três curvas possíveis obtidas durante a prova de carga estática (PCE) em estacas: célula de carga (LC), manômetro (MA) e teórica (TH). Essas curvas são identificadas realizando leituras simultâneas da carga aplicada com manômetro e célula de carga na mesma PCE. A curva MA geralmente apresenta carga maior devido ao atrito do macaco hidráulico, deslocando-se para a direita em relação à curva LC. Por outro lado, a TH é obtida subtraindo-se o atrito do macaco hidráulico da curva LC, deslocando-se para a esquerda em relação à curva LC. Em um estudo em Jacarepaguá, Rio de Janeiro, RJ, foram realizadas 7 PCEs utilizando manômetro e célula de carga simultaneamente. Cada PCE resultou em uma curva diferente de carga da LC versus pressão do manômetro. Em cada curva foi realizada regressão polinimial de grau 3 com R^2 maior que 0,99. Simulou-se a curva de uma das PCEs (SLT3), aplicando sua pressão do manômetro nas equações polinomiais das outras 6 PCEs. Os resultados mostraram que as curvas obtidas ficaram entre as curvas MA e TH, destacando a importância da LC na leitura da carga aplicada, pois o uso exclusivo do manômetro pode gerar incertezas sobre às cargas aplicadas e ao formato real da curva carga versus recalque.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga estática (PCE), manômetro (MA), célula de carga (LC), curva teórica (TH), regressão polinomial

ABSTRACT: Murakami et al. (2022) introduced the concept of three possible curves obtained during static load tests (SLT) on piles: load cell (LC), manometer (MA), and theoretical (TH) curves. These curves are identified by taking simultaneous readings of the applied load with a manometer and a load cell in the same SLT. The MA curve usually presents a higher load due to the friction in the hydraulic jack, shifting to the right in relation to the LC curve. On the other hand, the TH curve is obtained by subtracting the hydraulic jack friction from the LC curve, shifting it to the left of the LC curve. In a study conducted in Jacarepaguá, Rio de Janeiro, Brazil, 7 SLTs were performed using a manometer and a load cell simultaneously. Each SLT resulted in a different load curve of LC versus manometer pressure. A 3rd-degree polynomial regression was performed on each curve with an R^2 greater than 0.99. The curve of one of the SLTs (SLT3) was simulated by applying its manometer pressure to the polynomial equations of the other 6 SLTs. The results showed that the curves obtained were between the MA and TH curves, highlighting the importance of the LC in reading the applied load, as the exclusive use of the manometer can generate uncertainties about the applied loads and the actual shape of the load-settlement curve.

KEYWORDS: Static Load Test (SLT), manometer (MA), load cell (LC), theoretical curve (TH), polynomial regression

1 INTRODUÇÃO

Segundo Fellenius (1984), pode haver até 20% de erro entre a leitura da carga medida pela célula de carga e a carga medida pelo manômetro. Isso ocorre devido ao atrito interno no cilindro do macaco

hidráulico, causado principalmente por inevitável aplicação de carga excêntrica e inclinada. Velloso e Lopes (2010) sugerem o uso de uma célula de carga para eliminar dúvidas de calibração do macaco, pois um pequeno desalinhamento na montagem pode aumentar significativamente o atrito no macaco hidráulico.

Murakami et al. (2020) propuseram o conceito das três possíveis curvas obtidas na prova de carga estática (PCE) em estacas: célula de carga (LC), manômetro (MA) e teórica (TH). Para identificar essas três curvas é necessário realizar na mesma PCE leituras simultâneas da carga aplicada com manômetro e célula de carga. De forma geral, a curva do manômetro deverá apresentar maior carga em função do atrito do macaco hidráulico, ou seja, a curva carga vs. recalque deverá ficar deslocada para direita em relação à curva LC. A curva teórica é obtida subtraindo-se o atrito do macaco hidráulico da curva da célula de carga, ou seja, deverá ficar deslocada para esquerda em relação à curva LC. Nota-se que o conhecimento da magnitude do atrito do macaco em cada estágio somente é conhecido quando se fazem leituras simultâneas com célula de carga e manômetro. O atrito do macaco hidráulico obtido em laboratório não necessariamente é igual à uma PCE real, conforme será mostrado adiante.

Além disso, Murakami et al. (2020) citam que o erro entre a curva LC e MA pode variar entre diferentes obras para um mesmo sistema de macaco, bomba hidráulica e manômetro, apresentando um indício de que uma possível calibração em laboratório seria impossível. Tais erros dependem de uma série de fatores, como por exemplo, aplicação de cargas excêntricas e inclinadas, inclinação das vigas de reação e do bloco de coroamento, precisão do manômetro e possível influência de tensões residuais na ponta da estaca.

Murakami et al. (2022) destacam que a extrapolação da carga de ruptura das três possíveis curvas da PCE (LC, MA e TH) devem conduzir à resultados diferentes, apresentando diferenças da ordem de +/- 20% para os casos de obra estudados. Os autores observaram um melhor R^2 na extrapolação da curva LC em função de apresentar uma melhor precisão da leitura das cargas aplicadas.

Convém destacar que a norma NBR 16903:2020 permite a utilização de um conjunto de macaco, bomba hidráulica e manômetro ou célula de carga devidamente calibrados, enquanto que a norma ASTM D1143 obriga o uso da célula de carga para provas de carga acima de 900 kN. A calibração apenas do manômetro não estaria dentro das especificações da NBR 16903:2020.

A curva TH representa uma PCE calibrada apenas no manômetro, desconsiderando a calibração do conjunto completo (macaco, bomba hidráulica e manômetro), o que contraria as normas brasileiras. Essa calibração ignora o atrito interno do macaco hidráulico, levando a uma carga aplicada menor do que a indicada. A magnitude do atrito só é conhecida com leituras simultâneas de manômetro e célula de carga, tornando impossível determinar a carga real aplicada em uma PCE calibrada apenas no manômetro.

2 OBJETIVOS

Este artigo tem como objetivo mostrar que a utilização do manômetro como referência para leitura da carga aplicada pode conduzir à resultados diferentes do esperado em relação à uma curva calibrada em laboratório, uma vez que o conjunto macaco, bomba hidráulica e manômetro no laboratório se comporta de forma diferente em relação à uma PCE real. De fato, na PCE ocorre variação da altura curso do cilindro do macado hidráulico, além de apresentar possível inclinação do bloco de coroamento, excentricidade e inclinações das vigas de reação, enquanto que no laboratório o curso do cilindro é constante e centralizado durante toda a calibração.

3 METODOLOGIA

Em uma obra localizada em Jacarepaguá, Rio de Janeiro, RJ, foram realizadas 7 PCEs utilizando-se simultaneamente o mesmo conjunto macaco, bomba hidráulica e manômetro, em série com uma célula de carga posicionada acima do macaco hidráulico. Em cada PCE se verificou curvas diferentes relacionando a carga da LC vs. pressão do manômetro. Em cada curva foi realizada regressão polinimial de grau 3 com R^2 maior que 0,99.

Adotando-se como referência uma das PCEs (SLT3), simulou-se a curva da SLT3, aplicando sua pressão do manômetro nas equações polinomiais das outras 6 PCEs. Destaca-se que tais curvas polinomiais

de cada PCE foram obtidas em campo através da leitura simultânea da célula de carga e manômetro. Não foram obtidas em laboratório.

4 RESULTADOS

A figura 1 mostram os resultados da prova de carga SLT3 com a indicação das três curvas propostas por Murakami et al. (2020): célula de carga (LC), manômetro (MA) e teórica (TH).

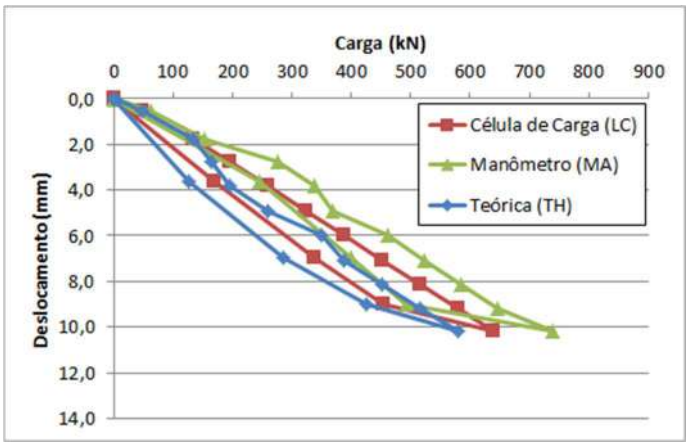


Figura 1. Curvas LC, MA e TH da prova de carga SLT 3 (Murakami et al., 2020)

A figura 2 mostra a relação entre as leituras da célula de carga vs. pressão do manômetro para cada prova de carga. Nota-se uma grande dispersão de resultados, o que leva às seguintes observações:

- O conjunto macaco, bomba hidráulica e manômetro são calibrados em laboratório e apresentam uma curva relacionando a carga aplicada com a correspondente pressão do manômetro. Seria possível realizar tal calibração em laboratório capaz de prever a carga aplicada na estaca através de uma pressão medida pelo manômetro, considerando-se que houve uma grande dispersão de resultados na figura 2?;
- No laboratório a altura do curso do macaco hidráulico é constante e centralizado, ou seja, não há variação da altura do curso durante toda a calibração, enquanto que na PCE a altura do curso varia ao longo dos estágios, além de apresentar possível inclinação do bloco de coroamento, excentricidade e inclinações das vigas de reação. Essas diferenças que ocorrem no macaco em laboratório vs. PCE real não poderiam apresentar divergências de resultados? Ou seja, as condições do laboratório não condizem com as condições de uma PCE real, uma vez que, na PCE a altura do curso do macaco varia, além de outros fatores já mencionados;
- Durante a PCE tais fatores observados por Murakami et. al. (2020) e citados no item anterior não são simulados no laboratório, como por exemplo, aplicação de cargas excêntricas e inclinadas, inclinação das vigas de reação e do bloco de coroamento, precisão do manômetro e possível influência de tensões residuais na ponta da estaca;
- Dado que as condições do laboratório vs. PCE real são diferentes, retoma-se ao primeiro questionamento: “Seria possível realizar uma calibração em laboratório, dado que as condições do laboratório são divergentes de uma PCE real?
- No caso da figura 2, para atingirmos uma carga de 320 kN por exemplo, qual seria a pressão do manômetro necessária em uma nova PCE, caso fosse utilizada somente o manômetro como sistema de referência da carga aplicada? Conforme observado na figura 2, qualquer valor entre 5,5 MPa e 7,5 MPa seria possível atingir 320 kN dependendo da curva polinomial de cada PCE (figuras 3 a 9);
- Essa faixa de variação entre 5,5 MPa e 7,5 MPa para se atingir a mesma carga de 320 kN é um forte indício de que cada PCE deverá ter seu próprio valor de atrito do macaco para esta carga, assim como para todas as cargas aplicadas ao longo da condução da PCE;

- A conclusão é de que não há como saber com precisão qual seria a pressão necessária em uma nova PCE para atingirmos a carga de 320 kN, uma vez que o atrito do macaco muda em cada PCE. O mesmo raciocínio é valido para os demais pontos da PCE;
- Completando o raciocínio anterior, se o atrito do macaco fosse previsível, conforme se espera em uma calibração de laboratório, deveria haver uma menor dispersão de resultados observados na figura 2.

As figuras 3 a 9 mostram a relação entre carga medida pela célula de carga vs. leitura do manômetro. Observa-se que cada PCE possui sua curva de calibração obtida em campo dada por uma regressão polinimial de grau 3. Todas as curvas obtiveram um R^2 maior que 0,99, indicando boa regressão polinimial. Para este caso de obra, regressão polinomial de grau maior que 3 não apresentou melhoria significativa em relação ao R^2. Por este motivo foi adotada a regressão polinomial de grau 3 para o presente estudo.

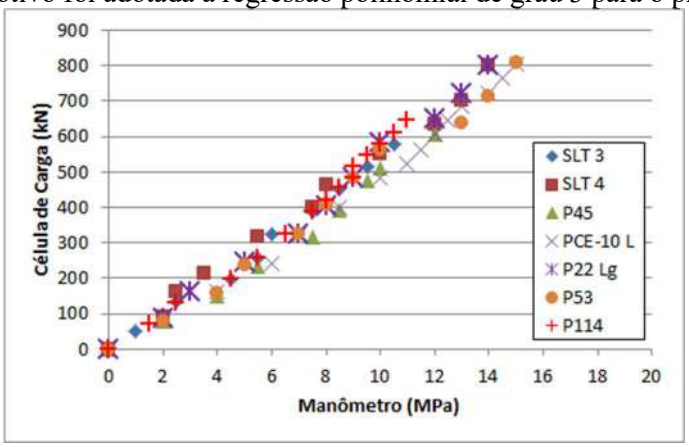


Figura 2. Relação entre Carga da Célula de Carga vs. Pressão do Manômetro para diversas PCEs

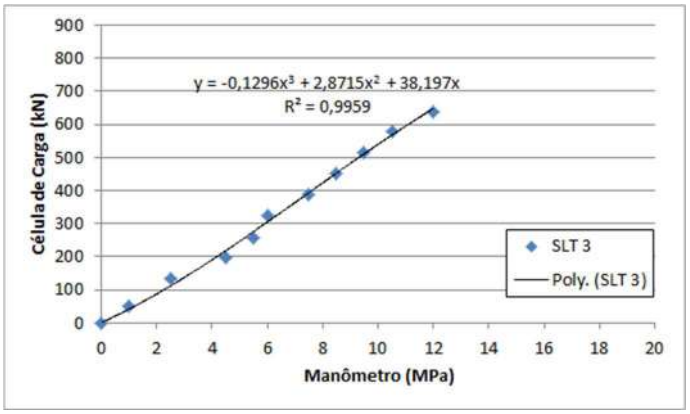


Figura 3. Regressão polinomial da prova de carga SLT 3

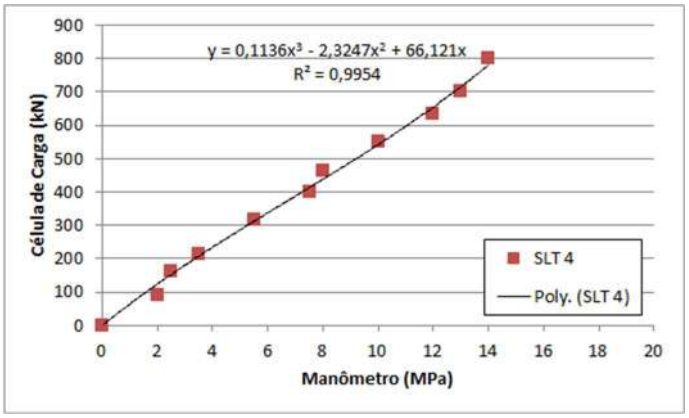


Figura 4. Regressão polinomial da prova de carga SLT 4

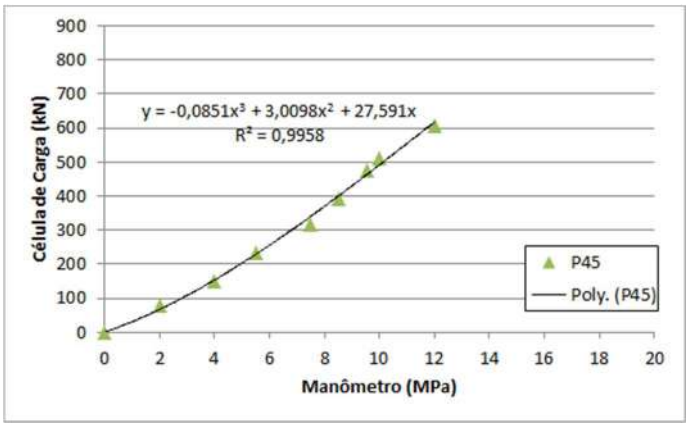


Figura 5. Regressão polinomial da prova de carga P45

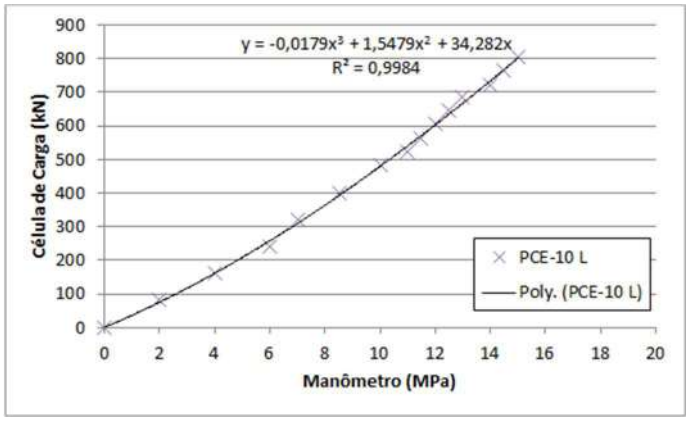


Figura 6. Regressão polinomial da prova de carga PCE-10L

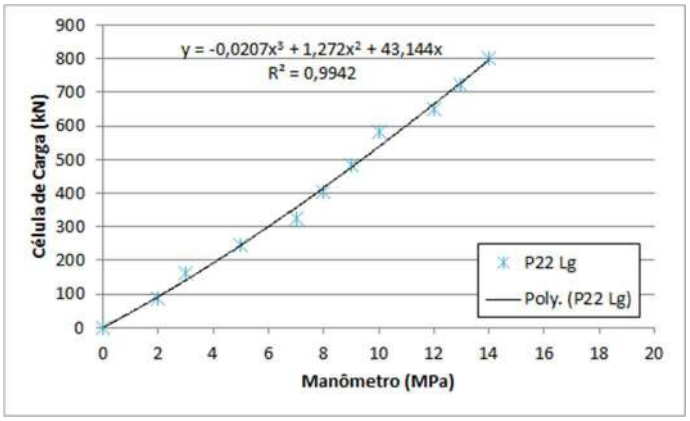


Figura 7. Regressão polinomial da prova de carga P22 Lg

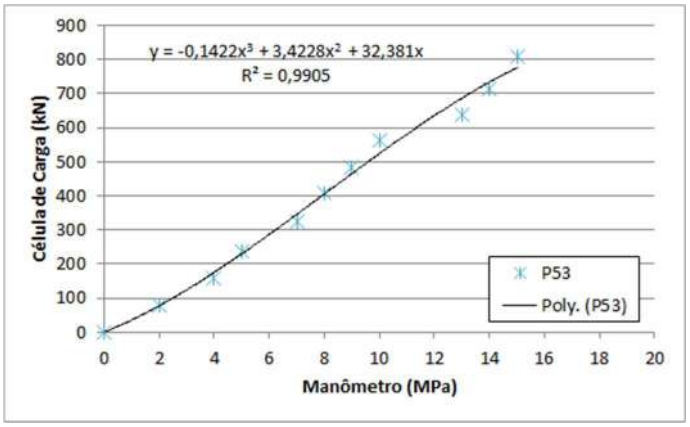


Figura 8. Regressão polinomial da prova de carga P53

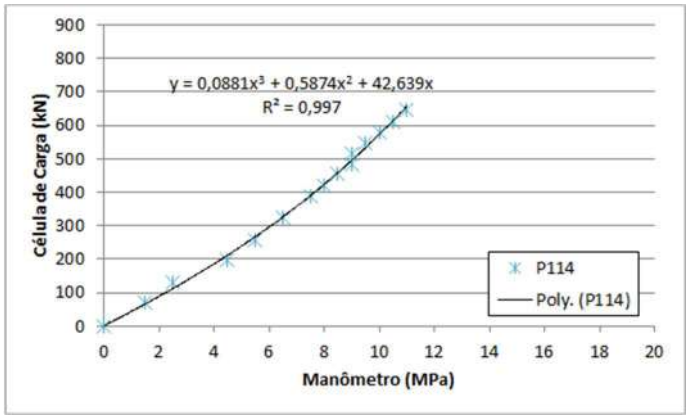


Figura 9. Regressão polinomial da prova de carga P114

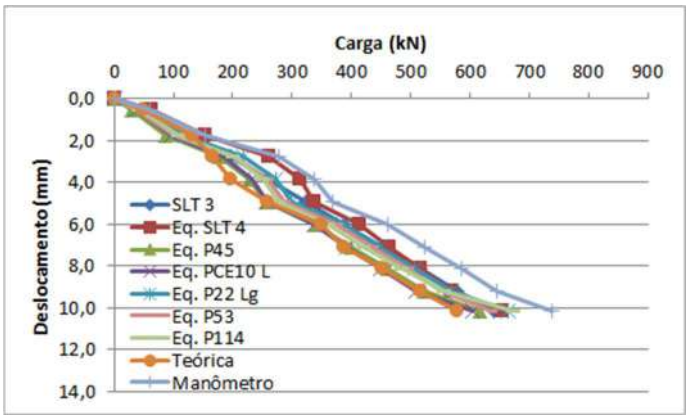


Figura 10. Comparação das curvas da SLT 3 (LC, TH e MA) com as curvas das regressões polinomiais

Com base nas pressões medidas pelo manômetro na prova de carga SLT3, verificou-se qual seria carga obtida com base nas equações polinomiais de cada PCE indicadas nas figuras 3 a 9. Os resultados estão na figura 10 e tabela 1. Em função da grande dispersão de resultados observados na figura 2, era de se esperar uma grande dispersão de resultados indicados na figura 10 e tabela 1. Já na tabela 2 estão indicadas em porcentagem a diferença observada entre as curvas polinomiais e a PCE de referência (SLT3). As diferenças observadas ficaram entre -32,9% e +37,7%. Em geral, notam-se que as maiores diferenças ocorreram nos estágios iniciais de menor carga aplicada. Uma explicação seria a precisão do manômetro de 0,5 MPa que não permite uma boa precisão de leitura para cargas menores, conforme já observado por Murakami et al. (2020, 2022). Esta baixa precisão do manômetro para leitura de cargas baixas seria um forte indício da superioridade da leitura da LC, com forte recomendação do uso da LC para todas das faixas de trabalho, independentemente da carga máxima da PCE (ASTM D1143 obriga LC acima de 900 kN).

Tabela 1. Previsão da curva SLT 3 com base nas equações polinomiais em kN

SLT 3			**Carga (Equações Polinomiais)**						Deslocamento (mm)
Estágio	Carga	Manômetro	SLT 4	P45	PCE-10 L	P22 Lg	P53	P114	
	(kN)	(MPa)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
0	0	0,0	0	0	0	0	0	0	0,00
1	49	1,0	64	31	36	44	36	43	0,54
2	133	2,5	153	86	95	115	100	108	1,77
3	196	4,5	261	177	184	218	202	201	2,77
4	259	5,5	312	229	232	272	258	251	3,83
5	323	6,0	338	256	258	300	287	277	4,91
6	388	7,5	413	340	337	386	375	360	6,00
7	451	8,5	464	400	392	446	435	421	7,09
8	516	9,5	516	461	450	507	495	486	8,13
9	579	10,5	569	523	510	569	553	556	9,18
10	640	12,0	655	617	603	665	636	672	10,16

Tabela 2. Previsão da curva SLT 3 com base nas equações polinomiais em porcentagem

SLT 3			**Carga (Equações Polinomiais)**						Deslocamento (mm)
Estágio	Carga	Manômetro	SLT 4	P45	PCE-10 L	P22 Lg	P53	P114	
	(kN)	(MPa)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	
0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
1	49	1,0	-30,4	37,7	26,9	9,4	27,2	12,7	0,54
2	133	2,5	-14,5	35,1	28,6	13,3	24,8	18,7	1,77
3	196	4,5	-32,9	9,6	6,2	-11,1	-3,0	-2,5	2,77
4	259	5,5	-20,7	11,6	10,1	-5,3	0,2	3,0	3,83
5	323	6,0	-4,6	20,8	20,2	7,0	11,2	14,2	4,91
6	388	7,5	-6,4	12,4	13,3	0,5	3,3	7,2	6,00
7	451	8,5	-2,8	11,4	13,1	1,2	3,6	6,8	7,09
8	516	9,5	0,0	10,6	12,7	1,7	4,1	5,7	8,13
9	579	10,5	1,6	9,7	11,9	1,7	4,5	3,9	9,18
10	640	12,0	-2,3	3,5	5,7	-3,9	0,7	-5,1	10,16
		Máximo	1,6	37,7	28,6	13,3	27,2	18,7	
		Mínimo	-32,9	0,0	0,0	-11,1	-3,0	-5,1	
		Média	-10,3	14,8	13,5	1,3	7,0	5,9	

O resultado obtido foi impressionante: as 6 curvas obtidas através das equações polinomiais do manômetro dadas pelas figuras 3 a 9 ficaram entre as curvas MA e TH, o que indica que a curva MA deva ser o limite superior da curva da PCE e a curva TH deva ser o limite inferior da curva da PCE quando se utiliza o manômetro como referência para leitura da carga. Além disso, nos estágios iniciais algumas curvas ficaram à esquerda da curva TH, o que indicaria que em cargas menores pode haver um maior desvio em relação à curva de referência (neste caso a curva de referência foi a SLT3).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo tem como objetivo mostrar que a utilização do manômetro como referência para leitura da carga aplicada pode conduzir à resultados diferentes do esperado em relação à uma curva calibrada em laboratório, uma vez que o macaco hidráulico no laboratório se comporta de forma diferente em relação à uma PCE real. De fato, na PCE ocorre variação da altura do curso cilindro do macado hidráulico ao longo dos estágios, além de outros fatores mencionados, enquanto que no laboratório o curso do cilindro é constante durante toda a calibração.

Em uma obra localizada em Jacarepaguá, Rio de Janeiro, RJ, foram realizadas 7 PCEs utilizando-se simultaneamente manômetro e célula de carga. Em cada PCE se verificou uma curva diferente de carga da LC vs. pressão do manômetro. Em cada curva foi realizada regressão polinimial de grau 3 com R^2 maior que 0,99.

Adotando-se como referência uma das PCEs (SLT3), realizou-se uma simulação para prever como seria a curva da PCE caso fosse utilizada a pressão do manômetro desta SLT3 nas demais equações polinomiais das outras 6 PCEs. Os resultados observados foram muito divergentes, apresentado diferenças de cargas entre -32,9% e +37,7% em relação à SLT3, principalmente nos estágios iniciais de menor carga aplicada. Já na carga de trabalho se observou uma diferença entre -4,6% e +20,8%, enquanto que na carga máxima essa diferença ficou entre -5,1% e +5,7%. De forma geral, as diferenças observadas foram maiores entre o primeiro estágio e o quinto (carga de trabalho). Tais diferenças mostram o motivo do R^2 dos métodos de extrapolação da curva de PCEs realizadas com manômetros serem menores do que uma PCE realizada com célula de carga (menor precisão da leitura da carga aplicada com manômetro), conforme observado por Murakami et al. (2022).

As curvas obtidas pelas equações polinomiais do manômetro ficaram entre as curvas MA e TH, sugerindo que a MA representa o limite superior e a TH o limite inferior da curva da PCE. Em cargas menores, algumas curvas ficaram à esquerda da TH, indicando maior desvio em relação à curva de referência (SLT3).

O estudo mostrado neste artigo mostra a importância do uso da LC em todas as PCEs, independentemente da carga máxima aplicada (ASTM D1143 obriga LC acima de 900 kN), uma vez que a utilização do manômetro como referência da leitura da carga aplicada pode conduzir a incertezas quanto às cargas aplicadas, assim como ao real formato da curva carga vs. recalque, podendo inclusive apresentar divergências quando comparado com o CAPWAP no ensaio dinâmico (Murakami e Corgnier, 2023).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo- Prova de carga estáticaem fundação profunda*. Rio de Janeiro.

ASTM D1143 / D1143M-07(2013)e1, Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load, ASTM International, West Conshohocken, PA.

Fellenius, B. H. (1984) Ignorance is bliss – and that is why we sleep so well. Geotechnical News, Canadian Geotechnical Society and United States National Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2., No. 4, pp. 14-15.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Silva, Silva, A., Bozan,G.. (2020). A Comparison between the Measured Load through a Load Cell and a Manometer on the Static Load Test in Piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Campinas, SP.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Godinho, H., Saito, E. (2022). Different Possible Interpretations Depending on The Load Measurement Method on the Static Load Test in Piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Campinas, SP.

Murakami, D. K., Corgnier, F. (2023) The Influence of The Load Measurement Method in The Static Load Test to Correlate With The Dynamic Test in Piles. 10º Seminário de Fundações Especiais e Engenharia Geotécnica. São Paulo, SP.

Velloso, D. A., Lopes, F.R.(2010) *Fundações Vol. 2*. Editora COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/350

Resistência Dinâmica Determinada Através dos Métodos CAPWAP e CASE

Daniel Kina Murakami
Benaton Specialist, São Paulo, Brasil, daniel.murakami@gmail.com

RESUMO: No ensaio de carregamento dinâmico, o Método Case calcula a resistência estática mobilizada (RMX) usando o PDA (Pile Driving Analyzer) com base nos sinais coletados em campo. Para separar a resistência estática da dinâmica, é necessário adotar um valor para o fator de amortecimento do solo (JC) em campo. Com base no JC adotado, o PDA calcula o RMX e a resistência dinâmica (Rd) é obtida subtraindo-se RMX da resistência total (Rt). A análise CAPWAP, um método numérico mais rigoroso, permite uma separação mais precisa das parcelas de resistência estática e dinâmica. Após isso, é possível verificar qual é o valor de JC correspondente para que o valor de RMX do Método Case fique igual à carga do CAPWAP. Apesar de os Métodos CAPWAP e Case apresentarem mesmo RMX, mostra-se neste artigo que os valores de Rd e Rt não são necessariamente iguais nos dois métodos. Em um caso de obra foi observado: a) em média, Rd do CAPWAP foi 27% superior ao do Case; b) CAPWAP demonstrou melhor proporcionalidade entre Rd e velocidade máxima do topo (VMX); c) Relação entre Rd/RMX vs. VMX foi melhor para o CAPWAP; d) Rt do CAPWAP foi em média 8,4% superior ao do Case.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência dinâmica (Rd), Velocidade máxima do topo (VMX), CAPWAP, Método Case, Fator de amortecimento do solo (JC)

ABSTRACT: In the dynamic loading test, the Case Method calculates the mobilized static resistance (RMX) using the PDA (Pile Driving Analyzer) based on signals collected in the field. To separate static from dynamic resistance, it is necessary to adopt a value for the soil damping factor (JC) in the field. Based on the adopted JC, the PDA calculates the RMX and the dynamic resistance (Rd) is obtained by subtracting RMX from the total resistance (Rt). CAPWAP analysis, a more rigorous numerical method, allows a more precise separation of the static and dynamic resistance portions. After that, it is possible to check the corresponding JC value so that the RMX value of the Case Method is equal to the CAPWAP load. Although the CAPWAP and Case Methods present the same RMX, this paper shows that the values of Rd and Rt are not necessarily the same in both methods. In one case study it was observed: a) on average, Rd of CAPWAP was 27% higher than that the Case Method; b) CAPWAP demonstrated better proportionality between Rd and maximum top speed (VMX); c) Relationship between Rd/RMX vs. VMX was better for CAPWAP; d) Rt of CAPWAP was on average 8.4% higher than the Case Method.

KEYWORDS: Dynamic Resistance (Rd), Maximum Top Velocity (VMX), CAPWAP, Case Method, Case Damping Factor (JC)

1 INTRODUÇÃO

No ensaio de carregamento dinâmico (ECD) inicialmente os sinais de força e velocidade são coletados em campo e o PDA (Pile Driving Analyzer) calcula a resistência estática mobilizada (RMX) através do Método Case. Entretanto, para que este Método faça a separação entre a resistência estática e a dinâmica é necessário adotar em campo um valor para o fator de amortecimento do solo (JC). Com base no valor de JC adotado, o PDA calcula o RMX e facilmente a resistência dinâmica (Rd) pode ser obtida subtraindo-se o valor de RMX da resistência total (soma das resistências estática e dinâmica) (Rt). Posteriormente, é realizada a análise CAPWAP que é um Método numérico mais rigoroso, permitindo separar as parcelas de

resistência estática e dinâmica com maior precisão, uma vez que é necessário que a curva calculada fique mais próxima possível da curva medida. Quando isso ocorre há uma boa concordância entre as curvas, obtendo-se um "Match Quality" satisfatório, resultando em um valor de resistência estática com maior precisão. Com base neste valor de resistência estática determinado pelo CAPWAP é possível verificar qual é o valor de JC correspondente para que o valor de RMX do Método Case fique igual à carga do CAPWAP.

Intuitivamente, é de se esperar que Rd e Rt dos Métodos CAPWAP e Case devam ser iguais, uma vez que nos dois Métodos a resitência estática se correlaciona através do JC. Entretanto, apesar dos Métodos CAPWAP e Case apresentarem a mesma resistência estática mobilizada, mostra-se neste artigo que Rd e Rt não necessariamente são iguais nos dois Métodos. O caso de obra analisado já foi amplamente estudado anteriormente por Murakami e Massad (2014, 2016, 2023) e Murakami (2015, 2019), onde foram realizados ensaios dinâmicos com altura de queda crescentes e prova de carga estática. As análises CAPWAP foram realizadas através do procedimento proposto por Murakami (2015, 2019) e apresentaram boas correlações com a PCE.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Segundo o manual do PDA-W (Pile Dynamics, 2009), através dos sinais coletados pelos sensores, a resistência total mobilizada (soma da resistência estática e dinâmica) é dada pela equação (1):

$$Rt = \frac{(FT1+FT2)}{2} + \frac{(VT1-VT2)}{2} \times \frac{E \times A}{c} = WD1 + WU2 \quad (1)$$

Onde:
Rt = Resistência total (soma da resistência estática e dinâmica);
FT1 = valor da força no instante T1;
FT2 = valor da força no instante T2 (T2 = T1 + 2L/c; onde: L = comprimento da estaca; c = velocidade de propagação da onda);
VT1 = velocidade no instante T1;
VT2 = velocidade no instante T2;
E = módulo de elasticidade do material da estaca;
A = Área transversal da estaca;
WD1 = força descendente no instante T1;
WU2 = força ascendente no instante T2;

Para determinar a resistência estática, o PDA fornece a seguinte equação denominada como Método Case:

$$RMX = (1 - JC) \times WD1 + (1 + JC) \times WU2 \quad (2)$$

Onde:
RMX = máxima resistência estática mobilizada;
JC = fator de amortecimento do solo;
Nota-se que para JC igual a zero, o valor de RMX dado pela Eq. (2) é igual ao valor de Rt dado pela Eq. (1).

Com base nas Eq. (1) e Eq. (2), o valor da resistência dinâmica (Rd) pode ser calculada através da seguinte equação:

$$Rd = Rt - RMX \quad (3)$$

Já no Método CAPWAP (Pile Dynamics, 2006) o cálculo da resistência dinâmica é um pouco diferente, uma vez que o mesmo divide o solo em k elementos e o cálculo é realizado através da seguinte equação:

$$Rdk = Jsk \times vi \times Rsk \quad (4)$$

Onde:
Rdk = resistência dinâmica do elemento k;
Jsk = damping do modelo de Smith (1960);
vi = velocidade da estaca referente ao elemento de solo k;
Rsk = resistência estática temporária do elemento k;

Nota-se através da Eq. (4) que a resistência dinâmica calculada pelo CAPWAP depende basicamente de três fatores: damping do modelo de Smith, velocidade da estaca e resistência estática. Entretanto, no CAPWAP é conveniente utilizar o modelo linear viscoso ao invés do modelo de Smith, uma vez que esta abordagem independe da magnitude da resistência estática:

$$Rdk = Jvk \times vi \quad (5)$$

Onde:
Jvk = damping viscoso;

A terceira opção para o cálculo da resistência dinâmica seria o modelo Smith viscoso que é a combinação dos dois modelos anteriores (adotando Rsk = Ruk) através da seguinte aproximação:

$$Jsk = \frac{Jvk}{Ruk} \quad (6)$$

Onde:
Ruk = resistência estática última;

Com base nas equações 4 e 5, nota-se que Rd é proporcional à velocidade de deslocamento da estaca. Neste contexto, Murakami (2015) adaptou esta condição e utilizou como condição de contorno a proporcionalidade entre Rd e VMX. Esta condição de contorno permite corrigir o valor da resistência dinâmica em cada golpe analisado com energia crescente, melhorando o Match Quality da curva Wave Up (MQWU).

Murakami (2015, 2019) também utiliza a técnica de determinação do quake do fuste da estaca (Murakami, 2014, 2016) em conjunto com uma segunda condição de contorno referente ao comportamento da ponta da estaca, aprimorando não apenas o MQWU como também o Match Quality de Recalques (MQR). Diversos casos de obra que utilizaram o procedimento proposto por Murakami (2015, 2019) apresentaram boa correlação entre ECD e prova de carga estática (PCE) (Murakami e Massad, 2014, 2016, 2023; Murakami, 2015; Murakami et al. 2016, 2018, 2019, 2020, 2022, 2023))

3 CASO DE OBRA: OSASCO, SP

Trata-se de uma obra localizada em Osasco, SP. Foram executadas estacas pré-moldadas de concreto de seção ϕ38cm, cravadas através de um martelo de queda livre de 4000 kg.

A estaca da PCE (E01) possuia 13,80 m de profundidade, enquanto que a estaca do ECD (E02) possuia 14,10 m de profundidade. O ECD foi realizado com alturas de queda crescentes (Aoki, 1989, 1997) e as análises CAPWAP foram realizadas segundo o procedimento proposto por Murakami (2015, 2019). A obra em questão já foi amplamente estudada por Murakami e Massad (2014, 2016, 2023) e Murakami (2015, 2019). Maiores informações sobre a obra e os ensaios podem ser encontrados nos trabalhos já publicados anteriormente pelos autores.

A figura 1 mostra a comparação entre a PCE e o ECD. A curva "PDA – Case – E02" é a curva RMX vs. DMX proposta por Aoki (1989, 1997), indicando as alturas de queda de cada golpe que variaram entre 10 cm e 80 cm. Nota-se que a partir de 50 cm de altura de queda se verificou ruptura geotécnica. O ponto denominado CEPM representa o carregamento estático utilizando-se o peso do martelo do bate estaca (40 kN) e seu deslocamento medido com relógios comparadores. O CEPM foi realizado na mesma estaca do PDA e maiores informações sobre este procedimento podem ser encontrados em Murakami (2015, 2019).

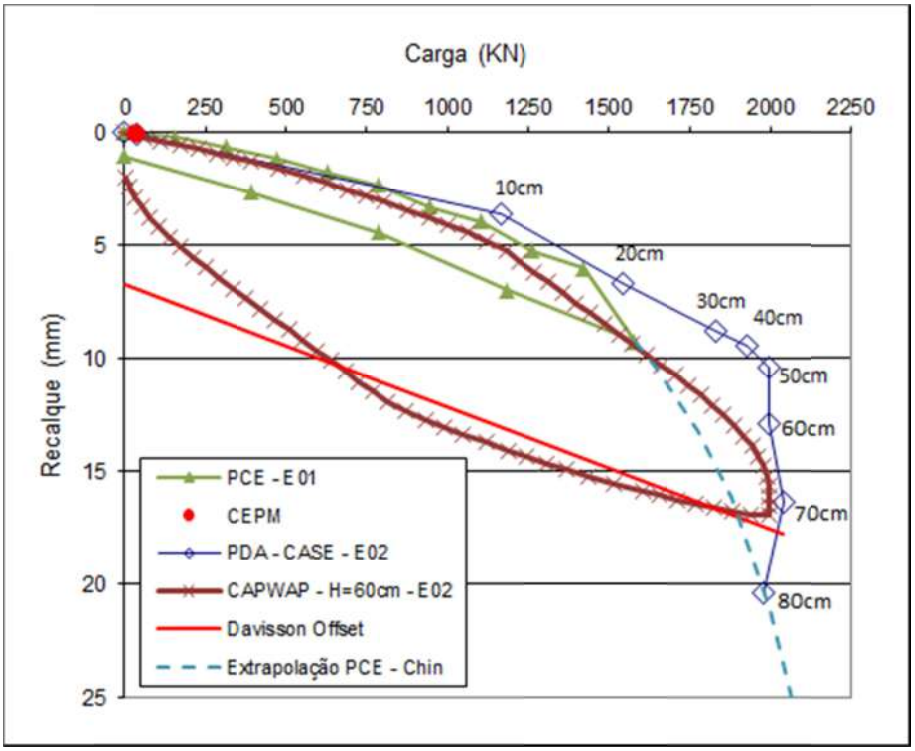


Figura 1. Correlação entre o ECD e PCE (Murakami e Massad, 2014, 2016)

O procedimento proposto por Murakami (2015, 2019) utiliza a relação entre resistência dinâmica (Rd) vs. velocidade máxima do topo da estaca (VMX) como uma condição de contorno para aprimorar os resultados do CAPWAP no ECD com energia crescente, procurando manter a linearidade em cada golpe aplicado (1ª condição de contorno).

A figura 2 mostra a relação entre Rd vs. VMX obtidos através do CAPWAP. Nota-se que o valor máximo foi de 1129 kN referente ao golpe de altura de queda de 80 cm. A regressão linear indicou R^2 de 0,9619. Já na figura 3, o Método Case indicou valor máximo de Rd de 958 kN e a regressão linear indicou R^2 de 0,8064. Ainda na figura 3 é importante destacar que o Método Case indicou Rd negativo de 29 kN referente ao VMX de 0,58 m/s (1º golpe aplicado com altura de queda 10 cm). Uma explicação para este valor negativo para Rd seria que o valor de RMX neste golpe foi maior do que o valor de Rt do Método Case. Neste caso, ao subtrair RMX de Rt (Eq. 3) resulta em um valor negativo de Rd. Convém destacar também: a) o Método Case é um método simplificado que admite que toda resistência da estaca se concentra na ponta, enquanto que o CAPWAP é um método numérico mais rigoroso; b) para valores baixos de VMX o JC é menor que nos golpes de maior energia, o que implica que a resistência total se aproxime da resistência estática (Murakami, 2024a).

A comparação entre os Métodos CAPWAP e Case mostrou que as resistências dinâmicas para cada golpe no ECD com energia crescente não foram iguais, conforme mostrado nas Figuras 2 e 3. Já na figura 4 se observou em média um valor de Rd 27% maior para o CAPWAP em relação ao Método Case. Além disso, se verificou melhor R^2 para o CAPWAP, o que indicaria melhor regressão linear para este Método.

Apesar de que os Métodos CAPWAP e Case se correlacionarem através do JC em relação ao valor de RMX, é importante destacar que os dois Métodos são um pouco diferentes em relação ao cálculo de Rd, conforme descrito por Murakami (2024a, 2024b). Isso explicaria o motivo de diferença dos valores de Rd calculados pelos dois Métodos.

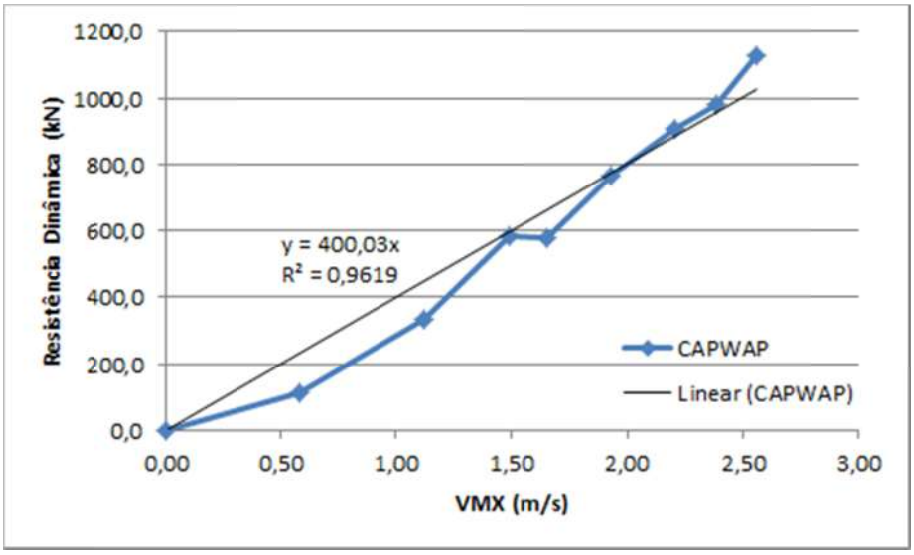


Figura 2. Resistência dinâmica do CAPWAP vs. VMX

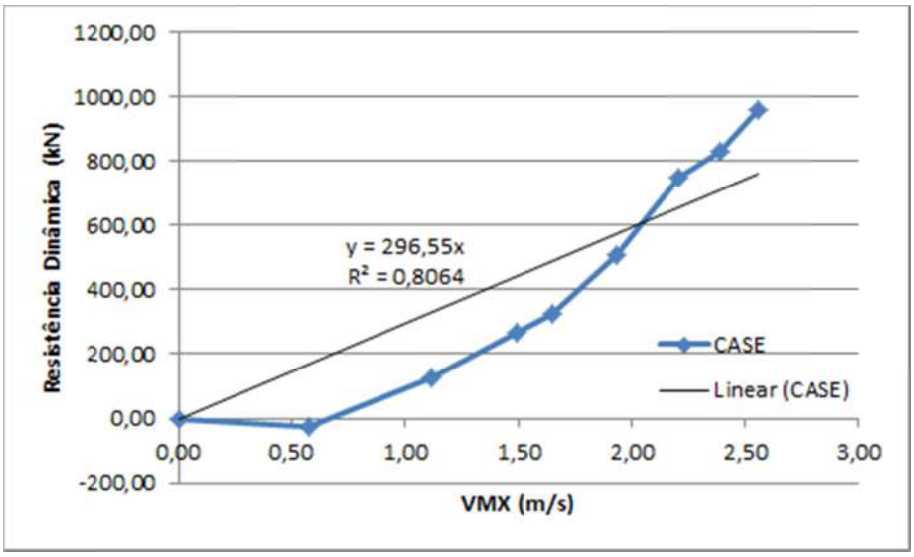


Figura 3. Resistência dinâmica do Método Case vs. VMX

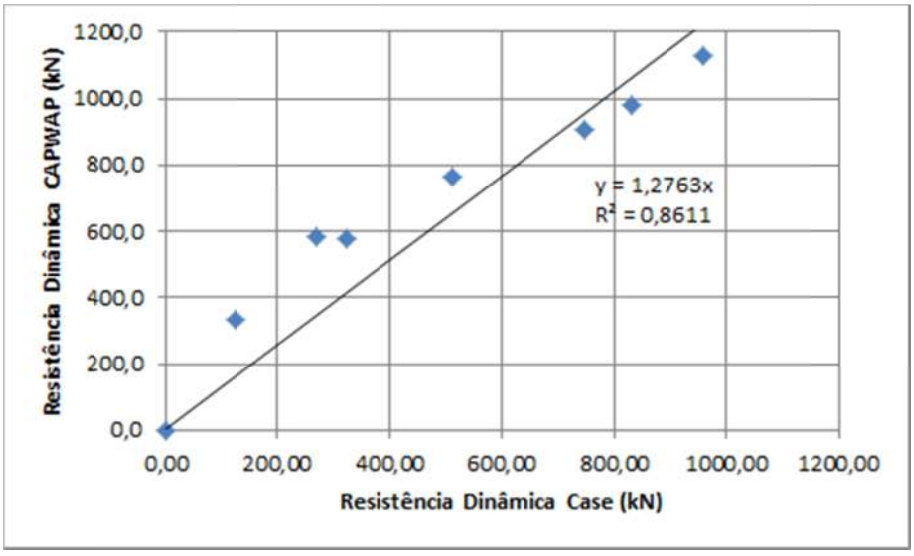


Figura 4. Resistência dinâmica do CAPWAP vs. Método Case

As figuras 5 e 6 mostram a relação Rd/RMX vs. VMX para os Métodos CAPWAP e Case, respectivamente. É interessante observar que esta relação sempre cresce com o aumento de VMX, apresentando boa regressão linear para o CAPWAP (R^2 de 0,9827), enquanto que no Método Case a regressão foi linear foi um pouco pior (R^2 de 0,8199). A importância desta relação Rd/RMX com o aumento de VMX é de que há uma linearidade desde o início da mobilização da resistência estática (primeiros 4 pontos de menor valor de VMX) até o comportamento no pós ruptura (4 últimos pontos com maior VMX). A conclusão é de que o valor de Rd deve crescer em função de VMX , independentemente do formato da curva RMX vs. DMX.

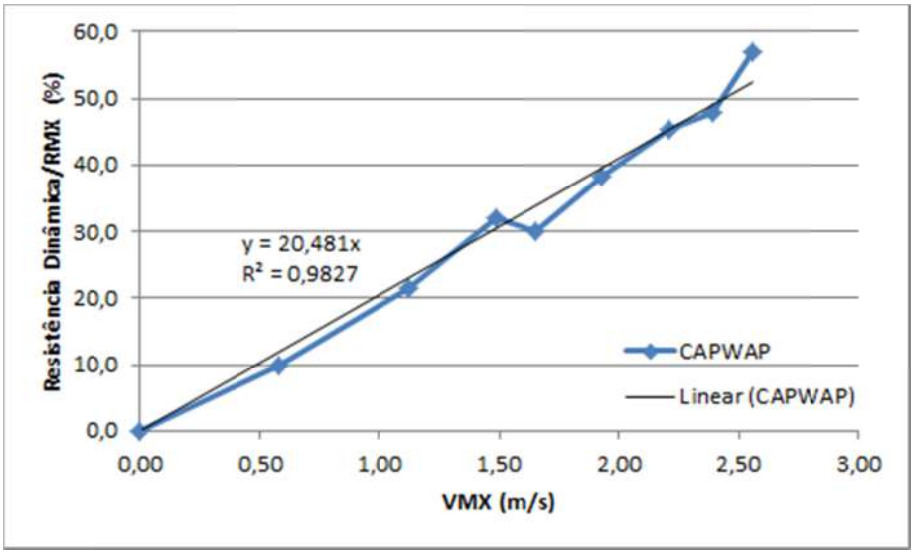


Figura 5. Relação Rd/RMX do CAPWAP vs. VMX

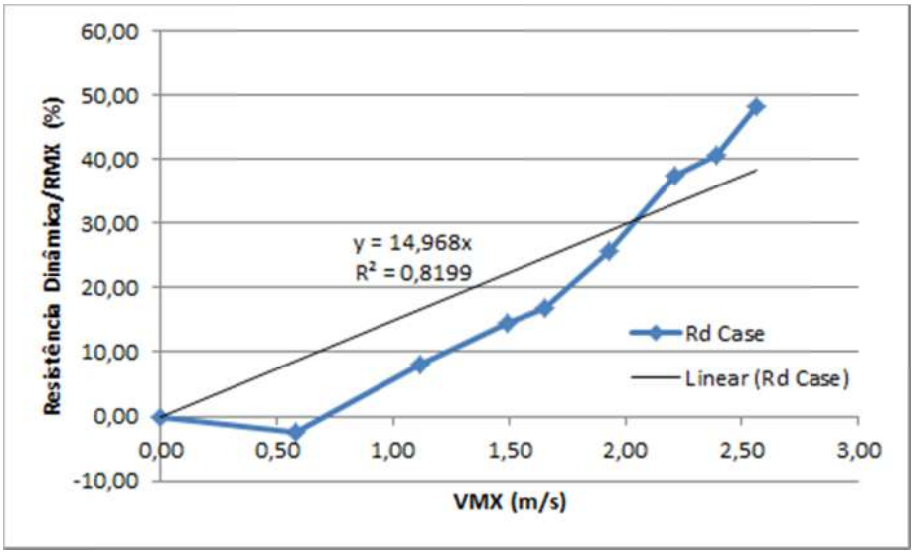


Figura 6. Relação Rd/RMX do Método Case vs. VMX

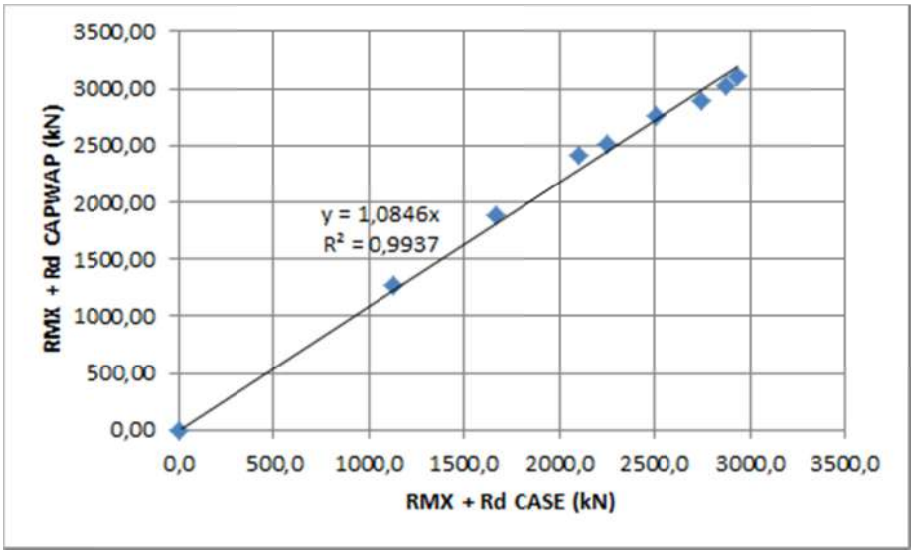


Figura 7. Restistência Total do CAPWAP vs. Resistência Total do Método Case

Apesar do valor de Rd do CAPWAP ser em média 27% superior ao do Método Case (figura 4), em termos de Resistência Total (Rt) se observou que o CAPWAP foi em média apenas 8,46% superior ao Método Case, conforme indicado na figura 7. Nota-se que, apesar de próximos, a resistência total (soma das parcelas de resistência estática e dinâmica) não foi exatamente igual para os dois Métodos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Intuitivamente, é de se esperar que Rd e Rt dos Métodos CAPWAP e Case devam ser iguais, uma vez que nos dois Métodos a resitência estática se correlaciona através do JC. Entretanto, apesar dos Métodos CAPWAP e Case apresentarem a mesma resistência estática mobilizada, mostrou-se neste artigo que Rd e Rt não necessariamente são iguais nos dois Métodos.

Além da linearidade entre Rd e VMX, amplamente estudada pelo autor em diversos casos já publicados, verificou-se também uma linearidade entre a relação Rd/RMX vs. VMX. A importância desta relação Rd/RMX com o aumento de VMX é de que há uma linearidade da relação Rd/RMX desde o início da mobilização da resistência estática até o comportamento no pós ruptura. A conclusão é de que o valor de Rd deve crescer em função de VMX , independentemente do formato da curva RMX vs. DMX.

Para o caso de obra estudado as conclusões foram: a) Rd do CAPWAP foi em média 27% superior ao Case; b) há uma proporcionalidade entre Rd e velocidade máxima do topo da estaca (VMX) para ambos Métodos, segundo a 1ª condição de contorno (Murakami, 2015), porém o CAPWAP apresentou melhor R^2 de 0,9619 contra R^2 de 0,8064 do Case; c) relação entre Rd/RMX vs. VMX foi melhor para o CAPWAP com R^2 de 0,9827 contra 0,8199 do Case; d) Rt do CAPWAP foi em média 8,4% superior ao Case.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aoki, N. (1989) “A new dynamic load test concept”, Drivability of piles (1), Proc. Discussion Session 14, . Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng. (12), Rio de Janeiro, Brazil, pp. 1-4.

Aoki, N. (1997), “Determination of pile capacity of driven piles on the dynamic increasing energy test”, DSC Thesis, Escola de Engenharia de São Carlos (in Portuguese).

ABNT (2007) NBR 13208. Estacas Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro.

ASTM D4945 (2017) Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations, West Conshohocken, PA, USA.

Likins, G., Rausche, F., (2008). What Constitutes a Good PDA Test? Proceedings of the Eighth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Lisbon, Portugal, pp 403-407.

Murakami, D. K., Massad, F. "Determinação do quake do fuste de estacas pré-moldadas através de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico", XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia, 2014.

Murakami, D. K. (2015) New Procedure to Perform CAPWAP Analysis on the Dynamic Load Test in Precast Concrete Piles. M.Sc. thesis, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brazil.

Murakami, D. K.; Cabette, J. F.; Rodriguez, T. G.; Miranda Junior, G., Correlation between static and dynamic load test in a 50cm diameter precast concrete pile. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, 2016 (in Portuguese).

Murakami, D. K., Massad, F. "Determinação do quake do fuste de estacas pré-moldadas através de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico", Geotecnia, Nº 137, pp 79-98, 2016.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Silva, A., Correlation between cyclic static load test and dynamic load test in a 1,0m diameter steel pipe pile. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano, Salvador, 2018 (in Portuguese).

Murakami, D. K. (2019) "A New Concept of Match Quality of Settlements for Signal Matching Analysis on the Dynamic Pile Test", 10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations, San Diego, California, USA

Murakami, D. K., Corgnier, F., Silva, A., Cury Filho, D., Paschoalin Filho, J. A., Correlation between static and dynamic load test in continuous flight auger piles through the concept of match quality of settlements. 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2019.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Silva, A., Cury Filho, D., On the Use of the Concept of Match Quality of Settlements to Correlate Static and Dynamic Load Test in Franki piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas, 2020.

Murakami, D. K.; Corgnier, F.; Sáez, M.; Ludemann, S. M.; Rocha, A. (2020). Análise de resultados de ensaios em estacas raiz em uma região de bota fora da ETA Guaraú - Obra da Sabesp, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Campinas, SP.

Murakami, D. K., Massad, F. (2023) The Advantage of The Use of The Concept of Match Quality of Settlements in The Dynamic Load Test. 10º Seminário de Fundações e Geotecnia, São Paulo, SP.

Murakami, D. K. (2024a) O fator de amortecimento do solo no ensaio de carregamento dinamico com energia crescente. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiú, SC (artigo submetido).

Murakami, D. K., (2024b). Novo Método De Cálculo De Resistência Dinâmica Em Provas De Carga Estática Com Critérios De Ruptura. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiú, SC. (artigo submetido)

Pile Dynamics, Inc. (2006) CAPWAP manual, Cleveland, Ohio.

Pile Dynamics, Inc. (2009). PDA-W Manual. Cleveland, Ohio.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/351

Simulação de prova de carga em placa em solo não saturado considerando o efeito da sucção

Lucas Pereira Cavalcante
Engenheiro civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, lucaspengenharia@gmail.com

Francisco Chagas da Silva Filho
Engenheiro civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, fchagas@ufc.br

RESUMO: Este trabalho apresenta uma simulação de ensaio de prova de carga com e sem saturação do solo visando compreender e quantificar a influência que a sucção pode apresentar em aspectos de resistência à ruptura. Para isso, foi utilizada prova de carga realizada no Campus Experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará (CEGEF – UFC). Com os dados fornecidos, foi desenvolvido extrapolação da curva carga x recalque para obtenção da carga de ruptura. A simulação computacional foi desenvolvida adotando os dados de campo e modelada no programa Phase2. Foram realizadas modelagens para simular a situação não saturada de campo e com estimativa de saturação para conferir a influência que os parâmetros de sucção proporciona ao aspecto de resistência do solo. Os resultados mostraram uma redução do fator de redução de resistência do solo de 1,67 para 0,96 representando redução de 42,5%. Ademais, foi constatado maior plastificação do material na condição de saturação da modelagem. Portanto, conclui-se que a sucção é capaz de garantir a uma prova de carga concebida em ambiente de condição não saturada maior resistência, e consequentemente maior fator de segurança, quando comparado a um mesmo caso considerando uma saturação do solo.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga, Sucção, Solo não-saturado, Simulação.

ABSTRACT: This work presents a load test simulation with and without soil saturation seeking to understand and quantify the influence that suction can have on aspects of breaking load. For this, load test result from Geotechnical and Foundations Experimental Campus of Federal University of Ceará (CEGEF – UFC) was used. With the provided data, an extrapolation of the load x settlement curve was developed to obtain the breaking load. The computational simulation was developed using the field data and modelled in Phase2 program. Modelling was carried out to simulate the unsaturated field situation and with saturation evaluation to check the influence that the suction parameters provide to soil resistance aspect. The results show a reduction in strength resistance factor of the soil from 1,67 to 0,96 representing a reduction of 42,5%. In addition, greater material plastification was found in the unsaturated condition modelling. Therefore, it's concluded that suction is capable to guarantee greater resistance to a load test developed in an unsaturated environment, and consequently greater factor of safety, when compared to a same case considering soil saturation.

KEYWORDS: Load Test, Suction, Unsaturated Soil, Simulation.

1 INTRODUÇÃO

Em projetos de fundações, é comum e correto que sejam realizados estudos de resistência e de recalques admissíveis, independente do porte da obra. Nesse contexto, os ensaios de campo de prova de carga são comumente aplicados para dimensionamento de fundações. Por ser mais comum o emprego de soluções de fundações superficiais, por consequência tem-se que o ensaio de prova de carga em placa é um dos mais desenvolvidos atualmente.

Tal ensaio de campo é uma das melhores opções de se estimar a capacidade de carga de fundações superficiais, valendo lembrar que a mesma também pode ser estimada por formulações e métodos semi-empíricos de acordo com o tipo de solo. No entanto, cabe ressaltar que a conferência por meio do ensaio de

placa não é a mais adequada em todas as situações, pois a prova de carga foi desenvolvida para solos saturados ou completamente secos, casos estes pouco comuns na rotina geotécnica em muitos locais do País.

As principais informações de projetos de fundações superficiais, como cota de assentamento e dimensões das sapatas, dependem da avaliação tanto das cargas como do subsolo. Almeida (2018) reforça que ao se executar provas de carga em placa diretamente no solo, os resultados serão bastante influenciados pela condição não saturada em que se encontra o perfil de solo. Tal influência ocorre devido as variações no estado de tensões efetivas do solo conforme a sua variação de sucção, influenciando, principalmente, na rigidez/deformabilidade do solo e na resistência ao cisalhamento.

Dessa forma, considerando o efeito da sucção no processo, para a determinação da capacidade de carga de uma fundação superficial há a necessidade do entendimento do comportamento da sucção ao longo da profundidade do subsolo estudado.

Tendo em vista que os solos na regiões tropicais, como no Estado do Ceará, apresentam condições parcialmente saturadas, é mais adequado que sejam realizados estudos dos principais parâmetros do solo, assim como de recalques, para uma adequada compreensão do real comportamento do solo em sua condição *in situ*. Estima-se que tanto os parâmetros de deformabilidade como o recalque apresentado serão mais favoráveis a segurança, acarretando em projetos mais viáveis e econômicos.

Chapra e Canale (2018) realçam que desde o fim da década de 1940, com o advento e a maior disponibilidade da computação, é bastante comum se aplicar abordagens de modelagens computacionais para simular e solucionar problemas de engenharia. Nesse ponto, também é possível simular o efeito da sucção em ensaios de provas de carga com a utilização de softwares específicos para isso.

Este trabalho busca apresentar uma simulação do efeito de sucção em resultados previamente coletados de prova de carga e conferir a diferença entre os resultados obtidos.

2 ESTUDO DE CASO

2.1 Geologia da Região Metropolitana de Fortaleza

A geologia da cidade de Fortaleza é composta principalmente por 3 feições geológicas, sendo elas as dunas (tanto edafizadas como móveis), formação barreiras e embasamento cristalino. Miranda (2005) especifica que o cristalino se deriva de rochas do Complexo Nordestino, e que as formações barreiras são compostas de sedimentos terciários, em sua maioria argilosos. Em todas as feições, cursos d'água fluviais cortam e fluem de tal maneira que desenvolvem depósitos de sedimentos ao redor. A Figura 1 apresenta um desenho esquemático da formação da Região Metropolitana de Fortaleza.

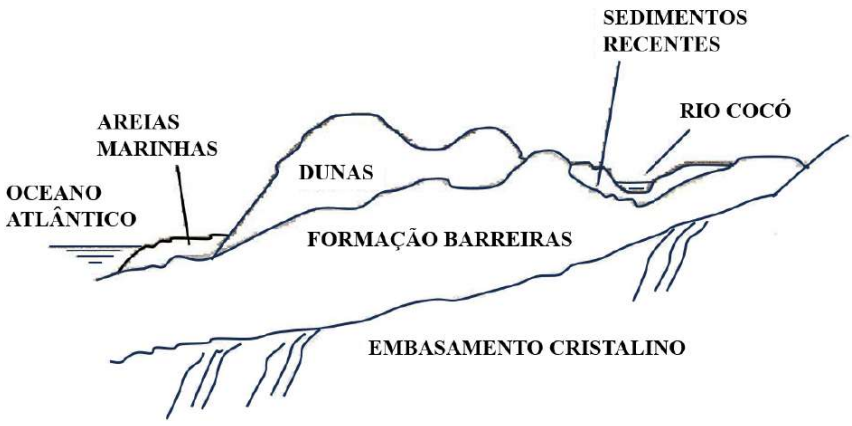


Figura 1. Subsolo de Fortaleza, corte na direção Norte-Sul (Adaptado de MIRANDA, 2005).

Miranda (2005) também cita que as rochas do embasamento cristalino são predominantemente cristalinas (metamórficas e ígneas) com predominância de gnaisse constituídos principalmente de quartzo, feldspato e mica. Quanto à formação barreiras, o mesmo autor ressalta que ela se estende em faixas variáveis pela capital, com extensões de até 30 metros, acompanhando a linha da costa, com predominância de argilas e

arenitos. No tocante às dunas, se apresentam tanto edafizadas como móveis, com predominância de areia fina a média.

2.2 Sondagem a Percussão

A sondagem a percussão SPT realizada no Campo Experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará (CEGEF – UFC) foi previamente apresentada por Almeida (2018) em sua dissertação, sendo realizada até profundidade aproximada de 7,5 metros. Cabe salientar que o mesmo ensaio também já foi abordado no VIII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, em 2015.

De acordo com o resultado, o subsolo do terreno é predominantemente areno-siltoso, característico da Formação Barreiras da geologia local. Em suma, o terreno é areno-siltoso até 1,40 metros e medianamente compacto, na camada posterior, entre 1,40 metros e 7,45 metros, o solo foi classificado como silte arenoso, variando sua compacidade de medianamente compacto a fofo. O nível da água foi obtido com 7,35 metros de profundidade. Os valores do N_{SPT} variaram de 12 a 18 golpes até 4,45 metros, e entre 4,45 metros e 7,45 metros os mesmos variaram de 3,4 até 5,7. A Figura 2 permite conferir os resultados da sondagem.

PROF. (m) DE ATÉ	GOLPES P/15 cm 1ª	2ª	3ª	Nspt	GOLPES P/30 cm 2ª + 3ª (10 20 30)	PROF (m)	DESCRIÇÃO
0.20 0.65	4	8	7	15		0,00	Areia fina siltosa, cor cinza, medianamente compacta
1.00 1.45	5	5	7	12		1,40	Silte arenoso, cor amarelo, medianamente compacto
2.00 2.45	6	8	7	15		3,00	Silte arenoso, cor amarelo com pigmentação vermelha, pouco compacta a medianamente compacto
3.00 3.45	7	9	9	18		6,00	Silte arenoso, cor variegado, fofo
4.00 4.45	7	9	9	18		NA 7.35	
5.00 5.45	2	3	2,7	5,7		7,51	
6.00 6.45	1	1,9	1,5	3,4			
7.00 7.45	1,9	1,8	1,7	3,5			

Figura 2. Sondagem a percussão realizada no local estudado (ALMEIDA, 2018).

2.3 Provas de Carga Estática

Os ensaios, sujeitos de análise do atual trabalho, foram realizado previamente e publicado conforme as pesquisas de Almeida (2018), realizado no Campo Experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará (CEGEF – UFC). A prova de carga foi realizada em placa de metal de diâmetro de 30cm, sendo selecionado após uma análise da carga de reação disponível para conseguir a maior tensão possível.

Quanto aos carregamentos, foram realizados 10 estágios de carregamento e 4 de descarregamento, todos aplicados de forma rápida. As leituras de deformação foram feitas através de dois extensômetros, nos instantes de tempo 0, 1, 2, e 5 minutos para todos os estágios, seguindo em acordo com as recomendações da norma NBR 6489 (2019), exceto para o último estágio de carregamento, onde as leituras foram realizadas nos tempos 0, 1, 2, 5, 8, 15, 30 e 60 minutos. A Tabela 1 apresenta os resultados das aferições finais de cada estágio.

Tabela 1. Determinação das cargas de cada estágio (adaptado de ALMEIDA, 2018).

Estágio	Pressão (kPa)	Carga (kgf)	Deslocamento (mm)
1	52	372	0,205
2	103	743	0,435
3	124	892	0,700
4	165	1189	1,145
5	206	1486	1,745
6	248	1784	2,535
7	289	2081	3,227
8	330	2378	4,530
9	371	2676	5,480
10	392	2825	8,235
11	309	2230	8,235
12	206	1486	8,165
13	103	743	7,433
14	0	0	7,227

Conforme a tabela, observa-se que o ensaio foi determinado para estimativas de deslocamentos para carregamentos de até 400 kPa, sendo este certamente um valor distante à tensão admissível do solo ensaiado. O maior valor de deslocamento foi registrado em valor próximo a 8 mm, com recalque residual de 7,3 mm. Com os resultados, foi possível desenvolver a curva de carga x recalque do ensaio de placa, como pode ser visto abaixo pela Figura 3.

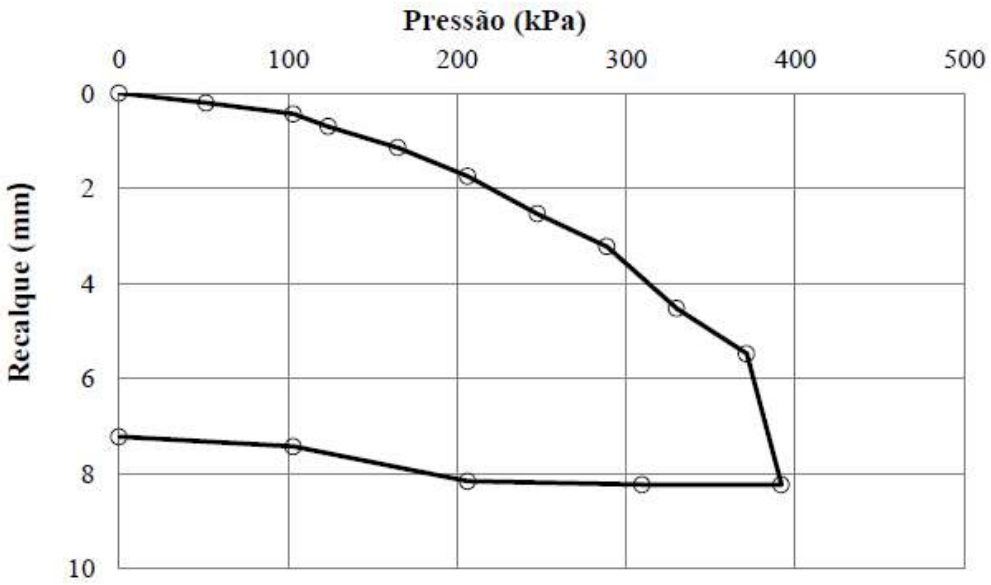


Figura 3. Curva de carga x recalque desenvolvida (ALMEIDA, 2018).

Para estudo da influência da sucção, há a necessidade de se estimar a carga de ruptura para a prova de carga apresentada. Dessa forma, há a necessidade de se extrapolar a curva de carga-recalque dos resultados do ensaio de campo fornecido. Dentre os métodos existentes para obtenção da carga de ruptura, foi selecionada a metodologia da extrapolação de Van der Veen (1953). Tal método propõe que o comportamento de carga-recalque de uma fundação apresenta crescimento exponencial.

Vale ressaltar que esse método, no meio técnico brasileiro, é considerado o mais aplicado para previsão da carga de ruptura, utilizando resultados de provas de carga para cálculo da estimativa da capacidade de carga de estacas.

Para o caso em questão, Almeida (2018) obteve, por meio do melhor ajuste na extrapolação da curva tensão x recalque, uma tensão de 480 kPa, que é considerada então a tensão de ruptura pelo método. A Figura

4 apresenta a extrapolação da curva de carga x recalque do ensaio adotando a extrapolação de Van der Veen (1953).

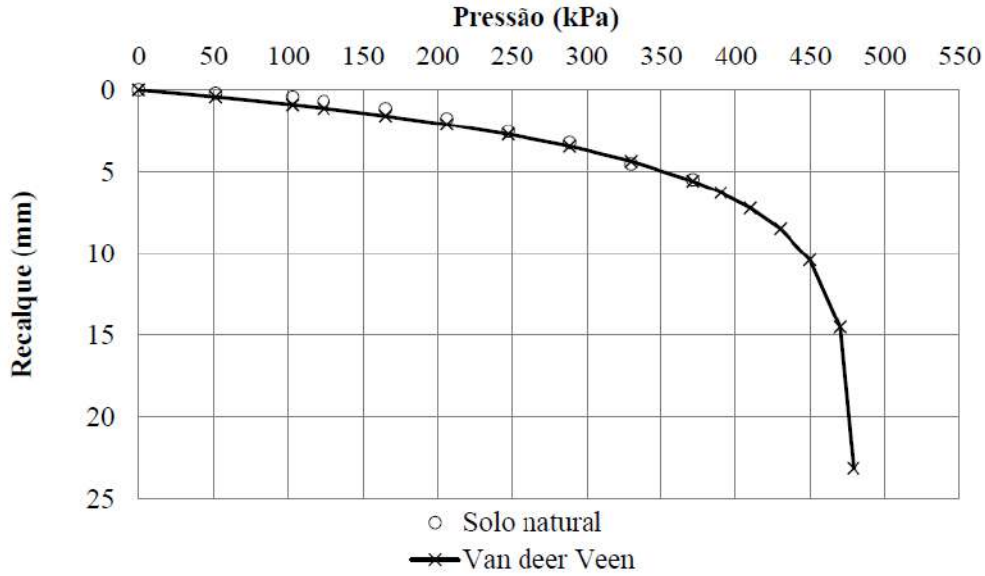


Figura 4. Extrapolação da curva de carga x recalque para obtenção da carga de ruptura (ALMEIDA, 2018).

3 METODOLOGIA

Para a simulação de prova de carga, foi desenvolvida uma modelagem numérica por meio do software Phase2, visando analisar o comportamento das tensões e deformações do solo de acordo com a aplicação da carga de ruptura proposta pela extrapolação da prova de carga, com aplicação de fator de redução da resistência para compreender melhor o comportamento de carga de ruptura nas condições saturada e não saturada.

Em primeiro momento, foi realizada modelagem numérica para simular o efeito e resultado de campo, com posterior readequação da modelagem para se obter resultados em condições saturadas, a fim de verificar a contribuição da sucção por meio da modelagem.

De acordo com Soriano (2003), estruturas de meios contínuos são muito complexas para ser analisadas de forma exata e, por isso, são adotadas hipóteses simplificadoras para garantir maior compreensão do problema e seus resultados.

Como hipóteses simplificadoras deste trabalho, é dita que o problema pode ser tratado como em um estado axissimétrico de tensões e deformações, o solo apresenta parâmetros e estratigrafia similares aos obtidos em ensaios prévios, as condições de contorno foram definidas com deslocamentos controlados nas extremidades. A carga aplicada foi a estimada para ruptura, sendo de 480 kPa. Além disso, foi estipulada uma condição de poropressão nula na interface do nível freático, para simular o efeito de sucção.

Os parâmetros geotécnicos foram estipulados conforme correlações com o N_{SPT} médio da camada de solo, sendo calculados conforme as fórmulas mais adequadas para cada tipo de solo. A seguir, a Tabela 2 apresenta os parâmetros calculados e suas formas de obtenção.

Quanto à obtenção dos parâmetros, Godoy (1972, apud CINTRA et. al., 2011) sugere valores de peso específico para solos arenosos de 16 a 20 kN/m³ para solos arenosos com certa umidade, sem atingir saturação, de acordo com sua compacidade. Devido a suas características granulométricas de areias siltosas, foi estipulado que os solos seriam não coesivos. O coeficiente de Poisson, conforme sugestões de Teixeira e Godoy (1996, apud CINTRA et. al., 2011), em casos areno-siltosos pode ser considerado como 0,4.

Para o ângulo de atrito, foi adotada a formulação de Godoy (1983, apud CINTRA et. al., 2011), apresentada na Equação 1. Enquanto que Bowles (2001) recomenda para areias siltosas a expressão para cálculo do módulo de elasticidade/Young apresentada na Equação 2.

$$\varphi' = 28 + 0{,}4 \cdot N_{SPT} \quad (1)$$

$$E = 300 \cdot (N_{SPT} + 6) \quad (2)$$

Por fim, acerca do parâmetro φ^b que, segundo Fredlund et. al. (1978), é o principal parâmetro que indica a razão do aumento da resistência em função da sucção, foi padronizado como sendo a metade do ângulo de atrito do solo, conforme recomendado, em viés prático, por GeoStudio (2021). Logo em seguida, os resultados obtidos para os parâmetros após aplicar o N_{SPT} médio são expostos na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros geotécnicos adotados.

Camada	Compacidade	N_{SPT}	γ (kN/m³)	c' (kPa)	φ' (º)	E (kPa)	ν	φ^b (º)
Areia fina siltosa	Média	12	18	0	32,8	5.400	0,4	16,4
Silte arenoso	Média	13	18	0	33,2	5.700	0,4	16,6
Silte arenoso	Média	18	18	0	35,2	7.200	0,4	17,6
Silte arenoso	Fofa	3	17	0	29,2	2.700	0,4	14,6

4 RESULTADOS

Com os dados para a modelagem, foi realizado inicialmente a simulação considerando o incremento de resistência com a sucção. A modelagem se desenvolveu e demonstrou que para o carregamento aplicado para a ruptura, o solo ainda apresentou plastificação em diversos pontos e deslocamentos consideráveis, apresentados a seguir na Figura 6.

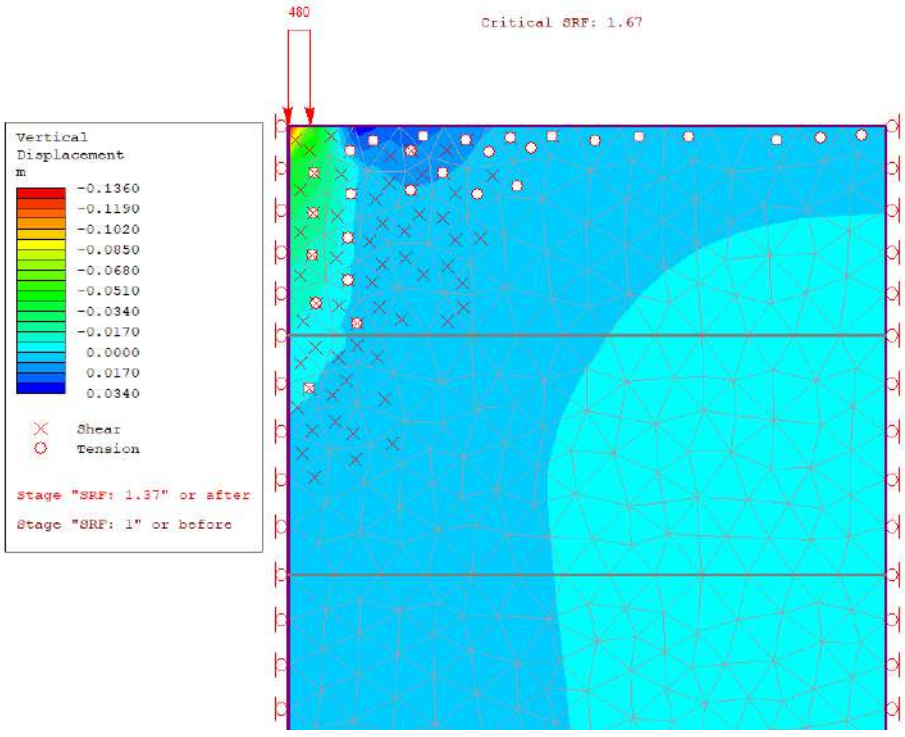


Figura 6. Resultado para a modelagem não saturada

A primeira modelagem mostra que ocorre a plastificação do solo em determinados pontos, estes representados pelo "X", assim como apresenta maiores deslocamentos apenas nos nós da superfície do solo, com valor máximo estimado em aproximadamente 13 cm. Vale detalhar que o fator de redução de resistência (SRF) crítico encontrado foi de 1,67 que demonstra que o resultado de carga de ruptura pela extrapolação de Van der Veen (1953) não apresenta convergência com a carga de ruptura da modelagem. Dessa forma, garante-se que para a carga da extrapolação, a estaca ainda apresentará fator de segurança de 1,67.

Em seguida, foram desconsiderados os parâmetros φ^b das camadas de solo, sendo anulados para esse segundo cálculo computacional, além de estipular poropressão neutra na superfície, e computada novamente a modelagem para analisar as variações em alguns parâmetros, como o deslocamento, de acordo com a ausência do efeito coesivo aparente. A Figura 7 explicita o resultado da modelagem em condição saturada.

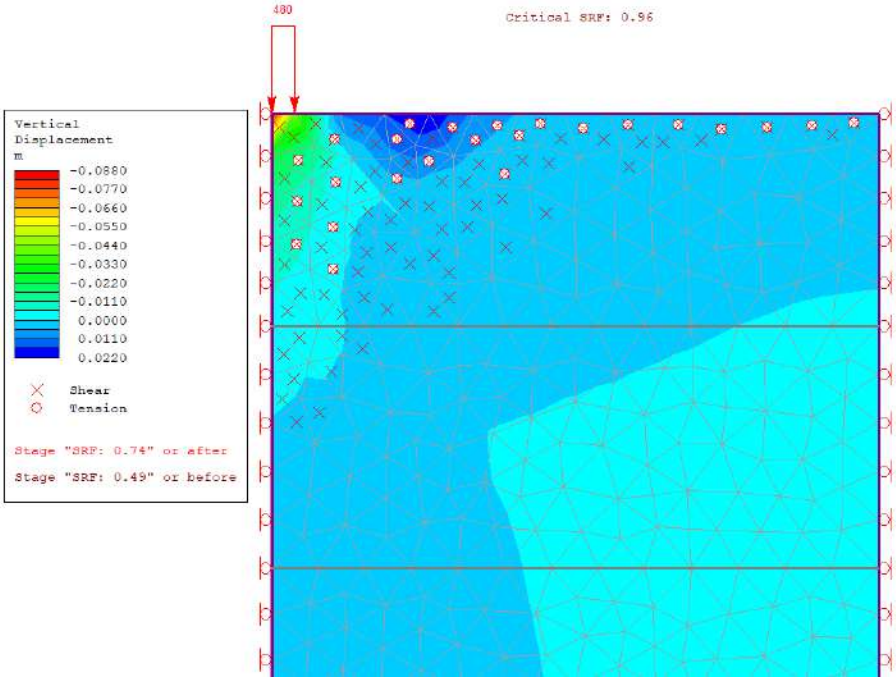
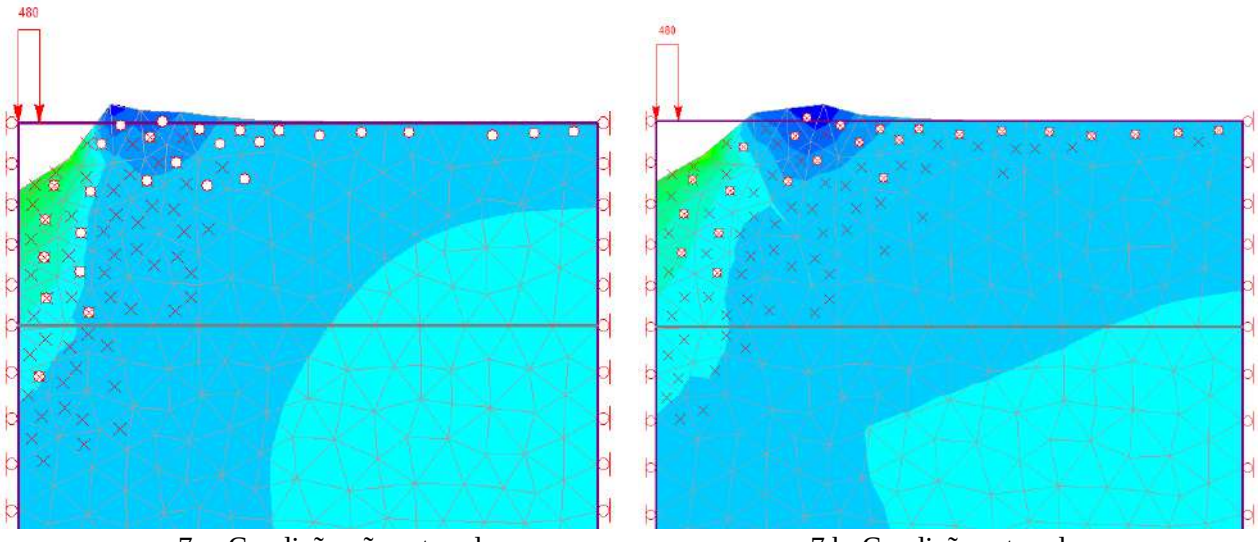


Figura 7. Resultado para a modelagem saturada

Quando se avalia a condição saturada, observa-se que ocorre deslocamento máximo de 8,8 cm e que o fator de redução de resistência crítico obtido foi de 0,96. Para este caso, confere-se que o fator de redução de carga atingiu valor menor que 1,00 o que informa que em uma condição de saturação, o solo não apresenta segurança aceitável.

Comparando ambos os resultados, confere-se que a condição saturada apresenta maior plastificação, com mais pontos, representados em "X", apresentando ruptura, que pode ser observado na redução do fator de redução de resistência quando comparado ao primeiro caso apresentado. Quanto ao fator de redução de resistência, foi constatado que a condição não saturada apresentou resultado de 1,67 que foi reajustado para 0,96 após a saturação da modelagem. Essa redução de 0,71 apresenta variação percentual de estimados 42,5% na redução da resistência.

Ademais, apesar de apresentar menor valor absoluto de deslocamento vertical, a condição saturada demonstra maiores distribuições de deslocamentos, demonstrando ruptura mais generalizada. A Figura 7 permite observar o comportamento de deslocamentos nas condições não saturada (7.a) e saturada (7.b).



7.a. Condição não saturada 7.b. Condição saturada

Figura 7. Malhas deformadas de deslocamentos em diferentes condições

A figura acima nos permite visualizar e confirmar, por meio da malha deformada, que o processo de ruptura é bem mais atenuado na condição saturada, haja vista que neste caso não há contribuição da sucção como parcela de resistência aparentemente coesiva.

5 CONCLUSÃO

Neste estudo, observou-se que a prova de carga apresentou estimativa de carga de ruptura de 480 kPa, e que as modelagens realizadas com esse valor aplicado apresentaram fatores de redução de resistência de 1,68 para o caso de campo (não saturado) e 0,96 para a condição saturada. Tal redução já demonstra o que se era esperado, que a sucção é capaz de atribuir maior resistência e segurança para a obra. Além disso, pode-se conferir que a plastificação é mais acentuada e observada em condição saturada, com maiores regiões de plastificação.

Para o caso trabalhado, foi visto que a extrapolação de Van der Veen (1953) pode não representar com fidelidade a estimativa de carga de ruptura, haja vista que a estimativa era de que o fator de redução de resistência, para a simulação de campo, fosse o mais próximo do valor de 1,00 ao invés de ser maior esse valor esperado. No entanto, isso pode mostrar que a extrapolação pode não ter sido a mais confiável para o caso de campo (não saturado), assim como pode não ter sido desenvolvida a modelagem com o parâmetro adequado pelo programa.

Em conclusão, esse trabalho permitiu observar que a sucção é capaz de promover alterações drásticas em reduções de resistência, observados na situação em questão uma redução de 42,5% da sua resistência. Dessa forma, uma prova de carga concebida em ambiente de condição não saturada apresenta maior resistência, e consequentemente maior fator de segurança, quando comparado a um mesmo caso considerando uma saturação do solo.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Univesidade Federal do Ceará (DEHA – UFC), e aos colaboradores e pesquisadores que forneceram o suporte necessário para a realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. M. da R. (2018). *Avaliação de métodos de estimativa da capacidade de carga de fundações diretas em solos não saturados*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidraulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará / UFC, 146p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6489: *Solo – Prova de carga estática em fundação direta*. Rio de Janeiro.

Bowles, J.E. (2001). *Foundation Analysis and Design*. 5th Edition, New York: McGraw-Hill. 1241 p.

Cintra, J. C. A.; Aoki, N.; Albiero, J. H. (2011). *Fundações diretas: projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos. 139 p.

Chapra, S. C.; Canale, R. P. (2018). *Métodos numéricos para engenharia*. 7ª Ed (tradução). McGraw-Hill Educations. New York.

Fredlund, D. G.; Morgenstern, N. R.; Widger, R. S. (1978). The shear strength of unsaturated soil. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 15. p. 313-321.

GeoStudio (2021). *Stability Modeling with GeoStudio*. Geo-Slope International Ltd. 254 p.

Miranda, A. N. de. (2005). *Geotecnia no Nordeste*. 2. ed. Recife: Editora Universitária UFPE. v. 1. 543 p.

Soriano, H. L. (2003). *Método de Elementos Finitos em Análise de Estruturas.* Editora da Universidade de São Paulo – USP. São Paulo.

Van der Veen, C. (1953). *Bearing capacity of a pile*. In: International conference soil mechanics foundation engineering, 3., 1953, Zurich. Proceedings... Zurich, v. 2.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/352

Sobre Métodos de Capacidade de Carga Geotécnica para Estaca Raiz usando Ferramental Estatístico e RNA

Gérson Jacques Miranda dos Anjos
Professor, UFPA, Belém - PA, Brasil, mirandadosanjos@gmail.com

Marcelo Seabra de Andrade
Graduado em engenharia civil, UFPA, Belém - PA, Brasil, eng.marceloseabra@gmail.com

Alberto Miranda Pereira
Engenheiro Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil, alberto.miranda1997@gmail.com

RESUMO: As estacas do tipo raiz compõem a classe de estacas escavadas em que há grande uso em todo o território brasileiro. A partir de um conjunto de 60 provas de carga que serão analisadas com o uso de ferramental estatístico, objetiva-se chegar a uma formulação de carga total com melhor desempenho em relação às demais formulações sugeridas na literatura geotécnica. Ainda, os métodos mais usados na literatura podem ser combinados com o intuito de melhorar a previsão entre valores calculados e medidos. Por fim, uma simples tentativa foi feita no sentido de formulação para a carga geotécnica total usando Rede Neural Artificial com as variáveis: $Nspt_{_fuste}$, $Nspt_{_base}$, diâmetro, comprimento e das porcentagens de tipo de solo ao longo do fuste e da base da estaca (arenoso, argiloso ou siltoso). Os métodos sugeridos foram superiores estatisticamente quando comparados aos demais métodos usados na literatura geotécnica. Por fim, o artigo pode ser de grande valia para a comunidade geotécnica e servir para nortear os projetos de fundações, apesar de saber que a geotecnia é local e deve ser trabalhada com as peculiaridades próprias de cada região.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca raiz, estatística, rede neural artificial, capacidade de carga total

ABSTRACT: The root piles belong to the class of excavated piles widely used throughout the Brazilian territory. Based on a set of 60 load tests that will be analyzed using statistical tools, the objective is to develop a total bearing capacity formulation with better performance compared to other formulations suggested in the geotechnical literature. Furthermore, the most commonly used methods in the literature can be combined to improve the prediction between calculated and measured values. Finally, a simple attempt was made to formulate the total geotechnical load using Artificial Neural Network with variables such as $Nspt_{shaft}$, $Nspt_{base}$, diameter, length, and the percentages of soil type along the shaft and base of the pile (sandy, clayey, or silty). The suggested methods were statistically superior when compared to other methods used in geotechnical literature. Ultimately, the article could be of great value to the geotechnical community and serve to guide foundation projects, although it is understood that geotechnics are local and should be addressed with the peculiarities of each region.

KEYWORDS: Root pile, statistics, artificial neural network, total load capacity

1 INTRODUÇÃO

Desde sua patente em 1952 na Itália pelo engenheiro Fernando Lizzi, a estaca raiz foi amplamente utilizada no reforço de fundações e controle de recalques, especialmente em estruturas históricas e outras construções contemporâneas. Atualmente, as estacas raiz desfrutam de uma ampla aplicabilidade no campo da Geotecnia de Fundações, com diâmetros típicos variando de 200 a 500 mm, sendo os diâmetros de 200, 250, 310 e 410 mm os mais comumente utilizados. Elas são empregadas tanto em solos como em maciços rochosos, ou em ambas as condições geotécnicas. Atualmente, a NBR 6122/2019 no seu item 3.23 mostra a definição de estaca raiz: *"estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada in loco executada por*

perfuração rotativa ou rotopercussiva, revestida integralmente, no trecho em solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis".

Atualmente, diversos métodos para avaliação da capacidade de carga total de fundações do tipo raiz foram desenvolvidos e apresentados à comunidade geotécnica. Entre esses métodos, destacam-se: Décourt & Quaresma (1978), Cabral (1986), Brasfond (1991), Aoki & Velloso (1975), Monteiro (1997) e Teixeira (1996). Os métodos de Décourt & Quaresma, Aoki & Velloso e Monteiro foram adaptados para estacas raiz, enquanto outros, como Cabral (1986), Brasfond (1991) e Teixeira (1996), foram concebidos especificamente para esse tipo de fundação. Com a perspectiva de que um determinado método pode ter melhor desempenho que outros em determinado local, faz-se esse estudo com 60 provas de carga para que seja apreciado e testado pela comunidade geotécnica (Anjos, 2006)

2 FERRAMENTAL ESTATÍSTICO E REDE NEURAL ARTIFICIAL (RNA)

O ferramental estatístico empregado neste trabalho consiste em 20 diferentes ferramentas, utilizadas para classificar os métodos, visando estabelecer um *ranking* entre eles. Adicionalmente, essas mesmas ferramentas são empregadas na busca por um coeficiente que possa melhorar o desempenho dos métodos em relação aos valores calculados e medidos. Tal escolha se deu em virtude de que o uso de diferentes ferramentas (r^2, MAE e RMSE) pode levar a conclusões distintas quando se compara valores calculados (previstos) e valores medidos de grandezas quaisquer.

Aqui, optou-se pela avaliação na forma de *ranking*, utilizando as seguintes ferramentas estatísticas: Índice de Referência (IR); Coeficiente de Eficiência de Nash-Sutcliffe (E); Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE); Índice de Performance; Índice de Legate & McCabe (LMI); Erro Absoluto Médio (MAE); Erro Percentual Absoluto Médio Ponderado (WMAPE); Incerteza Expandida (U95); Índice de Mielke Modificado; Índice de Concordância de Willmott (d); Probabilidade LogNormal (P_ln) - tipicamente com acurácia de 20%; Erro Percentual Absoluto Médio (MAPE); Coeficiente de Determinação (r^2); Probabilidade Normal (P) - tipicamente com acurácia de 20%; Ranking Index (RI); Raiz do Erro Percentual Quadrático Médio (RMSPE), Ranking Distance (RD); Variância Explicada (VAF); Erro Percentual Absoluto Mediano (MedAPE); e Raiz do Erro Quadrático Médio Sistemático (RMSEs). A definição de cada um dos métodos estatísticos é de fácil obtenção e, por limitação de espaço, serão somente citados (o primeiro autor disponibiliza aos requerentes).

O padrão de funcionamento do algoritmo de processamento de dados se assemelha ao da célula nervosa biológica (neurônio), motivo pelo qual recebeu a denominação de *Rede Neural Artificial* (RNA). Para Haykin (2001), a RNA pode ser definida como um sistema de processamento distribuído de forma paralela, constituído de unidades de processamento simples, denominados neurônios, destinados a armazenagem de conhecimentos, tornando-os disponíveis ao uso. Assim como nas células biológicas, as saídas dos processamentos da RNA podem ser transmitidas para unidades de processamento posteriores (modelos multicamadas) ou retornar de imediato, após uma camada, os valores numéricos descritivos dos elementos em análise. Nos problemas de RNA, detêm-se valores de entrada e saída, de tal modo que a problemática consiste na determinação de parâmetros que efetuem com eficiência a conexão entre esses elementos. Esse processo é realizado na unidade básica de processamento, o neurônio. A Figura 1 mostra um modelo matemático de um "neurônio artificial".

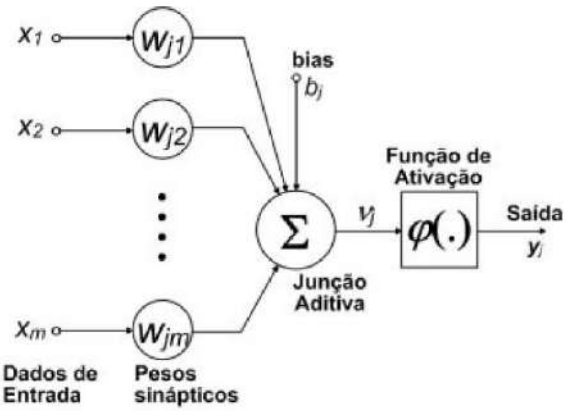


Figura 1. Modelo matemático de um neurônio artificial

De acordo com o modelo de neurônio apresentado na Figura 1, os elementos envolvidos no processamento de dados podem ser determinados da seguinte maneira: (a) Os dados de entrada dos neurônios (x_1, x_2, x_3, ..., x_m) representam as variáveis do fenômeno estudado e são utilizados para ajustar a rede durante o treinamento; (b) Os pesos sinápticos associados às entradas (w_{j1}, w_{j2}, w_{j3}, ..., w_{jm}), determinados durante o treinamento da RNA, são fatores de ponderação aplicados às entradas do modelo; (c) O viés da camada oculta, ou *bias* (bj), é um parâmetro de correção incorporado à camada para prever e adaptar o modelo a possíveis erros e incertezas do processo; (d) v_j representa o processo de combinação ponderada dos sinais de entrada com seus respectivos pesos sinápticos, somado ao *bias*; (e) A função de ativação φ(.) é empregada para restringir a saída de dados a valores dentro do intervalo de amplitude do conjunto de dados em estudo, aumentando a precisão do modelo; (f) A saída do processamento (y_j) pode ser encaminhada para neurônios de camadas subsequentes ou servir como resposta final, caso o modelo seja de apenas uma camada. No processo de treinamento da RNA, o parâmetro de saída é tão importante quanto os parâmetros de entrada.

3 APRESENTAÇÃO DOS DADOS

Os dados utilizados para validar as metodologias propostas estão disponíveis na Tabela 1, que inclui informações sobre a geometria da seção transversal (diâmetro variando de 0,17 m a 0,41 m) e comprimento (variando entre 8 a 34 m). Quanto aos valores de $Nspt_{_fuste}$, têm-se valores entre 2 e 41, e para o $Nspt_{_base}$, variam entre 5 e 60. A base de dados utilizada inclui casos disponíveis na literatura geotécnica, bem como casos de arquivo pessoal dos autores.

Tabela 1. Dados – 60 Provas de carga em estaca raiz

DADOS DA PROVA DE CARGA					% SOLO NO FUSTE			% SOLO NA BASE		
Prova de carga	D_f (m)	L (m)	$N_{spt,fuste}$	$N_{spt,base}$	% Arenoso	% Siltoso	% Argiloso	% Arenoso	% Siltoso	% Argiloso
USP-5	0,27	20,23	5	11,98	75	0	25	100	0	0
CEUnB-R2	0,18	10,17	3	10,48	0	20	80	0	100	0
CEUnB-R3	0,18	9,97	3	10,48	0	20	80	0	100	0
CEUnB-R5	0,18	10,02	3	10,48	0	20	80	0	100	0
Anjos-1	0,30	8	2	5,21	0	0	100	0	0	100
Anjos-2	0,30	8	2	6,32	0	0	100	0	0	100
UCDR	0,41	25,5	18	53,9	34,6	0	65,4	0	0	100
Unicamp-B-09	0,41	12	5	8,54	0	50	50	0	100	0
Unicamp-B-10	0,41	12	3	7,13	0	50	50	0	100	0
Unicamp-B-15	0,41	12	3	6,43	0	50	50	0	100	0
Unicamp-A-07	0,31	23	6,5	15,66	0	73,9	26,1	0	100	0
Unicamp-A-18	0,31	23	6	16,4	0	73,9	26,1	0	100	0
Unicamp-A-19	0,31	23	5	16,4	0	73,9	26,1	0	100	0
CADAM-E157-02	0,31	30	11	43,12	26,7	0	73,3	100	0	0
CADAM-E157-04	0,31	30	14	37,43	33,3	0	66,7	100	0	0
CADAM-E62-04	0,31	28,5	12,5	31,42	31,0	0	69,0	100	0	0
CADAM-E91-01	0,31	30	14	37,33	30	0	70	0	0	100
CADAM-E94-01	0,31	33	14	60	27,3	0	72,7	0	0	100
CADAM-E130-02	0,31	30	11	43,12	26,7	0	73,3	100	0	0
Anjos-E-22	0,41	18	11	31,59	94,4	5,6	0	100	0	0
Anjos-E-24	0,41	17,9	11	31,59	94,4	5,6	0	100	0	0
Anjos-E-48	0,41	14,9	4,5	16,11	40	53,3	6,7	100	0	0
Anjos-E-58	0,41	10,8	3,5	7,71	18,2	72,7	9,1	100	0	0
Anjos-E-29	0,41	16,7	30,5	60	76,5	0	23,5	100	0	0
Anjos-E-36	0,41	17,7	33	60	77,8	0	22,2	100	0	0
Anjos-E-40	0,41	17,7	33	60	77,8	0	22,2	100	0	0
Anjos-E-47	0,41	17,7	33	60	77,8	0	22,2	100	0	0
Anjos-E-54	0,41	18,9	41	60	79,0	0	21,1	100	0	0
Anjos-E-01	0,41	14	17	60	71,4	28,6	0	100	0	0
Anjos-E-04	0,41	15	38,5	60	73,3	26,7	0	100	0	0
Anjos-E-07	0,41	15	38,5	60	73,3	26,7	0	100	0	0
Anjos-E-12	0,41	15	38,5	60	73,3	26,7	0	100	0	0
Anjos-E-18	0,41	14	20	60	50	14,3	35,7	100	0	0

Tabela 1. Dados – 60 Provas de carga em estaca raiz (continuação)

DADOS DA PROVA DE CARGA					% SOLO NO FUSTE			% SOLO NA BASE		
Prova de carga	D_f (m)	L (m)	$N_{spt,fuste}$	$N_{spt,base}$	% Arenoso	% Siltoso	% Argiloso	% Arenoso	% Siltoso	% Argiloso
AMANN-G101	0,20	21	6,5	9,67	28,6	0	71,4	0	0	100
AMANN-G102	0,20	20	6	9,01	30	0	70	100	0	0
AMANN-G201	0,25	32	4	8,42	56,3	9,4	34,4	0	100	0
AMANN-G202	0,25	20,92	3	9,97	71,4	4,8	23,8	0	100	0
AMANN-G203	0,25	18	3	6,31	44,4	11,1	44,4	0	100	0
AMANN-G204	0,25	25,96	4	5,04	61,5	0	38,5	0	0	100
AMANN-G301	0,25	21	4	16,74	100	0	0	100	0	0
AMANN-G302	0,25	23	4	20,66	100	0	0	100	0	0
AMANN-G401	0,25	34	6	15,48	58,8	0	41,2	100	0	0
AMANN-G402	0,31	23,2	12	9,16	73,9	0	26,1	100	0	0
AMANN-G403	0,31	34	6	22,74	61,8	2,9	35,3	100	0	0
AMANN-G404	0,31	34	9	24,31	64,7	0	35,3	100	0	0
AMANN-G501	0,20	23	13,5	24,8	17,4	0	82,6	0	0	100
AMANN-G502	0,20	23	13,5	24,8	17,4	0	82,6	0	0	100
AMANN-G503	0,25	23	13,5	24,8	17,4	0	82,6	0	0	100
AMANN-G504	0,25	23	13,5	24,8	17,4	0	82,6	0	0	100
AMANN-G601	0,25	16	5	11,71	100	0	0	100	0	0
AMANN-G602	0,17	20	6	50	45	0	55	100	0	0
AMANN-G603	0,25	20,23	5	12,14	75	0	25	100	0	0
AMANN-G701	0,25	15	8,5	28,69	0	93,3	6,7	0	100	0
AMANN-G702	0,25	14	8	46,5	57,1	0	42,9	100	0	0
AMANN-G703	0,25	20,5	7	11,85	42,9	0	57,1	100	0	0
AMANN-G704	0,25	27,5	4	19,96	46,4	0	53,6	100	0	0
AMANN-G706	0,40	21	14	47,33	14,3	0	85,7	0	0	100
AMANN-G707	0,25	20,1	17	60	80	20	0	100	0	0
AMANN-G708	0,25	27,4	13	16,54	22,2	0	77,8	100	0	0
AMANN-G709	0,25	24,4	14	16,16	45,8	0	54,2	0	0	100

Na Tabela 1, $N_{spt,base}$ é a média geométrica dos valores de N_{spt} no intervalo compreendido entre a base e 4 m acima dela; $N_{spt,fuste}$ é a mediana dos valores de N_{spt} ao longo do fuste (sem considerar os valores utilizados na base). Além disso, $q_b \leq 3{,}2$ MPa e $55 \leq ql \leq 101$ kPa. O N_{spt} deve estar entre 1 e 60.

É essencial que as metodologias sejam utilizadas respeitando os limites dos valores de N_{spt} (fuste e base). As análises dos solos ao longo do fuste das estacas ensaiadas revelam a predominância de solo argiloso, seguido por solo arenoso e, em menor proporção, solo siltoso e areia. Essa informação proporciona maior segurança ao usuário quanto ao tipo de estratigrafia dominante ao empregar os métodos. O termo "Argiloso" abrange a soma das porcentagens dos solos que possuem fração argilosa predominante, tal como: Argila Siltosa, Argila Arenosa, Argila Silto-Arenosa e Argila Areno-Siltosa. Analogamente, o mesmo raciocínio se aplica aos termos "Arenoso" e "Siltoso". Observa-se, por fim, que as frações de argila e silte (apenas) possuem uma porcentagem muito baixa ou nula, sugerindo que as metodologias não devem ser aplicadas quando esses tipos de solos dominam ao longo do fuste da estaca.

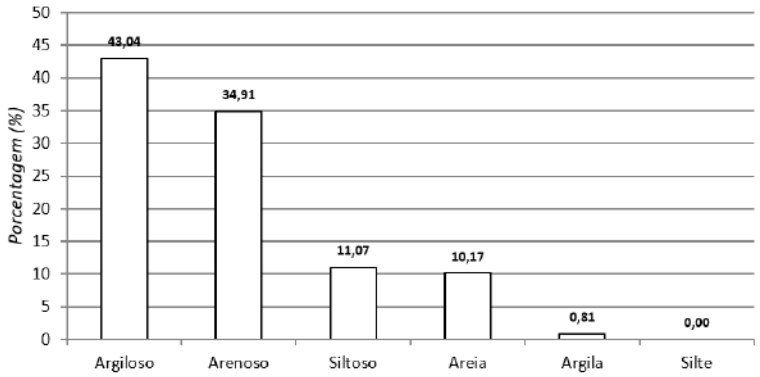


Figura 2. Estratigrafia dominante ao longo do fuste das estacas do estudo

4 ANÁLISE DE RESULTADOS - METODOLOGIA 1 (FERRAMENTAS ESTATÍSTICAS)

Dentre as 20 ferramentas estatísticas mencionadas anteriormente, foi constatado por inspeção que as seguintes ferramentas têm potencial para alcançar o melhor desempenho: Índice de Performance; Índice de Performance Modificado; MAE; Mielke Modificado; RD; RMSE; e VAF. Cada uma delas possui variantes que consideram o diâmetro e os pontos de Nspt (acima ou abaixo da base da fundação). Após diversas tentativas e análises para determinar qual ferramenta apresentaria o melhor desempenho, chegou-se à formulação final para determinação da resistência lateral unitária (ql) e da resistência unitária da base (qb), conforme mostrado nas Equações 1 e 2.

$$q_l = 1{,}26.N_{spt,fuste} + 54{,}54 \text{ (kPa)} \quad (1)$$

$$q_b = 56{,}82.N_{spt,base} \text{ (kPa)} \quad (2)$$

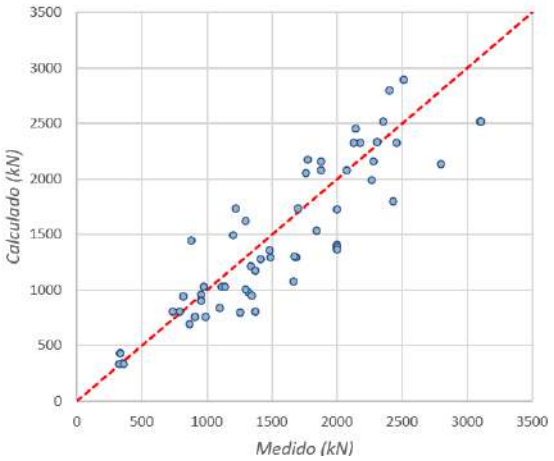


Figura 3. Método sugerido: valores calculados e medidos

Novamente, $N_{spt,base}$ é a média geométrica dos valores de N_{spt} no intervalo compreendido entre a base e 4 m acima dela; $N_{spt,fuste}$ é a mediana dos valores de N_{spt} ao longo do fuste (sem considerar os valores utilizados na base). É importante ressaltar que o método deve ser sempre empregado para a avaliação da carga total, utilizando os parâmetros ql e qb conforme mencionado anteriormente. Além disso, na Figura 4, é apresentado um ranking utilizando as ferramentas estatísticas, no qual o método sugerido descrito anteriormente – denominado Anjos (α, β, γ) (2024) - demonstra um desempenho significativamente superior aos demais. Quanto menor o valor mostrado na coluna "soma" na Figura 4, melhor o desempenho da metodologia. Os valores de α apresentados na Figura 4 representam um coeficiente que, quando multiplicado pelos valores originais de cada metodologia, otimizam seu respectivo desempenho na classificação geral.

Ordem	Método	Alfa	Soma
1	Anjos (α, β, γ) (2024)	0,997	94
2	Anjos (α, β, γ) (2024)	1,0	95
3	Teixeira (1996)	0,535	577
4	Décourt & Quaresma (1978)	0,568	626
5	Monteiro (1997)	0,625	644
6	Brasfond (1991)	0,607	959
7	Cabral (1986)	0,759	1146
8	Cabral (1986)	1,0	1336
9	Brasfond (1991)	1,0	1660
10	Décourt & Quaresma (1978)	1,0	1710
11	Aoki & Velloso (1975)	0,469	1718
12	Monteiro (1997)	1,0	1734
13	Teixeira (1996)	1,0	1806
14	Aoki & Velloso (1975)	1,0	2010

Figura 4. Ranking do método sugerido em relação aos usados na literatura geotécnica para estaca raiz

Quando analisados apenas os métodos originais sugeridos na literatura geotécnica (α = 1), observa-se que o método de Cabral (1986) apresenta o melhor desempenho, enquanto o método de Aoki & Velloso (1975) mostra o pior desempenho, conforme mostrado na Figura 5a. Na Figura 5b, quando considerados os coeficientes de melhoria, o método de Teixeira (1996) passa a ter o melhor desempenho quando comparado às demais metodologias. Em contrapartida, o método de Aoki & Velloso (1975) apresenta o pior desempenho entre os métodos, em ambos os cenários (com e sem melhoria)

Ordem	Método	Alfa	Soma
1	Cabral (1986)	1,0	1056
2	Brasfond (1991)	1,0	1380
3	Décourt & Quaresma (1978)	1,0	1430
4	Monteiro (1997)	1,0	1454
5	Teixeira (1996)	1,0	1526
6	Aoki & Velloso (1975)	1,0	1730

(a)

Ordem	Método	Alfa	Soma
1	Teixeira (1996)	0,535	297
2	Décourt & Quaresma (1978)	0,568	347
3	Monteiro (1997)	0,625	365
4	Brasfond (1991)	0,607	679
5	Cabral (1986)	0,759	866
6	Aoki & Velloso (1975)	0,469	1438

(b)

Figura 5. Ranqueamento entre os métodos: a) sem melhoria (α = 1,0); b) com melhoria (α ≠ 1,0)

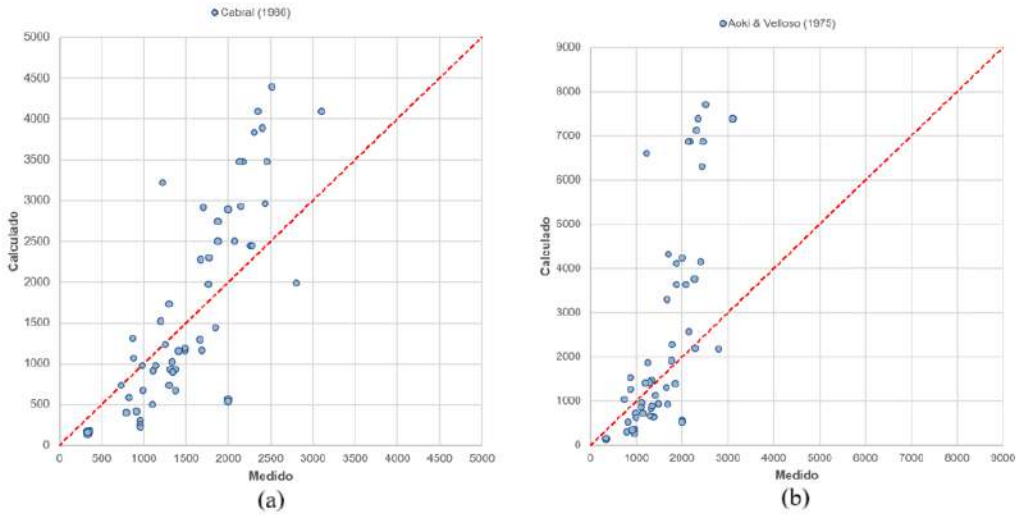


Figura 6. Método com melhor e pior desempenho (valores calculados e medidos **sem melhoria**)

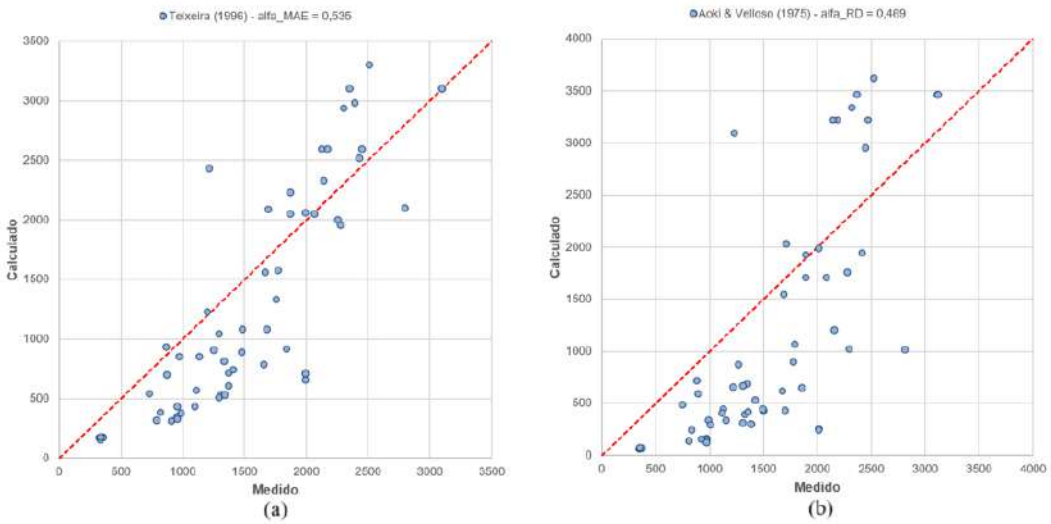


Figura 7. Método com melhor e pior desempenho (valores calculados e medidos **com melhoria**)

5 ANÁLISE DE RESULTADOS - METODOLOGIA 2 (REDE NEURAL ARTIFICIAL)

Com o uso de uma Rede Neural Artificial (apesar da pouca quantidade de casos), sugere-se um método que deve ser utilizado com cautela. Neste método, os dados de entrada (*layers*) são compostos por 10 parâmetros, com uma camada intermediária (oculta) formada por três neurônios de processamento, resultando na saída que representa o valor da carga total, conforme definido na Figura 8. A equação obtida pela análise via Rede Neural é representada pelas Equações 3 a 5 para "Hi", que são os neurônios da camada oculta de processamento, e finalmente, na Equação 6, obtemos a saída, com o valor da carga total em kN.

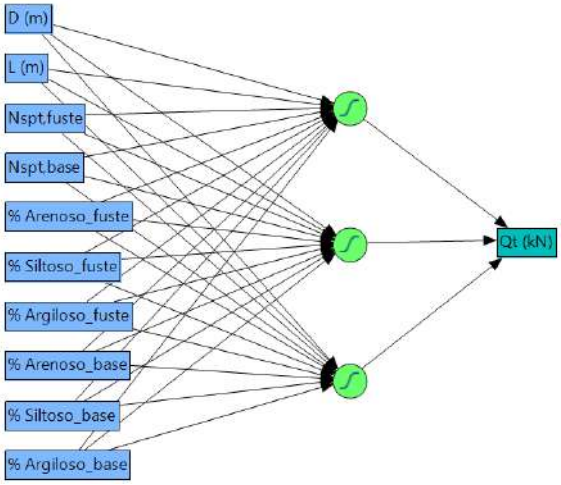


Figura 8. Modelo de arquitetura da Rede Neural Artificial

$$H1=\tanh(0{,}5*(-10{,}86071*D + 0{,}06011*L - 0{,}05427*Nspt_fuste - 0{,}03237*Nspt_base - 0{,}00413*\ \%_Arenoso_{_fuste} - 0{,}04424*\%_Siltoso_fuste + 0{,}04387*\%_Argiloso_fuste + 0{,}00218*\%_Arenoso_base + 0{,}01961*\%_Siltoso_{_base} - 0{,}00702*\%_Argiloso_base + 1{,}28008) \quad (3)$$

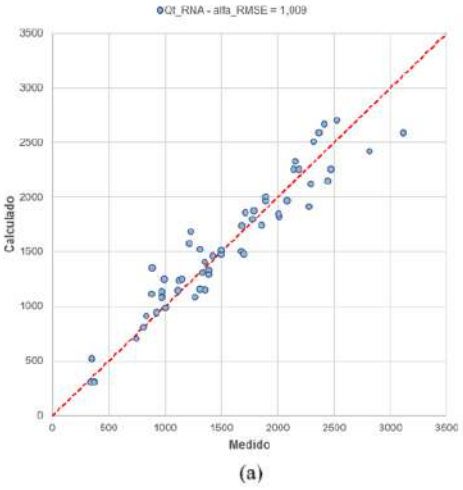
$$H2=\tanh(0{,}5*(-13{,}43100*D - 0{,}02707*L - 0{,}07504*Nspt_fuste - 0{,}01995*Nspt_base - 0{,}00277*\%_Arenoso_fuste + 0{,}04593*\%_Siltoso_fuste - 0{,}02437*\%_Argiloso_fuste + 0{,}00022*\%_Arenoso_base + 0{,}00379*\%_Siltoso_base + 0{,}001388*\%_Argiloso_base + 8{,}13307) \quad (4)$$

$$H3=\tanh(0{,}5*(6{,}49712*D + 0{,}33142*L + 0{,}02736*Nspt_fuste + 0{,}01304*Nspt_base - 0{,}00904*\%_Arenoso_fuste + 0{,}00175*\%_Siltoso_fuste + 0{,}00774*\%_Argiloso_fuste + 0{,}00605*\%_Arenoso_base + 0{,}00561*\%_Siltoso_base - 0{,}00445*\%_Argiloso_base - 8{,}79484) \quad (5)$$

$$Qt = -373{,}993716*H1 - 405{,}12420*H2 + 532{,}70147*H3 + 1533{,}52198 \quad (6)$$

Novamente, é realizada uma comparação de desempenho entre os dois métodos sugeridos – utilizando ferramentas estatísticas (Metodologia 1) e a Rede Neural Artificial (Metodologia 2) – e os métodos tradicionais da literatura geotécnica. Os resultados são apresentados na Figura 9, onde, ao inspecionar os valores calculados e medidos, observa-se que o método via RNA supera os demais por uma ampla margem. O coeficiente α = 1,009 (praticamente igual a 1) indica que nenhuma melhoria adicional seria necessária para o método via RNA. Da mesma forma, o método utilizando ferramentas estatísticas (Metodologia 1) não requer nenhum ajuste significativo, com um α = 1,007, que, para fins práticos de Engenharia, pode ser considerado igual a 1. Na última coluna da Figura 9b (soma), menores valores indicam um melhor desempenho para o método correspondente.

Para os métodos empregados na literatura geotécnica, o método de Teixeira se destaca com um coeficiente α = 0,535, conforme ilustrado na Figura 9b. Além disso, ao considerar a influência do coeficiente α, podemos inferir que o método de Teixeira (1996) fornece uma estimativa mais aproximada da carga medida para o conjunto de dados apresentado neste artigo.



(a)

Ordem	Método	Alfa	Soma
1	Qt_RNA	1,009	113
2	Qt_RNA	1	120
3	Anjos (α, β, γ) (2024)	1,007	340
4	Anjos (α, β, γ) (2024)	1	342
5	Teixeira (1996)	0,535	837
6	Décourt & Quaresma (1978)	0,568	886
7	Monteiro (1997)	0,625	904
8	Brasfond (1991)	0,607	1219
9	Cabral (1986)	0,759	1406
10	Cabral (1986)	1	1596
11	Brasfond (1991)	1	1920
12	Décourt & Quaresma (1978)	1	1970
13	Aoki & Velloso (1975)	0,469	1978
14	Monteiro (1997)	1	1994
15	Teixeira (1996)	1	2066
16	Aoki & Velloso (1975)	1	2270

(b)

Figura 9. a) Valor calculado e medido via RNA; b) Classificação usando ferramentas estatísticas

6 CONCLUSÃO

As metodologias propostas neste trabalho, para a base de dados utilizada, demonstraram desempenho significativamente superior aos métodos tradicionais frequentemente encontrados na literatura geotécnica. No entanto, é importante usar essas metodologias com cautela, dado o número limitado de casos analisados, especialmente para o método baseado em *Rede Neural Artificial* (Metodologia 2). Ainda assim, observa-se um grande potencial para aprimorá-las com a expansão da base de dados. A Metodologia 1, embora suas equações incluam as contribuições de resistência lateral e de base, deve ser empregada apenas para verificar a capacidade de carga total.

Além disso, verificou-se que o método de Cabral (1986) apresentou o melhor desempenho dentre os métodos originais. Após aplicação dos coeficientes de melhoria α, o método de Teixeira (1996) mostrou-se mais eficaz, com um coeficiente α de 0,535 aplicado ao método original. Por outro lado, o método de Aoki & Velloso (1975) teve o pior desempenho entre todos os analisados para a base de dados disponível.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anjos, G.J.M. (2006) *Estudo do Comportamento de Fundações Escavadas em Solos Tropicais*. Tese de Doutorado. Publicação G.TD/033/06, UnB, DF, 341p.

Antunes, W.R., Cabral, D.A. (1996) *Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua*, III SEFE, 2: 105-110.

Aoki, N., Velloso, D.A. (1975) *An Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. V PACSMFE, Bueno Aires.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019) NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro

Brasfond (1991). *Catálogo Técnico sobre Estacas Raiz*.

Cabral, D.A. (1986). *O uso da estaca raiz como fundação de obras normais*. in: Congresso Brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações, 8., 1986, Porto Alegre. Anais. Porto Alegre: ABMS, 1986. v. 6, p. 71-82.

Décourt, L., Quaresma Filho, A.R. (1978) *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. VI COBRAMSEG, vol. 1, p. 45-53.

Haykin, S. (2001). Redes Neurais: Princípios e prática. Porto Alegre: Ed Bookman.

Monteiro, P.F., (1997) *Capacidade de carga de estacas – Método Aoki-Velloso*, Relat. Estacas Franki Ltda.

Teixeira, A.H. (1996). *Projeto e execução de fundações*. SEFE III. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. v.1 São Paulo. pp.33-50.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/353

Soluções de fundação perto do rio Trancão, em Lisboa

Inês Braz
Engenheira Civil, JETsj, Lisboa, Portugal, ibraz@jetsj.com

Alexandre Pinto
Engenheiro Civil, JETsj, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

Miriam Lopes
Engenheira Civil, JETsj, Lisboa, Portugal, mlopes@jetsj.com

RESUMO: No presente artigo são apresentadas as soluções implementadas para as fundações do palco instalado no Parque Tejo, perto do Rio Trancão, em Lisboa, para a missa papal, no âmbito do evento Jornadas Mundiais da Juventude 2023. O palco localiza-se sobre um aterro de resíduos sólidos urbanos que se encontra selado superiormente através de uma geomembrana de PEAD, o que condicionava, numa fase inicial, o recurso a soluções de fundações indiretas. Subjacente aos depósitos de resíduos sólidos urbanos, localiza-se a formação aluvionar composta por solos lodosos muito compressíveis, com fracas características mecânicas, com espessura variável, atingindo os 12m, por sua vez, repousando sobre o substrato Miocénico. De modo a diminuir a amplitude de deslocamentos diferenciais que pudessem condicionar a boa utilização do palco, foi realizado um aterro de pré-carga com tempo de permanência de 3 meses. Para as fundações da cobertura do palco, devido à necessidade de transmitir cargas de tração ao terreno motivadas pela ação do vento, foi adotada uma solução de microestacas cravadas tubulares em ferro fundido dúctil, reforçadas interiormente com uma microestaca de varão, do tipo auto perfurante, devidamente selada no substrato Miocénico.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro de Pré-Carga, Microestacas Cravadas, Microestacas Autoperfurantes, Fundações.

ABSTRACT: This paper describes the foundations solutions of a stage that was installed at the Tejo Park, near the Trancão river in Lisbon, for the papal mass during the World Youth Day 2023. The stage is located over an urban solid waste landfill, sealed at the upper face by a PEAD geomembrane, which brought restraints to the use deep foundations solutions at an early stage. Underlying the urban solid waste landfill, is an alluvial layer with 12m of maximum thickness, with very compressible soils, resting over the Miocene bedrock. To reduce the amplitude of differential settlements that could impact the stage performance, a preload landfill was carried out, to minimize the settlements that could occur at the time of the papal mass. Due to the wind tension loads to be transmitted to the foundations, the solution for the stage cover foundation was defined with driven ductile iron micropiles pipes at the urban solid waste landfill and alluvial layers, reinforced with self-drilling rod in the center, sealed at the Miocene bed rock.

KEYWORDS: Preload Landfill, Ductile Iron Driven Micropiles, Self-Drilling Micropiles.

1 INTRODUÇÃO

Tendo em conta a localização das estruturas a executar e os vários condicionamentos relacionados com o solo de fundação, foi necessário proceder à execução de um aterro de pré-carga no local em que o palco dispunha de fundações diretas e proceder à realização de ensaios de carga de microestacas cravadas, reforçadas com varão autoperfurante no seu interior, de modo a validar a solução de fundações das estruturas mais pesadas – cobertura e zona traseira do Palco (a sul). O recinto onde se realizou o evento dispõe de cerca de 38 hectares e apresenta uma forma sensivelmente retangular, orientado no sentido Norte-Sul, com aproximadamente 770 m de comprimento e 603 m de largura. Durante a missa papal acomodou cerca de um milhão de pessoas.

Este lote confina a Norte com o arruamento público - Rua Roald Amundsen e Passeio do Trancão, a Sul com o arruamento público - Rua Chen Ho, e a Oeste com o arruamento público - Passeio dos Heróis do Mar, todos estes que permitem o acesso tanto pedonal como de veículos ao interior do mesmo. Do lado Este o

terreno confina com o Rio Tejo - que permite o acesso pedonal ao interior do mesmo através do passadiço existente (Passeio do Sapal).

Na Figura 1 apresenta-se, a vermelho, o local de implantação do palco.

Figura 1 - Vista aérea do local. Google Earth.

2 PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos geológicos e geotécnicos

A área alvo de intervenção localizava-se numa área baixa e plana, na margem direita do estuário do rio Tejo. O palco foi fundado sobre o aterro sanitário de Beirolas, constituído por depósitos de solos contaminados e de resíduos urbanos, localizados, por sua vez, sobre uma camada de aterro heterogéneo, contendo materiais silto-argilosos misturados com areia e entulho, de origem artificial. Com a aproximação ao rio, a espessura do aterro sanitário reduz-se, até desaparecer na zona abrangida pela maré. Subjacente à camada de aterro, surge a formação aluvionar composta por solos lodosos compressíveis, com espessura muito variável na área do aterro sanitário de Beirolas. Na zona do Palco, a profundidade dos solos lodosos aumenta em direção ao rio de 2m até 25m, sendo praticamente constante na direção norte-sul. Subjacente a esta camada de lodos argilosos, encontra-se a formação Miocénica, constituída por arenitos, calcarenitos e calcários, mais ou menos margosos.

Na Figura 2 apresenta-se um corte esquemático da zona do palco com a identificação do zonamento descrito anteriormente.

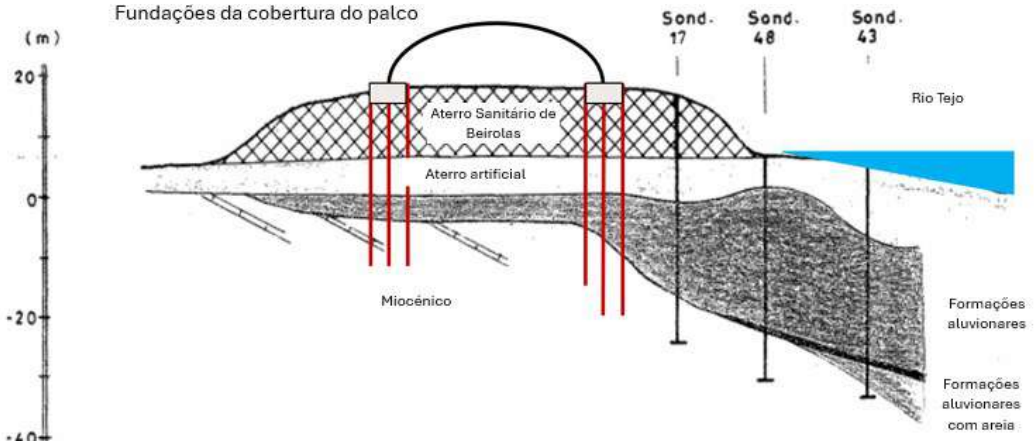


Figura 2 - Corte esquemático, Nascente – Poente, da zona do palco.

2.2 Condicionamentos relacionados com infraestrutura existente

Na definição das soluções de fundação do palco teve-se como premissa inicial o facto de não ser viável recorrer a fundações indiretas devido à existência da geomembrana de proteção da face superior do aterro sanitário cuja furação não seria possível. Este pressuposto foi mantido para a generalidade da área de intervenção, tendo sido exceção a zona traseira do palco, zona Sul, assim com o a cobertura do palco, devido ao tipo e valor das cargas a transmitir à fundação.

2.3 Condicionamentos relacionados com o tipo de estrutura da cobertura do palco

Na definição das soluções de fundação da estrutura metálica da cobertura do palco teve-se presente que a leveza da mesma, associada ao elevado vão e, em consequência, ao reduzido número de apoios, a tornava particularmente sensível à ação do vento, determinando a transmissão de elevadas cargas de tração às fundações, conforme Figura 3. A eventual execução de maciços com função de contra-peso não se afigurava realista, face à dimensão dos mesmos, associada ao respetivo peso. Na Figura 4 apresenta-se uma imagem com a preparação do local para início dos trabalhos de betão armado das correspondentes às fundações da cobertura.

Figura 3 - Vista da cobertura do palco. (Fonte: Observador)

Figura 4 – Microestacas de fundação da cobertura do palco.

3 SOLUÇÕES ADOTADAS

3.1 Aterro de pré-carga

A solução executada consistiu na realização de um aterro de pré-carga com 3,20m de altura, na zona de implantação do palco. O aterro foi realizado com material proveniente das proximidades com peso volúmico de aproximadamente 20kN/m^3. A execução deste aterro de pré-carga teve como objetivo minimizar os assentamentos que iriam ocorrer aquando da montagem e utilização do palco. O aterro de pré-carga permaneceu no local durante um período de 90 dias, tendo ocorrido um assentamento máximo de 25cm. Na Figura 5 apresenta-se a evolução temporal dos assentamentos na zona de implantação do aterro de pré-carga. A localização das marcas topográficas apresenta-se na Figura 6.

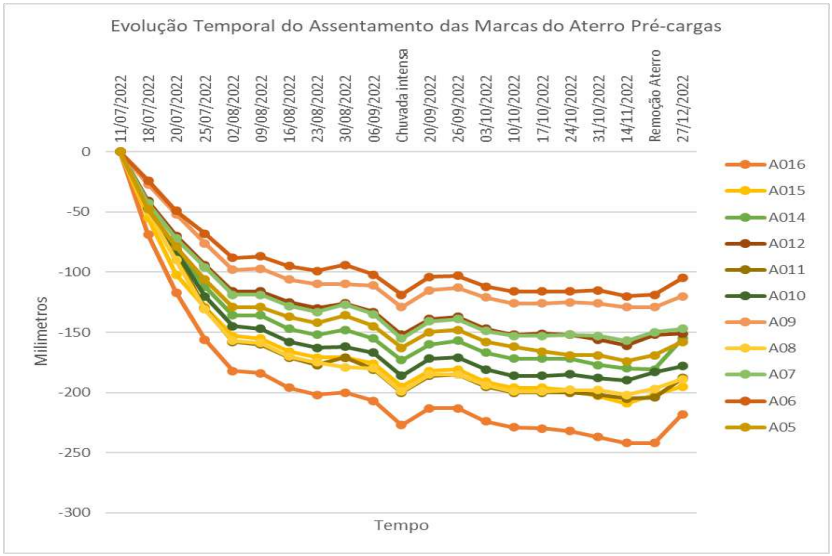


Figura 5 - Gráfico tempo-deformação. Instrumentação da zona do aterro de pré-carga.

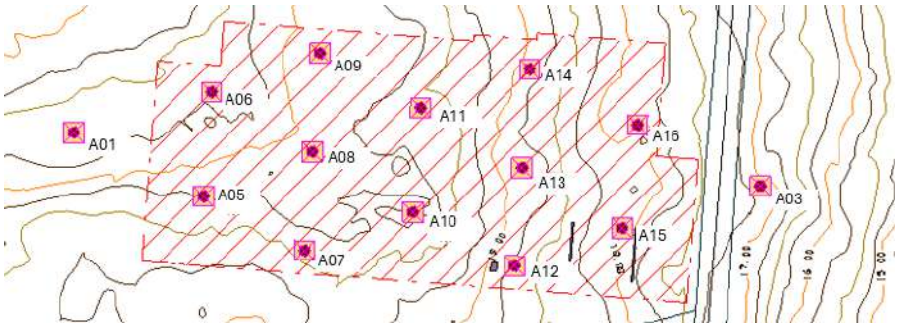


Figura 6 - Localização das marcas de assentamentos na zona do palco.

3.2 Fundações do palco

De forma a maximizar a uniformidade da transmissão das cargas ao terreno, a solução preconizada consistiu na execução de uma laje de fundação constituída por lajes alveolares pré-fabricadas, com 30cm de espessura mínima. Devido do aumento da amplitude das cargas em determinados alinhamentos, assim como da geometria irregular dos maciços de encabeçamento das microestacas de fundação da cobertura, foi necessário preconizar uma solução de fundação betonada in situ nessas zonas. Deste modo, a solução divide-se em 4 tipos de solução diferentes:

- Zona corrente: solução em lajes alveolares simplesmente apoiadas em vigas periféricas pré-fabricadas com secção em L ou retangular, de acordo com o desnível existente;
- Periferia dos maciços de fundação da cobertura: solução constituída por uma laje betonada in situ com espessura de 30cm;
- Alinhamentos traseiros – zona Nascente e Poente: solução constituída por uma laje betonada in situ com espessura de 25cm;
- Alinhamentos traseiros – zona central: viga de fundação com seção 1,65x1,20m^2, apoiada em microestacas cravadas, em ferro fundido dúctil, com seção tubular ϕ170x7,5mm preenchidas com betão C35/45 e reforçadas 3 varões ø32mm no seu interior para prevenir eventuais fenómenos de encurvadura, sem necessidade de entrega no substrato Miocénico, pois apenas acomodavam esforços de compressão. A solução de fundação nesta zona foi compatibilizada com a solução de fundação da cobertura do palco.

3.3 Fundações da cobertura do palco

Atendendo às elevadas cargas de tração a transmitir às fundações foi adotada uma solução constituída por microestacas cravadas, em ferro fundido dúctil, com seção tubular ϕ170x7,5mm, preenchidas com betão C35/45 e reforçadas interiormente com uma microestaca constituída por um varão oco, executada através da tecnologia auto perfurante. Ou seja, os tubos em ferro fundido dúctil, cravados por via seca apenas ao nível dos materiais brandos que materializam o aterro sanitário e a camada aluvionar subjacente funcionavam como um encamisamento perdido, permitindo a execução, pelo interior, da microestacas de varão, selada no substrato Miocénico.

Na Figura 7 apresenta-se o modelo 3D de toda a solução. Na Figura 8 é visível a solução definida para a zona corrente, em fase de obra.

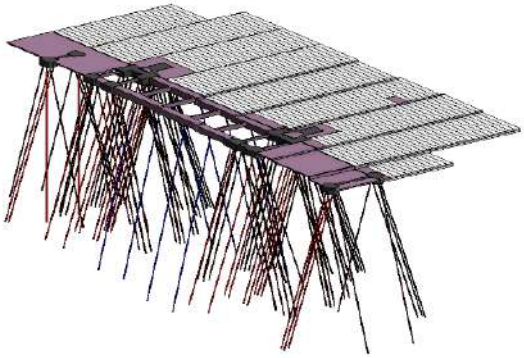


Figura 7 - Modelo 3D das fundações do palco e da cobertura do palco.

Figura 8 - Fotografia aérea da fundação do palco - zona de fundação direta constituída por lajes alveolares.

3 ENSAIOS DE CARGA À ESACALA REAL DE MICROESTACAS

Tendo em conta as características do dispositivo geológico do local, associada ao tipo e aos condicionantes da obra, foram executados ensaios de carga, cujos resultados pretendiam validar os pressupostos de dimensionamento.

Para o efeito, foram realizados 2 ensaios de carga prévios à escala real, um ensaio à compressão e um ensaio à tração.

As microestacas cravadas de ensaio foram executadas com recurso a um martelo hidráulico de alta frequência, conforme apresentado na Figura 9. A cravação foi efetuada por via seca até ser cumprido o critério de nega de entrega no substrato Miocénico. Na microestaca ensaiada à tração, foi utilizado um equipamento de perfuração com martelo de superfície para materialização de bolbo do varão oco interior, instalado através da tecnologia auto perfurante, no substrato Miocénico. Para a instalação desta mesma microestaca de varão, a furação foi efetuada com bit perdido Ø130mm à rotopercussão utilizando os próprios varões como elemento de perfuração. A progressão da furação fez-se através da colocação de conjuntos de varões até ser atingida a profundidade pretendida. À medida que a furação prosseguia introduziu-se pelo interior dos varões calda de cimento que tinha como função promover tanto a limpeza e remoção dos detritos de furação para a superfície, como a selagem final da microestaca. Em ambas as microestacas de ensaio, o interior ficou totalmente preenchido com calda de cimento tipo I 42.5. Para ambas as microestacas de ensaio, a instrumentação interior foi aplicada através de strain gauges introduzidos com recurso a um varão Ø16mm.

3.2 Ensaio de carga à tração

A estrutura de reação foi materializada através de um maciço de betão armado, com cerca de 2,5mx2,5m e 1m de altura, apresentado na Figura 9. O tubo exterior da microestaca ensaiada, cravado nos solos brandos por via seca, em ferro fundido dúctil teve um comprimento de 30,5m nos solos brandos. O varão oco interior

instalado através da tecnologia autoperfurante possuiu 40,5m, com selagem no substrato Miocénico de, aproximadamente, 10m (Bustamante e Doix, 1985). A carga de ensaio inicialmente prevista era 850kN. O ensaio de carga foi realizado com 4 ciclos de carga até à carga máxima de 922kN. Adicionalmente foi realizado um 5º ciclo de carga até 1598kN, de modo a testar a capacidade resistente da selagem no estrato Miocénico. Mesmo após atingir a carga de1598kN não se verificou rotura.

Os principais resultados do ensaio de tração realizado apresentam-se na Figura 10 e na Figura 11.

Figura 9 - Ensaio de carga de tração.

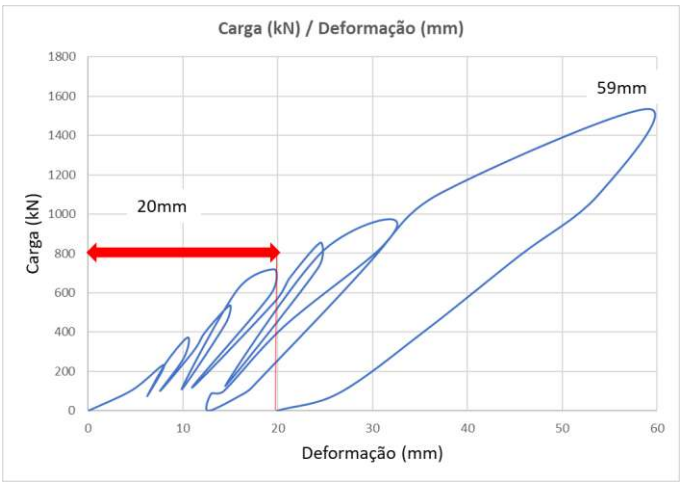


Figura 11 - Gráfico carga-deslocamento na cabeça. Ensaio de carga de tração.

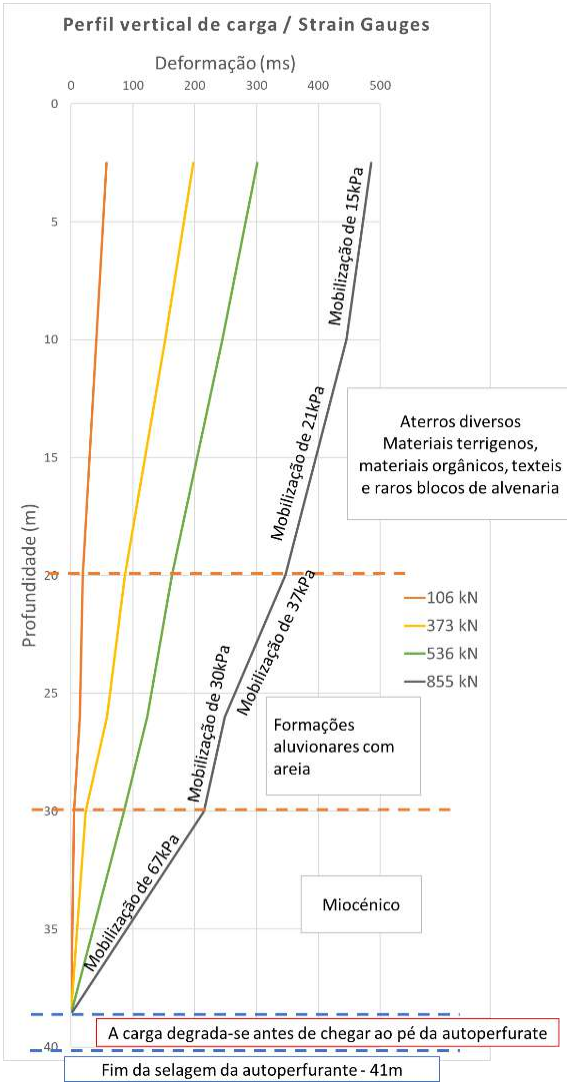


Figura 10 - Gráfico strain gauges - ensaio prévio à tração.

Para a carga de ensaio de 922kN, verificou-se uma resposta forte em todos os ciclos de carga, com uma deformação plástica da ordem dos 13mm e de uma deformação máxima de 33mm. No 5º ciclo de carga, verificou-se uma deformação total da ordem dos 59mm com uma deformação residual de 20mm.Foram instalados um conjunto de "strain gauges" à profundidade de 2.5m, 10m, 20m, 26m, 30m e 38,5m nomeadamente na transição entre o aterro e o estrato aluvionar.

Foi possível verificar com clareza, que o topo do estrato aluvionar se situava à profundidade de 20m, compatível com os resultados da prospeção realizada no local. Verificou-se que cerca de 50% da carga foi transmitida ao aterro, assim como que cerca de 30% do comprimento de selagem não foi mobilizado. No entanto, devido à grande heterogeneidade do material constituinte do aterro, considerou-se que o comprimento de selagem não deveria ser inferior aos 10m (Bustamante e Doix, 1985), de modo a, por prudência, poder acomodar a totalidade da carga de tração.

3.2 Ensaio de carga à compressão

A estrutura de reação foi executada com recuso a um pórtico constituído por perfis metálicos apoiado em 4 microestacas semelhantes à microestaca ensaiada à tração. A referida estrutura encontra-se ilustrada na Figura 12. A microestaca ensaiada possuía um comprimento de 34m, atingindo o substrato miocénico. A carga de ensaio prevista era 1820kN. Apesar do extremo cuidado em colocar o macaco alinhado com o eixo da microestaca, verificou-se instabilidade do maciço de encabeçamento da microestaca acima de uma carga de 1400kN com o deslocamento horizontal do maciço. Apesar da rotação do maciço, quando se ultrapassou a carga aproximada de 1400kN, verificou-se um aumento continuo de capacidade de carga em aproximadamente 320kN até aos 1723kN.

Os principais resultados do ensaio de tração realizado apresentam-se na Figura 13 e na Figura 14.

Figura 12 - Ensaio de carga de compressão.

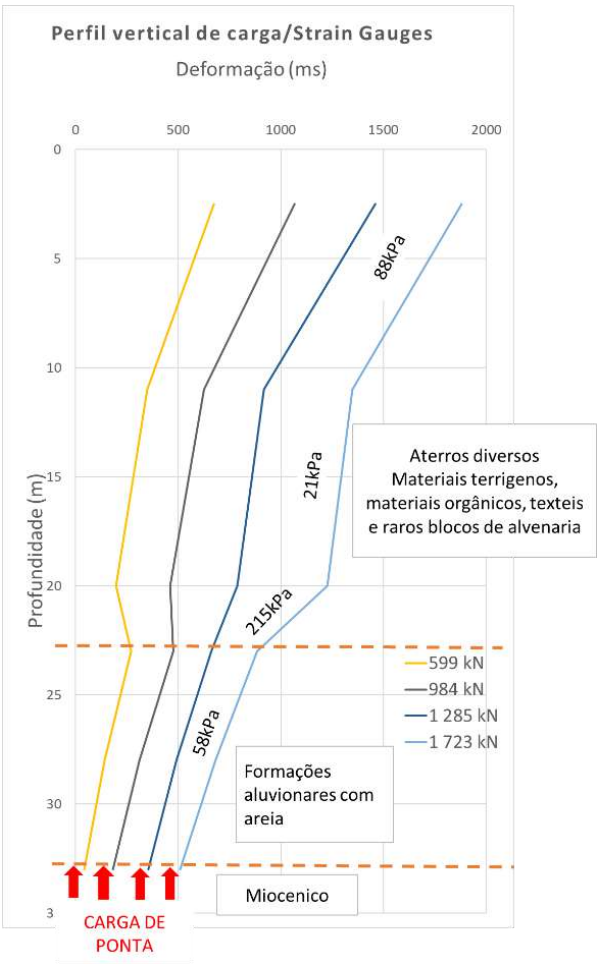


Figura 13 - Gráfico strain gauges - ensaio prévio à compressão.

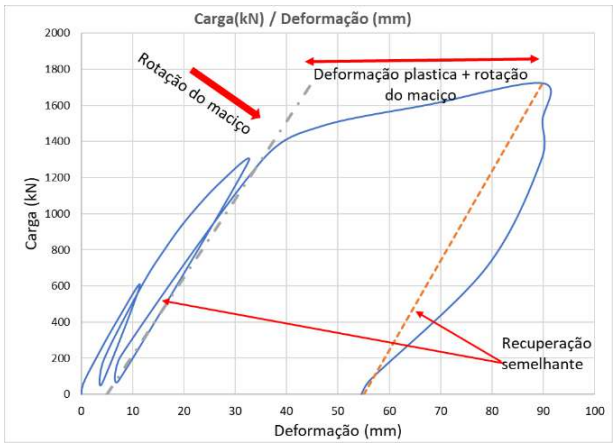


Figura 14 - Gráfico carga-deslocamento na cabeça. Ensaio de carga de compressão.

Foram instalados um conjunto de "strain gauges" às profundidades de 2,5m, 11m, 20m, 23m, 28m e 33m, nomeadamente na transição entre o aterro e a camada aluvionar. Foi possível verificar com clareza que o topo da camada aluvionar se situava a cerca de 23m de profundidade, o que era compatível com a informação resultante da prospeção geológica e geotécnica realizada no local. Verificou-se uma capacidade de transmissão de carga significava ao aterro com resposta efetiva entre o 2,5m e 11m e muito boa entre os 20 e 23m de profundidade. Entre a profundidade de 11 a 20m a transmissão de carga ao aterro foi negligenciável. Estima-se que a carga de ponta mobilizada seja da ordem dos 600kN para uma carga da ordem dos 1700 kN. Destacou-se igualmente a não mobilização de qualquer fenómeno de instabilidade lateral por encurvadura.

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo teve como objetivo apresentar a solução de fundações do palco principal das Jornadas Mundiais da Juventude, que se realizou no Parque Tejo, perto do Rio Trancão, em Lisboa, apresentando os diversos condicionamentos que estiveram na base das escolhas e decisões tomadas.

Tendo por base os condicionamentos já descritos, assim como os resultados dos ensaios de carga descritos, é destacado o excelente desempenho das duas soluções adotadas:

i. Fundação do palco com necessidade de acomodar apenas cargas de compressão: laje de fundação constituída por lajes alveolares pré-fabricadas, com 30cm de espessura mínima, assentes diretamente no terreno. Nos alinhamentos mais carregados a solução passou de fundação direta para fundação indireta com recurso a microestacas cravadas, tubos em ferro fundido dúctil com ligeira entrega no substrato Miocénico.
ii. Fundação da cobertura do palco com necessidade de acomodar esforços de compressão e, sobretudo, de tração: microestacas cravadas, tubos em ferro fundido dúctil, apenas ao nível dos solos brandos, situação que determinou a necessidade de reforçar os referidos tubos interiormente com uma microestaca constituída por um varão oco, executada através da tecnologia auto perfurante, devidamente selada no substrato Miocénico.

De modo a validar os pressupostos de dimensionamento das microestacas de fundação, foram realizados dois ensaios de carga no local de implantação do palco, um de compressão e um de tração. Os resultados obtidos permitiram validar antecipadamente os principais pressupostos de projeto, garantindo a adequação da solução ao contexto geológico-geotécnico local.

As questões ambientais foram tidas em conta, tendo-se adotado uma solução que evitasse a necessidade de remover os solos contaminados do local, com o recurso à utilização de microestacas tubulares, cravadas por via seca, em ferro fundido dúctil, este último destacando-se igualmente por ser um material reciclado das siderurgias.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra, a autorização para publicação do presente artigo. Agradecem igualmente à equipa que realizou os trabalhos descritos, nomeadamente as empresas Oliveiras S.A, empreiteiro geral, e Geosol S.A, empreiteiro dos trabalhos de geotecnia, assim como à empresa que fiscalizou a obra, Engexpor – Consultores de Engenharia S.A.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

https://observador.pt/2023/10/06/onde-esta-o-palco-da-jmj-no-parque-tejo-estrutura-foi-retirada-e-camara-de-lisboa-garante-que-foi-guardada/, acedido em 15/04/2024

Bustamante, M. e Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/354

The Effect Of An Eccentric Blow In The High Strain Dynamic Pile Test

Daniel Kina Murakami
Benaton Specialist, São Paulo, SP, Brasil

Jean Felix Cabette
Benaton Specialist, São Paulo, SP, Brasil

ABSTRACT: The High Strain Dynamic Pile Test (HSDPT) has been used on piles to detect damage along the shaft and to determine the pile capacity. The Beta Method is commonly used to identify the magnitude of the pile damage. A broken pile may not support a low-energy blow applied to the pile top (Murakami et at, 2020). Moreover, good dynamic-collected data is fundamental for a reliable diagnosis of the piles, particularly for detecting pile damage (Murakami et al., 2022a, 2022b, 2023, 2024a, 2024b). This paper presents a case study in which poor data quality indicated false damage on 30 cm-square precast concrete piles. Furthermore, the set per blow was zero, and the force signals demonstrated an eccentric blow, with negative force values before the 2L/c time in one of the pair of sensors, indicating that this bending on the pile may have resulted in this "false pile damage." This paper shows that the pile testing engineer may evaluate if the collected data is of good quality. If not, an investigation must be done to identify the cause of the bad-quality data. Otherwise, the outcome of the HSDPT will not be reliable and may indicate false pile damage on the pile shaft.

KEYWORDS: High Strain Dynamic Pile Test (HSDPT), Beta Method, False Pile Damage, Data Quality, Precast Concrete Piles

RESUMO: O Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD) tem sido utilizado em estacas para detectar danos ao longo do fuste e determinar a capacidade da estaca. O Método Beta é comumente usado para identificar a magnitude do dano na estaca. Uma estaca danificada pode não resistir a um impacto de baixa energia aplicado no topo da estaca (Murakami et al., 2020). Além disso, dados dinâmicos coletados com qualidade são fundamentais para um diagnóstico confiável das estacas, particularmente para detectar danos (Murakami et al., 2022a, 2022b, 2023, 2024a, 2024b). Este artigo apresenta um estudo de caso no qual a baixa qualidade dos dados indicou falsos danos em estacas pré-fabricadas de concreto de 30 cm de lado. Ademais, a nega por golpe foi zero, e os sinais de força demonstraram um golpe excêntrico, com valores de força negativos antes do tempo 2L/c em um dos pares dos sensores, indicando que esta flexão na estaca pode ter resultado neste "falso dano na estaca". Este artigo mostra que o engenheiro responsável pelo ensaio da estaca pode avaliar se os dados coletados são de boa qualidade. Caso contrário, uma investigação deve ser realizada para identificar a causa dos sinais de baixa qualidade. Do contrário, o resultado do ECD não será confiável e poderá indicar falsos danos no fuste da estaca.

PALAVRAS CHAVE: Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD), Método Beta, Falso dano na estaca, Qualidade dos sinais, Estacas pré moldadas

1 INTRODUCTION

The High Strain Dynamic Pile Test (HSDPT) (NBR 13208, ASTM D4945) has been used on piles to detect damage along the shaft and to determine the pile capacity. The Beta Method is commonly used to identify the magnitude of the pile damage.

In the HSDPT, if the velocity increases sharply relative to the force at any point earlier than the 2L/c time, it indicates damage has weakened the pile (Goble et al., 1977). Figure 1 shows an example of a force and velocity measurement on a broken pile (Rausche and Goble, 1979).

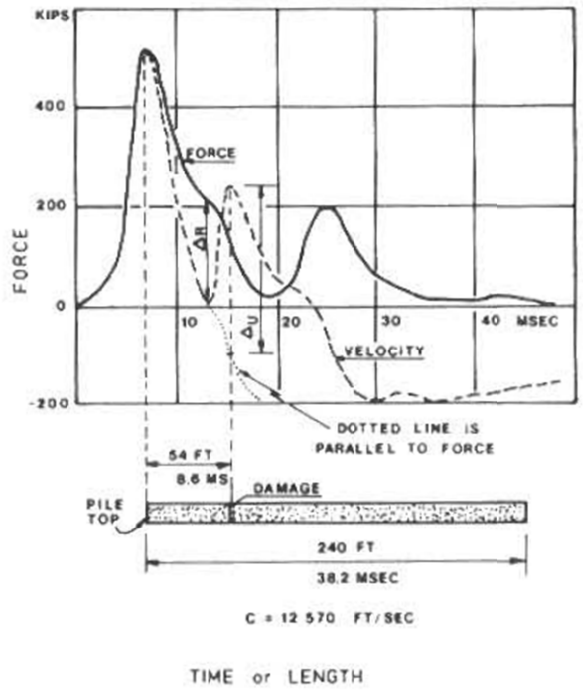


Figure 1. Example of a force and velocity measurement on a broken pile (Rausche and Goble, 1979)

The pile data collected in the HSDPT are analyzed through a Signal-Matching Method. The CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) is a software used to perform Signal-Matching Analysis (Pile Dynamics, Inc, 2006).

In the field, the Pile Driving Analyzer (PDA) calculates the β value. Further, a Signal-Matching Analysis models the pile-soil system, adjusting the pile impedance along the pile length. Categories of pile integrity are suggested as a function of the β values, according to Rausche and Globe (1979):

Table 1. Pile description as a function of β values.

β (%)	Description
100	Uniform pile
80<β<100	Slight damage
60<β<80	Damage
β<60	Pile broken

A broken pile may not support a low-energy blow applied to the pile top (Murakami et at, 2020). Moreover, good dynamic-collected data is fundamental for a reliable diagnosis of the piles, particularly for detecting pile damage (Murakami et al., 2022a, 2022b, 2023, 2024a, 2024b).

Murakami et al. (2022b) showed a case study in which a root pile was considered broken based on the impedance reduction calculated by the CAPWAP analysis. However, poor-quality collected data was observed, and the dynamic test was performed again. The second test, with good-quality collected data, confirmed that the pile was still functional. On both tests, the match quality number was acceptable. Furthermore, the authors concluded that the match quality number in a CAPWAP analysis is not the only parameter to be analyzed as a quality parameter of the tested piles, being fundamental to quality assurance of the collected data.

2 OBJECTIVES

This paper aims to present the effect of an eccentric blow in the high-strain dynamic pile test. It is shown in a Case Study that an eccentric blow applied at the pile top (pile E10) may cause bad-quality data,

indicating false pile damage on the pile shaft. This Case Study shows the importance of good-quality data in the Dynamic test. In addition, the collected signals with bad quality (negative force values at the beginning of the strike) shown in this paper are one of the collected signal types that Murakami (2024a) suggests that a CAPWAP analysis cannot be performed.

3 METHODOLOGY

The results obtained in the field through the CASE Method are shown. Then, the CAPWAP analyzed signals from the blow with the highest energy level. Different force and velocity signals collected by the Pile Driving Analyzer (PDA) for the same pile with the same drop height of 40 cm are shown. Moreover, the HSDPT was performed in a 30 cm-square precast concrete pile for a design load of 70 tons.

In addition, the bad-quality and good data are compared in the same pile tested by the HSDPT (pile E10). Further, these results are compared with another pile (E92) with good-quality data, close to pile E10. The results of the bad-quality data are entirely different from the good ones.

Moreover, the pile damage determined by the Case Method demonstrated low Beta values for the bad-quality data, indicating that the pile would be considered broken. However, the good-quality data indicated that the pile was not broken but had slight damage.

4 CASE STUDY

The project site was in Cubatão, SP, Brazil, and the 30 cm-square precast concrete piles were driven by a 5-ton hydraulic hammer up to 32m depth. The soil profile indicated a thick, soft clay layer up to 28m depth, followed by a sandy layer up to 38m depth. The 5-ton hydraulic hammer applied four blows with a drop height of 40cm, and the β values were between 52% and 90%, indicating severe pile damage (broken pile). These magnitudes of the β values mean that the pile would not be able to support the loads from the structures, according to Table 1. Nonetheless, it will be shown in this paper that bad-quality data caused this false pile damage.

For those four blows on pile E10 with a drop height of 40 cm (Blow numbers between 4 and 7), the RMX (maximum static resistance) was between 107 tons and 132 tons, as shown in Table 2. However, the set per blow was zero, and the force signals demonstrated an eccentric blow, indicating that this bending on the pile may have resulted in this "false pile damage." Normally, a broken pile may not support a low-energy blow applied to the pile top (Murakami et at, 2020). Once the pile set was zero, it would be an indication that the pile would not be broken.

The two worst collected data were observed on blow numbers 5 and 6 (BN 5 and 6). Figure 2 shows the pair of force signals collected on pile E10 (BN 5). It was observed that sensor F3 measured negative values at the beginning of the strike before the 2l/c period caused by an eccentric blow. This eccentric blow caused a bad proportionality between force and velocity signals, with a FVP (proportionality between force and velocity) of 0.9, as shown in Table 2. Further, this bending on the pile indicated false pile damage (β of 79.0 at 1.0m and 52 at 6.8m, as shown in Table 2) once the β values are calculated on force and velocity collected signals. For precast concrete piles, a good collected signal normally indicates an FVP of 1.0.

Figure 3 shows the pair of force signals on BN 6. The sensor F3 is still negative at the beginning of the strike before the 2L/c period. This eccentric blow caused a bad proportionality between force and velocity signals, with a FVP of 0.5, as shown in Table 2. Further, this bending on the pile indicated false pile damage (β of 79.0 at 6.6m and 90 at 18.3m, as shown in table 2) once the β values are calculated on force and velocity collected signals. For precast concrete piles, a good collected signal normally indicates an FVP of 1.0. Although the Beta values on BN 6 were higher than the ones observed on BN 5, it is expected that a CAPWAP analysis would indicate more severe damage on BN 6 once the velocity increased sharply relative to the force signal before the 2L/c time. This fact would indicate that damage on the pile had weakened it (Goble et al., 1977; Murakami and Cabette, 2023).

The pile E10 was slightly inclined, which made it harder to collect good-quality data (Murakami, 2024a). In this case, the hammer should be adjusted with the same inclination of the pile. Then, during those four blows with the same drop height (BN between 4 and 7), the pile testing engineer tried to properly adjust

the pile driving machine in order to collect good-quality data. Further, the pile-driving machine's hammer had been appropriately adjusted on blow number 7 (figure 3) with no indication of negative values at the beginning of the strike on sensor F3. An additional blow of 60 cm drop height (BN 8) was applied at the pile top (figure 5), and the β value was conservative (71.0 at 16.4m). However, the CAPWAP demonstrated slight damage on the pile, with two compression slacks (0.10mm with an efficiency of 0.10 at 12.11m and 0.25mm with an efficiency of 0.20 at 17.15m) and one tension slack (1 tf with an efficiency of 1.0 at 1.0 m). In addition, with a blow of 60 cm, the RMX was 192 tons, as shown in Table 2.

Table 2. Case Method results for pile E10

Blow number (BN)	Drop Height (cm)	RMX (tf)	β	EMX (tf.m)	FVP
2	20	105	-	0.42	1.0
4	40	132	71.0@7.4m	0.68	1.0
5	40	107	79.0@1.0m / 52.0@6.8m	0.45	0.9
6	40	125	79.0@6.6m / 90.0@18.3m	0.61	0.5
7	40	139	80.0@7.0m / 60.0@18.9m	0.74	0.9
8	60	192	71.0@16.4m	1.41	1.0

Where: RMX = maximum static resistance; β = Beta values; EMX = maximum transferred energy; FVP = proportionality between force and velocity.

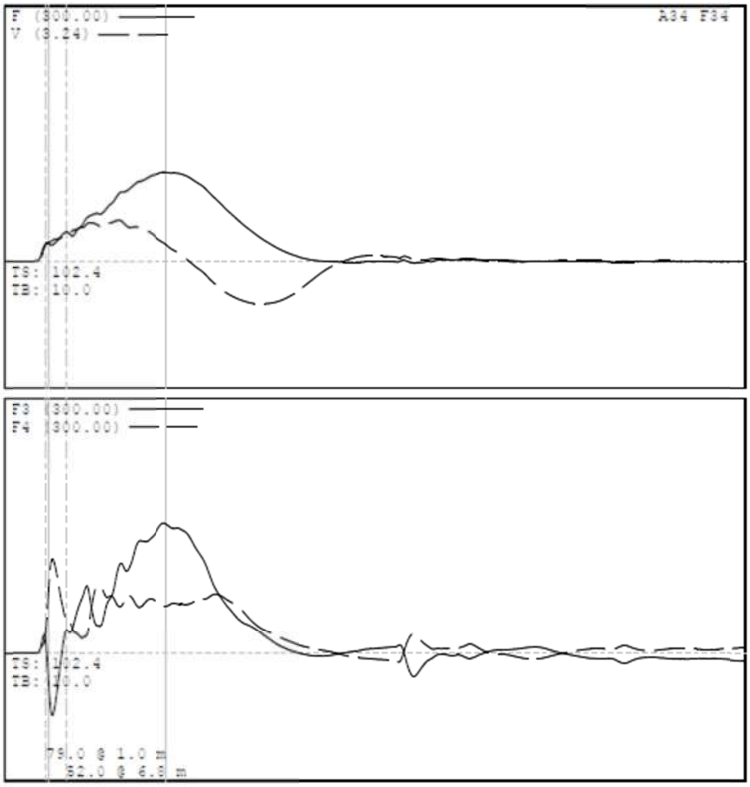


Figure 2. Collected data on pile E10 with a drop height of 40cm (Blow number 5)

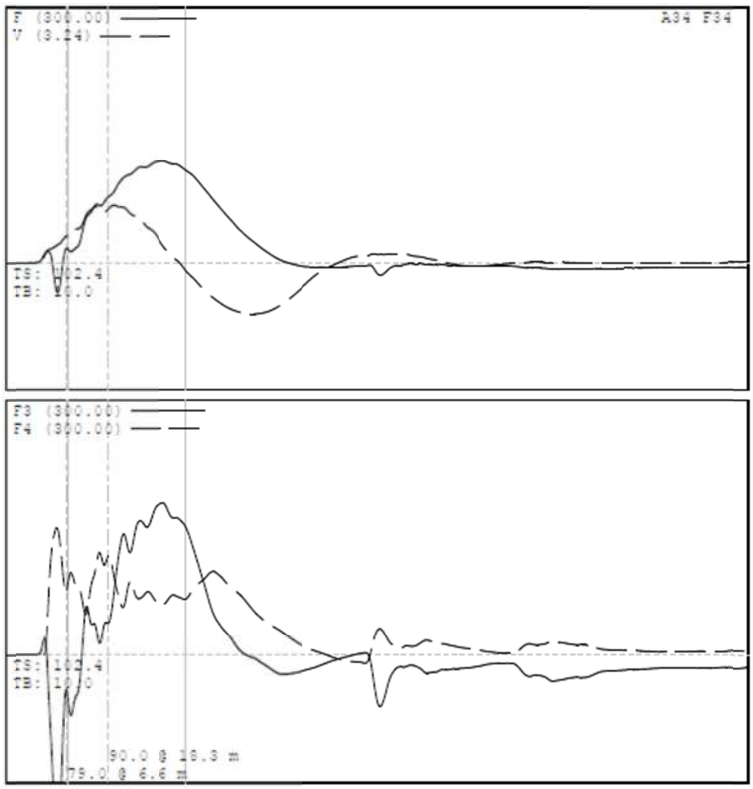


Figure 3. Collected data on pile E10 with a drop height of 40cm (Blow number 6)

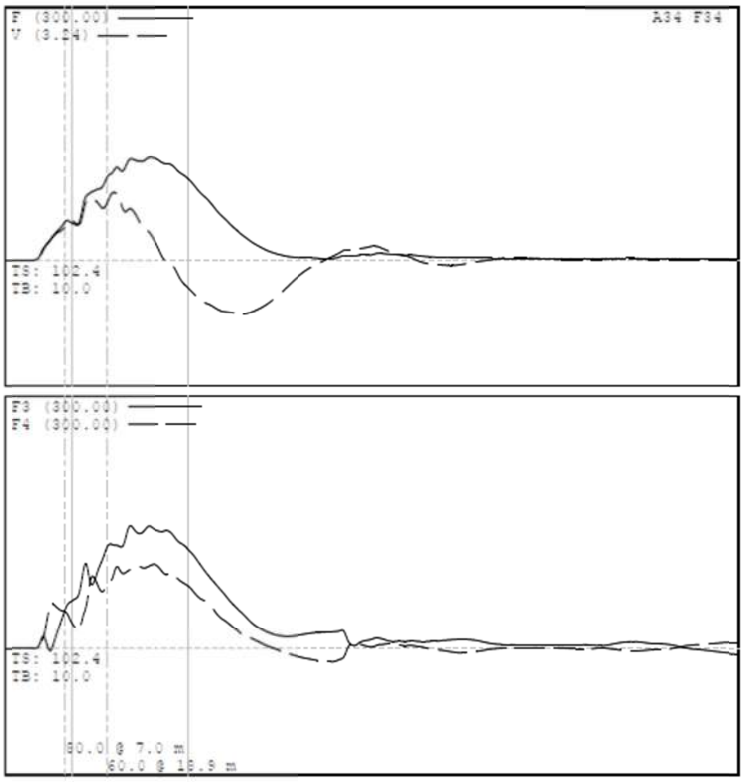


Figure 4. Collected data on pile E10 with a drop height of 40 cm (Blow number 7)

Figures 5 and 6 show the force signals for piles E10 (60 cm drop height) and E92 (80 cm drop height), respectively. The shape of force and velocity on both collected signals are qualitatively close, with no negative force values at the beginning of the strike before the 2L/c time. The pile E92 showed slight damage through the Case Method (β of 78 at 31.6m). However, the CAPWAP analysis showed no signs of damage along the pile shaft.

Likewise, the signals with good-quality data (figures 5 and 6) are different from the bad-quality data from figures 2 to 4. This would explain the reason for detecting false pile damage on bad-quality signals (figures 2 to 4). As Murakami (2024a, 2024b) observed, the match quality number is not the only parameter to be analyzed on the HSDPT for the quality of the test; the quality of the collected data is fundamental for the quality assurance of the deep foundations.

Ensuring high-quality collected data is fundamental for reliable HSDPT results and deep foundation quality assurance, as the match quality number alone is not sufficient for assessing test quality (Murakami, 2024a, 2024b).

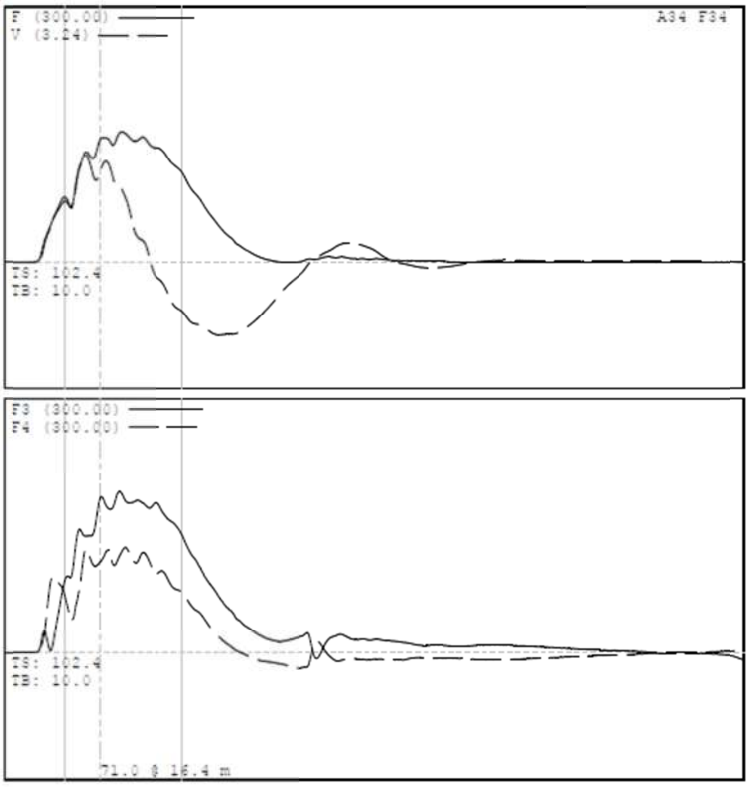


Figure 5. Collected data on pile E10 with a drop height of 60cm (Blow number 8)

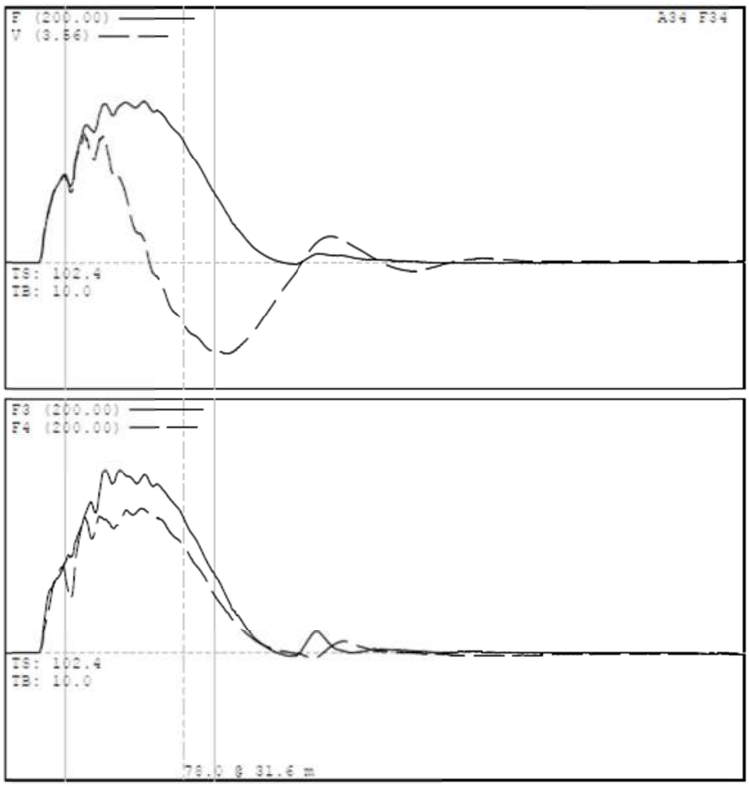


Figure 6. Collected data on pile E92 with a drop height of 80cm

This paper demonstrated that the pile testing engineer must evaluate the collected-data quality; if inadequate, an investigation is necessary to identify the cause. Failure to ensure high-quality data may yield unreliable HSDPT results, potentially leading to the misinterpretation of pile integrity, as highlighted by Murakami et al. (2020, 2022, 2023, 2024a, 2024b).

5 CONCLUSIONS

This paper aims to present the effect of an eccentric blow in the high-strain dynamic pile test. It is shown in a Case Study that an eccentric blow applied at the pile top (pile E10) may cause bad-quality data.

In addition, a comparison between the bad-quality data and the good one in the same pile tested by the Dynamic Load Test was made. Further, these results are compared with another pile (E92) with good-quality data. The results of the bad-quality data are entirely different from the good one, and the bad one indicated false pile damage on the pile shaft. This Case Study shows the importance of good-quality data in the Dynamic test.

This paper demonstrated that the pile testing engineer must evaluate the collected-data quality. If not, an investigation must be done to identify the cause of the bad-quality data. Otherwise, the outcome of the HSDPT will not be reliable and may indicate false pile damage on the pile shaft, as observed by Murakami et al. (2020, 2022, 2023, 2024a, 2024b).

In this case study, the bad-quality data resulted from the misalignment of the pile driving hammer. The pile was slightly inclined, and in this case, the hammer should be adjusted with the same inclination of the pile. After several adjustments, the hammer was correctly aligned, yielding good-quality data.

Furthermore, after proper hammer alignment, the negative force values before 2L/c, initially indicative of severe pile damage, were no longer observed. This correction in the readings confirmed that the initial diagnosis was inaccurate, highlighting the critical influence of proper equipment setup on data quality and accurate pile integrity assessment.

BIBLIOGRAFIC REFERENCES

ABNT (2007) NBR 13208. Estacas Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro.

ASTM D4945 (2017) Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations, West Conshohocken, PA, USA.

Goble, G., Likins, G., Teferra, W., (1977). Piles and Pile Driving Hammer Performance for H-Piles Driven to Bedrock. Ohio Department of Transportation and Federal Highway Administration, Cleveland, OH.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Sáez, M., Ludemann, S., Rocha, A. (2020) Análise de resultados de ensaios em estacas raiz em uma região de bota fora. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas, SP.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Godinho, H., Saito, E. (2022a) Data Quality in the High Strain Dynamic Pile Test in Cast in Place Piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas, SP.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Godinho, H., Saito, E. (2022b) Pile Damage Evaluation Through Low Strain Integrity Test and High Strain Dynamic Pile Test in Root Piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas, SP.

Murakami, D. K., Cabette, J. F. (2023) The Reliability of the Dynamic Load Test to Detect Pile Damage. 10º Seminário de Fundações Especiais e Engenharia Geotécnica, São Paulo, SP.

Murakami, D. K. (2024a). Nova proposta para avaliação da qualidade do ensaio de carregamento dinâmico. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Balneário Camburiú, SC (artigo submetido).

Murakami, D. K. (2024b) A Diferença entre Significado Físico e Matemático no Ensaio de Carregamento Dinâmico. XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Balneário Camburiú, SC (artigo submetido).

Pile Dynamics, Inc. (2009) PDA-W Manual, Cleaveland, OH, USA.

Pile Dynamics, Inc. (2006) CAPWAP Manual, Cleaveland, OH, USA.

Rausche, F., Globe, G. G. (1979) Determination of pile damage by top measurements, American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication 670, Philadelphia, PA, USA, p500-506

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/355

The Importance Of A Reliable SPT Test On Costs Of Deep Foundations

Daniel Kina Murakami
Benaton Specialist, São Paulo, Brazil, daniel.murakami@benaton.com.br

Jean Felix Cabette
Benaton Specialist, São Paulo, Brazil, jeancabette@benaton.com.br

ABSTRACT: Wave-equation analysis on piles may be done to select a hammer mass to install the deep foundations at the design length. GRLWEAP is a software commonly used for this purpose. In this project site, located in São Bernardo do Campo, SP, Brazil, 17cm-square precast concrete piles were driven by a 2.8-ton free fall hammer with a drop height of 30 cm for a workload of 25 tons. Moreover, the SPT tests showed clayey soil with low Nspt values of 1 blow/30 cm in the first 3m depth, followed by a layer of the same material with Nspt values between 4 blows/30 cm and 26 blows/30 cm up to 5m depth. Then, the SPT tests indicated higher than 50 blows/30cm between 6m and 7m depth for the clayey soil. The GRLWEAP analysis indicated that 17cm-square precast concrete piles would be embedded at 6m depth with a blow count higher than 860 blows/m for a drop height of 30 cm. However, during the pile driving, the soil demonstrated low strength at 6m depth for most of the piles, and the piles were driven between 5.9 m and 12.1 m depth, and the average pile penetration was 9.3 m. Once the average pile penetration was 3 m longer (70% longer) than the predicted lengths by the GRLWEAP, it was requested a new SPT test to confirm the soil profile. However, it was not possible due to the timeline restrictions. Then, five Dynamic Load Tests were performed on the piles with pile lengths between 8.8m and 12.1m, and the results confirmed a low-soil resistance at 6m depth. The mobilized loads were between 67.3 and 87.0 tons. In addition, the PDA indicated good results for the piles that reached longer depths than the ones predicted by the GRLWEAP, although the SPT suggested a lower pile length. This case study shows the importance of a reliable SPT test. Due to errors in the SPT test and timeline restrictions, the contractor's budget was severely affected. The PDA was fundamental for the quality assurance of the deep foundations, and the conclusion is that if the piles were embedded at 6 m depth according to the SPT tests, then a low pile capacity would be reached once the predicted blow count of 860 blows/m was not observed at this depth. Moreover, all the piles would be restriked to reach the workload with the minimal factor of safety.

KEYWORDS: SPT Test, Costs, GRLWEAP, Dynamic Load Test, Precast Concrete Piles

1 INTRODUCTION

Wave-equation analysis on piles may be done to select a hammer mass to install the deep foundations at the design length. GRLWEAP (Pile Dynamics, Inc., 2010) is a software commonly used for this purpose.

The hammer selected to install the piles may provide sufficient energy to drive the piles at the predicted depth and reach the design load. Compression and tension stresses during the pile driving may not exceed the material strength in order not to damage the piles.

Based on the soil profile obtained by the SPT test, it may be predicted the soil resistances along the pile shaft and the pile toe. Further, with those soil resistances in depth and other soil parameters (quake and damping), a prediction of the blow counts in depth may be done by the GRLWEAP.

Murakami et. al. (2022) observed good agreement between the force and velocity signals predicted by the GRLWEAP and the ones observed by the PDA (Pile Dynamics, Inc., 2009). The authors observed in a case study that the WEAP analysis was fundamental for the hammer selection, and the use of a hydraulic hammer with a smaller mass would not be able to mobilize the design load with a factor of safety.

2 OBJECTIVES

This case study shows the importance of a reliable SPT test. Due to errors in the SPT test and timeline restrictions, the contractor's budget was severely affected. The PDA was fundamental for the quality assurance of the deep foundations.

3 METHODOLOGY

It is shown the drivability analysis performed by GRLWEAP. Based on the soil resistance predicted by Aoki & Velloso (1975), the software predicts the blow count in depth, and a comparison is made with the blow counts observed during the pile installation. In addition, a prediction of force and velocity signals is made by GRLWEAP, and those results are compared with the measured data in dynamic load test (NBR 13208; ASTM D4945). Moreover, the CAPWAP (Pile Dynamics, Inc., 2006) analysis provides the soil resistance along the shaft and the toe resistance.

4 CASE STUDY

In this project site, located in São Bernardo do Campo, SP, Brazil, 17cm-square precast concrete piles were driven by a 2.8-ton free fall hammer with a drop height of 30 cm for a workload of 25 tons. Moreover, the SPT tests showed clayey soil with low Nspt values of 1 blow/30 cm in the first 3m depth, followed by a layer of the same material with Nspt values between 4 blows/30 cm and 14 blows/30 cm up to 5m depth. Then, the SPT tests indicated higher than 50 blows/30cm between 6m and 7m depth for the clayey soil.

The GRLWEAP analysis indicated that 17cm-square precast concrete piles would be embedded between 5 m and 5.5 m depth with a blow count higher than 860 blows/m for a drop height of 30 cm, as shown in Table 1, while Figure 1 shows the predicted force and velocity signals.

During the pile driving, the soil demonstrated low strength at 5 m depth for most of the piles, and the piles were driven between 5.9 m and 12.1 m depth, and the average pile penetration was 9.3 m. Once the average pile penetration was 3 m longer (about 70% longer) than the predicted lengths by the GRLWEAP, it was requested a new SPT test to confirm the soil profile.

However, it was not possible due to the timeline restrictions. Then, five Dynamic Load Tests were performed on the piles with pile lengths between 8.4m and 12.1m, and the results confirmed a low-soil resistance at 6m depth. The mobilized loads were between 67.3 and 87.0 tons. In addition, the PDA indicated good results for the piles that reached longer depths than the ones predicted by the GRLWEAP, although the SPT suggested a lower pile length.

Table 1. GRLWEAP drivability results

Depth m	Ultimate Capacity kN	Friction kN	End Bearing kN	Blow Count blows/m	Comp. Stress MPa	Tension Stress MPa	Stroke m	ENTHRU kJ
1.0	5.6	1.5	4.2	0.0	0.000	0.000	0.30	0.0
2.0	7.1	2.9	4.2	0.0	0.000	0.000	0.30	0.0
3.0	34.7	5.7	29.0	20.8	9.247	-2.305	0.30	2.4
4.0	93.1	13.3	79.7	52.4	9.258	0.000	0.30	2.8
5.0	461.3	48.2	413.1	861.7	18.343	-0.935	0.30	2.0
5.5	490.5	77.4	413.1	1446.3	18.728	-1.127	0.30	1.9
6.0	519.8	106.7	413.1	2582.5	19.080	-1.356	0.30	1.9
7.0	578.3	165.2	413.1	9999.0	19.226	-1.729	0.30	1.9

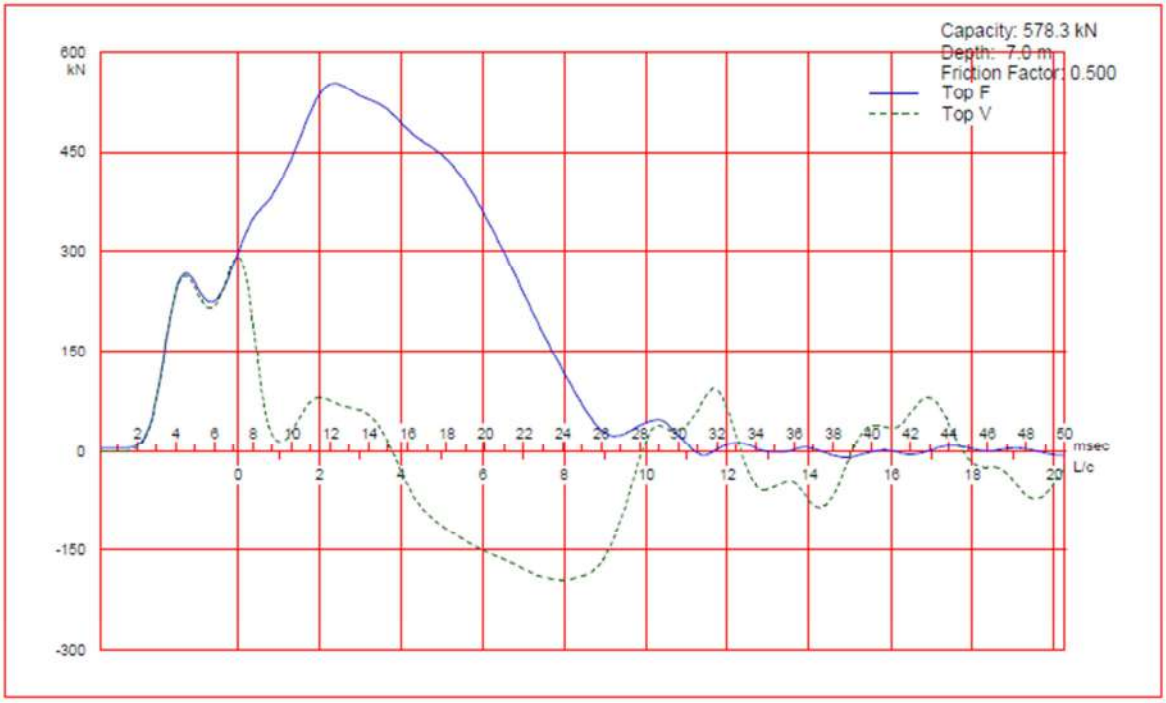


Figure 1. Predicted force and velocity signals by GRLWEAP

Table 2 shows the summary of results of the dynamic tests. The RMX values were between 67.3 tf and 87.0 tf for drop heights between 30 cm and 40 cm. Moreover, the piles were tested between zero and one day after the pile installation (Set Up). The tested piles achieved lengths between 8.8 m and 12.1 m. As mentioned before, those pile penetrations were higher than the ones predicted by the GRLWEAP analysis, between 5.0 m and 5.5 m.

Table 2. Summary of results

Pile	Length (m)	H (cm)	Set Up (days)	Shaft (tf)	Toe (tf)	RMX (tf)	Set (mm/blow)
PB8	8.8	40	0	35.7	40.8	76.5	0
PB21	12.0	40	1	56.1	31.1	86.2	0
PB23	12.1	30	1	37.5	29.8	67.3	1
PB26	9.8	30	1	44.4	42.6	87.0	1
`PC92	9.0	30	1	31.5	47.5	79.0	1

Table 3 shows the blow counts observed in pile PB8 with pile penetration of 8.8 m. It may be observed that the blow counts differ from the predicted by the GRLWEAP. Figure 2 and Table 4 shows the CAPWAP results of pile PB8. It may be observed that the measured force and velocity signals (Figure 2) are qualitatively close to the one predicted by the GRLWEAP (Figure 1). However, the pile penetrations were different due to the difference between the soil resistances observed in the SPT and the pile installation (Table 3). Table 4 indicates that the shaft friction between 4.8 m and 5.8 m was low, with friction resistances between 3.21 tf/m2 and 4.43 tf/m2. Further, the friction resistances were higher between 7.8 m and 8.8 m, with friction resistances between 13.85 tf/m2 and 20.24 tf/m2.

Table 3. Blow count in depth for pile PB8

Depth (m)	Nspt	Soil	Pile Installation (blows/m)	GRLWEAP (blows/m)
1	1	Clay	4	0
2	1	Clay	2	0
3	1	Clay	5	20
4	4	Clay	12	52
5	11	Clay	29	861
6	50	Clay	58	1446
7	50	Clay	49	2582
8	50	Clay	66	9999

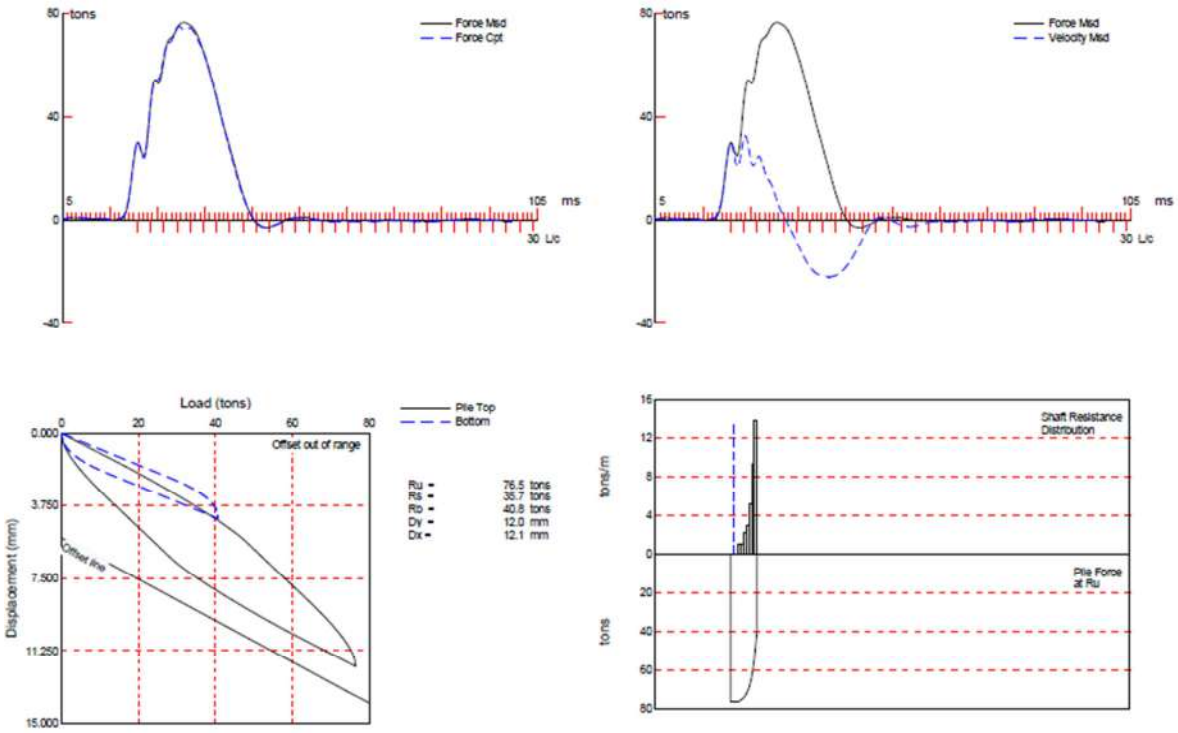


Figure 2. CAPWAP results of pile PB8 (pile length of 8.8 m)

Table 4. Summary results of pile PB8 (pile length of 8.8 m)

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 76.5; along Shaft 35.7; at Toe 40.8 tons

Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				76.5					
1	1.0	-0.2	0.0	76.5	0.0	0.00*	0.00*	0.000	1.004
2	2.0	0.8	0.0	76.5	0.0	0.00	0.00	0.000	1.004
3	3.0	1.8	0.0	76.5	0.0	0.00	0.00	0.000	1.004
4	4.0	2.8	1.0	75.4	1.0	1.04	1.53	1.313	1.004
5	5.0	3.8	1.1	74.4	2.1	1.08	1.59	1.313	1.004
6	6.0	4.8	2.2	72.2	4.3	2.18	3.21	1.313	1.004
7	7.0	5.8	3.0	69.2	7.3	3.01	4.43	1.313	1.004
8	8.0	6.8	5.2	63.9	12.5	5.23	7.69	1.313	1.004
9	9.0	7.8	9.4	54.5	22.0	9.42	13.85	1.313	1.004
10	10.0	8.8	13.8	40.8	35.7	13.76	20.24	1.313	0.743
Avg. Shaft			3.6			4.06	5.36	1.313	0.903
Toe			40.8				1410.39	1.313	3.323

Table 5 shows the blow counts observed in pile PB23 with pile penetration of 12.1 m. It may be observed that the blow counts differ from the predicted by the GRLWEAP. Figure 3 and Table 6 shows the CAPWAP results of pile PB23. It may be observed that the measured force and velocity signals (Figure 3) are qualitatively close to the one predicted by the GRLWEAP (Figure 1). However, the pile penetrations were different due to the difference between the soil resistances observed in the SPT and the pile installation (Table 5). Table 6 indicates that the shaft friction between 5.0 m and 6.0 m was low, with friction resistance of 4.98 tf/m2. Further, the friction resistances were higher between 9.1 m and 12.1 m, with friction resistances between 7.87 tf/m2 and 9.80 tf/m2.

Table 5. Blow count in depth for pile PB23

Depth (m)	Nspt	Soil	Pile Instalation (blows/m)	GRLWEAP (blows/m)
1	1	Clay	2	0
2	1	Clay	3	0
3	1	Clay	2	20
4	4	Clay	5	52
5	11	Clay	8	861
6	50	Clay	34	1446
7	50	Clay	48	2582
8	50	Clay	58	9999
9	-	-	67	-
10	-	-	82	-
11	-	-	115	-
12	-	-	122	-

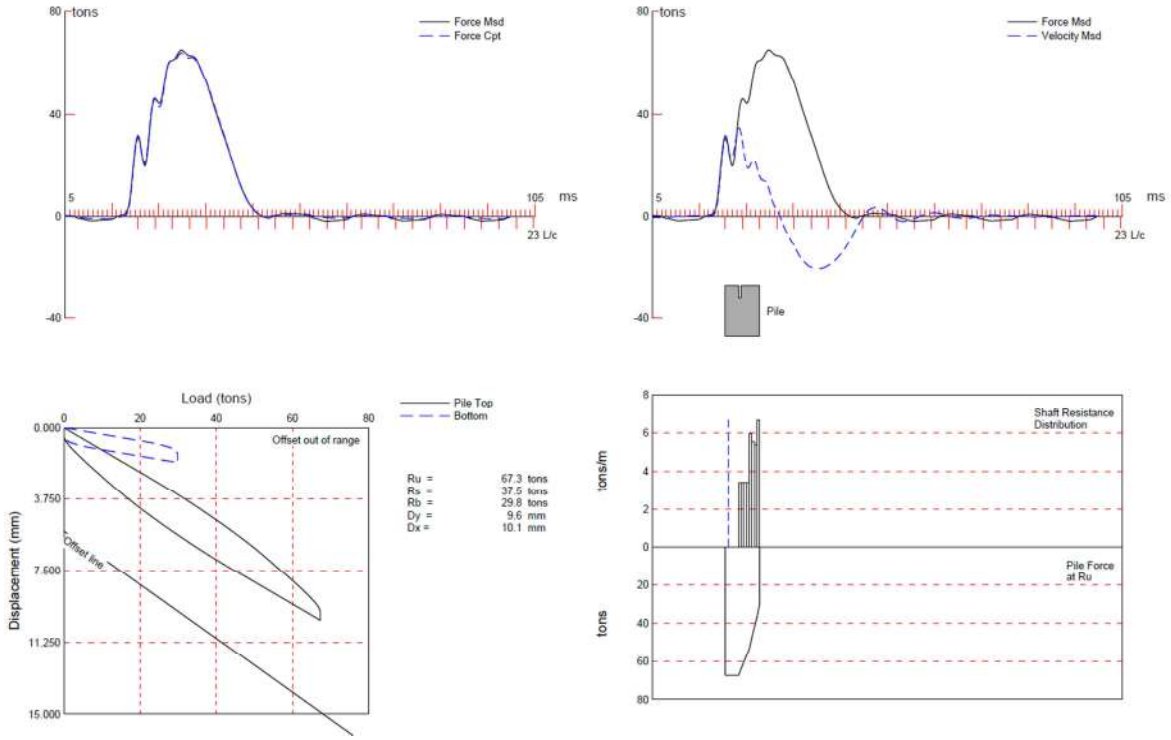


Figure 3. CAPWAP results of pile PB23 (pile length of 12.1 m)

Table 6. Summary results of pile PB23 (pile length of 12.1 m)

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 67.3; along Shaft 37.5; at Toe 29.8 tons

Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				67.3					
1	1.0	-0.1	0.0	67.3	0.0	0.00*	0.00*	0.000	1.320
2	2.0	1.0	0.0	67.3	0.0	0.00	0.00	0.000	1.321
3	3.0	2.0	0.0	67.3	0.0	0.00	0.00	0.000	1.321
4	4.1	3.0	0.0	67.3	0.0	0.00	0.00	0.000	1.321
5	5.1	4.0	0.0	67.3	0.0	0.00	0.00	0.000	1.321
6	6.1	5.0	3.4	63.9	3.4	3.39	4.98	1.313	1.321
7	7.1	6.0	3.4	60.5	6.9	3.39	4.98	1.313	1.321
8	8.1	7.0	3.4	57.0	10.3	3.39	4.98	1.313	1.321
9	9.1	8.0	3.4	53.6	13.7	3.39	4.98	1.313	1.321
10	10.1	9.1	6.0	47.6	19.7	5.94	8.74	1.313	1.063
11	11.1	10.1	5.6	42.0	25.3	5.54	8.14	1.313	0.899
12	12.2	11.1	5.4	36.6	30.8	5.35	7.87	1.313	0.622
13	13.2	12.1	6.8	29.8	37.5	6.66	9.80	1.313	0.267
Avg. Shaft			2.9			3.10	4.21	1.313	0.926
Toe			29.8				1031.49	0.946	1.004

5 CONCLUSIONS

This case study shows the importance of a reliable SPT test. Due to errors in the SPT test and timeline restrictions, the contractor's budget was severely affected. The PDA was fundamental for the quality assurance of the deep foundations.

If the piles were embedded at 6 m depth according to the SPT tests, then a low pile capacity would be reached once the blow count of 860 blows/m predicted by the GRLWEP was not observed at this depth. Moreover, all the piles would be restriked to reach the workload with the minimal factor of safety.

BIBLIOGRAFIC REFERENCES

AOKI, N. e VELLOSO, D. A.; An Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles.; Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, vol. 1, 1975.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007) NBR 13208. *Estacas Ensaio de carregamento dinâmico*. Rio de Janeiro.

ASTM D4945 (2017) Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations, West Conshohocken, PA, USA.

Pile Dynamics, Inc. (2006) CAPWAP manual, Cleveland, Ohio.

Pile Dynamics, Inc. (2009). PDA-W Manual. Cleveland, Ohio.

Pile Dynamics, Inc. (2010). GRLWEAP Manual. Cleveland, Ohio.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/356

Tratamento de solos moles com recurso a aterros de pré-carga no lote 14 da Plataforma Logística Lisboa Norte
Ground improvement solutions implemented at plot 14 of the Northern Lisbon Logistic Platform

Miriam Lopes
Engenheira Civil, JETsj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal, mlopes@jetsj.com

Alexandre Pinto
Engenheiro Civil, JETsj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

RESUMO: O presente artigo aborda as soluções de melhoramento de solos adotadas nos terrenos de fundação do futuro armazém industrial, a construir no lote 14 da Plataforma Logística Lisboa Norte, em Castanheira do Ribatejo, Vila Franca de Xira, Portugal, compreendendo uma área de aproximadamente 47 975 m^2. Efetua-se uma descrição dos condicionamentos existentes, particularmente de índole geológica-geotécnica, destacando-se a presença de solos moles aluvionares de natureza argilo-lodosa, de espessuras significativas (aproximadamente 20 m), com fracas características de resistência e de rigidez, bem como reduzida capacidade de suporte perante a imposição de incrementos de cargas verticais. A solução adotada consiste na execução de aterros de pré-carga associados a (i) colunas de brita, executadas na área prevista para a implantação da nave industrial, e (ii) geodrenos verticais, nos pavimentos exteriores, nos locais previstos para estacionamento e circulação automóvel. No presente artigo descrevem-se os critérios e métodos de dimensionamento dos aterros de pré-carga para a aceleração do processo de adensamento primário na fase de construção, visando a obtenção de recalques totais e diferenciais compatíveis com o adequado desempenho em serviço do futuro armazém industrial, durante a vida útil da obra. Apresenta-se ainda o Plano de Monitoramento geotécnico e respetivos resultados.

PALAVRAS-CHAVE: Solos moles, Aterros de pré-carga, Colunas de brita, Geodrenos verticais, Adensamento primário.

ABSTRACT: The present work addresses the ground improvement solutions adopted for the soft soils as foundation of the future industrial warehouse, to be built at the plot 14 of the Northern Lisbon Logistic Platform, at Castanheira do Ribatejo, Vila Franca de Xira, Portugal, comprising an area of 49 813 m^2. A description of the existing conditions is made, particularly of the geological-geotechnical scenario, highlighting the existence of an alluvial layer, with clayed soft soils, with low characteristics of strength and stiffness as well as very low average permeability. The solution adopted consists in the execution of preload embankments associated with (i) stone columns, executed at the area of the warehouse indoor pavements, and (ii) vertical prefabricated geodrains, at the area of the outdoor pavements, in the places designed for car parking and circulation of light and heavy vehicles. This article describes the criteria and methods used at the design of the preload fills, seeking to reduce the hydrodynamic consolidation schedule. The Monitoring and Survey Plan and respective results are also presented.

KEYWORDS: Soft soils, Preloading embankments, Stone columns, Prefabricated vertical drains, Hydrodynamic consolidation.

1 INTRODUÇÃO

A Plataforma Logística Lisboa Norte (PLLN) localiza-se em Castanheira do Ribatejo, Vila Franca de Xira, Portugal, numa área de aproximadamente 100 hectares. Esta plataforma foi construída visando

materializar um ponto de interligação dos fluxos logísticos internacionais, nacionais e regionais com a região de Lisboa e Vale do Tejo.

No lote 14 da referida plataforma, prevê-se a construção de uma nova nave industrial, com uma área de aproximadamente 32 968 m^2. Na vista aérea presente na figura 1, é possível identificar a área alvo de intervenção, bem como os limites da PLLN.

Figura 1. Vista aérea do local de intervenção (imagens retiradas do Google Earth).

2 CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

O local em estudo insere-se, do ponto de vista geológico, em formações aluvionares, de idade Holocênica, conforme se encontra representado na Folha 30-D - Alenquer da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000, cujo extrato constitui a figura 2.

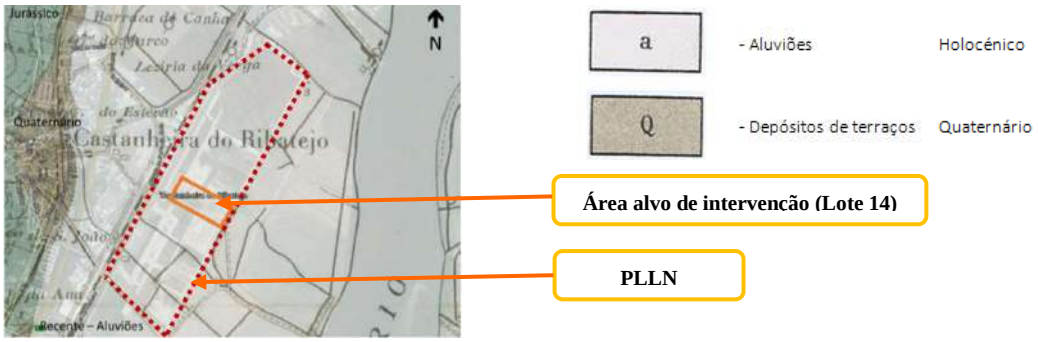


Figura 2. Enquadramento do local em estudo na Folha 30-D – Alenquer da Carta Geológica de Portugal (escala original 1:50 000).

A área encontra-se na margem direita do rio Tejo, sendo dominada pelos terrenos aluvionares do Baixo Tejo, depósitos antigos de terraços fluviais e, em profundidade, por terrenos datados do Miocénico.

De acordo com a informação obtida no decorrer dos trabalhos de prospecção geológica e geotécnica efetuados na área, confirma-se que o cenário geológico-geotécnico local é caracterizado, superficialmente, por uma camada de aterros, desenvolvendo-se desde a superfície do terreno até uma profundidade variável entre 1,1m e 3,4m. Trata-se, de acordo com a amostragem disponível, de uma camada heterogénea constituída por siltes, de cor castanho-alaranjada, com cascalho de natureza calcária.

Imediatamente abaixo da camada de aterros, encontram-se depósitos aluvionares, constituídos, essencialmente, por lodos e argilas lodosas, de alta plasticidade, cinzentos-escuros, de consistência mole, com alto teor de matéria orgânica e fragmentos de conchas.

Subjacentes aos depósitos lodosos, identificam-se as formações coluvionares, compostas por argilas arenosas de consistência média e cor castanha, por vezes com veios acinzentados, com cascalho heterométrico arredondado de natureza essencialmente quartzítica.

A posição do nível freático é dependente do nível de água no Rio Tejo, sendo influenciado, não só por variações sazonais, como também pelos ciclos de maré diários sentidos no estuário.

No decorrer dos trabalhos de prospecção, detectou-se a presença do nível freático a uma profundidade variável entre os 1,3m e 3,4m, ocorrendo, de um modo geral, ao nível da interface do terreno natural e dos aterros sobrejacentes.

3 SOLUÇÕES DE MELHORAMENTO DE SOLOS PROPOSTAS

Atendendo à presença, nos terrenos de fundação, de solos moles de natureza argilo-lodosa, com fracas características de resistência e de rigidez, bem como reduzida capacidade de suporte perante a imposição de incrementos de cargas verticais, e tendo por base o prazo alargado disponível para a execução da obra, preconizou-se a realização de um tratamento dos terrenos de fundação, ambicionando o acréscimo das características geomecânicas do maciço, proporcionando, assim, condições favoráveis à implementação de soluções de fundação compatíveis com a obtenção de recalques totais e diferenciais reduzidos. Neste âmbito, adotou-se uma solução de tratamento por adensamento forçado com recurso a aterros de pré-carga.

De modo a acelerar o processo de adensamento hidrodinâmico/primário dos materiais compressíveis (solos moles), considerou-se a introdução de elementos drenantes, nomeadamente, colunas de brita e drenos verticais pré-fabricados (PVD). Esta redução do tempo de adensamento é conseguida através da substancial otimização do trajeto de drenagem da água presente nos interstícios do esqueleto sólido do solo, deixando de ser vertical e mobilizando toda a espessura da camada compressível para passar a ser horizontal e mobilizando apenas o afastamento entre drenos/colunas de brita.

3.1 Situação de referência

O lote 14 foi, anteriormente, objeto de um tratamento de fundação com recurso a vibrosubstituição, por meio de instalação de colunas de brita, associadas a aterros de pré-carga, cujas características se apresentam sucintamente na tabela 1.

Tabela 1. Resumo das características dos tratamentos por vibrosubstituição.

Zona	Altura de aterro (m)	Diâmetro médio (m)	Malha geral (m^2)	Malha perimetral (m^2)	Comprimento (m)
NW	≈5,55	0,95	3,0 x 3,0	3,15 x 3,15	15 a 19,5
SE	≈3,30	0,95	3,0 x 3,0	3,15 x 3,15	17 a 23

A execução dos referidos aterros de pré-carga iniciou-se em abril de 2010 e janeiro de 2011 na zona noroeste (NW) e sudeste (SE) do lote 14, respetivamente. Na tabela 2 apresenta-se a síntese dos principais resultados do monitoramento geotécnico efetuado no âmbito dos tratamentos por vibrosubstituição desenvolvidos no lote 14.

Tabela 2. Síntese dos resultados do monitoramento dos tratamentos por vibrosubstituição.

Zona	Tempo de construção da pré-carga		Tempo de adensamento primário		Recalque imediato e de adensamento primário (cm)
NW	98 dias	≈3,3 meses	288 dias	≈9,6 meses	50 a 110
SE	50 dias	≈1,7 meses	261 dias	≈8,7 meses	35 a 67

3.2 Pavimentos interiores

Dado que os terrenos onde se prevê implantar a estrutura da nave foram previamente objeto de um tratamento de fundação com recurso a vibro substituição, por meio de instalação de colunas de brita, associadas

a aterros de pré-carga, que, no entanto, se afigurava insuficiente, atendendo ao incremento da magnitude da sobrecarga de utilização prevista, propôs-se a execução de novos aterros com 8,00 m de altura (superior à altura de aterro de 3,30 e 5,50 m considerados nas pré-cargas anteriores), compatíveis com uma nova sobrecarga de utilização de 50 kN/m^2, considerando taludes com inclinações H=1,5; V=1.

Nesta solução, conforme referido anteriormente, as colunas de brita atuam como elementos verticais de aceleração do processo de drenagem e de adensamento primário. Adicionalmente, dado que a solução de vibrosubstituição consiste na introdução, sem extração do solo existente, de um material (brita) com melhores características de resistência e de rigidez, reconhece-se um efeito de melhoramento das características do solo de fundação, às quais se associa também o efeito de compactação radial do solo mole em torno da coluna de brita motivado pelos efeitos de instalação (Priebe, 1998).

3.3 Pavimentos exteriores

Nos locais previstos para estacionamento automóvel e para a circulação de veículos ligeiros e pesados, preconizou-se a instalação de drenos verticais pré-fabricados.

Os drenos verticais são constituídos por bandas drenantes pré-fabricadas, instaladas no terreno por um processo de cravação (figura 3). Correspondem assim a elementos do tipo linear, instalados segundo a direção vertical e com uma seção da ordem de 100 mm por 3 mm. Em geral apresentam um núcleo central flexível que é revestido por um filtro de elevada permeabilidade. A estrutura deste núcleo central permite que as águas que acedam, em trajetória horizontal, aos drenos verticais (na sequência do processo de adensamento dos solos moles) possam ser conduzidas à superfície e depois encaminhadas para o exterior da obra.

Os drenos foram instalados segundo uma malha triangular regular com 1,20 m de lado, até uma profundidade média estimada de 20,00 m, em relação à cota da plataforma de trabalho.

Os aterros de pré-carga nesta zona, foram executados com 4m de altura, compatíveis com uma sobrecarga de 20 kN/m^2, considerando taludes com inclinações H=1,5; V=1,0, possibilitando a sua estabilidade durante a fase construtiva.

Atendendo à presença de uma camada superficial de aterro, a execução dos drenos verticais careceu da realização prévia de pré-furos (figura 4).

Figura 3. Execução de drenos verticais pré-fabricados (torre de cravação).

Figura 4. Execução de drenos verticais pré-fabricados (pré-furos).

Após a instalação dos geodrenos, e previamente à execução dos aterros de pré-carga, procedeu-se à limpeza e saneamento da plataforma de trabalho, seguida da aplicação de um geocompósito drenante responsável por encaminhar a água afluente aos geodrenos verticais, aos coletores que, por sua vez, se encontram conectados à rede drenagem de águas pluviais existente no local (figura 5).

Figura 5. Aplicação do geocompósito drenante na base do aterro de pré-carga.

Na figura 6, apresenta-se uma seção tipo da solução de tratamento por adensamento primário forçado (acelerado).

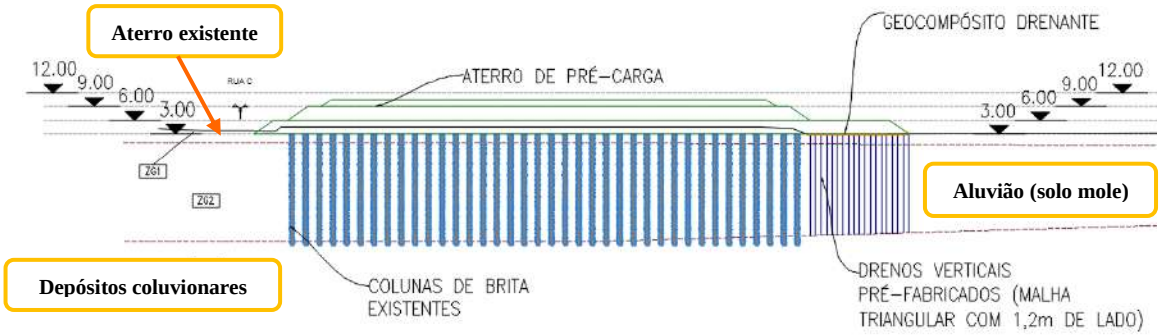


Figura 6. Seção tipo da solução de tratamento por adensamento acelerado (sem escala).

Na figura 7, apresenta-se uma fotografia aérea dos aterros de pré-carga construídos.

Figura 7. Fotografia aérea dos aterros de pré-carga.

4 DIMENSIONAMENTO

4.1 Recalques

O recalque total do solo compressível por incremento de tensão vertical pode ser estimado através da soma das parcelas correspondentes i) ao recalque imediato, produzido durante a construção em condições não drenadas, portanto sem variação de volume; ii) ao recalque primário, decorrente da expulsão da água devido à dissipação do excesso de pressões intersticiais, aquando do desenvolvimento do processo de adensamento primário; iii) e ao recalque secundário, correspondente à prossecução da deformação do solo após conclusão do adensamento primário, correspondente ao adensamento secundário ou por fluência.

Para o problema em estudo, contabilizaram-se os recalques imediatos e por consolidação primária.

O valor do recalque imediato (s_0) foi estimado, adotando, simplificadamente, para o solo de fundação, um comportamento elástico linear isotrópico a volume constante (coeficiente de poisson, υ, igual a 0,5) e escolhendo criteriosamente o módulo de deformabilidade em condições não drenadas, E_u. Para este efeito recorre-se à expressão ilustrada na equação 1.

$$s_0 = \frac{\sigma B}{E_u}(1-\upsilon^2)I \tag{1}$$

Em que, σ corresponde ao incremento de tensão vertical aplicado; B é a largura da área carregada; E_u é o módulo de deformabilidade em condições não drenadas; e I é o coeficiente de recalque.

A metodologia de cálculo dos recalques por adensamento primário, ou hidrodinâmico, contemplou a aplicação da teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi, associada a uma distribuição bidimensional das cargas transmitidas ao terreno.

Para este efeito, o recalque por adensamento primário foi estimado com base nos parâmetros obtidos nos ensaios edométricos, através da equação 2, discretizando o estrato compressível em camadas, e estimando o recalque total tendo em conta a variação das tensões efetivas (σ'_{v0}) em profundidade.

$$s_{c,i} = \frac{C_c}{1+e_0}\cdot h \cdot log\ \ \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \tag{2}$$

Em que, $s_{c,i}$ é o assentamento em cada uma das camadas; h a espessura da referida camada; C_c é o índice de compressibilidade; e_0 é o índice de vazios do solo antes do início do processo de adensamento primário; σ'_{v0} é a tensão efetiva inicial; e σ'_{vf} é a tensão efetiva estimada no final do adensamento primário.

Os incrementos de tensão para o cálculo supracitado e, como tal, para a definição da altura dos aterros de pré-carga, foram determinados, considerando o peso próprio dos aterros (provisórios e definitivos), o peso próprio da laje do pavimento e as distintas sobrecargas de utilização. Destaca-se que nesta estimativa foram considerados os efeitos de segunda ordem, associados aos espetáveis recalques dos aterros.

A estimativa da duração do processo de adensamento primário, passou pelo cálculo da estimativa dos tempos de adensamento vertical e horizontal e posteriormente pelo valor total resultante destes dois mecanismos.

Tendo conhecimento da magnitude do recalque total associado a uma determinada altura de aterro, assim como da lei que rege a sua evolução ao longo do tempo, foi possível estimar as curvas de evolução dos recalques com o tempo, apresentadas na figura 8.

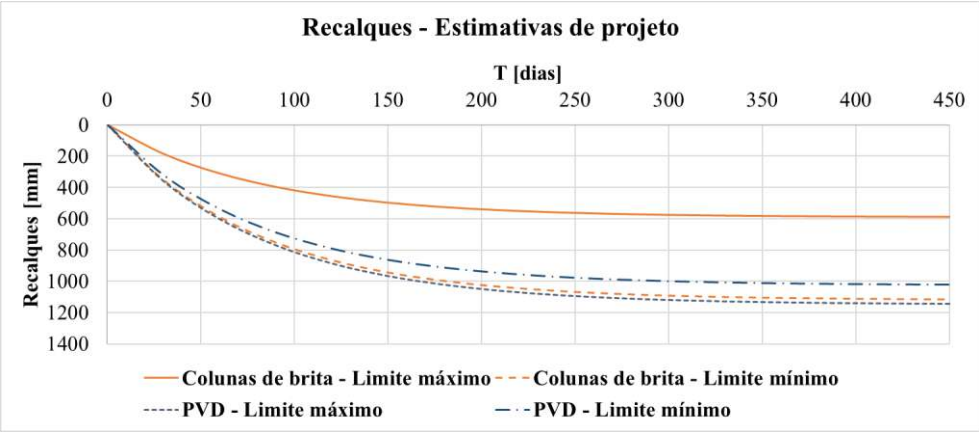


Figura 8. Recalques por adensamento primário estimados em projeto.

4.2 Estabilidade dos taludes dos aterros de pré-carga

No âmbito da verificação de estabilidade global dos taludes dos aterros de pré-carga e da capacidade de carga da fundação, contemplando a quantificação dos fatores de segurança, foi utilizado um programa de

cálculo automático vocacionado para o efeito: SLIDE (V6.0) que permite efetuar análises em regime de equilíbrio limite. Este *software* permitiu realizar uma análise de estabilidade, recorrendo a superfícies de rotura circulares, com base no Método de Bishop-Simplificado. Realizaram-se ainda, em paralelo, análises de elementos finitos bidimensionais recorrendo ao *software* PLAXIS 2D, particularmente vocacionado para o efeito. Na figura 9 e 10, apresentam-se dois dos modelos desenvolvidos.

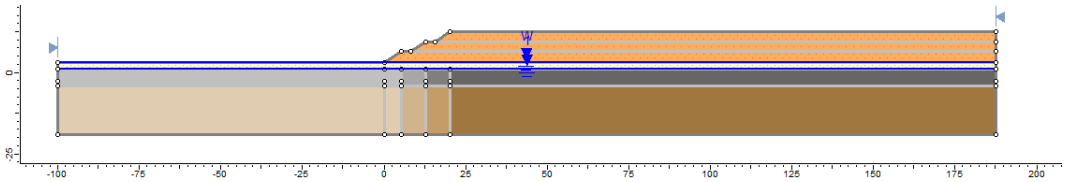


Figura 9. Modelo de verificação de estabilidade por meio de análise limite.

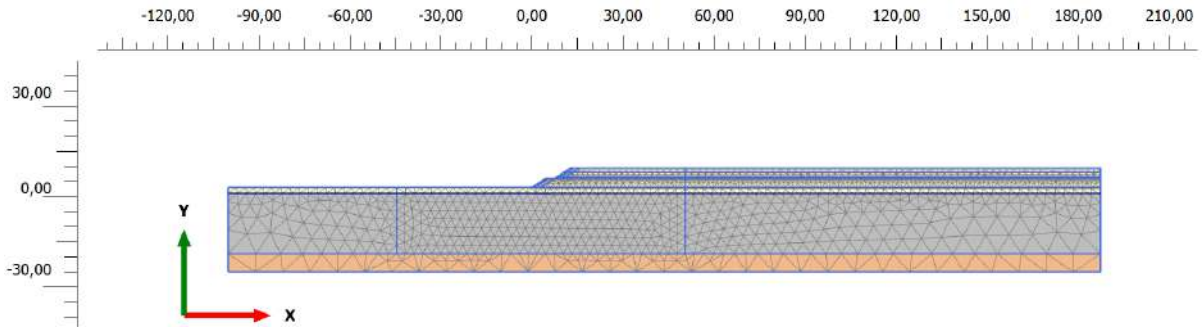


Figura 10. Modelo de verificação de estabilidade por meio de análise de elementos finitos.

5 PLANO DE MONITORAMENTO GEOTÉCNICO

Visando garantir a realização, em condições de segurança e de economia, dos trabalhos de tratamento dos terrenos de fundação e de terraplenagem, em particular no que concerne à estabilidade dos aterros/fundação e à evolução dos recalques/grau de adensamento, implementou-se um Plano de Monitoramento geotécnico. Neste âmbito considerou-se fundamental o monitoramento das seguintes grandezas:

a) Nível de água instalado no terreno, através da instalação de 72 sensores piezométricos de corda vibrante, dispostos, no total de 18 pontos, em 4 profundidade distintas;
b) Movimentos horizontais do terreno na zona dos aterros de pré-carga, medidos através de 6 calhas inclinométricas, dispostas na periferia dos aterros;
c) Recalques superficiais do terreno natural e dos aterros/plataformas, através da medição de marcas topográficas apoiadas em 52 placas de recalque instaladas na base dos aterros de pré-carga.

Nas figuras 11 e 12, apresentam-se, respetivamente, os deslocamentos verticais medidos nas placas de recalque, registados até 9 de março de 2023, na área onde foram executadas as colunas de brita e os drenos verticais pré-fabricados.

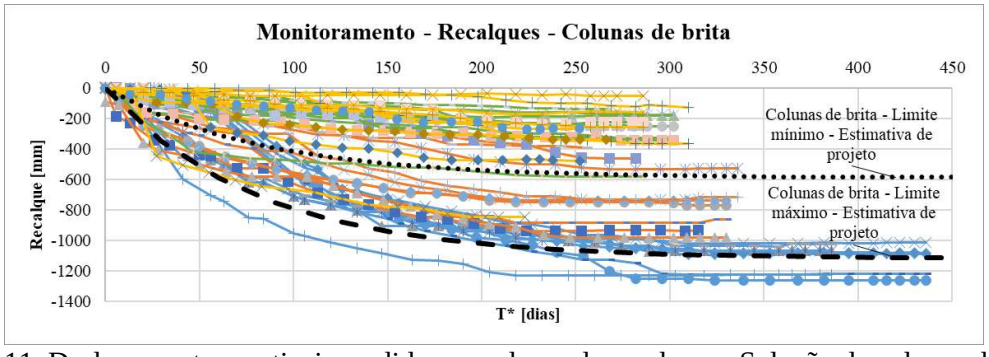


Figura 11. Deslocamentos verticais medidos nas placas de recalque – Solução de colunas de brita.

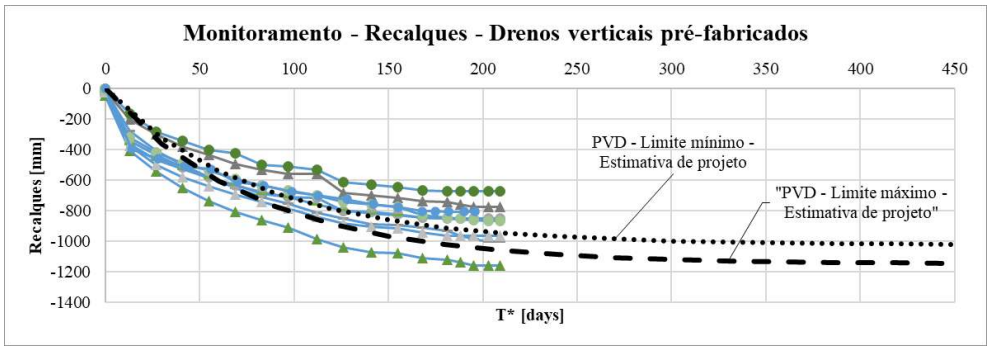


Figura 12. Deslocamentos verticais medidos nas placas de recalque – Solução de drenos pré-fabricados.

No que às medições dos níveis de água e dos deslocamentos horizontais diz respeito, importa referir que a instalação tardia dos piezómetros e das calhas inclinométricas não permitiu obter o registo completo destas grandezas desde o início da construção dos aterros de pré-carga. Não obstante, a evolução registada, encontra-se de acordo com a previsão de projeto, nomeadamente no que se refere à redução, com o tempo, das pressões intersticiais tendendo para valores que se aproximam da distribuição hidrostática. No que se refere ao registo de deslocamentos horizontais, verificou-se a mobilização de deslocamentos de magnitude superior nas profundidades correspondentes à existência do estrato argiloso mole, com uma taxa de evolução mais elevada, durante o período de construção, mas que estabilizou após término da construção dos aterros, durante o período em que decorre o processo de adensamento hidrodinâmico.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O enquadramento da obra descrita, incluindo o prazo disponível para execução dos trabalhos, determinou a necessidade de desenvolver soluções de tratamento de solos visando proporcionar condições favoráveis à implementação de soluções de fundação económicas, mas compatíveis com o adequado comportamento da estrutura em serviço.

Neste âmbito, destaca-se o facto de as soluções adotadas permitirem mitigar, durante o período de vida útil da futura estrutura industrial, os recalques de magnitude elevada, decorrentes do processo de adensamento primário, desenvolvido ao nível camadas aluvionares argilosas moles.

Salienta-se a importância do Plano de Monitoramento geotécnico na gestão do comportamento da obra, permitindo a interpretação dos recalques observados e o estabelecimento, com maior rigor, dos tempos necessários à obtenção do grau de adensamento especificado. Sendo, como tal, uma ferramenta indispensável numa obra geotécnica, com as características da presente.

Refere-se que a magnitude dos recalques estimada em projeto, na generalidade, aparenta estar em linha com os valores efetivamente medidos em obra. Exceção a esta afirmação, são os valores registados na zona NW da parcela, onde se encontram instaladas as colunas de britas, e onde se observam assentamentos de magnitude consideravelmente inferior aos valores registados e estimados para a zona SE. Atribui-se esta diferença ao efeito da presença prolongada dos aterros de pré-carga previamente construídos, assim como ao efeito de reforço do terreno conferido pelas colunas de brita.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra a autorização para a redação e apresentação do presente artigo. Destaca-se ainda o facto de os trabalhos de terraplenagem terem sido realizados pela empresa “Iranzo Excavaciones” e os trabalhos relativos à execução dos geodrenos pela empresa “Terratest”.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Priebe, et al. (1995) The design of vibro replacement. *Ground Engineering*, GT07-13 E, p.31-37.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/357

Uma Proposta de Metodologia de Superfície Resistente a partir de Uma Sondagem

Arthur T. Askinis
Coord. DT de Geotecnia, Instituto de Engenharia, São Caetano do Sul, Brasil, askinis.arthur@hotmail.com

Nelson Aoki
Consultor, São Paulo, Brasil, nelson.aoki@uol.com.br

RESUMO: O presente artigo visa apresentar uma metodologia para cálculo de superfície resistente a partir de uma sondagem. A NBR 6122 apresenta o item “Segurança de fundações profundas” que apresenta o fator de segurança global igual a 2,0 para determinar a carga admissível. Baseado no fator de segurança tradicional determinamos uma profundidade onde a capacidade de carga é atingida.

Para avaliação de riscos propõe-se determinar a profundidade para superfície resistente e uma avaliação das resistências média, mínima e máxima geradas a partir da sondagem. Baseado nessas resistências propõe-se avaliar a melhor curva que se adeque podendo assim determinar a resistência característica Rk e avaliando o risco.

PALAVRAS-CHAVE: Carga admissível, Fator de Segurança, Resistência característica, superfície resistente e risco em fundações profundas.

ABSTRACT: The present article aims to present a methodology for calculating the bearing capacity of a surface based on a survey. NBR 6122 presents the item "Safety of deep foundations," which introduces a global safety factor of 2.0 to determine the allowable load. Based on the traditional safety factor, we determine a depth where the bearing capacity is reached.

For risk assessment, it is proposed to determine the depth for the resistant surface and evaluate the average, minimum, and maximum resistances generated from the survey. Based on these resistances, it is proposed to assess the best-fitting curve to determine the characteristic resistance Rk and evaluate the risk.

KEYWORDS: Allowable load, Safety factor, Characteristic resistance, resistant surface, and risk in deep foundations.

1 INTRODUÇÃO

A Análise de risco em fundações é uma avaliação importante durante um projeto/execução de fundação. Toda fundação tem uma probabilidade de ruir em maior ou menor grau. Para calcular a probabilidade de ruína alguns elementos são importantes como a carga admissível, as resistências mínima e média e a própria superfície resistente.

No presente artigo é feita uma avaliação e proposta de metodologia de determinarmos esses valores baseados em uma sondagem SPT. A análise da sondagem SPT oferecendo três valores de resistência, o cálculo da resistência característica e discussão dos valores de $\xi 1$ e $\xi 2$ para uma sondagem em comparação a mais de uma sondagem.

Por fim, uma interpretação da superfície resistente utilizando, quando possível, informações da gênese do material e a topografia e uma forma simplificada quando não é possível fazer a avaliação anterior.

2 CARGA ADMISSÍVEL

A carga admissível pode ser definida com base no estado limite último (ELU) ou no estado limite de serviço (ELS). Baseado no ELU a carga admissível é a maior carga que pode ser aplicada numa estaca isolada sem que haja ruptura com aplicação dos fatores de segurança pré-determinados.

Avaliando a carga admissível em função do ELS, a máxima carga aplicada é determinada em função do recalque ou vibração e a carga admissível é a máxima carga aplicável utilizando os fatores de segurança determinados na NBR 6122.

Na estaca podem ocorrer dois tipos de rupturas: estrutural, quando o próprio elemento de fundação rompe ou geotécnica quando a ruptura ou escoamento do solo.

2.1 Carga Estrutural

A carga estrutural é função apenas da estaca não da interação estaca solo. Exemplificando, avaliando de estacas hélices contínuas não armadas (exceto na cabeça) a carga máxima estrutural é dada pela equação 1:

$$P_k = \frac{0{,}85.Ac.fck}{\gamma f.\gamma c} \quad (1)$$

Onde:
Ac- Área da seção transversal da estaca;
Fck- Resistência característica máxima do concreto de acordo com a NBR 6122;
γf - Coef. de majoração das cargas, de valor 1,4;
γc - Coef. de minoração da resistência do concreto, de valor 2,7 a 3,8.

Tabela 1. Estacas moldadas in loco e tubulões: parâmetros para dimensionamento

Tipo de estaca	Classe de agressividade (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/ resistência característica da argamassa ou concreto	γc	% de armadura mínima	Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
Hélice/hélice de deslocamento/ hélice com trado segmentado	I, II	C30	2,7	0,4	6,0
	III, IV	C40	3,6		
Escavada sem fluido	I, II	C25	3,1	0,4	5,0
	III, IV	C40	5		
Escavada com fluido	I, II	C30	2,7	0,4	6,0
	III, IV	C40	3,6		
Strauss (a)	I, II	20MPa	2,5	0,4	5,0
Franki (a)	I, II, III, IV	20 Mpa	1,8	0,4	-
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	5,0
	III, IV	C40	3,6		
Raiz (a, b, c)	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	0,4	-
Micro estacas (a, b, c, d)	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	-
Estaca trado vazado (c)	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	-

a. Neste tipo de estaca, o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento;

b. As taxas máximas devem ser verificadas devem ser verificadas na seção de maior concentração de aço (considerando inclusive emendas e transpasse). Em situações criticas o dimensionamento deve ser feito em função da área de aço. Para As ≤ 6% Ac o dimensionamento deve ser feito considerando a estaca trabalhando como pilas de concreto. Quando As ≥ 6% Ac o dimensionamento deve ser feito com a consideração que todo esforço solicitante é resistido integralmente pelo aço da seção;
c. Argamassa;
d. Calda de cimento.

Os valores limites de resistência a compressão e tensões limites para estacas de concreto não armado são indicados na tabela 1 (4 da norma). Para o dimensionamento estrutural de estaca com concreto armado o valor de Nd é calculado da seguinte maneira, conforme equação 2:

$$N_d = \frac{0{,}85.Ac.fck}{\gamma f.\gamma c} + \frac{As.fyk}{\gamma s} \quad (2)$$

2.2 Carga Geotécnica

Na carga geotécnica baseada em métodos semiempíricos a resistência é a soma entre a resistência do atrito lateral da estaca somada a resistência de ponta (equação 3).

$$R = Ap.qp + U.\Sigma(\Delta l.qL) \quad (3)$$

A capacidade de carga geotécnica é dada pela resistência geotécnica dividida pelo fator de segurança 2,0 para cálculo baseado em métodos semiempíricos. No método Decourt-Quaresma os autores propõem fatores de seguranças diferenciados para resistência de ponta e lateral, respectivamente 4,0 e 1,3.

Sendo a fundação composta pelo elemento estrutura e a resistência estaca-maciço de solo a capacidade de carga é a menor entre a capacidade estrutural e geotécnica. Sendo assim a capacidade de carga é o início da análise onde pode haver solos que apresentem capacidade de carga bem inferior a capacidade estrutura para determinada estaca assim como solos onde o limitante será a capacidade estrutural da estaca.

Aoki e Cintra (2000 e 2001) tratam de três metodologias para a carga admissível a partir da: carga de catálogo, Lmax (imposto pela limitação do comprimento máximo exequível) e faixa de Nspt que provoca a parada da estaca.

Metodologia de cálculo a partir da carga estrutural multiplicada pelo fator de segurança calcula-se a capacidade geotécnica que otimiza o aproveitamento da estaca aproveitando o máximo da carga estrutural e geotécnica. Com base nesse valor procura-se qual comprimento da estaca onde se atinge essa resistência, conforme figura 2.

Figura 2. Comprimento da estaca em função da Capacidade Estrutural

Metodologia de cálculo com o Lmax obtemos que o comprimento da estaca é o Lmax e pode-se calcular a resistência geotécnica que dividida pelo FS obtemos a capacidade de carga, conforme figura 3.

Figura 3. Capacidade de carga em função do comprimento máximo

Metodologia com base na faixa de Nspt obtém-se a profundidade de parada da estaca e calcula-se a resistência geotécnica, dividindo pelo FS obtém-se a capacidade de carga, demonstrado na figura 4.

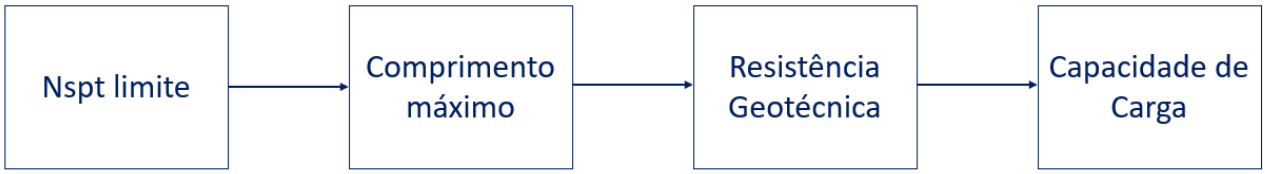


Figura 4. Capacidade de carga em função do Nspt limite

Os três métodos são interdependentes onde devem ser avaliados para evitar projetos onde as estacas não sejam otimizadas ou não seja exequível o projeto seja limitação dos equipamentos ou atinja uma camada de solo que para a estaca não consiga ultrapassar.

3 RESISTÊNCIAS MÍNIMA, MÉDIA E MÁXIMA

Para a resistência característica a norma 6122 estabelece que precisamos da resistência média e mínima. Para projetos com duas ou mais sondagens é mais intuitivo que calculado separadamente por sondagens é possível determinar a resistência mínima e média.

Propondo uma metodologia para uma sondagem é possível se trabalhar com a estatística entre resistência em função da profundidade. O SPT nos fornece como resultado o N spt que é feito de metro em metro, ou seja, é possível calcular três resistências de interesse: 1m acima da profundidade de projeto, na profundidade de projeto e também aria 1m abaixo da profundidade.

Sendo assim pode-se obter três valores de resistência e a partir disso definir resistência mínima, média e máxima. Vale ressaltar que pode haver valores de resistências iguais para as profundidades diferentes. Com essa avaliação é possível fazer uma análise estatística, com base em três valores de resistência com a utilização de uma sondagem SPT.

4 RESISTÊNCIA CARACTERISTICA E FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL

A NBR 6122 nos itens 6.2.1.2.1 e 6.2.1.2.1 apresenta como calcular a resistência característica determinada com base na quantidade de sondagens utilizando métodos semiempíricos e com base nas provas de carga, respectivamente. Nesse artigo o foco é a abordagem a partir de sondagens, portanto será discorrido sobre a tabela 2 e valores de ξ1 e ξ2.

Para o cálculo da resistência característica a NBR 6122 no item 6.2.1.2.1 “Resistência determinada por método semiempírico”, utiliza-se as equações 3 para determinar a resistência característica e a equação 4 apresentando o fator de segurança global.

$$R_k = mín\ [\frac{(R_{se})méd}{\xi 1}; \frac{(R_{se})mín}{\xi 2}] \quad (3)$$

$P_{adm} = R_k/FS_g$ onde FSg >=1,4

$$1{,}4 \leq R_k/P_{adm} \quad (4)$$

Onde:
Rk é a resistência característica;
(Rse)méd é a resistência determinada com base em valores médios dos resultados dos ensaios de campo;
(Rse)mín é a resistência determinada com base em valores mínimos dos resultados dos ensaios

de campo.

ξ1 e ξ2 são os fatores de minoração da resistência especificados na Tabela 2.
Note que o Fator de Segurança global é regido pela Carga admissível com metodologias de cálculos citadas anteriormente e as resistências.

Tabela 2. Valores de ξ1 e ξ2 da NBR 6122

n^a	1	2	3	4	5	6	≥10
$\xi 1^b$	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
$\xi 2^b$	1,42	1,27	1,23	1,20	1,15	1,13	1,11

Sendo $R_k = mín\ [\frac{(R_{se})méd}{\xi 1}; \frac{(R_{se})mín}{\xi 2}]$e para uma sondagem $\xi 1 = \xi 2$ implica que $R_k = \frac{(R_{se})mín}{\xi 2}$. Note que isso só ocorre para uma sondagem, nos outros casos $\frac{(R_{se})méd}{\xi 1}$ pode ser menor do que $\frac{(R_{se})mín}{\xi 2}$.

5 AVALIAÇÃO COM UMA SONDAGEM

Para determinar a resistência característica a NBR 6122 nos fornece no caso de cálculo com base em número de sondagens os valores de ξ1 e ξ2. Nota-se que o valor de ξ1 é sempre maior que ξ2, exceto para uma sondagem. Como Rk é o valor mínimo entre Rméd/ ξ1 e Rmin/ ξ2, é intuitivo que ξ2 < ξ1.

Porém no caso de uma sondagem os valores de ξ 1 e ξ 2são iguais (tabela 2), isso provavelmente ocorre pela interpretação que com uma sondagem só é possível extrair uma resistência, sendo assim Rméd = Rmin.

Entretanto com base na metodologia proposta com uma sondagem onde se calcula a resistência na profundidade de interesse, a resistência 1 m acima e 1 m abaixo, obtém-se 3 valores de resistência, sendo assim Rmin ≤ R méd e, portanto, ξ1 e ξ2 poderiam ter valores distintos.

Para determinação da resistência característica divide-se a Rmin ou Rméd pelo ξi, para uma análise da minoração causada na Rméd ou Rmín apresenta-se o inverso dos ξ's na figura 5.

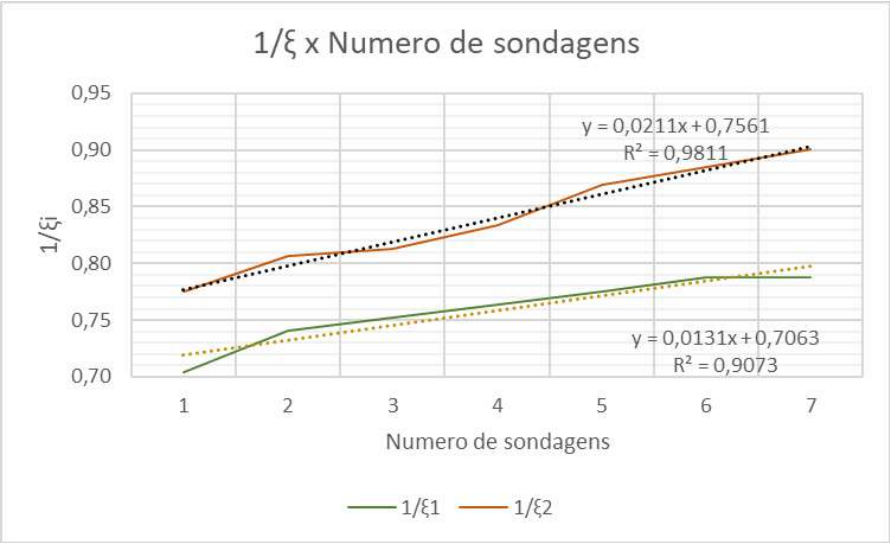


Figura 5. Valores de 1/ ξ x número de sondagens

Foi utilizada regressão linear e para >=10 sondagens para fins de cálculo foi considerado como 7 sondagens que seria o próximo valor não agrupado. Nota-se que o R² do inverso de ξ1 é relativamente maior que o R² do inverso de ξ2. Ainda para analisar a regressão utilizou-se o MAPE (Erro Absoluto Médio Percentual) conforme tabela 3.

Tabela 3. Tabela para cálculo do MAPE

	Número de Sondagens						
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**
1/ξ1	0,70	0,74	0,75	0,76	0,78	0,79	0,79
Dif. % (1/ξ1)	2,1%	1,1%	0,9%	0,6%	0,5%	0,3%	1,3%
1/ξ2	0,70	0,81	0,81	0,83	0,87	0,88	0,90
Dif. % (1/ξ2)	5,4%	4,3%	1,4%	0,4%	1,2%	0,3%	1,7%

Os valores de erro absoluto médio percentual são MAPE (1/ξ1) = 1,0% e MAPE (1/ξ2) = 2,1%. É notável que o valor do inverso de ξ2 para 1 sondagem tem discrepância com os outros valores de ξ2, portanto presume-se que ξ1 é um valor ajustado para uma sondagem e o valor de ξ2 foi igualado ao ξ1 para uma sondagem.

Analisando a linha de regressão para o inverso de ξ2 excluindo o valor de uma sondagem p MAPE é de 0,77%, bem mais aderente que o 2,1%. E calculando com base na regressão obtemos que para uma sondagem 1/ ξ2=0,7789 e, portanto, um valor sugerido para ξ2 para uma sondagem seria 1,29. Dessa forma o cálculo da resistência característica será o mínimo $\frac{(R_{se})méd}{ξ1}$; $\frac{(R_{se})mín}{ξ2}$, podendo ser os dois cálculos valores mínimos.

Atendando a NBR 6122 o ξ2 para uma sondagem é de 1,42, porém ocorre uma penalização na resistência característica pela hipótese do Rmin = Rméd para uma sondagem. Para equalizar o valor de ξ2 em comparação aos valores para mais de uma sondagem propõe-se o ajuste de ξ2=1,29.

6 SUPERFICIE RESISTENTE

O ensaio SPT pode ser interpretado como um Pedon, conforme figura 6, menor volume de solo contendo todos os horizontes de solo. Com a classificação do solo, o N spt e conhecimento da geologia local o ensaio SPT é uma informação rica que pode apresentar mais claramente a gênese do solo.

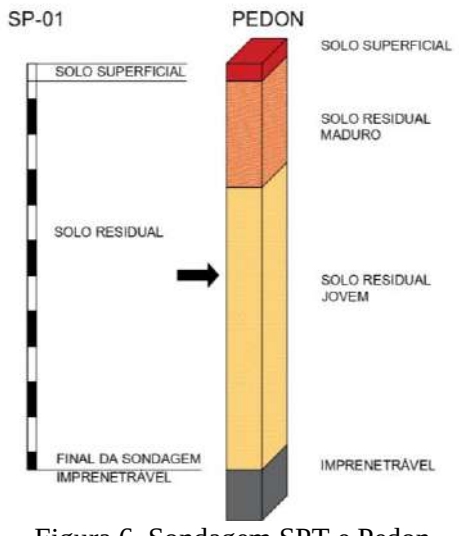


Figura 6. Sondagem SPT e Pedon

Tendo a carga admissível e a profundidade pode-se definir a superfície resistente. Especificamente para a análise com uma sondagem a superfície resistente pode ser determinada de duas maneiras.

6.1 Superfície Resistente horizontal

Nesse caso definida a profundidade onde se atinge a capacidade de carga, por ausência de maiores informações a superfície resistente pode ser definida como o plano horizontal na profundidade de interesse (figura 7).

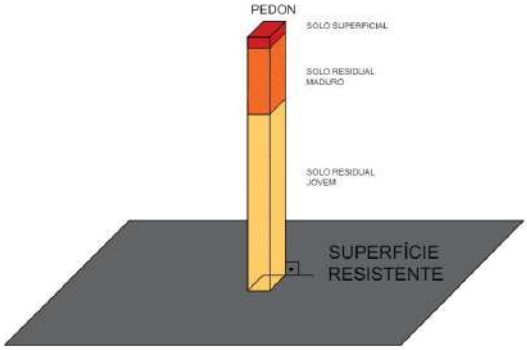


Figura 7. Superfície Resistente horizontal

6.2 Superfície Resistente com informações topográficas e geológicas

A gênese do solo aliada com uma topografia que ainda guarda informações da história do solo é de extremo valor. Sabendo o contexto geológico da obra é possível extrapolar a sondagem em função do tipo e solo e de rocha local. São exemplos os perfis de alteração de rocha e a superfícies deposicionais conforme figura 8.

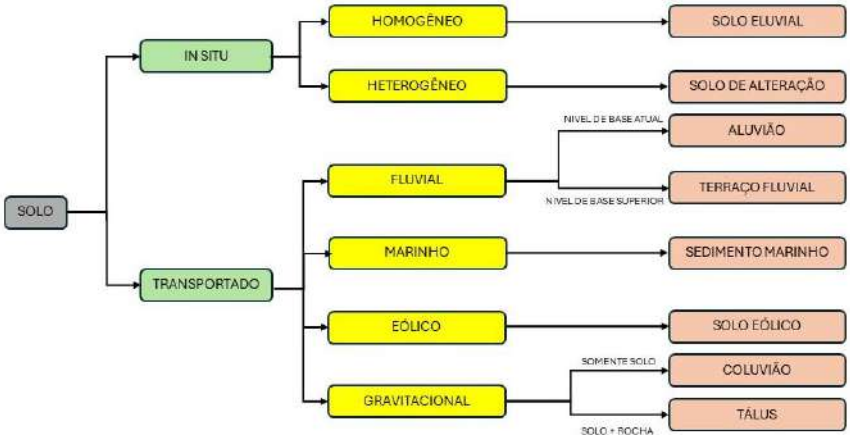


Figura 8. Gênesi do solo

Caso a topografia do terreno guarde informações da história geológica pode-se adotar que em relação ao nível do terreno a sondagem é adotada representativa em toda área, isso significa que se existe, por exemplo, uma camada de solo residual maduro a 20m de profundidade essa camada esta paralela ao terreno deslocada 20m abaixo conforme ilustrado na figura 9. Portanto nesse caso a superfície resistente, mesmo com uma sondagem, não é plana e horizontalizada.

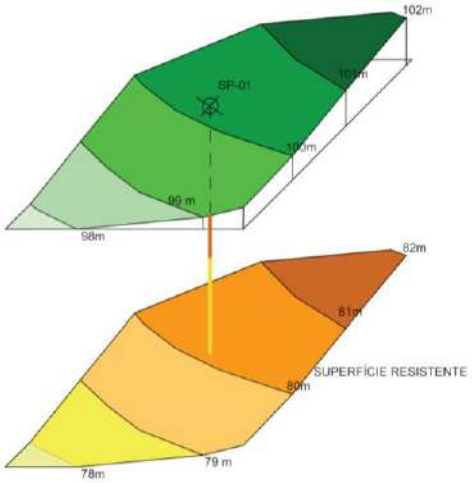


Figura 9. Superfície Resistente paralela a topografia

Caso seja necessária fazer uma terraplenagem, com o pedon pode-se avaliar a Superfície Resistente ajustada. O trecho de aterro pode-se não considerar ganho de resistência na estaca, sendo assim esse trecho da SR fica inalterado. No trecho de corte avaliando qual a nova profundidade para se atingir a capacidade de carga pode-se determinar a superfície resistente desse trecho que será mais profunda que a inicial, devido a perda de resistência lateral do solo cortado, apresentado na figura 10.

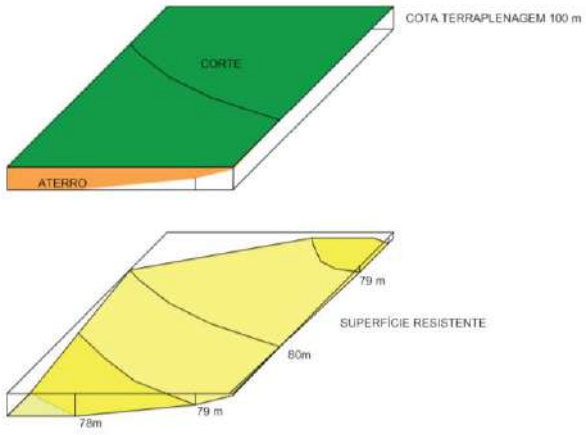


Figura 10. Superfície Resistente ajustada pos terraplenagem

Se o estaqueamento permita um controle na execução, como é o exemplo de estacas cravas a Superficie Resistente feita em projeto acima pode ser comparada com a Superficie Resistente com base nos dados de execução.

7 CONCLUSÃO

A NBR 6122 determina a resistência caracteristica baseado na quantidade de sondagens e quantidade de prova de cargas, abordando o calculo a partir do numero de sondagens nota-se que para uma sondagem os valores de ξ1 e ξ2 são iguais, sendo assim Rk é determinado pela Rmin/ ξ2. Com a proposta de metodologia de cálculo de três valores de resistência propõe-se um valor ajustado de ξ2 para uma sondagem no valor de 1,29. Dessa forma a resistência característica seria o mínimo entre Rméd/ ξ1 e Rmin/ξ2 assim como é para 2 ou mais sondagens.

Avaliando a superficie resistênte com uma sondagem pode-se avaliar a profundidade resistente e baseado nela a superficie pode ser definida em conjunto com a informação da gênese do material quando é possivel avaliar essas informações junto, por exemplo da topografia local. Mesmo com uma sondagem informações adicionais podem e devem ser utilizadas para que a superficie resistênte seja a mais assertiva possivel.

BIBLIOGRAFIA

Cintra, J. C. A. e Aoki N. Fundações por estacas: projeto geotécnico. . São Paulo: Oficina de Textos. Acesso em: 29 mar. 2024, 2010.

NBR 6122 – Projeto e execução de fundações. ABNT 2022.

Aoki, N. Instituto de Engenharia. Palestra: Fator de Segurança e Risco Geotécnico, 2023.

Aoki,N.; Cintra, J.C.A..- Influência da variabilidade do maciço de solos no comprimento de estacas / Sefe III,1996 ABEF e ABMSNRSP.

Monticeli, et al. Geologia de Engenharia e Ambiental. Volume 2. Sçao Paulo: ABEG, 2023.

Danziger,B ; Lopes, F. Fundações em estacas. Ed. 1. Editora Geni, 2021.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/358

Uso de Ferramental Estatístico na Melhoria de Métodos de Capacidade de Carga Geotécnica na Cidade de Recife

Gérson Jacques Miranda dos Anjos
Professor, UFPA, Belém - PA, Brasil, mirandadosanjos@gmail.com

Pedro Daniel Uchôa Dantas
Mestre em engenharia civil, UFPE, Recife - PE, Brasil, uchoadaniel50@gmail.com

Roberto Quental Coutinho
Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), Recife - PE, Brasil, roberto.coutinho@ufpe.br

Marcelo Seabra de Andrade
Graduado em engenharia civil, UFPA, Belém - PA, Brasil, eng.marceloseabra@gmail.com

RESUMO: As estacas do tipo hélice contínua monitorada, amplamente utilizadas no Brasil, oferecem versatilidade em termos de diâmetro, comprimento e competitividade em comparação com outros tipos de estacas, graças à sua velocidade de execução. Os métodos de capacidade de suporte geotécnica encontrados na literatura são aplicados praticamente em todo o território nacional. O estudo de Dantas (2018), realizado em na cidade de Recife, envolveu 45 provas de carga em estacas hélice continua. Os métodos avaliados incluem Aoki & Velloso, Laprovitera & Benegas, Monteiro, Decourt & Quaresma, Antunes & Cabral e o método de Alonso. Este artigo utiliza 20 ferramentas estatísticas para ranquear esses métodos e determinar qual metodologia oferece melhor previsão em relação à razão entre valores calculados e medidos da carga total obtida em provas de carga lenta. Além disso, o ferramental estatístico utilizado permite otimizar cada método, minimizando o erro na relação entre valores calculados e medidos. O estudo conclui com a escolha do melhor método e a identificação da ferramenta estatística de maior desempenho entre todas as apresentadas para análise. Os resultados dos métodos foram agrupados e calculados em relação às sondagens mais próximas e ao grupo de sondagens para cada metodologia mencionada anteriormente.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca hélice contínua, Métodos de desempenho estatístico, capacidade de carga total

ABSTRACT: Continuous Flight Auger piles, widely used in Brazil, offer versatility in terms of diameter, length, and competitiveness compared to other types of piles, thanks to their execution speed. Geotechnical bearing capacity methods found in the literature are consistently applied across national territories. The study by Dantas (2018), conducted in Recife, involved 45 load tests on continuous flight auger piles. The evaluated methods include Aoki & Velloso, Laprovitera & Benegas, Monteiro, Decourt & Quaresma, Antunes & Cabral, and the Alonso method. This article employs 20 statistical tools to rank these methods and determine which methodology provides the best prediction concerning the ratio between calculated and measured values of total load obtained in slow load tests. Furthermore, the statistical tools used allow for optimizing each method by minimizing the error in the relationship between calculated and measured values. The study concludes by selecting the best method and identifying the statistical tool with the highest performance among all those presented for analysis. The method results were grouped and calculated in relation to the nearest boreholes and the borehole group for each previously mentioned methodology.

KEYWORDS: Continuous Flight Auger pile, Statistical performance methods, total load capacity

1 INTRODUÇÃO

As estacas do tipo hélice contínua monitorada (HCM) são, provavelmente, uma das mais usadas em quase todo o vasto território nacional, empregadas desde obras de porte médio, com diâmetros da ordem de 30

cm, até obras de maior porte, em que estacas com diâmetro de 1 m são frequentemente utilizadas. Equipamentos cada vez mais robustos contribuem significativamente para a "nova" realidade de projetos cada vez mais arrojados, transformando a execução de obras com esse tipo de equipamento. Inegavelmente, as fundações do tipo escavadas refletem uma tendência mundial.

A Geotecnia é um ramo da ciência que estuda a marcante diferenciação entre geomateriais e não será menos impactante na Geotecnia de Fundações. Karl Terzaghi certa vez disse *"[...] infelizmente, solos são feitos pela natureza e não pelo homem, e os produtos da natureza são sempre complexos".* E continua: *"Os solos naturais nunca são uniformes e sendo assim, suas propriedades variam de ponto a ponto e o conhecimento de suas propriedades, em geral, são realizadas através de limitadas amostragens numa porção ínfima do domínio que, em geral, são envolvidos nos problemas da mecânica dos solos".* Sob "pena" das palavras de Terzaghi, estão todas as vertentes da Geotecnia. Em geral, as maiores incertezas estão nos resultados do limitado conhecimento das condições do solo (Anjos, 2006). Diante da complexidade inerente, o emprego de ferramental apoiado em técnicas estatísticas se mostra pertinente. Quando utilizadas de maneira adequada, essas ferramentas podem ser aliadas na busca por respostas mais precisas. Quando se busca saber, por exemplo, qual metodologia tem maior expressividade estatística pra um local específico? Ou ainda, é possível ajustar as metodologias de forma que passem a prever mais adequadamente a capacidade de carga geotécnica? O artigo pretende demonstrar que é possível responder às duas perguntas mencionadas anteriormente.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estaca Hélice Contínua

No Brasil, as estacas hélice contínua foram introduzidas por volta de 1987. Porém, a primeira publicação técnica sobre estas estacas só ocorreu em 1989, no Rio de Janeiro, durante a realização do XII ICSMFE, com a publicação "*ABEF Research on Foundation Engineering*". Esta publicação relata as primeiras pesquisas sobre este tipo de estaca em nosso país, feitas no Campus da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Segundo Antunes & Tarozzo (1996), nesta época, o processo executivo destas estacas ainda não era totalmente instrumentado, necessitando de guindastes adaptados com torre acoplada e dotados de mesa giratória com torque de 35 kN.m para a execução de estacas com diâmetros de 275 mm, 350 mm e 425 mm. Estes equipamentos só permitiam a execução destas estacas até 15 m de profundidade. Só a partir de 1993, houve um grande progresso e desenvolvimento do uso destas estacas. Considerando 1993 como o início de seu uso, já são mais de trinta anos de uso deste tipo de estaca no Brasil.

Atualmente, a NBR 6122/2019 no item 3.17 define a estaca hélice contínua monitorada como: *"estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente à sua retirada, sendo a armadura introduzida após a concretagem da estaca"*.

2.1 Ferramental Estatístico

O ferramental estatístico utilizado neste trabalho consiste em vinte ferramentas distintas, as quais são empregadas para classificar os métodos, buscando um ranqueamento entre eles. Além disso, essas mesmas ferramentas são utilizadas para buscar um coeficiente que possa aprimorar o desempenho dos métodos em termos dos valores calculados e medidos. Tal escolha deu-se em virtude de que não há uma ferramenta definitiva na avaliação do ajuste entre valores calculados (previstos) e medidos de grandezas quaisquer.

Sendo assim, optou-se pela avaliação na forma de *ranking*, utilizando as seguintes ferramentas estatísticas: Índice de Referência (IR); Coeficiente de Eficiência de Nash-Sutcliffe (E); Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE); Índice de Performance; Índice de Legate & McCabe (LMI); Erro Absoluto Médio (MAE); Erro Percentual Absoluto Médio Ponderado (WMAPE); Incerteza Expandida (U95); Índice de Mielke Modificado; Índice de Concordância de Willmott (d); Probabilidade LogNormal (P_ln) - tipicamente com acurácia de 20%; Erro Percentual Absoluto Médio (MAPE); Coeficiente de Determinação (r^2); Probabilidade Normal (P) - tipicamente com acurácia de 20%; Ranking Index (RI); Raiz do Erro Percentual Quadrático Médio (RMSPE), Ranking Distance (RD); Variância Explicada (VAF); Erro Percentual Absoluto Mediano

(MedAPE); e Raiz do Erro Quadrático Médio Sistemático (RMSEs). As análises estatísticas tipicamente usam índices estatísticos tais como média, desvio padrão, coeficiente de variação, coeficiente de correlação (r) e determinação (r^2), histogramas, etc. A definição de cada um dos métodos estatísticos é de fácil obtenção e, por limitação de espaço, serão somente citados.

É digno de nota que nem todos estes índices são eficazes para fins de análise de relação de valores (medidos/previsto) de uma determinada grandeza geotécnica, por exemplo. A série de ferramentas estatísticas apresentadas são utilizadas como medidoras de desempenho dos modelos de previsão de diferentes métodos na avaliação da capacidade de carga de estacas hélice contínua. A soma (acumulada) das classificações é empregada na classificação geral para determinar os melhores métodos. Os modelos que acumularem menor somatória são aqueles que apresentam melhores classificações entre todos os testes estatísticos e, logo, apresentam melhor ajuste de dados. Este *ranking* estimula a análise de inúmeras ferramentas estatísticas ao invés de uma ou duas, como tipicamente ocorre na literatura e que, em muitos casos, podem chegar a conclusões bastante diferentes em responder, por exemplo, qual método tem melhor acurácia.

Os mesmos índices e coeficientes estatísticos apresentados para a classificação, com exceção do coeficiente de determinação (r^2), são aplicados para calcular os coeficientes de melhoria (α) nas equações preditivas. O coeficiente α representa o fator pelo qual o resultado da formulação original deve ser multiplicado, atuando para aprimorar a acurácia de um método. O coeficiente α é calculado utilizando a ferramenta SOLVER do Excel para encontrar o "ponto ótimo" das ferramentas estatísticas, com base nos dados da relação entre os valores medidos e previstos dos respectivos modelos. Por exemplo, no caso do *Ranking Distance*, busca-se encontrar um valor de α que minimize o valor de RD, resultando em melhores resultados. Portanto, o SOLVER é aplicado em cada formulação dentro do conjunto de dados, objetivando encontrar coeficientes α que ajustem uma determinada ferramenta, minimizando ou maximizando o seu valor original.

2.2 Estacas em subsolo da Região Metropolitana de Recife.

De acordo com Dantas (2018 *apud* Gusmão Filho, 1998) os eventos geológicos do Recife se desenvolveram sequencialmente: falhamento do embasamento cristalino, criando uma superfície rebaixada a leste; deposição dos sedimentos provenientes da bacia cretácea; erosão e deposição da Formação Barreiras no litoral; e Formação da planície do Recife. Esta última etapa é relativa ao período Quaternário e é caracterizada pela sedimentação dos solos arenosos, argilosos e siltosos, ocasionada pelos cíclicos avanços e recuos do mar e oriunda das deposições aluviais, fluviais e flúvio-lagunares. Portanto, se encontram na Planície do Recife áreas compostas por mangues, terraços marinhos, terraços fluviais e aluviões, cujas localizações foram mapeadas por Alheiros et al. (1995). Pela proximidade com o oceano e por estarem rodeados por canais, mangues, rios ou lagos, há uma certa similaridade nas áreas delimitadas pelos bairros de Barra de Jangada, Candeias e Reserva do Paiva, com o bairro de Boa Viagem. Esta situação orienta o entendimento de que estes locais sofreram sedimentação pelo mesmo processo, descrito anteriormente, de progressão e regressão do mar. O trabalho de Dantas (2018) dará suporte às análises feitas neste artigo quando o mesmo apresenta o resultado de 45 provas de carga com o uso de estacas hélice contínua (HCM) na região metropolitana de Recife.

Ainda, Dantas (2018) é assertivo em que *"apesar do uso da estaca HCM ser uma prática recorrente da região e das condições geológicas/geotécnicas serem mais entendidas, o estudo apresenta indicações de quais os melhores métodos de cálculo (capacidade de carga total) a serem empregados na Região Metropolitana de Recife (RMR) e se há necessidade de modificações ou ajustes nas formulações originais fornecendo informações prévias mais confiáveis que constitui uma das principais decisões nos projetos de fundações."*.

Dantas (2018) analisou 45 provas de carga, sendo 14 com estacas de 400 mm, 19 com 500 mm e 12 para estacas de 600 mm. Os bairros incluídos no estudo são: Cabo de Santo Agostinho, Reserva do Paiva, Barra de Jangada, Candeias, Piedade, Boa Viagem, Pina, Centro do Recife, Torre, Graças, Poço da Panela, Casa Forte, Parnamirim, Tamarineira, Rosarinho, Encruzilhada, Boa Vista e Igarassu. As análises conduzidas por Dantas (2018) consideraram duas situações distintas: uma envolvendo apenas a sondagem mais próxima (SP); e outra levando em conta a influência de um grupo de sondagens (GS) ao redor da estaca. Neste último caso, foram incluídas outras sondagens no procedimento, visando determinar a média dos resultados e obter uma previsão da capacidade de carga representativa do grupo de sondagens.

3 Apresentação dos dados e resultados dos métodos

Na Figura 1, são apresentadas informações de subsolo das obras localizadas em Boa Viagem, Boa Vista, Casa Amarela, Espinheiro, Imbiribeira, Monteiro, Piedade, Poço da Panela, Tamarineira e Torre, coletando 28 perfis de sondagens, que apresentam em 85% a predominância de solos arenosos. O método de Van Der Veen foi empregado para representar as provas de carga extrapoladas neste estudo, e os valores medidos são referentes a esse método específico. Algumas modificações foram adotadas por Dantas (2018), quer sejam:

• N_{SPT} máximo de 40 golpes, salve os métodos que possuem restrição inferior a esta;
• Camadas com presença de pedregulhos ou fragmentos de conchas, geralmente arenosas - areia pura;
• Os valores de F_1 e F_2 do método de Aoki & Velloso (1975) foram admitidos como 3 e 6, respectivamente;
• Os valores de F_1 e F_2 para as propostas de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) foram admitidos de acordo com Velloso e Lopes (2010), respectivamente 2 e 4;
• Para o método de Antunes & Cabral (1996) foram considerados os valores β'_1 e β'_2 expressos na Tabela 1.

Tabela 1. Coeficientes do Método de Antunes & Cabral (1996)

Tipo de Solo	β'_1 (%)	β'_2
Areia	5,0	2,5
Areia argilosa	4,0	2,0
Areia siltosa	4,5	2,3
Silte	3,0	1,5
Silte arenoso	3,5	2,0
Silte argiloso	2,5	1,0
Argila	2,0	1,0
Argila siltosa	2,8	1,3
Argila arenosa	3,5	1,5

$$Q_r = U \sum \beta'_1 N \Delta L + \beta'_2 N_b A_b \quad (1)$$

onde β'_1. está relacionado ao fuste e β'_2 está relacionado à base; q_b (resistência unitária da base) ≤ 4 MPa

Obra	Estaca	Bairro	Sondagem	Percentual de solo arenoso (%)	Percentual de solo siltoso(%)	Percentual de solo argiloso (%)	camada de ponta	Média do NSPT	NSPT de Ponta
1.1.	E1	Monteiro	SP-01	59%	27%	14%	Silte argiloso	14	≥40
			SV-02	100%	0%	0%	Areia siltosa	11	16
1.2.	E2	Boa Viagem	SP-004	47%	24%	29%	Areia	15	≥40
1.3.	E3	Poço da Panela	SP-04	74%	0%	26%	Areia	13	29
	E4		SP-02	89%	0%	11%	Areia argilosa	18	14
1.4.	E5	Boa Viagem	SP-03	68%	26%	6%	Areia	8	17
2.1.	E6	Boa Viagem	SP-05	58%	0%	42%	Areia c/ pedregulho	15	34
	E7		SP-04	68%	0%	32%	Areia c/ pedregulho	15	28
2.2.	E8	Tamarineira	SP-02E	89%	11%	0%	Areia siltosa	15	≥40
	E9		SP-004	35%	50%	15%	Silte argiloso	18	≥40
2.3.	E10	Casa Amarela	SP-02	22%	78%	0%	Silte arenoso	21	≥40
2.4.	E11	Piedade	SP-002	64%	18%	18%	Silte argiloso	15	9
2.5.	E12	Boa Viagem	SP-01	80%	20%	0%	Areia argilosa	15	34
2.6.	E13	Tamarineira	SP-03	37%	63%	0%	Areia siltosa	27	≥40
2.7.	E14	Tamarineira	SP-001	38%	56%	6%	Silte argiloso	17	≥40
	E15		SP-005	81%	19%	0%	Silte argiloso	20	≥40
2.8.	E16	Boa Vista	SP-03	66%	34%	0%	Silte arenoso	13	15
2.9.	E17	Imbiribeira	SP-02	74%	26%	0%	Silte arenoso	9	17
	E18		SP-04	96%	0%	4%	Areia siltosa	10	11
3.1.	E19	Espinheiro	SP-02	100%	0%	0%	Areia siltosa	11	≥40
3.2.	E20	Torre	SP-05	91%	9%	0%	Areia argilosa	17	≥40
	E21		SP-03	70%	17%	13%	Areia argilosa	15	≥40
3.3.	E22	Casa Amarela	SP-02	100%	0%	0%	Areia	19	≥40
3.4.	E23	Tamarineira	SP-10	63%	37%	0%	Silte arenoso	15	≥40
	E24		SP-16	67%	33%	0%	Silte arenoso	14	38
	E25		SP-05E	100%	0%	0%	Areia silto-argilosa	13	≥40
	E26		SP-09	70%	20%	10%	Silte arenoso	13	≥40
	E27		SP-09E	75%	0%	25%	Areia silto-argilosa	13	31

Figura 1. Informações de algumas sondagens representativas do trabalho – Predomínio de solo arenoso

Na Tabela 2, são apresentados os resultados dos valores medidos e calculados das diversas metodologias associadas tanto à sondagem mais próxima (SP) quanto ao grupo de sondagens próximo à estaca ensaiada (GS). Os valores medidos e calculados estão expressos em kN. São mostradas um total de 12 metodologias, sendo 6 correspondentes à sondagem mais próxima (SP) e 6 ao grupo de sondagens (GS).

Tabela 2. Valores medidos e calculados - capacidade de carga geotécnica na Região Metropolitana de Recife

Medido	A&V_GS (kN)	A&VSP (kN)	L&B_GS (kN)	L&B_SP (kN)	MRO_GS (kN)	MRO_SP (kN)	D&Q_GS (kN)	D&Q_SP (kN)	A&C_GS (kN)	A&C_SP (kN)	ALO_GS (kN)	ALO_SP (kN)
1880	1644	1074,2	1770	1329,8	2185,7	1852,6	1831,5	1701,9	2217,3	2006,2	2243,2	2012,7
1320	1578,2	1944,9	1603,7	1463,6	1289,7	1254,5	1129,2	981,4	1138,7	1058,7	1406,9	1222,7
1870	1364,2	1009,4	1727,6	1239,1	1965	1482,3	1684,6	1313,7	1953,8	1753	2259,9	1755,7
1760	1229,5	1371,8	1888,8	1319,7	2109	2332,7	1891	2059,6	2095,4	2432,8	2564,8	2790,6
1780	1760,5	2006,2	1939,1	2111,9	1938,9	2179,2	1581,1	1769,4	1735,7	1798,2	1988,9	2225,5
1800	1556,1	2006,2	1977,7	2111,9	1910,7	2179,2	1534,1	1769,4	1625,9	1798,2	1954,1	2225,5
1130	1884,7	1902	1725,3	1599	1695,2	1577,7	1325,4	1249,2	1456,4	1411,8	1555,6	1469,4
1160	1884,7	1842,6	1725,3	1669,8	1695,2	1640	1325,4	1254,3	1456,4	1413,4	1555,6	1468,6
1800	2376,4	2339,1	2311,4	2255,9	2270,3	2281,8	1808,7	1742,2	1877,2	1863,6	2234,9	2197,4
1660	2376,4	2261,3	2311,4	2239	2270,3	2122,3	1808,7	1710,4	1877,2	1683,3	2234,9	2158,1
2040	2376,4	2462,6	2311,4	2326,7	2270,3	2405,5	1807,7	1846,6	1877,2	2011,9	2234,9	2342,8
1680	2376,4	2310,1	2311,4	2179,2	2270,3	2193,2	1808,7	1665	1877,2	1808,3	2234,9	2103,2
1296,4	1055,5	892,7	978,7	930,1	1545,1	1622,7	1473,3	1575,1	1834,5	1876,5	1623	1722,4
1336,4	1055	1575,8	978,7	1259,2	1545,1	1680,3	1473,3	1529,5	1834,5	2099,2	1623	1730,8
1680	2690,2	2721,9	2843,1	2834	2950,9	2847,4	2332,5	2273,5	2505,8	2357	2884,4	2780,1
1760	2690,2	2380,2	2843,1	2553,6	2950,9	2715	2332,5	2177,9	2505,8	2426,9	2884,4	2701
3030	3919,3	3977,7	3813,9	3920,9	4044,2	4124,4	2965,2	3047,9	3199,2	3250,8	3914,6	4007,6
3040	2472,4	2280	2331,7	2251,2	2778,9	2888,4	2309,1	2275,4	2691	2729,3	2967,9	3000,8
3560	2647,7	1851,5	3148,1	2549,4	3006,1	2599,8	2748,7	2503	2584,6	2981	3189,2	3159,5
2870	3126,1	3241,7	3073,7	3217	3451,7	3492,9	2661	2627,9	2965,7	2805,4	3404,9	3430,8
3110	3234,9	3970,9	3934,9	4156,1	4492,2	4937,4	3802,8	4019,1	3179,8	3335,2	4534,9	4633,8
1520	2919,8	3261,9	2791,2	3081,4	2521,2	2648,4	1925,1	1959,1	2024	1962,7	2527,2	2509,2
1590	1431,4	1012,4	2266,8	2096,4	1829,3	1540,9	1513,4	1340,9	1795,2	1496,2	2018,1	1814,8
2900	3137	3110,8	3930,2	4010,9	3510,9	3506,2	2840,4	2855,2	2841,8	2814,1	3550,3	3562,9
2650	2085,1	2640,5	2596	2958,4	2470,8	2899,9	2213,5	2379	2043,9	2210,1	2621,7	3136
2420	3439,8	3222,8	2975,1	2883,4	3307,8	3420,9	2505,7	2522,4	3017,3	3061,5	3146,8	3211,3
2860	4211,1	3465	4080,9	3093,6	5453,6	4469,5	5235,4	4011,6	4800,9	4611,1	4574,7	4310,1
2901,2	3506,8	3547,9	3335,1	3453,5	3591,4	3628,6	2837,5	2900,4	3229,8	3238,2	3515,7	3543,4
2070	3349,4	3554,9	3056,3	3309	2951,9	3302,3	2339,4	2433,8	2630,3	2645,2	2845,7	3113,2
2160	3349,4	3767,2	3056,3	3535,9	2951,9	3685,8	2339,4	2683,3	2630,3	2936,6	2845,7	3442,5
1909,8	3979,2	3945,8	3561,2	3635,5	3805	3806,6	2914,9	2926,8	2984,3	3167,5	3606,2	3681,2
3008	3113	2683,7	3239,1	3098,4	3457,3	3167,3	2828,7	2711	3185,4	3012,8	3402,3	3216,3
2372	4683,3	4578,9	4205,2	4101,3	5346,1	4390,8	4130,4	3961,6	5211,1	4987,3	5263,2	4929,9
3780	3394,3	3875,5	4746,9	4975,3	4200,6	4051,2	3586,2	3674,2	3797,2	3645,5	4331	4304,6
5010	4244,8	5393,7	4194,7	4868	5106,3	5541,7	3586,4	3910,1	4310,4	4579,5	4679,2	5115,8
3550	2549,9	3455,9	3467,8	4674,9	3046,2	3964,3	2538,8	3110,2	2872,1	3501,3	3284,1	4055,5
3480	2966,7	3327,7	4188,5	4383,3	3618,6	3505,6	3104,3	2925	3476,5	3358	4082,4	3745,9
3390	2358,2	3158,9	3043,5	3190	2918,2	3026,7	2578	2498,8	3023,6	2725,6	3325,8	2921,1
2970	4066,9	3827,7	4018,2	3775,9	4018,9	3813,3	3200,7	3056,6	3461,9	3396,7	4085,5	3881,8
4750	3361,8	2355,4	4487,3	3848,6	4822,2	4120,7	4391,7	3972,6	3544,2	3923,1	5415,4	5263,1
4110	3351,7	2722,3	4483	4194,4	4679,7	4831,2	4237,6	4900,1	3668,5	3691,7	5098,6	5891,6
4080	5036,6	4939,8	3823,8	3482,1	2976,6	2677,3	3182,8	2937,5	2642,2	2426,9	3187,2	3005,1
3810	5227,8	5414,8	4791,8	4845,1	5205,3	5578,8	3778,8	3877,1	4489,3	4655,8	4833,1	5105,7
2500	2058,7	1210,8	2641,2	1989,6	2339	1816,7	1882,5	1617,3	2241,3	1860,5	2508,4	2248,4
4044	4095,8	4103,7	3783,1	3715,6	4866,1	4698,6	3694,5	3658,7	4696,4	4643,1	4844,3	4749,5

4 Análise de Resultados

A metodologia empregada na validação do método mais eficaz envolve o uso de um código-fonte desenvolvido em VBA (Visual Basic for Applications) no ambiente do Excel. Inicialmente, são calculados os resultados para as vinte ferramentas estatísticas apresentadas. Em seguida, é determinado um coeficiente α que otimiza o desempenho de cada ferramenta estatística. Vale destacar que, devido à própria natureza da ferramenta, o coeficiente de determinação (r^2) não pode ser otimizado. Portanto, apenas dezenove das vinte ferramentas possíveis serão ajustadas com um coeficiente específico, conforme necessário.

Na Figura 2a, os resultados das análises indicam claramente que o método de Décourt & Quaresma obteve o melhor desempenho estatístico entre as vinte ferramentas avaliadas, tanto para a sondagem mais próxima (SP) quanto para o grupo de sondagens próximo à estaca ensaiada (GS), ocupando respectivamente o primeiro e o segundo lugar no ranqueamento. Por outro lado, o método de Aoki & Velloso mostrou-se com o pior desempenho estatístico, tanto para GS quanto para SP. Na Figura 2b, o ranqueamento considerando o coeficiente α resultou em uma mudança significativa nos resultados. Agora, o método de Alonso (1996) para GS (α = 0,808) e SP (α =0 ,802) apresentou um desempenho superior ao método de D&Q para SP (α = 1,006) e GS (α = 0,994), ocupando o terceiro e o quarto lugar, respectivamente. Esse resultado destaca a influência da escolha do coeficiente na avaliação do desempenho das metodologias. Ele ilustra claramente que a seleção de uma determinada ferramenta pode levar a conclusões diferentes sobre qual método apresenta a melhor performance. A Figura 3a mostra todas as vinte e quatro variações (6 métodos, usando 2 sondagens e 2

coeficientes α diferentes). Na Figura 3b têm-se a lista com as 20 ferramentas estatísticas utilizadas. De forma geral, o índice de referência, definido como IR = (RMSE+MAE+MAPE)/3, obteve melhor desempenho.

CLASSIFICAÇÃO GERAL

Apenas métodos originais

Ordem	Método	Alfa	Soma
1	D&Q_SP (kN)	1,0	678
2	D&Q_GS (kN)	1,0	892
3	A&C_SP (kN)	1,0	2254
4	A&C_GS (kN)	1,0	2554
5	L&B_GS (kN)	1,0	2576
6	ALO_GS (kN)	1,0	2821
7	L&B_SP (kN)	1,0	2890
8	ALO_SP (kN)	1,0	2962
9	MRO_GS (kN)	1,0	3152
10	MRO_SP (kN)	1,0	3240
11	A&V_GS (kN)	1,0	3265
12	A&VSP (kN)	1,0	3427

(a)

CLASSIFICAÇÃO GERAL

Apenas melhores alfas

Ordem	Método	Alfa	Soma
1	ALO_GS (kN)	0,808	185
2	ALO_SP (kN)	0,802	199
3	D&Q_SP (kN)	1,006	667
4	D&Q_GS (kN)	0,994	880
5	L&B_GS (kN)	0,838	1009
6	MRO_GS (kN)	0,821	1527
7	A&C_SP (kN)	0,916	1637
8	L&B_SP (kN)	0,839	1725
9	MRO_SP (kN)	0,808	1949
10	A&C_GS (kN)	0,904	1989
11	A&V_GS (kN)	0,872	2970
12	A&VSP (kN)	0,828	3127

(b)

Figura 2. Ranqueamento entre os métodos – a) sem melhoria (α = 1,0); b) com melhoria (α ≠ 1,0)

Ordem	Método	Alfa	Soma
1	ALO_GS (kN)	0,808	185
2	ALO_SP (kN)	0,802	199
3	D&Q_SP (kN)	1,006	667
4	D&Q_SP (kN)	1,0	678
5	D&Q_GS (kN)	0,994	880
6	D&Q_GS (kN)	1,0	892
7	L&B_GS (kN)	0,838	1009
8	MRO_GS (kN)	0,821	1527
9	A&C_SP (kN)	0,916	1637
10	L&B_SP (kN)	0,839	1725
11	MRO_SP (kN)	0,808	1949
12	A&C_GS (kN)	0,904	1989
13	A&C_SP (kN)	1,0	2254
14	A&C_GS (kN)	1,0	2554
15	L&B_GS (kN)	1,0	2576
16	ALO_GS (kN)	1,0	2821
17	L&B_SP (kN)	1,0	2890
18	ALO_SP (kN)	1,0	2962
19	A&V_GS (kN)	0,872	2970
20	A&VSP (kN)	0,828	3127
21	MRO_GS (kN)	1,0	3152
22	MRO_SP (kN)	1,0	3240
23	A&V_GS (kN)	1,0	3265
24	A&VSP (kN)	1,0	3427

(a)

Ordem	Critério	Ranking
1	Índice de Referência (IR)	972
2	Coeficiente de Eficiência de Nash-Sutcliffe (E)	1522
3	Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE)	1524
4	Índice de Performance	1544
5	Índice de Legate & McCabe (LMI)	1790
6	Erro Absoluto Médio (MAE)	1794
7	Erro Percentual Absoluto Médio Ponderado (WMAPE)	1795
8	Incerteza Expandida (U95)	1866
9	Índice de Mielke Modificado	1937
10	Índice de Concordância de Willmott (d)	2103
11	Probabilidade LogNormal (P_ln)	2504
12	Erro Percentual Absoluto Médio (MAPE)	3001
13	Coeficiente de Determinação (r^2)	3015
14	Probabilidade Normal (P)	3401
15	Ranking Index (RI)	3564
16	Raiz do Erro Percentual Quadrático Médio (RMSPE)	3566
17	Ranking Distance (RD)	3588
18	Variância Explicada (VAF)	3685
19	Erro Percentual Absoluto Mediano (MedAPE)	4210
20	Raiz do Erro Quadrático Médio Sistemático (RMSEs)	4990

(b)

Figura 3. a) Ranking final dos métodos; b) ferramentas estatísticas utilizadas na análise

Na Figura 3, observa-se que a maioria dos métodos se beneficiou da melhoria com valores de α, com exceção do método de Aoki & Velloso (A&V), para o qual quase nenhum benefício foi incorporado sob as condições de cálculo admitidas. Por outro lado, o método de Décourt & Quaresma (D&Q), com ou sem melhoria, permanece como o método de maior desempenho. Além disso, o método de Alonso (ALO) melhorado é inequivocamente identificado como o de melhor desempenho para os dados analisados e as condições de cálculo consideradas no estudo.

As Figuras 4a e 4b mostram os resultados plotados dos valores calculados e medidos para os métodos de melhor e pior desempenho sem melhoria, respectivamente. Já as Figuras 5a e 5b exibem o método de melhor desempenho com melhoria e o método de pior desempenho com melhoria, respectivamente.

As análises realizadas neste artigo partem do pressuposto de que o método de extrapolação utilizado (Van Der Veen, 1953) representa a carga total ou carga limite da estaca. No entanto, mudar esse critério, adotando um valor fixo de deslocamento (por exemplo, 5 a 10% do diâmetro nominal da estaca) poderia resultar em uma resposta final diferente, alterando a interpretação dos resultados apresentados na Figura 3.

Da mesma forma, modificar o método de extrapolação, como utilizar o método de Chin ou Décourt, que se baseiam em equações hiperbólicas e tendem a produzir valores maiores que o método de Van Der Veen, o qual utiliza uma equação exponencial e produz valores menores na extrapolação, poderia impactar significativamente a resposta final. A escolha do método de extrapolação pode influenciar a interpretação dos resultados e a confiabilidade das conclusões obtidas nas análises estatísticas realizadas.

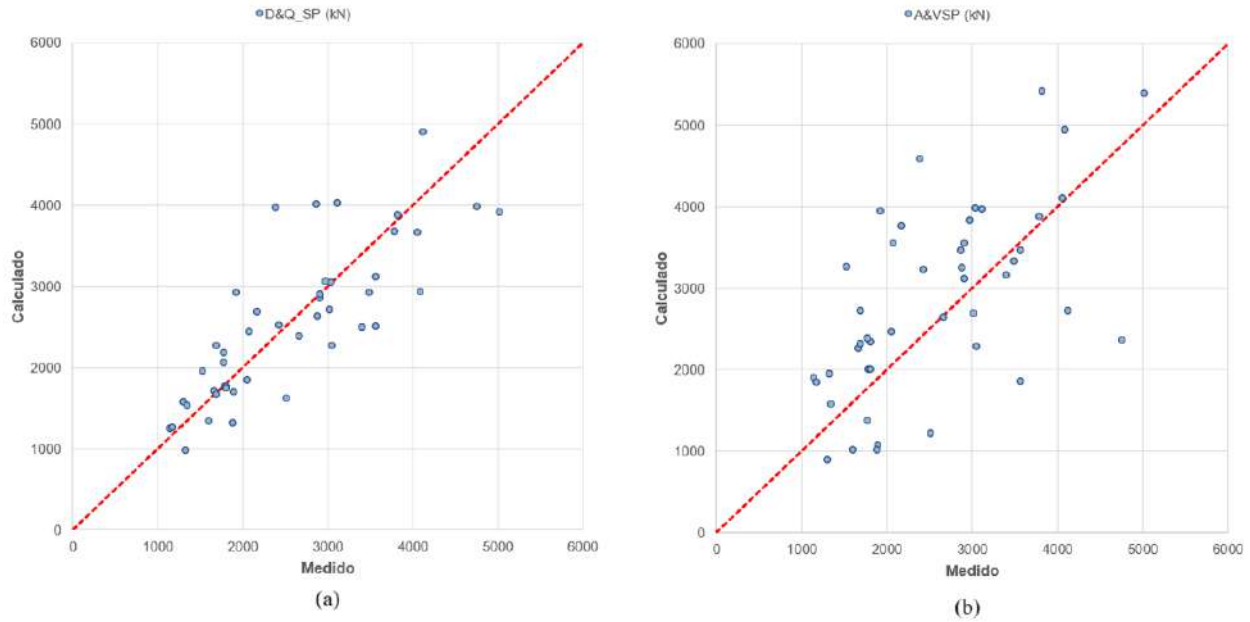


Figura 4. Método com melhor e pior desempenho (valores calculados e medidos **sem melhoria**)

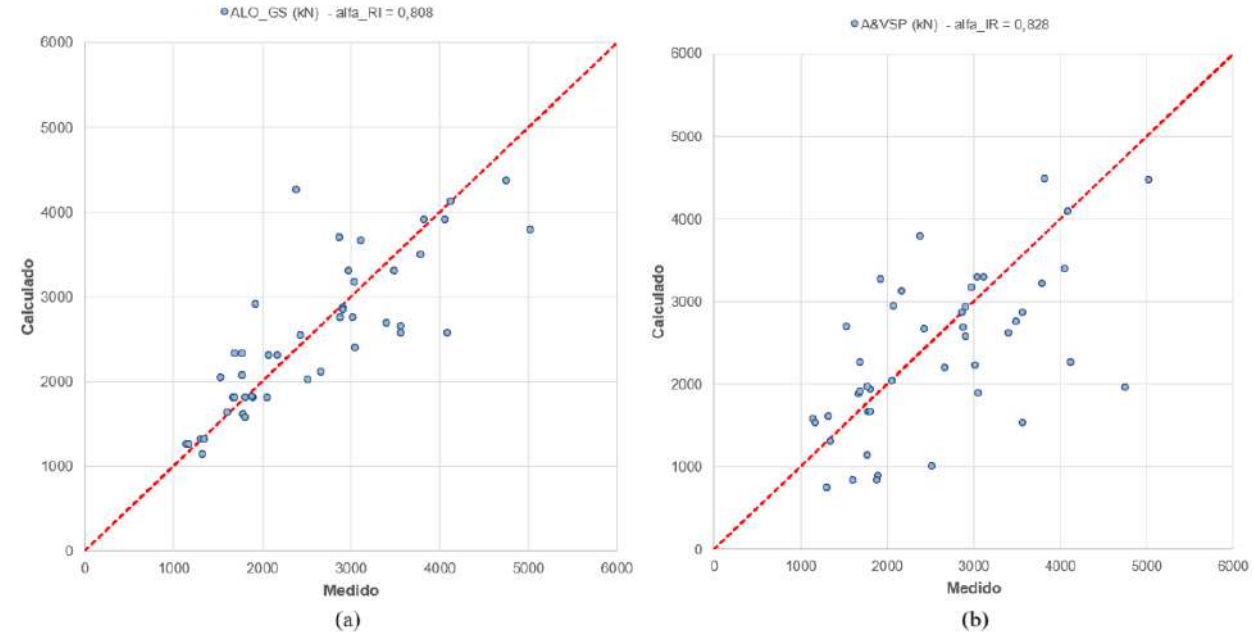


Figura 5. Método com melhor e pior desempenho (valores calculados e medidos **com melhoria**)

5 CONCLUSÃO

O artigo apresentou análises utilizando diversas ferramentas de natureza estatística, permitindo a escolha do método de melhor desempenho para as condições de análise por meio de um ranqueamento entre esses métodos, para o subsolo da cidade de Recife/PE. Além disso, o estudo propõe a melhoria de cada um dos métodos por meio do uso de ferramentas estatísticas. Essa melhoria é realizada por meio do uso de um coeficiente (α) encontrado para cada uma das ferramentas estatísticas.

Os resultados das 45 provas de carga analisadas mostram que, sem nenhuma melhoria, o método de Décourt & Quaresma (D&Q) para SP, seguido por D&Q para GS, apresenta um amplo ganho de desempenho em relação aos demais métodos. O ranqueamento segue com os demais métodos: A&C_SP, A&C_GS, L&B_GS, ALO_GS, L&B_SP, ALO_SP, MRO_GS, MRO_SP, A&V_GS, A&VSP. Após o uso do processo de melhoria (usando α), para a maioria dos métodos (exceto A&V), houve um ganho de desempenho na análise, mostrando um novo cenário em que o método de Alonso (1996) GS ($\alpha = 0{,}808$) e SP ($\alpha = 0{,}802$) mostraram-se superiores aos demais com resultados finais, conforme mostrado na Figura 3.

O estudo ressalta que conclusões distintas podem ser obtidas dependendo do uso de diferentes ferramentas estatísticas, e, portanto, o uso de mais ferramentas (e adequadas ao problema) constitui um pequeno, porém importante, passo na melhoria das análises em diversas áreas da Geotecnia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF (1989) *Research on Foundation Engineering.* XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Brasil.

Alheiros, M.M., Ferreira, M.G.V.X., Lima Filho, M.F. (1995) *Mapa geológico de Recife. Escala 1:25.000 com sinopse geológica*. Convenio Carta Geotécnica da Cidade do Recife. Finep-fndct/lsi-ufpe. 1995.

Alonso, U.R. (1996) *Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPTT*. 3º SEFE. São Paulo, 2: 141 -151

Anjos, G.J.M. (2006) *Estudo do Comportamento de Fundações Escavadas em Solos Tropicais*. Tese de Doutorado. Publicação G.TD/033/06, UnB, DF, 341p.

Antunes, W.R., Cabral, D.A. (1996) *Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua*, III SEFE, 2: 105-110.

Antunes, W. R., Tarozzo, H. (1996) Estacas tipo hélice contínua. *Fundações: teoria e prática*, 2, 345-348.

Aoki, N., Velloso, D.A. (1975) *An Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. V PACSMFE, Bueno Aires.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019) NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro

Benegas, H.Q. (1993) *Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir do SPT*, Tese MSc, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.

Dantas, P.D.U. (2018) *Análise de provas de carga estática em estacas do tipo Hélice Contínua executadas na Região Metropolitana do Recife*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Décourt, L., Quaresma Filho, A.R. (1978) *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. VI COBRAMSEG, vol. 1, p. 45-53.

Gusmão Filho, J. A. (1998) *Fundações: do conhecimento geológico à prática da engenharia*. Recife: UFPE.

Laprovitera, H., (1988) *Reavaliação de método semi-empírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de Banco de dados*, MSc, COPPE-RJ.

Monteiro, P.F., (1997) *Capacidade de carga de estacas – Método Aoki-Velloso*, Relat. Estacas Franki Ltda.

Van Der Veen, C. (1953) *The Bearing Capacity of a Pile*. 3rd ICSMFE, Zurich, 2: 84-90.

Velloso, D.A., Lopes, F.D.R. (2010) *Fundações*. São Paulo: Oficina de Textos, 2.

ÁREA 06.

Geotecnia Ambiental

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/359

A importância da realização de ensaios geotécnicos para elaboração de Projeto de Recuperação de Áreas Degradadas

Letícia Rodrigues Pimentel Magalhães
Mestre em Ambiente Construído, UFJF, Juiz de Fora, Brasil, leticia.rodrigues@engenharia.ufjf.br

Sumáya Karla Faria Neves
Mestre em Engenharia Civil, UFJF, Juiz de Fora, Brasil, sumaya.neves@engenharia.ufjf.br

Jonathas Batista Gonçalves Silva
Docente, UFJF, Juiz de Fora, Brasil, jonathas.silva.ufjf@gmail.com

Tatiana Tavares Rodriguez
Docente, UFJF, Juiz de Fora, Brasil, tatiana.rodriguez@ufjf.edu.br

RESUMO: Uma área degradada é aquela que perdeu a sua resiliência, podendo ser caracterizada como um ecossistema que não é capaz de repor as perdas de matéria orgânica do solo, nutrientes, biomassa e banco de sementes. Para recuperação dessas áreas, são elaborados Planos de Recuperação de Áreas Degradadas (PRAD) que, em sua maioria, não consideram as características intrínsecas do solo. Esta pesquisa avaliou a importância da utilização de ensaios geotécnicos para elaborar um PRAD. Como estudo de caso, foram observadas duas áreas degradadas com formação de voçorocas, uma localizada em Juiz de Fora, e a outra em Lagoa Dourada (Minas Gerais). Foram feitas coletas de amostras de solo para realização dos ensaios de caracterização física e química, ensaio de cisalhamento direto, desagregação, dispersão e Inderbitzen. Através dos ensaios e das visitas de campo foi possível compreender a origem do processo de erosão, fazer a análise de estabilidade dos taludes e propor as técnicas de recuperação. Foram indicadas técnicas edáficas, vegetativas e mecânicas apropriadas para o controle da erosão, além de identificar o ângulo adequado para o retaludamento, atendendo ao fator de segurança. Por fim, confirmou-se a importância dos ensaios para a elaboração de um PRAD conceitual de melhor qualidade, mais econômico, direcionado e bem fundamentado com justificativas geotécnicas para recuperação plena das áreas degradadas.

PALAVRAS-CHAVE: Área degradada, projeto de recuperação, voçoroca, ensaios geotécnicos.

ABSTRACT: A degraded area is the one has lost its resilience and can be characterized as an ecosystem that is not capable of replacing the losses of soil organic matter, nutrients, biomass and seed bank. To recover these areas, Degraded Area Recovery Plans (DARP) are drawn up, which, for the most part, don't consider the intrinsic characteristics of the soil. This research evaluated the importance of using geotechnical tests to prepare a DARP. As a case study, two degraded areas with the formation of gullies were observed, one located in Juiz de Fora, and the other in Lagoa Dourada (Minas Gerais). Soil samples were collected to carry out physical and chemical characterization tests, direct shear tests, disaggregation, dispersion and Inderbitzen. Through tests and field visits it was possible to understand the origin of the erosion process, analyze the stability of the slopes and propose recovery techniques. Appropriate edaphic, vegetative and mechanical techniques were indicated for erosion control, in addition to identifying the appropriate angle for retouching, taking into account the safety factor. Finally, the importance of the tests for the development of a better quality, more economical, targeted and well-founded conceptual DARP with geotechnical justifications for the full recovery of degraded areas was confirmed.

KEYWORDS: Degraded area, recovery project, gully, geotechnical tests.

1 INTRODUÇÃO

A expansão de áreas degradadas tem chamado atenção de grupos técnicos e científicos, visto que mais de 30% dos solos do mundo estão degradados (DIAS, 2016). Estima-se que a cada cinco segundos, uma

superfície de terra equivalente a um campo de futebol é degradada. Se permanecer nesse ritmo, mais de 90% de todos os solos do planeta podem estar desgastados até 2050 (AGÊNCIA EFE, 2019).

Dentre os principais fatores de degradação, destaca-se a erosão hídrica, que pode ocorrer de forma acelerada devido ao uso e manejo inadequado do solo (PRUSKI, 2009). Como resultados, podem ser citados diversos impactos ambientais, como perda de fertilidade do solo, assoreamento dos cursos d'água, espécies da fauna e flora ameaçadas em extinção e mudanças climáticas (MARTINS, 2013), que acabam provocando outros graves problemas de ordem econômica e social, como riscos de desabamentos em encostas, prejuízos na produção agropecuária e disponibilidade de alimentos.

Com isso, admite-se a necessidade e urgência em promover ações de conservação dos solos e recuperação das áreas degradadas. Atualmente, existem técnicas edáficas, vegetativas e mecânicas, que são escolhidas de acordo com as especificidades de cada situação. No Brasil, essas propostas são definidas a partir da elaboração de um Plano de Recuperação de Área Degradada (PRAD), que deve seguir as orientações da legislação vigente, mas que não consideram as características intrínsecas do solo. Esta pesquisa pretende, portanto, avaliar a importância da realização de ensaios geotécnicos para a elaboração de um PRAD, por meio de um estudo de caso de duas voçorocas em Minas Gerais.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Áreas degradadas e PRAD

A área degradada é aquela que perdeu a sua resiliência, isto é, a capacidade de suportar perturbações ambientais e retornar a sua tendência sucessional, mantendo sua estrutura e padrão geral de comportamento (ICMBIO, 2014). Assim, a área degradada pode ser caracterizada como um ecossistema que não é capaz de repor as perdas de matéria orgânica do solo, nutrientes, biomassa e banco de sementes, além de possuir parte de sua vegetação e fauna destruída, removida ou expulsa, com perdas da camada fértil de solo e alterações do sistema hídrico. Tal degradação ameaça a produtividade de alimentos e a qualidade das águas (IBAMA, 1990).

O Plano de Recuperação de Áreas Degradadas (PRAD) deve conter informações, diagnósticos, levantamentos e estudos que permitam a avaliação da degradação e a consequente definição de medidas adequadas à recuperação da área. Os métodos e técnicas a serem empregados variam de acordo com as peculiaridades de cada local, podendo atuar de forma isolada ou conjunta, de preferência os que possuem eficácia já comprovada (ICMBIO, 2014).

A Instrução Normativa nº 4 (IBAMA, 2011) estabelece as exigências mínimas, as principais diretrizes e orientações técnicas para nortear a elaboração do PRAD, que deve seguir o modelo do Termo de Referência. Também deve-se apresentar planilhas com o detalhamento dos custos e cronogramas de todas as atividades previstas, relatórios semestrais de monitoramento vistorias e avaliações para verificar a efetividade da recuperação.

2.2 Erosões e voçorocas

Em regiões com predominância de clima tropical e alto índice pluviométrico, o tipo de erosão mais ocorrente é causado pela ação da água da chuva, recebendo o nome de erosão pluvial, que é um dos tipos mais comuns no Brasil. Pode-se diferenciar a erosão hídrica em interna e superficial. As erosões internas são causadas devido ao elevado gradiente hidráulico, podendo ser em forma de *piping* ou esqueletização. Já as erosões superficiais ocorrem devido ao impacto da chuva e ao escoamento da água (MASCARENHA *et al.*, 2015). Os quatro tipos de erosão, em ordem crescente de gravidade são: erosão laminar, erosão em sulcos, erosão por ravinamento e erosão por voçorocamento.

As voçorocas, portanto, são o estágio mais avançado e complexo da erosão, podendo ser definidas como ravinas de grandes dimensões, que surgem a partir da grande concentração de fluxo devido, principalmente, a atividades antrópicas, conforme Martins (2013). As principais causas são o uso incorreto do solo, sem a adoção de técnicas de conservação do mesmo e a ineficácia do sistema de drenagem para conter o escoamento. Com alto poder destrutivo, além da erosão superficial e interna do solo, podem também ocasionar solapamentos, desabamentos e escorregamentos no terreno. Para avaliar a erodibilidade de um solo, podem ser realizados ensaios diretos e/ou indiretos em laboratório.

3 LOCAL DE ESTUDO

O estudo de caso foi realizado em áreas degradadas de duas localidades, a saber: a voçoroca 1, situada no Jardim Botânico da UFJF, em Juiz de Fora; e a voçoroca 2 em uma área degradada decorrente da instalação da Ferrovia do Aço, em Lagoa Dourada, ambas em Minas Gerais (Figura 1).

Figura 1. Voçoroca 1 (Juiz de Fora – MG) e Voçoroca 2 (Lagoa Dourada – MG).

O solo da voçoroca 1 já havia sido alvo de estudos de erodibilidade por Carvalho *et al*. (2022). Pelo ensaio de caracterização física, o solo predominante de formação da voçoroca foi classificado como areia siltosa e pelos ensaios de desagregação e dispersão, o solo apresentou comportamento moderadamente dispersivo. Em levantamento altimétrico feito em Magalhães (2021) com drone, foram constatadas as seguintes medições: profundidade de 4 m, extensão longitudinal de 16,5 m e extensão transversal variando de 0,5 m a 4,5 m. O perímetro foi calculado em 40,08 m e a área (em projeção horizontal) de 36,9 m², sendo identificada como uma voçoroca de pequeno porte e profundidade média, segundo a classificação de Tavares *et al*. (2008).

A voçoroca 2, por sua vez, compreende uma área degradada adjacente à ferrovia, que foi estudada por Neves (2019). O solo predominante da feição erosiva foi classificado como areia silte-argilosa. A causa da degradação se deve às obras de infraestrutura necessárias para o atendimento dos critérios de projeto para a construção da linha férrea. Essas obras compreendem as atividades de terraplenagem e a implantação de um sistema de drenagem superficial que teve dimensionamento inadequado, além da falta de manutenção e a supressão de vegetação nativa, que agravou o escoamento superifical. Ainda observou-se que se o processo erosivo não for controlado há risco da voçoroca atingir a encosta que se encontra à beira da ferrovia, podendo comprometer sua segurança e ocasionar prejuízos ambientais, sociais e econômicos.

4 METODOLOGIA

Como mencionado, o solo da voçoroca 1 já havia sido analisado quanto à caracterização física, dispersão e desagregação em pesquisas anteriores. Assim, para dar continuidade a sua análise, foram coletadas amostras deformadas para sua caracterização química; 16 amostras indeformadas utilizando anéis metálicos de 6 cm de diâmetro e 2 cm de altura, para realizar o ensaio de cisalhamento direto; e 5 amostras de blocos indeformados de aresta de 10 cm e altura 5 cm para o ensaio de Inderbitzen modificado.

Para voçoroca 2, foram coletadas 7 amostras deformadas do solo para caracterização física, 5 amostras indeformadas para o ensaio de dispersão, 7 amostras indeformadas para o ensaio de desagregação e 2 amostras indeformadas para o ensaio de cisalhamento direto.

A caracterização química foi feita conforme o Manual de Métodos de Análises de Solo (EMBRAPA, 2017), a partir da análise dos seguintes parâmetros: matéria orgânica, capacidade de troca catiônica efetiva e potencial, soma de bases, saturação por alumínio e por bases, teores trocáveis de Ca, K, Mg e disponível de P.

A caracterização física consistiu na determinação da massa específica, da granulometria e dos limites de consistência. A análise granulométrica com defloculante seguiu as orientações da NBR 7181 (ABNT, 2016).

O ensaio de cisalhamento direto, feito com base na norma americana D3080-98 (ASTM, 1998), baseia-se diretamente no critério de Mohr-Coulomb, onde aplica-se uma tensão normal em uma amostra de solo e verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura. Com os resultados obtidos é possível traçar a envoltória de resistência e, assim, determinar os parâmetros de interesse: intercepto coesivo (c) e ângulo de atrito (φ).

Esses parâmetros foram utilizados para identificar qual o ângulo máximo de inclinação do talude na análise de estabilidade, realizada através do programa SLOPE/W.

O ensaio de dispersão seguiu as orientações da NBR 13601 (ABNT, 1996) em solução 0.001 N de NaOH e também em água destilada. O ensaio de desagregação seguiu o proposto por Santos e Camapum (1998 *apud* RODRIGUEZ, 2005).

O ensaio de Inderbitzen é composto por fonte de gotejamento, rampa gradeada e recipientes para coleta. Com o resultado em valores de perdas de solo, é possível estimar o fator de erodibilidade, avaliando a erosão superficial do solo. O procedimento seguiu as instruções de Grando (2011) e o equipamento utilizado em Vieira *et al*. (2017).

Por fim, o PRAD conceitual para ambas áreas degradadas foi elaborado seguindo os capítulos X, XI e XII do Termo de Referência contido na Instrução Normativa nº 4 (IBAMA, 2011), que abordam as técnicas de implantação, manutenção e monitoramento do projeto de recuperação.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Voçoroca 1

Pelo ensaio de caracterização química, identificou-se uma acidez elevada do solo, baixos teores de Ca2+, Mg2+, K+ e, principalmente, de matéria orgânica, além do alto índice de saturação por alumínio. A correção dessas deficiências pode ser feita por meio de um tratamento do solo com calagem e adubação, que vão prepará-lo para receber posteriormente a cobertura vegetal.

Dentre as 16 amostras que foram coletadas, 13 foram aptas para o ensaio de cisalhamento direto, obtendo-se o gráfico da envoltória de resistência (Figura 2) e os parâmetros médios, conforme os dados de Magalhães (2021). O intercepto coesivo foi nulo, como esperado para solo areno-siltoso (não argiloso) e o coeficiente angular a reta ajustada foi de 0,7674, que corresponde ao ângulo de atrito de 37,5°.

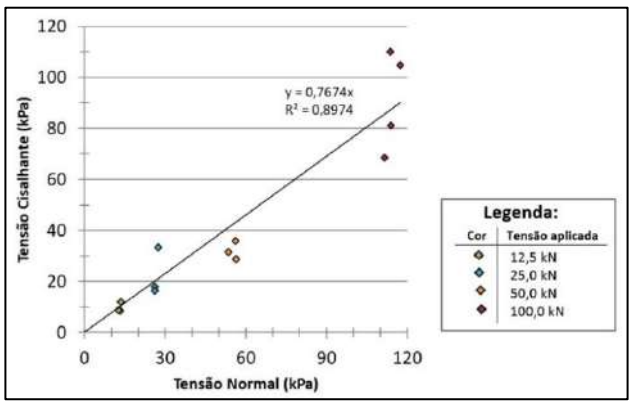


Figura 2. Envoltória de resistência para voçoroca 1.

Utilizando esses parâmetros na análise de estabilidade, por meio do Método Morgenstern e Price e fixando o fator de segurança em 1,2, foi obtido geometricamente o ângulo de estabilidade do talude de 32,4°, como pode-se observar na Figura 3. De acordo com esta análise, o objeto de estudo tende a ruptura superficial planar, que pode ser corrigido por meio do revestimento com cobertura vegetal.

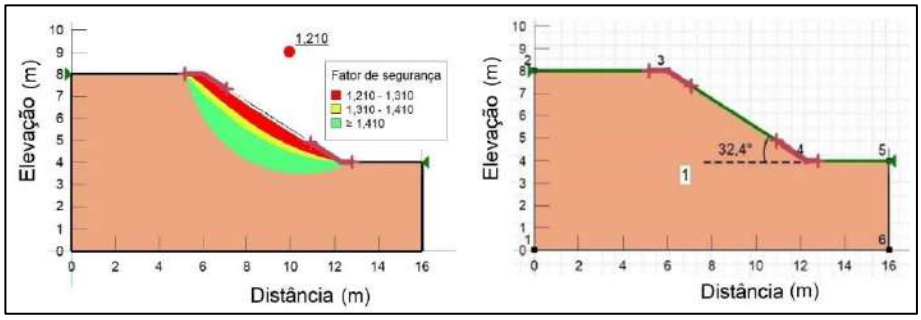


Figura 3. Análise de estabilidade do talude da voçoroca 1.

No ensaio de Inderbitzen modificado, realizado em rampa com inclinação de 32°, o solo apresentou tendência de ser erodido rapidamente, logo nos primeiros instantes de gotejamento. As velocidades atingiram valores muito altos, com picos no primeiro minuto variando entre 273 g/cm²/h e 405 g/cm²/h. A velocidade final, aos 3 minutos de ensaio, variou de 141 g/cm²/h a 175 g/cm²/h. Logo, todas as amostras foram classificadas na faixa menos resistente à erosão.

Considerando os resultados das análises físicas, químicas, de erodibilidade e resistência ao cisalhamento realizadas em laboratório, foram elaboradas as propostas de intervenção para recuperação da área.

Após as etapas iniciais de cercamento da área, construção de aceiros contra queimadas, combate a formigas e limpeza do terreno, tem-se então a etapa de terraplanagem (corte e aterro). De acordo com a análise de estabilidade, a reconformação do terreno deve atender a inclinação do talude de no máximo 32°, de forma que a altura máxima das paredes da voçoroca seja reduzida para 3 metros. Na Figura 4 observa-se uma ilustração do perfil longitudinal do terreno e as áreas de corte e aterro, com valores aproximados.

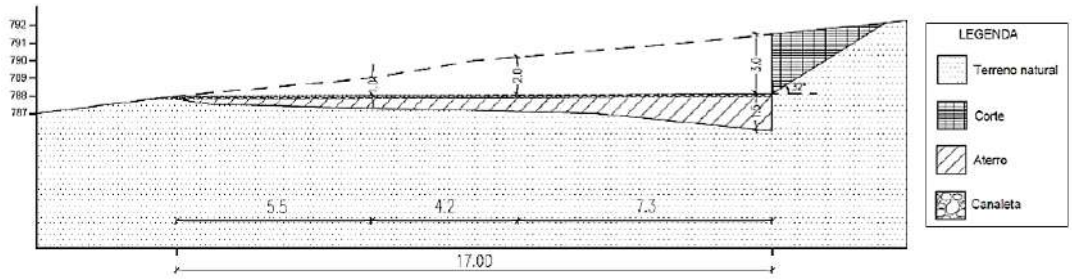


Figura 4. Esboço do perfil do terreno com as áreas de corte e aterro para voçoroca 1.

Em seguida, devem ser feitas as obras de drenagem, que consistem em: uma canaleta ao fundo do talude para redirecionar as águas que, eventualmente, passarem pela feição erosiva; uma canaleta de crista à montante da voçoroca, para diminuir o fluxo de água na região; e uma terceira canaleta que atuaria como uma descida d'água, seguindo o caimento da água da chuva. À jusante, poderia ser conectada uma bacia de dissipação e uma barreira viva de capim vetiver associada aos biorretentores de sedimentos.

A etapa seguinte consiste no preparo do solo com adubação e calagem, de forma a reduzir sua acidez e aumentar sua fertilidade para permitir o desenvolvimento da vegetação. Primeiramente, realiza-se a semeadura do mix de sementes que, em geral, contempla de 6 a 8 espécies, de preferência uma associação entre gramíneas e leguminosas. Além disso, recomenda-se o plantio de espécies arbóreas e arbustivas, tanto na região à montante da voçoroca, formando uma barreira vegetativa, como no seu entorno, ao longo da face do talude, a fim de promover o reflorestamento da área. Enquanto as espécies não se desenvolvem, recomenda-se a utilização de biorretentores de sedimentos associados ao capim vetiver, e a colocação de biomanta para proteção imediata do talude. A Figura 5 apresenta um esboço (ilustrativo) em planta, das técnicas escolhidas para o projeto de recuperação.

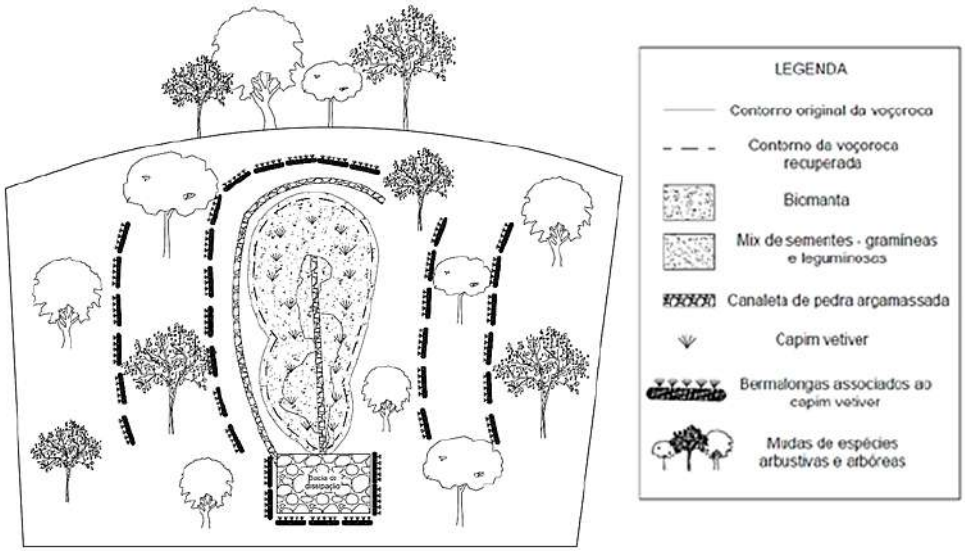


Figura 5. Croqui com as técnicas de recuperação escolhidas para voçoroca 1.

5.2 Voçoroca 2

Conforme os resultados obtidos por Neves *et al*. (2020), a voçoroca 2 apresenta: solo superficial com teores de areia acima de 65% (predomínio de areia grossa), além de silte e argila, sendo classificando como areia-silto-argilosa; solo sub-superficial siltoso com alto teor de argila, cerca de 31%, parâmetro considerado como resistente à erosão para a maioria dos autores, devido ao seu efeito agregador, classificando-se como silte-argilo-arenoso.

Pelo ensaio de dispersão, 3 amostras apresentaram susceptibilidade à erosão por abatimento e fraturamento parcial, de forma que os fenômenos observados durante o ensaio foram similares aos observado em campo, enquanto 2 amostras permaneceram sem resposta ao longo do ensaio.

Pelo ensaio de desagregação, somente 1 amostra foi considerada de comportamento não-dispersivo, enquanto 5 amostras apresentaram comportamento moderadamente dispersivo e 1 obteve comportamento fortemente dispersivo. O comportamento dispersivo da argila indica que esta se comporta como colóide na presença de água e é facilmente carreada com o escoamento superficial, contribuindo para a evolução da erosão. Com o ensaio de cisalhamento direto foi possível construir a envoltória de ruptura do solo (Figura 6) e assim determinar o ângulo de atrito e o intercepto coesivo para a condição saturada. Estes valores foram de 31,1° e 6,4 kPa.

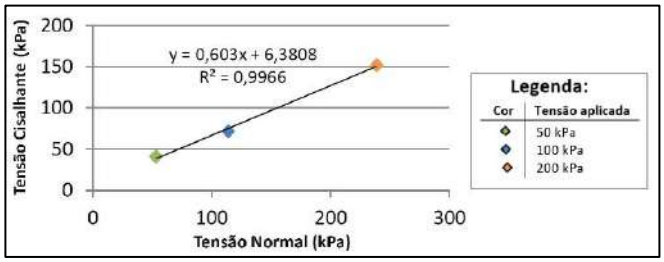


Figura 6. Envoltória de resistência para voçoroca 2.

Para essa área, o ângulo de inclinação adotado para os taludes foi de 30°, proposto de acordo com o valor do ângulo de atrito obtido com os resultados do ensaio de cisalhamento direto. Foi realizada a análise de estabilidade para a geometria proposta, conforme mostra a Figura 7. O valor do fator de segurança foi acima de 1,8 para ambas as faces, atendendo ao mínimo de 1,5 exigido pela norma da NBR 11.682 (ABNT, 2009).

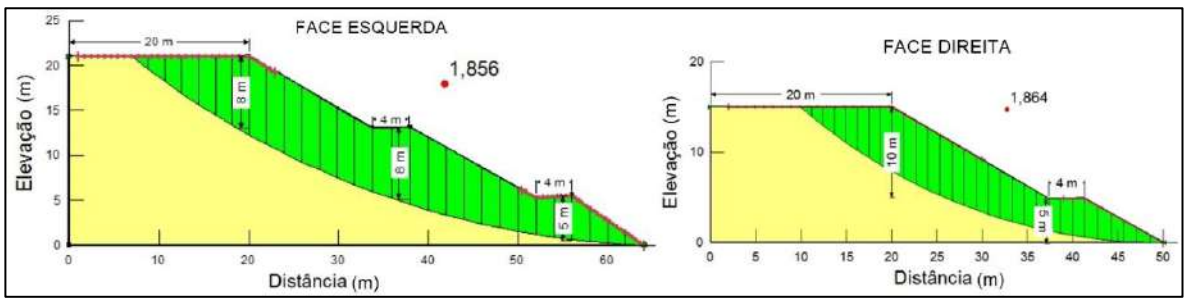


Figura 7. Análise de estabilidade do talude da voçoroca 2.

A partir dos resultados dos ensaios, foram então planejadas as medidas de minimização da ação dos agentes erosivos e de recuperação ambiental do sítio degradado. As etapas iniciais consistem no isolamento da área, abertura de aceiros, controle de espécies invasoras e formigas, microcoveamento, correção do pH e adubação do solo. isolamento da área e abertura de aceiros, controle de espécies invasoras e de formigas, microcoveamento, correção do pH e adubação do solo.

Quanto aos dispositivos de drenagem, para desviar as águas de chuva à montante, recomenda-se a abertura uma canaleta verde, revestida por biomanta, a uma distância de 10 m acima da voçoroca. Acima da canaleta verde recomenda-se o plantio de espécies arbustivas e arbóreas, herbáceas leguminosas e gramíneas para reduzir a energia cinética do escoamento superficial, o impacto das gotas de chuva e o volume de água que chega. As canaletas verdes também devem ser implantadas ao longo de cada berma, para captar e conduzir o escoamento superficial à escada hidráulica. Na parte central do talude pode-se implantar um dissipador de energia constituído de geogrelha e geocomposto antierosivo, que conduzirá a água até o ribeirão, que dista cerca de 220 m do final do conjunto de voçorocas.

O retaludamento deve seguir a inclinação de 30°, conforme esboço do perfil e seções de corte e aterro (Figura 8). A proposta considerou o escalonamento ao longo de toda a voçoroca, de forma a formar um platô central de cerca de 12 m de comprimento, procurando seguir a forma atual do terreno e o sentido natural do escoamento da água da chuva. A largura das bermas adotada foi de 4 m e, inclinação de 3% em direção ao eixo do aterro. Recomenda-se a aplicação de biorretentores, em linhas horizontais ao longo das faces do talude, com espaçamento de 3 m entre as linhas a fim de reduzir a energia do escoamento superficial sobre o talude, além de reter os sedimentos que venham a ser carreados.

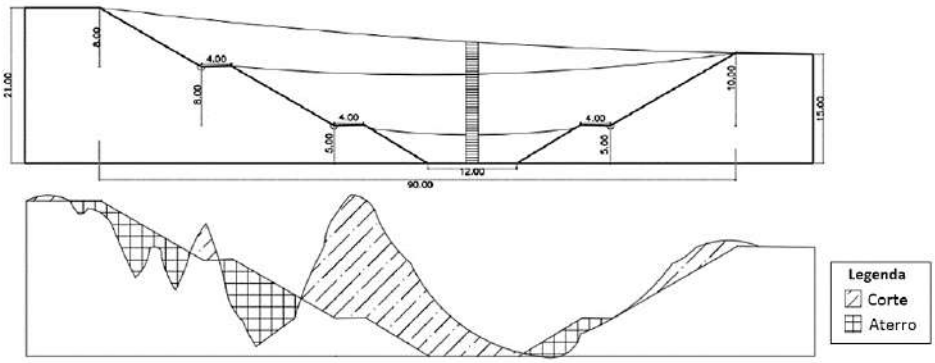


Figura 8. Esboço do perfil do terreno com as áreas de corte e aterro para voçoroca 2.

Ao longo das bermas e taludes será realizada a hidrossemeadura de um mix de gramíneas e leguminosas. A revegetação deve ser realizada com espécies nativas, de acordo com Código Florestal e deve-se verificar, junto ao órgão ambiental, a possibilidade de introdução de espécies exóticas. O capim vetiver, por exemplo, é uma gramínea de origem indiana com várias aplicações e amplamente utilizado na estabilização de encostas e proteção de cursos d'água, além de ser adaptável a qualquer tipo de solo e clima. A planta pode chegar até 1,50 m de altura e forma uma barreira vegetal viva, causando o efeito de grampeamento natural das encostas devido ao seu sistema radicular denso e resistente, de 3 a 5 m de profundidade. As medidas para o sistema de drenagem e revegetação propostas para a voçoroca 2 encontram-se no esboço em planta da Figura 9.

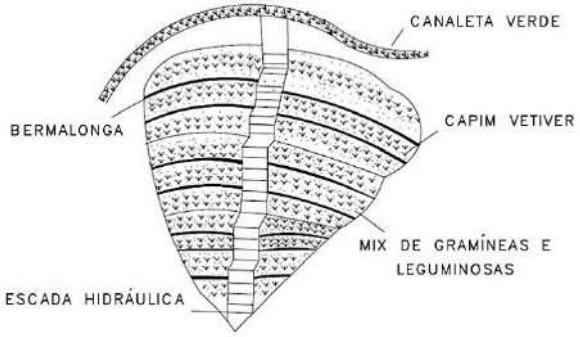


Figura 9. Croqui com as medidas de recuperação escolhidas para voçoroca 2.

6 CONCLUSÃO

Com a realização dos ensaios foi possível: obter a caracterização física e química do solo, identificando sua qualidade; analisar o comportamento dos solos e a tendência quanto à erodibilidade; definir os parâmetros de resistência e fazer a análise de estabilidade dos taludes. Dessa forma, permitiu-se o embasamento da origem dos processos erosivos em estudo, a compreensão de sua evolução, a identificação dos possíveis riscos e uma maior seguridade na escolha das medidas de recuperação mais adequadas a cada situação específica. Assim, confirmou-se a importância da realização de diferentes ensaios geotécnicos para a elaboração dos Projetos de Recuperação de Áreas Degradadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1996). NBR 13601. *Solo - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio do torrão (Crumb test)*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Agência EFE (2019). *Erosão do solo pode reduzir rendimento de plantações pela metade, diz ONU*. Disponível em: <https://g1.globo.com/natureza/noticia/2019/05/15/erosao-do-solo-pode-reduzir-rendimento-de-plantacoes-pela-metade-diz-onu.ghtml>. Acesso em: 01 set. 2022.

ASTM International (1998). D3080: *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*.

Carvalho, L. *et al*. (2022) *Avaliação da Erodibilidade dos Solos da Erosão do Jardim Botânico de Juiz de Fora*. In: Anais do XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Campinas. 8 p.

Dias, C. (2016) *Estudo revela que 30% dos solos do mundo estão degradados*. Disponível em: < https://www.embrapa.br/busca-de-noticias/-/noticia/14343883/estudo-revela-que-30-dos-solos-do-mundo-estao-degradados>. Acesso em: 16 ago. 2022.

Embrapa (2017). *Manual de métodos de análise de solo*. 3. ed. Brasília, DF: Embrapa Solos. 574 p.

Grando, A. (2011) *Monitoramento e modelagem hidrossedimentológica em uma microbacia hidrográfica experimental*. Dissertação de Mestrado. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina. 175 p.

Ibama (1990). *Manual de recuperação de áreas degradadas pela mineração*. Brasília: IBAMA. 96 p.

Ibama (2011). *Instrução Normativa nº 4*. Disponível em: <www.ctpconsultoria.com.br/pdf/Instrucao-Normativa-IBAMA-04-de-13-04-2011.pdf>. Acesso em: 20 mar. 2021.

ICMBio (2014). *Instrução Normativa nº 11*. Disponível em: <https://www.icmbio.gov.br/cepsul/images/stories/legislacao/Instrucao_normativa/2014/in_icmbio_11_2014_estabelece_procedimentos_prad.pdf>. Acesso em: 18 mar. 2021.

Magalhães, L. (2021) *Uso de ensaios geotécnicos na concepção de projetos de recuperação de áreas degradadas: estudo de caso da voçoroca do Jardim Botânico da UFJF, em Juiz de Fora (MG)*. Dissertação de Mestrado. Juiz de Fora: UFJF. 221 p.

Martins, S. (2013) *Recuperação de áreas degradadas: como recuperar áreas de preservação permanente, voçorocas, taludes rodoviários e áreas de mineração*. 3. ed. Viçosa: Aprenda Fácil. 264 p.

Mascarenha, M. *et al*. (2015) *Erosão*. In: Camapum de Carvalho et al. (Orgs.), Solos não saturados no contexto geotécnico. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Neves, S. (2019) *Passivo ambiental da implantação da Ferrovia do Aço: origem e projeto conceitual de recuperação de área degradada*. Trabalho de conclusão de curso. Juiz de Fora: UFJF. 165 p.

Neves, S. *et al*. (2020). *Avaliação da erodibilidade dos solos de uma voçoroca localizada no município de Lagoa Dourada – MG*. In: Anais do XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Campinas. 8 p.

Pruski, F. (2009*) Conservação de solo e água: práticas mecânicas para o controle da erosão hídrica*. 2. ed. Viçosa: Ed. UFV. 279 p.

Rodriguez, T. (2005) *Proposta de classificação geotécnica para colúvios brasileiros*. Tese de Doutorado. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro. 370 p.

Tavares, S. *et al*. (2008) *Curso de recuperação de áreas degradadas: a visão da ciência do solo no contexto do diagnóstico, manejo, indicadores de monitoramento e estratégias de recuperação*. Rio de Janeiro: Embrapa Solos. 228 p.

Vieira, L. *et al*. (2017) *Influência da erosão na estabilidade de talude rodoviário*. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 12., Florianópolis. Anais... ABMS. 8 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/360

A Resistividade Elétrica para a Investigação e o Monitoramento Geoambiental de um Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos

Ana Paula do Nascimento
Doutoranda, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Faculdade de Engenharia de Bauru, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Bauru, Brasil, paula.nascimento@unesp.br

Mariana Barbosa Juarez
Doutoranda, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Faculdade de Engenharia de Bauru, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Bauru, Brasil, mariana.juarez@unesp.br

Heraldo Luiz Giacheti
Professor Titular, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Faculdade de Engenharia de Bauru, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Bauru, Brasil, h.giacheti@unesp.br

Vagner Roberto Elis
Professor Associado Doutor, Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, vagner.elis@iag.usp.br

Giulliana Mondelli
Professora Assistente Doutora, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Faculdade de Engenharia de Bauru, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Bauru, Brasil, g.mondelli@unesp.br

RESUMO: O monitoramento geoambiental continuado de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos possibilita a identificação a longo prazo de um planejamento mais sustentável com técnicas de remediação da contaminação do subsolo, e avaliação do comportamento mecânico, hidráulico e ambiental. No Brasil, o encerramento dos lixões é uma questão que arrasta-se sem solução eficaz desde 2014, marco determinado pela Política Nacional de Resíduos Sólidos para fim deste problema. Em Bauru, interior do estado de São Paulo, desde 2002 estão sendo realizados ensaios para investigação e monitoramento geoambiental do aterro municipal, cuja operação iniciou-se em 1993 e encerrou-se em 2016. Nestas duas últimas décadas, foram realizados os seguintes ensaios: geofísica de superfície (métodos de eletrorresistividade e polarização induzida), piezocone (CPTU), piezocone de resistividade (RCPTU), poço de monitoramento para verificação dos níveis d´água subterrânea e fluxo de contaminantes, e sondagem de simples reconhecimento na fase de implantação do aterro (SPT). Foram realizadas 16 campanhas de sondagens de ensaio de piezocone, sendo algumas dessas com uso do sensor de resistividade (RCPTU) no entorno do aterro. Foram realizadas coleta de solo e água subterrânea para caracterização direta e a resistividade elétrica do solo determinada através dos ensaios RCPTU, geofísica de superfície e das águas subterrâneas por meio de poços de monitoramento. A interpretação dos resultados aponta para a zona não saturada uma faixa de variação de resistividade elétrica entre 200 a 900 ohm.m, para a zona saturada do solo um intervalo de 23 a 111 ohm.m e para as águas subterrâneas valores entre 6,7 e 1041 ohm.m.

PALAVRAS-CHAVE: Encerramento de Lixões, Investigação do Subsolo, Monitoramento Geoambiental, Geofísica de Superfície.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, o problema da disposição incorreta de resíduos sólidos urbanos (RSU) persiste há mais de 20 anos de tentativas para o encerramento dos lixões e aterros controlados. Quando da publicação da Política Nacional de Resíduos Sólidos (Lei nº 12.305) em 2010, o prazo estabelecido era agosto de 2014. Com o Novo Marco Legal do Saneamento (Lei nº 14.026/2020), este prazo encerra-se em dezembro de 2024. Porém, o que se percebe no Brasil é que não será possível atingir novamente esta meta, visto que existiam em 2023

aproximadamente 2.577 lixões, que são depósitos à céu aberto sem nenhum controle e impermeabilização para evitar a contaminação dos solos (ABREMA, 2023).

Tais depósitos ambientalmente inadequados acarretam problemas à saúde humana, ao meio ambiente e interferem nas condições climáticas. Uma destas mudanças climáticas é o aquecimento global, causado pelo aumento dos gases liberados na atmosfera formando o efeito estufa. Os principais gases liberados por aterros que formam o efeito estufa são o metano (CH_4) e o dióxido de carbono (CO_2), sendo os RSU responsáveis por aproximadamente 4% do total destes gases liberados em 2022 no Brasil (Tsai *et* al., 2023). O metano é um gás 28 vezes mais potente que o dióxido de carbono (EPA, 2023), dessa forma o metano liberado pelos aterros poderiam ser reaproveitados compondo fontes de recuperação de energia, importante tipo de tratamento dos RSU.

Para reduzir os impactos dos RSU destinados incorretamente, é necessário que se intensifique a investigação e o monitoramento geoambiental de aterros controlados e lixões, para que medidas de remediação sejam tomadas, em conjunto com a melhoria no sistema de coleta urbana e implantação de tratamentos de resíduos.

Os aterros sanitários são locais próprios para o descarte dos rejeitos oriundos dos RSU, pois tratam-se de obras de engenharia que são realizadas com impermeabilização da base do solo, e representam atualmente 61,1% da disposição adequada de RSU no Brasil, sendo o restante, 38,9%, ainda disposto em lixões e aterros controlados. As regiões norte, nordeste e centro-oeste foram consideradas as localidades com maiores índices de disposição inadequada (ABREMA, 2023).

Cabe ressaltar que existem no país 18 aterros em 11 estados localizados em Áreas de Preservação Permanente (APPs), sendo considerados locais de disposição inadequada, segundo mapeamento do Centro Nacional de Monitoramento e Informações Ambientais do IBAMA, devendo também serem encerrados (ABREN, 2024).

O crescimento populacional no Brasil entre os anos de 2010 até o último censo realizado em 2022 foi da ordem de 6,5% de habitantes (IBGE, 2023), o que implicou num aumento da geração de RSU em 4.981.760 toneladas. Porém, na comparação entre 2021 e 2022 a geração per capita no Brasil diminuiu de 1,061 kg/hab/dia para 1,040 kg/hab/dia, ou seja, uma redução de 2%. Isso devido ao padrão de consumo de alimentos pós-pandemia, que voltou a ser realizado fora de casa, e diminuição do poder de compra, em virtude do aumento do desemprego. Estima-se que foram gerados no ano de 2022 aproximadamente 77,1 milhões de toneladas de RSU e 380 kg/hab/ano, correspondendo a uma geração diária de 211 mil toneladas (ABREMA, 2023).

Para que haja melhoria nos processos de gestão de resíduos municipais, o planejamento e a execução são importantes para atender a PNRS quanto ao encerramento de lixões e aterros controlados, assim como o monitoramento geoambiental continuado, para que seja possível a identificação a longo prazo do planejamento de técnicas de remediação da contaminação do subsolo e avaliação do comportamento mecânico, hidráulico e ambiental do maciço de resíduos.

Em Bauru, interior do estado de São Paulo, desde 2002 estão sendo realizadas investigações e monitoramento geoambiental do aterro municipal, cuja operação iniciou em 1993 e encerrou em 2016. Nestas duas últimas décadas foram realizados os seguintes ensaios: geofísica de superfície (métodos de eletrorresistividade e polarização induzida), piezocone (CPTU), piezocone de resistividade (RCPTU), poço de monitoramento para verificação dos níveis d´água subterrânea e fluxo de contaminantes, e sondagem de simples reconhecimento na fase de implantação do aterro (SPT). Deste modo, o presente trabalho tem como objetivo reunir e resumir as informações provenientes de mais de 20 anos de ensaios, a fim de orientar métodos de investigação, monitoramento e remediação de lixões e aterros controlados.

2 HISTÓRICO DA ÁREA DE ESTUDO

O aterro sanitário de Bauru foi projetado pela Fundação para o Incremento da Pesquisa e do Aperfeiçoamento Industrial (FIPAI) da Escola de Engenharia de São Carlos em 1992 e começou a operar em 1993, localizado na cota 560 m, com área total de 268.985 m^2 e altura de 15m. O revestimento de base do aterro constituiu-se de quatro camadas de solo arenoso argiloso compactado, com 20 cm de espessura, com umidade de 3% acima do teor ótimo, com subcamada de *primer* asfáltico betuminoso diluído em duas demãos.

O estudo de impacto ambiental (EIA-RIMA) do projeto previa três camadas de resíduos, dispostos sobre camadas compactadas de solo arenoso argiloso revestido com emulsão asfáltica (FIPAI, 1992). Estima-se que a primeira e a segunda camadas tenham sido concluídas em uma década, uma vez que as atividades iniciais de disposição de resíduos na terceira camada foram documentadas entre 2003 e 2004 (Lago, 2004; Mondelli, 2004). Em 2011, o plano de encerramento do aterro foi aprovado pela CETESB, incluindo a reconformação da quarta e da quinta camadas e uma área adjacente de expansão (BAURU, 2015). A desativação oficial ocorreu em 2016, quando os RSU do município passaram a ser enviados para um aterro privado em Piratininga - SP.

Por algum tempo, o lixiviado gerado no aterro era direcionado para um reservatório inferior através do sistema de drenagem e bombeado para uma lagoa situada no topo da terceira camada de resíduos, onde parte do fluído se infiltrava na massa de resíduos. Novas lagoas foram construídas fora e a montante do aterro em 2007. Diferentes pesquisas ao longo dos anos delinearam uma pluma de contaminação devido à migração de chorume para o subsolo, integrando ensaios de laboratório, de campo e métodos geofísicos (Lago, 2006; Mondelli *et* al., 2007; Ustra *et* al., 2012; Faria, 2017, 2020). A geologia da área é caracterizada por uma transição de solos coluvionares para solos aluviais e, abaixo destes, solos residuais de arenito e arenito propriamente dito. Poços de monitoramento indicaram a profundidade do nível d'água variando de 30 a 35 metros a montante do aterro e de 5 e 10 metros a jusante (Mondelli, 2016).

3 MATERIAL E MÉTODOS

3.1 Resistividade Elétrica

A resposta elétrica do solo depende de vários fatores, dentre eles o teor de umidade, a permeabilidade, a porosidade e os íons presentes no fluido contido nos poros.

O ensaio de piezocone de resistividade (RCPTU) é um método de investigação geotécnica e geoambiental e foi empregado no entorno do aterro de resíduos sólidos urbanos de Bauru entre os anos de 2002 e 2004, para solos saturados e não saturados.

A resistividade elétrica também foi monitorada empregando duas técnicas de geofísica de superfície: o Caminhamento Elétrico (CE), realizado a montante, sobre o maciço de resíduos e a jusante e a Sondagem Elétrica Vertical (SEV), dentro e fora da área preenchida com resíduos.

Em laboratório, para confirmação dos valores de resistividade obtidos em campo, empregaram amostras de solos Residual de Arenito e Arenito Bauru com variados graus de saturação (Sr) para o chorume bruto coletado do aterro e água de torneira.

Os ensaios de piezocone de resistividade (RCPTU) totalizaram 16 pontos, analisando a resistividade tanto em solo não saturado como em saturado, utilizando um módulo de resistividade com quatro eletrodos dispostos em arranjo Wenner. Estes 16 ensaios RCPTU ficavam localizados nas seguintes regiões do aterro: sudoeste, parte mais a jusante e próximo ao maciço de resíduos do aterro municipal. A primeira campanha, realizada em fevereiro de 2002 (estação chuvosa), incluiu os ensaios RCPTU 1 a 7. Já, em abril de 2002 foram executadas os ensaios RCPTU 9 a 14, não sendo possível coletar solo e água por problemas operacionais da empresa que realizou o serviço. Porém, em julho de 2002, concluíram-se os 2 últimos ensaios (RCPTU 15 e 16), complementados com coleta de amostras de solo e água próximos aos ensaios RCPTU 13, 14 e 15 (Mondelli, 2004).

Quanto à geofísica de superfície, foram realizadas 5 linhas de Caminhamento Elétrico (CE) de resistividade e polarização induzida, com arranjo dipolo-dipolo, com espaçamento de 10 m entre os eletrodos, localizadas a montante do maciço (CE 1), sobre o aterro de resíduos (CE 2, CE 3A, CE 3B) e a jusante do maciço de resíduos (CE 4) (Lago, 2006). Em outubro de 2006, foram realizadas mais 14 linhas de CE (120 m de comprimento cada) com arranjo dipolo-dipolo e espaçamento de 5 m, com o equipamento Syscal Pro, localizada na parte oeste do aterro para levantamento 3D (malha retangular de 65 m x 120 m), e 1 linha CE (comprimento total de 500 m) sobre os resíduos na diração Norte-Sul, com espaçamento entre eletrodos de 20 m (Mondelli, 2008).

As Sondagens Elétricas Verticais (SEVs) totalizaram 9 pontos, denominadas de SEV 1 a SEV 9, realizadas com arranjo Schlumberger e espaçamento máximo de 150 m. As SEVs 1 a 7 foram realizadas fora da área preenchida com resíduos, e as SEVs 8 e 9, sobre a cava de resíduos (Lago, 2006). Também em outubro

de 2006, mais uma SEV 10, próxima ao PM 13 fora da área de resíduos, mais ao norte do aterro (Mondelli, 2008).

Em laboratório, a resistividade elétrica com amostras de solos foram realizadas com corpos de provas saturados através dos ensaios de coluna (Mondelli, 2008).

3.2 Monitoramento Ambiental

Segundo Boscov (2008), o monitoramento ambiental consiste geralmente no acompanhamento da qualidade de águas subterrâneas com amostragem em poços de monitoramento e coletas de amostras de corpos d´água a montante e a jusante do aterro, além da análise físico-química do lixiviado e a caracterização da composição dos resíduos sólidos.

Durante o período de 2002 e 2015, foram instalados 24 poços de monitoramento de águas subterrâneas na área de influência do aterro municipal de Bauru-SP, alguns localizados a montante do aterro e a maioria na região mais crítica a jusante (Faria e Mondelli, 2020).

Em setembro de 2002 foram instalados 9 poços de monitoramento de águas subterrâneas (PM1 a PM9), em 2006 mais 7 poços (PM 3A, PM 5A, PM 5B, PM 10 a PM 13), e em 2014, 8 poços (PM 14 a PM 20, PM 19A). Deste total, 6 poços estão localizados a montante do aterro e os outros na região mais crítica a jusante. Para escolha dos poços de monitoramento basearam-se nos resultados das campanhas de ensaios geofísicos e RCPTU. A altitude destes poços varia da cota 554,10 m a 523,44 m (Faria e Mondelli, 2020).

As dificuldades encontradas para comparar os valores de resistividade foram a falta destas informações na literatura, idealmente antes da implantação do aterro de resíduos sólidos, a fim de se conhecer os valores naturais do solo do entorno. Por isso, durante as campanhas de RCPTU foram realizadas algumas coletas de água subterrânea e solo, possibilitando uma caracterização geoambiental direta *in situ*. Para a amostragem da água utilizou-se o sistema de perfuração hidráulico *Geoprobe* e poços de monitoramento temporários abertos com trado. As amostras de solo foram obtidas utilizando o sistema *direct-push*, consistindo de um tubo de PVC rígido e transparente, com uma ponteira cônica maciça e outra de PVC flexível, ambas instaladas na extremidade inferior do tubo (Mondelli, 2004).

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Tabela 1, observam-se as resistividades medidas através dos ensaios de piezocone de resistividade (RCPTU) para o solo saturado e não saturado. Nota-se uma faixa de valores de resistividade de 200 a 900 ohm.m aproximadamente, para a zona não saturada, ou seja, localizados acima do nível d'água medido na época. Para o solo saturado, a variação deu-se no intervalo de 23 a 111 ohm.m. O nível d´água nos 7 ensaios RCPTU realizados, cuja profundidade máxima foi de 15,04 m, variou entre 3,12 e 7,12 m.

Tabela 1. Valores médios de resistividade encontrados para os solos saturado e não saturado localizados no entorno do aterro de RSU de Bauru (adaptado de Mondelli, 2008).

Zona do solo	Ensaio	Profundidade (m)	Resistividade (ohm.m)
Não saturada	RCPTU 1	0,12 a 4,88	371,1±249,9
	RCPTU 4	0,12 a 3,62	352,8±217,3
	RCPTU 8	0,12 a 7,12	430,8±362,0
	RCPTU 10	0,12 a 3,12	893,6±874,5
	RCPTU 13	0,12 a 6,12	861,1±1392,0
	RCPTU 14	0,12 a 5,12	200,4±212,7
	RCPTU 15	0,12 a 5,12	231,8±200,8
Saturada	RCPTU 1	4,88 a 7,50	111,5±52,8
	RCPTU 4	3,62 a 12,02	62,7±35,2
	RCPTU 8	7,12 a 11,02	30,7±8,6
	RCPTU 10	3,12 a 6,92	100,5±47,5
	RCPTU 13	6,12 a 15,04	80,6±69,6

RCPTU 14	5,12 a 8,32	48,7±10,9
RCPTU 15	5,12 a 8,70	23,1±6,6

Todos os ensaios RCPTU apresentaram diminuição na resistividade quando atingiram a zona saturada e, em muitos deles, a variação do parâmetro a partir de tal profundidade parece ser afetada pelo tipo de solo. A predominância de valores entre 23 e 49 ohm.m medidos no solo saturado dos ensaios RCPTU 14 e 15, nas quais a distinção de camadas arenosas e argilosas não foi tão clara, foram associados à possível presença de lixiviado do aterro diluído na água subterrânea.

Os resultados das 5 linhas de Caminhamento Elétrico (CE), localizadas a montante do maciço (CE 1), e sobre o aterro de resíduos (CE 2, CE 3A, CE 3B), apresentaram valores de resistividade para os RSU variando entre 4 e 40 ohm.m, enquanto na região à jusante do maciço de resíduos (CE4) os valores variaram entre 13 a 1796 ohm.m (Lago, 2006).

O CE realizado no sentido Norte-Sul mostraram o comprometimento da qualidade das águas subterrâneas entre as distâncias 150 e 250 m (12 ohm.m) e 450 e 500 m (89 ohm.m). Nesta extremidade mais ao sul ocorreu descarte de resíduos de serviço de saúde.

Os resultados das Sondagens Elétricas Verticais (SEVs), para o grupo de SEVs 1 a 7, realizadas fora da área preenchida com resíduos, a resistividade variou: de 26,4 a 3136 ohm.m na primeira camada (solo superficial); de 24,3 a 670 ohm.m na segunda camada (solo não saturado); de 11,0 a 11,7 ohm.m na terceira camada (solo não saturado contaminado, SEVs 2, 4 e 5); de 17,4 a 81,3 ohm.m na quarta camada (zona de capilaridade); e de 10,4 a 22,3 ohm.m na quinta camada (zona saturada) (Lago, 2006).

Os resultados das SEVs dentro da área preenchida com resíduos (SEVs 8 e 9) indicaram valores de resistividade entre 28,8 e 166 ohm.m na primeira camada (material de cobertura do aterro), entre 18,3 e 18,8 ohm.m na segunda camada (resíduos), entre 10,2 e 10,4 ohm.m na terceira camada (resíduos e lixiviado) e entre 28,9 e 29,9 ohm.m na quarta camada (base do aterro) (Lago, 2006).

Na SEV 10, na cota 528,5 m, a resistividade elétrica indicou um decréscimo de 11 ohm.m e nível d´água a 16,0 m de profundidade (Mondelli, 2008).

De acordo com a Tabela 2, os ensaios de resistividade elétrica realizados em amostras de solos Residual de Arenito e Arenito Bauru em laboratório, com diferentes graus de saturação (Sr), apontaram valores muito baixos (1,50 a 204,4 ohm.m) para aquelas contendo lixiviado ou chorume bruto coletado no aterro.

Tabela 2. Valores de resistividade elétrica determinados para as amostras de solo analisadas em laboratório com lixiviado e água de torneira (Mondelli, 2008)

Amostra	Lixiviado		Água de Torneira	
	R (ohm.m)	Sr (%)	R (ohm.m)	Sr (%)
1	1,91 – 50,3	20,7 – 98,7	559 – 1019	34,6 – 80,2
2	28,84 – 204,4	10,2 – 97,4	190 – 510	32,2 – 82,7
3	3,44 – 11,1	28,7 – 99,6	-	-
4	1,79 – 44,8	21,7 – 98,5	2960 – 6589	41,8 – 97,1
5	1,50 – 41,6	16,6 – 99,6	1165 – 2230	29,5 – 88,2

A Tabela 3 apresenta os resultados do monitoramento de águas subterrâneas com as médias anuais obtidas para a resistividade elétrica.

Tabela 3. Resistividade elétrica (ohm.m) da água subterrânea, obtida nos poços de monitoramento permanente (adaptado de Mondelli, 2008).

Ano	PM 1	PM 2	PM 4	PM 7	PM 8	PM 9	PM 11	PM 12	PM 13
2003	18,4 ±4,4	189,4 ±33,0	42,3 ±21,5	33,3 ±8,0	54,4 ±10,9	29,6 ±7,6	-	-	-
2004	42,5 ±23,5	70,1 ±38,5	28,4 ±2,8	20,5 ±0	41,3 ±0	17,4 ±0	-	-	-
2005	89,5 ±13,2	46,9 ±10,5	24,7 ±4,7	21,4 ±3,3	48,1 ±6,7	71,2 ±6,0	-	-	-

2006	63,4 ±0	20,5 ±0	21,6 ±0	39,5 ±0	39,1 ±0	62,3 ±0	53,1 ±0	28,7 ±0	72,4 ±0
2007	50,4 ±10,8	29,8 ±1,3	22,7 ±0,5	32,2 ±6,8	55,0 ±7,4	64,8 ±3,2	22,5 ±2,1	21,4 ±6,1	62,0 ±8,1
2008	45,0 ±0	34,8 ±0	28,3 ±0	33,7 ±0	59,2 ±0	74,6 ±0	45,9 ±0	21,5 ±0	103,7 ±0
2009	29,0 ±0	30,5 ±0	27,3 ±0	22,6 ±0	38,0 ±0	76,6 ±0	52,3 ±0	20,6 ±0	73,7 ±0
2010	34,0 ±15,6	19,9 ±0,7	22,4 ±9,1	-	67,6 ±0	97,6 ±14,0	151,5 ±114,6	18,5 ±3,0	137,9 ±22,6
2011	19,0 ±0	17,0 ±0	31,9 ±0	-	18,5 ±0	37,0 ±0	54,6 ±0	19,9 ±0	104, 2±0
2012	17,6 ±0	16,9 ±0	79,7 ±51,7	-	22,9 ±3,0	93,0 ±0,6	81,0 ±40,9	20,3 ±0,2	73,0 ±71,3
2013	11,1 ±1,1	52,8 ±52,7	33,6 ±12,5	-	32,1 ±2,0	91,4 ±3,0	39,2 ±8,6	17,9 ±0,3	-
2014	22,0 ±0	1041,7 ±0	22,4 ±0	6,9 ±0	33,4 ±0	82,6 ±0	26,2 ±0	20,5 ±0	-
2015	13,8 ±0	6,7 ±0	-	5,2 ±0	-	-	38,5 ±0	20,3 ±0	-
Média	35,1 ±5,3	121,3 ±10,5	32,1 ±8,6	23,9 ±2,0	42,5 ±2,5	66,5 ±2,9	56,5 ±16,6	21,0 ±1,0	89,6 ±14,6

7 CONCLUSÃO

A resistividade elétrica é um indicativo de provável contaminação nas regiões impactadas pela implantação do aterro sanitário de Bauru, especificamente a jusante do maciço de resíduos, uma vez que na época em que o mesmo foi projetado não haviam as tecnologias disponíveis existentes hoje sobre o uso de materiais geossintéticos. Os resultados de ensaios de piezocone de resistividade e métodos de geofísica de superfície mostraram valores baixos, coerentes com a natureza condutiva do lixiviado.

Nos ensaios RCPTU 14 e 15, os valores de resistividade entre 23 e 49 ohm.m na zona saturada foram associados à presença de solos saturados sob influência do lixiviado local diluído na água subterrânea, indicando uma tendência de migração de contaminantes para a região oeste do aterro. Nesses pontos, a resistividade do solo não saturado ficou em torno de 200 a 232 ohm.m. Para os demais ensaios RCPTU, os intervalos foram de 30 a 110 ohm.m na zona saturada e de 350 a 900 ohm.m na zona não saturada. Estes resultados mostraram que na zona saturada a resistividade elétrica é mais baixa, e portanto a condutividade elétrica é maior, possivelmente devido a presença de íons livres dissolvidos na água, que podem ou não indicar a presença de poluentes.

Os valores de resistividade obtidos tanto pelo método do Caminhamento Elétrico (CE) quanto pela Sondagem Elétrica Vertical (SEV) convergiram com os resultados de RCPTU e acrescentaram informações referentes aos resíduos aterrados, cuja resistividade ficou entre 10,2 e 18,8 ohm.m.

A partir da análise da resistividade elétrica de água subterrânea coletadas dos poços de monitoramento, observou-se que no período de coleta entre 2003 a 2015, os valores de resistividade elétrica menor a 50 ohm.m foram obtidos nos poços PM 1, PM 4, PM 7, PM 8, e PM 12, demonstrando uma alta condutividade da água subterrânea, em concordância com os resultados obtidos da geofísica de superfície realizada a jusante do maciço de resíduos (linha de caminhamento elétrico CE 4).

Em laboratório, foi possível fazer a confirmação dessas informações, através da percolação de chorume bruto em amostras de diferentes tipos de solo, mostrando que a resistividade elétrica continua fornecendo valores baixos, variando na faixa de 1,50 a 204,4 ohm.m, ou seja, muito maior que quando da saturação com água de torneira (entre 190 e 6589 ohm.m).

Dessa forma, destaca-se que a combinação de métodos diretos e indiretos e a análise de águas subterrâneas em poços de monitoramento, é eficiente para a investigação e o monitoramento geoambiental de aterros de RSU, reduzindo incertezas durante a interpretação dos resultados. Por fim, ressalta-se a oportunidade de novos estudos na área a fim de estimar os paramêtros geomecânicos e sua variabilidade espacial e temporal e de outros métodos geofísicos no maciço de resíduos, como a sísmica de refreção e a amostragem direta para mineração e caracterização dos RSU.

AGRADECIMENTOS

À Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), à Empresa Municipal de Desenvolvimento Urbano e Rural de Bauru (EMDURB) e à Secretaria Municipal do Meio Ambiente (SEMMA) pela parceria e apoio ao desenvolvimento da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREMA (2023). *Associação Brasileira de Resíduos Sólidos e Meio Ambiente. Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil 2023*. Disponível em: <https://abrema.org.br/pdf/Panorama_2023_P1.pdf>. Acesso em: 09 fev. 2024.

ABREN (2024). *Associação Brasileira de Recuperação Energética de Resíduos*. Decisão coloca em xeque unidades em áreas de proteção de 11 estados. Disponível em: <https://abren.org.br/2024/01/30/stf-retoma-votacao-sobre-aterros-valor-economico/#:~:text=Ao%20longo%20desses%20quatro%20anos,meta%20de%20acabar%20com%20lix%C3%B5es>. Acesso em: 09 fev. 2024.

BAURU (2015). Área ampliada do Aterro Sanitário de Bauru inicia operação nos próximos dias. Disponível em: < https://www2.bauru.sp.gov.br/materia.aspx?n=21233>. Acesso em: 07 fev. 2024.

Boscov, M. E. G. (2008). *Geotecnia Ambiental*. E-book. Oficina de Textos. São Paulo. ISBN 978-85-96238-73-4.

CETESB (2024). *Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. Sistema Integrado de Gestão Ambiental (SIGAM).* Disponível em: <https://sigam.ambiente.sp.gov.br/sigam3/Default.aspx?idPagina=16906>. Acesso em: 10 fev. 2024.

EPA (2023). *Environmental Protection Agency of the United States*. Disponível em: < https://www.epa.gov/gmi/importance-methane>. Acesso em: 20 jun. 2024.

Faria, G. M. M., Mondelli, G. (2017). Interaction between municipal solid waste leachate and Bauru aquifer system: a study case in Brazil. *Environmental Science and Pollution Research*, v. 24, p. 27553-27572.

Faria, G. M. M., Mondelli, G. (2020). Temporal behavior analysis of leachate contamination in a tropical landfill. *Environmental Science and Pollution Research*, v. 27, p. 39584-39606.

FIPAI (1992). *Aterro sanitário da cidade de Bauru-SP*. EIA-RIMA. Relatório de Impacto Ambiental – Relatório de Impacto do Meio Ambiente. v 1 a 5. Fundação para o Incremento da Pesquisa e do Aperfeiçoamento Industrial. São Carlos-SP.

IBGE (2023). Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Agência Notícias IBGE. Disponível em: https://agenciadenoticias.ibge.gov.br/agencia-noticias/2012-agencia-de-noticias/noticias/37237-de-2010-a-2022-populacao-brasileira-cresce-6-5-e-chega-a-203-1-milhoes. Acesso em 12 abr. 2024.

Lago, A. L. (2004) *Aplicação integrada de métodos geofísicos em área de disposição de resíduos sólidos urbanos em Bauru – SP*. Dissertação de Mestrado. Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas da USP, São Paulo – SP.

Lago, A. L., Elis, V. R., Giachetti, H. L. (2006). Aplicação integrada de métodos geofísicos em uma área de disposição de resíduos sólidos urbanos em Bauru – SP. *Revista Brasileira de Geofisica*, v. 24, p. 357-374.

Mondelli, G. (2004). *Investigação geoambiental em áreas de disposição de resíduos sólidos urbanos utilizando a tecnologia do piezocone*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP. São Paulo - SP. 264p.

Mondelli, G., Giacheti, H. L., Boscov, M. E. G., Hamada, J. (2007). Geoenvironmental site investigation using different techniques in a municipal solid waste disposal site in Brazil. *Environmental Geology*, v. 52, n.5, p. 871-887.

Mondelli, G. (2008). *Integração de diferentes técnicas de investigação para avaliação da poluição e contaminação de uma área de disposição de resíduos sólidos urbanos.* Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos da USP. São Carlos - SP. 392p.

Mondelli, G., Giacheti, H. L., & Hamada, J. (2016). Avaliação da contaminação no entorno de um aterro de resíduos sólidos urbanos com base em resultados de poços de monitoramento. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v.21, p.169-182.

Tsai, D, Potenza, R., Quintana, G., et al. (2023). Sistemas de estimativas de emissões e remoções de gases de efeito estufa (SEEG). *Análises das emissões de gases de efeito estufa e suas implicações para as metas climáticas do Brasil (1970-2022).*

Ustra, A. T., Elis, V. R., Mondelli, G., Zuquette, L. V., & Giacheti, H. L. (2012). Case study: a 3D resistivity and induced polarization imaging from downstream a waste disposal site in Brazil. *Environmental Earth Sciences*, v. 66, p. 763-772.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/361

Alterações provocadas pela adição de cal e fibra PET num solo argiloso quanto à: resistência à compressão, tração e compressibilidade

João Victor Machado da Palma
Acadêmico, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, joao.vmp14@aluno.ifsc.edu.br

Ana Karolyna Silveira da Silva
Acadêmica, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, ana.k@aluno.ifsc.edu.br

Fábio Krueger da Silva
Docente, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, fabio.krueger@ifsc.edu.br

Fernanda Simoni Schuch
Docente, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, fernandass@ifsc.edu.br

RESUMO: Este estudo aborda a utilização de resíduos sólidos, especificamente fibras de polietileno tereftalato (PET) e cal, para melhorar as propriedades mecânicas do solo argiloso. Foi motivada pela necessidade de lidar com os desafios ambientais e de gestão de resíduos, conforme estabelecido pela Política Nacional de Resíduos Sólidos no Brasil. Os resultados obtidos mostram que a adição de fibras PET e cal ao solo provocou um aumento significativo na resistência à compressão e tração, além de reduzir as deformações. Os ensaios de compressibilidade unidimensional revelaram uma maior rigidez do solo com adição, indicando uma melhoria nas propriedades de compressibilidade. Os resultados também sugerem que a combinação de fibras PET e cal pode aumentar a capacidade de carga do solo, tornando-o mais adequado para aplicações na engenharia civil. No entanto, é importante considerar os efeitos da adição de cal em relação à proporção e ao tempo de cura. Este estudo contribui para o avanço na compreensão do comportamento do solo com adição química e mecânica e possibilita novos avanços nos estudos geotécnicos.

PALAVRAS-CHAVE: tensão de pré-adensamento virtual; solo melhorado com cal, fibra PET, resistência à tração; resistência à compressão simples.

ABSTRACT: This study addresses the use of solid waste, specifically polyethylene terephthalate (PET) fibers and lime, to enhance the mechanical properties of clayey soil. The research was motivated by the need to address environmental challenges and waste management, as established by the National Solid Waste Policy in Brazil. The results obtained demonstrate that the addition of PET fibers and lime to the soil resulted in a significant increase in both compressive and tensile strength, while also reducing deformations. Unidimensional consolidation tests revealed increased soil stiffness with the addition, indicating an improvement in compressibility properties. The findings also suggest that the combination of PET fibers and lime may enhance the soil's load-bearing capacity, making it more suitable for civil engineering applications. However, it is crucial to consider the effects of lime addition in terms of proportion and curing time. This study contributes to advancing understanding of soil behavior with chemical and mechanical additives and enables further progress in geotechnical studies.

KEYWORDS: Virtual pre-stressing tension; soil improved with lime, PET fiber, tensile strength; simple compression strength.

1 INTRODUÇÃO

A aplicação de resíduos sólidos em solos pode ser uma opção eficaz para aprimorar suas características mecânicas e permitir a reutilização de materiais que, em condições não controladas, podem ser poluentes. A Política Nacional de Resíduos Sólidos no Brasil foi estabelecida pela Lei Nº 12.305, de 2 de agosto de 2010, que atribui aos produtores e ao governo as responsabilidades sobre o manejo adequado da eliminação desses resíduos. Segundo Caixeta (2022), grande quantidade de resíduos sólidos plásticos produzidos anualmente são descartados de maneira inadequada, somando cerca de 75 milhões de toneladas por ano. Esses números destacam o impacto ambiental gerado pelos mercados globais e sublinham a necessidade de políticas de gestão de resíduos mais conscientes e orientadas para a economia circular. Nesse contexto, o uso de fibras obtidas a partir da reciclagem de garrafas PET em solos é uma excelente alternativa, alinhada com o Objetivo de Desenvolvimento Sustentável (ODS) número 12 da ONU, 'Consumo e Produção Sustentáveis'.

Dal Pont et al (2019) defendem que o uso de fibras poliméricas recicladas, como a fibra de polietileno tereftalato (PET), em materiais de construção tem sido pesquisado como uma estratégia para aumentar a resistência dos materiais e minimizar o impacto ambiental causado pelo descarte de resíduos. De acordo com os autores, essas fibras ajudam a aumentar a resistência do solo, reduzindo a propagação de rachaduras quando submetido a esforços mecânicos, resultando em maior capacidade de absorção de energia, ductilidade e tenacidade do solo.

Zafar (2023) conduziu uma pesquisa sobre a estabilização do solo utilizando reforço com fibras naturais e sintéticas, destacando a relevância desse tema na engenharia civil. Durante o teste de resistência à compressão não confinada (UCS), o aumento do teor de fibras de PET demonstrou aumentar a resistência de pico em solos argilosos. Além disso, a análise comparativa entre fibras planas e onduladas revelou que o comprimento das fibras afeta a resistência do solo, podendo aumentar até 100% no UCS quando as fibras têm comprimentos entre 6 e 12 mm. No entanto, o autor ressalta que, além de um certo teor de fibra (2%), a força do solo reforçado diminui. De maneira semelhante, Mishra & Gupta (2018) avaliaram a utilização de fibras PET reciclado em combinação com cinzas volantes em solo argiloso. Eles focaram em propriedades geotécnicas específicas, como resistência ao cisalhamento, módulo de cisalhamento, Índice de Suporte Califórnia (CBR), resistência à tração indireta e limites de Atterberg. As investigações demonstraram um ganho mecânico de até 100% no parâmetro CBR, o que representa cerca de 33% de diminuição da espessura de segurança da crosta de pavimentações. Ambos os autores encontraram resultados suficientemente relevantes para instigar uma investigação mais arraigada sobre o assunto e, para o presente estudo, estimularam a combinação dos resultados com um fator atenuante – alcalinização.

Porém, a discussão sobre o parâmetro temporal para essa adição tem certa limitação e, portanto, é necessário considerar possíveis variações, por exemplo, de resistência ao longo do tempo e em diferentes condições ambientais. Silva et al. (2005) observaram que a adição de um material mais alcalino, como a cal (comumente usada para estabilização do solo), pode causar a degradação da fibra PET e afetar seus parâmetros de resistência.

No campo da mecânica dos solos, ainda, o teste de compressibilidade (ou compressão eodométrica) pode ser crucial para analisar o comportamento de solos com adição. Este é um dos métodos de avaliação mais importantes para determinar recalques em solos argilosos, que pode ser entendido como o resultado do produto da variação do índice de vazios e da altura de sólidos (PINTO, 2006). A determinação de deformações causadas por cargas verticais na superfície ou em cotas próximas à superfície é de grande interesse para a engenharia geotécnica, permitindo estimar recalques em fundações superficiais (radiers e sapatas) ou aterros sobre o terreno (OLIVEIRA, 2019).

Dessa forma, o objetivo deste estudo é identificar o comportamento de solo argiloso melhorado com cal e fibra PET em relação aos seus parâmetros de compressibilidade para diferentes idades de cura. A pesquisa foi conduzida em várias fases, incluindo a moldagem de corpos de prova, a realização de testes de resistência, compressibilidade unidimensional, e análise dos dados coletados. Os resultados obtidos fornecem percepções valiosas que podem guiar futuras pesquisas e aplicações no campo da geotecnia. A pesquisa atingiu seu objetivo geral de observar e quantificar as mudanças ocorridas em solo melhorado com fibra PET com teor alcalino alterado pela adição de cal.

2 MÉTODO DA PESQUISA

Trata-se de uma pesquisa aplicada, de caráter experimental para a qual, de início, estabeleceram-se as diretrizes, através de uma revisão de literatura abrangente, na intenção de suportar hipóteses sobre a utilização de adições fibrosas (sintèticas) e cal no solo, para fins de aprimoramento mecânico. Em seguida, aplicou-se uma robusta investigação das características do solo, incluindo: coleta do solo, preparação da fibra PET; caracterização dos materiais (solo e fibra), ensaios de resistência (à compressão e tração) e ensaio de compressibilidade unidimensional.

Obteve-se o solo natural com amostra deformada de talude localizado no município de Biguaçu/SC. A coleta foi realizada a 1,5 metro de profundidade e o material foi armazenado/transportado em caixas plásticas (Figura 1), até o laboratório de Geotecnia, onde foi seco e armazenado em tonéis hermeticamente fechados.

Figura 1. Coleta do solo
Fonte: Autores.

Com parcelas do material seco, caracterizou-se o solo, no rigor das normas: NBR 6458:2016 – anexo B para massa específica; NBR 7181:2016, para ensaio de granulometria; NBR 6459:2016, para ensaio de limite de liquidez; NBR 7180:2016, para ensaio de limite de plasticidade. As etapas de preparação das amostras de solo seguiram a norma NBR 6457:2016 e o número de amostras foram extrapolados, para se obter maior precisão.

A partir do ensaio de granulometria detectou-se que se trata de um solo com 53% de argila, 18% de silte, 27% de areia e 2% de pedregulho. Os resultados da caracterização corroboram com os dados obtidos da EMBRAPA (2004), classificando o solo como: plástico, com matriz argilosa. Segundo o diagrama trilinear, é classificado como argila. Além disso, após mais ensaios, obteve-se os demais dados da caracterização (Tabela 1).

Tabela 1 - Caracterização do solo

Propriedade	Valor	Unidade
Massa específica dos grãos	2,61	g/cm³
Limite de Liquidez	52	%
Limite de Plasticidade	38	%
Índice de Plasticidade (LL-LP)	14	-
Umidade Ótima	24,4	%
Massa específica seca máxima.	1,59	g/cm³

Fonte: Palma et al, 2023.

Depois, utilizou-se: NBR 7182:2016, para ensaio de compactação – a fim de se determinar a massa específica seca máxima e a umidade ótima (Figura 2), as quais foram utilizadas como referência para moldar os corpos de prova (CPs) dos ensaios de resistência à compressão simples não confinada (NBR 12770:2022) e de compressão diametral (tração indireta) (NBR 7222:2011).

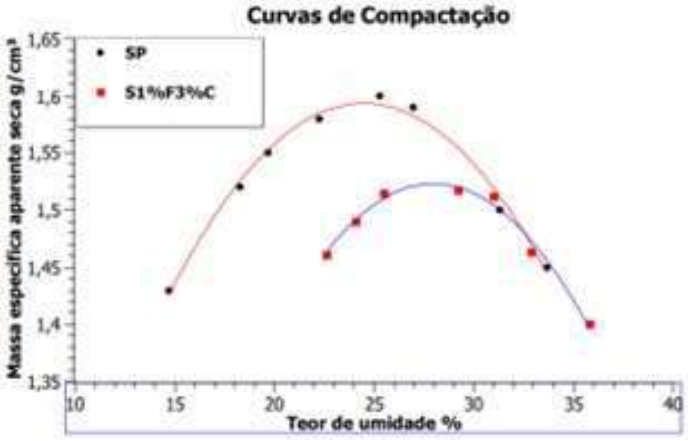


Figura 2. Curvas de compactação
Fonte: Palma et al, 2023.

Nas curvas de compactação nota-se uma clara diminuição no valor da massa específica aparente seca, bem como o aumento da umidade ótima, devido a adição de fibra PET e cal. Isto se deve ao fato de que há um incremento de materiais menos densos do que as partículas do solo. A cal necessita de mais água para reagir, o que aumenta o teor de umidade ótima da mistura. A fibra PET também contribui para este aumento da umidade ótima, uma vez que gera 'caminhos' para que a água percorra o solo em torno da mesma.

Para garantir que os corpos de prova ensaiados estivessem corretamente moldados, foram controladas as suas densidades medindo-se a massa e as dimensões (para calcular o volume). Buscou-se também medir o pH dos corpos de prova rompidos com um peagâmetro portátil, certificando-se de que as fibras inseridas no solo estavam num ambiente alcalino, o que poderia acelerar seu processo de degradação (de acordo com Silva et al. 2005) e influenciar nos resultados obtidos.

Quanto a adição de polímero, optou-se pela utilização do Polietileno Tereftalato (PET), em função de sua disseminada utilização (CAIXETA, 2022), bem como pelo acesso prévio ao material,gentilmente cedido pela empresa Cordoaria Brasil SA, a qual obtêm fibras de garrafas recicladas adquiridas de associações de catadores. São fibras de 15mm de comprimento como mostrado abaixo (Figura 3).

Figura 3. Fibra PET
Fonte: Palma et al, 2023.

Para induzir a alcalinização do compósito utilizou-se a cal hidratada dolomítica CH-III, da marca Cal Cem Indústria de Minérios LTDA, vendida em sacos de 20kg de Colombo – PR. Optou-se por essa adição por se tratar de um aglomerante aéreo o qual reage em contato com o ar, não necessitando de hidratação como a cal virgem.

Para realização da moldagem dos corpos de prova, primeiro, determinou-se quais teores de adição de cal e fibra PET seriam utilizados nas misturas a serem testadas, de modo a se alcançar os objetivos propostos. Fixando teores de 1% de fibra PET e, 3% de cal, em relação à massa seca de solo, foram estabelecidas as misturas do estudo e, em função do fator de cura dos corpos de prova (CPs), foram estabelecidas idades específicas para os ensaios (Tabela 2). A cura se deu por 44 e 90 dias com os corpos de prova embalados unitariamente, em sacos plásticos, e armazenados em tanques hermeticamente fechados.

Os CPs foram moldados no cilindro de Harvard e compactados em 6 camadas, utilizando-se um tarugo para compactação, na umidade ótima obtida no ensaio de compactação. Foram desmoldados com cuidado e aferidas suas medidas, usando um paquímetro; além disso, mediu-se suas respectivas massas, com balança de precisão. Este procedimento buscou garantir que o processo de moldagem fosse mais homogêneo minimizando

variáveis a influenciar no processo metodológico. Em seguida, ambos os CPs foram rotulados/identificados, antes do armazenamento, em local fechado, longe de intempéries.

Tabela 2 - Compósitos de solo e adições

Nº	Mistura	Identificação da amostra	Idade (dias)	Fibra PET (%)	Cal (%)
1	Solo Puro	SP-D0	0	0	0
2	Solo + 1%Fibra PET + 3%Cal	S1%F3%C-D0	0	1	3
3	Solo + 1%FibraPET + 3%Cal	S1%F3%C-D44	44	1	3
4	Solo + 1%FibraPET + 3%Cal	S1%F3%C-D90	90	1	3

Ao alcançarem as idades precisas, foram realizados os ensaios de resistência de compressão simples não confinada, em prensa universal de ensaios, com velocidade controlada e uma célula de carga de 100 kgf (Figura 4). Também realizou-se o ensaio de compressão diametral (tração indireta), com a mesma velocidade e célula de carga acrescentando-se apenas o pórtico de Lottmann (Figura 5), para a distribuição da força sobre a superfície cilíndrica do CP.

Figuras 4 e 5: Compressão simples (esquerda) e tração indireta (direita)
Fonte: Autores.

Realizou-se o ensaio de compressibilidade unidimensional tendo como base a ABNT NBR 16853:2020, a partir dos mesmos traços de material estabelecidos anteriormente. Para tanto foram moldados CPs num cilindro de Proctor pequeno e moldados no anel para carregamento. As amostras foram ensaiadas nas idades de até 24 horas, 44 dias e 90 dias de cura. Nesse ensaio, uma amostra representativa do solo foi colocada em um molde cilíndrico (célula de adensamento), saturada e submetida a uma carga vertical constante (Figuras 6 e 7).

Figuras 6 e 7. Montagem do corpo de prova na célula de adensamento (esq.) e equipamento de compressibilidade (dir.).
Fonte: Autores.

A carga aplicada causa a variação volumétrica do solo, resultando em uma diminuição da sua altura e consequentemente do índice de vazios. Durante o ensaio, registrou-se as deformações verticais do solo em função do tempo, permitindo obter informações sobre a compressibilidade e a consolidação do solo. A partir destes métodos foi possível obter-se a curva de compressibilidade para cada amostra, a pressão de pré-adensamento virtual (σ'vm) através do método Pacheco & Silva, o coeficiente de recompressibilidade (Cr), o coeficiente de compressibilidade (Cc), o de descarregamento (Cd) e o coeficiente de adensamento vertical (Cv) pelo método de Taylor.

Ao final dos ensaios, analisou-se todos os dados obtidos no Excel (planilha eletrônica), obtendo-se os valores numéricos médios e os respectivos desvios padrão.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Durante os ensaios de compressão simples não confinada, observou-se a ruptura do CPs visualmente e pelo painel da prensa (indicação automática do sistema). Após, tabulou-se os dados, construiu-se as curvas tensão x deformação axial específica e obteve-se os valores apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Resultados compressão simples não-confinada

	SP-D0	S1%F3%C-D0	S1%F3%C-D44	S1%F3%C-D90
q_u média (kPa)	528,98	534,33	536,77	965,42
desv. pad. q_u	1,38	1,19	1,25	44,07
Ɛ% média	2,60	1,62	1,27	3,82
desv. pad. Ɛ%	0,27	0,29	0,19	0,17

Observando-se a tabela acima verifica-se que, para a mistura com idade de 90 dias (S1%F3%C-D90), há um ganho de 82% tensão máxima de ruptura e 47% na deformação específica média quando comparadas com o solo puro (SP-D0). Ou seja, o solo é mais resistente porém, mais deformável. O ganho de resistência se dá pela adição de cal hidratada e, a adição de fibra PET auxilia na distribuição das tensões no CP o que faz com que este se deforme mais.

Já no ensaio de resistência à tração (qt), obteve-se na compressão diametral, os seguintes resultados (Tabela 4):

Tabela 4. Resultados dos ensaios de tração por compressão diametral

Amostra	Solo natural 0%F	Mistura S1%F3% C-D0	Mistura S1%F3% C-D44	Mistura S1%F3% C-D90
q_t médio (kPa)	65,60	145,30	158,28	192,89
Desv. Pad.	1,47	0,43	2,09	8,81

Verificou-se que, ao adicionar fibra PET e a cal ao solo houve um aumento na resistência à tração de aproximadamente 119% para a mistura com adições S1%F3%C-D0 (0 dias) e 131% para a mistura S1%F3%C-D44 (44 dias). Para a mistura com idade de 90 dias (S1%F3%C-D90) houve um ganho de 194% tensão máxima de ruptura quando esta é comparada com o solo puro (SP-D0). Visualmente também se percebeu uma maior deformação lateral dos CPs, houve uma variação mais significativa no diâmetro dos CPs produzidos com solo melhorado em relação ao sem adição.

Por sua vez, o ensaio de compressibilidade unidimensional desempenhou um papel fundamental no estudo, permitindo quantificar os parâmetros de deformabilidade do solo natural e com adição (Figura 8). Notou-se uma maior recuperação de deformação durante as etapas de descarregamento e recompressão para as misturas com adição, indicando uma maior rigidez do solo (Tabela 5).

Tabela 5. Tensão de pré-adensamento, índices de vazios iniciais e coeficientes (Cr, Cc e Cd)

Amostra	σ'vm (kPa)	e_0	Cr	Cc	Cd
S 0%F	136	0,98	0,09	0,32	0,03
1%Fibra+3%Cal - D0	320	0,92	0,05	0,33	0,04
1%Fibra+3%Cal - D44	314	0,99	0,05	0,32	0,05
1%Fibra+3%Cal - D90	412	0,89	0,05	0,40	0,05

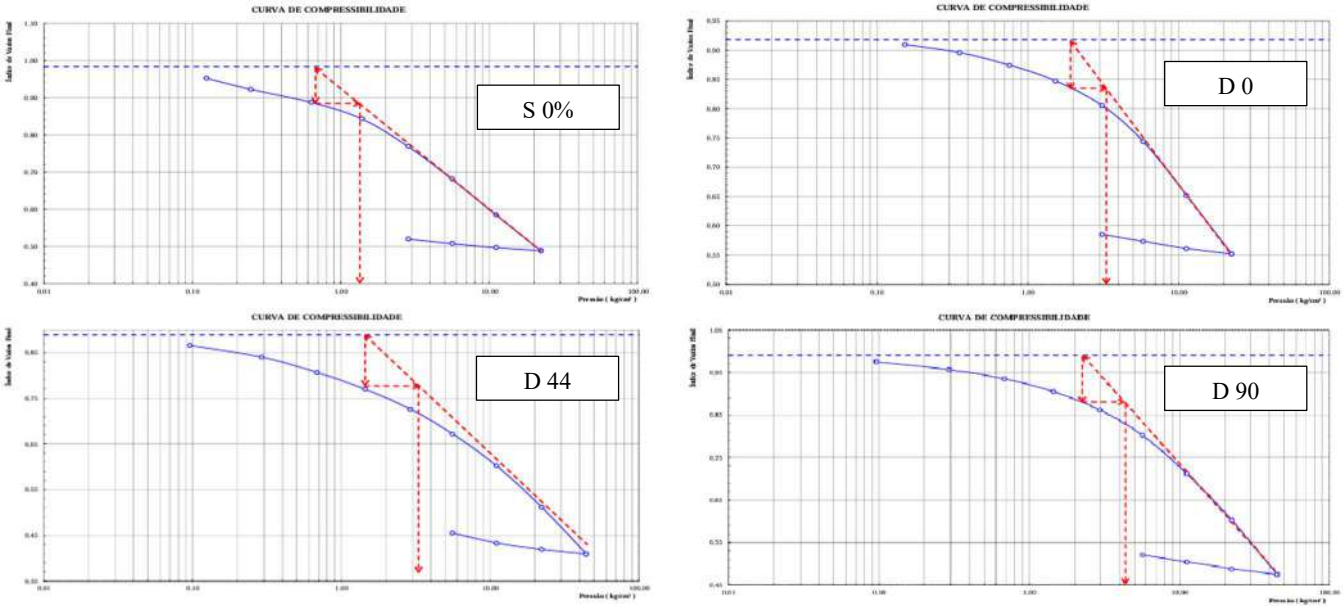


Figura 8. Compressibilidade das amostras ensaiadas
Fonte: dos autores

Estes resultados sugerem que a adição de fibra de PET e cal pode melhorar significativamente as propriedades de compressibilidade do solo argiloso. A fibra de PET age como um reforço mecânico, enquanto a cal promove uma reação química que altera as propriedades do solo. No entanto, é importante considerar que os efeitos da adição de cal podem ser limitados dependendo da proporção e do tempo de cura. O coeficiente de compressão (Cc), por exemplo, não variou significativamente até a idade de 44 dias mesmo se comparado com o solo sem adição.

A tensão de pré adensamento virtual variou para os solos compactados com adição em diferentes idades quando comparados entre si, mostrando haver um incremento de 22% em σ'vm. Ainda mais significativa foi esta variação quando se compara o solo com 90 dias de idade e o solo sem adição, ficando em torno de 69% de aumento pela adição de fibra e cal.

Isso sugere que a adição de fibra de PET e cal pode aumentar a capacidade de carga do solo argiloso, tornando-o mais adequado para aplicações de engenharia civil.

4 CONCLUSÃO

O estudo demonstrou que a adição de fibra de PET e cal pode melhorar significativamente as propriedades mecânicas e de compressibilidade do solo argiloso. Os corpos de prova preparados com adição apresentaram maior resistência à compressão e tração, bem como menor deformação durante o ensaio de compressibilidade unidimensional. Além disso, observou-se uma maior recuperação de deformação durante as etapas de descarregamento e recompressão, indicando uma maior rigidez do solo com adição.

Os resultados sugerem que a fibra de PET atua como um reforço mecânico, enquanto a cal promove uma reação química que altera as propriedades do solo. No entanto, é importante considerar que os efeitos da adição de cal podem ser limitados dependendo da proporção e do tempo de cura. Portanto, recomenda-se a

realização de estudos adicionais para investigar esses aspectos com mais detalhes e avaliar a viabilidade da aplicação dessas técnicas em projetos de engenharia civil.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 6459: Solo: Determinação do limite de liquidez: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 7180: Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 7181: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 7182: Solo: Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 16853. Solo — Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 2020.

BRASIL. Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências. Ministério do Meio Ambiente, Brasília, DF, 2010. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/l12305.htm>.

CAIXETA, D.; MORAIS, E.; CAIXETA, F..; CAIXETA, I.. Microplásticos como indicadores de poluição ambiental e seus efeitos sobre os organismos. Enciclopédia biosfera, [S. l.], v. 19, n. 40, 2022. Disponível em: <https://conhecer.org.br/ojs/index.php/biosfera/ article/ view/5479>. Acesso em: 01 jul. 2023.

DAL PONT, G. M. et al. Análise do comportamento mecânico de misturas de um solo argiloso com fibras de pet e cal hidratada. 2019. TCC (Graduação) - Curso de Bacharelado em Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC).Disponível em:< http://repositorio. unesc.nethandle/1/6499>.

EMBRAPA. Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos (Rio de Janeiro, RJ). Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento: Solos do Estado de Santa Catarina. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 721 p., 2004.

MISHRA, B., & GUPTA, M. K. Effect of PET fiber and fly ash on engineering properties of subgrade soil. Construction and Building Materials, 190, 95-107. 2018.

OLIVEIRA, A. A. Avaliação dos parâmetros de adensamento de um solo tropical sob influência da adição de rejeito da usina de etanol. 2019. 80 f. TCC (Graduação) - Curso de Bacharelado em Engenharia Civil, Departamento de Áreas Acadêmicas Iii, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Goiânia, 2019.

PALMA, J. V. M.; SANTOS, L. F.; SILVA, A. K. S.; SCHUCH, F. S.; SILVA, F. K.; Aproveitamento de Fibra PET Reciclada Adicionada em Solo Argiloso Alcalino. Anais do GEOSUL 2023. Disponível em: https://drive.google.com/file/d/1Euos29WqRnqVbSx3W9BGe5cKdyK9PIN6/view; acessado em 19/06/2024.

PINTO, C.S. Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 216 p.

SILVA, D. A. D. et al. Degradation of recycled PET fibers in Portland cement-based materials. Cement and concrete research, v. 35, n. 9, p. 1741-1746, 2005.

ZAFAR, T., ANSARI, M.A., & HUSAIN, A. Soil stabilization by reinforcing natural and synthetic fibers – A state of the art review. International Conference on Advances in Construction Materials and Structures. Elsevier Ltd. 2023.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/362

ANÁLISE CRÍTICA DOS MODELOS DE PREVISÃO E MONITORAMENTO DE RECALQUES MAIS EMPREGADOS EM ATERROS SANITÁRIOS BRASILEIROS

Gustavo Leone Marasco Alves
Discente de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, gustavo.leone@engenharia.ufjf.br

Jean Cláudio de Andrade Masini
Discente de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, jean.masini@engenharia.ufjf.br

Júlia Righi de Almeida
Docente do Departamento de Transportes e Geotecnia, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, julia.righi@ufjf.br

RESUMO: A previsão de recalques em aterros sanitários é fundamental para sua segurança, especialmente diante da heterogeneidade dos resíduos sólidos urbanos (RSU) no contexto brasileiro. Diversos modelos foram desenvolvidos para prever recalques e antecipar o comportamento destas estruturas, sendo divididos em categorias como adensamento, reológicos, biodegradação e regressão. Este artigo analisa criticamente os modelos mais utilizados em aterros sanitários brasileiros, incluindo o Modelo de Gibson e Lo, Modelo de Sowers, Modelo de Yen & Scanlon, entre outros. O objetivo é agrupar informações disponíveis na literatura, apresentando quatro áreas específicas de estudo e destacando vantagens e desvantagens das metodologias aplicadas. Os resultados indicam que mesmo modelos com formulações mais simples tendem a fornecer resultados satisfatórios, ressaltando a importância de considerar a aplicabilidade dos modelos em diferentes contextos de empreendimento.

PALAVRAS-CHAVE: Modelos de Previsão de Recalque, Aterros Sanitários, Geotecnia Ambiental.

ABSTRACT: The prediction of settlements in landfills is crucial for their safety, especially given the heterogeneity of municipal solid waste (MSW) in the Brazilian context. Several models have been developed to predict settlements and anticipate the behavior of these structures, divided into categories such as consolidation, rheological, biodegradation, and regression. This article critically analyzes the most commonly used models in Brazilian landfills, including the Gibson and Lo Model, Sowers Model, Yen & Scanlon Model, among others. The objective is to gather information available in the literature, presenting four specific areas of study and highlighting the advantages and disadvantages of the applied methodologies. The results indicate that even models with simpler formulations tend to provide satisfactory results, emphasizing the importance of considering the applicability of the models in different project contexts.

KEYWORDS: Prediction Models for Settlement, Landfills, Environmental Geotechnics.

1 INTRODUÇÃO

A previsão de recalques em estruturas de aterros sanitários é crucial no campo da engenharia geotécnica, desempenhando papel fundamental na segurança e durabilidade dessas obras. No contexto brasileiro, as análises de estabilidade e recalques representam desafios significativos, especialmente devido à notável heterogeneidade dos resíduos sólidos urbanos (RSU), demandando a aplicação imprecisa da mecânica dos solos clássica para analisar e antecipar o comportamento desse material. As variações nas propriedades dos resíduos, como coesão, ângulo de atrito, peso específico, e ainda fatores como a geometria, histórico de operação e condições ambientais podem exercer impacto significativo na estabilidade dos aterros sanitários. Com isso, foram desenvolvidos por diversos autores, modelos para previsão de recalques dessas estruturas,

cada um com suas particularidades, podendo ser divididos em 4 categorias segundo Liu *et al.* (2006): adensamento, reológicos, biodegradação e de regressão. Cada modelo emprega em suas formulações diferentes parâmetros, que podem demandar uma complexidade de obtenção distintas. Além dos parâmetros, as características do local, como temperatura e pluviosidade, impactam diretamente na estabilidade dos RSU.

Diante do exposto, foram avaliados os modelos de previsão de recalques mais empregados em aterros sanitários brasileiros, de acordo com a literatura disponível: Modelo de Gibson e Lo (1961), Modelo de Sowers (1973), Modelo de Yen & Scanlon (1975), Modelo observacional de Asaoka (1978), Modelo hiperbólico de Ling *et al.* (1998), Modelo de Creep de Edil *et al.* (1990), Modelo de Bjarngard e Edgers (1990), Modelo de Gandolla *et al.* (1994), Modelo de Meruelo (DIAZ *et al.*, 1995) e o Modelo de Oweis (2006). O objetivo principal do presente artigo é fazer uma análise crítica acerca das aplicações de diferentes metodologias de previsão de recalque e agrupar essas informações disponíveis na literatura atual. Para tanto, através de estudos baseados em 4 diferentes áreas de disposição de resíduos serão analisados os resultados obtidos para as metodologias de previsão de recalque empregadas, avaliando suas vantagens e desvantagens.

2 MODELOS DE PREVISÃO DE RECALQUES

O Modelo de Gibson e Lo (1961) é baseado na teoria da compressão secundária do solo. Além disso, é caracterizado como um modelo Reológico, visto que o comportamento e compressão dos resíduos são modelados com utilização de conceitos e parâmetros reológicos dos materiais estudados. Edil, Ranguete e Wuellner (1990) utilizaram o modelo reológico de Gibson e Lo (1961) para avaliação da compressão secundária em solos orgânicos e turfosos, devido o comportamento desse tipo de solo ser semelhante ao de resíduos sólidos, uma vez que ambos possuem elevada quantidade de vazios e compressibilidade primária acelerada. A formulação matemática considera os seguintes parâmetros: altura inicial do aterro, parâmetros de compressibilidade primária e secundária do resíduo, tensão vertical atuante, taxa de compressão secundária e tempo a partir da aplicação de carga (TEIXEIRA, 2015).

No Modelo de Sowers (1973), o autor se fundamentou na teoria de adensamento de Terzaghi (1943) e na utilização de artifícios matemáticos de regressão. Dessa forma, avaliando o recalque em duas parcelas importantes: primários correlacionados com o acréscimo de carga e os secundários que levam em consideração fenômenos biológicos e de acomodamento intrínsecos aos resíduos. O recalque final é obtido a partir da soma das duas parcelas. O modelo de Sowers (1973) avalia em sua formulação os parâmetros: altura inicial do aterro, índice de compressibilidade, tensão efetiva prévia no aterro e sobrecarga efetiva.

Assim como o Modelo de Sowers (1973), o Modelo de Yen e Scanlon (1975) também se fundamenta na teoria de adensamento de Terzaghi (1943), partindo de resultados do monitoramento de três aterros sanitários ao longo de nove anos. Com isso, observaram que a taxa de recalques decresce linearmente com o logaritmo do tempo e cresce com a altura do aterro, formulando um modelo empírico para estimativa da velocidade de recalques. O modelo empírico de Yen & Scanlon (1975) considera os parâmetros a seguir: taxa/velocidade de recalque, recalques medidos, intervalo de tempo entre as medidas, tempo de início da construção, tempo da construção do aterro e outros parâmetros que variam com a espessura e tempo de construção do aterro (TEIXEIRA, 2015).

O Modelo observacional de Asaoka (1978) foi elaborado visando estimar os recalques totais e o coeficiente de consolidação in situ, observando o recalque de um acréscimo de carga sobre fundações em solos moles. O modelo é considerado observacional por obter a estimativa dos recalques através de procedimento gráfico, com a intersecção das curvas de recalques dos marcos superficiais analisados.

O Modelo hiperbólico de Ling *et al.* (1998) é baseado na função de regressão matemática hiperbólica. Incorpora em uma única equação as compressões primária e secundária, empregando magnitude do recalque final e taxa de recalque inicial, sendo esses os parâmetros necessários, obtidos através de regressão linear. Para os autores, o recalque final pode estar entre 80% e 95% em relação ao recalque último esperado.

No Modelo de Creep de Edil *et al.* (1990), os autores expandiram o modelo de Gibson e Lo (1961), sendo utilizado para estimar o comportamento de fluência transiente de materiais de engenharia. Segundo Edil *et al.* (1990) muitos fatores afetam o comportamento dos recalques, sendo eles: densidade inicial dos resíduos domésticos ou índice de vazios, conteúdo de material degradável nos resíduos domésticos, altura de preenchimento do aterro, forma de operação do aterro, nível de lixiviado, fatores ambientais como teor de umidade, temperatura, presença e geração de gases no interior do aterro.

A teoria de adensamento de Terzaghi (1943) também foi a fundamentação para a formulação do modelo de Bjarngard e Edgers (1990), proposto a partir da análise de 24 casos históricos de monitoramento de aterros sanitários (PARK *et al.*, 2002), resultando em uma avaliação empírica de recalques. Através dos dados analisados, os autores identificaram um trecho de compressão secundária intermediário e outro a longo prazo. Os parâmetros necessários ao modelo são: altura inicial da camada, tensão vertical efetiva, incremento de tensão vertical, tempo para conclusão da compressão inicial, tempo para conclusão da compressão intermediária, coeficiente de compressão primária, coeficiente de compressão secundária intermediária e coeficiente de compressão secundária de longo prazo foram empregados no modelo (TEIXEIRA, 2015).

No Modelo de Gandolla *et al.* (1994), os autores formularam um modelo exponencial de previsão de recalques baseado em resultados experimentais efetuados com lisímetros, verificando que o recalque é proporcional ao peso específico inicial e sua variação se dá de forma exponencial com o tempo. Os autores consideram em seu modelo os parâmetros: altura inicial dos resíduos, velocidade do recalque, constante de recalque unitário, constante de taxa de decomposição e tempo (KLINK, 2019).

Com a finalidade de prever os recalques secundários, o modelo de Meruelo (DIAZ *et al.*, 1995) parte da formulação que incorpora e relaciona os processos de degradação. O modelo considera peso específico constante e que há uma redução de volume do maciço de resíduo no aterro devido aos processos de biodegradação. Dessa forma, é possível prever os recalques para períodos posteriores ao encerramento das células. Os parâmetros de degradação avaliados no modelo são: coeficientes de perda de massa, altura inicial do aterro, matéria orgânica biodegradável presente no resíduo por ano, coeficiente de hidrólise, tempo de construção do aterro e idade do aterro no início das medições (TEIXEIRA, 2015).

O Modelo de Oweis (2006) leva em consideração o recalque mecânico e de decomposição dos resíduos sólidos durante e após o enchimento das camadas de resíduo no aterro. Segundo Oweis (2006), os maiores valores de recalque ocorrem no final do período de preenchimento do aterro e no pós-enchimento os recalques acumulados mecânicos e de fluência são relativamente pequenos. Para a elaboração da formulação matemática foram feitas as seguintes suposições: taxa uniforme de enchimento, constantes uniformes de decaimento antes e depois do término do preenchimento, peso unitário uniforme e parâmetros de compressibilidade dos resíduos separados em dois períodos, durante e pós-encerramento do projeto.

3 ÁREAS DE ESTUDO

3.1 Central de Tratamento de Resíduos de Nova Iguaçu/RJ (CTR-NI)

A CTR Nova Iguaçu fica a aproximadamente 10 km do centro urbano, ocupando uma área de 1.200.000 m² e dividida em 4 vales. A CTR-NI foi projetada para uma vida útil de 20 anos, recebendo cerca de 5 mil toneladas de resíduos diariamente. A área de estudo, vale III, recebeu resíduos do tipo domiciliar, limpeza pública, comercial e industrial classe 2, incluindo lodo de estação de tratamento. Ademais, o monitoramento geotécnico contou com 58 marcos de superfície e 4 piezômetros. Em 960 dias foram analisados 8 marcos selecionados. Os dados do monitoramento geotécnico foram empregados na calibração dos modelos de previsão, utilizando as medidas de recalque para obter os parâmetros necessários. No entanto para determinação de alguns parâmetros específicos foi utilizado a ferramenta *Solver*, do programa Microsoft Excel, que aplica o método dos mínimos quadrados. Dessa maneira, determinam-se as constantes ajustando as curvas medidas em campo às curvas teóricas (KLINK, 2019).

3.2 Central de Resíduos do Recreio - Minas do Leão/RS (CRR)

A Central de Resíduos localizada no município de Minas do Leão no Rio Grande do Sul, fica a aproximadamente 80 km da capital. A CRR conta com uma área de 500 ha, sendo 73 ha destinados para o recebimento de RSU, projetada para tempo de operação de cerca de 23 anos, possuindo tecnologia para tratamento do lixiviado e drenagem dos gases gerados na operação do aterro (DENARDIN, 2013). O monitoramento geotécnico foi feito com a utilização de 20 marcos superficiais e 1 inclinômetro, mas para o trabalho de previsão dos recalques, foram analisadas as deformações verticais dos 6 marcos com recalque mais significativo (DENARDIN, 2013). O aterro foi objeto de estudo de Denardin (2013) e Teixeira (2015), sendo que foram empregados os dados do monitoramento geotécnico para obter alguns dos parâmetros necessários

aos modelos matemáticos de previsão de recalques. No entanto, devido ao não conhecimento da sequência construtiva das células que compõem o aterro e da composição inicial dos resíduos e sua posterior degradação, visando a aplicação da formulação matemática dos modelos, alguns parâmetros tiveram de ser estimados ou correlacionados.

3.3 Aterro Sanitário de São Leopoldo/RS (CRSL)

As células de resíduos sólidos urbanos compreendem o Aterro Remediado e o Aterro Emergencial Fase I, pertencentes ao aterro sanitário Central de Resíduos de São Leopoldo/RS. Inicialmente, o descarte no local ocorreu sem um projeto de engenharia e manutenção adequados (lixão) pela prefeitura municipal, mas posteriormente, foram desenvolvidos projetos de ampliação e remediação. O monitoramento geotécnico foi conduzido por meio de marcos superficiais que foram distribuídos estrategicamente, sendo 8 marcos superficiais dedicados ao monitoramento de recalques no Aterro Remediado, avaliados no período de fevereiro de 2004 a março de 2011. Além disso, 9 marcos superficiais foram designados para o Aterro Emergencial Fase I, monitorados de novembro de 2007 a março de 2011. Para o trabalho foram analisados os 17 marcos superficiais, visando prever os recalques nas áreas do Aterro Remediado e do Aterro Emergencial Fase I (TEIXEIRA, 2015). Nesse aterro, alguns parâmetros de cálculo (medidas de gases, chorume, biodegradação dos resíduos, entre outros) não foram encontrados e a partir disso foram escolhidos os modelos de previsão de recalque que mais se encaixavam nos dados disponíveis. No entanto, foi necessário a estimativa de alguns parâmetros com o auxílio da ferramenta *Solver*.

3.4 Vazadouro de Marambaia em Nova Iguaçu/RJ

Conhecido como "Lixão da Marambaia", o vazadouro atendeu ao município de Nova Iguaçu de 1987 até fevereiro de 2003, quando foi remediado (VAN ELK; CORRÊA; RITTER, 2019). Atualmente o Vazadouro tem área aproximada de 20 ha e está localizado no bairro de Vila de Cava, no Município de Nova Iguaçu. No período de operação, funcionou de forma precária e informal. O volume de RSU e resíduos dos serviços de saúde dispostos no vazadouro até o término de sua vida útil foi estimado em 2.814.751 t (MATTOS, 2005 *apud* VAN ELK; CORRÊA; RITTER, 2019). Devido a pressões dos órgãos ambientais, já que o lixão era localizado às margens do Rio Iguaçu, houve a remediação do mesmo no ano de 2003 após o estabelecimento de um Termo de Ajustamento de Conduta (TAC), visando a recuperação da área degradada. No entanto, o monitoramento geotécnico só foi iniciado no ano de 2008, quando houve a instalação de 20 marcos superficiais. O trabalho de Van Elk, Corrêa e Ritter (2019) na área em questão contou com os dados de monitoramento de 12 marcos, os quais continham medidas mais coerentes. Além disso, foi utilizada a ferramenta *Solver* para adequação dos parâmetros necessários de cada modelo utilizado e visando minimizar o desvio entre as curvas de recalques medidos e calculados.

3.5 Agrupamento das informações disponíveis na literatura

Os modelos de recalque empregados nas áreas de disposição de resíduos estudadas e os resultados obtidos encontram-se resumidos na Figura 1.

Modelos	Parâmetros	Aplicação no(s) aterro(s) e magnitude de recalques (mm) ou desvios encontrados (%)	Observação
Gibson e Lo (1961)	**H** - altura inicial do aterro; **a** e **b** - parâmetros de compressibilidade primária e secundária do resíduo; **λ/b** - taxa de compressão secundária	**CRR:** -1,14% **CRSL (Aterro Remediado e Fase I):** 2,90% e 2,83%	**CRR**: boa concordância **CRSL**: boa concordância
Sowers (1973)	**H**- espessura inicial da camada. **t1** - tempo para conclusão da compressão primária; **t2** - tempo de estimativa de recalque; **C'α** - coeficiente de compressão secundária; **S** - recalque secundário	**CTR-NI:** 160 mm a 365 mm **Vazadouro de Marambaia:** 80 mm a 281mm	**CTR-NI:** estabilização nos 2000 dias **Vazadouro de Marambaia:** boa concordância
Yen e Scanlon (1975)	**m** - taxa de recalque ou velocidade de recalque; **ΔH** - recalques medidos; **Δt** - intervalo de tempo entre as medidas; **a** e **b** - parâmetros que variam com a espessura do aterro e tempo de construção	**CRR:** 72% e -14,92% **CRSL (Aterro Remediado e Fase I):** 12,78% e -11%	**CRR**: fraca concordância, **CRSL**: fraca concordância
Asaoka (1978)	**β0** - constante de inclinação da reta; **β1** - intercepto da reta; **ΔHult** - recalque final	**CRR:** variação para cada marco devido ao método utilizado **CRSL (Aterro Remediado e Fase I):** variação para cada marco devido ao método utilizado	**CRR**: resultados satisfatórios, mas não simula o ajuste de curva **CRSL**: resultados satisfatórios, mas não simula o ajuste de curva
Ling *et al.* (1998)	**H0** - altura inicial do aterro; **a** e **b** - valores obtidos na regressão linear; **ρ0** - taxa de recalque inicial; **Sult** - recalque último esperado (tempo infinito); **ξult** - deformação última	**CTR-NI:** 160 a 365 mm **CRR:** 3,4% e 1,81% **CRSL (Aterro Remediado e Fase I):** -6,37% e 1,22% **Vazadouro de Marambaia:** 66 mm a 781 mm	**CTR-NI**: estabilização em 2000 dias **CRR**: resultados satisfatórios, mas não acompanhou a estabilização do aterro **CRSL**: boa concordância **Vazadouro de Marambaia:** é recomendável a calibração com dados de campo
Edil *et al.* (1990)	**S(t)** - recalque no tempo; **H** - altura inicial do resíduo; **Δσ** - acréscimo de pressão; **m** - compressibilidade de referência; **n** - taxa de compressão	**CRR:** valores variando de -4,69% a 58,8% **CRSL (Aterro Remediado e Fase I):** de -8,39% a -19,03% e de 6,66% a -7,51%	**CRR**: em maiores tempos houve grande desvio **CRSL**: em maiores tempos houve grande desvio para a Fase Remediada, mas boa concordância
Bjarngard e Edgers (1990)	**H** - altura do aterro; **Cα1** - coeficiente de compressão secundária intermediária; **Cα2** - coeficiente de compressão secundária de longo prazo; **tk** - tempo de transição entre as fases de compressão secundária	**CRR:** 1,7% e -0,56% **CRSL (Aterro Remediado e Fase I):** 12,71% e 0,03%	**CRR**: necessidade de ajuste dos coeficientes para obter valores satisfatórios **CRSL**: boa concordância
Gandolla *et al.* (1994)	**H0** - altura inicial dos resíduos; **S** - recalque total; **K** - constante de taxa de decomposição; **a** - constante de recalque unitário; **t** - tempo em meses	**CTR-NI:** 350 mm a 900 mm **CRR:** 33,97% **CRSL (Aterro Remediado e Fase I):** 47,45% e 15,52%	**CTR-NI:** estabilização em 8000 dias **CRR:** fraca concordância **CRSL (Aterro Remediado e Fase I):** boa concordância, visto que os valores medidos e calculados se aproximam por uma linha de 45º
Meruelo (DIAZ *et al.*, 1995)	**H** - altura inicial do aterro em metros; **COD** - quantidade de matéria orgânica biodegradável presente no resíduo por ano; **kh** - coeficiente de hidrolise; **SS** - recalque secundário; **Tc** - tempo de construção do aterro; **t0** - idade do aterro no início das medições; **t'** - tempo; **α** - coeficiente de perda de massa	**CTR-NI:** 160 mm a 365 mm **CRR:** -1,99% **CRSL (Aterro Remediado e Fase I):** 7,40% e 0,38% **Vazadouro de Marambaia:** 81 mm a 164 mm	**CTR-NI:** estabilização em 2000 dias **CRR:** boa aderência **CRSL:** boa aderência **Vazadouro de Marambaia:** boa concordância
Oweis (2006)	**H** - espessura no final do preenchimento; **ΔSs** - recalque de fluência adicional; **tc** - tempo para completar o preenchimento; **t** - tempo em meses após encerramento; **C'α** - coeficiente de compressão secundária; **H0** - altura inicial; **Sd** - recalque de decomposição num tempo t⩾tc; **K**- constante de decaimento durante o enchimento; **K'**- constante de decaimento pós enchimento; **Tc** - tempo para conclusão do preenchimento do aterro; **tpc** - tempo maior que tc; **β** - fração de massa de resíduo que possa potencialmente ser convertida em gás	**CTR-NI:** valores crescentes **Vazadouro de Marambaia:** 273 mm a 1038 mm	**CTR-NI**: não houve estabilização nem em 200 anos **Vazadouro de Marambaia:** resultados conservadores

Figura 1. Parâmetros analisados em cada modelo de previsão de recalques, aplicação nas áreas de estudos e resultados obtidos (adaptado de KLINK, 2019; DENARDIN, 2013; TEIXEIRA, 2015; VAN ELK; CORRÊA; RITTER, 2019).

4 ANÁLISE CRÍTICA

Os modelos empíricos, como os propostos por Yen e Scanlon (1975), Gandolla *et al.* (1994) e Ling *et al.* (1998), são reconhecidos pela sua simplicidade. No entanto, sua principal desvantagem reside na impossibilidade de prever recalques em projetos, exigindo uma quantidade substancial de dados iniciais para ajuste do modelo. Os modelos de Ling *et al.* (1998) e Sowers (1973) são destacados por sua simplicidade e razoável estimativa dos recalques, porém, a calibração com dados de campo é essencial para sua aplicação.

O modelo de Sowers (1973) apresenta a vantagem de possuir uma formulação simples com poucos parâmetros, mas sua limitação reside na dificuldade de determinação confiável do índice de vazios dos RSU. O modelo de Yen e Scanlon (1975), embora útil quando ajustado com dados de campo, torna-se inconsistente em longos períodos, podendo gerar recalques negativos. O método de Asaoka (1978) é apontado como interessante para o acompanhamento e previsão do recalque final, enquanto o modelo hiperbólico de Ling *et al.* (1998) se mostra vantajoso por sua independência em relação ao tempo de construção e espessura da camada de lixo, mas sua aplicabilidade está relacionada às velocidades de recalque, exigindo melhores correlações para tais variáveis. Os modelos de Edil *et al.* (1990) e Bjarngard e Edgers (1990) são reconhecidos por suas formulações empíricas, mas a determinação dos parâmetros a partir de registros históricos dificulta sua extrapolação para condições diferentes. O modelo de Meruelo (DIAZ *et al.*, 1995), baseado em parâmetros físicos, é considerado mais realista por alguns autores (KLINK, 2019), mas sua aplicação requer uma compreensão detalhada das características dos resíduos e das condições do aterro. Finalmente, o modelo Oweis (2006), por sua sofisticação, apresenta muitos parâmetros estimados de forma indireta, o que pode levar a uma expectativa superestimada da vida útil do aterro.

Em todos os trabalhos abordados, a base comparativa dos resultados obtidos e apresentados pelos modelos se limita a comparação das curvas geradas pelo monitoramento geotécnico, sendo, portanto, evidenciada a carência de parâmetros fundamentais para análise dos dados, como as próprias normas, que são justificadas por esse assunto ser relativamente recente. Na calibração de alguns modelos foram utilizados dados de entrada próprios, advindos de ensaios e monitoramento no aterro, mas para determinação de alguns parâmetros foi necessário fazer estimativa do mesmo utilizando o artifíco da regressão, principalmente para o coeficiente de compressão primária dos resíduos. Ademais, os trabalhos abordam a convergência dos modelos, não citando se os valores de recalques encontram-se em intervalos satisfatórios e seguros ou até mesmo, em casos de risco, não é abordado quais medidas devem ser tomadas. Diante disso, a Tabela 1, proposta por Grassi (2005) *apud* Boscov (2008) pode ser utilizada para análise de recalques, pois apresenta como parâmetros a velocidade do mesmo e critérios para tomadas de decisão em cada situação.

Tabela 1: Critérios para tomada de decisão de deslocamento no Aterro CDR Pedreira (adaptado de GRASSI, 2005 *apud* BOSCOV, 2008).

Nível de alerta	Velocidade de deslocamento horizontal e vertical (cm/dia)	Periodicidade recomendada para as leituras	Critérios de decisão e ações preventivas
1	Menor que 0,25	Semanal	Aceitável
2	Entre 0,25 e 1,0	Dois dias	Verificação in situ de eventuais problemas
3	Entre 1,0 e 4,0	Diária	Verificação in situ e intervenções localizadas
4	Entre 4,0 e 14,0	Diária	Paralisação imediata das operações no aterro e intervenções localizadas
5	Maior que 14,0	Diária	Declaração de estado de alerta, paralisação imediata das operações, acionamento da defesa civil para as providências cabíveis

O monitoramento de recalque se inicia, no mínimo, após o encerramento da disposição dos RSU com o alteamento final dos aterros sanitários, e em muitos casos a falta de conhecimento do histórico do aterro, os métodos empregados durante o alteamento e o monitoramento tardio se tornam impasses para a previsão de recalques, pois conflitam com dados necessários para muitos modelos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Segundo Righi (2017), no que diz respeito à atividade relacionada à disposição de RSU, o aterro ainda é considerado pelos operadores o processo mais simples e econômico, já que, na maioria das vezes, os cuidados necessários no período pós-fechamento não são contabilizados. Devido a esse panorama, há grande contaminação nessas áreas, visto que o lixiviado gerado em aterros fechados pode ter igual ou maior potencial de contaminação que os ativos. Nesse sentido é possível observar a dificuldade de aplicação dos modelos de previsão de recalque, visto a necessidade de parâmetros e medições, que muitas vezes não são possíveis de serem adquiridas nos aterros sanitários brasileiros, devido a falta de monitoramento e ausência de instrumentos necessários ao controle ambiental.

O acompanhamento da estabilidade de aterros sanitários ainda é um assunto relativamente novo, portanto carece de fundamentos e normas. Essa lacuna se evidencia na análise dos estudos apresentados, nos quais a comparação direta entre o comportamento dos modelos de previsão de recalque e os dados de campo medidos frequentemente se baseia na mecânica dos solos clássica. Contudo, falta a menção de um intervalo de confiança, que estabeleceria uma margem segura para os recalques, bem como medidas a serem adotadas caso os resultados obtidos não atendam aos critérios de aceitação. Ademais, a Geotecnia Ambiental carece da implementação e desenvolvimento de novas tecnologias voltadas à realidade da disposição de resíduos no Brasil, uma vez que as tecnologias existentes necessitam por vezes de parâmetros inacessíveis. Nesse caso, é necessário a estimativa de muitos deles, impactando diretamente nos resultados obtidos em todas as fases de análise, diminuindo a segurança e aumentando a incerteza em relação ao comportamento dos aterros sanitários brasileiros.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Universidade Federal de Juiz de Fora pelo ensino gratuito e de qualidade, e ainda ao apoio do Programa de Educação Tutorial da Engenharia Civil (PET Civil) financiado pelo Ministério da Educação (MEC).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASAOKA, A. Observational procedure of settlement prediction. *Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. V. 18, n.4, p.87-101, 1978. Disponível em: <https://www.jstage.jst.go.jp/article/sandf1972/18/4/18_4_87/_pdf/-char/ja>. Acesso em: 04 de março de 2024.

BOSCOV, Maria Eugenia Gimenez. *GEOTECNIA AMBIENTAL*. São Paulo: Oficina de Textos, 2008. 248 p

DENARDIN, Gabriela Pippi. *ESTUDO DOS RECALQUES DO ATERRO SANITÁRIO DA CENTRAL DE RESÍDUOS DO RECREIO – MINAS DO LEÃO/RS*. 2013. 93 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2013. Disponível em: <https://repositorio.ufsm.br/handle/1/7816>. Acesso em: 25 out. 2023.

EDIL, T. B.; RANGUETTE, V. J.; WUELLNER, W. W. *Settlement of municipal refuse. In: Geotechnics of Waste Fills – Theory and Practice: ASTM STP 1070*. American Society of Testing and Materials, Philadelphia, Pennsylvania, p. 225–239, 1990. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/279910316_Settlement_of_municipal_refuse>. Acesso em: 04 de março de 2024.

GIBSON, R. E.; LO, K. Y. A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression. *Acta Polytechnica Scandinavica*, c. 10, n. 296, p. 1-16, 1961 .

KLINK, Annik Frasso Corrêa. *Previsão de recalques em aterros sanitários utilizando modelos de compressibilidade: estudo de caso da Central de Tratamento de Resíduos de Nova Iguaçu-RJ*. 2019. 101 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Ambiental, Tratamento e Destino Final de Resíduos Sólidos, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019. Disponível em: <https://www.bdtd.uerj.br:8443/handle/1/10878>. Acesso em: 23 out. 2023.

LING, H.I et al. Estimation of municipal solid waste landfill settlement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 124, n. l, p. 21 - 28, 1998. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/245293674_Estimation_of_Municipal_Solid_Waste_Landfill_Settlement>. Acesso em: 04 de março de 2024.

OWEIS, I. S. Estimate of landfill settlements due to mechanical and decompositional process. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, n. 132, p. 644–650, 2006. Disponivel em:<https://www.researchgate.net/publication/238179776_Estimate_of_Landfill_Settlements_Due_to_Mechanical_and_Decompositional_Processes>. Acesso em: 05 mar. 2024.

PARK, H.; LEE, S. R.; DO, N. Y. Evaluation of Decomposition Effect on Long-Term Settlement Prediction for Fresh Municipal Solid Waste Landfills. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. n. 128, p. 107-118, 2002. Disponível em:<https://www.researchgate.net/publication/245293938_Evaluation_of_Decomposition_Effect_on_Long-Term_Settlement_Prediction_for_Fresh_Municipal_Solid_Waste_Landfills>. Acesso em: 05 mar. 2024.

RIGHI, Júlia de Almeida. *PROPOSTA DE ÍNDICE DE AVALIAÇÃO DE ATERROS DE RESÍDUOS DESATIVADOS A PARTIR DO POTENCIAL POLUIDOR DO LIXIVIADO*. 2017. 190 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE UFRJ, Rio de Janeiro, 2017. Disponível em: <https://pantheon.ufrj.br/bitstream/11422/7342/1/876554.pdf>. Acesso em: 11 mar. 2024.

SOWERS, G. F. *Settlement of waste disposal fills*. In: eighth international conference on soil mechanics and foundation engineering. Moscow, 1973. Disponível em: <https://www.issmge.org/publications/publication/settlement-of-waste-disposal-fills>. Acesso em: 04 de março de 2024.

TEIXEIRA, Marília Coelho. *PREVISÃO E MONITORAMENTO DE RECALQUES EM ATERROS SANITÁRIOS/ ESTUDO DE CASOS: CENTRAL DE RESÍDUOS DE RECREIO – MINAS DO LEÃO/RS E SÃO LEOPOLDO/RS*. 2015. 217 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Ambiental, Recursos Hídricos e Tecnologias Ambientais, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015. Disponível em:<https://repositorio.ufsm.br/handle/1/7642>. Acesso em: 27 out. 2023.

TERZAGHI, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics*. Nova York: John Wiley and Sons. Disponível em: <https://labmekanikatanah.files.wordpress.com/2013/04/karl_terzaghi_theoretical_soil_mechanicsbookfi-org.pdf>. Acesso em: 04 de março de 2024.

VAN ELK, Ana Ghislane Pereira; CORRÊA, Leandro Rangel; RITTER, Elisabeth. Análise de recalques em longo prazo no vazadouro de Marambaia, Nova Iguaçu, Rio de Janeiro. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, [S.L.], v. 24, n. 3, p. 547-557, maio 2019. FapUNIFESP (SciELO). http://dx.doi.org/10.1590/s1413-41522019176034. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/esa/a/zvSNvqDYyRzCgVH3VRn3Fcv/?lang=pt>. Acesso em: 09 mar. 2024.

Yen, B.C. & Scanlon, B. (1975) Sanitary landfill settlement rates. *Journal of Geotechnical Division*, v. 101:5, p. 475-487.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/363

Análise da Curva de Retenção de Água em Rejeitos de Mineração com Polímero: Avaliação Experimental e Numérica das Propriedades Hidráulicas

Giovana Abreu de Oliveira
Engenheira Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil giovana.oliveira@fonntesgeotécnica.com

Paulo Victor Freire Santos
Engenheiro Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, paulovi125@hotmail.com

André Luis Brasil Cavalcante, PhD.
Professor Associado, Doutor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, albrasilc@gmail.com

RESUMO: A investigação da sucção e das propriedades hidráulicas não saturadas em rejeitos de minério de zinco é de suma importância devido aos impactos ambientais associados à disposição desses resíduos. A contaminação do lençol freático por rejeitos de mineração é um problema relevante, sendo crucial compreender e mitigar os processos hidrodinâmicos que afetam a mobilidade e a interação desses materiais com a água subterrânea. Diante disso, neste estudo, foi analisada a sucção de água em rejeitos de minério de zinco, tanto na forma pura quanto com a adição de um aditivo polimérico com capacidade superabsorvente. Por meio de ensaios de curva de retenção de água no rejeito e da curva de condutividade hidráulica não saturada, obtidos tanto experimentalmente quanto mediante a uma simulação numérica computacional, foram determinadas as sucções mátrica e total, permitindo uma comparação entre as propriedades hidráulicas dos rejeitos com e sem a influência da absorção. Essa abordagem será usada como um comparativo fundamental neste trabalho. Além disso, foram exploradas correlações numéricas entre a sucção e propriedades hidráulicas não saturadas, como a condutividade hidráulica. Os resultados destacam a influência significativa do polímero superabsorvente na modificação das propriedades de sucção e no comportamento do fluxo de fluidos nos rejeitos, evidenciando possíveis estratégias para minimizar os impactos ambientais associados à contaminação do lençol freático por rejeitos de mineração.

PALAVRAS-CHAVE: Sucção; Rejeito de Mineração; Propriedades Hidráulicas Não Saturadas; Polímero Suberabsorvente; Contaminação.

ABSTRACT: The investigation of suction and unsaturated hydraulic properties in zinc ore tailings is of paramount importance due to the environmental impacts associated with the disposal of these wastes. Groundwater contamination by mining tailings is a significant issue, making it crucial to understand and mitigate the hydrodynamic processes that affect the mobility and interaction of these materials with groundwater. In this study, water suction in zinc ore tailings was analyzed, both in pure form and with the addition of a superabsorbent polymer additive. Through water retention curve tests on the tailings, obtained both experimentally and through computational numerical simulation, matrix and total suctions were determined, allowing a comparison between the hydraulic properties of the tailings with and without the influence of absorption. This approach will be used as a fundamental comparative in this work. Furthermore, numerical correlations between suction and unsaturated hydraulic properties, such as hydraulic conductivity, were explored. The results highlight the significant influence of the superabsorbent polymer on modifying the suction properties and fluid flow behavior in the tailings, demonstrating potential strategies to minimize the environmental impacts associated with groundwater contamination by mining tailings.

KEYWORDS: Suction; Mining Tailings; Unsaturated Hydraulic Properties; Superabsorbent Polymer; Contamination.

1 INTRODUÇÃO

A atividade minerária é fundamental para a economia do Brasil, tendo gerado um faturamento de R$ 339,1 bilhões em 2021, de acordo com dados do Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM). No entanto, é importante destacar que a mineração também apresenta desafios e impactos ambientais significativos. Para minimizar esses impactos e garantir a sustentabilidade da atividade minerária, é necessário o desenvolvimento de tecnologias mais eficientes e sustentáveis, bem como a adoção de práticas de mineração responsável (IBRAM, 2021).

Um dos grandes problemas da atividade minerária é a contaminação do lençol freático devido a presença de metais pesados e contaminantes no rejeito proveniente do beneficiamento de minérios. Em muitos casos, os rejeitos de mineração podem conter substâncias tóxicas, como metais pesados (por exemplo, chumbo, mercúrio, cádmio) e outros compostos químicos nocivos, que, quando não gerenciados adequadamente, podem infiltrar-se no solo e contaminar as águas subterrâneas, incluindo o lençol freático.

O transporte de substâncias contaminantes ou poluentes no solo pode acontecer devido a diferenças nas velocidades ou concentrações, onde a quantidade de material poluente se move através do líquido presente no solo, principalmente água. Em situações onde há um fluxo rápido da água pelo solo, o transporte principal é conduzido pela dispersão física. Em contraste, em situações de baixa velocidade ou mesmo em condições de repouso, os poluentes migram principalmente por difusão (GILLHAN et al., 1984).

Uma das opções para controlar a disseminação de áreas contaminadas no solo é o emprego de novos materiais geotécnicos alternativos, como polímeros, geossintéticos e fibras. Estudos com geossintéticos têm se difundado bastante nos últimos anos. Já a utilização de fibras é um estudo bastante recente, tendo como um dos precursores o estudo de Vidal (1969) que introduziu a ideia do solo reforçado, ou chamada “terra reforçada” com fibras e Vieira (2021) que introduziu um estudo do potencial de adsorção de fibras de PVDF (fluoreto de polivinilideno), analisando, inclusive, a capacidade da fibra de absorver contaminantes.

Em relação aos polímeros, as pesquisas ainda têm sido mais voltados para a resistência mecânica do material a ser estabilizado. Estudos como os de Alelvan (2022) avaliam o uso de polímeros em rejeitos de mineração, obtendo resultados positivos em relação à redução da umidade dos rejeitos nos processos de empilhamento à seco e à melhoria das propriedades mecânicas dos rejeitos estabilizados, respectivamente. Ademais, Oliveira (2023) estudou um polímero superabsorvente capaz de aumentar significativamente a capacidade de absorção de água no solo.

Com base nas problemáticas trazidas e nas possíveis soluções encontradas, ainda pouco estudadas, propõe-se, neste estudo, a avaliação da influência de um polímero superabsorvente inerte, com base em cinzas vulcânicas e policarilato de sódio, para avaliar a sucção e o transporte de fluidos e contaminantes em rejeito de minério de zinco. Para embasar esta análise, foi conduzido neste estudo o ensaio de curva de retenção de água na matriz de rejeito puro e com adição de polímero a fim de se verificar o comportamento da sucção (total, mátrica e osmótica) do rejeito em ambas as formas e atrelar os resultados a possíveis comportamentos de adsorção, dispersão e sorção dos fluidos.

Posteriormente, entendeu-se relevante avaliar matematicamente outras propriedades hidráulicas não saturadas, como a permeabilidade não saturada, que será feita com base em análises numéricas correlacionadas às formulações descritas por Cavalcante & Zonberg (2017).

2 METODOLOGIA

2.1 Meio Poroso Não Saturado

No contexto da disposição de rejeitos de mineração, o meio poroso não saturado refere-se à condição em que os vazios do material não estão completamente preenchidos com água. Avaliar esta condição é fundamental para compreender a dinâmica da água e dos contaminantes nos rejeitos depositados em pilhas. A fase não saturada influencia diretamente as propriedades hidráulicas do meio, como a capacidade de retenção de água, a sucção capilar e a condutividade hidráulica não saturada, sendo essencial para estimar o potencial de transporte de contaminantes e a interação água-rejeito.

A caracterização das propriedades hidráulicas não saturadas dos rejeitos é de suma importância para uma disposição adequada em pilhas de mineração. Isso permite avaliar os riscos de contaminação do lençol freático e propor estratégias eficazes de mitigação ambiental. O conhecimento das propriedades hidráulicas não saturadas, como a sucção e a condutividade hidráulica não saturada, também é crucial para prever fenômenos como infiltração de água, transporte de contaminantes e estabilidade das pilhas, impactando diretamente na segurança ambiental e na sustentabilidade das operações de mineração.

Essa compreensão é embasada por estudos como os de Bear et al. (1999), que compararam análises de fluxo saturado e não saturado em lagoas revestidas e não revestidas, e também por referências clássicas como os trabalhos de Fredlund e Rahardjo (1993) sobre mecânica dos solos não saturados e demais autores como Freeze e Cherry (1979) e Van Genuchten (1980).

2.1.1 Sucção

A sucção em solos não saturados é um parâmetro fundamental que influencia tanto o comportamento mecânico quanto hidráulico desses materiais. Ela representa o potencial termodinâmico da água nos poros do solo em relação a um estado de referência de água livre. Esse estado de água livre é caracterizado por ausência de solutos dissolvidos, não interação com outras fases que causem curvatura na interface ar-água e ausência de forças externas que não a gravidade (Lu e Likos, 2004). Os mecanismos físicos e físico-químicos que contribuem para a sucção total do solo são aqueles que reduzem o potencial da água nos poros em relação a esse estado de referência.

A relação termodinâmica entre a sucção do solo, ou seja, a energia livre da água no solo, e a pressão parcial do vapor de água nos poros é fundamental para compreender como a sucção influencia o transporte de contaminantes e o comportamento hidráulico dos solos não saturados. A partir da curva de retenção de água, que descreve a relação entre sucção e teor de umidade volumétrica, é possível modelar propriedades como a permeabilidade (Cavalcante & Zonberg, 2017). Essa compreensão é essencial para avaliar os riscos de contaminação do lençol freático por metais, como destacado nos estudos de Alcântara (2020).

A sucção total do solo é geralmente composta por duas parcelas distintas: sucção mátrica e sucção osmótica. A sucção mátrica é atribuída às interações entre a água nos poros e os sólidos do solo, também conhecidos como matriz do solo (Lu e Likos, 2004). Essa sucção reflete o potencial termodinâmico da água nos poros em relação à matriz sólida do solo, influenciando diretamente as propriedades hidráulicas e o comportamento de retenção de água do solo não saturado. Por outro lado, a sucção osmótica está associada à presença de solutos dissolvidos, como sais, na água do solo (Camapum de Carvalho et al., 2015).

Para este estudo, o foco principal está na sucção mátrica, uma vez que ela descreve as interações físicas entre a água e os sólidos do solo, que são importantes para compreender a capacidade de retenção de água e a resposta hidráulica dos rejeitos de mineração. A sucção mátrica será representada e analisada por meio da curva de retenção de água no solo, a qual estabelece a relação entre a sucção do solo e o teor de umidade volumétrica da água (θw).

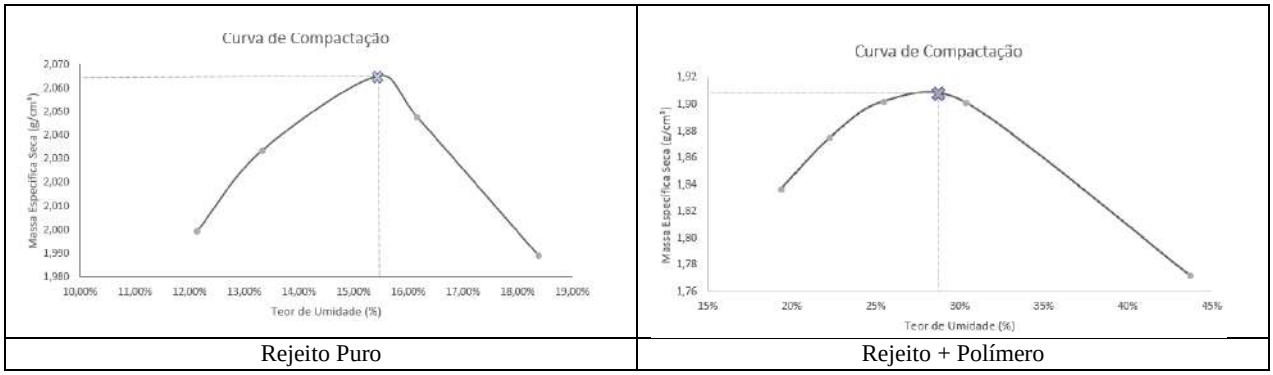
2.1.2 Curva de Retenção de Água no Solo

A curva de retenção de água no solo é essencial para compreender as propriedades dos solos não saturados, pois estabelece a relação entre a sucção do solo e o teor de umidade volumétrica da água (θw). Conforme discutido por Lu e Likos (2004), em condições de baixo teor de umidade e altos valores de sucção, a água nos poros se mantém principalmente na forma de filmes finos nas superfícies das partículas, sendo a adsorção o mecanismo dominante. Em contraste, em condições de alto teor de umidade e baixos valores de sucção, a capilaridade torna-se o principal mecanismo de retenção, influenciada pela estrutura das partículas, pelos poros e pela distribuição granulométrica do solo (Edlefsen e Anderson, 1943). Para determinar a curva característica de água no solo, foram realizados ensaios seguindo a metodologia do papel filtro, conforme a norma ASTM D 6836 (2002).

Esses dados são importantes porque permite entender como o solo retém e libera a água, o que é fundamental para o manejo da água no solo em diversas aplicações. Com base na curva de retenção de água no solo, é possível determinar a quantidade de água que um solo pode reter, o tempo que leva para a água se infiltrar no solo e a quantidade de água disponível depois de infiltrada. (Barreto et al, 2012). Com isso, torna-se possível entender como a ação do Polímero Superabsorvente no rejeito de minério de zinco atua em relação à sua capacidade de retenção de água e de contaminação do lençol freático.

O ensaio é realizado colocando-se as amostras de rejeito e compósito e um papel filtro em um recipiente hermético, permitindo a equalização de umidade entre eles, seguindo a norma ASTM D 6836 (2002). Após a equalização, mede-se o teor de umidade gravimétrico do papel filtro e, através de uma curva de calibração fornecida pela norma, é possível determinar a sucção do papel filtro, que será a mesma do solo. Isso possibilita obter um ponto da curva característica de retenção de água do solo.

A obtenção da curva característica de retenção de água do solo pela trajetória de umedecimento inicia-se com a moldagem dos corpos de prova (CPs). Foram moldados 11 corpos de prova para rejeito puro e 11 para os compósitos, considerando, para ambos, a trajetória de umedecimento. A moldagem dos anéis seguiu os teores de umidade ótimos obtidos em ensaio de compactação Proctor Normal, sendo 15% para o rejeito puro e 28% para o rejeito com adição de polímero superabsorvente. A massa específica de moldagem foi a massa específica ótima determinada pelo Proctor Normal, que foram respectivamente, 2,06 e 1,91 g/cm³, conforme apresentado na Figura 1. Após a moldagem, os CPs foram deixados secar por 7 dias até atingir a umidade higroscópica.



Rejeito Puro	Rejeito + Polímero

Figura 1 – Curvas de compactação

O umedecimento dos anéis foi realizado mediante gotejamento conforme ilustrado na Figura 1. Vale ressaltar que o gotejamento foi feito lentamente para simular o umedecimento gradual do rejeito em suas condições naturais. Para gerar a curva de retenção de água no solo, a saturação foi feita nos 11 anéis, variando de 10 em 10 % no grau de saturação, a partir de um anel em condições higroscópicas. Após saturados, o papel filtro foi colocado cuidadosamente na extremidade superior, em contato com o solo, para medir a sucção matricial, e na parte inferior, com uma rede entre o anel e o papel, para determinação da sucção total. Em seguida, os anéis foram embrulhados em papel filme e papel alumínio e colocados em caixa de isopor em ambiente com média de 20ºC, deixando equalizar por 15 dias.

Figura 2 – Etapas de tratamento do anel filtro (saturação, posicionamento e armazenamento)

Após a equalização, os anéis foram retirados e foi feita a pesagem do papel filtro de cada um deles, pegando-os cuidadosamente com uma pinça e colocando em cápsulas lacradas dentro da balança de precisão. A pesagem foi feita em 5 minutos, anotando as medidas a cada 10 segundos no primeiro minuto e a cada 30 segundos nos 4 minutos restantes. Esses dados foram utilizados para a plotagem da curva da raiz do tempo pelo grau de saturação e, posteriormente, a obtenção da curva de retenção de água no solo através da calibração do papel filtro Whatmann, utilizando a curva proposta por Cavalcante & Zonberg (2017) conforme as equações:

$$\theta(\Psi) = \exp(-\delta_{cz}\,\Psi) \quad (1)$$

$$\Psi(\theta) = \frac{1}{\delta_{cz}} \ln\left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right) \quad (2)$$

2.1.3 Condutividade Hidráulica Não Saturada

A condutividade hidráulica não saturada é um parâmetro fundamental na caracterização do fluxo de água em solos não saturados. Sua representação gráfica relaciona a condutividade hidráulica do solo não saturado com seu teor de umidade volumétrica ou sucção total correspondente.

Em solos não saturados, a condutividade hidráulica (kw) é influenciada pela estrutura e dimensão dos poros, bem como pelo teor de umidade volumétrica da água e pelo histórico de saturação do solo (Masrouri et al., 2008). Assim como a curva de retenção de água no solo, diversos pesquisadores propuseram equações para estimar a condutividade hidráulica não saturada, relacionando-a com a sucção ou com o teor de umidade volumétrica (Gardner, 1958; Brooks e Corey, 1964; Van Genuchten, 1980; Cavalcante e Zornberg, 2017).

Conforme apresentado, foram realizados ensaios de curva de retenção de água no solo pelo método do papel filtro, resultando em dados de sucção. Com esses valores, juntamente com ensaios simples de percolação no rejeito previamente realizados, pretendeu-se explorar numericamente as propriedades de condutividade hidráulica não saturada. Utilizou-se a formulação proposta por Cavalcante e Zornberg (2017), descrita nas equações (3) e (4) a seguir. O ajuste de curva foi realizado por meio de um programa executado no software Wolfram Mathematica.

$$k_w(\Psi) = k_s \exp(-\delta_{cz} |\Psi|) \quad (3)$$

$$k_w(\theta) = k_s\left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right) \quad (4)$$

2.2 Transportes de contaminantes em rejeito de mineração

O transporte de contaminantes em rejeitos de mineração, especialmente metais pesados, é uma preocupação ambiental significativa devido aos riscos potenciais de contaminação do lençol freático e de ecossistemas aquáticos. Estudos como o de Aghili & Hosseinzadeh (2018) demonstram que a lixiviação desses metais pode ocorrer em condições não saturadas, resultando em um transporte significativo para as águas subterrâneas.

Previamente a esta pesquisa, foram realizados, conforme a Norma ABNT NBR 10.007:2004, ensaios de classificação dos resíduos sólidos com o rejeito de minério de zinco utilizado nos ensaios para determinação da curva de retenção deste estudo. Esses ensaios revelaram desvios em relação aos padrões de referência para os parâmetros cádmio, chumbo, fluoreto, manganês, selênio e sulfato no extrato solubilizado, indicando a presença desses metais em concentrações acima dos limites permitidos. A informação acerca da classificação desse rejeito, qualificando-o como Classe I – Resíduo Perigoso, motivaram o principal foco deste estudo que é o de compreender e estudar formas de evitar a contaminação do lençol freático pelos metais presentes nesse tipo de rejeito, além de explorar a capacidade do polímero superabsorvente (SAP) de reter a água no rejeito e retardar o processo de transporte desses contaminantes até o lençol freático.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Curva de Retenção de Água no Solo

3.1.1 Modelo Experimental

Conforme descrito no item *2.1.2*, os ensaios foram conduzidos de acordo com a metodologia descrita e, após os 20 dias de armazenamento dos anéis para equalização das amostras com o papel filtro, foi possível obter os resultados. A utilização das umidades medidas no papel filtro para determinar a sucção fornece a base necessária para construir a curva de calibração. Conforme mencionado no item 2.3, foi utilizada as formulações disponíveis para o papel filtro Whatmann, baseando-se na metodologia de de Cavalvante e Zonberg (2017) para calibrar a curva, através de programa executado no software Wolfram Mathematica, e determinar a sucção. Assim feito, obteve-se as curvas que são apresentadas na Figura 3.

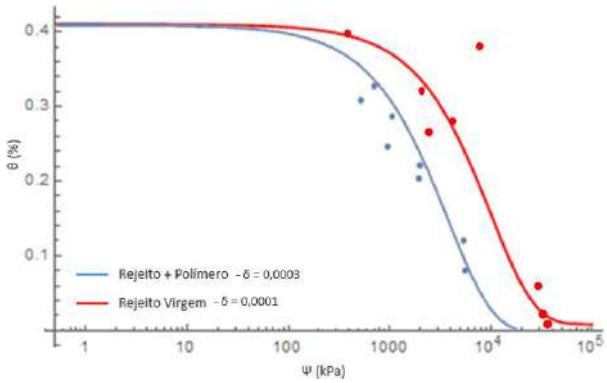


Figura 3 – Curva de Retenção de Água no Solo – Resultados Experimentais

Os resultados da análise das curvas de sucção indicaram que a matriz de rejeito com adição de polímero superabsorvente apresentou sucções menores em comparação com a matriz pura, o que é um achado significativo. A redução na sucção observada na matriz com adição de polímero pode ser explicada pela capacidade do polímero de reter água, limitando assim a disponibilidade de água livre no sistema. O polímero superabsorvente, ao absorver e reter a umidade, parece influenciar diretamente a capacidade de sucção do material, conforme evidenciado pelos resultados.

No entanto, é importante destacar que essa redução na sucção da matriz com adição de polímero pode ter implicações diversas, dependendo das aplicações específicas. Por exemplo, em termos de controle de estabilidade e movimentação de rejeitos, uma menor capacidade de sucção pode ser vantajosa, reduzindo a movimentação de água dentro da matriz de rejeitos, o que pode, por sua vez, reduzir a lixiviação de contaminantes. Por outro lado, para determinadas aplicações como processos de drenagem ou manejo de água, uma menor capacidade de sucção pode ser considerada desfavorável, uma vez que pode dificultar o gerenciamento eficiente da umidade nos rejeitos, exigindo adaptações nas estratégias de gestão de resíduos. Assim, é necessário considerar esses resultados em conjunto com os objetivos específicos de cada contexto de aplicação para uma avaliação completa dos impactos do polímero superabsorvente na sucção e no comportamento dos rejeitos de mineração.

3.2 Curva da condutividade hidráulica não saturada

Conforme descrito no item *2.1.3*, com os resultados dos ensaios de papel filtro que determinaram os valores de sucção do rejeito puro e com adição de polímero, foi possível simular um modelo matemático com base nas formulações descritas por Cavalcante & Zonberg (2017), que correlaciona os valores de sucção e de teor de umidade volumétrica, obtidos no ensaio de curva de retenção, e permeabilidade (k_s), também obtido experimentalmente. A Tabela 1 apresenta os valores de k_s para as duas matrizes de rejeito, que foram utilizados para obter a curva da condutividade hidráulica não saturada. Em seguida, a Figura 4 apresenta a curva plotada.

Tabela 1 - Resultados dos ensaios de permeabilidade à carga variável.

Amostra	k_{20}1(m/s)	k_{20}2(m/s)	k_{20}3(m/s)	k_{20}4(m/s)	k_{20}5(m/s)	**k_{20} med (m/s)**	Carga Hidráulica (m)
Rejeito	6,3 x 10^{-8}	6,1 x 10^{-8}	7,8 x 10^{-8}	7,4 x 10^{-8}	7,6 x 10^{-8}	**7,1 x 10^{-8}**	1,88
Rejeito + Polímero	4,4 x 10^{-8}	4,3 x 10^{-8}	3,9 x 10^{-8}	3,4 x 10^{-8}	5,9 x 10^{-8}	**4,4 x 10^{-8}**	1,78

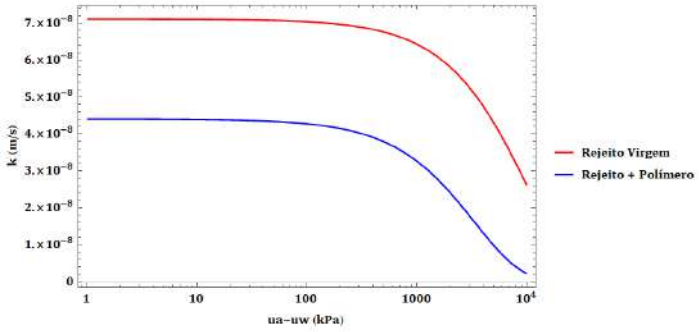


Figura 4 – Curva da condutividade hidráulica não saturada

Com base nos resultados dos ensaios de permeabilidade, observou-se uma ligeira diminuição no coeficiente de permeabilidade com a adição do polímero superabsorvente (SAP) em comparação com a amostra de rejeito puro. Além disso, os resultados das amostras tratadas com o polímero mostraram-se mais próximos entre si. Esses resultados sugerem que o polímero pode ter um efeito de obstrução dos poros, reduzindo a capacidade de fluxo no material e potencialmente melhorando sua estabilidade. No entanto, é importante ressaltar que esses efeitos podem variar dependendo da dosagem dos materiais e da capacidade de absorção intrínseca do SAP, o que deve ser considerado em estudos mais abrangentes para uma compreensão completa dessas interações.

Ao plotar a curva de permeabilidade hidráulica não saturada em relação à sucção, foi possível observar que a curva da amostra de rejeito com polímero superabsorvente também apresentou resultados inferiores à curva da amostra de rejeito puro. Essa tendência de redução na permeabilidade hidráulica não saturada com a presença do polímero reforça a observação anterior de que o polímero pode atuar na obstrução dos poros, limitando a capacidade de fluxo de água no material. Esses dados são importantes para compreender não apenas as propriedades hidráulicas dos rejeitos de mineração tratados com o polímero, mas também para avaliar o potencial impacto dessas alterações nas estratégias de gestão e mitigação dos impactos ambientais associados à disposição desses resíduos.

4 CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos neste estudo, é evidente que a adição do polímero superabsorvente (SAP) teve impactos significativos nas propriedades hidráulicas e na capacidade de sucção dos rejeitos de mineração de minério de zinco. A análise das curvas de sucção e permeabilidade hidráulica não saturada revelou uma diminuição tanto na sucção quanto na permeabilidade das amostras tratadas com o SAP em comparação com as amostras de rejeito puro. Essa redução pode ser atribuída ao efeito de obstrução dos poros causado pelo polímero, limitando a capacidade de fluxo de água no material. No entanto, esses efeitos podem variar dependendo da dosagem do polímero e de sua capacidade de absorção intrínseca, destacando a importância de estudos mais abrangentes para compreender completamente essas interações.

Os resultados também destacam implicações práticas importantes para a gestão ambiental de rejeitos de mineração. Enquanto a redução na capacidade de sucção e permeabilidade pode contribuir para a estabilidade e controle de movimentação dos rejeitos, especialmente em termos de mitigação de riscos ambientais, como contaminação do lençol freático, também pode apresentar desafios em certos contextos, como no manejo da drenagem e controle de umidade. Portanto, a utilização do Polímero Superabsorvente (SAP) em rejeitos de mineração requer uma análise dos impactos nas propriedades hidráulicas e na resposta do material a diferentes condições ambientais, visando alcançar um equilíbrio entre a estabilidade do depósito e a eficiência das práticas de gestão ambiental. Esses resultados fornecem uma base sólida para futuros estudos e desenvolvimento de estratégias mais eficazes e sustentáveis para a disposição e controle de rejeitos de mineração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aghili, S., Vaezihir, A. & Hosseinzadeh, M. (2018). Distribution and modeling of heavy metal pollution in the sediment and water mediums of Pakhir River, at the downstream of Sungun mine tailing dump, Iran. *Environ Earth Sci* 77, 128. https://doi.org/10.1007/s12665-018-7283-z.

Alcântara, D. V. (2020) *Proposta de Modelo Cinético de Adsorção e Dessorção Aplicado aos Processos de Contaminação de Solos por Metais*. Dissertação Mestrado – Universidade de Brasília, Brasília, 117 p.

Alelvan, G. M. (2022). *Análise Mecânica e Microestrutural de Rejeito de Minério de Ouro Estabilizado Com Solução Polimérica*. Tese (Doutorado em Geotecnia) — Universidade de Brasília, Brasília, 171p.

ABNT. NBR 10007:2004: *Amostragem de resíduos sólidos*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004.

ASTM. D6836-02: *Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic Curve for Desorption Using a Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, or Centrifuge*. ASTM International, 2002

Bear, J., Cheng, A. H.-D., Sorek, S., & Ouazar, D. (1999). Seepage into unlined and lined ponds: Comparison between unsaturated and saturated flow analyses. *Water Resources Research*, 35(5), 1461-1469.

Brooks, R. H., & Corey, A. T. (1964). Hydraulic properties of porous media. *Hydrology Papers (No. 3)*. Colorado State University.

Camapum de Carvalho, J., et al. Solos não saturados no contexto geotécnico. *MATEC Web of Conferences*, 2015, p. 01012. DOI: 10.1051/matecconf/202133701012.

Cavalcante, A. L. B., & Zornberg, J. G. (2017). Efficient Approach to Solving Transient Unsaturated Flow Problems. I: Analytical Solutions. *International Journal of Geomechanics*, 1–17.

Edlefsen, N. E., & Anderson, A. B. Thermodynamics of Soil Moisture. *Hilgardia*, 1943, 15(2), 31-298. DOI: 10.3733/hilg.v15n02p031.

Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, Inc., 507p.

Freeze, R. A., & Cherry, J. A. (1979). *Groundwater*. Prentice-Hall.

Gardner, W. R. (1958). Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil Science*, 85(4), 228-232.

Gillham, R. W. *et,al.* An Advection-Diffusion Concept for Solute Transport in Heterogeneous Unconsolidated Geological Deposits. Water Resources Research, 20(3), 369–378

Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM). *Setor mineral: valores de produção, de exportações e de tributos quase dobram no 1º semestre de 2021*. 2021. Disponível em: <https://ibram.org.br/ibram-principais-eventos/>. Acesso em: dez. 2023.

Lu, N., & Likos, W. (2004). *Unsaturated Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Hoboken, NJ, 584p.

Masrouri, F., Fox, P. J., & Palty, J. (2008). Hydraulic conductivity functions of unsaturated soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(2), 123-137. DOI: 10.1007/s10706-007-9143-2.

Oliveira, G, A, O. (2023). *Estabilização química de rejeito de minério de ferro com polímero superabsorvente*. Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Van Genuchten, M. T. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Society of America Journal, 44(5), 892-898.

Vidal, H. (1969). The principle of reinforced earth. Highway Res. Record, 282: 1– 16.

Vieira, G, M, D. (2021). *Avaliação do potencial de adsorção de atrazina em solo pela inserção de fibras de PVDF (Fluoreto de Polivinilideno).* 2021. xxi, 89 f., il. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2021.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/364

Análise da Dinâmica de Sucção do Solo em Londrina/PR e Sua Relação com Eventos Climáticos

Alana Dias de Oliveira
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, Brasil, alanaoliveira@utfpr.edu.br

Bruno Henrique de Lima
Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, bruno.henrique1@uel.br

Renan Felipe Braga Zanin
Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, renanzanin@uel.br

Flávia Gonçalves Pissinati Pelaquim
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, Brasil, fgoncalves@professores.utfpr.edu.br

Raquel Souza Teixeira
Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, raquel@uel.br

RESUMO: A tensiometria, uma técnica essencial na engenharia geotécnica e hidrologia, é fundamental para entender as interações entre água e solo. Este estudo explora a tensiometria no solo argiloso e laterítico de Londrina/PR, focando na dinâmica de sucção e saturação em resposta a variações climáticas. Quatro tensiômetros, coletando dados semanalmente por dois anos, registraram sucções de 2 a 40 kPa, refletindo a capacidade moderada do solo em reter água. As leituras variaram significativamente entre períodos úmidos e de estiagem, com menores sucções indicando maior saturação. Um destaque foi a influência de uma forte precipitação em março de 2021, que seguiu uma resposta linear nas sucções do solo, sugerindo uma complexa interação entre eventos climáticos e propriedades do solo. Foi observado que, quanto maiores as sucções iniciais, maiores foram as reduções na sucção após eventos de precipitação. A análise também revelou que a profundidade influencia a resposta da sucção do solo, com tensiômetros instalados a 25, 50, 75 e 90 cm apresentando diferentes respostas, sendo os tensiômetros mais profundos (75 cm e 90 cm) os que apresentaram leituras mais estáveis. Esses achados sublinham a importância da tensiometria para entender a hidráulica do solo em aplicações geotécnicas e de gestão de recursos hídricos.

PALAVRAS-CHAVE: Tensiometria, Monitoramento Hidrológico, Solo Argiloso, Propriedades Hidráulicas do Solo.

ABSTRACT: Tensiometry, an essential technique in geotechnical engineering and hydrology, is fundamental for understanding soil-water interactions. This study explores tensiometry in the clayey and lateritic soils of Londrina/PR, focusing on the dynamics of suction and saturation in response to climatic variations. Four tensiometers, collecting data weekly over two years, recorded suctions ranging from 2 to 40 kPa, reflecting the soil's moderate water retention capacity. The readings varied significantly between wet and dry periods, with lower suctions indicating higher saturation. A notable observation was the influence of a heavy rainfall event in March 2021, which did not follow a linear response in soil suctions, suggesting a complex interaction between climatic events and soil properties. It was observed that higher initial suctions were associated with greater reductions in suction after precipitation events. The analysis also revealed that depth influences the soil suction response, with tensiometers installed at 25, 50, 75, and 90 cm showing different responses, with the deeper tensiometers (75 cm and 90 cm) exhibiting more stable readings. These findings underscore the importance of tensiometry in understanding soil hydraulics for geotechnical applications and water resource management.

KEYWORDS: Tensiometry, Hydrological Monitoring, Clayey Soil, Soil Hydraulic Properties.

1 INTRODUÇÃO

Estudos realizados por Mirzaii e Yasrobi (2012) apontam que, em solos não saturados, a permeabilidade é influenciada principalmente por dois fatores: a tensão vertical e a sucção matricial. Estes controlam o teor de água no solo, de modo que um aumento na sucção matricial resulta na redução do teor de água e, consequentemente, numa diminuição significativa da permeabilidade. Adicionalmente, foi observado que a condutividade hidráulica em solos não saturados pode variar significativamente em resposta às alterações na sucção matricial, o que evidencia uma relação direta com a curva característica solo-água durante processos de umedecimento e secagem (FREDLUND *et al.*, 1994; JIMÉNEZ *et al.* 2020).

Considerando que a infiltração de água eleva o grau de saturação em solos não saturados, provocando mudanças na pressão da água contida nos poros e, consequentemente, nas características de infiltração (JIMÉNEZ *et al.* 2020), torna-se fundamental entender a interação entre os parâmetros hidráulicos e constitutivos dos solos não saturados com as condições iniciais e de contorno enfrentadas em diversos desafios geotécnicos relacionados à infiltração de água. Projetos inadequados de estruturas de infiltração podem levar a problemas como colapso, expansão, erosão interna e impactos negativos em fundações próximas (LEÃO CARVALHO, 2013; ASSADOLLAHI; NOWAMOOZ, 2017). Nesse contexto, a tensiometria emerge como uma técnica crucial, proporcionando medições precisas da pressão da água no solo, ou sucção, fundamentais para a análise do grau de saturação e das propriedades hidráulicas do solo (CHENG *et al.* 2021).

Portanto, este trabalho se dedica a explorar a aplicabilidade da tensiometria na análise da sucção e do grau de saturação do solo, com um olhar voltado para as características específicas dos solos de Londrina/PR, Brasil. A natureza argilosa e laterítica desses solos demanda uma investigação aprofundada, essencial para otimizar a gestão dos recursos hídricos e para planejar infraestruturas resilientes às variações climáticas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Contexto Geotécnico e Características Hidráulicas

Realizado em Londrina, Paraná, este trabalho foca no solo local, situado em uma zona climática Cfa (KÖPPEN; GEIGER, 1928), caracterizada por um clima subtropical úmido. A temperatura média anual é de 22°C, variando entre 11°C e 34°C (INMET, 2022). Londrina está na bacia do rio Tibagi, sobre o Aquífero Serra Geral, fazendo parte dos Sistemas Aquíferos Serra Geral e Guarani, essenciais para o abastecimento hídrico de cerca de 40% da população do Paraná (ITCG, 2018; Celligoi *et al.*, 2019). A geologia inclui o Grupo São Bento e a Formação Serra Geral, com derrames basálticos da era Mesozoica (MINEROPAR, 2001; ITCG, 2018).

O solo é granulometricamente classificado como argila siltosa e silte arenoso, com e sem defloculante, respectivamente (GONÇALVES *et al.*, 2018; OLIVEIRA, 2023). Adicionalmente, Teixeira *et al.* (2010) classificaram o solo como LG', um solo argiloso laterítico, utilizando o ensaio MCT (Miniatura Compactado Tropical). Pelaquim (2021) designou o solo como um silte de alta compressibilidade (MH) segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). As propriedades físicas e hidráulicas do solo são resumidas na Tabela 1.

Tabela 1. Propriedades Físicas e Hidráulicas do Solo – Até 1 m de profundidade.

Propriedade	Valor
Massa Específica dos Sólidos – ρ_s (g/cm³)	3,03
Limite de Liquidez – LL (%)	51
Limite de Plasticidade – LP (%)	13
Teor de Umidade Natural em Campo – w (%)	38,5
Grau de Saturação em Campo – Sr (%)	64,0
Coeficiente de Permeabilidade Saturado (Laboratório) – k_s (cm/s)	10^{-4}
Coeficiente de Permeabilidade Saturado (Campo) – k_s (cm/s)	10^{-3}

Fonte: Adaptado de Gonçalves *et al.* (2018) e Oliveira (2023)

As curvas características solo-água para o ramo de secagem, estudadas em amostras indeformadas por Oliveira *et al.* (2022) e ajustadas conforme Gitirana Jr. e Fredlund (2004), são ilustradas na Figura 1. Até 1.000

kPa, os dados foram obtidos utilizando a panela de pressão de Richards, e para valores superiores, a técnica do papel filtro foi empregada. Reitera-se que o foco deste estudo foi exclusivamente no ramo de secagem devido à relevância específica dessa fase para a dinâmica de sucção observada em condições de diminuição do teor de água no solo.

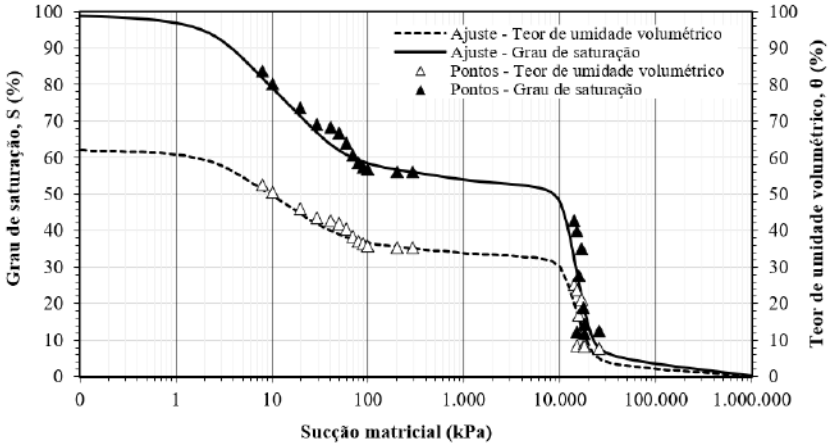


Figura 1 – Curva característica solo-água para o ramo de secagem.

2.2 Monitoramento

Os tensiômetros foram posicionados no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da UEL, cujas coordenadas são 23°19'40,4"S e 51°12'06,3"W. O reconhecimento geotécnico do perfil do solo local foi realizado por meio de sondagens de simples reconhecimento com SPT (Standard Penetration Test) e revelou um perfil de argila siltosa, variando de muito mole a dura, com cores vermelho escuro e variegada, até a profundidade de 18 metros. O nível de água não foi encontrado até essa profundidade na data da sondagem.

Os tensiômetros foram locados próximos a poços de infiltração e furos de sondagem, inseridos durante outros experimentos. Foram instalados quatro tensiômetros SoloTest® (T01 a T04), como indicado na Figura 2. Cada tensiômetro foi instalado em uma profundidade diferente, com as pedras porosas posicionadas nas seguintes profundidades: T01 a 90 cm, T02 a 75 cm, T03 a 50 cm, e T04 a 25 cm. Cada tensiômetro consiste em uma haste de PVC de 90 cm, com uma ponta conectada a um vacuômetro de aço inoxidável (0 a 760 mmHg) e a outra a uma pedra porosa.

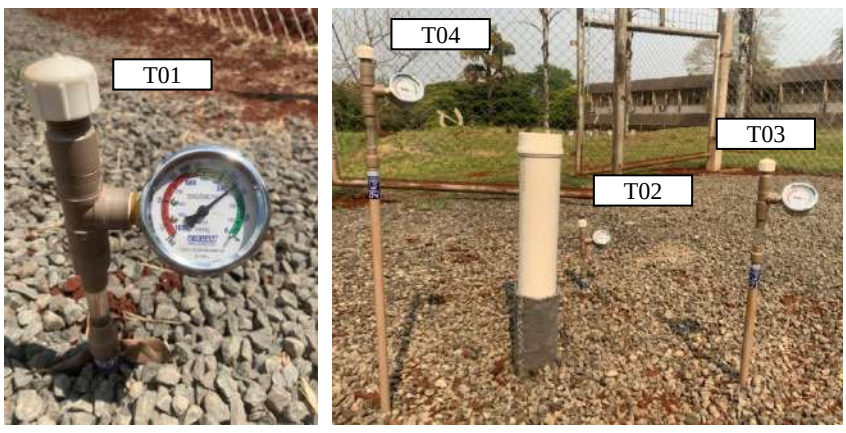


Figura 2. Profundidade de instalação dos tensiômetros.

A calibração envolveu a saturação com água destilada, remoção de bolhas com bomba de vácuo e testes de pressão. A instalação no campo usou um trado de 1” de diâmetro, com os tensiômetros colocados em profundidades especificadas na Figura 2, visando análise radial das variações de sucção. O monitoramento da sucção foi realizado semanalmente por um ano, totalizando 48 leituras de setembro de 2020 a setembro de 2021. E, duas vezes por semana por um ano, totalizando 96 leituras de março de 2023 a março de 2024.

Os dados de chuva foram obtidos a partir do Banco de Dados Meteorológicos do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), coletados por um pluviômetro instalado nas coordenadas 23°19'32" S e 51°08'30" W, e altitude: 566 metros.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 3 apresenta as leituras dos tensiômetros T01, T02, T03 e T04, enquanto a Figura 4 compila as leituras dos tensiômetros T02, T03 e T04, ambas ao longo de um ano.

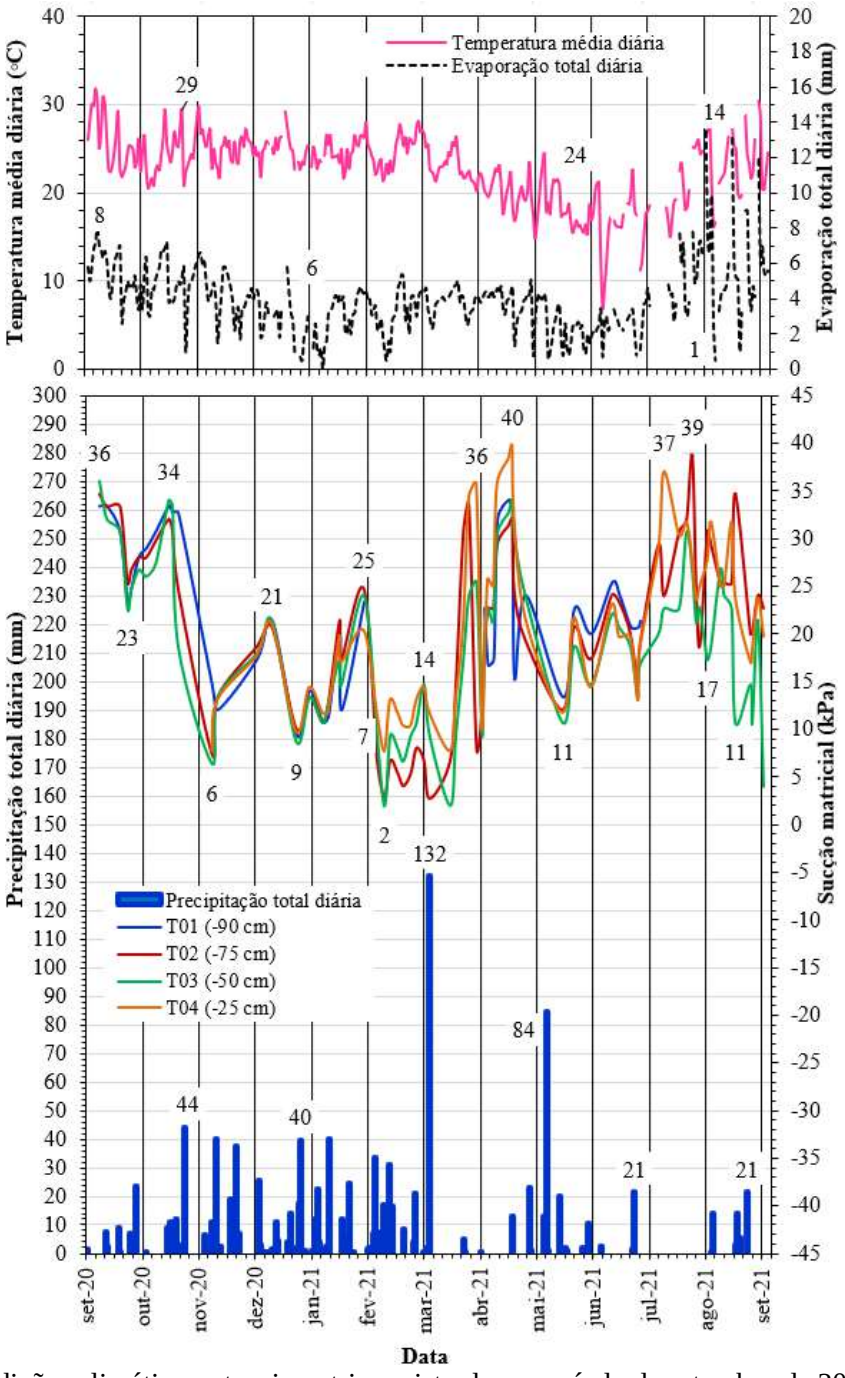


Figura 3. Condições climáticas e tensiometria registrada no período de setembro de 2020 a setembro de 2021. Fonte: INMET (2022)[1] e Oliveira (2023)

[1] Disponível em: https://bdmep.inmet.gov.br/. Acesso em 30 de set. de 2023

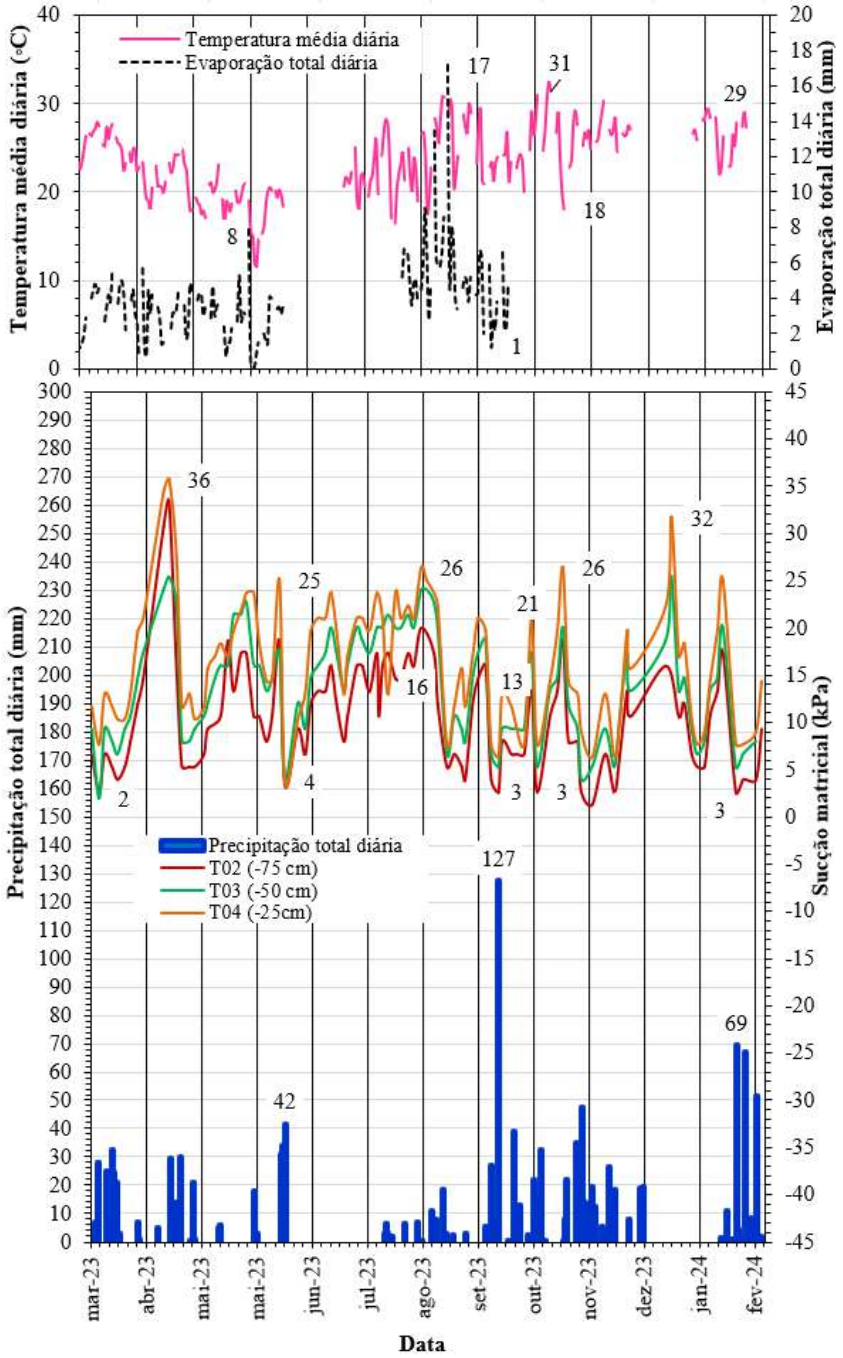


Figura 4. Condições climáticas e tensiometria registrada no período de março de 2023 a março de 2024. Fonte: INMET (2024)[2]. Nota: O T01 não foi considerado nesta análise pois foi retirado do campo.

Essas leituras são correlacionadas com a precipitação e evaporação total diária, além das temperaturas médias. Ressalta-se que para o período de 31/12/2023 a 31/01/2024, ainda há dados de precipitação, temperatura e evaporação indisponíveis no INMET.

Observa-se que a maioria dos valores de sucção variam de baixos, com um mínimo de 2 kPa, a moderados, alcançando um máximo de 40 kPa. Isso indica uma capacidade moderada de retenção de água pelo solo. Valores mais baixos de sucção sugerem um solo mais saturado ou eficiente na retenção de água, particularmente quando o solo laterítico contém uma porção significativa de argila, enquanto valores mais elevados indicam um solo mais seco ou menos retentivo, característica observada quando o solo laterítico apresenta uma textura mais arenosa (LIKOS; JAAFAR, 2013; OLIVEIRA *et al.*, 2022).

[2] Disponível em: https://bdmep.inmet.gov.br/. Acesso em 29 de jun. de 2024

De maneira geral, os dados dos tensiômetros revelam uma variação clara nas sucções durante os períodos úmidos, com sucções mais baixas, e os períodos secos, com sucções mais elevadas. Analisando a Figura 3, observa-se que para uma mesma data em abril de 2021, por exemplo, os tensiômetros registraram sucções matriciais próximas a 40 kPa na superfície (-25 cm) e aproximadamente 34 kPa em profundidades maiores (-90 cm).

No entanto, houve dias em março e maio de 2021, que esses valores foram significativamente menores, com sucções mínimas medidas próximas a 2 kPa e 11 kPa, respectivamente. Essas observações são complementadas pelas descobertas de Jiménez *et al.* (2020), que destacam que as tensões de sucção em solos não saturados dependem do período de análise, apresentando aumento na estação seca e diminuição na estação úmida. O estudo também ressalta a importância dos ciclos de histerese hidráulica, evidenciando que as variações espaciais e temporais nas tensões de sucção se comportaram de maneira semelhante.

É importante destacar que a maior precipitação diária registrada em março de 2021, alcançando 132 mm, resultou em um evento de alagamento significativo em um dos pontos considerados cartão postal da cidade de Londrina/PR. Após esse evento, o tensiômetro T03 indicou a maior variação de sucção passando de 14 para 2 kPa, na profundidade de -50 cm. Entretanto, a análise dos dados de todos os tensiômetros indica que a reação da sucção do solo às precipitações não é imediata: após dias com maior volume de chuva, os níveis de sucção do solo não diminuem de forma uniforme. Ou seja, há um tempo de resposta.

Então, este efeito retardado da sucção aos eventos de precipitação, sugere uma relação complexa que provavelmente é influenciada por fatores como a composição do solo, os níveis anteriores de umidade e outras condições ambientais (XU *et al.*, 2005). Essa complexidade é corroborada pelo estudo de Cheng *et al.* (2021), que demonstrou que o impacto do padrão de chuva na taxa de redução da sucção do solo é caracterizado por uma relação não linear, enfatizando que variações mínimas nos padrões de chuva podem exercer uma influência considerável na rapidez com que a sucção do solo diminui.

Foram também avaliadas as correlações de Pearson entre os valores iniciais de sucção matricial antes da chuva e a quantidade de mudança devido à chuva, conforme apresentado na Tabela 2. Para isto foram considerados eventos de precipitações acumulados de forma contínua (de 2 dias) e somente aqueles dias com leituras registradas nos tensiômetros. A correlação de Pearson é uma medida que quantifica a força e a direção da relação linear entre duas variáveis, variando de -1 a 1. Um coeficiente de correlação igual a 1 indica uma correlação linear perfeita positiva, onde um aumento em uma variável está associado a um aumento proporcional na outra.

Tabela 2. Coeficientes de correlação para cada profundidade.

Tensiômetro	Coeficientes de correlação 2020/2021	Coeficientes de correlação 2023/2024
T01 (-90 cm)	-0,149	/
T02 (-75 cm)	-0,083	-0,343
T03 (-50 cm)	-0,096	-0,379
T04 (-25 cm)	-0,021	-0,385

Os resultados revelaram uma correlação negativa entre os valores iniciais de sucção matricial logo antes da chuva e a mudança na sucção matricial após a chuva para todas as profundidades medidas. Uma correlação negativa sugere que um aumento na precipitação está associado a uma diminuição na sucção matricial, o que faz sentido fisicamente, já que a umidade tende a reduzir a sucção. Além disso, a magnitude dessa relação varia de acordo com a profundidade. Especificamente, os coeficientes de correlação para 2020/2021 variaram de -0,021 a -0,149, enquanto para 2023/2024, os coeficientes variaram de -0,343 a -0,379, sendo estes valores relativamente pequenos, sugerindo que a tendência linear é de fraca a moderada.

Esse comportamento é consistente com as observações de Hossain (2009), que afirmou que a quantidade de diminuição na sucção matricial após a chuva depende da sucção matricial inicial logo antes da chuva. É importante notar que, embora exista uma correlação, esta não implica causalidade. Isto porque, a correlação de Pearson não estabelece uma relação de causa e efeito pois não considera outros fatores que podem influenciar a relação observada.

Além disso, observou-se que a relação entre a variação da sucção e a profundidade em que o tensiômetro foi instalado não foi tão evidente quanto mencionado por Fernandes (2016). Embora existam algumas variações nos dados, elas não parecem seguir uma tendência clara que confirme a expectativa de que a faixa

de variação seja mais ampla para os tensiômetros instalados em profundidades maiores em comparação com os mais superficiais. Mesmo nos períodos sem precipitação evidente, notam-se flutuações na sucção do solo, o que pode ser atribuído a outros fatores, como a evapotranspiração, a capilaridade do solo e outras interações solo-água que não são diretamente observáveis apenas por meio da precipitação.

Observa-se uma tendência distintiva relacionada à profundidade do solo e à sua umidade. Especificamente, o tensiômetro T04, instalado a uma profundidade de -25 cm, apresentou leituras que variaram de forma mais acentuada ao longo dos períodos monitorados, indicando uma maior suscetibilidade às influências externas, como a precipitação e a evaporação, comuns na camada superficial do solo (ASSADOLLAHI; NOWAMOOZ, 2017). Inclusive, na Figura 4, é possível observar que dias com maior evaporação tendem a apresentar sucções menores. Por outro lado, tensiômetros localizados em profundidades maiores, como o T01 e o T02, posicionados a -90 cm e -75 cm, respectivamente, revelaram valores de sucção mais estáveis e menos propensos a flutuações abruptas. Visualmente, as linhas que representam as maiores profundidades (T02) parecem ter uma resposta mais lenta em comparação com as das profundidades menores (T03 e T04), sugerindo uma inércia hidráulica do solo.

Os picos e vales nas linhas de maior profundidade são menos pronunciados e parecem ocorrer de forma mais lenta, o que indica que a sucção do solo em profundidades maiores responde mais lentamente às variações na precipitação. Essa demora em atingir as tensões máximas e mínimas em profundidades maiores sugere que a redistribuição da umidade no solo leva tempo, resultando em uma mudança gradual nas tensões de sucção (JIMÉNEZ *et al.*, 2020). Esse comportamento corrobora a noção de que o teor de umidade do solo tende a ser mais variável nas proximidades da superfície, enquanto em profundidades maiores, os teores de umidade tendem a ser mais constantes e menos afetados por variações diárias ou eventos climáticos de curta duração (OLAIZ; ZAPATA, 2022).

4 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos neste estudo destacam o papel crucial da tensiometria na avaliação das propriedades hidráulicas do solo argiloso e laterítico de Londrina/PR, especialmente em resposta a variações climáticas. A implementação de quatro tensiômetros, com leituras semanais ao longo de dois anos, revelou uma faixa de sucção do solo entre 2 e 40 kPa, evidenciando uma capacidade moderada de retenção de água pelo solo. A análise das leituras indicou variações significativas na sucção do solo entre períodos úmidos e de estiagem, com valores mais baixos de sucção refletindo uma maior saturação.

Além disso, a correlação negativa identificada entre as sucções iniciais e as mudanças após a chuva ressalta a sensibilidade do solo às condições iniciais de umidade antes dos eventos de precipitação, sugerindo uma relação direta entre o estado de umidade prévio do solo e sua reação às variações hídricas. A influência da profundidade na resposta da sucção do solo também foi evidenciada, com tensiômetros mais profundos apresentando leituras mais estáveis, o que implica uma menor susceptibilidade às influências externas, como a precipitação e a evaporação, nas camadas mais profundas do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Assadollahi, H., Nowamooz, H. (2017) *Using a complementary evapotranspiration relationship to estimate surface suction for soil-atmosphere interaction analysis*, pp.1251-1255. Acesso em: https://doi.org/10.1007/978-3-319-97115-5_79 [Acesso em: 13 Março 2024].

Celligoi, A., Corcóvia, J.A., Pinese, J.P.P. (2019) Análise hidroquímica dos aquíferos Guarani e Serra Geral no município de Ibiporã-PR, Caminhos de Geografia, 20(72), pp.77-93. Acesso em: http://dx.doi.org/10.14393/rcg207242096 [Acesso em: 13 Março 2024].

Cheng, Z.L. *et al.* (2021) *Multivariate modeling of soil suction response to various rainfall by multi-gene genetic programming*, Acta Geotechnica, 16(11), pp.1-16. Acesso em: https://doi.org/10.1007/s11440-021-01211-y [Acesso em: 13 Março 2024].

Fredlund, D.G., Xing, A., Huang, S. (1994) *Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve*, Canadian Geotechnical Journal, 31(4), pp.533-546. Acesso em:

http://dx.doi.org/10.1139/t94-062 [Acesso em: 13 Março 2024].

Gitirana Jr., G.F.N., Fredlund, D.G. (2004) *Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(2), pp.209-212. Acesso em: http://dx.doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2004)130:2(209) [Acesso em: 13 Março 2024].

Gonçalves, F. *et al.* (2018) *Caracterização físico-química e mineralógica de três solos do Estado do Paraná*. In: Anais do XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador. Geotecnia e Desenvolvimento Urbano - COBRAMSEG 2018.

Hossain, K. (2009) *Effect of rainfall on matric suction and stability of a residual granite soil slope*.

ITCG (2018) *Mapa Geológico do Grupo Serra Geral no Estado do Paraná*, Instituto de Terras, Cartografia e Geologia do Paraná, Curitiba.

Köppen, W., Geiger, R. (1928) *Klimate der Erde*. Gotha: Verlag Justus Perthes. Wall-map 150cmx200cm.

Leão Carvalho, E.T. (2013) *Avaliação Geotécnica de Poços de Infiltração de Águas Pluviais*, Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília.

Likos, W.J., Jaafar, R. (2013) *Pore-Scale Model for Water Retention and Fluid Partitioning of Partially Saturated Granular Soil*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139(5), pp.724-737. Acesso em: http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000811 [Acesso em: 13 Março 2024].

MINEROPAR (2001) *Atlas Geológico do Estado do Paraná*, Curitiba: Governo do Estado do Paraná. 125 p.

Mirzaii, A., Yasrobi, S.S. (2012) *Effect of net stress on hydraulic conductivity of unsaturated soils*, Transport in Porous Media, 95(3), pp.497-505. Acesso em: http://dx.doi.org/10.1007/s11242-012-0058-1 [Acesso em: 13 Março 2024].

Olaiz, A., Zapata, C.E. (2022) *Climate-driven soil suction variation using a natural-order Fourier series approach*, E3S Web of Conferences, 382, pp.22002-22002. Acesso em: https://doi.org/10.1051/e3sconf/202338222002 [Acesso em: 13 Março 2024].

Oliveira, A.D. (2023) *Avaliação numérica e analítica da infiltração de águas pluviais em perfil de solo argiloso laterítico*, Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina.

Oliveira, A.D. *et al.* (2022) *The structure of tropical lateritic soils as an impacting factor in the shape of soil-water characteristic curves*, Soils And Rocks, 45(2), pp.1-13. Acesso em: http://dx.doi.org/10.28927/sr.2022.070521 [Acesso em: 13 Março 2024].

Pelaquim, F.G.P. (2021) *Estabilidade de taludes em solo argiloso não saturado considerando o efeito da variação pluviométrica*, Tese – Doutorado (Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil) Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina, Londrina.

Jiménez, J.R. *et al.* (2020) *Suction stress in unsaturated soils considering hydraulic hysteresis*, Current Journal of Applied Science and Technology, pp.110-123. Acesso em: https://doi.org/10.9734/CJAST/2020/v39I3231007 [Acesso em: 13 Março 2024].

Teixeira, R.S. *et al.* (2010) *Mobility of potentially harmful metals in latosols impacted by the municipal solid waste deposit of Londrina, Brazil*, Applied Geochemistry, 25(1), pp.1-15. Acesso em: http://dx.doi.org/10.1016/j.apgeochem.2009.09.022 [Acesso em: 13 Março 2024].

Xu, Q., Huang, R., Tang, M. (2005) *Investigation and analysis of the suction of unsaturated soils in a landslide*.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/365

Análise Da Expansão Livre De Misturas De Areia-Bentonita Inundadas Por Lixiviado De Aterro Sanitário

Thiago Fernandes da Silva
Professor de Magistério Superior, UFC, Crateús - CE, Brasil, engthiagofernandes1989@gmail.com

Victor Emmanuel Avelino Gomes Bahia
Mestrando, UFCG, Campina Grande - PB, Brasil, victorbahia225@hotmail.com

Melissa da Silva Leite
Graduação em Engenharia Civil, UFCG, Campina Grande-PB, Brasil, melissadasilvaleite@hotmail.com

Daniela Lima Machado da Silva
Professora de Magistério Superior, UFC, Russas-CE, Brasil, danielalms@ufc.br

Veruschka Escarião Dessoles Monteiro
Professora de Magistério Superior, UFCG, Campina Grande-PB, Brasil, veruschkamonteiro@hotmail.com

RESUMO: Camadas de argila compactada (CCL) são utilizadas como revestimento de base de aterro sanitário. Essas camadas visam evitar o fluxo de contaminantes para o meio ambiente. Muitas vezes, são utilizadas misturas de areia-bentonita, que podem favorecer a expansão. No entanto, o lixiviado desses aterros apresenta influência na expansividade dos solos. Este trabalho tem como objetivo analisar os fenômenos envolvidos na interação solo-contaminante que afetam a expansividade de misturas de areia-bentonita com água e com lixiviado. Amostras de solos de um aterro sanitário e de bentonita foram coletadas, misturadas e caracterizadas em variadas proporções. Em seguida, foram moldadas camadas experimentais, que passaram por ensaios de expansão livre em célula edométrica inundadas com água e com lixiviado. Os resultados mostraram que, até o percentual de 10% de incremento, a camada exposta ao lixiviado apresentou maiores expansões que à água, comportamento que não foi verificado para o percentual de 20%. O contato com líquidos contaminados pode ter promovido, além da floculação das partículas, a dissolução de argilominerais e a redução da camada dupla difusa. Então, é possível concluir que, para execução de CCL, deve-se ter especial cuidado no incrementos de bentonita . Muitas vezes, espera-se uma expansão das partículas que não são verificadas.

PALAVRAS-CHAVE: Camada de solo compactado, Expansão, Lixiviado.

ABSTRACT: Compacted clay liners (CCL) are used as a landfill base liner. These layers aim to prevent the flow of contaminants into the environment. Sand-bentonite mixtures are often used, which can promote expansion. However, the leachate from these landfills influences the expansiveness of the soil. This work aims to analyze the phenomena involved in the soil-contaminant interaction that affect the expansiveness of sand-bentonite mixtures with water and leachate. Soil samples from a landfill and bentonite were collected, mixed and characterized in varying proportions. Then, experimental layers were molded, which underwent free expansion tests in an oedometric cell flooded with water and leachate. The results showed that, up to a 10% increase, the layer exposed to leachate showed greater expansions than to water, a behavior that was not observed for the 20% percentage. Contact with contaminated liquids may have promoted, in addition to particle flocculation, the dissolution of clay minerals and the reduction of the diffuse double layer. Therefore, it is possible to conclude that, when performing CCL, special care must be taken when adding bentonite. Many times, an expansion of the particles is expected and is not verified.

KEYWORDS: Compacted soil liner, Swelling, Leachate.

1 INTRODUÇÃO

Camadas de argila compactada (CCL ou *liners*) podem ser utilizadas como revestimento de base de aterros sanitários, seja como camada principal ou secundária, para evitar a migração de líquidos contaminantes (lixiviado) oriundos da biodegradação dos resíduos sólidos (Sarsby, 2013).

Essas camadas precisam obedecer a critérios geotécnicos de impermeabilização e compatibilidade química. Tendo em vista a dificuldade de encontrar jazidas de argila com qualidade adequada, muitas vezes, são utilizados solos da própria região incrementados com bentonita (Ojuri e Oluwatuyi, 2017; Silva, 2017). Karakan e Demir (2020) afirmam que o solo bentonítico incrementado é altamente expansivo, logo, deve-se ter rigoroso controle na dosagem dos materiais, tendo em vista evitar expansões excessivas quando em contato com a umidade. Esse comportamento pode promover a formação de trincas e caminhos preferenciais de fluxo, reduzindo a permeabilidade da camada.

Tradicionalmente, os testes de expansão são realizados com o solo em contato com a água. No entanto, o fluido percolante nas CCL são lixiviados de aterros sanitários, que apresentam elevadas concentrações de matéria orgânica, compostos inorgânicos, metais pesados, substâncias xenobióticas e uma diversidade de microrganismos. Então, entender a dinâmica da interação solo-contaminante e seus reflexos na expansão das camadas torna-se um problema complexo.

Srikanth e Mishra (2016) afirmam que incrementos de bentonita na faixa de 5% promovem expansão rápida e de menor grau, enquanto percentuais próximos a 20%, apresentam expansão significativa e que podem promover trincas em ciclos de secagem. Demdoum *et al.* (2020) testaram o efeito do lixiviado no comportamento hidromecânico de misturas de areia-bentonita e verificaram que houve redução da expansão de todas as amostras ensaiadas com lixiviado em relação a amostras ensaiadas com água de torneira.

Então, este trabalho tem como objetivo analisar os fenômenos envolvidos na interação solo-contaminante que afetam a expansividade de misturas de areia e bentonita com água e com lixiviado de aterro sanitário.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Coleta e caracterização dos materiais

Os materiais (solos e lixiviado) utilizados nesta pesquisa foram obtidos em um Aterro Sanitário localizado no município de Campina Grande (ASCG), Estado da Paraíba. Os solos são utilizados na camada de impermeabilização de base do ASCG. Essa camada é constituída por uma areia no próprio empreendimento, denominada de Solo Local (SL), e Bentonita (B), obtida de jazida localizada no município de Boa Vista – PB, que fica a 25 km de Campina Grande e é o maior produtor nacional deste tipo de argila.

Estes solos foram coletados em sacos plásticos e levados ao Laboratório de Geootecnia Ambiental (LGA) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG). Em seguida, foram espalhados em bandejas e expostos à secagem ao ar livre, para posterior destorroamento, homogeneização e separação de amostras, conforme recomendações da NBR 6457/2016 (ABNT, 2016a). Com as amostras separadas, foram realizados ensaios de caracterização geotécnica, conforme recomendações das normas específicadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Ensaios de caracterização geotécnica realizados nos solos

Ensaio	Norma
Limite de liquidez (LL)	NBR 6459 (ABNT, 2016b)
Limite de plasticidade (LP)	NBR 7180 (ABNT, 2016d)
Massa específica dos grãos	NBR 6458 (ABNT, 2016c)
Análise granulométrica	NBR 7181 (ABNT, 2016e)
Compactação	NBR 7182 (ABNT, 2016f)

A partir dos dados de caracterização, os solos puderam ser classificados de acordo com o Sistema de Classificação Unificado dos Solos (SUCS) e seu comportamento pode ser previamente conhecido.

Os líquidos utilizados para imersão das amostras de solo foram água destilada e lixiviado *in natura*. O percolado utilizado nesta pesquisa foi extraído diretamente do tubo de descarga proveniente da Lagoa de Tratamento de Lixiviado (LTL). As amostras do líquido foram coletadas e armazenadas, conforme orientações de CETESB (2011), e levadas ao LGA para caracterização físico-química. Os ensaios de turbidez, pH, alcalinidade, Demanda química de Oxigênio (DQO) e sólidos totais foram realizados no LGA, de acordo com procedimentos recomendados por APHA (2023).

2.2 Misturas de solos e moldagem dos corpos de prova

Com os solos destorroados e homogeneizados, foram realizadas misturas de SL e B (Figura 1), em variadas proporções (peso seco). Os incrementos de bentonita nas misturas variaram entre 0 e 20%, conforme recomendações de Komine (2004), sendo obtidas as seguintes amostras: SL (0% de bentonita), SB10 (10% de bentonita) e SB20 (20% de bentonita). Todas as misturas foram caracterizadas seguindo os ensaios discriminados na Tabela 1.

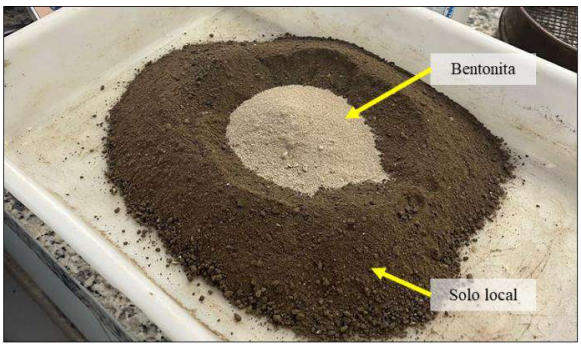


Figura 1 – Mistura de Solo Local e Bentonita

A moldagem das amostras de solo foi realizada seguindo os parâmetros determinados no ensaio de compactação Proctor Normal (umidade ótima e peso específico seco máximo) para cada mistura. As amostras foram moldadas por compactação estática em uma prensa de compressão, conforme energia estabelecida, com dimensões de 2,52 cm de altura por 11,40 cm de diâmetro. Após moldagem, as amostras foram levadas ao aparelho de adensamento.

2.3 Ensaios de expansão livre

Os ensaios de expansão livre foram executados seguindo as recomendações da Norma ASTM 4546-21 (ASTM, 2021) em um aparelho de adensamento automatizado (Figura 2). Para tal, as amostras de areia-bentonita compactadas foram colocadas em célula edométrica, com drenagem permitida, e aplicação de carga de assentamento de 1 kPa. Em seguida, o fluido de interesse (água ou lixiviado) foi colocado no corpo do anel e foi acompanhada a expansão que ocorre quando o solo entra em contato com o líquido. Os ensaios foram realizados com uma amostra para cada mistura discriminada no item 2.2.

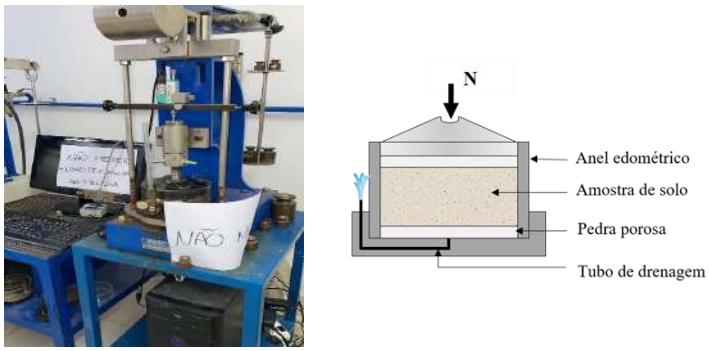


Figura 2 – Ensaio de expansão livre em aparelho de adensamento automatizado

A prensa edométrica automatizada realiza medições de altura do corpo de prova a cada 10 segundos, num total de 24 horas de acompanhamento. A expansão livre é obtida pela deformação sofrida pela amostra durante o ensaio, conforme demonstrado na Equação 1.

$$\varepsilon_l = \frac{\Delta H}{H_i} \times 100 \quad (1)$$

Onde: ε_l é a expansão livre, ΔH é a variação na altura do corpo de prova e H_i é a altura inicial da amostra.

Para cada uma das amostras SL, SB10 e SB20 foram realizados ensaios com água e com lixiviado, separadamente. A partir dos resultados experimentais, foi observado como o fluido contaminante, em comparação com a água, afetou a expansão das amostras de solo, de acordo com o aumento de incremento de solo expansivo (Bentonita).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Caracterização dos materiais

Os dados obtidos nos ensaios de caracterização geotécnica de SL e B, bem como das misturas SB10 e SB20 são apresentados na Tabela 2. Para SL, a massa específica dos grãos foi de 2,67 g.cm^{-3}, apresentando LL de 20% e LP nulo, caracterizando-o como não plástico. Segundo Carvalho (2004), é comum que solos abundantes em quartzo tenham valores de massa específica com valores em torno de 2,67 g.cm^{-3}. Com dados obtidos pela curva granulométrica (Figura 2), este solo foi classificado de acordo com a SUCS como sendo uma areia siltosa (SM).

Tabela 2 – Caracterização de misturas solo local-bentonita utilizados em camadas de base

Parâmetros geotécnicos	**SL**	**B**	**SB10**	**SB20**
Umidade higroscópica (%)	2,37	9,30	2,82	2,92
Massa específica dos grãos (g.cm^{-3})	2,67	2,42	2,65	2,60
Limite de liquidez (%)	20,00	180,00	24,00	35,00
Limite de plasticidade (%)	-	59,00	17,00	23,00
Índice de Plasticidade (%)	NP	121,00	7,00	12,00
Classificação SUCS	SM	CH	SM	ML

O solo bentonítico utilizado nas misturas apresentou um índice de plasticidade (IP) de 121%. Neste sentido, Mitchell e Soga (2005) sugerem uma alta presença do argilomineral montmorilonita para solos com limite de liquidez variando de 100% a 900% e limite de plasticidade variando de 50% a 100%. A massa

específica dos grãos para este mesmo solo foi de 2,42 g.cm^{-3}, sendo classificado como sendo uma argila inorgânica de alta plasticidade (CH).

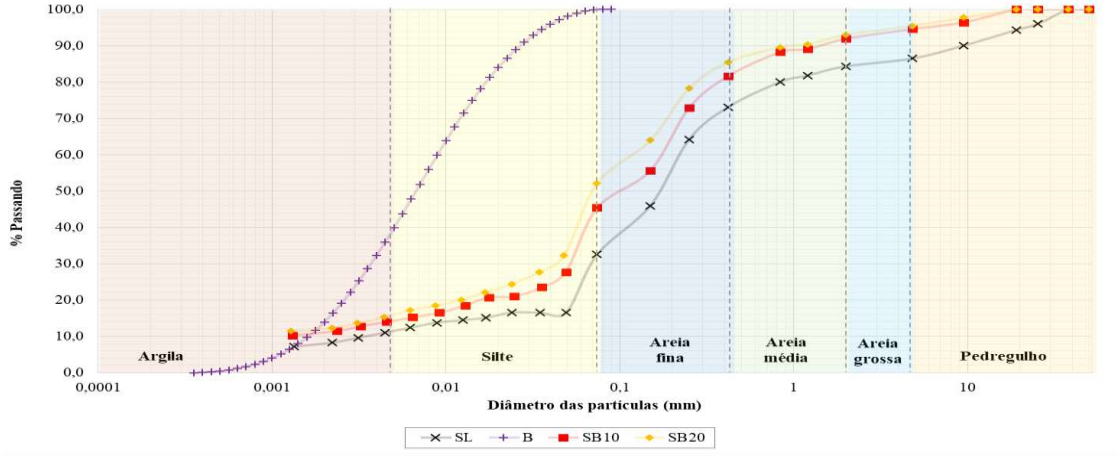


Figura 3 – Curvas de distribuição granulométrica de SL, B, SB10 e SB20

Os resultados experimentais mostram que o incremento de bentonita aumenta discretamente os limites de consistência do solo, com tendência linear. Srikanth e Mishra (2016) e Karakan e Demir (2020) pesquisaram misturas de areia-bentonita e observaram que incrementos de bentonita promoviam alteração linear nos limites de consistência dos solos. No entanto, o aumento relatado por esses estudos foi bem mais significativo, que pode ser explicado devido ao nível de pureza dos materiais utilizados pelos autores.

Apesar da variação nos limites de consistência do solo serem discretos, percebeu-se que houve uma mudança na classificação do solo no percentual de 20% de acréscimo de bentonita. Isso se deve ao fato de que, o incremento de bentonita elevou consideravelmente as porcentagens de material fino na mistura, sobretudo areia fina, silte e argila.

A Figura 4 mostra as curvas de compactação obtidas para SL, B, SB10 e SB20. Observou-se que, com o aumento do teor de bentonita, a curva é deslocada para baixo e para a direita. Percebe-se que, conforme se aumenta o teor de bentonita, menor a massa específica seca máxima e maior a umidade ótima das camadas experimentais. Srikanth e Mishra (2016) observaram esse comportamento para as misturas areia-bentonita, pois verificaram que, conforme se aumenta o teor de finos, maior é a superfície específica do solo. Esse comportamento também foi análogo ao observado por Baldev *et al.* (2020) ao estudar misturas de bentonita-vermiculita e Varaprasad *et al.* (2020) ao estudar estabilização de solos expansivos, com cinza e resíduo de carbureto de cálcio.

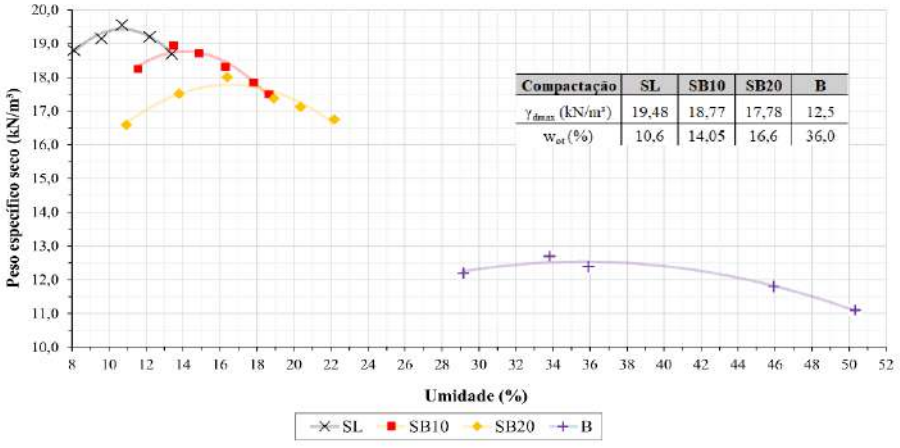


Figura 4 – Curvas de compactação de SL, B, SB10 e SB20

Na Tabela 3 constam os parâmetros físico-químicos do lixiviado utilizado nos ensaios de expansão. Os ensaios de turbidez, pH, alcalinidade (AT), Demanda química de Oxigênio (DQO) e sólidos totais (ST) indicam que o fluido utilizado possui características de elevada toxicidade, podendo comprometer o potencial expansivo das camadas de solo enriquecidas com bentonita.

Tabela 3 – Parâmetros físico-químicos do lixiviado utilizado

Parâmetro	**Valor**
Temperatura	34º
Vazão	37,06 $m^3.dia^{-1}$
ST	14.500 $mg.L^{-1}$
Turbidez	364 NTU
pH	8,16 $mg.L^{-1}$
AT	8.500 $mg.L^{-1}$
DQO	12.253 $mg.L^{-1}$

3.2 Expansão livre dos solos

Na Figura 5 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de expansão livre de todas as misturas inundadas com água e com lixiviado. Os valores encontrados de expansão livre variaram entre 0,2 e 9,4% para água e entre 0,89 e 6,26% para o lixiviado.

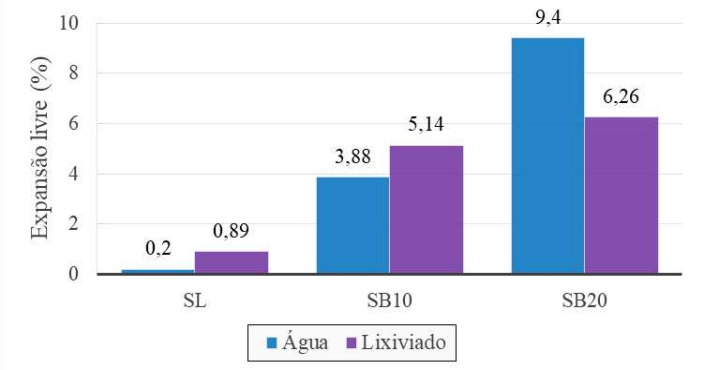


Figura 5 – Expansão livre das amostras SL, SB10 e SB20

De acordo com os parâmetros estabelecidos por Seed *et al.* (1962) e por Vijayvergiya e Ghazzaly (1973), percebe-se que as misturas SB10 e SB20 atingem um grau de expansividade elevado. Nota-se que há um aumento na expansão à medida que a porcentagem de bentonita é elevada na amostra. Isso ocorre em virtude de que a bentonita utilizada contém argilominerais que são altamente expansivos na presença de líquidos, como a montmorilonita.

Amadi (2013) observou que, para misturas de argila-bentonita, incrementos de 0% e 10% aumentaram a expansão livre de 17% para 31%, respectivamente. Abbey, Eyo e Ng'ambi (2020) confirmam o comportamento expansivo de amostras de solos incrementados por bentonita com teores de 0% a 75% de bentonita. Verificou-se que a expansão livre variou de 12 a 39%.

De acordo com Ferreira (1995), o processo expansivo do solo está ligado ao tipo de argilomineral predominante em sua microestrutura. Logo, quando a classificação de determinado solo muda, a reação desse solo também muda. Isso ocorreu nesse estudo, considerando que SL e SB10 são classificados como SM e SB20 como ML.

Todas as amostras foram compactadas com água, seguindo parâmetros de umidade ótima e peso específico seco máximo. Para teores de bentonita entre 0 e 10%, percebe-se que a expansão da amostra imersa em lixiviado é maior quando comparada com a água. Nesse intervalo, pode-se analisar que o comportamento da mistura de solos é governada predominantemente pela fração arenosa. Acontece que a presença de um

fluido contaminado em contato com o solo pode ter promovido a floculação das partículas, que resulta em maior expansividade.

Para o teor de incremento de 20%, aconteceu o contrário, sendo a expansão menor quando exposta ao lixiviado. A fração argilosa parece começar a governar o comportamento expansivo da mistura. Neste caso, o contato com líquidos contaminados pode ter promovido, além da floculação das partículas, a dissolução de argilominerais e a redução da camada dupla difusa.

Este comportamento foi observado para Proia *et al.* (2016), que verificou que, para percentuais de até 10% de bentonita, a mistura manteve as características do solo arenoso originário. Para incrementos acima de 60%, o comportamento geotécnico era governado pela argila bentonítica. Entre 10 e 60%, os autores concluíram que haveria um comportamento intermediário e mais complexo.

Os mecanismos de expansibilidade físico-químicos dependem da disponibilidade de água, do tipo e quantidade de cátions trocáveis e da ordem de interação entre a água e estes cátions (Gomes e Silvani, 2022). Assim, pode-se afirmar que a expansão de um solo depende diretamente da sua capacidade de troca catiônica (CTC), podendo atingir uma maior expansão caso o contaminante seja compatível com a necessidade físico-química daquele solo.

Considerando as informações apresentadas, nota-se que a interação dos líquidos com a camada incrementada de bentonita apresenta considerável expansão. Essa expansão pode ser benéfica para o comportamento impermeabilizante, tendo em vista que os vazios do solo serão reduzidos. No entanto, quando camadas com maiores teores de bentonita são expostas ao líquido contaminante, esta expansão é reduzida.

4 CONCLUSÕES

De acordo com os resultados obtidos, é possível concluir que:

- o incremento de bentonita em areias pode viabilizar tecnicamente o uso de materiais naturais na confecção de camadas de solo compactado, seja como camada primária ou secundária, a depender do caso. Foi mostrado que o incremento gradual de bentonita promove mudanças na classificação dos solos, assim como na plasticidade desenvolvida pelo material. Estudos anteriores comprovam que há redução considerável da permeabilidade para estas misturas. Entende-se ser uma medida benéfica, sobretudo em regiões que tem disponibilidade de materiais para a composição, como na região de coleta dos materiais (Campina Grande – PB).
- O processo de hidratação das camadas de solo compactado pelo contato com diferentes fluidos mostrou-se divergente para as misturas. Para percentuais de incremento de bentonita relativamente baixos, verifica-se que fração de areia governa majoritariamente o comportamento geotécnico da mistura. Quando esse incremento ultrapassa os 20%, percebe-se que a fração argilosa começa a ter grande influência no comportamento.
- A partir dos resultados experimentais, pode-se inferir que o lixiviado promoveu ataque químico nas partículas dos argilominerais, promovendo assim redução da expansão, quando comparado com a água. Esse ataque promove, entre outros fenômenos, a floculação das partículas, dissolução de argilominerais e redução da camada dupla difusa.

Portanto, verificou-se que os fenômenos apontados afetaram a expansividade das misturas e, consequentemente, podem não promover o efeito de redução dos vazios esperado. Então, para execução de CCL, deve-se ter especial cuidado nos incrementos de bentonita, uma vez que espera-se uma expansão das partículas que não são verificadas quando em contato com líquidos contaminados. Isso pode promover, entre outras coisas, aumento da permeabilidade da camada, bem como formação de caminhos preferenciais de fluxo.

AGRADECIMENTOS

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Brasil (CNPq) e ao Grupo de Geotecnia Ambiental (GGA) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abbey, S. J.; Eyo, E. U.; Ng'ambi, S (2020). Swell and microstructural characteristics of high-plasticity clay blended with cement. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, v. 79, n. 4, p. 2119-2130.

Amadi, A. A (2013). Swelling characteristics of compacted lateritic soil– bentonite mixtures subjected to municipal waste leachate contamination. *Environmental Earth Sciences*, v. 70, n. 6, p. 2437-2442.

APHA – American Public Health Association (2023). Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. Ed. 24. AWWA and WEF.

Baldev, D.; Kumar, A.; Chauhan, P.; Muthukumar, M.; Shukla, S. K (2020). Hydraulic and volume change characteristics of compacted clay liner blended with exfoliated vermiculite. *International Journal of Environment and Waste Management*, v. 25, n. 4, p. 430-440.

Carvalho, J. B. Q (2004). *Fundamentos da mecânica dos solos*. 2. ed. Campina Grande: Editora Marcone, 310p.

CETESB - Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (2011). *Guia nacional de coleta e preservação de amostras: água, sedimento, comunidades aquáticas e efluentes líquidas*. São Paulo: CETESB, 327 p.

Demdoum, A.; Gueddouda, M. K.; Goual, I.; Souli, H.; Ghembaza, M. S (2020). Effect of landfill leachate on the hydromechanical behavior. *Construction and Building Materials*, v. 234, p. 117356.

Ferreira, S. R. M (1995). *Colapso e expansão de solos naturais não saturados devidos à inundação*. Tese de Doutorado. COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Gomes, H. G. S.; Silvani, C (2022). *Solos expansivos: mecanismos de expansão e tratamento*. Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Ciências.

Karakan, E.; Demir, S (2020). Observations and findings on mechanical and plasticity behavior of sand-clay mixtures. *Arabian Journal of Geosciences*, v. 13, n. 983.

Komine, H (2004). Simplified evaluation on hydraulic conductivities of sand–bentonite mixture backfill. *Applied Clay Science*, v. 26, p. 13–19.

Mitchell, J. K.; Soga, K (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*. [S.l: s.n.], v. 158.

Ojuri, O. O.; Oluwatuyi, O. E (2017). Strength and hydraulic conductivity characteristics of sand-bentonite mixtures designed as a landfill liner. *Jordan Journal of Civil Engineering*, v. 11, n. 4, p. 614-622.

Proia, R.; Croce, P.; Modoni, G. Experimental investigation of compacted sand-bentonite mixtures. *Procedia Engineering*, v. 158, p. 51-56.

Sarsby, R. W (2013). *Environmental Geotechnics*. ICE Publishing, 2ª ed.

Seed, H. B.; Woodward Jr, R. J.; Lundgren, R (1962). Prediction of swelling potential for compacted clays. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, v. 88, n. 3, p. 53-87.

Silva, T. F (2017). *Estudo de mistura de solos para impermeabilização eficiente de camada de base de aterros sanitários*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental), Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.

Srikanth, V.; Mishra, A. K (2016). A Laboratory Study on the Geotechnical Characteristics of Sand–Bentonite Mixtures and the Role of Particle Size of Sand. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, v. 2, n. 1, p. 1–10.

Varaprasad, K.; Jayaramudu, T.; Kanikireddy, V.; Toro, C.; Sadiku, E. R (2020). Alginate-based composite materials for wound dressing application: A mini review. *Carbohydrate polymers*, v. 236, p. 116025.

Vijayvergiya, V. N.; Ghazzaly, O. I (1973). *Prediction of swelling potential for natural clays*. In: Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils. p. 227-236.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/366

Análise da influência do Resíduo de Polimento Cerâmico (RPC) nas propriedades físico-químicas e mecânicas de misturas solo-resíduo-cal

Amanda Dalla Rosa Johann
Professora Adjunta, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, amandajohann@utfpr.edu.br

Leonardo Araújo de Lacerda
Engenheiro Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, leoarlac@gmail.com

João Luiz Rissardi
Engenheiro Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, luizrissardi@gmail.com

Igor Luiz Bertazo
Engenheiro Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, igorlbertazo@gmail.com

Roberth de Jesus Carvalho
Graduando do curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, roberth.carvalho@hotmail.com

RESUMO: O processo produtivo do cimento engloba impactos ambientais desde a extração da matéria prima até a sua produção. O solo-cimento é uma mistura homogênea de solo, água e cimento e é uma técnica utilizada na estabilização de solos há décadas, melhorando as propriedades mecânicas do solo através dos produtos de hidratação e das reações pozolânicas desenvolvidas. As reações pozolânicas no solo podem ser desenvolvidas através da adição de outros materiais além do cimento, entre eles resíduos e subprodutos com potencial pozolânico, materiais estes chamados de pozolanas, os quais são materiais de composição silicosa ou sílico-aluminosa e que podem ser identificados atráves da avaliação do seu potencial de pozolanicidade, a partir de ensaios de caracterização físico-química. Assim, esta pesquisa busca avaliar a influência do Resíduo de Polimento Cerâmico (RPC) no comportamento mecânico de um solo siltoso da formação Guabirotuba. Para a realização da pesquisa foram realizados ensaios de caracterização física e química das misturas solo-RPC e solo-RPC-cal, além de ensaios de resistência à compressão simples (qu) das misturas com 28 dias de cura. A partir dos resultados obtidos observa-se que tanto as misturas com RPC e cal quanto as misturas com somente o RPC proporcionaram um incremento na resistência mecânica do solo.

PALAVRAS-CHAVE: Caracterização Físico-química, Resíduo de Polimento Cerâmico, Resistência à Compressão Simples.

ABSTRACT: The cement production process covers environmental impacts from the extraction of the raw material to its production. Soil-cement is a homogeneous mixture of soil, water and cement and is a technique used to stabilize soils for decades, improving the mechanical properties of the soil through the hydration products and pozzolanic reactions developed. Pozzolanic reactions in the soil can be developed through the addition of materials other than cement, including wastes and byproducts with pozzolanic potential, materials called pozzolans, which are materials with a siliceous or silico-aluminous composition and can be identified through the evaluation of its pozzolanicity potential, based on physicochemical characterization tests. Thus, this research aims to evaluate the influence of Ceramic Polishing Residue (RPC) on the mechanical behavior of a silty soil from the Guabirotuba formation. To carry out the research, physical and chemical characterization tests were carried out on the soil-RPC and soil-RPC-lime mixtures, in addition to simple compressive strength tests (qu) of the mixtures after 28 days of curing. From the results obtained, it was

observed that both the mixtures with RPC and lime and the mixtures with only RPC provided an increase in the mechanical resistance of the soil.

KEYWORDS: Physicochemical Characterization, Ceramic Polishing Residue, Simple Compressive Strength

1 INTRODUÇÃO

A estabilização de solos é aplicada principalmente em pavimentações e aterros, em solos com baixa capacidade de suporte ou que apresentam baixa estabilidade volumétrica, mas também pode ser utilizada nas fundações de edificações. Sandroni e Consoli (2010) apresentam uma ampla revisão bibliográfica sobre a prática geotécnica quando da verificação da existência desses tipos de solos: evitação, deslocamento, substituição, aterros convencionais, sobrecarga, reforços com geossintéticos, mistura com aglomerante seco, entre outros. A escolha da técnica a ser utilizada irá depender do tipo de solo, do tipo de obra e da espessura de camada de baixa resistência.

Entre as técnicas de estabilização de solos comumente utilizadas estão o solo-cal e o solo-cimento. Segundo Abrão (2019), além da grande influência nas emissões de CO2, a produção de cimento requer um grande consumo de energia. Com o objetivo de diminuir estes impactos, a escória de alto forno e a cinza volante são os materiais mais utilizados como substituintes do clínquer, mas é necessário encontrar outros materiais que atendam a essa demanda, como é o caso das pozolanas naturais, naturais processadas ou artificiais e fílers.

Diversos autores tem estudado a inserção de resíduos industriais e da construção civil no tratamento de solos (Dalla Rosa, 2009; Consoli et al., 2011; Saldanha et al., 2017; Hondo e Mandira, 2021; Núñez et al., 2024), visando seu emprego como base para rodovias e como camada de suporte para fundações superficiais, sendo que os resultados demonstram melhoras significativas nos parâmetros geotécnicos estudados (aumento da capacidade de suporte e redução dos recalques).

A busca por novos resíduos que possam ser utilizados em substituição ao cimento na técnica de estabilização de solos proporciona benefícios sócio-econômicos e ambientais. Um dos principais problemas da construção civil é a geração em larga escala de resíduos. Estes resíduos de construção civil englobam desde os resíduos produzidos na fabricação de materiais e componentes até os resíduos gerados em obras de construção e demolição. O resíduo de polimento cerâmico (RPC) é um resíduo resultante da indústria de cerâmica, sendo considerado indiretamente um resíduo da construção civil, uma vez que que ele é gerado para suprir as demandas da construção civil. De acordo com Barros e Costa (2016), este composto possui uma característica interessante para a construção civil, que é a reação pozolânica (cimentante).

Sendo assim, esta pesquisa tem como objetivo analisar a influência do resíduo de polimento cerâmico (RPC) nas propriedades físico-químicas e mecânicas de um solo característico da região de Curitiba/PR tratado com cal.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste trabalho foram estudados um solo característico da região de Curitiba/PR (solo de granulometria fina), resíduo de polimento cerâmico (RPC), cal hidratada CH-III e água destilada.

2.1.1 Solo

O solo objeto deste estudo pertence à Formação Geológica Guabirotuba, que após análise granulométrica, foi caracterizado pelo sistema TRB como solo argiloso (A-7-5), e pelo SUCS como um silte de alta compressibilidade (MH). O peso específico real dos grãos é de 2,373 g/cm^3 e o índice de plasticidade do solo é de 11%. Para a caracterização do solo, e das misturas estudadas neste trabalho, foram utilizadas as

seguintes normas: NBR 7181 (ABNT, 2016); NBR 6508 (ABNT, 1984), NBR 7180 (ABNT, 2016) e NBR 6459 (ABNT, 2016). O pH obtido do solo foi de 4,6.

O peso específico aparente seco máximo do solo puro, pela energia de compactação normal (ABNT, 2016), foi de 14,70 kN/m^3, cuja umidade ótima identificada foi de 27,8 %.

2.1.2 Resíduo de Polimento Cerâmico

A amostra do resíduo de polimento cerâmico (RPC) estudado neste trabalho é gerado em uma indústria de cerâmica no Sul do Brasil e possui pH de 9,5. O mesmo resíduo foi estudado por Barros e Costa (2016) que o caracterizaram. Os autores abordaram o RPC em dois estados, sendo eles:

- in natura – o RPC obtido conforme armazenamento na indústria, sem qualquer tratamento prévio, somente submetido a secagem em estufa a 100 ± 5ºC para eliminação da umidade residual (37%), e;
- moído – o RPC que após a secagem foi submetido a moagem por 30 minutos em moinho cerâmico com esferas de diâmetros e massas distintas, e que após a moagem, o RPC foi peneirado em peneira de malha 150 μm e utilizada as partículas passantes nessa peneira.

Barros e Costa (2016) também discutem a composição química do RPC, relatando que o mesmo é constituído principalmente por sílica (65,78%) e alumina (18,93%), com pequena quantidade de sais solúveis (4,18%), conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Características químicas do RPC.

Óxidos (%)	**RPC**
Al_2O_3	18,93
SiO_2	65,78
Fe_2O_3	1,27
CaO	1,26
MgO	2,25
SO_3	-
TiO_2	0,49
ZrO_2	0,49
P_2O_5	0,10
BaO	0,06
ZnO	0,13
CaO livre	-
Perda ao fogo	3,80
Resíduo insolúvel	-
Equivalente alcalino*	4,18

*Equivalente alcalino em Na_2O= $\%Na_2O + 0,658 \times \%K_2O$

Fonte: Elaborado a partir de Barros e Costa (2016)

Barros e Costa (2016) realizaram o ensaio de granulometria do RPC in natura por meio de peneiramento mecânico, conforme recomendações da NBR NM 248 (ABNT, 2003) e a das partículas do RPC moído por difração a laser devido ao tamanho das partículas. Para tal, foi utilizado o equipamento Malvern Mastersizer 2000, com acessório Scirocco 2000 realizado via seca. Os autores comparam a granulometria do RPC com a granulometria do cimento CP-ARI que também foi obtido por difração a laser. As curvas granulométricas do RPC nos 2 estados e do cimento CP-ARI estão apresentadas na Figura 1.

Além da granulometria do RPC, a massa específica do material foi determinada de acordo com a NBR NM 23 (ABNT, 2001), sendo o valor de 2,56 g/cm3 (Barros e Costa, 2016).

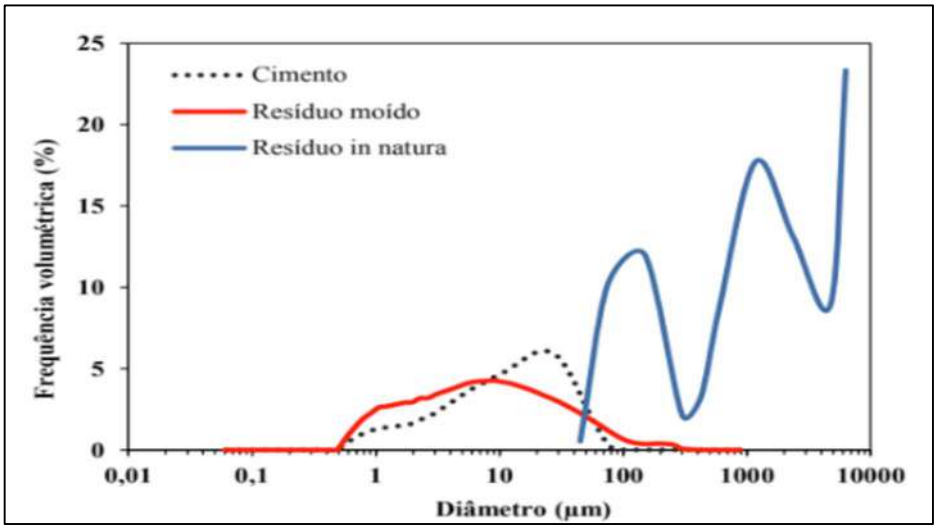


Figura 1. Curvas granulométricas do RPC e cimento CP-ARI
Fonte: Barros e Costa (2016).

2.1.3 Cal

A cal escolhida para esta pesquisa foi produzida na região de Curitiba/PR, sendo comercializada como cal hidratada CH-III. A massa específica deste material é de 2,40 g/cm3 (ABNT, 2001). O pH obtido da cal foi de 12,6.

2.1.4 Água

No experimento foi utilizado água destilada com intuito de evitar reações químicas indesejadas, como reações dos sais e/ou impurezas da água com a cal e o RPC. A mesma foi empregada nos ensaios de caracterização (solicitada pelas normas) e moldagem dos corpos de prova.

2.1.5 Dosagem e moldagem dos corpos-de-prova

As dosagens definidas paras as misturas estão descritas na Tabela 2. Os teores de RPC e de cal são em relação a massa do solo seco e foram estabelecidos com base em pesquisas anteriores (Barros e Costa, 2016; Bertazo e Dalla Rosa Johann, 2018; Hondo e Dalla Rosa Johann, 2018).

Tabela 2. Dosagem das Misturas Solo-RPC e Solo-RPC-cal

Mistura	Teor	
	RPC	Cal
0R0C	0%	0%
5R0C	5%	0%
10R0C	10%	0%
15R0C	15%	0%
0R5C	0%	5%
5R5C	5%	5%
10R5C	10%	5%
15R5C	15%	5%

Tendo como base os parâmetros obtidos no ensaio pela energia de compactação normal, moldaram- se corpos de prova cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Após a pesagem dos materiais, o solo seco e os aditivos (RPC e cal) foram misturados até o conjunto adquirir consistência uniforme. Em seguida a

água foi adicionada, continuando o processo de mistura até que fosse obtida a homogeneidade. Após o processo de mistura, a composição foi armazenada em recipiente fechado para evitar perda de umidade para o ambiente antes da moldagem. Três amostras de cada mistura foram retiradas para verificação da umidade.

O processo de moldagem foi realizado em prensa hidráulica manual, de forma estática, em três camadas de igual massa, com escarificação manual entre camadas. Foram moldados 5 corpos de prova para cada traço. Após o processo de moldagem, os corpos de prova foram imediatamente extraídos do molde, e seus respectivos pesos, diâmetros e alturas medidos novamente para a verificação dos parâmetros desejados para esta pesquisa. Os corpos de prova foram armazenados em sacos plásticos individuais e dispostos em câmara úmida durante o período de 28 dias de cura.

2.1.6 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

O ensaio de resistência à compressão simples, também conhecido por ensaio de compressão não confinada ou ensaio de compressão axial, foi realizado com base na NBR 12770 (ABNT, 1992). Para este ensaio foi utilizada uma prensa hidráulica universal, da marca EMIC, modelo DL30, com capacidade máxima de 30 toneladas.

A resistência à compressão simples de cada ensaio foi obtida através da divisão da força aplicada pelo equipamento pela área da seção transversal do corpo de prova cilíndrico. Para cada mistura foram rompidos cinco corpos de prova, e obtida a resistência à compressão simples através da média aritmética entre os resultados obtidos. A prensa empregada no ensaio possui deformação controlada.

3 RESULTADOS

2.1 Influência do RPC no índice de plasticidade das misturas

A influência do RPC no índice de plasticidade (IP) está apresentada na Figura 2. Conforme a classificação da plasticidade de solos sugerida por Jenkins (Caputo, 1987), o solo natural (0R0C) é medianamente plástico ($7 < IP \leq 15$), enquanto as demais misturas são fracamente plásticas ($1 < IP \leq 7$). A diminuição da plasticidade do solo era esperada com a adição da cal, pois a primeira resposta da mistura solo-cal é a diminuição da plastidade e a melhora da trabalhabilidade do solo (Ingles e Metcalf, 1972).

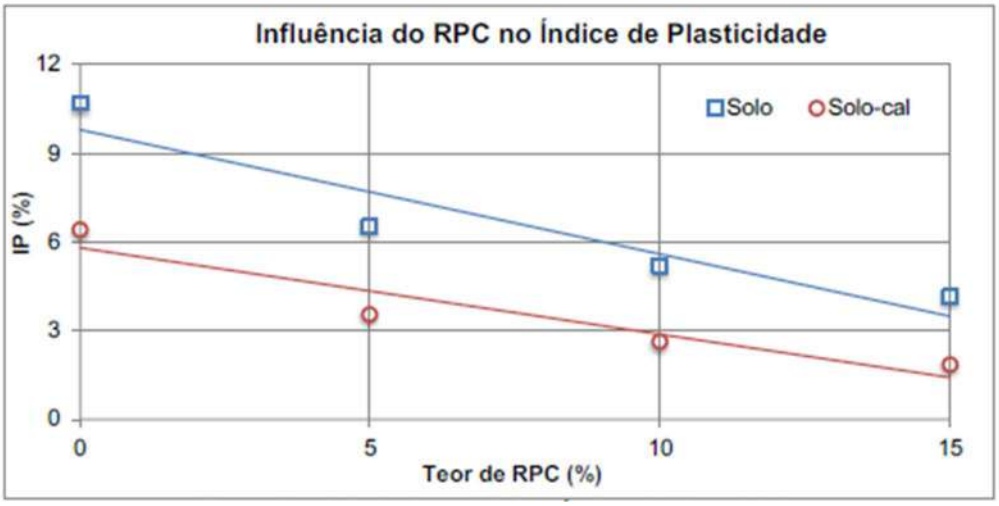


Figura 2. Influência do RPC no IP.

Ao comparar a mistura 0R0C com a mistura 0R5C, nota-se que a adição da cal foi o suficiente para a diminuição da plasticidade do solo (de plasticidade média para plasticidade fraca). A incorporação do RPC apresentou um efeito similar da cal (decréscimo do índice de plasticidade). Tais decréscimos observados foram proporcionais aos teores de RPC adicionados nas misturas (Figura 2).

2.2 Influência do RPC no pH das misturas

A Figura 3 apresenta a variação do pH das misturas em relação à quantidade de RPC e de cal adicionada. Observa-se o aumento do pH tanto para adições de cal quanto para adições de RPC, uma vez que o solo estudado apresenta PH ácido (pH < 7) e ambas as adições apresentam PH alcalino (pH > 7). A água utilizada, por sua vez, apresentou PH alcalino (7,1) mesmo após o processo de destilação.

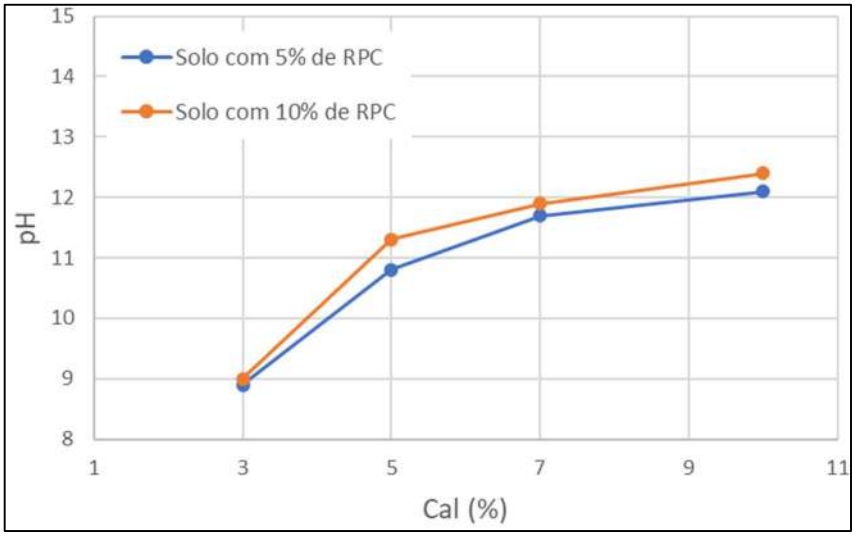


Figura 3. Influência do RPC no pH das misturas.

O aumento do pH nas misturas era esperado, devido aos materiais cal e RPC apresentarem pH alcalino. O aumento do pH favore as reações químicas de floculação e aglomeração. As reações de floculação e aglomeração são alguns dos fenômenos que ocorrem na etapa inical rápida da estabilização química do solo com a cal (Castro, 1995).

2.3 Desempenho mecânico

A influência do RPC no solo natural e na mistura solo-cal estão representadas na Figura 4. Nota-se que a incorporação do RPC no solo natural proporcionou um aumento da resistência à compressão simples (qu) de até 63%, como observado na mistura 15R0C. Já na mistura 0R5C, observa-se que somente a adição da cal no solo fez com que a resistência à compressão do solo dobrasse. Além disso, a combinação do RPC com a cal proporcionou um aumento de aproximadamente 5 vezes o valor de qu do solo natural, conforme o valor de qu da mistura 15R5C.

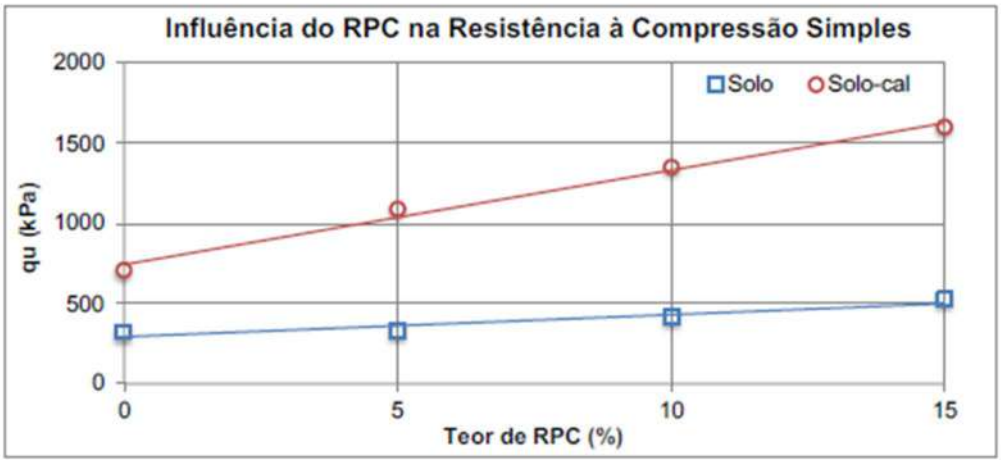


Figura 4. Influência dos RPC nos valores de qu.

Além disso, observa-se que as misturas de combinação do RPC com a cal apresentaram valores mais significativos de qu em relação às misturas apenas com cal. Os acréscimos dos valores de qu foram proporcionais aos teores de RPC incorporados nas misturas. Pode-se inferir que o RPC maximizou o efeito cimentante da cal no solo.

As tendências de qu encontradas para o intervalo de 0 a 15% de adição de RPC nos materiais (solo natural e mistura solo-cal) estão expressas na Tabela 3.

Tabela 3. – Tendências de qu no intervalo das misturas estudadas

Material	Equação	R^2
Solo	qu = 293,48 + 13,793 . (Teor de RPC)	0,8969
Solo-cal	qu = 744,07 + 58,879 . (Teor de RPC)	0,9881

4 CONCLUSÕES

As principais conclusões obtidas através da realização desta pesquisa foram:

- A cal e o RPC apresentaram efeitos semelhantes nas propriedades das misturas, tais como a redução do IP e aumento do pH das misturas. Tais acréscimos e decréscimos observados nas propriedades foram proporcionais ao teores de RPC empregados nas misturas.
- A incorporação do RPC no solo natural e na mistura solo-cal proporcionou ganhos nos valores de resistência à compressão simples. No solo natural o aumento foi de mais de 60% observado na mistura 15R0C e na mistura solo-cal o ganho foi de aproximadamente 400% conforme visto na mistura 15R5C.
- O tempo de cura foi suficiente para que ocorressem reações pozolânicas no solo, pois todas as misturas apresentaram desempenho mecânico maior em relação ao solo natural (0R0C).
- Do ponto de vista técnico, a utilização do RPC como material alternativo na estabilização de solos finos é viável, pois todos as misturas apresentaram comportamento mecânico superiores ao solo natural.
- Do ponto de vista ambiental, a viabilidade de se utilizar o solo *in situ* e o RPC reduzem alguns impactos ambientais, pois evitam a exploração de jazidas naturais e deposição de resíduos em aterros.

AGRADECIMENTOS

Os autores demonstram agradecimento ao suporte da UTFPR, aos colaboradores do Laboratório de Materiais e do Laboratório de Mecânica dos Solos da UTFPR, à Fundação Araucária e à Superintendência de Ciência, Tecnologia e Ensino Superior do Paraná (SETI).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abrão, P. C. R. A. (2019) *O uso de pozolanas como materiais cimentícios suplementares: disponibilidade, reatividade, demanda de água e indicadores ambientais.* Dissertação de Mestrado em Ciências, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 144 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459: *Solo - Determinação do limite de liquidez.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). *NBR 6508: Solo - Grãos de Solos que passam na peneira de 4,8mm - Determinação de massa específica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 7181. Solo – Análise granulométrica.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1992). *NBR 12770. Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001). *NBR NM 23. Cimento Portland e outros materiais em pó – determinação de massa específica.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003). *NBR NM 248. Agregados – Determinação da composição granulométrica.* Rio de Janeiro.

Barros, B. P.; Costa, E. B. C. (2016) *Avaliação do uso de finos de polimento de placas cerâmicas em matrizes cimentícias.* Relatório final de iniciação científica, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, PR. 9 p.

Bertazo, I. L; Dalla Rosa Johann, A. (2018) *Estudo dos parâmetros-chave no controle do comportamento mecânico de misturas solo-resíduo-cal*. Relatório final de iniciação científica, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba. 12 p.

Caputo, H. P. (1987) *Mecânica dos solos e suas aplicações.* 6. ed. [s.l.] L TC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 244 p.

Castro, F. J. C. O. (1995) *Contribuição ao conhecimento e à determinação da reatividade de solos sesquioxídicos utilizando o hidróxido de cálcio: aplicação ao processo de geopolimerização (estabilização).* Tese de Doutorado em Ciências, Programa de PósGraduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. 344 p.

Consoli, N. C.; Dalla Rosa, A.; Saldanha, R.B. (2011) Variables governing strength of compacted soil-fly ash-lime mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* New York: ASCE, v.23, p.432-440.

Dalla Rosa, A. (2009) *Estudo dos Parâmetros-chave no Controle da Resistência de Misturas SoloCinza-Cal.* Dissertação de Mestrado em Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 198 p.

Hondo, K . A.; Dalla Rosa Johann, A. (2018) *Análise do Comportamento Geotécnico de um Solo Característico de Curitiba/PR Tratado com Resíduo de Cerâmica Vermelha e Cal.* Relatório final de iniciação científica, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba. 12 p.

Hondo, K. A.; Mandira, T., 2021; (2021) *Melhoramento de solos para pavimentação através da técnica de estabilização por aditivos químicos: resíduo de cerâmica vermelha e cal.* Trabalho de conclusão de curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curso de Engenharia Civil, Curitiba. 70 p.

Ingles, O. G.; Metcalf, J. B. (1972) *Soil stabilization: principles and practices.* Sydney: Butterworths, 1972. 374 p.

Núñez, V.; Lotero, A.; Bastos, C. A.; Sargent, P.; Consoli, N. C. (2024) Mechanical and microstructure analysis of mass stabilized organic clay thermally cured using a ternary binder. *Acta Geotechnica*, p. 741-762.

Saldanha, R. B.; Scheuermann Filho, H. C.; Ribeiro, J. L. D.; Consoli, N. C. (2017) Modelling the influence of density, curing time, amounts of lime and sodium chloride on the durability of compacted geopolymers monolithic walls. *Construction and Building Materials*, v. 136, p. 65-72.

Sandroni, S.S.; Consoli, N.C. (2010) Sobre a Prática da Engenharia Geotécnica com dois Solos Difíceis: os extremamente Moles e os Expansivos. In: XV Congresso Basileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Anais [...] ABMS: Gramado. p. 97-186.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/367

Análise da Suscetibilidade a Movimentos de Massa para as Regiões Metropolitana, Litoral Sul e Vale do Paraíba, São Paulo

Tamara Vieira Pascoto
Doutoranda, Universidade Estadual Paulista, Bauru, Brasil, tamara.pascoto@unesp.br

Renato Macari
Geólogo, Departamento de Água e Esgoto (DAE), Bauru, Brasil, remacari@yahoo.com.br

Anna Silvia Palcheco Peixoto
Professora, Universidade Estadual Paulista, Bauru, Brasil, anna.peixoto@unesp.br

RESUMO: Vários são os fatores desencadeadores dos movimentos de massa e analisá-los são uma maneira de auxiliar o poder público a tomar decisões capazes de mitigar riscos e aumentar a resiliência da população. Esse trabalho teve como objetivo desenvolver cartas de suscetibilidade a movimentos de massa para a região oeste do estado de São Paulo. Utilizou-se o inventário dos desastres de origem geológica, ocorridos entre 1996 a 2020, feito com base no banco de dados do IPMet/Unesp, Pellegrina (2011). Considerou-se a geologia, o uso e ocupação e a declividade As classes geológicas classificadas como muito alta suscetibilidade foram Corpo Alcalino de Jacupiranga e Formação Setuva. A área urbanizada, que representa 6,51% da área de estudo, foi classificada como muito alta suscetibilidade. Para a declividade, as classificações como muito alta suscetibilidade foram as classe suave ondulado, seguido da classe Plano e Ondulado, totalizando 56% da área de estudo. As cartas de suscetibilidade em função dos fatores desencadeadores fornecem informações valiosas para o acompanhamento da região, como por exemplo, uma possível mudança na suscetibilidade ao alterar um fator desencadeador.

PALAVRAS-CHAVE: Carta de Suscetibilidade, Geologia, Uso e ocupação, Declividade

ABSTRACT: There are numerous factors that trigger mass movements, and analyzing them provides a means to aid the government in making decisions capable of mitigating risks and enhancing the resilience of the population. The objective of this work was to develop susceptibility maps for mass movements in the western region of the state of São Paulo. An inventory of geological disasters between 1996 and 2020 was used, based on the database of the Meteorological Research Institute (Unesp), Pellegrina (2011). The geological classes classified as very high susceptibility were the “Corpo Alcalino de Jacupiranga” and the “Setuva Formation”. The urbanized area, which represents 6.51% of the study area, was classified as very high susceptibility. For slope, the classifications as very high susceptibility was the gentle wavy class, followed by the flat and wavy class, totaling 56% of the study area. Susceptibility maps based on trigger factors provide valuable information for monitoring the region, such as a possible change in susceptibility when changing a trigger factor. However, in order to help develop specific, long-term public policies to minimize risks, it is necessary to analyze these factors together.

KEYWORDS: Map of susceptibility, Geology, Use and Occupation, Slope

1 INTRODUÇÃO

O ultimo boletim disponibilizado pelo EM-DAT, no ano de 2022, salientou 387 desastres de grande porte em todo o mundo que resultaram em 30704 mortes e 185 milhoes de pessoas afetadas. As perdas economicas foram da ordem de US$ 223,8 bilhoes em todo o globo (CRED, 2023). Por outro lado, no ultimo boletim disponibilizado pelo CEMADEN (Centro Nacional de Monitoramento e Aletta de Desastres Naturais), no Brasil, o ano de 2023 foi o ano em que se registrou mais ocorrencias de desastres hidro-geo-climáticos desde a sua criação. Ao todo foram 1161 desastres, dos quais 445 foram de origem geológica e 716 de origem hidrológica. Esses desastres resultaram na morte de 132 pessoas, na perda de aproximadamente R$ 5,1 bilhões em danos materiais (infraestrutura e instalações pública e unidades habitacionais) e R$ 24,9 bilhões em prejuízos economicos, públicos e privados (CEMADEN, 2024).

De todas as ocorrencias dos desastres acontecidos em 2023 no país, o estado de São Paulo possui 3 cidades no ranking das cidades com maior número de ocorrencias no território nacional: a cidade de São Paulo com 22 ocorrencias (segundo lugar no ranking), Itaquaquecetuba com 10 ocorrencias e Ubatuba com 9 ocorrencias (oitava e nona posição no ranking, respectivamente) (CEMADEN, 2024). O estado de São Paulo também se destacou pelo desastre de maior magnitude naquele ano. No mês de fevereiro, após um temporal histórico no país, ocorreram deslizamentos de terra no litoral norte do estado, onde 65 pessoas morreram, sendo 64 na cidade de São Sebastião e 1 em Ubatuba. Em 24 horas, a região chegou a registrar um volume acumulado de chuva de 683 mm (G1 - VALE DO PARAÍBA E REGIÃO, 2023).

Deslizamento de terra é um dos tipos de desastres de origem geológica que constituem os desastres nomeados de movimento de massa. Movimento de massa é o deslocamento de solo ou rocha, com ou sem contribuição da água, mas que segue a força da gravidade (AHRENDT, 2005). De maneira geral, o movimento de massa acontece quando a resistência ao cisalhamento do solo é superada e, normalmente ocorre, quando os vazios do solo são preenchidos com água em chuvas intensas (GUIMARÃES *et al.*, 2017; ZUQUETTE, 2018).

Desse modo, os movimentos de massa estão correlacionados a fatores físicos e as condições climáticas da região. Existem inúmeros fatores físicos que são capazes de desencadear esse tipo de desastre. A depender da área de estudo, uns possuem uma influência maior que outros (ADITIAN *et al.*, 2018; HADER *et al*., 2020; QUEVEDO *et al.*, 2020; SANDES, 2023). Por exemplo, as propriedades hídricas do solo se relacionam com muitos desses fatores. A permeabilidade do solo, que está correlacionada com a composição mineralógica e a estrutura do maciço, tem grande influência na resistência ao cisalhamento do solo (DAI; LEE, 2002). A declividade também pode ser outro fator desencadeador de grande importância aos movimentos de massa, uma vez que a estabilidade da encosta está relacionada ao ângulo de inclinação da encosta (DAI; LEE, 2002; METEN *et al.*, 2015), do mesmo modo que a quantidade de material a ser movimentado (QUEVEDO *et al.*, 2020).

Além disso, ações antrópicas podem estar diretamente ligadas ao surgimento de movimento de massa. Estudos mostram que áreas urbanizadas (BRAGAGNOLO *et al.*, 2019; SESTRAS *et al.*, 2019) e em encostas (HADER, 2021) costumam ser mais suscetíveis aos desastres desse tipo, uma vez que o homem acaba por modificar o meio em que vive.

Assim, o objetivo foi desenvolver mapas de suscetibilidade a desastres do tipo movimento de massa, na Região Metropolitana de São Paulo, litoral Sul e Vale do Paraíba, em função de alguns dos fatores desencadeadores de desastres, sendo eles a geologia, uso e ocupação do solo e a declividade da região.

2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA

A região de estudo compreende a região oeste do estado de São Paulo, a qual é composta pelas regiões administrativas de São José dos Campos, São Paulo, Baixada Santista e registro. A região possui uma área de 38.672,7 Km², sendo que A região de São José dos Campos possui 41,8% da área, São Paulo 20,6%, Baixada Santista 6,2% e Registro 31,4% da área total (Figura 1).

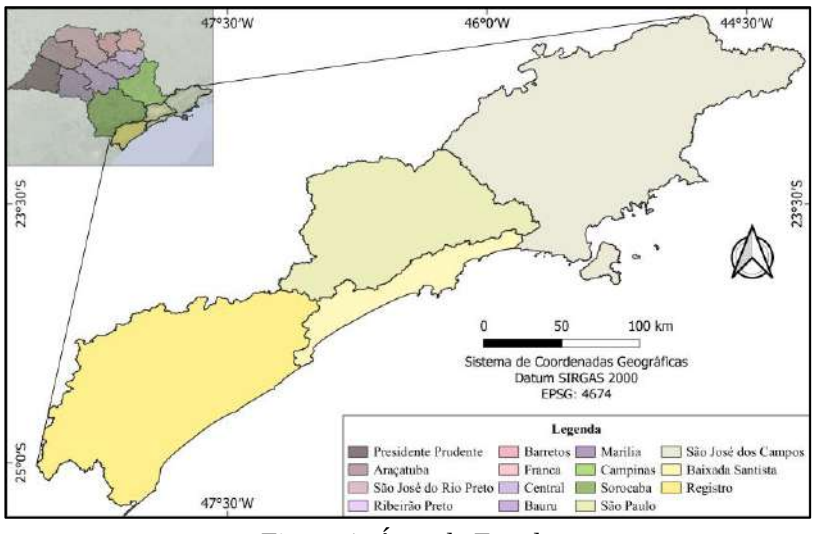


Figura 1. Área de Estudo

Ao todo, na área de estudo ocorreram 940 movimentos de massa entre os anos de 1996 a 2020. Os movimentos de massa comprendem aos deslizamentos de terra, escorregamento de encostas e quedas de barreira. A região administrativa de Sao José dos Campos possui 24,9% dos movimentos de massa da região, São Paulo 49,2%, Baixada Santista 13,1% e Registro 12,8% (PASCOTO et al., 2022).

3 METODOLOGIA

Foram geradas tres cartas de suscetibilidade, uma para o fator geológico, outra para o uso e ocupação e outra para a declividade. Para tanto, foram levantados os mapas de geologia, uso e ocupação e declividade da área de estudo. O mapa geológico utilizado foi o desenvolvido pelo IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas) (IPT, 1981) na escala de 1:50.000. As imagens de satélites para análise do uso e ocupação foram obtidas por meio da Coleção 8 do Projeto MapBiomas Brasil (MAPBIOMAS BRASIL, 2023). O mapa morfométrico foi proveniente do modelo digital de elevação (MDE) disponível no Portal do DataGeo do Sistema Ambiental Paulista. O MDE utilizado é proveniente de curvas de nível, a cada 5 metros, na escala de 1:50.000.

Para gerar cada carta de suscetibilidade, foram calculadas as áreas de cada classe para cada fator. Posteriormente foi determinada a quantidade de ocorrencias de desastres para cada classe do fator, por exemplo: para a geologia, foi determinado a quantidade de desastres para cada classe geológica; para o uso e ocupação, a quantidade para cada uso do solo; e para a declividade, foi quantificado o número de desastres para cada classe de declividade.

Com a quantidade de desastres em cada classe e a área de cada classe, foi feita uma análise desses fatores em relação ao tamanho da área de cada classe. Dessa maneira, buscou-se excluir a hipótese de que só aconteceram muitos desastres em uma determinada classe devido ao seu grande tamanho, e não em função da classe do fator. A relação da quantidade de desastres em função da área, foi transformada em porcentagem, normalizada com a equação (1) e depois espacializada em SIG.

$$frequencia_{\ normalizada} = \frac{v_{observado} - v_{mínimo}}{v_{máximo} - v_{mínimo}} \quad (1)$$

Ao todo foram geradas três cartas de suscetibilidade: uma em função do fator de geologia, uma em função do uso e ocupação e outra em função da declividade. O fator de ponderação foi calculado em função da frequência normalizada em cada classe. As três cartas foram divididas em cinco classes de suscetibilidade de igual proporção: para valores de frequencia normalizada entre 0 a 0,2 foi classificada como muito baixa, entre 0,2 a 0,4 como baixa, entre 0,4 a 0,6 como média, 0,6 a 0,8 como alta e frequencias normalizadas entre 0,8 a 1,0 como muito alta.

4 RESULTADOS

A Figura 2 a mostra o mapa de geologia da área de estudo. As classes que possuem maior área são as Fácies Cantareira - PSγc (21,43%), seguida do Complexo Embu - PSe (20,09%), Complexo Costeiro (13,77%) e Sedimentos Aluvionares – Qa (8,79%). Juntos essas classes compreendem mais de 64% de toda a área de estudo (Tabela 1).

Assim, foi possivel observar uma maior suscetibilidade nas classes Corpo Alcalino de Jacupiranga (Kα1) e Formação Setuva (Pis) (ambas com muito alta suscetibilidade), seguida da classe Suítes Graníticas Indiferenciadas (Psϵoγ) (alta suscetibilidade). Para as duas primeiras classes, a constituição das rochas pode explicar a alta suscetibilidade. Os corpos alcalinos de Jacupiranga têm rocha carbonática na sua constituição, que é suscetível a erosões. A formação Setuva também possuem rochas friáveis na sua constituição.

Por outro lado, a classe das Suítes Graníticas possui rochas duras na constituição, o que não explicaria o fato de ser alta suscetibilidade. Entretanto, ocorreram apenas dois eventos nessa classe geológica, como a área dessa classe é pequena (em torno de 0,04%), uma pequena quantidade de desastres nessa classe elevou a suscetibilidade. Também é possível notar que o uso e ocupação pode ter transformado a área em que esses desastres aconteceram, podendo então, a alta suscetibilidade dessa classe não ser função da geologia e sim dos outros parâmetros.

A Figura 3 mostra a espacialização da suscetibilidade em função da geologia para os desastres de origem geológica em ambiente SIG. A coloração da carta coincide com a coloração da tabela: vermelho para muito alta suscetibilidade, laranja para alta, amarelo para média, verde claro para baixa e verde escuro para muito baixa suscetibilidade.

As classes de muito alta e alta suscetibilidade para os desastres de origem geológica atingem apenas 0,21% da área total, sendo a maior extensão da área de estudo foi classificada como muito baixa suscetibilidade.

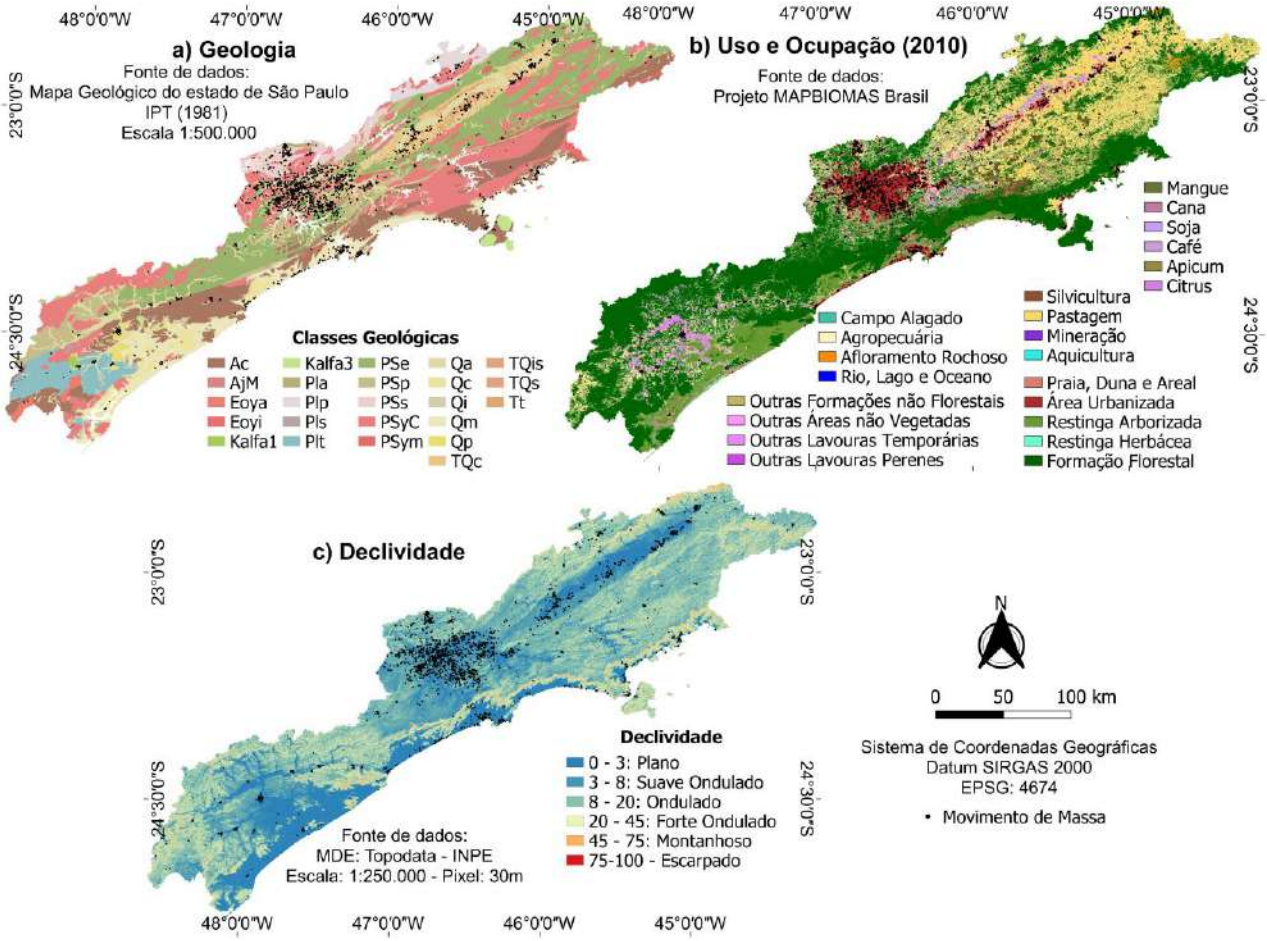


Figura 2. Mapa dos fatores desencadeadores da área de estudo: a) fator geológico, b) uso e ocupação dos anos de 1996, 2010 e 2020 e c) declividade

Tabela 1. Análise do fator geológia para a suscetibilidade, ilustrando apenas algumas classes.

Classes	Geologia	Área (%)	Qtdd. de desastres	% dos desastres	Qtdd/ área	Valores Norm.
Kα1	Corpo Alcalino de Jacupiranga	0,17	14	1,49	0,2074	0,981
PIs	Formação Setuva	0,04	3	0,32	0,2115	1,000
PSγM	Facies Migmatítica	1,24	11	1,17	0,0223	0,106
Psεoγ	Suítes Graníticas Indiferenciadas	0,04	2	0,21	0,1410	0,666
Qa	Sedimentos Aluvionares	8,79	157	16,70	0,0448	0,212
TQs	Formação São Paulo	1,78	57	6,06	0,0804	0,380

O uso e ocupação da área de estudo foi analisada ano a ano, entre os períodos de 1996 a 2020. A Figura 2 b ilustra o mapa de uso e ocupação apenas para o ano de 2010. Ao calcular a área de cada classe de uso e ocupação, notou-se que a variação das áreas não foram muito significativas. Assim, a área utilizada foi a área média de cada classe ao longo dos anos. A formação florestal foi a classe com maior incidência no local ao longo dos anos (48,93% em média). A segunda classe de maior incidência foi a pastagem, com 16,68%, seguida da agropecuária, com 13,71% (Tabela *2*) .

A classe que apresentou a maior quantidade de desastres foi a área urbanizada (classe 24) com 587 desastres (62,45%) (Tabela 2). Isso era esperado, uma vez que se utilizou os chamados da defesa civil para

desenvolver o inventário dos desastres. Desse modo, quanto maior a concentração de pessoas, maior a probabilidade de haver chamado da defesa civil para a região.

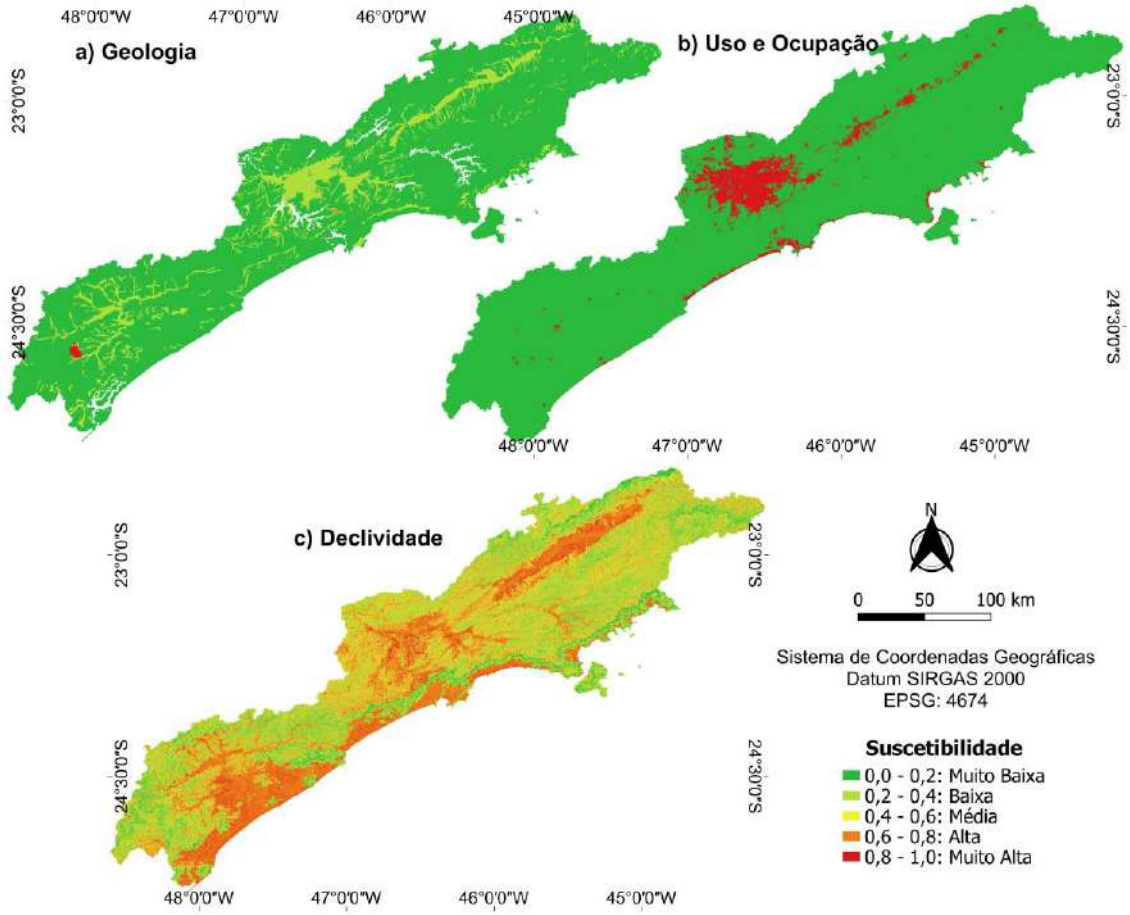


Figura 3. Carta de suscetibilidade dos fatores desencadeadores da área de estudo: a) geológica, b) uso e ocupação e c) declividade

Tabela 2. Análise do fator uso e ocupação para a suscetibilidade, ilustrando apenas algumas classes.

COD	Classe Descrição	Área média (%)	Qtdd. de desastres	% dos desastres	Qtdd/ área	Valores Norm.
3	Formação Florestal	48,93	95	10,11%	0,0050	0,022
15	Pastagem	16,68	58	6,17%	0,0089	0,039
21	Agropecuária - Mosaico de Usos	13,71	143	15,21%	0,0268	0,116
23	Praia, Duna e Areal	0,03	1	0,11%	0,0994	0,428
24	Área Urbanizada	6,51	587	62,45%	0,2320	1,000
25	Outras Áreas não vegetadas	0,21	12	1,28%	0,1440	0,621
29	Afloramento Rochoso	0,21	2	0,21%	0,0242	0,104

As classes com maiores áreas também tiveram valores expressivos de desastres: a agropecuária registrou 15,21% dos desastres, seguida da formação florestal com 10,11% dos desastres e a pastagem com 6,17% dos desastres ocorridos na região (Tabela *2*). Por isso também foi feita análise do fator em relação a área ocupada e posteriormente normalizada essa relação.

Como esperado, a classe que apresentou maior suscetibilidade foi a classe das áreas urbanizadas. Isso porque, quanto mais pessoas em uma dada região, mais pessoas acabam sendo afetadas com os desastres, e desse modo, mais chamados a defesa civil tem. Outro ponto que se esperava ter uma elevada suscetibilidade a desastres é o fato de que o escoamento superficial e a infiltração de água no solo estão diretamente relacionadas com o uso e ocupação do local (KARYMBALIS et al., 2021). As áreas urbanas costumam

apresentar uma baixa infiltração e um escoamento superficial significativo, uma vez que as áreas são, em sua grande maioria, impermeável (OLII et al., 2021).

A classe de áreas não vegetadas (25) foi classificada como alta suscetibilidade e a classe de praia, dunas e areal (23) como média suscetibilidade. A falta de vegetação está diretamente relacionada com o aumento da suscetibilidade a movimentos de massa. As raízes das plantas auxiliam na estabilização do solo (GERSCOVICH, 2016), e a retirada da vegetação contribui para a rápida saturação do solo em chuvas intensas, aumentando a instabilidade (DIAS et al., 2002). As praias estão localizadas próximas a Serra do Mar, local onde o solo apresenta certa instabilidade quando não ocupado de maneira correta (WIGGERS, 2013).

A Figura 3b ilustra a espacialização da suscetibilidade dos desastres de origem geológica em função das classes de uso e ocupação. A maior parte da região foi classificada como muito baixa suscetibilidade aos desastres, exceto a região litorânea, da grande São Paulo e da BR-116. Essas áreas somam 6,72% da área total de estudo e foram classificadas como muito alta e alta suscetibilidade para os desastres de origem geológica.

Por fim, a Figura 2c mostra o mapa de declividade da área de estudo. A maior parte da área, 35,6%, possui declividade entre 20% a 45%, sendo classificada como forte ondulada. A declividade ondulada, de 8 a 20%, ocupa 26% da área de estudo. As classes planas (de 0 a 3%) e suave ondulado (3 a 8%), ocupa respectivamente 18,7% e 11,3% de toda a área. Por fim, a classe montanhosa ocupa 7,9% e a escarpado apenas 0,5% de toda a área de estudo.

Na Tabela 3 consta o levantamento dos desastres ocorridos no período estudado, entre 1996 a 2020, em cada classe de declividade. A classe que apresentou maior quantidade dos desastres foi a classe ondulada, com declividades entre 8 a 20%, com 290 (30,85%) desasters dos 940 que ocorreram em toda a área de estudo.

Tabela 3. Análise do fator uso e ocupação para a suscetibilidade

Declividade	Área (%)	Qtdd. de desastres	% dos desastres	Qtdd/ área	Valores Norm.
0 - 3: Plano	18,68	239	25,42	0,0332	0,770
3 - 8: Suave Ondulado	11,32	188	20,00	0,0431	1,000
8 - 20: Ondulado	26,00	290	30,85	0,0289	0,671
20 - 45: Forte Ondulado	35,55	203	21,60	0,0148	0,344
45- 75: Montanhoso	7,90	20	2,13	0,0066	0,152
75 - 100: Escarpado	0,55	0	0	0,0000	0,000

Nota-se que na classe escarpada não ocorreu nenhum desastre. Na realidade, essa classe está localizada nas regiões de serra, o que acaba tendo pouca, ou nenhuma residência, diminuindo assim a probabilidade de pessoas serem afetadas diretamente pelos desastres e, consequentemente, não haver chamado da defesa civil.

Apesar do fator declividade não ter ocorido a maior quantidade dos desastres nas maiores áreas, também foi realizado a análise em relação a área da classe a fim de padronizar as análises. As classes com menor suscetibilidade à desastres de origem geológica foram a montanhosa e escarpado, as quais possuem declividade acima de 45%. Era esperado que a classe escarpada apresentasse suscetibilidade muito baixa, pois segundo Dai; Lee (2002), a estabilidade dos taludes aumenta acima dos 40º, ou seja, na classe escarpada. Porém, diversos autores apontam que a classe montanhosa e a forte ondulada (20 a 75% - em torno de 10 a 35º), que foram classificadas como muito baixa e baixa suscetibilidade, são as mais propensas a ocorrerem desastres de origem geológica (JIMÉNEZ-PERÁLVAREZ, 2018; METEN et al., 2015; PEREIRA, 2009; SESTRAS et al., 2019; TIEN BUI et al., 2016). Isso pode ter acontecido porque, apesar do elevado número da desastres na classe forte ondulada (203), essa é a classe com maior área, 35,6%.

As classes que foram classificadas com maior suscetibilidade a desastres de origem geológica foram as classes com declividades menores: de 3 a 8%, seguido da classe de 0 a 3% e de 8 a 20%. A Figura 3c mostra a espacialização dos dados de suscetibilidade à desastres geológicos em função da declividade do local.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As tres cartas de suscetibilidade foram capazes de indicar regiões mais suscetiveis a desastres de origem geológica. Nota-se que a região metropolitana de São Paulo e a região da BR-116, Rodovia Presidente Dutra são regiões, que independente da carta, apresenta suscetibilidade mais elevada que as demais regiões.

Na carta embasada na geologia essas regiões apresentaram média suscetibilidade, todavia essa carta apresentou uma pequena área como muito alta suscetibilidade, sendo a maior parte da área de estudo classificada como muito baixa ou baixa suscetibilidade, o que leva a indicar que regiões de média suscetibilidade requerem uma atenção especial nas politicas publicas voltadas a contenção e resiliencia da área.

Na carta em função da declividade essas regiões apresentam muito alta e alta suscetibilidade. No entanto, nessa carta outras regiões tambem demandam por atenção das lideranças. Essas áreas são a região litoranea da Baixada Santista, do litoral Sul do estado e da região central da região administrativa de Registro.

Por outro lado, a carta de suscetibilidade em função do uso e ocupação deixa nítido que as áreas que exigem cuidados especiais do governo é a região metropolitana de São Paulo, a região da rodovia BR-116 e a Baixada Santista, uma vez que a carta é dividida, de maneira geral, em regiões de muito alta e de muito baixa suscetibilidade. Desse modo, os autores apontam que essas tres regiões, região metropolitana de São Paulo, Baixada Santista e rodovia BR-116, são as regiões que provavelmente são mais suscetíveis a movimento de massa.

As cartas de suscetibilidade em função dos fatores desencadeadores fornecem informações indispensáveis para o acompanhamento da região pelos tomadores de decisão. Uma mudança em um fator desencadeador pode aumentar ou diminuir a sustebilidade da área. Entretanto existem outros fatores que tambem podem ter correlação com a suscetibilidade da área, e analisar todos de maneira isolada, como foi feito nesse trabalho torna-se um trabalho árduo. Por esse motivo, para auxiliar no desenvolvimento de políticas públicas especificas, a longo prazo, que efetivamente minimizem os riscos, é indicado que seja construída uma única carta de suscetibilidade ponderando esses fatores analisados e outros que se julguem influentes nos desastres ocorridos na área de estudo.

De maneira geral, as cartas de suscetibilidade são ferramentas indispensáveis para o estudo dos desastres, uma vez que juntamente com as análises de pluviometria e vulnerabilidade social é possiel apontar áreas de maiores ou menores riscos a ocorrencia desses desastres nas áreas de interesse.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a CAPES pela bolsa de doutorado concedida ao primeiro autor.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADITIAN, A.; KUBOTA, T.; SHINOHARA, Y. (2018) Comparison of GIS-based landslide susceptibility models using frequency ratio, logistic regression, and artificial neural network in a tertiary region of Ambon, Indonesia. *Geomorphology*, v. 318, p. 101–111.

AHRENDT, A. (2005) *Movimentos de massa gravitacionais- Proposta de um sistema de previsão: aplicação na área urbana de Campos de Jordão - SP*. Ph.D. Thesis - São Carlos: Universidade de São Paulo, Doutorado em Geotecnia, p. 364.

BRAGAGNOLO, L.; SILVA, R. V.; GRZYBOWSKI, J. M. V. (2019) Mapeamento da suscetibilidade a deslizamentos com Redes Neurais Artificiais a partir do módulo gratuito e de código aberto r.landslide. *In: XII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul - GEOSUL Joinville.*

CEMADEN. (2024) Reunião de Impactos do CEMADEN: *Avaliação e previsão de impactos de extremos de origem hidro-geo-climático em atividades estratégicas para o Brasil*. Ministério da Ciência, Tecnologia e Inovação. Governo Federal do Brasil.

CRED (2023). Disasters Year in Review 2022. *Cred Crunch*, n. 70, abr.

DAI, F. C.; LEE, C. F. (2022) Landslide characteristics and slope instability modeling using GIS, Lantau Island, Hong Kong. *Geomorphology*, v. 42, n. 3–4, p. 213–228,

DIAS, F. P.; LÚCIA, M.; HERRMANN, P. (2002) Suscetibilidade a deslizamentos: Estudo de caso no bairro Saco Grande, Florianópolis – SC. *Caminhos de Geografia*, v. 6, p. 57–73.

G1 - VALE DO PARAÍBA E REGIÃO (2023). *Temporal devastador no Litoral Norte de SP completa um mês: confira um resumo da tragédia*. Disponível em: <https://g1.globo.com/sp/vale-do-paraiba-regiao/noticia/2023/03/19/temporal-devastador-no-litoral-norte-de-sp-completa-um-mes-confira-um-resumo-da-tragedia.ghtml>. Acesso em: 13 mar. 2024

GERSCOVICH, D. M. S. (2016) *Estabilidade de taludes.* 2 ed ed. São Paulo: Oficina de Textos.

GUIMARÃES, R. F., MACHADO, W. P., DE CARVALHO JR, O. A., MONTGOMERY, D. R., GOMES, R. A. T., GREENBERG, H. M., CATALDI, M., MENDONÇA, P. C. (2017) Determination of areas susceptible to landsliding using spatial patterns of rainfall from Tropical Rainfall Measuring Mission data, Rio de Janeiro, Brazil. *ISPRS International Journal of Geo-Information*, v. 6, n. 10.

HADER, P. R. P., Kaiser, I. M., Manzato, G. G, Peixoto, A. S. P. (2020) Hazard Assessment of Landslides Disasters in the City of Cubatão, State of São Paulo, Brazil. *INCREaSE*, p. 1–15.

HADER, P. R. P. (2021) *Metodologia para avaliação de perigo de movimentos de massa considerando fatores socionaturais.* Bauru: Universidade Estadual Paulista: Mestrado em Geotecnia .

IPT, I. DE P. T. (1981) *Mapa Geológico do Estado de São Paulo.* Escala 1:500.000, Volumes I e II.

JIMÉNEZ-PERÁLVAREZ, J. D. (2018) Landslide-risk mapping in a developing hilly area with limited information on landslide occurrence. *Landslides*, v. 15, n. 4, p. 741–752.

KARYMBALIS, E., ANDREOU, M., BATZAKIS, D.-V., TSANAKAS, K., KARALIS, S. (2021) Integration of GIS-Based Multicriteria Decision Analysis and Analytic Hierarchy Process for Flood-Hazard Assessment in the Megalo Rema River Catchment (East Attica, Greece). *Sustainability*, 13, 10232. https://doi.org/10.3390/su131810232

MapBiomas Brasil. (2023) Disponível em: <https://brasil.mapbiomas.org/colecoes-mapbiomas/>. Acesso em: 28 jun. 2023.

METEN, M.; PRAKASHBHANDARY, N.; YATABE, R. (2015) Effect of Landslide Factor Combinations on the Prediction Accuracy of Landslide Susceptibility Maps in the Blue Nile Gorge of Central Ethiopia. *Geoenvironmental Disasters*, v. 2, n. 1.

OLII, M. R.; OLII, A.; PAKAYA, R. (2021) The integrated spatial assessment of the flood hazard using AHP-GIS: The case study of gorontalo regency. *Indonesian Journal of Geography*, v. 53, n. 1, p. 126–135.

PASCOTO, T. V.; RODRIGUES, J.; PEIXOTO, A. S. P. (2022) Carta de Suscetibilidade Geomorfológica a Movimentos de Massa para as Regiões Administrativas de São Paulo , São José dos Campos , Baixada Santista e Registro. In: *VIII Conferencia Brasileira sobre Estabilidade de Encostas*, v. 1, p. 212.

PELLEGRINA, G. J. (2011) *Proposta de um procedimento metodológico para o estudo de problemas geoambientais com base em banco de dados de eventos atmosféricos severos*. Dissertação - Bauru: Universidade Estadual Paulista, Mestrado em Geotecnia, 184 f.

PEREIRA, S. DA S. (2009) *Perigosidade a movimentos de vertente na região norte de Portugal.* Dissertação de doutoramento em Geografia Física. Faculdade de Letras da universidade do Porto.

QUEVEDO, R. P.; OLIVEIRA, G. G. DE; GUASSELLI, L. A. (2020) Mapeamento de Suscetibilidade a Movimentos de Massa a partir de Redes Neurais Artificiais. *Anuário do Instituto de Geociências - UFRJ*, v. 43, p. 128–138.

SANDES, M. DOS S. (2023) *MAPEAMENTO DE RISCO DE MOVIMENTOS DE MASSA EM CORREDORES RODOVIÁRIOS: ESTUDO DE CASO NA BR-116 ENTRE OS MUNICÍPIOS DE JACAREÍ E QUELUZ (SP).* Dissertação de mestrado—Bauru: Universidade Estadual Paulista (UNESP).

SESTRAS, P., BILASCO, S., ROSCA, S., NAS, S., BONDREA, M. V., GÂLGAU, R., VERES, I., SALAGEAN, T., SPALEVIĆ, V., CÎMPEANU, S. M. (2019) Landslides susceptibility assessment based on GIS statistical bivariate analysis in the hills surrounding a metropolitan area. *Sustainability (Switzerland)*, v. 11, n. 5, p. 1–23.

TIEN BUI, D., TUAN, T. A., KLEMPE, H., PRADHAN, B., REVHAUG, I. (2016) Spatial prediction models for shallow landslide hazards: a comparative assessment of the efficacy of support vector machines, artificial neural networks, kernel logistic regression, and logistic model tree. *Landslides*, v. 13, n. 2, p. 361–378.

WIGGERS, M. M. (2013) *Zoneamento das áreas de risco a movimentos de massa no perímetro urbano do municipio de Caxias do Sul (RS).* Dissertação (Mestrado em Geografia) – , Porto Alegre, 2013.: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

ZUQUETTE, L. V. (2018) *Riscos, desastres e eventos naturais perigosos***.** Vol 2. q ed. Rio de Janeiro: Elsevier.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/368

Análise da Utilização de Vegetação na Estabilidade de Taludes

Glória Stéffane Goes Silva
Acadêmica do curso de Engenharia Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, gloria.steffane17@gmail.com

Geovanna Karla da Silva Simões
Engenheira Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, geovannakarlass@gmail.com

Arthur Vinícius Freire Silva Ramos
Engenheiro Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, arthur_vinicios_@hotmail.com

Mayra Silva Dantas
Acadêmica do curso de Engenharia Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, dantasmayra70@gmail.com

Fábio Lopes Soares
Professor do curso de Engenharia Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, flseng@uol.com.br

RESUMO: A erosão do solo é configurada como o processo ao qual o material rochoso ou terroso é desagregado da superfície terrestre. Esse desgaste é provocado, sobretudo, por agentes como chuvas, ventos e temperatura. Além disso, a ausência de recobrimento em taludes é responsável por diversos casos de erosão e deslizamentos de massa, tendo as ações antrópicas como agentes potencializadores. Nessa perspectiva, a utilização de vegetação em taludes propicia a redução dos níveis de erodibilidade, além de diminuir os efeitos causados pelo escoamento e infiltração das águas pluviais, contribuindo para a estabilidade da estrutura, visto que, as raízes propiciam o aumento da coesão e ângulo de atrito do solo. Nesse sentido, o presente trabalho apresenta um estudo acerca da influência das raízes vegetais na resistência da encosta, por meio de uma revisão bibliográfica para o levantamento de dados e informações no que diz respeito ao comportamento da vegetação existente no local estudado, além do comparativo da análise de estabilidade do talude com e sem a presença do Capim Vetiver. Dessa forma, obteve-se o fator de segurança para os dois cenários, analisando a variação percentual de resistência física e mecânica do solo.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Vegetação, Capim Vetiver, Fator de Segurança.

ABSTRACT: Soil erosion is defined as the process by which rocky or earthy material is disaggregated from the earth's surface. This wear and tear are mainly caused by agents such as rainfall, wind, and temperature. Furthermore, the absence of covering on slopes is responsible for several cases of erosion and mass slides, with anthropic actions as potentiating agents. In this perspective, the use of vegetation on slopes promotes the reduction of erodibility levels, in addition to decreasing the effects caused by runoff and infiltration of rainwater, contributing to the stability of the structure, as roots increase the cohesion and angle of friction of the soil. In this sense, the present work presents a study on the influence of plant roots on slope resistance, through a literature review to gather data and information regarding the behavior of existing vegetation at the study site, in addition to a comparative analysis of slope stability with and without the presence of Vetiver grass. Thus, the safety factor was obtained for both scenarios, analyzing the percentage variation of the physical and mechanical resistance of the soil.

KEYWORDS: Slope Stability, Vegetation, Capim Vetiver, Safety Factor.

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do contexto historiográfico, a ocupação de áreas urbanas cresceu vertiginosamente, implicando diretamente na retirada da cobertura vegetal natural para a construção de edificações e obras de infraestrutura. Nesse sentido, de acordo com Tabalipa e Fiori (2008), o desmatamento em taludes resulta na

diminuição dos efeitos mecânicos devido à ação das raízes no solo, bem como, acarreta na incidência direta da chuva sobre o maciço.

A área de estudo está localizada na cidade de João Pessoa, situada no litoral paraibano, a qual apresenta clima tropical úmido com altos índices pluviométricos. Dessa forma, segundo Martini *et al*. (2006), a precipitação pluviométrica, no contexto brasileiro, é o principal agente deflagrador da erosão e movimentos de massa, sendo, portanto, grande responsável pela instabilidade do solo, principalmente em áreas de risco geotécnico. Consoante Ferreira (2004), a regularização do processo erosivo compreende um conjunto de obras em que possibilita reduzir a energia de escoamento superficial da água da chuva sobre o solo desnudo e propenso a deslizamentos de massa.

Segundo Barbosa (2012), a vegetação é um instrumento da bioengenharia utilizado para recuperação do solo, controle da erosão e estabilização de taludes, e sua utilização ao longo dos anos tem aumentado significativamente. Nesse sentido, o Capim Vetiver se apresenta como uma solução eficaz para erodibilidade do solo, sendo ainda, conforme Quito (2014), capaz de responder a estímulos táteis provenientes do ambiente biológico, além de se adequar a todos os tipos de solo e controlar o escoamento, diminuindo o transporte de sedimentos. Portanto, o atual estudo possui como objetivo principal, avaliar, por meio de ensaios laboratoriais e revisão de literatura, a eficácia do Capim Vetiver no que tange a resistência ao cisalhamento do maciço, traçando um comparativo entre um solo com vegetação e sem vegetação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Efeitos da Chuva

Lima (2002) *apud* Ramos *et al*. (2022), retratam a existência da correlação entre chuva acumulada e eventos de deslizamentos de massa, visto que a chuva é um dos principais agentes deflagradores por reduzir drasticamente a resistência do solo através da elevação da saturação do solo e da erosão nas encostas. Somado a isso, dependendo do perfil topográfico e geológico, e da classificação do grau de risco, existe a possibilidade de ocorrer deslizamentos de massa, expondo os moradores dessas zonas à situação de vulnerabilidade.

2.2 Erosão

A erosão se configura como um processo natural responsável por modificações no relevo, que, de acordo com Nakajina (2015), são intensificadas por agentes erosivos tais quais a água, o vento e as ações humanas. Nesse contexto, de acordo com Santos (2015), esse fenômeno é um dos processos capazes de alterar significativamente a paisagem, destacando-se principalmente por sua característica de desprendimento e transporte de material.

No Brasil, a erosão conta com um fator agravante que é o clima tropical. As constantes precipitações pluviais favorecem o processo erosivo (DO REGO, 1978), em que a desnudação do solo se caracteriza como um agente acelerador das intempéries nos taludes. Dessa maneira, de acordo com Alheiros *et al*. (2003), a vegetação presente na superfície do talude desempenha uma função essencial na prevenção da erosão, na atenuação da infiltração de água nas áreas não protegidas e na estabilização do talude.

2.3 Efeitos Mecânicos da Vegetação no Talude

Uma das propriedades mecânicas mais importantes da vegetação no solo são as raízes, devido a resistência à tração, que, ao contrário do solo, resiste às forças compressivas. Além disso, outro efeito que as raízes apresentam é o de aglomerar as partículas do solo, cooperando para a elevação do ângulo de atrito e coesão (ALHEIROS *et al.*, 2003). De acordo com Coelho e Pereira (2006), esse efeito ocasiona consequente redução da erodibilidade do solo do talude, o que, para Baets *et al*. (2008) *apud* Júnior (2019), a ação combinada do solo e das raízes se converte em um solo reforçado.

Cada espécie vegetal possui um tipo específico de raiz, o que, consequentemente, de acordo com suas características concede ao solo maior ou menor resistência ao cisalhamento (BARBOSA, 2012). De acordo com Fiori e Carmignani (2009) *apud* Cavalcanti (2017), é necessário considerar a interação solo-raiz para avaliar a contribuição da resistência ao cisalhamento do solo pelas raízes. Nesse tipo de sistema, as raízes podem ser tratadas como se fossem elementos flexíveis e elásticos que, quando enterrados no solo, aumentam a resistência. Dependendo das propriedades do solo e da topografia local, o revestimento protetor pode ser realizado por meio de materiais naturais ou artificiais, obtendo-se resultados positivos e duradouros, caso seja aplicado com os devidos cuidados.

2.4 Capim Vetiver

De acordo com Truong *et al*. (2008), o capim vetiver tem um sistema radicular, maciço, e fortemente estruturado e distribuído, com uma taxa de crescimento muito alta, podendo chegar a 1/6 da resistência do aço leve, além disso, é capaz de crescer de 3 a 4 metros em um ano. O resultado do seu conjunto de raízes profundas é a alta tolerância à seca. Dessa forma, o plantio de Capim Vetiver em encostas pode colaborar na contenção de deslizamentos de terra e estabilização de massas.

O entrelaçamento das raízes forma um sistema similar ao comportamento de uma rede de geossintéticos, fornecendo um aumento aparente da coesão, que aumenta as propriedades de resistência do solo (TEIXEIRA, 2017). Além do mais, de acordo com Jardim (2017), o sistema radicular das espécies vegetais, em sua maioria, contribuem para o reforço do solo produzido pelas raízes secundárias, denominadas de radicelas, comportando-se como tirantes vivos, que promovem o aumento da resistência ao cisalhamento dada pela transmissão de tensões entre o solo e as raízes.

Segundo Cavalcanti (2017), uma das grandes vantagens da utilização do Capim Vetiver é o baixo custo-benefício, quando comparada a outras plantas com a mesma finalidade. Pode-se destacar, ainda, que não se trata de uma planta invasora, sendo resistente ao fogo e que cresce e se desenvolve em distintos tipos de solo. O Capim Vetiver é facilmente removido, sobrevive em condições intempéricas, possui baixo custo de implantação e manutenção, e não é hospedeiro de insetos e fungos.

2.5 Solução Mista para Reduzir os Custos da Contenção

As raízes desempenham funções mecânicas e de proteção superficial do solo, colaborando para o aumento da estabilidade do maciço, e apresentam, em sua maioria, baixos custos de execução e manutenção quando comparados a outras soluções estabilizantes.

Considerando os aspectos da interação solo-raiz descritos no estudo de Coelho e Pereira (2006), a adoção de soluções mistas, ou seja, a união da execução de contenções convencionais ao plantio de vegetação, colaboram para elevação do fator de segurança da barreira e, consequentemente, para as estabilizações com custos menores e mais acessíveis, uma vez que segundo Simões (2023) a maioria das áreas de risco estão localizadas em comunidades carentes, onde não há recursos financeiros para arcar com soluções complexas e dispendiosas. Tornando-se, portanto, uma solução vantajosa tanto para os moradores dessas regiões mais carentes, quanto para o poder público.

3 DESENVOLVIMENTO E RESULTADOS

3.1 Área de Estudo

A região de estudo se localiza no bairro do Miramar, próximo a uma das principais avenidas da cidade de João Pessoa-PB, Figura 1. O bairro possui predominantemente uma característica residencial, com uma leve predominância de ocupação horizontal. Porém, atualmente, está em processo de ocupação vertical, sendo

considerado o segundo bairro mais procurado para a construção de edifícios residenciais, segundo Filipéia (2021).

Figura 1. Região de estudo.

A encosta estudada, de acordo com dados da Prefeitura de João Pessoa, passou por um processo de remodelamento no ano 2023, juntamente com uma reforma na área no entorno, em que o relevo natural do talude recebeu o plantio de Capim Vetiver como função de proteção vegetal e paisagismo da área. O talude apresenta altura de 7,00 metros e inclinação média de aproximadamente 28 graus.

3.2 Vegetação Existente

Em visitas de campo, verificou-se que a vegetação existente é da espécie Capim Vetiver, por meio de avaliação técnica realizada e pelo auxílio eletrônico do aplicativo *Plantum* (2024) para identificar a espécie de planta, Figura 2. Por se tratar de um talude que passou por um remodelamento no ano de 2023, concluiu-se que o Capim Vetiver no talude de estudo apresenta menos de um ano de plantio. A identificação da espécie é primordial para o referido estudo, ao qual irá ser comparado às características mecânicas do solo com e sem vegetação.

Figura 2. Identificação do tipo de vegetação.

3.3 Coleta de Amostras

A fim de atingir os objetivos propostos para a pesquisa, realizou-se a coleta de amostras no talude estudado. Para a análise dos efeitos da utilização de vegetação, foram escolhidos pontos do talude de estudo com e sem a presença de cobertura vegetal.

Para tal, foram coletadas amostras indeformadas através do extrator do tipo *shelby*, na direção horizontal, a uma profundidade de aproximadamente 30 cm da superfície, sendo duas amostras indeformadas no solo com vegetação, extraídas no sentido perpendicular às raízes, e mais duas amostras indeformadas no solo sem vegetação. As amostras foram submetidas ao ensaio de cisalhamento direto, fornecendo os parâmetros de resistência do solo, obtendo assim, informações importantes no que tange a estabilidade de taludes, o ângulo de atrito e a coesão.

Em continuidade, foi recolhido amostras deformadas para a caracterização física do solo, sendo base para os ensaios de granulometria, teor de umidade, densidade das partículas sólidas e limites de Atterberg. Nesse sentido, obtêm-se dados capazes de estabelecer correlações entre aspectos físicos e mecânicos do solo nas duas situações consideradas.

3.4 Resultados do Ensaio de Laboratório

Com relação a amostra deformada do solo, foi realizado a análise granulométrica conjunta de acordo com a NBR 7181/2016, por meio do ensaio de peneiramento (fração grossa) e sedimentação (fração fina), é possível a determinação da curva granulométrica, Tabela 1, essencial para caracterização do solo. Com base nos resultados encontrados, observa-se que o solo estudado possui um maior percentual de areias (34,28% de areia fina e 22,26% de areia grossa) e com uma fração de silte e argila de 30,59%.

Tabela 1. Resumo granulométrico segundo o DNIT.

Resumo da Granulometria - DNIT	
Material	**Retido (ΔX%)**
Pedregulho (d>2,00mm)	12,87
Areia Grossa (0,42mm<d≤2mm)	22,26
Areia Fina (0,075mm<d≤0,42mm)	34,28
Silte + Argila (d≤0,075mm)	30,59
Total	100,00
Areia Total (entre a Pen Nº 10 e a 200)	56,55

Em continuidade, por meio do ensaio dos Limites de Attemberg, em conformidade com a NBR 6459/2016 e NBR 7180/2016, tem-se os dados referentes ao Limite de Liquidez (30,2%) e Limite de Plasticidade (25,8%), no qual, estão intimamente relacionados à umidade do solo. A junção dos ensaios de granulometria e do Limite de Attemberg possibilita a classificação do solo. Dessa forma, o solo analisado foi classificado como SM-SC, ou seja, areia silto-argilosa, de acordo com a classificação do Sistema Unificado de Classificação dos solos - SUCS.

Foram encontrados os parâmetros de resistência do solo, por meio do ensaio de cisalhamento direto, seguindo a metodologia descrita na NBR ISO 12957-1/2022. Realizou-se o ensaio para as amostras indeformadas com o solo sem vegetação e para as amostras indeformadas com vegetação, as quais foram moldadas no corpo de prova com as raízes no sentido perpendicular a força de cisalhamento.

Em conjunto com o resultado do cisalhamento direto, foi utilizado o dado de uma sondagem Nspt próxima a região, ao qual forneceu informações importantes do solo da área sem vegetação. Utilizando-se o método de correlação da sondagem Nspt para encontrar os parâmetros de coesão e ângulo de atrito, como proposto por Godoy (1972) e Texeira (1996) *apud* Ramos (2023), confirmando os resultados encontrados através do ensaio de cisalhamento direto.

Dessa forma, obteve-se a coesão e o ângulo de atrito do solo sem vegetação e com vegetação. A Tabela 2 apresenta as características físicas e mecânicas da região estudada para as duas situações analisadas.

Tabela 2. Propriedades físicas e mecânicas do solo.

Características Físicas	**Sem Vegetação**	**Com Vegetação**
Ângulo de Atrito (°)	15,3	17,10
Coesão (KPa)	22,8	25,1
Peso Específico (KN/m³)	16	16
Umidade (%)	4	4

3.5 Determinação do Fator de Segurança e Comparativo da Estabilização do Talude

Foram realizados cálculos de verificação de estabilidade do talude, considerando as tensões totais e a resistência não drenada com base nos parâmetros obtidos durante o estudo. Após obter os dados dos ensaios de laboratório, foi possível realizar a modelagem da encosta por meio do *software* GeoStudio 2021 Slope/W da Geo-Slope International. Assim, a investigação foi planejada utilizando-se o critério de estabilidade de Mohr-Coulomb através do método de limite de equilíbrio de Bishop.

Dessa forma, calculou-se os fatores de segurança críticos do talude, com vegetação e sem vegetação, tornando-se possível comparar a influência do Capim Vetiver na estabilidade do talude. A Figura 3 apresenta os resultados do Fator de Segurança (FS) obtidos durante a análise.

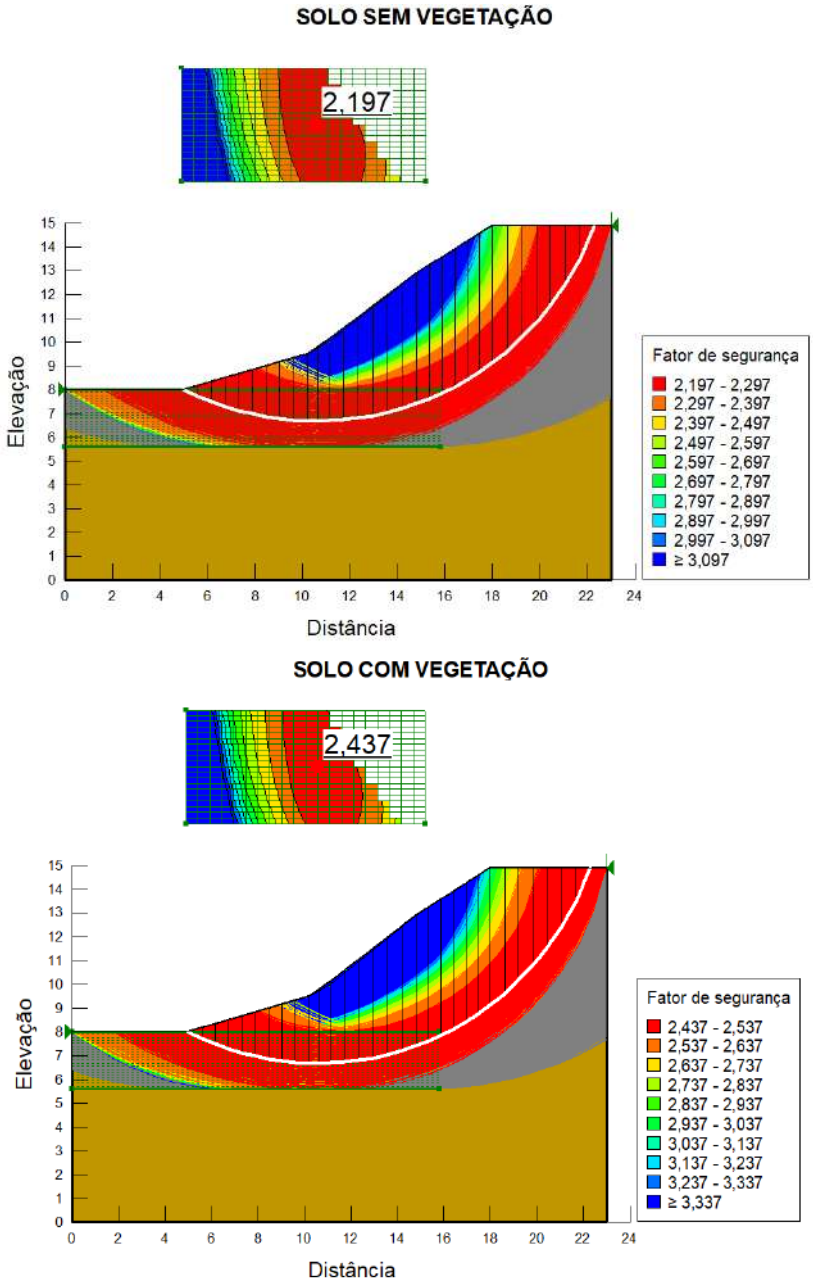


Figura 3. Análise de estabilidade no *software* Geo-Slope para o solo com e sem vegetação respectivamente.

Durante a análise de estabilidade no modelo computacional, foram obtidos um FS de 2,197 para o talude sem vegetação e um FS de 2,437 para o solo com vegetação, demonstrando o aumento percentual de 10,92% do fator de segurança do solo com vegetação em relação ao solo sem vegetação. Desse modo, é perceptível

que já no primeiro ano de idade do plantio do Capim Vetiver, o talude com vegetação apresentou um fator de segurança superior ao solo desnudado, evidenciando os efeitos positivos das raízes desse tipo de vegetação no solo, no que se refere ao aumento de parâmetros como a coesão e o ângulo de atrito, os quais estão diretamente relacionados a estabilidade do talude.

4 CONCLUSÃO

Diante do exposto, é possível concluir que a utilização da vegetação em taludes desempenha um papel fundamental na estabilização do solo, contribuindo significativamente para a redução da erosão e dos movimentos de massa. A presença de cobertura vegetal, especialmente a espécie de Capim Vetiver, demonstrou impactos positivos na resistência do solo, aumentando tanto o ângulo de atrito quanto a coesão, conforme evidenciado pelos resultados dos ensaios de laboratório. Além disso, o solo com vegetação apresentou um fator de segurança de 10,92% superior ao fator de segurança do solo sem vegetação. No entanto, a porcentagem ainda é baixa devido ao fato de o Capim Vetiver ter sido plantado há apenas um ano, porém, espera-se que os valores do FS aumentem gradativamente no decorrer dos anos, devido ao efeito de enraizamento no solo.

Ademais, a modelagem computacional do talude confirmou que a estabilização por meio da vegetação pode ser uma alternativa viável e econômica, especialmente em áreas de baixa renda. Nesse sentido, a proposta de solução mista, que combina técnicas convencionais de contenção com o plantio de vegetação, mostra-se como uma abordagem eficaz para reduzir os custos e promover a estabilidade do talude. Dessa forma, como é possível observar no estudo, a utilização do Capim Vetiver desempenha um importante aspecto para elevar o fator de segurança da encosta a longo prazo e, já para curto prazo, colabora diretamente na proteção superficial da barreira.

Portanto, recomenda-se para pesquisas futuras que sejam realizados novos estudos no talude em questão, com o objetivo de avaliar o ganho de resistência do solo nos próximos anos, devido ao enraizamento da vegetação no solo.

AGRADECIMENTOS

Gostaríamos de expressar nossos agradecimentos ao Laboratório de Solos da Universidade Federal da Paraíba (UFPB) e à empresa que nos forneceu os dados de sondagem utilizados em nossa pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALHEIROS, M, M.; *et al*. (2003) *Manual de ocupação dos Morros da Região Metropolitana do Recife*. FIDEM, Recife- PE.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). NBR 6459 - *Determinação do Limite de Liquidez*. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). NBR 7180 - *Determinação do Limite de Plasticidade*. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). NBR 7181 - *Análise Granulométrica. ABNT*, Rio de Janeiro, RJ, 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2022). NBR ISO 12957-1 - *Geossintéticos — Determinação das características de atrito. Parte 1: Ensaio de cisalhamento direto*. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 13p.

BARBOSA, Michele Cristina Rufino. (2012) E*studo da aplicação do vetiver na melhoria dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos em taludes.* Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UFOP.

CAVALCANTI, M. M. (2017) *Estabilização de encostas com proteção superficial e drenagem superficial e profunda*. 2017. 97 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

COELHO, A. T.; PEREIRA, A. R. (2006) *Efeitos da vegetação na estabilidade de taludes e encostas*. Boletim Técnico: Deflor Bioengenharia, Ano 01, v.1, nº 002.

FERREIRA, Marcilene Dantas. (2004) *Análise da evolução dos processos erosivos acelerados em áreas urbanas e das técnicas de controle e recuperação- Córrego do Tucum (São Pedro/ SP).* Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

FILIPEIA (2021). Atlas Municipal de João Pessoa.

JARDIM, Lucas de Santana Oliveira da Veiga. (2017) *Análise de estabilidade de taludes em encostas revestidos com capim vetiver: estudo de caso em Teutônia/RS*. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade de Brasília.

JÚNIOR, F. É. B. (2019) *Utilização do capim vetiver como solução da bioengenharia para o controle da erosão de mata redonda*. Programa de Graduação em Engenharia Civil / UFPB, João Pessoa.

MARTINI, L. C. P, *et al*. (2006) *Avaliação da Suscetibilidade a Processos Erosivos e Movimentos de Massa: Decisão Multicriterial Suportada em Sistemas de Informações Geográficas*. Geol. USP, Sér. cient. v.5 n.2, São Paulo.

NAKAJIMA, Karem Kiyomi. (2015) *Proposta de técnicas de controle da erosão às margens da PR-317 entre Floresta e Peabiru*. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

PLANTUM: identificador de plantas (2024). AIBY Incorporated. Versão 6.1.

QUITO, Vivian Souza. (2014) *Estudo sobre a influência das raízes do capim vetiver na permeabilidade de um solo tropical compactado.* Programa de Graduação em Engenharia Civil. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Rio de Janeiro

RAMOS, A. V. F. S. (2023) *Análise e Proposta de Baixo Custo para Estabilização de Talude no Bairro São José em João Pessoa-PB – Estudo de Caso*. Programa de Graduação em Engenharia Civil / Centro de Tecnologia / Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa.

RAMOS, A. V. F. S.; SIMÕES, G. K. S.; SOARES, F. L. (2022) *Mapeamento de Risco e Educação Ambiental no bairro do Roger na cidade de João Pessoa*. COBRAE, ABMS, Pernambuco, v.3.

REGO, Jalves José Verçosa do. (1978) E*rosão superficial em taludes de corte em solo residual de gnaisse.* Programa de Pós-Graduação de Engenharia da UFRJ.

SANTOS, Luana Maria dos. (2015) *Erosão em taludes de corte: métodos de proteção e estabilização*. UNESP, Guaratinguetá, SP.

SIMÕES, G. K. S. (2023) *Gestão de Risco de Movimento de Massa na Cidade de João Pessoa-PB.* Programa de Graduação em Engenharia Civil / Centro de Tecnologia / Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa.

SLOPE/W (2021). Stability Modeling with SLOPE/W. Geo-Slope International Ltd, Calgary, Alberta, Canadá.

TABALIPA, Ney Lyzandro; FIORI, Alberto Pio. (2008) *Influência da vegetação na estabilidade de taludes na bacia do Rio Ligeiro (PR)*. Geociências, v. 27, n. 3, p. 387-399.

TEIXEIRA, Thiago Marques Baptista. (2017) *Análise da influência das raízes de vetiver nos parâmetros de resistência dos solos com a profundidade*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto.

TRUONG, PAUL; VAN, TRAN TAN; PINNERS, ELISE. (2008) *Sistema de aplicação Vetiver: Manual de referência técnica*. 2° Edição: Rede Internacional de Vetiver.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/369

Análise Determinística Aplicada ao Mapeamento de Suscetibilidade à Movimentos de Massa

Gustavo Bourdot Back
Bolsista, Centro de Estudos e Pesquisas em Engenharia e Defesa Civil (Ceped/UFSC), Florianópolis, Brasil, gustavobback@yahoo.com.br

Rafael Augusto dos Reis Higashi
Professor, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis, Brasil, rafael.higashi@ufsc.br

Vivian da Silva Celestino Reginato
Professora, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis, Brasil, vivian.celestino@ufsc.br

RESUMO: O objetivo do trabalho é apresentar o mapeamento de suscetibilidade à movimentos de massa rasos para o município de Águas Mornas, localizado na Grande Florianópolis, em Santa Catarina. Para tanto, realizou-se, por meio da análise determinística da estabilidade global em taludes infinitos, a simulação de fatores de segurança para estabelecer as classes de suscetibilidade de acordo com as declividades e os parâmetros das unidades geotécnicas definidas. Os dados topográficos foram obtidos a partir de Modelo Digital de Terreno, as unidades geotécnicas da sobreposição das camadas de pedologia e geologia, e os parâmetros geotécnicos de revisão de literatura específica. Com base no mapeamento resultante, constatou-se que 58% do território está classificado em suscetibilidade muito alta, 26% em baixa, 9% em moderada, e 7% em alta. Destaca-se que o predomínio do maior grau de suscetibilidade se deu em virtude do método aplicado, que considerou a posição do lençol freático e parâmetros geotécnicos críticos, e das características locais de relevo, pedologia e geologia.

PALAVRAS-CHAVE: Gestão de Riscos de Desastres, Deslizamentos, Gestão territorial, Geotecnia.

ABSTRACT: The objective of this work is to present the mapping of susceptibility to shallow mass movements for the municipality of Águas Mornas, located in the Grande Florianópolis region, in Santa Catarina. To this end, deterministic analysis of global stability on infinite slopes was performed to simulate safety factors to establish susceptibility classes according to slope angles and parameters of defined geotechnical units. Topographic data were obtained from a Digital Terrain Model, geotechnical units from the overlay of pedology and geology layers, and geotechnical parameters from specific literature review. Based on the resulting mapping, it was found that 58% of the territory is classified as very high susceptibility, 26% as low, 9% as moderate, and 7% as high. It is noteworthy that the predominance of the highest degree of susceptibility was due to the applied method, which considered the position of the water table and critical geotechnical parameters, as well as local characteristics of relief, pedology, and geology.

KEYWORDS: Landslides, Susceptibility, Territorial management, Geotechnics.

1 INTRODUÇÃO

Entre os desastres que mais geram impactos às comunidades e comprometem a resiliência de estruturas, destacam-se os movimentos de massa. Estima-se, de acordo com os dados do Atlas Digital de Desastres no Brasil, que entre 1991 e 2022, estes desastres afetaram pelo menos 4 milhões de pessoas e causaram prejuízos econômicos acima de R$ 13 bilhões no país (Brasil, 2023).

Além da complexidade no gerenciamento do desastre, uma vez que se trata de uma ocorrência associada a danos diretos à vida e/ou às infraestruturas essenciais, como moradias e estradas, os movimentos de massa configuram um grande desafio à gestão de riscos, principalmente sob o olhar da crescente de áreas urbanas densamente ocupadas irregularmente.

Neste contexto, o mapeamento de suscetibilidade é uma demanda de elevada importância no que tange as ações de planejamento e gestão ambiental, territorial e de riscos (Silveira *et al.*, 2014). Por meio dele é possível compreender sistemicamente os aspectos topográficos e geotécnicos que influenciam os movimentos de massa, assim como definir medidas para prevenção e mitigação dos riscos correspondentes.

Diante do exposto, o presente estudo tem como objetivo apresentar o mapeamento de suscetibilidade à movimentos de massa rasos para o município de Águas Mornas, localizado na região da Grande Florianópolis, no estado de Santa Catarina. Este é um município que carece de apoio na gestão territorial voltada à suscetibilidade de movimentos de massa, visto que possui um histórico de ocorrências que impactam tanto a área urbana em expansão, quanto o traçado de uma das principais rodovias do estado, a BR-282. Para tanto, foi empregado um mapeamento baseado na análise determinística da estabilidade global em taludes infinitos, que por sua vez estabeleceu fatores de segurança a partir de parâmetros topográficos e geotécnicos.

2 ANÁLISE DETERMINÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES INFINITOS

Em um talude infinito, a superfície potencial de ruptura se apresenta paralelamente à superfície do terreno, o que torna o solo suscetível a movimentos de massa rasos (Huller *et al.*, 2022). Para garantir a sua estabilidade, a análise determinística se baseia no coeficiente de segurança, que para Dyminski (2007) pode ser o fator que minora os parâmetros de resistência ao cisalhamento em termos de tensões efetivas ou totais; que estabelece a relação entre os momentos resistente e atuante para superfície de ruptura circular; a relação entre forças resistente e atuante; ou ainda, a relação entre resistência ao cisalhamento do solo e tensões cisalhantes atuantes no talude.

O método mais usual para este tipo de análise é o do equilíbrio limite, que considera o equilíbrio entre a resistência ao cisalhamento do solo e as tensões cisalhantes atuantes no talude. Neste caso, o fator de segurança é definido por meio dos critérios de ruptura de Mohr-Coulomb, que fornecem a resistência ao cisalhamento a partir de parâmetros de coesão, ângulo de atrito e tensão normal (Guaragna, 2020).

3 MATERIAIS E MÉTODO

O estudo foi orientado conforme o fluxograma apresentado na Figura 1.

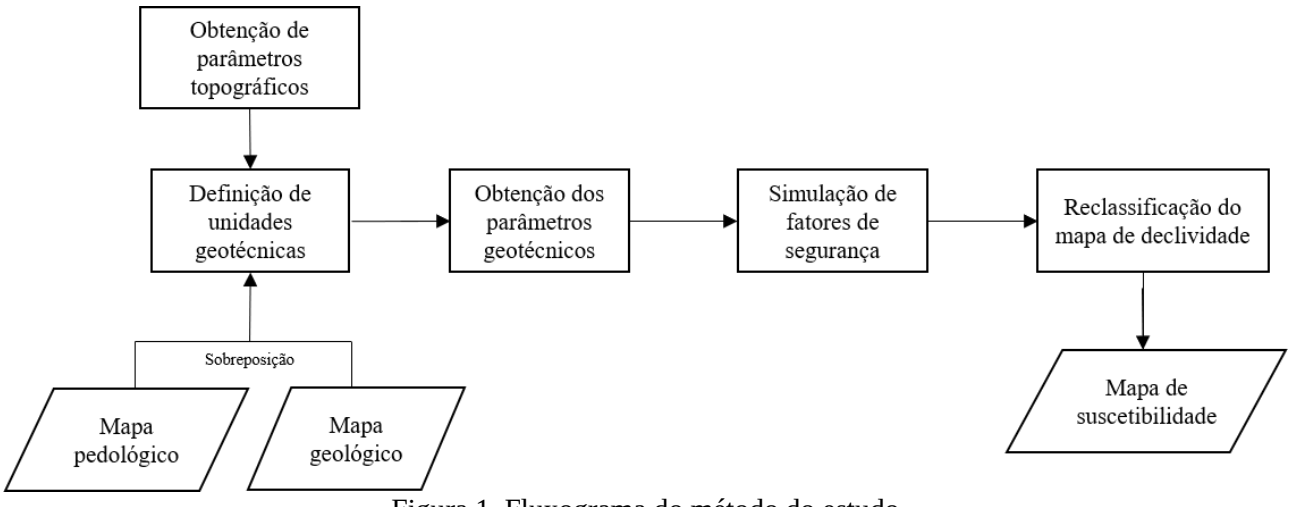


Figura 1. Fluxograma do método do estudo

3.1 Obtenção dos parâmetros topográficos

O Modelo Digital de Terreno (MDT), em escala 1:10.000, foi gerado a partir do processamento matricial das curvas de nível fornecidas pelo Serviço Geológico Brasileiro – CPRM como subproduto das Cartas de

Suscetibilidade a Movimentos Gravitacionais de Massa e Inundações. A partir do MDT, definiram-se em formato matricial (*raster*) as declividades do território.

3.2 Obtenção das unidades geotécnicas

As unidades geotécnicas foram obtidas a partir da sobreposição das camadas vetoriais de pedologia (escala 1:500.000) e geologia (1:250.000), ambas fornecidas pelo Serviço Geológico Brasileiro – CPRM como subprodutos das Cartas de Suscetibilidade a Movimentos Gravitacionais de Massa e Inundações.

3.3 Obtenção dos parâmetros geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos considerados no estudo referem-se às variáveis de resistência ao cisalhamento dos solos, isto é, coesão (c') e ângulo de atrito (φ), e aos valores de massa específica natural (γ_{nat}) e saturada (γ_{sat}). Estes foram definidos para as unidades geotécnicas identificadas na área de estudo, e obtidos a partir da revisão da literatura de Guesser (2013), Higashi *et al.* (2015), Sbroglia (2015), Christ (2019) e Fornasa, Espíndola e Florisbal (2019). Na impossibilidade de definir parâmetros para unidades geotécnicas específicas, optou-se por simplificações que adotaram os valores mais críticos de coesão e ângulo de atrito para uma mesma tipologia pedológica.

3.4 Simulação dos fatores de segurança

As simulações dos fatores de segurança de cada unidade geotécnica foram realizadas a partir de uma modelagem que considerou, para cada unidade geotécnica, uma seção de talude com inclinações de 10, 15, 20, 25 e 30 graus, e com a posição do lençol freático acompanhando a superfície. A análise utilizada foi a de estabilidade global, com superfície circular e método de cálculo rígido *Janbu*.

Com os fatores calculados para cada cenário, obteve-se a equação de regressão da reta, da qual foi possível definir as declividades limites para suscetibilidade baixa ($FS \geq 1{,}50$); moderada ($1{,}50 < FS \leq 1{,}30$); alta ($1{,}30 < FS \leq 1{,}15$); e muito alta ($FS < 1{,}15$). Estas classes foram estabelecidas a partir dos fatores de segurança propostos para os métodos baseados no equilíbrio-limite na NBR 11682 em sua primeira edição (ABNT, 1991).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Caracterização da área de estudo

Águas Mornas é um município com área de 326,66 km² e população de 6.743 habitantes, localizado na Grande Florianópolis (Figura 2), em Santa Catarina. De acordo com levantamento do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2019), a cidade possui apenas 2,63 km² de área urbanizada, o que indica um território predominantemente rural.

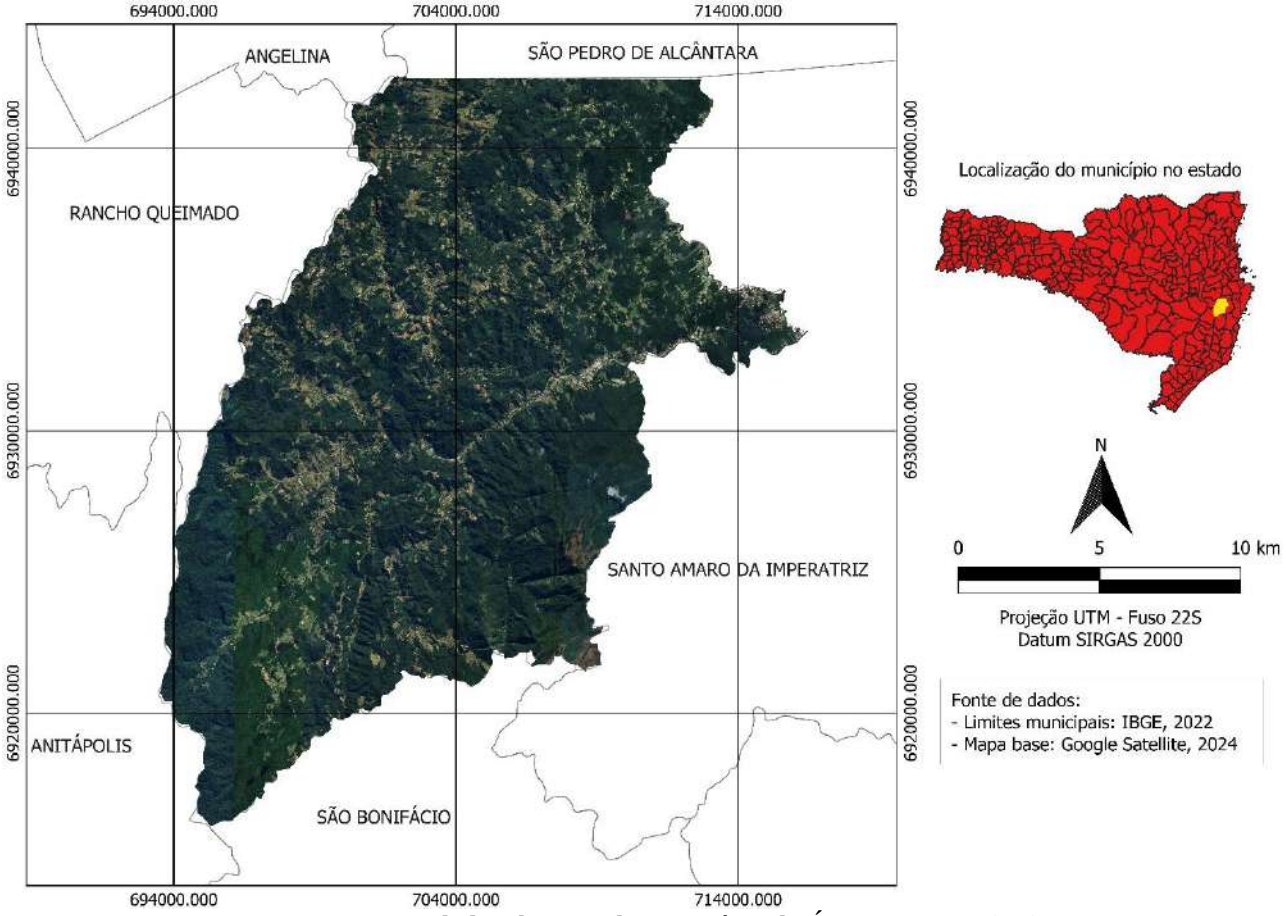


Figura 2. Mapa de localização do município de Águas Mornas (SC)

De acordo com dados do Atlas Digital de Desastres no Brasil (Brasil, 2023, o município registrou 32 ocorrências de 1992 a 2023. Estas causaram impactos econômicos de R$ 48,9 milhões, sendo R$ 26,3 milhões de prejuízos privados, referentes às atividades econômicas como agricultura e pecuária; R$ 19,2 milhões relacionados a danos materiais às obras de infraestrutura pública e de habitação; e R$ 3,4 milhões de prejuízos públicos quanto a manutenção de serviços essenciais como abastecimento de água potável e limpeza para desobstrução de vias.

Em relação aos movimentos de massa, o órgão de proteção e defesa civil municipal classificou dois desastres com esta tipologia em específico: um em 2017, e outro em 2020. A partir dos registros no Sistema Integrado de Informações sobre Desastres (S2ID), constatou-se a tipologia em outras nove ocorrências, estas classificadas como enxurradas e chuvas intensas.

Das ocorrências registradas, descrevem-se danos diretos em decorrência dos movimentos de massa em diversos bairros do município, o que indica uma distribuição dispersa pelo território. Contudo, nota-se o histórico significativo em localidades de expansão urbana, como Centro, Santa Cruz da Figueira e Vargem Grande; e em localidades que comportam o traçado das rodovias BR-282 (Figura 3) e SC-435, as quais possuem constante fluxo intenso, e são fundamentais à logística social e econômica do município e região.

Figura 3. Movimento de massa na BR-282, em Águas Mornas. Fonte: CSC, 2022.

4.2 Caracterização das unidades geotécnicas

De 22 unidades geotécnicas identificadas na área de estudo, 10 foram adotadas no mapeamento. A Tabela 1 apresenta os valores de parâmetros geotécnicos para as unidades adotadas: Cambissolo de substrato Complexo Águas Mornas (Ccag), Cambissolo de substrato granito (Cg), Cambissolo de substrato granitoide (Cgd), Cambissolo de substrato tonalito (Ct), Glei pouco húmico de substrato granito (GHg), Podzólico vermelho-amarelo de depósitos aluvionares (PVd), Podzólico vermelho-amarelo de substrato granito (PVg), Podzólico vermelho-amarelo de substrato tonalito (PVt), e Solos litólicos de substrato granitoides (SLgd). Além dessas, foi adotada a unidade de Afloramento rochoso de granito (ARg.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos adotados no estudo

Unidade geotécnica	**Coesão (kPa)**	**Ângulo de atrito (º)**	**γ_{nat} (kN/m³)**	**γ_{sat} (kN/m³)**	**Fonte**
Ccag	6,95	31,80	17,30	18,30	Sbroglia, 2015
Cg	5,52	32,20	16,40	17,40	Guesser, 2013
Cgd	2,60	35,57	17,37	18,87	Fornasa, Espíndola e Florisbal, 2019
Ct	8,20	28,70	16,80	18,30	Higashi *et al.*, 2015
GHg	3,86	33,00	17,40	18,40	Guesser, 2013
PVd	13,40	30,20	15,40	16,90	Higashi *et al.*, 2015
PVg	10,24	30,00	15,30	16,30	Guesser, 2013
PVt	8,20	28,70	16,80	18,30	Higashi *et al.*, 2015
SLgd	8,65	21,18	19,10	20,60	Christ, 2019

4.3 Mapeamento de suscetibilidade

A partir das simulações de fatores de segurança, obteve-se o mapa de suscetibilidade apresentado na Figura 4. Nota-se o predomínio da classe de suscetibilidade muito alta, em vermelho no mapa, o que de fato era esperado em virtude do método aplicado e das características locais de relevo, pedologia e geologia. Destaca-se que dentro do método aplicado, a posição do lençol freático e os parâmetros adotados não foram conservadores, isto é, optou-se por aqueles que indicassem o cenário mais crítico de suscetibilidade.

Em termos de distribuição das classes no território, nota-se que as classes de baixa suscetibilidade são as que apresentam maior densidade de ocupação, como nos bairros Centro e Santa Cruz da Figueira. Entretanto, há de se observar os casos, nessas e em outras localidades, em que a ocupação se dá na área de baixa suscetibilidade, porém no limite de áreas com suscetibilidade alta ou muito alta. O mesmo é observado nos traçados das rodovias BR-282 e SC-435, que apesar de localizados predominantemente em áreas de baixa suscetibilidade, acompanham de forma imediata taludes classificados em suscetibilidade muito alta.

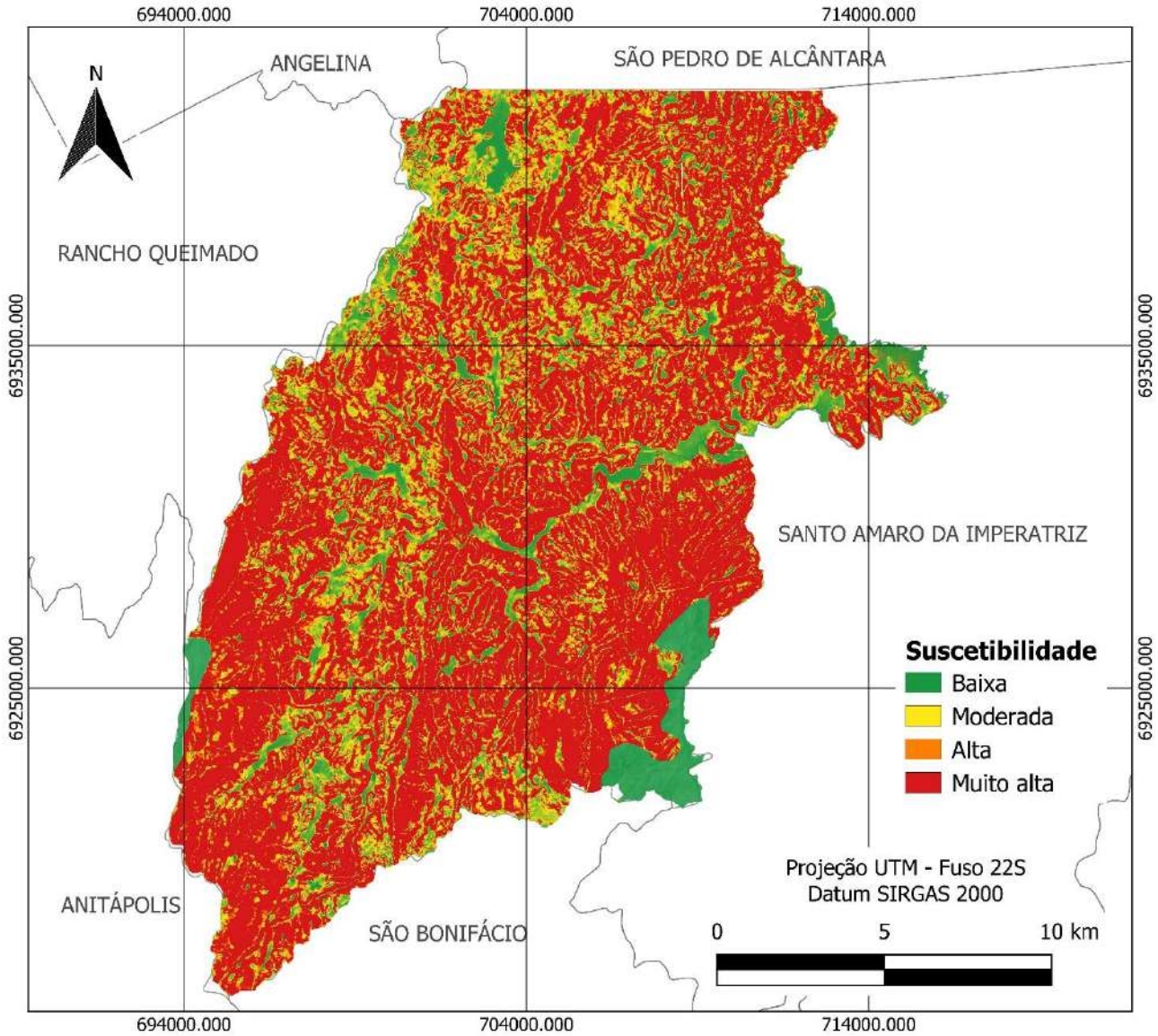


Figura 4. Mapa de suscetibilidade a movimentos de massa rasos do município de Águas Mornas (SC)

As áreas das classes de suscetibilidade para cada unidade geotécnica são as apresentadas na Tabela 2. Destaca-se que 58% do território está classificado em suscetibilidade muito alta, 26% em baixa, 9% em moderada, e 7% em alta. Das unidades geotécnicas, destacam-se as de Afloramentos rochosos de granito (ARg) e Podzólico vermelho-amarelo de depósitos aluvionares (PVd), com quase totalidade de suas extensões

classificadas em baixa suscetibilidade; e as de Cambissolo de substrato granito (Cg) e Solos litólicos de substrato granitoides (SLgd), que respectivamente apresentar 71% e 81% de extensão classificada em suscetibilidade muito alta.

Tabela 2. Áreas de suscetibilidade identificadas no estudo

Unidade geotécnica	Área de suscetibilidade (km²)				
	Baixa	Moderada	Alta	Muito alta	Total
ARg	8,297	0,000	0,000	0,000	8,30
Ccag	15,460	5,110	4,714	26,286	51,57
Cg	15,383	6,095	5,032	63,723	90,23
Cgd	6,916	1,693	1,614	10,062	20,28
Ct	17,169	6,628	5,315	25,574	54,69
GHg	2,661	0,424	0,336	2,417	5,84
PVd	1,060	0,006	0,003	0,012	1,08
PVg	12,673	4,526	4,036	31,186	52,42
PVt	4,060	1,434	1,117	5,312	11,92
SLgd	1,919	1,945	2,205	24,259	30,33
Total	**85,598**	**27,861**	**24,372**	**188,830**	**326,66**

5 CONCLUSÕES

O estudo teve como objetivo apresentar o mapeamento de suscetibilidade à movimentos de massa rasos para o município de Águas Mornas. O mapeamento foi baseado na identificação de unidades geotécnicas a partir da sobreposição de camadas de pedologia e geologia, e na simulação de fatores de segurança a partir de análise determinística da estabilidade global em taludes infinitos.

Identificaram-se 22 unidades geotécnicas no território, das quais 10 foram caracterizadas a partir dos parâmetros de coesão, ângulo de atrito e massa específica, e adotadas no mapeamento. Para cada uma, definiram-se classes de suscetibilidade por meio da relação entre declividades, obtidas pelo processamento matricial de curvas de nível, e fatores de segurança, simulados a partir de um modelo hipotético.

O mapeamento resultou na classificação de 58% do território em suscetibilidade muito alta, 26% em baixa, 9% em moderada, e 7% em alta. Das unidades geotécnicas adotadas, as de Afloramentos rochosos de granito (ARg) e Podzólico vermelho-amarelo de depósitos aluvionares (PVd) se destacam pela baixa suscetibilidade, enquanto as de Cambissolo de substrato granito (Cg) e Solos litólicos de substrato granitoides (SLgd) pela suscetibilidade muito alta.

Observou-se que o território classificado em baixa suscetibilidade é o mais densamente ocupado. Entretanto, constaram-se casos em que a ocupação se dá em áreas de baixa suscetibilidade limítrofes a áreas de suscetibilidade muito alta, o que indica a exposição ao movimento de massa caso esse seja consideravelmente extenso. O mesmo raciocínio se aplica ao traçado das rodovias BR-282 e SC-435, que ocupam áreas de baixa suscetibilidade, mas estão suscetíveis à extensão das ocorrências nos taludes imediatos.

O mapeamento resultante se mostrou adequado devido às condições locais de relevo, pedologia e geologia, ao método e aos parâmetros adotados. Sabe-se que a precisão do mapeamento está diretamente ligada à qualidade dos dados de entrada, logo, a opção por simplificações das unidades geotécnicas, e por parâmetros menos conservadores, conduziu ao cenário mais crítico de suscetibilidade muito alta.

Por fim, entende-se que este é um estudo preliminar passível de continuidade, tanto para o município em questão, quanto para os demais que possuam esta demanda no que tange a ocorrências dos movimentos de massa. Diante das limitações, sugere-se como alternativa expedições a campo e ensaios específicos para obtenção de parâmetros geotécnicos mais precisos, a otimização dos parâmetros topográficos a partir de dados espaciais de maior precisão e qualidade, e a otimização do modelo adotado para a simulação dos fatores de segurança.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991). NBR 11682. *Estabilidade de taludes*. Rio de Janeiro.

BRASIL. Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional. Secretaria de Proteção e Defesa Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Centro de Estudos e Pesquisas em Engenharia e Defesa Civil. *Atlas Digital de Desastres no Brasil*. Brasília: MIDR, 2023.

CHRIST, C. E. *Mapeamento geotécnico e análise da suscetibilidade a deslizamentos na Ilha de Santa Catarina*. 2019. 191 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.

CORREIO DE SANTA CATARINA (CSC). *BR-282 e Serra do Rio do Rastro têm novos deslizamentos*. 2022. Disponível em: https://www.correiosc.com.br/br-282-e-serra-do-rio-do-rastro-tem-novos-deslizamentos/. Acesso em: 19 mar. 2024.

DYMINSKI, A. S. *Noções de estabilidade de taludes e contenções* – Notas de aula de estabilidade de taludes. 2007. Notas de aula. 28p.

FORNASA, T. L.; ESPÍNDOLA, M. da S.; FLORISBAL, L. M. Mapeamento Geológico-Geotécnico e Análise de Suscetibilidade a Movimentos de Massa em Braço do Norte – SC. In: XII SIMPÓSIO DE PRÁTICAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, 2019, Joinville. *Anais do GEOSUL 2019*. Joinville: ABMS, 2019. p. 1-10.

GUARAGNA, G. G. *Mapeamento e análise de suscetibilidade a deslizamentos com base em metodologias 2D e 3D do município de Tijucas – SC*. 2020. 109 f. TCC (Graduação) – Curso de Geologia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Florianópolis, 2020.

GUESSER, L. H. *Elaboração do mapa geotécnico preliminar e mapa de áreas suscetíveis a movimentos de massa do município de Antônio Carlos-SC*. 2013. 168 f. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

HIGASHI, R. A. dos R. *et al*. *Mapeamento geotécnico da área de expansão urbana do município de São José*. São José: Laboratório de Mapeamento Geotécnico, Universidade Federal de Santa Catarina, 2015.

HULLER, J. *et al*. Mapeamento de movimentos de massa rasos na Microbacia do Itacorubi. *Brazilian Journal Of Animal And Environmental Research*, Curitiba, v. 5, n. 3, p. 3355-3366, set. 2022. http://dx.doi.org/10.34188/bjaerv5n3-060.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Diretoria de Geociências. Coordenação de Meio Ambiente. *Áreas urbanizadas do Brasil*. Rio de Janeiro: IBGE, 2019.

SBROGLIA, R. M. *Mapeamento geotécnico e das áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC*. 2015. 187 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Geografia, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

SILVEIRA, C. T. da *et al*. Mapeamento preliminar da suscetibilidade natural a movimentos de massa da Serra do Mar Paranaense apoiado na análise digital do relevo. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, São Paulo, v. 15, n. 1, p. 1-22, abr. 2014. http://dx.doi.org/10.20502/rbg.v15i1.366.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/370

Análise do Ciclo de Vida da Produçao do Combustivel Derivado de Resíduos Urbanos (CDRU) em Aterro Sanitário para Coprocessamento

Flávio Leôncio Guedes [1]
Doutorando, UFPE, Recife-PE, Brasil, f_l_guedes@hotmail.com

José Fernando Thomé Jucá [1]
Doutor, UFPE, Recife-PE, Brasil, jucah@ufpe.br

Soraya Giovanetti El-Deir [2]
Doutora, URFPE, Recife-PE, Brasil, sorayaeldeir@gmail.com

RESUMO: A eficiente gestão de resíduos permite a redução da emissão Gases de Efeito Estufa (GEE) à atmosfera. Os resíduos dispostos em aterros sem tratamento contribuem significativamente para a intensificação da emissão de GEE. O combustível derivado de resíduos (CDR), é um termo aplicado a materiais que possuem valor calorífico elevado que não são aproveitados durante o processo de reciclagem. Na indústria de cimento, o CDR é aplicado como permuta aos combustíveis fósseis como o coque de petróleo, representando a segunda principal alternativa do setor. O estudo buscou a quantificação das emissões a partir da produção de CDR, considerando para a quantidade $CO_{2\text{-eq}}$ por produção mensal de CDR. A comparação entre dois casos de combustíveis utilizados nos fornos de produção de cimento, foi realizada pelo método internacionalmente padronizado de ACV. O processo de produção se destacou por apresentar os maiores impactos positivos na categoria relacionada às mudanças climáticas devido às emissões evitadas na substituição do combustível fóssil e à redução da exploração de petróleo. O objetivo dessa pesquisa foi verificar o impacto da emissão de carbono para atmosfera do ciclo processual do CDR e realizar uma análise comparativa dos impactos ambientais nos ciclos de vida do CDR e do Coque de Petróleo.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduos Sólidos, Combustível, CDR, ACV, Energia Térmica.

ABSTRACT: Among Efficient waste management allows the reduction of Greenhouse Gases (GHG) emissions into the atmosphere. Waste disposed of in untreated landfills significantly contributes to the intensification of GHG emissions. Waste-derived fuel (RDF) is a term applied to materials that have a high calorific value that are not used during the recycling process. In the cement industry, CDR is applied as an exchange for fossil fuels such as petroleum coke, representing the second main alternative in the sector. The study sought to quantify emissions from RDF production, considering the amount of $CO_{2\text{-eq}}$ per monthly CDR production. The comparison between two combustible cases used in cement production furnaces was carried out using the internationally standardized LCA method. The production process stood out for presenting the greatest positive impacts in the category related to climate change due to the emissions avoided when replacing fossil fuels and the reduction in oil exploration. The objective of this research was to verify the impact of carbon emissions into the atmosphere from the RDF process cycle and to carry out a comparative analysis of the environmental impacts on the life cycles of RDF and Petroleum Coke.

KEYWORDS: Solid Waste, Fuel, RDF, ACV, Thermal Energy.

1 INTRODUÇÃO

O desafio do aumento da produção de resíduos sólidos urbanos (RSU) está presente em todas as cidades brasileiras. Uma gestão eficaz dos RSU permite à municipalidade reduzir a emissão de Gases de Efeito Estufa (GEE) na atmosfera, especialmente no que se refere às abordagens tecnológicas a serem adotadas antes da disposição final (Luiz e Suski, 2021; Juca, 2014). Os resíduos descartados sem tratamento em aterros sanitários contribuem significativamente para o aumento da emissão de GEE, da contaminação do ar, da poluição das águas, bem como para o agravamento de problemas de saúde pública (Thakur et al., 2018).

Entre as diversas maneiras de disposição de RSU, o aterro sanitário é atualmente o método mais prevalente e amplamente empregado (Fugii, 2019). No entanto, de acordo com as orientações da Política Nacional de Resíduos Sólidos (Brasil, 2010), os aterros são uma alternativa para a disposição final dos rejeitos. A legislação também estipula uma hierarquia para as formas de destinação de resíduos, que engloba reutilização, reciclagem, compostagem, recuperação e aproveitamento energético, além de outras opções aprovadas pelos órgãos ambientais (Juca et al., 2020; Silva et al., 2020; Costa, 2020).

Conforme apontado pelo Painel Intergovernamental de Mudanças Climáticas (IPCC, 2006), o aumento da disposição de RSU em aterros sanitários é responsável pelo crescimento das emissões de GEE. Um aterro sanitário pode ser caracterizado como um reator biológico, no qual a decomposição da matéria orgânica resulta na emissão de vários gases, incluindo o metano (CH_4) e o dióxido de carbono (CO_2), sendo esses gases originados da decomposição anaeróbica dos compostos biodegradáveis presentes nos resíduos orgânicos (Gama et al., 2019).

Segundo Jucá et al. (2014), uma solução para essa problemática seria o uso de resíduos não utilizados durante o processo de reciclagem, porém com valor energético, por meio da conversão destes em Combustível Derivado de Resíduo (CDR), a fim de serem utilizados, por exemplo, nas indústrias de produção de cimento. Nesse contexto, o CDR emerge como uma alternativa sustentável para a indústria do cimento, oferecendo uma abordagem ecologicamente consciente para a gestão de resíduos e ao mesmo tempo contribuindo para a redução das emissões de GEE associadas à queima de combustíveis fósseis.

Assim, a análise de emissão de GEE por meio da Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) surge como uma ferramenta fundamental para orientar a seleção da melhor alternativa no tratamento RSU e compreender os impactos potenciais associados ao uso de combustíveis alternativos, como o CDR. Ao quantificar e analisar os GEE emitidos ao longo do ciclo de vida de produtos, é possível avaliar os impactos ambientais desde a fabricação até o consumo, incluindo etapas como manufatura, uso, distribuição, reciclagem e tratamentos pós-consumo. A ACV permite comparar e estimar os potenciais impactos ambientais ao longo de toda a cadeia produtiva, conforme destacado por (Dutra et al., 2019).

Nesse contexto, o objetivo desse trabalho foi verificar o impacto da emissão de carbono para atmosfera do ciclo processual do CDR e realizar uma análise comparativa dos impactos ambientais nos ciclos de vida do CDR e do Coque de Petróleo.

2 METODOLOGIA

2.1 Caracterização da àrea de Estudo

O município do Paulista (Figura 1) está localizado a 15,5 km ao norte da capital de Pernambuco, sendo pertencente à Região Metropolitana de Recife (RMR), sob as coordenadas geográficas: Latitude 7°56’24” Sul e Longitude 34°52’20” Oeste. Esta ocupa uma área territorial de 96,979 km², com população estimada para 2020 de 334.376 habitantes. O Produto interno bruto (PIB) municipal per capita é de 12.240,33, estando o Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDHM) no valor de 0,732 (IBGE, 2020).

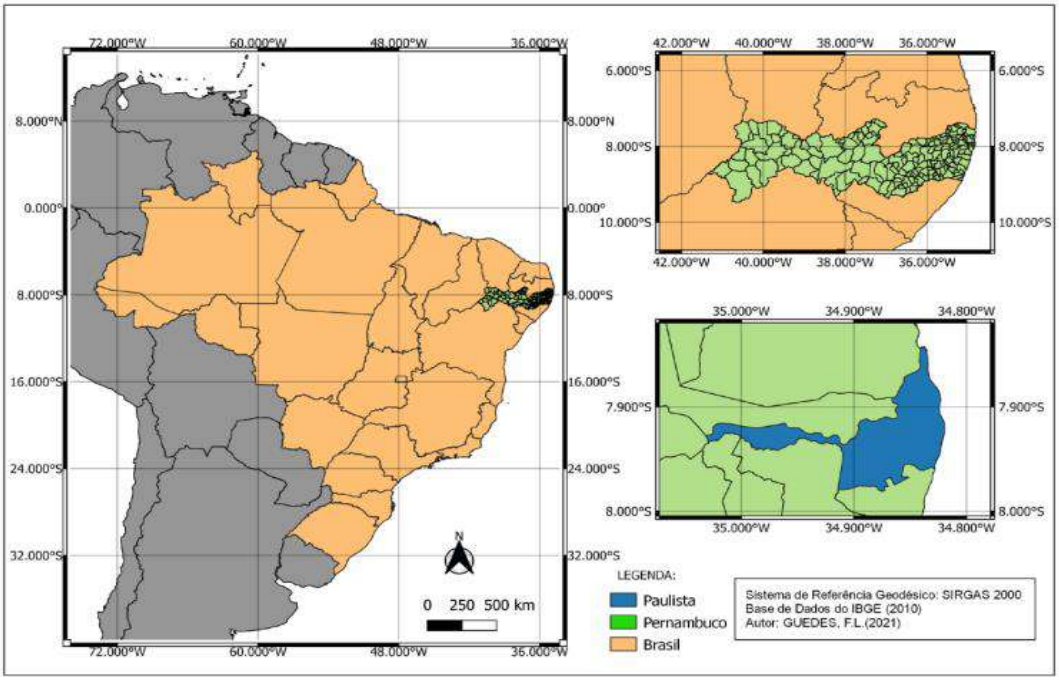


Figura 1. Mapa de Localizaçõa do Município de Pulista-PE

2.2 Avaliação de Ciclo de Vida

Para obter uma compreensão completa dos impactos ambientais resultantes de práticas produtivas, foi conduzida uma Avaliação do Ciclo de Vida (ACV). Este estudo seguiu as diretrizes das normas ISO NBR 14040 (ABNT, 2014a) e ISO NBR 14044 (ABNT, 2014b), conforme estabelecido pela norma ISO NBR 14067 (ABNT, 2018), que regula estudos de Pegada de Carbono (PC) para avaliação do impacto das Mudanças Climáticas. Para calcular a PC, aplicou-se uma equação para converter as emissões de Gases de Efeito Estufa (GEE) em toneladas de CO2 equivalente, onde as emissões de GEE são a soma das emissões de cada gás multiplicadas pelo seu Potencial de Aquecimento Global. A realização de estudos de ACV é recomendada para quantificar a Pegada de Carbono associada aos processos de produção (Melquíades et al., 2019). A técnica de ACV compreende quatro fases: definição do objetivo e escopo, análise de inventário, avaliação de impactos e interpretação dos resultados (Figura 2).

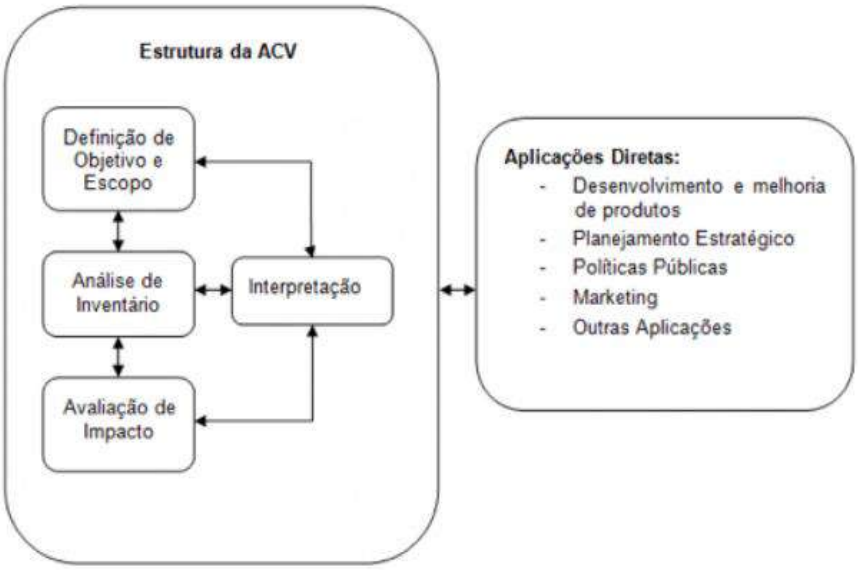


Figura 2. Fases da avaliação do ciclo de vida.

O escopo deste estudo abrange um sistema de tratamento de resíduos sólidos urbanos (RSU) para a produção de Combustível Derivado de Resíduos (CDR), englobando as etapas de transporte, triagem, tratamento e utilização. A unidade funcional refere-se ao processo produtivo de CDR por tonelada por mês, a partir dos RSU coletados em Paulista-PE, utilizando dados do ano base de 2019 e análise gravimétrica realizada em 2018 (Tavares, 2018).

Os procedimentos de transporte do Município de Paulista-PE até a Central de Tratamento de Resíduos, juntamente com as fases de triagem (manual e automática) e produção de CDR, compõem a fronteira da primeira fase do estudo, onde se examina o impacto do processo. Nesta etapa, uma Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) parcial foi realizada, focalizando na análise da Pegada de Carbono da gestão de RSU para a produção de CDR. Optou-se por elaborar um Inventário do Ciclo de Vida (ICV), composto pelas duas primeiras etapas da ACV: definição de objetivo e escopo, e análise de inventário. Quando o ICV é limitado ao processo dentro das empresas, é denominado um estudo "do berço ao portão da indústria" (Verschoor; Reijnders, 1999). Portanto, este estudo considerou a ACV do berço ao portão, quantificando o impacto ambiental do CDR desde o transporte do RSU até o produto final pronto para comercialização.

A segunda fase deste estudo aborda uma análise da cadeia de produção e consumo, desde a extração de recursos até a disposição final, com a queima nos fornos das fábricas de produção de cimento como destino final. Além disso, para efeitos de comparação, também foi realizado um ICV do coque de petróleo, o combustível fóssil mais utilizado na indústria cimenteira para queima. Nesta etapa, foi considerada a ACV do berço ao túmulo, utilizando o procedimento proposto por Rocha et al. (2009) para analisar as entradas e os aspectos ambientais do Ciclo de Vida de um produto na cadeia de suprimentos de combustíveis de transporte. Isso envolveu as seguintes fases: definição da abrangência e dimensões, coleta de dados para a análise do inventário, avaliação da qualidade dos dados e, por fim, comparação dos resultados obtidos.

O estudo considerou três níveis de detalhamento: macro, meso e micro estágios (Figura 3). Essa abordagem permite refinamentos sucessivos à medida que há um maior detalhamento dos estágios e dos processos. As comparações entre os ciclos de vida do CDR e do Coque foram realizadas no nível meso-estágio, pois os processos na fase de micro-estágio são específicos para cada ciclo de vida (Rocha et al., 2014). A análise comparativa seguiu os passos descritos por Rocha et al. (2014), utilizando os valores obtidos da ACV do Coque de Petróleo, com adaptação na estimativa de emissões de tCO_2 na etapa de transporte da fonte de energia para a área de estudo.

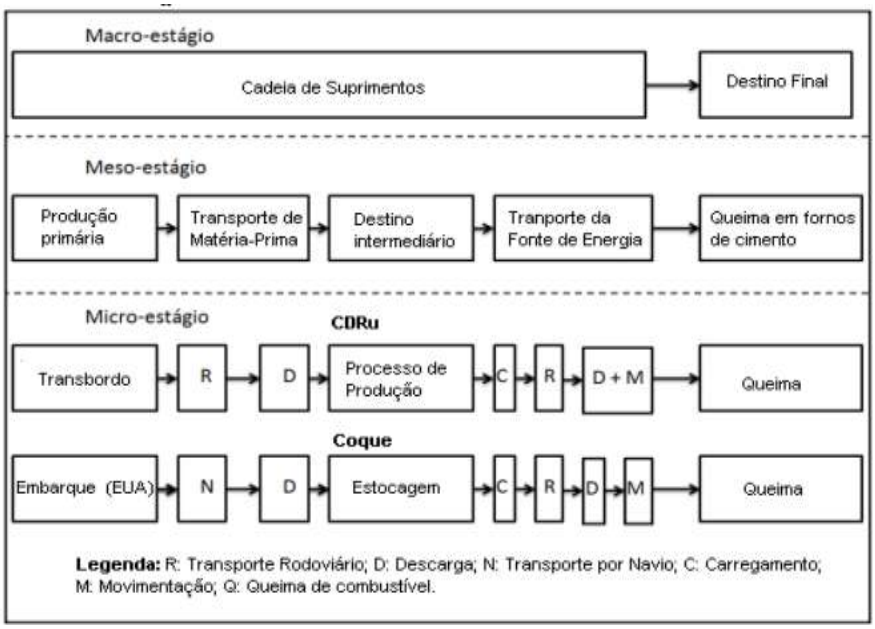


Figura 3. Níveis de detalhamento do modelo de ciclo de vida.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Durante o processo de produção de CDR no CTR-PE , foram examinados os fluxos de matéria e energia em diversas etapas, incluindo transporte, triagem manual e processos automáticos na planta. Estes processos abrangem trituração primária, peneiramento, remoção magnética de materiais ferrosos e não ferrosos, classificação com uso de sensores óticos, trituração secundária e armazenamento. Como resultado, obtém-se uma fração de combustível com alto poder calorífico e composição livre de contaminação ou substâncias orgânicas, resultando em um composto de alta qualidade (Jucá et al., 2014).

Os dados reais sobre o processo de produção do CDR foram estimados com base em informações quantitativas dos RSU do município, os quais foram inventariados de acordo com suas frações valorizadas para a produção de CDR. Assim, por meio da análise gravimétrica dos RSU, determinou-se o percentual responsável pela composição principal do CDR, destacando-se a mistura de resíduos de papel, plástico e têxteis. Notavelmente, constatou-se que a maior parte dos materiais utilizados na preparação do CDR consiste em plásticos não recicláveis, os quais representam aproximadamente 70% da amostra (Figura 4).

Figura 4. Proporção por tipologia dos RSU do Município de Paulista-PE: (a) Percentual de RSU por gerenciamento; (b) Percentual de Resíduos valorizados para produção de CDR

A análise comparativa entres os combustíveis indicou uma emissão total de 28.953,6 $tCO_{2\text{-eq}}.ano^{-1}$ no ciclo de vida do coque de petróleo e uma emissão de 28.321,1 $tCO_{2\text{-eq}}.ano^{-1}$ no ciclo de vida do CDR, indicando que os resíduos quando utilizados como substituto dos combustíveis fósseis na indústria de cimento evita a emissão de Carbono para a atmosfera (Figura 5). De acordo com o Balanço Energético Nacional (BEN), a indústria do cimento consumiu 3.163.218,39 m³ de Coque de Petróleo, o que equivale a 70,6% das fontes de combustível para o Setor (EPE, 2020).

Dada à diferença na ordem de grandeza das emissões no processo de queima no forno de clínquer, última etapa do ciclo de vidas dos combustíveis analisados, julgou-se adequado analisar a cadeia do processo isoladamente, pelo método Usetox2, devido à contribuição de emissões de $CO_{2\text{-eq}}$ mais significativa em toda cadeia produtiva (Figura 5).

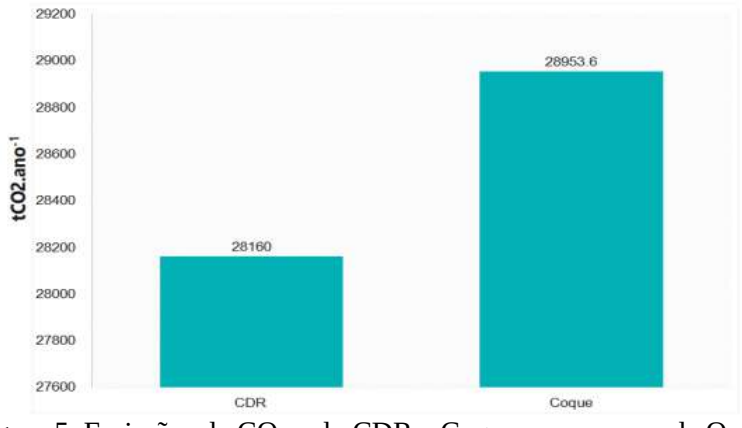
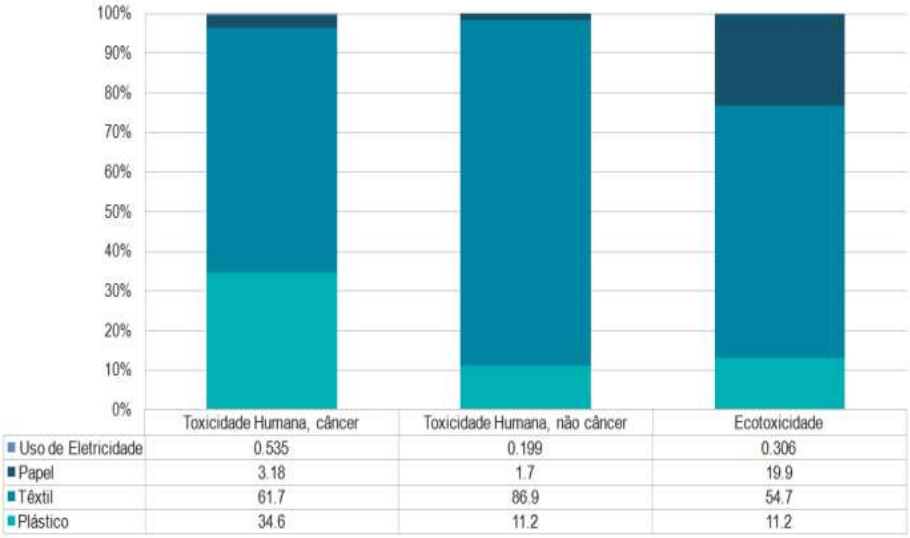


Figura 5. Emissões de $CO_{2\text{-eq}}$ do CDR e Coque no processo de Queima

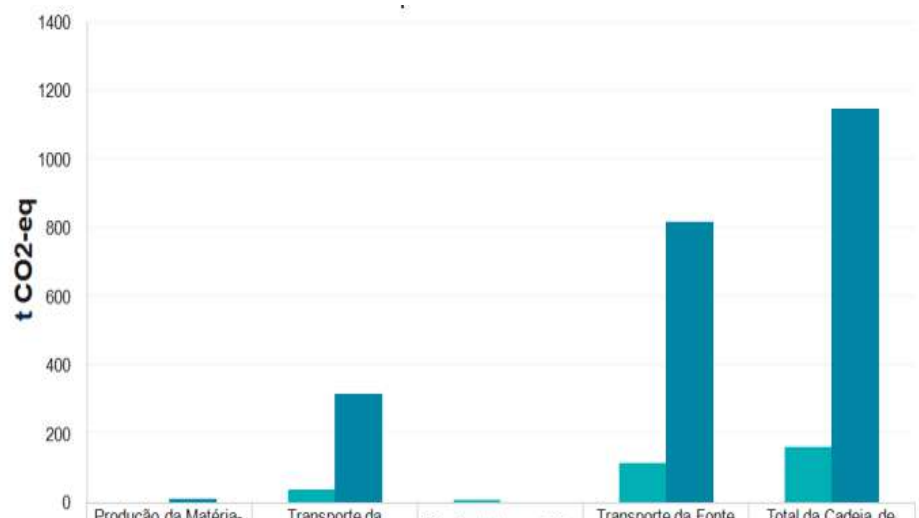
Na análise do impacto ambiental relacionado à queima dos componentes do CDR na indústria, conduzida pelo método USEtox2, que avalia as categorias de ecotoxicidade e ecotoxicidade humana (câncer e não câncer), observou-se que a queima dos componentes têxteis, seguida pelos plásticos, representa a maior contribuição para as emissões de $CO_{2\text{-eq}}$ na atmosfera (Figura 6).



	Toxicidade Humana, câncer	Toxicidade Humana, não câncer	Ecotoxicidade
Uso de Eletricidade	0.535	0.199	0.306
Papel	3.18	1.7	19.9
Têxtil	61.7	86.9	54.7
Plástico	34.6	11.2	11.2

Figura 6. Análise de impacto utilizando a categoria Usetox 2.

Na análise comparativa nos meso-estágios, observou-se a emissão de 161,1 $tCO_2.ano^{-1}$ na cadeia de suprimentos do CDR e 1.148,96 $tCO_2.ano^{-1}$ na do Coque (Figura 7). Percebe-se que os principais processos que contribuem para essa diferença significativa são o transporte da matéria-prima, devido à longa distância percorrida via transporte marítimo para a importação do coque, bem como o transporte até a fonte de energia, considerando que o CDR é originado de um município próximo à fonte de energia. É importante destacar a diferença nas emissões de CO_2 no estágio de destino intermediário, que ocorre porque o coque é apenas armazenado nessa etapa, enquanto o CDR é processado, passando pela unidade da planta de produção. Já na etapa de produção da matéria-prima, devido ao CDR ser originado do resíduo, a emissão foi considerada zero.



	Produção da Matéria-Prima	Transporte da Matéria-Prima	Destino Intermediário	Transporte da Fonte de Energia	Total da Cadeia de Suprimentos
CDR	0	38.05	6.92	116.13	161.1
Coque	10.9	318.8	0	819.26	1148.96

Figura 7. Comparação das emissões de $CO_{2\text{-eq}}$ entre as cadeias de suprimento do CDR e Coque de Petróleo

4 CONCLUSÕES

O processo de produção dos componentes do CDR se destaca pelos significativos impactos positivos na categoria de mudanças climáticas, devido às emissões evitadas pela substituição do combustível fóssil e à redução da exploração de petróleo para a fabricação de resinas plásticas e fibras dos principais componentes. Por outro lado, os impactos negativos estão relacionados ao uso de combustível no transporte do material, à energia elétrica no processo de fabricação do CDR e à queima nos fornos das cimenteiras, com efeitos adversos na categoria de ecotoxidade.

A comparação analítica entre o CDR e o Coque, dois combustíveis utilizados nos fornos de produção de cimento, revelou que a produção de 1 tonelada de combustível em ambos os casos resultou em emissões de gases de efeito estufa de 28.321,1 $tCO_{2\text{-}eq}$ ao ano para o CDR e 30.102,56 $tCO_{2\text{-}eq}$ ao ano para o Coque.

A variação dos valores no Poder Calorífico do CDR em diferentes cenários não compromete o aproveitamento da energia térmica contida nos RSU. Além disso, o ciclo do CDR mantém valores de emissão de CO_2 inferiores aos do Coque, reforçando sua vantagem técnica e ambiental nesse aspecto.

É importante destacar que a escolha do coprocessamento de CDR para esta pesquisa não implica necessariamente que seja a melhor opção para a destinação dos RSU gerados no município. Recomenda-se, portanto, que estudos futuros contemplem ACV mais abrangentes, que considerem o consumo de água exigido por cada etapa, assim como os aspectos financeiros e sociais envolvidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14040: Gestão ambiental – Avaliação do ciclo de vida – Princípios e estrutura. Rio de Janeiro, 2014a.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14044: Gestão ambiental - Avaliação do ciclo de vida - Requisitos e orientações. Rio de Janeiro, 2014b.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14067: Gases de efeito estufa - Pegada de carbono de produtos - Requisitos e orientações sobre quantificação e comunicação. Rio de Janeiro, 2018.

BRASIL. Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei n o 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências. Brasília, DF, 2010.

COSTA, A.R.S.; SILVA, R. C. P.; JUCÁ, J. F. T.; EL-DEIR, S.G. Aplicação da pegada ecológica na gestão de resíduos sólidos urbanos através de análise de componentes principais: Estudo da cidade de Recife, Brasil. Revista aidis de ingeniería y ciencias ambientales, v. 13, p. 320-333, 2020. http://dx.doi.org/10.22201/iingen.0718378xe.2020.13.2.67115

DUTRA, A.C.; MEDEIROS, G.A.; GIANELLI, B.F. Avaliação do ciclo de vida como uma ferramenta de análise de impactos ambientais e conceito aplicados em programas educativos. RBCIAMB. n.51 p. 15-27, 2017. https://doi.org/10.5327/Z2176-947820190399

EPE. Empresa de Pesquisa Energética. Balanço Energético Nacional 2020: Ano base 2019. Empresa de Pesquisa Energética. Brasil. Rio de Janeiro : EPE, 292 p. 2020.

FUGII, G. M. Proposta de um modelo de dinâmica de sistemas aplicado à gestão de resíduos sólidos urbanos domiciliares de Curitiba. 2019. 246 f. Tese (Doutorado em Tecnologia e Sociedade) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2019.

GAMA, A. M. C.; COSTAS, V. C. B.; FIRMO, A. B. L.; JUCÁ, J. F. T. Estudo das emissões de GEE da disposição de resíduos sólidos na região metropolitana do Recife. Revista Ibero Americana de Ciências Ambientais, v.10, n.6, p.163-177, 2019. https://doi.org/10.6008/CBPC2179-6858.2019.006.0015

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Censo Demográfico. Cidades e Estados. Estimativas de População: 2020. Rio de Janeiro: IBGE, 2024.

IPCC. Intergovernmental Panel on Climate Change. Solid Waste Disposal: Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories. Report produced by Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) on the invitation of the United Nations Framework Convention on Climate Change.Genebra: IPCC, 2006.

JUCÁ, J. F. T.; LIMA, J. D.; MARIANO, M. O. H.; FIRMO, A. L. B.; LIMA, D. G. A.; LUCENA, L. F. L.; FARIAS, P. R. R.; JUNIOR, F. H. C.; CARVALHO, E. H.; FERREIRA, J. A.; REICHERT, G. A. Análise das diversas tecnologias de tratamento e disposição final de resíduos sólidos urbanos no Brasil, Europa, Estados Unidos e Japão. Jaboatão dos Guararapes: Grupo de Resíduos Sólidos – UFPE, 2014.

JUCÁ, J. F. T.; Barbosa, K.R.M.; Sobral, M.C. M. Sustainability indicators for municipal solid waste management: A case study of the Recife Metropolitan Region, Brazil. Waste management & Research, v. 38, p. 2020. https://doi.org/10.1177/0734242X20941088

LUIZ, B., SUSKI, C. A. Avaliação da geração de gases de efeito estufa em diferentes tratamentos de resíduos domiciliares – Estudo de caso em Florianópolis-SC. Metodologias e Aprendizado. (4), p. 89–98. 2021. https://doi.org/10.21166/metapre.v4i.1489

MELQUÍADES, T.F.; CARVALHO, M.; ARAÚJO, Y. R. V.; COELHO JUNIOR, L. M. Pegada de carbono associada ao processo de pausteurização de sorvetes. v. 12, n. 2, p. 609-629, Revista em Agronegócio e Meio Ambiente, Maringá (PR), 2019. https://doi.org/10.17765/2176-9168.2019v12n2p609-629

VERSCHOOR, A. H.; REIJNDERS, L. The use of life cycle methods by seven major companies. Journal of Cleaner Production, n. 7, p.375-382. 1999.

ROCHA, M. R.; LEMME, R. F. F.; D'AAGOSTO, M. A. Inventário de ciclo de vida das emissões de co2 do pneu inservível como combustível em fornos de cimenteiras. Anais. Encontro Internacional sobre Gestão Empresarial e Meio Ambiente (ENGEMA). 2014.

SILVA, R. C. P. ; A.R.S. COSTA ; EL-DEIR, S.G. ; JUCÁ, J. F.T. Setorização de rotas de coleta de resíduos sólidos domiciliares por técnicas multivariadas: estudo de caso da cidade do Recife, Brasil. Engenharia sanitária e ambiental (online), v. 25, p. 72-84, 2020. https://doi.org/10.1590/S1413-41522020200205

TAVARES, G. S. C. Contribuição para a sustentabilidade na gestão dos resíduos sólidos urbanos nos municípios da Região Metropolitana. 2018. 124f. Dissertação. Engenharia Civil - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.

THAKUR, P., GANGULY, R., DHULIA, A. Occupational Health Hazard Exposure among municipal solid waste workers in Himachal Pradesh, India. Waste Management, (78), p. 483-489. 2018. https://doi.org/10.1016/j.waSIMAn.2018.06.020

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/371

Análise e mapeamento de suscetibilidade à erosão do perímetro urbano de Rio Verde - GO

Augusto Barbosa Silva
Professor, Instituto Federal de Rondônia, Porto Velho, Brasil, augusto.silva@ifro.edu.br

Mateus Ribeiro Caetano, Msc.
Doutorando do Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, mateusribeirocaetano@gmail.com

RESUMO: A urbanização desordenada, sem planejamento adequado, impacta negativamente o meio ambiente e promove o desenvolvimento de feições erosivas. O geoprocessamento é um aliado crucial no mapeamento de áreas suscetíveis a erosão. Este estudo elaborou mapas de suscetibilidade à erosão para Rio Verde - GO, cuja urbanização acelerada foi analisada com o software ArcMap e Sistemas de Informações Geográficas (SIG) via Análise Multicriterial Ponderada. A área urbana foi delimitada por fotointerpretação e vetorização de imagens de alta resolução, considerando uma futura expansão urbana. A caracterização do estudo incluiu variáveis como uso do solo, pedologia, geomorfologia e declividade, integrando dados de múltiplas fontes. Técnicas de sensoriamento remoto e geoprocessamento permitiram uma avaliação precisa das áreas em risco, identificando diferentes graus de suscetibilidade à erosão. A análise indicou que as áreas já urbanizadas apresentam baixo risco, enquanto as áreas de expansão têm suscetibilidade predominantemente baixa. Foram identificadas áreas críticas pontuais que exigem atenção especial no planejamento urbano e gestão de recursos naturais. A utilização do SIG e da análise multicriterial mostrou-se eficaz, proporcionando uma base sólida para decisões relacionadas à expansão urbana e conservação do solo.

PALAVRAS-CHAVE: Erosão urbana; geoprocessamento; SIG; análise multicriterial; planejamento urbano.

ABSTRACT: Unplanned and disordered urbanization negatively impacts the environment and promotes the development of erosive features. Geoprocessing is crucial for mapping erosion-susceptible areas. This study developed erosion susceptibility maps for Rio Verde - GO, where rapid urbanization was analyzed using ArcMap software and Geographic Information Systems (GIS) through a Weighted Multicriteria Analysis. The urban area was delineated using photointerpretation and high-resolution image vectorization, considering future urban expansion. The study's characterization included variables such as land use, pedology, geomorphology, and slope, integrating data from multiple sources. Remote sensing and geoprocessing techniques allowed for precise risk area evaluation, identifying various degrees of erosion susceptibility. The analysis indicated that already urbanized areas present low risk, while expansion areas have predominantly low susceptibility. Critical areas requiring special attention in urban planning and natural resource management were identified. The use of GIS and multicriteria analysis proved effective, providing a solid basis for decisions related to urban expansion and soil conservation.

KEYWORDS: Urban erosion; geoprocessing; SIG; multicriteria analysis; urban planning.

1 INTRODUÇÃO

A erosão pode ser caracterizada, segundo Carvalho et al (2006), pelos estudos relacionados às ciências da terra, referentes ao desgaste da superfície terrestre por ações provindas do vento, da água, do gelo e dos seres vivos, sendo este um fenômeno natural que acaba por gerar materiais detríticos, provenientes da desintegração de partículas de solos e/ou rochas. Apesar de ser um fenômeno natural, a erosão pode ter o seu processo acelerado, principalmente devido à ação antrópica. Neste contexto, as áreas urbanas se destacam pelo favorecimento à progressão de processos erosivos e, tendo em vista o crescimento intenso das cidades brasileiras, se faz necessário monitorar áreas predispostas à ocorrência desse fenômeno.

O processo de urbanização nas últimas décadas promoveu o crescimento desordenado e não planejado de grande parte das cidades brasileiras e, em consequência disso, trouxe impactos negativos relacionados à modificação da dinâmica natural do meio ambiente, que acabam por resultar na formação de feições erosivas (Carvalho & Galvão, 2006). Considerando a ocupação de áreas propensas a este processo, geralmente por pessoas de menor renda que habitam as regiões periféricas das cidades, é essencial identificar condições que permitam avaliar os riscos da ocorrência deste evento.

Uma importante ferramenta para o controle das condições de áreas urbanizadas consiste no mapeamento geológico-geotécnico, que pode fornecer informações relacionadas às áreas suscetíveis à erosão, auxiliando a gestão pública no planejamento e tomadas de decisões mais assertivas (Silveira, 2002).

Neste contexto, a urbanização acelerada em Rio Verde - GO, sem o devido planejamento, tem causado sérios impactos ambientais, incluindo a erosão do solo. Este estudo visa elaborar mapas de suscetibilidade à erosão para fornecer subsídios técnicos ao planejamento urbano sustentável, minimizando os impactos negativos e orientando políticas públicas de conservação ambiental. A combinação de Sistemas de Informações Geográficas (SIG), Análise Multicriterial Ponderada (AMP) e sensoriamento remoto permite uma avaliação precisa das áreas em risco, essencial para a gestão eficaz dos recursos naturais.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização da área de estudo

A área de estudo consiste no perímetro urbano da cidade de Rio Verde, localizada no sudoeste do estado de Goiás, que possuía uma população calculada em 2022, segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), de pouco mais que 225 mil habitantes. Esse quantitativo contrasta com a população de pouco mais de uma década atrás, de 176 mil habitantes, em 2010, evidenciando o grande e rápido crescimento dessa cidade.

De acordo com o Instituto Mauro Borges de Estatísticas e Estudos Socioeconômicos (IMB), a cidade é abastecida pelas bacias hidrográficas do Rio Paranaíba e do Rio dos Bois, contando principalmente com os rios de Rio Verde (ou Verdão), Rio Verdinho, Rio São Tomás e Rio Doce. Ainda segundo o referido instituto, a cidade possui relevo caracterizado como plano levemente ondulado, tendo como características do ecossistema o cerrado e matas residuais.

2.2 Aspectos metodológicos

A elaboração de mapas de suscetibilidade à erosão contou com o auxílio de técnicas de SIG aplicadas ao método de Análise Multicriterial Ponderada, tendo sido executado de acordo com as seguintes fases:

1ª fase – Delimitação da área de ocupação urbana: realizada por meio de fotointerpretação e vectorização de imagens de alta resolução do Google Earth, tendo gerado um arquivo que foi convertido ao formatov Shapefile, formato padrão de trabalho do software ArcMap.

2ª fase – Previsão de expansão da área de ocupação urbana: tendo em vista a constante urbanização, foi prevista uma margem significante de potencial expansão, pela aplicação da ferramenta buffer, com limite linear de 3 km além do atual perímetro ocupado, tendo sido gerado o perímetro total utilizado neste estudo.

3ª fase – Obtenção de dados relevantes à análise de suscetibilidade: foi realizado o levantamento de materiais e bases de dados cartográficas referentes às características da cidade de Rio Verde, sendo considerados tais aspectos: declividade, pedologia, geomorfologia e uso e ocupação do solo. Para os dados de declividade, recorreu-se à base de dados do satélite Alos Palsar, sendo extraído o Modelo Digital de Elevação (MDE), com o plano cartográfico do Estado de Goiás, na escala 1:50.000. Os dados de pedologia e geomorfologia foram obtidos a partir do BDIA IBGE, com escala de 1:250.000, enquanto, para o aspecto de uso e ocupação do solo, os dados foram obtidos a partir de imagens do Sentinel, com resolução espacial de 10 m, na escala de 1:250.000. O corte topográfico necessário para este estudo foi o da Folha SE 22-X-C, onde se encontra o perímetro urbano de Rio Verde.

4ª fase – Produção de mapas temáticos: os mapas temáticos relativos a cada aspecto analisado (declividade, pedologia, geomorfologia e uso e cobertura de solo) foram elaborados pela inserção das bases cartográficas citadas no ambiente GIS/ArcGIS, havendo a conversão dos dados vetoriais para o formato raster.

A definição das condições de relevo foi realizada a partir do MDE do terreno, que gerou o mapa de declividade da área, enquanto os mapas de pedologia e geomorfologia foram extraídos partir da base cartográfica do BDIA IBGE. Para o aspecto de uso e ocupação do solo, foram utilizados os dados de imagens do Sentinel, sendo usadas 3 bandas (3, 4 e 8) que possibilitaram gerar uma imagem de falsa cor, sendo a partir delas realizada uma composição RGB (Red-Green-Blue) e posterior classificação interativa supervisionada a fim de caracterizar os elementos nela contidos.

5ª fase – Aplicação da análise multicriterial ponderada: foi realizada a aplicação da análise multicriterial ponderada que, a exemplo do estudo de Santos et. al (2022), combina um conjunto de mapas, com determinados aspectos, gerando um mapa de saída. Assim, os mapas temáticos aqui dispostos foram combinados a fim de gerar o mapa final de suscetibilidade à erosão.

Para a aplicação da análise multicriterial, foi necessário atribuir pesos a cada atributo dos mapas, processo chamado de reclassificação, consistindo na transformação dos atributos de cada mapa para formato de valor único, a fim de representar cada feição. Ao definir o peso de cada feição dos mapas, foi atribuído um valor entre 1 e 5, sendo 5 o valor utilizado em feições consideradas muito suscetíveis ao processo erosivo, decrescendo até o valor 1, utilizado nas feições cuja suscetibilidade era considerada baixíssima. Para a atribuição desses pesos, foram adotados critérios que relacionassem o desempenho das características ao favorecimento ou não de processos erosivos, de modo que o peso seria mais alto à medida que houvesse maior interferência dessas características às ocorrências de erosões.

Considerando o mapa de declividade, foram adotados os pesos de forma crescente, à medida que a declividade aumentasse, recebendo o peso 1 a declividade entre 0 a 3,0% até o peso 5 para a declividade entre 25,01 e 45,0%.

No mapa pedológico, o critério foi considerado em função do fator de erodibilidade (K) das feições encontradas na área estudada, sendo Latossolo Vermelho Distrófico (K = 0,0061), Latossolo Vermelho Ácrico (K = 0,0263) e Latossolo Vermelho Acriférrico (K = 0,0085), valores definidos em estudos de Mannigel et al. (2002). Por meio deste importante fator, os referidos autores permitiram a associação da propensão à erodibilidade do solo em função de K, cujos valores corresponderam a 5 para maior propensão de erodibilidade e valores decrescentes conforme essa menor propensão.

Para o mapa de geomorfologia, a atribuição de pesos foi realizada considerando a comparação do grau de dissecação disposto nas bases de dados cartográficos, considerando as feições encontradas na região: Planaltos Residuais do Interior da Bacia Sedimentar do Paraná (dissecação homogênea muito fraca), Chapadão do Rio Verde - Alto Garças (dissecação homogênea fraca) e Superfície de Acreúna – Itumbiara (dissecação homogênea média). Dessa maneira, foi atribuído peso 3 para a dissecação média, peso 2 para a dissecação fraca e peso 1 para a dissecação muito fraca.

Por fim, a atribuição de pesos às feições do mapa de uso e ocupação do solo se deu de modo interpretativo, com pesos maiores para características favoráveis ao processo erosivo: 5 para o solo exposto (sem cobertura), 3 para vegetação rasteira/gramínea e para o meio urbano e 1 para vegetação e água. Considerando os critérios relatados, a Tabela 1 sintetiza os pesos atribuídos às respectivas feições.

Tabela 1. Atribuição de peso às respectivas feições.

Declividade		**Uso e cobertura do solo**		**Pedologia**		**Geomorfologia**	
Feição	**Peso**	**Feição**	**Peso**	**Feição**	**Peso**	**Feição**	**Peso**
0 – 3,0 %	1	Urbano	3	LVd - Latossolo Vermelho Distrófico	1	Planaltos Residuais do Interior da Bacia Sedimentar do Paraná	1
3,01 – 8,0 %	2	Solo sem cobertura	5	LVw - Latossolo Vermelho Ácrico	3	Chapadão do Rio Verde - Alto Garças	2
8,01 – 13,0 %	3	Agua	1				
13,01 – 25 %	4	Vegetação	1	LVwf - Latossolo Vermelho Acriférrico	1	Superfície de Acreúna - Itumbiara	3
25,01 – 45 %	5	Vegetação rasteira	3				

Feita a reclassificação dos mapas, tendo em vista o peso atribuído às feições, a análise multicriterial foi aplicada para a combinação deste conjunto de mapas, sendo o seu cruzamento por meio da atribuição de uma porcentagem de relevância a cada mapa. Neste sentido, como realizado por

Pereira (2021), os pixels da imagem raster de saída recebem um valor calculado pela média ponderada dos valores dos pixels de entrada, que considera o peso adotado nas feições de cada mapa, assim como a porcentagem de relevância de cada mapa quanto à maior ou menor suscetibilidade. Nesse contexto, os percentuais a serem adotados podem divergir conforme a individualidade de cada análise, gerando um mapa de suscetibilidade à erosão distinto a cada porcentagem adotada, dando maior liberdade de interpretações.

Esta pesquisa considerou o uso de 8 cenários distintos (Tabela 2), com adoção de distintas porcentagens de relevância, cuja aplicação de múltiplos cenários permite capturar a variabilidade dos fatores avaliados e proporciona uma análise mais robusta e abrangente. Destaca-se a importância de se considerar diferentes cenários e pesos para integrar múltiplos fatores de risco, conforme discutido em outros trabalhos, onde constata-se que a consideração de diferentes cenários melhora significativamente a precisão das previsões, reforçando a relevância de abordagens multicritério com múltiplos cenários (Kayastha *et al.*, 2013; Hosseinalizadeh *et al.*, 2019; Costache *et al.*, 2020).

Tabela 2 – Adoção de pesos considerando diferentes cenários.

Influência do mapa	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 5	Cenário 6	Cenário 7	Cenário 8
Declividade	25%	35%	35%	20%	40%	30%	30%	20%
Pedologia	25%	35%	20%	35%	30%	40%	20%	20%
Geomorfologia	25%	10%	10%	10%	10%	10%	10%	40%
Uso e cobertura do solo	25%	20%	35%	35%	20%	20%	40%	20%

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Considerando a influência estimada para os mapas em cada um dos cenários, foram gerados os mapas de saída correspondentes à suscetibilidade à erosão do perímetro urbano de Rio Verde (Figuras 1, 2, 3 e 4).

No primeiro cenário, identificou-se que a maior parte da área é pouco vulnerável à erosão, considerando que 84% dela possui baixa ou muito baixa suscetibilidade à erosão, quase 16% de suscetibilidade média e 0,02% de suscetibilidade alta. A maior parte da área com média suscetibilidade encontra-se ainda não ocupada pela urbanização, o que possibilita que seja feito um planejamento de exclusão dessa área, caso se aceite esse risco como considerável.

No segundo cenário, 92% da área é pouco ou muito pouco vulnerável à erosão, quase 8% têm suscetibilidade média e 0,08% possuem alta suscetibilidade. Grande parte das áreas com média suscetibilidade, assim como as áreas de alta suscetibilidade, não são urbanizadas atualmente, e podem ser rejeitadas para urbanização em um planejamento futuro, a depender dos critérios de risco aceitável.

No terceiro cenário, nota-se uma incidência considerável de áreas com média suscetibilidade, totalizando 31% da área total, enquanto pouco mais de 68% da área é pouco ou muito pouco suscetível, e 0,5% da área possui alta suscetibilidade à erosão. Grande parte das áreas com média ou alta suscetibilidade não são urbanizadas, e podem ser destacadas para maiores estudos em uma potencial expansão da área urbana. Enquanto isso, no quarto cenário, destacam-se as áreas altamente suscetíveis à erosão, localizadas nas extremidades do mapa, e que detêm uma parcela de 0,3% da área total. Pouco mais de 71% da área possui baixa ou muito baixa vulnerabilidade à erosão, enquanto apresenta cerca de 28% de suscetibilidade média.

No quinto cenário, mais de 90% da área possui baixa ou muito baixa suscetibilidade, sendo menos de 8% da área de média suscetibilidade e menos de 0,08% dela possuindo alta suscetibilidade à erosão, enquanto no sexto cenário quase a totalidade da área (94%) é pouco ou muito pouco vulnerável à erosão, com área de média vulnerabilidade de quase 6% e alta vulnerabilidade na ordem de 0,06%.

No sétimo cenário, se encontram os maiores percentuais de média (34%) e alta suscetibilidade (0,9%) à erosão dentre todos os casos, enquanto 65% da área é pouco ou muito pouco suscetível.

Outro importante destaque observado neste cenário se deve ao fato de haver identificação de áreas de alta suscetibilidade já ocupadas, o que representa um risco para seus ocupantes e serve de alerta para os gestores públicos. Apesar disso, mesmo neste cenário mais desfavorável, a maior parte da área já ocupada pela urbanização está alocada em local com 86,4% de baixa ou muito baixa suscetibilidade, 13,3% média suscetibilidade e apenas 0,3% de alta suscetibilidade, demonstrando que é uma área relativamente pouco propensa à erosão.

No oitavo cenário, não há nenhuma área que tenha alta suscetibilidade à erosão, tendo cerca de 10% de média suscetibilidade e cerca de 90% de baixa ou muito baixa suscetibilidade.

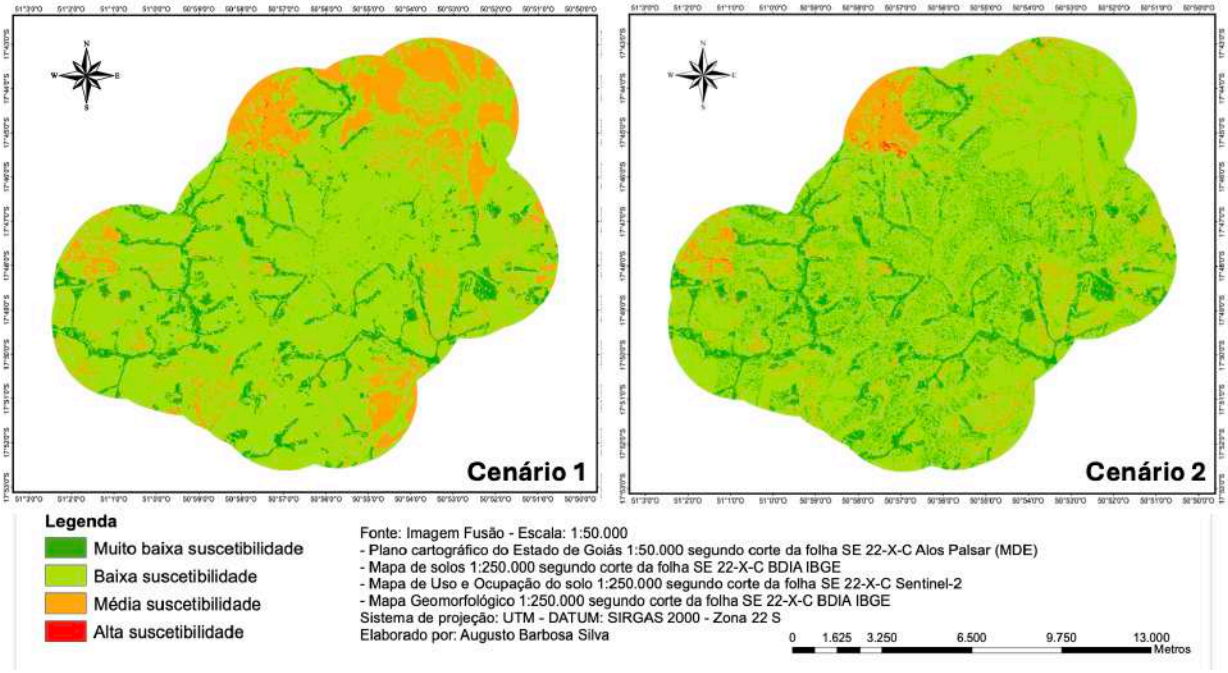


Figura 1 – Mapas de suscetibilidade à erosão de Rio Verde – GO (Cenários 1 e 2).

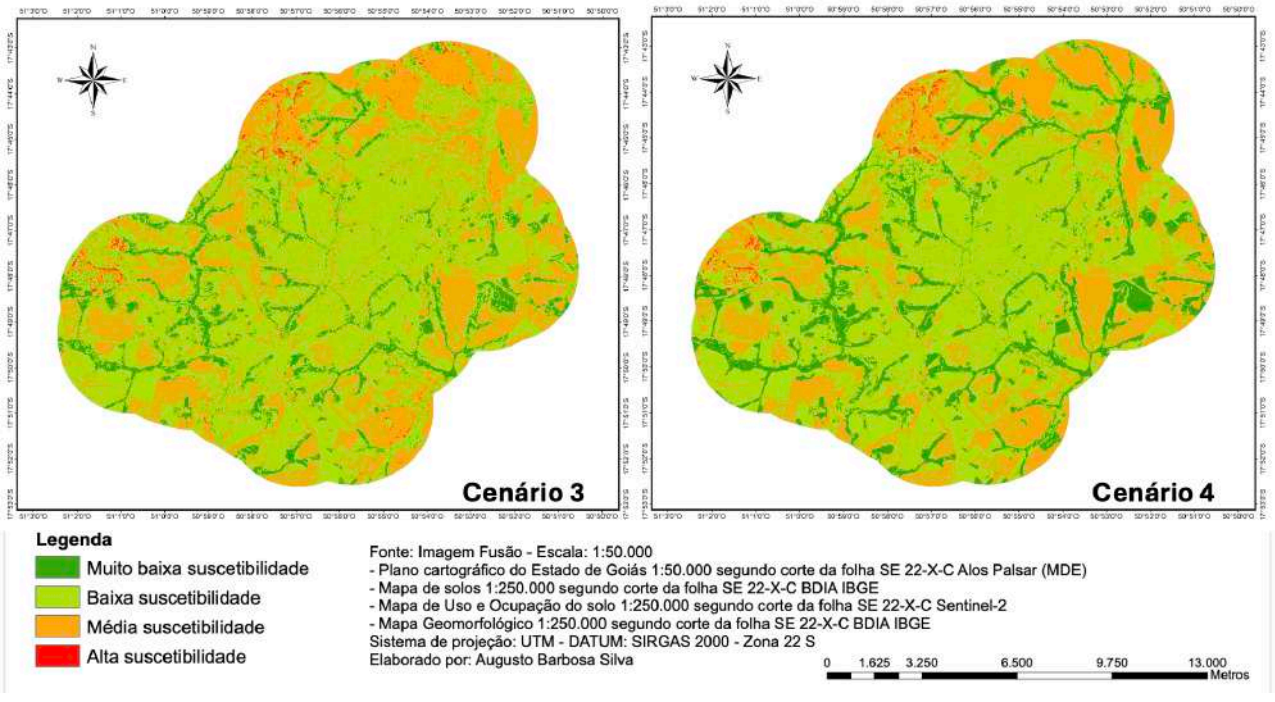


Figura 2 – Mapas de suscetibilidade à erosão de Rio Verde – GO (Cenários 3 e 4).

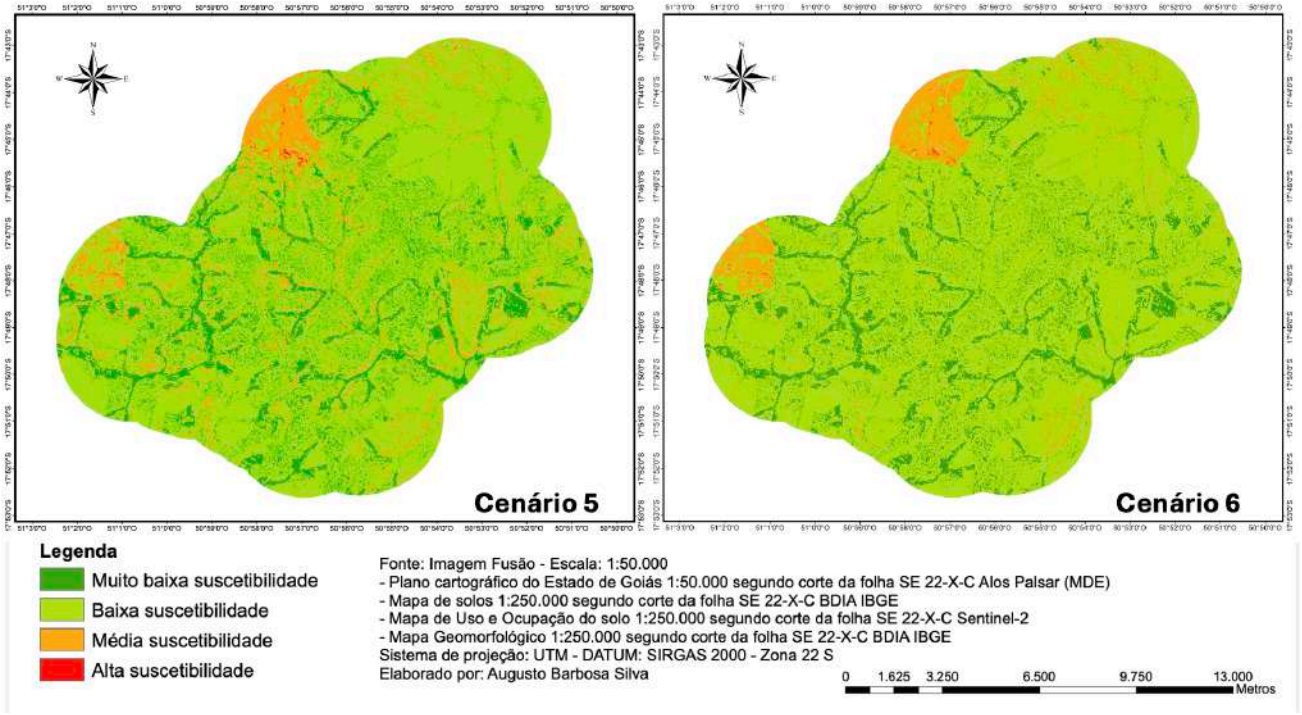


Figura 3 – Mapas de suscetibilidade à erosão de Rio Verde – GO (Cenários 5 e 6).

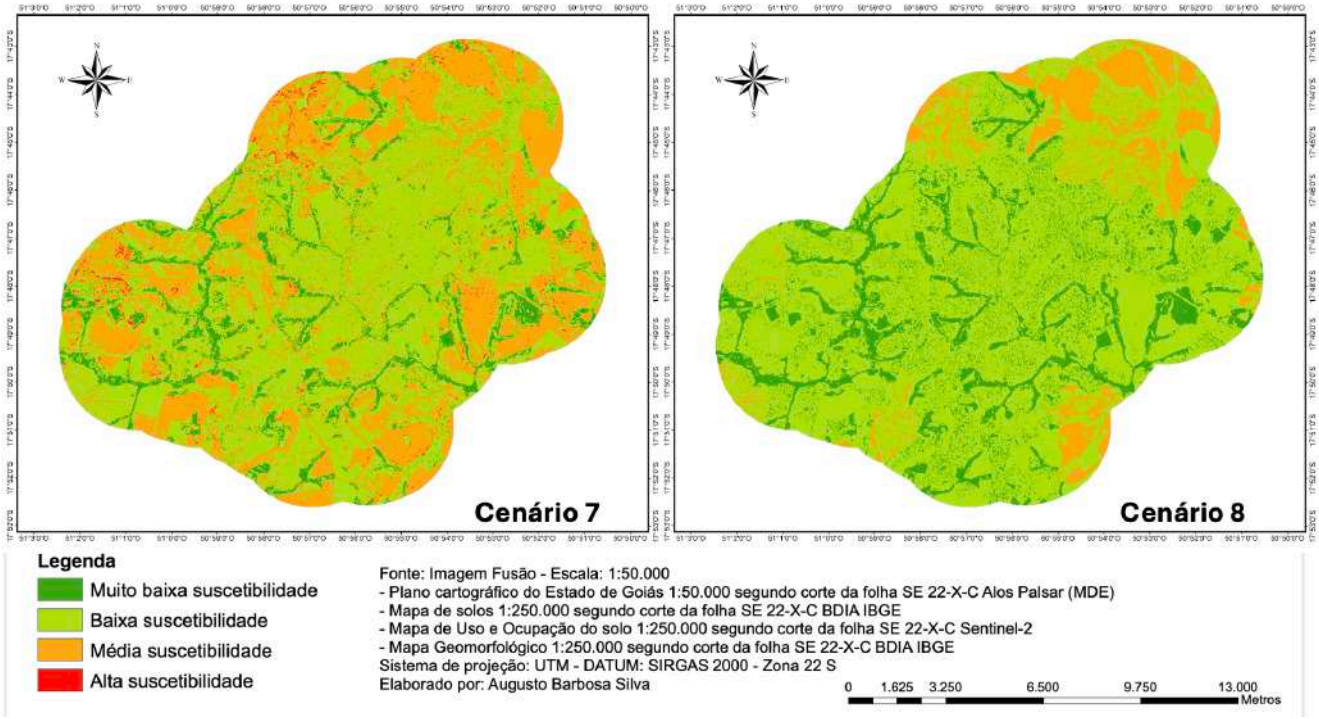


Figura 4 – Mapas de suscetibilidade à erosão de Rio Verde – GO (Cenários 7 e 8).

A partir dos mapas de saída, depreende-se claramente que a maior ou menor influência de determinados mapas temáticos acaba por gerar mapas de suscetibilidade à erosão bastante distintos, reforçando a necessidade de se realizar uma análise criteriosa, que contenha profissionais multidisciplinares, detidos de conhecimento sólido acerca dos aspectos específicos a serem avaliados para a combinação dos mapas.

Com relação às áreas previstas para expansão da urbanização neste estudo, uma região (Figura 5) se destacou por, independentemente da influência escolhida para os mapas temáticos, sempre apresentar grau de média a alta suscetibilidade à erosão, o que a torna possivelmente restrita à ocupação, dado o risco previsto.

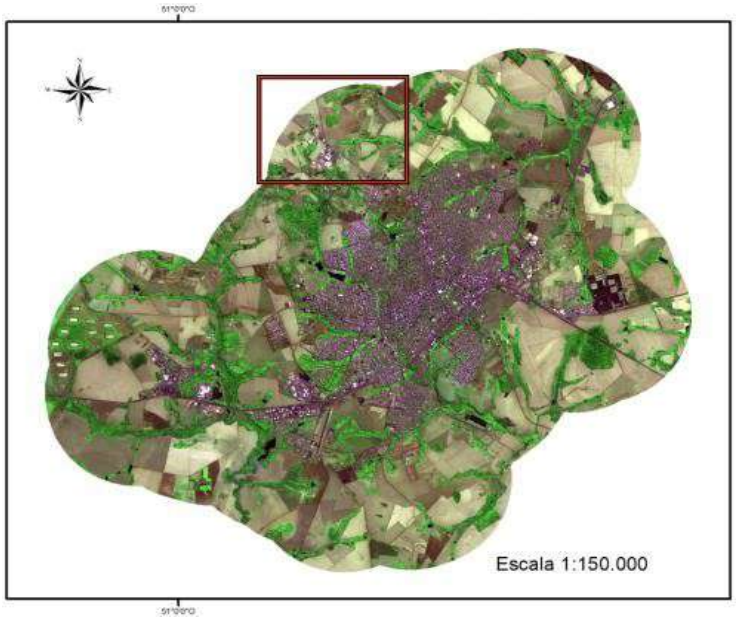


Figura 5 – Área destacada por características comuns a todos os cenários.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em vista os dados apresentados, infere-se que, mesmo considerando o cenário mais propenso ao desenvolvimento de feições erosivas, a área analisada possui uma segurança razoável, uma vez que não houve registros de áreas com muito alta suscetibilidade, e as áreas com alta suscetibilidade não chegaram nem a 1% da área total analisada. Contudo, ressalta-se que essa minoria de áreas deve ser considerada em qualquer estudo utilizado para o planejamento urbano.

Neste estudo, foi possível identificar uma região que apresenta média suscetibilidade em todos os estudos de caso, considerando diferentes influências entre os mapas temáticos. Em alguns dos estudos de caso, essa região apresenta também alta suscetibilidade em alguns pontos, devendo ser alvo de maiores estudos e podendo ser restrita ou limitada à ocupação urbana.

Com relação à área já ocupada pela urbanização, demonstrou-se que a área urbana possui muita segurança contra desenvolvimento de processos erosivos, haja vista sua baixa e muito baixa suscetibilidade em sua maior parte. Apesar disso, considerando o estudo de caso mais favorável ao desenvolvimento de feições erosivas, este estudo indicou, mesmo que pouco (0,3% da área urbanizada), a presença de áreas de alta suscetibilidade já ocupadas. Dessa maneira, tais áreas devem servir de alerta à gestão municipal, para que haja o monitoramento de suas condições e possíveis intervenções.

Assim, os mapas de suscetibilidade à erosão revelaram que as áreas urbanizadas de Rio Verde apresentam baixo risco, enquanto as regiões de expansão têm, predominantemente, baixa suscetibilidade. No entanto, foram identificadas áreas críticas que exigem atenção especial. A aplicação de SIG e AMP mostrou-se eficaz, fornecendo uma base sólida para decisões sobre expansão urbana e conservação do solo para esta cidade analisada.

Os oito cenários gerados permitiram identificar consistentemente áreas com diferentes níveis de suscetibilidade à erosão, sob diferentes perspectivas, crucial para planejar a expansão urbana de forma a evitar áreas de alto risco, promovendo um desenvolvimento urbano sustentável. A partir disso, as áreas de expansão urbana poderão ser direcionadas para regiões com baixa suscetibilidade à erosão, reduzindo os impactos ambientais e os custos associados à mitigação de riscos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Carvalho, J. C., Sales, M. M., Sousa de, N. M., Melo, M. T. S. (2006). Processos Erosivos no Centro-oeste Brasileiro. Brasília: Finatec.

Carvalho, C. S., Galvão, T. (2006). Prevenção de Riscos de Deslizamentos em Encostas: Guia para Elaboração de Políticas Municipais. Ministério das Cidades: Cities Alliance. Brasília.

Costache, R., Pham, Q.B., Avand, M., et al. (2020). Novel hybrid models between bivariate statistics, artificial neural networks and boosting algorithms for flood susceptibility assessment. *Journal of Environmental Management*, 265.

Google. (2023). Google Earth [Software]. Disponível em: https://www.google.com/earth/.

Hosseinalizadeh, M., Kariminejad, N., Chen, W., et al. (2019). Gully headcut susceptibility modeling using functional trees, naïve Bayes tree, and random forest models. *Geoderma*.

IBGE. (2022). Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - Censo Demográfico 2022: Características da população e dos domicílios. Rio de Janeiro.

IMB. (2023). Instituto Mauro Borges de Estatísticas e Estudos Socioeconômicos - Banco de dados estatísticos de Goiás. Goiânia.

Kayastha, P., Dhital, M.R., & De Smedt, F. (2013). Application of the analytical hierarchy process (AHP) for landslide susceptibility mapping: a case study from the Tinau watershed, West Nepal. *Computers & Geosciences*, 52, 398-408.

Mannigel, A. R., Carvalho, M. P., Moreti, D., Medeiros, L. R. (2002). Fator erodibilidade e tolerância de perda dos solos do Estado de São Paulo. Acta Scientiarum. Agronomy, 24, 1335-1340.

Pereira, C. W. H. S. (2021). O uso da Análise Multicritério como ferramenta para a formulação de projetos de reabilitação de áreas urbanas degradadas. Universidade Federal de Ouro Preto (Dissertação de mestrado).

Santos, T. G., Ferreira, A. B. R., Ventorini, S. E., Zacharias, A. A., Teixeira, A. L. (2022). Análise Multicriterial de Decisão aplicada às áreas suscetíveis à inundação na bacia do córrego do Lenheiro – São João Del-Rei, Minas Gerais. GEOgraphia, 24(53), 1-16.

Silveira, L. L. L. (2002). Elaboração de carta de susceptibilidade à erosão das bacias dos rios Araraquara e Cubatão-SP, escala 1:50.000. Universidade de São Paulo, São Carlos – SP (Dissertação de Mestrado).

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/372

Análise Multicriterio do Combustivel Derivado de Resíduos (CDR) e Tecnologias de Tratamento Térmico de Resíduos Sólidos Urbanos

Flávio Leôncio Guedes [1]
Doutorando, UFPE, Recife-PE, Brasil, f_l_guedes@hotmail.com

Antônio Italcy de Oliveira Júnior [1]
Doutor, UFPE, Recife-PE, Brasil, antonioitalcy@hotmail.com

Clezianny Freire Silva [2]
Especialista, FAB, Recife-PE, Brasil, cleziannycfs@fab.mil.br

Soraya Giovanetti El-Deir [3]
Doutora, URFPE, Recife-PE, Brasil, sorayaeldeir@gmail.com

José Fernando Thomé Jucá [1]
Doutor, UFPE, Recife-PE, Brasil, jucah@ufpe.br

RESUMO: Dentre as diferentes formas de destinação resíduos sólidos urbanos, o aterro sanitário, atualmente, é a modalidade mais utilizada e disseminada. Os resíduos passíveis de recuperação energética classificam-se como fonte alternativa de energia para todos os efeitos previstos na legislação . Nos últimos anos, novas tecnologias de gerenciamento de resíduos permitem que estes sejam transformados, passando a ter valor econômico, diminuindo a disposição em aterros. O processo metodológico deste estudo visou verificar o potencial de produção de CDR no município de Pernambuco e comparar com outras tecnologias de tratamento térmico de resíduos através de análise multicritério. O processo de tomada de decisão incluiu os critérios para determinação das prioridades de acordo com graus de importância. O método escolhido para auxiliar a tomada de decisão de escolha da melhor alternativa é baseado nos conceitos do processo de Análise Hierárquica de Processos (AHP). Os resultados encontrados na aplicação do método multicritério para avaliar as tecnologias de tratamento indicou que em ordem de importância gerada pelo processo matemático AHP o fator econômico ficou em primeiro lugar com 55,6%, seguido do ambiental com 20,0%, o técnico com 19,5% e por último o critério social 4,8%.

PALAVRAS-CHAVE: Tratamento Térmico, RSU, CDR.

ABSTRACT: Among the different forms of disposal of urban solid waste, landfilling is currently the most used and widespread modality. Waste subject to energy recovery is classified as an alternative source of energy for all purposes provided for in legislation. In recent years, new waste management technologies allow waste to be transformed, becoming economically valuable, limiting disposal in landfills. The methodological process of this study aims to verify the potential for RDF production in the municipality of Pernambuco and compare it with other waste thermal treatment technologies through multi-criteria analysis. The decision-making process included criteria for determining priorities according to degrees of importance. The method chosen to assist decision-making in choosing the best alternative is based on the concepts of the Hierarchical Process Analysis (AHP) process. The results found in the application of the multi-criteria method to evaluate treatment technologies indicated that in order of importance generated by the AHP mathematical process, the economic factor came first with 55.6%, followed by the environmental factor with 20.0%, the technical factor with 19.5% and finally the social classifieds 4.8%.

KEYWORDS: Heat Treatment, MSW, RDF

1 INTRODUÇÃO

A questão do crescimento da produção de resíduos sólidos urbanos (RSU) é uma preocupação em todos os municípios do Brasil. Esse fenômeno vem ganhando relevância no campo da engenharia civil. O tema da preservação ambiental decorrentes do crescimento urbano tem sido objeto de discussão por meio de abordagens multidisciplinares, incluindo a Geotecnia, em conjunto com outras disciplinas como Química e Biologia (GUEDES, 2022).

A gestão dos resíduos sólidos urbanos (RSU) tornou-se um desafio significativo para os administradores públicos municipais. Eles têm a responsabilidade pela administração desses resíduos, quer sejam originários de domicílios ou provenientes da limpeza urbana. Essa responsabilidade está estipulada nas Diretrizes Nacionais para o Saneamento Básico, Lei nº 11.445, que exige a integração dos planos de resíduos sólidos aos Planos Municipais de Saneamento, e na Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), Lei nº 12.305. A PNRS estabelece os princípios, diretrizes e instrumentos para a gestão dos RSU, fornecendo um arcabouço legal para lidar com esse desafio em crescimento.

Entre as diversas formas de destinação de RSU, o aterro sanitário é atualmente o método mais comum e amplamente utilizado (FUGII, 2019). Porém, de acordo com as diretrizes da Política Nacional de Resíduos Sólidos (BRASIL, 2010), os aterros são uma opção para a disposição final dos rejeitos. A lei também estabelece uma hierarquia para as formas de destinação de resíduos, incluindo reutilização, reciclagem, compostagem, recuperação e aproveitamento energético, ou outras alternativas aprovadas pelos órgãos ambientais (JUCA *et al*., 2020; SILVA et al., 2020; COSTA, 2020).

A tecnologia de tratamento térmico de resíduos vem se destacandos como uma solução para os desafios associados aos resíduos sólidos, vem sendo uma importante abordagem na modernização dos sistemas de gestão de resíduos sólidos urbanos. Embora ofereça diversas vantagens, como a redução de resíduos e a produção de energia, a preocupação com as emissões de poluentes atmosféricos é um desafio significativo, requerendo atenção e o cumprimento rigoroso dos limites de emissão para mitigar possíveis impactos ambientais (ALBUQUERQUE et al., 2024).

Cenários futuros de gestão de RSU apontam como promissores as alternativas para minimizar impactos na gestão de RSU. Partindo da hipótese principal de que a valorização energética dos resíduos através da produção de combustível derivado de resíduos (CDR), sendo uma alternativa menos impactante durante a gestão, se comparada a uma disposição final sem tratamento.

Para Jucá et al. (2014), uma solução para essa questão: aproveitar os resíduos não recicláveis, mas com potencial energético, convertendo-os em CDR, que pode ser empregado, por exemplo, na indústria cimenteira. Na produção de cimento, por exeplo, o CDR substitui combustíveis fósseis não renováveis, como o coque de petróleo, sendo a segunda opção mais utilizada no setor (VISEDO; PECCHIO, 2019).

Embora a indústria cimenteira seja vital para a economia global, seu processo produtivo consome quantidades significativas de combustíveis e eletricidade, contribuindo com até 7% das emissões de CO2 no Brasil (ARAÚJO, 2020). Assim, estudos para determinar a melhor abordagem para o tratamento térmico de RSU e comparar com outras tecnologias de tratamento, analisando os possíveis impactos associados ao uso de combustíveis alternativos como o CDR, pode ser uma ferramenta valiosa.

Neste contexto, o objetivo deste trabalho é realizar uma análise multicritério utilizando o método Analytic Hierarchy Process (AHP), para auxiliar na indicação da melhor alternativa de tratamento térmico de resíduos sólidos, de acordo com a critérios previamente estabelecidos.

2 METODOLOGIA

O processo metodológico avaliou o potencial de produção de Combustível Derivado de Resíduos do município estudado e comparou com outras tecnologias de tratamento térmico de Resíduos Sólidos Urbanos por meio de uma análise multicritério. A tomada de decisão considerou critérios estabelecidos com diferentes níveis de importância. Para auxiliar nessa escolha, adotou-se o método da Análise Hierárquica de Processos - AHP (SAATY; VARGAS, 2001), reconhecido como uma ferramenta eficaz na tomada de decisão entre várias alternativas (COSTA, 2006). Esse método permitiu comparar diferentes alternativas de forma estruturada, hierarquizando-as de acordo com sua prioridade.

O método AHP foi refinado com base nas necessidades específicas do problema proposto, seguindo uma sequência de etapas que incluíram a formulação do problema, levantamento dos critérios, análise de especialistas, modelagem do problema utilizando o método AHP e obtenção do resultado. A análise foi conduzida em duas fases: a primeira consistiu na avaliação dos critérios de viabilidade para o tratamento térmico de RSU, enquanto a segunda envolveu a análise do potencial de produção do município, considerando a caracterização dos resíduos e sua viabilidade, conforme definido por especialistas.

Nesta pesquisa foram estabelecidos critérios comumente empregados para este tipo de análise, incluindo aspectos ambientais, econômicos, sociais e técnicos. No que diz respeito às tecnologias de tratamento térmico, foram consideradas estratégias específicas, como o coprocessamento de CDR, incineração, gaseificação e pirólise. Em seguida foi criado uma árvore hierárquica, analisando as diferentes alternativas e atribuindo pesos aos critérios e subcritérios. Essa atribuição foi realizada por especialistas que possuem expertise no tema, a partir de sessões de brainstorming (Figura1).

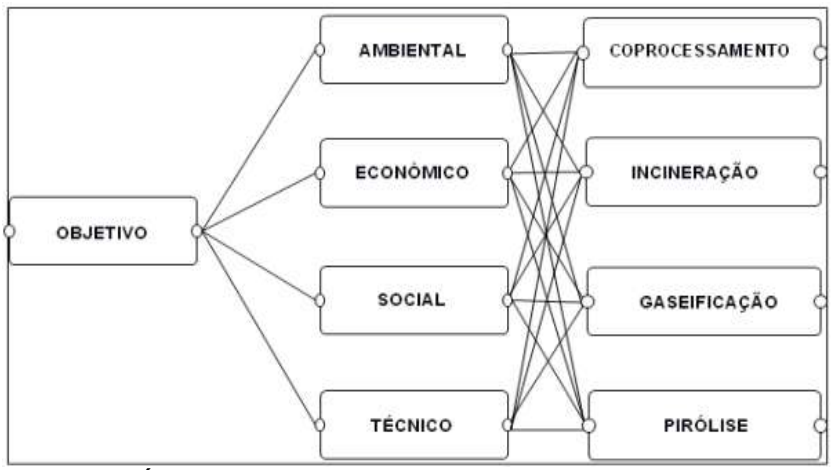


Figura 1. Árvore hierárquica para a análise do Potencial Energético

Após um minucioso levantamento bibliográfico e de campo sobre as características relevantes para a viabilidade técnica na produção de CDR, foi identificado seis critérios fundamentais: poder calorífico inferior, número de habitantes, índice de sustentabilidade urbana, distância entre o município e o mercado consumidor de CDR, quantidade de RSU gerados e composição gravimétrica dos RSU. Esses critérios foram avaliados com base nos resultados esperados pelos autores, possibilitando a formulação do problema em relação ao potencial municipal. Para estabelecer as preferências conforme os critérios técnicos previamente definidos, foi realizado um questionário preenchido por especialistas da área de tratamento de resíduos. Em seguida, determinaram-se as preferências para cada um dos seis critérios considerados, ou seja, o grau de importância de cada um em relação aos demais. Os especialistas atribuíram valores em uma escala de 1 a 5, indicando 1 como menos importante e 5 como mais importante (ALVES; ALVES, 2015).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Prioridades de Critérios

A preferência dos especialistas para cada critério em relação ao objetivo principal foi determinada por meio de comparações em pares, analisando as alternativas lado a lado e indicando aquela que melhor atende ao critério (conforme demonstrado na Tabela 1). Dessa forma, foi possível calcular as prioridades dos critérios de acordo com a escala fundamental de julgamentos comparativos (SAATY; VARGAS, 2001). Seis comparações em pares foram analisadas, conforme a Equação 1:

$$(n^2 - n).^{2-1} \quad (1)$$

Onde: n = ordem da matriz.

Tabela 1. Matriz de comparação de paridade dos critérios

Critérios para o Objetivo	Ambiental	Econômico	Social	Técnico
Ambiental	1,00	0,20	7,00	1,00
Econômico	5,00	1,00	7,00	3,00
Social	0,14	0,14	1,00	0,20
Técnico	1,00	0,33	5,00	5,20
Somatório	7,14	1,68	20,00	5,20

A tabela foi normalizada dividindo o valor de cada célula pela soma da respectiva coluna (Tabela 2). Com a tabela da matriz normalizada, obtém-se o vetor de prioridade dos critérios, calculando a média dos valores de cada critério.

Tabela 2. Comparação Normalizada dos Critérios Estabelecidos

Critérios para o Objetivo	Ambiental	Econômico	Social	Técnico
Ambiental	0,140	0,119	0,192	0,200
Econômico	0,700	0,597	0,577	0,556
Social	0,020	0,085	0,038	0,048
Técnico	0,140	0,199	0,192	0,195

A comparação normalizada permitiu a avaliação da classificação dos critérios com base no vetor de prioridade calculado. De acordo com Alves e Alves (2015), quanto maior a média das linhas, maior o nível de preferência. Assim, para o atributo "tecnologia de tratamento do RSU", os quatro critérios, em ordem de importância determinada pelo processo matemático do AHP (quanto maior a pontuação, maior o nível de preferência), são: Econômico (55,6%); Ambiental (20,0%); Técnico (19,5%) e Social (4,8%).

A ênfase dos especialistas no critério econômico como fator primordial destaca a importância de avaliar a viabilidade financeira, dado o alto custo de investimento na tecnologia de tratamento térmico de RSU em comparação com o seu descarte em aterros sanitários. Conforme apontado por Mamede (2013), a tarifa de tratamento para aterros no Brasil é relativamente baixa em comparação com países europeus, os quais aumentam os custos de disposição em aterros como estímulo para adotar práticas alternativas, como o tratamento.

A implementação de processos tecnológicos de tratamento e recuperação resulta em menores impactos ambientais ao longo de seu ciclo de vida, incluindo economia de energia (MERSONI; REICHERT, 2017). Essa realidade é evidente nos critérios ambientais e técnicos, os quais apresentam quase a mesma prioridade indicada pelos profissionais da área, especialmente em relação ao uso de energia.

Embora o nível de preferência em relação ao critério social seja menor, segundo a avaliação dos especialistas, em comparação com o critério de escolha da implantação de tecnologias para o uso de RSU energéticos, é importante notar que essas tecnologias têm impactos positivos para a sociedade. O aproveitamento de RSU como fonte de energia não apenas gera empregos diretos e indiretos, mas também contribui para a eliminação de aterros sanitários e para a melhoria da saúde pública (ABLP, 2019).

3.2 Análise de Consistência

Após as comparações de paridade, verificou-se a consistência dos julgamentos. Segundo Saaty (1990), o método AHP calcula a razão de consistência (CR) comparando o índice de consistência (IC) da matriz com os julgamentos, com o índice de consistência de uma matriz do tipo aleatório (IR). Com a matriz de julgamentos e prioridades, as prioridades são utilizadas como peso para cada coluna (Tabela 3).

.

Tabela 3. Matriz de Comparação com Pesos Atribuídos

Critérios para o Objetivo	Ambiental	Econômico	Social	Técnico
Ambiental	0,140	0,119	0,350	0,192
Econômico	0,700	0,597	0,350	0,577
Social	0,020	0,199	0,250	0,038

Técnico	0,140	0,556	0,048	0,192
Peso	0,200	0,556	0,048	0,195

O índice geral de preferência para cada um dos critérios foi calculado multiplicando os vetores de preferência para cada um dos critérios, pelos pesos dos próprios critérios, somando os produtos (tabela 4).

Tabela 4. Ìndice de Preferência Geral

Critérios para o Objetivo	Ambiental	Econômico	Social	Técnico
Ambiental	0,028	0,066	0,017	0,149
Econômico	0,140	0,332	0,017	0,602
Social	0,004	0,047	0,002	0,061
Técnico	0,028	0,111	0,012	0,188

Em seguida, cada um dos valores resultantes foi dividido pelos pesos correspondentes, que são os vetores preferidos (Tabela 5). Assim, foi possível calcular o estimador de autovalor máximo de julgamento (λ).

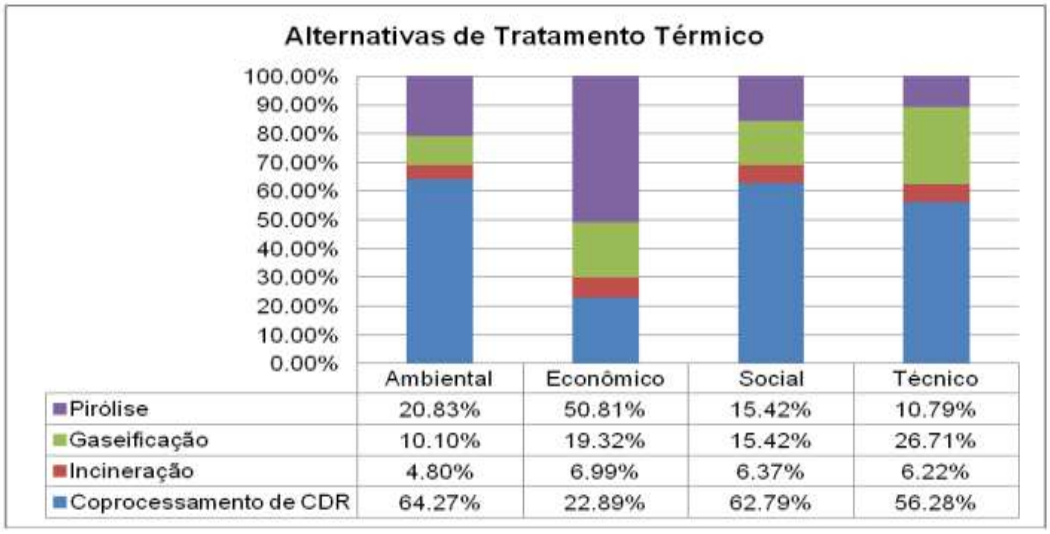
Tabela 5. Estimador de Autovalor

Soma dos Pesos	Prioridades	Peso/Prioridade
0,260	0,200	0,769
1,091	0,556	0,510
0,114	0,048	0,421
0,339	0,195	0,575

O total calculado da razão peso / prioridade dividido pela ordem da matriz (4) é igual a λmax = 2,275. O Índice de Consistência (IC) foi calculado pela seguinte fórmula: IC = | (λmax - n) | / (n-1) O valor calculado do IR é dado na tabela 2, então IC = 0,575. Assim, por se tratar de uma matriz (4x4), pois possui 4 critérios comparados par a par, portanto, a inconsistência máxima permitida pela escala de Saaty é de 0,9. O valor resultante da razão de consistência RC para IC / IR foi de 0,575. Portanto, o grau de consistência para o caso estudado foi satisfatório, uma vez que IC / IR é < 0,9.

3.3 Prioridade de alternativas de Tratamento

As prioridades das alternativas foram determinadas por meio de comparações entre pares, seguindo o mesmo método de cálculo dos critérios para atingir o objetivo principal, indicando a melhor alternativa que atende ao critério estabelecido (Figura 2).



	Ambiental	Econômico	Social	Técnico
Pirólise	20.83%	50.81%	15.42%	10.79%
Gaseificação	10.10%	19.32%	15.42%	26.71%
Incineração	4.80%	6.99%	6.37%	6.22%
Coprocessamento de CDR	64.27%	22.89%	62.79%	56.28%

Figura 2. Prioridades das alternativas de tratamento térmico pelos critérios

Portanto, as quatro alternativas, em ordem de importância de acordo com os quatro critérios, geradas pelo processo matemático do AHP (quanto maior a pontuação, maior o nível de preferência), são:

- Ambientais: coprocessamento CDR, pirólise, gaseificação e incineração;
- Econômico: Pirólise, Coprocessamento de CDR, Gaseificação e Incineração;
- Social: Coprocessamento CDR, Pirólise, Gaseificação e Incineração;
- Técnico: Coprocessamento de CDR, Gaseificação, Pirólise e Incineração.

A incineração foi considerada menos viável em todos os critérios analisados, uma vez que o coprocessamento de CDR apresentou maior viabilidade nos critérios ambientais, sociais e técnicos, e no critério econômico ocupa o segundo lugar entre as tecnologias de tratamento.

4 CONCLUSÕES

Este estudo teve como objetivo analisar tecnologias de tratamento térmico de RSU utilizando a Metodologia Multicritério de Apoio à Decisão - AHP, para avaliar a técnica mais viável e verificar o potencial energético de produção de CDR. Os resultados encontrados na aplicação do método multicritério para avaliação das tecnologias de tratamento mostraram-se consistentes e podem ser utilizados pelos municípios para auxiliar na tomada de decisões com base nas avaliações que especialistas da área fizeram sobre cada item que compõe o modelo.

Como, por exemplo, no caso dos critérios estabelecidos em ordem de importância gerados pelo processo matemático do AHP foi o econômico com 55,6%, seguido do ambiental com 20,0%, o técnico com 19,5% e para este último o critério social de 4,8%. Em relação às quatro alternativas estabelecidas, em ordem de importância segundo os quatro critérios, o Coprocessamento de CDR obteve maior pontuação nos critérios ambientais, sociais e econômicos e em segundo lugar no critério econômico. A utilização de aterros sanitários é um recurso para disposição final, depois de esgotadas todas as possibilidades de recuperação e tratamento disponíveis e economicamente viáveis.

Nesse contexto, o Combustível Derivado Recusado, por todas as suas características e pelo crescimento da produção de RSU nos municípios, conduz ao cenário de combustível mais promissor, pelos benefícios econômicos e socioambientais. Portanto, o aproveitamento energético da energia proveniente dos RSU é uma tecnologia com grande potencial de sustentabilidade ao estabelecer um combustível com potencial para substituir fontes de combustível derivadas do petróleo, reduzindo também a quantidade de resíduos dispostos em aterros sanitários.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABLP. Associação Brasileira de Resíduos Sólidos e Limpeza Pública. Revista Limpeza Pública. Ed. nº 102. Publicação trimestral da 3º trimestre. São Paulo. 2019. https:// www.ablp.org.br

ALBUQUERQUE, M. DA S., MOREIRA, Y. W. N., FIGUEREDO, B. L. E, PAIVA, B. K. V., STEFANUTTI, R., & SILVA, F. J. A. da. Waste-to-Energy: potencialidades e contextualização da sua aplicação no Brasil. CONTRIBUCIONES A LAS CIENCIAS SOCIALES, 17(4), e5871. 2024 https://doi.org/10.55905/revconv.17n.4-001

ALVES, J. R. X.; ALVES, J. M. Definição de localidade para instalação industrial com o apoio do método de análise hierárquica (AHP). Production, v. 25, n. 1, p. 13-26, 2015. http://dx.doi.org/10.1590/S0103-65132014005000023

BRASIL. Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007. Estabelece Diretrizes Nacionais para o Saneamento Básico; altera as Leis nos 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei no 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências.Brasília, DF, 2007.

BRASIL. Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei n o 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências. Brasília, DF, 2010.

COSTA, H. G. Auxílio multicritério à decisão: método AHP. Rio de Janeiro: Abepro, 2006.

COSTA, A.R.S.; SILVA, R. C. P.; JUCÁ, J. F. T.; EL-DEIR, S.G. Aplicação da pegada ecológica na gestão de resíduos sólidos urbanos através de análise de componentes principais: Estudo da cidade de Recife, Brasil. Revista aidis de ingeniería y ciencias ambientales, v. 13, p. 320-333, 2020. http://dx.doi.org/10.22201/iingen.0718378xe.2020.13.2.67115

FUGII, G. M. Proposta de um modelo de dinâmica de sistemas aplicado à gestão de resíduos sólidos urbanos domiciliares de Curitiba. 2019. 246 f. Tese (Doutorado em Tecnologia e Sociedade) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2019.

GUEDES, F. L. Análises do ciclo de vida e emissões de gases na produção e uso de combustível derivado de resíduos sólidos urbanos em Paulista-PE, Brasil. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Recife. 113 f. 2022

JUCÁ, J. F. T.; LIMA, J. D.; MARIANO, M. O. H.; FIRMO, A. L. B.; LIMA, D. G. A.; LUCENA, L. F. L.; FARIAS, P. R. R.; JUNIOR, F. H. C.; CARVALHO, E. H.; FERREIRA, J. A.; REICHERT, G. A. Análise das diversas tecnologias de tratamento e disposição final de resíduos sólidos urbanos no Brasil, Europa, Estados Unidos e Japão. Jaboatão dos Guararapes: Grupo de Resíduos Sólidos – UFPE, 2014.

JUCÁ, J. F. T.; BARBOSA, K.R.M.; SOBRAL, M.C. M. Sustainability indicators for municipal solid waste management: A case study of the Recife Metropolitan Region, Brazil. Waste management & Research, v. 38, p. 2020. https://doi.org/10.1177/0734242X20941088

MAMEDE, M. C. S. Avaliação Econômica e Ambiental do Aproveitamento Energético de Resíduos Sólidos no Brasil. p.141. Dissertação. Universidade Estadual de Campinas. Campinas-SP, 2013.

MERSONI, C.; REICHERT, G. A. Comparação de cenários de tratamento de resíduos sólidos urbanos por meio da técnica da Avaliação do Ciclo de Vida: o caso do município de Garibaldi, RS. Engenharia Sanitária e Ambiental. v.22. n.5. 2017. https://doi.org/10.1590/S1413-41522017150351

SAATY, T. L. How to make a decision: The Analytic Hierarchy Process. European Journal of Operational Research. v._, n. 48, p. 9-26, 1990

SATTY, T. L.; VARGAS, L. G. Models, methods, concepts applications of the analytic hierarchy process. Norwell: Kluwer Academic Plublishers, 2001. http://dx.doi. org/10.1007/978-1-4615-1665-1

SILVA, R. C. P. ; A.R.S. COSTA ; EL-DEIR, S.G. ; JUCA, J. F.T. Setorização de rotas de coleta de resíduos sólidos domiciliares por técnicas multivariadas: estudo de caso da cidade do Recife, Brasil. Engenharia sanitária e ambiental (online), v. 25, p. 72-84, 2020. https://doi.org/10.1590/S1413-41522020200205

VISEDO, G.; PECCHIO, M. ROADMAP tecnológico do cimento: potencial de redução das emissões de carbono da indústria do cimento brasileira até 2050. Rio de Janeiro: SNIC, 2019 64 p. 2019

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/373

Análise Probabilística de Transporte de Contaminante em Estudo de Caso do Aterro Sanitário

Juliana Araujo da Cunha
Engenheira Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, araujodacunhajuliana@gmail.com

Mario René Rivera Osorto
Engenheiro Civil, Mestre, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, marior.riverao@outlook.com

Milena Andrea Giraldo Zuluaga
Engenheira Geóloga, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, miangizu44@gmail.com

André Luis Brasil Cavalcante
Professor Associado, Doutor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, albrasilc@gmail.com

RESUMO: Desde a implementação da Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS) no Brasil, a gestão de resíduos sólidos tem se desenvolvido de forma mais sustentável, enfatizando a preservação do meio ambiente. Neste cenário, o uso de aterros sanitários emergiu como uma solução eficaz e ambientalmente responsável para a eliminação final dos resíduos sólidos. Este artigo foca em explorar o impacto de uma abordagem probabilística na avaliação da concentração de contaminantes no solo ao longo do tempo e espaço em aterros sanitários. A metodologia adotada inclui a aplicação de fenômenos como advecção, dispersão hidrodinâmica e sorção para desenvolver a análise probabilística em um estudo de caso real. As simulações foram conduzidas utilizando o modelo de transporte de contaminantes de Ogata & Banks, combinado com a abordagem probabilística do Método de Monte Carlo. Assim, o estudo oferece uma visão mais detalhada sobre como os contaminantes se movem e se distribuem durante a vida útil de um aterro sanitário, permitindo uma gestão de resíduos sólidos mais informada e eficiente.

PALAVRAS-CHAVE: Abordagem Probabilística, Aterro Sanitário, Modelagem, Transporte de Contaminantes, Método Monte Carlo.

ABSTRACT: Since the implementation of the National Solid Waste Policy (PNRS) in Brazil, solid waste management has evolved towards greater sustainability with an emphasis on environmental preservation. In this context, the use of sanitary landfills has emerged as an effective and environmentally responsible method for the final disposal of solid waste. This article aims to explore the impact of a probabilistic approach on assessing the concentration of contaminants in the soil over time and space within sanitary landfills. The adopted methodology involves applying phenomena such as advection, hydrodynamic dispersion, and sorption to develop a probabilistic analysis in a real case study. Simulations were conducted using the Ogata & Banks contaminant transport model, combined with the probabilistic approach of the Monte Carlo Method. Thus, the study offers detailed insights into the movement and distribution of contaminants throughout the lifespan of a sanitary landfill, enabling more informed and efficient solid waste management.

KEYWORDS: Probability, Landfill, Modeling, Contaminant Transport, Monte Carlo Method.

1 INTRODUÇÃO

O aterro sanitário é uma área destinada à disposição de resíduos sólidos, principalmente resíduos sólidos urbanos (RSU). Com a implementação da Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS) no Brasil, o gerenciamento de resíduos sólidos tem evoluído de maneira mais sustentável, visando uma maior preservação ambiental. Atualmente, diversas estratégias de disposição final de resíduos sólidos estão disponíveis, todas

voltadas para a redução do volume ocupado e a preservação ambiental. As principais incluem a incineração, o descarte em aterros sanitários e a reciclagem.

No dimensionamento dos aterros sanitários, devido à deposição de resíduos potencialmente contaminantes, revestimentos de fundo, também denominados liners, são projetados para desempenhar a função de atenuar o fluxo de contaminantes pelo subsolo e proteger as águas subterrâneas e o solo (Baran, 2021).

Dessa forma, os liners devem considerar certos tipos de propriedades a fim de garantir a eficiência da estrutura. Essas propriedades incluem baixa condutividade hidráulica, compatibilidade com o lixiviado, resistência mecânica e durabilidade. Essas características estão relacionadas ao ambiente físico, à composição da solução do percolado e da água subterrânea, bem como à vida útil do projeto (Leite & Zuquette, 1995).

Esse artigo consiste numa análise probabilística do transporte de contaminantes em aterros sanitários. A análise foi dividida em duas partes. Uma primeira análise teórica onde definiu-se os parâmetros do solo como sendo variáveis aleatórias. A segunda parte foi uma modelagem numa situação real, para avaliar a contaminação do solo ao longo tempo.

2 FORMATOS ESPECÍFICOS

O processo de fluxo de transporte de contaminantes e sedimentos está relacionado a diversas propriedades físicas, químicas e biológicas das substâncias e do solo onde ocorre sua percolação, sendo regido por interações físico-químicas não lineares. Esse processo destaca dois aspectos preponderantes no fluxo através de meios porosos: o mecanismo físico de transporte do contaminante em si, como o fenômeno de advecção e a dispersão hidrodinâmica, que envolvem as componentes físico-químicas da transferência de massa; e o mecanismo de interação do solo com o contaminante, abrangendo fenômenos como sorção, dessorção e decaimento radioativo, os quais desaceleram ou aceleram a velocidade de propagação e as concentrações das substâncias (Baran, 2021).

2.1 Mecanismos de transporte de contaminantes

A advecção está relacionada ao processo em que os solutos, neste caso o contaminante, são transportados pelo movimento de fluxo de águas subterrâneas, levados a uma velocidade média igual a velocidade linear média da água subterrânea (Freeze & Cherrry, 1979).

A equação que descreve o fluxo decorrente na advecção é:

$$J_A = n.v_p.c_w \tag{1}$$

onde J_A é o fluxo da advecção $[ML^{-2}T^{-1}]$, c_w é a concentração média de contaminantes no solo $[ML^{-3}]$, n é a porosidade, e v_p é a velocidade real de percolação $[LT^{-1}]$.

A dispersão mecânica é a dispersão que ocorre por causa da mistura mecânica durante a advecção gerada pelo movimento do fluido (Freeze & Cherrry, 1979).

A equação que descreve o fluxo decorrente na dispersão mecânica é:

$$J_M = -D_m.n\frac{\partial c_w}{\partial x} \tag{2}$$

$$D_m = \alpha_L.v_p \tag{3}$$

onde, J_M é o fluxo da dispersão mecânica $[ML^{-2}T^{-1}]$, D_m é o coeficiente de dispersão mecânica no meio poroso $[L^2T^{-1}]$ e α_L é o coeficiente de dispersão mecânica $[L]$.

A difusão molecular é um mecanismo que se desenvolve em uma escala microscópica como resultado do movimento aleatório das moléculas do soluto dissolvidas em água, onde se movem de regiões de maior concentração para regiões de menor concentração (fluxo químico) (Bear, 2013; Bear & Cheng, 2010; Booker et al., 1995; Fontes, 2012; Hillel, 2003).

O movimento é desenvolvido pela Lei de Fick que estabelece uma relação entre o fluxo decorrente da difusão molecular e o gradiente de concentração, através do coeficiente de difusão molecular, a equação que descreve o movimento e:

$$J_D = -nD_0 \frac{\partial c_w}{\partial x} \quad (4)$$

$$D_0 = D^*.\tau \quad (5)$$

onde, J_D é o fluxo da difusão molecular $[ML^{-2}T^{-1}]$, D_0 é o coeficiente de difusão molecular efetivo no meio poroso $[L^2T^{-1}]$, D^* é o coeficiente de difusão molecular em solução aquosa $[L^2T^{-1}]$ e τ é a tortuosidade.

O coeficiente de difusão efetivo D_{dm} representa a difusão que ocorrerá no solo, que será menor do que em solução livre (D_0), pois os caminhos, devido à estrutura do solo, são tortuosos.

A dispersão hidrodinâmica indica a tendência ao espalhamento do contaminante nos caminhos nos quais ele percorre, junta os fenômenos de dispersão mecânica e de difusão molecular, os quais não podem ser separados (Freeze & Cherrry, 1979).

A equação que descreve o fluxo decorrente na dispersão hidrodinâmica é mostrada na Equação (6.

$$J_H = -D_h.n \frac{\partial c_w}{\partial x} \quad (6)$$

$$D_h = D_0 + D_m \quad (7)$$

onde, J_H é o fluxo da dispersão hidrodinâmica $[ML^{-2}T^{-1}]$ e D_H é o coeficiente de dispersão hidrodinâmica no meio poroso $[L^2T^{-1}]$.

A sorção é um processo no qual substâncias são adsorvidas ou absorvidas por um material sólido ou líquido por motivo físico-químico durante o processo de percolação. A adsorção refere-se à aderência de moléculas de uma substância à superfície de outra, enquanto a absorção envolve a incorporação de substâncias dentro da matriz do material (Sparks, 2002).

A isoterma de sorção é a expressão matemática que descreve a quantidade de soluto sorvido por unidade de massa de sorvente sólido (c_s) em função da concentração de soluto remanescente na solução (c_w) em equilíbrio, a uma dada temperatura.

$$c_s = k_d.c_w \quad (8)$$

onde, c_s corresponde à massa de soluto sorvida pela massa de solo e é proporcional à concentração de equilíbrio da solução, denominada de c_w, e k_d é o coeficiente de distribuição (inclinação da reta) $[L^3M^{-1}]$.

O fator de Retardamento representa o retardo médio do centro de massa de um contaminante movendo-se a partir de uma fonte pontual enquanto ocorre a sorção, então, fornece informações sobre o quanto o solo retarda a chegada de uma frente de contaminação com uma determinada concentração (Freeze & Cherrry, 1979). A equação que determina o valor do retardamento é:

$$R = 1 + \frac{\rho_d k_d}{n} \quad (9)$$

$$\rho_d = \rho_s.(1-n) \quad (10)$$

onde R é o coeficiente de retardamento e o ρ_d a massa específica seca do meio poroso $[ML^{-3}]$ e o ρ_s é a massa específica dos grãos $[ML^{-3}]$.

O decaimento radioativo – ou as emissões radioativas – é o fenômeno responsável pela radioatividade, em que são emitidas radiações de núcleos instáveis de alguns elementos químicos. Essas reações são irreversíveis e, no contexto da contaminação, causam uma diminuição da concentração do contaminante na pluma ao longo do tempo. São exemplos de elementos radioativos o urânio, o cobalto, o rádio e o estrôncio, normalmente utilizados como combustíveis de reatores de usinas nucleares e em radioterapia para o tratamento contra o câncer (Krane, 1987).

$$\frac{\partial c_w}{\partial t} = -\lambda.c_w \quad (11)$$

onde λ é a constante de decaimento radioativo do isótopo que constitui a amostra que no geral é uma constante $[T^{-1}]$ e o c_w é a concentração do material ainda sem decaimento $[ML^{-3}]$.

2.2 Equação de transporte de contaminantes acoplada

A equação de transporte de contaminantes trata-se de um modelo unidimensional utilizada para descrever o transporte do contaminante num meio homogêneo, saturado e em regime de fluxo permanente onde inclui os fenômenos de advecção, dispersão hidrodinâmica, sorção e decaimento, a Equação 12 demonstra o modelo.

$$\frac{\partial c_w}{\partial x} + \lambda c_w = -\frac{v_p}{R}\frac{\partial c_w}{\partial x} + \frac{D_h}{R}\frac{\partial^2 c_w}{\partial x^2} \tag{12}$$

2.3 Solução analítica do modelo acoplado

De acordo com Ogata & Banks (1961) a solução da equação do transporte advectivo-dispersivo pode ser representada da seguinte forma:

$$c_w(x,t) = \frac{c_0}{2}\left[exp\left[\frac{v_p x}{2D_h}(1-\Gamma)\right] erfc\left(\frac{x - \frac{v_p t}{R}\Gamma}{2\sqrt{\frac{D_h t}{R}}}\right) + exp\left[\frac{v_p x}{2D_h}(1+\Gamma)\right] erfc\left(\frac{x + \frac{v_p t}{R}\Gamma}{2\sqrt{\frac{D_h t}{R}}}\right)\right] \tag{13}$$

$$\Gamma = \sqrt{1 + 2H} \tag{14}$$

$$H = 2\lambda\frac{D_h}{{v_p}^2} \tag{15}$$

onde c_0 é a concentração inicial $[ML^{-3}]$. Na aplicação do estudo de caso do aterro sanitário não foi considerado elementos radioativos, deste modo o decaimento radioativo é nulo.

2.4 Análise Probabilística

O Método de Monte Carlo (MMC) é um método de amostragem artificial utilizado na solução de experimentos aleatórios onde se tem conhecimento das distribuições de probabilidade das variáveis envolvidas. Tem o objetivo a encontrar uma solução numérica aproximada para a distribuição de probabilidade da variável dependente (y), definida por uma função de engenharia.

Esse procedimento ocorre em um valor de N vezes e obtém-se uma amostra de valores discretos da variável (y). Permite o cálculo de estatísticas amostrais, como média e desvio-padrão, a construção de histogramas de frequência e a determinação da distribuição probabilística que melhor se ajusta. À medida que o número de simulações N aumenta, aproximando-se do infinito, as estatísticas amostrais e a forma da distribuição de probabilidade tendem a convergir para o valor populacional, indicando uma solução que pode ser considerada exata. Este método apresenta a vantagem de lidar com funções matemáticas complexas e encontrar soluções precisas, mesmo quando uma solução analítica não é viável (Assis *et al.*, 2018)

3 METODOLOGIA

3.1 Estudo de caso

O estudo de caso desta pesquisa aborda o Aterro Sanitário de Brasília, inaugurado em 17 de janeiro de 2017. Em junho de 2023, o aterro recebeu aproximadamente 4.212.142 toneladas de resíduos. O sistema de revestimento é composto por uma camada tripla de 0,5 m de solo superficial argila compactada, sobreposta a uma geomembrana, que, por sua vez, se sobrepõe a uma camada de argila compactada com 1,5 m de espessura. A expectativa de vida útil do aterro de Brasília é de 13 anos (Lemos et al., 2023).

3.2 Análise Probabilística das variáveis

As variáveis dos materiais do aterro sanitário de Brasília referentes ao contaminante benzeno estão detalhadas na Tabela 1, onde encontram-se valores representativos do desempenho da primeira camada de argila compactada do liner.

Os parâmetros geotécnicos utilizados nesta pesquisa para solução de Ogata & Banks (1961) na análise probabilística foram a porosidade, o coeficiente de permeabilidade e o peso específico do liner do aterro sanitário. A média e os coeficientes de variação destes parâmetros estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 1 – Parâmetros do Aterro Sanitário de Brasília (Lemos et al., 2023).

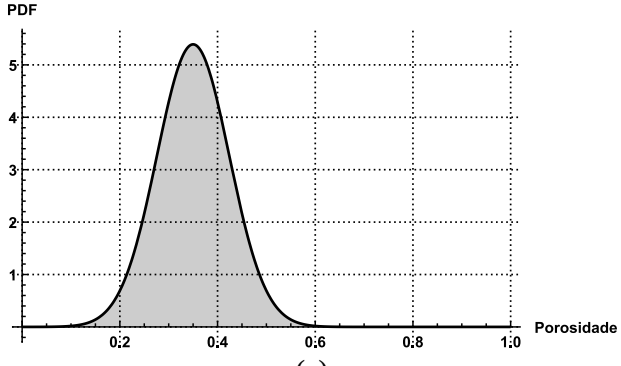
Parâmetros	Camada do Liner
L (m)	0,5
n	0,35
ρ_d (g/cm³)	1,66
D_0 (m²/s)	$4{,}1\text{x}10^{-10}$
k (m/s)	$1\text{x}10^{-9}$
k_d (ml/g)	1,86

Tabela 2 – Parâmetros do Aterro Sanitário de Brasília (Assis *et al.*, 2018)

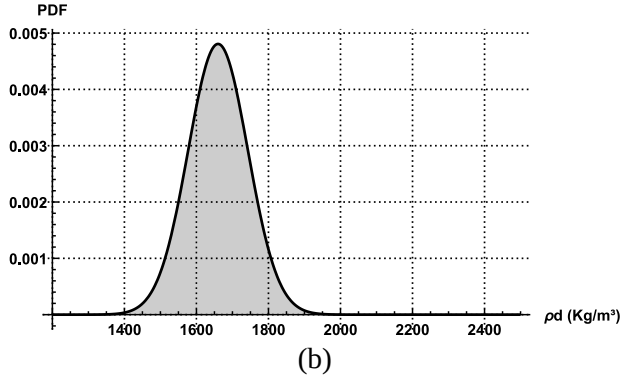
Parâmetros	Média	CV
n	0,35	0,185
ρ_d (g/cm³)	1,66	0,05
k (m/s)	$1\text{x}10^{-9}$	0,79

4 RESULTADOS

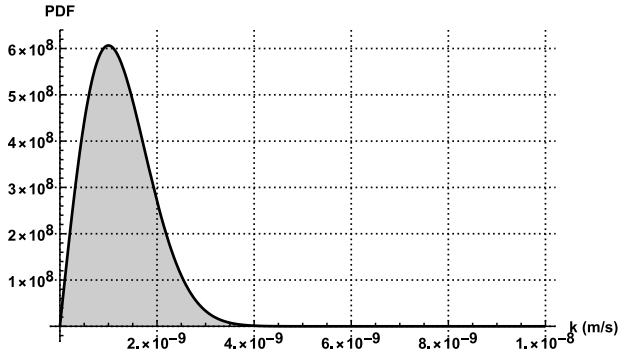
Inicialmente, procedeu-se à análise probabilística utilizando o método de Monte Carlo dos parâmetros geotécnicos pertinentes, a saber: porosidade (Figura 1-a), peso específico (Figura 1-b) e coeficiente de permeabilidade (Figura 1-c). Os parâmetros de porosidade e peso específico foi adotado uma distribuição normal, enquanto o coeficiente de permeabilidade, dada sua complexidade na obtenção de dados precisos, foi tratado com uma distribuição de Rayleigh, devido ao seu maior coeficiente de variação. Ademais, foram conduzidas análises de probabilidade para parâmetros secundários, como velocidade de fluxo, velocidade de percolação e fator de retardamento do contaminante.



(a)



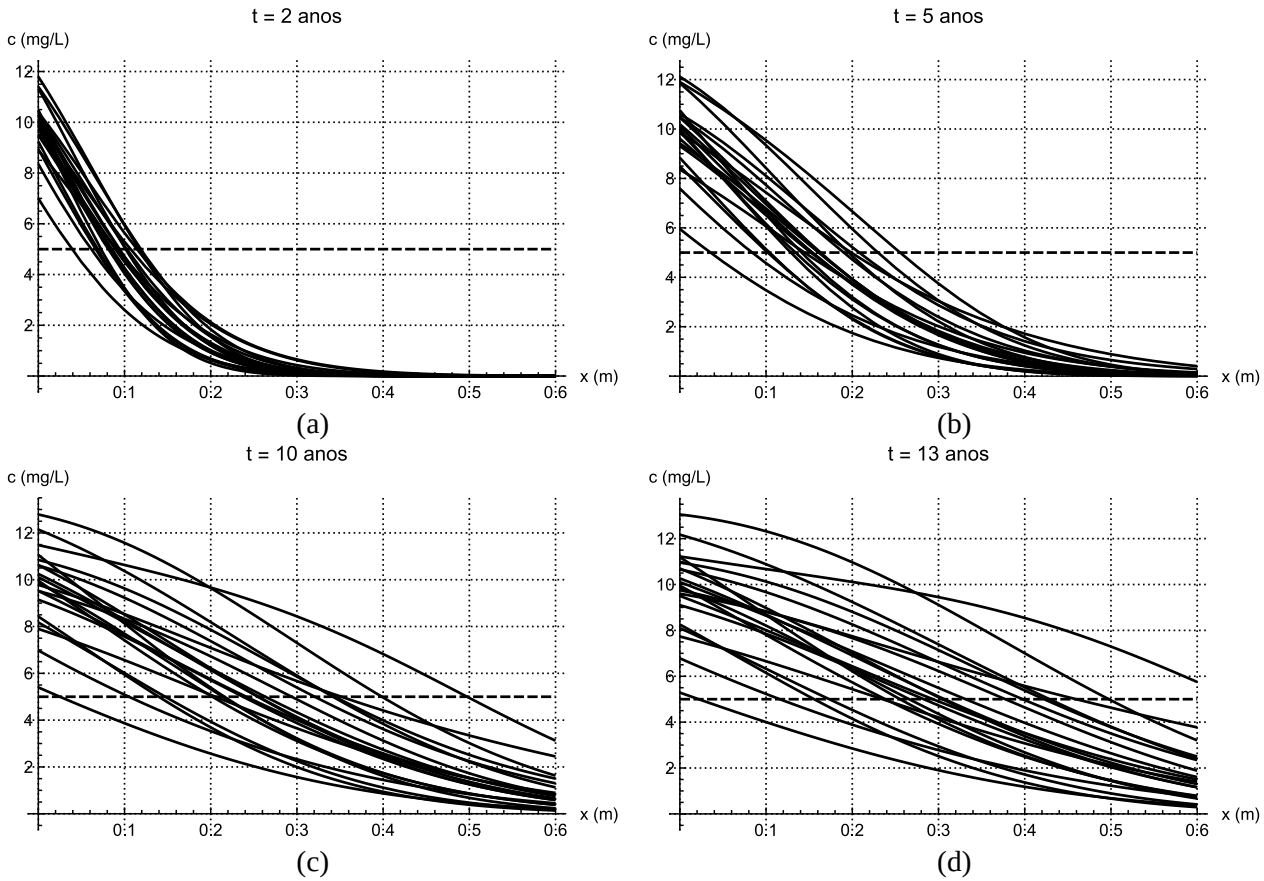
(b)



(c)

Figura 1 - Função de Distribuição de Probabilidade (a) Porosidade, (b) Massa Especifica Seca, (c) Condutividade Hidráulica

Prosseguindo para a aplicação dessas análises probabilísticas no estudo de caso do aterro sanitário de Brasília, foi possível simular as projeções do nível de contaminação do aterro ao final de sua vida útil e compreender seu comportamento de propagação do fluxo ao longo da profundidade do liner. Na Figura 2, são representadas as curvas do modelo de concentração da contaminação ao longo da espessura da camada do liner, a partir de 20 rodadas de Montecarlo, considerando a abordagem probabilística do modelo. Na figura 3 são apresentadas as curvas de probabilidade da contaminação ao longo da espessura do liner para o final da vida útil de 13 anos.



(a) (b) (c) (d)

Figura 2 – Modelo de concentração de contaminante ao longo da camada do liner depois de: (a) 2 anos; (b) 5 anos; (c) 10 anos; e (d) 13 anos.

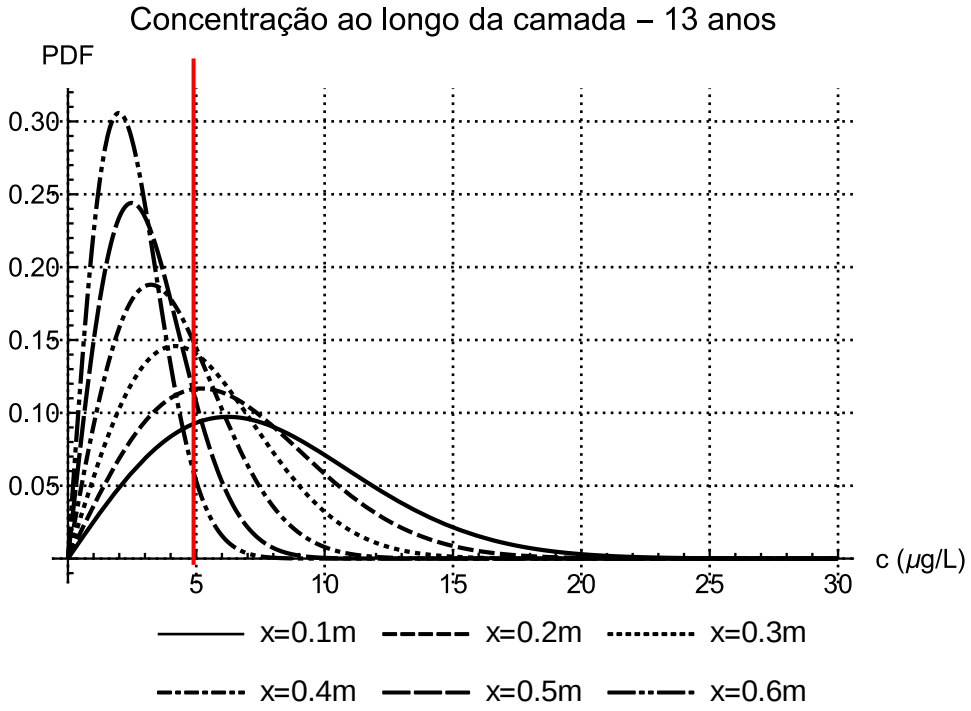


Figura 3 - Função de Distribuição de Probabilidade de contaminação na camada do liner

O nível de contaminação de referência utilizado neste estudo, representado pela linha vermelha na Figura 2, foi de acordo com os valores orientadores de qualidade do solo quanto à presença de substâncias químicas e estabelece diretrizes para o gerenciamento ambiental de áreas contaminadas por essas substâncias em decorrência de atividades antrópicas pelo CONAMA na Resolução 420/2009. O valor de contaminação referente ao contaminante benzeno é de 5 μg/l. Em cada curva de distribuição, é possível extrair a média de contaminação de cada profundidade ao longo do tempo. Conforme o gráfico, da Figura 2, a camada do liner tem sua concentração de acordo com a orientação do CONAMA, sendo os primeiros 30 centímetros de profundidade do liner encontra-se o maior nível de contaminação, porém a medida que se aproxima ao fim da camada a contaminação é retida. Conforme as simulações, após 13 anos, a probabilidade média de contaminação na profundidade 0,5 m do liner é de aproximadamente 2 μg/l, evidenciando que o dimensionamento atende às expectativas da vida útil da estrutura.

5 CONCLUSÃO

Este artigo abordou a importância dos aterros sanitários como locais fundamentais para a disposição adequada de resíduos sólidos, especialmente em conformidade com a Política Nacional de Resíduos Sólidos no Brasil. Com relação ao dimensionamento desses aterros, ressaltou-se a crucial função dos liners e revestimentos de fundo projetados para mitigar a contaminação do subsolo, preservando as águas subterrâneas e o solo.

O artigo, ao realizar uma análise probabilística do transporte de contaminantes em aterros sanitários, proporcionou uma contribuição valiosa para a compreensão dos desafios e variáveis envolvidas nesse processo. A divisão da análise entre uma abordagem teórica e uma modelagem em situação real enriqueceu a compreensão, oferecendo uma perspectiva abrangente sobre a contaminação do solo ao longo do tempo.

Aplicação desta análise no estudo de caso do aterro sanitário de Brasília demonstrou que o dimensionamento da estrutura está compatível ao seu ciclo de vida útil evitando assim a contaminação acima do permitido segundo a legislação. Portanto, esse estudo contribui significativamente para o avanço do conhecimento e das práticas relacionadas ao gerenciamento ambientalmente sustentável de resíduos sólidos em aterros sanitários.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi financiado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES), pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq 306975/2023-8) e pela Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAPDF Projeto 00193-00001609/2023-44).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Assis, A. P., Espósito, T. J., Gardoni, M. G., & Maia, J. A. (2018). Notas de Aula. Disciplina de Métodos Estadísticos e Probabilísticos Aplicados a Geotecnia. In G.AP-AA002/2018. Universidade de Brasília.

Baran, C. T. (2021). Modelagem do transporte de contaminantes em sistemas de impermeabilização de fundo em múltiplas camadas compostas por argila compactada e geomembrana [Dissertação (Mestrado em Geotecnia)]. Universidade de Brasília.

Bear, J. (2013). Dynamics of Fluids in Porous Media. In Soil Science (Issue 2). Dover Publications . https://www.amazon.com/Dynamics-Fluids-Porous-Mechanical-Engineering-ebook/dp/B00CB2MJ9U#detailBullets_feature_div

Bear, J., & Cheng, A. H.-D. (2010). Modeling Groundwater Flow and Contaminant Transport (1st ed.). Springer Netherlands. https://doi.org/10.1007/978-1-4020-6682-5

Booker, J. R., Quigley, R. M., & Rowe, R. K. (1995). Clayey Barrier Systems for Waste Disposal Facilities (1st Edition). CRC Press. https://doi.org/10.1201/9781482271928

Cavalcante, A. L. B. (2022). Notas de aula. Transporte de contaminantes e sedimentos. In G.AP-AC001/20. Universidade de Brasília.

Fontes, M. (2012). Behavior of Heavy Metals in Soils: Individual and Multiple Competitive Adsorption. In H. , M. Selim (Ed.), Competitive Sorption and Transport of Heavy Metals in Soils and Geological Media (1st ed., pp. 77–117). CRC Press. https://doi.org/10.1201/b13041-4

Freeze, R., A., & Cherrry, J. A. (1979). Groundwater. Prentice-Hall.

Hillel, D. (2003). Introduction to Environmental Soil Physics. Elsevier. https://doi.org/10.1016/B978-0-12-348655-4.X5000-X

Krane, K. S. (1987). Introductory Nuclear Physics. John Wiley & Sons.

Leite, J. C., & Zuquette, L. (1995). Prevenção da contaminação e poluição de aqüíferos: a utilização de liners. Boletim de Geociências, 14(1).

Lemos, M. A. C., Baran, C. T., Cavalcante, A. L. B., & Palmeira, E. M. (2023). A Semi-Analytical Model of Contaminant Transport in Barrier Systems with Arbitrary Numbers of Layers. Sustainability, 15(23), 16299. https://doi.org/10.3390/su152316299

Ogata, A., & Banks, R. B. (1961). A Solution of the Differential Equation Longitudinal Dispersion in Porous Media.

Sparks, D. L. (2002). Environmental Soil Chemistry (2nd ed.). Academic Press.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/374

Aplicação de Métodos Estatísticos para Definição de Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento a Partir de Ensaios Triaxiais

Carlos Henrique Rocha dos Santos
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia e Hidrotecnia, Belo Horizonte, MG, Brasil, carlos.santos@bvp.eng.br

Thiago Borges Gomes Moreira
Gerente Técnico, BVP Geotecnia e Hidrotecnia, Belo Horizonte, MG, Brasil, thiago.moreira@bvp.eng.br

Custódio Junio Reis
Analista de Engenharia, BVP Geotecnia e Hidrotecnia, Belo Horizonte, MG, Brasil, custodio.reis@bvp.eng.br

RESUMO: A definição de parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos é uma atividade fundamental no desenvolvimento de projetos geotécnicos, em especial, aqueles que envolvem barragens. As diretrizes normativas atuais estabelecem a obrigatoriedade da interpretação de ensaios geotécnicos de campo e de laboratório para a parametrização dos materiais que constituem o modelo geológico-geotécnico do maciço e da fundação. Contudo, em razão da heterogeneidade dos materiais naturais e das divergências que os resultados dos ensaios podem apresentar, a utilização de métodos estatísticos na definição de parâmetros de resistência ao cisalhamento passa a ser uma abordagem interessante para lidar com a variabilidade inerente a esses materiais. Diante desse contexto, o objetivo desse estudo é apresentar uma metodologia, baseada em princípios estatísticos, para a definição de parâmetros de resistência ao cisalhamento a partir de um conjunto de resultados de ensaios geotécnicos de laboratório, com foco especial aos solos naturais. A análise estatística fornece uma estrutura robusta para lidar com incertezas e variabilidades nos resultados dos ensaios geotécnicos, contribuindo para uma definição mais confiável dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos. Como resultado da aplicação dessa metodologia, obtém-se resultados que consideram a heterogeneidade dos materiais, permitindo a identificação e eliminação de resultados discrepantes do comportamento mecânico geral apresentado por uma determinada litologia. Outra contribuição da metodologia é a confiabilidade na definição dos parâmetros de resistência, visto que ela permite definir um intervalo de parâmetros.

PALAVRAS-CHAVE: Parâmetros Geotécnicos, Resistência ao cisalhamento, Heterogeneidade dos Solos, Ensaio Triaxial, Análise Estatística

ABSTRACT: Defining soil shear strength parameters is a fundamental activity in the development of geotechnical design, especially those involving dams. The current normative guidelines establish the mandatory interpretation of geotechnical field and laboratory tests for the parameterization of the materials that constitute the geological-geotechnical model of the backfill and foundation. However, due to the heterogeneity of natural materials and the potential variations in laboratory test results, the use of statistical techniques in the definition of shear strength parameters becomes an interesting approach to deal with the variability inherent in these materials. In this context, the aim of this study is to present a methodology, based on statistical principles, for defining shear strength parameters from a set of geotechnical laboratory test results, with a special focus on natural soils. Statistical analysis provides a robust framework for dealing with uncertainties and variability in geotechnical test results, contributing to a more reliable definition of soil shear strength parameters. As a result of applying this methodology, outcomes consider the heterogeneity of materials, enabling identification and elimination of discrepant results from the overall mechanical behavior exhibited by a specific lithology. Another significant aspect of the methodology is its reliability in defining resistance parameters, which facilitates the establishment of a range of parameters.

KEYWORDS: Geotechnical Parameters, Shear Strength, Soil Heterogeneity, Triaxial Test, Statistical Analysis

1 INTRODUÇÃO

A definição de parâmetros de resistência ao cisalhamento, que representem de forma confiável o comportamento mecânico de um solo natural, ainda é um desafio em projetos de engenharia. Conforme apresentado por Phoon & Kulhawy (1999), os estudos para estimativa de parâmetros geotécnicos dos materiais naturais estão cercados por diversas fontes de incertezas de diferentes origens. O autor elenca três fontes principais: variabilidade inerente (natural) dos solos, erros de medição e incerteza do modelo de transformação.

A variabilidade inerente dos solos está relacionada aos processos envolvidos na sua gênese, os quais são responsáveis por gerar unidades geológicas-geotécnicas complexas que, por muitas vezes, apresentam propriedades heterogêneas em um mesmo depósito relativamente homogêneo (Phoon e Kulhawy, 1999; Beacher e Christian, 2003). O erro de medição está relacionado aos processos necessários para a caracterização geotécnica dos materiais (amostragem, acurácia dos equipamentos, erros humanos, etc.). E a incerteza do modelo está relacionada com a precisão das correlações usadas para interpretar os dados (Phoon & Kulhawy, 1999).

O ensaio de compressão triaxial é o mais utilizado para caracterizar, em laboratório, a resistência ao cisalhamento dos solos devido à possibilidade de se controlar, no ensaio, os estados de tensão e de deformação e as condições de drenagem (Fernandes, 2016). Contudo, a base de dados provenientes deste tipo de ensaio é geralmente limitada devido aos custos envolvidos na implementação de programas de investigação. Para se obter resultados mais aderentes às condições *in situ*, é necessário que os resultados originais do ensaio sejam analisados por um profissional capacitado, pois se tratam de dados de entrada para uma interpretação geotécnica. Dessa forma, é fundamental a adoção de modelos ou relações teóricas para descrever adequadamente o comportamento mecânico dos solos ensaiados (Campello *et al*, 2019).

Neste momento, segundo Flores (2008), é contabilizada uma das maiores fontes de incerteza na engenharia geotécnica, pois os modelos adotados podem conter simplificações que limitam a representação das condições reais. Comumente, os parâmetros de resistência utilizados em análises de estabilidade determinísticas são considerados em função das tendências médias apresentadas. Contudo, conforme apresentado por Flores (2008), apenas com o uso da média não é possível considerar a variabilidade espacial das propriedades dos solos. Esta pode ser descrita em função das tendências médias e de um componente residual que relaciona os erros de medição em conjunto com a variabilidade inerente dos solos (Vanmarcke, 1977 *apud* Flores, 2008).

Portanto, o objetivo desse estudo é apresentar uma metodologia baseada em técnicas estatísticas para a definição de parâmetros de resistência ao cisalhamento a partir de um conjunto de resultados de ensaios geotécnicos de laboratório, com foco nos solos naturais.

2 DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS A PARTIR DE UM GRUPO DE AMOSTRAS

A metodologia proposta para definir parâmetros de resistência pode ser dividida em duas etapas: 1) avaliar os ensaios de laboratório aplicando conhecimento técnico, e 2) utilizar técnicas estatísticas para definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Na Figura 1 é apresentado um fluxograma resumindo a metodologia proposta.

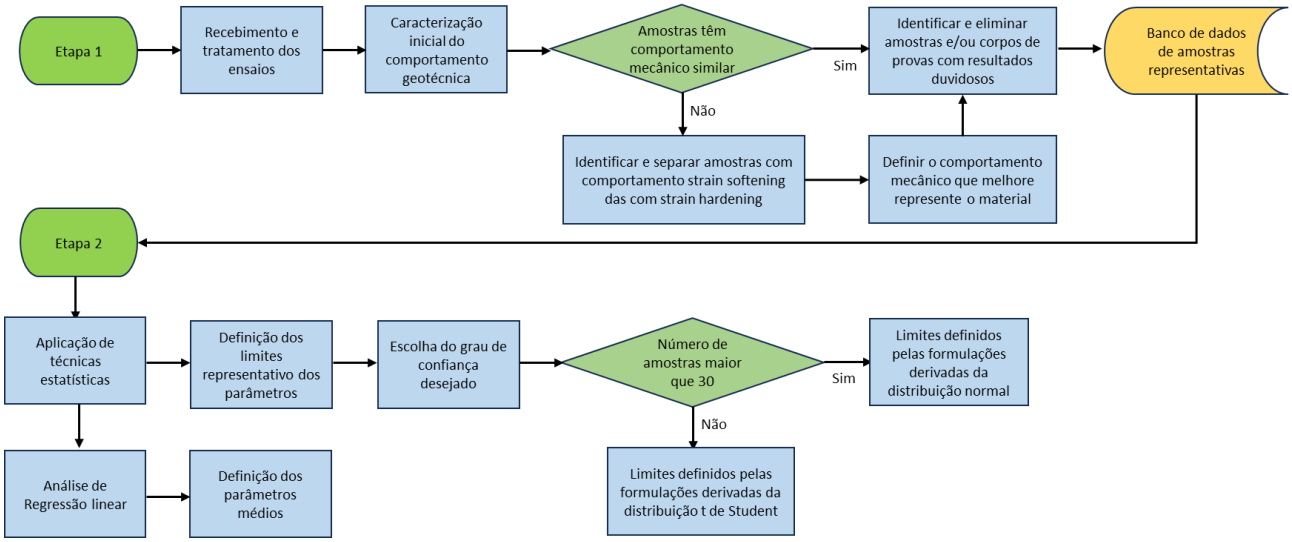


Figura 1. Fluxograma da Metodologia Proposta para Definição de Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

Nos itens seguintes são detalhados os processos e premissas envolvidas na aplicação da metodologia.

2.1 Caracterização Geotécnica dos Materiais

Inicialmente procede-se com o tratamento de todos os dados disponíveis, com o intuito de caracterizar o comportamento geológico-geotécnico do material apresentado nos ensaios triaxiais. Para isso, é realizado uma análise conjunta do comportamento mecânico em termos das tensões e deformações, e das trajetórias de tensão desenvolvidas para cada estado de tensão considerado nos ensaios triaxiais. Nesta etapa é importante caracterizar e separar os materiais e/ou corpos de prova que apresentam comportamento *strain softening* daqueles que apresentam comportamento *strain hardening*. Isso é crucial porque esses comportamentos mecânicos têm influências distintas na estabilidade e no desempenho dos materiais geotécnicos. O strain softening indica uma redução na resistência do material à medida que é deformado, enquanto o strain hardening indica um aumento ou manutenção da resistência. Portanto, compreender e distinguir esses comportamentos ajuda a interpretar corretamente os resultados dos ensaios e a aplicar as correlações geotécnicas de forma mais precisa.

Essa caracterização geotécnica permite identificar e descartar os ensaios que não reproduzem de maneira confiável o comportamento geotécnico esperado para o material ou que apresentam divergências entre os dados obtidos. Este processo é essencial para reduzir o impacto de erros de medição das fases anteriores e sua eficácia depende da experiência do profissional que realiza as análises. Como resultado parcial, obtém-se um conjunto de dados capazes de representar a heterogeneidade dos materiais.

Concluída a primeira etapa, são aplicadas técnicas estatísticas para proporcionar uma abordagem robusta no tratamento dos resultados dos ensaios geotécnicos. O objetivo é descrever os parâmetros dos materiais em termos das tendências centrais (valores médios) associados a um intervalo que permita representar com o nível de confiança desejado pelo profissional que realiza a análise (por exemplo, 95% de confiança).

2.2 Cálculo dos Parâmetros Médios

Os parâmetros médios de resistência dos materiais são definidos utilizando o modelo de regressão linear como procedimento estatístico. Este modelo é adequado, pois, é capaz de representar a relação entre variáveis através de uma envoltória (reta linear), considerando a dependência dos parâmetros estatísticos básicos, como média, desvio padrão das variáveis dependentes e independentes, além da correlação entre elas. A equação dessa envoltória tem uma estrutura semelhante à apresentada na Equação 1.

$$Y = a + bX \quad (1)$$

Onde Y é a variável dependente, X é a variável independente, a é o intercepto da reta no eixo das ordenadas e b é a inclinação da reta.

Conforme apresentado por Fernandes (2016), a estrutura das envoltórias de resistência varia de acordo com o critério de resistência adotado na parametrização. Por exemplo, ao utilizar o Critério de Mohr-Coulomb, elas podem ser descritas em termos de tensões normais e cisalhantes. Por outro lado, ao parametrizar os materiais utilizando o diagrama de trajetória das tensões médias no espaço s' e t, as variáveis podem ser descritas pelas tensões principais registradas nos ensaios triaxiais, conforme ilustrado de forma esquemática na Figura 2.

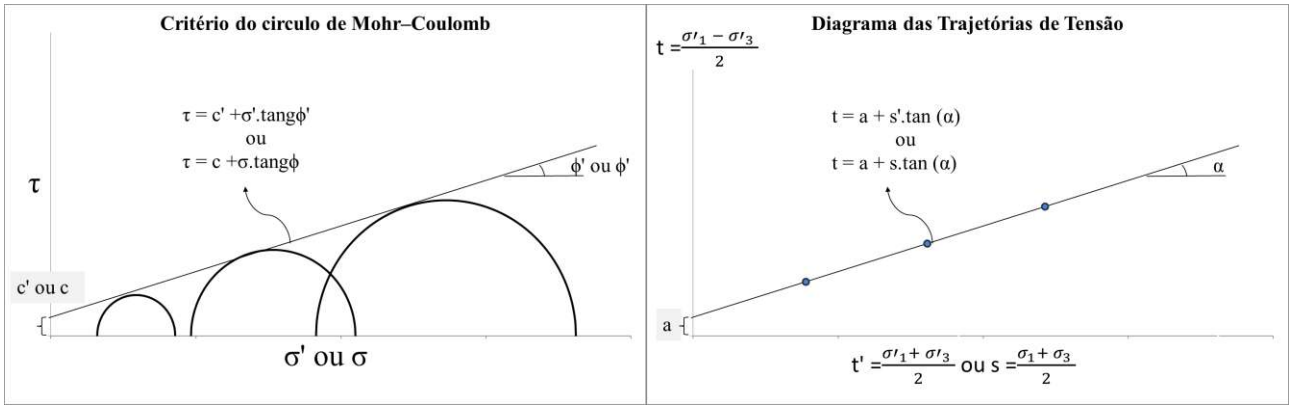


Figura 2. Ilustração esquemática de envoltórias de resistência considerando o Critério de Mohr–Coulomb e diagramas das trajetórias de tensões. (Adaptado de Fernandes, 2016).

Para o Critério de Mohr-Coulomb, determinam-se os parâmetros: ângulo de atrito, que é a inclinação da reta no plano de rutura, e coesão, definida como o intercepto da reta no eixo das abscissas. Já para calcular esses parâmetros a partir do diagrama s-t, utilizam-se as Equações 2 e 3.

$$\phi = \text{arcsen}(tg\alpha) \quad (2)$$

$$c = \frac{a}{cos\phi} \quad (3)$$

c = coesão
ϕ = ângulo de atrito
a = intercepto da reta no eixo das abscissas;
α = inclinação da reta

2.3 Intervalo de Confiança

Com o intuito de potencializar a escolha dos dados de entrada dos modelos geotécnicos, são definidas faixas de valores em torno do parâmetro médio – limite superior e limite inferior. Na estatística, conforme Martins e Domingues (2019), esses limites são denominadas intervalo de confiança (1-Θ) ou (1- Θ) %, em que Θ está associado ao risco do erro de inferência estatística – ou seja, a probabilidade de o parâmetro não está contido no intervalo. A partir desse intervalo, é possível considerar a variabilidade inerente dos materiais naturais nas análises e extrapolar os resultados obtidos com o grau requerido de confiança. Esta abordagem é especialmente útil porque os resultados das campanhas de investigação geológico-geotécnicas geralmente são insuficientes para cobrir toda área da litologia estudada.

As seguintes premissas são consideradas para no cálculo dos limites superiores e inferiores:

- Definição o grau de confiança desejado de (1-Θ) ou (1-Θ) %;
- As amostras possuem distribuição aproximadamente normal. Assumir que o modelo de distribuição de probabilidade é gaussiana uma suposição aceitável, uma vez que grande parte dos parâmetros geotécnicos tendem a apresentar esse tipo de distribuição (Fenton e Griffiths, 2008).

- O desvio padrão real dos parâmetros de resistência é desconhecido. Os ensaios avaliados normalmente correspondem a uma pequena fração do grupo litológico amostrado, o que significa que os parâmetros estatísticos derivados desses dados são parâmetros que possuem uma boa aproximação do verdadeiro valor.
  Com base nessas premissas e o número de amostras analisadas, têm-se:
- Se número de amostras for maior que 30, utiliza-se a distribuição normal padronizada, aplica-se a Equação 4.

$$Limites = m \pm z \cdot \frac{S}{\sqrt{n}} \quad (4)$$

- Senão, se o número de amostras for menor ou igual a 30, utiliza-se a distribuição t de Student, aplica-se a Equação 5.

$$Limites = m \pm t \cdot \frac{S}{\sqrt{n}} \quad (5)$$

Onde, m é o parâmetro médio. Z e t são, respetivamente, os coeficientes de confiança normal e t de Student, S é o desvio padrão e n é o número de amostras. A razão entre S e a raiz quadrada de n é o erro padrão.

A Figura 3 apresenta de forma esquemática os limites estabelecidos a partir das Equações 4 e 5. Verifica-se uma maior similaridade entre as distribuições t e Z a medida que o n aumenta.

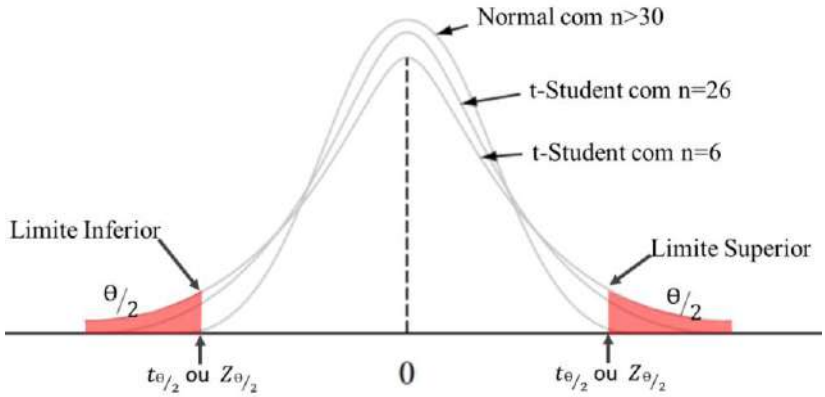


Figura 3. Distribuições t-Student e normal (Adaptado de Devore, 2018).

Considerando o Critério de Mohr-Coulomb, os limites definidos a partir dos parâmetros médios podem ser calculados pelas Equações 6 e 7.

$$\phi_i = \phi \pm i \cdot \frac{S}{\sqrt{n}} \quad (6)$$

$$c_i = c \pm i \cdot \frac{S}{\sqrt{n}} \quad (7)$$

Considerando o diagrama de trajetória das tensões, os limites definidos a partir dos parâmetros médios podem ser calculados pelas Equações 8, 9, 10 e 11.

$$\alpha_i = \alpha \pm i \cdot \frac{S}{\sqrt{n}} \quad (8)$$

$$\phi_i = \text{arcsen}\ (\text{tg}\ \alpha_i) \quad (9)$$

$$a_i = a \pm i \cdot \frac{S}{\sqrt{n}} \quad (10)$$

$$c = \frac{a_i}{cos\phi_i} \quad (11)$$

c_i = coesão limite
ϕ_i = ângulo de atrito limite
a_i = intercepto da reta no eixo das abscissas limite ;
a_i = inclinação da reta limite
i = coeficientes de confiança normal ou t de Student, depende do n.

Por fim, são obtidas faixas de valores ao redor do parâmetro médio, conforme ilustrado na Figura 4.

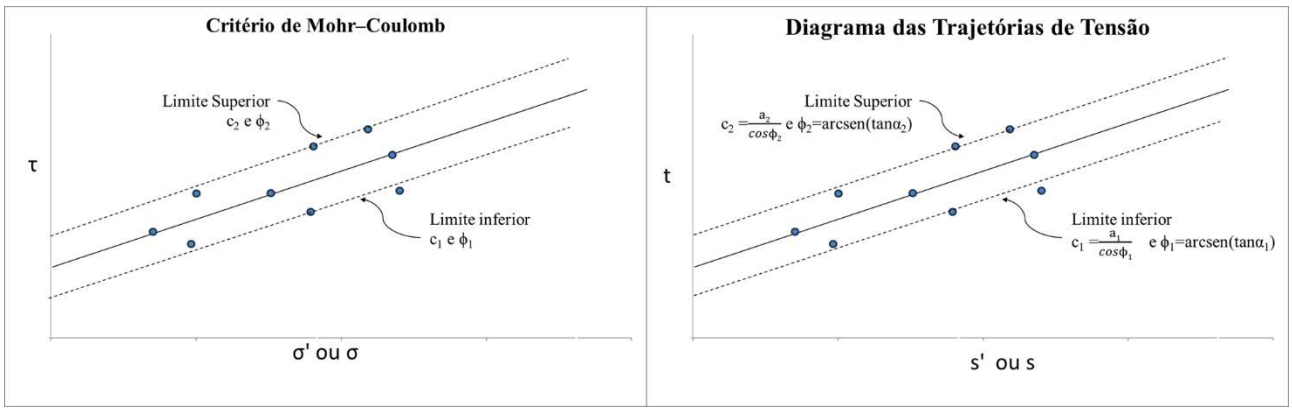


Figura 4. Limites definidos com grau de confiança (1-Ɵ) (Elaborado pelo Autor)

3 RESULTADOS

Para exemplificar a aplicação da metodologia, foram utilizados os resultados de ensaios triaxiais realizados em amostras coletadas de um material de fundação no quadrilátero ferrífero. No total, foram analisados 20 conjuntos de ensaios, totalizando 80 corpos de prova talhados e testados em diferentes níveis de tensão de confinamento.

Primeiramente, realizou-se uma avaliação geotécnica inicial para verificar se as amostras apresentavam o mesmo padrão de comportamento mecânico. Durante esse processo, conforme mostrado na Figura 5, foi observado que as amostras apresentavam padrão praticamente uniforma. Somado a isso, foram identificados e eliminados os corpos de prova que apresentavam divergências em relação ao conjunto de dados.

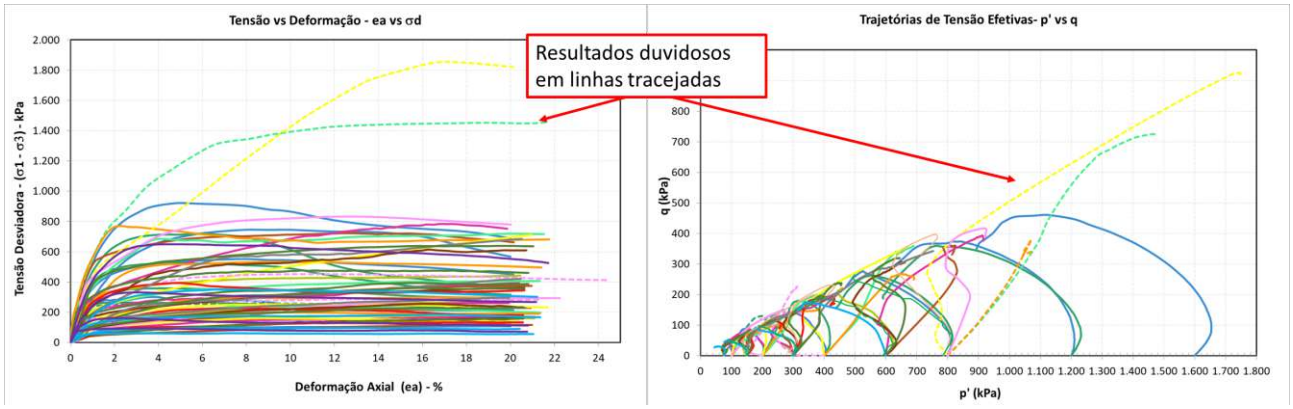


Figura 5. Agrupamento dos resultados dos ensaios triaxiais

Após a determinação do conjunto de dados geotecnicamente adequados, aplicaram-se técnicas estatísticas para definir os parâmetros médios e os limites, considerando um intervalo de confiança de 98%. Para essa análise, foi utilizado o modelo de regressão linear, obtido a partir de ferramentas computacionais.

Na Tabela 1 são apresentados os principais dados de entrada para estimativa dos parâmetros de resistência, obtidos a partir de análise de regressão linear. Na interpretação dos parâmetros utilizou-se a metodologia que utiliza o diagramas das trajetórias de tensões efetivas no espaço ***s'*** e t.

Tabela 1. Principais dados de entrada para estimativa dos parâmetros de resistência

	Valores dos Coeficientes	Erro Padrão
Interseção da reta (a)	17,82	3,15
Inclinação da reta (α)	0,46	0,01

Substituindo os dados da Tabela 1 nas Equações 2 e 3, obtêm-se os valores médios de coesão e ângulo de atrito dos materiais. Na Figura 6 é apresentada a envoltória de resistência obtida nas análises de regressão linear. Nela também são mostrados os dados dos corpos de prova desconsiderados da análise por não serem condizente com o comportamento mecânico geral do material (pontos vermelhos).

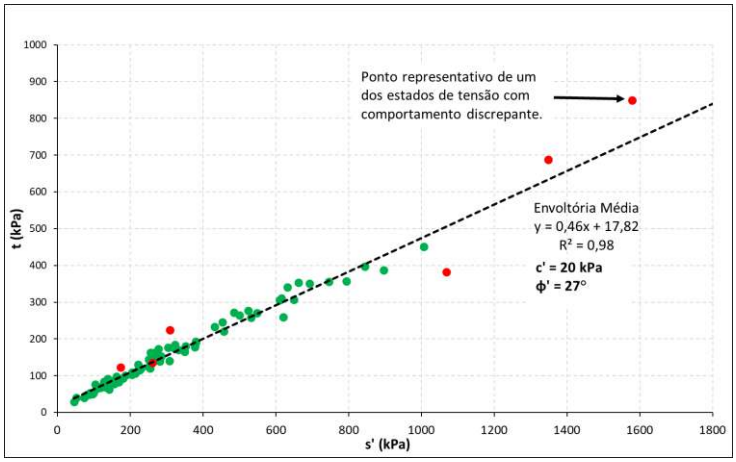


Figura 6. Parâmetros médios obtidos na análise de regressão linear

Na definição dos limites inferiores e superiores considerou-se as Equações 8, 9, 10 e 11 e um coeficiente Z da distribuição normal (n>30) para um nível de 98% igual a 2,33. O resultado obtido é apresentado na Figura 7.

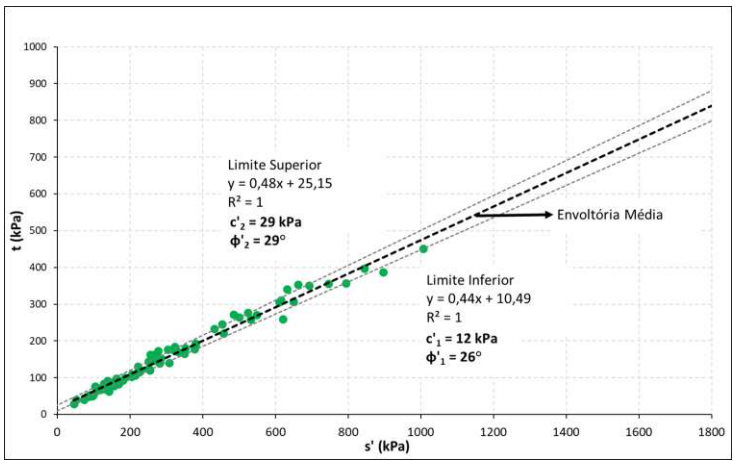


Figura 7. Intervalo de confiança para o parâmetro de resistência definido com 98% de confiança

Assim, a metodologia aplicada não apenas permitiu a caracterização precisa dos parâmetros médios de resistência dos materiais, mas também estabeleceu uma abordagem robusta para interpretar e definir os seus limites com alta confiabilidade estatística.

4 CONCLUSÃO

Na definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos é importante considerar as fontes de incertezas relacionadas a variabilidade inerente dos solos, aos erros de medição e as incertezas do modelo de transformação.

Nesse contexto, a metodologia proposta neste trabalho permite estabelecer os parâmetros de resistência com um grau de confiança adequado para representar o comportamento mecânico dos materiais. Além disso, com essa metodologia é possível definir os parâmetros de resistência de modo que não sejam restritos a um único conjunto de valores específicos, mas sim permitindo estabelecer uma faixa de variação desses parâmetros.

Assim, a aplicação de técnicas estatística em análises geotécnicas mostrou-se uma alternativa valiosa para lidar com essas incertezas e proporcionar definição mais confiável desses parâmetros.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a BVP Geotecnia e Hidrotecnia pelo apoio dado na elaboração deste trabalho, bem como os familiares e amigos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Baecher G. B., Christian J. T. (2003) *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*, John Wiley e Sons, New York, NY, USA, 619 p.

Campello, I. C., Ávila, J. P., Vecci, A. N., Machado, J. L. M (2019) Variabilidade de Propriedade Geotécnicas. In XXXII Seminário Nacional de Grandes Barragens – Comitê Brasileiro de Barragens, Salvador.

Devore, J. L. (2018) *Probabilidade e estatística para engenharia e ciências*, 9. ed., Cengage, São Paulo, SP, Brasil, 656p.

El-Ramly, H. (2001) *Probabilistic analyses of landslide hazards and risck: bridging theory and practice* . Doctor of Philosophy thesis. Department of Civil and Environmental Engineering, University Of Alberta, 420.

Fenton, G. A., Griffiths, D. V. (2008) *Risk Assessment in Geotechnical Engineering*. John Wiley e Sons, New York, NY, USA, 463p.

Fernandes, M. M. (2016) *Mecânica dos solos – conceitos e princípio*s, Volume 1. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 448p.

Flores, E. A. F (2008) *Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro/Puc-RIo, 178.

Martins, G. A., Domingues, O. (2019) *Estatística geral e aplicada*, 6. ed., Atlas, São Paulo, SP, Brasil, 342p.

Sandoval, M. A. P. (2012) *Análise determinística e probabilística da estabilidade de taludes*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Puc-Rio, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro/Puc-Rio, 194.

Phoon, K. K., Kulhawy, F.H (1999) Characterization of geotechnical variability. Canadian Geotechnical Journal, 36 (4), p. 612-624.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/375

Aplicação de Wetlands Construídas como Alternativa na Descaracterização de Barragem de Contenção de Sedimentos

Henrique de Albuquerque Mota Castelo Branco
Engenheiro Geotécnico, TRACTEBEL, Belo Horizonte, Brasil, henrique.castelo@tractebel.engie.com

Vitor Rocco Albernaz
Engenheiro Hidrólogo, TRACTEBEL, Belo Horizonte, Brasil, vitor.albernaz@tractebel.engie.com

O Brasil vivenciou dois casos emblemáticos de desastres ambientais de grandes proporções ligados à atividade minerária, a ruptura da barragem de Fundão em Mariana/MG e a ruptura da Barragem B1, localizada na cidade de Brumadinho/MG. Após esses eventos, a legislação brasileira sobre barragens mudou consideravelmente, dentre as mudanças destaca-se a obrigação da remoção de todas as barragens alteadas a montante bem como aumento das atividades de manutenção e monitoramento, em consequência disso, tem-se um incentivo à descaracterização de barragens. Porém, a mineração se mantém como um potencial poluidor do meio ambiente, e assim necessita-se de dispositivos que tenham a função de promover a melhora na qualidade dos efluentes antes de seu lançamento. Este artigo aborda a aplicação de uma solução para a descaracterização de estruturas geotécnica em que se deseja promover a melhora do efluente, principalmente no que tange a remoção de metais dissolvidos, como ferro e manganês, adotando uma abordagem de Solução Baseada na Natureza (SBN). Como objetivo principal do estudo tem-se a conceitualização dos tipos de wetlands adotados na mineração e levantamento bibliográfico de casos em que a solução foi adotada.

PALAVRAS-CHAVE: *Wetlands*, Soluções Baseadas na Natureza, Sustentabilidade, Descaracterização de Barragens.

ABSTRACT: Brazil has witnessed two emblematic cases of large-scale environmental disasters linked to mining activities: the Fundão dam failure in Mariana, MG and the B1 dam failure in Brumadinho, MG. Following these events, the dam's legal regulatory standards have undergone significant changes, including the obligation to remove all upstream tailings dams, as well as increased maintenance and monitoring activities. As a result, there has been an incentive for dam decommissioning. However, mining remains a potential environmental pollutant, necessitating measures to improve effluent quality before discharge. This paper addresses the application of a solution for the decommissioning of geotechnical structures aimed at improving effluent, particularly in terms of removing dissolved metals such as iron and manganese, adopting a Nature-Based Solution (NBS) approach. The main objective of the study is to conceptualize the types of wetlands adopted in mining and conduct a literature review of cases where the solution has been applied.

KEYWORDS: Wetlands, Nature-Based Solution, Sustainability, Decomissioning of Dams.

1.0 INTRODUÇÃO

A atividade de mineração é essencial para o desenvolvimento humano. A maioria dos materiais utilizados atualmente em aplicações industriais, novas tecnologias e geração energética, é fruto de processos extrativos e de processamento de minérios (Hatje et al., 2017), entretanto, as atividades de mineração também estão associadas a sérios problemas ambientais que podem ter impactos significativos na saúde humana e no meio ambiente.

Os desastres ambientais de Mariana e Brumadinho serviram como alarmantes lembretes dos perigos inerentes à atividade minerária. O desastre de Mariana foi o rompimento da Barragem de Fundão que ocorreu no dia 5 de novembro de 2015, na cidade de Mariana localizada no estado de Minas Gerais, o evento desencadeou uma onda de rejeitos, estimados em 43 mi m³, que escoou pelo rio Doce (Garcia *et al*., 2007) até chegar no Oceano Atlântico após percorrer cerca de 665 km (Aires *et al*., 2018). No caso do desastre de

Brumadinho, também em Minas Gerais, onde ocorreu o rompimento da Barragem B1 no ano de 2019, com o lançamento de 11 mi m³ de rejeitos ao longo de 10 km do rio Paraopebas. Até janeiro de 2020, foram confirmadas 259 mortes e 11 pessoas continuavam desaparecidas (Rotta *et al*., 2020).

Tendo em vista esses desastres, a Agência Nacional de Mineração (ANM) elaborou a Resolução nº 95/2022, que representa um marco importante na consolidação dos atos normativos de segurança de barragens no Brasil. Posteriormente, a resolução foi revisada pela Resolução nº 130/2023, onde dentre algumas alterações, adicionou-se definições acerca do sistema de monitoramento a ser implementado e operado após a descaracterização das estruturas. Essas resoluções representam um importante avanço do arcabouço legislativo e normativo brasileiro acerca do setor minerário.

Essas novas normativas proporcionaram um cenário propenso para as mineradoras promovessem a descaracterização de suas barragens. De acordo com o Art. 2º da Resolução ANM nº 130, barragem descaracterizada é aquela que não recebe, permanentemente, aporte de rejeitos ou sedimentos oriundos de sua atividade fim e que deixa de possuir características ou exercer função de barragem. Ainda, dentre as etapas necessárias, a estabilização física e química de longo prazo das estruturas remanescentes é obrigatória.

Entretanto, existe um dilema significativo: embora as barragens de rejeitos e sedimentos causem um impacto ambiental considerável, elas desempenham um papel crucial no armazenamento dos resíduos da mineração. A desativação dessas barragens exige, portanto, a busca por outras soluções que permitam a continuidade das operações minerárias.

Atualmente, há progresso no uso de pilhas secas para armazenar resíduos, substituindo as barragens. Contudo, as pilhas ainda são suscetíveis a agentes naturais, como a infiltração de água de nascentes ou aquíferos e a precipitação sobre a estrutura, o que pode resultar na produção de um efluente industrial com contaminantes, causando impactos negativos ao meio ambiente.

Para mitigar esses impactos, é fundamental adotar medidas de controle e tratamento adequadas. Neste contexto, há um crescente interesse em soluções de tratamento de efluentes do tipo passivo, com destaque para as *wetlands* construídas. Esses sistemas oferecem uma alternativa sustentável e eficiente para o tratamento de águas contaminadas, proporcionando benefícios adicionais como a recuperação de áreas degradadas e a promoção da biodiversidade aquática.

Assim, este estudo concentra-se especificamente em *wetlands* construídos devido à sua importância ecológica e capacidade única de filtrar e degradar uma variedade de poluentes na água. As *wetlands* são conhecidas por sua capacidade de melhorar a qualidade da água, fornecer *habitat* para a vida selvagem e assim ajudar a mitigar as mudanças climáticas, tornando-as um foco relevante para a pesquisa em questão. Este artigo propõe um levantamento bibliográfico de casos em que *wetlands* construídas foram aplicadas com sucesso para tratar rejeitos de mineração.

2.0 WETLANDS CONSTRUÍDAS (WC)

Os sistemas de *wetlands*, também conhecidos como sistemas alagados construídos, reproduzem as condições de *wetlands* naturais para o tratamento de efluentes (Vymazal, 2011). Feitos com solo, rocha britada e plantas próprias desses ambientes, esses sistemas podem adotar diferentes configurações: *free-water surface* (FWS) ou de superfície, *subsurface flow* (SF) ou de subsuperfície ou do tipo híbrida (Kadlec & Wallace, 2008), sendo que as WC de subsuperfície também são divididas em de fluxo horizontal (*horizontal subsurface flow* – HSSF) e de fluxo vertical (*vertical subsurface flow* – VSSF) (IWA, 2000). O sistema de superfície, similar aos *wetlands* naturais, proporciona um tratamento aeróbio, enquanto o de subsuperfície utiliza substrato poroso para a absorção de contaminantes (Gersberg *et al*., 1986). Já o sistema híbrido, que combina ambos, oferece uma eficiência versátil de tratamento (Reddy e DeLaune, 2008).

O tipo de *wetland* construído a ser implementado depende de diversos fatores, como tamanho, custo, operacionalidade, entre outros. A eficiência na remoção de contaminantes diferencia para cada tipo, com a vantagem da FWS para alta demanda bioquímica de oxigênio (DBO), SST, amônia, nitrogênio total e fósforo, já as HSSF são mais eficazes para níveis terciários de DBO, nitrato e patógenos (Kadlec, R. H. 2009).

Na década de 1980, um grande número de WC foram construídos com o foco em tratar a drenagem ácida de minas nos Estados Unidos (Wieder, 1989). Foram utilizadas principalmente com o foco em aumentar o pH da água e reduzir as concentrações de ferro e manganês, normalmente em minas de carvão (Kleinman, R.L.P., Hedin, R., 1989). O tratamento convencional de lixiviados nesses locais incluiria nivelamento e

remodelação da superfície (FWS) para reduzir ou desviar os fluxos, e tamponamento químico e precipitação para melhorar a qualidade da água (Kadlec, R. H. e Wallace, S. D., 2008).

As *wetlands* construídas de subsuperfície, por outro lado, são promissoras para o tratamento eficiente de metais pesados em efluentes, priorizando a utilização de plantas e meios filtrantes alternativos de baixo custo para potencializar a remoção desses poluentes (Saeed, T. *et al.*, 2021).

Para este trabalho, consolidou-se, por meio da análise de diversos artigos, diversas aplicações dos sistemas de *wetlands* construídos, com o objetivo de analisar a eficiência de cada tipo de WC na remoção dos principais metais contaminantes, associado também o pH do meio e o tipo de escala[1].

Apresenta-se na Tabela 1 uma síntese do uso de WC para tratar casos relacionados ao setor minerário para remoção de metais dos efluentes. Ressalta-se que parte dos artigos não apresentavam as cargas de material que aflui aos sistemas (*Inflow*), nem estava claro o pH do meio e a escala das estruturas, nesses casos a tabela foi mantida sem preenchimento (-).

Tabela 1. Tipos de WC para remoção de metais e características operacionais.

Tipo de WC	Metais	*Inflow*	% Metal Removido	Meio	Escala	Referência
SSF	Cd, Cr, Cu, Ni, Zn, Pb	-[2]	78; 75; 77; 56; 75; 84	-	-	Sinicrope *et al.* (1992)
FSW	Fe, Mn	69,5; 1,34	80,57; -8,21[3]	Neutro	Larga	Stark (1994)
FSW	Fe, Mn	6,0; 5,1	76,7; 37,2	Ácido	Larga	
FSW	Fe; Mn	-	76,3; 22,0	Ácido	-	Masferrer *et al.* (2002)
FSW	Fe; Cr; Ni	-	95; 86; 67	Alcalino	Larga	Maine *et al.* (2006)
SFW	Fe; Mn; Cu; Zn; Pb; SO4-	-	91,5;47,83;65,77;61,14;57,66;5,43	Neutro	Laboratório	Fu *et al.* (2022)
NW[4]	Fe; Mn; Cu; Zn; Pb; SO4-	-	97,25; 100; 68,02; 82,12; 100; 85,21	Alcalino	Laboratório	
FSW	Fe; Mn; Al; Zn; Cd; B; As; Pb	44; 5,9; 0,02; -; -; 10; 0,85; -	98; 79; -; -; -; -; 100;-	-	Larga	Mays *et al.* (2001)
FSW	Fe; Mn; Al; Zn; Cd; B; As; Pb	205; 7,4; 0,29; 30; 20; 1070; 100; 2,2	97; 47; -; 33; 100; 52; 99; 26	-	Larga	
NW[2]	Fe; Mn; Al;	1,29; 0,20; 0,10	10; 40; -;	-	Larga	
HSSF	As; Mn; Zn; Cd; Pb	0,1; 1,34; 0,26; 0,21; 0,27	75,1; 98,8; 30,2; 83,7; 42,8	-	-	Nguyen et al. (2019)
SFW	As; Mn; Zn;Pb	2,6; 4; 1,5; 0,6	80,5; 91,2; 78,9; 73,5	-	-	Ha *et al.* (2017)
HSSF	As; Mn; Zn;Pb	2,6; 4; 1,5; 0,6	83,1; 94,1; 81,7; 81,1	-	-	

[1] A escala refere-se ao tamanho do sistema *wetland* construído, podendo ser como de bancada ou laboratório, pequena ou larga. Esse parâmetro auxilia a entender as dimensões do sistema para os diferentes casos de referência.

[2] Não consta a informação clara nos referentes artigos.

[3] O valor encontra-se negativo (-) na referência indicando que teve um aumento na concentração de manganês para o caso.

[4] NW – *Natural Wetlands* – Alagados naturais.

SFW	Al; Ca; Fe; Mg; Mn; S;	-	30;8;31;17;19;18	Muito Ácido	Larga	Woulds e Ngwenya (2004)
SFW	Fe; Cu; Zn; Pb; Co; Ni; Mn	17,861; 14,62; 29,367; 1,753; 0,323; 0,388; 2,143	96; 92; 78; 90; 72; 64; 76	Ácido	Laboratório	Dufresne *et al*. (2015)
HSSF	Al; Fe; Mn	12,6; 787; 10,9	95,8; 99,9; 98,4	Ácido	Larga	Karathanasis e Johnson (2003)
HSSF	B; Ca; Mn; Na	187; 54,9; 19,6; 318	37; 25; 34; 33,5	Alcalino	Pequena	Nyquist e Greger (2009)
HSSF	Fe; Mn; Ni; Zn	38,1; 2,6; 0,4; 9	-	Ácido	Pequena	Dufresne *et al*. (2015)
Hibrida FSW-SSW	Fe; Al; Mn	166; 83; 250	82,35; 61,25; 94,9	Ácido	Larga	Mitsch e Wise (1998)

3.0 DISCUSSÃO

A partir da consolidação dos dados apresentados na Tabela 1, verifica-se que o fator escala afeta consideravelmente a remoção dos metais nas *wetlands* construídas. Grande parte dos resultados em escala de laboratório apresentaram porcentagens de remoção do metal em questão acima de 90%. Os resultados, no geral, apresentaram uma tendência de redução da eficiência, à medida que se aumentou a escala do sistema.

É possível observar também que o fator do pH é imprescindível para a eficiência do tratamento. Os processos químicos, como oxidação e hidrólise, que proporcionam a diminuição das concentrações de certos metais, têm grande influência tanto na solubilidade destes metais como na cinética das reações químicas destes elementos. De acordo com o manual da EPA (2017), águas de drenagem de mina classificadas como alcalinas podem ser tratadas com *wetlands* aeróbicos de fluxo horizontal, pois possuem alcalinidade suficiente para neutralizar a acidez causada pelas reações de hidrólise dos metais, e assim possibilitar a precipitação destes por oxidação.

Outra variável que afeta a eficiência destes sistemas é o tempo de detenção do efluente, sendo este fator avaliado pela diferença entre o volume do reservatório e a vazão média diária. O tempo de detenção ideal, portanto, é sensível principalmente à variação da capacidade máxima do reservatório, bem como à vazão do efluente. Ressalta-se que, a depender do metal, o tempo para que sua remoção seja ideal pode ser acima do tempo de detenção do sistema. Ainda, há uma certa influência no quesito velocidade de chegada destes efluentes, a depender do método necessário para a deposição, o fluxo turbulento pode auxiliar ou atrapalhar nos processos de remoção dos metais.

Outro fator que afeta a precipitação dos metais é a influência que os processos de deposição de um metal influenciam na de outro metal, como por exemplo o ferro e manganês, dos quais, em um mesmo sistema, sua precipitação ocorre de forma sequencial, dado que os precipitados de manganês oxidado são instáveis na presença de Fe^{2+}.

Ainda, tem-se o fator da profundidade de construção do sistema de *wetlands.* Lâminas d'água mais rasas (< 15 cm) possibilitam maior aeração, porém, a vida útil se tornará menor devido à deposição dos precipitados (menor tempo de detenção). Já sistemas mais profundos (entre 20 e 60 cm) apresentam problemas com redução da diversidade de plantas, resultam em deficiência de oxigênio na camada próxima ao substrato e redução da oxidação de metais, porém, possibilitam um tempo útil maior. Hedin et al. (1994) sugerem a utilização de células de *wetlands* construídos que intercalam sistemas rasos e mais profundos, de forma a melhor se adaptar às variações sazonais de vazão.

4.0 CONCLUSÃO

A presente análise buscou elaborar uma base consolidada de diferentes aplicações de tratamento de efluentes por sistemas de *Wetlands* Construidas (WC) no setor de mineração. Esses sistemas têm demonstrado eficiência no tratamento de efluentes provenientes da atividade minerária. Classificados como métodos de tratamento passivo, eles oferecem a vantagem de baixos custos operacionais e de manutenção. No entanto, é importante destacar que esses dispositivos são vulneráveis a condições climáticas adversas e possuem limitações para tratar efluentes com concentrações extremamente elevadas de contaminantes.

Ainda há muito a ser feito para a implementação efetiva desses sistemas no setor de mineração. Os desafios que permanecem incluem a área requerida para a construção do WC, a eficiência do sistema em relação à sazonalidade e variações de pH, e a manutenção do sistema, especialmente a remoção dos precipitados. Também são desafios de implementação a escolha do tipo de solo, tipos de planta com base na qualidade da água e tipos de materiais a serem utilizados (Macfarlane *et al*., 2016).

Uma abordagem promissora para otimizar a eficiência dos sistemas de WC é considerar a implementação de tratamentos secundários ou a adoção de WC em série, aumentando a capacidade de remoção de contaminantes e melhorando a adaptação às variações sazonais de vazão e composição dos efluentes. Essas estratégias aprimoram o desempenho dos sistemas, e com isso mitigam parte dos impactos ambientais associados às atividades minerárias, promovendo assim uma gestão mais sustentável desses recursos naturais.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à TRACTEBEL ENGINEERING LTDA por providenciar material necessário para a realização deste artigo e incentivar o seu desenvolvimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aires, U.R.V., Santos, B.S.M., Coelho, C.D., Silva, D.D., Calijuri, M.L, (2018). Changes in land use and land cover as a result of the failure of a mining tailings dam in Mariana, MG, Brazil. *Land Use Policy*, v. 70, p. 63-70.

Busnardo, M.J., Gersberg, R.M., Langis, R., Sinicrope, T.L., Zedler J.B. (1992) Nitrogen and phosphorus removal by wetland mesocosms subjected to different hydroperiods. *Ecological Engineering*, v. 1(4), p. 287-307.

Dufresne, K., Neculita, C.M., Brisson, J., Genty, T. (2015) *Metal Retention Mechanisms in Pilot-Scale Constructed Wetlands Receiving Acid Mine Drainage*. 10th International Conference on Acid Rock Drainage & IMWA Annual Conference, Santiago, Chile, v. 1, p. 1235-1241.

U.S. Environmental Protection Agency (EPA) (2017) *Water Quality Standards Handbook*. EPA Office of Water, Office of Science and Technology, Washington, DC.

Fu, T., Wu, Y., Wang, H., Chen, K., Zeng, Y., Wen, Z., Ran, Z., He, L. (2022) The Combined Application of Surface Floating Wetlands and Bottom Anaerobic to Remediate AMD-Contaminated Lakes. *Journal of Chemistry*, v. 2022, 5867768.

Garcia, L.C., Ribeiro, D.B., Roque, F.O., Ochoa-Quintero, J.M., Laurance, W.F. (2017) Brazil's worst mining disaster: corporations must be compelled to pay actual environmental costs. *Ecological applications: a publication of the Ecological Society of America*, v. 27, p. 5-9.

Gersberg, R. M., *et al*. (1986). The removal of heavy metals by natural zeolites. *Water Research*, v. 20(6), p. 727-734.

Hedin, R.S., Watzlaf, G.R., Nairn, R.W. (1994) Passive Treatment of Acid Mine Drainage with Limestone. *Journal of Environmental Quality*, v. 23(6), p. 1337-1345.

IWA. (2000) *Constructed Wetlands for Pollution Control: Processes, Performance, Design and Operation*. IWA Publishing, London, UK, 156 pp.

Kadlec, R. H., Wallace, S. (2008). *Treatment Wetlands*, 2nd Edition. CRC Press, 1016 p.

Kadlec, R. H. (2009) Comparison of free water and horizontal subsurface treatment wetlands. *Ecological Engineering*, v. 35(2), p. 159-174.

Karathanasis, A.D., Johnson, C.M. (2003) Metal Removal Potential by Three Aquatic Plants in an Acid Mine Drainage Wetland. *Mine Water and the Environment*, v. 22, p. 22-30.

Kleinman R.L.P., Hedin R. (1989) *Biological Treatment of Mine Water*. Tailings and Effluent Management: Proceedings of the International Symposium on Tailings and Effluent Management, p. 20-24.

Macfarlane, D., Kassier, D., Dlamini, B.M., Dini, J., Marneweck, G., Campbell, J., Young, A., Holness, S.D., Klerk, A.R., Oberholster, P.J., Ginsburg, A. (2016) Wetland Rehabilitation in Mining Landscapes: An Introductory Guide. Water Research Comission, WRC Report nº TT 658/16.

Maine, M.A., Sune, N., Hadad, H., Sánchez, G., Bonetto, C. (2006) Nutrient and metal removal in a constructed wetland for waste-water treatment from a metallurgic industry. *Ecological Engineering*, v. 26(4), p. 341-347.

Masferrer, J.A.R. (2002) Passive treatment of acid mine drainage at the La Extranjera Mine (Puertollano, Spain). *Mine Water and the Environment*, v. 21, p. 111-113.

Mays, P.A., Edwards, G.S. (2001) Comparison of heavy metal accumulation in a natural wetland and constructed wetlands receiving acid mine drainage. *Ecological Engineering*, v.16(4), p. 487-500.

Mitsch, W.J., Wise, K.M. (1998) Water quality, fate of metals, and predictive model validation of a constructed wetland treating acid mine drainage. *Water Research*, v.32, p. 1888-1900.

Nguyen, H.T.H., Bui, A.T.K. (2017) *The removal of heavy metals by iron mine drainage sludge and Phragmites australis.* IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 71.

Nguyen, H.T.H., Nguyen, B.Q., Duong, T.T., Bui, A.T.K., Nguyen, H.T.A., Cao, H.T., Mai, N.T., Nguyen, K.M., Pham, T.T., Kim, K.W. (2019) Pilot-Scale Removal of Arsenic and Heavy Metals from Mining Wastewater Using Adsorption Combined with Constructed Wetland. *Minerals*, v. 9(6), 379.

Nyquist, J., Greger, M. (2009) A field study of constructed wetlands for preventing and treating acid mine drainage. *Ecological Engineering*, v. 35, p. 630–642.

Reddy, K. R., DeLaune, R. D. (2008). *Biogeochemistry of Wetlands: Science and Applications*. 1st Edition, CRC Press, 800 p.

Rotta, L. H. S., Alcântara, E., Park, E., Negri, R. G., Lin, Y. N., Bernardo, N., Mendes, T. S. G., Souza Filho, C. R. (2020) The 2019 Brumadinho tailings dam collapse: Possible cause and impacts of the worst human and environmental disaster in Brazil. I*nternational Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, v. 90, p. 102-119.

Saeed, T., Alam, M.K., Miah, M.J., Majed, N. (2021) Removal of heavy metals in subsurface flow constructed wetlands: Application of effluent recirculation. *Environmental and Sustainability Indicators*, v. 12, 100146.

Sinicrope, T.L., Langis, R., Gersberg, R.M., Busnardo, M.J., Zedler, J.B. (1992) Metal removal by wetland mesocosms subjected to different hydroperiods. *Ecological Engineering*, v.1(4), p. 309-322.

Stark, L.R., Brooks, R.P., Williams, F.M., Stevens Jr., S.E, Davis, L.K. (1994) Water quality during storm events from two constructed wetlands recewing mine drainage. *Journal of the American Water Resources Association*, v. 30(4), p. 639-650.

Vymazal, J. (2011). Constructed Wetlands for Wastewater Treatment: Five Decades of Experience. *Environmental Science & Technology*, v. 45(1), p. 61-69.

Wieder, R.K. (1989) A survey of constructed wetlands for acid coal mine drainage treatment in eastern United States. *Wetlands*, v. 9, p.299-315.

Woulds, C., Ngwenya, B.T. (2004) Geochemical processes governing the performance of a constructed wetland treating acid mine drainage, Central Scotland. *Applied Geochemistry*, v. 19(11), p. 1773-1783.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/376

Atualização Bayesiana Aplicada à Estimativa de Recalques de um Aterro Sanitário

Thiago Souza Ornelas Moraes
Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, São Gonçalo, Brasil, thi_ornelas@hotmail.com

Bernadete Ragoni Danziger
Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, brdanzig@uerj.br

Alessandra Conde de Freitas
Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, alessandracfreitas@poli.ufrj.br

RESUMO: A previsão de recalques em aterros sanitários consiste num grande desafio. Estudos e pesquisas têm sido desenvolvidos para aperfeiçoar essa estimativa, com base em métodos teóricos e empíricos. No entanto, a heterogeneidade do maciço dificulta a ampla aplicação das formulações desenvolvidas e torna a tarefa árdua. O artigo pretende contribuir para a redução das incertezas de tais estimativas, por meio da aplicação da atualização bayesiana ao caso de um aterro sanitário de uma Central de Tratamento de Resíduos em Pernambuco. Utilizou-se dois modelos de previsão de recalques: Sowers (1973) e o Simplificado de Yen e Scanlon (1975). Os modelos são utilizados nas estimativas *a priori*. O uso de dois modelos objetivou comparar suas acurácias, sendo mais adequado àquele com estimativa atualiada mais próxima do valor experimental e menor incerteza na previsão. Combinadas as estimativas *a priori* com dados do monitoramento de 30 marcos superficiais de recalques, como função de *verossimilhança*, procedeu-se à atualização. A estimativa *a posteriori* foi realizada nos moldes da proposta de Lacasse (1991) no controle de execução de estacas offshore. A partir de conceitos estatísticos da Teoria de Bayes, muito útil a várias aplicações da Geotecnia, é possível atualizar a probabilidade de ocorrência de um evento "A" considerando que um evento "B" ocorreu. O conceito de Indicador de Falha "D" (GUTTORMSEN, 1987) foi aplicado na avaliação. A aplicação indicou a redução das incertezas e permitiu a comparação dos dois modelos de previsão *a priori*.

PALAVRAS-CHAVE: Previsão de Recalque. Teoria Bayesiana. Aterro Sanitário. Resíduos Sólidos Urbanos.

ABSTRACT: Settlement predictions for solid waste landfills are a major challenge. Many studies and research have been developed to improve this estimate, based on theoretical and empirical methods. The heterogeneity of this material prevents a wide application of the settlement formulations and turns the estimates into an arduous task. The article aims to contribute to the reduction of the uncertainties of the estimates through the application of the Bayesian update to the case of a landfill of a Waste Treatment Plant, in Pernambuco, using two settlement prediction models: Sowers (1973) and the Simplified one by Yen and Scanlon (1975). Both models are used in a priori estimates. The two different models aimed to verify the one that allows a more accurate estimate, with a mean value closer to the measured one and presenting less uncertainty. These a priori estimates were combined with settlement monitoring data from 30 surface landmarks, as a likelihood function, and the update was carried out. The updating was based Lacasse´s (1991) proposal for the execution control of offshore piles. From the statistical concepts of Bayes' Theory, useful for various Geotechnical applications, it is possible to calculate the probability of occurrence of an event "A" considering that an event "B" occurred. The concept of the Failure Indicator from Guttormsen, 1987 evaluates the quality of the updating. The application indicated the reduction of uncertainties and allowed the comparison of two a priori models.

KEYWORDS: Settlement prediction. Bayesian Theory. Landfill. Urban solid waste.

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento da indústria e dos bens de consumo levaram ao aumento mundial da geração de resíduos, ocasionando uma grande degradação do meio ambiente. A reciclagem, compostagem e incineração são algumas alternativas para eliminar o crescimento do acúmulo de resíduos. Ainda assim, restos acabam sendo descartados. Em razão da crescente preocupação com o meio ambiente, busca-se melhor planejamento

na sua destinação em locais adequados, baseado na Política Nacional de Resíduos Sólidos (lei 12.305-BRASIL, 2010), dentre eles os Aterros de Resíduos Sólidos Urbanos (ARSU). Esta estrutura passou se popularizou no Brasil na década de 90, com o Aterro Sanitário de Bandeirantes (SP). Nos últimos anos, a concentração urbana e restrições ambientais têm limitado a viabilização de novas unidades. Um fator que se apresenta relevante é o aumento da vida útil e aproveitamento da capacidade disponível de unidades existentes.

A eficiência e os cuidados com disposição do RSU constituem num grande esforço. Assim, é essencial conhecer os mecanismos que atuam sobre os maciços desse tipo, bem como os parâmetros que os caracterizam. Problemas envolvendo a deformabilidade de aterros sanitários, por exemplo, são recorrentes e devido à sua característica complexa, vêm sendo amplamente abordados nos meios especializados.

A magnitude e a variação do tempo de duração dos recalques em ARSU impõem-se como um grande desafio para profissionais do setor. Diversos estudos e pesquisas têm sido desenvolvidos a fim de reduzir a incerteza das previsões de recalques realizados com base em métodos teóricos ou empíricos, que diversas vezes se distanciam da realidade encontrada na fase de operação dos empreendimentos. Dessa forma, o enfoque probabilístico do Teorema de Bayes se apresenta como uma alternativa interessante, contemplando estimativas de recalque por métodos teóricos ou empíricos, *a priori*, com os dados obtidos de instrumentos de monitoramento, *funções de verossimilhança*, e obtenção de estimativas atualizadas, estimativas *a posteriori*.

A partir do uso dessa metodologia combinada é possível analisar comparativamente as estimativas realizadas na fase de projeto com os dados aferidos na operação do aterro, e dessa forma, além de atualizar estratégias, investimentos e ações necessárias ao longo da vida útil da unidade, é possível rever parâmetros utilizados nas estimativas de recalques, afim de torná-las mais realistas com diminuição de incertezas.

2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA

2.1 Localização

A Unidade está localizada no Município de Jaboatão dos Guararapes-PE, região metropolitana do Recife. Com formato aproximado de um retângulo, o empreendimento possui cerca de 178.000m² de área. A Figura 1 apresenta o mapa de localização e as principais referências do entorno, dentre as quais se destacam 7km a oeste das praias da região, 5km a noroeste da Lagoa Olho d'Água e 200m a oeste do Rio Jaboatão.

Figura 1 – Localização da Unidade 01 (Fonte: adaptada de Google Earth).

2.2 Breve histórico

A primeira célula de disposição do aterro sanitário teve foi iniciada em 2007 e recebeu cerca de 10.000.000 tf de resíduos até março de 2019. As escavações para a implantação da segunda célula iniciaram-se no final de 2014 e sua disposição em novembro de 2015, recebendo cerca de 3.300.000 tf de resíduo até o terceiro mês de 2019. A partir desse momento a unidade passou pelo processo de unificação e sobreposição.

No geral, o maciço apresenta taludes bem definidos, com declividades de cerca de 2H:1V cobertos com solo e gramíneas. Verifica-se a implantação de geomembrana de Polietileno de Alta Densidade (PEAD) como parte do sistema de impermeabilização de fundo, além de dispositivos de drenagem pluvial em suas faces.

O espalhamento e compactação dos resíduos é feito por trator de esteiras, espalhando e compactando o material em finas camadas, dando cerca de cinco passadas sobre cada uma delas. O processo é repetido até a formação dos chamados alteamentos, que nessa unidade chegam a cerca de 6m de altura, e são intercalados por bermas de equilíbrio de 5m de largura. Ao atingir a altura desejada, o aterro é coberto com uma camada

de cerca de 0,50m de solo de jazida local. Na superficie são instalados instrumentos de monitoramento, marcos superficiais, para acompanhamentos periódicos dos deslocamentos verticais e horizontais do maciço.

2.3 Seleção de instrumentos analisados

A fim de realizar a atualização da estimativa de recalque para a unidade, foram identificados 30 marcos superficiais posicionados ao longo do maciço, com histórico de recalque disponível, permitindo a realização da Análise Bayesiana pela aplicação de modelos teóricos na estimativa *a priori* e posterior atualização. Três regiões foram estudadas, como resume a Tabela 1.

Tabela 1 – Período de monitoramento dos Marcos Superficiais analisados em cada região.

LOCAL	MS	IMPLANTAÇÃO	MONITORAMENTO
SUDESTE	01 a 08	Mar./2018	Out./2019 a Out./2021
SUDOESTE	09 a 11	Mar./2018	Out./2019 a Out./2021
	12 a 15	Nov./2020	Abr./2021 a Abr./2023
NORTE	16 a 19	Nov./2020	Abr./2021 a Abr./2023
	20 a 30	Dez./2019	Out./2020 a Out./2022

Fonte: Arquivo do autor.

3 MODELOS DE PREVISÃO DE RECALQUE

A seguir são apresentados os principais modelos de estimativa dos recalques e conceitos utilizados no estudo.

3.1 Modelo de Sowers (1973)

Trata-se de modelo baseado na teoria clássica de adensamento de Terzaghi da mecânica dos solos para RSU. Os recalques primários, relacionados aos incrementos de carregamento, ocorrem de forma rápida, neste caso, em menos de 1 mês, sendo desconsiderados nesse estudo. Quanto aos recalques de longo prazo, que incluem os fenômenos de fluência e biodegradação, o modelo admite a linearidade da relação recalque *vs.* logaritmo do tempo. Os recalques secundários (ΔH_2) podem ser obtidos a partir da seguinte equação:

$$\Delta H_2 = H_0 \, . \, C'\alpha \, . \log (t_f / t_i) \quad (1)$$

onde: ΔH_2 = recalque secundário; H_0 = espessura inicial da camada; $C'\alpha$ = coeficiente de compressão secundária; t_f = tempo final da análise; t_i = tempo inicial da análise, ouseja, final do recalque primário.

Para fins de cálculo, foi adotado o coeficiente de compressão secundária obtido em cada um dos instrumentos estudados como forma de calibração do modelo, bem como para o início do monitoramento foi adotado o momento t_i. A altura da coluna dos resíduos foi obtida a partir das cotas do fundo do aterro e das cotas nos MS no início do monitoramento.

3.2 Modelo Simplificado de Yen e Scanlon (1975)

Este modelo foi desenvolvido de forma empírica, a partir do monitoramento de três aterros sanitários da Califórnia (EUA) por um período de 9 anos, onde foi observado que a taxa de recalques decresce linearmente com o logaritmo do tempo. Esse modelo aplica-se somente aos recalques secundários, objeto de interesse desse estudo, e utiliza os parâmetros m (taxa de recalques) e t_1 (idade média do aterro), obtidos pelas equações:

$$m = \Delta H / \Delta t \quad (2)$$

$$t_1 = t - t_c / 2 \quad (3)$$

onde: m = taxa de recalque; ΔH = recalque; Δt = intervalo de tempo entre leituras; t = tempo de início da construção; t_c = tempo de construção do aterro; t_1 = idade média do aterro.

Analisando a aplicação dos estudos apresentados, Ling *et al.* (1998) propuseram o emprego de uma função logarítmica simplificada para reproduzir as curvas de recalque a partir da equação (3), admitindo como tempo inicial (t_0) o tempo correspondente ao início das medidas de recalque, apresentando o recalque como:

$$\Delta H = a' - b' \cdot \log t \quad (4)$$

Como forma de calibrar o modelo, as constantes a' e b' foram adotadas conforme registro de cada instrumento monitorado na unidade estudada. O tempo de início do monitoramento, a exemplo da aplicação no Modelo de Sowers, foi adotado como t_0. A altura da coluna dos resíduos foi obtida a partir das cotas do fundo do aterro e das cotas nos marcos no início do monitoramento.

4 TEOREMA DE BAYES

Este teorema descreve um conceito fundamental da teoria da probabilidade e da estatística. Trata-se de um método para estimativas de probabilidades condicionais, ou seja, a probabilidade de um evento ocorrer, dado que outro evento já ocorreu. Dessa forma, a incerteza do parâmetro é modelada por distribuição *a priori* e *a posteriori.* A distribuição *a posteriori* é calculada com a atualização da distribuição *a priori*, utilizando uma função de máxima verossimilhança, que contém a observação obtida de dados disponíveis, Figura 2.

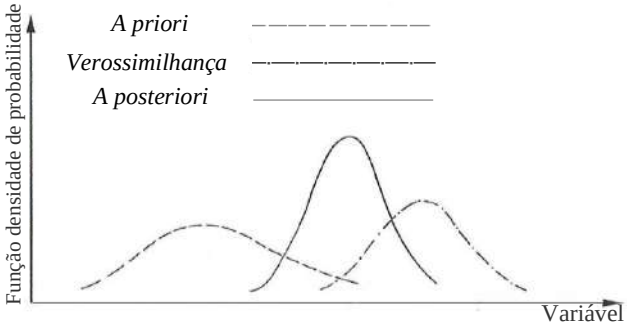


Figura 2 – Distribuições *a priori*, função de verossimilhança e *a posteriori* (adaptado de CABRAL, 2008).

Lacasse *et al.* (1991), ponderando que a previsão do comportamento das fundações de uma estrutura não pode ser feita com exatidão face às variações espaciais das propriedades dos materias, deficiências nas investigações geotécnicas, restrição dos modelos de cálculo, incertezas nos parâmetros adotados e nas cargas atuantes, e tendo por base o Teorema de Bayes, desenvolveram equações considerando o comportamento normal para as distribuições conjugadas, que permitem a estimativa do valor esperado e da variância atualizada (*a posteriori),* em função do valor esperado e da variância da estimativa *a priori* e da de verossimilhança.

$$\mu_Q = (\sigma_Q^{2L} \cdot \mu_Q^P + \sigma_Q^{2P} \cdot \mu_Q^L) / (\sigma_Q^{2L} + \sigma_Q^{2P}) \quad (5)$$

$$\sigma_Q^2 = (\sigma_Q^{2L} \cdot \sigma_Q^{2P}) / (\sigma_Q^{2L} + \sigma_Q^{2P}) \quad (6)$$

onde: μ_Q = valor atualizado, *a posteriori*; μ_Q^P = valor *a priori*; μ_Q^L = valor da função de verossimilhança; σ_Q^{2L}, σ_Q^{2P}, σ_Q^2 = variância da distribuição de verossimilhança *a priori* e *a posteriori*, respectivamente.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As equações 5 e 6 possibilitam combinar os valores estimados de recalque obtidos de modelos semiempíricos (item 3), assumidos como a distribuição *a priori*, enquanto os dados de monitoramento mensal dos marcos superficiais da unidade foram considerados como a distribuição da função de verossimilhança. Como os marcos superficiais monitorados exibem comportamentos distintos nos trechos do maciço, resultado da sequência histórica de disposição e ações ocorridas, optou-se por realizar essas atualizações separadamente para cada uuma das regiões: Sudeste, Sudoeste e Norte, além do grupamento total do banco de dados.

5.1 Atualização do estudo de caso para o Modelo de Sowers (1973)

A Tabela 2 resume os parâmetros obtidos, valores de estimativas de recalque, para a aplicação do Teorema de Bayes no período de 360 e 720 dias.

Pode-se observar em ambos cenários avaliados, 360 e 720 dias, que as estimativas obtidas *a priori* pelo Modelo de Sowers se apresentam sempre superiores aos medidos em campo, ou seja, conservativas. Reunindo todos os dados, o grau de conservadorismo é de, respectivamente 49% e 13% superiores, nestes períodos.

Tabela 2 – Parâmetros da distribuição *a posteriori* do recalque a partir do Modelo de Sowers (1973).

PERÍODO	SETOR	PARCELA	MÉDIA μ (m)	D. PADRÃO σ (m)	VARIÂNCIA σ² (m²)	*A POSTERIORI* μ (m)	*A POSTERIORI* σ (m)	*A POSTERIORI* σ² (m²)
360 *dias*	***TODOS***	***A priori***	0,91	0,52	0,27	0,73	0,33	0,11
		Verossimilhança	0,61	0,43	0,18			
	SE	***A priori***	0,63	0,18	0,03	0,47	0,12	0,01
		Verossimilhança	0,35	0,15	0,02			
	SO	***A priori***	0,74	0,64	0,41	0,56	0,35	0,12
		Verossimilhança	0,48	0,42	0,17			
	N	***A priori***	1,14	0,51	0,26	0,96	0,33	0,11
		Verossimilhança	0,81	0,44	0,20			
720 dias	***TODOS***	***A priori***	1,07	0,61	0,37	0,99	0,39	0,15
		Verossimilhança	0,94	0,51	0,26			
	SE	***A priori***	0,74	0,21	0,05	0,68	0,15	0,02
		Verossimilhança	0,62	0,20	0,04			
	SO	***A priori***	0,87	0,75	0,56	0,78	0,46	0,21
		Verossimilhança	0,73	0,59	0,34			
	N	***A priori***	1,34	0,59	0,35	1,26	0,37	0,14
		Verossimilhança	1,21	0,47	0,22			

Fonte: Arquivo do autor.

Quando avaliados todos os setores, observa-se uma estimativa de recalque mais elevada para o cenário de 720 dias, com a estimativa de recalques *a priori* cerca de 17,5% superior à mesma estimativa de 360 dias, e o coeficiente de variação (desvio padrão dividido pela média) de 57% e iguais nos dois intervalos.

A função de verossimilhança, que contempla os resultados experimentais, apresenta, para 720 dias, um valor 54% superior ao recalque aos 360 dias e um coeficiente de variação de 70% e 54%, rspectivamente.

Considerando a estimativa *a posteriori*, a diferença entre os recalques nos dois cenários é de 35% e o coeficiente de variação igual a 45% e 39%, menor no cenário de 720 dias.

A atualização reduziu a incerteza da previsão, sendo o valor da estimativa atualizada compreendido entre o da estimativa *a priori* e *de verossimilhança*, mais próxima àquele de menor variância (menor incerteza).

A atualização aproximou o valor estimado do valor medido pelo Método de Sowers, passando o grau de conservadorismo da estimativa para 20% e 5%, respectivamente para os cenários de 360 e 720 dias.

5.2 Atualizações do estudo de caso para o Modelo Simplificado de Yen e Scanlon (1975)

Pelo Modelo de Yen e Scanlon (1975) no cenário de 360 dias, considerando os dados globais e para todos os dados parciais dos Setores, as estimativas obtidas *a priori* apresentam sempre superiores aos medidos, ou seja, conservativas. Reunindo os dados globais, o grau de conservadorismo está em torno de 18%. No entanto, para o cenário de 720 dias, os resultados previstos de recalques são inferiores aos medidos, tanto para os dados globais como por Setor, sendo o valor experimental 88% do valor de recalque estimado.

Quando avaliados todos os setores, observa-se uma estimativa de recalque mais elevada para o cenário de 720 dias, com a estimativa de recalques *a priori* cerca de 15% superior à mesma estimativa de 360 dias, e o coeficiente de variação (desvio padrão dividido pela média) de 59% e iguais nos dois intervalos.

Já a função de verossimilhança, que representa os valores medidos, a comparação é a mesma efetrtuada no item anterior, já que os valores experimentais independem do método de cálculo, naturalmente.

Considerando a estimativa *a posteriori*, a diferença entre os recalques nos dois cenários é de 33% e o coeficiente de variação igual a 45% e 40%, menor no cenário de 720 dias.

Cabe observar que a atualização reduziu de forma significativa a incerteza da previsão, sendo o valor da estimativa atualizada de recalque compreendida entre a estimativa *a priori* e a de verossimilhança, sendo mais próxima àquela de menor variância (menor incerteza).

Destaca-se que a atualização aproximou o valor estimado do valor medido pelo Método de Yen e Scanlon (1975), passando para 8% e -7%, respectivamente para os cenários de 360 e 720 dias.

A Tabela 3 resume os parâmetros obtidos para a aplicação do Teorema de Bayes.

Tabela 3 – Parâmetros da dist. *a posteriori* do recalque a partir do Mod. Simp. de Yen e Scanlon (1975).

PERÍODO	SETOR	PARCELA	MÉDIA μ (m)	D. PADRÃO σ (m)	VARIÂNCIA σ² (m²)	*A POSTERIORI* μ (m)	*A POSTERIORI* σ (m)	*A POSTERIORI* σ² (m²)
360 dias	TODOS	***A priori***	0,72	0,43	0,19	0,66	0,30	0,09
		Verossimilhança	0,61	0,43	0,18			
	SE	***A priori***	0,46	0,19	0,04	0,39	0,12	0,01
		Verossimilhança	0,35	0,15	0,02			
	SO	***A priori***	0,58	0,45	0,21	0,53	0,31	0,09
		Verossimilhança	0,48	0,42	0,17			
	N	***A priori***	0,92	0,44	0,19	0,87	0,31	0,10
		Verossimilhança	0,81	0,44	0,20			
720 dias	TODOS	***A priori***	0,83	0,49	0,24	0,88	0,35	0,13
		Verossimilhança	0,94	0,51	0,26			
	SE	***A priori***	0,53	0,21	0,05	0,58	0,15	0,02
		Verossimilhança	0,62	0,20	0,04			
	SO	***A priori***	0,67	0,52	0,27	0,70	0,39	0,15
		Verossimilhança	0,73	0,59	0,34			
	N	***A priori***	1,05	0,49	0,24	1,13	0,34	0,12
		Verossimilhança	1,21	0,47	0,22			

Fonte: Arquivo do autor.

Em se tratando de estimativa de recalques, a proximidade dos valores estimados e medidos é muito satisfatória, sendo o método de Sowers (1973), mais adequado, por resultar em valores atualizados 5% superiores aos experimentais e, portanto, do lado da segurança, com incertezas atualizadas equivalentes.

5.3 Verificação da qualidade das atualizações

Segundo Guttormsen (1987), a atualização Bayesiana pode ser verificada através de um indicador de falha, possibilitando a avaliação da qualidade do resultado calculado. Dessa forma, tem-se:

$$D = (\mu_Q^L - \mu_Q^P) / \sqrt{(\sigma_Q^{2L} + \sigma_Q^{2P})} \quad (7)$$

Onde as variáveis já foram definidas anteriormente.

A Figura 3 exibe a comparação dos resultados dos indicadores de falha para as análises realizadas neste estudo. Observa-se que todos os valores se encontram dentro da faixa de valores satisfatórios (entre -1,5 e 1,5).

Em todos os setores os valores obtidos pelo modelo de Sowers para o período de 720 dias apresentam a mesma ordem de grandeza dos valores obtidos pelo modelo de Yen e Scanlon para o período de 360 dias.

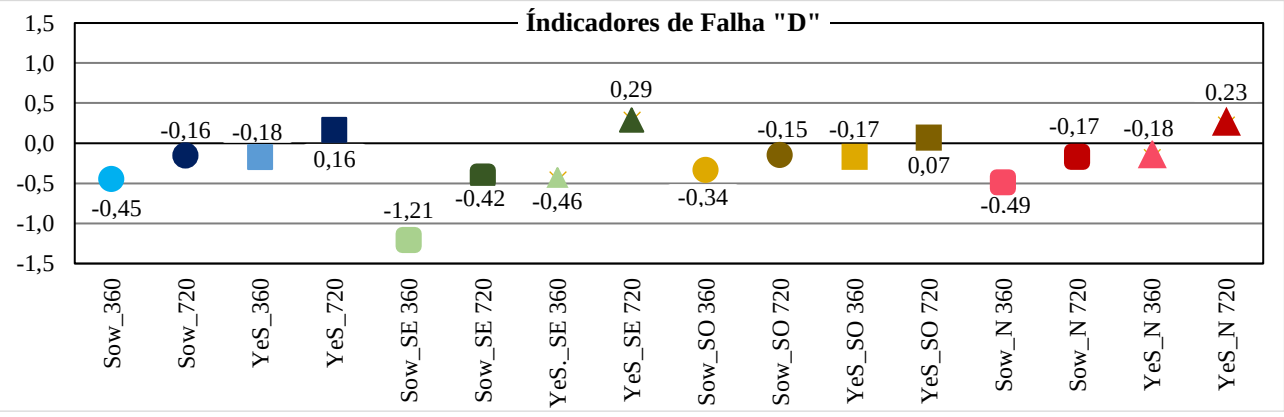


Figura 3 - Representação gráfica dos Indicadores de Falha “D” obtidos para as atualizações desse estudo.

De acordo com as interpretações propostas por Guttormsen (1987):

- Valores de “D” positivos indicam estimativa *a posteriori* superior àquela obtida *a priori*: Modelo Simplificado de Yen e Scanlon (720 dias) - setores unificados, setores SE, SO e N;

- Valores de "D" negativos indicam estimativa *a posteriori* inferior àquela obtida *a priori:* Modelo de Sowers (360 e 720 dias) - setores unificados, setores SE, SO e N; Modelo Simplificado de Yen e Scanlon (360 dias) - setores unificados, setores SE, SO e N.

5.4 Comparação entre os resultados

A seguir está apresentado um resumo comparativo das análises realizadas.

5.4.1 Estimativas a priori e função de verossimilhança

Foram calculados os parâmetros de distribuição normal considerando os modelos semiempíricos como estimativas *a priori* para cada um dos setores analisados.

Os resultados da formulação de Sowers apresentaram em todos os casos a maior estimativa de recalque dentro de cada período. Naturalmente, as médias do período de 720 dias são sempre superiores às de 360 dias.

Ao considerar todos os setores reunidos, as estimativas *a priori* para 360 dias tiveram variação de cerca de 50%, enquanto para 720 dias a variação foi de 13%. No setor sudeste, as estimativas apresentaram a maior variação observada, 80% para 360 dias e 16% para 720 dias. O setor norte, por sua vez, apresentou a menor variação observada em ambas análises de períodos, 41% e 11 % para 360 e 720 dias, respectivamente.

Ao comparar os valores dos 2 períodos para cada setor e para o conjunto, constata-se uma relação que se manteve em 17% entre o valor esperado do recalque (média*) a priori*, a 720 dias e 360 dias. Em relação às medições *(verossimilhança)* a faixa foi de 49% a 77%, com diferenças maiores na instrumentação.

Os dados *a priori* obtidos a partir do modelo de Sowers apresentaram os menores coeficientes de variação (menor incerteza) em ambos os períodos, exceto no setor Sudoeste. As menores incertezas para o Modelo de Sowers foram registradas no setor sudeste e as maiores no setor sudoeste, para ambos os períodos, como ilustra a Figura 4.

O setor sudeste a 360 dias foi o que apresentou a maior diferença de incerteza entre os métodos, enquanto a análise do conjunto a 720 dias a menor diferença, apresentando o modelo de Sowers com a menor incerteza.

Em relação aos valores experimentais (verossimilhança), houve uma incerteza maior entre os períodos (720 e 360 dias) do que a observada entre os dois diferentes modelos.

5.4.2 Atualização a posteriori

As atualizações pelo método de Sowers, em relação ao modelo de Yen e Scanlon, apresentaram em todos os casos a maior estimativa *a posteriori*, naturalmente superiores a 720 dias. As atualizações se mostraram superiores à verossimilhança em todas as análises de Sowers, exceto na região sudoeste, a 720 dias. No modelo de Yen e Scanlon as estimativas *a posteriori* foram superiores a 360 dias e inferiores a 720 dias.

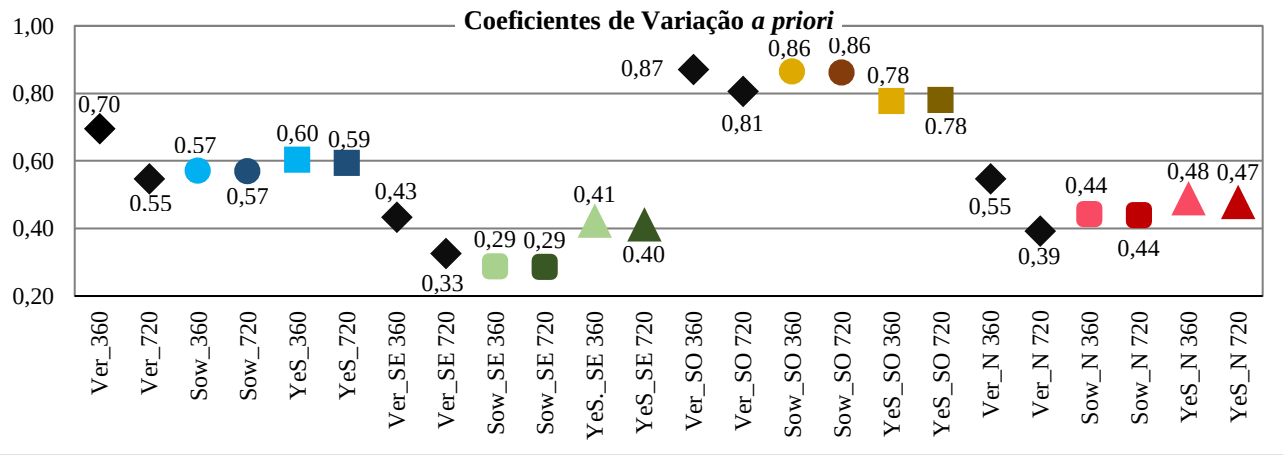


Figura 4 - Coeficientes de variação obtidos pelos modelos *(a priori)* nos períodos de 360 e 720 dias.

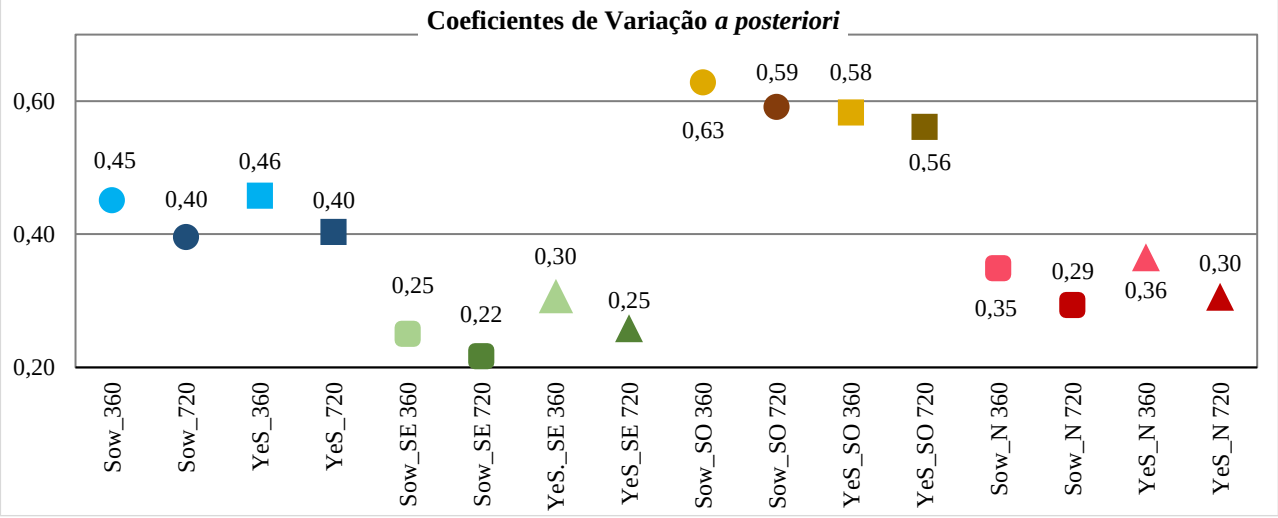


Figura 5 - Coeficientes de variação obtidos pelas atualizações (*a posteriori*) nos períodos de 360 e 720 dias.

Ao observar os coeficientes de variação gerados a partir da atualização dos recalques, verifica-se na Figura 5 que eles são sempre menores do que os coeficientes das demais distribuições. Este fato era esperado, visto que a distribuição *a posteriori* inclui ambas as informações, ou seja, a estimativa *a priori* e a função de *verossimilhança*, reduzindo assim a margem de incerteza da estimativa, objetivo desta pesquisa.

No geral, os coeficientes de variação foram menores no período de 720 dias em ambos modelos semiempíricos utilizados, com o menor registro verificado no setor sudeste, 0,22 (Sowers). Por outro lado, observa-se que os maiores coeficientes de variação foram obtidos para o setor sudoeste, com o modelo de Sowers apresentando para o período de 360 dias o maior valor absoluto registrado nas análises, 0,63.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme esperado, o recalque obtido *a posteriori* se apresentou sempre entre a faixa de valores obtidos *a priori* e os referentes à função de *verossimilhança*, se aproximando daquela que apresenta a menor variância.

Os coeficientes de variação, por sua vez, se apresentaram inferiores aos estimados *a priori* e aos aferidos a partir da função de *verossimilhança*, uma vez que a margem de incerteza da estimativa é reduzida à medida que são fornecidas mais informações. Os coeficientes dos dois modelos apresentam ordens de grandeza similares, com o modelo de Sowers indicando valores sutilmente menores e previsões conservativas.

Por fim, a interpretação dos indicadores de falha "D" demonstrou o caráter satisfatório das atualizações.

O modelo de de Yen e Scanlon apresentou estimativas de menores recalques, contrários à segurança.

Diante do exposto, conclui-se pela adequabilidade da atualização de Bayes para a redução de incertezas na previsão de recalques em maciços de aterros sanitários, com pequena vantagem no emprego do modelo de Sowers (1973), face à menor incerteza e valores de estimativas a favor da segurança.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brasil. (2010). Política Nacional de Resíduos Sólidos Urbanos. Lei nº 12.305, de 02 de agosto de 2010. Diário Oficial da União. Brasília, 2010.

Cabral, E. V. (2008). *Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana*. Dissertação (Mestrado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ). Rio de Janeiro, 2008.

Lacasse, S., Tan, A. H., e Keaveny, J. M. (1991). *Expert Assistant for Updating Axial Pile Capacity from Pile Driving Observations*. Field Measurements in Geotechnics. Balkema, 1991.

Sowers, G.F. (1973). *Settlement of waste disposal fills.* International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rússia, 1973.

Yen, B.C., Scanlon, B.S. (1975). *Sanitary landfill settlement rates.* Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, 1975.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/377

Avaliação da Adição de Pó de PET em um Solo Argiloso para Aplicação em Pavimentação

Leonardo de Novais Mendes
Engenheiro Civil, Itaipu Engenharia, Campo Mourão, Brasil, leonardonovaismendes@gmail.com

Ewerton Clayton Alves da Fonseca
Professor, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Brasil, ewertonfonseca@utfpr.edu.br

RESUMO: A atuação profissional pautada nos princípios da preservação ambiental e do desenvolvimento sustentável é algo muito discutido no ramo da Engenharia Civil, em nível mundial. No Brasil, a problemática relacionada com a geração de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) permanece preocupante. Mais de 80 milhões de toneladas de RSU, por ano, foram gerados em 2021 e 2022. Apesar de a cobertura de coleta de RSU, no Brasil, em 2022, ter sido praticamente igual a 93%, nem todas as regiões do país possuem cobertura igual ou superior à média nacional. Além disso, 39% do montante coletado mencionado acima, continuam sendo dispostos inadequadamente em lixões e aterros controlados. Mesmo com a retomada da reciclagem de embalagens de polietileno tereftalato (PET), esse tipo de plástico ainda está contido no material que tem destinação inadequada. Diante do cenário supramencionado, este trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento mecânico de compósitos constituídos de solo argiloso mais pó de PET, com teores de plástico iguais a 5%, 7% e 9%, a fim de verificar a possibilidade de sua utilização como reforço de subleito em pavimentos. Para isso, foram realizados ensaios de caracterização com o solo residual do basalto, típico no município de Campo Mourão, PR, mas também ensaios de compactação e de Índice de Suporte Califórnia (ISC), com o objetivo de comparar os parâmetros de umidade ótima, massa específica aparente seca máxima, capacidade de suporte e expansão do solo natural com os dos compósitos com diferentes teores de adição de pó de PET. Nos ensaios de compactação, notou-se o aumento da massa específica aparente seca máxima e a diminuição do teor de umidade ótimo, para todos os compósitos avaliados. Nos ensaios de ISC, o aumento na capacidade de suporte e a redução da expansão foram proporcionais à quantidade de plástico nos compósitos. Portanto, os resultados dos testes realizados sugerem que esse tipo de compósito tem potencial para ser empregado como camada de reforço de subleito em pavimentos, levando-se em consideração as condições dos ensaios executados no presente trabalho.

PALAVRAS-CHAVE: Solo Argiloso; Pó de PET; Compactação; Pavimentação; Sustentabilidade.

ABSTRACT: Professional performance based on the principles of environmental preservation and sustainable development is something that is widely considered in the field of Civil Engineering, worldwide. In Brazil, the problem related to the generation of Urban Solid Waste (USW) remains worrying. More than 80 million tons of USW per year were generated in 2021 and 2022. Although USW collection coverage in Brazil in 2022 was practically equal to 93%, not all regions of the country have coverage equal to or greater than the national average. Furthermore, 39% of the amount collected mentioned above continues to be inappropriately disposed of in controlled dumps and landfills. Even with the resumption of recycling of polyethylene terephthalate (PET) packaging, this type of plastic is still contained in the material that is inappropriately disposed of. Given the aforementioned scenario, this work aimed to evaluate the mechanical behavior of composites made up of clayey soil plus PET powder, with plastic contents equal to 5%, 7% and 9%, in order to verify the possibility of their use as subgrade reinforcement in pavements. To this end, characterization tests were carried out with residual basalt soil, typical in the municipality of Campo Mourão, PR, but also compaction and California Bearing Ratio (CBR) tests, with the aim of comparing the optimum moisture content parameters, maximum dry unit mass, bearing capacity and expansion of natural soil with those of composites with different levels of addition of PET powder. In the compaction tests, an increase in the maximum dry unit mass and a decrease in the optimum moisture content were noted for all the composites evaluated. In CBR tests, the increase in bearing capacity and reduction in expansion were

proportional to the amount of plastic in the composites. Therefore, the results of the tests carried out suggest that this type of composite has the potential to be used as a subgrade reinforcement layer in pavements, taking into account the conditions of the tests carried out in this work.

KEYWORDS: Clayey Soil; PET Powder; Compaction; Paving; Sustainability.

1 INTRODUÇÃO

Apesar do desenvolvimento tecnológico permanecer em avanço muito acelerado nos últimos anos, algumas vezes, as soluções para problemas reconhecidamente muito sérios, como é o caso da gestão de resíduos sólidos, parecem não acompanhar tal desenvolvimento (Guitarrara, 2023). Portanto, um grande desafio na área das Engenharias, atualmente, tem sido atrelar os desenvolvimentos, tecnológico e sustentável.

No Brasil, o problema relacionado com a geração de RSU segue preocupante. Mais de 80 milhões de toneladas de RSU, por ano, foram gerados em 2021 e 2022. Apesar de a cobertura de coleta de RSU, no Brasil, em 2022, ter sido praticamente igual a 93%, nem todas as regiões do país possuem cobertura igual ou superior à média nacional. Além disso, 39% do montante coletado mencionado acima, continuam sendo dispostos de modo inadequado em lixões e aterros controlados (ABRELPE, 2023).

Mesmo com a retomada da reciclagem de embalagens de polietileno tereftalato (PET), esse tipo de plástico ainda está contido no material que tem destinação inadequada. Com relação a isso, o 12º censo da reciclagem do PET revelou que o Brasil reciclou apenas 56,4% das embalagens desse tipo de produto, das 637 mil toneladas de embalagens descartadas em 2021 (ABIPET, 2022).

A indústria da construção civil, por ser um dos ramos que mais gera resíduos, assume papel de atividade sustentável quando incorpora resíduos aos materiais de construção (Metha, 2001). Diversas são as pesquisas atuais que estudam os benefícios que os diferentes materiais descartados, de forma inadequada, podem oferecer às Engenharias. Dentre esses destaca-se a reutilização de resíduos sólidos, os quais são amplamente empregados na construção civil.

Nesse contexto, objetivando-se contribuir na redução do descarte inadequado de plásticos, este trabalho investigou os efeitos da adição de distintas quantidades de pó de PET no solo argiloso, típico no município de Campo Mourão, PR, de modo a avaliar os comportamentos desses novos materiais em pavimentos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

O solo residual do basalto, típico no município de Campo Mourão, PR, foi empregado nos ensaios. Trata-se de um material argiloso, do grupo A-7 (sistema da *American Association of State Highway and Transportation Officials* - AASHTO), em que pelo menos 85% do material passam pela abertura da malha da peneira de nº 200 e pelo menos 50% possuem diâmetros equivalentes menores que 2 μm (Batelo, 2019 e Mendes, 2023). As principais características geotécnicas desse solo são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Características geotécnicas do solo local empregado nos ensaios (Mendes, 2023).

Parâmetro	Valor	Unidade de medida	Norma empregada
w_L	52	%	NBR 6459 (ABNT, 2016-a)
w_P	30	%	NBR 7180 (ABNT, 2016-b)
IP	22	%	
ρ_s	2,97	g/cm³	NBR 6458 (ABNT, 2016-c)
$w_{ót.}$	28,1	%	NBR 7182 (ABNT, 2016-d)
$\rho_{d,máx.}$	1,52	g/cm³	
ISC	~20	%	NBR 9895 (ABNT, 2016-e)
expansão	<1	%	

A massa específica dos sólidos que constituem esse solo é da ordem de 3,00 g/cm³, devido a presença significativa de óxido de ferro (solo de coloração vermelha) e os parâmetros de compactação desse solo, considerando-se a energia normal (no cilindro de ISC), são aproximadamente, 30% (teor de umidade ótimo) e 1,50 g/cm³ (massa específica aparente seca máxima). O Índice de Suporte Califórnia (ISC) desse material é aproximadamente 20,0% e a sua expansão é menor do que 1,0%.

O pó de PET utilizado neste trabalho (MP-05) foi obtido por meio de doação de uma empresa com sede em Mauá, SP. Tal material é obtido mediante micronização do polietileno tereftalato, o que faz com que sua granulometria seja muito fina, isto é, 90% de suas partículas possuem diâmetros equivalentes maiores que 0,006 μm e menores do que 0,180 μm. Trata-se de um plástico de engenharia que possui elevada resistência à água, sendo portanto, um material hidrofóbico. A coloração desse material é cinza claro.

2.2 Métodos

Neste trabalho, compósitos (solo argiloso + plástico) com teores, em massa, de 5%, 7% e 9% de pó de PET foram estudados. Esses teores foram definidos com o objetivo de complementar parte da pesquisa realizada por Thomas *et al*. (2019), na qual compósitos com 1%, 3% e 5% de PET, em pó e em flocos, foram submetidos ao ensaio de compactação. No caso deste trabalho, os compósitos foram submetidos aos ensaios de compactação e de ISC. A Figura 1 mostra um dos compósitos (solo argiloso + pó de PET) empregado neste trabalho.

Figura 1. Aspecto de um dos compósitos usado neste trabalho.

3 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

3.1 Ensaios de compactação

A Figura 2 apresenta os gráficos correlatos às curvas de compactação para diferentes tipos de materiais, a saber: solo de referência (sem a adição de plástico), compósito I (5% de plástico), compósito II (7% de plástico) e compósito III (9% de plástico). Adicionalmente, são apresentadas a curva de saturação (S = 100%) e a curva correspondente a igual grau de saturação (S = 89%), ambas para a condição de referência.

Pode-se observar que na medida em que o pó de PET foi adicionado ao solo argiloso local, a massa e o volume de sólidos aumentaram. Tais aumentos foram, aproximadamente, da mesma ordem de grandeza dos percentuais de plástico adicionados (6,0%, 7,2% e 9,6%). Além disso, quanto mais plástico foi adicionado ao solo local, maior foi a massa específica aparente seca máxima e menor foi o teor de umidade ótimo obtidos. Para o compósito III, por exemplo, houve aumento de 8,6% na massa específica aparente seca máxima e redução de 12,8% na umidade ótima. A interação físico-química entre os sólidos envolvidos proporcionou o aumento da massa de sólidos por unidade de volume.

Uma vez que a massa específica dos sólidos que constituem o pó de PET é maior do que a massa específica da água, a massa específica aparente seca máxima tende a aumentar se o plástico adicionado ao solo local passar a ocupar os poros formados pelas partículas sólidas que constituem esse material, os quais antes da inserção de plástico eram ocupados por água ou ar. Isso é possível tendo em vista a granulometria do pó de PET empregado e seus altos teores adotados neste trabalho. O fato de o plástico de engenharia ser hidrofóbico fez com que a interação dos compósitos com a água diminuísse, o que justifica a redução dos teores de umidade ótimos.

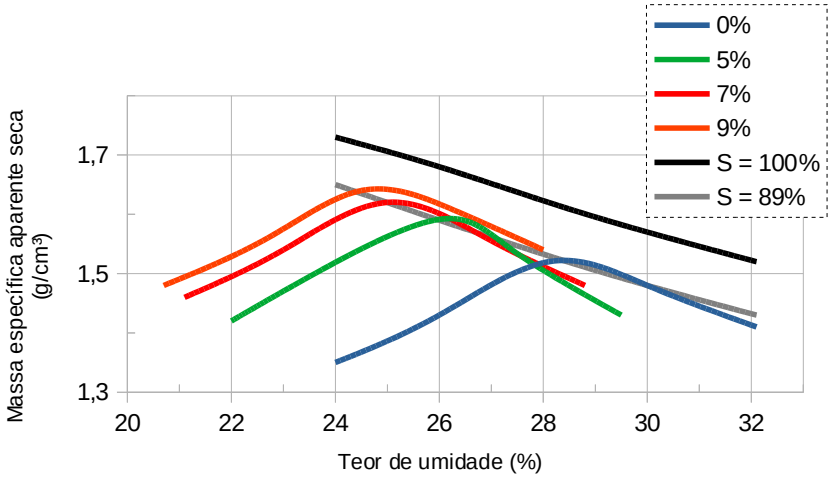


Figura 2. Resultados dos ensaios de compactação.

Os resultados obtidos por Thomas *et al*. (2019) divergem dos resultados obtidos neste trabalho. É possível que as diferenças observadas estejam associadas com o fato de os pós de PET empregados nos trabalhos serem significativamente diferentes. O pó de PET empregado por Thomas *et al*. (2019) possuía granulometria bem mais granular (0% de finos, de acordo com o Sistema Unificado para Classificação de Solos - SUCS) do que o plástico de engenharia usado neste estudo. Portanto, a depender das características geotécnicas do plástico inserido no solo, os comportamentos podem ser muito diferentes.

É importante notar, ainda na Figura 2, que os efeitos da adição de pó de PET no solo argiloso local apresentaram comportamento semelhante àquele observado quando se aumenta a energia de compactação. Isto é, quando o teor de umidade é inferior ao teor de água ótimo, o aumento na energia de compactação proporciona o aumento na massa específica aparente seca e, do contrário, o incremento na energia pouco ou nada interfere na massa específica já mencionada. Portanto, quanto maior for a energia de compactação maior será a massa específica aparente seca máxima e menor será a umidade ótima obtida.

De acordo com Pinto (2006), para um mesmo solo, os pontos correspondentes à máxima massa específica aparente seca e teor de umidade ótimo, para distintas energias de compactação, estão localizados ao longo de uma curva que possui aspecto semelhante ao de uma curva correspondente a igual grau de saturação. Na Figura 2 é possível visualizar essa curva para o estudo em questão, apesar de os compósitos já não corresponderem ao solo argiloso local. Essa curva corresponde a um grau de saturação aproximadamente igual a 89%.

Portanto, os resultados sugerem que a adição do tipo de PET empregado nesta pesquisa ao solo argiloso local, teve efeito equivalente a se aumentar a energia de compactação, isto é, melhorar a capacidade de compactação do solo local. A afirmação anterior só é válida, desde que considere-se que os pontos correspondentes à máxima massa específica aparente seca e teor de umidade ótimo, para os distintos teores de pó de PET adicionados ao solo de Campo Mourão, estejam também localizados ao longo de uma curva que possui aspecto semelhante ao de uma curva correspondente a igual grau de saturação.

A Figura 3 mostra a variação dos pontos de máxima massa específica aparente seca em função dos teores de pó de PET empregados neste trabalho. Nota-se que há uma evidente tendência para a estabilização do valor de massa específica aparente seca máxima com o aumento do teor de pó de PET adicionado ao solo. Mais estudos similares a este são importantes e necessários para se determinar o que acontece com a massa específica aparente seca máxima para teores de pó de PET maiores do que 9% e para qual teor desse tipo de pó de PET há a estabilização no valor da massa específica aparente seca máxima.

Os resultados apresentados com respeito à compactação dos compósitos investigados neste trabalho sugerem a melhoria no processo de densificação do solo argiloso típico no município de Campo Mourão, PR, a partir da inserção de plástico de engenharia ao solo local.

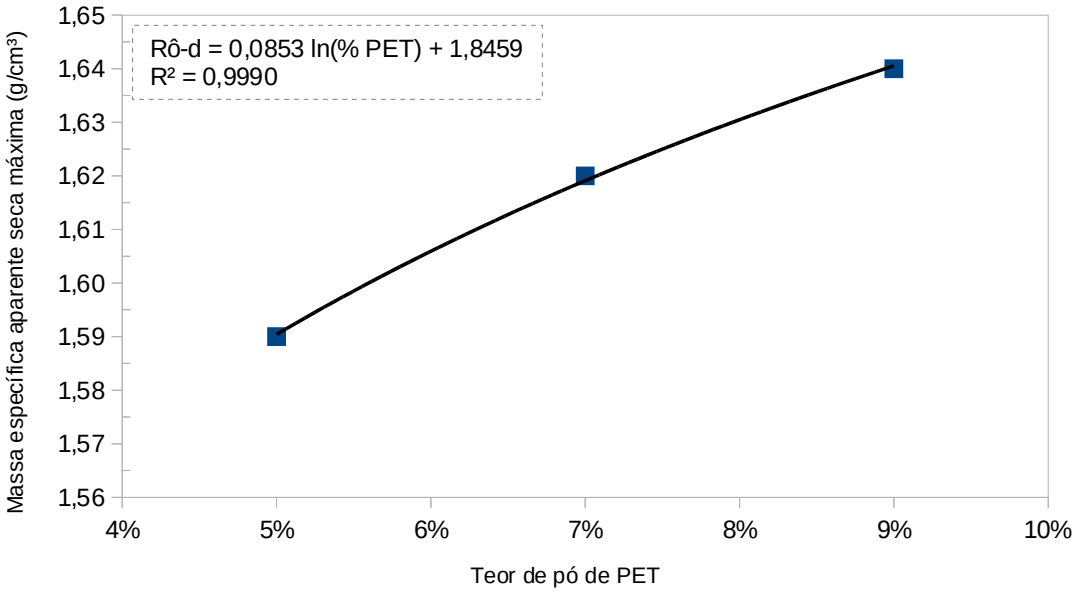


Figura 3. Variação da massa específica aparente seca máxima em função do percentual de PET adicionado ao solo argiloso local.

No que diz respeito ao caráter sustentável deste artigo, podem ser citados os seguintes pontos: o uso de um resíduo abundante na natureza, quando inserido em certas proporções a um dado solo natural, pode melhorar o comportamento desse material; para a ocorrência dessa melhoria há necessidade do uso de menos água no processo de compactação; além disso, para se atingir tal melhoria não se faz necessário aumentar a energia de compactação, o que demandaria maior consumo de combustíveis fósseis para a realização do serviço de engenharia e que, por sua vez, aumentaria emissões que são prejudiciais ao meio ambiente.

3.2 Ensaios de ISC

A Figura 4 apresenta os resultados obtidos na fase de expansão dos distintos compósitos investigados nesta pesquisa, cada um deles inicialmente compactado na sua respectiva umidade ótima. É apresentado também o resultado obtido para o solo argiloso local, sem adição alguma de plástico (ensaio de referência).

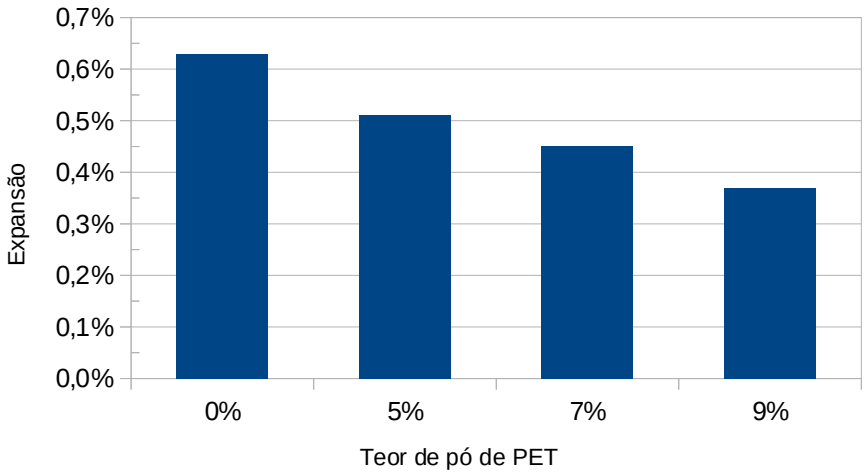


Figura 4. Expansão dos distintos materiais estudados.

Observa-se que quanto maior foi a quantidade de plástico inserida no solo local, menos expansão ocorreu. Notam-se diminuições de 19,0%, 28,6% e 41,3% para os compósitos I, II e III, respectivamente, quando feita a comparação com a expansão medida no ensaio de referência. Isso se deve, provavelmente, à maior resistência dos compósitos em relação ao solo argiloso local (sem a adição de plástico). O incremento de massa específica aparente seca máxima observado nos ensaios de compactação justifica tal comportamento, uma vez que houve a diminuição do índice de vazios por conta das inclusões de plástico de engenharia no solo local, o qual passou a ocupar os poros antes ocupados com água ou ar.

Isso acarreta, possivelmente, maior estabilidade das cargas elétricas entre os materiais e mais contatos interagregados que fazem com que os espaços vazios fiquem menores, o que por sua vez dificulta a absorção de água pelos compósitos e, consequentemente, reduz as expansões dos mesmos.

A Figura 5 apresenta os resultados obtidos na fase de penetração do pistão nos distintos compósitos investigados nesta pesquisa, após a fase de expansão mencionada anteriormente. Além disso, é apresentado o resultado obtido a partir da execução do ensaio de referência (sem a adição de plástico).

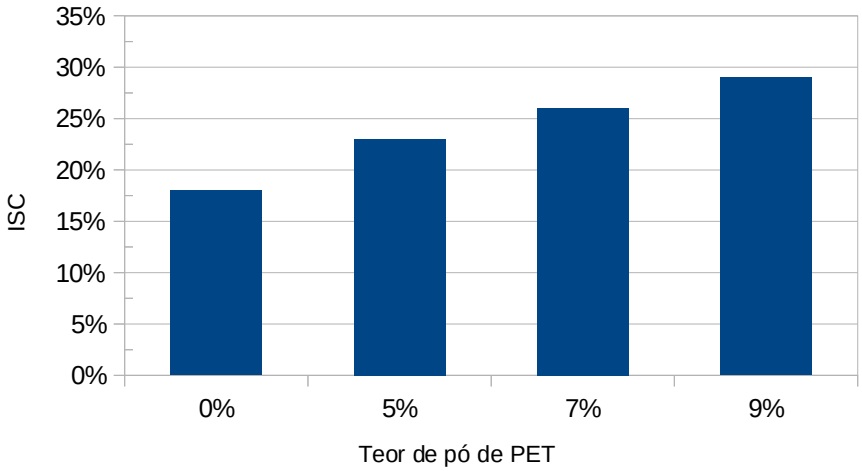


Figura 5. ISC dos distintos materiais investigados.

Nota-se o aumento significativo nas resistências à penetração do pistão em todos os compósitos examinados neste trabalho. O compósito III foi o que apresentou maior incremento de resistência (61,1%) em relação ao ensaio de referência. Esses ganhos de resistência já eram esperados em virtude dos resultados obtidos com os ensaios de compactação já relatados.

Os resultados obtidos a partir dos ensaios de ISC, em relação à aplicação dos compósitos em camadas de subleito ou reforço de subleito, sugerem que eles podem ser utilizados nesse contexto, uma vez que as diretrizes estabelecidas pela ES-138 (DNIT, 2010) foram atendidas em sua totalidade.

4 CONCLUSÕES

Este trabalho avaliou o comportamento mecânico de compósitos constituídos de solo argiloso mais pó de PET, com teores de plástico iguais a 5%, 7% e 9%, a fim de verificar a possibilidade de sua utilização como reforço de subleito em pavimentos. Para as condições dos ensaios realizados, as principais conclusões estão sumariadas a seguir:

- a inclusão de pó de PET no solo argiloso local atuou diretamente nos valores de massa específica aparente seca e teor de umidade, observados nos ensaios de compactação realizados. Notou-se aumento significativo nos valores da massa específica aparente seca máxima e diminuição do teor de umidade ótimo, em todos os compósitos investigados, quando comparados com os valores de referência (solo local sem adição de plástico);
- o aumento da massa específica aparente seca máxima está relacionado com o fato de as partículas de pó de PET preencherem os poros formados pelo entrosamento das partículas que constituem o solo

local, já que o plástico adicionado ao solo é mais fino que o solo argiloso. A redução na umidade ótima está relacionada com o fato do plástico ser hidrofóbico;

- apesar de a massa específica das partículas que constituem o plástico de engenharia ser inferior à massa específica das partículas que constituem o solo argiloso, todas as inclusões de pó de PET investigadas neste trabalho resultaram no aumento da massa específica aparente seca máxima dos compósitos examinados. Isso possivelmente tem ligação com os altos teores de plástico adicionados e investigados neste trabalho, em comparação com os teores empregados por Thomas *et al*. (2019), o que pode também explicar as divergências de resultados observadas entre os trabalhos;
- os resultados obtidos sugerem que a adição do tipo de pó de PET empregado nos ensaios pode proporcionar melhoria de comportamento semelhante aos efeitos que são observados quando do aumento da energia de compactação em solos;
- no que diz respeito à sustentabilidade, este artigo destaca: o uso de um resíduo abundante na natureza sendo capaz de proporcionar melhoria no comportamento de um solo natural, quando devidamente adicionado a esse; a necessidade do uso de menos água para a ocorrência dessa melhoria; e a menor demanda por combustíveis fósseis para a realização do serviço de engenharia, já que não há necessidade de aumentar a energia de compactação para proporcionar ganho de resistência aos compósitos;
- os resultados dos ensaios ISC mostraram que a inserção de pó de PET no solo argiloso local também aumentou a capacidade de suporte e diminuiu a expansão. Provavelmente, o incremento na massa específica aparente seca máxima obtido via compactação resultou na redução do índice de vazios e, portanto, na menor concentração de água nos poros, de modo a diminuir a expansão dos compósitos. O fato de o plástico ser hidrofóbico reforça esta afirmação;
- os resultados obtidos nesta pesquisa sugerem que os compósitos examinados podem ser empregados como reforço de subleito, já que todos eles apresentaram capacidades de suporte superiores ao do solo de referência (sem a adição de plástico), assim como expansões inferiores a 1,0%.
- a realização de mais ensaios, similares aos que foram feitos nesta pesquisa, são considerados relevantes para melhorar o entendimento correlato aos comportamentos dos compósitos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às seguintes instituições, que contribuíram de diferentes formas para a realização do programa experimental descrito neste artigo: Universidade Tecnológica Federal do Paraná, *campus* Campo Mourão, Itaipu Engenharia (laboratório de Geotecnia) e empresa fornecedora do plástico de engenharia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABIPET – Associação Brasileira da Indústria do PET. *12° Censo da Reciclagem de PET no Brasil*, 2022. Disponível em: <https://abipet.org.br/wp-content/uploads/2022/12/Infografico_12_Censo_da_Reciclagem_no_Brasil-Novembro_2022.pdf>. Acesso em: 13 mai. 2023.

ABRELPE – Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais. *Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil*, 2023. Disponível em: <https://abrelpe.org.br/panorama-2023/>. Acesso em: 13 mai. 2023.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016-c). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8mm: determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016-a). NBR 6459. *Solo: determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016-b). NBR 7180. *Solo: determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016-d). NBR 7182. *Solo: ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016-e). NBR 9895. *Solo: índice de suporte califórnia - método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Batelo, L.C.E. (2019). *Estudo das características físicas de um solo de Campo Mourão por meio de ensaios de laboratório*. Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Engenharia Civil, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná / UTFPR-CM, 90 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. 138/2010 – ES. *Pavimentação – reforço do subleito - especificação de serviço*. Rio de Janeiro.

Guitarrara, P. Desenvolvimento sustentável. *Brasil Escola*. Disponível em: <https://brasilescola.uol.com.br/geografia/desenvolvimento-sustentavel.htm>. Acesso em: 13 mai. 2022.

Mendes, L.N. (2023). *Efeito da adição de pó de PET em um solo argiloso para aplicação em pavimentação*. Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Engenharia Civil, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná / UTFPR-CM, 57 p.

Metha, P.K. (2001). Reducing the environment impact of concrete: concrete can be durable and environmentally friendly. *Concrete International*, v. 10, p. 61-66. Disponível em: <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx?m=details&ID=10735>. Acesso em: 10 jul. 2023.

Pinto, C.S. (2006). *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*, 3. ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 367 p.

Thomas, M.; Hartmann, D.A; Kosteski, L.E; Garcia, A.P. Análise da influência da adição de resíduos de PET em floco e em pó na curva de compactação de um solo argiloso. In: VIII Congresso Brasileiro de Geossintéticos (Geossintéticos 2019), São Carlos. *Anais...* ABMS. v. 1, p. 427-434.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/798

Avaliação da Influência da adição de Lodo Têxtil em Propriedades de Resistência de um Solo Tratado com Cimento

Aturiê Felipe Melo Vermollen
Engenheiro Civil de Infraestrutura, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, turimelo6@gmail.com

Inácio Soares Ribeiro
Mestrando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, inaciosr@gmail.com

Helena Paula Nierwinski
Professora adjunta, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, helena.paula@ufsc.br

RESUMO: O presente trabalho tem como objetivo a avaliação e comparação, por meio de ensaios de laboratório, da variação das propriedades de resistência à compressão e ao cisalhamento de um solo residual do município de Joinville tratado com cimento Portland CP-V, com a adição de lodo de estação de tratamento de efluentes (ETE) de uma indústria têxtil na sua composição. Foram estudadas misturas com porcentagens de lodo de ETE de 0%, 5%, 10% e 15% cada uma, com 3% de cimento, inicialmente. Posteriormente, uma mistura com 7% de cimento e 15% de lodo foi testada para verificar se o aumento de cimento viabilizaria a adição do lodo nas misturas. Os resultados obtidos para as diferentes dosagens de lodo foram comparadas com as propriedades do solo residual tratado unicamente com cimento e concluiu- se que, à medida que maiores proporções de lodo foram adicionadas, as amostras apresentaram significativa perda de resistência à compressão simples. Os resultados com adição de 7% de cimento apontaram resistências significativamente maiores, cerca de 1425% em relação à dosagem com 3% de cimento, indicando que para maiores porcentagens de cimento, mesmo com a adição da maior porcentagem de lodo, a mistura mostra-se com valores representativos de resistência. Quanto aos ensaios de cisalhamento direto, foram moldadas amostras com 0%, 5%, e 10% de lodo, todas com 3% de cimento. Foi possível identificar um leve incremento na coesão e redução significativa do ângulo de atrito das misturas com adição de lodo.

PALAVRAS-CHAVE: Lodo de ETE, Estabilização química, Solo residual, Resistência à compressão simples, Cisalhamento direto.

ABSTRACT: The present work aims to evaluate and compare, through laboratory tests, the variation in the compression and shear resistance properties of a residual soil from the city of Joinville treated with Portland CP-V cement, with the addition of sludge. of an effluent treatment plant (ETE) from a textile industry in its composition. Mixtures with WWTP sludge percentages of 0%, 5%, 10% and 15% each were studied, with 3% cement initially. Subsequently, a mixture with 7% cement and 15% sludge was tested to verify whether the increase in cement would make it possible to add sludge to the mixtures. The results obtained for the different sludge dosages were compared with the properties of the residual soil treated solely with cement and it was concluded that, as greater proportions of sludge were added, the samples showed a significant loss of resistance to simple compression. The results with the addition of 7% cement showed significantly higher resistance, around 1425% in relation to the dosage with 3% cement, indicating that for higher percentages of cement, even with the addition of the highest percentage of sludge, the mixture shows with representative resistance values. As for the direct shear tests, samples were molded with 0%, 5%, and 10% of sludge, all with 3% of cement. It was possible to identify a slight increase in cohesion and a significant reduction in the friction angle of the mixtures with the addition of sludge.

KEYWORDS: WWTP sludge, Chemical stabilization, Residual soil, Simple compressive strength, Direct shear.

1 INTRODUÇÃO

Os efluentes industriais e sanitários configuram grandes poluidores de solos e principalmente águas, sendo que, muitas vezes, são descartados de maneira indevida em corpos hídricos. A poluição, segundo Fellenberg (1980), é qualquer alteração física, química ou biológica que produza modificação no ciclo biológico normal, interferindo na composição da fauna e da flora do meio. De acordo com Mucelin e Bellini (2008), o crescimento populacional, a consequente expansão territorial urbana e a ampliação do sistema de produção e consumo industrial têm contribuído para agravar as condições ambientais, sobretudo do cenário urbano.

Com o objetivo de minimizar os efeitos de poluição causados pelo lançamento de efluentes sanitários e industriais em corpos hídricos, no Brasil, as Estações de Tratamento de Efluentes (ETE) tem sido amplamente utilizadas, sendo que, muitas vezes, as composições industriais possuem as próprias unidades de tratamento, que podem operar com diferentes sistemas tecnológicos. O resultado da adoção de um sistema de Estação de Tratamento de Efluentes eficiente é, de acordo com Kelm (2014), água com grau de pureza adequado, livre de grande parte dos resíduos, contaminantes e nutrientes gerados no processo produtivo industrial ou uso sanitário, sendo possível o lançamento em corpo hídrico de maneira adequada.

No entanto, durante o processo de tratamento de efluentes, ocorre a formação de um composto chamado de lodo de ETE, resíduo predominantemente orgânico com textura pastosa. Embora o lodo das ETEs, na maior parte dos processos de tratamento, corresponda a 95% de água, por convenção é denominado como uma fase sólida, distinguindo-se do fluxo do líquido em tratamento. Esse lodo é o principal resíduo sólido gerado no processo de tratamento de efluentes em termos de volume e importância (Santos, 2003).

A atual taxa de geração de resíduos acarretada da evolução tecnológica e do crescimento populacional, impede a geração de um equilíbrio hábil entre o consumo e a reciclagem/reuso, gerando problemas de poluição resultantes da gestão inadequada dos resíduos. Diante disso, é preciso atingir um novo equilíbrio entre o crescimento industrial, as demandas por produtos industrializados e a geração e tratamento dos resíduos, como o lodo de ETE, gerado nesses processos. Uma maneira de atingir tal equilíbrio é aliar parâmetros técnicos e econômicos com a sustentabilidade ambiental, propiciando maneiras de reciclagem ou reuso destes resíduos (Prim, 1996).

A possibilidade de combinação destes lodos de ETE com outros componentes, objetivando formar um material com características importantes, do ponto de vista técnico e econômico, para implementação em fins mais nobres, acaba se tornando atrativa para os setores industriais e também ambientais, sendo que diminui os custos da eliminação para empresas responsáveis pelos resíduos e define uma destinação útil para esse material, conforme disposto por Prim (2011).

O lodo produzido em uma estação de tratamento corresponde a cerca de 1% ou 2% do volume do efluente tratado, entretanto, o tratamento e a disposição final desse resíduo representam de 30% a 50% do custo operacional desse procedimento, conforme a Companhia de Saneamento do Paraná (Sanepar, 1999). Atualmente, já ocorre a implementação de lodo tratado para fertilização de solos usados na agricultura, substituição de finos em argamassas, cobertura de aterros sanitários, entre outras finalidades (Costa, 2014).

De acordo com Petry (2015), a construção civil é uma excelente alternativa para receber esses resíduos, já que a extração de matérias-primas utilizada por este segmento gera grandes impactos e apresentam um consumo elevado de energia. Ainda segundo Petry (2015), para tornar viável a utilização e/ou tratamento de resíduos para diferentes fins, são necessários estudos que possam avaliar as propriedades em relação às solicitações mecânicas, podendo-se citar: resistência à compressão, resistência à tração na compressão diametral, durabilidade, resistência ao cisalhamento, entre outras.

Desse modo, justifica-se a execução deste trabalho, com o objetivo de avaliar as propriedades mecânicas de uma mistura de solo residual do município de Joinville/SC, com lodo de estação de tratamento de efluentes de uma indústria têxtil com a inserção de agente cimentante. Avaliando-se o comportamento das misturas e o provável decréscimo da resistência à compressão simples e cisalhamento direto pela adição do lodo, objetiva-se avaliar o possível emprego desta mistura para composições de aterros, camadas de reforço de subleito, entre outras finalidades e aplicações de engenharia.

2 MATERIAIS E METODOLOGIA

Neste item serão descritos os materiais e procedimentos utilizados durante a fase experimental da pesquisa, bem como os critérios e particularidades adotados para o estudo das propriedades físicas dos materiais. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da UFSC – Campus Joinville.

2.1 Materiais

O resíduo de lodo têxtil foi coletado em uma empresa do setor têxtil localizada no município de Joinville – SC. O lodo em questão é originado a partir do sistema de tratamento de efluentes da empresa, que utiliza os métodos de lodos ativados e coagulação/flotação. Para a realização dos ensaios o lodo foi destorroado e deixado em estufa a uma temperatura de aproximadamente 60ºC por aproximadamente 2 dias. Optou-se pela secagem do lodo à uma temperatura abaixo dos 100°C, para que não ocorresse eventual queima da matéria orgânica presente na sua composição. A empresa têxtil forneceu informações sobre a composição química do lodo (Tabela 1), sendo que com base nos valores máximos permitidos ABNT NBR 10.004 - Resíduos Sólidos - Classificação, e a comparação dos resultados apresentados pela empresa, o lodo é classificado como Classe II A – Não perigoso, não inerte, o que corrobora com a possibilidade de reuso do material.

Ensaio	Resultado	Unidade	NBR 10004 – Resíduos Sólidos
Reatividade	Ausência	-	Ausência
Corrosividade	8,3	-	2,0 a 12,5
Matéria orgânica	45,08	%	-
Cianeto	<1	mg/kg	Máx. 250,0 mg/kg
Sulfeto de Hidrogênio	<0,200	mg/L	Máx. 500,00 mg/L
Fluoretos	0,5	mg/L	Máx. 150,0 mg/L
Arsênio	<0,008	mg/L	Máx. 1,0 mg/L
Mercúrio	<0,0010	mg/L	Máx. 0,1 mg/L
Bário	0,168	mg/L	Máx. 70 mg/L
Cromo	<0,005	mg/L	Máx. 5,0 mg/L

Fonte: dados fornecidos pela empresa produtora do lodo

O solo que foi utilizado nesta pesquisa foi coletado em uma obra localizada na Rua Aracajú, bairro Santo Antônio em Joinville – SC. O intuito da escolha deste material foi trabalhar com uma amostra de solo residual típico da região de Joinville-SC, o qual poderia ser utilizado em obras de infraestrutura (aterros/ pavimentação).

O cimento utilizado neste trabalho foi o CP V-ARI, adquirido diretamente da fábrica da empresa Itambé, em Itajaí – SC e disponível junto ao Laboratório de Materiais do curso de Engenharia Civil de Infraestrutura da Universidade Federal de Santa Catarina, campus Joinville. De acordo com os relatórios de ensaios disponibilizados pela empresa, o mesmo atende à norma da ABNT NBR 16697:2018, que determina os requisitos desejáveis dos cimentos. Optou-se pela escolha do cimento tipo CP V-ARI, pois o mesmo adquire elevada resistência à compressão nos primeiros dias de cura, sendo recomendado para aplicações que exigem resistência inicial elevada. Para fins laboratoriais, a água destilada é utilizada de modo a estabelecer uma condição padrão para todos os ensaios executados. Para os procedimentos desenvolvidos neste trabalho, incluindo a composição das misturas, a água destilada utilizada foi obtida por meio do destilador presente no Laboratório de Mecânica dos Solos.

2.2 Métodos

O programa experimental adotado consistiu inicialmente na caracterização do lodo e do solo por meio de ensaios de granulometria com sedimentação, limites de Atterberg e densidade real dos grãos, em conformidade com as respectivas normas técnicas brasileiras. Para o solo realizou-se também o ensaio de compactação na energia Proctor normal visando obter a umidade ótima de compactação e o peso específico aparente seco máximo, informações estas que nortearam a definição dos pesos específicos e teor de umidade adotados nas misturas realizadas.

Para a realização das misturas para os ensaios de compressão simples e cisalhamento direto, a dosagem foi feita através da inserção de determinadas porcentagens de cimento e lodo têxtil em substituição à porcentagem de solo em peso seco. A porcentagem de cimento adicionada foi adotada como a mínima possível, levando em consideração a economia das misturas avaliadas, tomando-se como requisito a manutenção da integridade dos corpos de prova durante todas as etapas dos ensaios. Para determinação das proporções de solo, lodo têxtil, cimento e água, primeiramente foi necessária a definição do valor do peso específico aparente seco (γd) que seria adotado para as misturas. Com o propósito de se utilizar a combinação dos materiais que apresentasse menor índice de vazios, menor permeabilidade, menor compressibilidade e consequentemente melhor resposta às solicitações externas, no que diz respeito à sua resistência, para a dosagem dos materiais foi utilizado o peso específico aparente seco máximo do solo e a umidade ótima, obtidos a partir do ensaio de Proctor Normal realizado no solo sem mistura.

As dosagens utilizadas para os ensaios de compressão simples consideraram porcentagens de lodo em substituição a massa de solo de 0%, 5%, 10% e 15% e para o ensaio de cisalhamento direto as porcentagens de lodo têxtil foram de 0%, 5% e 10%. Estes valores foram determinados observando que em pesquisas realizadas por outros autores, frações maiores do que 20% desse material configuravam amostras instáveis. As misturas levaram em consideração o teor de cimento de 3%, e posteriormente após verificação de baixos valores de resistência para as misturas com 15% de lodo nos ensaios de resistência à compressão simples (resistência nulas aos 7 dias de cura, e resistências muito baixas aos 14 e 28 dias de cura), optou-se por realizar ensaios em amostras com 7% de cimento e 15% de lodo, afim de se verificar se atingiriam resistências mais altas, inibindo a influência do lodo no que diz respeito ao desenvolvimento de resistência.

Para o procedimento de elaboração dos corpos de prova para os ensaios de compressão simples, foi utilizado um molde bipartido metálico, conforme mostrado na Figura 1a. Com esse molde foram moldados 39 corpos de prova com dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. O processo de compactação das misturas foi realizado em três camadas de altura controlada, com o auxílio de uma prensa manual do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC-Joinville. Depois de moldados, os corpos de prova foram devidamente pesados, foram realizadas três medições de altura e diâmetro e em seguida foram colocados em sacos plásticos fechados e identificados. Desse modo foi respeitado o período de cura do cimento de 7, 14 e 28 dias até a ruptura. Os corpos de prova para o ensaio de compressão simples podem ser observados através da Figura 1b. A ruptura dos corpos de prova foi realizada com o auxílio de uma prensa utilizada para o ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC), na qual utilizou-se um anel dinamométrico, devidamente calibrado, para a obtenção da carga aplicada ao corpo de prova até o momento de sua ruptura (Figura 1c).

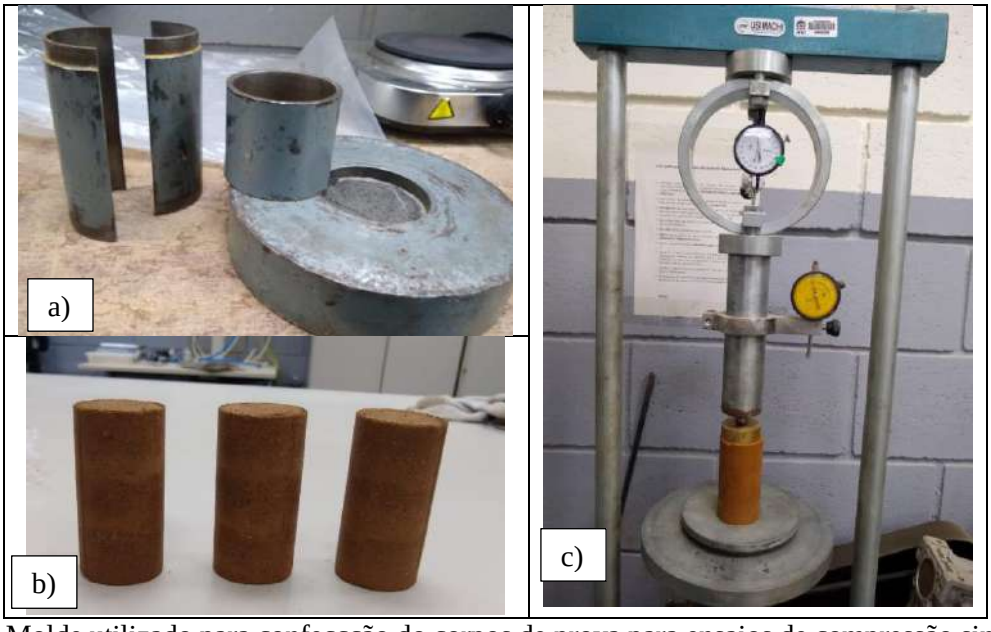


Figura 1. Molde utilizado para confeccção do corpos de prova para ensaios de compressão simples (a), corpos de prova (b) e prensa para ruptura (c)

Para a realização do ensaio de cisalhamento direto seguiram-se as diretrizes da norma norte-americana ASTM D3080. Os ensaios foram realizados com o auxílio do equipamento demonstrado pela Figura 2a, presente no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC-Joinville. O conjunto de cisalhamento é constituído por uma caixa deslizante apoiada sobre uma esteira de rolamentos. O conjunto de sensores eletrônicos do equipamento é composto por sensores de deslocamento e célula de carga, os quais permitem o monitoramento digital na interface, dos deslocamentos ocorridos e da carga aplicada na amostra. A Figura 2b demonstra a caixa de cisalhamento na qual é inserido o corpo de prova para o ensaio. Observa-se, ainda, na Figura 2b a presença das pedras porosas que são posicionadas acima e abaixo do corpo de prova e o molde metálico de dimensões de 6 x 6 cm, utilizado para a moldagem do corpo de prova.

Para a obtenção dos corpos de prova para o ensaio do cisalhamento direto, primeiramente moldou-se um corpo de prova de maiores dimensões, utilizando-se o cilindro pequeno do ensaio de compactação (Proctor). Foram moldados 3 cilindros com dosagens de 3% de cimento e 0%, 5% e 10% de lodo. Após um período de cura médio de aproximadamente 14 dias (período variável em função do tempo necessário para a realização do ensaio), foram moldados os corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto, com o auxílio do anel metálico quadrado biselado, de 6 centímetros de lado. De cada cilindro de compactação foram extraídos três corpos de prova. A Figura 2c apresenta o processo de obtenção dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto. Salienta-se que houve dificuldades na moldagem final do corpo de prova para o ensaio, sendo que eventuais perturbações ocasionadas nesta etapa podem ter afetado os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto realizado no material.

Figura 2. Equipamento do ensaio de cisalhamento direto (a), caixa de cisalhamento (b) e moldagem dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto (c)

Para cada um dos três corpos de prova com a mesma dosagem, primeiramente foi realizada a etapa de adensamento. Nessa etapa, o corpo de prova foi colocado na caixa de cisalhamento e posicionado no equipamento, sendo inundado com água, com o intuito de eliminar efeitos de sucção na amostra. Para o presente estudo, os corpos de prova de uma mesma dosagem foram submetidos a tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, a fim de possibilitar a obtenção da envoltória de resistência dos materiais. O término do adensamento do corpo de prova foi determinado a partir do fim da variação nas deformações verticais significativas medidas pelo equipamento.

Depois de devidamente adensado, o corpo de prova no equipamento foi submetido ao ensaio de cisalhamento direto. Para este, foi estipulado um avanço da parte superior da caixa bipartida de 0,05 mm/min, sendo o avanço máximo definido como sendo de 8 mm (cerca de 13% da dimensão do corpo de prova). As leituras de resistência ao cisalhamento foram realizadas automaticamente pelo equipamento, e os dados gerados puderam ser convertidos em uma planilha do Excel, para posterior análise.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste item são apresentados os resultados da caracterização básica do solo e do lodo têxtil e os resultados fornecidos pelos ensaios de compressão simples e cisalhamento direto executados nas misturas de solo, cimento e lodo têxtil, em diferentes proporções.

2.1 Caracterização do lodo têxtil e do solo

A Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização física realizados no solo e no lodo têxtil. Observa-se que o solo possui predominância de partículas do tamanho de silte e argila, com alta plasticidade. O peso específico aparente seco e umidade ótima obtidos no ensaio de compactação são típicos de solos argilosos. Já o lodo não apresenta plasticidade, possui predominância de partículas do tamanho de areia e a densidade dos grãos é baixa, com valor de 1,84. Lucena (2012) encontrou valor para massa específica real dos grãos de lodo de estação de tratamento de efluentes de Recife-PE de 1,95 g/cm³. Kelm (2014), encontrou valores de massa específica real dos grãos para lodo de estação de tratamento de efluentes de 1,68 g/cm³. Desse modo, o valor encontrado de 1,84 g/cm³ configura um valor intermediário, coerente com outros encontrados na literatura.

Tabela 1. Características físicas do solo e do lodo

Propriedade	Solo	Lodo	Unidade
Limite de Liquidez (LL)	61	-	%
Limite de Plasticidade (LP)	37	-	%
Índice de Plasticidade (IP)	24	Não-Plástico (NP)	%
Densidade dos Grãos	2,60	1,84	-
Pedregulho (D>2mm)	6,09	2,46	%
Areia grossa (0.6 mm < D < 2 mm)	9,57	21,84	%
Areia média (0.2 mm < D < 0.6 mm)	12,00	25,64	%
Areia Fina (0.06 mm < D < 0.2 mm)	4,0	22,95	%
Silte (0.002 mm < D < 0.06 mm)	42,05	21,27	%
Argila (D < 0.002 mm)	32,38	5,84	%
Diâmetro médio das partículas, D_{50} (mm)		0,3	mm
Peso específico seco máximo por compactação Proctor Normal	14,88	-	kN/m³
Umidade ótima por compactação Proctor Normal	25	-	%
Classificação SUCS	CH	SM	-
Classificação AASTHO	A-7-5	A-2-4	-

2.2 Ensaios de compressão simples

A Figura 3 apresenta a média dos valores de resistência à compressão simples (qu) obtidas para os diferentes teores de lodo e 3% de cimento e diferentes tempos de cura. Observa-se a gradativa perda de resistência com o acréscimo de lodo às misturas. A resistência à compressão simples dos corpos de prova com 15% de lodo e 7 dias de cura foram praticamente nulas e, portanto, não foram apresentadas graficamente. A partir dos baixos valores de resistência encontrados para os corpos de prova com 15% de lodo em sua composição, optou-se por realizar um experimento incorporando teor de cimento de 7% nessa mistura, com o objetivo de se avaliar a influência da adição de um teor maior de cimento em misturas com grandes porcentagens de lodo, a fim de se verificar se maiores teores de cimento são capazes de inibir a perda de resistência provocada pelo lodo. A partir disso foram moldados três corpos de prova com 7% de cimento e 15% de lodo, cada um rompido após 7, 14 e 28 dias de cura do cimento.

A média dos resultados obtidos são apresentados na Figura 4. Observa-se grande ganho de resistência dos corpos de prova com a adição de 7% cimento, sendo que após os 28 dias de cura a resistência à compressão

simples obtida é de 699,84 kPa, cerca de 1425% maior do que os 49,12 kPa obtidos nos corpos de prova com 3% de cimento, para a mesma quantidade de lodo. Destaca-se que os resultados obtidos são provenientes de ensaios em triplicada e os valores de umidade e peso específico mantiveram-se dentro das taxas de variação aceitas por norma.

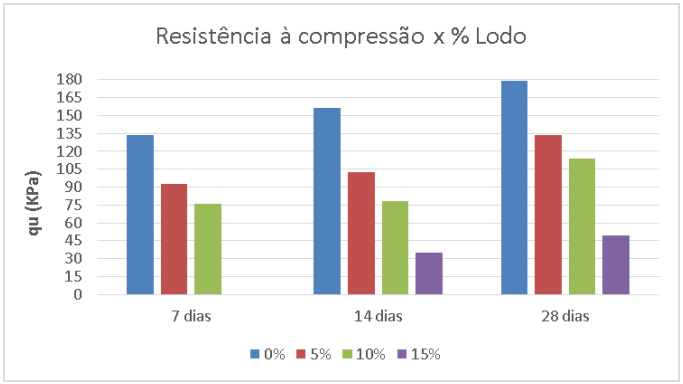


Figura 3. Decréscimo na resistência à compressão em função do aumento do teor de lodo.

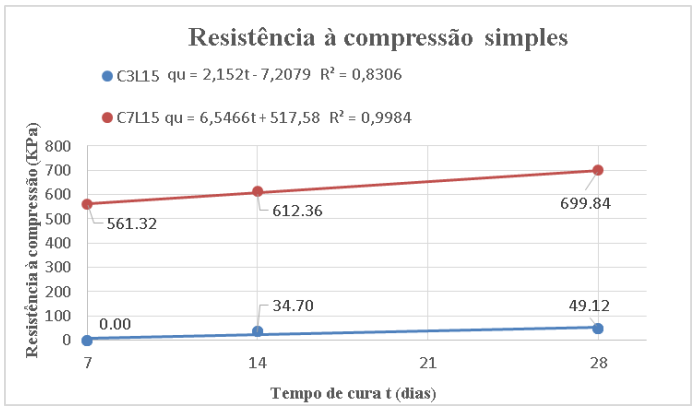


Figura 4. Variação da resistência à compressão em função do teor de cimento para amostras com 15% de lodo para 7, 14 e 28 dias de cura.

2.3 Ensaios de cisalhamento direto

Os resultados obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto estão resumidos na Tabela 2, sendo os mesmos obtidos para um tempo de cura médio de 14 dias. Foram ensaiados três corpos de prova para cada mistura indicada na Tabela 2. A partir do resumo dos resultados apresentados, verifica-se que os mesmos foram intensamente influenciados pelas eventuais perturbações nos corpos de prova durante o processo de moldagem. De modo geral, observaram-se grandes variações de ângulo de atrito das amostras e resultados de coesão muito abaixo do provável para misturas com cimento incorporado. Não foram obtidos resultados compatíveis com outros trabalhos consultados na literatura, como por exemplo, o trabalho desenvolvido por Montalvan (2003) que verificou redução de coesão com a adição de lodo de ETA nas misturas, e pequeno aumento do ângulo de atrito, algo em torno de 3° de variação, muito menores do que as variações obtidas para este parâmetro no presente trabalho. Salienta-se que os resultados obtidos neste trabalho podem ter sido fortemente afetados pelas dificuldades encontradas durante a moldagem dos corpos de prova para o ensaio.

Tabela 2. Resumo dos resultados do ensaio de cisalhamento direto.

Mistura avaliada	Cimento (%)	Lodo (%)	Ângulo de atrito (ϕ')	Coesão (c')
1	3	0	41,90°	12,31 kPa
2	3	5	32,09°	13,19 kPa
3	3	10	22,17°	15,55 kPa

4 CONCLUSÕES

A presente pesquisa objetivou avaliar a influência da adição de lodo têxtil na resistência à compressão simples e parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo estabilizado com cimento. A adição de lodo demonstrou perdas de resistência à compressão simples em misturas com 3% de cimento, sendo esta perda menos considerável com a adição de 7% de cimento. Resultados do ensaio de cisalhamento direto apresentaram baixos valores de coesão, fato não esperado para solos tratados com cimento. Acredita-se que o método de moldagem dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento possa ter afetado os resultados. Novas técnicas de moldagem dos corpos de prova devem ser explorados para trabalhos futuros, bem como, a realização de ensaios triaxiais nas misturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Costa, F. M. S. (2014). *Estudo da viabilidade da utilização de cinza de lodo de esgoto como adição em argamassa de cimento Portland*. Dissertação de Mestrado em Mecânica das Estruturas, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

Fellenberg, G. (1980). *Introdução aos problemas da poluição ambiental*. São Paulo: Editora Pedagógica e Universitária Ltda.

Kelm, T. A. (2014) *Avaliação do uso de lodo de estação de tratamento de esgoto na estabilização de materiais para pavimentação*. 2014. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Moltanvan, E. L. T. (2016). *Investigação do comportamento geotécnico de misturas de solo arenoso com lodo da estação de tratamento de água do município de Cubatão, SP*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade de São Paulo. São Paulo.

Mucelin, C. A.; Bellini, M. (2008) *Lixo e impactos ambientais perceptíveis no ecossistema urbano*. Sociedade & Natureza. Uberlândia, n. 20, p. 111-124.

Petry, N. S. (2015). *Uso de resíduos de ágata como agregado em argamassa de cimento Portland branco*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Universidade do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

Prim. E.C.C. (1996) Relatório de visita técnica à indústrias têxteis de Blumenau. Florianópolis - UFSC, 1996. (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal de Santa Catarina.

Prim. E. C. C. (2011) *Utilização de lodo de estações de tratamento de água e esgoto como material de cobertura de aterro sanitário*. Tese de Doutorado em Engenharia Ambiental - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Sanepar – Companhia de Saneamento do Paraná. (1999) *Uso e manejo do lodo de esgoto na agricultura*. Manual técnico, p. 96, Curitiba.

Santos, A. D. (2003) *Estudo da possibilidade de reciclagem dos resíduos de tratamento de esgoto da região metropolitana de São Paulo*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Universidade de São Paulo. São Paulo.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/799

Avaliação da Resistência à Compressão Simples de Misturas de Solo-Cimento com Substituição Parcial do Cimento por Micro PET

Mateus Teixeira Crippa
UEL, Londrina, Brasil, mateus.teixeira@uel.br

Alana Dias de Oliveira
UTFPR, Toledo, Brasil, alanaoliverira@utfpr.edu.br

Alex Morin Carneiro
UEL, Londrina, Brasil, alex.morin.carneiro@uel.br

José Wilson dos Santos Ferreira
UnB, Brasília, Brasil, jose.wilson@unb.br

Raquel Souza Teixeira
UEL, Londrina, Brasil, raquel@uel.br

RESUMO: A técnica de estabilização de solos com a adição de cimento tem sido uma prática comum no Brasil por décadas. Esse método, frequentemente associado a grandes volumes de material, é empregado em diversos contextos, como na estabilização de camadas de base de pavimentos. No entanto, a produção de cimento convencional emite grandes quantidades de CO_2 na atmosfera indo, portanto, na contramão da sustentabilidade. Diante deste cenário, o presente artigo busca uma alternativa para reduzir o consumo de cimento nas misturas ao introduzir um agente físico derivado de um resíduo, o micro PET, um microplástico de difícil reciclagem e notório poluente ambiental. O estudo avaliou a resistência à compressão simples (RCS) de misturas de solo-cimento com substituição parcial do material cimentício por micro PET. Para isto, foram realizados ensaios de compressão simples em misturas compactadas na Energia Normal de Proctor, fixando o teor de cimento em 8 % e variando as substituições em 30 %, 50 % e 70 % da massa de cimento pelo micro PET. Apesar da redução da resistência à compressão observada para as misturas ensaiadas, os resultados mostraram viabilidade na aplicação das misturas de solo-cimento-PET em camadas de bases de pavimentos para o teor de substituição de 30 %, cuja resistência à compressão foi superior ao mínimo de 2100 kPa exigido por norma. Tais descobertas apontam para a viabilidade do uso do resíduo em soluções técnicas, impulsionando práticas sustentáveis na engenharia.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização; Misturas; Solo-cimento; PET; Comportamento mecânico.

ABSTRACT: The technique of soil stabilization with the addition of cement has been a common practice in Brazil for decades. This method, often associated with large volumes of material, is employed in various contexts, such as in the stabilization of pavement base layers. Conventional cement production emits large amounts of CO2 into the atmosphere, contradicting sustainability efforts. The present article seeks an alternative to reduce cement consumption in mixtures by introducing a physical agent derived from waste, micro-PET, a microplastic that is difficult to recycle and a notorious environmental pollutant. The study evaluated the unconfined compressive strength (UCS) of soil-cement mixtures with partial replacement of the cementitious material by micro-PET. For this purpose, unconfined compression tests were performed on mixtures compacted with Normal Proctor Energy, fixing the cement content at 8 % and varying the substitutions at 30 %, 50 %, and 70 % of the cement mass with micro-PET. Despite the reduction in compressive strength observed for the tested mixtures, the results showed feasibility in the application of soil-cement-PET mixtures in pavement base layers for the 30 % substitution, whose compressive strength exceeded the minimum of 2100 kPa required by standards. These findings demonstrate the feasibility of using waste in technical solutions, promoting sustainable practices in engineering.

KEYWORDS: Stabilization; Mixtures; Soil-cement; PET; Mechanical behavior.

1 INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento do mercado da construção civil e a crescente preocupação com a sustentabilidade, a Geotecnia vem se mostrando uma área promissora para aplicações de materiais alternativos, incluindo aqueles de elevado tempo de degradação na natureza, como os resíduos plásticos, por exemplo. Essa conexão ganha relevância diante do relatório publicado em 2019 pela WWF (*World Wildlife Fund*), que aponta que aproximadamente um terço de todo plástico já produzido tenha se tornado um poluente ambiental (Wit *et al*., 2019).

Segundo Romão *et al.* (2009), por possuir um baixo custo de produção e excelente relação entre suas propriedades mecânicas e térmicas, o PET (Polietileno Tereftalato) é um dos termoplásticos mais produzidos no mundo. O micro PET é um resíduo obtido após o processo de moagem das garrafas PET nos centros de reciclagem. Possui granulometria fina e, por isso, é frequentemente classificado como um microplástico, dificultando o retorno deste subproduto para a cadeia produtiva. Por este motivo, autores vêm estudando o comportamento e propriedades de misturas de solo e micro PET, como material alternativo na estabilização física de solos.

Louzada (2015) avaliou o comportamento mecânico de misturas de PET de fina granulometria (<0,42 mm) em dois diferentes solos, um arenoso e outro argiloso, por meio de ensaios triaxiais, constatando melhora dos parâmetros de resistência para ambos os solos, em um teor de adição de PET considerado ideal. Carvalho (2019) também avaliou a possibilidade de utilização deste resíduo como material alternativo em base de pavimentos, pelo estudo do módulo de resiliência e comportamento mecânico dos compósitos, constatando aumento na rigidez do solo e aumento do módulo de resiliência para baixos teores de adição do PET.

A adição de cimento ao solo, uma técnica de estabilização química de solos amplamente empregada no Brasil, principalmente na área de pavimentação, melhora a interação entre as particulas do solo, elevando sua coesão e, consequentemente, melhorando sua capacidade de carga. Metzker *et al*. (2022) avaliou a resistência à compressão e durabilidade de tijolos de solo-cimento e PET, com granulometria das partículas entre 0,64 mm e 0,25 mm, constatando melhora em ambas propriedades para misturas com 1,5% de adição de micro PET.

A técnica de solo-cimento, no entanto, geralmente associada a grandes volumes de material, confronta princípios de sustentabilidade devido ao grande consumo de cimento, cuja a indústria é responsável por cerca de 5% das emissões CO_2 na atmosfera do planeta (Barbalho *et al*, 2020). A produção do cimento Portland comum, contento > 90% de clínquer, gera, em média, 842 kg de CO_2 por tonelada de clínquer produzido (Scrivener *et al.*, 2018).

Tendo em vista os desafios identificados, este estudo tem como objetivo avaliar a viabilidade de substituir parcialmente o cimento pelo micro PET nas misturas de solo-cimento, analisando os efeitos gerados por diferentes teores de substituição no comportamento mecânico do solo. Para isto, foram realizados ensaios de compressão simples em misturas compactadas na Energia Normal de Proctor, fixando o teor de cimento em 8% e variando as substituições em 30 %, 50 % e 70 % da massa de cimento pelo micro PET.

Esta abordagem almeja, por meio da combinação da técnica de solo-cimento e da inserção de um elemento de reforço físico, com o micro PET, obter um material compósito sustentável de comportamento mecânico satisfatório para possível utilização em camadas de base de pavimentos. A combinação destes materiais busca mitigar as emissões de CO_2 associadas à produção do cimento convencional e agregar maior valor ao micro PET, cujas aplicações na Engenharia são atualmente limitadas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

O solo empregado nos ensaios provém do município de Mandaguaçu-PR. Classificado pelo sistema SUCS como areia argilosa (SC), esse material possui massa específica dos grãos igual a 2,73 g/cm³, com predominância de quartzo em sua composição mineralógica, condizente com a predominância da fração areia em sua granulometria (aproximadamente 71 %), enquanto as frações de silte e argila representam, respectivamente, 15,5 % e 13,5 % (Gonçalves *et al.*, 2018). Foi realizada a caracterização granulométrica do solo de acordo com o prescrito na NBR 7181 (ABNT, 2016).

O material cimentício utilizado neste trabalho foi o cimento Portland CP II Z-32 com adição de pozolana e resistência superior a 32 MPa após 28 dias de cura. Esta escolha deve-se aos significativos ganhos de resistência nos primeiros 7 dias de cura e à sua comum disponibilidade na região. A mistura de solo-cimento foi fixada com teor de adição de 8%, adotando-o como referência para as análises de resistência nas misturas com substituição por micro PET.

O micro PET foi adquirido na PlastPET, um centro de reciclagem localizado na cidade de Maringá-PR. Para caracterização granulométrica do micro PET, por não possuir nenhuma normativa específica, utilizou-se da mesma normativa para solos, NBR 7181 (ABNT, 2016), realizando apenas a etapa de peneiramento fino, pois, devido ao baixo peso específico do material, não é possível realizar a etapa do ensaio de sedimentação.

2.2 Métodos

Com o objetivo de verificar o comportamento das misturas de solo-cimento-PET, frente ao solo natural e solo-cimento, foram definidos três teores de substituição abrangendo faixa ampla, a fim de avaliar o comportamento desse resíduo em condições distintas. A Tabela 1 resume os teores de substituição empregados, em relação a massa seca de cimento, bem como a nomenclatura dada para cada ensaio.

Tabela 1. Teores de substituição do cimento por micro PET nas misturas

Nomenclatura	Teor de substituição do cimento (%)	Cimento adicionado (%)	Micro PET adicionado (%)
Solo natural	0	0	0
Solo-cimento	0	8,0	0
Solo(70C/30PET)	30	5,6	2,4
Solo(50C/50PET)	50	4,0	4,0
Solo(30C/70PET)	70	2,4	5,6

2.2.1 Compactação

Os ensaios de compactação seguiram os preceitos da NBR 7182 (ABNT, 2016). Ferreira (2019) construiu a curva de compactação do solo de Mandaguaçu, bem como a curva de compactação deste solo com adição de 8% de CP II Z-32. O autor obteve valor de massa específica seca máxima de 1,87 g/cm^3 e teor de umidade ótima de 13,7 % para o solo natural e, para a mistura com cimento, de 1,89 g/cm^3 e teor de umidade ótima de 13,5 %. Os parâmetros adotados para os compósitos de solo-cimento-PET foram os mesmos das misturas de solo-cimento, dada a baixa quantidade de PET quando comparada aos outros componentes da matriz.

Com as amostras de solo devidamente secas, destorroadas e armazenadas com controle de umidade, foi realizada a moldagem dos corpos de prova a partir da compactação em cilindro com 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro, utilizando a Energia Normal de Proctor, e adotando como controle de compactação grau de compactação (GC) de 100 % ± 2 % e variações de ± 0,5 % do teor de umidade ótima.

2.2.2 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

Os ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS) foram executados conforme a NBR 12025 (ABNT, 2012). Os ensaios de RCS foram realizados em triplicatas, englobando 15 corpos de prova, no mínimo. Os corpos de prova com adição de cimento permaneceram em câmara úmida por 7 dias para cura e, então, foram levados à prensa CBR – Marshall Automática para ruptura. A prensa é configurada para medir a curva tensão *versus* deformação até o pico, não fornecendo comportamento pós-pico. Para assegurar a uniformidade entre os resultados obtidos, adotou-se limite de 5 % no coeficiente de variação (CV) da tensão máxima obtida para cada mistura.

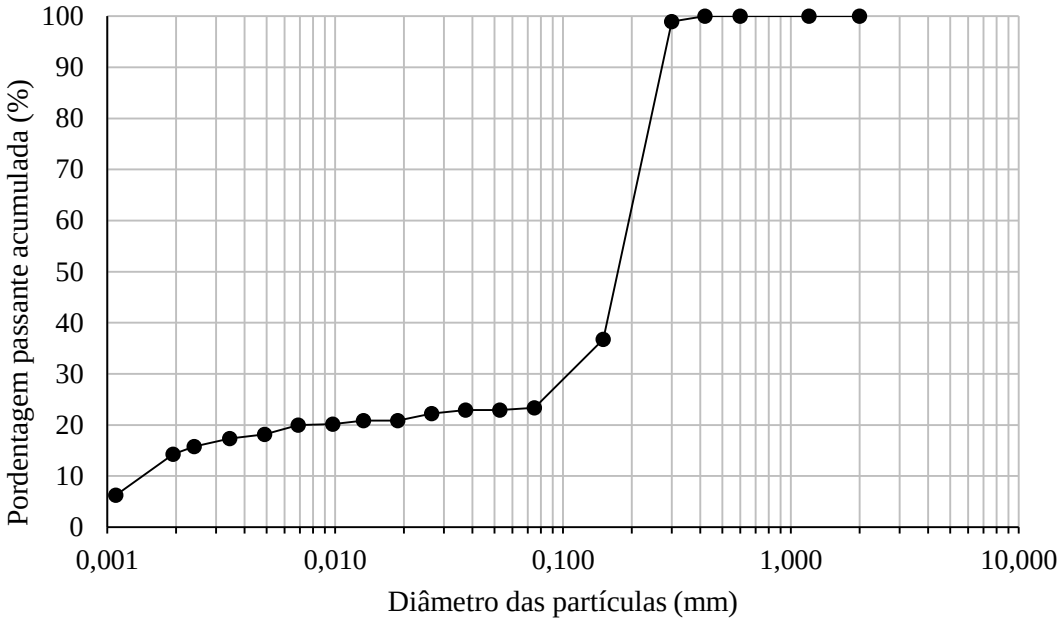
2.2.3 Energia de Deformação Absorvida

A Energia de Deformação Absorvida (E_{def}) pode ser definida como a tenacidade do material, ou seja, o quanto um material absorve de energia até sua ruptura. É determinada graficamente pela área sob a curva

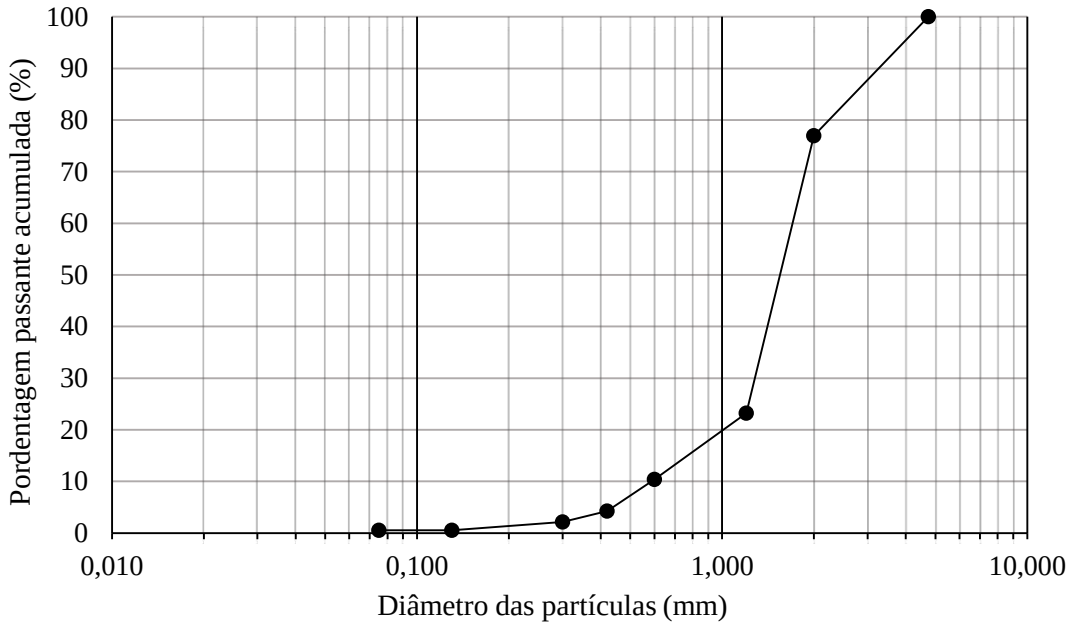
tensão-deformação. Com base nas curvas obtidas nos ensaios de resistência à compressão simples, determinou-se a E_{def} considerando-se a área da curva tensão *vs* deformação de cada material ensaiado até a deformação de 0,5 %.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 1a apresenta a curva granulométrica do solo de Mandaguaçu, obtida por sedimentação com uso de defloculante e peneiramento, e a Figura 1b apresenta a curva granulométrica do micro PET, obtida por peneiramento.



(a)



(b)

Figura 1. Curvas granulométricas: a) Solo de Mandaguaçu; b) Micro PET

A Figura 2 mostra as frações granulométricas do PET retida cada peneira do ensaio de peneiramento. Observa-se que a maior concentração do material utilizado ficou retido na peneira de 1,2 mm. O material retido na peneira de 2 mm, primeira do processo de peneiramento, apresentou uma forma muito irregular, potencialmente afetando a integridade dos corpos de prova compactados. A fim de se evitar este problema e garantir maior padronização no material aplicado nas misturas, descartou-se todo o conteúdo retido nela.

Figura 2. Peneiramento do micro PET para granulometria

A Tabela 2 mostra os resultados de resistência à compressão simples obtidos para o solo natural compactado e compósitos (solo cimento e solo-cimento-PET), bem como os respectivos parâmetros estatísticos de desvio-padrão e coeficiente de variação (CV). Os baixos valores de CV demonstram elevada homogeneidade entre os corpos de prova ensaiados.

Tabela 2. Resultados de ensaio de resistência à compressão simples (RCS)

Identificação da amostra		Carga máxima (N)	Tensão (kPa)	Tensão média (kPa)	Desvio-padrão (kPa)	CV (%)
Solo	CP 01	667,08	339,39	334,40	10,78	0,3
	CP 02	627,84	319,43			
	CP 03	676,89	344,39			
Solo-cimento	CP 01	7884,6	4012,84	4016,93	49,91	1,2
	CP 02	7776,7	3857,94			
	CP 03	8012,0	4080,00			
Solo(70c/30PET)	CP 01	5532,8	2814,98	2666,91	105,20	3,9
	CP 02	5120,8	2605,35			
	CP 03	5071,8	2580,40			
Solo(50c/50PET)	CP 01	3355,0	1706,96	1725,26	72,48	4,2
	CP 02	3237,3	1647,06			
	CP 03	3580,7	1821,75			
Solo(30c/70PET)	CP 01	2148,4	1093,05	1080,57	12,65	1,2
	CP 02	2117,3	1078,32			
	CP 03	2099,3	1068,10			

A Figura 3 apresenta as curvas tensão *versus* deformação do solo e compósitos cujo valor de tensão chegou mais próximo da tensão média em cada ensaio. Ao comparar as curvas do solo natural e com adição de 8 % de cimento, nota-se que a presença do estabilizante químico atua de maneira extremamente eficaz quando combinado com o solo de Mandaguaçu, especialmente por se tratar de um solo cuja principal fração granulométrica é areia.

Ao comparar esse resultados com o comportamento das misturas de solo-cimento-PET, nota-se que a presença e o aumento na quantidade de PET produzem uma redução na RCS. Isto se deve a redução das reações de hidratação e cimentação responsáveis por produzir os incrementos de resistência. Ainda assim, todas as curvas de solo-cimento-PET obtidas demonstraram comportamento superior ao apresentado pelo solo natural compactado. Em especial, a substituição de 30% de cimento pelo micro PET, devido a predominância do agente químico, resulta em valor de resistência à compressão simples compatível com os critérios das normas do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT 143 (2022) e Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná - DER-PR ES-P 11 (2018) para camadas de base e sub-base de pavimentação.

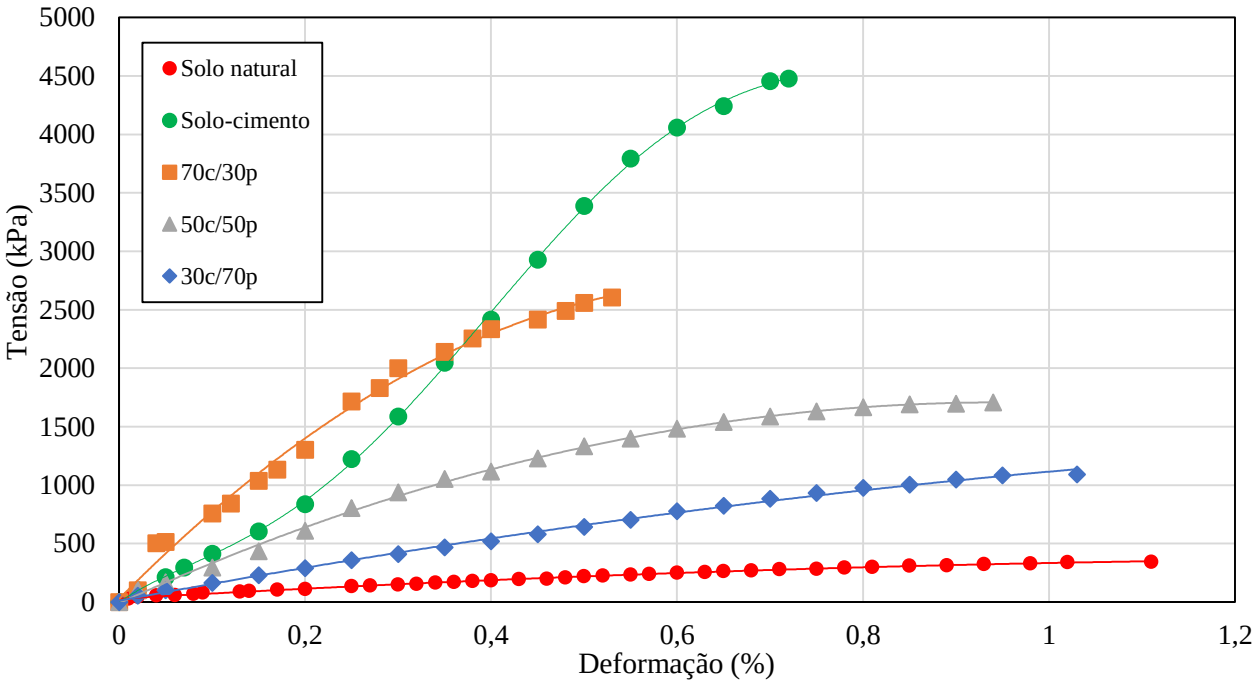


Figura 3. Curvas tensão *vs* deformação do solo e misturas de solo-cimento e solo-cimento-micro PET

Ainda sobre a Figura 3, observa-se que a presença do PET torna o compósito mais dúctil quando comparado à mistura de solo-cimento, fator positivo ao considerar o problema de fissuração precoce geralmente associado a misturas solo-cimento.

Pode-se notar que tanto a tensão média de ruptura de cada condição experimental quanto a Energia de Deformação Absorvida (ε_{def}) apresentaram a mesma tendência frente à substituição de cimento por PET (Figura 4). Com o aumento do teor de micro PET e, consequentente, redução do teor de cimento, observou-se queda de resistência, uma vez que o PET atua como agente físico, diferentemente do cimento, cuja adição ao solo provocam reações de hidratação dos silicatos e aluminatos ali presentes, formando um gel que preenche parte dos vazios da massa e une as partículas adjacentes do solo, conferindo-lhe um aumento da resistência mecânica (Garcez, 2023).

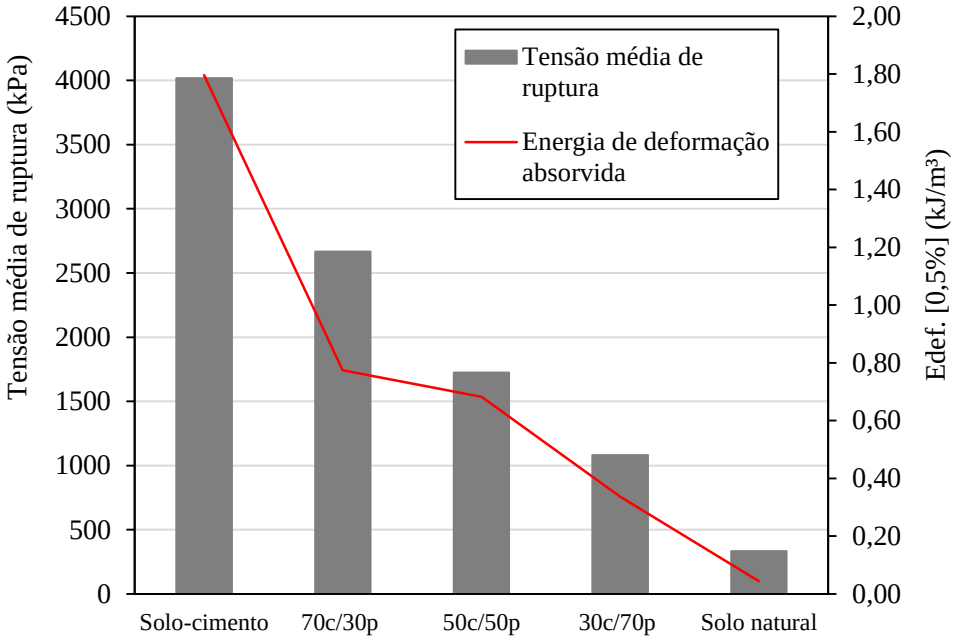


Figura 4. Tensão média de ruptura *vs* Energia de Deformação Absorvida

Apesar da queda de resistência, a mistura de solo-cimento com substituição de 30% do cimento pelo micro PET apresentou resistência à compressão acima de 2100 kPa com 7 dias de cura, estando dentro dos padrões aceitos pela norma DNIT 143-ES (DNIT, 2022), que trata da execução de camadas de base de pavimentos empregando misturas de solo e cimento. Tal fato indica aplicabilidade da solução proposta, mais sustentável pela redução do consumo de material cimentício das misturas e reuso de um resíduo de difícil reinserção na cadeia produtiva e de baixo custo.

Sobre as substituições de 50 % e 70 % de cimento por micro PET, dado o comportamento medido até o pico, é de se esperar que as misturas com maior teor de PET apresentem comportamento mais dúctil em comparação ao comportamento frágil típico das misturas solo-cimento. Pela queda significativa de resistência destas misturas, fica evidente a importância do agente químico na integração da matriz que gera efeito aglutinante nas partículas de solo, enquanto o PET, agente físico, não atua da mesma maneira, reduzindo a resistência da mistura. Vale ressaltar que a adição apenas do PET no solo não proporciona grandes ganhos de resistência, decorrendo da necessidade de avaliar o seu comportamento com estabilizantes químicos (Louzada, 2015; Carvalho, 2019; Thomas, 2019).

4 CONCLUSÕES

Tendo o propósito de avaliar a viabilidade de aplicação do resíduo de PET em misturas de solo-cimento, é possível concluir que a substituição parcial do cimento pelo micro PET leva a uma redução da resistência à compressão simples das misturas. Ainda assim, é possível empregar a mistura de solo-cimento-PET com substituição de 30% do material cimentício por micro PET em camadas de base e sub-base de pavimentos, a qual se situa acima da resistência mínima estabelecida por normas.

Observa-se tendência de comportamento dúctil das misturas com micro PET a partir do formato das curvas obtidas, o que pode reduzir o potencial de fissuração das misturas solo-cimento devido a tendência de comportamento frágil experienciado por elas, caso haja compatibilidade entre a resistência de pico, quantidade de cimento e teor de PET. Quanto maior é o teor de substituição de cimento, mais dúctil se torna o material e, consequentemente, menor é sua a resistência à compressão simples. Tal fato deixa evidente que o teor de cimento é a variável determinante na resistência das misturas.

Finalmente, é importante destacar que, apesar da queda de resistência dos compósitos com PET em comparação à mistura de solo-cimento, todos os compósitos apresentaram resistência maior que a do solo puro compactado, demonstrando viabilidade técnico-ambiental da solução proposta.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7181: *Solo - Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7182: *Solo - Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 12024: *Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 12025: *Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). DNIT 143-ES: *Pavimentação – Base de solo-cimento – Especificação de serviço*. Rio de Janeiro, 2022.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DER). DER/PR ES-P 11: *Pavimentação: solo-cimento e solo tratado com cimento*. Paraná, 2018.

Barbalho, E. A., Da Silva, E. F., Rêgo, J.H. (2020). Estudo da proporção e argila calcinada no cimento LC3 para diferentes teores de substituição. *Revista Matéria*, v.25, n.01.

Carvalho, B. V. (2019). *Avaliação do Comportamento Resiliente de um solo Argiloso com Inserção de Politereftalato de Etileno (PET) para Aplicação em Base de Pavimentos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro / PUC-Rio, p. 144.

Casagrande, M. D. T. (2005). *Comportamento de solos reforçados com fibras submetidas a grandes deformações*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul / UFRGS, 219 p.

Ferreira, J. W. S. (2019). *Comportamento mecânico de misturas solo-cimento para aplicação em pavimentos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Londrina / UEL, 149 p.

Garcez, L. R. (2023). *Propriedades físicas e mecânicas da mistura de solo-cimento, utilizando o cimento LC3 (Limestone Calcined Clay Cement) e a incorporação das matérias-primas: sílica ativa, cinza volante, cinza do bagaço de cana (Saccharum officinarum L) e cinza do caroço do açaí (Euterpe precatoria Martius)*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Ciência e Tecnologia de Materiais, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquista Filho" / Unesp, p. 169.

Gonçalves, F., Zanin, R. F. B., Somera, L. F., Oliveira, A. D., Ferreira, J. W. S., Costa Branco, C. J. M., Teixeira, R. S. (2018). *Caracterização Físico-química e mineralógica de três solos do estado do Paraná*. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG.

Louzada, N. S. L. (2015). *Experimental Study of Soils Reinforced with Crushed Polyethylene Terephthalate (PET) Residue*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro / PUC-Rio, p. 127.

Metzker, S. L. O., Sabino, T. P. F., Mendes, J. F., Ribeiro, A. G. C., Mendes, R. F. (2022). Soil-Cement Bricks Development Using Polymeric Waste. *Environmental Science and Pollution Research*, v. 29, n. 14, p. 21034–21048.

Thomas, M. (2019). Estudo de um solo argiloso laterítico com adições de resíduos de PET em pó e em flocos. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Pampa / Unipampa, p. 144.

Romão, W., Spinacé, M. A. S., De Paoli, M. A. (2009). Poli(Tereftalato de Etileno), PET: uma revisão sobre os processos de síntese, mecanismos de degradação e sua reciclagem. *Polímeros*, v. 19, n. 2: p. 121–132

Scrivener, K. L., John, V. M., Gartner, E. M. (2018). Eco-Efficient Cements: potential economically viable solutions for a low-co2 cement-based materials industry. *Cement and Concrete Research*, v. 114, p. 2–26.

Wit, Wijnand et al. (2019). *Solucionar a poluição plástica: transparência e responsabilização*. Genebra: World Wildlife Fund, 48 p. Disponível em <https://jornalismosocioambiental.files.wordpress.com /2019/03/plastic_report_02-2019.pdf>. Acesso em: 26 mar. 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/378

Avaliação de Sistemas Fechados em Geotêxtis para o Desaguamento de Lodo por Meio de um Ensaio de Semi-Desempenho

Maryelen Ludmilda da Silva Araujo
Aluna, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, maryelen.araujo@unesp.br

Gabriel Orquizas Mattielo Pedroso
Professor, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, gabriel.pedroso@unesp.br

Mariana Ferreira Benessiuti Motta
Professora, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, mariana.motta@unesp.br

Matheus Müller
Diretor Executivo, SALUS Engenharia em Deságue, São José dos Campos, Brasil, mmuller@salusengenharia.com

RESUMO: Os sistemas fechados de geotêxtis permitem a separação natural entre a fração sólida e líquida do resíduo, mostrando, em alguns casos, melhor desempenho que as tecnologias convencionais. Desse modo, o objetivo desse trabalho é avaliar a eficácia do uso de condicionante químico a partir de ensaios em bolsa de pequenas dimensões, também conhecido como pillow test, proposto e descrito pelas normas ASTM D7880/7880M (2022). Assim, para cada ensaio foram realizados três ciclos de deságue para classificar seus efeitos na bolsa considerando drenagem da água, evaporação e teor de sólidos passantes nos geotêxtis GTX W e GTX NW. Portanto, as condições com o uso de polímero mostraram resultados melhores em comparação a condição sem o uso de polímero, dado que o condicionante químico permite a maior contenção de sólidos. Além disso, o uso do modelo GTX NW combinado ao condicionante químico aumenta a eficiência do tratamento e retenção dos resíduos gerados no processo de desaguamento.

PALAVRAS-CHAVE: Sistemas fechados em geotêxtis, geotêxtil não tecido, geotêxtil tecido, desaguamento, lodo de ETA.

ABSTRACT: Closed geotextile systems allow natural separation between the solid and liquid fractions of the waste, showing, in some cases, better performance than conventional technologies. Therefore, the objective of this work is to evaluate the effectiveness of chemical conditioning based on small bag tests, also known as pillow tests, proposed and described by the ASTM D7880/7880M (2022) standards. Thus, for each test, three dewatering cycles were carried out to classify their effects on the bag considering water drainage, evaporation, and passing solids content in the GTX W and GTX NW geotextiles. Therefore, the conditions with the use of polymer showed better results than those without the use of polymer, given that the chemical conditioner allows greater containment of solids. Furthermore, the use of the GTX NW model combined with chemical conditioning increases the efficiency of treatment and retention of waste generated in the dewatering process.

KEYWORDS: Closed systems in geotextiles, non-woven geotextiles, woven geotextiles, dewatering, water treatment plant sludge.

1 INTRODUÇÃO

O consumo de água é uma questão fundamental para a sustentabilidade e a gestão de recursos hídricos. Ele abrange o uso de água para diversos fins, incluindo doméstico, industrial, agrícola e recreativo. Nesse contexto, a explosão populacional nas últimas décadas, juntamente com o desenvolvimento socioeconômico,

fez com que o consumo de água potável aumentasse a uma taxa de aproximadamente 1% ao ano (UNESCO, 2020). Algumas das consequências desse crescimento populacional incluem dificuldade no acesso à água potável e desafios para a saúde pública (BELLAVER; SANTOS, 2019).

Para atender ao rápido crescimento da demanda populacional por água tratada, foram implantadas as Estações de Tratamento de Água (ETAs) que desempenham um papel crucial na gestão e fornecimento de água potável. Elas são responsáveis por tratar a água bruta captada de mananciais superficiais ou subterrâneos, removendo impurezas e contaminantes para torná-la segura para o consumo humano. Em contrapartida, essas impurezas, resíduos gerados no processo, devem ser tratadas e dispostas de forma adequada para não gerar impactos ambientais negativos (ACHON; BARROSO; CORDEIRO, 2013; NASCIMENTO JUNIOR, 2005; OLIVEIRA; RONDON, 2016). Estes resíduos são originados principalmente nas descargas dos decantadores e na lavagem de filtros. Além disso, de acordo com o IBGE (2010), 62,44% dos municípios brasileiros destinam os resíduos das ETAs diretamente nos rios.

De acordo com Di Bernardo, Dantas e Voltan (2017), apesar das diversas alternativas e tecnologias disponíveis no mercado, os principais obstáculos para o tratamento de resíduos são o alto custo e a complexidade operacional. Neste contexto, aparece a tecnologia de sistemas fechados em geotêxtil dado que esses sistemas permitem a separação física natural entre a fração sólida e líquida do resíduo, evidenciando que em alguns casos há um melhor desempenho em relação às tecnologias convencionais. Ao contrário de outras tecnologias, estes sistemas podem ser fabricados em diferentes tamanhos, são simples de transportar e usar, e são significativamente mais econômicos (LAWSON, 2008; GRZELAK *et al*., 2011).

Na literatura, os sistemas fechados de geotêxtil no panorama nacional e internacional apresentam-se com grande potencial de estudo. Contudo, muitos aspectos ainda são compreendidos de forma superficial e podem ser explorados mais profundamente. Logo, a presente pesquisa busca avaliar a eficácia do uso de condicionante químico a partir de ensaios em bolsa de pequenas dimensões, também conhecido como pillow test, proposto e descrito pelas normas ASTM D7880/7880M (2022). Assim, para cada ensaio foram realizados três ciclos de deságue em dois tipos de geotêxtil, tecido e não tecido, para avaliar seus efeitos na bolsa considerando drenagem da água, evaporação e teor de sólidos passantes.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Lodo

O lodo utilizado foi coletado na estação de tratamento de água (ETA) do Departamento de Ciência e Tecnologia Aeroespacial (DCTA) de São José dos Campos - SP, que efetua o tratamento por meio de ciclo completo com decantadores convencionais. A água que é captada pela ETA vem de bacias do Córrego Vidóca e poços artesianos próximos ao local, além disso, no processo de coagulação e floculação a ETA utiliza Sulfato de Alumínio. O lodo foi armazenado em uma caixa d'água de 1000 L e seu teor de sólidos médio é de 0,81%.

Para este estudo não foi feita a caracterização do lodo, porém, Avancini (2017) fez a caracterização do lodo proveniente da ETA do DCTA. Nas medições de 2017, a densidade dos grãos (Gs) era igual a 2,58 g/cm³. A granulometria feita na época teve o seguinte resultado: 90% areia, 3% silte e 7% de argila em seu estado natural.

2.2 Geotêxtil

Para a realização dos ensaios foi usado um modelo de geotêxtil tecido (GTX W) e um modelo de geotêxtil não tecido (GTX NW). A Tabela 1 apresenta os valores característicos informados pelos fabricantes para cada geotêxtil utilizado.

Tabela 1. Caracterização dos geotêxtis utilizados.

Propriedades	Normas	GTX W	GTX NW
Abertura de filtração[a] (mm)	NBR ISO 12.956	0,20	0,06
Permeabilidade[b] (m/s)	NBR ISO 11.058	20	39
Resistência a tração[c] (kN/m)	NBR ISO 10.319	105	27

[a] Abertura de filtração característica; [b] Velocidade índice (velocidade de fluxo para uma carga hidráulica de 50 mm); [c] Resistência a tração em ambas as direções.

2.3 Ensaios

2.3.1 Determinação da Concentração Ótima do Polímero

Para a execução do ensaio foi necessário estabelecer a concentração de polímero e para isso foi usada uma análise qualitativa somada a eficiência da solução no ensaio de cone utilizando a correlação proposta por Müller *et al*. (2021). Assim, foi possível determinar a dosagem de polímero a partir da equação 1 apresentada a seguir.

$$\mathrm{PPM} = \frac{\mathrm{V_{solução}} \times \mathrm{C_{solução}}}{\mathrm{V_{lodo}}} \quad (1)$$

Em que: PPM: Dosagem de solução polimérica em partes por milhão; $\mathrm{V_{solução}}$: Volume de solução polimérica (l); $\mathrm{C_{solução}}$: Concentração da solução polimérica (mg/l); e $\mathrm{V_{lodo}}$: Volume de lodo ensaiado (l).

O condicionante químico usado foi o polímero de poliacrilamida, catiônico, de alta carga e alto peso molecular C-498 da Kemira. A garrafa foi agitada de forma constante por "30" minutos para que a cadeia do polímero abrisse, conforme recomendação do fabricante para a maior eficiência.

Com a solução pronta, foram testadas quinze amostras de 100 ml de lodo variando os volumes de solução polimérica de 10 a 150 ppm. Para isso, fez-se uso da técnica das dez quedas que consistiu no uso de dois béqueres em que o volume de lodo com polímero foi passado de recipiente para recipiente um total de dez vezes, assegurando a homogeneização das amostras e polimerização.

Após o processo descrito acima, avaliou-se a polimerização de maneira qualitativa observando os seguintes aspectos: tamanho dos flocos formados – se eram grandes e bem definidos, o que indica uma boa aglomeração das partículas de lodo pelo polímero; separação do particulado do líquido – eficiência das partículas sólidas se separarem do líquido, formando flocos distintos, deixando o líquido mais claro; qualidade do sobrenadante – clareza do líquido acima dos flocos, que deve ser o mais transparente possível, indicando uma boa sedimentação dos sólidos.

O ensaio de cone, conforme utilizado por Avancini (2017), serviu para avaliar a capacidade de filtração do geotêxtil, isto é, o geotêxtil foi dobrado em formato de cone e apoiado sobre um béquer, sobre o qual foi despejada a solução de lodo polimerizado. Dessa forma, puderam ser avaliados o tempo de drenagem, a turbidez do percolado e a aderência do particulado sólido gerado. A quantidade de 70 ppm, portanto, foi a dosagem avaliada como melhor a partir desses processos combinados de análise. A figura 2 apresenta os testes de floculação para a dosagem de 70 ppm de solução.

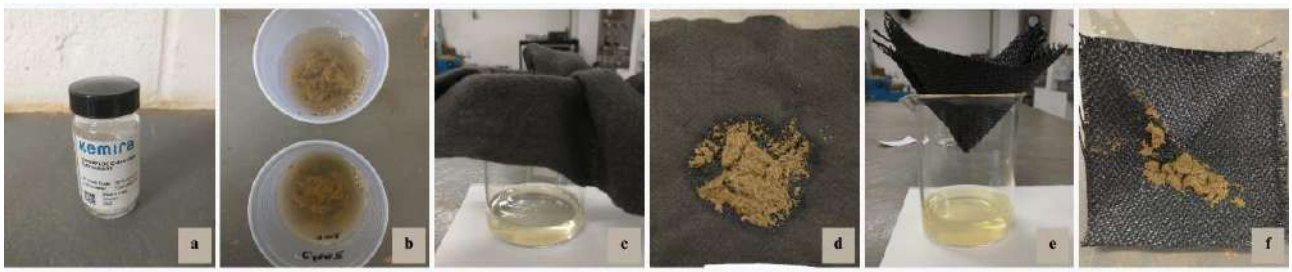


Figura 1. Testes de floculação para a dosagem de 70 ppm de solução polimérica. a) Polímero Kemira C-498; b) Comparação dos flocos de lodo para as dosagens de 70 e 80 PPM; c) Ensaio de cone no geotêxtil GTX NW na dosagem de 70 PPM; d) Análise visual da aparência, textura e teor de água presente no geotêxtil GTX NW após o ensaio; d) Ensaio de cone no geotêxtil GTX W na dosagem de 70 PPM; f) Análise visual da aparência, textura e teor de água presente no geotêxtil GTX W após o ensaio.

2.3.2 Ensaios de Semi-Desempenho

O ensaio com bolsa de pequenas dimensões, também conhecido como *pillow test*, é bastante utilizado na área de desaguamento e é proposto pelas normas ASTM D7880/D7880M (2022). Neste estudo, no entanto, os ensaios foram realizados com dimensões e formas propostas pela ASTM, porém a metodologia foi adaptada e é descrita a seguir.

Foram realizados doze ensaios por gravidade, sendo metade desses ensaios com uso de polímero e sem o uso de polímero, divididos em seis com geotêxtil GTX W e seis com geotêxtil GTX NW seguindo o esquema

de triplicata. Ainda, cada ensaio foi subdividido em três ciclos de enchimento denominados ciclo 1, ciclo 2 e ciclo 3, variando a quantidade de lodo em 9000 ml, 6000 e 3000 ml e a quantidade de solução polimérica em 630 ml, 420 ml e 210 ml, respetivamente, em intervalos de 20 minutos. A figura 2 a seguir sintetiza a configuração dos ensaios.

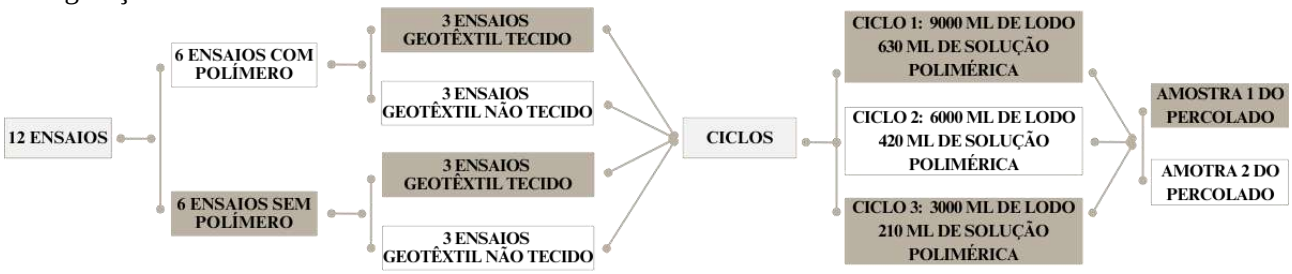


Figura 2. Configuração dos ensaios.

Para a execução dos ensaios, foi necessário garatir a homogeneização do lodo armazenado na caixa d'água de 1000 L, aferir as massas da bolsa e do recipiente de coleta de percolado, bem como garantir a altura de 1,2 m do tubo de enchimento entre a bombona e o suporte com georrede para que a polimerização atingisse a bolsa através da gravidade. A figura 3 ilustra o equipamento de ensaio e seus componentes, e também as dimensões e forma das bolsas geotêxtil.

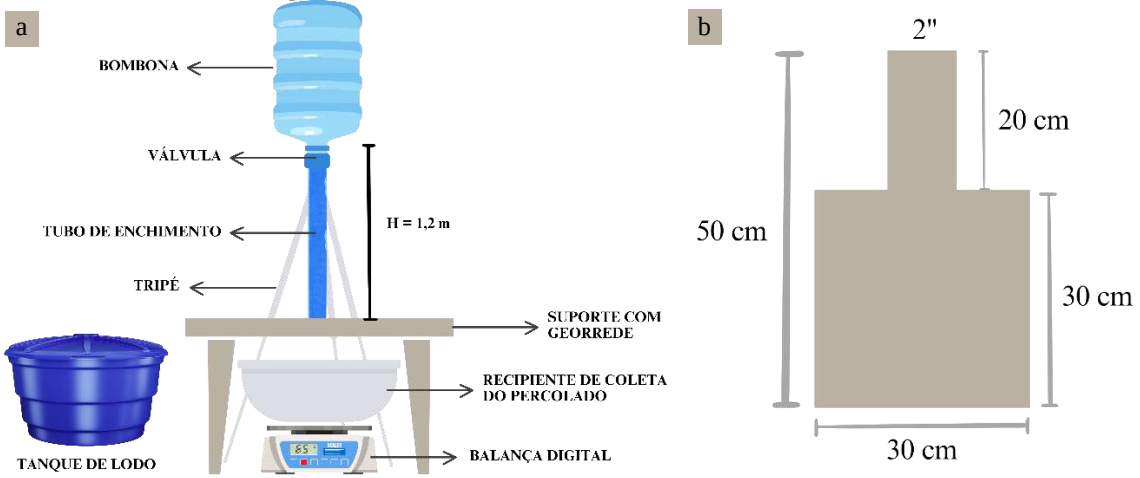


Figura 3. Equipamentos de ensaio e modelo de bolsa geotêxtil utilizada.

Com a válvula fechada, a bolsa conectada no tubo de enchimento e posicionada sobre o suporte com georrede, o primeiro ciclo pôde ser iniciado junto a bombona sendo alimentada com a quantidade correspondente de lodo. Posicionou-se uma câmera em frente a balança e iniciou-se a gravação. Então, abriu-se a válvula e durante dez minutos os dados foram gravados.

Decorrido esse tempo, esperou-se mais dez minutos e anotou-se a pesagem registada pela balança, colhendo-se duas amostras do percolado – amostras essas que foram colocadas em uma estufa à 60°C até sua secagem, em torno de 36 horas, para averiguar o teor de sólidos após o desague. Após isso, repetiu-se o procedimento para o próximo ciclo.

Ao fim do terceiro ciclo, a bolsa foi removida do tubo de enchimento, sua abertura foi vedada para evitar contato direto com o ar e realizaram-se pesagens diárias por dez dias corridos, aferindo a massa de torta e a massa evaporada. Vale ressaltar que no caso do uso de condicionante químico, a solução dosada de acordo com o ciclo foi adicionada diretamente na bombona para realizar a polimerização do lodo.

A cidade de Guaratinguetá possui uma estação de monitoramento que mede os parâmetros meteorológicos, localizada no campus da Faculdade de Engenharia e Ciências de Guaratinguetá, UNESP (CETESB, 2017). Dessa maneira, as bolsas foram mantidas no laboratório em temperatura ambiente de 28,6º C e umidade relativa do ar de 50,1% no período de realização dos ensaios e aferições diárias da massa dos geotêxtis no período de dez dias, compreendidos de 05 a 27 de março de 2024.

3 RESULTADOS

3.1 Curva de Drenagem

A partir da gravação da balança enquanto ocorria o desague do percolado nos recipientes de coleta ao longo dos doze ensaios, foi possível gerar os valores da massa de água drenada considerando três ciclos (ciclo 1, ciclo 2 e ciclo 3) ao longo de 20 minutos. Dessa forma, para cada triplicata foi feita a média de massa drenada dos ciclos de acordo com o geotêxtil, apresentada na Figura 4.

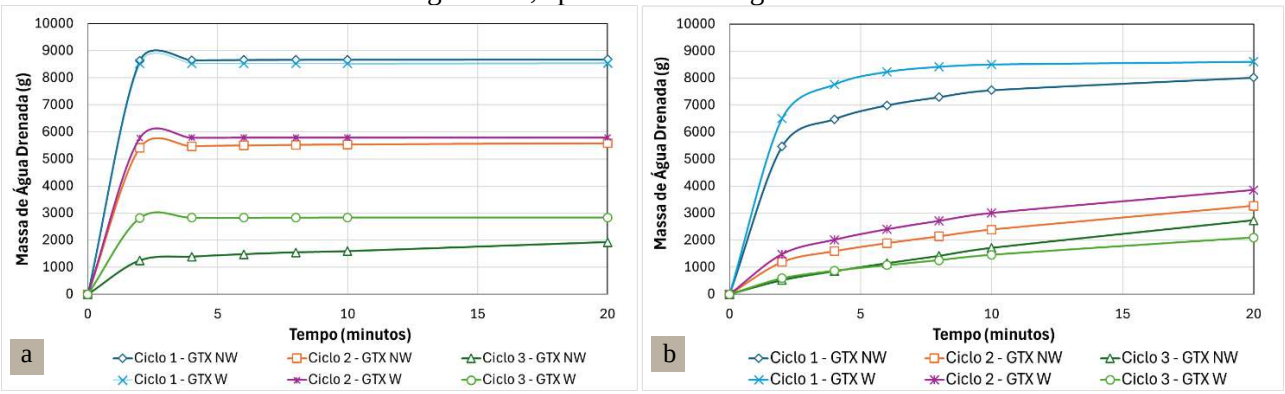


Figura 4. Massa de água drenada (g) em função do tempo (minutos): a) sem polímero; b) com polímero.

Na figura 4 massa de água drenada (g) em função do tempo (minutos), as curvas de drenagem para o caso 4.a sem polímero apontam algumas considerações: ao longo dos ciclos é exibido um comportamento de distanciamento entre os geotêxteis tecidos e não tecidos, e para os três casos, ao longo dos ciclos a drenagem diminui. Ademais, esse comportamento destaca a menor eficiência do geotêxtil GTX NW que drena menos água com o passar dos ciclos devido ao efeito de colmatação, com entupimento dos poros do geotêxtil pelas partículas de lodo, sem polímero.

Analisando a figura 4.b, verifica-se que o uso de polímero apresenta uma retenção de sólidos maior e a menor drenagem do GTX NW nos ciclos comparados ao GTX W. As curvas de drenagem do primeiro ciclo são as mais diferentes, com um distanciamento maior entre os geotêxteis GTX W e GTX NW, porém, ao fim dos 20 minutos de medição a curva do geotêxtil GTX NW ultrapassa a curva do GTX W no ciclo 3, perdendo a tendência de diminuição comparada ao GTX W.

Ortiz (2022) realizou um estudo comparativo entre geotêxtil tecido e não tecido, além do uso de polímero. Os ensaios revelaram uma maior retenção de massa de sólidos quando o polímero foi utilizado e também, foram constatadas diferenças na massa retida quando variado o tipo de geotêxtil. Avancini (2017) concluiu que o desaguamento ocorre mais rapidamente com o uso de polímero, porém, a secagem a longo prazo da torta sem condicionante foi superior. Os ensaios realizados pelos autores mostraram uma semelhança de comportamento ao serem comparados com os ensaios deste trabalho, em que apresentaram uma maior retenção de massa de sólidos quando o polímero foi utilizado e, foram constatadas diferenças na massa retida quando variado o tipo de geotêxtil, com destaque para o tipo tecido que teve maior taxa de retenção.

3.2 Curva de Evaporação

A curva de evaporação foi feita considerando a massa de água evaporada (g) em função do tempo (dias) para os ensaios em triplicatas. Assim, foi feito o cálculo da média para os três ensaios com geotêxtil GTX NW e GTX W sem polímero, bem como para os três ensaios com geotêxtil GTX NW e GTX W com polímero e os resultados estão apresentados na Figura 5.

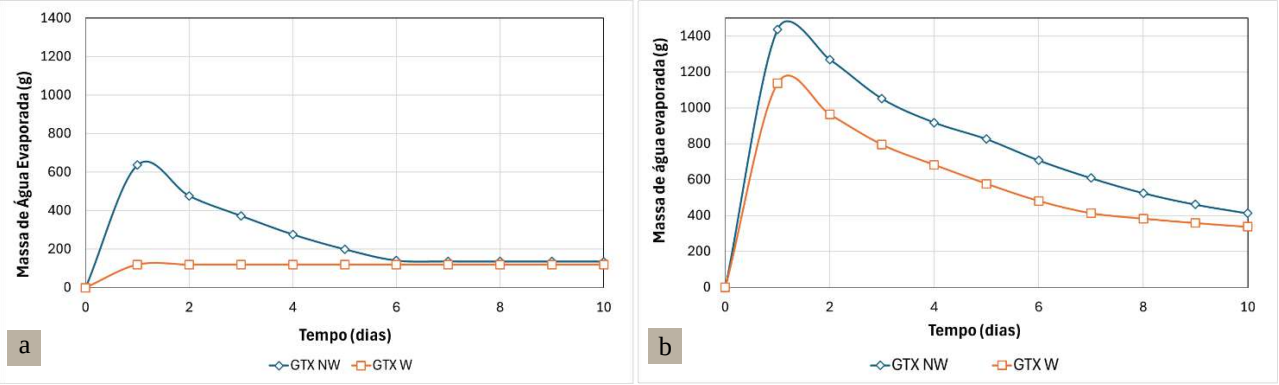


Figura 5. Massa de água evaporada (g) em função do tempo (dias): a) sem polímero; b) com polímero.

Na figura 5.a, o geotêxtil GTX W apresenta o efeito de evaporação no primeiro dia seguido de estabilidade. Sua curva uniforme ao longo do processo decorre da condição sem polímero e suas características que facilitam a passagem do percolado sem a retenção dos sólidos passantes que é menor, enquanto o geotêxtil GTX NW, apresenta uma curva inicial decrescente, isto é, a evaporação acontece até o sexto dia em média tendendo para a uniformidade mais para o fim do período de dez dias de medição e se aproximando da curva do geotêxtil GTM W. Isso ocorre, portanto, devido ao não uso de condicionante químico fazendo com que os sólidos passantes presentes no líquido não sejam retidos em quantidade considerável e por isso, as taxas de evaporação tendem a proximidade e são mais rápidas ao longo dos dias.

Já na figura 5.b, devido ao uso de condicionante químico, a retenção de sólidos é maior em ambos os geotêxteis que apresentam curvas que vão decrescendo lentamente ao longo do período, além de apresentarem a estabilidade com taxas de evaporação muito próximas. No caso do geotêxtil GTX W, esse processo é um pouco mais rápido comparado ao do geotêxtil GTX NW que apresenta uma taxa de evaporação maior.

Aquino (2024) conclui que em ensaios de coluna com uso de geotêxtil tecido, as amostras quando abertas exibiram maior evaporação e teor de sólido em comparação com as amostras cobertas. Por outro lado, Reis (2011) conduziu uma simulação de leito de drenagem em que os resultados obtidos indicaram que, ao final do período de estudo, as amostras cobertas apresentaram maior evaporação e teor de sólidos. Para esta pesquisa, no entanto, as bolsas tiveram suas aberturas vedadas para evitar o contato direto dos sólidos retidos com o ar atmosférico, assim, os resultados encontrados indicam que o geotêxtil GTX NW seria ideal em termos de evaporação para ambos os casos dado que possui uma taxa elevada, mas em contrapartida leva mais tempo para esse processo acontecer em condições ambiente.

3.3 Teor de Sólidos

O teor de sólidos foi calculado com base na média de cada triplicata de acordo com o ciclo e o geotêxtil. A figura 6 apresenta o teor de sólidos (%) em função dos ciclos, nas duas situações testadas.

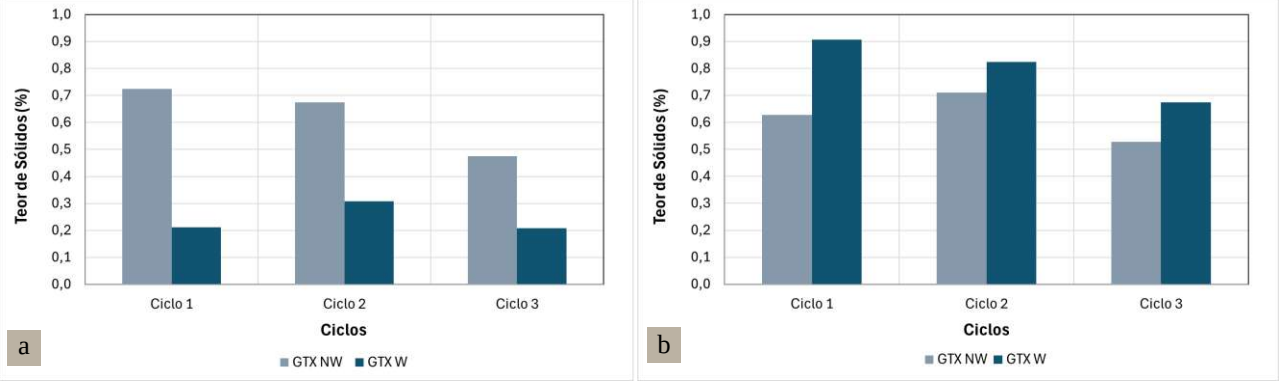


Figura 6. Teor de sólidos (%) em função dos ciclos: a) sem polímero; b) com polímero.

Na figura 6.a o geotêxtil GTX W na condição sem polímero apresentou um comportamento variado, sem uma tendência clara. As variações no primeiro e terceiro ciclo foram semelhantes, mas o teor de sólidos foi superior no segundo ciclo. Em contrapartida, o GTX NW apresentou comportamento de queda no teor de sólidos ao longo dos ciclos, concluindo que conforme os ciclos ocorrem, mais sólidos são retidos pela bolsa.

No caso da figura 6.b, os dados apresentados consideram o uso de polímero, assim, no geotêxtil GTX W, a abertura de filtração faz com que as menores partículas de sólidos ainda passem pelo geotêxtil, contudo, no decorrer dos ciclos, cada vez menos sólidos passam. Para o geotêxtil GTX NW o comportamento é variado, sem uma tendência estabelecida já que no primeiro e terceiro ciclo o teor de sólidos é menor comparado ao segundo ciclo, mas ainda sim esse geotêxtil apresenta melhor desempenho comparando ao geotêxtil tecido.

Müller (2023) faz duas análises a partir da massa coletada pela bolsa de pequenas dimensões, teor de sólidos por massa no tempo e massa retida no tempo, observando que cerca de 70% da massa de lodo de enchimento é drenada na forma de líquido percolado em uma hora de ensaio (em média), além disso, o geotêxtil GTX W apresentou menor teor de sólidos em relação ao GTX NW, mas analisando a massa retida pelo tempo, as concentrações são semelhantes. Por sua vez, Aquino (2024) faz uma avaliação do teor de sólidos pelo tempo e evidencia que as amostras não tecido apresentaram um teor de sólido menor em comparação com tecido. Para o caso em estudo, o teor de sólidos em função dos ciclos apresentou melhor desempenho para o geotêxtil não tecido considerando o uso de polímero, ainda que tenha um comportamento variado dos ciclos, sem seguir um padrão. Uma análise mais detalhada como a elaborada por Müller (2023) da massa retida no tempo pode complementar a compreensão desses dados.

4 CONCLUSÃO

O principal objetivo deste trabalho foi a avaliação da eficácia do uso de polímero a partir de ensaios de semi-desempenho em geotêxteis tecidos e não tecidos. Para tal análise, os processos de drenagem, evaporação e teor de sólidos foram de extrema importância para as conclusões que se seguem.

Na condição sem polímero, destaca-se a diminuição da drenagem em função dos ciclos de desague e também a menor eficiência do geotêxtil GTX NW que drena menos água com o passar dos ciclos devido ao efeito de colmatação. Considerando o uso de polímero, a retenção de sólidos é maior, mas em contrapartida a drenagem do GTX NW é menor nos ciclos comparados ao GTX W. Para a massa de água drenada em função do tempo em minutos, portanto, destaca-se maior retenção para o geotêxtil tecido fazendo uso de condicionante químico ou não.

Quanto ao comportamento de evaporação, considerando a massa de água evaporada em função do tempo, os resultados encontrados indicam que o geotêxtil GTX NW seria ideal em termos de evaporação dado que possui uma taxa elevada, mas leva mais tempo para esse processo acontecer nas condições ambiente com uso de polímero. Dito isso, quando não há o uso de condicionante químico, o geotêxtil tecido se mostra menos eficiente que o não tecido.

O teor de sólidos analisados mostrou que na condição com polímero, o GTX NW tem melhor desempenho geral, ainda que seus ciclos oscilem. Já o GTX W mostra que as menores partículas de lodo polimerizado passam em maior quantidade, ainda que diminuam ao decorrer dos ciclos, porém, seu desempenho é menor comparado ao geotêxtil não tecido.

Nesse sentido, a condição mais satisfatória consiste no uso do geotêxtil GTX NW acondicionado de polímero dado que o condicionante químico amplifica a retenção de sólidos, isto é, a polimerização gera flocos grandes de lodo que vão ser mais bem contidos pela bolsa de pequenas dimensões.

Por fim, para uma avaliação completa dos resultados obtidos, sugere-se o cálculo de parâmetros de eficiência e o estudo da forma da trama do geotêxtil na contenção dos sólidos presentes no lodo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a empresa SALUS Engenharia em Deságue que investiu e incentivou esta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International (2022). ASTM D7880/D7880M: *Standard Test Method for Determining Flow Rate of Water and Suspended Solids Retention from a Closed Geosynthetic Bag*.

Achon, C. L.; Barroso, M. M.; Cordeiro, J. S. (2013) *Resíduos de estações de tratamento de água e a ISO 24512: desafio do saneamento brasileiro*. Revista Engenharia Sanitária e Ambiental, v. 18, n. 2, p. 115–122.

Avancini, L. L. de S. (2017) *Análise do desaguamento do lodo de estações de tratamento de água em sistemas de confinamento em geotêxtil.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Infraestrutura Aeroportuária São José dos Campos/ITA, 135 f.

Aquino, G. P. (2024) *Avaliação de desidratação de lodo de ETA com geotêxteis: estudo de drenagem e evaporação.* Trabalho de Conclusão de Curso, Programa de Graduação em Egenharia Civil Guaratinguetá/FEG UNESP, 23 p.

Bellaver, E. H.; Santos, Z. M. Q. dos. (2019) *Impacto do crescimento populacional sobre recursos finitos*. Extensão em Foco (ISSN: 2317-9791), *[S. l.]*, v. 6, n. 1. Disponível em: <http:// https://periodicos.uniarp.edu.br/index.php/extensao/article/view/1975.> Acesso em: 01 jul. 2024.

CETESB (2017) *Cetesb entrega estação de monitoramento da qualidade do ar em Guaratinguetá.* Disponível em: < http://https://cetesb.sp.gov.br/blog/2017/06/07/cetesb-entrega-da-estacao-de-monitoramento-da-qualidade-do-ar-em-guaratingueta/ >. Acesso em: 01 jul. 2024.

Grzelak, M. D.; Maurer, B. W.; Pullen, T. S.; Bhatia, S. K.; Ramarao, B. V. (2011) *A comparison of test methods adopted for assessing geotextile tube dewatering performance*. In: Geotechnical Special Publication, Proceedings

Di Bernardo, L.; Dantas, A. D. B; Voltan, P. E. N. (2017) *Métodos e técnicas de tratamento de água*. São Carlos: Rima, 3ª edição, 1246 p.

Lawson, C. R. Geotextile (2008) c*ontainment for hydraulic and environmental engineering. Geosynthetics International*, v. 15, n. 6, p. 384–427.

Müller, M. (2023) *Sistemas de confinamento de resíduos em geotêxteis com e sem restrição lateral: abordagem experimental do comportamento em desaguamento de lodo de ETA*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Infraestrutura Aeroportuária São José dos Campos/ITA, 107 p.

Müller, M., Oliveira, G. L. A., Vidal, D. M (2021) *Dewatering cone tests: evaluation of chemical conditioning and geotextile efficiencies for a water treatment plant sludge*. In: Proceedings of the Geo Environmental Engineering GEE2021" Caen, France, Proceedings.

Ortiz, I. G. (2022) *Avaliação da Eficiência e do Desaguamento de Lodo de ETA em leito de Drenagem utilizando diferentes geotêxteis e aplicação de polímero*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana São Carlos/ UFSCar, 255 p.

Reis, R.F. (2011) *Estudo de Influência de Cobertura Plástica na Remoção de Água de Lodos de Estações de Tratamento de Água em Leitos de Drenagem*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação São Carlos/UFSCar, 131 p.

UNESCO (2020) *World Water Assessment Programme*. Relatório Mundial das Nações Unidas sobre o Desenvolvimento de Recursos Hídricos: Água e mudança climática. Disponível em: <http:// https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000372882_por?fbclid=IwAR0yBI24uVUH>. Acesso em: 01 jul. 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/379

Avaliação de Vazamentos em Geomembranas: Análise Paramétrica Utilizando o Método dos Elementos Finitos

Matheus Cardoso Rabelo
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil, matheuscrbh97@gmail.com

Giovanna Monique Alelvan
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, giovannaalelvan@etg.ufmg.br

Ana Carolina Gonzaga Pires
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, giovannaalelvan@etg.ufmg.br

Rodrigo Cesar Pierozan
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Brasil, rodrigopierozan@utfpr.edu.br

RESUMO: Os geossintéticos são materiais cada vez mais utilizados em várias áreas da geotecnia e em diversas aplicações. As geomembranas são materiais que apresentam como principal função a barreira ou impermeabilização, de gases ou líquidos, para dentro ou fora de um sistema. Muito utilizadas em obras hidráulicas como aterros sanitários, reservatórios de água e em barragens de terra e concreto. A aplicação de geomembranas em barragens de terra pode ser feita de diferentes formas, sendo uma delas, a sua instalação na face de montante de uma barragem, impedindo a migração de fluxo pelo maciço da estrutura. Entretanto, qualquer geomembrana está sujeita a sofrer danos em sua estrutura, principalmente durante sua instalação, acarretando a possibilidade de vazamentos. Esses vazamentos podem então causar prejuízos econômicos, sociais, ambientais e estruturais, por isso devem ser controlados e estudados. Por esse motivo, para esse estudo foi feito uma modelagem numérica de fluxo, a partir do software Slide2 da Rocscience, para avaliar os danos em uma geomembrana, onde foram variados os coeficientes de permeabilidade do solo, a transmissividade da interface entre a geomembrana e o solo, a dimensão do rasgo e diferentes cargas d'águas sobre a geomembrana. Com o estudo paramétrico, foi possível definir que, em linhas gerais, à medida que a permeabilidade do solo aumenta, ocorre a elevação da vazão percolada e da poropressão, em função da presença de rasgos.

PALAVRAS-CHAVE: Geomembranas, vazamentos, danos, análises numéricas.

ABSTRACT: Geosynthetics are increasingly used in various areas of geotechnics and in a variety of applications. Geomembranes are materials whose main function is to barrier or waterproof gases or liquids inside or outside a system. They are widely used in hydraulic works such as landfills, water reservoirs and earth and concrete dams. Geomembranes can be applied to earth dams in different ways, one of which is by installing them on the upstream face of a dam, preventing flow from migrating through the structure's massif. However, any geomembrane is subject to damage to its structure, especially during installation, leading to the possibility of leaks. These leaks can then cause economic, social, environmental and geotechnical damage, which is why they must be controlled and studied. For this reason, numerical flow modeling was carried out using Rocscience's Slide2 software to assess the damage to a geomembrane, varying the permeability coefficients of the soil, the transmissivity of the interface between the geomembrane and the soil, the size of the tear and different water loads on the geomembrane. With the variations in the analyses, it was possible to define, in general terms, that as the permeability of the soil increases, there is a corresponding increase in the percolated flow, resulting in higher values of flow and pore pressure measured in the region of the tear.

KEYWORDS: Geomembranes, leaks, damage, numerical analysis.

1 INTRODUÇÃO

As geomembranas são materiais poliméricos empregados na engenharia com o intuito de conter o fluxo de líquidos e evitar sua perda por infiltração, ou seja, desempenhar a função de barreira de fluxo entre dois meios. As geomebranas são vastamente empregadas em obras geotécnicas, hidraulicas e de proteção como elemento de impermeabilização, bloqueando a migração de fluídos, líquido ou gasoso, para dentro ou fora de um determinado sistema.

Cazzuffi (2010) aponta que até o ano de 2010 foram construídas ou preparadas 260 grandes barragens contendo geomembranas flexívies como sistema de barreira. As geomembranas poliméricas flexíveis possuem permeabilidades extremamente baixas, na ordem $1{,}00 \cdot 10^{-10}$ e $1{,}00 \cdot 10^{-13}$ m/s. Destaca-se que quando a geomembrana é instalada no paramento de montante de barragens de aterro, elas podem eventualmente ficam expostas. Dessa forma, encontra-se mais vulneráveis as solicitações durante o seu tempo de vida útil, o que pode reduzir o seu tempo de utilização.

Entretanto, assim como qualquer obra que envolva algum tipo de barreira, existe a possibilidade de vazamento advindos de danos mecânicos no processo de instalação e/ou operação da estrutura, sendo, portanto, necessário estabelecer controle sobre o vazamento. Os vazamentos podem ser potencialmente prejudiciais por várias razões, sendo perdas econômicas, danos ambientais, danos percebidos, danos geotécnicos e danos nos revestimentos. Giroud & Bonaparte (1989) mencionam que todos os revestimentos vazam. Giroud (2016) complementa que reconhecer que todo revestimento pode ter vazamento é o primeiro passo para a segurança de uma obra.

Cardona (2013) estudou os efeitos dos danos em geomembranas em obras hidráulicas por meio de ensaios de laboratório, com intuito de medir a vazão que passa através de geomembranas com danos mecânicos. Foram ensaiadas geomembranas de PVC com 1 mm de espessura com danos lineares com comprimentos entre 5 mm e 50 mm foram provocados nas amostras. Os resultados obtidos mostraram que o tipo de mecanismo provocador do corte e a pressão aplicada no sistema influenciam a intensidade de vazamento pelo dano. Variações de temperatura e consequentes deformações na geomembrana também podem influenciar a intensidade e o padrão de vazamento pelo corte.

Camargos (2010), realizou um estudo de análise numérica de vazamentos através de danos em geomembranas em que foram avaliadas diferentes condições de barreiras hidráulicas assim como diferentes metodologias, sendo modelagens numéricas, soluções empíricas, soluções analíticas e resultados experimentais. Os resultados mostraram que o aumento do diâmetro do dano, o aumento da carga hidráulica sobre a geomembrana e a piora na condição de contato, tendem a aumentar o vazamento através de danos em geomembrana. Além disso, foi possível verificar a acurácia das equações empíricas e analíticas, por meio da comparação dos resultados obtidos pelas equações com os resultados numéricos. A transmissividade de interface mostrou-se ser um parâmetro de grande influência nos vazamentos, sendo dependente principalmente do coeficiente de permeabilidade do solo e condição de contato entre solo e geomembrana.

Para avaliar a vazão através de danos em Geomembrana, Giroud & Bonaparte (1989b) definiram soluções analíticas para a quantificação dos vazamentos. Sabe-se por estudos de Giroud, que ocorre uma transmissividade de interface entre a geomembrana e o solo. Ambas as equações, de vazão e transmissividade da interface, são importantes para as análises de fluxo numéricas a serem realizadas no estudo em questão.

Diante do exposto, este trabalho tem por finalidade avaliar o comportamento de uma geomembrana PEAD (Polietileno de Alta Densidade) como elemento de vedação na face de montante de barragens de terra. Por meio de análises numéricas paramétricas, utilizando o Método dos Elementos Finitos, avaliou-se a influência dos parâmetros do solo e da interface entre a geomembrana nas variáveis resposta de fluxo na região danificada.

2 METODOLOGIA

A metodologia utilizada neste trabalho consiste em uma avaliação numérica paramétrica de fluxo considerando um modelo que simula uma geomembrana danificada com um rasgo. Para isso, fixou-se o tamanho do rasgo em 20 mm, a espessura da geomembrana em 5 mm, a permeabilidade da geomembrana em $1{,}00 \cdot 10^{-12}$ cm/s e a espessura da interface de 1 mm. Avaliou-se então três valores de permeabilidades para o solo (K_s) adjacente (de 15 metros de comprimento e 5 de altura), três valores de transmissividade da interface determinadas por metodologias analíticas e três valores de carga hidráulica. A Tabela 1 apresenta o resumo das análises conduzidas.

Tabela 1. Modelos paramétricos de fluxo.

K_s Solo (m/s)	K_s Geomembrana (cm/s)	Espessura da Geomembrana (mm)	Espessura da Interface (mm)	Transmissividade da Interface (Θ)	Tamanho do Rasgo (mm)	Carga d'agua (m)
$1{,}00 \cdot 10^{-03}$	$1{,}00 \cdot 10^{-12}$	5,00	1,00	1,28E-04	20,00	20,00
						40,00
						60,00
$1{,}00 \cdot 10^{-06}$				1,075E-08	20,00	20,00
						40,00
						60,00
$1{,}00 \cdot 10^{-09}$				6,49E-09	20,00	20,00
						40,00
						60,00

A transmissividade da interface foi calculada utilizando as equações empíricas definidas por Touze-Foltz e Giroud (2003) para calcular a taxa de fluxo através de revestimentos compostos devido à danos em geomembrana. No mesmo estudo, foram apresentadas equações para o cálculo da transmissividade de interface entre o solo e a geomembrana. Para essa pesquisa em questão, foi considerada apenas a equação para uma condição na qual os autores classificam como excelente, nos testes iniciais e como boa, nos modelos finais.

As equações para as seguintes condições, excelente e boa, perspectivamente, são:

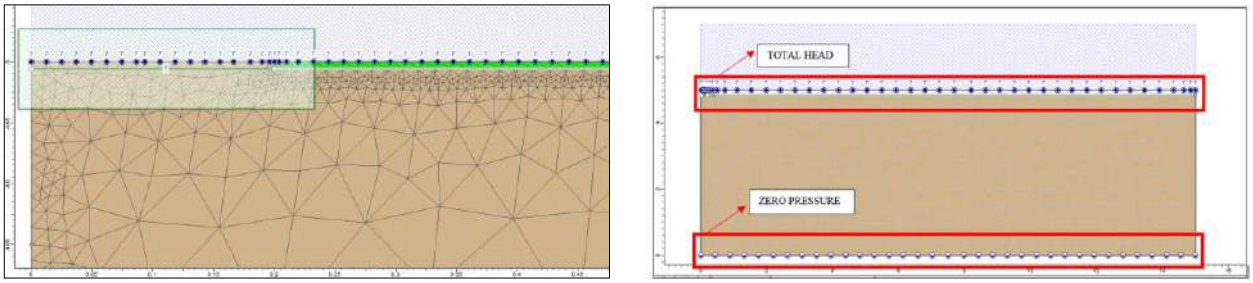
$$\log\theta = -1{,}7476 + 0{,}7155 \log Ks \quad (1)$$
$$\log\theta = -1{,}3564 + 0{,}7155 \log Ks \quad (2)$$

onde K_s refere-se ao coeficiente de permeabilidade do solo

A condição tratada pelos autores como excelente, é correspondente a uma geomembrana instalada sem rugas, sobre um componente de solo de um revestimento composto, sendo um geocomposto de bentonita, instalado sobre uma camada de solo de baixa permeabilidade que foi adequadamente compactada e possui uma superfície muito lisa. Além disso, é assumido que existe uma pressão compressiva suficiente para manter a geomembrana em contato com o geocomposto.

Já a condição considerada como boa, corresponde a uma geomembrana instalada com o mínimo de rugas, sobre uma camada de solo de baixa permeabilidade que foi adequadamente compactada e possui uma superfície lisa. Além disso, assume-se que existe uma pressão compressiva suficiente para manter a geomembrana em contato com o solo.

A análise foi conduzida no software Slide2 utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF). Uma malha triangular foi criada para esse modelo foi elaborada a partir da ferramenta “Discretize and Mesh”, a qual discretiza as fronteiras do modelo e cria a malha automaticamente em duas dimensões. Assim, para conseguir resultados mais precisos na região do rasgo, foi realizado um refinamento nesta região, totalizando 17890 elementos no modelo, sendo 1500 na região do rasgo. Como condição de contorno foram definidas cargas totais (*total head)* para simular as variações de carga d’água estudadas e a condição de pressão zero (*zero pressure*) na base do modelo para permitir o fluxo pela região do dano. A Figura 1a indica a malha final refinada na região do rasgo e a Figura 1b as condições de contorno definidas.



(a) (b)

Figura 1. Refinamento da malha na região do rasgo.

3 RESULTADOS

Os resultados obtidos nas análises numéricas para vazão e poropressão no rasgo e vazão no fundo são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados considerando geomembranas com espessura de 5 mm, interface de 1 mm e rasgo de 20 mm, condição excelente.

Ks Solo (m/s)	Transmissividade da Interface (Θ)	Tamanho do Rasgo (mm)	Carga d'agua (m)	Vazão no Rasgo (m³/s)	Vazão no fundo (m³/s)	Poropressão no rasgo (kPa)
$1{,}00\ 10^{-3}$	$1{,}28\ 10^{-4}$	20,00	20,00	$4{,}90\ 10^{-3}$	$5{,}53\ 10^{-3}$	180,00
			40,00	$9{,}00\ 10^{-3}$	$1{,}02\ 10^{-2}$	365,00
			60,00	$1{,}31\ 10^{-2}$	$1{,}48\ 10^{-2}$	550,00
$1{,}00\ 10^{-6}$	$1{,}07\ 10^{-8}$	20,00	20,00	$4{,}77\ 10^{-6}$	$5{,}61\ 10^{-6}$	180,00
			40,00	$8{,}75\ 10^{-6}$	$1{,}03\ 10^{-5}$	365,00
			60,00	$1{,}27\ 10^{-5}$	$1{,}50\ 10^{-5}$	550,00
$1{,}00\ 10^{-9}$	$6{,}49\ 10^{-9}$	20,00	20,00	$2{,}91\ 10^{-9}$	$3{,}90\ 10^{-8}$	180,00
			40,00	$5{,}20\ 10^{-9}$	$7{,}06\ 10^{-8}$	365,00
			60,00	$7{,}56\ 10^{-9}$	$1{,}02\ 10^{-7}$	550,00

A Figura 2 e Figura 3 ilustram, para o primeiro caso, a poropressão no modelo e com mais detalhes na região do rasgo, respectivamente.

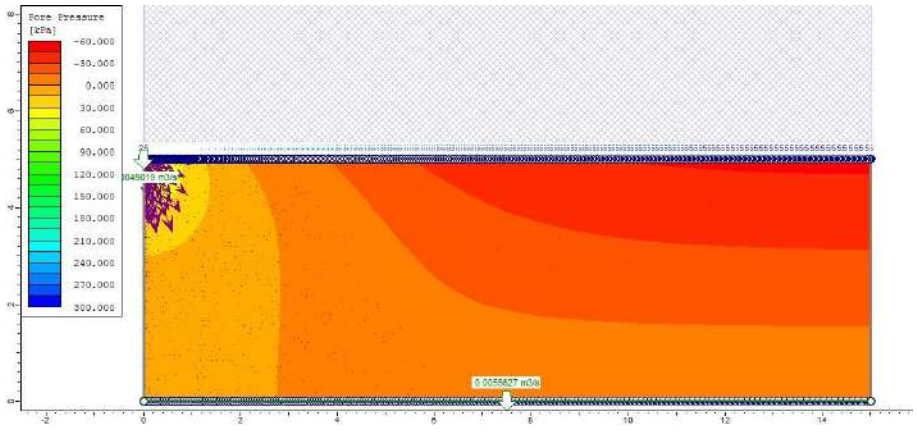


Figura 2. Resultados de poropressão para carga d'agua de 20 m e permeabilidade do solo de $1{,}00 \cdot 10^{-3}$ m/s.

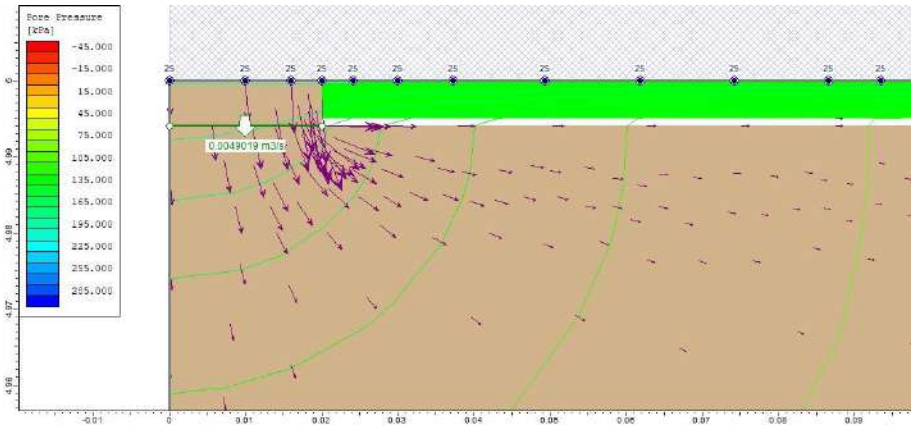


Figura 3. Detalhe na região do rasgo para carga d'agua de 20 m e permeabilidade do solo 1,00 · 10^{-3} m/s.

Já na Figura 4 e Figura 5 são apresentados os mesmos resultados para o caso de menor permeabilidade e maior carga hidráulica.

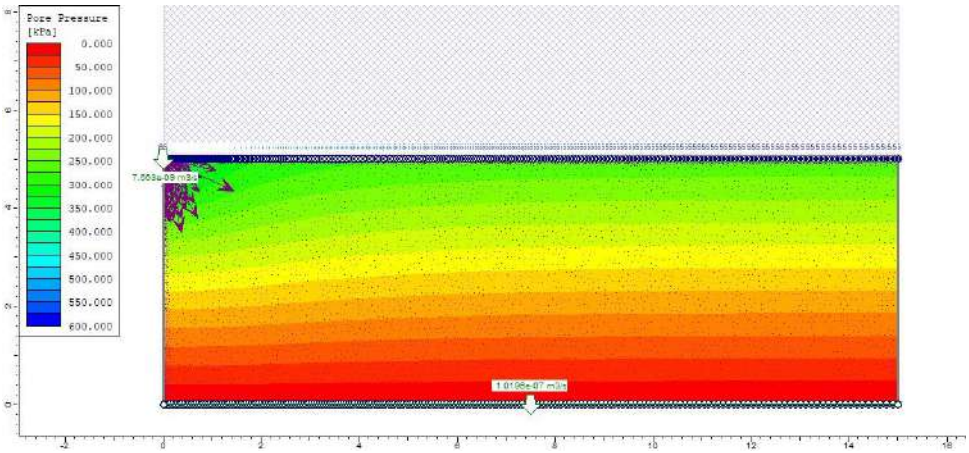


Figura 4. Resultados de poropressão para carga d'agua de 60 m e permeabilidade do solo de 1,00 · 10^{-9} m/s.

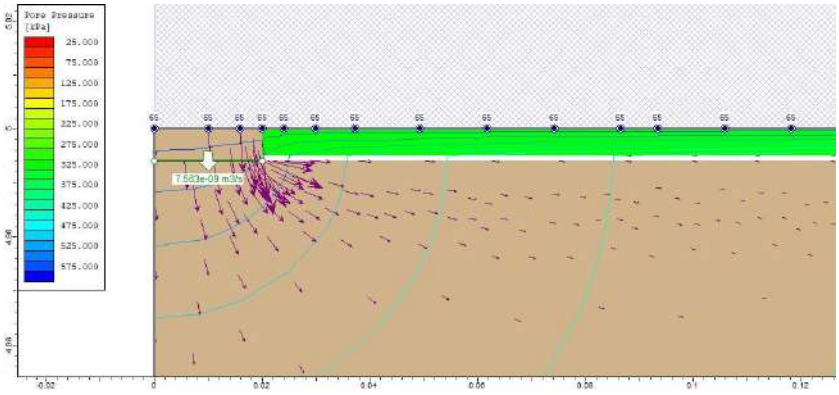
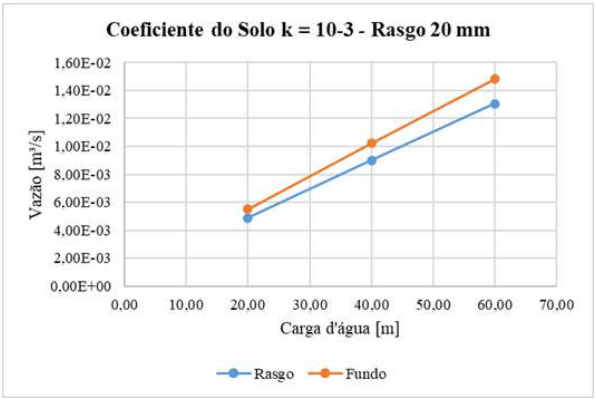


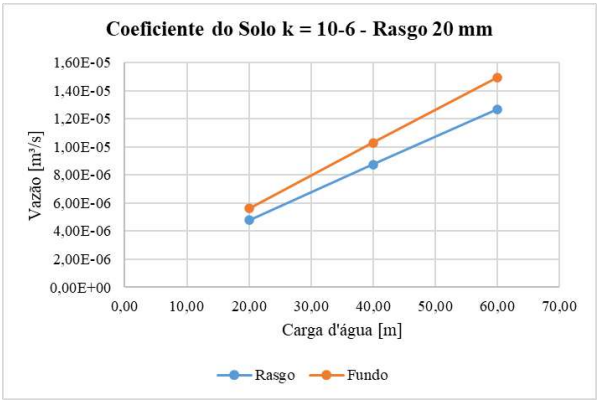
Figura 5. Detalhe na região do rasgo para carga d'agua de 60 m e permeabilidade do solo 1,00 · 10^{-9} m/s.

Para as condições estabelecidas e para o solo de coeficiente de permeabilidade a 1,00 · 10^{-3} m/s nota-se que a vazão aumenta de 4,90 · 10^{-3} m/s na carga d'água de 20 m para uma vazão de 1,31 · 10^{-3} m/s quando se tem uma carga d'água de 60 m, indicando um o aumento de vazão de 62%. Além disso, percebe-se também que a vazão passa a sofrer mudanças significativas em relação ao rasgo e ao fundo do modelo. Contudo, a poropressão permanece com a tendência de ser muito alta na região do rasgo e aumenta à medida que a carga d'água aumenta.

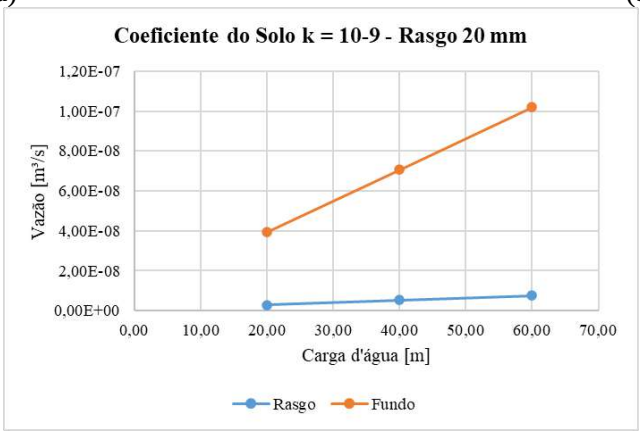
Nas Figura 4 são apresentadas as relações entre a vazão no rasgo e de fundo do modelo com a carga hidráulica para os três valores de permeabilidade, respectivamente. Em todos os casos percebe-se uma relação crescente linear.



(a)



(b)



(c)

O solo de coeficiente de permeabilidade de $1{,}00 \cdot 10^{-9}$ m/s, com a mudança da carga d'água de 20 m para 60 m, a vazão na região do rasgo aumentou de $2{,}91 \cdot 10^{-9}$ m/s para $7{,}56 \cdot 10^{-9}$ m/s, mantendo-se o aumento de vazão de aproximadamente 62%.

4 CONCLUSÕES

Este artigo teve como objetivo a proposição de um modelo numérico que simulasse as condições de fluxo por uma geomembrana danificada por um rasgo. Para isso foi criada uma geometria que associa o geossintético ao solo por meio de uma interface, com valor de transmissividade calculado analiticamente por meio de métodos empíricos.

Os resultados das análises paramétricas indicam que há relação direta entre o aumento da carga hidráulica e os valores de vazão e poropressão na região do rasgo. Além disso, foi possível quantificar os impactos da variação do coeficiente de permeabilidade do solo nos valores medidos.

É interessante observar que, como o cálculo da interface solo-geomembrana depende da permeabilidade do solo, o valor obtido é sempre inferior a permeabilidade do solo. Isso é importante para que no modelo numérico o fluxo seja direcionado principalmente para o solo, e não apenas para a interface.

Em todos os casos observa-se uma concentração de fluxo na frontreira entre o rasgo e a interface, o que poderia induzir ao aumento do dano na geomembrama. Este fenômeno é principalmente importante para os solos de menor permeabilidade, onde constata-se maiores valores de vazão associados a maiores valores de pororessões.

Como sugestão para estudos futuros, sugere-se simular modelos de geometrias reais e conduzir retroanálises de casos documentados na literatura de danos em geomembranas em estruturas geotécnicas.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos a Universidade Federal de Minas Gerais, a CAPES e ao CNPq pelo apoio e fomento a pesquisa.

5 REFERÊNCIAS

CARDONA, L. I. D. (2013). *Estudo de fluxo através de danos mecânicos em geomembranas. Dissertação de Mestrado,* Publicação G.DM-230/13, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 73 p.

CAMARGOS, C.S. (2022). *Análise numérica de vazamentos através de danos em geomembranas*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-345/2022, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 111 p.

CAZZUFFI, D. A., GIROUD, J. P., SCUERO, A. & VASCHETTI, G. (2010). *Geosynthetic barriers systems for dams. 9th International conference on geosynthetics*, Guarujá, Brasil, Vol. 1, p. 115-163.

COLMANETTI, J. P. (2006). *Estudos sobre a Aplicação de Geomembranas na Impermeabilização da Face de Montante de Barragens de Enrocamento*, Puclicação n° G.TD-037/2006, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 272 p.

GIROUD, J. P. (2016). *Leakage Control using Geomembrane Liners*. Soils and Rocks, São Paulo, 39 (3): 213-235

GIROUD, J.P. & BONAPARTE, R. (1989). *Leakage through Liners Constructed with Geomembranes*, Part I: Geomembrane Liners. Geotextiles & Geomembranes. v. 8, n. 1, p. 27-67.

GIROUD, J.P. & BONAPARTE, R. (1989). *Leakage through Liners Constructed with Geomembranes*, Part II: Composite Liners. Geotextiles & Geomembranes. v. 8, n. 2, p. 71- 111.

TOUZE-FOLTZ, N. & GIROUD, J. P. (2003). *Empirical equations for calculating the rate of liquid flow through composite liners due to geomembrane defects*. Geosynthetics International, 10, n. 6, p. 215–233.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/380

Avaliação do Ciclo de Vida de Canais Hidráulicos com Impermeabilização de Geomembrana

Luiza Viana Pretti
Graduanda em Engeharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, luizapreetti@gmail.com

Narciso Sena Fracaroli
Graduando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, narcisosenafracaroli@gmail.com

Mario René Rivera Osorto
Pesquisador, Universidade de Brasília, Brasília, marior.riverao@outlook.com

Giovanna Monique Alelvan
Professora, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, giovannaalelvan@etg.ufmg.br

RESUMO: A Análise de Ciclo de Vida (ACV) é uma metodologia que avalia sistematicamente o impacto ambiental de um produto, processo ou serviço ao longo de todo o seu ciclo de vida, desde a extração de recursos naturais até o descarte com o objetivo de identificar oportunidades de melhorias ambientais. Na engenharia geotécnica esta é uma importante ferramenta para realizar análises comparativas de soluções de projeto especialmente para considerar os impactos ambientais em diferentes categorias. Neste contexto, este trabalho visa analisar de forma comparativa o ciclo de vida de um projeto de um canal hidráulico impermeabilizado com geomembrana e outro com impermeabilização em concreto. O foco desta pesquisa foi na avaliação dos impactos ambientais nas principais categorias, como emissões de gases do efeito estufa, poluição do ar e da água, depleção da camada de ozônio, eutrofização, entre outros, utilizando a ferramenta OpenLCA. Os resultados indicam forte correlação dos impactos obtidos com as hipóteses adotadas durante a análise, o que permite ampliar a discussão da carência de dados primários adequados ao contexto brasileiro. Como conclusão, observou-se que esta é uma metodologia que pode ser amplamente utilizada na engenharia geotécnica, especialmente para priorização de soluções mais sustentáveis para a Geotecnia.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de Ciclo de Vida, Geotecnia Ambiental, Impactos Ambientais, Geossintéticos.

ABSTRACT: Life Cycle Assessment (LCA) is a methodology that systematically evaluates the environmental impact of a product, process, or service throughout its entire life cycle, from raw material extraction to disposal, aiming to identify opportunities for environmental improvements. In geotechnical engineering, this is a significant tool for conducting comparative analyses of design solutions, especially to consider environmental impacts across different categories. In this context, this study aims to comparatively analyze the life cycle of a project involving a waterproofed hydraulic channel with a geomembrane and another with concrete waterproofing. The focus of this research was on evaluating environmental impacts in key categories such as greenhouse gas emissions, air and water pollution, ozone layer depletion, eutrophication, among others, using the OpenLCA tool. The results indicate a strong correlation between the impacts obtained and the assumptions made during the analysis, thereby opening up discussion on the lack of adequate primary data for the Brazilian context. In conclusion, it was observed that this is a methodology that can be widely used in geotechnical engineering, particularly for prioritizing more sustainable solutions in Geotechnics.

KEYWORDS: Life Cycle Assessment, Environmental Geotechnics, Environmental Impact, Geosynthetics.

1 INTRODUÇÃO

Conforme definido pela Conferência das Partes (COP21), com o objetivo central de fortalecer a resposta global à ameaça das mudanças climáticas e reforçar a capacidade dos países em lidar com os impactos resultantes dessas mudanças, um novo acordo foi adotado entre os países envolvidos (OZTURK, 2023). Portanto, é necessário que os governos desses países tomem inciativas para atingir essas metas, buscando reduzir e evitar emissões que contribuam para o aumento da temperatura global.

Se tratando do âmbito da construção civil, o concreto é o material mais usado no mundo (THOMAS, 2022). A maior parte do concreto é composta de cimento. Todavia, a fabricação desse material é responsável por porcentagens significativas de emissão de CO2 em uma escala global (OZTURK, 2023). Assim, dados os objetivos acordados na COP, uma das formas de reduzir o lançamento gases do efeito estufa na atmosfera relativos à produção de concreto é procurar novos materiais que sejam capazes de desempenhar a mesma função e que sejam menos agressivos ao meio ambiente.

Os geossintéticos são vistos como materiais com potencial para reduzir as emissões de gases com efeito de estufa. Sua utilização teve origem na engenharia geotécnica, mas tem progredido através do surgimento de novas variações dos geossintéticos básicos originais. Com a sua função de barreira, têm sido bem-sucedidos na contenção de fluidos e podem ser utilizados como um revestimento único ou como parte de um revestimento composto (BIZJAK, 2018).

Assim, é importante avaliar alternativas de projetos que substituam a utilização de materiais poluentes como o concreto para materiais menos nocivos como os geossintéticos. Neste sentido, a Análise do Ciclo de Vida (ACV) é um método considerado eficiente nessa avaliação. Baseia-se numa análise sistemática dos impactos ambientais potenciais de qualquer produto, processo ou sistema ao longo do seu ciclo de vida (MORSY, 2022).

Portanto, o objetivo deste trabalho é comparar um projeto de impermeabilização de um canal de adução utilizando concreto com um projeto utilizando camadas de geossintéticos. A comparação foi realizada do ponto de vista ambiental, avaliando a eficiência da substituição da solução convencional, utilizando a metodologia de Análise de Ciclo de Vida e o software OpenLCA.

2 METODOLOGIA

2.1 Critérios ACV

A Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) tem como objetivo avaliar os impactos ambientais gerados ao longo de todo o ciclo de vida de um produto ou serviço. A metodologia surgiu devido a uma maior conscientização em relação à importância da proteção ambiental e impactos associados à fabricação e utilização de produtos. Ela é regulamentada pelas normas NBR ISO 14040:2009 e NBR ISO 14044:2009 (ABNT, 2009).

A ACV é desenvolvida a partir de quatro principais etapas, que se encontram descritas abaixo, conforme NBR ISO 14040:2009 (ABNT, 2009): (i) definição de objetivo e escopo: definição dos objetivos da ACV, determinação das fronteiras utilizadas na avaliação e estabelecer quais impactos ambientais serão avaliados; (ii) análise de inventário: compilação e quantificação de entradas e saídas do sistema do produto ao longo do seu ciclo de vida; (iii) avaliação de impactos: compreensão e análise da magnitude e relevância dos impactos ambientais potenciais do sistema do produto ao longo de seu ciclo de via; (iv) interpretação dos resultados: avaliação dos resultados da análise do inventário e da avaliação do impacto, que são utilizados como base para a tomada de decisões, definição de conclusões e recomendações relativas ao estudo realizado.

No presente estudo, foram utilizados os seguintes passos metodológicos: revisão bibliográfica, definição da seção típica de projeto, definição da unidade funcional do sistema, levantamento de quantitativos, seleção das bases de dados, condução da ACV no projeto com impermeabilização de concreto e no projeto com geomembrana, comparação entre os resultados obtidos em cada etapa.

A unidade funcional do sistema de produto é expressa como o volume de concreto e a área de geomembranas necessárias para que ambos impermeabilizem uma seção típica de um canal hidráulico. Os impactos ambientais gerados no processo e que serão analisados são: a emissão de gases do efeito estufa, a depleção da camada de ozônio, eutrofização e acidificação.

Para a análise foi utilizado o software *OpenLCA* - versão 2.1.0, onde realizou-se os cálculos a partir dos quantitativos obtidos para as duas soluções apresentadas. A avaliação se deu por meio de uma abordagem *cradle-to-practical-completion,* englobando desde a extração da matéria, passando pela fabricação dos materiais, instalação e transporte entres as etapas de produção. Para os cálculos, utilizou-se a metodologia TRACI 2.1, que utiliza fatores de caracterização que quantificam os impactos em unidades comuns de equivalência (*United State Environmental Protection Agency*). A Figura 1 apresenta o fluxograma com a fronteira do sistema de produto avaliado.

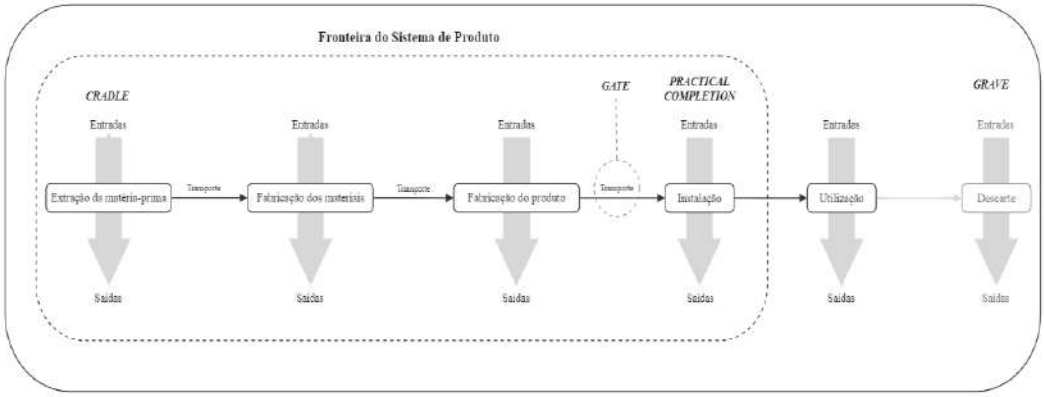


Figura 1. Fronteira do sistema de produto adotada (*cradle-to-practical-completion*)

A base de dados utilizada em quase toda a avaliação foi a desenvolvida *pela Federal Highway Administration,* uma agência pertencente ao Departamento de Transporte dos Estados Unidos. Já os dados referentes à produção dos geossintéticos foram retirados de EPD's (Declaração Ambiental de Produto) publicada pela *Naue.* Estas declaraçoes contém, além dos resultados das avaliaçoes de ciclo de vida realizadas, um detalhamento dos quantitativos considerados para cada produto. Este detalhamento servira como base para a caracterizaçao dos geossintéticos a partir da base de dados da FHA.

2.2 Estudo de caso: canal hidráulico

Na fase de produção dos materiais, foram incluídos os impactos ambientais gerados pelo processamento da matéria-prima dos geossintéticos, transporte da matéria prima até a fábrica e a energia gasta no sistema. A seção típica adotada é apresentada na Figura 2, e o detalhe da ancoragem na Figura 3. Assim, considerando-se uma extensão de 5 m e uma ancoragem de 1,5 m em cada uma das extremidades, foi estimado um revestimento para o canal composto por 115 m² de cada geossintético considerado.

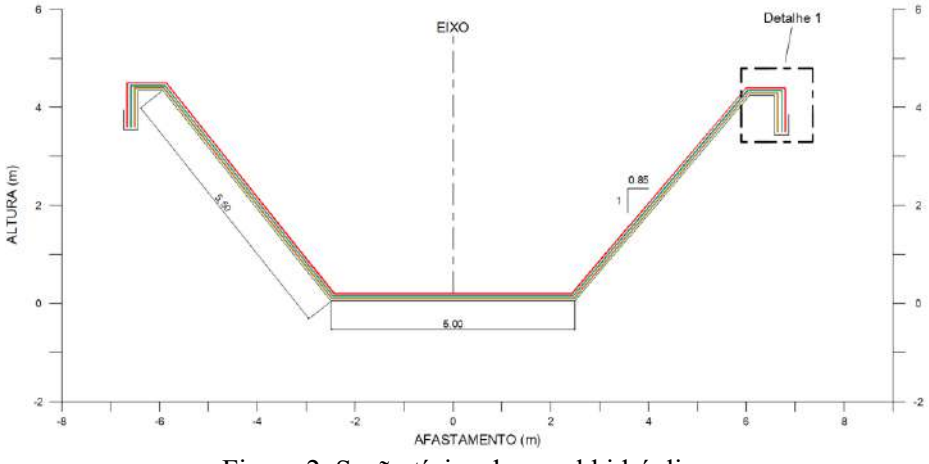


Figura 2. Seção típica do canal hidráulico.

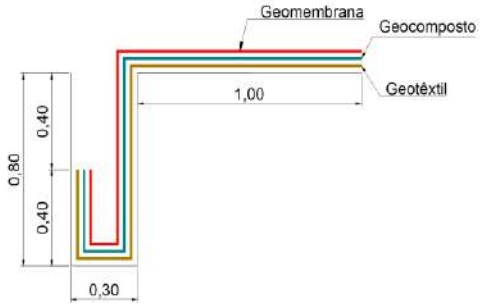


Figura 3. Detalhe na ancoragem da geomembrana.

No projeto em que se utiliza o concreto, consideraram-se apenas os materiais utilizados na sua produção, conforme disponível na base de dados. Porém, os agregados utilizados foram os encontrados dentro da base de dados, que representam de forma mais genérica os produtos em questão, não se atendo ao nível de detalhes utilizado no dimensionamento da estrutura. O traço calculado para o concreto por meio do método ACI e considerando os materiais apresentados na Tabela 1 foi de 1:1,51:2,67:0,45. Pela curva de Adams obtém-se uma relação água cimento de 0,45.

Tabela 1. Parâmetros utilizados no cálculo do traço do concreto

Fck do concreto	30 MPa
Abatimento do concreto	100 mm
Cimento CP II 32	3150 kg/m³
Areia grossa	MF = 3,00 mm
	2650 kg/m³
Brita 2	DMC = 32mm
	2750 kg/m³
	MU_{comp} = 1650 kg/m³

A Figura 4 indica a solução construtiva adotada para este cenário. Observa-se que além de se considerar uma secção de 20 m estendida em 5 m na longitudinal, tem-se uma espessura de 0,5 m de concreto sobre a face do canal, conforme informações de projeto. As quantidades de concreto necessárias foram estimadas a partir das Características do produto detalhadas anteriormente, embora a base de dados não permita entrar em um tal nível de detalhes quanto à sua natureza.

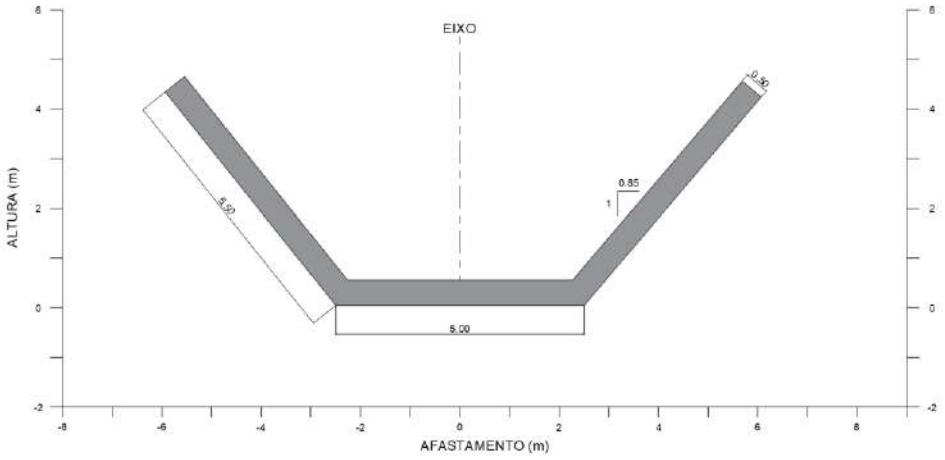


Figura 4. Seção típica – Impermeabilização com concreto.

A Tabela 2 apresenta os quantitativos dos materiais utilizados em cada solução, a partir da seção típica apresentada na Figura 2.

Tabela 2. Parâmetros utilizados no cálculo do traço do concreto

Material	Componente	Unidade	Quant.*
Concreto	Cimento	kg	433
	Brita 2	kg	1155
	Areia grossa	kg	656
	Água	L	195
Geomembrana	PEAD	g/m²	1715
Geocomposto	PVC	g/m²	873
	PEAD	g/m²	15
Geotêxtil	Polipropileno	g/m²	343

* as quantidades apresentadas são referentes à produção de 1m³ de concreto e 1m² de cada geossintético

Certas adaptações foram necessárias devido ao limite dos produtos disponiveis na base de dados selecionada. De acordo com as declarações ambientais dos geossintéticos, a geomembrana e o geocomposto são constituídos em partes por materiais reciclados. Todavia, neste estudo os geossintéticos foram considerados produzidos em sua totalidade por polímeros.

Além disso, considerando a obra num contexto brasileiro, onde a energia elétrica é gerada em sua grande maioria por usinas hidrelétricas (Tavares, 2023), toda a energia utilizada no processo foi considerada produzida por fontes hidráulicas. Todavia, devido à falta de bases de dados a energia necessária para produção e fabricação do concreto (fornos, misturadores, etc) não foi considerada na análise.

Na fase de instalação, para o caso do concreto, incluiu-se o aço aplicado na armação do revestimento do canal e as madeiras usadas como formas. Buscando maior sustentabilidade do projeto, foi considerado o reuso das formas de madeiras em cinco vezes (Bento, 2016). Por falta de informações, não foi considerado o vibrador utilizado no adensamento do concreto. Além disso, na etapa de instalação é realizada a armação do concreto, com isso, levou-se em consideração uma taxa de 100 kg por m³ de concreto. Para os geossintéticos considerou-se o combustível gasto pelos equipamentos de instalação, conforme fornecido pelas EPD's.

Na ACV da geomembrana, o transporte dos materiais engloba o deslocamento da matéria prima até a fabricação dos produtos, conforme especificado nas EPD's, e sua entrega até o consumidor final (ponto de instalação). No caso do concreto, o transporte considerado inclui apenas a fase de entrega do produto até a obra, devido à falta de dados com relação ao transporte das matérias-primas. A distância de transporte utilizada na análise foi de 15 quilômetros, sendo realizada em ambos os casos por caminhões movidos a diesel.

3 RESULTADOS

A partir da metodologia apresentada, os cálculos foram realizados por meio do software OpenLCA, conforme descrito na metodologia. Foram investigadas quatro categorias de impacto, sendo elas: aquecimento global (AQG), acidificação (ACD), depleção da camada de ozônio (DCO) e eutrofização (EUT). A Figura 5 sintetiza os resultados adquiridos por meio desta análise, a partir da comparação relativa, para cada indicador, dos resultados obtidos para o cenário de concreto armado.

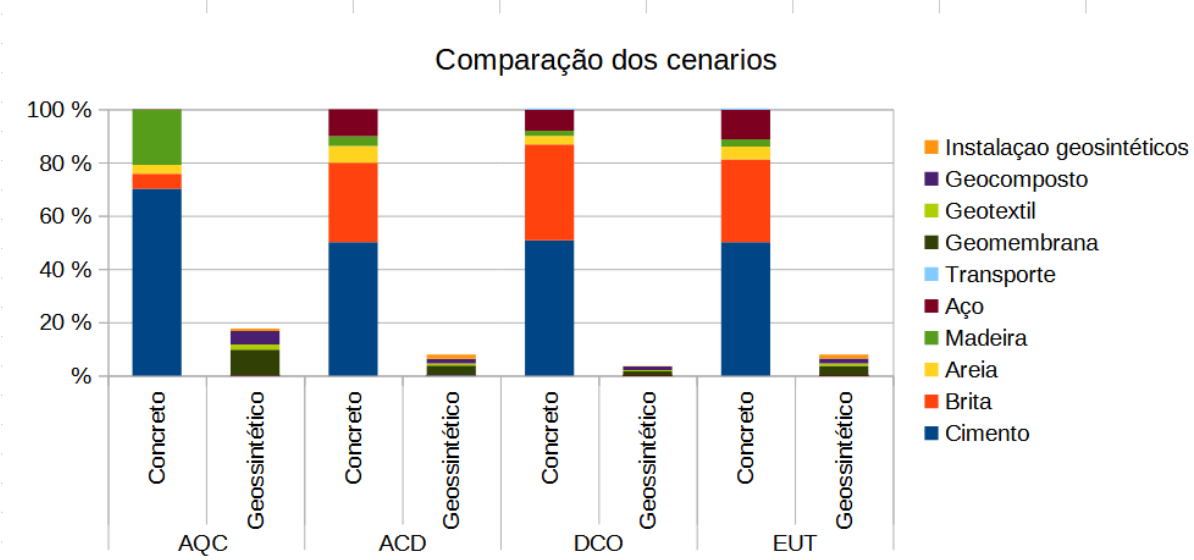


Figura 5. Comparação entre as soluções de impermeabilização para os indicadores selecionados.

Nota-se que a solução em que se emprega os geossintéticos apresentou um impacto equivalente a uma fração de 7 a 18% do seu equivalente em concreto. A diferença relativa foi especialmente importante sob o critério da depleçao da camada de ozônio, onde os impactos foram 93% inferiores. Por outro lado, a menor diferença relativa entre os dois cenários ocorreu no critério de aquecimento global, sendo ela ainda importante, de 82%. Os impactos ambientais calculados para a solução de revestimento com concreto armado são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Impactos ambientais gerados pelo uso do concreto

	AQG	**ACD**	**DCO**	**EUT**
	Kg CO2 eq	**kg SO2 eq**	**kg CFC-11 eq**	**kg N eq**
TOTAL	**4852**	**18,04**	**0,11 10-3**	**0,91**
Fabricação do concreto	3834	14,36	8,92E-5	0,70
Cimento	3402	10,74	7,82E-5	0,57
Brita	271	2,31	6,93E-6	0,09
Areia	160	1,31	4,13E-6	0,05
Lançamento e adensamento do concreto	1014	3,65	1,76E-5	0,21
Madeira	1010	3,64	1,76E-5	0,21
Aço	4	0,01	3,92E-9	0,0001
Transporte	4	0,02	2,44E-8	0,0012
Caminhão truck a diesel	4	0,02	2,44E-8	0,0012

O principal produto responsável pelos impactos ambientais do concreto foi o cimento utilizado, com uma contribuição indo de 60% com a acidificação a 70% com os indicadores de eutrofização e de mudança climática. Estes impactos vêm principalmente da produção do cimento, procedimento frequentemente indicado devido ao seu elevado impacto ambiental.

Ele foi seguido pelas madeiras utilizadas nas fôrmas, cujas contribuições aos impactos variaram de 16 a 23%. A principal fonte deste impacto, segundo a análise da base de dados, é a matéria-prima (madeira) utilizada na produção das tábuas, estando atrelado principalmente à energia gasta na extração e processamento

deste material. Esta observação reforça o interesse não somente econômico, mas também ambiental de otimizar-se o uso de fôrmas na construção, bem como de buscar alternativas à solução tradicional em madeira, em especial no contexto brasileiro, no qual as mudanças de uso da terra apresentam uma contribuição importante nas emissões do país. Finalmente, observa-se uma contribuição reduzida de elementos tais que o aço e o transporte.

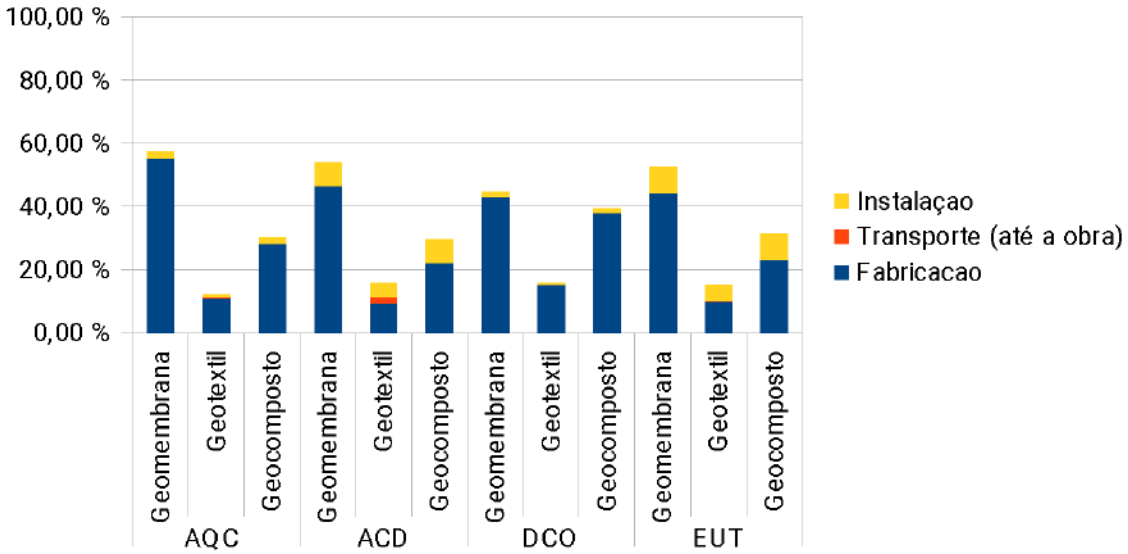


Figura 6. Contribuição de cada um dos geossintéticos no impacto total do cenário.

Nota-se que a geomembrana concentrou, em todos os indicadores, mais de 50% do impacto total da alternativa, principalmente devido à sua fabricação. Este fenômeno se justifica em parte devido aos elementos da tabela 2, conectados à unidade funcional escolhida, e em parte devido aos materiais empregados e à base de dados utilizada. Esta tabela mostra que a geomembrana apresenta maior quantidade de matérias-primas consideradas, com 1715 g/m2 de materiais considerados, contra menos de 900 g/m2 para os demais geossintéticos. Esta diferença produziria, para um mesmo material em todos os produtos, um resultado naturalmente maior para a geomembrana. Adiciona-se a esta questão a diferença de impacto ambiental de cada um dos materiais adotados, responsável em outra parte pelas diferenças observadas.

Os resultados mostram que a solução em que se utiliza a geomembrana atrelada aos outros geossintéticos como material impermeabilizante são gerados menos impactos ambientais se comparada à solução em que o concreto é utilizado.

Nota-se que a maior parte dos impactos gerados pelos geossintéticos são devidos aos materiais poliméricos utilizados em sua composição. Com relação ao concreto, a maior parte dos impactos gerados é devido a presença do cimento em sua composição. Além disso, as fôrmas de madeira produzem impactos significantes se comparado com o todo, ainda que seja reutilizada por 5 vezes.

Observa-se ainda que com a aplicação de materiais geossintéticos no projeto do canal, os impactos totais produzidos são menores que os gerados pelo concreto. Apesar da representatividade limitada da base de dados adotada quanto ao contexto brasileiro, o caráter genérico de muitos dos dados empregados permitiram de estabelecer-se uma ordem de grandeza suficiente para retratar-se o interesse na aplicação das soluções baseadas em geossintéticos nas obras geotécnicas nacionais.

5 CONCLUSÕES

Esta análise comparativa de ciclo de vida entre duas soluções de impermeabilização de canais hidráulicos, usando geossintéticos e concreto, revela que adotar a solução com geomembranas pode reduzir os impactos ambientais. Embora a produção de polímeros para geossintéticos seja uma fonte significativa de impacto negativo, a produção de cimento supera em termos de impactos ambientais.

No entanto, para uma avaliação mais precisa e representativa, é essencial contar com uma base de dados mais robusta, específica para o contexto brasileiro e incluindo materiais comuns em obras nacionais, além de equipamentos. Mesmo com o uso de três tipos de geossintéticos no projeto da geomembrana, os impactos permanecem menores do que os gerados pelo canal de concreto.

Destaca-se ainda a lacuna no investimento em pesquisas sobre os impactos da produção de materiais no Brasil. Preencher essa lacuna permitiria o desenvolvimento de estruturas menos prejudiciais ao meio ambiente por parte de empresas de engenharia e projetistas, alinhando-se às metas estabelecidas nas Conferências das Partes para combater as mudanças climáticas.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos a Universidade Federal de Minas Gerais, a CAPES e ao CNPq pelo apoio e fomento a pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 14040. Gestão ambiental – Avaliação do ciclo de vida – Princípios e estrutura. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 14044. Gestão ambiental – Avaliação do ciclo de Vida – Requisitos e orientações. Rio de Janeiro.

Bento, R. (2016). Análise do desempenho ambiental de estruturas de concreto armado: Uso da Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) no processo decisório do dimensionamento. Tese de doutorado, Programa de Pós-graduação em Arquitetura e Urbanismo, Instituto de Arquitetura e Urbanismo / USP, 217 p.

Bizjak, K. F., Lenar, S. (2018) *Life cycle assessment of a geosynthetic-reinforced soil bridge system – A case study. Geotextiles and Geomembranes.* 46, p. 543-558

Morsy, K. M., Thakeb, H. (2022) *Comparative evaluation of the environmental impacts of geosynthetic Mechanically Stabilized Earth walls*. *Journal of Cleaner Production*, 374, p. 133912.

Ozturk, I., Razzaq, A., Sharif, A., Yu, Z. (2023) *Investigating the impact of environmental governance, green innovation, and renewable energy on trade-adjusted material footprint in G20 countries. Resources Policy*, 86, p. 104212.

Tavares, L. A. (2023). Matriz Elétrica Brasileira e as Tendências Futuras. RECIMA21 - Revista Científica Multidisciplinar - ISSN 2675-6218, 4(5), p. 453135.

Thomas, B. S.,Yang, J., Bahurudeen, A.,Chinnu, S.N., Abdalla, J.A., Hawileh, R.A., Hamada, H.M. (2022) *Geopolymer concrete incorporating recycled aggregates: A comprehensive review. Cleaner Materials*, 3, p. 100056.

United States Envarionmental Protection Agency (2012). *Tool for the Reduction and Assessment of Chemical and Other Environmental Impacts (TRACI) TRACI version 2.1.User's Guide.* Cincinnati

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/381

Avaliação Expedita do Potencial Dispersivo de Perfil de Solo Pertencente a Planície Interna Costeira Sul do Rio Grande do Sul

Régis Pinheiro Maria
Doutorando, Universidade Federal de Santa Maria – UFSM, Santa Maria/RS, Brasil, regis.pinheiro@furg.br

Cezar Augusto Burkert Bastos
Professor Dr., Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Rio Grande/RS, Brasil, cezarbastos@furg.br

Rinaldo José Barbosa Pinheiro
Professor Dr., Universidade Federal de Santa Maria – UFSM, Santa Maria/RS, Brasil, rinaldo@ufsm.br

Leonardo de Castro Rodrigues
Graduando, Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Rio Grande/RS, Brasil, regis.pinheiro@furg.br

RESUMO: A porção sul do Rio Grande do Sul, compreendida pela Planície Costeira Interna, é caracterizada pela ocorrência de solos com argilas dispersivas, materiais estruturalmente instáveis à ação da água, que podem se desagregar ou erodir facilmente. Nesta região são registrados diversos processos erosivos associados à dispersão de solos, envolvendo obras de engenharia e áreas de empréstimo inativas. Bastos (2004) ao avaliar o potencial dispersivo da fração fina destes solos, concluiu que são na maioria potencialmente dispersivos e que a dispersibilidade reduz com a evolução pedogenética do horizonte estudado. Logo, é justificada a exigência de uma investigação específica desta propriedade quando da utilização destes solos. Neste trabalho buscou-se identificar o platô de ocorrência de processos erosivos associados a esse perfil de solo, de modo a identificar os horizontes constituintes, avaliando visualmente a susceptibilidade a erosão, e em laboratório a partir da coleta de amostras indeformadas a partir do ensaio *crumb test*, regido pelas normas ASTM D6572/2012 e ABNT NBR 13601/2020. Com relação a dispersibilidade, os horizontes A e AB apresentaram comportamento não dispersivo, já os horizontes B e C apresentaram comportamento dispersivo de graus 3 e 4 respectivamente. Os resultados obtidos em laboratório corroboram com as observações de campo, em taludes expostos, onde os processos erosivos associados à dispersão da fração fina se mostram nitidamente mais acentuados nos horizontes B e C.

PALAVRAS-CHAVE: Solos dispersivos, *Crumb test,* erosão.

ABSTRACT: The southern portion of Rio Grande do Sul, comprised by the Inner Coastal Plain, is characterized by the occurrence of soils with dispersive clays, materials structurally unstable to the action of water, which can easily disaggregate or erode. In this region, several erosive processes associated with soil dispersion are recorded, involving engineering works and inactive loan areas. Bastos (2004), when evaluating the dispersive potential of the fine fraction of these soils, concluded that they are mostly potentially dispersive and that dispersibility reduces with the pedogenetic evolution of the studied horizon. Therefore, the requirement for a specific investigation of this property in the use of that land is justified. In this work, we sought to identify the plateau of occurrence of erosive processes associated with this soil profile, in order to identify the constituent horizons, visually evaluating the susceptibility to erosion, and in the laboratory from the collection of undisturbed samples from the crumb test, governed by ASTM D6572/2012 and ABNT NBR 13601/2020 standards. Regarding dispersibility, horizons A and AB showed non-dispersive behavior, while horizons B and C showed dispersive behavior of degrees 3 and 4, respectively. The results obtained in the laboratory corroborate the field observations, on exposed slopes, where the erosive processes associated with the dispersion of the fine fraction are clearly more accentuated in the B and C horizons.

KEYWORDS: Dispersive soils, Crumb test, erosion.

1 INTRODUÇÃO

A ocorrência de solos dispersivos abrange um grande número de regiões ao entorno do globo, isto por que, com relação à gênese, estes em geral se enquadram desde como solos residuais até como solos sedimentares. Os primeiros, decorrente do intemperismo de rochas de origem as quais possuíam uma grande quantidade de sódio. Já os segundos, como resultado da deposição de sedimentos marinhos, fontes comuns de sódio, ou pela ação do mar sobre depósitos existentes. Além destas possibilidades, é capaz ainda, de um solo vir a se tornar dispersivo em decorrência de precipitações que, por ventura, venham possuir uma maior quantidade de sódio dissolvido e, desta forma, difundir ao solo este elemento (TURKOZ, 2014).

Solos dispersivos são estruturalmente instáveis à água e podem se desintegrar ou erodir facilmente. Com isso, para o emprego destes em obras de engenharia ou quando as obras interferem em terrenos desta natureza, é de grande importância o conhecimento de suas propriedades bem como a utilização de técnicas adequadas, uma vez que sem estas precauções podem ocorrer sérios problemas de engenharia, com o colapso das obras e/ou grandes danos ambientais, como erosões e assoreamentos associados.

Dentre as problemáticas envolvendo esse tipo de solo, encontram-se, por exemplo a alta susceptibilidade a processos erosivos internos (*piping*) e externos, seja pelo fato de existir água pura e calma em sua proximidade ou devido ao impacto de gotas de chuva contra o próprio solo ou ainda um escoamento mais severo de água durante chuvas de maior intensidade (MÜLLER, 2001). Dessa forma, solos dispersivos estão sujeitos a criação de ravinas, voçorocas, taludes com geometria prejudicada, degraus e túneis. Cabe salientar a ação deste solo em outras áreas de abrangência como a agricultura e tratamento de águas, onde solos dispersivos com alta salinidade podem tornar o solo infértil ou no caso de tratamento de águas, acabar onerando o processo, devido à alta turbidez associada a dispersibilidade. (MIGUEL, 2020)

Na porção sul do estado, região compreendida pela Planície Costeira Sul verifica-se, na sua porção interna, a existência de um terraço aluvionar com ocorrência de solos dispersivos. Estes solos foram classificados pedologicamente como, Planossolo Háplico Eutrófico Solódico (IBGE, 1986), hoje relacionados a Planossolo Háplico (SX4) e Gleissolo Melânico (GM1), segundo o sistema de classificação vigente (EMBRAPA, 2006; XAVIER, 2017). Bastos (2004) ao avaliar o potencial dispersivo da fração fina destes solos, concluiu que são na maioria potencialmente dispersivos e que a dispersibilidade reduz com a evolução pedogenética do horizonte estudado. A Figura 1 apresenta alguns processos erosivos em curso na borda de transição do terraço aluvionar para os banhados fluviais.

Figura 1. Processos erosivos em curso, oriundos de escavação no local.

Diante disso, é de grande relevância uma investigação preliminar e expedita da ocorrência de argilas dispersivas frente a implementação de obras de engenharia, uma vez que são solos potencialmente erosivos e

de difícil regeneração, o que por sua vez, podem dificultar ou impedir a implementação de determinado empreendimento neste patamar de ocorrência.

2 METODOLOGIA

A realização desta investigação contou com duas fazes: a de campo e a de laboratório. Na etapa de campo buscou-se identificar e delimitar o platô de ocorrência do perfil pedogenético estudado, com isso foi possível definir os pontos de coleta tomando por base os processos erosivos já instalados no local ou nas proximidades. Foram coletadas 3 amostras indeformadas, de cada horizonte do perfil pedogenético, adentrando-se cerca de 50 cm da parte exposta, de modo a obter amostras preservadas sem a ação de agentes intempéricos, preservando as características e propriedades de cada material. Cada ponto foi devidamente identificado a partir das coordenadas geográficas bem como de registos fotográficos dos processos erosivos já instalados no local, conforme a Figura 2. De modo a manter o teor de umidade natural, as amostras foram envoltas em cinco camadas de filme plástico e posteriormente acondicionadas em recipientes térmicos, em laboratório foram mantidas em câmara úmida até o momento da realização dos ensaios.

Figura 2. Limpeza e preparação do perfil (a e b) e coleta das amostras indeformadas (c).

Na etapa de laboratório, a determinação expedita do potencial dispersivo de cada horizonte, foi realizada partir do ensaio *crumb test*, regido pelas normas ASTM D6572/2012 e ABNT NBR 13601/2020. Inicialmente foram moldadas três esferas com diâmetro entre 6 e 10mm, após as mesmas foram submersas, individualmente, em frasco do tipo Becker, contendo 150ml de água destilada, por 1h. Findado o período observou-se a reação da água parada em contato com cada uma das esferas.

A classificação do grau de dispersão é relativo a turbidez da água, onde:

- Grau 1 – não dispersivo – Não há reação, o torrão pode fraturar ou desmoronar, mas sem haver turbidez devido aos coloides suspensos na água. A sedimentação das partículas é determinada logo na primeira hora de ensaio.
- Grau 2 – levemente dispersivo – Pequena reação com leve turbidez devido a uma suspensão coloidal quase imperceptível ao redor da superfície do torrão.
- Grau 3 – moderadamente dispersivo – Reação moderada com uma nuvem de suspensão coloidal nitidamente visível ao redor do torrão.
- Grau 4 – altamente dispersivo – Reação forte com uma densa nuvem de suspensão coloidal.

De modo a considerar as variações de umidade em campo, os ensaios foram realizados em duas condições de umidade: no teor natural, conforme coletado no interior do perfil, e pós secagem ao ar por um período de 72h, no teor e umidade higroscópica. Tais condicionantes buscam avaliar o potencial dispersivo de

cada horizonte frente as variações intempéricas ocorridas em campo, principalmente quando o perfil pedogenético encontra-se exposto. Na Figura 3 são apresentadas as três esferas preparadas para o ensaio *crumb test*, na condição de umidade natural, o material pertence ao horizonte B. Na sequência têm-se o comportamento do material quando em contato com água destilada.

Figura 3. Preparação das amostras para o ensaio *crumb test* (a); amostra após 10 minutos de submersão em água destilada (b) e pós 1h de ensaio (c).

3 RESULTADOS

O grau de dispersão de cada um dos horizontes pedogenéticos estudados é apresentado na Tabela 1, onde foram consideradas as duas condições de umidade (natural e secagem prévia de 72h) bem como avaliada a suspensão coloidal após transcorridos 10 minutos de ensaio e ao final de 1 hora.

Tabela 1. Resultados do grau de dispersão obtidos no ensaio *crumb test*.

Condição do solo	Tempo de ensaio	Horizonte			
		A	AB	B	C
Umidade natural	10 minutos	1 / 1 / 2	1 / 2 / 2	3 / 2 / 3	4 / 2 / 4
	1 hora	1 / 1 / 1	2 / 1 / 2	3 / 3 / 3	4 / 3 / 4
Secagem 72h	10 minutos	1 / 1 / 1	1 / 1 / 2	4 / 2 / 4	4 / 4 / 3
	1 hora	1 / 1 / 1	1 / 1 / 2	4 / 2 / 4	4 / 4 / 3

O horizonte A apresentou grau médio de dispersão 1, em ambas as condições de umidade bem como durante o ensaio, com isso foi classificado com comportamento não dispersivo. Já o horizonte AB variou o grau de dispersão entre 1 e 2, sendo classificado como pouco dispersivo, como trata-se de um perfil pouco desenvolvido, os horizontes apresentam uma relevante variabilidade em sua composição física, o que acaba por justificar a variabilidade nos graus de dispersão.

Com relação ao horizonte B, as amostras na condição de umidade natural apresentam grau de dispersão 3, já as amostras secas apresentaram valores mais próximos do grau 4, indicando levemente uma maior suscetibilidade a dispersão e por consequência a erosão. No horizonte C o teor de umidade não apresentou grande relevância no comportamento dispersivo, observou-se pequena variação entre as amostras de mesma condição, por se tratar de um horizonte mais arenoso, residual e jovem.

De modo geral, o teor de umidade não apresentou grande influência na classificação do grau de dispersibilidade obtido a partir do ensaio *crumb test*, pois as pequenas variações observadas possivelmente ocorrem em função da composição mineralógica de cada horizonte. Quanto a suspensão coloidal, apenas o horizonte B apresentou variação significativa no grau de dispersibilidade após os 10 minutos de ensaio,

passando de um caracter moderadamente dispersivo para altamente dispersivo, justificando a análise da suspensão ao longo do ensaio.

Os resultados obtidos através do ensaio *crumb test*, corroboram com as observações feitas em campo, principalmente em taludes expostos, onde os processos erosivos assocados a dispersão da fração fina se mostram nitidamente mais acentuados nos horizontes B e C. O horizonte B apresenta-se como uma argila de moderado a alto grau de dispersibilidade, onde em campo se observou poças com grande quantidade de coloides em suspensão. O horizonte C apresentou alto grau de dispersibilidade e por consequência uma grande propensão a processos erosivos superficiais e internos, conforme apresentado na Figura 4.

Figura 4. Coloides em suspensão no horizonte B (a); horizonte C com processo de erosão laminar (b) e erosão interna (c).

4 CONSIDERAÇÕES

O presente trabalho apresentou uma avaliação expedita do potencial dispersivo de um perfil de solo localizado na área urbana da cidade de Pelotas/RS, para tal utilizou-se de ensaio *crumb test*, associado a observações locais de modo a relacionar os resultados obtidos em laboratório com o comportamento em campo. O conhecimento do potencial dispersivo é de grade relevância, uma vez que segundo Camapum de Carvalho et al (2015) quando há indiciativo de dispersão, provavelmente trata-se de um solo facilmente erodível, sendo o inverso não necessariamente verdadeiros, ou seja, um solo erodível pode ser classificado como não dispersivo, relação observada em campo, tendo em vista as feições erosivas identificadas ao longo da investigação. Bastos (2004) ao avaliar o potencial dispersivo da fração fina destes solos, concluiu que são na maioria potencialmente dispersivos e que a dispersibilidade reduz com a evolução pedogenética do horizonte estudado.

A maior parte dos processos erosivos identificados encontram-se nos bordos do terraço, tendo em vista a declividade acentuada do relevo. Esse perfil de solo apresenta boa estabilidade a erosão quando preservada a cobertura vegetal, a partir do momento em que ocorre a retirada da mesma inicia-se um processo erosivo gradativo, com a formação de pequenas ravinas, evoluindo para processos internos e até mesmo voçorocas.

Na região existem diversos processos retro erosivos ativos, oriundos da extração do horizonte B para uso como matéria-prima na fabricação de artefatos cerâmicos para a indústria da construção civil (telhas e blocos), além de áreas de empréstimos empregadas na construção da barragem de abastecimento de água da cidade. Nestes locais a remoção dos horizontes superficiais promoveu a exposição do horizonte C, como se trata de um solo residual jovem, pobre em matéria orgânica e com concentração de sódio, a autorregeneração da vegetação acaba não ocorrendo, propiciando grandes áreas degradadas.

Outro fator importante é a implantação de obras de engenharia, uma vez que os processos erosivos podem prejudicar ou até mesmo danificar as obras de infraestrutura, tendo em vista o carreamento de sedimentos a partir do escoamento laminar, obstruindo tubos e caixas de passagem da drenagem pluvial ou até mesmo processos erosivos internos, capazes de romper tubulações e provocar despendimento e instabilidade em taludes de corte.

O referido trabalho trata-se do início de um estudo que busca compreender melhor o fenômeno da dispersibilidade em argilas em terraços aluvio-lagunares da Planície Costeira, tendo em vista a carência de estudos locais relacionados a temática. Somente com esse maior entendimento, técnicas mais efetivas de mitigação dos processos erosivos e de assoreamento associados poderão ter efeito.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International (2012). ASTM D6572: *Standard Test Methods for Determining Dispersive Characteristics of Clayey Soils by the Crumb Test.*

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 13601. *Solo - Avaliação Da Dispersibilidade de Solos Argilosos Pelo Ensaio Do Torrão (Crumb Test).* Rio de Janeiro.

Bastos, C. A. B. (2004) Estudos recentes conduzidos na FURG sobre solos alternativos para pavimentação econômica e obras de terra na Planície Costeira Sul. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.4.

Camapum de Carvalho, J. et al. (2015) Solos não saturados no contexto geológico. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. São Paulo, 759 p.

EMBRAPA. (2006) Centro Nacional de Pesquisas de Solos. Sistema Brasileiro de Classificação de Solos. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. Editora EMBRAPA-SPI, 2. ed., Rio de Janeiro, RJ, 306 p.

IBGE. (1986) Folha SH 22 - Porto Alegre e parte das Folhas SH 21 - Uruguaiana e SI 22 - Lagoa Mirim: geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação, uso potencial da terra. Rio de Janeiro.

Miguel, G. D.; Festugato, L. (2020) Uso de resíduos e subprodutos na estabilização sustentável de um solo dispersivo e sulfatado. Holos Environment, n.21, p.23-46.

Müller, V. (2001) *Solos dispersos e problemas de erosão em obras de engenharia na planície costeira do estado do Rio Grande do Sul.* Dissertação Mestrado em Ciências, Departamento de Solos, Faculdade de Agronomia Eliseu Maciel, Universidade Federal de Pelotas / UFPel.

Turkoz, M.; savas, H.; acaz, A.; tosun, H. (2014) The effect of magnesium chloride solution on the engineering properties of clay soil with expansive and dispersive characteristics. Applied Clay Science, v.101, p.1-9.

Xavier, S. C. *Mapeamento geotécnico aplicado ao planejamento do uso e ocupação do solo da cidade de Pelotas: estudo voltado à expansão urbana.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul / UFRGS.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/382

Camada de cobertura oxidativa para redução da emissão do gás metano em áreas de disposição final de resíduos sólidos urbanos

Rafaella de Moura Medeiros
Mestra em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, Recife, Brasil, rafaella.moura@ufpe.br

Adjane Damasceno de Oliveira
Doutora em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, Recife, Brasil, adjanedeoliveira@gmail.com

Antônio Italcy de Oliveira Júnior
Doutor em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, Recife, Brasil, antonio.italcy@ufpe.br

Maria Odete Holanda Mariano
Doutora em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, Recife, Brasil, odete.mariano@ufpe.br

José Fernando Thomé Jucá
Doutor em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, Recife, Brasil, jucah@ufpe.br

RESUMO: As camadas de cobertura oxidativa nos locais de disposição final desempenham um papel crucial na mitigação dos gases de efeito estufa (GEE) e nas mudanças climáticas. Essas camadas promovem a oxidação do metano (CH_4), principal GEE emitido em aterros sanitários, aterros controlados e lixões, convertendo-o em dióxido de carbono (CO_2), que possui menor potencial de aquecimento global. Reduzir as emissões de CH_4 é essencial, visto que é aproximadamente 28 vezes mais poluente que o CO_2 em um período de 100 anos. Além disso, as camadas de cobertura oxidativa contribuem para a minimização das emissões fugitivas de CH_4, controlando o fluxo de biogás e promovendo condições favoráveis para o crescimento de bactérias metanotróficas, responsáveis pela oxidação do CH_4. Essa estratégia é fundamental para atender aos compromissos de redução de emissões estabelecidos nos acordos internacionais, como o Acordo de Paris, e para enfrentar os desafios das mudanças climáticas globais. Investir na implementação e aprimoramento das camadas de cobertura oxidativa contribui para mitigar os impactos das emissões de GEE nos locais de disposição final, cooperando para um futuro mais sustentável e resiliente.

PALAVRAS-CHAVE: oxidação de gases, biocobertura, bactérias metanotróficas, geotecnia ambiental.

ABSTRACT: Oxidative cover layers at final disposal sites play a crucial role in mitigating greenhouse gases (GHG) and climate change. These layers promote the oxidation of methane (CH_4), the main GHG emitted in landfills, controlled landfills and dumpsites, converting it into carbon dioxide (CO_2), which has a lower global warming potential. Reducing CH_4 emissions is essential, as it is approximately 28 times more polluting than CO_2 over a 100-year period. Furthermore, the oxidative cover layers contribute to minimizing fugitive CH_4 emissions, controlling the flow of biogas and promoting favorable conditions for the growth of methanotrophic bacteria, responsible for the oxidation of CH_4. This strategy is essential to meet the emissions reduction commitments established in international agreements, such as the Paris Agreement, and to face the challenges of global climate change. Investing in the implementation and improvement of oxidative coverage layers is essential to mitigate the impacts of GHG emissions at final disposal sites and contribute to a more sustainable and resilient future.

KEYWORDS: gas oxidation, biocover, methanotrophic bacteria, environmental geotechnics.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com o relatório do Banco Mundial, a população terrestre gerou cerca de 2,01 bilhões de toneladas de resíduos sólidos urbanos (RSU) no ano de 2016, e cerca de 33% desse montante não recebeu o gerenciamento de maneira correta. Estima-se que, para o ano de 2050, haja um incremento nessa na geração e que os valores globais devam atingir o patamar de 3,40 bilhões de toneladas anuais (Kaza et al., 2018).

E, conforme apresentado no Diagnóstico Temático do Manejo dos Resíduos Sólidos Urbanos do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS), do ano de 2023 com referência ao ano de 2022, no Brasil foram geradas 63,8 milhões de toneladas de RSU, das quais 62,5 foram dispostas em aterros sanitários (73,7%), aterros controlados (11,9%) e lixões (14,3%) (SNIS, 2024). O Brasil, assim como muitos países em desenvolvimento, caminha, a passos lentos, para o encerramento dos lixões e dos aterros controlados. De acordo com o Plano Nacional de Resíduos Sólidos (Planares) e com o Programa Nacional Lixão Zero, ao final do ano de 2018, existiam mais de 3.000 locais que não atendiam ao preconizado na legislação (MMA, 2022).

O setor de resíduos sólidos emitiu 2,14 milhões de toneladas de metano ($MtCH_4$), cerca de 59,86 milhões de toneladas de gás carbônico equivalente ($MtCO_2e$), no mundo, no ano de 2022; ressalta-se que tal conversão utilizou o poder poluidor do metano (CH_4) (SEEG, 2024). Constatou-se, por meio do histórico de dados do SEEG, que houve um crescimento contínuo ao longo dos anos, da ordem de 426% entre os anos de 1990 e 2022. Nesse contexto, Nisbet et al. (2020) ressaltam a necessidade de ações urgentes para que as emissões de CH_4 estejam alinhadas com o proposto no Acordo de Paris e com os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS), por exemplo.

O processo de disposição final dos resíduos sólidos em aterros sanitários, com o decorrer do tempo, em ambiente anaeróbio, gera lixiviado e gases, sendo esse último comumente conhecido como biogás (Scheutz et al., 2009; Scheutz et al., 2011). O biogás é composto, principalmente, pelos gases CH_4 e CO_2, na proporção de 50-60% e de 40-50%, respectivamente (Scheutz et al., 2009; Zhang et al., 2013; Duan; Scheutz; Kjeldsen, 2022). Destaca-se que a geração de tais gases também é reportada em locais de disposição final inadequados, como os aterros controlados e os lixões.

Ambos os gases são considerados gases de efeito estufa (GEE); e, a estimativa é que o CH_4 seja 28 vezes mais poluente que o CO_2 para um período de 100 anos (IPCC, 2021; USEPA, 2021). Nesse contexto, Duan, Scheutz e Kjeldsen (2022) ressaltam que apesar dos diversos esforços para que haja a captura e utilização do CH_4 nos aterros sanitários, a emissão por parte destes nunca é completamente evitada, devendo haver o estabelecimento de outras medidas de mitigação, como as camadas de cobertura oxidativa.

A camada de cobertura oxidativa, um dos tipos de camada de cobertura final alternativa em áreas de disposição de RSU, consiste em uma mistura entre o solo e o composto orgânico estabilizado que, por meio das bactérias metanotróficas, possui a capacidade de oxidar o CH_4 em CO_2, resultando na mitigação da emissão incontrolada do metano. Tais camadas possuem, também, uma capacidade maior de retenção de água, resultando na minimização do surgimento de fissuras. Assim, a camada de cobertura oxidativa tem se apresentado como uma alternativa frente à necessidade de materiais adequados para o recobrimento das massas de resíduos sólidos, além de contribuir para redução de emissão de gases relacionados às mudanças climáticas (Thomasen; Scheutz; Kjeldsen, 2019; Ahmadi et al., 2020).

2 OBJETIVO

O estudo desenvolvido por meio deste trabalho teve por objetivo evidenciar a aplicabilidade da camada de cobertura oxidativa em locais de disposição final de RSU com vista à redução da emissão do CH_4 e, consequentemente, atendimento aos acordos para a atenuação do aquecimento global e das mudanças climáticas.

3 METODOLOGIA

O trabalho foi estruturado por meio de realização do estado da arte em 03 (três) temáticas distintas, mas que se correlacionam em prol do objetivo elucidado no item acima, a saber: 1. questões climáticas; 2. emissões fugitivas provenientes de locais de disposição final, e 3. camada de cobertura oxidativa.

Para tanto, realizou-se a consulta a trabalhos publicados em âmbito nacional e internacional, além do acesso aos acordos, leis e documentos relacionados ao assunto, consulta a relatórios e documentos dos principais órgãos nacionais e internacionais envolvidos com as temáticas informadas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

De acordo com os levantamentos realizados tem-se a apresentação dos itens a seguir elencados, em que se faz o destaque para o quão crucial é a redução da emissão dos GEE em prol da mitigação dos impactos negativos e proteção de um futuro sustentável para as gerações futuras.

4.1 Efeito estufa e aquecimento global

O CH_4 é o segundo gás de efeito estufa, de origem antropogênica mais abundante na atmosfera, antecedido somente pelo CO_2 e os aterros sanitários são uma das principais fontes antropogênicas de emissão de GEE. Deste modo, as emissões do biogás para a atmosfera nestas estruturas possuem uma parcela de contribuição para o aquecimento global (Wickramarachchi et al., 2011).

Assim, as mudanças no sistema climático tendem a se tornarem maiores e mais intensas devido ao aumento do aquecimento global; dentre essas: aumento na frequência e intensidade de extremos quentes, ondas de calor marinhas, precipitação intensa, secas agrícolas e ecológicas (em algumas regiões), aumento na ocorrência de ciclones tropicais intensos e reduções no gelo marinho do Ártico (IPCC, 2022).

No sentido de entender as ações tomadas acerca do tema, verificou-se que, no âmbito do cenário mundial, desde 1992, com a assinatura da Convenção-Quadro das Nações Unidas sobre Mudanças Climáticas, tem se preocupado com a pauta dos impactos ocasionados pelos GEE; onde destaca-se ainda a realização das Conferências das Partes (COP), em especial, a COP-3, a COP-13, a COP-21, a COP-26 e a COP-27. Na agenda nacional, faz-se o destaque, de forma breve, para a Lei Federal nº 12.114 (2009), que versa sobre a criação do Fundo Nacional sobre Mudança de Clima (FNMC); Lei Federal nº 12.187 (2009), estabelecendo a Política Nacional de Mudança do Clima (PNMC); Decreto Federal nº 11.075 (2022), que estabelece os procedimentos para a elaboração dos Planos Setoriais de Mitigação das Mudanças Climáticas e institui o Sistema Nacional de Redução de Emissões de Gases de Efeito Estufa (Sinare). Em adição, ressalta-se que o Brasil elaborou o Plano Nacional de Adaptação à Mudança do Clima (PNA), em 2016.

No escopo da Agenda 2030, assinada na COP-21, que trata dos ODS, destaca-se que, além do ODS13 – Ação contra a mudança global do clima, para o setor de resíduos sólidos podem ser incorporados o ODS11 – Cidades e comunidades sustentáveis, o ODS12 – Consumo e produção responsáveis e o ODS17 – Parcerias e meios de implementação. Em adição, o Sexto Relatório de Avaliação do IPCC, ressalta que manter o aumento da temperatura global em 1,5°C ainda é possível, mas apenas se houver ações de caráter imediato e efetivo. O mundo , em pior caso, deverá ter o pico das emissões de GEE até 2025 (sendo este o ano limite para eventuais aumentos nas emissões), reduzir essas emissões quase pela metade até 2030, atingir o zero líquido até meados do século e, ao mesmo tempo, assegurar uma transição justa e equitativa (IPCC, 2022).

Para minimizar essas emissões, ações devem ser tomadas em todas as áreas, como a redução de emissões gasosas em aterros sanitários, não apenas em operação, mas também nos encerrados, o que demonstra que o uso de camadas de coberturas eficientes pode colaborar para mudança positiva do cenário.

4.2 Emissões fugitivas

Mesmo que haja um sistema de coleta/extração do biogás nos aterros, uma parcela ainda continua sendo emitida pela camada de cobertura, e, por vezes, com valores significantes (Spokas et al., 2006; Börjesson; Samuelsson; Chanton, 2007).

De acordo com a United States Environmental Protection Agency (USEPA), Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos, mesmo que haja sistemas de captura e queima do CH_4 nos aterros sanitários, cerca de 25% do CH_4 produzido é emitido na atmosfera através da camada de cobertura (USEPA, 2010).

Estas emissões variam com o tempo e o espaço e são influenciadas por fatores externos e internos, como precipitação pluviométrica, pressão atmosférica, umidade do solo e presença de fissuras (caminhos preferenciais de fluxo) na camada de cobertura, bem como as técnicas operacionais usadas no aterro sanitário

(Bian; Xin; Chai, 2018; Damasceno; Carvalho; Machado, 2019; Huang et al., 2022). Além da emissão dos gases por meio das fissuras, têm-se como pontos vulneráveis, em termos de emissões, o sistema de coleta de lixiviado e os vazamentos nas tubulações do sistema de coleta dos gases (Huang et al., 2022).

Neste sentido, Kim (2016) destaca a importância de se realizar o monitoramento dessas emissões, uma vez que são necessárias para a determinação dos impactos ambientais e os riscos à saúde humana. Maciel (2009) adiciona ainda que por meio desse monitoramento é possível quantificar as emissões fugitivas de CH_4 e, deste modo, determinar a eficiência das camadas de cobertura e do sistema de coleta de gases.

As emissões fugitivas nos aterros sanitários variam na faixa de 0 – 5400 ($g.m^{-2}.dia^{-1}$), como reportado por diversos autores em seus estudos, a citar Di Bella, Di Trapani e Viviani (2011), Maciel e Jucá (2011), Scheutz et al. (2014), Damasceno, Carvalho e Machado (2019) e Li et al. (2020).

Ao se analisar as emissões provenientes de uma camada de cobertura convencional (apenas solo) e de uma camada de cobertura oxidativa, a investigação de Lopes (2011) apresentou que a faixa de variação de emissão de CH_4 na camada de cobertura convencional foi de 0,0 a 984,70 $g.m^{-2}.dia^{-1}$, e nas camadas oxidativas foi de 0,0 a 151,90 $g.m^{-2}.dia^{-1}$. Do mesmo modo, de acordo com os estudos realizados por Oliveira (2013), a camada convencional apresentou fluxos de CH_4 nos valores de 1,72 a 122,97 $g.m^{-2}.dia^{-1}$ e na camada oxidativa de 0 a 6,75 $g.m^{-2}.dia^{-1}$.

4.3 Camada de cobertura

As camadas de cobertura final dos locais de disposição final de RSU devem ser projetadas e instaladas de modo a garantir uma manutenção adequada e resistência aos processos de erosão, recalques dos resíduos e fenômenos de subsidência.

A camada de cobertura final possui diversas finalidades: minimização da geração de lixiviado na massa interna de resíduos por meio do controle de infiltração de águas de chuva; controle do fluxo do biogás produzido por processos de digestão anaeróbia no interior da massa de resíduos; isolamento da massa de resíduos do ambiente externo; evita a dispersão de materiais de baixo peso ocasionada pela ação do vento; impede a presença de vetores que transmitem doenças, tais como, insetos, pássaros e ratos; e permite o crescimento de vegetação após sua instalação (Cossu; Muntoni; Cappai, 2000; Marinho; Teixeira, 2013).

Dentre os tipos de camada de cobertura tem-se a convencional e as alternativas. Esta primeira consiste em sistemas formados por solos argilosos ou solos argilosos com geossintéticos. Já as camadas alternativas utilizam materiais e sistemas de funcionamento/operação que variam a depender, principalmente, das condições climáticas do local e da oferta dos materiais.

4.3.1 Camada de cobertura oxidativa

Huber-Humer, Gebert e Hilger (2008) e Ahmadi et al. (2020) definem que a camada oxidativa ou biocobertura é a camada que possibilita condições ambientais para o crescimento das bactérias metanotróficas, para fins de realização da oxidação do CH_4, sendo um meio poroso e biologicamente ativo. Duan, Scheutz e Kjeldsen (2022) ressaltam ainda que esse meio deve ser rico em material orgânico, como o composto orgânico.

Thomasen, Scheutz e Kjeldsen (2019) e Ahmadi et al. (2020) destacam que as camadas de cobertura oxidativa têm se mostrado como uma estratégia eficiente para a mitigação de GEE pelos aterros sanitários. Feng et al. (2017) enfatizam a importância do uso da camada oxidativa, especialmente para aterros sanitários de pequeno porte e/ou antigos, onde a instalação de um sistema de coleta de gás pode não ser financeiramente viável devido à baixa quantidade de gases gerados.

Scheutz et al. (2009), Feng et al. (2017) e Garbo e Cossu (2017) também reforçam, que o sistema de cobertura oxidativa é uma das tecnologias mais econômicas disponíveis para mitigar as emissões fugitivas de CH_4 nos aterros sanitários.

Durante o processo de transição do gás para a atmosfera, o mesmo necessita atravessar a camada de cobertura, deste modo, as bactérias metanotróficas, na presença de O_2, realizam a oxidação do CH_4, apresentando como produtos o CO_2 e a água (H_2O) (Abichou et al. 2009).

As bactérias metanotróficas são um grupo de bactérias obrigatoriamente aeróbias que realizam a oxidação do CH_4 produzindo CO_2 e H_2O, como é apresentado na equação 1 (Reddy et al., 2014). Alguns autores, como Salim (2011) e Majdinasab e Yuan (2017), ainda adicionam os subprodutos como a biomassa

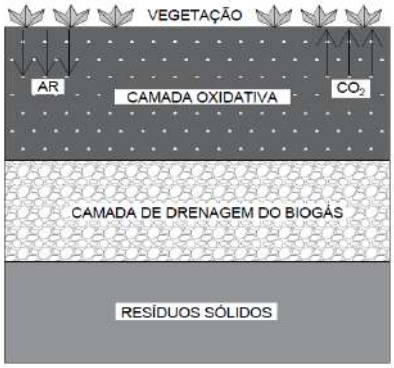
celular (consequência do desenvolvimento das bactérias) e energia (na forma de calor, por ser uma reação exotérmica) a Equação 1.

$$CH_4 + 2O_2 \rightarrow CO_2 + 2H_2O \quad (1)$$

Chavan e Kumar (2018) ressaltam que o fator de maior importância para a eficiência da oxidação do CH_4 é a disponibilidade de O_2, e destacam também a ligação que existe entre essa oferta de O_2 e a permeabilidade ao gás da camada.

Uma configuração de layout da camada de cobertura oxidativa é apresentada na Figura 1, que consiste em uma camada de distribuição altamente porosa acima da massa de resíduos sólidos, podendo ser cascalho ou brita, seguida de uma camada que possua a mistura do solo com o composto orgânico, sendo nessa camada realizada a oxidação do CH_4 (Abushammala et al., 2014).

Figura 1 – Exemplo de sistema de camada de cobertura oxidativa



Fonte: Adaptado de Abushammala et al. (2014).

Garbo e Cossu (2017) também apontam que tal tipo de camada exige baixos custos de manutenção e mão de obra, sendo assim, adequada para países desenvolvidos, em desenvolvimento ou subdesenvolvidos. Porém, é necessário que estas sejam projetadas e modificadas para cada local onde estão inseridos os depósitos de resíduos, o que acarretaria demandar esforços significativos de pesquisa e desenvolvimento.

Um destaque pode ser dado aos países que se encontram em desenvolvimento e que tentam encerrar os lixões e os aterros controlados. A camada de cobertura oxidativa apresenta-se como uma alternativa atrativa para reduzir as emissões de GEE, uma vez que permite usufruir dos créditos de carbono e reduz os riscos para a comunidade. Além disso, se comparada com outros métodos de recobrimento, os geossintéticos, por exemplo, apresenta a vantagem de possuir materiais disponíveis na própria região e não demanda mão de obra técnica especializada (Abichou, 2020).

Ao se trazer este dado para a realidade brasileira é possível destacar a significativa quantidade de lixões que precisam ser remediados, pois estes também se caracterizam como responsáveis pela emissão de CH_4.

Cabe ainda elencar que para o devido funcionamento e eficiência da camada de cobertura é necessário que alguns fatores sejam levados em consideração. De acordo com Gebert, Groengroeft e Pfeiffer (2011) estes fatores são regulados pela combinação das propriedades físicas e químicas dos materiais de cobertura, fluxo dos gases e condições climáticas.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No cenário mundial, em que a necessidade da redução da emissão dos GEE encontra-se cada vez mais evidente, o uso das camadas de cobertura oxidativa em locais de disposição final de RSU pode significar um ganho para o meio ambiente e sociedade. A implementação de camadas de cobertura oxidativa emerge como uma estratégia eficaz de mitigação e adaptação às mudanças climáticas. Essas camadas, compostas por uma mistura de solo e composto orgânico, promovem a oxidação do CH_4 em CO_2, reduzindo assim as emissões

fugitivas de GEE. Além disso, contribuem para a retenção de água e minimizam a formação de fissuras, melhorando a eficiência do recobrimento dos resíduos sólidos.

A camada de cobertura oxidativa é apontada como uma alternativa viável para países em desenvolvimento, como o Brasil, que enfrentam desafios na gestão adequada de resíduos sólidos e na redução das emissões de GEE. Portanto, mostra-se importante investir nessa tecnologia como forma de colaborar para o alcance de metas de sustentabilidade e das políticas e acordos sobre mudanças climáticas.

AGRADECIMENTOS

À Fundação de Amparo à Ciência e Tecnologia do Estado de Pernambuco (FACEPE) pela concessão da bolsa que permitiu o desenvolvimento e financiamento da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abichou, T.; Mahieu, K.; Yuan, L.; Chanton, J.; Hater, G. Effects of compost biocovers on gas flow and methane oxidation in a landfill cover. *Waste Management*, v. 29, n. 5, p. 1595-1601, 2009.

Abichou, T. Using methane biological oxidation to partially finance sustainable waste management systems and closure of dumpsites in the Southern Mediterranean region. *Euro-Mediterranean Journal for Environmental Integration*, v. 5, n. 1, p. 1-5, 2020.

Abushammala, M. F.; Basri, N. E. A.; Irwan, D.; Younes, M. K. Methane oxidation in landfill cover soils: a review. *Asian Journal of Atmospheric Environment*, v. 8, n. 1, p. 1-14, 2014.

Ahmadi, N.; Mosthaf, K.; Scheutz, C.; Kjeldsen, P.; Rolle, M. Model-based interpretation of methane oxidation and respiration processes in landfill biocovers: 3-D simulation of laboratory and pilot experiments. *Waste Management*, v. 108, p. 160-171, 2020.

Bian, R.; Xin, D.; Chai, X. A Simulation model for estimating methane oxidation and emission from landfill cover soils. *Waste Management*., v.77, pp. 426-434, 2018.

Börjesson, G.; Samuelsson, J.; Chanton, J. Methane oxidation in Swedish landfills quantified with the stable carbon isotope technique in combination with an optical method for emitted methane. *Environmental science & technology*, v. 41, n. 19, p. 6684-6690, 2007.

Cossu, R.; Muntoni, A.; Cappai, G. *Tecniche di copertura finale delle discariche e confronto tra alternative*. In: Seminario Internazionale "La progettazione delle nuove discariche e la bonifica di quelle vecchie", Padova, 2000.

Chavan, D.; Kumar, S. 2018. Reduction of methane emission from landfill using biocover as a biomitigation system: A review. *Indian Journal of Experimental Biology*, 56, 451 -459.

Damasceno, L. A. G.; Carvalho, M. F.; Machado, S. L. Fugitive methane emissions through the cover system of a Brazilian landfill cell. *Journal of Environmental Engineering and Science*, v. 14, n. 3, p. 168-178, 2019.

Di Bella, G.; Di Trapani, D.; Viviani G. Evaluation of methane emissions from Palermo municipal landfill: comparison between field measurements and models. *Waste management*, v. 31, n. 8, p. 1820-1826, 2011.

Duan, Z.; Scheutz, C.; Kjeldsen, P. Mitigation of methane emissions from three Danish landfills using different biocover systems. *Waste Management*, v. 149, p. 156-167, 2022.

Feng, S.; Ng, C. W. W.; Leung, A. K.; Liu, H. W. Numerical modelling of methane oxidation efficiency and coupled water-gas-heat reactive transfer in a sloping landfill cover. *Waste Management*, v. 68, p. 355-368, 2017.

Garbo, F.; Cossu, R. *Landfill cover systems - an overview*. In: Proceedings Sardinia 2017/Sixteenth International Waste Management and Landfill Symposium. Santa Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 2017.

Gebert, J.; Groengroeft, A.; Pfeiffer, E. M. Relevance of soil physical properties for the microbial oxidation of methane in landfill covers. *Soil Biology and Biochemistry*, v. 43, n. 9, p. 1759-1767, 2011.

Huang, D.; Du, Y.; Xu, Q.; Ko, J. H. Quantification and control of gaseous emissions from solid waste landfill surfaces. *Journal of Environmental Management*. v. 302 (A), p. 114001, 2022.

Huber-Humer, M.; Gebert, J.; Hilger, H. Biotic systems to mitigate landfill methane emissions. *Waste Management & Research*, v. 26, n. 1, p. 33-46, 2008.

IPCC. *Climate Change 2022. Working Group III contribution to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. 2022*. Disponível em: https://www.ipcc.ch/report/ar6/wg3/downloads/report/IPCC_AR6_WGIII_FullReport.pdf. Acesso em: 11 abril 2024.

Kaza, S.; Yao, L.; Bhada-Tata, P.; Van Woerden, F. *What a Waste 2.0: A Global Snapshot of Solid Waste Management to 2050*. Washington: World Bank Publications. 2018. Disponível em: https://openknowledge.worldbank.org/handle/10986/30317. Acesso em: 03 Julho 2022.

Kim, K-H. The need for practical input data for modeling odor nuisance effects due to a municipal solid waste landfill in the surrounding environment. *Environment International*, n. 87, p. 116-117, 2016.

Li, S.; Meng, B.; Yue, B.; Gao, Q.; Ma, Z.; Zhang, W.; Li, T.; Yu, L. Seasonal CH4 and CO2 effluxes in a final covered landfill site in Beijing, China. *Science of the Total Environment*, v. 725, p. 138355, 2020.

Lopes, R. L. *Infiltração de água e emissão de metano em camadas de cobertura de Aterros de Resíduos Sólidos*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011.

Maciel, F. J. *Geração de biogás e energia em aterro experimental de resíduos sólidos urbanos.* Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2009.

Maciel, F. J.; Jucá, J. F. T. Evaluation of landfill gas production and emissions in a MSW large-scale Experimental Cell in Brazil. *Waste Management*, v. 31, n. 5, p. 966-977, 2011.

Majdinasab, A.; Yuan, Q. Performance of the biotic systems for reducing methane emissions from landfill sites: A review. *Ecological Engineering*, v. 104, p. 116-130, 2017.

Marinho, F. A. M.; Teixeira, P. F. Air permeability of cover soil from Bandeirantes landfill in Sao-Paolo, Brazil. In: Caicedo et al. (eds) *Advances in unsaturated Soils*, London: Taylor & Francis Group, ISBN 978-0-415-62095-6, 2013.

Ministério do Meio Ambiente (MMA). *Plano Nacional de Resíduos Sólidos (Planares).* 2022. Disponível em: https://www.gov.br/mma/pt-br/assuntos/agendaambientalurbana/lixao-zero/plano_nacional_de_residuos_solidos-1.pdf. Acesso em: 01 Julho 2022.

Nisbet, E. G.; Fisher, R. E.; Lowry, D.; France, J. L.; Allen, G.; Bakkaloglu, S.; Broderick, T. J.; Cain, M.; Coleman, M.; Fernandez, J.; Forster, G.; Griffiths, P. T.; Iverach, C. P.; Kelly, B. F. J.; Manning, M. R.; Nisbet-

Jones, P. B. R.; Pyle, J. A.; Townsend-Small, A.; Al-Shalaan, A.; Warwick, N.; Zazzeri, G. Methane mitigation: methods to reduce emissions, on the path to the Paris agreement. *Reviews of Geophysics*, v. 58, n. 1, p. e2019RG000675, 2020.

Oliveira, L. R. G. *Estudo das emissões de biogás em camadas de coberturas de aterro de resíduos sólidos urbanos.* Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

Reddy, K. R.; Yargicoglu, E. N.; Yue, D.; Yaghoubi, P. Enhanced microbial methane oxidation in landfill cover soil amended with biochar. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 140, n. 9, p. 04014047, 2014.

Salim, K. G. *Oxidação passiva do metano em ensaios de coluna simulando camadas de cobertura de aterros sanitários*. 2011. 115 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

Sistema de Estimativa de Emissões de Gases (SEEG). *Série Histórica.* Disponível em: https://plataforma.seeg.eco.br/. Acesso em 11 Abril 2024.

Scheutz, C.; Kjeldsen, P.; Bogner, J. E.; De Visscher, A.; Gebert, J.; Hilger, H. A.; Huber-Humer, M.; Spokas, K. Microbial methane oxidation processes and technologies for mitigation of landfill gas emissions. *Waste Management & Research*, v. 27, n. 5, p. 409-455, 2009a.

Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS). *Diagnóstico Temático – Manejo de Resíduos Sólidos Urbanos, Visão Geral, ano de referência: 2022*. Disponível em: https://antigo.mdr.gov.br/images/stories/ArquivosSNSA/Arquivos_PDF/Snis/RESIDUOS_SOLIDOS/DIAGNOSTICO_TEMATICO_VISAO_GERAL_RS_SNIS_2023_ATUALIZADO.pdf. Acesso em: 01 Abril 2024.

Ucendo, I. M. B.; Mønster, J. G.; Samuelsson, J.; KJeldsen, P. Mitigation of methane emission from an old unlined landfill in Klintholm, Denmark using a passive biocover system. *Waste Management*, v. 34, n. 7, p. 1179-1190, 2014.

Spokas, K.; Bogner, J.; Chanton, J. P.; Morcet, M.; Aran, C.; Graff, C.; Hebe, I. Methane mass balance at three landfill sites: what is the efficiency of capture by gas collection systems? *Waste Management*, v. 26, n. 5, p. 516–525, 2006.

Thomasen, T. B.; Scheutz, C.; Kjeldsen, P. Treatment of landfill gas with low methane content by biocover systems. *Waste Management*, v. 84, p. 29-37, 2019.

United States Environmental Protection Agency (USEPA). *Basic Information about Landfill Gas. Landfill Methane Outreach Program (LMOP).* Washington: U.S. Environmental Protection Agency (EPA), 2021. Disponível em: https://www.epa.gov/lmop/basic-information-about-landfill-gas. Acesso em: 18 junho 2021.

United States Environmental Protection Agency (USEPA). *Methane and nitrous oxide emissions from natural sources*. Washington: U.S. Environmental Protection Agency (EPA), 2010.

Wickramarachchi, P.; Kawamoto, K.; Hamamoto, S.; Nagamori, M.; Moldrup, P.; Komatsu, T. Effects of dry bulk density and particle size fraction on gas transport parameters in variably saturated landfill cover soil. *Waste Management*, v. 31, n. 12, p. 2464-2472, 2011.

Zhang, H.; Yan, X.; Cai, Z.; Zhang, Y. Effect of rainfall on the diurnal variations of CH4, CO2, and N2O fluxes from a municipal solid waste landfill. *Science of the Total Environment*, v. 442, p. 73–76, 2013.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/383

Caracterização dos Solos das Camadas de Base e Cobertura do Aterro Sanitário de Salgueiro-PE

Gustavo Ribeiro da Silva
Mestre em Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba-UFPB, João Pessoa-PB, Brasil, gustavo.ribeiro@academico.ufpb.br

Raliny Mota de Souza Farias
Professora Doutora, Universidade Federal do Vale do São Franscisco-UNIVASF, Juazeiro-BA, Brasil, raliny.mota@univasf.edu.br

RESUMO: O aumento de resíduos sólidos urbanos descartados e seus possíveis métodos de disposição final representam uma problemática na gestão dos municípios. Os aterros sanitários se apresentam como solução geotécnica adequada, por confinarem os rejeitos urbanos sob camadas de solo impermeabilizantes, garantindo assim, que a degradação ao longo do tempo ocorra sem danos ao meio ou a saúde da população. No intuito de verificar o comportamento e a segurança desse tipo de obra, o presente estudo buscou analisar as propriedades dos solos empregados nas camadas de base e cobertura do aterro sanitário de Salgueiro-PE. Utilizando como metodologia a realização de ensaios laboratoriais de caracterização física, compactação, e adensamento, e ainda verificando a influência desses parâmetros nas condições de percolação *in situ*. Em laboratório, constatou-se que os solos apresentaram baixos potenciais de deformação vertical, variando de 5 a 7%, sendo classificados como argilosos de baixa compressibilidade. Baseando-se nos resultados mecânicos, presumiu-se que em campo haja boa resistência à infiltração de águas pluviais, assim como baixa percolação do lixiviado no interior das células. Porém, a ausência de equipamentos de qualidade no controle e monitoramento de recalques e permeabilidade *in loco*, pode comprometer as previsões de capacidade e tempo de vida útil do aterro.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro de resíduos sólidos urbanos, caracterização dos solos, Sertão de Pernambuco.

ABSTRACT: The increase in discarded urban solid waste and its possible final disposal methods represent a problem in municipal management. Sanitary landfills present themselves as an adequate geotechnical solution, as they confine urban waste under layers of waterproofing soil, thus ensuring that degradation over time occurs without harm to the environment or the health of the population. In order to verify the behavior and safety of this type of work, this study sought to analyze the properties of the soils used in the base and cover layers of the Salgueiro-PE landfill. Using the methodology of carrying out laboratory tests for physical characterization, compaction, and consolidation, and also verifying the influence of these parameters on in situ percolation conditions. In the laboratory, it was found that the soils had low potential for vertical deformation, ranging from 5 to 7%, being classified as clayey with low compressibility. Based on the mechanical results, it was assumed that in the field there is good resistance to infiltration of rainwater, as well as low percolation of leachate inside the cells. However, the absence of quality equipment to control and monitor settlements and permeability in situ can compromise the capacity predictions and useful life of the landfill.

KEYWORDS: Urban solid waste landfill, soil characterization, hinterland of Pernambuco.

1 INTRODUÇÃO

A problemática em torno dos resíduos sólidos urbanos (RSU) no Brasil vem ganhando cada vez mais discussões pertinentes que evidenciam aumentos recorrentes no descarte de resíduos, devido, dentre outros aspectos, ao crescimento populacional nos centros urbanos e proximidades, e à crescente globalização, que amplia a demanda de bens e serviços, fomentando um consumismo acentuado. Observa-se cada vez mais a

importância quanto à gestão eficaz de resíduos sólidos, e atesta-se que aterros sanitários, quando operados adequadamente de acordo com critérios técnicos, são em algumas regiões brasileiras, os destinos mais economicamente viáveis e ambientalmente corretos para os materiais não aproveitados, devido ao país ser marcado por grande extensão territorial, com disponibilidade de área para obras desse porte, e pela falta de investimentos em alternativas mais tecnológicas para o tratamento final de RSU.

O município de Salgueiro, localizado na Mesorregião do Sertão Pernambucano, é um dos sete municípios que compõem a Microrregião de Salgueiro, e possui, de acordo com dados do IBGE (2021), uma população estimada de 62.327,0 habitantes e uma extensão territorial de aproximadamente 1.678,564 km². A implantação de um aterro sanitário no município, a partir de 2005, configurou um avanço socioambiental extremamente relevante para o sertão do estado, sendo atualmente destino final dos resíduos sólidos gerados no próprio município de Salgueiro, além de Cedro, Exu, Flores, Mirandiba, Orocó, Santa Cruz da Baixa Verde, São José do Belmonte, Serra Talhada, Terra Nova, Triunfo e Verdejante, que juntos representam uma população com cerca de 326.220,0 habitantes, destinando aproximadamente 130 toneladas de resíduos por dia ao aterro.

Apesar dessa grande atuação, o aterro de Salgueiro ainda opera com considerados déficits de dados técnicos e de monitoramento, não realizando por exemplo, monitoramento de recalques e de percolação in situ, e com ausência de parâmetros referentes ao comportamento mecânico dos solos utilizados, sendo esta uma das principais razões que evidenciam a importância da realização deste estudo.

De acordo com Jorge, Baptisti & Gonçalves (2004), o monitoramento de aterros sanitários é importante, pois possibilita o acompanhamento de seu desempenho geotécnico e ambiental, permitindo a identificação ao longo do tempo, da necessidade de alterações no padrão de comportamento previsto, além da proposição de medidas de prevenção e correção em eventuais problemas. A necessidade de se estudar a operacionalidade de aterros sanitários, analisando suas propriedades, se evidencia principalmente devido às mudanças diárias no comportamento do maciço, em decorrência das características mecânicas das camadas do solo, da deficiência na compactação, da heterogeneidade, gravimetria e volumetria dos resíduos, além da biodegradação dos orgânicos.

Ensaios de adensamento possibilitam verificar em laboratório, os potenciais de deformação vertical dos solos, auxiliando na análise dos recalques que ocorrem in situ. Tais parâmetros em conjunto aos ensaios de caracterização física e de compactação, podem direcionar à compreensão das condições de percolação, que atestam a capacidade de infiltração de águas pluviais e lixiviação no interior das células do aterro, característica essa diretamente relacionada ao tipo de solo, fração de finos existentes e ao índice de vazios.

Diante do contexto apresentado, este trabalho teve como objetivo analisar as propriedades dos solos utilizados nas camadas de base e cobertura do aterro sanitário de Salgueiro-PE, por meio da realização de ensaios laboratoriais de caracterização física, compactação, e adensamento, e ainda verificar a influência que esses parâmetros causam nas condições de percolação, analisando essas características em conjunto a informações do banco de dados da Agência Estadual de Meio Ambiente – CPRH, tais como, o quantitativo de resíduos depositados mensalmente no aterro, para verificar a relação do seu comportamento com a capacidade de armazenamento ao longo do tempo.

2 METODOLOGIA

A pesquisa realizada contou com uma abordagem metodológica de cunho quali-quantitativo, uma vez que foram realizadas análises a partir de parâmetros documentais sobre a dinâmica de funcionamento do aterro sanitário de Salgueiro, assim como dados através da realização de ensaios laboratoriais.

2.1 Área de estudo

O aterro sanitário estudado localiza-se a 6 km ao sul do município de Salgueiro/PE, apresentando distanciamento adequado em relação ao perímetro urbano da cidade, característica obrigatória para evitar riscos à saúde da população. O aterro possui uma extensão territorial de 21 hectares, e está inserido nas coordenadas geográficas 08º06’43” de latitude Sul e 39º07’08” de longitude Oeste, com uma altitude média de 445 metros acima do nível do mar (Figura 1).

Figura 1. Mapa de localização do aterro sanitário de Salgueiro. Fonte: Autores (2021)

Para acompanhamento do comportamento *in loco* observou-se que o processo de tratamento de RSU se inicia com a chegada do material e a realização de pesagens, após este procedimento os resíduos são transportados até as células, espalhados e compactados. Em seguida, realiza-se a deposição e compactação da camada de solo, recobrindo os materiais descartados.

Atualmente, o aterro atende doze municípios pertencentes às Mesorregiões do Sertão Pernambucano e do São Francisco Pernambucano, mais especificamente das Microrregiões de Salgueiro, do Pajeú, de Araripina e de Petrolina, como encontra-se evidenciado na Figura 2.

Figura 2. Municípios que destinam resíduos ao aterro sanitário de Salgueiro. Fonte: IBGE – Adaptado (2014)

Os municípios de Salgueiro e Serra Talhada representam a maior quantidade de resíduos recebidos, cuja média mensal de deposição é de 30,37% e 32,07% respectivamante. Os demais municípios apresentam médias inferiores a 10% CPRH (2021).

Os líquidos percolantes são coletados no interior das células e transportados até uma lagoa de acumulação, onde são gradativamente evaporados, isso acontece devido ao município estar inserido em uma região que, de acordo com Alvares et. al (2013) através da classificação climática Köppen-Geiger, apresenta majoritariamente clima semiárido, com elevadas temperaturas, altas taxas de radiação solar, elevados índices de evapotranspiração, e baixos níveis de precipitação pluviométrica (EMBRAPA, 2018).

2.2 Coleta das amostras e ensaios laboratoriais

Os solos utilizados nas camadas de base e cobertura são extraídos diariamente de uma jazida localizada dentro do próprio aterro sanitário, que dista aproximadamente 250,0 m do maciço, devido à disponibilidade de material e facilidade na operacionalização, evitando assim transporte de solo de outros locais. Foram coletadas amostras deformadas, segundo as determinações da NBR 9604 (ABNT, 2016), dos dois tipos de solo identificados na jazida inserida dentro do aterro sanitário, sendo o primeiro identificado como Solo 1, apresentando coloração mais avermelhada, e o segundo identificado como Solo 2, com uma coloração mais terrosa. As amostras foram levadas para o Laboratório de Mecânica dos Solos.

Todos os procedimentos laboratoriais foram aplicados aos dois tipos de solo (1 e 2), empregando as determinações das normas de cada ensaio, e realizando adaptações quando necessárias. Primeiramente, foram realizadas as preparações das amostras, para os ensaios de compactação e de caracterização física, a partir da NBR 6457 (ABNT, 2016). Os ensaios de massa específica seguiram a NBR 6458 (ABNT, 2017), no qual o método empregado foi a verificação da massa específica dos grãos passantes na peneira de abertura 4.8mm. As análises granulométricas foram realizadas seguindo as recomendações da NBR 7181 (NBR, 2018), onde foram utilizados os procedimentos de peneiramento e sedimentação, devido à prévia identificação da grande quantidade de finos nos solos.

Os ensaios dos limites de liquidez e plasticidade foram realizados segundo a NBR 6459 (ABNT, 2017) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente. Através dos parâmetros obtidos foi feita a classificação dos materiais pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

A determinação do peso específico aparente seco máximo e da umidade ótima, para cada solo, foi feita através da realização do ensaio de compactação, sendo obedecidas todas as determinações da NBR 7182 (ABNT, 2016). A Figura 3 ilustra a realização de todos os ensaios.

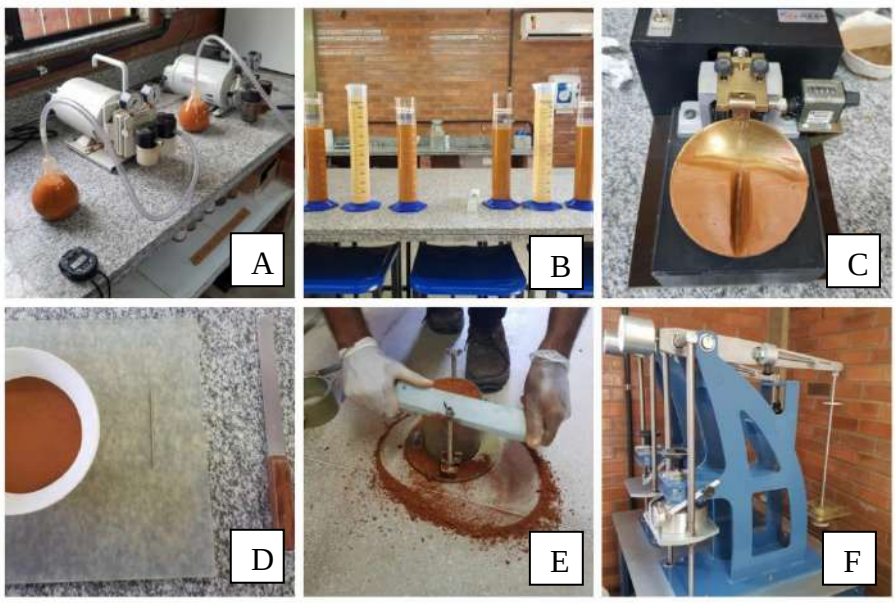


Figura 3. A: Massa específica. B: Análise granulométrica. C: Limite de liquidez. D: Limite de plasticidade. E: Compactação. F: Adensamento. Fonte: Autores (2021)

Para a verificação dos potenciais de deformação vertical, foram utilizadas amostras compactadas em laboratório, onde a moldagem foi feita a partir de corpos de prova cilíndricos de solo, também Proctor normal, e as amostras foram compactadas nas umidades ótimas correspondentes, parâmetros esses determinados no ensaio de compactação. A realização de ensaios utilizando amostras compactadas em laboratório simula a disposição das camadas *in situ*, onde os solos não são tratados in natura, são escavados e transportados da jazida até as células de RSU, alterando sua estrutura original para atingir a compactação desejada. A Figura 3 ilustra a realização dos ensaios citados.

Dessa forma, os ensaios edométricos seguiram a NBR 16853 (ABNT, 2020), com adaptações no que tangencia a inundação das células, para representação do ensaio de adensamento. As inundações foram

realizadas após a estabilização das tensões de pré-adensamento, equivalentes a 5KPa, onde os estágios de carregamento foram feitos até as tensões de 640KPa, utilizando o anel de 8cm de diâmetro, e posteriormente foram realizados os estágios de descarregamento.

2.3 Estimativa de vida útil do aterro sanitário

Foi disponibilizado pela CPRH o quantitativo médio de RSU que chega mensalmente ao aterro sanitário e, através do emprego de georreferenciamento, realizou-se o mapeamento das condições atuais do local, a fim de estabelecer a área ainda disponível para recebimento de resíduos, e com isso estimar a vida útil do aterro, relacionando os anos de atividade, o total de rejeitos e o quantitativo de área totalmente ocupada.

3 RESULTADOS

Por meio da realização dos ensaios laboratoriais, foram obtidas informações para a compreensão das características mecânicas das camadas de base e cobertura do aterro sanitário de Salgueiro.

3.1 Ensaios laboratoriais

3.1.1 Caracterização física e compactação

A caracterização foi iniciada pelo ensaio de massa específica dos grãos, cujo índice é considerado insuficiente para determinação do tipo de solo, mas é muito importante para obtenção dos demais parâmetros. Logo, para o solo 1 foi encontrado um valor equivalente a 2,76g/cm^3, já para o solo 2 um valor de 2,83g/cm^3. Os parâmetros encontrados se enquadram no esperado para solos argilosos, que equivalem normalmente a números entre 2,75 e 2,90g/cm^3, esses tipos de solo possuem uma elevada quantidade de poros, porém muitos pequenos que condicionam uma baixa permeabilidade.

Os ensaios de análise granulométrica, com uso de defloculante, indicaram que os dois solos estudados se configuram como argila arenosa com presença de pedregulho e silte. O solo 1 possui uma fração de 58,4% de argila, 5,6% de silte, 23,1% de areia fina, 3,9% de areia média, 3,3% de areia grossa e 5,7% de pedregulho, já o solo 2 apresenta uma parcela de argila equivalente a 39,8%, uma fração de 6,3% de silte, 29,9% de areia fina, 7,9% de areia média, 4,3% de areia grossa e 11,8% de pedregulho.

Os solos empregados em aterros sanitários, para as camadas de base e cobertura, devem ser solos finos, de acordo com a NBR 8419 (ABNT, 1996), logo, os dois solos utilizados no aterro apresentaram granulometrias dentro dos parâmetros esperados, porém, em um deles há um quantitativo mais expressivo de grossos, que pode condicionar aumento de vazios e aumentar a permeabilidade. Sendo possível afirmar que em termos granulométricos o solo 1 se apresentou mais favorável a resistir à percolação.

Nos ensaios de plasticidade para o solo 1, alcançou-se um LL equivalente a 50%, e um LP igual a 35%, gerando um IP de 15%, indicando uma plasticidade elevada. O solo 2 apresentou um LL de 38%, LP de 25%, e um IP igual a 13%, sendo considerado um solo medianamente plástico, de acordo com a classificação Jenkins (CAPUTO, 2015). A partir dos resultados obtidos pelos ensaios de caracterização física, realizou-se a classificação dos solos, utilizando o SUCS, no qual atestou-se que ambos se tratam de argilas de baixa compressibilidade.

Através da realização dos ensaios de compactação, foram encontrados para o solo 1 um peso específico aparente seco máximo (ϒdmáx) equivalente a 1,50g/cm3 e uma umidade ótima igual a 22,1%, para o solo 2 foi encontrado um ϒdmáx de 1,66g/cm3, e uma umidade ótima de 21%. Tal característica é importante, não só para suporte em aterros sanitários, mas para qualquer obra geotécnica, pois a compactação representa um fator diretamente relacionado às condições de permeabilidade e deformações verticais, fornecendo, quando bem executada, uma melhor resistência ao solo.

Todos os parâmetros referentes aos ensaios de compactação e caracterização física, estão evidenciados na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros de caracterização física e compactação.

		SOLO 1	SOLO 2
Massa Específica (g/cm3)		2,76	2,83
Análise granulométrica	Argila (%)	58,4	39,8
	Silte (%)	5,6	6,3
	Areia fina (%)	23,1	29,9
	Areia média (%)	3,9	7,9
	Areia grossa (%)	3,3	4,3
	Pedregulho (%)	5,7	11,8
Limite de Liquidez - LL (%)		50	38
Limite de Plasticidade - LP (%)		35	25
Índice de Plasticidade - IP (%)		15	13
Compactação	Ɣdmáx (g/cm3)	1,5	1,66
	Umidade ótima (%)	22,1	21

Fonte: Autor (2021)

3.1.2 Ensaios edométricos

Os resultados obtidos através da realização dos ensaios edométricos representaram informações relevantes no estudo da geomecânica dos aterros, onde os solos devem apresentar baixos índices de movimentações verticais, pois os rejeitos já são responsáveis por uma parcela significativa dos recalques, por diminuírem muito de volume ao entrarem em processos de decomposição (Catapreta & Simões, 2016).

Para o solo 1 foram encontrados um índice de vazios inicial equivalente a 0,84, um índice de compressão igual a 0,14 e índice de descompressão correspondente a 0,006, apresentando uma deformação vertical de 7%. Para o solo 2, obteve-se um índice de vazios inicial de 0,81, um índice de compressão equivalente a 0,15 e um índice de descompressão de 0,012, possuindo uma movimentação vertical de 5%. Esses percentuais indicam a redução de volume que as amostras sofreram, a partir do volume inicial, após a aplicação das cargas, como mostra a Figura 4.

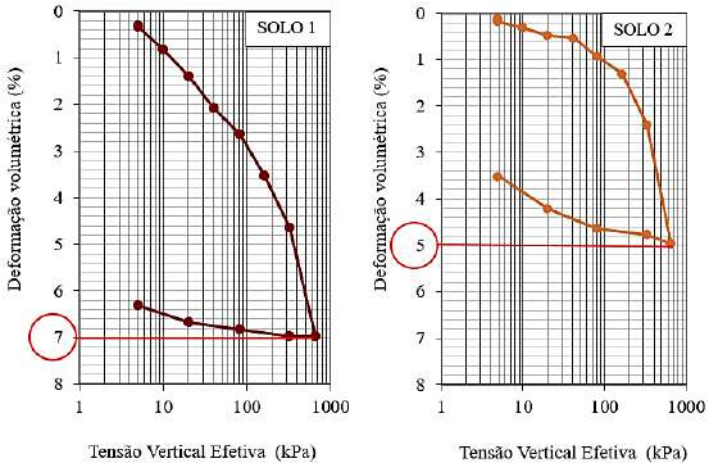


Figura 4. Curvas de adensamento dos solos 1 e 2. Fonte: Autores (2021)

No aterro sanitário de Salgueiro, a cada 5m de camada de resíduos é aplicado 0.50m de camada de solo, assim direciona-se à compreensão de que essas camadas de solo podem recalcar ao longo do tempo, os referidos percentuais obtidos em laboratório, ou seja, podem reduzir 5 ou 7% da altura inicial (0.50m), dependendo do tipo de solo utilizado.

Observou-se que solo 2 apresentou uma menor deformação vertical, possivelmente em decorrência da presença de uma maior parcela de areia e pedregulho, evidenciando um alto índice de compacidade, influenciando diretamente no aumento da resistência à deformação.

Os solos ensaiados apresentaram baixos potenciais de deformação vertical, corroborando com as classificações realizadas através do SUCS para solos argilosos de baixa compressibilidade. Através desses

parâmetros, observou-se que o emprego dos dois tipos de solo, no que diz respeito às deformações verticais, encontram-se em conformidade com os critérios estabelecidos pela norma de operacionalização de aterros sanitários.

3.2 Análise das condições de monitoramento do aterro

Conforme dados coletados, o aterro estudado apresentou ausência de monitoramento dos recalques *in situ*, esse fator pode impossibilitar a previsão de problemas futuros relacionados à estrutura das células, e consequentemente à correção em tempo hábil de falhas operacionais.

Segundo a CPRH (2021), a permeabilidade não é monitorada *in situ*, em decorrência da localização geográfico-climatológica do aterro sanitário de Salgueiro, que por estar situado em pleno Sertão Central Pernambucano, região que apresenta baixos índices de precipitação pluviométrica, não gera preocupações quanto ao controle da percolação. De acordo com o Instituto Nacional de Meteorologia – INMET (2021), o município de Salgueiro possui uma temperatura média anual de 25,9°C, uma taxa média de precipitação anual equivalente a 618,0mm, e um índice de evapostranspiração real correspondente a 540,0mm, ou seja, aproximadamente 87% do volume de água precipitada, evapotranspira ao longo do ano. É possível observar na Figura 5 a atual operacionalização no aterro sanitário, onde há apenas sistema de pesagem dos resíduos, dreno de gases e coleta dos lixiviados.

Figura 5. A: Pesagem dos resíduos sólidos urbanos. B: Células de RSU. C: Dreno para queima do biogás. D: Lagoa de tratamento de lixiviados. Fonte: Autores (2021)

A partir da interpretação dos dados laboratoriais, observou-se que os dois solos apresentam vavoráveia a impermeabilização devido ao seu teor de finos, dificultandos o transporte de águas pluviais e lixiviados, sendo o solo 1 mais aplicável que o solo 2 quanto a esses critérios. Quanto a deformação através do ensaio de adensamento, o solo 2 pode ter demostrado índices melhores devido à compacidade dos grossos presentes em sua estrutura.

3.2 Estimativa da vida útil

A quantidade média de resíduos sólidos que são depositados mensalmente no aterro corresponde ao equivalente a 3.747,59 toneladas. Utilizando georreferenciamento por meio do software livre QGIS, foi realizado a análise da evolução temporal desde 2005 até 2021 (Figura 6).

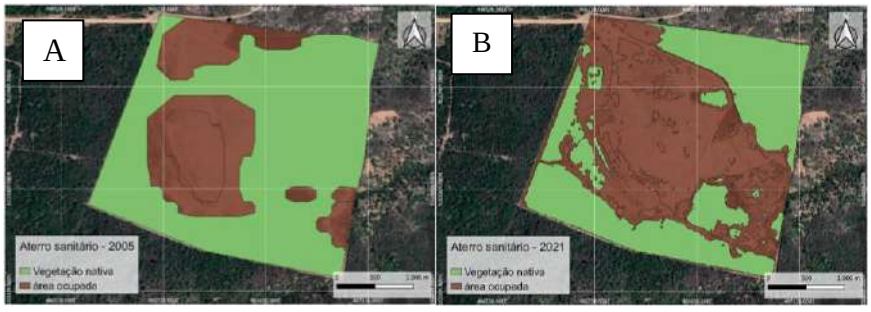


Figura 6. A: Levantamento da área disponível – 2005. B: Levantamento da área disponível – 2021.

Com o exposto, foi possível verificar que do total de área do aterro, atualmente encontram-se disponíveis 9,06 hectares para deposição de RSU. Assim, estimou-se mais 16 anos de operação, logo, o aterro poderá encerrar suas atividades em 2034, se a média mensal de deposição de resíduos permanecer constante.

4 CONCLUSÕES

Sobre o comportamento físico e mecânico do maciço do aterro sanitário municipal de Salgueiro concluiu-se que os solos utilizados nos processos de cobertura dos resíduos apresentam índices favoráveis à impermeabilização e baixos potenciais de movimentações verticais, se configurando como solos argilosos de bom desempenho geotécnico para aplicação em aterro sanitário.

Observou-se também, que mesmo com esses parâmetros aceitáveis, o aterro apresenta falhas de monitoramento *in situ*, que não impactam gravemente a área devido às condições climatológicas do Sertão Pernambucano, fazendo com que os lixiviados sejam apenas evaporados, não aplicando nenhum outro equipamento de drenagem nas células de RSU, como deve ocorrer em aterros sanitários.

Em suma, os dados obtidos podem se tornar uma ferramenta para o aprimoramento da gestão e do monitoramento geotécnico do aterro de Salgueiro, surendo-se a realização de análises de permeabilidade *in situ*, através de Permeâmetro de Guelph, visando obter o comportamento da percolação no referido aterro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alvares, C.A., J.L. Stape, P.C. Sentelhas, J.L.M. Gonçalves, (2013) *Modeling monthly mean air temperature for Brazil*. – Theor. Appl. Climatol. 113, 407–427.

Associação Brasileira De Normas Técnicas- ABNT (2020) NBR 16853: *Solo — Ensaio de adensamento unidimensional*. Rio de Janeiro.

_____ (2016) NBR 6457: *Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.

_____ (2017) NBR 6458: *Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

_____ (2017) NBR 6459: Solo - *Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

_____ (2016) NBR 7180: Solo - *Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

_____ (2018) NBR 7181: Solo - *Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

_____ (2020) NBR 7182: Solo – *Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

_____ (1996) NBR 8419: *Apresentação de projetos de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos – Procedimento.* Rio de Janeiro.

_____ (2016) NBR 9604: *Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento*. Rio de Janeiro.

Caputo, H. P. (2015) *Mecânica dos solos e suas aplicações*. Rio de Janeiro, LTC, 272 pp.

Catapreta, C. A. A., Simões, G. F. (2016) *Monitoramento ambiental e geotécnico de aterros sanitários*. VII Congresso Brasileiro de Gestão Ambiental – CONGEA. Campina Grande, Paraíba.

CPRH, Agência Estadual de Meio Ambiente. (2021) *Situação Geral do Estado de Pernambuco: Sertão Central.* Recife. Acesso em 26 de outubro de 2021, disponível em http://www.cprh.pe.gov.br/Controle_Ambiental/dados_sobre_residuos_solidos_de_pernambuco/situacao_geral_do_estado_de_pernambuco/sertao_central/44063%3B36988%3B48140110%3B0%3B0.asp.

EMBRAPA, Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. (2018) *Árvore do conhecimento: bioma caatinga.* Brasília. Acesso em 08 de agosto de 2021, disponível em http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/bioma_caatinga/Abertura.html.

IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (2021) *Cidades.* Rio de Janeiro. Acesso em 28 de março de 2021, disponível em https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pe/salgueiro/panorama.

IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (2014) *Pernambuco – Malha Municipal 2014.* Rio de Janeiro. Acesso em 14 de maio de 2021, disponível em https://portaldemapas.ibge.gov.br/portal.php#mapa207428.

INMET, Instituto Nacional de Meteorologia. (2021) *Balanço Hídrico Sequencial.* Brasília. Acesso em 27 de outubro de 2021, disponível em http://sisdagro.inmet.gov.br/sisdagro/app/monitoramento/bhs.

Jorge, F. N., Baptisti, E., Gonçalves, A. (2004) *Monitoramento em aterros sanitários nas fases de encerramento e de recuperação: desempenhos mecânico e ambiental.* Seminário sobre resíduos sólidos – RESID. São Paulo, São Paulo.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/384

Cartografia Geotécnica Aplicada ao Estudo de Áreas Suscetíveis a Escorregamentos de Solos e Rochas em Belo Horizonte - MG

Thiago Bomjardim Porto
Pesquisador, IGC UFMG, Belo Horizonte, Brasil, thiagoportoeng@gmail.com

Jarbas Lima Dias Sampaio
Professor e Pesquisador Doutor, IGC UFMG, Belo Horizonte, Brasil, jarbasdias@gmail.com

Maria Giovana Parizzi
Professora e Pesquisadora Doutora, IGC UFMG, Belo Horizonte, Brasil, mgparizzi18@gmail.com

RESUMO: Avaliou-se espacialmente a propensão no Município de Belo Horizonte à ocorrência de eventos de movimento gravitacionais de massa com base nas suas condições locais atuais, inclusive referente a intervenções antrópicas recentes. Para estabelecimento dos fatores condicionantes do modelo SIG utilizou-se o trabalho do IBGE (2019), a saber: geologia, geomorfologia, pedologia, cobertura/uso do terreno, declividade e pluviosidade. Após classificação das variáveis de cada atributo de acordo com a predisposição ao evento procedeu-se com a conversão dos arquivos de imagens vetoriais em raster e, na sequência, normalização e compatibilização das variáveis de cada mapa temático, possibilitando-se, assim, realizar a álgebra de mapas. Para definição dos pesos dos atributos utilizou-se o método Delphi. Por fim, o mapa de suscetibilidade à deslizamentos foi criado. O diagnóstico espacial do meio físico desenvolvido na pesquisa é uma importante fonte de informação técnica à elaboração, atualização e revisões de projetos de parcelamento do solo, a fim de minimizar os problemas decorrentes da implantação de loteamentos em áreas pouco favoráveis à ocupação urbana, auxiliando o poder público na prevenção de desastres. A metodologia multicritério proposta nesta pesquisa aliada a dados técnicos-científicos de domínio público e inspeções de campo, permite replicar o modelo SIG para outros municípios.

PALAVRAS-CHAVE: Cartografia geotécnica, geotecnia ambiental, geotecnologias, SIG, método Delphi.

ABSTRACT: Using QGIS, the propensity in the Municipality of Belo Horizonte to the occurrence of gravitational mass movement events was spatially evaluated based on its current local conditions, including those related to recent anthropogenic interventions. To establish the conditioning factors of the GIS model, the work of IBGE (2019) was used, whose predisposing factors were geology, geomorphology, pedology, land cover/use, slope and rainfall. After classifying the variables of each attribute according to the predisposition to the event, the vector image files were converted into raster (matrix) and, subsequently, normalization and compatibility of the variables of each thematic map, thus enabling, perform linear map algebra. To define the weights of the attributes, the Delphi method was used. Finally, the landslide susceptibility map was created. The spatial diagnosis of the physical environment developed in the research is an important source of technical information for the preparation, updating and reviews of land subdivision projects, in order to minimize problems arising from the implementation of subdivisions in areas that are unfavorable for urban occupation, helping the public power, therefore, in disaster prevention. Finally, the methodology proposed in this research, which uses a multi-criteria spatial approach, combined with technical-scientific data and field inspections, allows the GIS model to be replicated in other municipalities.

KEYWORDS: Geotechnical cartography, environmental geotechnics, geotechnologies, GIS, Delphi method.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil os mapas de suscetibilidade à movimentos gravitacionais de massa são ferramentas públicas importantes para os municípios, bem como, órgãos de controle, como subsídio ao planejamento urbano, em consonância com a Política Nacional de Proteção e Defesa Civil (PNPDEC) instituída pela Lei nº 12.608/2012 (BRASIL, 2012) que estabelece a obrigatoriedade do mapeamento contendo as áreas suscetíveis à ocorrência de deslizamentos para os municípios pertencentes ao cadastro nacional de áreas suscetíveis à ocorrência de deslizamentos de grande impacto, inundações bruscas ou processos geológicos ou hidrológicos, Decreto nº 10.692/2021 (BRASIL, 2021). O diagnóstico espacial do meio físico é uma importante fonte de informação técnica à elaboração, atualização e revisões de projetos de parcelamento do solo, a fim de minimizar os problemas decorrentes da implantação de loteamentos em áreas pouco favoráveis à ocupação urbana, auxiliando o poder público, portanto, na prevenção de desastres.

A suscetibilidade à escorregamentos de solos e rochas está associada com vários fatores condicionantes. Pourghasemi et al. (2018) compilou informações de quase 500 pesquisas ao redor do mundo sobre zoneamento de áreas de risco geológico-geotécnico e identificou cerca de 100 fatores condicionantes que estão relacionados diretamente ou indiretamente com ocorrências indesejáveis de movimentações de terra (eventos geodinâmicos) A combinação linear ponderada desses fatores condicionantes possibilita avaliar o potencial de uma determinada área quanto a ocorrência ou não de deslizamentos. Nesse contexto, a chuva intensa desempenha um papel importante para iniciar o evento geodinâmico (Porto *et al.*, 2024).

Nesse panorama, a presente pesquisa se propõe a realizar um mapeamento atualizado da suscetibilidade a deslizamentos na capital de Minas Gerais, Belo Horizonte, Figura 1, considerando os fatores condicionantes geologia, geomorfologia, pedologia, uso/cobertura do solo, declividade e pluviosidade. Para tanto, foram utilizados dados de domínio público disponibilizados no INDE (Infraestrutura Nacional de Dados Espaciais). O Governo Federal criou o INDE com o propósito de catalogar, integrar e harmonizar dados geoespaciais existentes nas instituições do governo brasileiro (união, estados, municípios e autarquias públicas), produtoras e mantenedoras deste tipo de dados (SIG).

Figura 1. Fotografias aéreas da capital do Estado de Minas Gerais - Brasil. Fotos: Gustavo Simões (2024).

Importantes pesquisas locais e regionais foram desenvolvidas sobre as temáticas “mapeamento de áreas suscetíveis a movimentos gravitacionais de massa” e “correlação entre histórico de ocupação, pluviometria e processos geodinâmicos”, destacando-se: Castro e Evangelista (2004), Parizzi (2004), Castro (2006), Parizzi et al. (2006), Lima e Souza (2008), Oliveira (2009), Parizzi et al. (2010), Sebastião (2010), Parizzi et al. (2011), Parizzi et al. (2013), Parizzi (2014), CPRM (2015), Carvalho et al. (2017), Parizzi (2021), Menezes et al. (2021), Parizzi (2022), Silva et al. (2023), Porto (2024), dentre outros. Neste contexto, destaca-se nas últimas 3 (três) décadas as importantes contribuições técnico-científicas para o Estado de Minas Gerais da Professora e Pesquisadora Dra. Maria Giovana Parizzi do IGC UFMG. Seu trabalho árduo, paixão e dedicação reflete-se no contínuo aprimoramento das técnicas de zoneamento de áreas de riscos geológico-geotécnicos na RMBH.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização da Área de Estudo

Belo Horizonte é a capital do estado de Minas Gerais, no sudeste do Brasil. O município está localizado na região Central de Minas Gerais. Sua extensão territorial é de cerca de 331,354 km², com uma população de 2.315.560 habitantes, sendo o município mais populoso do estado, com uma densidade demográfica de 6.988,2 hab./km² (IBGE, 2022). Belo Horizonte faz divisa com os municípios de Brumadinho, Contagem, Ibirité, Nova Lima, Ribeirão das Neves, Sabará, Santa Luzia e Vespasiano. O município se divide em 9 (nove) regionais: Barreiro, Centro-Sul, Leste, Nordeste, Noroeste, Norte, Oeste, Pampulha e Venda Nova. O mapa de localização do município é apresentado na Figura 2.

Figura 2. Mapa de localização de Belo Horizonte e suas regionais. Fonte: Adaptado do Google Maps (2024).

O clima de Belo Horizonte é predominantemente tropical de altitude com verões quentes e chuvosos. De acordo com classificação clássica de Köppen-Geiger (1936), o clima da capital mineira é designado como Cwb (subtropical úmido), com períodos de inverno seco e verões chuvosos, apresentando uma pluviosidade média anual de 1205 mm (CLIMATE DATA, 2024; ALVARES et al. 2013). A Figura 3 apresenta as temperaturas e precipitações médias anuais em Belo Horizonte para a normal climatológica de 1994 a 2024.

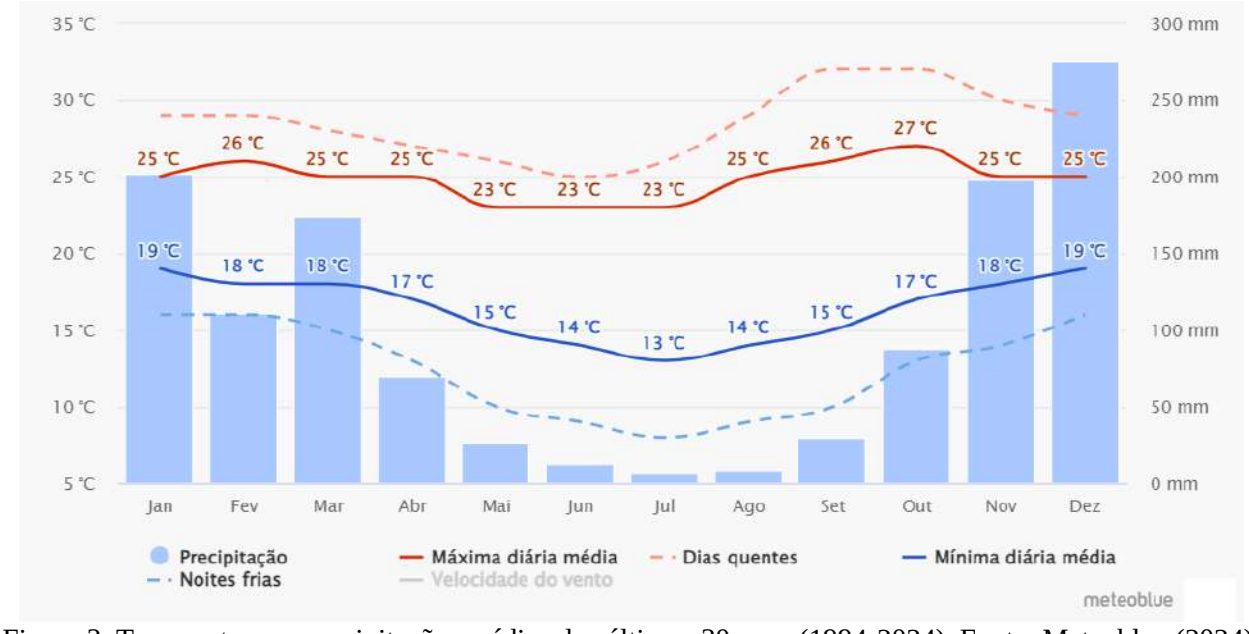


Figura 3. Temperaturas e precipitações médias dos últimos 30 anos (1994-2024). Fonte: Meteoblue (2024).

2.2 Áreas de Suscetibilidade a Deslizamentos

As áreas de riscos geológico-geotécnicos do Município de Belo Horizonte são zoneadas por intermédio de vistorias realizadas pelas equipes de Defesa Civil, técnicos da SGB/CPRM, PBH/Urbel ou terceirizadas. A carta de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa mais recente publicada pela CPRM é de 2015, Figura 4. De acordo com a legislação atual o Plano Municipal de Redução de Risco (PMRR) dos municípios devem ser atualizados e revisados a cada 2 (dois) anos.

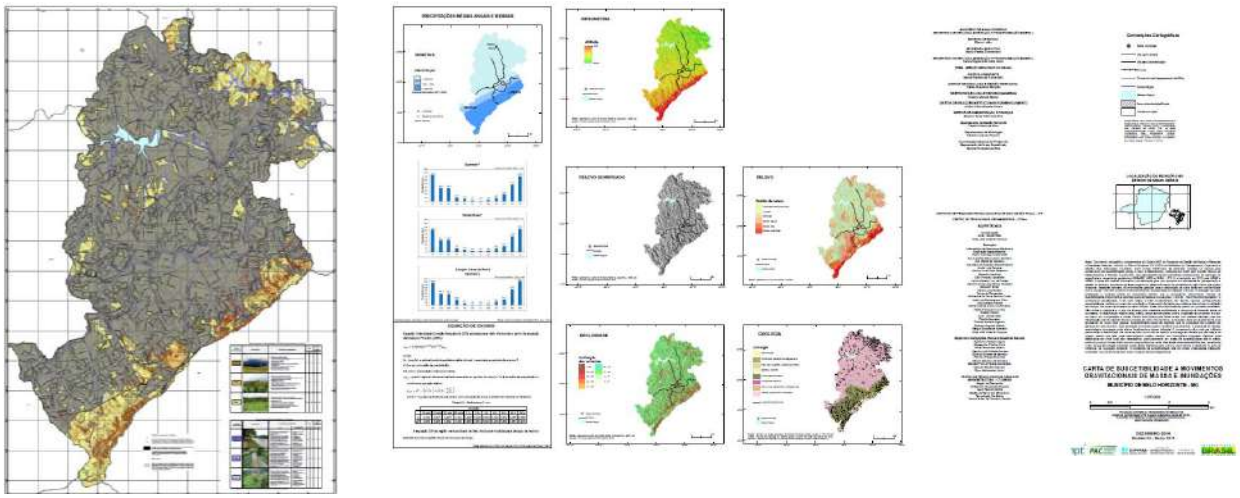


Figura 4. Mapa de suscetibilidade a deslizamentos e inundações de Belo Horizonte. Fonte: CPRM (2015).

O mapeamento da CPRM considerou 3 (três) classes de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa: alta (4,8% da área do município), média (5,2% da área do município) e baixa (90% da área do município). Uma característica predominante do zoneamento realizado para áreas classificadas como suscetibilidade alta é a declividade maior que 25%, que se localiza nas proximidades da serra do curral. O mapeamento é compatível com a escala 1:25.000. Os atributos utilizados pala CPRM para criação do mapa de suscetibilidade foram as precipitações médias anuais, hipsometria, relevo, declividade e geologia, totalizando-se 5 (cinco) fatores condicionantes. A nota técnica explicativa do documento cartográfico da Figura 4 afirma que o zoneamento não pode ser utilizado para avaliar a estabilidade dos terrenos, sendo um documento de caráter informativo qualitativo com foco na gestão e planejamento territorial.

2.3 Obtenção dos Dados Geoespaciais

Para a realização deste estudo, foi realizado um levantamento de dados públicos provenientes do INDE (Infraestrutura Nacional de Dados Espaciais), Alos Palsar (MDE) e CBERS 04A/INPE. Para estabelecimento dos fatores condicionantes do modelo SIG utilizou-se o trabalho do IBGE (2019), cujos fatores de predisposição foram a geologia, a geomorfologia, a pedologia, a cobertura/uso do terreno, a declividade e a pluviosidade.

2.4 Etapas metodológicas da pesquisa

Resumidamente, as principais etapas metodológicas da pesquisa foram:

a. obtenção do Modelo Digital de Elevação (MDE) do Alos Palsar;
b. reprojeção do MDE para o SIRGAS 2000/UTM, zona 23S;
c. criação do atributo matricial declividade (.tif);
d. agrupamento dos valores de declividade de acordo com as classes definidas pela Embrapa (1979);
e. obtenção da normal climatológica de Belo Horizonte e geração do mapa de isocletas (tif);
f. obtenção e edição do mapa temático geologia;
g. obtenção e edição do mapa temático geomorfologia;

h. obtenção e edição do mapa temático uso/ocupação do solo;
i. obtenção e edição do mapa temático pedologia;
j. recorte dos planos de informação de acordo com o limite territorial do município (IBGE);
k. atribuição de notas para as classes e subclasses dos fatores condicionantes;
l. obtenção das ocorrências de deslizamentos inventariadas pelo SGB/CPRM no formato vetorial (.shp);
m. reprojeção da camada de pontos de ocorrência para o SIRGAS 2000/UTM, zona 23S;
n. análise da consistência e qualidade do banco de dados disponível para a pesquisa;
o. realização da álgebra de mapas e geração do mapa de suscetibilidade à deslizamentos
p. análise da consistência do zoneamento obtido;
q. discussões complementares sobre os resultados obtidos e a limitação da pesquisa
r. elaboração das principais conclusões da pesquisa e sugestão de trabalhos futuros

3 RESULTADOS E ANÁLISES

Após realização da álgebra de mapas obteve-se o mapa de suscetibilidade a deslizamento, conforme é apresentado na Figura 5. Percebe-se que as porções sudeste (SE) das regionais de Belo Horizonte, Leste, Centro-Sul, Oeste e Barreiro, com declividades acentuadas possui grau de suscetibilidade alto a muito alto. Trata-se de áreas próximas a Serra do Curral, com as altitudes mais altas da capital, justificando-se, assim, o grau de suscetibilidade alto a muito alto. Já na regional da Pampulha e adjacências, região mais plana do município, o grau de suscetibilidade é muito baixo e baixo.

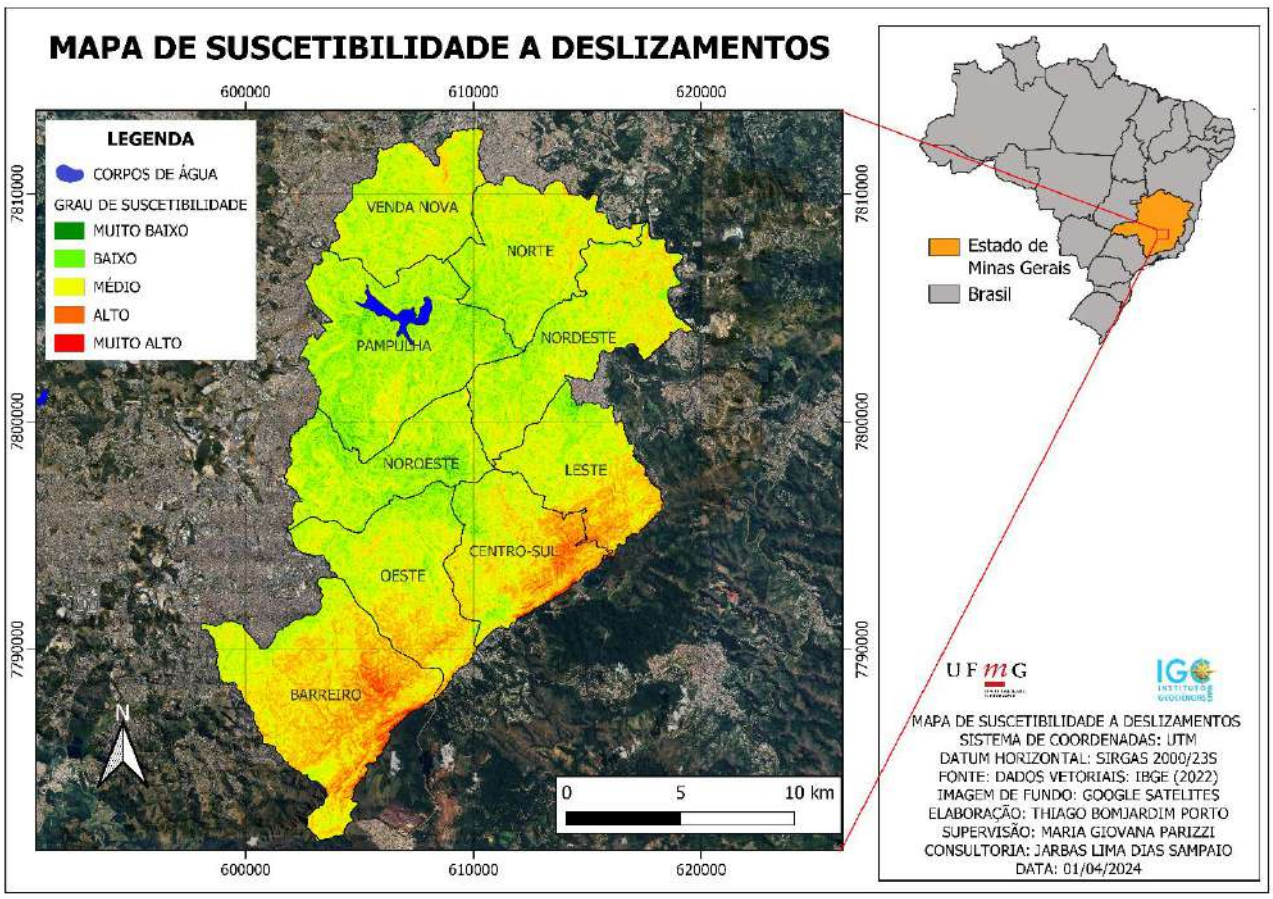


Figura 5. Mapa de suscetibilidade à deslizamento obtido na pesquisa. Fonte: Autores (2024)

Apresenta-se na Tabela 1 resumo quantitativo dos resultados obtidos na pesquisa por regional de Belo Horizonte. Identifica-se que as regionais Nordeste, Noroeste, Norte, Pampulha e Venda Nova não apresentam classe de suscetibilidade à deslizamento muito alta, o que já se esperava, pois são as regiões mais planas do município.

Tabela 1. Incidência específica das classes de suscetibilidade a deslizamentos em Belo Horizonte.

Abrangência Territorial	Classes de Suscetibilidade										Total	
	Muito Baixa		Baixa		Média		Alta		Muito Alta			
	km²	%	km²	%	km²	%	km²	%	km²	%	km²	%
Belo Horizonte - Capital	20,9	6,3	119,2	36,0	136,1	41,1	47,2	14,3	7,7	2,3	331,0	100,0
Regional Leste	1,0	3,5	6,6	23,5	12,9	46,4	6,7	24,2	0,7	2,4	27,8	8,4
Regional Centro-Sul	0,8	2,5	5,9	18,6	13,4	42,4	9,4	29,6	2,2	7,0	31,7	9,6
Regional Oeste	1,6	4,3	11,1	30,9	16,8	46,7	6,2	17,1	0,4	1,0	35,9	10,8
Regional Barreiro	0,3	0,6	5,5	10,4	23,1	43,3	20,0	37,4	4,4	8,3	53,4	16,1
Regional Nordeste	1,4	3,5	15,8	40,1	19,2	48,8	2,9	7,5	0,0	0,0	39,3	11,9
Regional Noroeste	4,1	13,8	18,4	61,2	7,5	24,9	0,1	0,2	0,0	0,0	30,1	9,1
Regional Norte	1,9	5,7	14,0	43,0	15,9	49,0	0,7	2,3	0,0	0,0	32,5	9,8
Regional Pampulha *	8,7	17,2	31,0	61,1	10,8	21,3	0,2	0,5	0,0	0,0	50,8	15,3
Regional Venda Nova	1,1	3,8	10,7	36,9	16,3	56,1	0,9	3,2	0,0	0,0	29,0	8,8

* Não foi considerado a área da Lagoa da Pampulha na análise das métricas quantitativas.

4 CONCLUSÃO

Os resultados indicam que regiões com classes de declividades montanhoso (45 a 75%) e escarpado (>75%) associados com regiões com urbanização precária são mais suscetíveis a movimentos gravitacionais de massa. Ao hierarquizar as 3 (três) principais regionais de Belo Horizonte para receber investimentos de infraestrutura função das classes de suscetibilidade à deslizamentos alta e muito alta, tem-se: 1º. Regional Barreiro (45,7%); 2º. Regional Centro-Sul (36,5%); 3º. Regional Leste (26,6%).

Comparativamente ao mapeamento realizado pela CPRM em 2015, percebe-se, para a metodologia adotada neste trabalho, que as áreas suscetíveis a deslizamento no município de Belo Horizonte aumentaram de 4,8% (alto) para 16,6% (alto a muito alto), proporcionalmente à área da cidade.

Este estudo poderá ser aprimorado com a incorporação de um maior banco de dados de cicatrizes de deslizamento do município de Belo Horizonte. Entende-se que é muito importante a contínua atualização dos zoneamentos das regiões de riscos geológico-geotécnicos para subsidiar a elaboração e revisão/atualização de Planos Municipais de Redução de Risco (PMRR), em consonância com a Política Nacional de Proteção e Defesa Civil (PNPDEC) instituída pela Lei nº 12.608/2012 (BRASIL, 2012).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) pelo apoio técnico na presente pesquisa, a Defesa Civil de Belo Horizonte e a Companhia Urbanizadora e de Habitação de Belo Horizonte (Urbel).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alvares, C. A., Stape, J. L., Sentelhas, P .C., Gonçalves, J. L. de M., Sparovek, G.(2013). Köppen's climate classification map for Brazil. Meteorologische Zeitschrift, 22(6): 711-728. Doi: 10.1127/0941-2948/2013/0507. Disponível em: < https://www.schweizerbart.de/papers/metz/detail/22/82078/Koppen_s_climate_classification_map_for_Brazil>. Acesso em: 12 Abr. 2024.

Brasil (2012) Lei Nº 12.608, de 10 de abril de 2012. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2011-2014/2012/lei/l12608.htm>. Acesso em 12 Abr. 2024.

Brasil (2021) Decreto Nº 10.692, de 3 de maio de 2021. Disponível em: < https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2021/decreto/d10692.htm>. Acesso em 12 Abr. 2024.

Carvalho, D. C. F.; Dornas, C.; Benvenuto, G. (2017) Mapeamento da suscetibilidade a movimentos de massa no município de Belo Horizonte (MG) a partir da aplicação de análise multicritério. XVII Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada. I Congresso Nacional de Geografia Física. Anais. Campinas - SP. Disponível em:<https://ocs.ige.unicamp.br/ojs/sbgfa/article/view/2249>. Acesso em: 12 Abr. 2024.

Castro, B.E.L.; Evangelista, J.A. (2004) Análise da Correlação entre histórico de ocupação, pluviometria e processos geodinâmicos nas vilas conjunto Taquaril e aglomerado da Serra. Monografia. Curso de Especialização em Geotecnia Ambiental (CEGEAMB). UFMG. Belo Horizonte.

Castro, J.M.G. (2006) Pluviosidade e Movimentos de Massa nas Encostas de Ouro Preto. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFOP. Ouro Preto. Disponível em: <https://www.propec.ufop.br/uploads/propec_2022/teses/arquivos/tese116.pdf>. Acesso em 12 Abr. 2024.

CLIMATE DATA (2024) Clima: Belo Horizonte (Brasil). Disponível em: https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil/minas-gerais/belo-horizonte-2889/ Acesso em: Mar. 2024.

CPRM (2015) Carta de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundação: município de Belo Horizonte - MG. CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. Disponível em: <https://rigeo.sgb.gov.br/handle/doc/14916>. Acesso em 12 Abr. 2024.

Embrapa (1979) *Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos*. Súmula da 10. Reunião técnica de levantamento de solos. Rio de Janeiro: Embrapa. 83 p. (SNLCS. Micelânea, 1).

IBGE (2022) *Censo Demográfico.* Diretoria de Pesquisas. Rio de Janeiro. Disponível em: <https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv102011.pdf>. Acesso em: 03 abr. 2024.

IBGE (2019) *Suscetibilidade a deslizamentos do Brasil: primeira aproximação*. Macrocaracterização dos Recursos Naturais do Brasil. Coordenação de Recursos Naturais e Estudos Ambientais. Rio de Janeiro. Disponível em: <https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv101684.pdf>. Acesso em: 03 abr. 2024.

Köppen, W., Geiger, R. (1936) Das Geographische System der Klimate. In: Koppen, W. and Geiger, R., Eds., Handbuch der Klimatologie, Verlag Gebrüder Borntrager, Berlin (DE). Disponível em: <https://koeppen-geiger.vu-wien.ac.at/pdf/Koppen_1936.pdf >. Acesso em: 12 Abr. 2024.

Lima, S. T.; Souza, J. B. (2008) O geoprocessamento aplicado na identificação de áreas com susceptibilidade a movimento de massas no Parque das Mangabeiras em Belo Horizonte – MG. Revista Científica de Saúde do Centro universitário de Belo Horizonte (UNIBH). e-Scientia. v. 1, n. 1. p 1-18. Disponível em:<https://revistas.unibh.br/dcbas/article/view/118>. Acesso em: 12 Abr. 2024.

Menezes, L. O.; Parisi, M. G.; Ruchkys, U, A.; Jardim, A. H. (2021) Comunicação em Geociências na Gestão de Riscos e Desastres Ambientais. Anuário do Instituto de Geociências - UFRJ, v. 44, p. 01-12, 2021. Disponível em: https://revistas.ufrj.br/index.php/aigeo/article/view/37273. Acesso em 01 Abr. 2024.

Meteoblue (2024) Dados históricos simulados de clima e tempo para Belo Horizonte. Disponível em: <https://www.meteoblue.com/pt/tempo/historyclimate/climatemodelled/contagem_brasil_3465624>. Acesso em: Mar. 2024.

Oliveira M. T. (2009) *Estudo de movimentos de massa gravitacionais no município de Belo Horizonte, MG*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Viçosa – UFV. Disponível em: < https://www.locus.ufv.br/bitstream/123456789/815/1/texto%20completo.pdf>. Acesso em: 1 Abr. 2024.

Parizzi, M. G. (2004) *Condicionantes e mecanismos de ruptura em taludes da região metropolitana de Belo Horizonte, MG*. 211p. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP. Ouro Preto – Minas Gerais. Brasil.

Parizzi, M. G. (2014) *Desastres naturais e induzidos e o risco urbano.* Geonomos, p. 1-9. Disponível em: <https://periodicos.ufmg.br/index.php/revistageonomos/article/view/11705>. Acesso em: 21 mar. 2024.

Parizzi, M. G. (2021) *Riscos Geológicos e Hidrológicos no Município de Belo Horizonte, MG*. Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (RBGEA). v.11. p. 145-161. Disponível em:

https://www.abge.org.br/downloads/3%20-%20RISCOS%20GEOLOGICOS%20E%20HIDROLOGICOS%20NO.pdf. Acesso em: 25 mar. 2024.

Parizzi, M. G. (2022) *Panorama dos desastres climatológicos, hidrológicos, meteorológicos e geológicos durante o período de 2010 - 2019*. Derbyana, v. 43, p. 01-18. Disponível em: <https://revistaig.emnuvens.com.br/derbyana/article/view/766>. Acesso em: 25 mar. 2024.

Parizzi, M. G. et al. (2006) *A aplicação do GPR na análise de estabilidade de taludes.* Geotecnia (Lisboa), Portugal, v. 106, p. 23-53. Disponível em: <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/article/view/10780/7977>. Acesso em: 25 mar. 2024.

Parizzi, M. G. et al. (2011) Processos de movimentos de massa em Belo Horizonte, MG. GEOGRAFIAS (UFMG), v. 7, n.1, p. 58-87, 2011. DOI: https://doi.org/10.35699/2237-549X..13309, Disponível em: <https://periodicos.ufmg.br/index.php/geografias/article/view/13309>. Acesso em: 21 mar. 2024.

Parizzi, M. G.; Sebastião, C. S.; Viana, C. de S.; Pflueger, M. de C.; Campos, L. de C.; Cajazeiro, J. M. D.; Tomich, R. S.; Guimarães, R. N.; Abreu, M. L. de; Sobreira, F. G.; Reis, R. dos. Correlações entre chuvas e movimentos de massa no município de Belo Horizonte, MG. Revista Geografias, [S. l.], v. 6, n. 2, p. 49–68, 2010. DOI: 10.35699/2237-549X.13296. Disponível em: <https://periodicos.ufmg.br/index.php/geografias/article/view/13296>. Acesso em: 12 abr. 2024.

Parizzi, M.G. et al. (2013) *Retroanálise de Escorregamento de Talude na Área de Risco do Taquaril, Belo Horizonte, MG*. Geonomos, p. 2-39. Disponível em: <https://periodicos.ufmg.br/index.php/revistageonomos/article/view/11759>. Acesso em: 25 mar. 2024.

Porto, D. S. G. F., Azevedo, R. C., Villar, L. F., Santos, H. A., Porto, T. B. (2024) *Metodologias para mapeamento do deslizamento de taludes: uma revisão bibliográfica.* CONTRIBUCIONES A LAS CIENCIAS SOCIALES, [S. l.], v. 17, n. 3, p. e5074. DOI: 10.55905/revconv.17n.3-168. Disponível em: <https://ojs.revistacontribuciones.com/ojs/index.php/clcs/article/view/5074>. Acesso em: 1 abr. 2024.

Porto, T. B. (2024) *Mapeamento de Suscetibilidade à Deslizamentos nos Municípios de Belo Horizonte, Contagem, Nova Lima e Sabará*. Relatório Técnico de Atividades da Residência Pós-Doutoral. Programa de Pós-Graduação em Geologia do Instituto de Geociências da Universidade Federal de Minas Gerais (IGC UFMG). Supervisão: Maria Giovana Parizzi. Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

Pourghasemi, H. R.; Teimoori Yansari, Z.; Panagos, P.; Pradhan, B. Analysis and evaluation of landslide susceptibility: a review on articles published during 2005–2016 (periods of 2005–2012 and 2013–2016). Arabian Journal of Geosciences, 11 (9). 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s12517-018-3531-5>. Acesso em: 1 Abr. 2024.

Sebastião, C. S. (2010) Correlação entre pluviosidade e movimentos de massa para o município de Belo Horizonte/MG. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Núcleo de Geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto.

Silva, D. F. S.; Parisi, M.G.; Silva, E. A. S.; Silva, G. A. R. (2023) *Natural Disasters in the Metropolitan Region of Belo Horizonte: A Summary of Events Occurred in the Rainfall Period of 2019/2020*. Anuário do Instituto de Geociências - UFRJ, v. 46, p. 1-13. Disponível em: <https://revistas.ufrj.br/index.php/aigeo/article/view/48923>. Acesso em: 01 Abr. 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/385

Comparativo de Uso de Compactador de Resíduos e Tratores de Esteira Convencionais em um Aterro Sanitário no Estado de Pernambuco

Caio Duque Estrada Amendola
Progen, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, caiodeamendola@gmail.com

Manuella Suellen Vieira Galindo
ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, manuella.galindo@altageotecnia.com

Álvaro Bruno Farias da Silva
Centro Universitário dos Guararapes, Jaboatão dos Guararapes, PE, Brasil, alvarobrunofarias@gmail.com

RESUMO: A compactação de resíduos sólidos é de fundamental importância para as operações de um aterro sanitário, visto que maiores densidades geram volumes adicionais de disposição com o consequente aumento de vida útil, bem como contribui na resistência da massa, redução de recalques e na estabilidade dos maciços de resíduos. O presente trabalho mostra uma breve descrição do recebimento e operacionalização de um rolo compactador de resíduos em um aterro sanitário de Pernambuco, no período de outubro de 2019 a maio de 2020, sendo apresentados os dados de consumo de horas, consumo de combustível, massa específica operacional dos resíduos antes e após a utilização do equipamento, e comparação com dados de utilização dos tratores de esteira usuais. Destaca-se que o uso do compactador aumentou em até 20% a massa específica operacional ao comparar com a média histórica do empreendimento. Entretanto, pontua-se o maior consumo médio mensal de combustível, aproximadamente 2,4 vezes maior do que os tratores de esteira convencionais, além de ser mais custoso nas manutenções e somente funcionou em conjunto com os tratores de esteira. Entende-se que o equipamento deve ser adequado aos períodos de estiagem, visando a performance otimizada, de modo a aumentar a vida útil do empreendimento.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro sanitário, Compactação, Vida útil.

ABSTRACT: The compaction of solid waste is fundamental for the operations of a landfill, as greater densities generate additional volumes of disposal with a consequent increase in its operation life, as well as contributing to mass resistance, slope stability and settlement reduction. This article compares the use of a waste compactor roller and conventional bulldozers in a solid waste landfill in Pernambuco, from October 2019 to May 2020, presenting data on hourly use, monthly fuel consumption and unit weight of waste. The use of the waste compactor increased the density of the waste mass by up to 20% compared to the historical data. However, it has a higher average monthly fuel consumption, approximately 2.4 times greater than the bulldozers, in addition to being more expensive to maintain and only working with the bulldozers. This equipment is mostly suitable for dry periods, aiming to increase the operating life of the project by optimizing the performance.

KEYWORDS: Solid waste landfill, Compaction, Operating life.

1 INTRODUÇÃO

A otimização da capacidade dos aterros sanitários é fundamental para que o empreendimento se mantenha economicamente viável ao longo do tempo e a sua vida útil seja mantida.

Um dos fatores que influenciam na vida útil de aterros sanitários é a composição gravimétrica e volumétrica dos materiais presentes nos resíduos sólidos urbanos (RSU). A caracterização dos resíduos permite prever o comportamento geral de um aterro sanitário, levando-se em consideração que os parâmetros

geotécnicos são majoritariamente definidos pelos materiais que existam em maior quantidade no maciço e que possuem maior influência na massa (FARIAS, 2014).

Ademais, o peso específico dos resíduos depositados constitui um outro fator importante, pois sendo a razão entre a massa de RSU por unidade de volume, seu valor indica maior ou menor capacidade de disposição de resíduos em um mesmo espaço.

De acordo com Marques (2001), a compactação em aterros sanitários objetiva a redução volumétrica dos RSU, sendo as principais vantagens de uma boa compactação o aumento de vida útil, a melhoria na trafegabilidade sobre os resíduos, a diminuição da vazão de líquidos percolados e o aumento da migração controlada de líquidos percolados e gases. Portanto, torna-se vital para as operações de um aterro sanitário, visto que maiores pesos específicos geram volumes adicionais de disposição com o consequente aumento na longevidade do empreendimento.

Segundo Boscov (2008), os tratores de esteira são usualmente empregados para a compactação dos resíduos sólidos urbanos no Brasil. Também cita que há rolos compactadores específicos para aterros sanitários, porém ainda em menor expressividade se comparado aos tratores de esteira. Além disso, em função do porte dos equipamentos, os compactadores de resíduos empregam uma maior energia de compactação.

O presente trabalho tem por objetivo apresentar o histórico de uso de rolo compactador de resíduos em um aterro sanitário do Estado de Pernambuco, no período de outubro de 2019 a março de 2020, mostrando os dados de consumo de horas, de consumo de combustível, do peso específico, e comparação com dados de utilização dos tratores de esteira usuais.

2 MATERIAS E MÉTODOS

O objeto de estudo trata-se de um aterro sanitário de médio a grande porte no Estado de Pernambuco. De acordo com o gráfico apresentado na Figura 1, que compara as taxas mensais de recebimento de resíduos no empreendimento e as precipitações mensais, verifica-se que a média mensal para o período de janeiro de 2019 a junho de 2020 foi de 124.938t/mês, com um pequeno aumento nos meses de janeiro a março de 2020. Ressalta-se que mesmo com a deflagração da quarentena em virtude da pandemia causada pelo COVID-19, observa-se a manutenção da taxa de recebimento de resíduos.

No que tange a precipitação, cujos dados foram extraídos do pluviômetro instalado no local, nota-se que o ano de 2020 foi menos chuvoso se comparado ao mesmo período do ano anterior. Não se observa uma relação direta entre a precipitação e o recebimento de resíduos, este mais relacionado aos aumentos em épocas festivas (ex.: Natal e Réveillon).

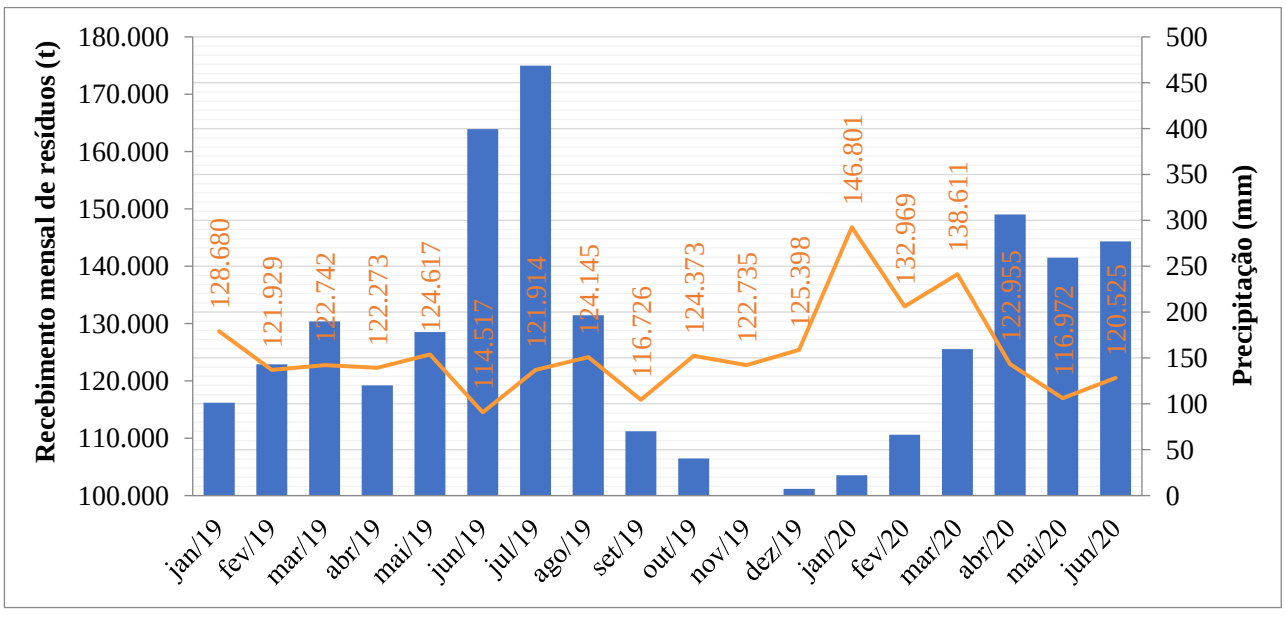


Figura 1. Comparativo das taxas de recebimento de resíduos (linha laranja) e a precipitações mensais (barras azuis) entre janeiro de 2019 e junho de 2020.

A metodologia usada neste artigo consistiu em apresentar o histórico de uso de rolo compactador de resíduos em um aterro sanitário de Pernambuco, no período de outubro de 2019 a março de 2020, obtidos por meio de relatos da operação e "diários de obra". Também foram coletados e plotados graficamente os dados de consumo de horas trabalhadas e de consumo de combustível para um rolo compactador de resíduos e para um conjunto de tratores de esteira, cujas características estão dispostas na Tabela 1.

Tabela 1. Características dos equipamentos.

Descrição	Compactador de Resíduos	Trator de Esteira
Peso Operacional	36.967kg	17.997kg
Altura	4,20m	2,95m
Comprimento	8,33m	5,82m
Largura	3,80m	2,97m
Forma de locomoção	Rodas	Esteiras

O peso específico foi estimado ao comparar a massa de resíduos recebidos no período, extraída do histórico da balança do empreendimento, e o volume ocupado. Este foi obtido com auxílio de levantamento topográfico da área de disposição de resíduos (via VANT ou estação total) e, posteriormente, os pontos foram utilizados para geração de superfícies tridimensionais, as quais foram comparadas em períodos subsequentes. Os dados foram apresentados de forma gráfica, com um comparativo de sua média histórica. Ao final, os resultados foram discutidos e algumas recomendações operacionais foram apresentadas.

3 PESO ESPECÍFICO DOS RSU DO EMPREENDIMENTO

De acordo com Boscov (2008), o peso específico dos resíduos sólidos urbanos depende principalmente da composição gravimétrica (resíduos com alto teor de matéria orgânica ou materiais leves acarretam menores pesos específicos), da distribuição granulométrica e do grau de compactação (resíduos compactados são mais densos do que resíduos soltos). Ainda, observa-se uma tendência de aumento de peso específico com a profundidade, em consequência da compressão e recalques devidos à sobrecarga das camadas sobrejacentes (KAVAZANJIAN *et al.*, 1995).

Silveira (2004), considerando o lixão de Paracambi (RJ), o aterro controlado de Gramacho (RJ) e os aterros Sanitários de Nova Iguaçu (RJ) e Santo André (SP), relatou valores de pesos específicos dos RSU entre 9,15 e 19,74kN/m³.

Já o trabalho de Carvalho (2006) apresentou um compilado de valores de pesos específicos encontrados na literatura, tendo uma ampla faixa de variação: desde valores de 4kN/m³, para aterros não compactados a escassamente compactados, até valores de 20kN/m³, para aterros com alto grau de compactação.

Borgatto (2010) mostra que o grau de compactação é um dos principais fatores que influenciam no valor do peso específico, sendo obtidos valores entre 3,0 e 7,0kN/m³ para resíduos não compactados, e entre 9,0 e 13,0kN/m³ quando aplicada uma compactação controlada utilizando-se tratores de esteira apropriados.

No trabalho de Salamoni (2019), realizado em um aterro sanitário do município de Santa Maria (RS), os valores obtidos em campo para o peso específico dos RSU, após compactação, variaram entre 6,0 e 14,0kN/m³, com valor médio de 10,0kN/m³.

Dai-Prá *et. al.* (2022) reportaram valores de pesos específicos de 6,8 a 13,5kN/m³, para resíduos recém-descartados e aterrados em um aterro sanitário localizado na região Sul do Brasil.

No que tange o presente trabalho, o empreendimento realiza mensalmente levantamento topográfico da área de disposição de resíduos, com auxílio de estação total, e os resultados são dispostos em forma de curvas de nível. Em seguida, é feita uma sobreposição entre as superfícies tridimensionais dos meses subsequentes. Com a massa de resíduos recebidos no referido período e o volume ocupado, é possível estimar uma massa específica relativa. É importante ressaltar que este método não considera os recalques e demais deslocamentos ocorridos nas camadas inferiores, de modo que as massas específicas apresentadas devem ser relativizadas, e não tomados como exatas. Em função disso, são aqui chamadas de massa específica operacional.

Os valores obtidos entre janeiro de 2018 e junho de 2020 estão mostrados na Figura 2. Conforme observado, há oscilações entre 0,95t/m³ e 1,51t/m³, com uma média de 1,19t/m³. Ainda, convertendo as unidades para compatibilizar com peso específico, temos valores entre 9,32 e 14,81kN/m³, com a média de 11,67kN/m³. Nota-se que os valores estão coerentes com outros trabalhos reportados na literatura.

Adicionalmente, constata-se que a sazonalidade pluviométrica não apresentou uma relação direta com a massa específica dos resíduos, acompanhada mensalmente. Historicamente, no Estado de Pernambuco, o período de maior precipitação ocorre entre os meses de março e agosto. Apesar de não retratado no presente trabalho, sabe-se que a precipitação influencia mais na cobertura, na ocupação de lagoas de chorume e geração de lixiviados.

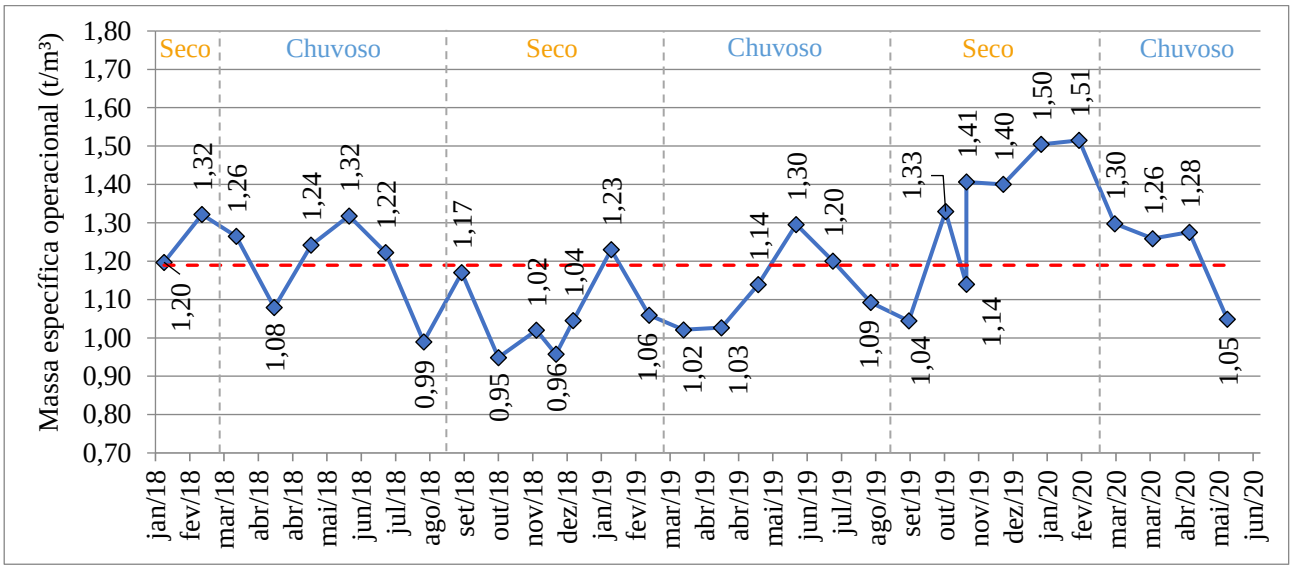


Figura 2. Evolução da massa específica operacional entre janeiro de 2018 e junho de 2020.

4 BREVE HISTÓRICO DE UTILIZAÇÃO DO COMPACTADOR DE RESÍDUOS NO EMPREENDIMENTO

A chegada do equipamento ocorreu em 04 de outubro de 2019, sendo os testes iniciados no dia seguinte, para compactação dos resíduos recém-dispostos. É válido pontuar que, num primeiro momento, ele foi utilizado na manobra em *flat* com a operação em *uphill* (modo ascendente). Nesta primeira forma de atuação, a eficiência não foi considerada adequada, tendo sido verificado um avanço rápido da linha de base do talude de resíduos, algo em torno de 15m/dia, sendo que a média usual seria em torno de 5m/dia.

Diante do cenário descrito, o *layout* da área de disposição foi modificado para uma operação em *downhill*, com os trabalhos de descarga e espalhamento dos resíduos no sentido de cima para baixo (descendente), o que diminui os esforços dos equipamentos durante o transporte de resíduos e aumenta a velocidade de espalhamento, além de permitir um maior controle do avanço da linha de base do talude de resíduos.

A Tabela 2 mostra, para cada período entre os levantamentos topográficos realizados entre outubro de 2019 e março de 2020, os valores obtidos para a massa específica operacional, com os respectivos comentários relacionados às questões operacionais e a representação gráfica da disposição de resíduos no período em questão.

No período de 05 a 31 de outubro de 2019, diversas modificações nas práticas operacionais foram implantadas, conforme recomendações da fabricante do equipamento. Neste primeiro mês, a massa específica operacional foi de 1,33t/m³. Apesar de mais elevada do que a média histórica do aterro, atribui-se a esse valor a falta de prática dos operadores com o equipamento e o desconhecimento das boas práticas operacionais.

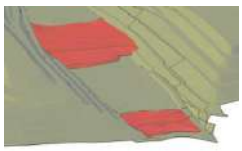
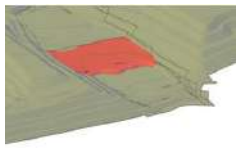
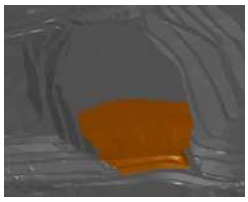
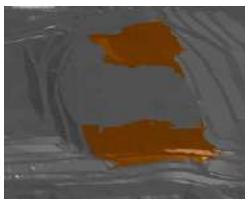
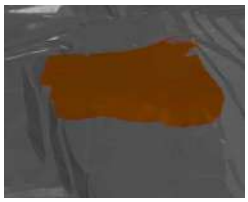
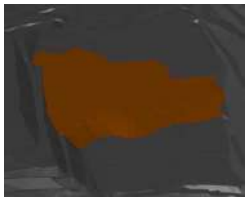
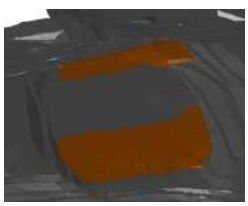
No dia 31/10/2019, a operação com o compactador de resíduos foi interrompida pela ausência de raspadores, só sendo retomada no dia 18/11/2019. Portanto, neste período, o espalhamento e compactação se deu apenas com os tratores de esteira convencionais, tendo sido possível uma massa específica operacional de 1,14t/m³, valor consolidado próximo à média histórica.

A partir de 18/11 até 30/12/2019, a frente operacional ocorreu de forma descentralizada em função de aspectos técnicos, tendo sido realizado nesse período um novo levantamento topográfico (dia 06/12/2019). O valor da massa específica operacional foi de 1,41t/m³, atingindo um patamar superior ao período anterior em

que o equipamento estava em funcionamento, mesmo atuando de forma descentralizada na compactação dos resíduos.

No final de dezembro, um novo levantamento topográfico fora realizado (dia 26/12/2019), mantendo-se um valor para a massa específica operacional bem próxima da análise anterior (1,40t/m³). A operação atuou em duas frentes até o dia 16/12/2019, e a partir de então em apenas uma frente. Constata-se que as massas específicas operacionais obtidas nos meses de janeiro e fevereiro de 2020 estão entre as mais elevadas da série histórica, na devida ordem, de 1,50 e 1,51t/m³. Ao retornar para duas frentes de disposição, a massa específica operacional reduziu para 1,30t/m³. Vale ressaltar que o compactador de resíduos somente funcionou em conjunto com os tratores de esteira durante os períodos supracitados.

Tabela 2. Visão geral da disposição de resíduos e massa específica operacional por período.

Mês / Ano	Período	Massa específica operacional (t/m³)	Observações	Visualização das áreas de disposição
Outubro 2019	05/10/2019 a 31/10/2019	1,33	Início da atuação do compactador de resíduos, com ajustes das práticas operacionais.	
Novembro 2019	31/10/2019 a 18/11/2019	1,14	Compactador de resíduos em manutenção; atuação somente com os tratores de esteira convencionais.	
Novembro 2019	18/11/2019 a 06/12/2019	1,41	Retorno do compactador a frente operacional; adoção de melhores práticas operacionais, sinalização da praça, descarga em fila nos horários de pico.	
Dezembro 2019	06/12/2019 a 27/12/2019	1,40	Atuação em duas frentes de disposição até o dia 16/12/2019, e a partir de então em apenas uma frente.	
Janeiro 2020	27/12/2019 a 03/02/2020	1,50	Atuação em apenas uma frente de disposição.	
Fevereiro 2020	03/02/2020 a 02/03/2020	1,51	Atuação em apenas uma frente de disposição.	
Março 2020	02/03/2020 a 09/04/2020	1,30	Atuação em duas frentes de disposição.	

5 DADOS OPERACIONAIS DOS EQUIPAMENTOS

No que diz respeito aos dados operacionais do compactador de resíduos (barras laranjas) e dos tratores de esteira convencionais (barras azuis), as Figuras 3 e 4 mostram as horas mensais trabalhadas e o consumo mensal de combustíveis (em litros) dos equipamentos, respectivamente.

Neste período, o parque de máquinas contou com disponibilidade de seis tratores de esteira, com uso de três a cinco simultaneamente mês a mês, com uma média mensal total de 1.269 horas trabalhadas e consumo total mensal médio de 24.007 litros de diesel. Já o compactador de resíduos fez média mensal de 251 horas trabalhadas e consumo mensal médio de 11.333 litros de diesel.

Figura 3. Horas mensais trabalhadas.

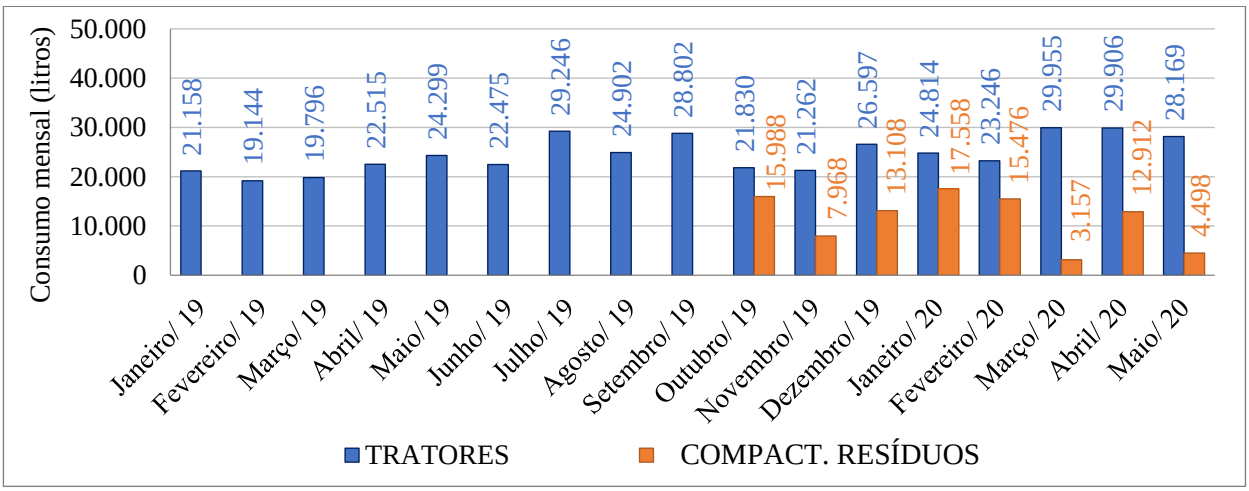


Figura 4. Consumo mensal de combustíveis.

Complementarmente, a Figura 5 apresenta o consumo médio mensal (em litros por hora) do conjunto de tratores de esteiras e do compactador de resíduos. Percebe-se que tratores obtiveram uma média de consumo de 19,2 litros/horas, ao passo que o consumo do compactador de resíduos foi 2,4 vezes maior, da ordem de 46,3 litros/hora.

Ao comparar as massas específicas operacionais e as horas mensais dos equipamentos combinados, tal como apresentado na Figura 6, percebe-se que o período de atuação do compactador em conjunto com os tratores de esteira, entre outubro de 2019 e maio de 2020, resultou em massas específicas operacionais mais elevadas que a média histórica, salvo o mês de novembro de 2019, pelo fato de o compactador ter ficado em manutenção. Ademais, não foi observado uma relação direta entre as horas produtivas dos equipamentos e as massas específicas operacionais. Também não foi possível separar a produção dos equipamentos de forma

individual, visto que os dois tipos de equipamentos atuaram em conjunto nas praças de disposição. A produção conjunta variou entre 0,20 e 0,60 litros/tonelada.

Já a Tabela 3 mostra um resumo dos dados operacionais do compactador de resíduos e dos tratores de esteira. Vale lembrar que atuaram simultaneamente de três a cinco tratores a cada mês, de forma alternada.

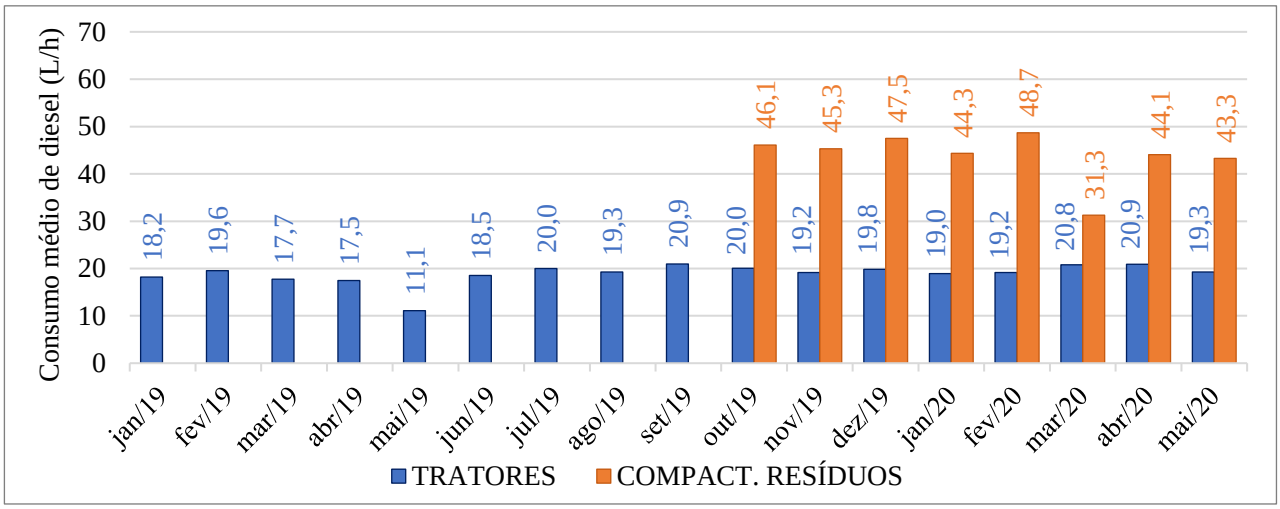


Figura 5. Consumo médio de diesel (em litros por hora).

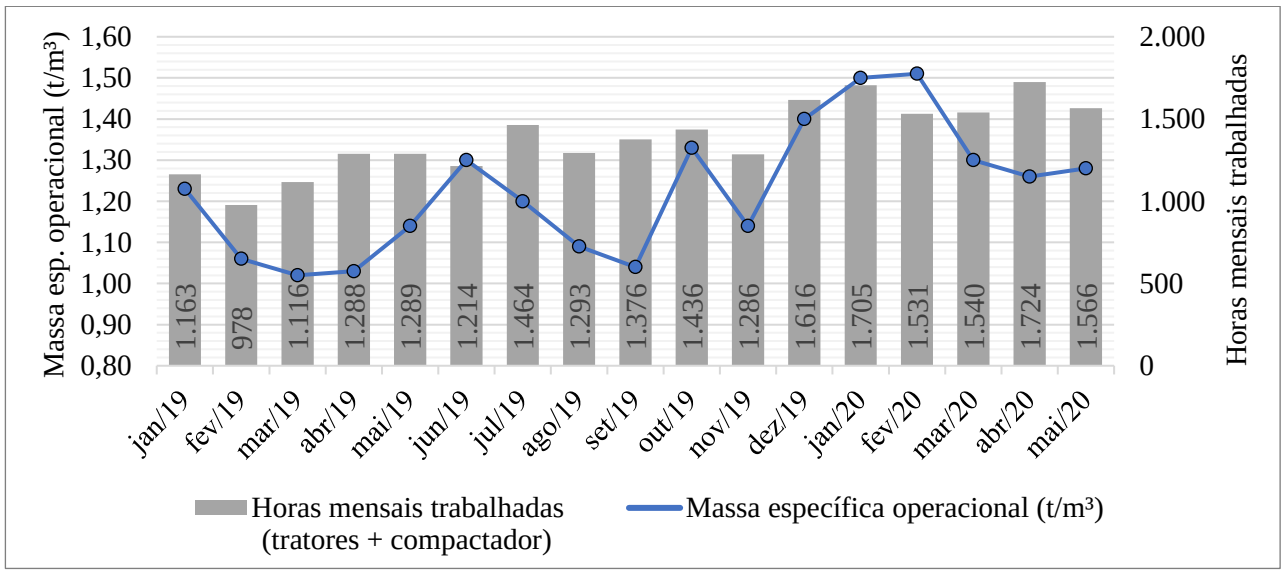


Figura 6. Comparativo entre o total de horas trabalhadas e as massas específicas operacionais.

Tabela 3. Dados operacionais dos equipamentos.

Descrição	Compactador de resíduos			Tratores de esteira		
	Mínimo	Média	Máximo	Mínimo	Média	Máximo
Horas mensais trabalhadas	101	251	396	978	1.269	1.464
Consumo mensal de diesel (L)	3.157	11.333	17.558	14.299	24.007	29.955
Consumo médio de diesel (L/h)	31,26	43,80	48,67	11,09	18,88	20,93

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho comparou a utilização de rolo compactador de resíduos em um aterro sanitário de Pernambuco, no período de outubro de 2019 a março de 2020, com tratores de esteira convencionais. Basicamente, a comparação se deu no consumo de horas, no consumo de combustível e na massa específica operacional dos resíduos antes e após a utilização do equipamento.

A partir dos dados obtidos e observações operacionais de campo, pontua-se como pontos fortes do compactador de resíduos a sua robustez e alta eficiência, gerando uma maior energia de compactação por passada e elevação da massa específica operacional e, consequentemente, ganho de vida útil no empreendimento. Tal fato é bastante relevante tendo em vista que uma tonelada no aterro sanitário gera de receita, no geral, entre R$50 e R$150. No presente trabalho, o uso do compactador de resíduos aumentou em até 20% a massa específica operacional se comparado com a média histórica do empreendimento.

Por outro lado, o equipamento se mostrou mais lento do que os tratores de esteira, teve um consumo de combustível mais elevado (aproximadamente 2,4 vezes maior), além de ser mais custoso nas manutenções e somente funcionou em conjunto com os tratores.

Entende-se que o equipamento deve ser adequado aos períodos de estiagem do ano, pois o ganho de performance é mais nitidamente notado (constatação empírica), visando performance adequada, de modo a aumentar a vida útil do empreendimento.

Com a adequação do custo à realidade brasileira, possibilita-se uma mudança de paradigmas e concepção operacional, isto é, uso em conjunto de tratores e de compactadores visando aumento de vida útil dos empreendimentos, com uma visão de longo prazo e diluição do investimento inicial. Assim, o investimento torna-se justificável, apesar de os custos operacionais mensais e eventuais manutenções ainda serem elevados na época, se comparado ao uso exclusivo de tratores de esteira.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à ALTA Geotecnia Ambiental, responsável técnica por projetos executivos e monitoramentos geotécnicos no empreendimento, pela autorização para publicação dos resultados aqui apresentados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Borgatto, A. V. A. (2010) *Estudo das propriedades geomecânicas de resíduos sólidos urbanos pré-tratados.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, COPPE / UFRJ, 306p.

Boscov, M. E. G. (2008) *Geotecnia Ambiental*, 1 ed., Oficina dos Textos, São Paulo, SP, Brasil, 248 p.

Carvalho, A. R. (2006) *Desenvolvimento de um equipamento para determinação de parâmetros geotécnicos de resíduos sólidos*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, COPPE / UFRJ, 180 p.

Dai-Prá, L. B., Gomes, L. P., Caetano, M. O., Ghesla, P. L., Santos, M. A. (2022) Estudo das propriedades geotécnicas de resíduos sólidos urbanos recém-descartados e aterrados em aterro sanitário localizado na região Sul do Brasil. *Revista DAE*, 70 (234), p. 17-30.

Farias, R. M. S. (2014) *Estudo dos recalques em aterros de resíduos sólidos urbanos: uma abordagem experimental e estatística.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais / UFCG, 128 p.

Kavazanjian, E. Matasovic, N. Bonaparte, R. Schmertmam, G. R. (1995) *Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis*. In: Geoenviromental 2000. Geotechnical Special Publication 46, ASCE, v.2, p. 1126-1142.

Marques, A. C. M. (2001) *Compactação e compressibilidade de resíduos sólidos em Geotecnia.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 408 p.

Salamoni, G. P. D. (2019) Compressibilidade de resíduos sólidos urbanos devido aos processos de biodegradação em um aterro sanitário. Tese de Doutorado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia / UFSM, 230 p.

Silveira, A. M. M. (2004) *Estudo de peso específico de resíduos sólidos urbanos*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, COPPE / UFRJ, 112 p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/386

Comportamento Mecânico de um Solo Tropical Reforçado com Resíduos Têxteis

Mayara Luana de Jesus Santos 1
Doutoranda, Universidade de Brasília, Brasília/DF, Brasil, mayaraluana.ml@gmail.com

Juliana Rangel de Morais Pimentel 2
Doutoranda, Universidade de Brasília, Brasília/DF, Brasil, jrangel.eng@gmail.com

Kássio Gomes Fialho 3
Mestrando, Universidade de Brasília, Brasília/DF, Brasil, kassiogf@hotmail.com

Arthur Henrique Moizinho 4
Mestrando, Universidade de Brasília, Brasília/DF, Brasil, ahmoizinho@hotmail.com

Michéle Dal Toé Casagrande 5
Professora Titular, Universidade de Brasília, Brasília/DF, Brasil, mdtcasagrande@unb.br

RESUMO: A indústria têxtil, de vestuário e moda, juntas, motivadas pelo conceito "*fast fashion*", fabricam toneladas de roupas por ano, e, pelo descarte indiscriminado dessas peças em lixões a céu aberto, vem provocando prejuízos ambientais e sociais no mundo todo. Nesse sentido, estudiosos de diversas áreas do conhecimento vêm se dedicando a encontrar novas soluções de mitigação desse problema. Uma dessas áreas é a geotecnia ambiental, que contribui com pesquisas que envolvem o uso de materiais alternativos como materiais para reforço de solos, como é o caso das fibras têxteis, visando a melhoria do comportamento mecânico do solo. O presente estudo realizou ensaios mecânicos de compactação e de resistência à compressão não confinada, com análises microestruturais, em corpos de prova moldados com solo tropical e resíduos têxteis, de composição de fibras 100% algodão, coletados a partir de roupas e tecidos oriundos de descartes de confecções localizadas no Polo de Moda do Distrito Federal, no intuito de se observar a influência dessa fibra têxtil, seus teores o comprimento dessas fibras quando misturadas ao solo. Foram obtidos resultados satisfatórios nos compósitos solo-fibras têxteis, obtendo-se o aumento de resistência de pico e a queda de resistência pós-pico nos compósitos estudados.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduos têxteis, Fibras de algodão, Resistência à compressão não confinada Geotecnia ambiental.

ABSTRACT: The textile apparel and fashion industries, driven by the concept of fast fashion, collectively manufacture tons of clothing per year. Due to the indiscriminate disposal of these garments in open landfills, they have been causing environmental and social damages worldwide. In this regard, scholars from various fields of knowledge have been dedicated to finding new solutions to mitigate this problem. One of these areas is environmental geotechnics, which contributes to research involving the use of alternative materials such as textile fibers for soil reinforcement, aiming to improve the mechanical behavior of the soil. This study conducted mechanical tests of compaction and unconfined compressive strength, with analyses of the failure plane, on specimens molded with tropical soil and textile waste composed of 100% cotton fibers. These fibers were collected from clothing and fabrics discarded by manufacturers located in the Fashion Hub of the Federal District. The aim was to observe the influence of these textile fibers, their content, and length when mixed with the soil. Satisfactory results were obtained in the soil-textile fiber composites, showing an increase in peak strength and a decrease in post-peak strength in the studied composites.

KEYWORDS: Textile waste, Cotton fibers, Unconfined compressive strength, Environmental geotechnics.

1 INTRODUÇÃO

Dados anunciados pela Associação Brasileira da Indústria Têxtil e de Confecção apontou que o Brasil foi classificado como o quarto maior produtor global de vestuário e o quinto em manufatura têxtil. Os dados revelaram ainda, que o país abrigava mais de 32 mil empresas, sendo que mais de 80% delas eram confecções de pequeno e médio porte, distribuídas em todo o território nacional. Além disso, o Brasil é considerado um dos cinco maiores produtores mundiais da fibra natural mais consumida no mundo, o algodão. Cerca de 60% dessa fibra é destinada à produção de peças de vestuário (ABIT, 2020).

Essa grande produção de peças de vestuário pode ocasionar efeitos nocivos à sociedade, pois se atrelada a uma má gestão de resíduos, pode provocar impactos negativos tanto no meio ambiente quanto na saúde pública. A ausência de um sistema eficaz de logística reversa apresenta uma série de desafios, exigindo planejamento e tomada de decisões, como garantir uma cobertura adequada das coletas, determinar destinos finais específicos para esses resíduos, adotar práticas sustentáveis eficientes, demonstrar interesse em utilizar matérias-primas secundárias, bem como realizar investimentos adequados e disponibilizar recursos necessários para os processos (ABRELPE, 2022). A Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), estabelecida pela Lei 12.305/2010, regula a prática da logística reversa. Essa política se fundamenta na obrigação legal de os geradores de resíduos garantirem sua destinação final correta após o consumo, permitindo seu retorno ao início da cadeia produtiva. Além disso, a PNRS aborda o papel do poder público, que tem responsabilidades definidas, e promove acordos setoriais entre entidades públicas e privadas para garantir o cumprimento das obrigações legais. No entanto, há lacunas nesses acordos que, de certa forma, transferem ao consumidor a responsabilidade pela coleta, o que pode ser problemático.

Por isso, se faz necessário explorar alternativas para a destinação ou reutilização desses resíduos, uma vez que frequentemente são descartados de forma indevida em aterros sanitários ou em lixões a céu aberto, devido à falta de opções adequadas para seu destino final. Nesse sentido, a pesquisa por novos materiais geotécnicos tem como um de seus principais objetivos viabilizar o uso de materiais com potencial significativo, porém subutilizados, para a construção de obras de terra, além de outros propósitos.

Segundo Pereira (2009), a indústria têxtil faz uso de uma variedade de fibras naturais de origem vegetal, animal e mineral, além de fibras manufaturadas artificiais e sintéticas. De acordo com Taylor (2013), o uso de fibras é uma alternativa viável, apresentando um desempenho satisfatório quando empregadas como reforço de solo. Elas têm a capacidade de absorver energia de forma eficiente, o que resulta em um aumento na resistência e rigidez do material compósito, além de reduzir a formação e espaçamento de fissuras. O verdadeiro potencial dos materiais compósitos fibrosos é alcançado após o ponto de pico, quando as fibras desempenham um papel crucial no aumento da resistência do material e, consequentemente, na capacidade de absorção de energia (Casagrande, 2005).

Este artigo tem como objetivo realizar uma análise abrangente do comportamento de compósitos compostos por solo tropical, fortalecidos com fibras de algodão provenientes de resíduos têxteis. Essas fibras são dispersas de maneira aleatória dentro da matriz de solo seco. O estudo visa aprofundar a compreensão sobre como essas fibras influenciam as propriedades mecânicas dos compósitos, com o propósito de explorar amplamente seu potencial como uma alternativa eficaz de reforço para o solo, além de se apresentar como uma solução viável para reduzir o descarte inadequado de resíduos têxteis.

2 RESÍDUOS TÊXTEIS

Resíduo têxtil é o produto de descarte de todo material sólido produzido pela indústria têxtil, de vestuário e moda. No Brasil, segundo estudo sobre viabilidade de resíduos têxteis, aproximadamente 170 mil toneladas desses resíduos são geradas todos os anos por esses segmentos,. Esse mesma pesquisa também mostrou que apenas 20% desses resíduos são reciclados, sendo os 80% restantes destinados para aterros sanitários ou descartados inadequadamente (SEBRAE, 2023).

Esses resíduos têxteis chegam nos aterros sanitários, em sua maioria, sob a forma de peças de vestuário, apresentando em suas composições misturas de matérias-primas diversas, como o algodão, a viscose, o poliéster, a poliamida e o elastano, por exemplo. Dentre esses componentes texteis, o algodão se destaca por ser o principal insumo na fabricação do tecido denim, que é utilizado na confecção de peças de roupas jeans, fazendo com que o Brasil ocupe posições entre os cinco maiores produtores e consumidores desse tecido (ABIT, 2023).

2.1 Fibras, Fios e Tecidos de composição 100% Algodão

Fibra têxtil é um termo genérico para se referir a materiais de origem natural ou manufaturada, que são utilizados para fins têxteis. A escolha desses materiais depende, principalmente, de características físicas como comprimento, espessura, resistência, absorção e alongamento. Esse conhecimento auxilia no processo de fabricação de artigos têxteis que se deseja produzir, para atender a uma determinada finalidade (Aguiar Neto, 1996).

Conforme Echer (2022), dentre as fibras naturais, o algodão representa cerca de 97% da matéria-prima consumida pela indústria têxtil brasileira. Ela é extraída da semente (capulho) de uma planta de mesmo nome, e, por isso, deve ser classificada como uma fibra natural vegetal. O tipo de solo, a região de cultivo e o clima propício para o seu plantio são fatores determinantes para a qualidade de suas caracterísitcas físicas (ABRAPA, 2015).

Já os fios têxteis são definidos como um conjunto de fibras paralelizadas, distribuídas ao longo de seu comprimento e torcidas entre si. Essa distribuição de massa ao longo do comprimento representa a espessura de um fio (Aguiar Neto, 1996; Garcia, 1995). Esses fios quando possuem em sua composição 100% fibras de algodão são formados por meio de operações indispensáveis que vão desde a limpeza, a abertura e a homogeinização dessa matéria-prima fibrosa, passando por uma regularização e redução de massa por unidade de comprimento, até a coesão linear dessas fibras (Araújo & Castro, 1986).

Na sequência, têm-se os tecidos, que são produtos gerados pelo processo de tecelagem, a partir do entrelaçamento de fios, por meio de mecanismos sincronizados de maquinários específicos denominados de tear. Dentre os tipos de tecido existentes, os mais utilizados na confecção de peças de roupa são os planos e os de malha. Os fios utilizados na fabricação dos tecidos planos, geralmente, são mais resistentes que os fios utilizados na fabricação dos tecidos de malha, por apresentarem maiores torções. Os tecidos planos de composição 100% algodão mais consumidos pelo segmento de vestuário são denim, brim, tricoline e cambraia (Araújo & Castro, 1986; Ribeiro, 1984).

Assim, o Brasil, com essa verticalização da cadeia produtiva têxtil e de vestuário, que se inicia com a seleção de matéria-prima fibrosa, passando pelos processos de fiação, tecelagem e beneficiamento, até chegar à indústria de confecção, se classifica como um dos maiores produtores mundiais dos setores têxtil e confeccionista, destacando-se como um importante produtor de tecidos denim e malha. Apesar desses setores serem altamente lucrativos, a cadeia produtiva têxtil gera impactos consideráveis ao meio ambiente. Particularmente, a porção final dessa cadeia é problemática: toneladas de resíduos têxteis são descartadas diariamente nos grandes polos têxteis e confeccionistas do país. Esse acúmulo de resíduos é um grande problema para agências governamentais e particulares que gerenciam o resíduo urbano. Uma maneira de mitigar essa situação é a reutilização e reciclagem têxtil (SEBRAE, 2023).

Como resultado disso, têm-se que a indústria têxtil é o segundo maior poluente do mundo devido as poucas técnicas de reutilização e reciclagem que acarretam grandes impactos ambientais. Um dos problemas ambientais dominantes para a indústria do vestuário é a produção de resíduos durante os processos de corte. Embora todos os sistemas contemporâneos de gestão de resíduos considerem o aterro a pior opção, essa continua sendo a forma preferida de remoção e descarte desses resíduos têxteis (Velicko *et al*., 2020). Além disso, os estudos recentemente mostraram que a reutilização e a reciclagem de têxteis (Figura 1) em geral podem reduzir o impacto ambiental em comparação com a incineração e a destinação aos aterros (Sandin & Peters, 2018; Zhang *et al*., 2018; Yousef *et al*., 2019).

Figura 1. Produção de estopa a partir de resíduo têxtil de composição 100% algodão (SEBRAE, 2023).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O programa de testes estabelecido para os ensaios realizados nos corpos de prova solo-fibras teve como objetivo principal examinar e determinar como a inclusão de fibras de resíduos têxteis, 100% algodão, afeta as propriedades mecânicas de um solo tropical laterítico argiloso. Por conseguinte, foi elaborado um plano experimental dividido em duas fases distintas:

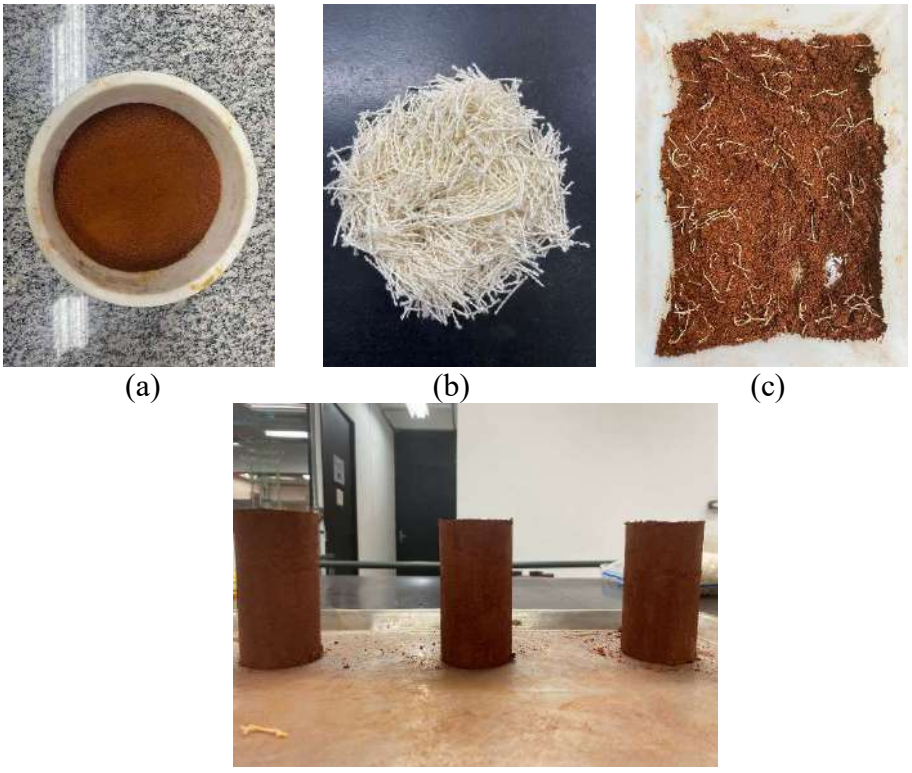
I. A primeira fase se concentrou na análise das características físicas e na caracterização do solo;
II. Na segunda fase, foi conduzido um estudo sobre o comportamento mecânico dos materiais por meio de testes laboratoriais de ensaios de compressão não confinada em compósitos solo-fibras de resíduos têxteis, com a velocidade da prensa de 1,27 mm/mm, conforme a NBR 12770 (ABNT, 2022).

Foram fabricados corpos de prova utilizando moldes cilíndricos de 50 mm de diâmetro, os quais continham diferentes teores de fibras variando de 0,5%, 1,0% e 2,0% em relação ao peso do solo seco. Adicionalmente, foram produzidos corpos de prova sem adição de fibras para fins de comparação. Para fim de reptibilidade, foram feitos três corpos para cada teor de fibra, totalizando 9 corpos de prova submetidos ao ensaio de compressão não confinada.

O processo de confecção dos corpos de prova seguiu 4 etapas:

a) Foi pesado e separado a quantidade de solo seco, das fibras de resíduos têxteis e da água de acordo com o teor a ser analisado;
b) Foi realizada a mistura do solo seco com as fibras de residuos têxteis em um recipiente, a água é adicionada aos poucos no processo de mistura;
c) A mistura foi adicionada ao cilindro para a realização da compaçtação dos corpos de provas;
d) Os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de compressão não confinada.

As figuras abaixo apresentam o processo de confecção dos corpos de prova.



(a) (b) (c)

(d)

Figura 2. (a) Solo tropical laterítico argiloso. (b) Fibras de algodão obtidas a partir de resíduos têxteis. (c) Mistura solo-fibras. (d) Corpos de prova solo-fibras.

4 RESULTADOS

4.1 Solo Tropical Argiloso

Foi encontrada uma densidade relativa dos grãos (GS) do solo puro sem adição de fibras de 2,69. Os valores obtidos para o Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP) foram de 42% e 27%, respectivamente, resultando em um Índice de Plasticidade (IP) calculado de 15, o que caracteriza um solo com uma plasticidade de média a alta. A análise granulométrica revelou que o solo consiste em 41,3% de argila, 34,5% de areia e 24,2% de silte, conforme demonstrado na Figura 3. Classificado como ML de acordo com a classificação SUCS, o solo é identificado como um tipo de silte com baixa compressibilidade. E, seguindo a classificação AASHTO, pertence ao grupo A-7-6, caracterizado por um comportamento considerado limitado a inadequado para uso como camada de suporte. Além disso, com base nos estudos de Carvalho (2019), é classificado como LG', indicando um solo laterítico argiloso de acordo com a classificação MCT. Esses solos apresentam alta capacidade de suporte, baixa expansão e média a alta contração, além de baixa permeabilidade.

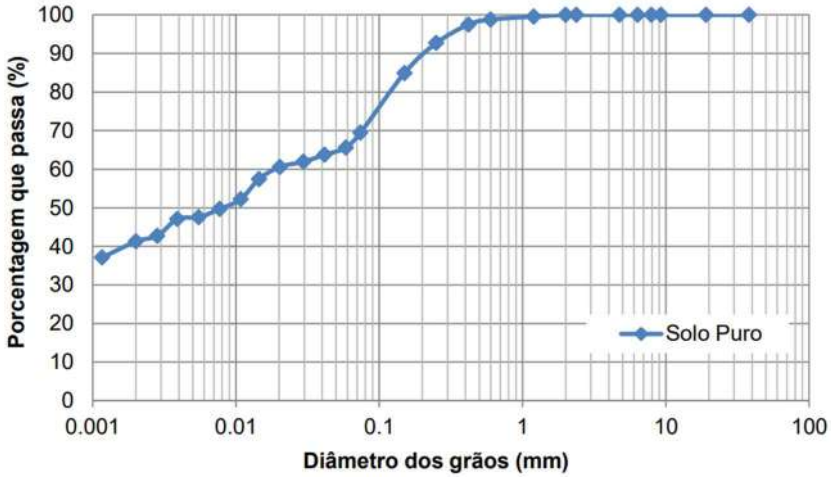


Figura 3. Análise granulométrica feita no solo sem adição de fibras.

4.2 Resistência à Compressão Simples de Solo Reforçado com Fibras de Resíduos Têxteis

A Figura 4, é possível observar as curvas tensão-deformação obtidas com os resultados do ensaio de resistência à compressão simples do solo puro e solos-fibra com 0,5%, 1,0% e 2,0% de fibras de resíduos têxteis de algodão cru. Em todos os três casos, foi constatado que ocorreu aumento da tensão máxima suportada pelo corpo de prova. O solo reforçado com 0,5% de fibras apresentou a resistência máxima de 168,82 kPa, um aumento em relação aos 148,49 kPa do solo puro, resultando em uma resistência de pico do compósito de 114% do solo sem reforço. Já o compósito solo-fibra com adição de 1%, teve um aumento ainda maior, chegando a 230,64 kPa, resultando em uma resistência de pico de 155% do solo puro. E, elevando ainda mais a carga suportada, o compósito com 2% de massa em fibra, apresentou 297,25 kPa de tensão máxima atingida, o que mostra uma resistência de pico de 200% do solo sem nenhuma adição de fibra.

Ainda em relação as curvas de tensão-deformação, percebeu-se, também, que ocorreu uma variação nas deformações dos quando se adicionou as fibras. O solo puro teve uma deformação na tensão de pico de 2,25%, já os compósitos com 0,5% e 1,0%, apresentaram um pequeno aumento da deformação da tensão de pico foi de 2,51% e 2,40%, respectivamente. E para o solo reforçado com 2,0% de fibra teve um considerável aumento na deformação, chegando ao valor 5,10% na tensão de pico, mais que o dobro do solo sem reforço.

Outro parâmetro muito afetado pela adição das fibras de resíduos têxteis foi a resistência pós-pico. No solo sem reforço foi observado que ocorre uma queda na resistência após a ruptura, chegando a valores menores que 50kPa de tensão suportada. Já nos solos reforçados a resistência pós-pico não apresenta uma queda significativa, mantendo grande parte da resistência após a ruptura. O efeito de conservação da resistência de pico é mais evidente no compósito solo-fibra com 2,0%, onde se observa que mesmo com 6,0% de deformação o corpo de prova ainda suporta 284 kPa de compressão. Os solos reforçados com 1,0% e 0,5% de

fibra quando chegam a 6,0% de deformação, apresentem 173kPa e 126kPa de resistência a compressão, respectivamente.

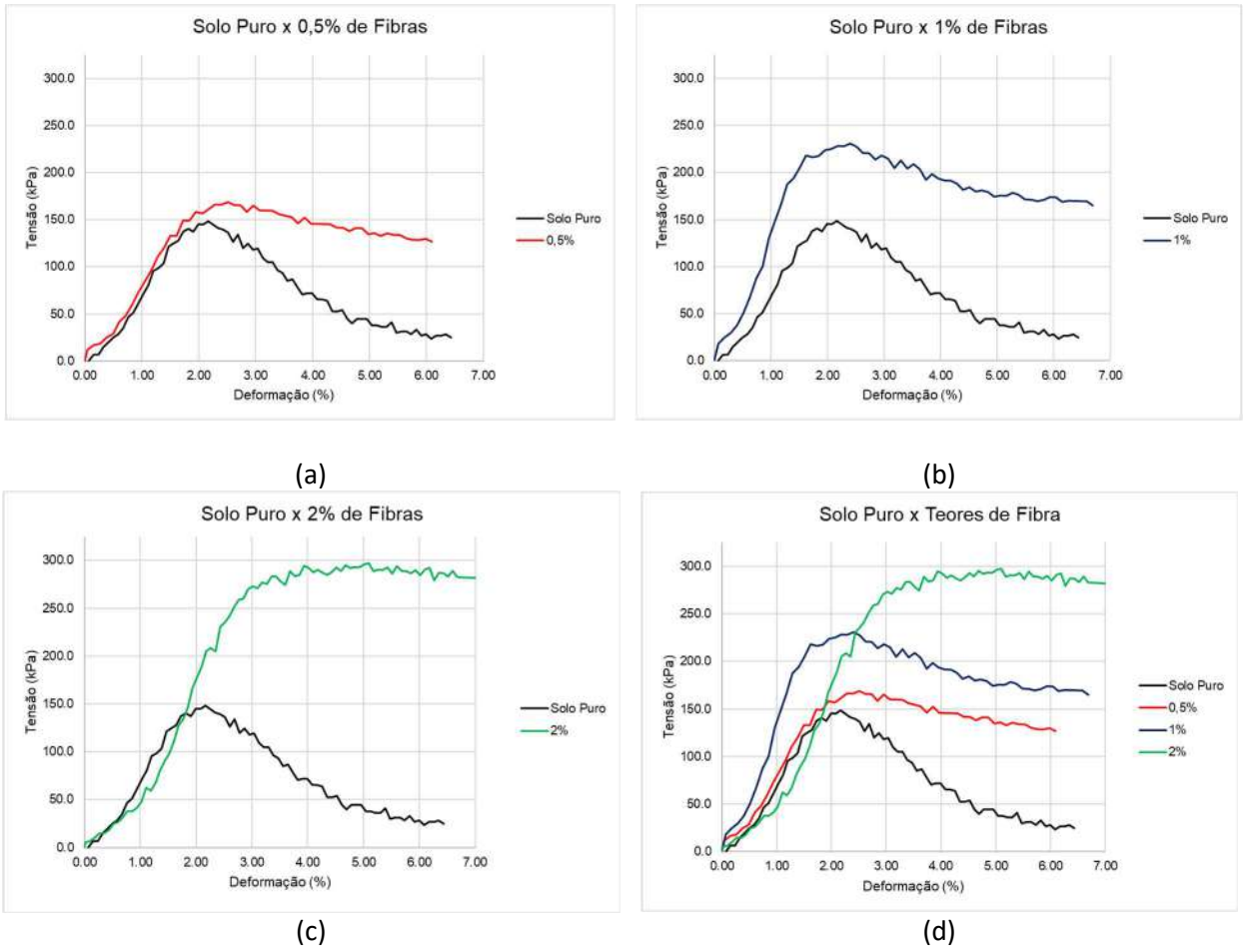


Figura 4. Curvas tensão-deformação para corpos de prova de solo puro e com fibras de resíduos têxteis: (a) 0,5% de fibra; (b) 1,0% de fibra; (c) 2,0% de fibra; (d) comparação entre todas as porcentagens de fibra.

A Figura 5 apresenta como o corpo de prova sem reforço se despedaçou após a ruptura, demonstrando a perda de resistência, já os corpos de prova que foram reforçados com fibras de resíduos têxteis, mesmo com grande deformação, ainda se mantêm unidos. Além disso, percebe-se a mudança no modo de ruptura que dos compósitos não reforçados e reforçados com os teores de resíduo têxtil de algodão.

Figura 5. Formas de ruptura dos corpos de prova do: (a) solo natural sem reforço, (b) solo reforçado com 0,5% de fibra, (c) solo reforçado com 1,0% de fibra e (d) solo reforçado com 2,0% de fibra.

5 CONCLUSÃO

Foi observado que a adição de resíduos têxteis de composição 100% algodão em um solo tropical residual laterítico apresenta um resultado satisfatório, melhorando a resistência a compressão simples máxima suportada pelo solo. Constata-se, também, que o compósito solo-fibra apresentou uma melhora na resistência pós-pico em relação ao solo sem reforço, mantendo-se com valores pertos da resistência máxima, mesmo após a ruptura. Dessa forma, entende-se que esse material fibroso pode ter um bom indicativo de contribuição positiva para o uso como reforço de solo em obras geotécnicas, de forma técnica e ambiental, corroborando com as ações de mitigação de descarte desses resíduos têxteis. De forma subsidiária, é de suma relevância aprofundar o entendimento sobre a degradabilidade do material, pois trata-se de um reforço natural que, portanto, é um fator crucial e preponderante. Sugere-se, assim, como uma possível pesquisa futura, no âmbito dos estudos com novos materiais geotécnicos.

AGRADECIMENTOS

A todos que fizeram parte desse projeto, ao Programa de Pós Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, ao Cobramseg, pela disponibilidade em forcer esse espaço para apresentar nossos estudos e à Cnpq pelo apoio e subsídio a pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. (2022). Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada - Método de ensaio. NBR ISSO 12770. Rio de Janeiro

ABIT, Perfil do Setor. Disponível em: Abit - Associação Brasileira da Indústria Têxtil e de Confecção. Acessado em 21/01/2024.

ABRAPA. Algodão no Cerrado do Brasil. Editor técnico: Eleusio Curvelo Freire, 3ª edição revisada e ampliada. Brasília: Positiva, 2015.

ABRELPE. Associação Brasileira de Resíduos Sólidos. Panorama dos resíduos sólidos. Ano de 2022.

Aguilar Neto, Pedro Pita. Fibras Têxteis, v. 1. Rio de Janeiro: SENAI-DN: SENAI-CETIQT: IBICT: PADCT: TIB, 1996.

Araújo, Mário de.; MELO e CASTRO, Ernesto Manuel de. Manual de Engenharia Têxtil, v. 1. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian, 1987.

Brasil, Lei N° 12.305 de 02 de agosto de 2010 - Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS). European Commission, (1996).

Casagrande, M. (2005) Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 219 p.

Carvalho, L. M. de C. (2019). Comportamento Mecânico De Um Solo Arenoso Reforçado Com Fibras Naturais Submetido A Ensaios De Cisalhamento Direto Em Média Escala. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 105 p.

Echer, Fábio Rafael. Algodão: natural e sustentável. Disponível em: https://www.unoeste.br/noticias/2022/11/algodao-natural-e-sustentavel. Acessado em 21/01/2024.

Garcia, Suruapi Jorge. Fiação: cálculos fundamentais. Rio de Janeiro: SENAI-CETIQT, SENAI-DN, CNPq, IBICT, PADCT, TIB, 1995.

Pereira, Gislaine de Souza. Introdução à tecnologia têxtil. Centro Federal de Educação Tecnológica de Santa Catarina-Unidade de Ensino de Araranguá. ed. Santa Catarina: Ministério da Educação-Secretaria de Educação Profissional e Tecnológica, 2009

Ribeiro, L. G. Introdução à Tecnologia Têxtil, v. 2. Rio de Janeiro: SENAI – CETIQT, 1984.

Sandin, G., & Peters, G. M. (2018). Environmental impact of textile reuse and recycling e a review. Journal of Cleaner Production, 184, 353-365.

SEBRAE, Estudo de Viabilidade de Resíduos Têxteis. Goiânia: Agência Entremeios Comunicação, 2023.

Taylor, G. D. (2013). Materials in Construction: An Introduction (3o ed). Routledge, 334 p. https://doi.org/10.4324/9781315839158

Velicko, A. J., Amrginski, R. L., Hemkemeier, M. (2020). Aternatives of reusing textile waste. Research, Society and Development, v. 9, n.11.

Yousef, S., Tatariants, M., Tichonovas, M., Sarwar, Z., Jonu I. S., & Kliucininkas, L. (2019). A new strategy for using textile waste as a sustainable source of recovered cotton. Resources, conservation and recycling, 145, 359-369.

Zhang, H., Gao, Z., Liu, Y., Ran, C., Mao, X., Kang, Q., Ao, W., Fu, J., Li, J., Liu, G., & Dai, J. (2018). Microwave-assisted pyrolysis of textile dyeing sludge, and migration and distribution of heavy metals. Journal of Hazardous Materials, 355, 128-135.

XX I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/387

Correlação entre Pluviosidade e Movimentos Gravitacionais de Massa para o Município de Contagem - MG

Thiago Bomjardim Porto
Professor Doutor, NUGEO UFOP, Belo Horizonte, Brasil, thiagoportoeng@gmail.com

Erika Santos Brito
Engenheira Civil, NUGEO UFOP, Leopoldina-MG, Brasil, erika.s.brito@hotmail.com

Isabela Veiga de Souza
Engenharia Urbana, Escola de Minas UFOP, Belo Horizonte, Brasil, isabelaveigaiv@gmail.com

Taiza de Pinho Barroso Lucas
Professora Doutora, CEFET-MG, Belo Horizonte, Brasil, taiza@cefetmg.br

Maria Giovana Parizzi
Professora Doutora, IGC UFMG, Belo Horizonte, Brasil, mgparizzi18@gmail.com

RESUMO: Os deslizamentos representam riscos para vidas e propriedades especialmente em áreas com infraestrutura precária. Avaliou-se a relação entre chuvas e deslizamentos em Contagem para oito ocorrências publicadas em notícias de jornais. As informações de precipitação foram obtidas por meio do banco de dados do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN), formado por cinco estações pluviométricas. A análise dos dados de correlação entre deslizamentos e pluviosidade desse trabalho foi realizada considerando a precipitação acumulada de 1 dia, de dois dias e três dias, cujos valores médios correspondentes foram na ordem de: 73mm, 147mm e 185mm. Pesquisas sobre a relação entre deslizamentos e chuvas são importantes para auxiliar na prevenção e minimização de impactos relacionados a desastres naturais, podendo possibilitar a diminuição de seus danos associados, inclusive auxiliando na emissão de alertas de riscos geológico-geotécnicos à comunidade. Concomitantemente ao exposto, a compreensão dos processos atmosféricos extremos é útil para a gestão de riscos e ações de mitigação. Esta pesquisa forneceu uma contribuição relevante para melhorar os limiares de referência de Contagem quanto aos alertas de risco à deslizamentos, permitindo que autoridades e defesa civil tenham acesso a diretrizes atualizadas para tomadas de decisão e medidas preventivas.

PALAVRAS-CHAVE: Geotecnia Ambiental, Deslizamento de Taludes, Chuvas, Cartografia Geoambiental, Prevenção de Desastres Naturais.

ABSTRACT: Landslides pose risks to lives and properties especially in areas with poor infrastructure. The relationship between rain and landslides in Contagem was evaluated for eight occurrences published in newspaper reports. Precipitation data were obtained through the National Center for Natural Disaster Monitoring and Alerts (CEMADEN) database, formed by five rainfall stations. The analysis of correlation data between landslides and rainfall in this work was carried out considering the accumulated precipitation of 1 day, two days and three days, whose corresponding average values were in order of: 73mm, 147mm and 185mm. Research on the relationship between landslides and rain is important to help prevent and minimize impacts related to natural disasters, which can enable the reduction of associated damages, including helping to issue warnings of geological-geotechnical risks to the community. Concomitantly with the above, understanding extreme atmospheric processes is useful for risk management and mitigation actions. This research provided a relevant contribution to improving Contagem's reference thresholds for landslide risk alerts, allowing authorities and civil defense to have access to updated guidelines for decision-making and preventive measures.

KEYWORDS: Environmental Geotechnics, Landslides, Rainfall, Geo-environmental Cartography, Natural Disaster Prevention.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil os movimentos gravitacionais de massa estão entre os principais eventos geodinâmicos relacionados a desastres naturais em áreas urbanas, principalmente em áreas irregulares e com precária

infraestrutura. Esses movimentos são potencializados por chuvas intensas e prolongadas, ocorrendo de forma recorrente durante os períodos chuvosos (Sebastião, 2010).

A suscetibilidade à deslizamentos está associada diretamente e indiretamente com uma série de variáveis como as características geomorfológicas do terreno e seu processo contínuo de transformação, ao padrão de ocupação urbana, geologia e pedologia local, dentre outros fatores condicionantes. A combinação ponderada dessas variáveis possibilita avaliar o potencial de uma determinada área quanto a ocorrência ou não de movimentos gravitacionais de massa. Nessa perspectiva, a precipitação intensa desempenha um papel de gatilho para iniciar o processo de deslizamento (Porto *et al.*, 2024).

Segundo Salah *et al*. (2019) a precipitação intensa em um curto intervalo de tempo afeta diretamente a capacidade de absorção de água pelo terreno, principalmente em solos finos (argilosos e siltosos), função da sua condutividade hidráulica baixa, influenciando-se, assim, no aumento do escoamento superficial, resultando em picos de descarga de água nas encostas, favorecendo-se, deste modo, o carreamento de solos, o que propicia condição para erosão progressiva do terreno.

Concomitantemente ao exposto, Salah *et al*. (2019) também destaca a importância temporal e espacial do parâmetro/índice grau de saturação do solo (S) em função da infiltração contínua da água, levando a um preenchimento dos vazios do solo e, como resultado, uma redução gradual da poropressão negativa (sucção) à medida que a umidade (w) do solo aumenta, consequentemente, diminuição do intercepto coesivo e diminuição da resistência do maciço geotécnico quanto a eventos de deslizamentos induzidos.

Perante o exposto é importante realizar a análise espacial e temporal dos dados de precipitação para compreender a distribuição dos eventos de chuva associadas às ocorrências de movimentos gravitacionais de massa (Zêzere *et al.*, 2014; Vasu *et al.*,2016). Trata-se de uma etapa técnica do Plano de Contingência ou Preventivo de Defesa Civil previsto no Decreto Federal (revogado) Nº 5.376 (Brasil, 2005) e detalhado no Guia para Elaboração de Políticas Municipais do Ministério das Cidades (Brasil, 2006).

O Plano de Contingência (PLANCON), também conhecido como Plano Preventivo de Defesa Civil (PPDC) é uma ferramenta importante para a gestão das áreas de risco a escorregamentos, visando a prevenção de acidentes e a proteção de vidas humanas em diversos municípios. Uma das principais medidas do PPDC é a evacuação preventiva da população que ocupam áreas de risco, antes que os deslizamentos ameacem suas residências (Brasil, 2006).

As diretrizes públicas associadas as ações de prevenção em áreas de risco de desastres e de resposta e recuperação em áreas atingidas por desastres tem sido objeto de muitas pesquisas e atos regulatórios nos últimos anos, destacando-se, mas não se limitando a: Lei Nº 12.608 (Brasil, 2012), Decreto Nº 11.219 (Brasil, 2022) e Lei Nº 14.750 (Brasil, 2023). Esta última aprimora as exigências quanto as ações de monitoramento de riscos de desastres/acidentes no que diz respeito a produção de alertas de riscos geológico-geotécnicos antecipados, além de regras/exigências quanto aos instrumentos legais de prevenção de desastres/acidentes e de recuperação de áreas por eles atingidas.

A Lei Nº 14.750 (Brasil, 2023) ajusta as competências das esferas públicas (municipais, estaduais e federais) quanto à Política Nacional de Proteção e Defesa Civil (PNPDEC). Aos municípios caberá o monitoramento em tempo real de áreas de risco alto e muito alto, além da produção de alertas antecipados sobre a probabilidade de ocorrência de deslizamentos. A assistência à saúde das pessoas atingidas por desastres é competência da União, dos estados e municípios. A Lei Nº 14.750 (Brasil, 2023) proíbe à permanência de escolas e hospitais em áreas de risco e traz regras sobre a destinação de recursos financeiros para desastres.

À luz do exposto, esse trabalho tem como objetivo correlacionar os movimentos gravitacionais de massa ocorridos em diversas áreas de risco geológico-geotécnico situadas no município de Contagem, Minas gerais, Brasil, ao longo de 10 (dez) anos (2013 a 2023). Para tanto, foram utilizados dados de precipitação diárias e acumuladas visando estabelecer limiares críticos de precipitação para o município. Tais informações são de extrema relevância para a gestão de desastres urbanos e poderão servir de subsídio técnico pela Defesa Civil de Contagem na emissão de alertas durante a operação do Plano de Contingência de Proteção e Defesa Civil (PLANCON). Importantes trabalhos nacionais foram desenvolvidos sobre a temática "correlação de chuvas versus deslizamentos", destacando-se: Tatizana et al. (1987), Castro e Evangelista (2004), Castro (2006), Urbe (2007), Dolif Neto (2008), Bandeira (2010), Parizzi et al. (2010), Ferreira (2015), dentre outros.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização da Área de Estudo

O município de Contagem está localizado na região Central de Minas Gerais e integra a Região Metropolitana de Belo Horizonte (RMBH). Sua extensão territorial é de cerca de 194,746 km², com uma população de 621.863

habitantes, sendo o terceiro município mais populoso do estado, com uma densidade demográfica de 3.193,20 hab./km² (IBGE, 2022). Contagem faz divisa com os municípios de Ribeirão das Neves, Esmeraldas, Betim, Ibirité e a capital Belo Horizonte. O município se divide em oito regionais: Centro/Sede, Eldorado, Nordeste/Ressaca, Norte/Nacional, Sudoeste/Petrolândia, Sul/Cidade Industrial, Riacho e Vargem das Flores (BIDU, 2014).

Apesar da ocorrência de algumas modificações climáticas decorrentes da significativa urbanização da RMBH, o clima de Contagem é predominantemente tropical de altitude com verões quentes e chuvosos (Maleu, 2017). Segundo a classificação de Köppen-Geiger, o clima do município é designado como Cwa (subtropical úmido), com períodos de inverno seco e verões chuvosos, apresentando uma pluviosidade média anual de 1205 mm (Climate Data, 2024; Alvares 2013). A Figura 1 apresenta as temperaturas e precipitações médias anuais em Contagem para a normal climatológica de 1994 a 2024. O mapa de localização do município de Contagem é apresentado na Figura 2.

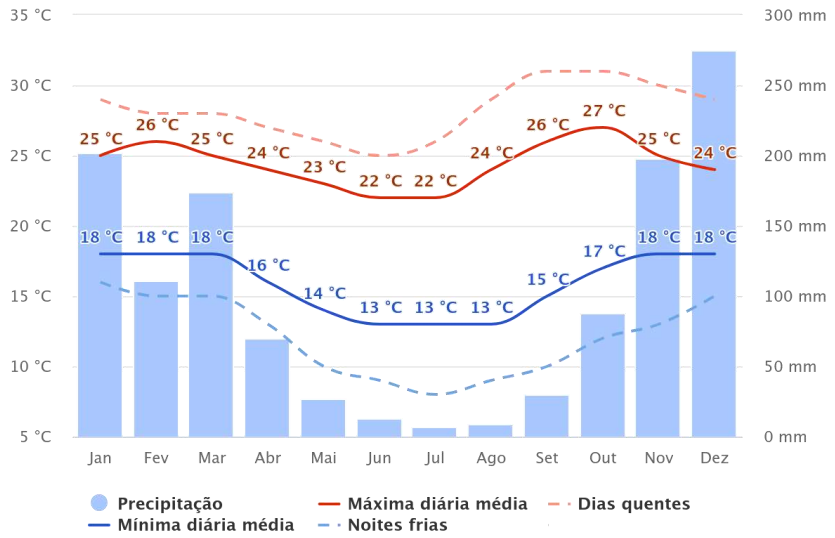


Figura 1. Temperaturas e precipitações médias dos últimos 30 anos (1994-2024)
Fonte: Meteoblue (2024).

A vegetação do município é predominante caracterizada por cerrado que se encontra bastante destruído pelo processo de urbanização. O sistema aquífero do município é composto por quatro bacias hidrográficas: a Bacia da Vargem das Flores que abrange mais de 50% do território, a Bacia da Pampulha (26,9%), a Bacia do Arrudas (14,3%) e a Bacia do Imbiruçu (3,4%) integrando a bacia do Rio São Francisco.

O relevo do município é caracterizado por colinas com topo plano a arqueado, acompanhado por encostas com declividade suaves, às vezes apresentando forma de anfiteatros com declives moderados (PMRR, 2007). O município está inserido no compartilhamento geomorfológico Depressão de Belo Horizonte (Barbosa e Rodrigues, 1965) caracterizada pelo substrato resultante da intensa alteração e fragmentação de rochas de granito-gnaisse em ambientes de clima tropical, pertencentes à unidade geológica denominada Complexo Belo Horizonte (Noce *et al*., 1994).

Os assentamentos precários encontram-se distribuídos por todo o município de Contagem. As regiões povoadas apresentam padrões de ocupação bastante diversificados, e, consequentemente, graduações de risco geológico-geotécnicos à deslizamentos diversos, relacionados a múltiplos agentes desencadeadores destes processos.

2.2 Obtenção de Dados de Precipitação

Para a realização deste estudo, foi realizado um levantamento de dados públicos provenientes de estações pluviométricas automáticas de frequência subdiária localizadas no município de Contagem, em Minas Gerais. Essas informações foram obtidas por meio do banco de dados do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN).

O levantamento conduzido resultou na seleção de um total de 5 estações para análise. O período de monitoramento estudado compreende dezembro de 2013 a dezembro de 2023 com exceção da estação Eldorado

(1944107) que iniciou a disponibilização de dados em outubro de 2014. A Tabela 1 apresenta as estações examinadas juntamente com suas coordenadas.

Tabela 1. Estações pluviométricas selecionadas para análise.

Código	Latitude	Longitude	Operador	Estação	Período de Dados
1944103	-19.917	-44.08	CEMADEN	Centro	2013 a 2023
1944104	-19.837	-44.148	CEMADEN	Retiro	2013 a 2023
1944105	-19.894	-44.095	CEMADEN	Bairro Praia	2013 a 2023
1944106	-19.92	-44.08	CEMADEN	Fonte Grande	2013 a 2023
1944107	-19.936	-44.059	CEMADEN	Eldorado	2014 a 2023

Fonte: ANA Data Acquisiton e CEMADEN (2024).

2.3 Áreas de Suscetibilidade a Deslizamentos

As áreas de riscos geológico-geotécnicos do Município de Contagem são zoneadas por intermédio de vistorias realizadas pelas equipes de Defesa Civil, técnicos da SGB/CPRM ou terceirizadas. A carta de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa mais recente publicada pela CPRM é de 2015. Porto (2024) desenvolveu o mapa de suscetibilidade a deslizamentos de Contagem, Figura 2, considerando os mesmos atributos adotados pelo IBGE (2019), a saber: declividade, geomorfologia, geologia, pedologia, uso/ocupação do solo e precipitação. De acordo com o Art. 112 do Plano Diretor do município (Contagem, 2017), as intervenções em áreas de riscos geológicos-geotécnicos serão priorizadas em consonância com o Plano Municipal de Redução de Risco (PMRR), devendo este ser atualizado e revisado a cada 2 (dois) anos. Atualmente, o PMRR de Contagem está em processo de revisão sob supervisão da Dra. Maria Giovana Parizzi do Instituo de Geociências da Univ. Federal de Minas Gerais (IGC UFMG). De acordo com o IBGE, Contagem se enquadra como cidade sob Risco Geológico.

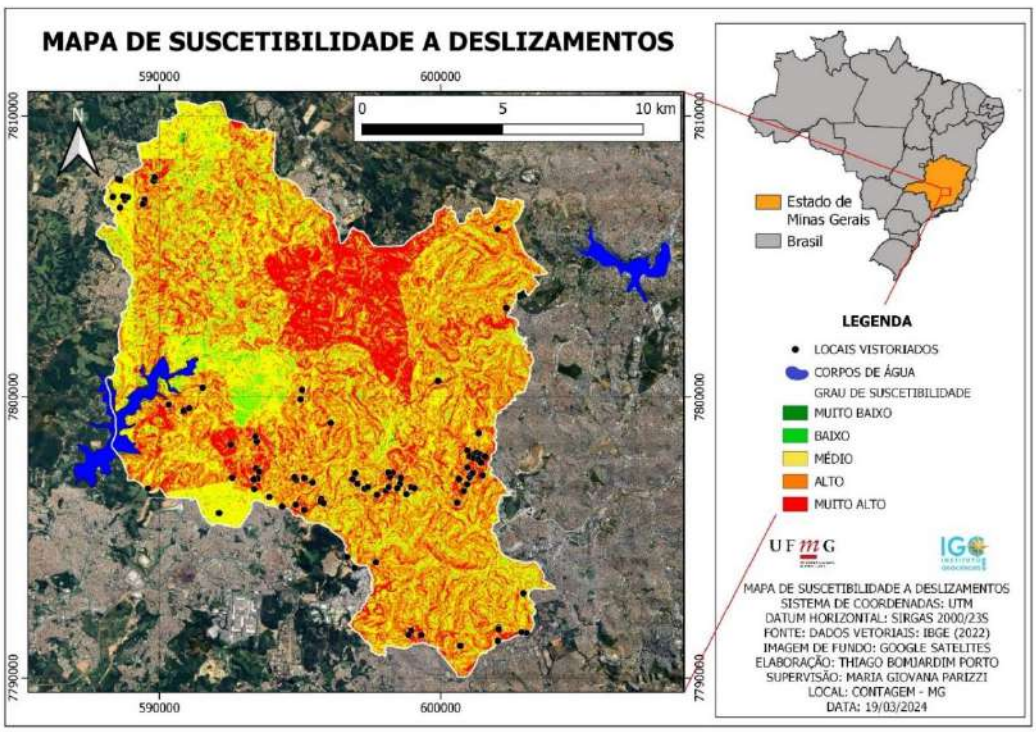


Figura 2. Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos de Contagem. Fonte: Porto (2024).

2.4 Obtenção de Dados de Movimentos Gravitacionais de Massa

Para realização das análises de correlação, foi conduzida uma pesquisa nos veículos de comunicação sobre eventos de deslizamento no município de Contagem a partir de 2013. Foram utilizados como fonte de dados os jornais: O Tempo, G1, Estado de Minas, Hoje em Dia, Bom Dia Minas, BHAZ, Agência Brasil e Brasil de Fato. Para a análise, foi adotado como critério a seleção de notícias que apresentavam informações sobre a data e o bairro de ocorrência dos eventos. Ao final, foram identificadas um total 8 notícias relevantes, abrangendo o período de 2017 a 2022. A Tabela 2 fornece detalhes sobre os eventos de movimentos de massa.

Tabela 2. Eventos de deslizamento selecionados para a pesquisa.

Evento	Fonte	Notícia	Bairro / Rua	Data
1	G1	Chuva causa deslizamento de terra em Contagem, na Grande BH	Vila São Paulo	03/12/2017
2	EM	Deslizamento de terra atinge linha férrea e casas em Contagem	Vila São Paulo	04/12/2017
3	G1	Cerca de 20 famílias são retiradas de casa por causa de deslizamento de aterro de linha de trem, em Contagem	Vila São Paulo	04/12/2017
4	Hoje em Dia	Salão de beleza é destruído após deslizamento de terra em Contagem	Rua Senador Vicente Búfalo (Vila São Paulo)	08/12/2017
5	Agência Brasil	Defesa Civil confirma 30 mortes na Grande BH por causa das chuvas	Contagem (Sede)	24/01/2020
6	O tempo	Vinte pessoas ficam desalojadas após chuvas fortes que atingiram Contagem	Vila Renascer (Nova Contagem)	08/02/2021
7	BHAZ	Via Expressa é interditada em Contagem após deslizamento de terra; um carro foi atingido	Santa Helena	08/01/2022
8	Brasil de Fato	Em Contagem, um homem morreu soterrado após a queda de um muro	Chácaras Reunidas Santa Terezinha	11/01/2022

Fonte: Os autores (2024).

2.5 Limitações e Critérios Adotados

Embora as notícias selecionadas forneçam informações sobre os bairros e/ou ruas onde ocorreram os deslizamentos no município, elas apresentam limitações ao não incluir as coordenadas geográficas e o horário de ocorrência dos eventos. Portanto, a metodologia adotada para este estudo utilizou coordenadas estimadas para os eventos, levando em consideração o mapa de suscetibilidade do município elaborado por Porto (2024) e o total de precipitação acumulado de 00:10 às 23:50 no dia do evento e nos dias anteriores.

Com a definição da localização aproximada dos eventos, determinou-se a distância aproximada entre as ocorrências e as estações do CEMADEN. A Tabela 3 apresenta a distância aproximada entre cada evento e as estações analisadas, foram calculada com o auxílio de ferramentas de geoprocessamento, no software QGIS. Assim , pode-se realizar a seleção da estação mais adequada para análise de cada evento de deslizamento.

É importante ressaltar que, durante o período de análise, o banco de dados apresentou falhas, com a falta de leituras para determinadas horas, dias e meses em algumas estações. Diante disso, optou-se por analisar os dados de múltiplas estações para cada evento.

Tabela 3. Distância entre estações pluviométricas e eventos selecionados

Evento	Bairro Praia	Centro	Eldorado	Fonte Grande	Retiro
1	11km	8km	5km	7km	20 km
2	11km	8km	5km	7km	20 km
3	11km	8km	5km	7km	20 km
4	11km	8km	5km	7km	20 km
5	1,7km	1,3km	4,23km	1,7km	10,2km
6	8,5km	11,3km	14,5km	11,6km	1km
7	3,2km	1,6 km	4,5km	1,5km	11km
8	6,3km	7km	8,1km	7,3km	11,4km

Fonte: Os autores (2024).

2.6 Limiares Críticos de Precipitação Aplicados na Operação do Plano Preventivo da Defesa Civil

Os planos Preventivos da Defesa Civil (PPDC) e os sistemas de alerta são ferramentas essenciais para a prevenção de desastres nos municípios. Sua concepção prevê o planejamento de ações que deverão ser tomadas antes, durante e depois de situações de risco, a fim de que se possam reduzir os prejuízos socioeconômicos e o número de vítimas fatais nessas ocasiões.

Estes planos podem e devem ser elaborados a partir do risco eminente de cada cidade. As medidas a serem tomadas se baseiam na previsão das condições favoráveis à ocorrência das situações de risco. No caso de escorregamentos, os parâmetros que deverão ser acompanhados são os índices pluviométricos do local, as previsões meteorológicas e observações feitas regularmente a partir de vistorias de campo.

Diante disso, com as informações de correlação entre precipitação e movimentos de massa obtidos na pesquisa, realizou-se a comparação com os limiares críticos de precipitação adotados na literatura.

2.7 Análise e Tratamento dos Dados de Precipitação para Correlação

Após a seleção dos eventos e o cálculo da distância entre eles e as estações, os eventos foram separados pelas regiões do município de Contagem. Destaca-se que, apesar da análise de múltiplas estações, para este estudo foram selecionadas apenas as estações pluviométricas que se encontravam a uma distância inferior a 10 km do local estimado para a ocorrência do evento.

Desse modo, utilizando a data de ocorrência de cada evento, realizou-se o somatório da precipitação diária (mm/24h) e da acumulada de dois dias (mm/48h) e de três dias (mm/72h). A Tabela 4 apresenta somente as estações que apresentavam disponibilidade de dados para o dia do evento juntamente com as precipitações acumuladas. Ressalta-se que para os eventos 2 e 3, foi realizada a mesma análise, uma vez que apresentam informações similares.

Com a definição dos valores acumulados de precipitação, adotou-se o valor médio das estações pluviométricas que apresentavam uma distância aproximada inferior a 10km do local de ocorrência do evento. Posteriormente, realizou-se a eliminação de *outliers* das chuvas acumuladas de 1 dia (mm/24h), dois dias (mm/48) e três dias (mm/72h) com auxilio do Teste de Outlier do *Software* Minitab ®.

A análise dos dados de correlação entre deslizamentos e pluviosidade desse estudo foi realizada considerando a precipitação acumulada de 1 dia (mm/24h), de dois dias (mm/48h) e três dias (mm/72h) com *Software* Excel®. Ademais, uma análise estatística básica foi realizada com a definição das médias e desvios padrões para cada um dos dados de precipitação acumulados.

Tabela 4. Somatório de precipitação e acumulados.

Região	Bairro	Evento	Estação	24h	48h	72h	Acumulado (mm)		
				03/12/2017	*02/12/2017*	*01/12/2017*	**24h**	**48h**	**72h**
Industrial	**Vila São Paulo**	1	Fonte Grande	87	57.28	30.39	87	144.28	174.67
			Centro	88.58	56.64	28.65	88.58	145.22	173.87
				04/12/2017	*03/12/2017*	*02/12/2017*	**24h**	**48h**	**72h**
		2 e 3	Fonte Grande	48.93	87.00	57.28	48.93	135.93	193.21
			Centro	43.89	88.58	54.64	43.89	132.47	187.11
				08/12/2017	*07/12/2017*	*06/12/2017*	**24h**	**48h**	**72h**
		4	Fonte Grande	29.6	1.58	14.37	29.6	31.18	45.55
			Centro	28.79	1.58	6.32	28.79	30.37	36.69
Sede		5		*24/01/2020*	*23/01/2020*	*22/01/2020*	**24h**	**48h**	**72h**
			Eldorado	131.28	63.94	0.8	131.28	195.22	196.02
Vargem das Flores	**Nova Contagem**	6		*08/02/2021*	*07/02/2021*	*06/02/2021*	**24h**	**48h**	**72h**
			Retiro	12.18	129.17	10.82	12.18	141.35	152.17
Sede	**Santa Helena**	7		*08/01/2022*	*07/01/2022*	*06/02/2022*	**24h**	**48h**	**72h**
			Fonte Grande	153.49	37.06	11.25	153.49	190.55	201.8
			Centro	141.97	35.04	10.86	141.97	177.01	187.87
			Bairro Praia	100.36	37.62	12.54	100.36	137.98	150.52
			Eldorado	143.68	37.85	18.36	143.68	181.53	199.89
Nacional	**Chácaras Reunidas Santa Terezinha**	8		*11/01/2022*	*10/01/2022*	*09/01/2022*	**24h**	**48h**	**72h**
			Bairro Praia	50.01	68.06	101.63	50.01	118.07	219.7
			Centro	60.27	45.86	97.18	60.27	106.13	203.31
			Fonte Grande	58.11	50.54	95.59	58.11	108.65	204.24
			Eldorado	46.66	55.14	89.86	46.66	101.8	191.66

Fonte: Os autores (2024).

3 RESULTADOS E ANÁLISES

A análise dos dados de correlação entre deslizamentos e pluviosidade desse trabalho foi realizada considerando a precipitação acumulada de 1 dia (mm/24h), de dois dias (mm/48h) e três dias (mm/72h), cujos valores médios correspondentes foram, respectivamente, na ordem de 73,24mm (± 46,41), 147,16mm (± 28,20) e 184,65mm (± 17,10). Um resumo gráfico dos resultados obtidos é apresentado na Figura 3.

As ordens de grandeza dos valores obtidos corroboram com os limiares de intensidade de chuva da literatura. Para a defesa civil de São João de Meriti, Plancon (2023), tem-se: 100 mm/24h, 120mm/48h e 140mm/72h. Para o Plano Preventivo de Defesa Civil (PPDC) específico para Escorregamentos nas Encostas da Serra do Mar, São

Paulo (1997) tem-se: 40 mm/24h, 80mm/48h e 120mm/72h. Segundo Brasil (2007) a região da Baixada Santista adota 100 mm de chuvas acumuladas em 3 dias/72h. Para Sebastião (2010) o índice crítico de chuvas para 3 dias/72h é 122,8mm. As variabilidades dos limiares de precipitação estão relacionadas as características locais geológico-geotécnicas de cada área pesquisada, justificando-se a assim, a ausência de padronização dos índices críticos de chuva na literatura, inclusive os valores apresentados por Castro e Evangelista (2004) e Castro (2006).

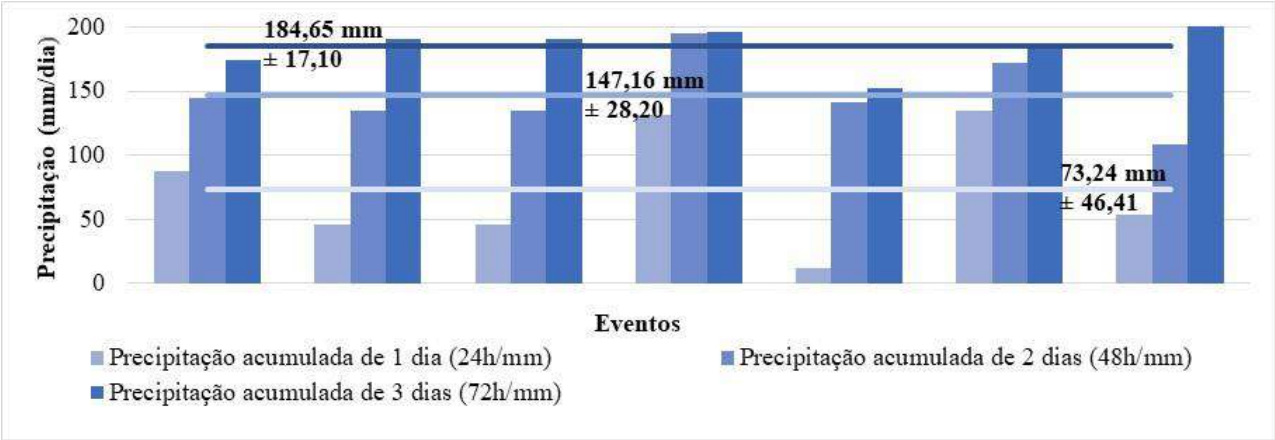


Figura 3. Precipitações acumuladas em 24h, 48h e 72h. Fonte: Autores (2024)

4 CONCLUSÃO

Os resultados indicaram que muitos deslizamentos ocorridos no período analisado estão condicionados a limiares de chuvas acumuladas de 3 dias/72h entre 167,46mm a 201,75mm. Valores estes na mesma ordem de grandeza da literatura. Para fins operacionais, esses índices críticos podem ser utilizados pela Defesa Civil do município de Contagem para subsidiar emissão de alertas de riscos geológico-geotécnicos, inclusive servir como dado técnico do Plano Preventivo de Defesa Civil (PPDC).

Diante das limitações apresentadas, destaca-se que a pesquisa poderá ser aprimorada com a incorporação do banco de dados de desastres associados a deslizamentos da Defesa Civil de Contagem. Visto que esses dados, além de apresentarem um maior número de amostras poderão oferecer informações precisas sobre a localização, data e horário de ocorrência dos eventos, trazendo uma compreensão mais realista na correlação. Destaca-se que os índices obtidos corroboram com os valores apresentados por Castro e Evangelista (2004) e Castro (2006).

Finalmente, entende-se que o parâmetro técnico de precipitação crítica acumulada em 3 dias/72horas é um importante índice para o estado de atenção da defesa civil, além de uma variável fundamental para emissão do estado de alerta para o município de contagem. A continua atualização da magnitude desse fator condicionante para deflagração de chuvas é necessária para revisão e adequação do plano preventivo de defesa civil do município de Contagem, atualmente, em revisão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alvares, C. A., Stape, J. L., Sentelhas, P. C., Gonçalves, J. L. de M., Sparovek, G. (2013). Köppen's climate classification map for Brazil. Meteorologische Zeitschrift, 22(6): 711-728.

Bandeira, A. P. N. (2010) Parâmetros técnicos para gerenciamento de áreas de riscos de escorregamentos de encostas na região metropolitana do Recife. Recife, Pernambuco.

Barbosa, G. V.; rodrigues, D. M. S (1967) Quadrilátero Ferrífero. Belo Horizonte: UFMG, IGC, 130p.

BIDU (2014) Boletim de informações e dados urbanos – Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano de Contagem, Minas Gerais.

Brasil (2005) Decreto Nº 5.376 de 17 de fevereiro de 2005. Dispõe sobre o SINDEC e o CNDC.

Brasil (2006) Prevenção de Riscos de Deslizamentos em Encostas: Guia para Elaboração de Políticas Municipais. Carvalho, C. S.; Galvão, T. (Organizadores). Brasília: Ministério das Cidades.

Brasil (2007) Mapeamento de Riscos em Encostas e Margem de Rios. Carvalho, C. S.; Macedo, E. S.; Ogura, A. T. (Organizadores). Brasília: Ministério das Cidades; Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT.

Brasil (2012) Lei Nº 12.608, de 10 de abril de 2012. Institui a PNPDEC. Dispõe sobre o SINPDEC e o CONPDEC.

Brasil (2022) Decreto Nº 11.219, de 5 de outubro de 2022. Regulamenta a Lei nº 12.340, de dezembro de 2010.

Brasil (2023) Lei Nº 14.750, de 12 de dezembro de 2023. Aprimora os instrumentos de prevenção de acidentes.

Castro, B.E.L.; Evangelista, J.A. (2004) Análise da Correlação entre histórico de ocupação, pluviometria e processos geodinâmicos nas vilas conjunto Taquaril e aglomerado da Serra. Monografia. (CEGEAMB). UFMG.

Castro, J.M.G. (2006) Pluviosidade e Movimentos de Massa nas Encostas de Ouro Preto. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFOP. Ouro Preto.

Contagem (2017) Plano Diretor do Município de Contagem. PROJETO DE LEI COMPLEMENTAR Nº 26 DE 21 DE NOVEMBRO DE 2017.

Dolif Neto, G. (2008) Uso da Inteligência Artificial na Emissão de alertas de Movimentos de Massa Causados por Chuva na Serra do Mar. Projeto de Pesquisa. Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais. São José dos Campos.

Ferreira, C. J.; Rossini-penteado, D.; Souza, C. R. G.; (2015) Integração de mapeamento de risco e índices pluviométricos no monitoramento e alerta de risco de escorregamentos planares no Litoral Norte do Estado de São Paulo. RBGEA.

IBGE (2019) *Suscetibilidade a deslizamentos do Brasil: primeira aproximação*. Macrocaracterização dos Recursos Naturais do Brasil. Coordenação de Recursos Naturais e Estudos Ambientais. Rio de Janeiro.

Maleu, D (2017) Caracterização Geológica e geotécnica das argilas orgânicas moles do quaternário – Estudo de Caso Vila Barraginha, Contagem / Minas Gerais. Monografia (Graduação) Universidade Federal de Ouro Preto.

Meteoblue (2024) Dados históricos simulados de clima e tempo para Contagem.

Noce, C.M.; Machado, N.; Teixeira, W. (1994) O Complexo Belo Horizonte e a evolução arqueana do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais. In: Cong. Brás. Geologia, 38º, Camboriú.

Parizzi, M. G.; Sebastião, C. S.; Viana, C. de S.; Pflueger, M. de C.; Campos, L. de C.; Cajazeiro, J. M. D.; Tomich, R. S.; Guimarães (2010) Correlações entre chuvas e movimentos de massa no município de Belo Horizonte.

Plancon (2023) Plano de Contingências para os riscos relacionados as fortes chuvas em São João de Meriti – RJ 2023/2024.

Porto, D. S. G. F., Azevedo, R. C., Villar, L. F., Santos, H. A., Porto, T. B. (2024) *Metodologias para mapeamento do deslizamento de taludes: uma revisão bibliográfica.* Revista Contribuciones a Las Ciencias Sociales.

Porto, T. B. (2024) *Mapeamento de Suscetibilidade à Deslizamentos nos Municípios de Belo Horizonte, Contagem, Nova Lima e Sabará*. Relatório Técnico de Atividades da Residência Pós-Doutoral. IGC UFMG. Belo Horizonte.

Salah C. I.; Oenning L.M.; Neves, B. M; Acevedo, G. M. A.; Sestrem, P. L.; Kormann, M. C. A.; Faro, P.V (2019) Classificação da Precipitação Diária numa Região Litorânea de Santa Catarina e Relação com Ocorrências de Deslizamentos.

São Paulo (1997) Decreto Nº 42.565, de 1º de dezembro de 1997 - Redefine o Plano Preventivo de Defesa Civil - PPDC específico para Escorregamentos nas Encostas da Serra do Mar, e dá outras providências.

Sebastião, C. S. (2010) Correlação entre pluviosidade e movimentos de massa para o município de Belo Horizonte/MG. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Núcleo de Geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto.

Tatizana, C., Ogura, A.T., Cerri, L.E.S., Rocha, M.C.M. (1987). Análise de Correlação entre Chuvas e Escorregamentos – Serra do Mar, Município de Cubatão. 1987. v. 2, p. 225-236.

URBE, Consultoria e Projetos LTDA (2007) Plano Municipal de Redução de Riscos de Contagem.

Vasu, N. N.; Lee, S. R.; Pradhan, A. M. S.; Kim, Y. T.; Kang, S. H.; Lee, D. H. (2016). A new approach to temporal modelling for landslide hazard assessment using an extreme rainfall induced-landslide index. *Engineering Geology*.

Zêzere, J. L.; Vaz, S.; Pereira, S.; Oliveira, S. C.; Marques, R.; Garcia, R. A. C. (2014). Rainfall thresholds for landslide activity in Portugal.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/388

Degradação de um geotêxtil tecido de polipropileno em teste de exposição de campo na zona costeira de Natal/RN

Rayanne Karlla Santos da Silva 1
Doutoranda, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil , rayanne.silva@estudante.ufscar.br

Wagner José Opolski 2
Mestrando, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, wagneropolski@gmail.com

José Ivan de Medeiros 3
Docente, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, ivan.medeiros@ufrn.br

Fernando Henrique Martins Portelinha 4
Docente, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil, fportelinha@ufscar.br

Fagner Alexandre Nunes de França 5
Docente, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, fagnerfranca@ufrn.edu.br

RESUMO: O uso crescente de geotêxteis em projetos de proteção costeira faz emergir a preocupação com sua durabilidade, especialmente devido à exposição direta a agentes de degradação. Apesar de estudos atuais tratarem dessa temática, impasses são observados quanto aos reduzidos testes de exposição em campo e variadas metodologias de ensaios que divergem quanto aos procedimentos adotados. Nesse sentido, o objetivo deste trabalho concerne em analisar a degradação de geotêxteis tecidos de polipropileno através de testes de exposição em campo na zona costeira de Natal/RN. Utilizando diretrizes das normas ASTM D5970 e ASTM D1435, os geotêxteis foram expostos em cinco condições diferentes, incluindo mesas de compensado naval e areia. Ensaios de tração foram realizados após exposições de 42, 84 e 176 dias, enquanto dados ambientais foram coletados do Instituto Nacional de Meteorologia e medições pontuais de temperatura e radiação UV foram feitas no local. Os resultados mostraram degradação em todos os períodos analisados, com maior impacto nas amostras expostas em areia. Após 176 dias, houve uma degradação média de 11 kN/m em relação às amostras originais. Esses achados são essenciais para o adequado dimensionamento de projetos de proteção costeira, uma vez que traz luz aos aspectos de durabilidade de geotêxteis de polipropileno.

PALAVRAS-CHAVE: Deterioração, Geossintéticos, Intemperismo Natural, Radiação UV, Resistência à tração.

ABSTRACT: The increasing use of geotextiles in coastal protection projects raises concerns about their durability, especially due to direct exposure to degradation agents. Although current studies address this issue, impasses are observed regarding the limited field exposure tests and various testing methodologies that differ in the adopted procedures. In this sense, the objective of this work is to analyze the degradation of woven polypropylene geotextiles through field exposure tests in the coastal zone of Natal/RN. Using guidelines from ASTM standards D5970 and D1435, the geotextiles were exposed under five different conditions, including plywood tables and sand. Tensile tests were performed after exposures of 42, 84, and 176 days, while environmental data were collected from the National Institute of Meteorology and spot measurements of temperature and UV radiation were taken on-site. The results showed degradation in all analyzed periods, with a greater impact on samples exposed to sand. After 176 days, there was an average degradation of 11 kN/m compared to the original samples. These findings are essential for the proper design of coastal protection projects, as they shed light on the durability aspects of polypropylene geotextiles.

KEYWORDS: Degradation, Geosynthetics, Natural Weathering, UV Radiation, Tensile Strength.

1 INTRODUÇÃO

Elementos poliméricos como geossintéticos vem ganhando notoriedade ao passo em que substituem materiais tradicionais da construção civil e desempenham importante solução nas obras de infraestrutura. Atualmente, conforme Carneiro et al. (2018) os geotêxteis são os mais empregados devido a ampla gama de funcionalidades.

Dentre essas funcionalidades enquadra-se o controle de erosão em obras de proteção costeira, na qual os sacos de geotêxteis preenchidos com areia (geobags) atuam semelhante ao enrocamento em quebra-mares, molhes e diques. Elias et al. (2022) destacam as vantagens acerca desse emprego, levando em consideração a permeabilidade desse tecido polimérico que permite o fluxo de água e retêm os materiais dos quais são preenchidos, indicando que a característica mais atraente do uso de geotêxteis é a possibilidade de enchimento in situ do tubo com materiais disponíveis no local.

Em contrapartida, Marques et al. (2014) trazem pontos negativos acerca dessa aplicação, uma vez que os polímeros costumam ter baixa resistência a oxidação, alertando que o contato prolongado com líquidos (como água do mar) pode desestabilizar as cadeias poliméricas além da ação térmica pela temperatura e foto-oxidação, via radiação ultravioleta que podem provocar um complexo mecanismo de reação em cadeia.

Para avaliar o real impacto dessa deterioração dos geotêxteis ao intemperismo natural, estudos de campo vem sendo conduzidos. Porém, muitas alternâncias são observadas entre as metodologias de preparação das amostras, exposição em campo e realização dos testes de resistência.

Dierickx e Van Den Berghe (2004) por exemplo, para a preparação dos corpos de prova seguiram o pressuposto da EN 20139 (1992) e não utilizaram norma específica para a configuração da exposição de campo e determinação da tração.

Santos (2020) por sua vez procedeu com as recomendações da ASTM D5079 (2016), ASTM D1435 (2013) no que tange a exposição em campo e ASTM 5310:06 (2008) para os testes de tração.

Carneiro e Lopes (2017) não fazem menção a manejo de normas para a etapa de exposição em campo, entretanto constatam o emprego da EN ISO 10319 (2016) para rompimento de corpo de prova por tração.

Em virtude das diferentes metodologias de ensaio apresentadas, o seguinte questionamento foi realizado: Existe alguma influência do tipo de superfície na resposta de deterioração via ensaio de tração de geotêxteis subtidos a ensaios de exposição de campo? Nesse contexto, o objetivo deste trabalho se propõe em avaliar a durabilidade dos geôtexteis via ensaio de exposição de campo em ambiente costeiro, alterando as superfícies de exposição.

2 METODOLOGIA

Este item contempla a metodologia de realização da pesquisa, incluindo as etapas de caracterização do ensaio, preparação das amostras, procedimentos da exposição em campo, ensaios de tração e tratamento estatístico de dados.

2.1 Caracterização do ensaio

Na condução do estudo foi utilizado como material base geotêxtel tecido de polipropileno, na cor branca, de resistência a tração nominal igual a 50 kN/m.

Com o intuito de atingir o objetivo da pesquisa e analisar a durabilidade dos geotêxteis em exposição de campo para diferentes superfícies, cinco locais de exibição foram previstos, incluindo mesas em compensado naval e uma caixa de areia.

A mesa 1, denominada GB6, tem como característica a cor de superfície preta e a inclinação na latitude, com aproximadamente 6° em relação a horizontal. A mesa 2, intutilada como GB45 também tem a cor preta de superfície, entretanto possui inclunação de 45° em relação a horizontal.

Os grupos GW6 e GW45 são as mesas com tampo branco, inclinadas na latitude e a 45°, respectivamente. E, por fim, a exposição GS é feita com o geotêxtel sobrejacente a areia, disposta em uma caixa de PVC preta, a 0° da horizontal.

2.2 Preapração das amostras

Para obtenção das amostras a preparação seguiu as diretrizes da ABNT NBR ISO 9862 (2013), com o intuito de obter retângulos nas dimensões de 35 cm x 60 cm. Para tanto, a bobina de geotêxtil foi aberta e as duas primeiras voltas descartadas, cortou-se a frio, no sentido transversal o tamanho total necessário para obtenção dos 30 retângulos nas dimensões padrão, sendo também desprezados os 100 mm externos das extremidades.

2.3 Procedimentos da exposição em campo

O conjunto foi disposto em ambiente costeiro na cidade de Natal, capital do Rio Grande de Norte, com coordenadas de 5° 47’ 42’’ de latitude sul e 35° 12’ 34’’ de longitude oeste. O local de fixação do equipamento foi o Departamento de Oceanografia e Limnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (DOL/UFRN).

As mesas em madeira, confeccionadas em compensado naval, tinham dimensões de 2,20 m x 0,80 m e as superfícies foram pintadas com tinta própria para madeira seguindo as recomendações do fabricante para as etapas de preparação da superfície, pintura e secagem. No caso das caixas de PVC, com dimensões internas de 40 cm x 75 cm, foi utilizado areia como material de preenchimento a qual foi coletada a 600m do DOL/UFRN. Todo o aparato montado pode ser visualizado conforme a Figura 1.

Figura 1. Equipamento de ensaio de campo. Autores (2022).

O período de exposição foi dividido em três etapas distintas para monitorar o efeito da resistência mecânica via ensaio de tração dos geotêxteis. A Tabela 1 contém um resumo dos grupos e períodos de exposição.

Tabela 1 : Grupos de exposição. Fonte: Autores (2022).

Grupo	Superfície	Tempo de exposição (em dias)
G0	Amostra virgem	0
GB6	Mesa preta	42, 84, 176
GB45		42, 84, 176
GW6	Mesa branca	42, 84, 176
GW45		42, 84, 176
GS	Areia	42, 84, 176

A caracterização do ambiente de cada período de exposição para avaliar o impacto do intemperismo natural foi efetuada com o auxílio dos boletins meteorológicos fornecidos pelo INMET com estação meteorológica automática e convencional, ambas localizadas na UFRN.

2.4 Ensaios de tração

A metodologia utilizada para analisar a durabilidade dos geotêxteis se configura na resistência mecânica via ensaio de tração de faixa estreita, sendo o teste governado pela ASTM D5035 (2008). Em parceria com o Laboratório de Geotecnia e Geossintéticos da Universidade Federal de São Carlos (LabGeo / UFSCar) os testes de tração de faixa estreita foram realizados seguindo as diretrizes de 5cm de largura, velocidade de 300 mm/min e distância entre mordentes de 7,5cm.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste tópico estão contidos os principais resultados da pesquisa incluindo as discussões dos dados. Inicialmente é feita a caracterização das condições ambientais para que, sequencialmente, as informações dos ensaios de tração sejam contextualizadas.

3.1 Caracterização das condições ambientais

As principais informações sobre temperatura e radiação para os três períodos de tempo estão sintetizadas na Tabela 2.

Tabela 2 : Caracterização ambiental de temperatura e radiação. Fonte: Autores (2022).

DIAS DE EXPOSIÇÃO	TEMPERATURA MÉDIA °C	RADIAÇÃO GLOBAL MÁXIMA DIÁRIA (kJ/m²)	RADIAÇÃO GLOBAL ACUMULADA (kJ/m²)
42	29,37	3133,95	94739,05
84	29,03	3133,95	182755,33
176	27,47	4301,10	298705,89

O primeiro tempo de exposição de 42 dias teve início em 22/01/2022 perdurando até 04/03/2022 e a grande característica desse período são as temperaturas mais elevadas, com média de 29,37°C justificadas pela presença do solstício de verão no hemisfério sul.

O segundo período, compreendendo 84 dias de exposição, com duração até 15/04/2022 tem como aspecto uma sensível redução na temperatura média, quando comparada aos primeiros 42 dias, justificada pela presença do equinício de outono no hemisfério sul, com íncio em 21/03/2022. Nessa estação as horas do dia e da noite são iguais, diminuindo o tempo de ensolação em comparação ao solstício de verão. A radiação global máxima diária do segundo período é a mesma do primeiro, tendo ocorrido no mês de fevereiro.

A exposição total finaliza aos 176 dias, em 16/07/2022 com a temperatura média reduzindo em quase 2°C em relação ao período 1. Isso porque além do equinócio de outono, houve a inclusão de parte do solstício de inverno, inciado em 21/06/2022, com uma forte característica de redução da temperatura. A Figura 2 sintetiza a variação de temperatura, radiação global máxima diária, pluviosidade e umidade relativa.

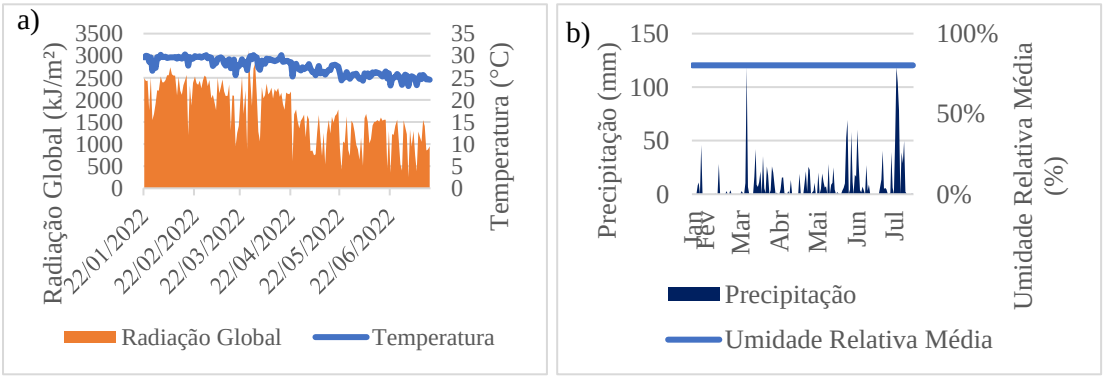


Figura 2. a) Variação de temperatura e radiação; b) Pluviosidade e umidade Relativa Média. Adaptado de INMET (2022).

Pela análise da Figura 2.b pode-se compreender a viariação de precipitação nos períodos de exposição. No intervalo 1 houve pouca intensidade pluviométrica, com máxima de 40 mm em janeiro. Em contrapartida

nos períodos 2 e 3 a frequência de pluviosidade foi mais acentuada, sendo as maiores incidências no intervalo de maio a julho, com máxima próximo a 120 mm. Essa característica é típica da região nordeste, cujo solstício de inverno normalmente é marcado pela redução das temperaturas e aumento dos índices pluvimétricos.

3.2 Ensaios de tração

Os dados dos ensaios de tração e as respectivas análises estatísticas serão apresentados abaixo subdivididos nos 3 períodos de exposição.

3.2.1 Durabilidade no período 1

Os ensaios de tração foram realizados nos 6 corpos de prova resultantes de cada um dos grupos de amostras. Escolheu-se então a curva mais representativa do grupo para confeccionar a Figura 3 que reune a relação tensão x deformação de todas as condições impostas na exposição de campo.

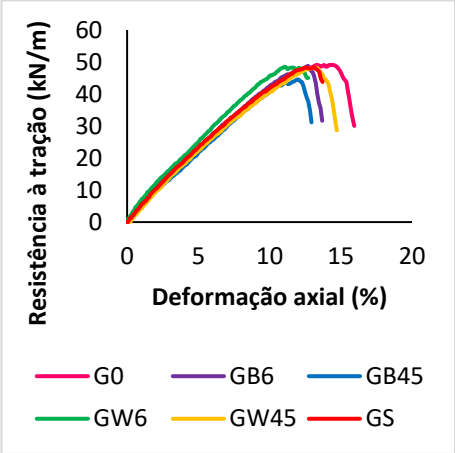


Figura 3. Relação entre as curvas de tensão x deformação da amostra virgem frente aos grupos de exposição do período 1. Fonte: Autores (2022).

Pela representação acima (Figura 5) a amostra virgem tem resistência semelhante a indicada pela ABNT NBR ISO 10319 (2013) de 50 kN/m e os demais grupos permeiam este valor. Nota-se que a condição preta a 45° apresentou menor resistência a tração e a branca a 45°, juntamente com a areia, maior resistência.

O teste de Shapiro-Wilk conduzido resultou em todas as amostras seguindo uma distribuição normal, com isso foi possível traçar os intervalos de confiança com o auxílio da distribuição t student, ilustrada na Tabela 3.

Tabela 3 : Determinação do intervalo de confiança do período 1. Fonte: Autores (2022).

Grupo	Média ($\bar{x}$)	Desvio padrão (s)	Intervalo de Confiança
G0	49,70	1,908483	$47,70 < \bar{x} < 51,71$
GB6	46,84	1,531518	$45,24 < \bar{x} < 48,45$
GB45	45,19	1,570872	$43,54 < \bar{x} < 46,84$
GW6	47,58	1,162389	$46,14 < \bar{x} < 49,02$
GW45	48,45	1,809115	$46,55 < \bar{x} < 50,35$
GS	48,72	2,162804	$46,45 < \bar{x} < 50,98$

Nota-se o grupo GB45 como destaque no que tange a degradação, estando fora do intervalo de confiança da amostra virgem, o que indica que houve degradação mais pronunciada, seguido do grupo GB6. As amostras advindas de GW6, GW45 e GS obtiveram maiores valores de resistência a tração, sendo GS o destaque com maior porcentagem dentro do intervalo de confiança de G0.

Pela análise dos dados pode-se inferir que a baixa pluviosidade do período, somado a altas temperaturas e radiações globais foram condicionantes para a ocorrência da degradação visualizada pela perda de resistência a tração.

O comparativo entre superfícies indica que a mesa em tampo preto acelerou o processo de degradação e em relação à inclinação não houve nítida influência. Esse destaque aos grupos GB6 e GB45 pode ser justificado pela cor do tampo, visto que os materiais absorvem luz e os elétrons passam a oscilar e emitir energia em forma de calor, o que é transmitido da mesa para as amostras.

O estudo laboratorial de Carneiro et al. (2021) ratificam essa análise. Na ocasião identificou-se que a radiação UV foi a principal responsável pela degradação nos testes de intemperismo, tendo seu efeito mais acentuado em virtude da elevação da temperatura ou uso de irradiâncias UV mais altas.

3.2.2 Durabilidade no período 2

Para o período 2 também foi desenvolvida a Figura 4 que relaciona a tensão x deformação para uma curva representativa de cada condição de superfície.

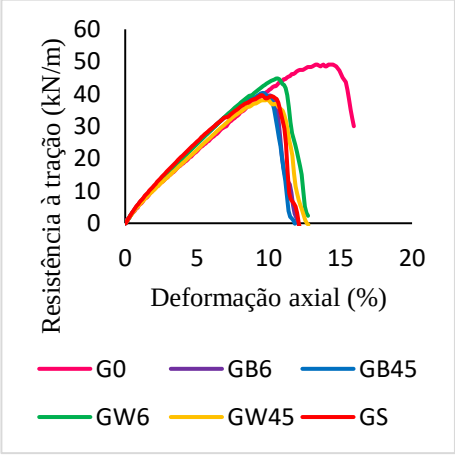


Figura 4: Relação entre as curvas de tensão x deformação da amostra virgem frente aos grupos de exposição do período 2. Fonte: Autores (2022).

Em linhas gerais as amostras apresentam boa concordância no que tange as curvas de tensão x deformação com exceção de GW6 que obteve menor deterioração, com resistência mais próxima à da amostra virgem. O grupo GB degradou quase que uniformemente com bastante similaridade entre GB6 e GB45 e além disso, em GW45 há um sutil achatamento indicando menor resistência e maior degradação.

Como procedimento de análise estatística, os resultados do teste de Shapiro-Wilk apontaram a normalidade da distribuição e através da matriz de T Student foi possível tratar os dados em função de intervalos de confiança exibidos na (Tabela 4).

Tabela 4 : Determinação do intervalo de confiança do período 2. Fonte: Autores (2022).

Grupos	Médias ($\bar{x}$)	Desvios-padrão (s)	Intervalos de confiança
G0	49,70	1,908483	$47{,}70 < \bar{x} < 51{,}71$
GB6	39,99	1,830967	$38{,}07 < \bar{x} < 41{,}91$
GB45	40,11	1,061045	$39{,}00 < \bar{x} < 41{,}23$
GW6	43,47	1,066221	$42{,}35 < \bar{x} < 44{,}59$
GW45	39,81	1,330333	$38{,}42 < \bar{x} < 41{,}21$
GS	40,85	2,254022	$38{,}49 < \bar{x} < 43{,}22$

Pela análise da Tabela 4 é possível perceber que houve degradação em todos os grupos uma vez que nenhuma condição se enquadra no intervalo de confiança de G0. Além disso, diferentemente do período 1, em que as amostras expostas em superfície preta haviam obtido menores resistências, o grupo GW45 se concretizou com menor média de 39,81 kN/m.

No período 2 é identificado maior influência da inclinação da mesa no que tange os corpos de prova de GW, isso porque a amostra branca inclinada na latitude apresentou intervalo de confiança iniciando em 42,35 KN/m destoando da branca inclinada a 45° com intervalo de confiança terminando em 41,21 kN/m. Em

contrapartida, nos corpos de prova expostos em superfície preta a inclinação não promoveu influência significativa nos resultados.

A areia, que havia apresentado maior resistência no período 1, continuou como uma das médias que menos sofreu degradação, se deteriorando um pouco mais apenas que a condição GW6 com a maior média de resistência de 46,47 kN/m.

Analisando os dois períodos de exposição, ambos com 42 dias, é válido destacar que os geotêxteis, no período 1, obtiveram uma perda de resistência média de 2,34 kN/m em relação ao valor médio da amostra virgem. Em contrapartida, entre 04/03/2022 até 15/04/2022 os corpos de prova degradaram em média 6,50 kN/m, quase três vezes mais do que no período anterior, sendo a perda de resistência média total do período 2 de 8,86 kN/m. Esse condicionante pode ser reflexo da associação dos fatores de intemperismo natural como radiação, oxidação, precipitação, dentre outros.

3.2.3 Durabilidade no período 3

Com o intuito de identificar o comportamento geral das condições em relação a amostra virgem a Figura 5 foi desenhada conforme abaixo. O mesmo procedimento de seleção do gráfico mais representativo dos corpos de prova foi realizado para a confecção da imagem.

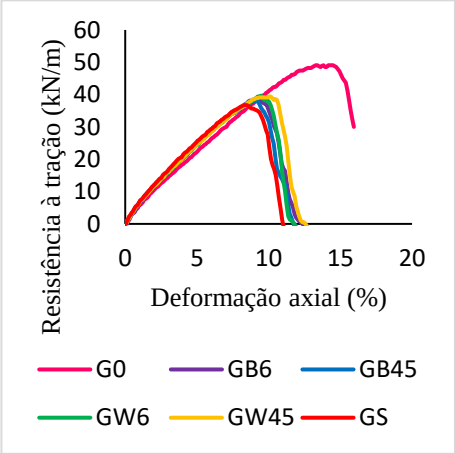


Figura 5: Relação entre as curvas de tensão x deformação da amostra virgem frente aos grupos de exposição do período 3. Fonte: Autores (2022).

No geral, independente das condições, as amostras se degradaram de forma similar ao serem expostas ao intemperismo natural, com perda de resistência média de 10 kN/m. Um pequeno destaque pode ser dado ao grupo GS com leve achatamento na curva tensão x deformação indicando menor valor de resistência a tração.

No tratamento estatístico de dados, os testes de Shapiro-Wilk apontaram a normalidade da distribuição e pelo desconhecimento do desvio padrão a matriz de T Student foi utilizada para tornar possível a escrita das informações em função de intervalos de confiança ilustrados na Tabela 5.

Tabela 5 : Determinação do intervalo de confiança do período 1. Fonte: Autores (2022).

Grupos	**Médias ($\bar{x}$)**	**Desvios-padrão (s)**	**Intervalos de confiança**
G0	49,70	1,908483	$47{,}70 < \bar{x} < 51{,}71$
GB6	38,75	1,622968	$37{,}05 < \bar{x} < 40{,}46$
GB45	37,64	1,415072	$36{,}15 < \bar{x} < 39{,}12$
GW6	39,82	1,562251	$38{,}18 < \bar{x} < 41{,}46$
GW45	39,20	0,994369	$37{,}97 < \bar{x} < 40{,}44$
GS	36,70	1,371108	$35{,}26 < \bar{x} < 38{,}14$

Conforme indica a Figura 5 e a Tabela 5, o grupo que mais sofreu degradação ao final do período de 176 dias foi GS. Esse fato pode ter sido condicionado em virtude do arranjo das caixas de PVC preenchidas com areia, tendo em vista que na composição a drenagem da água não era permitida, permanecendo sobre a superfície dos geotêxteis e infiltrando na areia, o que gerou o aquecimento da água e consequentemente dos geossintéticos além de potencializar a absorção de radiação.

O segundo grupo com menor resistência a tração e consequentemente maior deterioração foram as amostras expostas em mesa preta, entretanto não foi percebido influência significativa da inclinação para potencializar o efeito da degradação, a diferença de resistência entre os materiais inclinados na latitude e aqueles a 45° foi de apenas 1,11 kN/m. Esse fato é válido para as cores das superfícies, pois apesar das pretas apresentarem maior degradação, a diferença entre o grupo de GB e GW foi de 1,32 kN/m, o que demonstra que para o período de tempo analisado as superfícies não foram condicionantes para a degradação.

4 CONCLUSÃO

A partir desse estudo que objetivou analisar a durabilidade de geotêxteis tecidos de PP é possível concluir:

• A condição de exposição que mais sofreu degradação foi o geotêxtil em contato com a areia;
• Não houve grande influência entre a inclinação das superfícies em relação a aceleração da degradação;
• Não houve grande influência entre a cor das superfícies em relação a aceleração da degradação;
• No geral todas as amostras, independente da superfície de exposição convergiram quanto ao grau de deterioração;
• Foi percebido que a combinação de fatores de intemperismo pode acarretar maiores níveis de degradação do que apenas itens isolados;
• O período em que as amostras mais degradaram foi o 2;
• Ao final do tempo total de exposição, as amostras perderam cerca de 11 KN/m de resistência em relação a amostra virgem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International (2016). ASTM D 5079 - *Standard practice for deterioration of geotexiles from outdoor exposure*; Philadelphia.

ASTM International (2013). ASTM D 1435 - *Standard practice for Outdoor weatherung of plastics. Philadelphia*.

ASTM International (2008). ASTM D 5035-06 *Standard test method for breaking force and elogation of textile fabrics (Strip method).* Philadelphia.

Carneiro, J. R; Lopes, M. L (2017). Natural weathering of polypropylene geotextiles treated with different chemical stabilisers. *Geosynthetics International*, v. 24, n. 6, pp. 544–553.

Carneiro, J. R.; Carlos, D. M.; Lopes, M. L (2021). Laboratory Degradation of a Reinforcement PET-PP Geocomposite Under Accelerated Weathering Conditions. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, v. 7, n. 3, pp. 1–11.

Dierickx, W.; Van Den Berghe, P (2004). Natural weathering of textiles used in agricultural applications. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 22, n. 4, pp. 255–272.

Elias, T.; Geetha, T.; Shirlal, K. G (2022). Effect of armour unit layers and placement mode in the determination of stability of geotextile sand container (GSC) breakwaters. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 50, n. 3, pp. 444–454.

EN International (1992). EN 20139 - *Textiles—Standard Atmospheres for Conditioning and Testing*. Brussels.

EN International (2005). EN ISO 9862, *Geosynthetics – Sampling and Preparation of Test Specimens.* Brussels.

Marques, A. R.; Patrício P. S. O.; Santos, F. S.; Monteiro, M. L.; Urashima, D. C.; Rodrigues, C. S (2014). Effects of the climatic conditions of the southeastern Brazil on degradation the fibers of coir-geotextile: Evaluation of mechanical and structural properties. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 42, n. 1, pp. 76–82.

Santos, E. W. C (2020). *Avaliação da degradação de um geotêxtil tecido submetido ao intemperismo do ambiente costeiro em Natal/RN*. 2020. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte/UFRN, 104p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/800

Desempenho Mecânico de Agregados Reciclados de Resíduos de Construção e Demolição para Aplicação em Estruturas de Contenção em Gabiões

Maria Clara Alves Ferreira Ramos
UFMG, Belo Horizonte, Brasil, clara.alves.amb@gmail.com

Bennie Barreto Pereira de Oliveira
UFMG, Belo Horizonte, Brasil, benniebarreto@gmail.com

Gustavo Ferreira Simões
UFMG, Belo Horizonte, Brasil, gustavo@desa.ufmg.br

RESUMO: O setor da construção civil possui relevância econômica nacional, porém essa atividade ocasiona impactos ambientais, destacando a produção de Resíduos de Construção e Demolição (RCD). Destaca-se a fração inerte dos RCD, que possuem características similares aos agregados naturais (AN), indicando seu potencial uso na substituição dos AN. Este estudo objetiva avaliar as propriedades físicas e mecânicas da fração inerte dos RCD e seu desempenho como material de enchimento em estruturas de contenção utilizando gabiões. Foram analisadas as frações cinza, vermelha e mista dos agregados reciclados (AR) provenientes da Usina de Reciclagem de RCD da SLU-PBH. O programa experimental envolveu ensaios de índice de forma dos RCD e de compressão não confinada em células de gabião de dimensão de 0,4m x 0,4m x 0,4m. Os resultados do índice de forma indicam que a maior parte dos AR utilizados possui forma alongada, seguida da alongada-lamelar, lamelar e cúbica. Os resultados médios de carga, tensão vertical e deformação finais obtidos nos ensaios de compressão não confinada foram: para o gabião composto pela fração cinza 38 kN, 236 kPa e 14%; para o gabião com 25% de fração mista: 28 kN, 160 kPa e 13%; para o gabião com 25% de fração vermelha: 25 kN, 178 kPa e 14%. Os resultados sugerem que a fração cinza dos RCD reciclados apresentam maior potencial para a utilização pretendida.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduos de Construção e Demolição, Valorização de Resíduos, Estruturas de Contenção, Gabião

ABSTRACT: The civil construction sector has national economic relevance, but this activity causes environmental impacts, particularly the production of Construction and Demolition Waste (CDW). The inert fraction of CDW stands out, with similar characteristics to natural aggregates (NA), indicating its potential use in replacement of NA. This study aims to evaluate the physical and mechanical properties of the inert fraction of RCD, and its performance as filling material in retaining structures using gabions. The gray, red and mixed fractions of recycled aggregates (RA) from the SLU-PBH RCD Recycling Plant were analyzed. The experimental program covered shape index tests and unconfined compression tests in gabion cells measuring 0,4m x 0,4m x 0,4m. The shape index results indicate that most of the RA used has an elongated shape, followed by the elongated-lamellar, lamellar and a cubic. The average results of final load capacity, vertical stress and deformation obtained from the unconfined compression tests were: for the gabion composed of gray fraction: 38 kN, 236 kPa and 14%; for the gabion with 25% mixed fraction: 28 kN, 160 kPa and 13%; for the gabion with 25% red fraction: 25 kN, 178 kPa and 14%. The results suggest that the gray fraction of recycled RCDs has greater potential for the intended use.

KEYWORDS: Construction and Demolition Waste, Waste Valorization, Earth Retaining Structures, Gabion

1 INTRODUÇÃO

A construção civil é um importante segmento da indústria brasileira, associada diretamente ao crescimento econômico-social. Contudo, essa atividade também causa impactos ambientais e possui como

principal passivo ambiental a geração dos Resíduos de Construção e Demolição (RCD) (IPEA, 2012). A disposição inadequada de resíduos sólidos causa impactos ambientais e problemas de saúde pública. Assim, o gerenciamento adequado dos resíduos sólidos reduz os passivos ambientais e previne a propagação de doenças (Fonseca & Namen, 2021).

Não há no Brasil dados oficiais com quantitativos de geração de RCD, apenas sobre a quantidade coletada pelos serviços públicos de limpeza urbana de alguns municípios (Matias, 2020). Segundo a Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais, em 2020, foram coletados 47 milhões de toneladas de RCD pelos sistemas de limpeza pública municipais. Apesar do esforço do poder público realizar a limpeza dos locais conhecidos como "bota-fora", a disposição inadequada de RCD ainda é uma realidade no Brasil (Cordoba et. al, 2019).

No que tange à legislação nacional, em 2002 o Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) aprovou a Resolução nº 307/02, que "estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil". Essa Resolução, entre outros assuntos, determina a segregação dos resíduos em diferentes classes e sua disposição correta (BRASIL, 2002).

A Resolução identifica os resíduos de construção civil da seguinte forma: Classe A - resíduos reutilizáveis ou recicláveis como agregados; Classe B - resíduos recicláveis para outras destinações; Classe C - resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis que permitam a sua reciclagem/recuperação e Classe D - resíduos perigosos (BRASIL, 2002). Os RCD Classe A foram objetos deste trabalho, exclusivamente as frações que corrrespondem a tijolos, azulejos, telhas, argamassas, rochas ornamentais e concretos variados.

Tendo em vista que a fração inerte desses resíduos possui propriedades semelhantes às dos agregados naturais, a reutilização, reciclagem e outras formas alternativas de destinação final dos RCD tornam-se uma prática remota, que remonta à época da Segunda Guerra Mundial (Matias, 2020). A literatura internacional demonstra a segurança da utilização dos RCD como base e sub-base para pavimentação e como agregados reciclados (AR) na produção de concreto. Essas aplicações são amplamente empregadas em países europeus, os quais possuem normas técnicas que estabelecem os limites de substituição dos agregados para determinados fins (Silva *et al*., 2019).

No fim da década de 1990, iniciaram no Brasil as pesquisas sobre a utilização de RCD em obras geotécnicas, com a utilização de AR na pavimentação e na confeção de blocos de concreto (Lima, 1999). Desde então outros estudos com a aplicação do RCD foram realizados, sendo os mais relevantes: o emprego do RCD como camadas drenantes e material alternativo para sistema de cobertura de aterros sanitários, material de preenchimento de estruturas de solos reforçados e estabilização do solo (Pereira *et al*.,2015).

De forma geral, o gabião pode ser definido como um elemento prismático, na forma de caixa, com faces formadas por telas metálicas, preenchidos por material rochoso de granulometria e propriedades apropriadas às aplicações desejadas. Estruturas de contenção do tipo gabião são empregadas para solucionar problemas geotécnicos, hidráulicos e no controle de erosão.

Em função da quantidade de RCD gerados, dos impactos das disposição inadequadas, e considerando a equivalência entre as propriedads dos RCD Classe A com os agregados naturais, o trabalho objetiva caracterizar os AR de RCD, para investigar a viabilidade e limitações do seu uso como material de enchimento de estruturas de contenção do tipo gabião, fundamentando-se na comparação das propriedades físicas e mecânicas dos AR com as rochas normalmente utilizadas.

2 MATERIAL E MÉTODOS

Os RCD utilizados neste trabalho foram provenientes da Estação de Reciclagem de RCD da BR-040 da Superintendência de Limpea Urbana da Prefeitura de Belo Horizonte. A unidade recebe os RCD Classe A devidamente segregados em caçambas. Assim que chegam na Usina, os RCD são dispostos em leiras para remover resquícios de outras classes de RCD. A seguir, o material selecionado é encaminhado para o britador, que brita RCD em diferentes granulometrias, variando desde a bica corrida até a areia fina. Dentre os AR produzidos, o escolhido foi o rachão, com dimensões entre 8 e 20 cm. A escolha advém da premissa de que o material de enchimento deve possuir dimensões superiores à da malha da tela do gabião.

Para o preenchimento dos gabiões usualmente são empregadas rochas limpas, compactas, não friáveis e não solúveis em água, para que tais elementos sejam capazes de garantir a resistência requerida nas obras as

quais se destinam. Em geral, as dimensões do material pétreo devem ser limitadas entre uma a duas vezes e meia a distância entre os trechos de torção da malha.

Os AR foram divididos em três frações em função das suas características: fração cinza - composta por argamassas, concretos e rochas ornamentais; fração vermelha - composta por materiais cerâmicos, como azulejos, telhas e tijolos; e a fração mista correspondendo aos agregados que possuem frações cinza e vermelha.

A caracterização do AR selecionados é apresentada em Ramos *et al.* (2023). A composição gravimétrica indicou 75% de fração cinza; 14% de fração mista e 10% de fração vermelha. Os AR vermelhos apresentaram o maior de teor de umidade, que variou de 8,4 a 18,8%, maior absorção de água (18%), e menor massa específica (1,5 g/cm³). Contudo, a fração cinza apresentou menor teor de umidade (5,3 a 7,7%), menor absorção de água (8,8%) e maior massa específica (1,8 g/cm³). Já a fração mista obteve resultados intermediários. Os resultados dos ensaios de massa unitária indicaram 1.211 kg/m³ para a amostra contendo apenas fração cinza, 1.164 kg/m³ para amostra composta com 50% de fração cinza 50% de fração mista e de 1.098 kg/m³ para amostra composta com 50% de cinza e 50% de vermelha.

Em relação a caracterização mecânica, o ensaio de abrasão *Los Angeles* indicou que a amostra com 50% em massa de AR misto e o restante de fração cinza e a amostra contento apenas fração cinza obtiveram a menor perda por abrasão, com 57%. Quanto à resistência à compressão pontual (*"Point Load Test"*), a fração cinza resultou em uma média de 1,5 kPa, 1,2 kPa para a fração mista e 0,5 kPa para a fração vermelha. Os ensaios de durabilidade, avaliada no ensaio "*Slake Durability*" para 2 ciclos de umedecimento e secagem, não demonstraram diferença significativa entre as frações cinza, mista e vermelha.

Devido à ausência de normas técnicas que orientem a caracterização do material de enchimento, indicando os limites de desempenho esperados, o programa experimental realizado utilizou como base as normas nacionais e internacionais para ensaios de caracterização de rochas, caracterização de agregados para confecção de concretos, além do ensaio de desempenho mecânico de materiais.

2.1 Ensaios realizados

2.1.1 Índice de Forma

Para a execução desse ensaio, foram utilizadas amostras compostas pelos diferentes componentes dos RCD (concretos, argamassas tijolos, azulejos e rochas ornamentais) e suas diferentes dimensões e formas. O ensaio foi realizado conforme instruções da NBR 7809 (ABNT, 2019). O índice de forma é obtido pela relação entre as três dimensões da amostra, possibilitando a classificação do agregado em função da sua forma cúbica, lamelar, alongada e alongada-lamelar.

Para os concretos, a forma do agregado graúdo influencia nas propriedades mecânicas do mesmo. Agregados contendo partículas inadequadas são prejudiciais e agregados com graus mais elevados de cubicidade apresentam resistência mais elevada e propiciam melhor trabalhabilidade do concreto (Silva *et al.*, 2020). Apesar de não ser especificada uma forma ideal para o material pétreo utilizado no preenchimento de gabiões, é importante que haja certa angularidade, uma vez que essa característica possibilita um maior intertravamento das partículas. O contato ponto a ponto entre as superfícies dos elementos deve ser mantido, para que haja transferência de carga de um elemento para outro (SANTOS JUNIOR, 2018).

O ensaio foi executado utilizando uma régua graduada, para que houvesse maior celeridade nas medições para a caracterização de todos os agregados utilizados no preenchimento dos módulos de gabião a serem submetidos ao ensaio de compressão não confinada.

2.1.2 Ensaio de resistência à compressão não confinada de um módulo de gabião

O ensaio de compressão não confinada foi realizado com três diferentes amostras ensaiadas em triplicata, quais sejam: somente fração cinza; amostras compostas com 75%, em massa, da fração cinza e 25% da fração vermelha; e com 75% da fração cinza e 25% da fração mista. O equipamento utilizado foi a prensa de compressão EMIC com capacidade máxima de 300 kN de carga vertical, além de: 3 chapas metálicas; placa de neoprene; 4 extensômetros analógicos de curso 50mm, sensibilidade 0,01mm; 4 suportes magnéticos para extensômetros; 2 trenas de 3 metros e fio de nylon de 1mm de espessura.

Os extensômetros foram fixados em cada extremidade da placa de neoprene para medir o deslocamento vertical do gabião durante a aplicação das cargas. As duas trenas foram fixadas na lateral distando 10 cm da

base e do topo do gabião e na ponta de cada trena foi fixado um fio de nylon, de forma que o perímetro do gabião fosse circundado, e a outra ponta do fio foi fixada na outra extremidade de trena. Isto é, à medida que a estrutura metálica do gabião se deformasse seria possível medir o novo perímetro após a aplicação de carga, bem como avaliar a deformação volumétrica.

A aplicação de carga pela prensa foi realizada manualmente e a cada 100N de incremento de carga, os extensômetros eram aferidos, em seguida o deslocamento das trenas, além do deslocamento registrado pela máquina e a carga final, registrada após as leituras. De posse da variação da altura média, indicada pelos 4 extensômetros e do perímetro do gabião em cada estágio de aplicação de carga, o volume foi recalculado. O critério utilizado para determinar o final do ensaio foi o limite de medição dos extensômetros, ou seja, quando os 4 extensômetros perdiam o contato com a placa superior, o ensaio era finalizado. Destaca-se que este limite já configura uma deformção excessiva, que pode ser interpretada como um estado limite de utilização.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Índice de Forma

Os resultados médios de índice de forma para os três tipos de gabião montados são apresentados na Figura 1. Observa-se grande variabilidade do índice de forma em cada gabião, pois o preenchimento foi realizado de forma aleatória, isto é, os AR não foram segregados em função do seu formato, somente por fração, e foram adicionados seguindo apenas o critério de dimensão superior à abertura da malha hexagonal.

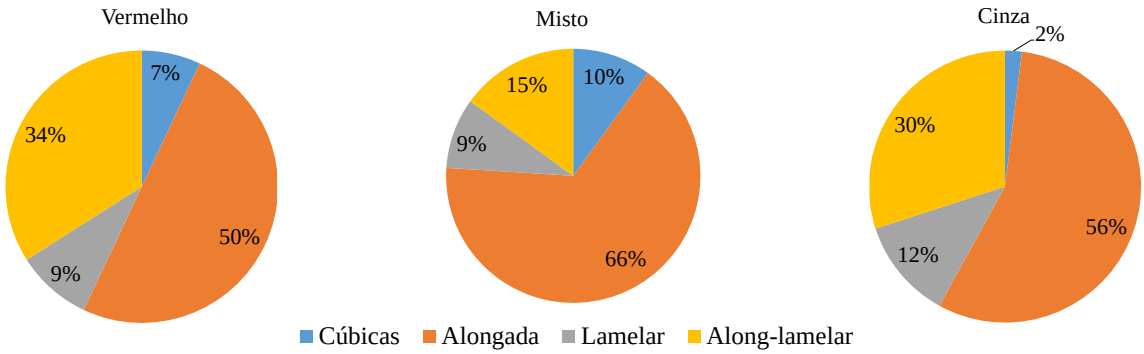


Figura 1. Índice de forma médio para os gabiões.

Os gráficos sugerem que a maior parte dos AR utilizados possui forma alongada, seguida da forma alongada-lamelar, lamelar e em menor proporção a forma cúbica. A fração vermelha foi a que apresentou a maior porcentagem de elementos alongados-lamelares, que muito provavelemnte estão associados a azulejos e telhas. Contudo, a fração vermelha e mista compuseram apenas 25% das amostras, portanto o índice de forma predominante nas amostras é o da fração cinza.

De forma, geral, nos AR prevalecem a forma alongada, constituindo, para todas as frações, valores acima de 50%. Santos Júnior (2018) recomenda minimizar a utilização de elementos planos e alongados ao preencher o gabião, pois tal caracteristica advém de rochas com maior dureza, que podem danificar a malha em função da dureza e angularidade. Considerando que os AR possuem uma dureza inferior à das rochas comumente utilizadas, a angularidade evidenciada nas formas alongada e alongada-lamelar possui baixo potencial de causar impactos danosos à malha do gabião.

3.2 Ensaio de resistência a compressão não confinada de um módulo de gabião

3.1.1 Montagem do Gabião

De posse do volume e da massa de cada gabião após preenchimento e da massa específica média de cada fração, foi calculada a massa específica aparente (kg/m³), a massa especifica da mistura (g/cm³) e a porosidade (%) de cada gabião, juntamente com o índice de forma dos agregados utilizados.

O resultado médio de densidade aparente de cada fração foi de 1.160,5 kg/m³ para os gabiões com fração vermelha, 1.253,7 kg/m³ para os mistos e 1.276,3 kg/m³ para os cinzas. Os resultados mostram que as amostras

compostas por materiais cerâmicos atingiram o menor valor para esse índice físico, enquanto que as frações mista e cinza tiveram valores próximos. Esses resultados refletiram na densidade da mistura, onde a fração vermelha obteve média de 1,72 g/cm³, enquanto as frações mista e cinza resultaram em 1,81 g/cm³.

Os resultados de massa específica aparente seca e massa específica da mistura, sugerem uma semelhança entre os gabiões preenchido apenas de AR cinza e os compostos com AR cinza e misto, além de destacar a diferença das amostras compostas por AR vermelho. Quanto à porosidade, todos os gabiões apresentaram valores inferiores a 40%, limite sugerido por Barros (2005), com média de 37,1% para os vermelhos, 35,6% para os mistos e 36,2% para os cinzas.

De forma geral, os resultados sugerem que os índices físicos dos gabiões constituídos de AR cinza e 25% de fração mista, são semelhantes, diferindo das amostras com 25% de fração vermelha.

3.1.2 Ensaio de compressão não confinada

A Figura 2a exibe o gabião G5 (somente fração cinza) no início do ensaio, ou seja, antes da aplicação de carga vertical, e ao final do ensaio (Figura 2b), após os extensômetros se desconectarem do neoprene, sinalizando o final do ensaio. Analisando a Figura 2 nota-se o aumento do perímetro do gabião, causado pela deformação das laterais, o que é evidenciado pelo deslocamento da régua das trenas. Além disso, é constatada a fragmentação dos AR que preenchem o gabião, bem como a inclinação horizontal do neoprene para a lateral esquerda. Deve ser destacado que para as dimensões dos módulos de gabião ensaiados, a rigidez das emendas e costuras nas arestas contribuiu para a resistência observada, devendo ser um aspecto a ser melhor investigado.

Figura 2. (a) Gabião G5 no início do ensaio, sem aplicação e carga e (b) G5 no fim do ensaio.

Durante os incrementos de carga foi possível escutar o ruído dos AR se acomodando, até que os ajustes chegavam ao limite e as tensões entre as partículas conduziam à sua fragmentação. Este comportamento também é previsto para as rochas utilizadas como material de enchimento. Segundo Agostini *et al.* (1987 *apud* SANTOS JUNIOR, 2018) em um primeiro momento, ao aplicar carga no gabião há a acomodação das rochas até deformações verticais de 10%, em seguida, o aumento de tensão na malha e nas rochas periféricas na região perimetral restringem os elementos centrais, acarretando a fragmentação das rochas.

Os resultados finais médios dos ensaios das 9 amostras estão apresentados na Tabela 1, indicando as deformações verticais finais, bem como as cargas e tensões verticais máximas. O ensaio da amostra G3 foi eliminado, uma vez que o teste foi finalizado antes que todos os extensômetros se desconectassem do neoprene, pois havia risco de danificar o equipamento.

Analisando os resultados médios para cada grupo, observa-se que a fração cinza foi a que apresentou o menor desvio padrão para as variações de altura, além de ter suportado a maior carga de 42,37 kN, com valor médio de 37,95 kN. Já as amostras vermelhas apresentaram o pior desempenho no ensaio, ou seja, estes gabiões não suportaram mais de 33,84 kN, obtendo uma média de 25,43 kN. Apesar das amostras contendo fração mista exibirem índices físicos semelhantes aos dos gabiões cinza, a média de carga máxima foi de 29,93 kN, resultado inferior à média para os gabiões cinza.

Tabela 1. Resultados finais médios dos ensaios de compressão não confinada

	$\Delta H/H_0$ (%)		Carga máxima (kN)		Tensão vertical máxima (kPa)	
Fração	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
Cinza	14,12	0,66	37,95	5,88	236,17	41,92
25% Vermelha	13,65	0,13	25,43	7,46	159,90	46,09
25% Mista	13,03	0,07	27,57	3,34	177,86	20,27

A Figura 3 apresenta as curvas carga vertical aplicada *versus* deformação vertical dos gabiões ensaiados. Objetivando comparar o desempenho dos AR com rochas comumente utilizadas, foi inserida uma série de dados com os resultados do trabalho de Camelo (2019), obtido para a compressão de um módulo de gabião com as mesmas dimensões e preenchido com basalto, que apresentou carga máxima de 38,3 kN. Ademais, foi adicionado aos gráficos o intervalo de confiança de 95% para os resultados obtidos neste trabalho, a partir de um ajuste polinomial do terceiro grau, indicado apenas de forma ilustrativa.

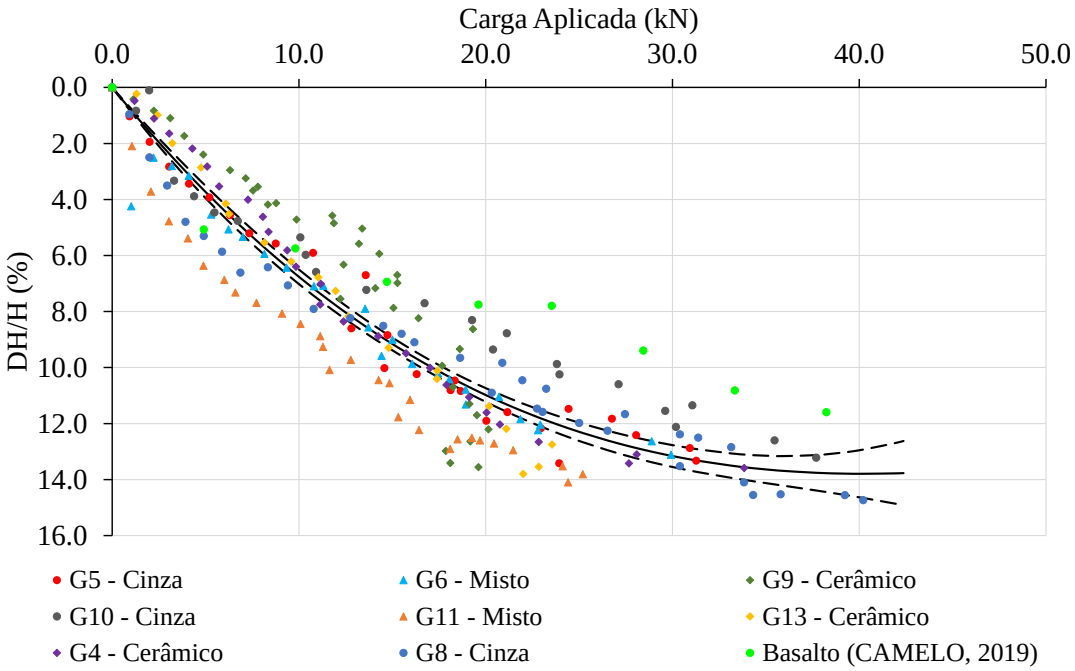


Figura 3. Curvas carga *versus* variação da deformação vertical das amostras.

Observa-se na Figura 3 que as amostras G5-G8 e G4-G13 apresentaram comportamentos mais próximos, com valores de carga e deformação semelhantes. As amostras compostas por 25% de fração mista, apresentaram menor homogeneidade. Comparando todos os ensaios realizados com o ensaio de basalto obtido por Camelo (2019), nota-se a menor deformação vertical do gabião preenchido com rocha para maiores cargas, resultado esperado em função das propriedades mecânicas desta rocha.

Os resultados apontam que o gabião composto pela fração cinza suportou uma capacidade de carga média de 38 kN para uma deformação vertical de 14%, enquanto o gabião com 25% de fração mista chegou a uma carga média de 28 kN para uma deformação vertical de 13%. Por fim, a amostra com 25% de fração vermelha suportou a menor carga, de 25 kN com deformações de aproximadamente 14%. Somente para as amostras da fração cinza foi observado que o menor valor de carga pode ser atribuído ao gabião com maior porosidade. Camelo (2019) obteve cargas máximas de 28 kN e 32 kN, ao ensaiar gabiões de mesmas dimensões preenchidos com fração cinza, resultados inferiores aos desta pesquisa. Tal diferença pode estar vinculada à montagem do gabião e à qualidade dos RCD utilizados.

A Figura 4 apresenta as curvas tensão vertical aplicada *versus* deformação dos gabiões ensaiados. A tensão vertical foi calculada a partir das cargas aplicadas e da área corrigida. A área corrigida foi calculada pela média dos valores obtidos a partir da análise dos deslocamentos perimetrais medidos e a partir da área inicial e da deformação vertical.

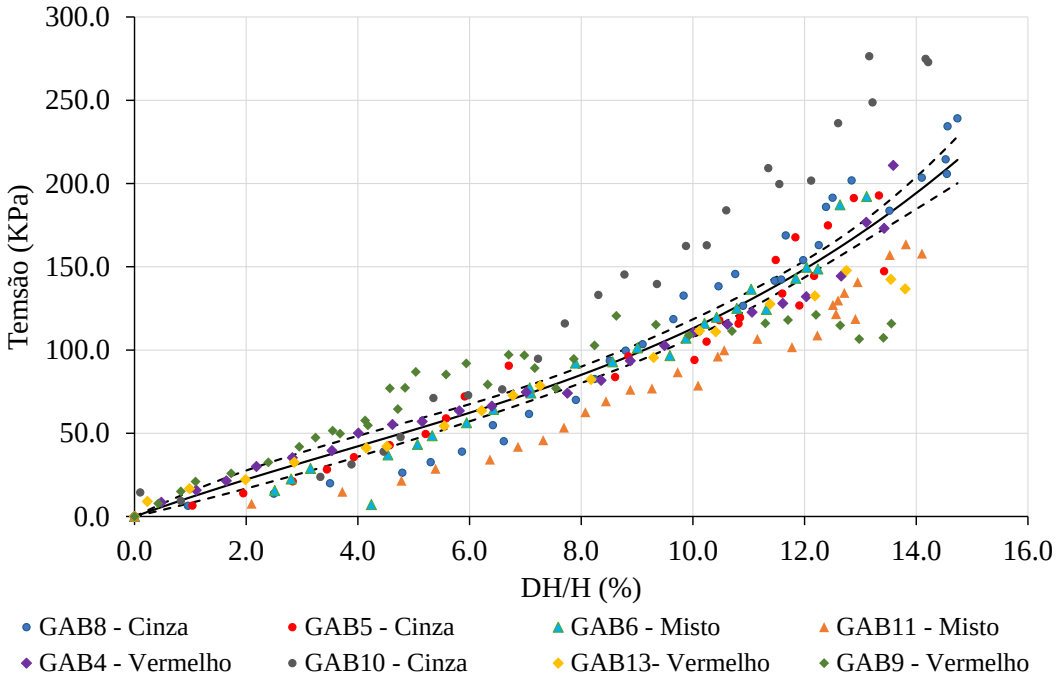


Figura 1. Curvas tensão vertical versus variação da deformação vertical das amostras.

Considerando o limite de deformação dos ensaios, em torno de 15%, as curvas sugerem uma tendência de endurecimento por deformação, contudo algumas amostras de fração vermelha começaram a mostrar um limite e posterior diminuição na capacidade de suportar cargas maiores. Já para as amostras de gabião cinza e misto, as curvas indicaram comportamentos semelhantes, apresentando desenvolvimento crescente, sem a indicação de um limite indicativo de ruptura.

Os resultados de tensão vertical obtidos foram comparados com os de Santos Júnior (2018), que realizou o ensaio de compressão não confinada para uma célula de gabião de dimensões de 1,0mx1,0mx1,0m com a mesma malha hexagonal, preenchida com granito. A tensão máxima obtida por Santos Júnior (2018) foi de 290,6 kPa. A comparação deste valor com valor máximo de tensão registrado nas 9 amostras, de 276,49 kPa para o GAB 10, confirma a potencialidade da utilização da fração cinza, mesmo considerando a diferença entre as deformações máximas verticais observadas (9,2% para o gabião de granito e 14,2% para o GAB 10). Para as demais amostras a diferença foi maior, com a fração vermelha apresentando uma tensão máxima de 147,72 kPa para deformação máxima vertical de 12,7%, e a fração mista, 192,19 kPa e 13,7%, respectivamente. É importante considerar que os gabiões ensaiados neste trabalho possuíam dimensões menores do que os de Santos Júnior (2018). Essa característica influenciou nos resultados obtidos, uma vez que os gabiões ensaiados têm maior área de tela por quilograma de material de enchimento, o que pode ter conferido maior rigidez ao conjunto.

A partir dos resultados obtidos neste trabalho, observa-se que, mesmo sem atingir uma ruptura física do gabião, os elevados níveis de deformações observados já sugerem um estado limite de utilização. Em linhas gerais, os resultados sugerem que os gabiões compostos apenas pelos AR cinza são promissores por apresentarem o melhor desempenho mecânico.

4 CONCLUSÃO

Quanto às características dos gabiões ensaiados, a porosidade apresentou resultados dentro da faixa recomendada (entre 30 a 40%) para todas as amostras. O ensaio de compressão não confinada sugeriu que a fração cinza se aproxima do comportamento dos materiais pétreos normalmente utilizados, chegando à carga máxima média de 38 kN, e de 25 kN para a amostra com 25% de fração vermelha. Analisando os resultados de índice de forma juntamente com os ensaios de de compressão não confinada, não foi encontrada correlação entre a maior utilização de AR alongados ou alongados-lamelares com um pior desempenho mecânico. Quanto

a possíbilidade de degradação da malha metálica do gabião, ao final dos ensaios não foram observado danos visíveis.

Ainda que os resultados sejam promissores, é fundamental que sejam ensaiados gabiões preenchidos com RCD em escala real, a fim de que a proporção tela/material de enchimento não influencie no resultado. Dessa forma, evidencia-se o potencial uso dos RCD, principalmente da fração cinza, como material de enchimento do gabião. Pois além de valorar parte dos RCD na forma de agregados, evita a exploração de recursos naturais e a sua disposição inadequada e em aterros, estimulando a reciclagem e a reutilização dos resíduos, conforme preconizado pela Lei 12.305/2010 (BRASIL, 2010). Contudo, estudos em escala real são essenciais para comprovar a segurança de utilização, promover o estabelecimento de protocolos experimentais únicos e definir precisamente quais são as limitações do uso desse material de enchimento.

AGRADECIMENTOS

Aos Departamentos de Engenharia de Minas, de Engenharia de Materiais e da Construção Civil e de Engenharia de Transportes e Geotecnia da UFMG pelo suporte na realização dos experimentos. À Superintendência de Limpeza Urbana de Belo Horizonte pelo fornecimento das amostras de RCD e por todo o suporte nos ensaios realizados em campo. À Empresa Maccaferri pelo fornecimento dos módulos de gabião.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 7809: *Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – Método de ensaio*.

Barros, P.L.A. (2005). *Manual técnico de obras de contenção*. 1. ed. São Paulo: Maccaferri do Brasil.

BRASIL (2002). Resolução CONAMA n°307. *Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil*.

BRASIL (2010). Lei 12.305/2010 de 02 de agosto de 2010. *Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos*. Brasília.

Camelo, D. G. (2019). *Estudo da utilização de resíduos de construção civil para preenchimento de gabiões caixa*. 205 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Nove de Julho.

Córdoba, R.E.; Neto, J. C. M; Santiago, C.; D Pugliesi, E.; Schalch, V. (2019). Alternative construction and demolition (C&D) waste characterization method proposal. *Rev. Eng. Sanit. Amb.*, v. 24, p. 199-212.

Fonseca, F.L.C.; Namen, A.A. (2021). Characteristics and patterns of inappropriate disposal of construction and demolition waste in the municipality of Cabo Frio, Brazil. *Rev. Bras. Gestão Urbana*, v. 13, p. 1-19.

IPEA – Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (2012). *Diagnóstico dos Resíduos Sólidos da Construção Civil*. Relatório de Pesquisa. Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada, Brasília.

Lima, J.A.R. (1999). *Proposição de Diretrizes Para Produção e Normalização de Resíduo de Construção Reciclado e de suas Aplicações em Argamassas e Concretos*. 1999. 240p. Tese de Doutorado – EESC-USP.

Matias, A.N. (2020). *Resíduos de construção e demolição à luz da Política Nacional de Resíduos Sólidos*. Dissertação (Mestrado) – UNILA, Foz do Iguaçu.

Pereira, S.M.; Gusmão, A.D.; Vilar, O.M.; Palmeira, E.M.; Santos, E.C.G. (2015). Aplicação de Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD-R) em Obras Geotécnicas. In: 7 Congresso Brasileiro de Geossintéticos, Brasília, *Anais*... ABMS.

Ramos, M.C.A.F.; Oliveira, B.B.P.; Lopes, A.R.M; Simões, G.F. (2023). Caracterização de resíduos de construção e demolição reciclados para aplicação em estruturas de contenção em gabiões. *In*: X Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental – REGEO 2023, Salvador, *Anais*... ABMS.

Santos Junior, P.J. (2018). *Gabiões e estruturas de arrimo: Análise teórico numérico-experimental do comportamento mecânico*. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, Campinas/SP.

Silva, D.A.; Geyer, A.L.B.; Pantoja, J. C. (2020). Estudo da forma do agregado graúdo e sua influência no modulo de elasticidade do concreto. *Brazilian Journal of Development*, [S. l.], p. 60426-60440.

Silva, R.V; De Brito, J.; Dhir, R.K. (2019). Use of recycled aggregates arising from construction and demolition waste in new construction applications. *Journal of Cleaner Production*, p. 1-9.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/389

Diagnóstico da Geração e Disposição de Resíduos de Construção Civil no Município de Juiz de Fora - MG

Juliana Amaral Lima
Graduada em Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, juliana.amaral@engenharia.ufjf.br

Cátia de Paula Martins
Docente do Departamento de Transportes e Geotecnica, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, catia.martins@ufjf.br

Júlia Righi de Almeida
Docente do Departamento de Transportes e Geotecnica, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, julia.righi@ufjf.br

RESUMO: O crescimento populacional e a urbanização acelerada resultaram em um aumento significativo na geração de resíduos sólidos urbanos (RSU), sendo a construção civil responsável por cerca de 50% desse total. A ineficiência na destinação desses resíduos acarreta custos elevados de remoção e disposição inadequada, prejudicando o meio ambiente, a saúde pública e a sustentabilidade econômica local. Uma análise da situação atual da geração e disposição de Resíduos da Construção Civil (RCC) em Juiz de Fora - MG revelou que apenas 12,44% dos RCC gerados são encaminhados aos aterros, principalmente devido à falta de implementação efetiva dos planos de gestão e gerenciamento de RCC. Isso evidencia a urgência de políticas práticas de redução, reutilização e reciclagem, além do controle efetivo do poder público sobre as 400 empresas de engenharia civil envolvidas na gestão municipal de resíduos. O contínuo aumento na geração de RCC ameaça a vida útil dos atuais aterros de inertes, que já é de 20 anos e em um cenário onde 100% dos RCC chegam aos aterros, a vida útil seria reduzida para menos de 2 anos e meio. A falta de regulamentação resulta em descartes irregulares próximos a novos condomínios e bairros, enquanto ecopontos precários e a escassez de unidades prejudicam a disposição, segregação e coleta de RCC na cidade. Conscientização e engajamento de todas as partes interessadas são fundamentais para a melhoria da situação diagnosticada no município de Juiz de Fora - MG.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduos de Construção Civil, Disposição de RCC, Geração de RCC, Juiz de Fora - MG

ABSTRACT: The rapid population growth and accelerated urbanization have led to a significant increase in the generation of urban solid waste (RSU), with the construction industry accounting for approximately 50% of this total. Inefficient waste disposal results in high removal costs and improper disposal, adversely affecting the environment, public health, and local economic sustainability. An analysis of the current situation regarding the generation and disposal of Construction Waste (RCC) in Juiz de Fora - MG revealed that only 12.44% of generated RCC is directed to landfills, primarily due to a lack of effective implementation of RCC management plans. This underscores the urgent need for practical policies promoting reduction, reuse, and recycling, coupled with effective governmental control over the 400 civil engineering companies involved in municipal waste management. The continuous increase in RCC generation poses a threat to the lifespan of existing inert landfills, already limited to 20 years, and in a scenario where 100% of RCC reaches landfills, the lifespan would be reduced to less than 2 and a half years. The absence of regulation leads to irregular disposal near new condominiums and neighborhoods, while inadequate eco-points and a shortage of units hinder the disposal, segregation, and collection of RCC in the city. Awareness and engagement of all stakeholders are crucial for improving the diagnosed situation in Juiz de Fora - MG.

KEYWORDS: Waste from Construction; Disposal of Construction Waste; Generation of Construction Waste; Juiz de Fora - MG

1 INTRODUÇÃO

O aumento populacional nas áreas urbanas tem desencadeado um desafio crescente na gestão dos resíduos sólidos urbanos (RSU) e as administrações municipais enfrentam dificuldades significativas devido a recursos escassos para lidar com a crescente quantidade de resíduos. O setor de construção civil, notadamente pela alta produção e desperdício de matérias-primas, destaca-se como um dos principais geradores de RSU (MORAIS, 2006; KUNKEL, 2009). Isso resulta em uma produção massiva de resíduos da construção civil (RCC), representando de 50 a 70% da massa total de RSU (MMA, 2005).

A destinação adequada dos RCC é prejudicada pela falta de áreas urbanas apropriadas para recebimento, segregação, processamento, reciclagem e disposição final dos rejeitos. A ineficiência na destinação está vinculada a questões econômicas, como o custo da taxa de descarte e do transporte, devido à ausência de aterros próximos às áreas centrais, resultando em aumento dos gastos com remoção e aterramento nas grandes cidades (SILVA, 2004). Além disso, fatores locais e a falta de controle das autoridades sobre os resíduos produzidos por empresas e outros geradores agravam a situação (PINTO, 1999).

Em 2022, a produção de RSU atingiu cerca de 81.811.506 toneladas, com 39% desse volume ainda sendo destinado inadequadamente (ABRELPE, 2022). No mesmo período, os RCC apresentaram um aumento de 2,9%, equivalente a aproximadamente 1.352.770 toneladas (ABRELPE, 2022). A região sudeste do Brasil continua liderando a geração de resíduos, contribuindo com aproximadamente 111 mil toneladas diárias de RSU, correspondendo a cerca de 50% do total nacional. Em relação aos RCC, essa região destaca-se com mais da metade do montante coletado, totalizando 52% (ABRELPE, 2022).

Apesar do progresso constante na destinação final adequada dos RSU, com 61% destinados a aterros sanitários em 2022, ainda persistem lixões e aterros controlados operando em todo o país, representando fontes contínuas de poluição e danos ambientais, impactando significativamente na saúde da população.

Essa conjuntura demanda estratégias sustentáveis e políticas eficazes para o manejo adequado e sustentável dos resíduos, com foco na preservação do meio ambiente e no bem-estar da sociedade. Nesse contexto, torna-se crucial que os municípios invistam em políticas públicas abrangentes, tais como limpeza urbana, coleta seletiva, manejo adequado de RCC, reciclagem e reintegração do resíduo como matéria-prima.

O estabelecimento de legislações, normativas e planos por órgãos competentes levou alguns municípios a iniciarem o desenvolvimento de políticas públicas e investirem em infraestruturas para receber e coletar os RCC gerados, proporcionando uma disposição final ambientalmente adequada. A criação de Unidades de Recebimento de Pequenos Volumes, concessão de terrenos para Aterros de Inerte e investimentos em Usinas de Reciclagem têm impactado positivamente na redução do descarte incorreto de resíduos.

Apesar desses avanços, a implementação eficaz da Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), em conformidade com a Resolução CONAMA e outras legislações pertinentes, continua sendo um desafio em muitas regiões e cidades brasileiras. Em Minas Gerais, por exemplo, apenas 37% das cidades possuem o Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos (Panorama Resíduos Sólidos Urbanos, 2021).

Todos os geradores de resíduos devem priorizar a não geração como objetivo principal, com a redução, reutilização e reciclagem como metas secundárias, sendo fundamental conscientizá-los sobre a inadequação de dispor RCC em aterros de resíduos domésticos ou de maneira irregular. Em situações não ideais, quando expostos a influências naturais, como chuvas e microrganismos, ocorrem transformações químicas, físicas e biológicas, afetando a sociedade em 3 diferentes aspectos os quais são ressaltados por Marques Neto (2009):

- Aspecto ambiental: inclui as áreas de deposição de resíduos inadequados e irregulares, como terrenos baldios, bota foras, corpos d'água córregos, rios), entre outros;
- Aspecto econômico: abrange todo o investimento financeiro implementado pelas prefeituras e pelo estado, envolvendo serviços de coleta, transporte e compactação dos resíduos;
- Aspecto social: envolve terceiros como catadores e associações, os quais normalmente vivem no entorno das áreas de disposição e sobrevivem dessa atividade.

Apesar de existirem iniciativas de coleta seletiva em grande parte dos municípios brasileiros (média nacional de 75,1%), em algumas regiões ainda é defasada, com áreas de difícil acesso localizadas no interior ou em regiões de floresta densa, ficando abaixo da média nacional. Fato este atrelado também a coleta de RCC em 2021, que apesar de ter atingido mais de 48 milhões de toneladas, ainda se encontra abaixo do valor produzido anualmente (ABRELPE, 2022).

Neste contexto o objetivo geral do trabalho é realizar um diagnóstico sobre a geração e disposição dos RCC na cidade de Juiz de Fora, por meio de um estudo de caso e discussões acerca da situação atual encontrada.

2 METODOLOGIA

Este estudo, visando seu propósito central, foi conduzido em duas etapas. Inicialmente, uma pesquisa bibliográfica abrangeu legislações, Planos de Gerenciamento e Gestão, Deliberações Normativas Nacionais e Estaduais, além de conceitos sobre RSU e RCC.

Em seguida, uma pesquisa qualitativa foi realizada, focada no estudo de caso do município de Juiz de Fora, que está localizado na região da Zona da Mata no estado de Minas Gerais. Com uma população de aproximadamente 540.756 habitantes, conforme o último Censo do IBGE realizado em 2023, e uma área territorial abrangente de 1.429,875 km², segundo dados da Secretaria de Planejamento e Gestão Estratégica, a cidade se configura como um polo significativo no cenário mineiro. Nesta segunda etapa foram analisadas legislações locais, Planos de Gestão/Gerenciamento de RCC e avaliado o volume gerado e suas fontes. A pesquisa incluiu visitas e entrevistas a órgãos públicos e privados, como a Prefeitura Municipal, Departamento Municipal de Limpeza Urbana, Sindicato da Indústria da Construção Civil e empresas responsáveis pelos aterros. Complementando essas abordagens, visitas técnicas aos ecopontos e aterros permitiram observar a triagem, reciclagem e compactação dos resíduos, proporcionando uma visão completa do ciclo de disposição de RCC e seu impacto diário no município.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Legislações

Em relação às leis e deliberações normativas existentes no município no que diz respeito à regulamentação ambiental (Deliberação Normativa 17/03 e Lei Municipal nº 10.076/2001) trata da movimentação de terra. Neste caso, apenas a primeira etapa de uma obra é fiscalizada, enquanto todos os outros processos (segregação dos resíduos gerados no canteiro da obra, transporte e armazenamento), ficam a cargo da empresa privada do tipo construtora, sendo esta identificada como a principal fonte geradora de RCC.

A regulamentação faz também referência à empresa responsável pela terraplenagem, que deve estar cadastrada no site da Prefeitura da cidade. Esta empresa, portanto, será o agente que irá apresentar todos os documentos necessários à PJF para ser feito o corte ou aterro no local da obra, bem como a movimentação de terra para outro local, já cadastrado no órgão público.

Deste modo, pode-se deduzir que não há um controle por parte da Prefeitura do Município do volume total de RCC gerado em uma determinada obra, assim como seus tipos, classes e até uma possível segregação destes no próprio canteiro de obra. Diante desse contexto, pode-se apontar que o poder público e as empresas construtoras não têm juntas indicado propostas para melhor gerir - os RCC gerados no município, faltando assim meios de fiscalização e regulamentação efetiva na cadeia desde a geração até a disposição final adequada.

3.2 Planos Municipais

A gestão de RCC em Juiz de Fora requer medidas eficazes, como a implementação de planos como o PMGIRS (2020) e o PIGRCC (2010), os quais permanecem desatualizados e distantes da prática cotidiana. Apesar dos objetivos de redução, reutilização e reciclagem presentes nestes documentos, nenhuma meta foi concretizada em Juiz de Fora. Estratégias propostas, como a criação de 16 ecopontos até 2028, mostram um déficit significativo, com apenas um ecoponto adicionado nos últimos três anos. A proposta de incorporar ecopontos em novos bairros não foi implementada, resultando em resíduos em terrenos baldios (Figuras 1a e 1b). A destinação inadequada impacta negativamente o meio ambiente, a saúde pública e setores dependentes da coleta de recicláveis.

(a)

(b)

Figura 1. Resíduos descartados em terreno baldio: a) próximo ao condomínio Alphaville; b) no bairro Salvaterra, próximo ao condomínio Estrela Alta.

A exigência de um PIGRCC por parte das empresas de construção é negligenciada pela maioria, devido à ausência de obrigatoriedade legal e falta de percepção sobre sua relevância. Em síntese, Juiz de Fora enfrenta desafios significativos na gestão de RCC, carecendo de políticas públicas fiscalizadoras e incentivadoras da segregação de resíduos, estímulos para redução do consumo de matérias-primas e reintegração de resíduos no ciclo construtivo através de agregados reciclados, exigindo atualização e implementação efetiva dos planos existentes.

3.3 Aterros Sanitários e Ecopontos

No Município estudado existem três aterros: Aterro de Dias Tavares, Aterro de Grama e Aterro de Linhares (Figuras 2a e 2b). Os dois últimos são enquadrados no conceito de aterros de inertes, recebendo os RCC através de uma concessão da Prefeitura Municipal para operarem, e sendo administrados por uma empresa do setor privado.

(a)

(b)

Figura 2. Aterros de Inerte: a) Aterro de Linhares; b) Aterro de Grama.

Além disso, a Prefeitura Municipal em conjunto com o Demlurb disponibilizou três Pontos de Coleta de RSU, inclusive da construção civil, também conhecidos como Ecopontos localizados nos Bairros Linhares, Aeroporto e Barbosa Lage (Figuras 3a, 3b e 3c). Estes pontos de coleta são responsáveis pelo recebimento de pequenos volumes, determinado de Unidade de Recebimento de Pequenos Volumes (URPVs).

(a)

(b)

(c)

Figura 3. Ecopontos: a) Ecoponto de Linhares; b) Ecoponto do Aeroporto; c) Ecoponto de Barbosa Lage.

3.3.1 Aterros de Inerte

Os Aterros de Linhares e de Grama recebem os RCC provenientes de pessoas físicas, empresas de caçamba e atualmente até dos ecopontos existentes na cidade. Este transporte é realizado, na maioria das vezes, por empresas de caçamba, especializadas neste serviço e que geralmente são contratadas para realizar o deslocamento deste resíduo gerado pelas empresas construtoras e obras em geral e depositados em pontos de coleta. Apesar de existirem diversas empresas de caçamba atuando no município, somente 34% realizam o descarte adequadas de RCC nos Aterros de Inertes, segundo informações fornecidas pelo próprio aterro. Isso ocorre em função da ausência de medidas de fiscalização do processo pelos órgãos competentes, ocasionando no constante descarte irregular.

Este fato está relacionado a única fiscalização ser associada à Fundação Estadual do Meio Ambiente (FEAM), onde a empresa geradora do RCC pode solicitar a emissão do MTR (Manifesto de Transporte de Resíduos) no próprio site da FEAM. Contudo, não é um documento obrigatório, apenas aconselhável.

Sendo assim, apenas as empresas mais atuantes e com maior geração de resíduos do mercado municipal atual, têm o costume de solicitar a emissão do MTR. Este documento é requerido através do cadastro da empresa na FEAM e após a liberação da caçamba na obra, descrevendo o tipo de resíduo gerado, a classe, o volume e para qual aterro será enviado. Em seguida é gerado um e-mail automático com a solicitação e todas as informações - da empresa e do RCC - para o aterro em questão. Ao final do mês é emitido pelo Aterro um Certificado de Destinação Final (CDF) atestando que o resíduo foi descartado em determinado aterro, sua quantidade e tipo, que é repassado para a empresa solicitante.

Em relação ao Aterros de Inerte de Linhares apresenta uma grande estrutura e capacidade para o recebimento dos resíduos, e há um controle na entrada das empresas de caçamba. Entretanto para que haja um crescimento e evolução é necessário investimentos dos órgãos públicos com parcerias público-privadas tanto para estimular a ida dos resíduos ao aterro e reduzir o descarte incorreto, quanto para com os resíduos. Neste ponto engloba-se desde os resíduos que não são compactados e não são destinados a Usina de Reciclagem, já que uma parte fica apenas armazenada no local, até os agregados reciclados gerados pela Usina.

3.3.2 Usina de Reciclagem

A Usina de Reciclagem está dentro do mesmo terreno do aterro licenciado pela Prefeitura. Esta recebe as caçambas com resíduos classe A - em sua maioria -, e de imediato já realiza uma triagem, da mesma forma que ocorre na área de compactação. Entretanto, neste caso, os materiais da classe A como madeira e ferro também são separados (a madeira é utilizada como biomassa para caldeiras, já o material ferroso é reservado para posterior comercialização com empresas de sucata).

O restante dos resíduos, como asfalto, lajota, azulejo, concreto, tijolo e porcelanato, são introduzidos em um britador podendo processar até 5 mil m³/dia. Esta máquina é capaz de triturar o RCC transformando-o em pequenas partículas de resíduos de três diferentes tamanhos denominados agregado reciclado fino, agregado reciclado médio e agregado reciclado grosso.

Este material, segundo os responsáveis pelo aterro, será usado em serviços de pavimentação, porém também pode ser empregado como matéria prima de tijolo ecológico, blocos intertravados, e argamassa ecológica, por exemplo. Entretanto para que isto ocorra é necessário que haja incentivo público para sua aplicação, já que por se tratar de uma iniciativa recente, e ainda não têm agregados reciclados aplicados em nenhum tipo de obra do município, enfatizando novamente a importância de parcerias público-privadas na reciclagem dos RCC.

3.3.3 Ecopontos

O intuito principal dos ecopontos é reduzir a incidência de resíduos descartados em via pública, sobretudo. Ademais, o serviço fica a cargo do Demlurb que realiza tanto a triagem dos resíduos recebidos quanto a logística para o transporte do ecoponto até o Aterro de Inertes e o Aterro Sanitário, garantindo o descarte correto de todos os materiais recebidos. Podem ser descartados restos da construção civil, materiais recicláveis, móveis e eletrodomésticos, onde qualquer pessoa poderá entregar esses resíduos gratuitamente, respeitando o limite de 1m³ (um metro cúbico) por dia e ensacados.

Os ecopontos existentes na cidade encontram-se em péssimas condições: dois dos três estão mal sinalizados e sem placa informativa, sendo quase impossível identificá-los o que torna a disseminação de informação e conscientização da população residente ou transeuntes no local ainda mais difícil.

Além disso, dispõem de estrutura precária de trabalho (sobretudo para os funcionários, visto que eles permanecem no local por um longo período), má conservação do local, muita sujeira, poeira e barro, e ausência de cercamento em determinados trechos. Em alguns ecopontos os resíduos não estão separados e com aspecto de abandono misturados com folhas e restos de vegetação.

Apesar de haver um controle por parte dos funcionários de quem deixa os resíduos, assim como a quantidade e seu tipo, só foi observado este processo acontecer no Ecoponto de São Pedro e no de Linhares, visto que foi presenciado nos três o momento em que algumas pessoas levavam seus resíduos.

Como ponto positivo, em todos os ecopontos foi verificada o depósito de RCC em sacos, da forma como é descrita pelos funcionários dos locais e pelo site do Demlurb. Após a triagem dos resíduos caminhões da Prefeitura e do Demlurb passam, regularmente, para coletá-los e encaminhá-los aos aterros adequados.

Ademais do que já foi mencionado e a falta de informações sobre os ecopontos, promove o descarte de RCC em locais impróprios, estimulando a disposição de outros tipos de RSU no local. Isso contribui com um gasto maior mensal dos órgãos públicos pois terão que recolher esses resíduos.

3.4 Geração de RCC

A partir da análise dos dados e informações dos Planos Municipais: Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos de Construção Civil de Juiz de Fora (PIGRCC) e Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos (PMGIRS), e das Deliberações Normativas e Leis Municipais, além de Leis e Planos a níveis Estaduais e Nacionais, é possível afirmar que em 2020 o Município de Juiz de Fora gerou cerca de 1.160.000 toneladas, 96.664 toneladas mensais e 3.718 toneladas diárias de RSU, sendo a produção de RCC (238.880,000 toneladas) por volta de 20% de todos os RSU.

Conforme dados disponibilizados pelo sócio/administrador do Aterro de Inertes de Linhares, o local recebe em média de 150 a 200 m³ de resíduos diários, totalizando em uma média anual de 63.875 m³. E a fim de obter valores em unidades comparativas, foi considerado a densidade aparente média dos RCC da cidade de Belo Horizonte, de 267,08 kg/m³ (Vasconcelos e Lemos, 2015). Com isso foi possível estimar que em 2022 chegou ao Aterro de Inertes no Município de Juiz de Fora 29.732,681 toneladas de RCC. Este valor é muito inferior ao produzido em 2020, levantando questionamentos sobre o destino da maior parte dos RCC produzidos na cidade, visto que desde 2020 houve um aumento considerável no PIB da construção civil nacional em relação ao PIB do Brasil.

Em média, existem 400 empresas de engenharia civil, desde construtoras até empreiteiras e terceirizadas que prestam serviços de construção civil, conforme os dados fornecidos pelo SINDUSCON-JF (Sindicato da Indústria da Construção Civil de Juiz de Fora, 2023). Em contato com eles por telefone foi informado que para abrir uma construtora não há nenhum tipo de obrigatoriedade, que seja fiscalizada, frente a parte do descarte e transporte dos resíduos gerados. A mesma situação foi relatada ao entrar em contato com algumas empresas de construção civil da cidade, onde foi argumentado que a única fiscalização - passiva de multa - que pode ser aplicada é durante a etapa de terraplenagem, na qual a empresa responsável pela obra deve lavar a rua e calçada diariamente após o término do expediente, mantendo-as limpas e sem a terra que foi retirada do seu terreno.

No entanto, ao realizar uma obra, a empresa responsável contrata uma empresa de caçamba especializada, que se compromete a realizar o recolhimento e transporte dos resíduos até o aterro adequado. Se, por qualquer motivo, o RCC for descartado irregularmente, for denunciado e a fonte geradora do resíduo for encontrada, será aplicada uma multa.

Considerando os dados de geração e descarte de resíduos fica evidente que a maior parte do volume de RCC gerado no município tem disposição final incorreta, o que corresponde a aproximadamente 88%. Além disso, setor da construção civil continua gerando cada vez mais resíduos por todo país, o que leva a crer que a produção total anual de Juiz de Fora, em 2022, foi maior do que o gerado em 2020. Analisando o cálculo feito a respeito da quantidade de resíduos produzidos que chega de fato ao Aterro de Inertes de Linhares (29.732,681 toneladas), considerando o não crescimento da geração de resíduos no município - contrário do que se indica -, tem-se que apenas 12,44% do que é produzido tem um destino correto.

Este fato levanta questinamentos a respeito do destino da maior parte dos RCC gerados. Relacionando esses dados ao fato de nos últimos três anos apenas um Ecoponto ter sido criado, juntamente com os RCC

encontrados em terrenos baldios próximos a novos condomínios na cidade, só afirma mais uma vez que o descarte irregular ainda é um problema muito presente e que está longe de ser resolvido rapidamente.

Conforme informações fornecidas pelo sócio administrador dos Aterros de Inertes, cada um deles dispõe de uma vida útil de 20 anos, sendo que o Aterro de Linhares apresenta um projeto de nova ampliação em curso. Com esses dados é possível prever um cenário onde todos os RCC gerados vão para os Aterros de Inertes e analisar a vida útil dos mesmos, uma quantidade de RCC 8 vezes maior do que o habitual (Tabelas 1a e 1b).

ANÁLISE DA VIDA ÚTIL DO ATERRO DE LINHARES	
TOTAL DE RCC RECEBIDOS NO ATERRO - 2022	17.059,735 ton/ano
VIDA ÚTIL DO ATERRO - A PARTIR DE 2022	20 anos
TOTAL DE RCC RECEBIDOS NO ATERRO ATÉ O FIM DE SUA VIDA ÚTIL	341.194,700 tonaladas em 20 anos
% CORRESPONDENTE AO TOTAL DE RCC QUE CHEGAM AOS ATERROS	57,38%
CONSIDERANDO A GERAÇÃO DE RCC DE 2020 SENDO A MESMA EM 2022	238.880 toneladas
QUANTIDADE DE RCC QUE DEVERIA IR AO ATERRO DE LINHARES, EM RELAÇÃO AO TOTAL GERADO	137.062,18
CASO TODOS OS RCC PRODUZIDOS CHEGASSEM DE FATO AO ATERRO	O Aterro de Linhares teria capacidade para receber resíduos por apenas 2,489 anos

(a)

ANÁLISE DA VIDA ÚTIL DO ATERRO DE GRAMA	
TOTAL DE RCC RECEBIDOS NO ATERRO - 2022	12.672,946 ton/ano
VIDA ÚTIL DO ATERRO - A PARTIR DE 2022	20 anos
TOTAL DE RCC RECEBIDOS NO ATERRO ATÉ O FIM DE SUA VIDA ÚTIL	253.458,92 tonaladas em 20 anos
% CORRESPONDENTE AO TOTAL DE RCC QUE CHEGAM AOS ATERROS	42,62%
CONSIDERANDO A GERAÇÃO DE RCC DE 2020 SENDO A MESMA EM 2022	238.880 toneladas
QUANTIDADE DE RCC QUE DEVERIA IR AO ATERRO DE GRAMA, EM RELAÇÃO AO TOTAL GERADO	101.817,82
CASO TODOS OS RCC PRODUZIDOS CHEGASSEM DE FATO AO ATERRO	O Aterro de Grama teria capacidade para receber resíduos por apenas 2,489 anos

(b)

Tabela1. Cálculo da vida útil dos Aterros caso todos os resíduos tivessem uma destinação correta: a) Aterro de Linhares; b) Aterro de Grama.

Tal investigação deixa claro que o município não tem capacidade para coletar, armazenar e reciclar 100% dos RCC produzidos anualmente, visto que a vida útil do Aterro de Linhares e de Grama passaria de 20 anos para menos de 2 anos e meio (cada). As fontes geradoras são responsáveis pelos resíduos que produzem assim como pela segregação dos mesmos em diferentes classes de acordo com a Resolução CONAMA.

No município, a falta de fiscalização e políticas públicas para a gestão de RCC é evidente. As construtoras, grandes e pequenas, contratam empresas de caçamba para coletar e transportar os RCC, desconhecendo o destino final de seus resíduos devido à ineficiente fiscalização do transporte e da disposição regular. Influenciando no descarte inadequado, que ocorre devido à distância entre as obras e os ecopontos ou aterros, aumentando os custos de transporte e de descarte. A carência de Unidades de Recebimento de Pequenos Volumes (URPV) em áreas centrais agrava o problema, aliada à ausência de fiscalização e aplicação de multas tanto para as fontes geradoras quanto para as empresas responsáveis pelo transporte e descarte. Além disso, destaca-se a necessidade de incentivar a utilização de agregados reciclados na construção civil como uma maneira de reduzir o consumo de novas matérias-primas e reaproveitar os resíduos já gerados.

A não adesão de todas as construtoras ao Manifesto de Transporte de Resíduos (MTR) da Feam, que fornece informações detalhadas sobre o resíduo gerado, ocorre por não ser obrigatório. Pequenas obras e reformas, devido ao custo elevado do aluguel de caçambas, muitas vezes optam por não contratá-lo, resultando no descarte inadequado de RCC.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como considerações finais sobre a atual situação do município quanto a geração e disposição final de RCC, destacam-se:

- Carência de implementação efetiva dos planos de gestão e gerenciamento de RCC em Juiz de Fora: planos municipais existem, mas não foram eficazmente implementados. A cidade necessita de políticas práticas, e que sejam aplicadas de fato, de redução, reutilização e reciclagem de RCC, apesar das metas estabelecidas nos planos;
- A falta de controle efetivo do poder público e das construtoras em relação aos RCCs, desde sua geração até a disposição final, aponta para a necessidade de propostas mais eficazes e regulamentações abrangentes;

- Com base no volume de RCC gerado anualmente e a capacidade de recebimento atual dos aterros, fica evidente que a vida útil destes locais está ameaçada;
- Necessidade de regulamentação prática e fiscalização em função do descarte irregular de resíduos, sobretudo próximos aos novos condomínios e bairros da cidade;
- Condições precárias nos três ecopontos, assim como a falta de mais unidades, afetam a disposição, segregação e coleta de RCC na cidade;
- A maioria das empresas de caçamba, do município, não realizam o descarte adequado, evidenciando a ausência de fiscalização;
- Necessidade de criar leis municipais específicas para o RCC gerado;
- Parcerias público-privadas são cruciais para estimular o descarte correto e promover a reciclagem dos RCC.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que colaboraram para a concretização deste trabalho, seja por orientações, disponibilização de informações ou valiosas contribuições.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais (2022**).** ABRELPE: *Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil.* São Paulo, 64 p.

Câmara Brasileira da Indústria da Construção (2023**).** *CBIC: Motor da Evolução da Construção Brasileira*. Brasília, 348 p.

Câmara Municipal de Juiz de Fora (2001). Lei Nº 10.076**.** *Dispõe sobre a movimentação de terra do Município de Juiz de Fora.* In: Diário Oficial do Município de Juiz de Fora. Juiz de Fora.

Congresso Nacional (2010). Lei Nº 12.305. *Política Nacional de Resíduos Sólidos*. Brasília, 18 p.

Conselho Municipal do Meio Ambiente (2003**).** *COMDEMA* 17/03. *Deliberação Normativa. Juiz de Fora, 6 p.*

Conselho Nacional do Meio Ambiente (2002**).** Resolução Nº 307. *Resolução nº307*. Brasília, 7 p.

Fundação Estadual do Meio Ambiente (2020)**.** MTR-MG: *Manual de apoio ao usuário do Sistema.* Belo Horizonte.

Fundação Estadual do Meio Ambiente (2021)**.** FEAM. *Resíduos da construção civil*. Disponível em: <http://www.feam.br/residuos-solidos/residuos-da-construcao-civil-rcc>. Acesso em: 15 jun. 2023.

Fundação Estadual do Meio Ambiente e Fundação Israel Pinheiro (2009)**.** PGIRCC: *Plano de Gerenciamento Integrado de Resíduos da Construção Civil.* Belo Horizonte, 45p.

Pinto, T. P. (1999) *Metodologia para a gestão diferenciada de resíduos sólidos da construção urbana.* Tese de Doutorado em Engenharia, Departamento de Geotecnia, Escola de Politécnica de São Paulo / Poli - USP, 203 p.

Prefeiruta de Juiz de Fora (2020). PMGIRS: *Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos*. Juiz de Fora, 221 p

Prefeiruta de Juiz de Fora (2023). *Movimentação de Terra.* In: Secretaria de Sustentabilidade em Meio Ambiente e Atividades Urbanas – Sesmaur. Disponível em: <https://juizdefora.1doc.com.br/b.php?pg=o/carta_servicos_nova&s=juizdefora>. Acesso em: 17 maio 2023.

Prefeiruta de Juiz de Fora e Universidade Federal de Juiz de Fora (2010). PIGRCC: *Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos de Construção Civil de Juiz de Fora*. Juiz de Fora, 310 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/390

Dimensionamento Geotérmico De Trocadores Horizontais Em Um Campo Experimental Em Maringá – PR

Amanda Fetzer Visintin
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, fetzeramanda@gmail.com

Natália Gelinski Ratacheski
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, nataliaratacheski@ufpr.br

Karen Santos Schmidt
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, karensantosschmidt@gmail.com

Vítor Pereira Faro
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, vitor@solution-ipd.com

RESUMO: No Brasil, a energia geotérmica está em estágio inicial de desenvolvimento. Um dos principais desafios dessa tecnologia é dimensioná-la de forma eficiente, o que pode variar entre trocadores horizontais e verticais. Isso ocorre porque, quando os trocadores estão posicionados em profundidades mais rasas, são mais suscetíveis aos efeitos da variação sazonal da temperatura ambiente, radiação solar de longa e curta distância, precipitação, evapotranspiração e sombreamento causado por edifícios vizinhos. Dentre este contexto, o presente estudo objetiva dimensionar um sistema geotérmico horizontal para climatizar uma sala de 25m^2 durante 40 horas semanais localizada em Maringá (PR), onde há predominância de solo residual basáltico. Para isso foram realizados ensaios de densidade natural pelo método de cravação, análise granulométrica, limite de liquidez e plasticidade e massa específica real dos grãos. De acordo com o resultado da dos ensaios de caracterização das amostras, o solo é classificado como argila siltosa de acordo com a classificação Shepard, apresentando em todas as amostras uma percentagem de argila maior que 50%, a massa específica manteve em ordem de 2,8 g/cm^3. Com os resultados da caracterização geotécnica, foi dimensionado trocadores horizontais de modo a suprir a necessidade de climatizar a sala-teste, o método de dimensionamento empregado foi o Kim *et al.* (2018) específico para trocadores horizontais. Deste modo, como resultado, os trocadores precisavam ter 306 metros de comprimento de tubo para suprir a climatização da sala-teste, com isso foi determinado que seria necessário escavar três valas, no qual cada uma abrangeria 108 metros de tubo.

PALAVRAS-CHAVE: Energia geotérmica, Desempenho do projeto geotérmico, Dimensionamento do projeto geotérmico.

ABSTRACT: In Brazil, geothermal energy is in its early stages of development. One of the main challenges of this technology is to size it efficiently, which can vary between horizontal and vertical heat exchangers. This is because when the exchangers are positioned at shallower depths, they are more susceptible to the effects of seasonal variations in ambient temperature, long and short-distance solar radiation, precipitation, evapotranspiration, and shading caused by neighboring buildings. Within this context, the present study aims to size a horizontal geothermal system to air-condition a 25m² room for 40 hours per week located in Maringá (PR), where there is a predominance of basaltic residual soil. To do this, natural density tests were carried out using the penetration method, granulometric analysis, liquid limit and plasticity index, and real specific gravity of the grains. According to the results of the sample characterization tests, the soil is classified as silty clay according to Shepard's classification, with all samples showing a clay percentage greater than 50%, and the specific gravity remaining around 2.8 g/cm³. Based on the geotechnical characterization results, horizontal heat exchangers were sized to meet the need for room air-conditioning. The sizing method employed was the one proposed by Kim et al. (2018) specifically for horizontal exchangers. Consequently, the exchangers needed to have a tube length of 306 meters to provide air-conditioning for the test room, leading to the determination that three trenches would need to be excavated, each covering 108 meters of tubing.

KEYWORDS: Geothermal energy, Geothermal project performance, Geothermal project sizing.

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de um projeto de geotermia pode não ser fácil devido à variedade de formações geológico-geotécnicas e aos diversos meios de transferência de calor provocadas por eventos externos (KAVANAUGH e RAFFETY, 2014; SHI *et al.* 2022; TANG e NOWAMOOZ, 2020). Segundo Shi *et al.* (2022), ainda não são conhecidos os graus de influência desses fatores-chave no projeto. De acordo com os autores, ainda não está claro qual fator deve ser considerado como prioritário.

Segundo Kim *et al.* (2018), os trocadores horizontais não podem ser dimensionados da mesma forma que os trocadores verticais, na sua grande maioria, atingi uma profundidade ideal em que reduz os efeitos da variação sazonal, ou seja, variações de eventos externos, como radiação solar, precipitação, evapotranspiração, mudança de temperatura e sombreamento provocado por edifícios, em que podem influenciar na temperatura do solo e consequentemente influenciar no desempenho do projeto geotérmico. Portanto, é importante identificar as principais diretrizes do processo de dimensionamento do trocador horizontal e vertical separadamente, a fim de obter um sistema mais eficiente.

O intuito do trabalho é apresentar um dimensionamento de sistema geotérmico horizontal para climatizar uma sala de 25m^2 durante 40 horas semanais localizada em Maringá (PR).

2 REFERÊNCIAL TEÓRICO

2.1 Temperatura inicial do solo

Para calcular a temperatura inicial do solo de maneira analítica, é comum recorrer ao método descrito por Brandl (2006). Este método emprega a oscilação harmônica da temperatura na superfície do solo, aplicando condições de contorno de Cauchy ou Neumann mistas. Nele, presume-se que a temperatura evolua de forma exponencial durante um período específico:

$$T_{solo}(y,t) = T_{med} - T_{amp} e^{-|y|\sqrt{\frac{\pi}{p\alpha}}} cos\left[\frac{2\pi(t-tc)}{t} - |y|\sqrt{\frac{\pi}{p\alpha}}\right] \quad (2)$$

Onde,
T_{solo} é a Temperatura do solo (C);
T_{med} é a temperatura média do ar (C);
T_{amp} é a amplitude anual da temperatura do ar (C);
y é a profundidade (m);
α é difusidade do solo (m^2/s);
t é o tempo (h);
p é o período analisado (s);
t_c é a época de ocorrência da temperatura mais fria desde o início do ano (h).

2.2 Dimensionamento do sistema geotérmico horizontal

No caso do sistema geotérmico vertical, muitos métodos não consideram o gradiente de temperatura do solo. Para o sistema geotérmico horizontal as condições de contorno são mais complicadas, pois tem interferências da radiação solar, temperatura ambiente do ar, radiação térmica e sobreamento (KIM *et al.*, 2018; VISINTIN, 2023).

Com isso, Kim *et al.* (2018) desenvolveu um método fundado em suas observações com trocadores horizontais. O método dos autores se baseia na equação da ASHRAE (2011), porém adiciona-se a variação de temperatura ao longo do ano.

Portanto, o comprimento necessário para suprir a operação por meio de resfriamento pode ser obtido por:

$$L_{res} = \frac{q_a R_{sa} + q_{cond}(R_{ghe} + FCP_m R_{sm} + F_{pc} R_{scp})}{t_{s(máx)} - \frac{T_{in} + T_{out}}{2}} \quad (3)$$

O comprimento necessário para suprir a operação por meio de aquecimento pode ser obtido por:

$$L_{aq} = \frac{q_a R_{sa} + q_{evap}(R_{ghe} + FCP_m R_{sm} + F_{pc} R_{scp})}{t_{s(mín)} - \frac{T_{in} + T_{out}}{2}} \quad (4)$$

Onde:
F_{pc} é o fator de perda de calor;
L_{res} é o comprimento necessário para operação em modo de resfriamento (m);
L_{aq} é o comprimento necessário para operação em modo de aquecimento (m);
FCP_m é o fator de carga parcial durante o mês de projeto;
q_a é a transferência média anula transportada para o solo (W);
R_{sa} é resistência térmica solo – anual (mK/W);
R_{scp} é resistência térmica solo – curto prazo (mK/W);
R_{sm} é resistência térmica solo – mensalmente (mK/W);
R_{ghe} é resistência térmica do sistema primário (mK/W);
$T_{s(máx)}$ é a temperatura máxima do solo não perturbado (ºC);
$T_{s(mín)}$ é a temperatura mínima do solo não perturbado (ºC);
T_{in} é a temperatura de entrada do líquido circulante na bomba de calor (ºC);
T_{out} é a temperatura de saída do líquido circulante na bomba de calor (ºC).

3 METODOLOGIA

3.1 Área de Estudo

Este estudo de pesquisa tem como foco uma sala-teste com uma área de 25m², posicionada a 34° ao sudeste do nascer do sol. A sala é sujeita a cargas térmicas de 3048 W no verão e 1696 W no inverno, destinadas a proporcionar conforto térmico durante 8 horas diárias. Esta sala, destinada a uso comercial, foi concebida como uma construção piloto e será ocupada por duas pessoas e dois computadores. Para atender às necessidades de climatização, foram desenvolvidos um sistema de bomba de calor, um sistema secundário (com tubulações no piso e nas paredes) e um sistema primário baseado em geotermia. Contudo, este estudo se concentrará exclusivamente no sistema primário. A área de estudo está situada em um campo experimental próximo ao Instituto Senai de Inovação em Engenharia de Estruturas, em Maringá (PR).

Figura 1. Localização da área de estudo (VISINTIN, 2023).

3.2 Contextualização

3.2.1 Estudo geológico

Localizado no Terceiro Planalto do Paraná, o município de Maringá está situado no norte do estado do Paraná, na região sul do Brasil. Compreende uma área de 488 km² e é sustentado por rochas da bacia sedimentar Fanerozoica.
A maior parte do território da cidade de Maringá (PR) é composta principalmente por rochas resultantes de sucessivas erupções vulcânicas, que formaram o Grupo Serra Geral. Essas erupções ocorreram através de derrames vulcânicos causados por fissuras continentais durante a era Mesozoica.

3.2.2 Estudo térmico

Maringá (PR) está localizada um uma região subtropical mesotérmica (Cfa), o qual prevalece chuvas pelo verão e seca no inverno, com temperaturas máximas superiores a 23ºC e a média anual da precipitação pluviométrica entre 50 e 150 mm (FIGURA 2).

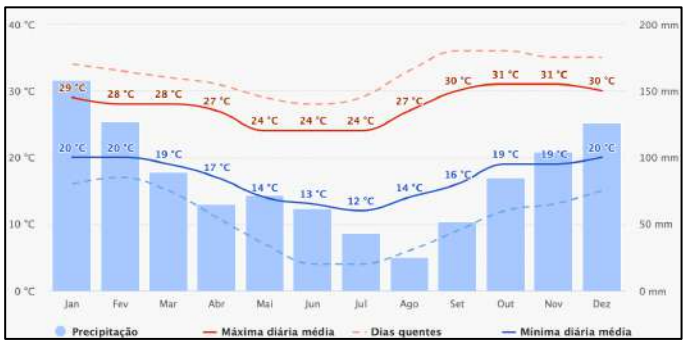


Figura 2. Análise de temperatura e precipitação em Maringá (PR) (Meteoblue, 2024).

3.3 Caracterização geotécnica

Em 2022 foram coletadas 3 (três) amostras deformadas à 60 cm de profundidade em Maringá (PR) na área lateral à sala-teste. Aproximadamente 15 kg de solo foi extraído com uso de pá e trado manual e armazenados em sacolas plásticas, com a finalidade de realizar os ensaios laboratoriais de análise granulométrica, limites de liquidez, limite de plasticidade e massa específica real dos grãos. E, também, para melhor comparação e entendimento do solo no local, foi realizado o ensaio de densidade *in loco* pelo método da cravação. Esse ensaio foi norteado pela ABNT NBR 9813: 2016 e realizado a uma profundidade de 1,5 metros.

Analisando os resultados da análise granulométrica, limites de Atterberg, massa específica e densidade natural, demostrado na Tabela 1 e Tabela 2, indicam que o solo no local é predominantemente homogêneo, considerado pela classificação Shepard (1954) como argila siltosa e para a classificação do Sistema Unificado (SUCS) silte de baixa compressibilidade ou solo orgânico de baixa plasticidade, apresentando um índice de vazios alto de 1,21%.

Tabela 1. Resultado do ensaio laboratorial (Adaptado Visintin, 2023).

	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3
Limite de liquidez	49%	48%	48%
Limite de plasticidade	43%	41%	44%
Índice de plasticidade	6%	7%	4%
Areia	5,5%	5,3%	7,3%
Silte	12,0%	14,2%	10,6%
Argila	54,0%	75,0%	74,8%

Tabela 2. Resultado do ensaio de densidade *in loco* (Adaptado Visintin, 2023).

Propriedade	
Massa específica natural (g/cm^3)	1,67
Massa específica seca (g/cm^3)	1,42
Índice de vazios	1,21
Porosidade (%)	54,78
Grau de saturação (%)	74,82

3.3 Fluxo de calor subterrâneo

Para se determinar a temperatura máxima e mínima do solo ao longo do ano foi utilizado o método harmônico indicando o fluxo de calor ao longo do perfil. Como ilustra a Figura 3, a temperatura máxima e mínima a 1,5 metros de profundidade é de 25,62 ºC e 19,5 ºC respetivamente.

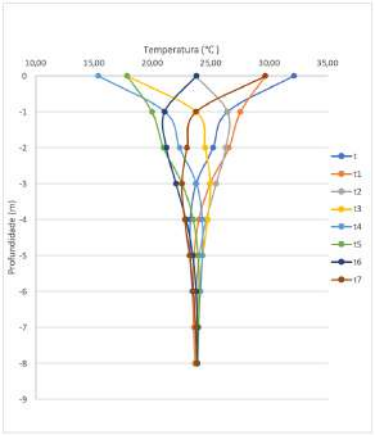


Figura 3. Fluxo de calor.

3.4 Dados do sistema secundário (sala-teste)

As maiores cargas de verão e inverno foram determinadas através de um *software* capaz de simular a resistência térmica de cada material utilizado na sala-teste, levando em consideração a orientação da sala em relação ao sol e as médias de temperatura ambiente de cada mês. A carga máxima de verão foi de 3048 W, enquanto a carga máxima de inverno foi de 1696 W. A tabela 3 apresenta um resumo das cargas aplicadas ao solo que foram consideradas no projeto.

Com base nas cargas máximas identificadas para o verão e o inverno, foram estabelecidas as taxas de calor do condensador e do evaporador. Para este estudo, a bomba de calor apresenta um coeficiente de desempenho (COP) de aquecimento de 5,3 e de resfriamento de 4,5.

As horas equivalentes à carga total para aquecimento e resfriamento foram calculadas de acordo com a Norma Regulamentadora de Ergonomia NR-17 (2020), a qual estabelece que o conforto térmico em ambientes de trabalho pode variar entre 20 ºC e 23 ºC.

Tabela 3. Dados de carga do projeto (Visintin, 2023).

Carga de verão	3048	W
Carga de inverno	1696	W
Taxa de calor do condensador da bomba de calor para o solo (qcond)	3683	W
Taxa de calor do evaporador do solo para bomba de calor (qevap)	1376	W
Transferência de calor média anual líquida para o solo (qa)	327,59	W
Fator de carga parcial durante o mês de projeto (PLFm)	0,31	

3.5 Considerações de projeto

Foram estabelecidas propriedades e considerações iniciais, que foram resumidas na Tabela 4:

- Os trocadores de calor serão instalados a uma profundidade de 1,5 metros;
- A condutividade do solo foi calculada utilizando o método empírico de Lu et al. (2007), baseado nas propriedades identificadas nos ensaios de campo e in situ, conforme resumido na Tabela 2;
- A difusividade do solo foi determinada pela relação entre a condutividade e a capacidade de calor do solo;
- As temperaturas máxima e mínima iniciais do solo foram determinadas utilizando o método harmônico.
- O líquido circulante será água (H2O);
- Os tubos utilizados são compostos de polietileno de alta resistência, com rugosidade determinada pelo fabricante;
- Foi realizada uma análise considerando um período de 10 anos;
- O tempo de operação da sala será de 8 horas por dia, durante 5 dias por semana.

Tabela 4. Considerações iniciais (Visintin, 2023).

Item	Consideração	Unidade	Valor
Profundidade dos trocadores horizontais	Profundidade	(m)	1,5
Propriedades térmicas do solo	Condutividade do solo	(W/mK)	1,5
	Capacidade de calor do solo	(Ws/m^3K)	4831929
	Difusividade do solo	(m^2/s)	$3,1 \times 10^{-7}$
Temperatura do solo natural	Temperatura máxima	(°C)	25,62
	Temperatura mínima	(°C)	19,5
Líquido	Condutividade do líquido	(W/mK)	0,61
	Número de Nusselt		76,66
Tubo	Diâmetro interno	(m)	0,026
	Diâmetro externo	(m)	0,032
	Número de Re		12273
Considerações da análise de análise	Tempo de análise	(anos)	10
	Tempo de operação	(horas)	8
	Dias de operação no ano (T1)	(dias)	7300
	Dias de operação no ano mais 30 dias (T2)	(dias)	7330
	Dias de operação no ano mais 30 dias e mais horas de operação em um dia (T3)	(dias)	7330,334

Foi utilizado o dimensionamento de acordo com a metodologia sugerida por Kim *et al.* (2018), no qual dimensiona-se para trocadores horizontais, portanto o processo de dimensionamento está resumido na Tabela 5.

Tabela 5. Considerações iniciais (Visintin, 2023).

Item	Consideração	Unidade	Valor
Resistência do sistema primário de climatização geotérmica	Resistência entre o fluido e a parede interna do tubo ($R_{líquido}$)	mK/W	0,01
	Resistência do tubo (R_{tubo})	mK/W	0,08

	Resistência dentre 5 m de camada do solo e a parede externa do tubo (R_{solo})	mK/W	0,46
	Resistência do sistema (R_{ghe})	mK/W	0,55
Resistência do solo	fof		3141,37
	fo1		13,00
	fo2		0,14
	Gf		0,71
	G1		0,28
	G2		0,06
	Resistência efetiva do solo (Rsa)	mK/W	0,29
	Resistência efetiva do solo - mensal (Rsm)	mK/W	0,15
	Resistência efetiva do solo - diário (Rscp)	mK/W	0,04

4 RESULTADO E DICUÇÕES

Com todos os dados estabelecidos, foram determinados os comprimentos mínimos necessários, para suprir o sistema de climatização na sala-teste, durante o verão e de inverno, 306,7 m e 125,8m respectivamente (Tabela 6).

A configuração do traçador irá depender da área de construção. No caso da sala-teste a vala onde será posta os trocadores foi limitado a 17,5 m de comprimento e 0,5 m de largura. Desse modo, com a definição inicial da geometria, optou-se por trocadores de calor dispostos de maneira *Slinky* para se otimizar a área. Em determinação da quantidade de valas, usou-se a Equação 5 proposta por Kim *et al.* (2016), junto com algumas definições de geometria encontradas na Tabela 7. Por conseguinte, foi estabelecido que seriam necessários três trocadores de calor para suprir as necessidades de climatização da sala-teste.

Tabela 6. Considerações iniciais (Visintin, 2023).

Item	**Unidade**	**Valor**
Comprimento mínimo necessário no verão (Lres)	(m)	306,7
Comprimento mínimo necessário no inverno (Laq)	(m)	125,8

$$L = NL_l + 2PN + \frac{\pi d}{2} + d \quad (5)$$

Onde,
N é o número de círculos *Slinky;*
L_l é o comprimento por loop de *Slinky* (m)*;*
P é o número de *picht;*
d é o raio do *loop* (m).

Tabela 6. Definições Geométricas (Visintin, 2023).

Consideração	**Unidade**	**Valor**
Número de círculos *Slinky* (N)	-	35
Picht	(m)	0,5
Comprimento máximo da vala	(m)	17,5
Largura da vala	(m)	0,6
Comprimento mínimo de tubo por vala	(m)	108,37

Quantidade de valas	-	3

5 CONCLUSÃO

O dimensionamento é uma etapa crucial para um projeto, a energia geotérmica no Brasil ainda é incipiente, portanto, é de extrema importância discussão sobre as melhores metodologia para dimensioná-los.

O sistema geotérmico horizontal tem suas peculiaridades, o método utilizado de Kim *et al.* (2018) apresenta uma releitura do processo de dimensionamento da norma ASHRAE (2011), considerando, assim, a variação de temperatura ao longo do ano. Porém, não é considerado fatores externos como radiação solar, sombreamento e precipitação. Conforme os autores Shi *et al.* (2022) e Visintin (2023) é de extrema importância entendermos os fatores ambientais para que o projeto seja mais eficiente e econômico.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão da Bolsa de Produtividade em Pesquisa que possibilitou a realização desse estudo. E as empresas Solution IPT, Thermique, Inverter e Hygge pelo financiamento das pesquisas desenvolvidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASHRAE. ASHRAE Handbook—HVAC Applications; Chapter 34. *Geothermal Energy*; American Society of Heating, Refrigerating and Air Conditioning Engineers (ASHRAE): Atlanta, GA, USA, 2011.

Brandl, H (2006). Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Geotechnique*, v. 56, n. 2, p. 81–122.

Kavanaugh, S.P.; Rafferty, K (2014). *Ground-source Heat Pumps—Design of Geothermal System for Commercial and Institutional Buildings*; ASHRAE: Atlanta, GA, USA, 2014.

Kim M; Lee S; Yoon S. (2018). An applicable design method for horizontal spiral-coil-type ground heat exchangers. *Geothermics*, p. 338-347, 72.

Kim, M.J.; Lee, S.R.; Yoon, S.; Go, G.H (2016). Thermal performance evaluation and parametric study of a horizontal ground heat exchanger. *Geothermics* 60, p. 134–143.

Lu, S.; Ren, T.; Gong, Y.; Horton, R (2007). An improved model for predicting soil thermal conductivity from water content at room temperature. *Soil Science Society of America Journal*, 71, p. 8–14.

Meteoblue (2024). Arquivo Meterológico de Maringá Disponível em: https://www.meteoblue.com/pt/tempo/historyclimate/weatherarchive/maringá_brasil_3457671?fcstlength=1m&year=2022&month=6

NORMA REGULADORA. **NR 17**: ERGONOMIA. Brasília, 2020.

Shepard, F.P. (1954) - Nomenclature based on samd - silt - clay ratios. *Journal of Sedimentary Petrology,* 24:151- 158.

Shi, Y; Cui, Q; Song, X (2022). Study on thermal performances of a horizontal ground heat exchanger geothermal system with different configurations and arrangements. *Renewable Energy, p. 448-463, vol. 193.*

Tang, F; Nowamooz, H (2020). Outlet temperatures of a slinky-type Horizontal Ground Heat Exchanger with the atmosphere-soil interaction. *Renewable Energy, v. 146, p. 705-718.*

Visintin, A. F. (2023). Avaliação de Trocador Horizontal Geotérmico Horizontal em Solo Residual de Basalto. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná/ UFPR.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/391

ECOENGENHARIA EM GEOTECNIA: UTILIZAÇÃO DE FIBRAS DE AÇAÍ DA AMAZÔNIA (EUTERPE OLERACEA) NO MELHORAMENTO DE SOLOS ARENOSOS

Augusto Barbosa Silva, Msc.
Professor, Instituto Federal de Rondônia, Porto Velho, Brasil, augusto.silva@ifro.edu.br

Lídia Bruna Teles Gonzaga, Msc.
Professora, Instituto Federal de Rondônia, Porto Velho, Brasil, lidia.bruna@ifro.edu.br

André Luís Brasil Cavalcante, Dsc.
Professor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, albrasilc@gmail.com

Michéle Dal Toé Casagrande, Dsc.
Professora, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, mdtcasagrande@unb.br

RESUMO: Explorando a utilização de fibras naturais na melhoria das propriedades geotécnicas de solos granulares, o presente estudo se concentra em avaliar a aplicabilidade das fibras de açaí, oriunda da região amazônica do Brasil, como reforço no solo de matriz arenosa. A pesquisa se motiva pela necessidade de métodos de reforço mais sustentáveis e pela grande abundância de resíduos do fruto do açaí, muitas vezes dispostos inadequadamente. Adotando-se uma abordagem experimental, foram realizados ensaios de cisalhamento direto a fim de comparar a resistência de amostras de solo arenoso puro com amostras reforçadas com fibras de açaí em diferentes concentrações (0,5%, 0,75%, 1,0%, e 1,5%), sob diferentes tensões normais (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa) para simular diferentes condições de carga. Os resultados revelaram incrementos na resistência ao cisalhamento, assim como melhorias no ângulo de atrito e no comportamento coesivo da areia reforçada. O reforço do solo arenoso com as fibras de açaí representa um passo promissor para a engenharia geotécnica sustentável, oferecendo um duplo benefício: melhoria das propriedades do solo e avanço na sustentabilidade ambiental.

PALAVRAS-CHAVE: Fibras naturais, fibras de açaí, sustentabilidade, ecoengenharia.

ABSTRACT: Exploring the utilization of natural fibers to enhance the geotechnical properties of granular soils, this study focuses on evaluating the applicability of açaí fibers, derived from the Amazon region of Brazil, as reinforcement in sandy soil matrix. The research is motivated by the need for more sustainable reinforcement methods and the abundance of açaí fruit waste, often improperly disposed of. Adopting an experimental approach, direct shear tests were conducted to compare the strength of pure sandy soil samples with samples reinforced with açaí fibers at different concentrations (0.5%, 0.75%, 1.0%, and 1.5%), under different normal stresses (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, and 400 kPa) to simulate different loading conditions. The results revealed increases in shear strength, as well as improvements in the friction angle and cohesive behavior of the reinforced sand. Reinforcing sandy soil with açaí fibers represents a promising step towards sustainable geotechnical engineering, offering a dual benefit: enhancing soil properties and advancing environmental sustainability.

KEYWORDS: Natural fibers, açaí fibers, sustainability, ecoengineering.

1 INTRODUÇÃO

A erosão, a degradação dos solos e os movimentos de massa representam desafios globais, pois afetam cada vez mais diversas regiões do mundo, fato majorado pelas alterações climáticas. Nas últimas décadas, a

necessidade de mitigar esses fenômenos e preservar os recursos naturais motivou uma série de iniciativas para promover a utilização de técnicas ligadas ao comportamento do solo (Miele *et al*., 2021).

A busca por soluções sustentáveis na engenharia, que dá vazão à ecoengenharia, levou à exploração de alternativas inovadoras a fim de melhorar as propriedades dos solos, com um foco crescente em regiões tropicais, como a Amazônia, que abriga materiais pouco estudados na geotecnia até o momento. Dentre as técnicas utilizadas, destaca-se o uso de fibras como reforço de solo, que não apenas fortalecem os solos, como também contribuem para a preservação ambiental.

O reforço de solo com fibras é historicamente empregado, dadas as práticas ancestrais de mistura de solo com materiais orgânicos, que evoluiu para o uso de fibras e geotêxteis (Sotomayor e Casagrande 2018). A utilização de fibras vegetais como reforço desperta cada vez mais interesse, especialmente para o uso em terraplenagens temporárias, devido ao seu baixo custo e a natureza ecologicamente correta, além de se destacar pelo fato de haver uma enorme produção desse material, tendo em vista o extenso potencial agrícola do Brasil, cujo descarte representa um problema crítico e crescente (Siqueira *et al*. 2022; Carvalho, Monteiro e Casagrande, 2023).

As fibras vegetais, inseridas nos compósitos como elemento de reforço, apresentam grandes vantagens, com ênfase no aumento da resistência ao cisalhamento. Tal resistência é afetada pelas características mecânicas das fibras e dos solos, melhorando o mecanismo de transferência de esforços em comparação com o solo natural (Lirer, Flora e Consoli, 2011; Silveira, Ferreira e Casagrande, 2022).

A abundância desses materiais na região amazônica, dada sua vasta biodiversidade, aumenta significativamente a possibilidade de sua aplicação, podendo ser uma alternativa aos reforços sintéticos, e promovendo a sustentabilidade. Além disso, a utilização dessas fibras naturais amazônicas tem o potencial de impulsionar o crescimento econômico e fomentar o desenvolvimento da região (da Silveira *et al.,* 2024). Nesse contexto, são inseridas as fibras de açaí, provenientes do resíduo do caroço deste fruto, amplamente produzidas nesta região. Tais fibras, que são subprodutos da produção de polpa de açaí, e muitas vezes descartadas inadequadamente, carecem de estudos para que sejam utilizadas na área geotécnica.

No cenário de solos reforçados, o uso de fibras em solos arenosos é cada vez mais bem quisto, tendo em vista que esse tipo de solo é amplamente distribuído em todo o mundo, além de desempenhar um papel crucial na geotecnia (Huang e Hartemink, 2020). Assim, de forma a contribuir para a melhoria do comportamento do solo, a adição de fibras em areias, considerando o estudo de Carvalho, Monteiro e Casagrande (2023), destacou o aumento dos parâmetros de cisalhamento e da ductilidade, em comparação com a areia não reforçada. Com base nisso, esta pesquisa se propõe a investigar o potencial das fibras de açaí como uma solução sustentável de forma a melhorar as propriedades geotécnicas em solos arenosos, com ênfase na resistência ao cisalhamento do compósito solo-fibra. Por meio de uma abordagem experimental detalhada, foram analisados os efeitos de diferentes concentrações de fibras de açaí nas propriedades mecânicas da areia, oferecendo uma alternativa de aplicação na área da geotecnia.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia desta pesquisa envolve uma abordagem experimental para avaliar o uso de fibras de açaí como reforço em solos arenosos. Isso inclui ensaios de caracterização física e mecânica do solo natural e dos solos reforçados.

2.1 Materiais

2.1.1 Solo arenoso

O solo empregado consistiu exclusivamente de areia lavada fina (Figura 1), obtida através de fornecedores comerciais em Brasília. Este solo foi classificado como areia siltosa, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), e apresenta massa específica real dos grãos igual a 2,62 g/cm³, dados obtidos a partir de ensaios prévios de caracterização.

Figura 1. Areia Siltosa

A granulometria do solo estudado é detalhada na Figura 2, em curva granulométrica cujo ensaio foi realizado com a utilização de defloculante. A distribuição das partículas apresentou índices de 55,43% de areia fina, 22,67% de silte, 18,54% de areia média e 3,3% de areia grossa.

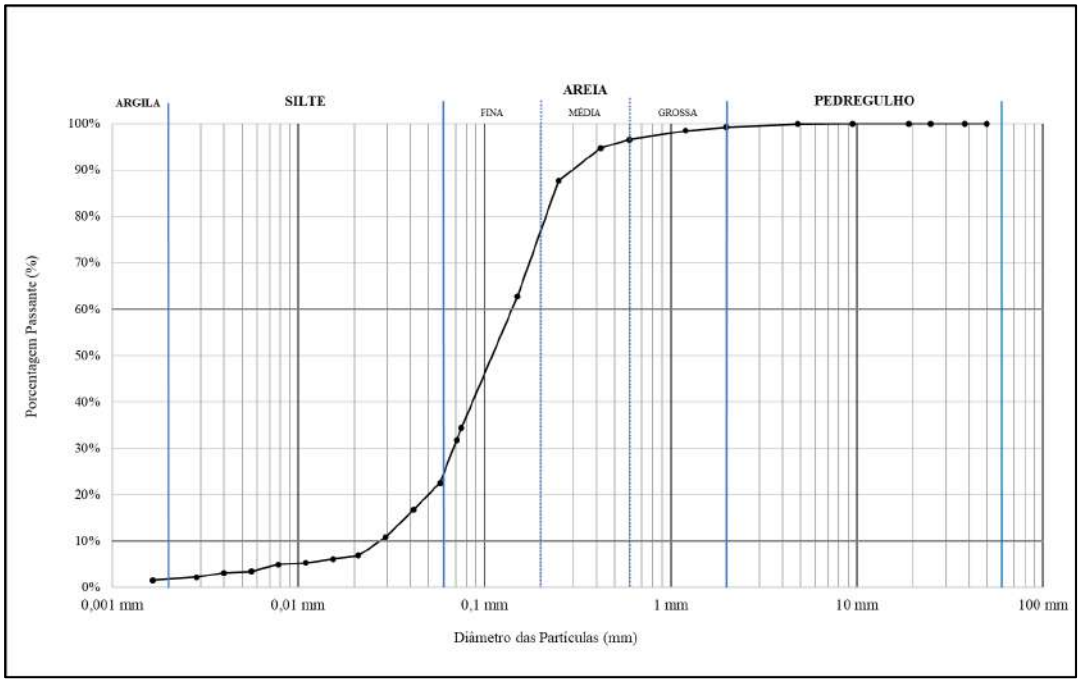


Figura 2. Curva granulométrica do solo arenoso.

2.1.2 Fibras de açaí

As fibras naturais utilizadas (Figura 3) como elemento de reforço do solo são resíduos provenientes do caroço do açaí (*Euterpe oleracea*), resultantes da produção comercial dessa fruta, sendo extraídas após a remoção da polpa. Este material foi adquirido junto a uma empresa que comercializa biomassa de fibras de açaí, localizada no estado do Pará.

Figura 3. Fibras de açaí.

Com relação a este material, são encontrados valores dispersos correspondentes ao comprimento e diâmetro das fibras que evidenciaram sua grande variabilidade, haja vista que se trata de um material natural não padronizado. Na Tabela 1 são dispostas as propriedades físicas desta fibra, cujos resultados representam a média de valores encontrados após ensaios.

Tabela 1. Características físicas das fibras de açaí

Densidade (ρ) (g/cm³)	Área da seção transversal (mm²)	Comprimento (L) (mm)	Diâmetro (D) (mm)
0,89	0,15	9,48	0,14

2.2 Métodos

O programa experimental deste trabalho foi conduzido com o objetivo de obter os parâmetros de compacidade relativa da areia e a resistência ao cisalhamento do compósito areia-fibra, sendo os ensaios conduzidos em conformidade com as normas vigentes e apresentados a seguir.

2.2.1 Determinação dos índices de vazios

A determinação dos índices de vazios mínimos em solos não coesivos foi realizada conforme o procedimento estabelecido na ABNT NBR 16843:2020, em que o processo se iniciou com a compactação da amostra utilizando um molde específico e uma carga controlada. A determinação da massa específica aparente seca máxima proporcionou uma medida do estado mais compacto alcançável pelo solo.

Para a determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos, conforme estipulado pela ABNT NBR 16840:2020, empregou-se um funil específico para verter o solo no molde, assegurando um fluxo contínuo e lento de forma a evitar segregação de partículas. A determinação da massa específica aparente seca mínima ofereceu uma medida do estado mais fofo alcançável pelo solo.

2.2.2 Preparação das amostras para o cisalhamento direto

Os índices de vazios máximo e mínimo são parâmetros essenciais para a determinação da massa do corpo de prova, tendo em vista a compacidade relativa adotada. Neste trabalho, foi adotada uma compacidade relativa de 50%, cujo cálculo de massa das amostras foi realizado de modo a alcançar o volume da caixa do cisalhamento direto (60 x 60 x 20 mm). Além disso, foi adotada uma umidade inicial de 10% para que as fibras melhor aderissem à areia, como realizado por Carvalho, Monteiro e Casagrande (2023).

Além da preparação das amostras de areia pura, diferentes concentrações de fibras de açaí (0,5%, 0,75%, 1,0% e 1,5%) foram adicionadas e aleatoriamente dispersas na produção dos compósitos, totalizando 20 amostras preparadas para o ensaio de cisalhamento direto.

2.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram conduzidos em conformidade com a norma D3080/D3080M-23 (ASTM, 2023), no equipamento de MS 102 - Cisalhamento Automático, da fabricante Owntec, sendo aplicada uma velocidade de cisalhamento de 0,5 mm/min, calculada com base nos parâmetros da etapa de adensamento do material, e cargas normais variadas de 50, 100, 200 e 400 kPa.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Índices de vazios máximos e mínimos

O resultado da análise de determinação dos índices de vazios, essenciais para a compreensão da estrutura granular e do comportamento mecânico do solo em estudo, proporcionou valores iguais a iguais a 0,67 e 1,10, respectivamente, para o índice de vazios mínimo e máximo. Para a subsequente fase experimental, envolvendo o ensaio de cisalhamento direto, foram considerados estes valores de índices de vazios, assim como a

compacidade relativa adotada, para o cálculo de massa úmida das amostras, que resultou na quantificação de aproximadamente 110 g.

3.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

A análise dos resultados do ensaio de cisalhamento direto, representados na Figura 4, revela o comportamento mecânico da areia pura em comparação com a areia reforçada com diferentes teores de fibras de açaí, sob tensões normais aplicas de 50, 100, 200 e 400 kPa.

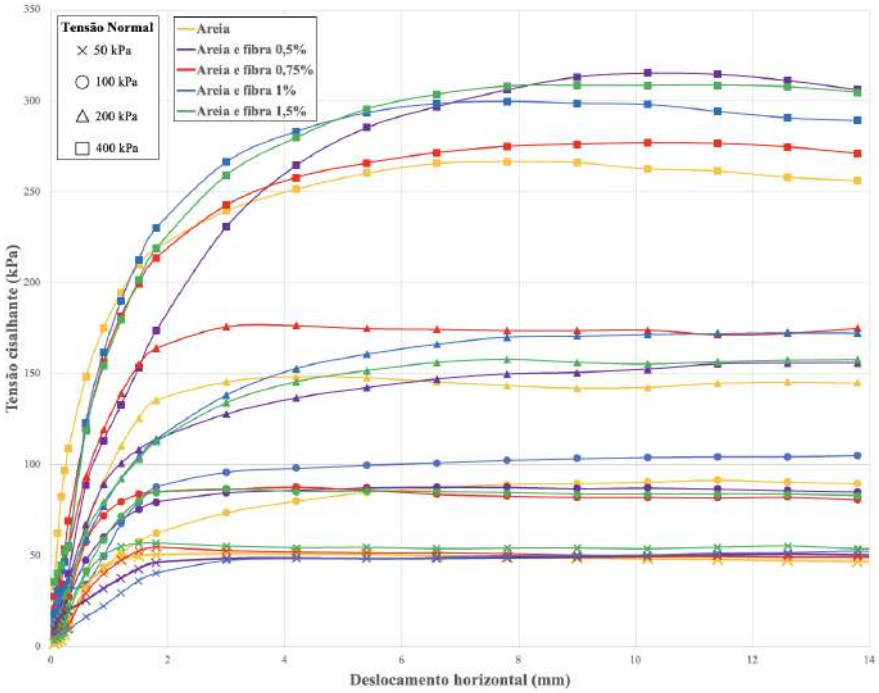


Figura 4. Tensão cisalhante vs deslocamento horizontal.

Observa-se, de maneira geral, que a adição de fibras ao solo arenoso resultou em um aumento na resistência ao cisalhamento, evidenciado pelo crescimento da tensão cisalhante com o incremento do teor de fibras. Para a amostra de areia pura, a curva de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal demonstra um comportamento típico de material granular, com um rápido ganho de resistência seguido de uma tendência a um platô, indicando ter atingido a resistência ao cisalhamento máximo.

Para a tensão normal de 50 kPa, todas as amostras apresentam valores próximos de tensão cisalhante máxima, com um pequeno acréscimo de tensão conforme há o incremento de fibras. Isso sugere que, sob carregamentos mais leves, a contribuição das fibras para a resistência ao cisalhamento é limitada. No entanto, ainda é possível observar uma tendência de que as fibras começam a influenciar o comportamento do solo, fornecendo um leve aumento na resistência ao cisalhamento.

Sob a tensão normal aplicada de 100 kPa, o comportamento dos compósitos ainda se manteve semelhante à areia pura, indicando que não houve muito acréscimo, considerando os diferentes teores de fibra adicionados, exceto para o teor de 1%, que proporcionou um leve ganho de resistência cisalhante. Já sob a aplicação de tensões maiores (200 kPa), tendo em vista a adição de 0,5% de fibras, nota-se um ganho modesto na tensão cisalhante máxima, que se torna mais pronunciado à medida que o teor de fibras aumenta para 0,75% e 1%.

Considerando tensões aplicadas ainda mais altas (400 kPa), as misturas de areia com 0,5% e 1,5% de fibras de açaí exibem o desempenho mais significativo, alcançando os maiores valores de tensões cisalhantes ao longo do deslocamento horizontal, o que implica uma melhoria na capacidade de carga e na resistência ao cisalhamento do material. Isso também ocorre com os compósitos com teores de fibras de 0,75% e 1%, em menor grau, mas ainda assim apresentam tensões cisalhantes maiores que as encontradas no solo puro.

Esse comportamento sob maiores tensões, se justifica pela matriz de areia, nessas circunstâncias, estar mais compactada, aumentando a solicitação das fibras na redistribuição das tensões e na melhora da coesão interna. Em contrapartida, sob tensões mais baixas, essa compactação é menor, reduzindo o impacto positivo das fibras.

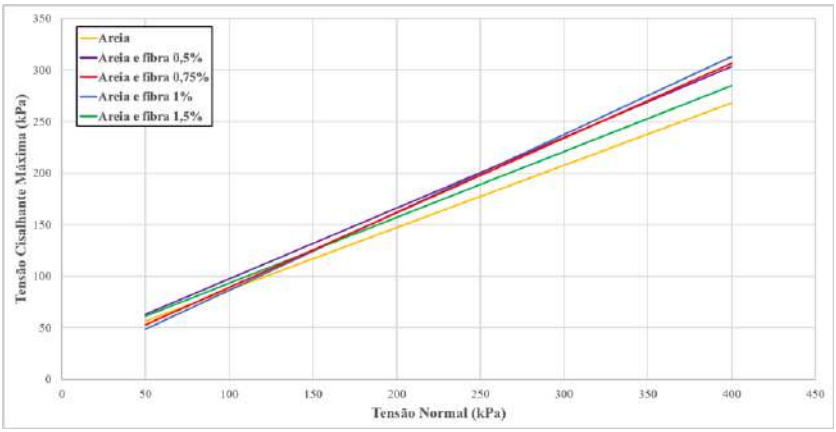


Figura 5. Tensão cisalhante vs deslocamento horizontal.

A relação entre as tensões normais e as tensões cisalhantes máximas (Figura 5) gerou retas cujas equações detinham coeficientes de determinação (R^2) acima de 0,99, garantindo alta confiabilidade dos dados. O compilado dessa relação, que apresenta ângulo de atrito e coesão, está disposto na Tabela 2.

Tabela 2. Relação de tensão cisalhante, ângulo de atrito e coesão para as diferentes tensões normais aplicadas

Amostra	Tensão (kPa)	Tensão Cisalhante Máxima (kPa)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Equações da reta
Areia	50	51,25	26,15	31,17	y = 0,6048x + 26,151
	100	91,68			
	200	148,50			
	400	266,70			
Areia + 0,5% de Fibra	50	50,90	10,85	37,07	y = 0,7555x + 10,856
	100	87,81			
	200	155,95			
	400	315,40			
Areia + 0,75% de Fibra	50	54,70	29,34	32,54	y = 0,6382x + 29,339
	100	87,80			
	200	176,60			
	400	277,00			
Areia + 1,0% de Fibra	50	65,20	28,68	34,50	y = 0,6872x + 28,68
	100	105,10			
	200	172,60			
	400	299,70			
Areia + 1,5% de Fibra	50	57,10	16,60	35,95	y = 0,7252x + 16,596
	100	86,70			
	200	158,00			
	400	308,60			

A análise comparativa dos resultados de cisalhamento direto revela tendências distintas no comportamento mecânico da areia quando reforçada com fibras de açaí. A areia pura, com um ângulo de atrito de 31,17° e coesão de 26,15 kPa, serve como referência para avaliar o impacto da adição de fibras na matriz do solo.

Ao introduzir 0,5% de fibras, ocorre uma diminuição na coesão para 10,85 kPa, o que pode ser atribuído ao possível efeito inicial de inserção das fibras no arranjo das partículas de areia. Contudo, o aumento do ângulo de atrito para 37,07° indica que as fibras melhoram o intertravamento entre as partículas, resultando em uma resistência ao cisalhamento incrementada. Essa melhoria é sustentada pelo aumento da tensão cisalhante máxima, que supera a da areia pura nas tensões normais aplicadas de 200 e 400 kPa.

Com 0,75% de fibras, a coesão sobe para 29,34 kPa, ultrapassando a da areia pura. Este aumento pode ser interpretado como um melhor contato entre solo e fibra, contribuindo para uma matriz mais coesiva e com maior capacidade de transmitir tensões. O ângulo de atrito permanece elevado (32,54°), e a tensão cisalhante máxima continua a exibir valores superiores aos da areia pura, especialmente sob tensões normais mais altas.

A adição de 1% de fibras mantém a coesão praticamente estável (28,68 kPa) comparativamente ao teor anterior, contudo o ângulo de atrito e a tensão cisalhante máxima crescem ainda mais, alcançando 34,50° e 299,70 kPa, respectivamente, sob uma tensão normal de 400 kPa. Isso sugere que este teor de fibras pode ser considerado ótimo para equilibrar resistência e deformabilidade do solo.

A mistura com 1,5% de fibras demonstra uma redução na coesão para 16,60 kPa, o que pode ser um indicativo de que há um limiar para a quantidade de fibras que podem ser adicionadas antes que a coesão do solo comece a diminuir, devido à ausência de contato direto entre as partículas de areia e as fibras, tendo maior contato de fibra com fibra. No entanto, são atingidos valores mais altos para o ângulo de atrito (35,95°) e para a tensão cisalhante máxima (308,60 kPa sob tensão normal de 400 kPa), podendo indicar que a presença de fibras nessa concentração pode compensar a perda de coesão com um aumento no ângulo de atrito.

Essas observações sugerem que as fibras de açaí, quando adicionadas à areia, alteram as propriedades de resistência ao cisalhamento do compósito, cuja tendência geral é de que o ângulo de atrito e a tensão cisalhante máxima aumentem consistentemente com a adição do teor de fibras.

Em alguns estudos em que foram utilizados outros tipos de fibras, resultados como os de Brahmachary e Rokonuzzaman (2018) indicaram que fibras mais longas possuem tendência a proporcionar melhores resultados no reforço de solos, atribuindo-se ao fato de que, para fibras menores, a área em contato com o solo é comparativamente menor, consequentemente havendo menor melhoria na resistência e rigidez do solo. No caso das fibras de açaí, que são mais curtas, o aumento na resistência ao cisalhamento não é tão significativo em tensões mais baixas, mas sob tensões mais altas há uma melhor interação com a matriz de areia, resultando em uma redistribuição mais eficiente das tensões. Portanto, a eficácia das fibras de açaí, apesar de seu comprimento mais curto, pode ser mais pronunciada sob condições de maior carga, onde a interação fibra-matriz é maximizada.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos resultados obtidos neste estudo, evidencia-se que a adição de fibras de açaí à areia impacta positivamente nas propriedades de resistência ao cisalhamento do compósito solo-fibra. Observa-se uma tendência geral de variação nas propriedades mecânicas do compósito, onde a coesão inicialmente diminui com pequenas adições de fibra, mas tem seu valor majorado à medida que se aumenta o teor delas. Adicionalmente, o ângulo de atrito e a tensão cisalhante máxima aumentam consistentemente com maiores concentrações de fibras.

Destaca-se que a eficácia do reforço com fibras de açaí é mais pronunciada sob maiores tensões, como a tensão normal de 400 kPa, ressaltando o potencial deste compósito solo-fibra como uma alternativa para aplicações em engenharia geotécnica que demandam materiais com maior resistência. Com base nos resultados, conclui-se que o teor de fibras de açaí igual a 1% pode ser considerado ótimo, de forma a equilibrar resistência e deformabilidade, sendo o mais promissor entre os avaliados para o solo estudado. Essa descoberta tem implicações significativas na seleção de teores de fibras para aplicações geotécnicas.

Em suma, este estudo reforça a eficácia do reforço com fibras de açaí em solos arenosos, destacando a importância de selecionar cuidadosamente o teor de fibras para otimizar o desempenho do compósito solo-fibra. Essas descobertas abrem novas perspectivas para o desenvolvimento de soluções geotécnicas sustentáveis e eficientes, no entanto destaca-se a necessidade de pesquisas adicionais para uma compreensão

mais aprofundada dos mecanismos subjacentes, a fim de aprimorar os parâmetros de aplicação desses compósitos em diferentes contextos geotécnicos.

AGRADECIMENTOS

Aos laboratórios Geofluxo e New Geotechnical Materials, da Universidade de Brasília, pelos suporte e recursos necessários ao desenvolvimento dessa pesquisa e ao Instituto Federal de Rondônia pelo apoio contínuo à capacitação docente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16840.*Solo—Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos.* Rio de Janeiro.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16843. *Solo—Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro*.

ASTM, D. 3. 9. (2011). Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. *D3080/D3080M*, *3*(9).

Brahmachary, T. K., Rokonuzzaman, M. (2018). Investigation of random inclusion of bamboo fiber on ordinary soil and its effect CBR value. International Journal of Geo-Engineering, 9(1), 10.

Carvalho, L. M. C. D., Monteiro, F. F., Casagrande, M. D. T. (2023). Large-scale direct shear testing in coir fibers reinforced sand. *Soils and Rocks*, *46*, e2023002822.

da Silveira, P. H. P. M., Cardoso, B. F. D. A. F., Marchi, B. Z., Monteiro, S. N. (2024). Amazon Natural Fibers for Application in Engineering Composites and Sustainable Actions: A Review. *Eng*, 5(1), 133-179.

Huang, J., Hartemink, A. E. (2020). Soil and environmental issues in sandy soils. *Earth-Science Reviews*, *208*, 103295.

Lirer, S., Flora, A., Consoli, N. C. (2011). On the strength of fibre-reinforced soils. *Soils and foundations*, *51*(4),p. 601-609.

Miele, P., Di Martire, D., Di Napoli, M., Guerriero, L., Calcaterra, D. (2021). Temporal efficiencies of soil bioengineering techniques to mitigate geo-hydrological risks. *Ecological Engineering*, *170*, 106338.

Miele, P., Di Martire, D., Di Napoli, M., Guerriero, L., Calcaterra, D. (2021). Temporal efficiencies of soil bioengineering techniques to mitigate geo-hydrological risks. *Ecological Engineering*, *170*, 106338.

Silveira, M.V., Ferreira, J. W. D. S., Casagrande, M. D. T. (2022). Effect of surface treatment on natural aging and mechanical behavior of sisal fiber–reinforced sand composite. *Journal of Materials in Civil Engineering*, *34*(6), 06022001.

Siqueira, M. U., Contin, B., Fernandes, P. R. B., Ruschel-Soares, R., Siqueira, P. U., & Baruque-Ramos, J. (2022). Brazilian agro-industrial wastes as potential textile and other raw materials: a sustainable approach. *Materials Circular Economy*, *4*(1), 9.

Sotomayor, J. M. G., Casagrande, M. D. T. (2018). The performance of a sand reinforced with coconut fibers through plate load tests on a true scale physical model. *Soils Rocks*, *41*(3), 361-368.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/392

Efeito da Substituição Parcial de Solo por Agregado Reciclado nos Parâmetros de Compactação de Mistura Estabilizada com Cal

José Wilson dos Santos Ferreira
Professor Adjunto, UnB, Brasília, Brasil, jose.wilson@unb.br

Gustavo Maffort de Oliveira
Estudante de graduação, UTFPR, Campo Mourão, Brasil, gustavomaffort@alunos.utfpr.edu.br

Lívia Vanessa da Silva Telino
Estudante de graduação, UTFPR, Campo Mourão, Brasil, telino@alunos.utfpr.edu.br

RESUMO: A construção civil é uma das principais áreas responsáveis pela geração de resíduos, sendo de sua responsabilidade a busca por práticas mais sustentáveis. Dentre elas, a aplicação dos resíduos de construção civil (RCC) em aplicações geotécnicas possibilita a redução de uso de matéria-prima e aumento da vida útil dos aterros sanitários. Associado a isso, quando não se cumpre os requisitos de projeto, uma das possíveis soluções é a estabilização química do solo com o uso de cal. Assim, o presente estudo tem como objetivo avaliar o efeito da substituição parcial de 25% de solo por agregado reciclado nos parâmetros de compactação da mistura estabilizada com 8% de cal. Para isso, empregou-se solo argiloso, cal hidratada CH-III e RCC, realizando ensaios de caracterização, como análise granulométrica, massa específica, fluorescência de raios-x, assim como dosagem pelo método do pH e compactação na Energia Normal considerando o solo, solo-RCC, solo-cal e solo-RCC-cal. A partir da caracterização, observou-se elevada presença de ferro (53,9%) e alumínio (22,7%) na composição do solo, os quais afetaram o método do pH. Em comparação aos parâmetros de compactação do solo natural, percebeu-se que a inserção de RCC e cal resultaram em maior massa específica aparente seca máxima e menor teor de umidade ótima, demonstrando satisfatória interação entre os materiais e viabilidade técnica e ambiental da solução proposta.

PALAVRAS-CHAVE: Sustentabilidade, Agregado reciclado, Estabilização química, Cal, Compactação

ABSTRACT: Civil construction is one of the main areas responsible for generating waste, and it is its responsibility to search for more sustainable practices. Among them, the application of construction waste (CW) in geotechnical applications makes it possible to reduce the use of raw materials and increase the useful life of landfills. Associated with this, when project requirements are not met, one of the possible solutions is chemical stabilization of the soil, such as the use of lime. Therefore, the present study aims to evaluate the effect of partially replacing 25% of soil with recycled aggregate on the compaction parameters of the mixture stabilized with 8% lime. For this, clayey soil, hydrated lime CH-III and CW were used, carrying out characterization tests, such as granulometric analysis, specific mass, x-ray fluorescence, as well as dosing using the pH method and compaction at Normal Energy considering the soil, soil-CW, soil-lime and soil-CW-lime. From the characterization, a high presence of iron (53.9%) and aluminum (22.7%) was observed in the soil composition, which affected the pH method. In comparison to the natural soil compaction parameters, it was noticed that the insertion of CW and lime resulted in a higher maximum dry density and a lower optimum moisture content, demonstrating satisfactory interaction between the materials and the technical and environmental feasibility of the proposed solution.

KEYWORDS: Sustainability, Recycled aggregate, Chemical stabilization, Lime, Compaction

1 INTRODUÇÃO

Um dos principais setores responsáveis pela geração de resíduos é a construção civil, e esse cenário é agravado quando se considera o descarte incorreto desses resíduos, ainda que esses materiais apresentem

elevado potencial de reinserção na cadeia produtiva, em áreas como pavimentação e construção civil (Holanda et al., 2021).

No ano de 2022, o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) divulgou um crescimento de 9,7% do Produto Interno Bruto (PIB) da construção civil comparado ao ano de 2021, mostrando a crescente que o mercado vem experenciando e, ao mesmo tempo, expressando de forma indireta o aumento na geração de resíduos (IBGE, 2022).

Nesse sentido, relatório apresentado pela Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais – ABRELPE, em 2021 foram coletados cerca de 48 milhões de toneladas de resíduos de construção civil (RCC), o que representa um aumento de 2,9% em relação ao ano de 2020 (cerca de 47 milhões de toneladas de RCC). O estado do Paraná foi responsável por cerca de 6,6 milhões de toneladas de RCC, equivalente a 13,6% da produção nacional (ABRELPE, 2022).

No Brasil, o material mais encontrado nos RCC é de argamassa de concreto, representando 63%. Com isso, o material reciclável produzido em maior quantidade é a brita corrida reciclada (cerca de 38%), seguida por concreto e blocos (29%), areia reciclada (18%) e britas 1,2 e 3 recicladas (13%) (ABRECON, 2015; SINIR 2020).

Como solução para adoção de práticas sustentáveis na Engenharia e alternativa para a elevada geração de resíduos de construção civil, tem-se desenvolvido pesquisas com foco no uso do agregado reciclável em diversas aplicações, como em misturas cimentadas para pavimentação (Milani et al., 2022), em estruturas de contenção (Holanda et al., 2021), em pisos intertravados e produção de blocos de concreto vazados para vedação (Suave, 2022).

Ainda assim, misturas de solo-RCC podem apresentar limitações de comportamento mecânico para emprego em projetos geotécnicos. Dentre as soluções possíveis, a mais tradicional é a estabilização química com agentes como a cal e o cimento. Estudo realizado por Marino e Carvalho (2021) em solo argiloso de Brasília demonstrou que a utilização de teores de 2% e 5% de cal CH-I produziu efeitos de agregação, além de aumentar o teor de umidade ótima das misturas e redução da massa específica seca máxima. Já Milani *et al.* (2022) substituiram solo arenoso por RCC em misturas estabilizadas quimicamente com cimento, demonstrando resultados satisfatórios de comportamento mecânico para substituições de solo por RCC até 50%. Acima dessa quantidade, os autores argumentam que o cimento deixa de agir como um estabilizante químico e age apenas como filler, prenchendo os vazios da mistura.

Devido à grande variabilidade do solo, das característica e propriedades dos RCC e solicitações de projetos, estudos precisam ser realizados para se entender o comportamento e particularidades das misturas de solo-RCC-cal em função das características regionais. Desta forma, o presente trabalho busca avaliar o efeito nos parâmetros de compactação da substituição de solo por 25% de agregado de construção civil em mistura estabilizada com cal, a fim de se compreender a interação entre os materiais e sua resposta em parâmetros fundamentais para projetos geotécnicos.

2 METODOLOGIA

2.1 Materiais

Os materiais foram adquiridos na região de Campo Mourão/PR. O solo foi coletado nas dependências da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR). A água utilizada foi a destilada para os ensaios de caracterização e da rede de abastecimento para os ensaios de compactação. A cal utilizada nos procedimentos foi a cal hidratada CH-III e o agregado reciclado que foi obtido em indústria de beneficiamento na cidade de Londrina/PR.

2.2 Caracterização dos materiais

Inicialmente o solo foi preparado segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 6457 (2016), sendo realizada a secagem ao ar, destorroamento, homogeneização, quarteamento e armazenamento. Na sequência foram realizados os ensaios de granulometria sem defloculante (ABNT NBR 7181, 2016), índices de consistência (ABNT NBR 6459, 2016; ABNT NBR 7180, 2016) e massa real dos grãos (ABNT NBR 6458, 2016). A Figura 1 demonstra algumas etapas de caracterização dos materiais. Para

o agregado reciclado, foram realizados os ensaios de massa específica dos sólidos e granulometria por peneiramento, de acordo com as normas mencionadas anteriormente.

Buscando compreender o comportamento e composição dos materiais, foram preparadas 10 gramas de solo, cal e RCC para o ensaio de fluorescência de raios-x (FRX). Essas amostras foram obtidas através do peneiramento dos materiais utilizando a peneira de 0,075 mm e enviadas para análise no Laboratório Multiusuário da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

(a) (b) (c) (d) (e)

Figura 1. Ensaios: (a) e (b) sedimentação; (c) peneiramento; (d) massa real dos grãos; (e) FRX.

2.3 Método do pH

A norma do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT 419 (2019) tem como objetivo estimar o teor de cal necessário para estabilização do solo. Também conhecida como método do pH, sugerido por Eades e Grim (1966), consiste em medir o pH do solo com variação do teor de cal, com o intuito de alcançar o valor de pH igual a 12,4, estabelecido como o teor mínimo para estabilizar o solo.

Para a análise do pH, foram adotados os teores de cal de 2%, 4%, 6%, 8% e 10% em relação a massa seca de solo, a qual foi de 25 g, previamente passante na peneira nº 40, assim como uma mistura sem solo e com 2 g de cal, considerada referência. Logo depois, a mistura foi colocada em um recipiente de vidro com 100 ml de água destilada com tampa e identificação como mostrado na Figura 2a. A agitação da mistura foi realizada por 30 segundos, com intervalos de 10 minutos para se obter uma mistura homogênea. Após 1 hora da conclusão do processo, foram registrados os valores de pH para cada amostra (Figura 2b).

(a) (b)

Figura 2. Ensaio do pH: (a) preparação das amostras; (b) medidor de pH.

2.4 Curvas de Compactação

Os parâmetros de compactação do solo, isto é, massa específica aparente seca máxima (ρdmáx) e teor de umidade ótima (ωót), foram determinados com base na norma ABNT 7182 (2016), considerando o solo, solo-RCC, solo-cal e solo-RCC-cal. A partir do trabalho realizado por Milani *et al.* (2022), foi adotado a substituição de 25% de solo por resíduo de construção civil.

As curvas de compactação do solo, solo-RCC, solo-cal e solo-RCC-cal foram construídas utilizando energia normal de Proctor, aplicando 26 golpes em cada uma das três camadas com auxílio de soquete de 2,5

kg caindo a altura de queda de 30,5 cm. Vale ressaltar que entre camadas adjacentes foi realizada escarificação, a fim de aumentar a aderência entre elas.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Caracterização dos materiais

As curvas de distribuição granulométrica do solo e RCC são apresentadas na Figura 3. Observa-se a distinção do tamanho das frações que compõem ambos materiais, enquanto o solo é predominantemente composto de parcela fina, o agregado reciclado compreende material grosso do tipo pedregulho.

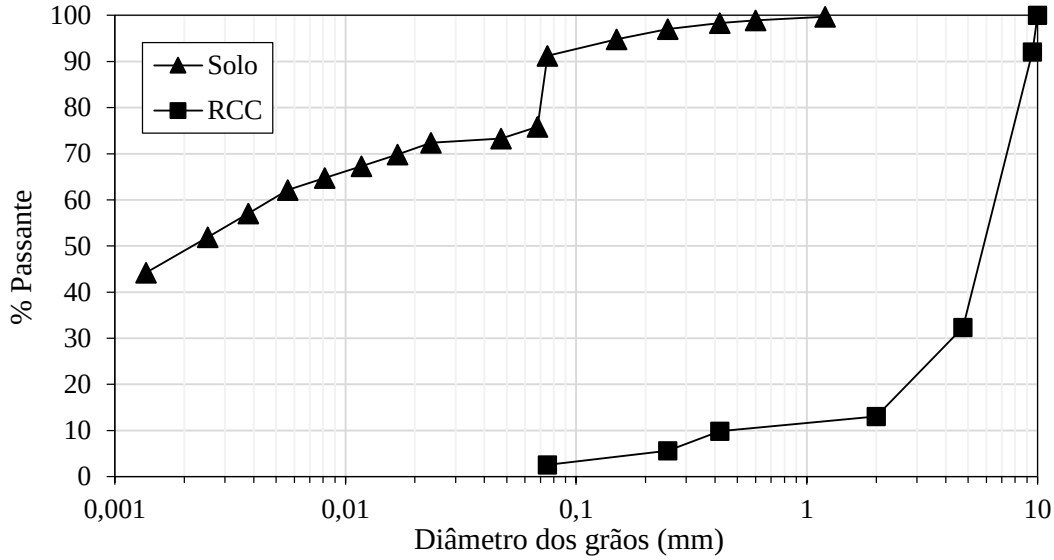


Figura 3. Curva de distribuição granulométrica do solo e RCC.

A Tabela 1 apresenta os resultados de caracterização física do solo e agregado reciclado. Pontua-se que seguiu-se a ABNT NBR 6502 (2022) ao atribuir o as nomenclaturas das frações.

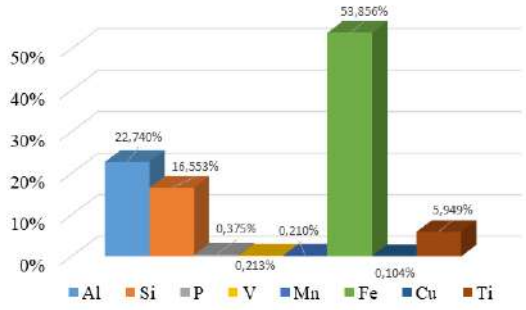
Tabela 1. Caracterização física do solo e RCC.

Parâmetro	Unidade	Valor	
		Solo	RCC
Massa real dos grãos - gamas	g/cm³	3,24	1,92
Limite de Liquidez - LL	%	51	-
Limite de Plasticidade - LP	%	33	-
Índice de Plasticidade - IP	%	18	-
Pedregulho médio (6 - 20 mm)	%	0	46
Pedregulho fino (2 - 6 mm)	%	0	40
Areia grossa (0,6 - 2 mm)	%	1	4
Areia média (0,2 - 0,6 mm)	%	3	5
Areia fina (0,06 - 0,2 mm)	%	21	5
Silte (0,002 - 0,06 mm)	%	25	0
Argila (< 0,002 mm)	%	50	0

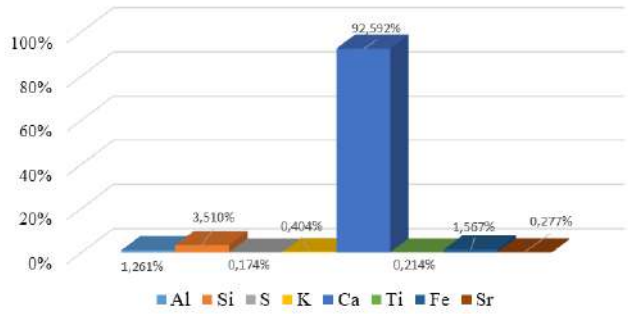
A partir das informações anteriores, o solo é classificado pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* – AASHTO e Sistema unificado de Classificação de Solos – SUCS como A-7-5 e MH, respectivamente. Atribui-se a classificação do solo pela sistemática SUCS devido ao elevado grau de intemperismo químico sofrido pelo solo bem como a obtenção da granulometria sem uso de defloculante.

Os resultados de fluorescência de raios-X são apresentados na Figura 4. Os elementos químicos mais relevantes presentes no solo são o ferro (Fe), alumínio (Al) e silício (Si), correspondentes aos percentuais de 53,9%, 22,7% e 16,6%, respectivamente. A partir dessa composição química e considerando-se a semelhança no processo de formação dos solos da região noroeste do Parná originários de derrames basálticos, é de se esperar que os minerais presentes no solo sejam o quartzo [SiO_2], óxido de ferro [Fe_2O_3] e caulinita [$Al_2(Si_2O_5)(OH)_4$], conforme observações de Gonçalves *et al.* (2018).

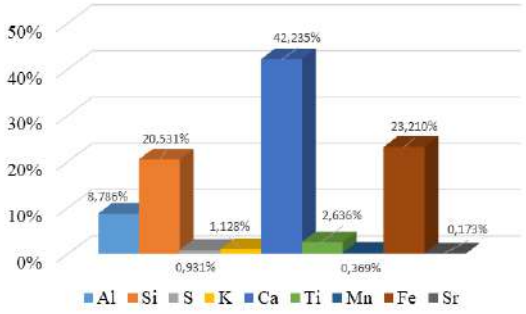
Já no caso da cal (Fig. 4b), vê-se que 95,6% da concentração diz respeito à presença de cálcio (Ca), o que serve de indicativo da pureza do material. No RCC, os elementos químicos com maior presença na sua composição são o ferro, cálcio e silício, os quais corroboram com a identificação da composição desse agregado, isto é, argamassas e materiais cerâmicos.



(a)



(b)



(c)

Figura 4. FRX dos materiais: (a) solo; (b) cal; (c) RCC.

3.2 Método do pH

Na Figura 5 são mostrados os resultados do teste de pH, a fim de estimar a quantidade mínima de adição de cal ao solo. Verificou-se que os valores obtidos não alcançaram o pH mínimo de 12,4 para nenhum teor de cal hidratada necessário para a estabilização do solo, conforme recomendado pela norma do DNIT 419 (2019).

Ressalta-se que o teor significativo de alumínio e ferro presentes no solo, 22,7% e 53,9% respectivamente, demonstra que se trata de solo tropical residual rico em óxi-hidróxidos de alumínio e ferro, em que o valor de pH de 12,4 não será atingido, em decorrência do início precoce das reações químicas, em que o hidróxido de cálcio é consumido muito rapidamente pelas reações, conforme observação do DNIT (2019). Comportamento semelhante foi demonstrado por Medeiros, Silva e Furlan (2019) ao comparam a eficácia do método do pH para solos argilosos lateríticos e não lateríticos.

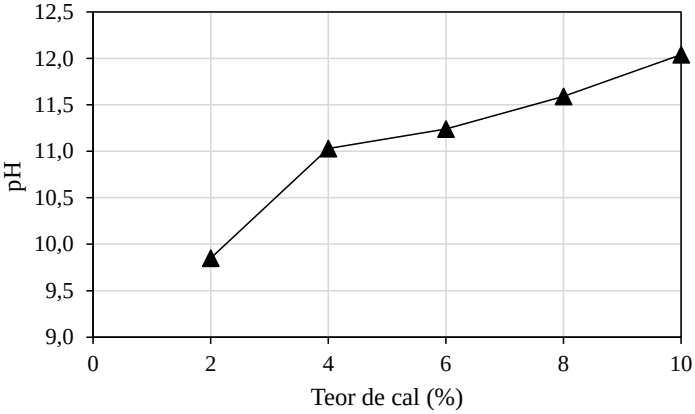


Figura 5. Resultados dos testes de pH.

Dado que o método do pH não apresentou eficiência na faixa investigada e considerando observações de estudos prévios de estabilização química no mesmo solo utilizado neste estudo, optou-se por utilizar 8% de cal, valor compreendido entre 6-10%, faixa associada ao processo de estabilização química.

3.3 Parâmetros de compactação

As curvas de compactação para o solo, solo-RCC, solo-cal e solo-RCC-cal são mostradas na Figura 6, ao passo que os parâmetros de compactação obtidos estão dispostos na Tabela 2.

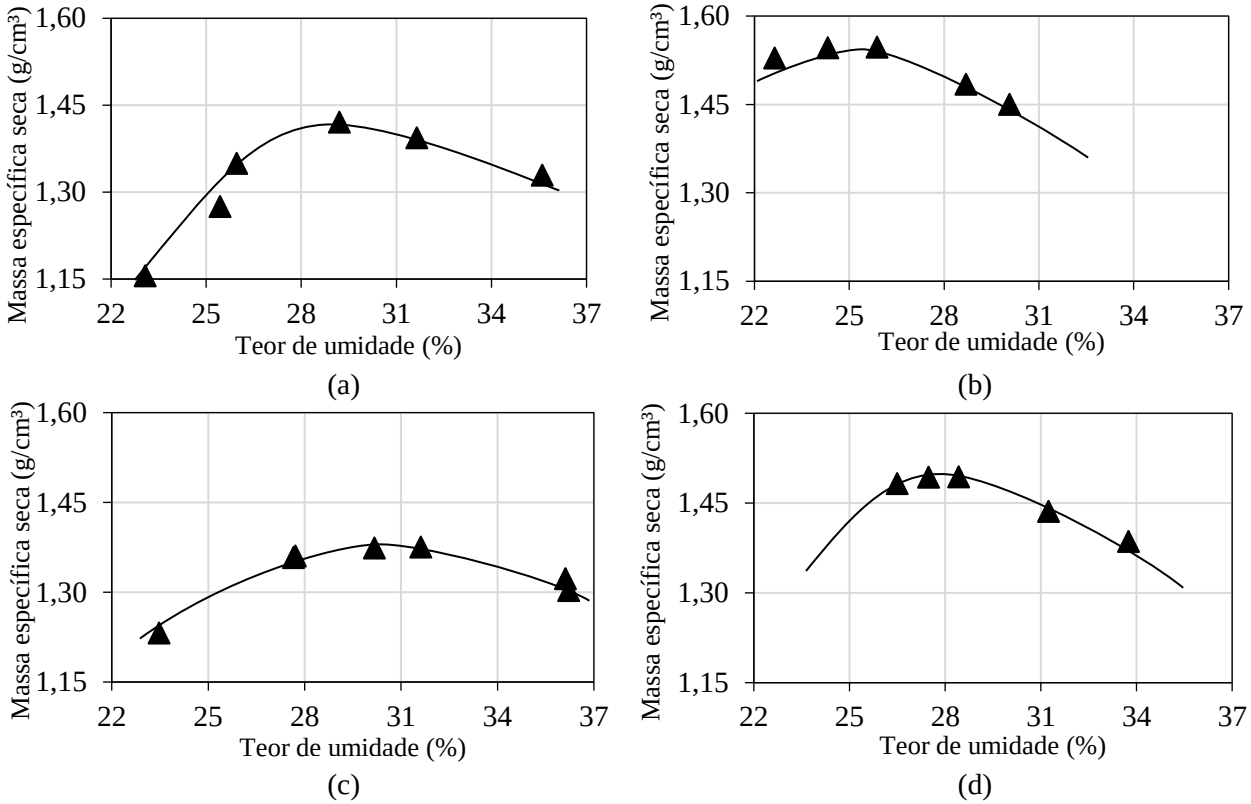


Figura 6. Curvas de compactação: (a) solo; (b) solo-RCC; (c) solo-cal; (d) solo-RCC-cal.

Pode-se notar que a massa específica aparente seca máxima do solo é de 1,42 g/cm³ e teor de umidade ótima de 28,8%. Com a inserção do agregado é notório uma mudança nas características do solo, já que seu teor de umidade ótima reduziu para 25,3% e sua massa específica aparente seca máxima aumentou para 1,55 g/cm³, o que resulta de melhor interação entre o agregado reciclado e solo argiloso. Pressupõe-se os vazios criados pelo material de maior dimensão, isto é, o RCC, são preenchidos pelo solo fino e, consequentemente, há menor quantidade de vazios para serem preenchidos pela água.

Tabela 2. Parâmetros de compactação das misturas.

Condição Experimental	Teor de umidade ótima (%)	Massa específica aparente seca máxima (g/cm³)
Solo	28,8	1,42
Solo-RCC	25,3	1,55
Solo-Cal	30,6	1,37
Solo-RCC-Cal	27,8	1,50

Para o solo-cal, observou-se redução na massa específica aparente seca máxima e aumento no teor de umidade ótima. Isso se deve à menor densidade da cal em comparação com a densidade do solo. Além disso, por ser uma material mais fino, a inserção de cal no solo resulta na necessidade de uma maior quantidade de água para hidratação e reações químicas da cal com as partículas do solo.

Por fim, na mistura de solo-RCC-cal é observado comportamento intermediário entre as misturas solo-RCC e solo-cal, em virtude das características particulares de cada mistura descritas anteriormente. Em comparação do solo natural compactado, percebe-se o efeito benéfico que a substituição de 25% de solo por RCC produz, reduzindo a quantidade de água e aumentando a densificação da mistura, possibilitando uma diminuição do consumo de matéria-prima e utilização de resíduo de construção civil.

4 CONCLUSÕES

Ao avaliar o efeito da substituição parcial de solo argiloso por agregado reciclado em mistura estabilizada com cal, observou-se que:

- devido a quantidade de ferro e alumínio presentes no solo, o método do pH não foi eficiente para determinar a quantidade de cal a ser adicionada ao solo;
- no que diz respeito a ensaio de compactação, os resultados mostraram que a inserção de agregado diretamente no solo provoca aumento na massa específica aparente seca máxima e redução do teor de umidade ótima da mistura. Entretanto, quando a cal é inserida na mistura, ela causa efeito reverso em relação a mistura solo-RCC, pois provoca a diminuição da massa específica seca máxima e aumento do teor de umidade ótima, em decorrência da menor densidade da cal e maior área superficial para ser hidratada;
- em comparação do solo natural compactado com a mistura solo-RCC-cal, observa-se que a substituição de 25% de solo por RCC resulta em maior densificação, indicativo da satisfatória interação entre os materiais, demonstrando a viabilidade técnica e ambiental da solução apresentada para redução do consumo de máteria-prima e adoção de práticas sustentáveis com a utilização de resíduos de construção civil.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRECON – Associação Brasileira para Reciclagem de Resíduos da Construção Civil e Demolição. (2015). Relatório de geração de resíduos. Disponível em: https://abrecon.org.br/leis-e-normas. Acesso em: 04 jun. 2023.

ABRELPE – Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais. (2022). Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil. 04 jun. 2022. Disponível em: https://abrelpe.org.br/panorama-2022/. Acesso em: 04 jun. 2023.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). NBR 6457. Amostra de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). NBR 6458. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). NBR 6459. Solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2022). NBR 6502. Solos e rochas - terminologia. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). NBR 7180. Solo - determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). NBR 7181. Solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). NBR 7182. Solo: ensaio de compactação. Rio de Janeiro.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2019). DNIT 419/2019 - ME. Pavimentação - solo-cal - estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo - método de ensaio. Brasília.

Eades, J. L.; Grim, R. E. (1966). A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. Highway research record, 139 (1966). Disponível em: <https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrr/1966/139/139-005.pdf>. Acesso em: 14 mar. 2024.

Gonçalves, F. et al. (2018). Caracterização físico-química e mineralógica de três solos do estado do Paraná. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Anais...COBRAMSEG.

Holanda, S. H. B. et al. (2021). Avaliação da influência do glicerol sobre a geração de biogás de resíduos sólidos urbanos através do teste BMP. Brazilian Journal Development, v.7, n. 5, p. 44257-44267. Disponível em: https://ojs.brazilianjournals.com.br/ojs/index.php/BRJD/article/view/29216/23036. Acesso em: 04 jun. 2023.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (2022). Aumento da geração de resíduos no ano de 2022. Produto Interno Bruto (PIB). Disponível em: <https://agenciadenoticias.ibge.gov.br/agencia-sala-de-imprensa/2013-agencia-de noticias/releases/34748-pib-cresce-1-2-no-2-trimestre-de-2022>. Acesso em: 04 jun. 2023.

Marino, D. M.; Carvalho, J. C. (2021). Influência da estabilização com cal em um perfil de solo tropical. In: 1º Simpósio Virtual de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul – e-Geosul 2021, Paraná. Anais... ABMS, p. 1-6.

Medeiros, A. A. L.; Silva, M. F.; Furlan, A. P. (2019). Avaliação comparativa dos métodos de dosagem pH e de Thompson para a estabilização com cal de dois solos tropicais. In: 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET, Balneário Camboriú-SC. Anais... ANPET, p. 2040-2051.

Milani, D. M. et al. (2022). Effect of Sandy Soil Partial Replacement by Construction Waste on Mechanical Behavior and Microstructure of Cemented Mixtures. Sustainability, v. 14, n. 19, p. 12438, 2022. Disponível em: <https://www.mdpi.com/2071-1050/14/19/12438>. Acesso em: 14 mar. 2024.

SINIR – Sistema Nacional de Informação sobre a Gestão dos Resíduos Sólidos. (2020). Relatório Nacional de Gestão de Resíduos Sólidos. Disponível em: https://sinir.gov.br/relatorios/nacional/. Acesso em: 04 jun. 2023.

Suave, L. Avaliação dos agregados de resíduos da construção civil em matriz geopolimérica visando aplicação em pisos intertravados. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2022.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/393

Efeitos do Tratamento Químico Eletrocinético em um Solo Residual Maduro

Camila Loeffler Carapajó
Mestre, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, camila.carapajo@gmail.com

José Tavares Araruna Júnior
Professor Adjunto, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, araruna@puc-rio.br

Cid Almeida Dieguez
Aluno de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, cidieguez@poli.ufrj.br

RESUMO: O tratamento químico eletrocinético com o uso de soluções salinas é uma técnica inovadora no melhoramento de solos. Estudos recentes condicionam as interações eletroquímicas que ocorrem na massa de solo com as diferentes mineralogias e a solução química injetada. O presente artigo busca avaliar o ganho de resistência associado ao tratamento químico eletrocinético em um solo maduro argilo-arenoso. Para tal, são apresentados dois ensaios eletrocinéticos com adição de cloreto de cálcio ($CaCl_2$), cotejando as variações da resistência não drenada obtida através de ensaios *Fall Cone*, o teor de umidade e o pH do solo, antes e ao término dos ensaios. Os resultados mostram que o tratamento químico eletrocinético com a injeção da solução $CaCl_2$ proporcionou um ganho na resistência não drenada entre 1,5 a 3 vezes o seu valor inicial em um período de 3 dias.

PALAVRAS-CHAVE: tratamento químico eletrocinético, solução salina, resistência não drenada, ensaios de *fall cone*.

ABSTRACT: The electrokinetic chemical treatment using saline solutions is an innovative ground improvement technique. Recent studies correlate the electrochemical interactions, that occur in the soil mass, with the different injected chemical solutions and the mineralogy of the soil. This article aims to evaluate the effects of soil improvement using electrokinetic chemical treatment with calcium chloride ($CaCl_2$) in a mature clayey-sandy soil. It was performed two electrokinetic chemical tests with injection of calcium chloride in order to obtain changes in measured values of undrained shear strength using *Fall Cone* test, soil water content and soil pH, before and after the tests. The results showed that the electrokinetic chemical treatment with injection of calcium chloride increased the undrained shear strength of reconstituted residual soil samples between 1,5 and 3 times its initial value after 3 days.

KEYWORDS: electrokinetic chemical treatment, saline solution, undrained shear strength, fall cone test.

1 INTRODUÇÃO

O tratamento químico eletrocinético vem se consolidando como uma técnica promissora para o melhoramento de solos, estabilização de encostas, remoção de contaminantes do solo e desidratação de rejeitos e sedimentos (Bjerrum et al., 1967; Lefebvre & Burnotte, 2002; Asavadorndeja & Glawe, 2005; Cameselle & Reddy, 2012; Iannelli et al., 2015). A técnica consiste em injetar soluções salinas durante o processo da eletrocinese, que é a aplicação de uma diferença de potencial entre um par de eletrodos em contato com o solo. A passagem da corrente elétrica juntamente com a injeção de soluções promove a ocorrência de diversas reações químicas (oxidação, redução, difusão, troca iônica, precipitação de sais e minerais), alteração no pH e a formação de agentes cimentantes – que causam alterações na estrutura do solo, aumentando sua resistência.

Diversas pesquisas foram conduzidas utilizando diferentes soluções químicas e mineralogias do solo, buscando diferentes resultados, a exemplo de Chien et al. (2011) que usaram cloreto de cálcio e silicato de sódio para analisar a eficiência dessa combinação no aumento da resistência do solo; Ou et al. (2014) que realizaram ensaios eletrocinéticos com injeção de cloreto de cálcio e encontraram a formação de agentes

cimentantes distribuídos de maneira não uniforme na amostra; Lin et al. (2017) que buscaram desenvolver um método para expandir a região de melhoria do tratamento, realizando ensaios com variadas soluções e durações; Ou et al. (2018) que utilizaram cloreto de cálcio ($CaCl_2$), hidróxido de potássio (KOH) e silicato de sódio (Na_2SiO_3) para aumentar a resistência não drenada em toda a amostra; Shen et al. (2020) que realizaram experimentos utilizando $CaCl_2$, cloreto de magnésio ($MgCl_2$), cloreto de sódio (NaCl) e cloreto de potássio (KCl) para analisar os efeitos na modificação da estrutura do solo. Contudo, pode-se afirmar que os efeitos causados pela injeção da solução química são condicionados ao tipo de solo e solução utilizados (Ou et al., 2009b). Entretanto, para solos residuais tropicais (tipicamente os solos brasileiros), ainda é necessária uma maior compreensão do seu comportamento quando submetidos ao tratamento químico eletrocinético.

Desta forma, este artigo tem por objetivo avaliar o efeito de ganho de resistência no solo após o tratamento químico eletrocinético com injeção de cloreto de cálcio ($CaCl_2$), utilizando como amostra um solo maduro argilo-arenoso reconstituído, avaliando-se no início e ao final dos ensaios os parâmetros de pH, a resistência não drenada, medida pelo aparelho de *Fall Cone,* e o teor de umidade do solo.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Solo Utilizado

O solo utilizado nessa pesquisa foi coletado da camada superficial da encosta localizada no Campo Experimental II da PUC-RIO (Figura 1). É um solo coluvionar maduro argilo-arenoso, com a tonalidade vermelha amarelada, composto basicamente por quartzo, granada alterada, argilominerais (essencialmente caulinita) e óxidos de ferro e alumínio (Soares, 2005). A caracterização geotécnica foi feita no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-RIO (Tabela 1), seguindo todas as normas pertinentes, prescritas na ABNT.

Figura 1. Coleta do solo utilizado nos ensaios.

Tabela 1. Caracterização Geotécnica

Densidade real dos grãos (G_s)	2,681	NBR 6508/1984
Teor de matéria orgânica (MO)	4 %	NBR 13600/2022
Teor de umidade do solo (w)	2 %	NBR 6457/2024
Limite de Liquidez (LL)	54 %	NBR 6459/2017
Limite de Plasticidade (LP)	23 %	NBR 7180/2016
pH do solo	5,1	Manual de Métodos e Análise de Solo da Embrapa (2017)

2.2 Equipamentos e Célula Eletrocinética Utilizados

A célula eletrocinética utilizada (Figura 2) foi confeccionada em acrílico e possui formato de um cilindro vazado. É composta por 3 compartimentos, onde a parte central deve ser preenchida com solo e os reservatórios laterais preenchidos com água ou com as soluções eletrolíticas (anólito e católito).

Nas extremidades foram colocados eletrodos (anodo e catodo) com o formato de um disco, confeccionados em aço inoxidável.

Uma diferença de potencial elétrico, igual a 5 V, foi estabelecida entre os eletrodos durante todo o ensaio eletrocinético utilizando-se uma fonte dupla ajustável e um sistema datalogger (DAQ) com dois canais de aquisição de corrente contínua (Figura 3a). O sistema possui uma tensão máxima ajustável de até 30 V, sendo que a corrente máxima suportada pelo sistema era igual a 100 mA. O conjunto montado possibilitou a realização de até dois ensaios eletrocinéticos concomitantes, como mostra a Figura 3b.

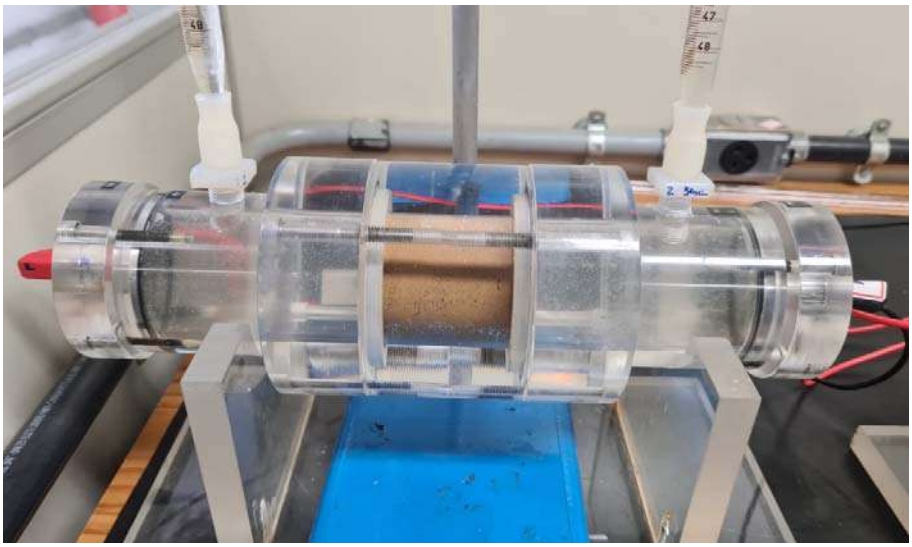


Figura 3. Vista frontal da Célula Eletrocinética.

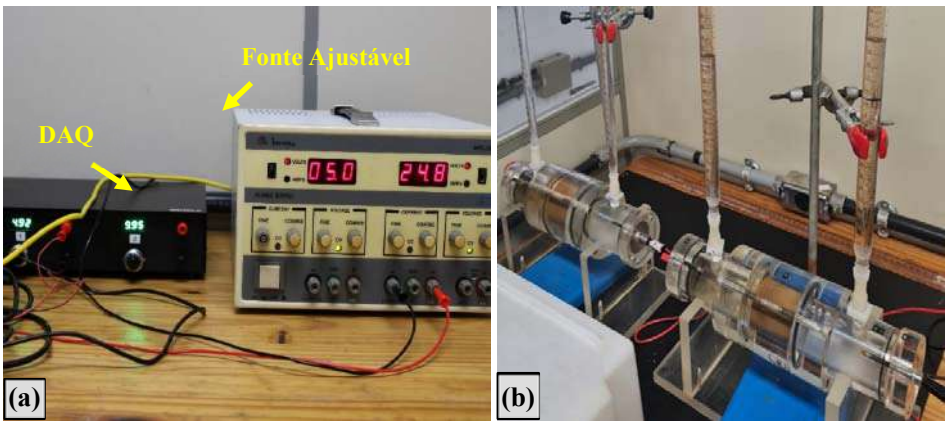


Figura 2. a) DAQ e fonte dupla de alimentação; b) Realização simultânea de dois ensaios eletrocinéticos.

2.3 Procedimentos para Fabricação da Amostra Reconstituída

O solo coletado foi seco ao ar, destorroado e passado na peneira #40 (<0,42mm), de forma a retirar raízes e detritos. Para fabricação dos corpos de prova, adotou-se uma massa cerca de 150 gramas do solo seco ao ar e o teor de umidade de 1,25 vezes o limite de liquidez. O solo era misturado com água e deixado em repouso por três horas. Com o auxílio de um funil (Figura 4a), a mistura era inserida na parte central da célula eletrocinética, onde foram adaptados uma base e um colarinho, contendo também uma pedra porosa e papel filtro em cada extremidade. Por último, foi colocado um pistão e um pendural de peso morto, então, aplicada uma tensão vertical de 60 kPa, aplicada de forma gradual através da colocação de anilhas de metal. O adensamento ocorreu por um período de 48 horas, quando se verificou que não havia deslocamentos importantes (variação da ordem de 0,1%/hora).

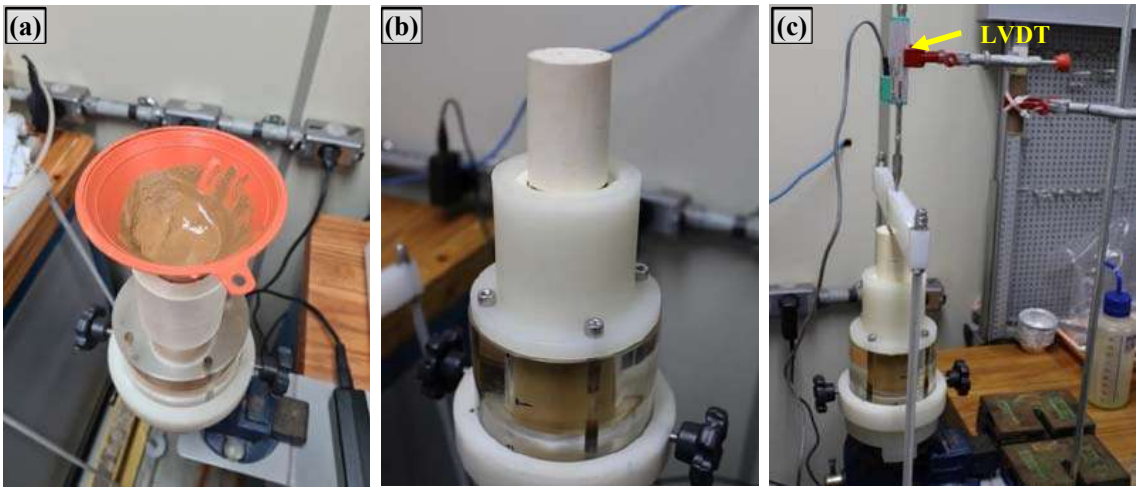


Figura 4. a) Colocação do solo com auxílio do funil; b) base, parte central da célula, colarinho e pistão para o sistema de adensamento; c) posicionamento do pendural e transdutor de deslocamento.

Quando o sistema era desmontado, havia um material excedente (Figura 5a) e dele era separado o material para verificação do teor de umidade e do pH do solo. No topo e na base do corpo de prova eram realizados ensaios de *Fall Cone* (Figura 5b) para obtenção da resistência não drenada do solo, como mostra a Figura 5c. O ensaio de *Fall Cone* era realizado seguindo as orientações normativas da ISO/TS 17892-6 (2015) quanto às características do equipamento. Já os procedimentos foram adaptados em função das limitações técnicas encontradas (a exemplo da dimensão reduzida das amostras de 1,5", afetando o espaçamento mínimo entre os pontos e as laterais do corpo da célula).

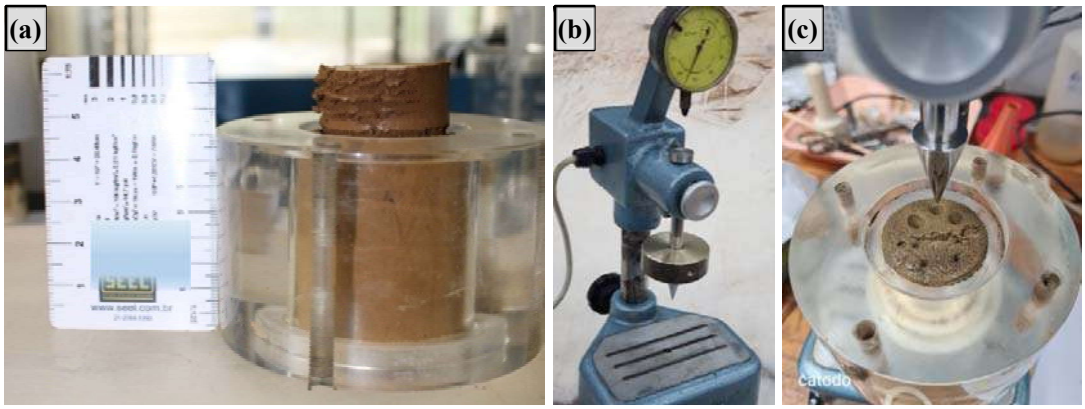


Figura 5. a) Parte central da célula eletrocinética após o adensamento, com o material excedente; b) aparelho de *Fall Cone*; c) ensaio de *Fall Cone* realizado na extremidade do corpo de prova.

2.4 Procedimentos para os Ensaios de *Fall Cone*

O ensaio consistiu no posicionamento do cone com sua ponta faceando uma das extremidades do corpo de prova. Mediu-se com o relógio comparador a distância entre o referencial (ponta do relógio comparador) e o topo da haste do cone, chamando essa leitura de "zero". O cone foi liberado e pode penetrar livremente por um período de 5 segundos. Após essa etapa, mediu-se novamente com o relógio comparador a distância entre o referencial e o topo da haste do cone, sendo essa a leitura final. A profundidade de penetração do cone (i) é a diferença entre as leituras inicial e final do relógio comparador, em milímetros.

Em função da escolha do cone e seu ângulo do vértice (β), a penetração (i) e o peso do cone utilizado ($\vec{g}.m$), é obtida a resistência não drenada do solo (S_u), como sugere a Equação 1:

$$S_u = c \cdot \vec{g} \cdot \frac{m}{i^2} \quad (1)$$

Onde:
c = 0,80 é a constante adotada para cones com ângulo do vértice medindo β = 30°;
m = 80 g é a massa do cone adotado;
$\vec{g}$ = 9,81 m/s é a aceleração da gravidade;
i = penetração do cone em milímetros;

Nos ensaios foi utilizado o cone com ângulo do vértice β = 30° e com a massa de 80g.

2.5 Teor de Umidade e pH do Solo

Para obtenção do teor de umidade coletava-se um pouco do solo logo após a realização do ensaio de *Fall Cone*. A amostra era pesada e colocada na estufa entre 105 ºC a 110 ºC por um período de no mínimo 24 horas. Os procedimentos e cálculos eram realizados conforme determinado na NBR 6457:2016.

Já a medição do pH do solo foi feita seguindo o manual de Métodos e Análise de Solo da Embrapa (Embrapa, 2017).

2.6 Realização dos Ensaios Eletrocinéticos com Injeção de Solução Química

Dois ensaios eletrocinéticos com tratamento químico (ECT 2 e ECT 3) foram realizados simultaneamente, sob as mesmas condições de preparo. Após a fabricação da amostra reconstituída, da obtenção da resistência não drenada e do teor de umidade do corpo de prova, todo o aparato de ensaio era montado (conjunto de célula eletrocinética, fonte ajustável e DAQ) e então eram adicionados os eletrólitos em seus respectivos reservatórios. Tanto para o anólito quanto para o católito foi utilizada uma solução de $CaCl_2$ na concentração de 1 M. Os ensaios tiveram duração cerca de 3 dias.

Ao término do ensaio, a célula foi desmontada e em seguida obtida a resistência não drenada nas duas extremidades do corpo de prova (Posições 1 e 5), para então ser extrudado e cortado em partes iguais, com o auxílio de um suporte extensor (Figura 6a) e um fio metálico fino para o corte. Após o corte, a fatia era particionada e obtidos o teor de umidade e pH do solo. Repetia-se o processo até a última fatia. Na Figura 6c é ilustrado o plano de corte realizado e sua terminologia: fatias 1/4, 2/4, 3/4 e 4/4; Ensaio *Fall Cone* nas Posições 1, 2, 3, 4 e 5.

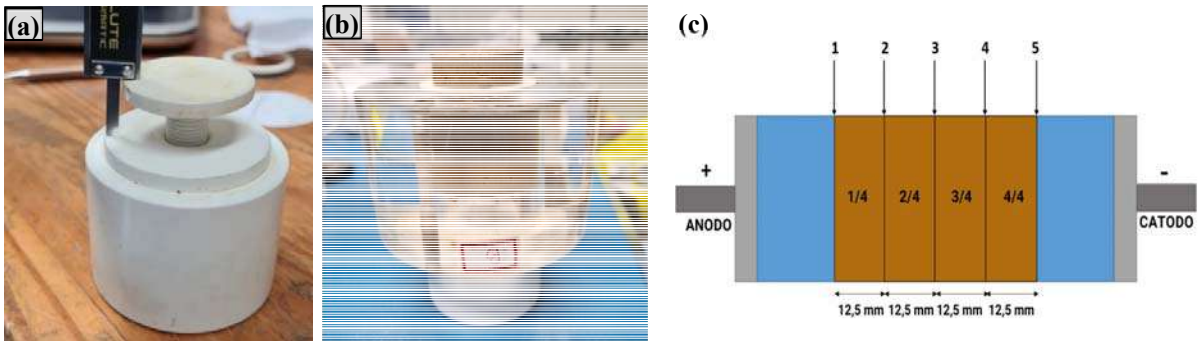


Figura 6. a) Suporte extensor (extrusor); b) fatia 1/4; c) Plano de corte das fatias.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após 48 horas do início dos ensaios, a coloração dos anólitos do ECT 2 e ECT3 estavam bem escuras e apresentando formação de material precipitado no fundo do reservatório do católito (Figura 7).

Durante os ensaios, foi observada grande quantidade de formação de bolhas no católito, oriundas do processo de geração de gases devido à eletrólise. Em ambos os ensaios houve a formação de uma trinca na proximidade do catodo, contendo uma mancha verde (Figuras 8 e 9).

Zhang et al. (2017) associa a geração de hidróxido de cálcio com a reação química gerada entre os íons cálcio e a hidroxila, e, que o carbonato de cálcio seja formado pela reação química entre o dióxido de carbono (CO_2) e o hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$).

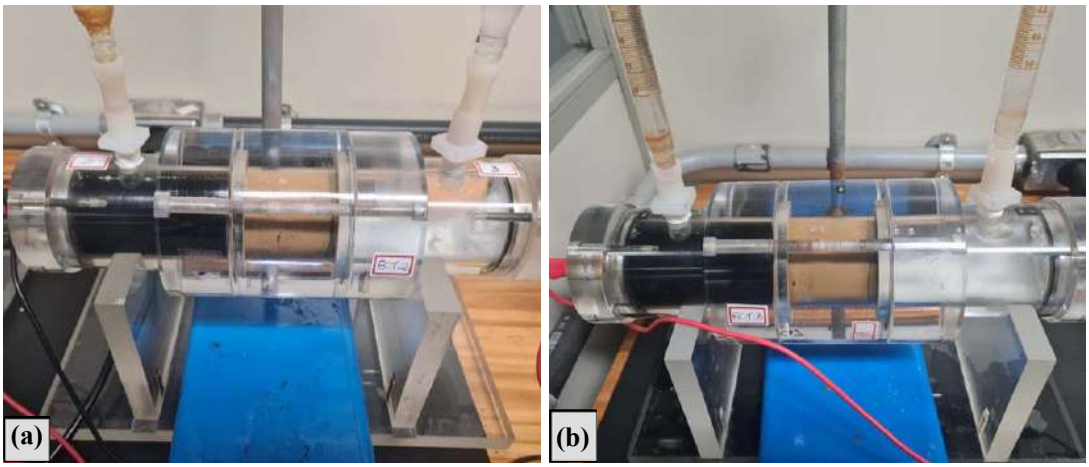


Figura 7. Ensaios: a) ECT 2 e b) ECT 3, após 48 horas do início.

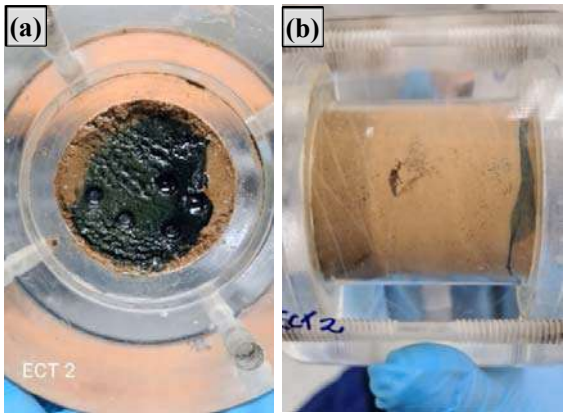


Figura 8. ECT 2 ao final do ensaio.

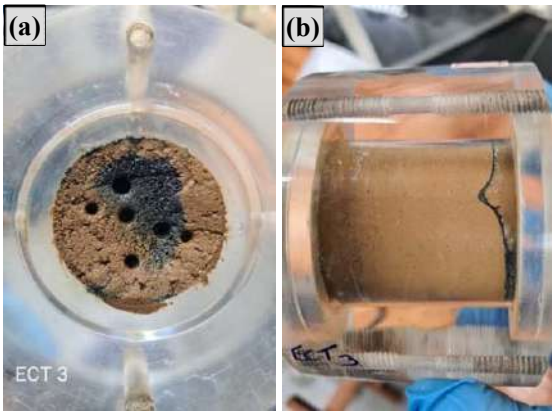


Figura 9. ECT 3 ao final do ensaio.

No gráfico da Figura 10, são apresentados os valores de resistência não drenada obtidos na fase Pré (antes do início do ensaio) e Pós (após término do ensaio) para os corpos de prova ECT 2 e ECT 3.

É possível inferir que houve uma melhora significante na resistência não drenada, principalmente nas extremidades do corpo de prova. Atribui-se ao tratamento químico eletrocinético esse ganho de resistência na fase Pós ensaio. No ensaio ECT 2, apesar de resultar em um valor menor de resistência não drenada em comparação ao ensaio ECT 3, chega a ser a cerca de 2 vezes o seu valor inicial nas extremidades do corpo de prova. Já no ensaio ECT 3, foram encontrados valores de resistência não drenada entre duas e três vezes maior que no início do ensaio.

Apesar dos resultados possuírem uma dispersão em seus valores, é possivel afirmar que o tratamento químico eletrocinético com a injeção de cloreto de cálcio conferiu uma melhora na resistência do solo, concentrada nas proximidades dos eletrodos.

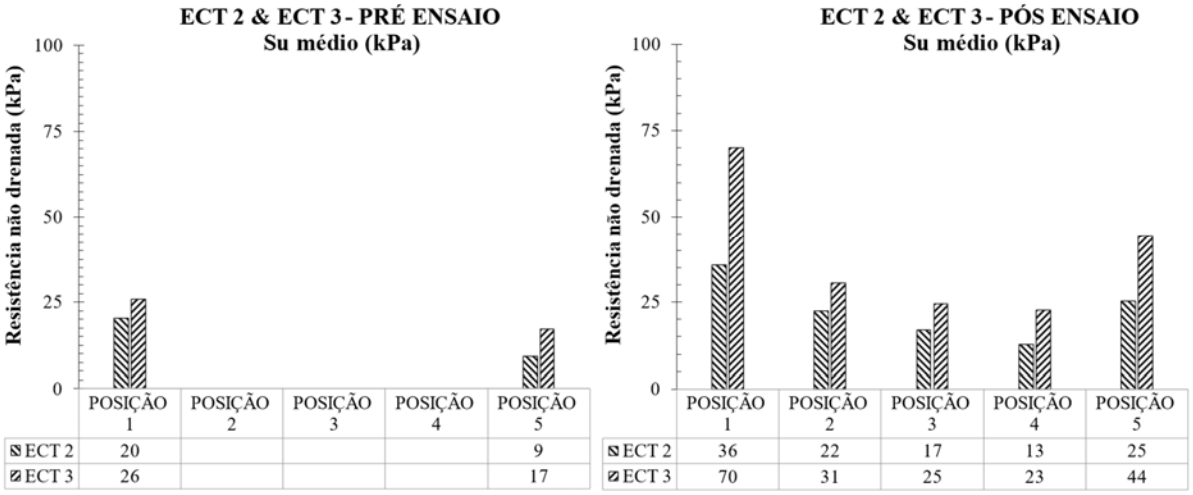


Figura 10. Resultados dos ensaios de *Fall Cone* realizados nos corpos de prova ECT 2 e ECT 3, antes e após o ensaio eletrocinético com tratamento químico.

Na Figura 11, são ilustrados os resultados do teor de umidade e pH, antes e após os ensaios.

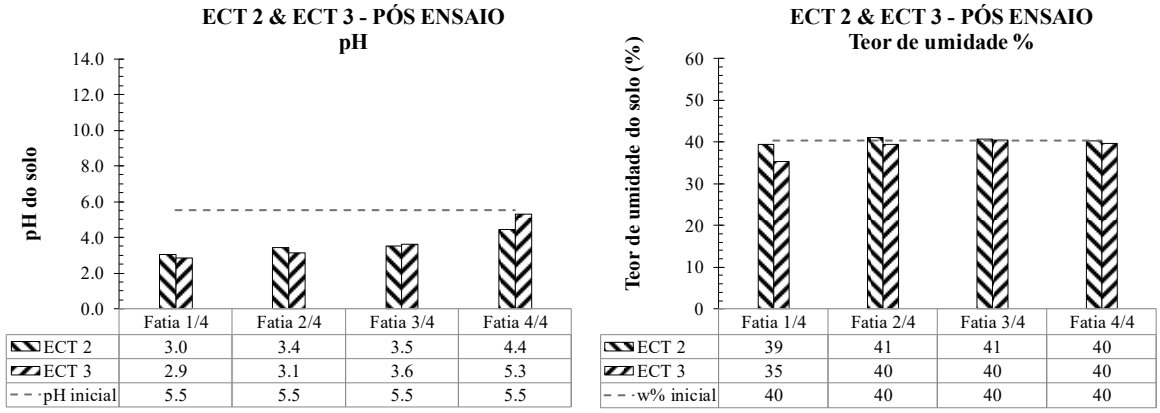


Figura 11. À esquerda, o gráfico com a variação de pH e à direita o teor de umidade, antes (inicial) e após os ensaios ECT 2 e ECT 3.

Não houve variação significativa do teor de umidade ao longo do corpo de prova, com exceção da fatia 1/4 (próxima ao anodo) do ensaio ECT 3, em que se observa uma diminuição do teor de umidade (cerca de 4%). Essa região do corpo de prova sofreu o maior ganho de resistência.

Chien et al. (2011) associa a diminuição do teor de umidade ao fluxo que parte do anodo em direção ao catodo e que provoca um aumento na resistência não drenada na região do anodo, o que pode explicar o maior ganho de resistência encontrado na região do anodo nos ensaios ECT 2 e ECT 3.

Ao final dos ensaios, em todas as fatias dos corpos de prova ECT 2 e ECT 3, o pH do solo se apresentou mais ácido. Autores como Alshawabkeh (2001), Chang et al. (2010) e Ou et al. (2013), associam o ocorrido ao fato de a eletrólise gerar uma frente ácida na região do anodo e uma frente alcalina na região do catodo. Essa frente alcalina avança de maneira mais lenta, pois se dá em sentido oposto ao fluxo eletroosmótico. Desta forma, é compreensível a observação de que o corpo de prova se torne mais ácido com o decorrer do ensaio eletrocinético, apesar da promoção da frente alcalina na solução católito.

4. CONCLUSÃO

Este artigo teve como objetivo avaliar o ganho de resistência associado ao tratamento químico eletrocinético em um solo maduro argilo-arenoso com injeção da solução salina de cloreto de cálcio ($CaCl_2$).

Nos dois ensaios realizados, foram analisadas as alterações na resistência não drenada, pH do solo e teor de umidade. Apesar dos resultados não serem homogêneos, pode-se dizer que o tratamento químico eletrocinético com a injeção de $CaCl_2$ propiciou alterações nas características físico-químicas do solo. Houve uma melhora na resistência do solo, localizada principalmente nas proximidades dos eletrodos, sem alterações significativas no teor de umidade do solo.

AGRADECIMENTOS

À CAPES e à PUC-Rio pelo auxílio a esta pesquisa. O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alshawabkeh, A. N. (2001). *Fundamentos e aplicações de remediação eletrocinética em solos***.** Apostila COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.

Asavadorndeja, P., Glawe, U. (2005). *Electrokinetic strengthening of soft clay using the anode depolarization method*. Bulletin of engineering geology and the environment, 64, 237-245.

Bjerrum, L.; Moum, J.; Eide, O (1967). *Application of electroosmosis to a foundation problem in a Norwegian quick clay*. Geotechnique, v. 17, pp. 214-235.

Cameselle, C., Reddy, K. R. (2012). *Development and Enhancement of Electro-osmotic Flow for the Removal of Contaminants from Soils***.** Electrochimica Acta. 86, pp. 10-22.

Carapajó, C. L., *Tratamento químico eletrocinético em um solo maduro do Campus Gávea da PUC-RIO empregando cloreto de cálcio e silicato de sódio.* Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, RJ, 2023.

Chien, S.C., Ou, C.Y., Wang, Y.H. (2011). *Soil improvement using electroosmosis with the injection of chemical solutions: laboratory tests.* Journal of the Chinese Institute of Engineers, v.34, n.7, pp. 863-875.

Chang, H. W., Krishna, P. G., Chien, S. C., Ou, C. Y., & Wang, M. K. (2010). *Electro-osmotic chemical treatments: effects of Ca2+ concentration on the mechanical strength and pH of kaolin.* Clays and Clay Minerals, 58(2), 154-163.

Embrapa (2017). *Manual de métodos de análise de solo*. 3ª edição revista e ampliada, Brasília, DF.

Iannelli, R., Masi, M., Ceccarini, A., Ostuni, M. B., Lageman, R., Muntoni, A., Spiga., D., Polettini, A., Marini, A., Pomi, R. (2015). *Electrokinetic remediation of metal-polluted marine sediments: experimental investigation for plant design*. Electrochimica Acta, 181, 146-159.

Lefebvre, G.; Burnotte, F. (2002). *Improvements of electroosmotic consolidation of soft clays by minimizing power loss at electrodes*. Canadian Geotechnical Journal, Volume 39, pp. 399-408.

Lin, Y. S.; Chien, S. C.; Ou, C. Y. (2017). *On the improvement through the middle area of kaolinite with electroosmotic chemical treatment.* Journal of GeoEngineering, 12(4), 167-173.

Ou, C. Y.; Chien, S. C.; Wang, Y. G. (2009b). *On the enhancement of electroosmotic soil improvement by the injection of saline solutions.* Applied Clay Science, v. 44, pp.130-136.

Ou, C. Y., Chien, S. C., Yang, C. C., & Chen, C. T. (2015). *Mechanism of soil cementation by electroosmotic chemical treatment*. Applied Clay Science, 104, 135-142.

Ou, C. Y., Chien, S. C., Syue, Y. T., & Chen, C. T. (2018). *A novel electroosmotic chemical treatment for improving the clay strength throughout the entire region*. Applied Clay Science, 153, 161-171.

Shen, Y., Shi, W., Li, S., Yang, L., Feng, J., & Gao, M. (2020). *Study on the electro-osmosis characteristics of soft clay from Taizhou with various saline solutions*. Advances in Civil Engineering, 2020, 1-13.

Soares, R. M. *Resistência ao Cisalhamento de um Solo Coluvionar Não Saturado do Rio de Janeiro* Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, RJ, 2005.

Technical Specification - ISO/TS 17892-6 (2015): Geotechinical investigation and testing – Laboratory testing of soil- Part 6: Fall Cone test.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/394

EFICIÊNCIA DE SISTEMA DE COBERTURA EM UM ATERRO SANITÁRIO NA GERAÇÃO DE EFLUENTES

Clara Campos dos Santos
Engenheira Civil, UESC, Ilhéus, Brasil, ccsantos.egc@uesc.br

Cleverson Alves de Lima
Professor Doutor, UESC, Ilhéus, Brasil, clalima@uesc.br

Ana Olívia Pinheiro Silva
Engenheira Civil, UESC, Ilhéus, Brasil, aopsilva.egc@uesc.br

Naiara de Lima Silva
Professora Mestre, UFSB, Itabuna, Brasil, naiara.silva@gfe.ufsb.edu.br

RESUMO: O aumento na geração de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) está diretamente ligado ao crescimento populacional, desenvolvimento econômico e social de uma localidade. Com isso, os aterros sanitários exercem uma função importantíssima, dando destinação de forma sustentável e menos agressiva ao ambiente. Entretanto, é preciso se atentar as condições, desde a sua disposição no aterro sanitário até o seu processo de confinamento, com o estabelecimento de um o gerenciamento, critérios operacionais e de monitoramento. Neste contexto, busca-se avaliar as condições de segurança em uma célula de aterro sanitário em operação no Sul da Bahia, de acordo com a legislação ambiental e as normas técnicas pertinentes. A pesquisa utilizou os parâmetros geotécnicos do solo e do resíduo, o projeto geométrico da célula do aterro sanitário e as condições climáticas regionais para o desenvolvimento do modelo numérico, na ferramenta Geostudio Vadose/W, para a análise do balanço hídrico das camadas do aterro. A avaliação dos resultados indicou a eficiência e os pontos observáveis na célula avaliada, tendo em vista a redução da produção de lixiviados.

PALAVRAS-CHAVE: Gestão de Resíduos; Proteção ambiental; Resíduos Sólidos Urbanos.

ABSTRACT: The increase in the generation of Urban Solid Waste (MSW) is directly linked to population growth, economic and social development of a location. As a result, landfills play a very important role, disposing of them in a sustainable and environmentally friendly way. However, it is necessary to pay attention to the conditions, from its disposal in the landfill to its confinement process, with the establishment of management, operational and monitoring criteria. In this context, we seek to evaluate the safety conditions in a landfill cell operating in the South of Bahia, in accordance with environmental legislation and relevant technical standards. The research used the geotechnical parameters of the soil and waste, the geometric design of the landfill cell and regional climatic conditions to develop the numerical model, in the Geostudio Vadose/W tool, to analyze the water balance of the landfill layers. The evaluation of the results indicated the efficiency and observable points in the evaluated cell, with a view to reducing leachate production.

KEYWORDS: Waste Management; Environmental Protection; Urban solid waste.

1. INTRODUÇÃO

As transformações na população, concentrada no meio urbano e sujeita aos padrões de industrialização e consumo, resultaram no aumento da geração de resíduos sólidos, promovendo um processo de degradação ambiental que impacta a qualidade de vida (ROTH & GARCIAS, 2008). Nesse contexto, o tema Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) destaca-se, trazendo desafios às cidades que buscam desenvolvimento ambientalmente sustentável. Surge, então, a necessidade de dispor e tratar esses resíduos de forma segura. No Brasil, conforme Spinola et al. (2017) e Lopes e Silva (2020), os aterros sanitários predominam como opção de baixo custo para centralização, confinamento e tratamento definitivo dos resíduos. Visa proteger a saúde pública, controlar impactos ambientais, odores e vetores nas proximidades urbanas.

Na estruturação de um aterro sanitário em células, é essencial dimensionar um sistema de proteção que garanta estanqueidade e segurança contra movimentos de massa, contaminações na água, solo e ar. Incluindo coberturas terrosas, com vegetação ou mistas, para proteger o núcleo da célula contra águas pluviais e conduzir as superficiais sem perda de material. A proteção do subsolo e águas com uma camada impermeável evita a contaminação do lençol freático, e a geometria do aterro deve garantir a estabilidade estrutural, considerando a heterogeneidade do material.

No contexto da disposição de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU), os aterros sanitários surgem como solução essencial, com a utilização das normas NBR 8419/1992, NBR 13896/1997 e NBR 15849/2010, que estabelecem critérios para elaboração, localização, implantação e operação dessas instalações. De acordo com Silva (2021), o aterro sanitário é uma obra de engenharia que busca a disposição final segura de RSU, integrando sistemas de proteção e monitoramento. Além de técnicas como impermeabilização, drenagem, coleta e tratamento de percolados são essenciais para garantir a estanqueidade da célula confinada. Conforme a norma NBR 13896/1997, estudos prévios devem ser realizados para definir a localização e características de uma unidade de tratamento de resíduos, incluindo topografia, geomorfologia, proximidade de recursos hídricos, vegetação, acessos, área disponível, vida útil planejada, custos operacionais e distância dos núcleos urbanos.

No caso das propriedades dos resíduos sólidos urbanos, como tamanho, quantidade de matéria orgânica e potencial gerador de biogás, existem desafios em quantificar devido à sua natureza heterogênea, variando conforme a localidade de coleta e o tempo de degradação. Há também a falta de padronização nos procedimentos, dificultando a gestão de RSU, exigindo estudos prévios e o emprego de diversas técnicas para uma disposição adequada (Protasio, 2013). Neste estudo, avaliam-se as condicionantes de segurança para a condição crítica da célula de um aterro sanitário operacional por meio de simulações numéricas. Essas análises são cruciais para identificar condicionantes críticas e áreas de melhoria, visando o aumento de desempenho e segurança.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

A partir de dados sobre o perfil de consumo, geração e caracterização gravimétrica dos RSU feito por Conder (2020) para a região de Itabuna-Ilhéus, com cerca de 366.000 habitantes, foi possível gerar o Plano Diretor de Limpeza Pública da microrregião a fim de avaliar a necessidade de se estruturar o sistema de disposição de resíduos. No entanto, dado o novo impulso de desenvolvimento regional devido aos novos empreendimentos tornarão o plano rapidamente desatualizados, conforme mostra a experência de Spinola (2014). A pesquisa realizada trouxe dados da produção de resíduos conforme a classe e renda familiar, com índice médio de 0,52 kg/hab/dia para a região, conforme pode-se ver na Tabela 1.

Tabela 1 – Geração de Resíduos Sólidos Urbanos

Classes	**Renda (SM)**	**Per capita (kg/hab/dia)**		**Per capita média (kg/hab/dia)**		**Peso específico médio por classe (kg/m³) Maio**		**Média Geral (kg/m³) Maio**	
		Maio	**Fev.**	**Maio**	**Fev.**	**Fev.**		**Fev.**	
A	> 10	0,82	0,82			116,83	110,82		
B	05 a 10	0,77	0,63			88,36	115,92		
C	02 a 05	0,68	0,57	0,52	0,53	103,67	134,11	132,82	130,93
D	01 a 02	0,54	0,50			124,50	121,23		
E	<01	0,50	0,50			137,70	136,09		

CONDER/FEP (2020)

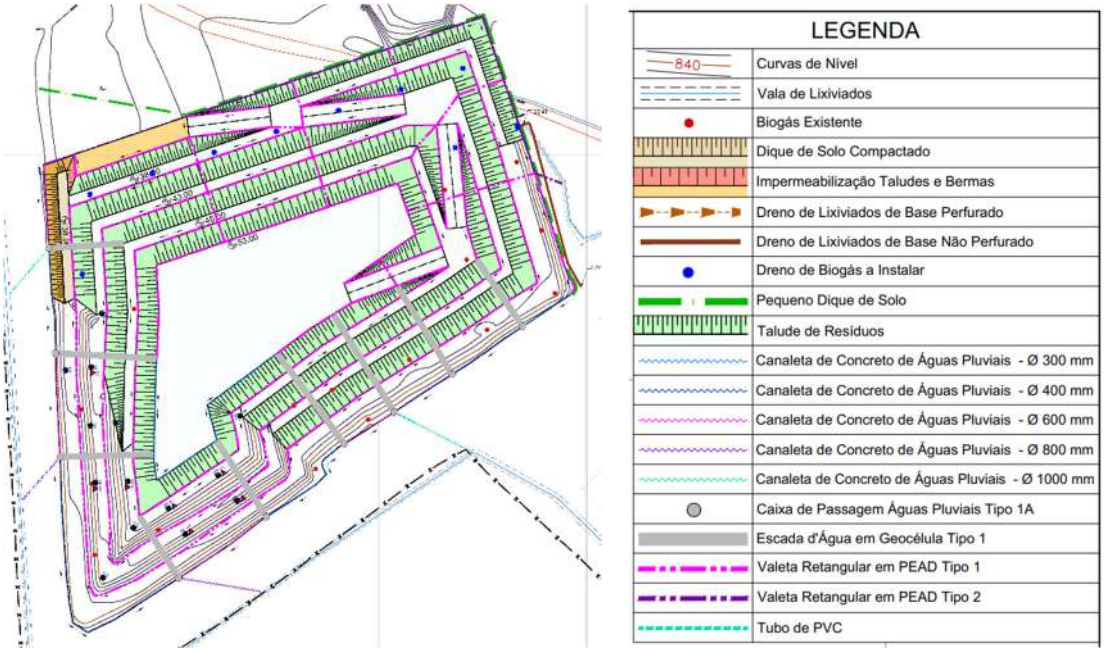
Considerando as exigências legais e falta de solução para o problema dos resíduos urbanos na microregião, os municípios passaram a dispor seus RSU em um aterro privado da CVR Costa do Cacau, localizado entre as duas cidades, que atua na guarda dos RSU e gerenciamento dos efluentes gerados (Figura 1), recebendo cerca de 250 toneladas diariamente.

Figura 1 – Imagem aérea do empreendimento CVR Costa do Cacau.

Fonte: TISTU, 2022

Segundo Faria et al. (2022), o empreendimento foi licenciado para receber 3.314.734 toneladas durante sua vida útil, prevista até o ano de 2052. Neste momento, o projeto chegará a exaustão, com a previsão de 05 níveis, com cota entre 32,41 a 58,00 m (Figura 2). O sistema de preenchimento das células será linear, sem seções, com diques de contenção nas extremidades para confinamento e preparação das células para o alteamento. Enquanto o sistema de cobertura previsto é de solo natural compactado nos primeiros níveis e solo natural com gramínea na camada do nível final, que já vem sendo executado desde o nível inicial.

Figura 2 – Poligonal e plano de ocupação do aterro sanitário.



Fonte: GeoTech (2023).

Com base na concepção original do aterro sanitário, foram realizadas simulações numéricas usando os softwares Geostudio Vadose/W, que envolveram análise do fluxo de água para verificar a estanqueidade em condições críticas de serviço. Foram simulados dois cenários para avaliação do balanço hídrico da célula do aterro sanitário: *Cenário 1:* Sem a camada de armazenamento e liberação, com cobrimento em solo natural

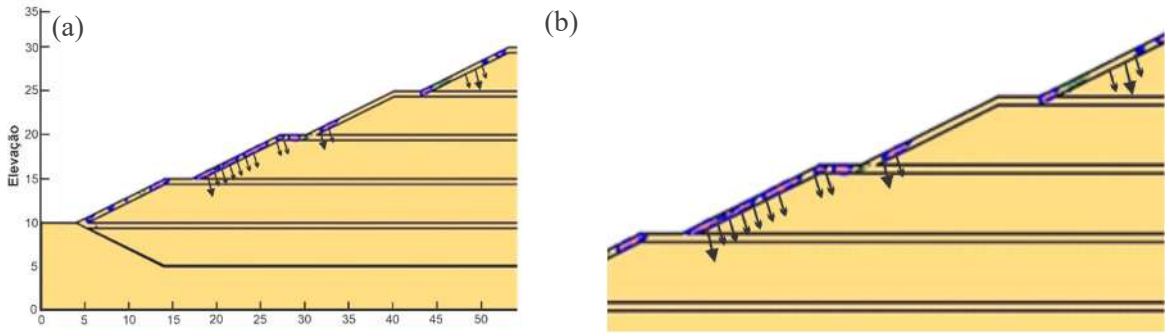
compactado sem vegetação; *Cenário 2:* Sem a camada de armazenamento e liberação, com cobrimento em solo natural compactado com vegetação.

As situações com e sem vegetação foram analisadas para avaliar as variações no balanço hídrico, considerando que a ausência de vegetação pode aumentar o volume de efluentes devido à entrada de águas pluviais no maciço. Essa diferença na cobertura pode também afetar a eficiência de longo prazo da estanqueidade, pois há risco de perda de material devido ao movimento das águas superficiais. Pretende-se avançar com o estudo de estabilidade dos taludes utilizando o software Geostudio Slope/W à luz da norma ABNT NBR 11682/2009 para analisar o fator de segurança (FS) do sistema de cobertura em condições críticas. Os parâmetros mecânicos, estruturais e de inclinação serão inseridos a partir da seção de corte do aterro, foram obtidos dos memoriais do empreendimento.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Simulação do cenário 1: Na análise foi considerada uma cobertura terrosa exposta com 60 cm de espessura e uma condição climática que mantenha a saturação do solo nos intervalos de 60 e 180 dias. Na Figura 3, nota-se os pontos com maior poropressão no solo com vetores indicando o sentido de movimento. As isolinhas apontam que a quantidade de águas pluviais a infiltrar no maciço são irrisórios, indicando boa estanqueidade da célula, tal constatação é importante pois, a eficiência do sistema reduz a geração de lixiviados demandando menos das lagoas de tratamento. Verifica-se que condição crítica ocorre a 180 dias de chuvas frequentes, onde as frentes de umedecimento atingem camadas mais profundas exigindo um monitoramento do sistema de drenagem e aumentando a suscetibilidade de movimentos de massa devido aos excessos de poropressão interna no maciço.

Figura 3 – Destaque da isóbara de pressão do Cenário 1 para (a) o dia 60 e (b) o dia 180.



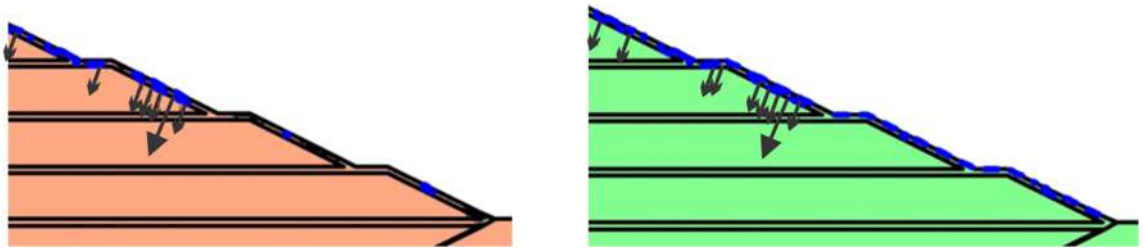
No entanto, a falta da cobertura vegeral pode desencadear problemas na estrutrura da cobertura como erosão e empoçamentos, aumentando custos com a manutenção corretiva. No longo prazo, isso pode levar a:

- Acúmulo de efluente no fundo da célula, podendo contaminar o terreno se não for drenado;
- Expulsão de efluente do interior do maciço devido à pressão e compactação, podendo ocorrer por exsudação pelas saias do talude;
- Aumento do peso específico da massa de RSU devido ao acúmulo de efluente, facilitando processos de ruptura;
- Desagregação das partículas terrosas durante o período chuvoso, necessitando de medidas adicionais de cobertura para reduzir esse efeito.

Simulação do cenário 2: Na análise foi considerada uma camada de armazenamento e liberação, com cobrimento em solo natural compactado com vegetação, onde se considerou uma cobertura terrosa com 60 cm e uma condição climática que mantenha a saturação do solo nos intervalos de 60 e 180 dias. Neste cenário, nota-se um efeito de acúmulo de poropressão na camada de armazenamento e vetores menos evidentes, ou seja, a presença da vegetação ao mesmo tempo que protege ao amortecer o impacto da gota de chuva aumenta a permeabilidade porém auxilia na perda de água por evapotranspiração mantendo a camada de cobertura com baixo grau de saturação. As Figuras 4 (a) e (b) apresentam as linhas de drenagem para o ponto mais saturado nos dias 60 e 180, conforme indicado pelas posições marcadas.

Figura 4 – Destaque da isóbara de pressão do Cenário 2 para (a) o dia 60 e (b) o dia 180.

(a) (b)



Ao comparar os cenários, nota-se que as áreas com maior poropressão estão principalmente na camada de cobertura, devido principalmente à presença e eficácia da vegetação, reduzem o acumulo de fluidos na camada de cobertura devido a perda por evapotranspiração. A condição foi semelhante tanto nos primeiros 60 quanto nos 180 dias com chuvas regulares, indicando uma boa estanqueidade do sistema, com baixa acumulação de líquidos no solo, o que evita problemas como instabilidade do talude e liquefação do solo e resíduos.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos resultados das análises realizadas através do Geostudio Vadose/W, destaca-se que a falta de vegetação no talude propicia a passagem de líquidos, gerando percolados e acúmulo excessivo na camada de cobertura, impactando a segurança ambiental, patrimonial e estrutural. Em situações com vegetação, observa-se uma redução na infiltração, indicando a necessidade de dimensionamento de um sistema auxiliar de cobertura para proteção do resíduo, seja por meio de um novo tipo de solo para a camada de armazenamento ou de uma geomembrana para melhor eficiência.

A espessura da camada de solo no talude é um ponto crítico. O projeto especifica uma camada mínima de 0,60 m de material granular sobre o resíduo, sendo este valor aplicado nos modelos numéricos. Camadas menores que 0,60 m podem ser mais permeáveis, gerando poropressão na célula, aumentando o volume de efluentes (chorume) e o risco de danos ambientais. Recomenda-se estudos futuros com diferentes espessuras de solo ou camadas mais esbeltas com solos de permeabilidades variadas. Outro aspecto crucial é o acompanhamento das condições climáticas e eventos pluviométricos excepcionais, já que são fatores essenciais na avaliação do ciclo de vida do aterro sanitário, além de influenciar os custos operacionais diários. Este estudo também sugere ampliar as análises de taludes considerando outras composições de materiais no aterro sanitário.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1992). ABNT NBR 8419: *Apresentação de projetos de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos – procedimento.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1997). ABNT NBR 13896*: Aterros de resíduos não perigosos - Critérios para projeto, implantação e operação.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). ABNT NBR 15849: *Resíduos sólidos urbanos – Aterros sanitários de pequeno porte – Diretrizes para localização, projeto, implantação, operação e encerramento.* Rio de Janeiro.

CONDER (2020). COMPANHIA DE DESENVOLVIMENTO URBANO DO ESTADO DA BAHIA (CONDER). Relatório Final: Diagnóstico Institucional da Gestão de Resíduos Sólidos nos Municípios de Ilhéus e Uruçuca, Ilhéus: (documento interno). Salvador: CONDER, 2020

FARIA, Diego; LEITE, Laís; OLIVEIRA, William. Análise da Viabilidade Econômica e Financeira do Uso do Biogás como Geração de Receita Acessória: Um Estudo de Caso no Aterro CVR Costa Do Cacau,

Ilhéus/Ba. 2022. Dissertação (TCC). Unifacs. https://repositorio.animaeducacao.com.br/handle/ANIMA/27019

GEOTECH, Geotecnia Ambiental Consultoria. Projeto executivo da Fase C do Aterro Sanitário CVR. Vol. 02. Memorial Técnico. Setembro 2023.

PROTASIO, Fernando Nóbrega Mendes. Caracterização do resíduo sólido urbano do aterro controlado de jardim gramacho. Graduação em Engenharia Ambiental. Departamento de Engenharia Civil. PUCRJ. Rio De Janeiro. 2013.

ROTH, Caroline das Graças; GARCIAS, Carlos Mello. A influência dos padrões de consumo na geração de resíduos sólidos dentro do sistema urbano. Redes. Revista do Desenvolvimento Regional, v. 13, n. 3, p. 5-13, 2008. https://www.redalyc.org/pdf/5520/552056853001.pdf

SILVA, W. K. A. S., & Tagliaferro, E. R. (2021). Aterro sanitário - a engenharia na disposição final de resíduos sólidos / Landfill - engineering in the final disposal of solid waste. Brazilian Journal of Development, 7(2), 12216–12236. https://doi.org/10.34117/bjdv7n2-037.

SPÍNOLA, Emanuela Oliveira. A participação na implementação da política nacional de resíduos sólidos em ilhéus-ba: "gestão compartilhada". 2014. Dissertação (Mestrado). UFBA. http://repositorio.ufba.br/ri/handle/ri/22952.

SPINOLA, Gabriela Monteiro Rodrigues; DE ANDRADE, Pedro Ribeiro; NASCIMENTO, Victor Fernandez. Caracterização e dimensionamento de aterros sanitários para resíduos sólidos urbanos no Brasil e nos municípios paulistas. Relatório final de projeto de iniciação científica. Inpe: São José dos Campos, SP, 2017. http://mtc-m21c.sid.inpe.br/attachment.cgi/sid.inpe.br/mtc-m21c/2020/06.08.19.01/doc/spinola_caracterizacao.pdf.

TISTU AMBIENTAL. Relatório da análise gravimétrica preliminar na CVR Costa do Cacau. Vol. 01 Rev. 01. 2022.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/395

Ensaio piloto do Teste de Resposta Térmica aplicado em Solo Residual

Letícia Becher Niedvieski
Mestranda em Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG), Ponta Grossa, Brasil, leti.bniedvieski@icloud.com

Carlos Emmanuel Ribeiro Lautenschläger
Doutor em Engenharia Geotécnica, Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG), Ponta Grossa, Brasil, cerlautenschlager@uepg.br

Bianca Penteado de Almeida Tonus
Doutora em Engenharia da Construção Civil, Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG), Ponta Grossa, Brasil, bpatonus@uepg.br

Gabrielly Aparecida Chaves
Graduanda em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG), Ponta Grossa, Brasil, 22002721@uepg.br

RESUMO: A energia geotérmica é aquela proveniente do calor produzido naturalmente a armazenado nas camadas de solo, distribuídos em crosta, manto e núcleo. Para tanto, o Teste de Resposta Térmica é um método experimental aplicado para caracterizar o potencial geotérmico em campo, fornecendo parâmetros de condutividade térmica do solo e resistência térmica do furo trocador de calor. Foi empregado um equipamento em escala reduzida, que consiste em injetar ou remover calor sob uma taxa constante, por meio dos tubos trocadores de calor acoplados em uma estaca protendida com 14 metros de comprimento, cravadas em solo residual no Campo Experimental de Estudos Geotécnicos de Ponta Grossa. O campo é formado por uma camada de aproximadamente extensa de argila silto-arenosa, seguida de uma camada de areia siltosa, com características de um solo residual. Por se tratar de um ensaio relativamente novo, se faz necessário a implementação de estudo aprofundado e à longo prazo. O objetivo do trabalho é apresentar dados coletados do TRT em um ensaio piloto, contendo temperatura de entrada e saída dos tubos e potência aplicada no sistema, de maneira a apresentar a possibilidade de estimar a condutividade térmica de um solo local, validando o método para a implantação geotérmica. Cabe expor que o TRT piloto se encaixou na faixa diferencial de temperatura de 3,5 a 7,0ºC recomendada pela ASHRAE para um funcionamento adequado, além de ser possível distinguir o período transiente do estacionário, após plotagem gráfica.

PALAVRAS-CHAVE: Teste de Resposta Térmica, Condutividade Térmica do solo, Solo Residual, Energia Geotérmica.

ABSTRACT: Geothermal energy is derived from heat naturally produced and stored in layers of soil, distributed in the crust, mantle, and core. Therefore, the Thermal Response Test (TRT) is an experimental method applied to characterize geothermal potential in the field, providing parameters such as soil thermal conductivity and thermal resistance of the heat exchanger borehole. A scaled-down equipment was used, consisting of injecting, or removing heat at a constant rate through heat exchanger tubes attached to a prestressed pile with a length of 14 meters, driven into residual soil at the Ponta Grossa Geotechnical Experimental Field. The field consists of a layer of approximately extensive silty-sandy clay, followed by a layer of silty sand, with characteristics of residual soil. It is a relatively new test, so, it is necessary to implement a long-term and in-depth study. The objective of the work is to present data collected from the TRT in a pilot test, including inlet and outlet temperatures of the tubes and power applied to the system, to demonstrate the possibility of estimating the thermal conductivity of local soil, validating the method for geothermal implementation. It should be noted that the pilot TRT fit within the temperature differential range of 3.5 to 7.0ºC recommended by ASHRAE for proper operation, and it is also possible to distinguish the transient period from the stationary period after graphical plotting.

KEYWORDS: Thermal Response Test, Soil Thermal Conductivity, Residual Soil, Geothermal Energy.

1 INTRODUÇÃO

O sistema geotérmico se encaixa como uma fonte de energia limpa, renovável e sempre disponível, produzido e armazenado naturalmente nas camadas do solo. De tal forma, tem-se o solo como um meio de equilíbrio do sistema geotérmico, que se utiliza de elementos trocadores de calor para o aproveitamento energético.

Fatores geológicos locais e a presença de água, interferem diretamente na transferência de energia do solo para estruturas geotérmicas (Morais e Tsuha, 2019). Tal transferência térmica se dá por meio de condução ou convecção, e de acordo com Prevedello (2010) a condução é um processo dominante em solo seco, enquanto a convecção proporciona níveis mais elevados de transferência de calor, porém, requer um meio saturado em conjunto com uma mudança de fase da água, como a evaporação, por exemplo.

A temperatura em regiões superficiais do solo, até profundidades em torno de 4 a 6 metros, tende a variar devido às variações climáticas diárias, enquanto, à medida que a profundidade aumenta, a temperatura do solo tende a permanecer constante, de modo que o solo é mais quente em comparação com o ambiente no inverno e mais frio no verão. Existe um gradiente geotérmico médio de aproximadamente 3°C por 100 metros de profundidade. Esse gradiente varia dependendo da localização, variando de 1°C por 100 metros em zonas continentais antigas a 10°C por 100 metros em áreas com vulcanismo ativo (Laloui e Loria, 2020).

É ideal ter conhecimento das propriedades térmicas, geotécnicas e mecânicas do solo para estimar a condutividade térmica local do solo e desenvolver um projeto adequado para a troca de calor (Tonus, 2023). Para medir a capacidade de produção de energia geotérmica, é necessário avaliar os parâmetros de condutividade térmica do solo. Assim, para analisar a condutividade térmica local do solo, o Teste da Agulha Térmica era tradicionalmente empregado, um método baseado na coleta de amostras em campo. Neste ensaio, uma pequena sonda é inserida na amostra de solo em laboratório, e a oscilação térmica ao longo do tempo é analisada. No entanto, este método envolve custo elevado e requer amostragem extensiva para representar abrangentemente o comportamento térmico do campo (Bandeira Neto, 2015).

Na busca por simplificar o estudo do solo para a implementação de um sistema geotérmico, o Teste de Resposta Térmica tem se mostrado como um método viável. Ele utiliza o próprio furo de fundação para a aplicação do condicionamento geotérmico como meio de medir os parâmetros térmicos do solo diretamente no local de implantação do sistema. Esta abordagem fornece um volume representativo de material, minimiza a perturbação do solo e permite a análise em tempo real dos resultados (Graham, 2006 *apud* Tonus, 2023, p. 73). Além disso, o equipamento mede prováveis deformações e afere a temperatura em estruturas geotécnicas, como em estacas, quando dimensionadas para o contexto geotérmico (Santos, 2020).

Um dos primeiros documentos publicados que inclui o uso do Teste de Resposta Térmica (TRT) remete à 1983, na conferência de Estocolmo. No entanto, somente em 1995 o equipamento foi considerado válido para testes práticos. O primeiro equipamento móvel foi desenvolvido na Universidade Técnica de Luleå, na Suécia, seguido por um equipamento desenvolvido em Oklahoma, EUA, em 1996 (Bandeira Neto, 2015).

No contexto brasileiro, o primeiro TRT foi conduzido na cidade de São Carlos, no estado de São Paulo, por Bandeira Neto em 2015. O teste foi realizado em uma estaca perfurada com profundidade de 12 m e diâmetro de 25 mm. Os tubos acoplados eram fabricados em polietileno de Alta Densidade (PEAD) e instalados em simples “U”. O TRT foi desenvolvido para abordar o comportamento termohidráulico do solo na presença de trocadores de calor. Tal ensaio foi realizado previamente em valas construídas em paralelo à 1,5 metros de profundidade em Maringá, no Paraná, conforme apresentado na pesquisa de Visintin (2023).

Dado um contexto recente, o objetivo deste artigo é apresentar dados coletados do TRT em um ensaio piloto realizado no Campo Experimental de Estudos Geotécnicos de Ponta Grossa em estacas trocadoras de calor, de maneira a apresentar a oscilação térmica que antecede e sucede a troca térmica do solo com o ambiente, validando a implantação geotérmica.

2 TESTE DE RESPOSTA TÉRMICA

O Teste de Resposta Térmica (TRT) é um método experimental para caracterizar o potencial geotérmico em campo. Visa obter a temperatura do solo não perturbado, a condutividade térmica efetiva do solo e a resistência térmica do trocador de calor, independente do tempo (Laloui e Loria, 2020).

De acordo com Prevedello (2010), a condutividade térmica pode ser estabelecida como uma propriedade intrínseca do solo, medindo a quantidade de energia térmica que o solo pode transmitir por segundo por metro (W/m.K). De maneira simplificada, representa a capacidade do solo em conduzir energia térmica, enquanto a resistência térmica consiste na dificuldade do trocador de calor em permitir a passagem da corrente de calor.

Parâmetros como a condutividade térmica do solo e a resistência térmica do furo, dados em diâmetro, comprimento e preenchimento do furo, bem como configurações e materiais dos tubos responsáveis pela circulação do fluido trocador de calor, são considerados pré-requisitos para o projeto de sistemas geotérmicos (Zhang *et al.,* 2014).

No entanto, a aplicação do teste está associada à necessidade de analisar as condições geológicas e hidrológicas de um local específico para fornecer arranjos adequados para os tubos trocadores de calor (Kaczmarczyk, 2018). O Teste de Resposta Térmica consiste em injetar ou remover calor do solo a uma taxa constante por meio de um furo prévio, tal qual, contém uma estaca ou estrutura geotérmica acoplada a tubos que circulam água. O equipamento (Fig. 1) é composto por um aquecedor que fornece energia térmica ao fluido que circulará pela estrutura trocadora de calor, uma bomba de água responsável por circular o fluido dentro dos tubos trocadores de calor, sensores de temperatura tanto para entrada quanto para saída do tubo, um medidor de vazão e um sistema eletrônico para aquisição de dados (Bandeira Neto, 2015).

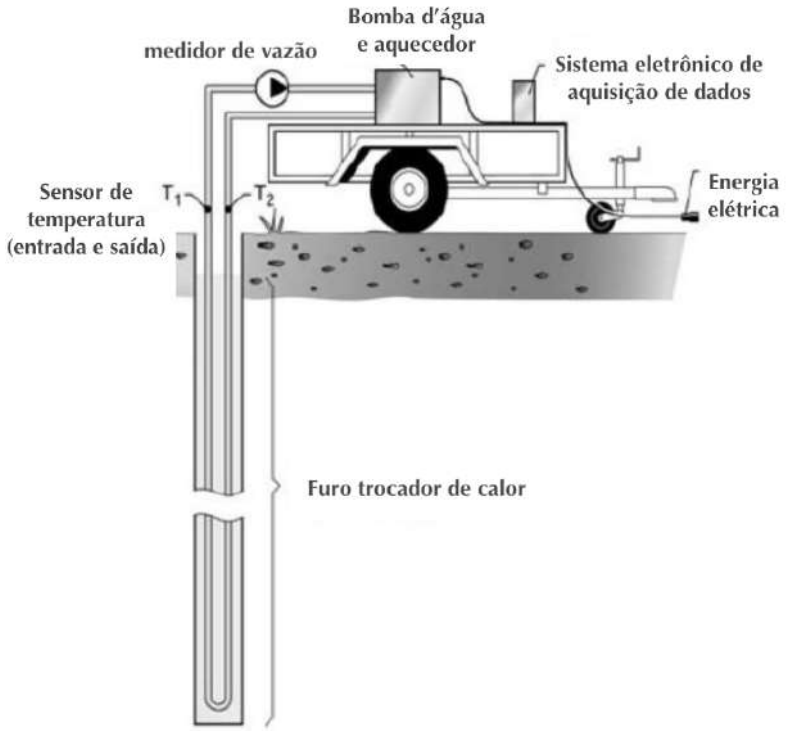


Figura 1. Equipamento do Teste de Resposta Térmica (Bandeira Neto, 2015)

Recomenda-se o uso de tubos trocadores de calor de Polietileno de Alta Densidade (PEAD), devido às suas propriedades combinadas de resistência e flexibilidade, com um diâmetro igual ou inferior a 300 mm, para contribuir para uma duração reduzida do teste. Além disso, é recomendado que a distância da estrutura geotérmica analisada com o equipamento TRT seja inferior a 1,5 m. Uma camada de isolamento deve ser aplicada aos tubos e à máquina de teste para evitar que as condições ambientais influenciem na resposta (Laloui e Loria, 2020).

A bomba de circulação deve gerar um fluxo turbulento no circuito de troca de calor, juntamente com uma taxa de calor de 40 a 80 W/m, para homogeneizar o líquido circulante. Para medir a temperatura do solo não perturbado, pode-se calcular a média dos valores obtidos no período de circulação da água. O teste começa ligando o aquecedor, que deve permanecer ativo por um mínimo de 48 horas até atingir a estabilidade durante a execução do ensaio (Bandeira Neto, 2015). Além disso, é desejável descartar o período transiente, correspondente às primeiras 12 a 20 horas do teste para eliminar eventuais oscilações, já que as temperaturas tendem a subir rapidamente. Para tanto, recomenda-se analisar apenas os dados do ensaio referentes ao período

estacionário (Gehlin, 2002). O conceito de transitório está relacionado a variáveis que oscilam com o tempo, como vazão e temperatura, enquanto estacionário é o estado em que as variáveis permanecem constantes.

A duração necessária do teste aumenta significativamente conforme a condutividade térmica do material de preenchimento que compõe a estrutura geotérmica diminui em relação à condutividade térmica do solo. Além disso, a duração mínima do teste aumenta proporcionalmente com a resistência térmica do furo (Zhang *et al.,* 2014).

Se for necessário replicar o teste no mesmo furo, deve-se esperar de 10 a 14 dias, dependendo da condutividade térmica local, uma vez que, cada solo apresenta a estabilidade térmica em determinado patamar de temperatura. Bem como, não é recomendado fazer escavações em um raio de 10 metros ao redor do furo que está sendo testado (Bandeira Neto, 2015).

3 CAMPO EXPERIMENTAL DE ESTUDOS GEOTÉCNICOS DE PONTA GROSSA

O ensaio piloto do Teste de Resposta Térmica foi conduzido no Campo Experimental de Estudos Geotécnicos, localizado na Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG), no centro-oeste do estado do Paraná. O campo abrange uma área de 11419 m². O local já conta com cinco furos de sondagem à percussão (SPT), bem como, amostragem de materiais deformados e indeformados de trincheiras (Fig. 2), com o intuito de realizar caracterização laboratorial e ensaios de cisalhamento direto e adensamento uniaxial. Resultados de caracterização geológica e geotérmica do campo experimental podem ser encontrados detalhadamente em (Tonus *et al*, 2022; Tonus, 2023).

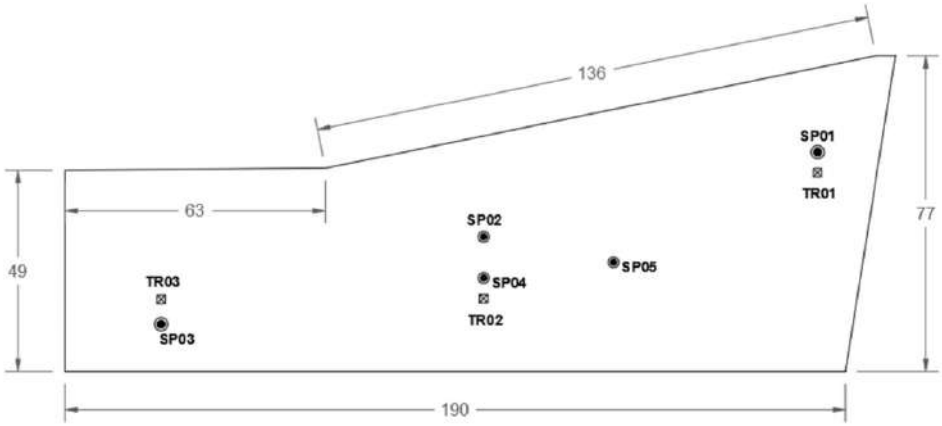


Figura 2. Detalhamento do CEEG-PG (Tonus *et al,* 2022)

O perfil geológico-geotécnico do campo experimental engloba uma camada de aproximadamente 10 metros de argila silto-arenosa, seguida por uma camada delgada de areia siltosa. Desta forma, como a estaca de análise experimental possui 14 metros de profundidade, esta encontra-se apoiada em uma camada de areia siltosa. O lençol freático encontra-se à uma profundidade de 10 metros da superfície do terreno.

4 METODOLOGIA DA PESQUISA

Foi proposta a realização de um ensaio piloto de caráter experimental, executado no Campo Experimental de Estudos Geotécnicos da Universidade Estadual de Ponta Grossa (CEEG-PG) com o intuito de viabilizar a implantação geotérmica no local e informar o tipo de resultado extraído do equipamento TRT. Ensaios piloto são importantes no contexto de ensaios de longa duração, possibilitando uma avaliação preliminar mais voltada ao funcionamento do equipamento para a condição desejada, bem como adaptações que se façam necessárias junto ao sistema trocador de calor em estudo.

O Equipamento TRT utilizado neste estudo foi desenvolvido pela empresa Solution IPD, e tem como principais características a junção de um medidor de vazão, bomba de água, aquecedor e sistema de captação de dados em um modelo compacto, de fácil transporte (Visintin, 2023).

Uma estaca pré-moldada de 14 metros de profundidade, confeccionada com tubos trocadores de calor em formato U na sua parte interna, foi cravada à percussão no campo experimental. Desta forma, o ensaio consiste em conectar a tubulação de PEAD presente na estaca com o equipamento TRT. Uma mangueira

conectada à rede de abastecimento de água é vinculada ao equipamento de forma a garantir o preenchimento total da tubulação do sistema. É importante checar se há vazamentos visíveis na tubulação, bem como, realizar a purga do sistema, eliminando o ar acumulado. Na sequência, o equipamento é ligado na rede elétrica, de forma a acionar a bomba de calor e o aquecedor, respectivamente. Os dados térmicos de entrada e saída da tubulação, diferença térmica de ambos, e potência aplicada pelo aquecedor, podem ser acompanhados em tempo real e coletados por meio de um Field Logger que coleta os dados dos sensores.

5 RESULTADOS

Seguindo a recomendação do ensaio, enfatizada na etapa metodológica, foram coletados dados de temperatura de entrada e saída dos tubos, ou seja, dados que antecedem e sucedem a passagem do líquido trocador de calor pelo solo. Para tanto, a água circulante entra no sistema por meio da bomba, passa pelo aquecedor e sai pela tubulação que é direcionada ao solo, e que realizará as trocas térmicas por um período aproximado de 100 minutos, com o objetivo de compreender de maneira visual o comportamento térmico do solo.

Bandeira Neto (2015), Morais (2019), Pessin e Tsuha (2023) executaram Teste de Resposta Térmica no Sudeste do Brasil, em São Paulo, e obtiveram resultados satisfatórios para condutividade térmica. Como trata-se de um tema relativamente novo, há a necessidade de aprofundamento do assunto, e se faz necessário a execução de testes por períodos mais longos, com o intuito de estabilizar a oscilação térmica e eliminar o período transiente. No entanto, o objetivo do presente estudo consiste em apresentar resultados preliminares obtidos em ensaio piloto, realizado com vistas a estabelecer no próprio campo a grandeza das variáveis de entrada para o problema, bem como assegurar o funcionamento do processo de circulação e dos sensores.

Foi determinada uma vazão de água turbulenta de 18 l/min no sistema. A bomba estava em funcionamento na frequência mínima permitida, de 30 Hz. As informações foram coletadas por meio de um *FieldLogger* instalado no próprio equipamento TRT, responsável pela coleta em tempo real dos dados obtidos pelos sensores de temperatura modelo ds18b20.

A Fig. 3 ilustra a estaca cravada com seção 20x20cm e comprimento de 14 metros, com a tubulação de entrada e saída para a realização do Teste de Resposta Térmica, bem como, representa o sistema completo acoplado ao equipamento para aquisição do resultado experimental.

Figura 3. (a) Estaca com tubo trocador de calor de entrada e saída. (b) Sistema eletrônico de captação de dados. (c) Teste de Resposta Térmica em andamento no CEEG-PG.

Com base na Fig. 4, percebe-se que a diferença térmica é variável de 2ºC até 5,6ºC, com valor médio de 3,7ºC (dT), com uma baixa oscilação térmica, seguindo um comportamento esperado. Segundo a norma proposta pela ASHRAE RP-1118 (2001), esta temperatura diferencial deve se enquadrar em 3,5 até 7,0ºC para

um sistema geotérmico apresentar um funcionamento adequado. Para mais, a temperatura de entrada na bomba de calor oscila de 30 até 40ºC, enquanto, a temperatura após a troca térmica tende a ser mais baixa, variando de 25 até 37ºC. Esta relação de temperatura está diretamente atrelada com a capacidade do aquecedor em atingir uma elevada temperatura, enquanto, a temperatura de retorno da bomba sempre será razoavelmente menor. Para mais, há um informativo no próprio gráfico, do período transiente, seguido pelo início da estabilidade térmica, sendo desejável que o ensaio persista por mais tempo, de forma que, as primeiras horas sejam desconsideradas em função da oscilação térmica. Por tratar-se de um ensaio preliminar, os resultados prévios indicaram o funcionamento dos sensores quando o TRT está acoplado ao sistema em estudo, bem como foi verificada a estanqueidade do sistema durante o teste de 100h, possibilitando a consecução de ensaios de longa duração. Além disto, este ensaio preliminar é aplicado para verificar condições de funcionamento do equipamento e avaliar o funcionamento e eficácia dos sensores na medição de variáveis necessárias no processo de interpretação, para obtenção da condutividade térmica.

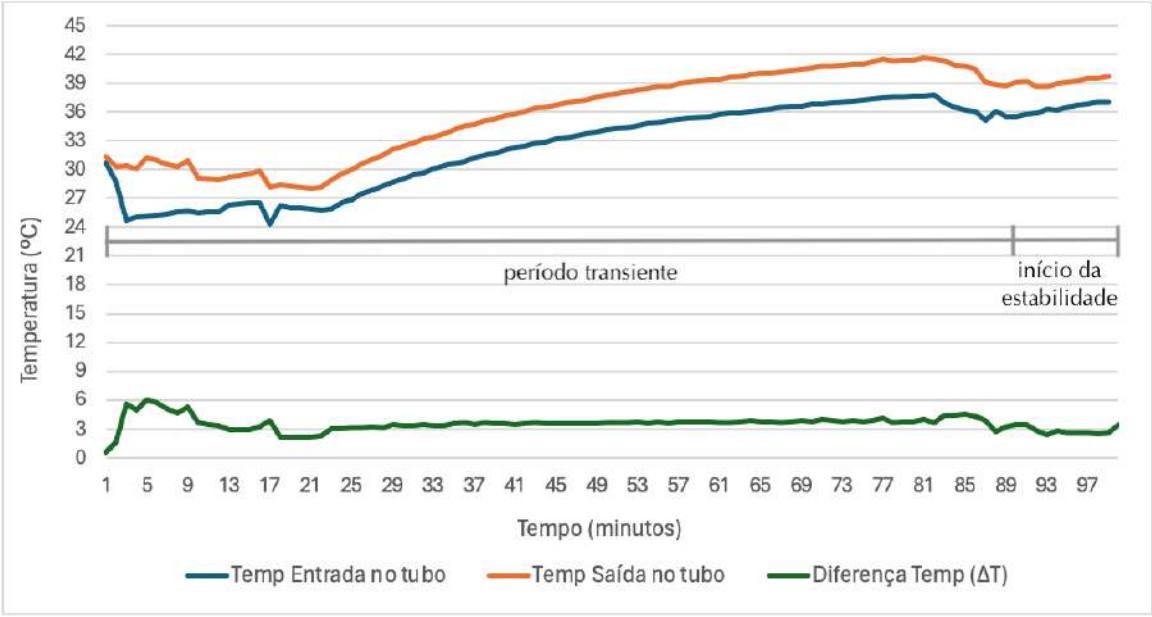


Figura 4. Temperatura de entrada e saída do Teste de Resposta Térmica

6 CONCLUSÃO

Este trabalho aborda um ensaio piloto para o Teste de Resposta Térmica em estaca, implementado em solo local da região Sul brasileira. Como trata-se de um tema relativamente novo, e foram realizados ensaios pontuais no Brasil, há uma demanda por uma exploração aprofundada e à longo prazo (mínimo de 72 horas), assim, é possibilitada a redução de oscilações térmicas e interferências do ambiente. Entretanto, tal ensaio apresentado já demonstra viabilidade para implantação geotérmica, comprovado pela temperatura diferencial suficiente para um devido funcionamento do sistema, e pela estabilidade na aquisição de dados após instalação e durante o ensaio.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento àqueles que contribuíram com o desenvolvimento da pesquisa, em especial, à empresa Ensolo Fundações, responsável pela execução, cravação e logística da estaca trocadora de calor. À UEPG pela disponibilização do Campo Experimental de Estudos Geotécnicos para a realização do estudo. À PRECAM, prefeitura do campus da UEPG, pelo auxílio, execução de serviços e manutenção do Campo Experimental.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASHRAE *Research Project Report Investigation of Methods for Determining Soil and Rock Formation Thermal Properties from Short-Term Field Test. RP – 1118, 2001.*

Bandeira Neto, L.A. *Estudo experimental da resposta térmica de fundações por estacas trocadoras de calor em solo não saturado.* Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Ciências, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 2015.

Gehlin, S. *Thermal Response Test: Method Development and Evaluation.* Tese de Doutorado, Lulea University of Technology, Suécia, 2002.

Kaczmarczyk, M.; Kaczmarczyk. Magda.; Thürmer, K.; Klich, M. *Interpretation of rock mass thermal conductivity at the design stage of heat pump installation and its impact on system efficiency (COP).* 4º Conferência Internacional de Geofísica aplicada, E3S Web of Conferences, v.66, 2018.

Laloui, L.; Loria, A. F. R. *Analysis and Design of Energy Geostructures: Theoretical Essentials and Practical Application.* Reino Unido: Elsevier, 2020.

Morais, T.S.O.; Tsuha, C.H.C. *Estacas Trocadoras de Calor no Brasil: Aspectos Executivos e de Desempenho Térmico.* XVIII Congresso Brasileiro de mecânica dos solos e Engenharia geotécnica (COBRAMSEG). São Carlos, SP, 2019.

Morais, T.S.O. Comportamento térmico e termomecânico de fundações por estacas trocadoras de calor em solos não saturados em região de clima subtropical. Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

Pessin, J. Tsuha, C.H.C. *In field performance of continuous flight auger (CFA) energy piles with different configurations.* Revista Applied Thermal Engineering, v. 224, 2023.

Prevedello, C.L. *Energia térmica do solo (Cap. V).* Minas Gerais, Sociedade Brasileira de Ciências do Solo, p.298, 2010.

Santos, B.C.B. *Avaliação termomecânica de uma estaca escavada submetida a gradientes térmicos.* Dissertação de mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, 2020.

Tonus, B.P.A.; Lautenschläger, C.E.R.; Visintin, A.F.; Faro, V.P.; Tsuha, C.H.C. *Site characterization for a study on a shallow geothermal energy exploitation in Southern Brazil.* Revista Soils and Rocks, v.45, 2022.

Tonus, B.P.A. *Avaliação da utilização do Ensaio do Cone Térmico (TCT) na obtenção de propriedades térmicas necessárias ao dimensionamento de estruturas geotérmicas.* Tese de doutorado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2023.

Visintin, A.F. *Avaliação de trocador geotérmico horizontal em solo residual de basalto.* Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2023.

Zhang, C.; Guo, Z.; Liu, Y.; Cong, X.; Peng, D. *A review on thermal response test of ground-coupled heat pump systems.* Renewable and Sustainable Energy Reviews. China, Elsevier, 2014.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/396

Estabilização de rejeito de mineração de ferro com cimento alcalino de cinza de casca de arroz e casca de ovo

Jonas Duarte Mota
Graduando em Engenharia Ambiental e Sanitária, UFFS - Erechim/RS, Brasil. jonasduartemota@gmail.com

Carolina Menegolla
Graduanda em Engenharia Ambiental e Sanitária, UFFS - Erechim/RS, Brasil. cmenegolla@gmail.com

William Mateus Kubiaki Levandoski
Mestre em Ciência e Tecnologia Ambiental, UFFS - Erechim/RS, Brasil. williankubi@gmail.com

Suéllen Tonatto Ferrazzo
Doutora em Engenharia Civil, UFRGS - Porto Alegre/RS, Brasil. suellenferrazzo@hotmail.com

Eduardo Pavan Korf
Doutor em Engenharia Civil, docente do curso de Engenharia Ambiental e Sanitária - UFFS, campus Erechim/RS, Brasil. eduardo.korf@uffs.edu.br

RESUMO: Em 2019, a mineração brasileira contribuiu com aproximadamente 18,9% do processamento global de minérios, totalizando 2,4 bilhões de toneladas. Contudo, as atividades de processamento mineral geram rejeitos que, ao serem depositados em barragens, apresentam riscos potenciais de ruptura e contaminação do solo e das águas subterrâneas. Uma abordagem promissora para tratar e valorizar esses rejeitos é a estabilização/solidificação com ligantes álcali-ativados (LAA), resultantes da ativação alcalina de resíduos industriais ou agroindustriais. Nesse contexto, esta pesquisa foca na estabilização de rejeitos de mineração de ferro com um LAA derivado de cinza de casca de arroz (CCA) e cal de casca de ovo hidratada (CCOH). O LAA é composto por uma relação CCA/CCOH de 80/20 e solução de hidróxido de sódio como ativador alcalino (2,61% NaO). Corpos de prova cilíndricos foram moldados considerando diferentes teores de LAA, teores de umidade, pesos específicos e tempos de cura. Os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples indicam que a mistura rejeito-LAA com maior teor de ligante e peso específico apresentou maior resistência, atingindo 2,16 MPa em 28 dias. Esse aumento da resistência do rejeito com LAA sugere potenciais aplicações em projetos de engenharia, como subleito de pavimentos e assentamento de tubulações.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitos de mineração, Resíduos Agroindustriais, Ativação alcalina, Comportamento mecânico.

ABSTRACT: In 2019, Brazilian mining contributed approximately 18.9% of global mineral processing, totaling 2.4 billion tons. However, mineral processing activities generate tailings that, when deposited in dams, pose potential risks of rupture and contamination of soil and groundwater. A promising approach to treating and valuing these wastes is stabilization/solidification with alkali-activated binders (AAB), resulting from industrial or agro-industrial wastes. In this context, this research focuses on the stabilization of iron ore tailings with an AAB produced from rice husk ash (RHA) and hydrated eggshell lime (HEL). The AAB consists of a RHA/HEL ratio of 80/20 and a sodium hydroxide solution as the alkaline activator (2.61% NaO). Cylindrical specimens were molded considering different AAB contents, moisture content, dry unit weights, and curing times. The results of the unconfined compressive strength indicate that the tailing-AAB mixture with a higher binder content and dry unit weight showed greater resistance, reaching 2.16 MPa at 28 days. The strength enhancement observed in the tailings with AAB indicates potential applications in engineering projects, such as pavement subgrade and pipe bedding.

KEYWORDS: Mining tailings, Agro-industrial waste, Alkaline activation, Mechanical behavior.

1 INTRODUÇÃO

As reservas globais de minério de ferro totalizam aproximadamente 170 bilhões de toneladas. Do volume total de 2,4 bilhões de toneladas de minério processadas em 2019, a Austrália lidera como o maior produtor mundial, contribuindo com 36,7%, seguida pelo Brasil, que representou cerca de 18,9% da produção (De Jesus, Joaquim, 2020). No entanto, as atividades do setor de mineração têm impactos adversos significativos. Diversos resíduos, como os provenientes de atividades industriais e de mineração, são descartados em aterros e barragens, aumentando o risco de rupturas e contaminação ambiental.

Uma maneira de valorizar os rejeitos da mineração é estabilizá-los através da adição de agentes cimentantes, como os ligantes álcali-ativados (LAA) provenientes da ativação alcalina de resíduos fontes de aluminossilicatos, sendo objeto de estudo. Nesse contexto, resíduos agroindustriais com teores de óxidos de cálcio e sílica superiores a 70%, e óxido de alumínio inferior a 20%, apresentam-se como candidatos ideais para a produção de ligantes álcali-ativados (Krivenko, 2017).

A utilização da ativação alcalina tem sido investigada como uma abordagem promissora na estabilização de rejeitos de mineração, empregando diversos resíduos como preocursores, tais como: cinzas volantes, escórias de alto forno, cinza proveniente da casca de arroz, resíduos de vidro moído ou de cerâmica, entre outros. Exemplos de materiais promissores para essa finalidade são a cinza da casca de arroz e a cal proveniente da casca de ovo. A CCA, em função de sua composição química (principalmente SiO_2), possui propriedades pozolânicas devido ao teor de sílica no estado amorfo ou reativa (Servi et al., 2022), sendo um potencial precursor. Já a cal proveniente da casca de ovo hidratada (CCOH) é um resíduo rico em óxido de cálcio (CaO), tornando-se uma excelente fonte de cálcio para a aplicação em LAA (Ferrazzo et al., 2023).

Assim, o presente estudo visa investigar a estabilização de rejeito da mineração de ferro com um ligante álcali-ativado oriundo de cinza de casca de arroz (CCA) e cal de casca de ovo hidratada (CCOH).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Proveniente de uma indústria de mineração de ferro situada em Minas Gerais, o Rejeito de Mineração de Ferro (RMF) passou por um processo de secagem a 50°C por 48 horas e foi subsequentemente peneirado (peneira de 2mm). A Cinza da Casca de Arroz (CCA) é originária de uma usina termelétrica localizada no interior do estado do Rio Grande do Sul, onde a queima da casca ocorre entre 800ºC e 1000ºC, sendo resfriada gradualmente em condições ambientais. O processo de preparo da cinza teve início com a secagem em estufa a 50ºC por 48 horas, seguida pelo peneiramento através de uma malha 200 (75µm).

O RMF é composto principalmente por óxidos de ferro (49,3%), silício (35,1%) e alumínio (8,48%). Por sua vez, a CCOH corresponde a uma rica fonte de cálcio, equivalente a 72,9% de CaO (Levandoski, Ferrazzo, Bruschi, et al., 2023). A CCA é composta principalmente por óxidos de silício (87,6%), potássio (2,87%) e cálcio (0,88%), mostrando-se uma fonte de sílica amorfa (Pelisser et al., 2022; Reis et al., 2022).

A Casca de Ovo Hidratada (CCOH), produzida em laboratório, passou pelas seguintes etapas: a) Coleta e lavagem das cascas de ovo; b) Secagem em estufa ventilada a 50ºC por 12 horas; c) Moagem em moinho de facas; d) Calcinação em forno mufla a 1050ºC por 6 horas; e) Hidratação em água destilada por 48 horas; e f) Peneiramento através de uma malha 200 (75µm) (Levandoski, Ferrazzo, Bruschi, et al., 2023).

2.2 Métodos

Anteriormente desenvolvido e caracterizado pelo grupo de pesquisa, o LAA utilizado neste estudo apresenta relação CCA/CCOH de 80/20 e solução de hidróxido de sódio (1M) com concentração de álcalis de 2,61%. As demais variáveis também foram definidas previamente com base em estudos anteriores realizados pelo grupo de pesquisa com RMF e cimentos alcalinos (Levandoski, Ferrazzo, Bruschi, et al., 2023). Sendo assim, foram utilizados: teor de umidade ótima em 22,8%, peso específico aparente seco em 13,3 kN/m^3 e 15,3 kN/m^3 e teor de ligante em 15 e 25%. Períodos de cura de 7 e 28 dias foram selecionados para avaliar o comportamento mecânico ao longo do tempo.

Na moldagem, o material (mistura RMF+LAA) foi compactado de forma estática em três camadas dentro de um corpo de prova cilíndrico, com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm, para atingir cada peso

específico desejado, totalizando 36 corpos de prova moldados. Após, os corpos de prova foram retirados dos moldes cilíndricos, e suas massas, diâmetros e alturas foram medidas com uma precisão de 0,01g e 0,1 mm, respectivamente. Posteriormente, foram colocados em sacos herméticos e mantidos sob condições controladas de temperatura (23±2°C) durante o tempo de cura. Com 24 horas restantes para a conclusão do processo de cura, os corpos de prova foram submersos em água para mitigar os efeitos de sucção (Consoli et al., 2011). Os corpos de prova foram rompidos em prensa hidráulica, conforme a normativa de Resistência à Compressão Simples NBR 12025 (ABNT, 2012).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Resistência à compressão simples

Nos resultados médios de RCS das misturas RMF+LAA (Figura 1) nota-se que, maiores teor de ligante, peso específico e tempo de cura resultaram em maiores resistências. Isto corrobora com o resultado do melhor tratamento de RMF-LAA (25% ligante e 15,3kN/m³ γd), atingindo uma RCS média de 2,16 MPa em 28 dias, o que representa um acréscimo de 61% comparado a de 7 dias (1,34 MPa).

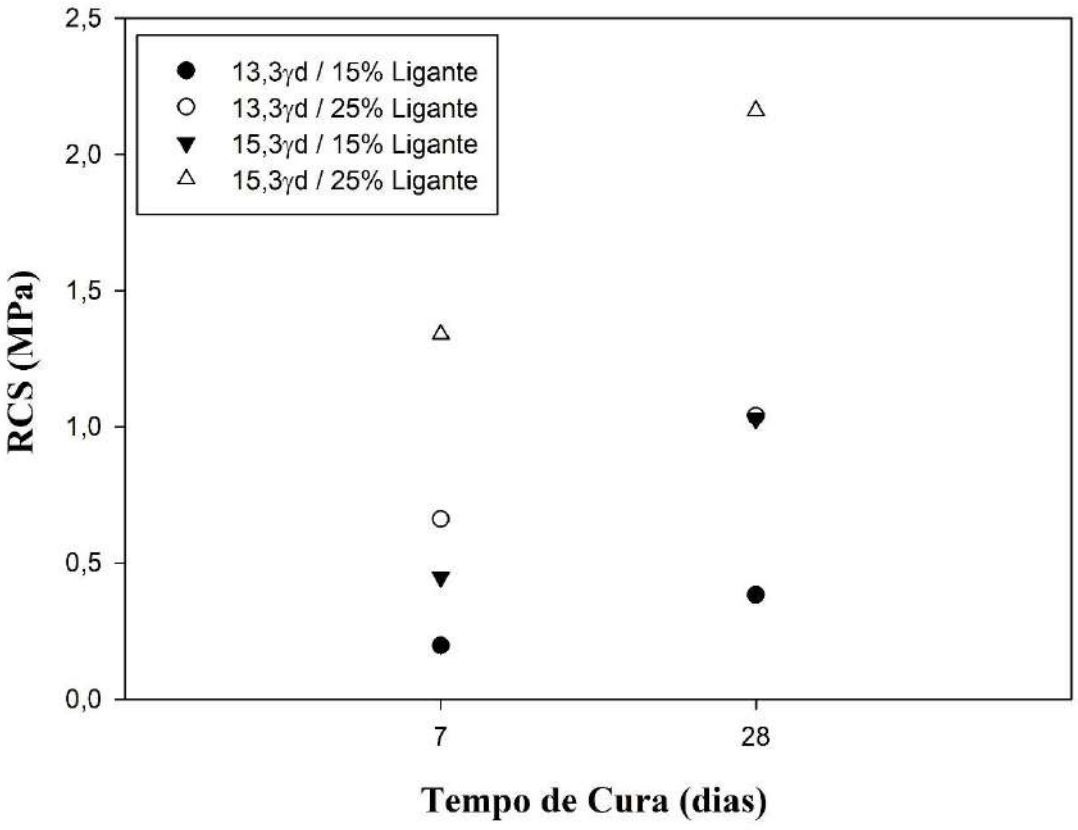


Figura 1. Resultados médios de Resistência à Compressão Simples das misturas RMF+LAA.

O incremento na quantidade de ligante nas misturas desencadeou a formação de uma maior quantidade de produtos cimentantes, resultando diretamente na maximização da RCS. Já o aumento no peso específico aparente seco proporcionou um aumento nos pontos de contato entre as partículas devido à redução da porosidade, intensificando a mobilização de atrito e o intertravamento, contribuindo, assim, para um acréscimo na resistência. Por sua vez, o maior período de cura possibilitou que produtos cimentantes continuassem a se desenvolver ao longo do tempo, resultando em incremento da RCS.

Em comparação com o outro estudo realizado pelo grupo de pesquisa (Levandoski, Ferrazzo, Bruschi, et al., 2023; Levandoski, Ferrazzo, Piovesan, et al., 2023), utilizando o RMF e ligante de Cinza de Bagaço de Cana-de-Açúcar (CBCA) com CCOH, obtiveram-se, da mesma forma que neste trabalho, os resultados de melhor RCS com os maiores teores de ligantes testados (25%) e de peso específico seco (15,3 kN/m³), atingindo uma RCS de 3,14 MPa em 7 dias (23°C). A RCS observada pelos autores é maior do que observado neste estudo, pois o ligante CBCA+CCO possui óxidos de ferro (13,83%) e alumínio (5,76%) que contribuem para a formação de géis cimentantes e consequente aumento de RCS, além da CBCA possuir maior índice de atividade pozolânica do que a CCA.

4 CONCLUSÕES

A partir dos ensaios realizados e resultados, apresentam-se as seguintes considerações finais:

a) A adição do ligante CCA+CCOH ao rejeito de mineração de ferro proporcionou uma mistura com desempenho mecânico satisfatório, observando-se que maiores teores de ligante, peso específico e tempo de cura estão associados a maiores valores de Resistência à Compressão Simples. A mistura com melhor comportamento mecânico atingiu uma RCS média de 2,16 MPa em 28 dias a 23ºC, representando um acréscimo de 61% comparado a de 7 dias (1,34MPa);

b) A incorporação do LAA conferiu ao RMF, um comportamento mecânico satisfatório em termos de resistência, indicando potenciais aplicações em obras da engenharia como subleito de pavimentos e assentamento de tubulações, etc.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq (Bolsa PIBIC e de Produtividade em Pesquisa - Nível II), CAPES (bolsa de doutorado) e à UFFS (Bolsa PIBIC e apoio para realização do trabalho).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2012). *NBR 12025*: Solo-cimento — Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos — Método de ensaio. Rio de Janeiro.

Consoli, N. C., Dalla Rosa, A., Saldanha, R. B. (2011). Variables Governing Strength of Compacted Soil–Fly Ash–Lime Mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 25, n. 7, p. 864–870.

De Jesus, C. A. G.; Joaquim, L. G. (2020). Sumário Brasileiro Mineral 2020: Ferro. *Agência Nacional de Mineração*, p. 1–3.

Ferrazzo, S. T., Tonini de Araújo, M., Bruschi, G. J., Korf, E. P., Levandoski, W. M. K., Pereira dos Santos, C., & Consoli, N. C. (2023). Metal encapsulation of waste foundry sand stabilized with alkali-activated binder: Batch and column leaching tests. *Journal of Environmental Management*, *348*. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2023.119287

Krivenko, P. (2017). Why alkaline activation - 60 years of the theory and practice of alkali-activated materials. *Journal of Ceramic Science and Technology*, v. 8, n. 3, p. 323–333.

Levandoski, W. M. K., Ferrazzo, S. T., Bruschi, G. J., Consoli, N. C., & Korf, E. P. (2023). Mechanical and microstructural properties of iron mining tailings stabilized with alkali-activated binder produced from agro-industrial wastes. *Scientific Reports*, *13*(1). https://doi.org/10.1038/s41598-023-42999-x

Levandoski, W. M. K., Ferrazzo, S. T., Piovesan, M. A., & Korf, E. P. (2023). Resistência e microestrutura de rejeito de mineração de ferro estabilizado com cimento álcali-ativado oriundo de resíduos agroindustriais. *X Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental*, *1*(ABMS), 356–361.

Pelisser, G., Tonatto Ferrazzo, S., Mota, J., Santos, C., Pelisser, C., Dalla Rosa, F., & Korf, E. P. (2023). Rice husk ash-carbide lime as an alternative binder for waste foundry sand stabilization. Environmental *Science and Pollution Research*, 30. https://doi.org/10.1007/s11356-022-25117-8

Reis, J. B., Pelisser, G., Levandoski, W. M. K., Ferrazzo, S. T., Mota, J. D., Silveira, A. A., & Korf, E. P. (2022). Experimental investigation of binder based on rice husk ash and eggshell lime on soil stabilization under acidic attack. *Scientific Reports*, *12*(1). https://doi.org/10.1038/s41598-022-11529-6

Servi, S., Lotero, A., Silva, J. P. S., Bastos, C., & Consoli, N. C. (2022). Mechanical response of filtered and compacted iron ore tailings with different cementing agents: Focus on tailings-binder mixtures disposal by stacking. *Construction and Building Materials*, *349*. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128770

XX I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/397

Estabilização de Solos Argilosos por meio de Cimento Portland, Escória Granulada de Alto-Forno Moída e Pó de FGD

Anna Beatriz Pereira Vervloet
Estudante, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil, anna.vervloet30@gmail.com

Enza Raphaela Fachinetti Santos
Estudante, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil, enzafacchinetti@gmail.com

Patrício José Moreira Pires
Professor, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil, patricio.pires@gmail.com

Alana Costa Marin
Engenheira Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil, alanacmarin@gmail.com

Débora Ferrão Antonio
Engenheira Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil, deboraferraoantonio@gmail.com

RESUMO: Objetivando a estabilização química de solos de baixa consistência de maneira sustentável, através da utilização de estabilizantes alternativos ao cimento Portland, minimizando sua utilização e simultaneamente reduzindo as emissões de dióxido de carbono (CO_2) associadas à indústria cimenteira, foram avaliados dois resíduos da indústria siderúrgica, Flue-Gas Desulfurization (FGD), proveniente de plantas de dessulfuração dos gases de combustão na etapa de coqueria, e Escória Granulada de Alto Forno Moída (GAFm), gerada na etapa de redução do ferro gusa e resfriada com água. O experimento constitui-se na incorporação de 15% de estabilizantes em massa de solo seco, analisando os parâmetros físicos e mecânicos da utilização individual do FGD e em combinação com a GAFm, em um solo argiloso de baixa consistência. Dos resultados, as amostras contendo FGD e GAFm apresentaram notável aumento na resistência ao longo do tempo, contrastando com as amostras contendo apenas FGD, que exibiram comportamentos discrepantes quando comparadas as idades iniciais (até 90 dias) com idade avançada (495 dias), indicando redução considerável da resistência com o avanço da idade. Portanto, sugere-se que a combinação dos coprodutos representa uma solução eficaz no aprimoramento de solos de baixa consistência, sendo economicamente viável e ambientalmente sustentável.

PALAVRAS-CHAVE: Flue-Gas Desulfurization (FGD), Escória Granulada de Alto Forno Moída (GAFm), Estabilização de Solos, Solos de Baixa Consistência.

ABSTRACT: Aiming to chemical stabilization of soft soil in a sustainable way, through the use of alternative stabilizers to Portland cement, minimizing their use and simultaneously reducing carbon dioxide (CO2) emissions associated with the cement industry, two residues from steel industry, Flue-Gas Desulfurization (FGD), coming from combustion gas desulfurization plants in the coke oven stage, and Granulated Ground Blast Furnace Slag (GGBS), generated in the pig iron reduction stage and cooled with water . The experiment consists of the incorporation of 15% of stabilizers in dry soil mass, analyzing the physical and mechanical parameters of the individual use of FGD and in combination with GAFm, in a clayey soft soil. From the results, the samples containing FGD and GAFm showed a notable increase in resistance over time, contrasting with the samples containing only FGD, which exhibited discrepant behavior when comparing the initial ages (up to 90 days) with advanced ages (495 days), indicating a considerable reduction in resistance with advancing age. Therefore, it is suggested that the combination of coproducts represents an effective solution for improving soft soil, being economically viable and environmentally sustainable.

KEYWORDS: Flue-Gas Desulfurization (FGD), Ground Granulated Blast-Furnace Slag (GGBS), Soil Stabilization, Soft Soil.

1 INTRODUÇÃO

Solos de baixa consistência, ou seja, que apresentam parâmetros de resistência não adequados para atender às solicitações de carga provenientes de pavimentação e fundações, por exemplo, são um desafio para a engenharia civil. Comumente presentes em regiões costeiras, esses solos carecem de intervenção para viabilizar sua utilização. Para tal problemática, uma solução eficaz é a estabilização química do solo, que consiste em provocar reações físico-químicas no mesmo por meio da adição de agentes estabilizantes, resultando na cimentação da matriz do solo original, alterando sua estrutura e promovendo melhoria nos parâmetros de resistência.

Atualmente, o cimento Portland é o ligante mais utilizado como solução para melhoramento de solos. Porém, segundo Lehne e Preston (2018), sua produção é responsável por cerca de 8% de toda a emissão mundial de CO_2, o que implica na necessidade de se investigar produtos alternativos que sejam capazes de substituir parcial ou totalmente o cimento de maneira mais sustentável. Neste contexto, os coprodutos siderúrgicos ganham notoriedade pelo potencial de proporcionar um aumento na resistência do solo, ou apenas mantê-la, enquanto ampliam a destinação desses resíduos e garantem a redução da demanda das indústrias cimenteiras e, consequentemente, a redução das emissões de CO_2.

Assim, esta pesquisa visa analisar o comportamento de um solo de baixa consistência incorporado com resíduo FGD tanto individualmente quanto em combinação com a GAFm, tendo como ponto de partida estudos que indicam que a composição química desses coprodutos possuem propriedades cimentantes que podem contribuir para estabilização química do solo à partir de reações que aumentam a resistência e durabilidade do mesmo. Diante disso, foram desenvolvidos ensaios para compreender o comportamento mecânico e microestrutural das amostras de solo estabilizado.

1.1 Objetivo

Avaliar a viabilidade técnica do uso de dois resíduos da indústria siderúrgica, o Flue-Gas Desulfurization (FDG) e Escória Granulada de Alto Forno Moída (GAFm), como substitutos totais ou parciais do Cimento Portland para estabilização de um solo argiloso de baixa consistência.

2 METODOLOGIA

Utilizando-se um solo argiloso de baixa plasticidade, oriundo da cidade litorânea de Guarapari/ES, Brasil, foram preparadas 3 amostras distintas possuindo 15% de ligante em relação ao peso do solo puro e seco, sendo elas: Solo Cimento (SC), tendo como ligante o Cimento Portland CP V-ARI, Solo FGD (SF) e Solo FGD e GAFm (SFE), tendo em sua composição 7,5% de cada resíduo. A manipulação das amostras se deu em 5 etapas: preparação do solo, mistura, compactação, cura e extrusão. Foram conduzidos ensaios de Teor de Umidade, Granulometria e Limites de Consistência para caracterização das amostras, e ensaios de Compressão Simples para compreensão do comportamento mecânico das mesmas. Dessa forma, a análise foi conduzida em amostras submetidas a um período de cura submersa de 495 dias, comparando com os resultados obtidos no período de 90 dias.

3 RESULTADOS

Os resultados decorrentes da caracterização física e mecânica, bem como suas implicações, são apresentados a seguir. É importante ressaltar que, como componente analítico adicional para uma compreensão mais aprofundada, dados provenientes da pesquisa realizada por Marin (2022) também foram incorporados.

3.1 Teor de Umidade

A fim de se investigar o consumo de água nas amostras, que pode estar relacionado com as reações químicas entre solo e estabilizantes, foram realizados ensaios de teor de umidade para cada uma delas. Diante dos resultados apresentados por Marin (2022) para os ensaios realizados até os 90 dias, notou-se uma

redução gradual em todas as composições quando comparado com o solo puro, sendo a amostra contendo cimento Portland a que apresentou maior declínio (Figura 1).

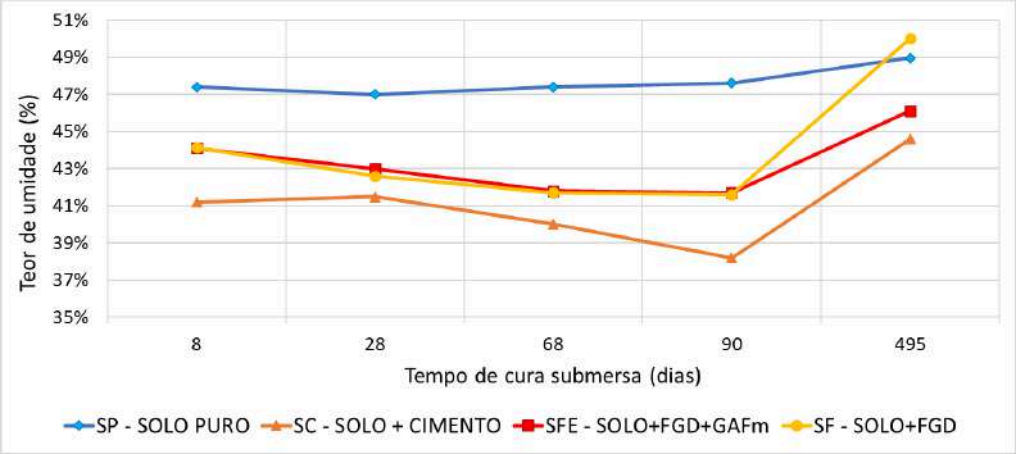
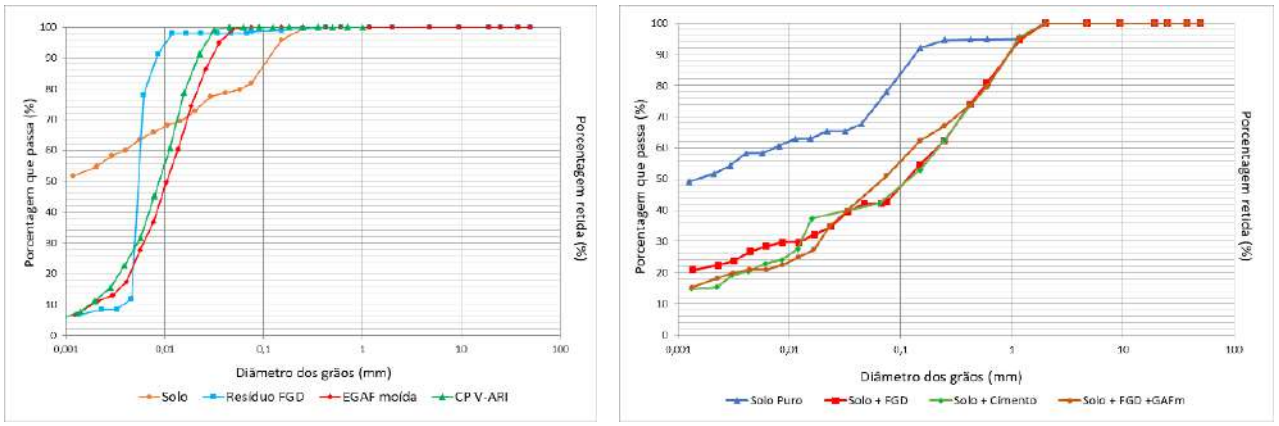


Figura 1. Teor de umidade das amostras versus tempo de cura submersa.

Após um período de 495 dias de imersão das amostras, foi evidenciado um acréscimo nos teores de umidade em todas as amostras em comparação aos valores registrados aos 90 dias. A amostra "SP" apresentou aumento de 2,9%, enquanto as misturas "SFE", "SC" e "SF" apresentaram 10,4%, 15,8% e 19,3%, respectivamente. Destacando-se, assim, a amostra "SFE", com menor incorporação de água.

3.2 Granulometria

No que tange à granulometria, segundo Marin (2022), os resíduos e o CP V-ARI foram classificados como uniformes, enquanto a amostra "SP" como mal graduada (Figura 2). Após 495 dias, foram ensaiadas as misturas "SC", "SF" e "SFE", que apresentaram-se como mal graduadas (Figura 3).



Figuras 2 e 3. Curva granulométrica dos resíduos, CP V-ARI e "SP" e Curva granulométrica das misturas "SC", "SF" e "SFE".

3.3 Limites de Consistência

Quanto aos Limites de Consistência, a incorporação de ligantes resultou em aumento no Limite de Liquidez (LL) e Plasticidade (LP) quando em comparação com "SP". É notável que após 495 dias, as amostras "SC" e "SFE" apresentaram resultados relativamente próximos, enquanto "SF" apresentou menores (Figura 4).

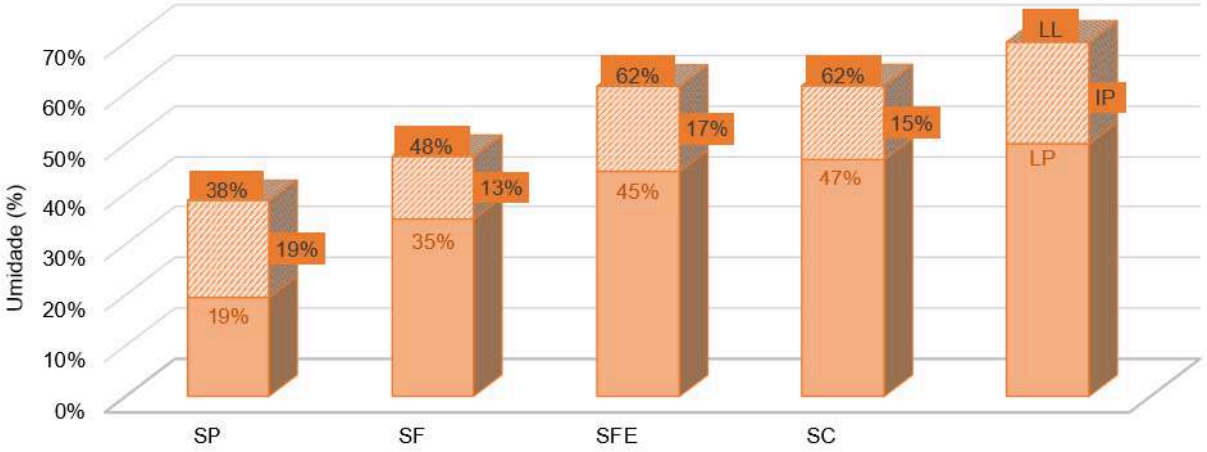


Figura 4. Limites de consistência após 495 dias de cura submersa.

Ao se comparar os resultados de LL obtidos aos 90 e 495 dias de cura, constata-se que apenas a amostra "SFE" apresentou aumento (aproximadamente 7%), enquanto "SC" e "SF" reduziram 4% e 22%, respectivamente. Já na análise de LP, pôde-se observar um aumento em todas as misturas quando comparadas ao solo puro, onde "SC" apresentou o maior valor (47%) e "SF" o menor (35%).

O Índice de Plasticidade (IP), aos 90 dias, segundo Marin (2022), apresentou valores de 27%, 23% e 17% para "SF, "SFE" e "SC", respectivamente, e aos 495 dias todas as misturas apresentaram redução. De acordo com Abbey, Ngambi e Coakley (2016), é esperado que o IP diminua à medida que o teor de estabilizante aumenta, indicando um aumento na resistência. Portanto, a redução observada nas amostras em comparação com "SP", está em concordância com a hipótese de maior resistência.

Por fim, realizando uma análise mais abrangente das misturas segundo a classificação do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), tem-se:

- "SC" e "SFE" são classificadas dentro do grupo CH, que corresponde às argilas inorgânicas de alta plasticidade. Essas amostras são comumente referidas como "argilas gordas" e se caracterizam por apresentar uma elevada plasticidade, alta capacidade de retenção de água e uma notável suscetibilidade a variações de umidade.
- "SP" e "SF" são classificadas no grupo CL, que abrange as argilas inorgânicas de baixa a média plasticidade. Este grupo engloba uma variedade de solos, incluindo argilas pedregulhosas, argilas arenosas, argilas siltosas e argilas magras. Os solos deste grupo apresentam uma plasticidade moderada, sendo menos suscetíveis a variações extremas de umidade e textura em comparação com o grupo CH.

3.4 Compressão Simples

No estudo conduzido por Marin (2022), foi observado um aumento progressivo na resistência ao longo do tempo em relação à amostra "SF", conforme Figura 5. Aos 90 dias, essa composição apresentou uma resistência à compressão de 614,7kPa, representando uma resistência 2049 vezes maior que a resistência apresentada pelo solo puro (3kPa). No entanto, ao atingir o dia 495, um novo ensaio de Compressão Simples na mesma amostra indicou uma resistência de 247,4 kPa, correspondendo a uma redução de 59,7% em relação à registrada aos 90 dias.

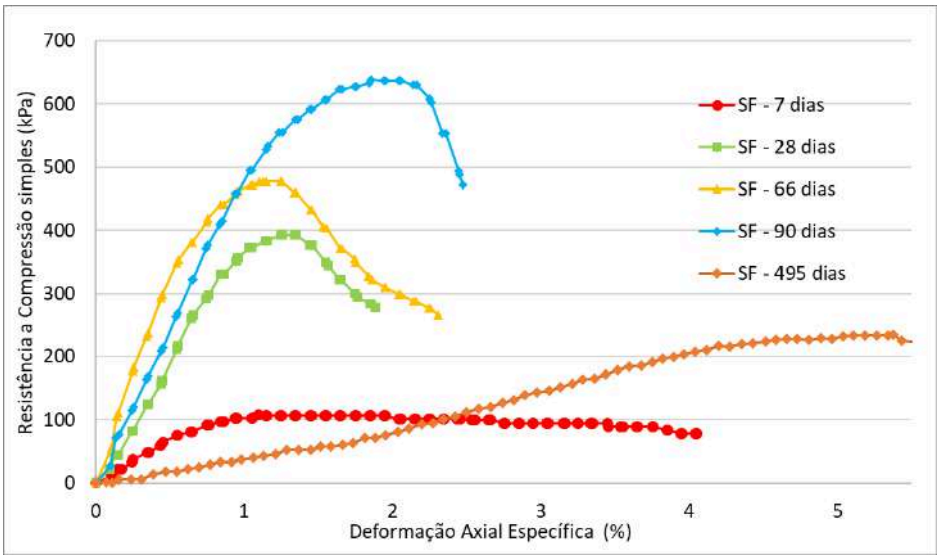


Figura 5. Resistência à compressão não confinada da amostra "SF" em diferentes idades.

Já a amostra "SFE", aos 90 dias apresentou resistência à compressão de 232,4 kPa e, aos 495 dias, aumentou expressivamente 648%, resultando em uma resistência de 1738,1 kPa, conforme Figura 6.

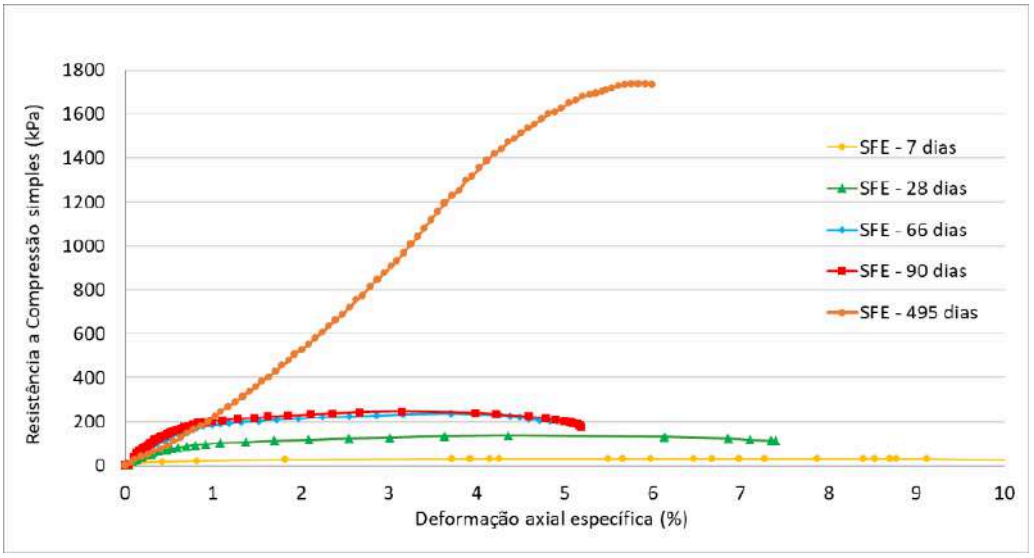


Figura 6. Resistência à compressão não confinada da composição "SFE" em diferentes idades.

Quanto à amostra "SC", após um período de cura submersa de 495 dias, foi registrado um aumento de cerca de 14% em sua resistência à compressão em relação aos 90 dias, conforme Figura 7. Contudo, este aumento não se destacou em comparação com as outras amostras do estudo.

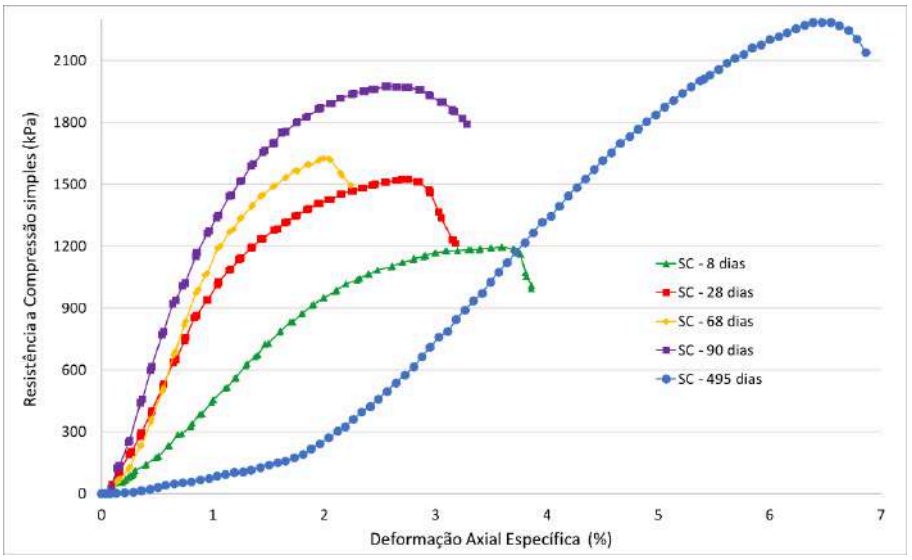


Figura 7. Resistência à compressão não confinada da composição "SC" em diferentes idades.

4 CONCLUSÃO

De acordo com os resultados apresentados, o aumento do teor de umidade nas amostras pode estar associado ao desenvolvimento de etringita em argilas estabilizadas com agentes cimentantes, que é favorecido pela alta porosidade e poros relativamente grandes das argilas. Neste contexto, a formação da etringita não é considerada problemática, como no caso da etringita secundária em matrizes cimentícias tradicionais, uma vez que, segundo Wu et al. (2022), sua formação tem capacidade de preencher os poros existentes, aumentando absorção de água e induzindo efeito cimentante, o que resulta em uma maior densidade após a secagem e, consequentemente, uma resistência mecânica mais elevada. Através da análise de Difratograma de Raio-X, realizado por Marin (2022), foi constatada presença de etringita aos 8 dias apenas nas amostras "SC" e "SFE". Entretanto, sua presença não foi observada em fases posteriores, sugerindo a possibilidade de que a mesma possa ter sido consumida ao longo do tempo, possivelmente passando por um processo de desestabilização. Diante disso, o comportamento de elevada resistência nas idades iniciais observado na amostra "SF" pode estar relacionado à presença de etringita nas idades posteriores a 8 dias (28 e 66 dias) e o seu declínio pode estar associado com o consumo da mesma nas fases finais.

Além disso, devido ao período de 495 dias de submersão, faz-se necessário considerar que as amostras absorveram gradualmente água, contribuindo para o notável aumento nos teores de umidade quando comparados com os valores inicialmente registrados. Nesse sentido, a redução na resistência da amostra "SF" pode estar também associada ao aumento do teor de umidade, o qual revelou um acréscimo de aproximadamente 19,3% em relação ao período de 90 dias. Entretanto, ao se analisar os resultados da amostra "SFE", percebe-se que mesmo com um acréscimo de 10,4% no teor de umidade, a mesma apresentou aumento na resistência. Dessa forma, em termos de resistência, os resultados da combinação de FGD e GAFm apresentam resultados mais otimistas que somente com FGD, provavelmente por essa combinação ativar reações de hidratação que não podem ser observadas quando o solo está apenas adicionado de FGD.

A adição de FGD, GAFm e CP-V no solo pode não ter resultado em reações de hidratação completas, possivelmente afetando a estrutura cristalina do solo e, embora possa ter contribuído para melhorias na resistência do solo devido às trocas catiônicas (CTC), a longo prazo, pode não ter influenciado significativamente os limites de liquidez (LL) e plasticidade (PL). O aumento dos valores dos limites de consistência do solo na presença desses cimentantes também pode ser atribuído à natureza predominantemente fina desses materiais, os quais exibem propriedades de plasticidade.

Por fim, os resultados da amostra "SC" sugerem que após um período de tempo prolongado, o aumento na resistência à compressão da amostra tende a cessar ou reduzir consideravelmente. Assim,

conclui-se que os coprodutos FGD e GAFm possuem potencial para serem empregados como substitutos tanto parcial quanto total do cimento Portland em procedimentos de estabilização de solos de baixa consistência, sendo uma alternativa viável e ambientalmente sustentável.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 12025. *Solo – Cimento – Ensaio de compressão simples de corpos cilíndricos – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Marin, A.C. (2022) *Estabilização de solo de baixa consistência com resíduo proveniente de planta de dessulfuração dos gases de combustão*. In: Mestrado em Engenharia Civil - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.

Picoli, H.C. (2020) *Estabilização de Solos com Coproduto de Coqueria FGD e Cimento Portland para uso em Camadas de Pavimentação*. In: Mestrado em Engenharia Civil - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.

Wu, J.; Liu, L.; Deng, Y.; Zhang, G.; Zhou, A.; Xiao, H. (2022) Use of Recycled Gypsum in the Cement-Based Stabilization of Very Soft Clays and Its Micro-Mechanism. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering,* 14 (3), p. 909–921.

Abbey, S.J., Ngambi, S., Coakley, E. (2016) Effect of Cement and by-Product Material Inclusion on Plasticity of Deep Mixing Improved Soils. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 7 (5), p.265–274.

Lehne, J., Preston, F. (2018) *Making concrete change: Innovation in low-carbon cement and concrete*. Chatham House, London, UK.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/398

Estabilização Química de Solos de Regiões de Planície Inundável: Estudo de Caso da Rodovia Transpantaneira

Guilherme Melo Scheifer
Graduando em engenharia civil, UFMT, Cuiabá, Brasil, guilhermemscheifer@hotmail.com

Alex Neves Junior
Professor de engenharia civil, UFMT, Cuiabá, Brasil, alex.junior@ufmt.br

Glauco Fabrício Bianchini
Professor de engenharia civil, UFMT, Cuiabá, Brasil, glaucofb@yahoo.com.br

Verlei Oliveira dos Santos
Engenheiro Civil, PPG/UNB, Brasil, verleioliveira@gmail.com

RESUMO: Nas regiões Centro Oeste e Norte do Brasil, a presença das bacias hidrográficas do Alto Paraguai e Amazonas resulta em extensas áreas de planície inundável. Estas regiões sofrem com a ocorrência anual de estações de seca e cheia, que saturam o solo e prejudicam a trafegabilidade nas rodovias. A Rodovia transpantaneira, localizada no Pantanal mato-grossense, é um exemplo de estrada que utiliza este solo de baixa qualidade geotécnica em seus aterros. O estudo em questão buscou avaliar a estabilização deste solo, essencial para o transporte da produção pecuária e turismo da região. Para isso, foram coletadas amostras de solo em um trecho crítico da rodovia e caracterizado para obtenção de seus parâmetros de resistência e expansibilidade. A metodologia aplicada envolveu a mistura do solo in natura com aditivos químicos como a cal dolomítica, a cal calcítica e o biochar, em diferentes teores e energia de compactação. Como resultado, a cal calcítica não estabilizou o solo, enquanto o biochar e a cal dolomítica em determinados teores e sobre determinadas energias de compactação tiveram valores de expansão menor que 2% e Índice de suporte Califórnia maior que 6% sendo soluções para estabilizar o solo da rodovia transpantaneira.

PALAVRAS-CHAVE: Rodovia transpantaneira, Estabilização de solos, Cal dolomítica, Cal Calcítica e Biochar.

ABSTRACT: In the Central West and North regions of Brazil, the presence of the Alto Paraguai and Amazonas river basins results in extensive areas of floodplain. These regions suffer from the annual occurrence of dry and flood seasons, which saturate the soil and hinder trafficability on the highways. The transpantaneira Highway, located in the Mato Grosso Pantanal, is an example of a road that uses this soil of low geotechnical quality in its embankments. The study in question sought to evaluate the stabilization of this soil, essential for the transport of livestock production and tourism in the region. For this, soil samples were collected in a critical section of the highway and characterized to obtain their resistance and expansibility parameters. The applied methodology involved mixing the natural soil with chemical additives such as dolomitic lime, calcitic lime, and biochar, in different contents and compaction energy. As a result, calcitic lime did not stabilize the soil, while biochar and dolomitic lime at certain contents and under certain compaction energies had expansion values less than 2% and California Bearing Ratio greater than 6%, being solutions to stabilize the soil of the transpantaneira Highway.

KEYWORDS: transpantaneira Highway, Soil Stabilization, Dolomitic lime, Calcitic Lime, Biochar

1 INTRODUÇÃO

A ênfase deste estudo recai sobre a rodovia não pavimentada transpantaneira (MT-060), que desempenha um papel crucial e diversificado. Esta via é essencial para o transporte eficiente da produção pecuária e para as tradicionais "comitivas" de vaqueiros. Além disso, a transpantaneira é um importante atrativo turístico, permitindo que visitantes apreciem a biodiversidade única da região. Assim, a rodovia serve tanto como rota turística quanto como meio vital para o transporte pecuário.

Os principais processos de formação do solo na planície do Pantanal estão ligados ao hidromorfismo, uma situação em que a aeração é insuficiente devido à presença excessiva de água. Assim, os solos do Pantanal, influenciados pela composição do material original e pelo ciclo de inundações recorrentes, apresentam características distintas. Estas vão desde uma extrema escassez de bases trocáveis até uma saturação muito alta de sódio, de uma composição predominantemente arenosa até a presença de grandes quantidades de argilas expansivas e mudanças bruscas de textura em profundidade (Santos *et al.*, 1997).

O Pantanal apresenta duas estações climáticas bem distintas, sendo uma delas notadamente caracterizada por um período chuvoso (Fonseca *et al.*, 2012). Durante esse período de elevado índice pluviométrico, o solo da rodovia tende a se expandir, afetando a trafegabilidade da rodovia aumentando consideravelmente os riscos de atolamentos para os veículos que circulam pela região, conforme evidenciado na figura 1.

Figura 1. Trecho da rodovia transpantaneira, Fonte: Arquivo pessoal (2023)

O contrato de manutenção atual para a rodovia transpantaneira utiliza o encascalhamento, um método que aplica uma camada de cascalho à superfície da estrada. Este método, apesar de melhorar a trafegabilidade e a resistência do pavimento, apresenta desafios de durabilidade. Com o tempo, o cascalho penetra nas camadas inferiores devido ao tráfego de veículos e à expansão do terreno, perdendo sua funcionalidade. Portanto, apesar de suas vantagens, o encascalhamento tem limitações em termos de durabilidade e manutenção a longo prazo.

A estabilização de solos, conforme definida por Vargas (1981), é um processo pelo qual se confere ao mesmo, maior resistência estável às cargas ao desgaste ou à erosão, pela compactação, correção de sua granulometria e plasticidade ou de adição de substâncias que lhe confiram coesão, proveniente da cimentação ou aglutinação dos seus grãos. A aplicação deste conceito à manutenção da transpantaneira pode ser uma estratégia eficaz. Com a estabilização adequada, a estrada pode continuar a servir efetivamente às suas múltiplas funções, beneficiando tanto a economia local quanto a preservação do meio ambiente.

A delicadeza do ecossistema do Pantanal, sua biodiversidade e seu status como patrimônio natural mundial reforçam a importância de abordagens sustentáveis para a estabilização da rodovia transpantaneira, uma vez que pavimentar a rodovia causaria um grande impacto ambiental ao ecossistema da região. A incorporação de materiais de estabilização adequados não apenas aprimorará as condições viárias, mas também contribuirá para a preservação da integridade ecológica da região, minimizando impactos negativos. A abundância e baixo custo do solo como material de pavimentação, no entanto, não garantem sempre suas propriedades adequadas para suportar as cargas do pavimento. Nesses casos, a estabilização do solo se torna necessária, visando atender às especificações do projeto (Makusa, 2013; Santos, 2012).

Essa perspectiva encontra respaldo no estudo de Simonetti (2010), intitulado "Estudo de Impactos Ambientais Gerados pelas rodovias: Sistematização do Processo de Elaboração de EIA/RIMA", que ressalta os impactos ambientais relacionados às rodovias e reforça a importância de considerar alternativas sustentáveis, alinhando-se com a abordagem proposta neste trabalho.

A estabilização química de solos é uma técnica comprovada para aumentar a durabilidade das rodovias. De acordo com Firoozi *et al.* (2017), a adição de agentes aglutinantes como cal, cimento e subprodutos industriais como cinzas volantes e escória ao solo resulta em propriedades geotécnicas aprimoradas. Isso inclui

um aumento na resistência do solo, durabilidade, rigidez e uma redução na plasticidade do solo e no potencial de expansão/encolhimento. Manzoor e Yousuf (2020) também observaram que a adição de cal ao solo pode aumentar a resistência, durabilidade e resistência à fadiga do solo, enquanto reduz a plasticidade, compressibilidade e densidade seca.

Este estudo levanta a hipótese sobre a viabilidade de alcançar a estabilização química do solo na rodovia não pavimentada transpantaneira (MT-060) por meio da aplicação da cal dolomítica, cal calcítica ou biochar como agentes de estabilização. O principal objetivo é avaliar essas opções de uso individual para testar sua eficácia na estabilização do solo. Para isso, se fez necessário compreender geotecnicamente o tipo de solo do pantanal, a fim de entender suas características e propriedades. Em seguida, foi definido um teor ótimo de dosagem de cada um desses materiais separadamente com o solo o qual obtemos os melhores resultados em termos de estabilização e capacidade de suporte.

2 METODOLOGIA

2.1 Materiais

2.1.1 Amostras do solo da rodovia transpantaneira

Foram coletadas amostras de solo no KM 95,9 da rodovia transpantaneira, o marco utilizado como KM 0 foi o portal da transpantaneira, esse ponto foi escolhido por ser um ponto que apresentam péssimas condições de trafegabilidade.

2.1.2 Cal dolomítica

Nessa pesquisa foi utilizada uma cal dolomítica hidratada CH III adquirida comercialmente, a qual evidencia em suas especificações técnicas que não tem toxicidade às plantas e animais.

2.1.3 Cal calcítica

Nessa pesquisa foi utilizado cal calcítica adquirida comercialmente, a qual evidencia em suas especificações técnicas que não tem toxicidade às plantas e animais.

2.1.4 Biochar

O biochar, também conhecido como carvão vegetal agrícola, é um resíduo sólido enriquecido em carbono, resultante da pirólise de biomassa, um processo que envolve a decomposição térmica na ausência ou mínima presença de oxigênio (Schena, 2019). O Brasil, como expressivo produtor agrícola, tem explorado alternativas para lidar com a considerável geração de biomassa residual, oriunda dos processos de colheita e processamento no setor (Mourad *et al.*, 2004).

A utilização do biochar abrange diversas aplicações, destacando-se seu emprego como combustível e aditivo para o solo, promovendo uma renovação nos teores de carbono e nitrogênio (Schena Thiago, 2019). Essa versatilidade se estende à capacidade do biochar em aumentar significativamente a retenção de água no solo, chegando a até 25% a mais do que em solos não tratados com esse material (Mollinedo *et al.*, 2015).

O potencial do biochar vai além das questões agronômicas, apresentando-se como uma solução para desafios globais, como a degradação de solos, escassez de alimentos e a redução das emissões de gases de efeito estufa (Rezende *et al.*, 2011). Em virtude dos benefícios citados o uso do biochar como agente estabilizante de solos ocasionaria um aumento pela demanda do produto e por consequência um possível aumento na produção do mesmo o que resultaria em impactos ecológicos positivos.

A origem do biochar que foi utilizado nos ensaios é proveniente da empresa SP Pesquisas em Mogi-Mirim e produzida através do processo térmico onde ocorre a combustão controlada das cascas secas do arroz por cerca de quinze minutos à temperatura aproximada dos quatrocentos graus Celsius.

2.2 Método

Foi realizado uma caracterização geotécnica, sendo feito a preparação das amostras, a análise granulométrica, determinação dos limites de liquidez e plasticidade, ensaios de compactação, expansão e CBR para as amostras de solo coletadas no KM 95,9 da rodovia transpantaneira. O solo da rodovia foi analisado in natura e com o acréscimo de 3%, 6% e 9% para cada agente estabilizador, de modo que esses teores foram escolhidos baseados nos trabalhos de Salomão (2005), Ferreira (2006) e Silva (2006) que utilizaram a cal como agente estabilizante. Esse teor também foi utilizado para o biochar para ser possível uma análise da sua eficiência como um agente estabilizante em comparação à cal. Dessa maneira, foi possível mensurar o impacto desses materiais nas propriedades mecânicas do solo. Após avaliação dessas propriedades foi feita uma análise sobre o custo da manutenção da rodovia utilizando os métodos que funcionaram para estabilizar o solo da rodovia.

Para o processo de preparação de amostras de solo, inicialmente realizou-se a pesagem e identificação de cada amostra. Em seguida, as amostras foram submetidas à secagem ao ar até atingirem uma proximidade da umidade higroscópica. Posteriormente, procedeu-se ao destorroamento utilizando um almofariz e ao quarteamento para separar grãos maiores dos menores, conforme a NBR 6457:2016.

A determinação do teor de umidade é um processo que envolve a secagem da amostra ao ar até que esteja próxima da umidade higroscópica. Em seguida, é identificada a umidade ótima presumível e escolhido o método mais adequado para a determinação precisa. Os ensaios relacionados à determinação do teor de umidade foram realizados de acordo com a norma de preparação de amostras, a NBR 6457:2016.

No ensaio de análise granulométrica, conforme a NBR 7181:2016 da ABNT, o material foi submetido ao peneiramento inicial, passando pela peneira de 2,0 mm, e a umidade foi determinada através da pesagem e secagem do material em estufa. Após essa etapa, o material passado na peneira de 2,0 mm foi submetido à sedimentação, onde foi adicionado um defloculante e deixado em repouso por pelo menos 12 horas. Durante esse período, leituras do densímetro foram realizadas em intervalos específicos. Após a sedimentação, o material foi submetido a um peneiramento final, seguido de lavagem e secagem dos materiais retidos nas peneiras de 0,075 mm e 2,0 mm. Os cálculos subsequentes envolvem a obtenção da massa total da amostra seca, as porcentagens passantes em diferentes peneiras e os diâmetros máximos das partículas em suspensão, relacionando os diâmetros de partículas com as porcentagens passantes. Esse processo visa fornecer informações precisas sobre a distribuição granulométrica do solo, sendo fundamental para diversas aplicações em engenharia e geotecnia.

Os limites de Atterberg avaliados foram o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP), conforme as normas NBR 6459:2016 e NBR 7180:2016, respectivamente. O LL determina a umidade na transição do solo entre os estados plástico e semilíquido. O LP identifica a umidade na transição entre os estados plástico e semiplástico. A diferença entre LL e LP é chamada Índice de Plasticidade (IP), utilizado para classificar os solos: solos com IP alto são argilosos, enquanto solos com IP baixo são mais arenosos.

Com as amostras preparadas, procedeu-se aos ensaios de compactação, realizados com energia Proctor normal e intermediária, conforme a NBR 7182:2016. Antes da moldagem dos cilindros, foram separadas 5 amostras de 6 quilos de solo in natura e 15 amostras de 6 quilos de solo para cada agente estabilizante. Dentre essas 15 amostras, separaram-se 5 para cada um dos teores citados anteriormente, e os materiais foram adicionados. Após a homogeneização com o solo, foi realizado o ensaio de compactação, moldando-se cinco cilindros com teores crescentes de umidade para gerar a curva de compactação. Em seguida, foi calculada a densidade seca do solo, traçando uma curva que relaciona o teor de água com a densidade seca, com o objetivo de determinar a densidade seca máxima e o teor de água ótimo. Esse procedimento ajuda a entender as características de compactação do solo e a identificar o ponto ótimo de densidade seca máxima, eliminando vazios de ar para uma densidade ideal.

Após a compactação, procedeu-se com o ensaio de expansão e índice de suporte Califórnia (CBR), conforme a NBR 9895:2016. Os cinco cilindros com solo in natura foram submersos em água por 96 horas, e tiveram suas leituras de expansão retiradas a cada 24 horas, sendo posteriormente submetidos à penetração pela prensa conforme especificado pela norma. Entretanto, os cilindros com misturas, após a compactação, foram ensacados por 96 horas para que a reação do material com o solo ocorresse. Após esse período, esses cilindros foram submersos por 96 horas e posteriormente submetidos à penetração pela prensa conforme especificado pela norma. Os cálculos de expansão e CBR foram realizados de acordo com a norma.

Também foi realizada uma análise de custo para a aplicação destes métodos de estabilização. A análise considerou uma pista com 10 metros de largura e a mistura do solo com agentes estabilizantes em uma

espessura de 20 centímetros, abrangendo um trecho de 10 km, do KM 95 ao KM 105.. Para o desenvolvimento desse orçamento, foi utilizado o Sistema de Custos Referenciais de Obras (SICRO) do DNIT para o estado de Mato Grosso, tendo como data base outubro de 2023. Através desse sistema, foi montada uma composição considerando os custos dos materiais, equipamentos e mão de obra para realização de cada método. Além disso, foi feito um comparativo em relação ao custo benefício dos métodos propostos nessa pesquisa e o método utilizado atualmente na rodovia.

3 RESULTADOS

A análise granulométrica foi feita para o solo in natura, através dos resultados foi constatado que o solo do KM 95,9 é em maior parte composto por areia, silte e argila (Tabela 1). Os ensaios de limites de Atterberg resultaram em um limite de liquidez de 48,6%, limite de plasticidade de 26% resultando em um índice de plasticidade de 22,6% e índice de grupo 10. Com os dados obtidos nesses ensaios foi utilizado o sistema de classificação de solos Highway Research Board (HRB) adotado pela Associação Americana de Oficiais de rodovias e Transportes Estaduais (AASHTO) e através dele foi possível classificar o solo da rodovia transpantaneira como um solo grupo A-7-6, com predominância de material argiloso e comportamento geral fraco a pobre para uso em uma camada de subleito.

Tabela 1. Composição granulométrica AASHTO

Composição Granulométrica (%)	
Pedregulho (%)	0
Areia Grossa (%)	3,9
Areia Fina (%)	41,4
Silte + Argila (%)	54,7

Foi realizado ensaios de compactação, com energia proctor normal e intermediário para cada teor e mistura citada anteriormente (Tabela 2). É possível observar que as misturas ocasionam um aumento na umidade ótima (Hot) e um decréscimo na massa específica aparente máxima do solo seco (γ max).

Tabela 2. Resultados os ensaios de compactação

Amostra	**Energia de compactação**	**Hot (%)**	**γ max (g/cm³)**
Solo Natural	Proctor Normal	14,02	1,494
Solo-Cal Dolomítica 3%	Proctor Normal	27,73	1,323
Solo-Cal Dolomítica 6%	Proctor Normal	28,71	1,334
Solo-Cal Dolomítica 9%	Proctor Normal	29,53	1,334
Solo-Calcítica 3%	Proctor Normal	23,58	1,484
Solo-Calcítica 6%	Proctor Normal	24,69	1,534
Solo-Calcítica 9%	Proctor Normal	24,51	1,534
Solo-Biochar 3%	Proctor Normal	23,56	1,463
Solo-Biochar 6%	Proctor Normal	23,59	1,411
Solo-Biochar 9%	Proctor Normal	26,17	1,397
Solo Natural	Proctor Intermediário	14,78	1,597
Solo-Cal Dolomítica 3%	Proctor Intermediário	27,75	1,484
Solo-Cal Dolomítica 6%	Proctor Intermediário	28,63	1,47
Solo-Cal Dolomítica 9%	Proctor Intermediário	29,41	1,459
Solo-Calcítica 3%	Proctor Intermediário	22	1,578
Solo-Calcítica 6%	Proctor Intermediário	23,1	1,541
Solo-Calcítica 9%	Proctor Intermediário	24,04	1,519
Solo-Biochar 3%	Proctor Intermediário	24,01	1,49
Solo-Biochar 6%	Proctor Intermediário	23,7	1,483
Solo-Biochar 9%	Proctor Intermediário	25,55	1,454

Após o ensaio de compactação foi realizado os ensaios de expansão e California Bearing Ratio (CBR), devido à ausência de normas especificas para o caso da rodovia não pavimentada transpantaneira, foi utilizado

como critério de aceitação valores de expansão menores que 2% e de CBR maiores que 6% conforme norma do DNIT 108:2009 que trata sobre aterros, e determina esses valores para camada final de aterro. Na tabela 3 são apresentados os resultados obtidos nesses ensaios, os valores em vermelho não são aceitos de acordo com a norma.

Tabela 3. Resultados os ensaios de expansão e CBR

Amostra	Energia de compactação	Expansão	CBR (%)
Solo Natural	Proctor Normal	×3,71	×0,98
Solo-Cal Dolomítica 3%	Proctor Normal	✓0,13	×1,96
Solo-Cal Dolomítica 6%	Proctor Normal	✓0,14	✓6,34
Solo-Cal Dolomítica 9%	Proctor Normal	✓0,08	✓13,08
Solo-Cal Calcítica 3%	Proctor Normal	✓1,93	×3,21
Solo- Cal Calcítica 6%	Proctor Normal	✓1,96	×4,62
Solo- Cal Calcítica 9%	Proctor Normal	✓1,62	×5,01
Solo-Biochar 3%	Proctor Normal	×2,54	×2,94
Solo-Biochar 6%	Proctor Normal	×2,22	×3,26
Solo-Biochar 9%	Proctor Normal	✓1,41	✓6,16
Solo Natural	Proctor Intermediário	×4,88	×1,31
Solo-Cal Dolomítica 3%	Proctor Intermediário	✓0,97	✓10,95
Solo-Cal Dolomítica 6%	Proctor Intermediário	✓0,09	✓29,49
Solo-Cal Dolomítica 9%	Proctor Intermediário	✓0,04	✓29,37
Solo- Cal Calcítica 3%	Proctor Intermediário	×3,25	×2,33
Solo- Cal Calcítica 6%	Proctor Intermediário	×2,10	×4,66
Solo- Cal Calcítica 9%	Proctor Intermediário	✓1,71	×2,99
Solo-Biochar 3%	Proctor Intermediário	✓0,53	×3,54
Solo-Biochar 6%	Proctor Intermediário	✓1,78	×5,50
Solo-Biochar 9%	Proctor Intermediário	✓0,84	✓9,08

A partir dos resultados de CBR e expansão citados acima foi definido que os com capacidade para estabilizar a rodovia são: o Biochar no teor de 9% com energia de compactação proctor normal e intermediário, a Cal Dolomítica nos teores de 6% e 9% com energia de compactação proctor normal e 3%, 6% e 9% com energia de compactação proctor intermediário. Dessa forma, a seguir será apresentada os custos para a execução desses métodos na prática, entretanto não foi possível definir um preço para o uso do biochar, pois ele é produzido para dar destinação a resíduos agrícolas não sendo possível assim obter um valor comercial do mesmo para a utilização no orçamento.

Nessa análise de custo é possível comparar o custo da estabilização utilizando solo-cal dolomítica com o processo de manutenção em vigência na rodovia que é o encascalhamento.

Tabela 4. Resumo dos custos de manutenção

Item	Energia de compactação	Custo para manutenção do KM 95 a 105	Custo por KM
Encascalhamento	Normal	R$ 2.408.105,81	R$ 240.810,58
Solo-Cal Dolomítica 6%	Proctor Normal	R$ 1.868.717,00	R$ 186.871,70
Solo-Cal Dolomítica 9%	Proctor Normal	R$ 2.890.281,75	R$ 289.028,18
Solo-Cal Dolomítica 3%	Proctor Intermediário	R$ 1.233.221,00	R$ 123.322,10
Solo-Cal Dolomítica 6%	Proctor Intermediário	R$ 2.103.585,00	R$ 210.358,50
Solo-Cal Dolomítica 9%	Proctor Intermediário	R$ 2.962.481,75	R$ 296.248,18

A partir das informações da tabela 4 em relação aos custos de cada teor e considerando as melhorias na resistência do solo e na diminuição da expansão o teor de 3% com compactação proctor intermediário é o que apresenta o menor custo atendendo as especificações da norma. Embora apresente uma expansão maior e um C.B.R menor do que os teores de 6% e 9% sobre a mesma compactação intermediária os resultados obtidos com esse teor é satisfatório para uma rodovia não pavimentada. Comparando os custos para executar os diferentes métodos de manutenção no mesmo trecho da rodovia transpantaneira é evidenciado que o custo para

estabilizar a rodovia pode ser menor ou próximo do custo para realizar o encascalhamento, além disso os métodos de estabilização resultam em melhores condições de trafegabilidade da rodovia, mesmo durante os períodos chuvosos, e maiores períodos entre as manutenções na rodovia.

4 CONCLUSÃO

Esta pesquisa avaliou a estabilização química do solo da rodovia transpantaneira (MT-060) através da adição de cal dolomítica, cal calcítica e biochar, visando melhorar as propriedades mecânicas e reduzir a expansão do solo sem impactos negativos, preservando a sustentabilidade da região e melhorando a infraestrutura rodoviária e turística. Inicialmente, foi realizada uma caracterização geotécnica do solo in natura, identificando-o como argiloso tipo A-7-6, com alta expansão e baixo C.B.R.

A mistura solo-cal dolomítica em teores de 3%, 6% e 9% ocasionou aumento da resistência e redução da expansão, com melhores resultados em 9% de cal e compactação intermediária com uma expansão de 0,08% e C.B.R de 13,08%. A cal calcítica, melhorou as propriedades, mas não atingiu os requisitos mínimos de C.B.R em nenhum teor. O biochar também melhorou as propriedades mecânicas e reduziu a expansão, com melhores resultados em 9% de biochar e compactação intermediária expansão de 0,84% e C.B.R de 9,08%.

Em termos de custo, a cal dolomítica em 3% com compactação intermediária foi o método mais econômico, sendo satisfatório para uma rodovia não pavimentada. A pesquisa concluiu que a cal dolomítica e o biochar são eficazes como agentes estabilizantes, oferecendo uma solução sustentável e economicamente viável para a manutenção da transpantaneira.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, expresso minha profunda gratidão a Deus por me proporcionar a oportunidade de alcançar este marco importante na minha vida. Agradeço aos meus pais, Claudio Daniel Scheifer e Wanete Melo Scheifer pela paciência e compreensão durante este período desafiador. Agradeço e à minha namorada, Jéssica Martins Lopes, que esteve ao meu lado durante as adversidades da jornada acadêmica e profissional, sempre me apoiando e incentivando a concluir esta jornada. Agradeço ao professores Alex Neves Junior e Glauco Fabrício Bianchini cuja orientação, contribuição e incentivo foram fundamentais para o meu trabalho. Sua disposição em esclarecer minhas dúvidas foi inestimável. Agradeço ao engenheiro civil Verlei Oliveira dos Santos, cujos comentários e colaborações valiosas contribuíram para o desenvolvimento desta pesquisa. Agradeço aos meus colegas da Ecoplan Engenharia pelo apoio constante.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 6457:2016: *Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 6459:2016: *Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 7180:2016: *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 7181:2016: *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 7182:2016: *Solo – Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 9895:2016 - *Índice de suporte Califórnia*. Rio de Janeiro, 2016.

Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes. DNIT 172/2016 – ME – *Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas*. Brasília, 2016.

Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes. DNIT 108/2009 – *Terraplenagem – Aterros – Especificação de Serviço*. Norma Rodoviária, Rio de Janeiro, 2009.

Ferreira, C. J. *Estabilização de solos com cal – uso da metodologia MCT*. Projeto Final, Publicação ENC. PF -012A/06 – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, 150 p. 2006.

Firoozi, Ali Akbar; Firoozi, Ali Asghar; Jafari, Mohammad Kazem. *Chemical stabilization of clayey soils*. International Journal of Civil Engineering, v. 15, n. 4, p. 595-604, 2017.

Fonseca, E. M. *Caracterização geoambiental de parte da rodovia transpantaneira, dos impactos ambientais e a elaboração de práticas para um turismo sustentável no município de Poconé, MT*. UFMT, 2012.

J. Mollinedo, T. E. Schumacher, R. Chintala, J. Anal. *Appl. Pyrolysis* 2015, 114, 100– 108.

Makusa, G. P. *Soil stabilization methods and materials in engineering practice: State of the art review*. Sweden: Lulea˚ University of Technology, 2013.

Manzoor, Rizwan; Yousuf, Adnan. *A review on different methods of activating bentonite*. Journal of Hazardous Materials, v. 393, p. 122383, 2020.

Mourad, A.L.; Ambrogi, V.S.; Guerra, S.M.G. *Potencial de utilização energética de biomassa residual de grãos*. In: Encontro de energia rural, 2004.

Rezende, E. I. P.; Angelo, L. C.; Dos Santos, S. S.; Mangrich, A. S. *Biocarvão (Biochar) e Sequestro de Carbono*. Revista Virtual de Química, UFF, 2011.

Salomão, D. A. *Estabilização de solos com cal para uso em pavimentação*. Projeto Final. Publicação ENC.PF-009A/05 – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, p. 63, 2005.

Santos, E. M. R.; Duarte, M. N. Pedologia. In: *Plano de conservação da Bacia do Alto Paraguai - PCBAP: diagnóstico dos meios físico e biótico - meio físico*. Brasília, DF: PNMA, 1997. p.127-307. v.2, t.1.

Santos, M. N. *Análise do Efeito da Estabilização Mecânica em Matrizes de Terra*. PUC – Relatório de iniciação científica, Rio de Janeiro, 2012.

Schena, T. *Aproveitamento dos Resíduos de Coco através da Pirólise: Uma Abordagem Analítica e Econômica*. UFRGS, Porto Alegre, 2019.

Silva, M. T. De M. G. *Estabilização de Solos Finos com Cal para Fins de Pavimentação Rodoviária – Efeito da Carbonatação*. Projeto Final. Publicação ENC.PF-004A/06 – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, p. 89, 2006.

Simonetti, H.; Alegre, P. *Estudo de impactos ambientais gerados pelas rodovias: sistematização do processo de elaboração de EIA/RIMA*. UFRGS, 2010.

Vargas, M. *Introdução à mecânica dos solos*. São Paulo: McGrawHill do Brasil, 1981.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/399

Estimativa de Emissões através de Fissuras em Camadas de Cobertura de Aterros Sanitários

Riadny Patrícia de Souza Ferreira
Engenheira Geotécnica/Doutoranda em Geotecnia, TPF Engenharia/UFPE, Recife, Brasil, riadny.ferreira@ufpe.br

José Fernando Thomé Jucá
Docente, UFPE, Recife, Brasil, jucah@ufpe.br

Fernando Antônio Medeiros Marinho
Docente, USP, São Paulo, Brasil, fmarinho@usp.br

Luana Raquel Juvino da Silva
Engenheira Geotécnica, TPF Engenharia, Pindoretama, Brasil, luana.raquel.365@ufrn.edu.br

RESUMO: No Brasil, anualmente o setor de resíduos emite 96 milhões de toneladas de CO_{2eq} para a atmosfera. Na disposição de resíduos sólidos em aterros sanitários, a garantia de eficácia da camada de cobertura e proteção adequada do material compactado são fatores primordiais para mitigação de impactos ambientais. Isto pode ser percebido com os períodos de umedecimento e secagem do solo e a consequente formação de fissuras nos solos argilosos, comumente utilizados por suas propriedades geotécnicas. Ao surgirem de caminhos preferenciais decorrentes das fissuras, os gases de efeito estufa são emitidos junto ao aumento da infiltração de líquidos que aumenta o volume de lixiviado no maciço. Para isso, este trabalho tem a finalidade de mensurar o efeito das fissuras nas camadas de cobertura de aterros sanitários através do software SEEP/W da Geostudio. Isto foi feito com base na simulação numérica da percolação dos gases no sentido ascendente no resíduo e da infiltração de líquidos no sentido descendente. Foi utilizado o regime transiente da simulação de fluxo e os dados de entrada foram oriundos do INMET (período de 1 ano), concentração de gás metano de 700g/m³, baseado na densidade do gás metano, e as condições de contorno do modelo. Foi avaliada uma camada de cobertura em três situações: sem fissura, fissuras até metade da espessura e fissura com profundidade até o final da espessura da camada. Os resultados encontrados apontaram um crescimento das emissões com o aumento da profundidade da fissura com tendência exponencial com coeficiente de determinação (R^2) de 0,99.

PALAVRAS-CHAVE: Emissões de Gases de Efeito Estufa, Camada de Cobertura, Fissura, Simulação Numérica.

ABSTRACT: In Brazil, the waste sector annually emits 96 million tons of CO_{2eq} into the atmosphere. When disposing of solid waste in landfills, ensuring the effectiveness of the covering layer and adequate protection of the compacted material are essential factors for mitigating environmental impacts. This can be seen with periods of soil wetting and drying and the consequent formation of fissures in clayey soils, commonly used for their geotechnical properties. When emerging from preferential paths resulting from fissures, greenhouse gases are emitted along with increased infiltration of liquids, which increases the volume of leachate in the massif. To this end, this work aims to measure the effect of cracks in the covering layers of landfills using Geostudio's SEEP/W software. This was done based on the numerical simulation of the percolation of gases upwards in the residue and the infiltration of liquids downwards. The transient regime of the flow simulation was used and the input data came from INMET (1 year period), methane gas concentration of 700g/m³, based on the density of methane gas, and the boundary conditions of the model. A covering layer was evaluated in three situations: without cracks, cracks up to half the thickness and cracks with depth up to the end of the layer thickness. The results found showed an increase in emissions with increasing crack depth with an exponential trend with a coefficient of determination (R^2) of 0,99.

KEYWORDS: Greenhouse Gas Emissions, Covering Layer, Crack, Numerical Simulation.

1 INTRODUÇÃO

A busca por aprimoramento de tecnologias no tocante a destinação de resíduos, no Brasil, ainda é incipiente. Além disso, tanto a educação ambiental da população quanto a aplicação de políticas públicas pelos representantes políticos apresentam deficiências, sendo perceptível desde a promulgação da Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS) em 2010, sempre com resultados prorrogados. Em busca de propor ajustes para cumprir as proposições iniciais, houve uma atualização em 2022 desta lei através do Decreto nº 10.936 (Brasil, 2022) pontuando-se apenas acerca da logística reversa.

Segundo o artigo 54 da Lei nº 12.305 (Brasil, 2010), a disposição de resíduos em aterros sanitários estabeleceu-se como um meio ambientalmente adequado. Apesar disso, os prazos estipulados para extinção dos lixões no território brasileiro não foram alcançados, fazendo com que toneladas de resíduos ainda estejam em lixões e aterros controlados. Isto pode ser comprovado através dos dados da Abrelpe (2020), que afirmam que a disposição inadequada destes resíduos, nos últimos dez anos, aumentou de 25 para 29,5 milhões de toneladas.

Por consequência de disposição inadequada, a emissão de gases do efeito estufa (GEE) persiste como tema pelo fato do setor brasileiro de resíduos emitir aproximadamente 96 milhões de toneladas de CO_{2eq} por ano (Abrelpe, 2020). Devido a ausência de formas de captura para aproveitamento de gases gerados no aterro, não há redução nas emissões do gás metano, que é 28 vezes mais poluente que o gás carbônico (Gioda, 2018). Na contramão, existem alternativas encontradas na implementação de tecnologias como, por exemplo: tratamento mecânico biológico; digestão anaeróbia e compostagem. Estes apresentam-se como mecanismos que, se inseridos neste meio, podem auxiliar na redução do impacto ambiental causado pelo metano.

Numa aplicação prática, o aterro sanitário funciona com o manejo e acondicionamento dos resíduos com a necessidade de obediência a algumas regras de segurança e mitigação de impacto ambiental. Partindo da base no terreno até a cobertura final dos resíduos, a massa de lixo tem uma proteção de camadas de solo a fim de impedir a infiltração no subsolo. Além disso, segundo Vieira (2005), estas camadas também auxiliam na redução da entrada de chuva, cooperam na estabilização das camadas, impedem o contato com vetores externos e decaem as emissões poluentes.

As camadas citadas anteriormente relacionam-se com a camada de cobertura final do aterro sanitário. Esta é importante na barreira física quanto à infiltração da chuva e emissão de gases. A depender de sua composição, ela também pode ser capaz de oxidar (por meio de bactérias metanotróficas) o gás poluente, como identificado por Almeida (2017). A eficácia da camada de cobertura é primordial considerando a vida útil de um aterro que costuma ser projetado para, ao menos, 30 anos. O bom controle dos parâmetros desta camada é capaz de proteger os resíduos e trazer diversos benefícios para o meio ambiente.

Observando o contexto de ação da camada, de acordo com Schlud *et al*. (2019), o solo possui uma demanda maior de suas funções de barreira física no período de biodegradação dos resíduos. Isto ocorre pois, neste período, a geração de gases é maior por ser um resíduo novo. Assim, a espessura escolhida, o grau de compactação e os ciclos de umedecimento e secagem, segundo Maciel (2003), interferem no funcionamento adequado do solo ao longo do tempo. Ao observar e estudar a eficácia nestas condições, é possível aprimorar o controle dos parâmetros de operação das camadas de cobertura.

Como os aterros sanitários brasileiros possuem camadas de cobertura convencionais, em sua maioria, estes materiais serem propensos a apresentar fissuras ao longo do tempo devido à períodos de chuva e estiagem. Por consequência das fissuras, as emissões gasosas podem ser potencializadas. Isto foi identificado no Aterro de Seropédica/RJ, por Borba *et al.* (2018), ao notar a propagação de fissuras no material argiloso e a taxa de metano elevada nestas regiões. Assim, este trabalho teve como objetivo avaliar a influência da fissuração no quantitativo de gases emitidos, considerando a ação das intempéries, para três tipos de solo e fissuras.

2 METODOLOGIA

2.1 Geometria do modelo e dados geotécnicos dos materiais

No software no módulo SLOPE/W e SEEP/W da Geostudio, foi modelado três modelos de perfis de camadas de cobertura, com diferentes situações de fissuração (Figura 1). As condições foram baseadas no

estudo de Costa *et al*. (2018) que aponta a variação de umidade até 30 cm de profundidade. Além disso, vale salientar que a abertura da fissura adotada foi de 1 cm e a condição (c) possui uma distância de 1 cm até o fim da camada, sem ultrapassá-la totalmente.

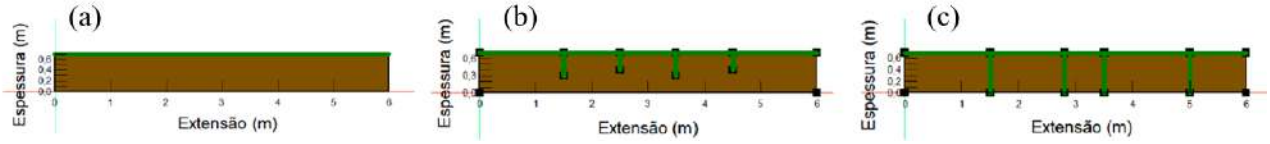


Figura 1. Camadas de cobertura modelo (a) sem fissura (b) com fissura até metade da profundidade (c) fissura até o limiar da camada.

Os dados geotécnicos utilizados foram baseados em revisão de literatura, utilizando os materiais argilosos, siltosos e areno-siltosos dos autores Maciel (2003), Lopes (2011) e Almeida (2017), respectivamente. Os solos possuem índice de plasticidade de, respectivamente, 30, 13 e 7. Vale salientar que o dado de entrada do software foi a curva característica de sucção de cada material, a fim de compreender e avaliar o comportamento do solo mediante fluxo de gás ascendente e descendente de água.

As ordens de grandeza das permeabilidades dos solos à água dos solos estudados, respectivamente, Almeida (2017), Lopes (2011) e Maciel (2003) foi de 10^{-6} m/s, 10^{-9} m/s e 10^{-10} m/s. Todas estas ordens de grandeza foram utilizadas para o material em condição saturada.

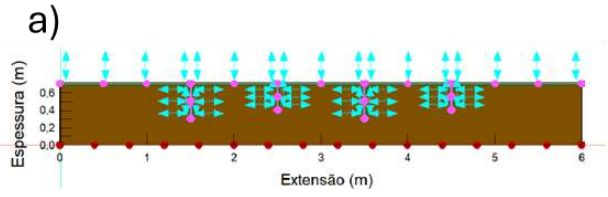
2.2 Dados climatológicos

O período de análise abrangeu os dados pluviométricos do SISDAGRO (Sistema de Suporte à Decisão na Agropecuária) e INMET (Instituto Nacional de Meteorologia). As informações da estação Recife de código A301 foram do dia 13 de janeiro de 2021 a 13 de janeiro de 2022. Para entrar no software, utilizou-se da precipitação total diária, temperatura e velocidade do vento, adaptadas da unidade original para as unidades do programa (m³/dia/m², dias/ºC e m/dia). Além disso, também foram utilizados os dados solarimétricos (radiação solar e umidade relativa) para o intervalo de dias anual supracitado.

2.3 Concentração de gás metano e condições de contorno

Por limitações de simulação bidimensional, a entrada para análise do programa é a concentração do gás. Isso acontece, pois, para usar situações de fluxo de gás, pede-se que a análise seja feita de forma unidimensional. Como a densidade do gás metano é equivalente a 0,72kg/m³, a escolha para a simulação foi de 700g/m³.

As condições de contorno aplicadas na simulação (Figura 2a) são do tipo concentração de gás e interação terra-clima. As concentrações de topo e fundo foram diferentes para impor ao software o fluxo de maior para menor concentração. Para a condição sem fissura e com fissura até a metade da camada, o domínio foi discretizado em uma malha de 420 elementos – 10 cm x 10 cm. Para melhor refinar os valores, adaptou-se a malha, para a condição de maior profundidade de fissura, com discretização de 1680 elementos – 5 cm x 5 cm (Figura 2b).



Cor	Nome	Categoria	Tipo	Parâmetros
	Base	Gás	Concentração do Gás	700 g/m³
	Precipitação	Hidráulica	Interação Terra-Clima	Climáticos
	Topo	Gás	Concentração do Gás	0 g/m³

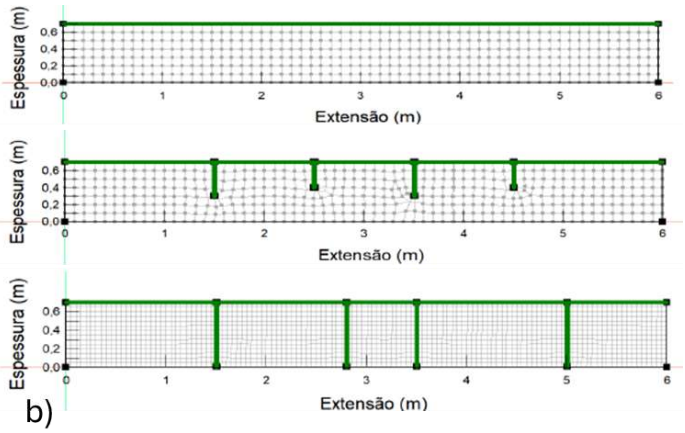


Figura 2. (a) Condições de contorno aplicadas e (b) malha discretizada.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados encontrados para a situação em que a camada de cobertura estava sem fissura, para o material argiloso de Maciel (2003), apontaram que o material conteve a passagem de gases principalmente nos períodos mais chuvosos, permitindo a passagem no período em que a precipitação era mais baixa. Este comportamento também foi observado nos materiais siltosos e areno-siltosos de Lopes (2011) e Almeida (2017), respectivamente. Mediante a formação da fissura, a concentração final em peso do metano emitido foi aumentando consideravelmente.

Percebe-se, ao observar a Tabela 1, o aumento na ordem de grandeza com uma tendência exponencial ao aumentar sempre com uma razão equivalente de 1000. Somando-se a isso, nota-se que a ordem de grandeza crescente foi constante e, ao invés de apresentar relação direta com o tipo de solo, relacionou-se mais com a presença de trincas no material.

Tabela 1. Emissões de gases em relação a fissura na camada de cobertura.

Solo/Condição	Concentração de gás em peso		
	Sem fissura	Fissura até metade da camada	Fissura até o limiar final da camada
Maciel (2003)	91,27 g	18,80 kg	6.656 t
Lopes (2011)	171,10 g	468,50 kg	10.311 t
Almeida (2017)	3,71 g	173,30 kg	13.14 t

Além disso, o comportamento do material após o período de estiagem reitera um comportamento semelhante ao encontrado por Benson *et al*. (1994) que afirma o aumento da condutividade, independente do aumento do teor de umidade da camada. Isto pode ser observado através da comparação dos cenários sem fissura e com fissura até metade da camada, para o mesmo solo, conforme a Figura 3.

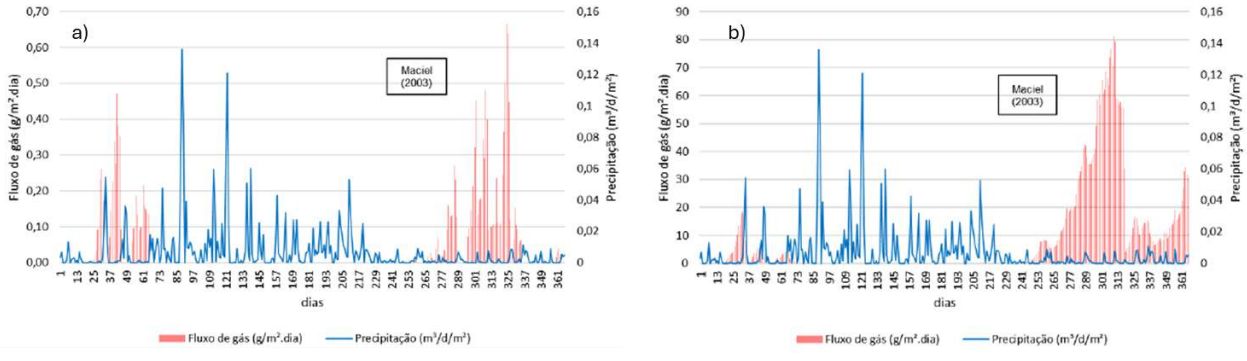


Figura 3. Fluxos temporais de gás para a (a) condição sem fissura e (b) com fissura na metade da camada para o solo de Maciel (2003).

Salienta-se que a intenção de realizar a análise com a profundidade da fissura no limiar da camada foi para identificar os *hotspots*, assim nomeados pelos autores Li *et al*. (2020). De acordo com os autores, estes *hotspots* são formados por degradação e assentamento diferencial, ocasionando a geração de pontos com maiores vazões de emissão. De acordo o estudo, foi comprovada a formação de pontos com vazões mais altas nessas profundidades mais altas.

Após a mensuração do quantitativo de metano emitido em relação ao solo intacto e com a ocorrência de fissuras em duas condições, a análise foi direcionada para entender o comportamento destes valores. Para isso, realizou-se uma correlação estatística a fim de entender se o aumento do material tende a um crescimento exponencial de emissões gasosas. Ao avaliar este aumento, encontrou-se coeficientes de correlação de Pearson (R^2) com valores acima de 0,9, segundo a Figura 4.

De acordo com Hopkins (2000), quando este coeficiente resulta valores entre 0,9 e 1, considera-se a relação como quase perfeita. Os coeficientes de correlação encontrados foram 0,999 para Maciel (2003), 1 para Lopes (2011) e 0,995 para Almeida (2017).

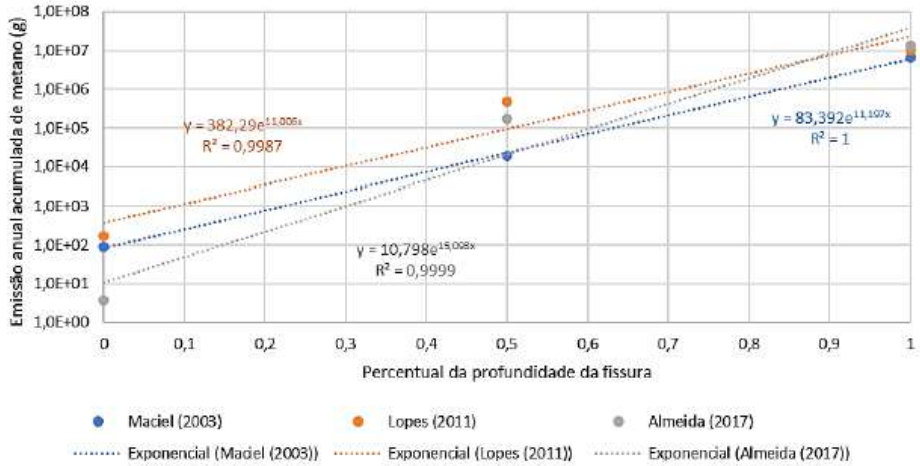


Figura 4. Tendência de crescimento exponencial da emissão de gases em relação à profundidade da fissura.

Dessa forma, nota-se uma boa correlação entre as variáveis “profundidade de fissura” e “emissão de gases” de acordo com a tendência exponencial encontrada.

4 CONCLUSÕES

Algumas considerações foram identificadas através dos resultados encontrados na simulação numérica destas camadas de cobertura, são estas:

- O coeficiente de correlação próximo a 1 apontou que os dados apresentam coerência para afirmar que quanto mais profunda é a fissura, mais biogás são emitidos pela camada, devido a geração de caminhos preferenciais;
- Existe uma tendência de progressão geométrica entre a emissão de gases correlacionados com a profundidade da fissura com uma razão aproximada de 1000;
- Solos com fissuras no limiar de ultrapassar a espessura da camada tendem a emitir 1 milhão de vezes mais gramas de metano do que camadas de solo sem fissuras;
- A eficácia da camada de cobertura pode ser melhorada através de um plano de manutenção contendo o umedecimento das camadas nos períodos mais secos, aumentando a condutividade à água e reduzindo a condutividade ao gás;
- A plasticidade do solo não afeta diretamente na simulação numérica, mas afeta na condição de formação de fissuras em campo. Ou seja, quanto mais plástico o solo usado na camada de cobertura, maior a tendência de surgência de fissuras e trincas;
- Após identificar que apenas a fissura influencia diretamente na emissão, pode-se afirmar que o tipo de solo não é uma condição preponderante no aumento das emissões gasosas. Apesar disto, os materiais

menos plásticos e mais impermeáveis ainda continuam sendo a escolha mais segura na prevenção de trincas.

AGRADECIMENTOS

À TPF Engenharia que incentiva seus colaboradores para desenvolvimento científico e à Fundação de Amparo à Ciência e Tecnologia do Estado de Pernambuco (FACEPE) pela concessão da bolsa no período de desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, A. J. G. A. (2017) *Avaliação do desempenho das camadas de cobertura de aterro sanitário para a redução de emissões de gases do efeito estufa*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental. Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru.

ABRELPE (2020) Associação Brasileira De Empresas De Limpeza Pública E Resíduos Especiais. *Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil*. São Paulo: ABRELPE, 2020.

Benson, C.; Bosscher, P. Lane, D.; Pliska, R. Monitoring system for hydrologic evaluation of landfill final covers. 1994. *Geotechnical Testing Journal*. v.17, n.2, p.138-149, 1994.

Borba, P. F. S; Martins, E. M.; Correa, S. M.; Ritter, E. (2018) Emissão de gases do efeito estufa de um aterro sanitário no Rio de Janeiro. *Engenharia Sanitária e Ambiental.* n. 23, v. 1, Rio de Janeiro.

Brasil. (2010) *Lei 12.305*. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei no 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências. Publicada no D.O.U. em 03/08/2010.

Brasil. (2022) *Decreto Presidencial nº 10.936*, que regulamenta a Lei nº 12.305 de 2010 que institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS) e cria ainda o Programa Nacional de Logística Reversa. Publicada no D.O.U. em 12/01/2022.

Costa, M. D.; Mariano, M. O. H.; Araujo, L. B.; Jucá, J. F. T. (2018) Estudos laboratoriais para avaliação do desempenho de camadas de cobertura de aterros sanitários em relação à redução de emissões de gases e infiltrações. *Engenharia Sanitária e Ambiental*. v.23, n.1, pp. 77-90.

Gioda, A. (2018) Comparação dos níveis de poluentes emitidos pelos diferentes combustíveis utilizados pela cocção e sua influência no aquecimento global. *Química Nova*, v.41 n.8, p.839-848.

Hopkins, W. G. (2000) *Correlation coefficient: a new view of statistics*. Disponível em: <http://www.sportsci.org/resource/stats/correl.html>.

Li, S.; Meng, B.; Yue, B.; Gao, Q.; Ma, Z.; Zhang, W.; Li, T.; Yu, L. (2020) Seasonal CH4 and CO2 effluxes in a final covered landfill site in Beijing, China. *Science of The Total Environment*. v. 725, 10 July 2020, 138355.

Lopes, R. L. (2011) *Infiltração de água e emissão de metano em camadas de cobertura de aterros de resíduos sólidos*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 274p..

Maciel, F. J. (2003) Estudo da geração, percolação e emissão de gases no aterro de resíduos sólidos da Muribeca/PE. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco. 173 p.

Vieira, A. M. (2005) Estudo de barreiras capilares como Cobertura final de aterro de resíduos. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

Schlub, A. C. M.; Silva, L. A. O.; Holanda, S. H. B.; Firmo, A. L. B.; Jucá, J. F. T. (2019) Resíduos sólidos urbanos: potencial fonte de carbono para degradação microbiana e produção de biogás. *Brazilian Journal of Development*, Curitiba, v. 5 n. 8, p. 11927-11942.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/400

Estudo da Mistura Solo – Cimento – Fibra de Cana-de-açucar

João Guilherme dos Santos Gouvêa
Graduanda Engenharia Civil, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, jguilherme@unifei.edu.br

Valquíria Claret dos Santos
Professora do Magistério Superior, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, valquiria@unifei.edu.br

Adinele Gomes Guimarães
Professora do Magistério Superior, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, adinele@unifei.edu.br

RESUMO: Além da inestigação por diferentes formas de melhoramento do solo, nota-se a procura cada vez maior pelo reaproveitamento de materiais que seriam descartados. Neste contexto, este trabalho analisa o comportamento de misturas de solo, cimento e fibra de cana-de-açúcar em relação à resistência à compressão para variados teores de cada componente. Inicialmente foi analisada a resistência do solo puro como parâmetro inicial para em seguida avaliar as resistências ao se acrescentar diferentes teores de fibras menores que 425 μm (1%, 2%, 3%), de cimento (5%, 7,5%, 10%) e da mistura cimento-fibra (9/1%, 8/2%, 7/3%). O estudo foi realizado com base nas normas regidas pela ABNT e pelo ensaio de compressão não confinada. Observou-se um ganho de resistência para o solo quando acrescido de cimento e para o solo acrescido de fibras e cimento. Os resultados também indicaram uma redução da massa específica para o solo-cimento-fibra. Em uma larga escala pode significar redução da carga de material a ser transportado e, consequentemente, uma diminuição de custos. Apesar da diferença evidente nas resistências entre o solo-cimento e o solo-cimento-fibra, a utilização da fibra também se torna vantajosa uma vez que ela pode contribuir para a substituição do cimento mantendo uma resistência satisfatória.

PALAVRAS-CHAVE: solos modificados, fibras naturais, resitência à compressão, solo com fibras.

ABSTRACT: In addition to the search for different forms of soil improvement, there is an increasing demand for the reuse of materials that would otherwise be discarded. In this context, this work analyzes the behavior of mixtures of soil, cement and sugarcane fiber in relation to compressive strength for varying levels of each component. Initially, the resistance of the pure soil was analyzed as an initial parameter and then evaluated the resistance when adding different fiber contents smaller than 425 μm (1%, 2%, 3%), cement (5%, 7.5%, 10%) and the cement-fiber mixture (9/1%, 8/2%, 7/3%). The study was carried out based on the standards governed by ABNT and the unconfined compression test. A gain in resistance was observed for the soil when cement was added and for the soil when fibers and cement were added. The results also indicated a reduction in the specific mass for the soil-cement-fiber. On a large scale, it can mean a reduction in the load of material to be transported and, consequently, a reduction in costs. Despite the obvious difference in resistance between soil-cement and soil-cement-fiber, the use of fiber also becomes advantageous since it can contribute to replacing cement while maintaining satisfactory resistance.

KEYWORDS: modified soils, natural fibers, compressive strength, soil with fibers.

1 INTRODUÇÃO

O solo é originado a partir da desagregação das rochas presentes na crosta terrestre, por ação do intemperismo, ou por ação de animais e vegetais ou até mesmo pela ação do ser humano. Ele é composto por uma mistura de inúmeros minerais podendo conter, inclusive, matéria orgânica. Na engenharia, o solo pode ser estudado como camada de suporte para transferências de cargas ou mesmo como material de construção da obra (BUENO e VILAR, 1980).

Décadas de crescimento desenfreado das cidades com leis inexistentes ou pouco efetivas, praticamente impõem que cada vez mais sejam utilizadas áreas com solos com características geotécnicas desfavoráveis.

Essas situações podem tornar obras inviáveis por critérios econômicos ou técnicos quando se opta pela utilização de soluções tradicionais de engenharia.

A partir do problema exposto surgem novas técnicas para melhoramento desses solos desfavoráveis, como a adição de cimento, mistura com solos mais resistentes, aplicação de aditivos químicos e também a adição de fibras naturais ou sintéticas. Abre-se, portanto, um vasto leque de possibilidades para o desenvolvimento de novas tecnologias para melhoramento de solos, necessitando, portanto, de inúmeras pesquisas para se avaliar cada tipo de material e sua correlação à cada diferente tipo de solo que pode vir a ser encontrado.

Segundo Specht (2000), entende-se por melhoria ou reforço dos solos a utilização de processos físicos e/ou químicos, visando a melhora das propriedades mecânicas dos solos. Há na literatura muitos autores, como, por exemplo, Núñez (1991) apud Vendruscolo (2003), que distinguem os termos estabilização de solos e melhoramento de solos com base em critérios como, por exemplo, a finalidade a que se destinará o solo ou com relação ao material adicionado ao solo e a quantidade utilizada. No entanto, nesse trabalho não se fará tal distinção e se usarão os termos solos melhorados ou solos modificados quando se fizer necessário.

O cimento é um dos aditivos mais populares e utilizados na fortificação de solos, principalmente em solos pouco plásticos. Segundo Vendruscolo (2003), qualquer solo pode ser estabilizado com cimento a fim de melhorar suas propriedades, exceção sendo feita à solos altamente orgânicos, uma vez que a matéria orgânica pode retardar ou impedir a hidratação do cimento. Outros fatores como a presença de sais, principalmente sulfatos ou um pH ácido também podem inibir o desenvolvimento de resistência de um solo tratado com cimento.

Há uma extensa gama de materiais, principalmente fibras, que podem ser utilizados para a melhoria de solos, todavia, ainda existe a necessidade de muita experimentação devido ao grande número de possibilidades existentes e conforme Souza (2018) enuncia, não existe um comportamento padrão para a mistura desse material ao solo, uma vez que os resultados variam de acordo com a interação entre o solo e o material, dependendo das características de ambos.

Atualmente, além da procura por diferentes formas de melhorar as características de um solo, nota-se a procura cada vez maior pelo reaproveitamento de certos tipos de materiais que seriam descartados e se tornariam inertes. Há, portanto, uma tendência na utilização de fibras para a melhoria e estabilização de solos. Segundo Silva (2007) as fibras podem ser classificadas entre orgânicas e inorgânicas, sendo ambas subdivididas entre naturais e artificiais.

Este trabalho busca avaliar algumas das possibilidades de melhoria, adicionado cimento e fibras naturais a um solo vermelho argiloso do estado de Minas Gerais. O Brasil é o maior produtor de cana-de-açúcar do mundo (EMBRAPA, 2023) e o bagaço da cana é o maior resíduo da agroindústria brasileira (FAPESP, 1998), portanto, foram utilizadas fibras de cana-de-açúcar obtidas a partir de seu bagaço. A escolha desse material se deve à grande quantidade de resíduos que é gerada no Brasil, ao baixo valor desse insumo e por se tratar de uma fibra natural, buscando avaliar uma alternativa ecológicamente viável.

2 METODOLOGIA

O objetivo deste trabalho foi estudar a mistura solo-cimento-fibra comparando-a com o solo puro, solo-fibra e solo-cimento, avaliando principalmente sua resistência à compressão. Buscou-se também avaliar os impactos positivos e negativos que a adição da fibra da cana-de-açúcar possa causar aos parâmetros do solo e do solo-cimento.

Além dos corpos de prova de solo sem adições (solo puro), para os ensaios realizados foram adotados três diferentes teores de microfibras misturadas ao solo (1%, 2% e 3%), tais valores foram escolhidos com base na literatura estudada e devido à baixa massa específica das fibras que acabam ocupando um alto volume mesmo com uma baixa proporção em relação à massa de solo.

Foram também adotados três diferentes teores de cimento misturados ao solo (5%, 7,5% e 10%). O valor mínimo foi escolhido com base na literatura estudada e com base na norma ABNT NBR 12253 (ABNT, 2012d), que recomenda que o teor mínimo de cimento em massa seja de 5%.

Por fim, foram tomados três diferentes teores da relação cimento-fibra, no entanto, para essa situação foi adotado o melhor resultado nos testes com o solo-cimento como parâmetro base e substituiu-se

gradativamente o cimento pelas microfibras, a fim de avaliar se as microfibras atuariam como um substituto eficiente.

Para este estudo foi utilizado um material coletado no município de Delfim Moreira – MG. A coleta foi realizada em julho, fora do período chuvoso e o ponto de coleta foi registrado em coordenadas UTM através de GPS Garmin Vista HCx, em datum SAD 69, sendo obtidas as coordenadas 23K 04684475m S e 7511706m E (Figura 1). Após a coleta, a amostra deformada foi acondicionada em sacos plásticos e transportada até o laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de Itajubá, onde foi homogeneizado e armazenado. O solo vermelho utilizado corresponde à profundidade de 90 a 180 cm. O material coletado trata-se de um solo coesivo e segundo Souza (2018), que estudou este mesmo solo em seu trabalho, ele é classificado como uma argila arenosa .

A matéria prima utilizada para a produção das fibras foi obtida a partir do bagaço da cana-de-açúcar que seria descartado após sua prensagem em moedor comercial. Em seguida a matéria prima foi transportada para o laboratório, lavada em água corrente para higienização, e secas em estufa de secagem e esterilização (SOLAB, modelo SL100) à temperatura de 75°C por cinco dias. Por fim removeu-se as cascas e o restante foi passado por um moinho de facas (LOGEN Scientific, modelo LSW 5000), procedimento realizado por Rangel (2018). Foram obtidas fibras de diversos tamanhos, dessa forma, com o objetivo de padronizá-las, essas foram passadas pelo processo de peneiramento. As fibras utilizadas nesse estudo foram obtidas utilizando-se o agitador de peneiras, sendo o resultado do material passante na peneira de 425 µm, assemelhando-se a um pó fino, denominado adiante neste artigo como microfibras (Figura 2).

De acordo com Rangel (2018), as fibras de cana-de-açúcar são compostas principalmente por celulose, hemicelulose e lignina, ou seja, cadeias de carbono orgânico com uma alta relação de C:N (carbono:nitrogênio), que tornam a decomposição do material mais lenta. É justamente no aspecto da durabilidade que as fibras sintéticas se destacam, proporcionando uma vida útil mais prolongada e gerando certo receio na utilização de fibras naturais. Entretanto, em seu estudo, Rangel (2018) constatou um aumento significativo de resistência à compressão não confinada das amostras estudadas durante os seis meses em que foram observadas, mostrando a eficiência e relevância desse material.

Figura 1. Local de coleta do material
Fonte: RANGEL, 2018. p.28.

Figura 2. Amostra da fibra utilizada (microfibras)
Fonte: SOUZA, 2018. p.4.

O cimento utilizado nos experimentos foi o CSN CP II-E-32 trata-se de um cimento composto produzido seguindo a norma NBR 16697 - Cimento Portland - Requisitos (ABNT, 2018) . Segundo ABCP (2016) , o CP II é um dos principais tipos oferecidos no mercado e consequentemente um dos mais empregados nas diversas obras de construção civil. O material foi devidamente estocado em ambiente fechado e livre de umidade.

Os ensaios do solo puro e do solo com adição das microfibras foram realizados conforme as normas ABNT NBR 6457 (ABNT, 2024) e a ABNT NBR 7182 (ABNT, 2016). Sendo estes ensaios realizados sem reaproveitamento de material, na energia de Proctor normal em molde cilíndrico de 1000 cm³, com 3 camadas.

Os dados dos ensaios para o solo puro foram retirados do estudo de Rangel (2018) que já o havia feito para o mesmo material utilizado e no mesmo laboratório dos demais ensaios realizados nesse estudo. E para a determinação da umidade ótima para o solo-fibra foi utilizado o estudo de Souza (2018) que o realizou para o mesmo solo e fibras aqui utilizados.

Já os ensaios com solo-cimento foram realizados conforme a norma ABNT NBR 12023 (ABNT, 2012a). Sendo este último realizado com reaproveitamento de material, na energia de compactação Proctor normal em

molde cilíndrico de 1000 cm³, com 3 camadas. O reaproveitamento de material se fez necessário, nesse último caso, para não haver a necessidade de coleta de novas amostras de solo no local de coleta e consequente criação de possíveis novas variáveis indesejáveis ao estudo.

A moldagem dos corpos de prova dos solos modificados para os ensaios de compressão simples inciciu colocando-se seus respectivos aditivos (cimento e/ou fibras), seguida da homogeneização e posterior hidratação até a umidade ótima de compactação. Os corpos de prova foram compactados em molde cilíndrico de aço com dimensões de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro, apar a energia de compactação Proctor normal de 5,9 kg.cm/cm³ (Das, 2007).

A moldagem dos corpos de prova de solo-cimento e solo-cimento-fibra foram realizadas conforme a norma ABNT NBR 12024 (ABNT, 2012b) e no mesmo molde cilíndrico supracitado. No entanto, a norma determina que os corpos de prova permaneçam por um período de cura de, obrigatoriamente, sete dias dentro de uma câmara úmida, à temperatura de (23 ± 2)°C e umidade relativa do ar não inferior a 95%. Por indisponibilidade de tal equipamento, os corpos de prova foram acondicionados em sacos plásticos individuais bem vedados para manutenção da umidade, e protegidos da luz solar e em ambiente no qual a temperatura manteve-se entre 21 e 27°C; respeitando-se o tempo de cura de sete dias.

Para cada uma das categorias adotadas neste estudo foram moldados três corpos de prova, ou seja, os ensaios foram realizados com três repetições.

Os ensaios para os corpos de prova de solo sem adições e solo-fibra foram realizados conforme a norma ABNT NBR 12770 (ABNT, 2022). A velocidade da deformação foi fixada em 1% da altura da amostra por minuto, ou seja, 1 mm/min. Todos os ensaios de compressão foram realizados numa prensa da marca Contenco, modelo I-1006-FA conectada a um computador que coletou os dados dos ensaios realizados.

Para os ensaios dos corpos de prova de solo-cimento e solo-cimento-fibra, passados os sete dias de cura, os mesmos foram retirados dos sacos plásticos e tiveram suas massas e dimensões aferidas com a finalidade de analisar se ocorreu perda de umidade. Posteriormente para o ensaio de compressão foi adotada a norma MB-3361/90 (Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos), utilizando-se a mesma velocidade de 1 mm/min.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com a finalidade de melhorar a visualização de alguns gráficos e tabelas e também do próprio texto, os termos relacionados ao tipo de material do corpo de prova serão abreviados nessa seção. Corpos de prova de solo puro serão representados por SP; os de solo-fibra por SF seguida pelo valor percentual de microfibra presente; os de solo-cimento serão representados por SC seguidos pelo respectivo valor percentual de cimento presente e por fim, os de solo-cimento-fibra serão representados SCF seguidos do valor percentual de cimento e do valor percentual de fibra, respectivamente.

3.1 Ensaios de Compactação

O solo vermelho aqui empregado apresenta uma curva com comportamento próximo de uma parábola, com densidade seca máxima próxima a 1,45 g/cm³ e a umidade ótima de 27% (Rangel, 2018).

Com relação à amostra de solo-fibra, segundo Souza (2018), a adição de fibras menores que 425 μm gera um decaimento da densidade seca máxima quando comparado à uma amostra de solo puro, no entanto, a umidade ótima se mantém muito próxima à do solo original, portanto, nesse trabalho considerou-se que a umidade ótima para o solo-fibra seja também de 27%.

Para os três teores de cimento utilizados nesse estudo (5%; 7,5% e 10%) não se observou diferença significativa entre as curvas de compactação, adotando-se portanto, como padrão o valor de 26,5% de umidade ótima para os ensaios de solo-cimento e solo-cimento-fibra.

3.2 Ensaios de Compressão Não Confinada

Os corpos de prova de solo-cimento e solo-cimento-fibra tiveram suas massas e dimensões aferidas duas vezes, uma logo após sua moldagem e a outra passados os sete dias de cura. Isso foi feito com o intuito de determinar se houve alguma perda de umidade ou deformação no período. Passado o tempo de cura verificou-se que as dimensões permaneciam exatamente as mesmas e que a massa dos corpos de prova correspondia a 99,8% da massa original uma vez que parte da umidade se prendeu às paredes do saco plástico, entretanto essa diferença mostrou não relevante e foi dado prosseguimento aos ensaios de compressão normalmente.

Foram realizados três ensaios para cada tipo de mistura. Os dados foram gerados pela prensa e coletados pelo software Pavitest ISC 2.C1-0. Além da massa aferida previamente à ruptura, obteve-se também os valores da carga axial aplicada e, consequentemente da pressão resistente à compressão de cada amostra, e também se obteve as deformações a que foram submetidas.

Nas Figuras 3, 4 e 5 são expostos os gráficos comparativos entre a curva média de solo puro e as curvas médias de solo-fibra, solo-cimento e solo-cimento-fibra para cada um dos teores empregados no experimento.

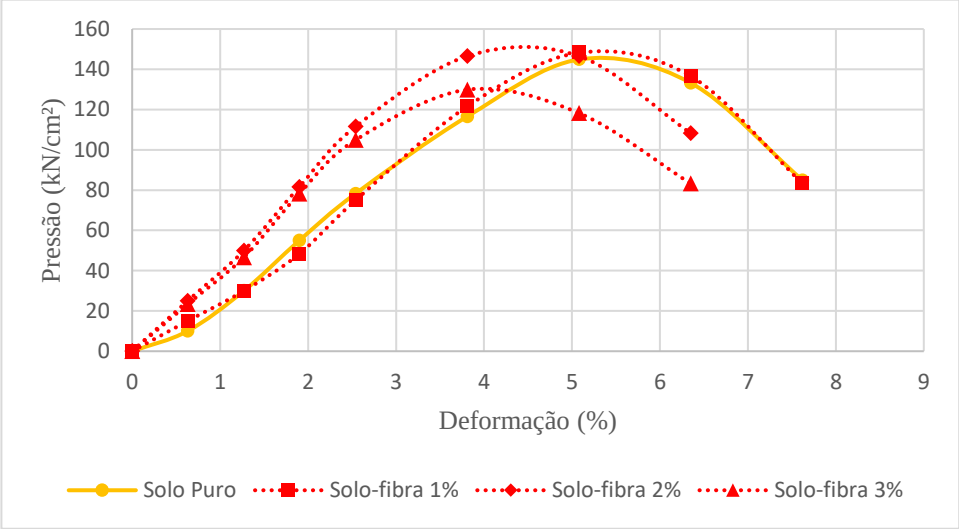


Figura 3. Comparativo Solo Puro x Solo-fibra

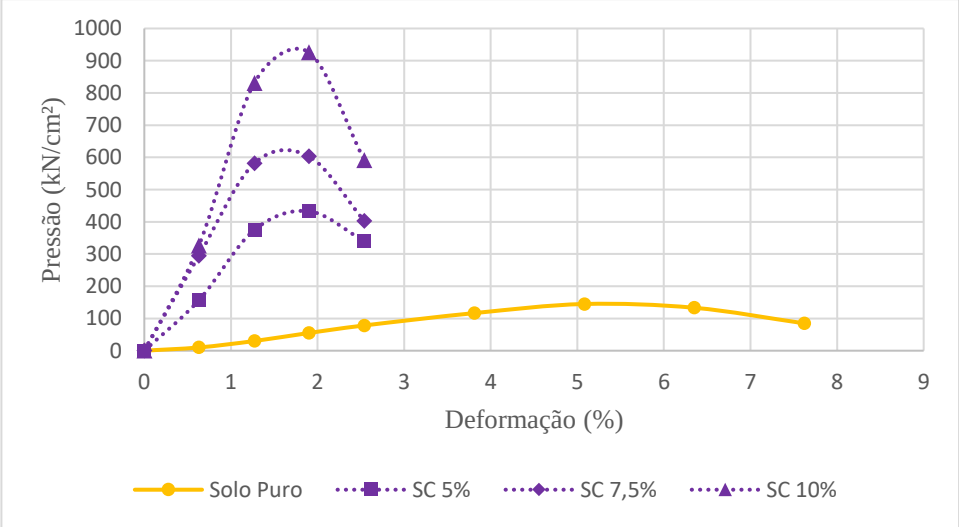


Figura 4. Comparativo Solo Puro x Solo-cimento

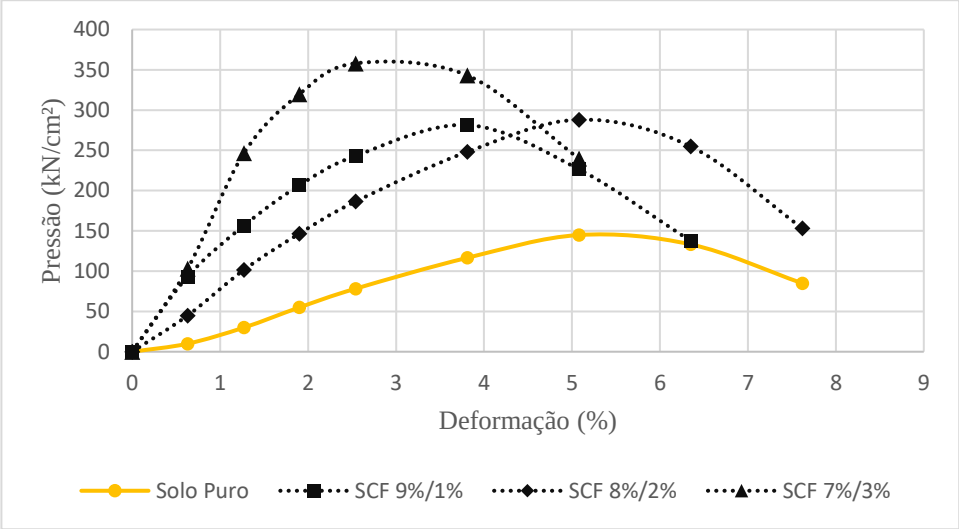


Figura 5. Comparativo Solo Puro x Solo-cimento-fibra

Pode-se verificar pela Figura 6 que a adição de fibra ao solo não gerou impacto significativo no valor da máxima resistência à compressão não-confinada quando comparado ao solo puro, visto que os valores dos picos das curvas são semelhantes (com inclusão de 1% de fibra a resitência foi apenas 2,3% maior do que do solo puro e com 2% de fibra teve-se um aumento de 1,1%).

Rangel (2018) determinou em seu trabalho que a inclusão de fibras de cana-de-açúcar gerou um aumento expressivo na resistência à compressão, no entanto, nesse trabalho utilizaram-se fibras passantes na peneira de 425 µm, com características semelhantes a um pó fino ao invés de fibras de maior comprimento que são geralmente utilizadas, fato que justifica o baixíssimo incremento de resistência com a adição da microfibra.

Ainda com relação ao solo-fibra constata-se que a partir do teor de 3% na mistura há uma perda de resistência (10,3% menor que a resitência do solo puro). Dessa forma, apesar da pequena evolução apresentada pela adição das microfibras, pode-se declarar que um teor ótimo dessas fibras na mistura solo-fibra seria na faixa entre 1 e 2%, valor semelhante ao obtido por Rangel (2018).

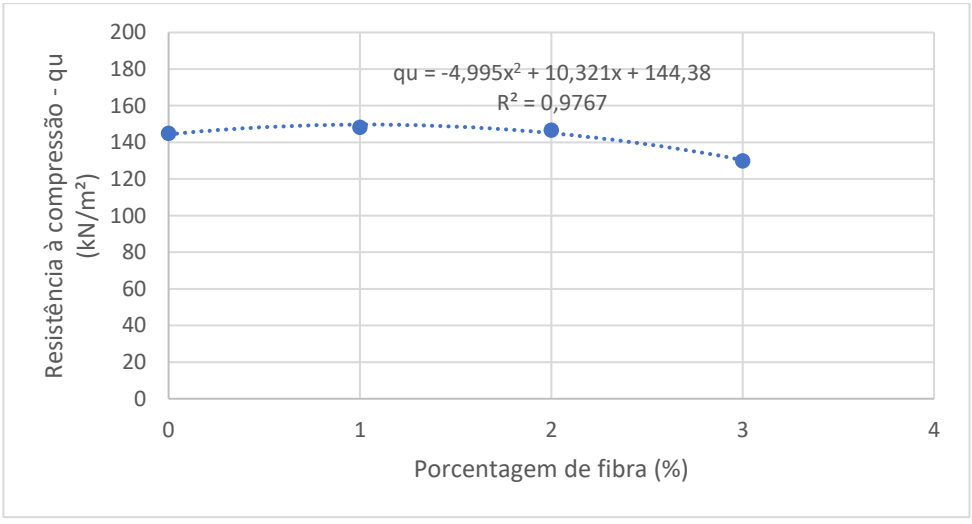


Figura 6. Variação da resistência à compressão em função da porcentagem de fibra

Já na Figura 7 fica evidente o impacto que a adição de cimento gera à resistência do solo estudado, havendo grande aumento de sua resistência. A adição de cimento, segundo Lima et al. (1993), produz efeitos de duas formas distintas, conforme se refira a solos granulares ou a solos coesivos. No primeiro caso, o aditivo destina-se, principalmente, a criar ligações nos contatos intergranulares, de modo a garantir resistência mais efetiva do material às solicitações externas por aumento da parcela resistente relativa à coesão. Já para os solos finos ou coesivos, os grãos de cimento comportam-se como núcleos, aos quais se aderem as partículas que os

rodeiam, formando regiões de material floculado que apresentam ligações oriundas dos fenômenos de cimentação.

Nota-se ainda que o valor da resistência à compressão não-confinada escala de maneira linear à porcentagem de cimento aplicada na mistura, como apresentado na Figura 7, corroborando resultados de outros autores, como Prietto (1996), Specht (2000) e Oliveira (2015). Dessa forma, dos três teores analisados, o de 10% de cimento mostrou-se o melhor e, portanto, foi utilizado como parâmetro base para o experimento subsequente.

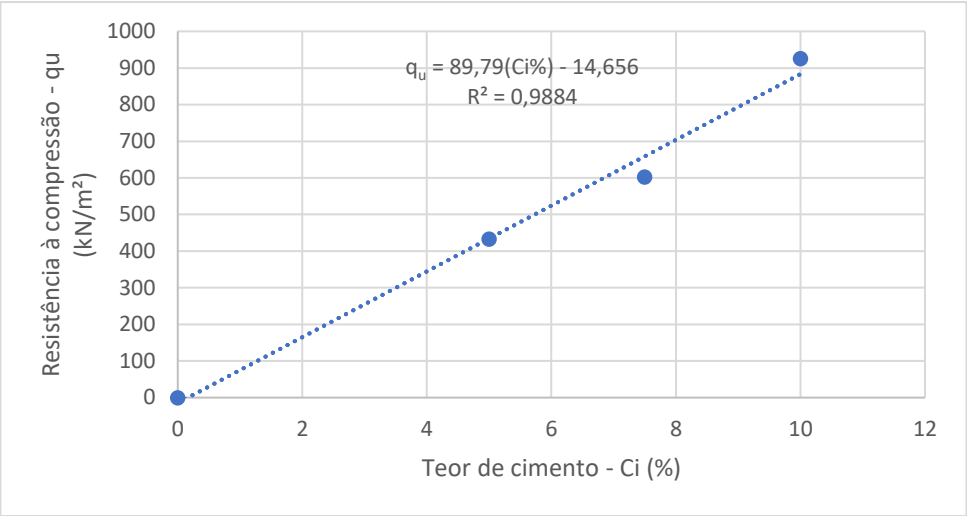


Figura 7. Variação da resistência à compressão em função do teor de cimento

Para os ensaios com os corpos de prova de solo-cimento-fibra, substituiu-se o cimento por fibra, portanto, foram definidas três misturas: 9% de cimento e 1% de fibra, 8% de cimento e 2% de fibra e 7% de cimento e 3% de fibra. Na Figura 5 vê-se que para as três misturas de solo-cimento-fibra houve um grande aumento na resistência à compressão quando comparadas ao solo puro.

Pelas Figuras 4 e 5 constata-se que o solo-cimento 10% e o solo-cimento-fibra 7%/3% atingiram, respectivamente, as maiores resistências máximas dentro de suas respectivas classes. Comparando os valores somente destes dois casos, percebe-se que o solo-cimento ainda foi consideravelmente mais resistente que o solo-cimento-fibra, atingindo uma tensão de ruptura cerca de 2,5 vezes maior.

Na Tabela 1 são mostrados os valores da resistência máxima à compressão (q_u) e sua deformação (ε) no momento da ruptura dos corpos de prova, como também as massas específicas médias calculadas (ρ) para cada caso.

Tabela 1: Valores médios da massa específica, tensão de ruptura e deformação para cada mistura testada

Código	**Descrição**	**ρ (g/cm³)**	**q_u (kN/m²)**	**ε (%)**
SP	Solo puro, sem adições	1,8851	144,88	5,08
SF1	Solo com adição de 1% de fibra	1,8839	148,21	5,08
SF2	Solo com adição de 2% de fibra	1,8454	146,54	5,08
SF3	Solo com adição de 3% de fibra	1,7750	129,89	3,81
SC5	Solo com adição de 5% de cimento	1,8788	432,96	1,90
SC7	Solo com adição de 7,5% de cimento	1,8884	602,82	1,90
SC10	Solo com adição de 10% de cimento	1,8907	925,88	1,90
SCF 9/1	Solo com adição de 9% de cimento e 1% de fibra	1,8112	281,43	3,81
SCF 8/2	Solo com adição de 8% de cimento e 2% de fibra	1,7955	288,09	5,08
SCF 7/3	Solo com adição de 7% de cimento e 3% de fibra	1,7756	358,03	2,54

Analisando-se a Tabela 1, percebe-se que a adição de microfibras resulta num decréscimo da massa específica dos corpos de prova. Dessa forma, voltando para a análise entre o solo-cimento e o solo-cimento-fibra pode-se afirmar que apesar de haver uma queda na resistência há uma evidente diminuição da massa específica no segundo caso, esse fato se deve exclusivamente à baixa massa específica das fibras utilizadas, cerca de 1,06 g/cm³, segundo o estudo de Souza (2018). Portanto, considerando SC10 e SCF 7/3, os testes com melhores resultados da sua categoria, constata-se uma diferença de cerca de 6,5% na massa específica.

4 CONCLUSÃO

De acordo com os resultados expostos, conclui-se inicialmente que, como esperado ao se analisar outros estudos, a adição de cimento ao solo apresenta uma larga melhoria em sua resistência à compressão e torna o solo menos suscetível a deformações.

Já com relação à adição das microfibras de cana de açúcar nota-se que há uma baixa influência dela na resistência do solo quando utilizada isoladamente. Contudo, cabe lembrar que aqui foi utilizado uma fibra bastante fina e que estudos com comprimentos maiores das fibras de cana de açúcar mostrou haver um ganho na resistência na ordem 130%, conforme Rangel (2018).

Com relação às fibras utilizadas em conjunto com o cimento a primeira constatação feita é a de que as microfibras não conseguem atuar como um substituto ao cimento, havendo uma grande perda de resistência ao se comparar com os ensaios realizados com o solo-cimento.

Ainda em relação ao solo-cimento-fibra constata-se que sua utilização apresenta uma significativa melhora na resistência do solo-base, como também houve uma diminuição em sua massa específica, o que em uma larga escala (comum para obras de terra) pode significar uma expressiva redução da carga de material a ser transportado e consequentemente uma diminuição de custos. Apesar da diferença evidente nas resistências entre o solo-cimento e o solo-cimento-fibra, a utilização da fibra também se torna vantajosa uma vez que ela pode contribuir para a substituição do cimento e mesmo assim ainda se obter um resultado satisfatório na resistência.

Outro fator positivo é mais uma vez a redução de custos, uma vez que as fibras podem ser obtidas a partir de materiais que não teriam mais propósito, como o bagaço da cana de açúcar aqui utilizado, além claro do fator sustentável e ecológico da utilização de fibras naturais.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Instituto de Recursos Naturais (IRN) e a Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI) pelo apoio ao desenvolvimento do trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Cimento Portland (2002). Guia básico de utilização do cimento Portland. 7. ed. São Paulo, 2002.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024). NBR 6457 – Solos – Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 12770 – Solo – Determinação da resistência à compressão não confinada de solo coesivo. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 16697 – Cimento Portland - Requisitos. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182 – Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012a). NBR 12023 – Solo-cimento – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012b). NBR 12024 – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos - Procedimento. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012c). NBR 12025 – Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012d). NBR 12253 – Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento - Procedimento. Rio de Janeiro.

Bueno,B.S. ; Vilar,O.M. (1980) Mecânica dos Solos. Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais.

Embrapa. (2023) Cana. Disponível em: https://www.embrapa.br/agencia-de-informacao-tecnologica/cultivos/cana. Acesso em junho de 2024.

FAPESP (1998). Propriedades do bagaço da cana-de-açucar. Notícias FAPESP. Edição 30 – abril 1998. Disponível em: https://revistapesquisa.fapesp.br/propriedades-do-bagaco-da-cana-de-acucar/ Acesso em junho de 2024.

Lima, D. C.; Bueno, B. S.; Silva, C. H. C. (1993) Estabilização de solos II – Técnicas e aplicações a solos da microrregião de Viçosa. Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais.

Oliveira, A.D. (2015) Comportamento mecânico de solos artificialmente cimentados: ensaios, modelagem e aplicação. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

Prietto, P.D.M. (1996) Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Rangel, A. C. M. (2018) Avaliação pedológica e geotécnica de solos modificados com fibra de cana de açúcar. Dissertação (Mestrado) - Curso de Ciências em Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Instituto de Recursos Naturais, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá.

Silva, C. C. (2007) Comportamento de solos siltosos quando reforçados com fibras e melhorados com aditivos químicos e orgânicos. Dissertação (Mestrado) - Curso de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

Souza, T.M. (2018) Análise da Influência do Tamanho das Fibras de Cana-De-Açúcar na Curva de Compactação de Solos Argilosos Modificados com Fibras. Artigo (Graduação em engenharia) – Universidade Federal de Itajubá, Itajubá.

Specht, L.P. (2000) Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Vendruscolo, M. A. (2003) Estudo do comportamento de materiais compósitos fibrosos para a aplicação como reforço de base de fundações superficiais. Tese (Doutorado em engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/401

ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE SOLO AMAZÔNICO REFORÇADO COM FIBRAS VEGETAIS DE TUCUMÃ

Flávian Gyovanna Teixeira Alves.
Engenheira Civil, Instituto Federal de Rondônia, Porto Velho, Brasil, flaviangyovanna@gmail.com

Valeria Costa de Oliveira, Dsc.
Professor, Instituto Federal de Rondônia, Porto Velho, Brasil, valeria.oliveira@ifro.edu.br

Lídia Bruna Teles Gonzaga, Msc.
Professora, Instituto Federal de Rondônia, Porto Velho, Brasil, lidia.bruna@ifro.edu.br

Augusto Barbosa Silva, Msc.
Professor, Instituto Federal de Rondônia, Porto Velho, Brasil, augusto.silva@ifro.edu.br

Rodrigo Cesar Pierozan, Dsc.
Professor, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Brasil, rodrigopierozan@utfpr.edu.br

RESUMO: O solo tropical é complexo e variável, requerendo cuidado especial para atender às exigências de resistência em obras geotécnicas e evitar acidentes como deslizamentos de terra. Este estudo visa analisar as propriedades mecânicas de um solo amazônico reforçado com fibras de tucumã, comparando-o com solo sem adições. O tucumã, planta natural da Amazônia, foi utilizado como reforço, cujo comprimento adotado consistiu em 50 mm a um teor de 0,5% adicionado ao solo e aleatoriamente disperso. Os procedimentos metodológicos abrangem ensaios de caracterização do solo, compactação e resistência. Durante a compactação, notou-se que o solo reforçado com tucumã teve uma redução na massa específica seca máxima e um aumento na umidade ótima. Os resultados dos ensaios de compressão axial não confinada indicaram que o solo reforçado com fibra de tucumã obteve uma resistência superior ao solo natural, assim como tornou-se mais dúctil, em contraste com o comportamento frágil do solo puro. Também recorreu-se a uma avaliação visual dos corpos de prova após seu rompimento, podendo-se observar que, apesar da presença de fissuras nos corpos de prova reforçados, as fibras impediram sua separação da matriz do solo, o que não ocorreu no solo sem adições. Conclui-se que a adição de fibras de tucumã melhorou as propriedades mecânicas do solo, potencializando seu uso na geotecnia.

PALAVRAS-CHAVE: Fibras Naturais, Tucumã, Solo Reforçado.

ABSTRACT:
Tropical soil is complex and variable, requiring special care to meet the strength requirements in geotechnical works and to prevent accidents such as landslides. This study aims to analyze the mechanical properties of an Amazonian soil reinforced with tucumã fibers, comparing it with pure soil. Tucumã, a plant native to the Amazon, was used as reinforcement, with a length of 50 mm and a content of 0.5% added to the soil and randomly dispersed. The methodological procedures include soil characterization tests, compaction, and strength testing. During compaction, it was noted that the soil reinforced with tucumã showed a reduction in maximum dry density and an increase in optimum moisture content. The results of the unconfined axial compression tests indicated that the soil reinforced with tucumã fiber had higher strength than the natural soil, and it also became more ductile, in contrast to the brittle behavior of the pure soil. A visual evaluation of the specimens after failure showed that, despite the cracks in the reinforced specimens, the fibers prevented their

separation from the soil matrix, which did not occur in the pure soil. It is concluded that the addition of tucumã fibers improved the mechanical properties of the soil, enhancing its potential use in geotechnical applications.

KEYWORDS: Natural Fibers, Tucumã, Reinforced Soil.

1 INTRODUÇÃO

O reforço de solos é uma prática crescente na engenharia civil, fundamental para superar desafios geotécnicos e mitigar riscos de desastres, como deslizamentos, especialmente diante de condições climáticas adversas, como nos períodos chuvosos. Entre as técnicas empregadas, o uso de materiais como geogrelhas e geotêxteis tecidos é comum no campo da geotecnia (Ehrlich e Becker, 2017). No entanto, materiais alternativos para o reforço de solos, como as fibras vegetais, têm o potencial de serem utilizados para reduzir a deformabilidade do maciço. Além de serem sustentáveis, por serem de origem orgânica, as fibras vegetais representam recursos renováveis com amplas aplicações na geotecnia, sendo empregadas como soluções temporárias de estabilização do solo e controle de erosão, entre outras. As fibras vegetais disponíveis para este propósito são diversas, incluindo fibras de coco, folha de bananeira, bagaço de cana-de-açúcar, sisal, entre outras (Gonçalves *et al*., 2017).

Essas fibras, por sua vez, apresentam diversas vantagens, como baixo custo, baixa densidade, alta resistência à tração, assim como elevado módulo de elasticidade. Além disso, são não abrasivas e não tóxicas, tornando-as seguras e adequadas para uma ampla gama de aplicações. Suas propriedades físico-químicas podem ser facilmente modificadas com produtos químicos, ampliando ainda mais suas possíveis utilizações na geotecnia (Vieira *et al.*, 2020; Aguilar, 2015; Yazici e Keskin, 2021).

Neste estudo, destaca-se o emprego da fibra de tucumã, produzida a partir da folha de tucumã (Astrocaryum aculeatum), que é uma fruta característica da região norte, encontrada principalmente no estado do Amazonas. Considerando a abundância deste material, assim como a necessidade do uso de novos materiais geotécnicos, que sejam sustentáveis, esta pesquisa teve como objetivo analisar o desempenho mecânico do solo reforçado com essas fibras vegetais, comparando suas propriedades com as do solo não reforçado.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A pesquisa adota uma abordagem experimental para examinar o potencial das fibras de Tucumã como reforço em solo. Por meio de uma série de ensaios de caracterização física e mecânica, tanto do solo natural quanto dos solos reforçados, buscou-se analisar o impacto das fibras de tucumã nas propriedades geotécnicas do solo. Essa investigação é essencial para compreender a eficácia do reforço de fibras vegetais em solos, abrindo possibilidades para sua aplicação em projetos geotécnicos desafiadores.

2.1 Materiais

2.1.1 Solo

Para realizar a análise, foi utilizado solo comumente conhecido como cascalho, amplamente empregado na região de Porto Velho - RO para aterros, sendo obtido em loja de materiais básicos de construção localizada na cidade mencionada.

2.1.1 Fibras de Tucumã

Foram empregadas fibras derivadas das folhas da palmeira do tucumã (*Astrocaryum aculeatum)*, obtidas em uma cooperativa de artesãos sediada no estado do Amazonas (Figura 1) .

Figura 1. Fibra de tucumã natural

A Tabela 1 apresenta os resultados do diâmetro, tensão de tração e deformação das fibras de tucumã, cujos dados utilizados foram obtidos através da pesquisa de Silva *et al.* (2023), que utilizou o mesmo material do presente estudo com comprimento de 100±3 mm em ensaios de tração direta.

Tabela 1. Características físicas e mecânicas das fibras de tucumã

Comprimento (mm)	**Diâmetro (mm)**	**Tensão de tração (MPa)**	**Deformação (mm/mm)**
100	0,021	30137,92	0,025

2.2 Procedimento experimental

O programa experimental desta pesquisa foi conduzido com a finalidade de obter a caracterização física e classificação dos materiais utilizados, juntamente com os resultados de ensaios à resistência mecânica. As etapas do programa experimental são apresentadas na Figura 2.

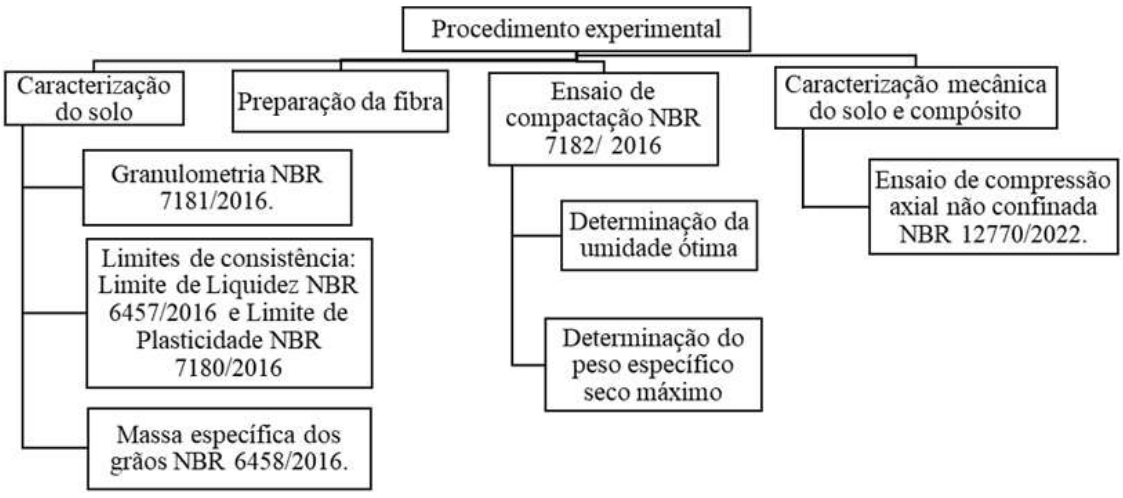


Figura 2. Fluxograma do procedimento experimental.

Para a preparação das fibras, foi adotado método de refinamento em que as fibras foram desfiadas manualmente com o auxílio até de uma carda, ferramenta utilizada no processo de preparação das fibras têxteis antes de serem fiadas. A função principal da carda é desembaraçar, alinhar e limpar as fibras e organizando-as em uma orientação paralela, até que os filetes de fibras se transformassem em fios e atingissem o menor diâmetro possível. A partir disso, foi adotado um comprimento de 50 mm, cuja escolha se baseou em estudos conduzidos por Silva *et al.* (2019), que encontraram neste comprimento o maior aumento nas propriedades mecânicas do solo. Também foi necessário determinar o teor de fibras a ser incrementado ao solo, igual a

0,5%, tendo como base o estudo de Aguilar (2015), cujo teor resultou em uma coesão mais evidente nos compósitos.

Os corpos de prova foram moldados em triplicata, totalizando 6 corpos de prova, utilizando-se os teores de umidade ótima e as massas específicas secas máximas correspondentes, obtidas em cada curva de compactação para o material passante da peneira de 2,00 mm. As amostras foram obtidas pelo método de compactação estática em um cilindro de 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura, com solo puro e também com o teor de fibras disperso no solo, e rompidas em uma Prensa Universal da marca EMIC, equipada com uma célula de carga de 5 kN, operando a uma velocidade calculada de 1 mm/min.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Caracterização do solo

A seguir, são apresentadas as características do solo estudado, incluindo a análise granulométrica, os limites de consistência e a massa específica dos grãos.

3.1.1 Análise granulométrica

O gráfico apresentado na Figura 3 representa a curva granulométrica do solo, ilustrando a distribuição das partículas do material em diferentes tamanhos, obtida por meio dos ensaios de granulometria. A partir da análise granulométrica, observa-se que o solo estudado é composto por 49,9% de argila, 23,6% de areia, 15,5% de silte , seguido de 11% de pedregulho.

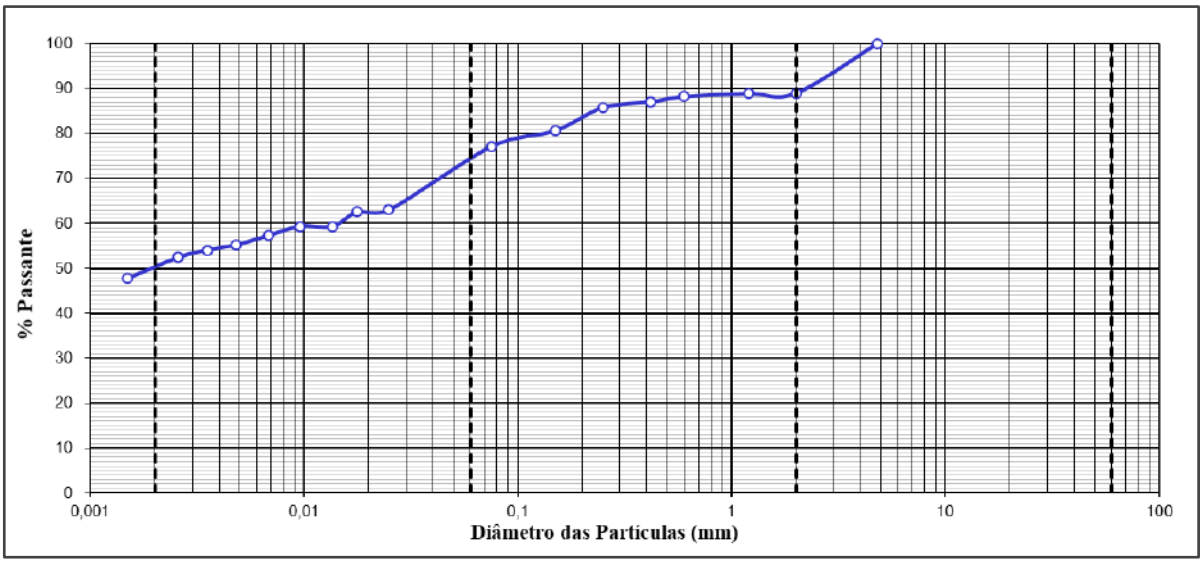


Figura 3. Curva granulométrica do solo.

3.1.2 Limites de consistência

Os resultados das análises laboratoriais revelaram um limite de liquidez (LL) de 39%, um limite de plasticidade (LP) de 31% e, consequentemente, um índice de plasticidade (IP) de 8%. A partir dos resultados dos ensaios de granulometria e limites de Atterberg, foi possível classificar o solo de acordo com a Classificação Highway Research Board (HRB), em um material siltoso, pertencente ao grupo A-4 e com Índice de grupo igual a 4. Este material é considerado de regular a mau comportamento para aplicação em pavimentos,pois apresenta uma parcela de finos consideráveis, os quais contribuem com o aumento dos valores de LL e LP.

3.1.3 Massa específica dos grãos

A massa específica dos grãos do solo (G_s) foi igual a 2,71 g/cm³, obtida por meio do ensaio de picnômetro, conforme a Norma vigente que trata de tal ensaio.

3.2 Compactação do solo natural e compósito solo-fibra

A Figura 4 apresenta as curvas de compactação obtidas para o solo puro e para o compósito solo-fibra, onde se distinguem a massa específica seca máxima e a umidade ótima entre os materiais, com comportamentos diferentes nas curvas de compactação entre o solo natural e o solo reforçado. Esse comportamento pode ser justificado pelo fato de que as fibras ajudam a distribuir melhor o impacto dos golpes no ensaio de compactação, refletindo em uma curva com pico menos pronunciado (Casagrande, Alelvan e Pierozan, 2024; Sotomayor *et al.*, 2024). Isso indica que, mesmo no caso de a compactação em campo ser insatisfatória, o material reforçado com fibras pode não ter uma variação tão pronunciada de densidade, ao contrário do solo no estado natural.

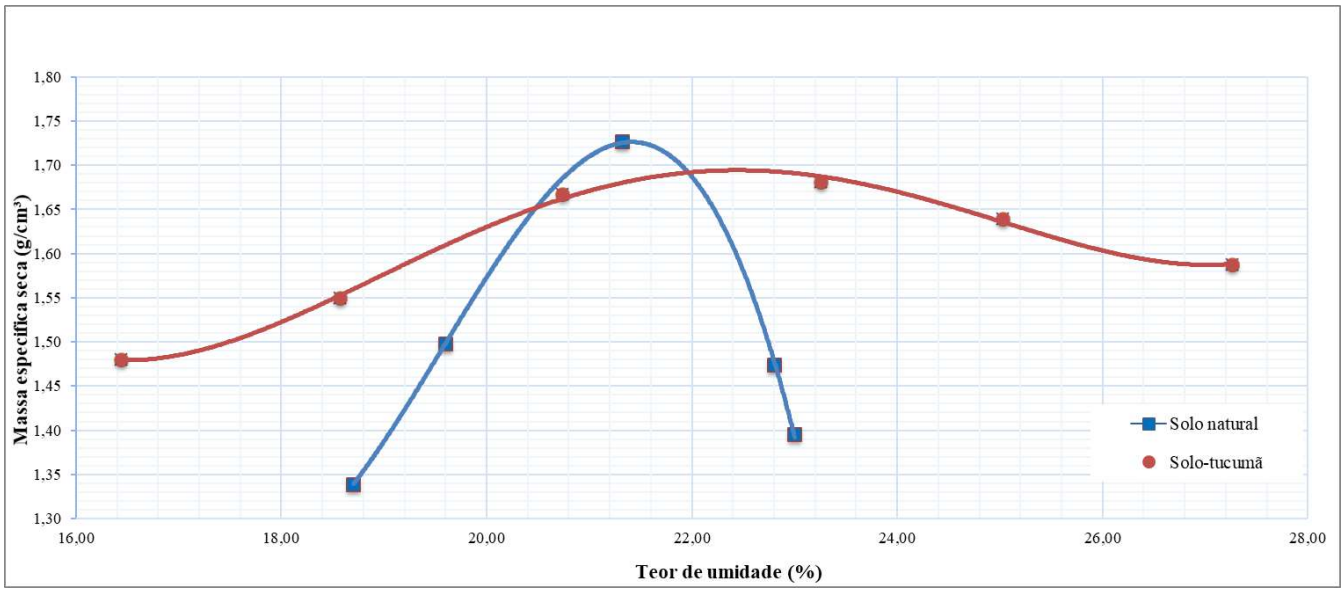


Figura 4. Curva de compactação com energia normal.

A análise dos resultados deste ensaio revelou que a massa específica seca máxima do solo sem adições alcançou aproximadamente 1,73 g/cm³, com uma umidade ótima de 21,25%. Por outro lado, ao serem incorporadas as fibras ao solo, os valores de massa específica seca e de umidade ótima foram iguais a 1,69 g/cm³ e 22,6%, respectivamente. Nota-se que não houve uma variação expressiva na massa específica máxima e na umidade ótima. A pequena variação pode ser justificada pela capacidade de absorção de água proporcionada pelas fibras, similar aos estudos conduzidos por Fonseca (2021), que constatou este efeito ao trabalhar com fibras de tucum (*Astrocaryum chambira Burret*), uma espécie da mesma família que o tucumã da Amazônia. O comportamento da curva de compactação com fibras foi mais aberto que no solo puro, devido à absorção dos impactos de compactação pelas fibras.

3.3 Compressão axial não confinada

As curvas de resistência compressão uniaxial *versus* deformação são apresentadas na Figura 5, onde se utilizou o comportamento do solo puro como parâmetro comparativo para o compósito.

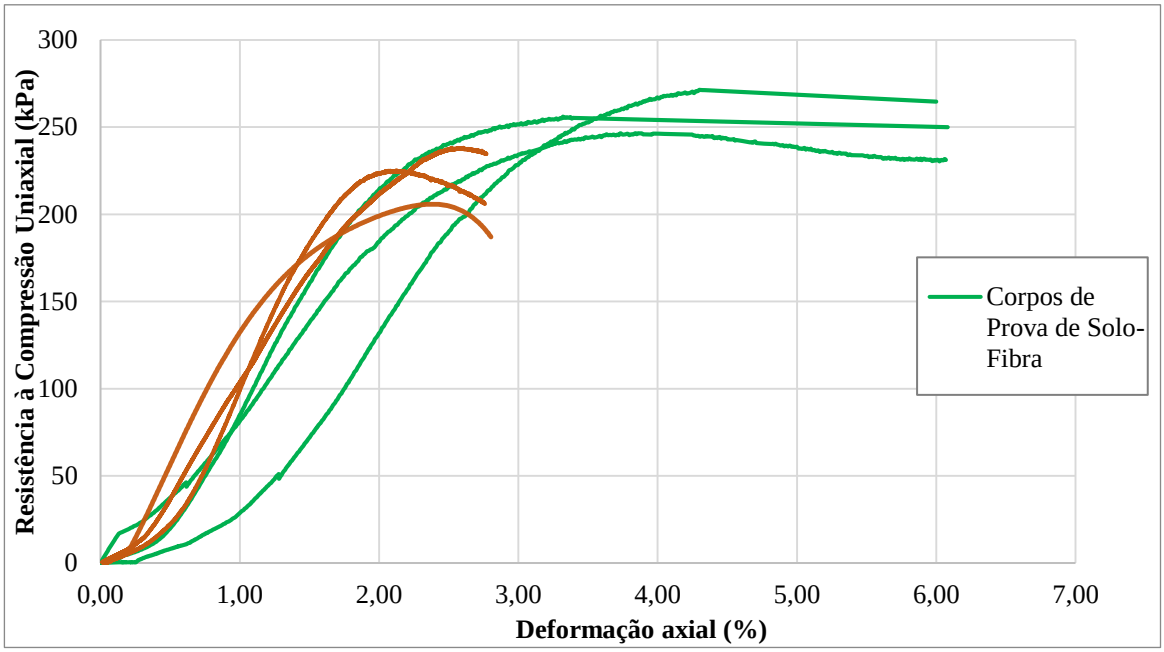


Figura 5. Resistência compressão uniaxial *versus* deformação do solo reforçado com tucumã.

Os corpos de prova correspondentes ao solo natural apresentaram um valor médio de resistência máxima de quase 230 kPa e deformação média correspondente de 2,3%, enquanto o solo reforçado com fibras da palha de tucumã apresentou uma média de resistência à compressão axial de 270 kPa e média de deformação de 4,0%. A partir disso, é possível perceber que a adição de fibras de tucumã melhora o comportamento do solo com relação à sua resistência, que é majorada, assim como torna o seu comportamento mais dúctil, uma vez que permite maiores níveis de deformação até que se atinjam as condições de ruptura, o que não ocorre no solo puro, que apresentou um comportamento frágil.

Outro importante aspecto observado corresponde à resistência pós-pico dos compósitos, em que a resistência à compressão é mantida em níveis elevados, enquanto a resistência do solo puro cai bruscamente após atingir seu valor máximo.

A partir de aspectos visuais das amostras após o rompimento, também é possível inferir alguns aspectos distintos do comportamento mecânico dos corpos de prova. Dessa maneira, verificou-se que o solo natural apresentou fissuras que se concentrara na região em que ocorreu o carregamento, enquanto nos solos reforçados foi observado um achatamento ao longo do seu comprimento, formando um ângulo de 45º no seu rompimento, comparativo ilustrado na Figura 6.

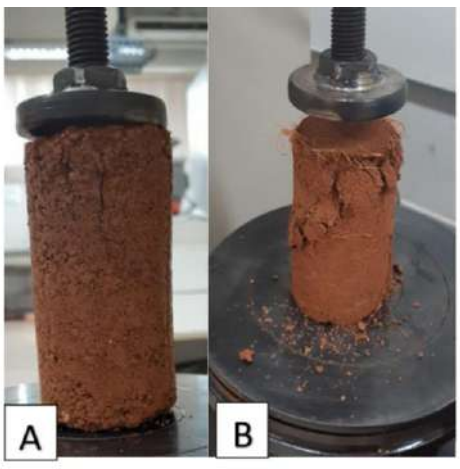


Figura 6. Comparativo visual do rompimento de solo puro (A) e do compósito (B).

Segundo Motta (2018), o modo de ruptura está diretamente relacionado à propagação de fissuras, onde a aleatoriedade das fibras inseridas é crucial para permitir uma melhor mobilização da resistência do compósito.

A partir da sintetização destes dados, nota-se que os compósitos reforçados com fibras de tucumã apresentam uma ruptura progressiva, que ocorre devido às pontes de transferência de tensões formadas pelas fibras, permitindo a transferência de tensões ao absorverem parte das solicitações e gerar uma fissuração mais distribuída.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados dos ensaios de compressão axial, a fibra vegetal estudada demonstrou seu potencial de aprimoramento do comportamento mecânico do solo, evidenciado por uma mudança do comportamento do solo puro para o compósito, que passou de frágil para dúctil. A importância de um material mais dúctil é destacada, pois o solo reforçado é capaz de manter sua integridade estrutural mesmo quando submetido a níveis elevados de deformação. Em contraste, o solo natural tende a se deformar e enfraquecer mais rapidamente após a aplicação da carga. Essa ductilidade aprimorada do compósito é crucial para garantir maior durabilidade e segurança em aplicações geotécnicas, especialmente em condições de carregamento variáveis e extremas.

De modo geral, pode-se afirmar que as fibras vegetais estudadas influenciam positivamente o comportamento mecânico do solo, aumentando a ductilidade e reduzindo a ruptura do solo. Sendo assim, podem ser considerados materiais viáveis na geotecnia como reforço do solo, mas que ainda carecem de mais pesquisas que complementem o estado atual do conhecimento. Acredita-se que este trabalho possa contribuir para pesquisas futuras envolvendo o uso dessas fibras vegetais como material geotécnico.

AGRADECIMENTOS

Ao Instituto Federal de Rondônia pelo suporte e recursos necessários ao desenvolvimento dessa pesquisa, além do apoio contínuo à capacitação docente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 12720. *Solo coesivo – determinação da resistência à compressão não confinada.* Rio de Janeiro.

Aguilar, J. R. T. (2015). *Análise do Comportamento Mecânico de um Solo Arenoso Reforçado com Fibras de Coco* (Doctoral dissertation, Dissertação (Mestrado)—Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro).

Casagrande, M. D. T.; Alelvan, G. M.; Pierozan, R. C. Performance of Mining Tailings Stabilized with Polymers and the Applicability in Geotechnical Engineering. In: KORF, E. P.; PRIETTO, P. D. M.; MÜLLER, C.; et al. (Ed.). Environmental Geotechnics. New York: Nova Science Publishers, Inc., 2024. Cap. 2. p. 28-57. ISBN 979-8-89113-651-9.

Ehrlich, M., Becker, L. (2017).*Muros e Taludes de Solo Reforçado Projeto e Execução*. São Paulo: Oficina de Textos.

Fonseca, R. P. D. (2021). Influência de diferentes tipos de fibras vegetais amazônicas no desempenho de uma argamassa à base de cimento Portland e Metacaulim.

Gonçalves, F. D. C., Amaral, E. L. S., Lopes Junior, J. L., Lopes, B. L. S., Ribeiro Junior, L. D. S., Brabo, D. R., Amarante, C. D. (2018). Fibras vegetais: Aspectos gerais, aproveitamento, inovação tecnológica e uso em compósitos. *Revista Espacios*, *39*(0798), 1015.

Motta, T. G. (2018). Estudo do comportamento mecânico de solos reforçados com fibras naturais.

Silva, H. E. F., Camargos, C. S., Souza, M.V., Gongora, I. (2019). Estudo da viabilidade do uso de fibras naturais como reforço de solos. In: *Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges.* pp. 1502-1509). IOS Press.

Silva, T. S; Nascimento, C. B.; Cavalheiro, R.B. Barbosa, V. M.; Gonzaga, L. B. T; Oliveira, V. C. (2023). Análise da aderência à tração de fibras vegetais em matriz 63 cimentícia com fibras de coco, sisal e tucumã. in: *Congresso Brasileiro Do Concreto,* 64., 2023, Florianópolis: IBRACON.

Sotomayor, J.M.G. et al. Geomechanical Performance of Gold Ore Tailings-Synthetic Fiber Composites. Geotech Geol Eng, 2024. https://doi.org/10.1007/s10706-024-02814-4.

Vieira, I. C. B., Barbosa, I. F., Zancanella, A. C. B., Maziero, R., Rubio, J. C. C. (2020). COMPORTAMENTO MECÂNICO DE COMPÓSITOS DE FIBRAS ALEATÓRIAS DE SISAL COM RESINA POLIÉSTER. *Gramado: Ibeas*.

Yazici, M. F., Keskin, S. N. (2021). A Review on Soil Reinforcement Technology by Using Natural and Synthetic Fibers. *Erzincan University Journal of Science & Technology*, *14*(2).

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/402

Estudo de Caso Acerca da Duração da Precipitação na Recarga de Aquífero Utilizando o Método de Variação do Nível d'água

Anna Luíza Medeiros Corrêa da Silva
Engenheira Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, annamluizaunb@gmail.com

Matheus Marques Martins
Engenheiro Civil, Mestre, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, mmarquesmartins@hotmail.com

André Luís Brasil Cavalcante
Professor Associado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, abrasil@unb.com.br

RESUMO: Foi aplicado o Método de Variação do Nível d'água em regime transiente para verificar como a duração da precipitação impacta na recarga de um aquífero não confinado. Como área de estudo, foi utilizada a Fazenda Água Limpa, localizada no Distrito Federal. O fluxo vertical de umidade no solo foi modelado pelo método de Cavalcante e Zornberg (2019), sendo a frente de molhagem determinada numericamente utilizando a equação de Cavalcante e Zornberg (2017). Utilizando a linguagem *Wolfram Mathematica*, foram elaborados gráficos para 05, 15, 30 e 60 minutos de duração de precipitação, os quais demonstraram o comportamento do teor de umidade volumétrica do solo, do coeficiente de armazenamento e do volume de recarga ao longo da profundidade, para um tempo pós-chuva fixado em 15 minutos. Constatou-se, assim, a influência direta que a duração da chuva exerce sobre estes parâmetros: quanto maior a duração, maior o volume de recarga, assim como mais profunda a frente de molhagem e maior a zona saturada após a chuva. A recarga do aquífero se inicia quando a frente de molhagem iguala ao lençol freático, sendo calculada uma duração de chuva de 86,3 minutos para que isso ocorra.

PALAVRAS-CHAVE: Recarga de aquífero, Aquífero não confinado, Duração da precipitação, Fluxo de umidade no solo, Infiltração.

ABSTRACT: This study applied the Water Level Variation Method under a transient regime to investigate how the duration of precipitation impacts the recharge of an unconfined aquifer. The study utilized Água Limpa Farm, located in the Federal District. The vertical moisture flux in the soil was modeled using the Cavalcante and Zornberg (2019) method, with the wetting front being determined numerically using the constitutive model developed by Cavalcante and Zornberg (2017). Graphs were plotted using the Wolfram Mathematica language for precipitation durations of 5, 15, 30, and 60 minutes, and the behavior of soil volumetric moisture content, storage coefficient, and recharge volume along the depth was observed at a fixed 15-minute post-rain period. Therefore, the direct influence of precipitation duration on these parameters was evident. The longer the duration, the greater the recharge volume, the deeper the wetting front, and the larger the saturated zone after the rain. The aquifer recharge occurs when the wetting front equals the water table, as a rainfall duration of 86.3 minutes was calculated for this occurrence.

KEYWORDS: Aquifer recharge, Unconfined aquifer, Precipitation duration, Soil moisture flux, Infiltration.

1 INTRODUÇÃO

As águas subterrâneas são extremamente importantes para a segurança hídrica, uma vez que 97% da água doce líquida do planeta se encontra na forma de aquíferos (Hirata *et al.*, 2019). Desse modo, acompanhar a flutuação da água subterrânea (recarga e descarga) em aquíferos livres é imprescindível para a gestão e o uso dos recursos hídricos de forma sustentável.

A variação do nível freático está diretamente relacionada ao regime de precipitações, à temperatura e ao padrão de uso do solo. A parcela da precipitação que infiltra no solo promove alterações no perfil de umidade

deste: ao longo do tempo, a água alcança uma camada impermeável e acumula-se preenchendo totalmente os poros do solo, constituindo a zona saturada, ficando limitada superiormente pela superfície freática – superfície imaginária em que a pressão é igual a atmosférica (Tomasella, 1992). É nesse processo que ocorre a recarga do aquífero. Dessa forma, a duração da chuva é indispensável para entender quando ocorre a recarga, já que está diretamente relacionada ao volume de água fornecido ao solo.

Nesse sentido, o objetivo deste trabalho é aplicar o Método de Variação do Nível d'água em regime transiente, segundo a abordagem de Silva *et al*. (2023), para verificar como a duração da precipitação influencia a recarga de um aquífero não confinado. Análises paramétricas foram realizadas para demonstrar o padrão de comportamento do teor de umidade volumétrica do solo (i), do coeficiente de armazenamento (ii) e do volume de recarga (iii), ao longo da profundidade. Os parâmetros e características fisiográficas aplicados no modelo correspondem ao Poço PM4 da Bacia do Córrego Capetinga em Brasília, Distrito Federal. A determinação dos parâmetros (i), (ii) e (iii) foi feita a partir de um tempo padrão pós-precipitação de 15 minutos. Além disso, também foi objeto desse estudo a determinação do tempo de chuva necessário para o início da recarga, ou seja, o tempo para a frente de molhagem se igualar à profundidade do lençol freático.

2 ÁREA DE ESTUDO E DADOS DE ENTRADA

O poço analisado neste estudo, PM4, pertence à Bacia do Córrego do Capetinga, localizada dentro da Fazenda Água Limpa (FAL), área de estudo piloto da Universidade de Brasília (Figura 1).

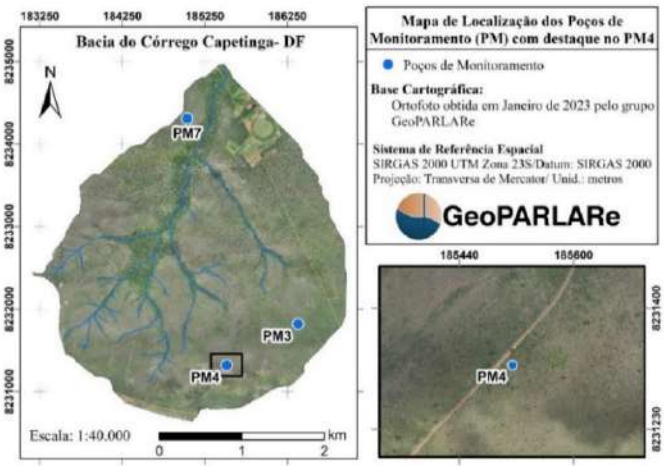


Figura 1. Mapa de Localização dos Poços de Monitoramento.

A partir de dados extraídos da plataforma *ZENTRA,* foram elaborados relatórios de ensaios laboratoriais de caracterização, cujas informações relevantes estão disponíveis na Tabela 1 a seguir.

Tabela 1. Parâmetros do Solo em PM4.

Umidade inicial de campo (θ_i)	29,4%
Profundidade do lençol freático (l_z)	3,22 m
Coeficiente de permeabilidade (k_s)	2,42 mm/s
Granulometria	Pedregulho (3%), Areia Grossa (20%), Areia fina (68%), Silte (7%), Argila (3%)

A profundidade do lençol freático é calculada como a diferença entre a profundidade do piezômetro (4,2 metros) e o nível d'água registrado por esse. Para a análise, foi adotado o dia 07 de janeiro de 2024, quando foi registrado o menor nível d'água durante o período de monitoramento, como é possível observar na Figura 2. A umidade volumétrica inicial adotada, desse modo, é a registrada na mesma data e horário, conforme a Figura 3. O coeficiente de permeabilidade foi determinado em ensaio de campo com carga variável.

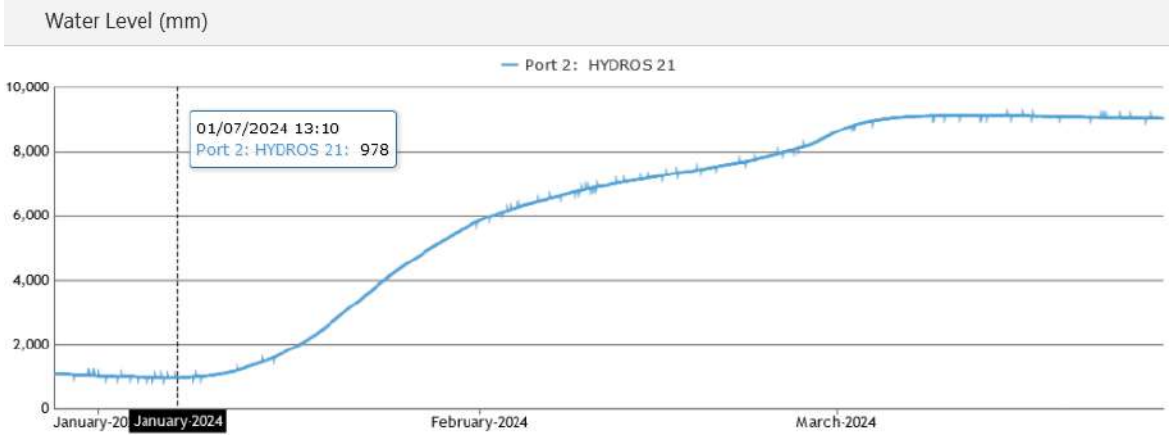


Figura 2. Nível da água registrada no piezômetro no Poço de observação PM4 (Fonte: Plataforma *Zentra*).

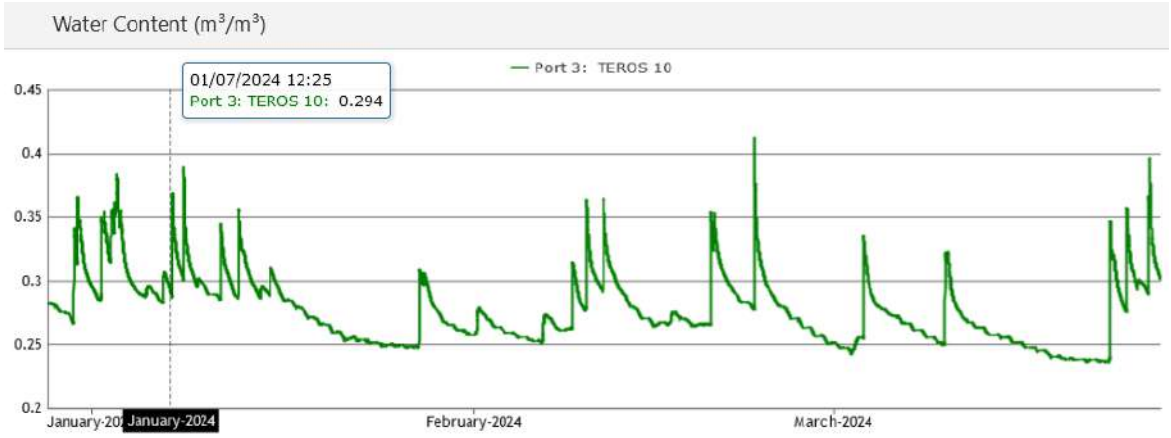


Figura 3. Umidade volumétrica ao longo do tempo no Poço de observação PM4 (Fonte: Plataforma *Zentra*).

3 METODOLOGIA

3.1 Método da Variação do Nível d'água Transiente

Aprimorado por Healey e Cook (2002), o Método da Variação do Nível d'Água (VNA) é um dos principais modelos utilizados para a estimativa de recarga dos aquíferos livres, não considerando o fluxo lateral. Para aplicá-lo, são necessários dados da variação dos níveis d'água e a estimativa do rendimento específico. A equação geral dessa formulação é baseada no equilíbrio hídrico. No entanto, ao se considerar curtos intervalos de tempo (horas ou dias), o tempo entre a recarga e a redistribuição da água para outros componentes do balanço hídrico é considerável (Pinto, 2010; *apud* Silva *et al*., 2023). Dessa forma, toda a água que alcança a zona saturada será considerada como destinada à recarga do aquífero (armazenamento). Assim, a expressão de recarga pode ser expressa na forma da Equação (1):

$$R = S_y \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = S_y \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (1)$$

Em que R é a taxa recarga (metros/segundo), Δh é a variação do nível d'água para um intervalo de tempo Δt, e S_y é o rendimento específico ou armazenamento específico (adimensional), definido por Fitts (2012, *apud* Silva *et al*., 2023) pela Equação (2), em que η é a porosidade, e θ é o teor de umidade volumétrica saturado (adimensional).

$$S_y = \eta - \theta \quad (2)$$

A grande barreira do método VNA é a determinação do rendimento específico. No entanto, Silva *et al*. (2023) propuseram uma solução analítica com dependência no tempo para sua determinação, o que facilita o uso do método anteriormente citado.

3.2 Cálculo do Teor de Umidade Volumétrico $\theta\ (z,\ t)$

Para o cálculo do teor de umidade volumétrica ao longo do perfil do solo após a precipitação, será usada a equação do caso unidirecional da solução analítica proposta por Cavalcante e Zornberg (2019), que consiste em uma função do tempo *t*, em segundos, e da profundidade *z,* em metros. Esta está expressa na Equação (3):

$$\theta(z,t) = \theta_0 + (\theta_i - \theta_0) \times \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \left[\frac{4\bar{D}_z e^{\frac{-\bar{a}_s b_z}{2\bar{D}_z}} \left(-2\pi\bar{D}_z\, n\, e^{\frac{\bar{a}_s b_z}{2\bar{D}_z}} + \bar{a}_s\, l_z\, \sin\left(\frac{\pi b_z n}{l_z}\right) + 2\pi\bar{D}_z\, n\, cos\left(\frac{\pi b_z n}{l_z}\right) \right)}{\bar{a}_s l_z^2 + 4\pi^2 \bar{D}_z^2 n^2} \right] \times \left[n\pi \cos\left(\frac{n\pi}{l_z} b_z\right) + \frac{l_z a_s n}{2D_z} \sin\left(\frac{n\pi}{l_z} b_z\right) \right] \exp\left[-t \left(\frac{a_s^2}{4D_z} + \frac{D_z n^2 \pi^2}{l_z^2} \right) \right] \exp\left[\frac{\bar{a}_s\, b_z}{2\bar{D}_z} \right] \sin\left(\frac{n\pi}{l_z} z\right) \right\} \quad (3)$$

Em que $\theta\ (z,\ t)$ é o teor de umidade volumétrica unidirecional em função da profundidade e do tempo.

Para o cálculo da Equação (3), faz-se preciso o conhecimento de certos parâmetros do Poço PM4, como a profundidade do lençol freático (l_z) e o teor de umidade inicial do solo (θ_i), já determinados (Tabela 1), bem como a velocidade advectiva da umidade (a_s), a difusividade (D_z) o teor de umidade na superfície do solo no instante em que se encerra a precipitação (θ_0) e a frente de molhagem (b_z).

Para determinar a_s, D_z e θ_0, faz-se necessário determinar a umidade residual (θ_r) e a umidade de saturação (θ_s), por meio do ajuste da curva de retenção de água no solo (SWRC – *Soil Water Retention Curve*). Neste trabalho, são usados os resultados obtidos do ajuste da curva feita com os dados de Lopera (2016), obtida por Silva *et al*. (2023), que usou o modelo constitutivo de Costa e Cavalcante (2021). O resumo dos parâmetros encontrados a partir desse ajuste estão dispostos na Tabela 2.

Tabela 2. Resumo dos Parâmetros obtidos do modelo calibrado (Fonte: Silva *et al*., 2023).

Parâmetro hidráulico de ajuste – Macroporos (δ_1)	0,00004
Parâmetro hidráulico de ajuste – Microporos (δ_2)	0,01269
Fator de ponderação correspondente à região dos macroporos (λ)	0,38159
Umidades residual (θ_r)	0,001
Umidade de saturação (θ_s)	0,559
Parcela advectiva da umidade (a_s)	0,00004
Parcela de difusividade da umidade (D_z)	0,00035
Umidade volumétrica na superfície do solo (θ_0)	0,56

3.3 Determinação da Frente de Molhagem (bz) para as Diferentes Durações de Precipitação

Para determinar a frente de molhagem (b_z), deve-se calcular a profundidade (z) para a qual a umidade se iguala à umidade inicial (θ_i) antes da precipitação, para uma determinada duração de chuva (t_p). Para isso, é necessário considerar a solução analítica para a equação de Richards proposta por Cavalcante e Zornberg (2017), onde *Erfc(Z)* é a função erro complementar:

$$\theta(z, t_P) = \theta_i + (\theta_0 - \theta_i) A(z, t_P) \quad (8)$$

Em que

$$A(z,t) = \frac{1}{2}\left[Erfc(Z_{-1}) + exp\left(\frac{\bar{a}_s z}{\bar{D}_z}\right) Erfc(Z_{+1})\right], \qquad Z_{\pm 1} = \frac{z \pm \bar{a}_s t_P}{2\sqrt{\bar{D}_z t_P}} \quad (9)$$

Desse modo, a frente de molhagem é determinada estimando o valor de z que resolve a equação abaixo, considerando uma precipitação de duração t_p.

$$\theta\left(b_z, t_p\right) = \theta_i + (\theta_0 - \theta_i) A\left(b_z, t_p\right) = \theta_i \quad (10)$$

A Equação (10) foi resolvida utilizando o comando *NSolve* no programa *Wolfram Mathematica 11.3*, determinando o tempo de chuva no qual a frente de molhagem se iguala à profundidade do lençol freático. Essa equação, em seguida, foi resolvida numericamente quatro vezes para os seguintes valores de t_p: 05, 15, 30 e 60 minutos. As frente de molhagem determinadas foram, respectivamente, b_{z5} = 0,79 m, b_{z15} = 1,36 m, b_{z30} = 1,92 m e b_{z60} = 2,70 m. Determinadas essas frentes de molhagem, é possível resolver a Equação (3) para as quatro frentes de molhagens. Dessa forma, calcula-se o rendimento específico para cada caso, conforme a Equação (11) proposta por Silva *et al*. (2023):

$$S_y(z,t) = \eta - \theta(z,t) \tag{11}$$

3.3 Cálculo de volume de recarga (V_w)

Com o rendimento específico S_y determinado para um certo tempo t após a precipitação, o qual foi fixado em 15 minutos, é possível calcular o volume de recarga do aquífero por meio da Equação (12), em que V_w é o volume de recarga (em m³) e A é a área do aquífero (em m²), sujeita à mudança de coluna do nível d'água dh (em metros), que se deve ter registro no poço de observação:

$$V_w = -A \cdot dh \cdot S_y \tag{12}$$

4. RESULTADOS

4.1 Cálculo da Umidade e da Frente de Molhagem para Cada Duração de Precipitação

Para cada uma das quatro frentes de molhagem b_z, foram plotadas as funções da umidade volumétrica ao longo da profundidade (z) nos instantes t pós-precipitação de 0 e 15 minutos. Na análise comparativa dos perfis, é possível observar como a distribuição da umidade se propaga para níveis mais profundos do solo em 15 minutos após o fim da precipitação. Para chuvas com menores durações e, consequentemente, menores frentes de molhagem, a umidade de saturação alcança menores profundidades.

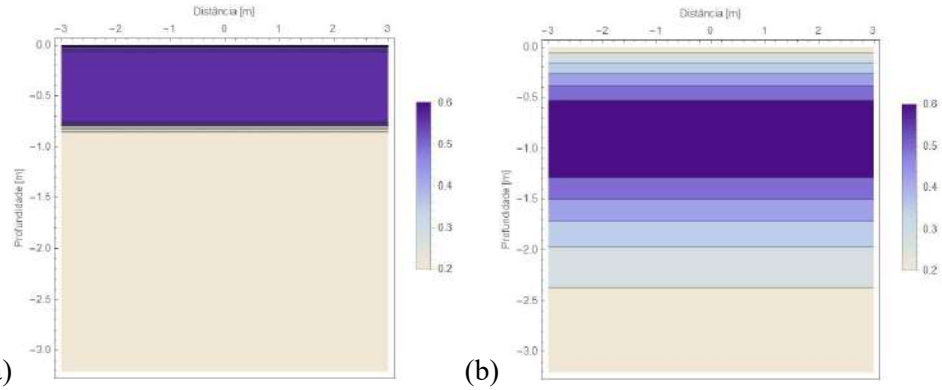


Figura 4. Perfil de umidade em t = 0 minutos (a) e em t = 15 minutos (b) para a frente de molhagem b_{z5}.

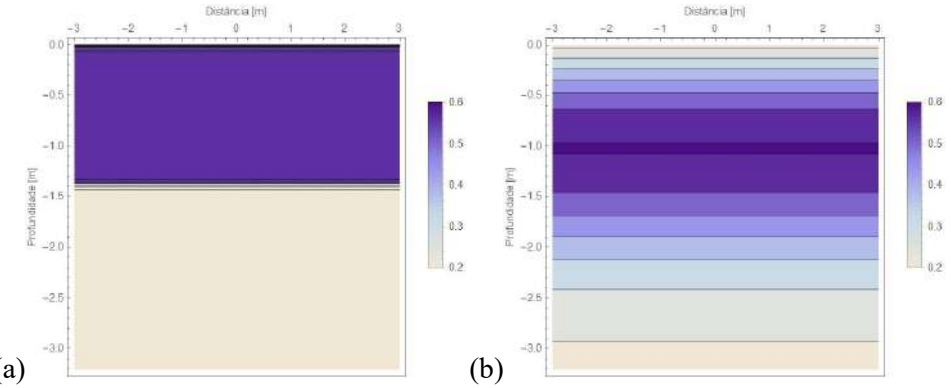


Figura 5. Perfil de umidade em t = 0 minutos (a) e em t = 15 minutos (b) para a frente de molhagem b_{z15}.

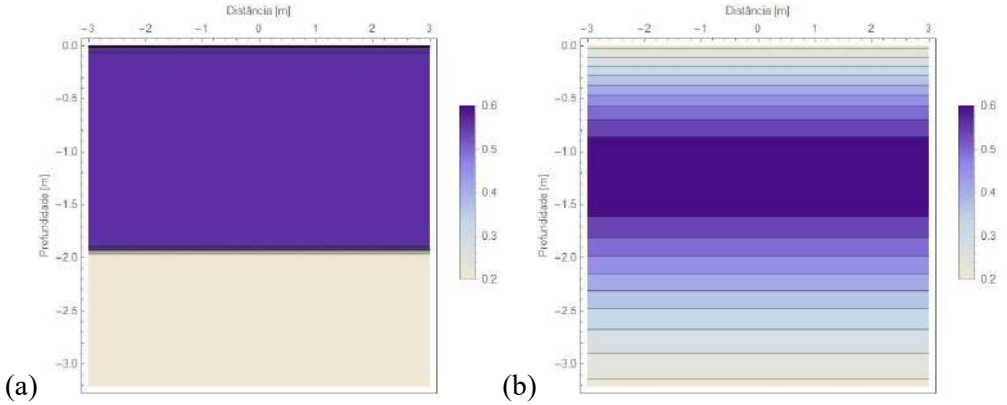


Figura 6. Perfil de umidade em t = 0 minutos (a) e em t = 15 minutos (b) para a frente de molhagem b_{z30}.

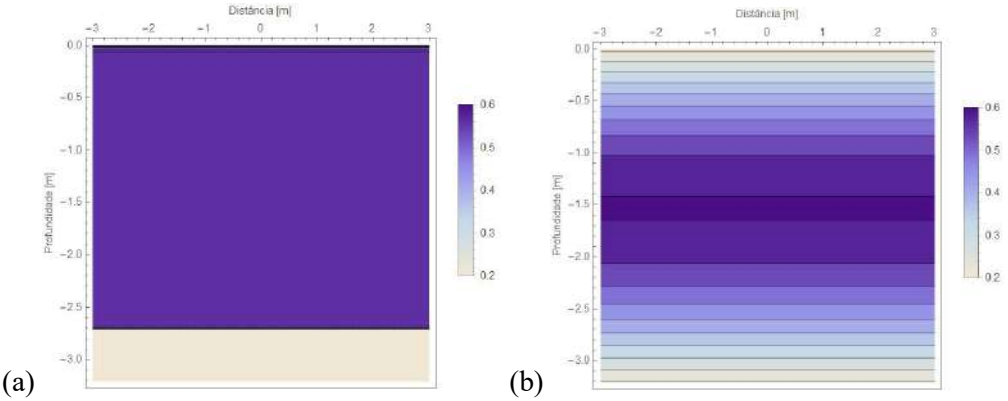


Figura 7. Perfil de umidade em t = 0 minutos (a) e em t = 15 minutos (b) para a frente de molhagem b_{z60}.

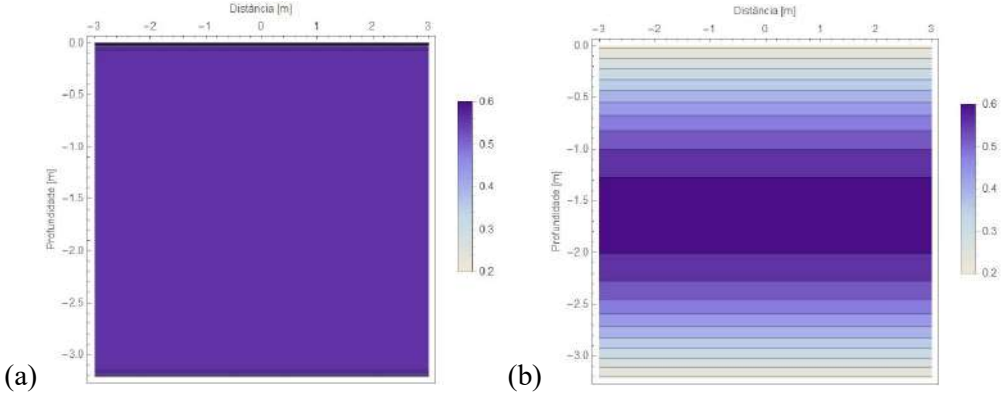


Figura 8. Perfil de umidade em t = 0 minutos (a) e em t = 15 minutos (b) para a frente de molhagem igual ao lençol freático l_z.

Ao longo de todo o perfil do solo até essas profundidades, o teor de umidade volumétrico é uniforme e corresponde ao teor de saturação ($\theta_s = \theta_0$). Transcorridos 15 minutos após a precipitação, é possível observar como as faixas de teor de umidade são menores e mais divididas perto da superfície para as chuvas mais breves, ao passo que, para chuvas mais longas, a distribuição dessas faixas é mais uniforme acima da frente de molhagem – que avança – e abaixo dela.

Na Figura 8(a), é possível observar como todo o perfil do solo acima do lençol freático (l_z = 3,22 m) está saturado. Para durações de chuvas maiores que 86,3 minutos, pode-se constatar a recarga do aquífero, já que esse é o tempo necessário para que a frente de molhagem seja equivalente ao nível freático. Por fim, na Figura 8(b), percebe-se como a umidade se desloca no perfil do solo: as camadas mais próximas à superfície diminuem o teor de umidade devido ao movimento descendente da água, enquanto que, nas camadas inferiores, a distribuição de umidade se estratifica, diminuindo seu teor ao longo da profundidade.

4.2 Análises paramétricas: Teor de Umidade, Rendimento Específico e Volume de Recarga para Diferentes Durações de Chuva

Foram plotados os gráficos do teor de umidade e do rendimento específico pela profundidade para 15 minutos após a precipitação, para as durações de chuva t_p: 05 minutos, 15 minutos, 30 minutos e 60 minutos.

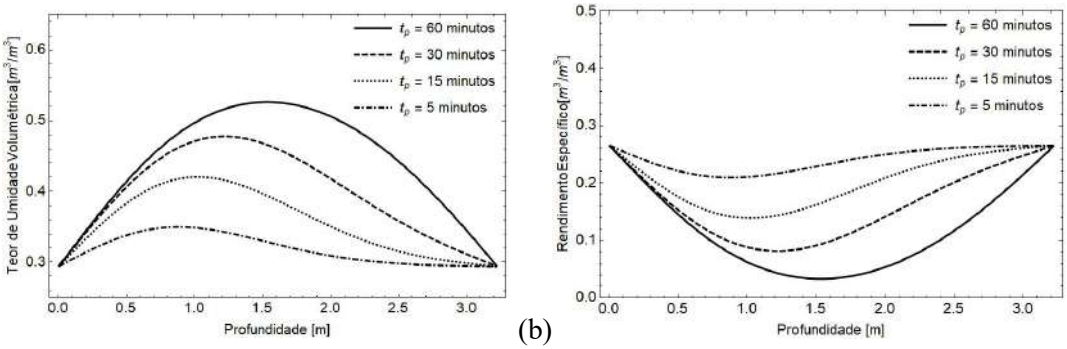


Figura 9. Comportamento do (a) teor de umidade e do (b) rendimento específico para diferentes t_p.

Na Figura 9(a), é perceptível que, para chuvas mais longas, o teor de umidade volumétrica se mantém mais próximo do teor de saturação e mais distante da superfície; além disso, o pico de umidade é mais alargado, ou seja, abrange um trecho de maior espessura. Já para chuva mais curtas, o teor máximo de umidade é cada vez menor e se encontra mais próximo da superfície; ademais, o pico é menos alargado, traduzindo uma menor espessura do maior teor de umidade. Na Figura 9 (b), é notório o comportamento inverso do rendimento especifico em relação ao teor de umidade, já que, no caso de chuvas longas, as porcentagens de vazios são menores nas profundidades em que a umidade é maior, enquanto é maior e mais próxima à superfície no caso de precipitações mais curtas. Isso é comprovado também por meio da Equação (12).

Além disso, determinados os coeficientes de armazenamentos (ou rendimento específico), é possível calcular o volume de recarga. Assim, para as mesmas diferentes durações de precipitação t_p, foram obtidas as relações entre o volume de recarga e a profundidade do solo, adotando um declínio da coluna hidrostática *dh* de 0,5 metro da coluna d'água e uma área *A* de 1 hectare, para um *t* pós-chuva de 15 minutos.

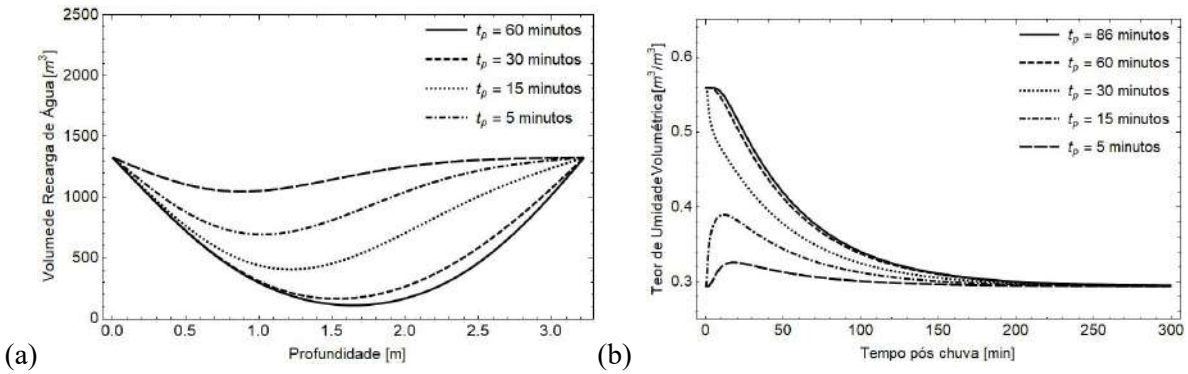


Figura 10. (a) Volume de recarga para diferentes t_p; (b) Umidade para diferentes t_p para z = 1,6 metros.

Na Figura 10, fica evidente a proporção entre o volume de recarga e o rendimento específico, o que se traduz analiticamente na Equação (13). As curvas de volume de recarga por profundidade são as curvas de rendimento específico amplificadas pela multiplicação da área e do declínio da coluna d'água. Na Figura 11, foi fixada uma profundidade de 1,6 metro a fim de compreender, a longo prazo, como a umidade se dispersa. A tendência, independente da duração da chuva, é que todo o perfil acima do lençol freático assuma um valor constante de teor de umidade, próximo ao inicial, sendo uma limitação que decorre das condições de contorno do modelo. As chuvas com duração de 5 minutos e 15 minutos possuem umidade inicial no tempo t = 0, uma vez que as frentes de molhagem dessas chuvas são menores que a profundidade de análise adotada.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O cálculo da recarga de aquíferos livres é comumente realizado pelo método VNA, que é calculado utilizando o armazenamento específico (S_y). Esse, por sua vez, pode ser determinado de forma transiente, onde S_y é uma função do teor de umidade volumétrica na solução de Cavalcante e Zornberg (2019). Nesse equacionamento, é necessário calcular a frente de molhagem, que depende da duração da chuva (t_p). Dessa forma, buscou-se demonstrar, por meio de análises paramétricas, a relação da duração da precipitação com a recarga. Nesse sentido, elegeu-se quatro tempos de precipitação para análise, a saber: 05, 15, 30 e 60 minutos.

Por meio dos gráficos elaborados, foi possível estabelecer e ratificar a influência ao longo do perfil do solo de tais durações no comportamento do teor de umidade volumétrica e, por consequência, do rendimento específico e do volume de recarga. Constatou-se que, para a maior duração da chuva, maior é o volume de água fornecido e mais profunda é a frente de molhagem. Ainda foi verificado que, para que a recarga do aquífero ocorra, a duração das precipitações deve ser superior ao tempo que a frente de molhagem alcança o lençol freático. Nesse estudo de caso, esse tempo correspondeu a 86,3 minutos. Para esse tempo, o rendimento específico é nulo, uma vez que o ponto infinitesimalmente acima do lençol freático também possui o teor de umidade igual ao teor de saturação.

Além disso, foi verificado que, próximo à condição de contorno (lençol freático) e na superfície, o modelo não se aplica fidedignamente devido à limitação do modelo de Cavalcante e Zornberg (2019), já que imediatamente após a chuva, as umidades retornam à umidade inicial nessas regiões. Além disso, observou-se também que, para extrapolações temporais pós-precipitação, a umidade ao longo de todo o perfil tende a estabilizar-se num único valor de umidade antes mesmo da zona de maior saturação atingir a profundidade do lençol freático. Ou seja, caso a frente de molhagem não seja igual ao lençol freático, não há recarga.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi financiado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES), pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq 306975/2023-8) e pela Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAPDF Projeto 00193-00001609/2023-44).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cavalcante, A.L.B., Zornberg, J.G. (2017). Efficient approach to solving transient unsaturated flow problems. I: Analytical solutions. International Journal of Geomechanics, 17(7), 04017013.

Costa, M. B. A. da Costa, & Cavalcante, A. L. Brasil. (2021). *Bimodal soil-water retention curve and k-function model using linear superposition. International Journal of Geomechanics*, 21(7). https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002083

Healy, R.W., Cook, P.G. (2002). Using groundwater levels to estimate recharge. Hydrogeology Journal 10, 91–109

Fitts, C. (2012). Águas Subterrâneas (2ª ed.). Bookman.

Lopera, J.F.B. (2016). Influência da microestrutura no comportamento mecânico dos solos tropicais naturais e compactados.

Silva, A.L.M.C., Martins, M.M., Cavalcante, A.L.B. (2023). *Determinação do Rendimento Específico de Solos da Bacia do Córrego Capetinga – DF para o Cálculo de Recarga pelo Método de Variação do Nível d'água.*

Tomasella, J.V. (1992). *Determinação da recarga natural de aquíferos através de um modelo de fluxo na zona não-saturada.*

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/403

Estudo laboratorial da estabilização de um solo argiloso orgânico utilizando diferentes ligantes

Victor Ferreira Núñez
Doutorando, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, vferreiranunez@gmail.com

Andres Mauricio Lotero Caicedo
Professor, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, andreslotero@hotmail.com

Cezar Augusto Burkert Bastos
Professor, FURG, Rio Grande, Brasil, cezarbastos@furg.br

Nilo Cesar Consoli
Professor, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, consoli@ufrgs.br

RESUMO: A estabilização de solos in situ é antecedida por uma investigação de laboratório para avaliar a dosagem e tipo de ligante que mais se adequam ao solo em questão. Além disso, ligantes pozolânicos apresentam uma taxa de reações mais lenta, que podem inviabilizar esta etapa laboratorial. Uma proposta para avaliação de resistências futuras e aumento da viabilidade do estudo laboratorial é o uso de cura térmica. Solos argilosos orgânicos apresentam dificuldade de estabilização pela interação da matéria orgânica com o ligante adicionado. A estabilização em massa utiliza um aterro de sobrecarga provisório para melhoria da consolidação e cimentação da camada estabilizada, enquanto que a estabilização em colunas, normalmente, não aplica. O trabalho proposto objetiva investigar o uso de um ligante ternário composto por cal de carbureto, escória de alto forno e cimento Portland na estabilização em laboratório pelos métodos em massa e em colunas, com cura térmica, verificando a influência da adição da sobrecarga. Os resultados apontaram que o solo argiloso orgânico estabilizado pelo ligante alternativo proposto apresentou sempre resistências à compressão não confinada maiores que exclusivamente com o cimento Portland, indicando um potencial uso do mesmo. Ademais, o uso da sobrecarga também potencializaram os resultados da cimentação do material.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização de solos, Ligante ternário, Cal de carbureto, Escória de alto forno, Solos orgânicos.

ABSTRACT: In order to evaluate the dosage and binder type, the in-situ soil stabilization is preceded by a laboratory investigation. Furthermore, pozzolanic binders presents a slow reactions rate, that can hinder the feasibility of this laboratory step. The thermal curing emerges as an option to evaluate future strength improving the feasibility of the laboratory study. Organic clayey soils have a difficulty of stabilization due the interaction between organic matter and added binder. The mass stabilization uses a temporary preload fill to improve the consolidation and then the cementation of the stabilized layer. For column stabilization, this preload normally is not employed. The present work aims to investigate the use of a ternary binder composed by carbide lime, ground granulated blast furnace slag and Portland cement in the laboratory stabilization, through mass and column stabilization methods. The influence of preload as also verified. Results pointed that the organic clayey soil stabilized by the proposed alternative binder always presented higher strength than the same stabilized exclusively by Portland cement. This indicates a potential use of the ternary binder in geotechnical works. Moreover, the use of preload also enhanced the cementation results.

KEYWORDS: Soil stabilization, Ternary Binder, Carbide lime, Ground granulated blast furnace slag, Organic soils

1 INTRODUÇÃO

As técnicas de estabilização de solos são alternativas para construção em obras geotécnicas sobre solos problemáticos. Nestes, incluem-se solos compressíveis, expansivos, passíveis a liquefação, colapsíveis, contaminados, dentre outros. Mitchel (1981) desenvolveu um dos primeiros estados da arte em melhoramento de solos, seguido de importantes trabalhos como o mais recente elaborado por Terashi e Juran (2000). Ambos os trabalhos descrevem o processo de estabilização química de solos como a adição de um agente cimentante ao material a ser estabilizado, normalmente cimento Portland ou cal hidratada. A mistura para estabilização pode ser realizada diretamente em campo, denominada "*in-situ mixing*" ou "mistura no local". Esta pode ser classificada como mistura rasa ou profunda. Segundo EuroSoilStab (2010), a mistura rasa basicamente é alcançada pela técnica de estabilização em massa, onde uma massa de solo em até 5 metros de profundidade é misturada enquanto é realizada a adição de um agente cimentante, para formar uma seção de solo estabilizado após a cura. Além disso, é recomendada a adição de um aterro de material granular de 1 metro para auxiliar na consolidação do material, resultando em um melhor desempenho mecânico. Já no método de mistura profunda, ou "*deep mixing*", a estabilização do solo é dada por um trado que penetra no solo em maior profundidade, para posterior adição de um ligante, enquanto o solo é misturado com o mesmo (EUROSOILSTAB, 2010). O resultado então é a formação de uma coluna de solo estabilizado.

O método de estabilização de solos por misturas in-situ apresenta um consumo elevado de ligante, o que eleva o custo do procedimento, em termos econômicos e ambientais (FORSMAN et al. 2015). Os impactos ambientais surgem, principalmente, pelo processo de fabricação dos ligantes convencionais que resultam na emissão de altos teores de gases poluentes, como o dióxido de carbono (CO_2). Segundo Davidovits (1991), a produção de 1 tonelada de cimento Portland leva à emissão de 1 tonelada de CO_2, quando utilizado carvão como combustível. Neste aspecto, surge como possível solução o uso de ligantes alternativos, com base em materiais residuais de processos industriais. A cal de carbureto (CC) é um resíduo oriundo do processo de fabricação do gás acetileno (C_2H_2). É adicionada água ao carbureto de cálcio (CaC_2), gerando além do gás acetileno, o hidróxido de cálcio (cal de carbureto – $Ca(OH)_2$. É um material que possui propriedades pozolânicas, apresentando boa relação com aluminosilicatos, sendo recentemente utilizado na estabilização de solos (LOTERO, 2020; DASSI-GLI, 2020, CONSOLI et al. 2019a, 2019b, 2019c, 2019d). A escória de alto forno (EAF) é um coproduto do processo de de produção de ferro gusa, como etapa do processo de fabricação do aço, no qual são inseridos no alto forno o minério de ferro, o coque, o calcário e dolomita. É um material composto basicamente por óxidos de silício, cálcio, alumínio e magnésio (SALDANHA et al., 2018). Wild et al. (1998) verificaram que a EAF possui hidratação lenta, no entanto, ao ser ativada por cal hidratada ($Ca(OH)_2$) apresenta maiores resistências na estabilização de argilas, do que as mesmas estabilizadas apenas por cal ou EAF.

Para otimizar a dosagem do ligante é recomendada uma etapa de estudo laboratorial antes da aplicação em campo. Este fato leva a uma dificuldade quando o ligante a ser utilizado é um ligante pozolânico, que apresenta lentas taxas de desenvolvimento das reações de cimentação, causando um longo período de tempo para análise do ligante. Para aumento da viabilidade desta etapa, pode ser empregada a cura térmica como catalisador das reações.

Este trabalho visa analisar a possibilidade de utilização de um ligante ternário, composto por CC, EAF e cimento Portland na estabilização de uma argila orgânica, por meio de cura térmica, em relação a resposta mecânica do material. Além disso, o presente estudo compara o ligante proposto com um ligante convencional (cimento Portland).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

O solo utilizado neste estudo é uma argila orgânica oriunda da cidade de Pelotas-RS. O ponto de coleta do solo é situado na várzea do Arroio Santa Bárbara, caracterizado por uma altimetria próxima a 0 metros em relação ao nível do mar. Durante o período mais chuvoso, o solo encontra-se alagado, com água

superficialmente acumulada. A coloração preta, odor característico forte e plasticidade marcante foram características importantes da argila orgânica, observadas na inspeção tátil-visual (Figura 1a). A distribuição granulométrica do solo está apresentada na Figura 2. O solo foi caracterizado de acordo com sua granulometria, massa específica real, limites de consistência, teor de matéria orgânica e pH, de acordo com suas respectivas normativas. Os resultados e as normativas estão apresentados na Tabela 1. De acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos, SUCS (ASTM, 2017), é classificado como solo orgânico altamente compressível (OH), enquanto pelo sistema classificação da Highway Research Board, HRB (AASHTO, 2017), é classificado como A-7-5(17), grupo dos solos argilosos com comportamento muito ruim como base para pavimento. Solos orgânicos podem ser associados com insucessos no processo de estabilização pela interação entre matéria orgânica e ligante (CHEN e WANG, 2006).

A escória de alto forno utilizada foi disponibilizada por uma empresa produtora de aço na cidade de Vitória/ES. Por tratar-se de uma EAF resfriada bruscamente com água, a mesma possui estrutura granulada muito similar a de uma areia média. Por isso, para maior reatividade, o material foi previamente moído em moinho de bolas com posterior peneiramento na peneira de 45 µm (Figura 1b).

A cal de carbureto utilizada foi obtida próximo a cidade de Porto Alegre-RS, em uma indústria de produção de gás acetileno. Nesta ocasião, a cal resultante se encontra em forma de lama, logo foi seca em estufa por 24 h a 60°C e posteriormente manualmente destorroada e peneirada na peneira de 75 µm, a fim de obter um pó fino (Figura 1c).

Como material comparativo e também componente do ligante ternário foi utilizado o cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI) (Figura 1d). Em estudos preliminares com a substiuição total do CPV a resistência inicial foi baixa. Logo, o uso de uma parcela de CPV no ligante proposto teve o propósito de fornecer ao sistema uma certa cimentação em curtos períodos.

Figura 1. Materiais utilizados na pesquisa: a) solo argiloso orgânico; b) escória de alto forno; c) cal de carbureto; e d) cimento Portland CPV.

2.2 Métodos

Para avaliar o potencial da estabilização *in situ* do solo argiloso orgânico proposto, foi definida uma dosagem para o ligante ternário (LT) com base em testes preliminares realizados pelos autores. Foi verificado que um LT composto por 20% de CPV, 56% de CC e 24% de EAF maximizaram a resistência à compressão não confinada (q_u) do solo estabilizado (NÚÑEZ et al., 2024). A resistência obtida para longo período de cura foi superior à do CPV, mesmo reduzindo o seu consumo em 80%. A metodologia de moldagem utilizada visa representar a estabilização de solos saturados orgânicos em campo, sendo previamente aplicada para este fim (AHNBERG et al., 2001; AXELSSON et al., 2002; LEMOS et al., 2020). Inicialmente o solo é misturado com água, sendo posteriormente adicionado o ligante em pó, seguido de um novo processo de mistura. Então, a mistura solo úmido-ligante é inserida em moldes cilíndricos com material

filtrante na base (geotêxtil). Estes moldes são posicionados em um tanque preenchido com água com objetivo de simular um solo saturado com água sempre disponível no sistema durante o processo de cura. No caso de estabilização em massa, é aplicado 18 kPa de sobrecarga logo após a inserção da mistura no molde, por meio de um peso cilíndrico de aço, a fim de simular o aterro de aproximadamente 1 metro de material granular recomendado (EUROSOILSTAB, 2010; FORSMAN et al., 2015). No caso da estabilização em colunas não há este aterro (exceto quando se deseja um efeito combinado de consolidação e estabilização). Logo, foram moldados corpos de prova com e sem sobrecarga (0 e 18 kPa), para análise da resistência obtida para estabilização em massa e em colunas, bem como da influência da sobrecarga para caso em que a estabilização em massa fosse executada sem o aterro. O teor de ligante adotado foi de 150 kg/m³, dentro da faixa usualmente utilizada para este tipo de estabilização (AHNBERG et al., 2001; AXELSSON et al., 2002; EUROSOILSTAB, 2010; FORSMAN et al., 2015). O teor de umidade utilizado foi de 87%, com base em testes preliminares em que o material teria água o suficiente para possuir características típicas de solos moles, mantendo a estabilidade em um corpo de prova moldado da mesma forma, apenas com solo.

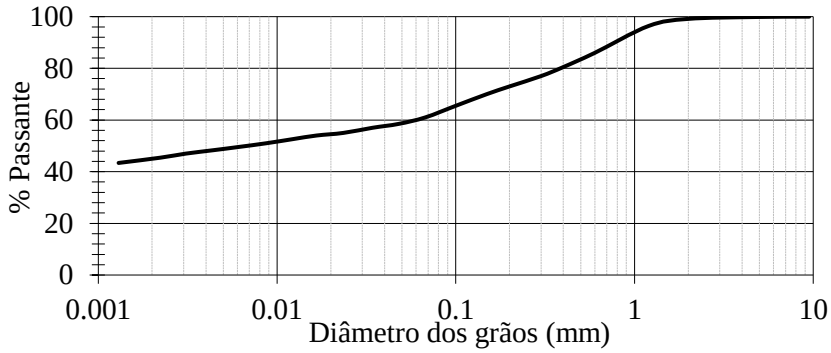


Figura 2. Curva granulométrica do solo.

Tabela 1. Caracterização do solo.

		Referência
Peso específico real dos grãos (kN/m³)	24,27	Anexo A - NBR 6458
Limite de Liquidez (%)	71	NBR 6459
Limite de Liquidez seco 100°C (%)	49	NBR 6459
Limite de Plasticidade (%)	40	NBR 7180
Índice de Plasticidade (%)	31	-
Teor de Matéria Orgânica (%)	10,52	NBR 13600
Classificação de Solo Orgânico	Solo Medianamente Orgânico	Karlsson e Hansbo (1989)
pH	4,13	D4972
Classificação HRB	A-7-5(17) - Solos argilosos, comportamento muito ruim como camada sob o pavimento	AASHTO M145-91
Classificação SUCS	OH (Solo Orgânico de alta compressibilidade)	ASTM D2487

De modo a agilizar o período de estudo de laboratório da dosagem e da influência do tipo de ligante, foi desenvolvido um equipamento para realizar a cura térmica dos corpos de prova. De acordo com a metodologia de moldagem citada, foi utilizado um termostato conectado a um aquecedor que foi programado de forma a manter em 60±1°C a temperatura da água em que os moldes foram imersos e curados. Em um estudo preliminar dos autores, foi verificado que 10 dias de cura nesta temperatura, equivalem a cerca de 80% da resistência final para 365 dias sob temperatura ambiente (20±1°C). Logo, neste trabalho optou-se por avaliar a resistência do solo estabilizado para 10 dias de cura térmica.

A resposta mecânica do solo estabilizado foi avaliada por ensaios de compressão não confinada em triplicatas. Os ensaios foram realizados em prensa eletro-hidráulica dotada de célula de carga de 5000 kgf e transdutor de deslocamento para avaliação do deslocamento, e posterior cálculo da deformação axial. A

velocidade de carregamento foi de 1 mm/min, de acordo com a norma americana D5102/96 (ASTM, 2004). Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Concreto Cláudio Renato Rodrigues Dias, da Universidade Federal do Rio Grande - FURG.

Os resultados foram analisados por meio de um software estatístico para verificação da influência da sobrecarga (0 e 18 kPa) e do tipo de ligante (LT e CPV) na resposta mecânica do solo estabilizado.

3 RESULTADOS

As curvas tensão-deformação das diferentes estabilizações estão apresentadas na Figura 3a, onde "S0" refere-se às misturas sem sobrecarga e "S18" àquelas com 18 kPa de sobrecarga. Na Figura 3b é possível verificar a resistência média para cada uma das misturas. De acordo com os resultados apresentados, é possível observar que a adição de uma sobrecarga induz a uma maior resistência à compressão não confinada, independentemente do tipo de ligante. Este aumento também foi observado em pesquisas anteriores (AHNBERG et al., 2001; EUROSOILSTAB, 2010; LEMOS et al., 2020). A presença da sobrecarga facilita a consolidação do solo, gerando uma matriz de solo estabilizado de menor porosidade. Com isso, ocorre a diminuição da distância entre as partículas do ligante, também gerando uma melhor cimentação (AHNBERG et al., 2001; LOTERO, 2020). Isto indica que colunas de solo estabilizado tendem a apresentar uma menor resistência do que massas de solo estabilizado (com emprego da sobrecarga). Além disso, verificou-se que a resposta mecânica do LT proposto foi sempre maior que a do solo estabilizado exclusivamente por CPV. De acordo com estudos anteriores, determinados tipos de ligante podem ser melhores para alguns solos do que para outros, evidenciando a importância da etapa de estudo laboratorial para avaliar o melhor ligante para um dado projeto (AHNBERG et al. 2001, 2003; AXELSSON et al. 2002; NIDZAM e KINUTHIA, 2010).

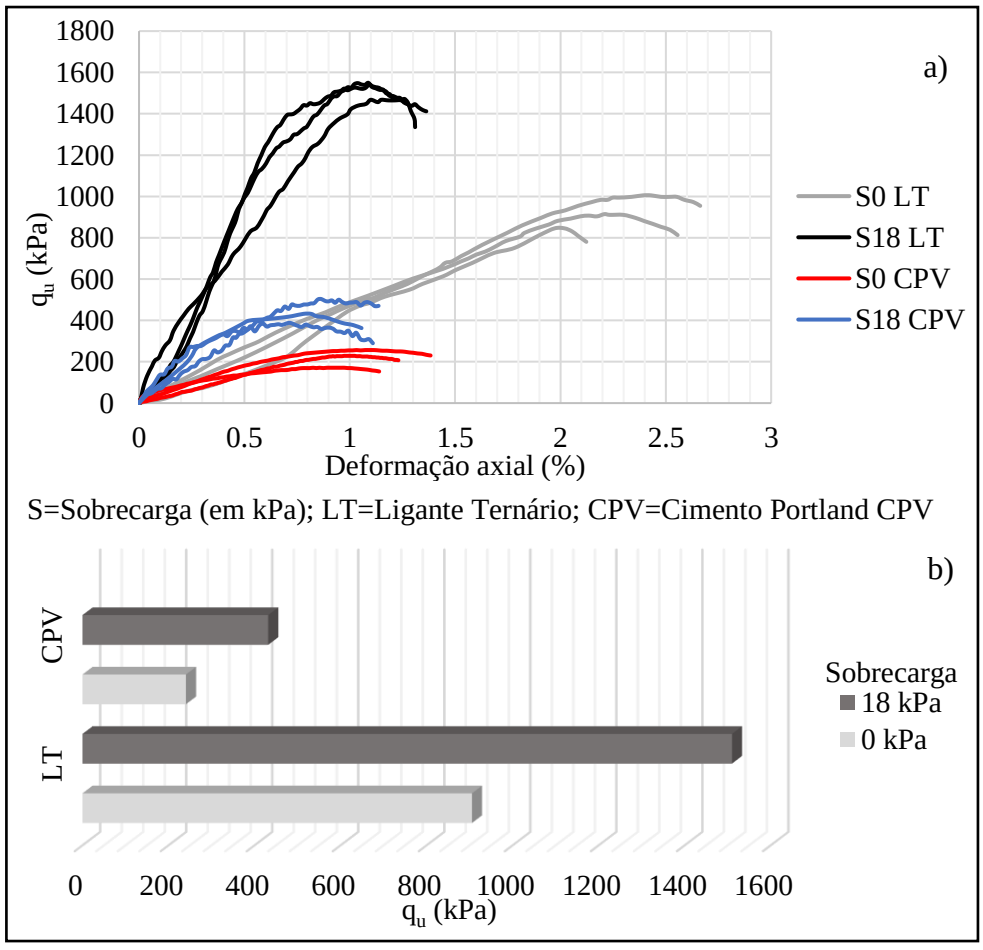


Figura 3. a) Curvas tensão-deformação; e b) Resultado de q_u médio para cada mistura.

O modelo estatístico de análise de variância (ANOVA) confirma a importante significância das variáveis "tipo de ligante" e "sobrecarga" (Tabela 2), que também pode ter esta importância observada no gráfico de pareto (Figura 4). O nível de significância (α) utilizado foi de 0,05 ou 5%. A Figura 5 apresenta o gráfico de efeitos principais para q_u, onde é confirmada a análise feita na tabela ANOVA, sendo q_u maior quando maior o nível de sobrecarga. Ademais, fica evidente a importância do tipo de ligante no desenvolvimento da resposta mecânica do solo estabilizado, sendo o desempenho do LT superior ao do CPV. No gráfico de interação para q_u (Figura 6) verifica-se a significância da interação entre o tipo de ligante e sobrecarga, conforme verificado na tabela ANOVA. A adição da sobrecarga teve um papel fundamental no aumento da resistência do solo estabilizado por LT e CPV, porém com efeito muito mais acentuado no LT.

Tabela 2. Tabela de análise de variância (ANOVA) para q_u.

Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	Signif.
Modelo	3	2881865	960622	300,14	0,00	
Linear	2	2753748	1376874	430,19	0,00	
Tipo de Ligante	1	2278711	2278711	711,96	0,00	Sim
Sobrecarga (kPa)	1	475037	475037	148,42	0,00	Sim
Interações de 2 fatores	1	128117	128117	40,03	0,00	
Tipo de Ligante*Sobrecarga (kPa)	1	128117	128117	40,03	0,00	Sim

S (desvio padrão)=56,5739 kPa
R^2=99,12%
R^2(ajustado para graus de liberdade)=98,79%
R^2(previsto)=98,02%
GL= Graus de liberdade; SQ=Somas ajustadas de quadrados; QM= Média dos quadrados ajustados; Signif=Significância

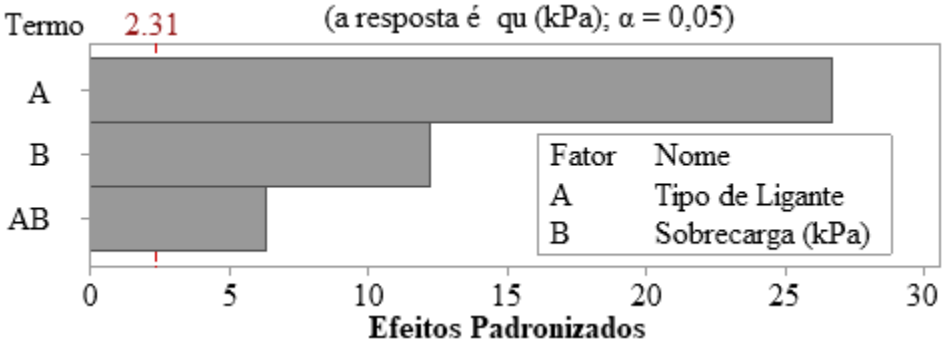


Figura 4. Gráfico de Pareto dos efeitos padrozinados para q_u.

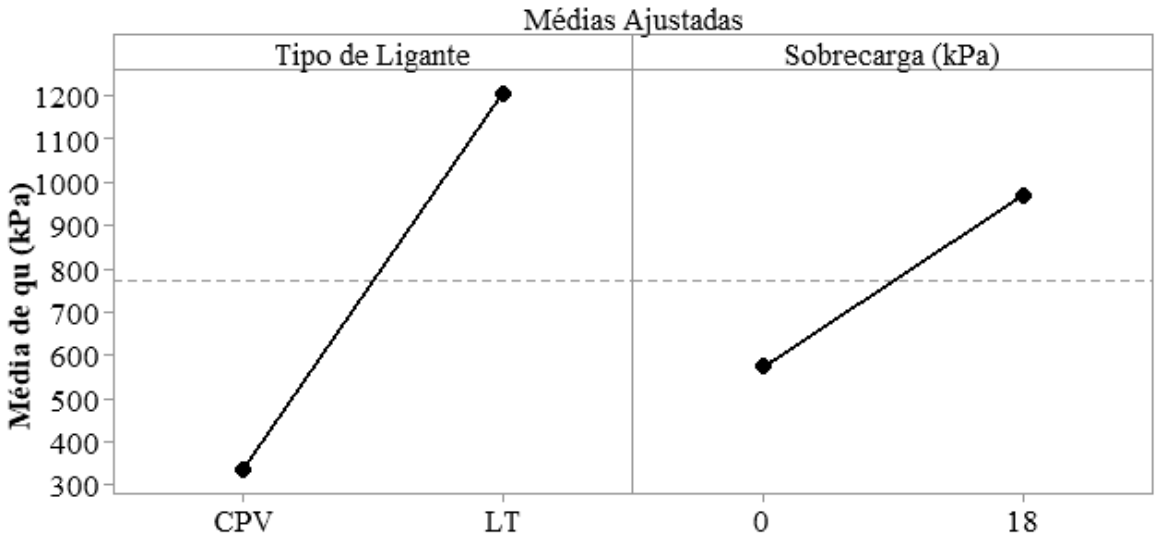


Figura 5. Gráfico de efeitos principais para q_u (kPa).

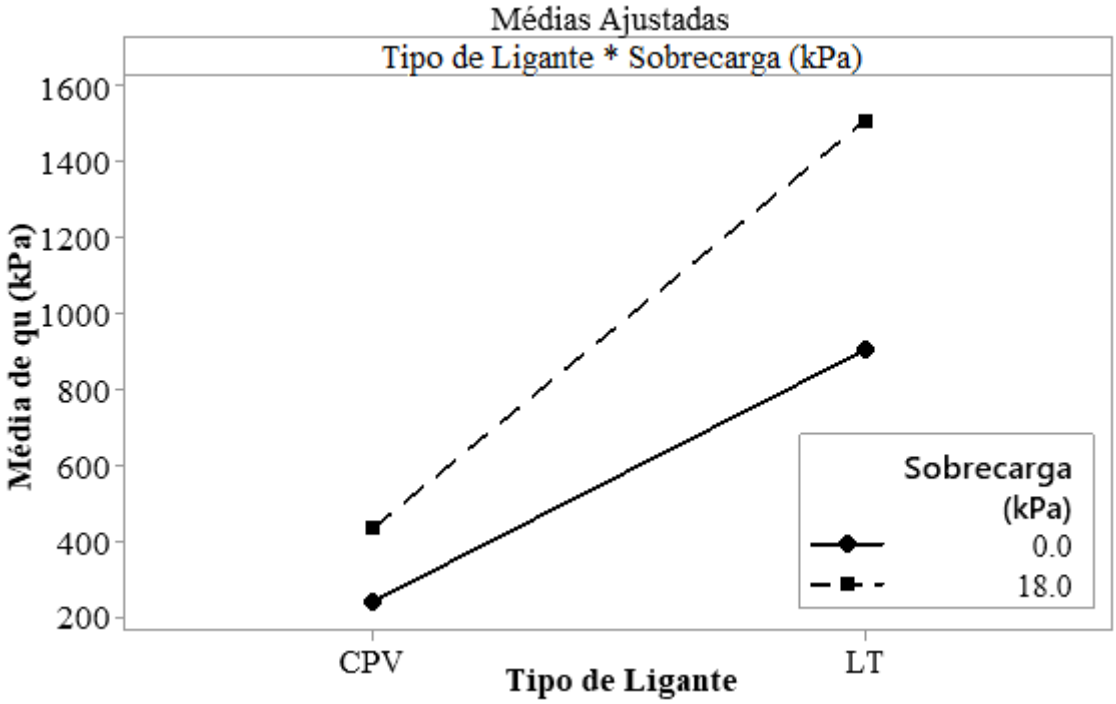


Figura 6. Gráfico de interação para q_u (kPa).

4 CONCLUSÕES

Com base em uma estabilização simulada para longo prazo de cura, o ligante ternário (LT) proposto apresentou resistência bem superior ao cimento Portland (CPV), mesmo com a substituição de 80% do consumo de CPV por dois resíduos industriais. Isto indica um potencial uso de um ligante "mais verde" em obras geotécnicas. Além disso, foi verificada a importância do emprego da sobrecarga no desenvolvimento da resposta mecânica do material. Logo, uma maior resistência é obtida no material estabilizado em massa do que em coluna. Também, fica evidente que quando utilizadas ambas as técnicas em conjunto, o uso do aterro de sobrecarga é fundamental.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao MCT-CNPq (Editais INCT-REAGEO & Produtividade em Pesquisa) e MEC-CAPES (PROEX), além da Universidade Federal do Rio Grande - FURG e Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) pelo suporte ao grupo de pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ahnberg, H.; Johansson S.; Pihl, H.; Carlsson, T. (2003) Stabilizing effects of different binders in some Swedish soil. *Ground Improvement*, Vol. 7, 9-27.

Ahnberg, H.; Bengstsson, P. E.; Holm, G. (2001) Effect of initial loading on the strength of stabilized peat. *Ground Improv* 5:35–40.

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2017) M145-91. *Standard specification for classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes*.

ASTM International (2017). ASTM D2487-17e1: *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System).*

ASTM International (2004). ASTM D5102: *Standard test method for unconfined compressive strength of compacted soil-lime mixtures.*

Axelsson, K.; Johansson, S.; Andersson, R. (2002) *Stabilization of organic soils by cement and pozzolanic reactions–feasibility study*. Report 3 Swedish Deep Stabilization Research Centre.

Chen, H.; Wang, Q. (2006) The behavior of organic matter in the process of soft soil stabilization using cement. *Eng Geo Environ* 65(4):445–448.

Consoli, N. C.; Marin, J. E. B.; Samaniego, J. A. Q.; Heineck, K. S.; Johann, A. D. R. (2019a) Use of sustainable binders in soil stabilization. *J. Mater. Civ. Eng*., 31 (2): p. 1 – 7.

Consoli, N. C.; Bittar, E. J.; Quiñónez, R. A. (2019b) Effect of mellowing and coal fly ash addition on behavior of sulfate-rich dispersive clay after lime stabilization, *J. Mater. Civ. Eng*., 31 (6), 04019071.

Consoli, N. C.; Bittar, E. J; Quiñonez, R. A.; Heineck, K. S.; Dalla Rosa, A J. (2019c) Use of sustainable binders in soil stabilization, *J. Mater. Civ. Eng*., 31(2): 06018023.

Consoli, N. C.; Carretta, M. D.; Leon, H. B.; Scheuermann Filho, H. C. S.; Tomasi, L. F. (2019d) Strength and stiffness of ground waste glass–carbide lime blends. *J. Mater. Civ. Eng*., 31(10).

Daassi-Gli, C. A. P. (2020) *Estabilização de um solo granular com misturas de pó de vidro-cal de carbureto-hidróxido de sódio (NaOH)*. Dissertação (Mestrado) – PPGEC/UFRGS.

Daviovits, J. (1991) Geopolymers: Inorganic polymeric new materials. *Journal of Thermal Analysis*, Vol. 37, pp. 1633-1656.

EuroSoilStab (2010) *Design guide: Soft soil stabilization. Development of design and construction methods to stabilize soft organic soils*. IHS BRE Press ISBN-1860815995.

Forsman, N.; Jyrävä, H.; Lahtinen, P.; Niemelin, T.; Hyvönen, I. (2015) *Mass stabilization manual*. Finlândia.

Lemos, S. G. F. P.; Almeida, M. S. S.; Consoli, N. C.; Nascimento, T. Z.; Polido, U. F. (2020) Field and laboratory investigation of highly organic clay stabilized with Portland cement. *J Mater Civ Eng* 32(4):04020063. https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533. 0003111

Lotero, A. M. *Melhoramento de um solo granular por ativação alcalina de resíduos de cerâmica vermelha e cal de carbureto*. Tese (doutorado) – UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Mitchell, J. K. (1981) Soil Improvement – State of the art report. *Session 12, International Society for Soil Mechanics ang Geotechnical Engineering*. 509-565.

Nidzam, R. M.; Kinuthia, J. M. (2010) Sustainable soil stabilization with blastfurnace slag – a review. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Construction Materials.* Vol 163, p. 157-165.

Núñez, V. F.; Lotero, A. M.; Bastos, C. A. B.; Sargent, P.; Consoli, N. C. (2024) Mechanical and microstructure analysis of mass-stabilized organic clay thermally cured using a ternary binder. *Acta Geotechnica*, 19, p. 741-762. https://doi.org/10.1007/s11440-023-01961-x

Saldanha, R. B.; Scheuermann Filho, H. C. S.; Mallmann, J. E. C.; Consoli, N. C.; Reddy, K. R. (2018) Physical–mineralogical–chemical characterization of carbide lime: an environment-friendly chemical additive for soil stabilization, *J. Mater. Civ. Eng.*, 30 (6).

Terashi, M.; Juran, I. (2000) Ground improvement – State of the art. *ISRM International Symposium*.

Wild, S.; Kinuthia, J. M.; Jones, G. I.; Higgins, D. D. (1998) Effects of partial substitution of lime with ground granulated blast furnace slag (GGBS) on the strength properties of lime-stabilized sulphate-bearing clay soils. *Engineering Geology*, 51, p. 37-53.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/801

Estudo Paramétrico da Influência da Declividade de Taludes na Avaliação Geotécnica de Movimentos Gravitacionais de Massa em Ouro Preto

Danielle Stefane Gualberto Fernandes Porto, Doutoranda em Engenharia Civil, CEFET-MG, Belo Horizonte, Brasil, daniellestefane@yahoo.com.br

Rogério Cabral de Azevedo, Doutor em Engenharia Civil, CEFET-MG, Belo Horizonte, Brasil, rogeriocabral@cefetmg.br

Lúcio Flávio de Souza Villar, Doutor em Ciências em Engenharia Civil, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, lvillar@etg.ufmg.br

Hersília de Andrade e Santos, Doutora em Engenharia Hidráulica, CEFET-MG, Belo Horizonte, Brasil, hsantos@cefetmg.br

Thiago Bomjardim Porto, Doutor em Geotecnia, CEFET-MG, Curvelo, Brasil, thiago.porto@cefetmg.br

RESUMO: Um dos grandes desafios para elaboração de cartas de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa de qualquer natureza (escorregamentos rotacionais, translacionais, quedas, tombamentos, espalhamentos, escoamentos ou deslizamentos complexos) é a definição adequada dos fatores condicionantes potencializadores do(s) evento(s), bem como seu grau de importância ou peso, uma vez que, dependendo da escala do mapeamento, dificilmente são realizados ensaios geotécnicos de caracterização do terreno para validação da classificação realizada, ou mesmo visitas técnicas em toda extensão da área avaliada. Desta forma, o objetivo deste trabalho foi realizar um estudo de sensibilidade da influência de cada classe de declividade na avaliação geotécnica de deslizamentos em Ouro Preto - MG e compará-las com a proposição do IBGE. Utilizando-se o software QGIS, foi efetuada a sobreposição do mapa de declividade obtido do MDE com 128 ocorrências de deslizamentos inventariadas pelo SGB/CPRM obtidas por meio de fotointerpretação e levantamentos de campo. Cerca de 60% das ocorrências foram observadas em declividades de 20 a 45%. Os resultados obtidos na pesquisa foram importantes para a hierarquização das classes de declividade quanto ao fenômeno estudado em Ouro Preto. Por fim, a metodologia apresentada nesta pesquisa pode ser replicada para outros municípios que disponham de dados georreferenciados de deslizamentos.

PALAVRAS-CHAVE: Geotecnia Ambiental, Cartografia Geotécnica, Deslizamento de Taludes, Mapas Temáticos, Geoprocessamento, Sensoriamento Remoto.

ABSTRACT: One of the greatest challenges in preparing landslides susceptibility maps is the adequate definition of the conditioning factors that enhance the events, as well as their degree of importance or weight, since, depending on the scale of the mapping, it is difficult to carry out geotechnical tests to characterize the ground to validate the classification carried out, or even technical visits to the entire extent of the evaluated area. Therefore, the objective of this work was to carry out a sensitivity study of the influence of each slope class on the geotechnical assessment of landslides in Ouro Preto - MG and compare them with the IBGE proposition. Using the QGIS software, the slope map obtained from the MDE was overlaid with 128 landslide occurrences inventoried by the SGB/CPRM obtained through photointerpretation and field surveys. Around 60% of occurrences were observed on slopes of 20 to 45%. The results obtained in the research were important for the hierarchy of slope classes regarding the phenomenon studied in Ouro Preto. Finally, the methodology presented in this research can be replicated to other municipalities that have georeferenced landslide data.

KEYWORDS: Environmental Geotechnics, Geotechnical Cartography, Slope Slide, Thematic Maps, Geoprocessing, Remote Sensing.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Porto *et al.* (2024), "*Os movimentos gravitacionais de massa, também popularmente conhecidos como deslizamentos ou escorregamentos, são rupturas geotécnicas de taludes que ocorrem naturalmente ou são induzidos por ações antrópicas, com impactos sociais, econômicos e ambientais em grande escala*". Ao longo das últimas décadas, com a introdução da cartografia geotécnica digital, os procedimentos metodológicos para realização do mapeamento da suscetibilidade a escorregamentos vêm sendo constantemente automatizados e estudos, outrora muito difíceis de serem realizados, tornam-se agora factíveis, permitindo-se, assim, identificar a previsão temporal e espacial de escorregamentos com bom grau de assertividade. Apresenta-se, na Figura 1, um deslizamento que ocorreu na região histórica do Município de Ouro Preto no período chuvoso de 2022, mês de janeiro.

Figura 1. Deslizamento de encosta em Ouro Preto.
Fonte: Augusto (2022).

As cartas geotécnicas são uma importante ferramenta de apoio ao gestor público quanto ao planejamento urbano. De acordo com a Lei 12.608 (BRASIL, 2012), que Institui a Política Nacional de Proteção e Defesa Civil e dispõe sobre o Sistema Nacional de Proteção e Defesa Civil, as cartas geotécnicas são instrumentos obrigatórios para todas as cidades inseridas no cadastro nacional de municípios com áreas suscetíveis à ocorrência de deslizamentos de grande impacto.

Segundo a NBR 11682 (ABNT, 2009) os tipos básicos de movimentos de massa são: queda/rolamento, tombamento, escorregamento e escoamento. Devido à natureza do evento e às várias especialidades com interesse em pesquisas sobre movimentos gravitacionais de massa, a terminologia aplicada para os diversos tipos de instabilidade de massas em encostas é vasta e evolui constantemente. Neste contexto, um importante trabalho clássico e pioneiro sobre o tema é a pesquisa de Varnes (1978).

Os movimentos gravitacionais de massa são decorrentes de uma série de fatores, isolados ou em conjunto. De acordo com a USGS (2008), as causas que provocam o deslizamento são humanas, naturais (geológicas e morfológicas) e físicas, esta última governada principalmente pela precipitação intensa e prolongada. O IBGE (2019) realizou o mapeamento de suscetibilidade a deslizamentos no Brasil considerando os seguintes atributos e pesos: Geologia (15%), Geomorfologia (20%), Pedologia (15%), Uso/Cobertura do terreno (10%), Declividade (35%) e Pluviosidade (5%). O zoneamento é compatível com a escala 1:1.000.000 e mostrou que a declividade é a principal variável na álgebra de mapas, motivando, assim, a presente pesquisa.

2 ESTUDO DE CASO

A área de estudo deste trabalho é o Município de Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil, situada a cerca de 100km da capital mineira, Belo Horizonte (Figura 2). Ela se encontra na região Sudeste do país, numa região conhecida como Quadrilátero Ferrífero. A área total do município é de aproximadamente 1.245,865 km² e sua altitude varia de 675 metros, em seu extremo sul, até 1845 metros, nas regiões mais altas. A temperatura média anual varia de 15 a 20ºC e a precipitação mensal varia de 320 mm, no período chuvoso, para cerca de 15mm, no período seco. De acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística e o Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais – CEMADEN, a população exposta em área de risco é de cerca de 12.718 pessoas. Ouro Preto é um município considerado crítico em relação a desastres naturais no Brasil (IBGE, 2018).

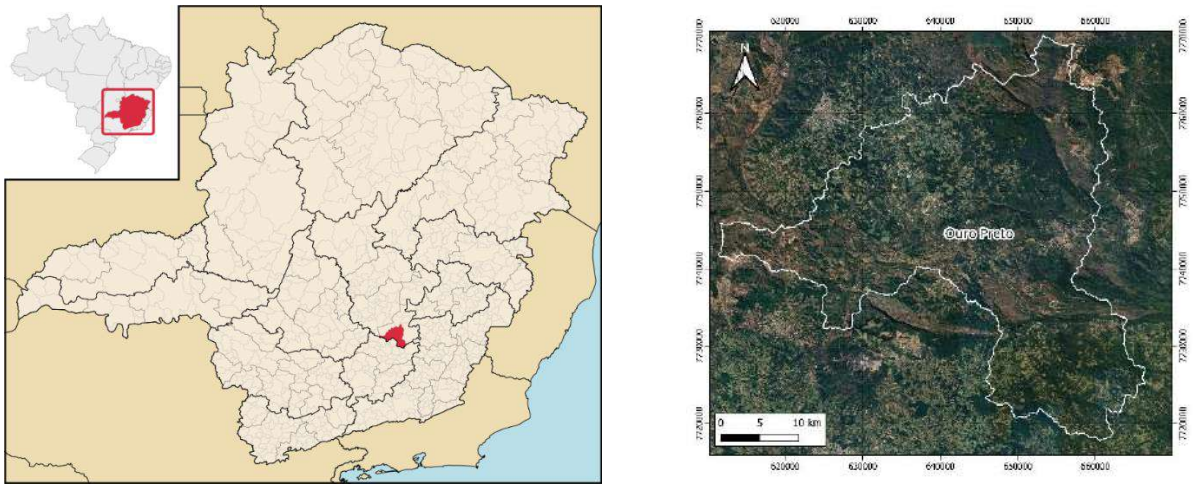


Figura 2. Localização do estudo de caso. Fonte: Adaptado do Google Maps e Google Satélites (2024).

A cidade de Ouro Preto se enquadra nos requisitos da Lei 12.608 (BRASIL, 2012) quanto ao Plano Nacional de Gestão de Riscos e Resposta a Desastres Naturais. Em função disso, é obrigada, pela legislação vigente, a ter um plano municipal de redução de riscos (PMRR) em constante atualização e, consequentemente, carta de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa. A versão de domínio público mais recente do mapeamento de Ouro Preto foi feita pelo Serviço Geológico do Brasil – SGB (CPRM, 2014).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

As bases de dados utilizadas para a realização deste trabalho foram o mapa de declividade, obtido do Modelo Digital de Elevação (MDE) do Alos Palsar, e 128 ocorrências de deslizamentos inventariadas pelo SGB/CPRM, obtidas por meio de fotointerpretação e levantamentos de campo. O MDE empregado é uma reamostragem do programa *Shuttle Radar Topography Mission* (SRTM), organizado pela NASA, com resolução espacial de 12,5 metros. A edição, armazenamento e processamento dos mapas temáticos (planos de informação) foi feita por meio do software QGIS e plugins.

De acordo com Schwarz *et al.* (2023), os inventários de ocorrências de cicatrizes são muito importantes para a compreensão do processo de deflagração de eventos geodinâmicos, em particular, os escorregamentos de terra. No entanto, existe uma carência de métodos padronizados de mapeamento de ocorrências, pois eles dependem da finalidade da aplicação do mapeamento, da escala do trabalho e do tempo disponível para elaboração do inventário, seja ele por meio de imagens de sensoriamento remoto (interpretação automatizada ou não), trabalhos de campo ou a combinação dos dois.

Apresenta-se, na Figura 3, imagens do Google Satélites de cicatrizes inventariadas pelo Serviço Geológico do Brasil. O histórico georreferenciado das ocorrências de deslizamentos em uma determinada área de estudo com a descrição dos processos físicos associados à mobilização de material nas encostas é uma fonte importante de informação para auxiliar a assertividade e qualidade dos trabalhos de mapeamento de áreas suscetíveis a movimentos gravitacionais de massa.

Figura 3. Localização de duas cicatrizes inventariadas pelo Serviço Geológico do Brasil em Ouro Preto. Coordenadas: (a) 649352,02209905 7730016,86388982; (b) 641059,522355 7738644,361757. Fonte: Imagens do Google Satélites na escala de 1:1000 (2024).

3.1 Etapas metodológicas da pesquisa

As classes de declividade utilizadas nesta pesquisa foram baseadas na categorização feita pela Embrapa (1979). A amostragem das classes de declividade do arquivo matricial (raster) com correspondência geoespacial de coordenadas (localização) com os pontos de ocorrências inventariadas de deslizamentos do arquivo vetorial (.shp) foi realizada por meio do plugin "*Point sampling tool*". Este plugin coleta (extrai) o valor do atributo do arquivo raster em pontos de amostragem especificados pelo arquivo (camada) vetorial. Assim, o plugin cria uma nova camada vetorial de pontos (.shp) com localizações fornecidas pelos pontos de amostragem (ocorrências) e atributos retirados das células raster analisadas (classes de declividade), inserindo-as em uma nova coluna na tabela de atributos.

Para a utilização do plugin, todas as camadas devem ter o mesmo sistema de referência de coordenadas. Para este trabalho, utilizou-se o SIRGAS 2000/UTM, zona 23S. O plugin "*Point Sampling Tool*" coletará as informações das células do arquivo raster (.tif) e adicionará como atributos ao layer de pontos (.shp). Assim, a amostragem pontual copia o valor da célula raster para o ponto sobreposto. Resumidamente, as principais etapas metodológicas da pesquisa são:

a. obtenção do Modelo Digital de Elevação (MDE) do Alos Palsar;
b. reprojeção do MDE para o SIRGAS 2000/UTM, zona 23S;
c. criação do atributo matricial declividade (.tif);
d. agrupamento dos valores de declividade de acordo com as classes definidas pela Embrapa (1979);
e. recorte do plano de informação de acordo com o limite territorial do município de Ouro Preto;
f. obtenção das ocorrências de deslizamentos inventariadas pelo SGB/CPRM no formato vetorial (.shp);
g. reprojeção da camada de pontos de ocorrência para o SIRGAS 2000/UTM, zona 23S;
h. análise da consistência e qualidade do banco de dados disponível para a pesquisa;
i. download do Plugin "*Point sampling tool*";
j. extração do atributo da célula matricial para o ponto (vetor) de ocorrência inventariado sobreposto;
k. criação e análise da consistência da camada vetorial (.shp) do estudo de sensibilidade paramétrico proposto;
l. análise comparativa dos pesos obtidos para as classes de declividade função das evidências de deslizamentos em comparação com a proposição do IBGE (2019);
m. discussões complementares sobre os resultados obtidos e a limitação da pesquisa em função da quantidade de ocorrências disponíveis para a realização do trabalho;
n. elaboração das principais conclusões da pesquisa e sugestão de trabalhos futuros

3.1.1 Análise de sensibilidade paramétrica

A finalidade da análise de sensibilidade paramétrica é determinar os efeitos da variação de um determinado parâmetro ou variável de entrada em variáveis de interesse, auxiliando, assim, na tomada de decisões. No caso da presente pesquisa, pretendeu-se fazer um estudo de sensibilidade por retroanálise de ocorrências de deslizamento da influência das classes do fator condicionante declividade na avaliação geotécnica de movimentos gravitacionais de massa em Ouro Preto – MG. O objetivo é hierarquizar os riscos geotécnicos associados às classes de declividade considerando o peso das evidências disponibilizado pelos inventários realizados pela SGB/CPR, permitinto ao gestor público realizar uma efetiva antecipação das ações mitigadoras e de minimização de possíveis eventos de deslizamentos que poderiam acarretar em danos materiais e humanos no município por classe de declividade (região), o que consiste a síntese de qualquer programa de gestão risco geológico-geotécnico desta natureza.

A análise de sensibilidade paramétrica é um método para determinar os fatores mais influentes em um sistema ou modelo, categorizando, assim, os efeitos das mudanças na distribuição dos dados ou o impacto causado por alterações nas variáveis do problema estudado. Dessa forma, tem-se uma análise das subclasses, permitindo-se, assim, estudar o efeito que a mudança de um dado de entrada pode provocar nos resultaos finais. Importantes trabalhos sobre análise de sensibilidade foram publicados nas últimas décadas, destacando-se as pesquisas clássicas de Huefner (1972) e Frank (1978).

De acordo com Hamby (1994), os modelos numéricos são sensíveis às variáveis de "*input*" pela incerteza de um parâmetro de entrada ter uma importante contribuição nos resultados de saída de uma simulação computacional e também a possibilidade de ter uma grande correlação entre um resultado com o parâmetro de entrada do modelo, onde pequenas mudanças no valor de entrada implicam em significativas alterações na saída.

Estudos de sensibilidade são muito importantes, pois ajudam na compreensão dos dados mais relevantes na solução de determinado problema, identificando as variáveis de decisão que apresentam maior impacto. De acordo com Razavi *et al.* (2021), a análise de sensibilidade está em contínua expansão de sua aplicação, pois é muito importante para comprovação, garantia de qualidade e validação de estudos paramétricos baseada em modelos computacionais. Os métodos de sensibilidade podem ser matemáticos, estatísticos ou gráficos.

A metodologia deste trabalho para a análise de sensibilidade consiste em uma abordagem simples, objetiva, consistente e prática, subsidiada por ferramentas de geoprocessamento disponíveis no software QGis e seus complementos, cujos resultados e discussões são apresentados a seguir.

Segundo Fitz (2008), a análise de sensibilidade deve ser realizada para verificar se pequenas alterações promovidas nos parâmetros do modelo numérico SIG causam ou não grandes variações em seus resultados. Usualmente, trabalha-se com estudos iterativos variando em até 10% o atributo de interesse e analisa-se o resultado final do modelo, permitindo-se, assim, mensurar a robustez do modelo SIG (FITZ, 2008).

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Cumpridas as etapas metodológicas (a) até (k) do item 3.1, procedeu-se com a análise comparativa dos pesos obtidos (valores absolutos e frequência) para as classes de declividade em função das 128 evidências de deslizamentos inventariadas por fotointerpretação e trabalhos de campo em comparação com a proposição do IBGE (2019). Apresenta-se, na Tabela 1, um resumo dos resultados obtidos na pesquisa.

Tabela 1. Classes de declividade e respectivas ocorrências de deslizamento observadas

Classes de declividade	Declividade (%)	Área (km^2)	Área (%)	Nº de ocorrências observadas	Frequência das ocorrências (%)	Ocorrências/ Área (km^2)*
Plano	0 - 3	12,76	1,03	1	0,78	1/13
Suave-ondulado	3 - 8	65,56	5,28	0	0,00	-
Ondulado	8 - 20	337,28	27,17	12	9,38	1/28
Forte-ondulado	20 - 45	679,62	54,75	78	60,94	1/9
Montanhoso	45 - 75	133,71	10,77	30	23,44	1/4
Escarpado	>75	12,5	1,01	7	5,47	1/2

* Para determinação da taxa (índice) de ocorrências/área (km^2) considerou-se o número inteiro mais próximo.

Analisando-se a Tabela 1, conclui-se que a classe de declividade forte-ondulado concentra a maioria das ocorrências observadas, com cerca de 61% da frequência dos deslizamentos inventariados pelo SGB/CPRM. Essa constatação, proporcionalmente e relativamente, também foi encontrada por Xavier (2020) e Xavier et al. (2022).

O mapeamento realizado pelo IBGE (2019) considerou os graus de potencialidade a deslizamentos crescentes em uma escala variando de 1 a 10 de acordo com o aumento da declividade em porcentagem (%): 0-3 [nota 1]; 3-8 [nota 3]; 8-20 [nota 5]; 20-45 [nota 8]; 45-75 [nota 9]; >75 [nota 10]. De acordo com as pesquisas de Schwarz *et al.* (2023) e Araújo *et al.* (2023), as regiões com maior declividade possuem solos jovens inconsolidados que são transportados com o tempo, pela gravidade, para regiões com menores declividades, favorecendo a não ocorrência de movimentos gravitacionais de massa do tipo deslizamento de solos. Assim, a atribuição de notas altas pelo IBGE (2019) para as classes de declividade montanhoso (45-75%) e escarpado (>75%) não corrobora com as observações de campo para deslizamentos em solos. Há, contudo, uma predominância de deslizamentos no intervalo de 20 a 45%. Assim, infere-se que em declividades acima dessa faixa não ocorre acúmulo de solo suficiente para deflagração de escorregamentos, devido, principalmente à magnitude dos processos erosivos presentes nas altas declividades.

Fazendo-se uma análise de sensibilidade dos resultados obtidos, presume-se que a única ocorrência de deslizamento cadastrada na classe de declividade plano (0 a 3%) deve se tratar de um *outlier* (valor atípico), portanto, deve ser desconsiderada da avaliação final. Trata-se de um dado inconsistente, pois a ocorrência de deslizamentos para essa faixa de declividade é improvável.

Considerando-se os resultados obtidos no modelo SIG, sugere-se uma adequação dos graus de potencialidade a deslizamentos propostos pelo IBGE (2019) em função da declividade em porcentagem (%): 0-3 [nota 1]; 3-8 [nota 3]; 8-20 [nota 8]; 20-45 [nota 10]; 45-75 [nota 9]; >75 [nota 5]. Trata-se de uma nova hierarquização das notas atribuídas pelo IBGE (2019) de acordo com os pesos estatísticos das evidências de deslizamentos obtidos nesta pesquisa.

Todavia, contrariamente ao exposto, analisando-se a taxa (índice) de ocorrências/área (km^2) percebe-se uma convergência maior com a hierarquia de notas atribuídas pelo IBGE (2019), em particular para as três classes de declividade mais inclinadas: Forte-ondulado (20% a 45%), Montanhoso (45% a 75%) e Escarpado (> 75%). Esse resultado demostra que o banco de dados analisado, embora importante, ainda não é capaz de prescrever resultados definitivos para a área de estudo, carecendo-se assim, de novas análises.

5 CONCLUSÃO

A ocorrência de movimentos gravitacionais de massa está relacionada a vários fatores ambientais condicionantes, sendo necessária a análise de influência de cada um deles. De acordo com o IBGE (2019), a declividade é um dos principais fatores no desencadeamento dos fenômenos de deslizamento, sendo esse atributo escolhido para o estudo de sensibilidade paramétrico proposto para esta pesquisa.

Os resultados obtidos neste estudo foram valiosos para a compreensão das classes de declividade mais importantes quanto ao desencadeamento de deslizamentos de terra no local de estudo. A metodologia apresentada nesta pesquisa se mostrou simples e eficaz, ademais, permite replicar o modelo SIG para outros municípios com ocorrências inventariadas pela SGB/CPRM ou Defesa Civil, servindo de ferramenta de apoio para a tomada de decisões da administração pública, seja ela na esfera federal, estadual ou municipal.

Embora os resultados obtidos nesta pesquisa divirjam, em parte, da proposta do IBGE (2019), na qual os graus de potencialidade (notas) a eventos geodinâmicos de cada classe foram estimados segundo a premissa de quanto maior a declividade, maior a probabilidade de ocorrência de deslizamentos, percebe-se uma concordância com a legislação vigente quanto ao uso e ocupação dos solos. A Lei Nº 6.766 (BRASIL, 1979), que dispõe sobre o parcelamento do solo em seu item III, Art. 3º do Capítulo I (Disposições Preliminares), proíbe o parcelamento do solo em terrenos com declividade igual ou superior a 30% (trinta por cento).

Concomitantemente ao exposto, e de certa forma corroborando com a Lei Nº 6.766, Francisco (2010) afirma que em terrenos montanhosos (declividade de 45 a 75%) e terrenos escarpados (declividade superior a 75%) há um grau muito forte a extremamente forte de impedimento à mecanização do terreno. Para declividades entre 20 e 40%, considera-se a profundidade efetiva do solo de até 20 cm com pedregosidade moderada a alta. Já para declividades superiores a 40%, considera-se inexistência de solos finos, pois o terreno é pouco evoluído pedologicamente, portanto, não há possibilidade física real de deslizamento de solos. Regiões muito íngremes possuem processos erosivos muito severos a extremamente severos (FRANCISCO, 2010).

Os dados de ocorrências de cicatrizes georreferenciadas disponibilizados pelo SGB/CPR se mostraram, em sua maioria, de qualidade satisfatória, salvo um único *outlier*. A análise de consistência do banco de dados para a realização da pesquisa foi uma etapa importante para minimizar prejuízos relacionados a interpretações equivocadas dos resultados das análises propostas.

Finalmente, recomenda-se, em futuras pesquisas dessa natureza, a utilização da teoria da amostragem para estudos mais amplos das relações existentes entre uma população (dados de inventários) e as amostras dela extraídas. Dessa forma, possibilita-se, de maneira mais abrangente, a avaliação mais completa da relação entre as classes de declividade e as ocorrências de deslizamento, auxiliando-se, assim, na interpretação e determinação das causas de diferenças observadas entre amostras. Por meio da teoria da amostragem é possível determinar o número mínimo de amostras/dados para a área de trabalho (estudo de caso).

Observou-se que as ocorrências levantadas pelo SGB/CPRM foram todas em solos, desprezando-se, portanto, movimentos gravitacionais de massa do tipo deslizamentos planares, em cunha e tombamento de blocos de rocha, sendo esta uma limitação da presente pesquisa. Um inventário de ocorrências maior que contemplasse todos os tipos de eventos geodinâmicos certamente possibilitaria uma análise mais assertiva e definitiva.

Contudo, em oposição as inferências anteriormente apresentadas, fazendo-se uma análise conjunta relativa da área territorial (km^2) de cada classe de declividade analisada e seu número de ocorrências de deslizamentos associados, salvo regiões mais planas, os resultados apontam para os mesmos princípios básicos do IBGE (2019), donde os graus de potencialidade a deslizamentos de cada classe são tão maiores quanto maior a declividade do terreno, consequentemente maior a probabilidade de ocorrência de eventos geodinâmicos. No entanto, para uma conclusão mais assertiva e consequentemente mais definitiva, necessita-se de uma base de dados de inventário de ocorrências de deslizamentos maior.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior-Brasil (CAPES) e ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG), pelo apoio às bolsas de doutorado de Danielle Stefane Gualberto Fernandes Porto, primeira autora deste artigo. Além disso, os autores agradecem ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG) pelo apoio institucional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Araújo, J. P. de C. ., Barella , C. F., Zêzere , J. L. G. M., & Fernandes, N. F. (2023) *Implementação de uma topografia pré-ruptura na predição estatística bivariada de escorregamentos.* Revista Brasileira de Geomorfologia, [S. l.], v. 24, n. 3, 2023. DOI: 10.20502/rbgeomorfologia.v24i3.2305. Disponível em: <https://rbgeomorfologia.org.br/rbg/article/view/2305>. Acesso em: 4 abr. 2024.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Augusto, O. Deslizamento de terra destrói casarão em Ouro Preto; veja vídeo. Metrópoles, 2022. Disponível em: <https://www.metropoles.com/brasil/deslizamento-de-terra-destroi-casarao-em-ouro-preto-veja-video>. Acesso em: 04 abr. 2024.

Brasil (1979) Lei Nº 6.766, de 19 de dezembro de 1979. Presidência da República Casa Civil. Subchefia para Assuntos Jurídicos. Brasília. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/l6766.htm>. Acesso em: 04 abr. 2024.

Brasil (2012) Política Nacional de Proteção e Defesa Civil – Lei 12.608 de 10 abril de 2012. Brasília: Secretaria Nacional de Defesa Civil. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2011-2014/2012/lei/l12608.htm>. Acesso em: 04 abr. 2024.

CPRM (2014) *Carta de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundação: município de Ouro Preto – MG*. Serviço Geológico do Brasil (SGB). Disponível em: < https://rigeo.sgb.gov.br/handle/doc/14972>. Acesso em: 03 abr. 2024.

Embrapa (1979) *Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos*. Súmula da 10. Reunião técnica de levantamento de solos. Rio de Janeiro: Embrapa. 83 p. (SNLCS. Micelânea, 1).

Fitz, P. R. (2008) Geoprocessamento sem complicação. São Paulo: Oficina de Textos.

Francisco, P. R. M. (2010) *Classificação e mapeamento das terras para mecanização agrícola do estado da Paraíba utilizando sistema de informação geográfica*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Manejo de Solo e Água. Departamento de Solos e Engenharia Rural. UFPB. Disponível em: <https://educapes.capes.gov.br/bitstream/capes/572883/2/CLASSIFICA%C3%87%C3%83O%20E%20MAPEAMENTO%20DAS%20TERRAS.pdf>. Acesso em: 04 abr. 2024.

Frank P. M. (1978). *Introduction to System Sensitivity Theory*, Academic Press, New York, San Francisco & London.

Hamby, D.M. (1994) *A review of techniques for parameter sensitivity analysis of environmental models*. Environ Monit Assess 32, 135–154. DOI: 10.1007/BF00547132. Disponível em: <https://link.springer.com/article/10.1007/BF00547132#citeas>. Acesso em: 03 abr. 2024.

Huefner, R. J. (1972). *Sensitivity Analysis and Risk Evaluation*. Decision Science. pp. 126-135.

IBGE (2018) *População em áreas de risco no Brasil.* Diretoria de Geociências. Rio de Janeiro. Disponível em: <https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv101589.pdf>. Acesso em: 03 abr. 2024.

IBGE (2019) *Suscetibilidade a deslizamentos do Brasil: primeira aproximação*. Macrocaracterização dos Recursos Naturais do Brasil. Coordenação de Recursos Naturais e Estudos Ambientais. Rio de Janeiro. Disponível em: <https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv101684.pdf>. Acesso em: 03 abr. 2024.

Porto, D. S. G. F., Azevedo, R. C., Villar, L. F., Santos, H. A., Porto, T. B. (2024) *Metodologias para mapeamento do deslizamento de taludes: uma revisão bibliográfica.* CONTRIBUCIONES A LAS CIENCIAS SOCIALES, [S. l.], v. 17, n. 3, p. e5074. DOI: 10.55905/revconv.17n.3-168. Disponível em: <https://ojs.revistacontribuciones.com/ojs/index.php/clcs/article/view/5074>. Acesso em: 1 abr. 2024.

Razavi, S., Jakeman, A., Saltelli, A., Prieur, C., Iooss, B., Borgonovo, E., Plischke, E., Lo Piano, S., Iwanaga, T., Becker, W., Tarantola, S., Guillaume, J.H.A., Jakeman, J., Gupta, H., Melillo, N., Rabitti, G., Chabridon, V., Duan, Q., Sun, X., Smith, S., Sheikholeslami, R., Hosseini, N., Asadzadeh, M., Puy, A., Kucherenko, S., Maier, H.R. (2021) *The Future of Sensitivity Analysis: An essential discipline for systems modeling and policy support*, Environmental Modelling & Software, Volume 137, Science Direct. DOI: 10.1016/j.envsoft.2020.104954. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1364815220310112>. Acesso em: 03 abr. 2024.

Schwarz, H., Michel, G. P., Zanandrea, F., Paul, L. R., & Salvador, C. G. (2023) *Uso de caracterização morfométrica e geomorfológica na análise de mapeamentos de cicatrizes de escorregamentos*. Revista Brasileira de Geomorfologia, [S. l.], v. 24, n. 1. DOI: 10.20502/rbg.v24i1.2185. Disponível em: <https://rbgeomorfologia.org.br/rbg/article/view/2185>. Acesso em: 3 abr. 2024.

USGS (2008) *The landslide handbook – A guide to understanding landslides.* Highland, L.M., and Bobrowsky, P. (versão em português): Reston, Virginia, U.S. Geological Survey Circular. GFDRR/World Bank. 1325, 129p. Disponível em: <https://www.gfdrr.org/sites/default/files/publication/Deslizamentos_M5DS.pdf>. Acesso em 04 abr. 2024.

Varnes, D. J. (1978) *Slope movements: types and processes*. In: Schuster, R. l. and Krizek (eds.) Landslide analysis and control, National Academy of Sciences, 11-33, Washington. Disponível em: < https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/sr/sr176/176.pdf>. Acesso em: 25 mar. 2024.

Xavier, J. P. S. (2020) Erosão pluvial e escorregamentos no estado de pernambuco: áreas de ocorrências, unidades de paisagem e banco de dados geográfico. Mestrado em Geografia, Pernambuco. Disponível em: <https://repositorio.ufpe.br/handle/123456789/37999>. Acesso em jul. 2024.

Xavier, J. P. S., Listo, F. L. R., Nery, T. D. (2022) Escorregamentos no Estado de Pernambuco. Mercator, Fortaleza, v.21. https://doi.org/10.4215/rm2022.e21003. Acessado em jul. 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/404

Fatores que Influenciam no Desempenho do Sistema Geotérmico Horizontal e Vertical: Uma Revisão da Literatura

Amanda Fetzer Visintin
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, fetzeramanda@gmail.com

Natália Gelinski Ratacheski
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, nataliaratacheski@ufpr.br

Karen Santos Schmidt
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, karensantosschmidt@gmail.com

Vítor Pereira Faro
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, vitor@solution-ipd.com

RESUMO: A energia geotérmica vem sendo explorada desde a década de 80 em países como Suíça e Áustria, porém no Brasil essa tecnologia renovável ainda está em estágios iniciais. Para alcançar um bom desempenho do sistema geotérmico, é crucial compreender seus principais fatores, que devem ser levados em conta durante o dimensionamento. Esses fatores podem variar, incluindo aspectos ambientais, geotécnicos e de projeto. Os fatores ambientais, como radiação térmica, sombreamento, precipitação e evapotranspiração, têm o potencial de influenciar as variações de temperatura do solo ao longo do tempo, afetando assim o desempenho do sistema geotérmico. Da mesma forma, os fatores geotécnicos, como os minerais presentes no solo, a umidade, a saturação e a densidade do solo, desempenham um papel crucial na transferência de calor do solo. Já os aspectos a considerar em projeto são fundamentais para aumentar o rendimento, desde a decisão da configuração do trocador de calor como na profundidade de instalação. Portanto, o presente estudo aborda os principais pontos-chaves que podem influenciar no desempenho de um projeto de geotermia, com base em uma revisão de literatura sobre o assunto. Ao longo do desenvolvimento, os pontos-chaves são discutidos criticamente para seu aprimoramento em pesquisas futuras.

PALAVRAS-CHAVE: Energia geotérmica, Desempenho do projeto geotérmico, Sustentabilidade.

ABSTRACT: Geothermal energy has been explored since the 1980s in countries such as Switzerland and Austria, but in Brazil, this renewable technology is still in its early stages. To achieve optimal performance of a geothermal system, understanding its key factors is crucial during the design phase. These factors can vary, encompassing environmental, geotechnical, and design aspects. Environmental factors such as thermal radiation, shading, precipitation, and evapotranspiration have the potential to influence soil temperature variations over time, thereby impacting the geothermal system's performance. Similarly, geotechnical factors like soil minerals, moisture content, saturation, and density play a crucial role in soil heat transfer. Design considerations are also essential for maximizing efficiency, from deciding on heat exchanger configurations to installation depths. Therefore, this study addresses the key factors influencing the performance of geothermal projects based on a literature review. Throughout its development, these factors are critically discussed to enhance future research endeavors.

KEYWORDS: Geothermal energy, Thermal performance, Sustainability.

1 INTRODUÇÃO

A energia geotérmica, em sua maneira geral, refere-se a energia provinda da Terra. Esse fluxo de calor é gerado pela decomposição radioativa dos elementos de dentro do núcleo e pelo calor residual do processo de

formação do planeta. A palavra "geotérmica" vem das palavras gregas "geo" (terra) e "thermos" (calor), indicando calor da Terra (POWRIE e PREENE, 2009). Uma de suas divisões é a energia geotérmica superficial pode ser referenciada como a energia provida do subsolo até 300 metros, entretanto, dependendo do nível da água, em até uma profundidade de 15 metros sua temperatura pode sofrer interferências climáticas locais (BRANDL, 2006; SANI *et al., 2019*).

A energia geotérmica de baixa entalpia é altamente aplicada a climatização de edifícios e aquecimento da água, por meio de um sistema de bomba de calor que permite a reutilização do calor entre solo e estrutura. A estruturação de um sistema de climatização geotérmico de baixa entalpia mais comum, econômico e eficiente é o sistema fechado, no qual, constituído por tubos de polietileno que permite o transporte de algum fluido, em que realiza a transferência de calor. Esse sistema também necessita de uma bomba de calor onde irá transferir esse calor do solo para o empreendimento em questão.
Esses tubos podem ser instalados na horizontal ou vertical ao solo. (BRANDL, 2006*;* SANI *et al., 2019*). Segundo Brandl (2006), o sistema geotérmico de circuito fechado é composto por três itens: sistema primário, sistema secundário e bomba de calor (FIGURA 1).

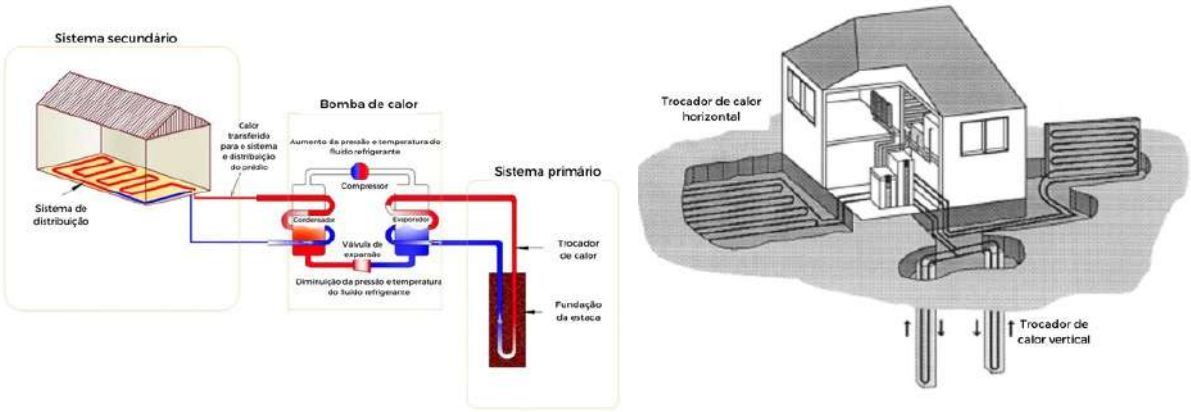


Figura 1. Sistema geotérmico de climatização de baixa entalpia (BRANDL, 2006).

A energia geotérmica vem sendo desbravada em países como Suíça e Áustria desde a década de 80, com sua principal finalidade de climatizar ambientes. No Brasil a utilização dessa tecnologia é incipiente, tendo seus primeiros estudos na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC/USP), Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF) e Universidade Federal do Paraná (UFPR).

Seu dimensionamento apresenta obstáculos em quais fatores-chave devem ser considerados como prioridade (SHI *et al.*, 2022). Segundo Kavanaugh e Raffety (2014) uns dos principais fatores é a formação geológica, mas para Shi *et al.* (2022) o dimensionamento de sistema verticais devem ser diferentes dos sistemas horizontais, pois, em profundidade rasas, a temperatura do solo sofre interferências de variáveis ambientais como precipitação, evapotranspiração e radiação solar.

A revisão de literatura do presente artigo objetiva uma análise aprofundada dos principais fatores que influenciam no desempenho desta tecnologia, abordado os fatores ambientais, geotécnicos e de projeto, partindo do cenário atual com experiência de pesquisas finalizadas e em andamento com perspetiva desafiadora para aplicação futura. Diversos artigos foram consultados sistematicamente, principalmente nas últimas duas décadas, para disponibilizar uma lista resumida de elementos centrais que possam atuar de formar direta e indireta na performace do sistema geotérmico. Essa revisão referisse as experiências históricas e recentes na aplicação de um sistema geotérmico de baixa entalpia, com o propósito de otimizar o dimensionamento desta tecnologia, direcionando sua atenção para as perspetivas de expansão e avanço dela.

2 FUNDAMENTOS DA TRANFERÊNCIA DE CALOR

2.1 Condução de calor

O mecanismo de transferência por condução ocorre por meio de contato de partículas ou agitação das moléculas com a instigação da variação de temperatura. Segundo Laloui e Loria (2020), esse fenômeno pode ser explicado por meio da teoria da energia cinética molecular, ou seja, quanto maior for a temperatura, maior será a agitação das moléculas, fazendo com que uma se choque na outra, e na presença de diferentes temperaturas esse choque proporciona a transferência de calor. Essa situação é o que ocorre na troca de calor do solo com o tubo trocador de calor.

2.2 Convecção

A transferência de calor por convecção pode ser categorizada de duas maneiras: convecção natural e convecção forçada. Na convecção forçada, o fluido é predominantemente movido pela diferença de pressão induzida por uma força externa (HOLMAN, 2001). No contexto de sistemas geotérmicos rasos, conforme Loveridge (2012), a convecção forçada pode ocorrer devido à diferença de temperatura entre o fluido e as paredes dos tubos trocadores de calor, causada pelo fluxo de água subterrânea.

Por outro lado, na convecção natural, ou livre, o movimento ocorre devido à diferença de densidade causada pelo gradiente de temperatura (HOLMAN, 1998). Farouki (1981) argumenta que a convecção natural é praticamente insignificante em escalas de milímetros, enquanto Martynov (1959) sugere que pode ser relevante para solos com temperaturas acima de 30°C.

Loveridge (2012) observa que a convecção livre ocorre quando os espaços vazios são suficientemente amplos para permitir o desenvolvimento de células de convecção, especialmente para partículas maiores que 6 mm. Além disso, Yun e Evans (2010) destacam que as paredes porosas facilitam o fluxo do fluido.

2.3 Radiação

A radiação térmica é uma forma de energia emitida e propagada no espaço sob a forma de ondas eletromagnéticas (OZISIK, 1985; HOLMAN, 2001). A transferência de calor por radiação que ocorre no solo se dá quando os grãos do solo criam um ambiente próximo ao vácuo e experimentam variações de temperatura (FAROUKI, 1981; REES *et al*., 2000; BRANDL, 2006). É importante destacar que essa radiação do solo difere da radiação solar direta (VISINTIN, 2023).

3 VARIÁVEIS

De acordo com a coletânea de artigos foram compiladas as principais variáveis que influenciam no desempenho do sistema geotérmico. Com isso, essas variáveis foram separadas em fatores ambientais, geotécnicos e de projeto. A Figura 3 ilustra os principais fatores que podem afetar o despenho do sistema geotérmico.

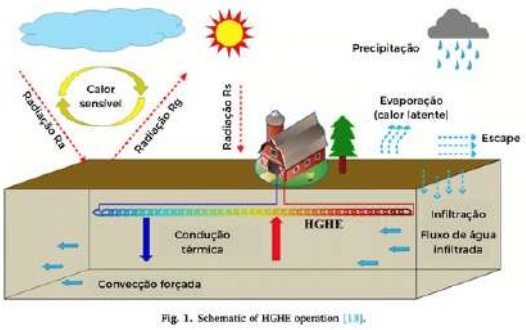


Figura 3. Principais fatores (*SHI et al., 2022).*

3.1 Fatores Ambientais

3.1.1 Precipitação e evapotranspiração

A precipitação e a evapotranspiração apresentam forte influência na condutividade térmica do solo, desta forma, deve ser considerada para estudos de modelos numéricos e para dimensionamento das estruturas de troca de calor (GO *et al*., 2015). Para Prevedello (2010), a transferência de calor por condução ocasionada em solos saturados, é provocado pelo fortalecimento das propriedades térmicas da água. Porém, quanto mais quente o fluxo de água na região (funcionamento do sistema geotérmico), mais o meio transferência de calor que prevalece é convecção, visto que a água possui altos valores de calor latente de condensação/evaporação e de fusão/ebulição.

Segundo Nowamooz (2020), somente quando é observado os fatores com escoamento, infiltração e evaporação, pode-se se aproximar da temperatura do solo chegar a uma temperatura correta do solo.

Em estudos como Go *et al*. (2015), Chalhoub *et al*. (2017) e Nowamooz (2020), no qual apresentam modelos matemáticos e estudos laboratoriais, o desempenho do sistema geotérmico melhora com a infiltração da água da chuva resultado em uma variação de temperatura maior em comparação com o edifício, aumentado assim a eficiência da bomba de calor.

3.1.2 Radiação

A radiação solar pode ser separada entre: radiação solar de onda curta absorvida, radiação atmosférica de onda longa e radiação de onda longa provocada pelo reflexo das luzes solares nas superfícies irregulares (SHI *et al.*, 2022).

A radiação de onda curta é a radiação direta entre os raios solares e o solo, já a radiação de onda longa é difundida em duas partes. A radiação pode ser emitida pelos raios solares em um certo ângulo à superfície da terra (solo), no qual a mesma é refletida, como se funcionasse igual a um espelho para aquelas ondas eletromagnéticas (SHI *et al.*, 2022).

De acordo com as pesquisas de Chalhoub *et al.* (2017) e Wang *et al.* (2024), a radiação térmica solar pode alterar a temperatura do solo em balanço. Uma maneira de se obter a distribuição de temperatura do solo ao longo do tempo foi dada pelo modelo numérico de Demir *et al.* (2009), onde, os autores consideraram, no balanço energético, a radiação absorvida pelo solo, por meio, da radiação solar emitida por hora (“hourly solar radiation”), dado que pode ser obtido pela posição do sol no espaço. Com o resultado do balanço energético, é possível concluir o quanto há de interferência entre a temperatura-radiação.

O modelo simplificado de Chalhoub *et al.* (2017), considera as reações físicas entre atmosfera e solo para encontrar a temperatura final do subsolo. Para isso, considera alguns fatores meteorológicos, entre eles: as radiações de longo e curto comprimento de onda, que chegam e que são emitidas no solo. Essa metodologia foi utilizada com o intuito de se obter a temperatura resultante desta troca de energia, como parâmetro para poder medir a eficiência dos trocadores de calor.

Com uma abordagem que apresenta o intuito de prever a instalação de trocadores de calor nos centros urbanos, Li *et al.* (2019) demonstrou a influência da radiação solar sobre a temperatura das ruas considerando a possibilidade de haver: sombra de outros edifícios e a direção da rua (latitude e longitude). Foi concluído que tais aspectos devem ser levados em consideração, principalmente, para o dimensionamento de trocadores de calor menos profundos, já que esses são mais suscetíveis a ação desses fatores.

3.1.3 Sombreamento

Para melhorar a eficiência de energias solares, o autor Elsayed (1991) propôs que a radiação solar pode ser calculada com uma redução do fator que viárias entre 1 e 0. Esse sombreamento é provocado por árvores e edifícios próximos, que pode influenciar na redução na transferência de calor por radiação solar (ELSAYED, 1991; VISINTIN, 2023). O efeito do sombreamento em trocadores de calor do solo pode ser visto no trabalho de Muñoz-Criollo *et al.* (2016) e Li *et al.* (2019), por meio de uma modelagem numérica de trocadores horizontais, utilizando o fator de redução de Elsayed (1991).

Visintin (2023) apresentou um estudo experimental, por meio de dados obtidos por sensores e fotos térmicas da região ao longo do dia. O seu trabalho demonstrou que, em lugares onde apresenta sombreamentos, a temperatura do solo é influenciada as variações da temperatura do ambiente, opondo-se nos locais onde há

presença de radiação solar. Na pesquisa, também, foi observado que, para o desempenho do sistema geotérmico, é mais benéfico que o sistema se localize na área do sombreamento.

3.2 Fatores Geotécnicos

3.2.1 Mineralogia

Os minerais presentes têm uma influência significativa na condutividade térmica do solo, em parte devido ao fato de que cada mineral possui sua própria condutividade térmica específica (Laloui & Loria, 2020; WANG *et al*., 2014). Esse efeito é especialmente evidente quando o solo contém o mineral quartzo, que tem uma condutividade térmica de 7,7 W/mK, em comparação com outros materiais que têm uma média de 2 W/mK.

O pesquisador Johansen desenvolveu um modelo para determinar a condutividade térmica do sólido (Ks) com base na quantidade de quartzo presente no solo. No entanto, segundo Li *et al*. (2021), esse método apresenta falhas quando aplicado a outros tipos de solo que possuem baixo teor ou ausência de quartzo, especialmente solos compostos principalmente por argilominerais.

3.2.2 Teor de umidade e Saturação do solo

O impacto do teor de umidade na condutividade térmica é notável (ZHANG, 2017). Conforme Costa (2017), em condições de baixa umidade, a superfície das partículas do solo é revestida por uma fina película de água, exercendo pouco efeito sobre a condutividade térmica. À medida que o teor de umidade aumenta, forma-se uma "ponte de água" entre as partículas do solo. Como a condutividade térmica da água é consideravelmente maior do que a do ar, isso resulta em um aumento significativo na condutividade térmica do solo. Além disso, a presença de líquidos aumenta a área de contato (LY *et al*., 2019).

Barry-Macaulay *et al.* (2013) destacam que a influência da saturação está relacionada ao tamanho das partículas do solo. Por exemplo, em solos granulares, nos quais há menos pontos de contato entre as partículas, a saturação tem um efeito mais pronunciado do que em outros tipos de solo.

De acordo com Akrouch *et al*. (2016), em um estudo sobre propriedades térmicas de solos não saturados, os autores concluíram que a taxa de troca de calor é máxima quando o solo está saturado, mas esse efeito não se repete quando o solo está parcialmente saturado.

3.2.3 Densidade do solo

O impacto da densidade nas propriedades térmicas dos solos permanece constante, independentemente do teor de umidade. Observou-se que a condutividade térmica dos solos aumenta conforme a densidade aumenta, em todas as faixas de umidade. Este resultado era esperado, uma vez que amostras com densidades mais elevadas contêm mais partículas de solo e menos moléculas de ar por unidade de volume, o que favorece a transferência de calor. Além disso, o aumento da densidade melhora os pontos de contato entre as partículas do solo, resultando em um fluxo de calor mais eficiente entre as partículas sólidas (XIE e QIN, 2021).

De acordo com Oh (2014), em um estudo de laboratório sobre o efeito da densidade na transferência de calor, para solos arenosos a eficiência é melhor na condução de calor do que solos mais porosos.

3.3 Fatores de Projeto

3.3.1 Configuração do trocador

Os tubos podem apresentar diferentes configurações com a finalidade de aumentar a área de contato com o solo (VISINTIN, 2023). Suas configurações podem variar entre modelo em U, W, duplo U e espiral para trocadores em vertical e *Slinky,* espiral e horizontal para trocadores na horizontal.

Segundo Shi *et al.* (2022), quanto maior o comprimento de tubos trocadores na horizontal, melhor o desempenho térmico, porém perde eficiência da bomba de calor, portanto os autores não aconselham realizar em projeto. Os autores, também, concluem que aumentar o espaçamento entre os tubos traz benefícios ao reduzir a interferência do desempenho entre eles e melhorar a troca de calor por unidade de área, o que é altamente recomendável.

Em uma pesquisa desenvolvida por Cui *et al.* (2023), onde os autores compararam sistemas de trocadores na vertical e horizontal, o desempenho térmico do sistema vertical é superior ao sistema horizontal, levando em conta que os trocadores na vertical apresentam maior estabilidade devido sua profundidade de instalação.

3.3.2 Profundidade de instalação

A temperatura do solo superficial varia de acordo com a temperatura atmosférica, com variação de temperatura entre manhã e noite, e com as estações climáticas. Para uma equação matemática completa da transferência de calor no solo, como um problema físico, demanda de uma suposição de várias condições iniciais e de contorno (BRANDL, 2006). Existem três casos básicos de condição de contorno, que são utilizados dependendo do problema abordado. No Caso 1, considera um corpo semi-infinito simulando as interfases planas da atmosfera com o solo. No Caso 2 o corpo é infinito com uma fenda cilíndrica, simulando os trocadores de calor, como estacas. No caso 3 o corpo é infinito com um espaço esférico simulando um túnel.

A influência da profundidade na eficiência da instalação das estruturas de troca de calor é regida por sua capacidade de armazenamento de calor, segundo Nowamooz *et al.* (2021), que testou a mesma configuração de um HGHE, porém em profundidades de 1 m, 1,5 m e 2 m, e provou que quanto mais fundo no solo maior é a capacidade de reter energia, consequentemente, maior a diferença de energia que pode ser extraída do solo, tornando o sistema mais eficiente. Entretanto, considerando que a instalação custaria mais. O modelo numérico estudado por Song *et al.* (2022), em solo chinês, provou o mesmo. Tal fato confirma a necessidade de estudo sobre o design para que haja retorno financeiro. Contudo, Congedo *et al.* (2019), por meio de cálculos feitos pelo CFD CODE Fluent, demonstrou que para profundidades até 2,5 m não há variação significativa na performance dos trocadores de calor, a pesquisa considerou dados metereológicos do sul da Itália e trocadores do tipo linear, helicoidal e slinky.

Nowamooz *et al.* (2020), menciona que trocadores de calor do tipo HGHE, como são menos profundos que VGHE, são mais afetados pelas condições meteorológicas e hidrotérmicas, com isto, seu estudo provou a necessidade de considerar a profundidade de instalação e do nível de água no solo para um dimensionamento eficiente.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante da revisão da literatura sobre os principais fatores que influenciam no desempenho do sistema geotérmico, é de extrema importância estudá-las para dimensionar projetos geotérmicos mais eficientes. Os fatores ambientais exercem uma grande influência em profundidades mais rasas, portanto são essenciais em projetos de trocadores horizontais. Para entender o fluxo de calor ao longo da camada do solo é importante relacioná-las com os fatores geotécnicos, pois eles apresentam sua capacidade de conduzir o calor aumentando a eficiência do solo. No entanto, ao analisar um projeto, é fundamental observar como aumentar o seu desempenho. Visto isso, a configuração do tubo e a profundidade de instalação podem proporcionar maior eficiência ao empreendimento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo financiamento das pesquisas desenvolvidas pelos alunos no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Paraná (UFPR).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AKROUCH, G. A.; SÁNCHEZ, M.; BRIAUD, J. An experimental, analytical and numerical study on the thermal efficiency of energy piles in unsaturated soils. **Computers and Geotechnics**, v. 71, p. 207-220, 2016.

Barry-Macaulay, D., Bouazza, A., Singh, R.M., Wang, B., & Ranjith, P.G. (2013). Thermal conductivity of soils and rocks from the Melbourne (Australia) region. *Engineering Geology*, 164, 131-138. http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.06.014

BRANDL, H. Energy foundations and other thermo-active ground structures. **Geotechnique**, v. 56, n. 2, p. 81–122, 2006.

Chalhoub, M.; Bernier, M.; Coquet Y.; Philippe, M. (2017). A simple heat and moisture transfer model to predict ground temperature for shallow ground heat exchangers. Renewable Energy. Vol 103, p. 295-307.

Collischonn, W.; Dornelles, F. (2013). Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais. Rio Grande do Sul.

Congedo, P.M.; Colangelo, G.; Starace G. (2012). CFD simulations of horizontal ground heat exchangers: A comparison among different configurations. Applied Thermal Engineering. Vol 33–34, p. 24-32.

COSTA, F. d. S. ***Desempenho energético de edifícios residenciais no contexto da regulamentação térmica com recurso ao Energy Plus e TRNSYS***. Dissertação de Mestrado, Faculdade de ciência e tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2012.

Cui, Q., Shi, Y., Zhang, Y., Wu, R., Jiao, Y (2023). Comparative study on the thermal performance and economic efficiency of vertical and horizontal ground heat exchangers. Advances in Geo-Energy Research, Vol 7, p. 7-19.

Demir, H.; Koyun, A.; Temir, G. (2009). Heat transfer of horizontal parallel pipe ground heat exchanger and experimental verification. Applied Thermal Engineering, Vol 29, p. 224 -233.

ELSAYED, M. Monthly-Averaged Dayli Shading Factor For a Collector Field. **Solar Energy**. V. 47, 287-297, 1991.

FAROUKI, O. **Thermal properties of soils**. CRREL Monograph 81-1. United States Army Corps of Engineers, Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, New Hampshire, USA. 151 p., 1981.

Go, G-H.; Lee, S.-R.; Nikhil N.V.; Yoon, S. (2015). A new performance evaluation algorithm for horizontal GCHPs (ground coupled heat pump systems) that considers rainfall infiltration. Energy. Vol 83, p. 766-777.

HOLMAN, J. P. Transferencia de Calor. **McGraw-Hill Interamericana de España**, Madrid, 504 p., 1998.

HOLMAN, J.P. Heat Transfer, **McGraw-Hill Science**, ISBN: 0072406550, 9a edição, 688 p., 2001.

LALOUI, L.; LORIA, A. F. R. Analysis and Design of Energy Geostructures: Theoretical Essentials and Practical Application. Reino Unido: **Elsevier**, 2020.

Li, C.; Mao, J.; Peng, X.; Mao, W.; Xing, Z.; Wang, B. (2019). Influence of ground surface boundary conditions on horizontal ground source heat pump systems. Applied Thermal Engineering. Vol 152, p. 160-168.

LI, K.; LI, D.; CHEN, D.; GU, S.; LIU, Y. A generalized model for effective thermal conductivity of soils considering porosity and mineral composition. *Acta Geotech.* **16**, 3455–3466, 2021. Disponível em: https://doi.org/10.1007/s11440-021-01282-x

MARTYNOV, G.A. Principles of Geocryology, Part 1, Cap VI. **Academy of Sciences**, USSR, NRC TT-1065, Ottawa, Canada. 1959.

MUÑOZ-CRIOLLO, J; CLEALL, P; REES, S. Factors influencing collection performance of near surface interseasonal ground energy collection and storage systems. **Geomechanics for Energy and the Environment.** V. 6, 45-57, 2016.

OH, H. **Thermal resistivity dry-out curves for thirteen sandy soil**. 2014. Thesis (Master), University of Wisconsin-Madison, United States of America, 95 p, 2014.

OZISIK, M.N., Transferência de Calor: Um Texto Básico, Editora LTC, ISBN 852770160X, 1a edição, 1985.

Palaretti, L. F. (2003). Estimativa da Evapotranspiração do tomateiro em dois sistemas de condução. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação de Meteorologia Agrícola, Universidade Federal de Viçosa.

PREENE, M; POWRIE, W.Ground energy systems: from analysis to geotechnical design. **Geothecnique**, 2009.

REES, S. W.; ADJALI, M. H.; ZHOU, Z.; DAVIES, M.; THOMAS, H. R. Ground heat transfer effects on the thermal performance of earth-contact structures. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v. 4, n. 3, p. 213–265, 2000.

SANI, A. K.; SINGH, R. M.; AMIS, T.; CAVARRETTA, I. A review on the performance of geothermal energy pile foundation, its design process and applications. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v. 106, p. 54–78, 2019.

Shi, Y.; Cui, Q.; Song, X.; Xu, F.; Song, G. (2022). Study on thermal performances of a horizontal ground heat exchanger geothermal system with different configurations and arrangements. Renewable Energy. Vol. 193, p. 448-463.

Silva, M. M.; Coutinho, Q. R. (2007). Estudo geológico-geotécnico de uma encosta com problemas de instabilidade no Município de Camaragibe - PE.. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

Tang F.; Lahoori, M.; Nowamooz, H.; Rosin-Paumier S., Masrouri F. (2021). A numerical study into effects of soil compaction and heat storage on thermal performance of a Horizontal Ground Heat Exchanger. Renewable Energy. Vol 172, p. 740-752.

Tang, F.; Nowamooz H. (2020). Outlet temperatures of a slinky-type Horizontal Ground Heat Exchanger with the atmosphere-soil interaction. Renewable Energy. Vol 146, p. 705-718.

Tucci, C. E. M. (1993). Hidrologia: ciência e aplicação. Porto Alegre. UFRGS. 626 p.

Visintin, A. F. (2023). Avaliação de Trocador Horizontal Geotérmico Horizontal em Solo Residual de Basalto. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná/ UFPR.

Wang, B.; Bouazza, A.; Singh, R.M.; Haberfield, C.; Barry-Macaulay, D.; Baycan, S. Posttemperature effects on shaft capacity of a full-scale geothermal energy pile. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 141, n. 4, 2014.

XIE, J.; QIN, Y. HeatTransfer and Bearing Characteristics of Energy Piles: Review. *Energies* **2021**, *14*, 6483. https://doi.org/10.3390/en14206483

YUN, T. S.; EVANS, T. M. Three-dimensional random network model for thermal conductivity in particulate materials. Computers and Geotechnics, 2010.

Zhang, N.; Yu, X.; Pradhan, A.; Puppala, A. J (2017). A new generalized soil thermal conductivity model for sand–kaolin clay mixtures using thermo-time domain reflectometry probe test. **Acta Geotechnica**, vol. 12, p. 739–752.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/405

Geossintéticos e os Principais Ensaios para a Garantia da Qualidade de suas Propriedades

Iasmin Lívia Pereira Faria Alves
Discente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, iasmin.alves@engenharia.ufjf.br

Júlia Righi de Almeida
Docente do Departamento de Transportes e Geotecnica, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, julia.righi@engenharia.ufjf.br

Mário Vicente Riccio Filho
Docente do Departamento de Transportes e Geotecnia, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, mvrf1000@gmail.com

RESUMO: A pesquisa visa apresentar uma relação dos ensaios mais aplicados no controle de qualidade de fabricação de geossintéticos no Brasil e mapear quais instituições brasileiras apresentam maior foco para a pesquisa e investigação desses materiais. Para este trabalho, foram utilizados livros, artigos, normas, trabalhos científicos e a base de dados de periódicos da CAPES para se ter um referencial teórico sobre o assunto. Sobre os ensaios e localidades dos centros de pesquisa, foram utilizados os anais de 2019 e 2023 do Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental e Geossintéticos - REGEO/Geossintéticos, e em complementação a isso, foram consultados os sites de cada instituição encontrada. Como resultado, têm-se um panorama sobre os principais ensaios, funções e normas regulamentadoras no país. Os ensaios mais encontrados foram: espessura, massa por unidade de área, tração em faixa larga, cisalhamento direto e permeabilidade de fluxo no plano, com a predominância de ensaios mecânicos. Verificou-se 14 universidades que realizaram nos últimos 5 anos, pesquisas relacionadas a pelo menos um dos ensaios citados, ficando clara a necessidade de ampliação dessas pesquisas em todo o território nacional. É importante destacar que esses resultados refletem os dados obtidos pelo REGEO/Geossintéticos e pelos sites consultados de cada intituição, ou seja, outras publicações sobre a temática podem estar em diferentes congressos ou revistas. De forma geral, 27 instituições brasileiras realizam ensaios de geossintéticos que visam a qualidade. É possível concluir que é essencial a realização de estudos e investimentos para a realização de ensaios na verificação e garantia de qualidade das propriedades dos geossintéticos para um maior avanço na pesquisa nacional.

PALAVRAS-CHAVE: Geossintéticos, Ensaio, Verificação de qualidade.

ABSTRACT: The research aims to show a list of the most applied tests in fabrication quality control of geosynthetics in Brazil and to map which Brazilian institutions have more focus on research and investigations of these materials. For this research, it were used books, articles, standards, scientific works and the CAPES periodicals database to have a theoretical framework about the subject. About the tests and places of research centers, it were used the 2019 and 2023 proceedings of the Brazilian Congress on Environmental Geotechnics and Geosynthetics – REGEO/Geossintéticos, in addition of this, the websites of each institution found were consulted. As a result, there is a perspective about the main tests, functions and reglementary standards in the country. The most common tests found were: thickness, mass per unit area, wide-width tensile test, direct shear test, and water permeability characteristics normal to the plane, with the predominance of mechanical tests. It was found that 14 universities realized in the last 5 years, researches about at least one of the mentioned tests, become evident that it is necessary to expand the researches in all national territory. It is important to highlight that these results reflect the data obtained from REGEO/Geossintéticos and through the websites consulted by each institution, that is, other publications about the topic may be in different conferences or journals. Overall, 27 Brazilians institutions carry out tests that aim the quality of geosynthetics. It is possible to conclude that is essential to realize studies and investments for carrying out tests in quality verification and assurance of properties of geosynthetics to take a greater advanced in national research.

KEYWORDS: Geosynthetics, Tests, Quality verification.

1 INTRODUÇÃO

Os geossintéticos são produtos poliméricos artificiais, que são extremamente versáteis e de grande aplicabilidade para a engenharia, principalmente em obras geotécnicas e de proteção ambiental. Sua utilização pode estar relacionada ao reforço de solos, estruturas de contenção, aterros sobre solos moles, taludes íngremes, estabilização de solos, drenagem, filtração, barreiras para líquidos e gases, controle de erosão, barreira de sedimentos, separação, entre diversos outros tipos (Palmeira, 2018). Além disso, os geossintéticos são considerados um dos produtos de tecnologia mais avançada mundialmente, trazendo versatilidade, durabilidade, propriedades específicas para diferentes projetos e diversas outras vantagens (IGS Brasil, 2012).

A aplicação dos geossintéticos é uma alternativa interessante que pode auxiliar ou substituir alguns materiais da engenharia tradicional, trazendo economia e facilidade de execução. Pode-se dizer, de maneira geral, que os geossintéticos são mais vantajosos economicamente, e mais versáteis, comparados aos materiais tradicionais (LOPES e LOPES, 2010).

A partir disso, torna-se extremamente necessário o estudo e a pesquisa relacionada a esses materiais de grande aplicabilidade para a engenharia civil. Mas, para que esses materiais apresentem níveis de qualidade e desempenho desejados, é necessário que se tenha um controle de qualidade na produção desses produtos, bem como na sua aplicação (IGS Brasil, 2020). Dessa forma, é ideal que o desempenho desses materiais seja avaliado, pois estarão submetidos a diversos agentes de degradação que podem alterar as suas propriedades de projeto (Milagres, 2016).

Com base no exposto, o trabalho se desenvolve por meio do estudo e apresentação dos geossintéticos e dos principais ensaios de verificação de qualidade de fabricação e propriedades existentes. São coletadas informações acerca do que é realizado no país, traçando assim um panorama sobre essa temática.

2 GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos possuem uma grande variabilidade no que tange aos tipos, funções e aplicabilidade na engenharia, principalmente relacionados à geotecnia, incluindo obras de aterros sanitários, aeroportos, ferrovias, rodovias, estruturas de contenção, controle de erosão, barragens, canais e reservatórios, entre outras aplicações. Esses materiais apresentam grande versatilidade no que se refere à utilização, economia e facilitação de logística e aplicação em obras, comparados com os materiais convencionais da engenharia (Costa *et al*., 2015).

A Figura 1, apresenta um resumo das principais funções que cada tipo de geossintético se destina, observando que alguns possuem mais de uma função.

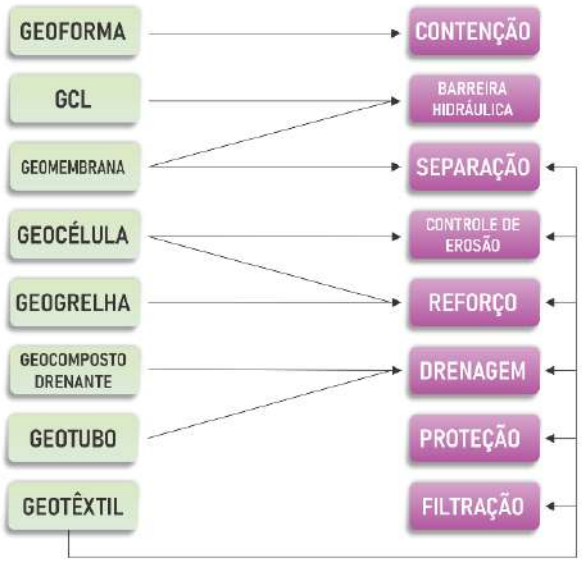


Figura 1. Diagrama de tipos e funções dos geossintéticos. Fonte: Os autores.

3 PRINCIPAIS ENSAIOS

Serão abordados ensaios de verificação de qualidade, focados no processo de fabricação desses produtos, para que mantenham as propriedades e características importantes para um bom desempenho. Essa relação de ensaios foi escolhida, com base nos trabalhos de Palmeira (2018) e Vidal e Schiavon (2023). Para este trabalho, foram considerados ensaios que visam a qualidade desses produtos, relacionados a propriedades físicas, mecâncias, hidráulicas e de durabilidade.

O Quadro 1 foi produzido como um quadro resumo, listando os principais ensaios que visam a qualidade das propriedades dos geossintétiocs e suas respectivas normas e os seus objetivos, além de indicar os tipos de geossintéticos empregados.

ENSAIO	NORMA	OBJETIVO	TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS
Determinação da espessura a pressões especificadas	ABNT NBR ISO 9863-1:2021	Determinar a espessura e relacionar com a tensão normal aplicada.	Todos os tipos.
Massa por unidade de área	ABNT NBR ISO 9864:2013	Verificar se a massa por unidade de área está dentro dos limites de qualidade estabelecidos por norma.	Geotêxteis e produtos correlatos.
Tração em faixa larga	ABNT NBR ISO10319:2013	Determinação da resistência à tração, obtenção da curva carga-alongamento, carga máxima por unidade de largura, deformação na carga máxima e a rigidez secante.	Geotêxteis, geocompostos, geogrelhas e GCL.
Puncionamento estático	ABNT NBR ISO 12236:2013 e ASTM D6241-14.	Verificar força de puncionamento máxima e coeficiente de variação, evitando danos mecânicos.	Todos, desde que a abertura seja de até 10mm.
Resistência ao impacto	ASTM D1709 - Queda livre de dardo; ASTM D3029 - Queda de peso; e ASTM D3998 - Impacto de pêndulo.	Avaliar o impacto gerado por elementos contundentes em geomembranas.	Geomembranas.
Propagação de rasgo	ASTM D4533-91	Obter resistência ao rasgamento, evitando danos mecânicos.	Geotêxteis
Resistência ao estouro	ASTM D3786	Testar a resistência à ruptura por estouro	Geotêxteis

Cisalhamento direto	ABNT NBR ISO 12957-1:2022	Verificar a resistência ao cisalhamento do geossintético em contato com o solo e submetido a tensões.	Todos os tipos.
Plano inclinado	ABNT NBR ISO 12957-2: 2013	Avaliar os deslocamentos em mm e a variação com o ângulo de atrito	Geotêxteis e produtos correlatos e barreiras geossintéticas.
Arrancamento	ASTM D6706	Medir a resistência ao arrancamento do geossintético no solo	Todos os tipos.
Permeabilidade	ABNT NBR ISO 11058:2021	Calcular a velocidade de fluxo normal ao plano para uma perda de carga hidráulica de 50mm	Geotêxteis e produtos correlatos.
Transmissividade	ASTM 4716	Avaliar a transmissividade que é a capacidade de passagem de fluxo no plano	Geotêxteis não tecidos, geomembranas, geogrelhas e geocompostos drenantes.
Tira fletida	ASTM D1693	Avaliar a progressão ou não da fissura submetida no geossintético	Produtos semicristalinos, como as geomembranas de PEAD.
Resistência ao fissuramento sob carga constante	ASTM D2552	Verificar o fissuramento de geomembranas submetidas à carga de tração	Geomembranas.

Quadro 1. Resumo dos principais ensaios em geossintéticos e seus objetivos. Fonte: Os autores.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com base nos artigos lidos nos anais de 2019 e 2023 do REGEO/GEOSSINTÉTICOS, verificou-se 14 universidades ou instituições que realizaram pesquisas relacionadas a pelo menos um dos ensaios destacados. A partir dessas universidades encontradas, foi feita uma pesquisa em cada site institucional de cada universidade com o objetivo de fazer uma complementação de informações sobre os ensaios em geossintéticos

que estão sendo realizados nos laboratórios atualmente.

Tendo por base este estudo, o gráfico da Figura 2 relaciona quantas instituições diferentes realizaram cada ensaio mencionado. Para esta análise, destacam-se os ensaios de espessura, massa por unidade de área, tração na faixa larga, cisalhamento direto e permeabilidade de fluxo no plano.

Figura 2. Número de instituições que realizaram cada ensaio. Fonte: Os autores.

Dentro das universidades encontradas que realizaram algum tipo de pesquisa relacionada a ensaios em geossintético, destacam-se a UNB, com 8 tipos de ensaios diferentes, e a UFSCAR e EESC-USP, com 7 ensaios distintos. Na Figura 3, é possível observar quantos ensaios distintos cada universidade ou instituição realizaram ou realizam atualmente.

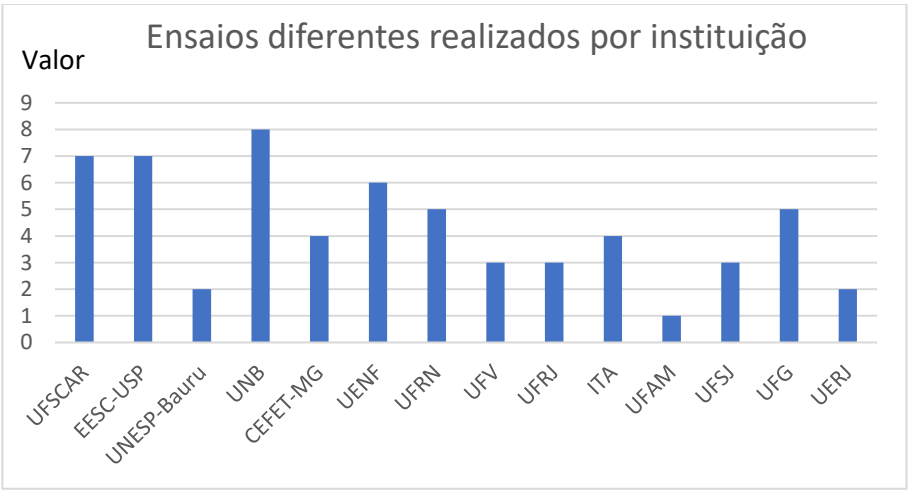


Figura 3. Tipos de ensaios realizados por cada instituição. Fonte: Os autores.

Considerando que o congresso apresentou poucas instituições brasileiras que realizam os diferentes tipos de ensaios em geossintéticos, fez-se uma busca de outras possíveis instuições que realizam ensaios nesses materiais, fazendo com que a pesquisa tivesse um panorama mais abrangente nesse sentido. Algumas intituições que também realizam ensaios em geossintéticos são: IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas), UFOP (Universidade Federal de Ouro Preto), USP (Universidade de São Paulo), PUC-RIO (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro), UFPR (Universidade Fedral do Paraná), POLI-UFPE (Escola Politécnica de Pernambuco), UFMG (Universidade Federal de Minas Gerais), UNIVAP (Universidade do Vale do Paraíba), IME (Intituto Militar de Engenharia), UFBA (Universidade Federal da Bahia), UFES

(Universidade Federal do Espírito Santo), UFSM (Universidade de Santa MARIA) e UFRS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul). A partir disso, agora com 27 instituições analisadas no total, é notória a maior concentração de pesquisas na região sudeste do país, que chega a quase 70% dos locais de ensaios nesta análise, como pode ser destacado na Figura 4. Essas buscas foram feitas através de sites institucionais de cada universidade e também através de informações fornecidas pelo site do IGS Brasil.

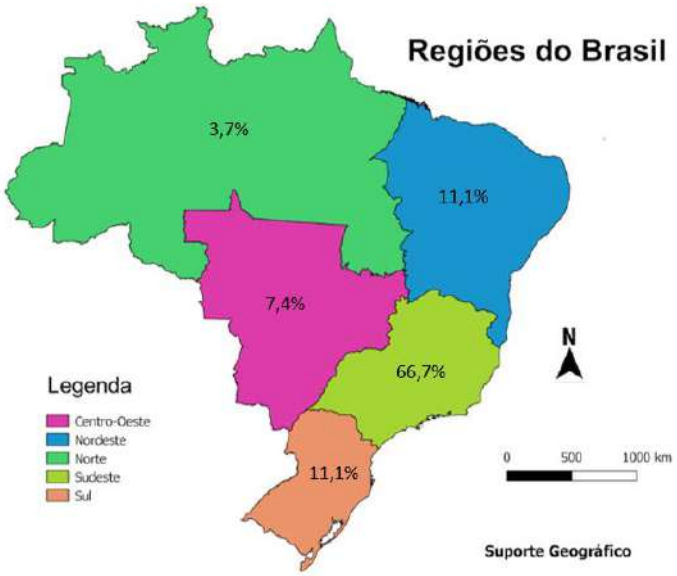


Figura 4. Centros de pesquisa que realizam ensaios em geossintéticos, por região. Fonte: Os autores.

Esses dados vão ao encontro do fato de que a região sudeste é a região mais industrializada do país e com os maiores centros econômicos, facilitando o uso de geossintéticos nas obras. Além disso, esses dados também podem ser justificados por conta das condições de infraestrutura e ambientais da região, como por exemplo, a contenção de rejeitos de barragens, visto que o estado de Minas Gerais tem o maior predomínio de atividades relacionadas à mineração. (ANM, 2021).

Considerando a classificação de cada tipo de ensaio em físico, mecânico, hidráulico e de durabilidade, foram encontrados os seguintes valores para cada divisão, considerando o número de intituições diferentes que realizam cada ensaio:

- Mecânico: 32 aparições de ensaios mecânicos, o que corresponde a 53,33% do total de ensaios encontrados. Dentro dos ensaios mecânicos estão: tração na faixa larga, puncionamento, cisalhamento direto, plano inclinado, arrancamento, resistência ao impacto por pêndulo, resistência ao rasgo e resistência ao estouro;
- Hidráulico: foram encontrados 12 para essa categoria, o que corresponde a 20% do total de ensaios vistos. Os ensaios hidráulicos foram: permeabilidade de fluxo no plano e transmissividade;
- Físico: 16 ensaios físicos foram encontrados, o que significa 26,67% em relação ao total. Nessa divisão, os ensaios foram: espessura e massa por unidade de área;
- Durabilidade: já os ensaios de durabilidade que, nessa pesquisa, foram considerados os de tira fletida e o de resistência ao fissuramento, nenhum deles foi encontrado dentro do estabelecido pela metodologia de avaliação dos dois últimos anais do REGEO/Geossintéticos.

Com essas informações, é possível fazer uma análise da proporção dos diferentes tipos de ensaios, Figura 5.

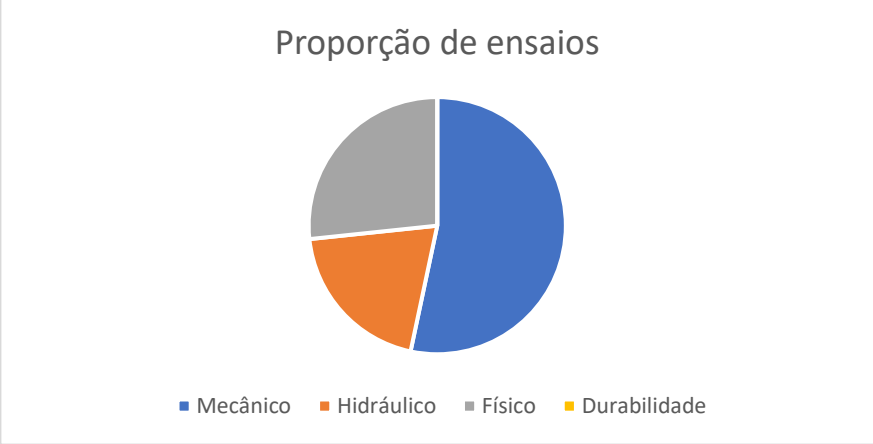


Figura 5. Proporção por tipo de ensaio. Fonte: Os autores.

Essa análise mostra que os ensaios mecânicos são predominantes dentre todos os tipos encontrados, e isso pode ser explicado, devido aos tipos de geossintéticos que são mais empregados na engenharia atualmente. De acordo com Costa *et al*. (2008), os geotêxteis e as geomembranas são os produtos de maior empregabilidade, podendo ser utilizados em obras de rodovias, ferrovias, canais, barragens, diques, estabilização de encostas, aterro, entre outras diversas aplicações de proteção ambiental.

Essa pesquisa apresenta uma oportunidade de maiores discussões e investigações, como por exemplo, do motivo pelo qual não estão sendo encontrados ensaios de durabilidade. É preciso analisar se realmente os ensaios não estão sendo realizados ou se não estão sendo publicados artigos com essa temática. Além disso, é esperado um aumento de investigações e ensaios de geossintéticos como um todo, tanto nos diferentes tipos de ensaios quanto nos diversos locais e centros de pesquisa nacional, visto sua ampla difusão com o passar dos anos. É importante destacar que os trabalhos e as pesquisas de maiores relevâncias, são publicados em revistas científicas com classificação e pontuação superior às de congressos, sendo uma explicação para os baixos índices encontrados. Um outro fator relevante que pode explicar esses dados, está relacionado ao período da pandemia, a partir de 2020, que acarretou em um menor volume de publicações como um todo na edição de 2023 do REGEO/GEOSSINTÉTICOS, representando aproximadamente metade do material obtido pelos anais de 2019 deste mesmo congresso.

5. CONCLUSÃO

Essa pesquisa teve como objetivo destacar e apresentar uma relação dos ensaios que são mais empregados no controle de qualidade de fabricação de geossintéticos no Brasil, mapeando as instituições brasileiras que apresentam maior foco para a pesquisa nessa temática.

Considerando que este trabalho se trata de uma revisão bibliográfica, alguns dos principais ensaios de qualidade foram relacionados, indicando os objetivos e funcionalidades de cada procedimento. Dentre esses ensaios, as características avaliadas foram: propriedades mecânicas, físicas, hidráulicas e de durabilidade.Além disso, fez-se estudos sobre quais ensaios estão sendo realizados no Brasil, na atualidade, e ainda em quais universidades ou instituições de ensino e pesquisa se concentram esses ensaios.

Com todas essas informações apresentadas, pode-se discutir diversos aspectos, como a falta de investigação em ensaios de durabilidade de forma geral, e a necessidade de ampliação dos estudos em todo o território nacional.É importante ressaltar que trabalhos referentes à temática discutida podem estar sendo publicados em outras fontes, como em revistas científicas e os congressos internacionais, como por exemplo, *Pan-American Conference on Geosynthetics* – GeoAmericas e o *International Conference on Goesynthetics* - ICG, que é a Conferência Internacional de Geossintéticos.

É indubitável que esses materiais são extremamente versáteis e importantes para a engenharia, tendo uma tendência de crescimento ainda maior para os próximos anos. Por isso, é de fundamental importância o incentivo de estudos e de pesquisas não apenas relacionados aos materiais, mas principalmente, relacionados aos ensaios de verificação de qualidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM – Agência Nacional de Mineração. *Report Mensal Barragens de Mineração*. 2021. Disponível em: <https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens/boletim-de-barragens-de-mineração/arquivos/report-mensal-janeiro-v3.pdf>. Acesso em: 08 nov. 2023.

COSTA, Amauri Harvey da *et al*. *Versatilidade dos Geossintéticos aplicada à engenharia*. XXII Seget: Simpósio de excelência em gestão e tecnologia. Resende, p. 1-13. out.2015.

COSTA, C. M. L.; LODI, P. C.; COSTA, Y. D. J.; BUENO, B. S. Aplicação de Recomendações Normativas sobre o Uso de Ensaios no Controle de Qualidade de Fabricação de Geossintéticos. *Polímeros: Ciência e Tecnologia*, vol 18, p.158-169, 2008.

IGS BRASIL – Associação Brasileira de Geossintéticos. *Características requeridas para o emprego de geossintéticos – Parte 1 – Geotexteis e produtos correlatos*. 2020.

IGSBRASIL – Associação Brasileira de Geossintéticos. *Os Geossintéticos.* 2012.

LOPES, M. P.; LOPES, M. L. A. (2010). *Durabilidade dos Geossintéticos*. Porto: FEUP Edições. 294 p.

MILAGRES, B. V. *Degradação de geotêxteis frente a elementos climáticos em ensaios de campo e laboratório: realidade climática local*. 2016. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós Graduação em Geotecnia da UFOP, 2016.

PALMEIRA, E. M. *Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente*. Edição 2018. São Paulo. Oficina de Textos, 2018, 294 p.

VIDAL, D. M.; SCHIAVOM, J. A. *Controle de Qualidade de Geossintéticos no Brasil*. IX Congresso Brasileiro de Geossintéticos, Salvador, p 17-22, julho, 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/406

Gestão de Risco de Movimento de Massa na Cidade de João Pessoa-PB

Geovanna Karla da Silva Simões
Engenheira Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, geovannakarlass@gmail.com

Arthur Vinícius Freire Silva Ramos
Engenheiro Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, arthur_vinicios_@hotmail.com

Fábio Lopes Soares
Professor do curso de Engenharia Civil, UFPB, João Pessoa, Brasil, flseng@uol.com.br

RESUMO: A expansão urbana em crescimento contínuo e a ocupação desordenada de habitações em áreas próximas a taludes íngremes em João Pessoa-PB, intensificam o risco de movimentos de massa e consequentes danos materiais e perdas humanas. Diante desse contexto, este estudo visa analisar a gestão de risco de movimento de massas na cidade, compreendendo o cenário e abordando estratégias para prevenir e mitigar os riscos associados a esse evento. A pesquisa incluiu uma revisão bibliográfica detalhada, coleta de dados da Defesa Civil e de outros órgãos responsáveis pela gestão de risco, além de análises de campo para identificar os fatores potencializadores dos movimentos de massa na região. Os resultados destacaram a importância da integração entre instituições distintas para uma gestão de risco eficaz, por meio de estratégias para garantir a segurança e o bem-estar da população. Espera-se, com este estudo, contribuir para o aprimoramento das políticas públicas e a implementação de medidas eficazes para atenuar os impactos dos movimentos de massa em João Pessoa-PB.

PALAVRAS-CHAVE: Gestão de risco, Movimento de Massa, Estratégias de Prevenção e de Mitigação, Estratégias de Preparação.

ABSTRACT: The urban expansion with continuous growth and the disorderly occupation of housing in areas near steep slopes in João Pessoa-PB intensify the risk of mass movements and consequent material damages and human losses. Given this context, this study aims to analyze the management of mass movement risk in the city, understanding the scenario and addressing strategies to prevent and mitigate the risks associated with this phenomenon. The research included a detailed bibliographic review, data collection from Civil Defense and other agencies responsible for risk management, as well as field analyses to identify the factors that influence mass movements in the region. The results highlighted the importance of integration among different institutions for effective risk management, through strategies to ensure the safety and well-being of the population. It is hoped that this study will contribute to the improvement of public policies and the implementation of effective measures to reduce the impacts of mass movements in João Pessoa-PB.

KEYWORDS: Risk Management, Mass Movement, Prevention and Mitigation Strategies, Preparation Strategies.

1 INTRODUÇÃO

A cidade de João Pessoa, capital da Paraíba, encontra-se registrada no cadastro do Governo Federal como uma região suscetível a deslizamentos de massa, o que coloca sua população em situação de vulnerabilidade, especialmente durante os períodos chuvosos. Além disso, Ogura *et al.* (2007) caracteriza as áreas de risco como sendo propensas tanto aos eventos naturais, quanto aos induzidos que resultem em efeitos negativos, e que são geralmente habitadas por populações em situação social e economicamente vulnerável.

Dessa forma, o gerenciamento dos riscos de movimento de massa constitui uma parte essencial de um sistema de gestão municipal voltado para a melhoria contínua da segurança dos residentes em áreas

vulneráveis, e consequentemente, a diminuição dos acidentes decorrentes desse fenômeno natural potencializado por ações antrópicas.

Diante do atual contexto, mostra-se a importância de compreender e abordar medidas relacionadas à gestão dos riscos decorrentes de eventos de movimento de massa na cidade de João Pessoa-PB, contribuindo para a pesquisa e investigação científica em um campo pouco explorado na cidade.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Risco (Suscetibilidade + Vulnerabilidade)

Casarim (2021) e Simões (2023) conceituam risco como a presença da ameaça, ou seja, a suscetibilidade a movimentos de massa em encostas ou taludes, somada à vulnerabilidade, que está relacionada à localização de edificações próximas à área afetada, como representado na Figura 1.

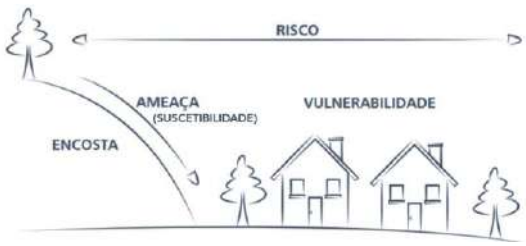


Figura 1. Relação entre Risco, Ameaça e Vulnerabilidade

2.2 Movimentos de Massa

Tominaga *et al.* (2009) *apud* Cardoso (2016) conceitua movimento de massa como o deslocamento de solo, rochas e/ou vegetação ao longo de uma encosta devido à influência direta da gravidade. Entre os tipos de movimentos de massa, os deslizamentos e quedas de barreiras são os principais causadores de danos à vida humana. Esses eventos são desencadeados por diversos fatores, como chuvas intensas, desmatamento ou atividades humanas. A movimentação pode ocorrer de forma lenta ou rápida, e pode ser categorizado em diferentes tipos.

2.3 Fatores que Influenciam os Movimentos de Massa

2.3.1 Infiltração de Água no Solo

Conforme destacado por Lima (2002), existe uma relação direta entre a quantidade de chuva acumulada e o aumento dos deslizamentos, pois a água contribui para a saturação do solo resultando na redução da coesão e do ângulo de atrito, além de provocar a erosão na base dos taludes, o que consequentemente diminui a resistência do solo e aumenta o risco de deslizamentos. Em situações onde há lançamento de águas servidas, a falta ou ausência de sistemas de esgotamento sanitário pode resultar na contínua infiltração no solo, levando-o a saturação e potencialmente causando rupturas em cortes e aterros (SILVA, 2016).

2.3.2 Vegetação

Segundo Alheiros *et al.* (2003), deve-se evitar o plantio de árvores de grande porte no topo ou ao longo da encosta, uma vez que, devido à ação da gravidade aliada à ação de ventos fortes, provocam-se tensões no solo devido ao efeito de alavanca, podendo desagregar o solo e desencadear deslizamento de massa ou tombamento da árvore.

2.3.3 Ação Antrópica

Os fatores antrópicos estão intrinsecamente vinculados à configuração do risco, uma vez que refletem as atividades realizadas pela ação humana e a maneira como a população interage com seu ambiente. De acordo com Oliveira (2020), essa interação ocorre de várias maneiras, como a realização de cortes e aterros para a construção de moradias, vazamentos em sistemas de abastecimento e esgoto, descarga de águas residuais e/ou esgoto, instalação de fossas sépticas, descarte irregular de lixo e/ou entulho, além de alterações na vegetação.

2.4 Gestão de Risco e suas Estratégias

Conforme a Política Nacional de Proteção e Defesa Civil (PNPDEC), a gestão de risco de desastres exerce uma função fundamental na promoção da resiliência das comunidades e na mitigação de perdas e danos causados por desastres.

Coutinho *et al.* (2021), aborda que existe um crescente consenso de que a elaboração e a execução de planos e políticas públicas relacionadas à Gestão de Riscos e Desastres necessitam contar com a participação de múltiplos atores em distintos níveis — local, regional, estadual e federal.

De acordo com a Lei nº 12.608, de 10 de abril de 2012, e regulamentada pelo Decreto nº 10.593, de 24 de dezembro de 2020, a gestão de riscos de desastres compreende três etapas distintas e inter-relacionadas: prevenção, mitigação e preparação. Essas etapas podem ser visualizadas na Figura 2.

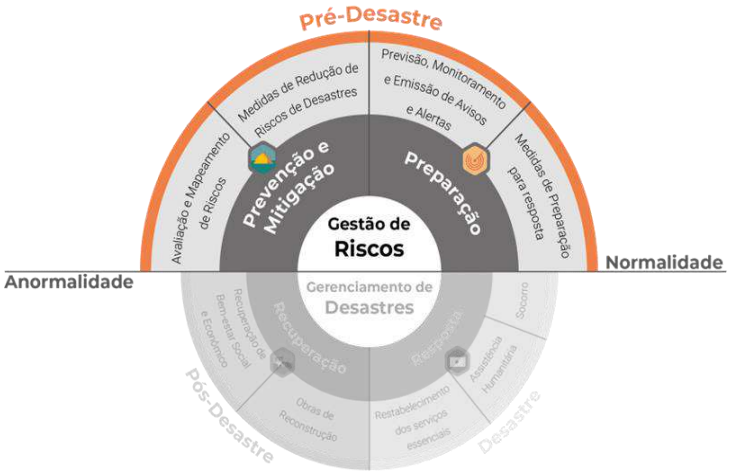


Figura 2. Ciclo de atuação da Defesa Civil.

Ao contrário do gerenciamento de desastres, que ocorre em situações de anormalidade, ou seja, durante e após um desastre, a gestão de riscos abrange todas as atividades de proteção e defesa civil que ocorrem durante o período normal, antes de um desastre acontecer de fato.

2.4.1 Prevenção e Mitigação

A prevenção e a mitigação constituem a primeira etapa da gestão de risco de desastres, que se divide em estratégias como ações de avaliação e mapeamento de riscos, e medidas de redução de riscos de desastres, como medidas estruturais e não estruturais. Conforme observado por Lino (2018), a prevenção busca eliminar a probabilidade de o desastre ocorrer, enquanto a mitigação visa reduzir essa probabilidade, bem como os danos e prejuízos associados, considerando que nem sempre é possível prevenir todos os efeitos negativos do desastre.

2.4.2 Preparação

A preparação desempenha um papel essencial na gestão de riscos de desastres (FURTADO *et al.*, 2013). Seu principal objetivo é desenvolver as habilidades necessárias para lidar de forma eficaz e eficiente com uma

variedade de situações de emergência, facilitando uma transição ordenada desde a resposta até uma recuperação sustentável.

3 METODOLOGIA

3.1 Coleta de Dados

Para coletar os dados necessários, serão utilizados diversos recursos, como trabalhos científicos, relatórios técnicos e documentos governamentais fornecidos pela Defesa Civil de João Pessoa. Essa abordagem abrangente permitirá uma análise detalhada do contexto geográfico e das características específicas do município em relação à gestão de risco de movimento de massa. Aspectos como características do solo, geomorfologia, regime de chuvas, áreas de risco e histórico de eventos passados serão considerados para a caracterização da cidade. Com base nas informações adquiridas, será possível obter um vasto conhecimento do ambiente urbano, essencial no desenvolvimento de estratégias eficazes de gestão de risco.

3.2 Avaliação da Suscetibilidade e Vulnerabilidade

A avaliação de risco de movimento de massa será realizada utilizando a ficha de vistoria elaborada por Soares e Pereira (2017), juntamente com informações fornecidas pela Defesa Civil da cidade e pelo grupo de Engenharia Geotécnica/UFPB – GEGEO/UFPB. Essa abordagem compreenderá a identificação e análise do risco, construídas a partir da avaliação das informações obtidas durante a etapa de identificação de risco. Com base nos dados adquiridos, serão estabelecidas prioridades de intervenção e de tomada de decisão para a implementação de medidas eficazes de prevenção, mitigação e preparação para os bairros de João Pessoa-PB.

3.3 Classificação dos Riscos de Movimento de Massa

A metodologia adotada para a classificação dos riscos nas zonas será baseada na utilização dos parâmetros e pesos estabelecidos por Soares e Pereira (2017). Esses parâmetros serão aplicados através da soma dos pesos atribuídos a cada variável a ser considerada na análise. O grau de risco é obtido através do somatório dos pesos atribuídos, e este resultado é então enquadrado em uma escala, sendo classificado como Médio (6 pontos), Alto (7 pontos) e Muito Alto (8 a 10 pontos).

3.4 Estratégias de Gestão de Risco de Movimento de Massa

Serão implementadas ações pontuais e abrangentes, considerando as necessidades das regiões avaliadas e o tipo de intervenção aplicada. Isso incluirá medidas de prevenção como o monitoramento contínuo das áreas de risco e a promoção de educação e conscientização da população acerca dos riscos envolvidos.

4 RESULTADOS

4.1 Análise das Características de João Pessoa-PB

Para uma gestão de risco eficaz na cidade, é crucial ter um entendimento abrangente das características locais, como histórico de ocupação, tipo de solo, regime de chuvas, geomorfologia e outros aspectos relevantes, descritos abaixo.

4.1.1 Histórico de Ocupação da Cidade de João Pessoa

A cidade de João Pessoa-PB apresenta uma população estimada em 833.932 habitantes e área de 210,044 km², segundo dados de 2022 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE).

De acordo com Vital *et al*. (2016), a distribuição de moradias em João Pessoa é influenciada diretamente pelo poder aquisitivo, ou seja, os bairros com maior importância econômica se localizam em planícies costeiras ou em áreas elevadas dos tabuleiros costeiros. Já os bairros de menor poder aquisitivo, encontram-se em encostas, áreas de depressão e planícies fluviais, onde há maior possibilidade de riscos.

4.1.2 Geologia e Geomorfologia da Cidade

A geomorfologia do município de João Pessoa é dividida em dois grupos de formação de relevo: os Baixos Planaltos Costeiros, os quais fazem parte dos Tabuleiros Litorâneos e são moldados por meio dos sedimentos pouco consolidados da Formação Barreiras, e a Baixada Litorânea, formada por depósitos aluviais (BEZERRA, 2018).

4.1.3 Caracterização das Chuvas da Cidade

De acordo com o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) (2023), a temperatura média anual em João Pessoa é de aproximadamente 26,9°C, enquanto a média anual de precipitação é de 1837 mm. No entanto, a temperatura apresenta pouca variação ao longo do ano. O mês mais quente é março, com média de 28,3°C, enquanto julho é o mais frio, com média de 25,4°C. Quanto à pluviosidade, o mês de novembro é o mais seco, com média mensal de 25 mm de precipitação, enquanto junho é o mês com maior incidência de chuva, com média de 370 mm. Esses dados podem ser visualizados no gráfico da Normal Climatológica mais recente, referente ao período de 1991 a 2020 em João Pessoa, Paraíba.

4.1.4 Identificação das Áreas de Risco de Movimento de Massa

A cidade de João Pessoa, conforme mencionado por Silva (2018), é composta por 27 áreas de risco, dentre as quais abrangem cerca de 10 mil habitações, e aproximadamente 40 mil pessoas expostas a algum tipo de risco de desastre. A Tabela 1 destaca os seis bairros com maior número de eventos registrados de deslizamento de massa no período entre 1983 e 2016, embora exista uma subnotificação dessas ocorrências.

Tabela 1. Número de eventos de deslizamentos nos principais bairros de João Pessoa-PB entre 1983 e 2016.

Bairro	N. de eventos de deslizamento	Percentagem (%)
Trincheiras	13	19,12
Castelo Branco	9	13,24
Cabo Branco	8	11,77
São José	8	11,77
Bancários	5	7,35
Roger	4	5,88
Total de João Pessoa	**68**	**100,00**

Apesar de não estar entre os bairros com o maior número de ocorrências registradas, o Alto do Mateus é identificado pela Defesa Civil de João Pessoa, devido a subnotificações de eventos, como uma área significativamente afetada por deslizamentos e erosões.

Dessa forma, com base nos dados fornecidos pela Defesa Civil de João Pessoa e nas observações feitas durante as visitas de campo, os bairros São José, Alto do Mateus e Roger emergem como as áreas que requerem maior atenção para a gestão de risco de movimentação de massa, devido à situação de vulnerabilidade enfrentada pelos residentes dessas localidades.

4.2 Estratégias de Prevenção e Mitigação

Neste estudo, foram mapeados especificamente os bairros São José, Alto do Mateus e Roger, com base em análises de suscetibilidade e vulnerabilidade. Para isso, foram utilizados parâmetros estabelecidos por

Soares e Pereira (2017). Os resultados dessas análises permitiram a classificação das zonas e a elaboração de mapas que destacam as áreas mais suscetíveis a deslizamentos de massa nesses bairros, conforme a Figura 3.

Figura 3. Mapa de Risco do bairro São José.

Cada um dos bairros apresentou seus riscos característicos. No entanto, como exemplo para o presente estudo, o bairro São José apresentou a maior parte de sua área classificada como zona de Alto Risco de deslizamentos e, especificamente, devido a uma trinca em evolução na encosta do bairro, com comportamento sazonal ativo, classificou-se a zona como Muito Alto risco. Por se tratar de uma região de difícil acesso, com árvores de grande porte por toda extensão da encosta e residências nas proximidades do pé do talude, foi necessário um levantamento fotogramétrico com auxílio de um drone para melhor estudar a região, obtendo-se a Figura 4 como resultado.

Figura 4. Trinca no talude do bairro São José.

Dessa forma, através da parceria da UFPB com a Defesa Civil de João Pessoa, foi realizada a instrumentação da trinca por meio de um fissurômetro, conforme mostrado na Figura 5, permitindo medições sucessivas para o acompanhamento da movimentação do solo durante o período de maior intensidade pluviométrica na cidade de João Pessoa-PB, que corresponde aos meses de abril a julho.

Figura 5. Instrumentação para o acompanhamento da movimentação de terra no talude do São José.

Com isso, foram colocadas em prática medidas de prevenção e mitigação para o bairro em questão. Ademais, outras medidas foram aplicadas nos bairros do Roger e do Alto do Mateus, de acordo com as necessidades de cada mapa de risco.

4.3 Estratégias de Preparação

4.3.1 Iniciativas de Educação e Conscientização da População sobre os Riscos de Deslizamentos de Massa

A implementação de medidas de preparação para resposta inclui a realização de ações de educação ambiental nos bairros mencionados. Essas iniciativas de educação e conscientização, conduzidas nas escolas dos bairros situados em áreas de risco, têm como objetivo estimular a participação ativa da população na construção de uma cultura de prevenção e no desenvolvimento de práticas seguras em suas comunidades.

Ao capacitar os moradores com informações e conhecimentos apropriados, é possível fomentar uma maior consciência coletiva sobre os riscos de deslizamentos e, dessa forma, promover uma cultura de segurança e prevenção em relação a esses eventos naturais. Por meio de palestras, distribuição de cartazes e cartilhas educativas, além de jogos da memória, foi possível transmitir conhecimentos sobre autoproteção, ocupação de áreas seguras e adoção de medidas de prevenção e mitigação direcionadas aos fatores de suscetibilidade identificados em cada localidade.

Essa iniciativa resultou no engajamento de aproximadamente 232 crianças e adolescentes, sendo 60 do São José, 65 do Alto do Mateus e 107 do Roger, contribuindo para aumentar a conscientização sobre os riscos e promover a adoção de práticas mais seguras, conforme ilustrado na Figura 6.

Figura 6. Educação Ambiental.

4.3.2 Elaboração de um Mapa de Contingência Específico para a Gestão de Risco de Movimento de Massa

Devido às características topográficas e territoriais do bairro São José, tornando-o de difícil acesso, foi elaborado, exclusivamente para esse bairro, um mapa de contingência, Figura 7, o qual irá apresentar, por meio de um mapeamento, as ações específicas a serem adotadas em caso de ocorrência de um movimento de massa. Essas ações incluem medidas de resposta imediata, recursos necessários, rotas de acesso/evacuação, locais de abrigo, pontos de apoio, comunicação de emergência, entre outros aspectos relevantes. As informações presentes no mapa são baseadas na análise de riscos e nos dados obtidos durante as etapas anteriores do processo de gestão de risco de movimento de massa na cidade de João Pessoa-PB.

Figura 7. Mapa de Contingência do bairro São José.

5 CONCLUSÃO

Os resultados destacam que João Pessoa-PB, uma cidade em expansão, enfrenta desafios sociais e ambientais como parte de uma região metropolitana. A gestão de risco de movimento de massa desempenha um papel crucial nesse contexto, especialmente devido à presença de populações vulneráveis em áreas

propensas a deslizamentos. A realização de análises e mapeamento de risco para bairros prioritários permitiu a entrega de dados à Defesa Civil da cidade, a conscientização dos moradores e a elaboração de um plano de contingência exclusivo para o bairro São José.

Para futuras pesquisas, recomenda-se estudar o acesso à informação e a perspectiva das comunidades locais sobre os riscos em que estão inseridas, dada a escassez de dados sobre esse tema. Além disso, é crucial investir em programas de educação ambiental para conscientizar e capacitar os moradores, visando combater a "cultura do risco" enraizada nessas áreas.

Por fim, é sugerido realizar um estudo de previsão do crescimento urbano para a cidade de João Pessoa-PB, visando propor medidas de planejamento que reduzam ou eliminem a construção de novas áreas vulneráveis. Isso permitiria direcionar o crescimento urbano de maneira sustentável, considerando a gestão de risco de movimento de massa como um fator-chave nas decisões relacionadas ao desenvolvimento urbano.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALHEIROS, M, M.; *et al*. (2003) *Manual de ocupação dos Morros da Região Metropolitana do Recife*. FIDEM, Recife- PE.

BEZERRA, J. M. de B. (2018) *Caracterização da Formação Barreiras da Cidade de João Pessoa com Base em Sondagens SPT e Estudo Geotécnico de uma Encosta com Alto Risco de Deslizamento*. Dissertação de Mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

BRASIL. Lei Federal nº 12.608, de 10 de abril de 2012. Institui a PNPDEC e dispõe sobre o SINPDEC e o CONPDEC. Brasília, DF: Presidência da República, 2012. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2011-2014/2012/Lei/L12608.htm. Acesso em: 20 abr. 2023.

CARDOSO, Gustavo; CARDOSO, Christiano. (2016) Gestão de Risco Associada a Movimentos de Massa. *Revista Ordem Pública*, v. 9, n. 1, jan./jun.

CASARIM, A. H. (2021) *Centro de Estudos e Pesquisas sobre Desastres – CEPED*. Dissertação de Mestrado, Pós-Graduação em Defesa E Segurança Civil. Universidade Federal Fluminense, Niterói.

COUTINHO, S. M. V.; *et al*. (2021) *Governança e a participação social na Gestão de Riscos e Desastres*. In: MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL. Caderno Técnico de Gestão Integrada de Riscos e Desastres. Brasília, p. 122-123.

FURTADO, J. *et al*. (2013) *Capacitação básica em Defesa Civil*. 2. ed. Florianópolis: CAD UFSC.

LIMA, A. F. (2002) *Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da Formação Barreiras na área urbana na cidade do Recife*. Dissertação de Mestrado. UFPE, Recife.

LINO, A. G. H. (2018) *Proteção e Defesa Civil*. Curitiba: Intersaberes.

OLIVEIRA, C. A. (2020) *Mapeamento de Risco de Movimentos de Massa em João Pessoa – PB através de uma Metodologia Quali-Quantitativa de Classificação de Risco*. UFPB, João Pessoa.

SILVA, Natieli T. (2018) *As Chuvas no Município de João Pessoa: Impactos, riscos e vulnerabilidade socioambiental*. Universidade federal da Paraíba: Dissertação de Mestrado em Geografia.

SILVA, X. A. S. (2016) Mapeamento de Áreas de Risco na Cidade de João Pessoa: Comunidades Riachinho e Santa Clara. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil, UFPB, João Pessoa.

SIMÕES, G. K. S. (2023) *Gestão de Risco de Movimento de Massa na Cidade de João Pessoa-PB*. Programa de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa.

SOARES, F. L.; Pereira, N. N. T (2017) *Proposta de Metodologia para Mapeamento de Risco GeológicoGeotécnico de Escorregamentos em João Pessoa -PB*, XII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, COBRAE, ABMS, Rio de Janeiro, v.1.

VITAL, S. R. O. *et al*. (EDS.) (2016). Base Cartográfica Digital como Instrumento para a Identificação de Áreas Suscetíveis à Erosão e Movimentos de Massa em João Pessoa (PB), Brasil. *Revista Geográfica de América Central*, v. 57.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/407

Índice de vulnerabilidade social (IVS) e zonas de risco no Médio Vale do Ribeira, SP

Ellen Felizardo Batista
Doutoranda, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, ellenfp@ifsp.edu.br

Ariane Cecato Cajaiba dos Santos
Mestranda, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, ariane.cecato@ifsp.edu.br

Larissa de Brum Passini
Docente, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, larissapassini@ufpr.br

RESUMO: No cenário brasileiro, a incidência crescente de desastres naturais e a elevada vulnerabilidade social têm motivado estudos aprofundados sobre o tema. O presente trabalho é aplicado na região do Médio Vale do Ribeira - SP, uma área propensa a deslizamentos, caracterizada por uma significativa vulnerabilidade socioeconômica. Por meio de um Índice de Vulnerabilidade Social (IVS) e utilizando dados de 373 setores censitários, realizou-se uma análise abrangente das condições locais. Como diferencial deste estudo, destaca-se a comparação do IVS desenvolvido com o índice elaborado pelo Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA). A análise permitiu verificar a congruência e divergência das metodologias, enriquecendo a discussão sobre a realidade regional. Além disso, realizou-se a integração da avaliação de vulnerabilidade social com uma análise de risco geotécnico. O estudo possibilitou identificar as áreas de maior vulnerabilidade social em locais propensos a deslizamentos. Os resultados obtidos têm implicações significativas para estratégias de mitigação de riscos, permitindo o direcionamento de ações que visem à redução da vulnerabilidade social e contribuindo para a resiliência das comunidades locais.

PALAVRAS-CHAVE: Vulnerabilidade socioeconômica, Risco geotécnico, Escala regional.

ABSTRACT: In the Brazilian scenario, the increasing incidence of natural disasters and high social vulnerability have prompted in-depth studies on the subject. The present study focuses on the Middle Vale do Ribeira region - SP, an area prone to landslides and characterized by significant socio-economic vulnerability. Using data from 373 census tracts, a comprehensive analysis of local conditions was conducted using a Social Vulnerability Index (SVI). Comparing the developed SVI with the Institute of Applied Economic Research's (IPEA) index is a distinctive feature of this study. The analysis allowed for verifying the alignment and divergence of methodologies, enriching the discussion about regional reality. As part of the evaluation of social vulnerability, a geotechnical risk assessment also took place. The study identified areas with higher social vulnerability in locations prone to landslides. The obtained results have significant implications for risk mitigation strategies, allowing for the targeting of actions aimed at reducing social vulnerability and contributing to the resilience of local communities.

KEYWORDS: Socioeconomic vulnerability, Geotechnical risk, Regional scale.

1 INTRODUÇÃO

Na atualidade, os desastres estão ocorrendo com maior frequência e intensidade, sendo os deslizamentos de terra uma das principais ameaças (Rong et al., 2020). Esses eventos acarretam impactos físicos, perdas humanas e prejuízos econômicos substanciais (Rahman e Mapjabil, 2017), cujas consequências estão intrinsecamente ligadas à magnitude do deslizamento, à vulnerabilidade e ao valor dos elementos em risco

(Bell e Glade, 2004). Dada a dificuldade em modificar a magnitude desses deslizamentos, o estudo da exposição e vulnerabilidade dos sistemas de infraestrutura e comunidades assume prioridade na avaliação de riscos de desastres (Birkmann et al., 2017). Maskrey (1993) e Birkmann (2006) enfatizam uma mudança de foco, passando da quantificação de perigos naturais para a identificação e classificação de diversas vulnerabilidades.

Neste contexto, em resposta à demanda por estudos locais de avaliação de vulnerabilidade no Brasil, especialmente considerando as características específicas da região do Médio Vale do Ribeira, o presente estudo implementou e aplicou um Índice de Vulnerabilidade Social (IVS) na região. Os objetivos abrangeram o desenvolvimento do índice em nível de setor censitário, a análise da distribuição espacial da vulnerabilidade, a comparação dos resultados do IVS calculado com o IVS já estabelecido pelo IPEA e a aplicação do IVS em uma análise de risco, integrando mapeamentos da vulnerabilidade social, suscetibilidade a deslizamentos e exposição populacional. Os resultados visam orientar políticas públicas, direcionando esforços para reduzir a vulnerabilidade social e os riscos de deslizamentos, aumentando, assim, a resiliência da população frente a desastres.

2 ÁREA DE ESTUDO

O Vale do Ribeira, situado no sul do estado de São Paulo (Figura 1), apresenta uma divisão em termos de características fisionômicas e geográficas, sendo categorizado em Alto Vale, Médio Vale, Complexo Estuário Lagunar e Alto Juquiá (CBH-RB e FEHIDRO, 2016). A área objeto de estudo corresponde ao Médio Vale, compreendendo 11 municípios, uma população de aproximadamente 219.000 habitantes e uma extensão total de 8.722 km².

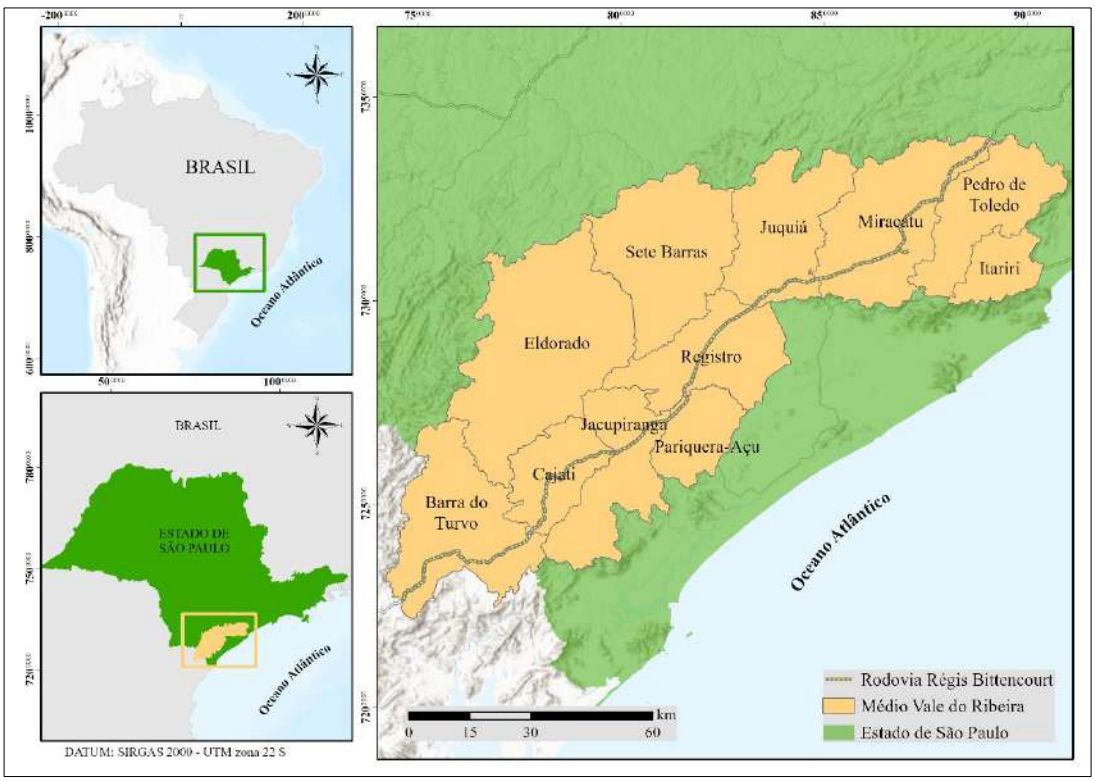


Figura 1. Localização da área de estudo.

A região abriga 80% da mata atlântica remanescente e é reconhecida como Patrimônio Natural da Humanidade pela UNESCO. Apesar disso, é uma das regiões mais pobres de São Paulo, com IDH comparável a países como Bósnia e Herzegovina (Batista et al., 2021). Com alto índice de pobreza, desigualdade e baixa escolaridade, a população depende principalmente da agricultura, pecuária e exploração extrativista (França, 2005). Localizada na Serra do Mar, a região é propensa a deslizamentos de terra devido à alta declividade, índices pluviométricos elevados e características geológicas (Vieira e Gramani, 2015), gerando significativa

vulnerabilidade. Com população majoritariamente rural e elevados níveis de pobreza, a região apresenta fatores sociodemográficos que aumentam a suscetibilidade a desastres naturais (Aguirra, 2020).

3 METODOLOGIA

Na construção do IVS, foram utilizados dados do Censo 2010 do IBGE, uma vez que o Censo 2020 foi cancelado devido à pandemia, e os dados do Censo 2022 serão divulgados entre 2023 e 2025 (IBGE, 2022). O estudo concentrou-se nos setores censitários, que são as menores unidades territoriais de coleta estatística, totalizando 373 unidades de estudo. Na metodologia 30 variáveis (Tabela 1) foram normalizadas e submetidas à Análise de Componentes Principais (ACP) no *software* SPSS v.21.

Tabela 1. Conceitos e variáveis utilizadas no desenvolvimento do IVS do Médio Vale do Ribeira.

Conceito	No.	Nome da variável	Descrição
Idade	1	PAGE60	Percentual da população idosa (60 + anos)
	2	PAGE5	Percentual de crianças com menos de 5 anos
	3	PAGE6-14	Percentual da população com idade entre 6 a 14anos
	4	PAGE15-19	Percentual da população com idade entre 15 a 19 anos
	5	MEDAGE	Idade média
Ambiente construído	6	PLOWALL	Percentual de domicílios precários
	7	PNOWATER	Percentual de domicílios sem água encanada
	8	PNOELETRECY	Percentual de domicílios sem eletricidade
	9	PNOSEWER	Percentual de domicílios sem rede de esgoto
	10	PNOWC	Percentual de domicílios sem banheiro
	11	PNOGARBAGEC	Percentual de domicílios sem coleta de lixo
Educação	12	PILLIT	Percentual de analfabetos com 14 ou mais anos de idade
	13	PILLTHH	Percentual de responsáveis por domicílios analfabetos
Estrutura familiar	14	AVGHH	Média do número de pessoas por domicílio
	15	PFEMALEHH	Percentual de mulheres responsáveis por domicílios
	16	PHHMR	Percentual de domicílios com mais de 4 residentes
Gênero	17	PFEMALE	Percentual de população feminina
	18	PFEMLF	Percentual de mulheres empregadas
	19	QFMINC	Razão da renda mensal média feminina/masculina
Perda de emprego	20	PUNEMPLOY	Percentual de desempregados
Saúde	21	PNOFOOD	Percentual da população que não tem a capacidade financeira para se alimentar
Raça e etnia	22	PWHITE	Percentual de população branca
	23	PBLACK	Percentual de população preta
	24	PASIAN	Percentual de população amarela
	25	PPARDO	Percentual de população parda
	26	PINDIAN	Percentual de população indígena
Locatários	27	PRENTER	Percentual de população vivendo em domicílios alugados
Rural/Urbano	28	POPDEN	Densidade populacional
Status socioeconômico	29	PINCOME	Porcentagem de responsáveis com renda até USD 289.9 (salário mínimo médio em 2010) por mês
Dependência social	30	PAGEDEP	Percentual de população com idade inferior a14 anos e acima de 60 anos

A ACP condensou as variáveis em componentes que explicam uma parcela significativa da variabilidade. Uma rotação *Varimax* foi aplicada para tornar os componentes mais interpretáveis. Posteriormente os componentes foram padronizados, garantindo valores no primeiro quadrante. A transformação visa evitar que valores negativos influenciem excessivamente os índices.

O IVS foi calculado por média ponderada, utilizando para a ponderação a raiz característica relacionada ao componente, ou seja, a proporção de explicação da variância total associada a cada componente, com valores variando de 0 a 1, indicando maior vulnerabilidade quanto mais próximo de 1. Após o cálculo, os dados foram transferidos para o *software* ArcGIS Pro 2.8.4 para mapeamento e visualização espacial, permitindo comparações entre setores censitários. A análise contribui para uma avaliação abrangente da vulnerabilidade social das regiões. As etapas detalhadas da construção do IVS são apresentadas no trabalho de Batista e Passini (2023).

3.1 IVS do IPEA

O IVS médio por município foi comparado com o IVS-IPEA, buscando entender como diferentes metodologias e indicadores influenciam nos resultados. No Brasil, o Índice de Vulnerabilidade Social do IPEA (Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada) avalia a vulnerabilidade social dos municípios. Calculado por uma média aritmética ponderada, o IVS-IPEA considera 16 variáveis provenientes de dados censitários, focando nos aspectos urbanos, capital humano, e renda e trabalho (Costa et al., 2018). Tanto o IVS desenvolvido no presente estudo quanto o IVS-IPEA adotam uma abordagem multidimensional, incorporando indicadores socioeconômicos, demográficos e de infraestrutura. Apesar de possuírem metodologias distintas, ambos têm o propósito de orientar políticas públicas para a redução da vulnerabilidade social e promoção da inclusão social.

3.2 Análise de risco de deslizamento

A avaliação da vulnerabilidade social na análise de risco seguiu a metodologia adaptada de Guillard-Gonçalves (2015). O mapeamento do IVS foi combinado com mapas de suscetibilidade e população exposta. O mapa de suscetibilidade utilizado foi desenvolvido por Dalmas (2013), integra dados litológicos, geomorfológicos, pedológicos e de vegetação, avaliados por Combinação Linear Ponderada; e foi validado com dados de campo.

A construção do indicador de risco envolveu uma matriz cruzando dados de vulnerabilidade e suscetibilidade, com pesos iguais e utilizando uma resolução de cinco metros. A análise identificou áreas com alta vulnerabilidade e suscetibilidade a deslizamentos no Médio Vale do Ribeira. A exposição da população foi representada pelos dados do IBGE (2010), indicando a distribuição de habitantes em cada setor censitário. A consideração da população na análise é de suma importância pois a combinação dos fatores de vulnerabilidade, exposição e ameaças definem os riscos de comunidades à desastres.

4 RESULTADOS

Na construção do IVS utilizando ACP foram extraídos sete componentes principais que explicaram 71,64% da variância dos dados. O primeiro componente, denominado de "Pobreza e Rural/Urbano", explicou 20,52% da variância e destaca-se pela alta percentagem de chefes de família com renda inferior a um salário mínimo. A pobreza está associada à vulnerabilidade, especialmente em regiões economicamente acessíveis, tornando as populações mais suscetíveis a desastres. O segundo componente "Grupos Vulneráveis", explicou 15.56% da variância, englobando populações idosas, crianças, analfabetos e grandes famílias. Crianças e idosos, devido a restrições de mobilidade, tornam-se mais vulneráveis em situações de perigo. O terceiro componente "Infraestrutura Precária", com 9,70% de variância, reflete a falta de água encanada e banheiro nos domicílios, contribuindo para a fragilidade e exposição a perigos naturais. O quarto componente "Diversidade Racial", com 8,25% de variância, destaca a vulnerabilidade diferenciada de populações negras, pardas e indígenas. O quinto componente "Desemprego", englobou o desemprego e a força de trabalho feminina, indicando impactos econômicos significativos após desastres. O sexto componente "Idade (Jovem)", representou 5,42% da variância, sendo associado a presença de jovens em áreas mais pobres a maiores vulnerabilidades. O sétimo componente "Diferença Salarial entre Gênero", com 5,07% de variância, evidencia

a disparidade salarial de gênero como fator contribuinte para a vulnerabilidade das mulheres no mercado de trabalho.

A média ponderada de cada componente do IVS resultou na representação da distribuição espacial da vulnerabilidade social para a região do Médio Vale do Ribeira (Figura 2). Entre os onze municípios, Registro e Pariquera-açu apresentaram baixos níveis de vulnerabilidade social, refletindo características econômicas e sociais favoráveis, como indicadores elevados de saúde, educação e renda. Esses municípios são marcados por industrialização, comércio regional e polo educacional em Registro, e concentração de serviços públicos de saúde em Pariquera-açu, resultando em alta densidade populacional devido à busca por acesso a serviços públicos e oportunidades de emprego.

Os municípios de Cajati, Jacupiranga e Sete Barras exibiram níveis moderados de vulnerabilidade social, caracterizados por economia agrícola, maior concentração populacional em áreas rurais e percentuais elevados de analfabetismo. Os municípios mais socialmente vulneráveis, Barra do Turvo, Eldorado, Juquiá, Miracatu e Itariri, destacam-se pela diversidade racial, com presença significativa de comunidades remanescentes de quilombos, caiçaras e índios guaranis. Os elevados valores do IVS nessas áreas são atribuídos à extrema pobreza e às altas taxas de desemprego na região.

4.1 Comparação dos IVS com o IVS-IPEA

Analisando os valores do IVS médio (Figura 2A) com o IVS-IPEA (Figura 2B), para os municípios do Médio Vale do Ribeira, temos que o IVS desenvolvido pelo método de ACP apresentou valores superiores em relação ao IVS-IPEA (Figura 2). Em ambos, nenhum município é classificado como muito alta e muito baixa vulnerabilidade social, porém no IVS-IPEA a distribuição concentra-se em média e baixa vulnerabilidade, enquanto o IVS por ACP indicou alta e média vulnerabilidade. Por exemplo, os municípios como Barra do Turvo, Eldorado, Sete Barras, Juquiá, Miracatu e Itariri apresentaram média vulnerabilidade pelo IVS-IPE. Enquanto, pelo IVS por ACP Barra do Turvo, Eldorado, Miracatu e Itariri apresentaram alta vulnerabilidade social. O IVS-IPEA indicou para Cajati, Jacupiranga, Pariquera-açu, Registro e Pedro de Toledo baixa vulnerabilidade social, diferentemente do IVS por ACP, que indicou média vulnerabilidade. Sendo assim, o IVS por ACP refletiu mais precisamente as situações de vulnerabilidade nos municípios do Médio Vale do Ribeira.

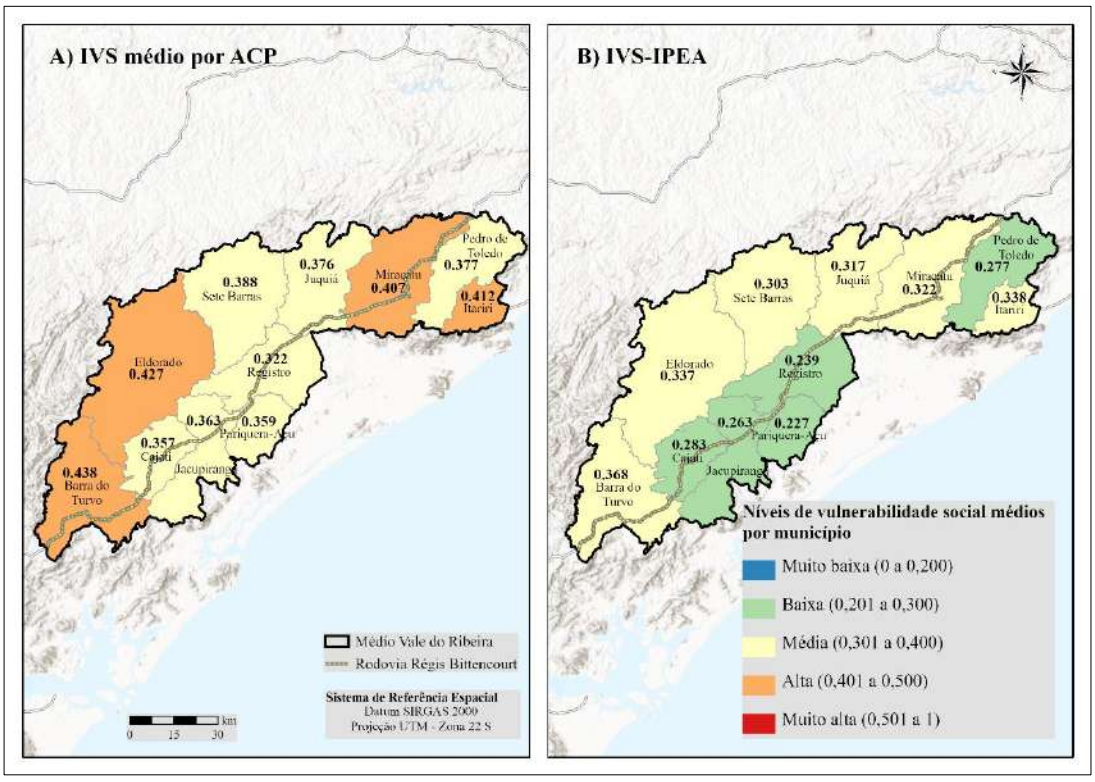


Figura 2. Comparação dos IVS médio por ACP com o IVS-IPEA dos municípios do médio Vale do Ribeira.

Destaca-se que, apesar das metodologias e indicadores distintos entre o IVS por ACP e IVS-IPEA, ambos compartilham uma abordagem multidimensional para avaliar a vulnerabilidade social. Dessa forma, esses índices foram desenvolvidos com o objetivo de fornecer subsídios para políticas públicas e ações que visam reduzir a vulnerabilidade social. Portanto, ao realizarmos a comparação, é importante considerarmos as diferenças metodológicas e entender que cada índice pode capturar diferentes aspectos e nuances da vulnerabilidade social.

4.2 Delimitação de zonas de risco no Médio Vale do Ribeira

A combinação do mapa de suscetibilidade com o mapa do IVS por ACP considerando os setores censitários possibilitou a identificação das áreas com muito alta vulnerabilidade e também com alta e muita alta suscetibilidade a deslizamentos (Figura 3A). O mapeamento das zonas de risco resultou do cruzamento das cinco classes de suscetibilidade (Dalmas, 2013) com as cinco classes de vulnerabilidade social (Figura 3B).

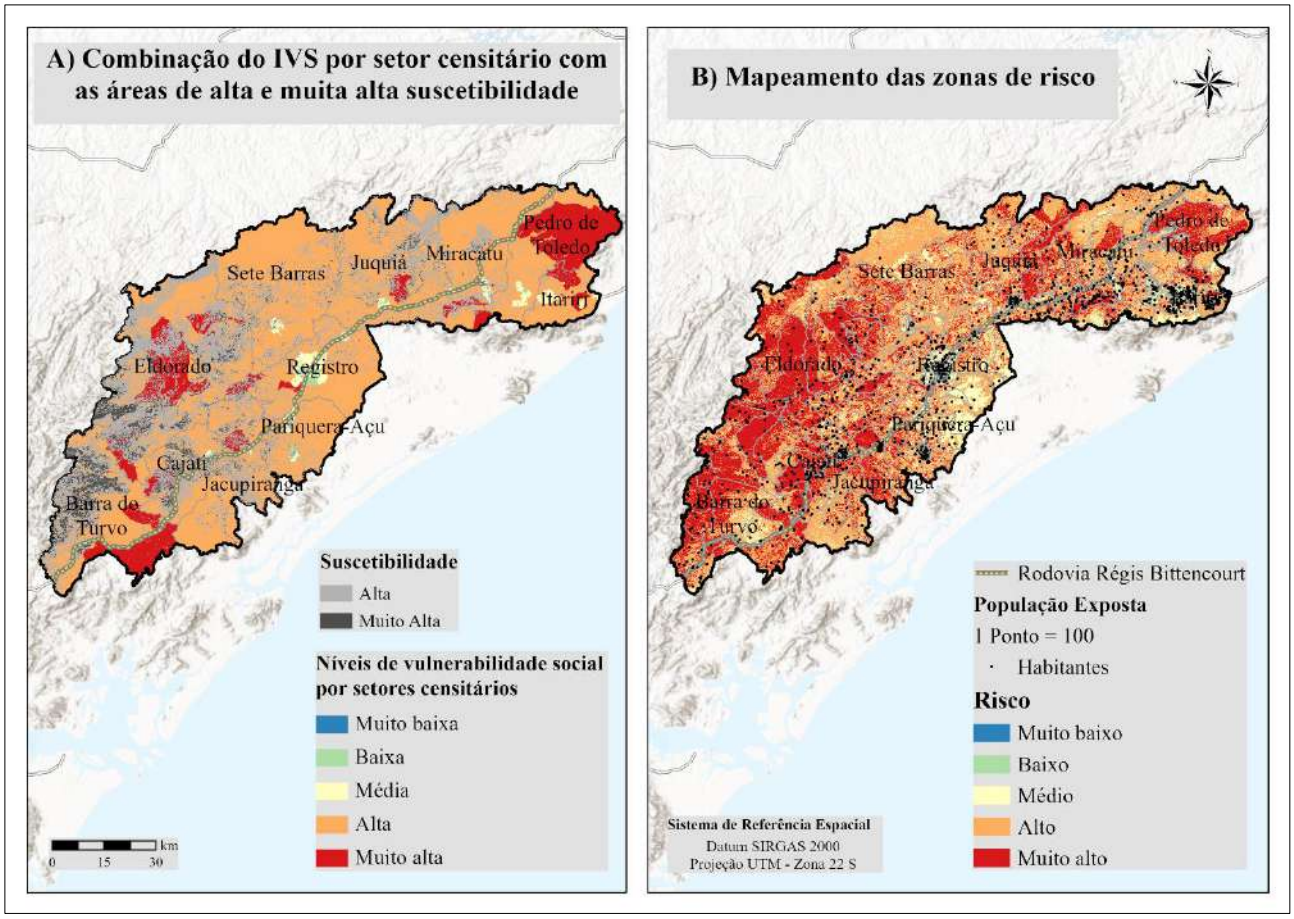


Figura 3. Combinação dos mapas de IVS por setor censitário com a suscetibilidade e mapeamento das zonas de risco baseado nas componentes de suscetibilidade, vulnerabilidade e exposição.

A análise revelou que áreas com alta suscetibilidade coincidem com aquelas com alta vulnerabilidade, indicando ocupação em regiões propensas a deslizamentos. Os Municípios com maiores áreas de risco correspondem à Barra do Turvo, Cajati, Eldorado, Juquiá e Pedro de Toledo. Observou-se também uma concentração populacional próxima a rodovias, corroborando com a Fundação SOS Mata Atlântica (1993, citado por Cortez et al., 2004) que estimou que cerca de 60% da ocupação humana nas unidades de conservação do Vale do Ribeira estava ao longo do trecho de influência de rodovias. Identificaram-se áreas de alto risco com elevada densidade populacional em, Cajati, Eldorado, Juquiá e Pedro de Toledo. O mapeamento proporcionou uma visão abrangente dos riscos e das populações afetadas em potenciais desastres, servindo

como instrumento para auxiliar em decisões futuras para projetos de mitigação direcionados às áreas prioritárias.

5 CONCLUSÕES

Este artigo apresenta a construção de um índice de vulnerabilidade social IVS e sua aplicação em uma análise de risco para a região do Médio Vale do Ribeira. Adicionalmente, procedeu-se a comparação entre o IVS e o índice desenvolvido pelo Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA), permitindo a verificação das semelhanças e diferenças das metodologias. A região de estudo possuí elevada suscetibilidade à deslizamentos, em função da alta declividade das encostas, dos elevados índices pluviométricos, das características geológicas, somada à ação do homem sobre o meio físico. Os deslizamentos na região podem causar perdas e impactos, humanos, materiais, econômicos e ambientais. A construção do IVS à nível de setor censitário permitiu a visualização da distribuição espacial da vulnerabilidade social e da estruturação dos seus principais componentes. O conhecimento dos fatores que elevam a vulnerabilidade de determinada região possibilita o direcionamento de ações que visem a redução da vulnerabilidade. No estudo foram identificados as áreas mais vulneráveis e os fatores que contribuíram para esta vulnerabilidade. A avaliação da vulnerabilidade social evidenciou as características socioeconômicas da região. O cruzamento do mapeamento do IVS com o mapa de suscetibilidade à deslizamento juntamente com a sobreposição do mapa de exposição da população local, forneceu a definição das zonas de riscos. A avaliação de riscos pode ajudar os agentes públicos nas tomadas de decisões para a aplicação de estratégias de mitigação de riscos à nível de setores censitários. Os resultados também demonstraram a sobreposição dos riscos à deslizamentos em determinadas áreas onde há elevada presença de comunidades mais vulneráveis do ponto de vista de seus indicadores sociais, econômicos e de acesso a serviços e infraestrutura. Essa sobreposição indica a necessidade de investimentos em fatores prioritários como políticas habitacionais, educação e infraestrutura nessas regiões.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguirra, I. C. R. (2020) *Modos de vida rurais no Vale do Ribeira: Diferenças no uso de recursos florestais e efeitos do Programa Bolsa Família nas práticas de subsistência e segurança alimentar*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Ciência Ambiental, Instituto de Energia e Ambiente, Universidade de São Paulo / USP, 144 p.

Batista, E. F., Passini, L. B. (2023) Development and application of a social vulnerability index (SOVI) to landslide risk analysis in Ribeira Medium Valley, Brazil. Observatório de la Economía Latinoamericana, v.21, n. 5, p. 2801-2829.

Batista, R. A. W., Nery, L. M., Matus, G. N., Simonetti, V. C., da Cunha, D. C. (2021) Estimativa do fator de erosividade do solo da região do Vale do Ribeira Paulista, Brasil. *Formação (Online)*, v.28, n.53, p. 441-460.

Bell, R., Glade, T. (2004) Multi-hazard analysis in natural risk assessments. *Management Information Systems*, v. 9, p. 197-206.

Birkmann, J. (2006) Measuring Vulnerability to Natural Hazards: towards disaster resilient societies. *Measuring vulnerability to promote disaster-resilient societies: Conceptual frameworks and definitions*. v. 1, p. 9-54.

Birkmann, J., Sorg, L., Welle, T. (2017) Disaster Vulnerability. *The Palgrave Handbook of Unconventional Risk Transfer*, p.329-356.

CBH-RB, FEHIDRO. (2016) *Elaboração do plano da bacia hidrográfica do Ribeira de Iguape e Litoral Sul - UGRHI 11: Relatório I.*

Cortez, G. R. de P., Arzolla, F. A. R. P., Vilela, F. E. S. P. (2004) A ocupação humana irregular na faixa de influência da rodovia Régis Bittencourt (BR 116) e a degradação das florestas na porção central do Parque Estadual de Jacupiranga. *Congresso Brasileiro de Unidades De Conservação*, p. 298-306.

Costa, M. A., dos Santos, M. P. G., Marguti, B., Pirani, N., Pinto, C. V. D. S., Curi, R. L. C., Lima, A. F. R., Ribeiro, C. C., de Albuquerque, C. G. (2018) *Vulnerabilidade Social no Brasil: conceitos, métodos e primeiros resultados para municípios e regiões metropolitanas brasileiras* (n. 2364). Texto para Discussão.

Dalmas, F. B. (2013) *Análise da evolução do uso e ocupação do solo na UGRHI-11 e avaliação de cenários futuros em função de processos erosivos e de movimentos de massa utilizando técnicas de geoprocessamento.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Recursos Minerais e Hidrogeologia, Universidade de São Paulo / USP, 165 p.

França, A. M. (2005) *Vale do Ribeira (SP): Proposições econômicas, sociais, políticas e ambientais para o crescimento e desenvolvimento sustentável dos municípios da região administrativa de Registro*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Economia Política, Pontifícia Universidade Católica de São Paulo / PUC, 323 p.

Guillard-Gonçalves, C., Cutter, S. L., Emrich, C. T., Zêzere, J. L. (2015) Application of Social Vulnerability Index (SoVI) and delineation of natural risk zones in Greater Lisbon, Portugal. *Journal of Risk Research*, v. 18, n. 5, p. 651-674.

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (2010) *Censo Demográfico*. Disponível em: <https://censo2010.ibge.gov.br>. Acesso em: 14 fev. 2024.

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (2022) Divulgação *dos Resultados*. Disponível em: <https://censo2022.ibge.gov.br/etapas/divulgacao-dos-resultados.html>. Acesso em: 14 fev. 2024.

Maskrey, A., Cardona, O., García, V., Lavell, A., Macías, J. M., Romero, G., Chaux, G. W. (1993) Los *desastres no son naturales*. Bogotá: Tercer Mundo.

Rahman, H. A., Mapjabil, J. (2017) Landslides disaster in Malaysia: an overview. *Health*, v. 8, n. 1, p. 58-71.

Rong, G., Li, K., Han, L., Alu, S., Zhang, J., Zhang, Y. (2020) Hazard mapping of the rainfall–landslides disaster Chain based on GeoDetector and Bayesian Network Models in Shuicheng County, China. *Water*, v.12, n.9, p. 2572.

Vieira, B. C., Gramani, M. F. (2015) Serra do Mar: the most “tormented” relief in Brazil. *Landscapes and landforms of Brazil*, p. 285-297.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/408

Influência da Adição de Lodo de ETA em Solo Laterítico na Resposta de Compactação e no Comportamento Hidráulico

Maitê Milléo Almeida
Mestranda do Programa de Pós-Graduação de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, maitemilleo12@gmail.com

Carlos Emmanuel Ribeiro Lautenschläger
Professor Doutor do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, carlos.emmanuel@gmail.com

Ingrid Leticia Andrusczak
Graduanda em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, 22012721@uepg.br

Bianca Penteado de Almeida Tonus
Professora Doutora do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, bpatonus@uepg.br

Daiana Tatiele Fiedler
Mestre pelo Programa de Pós-Graduação de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, daianatatielefiedler@gmail.com

RESUMO: O resíduo do tratamento de água é conhecido como lodo, composto de água e sólidos suspensos, e são realizadas diversas pesquisas com o foco na destinação do lodo, visando evitar o descarte incorreto. Nesse contexto, um encaminhamento possível seria a utilização em misturas com solos naturais para aplicação em camadas impermeabilizantes de aterros sanitários, considerando a possível melhoria das características hidráulicas do solo para esta aplicação. O presente trabalho tem por objetivo avaliar a influência da adição de lodo em solo laterítico em termos do seu comportamento em compactação e fluxo. Foram realizados ensaios de compactação e condutividade hidráulica com amostras de solo e misturas solo-lodo em quatro porcentagens distintas (2,5%, 5%, 7,5% e 10% de substituição em massa de solo por lodo). Observou-se decaimento dos valores de peso específico aparente seco máximo e aumento da umidade ótima conforme se aumentou a porcentagem de lodo na mistura. Também ocorreu a diminuição dos valores de coeficiente de condutividade hidráulica com o aumento dos teores de lodo, indicando uma menor permeabilidade do sistema, apontando para possibilidade da aplicação da mistura em camadas de aterro sanitário sob o ponto de vista hidráulico.

PALAVRAS-CHAVE: Lodo de ETA, Misturas Solo-Lodo, Compactação, Coeficiente de condutividade hidráulica.

ABSTRACT: The residue from water treatment is known as sludge, composed of water and suspended solids, and it possesses variable characteristics depending on the origin of the raw water and the treatment applied at the water treatment plant. Research is being conducted with a focus on the disposal of sludge, aiming to prevent incorrect disposal. In this context, one possible approach would be its use in mixtures with natural soils for application in landfill liner layers, considering the potential improvement of soil hydraulic characteristics for this purpose. This study aims to evaluate the influence of sludge addition on lateritic soil in terms of its compaction and flow behavior. Compaction and hydraulic conductivity tests were conducted on soil samples and soil-sludge mixtures at four different percentages (2.5%, 5%, 7.5%, and 10% mass replacement of soil by sludge). A decrease in maximum dry bulk density values and an increase in optimum moisture content were observed as the percentage of sludge in the mixture increased. Additionally, there was a decrease in hydraulic conductivity coefficient values with increasing sludge content, indicating lower system permeability and suggesting the potential application of the mixture in landfill liner layers from a hydraulic perspective.

KEYWORDS: WTP Sludge, Soil-Sludge Mixtures, Compaction, Hydraulic Conductivity Coefficient.

1 INTRODUÇÃO

O resíduo proveniente do tratamento de águas de abastecimento, conhecido como lodo de Estação de Tratamento de Água (ETA), é composto de água e sólidos suspensos. Suas características podem variar de acordo com a origem da água bruta utilizada e o processo de tratamento aplicado na ETA em questão (Roque *et al*, 2021).

De acordo com a NBR 10004 (ABNT, 2004), o lodo é classificado como um resíduo sólido classe II-B (não perigoso e inerte); no entanto, é comum observar o descarte inadequado do lodo em corpos hídricos, o que ocasiona no aumento do grau de poluição e contaminação dos corpos receptores (Knierim *et al.*, 2023).

Tem-se observado o desenvolvimento de pesquisas que buscam a reutilização do lodo de ETA para evitar o descarte incorreto. Entre essas pesquisas, destaca-se a utilização do lodo em misturas com solo para camadas impermeabilizantes em aterros sanitários (Prim, 2011; Gonçalves *et al.*, 2016; Santos, 2018; Knierim, *et al.*, 2023; Marchiori *et al*., 2021), na confecção de tijolos (Soares *et al.*, 2021), concretos e argamassas (Santos e Carneiro, 2021; Gheller *et al.*, 2021), base e sub-base de pavimentos (Delgado, 2016), e no preenchimento de valas e aterros em geral (Roque *et al*., 2021).

Considerando as eventuais aplicações do lodo de ETA em conjunto com o solo natural, especificamente na utilização em camadas de aterro sanitário, e os potenciais esforços que o material pode sofrer, é necessário compreender sua resposta à compactação da mistura solo-lodo e a plausível variação da condutividade hidráulica da mistura conforme a porcentagem de lodo aplicado ao solo é alterada.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Em relação aos materiais, o lodo utilizado para o desenvolvimento da pesquisa foi coletado na Estação de Tratamento de Água de Iraí, localizada em Pinhais, Paraná, Brasil. Esta estação é responsável pela produção de água tratada para cerca de 1 milhão de habitantes da cidade de Curitiba e região metropolitana (Oliveira, 2010). O resíduo coletado foi armazenado de forma hermética em recipientes apropriados, conforme demonstrado na Figura 1.

Figura 1. Coleta de Lodo da ETA Iraí.

De acordo com Almeida *et al.* (2023) e Fiedler (2023), a caracterização geotécnica do lodo *in natura* da Estação de Tratamento de Água de Iraí pode ser considerada como uma argila orgânica (OH) de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). O resíduo possui 342,87% de teor de umidade quando

seco à 60 ± 5°C, valor este utilizado para preparação das misturas solo-lodo para os ensaios realizados no presente trabalho.

O solo utilizado é proveniente do Campo Experimental de Estudos Geotécnicos de Ponta Grossa (CEEG-PG), localizado nas imediações da Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG), onde é determinado como um solo laterítico (Tonus *et al.*, 2022). De acordo com Bloinski *et al.* (2020), o material do CEEG-PG pode ser caracterizado como um silte de baixa plasticidade pelo SUCS.

Quanto às amostras, foram consideradas amostras de solo e de cada mistura de solo-lodo em diferentes porcentagens (2,5%, 5%, 7,5% e 10%), totalizando em cinco amostras para cada um dos ensaios realizados. No que se refere à metodologia aplicada na pesquisa, foi realizado o ensaio de compactação na energia Proctor Normal, segundo a NBR 7182 (ABNT, 2020), sem a secagem prévia do lodo de ETA.

Dessa forma foi possível observar a resposta à compactação de misturas solo-lodo sem processamento anterior do lodo além da própria coleta. A partir desse ensaio foi possível obter os valores de peso específico aparente seco máximo (γ_d) e de umidade ótima ($h_{ótima}$) de cada amostra.

O segundo ensaio realizado foi para determinação do coeficiente de permeabilidade, conforme descrito na NBR 14545 (ABNT, 2021), em um permeâmetro de parede rígida. A preparação das amostras seguiu-se a partir dos resultados de $h_{ótima}$ adquiridos nos ensaios de compactação e, para as misturas solo-lodo, foram utilizadas amostras de lodo *in natura* para observação do comportamento do resíduo quando incorporado com solo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O ensaio de compactação foi realizado conforme descrito no item 2 e as curvas de compactação de cada amostra podem ser observadas na Figura 3. Destaca-se a curva para a amostra de solo-lodo 7,5% onde apresenta somente 4 pontos da curva de compactação visto que, durante a realização do ensaio, o 5º e último ponto apresentou valores de umidade inconsistêntes quando comparados com o restante dos pontos.

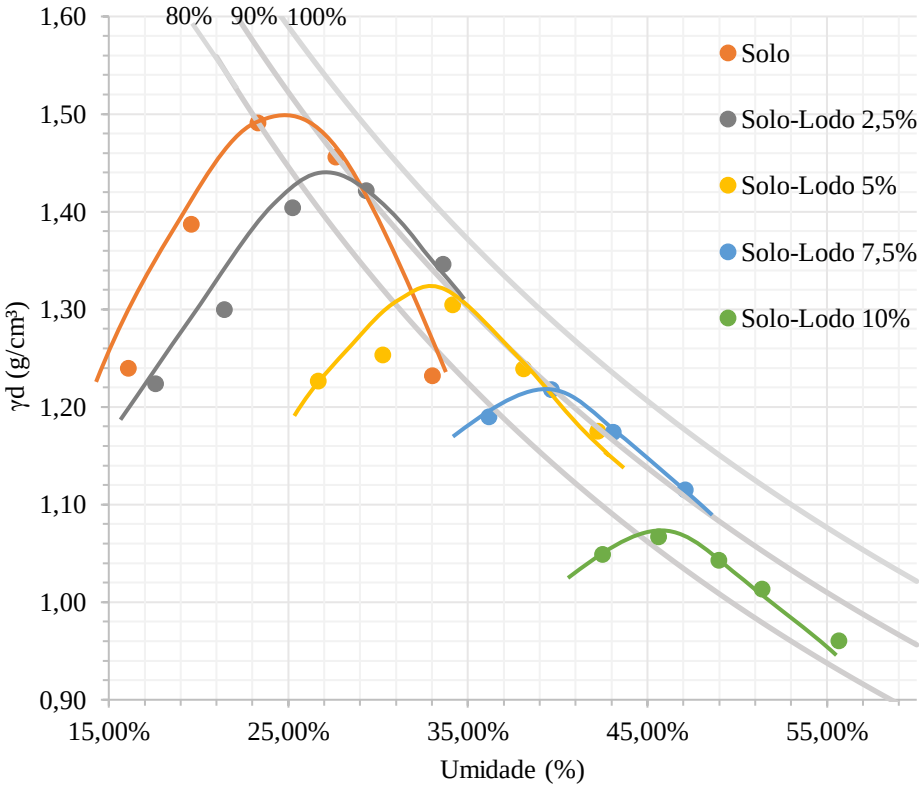


Figura 3. Curvas de compactação das amostras.

Observa-se uma tendência de deslocamento das curvas à medida que aumenta a porcentagem de lodo nas misturas, resultando na diminuição do valor de peso específico aparente seco máximo (γ_d) e no aumento

do valor de umidade ótima, assim como visto no trabalho de Montalvan (2016). Esse comportamento é esperado para solos de característica mais argilosa (Pinto, 2006). A partir dessa tendência, espera-se que quanto maior for o teor de lodo na mistura, maior será o decréscimo do γ_d quando comparado ao de um solo residual.

O aumento da umidade é justificado pelo alto teor de umidade presente no lodo de ETA e, conforme o teor de lodo na mistura aumenta, eleva-se a umidade ótima do conjunto. Além disso, verifica-se que todas as curvas de compactação se encontraram abaixo da curva de 100% de saturação, mas acima ou no limiar da curva de 90% de saturação, exceto pela amostra de solo-lodo 10%.

Um ponto a ser resaltado seria que foram realizados, anteriormente aos ensaios levantados nesse estudo, o ensaio para determinação do peso específico real dos grãos (γ_s), no qual os resultados obtidos foram considerados pequenos para o intervalo de incorporação de lodo utilizado.

Além disso o comportamento em compactação para essas adições foi refletido nos valores máximos de peso específico aparente e na umidade ótima. A partir da Tabela 1, podem-se observar os resultados individuais de γ_d e $h_{ótima}$, bem como os resultados para o ensaio para determinação da condutividade hidráulica das misturas e seus índices físicos.

Tabela 1. Resultados de peso específico aparente seco máximo e condutividade hidráulica das misturas.

Amostra	Peso específico aparente seco máximo (g/cm³)	Umidade ótima (%)	Índice de vazios	Porosidade (%)	Condutividade hidráulica (m/s)
Solo	1,50	24,55	0,782	43,87%	8,493E-08
Solo-Lodo 2,5%	1,43	28,20	0,863	46,34%	2,760E-08
Solo-Lodo 5%	1,30	34,20	1,035	50,87%	4,889E-09
Solo-Lodo 7,5%	1,22	39,80	1,175	54,03%	3,743E-09
Solo-Lodo 10%	1,08	46,30	1,461	59,38%	8,618E-09

A variação de porcentagem de lodo aplicado nas misturas influenciou na condutividade hidráulica dos materiais, causando um decréscimo nos valores, visto que o lodo *in natura* utilizado pode apresentar uma alta porcentagem de finos como esperado de um resíduo classificado como argila orgânica (OH). A diminuição dos valores de condutividade hidráulica indica uma menor permeabilidade do sistema, apontando para possibilidade da aplicação da mistura solo-lodo em camadas de aterro sanitário, como camadas de base, quando se considera o ponto de vista hidráulico.

Essa parcela de resíduo na faixa coloidal pode ter auxiliado na diminuição do tamanho dos poros entre grãos da mistura e assim reduziu os coeficientes de condutividade hidráulica, permitindo que as misturas fossem menos permeáveis quando comparadas com o solo puro (Ferreira *et al.*, 2011). Apenas a amostra de solo-lodo 10% apresentou um leve acréscimo em relação à sua antecessora (solo-lodo 7,5%), porém como o resultado ainda se apresenta na mesma grandeza de 10^{-9} m/s, considera-se como resultados aproximados.

Nota-se que conforme aumentava o teor de lodo nas misturas, o índice de vazios e a porosidade aumentavam proporcionalmente. Cada uma das amostras apresentará um índice de vazios inicial diferente visto que cada um possuiu valores máximos de peso específico aparente e umidades ótimas distintas.

4 CONCLUSÕES

Em relação à resposta das misturas à comparação, entende-se que a decisão de utilizar o lodo *in natura* é considerada viável quando se leva em consideração uma aplicação em camadas impermeabilizantes de aterros sanitários, visto que apresenta um encaminhamento direto do lodo da forma como é disponibilizado na ETA sem necessidade de realizar pré-tratamento.

A tendência de deslocamento das curvas de compactação das misturas solo-lodo indica a necessidade de compreender de forma mais aprofundada quais faixas de valores os parâmetros da mistura devem atingir para a aplicação desejada, visto que essa tendência de aumento do índice de vazios pode não ser desejável em certas situações.

Nesse contexto apresentado, considera-se que o lodo, quando associado a um solo residual, pode auxiliar na diminuição da condutividade hidráulicas da mistura, porém compreende-se necessário observar se essa

tendência permanece em misturas com mais de 10% de incorporação de lodo. Entende-se como relevante expandir a pesquisa com maiores porcentagens de incorporação de lodo para compreender o limite de utilização do resíduo, assim como associar o lodo de ETA de Iraí à outros tipos de solo como, por exemplo, solos arenosos.

AGRADECIMENTOS

À Sanepar, à CAPES, ao técnico Nilson Bueno, ao estagiário do laboratório Gustavo do Prado e ao aluno de iniciação científica Rafael Julinhaque Beraldo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. M., Fiedler, D. T., Beraldo, R. J., Lautenschläger, C. E. R., Paz, E. C. Caracterização geotécnica do lodo da estação de tratamento de água Iraí com aplicação de ensaios de laboratório e ensaio MEV. *In*: Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 13, 2023, Ponta Grossa. Anais [...]. p. 292-295.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2020). NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação, Rio de Janeiro. 9p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2004). NBR 10004: Resíduos sólidos – Classificação, Rio de Janeiro. 71p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2021). NBR 14545: Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável, Rio de Janeiro. 16p.

Bloinski, M., Tonus, B. P. A., Lautenschläger, C. E. R., Olavo, L. H. F., Faro, V. P (2020). Campo Experimental de Estudos Geotécnicos de Ponta Grossa (CEEG-PG): classificação do solo local e parâmetros de resistência ao cisalhamento. http://doi.editoracubo.com.br/10.4322/cobramseg.2022.0484.pdf.

Delgado, J. V. C (2016). Avaliação da aplicação do lodo da ETA Guandu na pavimentação como disposição final ambientalmente adequada. Rio de Janeiro, Brasil. 132 p.

Ferreira, S. R. D. M., Oliveira, J. T. R., Messias, A. S., Silva, H. A., Nascimento, A. E., Feitosa, M. C. A (2011). Hydraulic conductivity and soil-sewage sludge interactions. Revista Brasileira de Ciência do Solo, [*s. l.*], v. 35, n. 5, p. 1569–1577.

Fiedler, D. T. Análise da incorporação do lodo de uma estação de tratamento de água (ETA) em solo para utilização em camadas impermeabilizantes de aterro sanitário. 2023. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária e Ambiental) – Universidade Estadual de Ponta Grosas, Ponta Grossa, 2023.

Gheller, M. B.; Sgorlon, J. G.; Gomes, M. C. S.; Oliveira, M. H. L (2021). Avaliação da substituição de cimento e areia por lodo de ETA na fabricação de matrizes de concreto. São Paulo, Brasil. 4 p.

Gonçalves, F.; Souza, C. H. U.; Tahira, F. S.; Fernandes, F.; Teixeira, R. S (2016). Uso de lodo de ETA em barreiras impermeabilizantes de aterro sanitário. Belo Horizonte, Brasil. 8 p.

Knierim, L. S., Delongui, L., Pinheiro, R. J. B. (2023). Estudo do comportamento mecânico e hídrico do uso do lodo de estação de tratamento de água em misturas com solo argiloso laterítico. Revista DAE, [s. l.], v. 71, n. 240, p. 51–64, 2023

Marchiori, L.; Studart, A.; Albuquerque, A.; Cavaleiro, V.; Silva, A. P (2021). Geotechnical Characterization of Water Treatment Sludge for Liner Material Production and Soft Soil Reinforcement. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/msf.1046.83. 5 p.

Montalvan, E.L.T (2016). Investigação do comportamento geotécnico de misturas de solo arenoso com lodo da estação de tratamento de água do município de Cubatão – SP. São Paulo, Brasil. 134 p.

Oliveira, N. S. (2010). Estudo da secagem de lodo de estação de tratamneto de água. 2010. 209 f. Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

Pinto, C. S (2011). Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas. 3º edição. São Paulo, Brasil. 367 p.

Prim, E. C. C. (2011). Utilização de lodo de estações de tratamento de água e esgoto como material de cobertura de aterro sanitário. Florianópolis, Brasil. 279 p.

Roque, A., Montalvan, E.L.T., Boscov, M.E.G (2021). Caracterização mineralógica, química e geotécnica do lodo da estação de tratamento de água Taiaçupeba. São Paulo, Brasil. 4 p.

Santos, E. F.; Scapin, J.; Pinheiro, R. J. B (2018). Estudo de misturas de solo com adição de lodo de estação de tratamento de água para uso em aterro sanitário. Salvador, Brasil. 8 p.

Santos, M. D.; Carneiro, A. M. P (2021). Estudo piloto do uso do lodo de ETA's em argamassas. São Paulo, Brasil. 4 p.

Soares, R. V.; Jabur, A. S.; Luiz, A. M (2021). Confecção de tijolos ecológicos de solo-cimento com incorporação de lodo de estação de tratamento de água: estudo de caso na cidade de Apucarana-PR. São Paulo, Brasil. 3 p.

Tonus, B. P. A., Lautenschläger, C. E. R., Visitin, A. F., Faro, V. P., Tsuha, C. H. C. (2022). Site characterization for a study on shallow geothermal energy exploitation in Southern Brazil. Soils and Rocks, [s. l.], v. 45, n. 1, p. 1–13.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/409

Influência da Adição de Lodo de ETA em Solo Laterítico por Meio de Ensaio de Adensamento Unidimensional

Maitê Milléo Almeida
Mestranda do Programa de Pós-Graduação de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, maitemilleo12@gmail.com

Carlos Emmanuel Ribeiro Lautenschläger
Professor Doutor do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, carlos.emmanuel@gmail.com

Ingrid Leticia Andrusczak
Graduanda em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, 22012721@uepg.br

Bianca Penteado de Almeida Tonus
Professora Doutora do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, bpatonus@uepg.br

Daiana Tatiele Fiedler
Mestre pelo Programa de Pós-Graduação de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, daianatatielefiedler@gmail.com

RESUMO: O lodo de ETA é classificado como um resíduo sólido não perigoso e sua destinação mais comum é o lançamento em aterros sanitários. Há estudos analisando misturas de solo e lodo para aplicação em aterros sanitários. Conforme aumenta a quantidade de pesquisas relacionadas à utilização do resíduo em obras, observa-se a necessidade de compreender a tendência de deformação, principalmente quando ele se encontra integrado ao solo. O objetivo do presente trabalho é apresentar resultados de ensaios de adensamento unidimensional para entender a influência da incorporação de lodo na deformabilidade das misturas. Foram realizados os ensaios conforme a NBR 16853 com amostras de solo, de lodo e misturas solo-lodo em quatro porcentagens distintas (2,5%, 5%, 7,5% e 10% de substituição de solo por lodo) preparadas nas condições ótimas de compactação. Observou-se que o lodo apresentou um índice de compressão (C_c) 30 vezes maior do que o solo puro e índice de recompressão (C_r) 15 vezes maior, característica indesejada para camadas que precisam conservar suas espessuras para garantia de outras características geotécnicas, como estanqueidade e resistência, quando submetidas a sobrecargas progressivas em aterros sanitários. As misturas solo-lodo exibiram valores de C_c mais próximos do valor do solo, sendo que o maior valor não ultrapassou 5 vezes o obtido no solo puro. A incorporação do lodo nos teores avaliados aponta para a possível utilização em camadas de aterro do ponto de vista da compressibilidade, uma vez que os valores de C_c e C_r das misturas se apresentaram mais aderentes ao valor do solo puro.

PALAVRAS-CHAVE: Lodo de ETA, Misturas Solo-Lodo, Adensamento unidimensional.

ABSTRACT: ETA sludge is classified as a non-hazardous solid waste and its most common destination is disposal in landfills. There are studies analyzing mixtures of soil and sludge for application in landfills. As the amount of research related to the use of waste in construction increases, there is a need to understand the deformation tendency, especially when it is integrated with the soil. The objective of the present work is to present the results of one-dimensional consolidation tests to understand the influence of incorporating sludge on the deformability of the mixtures. The tests were conducted according to NBR 16853 with samples of soil, sludge, and soil-sludge mixtures in four different percentages (2.5%, 5%, 7.5%, and 10% of soil substitution by sludge) prepared under optimal compaction conditions. It was observed that the sludge presented a compression index (C_c) 30 times greater than pure soil and a recompression index (C_r) 15 times greater, an undesirable characteristic for layers that need to maintain their thickness to ensure other geotechnical

characteristics, such as impermeability and strength, when subjected to progressive overloads in landfills. The soil-sludge mixtures exhibited $C_c$values closer to that of the soil, with the highest value not exceeding 5 times that obtained in pure soil. The incorporation of sludge at the evaluated levels points to its possible use in landfill layers from the compressibility standpoint, as the C_c and $C_r$values of the mixtures were closer to the values of pure soil.

KEYWORDS: WTP Sludge, Soil-Sludge Mixtures, One-Dimensional Consolidation.

1 INTRODUÇÃO

Lodo de Estação de Tratamento de Água (LETA) é o resíduo proveniente da transformação da água bruta em potável e ele é composto de água e sólidos suspensos, tendo suas características variáveis dependendo da origem da água não tratada e do tratamento utilizado na estação (Roque *et al.*, 2021). O lodo pode ser classificado de acordo com a NBR 10004 (ABNT, 2004) como um resíduo sólido da classe II-B, ou seja, não perigoso e inerte. Seu descarte recomendado seria o direcionamento para aterros sanitários, porém a prática mais usual é o descarte inadequado em corpos d'água como lagoas e rios (Knierim *et al.*, 2023).

Observa-se o aumento no número de pesquisas voltadas à reutilização do lodo de ETA para que refrear o descarte inadequado. A utilização do lodo em misturas com solo natural para aplicação em camadas impermeabilizantes de aterros sanitários é um dos exemplos de pesquisas com o foco no lodo (Prim, 2011; Gonçalves *et al.*, 2016; Santos, 2018; Knierim *et al.*, 2023; Marchiori *et al.*, 2021).

Quando o aterro sanitário e os materiais utilizados para sua construção se tornam objetos de estudo, é necessário compreender certos parâmetros de comportamento do material, tal como seu desempenho diante esforços que possam causar uma tendência de deformação. Nesse contexto, compreende-se como necessário estudar a influência da adição do lodo de ETA em amostras solo-lodo diante de ensaio de adensamento unidimensional.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O lodo utilizado foi coletado na Estação de Tratamento de Água de Iraí, localizada em Pinhais – PR à 130 km da Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG), Campus Uvaranas, Ponta Grossa – PR, onde é determinado como um solo laterítico (Tonus *et al.*, 2022).

De acordo com Fiedler (2023) e Almeida *et al.* (2023), o lodo *in natura* pode ser classificado como argila orgânica (OH) de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e sua granulometria pode ser observado na Figura 1 em suas versões *in natura* e lodo seco. Os mesmos estudos apontaram que o resíduo possui 342,87% de teor de umidade quando seco à 60 ± 5°C e foi a partir desse valor que foi realizada a preparação das misturas solo-lodo para os ensaios realizados.

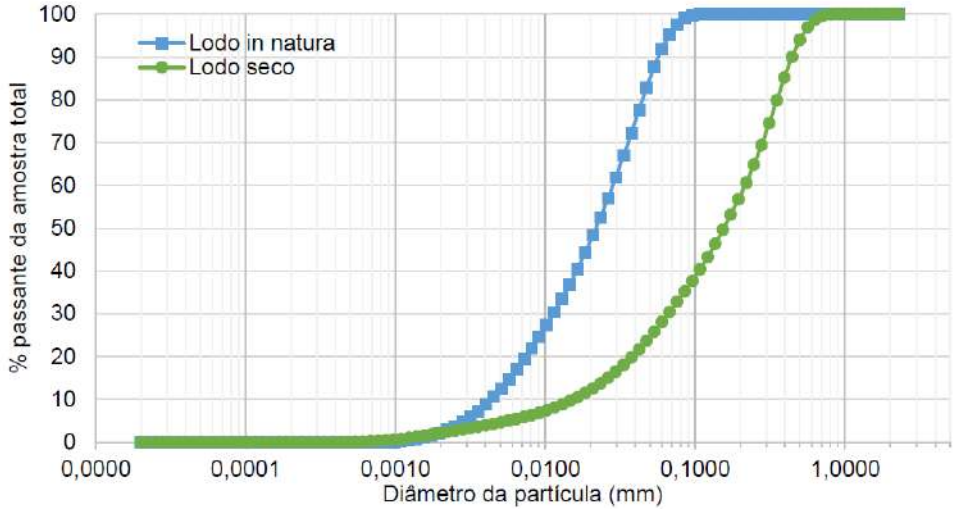


Figura 1. Granulometria do lodo de ETA.

O solo empregado no estudo foi coletado no Campo Experimental para Estudos Geotécnicos (CEEG-PG) (Figura 2) localizado no Campus Uvaranas da UEPG, onde está localizado o Laboratório de Mecânica dos Solos e Rochas, local onde os ensaios foram realizados. Além disso, de acordo com Bloinski *et al.* (2020), o solo do CEEG-PG pode ser caracterizado pelo SUCS como um silte de baixa plasticidade.

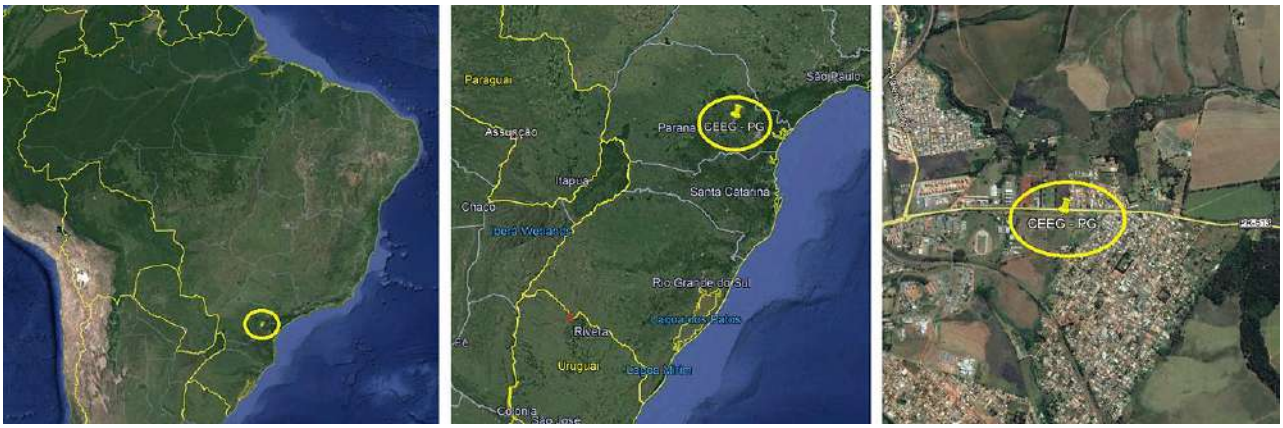


Figura 2. Indicação da localização do CEEG-PG.

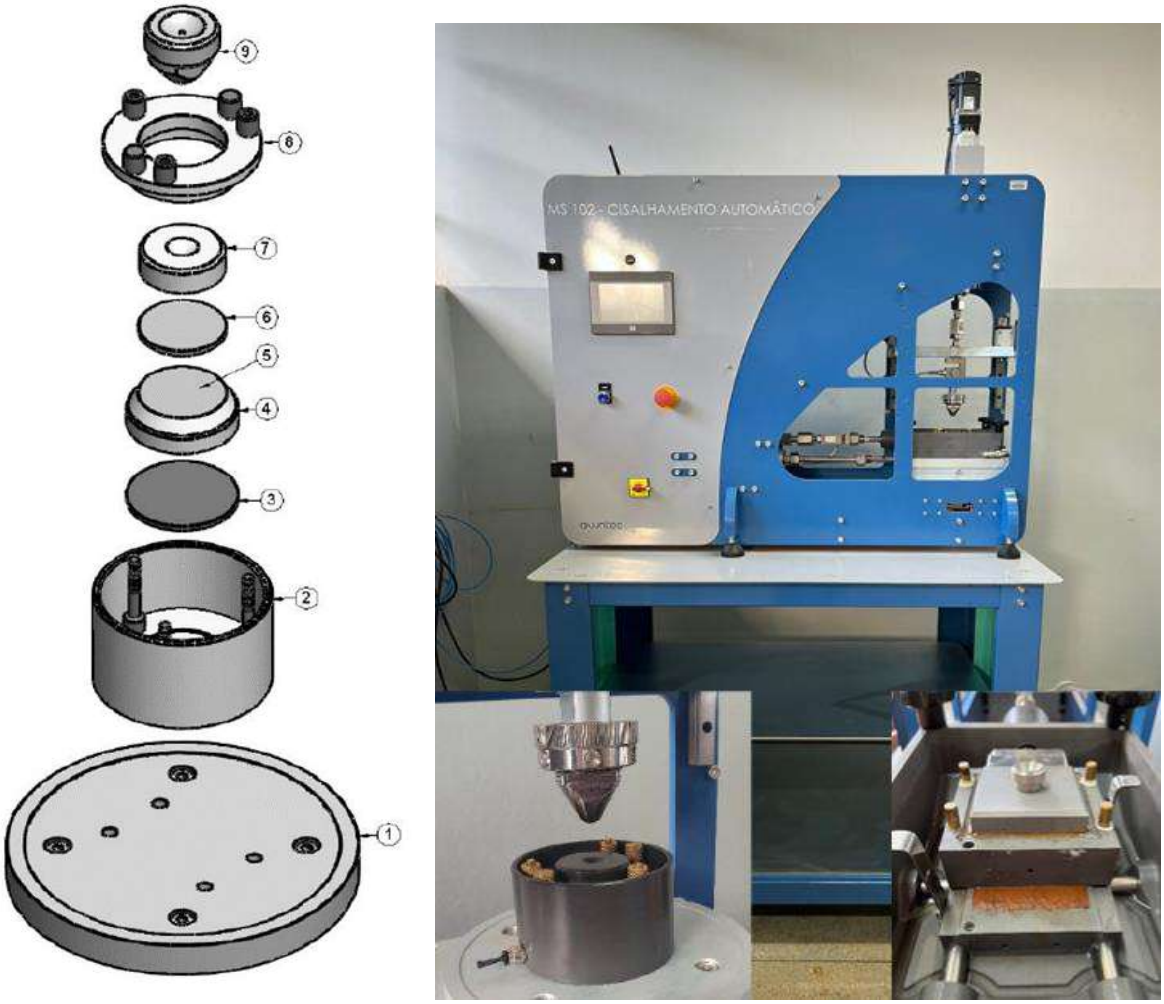
As amostras utilizadas neste estudo consistiram em solo, lodo e suas combinações em quatro proporções diferentes (2,5%, 5%, 7,5% e 10% de substituição de solo por lodo), resultando em um total de seis tipos de amostras preparadas sob as condições ideais de compactação Proctor Normal, conforme detalhado na Tabela 1. As misturas solo-lodo foram preparadas com solo seco destorroado e lodo *in natura*, ou seja, o resíudo não passou por nenhum tratamento prévio.

Tabela 1. Condições de compactação ótima para preparação das amostras.

Amostra	Peso específico aparente seco máximo (gf/cm³)	Umidade ótima (%)
Solo	1,498	24,55
Solo-Lodo 2,5%	1,428	28,20
Solo-Lodo 5%	1,305	34,20
Solo-Lodo 7,5%	1,221	39,80
Solo-Lodo 10%	1,079	46,30
Lodo in natura	-	-

Devido ao estado semissólido e ao alto teor de umidade da amostra de lodo *in natura*, não foi possível realizar o ensaio de compactação de acordo com a NBR 7182 (ABNT, 2020), assumindo-se o estado natural como a condição de ensaio. Assim, a preparação dessa amostra para o ensaio de adensamento unidimensional foi realizada manualmente, garantindo que a maior quantidade possível de material pudesse ser aplicada no molde.

As amostras foram confeccionadas em um molde circular de 50,5 mm de diâmetro com 20 mm de altura. O molde foi aplicado em uma célula de adensamento e a célula posicionada no centro da base para a execução do ensaio. Foram realizados ensaios de adensamento unidimensional conforme descrito na NBR 16853 (ABNT, 2020) e eles ocorreram em um equipamento mecanizado MS102 – Cisalhamento Automático da empresa Owntec. Ambos o equipamento e a disposição dos componentes podem ser obsvervados na Figura 3.



(a) (b)

Figura 3. (a) Disposição da célula de adensamento; (b) MS-102 Cisalhamento Automático.

Cada ensaio de adensamento possuiu duas etapas de pré-carregamento, seis etapas de carregamento e três etapas de descarregamento, onde cada etapa possuiu a duração de 24 horas, visando a garantia da estabilização dos deslocamentos devido ao incremento de carga. As tensões aplicadas em cada estágio estão apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Cargas aplicadas nos estágios do ensaio de adensamentos.

Etapa	Estágio	Carga aplicada (kPa)
Pré-carregamento	1º	2
	2º	5
Carregamento	1º	12
	2º	25
	3º	50
	4º	100
	5º	200
	6º	400
Descarregamento	1º	200
	2º	50
	3º	12

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As curvas de adensamento do solo, do lodo e das misturas solo-lodo obtidas através dos ensaios de compressão edométrica estão demonstradas na Figura 4 e na Figura 5. A partir das curvas foi possível obter os resultados de índice de compressão (C_c) das amostras, que estão descritos na Tabela 3.

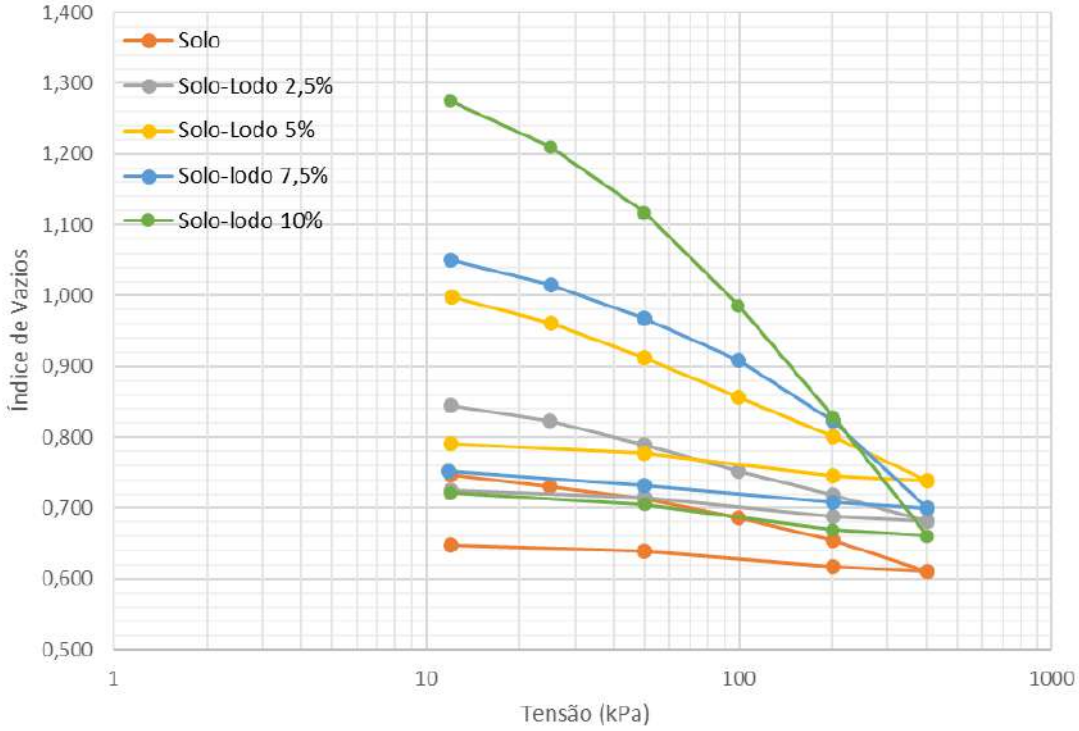


Figura 4. Curvas de compressibilidade do solo e das misturas solo-lodo.

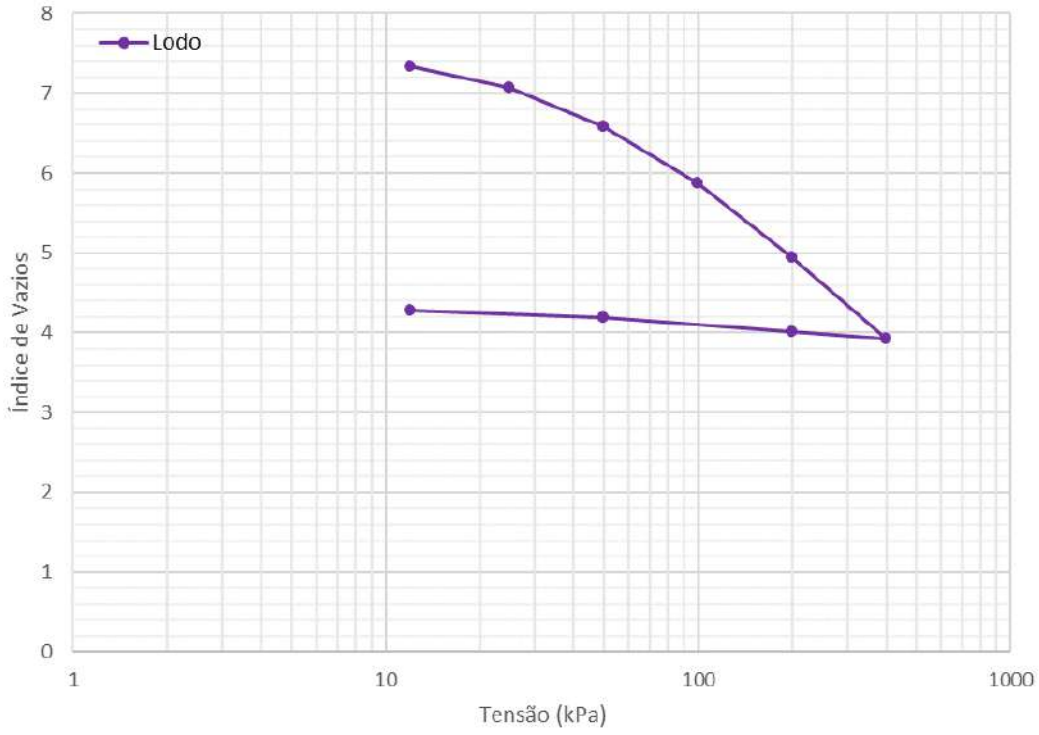


Figura 5. Curvas de compressibilidade do lodo.

Tabela 3. Índice de compressão dos amostras

Amostra	Índice de Compressão - C_c	Índice de Recompressão - C_r
Solo	0,046968	0,023314
Solo-Lodo 2,5%	0,051936	0,031602
Solo-Lodo 5%	0,080144	0,050664
Solo-Lodo 7,5%	0,124494	0,047376
Solo-Lodo 10%	0,234774	0,089122
Lodo	1,399130	0,370054

A partir dos resultados foi possível observar que o lodo apresentou um índice de compressão (C_c) aproximadamente 30 vezes maior do que o solo puro, sendo essa característica considerada indesejada para camadas de aterros sanitários que precisam conservar suas espessuras. Essa necessidade de manter a geometria é importante para a garantia de outras características geotécnicas para tal finalidade, como estanqueidade e resistência, quando submetidas a sobrecargas progressivas decorrentes dos alteamentos em aterros sanitários. Em relação ao índice de recompressão (C_r), o lodo apresentou um resultado 15 vezes maior que o solo residual, aproximadamente.

A alta compressibilidade do lodo *in natura* se justifica devido a impossibilidade de compactação do mesmo no anel de adensamento por causa de sua consistência, sendo o valor encontrado de 1,399 de índice de compressão compatível com os valores encontrados por (O'Kelly, 2016) em trabalhos semelhantes.

As misturas solo-lodo exibiram valores de C_c e C_r mais próximos do valor do solo e, mesmo identificando-se uma tendência linear de aumento dos coeficientes de compressão e recompressão conforme se aumentava a porcentagem de lodo da mistura, os maiores valores de C_c e C_r não ultrapassaram 5 vezes o obtido no solo puro.

Os resultados de índice de compressão foram inferiores aos obtidos por (Montalvan, 2016) em sua pesquisa com incorporação de 16,7%, 20% e 25% de lodo a um solo do tipo arenoso. Esse resultado indica que, em misturas com baixo percentual de adição de lodo de ETA, as características do solo são mais dominantes.

4 CONCLUSÕES

A incorporação do lodo no estado semissólido em mistura com o solo residual, nos teores avaliados, aponta para a possível utilização em camadas de aterro do ponto de vista da compressibilidade, uma vez que os valores de C_c e C_r das misturas se apresentaram mais próximos ao valor do solo puro. Entretanto, é necessário considerar sua maior deformabilidade quando comparada apenas com uso de solo.

AGRADECIMENTOS

À Sanepar, à CAPES, ao técnico Nilson Bueno, ao estagiário do laboratório Gustavo do Prado e ao aluno de iniciação científica Rafael Julinhaque Beraldo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. M., Fiedler, D. T., Beraldo, R. J., Lautenschläger, C. E. R., Paz, E. C. Caracterização geotécnica do lodo da estação de tratamento de água Iraí com aplicação de ensaios de laboratório e ensaio MEV. *In*: Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 13, 2023, Ponta Grossa. Anais [...]. p. 292-295.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2020). NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação, Rio de Janeiro. 9p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2004). NBR 10004: Resíduos sólidos – Classificação, Rio de Janeiro, 71p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2020). NBR 16853: Solo – Ensaio de adensamento unidirecional, Rio de Janeiro, 16p.

Bloinski, M., Tonus, B. P. A., Lautenschläger, C. E. R., Olavo, L. H. F., Faro, V. P (2020). Campo Experimental de Estudos Geotécnicos de Ponta Grossa (CEEG-PG): classificação do solo local e parâmetros de resistência ao cisalhamento. http://doi.editoracubo.com.br/10.4322/cobramseg.2022.0484.pdf.

Fiedler, D. T. Análise da incorporação do lodo de uma estação de tratamento de água (ETA) em solo para utilização em camadas impermeabilizantes de aterro sanitário. 2023. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária e Ambiental) – Universidade Estadual de Ponta Grosas, Ponta Grossa, 2023.

Gonçalves, F.; Souza, C. H. U.; Tahira, F. S.; Fernandes, F.; Teixeira, R. S (2016). Uso de lodo de ETA em barreiras impermeabilizantes de aterro sanitário. Belo Horizonte, Brasil. 8 p.

Knierim, L. S., Delongui, L., Pinheiro, R. J. B. (2023). Estudo do comportamento mecânico e hídrico do uso do lodo de estação de tratamento de água em misturas com solo argiloso laterítico. Revista DAE, [s. l.], v. 71, n. 240, p. 51–64.

Marchiori, L.; Studart, A.; Albuquerque, A.; Cavaleiro, V.; Silva, A. P (2021). Geotechnical Characterization of Water Treatment Sludge for Liner Material Production and Soft Soil Reinforcement. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/msf.1046.83. 5 p.

Montalvan, E.L.T (2016). Investigação do comportamento geotécnico de misturas de solo arenoso com lodo da estação de tratamento de água do município de Cubatão – SP. São Paulo, Brasil. 134 p.

O'Kelly, B. C. Geotechnics of municipal sludges and residues for landfilling. Geotechnical Research, [s. l.], v. 3, n. 4, p. 148–179, 2016.

Prim, E. C. C. (2011). Utilização de lodo de estações de tratamento de água e esgoto como material de cobertura de aterro sanitário. Florianópolis, Brasil. 279 p.

Roque, A., Montalvan, E.L.T., Boscov, M.E.G (2021). Caracterização mineralógica, química e geotécnica do lodo da estação de tratamento de água Taiaçupeba. São Paulo, Brasil. 4 p.

Santos, E. F.; Scapin, J.; Pinheiro, R. J. B (2018). Estudo de misturas de solo com adição de lodo de estação de tratamento de água para uso em aterro sanitário. Salvador, Brasil. 8 p.

Tonus, B. et al. Site characterization for a study on shallow geothermal energy exploitation in Southern Brazil. Soils and Rocks, [s. l.], v. 45, n. 1, p. 1–13, 2022.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/410

Influência da Adição de PET Filete nos Parâmetros de Compactação e na Resistência à Compressão Simples de um Solo Argiloso

Silmara Nunes Dantas
MSc. Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, Brasil, silmarandantas@gmail.com

Erinaldo Hilário Cavalcante
DSc. Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, Brasil, erinaldo@ufs.br

Guilherme Bravo de Oliveira Almeida
DSc. Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, Brasil, gbravo1982@gmail.com

RESUMO: A quantidade de embalagens plásticas de politereftalato de etileno (PET) dispostas no meio ambiente tem aumentado ao longo dos anos, e isso é motivo de preocupação do ponto de vista ambiental. Diante desse fato, surge a necessidade de uma destinação final adequada para o resíduo plástico gerado. Paralelamente, também é crescente na Geotecnia o interesse por materiais alternativos que possam contribuir na melhoria de propriedades dos solos. Neste contexto, com o presente trabalho objetiva-se propor mais uma forma de aproveitamento do PET, a partir do emprego de filetes de garrafas plásticas como uma solução alternativa para a melhoria do comportamento mecânico de um solo argiloso. Para isso, foi analisada a influência da adição de PET na forma de filete, com diferentes teores e comprimentos, num solo de matriz predominantemente argilosa. Para a avaliação do compósito (solo-PET), foram realizados de ensaios de compactação na energia Proctor normal e de resistência à compressão não confinada, com amostras do solo puro e com as misturas solo-PET. Os resultados obtidos mostraram que a adição de PET filete ao solo gera discretos incrementos na massa específica aparente seca máxima, exerce pouca influência no teor de umidade, mas proporciona aumento na resistência do solo e agrega melhorias na ductilidade das misturas quando comparadas ao solo puro. Constatou-se ainda que existe uma combinação teor-comprimento de filete ideal em relação ao solo em estudo. Portanto, conclui-se que a utilização de PET filete como reforço de um solo argiloso contribuiu para um melhor desempenho mecânico do solo testado.

PALAVRAS-CHAVE: Politereftalato de Etileno, solo argiloso, reforço de solo, comportamento mecânico.

ABSTRACT: The amount of polyethylene terephthalate (PET) plastic packaging disposed in the environment has been increasing every year and becoming an increasingly worrying situation. Therefore, there is a need for a more appropriate final destination for this waste. On the other hand, there is a growing interest in Geotechnics in alternative materials that can contribute to improving soil properties. In this context, this work aims to propose another way of using PET, suggesting the use of PET bottle fillets as an alternative solution for improving the mechanical behavior of clayey soil. To this end, the influence of adding PET in fillet form at different contents and lengths on the mechanical behavior of a soil with a predominantly clayey matrix was analyzed by carrying out compaction tests at normal Proctor energy and unconfined compressive strength, with pure soil samples and soil-PET mixtures. The results obtained showed that the addition of PET fillet to the soil generates discrete increases in the maximum apparent dry mass, has little influence on the moisture content, provides an increase in the rupture tension and results in an improvement in the ductility of the mixtures when compared to pure soil. It was also found that there is an ideal fillet content-length combination for the soil under study. Therefore, it is concluded that the use of PET fillet as reinforcement for a clayey soil contributed to a better mechanical performance of the tested soil.

KEYWORDS: Polyethylene terephthalate, clayey soil, soil reinforcement, mechanical behavior.

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, percebe-se que a produção e o consumo de produtos dispostos em embalagens plásticas, tais como as de politereftalato de etileno vem crescendo de forma exorbitante devido a crescente demanda por produtos industrializados, e com isso a geração de resíduos não degradáveis cresce a cada dia, ocasionando, dessa forma, impactos ambientais. Esses impactos são gerados simplesmente pelo fato de que a cada ano milhares de toneladas de garrafas PET são produzidas e descartadas, e além de apresentarem um longo tempo de decomposição, essas embalagens necessitam de grandes espaços para serem dispostas nos aterros, sem falar que muitas vezes elas acabam não tendo um descarte final de maneira correta.

Por outro lado, na geotecnia, são encontrados problemas na execução de obras, pelo fato de que muitas vezes as propriedades do solo natural encontrado no local não atendem aos requisitos de um projeto específico, a exemplo dos solos que apresentam baixa capacidade de suporte, matriz muito argilosa e compressível, tornando necessário nesse caso o engenheiro optar por uma das seguintes soluções para o problema: adequar o projeto às restrições impostas pelo solo local, remover a camada de solo que apresenta limitações em seu uso e substituí-la por um solo com melhores propriedades ou simplesmente tentar alterar as propriedades do solo existente, de modo a criar um novo material que seja capaz de atender aos requisitos de um projeto específico (INGLES; METCALF, 1972).

Diante do cenário, visando sugerir uma destinação mais nobre para os resíduos gerados pelas garrafas de politereftalato de etileno descartadas no meio ambiente sem fins de reciclagem e que causam sérios impactos na natureza. Além disso, com o intuito de oferecer uma solução a baixo custo para a execução de obras quando o solo natural local não apresenta características compatíveis com um projeto específico. A presente pesquisa propõe o uso de resíduos de garrafas PET como uma solução alternativa para a melhoria da resistência de um solo de matriz argilosa.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Solos Reforçados

A técnica de reforço de solo consiste na introdução de elementos de reforço na massa do solo, formando um material compósito, com o objetivo de obter melhoria nos parâmetros da matriz, isto é, nas suas propriedades mecânicas, e consequentemente, obter um material que apresente um comportamento melhor que não seria obtido com cada constituinte separadamente.

Segundo Gray e Ohashi (1983) o reforço de solos é uma técnica eficaz e confiável para aumentar a resistência e a estabilidade dos solos, sendo utilizada em várias aplicações, desde estruturas de contenção e aterros, até estabilização de subleito de pavimentos. Os elementos utilizados como reforço variam quanto à forma, ou seja, são utilizados em formas de tiras, chapas, grelhas, barras, fibras; quanto à textura (lisa ou rugosa) e também quanto à rigidez (elementos de elevada rigidez, a exemplo do aço, ou que apresentam baixa rigidez, a exemplo dos materiais poliméricos).

2.2 Pet e o Impacto ambiental

Ao contrário dos polímeros que são utilizados para fabricação de produtos com longa vida útil nas indústrias de bens de consumo e construção civil, a exemplo do polipropileno (PP) e do policloreto de vinila (PVC), o PET por ser utilizado como matéria prima de produtos com vida útil curta, como as embalagens, e por apresentar um tempo de degradação bastante longo, é considerado como um grande vilão ambiental.

Senez e Casagrande (2016) afirmam que mesmo com os diversos benefícios que as embalagens PET trouxeram tanto para o consumidor quanto para o produtor, o consumo exacerbado dessas embalagens trouxe junto, grandes problemas ambientais, e estes estão relacionados à inadequada disposição final dos resíduos de PET.

2.3 Uso de Resíduos de PET como Reforço de Solo

A utilização de fibras e resíduos derivados da reciclagem do politereftalato de etileno tem sido uma boa alternativa como reforço de solos. Com isso, estudos vêm sendo realizados por diversos autores demonstrando a viabilidade do emprego do PET para aplicação como reforço em locais onde o solo não seja adequado para o fim ao qual se deseja, contribuindo dessa forma, para a tentativa de minimizar os problemas atuais de disposição desse tipo de resíduo, além de ser uma técnica economicamente viável.

Estudos realizados com a adição de fibras e resíduos provenientes da reciclagem de garrafas PET como reforço de solos arenosos mostraram que as fibras desse material, bem como os resíduos utilizados promovem diversas melhorias. Por exemplo, trabalham à tração, geram intertravamento dos grãos dos solos, controlam a propagação de fissuras e melhoram significativamente a resistência à compressão e a tensão de ruptura, proporcionando, dessa forma, uma distribuição favorável das tensões no solo. Como consequência, ocorre aumento na resistência ao cisalhamento do solo, e além disso, a capacidade de absorção de energia do solo tende a aumentar, contribuindo assim para a redução dos recalques (SIVAKUMAR BABU; CHOUKSEY, 2011; SENEZ; CASAGRANDE, 2016; SALIMI; GHAZAVI, 2019).

Os benefícios obtidos com a adição de fibras e resíduos provenientes da reciclagem de garrafas PET como reforço de solos argilosos também foram analisados por alguns autores. A literatura tem revelado que a utilização de fibras PET e de resíduos oriundos da reciclagem de garrafas de politereftalato de etileno funcionam como uma melhoria no tamanho do grão nesse tipo de solo, preenchendo os vazios e influenciando os parâmetros de resistência ao cisalhamento. Em outras palavras, esses resíduos promovem melhorias nos parâmetros de resistência, o ângulo de atrito interno e a coesão, além de ocasionar redução na compressibilidade do solo (SIVAKUMAR BABU; CHOUKSEY, 2011; MARTÍNEZ et al., 2016; ZUKRI; NAZIR; MENDER, 2017; LOUZADA; MALKO; CASAGRANDE, 2019).

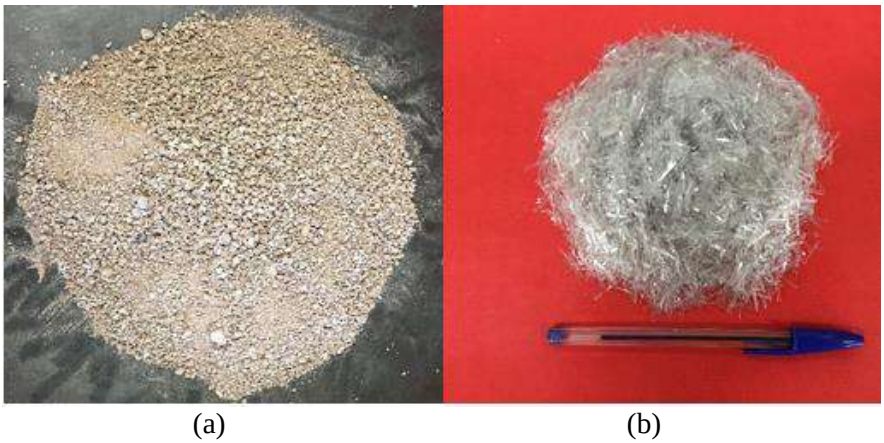
Além destes, um estudo realizado com com adição de fibras de PET como reforço um de solo siltoso mostrou que esse tipo de fibra ocasiona incremento na resistência ao cisalhamento da matriz de solo, gerando um aumento significativo na coesão e reduzindo a formação de fissuras (BOTERO et al., 2015).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Analisou-se a influência da adição de PET na forma de filete em diferentes teores (0,25%, 0,5% e 1,0%) e comprimentos (5, 10 e 15 mm) no comportamento mecânico de um solo de matriz predominantemente argilosa. Foram realizados ensaios de compactação na energia Proctor normal e de resistência à compressão não confinada com amostras do solo puro e com as misturas solo-PET.

3.1 Materiais

Para a realização da pesquisa foi utilizado um solo com matriz predominantemente argilosa, conforme é apresentado na Figura 1 (a). O PET filete utilizado como reforço do solo argiloso foi obtido através da reciclagem de garrafas PET e encontra-se apresentado na Figura 1 (b).



(a) (b)

Figura 1: (a) Solo argiloso utilizado. (b) PET filete. Fonte: Autores (2021).

3.2 Métodos

3.2.1 Ensaios de Caracterização

Foram realizados os ensaios de análise granulométrica, densidade real dos grãos, limite de liquidez e limite de plasticidade em amostras do solo puro de acordo com as recomendações das normas descritas abaixo:

- Análise Granulométrica: ABNT NBR 7181/2016 – Solo – análise granulométrica;
- Densidade real dos grãos: DNER-ME 093/1994 – Solos – determinação da densidade real;
- Limite de Liquidez: ABNT NBR 6459/2016 – Solo – determinação do limite de liquidez;
- Limite de Plasticidade: ABNT NBR 6459/2016 – Solo – determinação do limite de plasticidade.

3.2.1 Ensaios de Compactação

Com o intuito de avaliar a influência da adição de PET nos parâmetros de compactação do solo argiloso estudado foram realizados ensaios de compactação na energia Proctor Normal, com o cilindro pequeno e com reuso do material, para o solo puro e para as misturas solo-PET nos teores e comprimentos já mencionados de acordo com as recomendações da NBR 7182 (ABNT, 2016).

3.2.2 Ensaio de Resistência à Compressão não Confinada

Foram realizados ensaios de resistência à compressão não confinada com amostras do solo puro e das misturas solo-PET, de acordo a NBR 12770 (ABNT, 2022). Os corpos de prova foram moldados por compactação dinâmica, nos parâmetros ótimos obtidos, utilizando a aparelhagem da metodologia MCT em moldes cilíndricos metálicos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Foram testados três corpos de prova para cada combinação comprimento-teor de PET filete, bem como para o solo puro, totalizando 30 corpos de prova. Para os ensaios de compactação e resistência à compressão não confinada, o PET filete foi distribuído aleatoriamente no solo, cujos percentuais foram estabelecidos em relação à massa de solo seco.

4 RESULTADOS

Os resultados alcançados no programa experimental desenvolvido para avaliar a influência da adição de PET filete em diferentes teores e comprimentos ao solo argiloso estudado são apresentados abaixo.

4.1 Ensaios de Caracterização

Os resultados obtidos nos ensaios de caraterização realizados com o solo puro são apresentados na Tabela 1. Conforme pode ser robservado a partir das frações constituintes, o solo empregado nesta pesquisa é constituído de matriz predominantemente fina, sendo classificado pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) como CH (argila de alta plasticidade), além disso, pertence ao Grupo A-7-6 de acordo com o Transportation Research Board (TRB).

Tabela 1: Índices físicos e frações constituintes do solo puro. Fonte: Autores (2022).

Frações/Índices Físicos	**Valor**
Argila	49,08%
Silte	36,92%
Areia	12,13%
Pedregulho	1,87%
Densidade real dos grãos	2,658
Limite de liquidez (LL)	62
Limite de Plasticidade (LP)	27
Índice de Plasticidade (IP)	35

4.2 Ensaios de Compactação

Os valores dos parâmetros ótimos obtidos para o solo puro e para cada mistura solo-PET filete são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Parâmetros ótimos obtidos para o solo puro e para as misturas solo-PET filete. Fonte: Autores (2022).

Material	Massa específica aparente seca máxima (g/cm³)	Teor de umidade ótimo (%)
SP	1,660	19,6
S+0,25%FIL.(5mm)	1,668	19,6
S+0,5%FIL.(5mm)	1,678	19,2
S+1,0%FIL.(5mm)	1,670	19,6
S+0,25%FIL.(10mm)	1,678	19,6
S+0,5%FIL.(10mm)	1,682	19,5
S+1,0%FIL.(10mm)	1,679	19,6
S+0,25%FIL.(15mm)	1,679	19,4
S+0,5%FIL.(15mm)	1,686	19,2
S+1,0%FIL.(15mm)	1,671	19,4

A partir da Tabela 2, nota-se que a adição de PET filete ao solo argiloso gera discretos aumentos na massa específica aparente seca máxima. Diante disso, presume-se que estes discretos aumentos estejam associados ao fato dos filetes ocasionarem um melhor rearranjo dos grãos do solo sob o processo de compactação, contribuindo dessa forma, para que ocorra incrementos de massa de grãos sólidos por volume unitário da mistura.

Observa-se também que quanto maior o teor de PET filete inserido na matriz, maior é o discreto incremento observado na massa específica aparente seca máxima obtida. Porém, verifica-se que esse comportamento só é observado até o percentual de 0,5%, de forma que para percentuais acima deste o parâmetro em questão decresce, embora continue maior que o do solo puro. Esta redução pode ser justificada pelo fato de um teor maior, (no caso, 1,0%) não mais contribuir tão efetivamente para um melhor rearranjo dos grãos. Ou seja, para o percentual em questão, acredita-se que os filetes ao se apoiarem nos grãos do solo gerem vazios e comecem a restringir o acréscimo de massa de grãos sólidos no volume do compósito.

Além disso, percebe-se que o comprimento do filete também apresenta influência na massa específica aparente seca da mistura. Contudo, verifica-se que para um mesmo percentual de PET na mistura, quanto maior o comprimento, maior a massa específica aparente seca máxima obtida, exceto para o teor de 1,0% com comprimento de 15 mm. Desta forma, presume-se que estes aumentos estão associados ao aspecto de que um maior tamanho dos filetes podem resultar no melhor intertravamento e rearranjo das partículas para o solo em questão. Porém, vale destacar que para um determinado percentual de filete na mistura, o comprimento acaba reduzindo sua capacidade em gerar incrementos na massa específica, caso constatado para a mistura S+1,0%FIL.(15mm).

Por outro lado, observa-se que a adição de PET filete ao solo argiloso gera pouca ou nenhuma alteração nos valores do teor de umidade ótimo em comparação ao solo puro. Isto se deve, provavelmente, ao fato da massa dos filetes inserida na mistura ser muito baixa, que embora este material não absorva água, sua concentração é tão pequena que não consegue gerar alterações na umidade. Portanto, deve-se ressaltar que as misturas que apresentaram uma leve variação, estas se deram para um determinado teor de filete (0,5%), sendo elas: S+0,5%FIL.(5mm), S+0,5%FIL.(10mm) e S+0,5%FIL.(15mm).

O maior incremento na massa específica aparente seca máxima foi obtido para a mistura S+0,5%FIL.(15mm), que resultou em aumento deste parâmetro em 1,6% quando comparado ao solo puro.

4.2 Ensaios para a Estimativa da Resistência à Compressão não Confinada

As curvas tensão-deformação obtidas para os valores médios dos três corpos de prova ensaiados para as misturas solo-PET filete com diferentes teores e compimentos, bem como para o solo puro são apresentadas nas Figuras 2 a 4 para os comprimentos de 5, 10 e 15 mm, respectivamente.

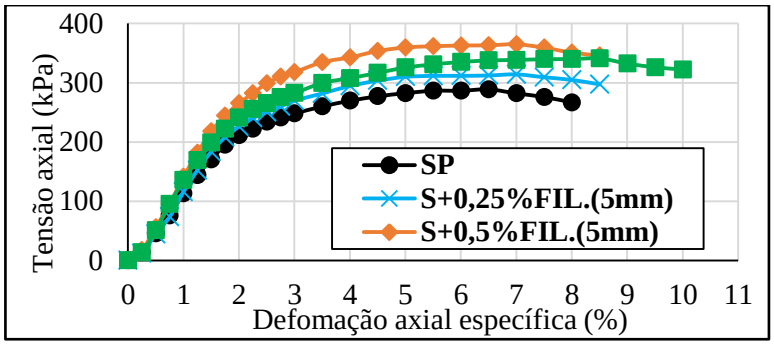


Figura 2: Curvas tensão-deformação obtidas para o solo puro e para as misturas solo-PET filete (filete com comprimento de 5mm). Fonte: Autores (2022).

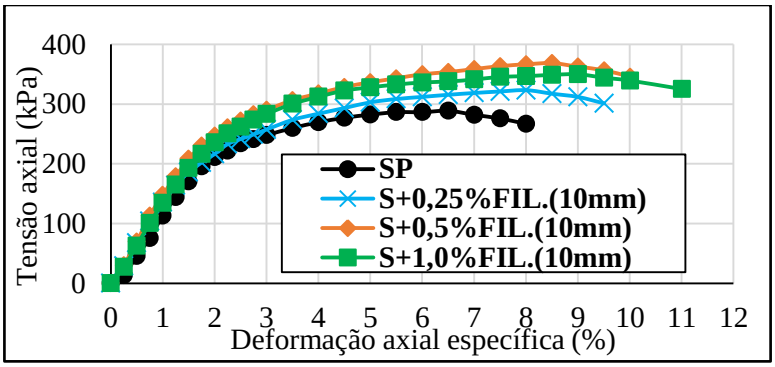


Figura 3: Curvas tensão-deformação obtidas para o solo puro e para as misturas solo-PET filete (filete com comprimento de 10mm). Fonte: Autores (2022).

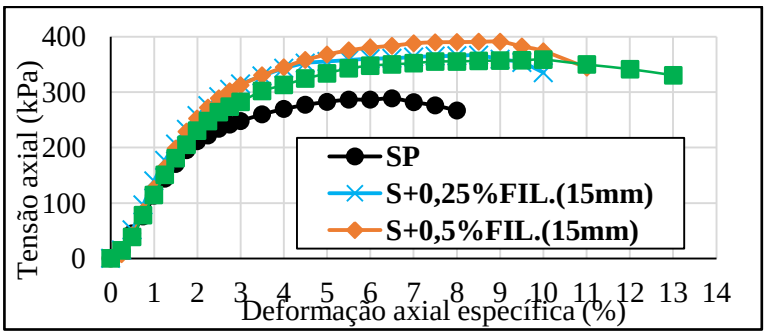


Figura 4: Curvas tensão-deformação obtidas para o solo puro e para as misturas solo-PET filete (filete com comprimento de 15mm). Fonte: Autores (2022).

Conforme é possível observar nas Figuras 2 a 4, as curvas tensão-deformação obtidas indicam claramente que a adição de PET filete ao solo argiloso promoveu aumento na tensão de pico das misturas. Contudo, observa-se que ocorre pouca variação na rigidez inicial das misturas em comparação ao solo puro, embora nota-se o contrário para maiores deformações. Isto revela que a contribuição dos filetes é baixa para pequenas deformações e indica que à medida que as deformações plásticas começam a predominar no compósito, este tipo de reforço é mobilizado e contribui para o aumento da rigidez.

Para os teores e comprimentos testados nesta pesquisa, a tensão de ruptura das misturas foi sempre superior à do solo puro. Atribui-se isto à hipótese de que tal aumento da resistência à compressão não confinada possivelmente esteja associado ao fato dos filetes gerarem intertravamento dos grãos através dos

contatos das partículas de solo com os filetes. Nota-se também que o aumento na tensão de ruptura das misturas se dá de forma crescente em relação ao solo puro, mas, para o percentual de 1,0%, ocorreu uma situação inversa em comparação à mistura com 0,5% de filete. Presume-se que isso ocorre devido ao fato deste teor (1,0%) se encontrar acima do ideal para o solo em questão. Ou seja, mais uma vez infere-se que esta concentração comece a gerar muitos contatos entre os filetes dentro da mistura e não entre a matriz e o reforço, gerando assim vazios e reduzindo os incrementos de resistência obtidos. Vale frisar que resultados análogos também foram observados e justificados desta forma por Acharyya et al. (2013) e Zukri; Nazir; Mender (2017).

Para todos os teores e comprimentos testados a resistência à compressão não confinada é obtida para maiores deformações quando comparadas ao solo puro. Os dados analisados indicam que o PET filete aumenta a capacidade do compósito em absorver energia e, consequentemente gera melhoria na ductilidade do solo argiloso. No entanto, observou-se que quanto maior o teor do reforço inserido na matriz, maior foi a ductilidade obtida, exceto para a mistura S+0,5%FIL.(5mm) que coincidiu com a S+0,25%FIL.(5mm). Além disso, percebe-se também que este efeito é potencializado quanto maior o comprimento do filete utilizado.

Percebeu-se também que para um mesmo teor, quanto maior o comprimento do filete inserido na matriz, maior a resistência à compressão não confinada obtida. Portanto, ainda para um mesmo teor, a ductilidade é melhorada quanto maior o comprimento do filete.

Portanto, verifica-se que dos teores e comprimentos testados existe uma combinação teor-comprimento de PET filete que melhor confere incrementos de resistência à compressão não confinada ao compósito e outra que embora não gere o maior ganho de resistência, contribui de forma mais efetiva na melhoria da ductilidade. Essas combinações correspondem às misturas S+0,5%FIL.(15mm) e S+1,0%FIL.(15mm).

Na Figura 5 são apresentados os valores de coesão obtidos para as misturas solo-PET filete e para o solo puro para efeito de comparação.

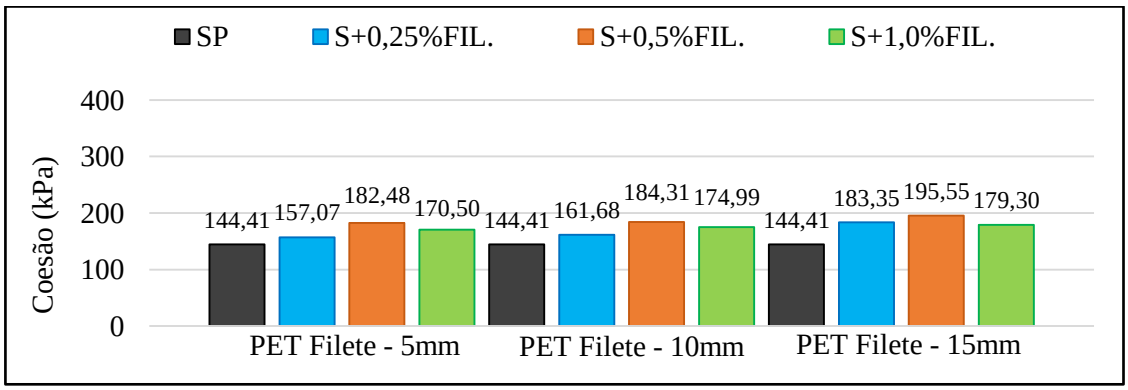


Figura 5: Valores de coesão obtidos para o solo puro e para as misuras Solo-PET filete. Fonte: Autores (2022).

Da Figura 5 percebe-se que a coesão da mistura é influenciada pelo teor e pelo comprimento do filete. Conforme pode ser observado e já identificado nas curvas tensão-deformação, a combinação teor de 0,5% e comprimento de 15 mm, mistura S+0,5%FIL.(15mm), foi a que conferiu o maior incremento na resistência coesiva da mistura, ocasionando um aumento de 35,4% na coesão em relação ao solo puro. Logo, para o solo em questão, este é o teor e o comprimento mais adequado para proporcionar um melhor desempenho mecânico ao material.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após o cotejo dos dados e a análise dos resultados desta pesquisa, verificou-se que a adição de PET na forma de filete ao solo argiloso usado no estudo, observou-se uma melhoria do comportamento mecânico das misturas solo-PET em relação ao solo puro. Os resultados mostraram que o PET filete ocasiona discretos incrementos na massa específica aparente seca máxima, exerce pouca influência no teor de umidade, mas proporciona aumento na resistência do solo. Adicionalmente, foi constatada uma melhoria na ductilidade das

misturas quando comparadas ao solo puro. Notou-se ainda que os incrementos foram potencializados à medida que o teor de filete adicionado ao solo e o comprimento do reforço foram aumentados. Por fim, foi observada a existência de uma combinação teor-comprimento de filete ideal para o solo em estudo, sendo esta a combinação de 0,5% de filetes com comprimento de 15 mm, que promoveu aumento acima de 35% no intercepto de coesão da mistura, quando comparada à coesão do solo puro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Acharyya, R.; et al. *Improvement of undrained shear strength of clayey soil with PET bottle strips*. In: Proceedings of Indian Geotechnical Conference, 2013, Roorkee. 8p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182. Solo – ensaio de compactação. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 12770. Solo – determinação da resistência à compressão não confinada de solo coesivo. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). ME 093. Solos – determinação da densidade real. Rio de Janeiro.

Gray, D. H.; Ohashi, H. Mechanics of fiber reinforcement in sand. Journ of Geotechnical Engineering. v. 109, n. 3, p.335-353, mar. 1983. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:3(335)

Ingles, O. G.; Metcalf, J. B. *The principles of soil stabilization*. *In:* INGLES, O. G.; METCALF, J. B. Soil stabilization: principles and practice. 1. Ed. Sydney: Butterworths, 1972. P. 1-20.

Louzada, N. dos S. L.; Malko, J. A. C.; Casagrande, M. D. T. *Behavior of clayey soil reinforced with polyethylene terephthalate*. Journ of Materials in Civil Engineering. v. 31, n. 10, p. 1-11, oct. 2019. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002863

Botero, E.; *et al. Stress-strain behavior of a silty soil reinforced with polyethylene terephthalate (PET)*. Geotextiles and Geomembranes. v. 43, n. 4, p. 363-369, aug. 2015. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2015.04.003

Martínez, I. M. R.; *et al. Mechanical behavior of reinforced clayey soil with fine crushed polyethylene terephthalate*. Key Engineering Materials. v. 668, p. 404-410, oct. 2016. DOI:10.4028/www.scientific.net/KEM.668.404

Salimi, K.; Ghazavi, M. *Soil reinforcement and slope stabilisation using recycled waste plastic sheets. Geomechanics and Geoengineering.* p. 1-12, oct. 2019. ISSN 1748-6025. DOI: 10.1080/17486025.2019.1683620

Senez, P. C.; Casagrande, M. D. T. *Análise do comportamento carga-recalque de uma areia reforçada com fibras de politereftalato de etileno (PET) submetidas a ensaios de placa em modelo físico reduzido.* In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 18, 2016, Minas Gerais. 6p.

Sivakumar Babu, G. L.; Chouksey, S. K. *Stress-strain response of plastic waste mixed soil.* Waste Management. v. 31, n. 3, p. 481-488, 2011. DOI:10.1016/j.wasman.2010.09.018

Zukri, A.; Nazir, R.; Mender, F. N. *An experimental study on stabilization of Pekan clay using polyethylene and polypropylene*. Ail Conference Proceedings. v. 1892, n. 1, p. 1-6, oct. 2017. DOI: 10.1063/1.5005668

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/411

Influência Da Estabilização De Um Solo Argiloso Com Escória De Aciaria Elétrica Primária Na Deformação Permanente

Bruna Martins de Melo
Graduanda em Engenharia Civil, UFV, Viçosa, Brasil, bruna.m.melo@ufv.br

Klaus Henrique de Paula Rodrigues
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, klaushenrique@hotmail.com

Taciano Oliveira da Silva
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, taciano.silva@ufv.br

Heraldo Nunes Pitanga
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, heraldo.pitanga@ufv.br

Juliana Rodrigues Silva
Graduanda em Engenharia Civil, UFV, Viçosa, Brasil, juliana.r.silva@ufv.br

RESUMO: O presente trabalho investigou a influência da estabilização de um solo argiloso com escória de aciaria elétrica primária (EAEP) no que tange a redução de deformações permanentes no subleito; além de verificar a aplicabilidade da teoria de *Shakedown*. A dosagem ótima foi obtida através da função desejabilidade no software Minitab 18, a qual foi composta por 80% de solo e 20% de EAEP. Corpos de prova compactados na energia Proctor normal foram confeccionados no teor de umidade ótimo e submetidos a cura selada em câmara úmida por 28 e 56 dias. Procedeu-se à realização dos testes triaxiais de cargas repetidas para a avaliação dos resultados de deformação permanente. Observou-se que a estabilização do solo argiloso com EAEP reduziu o acúmulo de deformação permanente. No entanto, o prolongamento do tempo de cura para as misturas analisadas não se mostrou significativo nesse aspecto. Além disso, para as misturas estabilizadas notou-se que a maioria dos corpos de prova atingem o *Shakedown*.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização de solos. Escória de aciaria elétrica primária. Deformação permanente. Teoria de *Shakedown*.

ABSTRACT: The present study investigated the influence of stabilizing a clayey soil with electric arc furnace slag (EAFS) in terms of reducing permanent strains in the subgrade; as well as verifying the applicability of the Shakedown theory. The optimal dosage was obtained through desirability function in the Minitab 18 software, which consisted of 80% soil and 20% EAFS. Specimens compacted at standard Proctor energy with optimaum moisture content were prepared and subjected to sealed curing in a moist chamber for 28 and 56 days. Triaxial repeated load tests were conducted to evaluate the results of permanent strain. It was observed that stabilizing the clay soil with EAFS reduced the accumulation of permanent deformation. However, the prolonged curing time for the analyzed mixtures was not significant in this aspect. Furthermore, for the stabilized mixtures, it was noted that most specimens reached Shakedown.

KEYWORDS: Soil stabilization. Electric arc furnace slag. Permanent deformation. Shakedown theory.

1 INTRODUÇÃO

Historicamente, o Brasil é um país que prioriza o modal rodoviário por meio de suas políticas de investimento em transporte. Atualmente, segundo dados da CNT (2022), o modal rodoviário é responsável por aproximadamente 65,0% de todo o transporte de cargas e por 95,0% do total de passageiros transportados no país. Considerando a pesquisa sobre rodovias da CNT (2022), verificou-se que somente 12,4% da extensão total das rodovias brasileiras são pavimentadas, ao passo que 78,5%, ou seja, cerca de 1,4 milhão de

quilômetros da malha rodoviária são não pavimentadas, o que afeta negativamente as condições de segurança e conforto dos usuários. Ainda segundo a CNT (2022) conclui-se que 61.311 quilômetros, ou seja, 55,5% da extensão total das rodovias pavimentadas, apresentam algum tipo de problema, seja no pavimento, na sinalização ou na geometria da via. Considerando esses três aspectos de forma conjunta, 31,1% encontram-se em estado regular, 18,6% em estado ruim e 5,8% em estado péssimo.

Dentre as patologias citadas na pesquisa rodoviária da CNT (2022) destacam-se o desgaste do pavimento, o trincamento por fadiga e os afundamentos por trilha de rodas. A capacidade de suporte do solo de subleito tem uma influência direta na condição estrutural de um pavimento, podendo ser um fator contribuinte para o afundamento nas trilhas de rodas (Huang, 2004). Melhorar as propriedades de engenharia do solo do subleito pode prolongar consideravelmente a vida útil de uma rodovia. A fim de melhorar o desempenho e garantir a segurança e estabilidade das estradas, pesquisas têm sido feitas para analisar a melhoria dos parâmetros de resistência de solos estabilizados utilizando materiais com propriedades aglomerantes como cal, cinza volante energética, cinza volante biológica, escória de aciaria, cimento (Lindh; Lemenkova, 2023), entre outros.

Nesse contexto de emprego de resíduos como agentes estabilizadores de solo, uma opção de material de baixo custo para uso em pavimentação que vem ganhando destaque são as escórias de aciaria, que são subprodutos da indústria siderúrgica gerados durante a produção de aço a partir da sucata (Terrones-Saeta et al., 2021). Wang et al. (2020) avaliaram misturas entre solo e escória de aciaria elétrica e mostraram que o aumento do teor de escória aumentou os valores de resistência à compressão não confinada e de índice CBR.

Deformações resilientes e permanentes, analisadas comumente sob carregamentos cíclicos, são a resposta geral do material de subleito, frequentemente avaliadas conforme a Teoria de *Shakedown*. Segundo essa teoria, o comportamento de um material pode ser categorizado em três grupos: *Shakedown* plástico, fluência plástica e colapso incremental (Wang; Zhuang, 2021). Estudos têm sido realizados com o propósito de avaliar a aplicabilidade da Teoria de *Shakedown* em materiais reciclados, atuando como materiais das camadas estruturais de um pavimento, submetidos a carregamentos cíclicos.

Posto isso, a proposta da presente pesquisa foi avaliar a utilização da escória de aciaria elétrica primária na estabilização de um solo argiloso, e verificar a aplicabilidade da Teoria de *Shakedown*.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

2.1.1 Amostra de Solo Argiloso

Para a realização dos ensaios foi utilizada uma amostra de solo residual proveniente de jazidas de empréstimo localizadas no município de Viçosa, estado de Minas Gerais, Brasil. A preparação dessa amostra para os ensaios geotécnicos de laboratório foi realizada conforme a norma técnica NBR 6457 (ABNT, 2016a).

Os ensaios realizados para fins de caracterização geotécnica das amostras de solos foram: i. Granulometria conjunta, conforme a norma técnica NBR 7181 (ABNT, 2018); ii. Limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP), conforme as normas técnicas NBR 6459 (ABNT, 2017a) e NBR 7180 (ABNT, 2016b), respectivamente; iii. Massa específica dos grãos do solo, conforme a norma técnica NBR 6458 (ABNT, 2017b); iv. Compactação na energia do Proctor Normal, conforme a norma técnica NBR 7182 (ABNT, 2020), para fins de determinação do peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dmáx}$) e do teor de umidade ótimo (w_{ot}) dos solos compactados. Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Caracterização e classificação geotécnica da amostra de solo analisada.

Parâmetro	Resultado
% argila (ϕ < 0,002 mm)	61
% silte (0,002 mm < ϕ < 0,06 mm)	14
% areia (0,06 mm < ϕ < 2 mm)	25
% pedregulho (2 mm < ϕ < 60 mm)	0
LL (%)	78
LP (%)	43
IP (%)	35
ρs (g/cm³)	2,869
$\gamma_{d,max}$ (kN/m³)	13,95
w_{ot} (%)	31,0
TRB	A-7-5 (20)
USC	MH
MCT	LG’

2.1.2 Amostra de EAEP

Para esta pesquisa foram coletadas amostras de escória de aciaria elétrica primária (EAEP) fornecidas por uma empresa que atua no setor de fabricação de tubos metálicos, localizada na região do Alto Paraopeba, estado de Minas Gerais, Brasil. Na sequência, as amostras foram moídas em equipamento de abrasão Los Angeles para redução da sua granulometria em partículas de diâmetros menores que 0,6 mm (peneira #30). Para proceder a redução das amostras de EAEP utilizou-se o procedimento PRO 199 (DNER, 1996b), e a preparação para a realização de ensaios de laboratório conforme a norma técnica NBR 6457 (ABNT, 2016a).

Os ensaios de caracterização física da amostra de EAEP moída foram realizados seguindo as metodologias preconizadas para caracterização de cimento, a saber: i. Distribuição granulométrica do material depois de passado na peneira de 0,6 mm, determinada por difração a laser conforme a norma ISO 13320 (ISO, 2020); ii. Finura por peneiramento, conforme a norma técnica NBR 11579 (ABNT, 2013); iii. Superfície específica, conforme a norma técnica NBR 16372 (ABNT, 2015); iv. Massa específica, conforme a NBR 16605 (ABNT, 2017c). O índice de finura por peneiramento da amostra de EAEP moída foi de 24,88%, considerado alto para materiais cimentícios no Brasil (Lopes et al., 2021). Em relação à massa específica dos sólidos o valor obtido foi de 3,7 g/cm³. A superfície específica pelo método de Blaine foi de 0,20 m²/g, valor próximo ao requerido para cimento Portland, o 55 qual deve ser superior a 0,24 m²/g (Diniz et al., 2017). A curva granulométrica da amostra de EAEP moída e da amostra de solo argiloso (S1) é apresentada na Figura 1.

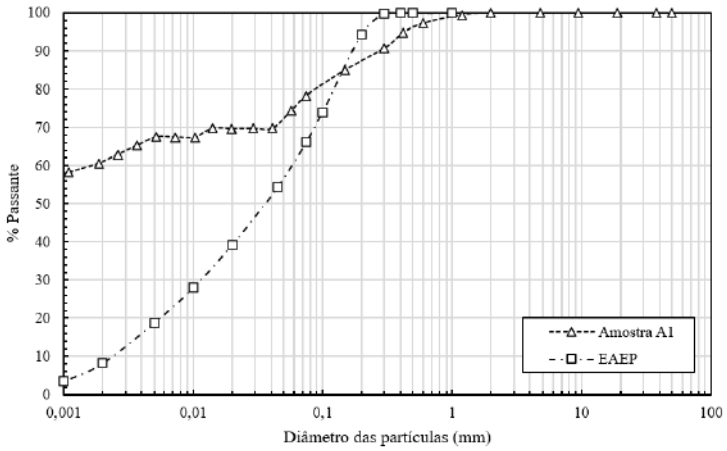


Figura 1 – Curva granulométrica da amostra de EAEP moída e da amostra de solo S1.

2.2 Métodos

A fim de determinar o comportamento sob a ótica da deformação permanente foram confeccionados nove corpos de prova para cada mistura apresentada na Tabela 2. Os corpos de prova foram confeccionados em

moldes cilíndricos com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm e submetidos a cura selada em filme PVC em câmara úmida por 28 dias e 56 dias. Posteriormente, foram realizados ensaios de compactação, visando a determinação dos parâmetros ótimos de compactação, na energia Proctor Normal, sem reuso de material e com secagem prévia, conforme a NBR 7182 (ABNT, 2020).

Tabela 2 – Misturas de solo argiloso-EAEP

Misturas	S1 natural ot	S1E ot/28	S1E ot/56
Teor de umidade	ótimo	ótimo	ótimo
Tempo de cura	0 dias	28 dias	56 dias

A avaliação da deformação permanente nos corpos de prova das amostras de solo no seu estado natural e nas misturas solo-EAEP foi conduzida de acordo com as diretrizes da norma técnica IE 179 (DNIT, 2018). O teste foi conduzido utilizando um equipamento de compressão triaxial de cargas repetidas, onde nove corpos de prova foram submetidos a 10.000 ciclos de carga. Na Tabela 3, são apresentados os estados de tensões utilizados em cada um dos nove corpos de prova para cada condição analisada neste estudo. Os ciclos de carga foram aplicados a uma frequência de 2 Hz, com 0,1 segundo de carregamento seguido por 0,4 segundo de repouso. O ensaio é realizado na condição drenada e as deformações obtidas são as deformações axiais dos corpos de prova.

Tabela 3 - Tensões atuantes nos corpos de prova.

Corpo de prova	Tensão Confinante (σ3) x Tensão Desvio (σd) (kPa)	Razão de tensões σ1/σ3
CP1	40 x 40	2
CP2	40 x 80	3
CP3	40 x 120	4
CP4	80 x 80	2
CP5	80 x 160	3
CP6	80 x 240	4
CP7	120 x 120	2
CP8	120 x 240	3
CP9	120 x 360	4

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 2 apresenta os resultados de deformação permanente da amostra de solo S1 em sua condição natural e teor de umidade ótimo, em mm, em função do número de aplicações de carga.

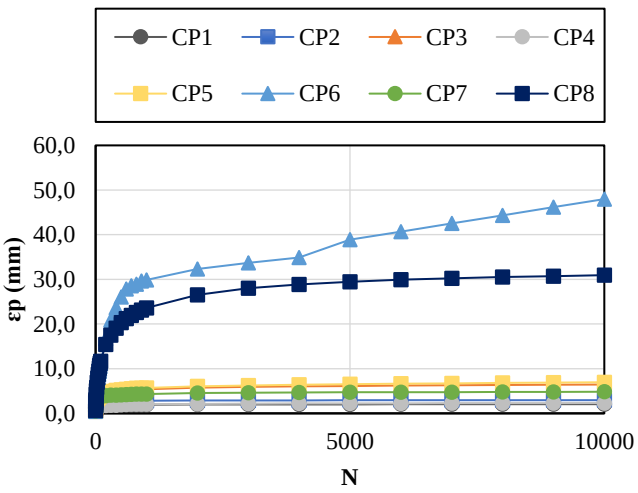


Figura 2 - Deformação permanente da amostra de solo S1 em sua condição natural e teor de umidade ótimo.

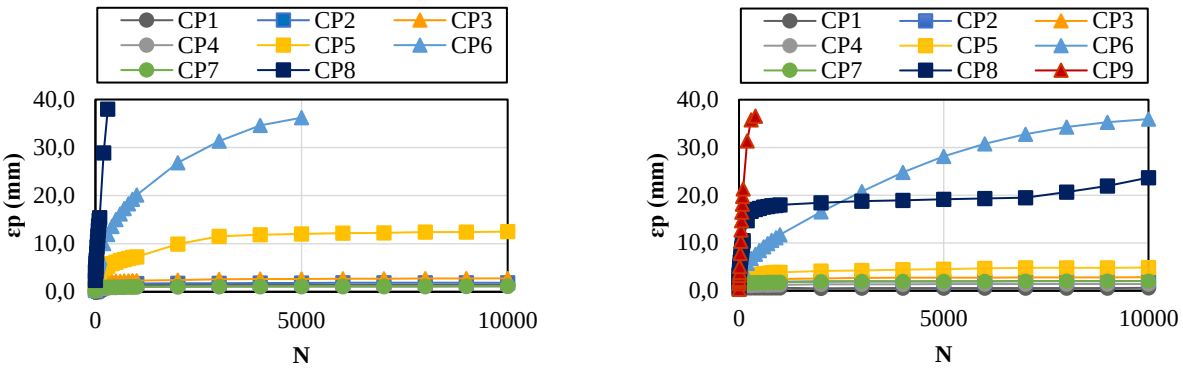
De acordo com a Figura 2 observou-se que a amostra de solo S1, em sua condição natural, apresentou valores de deformação permanente elevados; destacam-se os corpos de prova CP6 e CP8, cujos valores de ε_p ultrapassaram o valor de 30 mm (correspondente a 30% de deformação axial). Para os corpos de prova cuja tensão confinante é de 40 kPa (CP1, CP2 e CP3), observou-se que mesmo com o aumento da tensão desvio os valores de deformação permanente encontraram-se abaixo de 10 mm. Para alguns corpos de prova, mesmo com o aumento da tensão confinante e da tensão de desvio, as deformações axiais permaneceram abaixo de 10 mm, como exemplificado pelo CP4, CP5 e CP7. No entanto, para os pares de tensão 80 kPa x 240 kPa e 120 kPa x 240 kPa, observou-se o comportamento de fluência plástica, em que foi possível notar um progressivo aumento de deformação permanente após múltiplas aplicações de carga mesmo este estando com baixa taxa de acréscimo de deformação permanente (CP6 e CP8). Além disso, verificou-se que a amostra de solo S1 não suporta o ensaio quando submetido aos pares de tensão correspondentes a 120 kPa de tensão confinante e 360 kPa de tensão desvio (CP9), rompendo-se ainda no procedimento inicial do ensaio.

Para a condição supracitada, o fenômeno do *Shakedown* foi observado para o CP1, CP2, CP3, CP4, CP5 e CP7. O CP6 e o CP8 revelaram o comportamento de fluência plástica.

A Figura 3 apresenta os resultados de deformação permanente das misturas S1E ot/28 e S1E ot/56, em mm, em função do número de aplicações de carga, e a Tabela 4 evidencia a comparação entre os valores de deformação permanente para as misturas supracitadas para N igual a 10000.

Tabela 4 - Comparação dos valores de deformação permanente entre as misturas analisadas.

Corpo de prova	ε_p S1 ot (mm)	ε_p S1E ot /28 (mm)	ε_p S1E ot /56 (mm)
CP1	2,06	1,46	0,57
CP2	2,90	1,87	2,02
CP3	6,46	2,80	2,83
CP4	1,71	1,09	1,38
CP5	6,97	12,52	4,83
CP7	4,84	1,19	2,02



(a) S1E ot/28 (b) S1E ot/56

Figura 3 - Deformação permanente das misturas S1E ot/28 e S1E ot/56 em função do número de aplicação de cargas.

Em relação aos corpos de prova estabilizados com EAEP e ensaiados com tensão confinante de 40 kPa e tensões desvio de 40 kPa, 80 kPa e 120 kPa (CP1, CP2 e CP3), pôde-se observar que tanto para a cura de 28 dias quanto para a cura de 56 dias, o valor da deformação permanente diminuiu quando comparado ao solo na condição natural, esse fenômeno também foi observado para o par de tensão 120 kPa x 120 kPa (CP7). Tratando-se do CP5 (80 kPa x 160 kPa), no entanto, notou-se que a redução da ε_p ocorreu somente para a cura de 56 dias.

Para a cura de 28 dias, os valores de ε_p ultrapassaram 30 mm para o CP6 e CP8, evidenciando a condição de fluência plástica e colapso incremental, respectivamente, levando à interrupção do ensaio em um número de aplicações de carga iguais a 5000 e 300, ou seja, para ambos os casos não foi possível proceder à aplicação de carga para N igual a 10000. Em relação ao CP8 observou-se o rápido acúmulo de deformação permanente já no início do ensaio, atingindo o valor de 38,0mm antes de o ensaio ser paralisado. Ressalta-se que para este

tempo de cura também não foi possível proceder ao ensaio do CP9, submetido aos pares de tensão correspondentes a 120 kPa de tensão confinante e 360 kPa de tensão desvio.

Prolongando-se a cura para 56 dias, tornou-se possível proceder à finalização do ensaio do CP6 e CP8 (N=10000), ainda que os dois apresentassem a condição de fluência plástica. Pôde-se observar, inclusive, que embora o ensaio não tenha sido concluído (N = 400) por ter-se atingido o colapso incremental e, consequentemente, o limite máximo de ε_p da máquina, foi possível ensaiar o CP9, cujos pares de tensão foram 120 x 360 kPa.

Analisando-se os valores encontrados é possível notar que a adição de EAEP, que é um material granular e sem coesão, altera de modo distinto os corpos de prova ensaiados. Para baixas tensões desvio, a diminuição da deformação permanente pode ser explicada pela alteração da granulometria da mistura solo-escória. O prolongamento no tempo de cura, no entanto, não mostrou-se significativo na redução da deformação permanente. Com relação às tensões desvio de maior módulo, 240 kPa ou 360 kPa (CP6, CP8 e CP9), a adição de EAEP e o processo de cura não mostraram-se eficientes para redução de ε_p.

Esses resultados estão alinhados com a literatura técnica, pois uma maior razão de tensões torna a tensão desvio um fator de maior influência e nesse caso, a coesão dos materiais influencia bastante nos valores de rigidez e consequentemente, nos valores de deformações permanentes. Por outro lado, para menores razões de tensões, a tensão confinante se torna mais relevante, especialmente para materiais granulares, que aumentam sua rigidez com o aumento da tensão confinante (Medina e Motta, 2015).

Os resultados obtidos nesta pesquisa estão em consonância com os estudos realizados utilizando a escória de aciaria como material para estabilização (MOZEJKO; FRANCISCA, 2020; WANG *et al.*, 2020; YU *et al.*, 2021), ou seja, é notável que, mesmo em pequenas proporções, a adição de escória como agente estabilizador melhora as propriedades mecânicas do solo para baixos valores de razão de tensões, o que pode ser encontrado no subleito de pavimentos.

4 CONCLUSÕES

A estabilização das amostras de solo argiloso analisadas com EAEP demonstrou-se eficiente na redução da deformação permanente sob baixas tensões, como era esperado. Isso ocorre porque a adição de escória promove reações pozolânicas. No entanto, no caso da escória, essas reações não são suficientemente fortes para produzir alterações expressivas sob tensões mais elevadas.

Em relação ao tempo de cura em câmara úmida, observou-se que o prolongamento de 28 para 56 dias não resultou em alterações significativas. As amostras de solo estabilizadas com EAEP além de apresentarem redução nos valores de deformação permanente demonstraram também um acomodamento plástico (*Shakedown*).

Conclui-se, portanto, que a estabilização de solos com EAEP, na proporção de 20% em massa, pode reduzir os valores de deformação permanente, além de ser uma alternativa técnica viável, haja vista a melhoria das propriedades mecânicas analisadas, possibilitando seu emprego em obras de pavimentação e, concomitantemente, contribuindo para o aproveitamento desses resíduos diminuindo os impactos que esses produtos podem causar ao meio ambiente.

AGRADECIMENTOS

À UFV por disponibilizar toda estrutura necessária para a realização desse trabalho e aos colegas que colaboram com as atividades de laboratório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 11579. Cimento Portland – Determinação do índice de finura por meio da peneira 75 µm (nº200). Rio de Janeiro, 2013, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16372. Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (método de Blaine). Rio de Janeiro, 2015, 11p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16605. Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2017c, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6457. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016a, 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6458. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2017b, 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6459. Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2017a, 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7180. Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016b, 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7181. Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2018, 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7182. Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2020, 9p.

CNT, Confederação nacional do transporte. Anuário CNT do Transporte: Estatísticas Consolidadas. Brasília, 2022. Disponível em: https://anuariodotransporte.cnt.org.br/2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER – PRO 199. Redução de amostra de campo de agregado para ensaio de laboratório. Rio de Janeiro, 1996b, 5p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT – IE 179. Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio. Rio de Janeiro, 2018, 20p.

DINIZ, D. H.; CARVALHO, J. M. F. d.; MENDES, J. C.; PEIXOTO, R. A. F. Blast Oxygen Furnace Slag as Chemical Soil Stabilizer for Use in Roads. Journal of Materials in Civil Engineering, 29, n. 9, p. 04017118, 2017.

HUANG, Y. H. Pavement analysis and design. 2004. 0136552757.

LINDH, P.; LEMENKOVA, P. Laboratory Experiments on Soil Stabilization to Enhance Strength Parameters for Road Pavement. Transport and Telecommunication Journal, 24, n. 1, p. 73-82, 2023.

LOPES, E. C.; DA SILVA, T. O.; PITANGA, H. N.; PEDROTI, L. G. et al. Application of electric arc furnace slag for stabilisation of different tropical soils. International Journal of Pavement Engineering, p. 1-12, 2021.

MOZEJKO, C. A.; FRANCISCA, F. M. Enhanced mechanical behavior of compacted clayey silts stabilized by reusing steel slag. 239, p. 117901, 2020/04/10/ 2020.

RODRIGUES, K. H. d. P. Utilização de Resíduos Industriais na Estabilização de Solos Tropicais para Aplicação em Pavimentação. Orientador: SILVA, T. O. d. 2022. 231 f. (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa.

SILVA, M. F. d.; RIBEIRO, M. M. P.; FURLAN, A. P.; FABBRI, G. T. P. Effect of compaction water content and stress ratio on permanent deformation of a subgrade lateritic soil. Transportation Geotechnics, 26, p. 100443, 2021/01/01/ 2021.

TERRONES-SAETA, J. M.; SUÁREZ-MACÍAS, J.; IGLESIAS-GODINO, F. J.; CORPAS-IGLESIAS, F. A. Development of High Resistance Hot Mix Asphalt with Electric Arc Furnace Slag, Ladle Furnace Slag, and Cellulose Fibers from the Papermaking Industry. Applied Sciences, 11, n. 1, 2021.

WANG, K.; ZHUANG, Y. Characterizing the permanent deformation Response-Behavior of subgrade material under cyclic loading based on the shakedown theory. Construction and Building Materials, 311, p. 125325, 2021/12/13/ 2021.

WANG, S.; LI, X.; REN, K.; LIU, C. Experimental Research on Steel slag Stabilized Soil and its Application in Subgrade Engineering. Geotechnical and Geological Engineering, 38, n. 5, p. 4603-4615, 2020/10/01 2020.
WEI, X.; LIU, H.; KU, T. Microscale analysis to characterize effects of water content on the strength of cement-stabilized sand–clay mixtures. Acta Geotechnica, 15, n. 10, p. 2905-2923, 2020/10/01 2020.

YU, C.; CUI, C.; WANG, Y.; ZHAO, J. et al. Strength performance and microstructural evolution of carbonated steel slag stabilized soils in the laboratory scale. Engineering Geology, 295, p.

WANG, S.; LI, X.; REN, K.; LIU, C. Experimental Research on Steel slag Stabilized Soil and its Application in Subgrade Engineering. Geotechnical and Geological Engineering, 38, n. 5, p. 4603-4615, 2020/10/01 2020.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/412

Influência da Estrutura do Solo na Erodibilidade Sob Diferentes Condições de Campo

Laura Maria Gonçalves Ferreira
Aluna do Curso de Engenharia Civil, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, laura.mg.ferreira@unesp.br

Mariana Ferreira Benessiuti Motta
Professora Assistente Doutora, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, mariana.motta@unesp.br

Paulo Valladares Soares
Professor Assistente Doutor, UNESP/FEG, Guaratinguetá, SP, Brasil, paulo.valladares@unesp.br

RESUMO: A constante ocorrência de processos erosivos associados a obras de engenharia faz com que seja necessário compreender melhor a suscetibilidade dos solos à erosão, sendo a erodibilidade um dos principais fatores condicionantes para que isto ocorra. Este estudo analisou a erodibilidade de um perfil de solo em talude na região de Guaratinguetá a partir do uso do equipamento de Inderbitzen, o qual satisfatoriamente analisou a tendência de desagregação de partículas do solo a partir da erosão hídrica, com diferentes inclinações, vazões e condições de umidade. Além disso, os ensaios também foram realizados em amostras reconstituídas com o mesmo índice de vazios das indeformadas de um mesmo solo. Para cada ensaio, foram avaliadas as massas de solo erodido na imposição de um fluxo de água constante, em intervalos de 1, 5, 10 e 20 minutos. As amostras em condição saturada obtiveram uma menor taxa de solo erodido; além disso, foi possível notar que com uma maior vazão, o aumento da inclinação significava o aumento da perda. Por fim, as amostras reconstituídas com um mesmo solo e umidade apresentou uma perda acumulada maior. O solo foi classificado com erodibilidade média a alta frente à erosão hídrica.

PALAVRAS-CHAVE: erosão superficial, inderbitzen, taxa de erosão, amostras indeformadas, amostras reconstituídas.

ABSTRACT: The constant occurrence of erosive processes associated with engineering works necessitates a better understanding of soil susceptibility to erosion, with erodibility being one of the main conditioning factors for this to occur. This study analyzed the erodibility of a soil profile on a slope in the Guaratinguetá region using the Inderbitzen equipment, which satisfactorily analyzed the trend of soil particle disaggregation due to water erosion, considering different inclinations, flow rates, and moisture conditions. Furthermore, the tests were also conducted on reconstituted samples with the same void ratio as undisturbed samples of the same soil. For each test, the masses of eroded soil were evaluated under constant water flow, at intervals of 1, 5, 10, and 20 minutes. Samples under saturated conditions exhibited a lower rate of soil erosion; additionally, it was observed that higher flow rates resulted in increased loss with increased inclination. Finally, reconstituted samples with the same soil and moisture content showed higher cumulative loss. The soil was classified as having medium to high erodibility in the face of water erosion.

KEYWORDS: surface erosion, Inderbitzen, erosion rate, undisturbed samples, reconstituted samples.

1 INTRODUÇÃO

A constante ocorrência de problemas derivados da evolução de processos erosivos associados a obras de engenharia, tais como a execução de perfis de cortes rodoviários e obras de drenagem para coleta e transporte de águas pluviais em vias urbanas e rurais, aponta a necessidade de identificação da susceptibilidade à erosão de terrenos através de critérios que levem em consideração as propriedades geotécnicas envolvidas nesse processo (SILVA *et al.*, 2020).

Em diversas regiões do mundo são enfrentados problemas com a erosão do solo, sendo a erodibilidade do solo uma característica fundamental que influencia diretamente a suscetibilidade de uma área à erosão hídrica e eólica. Conforme afirmado por Wischmeier e Smith (1978), "a erodibilidade do solo é a propriedade

que reflete a habilidade relativa de um solo resistir à erosão quando submetido às forças de impacto da chuva e ao escorrimento superficial". Além disso, constitui uma das propriedades de comportamento dos solos de maior complexidade em função dos grandes números de fatores físicos, químicos, biológicos e mecânicos intervenientes (BASTOS, 1999).

O ensaio de Inderbitzen se mostra como importante ferramenta para a compreensão da erodibilidade de uma amostra de solo, consistindo em um equipamento para verificar a perda de solo de uma amostra utilizando parâmetros como declividades do terreno, comprimento de rampa e condições de escoamento (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2006).

A obtenção de amostras indeformadas é fundamental para garantir a representatividade das propriedades do solo, uma vez que permite a avaliação de parâmetros como porosidade, densidade, resistência à compressão, condutividade hidráulica e capacidade de retenção de água. Todavia, por conta do seu alto custo e trabalho para obtenção, se trata de uma prática comum a reconstituição de amostras indeformadas, o que pode impactar na modelagem e no planejamento de práticas de conservação do solo e água.

Neste contexto, este trabalho partiu do objetivo de avaliar a influência da estrutura do solo na erodibilidade talude da região de Guaratinguetá, a partir da utilização do equipamento de Inderbitzen com amostras tanto indeformadas quanto reconstituídas para diferentes condições de teor de umidade inicial, vazão e inclinação.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Solo Estudado

A região para o desenvolvimento do estudo faz parte da Bacia Ribeirão Guaratinguetá. O solo foi coletado no bairro Pingo de Ouro, município de Guaratinguetá, no estado de São Paulo, no Instituto Lucas Amoroso – ILA, coordenadas 22°46'47"S 45°15'00"W, conforme figura 1.

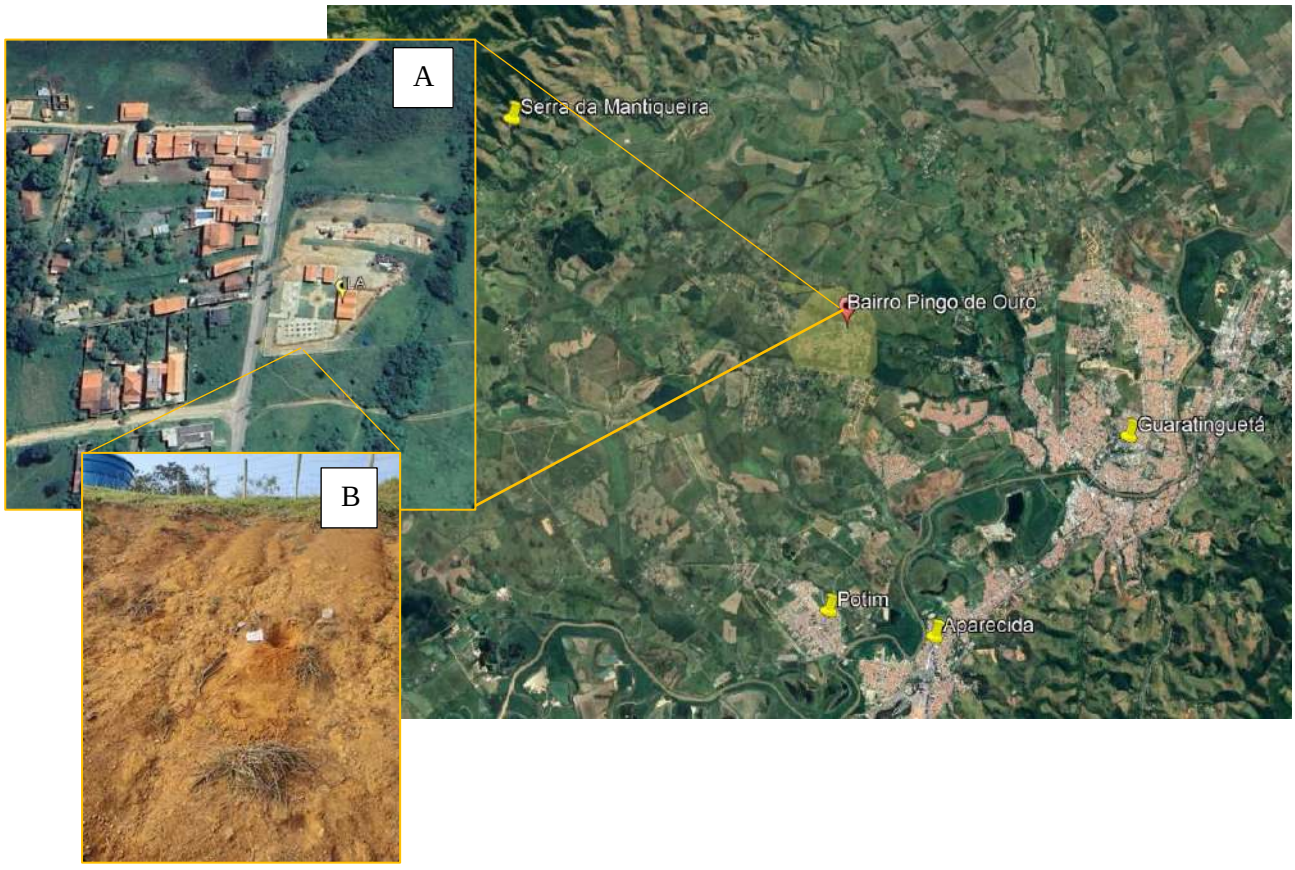


Figura 1. Localização da Área de Estudo A) Região e B) Talude.

Foram coletadas amostras de solo indeformadas em anéis de PVC e metálicos com diâmetro de 10 cm e altura de 5 cm, assim como amostras deformadas a serem utilizadas para reconstituição. De acordo com Pereira (2022), o solo é constituído de uma argila arenosa (classificação ABNT) de baixa plasticidade, como pode ser observado nas tabelas 1 e 2. De posse desses dados, Pereira (2022) avaliou qualitativamente que o solo em questão apresenta um grau de média a média-alta susceptibilidade à erosão hídrica.

Tabela 1. Caracterização do solo. Fonte: Pereira, 2022.

Propriedade	Valor	Unidade
Limite de Liquidez	50,08	%
Limite de Plasticidade	33,19	%
Índice de Plasticidade	16,89	%
Classificação ABNT	Argila Arenosa	-
Classificação SUCS	ML	-
Densidade Relativa dos Grãos	2,744	g/cm³

Tabela 2. Caracterização granulométrica. Fonte: Pereira, 2022.

Classificação ABNT	Granulometria	%
Pedregulho	> 2,0 mm	5,7
Areia	0,06 a 2 mm	31,5
Silte	0,06 a 0,002 mm	6,9
Argila	< 0,002 mm	55,9
D10	-	-
D30	-	-
D50	-	-
D60	-	0,036

3.2 Preparação das Amostras

As amostras indeformadas foram armazenadas a fim de conservar sua umidade no trajeto do campo ao laboratório, onde passaram por pesagem, aferição de umidade e preparadas para o ensaio nas condições seca ao ar e saturadas.

Na condição saturada, as amostras foram colocadas em um recipiente, acima de pedras porosas com papel filtro, mantendo um nível d'água, onde o processo de saturação ocorreu por capilaridade por pelo menos 3 dias.

Na condição seca ao ar, as amostras ficaram por pelo menos 3 dias exposta ao ar no Laboratório de Mecânica dos Solos da Faculdade de Engenharia e Ciências do Campus Guaratinguetá, sem contato com possíveis precipitações, conforme figura 2 abaixo.

Figura 2. Amostras indeformadas em processo de A) saturação e B) secagem.

Ademais, para a reconstituição de amostras foi utilizado solo coletado em amostras deformadas e seco em estufa a fim de garantir a determinação de sua umidade. As amostras foram reconstituídas com o mesmo índice de vazios da amostra indeformada e adicionada água a fim de manter o teor de umidade original. O processo de saturação ou secagem seguiu o mesmo padrão das amostras indeformadas.

3.3 Ensaios de Inderbitzen

Foi realizada a confecção de um aparelho de Inderbitzen (Figura 3) a partir de uma adaptação de uma mesa de desenho, sendo assim possível a mudança de inclinação. O vão possui um diâmetro de 10 cm, a abertura do canal inicial de 40 cm e final de 9 cm, possuindo um comprimento de escoamento de água de 67 cm no total.

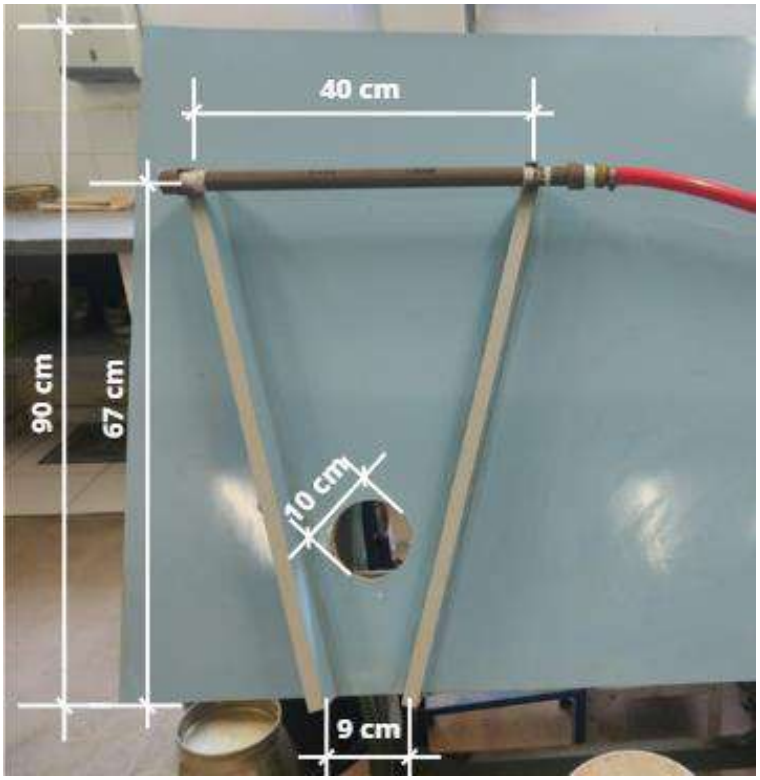


Figura 3. Aparelho de Inderbitzen adaptado.

Para o controle da vazão foi instalado um hidrômetro, a fim de acompanhar e controlar a vazão utilizada no equipamento. Além disso, foi utilizada uma mangueira com furos para que a água fosse distribuída ao longo do vão da rampa de forma uniforme.

As amostras indeformadas foram ensaiadas nas inclinações de 10, 20 e 45º, variando entre as vazões de 0,003 e 0,006 m³/min, com amostras saturadas por capilaridade e amostras secas ao ar. Visando comparar o efeito da estrutura do solo na erodibilidade, optou-se por avaliar as amostras reconstituídas nas três inclinações mencionadas, para a vazão de 0,003 m³/min, considerando somente as amostras saturadas por capilaridade.

O material solo desagregado e água escoada foi coletado separadamente nos tempos de 1, 5, 10 e 20 minutos e, posteriormente, passado na peneira #400. Todo o solo retido foi então levado à estufa para secagem, permitindo obter a massa de solo erodido pela amostra a cada tempo de coleta. A Figura 4 ilustra um exemplo de amostra reconstituída ao início e fim do ensaio.

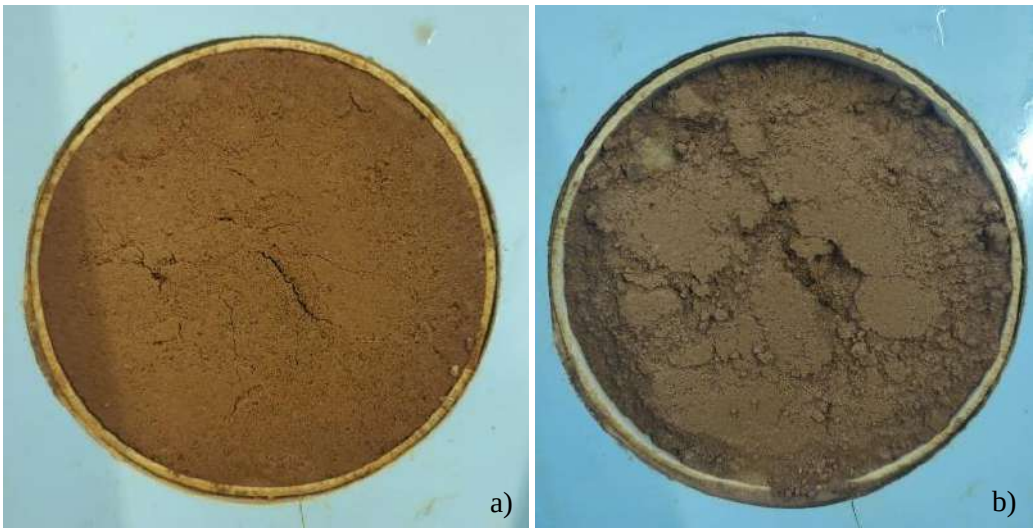


Figura 4. Amostra reconstituída A) antes e B) após ensaio.

4 RESULTADOS

As figuras 5 e 6 a seguir mostram a evolução da perda de massa de solo nas amostras indeformadas, considerando a maior e menor vazão, respectivamente. As amostras que se encontravam em condição saturada apresentaram menores perdas durante o ensaio, havendo a maior concentração de perda de material durante os primeiros 5 minutos, para ambas as vazões testadas.

Os resultados permitem verificar que a secagem aumenta o potencial de desagregação do solo, assim como Bastos (1999) traz que os solos mais argilosos tem aumento significativo na taxa de erodibilidade em amostras secas ao ar.

É possível notar também que para a maior vazão estudada – 0,006 m³/min – o aumento da inclinação significou o aumento da perda de solo. Enquanto na menor vazão – 0,003 m³/min – o efeito foi o oposto, de tal forma que a inclinação de 10º possuiu valores significativamente maiores que a de 45º. Sendo assim, o aumento da erosão em uma maior vazão se dá com o aumento da inclinação e, consequentemente, da velocidade da água escoando.

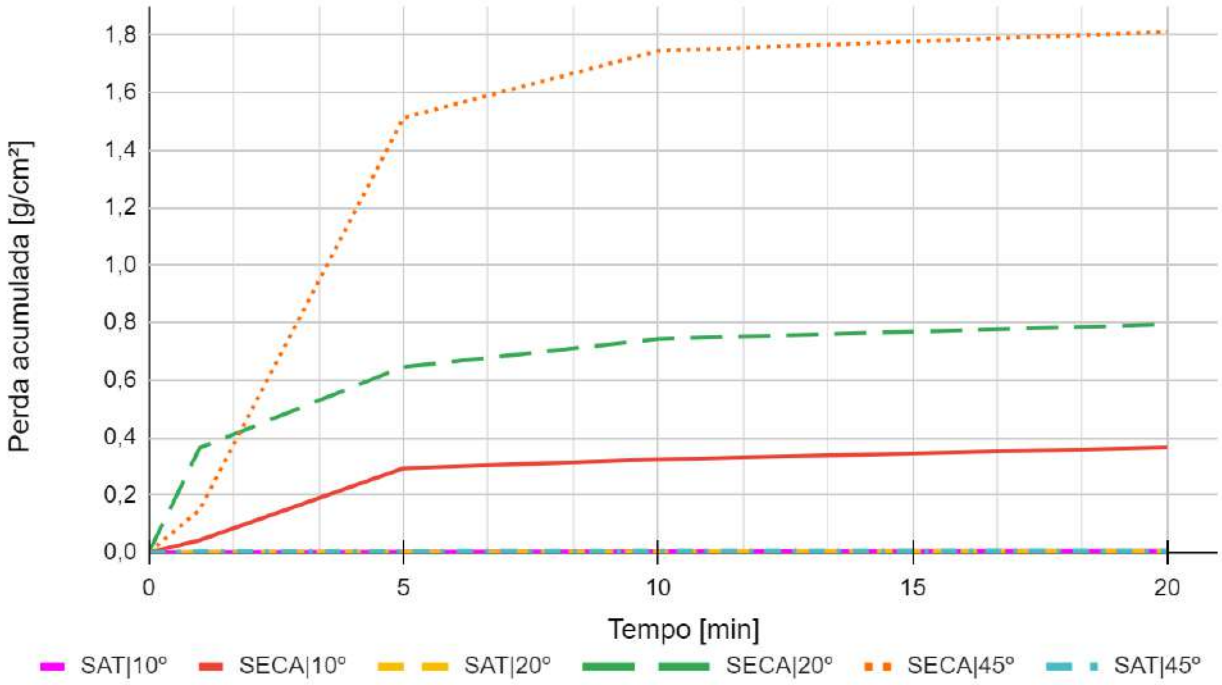


Figura 5. Ensaio em amostras indeformadas na vazão 0,006 m³/min.

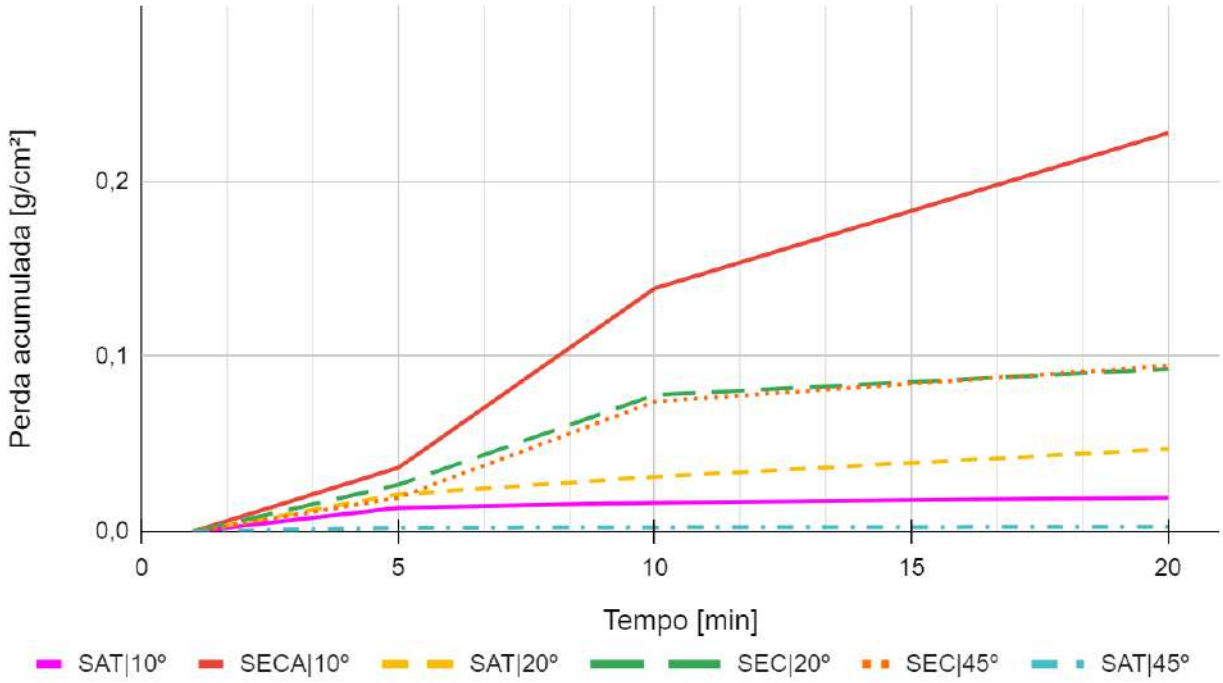


Figura 6. Ensaio em amostras indeformadas na vazão 0,003 m³/min.

A partir destes dados, determinou-se a taxa de erodibilidade K e classificação do solo em cada ensaio conforme tabela 3, levando em consideração a proposta de Bastos (1999), em que:

- Baixa erodibilidade – $K < 0{,}001$ g/cm²/min/Pa
- Mediana erodibilidade – $0{,}001 \leq K \leq 0{,}1$ g/cm²/min/Pa
- Alta erodibilidade – $K > 0{,}1$ g/cm²/min/Pa.

Tabela 3. Taxa de erodibilidade e classificação do solo quanto à susceptibilidade a erosão.

Inclinação	Vazão [L/min]	Condição	Taxa de Erodibilidade [g/cm²/min/Pa]	Erodibilidade
10º	3	Seca	0,281	Alta
		Saturada	0,021	Mediana
	6	Seca	0,263	Alta
		Saturada	0,0036	Mediana
20º	3	Seca	0,07	Mediana
		Saturada	0,043	Mediana
	6	Seca	0,424	Alta
		Saturada	0,0027	Mediana
45º	3	Seca	0,089	Mediana
		Saturada	0,0024	Mediana
	6	Seca	1,32	Alta
		Saturada	0,0053	Mediana

A partir de métodos indiretos, Pereira (2022) avaliou este solo nas condições indeformadas de campo concluindo que o mesmo apresenta comportamento de média a alta susceptibilidade a erodibilidade, ou seja, baixa resistência aos processos erosivos hídricos. Desta forma, este estudo complementa os dados já obtidos no solo, mostrando que o ensaio de Inderbitzen apresenta um resultado coerente com outras metodologias, classificando o solo com uma erodibilidade média a alta frente à erosão hídrica.

Ademais, as amostras reconstituídas, para um mesmo anel, mantendo-se o mesmo índice de vazios e teor de umidade inicial, apresentaram maior perda acumulada, conforme tabela 4. Desta forma é possível compreender melhor a importância da obtenção de amostras indeformadas para análise de determinado solo, pois ao ser reconstituída, a amostra pode apresentar valores diferentes dos reais. Tal fato reforça a importância da estrutura do solo na erodibilidade do mesmo.

Tabela 4. Comparativo entre amostras indeformadas e reconstituídas.

Condição	Inclinação	Tipo de Amostra	Perda acumulada [g/cm²]				
			0 min	1 min	5 min	10 min	20 min
Saturada	10º	Indeformada	0	0,014	0,017	0,019	0,023
		Reconstituída	0	0,006	0,017	0,024	0,035
Saturada	20º	Indeformada	0	0,021	0,031	0,047	0,070
		Reconstituída	0	0,010	0,037	0,065	0,121
Saturada	45º	Indeformada	0	0,002	0,003	0,003	0,003
		Reconstituída	0	0,017	0,021	0,027	0,031

Para uma declividade de 10º houve o aumento de 52% de perda acumulada da amostra reconstituída em comparação com a indeformada, já para a inclinação de 20º houve um aumento de 73%, de tal forma que quanto maior a declividade, maior a diferença entre ambos valores. Todavia, em termos de classificação a partir da taxa de erodibilidade, tanto as amostras indeformadas quanto as reconstituídas são classificadas com mediana erodibilidade.

5 CONCLUSÃO

A erodibilidade do solo se trata de uma característica fundamental e que influencia diretamente sua suscetibilidade frente à erosão hídrica. Tal característica mostra a resistência do solo quando submetido a

forças de impacto de chuva e escoamento superficial. Devido a esta importância, este estudo avaliou a influência da estrutura do solo na erodibilidade do mesmo para diferentes condições de teor de umidade inicial, vazão e inclinação.

Neste estudo os casos mais críticos, classificados com erodibilidade alta, se tratam de amostras indeformadas na condição seca ao ar e, principalmente, na maior vazão estudada – de 0,006 m³/min – em todas as inclinações analisadas. As amostras previamente saturadas mostraram uma erodibilidade mediana, se mostrando mais resistentes ao processo erosivo.

Ao comparar amostras indeformadas e reconstituídas, observa-se que a perda acumulada de solo nos ensaios é cerca de pelo menos 50% maior em amostras reconstituídas do que indeformadas. Tal fato mostra que mesmo mantendo os mesmos índices físicos do solo, o processo de reconstituição implica em perda das características fundamentais associadas ao processo erosivo. Todavia, vale ressaltar que quando determinada a taxa de erodibilidade das amostras reconstituídas, obteve-se a mesma classificação do solo indeformado analisado, de erodibilidade mediana.

Por fim, verifica-se que a avaliação de forma direta da erodibilidade do solo em um talude na região de Guaratinguetá com a utilização do equipamento de Inderbitzen, o classificando como solo de mediana e alta erodibilidade, corrobora com a avaliação indireta realizada por Pereira (2022).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BASTOS, C. A. B. *Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados.* Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 303p. 1999.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. *Processos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro.* Universidade de Brasília, Brasília. FINATEC, 464 p. 2006.

PEREIRA, C. R. B. *Avaliação de erodibilidade em um solo do bairro Pingo de Ouro, Guaratinguetá/SP*. TCC, Curso de Engenharia Civil, UNESP, 92f. 2022.

SILVA, T. O.; PITANGA, H. N.; DIAS NETO, S. L. S.; FERRAZ, R. L.; PAES, B. S. T. Potencial erosivo de solos tropicais a partir de ensaios geotécnicos de avaliação direta e indireta. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG. *Revista Geociências*, UNESP/São Paulo, v. 39, n. 2, p. 573 – 584, 2020.

WISCHMEIER, W. H.; SMITH, D. D. *Predicting rainfall erosion losses—a guide to conservation planning.* Washington, D.C.: USDA Handbook, 1978.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/413

Influência da Geomorfologia e da Declividade na Elaboração de Carta de Suscetibilidade a Movimentos de Massa

Graziele Fernandes Garcia
Discente, UNESP, Bauru, Brasil, graziele.garcia@unesp.br

Anna Silvia Palcheco Peixoto
Docente, UNESP, Bauru, Brasil, anna.peixoto@unesp.br

RESUMO: O crescimento urbano aliado a alteração no clima está alterando o regimento das chuvas, induzindo a ocorrência de desastres cada vez mais severos. Diante disso, foi realizado um levantamento dos desastres de origem geotécnica, hidrológica e meteorológica, nas cidades de Caraguatatuba, São Sebastião e Ubatuba, do litoral norte do estado de São Paulo, para o período de 1980 a 2019. O objetivo da pesquisa é avaliar a influência da geomorfologia e da declividade na ocorrência de movimentos de massa e, a partir disso, elaborar uma carta de suscetibilidade. A análise desses fatores envolveu o modelo digital de elevação (MDE) do portal TopoData e o Mapa Geomorfológico do IBGE, juntamente com complementos do software livre QGis. Dessa maneira, conclui-se que desastres de origem geológica se encontram majoritariamente em regiões de médias a altas declividades, com relevo escarpado, as de origem hidrológica prevalecem em declividades muito baixas, em terrenos mais planos, e as de origem meteorológica não são influenciados pelos fatores analisados. Assim, foi possível obter informações que auxiliam e direcionam o monitoramento de áreas mais suscetíveis.

PALAVRAS-CHAVE: Declividade, geomorfologia, suscetibilidade, movimentos de massa.

ABSTRACT: The convergence of urban growth and climate change is reshaping rainfall patterns, exacerbating the severity of disasters. In response, a comprehensive survey of geotechnical, hydrological, and meteorological disasters was undertaken in the cities of Caraguatatuba, São Sebastião, and Ubatuba, situated on the north coast of São Paulo state, spanning from 1980 to 2019. The research aims to evaluate how geomorphology and slope steepness influence mass movement occurrences, with the ultimate goal of producing a susceptibility map. The analysis of these factors involved the digital elevation model (DEM) from the TopoData webpage and the Geomorphological Map from IBGE, along with supplementary data from the open-source software QGIS. Thus, it was concluded that geological disasters are mostly found in regions with moderate to high slopes and rugged terrain, while hydrological disasters prevail in areas with very low slopes and flatter terrain. Meteorological disasters, however, are not significantly influenced by the analyzed factors. Consequently, valuable information was obtained to aid and guide the monitoring of more susceptible areas.

KEYWORDS: Slope, geomorphology, susceptibility, mass movements.

1 INTRODUÇÃO

Desastres de origem geotécnica e hidrológica são eventos frequentes no Brasil. De acordo com Silva, Pinto e Freitas (2016), eventos climáticos extremos, como chuvas intensas e estiagens, estão aumentando sua frequência, levando ao aumento de ocorrências de inundações, deslizamentos, entre outros. Adicionalmente, atividades antropogênicas, como ocupação desornada e desmatamento, aumentam a vulnerabilidade das encostas, agravando a situação.

De acordo com Sobreira & Souza (2012), define-se como suscetibilidade a potencialidade de processos geológicos, como movimentos gravitacionais de massa, inundações, alagamentos, corridas e erosões, além de outros processos, causarem transformações do meio físico, independentemente de suas consequências para as atividades humanas.

Metodologias para mapeamento de movimentos de massa requerem análise de diferentes fatores condicionantes, dentre eles estão a geomorfologia e a declividade. (SANDES, 2023).

A geomorfologia estuda a origem e a estrutura das formas de relevo, que também estão ligadas ao processo de ocupação humana e, por isso, podem ser agentes principais nos processos de escorregamentos. (SANDES, 2023).

A declividade é definida como a inclinação da superfície do terreno em relação à horizontal, podendo variar de 0° a 90°. Declividades acentuadas favorecem a ruptura do solo, gerando escorregamentos, quedas e tombamento de rochas. (VALERIANO, 2018; GABERTI & ROBAINA, 2017)

Segundo o Ministério do Desenvolvimento Regional & a Universidade Federal de Santa Catarina (2022), o Brasil registrou, entre 1991 e 2020, 1146 ocorrências de movimentos de massa, em que 69% delas estão concentradas na região Sudeste. Os impactos trazidos por eles estão presentes principalmente nos setores de habitação e infraestrutura, além de serem o segundo evento com maior número de óbitos no Brasil. Assim, são necessárias medidas que prevejam e mitiguem os desastres em todo o território.

Dessa maneira, o objetivo dessa pesquisa é realizar a espacialização das ocorrências de queda de barreiras, escorregamentos, deslizamentos e erosão, com sua avaliação em função da geomorfologia e declividade, para a elaboração de uma carta de suscetibilidade.

2 METODOLOGIA

A área selecionada para a realização da carta de suscetibilidade compreende três cidades litorâneas do estado de São Paulo, de grande circulação turística, sendo elas Caraguatatuba, São Sebastião e Ubatuba. A escolha foi pautada no alto índice pluviométrico da região durante o verão, que aumenta consideravelmente a incidência da ocorrência de desastres no local. Para melhor analisar a área, foram utilizados a espacialização das ocorrências cadastradas no banco de dados do IPMet (PELLEGRINA, 2011) e o software QGIS.

Na Tabela 1, é apresentada a quantificação dos tipos de desastres obtidos pelo banco de desastres naturais do IPMet, no período de 1980 a 2019. Os desastres geológicos englobaram quedas de barreira, deslizamentos de terra, erosões e escorregamento de encostas. Os desastres hidrológicos abrangeram inundações, alagamentos e enxurradas. Para desastres meteorológicos foram quantificados aqueles com a ocorrência de frentes frias/zonas de convergência, tempestades de raios, chuvas intensas e vendavais. Tais dados foram espacializados no QGis e estão apresentados na Figura 1.

Tabela 1. Quantificação dos dados da Defesa Civil por desastres e município

Cidades	Tipo de desastre		
	Geológico	Hidrológico	Meteorológico
Caraguatatuba	13	18	2
São Sebastião	28	35	7
Ubatuba	22	30	8
Total	63	79	17

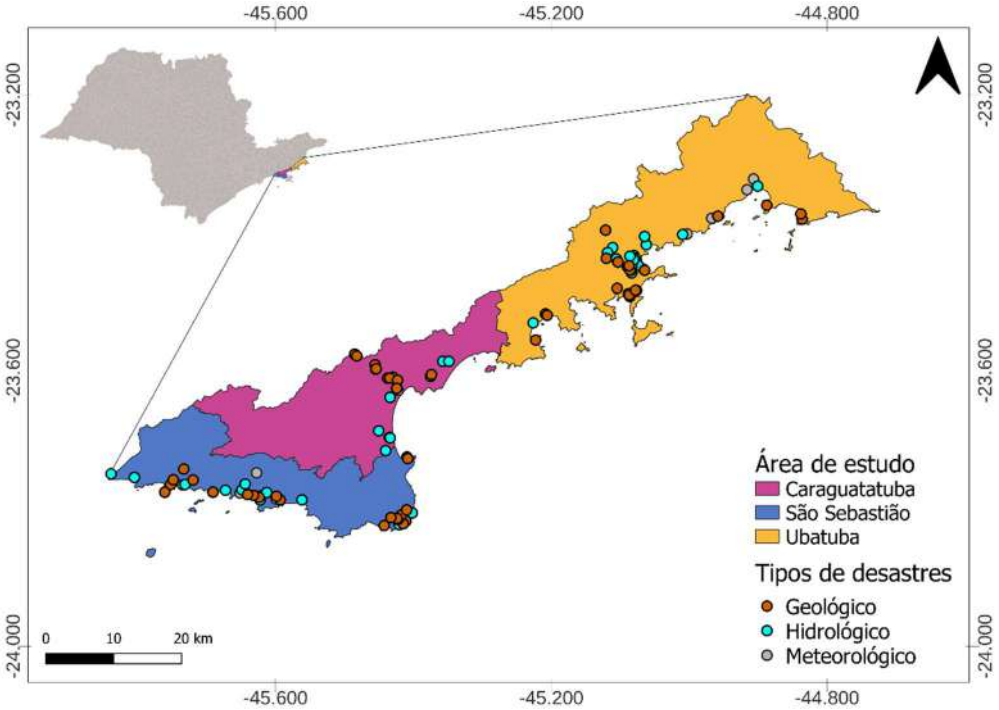


Figura 1. Espacialização dos desastres naturais na área de estudo

Através do modelo digital de elevação (MDE) disponível no portal TopoData, foi possível obter as informações das declividades nas cidades de estudo, através da função do QGis de análise de declividade em arquivos do tipo raster. A declividade foi subdividida em áreas de inclinação igual a 0 a 3% (plano), 3 a 8% (suave ondulado), 8 a 20% (ondulado), 20 a 45% (forte ondulado), 45 a 75% (montanhoso) e 75 a 100% (escarpado), seguindo a classificação sugerida pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA, 1999).

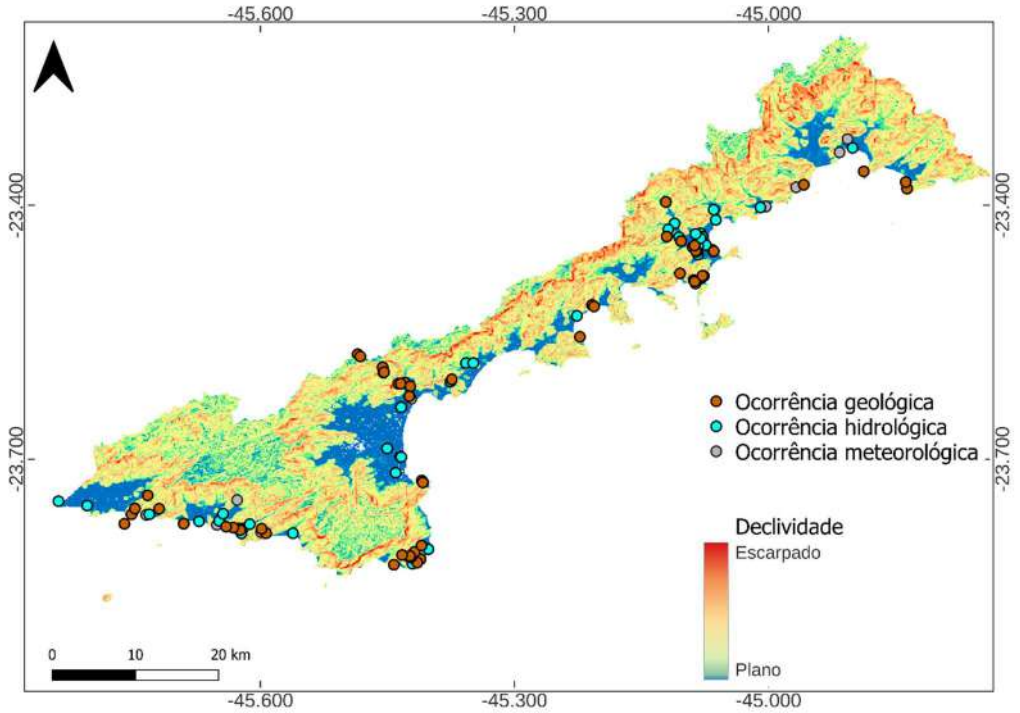


Figura 2. Caracterização declividade

Para a análise da geomorfologia, foram usados dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2023), que apresentou as seguintes classificações para a área de estudo: Escarpas e reversos da Serra do Mar; Formas agradacionais atuais e subatuais interioranas; e Planícies deltaicas, estuarinas e praiais.

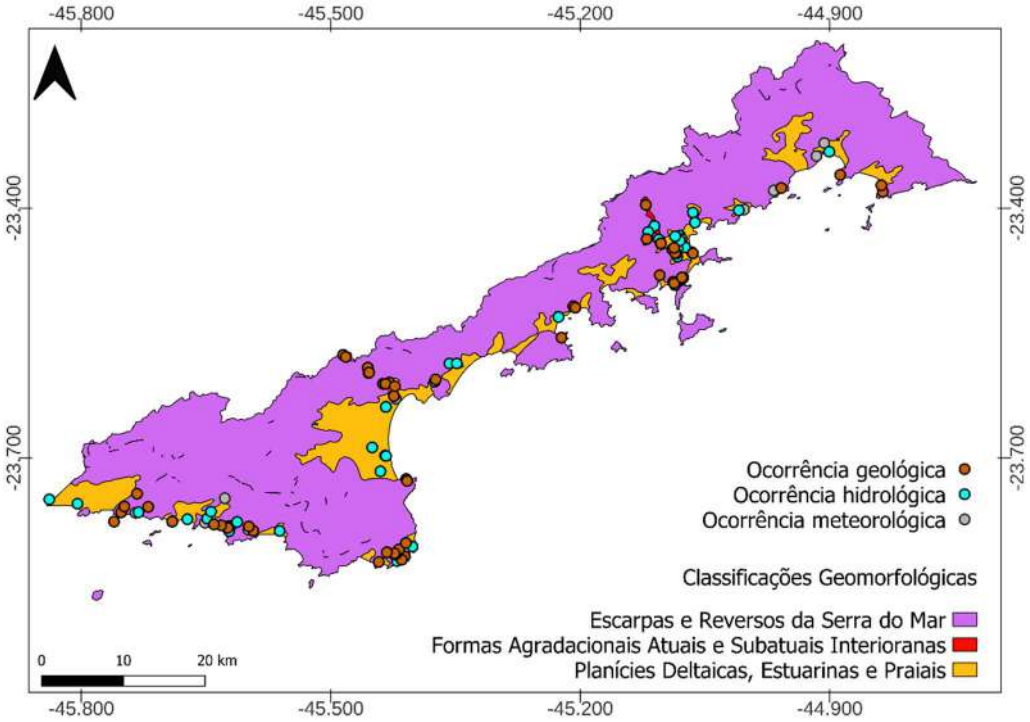


Figura 3. Caracterização geomorfologia

Foram quantificadas as frequências de cada tipo de ocorrência em cada subdivisão da declividade e da geomorfologia e, em seguida, tal valor foi dividido pelo número total de desastres do tipo de ocorrência correspondente. Posteriormente, as divisões resultantes foram normalizadas através da Equação 1. Com os dados de cada tipo de ocorrência, atribuindo a cada dado individual o valor da faixa normalizada em que se encontra, tanto de declividade quanto de geomorfologia, e em seguida somando esses valores e os normalizando novamente, cada tipo de ocorrência foi subdividida em faixas de muita baixa (0 a 0,2), baixa (0,2 a 0,4), média (0,4 a 0,6), alta (0,6 a 0,8) e muito alta (0,8 a 1) suscetibilidade à ocorrência de desastres geológicos, hidrológicos e meteorológicos.

$$x_n = \frac{(x - x_{mín})}{(x_{máx} - x_{mín})} \quad (1)$$

Em que: X_n = variável n normalizada, x = variável a ser normalizada, $x_{mín}$ = valor mínimo obtido nesse critério entre todos os eventos e $x_{máx}$ = valor máximo obtido nesse critério entre todos os eventos.

3 RESULTADOS

Com o cruzamento das informações de declividade obtidas do MDE e da localização dos dados anteriormente espacializados, é possível verificar a influência das diferentes classes de declividade em cada tipo de ocorrência, como pode ser visto nas Tabela 2, 3 e 4.

Tabela 2. Caracterização da declividade para ocorrências de origem geológica

Caracterização (%)	Número de ocorrências	Ocorrências/Total	Faixa normalizada	Classificação
0 a 3	5	0,079	0,167	Muito baixa
3 a 8	7	0,111	0,250	Baixa
8 a 20	14	0,222	0,542	Média
20 a 45	25	0,397	1,000	Muito alta
45 a 75	11	0,175	0,417	Média
Acima de 75	1	0,016	0,000	Muito baixa
Total	63	1		

Tabela 3. Caracterização da declividade para ocorrências de origem hidrológica

Caracterização (%)	Número de ocorrências	Ocorrências/Total	Faixa normalizada	Classificação
0 a 3	46	0,582	1,000	Muito alta
3 a 8	10	0,127	0,217	Baixa
8 a 20	10	0,127	0,217	Baixa
20 a 45	8	0,114	0,196	Muito baixa
45 a 75	5	0,051	0,087	Muito baixa
Acima de 75	0	0,000	0,000	Muito baixa
Total	79	1		

Tabela 4. Caracterização da declividade para ocorrências de origem meteorológica

Caracterização (%)	Número de ocorrências	Ocorrências/Total	Faixa normalizada	Classificação
0 a 3	8	0,471	1,000	Muito alta
3 a 8	1	0,059	0,125	Muito baixa
8 a 20	0	0,000	0,000	Muito baixa
20 a 45	7	0,412	0,875	Muito alta
45 a 75	1	0,059	0,125	Muito baixa
Acima de 75	0	0,000	0,000	Muito baixa
Total	17	1		

A partir desses dados, é possível verificar que, para desastres de origem geológica, a maior parte das ocorrências encontra-se na classe forte ondulada, com declividades de 20 a 45%. Tal resultado é coerente, visto que, em áreas de maior declividade, existe uma maior atuação da força da gravidade, que facilita a ocorrência de movimentos de massa. Já para as ocorrências de origem hidrológica, a maior parte dos dados encontra-se em áreas de declividade plana, entre 0 e 3%, o que também é compreensível, tendo em vista a dificuldade de a água escoar em superfícies com menor inclinação, ocasionando inundações e alagamentos. Os desastres de caráter apenas meteorológico tiveram presença tanto em áreas planas, como mais íngremes.

Com a normalização dos dados da geomorfologia, foram obtidas as Tabelas 5, 6 e 7, apresentadas a seguir.

Tabela 5. Caracterização da geomorfologia para ocorrências de origem geológica

Caracterização	Número de ocorrências	Ocorrências/Total	Faixa normalizada	Classificação
Escarpas e reversos da Serra do Mar	51	0,810	1,000	Muito alta
Planícies deltaicas, estuarinas e praiais	11	0,175	0,200	Muito baixa
Formas agradacionais atuais e subatuais interioranas	1	0,016	0,000	Muito baixa
Total	63	1		

Tabela 6. Caracterização da geomorfologia para ocorrências de origem hidrológica

Caracterização	Número de ocorrências	Ocorrências/Total	Faixa normalizada	Classificação
Escarpas e reversos da Serra do Mar	25	0316	0,458	Média
Planícies deltaicas, estuarinas e praiais	51	0,646	1,000	Muito alta
Formas agradacionais atuais e subatuais interioranas	3	0,038	0,000	Muito baixa
Total	79	1		

Tabela 7. Caracterização da geomorfologia para ocorrências de origem meteorológica

Caracterização	Número de ocorrências	Ocorrências/Total	Faixa normalizada	Classificação
Escarpas e reversos da Serra do Mar	10	0,588	1,000	Muito alta
Planícies deltaicas, estuarinas e praiais	7	0,412	0,700	Alta
Formas agradacionais atuais e subatuais interioranas	0	0,000	0,000	Muito baixa
Total	17	1		

Dessa maneira, conclui-se que, para ocorrências de origem geológica, a classe geomorfológica predominante é Escarpas e reversos da Serra do Mar, o que condiz com o esperado, pois em relevos escarpados, ou seja, que apresentam declive acentuado, é mais favorável o acontecimento de deslizamentos, enquanto para ocorrências de origem hidrológica predominam as Planícies deltaicas, estuarinas e praiais, que se apresenta como um relevo pouco acidentado, desfavorecendo o escoamento de águas provenientes de chuvas, ocasionando os desastres hidrológicos.

Através da união dos dados da declividade e da geomorfologia, foram obtidas cartas de suscetibilidade a ocorrências de origem geológica, hidrológica e meteorológica. A carta de cada origem (geológica, hidrológica, e meteorológica) encontra-se nas Figuras 4, 5 e 6.

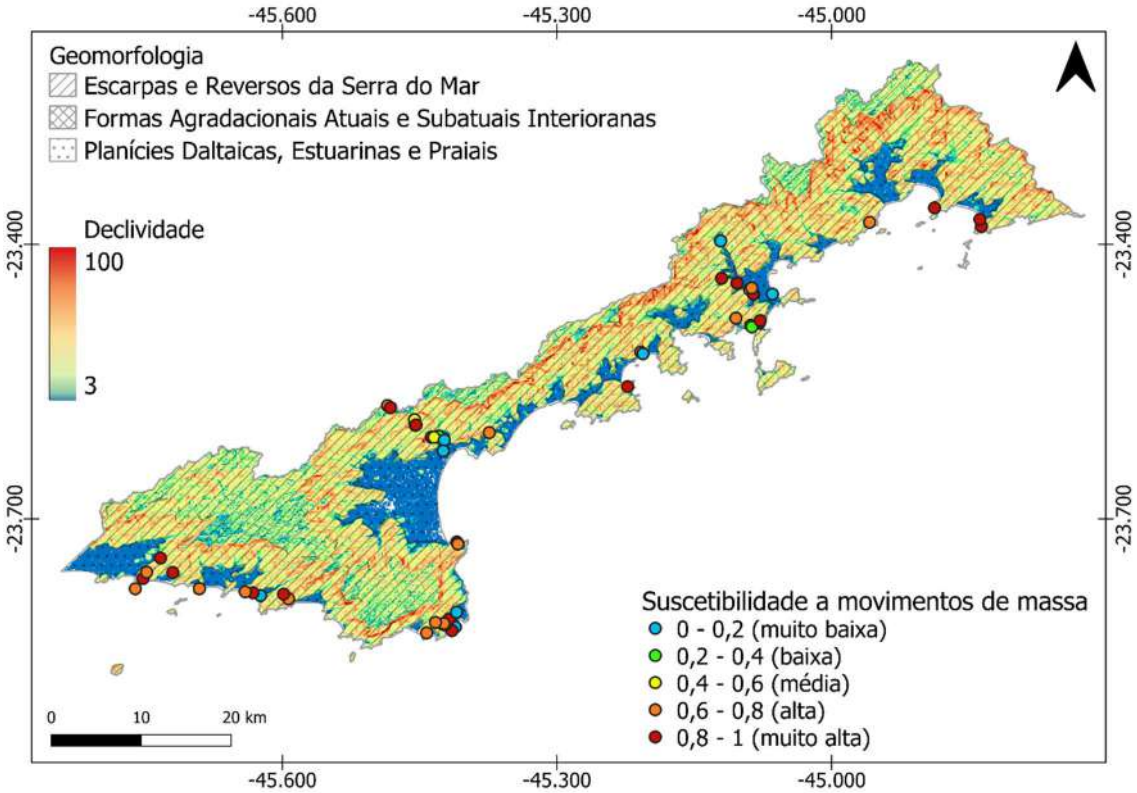


Figura 4. Carta de suscetibilidade a ocorrências de origem geológica

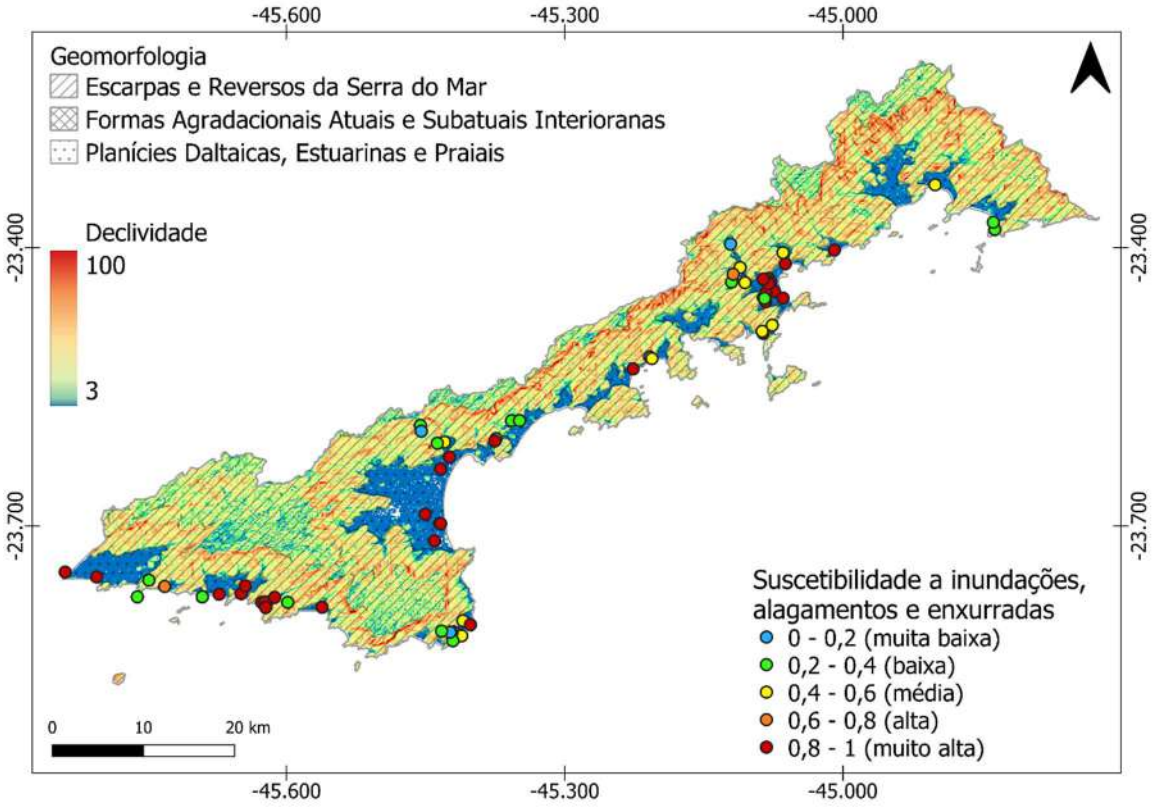


Figura 5. Carta de suscetibilidade a ocorrências de origem hidrológica

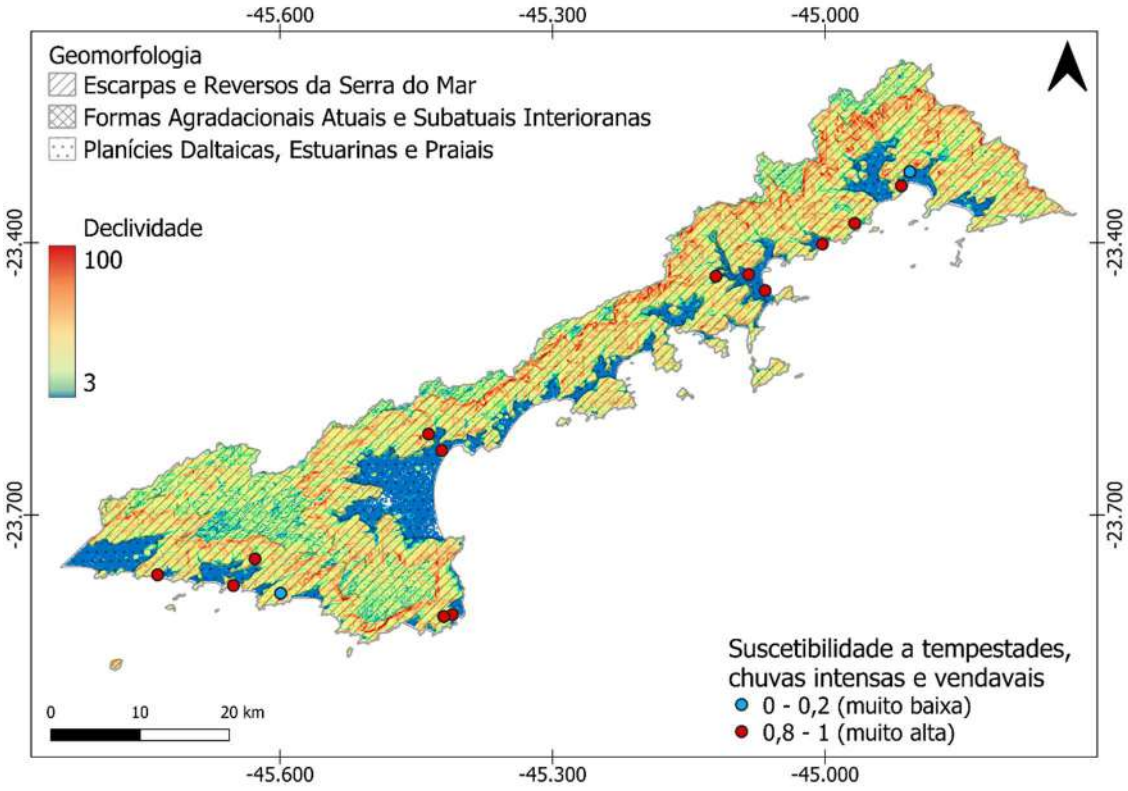


Figura 6. Carta de suscetibilidade a ocorrências de origem meteorológica

4 CONCLUSÕES

A análise dos mapas levou à conclusão que eventos geológicos predominam em áreas de altas a médias declividades e relevo escarpado, enquanto os hidrológicos predominam em áreas mais planas, com baixas declividades. Também, eventos meteorológicos não são influenciados pela declividade e pela geomorfologia.

Portanto, diferentes áreas das cidades de estudo merecem atenção devido a diferentes desastres ambientais. Dando enfoque aos desastres de origem geológica, que causam maior perda humana e material, deve-se atentar a construções irregulares em encostas de morros para que exista menores danos às comunidades.

Entretanto, não é fácil o resguardo do levantamento dessas obras, visto que em grande parte tais edificações são instaladas em lugares suscetíveis a catástrofes naturais pela falta de terrenos seguros e acessíveis à população. Assim, torna-se necessário o estudo de outros fatores condicionantes, tal como o uso e ocupação do solo na região, que consiste na próxima etapa desta pesquisa.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro ao processo nº 2023/12662-0 Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pela bolsa de iniciação científica da primeira autora.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

EMBRAPA (1999). *Manual de classificação dos solos*. Brasília, CNPS.

IBGE (2023). *Geomorfologia 1:250.000*. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/geociencias/informacoes-ambientais/geomorfologia/10870-geomorfologia.html?=&t=downloads>. Acesso em 3 mar. 2024.

Ministério do Desenvolvimento Regional; Universidade Federal de Santa Catarina (2022) *A P&DC e os 30 anos de desastres no Brasil: (1991 – 2020).* Florianópolis: Fepese. 64 p.

Pellegrina, G. J. (2011) *Proposta de um procedimento metodológico para o estudo de problemas geoambientais com base em banco de dados de eventos atmosféricos severos.* Dissertação de mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, UNESP.

Sandes, M. S. (2023) *Mapeamento de risco de movimentos de massa em corredores rodoviários*: estudo de caso na BR-116. 2023. 134 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru.

Silva, A. C. P.; Pinto, R. W. P.; Freitas, M. M. (2016) *Avaliação de políticas públicas relacionadas aos desastres naturais no Brasil, entre 1990 – 2014.* Ambiência: Revista do Setor de Ciências Agrárias e Ambientais, Guarapuava, v. 12, n. 4, p. 885-900.

Sobreira, F. G.; Souza, L. A. (2012) *Cartografia Geotécnica Aplicada ao Planejamento Urbano.* Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, v. 2, p. 79-97.

Zuquette, L. (2018) *Riscos, desastres e eventos naturais perigosos:* aspectos conceituais na análise e estimativa de riscos. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier.

Zuquette, L. (2018) *Riscos, desastres e eventos naturais perigosos*: fontes de eventos perigosos. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/414

Influência Do Teor De Umidade Na Redução Da Deformação Permanente No Solo Argiloso Estabilizado Com Escória De Aciaria Elétrica Primária

Bruna Martins de Melo
Graduanda em Engenharia Civil, UFV, Viçosa, Brasil, bruna.m.melo@ufv.br.

Klaus Henrique de Paula Rodrigues
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, klaushenrique@hotmail.com.

Taciano Oliveira da Silva
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, taciano.silva@ufv.br

Heraldo Nunes Pitanga
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, heraldo.pitanga@ufv.br

Juliana Rodrigues Silva
Graduanda em Engenharia Civil, UFV, Viçosa, Brasil, juliana.r.silva@ufv.br

RESUMO: O presente trabalho investigou a influência do teor de umidade em misturas solo-escória no que tange a redução de deformações permanentes no subleito; além de verificar a aplicabilidade da teoria de *Shakedown*. Para isso, utilizaram-se amostras de solo e de escória de aciaria elétrica primária (EAEP), na proporção 80% de solo e 20% de EAEP, baseado na metodologia de planejamento experimental em rede simplex-centróide. Foram confeccionados 36 corpos de prova na energia Proctor normal, sendo 18 no teor de umidade ótimo e 18 no teor de umidade 1% abaixo do teor ótimo, em seguida, foram submetidos à cura selada em câmara úmida por 28 e 56 dias. Procedeu-se à realização dos testes triaxiais de cargas repetidas para a avaliação dos resultados de deformação permanente. Observou-se que a diminuição no teor de umidade gerou uma redução expressiva no acúmulo da deformação permanente. O prolongamento do tempo de cura, no entanto, não se mostrou eficaz nesse aspecto. Além disso, notou-se que muitos corpos de prova compactados no teor de umidade ótimo, mesmo submetidos ao processo de cura em câmara úmida, não atingiram o *Shakedown*, ao passo que para a condição compactada 1% abaixo do teor ótimo somente o corpo de prova submetido ao maior estado de tensões não atingiu o *Shakedown*.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização de solos. Escória de aciaria elétrica primária. Teor de umidade. Deformação permanente. Teoria de *Shakedown*.

ABSTRACT: This study investigates the influence of moisture content in soil-slag mixtures on the reduction of permanent deformations in the subgrade and evaluates the applicability of the Shakedown theory. Samples of soil and electric arc furnace slag (EAFS) were used in a ratio of 80% soil to 20% EAEP, based on the experimental design methodology using a simplex- centroid network. Thirty-six specimens were prepared using standard Proctor energy, 18 at optimum moisture content and 18 at 1% below optimum moisture content. They were then sealed and cured for 28 and 56 days in a humid chamber. Triaxial tests with repeated loads were performed to evaluate the results of permanent deformation. It was found that the decrease in moisture content led to a significant reduction in the accumulation of permanent deformation, while the extended curing time did not prove effective in this respect. It was also found that many specimens compacted at optimum moisture content did not achieve shakedown even after moist curing. In contrast, for the specimens that were compacted at 1% below the optimum moisture content, only the specimen that was subjected to the highest stress level did not achieve Shakedown.

KEYWORDS: Soil stabilization. Electric arc furnace slag. Moisture content. Permanent deformation. *Shakedown* theory.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento populacional mundial aliado ao desenvolvimento socioeconômico e à crescente urbanização fez surgir a necessidade de investimentos em infraestrutura urbana, sobretudo nas regiões metropolitanas onde o tráfego se tornou considerável. De acordo com a CNT (2022) concluiu-se que 55,5% da extensão total das rodovias pavimentadas apresentam algum tipo de problema, seja no pavimento, na sinalização ou na geometria da via. Dentre as patologias citadas na pesquisa rodoviária da CNT (2022) destacam-se o desgaste do pavimento, as trincas e os afundamentos por trilha de rodas.

O solo de subleito é um possível responsável para o desenvolvimento do afundamento nas trilhas de rodas, sendo que sua capacidade de suporte influencia diretamente na condição estrutural de um pavimento (Huang, 2004). Uma melhoria das propriedades de engenharia do solo do subleito pode aumentar significativamente a vida útil de uma rodovia. A solução mais utilizada para alcançar essa finalidade é a estabilização de solos que pode ser química ou granulométrica (Rodrigues, 2022). Nesse contexto, uma opção de material de baixo custo para uso em pavimentação que vem ganhando destaque são as escórias de aciaria (Terrones-Saeta et al., 2021).

Outro fator que merece destaque no que tange às alterações das propriedades geotécnicas de um solo é o teor de umidade. Wei; Liu e Ku (2020) estudaram os efeitos do teor de umidade na resistência à compressão não confinada de areias argilosas estabilizadas com cimento. Os resultados mostraram que a resistência mecânica das misturas cimentadas aumentou com o teor de umidade até um valor limite, a partir do qual houve um decréscimo no valor da resistência mecânica. Além das alterações supracitadas, o efeito do teor de umidade tem sido estudado para avaliar os impactos na deformação permanente do solo. O problema da deformação permanente nos subleitos tem se agravado e apesar de sua parcela ser pequena quando da aplicação de um determinado carregamento, mas por não ser recuperável, pode se tornar expressiva quando um número elevado de repetições de carga é aplicado (Silva et al., 2021).

A resposta geral do material de subleito sob carregamentos cíclicos é comumente analisada através de deformações resilientes e permanentes, as quais são frequentemente avaliadas com base na Teoria de *Shakedown*. De acordo com essa teoria, o comportamento de um material pode ser agrupado em três categorias nomeadas como *Shakedown* plástico, fluência plástica e colapso incremental (Wang; Zhuang, 2021). Estudos têm sido realizados com o propósito de avaliar a aplicabilidade da Teoria de *Shakedown* em materiais reciclados, atuando como materiais das camadas estruturais de um pavimento, submetidos a carregamentos cíclicos (Ghorbani *et al*., 2021; Mohammadinia *et al*., 2020; Wang; Zhuang, 2021).

Posto isso, a proposta da presente pesquisa foi avaliar a influência teor de umidade na deformação permanente de um solo argiloso estabilizado com escória de aciaria elétrica primária e, concomitantemente, analisar a aplicabilidade da Teoria de *Shakedown.*

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

2.1.1 Amostra de Solo Argiloso

Para a realização dos ensaios foi utilizada uma amostra de solo residual proveniente de jazidas de empréstimo localizadas no município de Viçosa, estado de Minas Gerais, Brasil. A preparação dessa amostra para os ensaios geotécnicos de laboratório foi realizada conforme a norma técnica NBR 6457 (ABNT, 2016a).

Os ensaios realizados para fins de caracterização geotécnica das amostras de solos foram: i. Granulometria conjunta, conforme a norma técnica NBR 7181 (ABNT, 2018); ii. Limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP), conforme as normas técnicas NBR 6459 (ABNT, 2017a) e NBR 7180 (ABNT, 2016b), respectivamente; iii. Massa específica dos grãos do solo, conforme a norma técnica NBR 6458 (ABNT, 2017b); iv. Compactação na energia do Proctor Normal, conforme a norma técnica NBR 7182 (ABNT, 2020), para fins de determinação do peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dmáx}$) e do teor de

umidade ótimo (w_{ot}) dos solos compactados. Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica são apresentados na Tabela 1. A amostra de solos foi classificada segundo a Metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), de acordo com a CLA 259 (DNER, 2023), e segundo os sistemas de classificação de solos TRB (*Transportation Research Board*), conforme a M 145-91 (AASHTO, 2017), e USC (*Unified Soil Classification*), conforme a D2487 (ASTM, 2017).

Tabela 1 - Caracterização e classificação geotécnica da amostra de solo analisada.

Parâmetro	Resultado
% argila (ϕ < 0,002 mm)	61
% silte (0,002 mm < ϕ < 0,06 mm)	14
% areia (0,06 mm < ϕ < 2 mm)	25
% pedregulho (2 mm < ϕ < 60 mm)	0
LL (%)	78
LP (%)	43
IP (%)	35
ρs (g/cm³)	2,869
$\gamma_{d,max}$ (kN/m³)	13,95
w_{ot} (%)	31,03
TRB	A-7-5 (20)
USC	MH
MCT	LG’

2.1.2 Amostra de EAEP

Para esta pesquisa foram coletadas amostras de escória de aciaria elétrica primária (EAEP) fornecidas por uma empresa que atua no setor de fabricação de tubos metálicos, localizada na região do Alto Paraopeba, estado de Minas Gerais, Brasil. Na sequência, as amostras foram moídas em equipamento de abrasão Los Angeles para redução da sua granulometria em partículas de diâmetros menores que 0,6 mm (peneira #30). Para proceder a redução das amostras de EAEP utilizou-se o procedimento PRO 199 (DNER, 1996b), e a preparação para a realização de ensaios de laboratório conforme a norma técnica NBR 6457 (ABNT, 2016a).

Os ensaios de caracterização física da amostra de EAEP moída foram realizados seguindo as metodologias preconizadas para caracterização de cimento, a saber: i. Distribuição granulométrica do material depois de passado na peneira de 0,6 mm, determinada por difração a laser conforme a norma ISO 13320 (ISO, 2020); ii. Finura por peneiramento, conforme a norma técnica NBR 11579 (ABNT, 2013); iii. Superfície específica, conforme a norma técnica NBR 16372 (ABNT, 2015); iv. Massa específica, conforme a NBR 16605 (ABNT, 2017c). O índice de finura por peneiramento da amostra de EAEP moída foi de 24,88%, considerado alto para materiais cimentícios no Brasil (Lopes et al., 2021). Em relação à massa específica dos sólidos o valor obtido foi de 3,7 g/cm³. A superfície específica pelo método de Blaine foi de 0,20 m²/g, valor próximo ao requerido para cimento Portland, o qual deve ser superior a 0,24 m²/g (Diniz et al., 2017). A curva granulométrica da amostra de EAEP moída é apresentada na Figura 1.

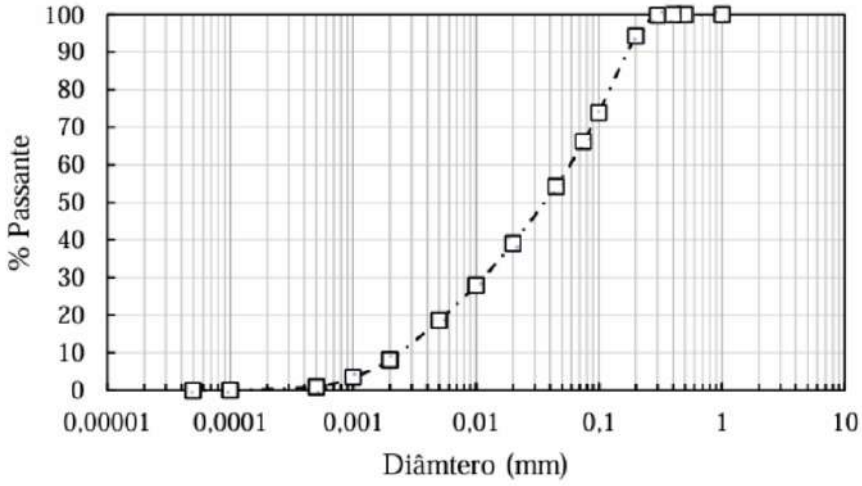


Figura 1 – Curva granulométrica da amostra de EAEP moída.

2.2 Métodos

Utilizou-se nesta pesquisa uma mistura de 80% de solo e 20% de EAEP, em relação à massa seca da mistura. A fim de determinar o comportamento sob a ótica da deformação permanente foram confeccionados nove corpos de prova para cada mistura apresentada na Tabela 2. Os corpos de prova foram confeccionados em moldes cilíndricos com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm e submetidos a cura selada em filme PVC em câmara úmida por 28 dias e 56 dias. Posteriormente, foram realizados ensaios de compactação, visando a determinação dos parâmetros ótimos de compactação, na energia Proctor Normal, conforme a NBR 7182 (ABNT, 2020).

Tabela 2 – Misturas de solo argiloso-EAEP

Misturas	SE -1/28	SE -1/56	SE ot/28	SE ot/56
Teor de umidade	-1%	-1%	ótimo	ótimo
Tempo de cura	28 dias	56 dias	28 dias	56 dias

SE = mistura solo-escória
-1 = teor de umidade 1% abaixo do teor de umidade ótimo
ot = teor de umidade ótimo
28 = 28 dias de cura em câmara úmida
56 = 56 dias de cura em câmara úmida

O ensaio de deformação permanente dos corpos de prova das amostras de solo no estado natural e das misturas solo-EAEP foram realizados conforme a norma técnica IE 179 (DNIT, 2018). O ensaio foi realizado em um equipamento de compressão triaxial que aplica ciclos de cargas em nove corpos de prova, cada um sendo submetido à 10.000 ciclos de cargas. A Tabela 3 apresenta o estado de tensões atuantes em cada um dos nove corpos de prova para cada condição analisada nesta pesquisa. Os ciclos de carregamentos foram realizados na frequência de 2 Hz, sendo 0,1 segundo para a aplicação de carga e 0,4 segundo sem a aplicação do carregamento.

Tabela 3 - Tensões atuantes nos corpos de prova.

Corpo de prova	Tensão Confinante (σ3) x Tensão Desvio (σd) (kPa)	Razão de tensões σ1/σ3
CP1	40 x 40	2
CP2	40 x 80	3
CP3	40 x 120	4
CP4	80 x 80	2
CP5	80 x 160	3
CP6	80 x 240	4
CP7	120 x 120	2
CP8	120 x 240	3
CP9	120 x 360	4

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 2 apresenta os resultados de deformação permanente da amostra de solo, em mm, em função do número de aplicações de carga.

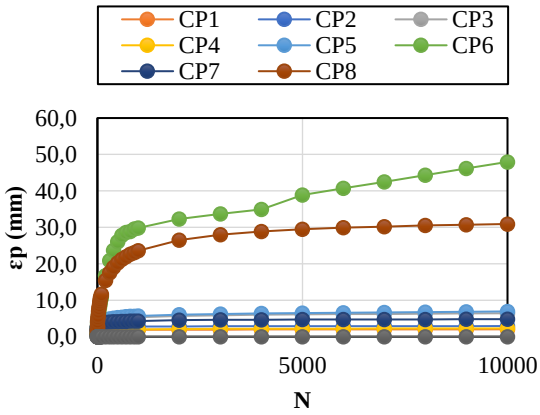
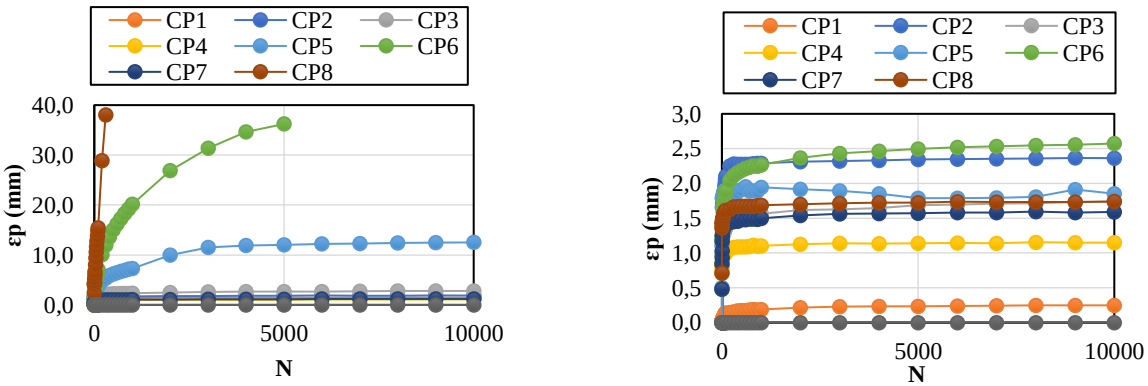


Figura 2 - Deformação permanente da amostra de solo em função do número de aplicação de cargas.

Observou-se que a amostra de solo S1, em sua condição natural, apresentou valores de deformação permanente elevados. Destacam-se os corpos de prova CP6 e CP8, cujos valores de ε_p ultrapassaram 30 mm, correspondente a 30% de deformação axial.

A Figura 3 apresenta os resultados de deformação permanente das misturas SE ot /28 e SE -1 /28, em mm, em função do número de aplicações de carga.



(a) SE ot/28 (b) SE -1/28

Figura 3 - Deformação permanente das misturas SE ot/28 e SE -1/28 em função do número de aplicação de cargas.

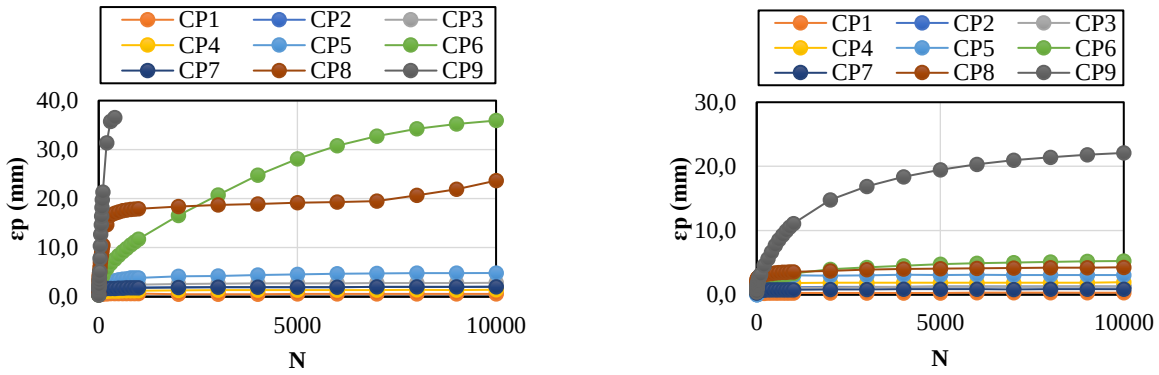
A adição de EAEP considerando 28 dias de cura e o teor de umidade ótimo alterou de forma distinta os corpos de prova CP5, CP6 e CP8 do restante dos outros corpos de prova. Os CP5, CP6 e CP8, que representam razão de tensões mais elevados apresentaram maiores deformações quando comparados aos mesmos CPs de solo puro o que pode ser explicado pela perda de coesão devido a adição de EAEP que é um material granular e sem coesão. Já para os outros corpos de prova, que representam menores razões de tensões, a diminuição da deformação permanente pode ser explicada pela alteração da granulometria da mistura solo-escória. Esses resultados estão de acordo com a literatura técnica, pois uma maior razão de tensões implica em tornar a tensão desvio mais relevante, e nesse caso a coesão dos materiais tem grande influencia nas deformações, enquanto que para menores razões de tensões, a tensão confinante passa a ser relevante, principalmente para materiais granulares, que aumentam de rigidez com o aumento da tensão confinante (Medina e Motta, 2015).

Em relação aos corpos de prova ensaiados no teor de umidade ótimo observou-se que aqueles submetidos à tensões menores não apresentaram valores elevados de deformação permanente. Quando, no entanto, as tensões aplicadas atingiram valores mais elevados, tornou-se possível observar o rápido acúmulo de deformação.

Destacaram-se os corpos de prova CP6 e CP8, cujos valores de ε_p ultrapassaram a marca de 30 mm, evidenciando a condição fluência plástica e colapso incremental, respectivamente, levando à interrupção do ensaio em um número de aplicações de carga iguais a 5000 e 300, nesta ordem. Em relação ao CP8 observou-se o rápido acúmulo de deformação permanente já no início do ensaio, atingindo o valor de 38,01 mm antes de o ensaio ser paralisado. Ressalta-se que não foi possível proceder ao ensaio do CP9, submetido aos pares de tensão correspondentes a 120 kPa de tensão confinante e 360 kPa de tensão desvio. Para as misturas SE ot/28 o fenômeno do *Shakedown* não pode ser observado para valores elevados de tensões.

Em relação à mistura SE -1 /28 verificou-se que nenhum corpo de prova ultrapassou a marca de 3 mm de deformação, exceção se faz para o CP9 que não suportou o ensaio com as tensões de 120 kPa de confinamento e 360 kPa de tensão desvio. Além disso, com exceção do CP5 que apresentou uma oscilação anormal, todos os corpos de prova atingiram o *Shakedown*, inclusive aqueles submetidos às tensões mais elevadas.

A Figura 4 apresenta os resultados de deformação permanente das misturas SE ot /56 e SE -1 /56, em mm, em função do número de aplicações de carga.



(a) SE ot/56 (b) SE -1/56

Figura 4 - Deformação permanente das misturas SE ot/56 e SE -1/56 em função do número de aplicação de cargas.

Com relação à mistura SE ot/56, pôde-se observar que não houve nenhuma redução significativa nos valores de deformação permanente quando comparado à mistura SE ot/28, ou seja, o prolongamento no tempo de cura em câmara úmida não produziu nenhuma variação considerável. Destaca-se, no entanto, que para a cura de 56 dias, foi possível proceder à finalização do ensaio do CP6 e CP8, ainda que esses apresentassem a condição de fluência plástica, o que pode ser constatado pelo progressivo aumento de deformação permanente após múltiplas aplicações de carga mesmo este estando com baixa taxa de acréscimo de deformação permanente. Pôde-se observar, inclusive, que foi possível ensaiar o CP9, cujos pares de tensão foram 120 x 360 kPa, embora o ensaio não tenha sido concluído (N = 400) por ter-se atingido o colapso incremental e, consequentemente, o limite máximo de ε_p do equipamento.

O comportamento da mistura SE -1 /56 foi semelhante ao comportamento da mistura SE -1/28, ou seja, novamente não foram observadas variações expressivas com o aumento do tempo de cura. Ressalta-se, no entanto, que neste caso ocorreram valores de deformação permanente até cerca de 5,50 mm e que o CP9 apresentou valores elevados de ε_p (da ordem de 22 mm), evidenciando a ocorrência de fluência plástica, condição esta que também foi observada para o CP6.

Comparando-se as duas misturas submetidas ao processo de cura por 56 dias, notou-se que, de modo análogo à condição de cura com 28 dias, há uma diminuição expressiva no valor da deformação permanente quando o teor de umidade é reduzido. Para o teor de umidade ótimo, o CP6 e o CP8 apresentaram a condição de fluência plástica e o CP9 evidenciou o colapso incremental, ou seja, para tensões mais elevadas não foi possível atestar a condição de *Shakedown*, tampouco finalizar o ensaio do CP9 (paralisação do ensaio em

N=400). Na condição de 1% abaixo do teor de umidade ótimo, entretanto, o que se observou foi o acomodamento plástico de todos os corpos de prova, exceção se faz para o CP9 que, embora tenha apresentado fluência plástica suportou o ensaio em sua totalidade (N=10.000).

Comparando-se os valores de ε_p para o teor de umidade ótimo e para o teor de umidade 1% abaixo do teor de umidade ótimo, o que se verificou foi que o prolongamento do tempo de cura em câmara úmida não promoveu reduções na deformação permanente, mas, de modo geral, tornou os corpos de prova mais susceptíveis a resistir às razões de carregamento mais elevadas. Notou-se que a redução do teor de umidade foi o fator que mais influenciou na diminuição da deformação permanente para as condições estudadas nesta pesquisa.

4 CONCLUSÕES

Com esta pesquisa foi possível observar que o prolongamento no tempo de cura de 28 para 56 dias não resultou em alterações significativas em nenhuma das misturas solo-EAEP analisadas. Entretanto, ao proceder à diminuição em apenas 1% do teor de umidade ótimo, o que se observou foi uma redução expressiva nos valores de deformação permanente, sendo esse o fator que mais influenciou nos valores de ε_p, dentre os fatores analisados nesta pesquisa. Posto isso, observou-se que há uma tendência de redução dos valores de deformação permanente com a diminuição do teor de umidade, estando em consonância com a literatura técnica.

Além disso, notou-se que as amostras de solo estabilizadas com EAEP demonstraram também um acomodamento plástico (*Shakedown*), o qual foi alcançado para quase todos os corpos de prova na condição 1% abaixo do teor de umidade ótimo, mesmo para aqueles submetidos à elevados pares de tensões.

AGRADECIMENTOS

À UFV por disponibilizar toda estrutura necessária para a realização desse trabalho e aos colegas que colaboram com as atividades de laboratório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO M 145-91: Standard Specification for Classification of Soils and Soil Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes Washington, 2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D2487-17: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). Pensilvânia ASTM International, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 11579. Cimento Portland – Determinação do índice de finura por meio da peneira 75 μm (nº200). Rio de Janeiro, 2013, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16372. Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (método de Blaine). Rio de Janeiro, 2015, 11p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16605. Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2017c, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6457. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016a, 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6458. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2017b, 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6459. Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2017a, 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7180. Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016b, 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7181. Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2018, 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7182. Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2020, 9p.

CNT, Confederação nacional do transporte. Anuário CNT do Transporte: Estatísticas Consolidadas. Brasília, 2022. Disponível em: <https://anuariodotransporte.cnt.org.br/2022>.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER – PRO 199. Redução de amostra de campo de agregado para ensaio de laboratório. Rio de Janeiro, 1996b, 5p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT – IE 179. Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio. Rio de Janeiro, 2018, 20p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-CLA 259: Solos – Classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura – Classificação. Rio de Janeiro, 2023.

DINIZ, D. H.; CARVALHO, J. M. F. d.; MENDES, J. C.; PEIXOTO, R. A. F. Blast Oxygen Furnace Slag as Chemical Soil Stabilizer for Use in Roads. Journal of Materials in Civil Engineering, 29, n. 9, p. 04017118, 2017.

HUANG, Y. H. Pavement analysis and design. 2004. 0136552757.

LOPES, E. C.; DA SILVA, T. O.; PITANGA, H. N.; PEDROTI, L. G. et al. Application of electric arc furnace slag for stabilisation of different tropical soils. International Journal of Pavement Engineering, p. 1-12, 2021.

MEDINA, J. d.; MOTTA, L. M. G. d. Mecânica dos pavimentos. Editora Interciência, 2015. 8571933669.

RODRIGUES, K. H. d. P. Utilização de Resíduos Industriais na Estabilização de Solos Tropicais para Aplicação em Pavimentação. Orientador: SILVA, T. O. d. 2022. 231 f. (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa.

SILVA, M. F. d.; RIBEIRO, M. M. P.; FURLAN, A. P.; FABBRI, G. T. P. Effect of compaction water content and stress ratio on permanent deformation of a subgrade lateritic soil. Transportation Geotechnics, 26, p. 100443, 2021/01/01/ 2021.

TERRONES-SAETA, J. M.; SUÁREZ-MACÍAS, J.; IGLESIAS-GODINO, F. J.; CORPAS-IGLESIAS, F. A. Development of High Resistance Hot Mix Asphalt with Electric Arc Furnace Slag, Ladle Furnace Slag, and Cellulose Fibers from the Papermaking Industry. Applied Sciences, 11, n. 1, 2021.

WANG, K.; ZHUANG, Y. Characterizing the permanent deformation Response-Behavior of subgrade material under cyclic loading based on the shakedown theory. Construction and Building Materials, 311, p. 125325, 2021/12/13/ 2021.

WEI, X.; LIU, H.; KU, T. Microscale analysis to characterize effects of water content on the strength of cement-stabilized sand–clay mixtures. Acta Geotechnica, 15, n. 10, p. 2905-2923, 2020/10/01 2020.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/802

Mapeamento de Suscetibilidade à Inundação na Bacia Hidrográfica do Rio Ponte Alta, Distrito Federal

Anna Clara Brandão Lima Nacimento
Mestranda em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasil, aclarabrandao@outlook.com

Newton Moreira de Souza
Professor Associado, Universidade de Brasília, Brasil, nmsouza@unb.br

Bruno Rodrigues de Oliveira
Professor Adjunto, Universidade Federal do Mato Grosso, Brasil, brunorodriguesoli@gmail.com

RESUMO: As inundações consistem no transbordamento das águas do canal principal do rio, submergindo a planície aluvial podendo alcançar os terrenos adjacentes mais elevados. Quando ocorrem em áreas urbanas acarretam prejuízos econômicos, ambientais e sociais. Nessa perspectiva, foi instituída a Política Nacional de Proteção e Defesa Civil, pela Lei nº 12.608, de 10 de abril de 2012, que define a obrigatoriedade do mapeamento de suscetibilidade à ocorrência de deslizamentos de grande impacto, inundações bruscas ou processos geológicos ou hidrológicos correlatos. A suscetibilidade refere-se à predisposição natural dos terrenos a ocorrência de determinado fenômeno. Neste sentido, este trabalho se propôs a avaliar a suscetibilidade à inundação na bacia hidrográfica do Rio Ponte Alta, afluente do rio Corumbá, localizada na região sudoeste do Distrito Federal, na escala 1:25.000. O procedimento metodológico seguiu a proposta elaborada pelo Serviço Geológico do Brasil (SGB/CPRM) juntamente com o Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT), em 2014, para a elaboração de cartas de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundações. Como resultados foram delimitadas 33 sub-bacias de contribuição, cujos parâmetros morfométricos refletem a geomorfologia da área, um modelo HAND evidenciando áreas mais propensas à ocorrência de processos hidrológicos e o grau de suscetibilidade final à inundação das sub-bacias.

PALAVRAS-CHAVE: Processos hidrológicos, Defesa Civil, Inundação, Expansão urbana.

ABSTRACT: Floods consist of the overflow of water from the main channel of the river, submerging the alluvial plain and potentially reaching higher adjacent lands. When they occur in urban areas, they lead to economic, environmental, and social damages. In this perspective, the National Policy for Protection and Civil Defense was established by Law No. 12,608, dated April 10, 2012, which defines the mandatory mapping of susceptibility to the occurrence of high-impact landslides, sudden floods, or related geological or hydrological processes. Susceptibility refers to the natural predisposition of lands to the occurrence of a certain phenomenon. In this sense, this study aimed to assess the susceptibility to flooding in the Ponte Alta River watershed, a tributary of the Corumbá River, located in the southwest region of the Federal District, on a 1:25,000 scale. The methodological procedure followed the proposal developed by the Geological Survey of Brazil (SGB/CPRM) together with the São Paulo State Technological Research Institute (IPT) in 2014 for the preparation of susceptibility maps for gravitational mass movements and floods. As results, 33 contributing sub-basins were delineated, whose morphometric parameters reflect the geomorphology of the area, a HAND model highlighting areas more prone to hydrological processes, and the final degree of susceptibility to flooding of the sub-basins.

KEYWORDS: Hydrological processes, Civil Defense, Flood, Urban expansion.

1 INTRODUÇÃO

O termo inundação refere-se ao processo de transbordamento das águas dos rios para o leito maior e planícies de inundação, acima da cota habitual. Consiste em um processo natural decorrente do ciclo hidrológico, que ocorre geralmente entre 1,5 e 2 anos, mas que tem sua magnitude e frequência intensificados pela impermeabilização do solo decorrente da urbanização, que aumenta as vazões e acelera o escoamento.

Nas áreas urbanas as inundações causam perdas humanas e materiais, paralisação de atividades econômicas e o acometimento da população por doenças de veiculação hídrica (Tucci e Bertoni, 2003).

Em condições naturais, no contexto das bacias hidrográficas a dinâmica hidrológica e fluvial apresenta estreita correlação com as características físicas do terreno, como as condições topográficas, de declividade e solos (Tucci, 1993; IPT/CPRM, 2014). Assim, a avaliação morfométrica de bacias hidrográficas consiste em uma análise quantitativa da superfície e permite analisar sua predisposição à processos de inundação.

Dentro da cartografia geotécnica, estas condições naturais conduzem à definição de suscetibilidade, cujo termo denota a predisposição natural dos terrenos à ocorrência de determinados eventos danosos, excluindo-se qualquer análise acerca de perigo ou risco (IPT/CPRM, 2014). Os estudos de suscetibilidade possuem caráter orientativo e geralmente são realizados na escala 1:25.000 ou maior. Assim, as cartas de suscetibilidade são úteis para ações de planejamento e gestão territoriais e de bacias hidrográficas, bem como subsidiam a elaboração de planos diretores e cartas de maior escala, como as cartas de aptidão à urbanização (Sobreira e Souza, 2012).

O mapeamento de suscetibilidade à ocorrência de deslizamentos de grande impacto, inundações bruscas ou processos geológicos ou hidrológicos correlatos se inserem como instrumento para a redução de desastres no contexto da Lei n°12.608/2012, que institui a Política Nacional de Proteção e Defesa Civil e define a obrigatoriedade desse tipo de estudo. Dentre os objetivos elencados no Artigo 5º desta legislação destaca-se a identificação e avaliação das ameaças, suscetibilidades e vulnerabilidades a desastres, de modo a evitar ou reduzir sua ocorrência. A legislação foi elaborada após o desastre ocorrido na região serrana do Rio de Janeiro em 2011.

No Distrito Federal, em decorrência desta normativa, o Serviço Geológico do Brasil (SGB – CPRM) elaborou a carta de suscetibilidade à movimentos gravitacionais de massa e inundações na escala 1:50.000, a carta de aptidão à urbanização na escala 1:10.000 e a setorização de risco geológico na escala 1:2.000, identificando, nesta última, 22 áreas de risco alto e muito alto, ocupadas por mais de duas mil pessoas. No caso específico de enchente e inundação no Distrito Federal, tem-se o exemplo da Vila Cauhy, na região administrativa do Núcleo Bandeirante, que foi atingida pela elevação do nível d'agua do córrego Riacho Fundo pela última vez em janeiro deste ano, a área foi classificada como de alto risco pelo SGB com uma estimativa de 176 pessoas afetadas.

Tendo em vista a importância dos estudos de suscetibilidade, sobretudo devido a intensa pressão exercida pela urbanização ao meio físico e pelos impactos sociais, econômicos e ambientais decorrentes dos processos de inundação, este trabalho se propôs a avaliar a suscetibilidade à inundação, na escala 1:25.000, no alto curso da bacia hidrográfica do Rio Ponte Alta, localizada na região sudoeste do Distrito Federal. Para isso, foi utilizada a base cartográfica disponível no GeoPortal (IDE/DF, 2024), na escala 1:10.000, para o DF. O procedimento metodológico seguiu a nota técnica elaborada pelo Serviço Geológico do Brasil (CPRM/SGB) juntamente com o Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT), em 2014, para a elaboração de cartas de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundações (IPT/CPRM, 2014).

2 LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O alto curso da bacia hidrográfica do rio Ponte Alta está localizado no sudoeste do Distrito Federal, sua área completa abrange ainda parte do Estado de Goiás. O rio Ponte Alta integra a bacia do rio Corumbá, o qual desagua no rio Paraná, integrando assim, a bacia platina. A porção da bacia analisada é a área de contribuição limitada pela confluência do rio Ponte Alta com o córrego Ponte de Serra, com 155,21 km², enquadrada no polígono envolvente de coordenada sudoeste 48°10'08,88" O 16°00'55,22" S e nordeste 48°01'24,25" O 15°52'18'18" S, conforme se apresenta na figura 1.

O substrato geológico sobre o qual está inserida a área de estudo é composto pelos xistos verdes e micaxistos do Grupo Araxá, ao oeste, e pelas formações Córrego do Sansão (MNPpacs), Ribeirão Contagem (MNPparc) e Serra da Meia Noite (MNPpasmn) do Grupo Paranoá (Freitas Silva e Campos, 1998; Campos *et al*., 2013). No contexto geomorfológico apresentam-se três unidades: Vale Dissecado, com relevo ondulado a forte ondulado; Plano Elevado, com relevo plano a suave ondulado e, separando estas tem-se a unidade Rampa Íngreme, com predominância de relevo forte ondulado a escarpado (Martins *et al*, 2004). Quanto à pedologia, apresentam-se predominantemente as classes Latossolo Vermelho e Latossolo Vermelho Amarelo, cobrindo as regiões de relevo mais aplainado e suave; seguida por Cambissolo, em áreas mais declivosas. As classes

Neossolo Quartzarênico, Gleissolo Háplico e Nitossolo Vermelho Amarelo também estão presentes (Reatto *et al*., 2004).

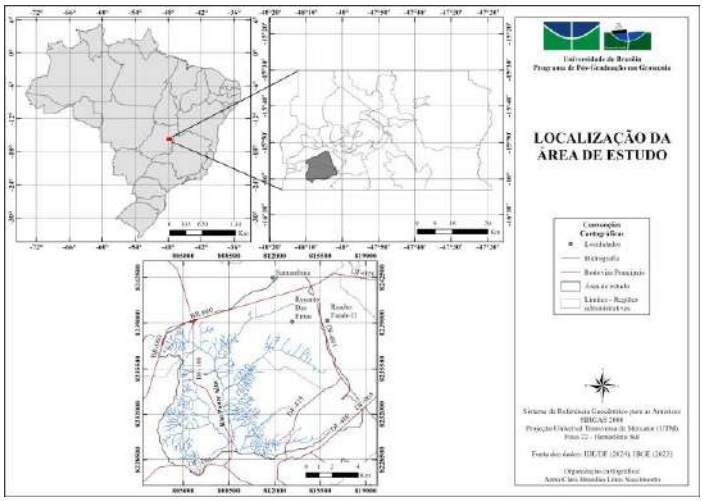


Figura 1. Mapa de localização da área de estudo.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A elaboração deste estudo contou com a utilização dos dados existentes na base cartográfica do Distrito Federal, disponível no GeoPortal (IDE/DF, 2024) em escala 1:10.000. Foram utilizadas as curvas de nível para a obtenção do Modelo Numérico de Terreno (MNT), rede de drenagem, limites das regiões administrativas e do Distrito Federal.

O procedimento metodológico foi composto pela preparação dos dados e, posteriormente, pela avaliação da suscetibilidade à inundação com as etapas de caracterização morfométrica das sub-bacias hidrográficas, elaboração do modelo *Height Above Nearest Drainage* (HAND) e integração dos resultados das etapas anteriores, conforme proposto por IPT/CPRM (2014).

A preparação dos dados envolveu a elaboração do Modelo Numérico de Terreno no *software* Spring, versão 5.5.6. Para isso, as curvas de nível da base cartográfica do Distrito Federal, espaçadas de 5 em 5 metros, foram interpoladas utilizando a triangulação de Delaunay, sem linhas de quebra, a *Triangulated Irregular Network* (TIN) resultante foi utilizada para gerar a grade retangular, que foi suavizada com 3 iterações do filtro passa baixa, com matriz de 5x5, a fim de remover as angulosidades provenientes da triangulação. Com o procedimento de elaboração do MNT supracitado, foi elaborado um Modelo Numérico de Terreno Hidrologicamente Consistente (MNTHC), utilizando a rede de drenagem disponível na base cartográfica como linhas de quebra. Neste modelo foi feito o preenchimento de depressões e posteriormente foi utilizado para a confecção do modelo HAND. O MNT e o MNTHC gerados possuem resolução espacial de 5 metros e resolução altimétrica de 2,5 metros.

A partir do MNT procedeu-se com a avaliação da suscetibilidade à inundação, que foi dividida em três etapas:

(1) Extração da rede de drenagem, delimitação das sub-bacias de contribuição e cálculo dos parâmetros morfométricos. A partir do MNT, importado para o programa ArcGIS Pro, versão 3.2.2, foi feita a extração da rede de drenagem conforme o proposto por O'Callaghan e Mark (1984). O processo compreende o preenchimento de depressões no MNT, seguido da geração da grade de direção de fluxo utilizando o algoritmo D8 e do fluxo acumulado, e a extração da drenagem utilizando uma ferramenta condicional, com a imposição de um limiar de fluxo acumulado. A drenagem extraída foi segmentada e utilizada para a criação das sub-bacias hidrográficas, das quais se extraíram os parâmetros necessários para a caracterização morfométrica conforme proposto por IPT/CPRM (2014), apresentados na figura 2.

Devido às diferentes características geológicas e geomorfológicas da área analisada, que refletem em diferentes densidades de drenagem, a definição de um único limiar de fluxo acumulado adequado e representativo para toda a área é impraticável. Assim, definiu-se um limiar por tentativa e erro, de maneira que a rede de drenagem extraída fosse representativa das áreas de maior densidade de drenagem, e sucedeu-se com

o refinamento e ajuste manual da hidrografia, concordante com a escala 1:25.000, com a utilização das imagens disponíveis no *Google Earth Pro* e da ortofoto de alta resolução do ano de 2015, disponível no GeoPortal (IDE/DF, 2024).

A definição das sub-bacias foi feita com base na ordem dos cursos d'água, como sugerido em IPT/CPRM (2014). Após o refinamento da hidrografia, definiu-se a ordem do curso principal pela definição de Strahler (1957) e, delimitou-se as sub-bacias para a ordem n-3, sendo n a ordem do canal principal.

Parâmetro / Índice	Cálculo	Influência
Área de Contribuição (Ac)	Extração automática em SIG.	Associa-se ao volume de água que atinge o rio principal. Quanto maior a Ac, maior tende a ser a suscetibilidade.
Relação de Relevo (Rr) (SCHUMM, 1956)	Relação entre a amplitude (Δa) e comprimento do rio principal da sub-bacia (L).	Indica a velocidade de escoamento. Quanto maior a Rr, mais rápido tende a ser o fluxo, reduzindo o acúmulo de água na sub-bacia.
Densidade de drenagem (Dd) HORTON (1945)	Relação entre o comprimento da drenagem (C) com a área da sub-bacia (A).	Quanto maior a Dd, menor é a infiltração de água no solo e maior tende a ser a velocidade com que a água atinge o rio.
Índice de Circularidade (Ic) (MÜLLER, 1953)	Relação entre a área da sub-bacia (A) e a de um círculo de mesmo perímetro (Ac).	Quanto maior é o Ic, maior tende a ser a retenção de água na sub-bacia, reduzindo a velocidade de chegada da água no rio.
Índice de Sinuosidade (Is) (SCHUMM, 1963)	Relação entre o comprimento do canal principal (L) com a distância vetorial entre os extremos do canal (dv).	Quanto maior o Is, menor tende a ser a velocidade de escoamento e chegada da água no rio.

Figura 2. Parâmetros morfométricos avaliados nas sub-bacias.
Fonte: IPT/CPRM (2014)

Após o cálculo dos índices supracitados, aplica-se a equação 1 para a ponderação dos índices que possuem relação direta com o processo de inundação (Ac, Dd, Ic e Is). Para o parâmetro Rr, que possui relação indiretamente proporcional, aplica-se a equação 2. Em ambas, GS é o grau de suscetibilidade, X é o valor do parâmetro/índice morfométrico a ser avaliado para cada bacia, Xmín e Xmáx são os valores mínimos e máximo dos parâmetros/índices morfométricos de todas as sub-bacias, respectivamente.

$$GS = \frac{4(X - X_{mín})}{(X_{máx} - X_{mín})} + 1 \quad (1)$$

$$GS = \frac{4(X - X_{max})}{(X_{mín} - X_{máx})} + 1 \quad (2)$$

Com os índices padronizados, realiza-se a soma dos valores para cada sub-bacia e aplica-se a equação 3, que fornece o grau de suscetibilidade final (GSf) de cada sub-bacia relativo à análise morfométrica. O GSf varia de 1 a 3, sendo 1 = baixa suscetibilidade, 2 = média suscetibilidade e 3 = alta suscetibilidade. Na equação, Y é o valor do parâmetro/índice em cada sub-bacia, Ymín e Ymáx são os valores mínimos e máximo dos parâmetros/índices das sub-bacias, respectivamente.

$$GS_f = \frac{2(Y - Y_{mín})}{(Y_{máx} - Y_{mín})} + 1 \quad (3)$$

Como se trata de um valor relativo entre as sub-bacias, o cálculo do grau de suscetibilidade foi realizado considerando as áreas de contribuição dos cursos d'agua de mesma ordem.

(2) Elaboração do modelo *Height Above Nearest Drainage* (HAND) ou altura da drenagem mais próxima. O modelo HAND foi idealizado por Nobre *et al*. (2011) e consiste em uma versão do MNT normalizada pela rede de drenagem, possibilitando inferências sobre processos de fluxo e acumulação de água

no solo. O HAND foi gerado na extensão de modelagem hidrológica TerraViewHidro, versão 0.4.4, com base nos procedimentos descritos por Nobre *et al*. (2011) e utilizando o MNTHC. Depois de gerado, o modelo HAND foi reclassificado para três classes de suscetibilidade. Para o intervalo de 0 a 2 metros de altura vertical foi atribuída a classe alta suscetibilidade; de 2 a 5 metros foi atribuída a classe média suscetibilidade, e de 5 a 10 metros, baixa suscetibilidade. Acima de 10 metros de altura vertical foi considerado que a suscetibilidade à ocorrência de inundações é nula. Estes intervalos foram definidos com base no estudo de suscetibilidade já realizado pelo SGB, em escala 1:50.000, seguido da verificação do perfil de elevação em algumas seções do rio Ponte Alta no *Google Earth Pro*.

A geração do modelo HAND também implica na definição de um limiar para a extração da rede de drenagem e, assim como na etapa anterior, não foi possível definir um único limiar representativo. Como a geração do modelo acontece de forma automatizada com base na direção do fluxo e da rede de drenagem extraída pelo programa, diferentemente da solução adotada na etapa anterior, optou-se por definir um valor de fluxo acumulado adequado para as áreas de menor densidade de drenagem, uma vez que a adoção de um valor representativo das áreas de maior densidade de drenagem acarreta a geração de canais de drenagem inexistentes nas áreas de relevo plano, conduzindo a uma análise equivocada.

(3) Integração do grau de suscetibilidade morfométrico e do grau de suscetibilidade resultante do modelo HAND, com operação de lógica booleana, conforme se apresenta na figura 3.

Índices Morfométricos \ Modelo HAND	Alta	Média	Baixa
Alta	Alta	Alta	Média
Média	Alta	Média	Baixa
Baixa	Média	Baixa	Baixa

Figura 3. Matriz de correlação entre as classes de suscetibilidade morfométrica e do modelo HAND.
Fonte: IPT/CPRM (2014)

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A primeira etapa, referente à extração da rede de drenagem, delimitação e caracterização das sub-bacias resultou em 33 sub-bacias de contribuição dentro da bacia principal. Conforme descrito na seção 3, a delimitação foi feita com base no ordenamento dos cursos d'água pelo método de Strahler (1957), resultando em 24 sub-bacias referentes aos cursos d'água de terceira ordem, seis sub-bacias referentes aos cursos d'água de quarta ordem, três sub-bacias englobando os cursos d'água de quinta ordem e, finalmente, a bacia de drenagem principal, com o rio Ponte Alta classificado como de ordem 6. Seguindo o ordenamento, tem-se que as sub-bacias dos cursos d'água de ordem inferior são englobadas pelas sub-bacias dos cursos d'água de ordem superior. Como a maioria dos cursos d'água não possuem nome, optou-se por enumerar as sub-bacia para fins de identificação.

A aplicação da metodologia na etapa de caracterização morfométrica resulta em um grau de suscetibilidade relativo, de modo que os parâmetros calculados para cada sub-bacia, sendo área de contribuição, relação de relevo, densidade de drenagem, índice de circularidade e índice de sinuosidade, são ponderados pelos valores máximo e mínimo de cada parâmetro dentre as sub-bacias analisadas. O grau de suscetibilidade varia de 1 a 3, sendo 1, suscetibilidade baixa, 2, suscetibilidade média e, 3, suscetibilidade alta.

Para os cursos d'água de terceira ordem, tem-se como resultado sete sub-bacias de alta suscetibilidade, 15 de média suscetibilidade e duas de baixa suscetibilidade. Em relação aos cursos d'água de quarta ordem, tem-se uma sub-bacia classificada como de alta suscetibilidade, três de média suscetibilidade e duas de baixa suscetibilidade. Com o aumento da ordem dos cursos d'água para a ordem 5, tem-se três bacias, cada uma em uma classe de suscetibilidade. Os resultados estão apresentados no mapa da figura 4. Para melhor representar a variabilidade dos resultados, optou-se por utilizar a simbologia referente a cartas de risco, com quatro classes, proposto por CPRM/SGB (2018). Neste caso, as sub-bacias de média suscetibilidade estão representadas nas cores amarelo e laranja.

É possível estabelecer uma correlação com a variação das formas de relevo apresentadas em cada unidade geomorfológica e os parâmetros morfométricos das sub-bacias. A região leste da bacia, onde apresenta-se a unidade plano elevado, possui baixos valores de declividade, que conduz a baixas densidades

de drenagem e, portanto, bacias de contribuição maiores e com formato alongado, refletido nos baixos valores de índice de circularidade. Nesta área, os cursos d'água apresentam padrão mais retilíneo, revelando a existência de feições lineares no substrato geológico.

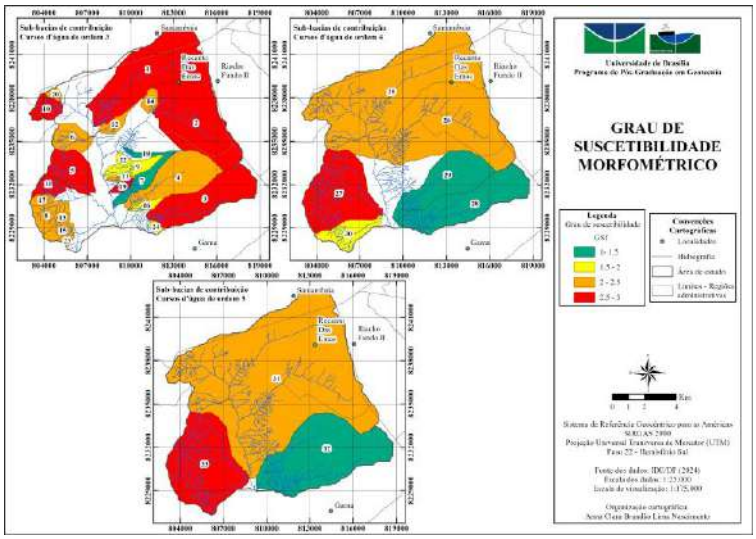


Figura 4. Grau de suscetibilidade morfométrico das sub-bacias de contribuição.

Na região central apresenta-se a unidade rampa íngreme, com orientação noroeste-sudeste, caracterizada por uma alta densidade de drenagem e por bacias de contribuição dos cursos d'água de terceira ordem apresentando pequenas áreas e formato alongado. Devido à diferença altimétrica, estas sub-bacias apresentam valores elevados de relação de relevo, como observa-se nas sub-bacias 18, 24 e 22. Na parte oeste apresenta-se a unidade vale dissecado, com relevo variando de ondulado a forte ondulado.

O aumento da ordem dos cursos d'água de terceira para quarta ordem é acompanhado de uma redução do grau de suscetibilidade das sub-bacias, com exceção da sub-bacia 27, que engloba as sub-bacias 5, 8, 11, 13 e 17. Neste mesmo raciocínio, o grau de suscetibilidade se mantém praticamente constante ao se comparar as bacias dos cursos d'agua de ordem 4 e de ordem 5, com exceção da sub-bacia 30 que, ao ser envolvida pela sub-bacia 33, tem sua área classificada como de alta suscetibilidade.

A segunda etapa, na qual se elaborou a carta de altura vertical da drenagem mais próxima (HAND) para a área de estudo, possibilita observar áreas naturalmente propensas aos processos de inundação e de acúmulo de água, bem como inferir sobre a altura do nível freático, tendo em vista que o modelo fornece uma medida da energia potencial da água no solo. A maior altura vertical observada na bacia do rio Ponte Alta é de 276 metros. A carta está apresentada na figura 5.

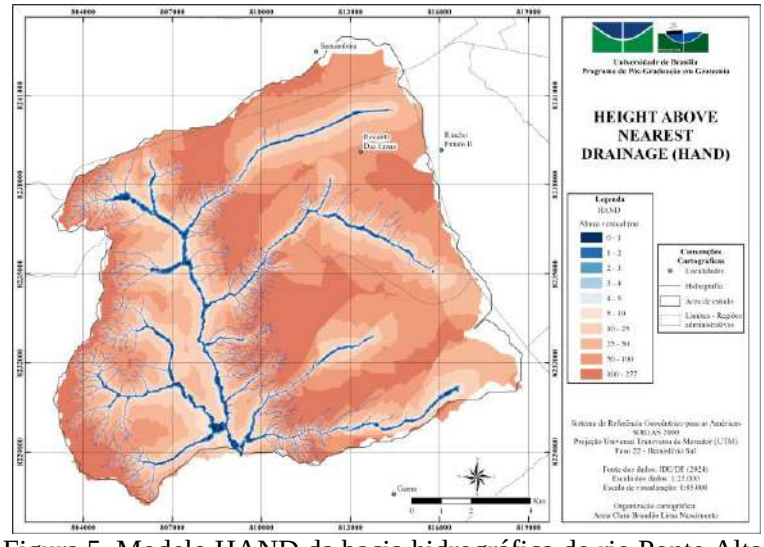


Figura 5. Modelo HAND da bacia hidrográfica do rio Ponte Alta.

A terceira etapa de avaliação da suscetibilidade à inundação consiste no cruzamento das suscetibilidades obtidas nas etapas anteriores. O cruzamento considerou os graus de suscetibilidade das sub-bacias dos cursos d'água de ordem 4 e 5, uma vez que o limiar de extração de drenagem utilizado na elaboração do modelo HAND gerou apenas os cursos d'água principais. O processo foi realizado conforme a matriz de correlação da figura 3 e está apresentado na figura 6.

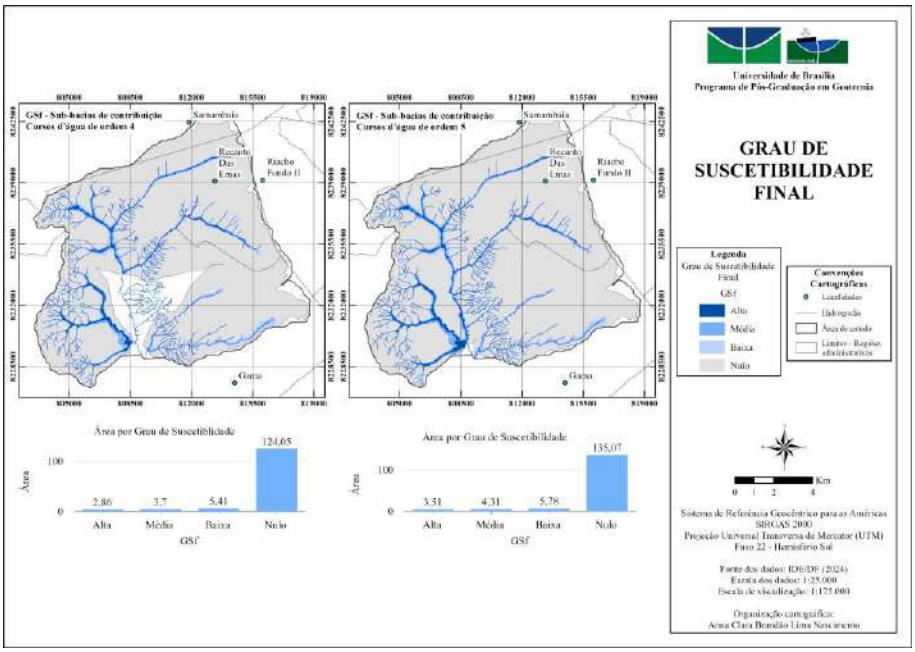


Figura 6. Grau de suscetibilidade final das sub-bacias de contribuição

O cálculo do grau de suscetibilidade final para as sub-bacias dos cursos d'água de ordem 4 resultou em uma área de 2,86 km² classificada como de alta suscetibilidade, 3,7 km² de média suscetibilidade, 5,41 km² de baixa suscetibilidade e 124,05 km² de áreas de suscetibilidade nula, que corresponde à classe de altura vertical superior a 10 metros. Para os cursos d'água de quinta ordem, tem-se 3,51 km² de alta suscetibilidade, 4,31 km² de média suscetibilidade, 5,78 km² de baixa suscetibilidade e 135,07 km² de suscetibilidade nula.

Como o grau de suscetibilidade morfométrico se manteve praticamente constante nas bacias dos cursos d'agua de ordem 4 e de ordem 5, após o cruzamento dos dados houve alteração do grau de suscetibilidade final apenas no curso d'água contido na sub-bacia 30, nas demais áreas o GSf se mantém. Nas sub-bacias hidrográficas de baixa suscetibilidade, o cruzamento dos dados resultou em áreas de média e baixa suscetibilidade, em contrapartida, nas sub-bacias de alta suscetibilidade não há áreas de suscetibilidade baixa.

5 CONCLUSÃO

O estudo atingiu de maneira satisfatória o objetivo proposto ao avaliar a suscetibilidade à inundação da bacia hidrográfica do rio Ponte Alta, utilizando o cruzamento da suscetibilidade referente à morfometria das sub-bacias hidrográficas e do modelo HAND. Foi verificado que 0,25 km² da área classificada como de alta suscetibilidade está ocupada e que novos parcelamentos do solo em fase de conclusão ou de progresso abrangem áreas altamente suscetíveis a processos de inundação.

A qualidade dos produtos elaborados em todas as etapas descritas é dependente da resolução do Modelo Numérico de Terreno utilizado, uma vez que dele derivam todos os resultados apresentados. Além disso, evidencia-se que o conhecimento das especificidades da área estudada, por meio da avaliação de ortofotos disponíveis, foi fundamental para o desenvolvimento de uma análise adequada, conduzindo a definição de limiares de extração de drenagem condizentes com a elaboração de cada subproduto.

A avaliação dos parâmetros morfométricos das sub-bacias refletem de maneira direta as características geomorfológicas, possibilitando o conhecimento da dinâmica hidrográfica, sobretudo em sub-bacias urbanizadas e em processo de urbanização. Por sua vez, o modelo HAND mostrou-se como uma ferramenta promissora na inferência de processos hidrológicos.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília - UnB, e à Universidade Federal do Mato Grosso – UFMT.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brasil (2012). Lei nº 12.608, de 10 de abril de 2012. *Institui a Política Nacional de Proteção e Defesa Civil - PNPDEC; dispõe sobre o Sistema Nacional de Proteção e Defesa Civil - SINPDEC e o Conselho Nacional de Proteção e Defesa Civil - CONPDEC; autoriza a criação de sistema de informações e monitoramento de desastres; altera as Leis nos 12.340, de 1º de dezembro de 2010, 10.257, de 10 de julho de 2001, 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.239, de 4 de outubro de 1991, e 9.394, de 20 de dezembro de 1996; e dá outras providências*. Diário Oficial da União, Brasília, 11 abr. 2012. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2011-2014/2012/lei/l12608.htm>. Acesso em: 05 jul. 2024.

Campos, J. E. G.; Dardenne, M. A.; Freitas Silva, F. H.; Martins Ferreira, M. A. C. (2013) Geologia do Grupo Paranoá na porção externa da Faixa Brasília. *Brazilian Journal of Geology*, v. 43, n. 3, p. 461-476.

CPRM/SGB (2018) *Manual de Mapeamento de Perigo e Risco a Movimentos Gravitacionais de Massa* – Projeto de Fortalecimento da Estratégia Nacional de Gestão Integrada de Desastres Naturais – Projeto GIDES. Rio de Janeiro.

Freitas Silva, F. H.; Campos, J. E. G. (1998) Geologia do Distrito Federal. *Inventário hidrogeológico e dos recursos hídricos superficiais do Distrito Federal*. Brasília, DF: IEMA/SEMATEC/UnB, v. 1.

Infraestrutura de Dados Espaciais do Distrito Federal- IDE/DF (2024). *Geoportal/DF*. Disponível em: https://www.geoportal.seduh.df.gov.br/geoportal/. Acesso em: 10/04/2024.

IPT/CPRM (2014). *Cartas de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundações-1: 25.000: nota técnica explicativa.* IPT, São Paulo; CPRM, Brasília.

Martins, É. de S.; Carvalho Júnior., O. A.; Guimarães, R. F. (2004). *Evolução geomorfológica do Distrito Federal*. Planaltina: Embrapa Cerrados.

O'Callaghan, J. F., Mark, D.M. (1984). The Extraction of Drainage Networks from Digital Elevation Data. *Computer Vision, Graphics and Image Processing*, 28: 323-344.

Reatto, A.; Martins, E. de S.; Farias, M. F. R.; Silva, A. V. da; Carvalho Júnior, O. A. (2004). *Mapa pedológico digital-SIG atualizado do Distrito Federal escala 1: 100.000 e uma síntese do texto explicativo*. Planaltina: Embrapa Cerrados.

Sobreira, F. G., & Souza, L. D. (2012). Cartografia geotécnica aplicada ao planejamento urbano. *Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental*, 2(1), 79-97.

Strahler, A. N. (1957). Quantitative analysis of watershed geomorphology. *American Geophysics Union Transactions*, v. 38, p. 913-920.

Tucci, C. E., & Bertoni, J. C. (2003). *Inundações urbanas na América do Sul*, Vol. 1. Ed. dos Autores.

Tucci, C. E. (1993). *Hidrologia: ciência e aplicação*. Editora UFGRS, Porto Alegre.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/415

Mapeamento Geotécnico da Bacia do Córrego Capetinga, Distrito Federal, para Identificação de Zonas de Recarga de Aquíferos

Luiz Eduardo Ferreira de Souza Hipólito
Estudante de graduação, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, luizeduardoferreira1803@gmail.com

Mariana dos Santos Diniz
Estudante de Doutorado em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, marianadiniz12@gmail.com

Katherin Rocio Cano Bezerra da Costa
Estudante de Doutorado em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, katherin.cano@aluno.unb.br

André Luís Brasil Cavalcante
Doutor em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, albrasilc@gmail.com

RESUMO: Considerando o intenso processo de expansão vivenciado nos centros urbanos, tem-se observado um aumento na impermeabilização das áreas correspondentes a zonas de recarga de aquíferos. Em vista da tamanha importância dos aquíferos e principalmente do processo de recarga, este trabalho tem como objetivo, o levantamento de parâmetros geotécnicos intrínsecos ao fenômeno, por meio de ensaios laboratoriais realizados com solo extraído da região de estudo, a Bacia do Córrego Capetinga, localizado na Fazenda Água Limpa-UnB, Distrito Federal. Por fim, esses dados serão interpretados com o auxílio de um Sistema de Informação Geográfica – SIG, a fim de delimitar as zonas mais influentes no processo de recarga por meio de uma análise espacial. Foi implementada uma metodologia dividida em seis etapas, sendo: 1) Escolha dos pontos de estudo na região, 2) Realização das sondagens, 3) Caracterização geotécnica, 4) Interpretação dos resultados, 5) Interpolação dos dados com utilização de um Modelo Digital de Elevação – MDE e 6) Identificação das zonas de recarga. Por fim, foi possível identificar que as regiões com maiores potenciais de recarga de aquífero correspondem às zonas que possuem silte de baixa plasticidade e solo orgânico, em função da elevada condutividade hidráulica desses tipos de solo.

PALAVRAS-CHAVE: Zonas de recarga, aquíferos, caracterização do solo, Sistema de Informação Geográfica.

ABSTRACT: Considering the intense expansion process experienced in urban centers, an increase in the waterproofing of areas corresponding to aquifer recharge zones has been observed. In view of the great importance of aquifers and mainly the recharge process, this work aims to survey geotechnical parameters intrinsic to the phenomenon, through laboratory tests carried out with soil extracted from the study region, the Capetinga stream basin, located at Fazenda Água Limpa-UnB, Federal District. Finally, this data will be interpreted with the help of a Geographic Information System – GIS, in order to delimit the most influential zones in the recharge process through a spatial analysis. A methodology divided into six stages was implemented, being: 1) Choice of study points in the region, 2) Carrying out surveys, 3) Geotechnical characterization, 4) Interpretation of results, 5) Interpolation of data using a Digital Model of Elevation – MDE and 6) Identification of recharge zones. Finally, it was possible to identify that the most potential regions for aquifer recharge correspond to areas that have low plasticity silt and organic soil, due to the high hydraulic conductivity of these types of soil.

KEYWORDS: Recharge zones, aquifers, soil characterization, Geographic Information System.

1 INTRODUÇÃO

Aquíferos são formações geológicas subterrâneas capazes de armazenar e transmitir água. São como reservatórios naturais de água subterrânea que podem ser encontrados sob o solo em várias regiões do mundo. Essas formações aquáticas são compostas por camadas de rochas, solo ou sedimentos porosos, que têm a capacidade de acumular água em seus espaços vazios, conhecidos como poros. A água presente nos aquíferos pode ser proveniente de chuvas, rios ou outras fontes superficiais, que infiltra no solo e se acumula nas camadas permeáveis do subsolo. Em razão da percolação da água pelo solo, naturalmente ocorre um processo de filtração, tornando essas águas potencialmente potáveis, representando uma fonte segura para consumo humano, algo pertinente no cenário atual, onde tem-se observado uma grande demanda atrelada à escassez do recurso. Ainda, os aquíferos são fundamentais participantes do ciclo hidrológico, mantendo os cursos das águas superficiais estáveis e evitando transbordamentos em função do fenômeno de absorção (Adasa et al., 2015).

Além disso, a identificação desses aquíferos torna-se fundamental ao considerar que o intenso processo de expansão dos centros urbanos, principalmente nas últimas décadas, tem levado a impermeabilização de muitas áreas correspondentes a zonas de recarga, regiões que permitem que a água penetre no solo, reabastecendo as reservas subterrâneas e, assim, mantendo o fluxo de água no aquífero. A proporção de água que infiltra no solo após a precipitação pode variar de 50%, em ambientes naturais, para 30 a 15 % dependendo do tipo de ocupação do solo urbano (Mota, 1981; Hough, 1984). Para melhor compreensão da recarga de aquíferos, este trabalho visa o levantamento de parâmetros geotécnicos e hidráulicos intrínsecos ao fenômeno por meio de ensaios laboratoriais realizados em laboratório com solo extraído da região de estudo, Bacia do Córrego Capetinga, localizado na Fazenda Água Limpa-UnB, Vargem Bonita, Distrito Federal. Por fim, esses dados serão interpretados com o auxílio de um Sistema de Informação Geográfica – SIG, a fim de delimitar as zonas mais influentes no processo de recarga por meio de uma análise espacial.

2 METODOLOGIA

A metodologia aplicada para o zoneamento das zonas mais influentes de recarga na área de estudo foi dividida em seis etapas: 1) Escolha dos pontos de estudo na região, 2) Realização das sondagens, 3) Caracterização geotécnica em laboratório, 4) Interpretação dos resultados e inserção dos dados no SIG (ArcGIS Pro, versão 3.0), 5) Interpolação dos dados com utilização de um Modelo Digital de Elevação (MDE) e 6) Identificação das zonas de recarga. Inicialmente, foi necessário determinar os pontos de interesse dentro da área de estudo. Considerando a magnitude da Fazenda Água Limpa - FAL (924,6 hectares) e o desconhecimento da região, utilizou-se, em um primeiro momento, um mapa pedológico para realizar um reconhecimento dos solos da região visando selecionar pontos em locais com diferentes classificações pedológicas. A Figura 1 apresenta o mapa com os pontos escolhidos em função da pedologia local. Com isso, esperava-se obter diferentes valores para os parâmetros geotécnicos de interesse e, consequentemente, observar diferentes comportamentos no que tange à recarga de aquíferos.

É válido ressaltar que os pontos escolhidos levaram em consideração não apenas a pedologia da região, mas também outro fator muito importante: a acessibilidade local. Este ponto foi fundamental, pois a etapa seguinte, referente às sondagens, foi realizada com trados mecanizados, por meio de caminhões equipados. Dessa forma, era necessário observar a presença ou não de estradas que tivessem capacidade para permitir a passagem dos veículos para realização da sondagem. Com os pontos selecionados, os quais atendiam aos quesitos de acessibilidade e variabilidade pedológica, foram realizadas as sondagens à trado. À medida que o trado perfurava o solo, retirava-se o material, observando sempre a variação de coloração e cheiro do solo, o que indicava uma possibilidade de mudança de material no perfil do furo.

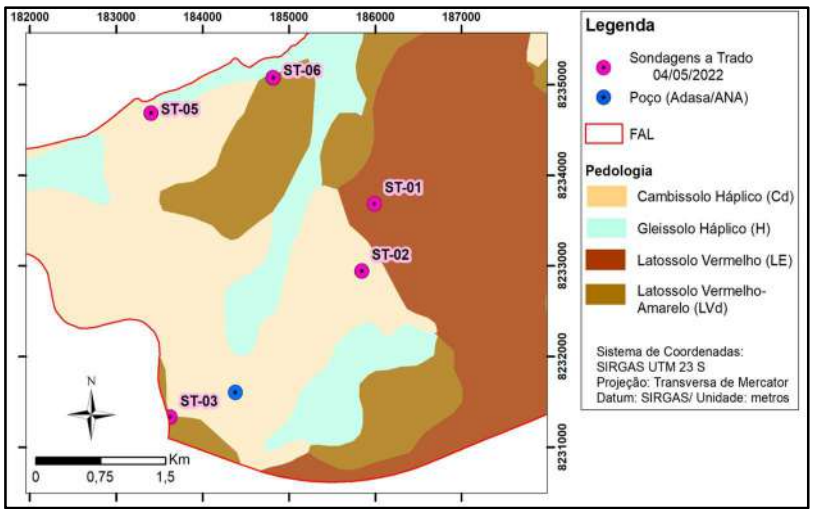


Figura 1. Mapa pedológico da Fazenda água Limpa e respectivos pontos escolhidos.

Este material foi coletado e posteriormente encaminhado para laboratório. A Figura 2, presente abaixo, contém imagens das sondagens com suas respectivas coordenadas.

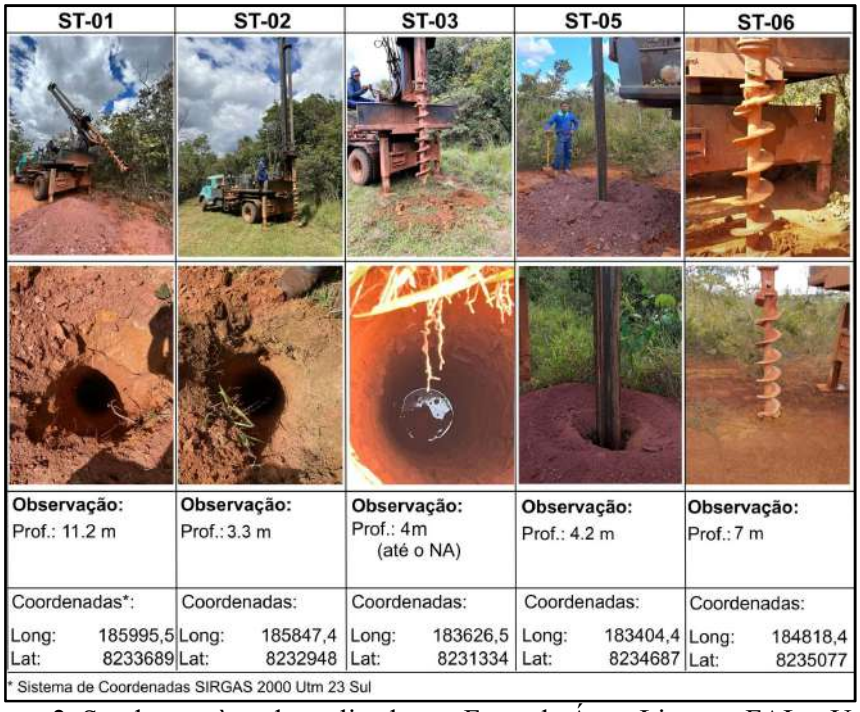


Figura 2. Sondagens à trado realizadas na Fazenda Água Limpa – FAL – UnB.

A terceira etapa consistiu na realização de ensaios para caracterização dos materiais. Para caracterizar o solo retirado dos furos, foram realizados o ensaio de Casagrande, a fim de obter os limites de liquidez e de plasticidade, segundo as normas NBR 6459 (ABNT, 2016a) e NBR 7180 (ABNT, 2016b), respectivamente. Foram ainda realizados os ensaios para obtenção da densidade dos grãos, de acordo com a NBR 6508 (ABNT, 2021) e a classificação expedita para identificação de solos lateríticos. O método usado neste trabalho foi o desenvolvido por Nogami & Vallibor (1994). A fim de aumentar o reconhecimento da região, foram adicionados outros pontos à área de estudo. Inicialmente, realizou-se duas sondagens do tipo SPT, de acordo com a NBR 6484 (ABNT,2020) e em seguida, foram adicionados sete pontos, dentre os quais, realizou-se a coleta de material para três, denominados poços de monitoramento. Estes pontos foram utilizados, pois correspondiam a poços já existentes na região, utilizados na tese de doutorado de Almeida (2023).

Assim sendo, para esses três pontos, não foram realizadas sondagens com uso de caminhões como no caso dos furos anteriores, mas sim sondagens manuais para coleta de material. O solo colhido também foi encaminhado para o laboratório, onde foram realizados além dos ensaios anteriores, o ensaio de condutividade hidráulica NBR 14545 (ABNT, 2000), para obter o parâmetro que expressa a facilidade com que o fluido se move pelo meio poroso. Este parâmetro está intrinsecamente conectado à propriedade granulométrica do solo, o que justificou a execução deste ensaio, em conformidade com a norma NBR 7181 (ABNT, 1984). Os poços em que não houve coleta de material não ficaram desguarnecidos de informação, uma vez que os mesmos foram gerados e utilizados anteriormente como já mencionado. Esses poços receberam como nome a sigla VES, que significa *Vertical Electrical Sounding* (Sondagem Elétrica Vertical). A Sondagem Elétrica Vertical é um método geofísico para investigação de um meio geológico. O método é baseado na estimativa da condutividade elétrica ou resistividade do meio. A técnica funciona através da aplicação de uma corrente elétrica entre um par de eletrodos de corrente e a medição da diferença de potencial entre um par de eletrodos de potencial. A partir dessas medições, é possível calcular a resistividade do solo em diferentes profundidades e associar esse valor obtido a um tipo de solo, com bases em valores de referência na literatura.

A utilização desses pontos existentes foi importante para o procedimento da interpolação na construção do perfil geotécnico tridimensional, aumentando a representatividade espacial do local. A quarta etapa, corresponde a transferência desses dados obtidos para um Sistema de Informações Geográficas. Foi utilizado o s*oftware Arcgis Pro* (versão 3.0, licença para estudantes). Este procedimento foi importante, pois com a inserção dos resultados de laboratório no programa, além de proporcionar uma melhor organização dos mesmos, possibilitou a criação de um banco de dados, que pode ser compartilhado e acessado em outras plataformas por outros usuários. Com isso, foi possível realizar a interpolação dos dados e a geração de um modelo geológico-geotécnico tridimensional da área de estudo, de maneira a viabilizar a determinação das zonas potenciais para recarga de aquíferos. Para a obtenção desse resultado tridimensional, foi necessária a utilização de um Modelo Digital de Elevação - MDE da região, capaz de representar a área por meio de uma malha contínua. Com base no mapa anterior, foi realizado um recorte deste MDE para permitir a interpolação em uma área mais específica, a qual incluía os pontos nos quais tinham-se informações, em função da profundidade. A Figura 3 detalha o MDE, seu respectivo recorte e os pontos utilizados para obtenção do modelo geológico-geotécnico.

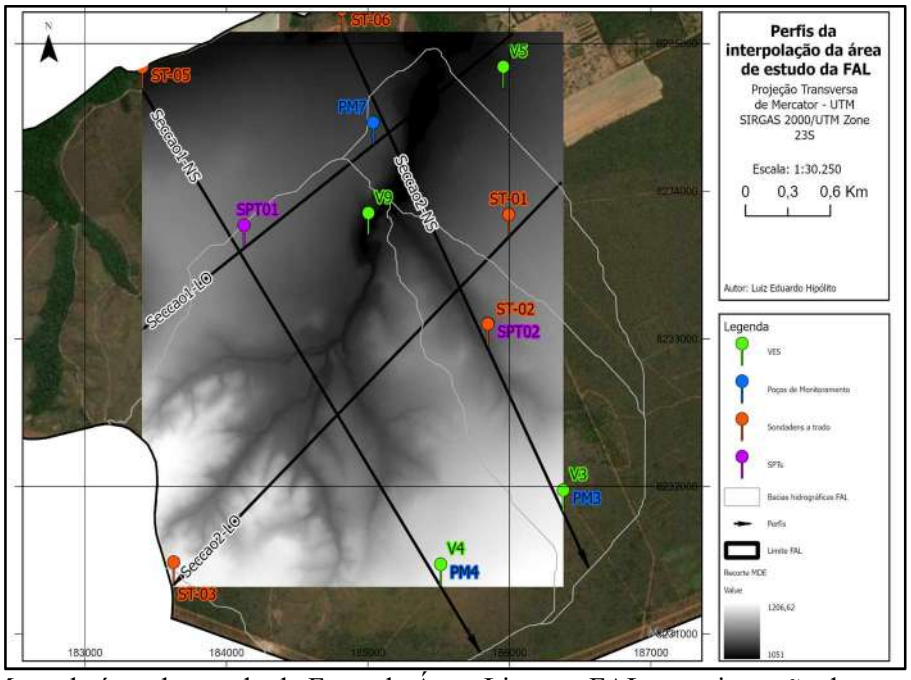


Figura 3. Mapa da área de estudo da Fazenda Água Limpa – FAL, com inserção dos novos pontos.

A ferramenta escolhida para essa realizar essa interpolação foi a krigagem. A krigagem (ou *kriging*) é uma técnica de interpolação espacial utilizada em geostatística para estimar valores desconhecidos em locais não amostrados dentro de uma área geográfica com base em valores amostrados por meio de pontos

conhecidos, realizando previsões ou estimativas em locais onde não há informações disponíveis. A krigagem leva em consideração a correlação espacial entre os pontos amostrados para produzir uma estimativa mais precisa nos locais não amostrados. A técnica se baseia no conceito de variograma, que mede a variabilidade espacial dos dados em função da distância entre os pontos de amostragem. Após a realização da krigagem, foram traçados quatro perfis (duas secções Norte-Sul e duas secções Leste-Oeste), para analisar a profundidade e a variação do tipo de solo. Estes perfis foram feitos perpassando pelos pontos de estudo, juntamente com os demais pontos da região (SPTs e PMs), possibilitando a análise estratigráfica, dentro da área do recorte do MDE.

3 RESULTADOS

A fim de possibilitar a análise estratigráfica dos perfis gerados, previamente foi necessário realizar o agrupamento de todos os dados obtidos para a região de interesse, conforme apresentado na Tabela 1. A reunião dessas informações foi de suma importância, uma vez que delimitou dentro da área de estudo as regiões com maior potencial de recarga de aquíferos. É importante destacar que dentre os valores encontrados para a condutividade hidráulica, apenas os referentes aos poços de monitoramento (PMs) foram obtidos experimentalmente. Os demais valores para o respectivo parâmetro foram retirados em literatura, considerando características semelhantes com os da região de estudo (Campos, 2015).

Tabela 1. Resultados obtidos em laboratório.

ST01				
Prof. (m)	Classificação SUCS	Densidade dos grãos (g/cm^3)	Classificação MCT Expedita	Condutividade hidráulica (m/s)
0 - 2	Orgânico	2,82	Laterítico (LA')	1,0 x10^{-4*}
2 - 11	Silte de baixa plasticidade	2,84	Não Laterítico (NA-NS')	1,1 x10^{-5*}
ST02				
Prof. (m)	Classificação SUCS	Densidade dos grãos (g/cm^3)	Classificação MCT Expedita	Condutividade hidráulica (m/s)
0 - 1	Orgânico	2,71	Laterítico (LA'-LG')	1,0 x10^{-4*}
1 - 3,3	Silte de baixa plasticidade	2,78	Não Laterítico (NA'-NS')	1,1 x10^{-5*}
ST03				
Prof. (m)	Classificação SUCS	Densidade dos grãos (g/cm^3)	Classificação MCT Expedita	Condutividade hidráulica (m/s)
0 - 2,1	Orgânico	2,71	Não Laterítico (NA-NS')	1,0 x10^{-4*}
2,1 - 4	Argila de baixa plasticidade	2,81	Não Laterítico (NA-NS')	4,2 x10^{-10*}
ST05				
Prof. (m)	Classificação SUCS	Densidade dos grãos (g/cm^3)	Classificação MCT Expedita	Condutividade hidráulica (m/s)
0 - 2	Orgânico	2,81	Não Laterítico (NA-NS')	1,0 x10^{-4*}
2 - 3,5	Silte de baixa plasticidade	2,94	Não Laterítico (NA-NS')	1,1 x10^{-5*}
3,5 - 4,2	Argila de baixa plasticidade	2,95	Não Laterítico (NS-NA')	4,2 x10^{-10*}

		ST06		
Prof. (m)	Classificação SUCS	Densidade dos grãos (g/cm^3)	Classificação MCT Expedita	Condutividade hidráulica (m/s)
0 - 2,1	Orgânico	2,81	Laterítico (LA')	1,0 x10^{-4*}
2,1 - 3,3	Silte de alta plasticidade	2,79	Não Laterítico (NS-NA')	3,0 x10^{-8*}
3,3 - 7	Silte de baixa plasticidade	2,98	Não Laterítico	1,1 x10^{-5*}
		PM03		
Prof. (m)	Classificação granulométrica	Densidade dos grãos (g/cm^3)	Classificação MCT Expedita	Condutividade hidráulica (m/s)
1 - 1,65	Areia Fina	2,76	Não Laterítico	1,06 x10^{-5}
		PM04		
Prof. (m)	Classificação granulométrica	Densidade dos grãos (g/cm^3)	Classificação MCT Expedita	Condutividade hidráulica (m/s)
0,6 - 0,8	Areia Fina	2,55	Não Laterítico	2,42 x10^{-3}
		PM07		
Prof. (m)	Classificação granulométrica	Densidade dos grãos (g/cm^3)	Classificação MCT Expedita	Condutividade hidráulica (m/s)
0,5 - 0,7	Pedregulho e argila	2,64	Laterítico (LG')	6,17 x10^{-6}
		VES03**		
Prof. (m)		Classificação SUCS		Condutividade hidráulica (m/s)
0 - 0,5		Orgânico		1,0 x10^{-4}
0,5 - 3,5		Argila de baixa plasticidade		4,2 x10^{-10}
3,5 - 15		Silte de baixa plasticidade		1,1 x10^{-5}
		VES05**		
Prof. (m)		Classificação SUCS		Condutividade hidráulica (m/s)
0 - 0,5		Orgânico		1,0 x10^{-4}
0,5 - 16,5		Silte de baixa plasticidade		1,1 x10^{-5}
		VES09**		
Prof. (m)		Classificação SUCS		Condutividade hidráulica (m/s)
0 - 0,5		Orgânico		1,0 x10^{-4}
0,5 - 10		Silte de alta plasticidade		3,0 x10^{-8}
10 - 20		Silte de baixa plasticidade		1,1 x10^{-5}

* Valores de condutividade hidráulica retirados da literatura.
* Resultados experimentais de Almeida (2023).

Após a reunião dos dados, torna-se possível a análise estratigráfica dos perfis gerados, identificando as zonas mais potenciais no fenômeno da recarga de aquíferos, circuladas em azul na Figura 4. Todos os perfis

gerados possuem um exagero vertical a fim de facilitar a visualização das camadas. Na secção 1 – NS, por exemplo, 1000 metros na distância possuem a mesma escala que 65 metros em altura, o que representa um exagero de aproximadamente 15 vezes do eixo y em relação ao eixo x.

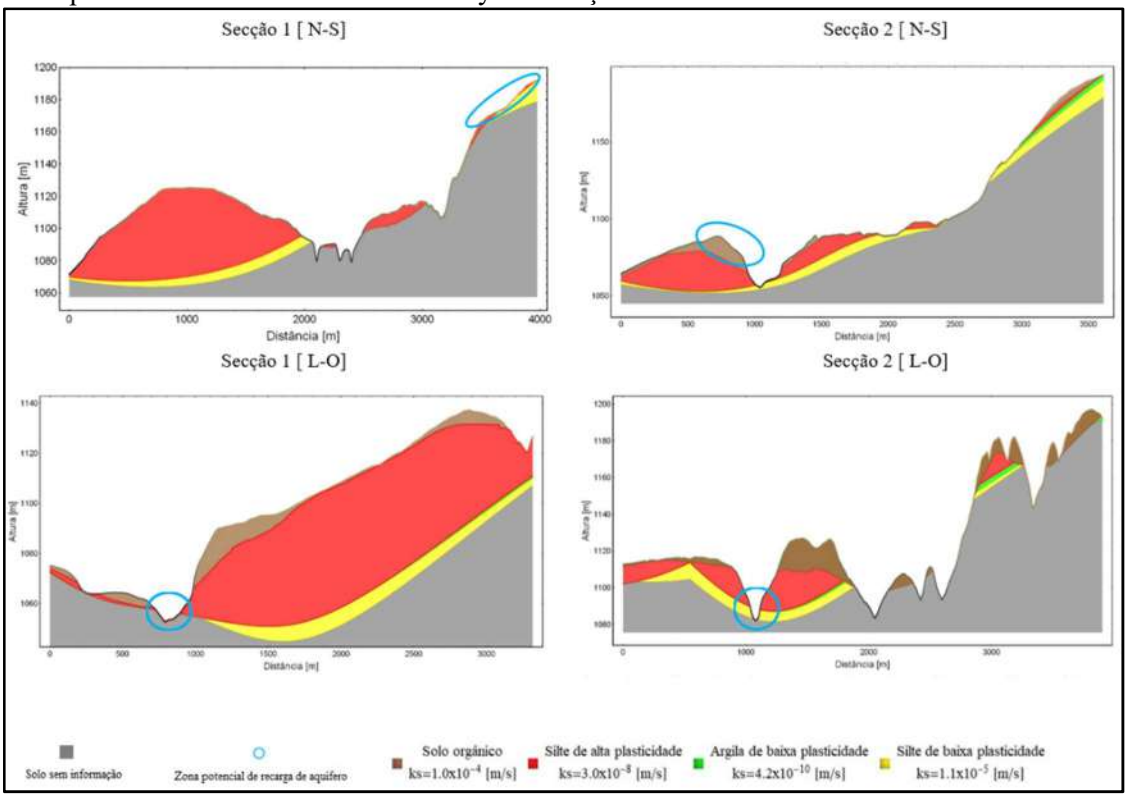


Figura 4. Perfis estratigráficos das 4 secções e demarcações das zonas de recarga de aquíferos.

Ao analisar graficamente os perfis estratigráficos gerados, fica possível identificar as zonas com maior potencial ao fenômeno da recarga de aquíferos. Na secção 1 - NS, a região que possui maior potencial de recarga é a região onde localiza-se o PM04. Nesta região do perfil, a camada mais superficial é composta por um material arenoso, seguido de uma outra camada predominantemente composta por silte de baixa plasticidade, solos que apresentam condutividades hidráulicas maiores. No entanto, considerando a altimetria local deste ponto, o potencial de recarga se vê comprometido, uma vez que a elevação do terreno propicia o escoamento da água. Ainda, é possível observar no perfil uma saliência que atinge uma distância horizontal de aproximadamente 2000 metros, composta por silte de alta plasticidade.

Esse resultado foi obtido visto que a interpolação gerada para esta secção considerou apenas os dados informados referentes aos pontos ST05 e PM04. Ao notar que a região ficou desguarnecida de informação, a krigagem associou dados do ponto mais próximo, o ST06, o que justificou a extensão dessa camada. Na Secção 1 – LO, a zona mais suscetível à recarga de aquíferos corresponde a região do PM07, onde há uma camada superficial pedregulhosa, conforme resultado de laboratório, seguida de uma camada predominantemente orgânica, a qual possui alta condutividade hidráulica. Associado a este fato, tem-se ainda uma altimetria local que favorece o escoamento para uma depressão próxima a sede da FAL, região também composta por solo orgânico. A secção 2 – NS possui logo em seu início uma camada com abundância de solo orgânico. Essa camada tem uma extensão que chega a quase 1000 metros, momento em que é notada uma diminuição de elevação do terreno, o que favorece o escoamento superficial.

Diferentemente do escoamento notado na secção 1 – NS, essa depressão possui uma camada de silte de baixa plasticidade, solo cujo condutividade hidráulica é elevada, propiciando no local a recarga direta. Além disso, a área apresenta proximidade com a região composta por gleissolo, em conformidade com o mapa pedológico apresentado. Esse tipo de solo encontra-se permanente ou periodicamente saturados por água, o que diretamente influencia o fenômeno da recarga. Foi possível identificar que a secção 2 – LO apresenta potencial de recarga natural, na região próxima a 1200 metros, onde é observada a presença de uma camada

de solo composta por silte de baixa plasticidade. Além disso, essa região equivale a uma mata de galeria, tipo de vegetação florestal que acompanha um curso de água, no caso, um dos braços do Córrego Capetinga, favorecendo o fenômeno da recarga indireta na região.

4 CONCLUSÃO

A pesquisa desenvolvida no estudo apresentou uma metodologia satisfatória e eficaz para a identificação das regiões mais suscetíveis às características da recarga de aquíferos. A utilização de técnicas inteligentes de interpolação espacial, como a krigagem, e integrando dados geotécnicos e hidrológicos ao Sistema de Informações Geográficas (SIG), foi possível gerar perfis tridimensionais detalhados da área de estudo. Essa abordagem permitiu a visualização estratigráfica das secções, facilitando a definição das zonas com maior potencial de recarga. Com isso, a contribuição acadêmica deste trabalho é significativa, pois oferece uma ferramenta robusta e replicável para a análise de recarga de aquíferos em diferentes regiões. Ainda, a metodologia pode ser adaptada e ampliada com a inclusão de outras parâmetros de interesse e a incorporação de outras análises como da declividade, regime pluviométrico e variações de uso e cobertura do solo, aumentando ainda mais a precisão e aplicabilidade dos resultados. A integração de dados em um SIG fornece um banco de informações acessível e de fácil compreensão, promovendo a colaboração entre pesquisadores, construindo uma base sólida para futuros trabalhos e aplicações práticas na preservação e uso eficiente dos recursos hídricos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal. (2015). *Diretrizes para o desenvolvimento de recarga artificial de aquíferos no Distrito Federal. Brasília.*

Almeida, J. (2023). *Monitoramento e modelagem de processos hidrológicos subsuperficiais e evapotranspiração em bacia de Cerrado*. Dissertação de Doutorado, Programa em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília/UNB, 214p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1984). NBR 7181. *Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2000). NBR 14545. *Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos por carga variável*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016a). NBR 6459. *Determinação do limite de liquidez.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016b). NBR 7180. *Determinação do limite de plasticidade.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2020). NBR 6484. *Sondagens de simples reconhecimento dos solos com SPT.*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2021). NBR 6508. *Determinação da densidade real dos grãos.* Rio de Janeiro.

Campos, L. (2015*). Variação da resistividade elétrica para três solos não saturados*. Dissertação de Mestrado, Programa em Engenharia Civil e Ambiental, Área de Concentração Geotecnia, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", 146p.

Hough, M. (1984). *Cities and Natural Process: towards a new urban vernacular*. 1a ed. [S.l.]: Croom Helm, 216p.

Mota, F. (1981*). Planejamento Urbano e preservação ambiental*. 1a ed. Fortaleza, CE: Edições UFC, 158p.

Nogami, J., Villibor, D. (1994) *Identificação expedita dos grupos da classificação MCT para solos tropicais*. In: Anais do X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu. v.4, pp. 1293-1300.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/416

Métodos geoelétricos na investigação exploratória do comportamento geotécnico de resíduos sólidos urbanos

Mariana Barbosa Juarez
Estudante de Doutorado, Universidade Estadual Paulista, Bauru, Brasil, mariana.juarez@unesp.br

Giulliana Mondelli
Professor, Universidade Estadual Paulista, Bauru, Brasil, g.mondelli@unesp.br

Heraldo Luiz Giacheti
Professor, Universidade Estadual Paulista, Bauru, Brasil, h.giacheti@unesp.br

Vagner Roberto Elis
Professor, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, vagner.elis@iag.usp.br

RESUMO: Mais de uma década após a aprovação da Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), ainda há desafios na promoção do gerenciamento integrado e sustentável – desde a separação na fonte até a disposição final – de resíduos sólidos urbanos (RSU) no Brasil. A compreensão acerca do comportamento geotécnico dos RSU é essencial para evitar a ruptura de taludes e impactos no meio ambiente e na saúde pública durante o encerramento de lixões a céu aberto e aterros controlados e o monitoramento de aterros sanitários. Todavia, a heterogeneidade dos materiais é um obstáculo para a amostragem representativa e a reprodução das condições de campo em laboratório, principalmente no que se refere a variações volumétricas devido à decomposição da matéria orgânica e poropressões causadas pelo acúmulo de líquido e gás. Alternativamente, a relação entre a resposta geoelétrica e propriedades geotécnicas, como teor de umidade e porosidade, tem sido explorada na Geotecnia Ambiental. Esse artigo revisa dados elétricos e eletromagnéticos obtidos em estudos conduzidos no país para resíduos aterrados, bem como correlações com a distribuição de chorume e o estágio de degradação. No geral, a presença de RSU foi associada a valores baixos de resistividade (<50 Ω.m) e altos de cargabilidade (10-90 mV/V) em comparação com aqueles medidos no solo do entorno. As conclusões e limitações levantadas embasaram a proposta de uma abordagem metodológica para a investigação de áreas de disposição, incluindo métodos geofísicos não intrusivos em uma etapa exploratória que antecede a execução de furos de sondagem e ensaios de campo, entre outras ferramentas de prospecção geotécnica.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro, Monitoramento, Chorume, Geofísica, Investigação In Situ.

ABSTRACT: More than a decade after the approval of the Brazilian Solid Waste Policy (PNRS), there are still challenges in promoting the integrated and sustainable management – from source separation to final disposal – of municipal solid waste (MSW) in Brazil. Understanding the geotechnical behavior of MSW is crucial for preventing slope failures and their impact on the environment and public health while closing open dumps and monitoring landfills. However, the heterogeneity of waste materials is an obstacle to representative sampling and reproducing field conditions in the laboratory, especially concerning volumetric variations due to organic matter decomposition and pore pressures caused by liquid and gas accumulation. Alternatively, the relationship between the geoelectrical response and geotechnical properties, such as moisture content and porosity, has been explored in Environmental Geotechnics. This paper reviews electrical and electromagnetic data obtained from studies conducted in the country for landfilled waste, as well as correlations with leachate distribution and degradation degree. Generally, the presence of MSW was associated with low resistivity (<50 Ω.m) and high chargeability (10-90 mV/V) values compared with those measured in the surrounding soil. The highlighted findings and limitations supported the suggestion of a methodological approach to investigate disposal sites, including non-intrusive geophysical methods in an exploratory stage preceding borehole drilling and in situ tests, among other geotechnical prospecting tools.

KEYWORDS: Landfill, Monitoring, Leachate, Geophysics, In Situ Investigation.

1 INTRODUÇÃO

A gestão integrada de resíduos sólidos urbanos (RSU) tem sido global e nacionalmente debatida há anos. A Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), instituída pela Lei nº 12.305/2010, estabelece diretrizes para reduzir a geração de resíduos e garantir que somente os rejeitos sejam dispostos sobre o solo, em conformidade com normas operacionais e medidas de proteção cabíveis (Brasil, 2010). Um sistema que tem o aterro sanitário como única forma de destinação não é necessariamente sustentável; é imprescindível que sejam desenvolvidas soluções de reciclagem e valorização de RSU e se estabeleça um cenário econômico e logístico que as viabilize. Em paralelo, o Plano Nacional de Resíduos Sólidos (Planares) evidencia a necessidade de encerrar e recuperar áreas ocupadas por lixões a céu aberto e aterros controlados e de monitorar e descomissionar aterros sanitários existentes (Brasil, 2022), dado que tais áreas tem recebido os RSU coletados no país quase em sua totalidade – valor estimado entre 62 e 76 milhões de toneladas no ano de 2022 (Abrelpe, 2022; SNIS, 2022).

A caracterização de maciços e valas de resíduos, assim como do solo do entorno, é de suma importância nesse processo de adequação da disposição final e deve ser feita sob o ponto de vista da Geotecnia Ambiental, abrangendo tanto teorias da mecânica dos solos quanto ciclos biogeoquímicos, climáticos e hidrogeológicos (Jucá, 2019). Além da heterogeneidade dos materiais aterrados, as alterações que estes sofrem à medida que degradam trazem ainda mais complexidade à compreensão e à previsão do comportamento hidromecânico de estruturas de disposição. Cerca de 45% dos RSU gerados no Brasil consistem em restos de alimentos, jardins e madeiras (Abrelpe, 2020). O elevado teor de matéria orgânica, somado as condições quentes e úmidas típicas do país, resulta em um cenário favorável à decomposição com altas taxas de produção de chorume e biogás (Machado et al., 2014). Excessos de umidade e de poropressão podem reduzir a tensão efetiva e a resistência ao cisalhamento, têm sido atribuídos a vários casos de ruptura de taludes de resíduos (Gharabaghi et al., 2008; Zhang et al., 2020; Jucá et al., 2021).

A geofísica de superfície tem sido amplamente usada para avaliar áreas suspeitas de contaminação ou contaminadas por chorume, tendo em vista a relação de propriedades elétricas e eletromagnéticas com o teor de umidade, a porosidade e a salinidade do meio (Dahlin et al., 2010; Soupios e Ntarlagiannis, 2017; Igboama et al., 2022). Reunindo estudos conduzidos em diferentes regiões do mundo, principalmente Europa e América do Norte, Juarez et al. (2023) e De Donno et al. (2024) ressaltaram também a aplicabilidade dos métodos de eletrorresistividade (ER), polarização induzida (IP), potencial espontâneo (SP), eletromagnético (EM) e radar de penetração (GPR) para identificar zonas com acúmulo de chorume, anomalias indicativas de poros e bolsões e objetos enterrados (e.g. drenos) no interior da massa de resíduos, estimar a espessura dos sistemas de base e de cobertura e analisar esses aspectos a longo prazo.

O presente artigo apresenta uma revisão de escopo de estudos nacionais acerca da resposta geoelétrica de RSU. Esse tipo de pesquisa atende, entre outros propósitos, ao mapeamento de evidências e à estruturação de resultados de uma área de conhecimento multidisciplinar (Tricco et al., 2018). Considerando as vantagens em termos de custo-benefício, cobertura espacial e rapidez de execução, visa-se examinar como esses métodos geofísicos têm sido ou podem ser empregados para investigar áreas de disposição a fim de, posteriormente, auxiliar na determinação de propriedades geotécnicas e na interpretação de variações espaciais e temporais. A reconformação de taludes, a manutenção da integridade dos sistemas de drenagem, a instalação de marcos e a adoção de parâmetros confiáveis no monitoramento lixões, aterros controlados e aterros sanitários são medidas necessárias para que o resultado do encerramento seja um passivo sem riscos à saúde pública e ao ambiente e com condições mínimas para futuras implantações (Guimarães et al., 2021).

2 METODOLOGIA

A busca de estudos para inclusão na revisão foi realizada na base de dados Scopus, utilizando a seguinte expressão: *("municipal solid waste" OR MSW OR waste) AND (landfill OR "open dump" OR dumpsite OR disposal) AND ("electrical resistivity" OR resistivity OR "induced polarization" OR chargeability OR self-potential OR "spontaneous potential" OR electromagnetic OR "ground penetrating radar")*. Terminologias alternativas e abreviações foram consideradas e não houve restrição quanto ao ano de publicação, idioma e tipo de documento. No total, 75 registros atenderam ao critério de inclusão de país/território. Durante a triagem de títulos e resumos, 24 registros foram removidos por não serem pertinentes à questão central, a exemplo de estudos que investigaram outros tipos de resíduos ou focaram na contaminação do solo. Em seguida, os demais estudos foram submetidos à avaliação do texto integral, quando disponível, para elegibilidade.

3 RESULTADOS

3.1 Características dos estudos

A Tabela 1 sumariza os dados extraídos de 18 estudos elegíveis para inclusão na revisão, publicados em periódicos e conferências entre os anos de 2002 e 2023. Foram identificadas 11 áreas de disposição, localizadas principalmente no Estado de São Paulo e em alguns estados das regiões Centro-Oeste e Sul. A presença notória de lixões e aterros controlados condiz com os quantitativos anuais disponibilizados por organizações públicas e privadas. Estima-se que entre 26% e 39% dos RSU coletados no país ainda tenham destinação inadequada (Abrelpe, 2022; SNIS, 2023).

Tabela 1. Resumo dos dados extraídos dos estudos elegíveis para inclusão na revisão

Área de disposição			Autor (ano)	Método				
Nº	Cidade-UF	Descrição		ER	IP	SP	EM	GPR
1	Bauru-SP	Aterro sanitário	Lago et al. (2006)	Sim	Sim	Sim	–	–
2	Brasília-DF	Aterro controlado	Guedes et al. (2020)	Sim	–	–	–	–
3	Campinas-SP	Aterro sanitário	Aranda et al. (2021)	Sim	–	–	–	–
4	Cordeirópolis-SP	Aterro controlado	Moreira e Braga (2008)	–	Sim	–	–	–
			Moreira e Braga (2009a)	–	Sim	–	–	–
			Moreira e Braga (2009b)	Sim	Sim	–	–	–
			Moreira et al. (2009)	Sim	–	–	–	–
			Moreira et al. (2011)	Sim	–	–	–	–
			Moreira et al. (2013)	–	–	Sim	–	–
5	Cuiabá-MT	Lixão	Shiraiwa et al. (2002)	Sim	–	–	Sim	Sim
6	Piracicaba-SP	Aterro controlado	Moura e Malagutti Filho (2003)	Sim	Sim	–	–	–
7	Pirenópolis-GO	Lixão	Alves e Borges (2019)	–	–	–	–	Sim
8	Ribeirão Preto-SP	Lixão	Fachin et al. (2008)	Sim	Sim	–	–	–
9	Rio Claro-SP	Aterro sanitário	Moreira et al. (2015)	Sim	–	–	–	–
			Moreira et al. (2017)	–	–	Sim	–	–
10	São Carlos-SP	Lixão	Elis et al. (2016)	Sim	Sim	–	–	–
			Morita et al. (2023)	Sim	–	–	–	–
11	Vila Nova do Sul-RS	Aterro sanitário	Helene e Moreira (2021)	Sim	–	Sim	–	–

3.2 Resposta geoelétrica de RSU no Brasil

O método ER foi o mais usado nos estudos avaliados, destacando-se duas técnicas e seus respectivos objetivos: sondagem elétrica vertical (SEV) com arranjo Schlumberger para delimitar a espessura das camadas de cobertura, de resíduos e de base; e caminhamento elétrico (CE) com arranjo dipolo-dipolo para determinar a variação vertical (profundidade) e lateral de parâmetros de interesse. Guedes et al. (2020) compararam linhas de CE com quatro arranjos e o dipolo-dipolo demonstrou maior compatibilidade com as informações em furos de sondagem. O método IP foi o segundo mais frequente, empregando-se geralmente o mesmo arranjo do ER.

Os resultados de resistividade (ρ) e cargabilidade (M) encontram-se na Tabela 2. Embora as práticas operacionais, a idade dos RSU e os métodos adotados sejam diferentes em cada área, notam-se intervalos de valores similares. No geral, os maciços e as valas de disposição apresentaram valores mais baixos de ρ, devido à natureza altamente condutiva do chorume, e mais altos de M em comparação com aqueles obtidos no entorno (Lago et al., 2006; Fachin et al., 2008). Zonas com ρ acima de100 Ω.m no interior do aterro sanitário de Rio Claro-SP, situadas próximas de drenos de gás com vazão maior que 40 m³/h, foram associadas ao acúmulo de biogás (Moreira et al., 2015). Nos casos em que não houve contraste suficiente de resistividade, o fenômeno da polarização – medido em termos de cargabilidade ou cargabilidade normalizada pela resistividade (Mn) – foi mais sensível à presença de resíduos e, portanto, mais eficiente para delimitá-los (Moura e Malagutti Filho, 2003; Elis et al., 2016). As anomalias de cargabilidade podem ser ocasionadas por objetos metálicos aterrados, tais como latas e eletrônicos, e por elementos metálicos oriundos do chorume (Moreira e Braga, 2008, 2009a, 2009b).

Tabela 2. Valores de resistividade e cargabilidade obtidos para RSU em estudos no Brasil

Área de disposição Nº	Status [a]	Autor (ano)	Técnica	Arranjo	ρ (Ω.m)	M (mV/V)
1	Operando	Lago et al. (2006)	SEV	Schlumberger	10-19	–
			CE	Dipolo-dipolo	4-40	10-26
2	Desativada	Guedes et al. (2020)	CE	Vários	<20	–
3	Operando	Aranda et al. (2021)	SEV	Schlumberger	2-51	–
			CE	Dipolo-dipolo	3-40	–
4	Desativada [b]	Moreira et al. (2009)	CE	Dipolo-dipolo	<300	–
		Moreira et al. (2011)	SEV	Schlumberger	26-189	–
5	Desativada	Shiraiwa et al. (2002)	SEV	Schlumberger	5	–
			EM	–	6-17	–
6	Operando	Moura e Malagutti Filho (2003)	SEV	Schlumberger	2-15	8-43
8	Desativada	Fachin et al. (2008)	CE	Dipolo-dipolo	3-25	15-50
9	Operando	Moreira et al. (2015)	CE	Schlumberger	<141	–
10	Desativada	Elis et al. (2023)	CE	Dipolo-dipolo	<30	40-90
11	Desativada [b]	Helene e Moreira (2021)	CE	Schlumberger	12-50	–

Legenda: [a] Referente ao período do levantamento geofísico; [b] Vala(s) de resíduos fechada(s).

Aranda et al. (2021) examinaram a distribuição de umidade no aterro sanitário Delta-A em Campinas-SP, adotando a simplificação da lei de Archie (1942) descrita nas Equações 1 e 2, que substitui a porosidade e a saturação pelo teor de umidade volumétrico (θ). A resistividade do chorume (ρ_l) foi medida em piezômetros e os parâmetros a e m foram calibrados a partir de correlações entre valores de ρ de SEVs e teores de umidade obtidos em laboratório com amostras do local. Convertendo seções de CE em seções de umidade, os autores distinguiram uma camada de geossintéticos na base da célula experimental e zonas mais úmidas acima dela.

$$\rho = a \times \rho_l \times \theta^{-m} \quad (1)$$

$$\rho = 0{,}725 \times 1{,}03 \times \theta^{-2{,}092} \quad (2)$$

Morita et al. (2023) avaliaram a eficiência de um sistema de geomembranas para reduzir a infiltração de águas pluviais e a produção de chorume no lixão desativado de São Carlos-SP. Ao comparar linhas de CE antes (período seco) e depois (período úmido) da instalação, verificou-se um aumento da resistividade na área sob influência da cobertura. Fora dos limites dessa área, os valores de ρ foram nitidamente mais baixos após a incidência de chuvas. No levantamento de Aranda et al. (2021), a ausência desse efeito da condição climática (i.e. diminuição da resistividade devido ao aumento da umidade durante o período chuvoso) foi atribuída a influência da biodegradação sobre o parâmetro elétrico.

Moreira et al. (2011) fizeram uma estimativa do tempo de formação de chorume no aterro controlado de Cordeirópolis-SP. Observou-se uma queda da resistividade de SEVs de 144 para 26 Ω.m em valas fechadas de 2007 a 2004 – estando essa última no ápice de produção do fluido –, seguida por um aumento até 189 Ω.m na vala fechada em 2001. Contudo, a interpretação de linhas de CE sobre a mesma área, junto com parâmetros geoquímicos do solo de interface com os RSU, mostrou-se mais controversa. Tendências de redução de ρ e do potencial hidrogeniônico (pH) e aumento do potencial redox (Eh) entre 2007 e 2004 também indicaram uma evolução das atividades de decomposição, enquanto valores significativamente mais altos de ρ e baixos de Eh na vala fechada em 2003 sugeriram a interrupção desse processo, cuja causa levantada foi a precipitação de íons e consequente instabilidade geoquímica do ambiente (Moreira et al., 2009).

O método SP também se mostrou conveniente para avaliar o estágio de degradação dos resíduos. Ainda no aterro de Cordeirópolis-SP, Moreira et al. (2013) detectaram um aumento do potencial elétrico de 0 a 70 mV em valas mais antigas. Potenciais elétricos baixos ou negativos, como aqueles vistos nos aterros sanitários de Rio Claro-SP e Vila Nova do Sul-RS, devem-se à presença de matéria orgânica biodegradável e ao potencial de oxirredução em RSU mais novos (Moreira et al., 2017; Helene e Moreira, 2021).

No que tange aos métodos eletromagnéticos, condutividades entre 60 e 180 mS/m (resistividades entre 17 e 6 Ω.m, respectivamente) foram medidas na área de disposição e, nos poucos dados de GPR, notou-se a atenuação ou ausência de refletores na presença de chorume (Shirawa et al. 2003; Alves e Borges, 2019).

3.3 Abordagem proposta

A Figura 1 ilustra uma proposta metodológica para a caracterização geotécnica de RSU dispostos em lixões a céu aberto, aterros controlados e aterros sanitários, subdividida em: (1) investigação exploratória; (2) formulação de problemas e hipóteses; (3) investigação confirmatória; e (4) análise integrada dos dados.

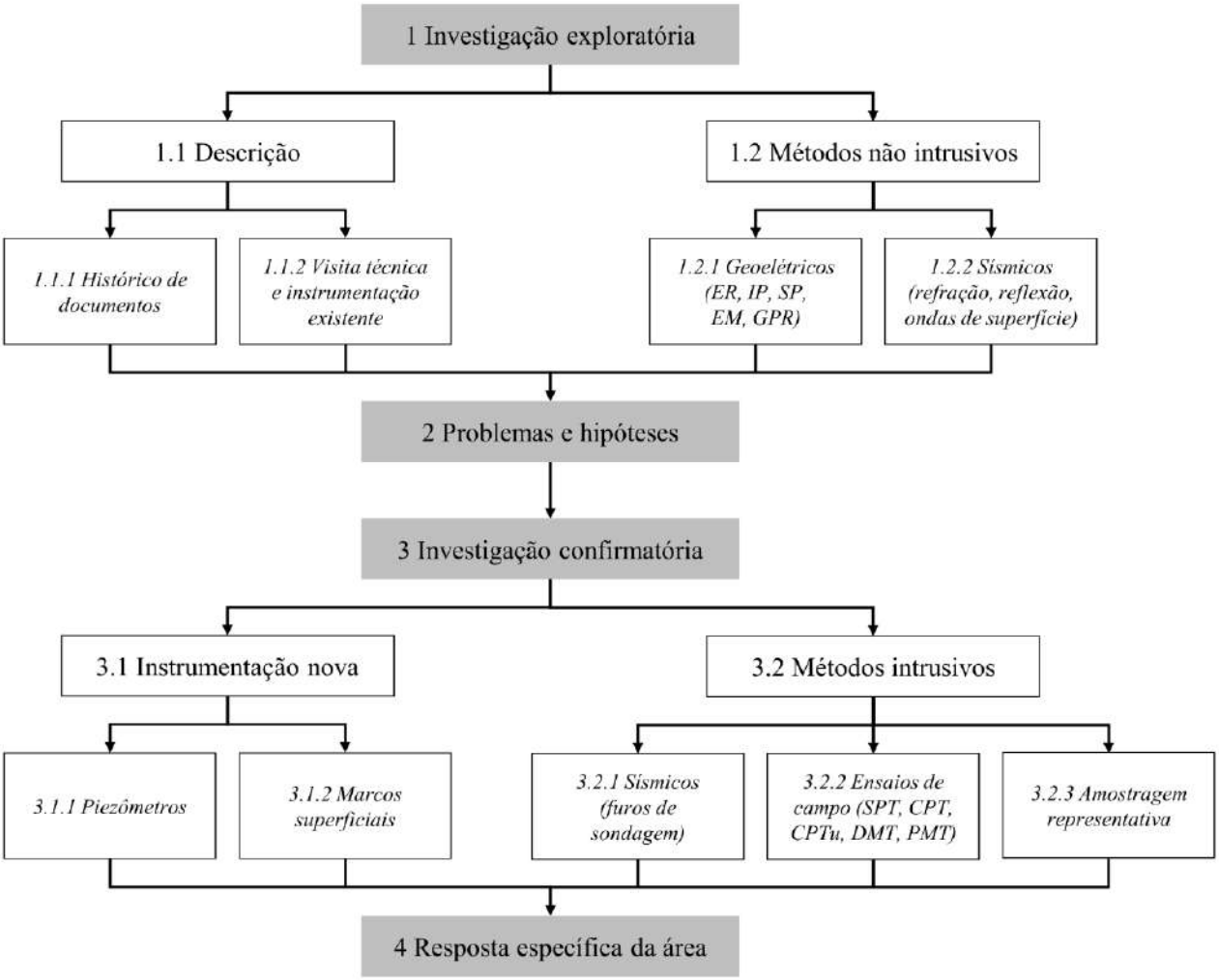


Figura 1. Abordagem metodológica para a caracterização geotécnica de áreas de disposição final de RSU

A investigação exploratória não requer uma hipótese *a priori*; ao contrário, visa-se mapear e diagnosticar os resíduos de forma rápida, menos onerosa e sem a necessidade de perfurações. Nessa etapa, destacam-se as seguintes sugestões práticas elencadas por Meju (2000): busca e inspeção de documentos prévios; descrição do histórico construtivo e operacional, dos materiais de impermeabilização e sistemas de drenagem de chorume e biogás, se houver, e da hidrogeologia; planejamento e execução de um levantamento geofísico superficial; e desenvolvimento de modelos geoelétricos e/ou sísmicos específicos. Recomenda-se a combinação de métodos e o posicionamento de linhas de aquisição de dados dentro e fora dos limites da área de disposição para reduzir ambiguidades na interpretação de zonas anômalas e evidenciar o contraste entre os materiais.

Em seguida, prossegue-se para a identificação de problemas geotécnicos existentes ou potenciais e de hipóteses a serem testadas na investigação confirmatória. Uma vez em posse das regiões e profundidades de interesse, sugere-se a instalação de piezômetros e marcos superficiais, métodos geofísicos intrusivos (furos de sondagem), ensaios de campo e amostragem. Espera-se que a avaliação conjunta dessas informações forneça estimativas mais confiáveis de parâmetros para análises de estabilidade e permita a adaptação ou a geração de modelos de previsão de comportamento mais adequados para resíduos.

4 CONCLUSÃO

O uso de métodos geofísicos no monitoramento geotécnico de áreas de disposição de resíduos sólidos urbanos, durante a operação e o encerramento, mostra-se promissor. A resposta geoelétrica do meio relaciona-se indiretamente com a distribuição de líquidos e gases e o processo de degradação. Estes, por sua vez, afetam o comportamento mecânico e deformacional das estruturas a médio e longo prazo.

Estudos nacionais conduzidos nos últimos anos indicaram a predominância de zonas menos resistivas e mais polarizáveis no interior dos RSU em comparação com o solo do entorno. Frequentemente, encontraram-se valores de resistividade abaixo de 50 Ω.m, compatíveis com os elevados teores de umidade causados pela decomposição e pela infiltração de águas pluviais, e valores de cargabilidade entre 10 e 90 mV/V, associados à composição dos materiais e do chorume. Foram relatadas tendências de aumento do potencial elétrico com o envelhecimento dos resíduos e uma consequente redução da parcela biodegradável.

No entanto, ressalta-se que a interpretação desses dados requer validação ou calibração com informações prévias da área de estudo e/ou parâmetros determinados em laboratório. A variação de propriedades elétricas e eletromagnéticas depende de diversos fatores e não implica necessariamente relações claras de causa e efeito. Por fim, identificam-se oportunidades de pesquisa a partir da abordagem proposta para investigação *in situ*.

AGRADECIMENTOS

A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa concedida.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abrelpe (2020). *Panorama de Resíduos Sólidos no Brasil*. Disponível em: <https://abrelpe.org.br/panorama/> Acesso em: 15. fev. 2024.

Abrelpe (2022). *Panorama de Resíduos Sólidos no Brasil*. Disponível em: <https://abrelpe.org.br/panorama/> Acesso em: 15. fev. 2024.

Alves, K. L., Borges, W. R. (2019). Estimativa de características geométricas de solos e rochas com radar de penetração no solo, na área de disposição de resíduos sólidos urbanos de Pirenópolis, Goiás, Brasil. *Anuário do Instituto de Geociencias*, 42 (3), p. 281-288.

Aranda, N., Elis, V. R., Prado, R. L., Miguel, M. G., Leme, M. A. G., Conicelli, B., Guzmán, O. (2021). Electrical resistivity methods to characterize the moisture content in Brazilian sanitary landfill. *Environmental Monitoring and Assessment*, 193, p. 1-15.

Brasil (2010). Lei n° 12.305, de 2 de agosto de 2010. *Política Nacional de Resíduos Sólidos*. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/l12305.htm>. Acesso em: 13 fev. 2024.

Brasil (2022). Ministério do Meio Ambiente. Secretaria de Qualidade Ambiental. *Plano Nacional de Resíduos Sólidos*. Disponível em: <https://sinir.gov.br/informacoes/plano-nacional-de-residuos-solidos/>. Acesso em: 13 fev. 2024.

Dahlin, T., Rosqvist, H., Leroux, V. (2010). Resistivity-IP for landfill applications. *first break*, 28 (8), p. 101-105.

De Donno, G., Melegari, D., Paoletti, V., Piegari, E. (2024). Electrical and electromagnetic prospecting for the characterization of municipal waste landfills: a review. In: Anouzla, A., Souabi, S. (eds) *Technical Landfills and Waste Management.* Springer Cham. v. 1, p. 1-29.

Elis, V. R., Ustra, A. T., Hidalgo-Gato, M. C., Pejon, O. J., Hiodo, F. Y. (2016). Application of induced polarization and resistivity to the environmental investigation of an old waste disposal area. *Environmental Earth Sciences*, 75, p. 1-13.

Fachin, S. J. S., Elis, V. R., Ustra, A. T. (2008). Resistivity and IP 2D surveying at an old landfill site in Ribeirão Preto, São Paulo, Brazil: aquisition parameters evaluation and environmental monitoring. In: 21st

Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems - SAGEEP, Philadelphia. *Proceedings*... EAGE, p. 862-870.

Gharabaghi, B., Singh, M. K., Inkratas, C., Fleming, I. R., McBean, E. (2008). Comparison of slope stability in two Brazilian municipal landfills. *Waste Management*, 28 (9), p. 1509-1517.

Guedes, V. J. C. B., Lima, V. B. O., Borges, W. R., Cunha, L. S. (2020). Comparison of the geoelectric signature with different electrode arrays at the Jockey Club Landfill of Brasília, DF, Brazil. *Brazilian Journal of Geophysics*, 38 (1), p. 41-51.

Guimarães, C. C., Barbosa, A. M., Macedo, L. S. (2021). Proposta metodológica para o encerramento e recuperação de áreas de disposição irregular de resíduos sólidos. *Revista IPT: Tecnologia e Inovação*, 5 (18), p. 6-22.

Helene, L. P. I., Moreira, C. A. (2021). Analysis of leachate generation dynamics in a closed municipal solid waste landfill by means of geophysical data (DC resistivity and self-potential methods). *Pure and Applied Geophysics*, 178 (4), p. 1355-1367.

Igboama, W. N., Hammed, O. S., Fatoba, J. O., Aroyehun, M. T., Ehiabhili, J. C. (2022). Review article on impact of groundwater contamination due to dumpsites using geophysical and physiochemical methods. *Applied Water Science*, 12 (6), p. 130.

Juarez, M. B., Mondelli, G., Giacheti, H. L. (2023). An overview of in situ testing and geophysical methods to investigate municipal solid waste landfills. *Environmental Science and Pollution Research*, 30 (9), p. 24779-24789.

Jucá, J. F. T. (2019). Geotecnia ambiental aplicada a depósitos de resíduos sólidos: investigação ambiental, projetos e controle tecnológico de obras. *15ª Palestra Milton Vargas*. ABMS.

Jucá, J. F. T., Norberto, A. D. S., Santos Júnior, J. I. D., Marinho, F. A. (2021). Brasília municipal solid waste landfill: a case study on flow and slope stability. *Soils and Rocks*, 44 (3), e2021067321.

Lago, A. L., Elis, V. R., Giacheti, H. L. (2006). Aplicação integrada de métodos geofísicos em uma área de disposição de resíduos sólidos urbanos em Bauru-SP. *Revista Brasileira de Geofísica*, 24, p. 357-374.

Machado, S., Karimpour-Fard, M., Carvalho, M. F., Villar, O. M., Santos, A. C. (2014). MSW characteristics and landfill performance in tropical regions. *International Journal of Civil Engineering*, 12 (3), p. 238-250.

Meju, M. A. (2000). Geoelectrical investigation of old/abandoned, covered landfill sites in urban areas: model development with a genetic diagnosis approach. *Journal of Applied geophysics*, 44 (2-3), p. 115-150.

Moreira, C. A., Braga, A. C. O. (2008). Aplicação do método de polarização induzida em aterro controlado. *Geociências*, 27 (2), p. 219-227.

Moreira, C. A., Braga, A. C. O. (2009a). Anomalias de cargabilidade em aterro de resíduos sólidos domiciliares. *Revista Brasileira de Geofísica*, 27, p. 55-62.

Moreira, C. A., Braga, A. C. O. (2009b). Decomposição de resíduos sólidos domiciliares e variações na resistividade e cargabilidade. *Revista Brasileira de Geofísica*, 27, p. 401-409.

Moreira, C. A., Braga, A. C. O., Fries, M. (2009). Degradação de resíduos e alterações na resistividade elétrica, pH e Eh. *Revista Brasileira de Geofísica*, 27, p. 283-293.

Moreira, C. A., Braga, A. C. O., Godoy, L. H., Sardinha, D. D. S. (2013). Relationship between age of waste and natural electric potential generation in Sanitary Landfill. *Geofísica internacional*, 52 (4), p. 375-383.

Moreira, C. A., Braga, A. C. O., Hansen, M. A. F. (2011). Estimativa do tempo de produção de chorume em aterro controlado por meio de medidas de resistividade elétrica. *Brazilian Journal of Geology*, 41, p. 549-557.

Moreira, C. A., Helene, L. P. I., Cavallari, F., Carrazza, L. P., Dourado, J. C. (2017). Analysis of rainfall influence in biogas production and variations in the self-potential in a landfill. *Geociências*, 36 (3), p. 589-597.

Moreira, C. A., Munhoz, T., Cavallari, F., Helene, L. P. I. (2015). Electrical resistivity to detect zones of biogas accumulation in a landfill. *Geofísica internacional*, 54 (4), p. 353-362.

Morita, A. K., Pelinson, N. S., Bastianon, D., Saraiva, F. A., Wendland, E. (2023). Using electrical resistivity tomography (ERT) to assess the effectiveness of capping in old unlined landfills. *Pure and Applied Geophysics*, 180 (10), p. 3599-3606.

Moura, H. P., Malagutti Filho, W. (2003). Métodos de eletrorresistividade e de polarização induzida aplicados na área de disposição de resíduos urbanos: aterro controlado de Rio Claro, SP. *Geociências*, 22, p. 129-139.

Shiraiwa, S., Lisovsky, S. P., Elis, V. R., Porsani, J. L., Borges, W. R. (2002). Estudos geofísicos integrados no lixão de Cuiabá, MT, Brasil: resultados preliminares. *Revista Brasileira de Geofísica*, 20, p. 181-186.

SNIS (2022). Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. *Diagnóstico Temático Manejo de Resíduos Sólidos Urbanos*. Disponível em: <https://www.gov.br/cidades/pt-br/acesso-a-informacao/acoes-e-programas/saneamento/snis/produtos-do-snis/diagnosticos-snis> Acesso em: 15 fev. 2024.

Soupios, P., Ntarlagiannis, D. (2017). Characterization and monitoring of solid waste disposal sites using geophysical methods: current applications and novel trends. In: Sengupta, D., Agrahari, S. (eds) *Modelling Trends in Solid and Hazardous Waste Management*. Springer, p. 75-103.

Tricco, A. C., Lillie, E., Zarin, W. et al. (2018). PRISMA extension for scoping reviews (PRISMA-ScR): checklist and explanation. *Annals of internal medicine*, 169 (7), p. 467-473.

Zhang, Z., Wang, Y., Fang, Y., Pan, X., Zhang, J., Xu, H. (2020). Global study on slope instability modes based on 62 municipal solid waste landfills. *Waste Management & Research*, 38 (12), p. 1389-1404.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/417

Percolação de Lixiviado de Diferentes Aterros Sanitários em Camadas de Base de Solo Compactado

Esther Almeida Lima
Graduação em Engenharia Civil, UFCG, Campina Grande-PB, Brasil, esther.almeida@estudante.ufcg.edu.br

Thiago Fernandes da Silva
Professor de Magistério Superior, UFC, Crateús - CE, Brasil, engthiagofernandes1989@gmail.com

Daniela Lima Machado da Silva
Professora de Magistério Superior, UFC, Russas-CE, Brasil, danielalms@ufc.br

Veruschka Escarião Dessoles Monteiro
Professora de Magistério Superior, UFCG, Campina Grande-PB, Brasil, veruschkamonteiro@hotmail.com

RESUMO: Camadas de base em aterros sanitários (CCL) são projetadas para evitar a contaminação do meio ambiente. A regulamentação exige o dimensionamento baseado na permeabilidade à água, que tem características distintas do lixiviado de aterros. O objetivo deste estudo foi compreender os fenômenos envolvidos na interação solo-contaminante que afetam a permeabilidade em CCL de diferentes aterros sanitários. Foram coletados Solo Local (SL) e Bentonita (B) em aterro no município de Campina Grande (Paraíba). Estes solos foram misturados até a proporção de 80% de SL e 20% de B e ensaios de caracterização geotécnica foram conduzidos. Também foram coletados lixiviado dos aterros de Campina Grande e Sousa, que passaram por ensaios de caracterização físico-química. Foram moldados corpos de prova e realizados ensaios de permeabilidade à água e ao lixiviado. Observou-se que a quantidade de bentonita presente exerce uma influência significativa sobre a permeabilidade com todos os fluidos. As amostras ensaiadas com lixiviado apresentaram maiores coeficientes de permeabilidade. Entende-se que o fluido contaminante pode ter provocado a floculação das partículas, minimizado a expansão dos argilominerais e reduzido a espessura da camada dupla difusa das partículas. Como consequência, tem-se um aumento da permeabilidade. As amostras de solo com 20% de bentonita são mais indicadas para a impermeabilização, atendendo as normas nacionais e internacionais.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro sanitário, Camada de solo compactado, Permeabilidade ao lixiviado.

ABSTRACT: Compacted Clay Liners (CCL) are designed to prevent contamination of the environment. Regulation requires sizing based on water permeability, which has different characteristics than landfill leachate. The objective of this study was to understand the phenomena involved in the soil-contaminant interaction that affect the permeability in CCL of different landfills. Local Soil (SL) and Bentonite (B) were collected from a landfill in the municipality of Campina Grande (Paraíba). These soils were mixed to a proportion of 80% SL and 20% B and geotechnical characterization tests were conducted. Leachate was also collected from the Campina Grande and Sousa landfills, which underwent physical-chemical characterization tests. Test specimens were molded and water and leachate permeability tests were carried out. It was observed that the amount of bentonite present exerts a significant influence on the permeability with all fluids. Samples tested with leachate showed higher permeability coefficients. It is understood that the contaminating fluid may have caused flocculation of the particles, minimized the expansion of clay minerals and reduced the thickness of the diffuse double layer of the particles. As a consequence, there is an increase in permeability. Soil samples with 20% bentonite are best suited for waterproofing, meeting national and international standards.

KEYWORDS: Landfill, Compacted Soil Liner, Leachate Permeability.

1 INTRODUÇÃO

Aterros sanitários são a forma mais utilizada para disposição de resíduos sólidos urbanos (RSU) em todo o mundo. Estes empreendimentos necessitam de elementos de vedação, como as camadas de revestimento de base, que garantam estanqueidade estrutural, impedindo o fluxo do líquidos contaminantes para o meio ambiente externo à célula sanitária.

Geralmente, a maioria das normas técnicas exigem que o coeficiente de permeabilidade à água para as camadas de base desses aterros seja da ordem de 10^{-9} m/s (USEPA, 1993). Para se alcançar tal permeabilidade, muitas vezes são incrementados solos expansivos, como a bentonita, ao solo da própria localidade (Komine, 2004).

No entanto, esse coeficiente de permeabilidade à água não corresponde à situação real de campo, onde o fluido percolante é o lixiviado (percolado). Este fluido contaminante apresenta elevadas concentrações de matéria orgânica, compostos inorgânicos, metais pesados, substâncias xenobióticas e uma diversidade de microrganismos. Além do mais, as características bio-físico-químicas do lixiviado proveniente de aterros sanitários são amplamente distintas, a depender da composição gravimétrica, do clima local, do método de disposição e operação do aterro, da idade dos resíduos, entre outros aspectos (Ogundiran e Afolabi, 2008).

Então, o estudo da interação do solo com o lixiviado, que infiltra nas camadas de impermeabilização, representa um problema complexo. As interações ocorridas entre o percolado e a camada de base de aterros são devidas às forças osmóticas, causadas por diferenças de concentração de íons ou sais, através de uma membrana, bem como ligações iônicas, covalentes e de outras naturezas químicas. Essa interação pode causar desidratação, dissolução de certos componentes e maior fragilidade da estrutura (Sarsby, 2013). Tais manifestações tem como consequência fissurações no solo, permitindo a ocorrência de caminhos preferenciais de fluxo, e posterior migração do líquido contaminante para o subsolo (Middeloff *et al.*, 2020).

A compreensão de como esses líquidos afetam o comportamento das camadas de solo passa pelo estudo das propriedades físico-químicas desses materiais e pelo entendimento da interação entre o fluido com as partículas de solo. Estudos como de Gupt *et al.* (2021) têm sido desenvolvidas no sentindo de investigar essa interação entre diferentes fluidos percolantes em meios porosos. Estes estudos apontam que a polarização das partículas do fluido, processos de adsorção e espessura da camada dupla difusa em partículas de solo apresentam significativa influência no comportamento da permeabilidade das camadas de solo.

Então, esta pesquisa tem como objetivo compreender os fenômenos envolvidos na interação solo-contaminante que afetam a permeabilidade à água e ao lixiviado em camadas de base de solo compactado de diferentes aterros sanitários. Tais medidas visam garantir a segurança ambiental nessas camadas e possibilitar ganhos de vida útil nos empreendimentos de disposição de resíduos sólidos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Coleta e caracterização dos solos

Neste estudo, dois tipos de solos são usados: um material arenoso e uma bentonita. A areia foi obtida de jazidas de um aterro sanitário localizado na cidade de Campina Grande (PB). A bentonita foi extraída de jazidas no município de Boa Vista (PB). Esses solos foram coletados e levados em sacos plásticos para o Laboratório de Geotecnia Ambiental (LGA) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG). Em seguida, foram realizados os processos de secagem, destorroamento e quarteamento para obtenção de amostras representativas, conforme recomendações da NBR 6457/2016.

Com essas amostras foram realizados os seguintes ensaios de caracterização geotécnica: Limite de liquidez (LL) - NBR 6459/2016, Limite de plasticidade (LP) - NBR 7180/2016, Massa específica dos grãos - NBR 6458/2016, Análise granulométrica - NBR 7181/2016 e Compactação - NBR 7182/2016. As amostras ensaiadas foram identificadas como Solo Local (SL) e Bentonita (B).

2.2 Coleta e caracterização do lixiviado

O lixiviado foi coletado nas lagoas de estabilização e tratamento de aterros sanitários localizados nos municípios de Campina Grande (ASCG) e Sousa (ASS). As amostras foram armazenadas, conforme orientações de CETESB (2011) e levadas ao LGA para caracterização físico-química. Foram realizados os ensaios de turbidez, pH, alcalinidade, Demanda Química de Oxigênio (DQO) e sólidos totais, de acordo com procedimentos de APHA (2023).

Para determinação da viscosidade do lixiviado, utilizou-se o viscosímetro de Cannon-Fenske, seguindo procedimentos descritos na norma ASTM D445-2021. A execução do ensaio foi feita com o líquido em temperatura ambiente, elevando-se as temperaturas em torno de 30, 35 e 40ºC.

2.3 Definição das misturas e moldagem dos corpos de prova

Foram realizadas misturas entre SL e B, em relação ao peso seco das amostras, nas seguintes proporções: 90% de SL e 10% de B (SB10) e 80% de SL e 20% de B (SB20). De acordo com Komine (2004), percentuais de bentonita até 20% são suficientes para reduzir consideravelmente o coeficiente de permeabilidade da camada de solo compactado e promover estabilidade estrutural. Os solos foram misturados (Figura 1) e homogeneizados por 20 minutos.

Figura 1 – Mistura de solo local com bentonita

As amostras ensaiadas foram compactadas em cilindro metálico com 10 cm de diâmetro e 12,7 cm de altura. Foram moldados 3 corpos de prova (SL, SB10 e SB20) para cada fluido, seguindo os parâmetros de umidade ótima e massa especifica seca máxima, obtidas no ensaio de compactação Proctor normal.

2.3 Ensaios de permeabilidade à água e ao lixiviado

Para a realização dos ensaios de permeabilidade na condição saturada das misturas de solo à água e ao lixiviado nas amostras, foi utilizado o permeâmetro de parede flexível e carga constante do tipo Tri-Flex 2 (Figura 2a) com temperatura controlada de 20±1ºC. Os procedimentos do ensaio são descritos pela norma ASTM D5084-2016a.

Figura 2 – Permeâmetro de parede flexível Tri-flex 2: a) painel de controle e corpo de prova ensaiado; b) uso de tanques de inox para percolação de lixiviado na amostra de solo.

Inicialmente, o corpo de prova é inserido na câmara e é aplicada uma tensão confinante, garantindo o processo de adensamento do corpo de prova e preenchimento dos vazios do solo por água, até que não haja mais saída de água do corpo de prova. Em seguida, inicia-se a percolação do fluido de forma ascendente, com aplicação de uma pressão de 200 kPa, conforme recomendações normativas.

O ensaio pode ser finalizado quando as leituras de volume de água na entrada e na saída do corpo de prova forem estáveis e a razão entre as duas, em pelo menos quatro leituras ao longo do tempo, situe-se no intervalo de 0,75 e 1,25. Se os coeficientes de permeabilidade forem menores que $1x10^{-10}$ m/s esse erro deve ser considerado no intervalo de 0,50 e 1,50. Para a determinação da permeabilidade saturada do solo ao lixiviado utiliza-se a Equação 1.

$$k = \frac{V \times L}{P_B \times A \times T} \quad (1)$$

Onde: k é o coeficiente de permeabilidade saturado (cm/s), V é o volume de líquido lido entre o tempo inicial e final (cm^3), L é o comprimento do corpo de prova (cm), P_B é a diferença de pressão entre a entrada e a saída (cm.ca), A é a área da seção do corpo de prova (cm^2) e T é o tempo entre a leitura inicial e final (s).

Para percolação de lixiviado, são realizadas adaptações no equipamento para que o fluido não danifique o circuito interno e o sistema de pressões, além de preservar características do fluido pela exposição à luz. Para tal, utilizaram-se tanques auxiliares de aço inox, como mostrado na Figura 2b, que apresenta orifícios onde é possível aplicar pressões para induzir a percolação de lixiviado no solo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Caracterização dos solos

Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica de SL, B, SB10 e SB20 podem ser visualizados na Tabela 1. Foi possível constatar como o incremento de bentonita influenciou nos parâmetros geotécnicos das misturas.

Tabela 1 – Resultados da caracterização geotécnica dos solos e misturas estudadas

Parâmetros geotécnicos	**SL**	**B**	**SB10**	**SB20**
Umidade higroscópica (%)	2,37	9,30	2,82	2,92
Massa específica dos grãos ($kN.m^{-3}$)	26,7	24,2	26,5	26,0
Limite de liquidez (%)	20,00	180,00	24,00	35,00
Limite de plasticidade (%)	-	59,00	17,00	23,00
Índice de Plasticidade (%)	NP	121,00	7,00	12,00
Pedregulho (%)	13,50	0,00	5,42	4,51
Areia (%)	59,50	0,00	49,20	43,39
Silte (%)	15,00	60,00	30,88	35,80
Argila (%)	12,00	40,00	14,50	16,30
Classificação SUCS	SM	CH	SM	ML

A amostra de solo local apresentou um peso específico dos grãos de 26,7 $kN.m^{-3}$, sendo este um valor coerente com indicações de Pinto (2006) para solos arenosos. No caso da bentonita, o resultado de 24,2 $kN.m^{-3}$, que difere do obtido por Gupt *et al.* (2021) de 28,8 $kN.m^{-3}$, mas que pode ser explicado pela presença de impurezas e pela diferença dos óxidos presentes entre as duas amostras. Entende-se ser necessária repetição deste ensaio para verificação desta propriedade do solo bentonítico.

Pode-se observar que a umidade higroscópica aumenta levemente à medida que é adicionada bentonita na mistura. A alta porcentagem de areia nas amostras SN, SB10 e SB20 justifica a baixa capacidade de retenção de água devidos aos vazios existentes entre as partículas, o que é oposto no caso da BP que predominância de partículas finas o que reduz os poros e permite que a água seja retida no solo.

O SL não apresenta plasticidade. Com o incremento de B, as misturas elevam seus índices de plasticidade, ainda considerados baixos, mas suficientes para melhorar a acomodação das partículas. Percebe-se que o teor de finos também aumentou. Solos com granulação mais fina tem maior capacidade de retenção e tendem a desenvolver limites de consistência mais elevados (Pinto, 2006). Esses valores são coerentes com os

obtidos por Costa (2019), que indicam que B tem natureza cálcica. Camargo (2012), apresentou valores de limite de liquidez de 403%, sendo que este autor utilizou bentonita sódica, que apresenta maior capacidade de expansão.

Percebe-se que o incremento de B em SL promoveu alterações na classificação do solo, seguindo a classificação SUCS. De acordo com as frações granulométricas e limites de consistência, as amostras SL e SB10 apresentaram uma classificação diferente em relação a SB20, passando de uma areia siltosa para um silte de baixa compressibilidade.

Ao analisar a composição granulométrica do solo é possível constatar de acordo com CETESB (1993), que as misturas SB10 e SB20 podem ser usadas em barreiras impermeabilizantes de aterros sanitários, pois possuem mais de 30% de finos em sua composição.

As curvas de compactação dos solos e misturas podem ser visualizadas na Figura 5. É possível observar que o SL, apresenta elevado peso específico seco máximo em relação a B, SB10 e SB20. À medida que é adicionado bentonita, o peso específico máximo é reduzido e a umidade é aumentada. Pinto (2006) constata esses dados quando afirma que para solos granulares, a curva de compactação se desloca para cima e para a esquerda, o inverso dos solos finos, que curva se desloca para baixo e para direita. Portanto, o teor de argila de uma amostra, é diretamente proporcional a sua umidade, já no caso do peso especifico aparente seco máximo é ao contrário, pois solos argilosos possuem valores baixos.

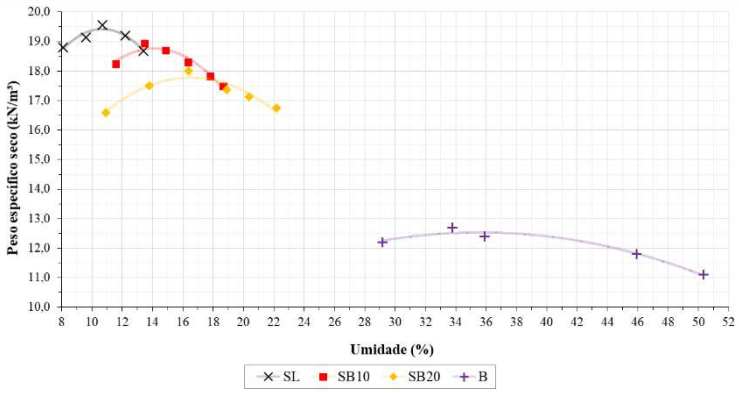


Figura 3 – Curvas de compactação de SL, B, SB10 e SB20

3.2 Caracterização do lixiviado

Os dados referentes às análises físico-químicas do lixiviado do ASCG e do ASS utilizado nos ensaios de permeabilidade constam na Tabela 2.

Tabela 2 – Parâmetros físico-químicos do lixiviado do ASCG e do ASS

Aterro	pH	Temperatura (°C)	Alcalinidade (mg/L)	Ácidos Voláteis (mgH/L)	DQO (mgO2/L)	Cloretos (mg/L)	Nitrogênio amoniacal (mgN/L)	Sólidos Totais (mg/L)
ASCG	8,17	34,0	8.500	1.350	12.253	5.348,34	1.477	14.500
ASS	7,41	32,5	2.250	-	3.162	4.048,74	357	-

Os valores obtidos estão na faixa indicada por Souto e Povinelli (2007) para aterros brasileiros, que indicam uma faixa provável de 7,2 e 8,6. O pH está ligado diretamente ao processo de digestão anaeróbica presente no interior das células sanitárias. Souto e Povinelli (2007) também definem faixas máximas para todos os outros parâmetros e os valores encontrados estão dentro de todos os intervalos mencionados.

Foi possível constatar uma diferença expressiva no valor da DQO e na Alcalinidade dos dois Aterros, que pode ser justificada por algumas características, como a idade do aterro e o tempo de disposição dos resíduos (Ferreira, 2010). Acontece que o ASCG apresenta uma fase de aterramento de aproximadamente 8 anos, apresentando um líquido contaminante mais escuro e viscoso, que pode ser confirmado pelas informações da Figura 4. Já o ASS tem apenas 3 anos, sendo considerado um aterro jovem, com resíduo iniciando a fase de decomposição da matéria orgânica.

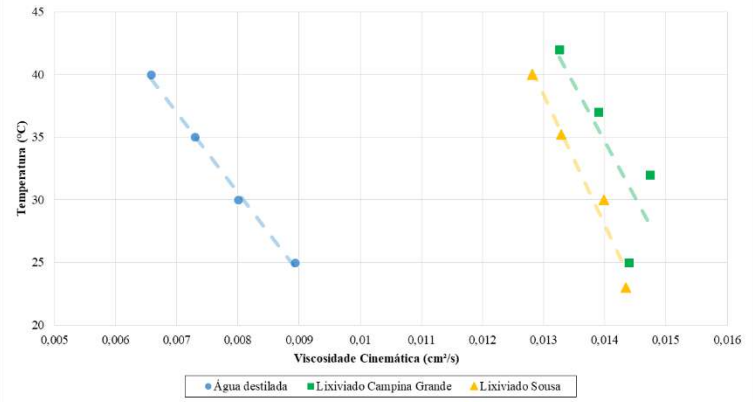


Figura 4 – Resultados da viscosidade cinemática da água destilada e do lixiviado do ASCG e do ASS

É possível observar que o comportamento da viscosidade corresponde às observações de Souza *et al.* (2014), que afirma que o lixiviado tende a ser mais viscoso em temperaturas mais baixas e em concentrações mais altas. Tendo em vista que os ensaios de permeabilidade foram realizados a uma média de temperatura de 23°, encontrasse uma viscosidade de 0,01528 cm²/s para o aterro de Campina Grande o 0,01434 cm²/s para o de Sousa. Comparando esses valores pode-se observar que o ASCG é 6,15% mais viscoso que o lixiviado de Sousa.

3.2 Permeabilidade à água e ao lixiviado

Os resultados dos ensaios de permeabilidade à água e ao lixiviado do ASCG e ASS, utilizando o permeâmetro de parede flexível Tri-flex 2, com as amostras SL, SB10 e SB20, estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Coeficiente de permeabilidade à água e ao lixiviado do ASCG e do ASS

Mistura	Permeabilidade (m/s)		
	Água destilada	Lixiviado Campina Grande	Lixiviado Sousa
SL	$1{,}98.10^{-8}$	$5{,}59.10^{-8}$	$1{,}35.10^{-7}$
SB10	$3{,}31.10^{-9}$	$8{,}73.10^{-9}$	$2{,}22.10^{-8}$
SB20	$8{,}71.10^{-10}$	$7{,}11.10^{-10}$	$8{,}71.10^{-9}$

De acordo com critério definido pela USEPA (1993), no qual a permeabilidade máxima aceita para CCL é 1.10^{-9} m.s^{-1}, as misturas SB10 e SB20 obtiveram resultados satisfatórios, tanto para água como para o lixiviado do ASCG. No entanto, no caso do lixiviado do ASS, apenas a mistura SB20 atende aos critérios da normativa referida.

Apesar de ser classificado como uma areia siltosa, o solo local possui um considerável potencial de vedação para ser usado em camada de base de aterros, quando compactados nas condições ideias. Esse potencial é potencializado pelo incremento de bentonita. Estudos de Srikanth e Mishra (2016) afirmam que isso se deve ao fato de que incrementos de bentonita aumentam o teor de finos da mistura e promovem o preenchimento dos vazios do solo. Na presença de umidade, essas partículas de argila apresentam um processo de expansão, reduzindo os caminhos de fluxo.

A Figura 5 mostra que o coeficiente de permeabilidade do solo diminui à medida que é incrementado a bentonita. Verifica-se que esse comportamento independe do fluído que percola as amostras. Pesquisas de Costa (2019), que trabalharam com permeabilidade ao lixiviado, também obtiveram redução da permeabilidade à medida que o teor de bentonita na mistura aumentava, independente do fluido.

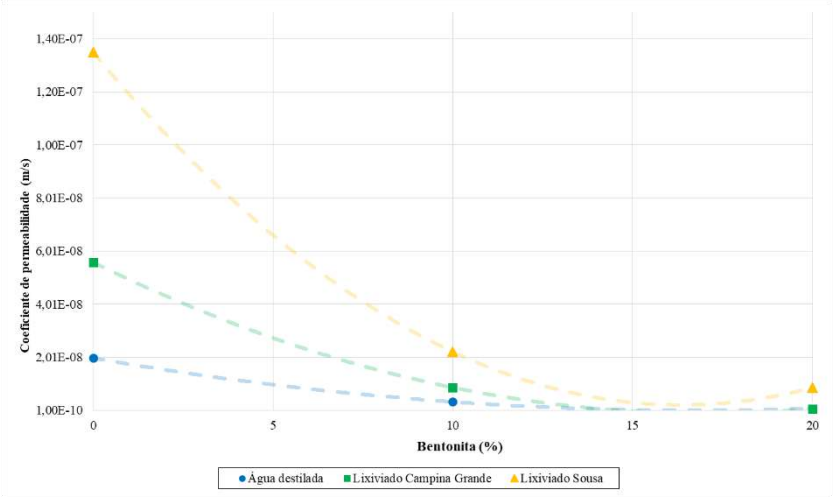


Figura 5 – Curvas dos Ensaios de Permeabilidade

É válido destacar que, para teores iniciais de incremento de bentonita entre 0 e 10%, há um distanciamento entre os coeficientes de permeabilidade. Nesse intervalo, os valores da permeabilidade para o lixviado do ASS e do ASCG são maiores que à água. Esse comportamento foi similar a pesquisas desenvolvidas por Benson *et al*. (2018) e Wang *et al.* (2019). Evidencia-se que há influência do fluido contaminante nos parâmetros de vedação das camadas. Ahmadi *et al*. (2021) explicam que esse aumento da permeabilidade se deve à minimização do potencial expansivo das argilas, à redução da espessura da camada dupla difusa e à floculação das partículas.

Para incrementos de bentonita acima de 15%, há uma convergência entre as permeabilidades para os diversos fluidos estudados. Isso possibilita analisar que, quando quantidades ideais de bentonita são adicionadas à mistura, mesmo que haja redução da expansão das partículas, isso não é suficiente para inviabilizar seu uso como CCL, obedecendo aos parâmetros de permeabilidade estabelecidos por USEPA (1993). Então, há segurança no tocante à permeabilidade pelo incremento de bentonita para fins de composição da camada de revestimento de base de aterros sanitários.

4 CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos e análises realizadas no desenvolvimento desta pesquisa, é possível concluir que:

- Incrementos de bentonita em solos arenosos alteram parâmetros geotécnicos (limites de consistência, granulometria e capacidade de retenção de líquidos) da camada compactada final, reduzindo a permeabilidade, independente do fluido percolante;
- A interação do solo com líquidos contaminantes promove floculação das partículas, minimização da expansão e redução da espessura da camada dupla difusa. Isso explica o aumento significativo da permeabilidade para solos percolados por lixiviado quando comparados com percolação de água;
- A dosagem da quantidade de incremento de bentonita na mistura é um fator relevante no desempenho de camadas de solo compactadas utilizadas como revestimento de base de aterros sanitários. Caso quantidades inferiores de solo bentonítico sejam misturados, pode-se não ter o efeito impermeabilizante requerido, sobretudo em virtude do efeito da interação do solo com o contaminante. Do contrário, se quantidades maiores que o necessário forem incrementadas, pode-se ter um efeito adverso de expansibilidade excessiva nas amostras, causando formação de caminhos preferenciais de fluxo. No caso em estudo, quantidades significativas entre 15 e 20% de incremento de bentonita são ideais para garantir estanqueidade e segurança ambiental para a camada com quaisquer dos fluidos estudados.

AGRADECIMENTOS
Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Brasil (CNPq) e ao Grupo de Geotecnia Ambiental (GGA) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

APHA – American Public Health Association (2023). *Standard methods for the examination of water and wastewater*. ed. 24. AWWA and WEF.

Benson, C. H.; Chen, J. N.; Edil, T. B.; Likos, W. J (2018). Hydraulic Conductivity of Compacted Soil Liners Permeated with Coal Combustion Product Leachates. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 144, n. 4, p. 04018011.

Camargo, K. R (2012). *Avaliação da condutividade hidráulica e da resistência ao cisalhamento de misturas solo-bentonita: estudo de caso de um aterro sanitário localizado em Rio Grande (RS)*. São Carlos.

CETESB - COMPANHIA AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO. *Resíduos Sólidos Industriais*. 2. ed. São Paulo: CETESB, 1993. 233p.

CETESB - Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (2011). *Guia nacional de coleta e preservação de amostras: água, sedimento, comunidades aquáticas e efluentes líquidas*. São Paulo: CETESB, 327 p.

Costa, W. W. M. L (2019). *Estudo da permeabilidade em solos utilizados em camada de base de aterro sanitário no semiárido paraibano*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande-PB.

Ferreira, A. G (2010). *Estudo dos lixiviados das frações do aterro sanitário de São Carlos – SP por meio da caracterização físico-química*. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, 134p.

Gupt, C. B.; Bordoloi, S.; Sahoo, R. K.; Sekharan, S (2021). Mechanical performance and micro-structure of bentonite-fly ash and bentonite-sand mixes for landfill liner application. *Journal of Cleaner Production*, v. 292, p. 126033.

Komine, H (2004). Simplified evaluation on hydraulic conductivities of sand–bentonite mixture backfill. *Applied Clay Science*, v. 26, p. 13–19.

Middelhoff, M.; Cuisinier, O.; Masrouri, F.; Talandier, J.; Conil, N (2020). Combined impact of selected material properties and environmental conditions on the swelling pressure of compacted claystone/bentonite mixtures. *Applied Clay Science*, v. 184.

Ogundiran, O. O.; Afolabi, T. A (2008). Assessment of the physicochemical parameters and heavy metals toxicity of leachates from municipal solid waste open dumpsite. *International Journal of Environmental Science and Technology*, v. 5 (2), p. 243-250.

Pinto, C. S (2006). *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3ª ed. São Paulo: Ed. Oficina de Texto.

Sarsby, R. W (2013). *Environmental Geotechnics*. ICE Publishing, 2ª ed.

Souto, G. D.; Povinelli, J (2007). *Características do lixiviado de aterros sanitários no Brasil*.

Srikanth, V.; Mishra, A. K (2016). A Laboratory Study on the Geotechnical Characteristics of Sand–Bentonite Mixtures and the Role of Particle Size of Sand. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, v. 2, n. 1, p. 1–10.

Wang, B.; Xu, J.; Chen, B.; Dong, X.; Dou, T (2019). Hydraulic conductivity of geosynthetic clay liners to inorganic waste leachate. *Applied Clay Science*, v. 168, n. November 2018, p. 244–248.

USEPA - United States Environmental Protection Agency (1993). *Solid waste disposal facility criteria technical manual*. Office of solid waste and emergency response. EPA-530-R-93-017. Washington DC.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/418

Permeabilidade de Areia Fina Estabilizada por Álcali-Ativação com Uso de Resíduos: Cal de Carbureto e Cinza de Casca de Arroz

Cesar Alberto Ruver
Professor-Pesquisador, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, E-mail: cesar@ufrgs.br

Dionatta Willy de Quadros Fraga
Discente de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, E-mail: dionatta95@gmail.com

Gabriel Melo Pacheco
Discente de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, E-mail: melo22044@gmail.com

RESUMO: Baixos coeficientes de permeabilidade são imprescindíveis em obras geotécnicas que requerem impermeabilização e/ou retenção de líquidos. Este trabalho tem como objetivo analisar a variação do coeficiente de permeabilidade, associada a resistência à compressão simples, de uma areia fina estabilizada com resíduos (cal de carbureto e casca de arroz). No estudo empregou-se três proporções de cal de carbureto e cinza de casca de arroz (1:1; 1,5:1 e 2:1), usadas na substituição de 10% e 20% em relação a areia. Também se variou o peso específico e adotou-se tempos de cura de 7, 28 e 60 dias. Os ensaios de permeabilidade foram realizados em permeâmetro de parede flexível com carga e volume constante. Os resultados mostram uma variação do coeficiente de permeabilidade entre 10^{-6} m/s e 10^{-5} m/s. Os resultados mostram um aumento da resistência com o aumento do peso específico, do tempo de cura e da substituição dos agentes cimentantes. O aumento da proporção de cal, causa queda na resistência e posterior elevação. Já em termos de permeabilidade, o efeito foi benéfico – redução da permeabilidade, para o aumento de substituição dos agentes cimentantes, do peso específico e da proporção de cal. O aumento do tempo de cura, gerou aumento da permeabilidade.

PALAVRAS-CHAVE: Coeficiente de Permeabilidade, Estabilização de Solos, Aproveitamento de Resíduos, Álcali-Ativação.

ABSTRACT: Low permeability are essential in geotechnical constructions that require waterproofing and/or liquid retention. This work aims to analyze the variation in the permeability coefficient, associated with the resistance to simple compression, of fine sand stabilized with residues (carbide lime and rice husk). In the study, three proportions of carbide lime and rice husk ash were used (1:1; 1.5:1 and 2:1), used to replace 10% and 20% in relation to sand. The specific weight was also varied and curing times of 7, 28 and 60 days were adopted. The permeability tests were carried out in a flexible permeameter with constant load and volume. The results show a variation in the permeability coefficient between 10^{-6} m/s and 10^{-5} m/s. The results show that an increase in resistance with an increase in specific weight, curing time and replacement of cementing agents. The increase in the proportion of lime causes a decrease in resistance and a subsequent increase. In terms of permeability, the effect was beneficial – reducing permeability, increasing the replacement of cementing agents, the specific weight, and the proportion of lime. The increase in curing time resulted in increased permeability.

KEYWORDS: Permeability Coefficients, Soil Stabilization, Residues Utilization, Alcali-Ativation.

1 INTRODUÇÃO

Uma das propriedades de grande importância em obras geotécnicas é o coeficiente de permeabilidade. Obras como *liners* de fundo e cobertura de aterros sanitários, barreiras de contenção de resíduos e transporte de contaminantes, núcleo de barragens de enrocamento, barragens de terra, entre outros, exigem que os materiais geotécnicos empregados tenham baixa permeabilidade. Os solos em seu estado natural, muitas vezes não atendem o valor de permeabilidade máximo exigido, sendo que neste casos, pode-se lançar mão da ação de aditivos com vista a tornar o materiais menos permeáveis. Em muitos estudos sobre permeabilidade que

empregam a estabilização de solos, a avaliação da permeabilidade é comparada com a resistência a compressão simples, pois normalmente a eficiência da estabilização é determinada pelo ganho de resistência mecânica, enquanto a permeabilidade apresenta comportamento distinto e variado (Osinubi, 1998; Cruz, 2004; Menger et al., 2020; Jangde e Khan, 2023). Menger et al. (2020) observaram que a adição de cimento Portland em uma areia fina em diferentes proporções. gerou grandes ganhos de resistência, porém o coeficiente de permeabilidade foi pouco afetado, inclusive, havendo um pequeno aumento no valor. Osinubi (1998) na estabilização de um solo residual com cal, verificou um aumento do coeficiente de permeabilidade até 14 dias de cura, passando o valor a reduzir aos 28 dias de cura. Também observaram que a maior compactação reduziu o valor do coeficiente de permeabilidade. Ainda segundo o autor, o aumento do teor de cal fez aumentar o coeficiente de permeabilidade. Jangde and Khan (2023) verificaram que adição de caulinita a uma argila mole fez aumentar a resistência à compressão simples e reduzir o coeficiente de permeabilidade, atuando positivamente para as duas propriedades.

Em detrimento a utilização materiais cimentícios comerciais e tradicionais (cimento Portland e cal hidratada), pesquisas recentes mostram-se promissoras na utilização de misturas de resíduos (Cristelo, et al., 2011; Miranda et al., 2020; Lotero et al., 2021; Servi et al., 2022; Anburuvel, 2024). Entre os diversos resíduos estudados, pode-se dar destaque a cal de carbureto e a cinza de casca de arroz. Atualmente o estado do Rio Grande do Sul produz cerca de 7,8 milhões de toneladas de arroz por safra (IBGE, 2022), que geram cerca de 0,04% em volume de cinza de casca de arroz (ICTA/UFRGS, 2021). A cal de carbureto é um resíduo gerado da produção de gás acetileno. No Brasil são geradas cerca de 6 mil toneladas, gerando cerca de 17 mil toneladas de cal de carbureto por ano. (Du, Zhang e Liu, 2011; Horpibulsuk et al., 2015; Market Research Store, 2015). Mais especificamente, em termos de região metropolitana de Porto Alegre, uma planta industrial localizada na cidade de Esteio/RS produz 120 toneladas de acetileno por mês, gerando assim 342 toneladas de cal de carbureto por mês (Winter, 2018).

No processo de estabilização química pela álcali-ativação, ocorre a mistura de um precursor, rico em silicatos e/ou aluminossilicatos amorfos em pó (por exemplo: a cinza de casca de arroz) e um ativador alcalino, aquoso ou pó (por exemplo: a cal de carbureto), capaz de fornecer um meio com elevado pH (Davidovits, 1994; Palomo, Grutzeck and Blanco, 1999). Conforme descrito nos trabalhos de Fernández-Jiménez et al. (2006) e Duxson et al. (2007), a adição de cal, gera um meio alcalino, fazendo solubilizar o precursor, cuja reação resultante final é o silicato de cálcio hidratados (CSH), responsável pelo ganho da resistência mecânica ao longo do tempo.

Assim, conforme citado por (Servi *et al.*, 2022), os altos volumes de gerados de cal de carbureto e cinza de casca de arroz, associados a altos teores de sílica e óxido de cálcio nestes resíduos, respectivamente, tem mostrado que a mistura de ambos é uma alternativa promissora para a estabilização de solos. Desta forma, o objetivo principal deste trabalho é mostrar a avaliação da permeabilidade, associado a resistência a compressão simples para diferentes misturas de cal de carbureto e cinza de casca de arroz na estabilização de uma areia fina (estado cristalino). Pois conforme citado por (Osinubi, 1998), a maior parte dos estudos com estabilização tem a finalidade de verificar a evolução da resistência, porém pouco estudos são realizados para verificar a permeabilidade destes solos tratados.

2. METODOLOGIA DE PESQUISA

Como o objetivo do trabalho é estudar a permeabilidade de uma areia tratada com diferentes adições de resíduos (cal de carbureto e cinza de casca de arroz), teve que se definir variáveis envolvidas no estudo: (a) dependentes (resposta): (a1) coeficiente de permeabilidade – k e (a2) resistência a compressão simples – RCS; (b) variáveis independentes: (b1) peso específico aparente seco – γ_d (15,5 kN/m^3; 16,5 kN/m^3, e 17,5 kN/m^3), (b2) proporção entre cal de carbureto e cinza de casca de arroz – CC:CCA (1:1; 1,5:1; e 2:1), (b3) percentual dos agentes cimentantes substituídos em relação ao peso da areia (10% e 20%); (b4) tempo de cura de (7 dias, 28 dias e 60 dias); e (c) variáveis constates: (c1) 12% de água em peso em adição aos materiais secos; (c2) temperatura (ambiente controlado) de cura de 23+/-2 º C. Os pesos específicos e o teor de água são os usuais empregados em diversas pesquisa do LEGG/UFRGS, onde o trabalho foi realizado, obtidos de ensaios de compactação e limitação do equipamento de moldagem (Paula, 2016; Godoy, 2018; Winter, 2018; Queiróz *et al.*, 2022). Já as proporções dos materiais e o percentual de mistura foram adotados com base no trabalho de Queiróz et al. (2022), que utilizou os mesmos materiais. Como as reações pozolânicas com estabilização com cal são lentas, escolheu-se um tempo de cura usuais de 7 dias (embora precoce para estabilização com cal), 28 dias e 60 dias. A temperatura de 23+/-2º C, corresponde a uma temperatura média no estado no estado do Rio

Grande do Sul, que foi mantida constante na câmara úmida. A partir das variáveis definidas, determinou-se um programa experimental do tipo fatorial incompleto, mas que se contempla o cruzamento de todas as variáveis independentes, que foi composto por 15 ensaios.

Posteriormente, houve a caracterização e preparação dos materiais (secagem, peneiramento, separação e caracterização). A seguir fez-se a moldagem dos corpos de prova, espera pelo tempo de cura e realização dos ensaios de permeabilidade e compressão simples.

3 MATERIAIS EMPREGADOS

3.1 Areia

Como solo a ser estabilizado, empregou-se uma areia sedimentar eólica (formação de duna) proveniente de Osório/RS. A tabela 2 apresenta as características físicas da areia e a figura 1 apresenta curva granulométrica da areia (e dos demais materiais). Pelos índices físicos, a areia é caracterizada como de granulometria uniforme e mal graduada, Pelo sistema de classificação unificada de solos (SUCS) é classificada como SP (areia mal graduada), segundo a norma ASTM D2487 (ASTM, 2017), e pelo sistema AASHTO/HRB é classificada como A-3 (areia fina), segundo a norma ASTM D3282 (ASTM, 2015). Em termos de curva granulométrica, verifica-se que é composta com grãos de tamanho de areia fina (entre 0,06 mm e 0,2 mm), segundo a NBR 6502 (ABNT, 2022).

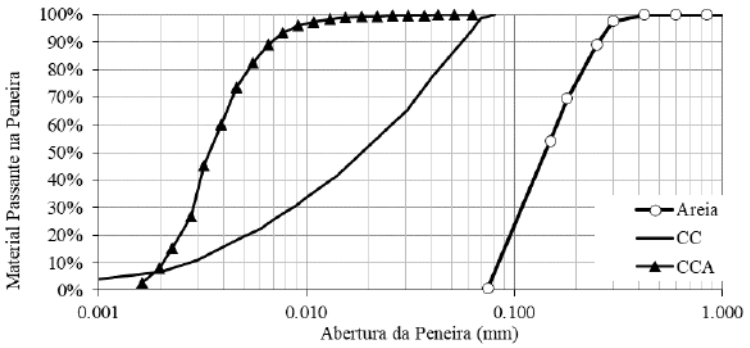


Figura 1. Curva granulométrica dos materiais: areia; cal de carbureto (CC) (Servi *et al.*, 2022) e cinza de casca de arroz (CCA) (Servi *et al.*, 2022).

3.2 Cal de Carbureto (CC)

A cal de carbureto (CC) empregada no presente trabalho trata-se de um resíduo proveniente da produção do gás acetileno. Foi fornecida por uma empresa localizada na cidade de Esteio/RS. Por ser um resíduo, usualmente é encaminhada para o aterro sanitário. A cal foi obtida no formato de pastoso, sendo colocada em uma estufa a 60º C até a sua total secagem (48 h), sendo após destorroada para desfazer os grumos e peneirada na peneira de nº 200 (abertura de 0,075 mm). A seguir, foi armazenada em um saco plástico vedado para minimizar o efeito de uma eventual carbonatação. É composta, segundo a NBR 6502 (ABNT, 2022) por 6,3% de areia fina, 86,9% de silte e 6,8% de argila. O peso específico real dos grãos é de 2,24 g/cm^3. A tabela 3 apresenta o resultado de espectrometria de fluorescência de raios-X. Em termos de composição química, verifica-se um grande teor de óxido de cálcio, seguido de sílica, e baixos teores de óxido de ferro e alumínio.

3.3 Cinza de Casca de Arroz (CCA)

A cinza da casca de arroz (CCA) é originária da queima controlada da casca de arroz, de modo a manter o seu estado amorfo, sendo produzido e comercializado por uma empresa de Alegrete/RS. Embora seja um resíduo, possui valor comercial e é muito utilizado na construção civil, como adição em concretos e argamassas. A figura 1 apresenta a curva granulométrica. Pela curva granulométrica, segundo a NBR 6502 (ABNT, 2022), é composta por 91,7% de silte e 8,3% de argila. O peso específico real dos grãos é de 2,16 g/cm^3. A tabela 3 apresenta os resultado de espectrometria de fluorescência de raios-X. Verifica-se que a cinza de casca de arroz apresenta alto teor de sílica e pequenos teores de óxido de cálcio, potássio, ferro e alumínio.

Tabela 2. Característica físicas da areia

Índice Físico	Valor
Massa específica real dos grãos	2,65 g/cm³
Coef. Uniformidade (c_u)	2,00
Coef. de Curvatura (c_c)	0,84
D_{10}	0,085 mm
D_{30}	0,11 mm
D_{60}	0,17 mm
Índice de vazios mínimo (e_{min})	0,55
Índice de vazios máximo (e_{min})	0,85
k (Dr = 73,4%)	5,9 x 10^{-5} m/s

Tabela 3. Composição química da (Consoli *et al.*, 2019; Servi et al., 2022)

Composto	CC	CCA
SiO_2	3,10%	93,60%
Al_2O_3	0,46%	0,26%
CaO	74,00%	1,20%
Fe_2O_3	0,26%	0,20%
SO_3	0,54%	0,40%
MgO	0,72%	-
K_2O	-	2,91%
MnO	-	0,50%
P_2O_2	-	0,82%

4 PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS

4.1 Moldagem dos Corpos de Prova

Foram moldados corpos de prova cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. A moldagem era realizada por compactação estática em um molde metálico tripartido, sendo a compactação feira em três camadas. Inicialmente fazia-se a mistura dos materiais secos para cada corpo de prova, após acrescentava-se a água (teor de 12%), fazendo nova mistura até a homogeneização. Após era feita a moldagem e retirada dos corpos de prova do molde. Em seguida, era feito a pesagem e eram realizadas três medidas de altura e diâmetro, E por fim, os corpos de prova eram ensacados e levados para a câmara com controle de umidade e de temperatura (23+/-2º C), onde eram mantidos até atingir o tempo de cura para a realização do ensaio.

4.2 Ensaio de Permeabilidade

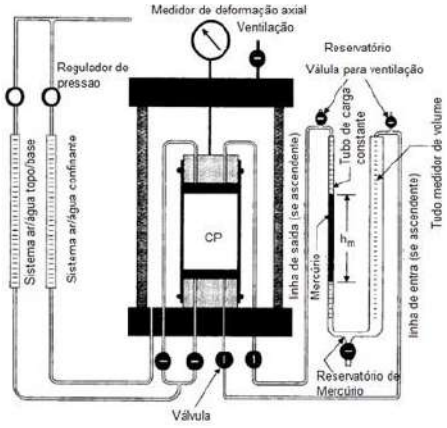
Para a realização dos ensaios de permeabilidade seguiu-se os procedimentos da norma americana ASTM D 5084 (ASTM, 2016b). Os ensaios de permeabilidade foram realizados em um permeâmetro de parede flexível, empregando o método E (volume e carga constante) (ASTM, 2016b) (diagrama mostrado na figura 2a). O permeâmetro (figura 2b) utilizado é dotado de uma câmara de acrílico transparente, que permite a visualização do corpo de prova, que é preenchida com água destilada e posteriormente pressurizada para aplicação da tensão confinante. O corpo de prova é confinado e isolado de fluido confinante no interior da câmara com uma membrana de látex e vedado por um conjunto de dois anéis de borracha (*o-rings*) na base e no *top cap*. As pressões eram aplicadas na base e no topo do corpo de prova, assim como a tensão confinante através de água pressurizada, por ar comprimido, sendo utilizados dois *bladers* (um para a base e topo do corpo de prova, e outro para a tensão confinante) como sistema de interfase água/ar. Para as leituras das tensões era utilizado um transdutor de pressão. Os ensaios foram realizados em três etapas: (a) percolação (inundação e remoção de parte do ar por circulação de água), dois dias antes do ensaio de permeabilidade, sendo aplicada uma tensão confinante de 30 kPa, tensão de base de 10 kPa (1 m.c.a) e tensão de topo 0 kPa (aberto para o ambiente externo); (b) aplicação de contrapressão (dissolução das bolhas de ar remanescentes e saturação) em incrementos de pressão de 50 kPa a cada 15 minutos até a pressão de base de 500 kPa e confinante de 520 kPa; (c) ensaio de permeabilidade, propriamente dito, a carga constante (circulação de água para determinação da vazão). A fase de consolidação não foi empregada por tratar-se de material cimentado.

Para o ensaio de permeabilidade, a diferença de carga se dava pelo deslocamento de uma coluna de mercúrio, devido a diferença de peso específico em relação a água, correspondendo a 4,96 kPa de diferença de pressão entre o topo e a base. Durante ensaio, a coluna de mercúrio era levada até uma certa altura. Após a liberação do fluxo de água (abertura de uma válvula), quando a base da coluna de mercúrio atingia a posição "0 cm", inicia-se a cronometragem do tempo (em segundos), com resolução de décimos de segundo, indicada por uma régua graduada. A cronometragem era interrompida, sendo registrado o tempo (t), quando a coluna de mercúrio percorria um trecho de 40 cm (Δl). O procedimento era realizado quatro vezes, para determinação de um coeficiente de permeabilidade médio. A seguir determinava-se o coeficiente de permeabilidade, com base na Lei de Darcy (equação 1). Durante o ensaio era determinada a temperatura da água inicial e final usada no ensaio, para posteriormente corrigir o coeficiente de permeabilidade para o padrão de 20º C (equação 2).

$$Q = k_o . i . A \therefore k_o = \frac{Q}{i.A} = \frac{\left(\frac{a_t . \Delta l}{t}\right)}{\left[\frac{H}{\left(\frac{\gamma_m - \gamma_w}{\gamma_w}\right) . h_m}\right] . A} \quad (1)$$

$$k = R_T.\ k_o = \left[\frac{2{,}2902.\left(0{,}9842^{t}\right)}{T^{0{,}1702}}\right].k_o \qquad (2)$$

Onde: k_o = coeficiente de permeabilidade em uma determinada temperatura da água (cm/s); i = gradiente hidráulico; A = área transversal do corpo de prova (~ 19,63 cm^2); a_t = área transversal do tubo por onde circula o mercúrio (0,0367 cm^2); t = tempo (s) de deslocamento da coluna mercúrio em um trecho Δl (s); Δl = trecho de deslocamento da coluna de mercúrio pré definida (40 cm, neste estudo); H = altura do corpo de prova (~10 cm); γ_w = peso específico da água (0,998 g/cm^3); γ_m = peso específico do mercúrio (13,63 g/cm^3); altura da coluna de mercúrio (4 cm, utilizado estudo); k = coeficiente de permeabilidade no padrão de 20º C; R_T = coeficiente de correção da viscosidade da água a uma determinada temperatura, para 20º C; T = temperatura média no início e fim da água utilizada no ensaio (ºC).



(a)

(b)

Figura 2. (a) Diagrama do permeâmetro, tipo E (adaptado de ASTM, 2016b); e (b) fotografia do permeâmetro de parede flexível empregado nos ensaios de permeabilidade.

4.3 Ensaio de Compressão Simples

Logo após a realização do ensaio de permeabilidade, o mesmo corpo de prova era rompido na prensa. Os procedimentos atenderam parcialmente a norma ASTM D2166 (ASTM, 2016a). Para o ensaio de compressão simples era utilizada uma prensa automática, com movimentação constante de 1,14 mm/min, dotada de uma célula de carga de 1.000 kgf, que registrava a carga aplica com resolução de 0,001 N. O registro da carga era realizado por um *data logger*, que fazia a leitura da carga a cada segundo, bem como registrava a carga máxima aplicada. Com a carga máxima era determinada a tensão de ruptura por compressão, efetuando-se a divisão da carga máxima pela seção real do corpo de prova.

5 RESULTADOS

As figuras 3(a) a 3(d) apresentam os resultados do coeficiente de permeabilidade obtido através do ensaios de permeabilidade realizados. Nas presentes figuras são avaliados, individualmente, a influência do percentual de mistura em substituição a areia – 10% e 20% (figura 3a), proporção entre a cal de carbureto e a cinza de casca de arroz (CC:CCA) – 1:1; 1,5:1; e 2:1 (figura 3b), tempo de cura – 7 dias, 28 dias e 60 dias (figura 3c), e peso específico aparente seco – 15,5 kN/m^3; 16,5 kN/m^3; e 17,5 kN/m^3 (figura 3d). O menor coeficiente de permeabilidade obtido foi de 1,3 x 10^{-6} m/s, da ordem de 46 vezes menor que a areia *in natura*, para um peso específico de 17,5 kN/m^3, 20% de mistura e razão CC:CCA de 1:1,5; e o maior coeficiente de permeabilidade foi de 1,5 x 10^{-5} m/s, da ordem de quatro vezes menor areia *in natura* para um peso específico de 15,5 kN/m^3, 10% de mistura e razão CC:CCA de 1:1. Em análise a figura 3(a) é possível verificar que quanto maior a substituição da mistura menor é o coeficiente de permeabilidade, uma vez que se adiciona mais material fino e cimentante. Na figura 3(b) é possível verificar a influência da proporção entre a cal de carbureto e a cinza de casca de arroz, sendo possível verificar que quanto maior o teor de cal, menor a permeabilidade. A figura 3(c) mostra a influência do tempo de cura. Enquanto o tempo de cura tende a aumentar a resistência dos solos estabilizados com cal, no caso da permeabilidade ocorre um aumento da permeabilidade. Isso ocorre, porque nos primeiros dias ocorre a floculação o que provoca o aumento de volume dos produtos de reação,

sendo esta floculação reduz com o tempo de cura, devido a formação de produtos de cimentação, favorecendo a abertura de poros, facilitando a percolação de água, Já a figura 3(d) mostra a influência do peso específico, mostrando que quanto maior o peso específico menor a permeabilidade. Isso ocorre devido a maior densificação, consequentemente, menor índice de vazios, que por sua vez reduz a permeabilidade.

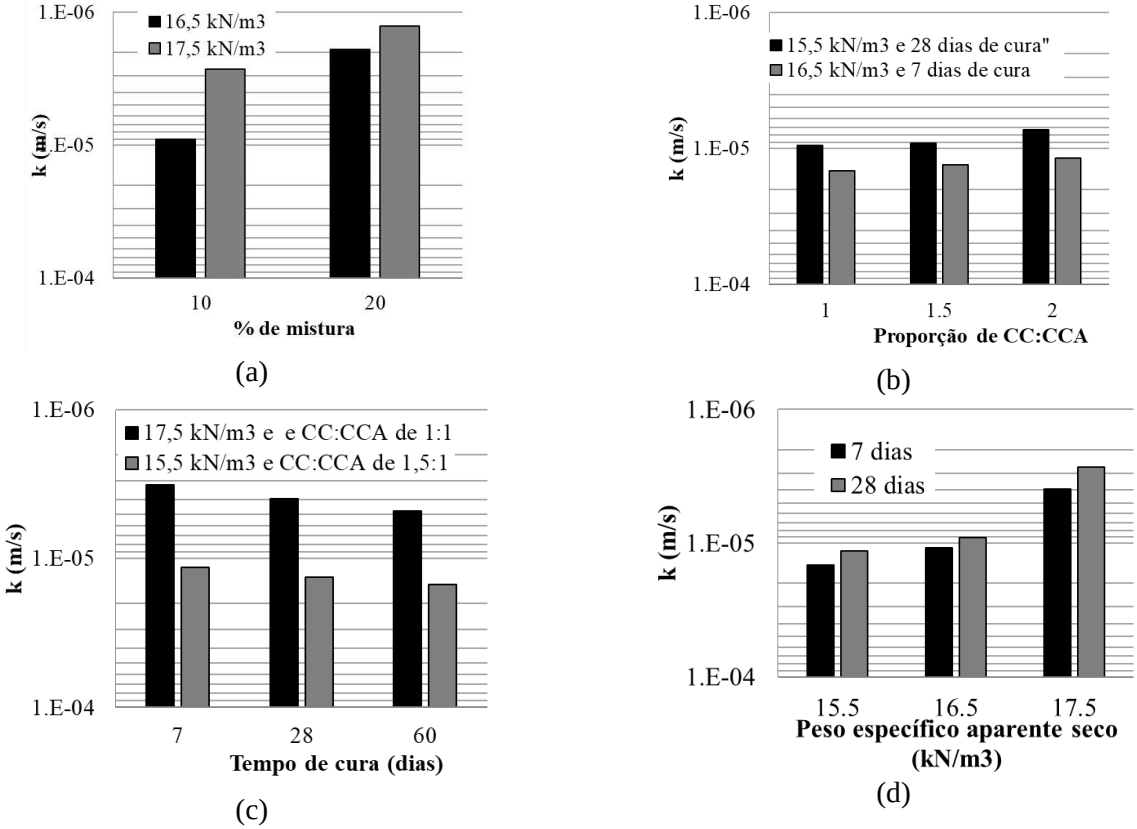


Figura 3. Variação do coeficiente de permeabilidade em função (a) do percentual da mistura para 7 dias de cura e CC:CCA de 1,5; (b) da proporção entre CC:CCA para 10% da mistura; .(c) do tempo de cura para 10% da mistura; (d) do peso específico aparente seco a para 10% da mistura e CC:CCA de 1:1

As figuras 4(a) a 4(d) mostram os resultados dos ensaios de compressão simples realizados após o ensaio de permeabilidade, Assim, como nos resultados de permeabilidade, os dados foram separados por parâmetro de influência: percentual de mistura, proporção de cal de carbureto e cinza de casca de arroz, tempo de cura e peso específico. A figura 4(a) mostra que quanto maior o percentual de mistura, maior é a resistência, cujo resultado converge com a permeabilidade, sendo está menor. A figura 4(b) mostra o resultado da influência da proporção de cal de carbureto com a cinza de casca de arroz. Os resultados mostram-se com uma variação parabólica, sendo que na proporção de 1:1,5, é menor que os valores de 1:1 e 2. Esta mesma tendência foi observada por Queiróz et al. (2022) quando realizou os mesmos ensaios com temperatura de cura de 40º C para 7 dias e 28 dias de cura. Isso mostra que há excesso de cal em relação a cinza da casca de arroz, a qual passa a funcionar mais como um *filler*. A figura 5(a) mostra que o melhor ajuste obtido para a relação da resistência a compressão simples com o coeficiente de permeabilidade é um polinômio. A figura 4(c) mostra a influência do tempo de cura na resistência a compressão simples, havendo considerável influência deste parâmetro. O efeito do tempo de cura em termos de resistência se mostra mais significativo do que na permeabilidade. Pela figura 5(b) é possível verificar uma relação inversamente proporcional entre a resistência no tempo e o coeficiente de permeabilidade. Por fim a figura 4(c) mostra a influência do peso específico na resistência. Para baixo tempos de cura, ocorre pouco aumento de 15,5 kN/m^3 para 16,5 kN/m^3, ao passo que para 16,5 kN/m^3 para 17,5 kN/m^3, há um aumento expressivo da resistência. Já para maiores tempo de cura (28 dias) a influência tende a ser quase proporcional. Agora analisando a permeabilidade, figura 3(d), percebe-se o mesmo efeito observado na resistência para os 7 dias de cura em comparação com os 28 dias de cura (figura 4c), mostrando haver uma relação linear da redução da permeabilidade com o aumento do peso específico aparente seco (figura 5c).

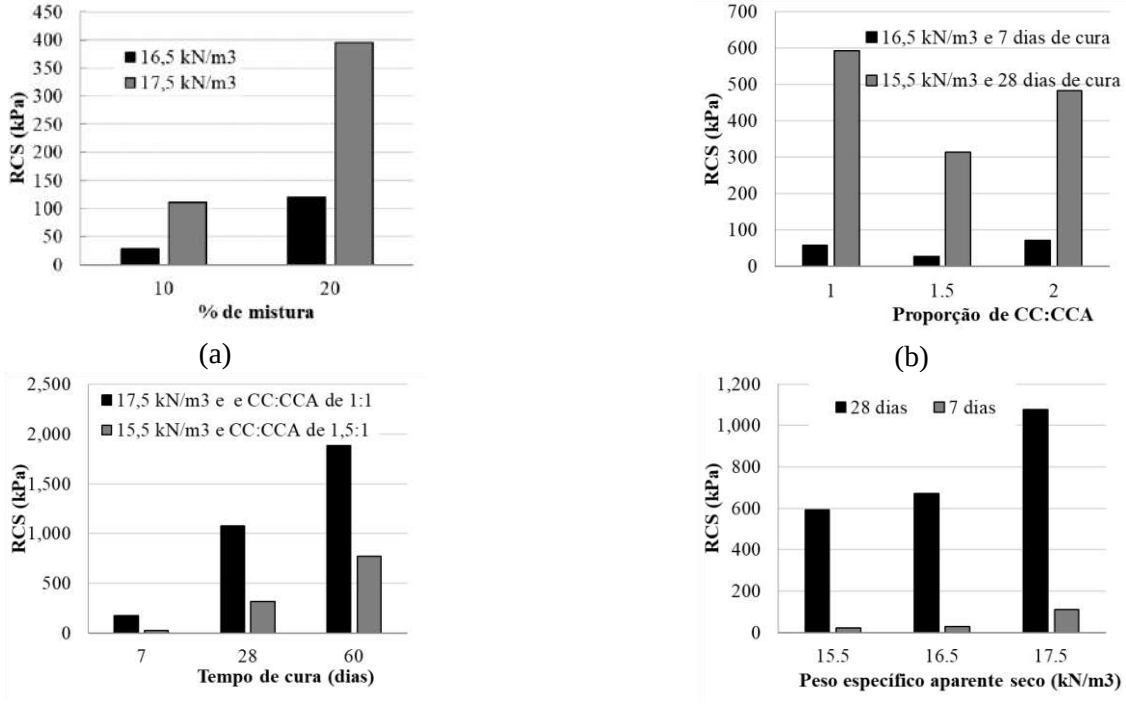


Figura 4. Variação da resistência a compressão simples (RCS) em função (a) do percentual da mistura para 7 dias de cura e CC:CCA de 1,5; (b) da proporção entre CC:CCA para 10% da mistura; .(c) do tempo de cura para 10% da mistura; (d) do peso específico aparente seco a para 10% da mistura e CC:CCA de 1:1

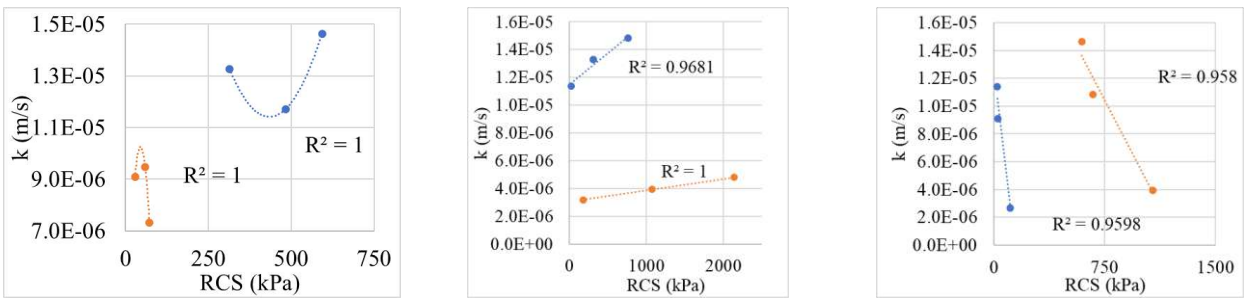


Figura 5. Relação entre a resistência a compressão simples (RCS) x coeficiente de permeabilidade (k) variando (a) proporção entre cal de carbureto e cinza de casca de arroz, (b) o tempo de cura, (c) peso específico aparente seco.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2022) 'NBR 6502: Solos e rochas - Terminologia', *Associação Brasileira de Normas Técnicas*. Rio de Janeiro/RJ: ABNT, pp. 1–40.

Anburuvel, A. (2024) 'The Engineering Behind Soil Stabilization with Additives: A State-of-the-Art Review', *Geotechnical and Geological Engineering* , 42, pp. 1–42.

ASTM (2015) 'ASTM D3282 - Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes', *American Society for Testing and Materials*. Pensilvánia/EUA, pp. 1–6.

ASTM (2016a) 'D2166: Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. ', *American Society for Testing and Materials (ASTM)* . Filadélfia/EUA: American Society for Testing and Materials (ASTM) , p. 7.

ASTM (2016b) 'D5084: Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter', *American Society for Testing and Materials (ASTM)* . Filadélfia/EUA: American Society for Testing and Materials (ASTM) , p. 24.

ASTM (2017) 'ASTM DD2487 - Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)', *American Society for Testing and Materials*. Pensilvánia/EUA, pp. 1–10.

Consoli, N.C. *et al.* (2019) 'The effects of curing time and temperature on stiffness, strength and durability of sand-environment friendly binder blends', *Soils and Foundations*, 59(5), pp. 1428–1439. Available at: https://doi.org/10.1016/j.sandf.2019.06.007.

Cristelo, N., Glendinning, S. and Teixeira Pinto, A. (2011) 'Deep soft soil improvement by alkaline activation', *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 164(2), pp. 73–82. Available at: https://doi.org/10.1680/grim.900032.

Cruz, R.C. (2004) *Condutividade hidráulica em solos contaminados encapsulados*. Dissertação de Mestrado. UFRGS.

Davidovits, J. (1994) 'Method for Obtaining a Geopolymeric Binder Allowing to Stabilize, Solidify and Consolidate Toxic or Waste Materials'. EUA: Patente nº 5.349.118.

Du, Y.J., Zhang, Y.Y. and Liu, S.Y. (2011) 'Investigation of Strength and California Bearing Ratio Properties of Natural Soils Treated by Calcium Carbide Residue', in *Geo-Frontiers 2011*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, pp. 1237–1244. Available at: https://doi.org/10.1061/41165(397)127.

Duxson, P. *et al.* (2007) 'Geopolymer technology: the current state of the art', *Journal of Materials Science*, 42(9), pp. 2917–2933. Available at: https://doi.org/10.1007/s10853-006-0637-z.

Fernández-Jiménez, A. *et al.* (2006) 'The role played by the reactive alumina content in the alkaline activation of fly ashes', *Microporous and Mesoporous Materials*, 91(1–3), pp. 111–119. Available at: https://doi.org/10.1016/j.micromeso.2005.11.015.

Godoy, V.B. (2018) *Desempenho de misturas de distintos materiais com cinza volante e cal submetidas a condições climáticas severas*. Dissertação de Mestrado. UFRGS.

Horpibulsuk, S. *et al.* (2015) 'Calcium Carbide Residue: A Cementing Agent for Sustainable Soil Stabilization', *Geotechnical Engineering, Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 46, pp. 22–27.

IBGE (2022) *PAM – Produção Agrícola Municipal: Quantidade produzida (Tonelada) – Rio Grande do Sul , https://www.ibge.gov.br/estatisticas/economicas/agricultura-e-pecuaria/9117-producao-agricola-municipal-culturas-temporarias-e-permanentes.html*.

ICTA/UFRGS (2021) *Terra de Arroz, https://www.ufrgs.br/alimentus1/terradearroz/grao/gr_casca.htm*.

Jangde, H. and Khan, F. (2023) 'Experimental Investigation on Interrelation Between Hydraulic Conductivity and Compressive Strength of Soft Soil Using Metakaolin as Stabilizer', *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering* [Preprint]. Available at: https://doi.org/10.1007/s40996-023-01323-3.

Lotero, A. *et al.* (2021) 'Mechanical Properties of Alkali-Activated Ground Waste Glass–Carbide Lime Blends for Geotechnical Uses', *Journal of Materials in Civil Engineering*, 33(10). Available at: https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003918.

Market Research Store (2015) *Acetylene Gas Market for Chemical Production, Welding &Cutting and Other Applications: global industry perspective, comprehensive analysis and forecast, 2014-2020*.

Menger, E. da S. *et al.* (2020) 'Hydraulic Conductivity and Compressive Strength of Cemented Soils', *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(6), pp. 6031–6039. Available at: https://doi.org/10.1007/s10706-020-01411-5.

Miranda, T. *et al.* (2020) 'Application of alkali-activated industrial wastes for the stabilisation of a full-scale (sub)base layer', *Journal of Cleaner Production*, 242, p. 118427. Available at: https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.118427.

Osinubi, K.J. (1998) 'Permeability of Lime´Treated Lateritic Soil', *Journal of Transportation Engineering*, 124(5), pp. 465–469.

Palomo, A., Grutzeck, M.W. and Blanco, M.T. (1999) 'Alkali-activated fly ashes', *Cement and Concrete Research*, 29(8), pp. 1323–1329. Available at: https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00243-9.

Paula, T.M. (2016) *Misturas de Cinza Volante e Cal de Carbureto: Comportamento da Resistência à Compressão Simples Frente à Moagem da Cinza Volante*. Dissertação de Mestrado. UFRGS.

Queiróz, L.C. *et al.* (2022) 'Macro–Micro Characterization of Green Stabilized Alkali-Activated Sand', *Geotechnical and Geological Engineering*, 40(7), pp. 3763–3778. Available at: https://doi.org/10.1007/s10706-022-02130-9.

Servi, S. *et al.* (2022) 'Mechanical response of filtered and compacted iron ore tailings with different cementing agents: Focus on tailings-binder mixtures disposal by stacking', *Construction and Building Materials*, 349, p. 128770. Available at: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128770.

Winter, D. (2018) *Resistência, Rigidez e Durabilidade para Solos Arenosos Estabilizados com Materiais mais Sustentáveis.* Tese de Doutorado. UFRGS.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/419

Permeabilidade de Solos Arenosos do Sul do Brasil Reforçados com Fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

Mateus Teixeira Crippa
UEL, Londrina, Brasil, mateus.teixeira@uel.br

Júlia Machado Fernandes
UEL, Londrina, Brasil, julia.machado.fernandes@uel.br

José Wilson dos Santos Ferreira
UnB, Brasília, Brasil, jose.wilson@unb.br

Avacir Casanova Andrello
UEL, Londrina, Brasil, acandrello@uel.br

Raquel Souza Teixeira
UEL, Londrina, Brasil, raquel@uel.br

RESUMO: Com a crescente preocupação ambiental em relação à geração excessiva de resíduos plásticos, que excede 300 milhões de toneladas anualmente no mundo, materiais alternativos vêm sendo estudados como elementos de reforço de solo, como as fibras de polietileno tereftalato (PET). A maioria das pesquisas tem focado no comportamento mecânico, havendo poucos estudos acerca da influência na permeabilidade. Esta pesquisa buscou avaliar a permeabilidade de dois solos arenosos da região sul do Brasil, reforçados com fibras de reciclagem de garrafas PET com 1,4dtex e 32mm de comprimento. A partir da compactação dos materiais utilizado a Energia Normal de Proctor, foram conduzidos ensaios de permeabilidade em permeâmetro de carga variável, nos solos compactados puros e nos compósitos solo-PET com adição de 0,3%, em relação a massa seca de solo, dispostas aleatoriamente. Também foram realizados ensaios de Porosimetria por Intrusão de Mercúrio (PIM) para avaliar o efeito da inserção do reforço na distribuição dos micros e macroporos nas matrizes. Os resultados mostraram que a inclusão das fibras PET provocaram alterações na microestrutura em função do grau de evolução pedogenética dos solos, no entanto, estas alterações não foram suficientes para afetar os coeficientes de permeabilidade k das misturas, prevalecendo o efeito da compactação.

PALAVRAS-CHAVE: Reforço; Fibras; Misturas; PET; Permeabilidade; Porosimetria.

ABSTRACT: With the increasing environmental concern regarding the excessive generation of plastic waste, which exceeds 300 million tons annually worldwide, alternative materials are being studied as soil reinforcement elements, such as polyethylene terephthalate (PET) fibers. Most research has focused on the mechanical behavior, with few studies addressing the influence on permeability. This research aimed to evaluate the permeability of two sandy soils from the Southern region of Brazil reinforced with recycled PET bottle fibers with 1.4dtex and 32mm length. From compacted specimens using Proctor Normal Energy, permeability tests were conducted using the variable head test method on compacted soils without fiber addition and on soil-PET fiber mixtures with randomly distribution and 0,3% addition of fiber relative to the dry soil mass. Additionally, Mercury Intrusion Porosimetry (MIP) tests were performed to evaluate the effect of reinforcement insertion on micro and macropore distribution. The results indicates that the inclusion of PET fibers caused alterations in the microstructure depending on the pedogenetic evolution degree of the soils, however these alterations were not sufficient to affect the permeability coefficients (k) of the mixtures, prevailing the effects of compaction.

KEYWORDS: Reinforcement; Fibers; Mixtures; PET; Permeability; Porosimetry.

1 INTRODUÇÃO

O reforço de solo com fibras é uma técnica desenvolvida e empregada pela humanidade há muito tempo. A intercalação de solo e mantas de raízes foi uma técnica utilizada pelos mesopotâmios (1.400 a.C.) na construção da Pirâmide de Ziggurat e da Torre de Agar Quf, ambas existentes até hoje (Palmeira, 1992).

Em um contexto mais recente, Correia *et al.* (2015) mencionam diversos exemplos do uso de solos reforçados com fibras na engenharia geotécnica, como estabilização de subleito e sub-bases de pavimentos, melhoria na capacidade de suporte de solos, estabilidade de taludes, aterros sobre solos moles, controle da condutividade hidráulica do solo, melhoria da erosão, prevenção de piping e mitigação de rachaduras de retração.

Com o avanço tecnológico, os materiais sintéticos substituíram as fibras vegetais degradáveis, dando origem a compósitos geotécnicos mais resistentes e duráveis, os geossintéticos. Senez (2016) afirma que, atualmente, é comum de se associar o termo compósito no meio geotécnico aos estudos de reforço de solos com fibras, principalmente fibras oriundas de materiais recicláveis que tem por objetivo a redução dos impactos ambientais gerados pela produção de resíduos sólidos no meio urbano.

Neste contexto, as fibras de PET, derivadas da reciclagem de garrafas PET, vêm demonstrando elevado potencial de aplicação na Geotecnia (Silva, 2007; Botero *et al.*, 2015; Ferreira *et al.*, 2021). No entanto, a grande maioria dos trabalhos existentes estão focados em avaliar os parâmetros de resistência e deformabilidade das misturas de solo e fibras de PET, deixando de analisar outras propriedades importantes na viabilização da aplicação do reforço em campo, como a permeabilidade.

A permeabilidade é a propriedade que o solo apresenta de permitir a passagem de um fluido através dos seus poros, sendo comumente a água o fluido de interesse. É um parâmetro essencial para o estudo de estabilidade de encostas, aterros, barragens, obras de drenagem, entre outras. É expressa numericamente pelo coeficiente de permeabilidade (k), medido em unidade de distância por unidade de tempo (cm/s), e variável em função de diversos fatores, como a granulometria e tamanho das partículas, viscosidade do fluido, índices de vazios do solo, grau de saturação da amostra e a estrutura do solo.

Nos estudos envolvendo misturas de solo com fibras, o entendimento é que a inclusão de fibras de forma aleatória no solo leva a um aumento da permeabilidade, sendo este aumento proporcional à quantidade de fibra adicionada (Hoare, 1979; Maher & Ho, 1994; Bueno *et al.*,1996; Miller & Rifai, 2004).

Tendo em vista os pontos levantados, esta pesquisa tem por objetivo avaliar a permeabilidade de dois solos arenosos, localizados na cidade de Mandaguaçu-PR e Santa Maria-RS, compactados e reforçados com fibras de PET dispostas aleatoriamente na massa de solo. Para isto, foram conduzidos ensaios de permeabilidade em permeâmetros de carga variável nas amostras de solo puro e reforçados. Por fim, foram realizados também ensaios de Porosimetria por Intrusão de Mercúrio (PIM) para avaliação da distribuição dos micro e macroporos dos compósitos com a inclusão das fibras no solo. A compreensão desta propriedade é fundamental para avaliar as possibilidades de aplicação das fibras PET na Geotecnia.

2 METODOLOGIA

Durante a fase experimental, foram conduzidos quatro ensaios de permeabilidade em permeâmetro de carga variável, sendo dois no solo de Mandaguaçu (puro e com fibras) e dois no solo de Santa Maria (puro e com fibras), ensaiados na estrutura compactada na umidade ótima. As misturas contendo as fibras de PET possuem adição de 0,3% de fibra em relação a massa seca de solo, dispostas de maneira aleatória. Maiores detalhes sobre os materiais e ensaios realizados são apresentados a seguir.

2.1 Solos Utilizados

O solo do município de Mandaguaçu, situado no estado do Paraná, foi coletado a um metro de profundidade às margens da rodovia federal BR-376, de coordenadas geográficas 23º21’44,4”S e 52º05’11,7”W. O local possui embasamento rochoso da Formação Caiuá constituída principalmente por arenito finos e muito finos e caracterizada fortemente pela presença de quartzo. Este solo tem a areia como principal fração granulométrica sendo classificado como areia siltosa (Gonçalves *et al.*, 2018).

Já o solo de Santa Maria, cidade localizada no estado do Rio Grande do Sul, foi coletado a profundidade de 30 cm em uma área de estudo conhecida como Voçoroca Buraco Fundo, com aproximadamente 300 m de extensão e 180 m de largura. A jazida de coleta das amostras encontra-se em uma feição erosiva entre as coordenadas 29º 45’ 57”S e 29º 46’ 02” latitude sul; 54º 00’ 35” e 54ºO e 54º 00’ 27” longitude oeste, na margem direita do arroio Sarandi.

A região onde está inserida a voçoroca faz parte da província geomorfológica denominada Depressão Periférica Sul-Riograndense que, de acordo com Werlang (2004), apresenta em determinadas áreas colinas e encostas onde podem ocorrer processos erosivos de ordem natural ou acelerada.

As amostras de ambos os solos foram do tipo deformadas. A Figura 1 apresenta imagem das amostras de solo de Mandaguaçu e de Santa Maria.

(a) (b)

Figura 1. Amostras de solo de Mandaguaçu (a) e Santa Maria (b) antes e após destorroamento.

2.2 Fibras de PET

A Figura 2 apresenta 1g da fibra PET utilizada no presente estudo, a qual possui título de 1,4 dtex e 32 mm de comprimento. O peso específico da fibra, determinada por picnômetro automático a gás, é de 1,21 g/cm³, apresentando resistência à tração de 81 MPa, módulo de elasticidade de 2.800 MPa e alongamento na ruptura de 70% (Ferreira *et al*., 2021).

Figura 2. Fibra de PET

2.3 Ensaios de Caracterização Física dos Solos

Para a determinação das propriedades físicas dos solos foram executados ensaios de análise granulométrica por sedimentação e peneiramento (NBR 7181/2016), massa específica real dos grãos (NBR 6458/2016), limite de liquidez (NBR 6459/2017) e limite de plasticidade (NBR 7180/2016). Os parâmetros de compactação foram obtidos pelo ensaio de compactação (NBR 7182/2020), sem reuso de material e com as amostras secas até a umidade higroscópica.

2.4 Compactação dos Corpos de Prova

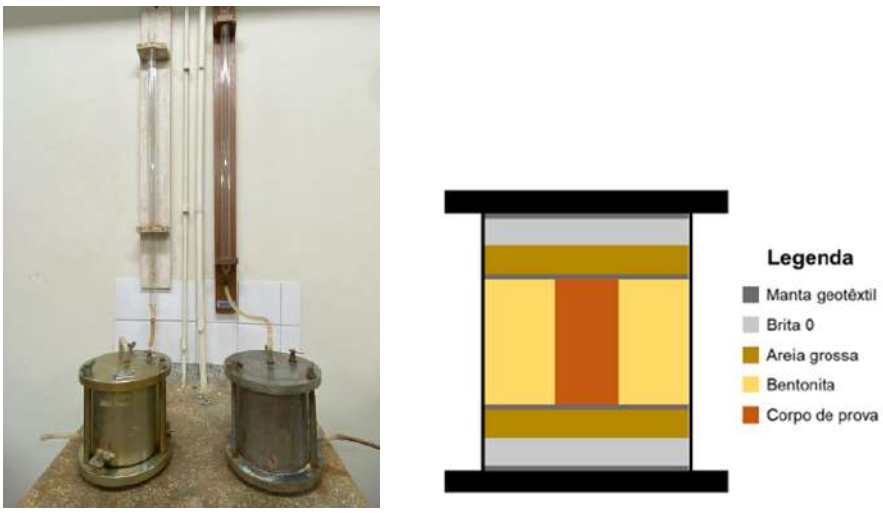
A compactação dos corpos de prova seguiu os preceitos da NBR 7182 (ABNT, 2016). Foram moldados corpos de prova com 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro, utilizando a Energia Normal de Proctor e adotando como controle de compactação grau de compactação (GC) de 100 % ± 2 % e variações de ± 0,5 % do teor de umidade ótima.

2.5 Permeâmetro de Carga Variável

Para os ensaios de permeabilidade foram utilizados permeâmetros de metal operando de maneira simultânea, um com corpo de prova do solo puro compactado e outro da mistura com fibras compactado, ambos do mesmo solo. Dessa forma, as leituras foram iniciadas ao mesmo tempo e, ao final dos ensaios, já era possível avaliar alguma alteração no coeficiente de permeabilidade (k) entre os corpos de prova.

Os permeâmetros utilizados nos ensaios, apresentados na Figura 3a, possuem altura h de 17,8 cm e diâmetro interno (D_i) de 15,2 cm com reservatórios de água graduados (bureta), conectados às entradas de água de cada aparelho. Os corpos de prova ensaiados foram posicionados nos permeâmetros seguindo esquema apresentado na Figura 3b.

Antes de iniciar cada leitura, a temperatura da água foi medida utilizando-se um termômetro de mercúrio.



(a) (b)

Figura 3. Permeâmetros de carga variável: a) em ensaio; b) corte esquemático.

Os ensaios de permeabilidade foram conduzidos de acordo com a NBR 14545/2021 – Método B, para permeâmetros de carga variável e parede flexível. Prévio ao início das leituras, foi realizada a saturação dos corpos de prova. Para isto, foi feita a passagem de água por dois dias com as mangueiras abertas, garantindo a expulsão do ar contido nos permeâmetros.

Após saturação do corpo de prova, o reservatório foi preenchido até a marca de 80 cm e a saída de água foi liberada. As leituras foram feitas com intervalos de mais de 24h entre h_o (altura inicial da coluna d'água) e h_1 (altura final da coluna d'água) devido ao tempo de percolação lento da água, uma vez que os corpos de

prova foram compactados para atingir os parâmetros de umidade ótima ($\omega_{ót}$) e massa específica seca máxima ($\gamma_{d\ máx}$). A temperatura da água foi medida junto com a leitura da altura final de um ciclo de rebaixamento.

No total, foram realizadas 14 leituras para cada corpo de prova, a fim de se obter média representativa do coeficiente de permeabilidade k das amostras ensaiadas.

2.6 Porosímetro

Os ensaios de Porosimetria por Intrusão de Mercúrio foram realizados utilizando o porosímetro AutoPore 9500 da empresa Micromeritics. As medidas foram realizadas com baixa pressão (pressões variando de 1 psi a 30 psi) e com alta pressão (pressões variando de 30 psi até 35000 psi) em subamostras de formato cúbico, com aproximadamente 1 cm de aresta. As subamostras foram coletadas dos corpos de prova compactados, com e sem fibras, de ambos os solos.

Para cada torrão de corpo de prova, solo puro e misturas com fibras, foram medidos 60 pontos de pressão, sendo que o tempo de estabilização de cada ponto foi de 300 s. O equipamento realiza cada leitura em triplicata, fornecendo no fim a média das três leituras como valor final, para cada ponto de pressão, sendo os resultados de porosimetria tratados estatisticamente a um nível de significância (α) de 0,05.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Caracterização Física

As Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização física para o solo de Mandaguaçu e Santa Maria. De acordo com a classificação pelo Sistema Unificado de Classificações de Solos – SUCS (ASTM 2487/2006), amostra de solo de Mandaguaçu foi classificada como uma areia argilosa (SC - *clayey sand*) e a amostra de solo de Santa Maria foi classificada como uma argila arenosa (CL com areia - *sandy lean clay*).

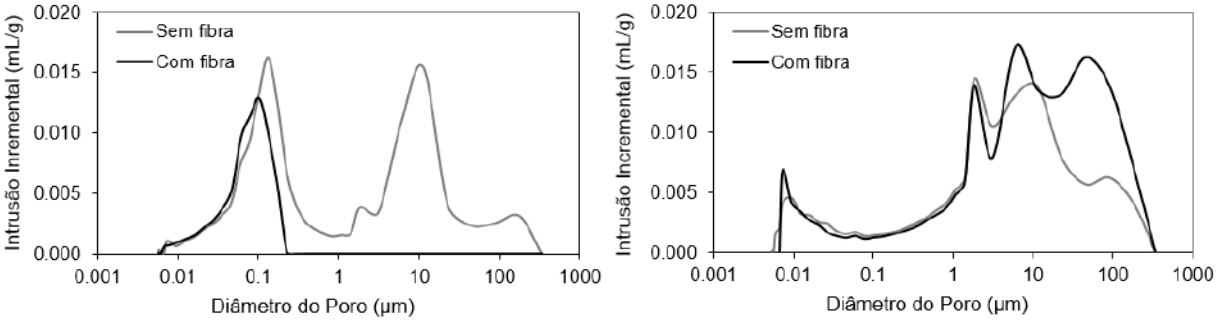
A diferença entre a classificação textural do solo de Santa Maria e sua classificação SUCS se deve ao fato deste solo ser de uma camada de transição de região de clima tropical, o que resulta em divergência de classificação ao se utilizar a classificação SUCS, essencialmente desenvolvida para solos de clima temperado.

Tabela 1. Caracterização física e parâmetros de compactação dos solos estudados

Solo	Índices Físicos				Compactação		Granulometria				
	γ_s (g/cm³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	$\gamma_{d\ máx}$ (g/cm³)	$\omega_{ót}$ (%)	Areia Grossa (%)	Areia Média (%)	Areia Fina (%)	Silte (%)	Argila (%)
Mandaguaçu	2,69	27	17	10	1,87	13,7	0	37	40	9	14
Santa Maria	2,59	41	29	12	1,66	16,8	4	20	26	33	17

3.2 Porosimetria por Intrusão de Mercúrio (PIM)

Analisando as curvas de distribuição dos poros dos solos puros e misturas de Mandaguaçu e Santa Maria na Figura 4, é possível observar que a inclusão das fibras PET nos solos ensaiados, para o teor de 0,3% de adição de fibra, apresentou mudanças na distribuição dos poros das misturas.



(a) (b)

Figura 4. Distribuição dos poros dos solos puros e misturas com fibras PET: a) Mandaguaçu; b) Santa Maria

Para o solo de Santa Maria (Fig. 4b), observa-se tendência bimodal de distribuição do tamanho dos poros, concentradas aproximadamente em 0,01 e 10 μm. Além disso, observa-se que a inclusão das fibras aumentou tanto a quantidade de microporos quanto de macroporos, sendo esta última bem mais significativa. Os dados obtidos vão de acordo com diversos trabalhos publicados na literatura (Hoare, 1979; Maher & Ho, 1994; Bueno *et al.*,1996; Miller & Rifai, 2004) que também observaram que a inserção de fibras no solo tende a aumentar a porosidade da mistura, mesmo compactada.

O solo de Mandaguaçu (Fig. 4a) também apresentou tendência de distribuição bimodal, com poros concentrados em 0,1 e 10 μm, considerando a condição experimental sem fibras. No entanto, ao contrário do que se observou com a inclusão das fibras no solo de Santa Maria, a inserção dos agentes de reforço neste solo diminuiu a quantidade de microporos, além de reduzir a zero a quantidade de macroporos da mistura.

Considerando que os dois solos são arenosos, acredita-se que a diferença de comportamento demonstrado na porosimetria a partir da inserção de fibras PET esteja associada ao grau de evolução pedogenética de cada solo. O solo de Mandaguaçu sofreu elevado grau de intemperismo químico, resultando em satisfatória interação entre a matriz e o reforço utilizado. Para o solo de Santa Maria, por ser uma camada de solo transicional, apresenta características mais próximas aos solos de países de clima temperado, fazendo com que o comportamento experienciado, isto é, o aumento dos poros, se aproxime da tendência observada pela literatura tradicional oriunda de solos do hemisfério norte.

3.3 Ensaios de permeabilidade

A Tabela 2 resume os valores médios de coeficiente de permeabilidade obtidos para temperatura da água a 20 ºC, bem como o índice de vazios (*e*) considerando ambos solos com e sem adição de fibras de PET.

Tabela 2. Coeficiente de permeabilidade *k* e índice de vazios *e* dos solos puros e reforçados.

Amostra	$k_{médio}$ (cm/s)	e
Mandaguaçu sem fibras PET	$9{,}25 \times 10^{-7}$	0,43
Mandaguaçu com fibras PET	$6{,}05 \times 10^{-7}$	0,41
Santa Maria sem fibras PET	$2{,}83 \times 10^{-7}$	0,54
Santa Maria com fibras PET	$3{,}65 \times 10^{-7}$	0,55

A partir dos resultados obtidos, nota-se que não foi observada alteração na ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade dos solos reforçados quando comparadas aos solos puros. Dada a estrutura compactada e baixo valor de coeficiente de permeabilidade de ambos solos na condição pura, pressupõe-se que as fibras afetam a distribuição de poros, observadas pelos valores de *k*, de 9,25 para 6,05 no solo de Mandaguaçu e 2,83 para 3,65 no solo de Santa Maria, porém, sem produzir efeitos globais (ordem de grandeza do *k* de 10^{-7} cm/s), já que os solos reforçados permanecem na condição compactada e com índices de vazios parecidos.

Entende-se como benéfico a não alteração do coeficiente de permeabilidade dos solos com a inserção das fibras, visto que não produz alterações nas condições de projeto quando se compara o solo puro com o solo-fibra compactados, somados aos ganhos de comportamento mecânico com a inclusão de fibras.

4 CONCLUSÕES

Os resultados dos coeficientes de permeabilidade obtidos para os corpos de prova, com e sem adição das fibras de PET, de ambos os solos estudados, mostram que a inclusão de 0,3% de fibras PET não provoca alterações na grandeza do coeficiente de permeabilidade.

Ao observar a microestrutura de cada condição experimental, nota-se que a inclusão das fibras PET no solo de Mandaguaçu reduziu os micro e macroporos da mistura, o que atribui-se ao grau de evolução pedológica mais acentuado. Para o solo de Santa Maria, observou-se que a adição das fibras aumentou os macroporos da mistura, fator associado ao menor grau de intemperismo sofrido pelo solo, o qual apresentou tendência semelhante ao observado no reforço de solos de clima temperado.

Ainda assim, as diferenças geradas na microestrutura de cada solo com a adição das fibras não foram suficientes para impactar o coeficiente de permeabilidade, predominando, portanto, o efeito da compactação.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento especial ao Laboratório de Física Nuclear Aplicada da UEL (LFNA) pelas análises de porosimetria e à empresa Ecofabril por ter cedido as fibras de PET utilizadas neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 6459. *Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7181. *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 7182. *Solo - Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 14545. *Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2006). ASTM D2487: *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System).*

Botero, E., Ossa, A., Sherwell, G., Shelley-Ovando, E. (2015). Stress-strain behavior of a silty soil reinforced with polyethylene terephthalate (PET). *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 43, p. 363-369.

Bueno, B. S., Lima, D. C., Teixeira, S. H. C., Ribeiro, N. J. *Soil fiber reinforcement: basic understanding*. In: International Symposium on Environmental Geotechnology, San Diego, v.1, p. 878-884.

Correia, A. A. S., Oliveira, P. J., Custódio, D. G. (2015). Effect of polypropylene fibres on the compressive and tensile strength of a soft soil, artificially stabilised with binders. *Geotextiles and Geomembranes*, 43, nº 2, pp. 97-106.

Cristelo, N., Cunha, V. M. C. F., Dias, M., Gomes, A. T., Miranda, T., Araújo, N. (2015). Influence of discrete fibre reinforcement on the uniaxial compression response and seismic wave velocity of a cement-stabilised sandy-clay. *Geotextiles and Geomembranes*, v.43, p. 1-13.

Diambra, A., Ibraim, E., Wood, M. D., Russel, A. R. (2010). Fibre reinforced sands: Experiments and modelling. *Geotextiles and Geomembranes*, v.28, p. 238-250.

Ferreira, J. W. S., Senez, P. C., Casagrande, M. D. T. (2021). PET fiber reinforced sand performance under triaxial and plate load tests. *Case Studies in Construction Materials*, vol. 15.

Gonçalves, F., Zanin, R. F. B., Somera, L. F., Oliveira, A. D., Ferreira, J. W. S., Costa Branco, C. J. M., Teixeira, R. S. (2018). *Caracterização Físico-química e mineralógica de três solos do estado do Paraná*. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG.

Hoare, D. J. (1979). *Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibres*. In: International Conference on Soil Reinforcement, Paris, v.1, p. 47-52.

Maher, M. H., Ho, Y. C. (1994). Mechanical properties of kaolinite fiber soil composite. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.120, nº8.

Miller, C. J., Rifai, S. M. (2004). Fiber Reinforcement for Waste Containment Soil Liners. *Journal of Environmental Engineering*, v. 130, p. 891-895.

Palmeira, E. M. (1992). Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos. Seminário Sobre Aplicações De Geossintéticos em Geotecnia. *Geossintéticos*, Brasília, p.1-20.

Senez, P. C. (2016). *Comportamento de uma areia reforçada com fibras de Polietileno Tereftalato (PET)*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro / PUC-RIO, 124 p.

Silva, C. C. (2007). *Comportamento de solos siltosos quando reforçados com fibras e melhorados com aditivos químicos e orgânicos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná / UFPR, 156 p.

Werlang, M. K. (2004). *Configuração da rede de drenagem e modelado do relevo: conformação da paisagem na zona de transição da Bacia do Paraná na Depressão Central do Rio Grande do Sul*. Tese de Doutorado em Ciência do Solo, Universidade Federal de Santa Maria / UFSM, 191 p.

XX I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/420

Perspectiva Probabilística Em Aterros Sanitários Diante De Trincas E Variações Hidrogeológicas

José Leonardo dos Santos
Estudante de Graduação, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, js6400@hotmail.com

Leonardo Alberto do Nascimento
Estudante de Pós-Graduação, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, leo_ladn@yahoo.com.br

Patricia Rodrigues Falcão
Estudante de Pós-Graduação, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, falcao.rodrigues.patricia@gmail.com

Rinaldo José Barbosa Pinheiro
Docente, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, rinaldo@ufsm.br

Magnos Baroni
Docente, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, magnos.baroni@gmail.com

RESUMO: Os resíduos sólidos originários de atividades domésticas e de limpeza urbana requerem correta destinação, normalmente ocorrendo a deposição dos mesmos em aterros sanitários. A confiabilidade de tais aterros sanitários deve ser alcançada através do constante monitoramento geotécnico e ambiental, para tal, possíveis trincas devem ser levadas em consideração durante a análise de estabilidade. O presente artigo busca avaliar o efeito de tais trincas frente a diferentes condições hidrogeológicas, onde com o uso do software Slide2, aplicou-se o método de Morgenstern-Price, e utilizando-se de parâmetros geotécnicos encontrados na literatura, foi possível estimar um fator de segurança para o talude através de uma análise probabilística. As análises indicaram uma influência negativa no fator de segurança com a presença de trincas de baixa inclinação (0° a 20°) se encontrando próximas à crista do talude, uma pequena diminuição do fator de segurança com trincas de 30° de inclinação, e por fim, uma menor variação no fator de segurança quando analisadas trincas de maior inclinação (40° a 60°). Considerando que alguns casos apresentaram fator de segurança menor que o normatizado (1,5), ressalta-se a importância do monitoramento contínuo em aterros sanitários e a consideração de trincas nas análises de estabilidade.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de Estabilidade, Trincas de Tração, Abordagem Probabilística, Aterros Sanitários.

ABSTRACT: The disposal of solid waste originating from domestic and urban cleaning activities is a significant issue that requires proper management. Such waste is typically disposed of in landfills, which must be monitored to ensure their reliability. During the stability analysis of these landfills, it is essential to consider the potential impact of cracks, which can occur under different conditions. This paper aims to evaluate the effect of such cracks on landfill stability. The Morgenstern-Price method was applied using the Slide2 software, and a safety factor for the slope was estimated through a probabilistic analysis using geotechnical parameters found in the literature. The analyses indicated that the factor of safety was negatively influenced by the presence of low inclination cracks (0° to 20°) near the crest of the slope. However, a small decrease in the factor of safety was observed with 30° inclination cracks. Furthermore, the factor of safety exhibited a smaller variation when analyzing higher inclination cracks (40° to 60°). It is evident that in certain instances, the safety factor was found to be below the standard value of 1.5. This highlights the necessity for continuous monitoring of landfills and the incorporation of crack analysis in stability assessments.

KEYWORDS: Stability Analysis, Tension Cracks, Probabilistic Approach, Sanitary Landfills.

1 INTRODUÇÃO

Diante dos resíduos produzidos pela atividade antrópica, existem classificações estabelecidas pela legislação nacional. Os resíduos sólidos urbanos (RSU), originários de atividades domésticas e de limpeza urbana, são classificados como inertes e de baixa periculosidade conforme a Política Nacional de Resíduos Sólidos (Lei 12.305, 2010). Esses normalmente são acondicionados em aterros sanitários (AS), cujo projeto deve seguir as diretrizes da NBR 8419 (ABNT, 1992), garantindo estabilidade e segurança ambiental.

Os AS operam em várias etapas, que incluem a preparação da área para a deposição de resíduos, as frentes de trabalho onde os materiais são depositados, áreas já preenchidas e seu monitoramento contínuo (Lange et al., 2008). Essa operação contínua assegura a estabilidade do aterro, comumente analisada pelo método de equilíbrio limite (MEL), como descrito por Boscov (2008). Neste método, a superfície de ruptura é segmentada em fatias, onde em cada fatia é realizado o equilíbrio das forças atuantes, e com este equilíbrio de forças, realiza-se o cálculo do equilíbrio do conjunto (Gerscovich, 2012). De forma que o FS requerido segundo a NBR 11682 para aterros sanitários deve ser superior a 1,5 (ABNT, 2009).

Com a natural presença de água no maciço, que pode contribuir para a movimentação de material, elevação da poropressão e redução do atrito entre as partículas, além da atuação de tensões internas e externas presentes em um talude, cria-se um cenário propenso ao surgimento de trincas devido a tensão (Verma et al. 2013). O surgimento de tais trincas pode se relacionar com uma má drenagem, fator que gera o acúmulo de lixiviado e o aparecimento de bolsões de gases provenientes das reações que ocorrem em um aterro sanitário. Assim sendo, para uma correta estimativa do FS, é relevante a consideração de tais trincas, visto que estas geram alteração da forma de ruptura do maciço, levando a uma alteração de comportamento do material que ocorre de diferentes maneiras frente a distintos parâmetros geotécnicos, afetando a tensão resistida e a segurança da operação como um todo (Kaniraj & Abdullah, 1993).

Através do proposto, o presente artigo busca realizar uma análise probabilística de estabilidade de uma seção típica de um aterro sanitário, levando em consideração a variação da poropressão, parâmetros geotécnicos do RSU e suas interações com a presença de trincas com diferentes ângulos e distâncias da crista do talude, de forma a avaliar sua influência no fator de segurança do maciço sanitário através do software Slide2.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A presente seção visa apresentar e localizar o aterro sanitário do qual foi retirado o corte para a realização do presente estudo, bem como contextualizar os parâmetros geotécnicos utilizados, os métodos e as especificidades que foram usadas para a análise da estabilidade de um maciço de resíduos com a consideração da presença de trincas de tração e variação estatísticas dos parâmetros geotécnicos dos materiais envolvidos.

2.1 Aterro Sanitário Analisado

O Aterro sanitário analisado faz parte da Central de Tratamento de Resíduos da Caturrita, pertencente à Companhia Riograndense de Valorização de Resíduos (CRVR), localizado na cidade de Santa Maria/RS. Tal aterro conta com oito fases de implantação, de forma que os resíduos são locados em diferentes datas e locais. Para o presente trabalho, foi utilizado um corte localizado na porção oeste do AS. A seção utilizada neste trabalho pode ser visualizada com a denominação MS17 na Figura 1

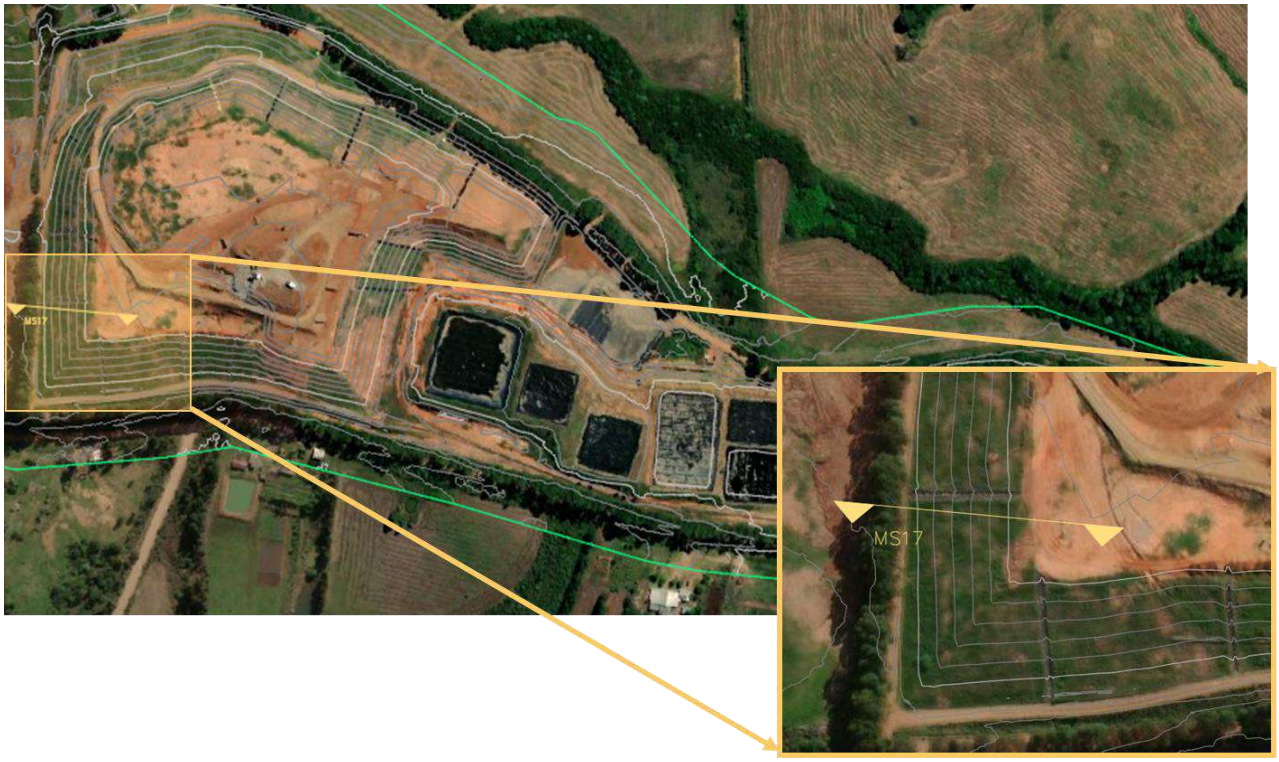


Figura 1. Localização da Seção Analisada.

2.2 Parâmetros dos Materiais

Para a realização de análises de estabilidade, é imprescindível o levantamento de parâmetros dos materiais - peso específico, coesão, ângulo de atrito – representativos para o maciço analisado, além disso, é considerada a presença de poropressão para uma análise mais fidedigna, uma vez que a geração do lixiviado é constante no interior do maciço devido aos processos de biodegradação. Posteriormente a compilação destes dados, são selecionados os métodos de análise desejados e definidas as superfícies de ruptura.

Salienta-se que o presente estudo não busca avaliar resíduos com diferentes idades de deposição, o que acarretaria na presença de diferentes camadas, e não existindo ensaios disponíveis do RSU específico, foram utilizados parâmetros encontrados na literatura. Boscov (2008) analisa que existe uma variabilidade natural dos parâmetros geotécnicos, esta que é ligada a tal tempo de deposição e outros fatores, desta forma se faz necessária uma análise probabilística impondo aos parâmetros geotécnicos um coeficiente de variação, assim podendo atribuir aos resultados das análises um elevado índice de confiabilidade.

Para os parâmetros, tendo como base uma geomembrana lisa, foram utilizados dados obtidos por Chiarello (2022), que realizou ensaios de cisalhamento na interface fundação-geossintético e compilou dados referentes à geomembranas. Com base no mesmo autor, foram referenciados dados para parâmetros geotécnicos do solo de fundação. Para a caracterização dos parâmetros geotécnicos do RSU, utilizou-se por base o trabalho de Norberto, et al. (2020), o qual apresenta dados estatísticos baseados em análises da caracterização geotécnica de RSU. Desta forma, foi definido um valor médio para os parâmetros do RSU que pode ser visualizado na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros utilizados.

Parâmetro	γ (kN/m²)	c (kPa)	(º)
RSU	10,65	20,61	28,12
Geomembrana	10	0	15
Fundação	19	15	25

Considerando que nas camadas inferiores a de impermeabilização se faz presente uma baixa permeabilidade, o parâmetro de poropressão (Ru) foi utilizado apenas na camada de RSU, para tal análise, foi

observado o estudo de Salamoni (2019), que caracteriza a poropressão do mesmo aterro utilizado para o presente estudo.

Para a análise de estabilidade por meio do MEL, foi utilizado o método de Morgenstern-Price, onde por meio de valores médios referentes aos parâmetros geotécnicos utilizados como dados de entrada, é calculado o FS, o qual classifica a análise como determinística (Assis, 2020). Porém, para uma representação mais próxima ao que o talude realmente está submetido, devem ocorrer análises probabilísticas, estas que levam em consideração uma variação de parâmetros referentes às incertezas no que diz respeito aos parâmetros geotécnicos, de forma a cobrir discrepâncias que surgem no comportamento do solo e no resultado de ensaios realizados, e assim, chegar em um índice de confiabilidade para a estabilidade do maciço.

Vastos são os métodos de análise probabilística existentes, dentre eles, é comumente utilizado na geotecnia o método estatístico de Monte Carlo, onde por meio de um número escolhido de iterações, existe uma variação de parâmetros adotados dentro de funções de densidade e probabilidade conhecidas, de forma a gerar uma gama de fatores de segurança (Apaza & Barros, 2014).

Desta forma, utilizando os parâmetros geotécnicos médios apresentados anteriormente, combinados com coeficientes de variação (CV) baseados no trabalho de Assis (2020), buscou-se um desvio padrão para cada parâmetro.

2.3 Trincas de tração

Com o que se faz referente a trincas de tração, é apresentado por Gerscovich (2012) que a distribuição das tensões horizontais sentidas pelo maciço varia com a profundidade, de forma que a trinca surge na parte superior do maciço e se estende até a profundidade em que é sentida a tensão horizontal nula, a partir deste ponto as tensões atuantes não permitem a desagregação do material.

Para o conhecimento da profundidade das trincas que podem acometer o maciço de RSU, utiliza-se a Equação 1, apresentada por Gerscovich (2012). Desta forma, com o uso dos parâmetros médios apresentados anteriormente, foi calculada uma profundidade máxima teórica para a modelagem das trincas no software.

$$Z = \frac{2c\prime}{\gamma} tg(45 + \frac{\phi}{2}) \quad (1)$$

Tendo em posse a profundidade calculada de aproximadamente 6,50 metros, foram criadas trincas variando de metro em metro a distância da crista do talude no intervalo de cinco a dez metros, em cada um destes intervalos, foram aplicadas diferentes inclinações para a trinca, variando seu ângulo em relação a linha perpendicular ao terreno de dez em dez graus no sentido anti-horário. Com o que diz respeito à configuração de tais trincas, foi considerado o caso em que as mesmas estão completamente preenchidas por água, de forma que apresentam o pior cenário em relação à estabilidade.

2.4 Modelagem do talude

Para a realização das análises, foi utilizada a seção apresentada na Figura 2, onde podem ser visualizadas as diferentes camadas de materiais, que consistem no resíduo sólido urbano (RSU), a geomembrana responsável pela impermeabilização, e o material de fundação.

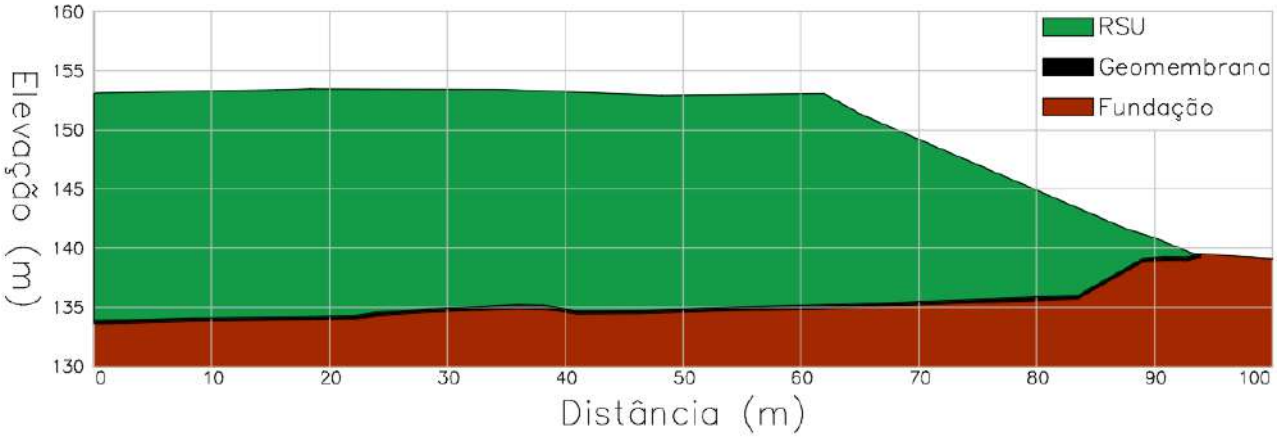


Figura 2. Caracterização da Seção Analisada.

Tendo como base tal modelo, foram implementadas as trincas com diferentes inclinações e distâncias da crista do talude. Para tal variação, baseou-se no trabalho de Bharati et al. (2020), onde para o presente estudo, foram adicionadas trincas com 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 e 12 metros de distância da crista do talude, contemplando assim uma variação da soma de um metro de distância da crista do talude por caso analisado (Figura 3). Em cada um destes casos, foram adicionadas variações do ângulo das trincas em relação ao plano vertical, essas variando de 0 a 60 graus, assim criando-se uma adição de 10 graus de inclinação por análise realizada. Desta forma, 56 casos diferentes foram analisados, contemplando assim variações da posição da trinca.

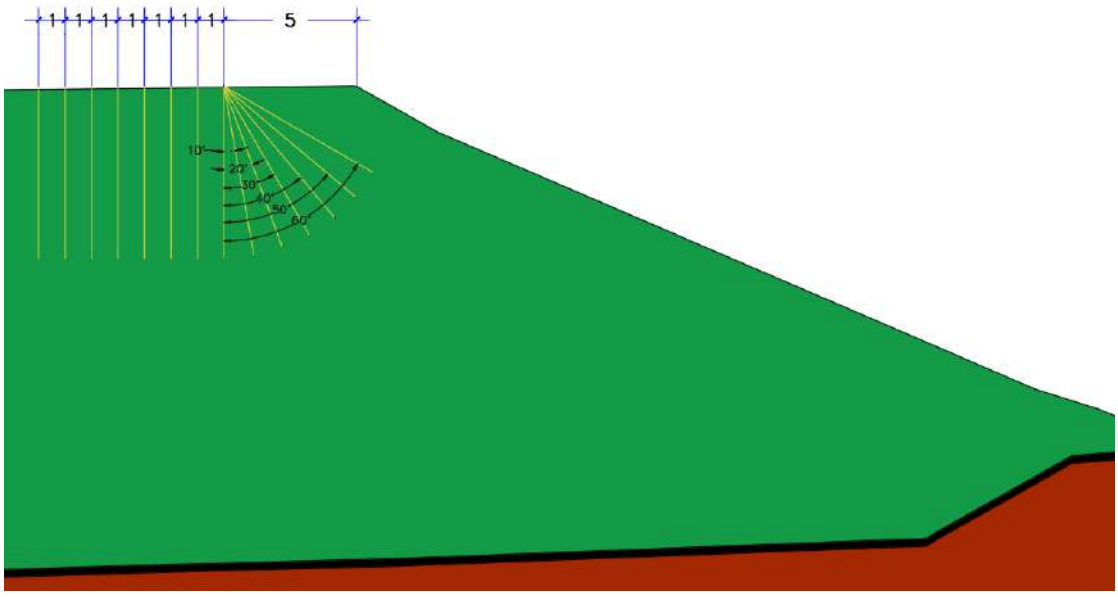


Figura 3. Localização das trincas no talude.

3 RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÕES

Visando contextualizar os resultados obtidos no presente trabalho, buscou-se organizar de forma clara todos os parâmetros que foram usados para a análise probabilística, bem como todos os resultados que foram encontrados com a realização dos casos propostos.

3.1 Variação estatística dos parâmetros geotécnicos

Com base nos dados apresentados na Tabela 1 e os coeficientes de variação apresentados por Assis (2020), foi estudado o desvio padrão de cada parâmetro geotécnico. Os dados foram agregados na Tabela 2, de forma a apresentar os valores relativos utilizados, variando o intervalo em duas vezes o desvio padrão, com base em uma distribuição normal de probabilidade, obtendo-se um intervalo de confiança de 95,5% (Assis, 2020).

Tabela 2. Variação de Parâmetros.

Material	Propriedade	Distribuição	Média	CV	SD	Rel. Min	Rel. Max
RSU	Coesão	Normal	20,61	40%	8,24	4,12	37,10
RSU	Phi	Normal	28,12	10%	2,61	22,50	33,74
RSU	Ru	Normal	0,267	33%	0,09	0,09	0,45
RSU	γ	Normal	10,65	5%	0,53	9,59	11,72
BASE	Coesão	Normal	15	40%	6,00	3,00	27,00
BASE	Phi	Normal	25	10%	2,50	20,00	30,00
BASE	γ	Normal	19	5%	0,95	17,10	20,90

3.2 Análises de estabilidade

A análise ocorreu através do software Slide2. Os dados utilizados no software foram apresentados anteriormente (Tabela 2). Com o gráfico correspondente à convergência do método de Monte Carlo, foi possível perceber que com o número de 2500 iterações existe uma convergência aceitável dos dados para um valor de fator de segurança em todos os casos analisados neste trabalho.

Tendo como base o exposto e com todas as camadas devidamente configuradas foram realizadas as análises de estabilidade utilizando 56 diferentes trincas, acrescentando-se um caso em que nenhuma trinca foi considerada. Os dados foram compilados na Tabela 3 e plotados na Figura 4.

Tabela 3. Valores de Fator de Segurança.

	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m	10 m	11 m	12 m
0°	1,494	1,497	1,532	1,593	1,546	1,658	1,600	1,619
10°	1,475	1,484	1,496	1,540	1,524	1,657	1,658	1,583
20°	1,487	1,468	1,505	1,506	1,574	1,528	1,659	1,658
30°	1,656	1,641	1,509	1,507	1,518	1,525	1,659	1,659
40°	1,655	1,654	1,601	1,535	1,532	1,581	1,571	1,659

50°	1,647	1,651	1,622	1,584	1,564	1,660	1,639	1,599
60°	1,655	1,663	1,646	1,624	1,604	1,665	1,650	1,638

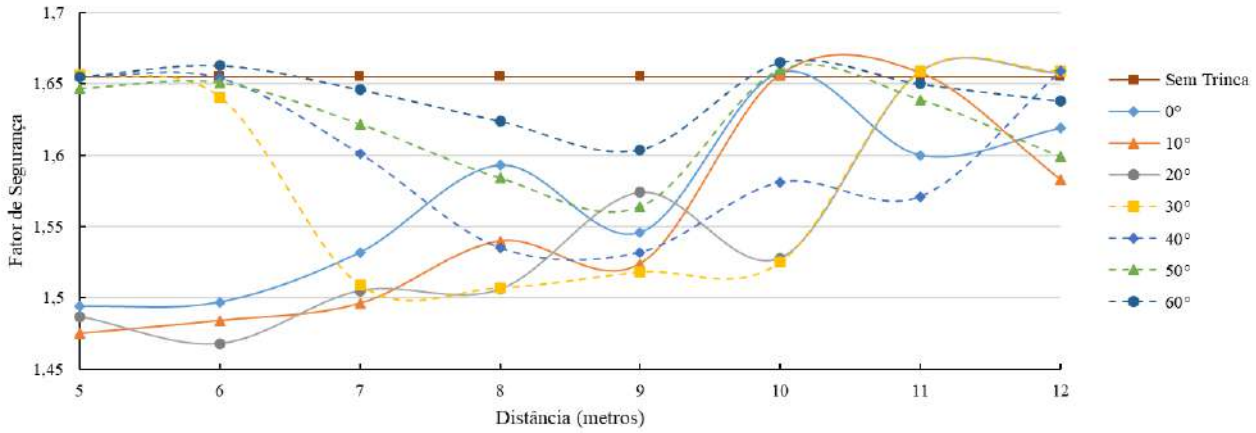


Figura 4. Gráfico de fator de segurança em relação a distância e inclinação.

Diante do exposto, percebeu-se que trincas de menor angulação, de 0° a 20°, tem um efeito mais prejudicial quando são próximas à crista do talude, de forma que uma notável diminuição do fator de segurança deu-se considerando tais angulações no intervalo de 5 a 9 metros de distância da crista do talude.

Analisando a trinca de 30° de angulação, que apresenta uma inclinação semelhante a formada pelo plano de ruptura sem a consideração de trincas, nota-se uma brusca variação do fator de segurança, que apresenta-se decrescido no intervalo de 7 a 10 metros, de forma que antes de tal intervalo, a trinca não apresenta efeito significativo por estar contida no plano de ruptura, e depois desse intervalo, deixa de interferir de maneira significativa na ruptura.

Verificando as trincas de maior grau de inclinação, percebe-se que no geral as mesmas tendem a apresentar o menor desvio entre os casos analisados, de forma que o pico da diminuição do fator de segurança ocorre aos 9 metros de distância. Também é percebido um agrupamento dos valores quando a trinca apresenta maiores distâncias da crista do talude, o que deve-se à interrupção da contribuição da trinca no plano de ruptura.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo teve como objetivo a análise da estabilidade de uma seção de um aterro sanitário através de um método de análise probabilístico, avaliando a mudança do fator de segurança com a adição de diferentes trincas, considerando como variáveis os parâmetros de resistência do RSU, da geomembrana e da base, além de variar os valores de poropressão do RSU.

As análises realizadas revelaram uma maior influência negativa no fator de segurança (13,7% de diminuição do FS) ligada a trincas de pequena inclinação (0° a 20°) próximas à crista do talude, ao passo que trincas de média inclinação (30º a 40º) apresentam uma brusca variação do fator de segurança, enquanto as trincas com maior inclinação (50° e 60°) apresentaram apenas uma ligeira alteração do fator de segurança ligada a médias distâncias em relação a crista do talude.

Nos casos de trincas com inclinação menor que 30° a distâncias de 5 e 6 metros da crista do talude, é possível observar a possibilidade de existência de um fator de segurança menor que o normalizado para aterros sanitários (1,5), levando em conta as análises probabilísticas usadas no trabalho.

Por fim, salienta-se a necessidade do monitoramento contínuo do aterro sanitário, buscando fatores que impactem negativamente na estabilidade do maciço, de forma a prever o comportamento do AS, mantendo a elevada segurança socioambiental requerida por essas estruturas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Companhia Riograndense de Valorização de Resíduos (CRVR) pela disponibilização dos dados topográficos, a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e a Universidade Federal de Santa Maria (UFSM).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Apaza, M. A. F., Barros, J. D. C. (2014). *Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes pelo Método de Monte Carlo*. In XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia, ABMS (pp. 1-8).

Assis, A. P. (2020). Risk management for geotechnical structures: consolidating theory into practice. *Soils and Rocks*, 43(3 special issue), p. 311–336

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1992). NBR 8419. *Apresentação de projetos de ateros sanitários de resíduos sólidos urbanos - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Bharati, A. K., Ray, A., Rai, R., Shrivastava, B. K. (2020). Effect of cracks on the stability of dump slope. *Journal of Mines, Metals and Fuels*, 68(7), p. 237-242.

Boscov, M. E. G. (2008). *Geotecnia Ambiental*. São Paulo, 1° ed, Vol. 1. Oficina de Textos.

Chiarello, G. P. (2022). *Interação de Interfaces entre Solo e Geomembranas por meio de Ensaios de Cisalhamento Direto*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS.

Gerscovich, D. M. S. (2012). *Estabilidade de Taludes* (2° ed). Oficina de Textos.

Kaniraj, S. R., & Abdullah, H. (1993). Effect of berms and tension crack on the stability of embankments on soft soils. *Soils and foundations*, 33(4), 99-107.

Lange, L. C., Cantanhade, Á. L., Teixeira, E. N. (2008). *Resíduos sólidos: projeto, operação e monitoramento de aterros sanitários: guia do profissional em treinamento* (Vol. 2). ReCESA.

Lei 12.305, de 02 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Poder Executivo, Brasília, DF, 03 ago. 2010.

Norberto, A.S.; Corrêa, C. L.; Mariano, M. O. H.; Jucá, J. F. T. (2020). Statistical analysis of the variability of shear strength parameters of landfills. *Journal of Environmental Analysis and Progress*, v. 5, n. 01x, p. 108-116.

Salamoni, G. P. D. (2019). *Compressibilidade de Resíduos Sólidos Urbanos devido aos Processos de Biodegradação em um Aterro Sanitário*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS.

Verma, D., Kainthola, A., Gupte, S. S., Singh, T. N. (2013). A finite element approach of stability analysis of internal dump slope in Wardha valley coal field, India, Maharashtra. *American Journal of Mining and Metallurgy*, 1(1), 1-6.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/421

Polímero Superabsorvente para Aplicações de Impermeabilização em Obras Geotécnicas

Ana Luiza Almeida Cruz
Estudante de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, anaalmeida@ufmg.br

Larissa Moreira Matias
Estudante de Arquitetura, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, arq.larissamatias@gmail.com

Fernando do Couto Rosa Almeida
Professor, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, fernando@demc.ufmg.br

Giovanna Monique Alelvan
Professora, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, giovannaalelvan@etg.ufmg.br

RESUMO: Os polímeros superabsorventes (SAPs) são comumente utilizados na indústria da construção para reduzir a retração total e a suscetibilidade à fissuração em estruturas de concreto. SAPs são materiais sintéticos com alta capacidade de absorver água e soluções aquosas, sendo capazes de absorver até mil vezes o seu próprio peso. No entanto, seu potencial na Engenharia Geotécnica ainda não foi explorado de forma adequada. Neste contexto, este trabalho tem como objetivo propor de forma inovadora o uso de SAPs combinados com resíduos de mineração para impermeabilização geotécnica. Para esta avaliação, foram realizados testes de permeabilidade em carga constante para diferentes teores de polímeros a fim de determinar o valor ótimo. Além disso, foi avaliado o efeito de ciclos de temperatura na capacidade de absorção e liberação do polímero a longo prazo. Os resultados são promissores e demonstram a capacidade de reduzir a permeabilidade de materiais granulares para barreiras impermeáveis em aterros.

PALAVRAS-CHAVE: Polímero superabsorvente, impermeabilização, estabilização química, novos geomateriais.

ABSTRACT: Superabsorbent polymers (SAPs) are commonly employed in the construction industry to mitigate overall shrinkage and susceptibility to cracking in concrete structures. SAPs, characterized by their synthetic nature and high water absorption capacity, can absorb up to a thousand times their weight in water and aqueous solutions. However, their potential within Geotechnical Engineering remains underexplored. In this context, this study aims to propose an innovative application of SAPs combined with mining residues for geotechnical waterproofing. To evaluate this approach, permeability tests under constant load were conducted to ascertain the optimal polymer content. Furthermore, the long-term absorption and release capacity of the polymer under temperature cycles were evaluated. The results exhibit promise, demonstrating the capability to reduce the permeability of granular materials and enhance impermeable barriers in landfills.

KEYWORDS: Superabsorbent polymer, waterproofing, chemical stabilization, new geomaterials.

1 INTRODUÇÃO

Polímeros superabsorventes (SAPs) têm sido extensivamente estudados em construções de concreto (MECHTCHERINE et al., 2021; ALMEIDA; KLEMM, 2018) e têm potencial para serem considerados em estruturas geotécnicas na tentativa de reduzir a permeabilidade do solo saturado. SAPs são formados por redes reticuladas de polímeros hidrofílicos com a capacidade de absorver e reter grandes volumes de líquido. Em contato com água ou soluções aquosas, os SAPs se hidratam e formam um gel polimérico inchado, capaz de absorver até mesmo 1500 g de água por grama de SAP (MECHTCHERINE; REINHARDT, 2012). O mecanismo de diminuição da permeabilidade do solo é duplo: os SAPs secos absorvem uma grande quantidade

de água do solo saturado; os SAPs inchados obstruem vazios na estrutura do solo e evitam o transporte de água no sistema.

O processo de hidratação dos SAPs é reversível e cíclico, ou seja, a remoção de água resulta no colapso do polímero, que por sua vez se torna capaz de reabsorver mais água. Os SAPs têm uma série de parâmetros-chave que podem influenciar e controlar sua eficiência. Características definidas pela produção, como formas, tamanhos e composições químicas da estrutura, afetam seu comportamento e desempenho em termos de capacidade/cinética de absorção e desorção em água desmineralizada (KLEMM; ALMEIDA, 2016; SNOECK et al., 2018). Tais efeitos podem ser ainda mais complexos quando os SAPs são aplicados em solos ou rejeitos saturados, quando as condições externas são substancialmente alteradas, como o pH e a concentração iônica na solução circundante. Assim, os SAPs atuam como uma reserva interna de água, que armazena e mantém a umidade no interior do concreto, contribuindo na melhora das propriedades mecânicas e na durabilidade deste material.

Na Geotecnia os polímeros superabsorventes ainda são pouco explorados como solução de estabilização de solos. Oliveira et al. (2023) avaliou o potencial do uso do SAP para melhoria das propriedades de resistência de um rejeito de minério de ferro para aplicação em pilhas. Os pesquisadores observaram que não há um efeito coesivo do polímero e que ainda após a secagem aumenta a porosidade do material. Contudo, mantido em condição saturada, o SAP manteve os hidrogéis preenchendo os vazios do compósito.

A partir destes resultados, esta pesquisa tem como objetivo avaliar o uso do SAP associado a uma matriz granular como solução de impermeabilização em obras geotécnicas. Atualmente existem diferentes métodos de impermeabilização, como geomembranas e/ou manta geotêxtil, geocomposto bentonítico (GCL), manta asfáltica, entre outros. O uso de SAP neste contexto permitiria a ampliação destas soluções e associação com resíduos, gerando novas opções de destinação a estes últimos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Esta pesquisa de caráter exploratório foi conduzida experimentalmente a partir da avaliação do comportamento de compósitos formados por um resíduo da mineração de granulometria predominantemente arenosa e um SAP composto de poliacrilato de sódio. Para isso foram feitos testes de permeabilidade para diferentes dosagens, conforme descrito nos próximos itens.

2.1 Materiais

Para a realização dos ensaios de permeabilidade foi utilizado coproduto do processo de produção do minério de ferro obtido de uma mineradora próxima a região de Belo Horizonte, em Minas Gerais. O material é essencialmente arenoso e atualmente é comercializado como uma proposta de substiuição as areias da construção civil, especialmente na pavimentação.

Para melhor compreensão deste material foram conduzidos os ensaios de granulometria e determinação da massa específica dos grãos, de acordo com as normas ABNT NBR 7181:2016 e ABNT NBR 6458:2016, respectivamente. A curva granulométrica deste material é apresentada na Figura 1, indicando uma classificação de solo como areno-siltoso, SM, pela Classificação Unificada. Com relação a determinação da massa específica dos grãos, obteve-se o valor de 2,68 g/cm³, valor coerente para este tipo de granulometria.

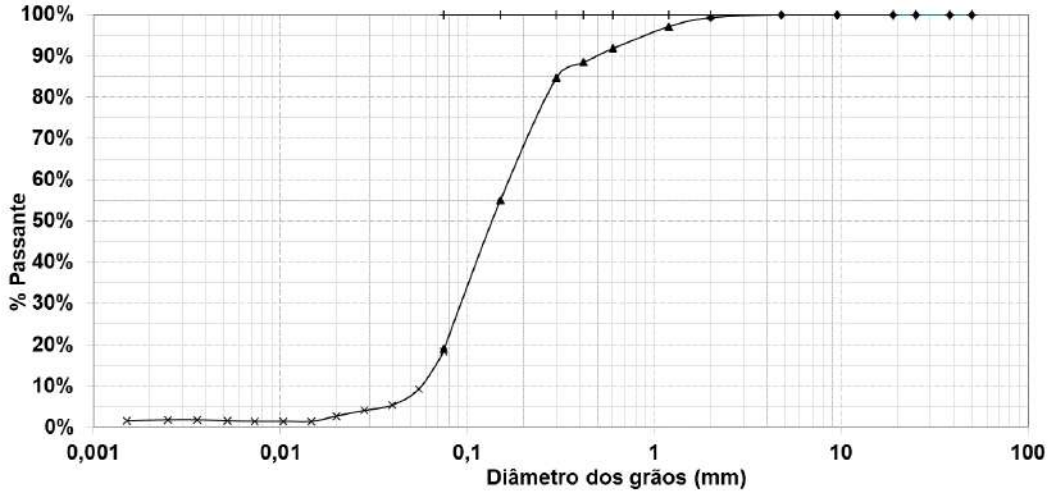


Figura 1. Gráfico da análise granulométrica.

A partir da caracterização do material foi conduzido o ensaio de compactação com a energia Proctor Normal, conforme ABNT NBR 7182:2016. Conforme apresentado na Figura 2, obteve-se um valor de umidade ótima de aproximadamente 16% relativo a uma massa específica aparente seca de 1,62 g/cm³.

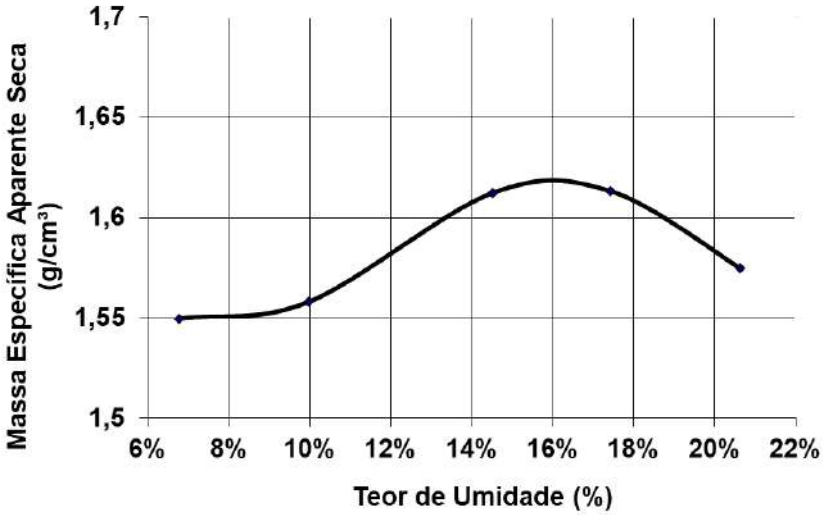


Figura 2. Curva de compactação.

Com relação ao SAP utilizado, trata-se de um polímero orgânico de base poliacrilato de sódio. Para formação dos compósitos, o SAP foi adicionado ao solo diretamente nas dosagens investigadas de 0,05%, 0,25% e 0,75%, com relação a massa de areia seca.

2.2 Campanha experimental: ensaios de permeabilidade de carga constante

A campanha experimental desta pesquisa envolveu a condução de ensaios de permeabilidade de carga constante, conforme ABNT NBR 13292:2021, com o objetivo de avaliar o coeficiente de permeabilidade da areia pura e dos compósitos formados com SAP. Todos os ensaios foram repetidos três vezes após a secagem de todo o material em estufa a 110°C por pelo menos sete dias. O objetivo foi avaliar a capacidade de recarga do SAP em ciclos de saturação e secagem, bem como os impactos no coeficiente de permeabilidade. A Figura

3a ilustra a preparação da amostra por meio da mistura a seco da areia e do SAP e a Figura 3b e o cilindro já preenchido com a mistura areia-SAP.

(a)

(b)

Figura 3. Compósito areia-SAP. (a) mistura dos materiais; (b) permeâmetro preenchido.

3 RESULTADOS

Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 1 para a areia pura e para os três teores de SAP associados aos três ciclos de secagem e saturação. No caso puro, obteve-se um coeficiente de permeabilidade de 7,858 . 10^{-3} cm/s, e para a maior dosagem de SAP (0,75%) o menor valor obtido nas ciclagens foi de 2,235 . 10^{-5} cm/s, demonstrando uma redução de aproximadamente 99,5%. Observa-se também que uma ordem de grandeza (em torno de 10 vezes) foi diminuída para cada um dos incrementos poliméricos. O que se repetiu ao longo dos ciclos, demonstrando a capacidade de secagem e reabsorção do SAP.

Durante os ensaios, foi realizado o acompanhamento do tempo necessário para a completa saturação das amostras de solo, com o objetivo de comparar esses intervalos temporais e avaliar os efeitos da presença do polímero na retenção de água. Observou-se que nos ensaios com a areia pura e com a adição de 0,05% de polímero superabsorvente (SAP), a saturação ocorreu entre 10 a 15 minutos. Com uma dosagem de 0,25%, o tempo para a saturação completa da amostra de solo foi de aproximadamente 45 minutos. No entanto, ao utilizar uma concentração de 0,75% de polímero, o tempo de saturação ultrapassou 10 horas. Esses resultados indicam claramente que o polímero superabsorvente dificulta a percolação da água e promove um aumento significativo na capacidade de retenção hídrica em sua estrutura.

Tabela 1. Resultado do coeficiente de permeabilidade das amostras de solo.

Dosagem	Coeficiente de permeabilidade cm/s		
	1° Ciclo	2° Ciclo	3° Ciclo
Areia pura	$7{,}858 \cdot 10^{-3}$		
Areia + SAP 0,05%	$3{,}798 \cdot 10^{-3}$	$4{,}322 \cdot 10^{-3}$	$3{,}405 \cdot 10^{-3}$
Areia + SAP 0,25%	$5{,}239 \cdot 10^{-4}$	$1{,}179 \cdot 10^{-3}$	$7{,}858 \cdot 10^{-4}$
Areia + SAP 0,75%	$1{,}800. 10^{-5}$	$3{,}540 \cdot 10^{-5}$	-

Dessa forma, é possível observar um efeito positivo da aplicação do polímero superabsorvente na redução de permeabilidade de um solo arenoso à base de rejeito de minério de ferro. Isso se deve pelo inchamento do SAP que colmata os vazios interparticulares do solo por meio da formação dos hidrogéis, dificultando o fluxo de água na amostra. Entretanto, estudos mais avançados são recomendados utilizando outras matrizes de solo, bem como diferentes teores de SAP e com diferentes composições e bases poliméricas. Em geral, para fins de impermeabilização de solos com elevada eficiência, geralmente à base de argilas betoníticas, busca-se valores com ordem de grandeza próxima a 10^{-9} cm/s.

4. CONCLUSÕES

O presente trabalho teve por objetivo apresentar uma avaliação da aplicação de polímero superabsorvente para impermeabilização de um solo arenoso à base de rejeito de minério de ferro. Dessa forma, foram realizados ensaios de determinação do coeficiente de permeabilidade para amostras de solo contendo 0,05%, 0,25% e 0,75% de SAP, além de uma amostra sem o polímero para referência.

A partir dos resultados obtidos, observa-se que o SAP possui uma capacidade significativa de reter e dificultar a percolação da água. A permeabilidade do solo foi reduzida em até 99,5%. O tempo de percolação variou de 15 min para 10 horas, respectivamente para teores de 0,05% e 0,75% de SAP. Assim, o uso do polímero se mostrou eficiente para retenção de água no solo, uma vez que a partir da saturação da amostra e formação dos hidrogéis a água é retida na estrutura, diminuindo os vazios. Essa maior densificação dos espaços interpartículas devido ao inchamento do SAP leva reduz a capacidade de formação de caminhos preferenciais de fluxo.

Os resultados se mostram satisfatórios para uma pesquisa exploratória, no entanto, ainda é necessário realizar estudos complementares com outras variações de dosagens e SAPs com diferentes bases poliméricas. Além disso, é recomendado realizar ensaios para melhor avaliação do comportamento desse material a médio e a longo prazo, assim como analisar a capacidade de retenção de água na presença de líquidos com diferentes pH e concentrações iônicas.

Entretanto, a aplicação de SAP apresenta-se como uma tecnologia inovadora e promissora na área geotécnica. No âmbito ambiental, o uso desse polímero pode contribuir com a redução da exploração de jazidas de bentonita, mineral natural geralmente utilizado para impermeabilização. Além disso, o SAP é biodegradável e não tóxico, o que reduz os riscos de poluição do solo e da água.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos a Universidade Federal de Minas Gerais, a CAPES, ao CNPq, e à FAPEMIG pelo apoio e fomento à pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 13292. (2021). Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 13 p.

ALMEIDA, F.C.R.; KLEMM, A.J. *Efficiency of internal curing by superabsorbent polymers (SAP) in PC-GGBS mortars*. Cement and Concrete Composites, v.88, p. 41-51, 2018.

FELDKIRCHER, W. Impermeabilização de aterro sanitário com geomembrana. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil)–Universidade de São Francisco. Itatiba, 2008.

KLEMM, A. J.; ALMEIDA, F. C. R. *Application of Superabsorbent polymers as novel admixture for cementitious materials*. Concrete Plant International Journal (Print), v. 3, p. 38-46, 2016.

MARCANDALLI, L. H. Biopolímero: efeitos em aspectos físico-hídricos do solo e na dinâmica de nitrogênio e potássio. 2023. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. Disponível em: https://doi.org/10.11606/T.11.2023.tde-04012024-152409.

MECHTCHERINE, V. et al. *Application of super absorbent polymers (SAP) in concrete construction-update of RILEM state-of-the-art report*. Materials and Structures, v. 54, p. 1-20, 2021.

MECHTCHERINE, V.; REINHARDT, H.W. (eds.). *Application of Superabsorbent Polymers (SAP) in Concrete Construction: State-of-the-Art Report Prepared by Technical Committee* 225-SAP, RILEM: Springer, 2012.

NASSER, R. O. et al. Correlação entre a capacidade de inchamento e as características estruturais de Polímeros Superabsorventes. In: Anais do 9º Congresso Brasileiro de Polimeros. 2007.

OLIVEIRA, L. C. P. Utilização de polímeros superabsorventes na retenção de chorume. 2019. Disponível em: http://repositorio.unitau.br/jspui/handle/20.500.11874/3377.

OLIVEIRA, T. M. Variação de atributos hídricos do solo em razão do uso de polímero superbasorvente. 2018.

OLIVEIRA, G.A.; FONTES, M.; SANTOS, A.; VIEIRA, G.M.D.V.; ALELVAN, G.M. *Estabilização polimérica de rejeito de minério de ferro para disposição em pilhas.* X Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental (REGEO). Salvador, BA, Brasil, 2023.

PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas. 3a Edição. São Paulo: Oficina de Texto, 2006.

ROSA, Fátima; BORDADO, João M.; CASQUILHO, Miguel. Polímeros superabsorventes potencialidades e aplicações. Química Nova, 1992.

SANTOS, R. V. A. Polímeros superabsorventes: processos de produção, aplicações e mercado. 2016. Disponível em: http://repositorio.ufba.br/ri/handle/ri/19157.

SNOECK, D.; SCHROFL, C.; MECHTCHERINE V. *Recommendation of RILEM TC 260-RSC: testing sorption by superabsorbent polymers (SAP) prior to implementation in cement-based materials*. Materials and Structures, v. 51(5), p. 116, 2018.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/422

POTENCIAL USO GEOTÉCNICO DE FIBRAS DE AÇAÍ COMO REFORÇO DE SOLOS ARGILOSOS: ESTUDO GEOTÉCNICO EXPERIMENTAL COMPARATIVO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Augusto Barbosa Silva, Msc.
Professor, Instituto Federal de Rondônia, Porto Velho, Brasil, augusto.silva@ifro.edu.br

Lídia Bruna Teles Gonzaga, Msc.
Professora, Instituto Federal de Rondônia, Porto Velho, Brasil, lidia.bruna@ifro.edu.br

André Luís Brasil Cavalcante, Dsc.
Professor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, albrasilc@gmail.com

Michéle Dal Toé Casagrande, Dsc.
Professora, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, mdtcasagrande@unb.br

RESUMO: O incremento da capacidade de suporte e redução da deformabilidade dos solos através de métodos de reforço constitui um campo de estudo significativo na engenharia geotécnica. A inserção de elementos com alta resistência à tração promove o aprimoramento das propriedades mecânicas do solo, expandindo suas potenciais aplicações. Dentre os materiais de reforço, destacam-se elementos diversificados como as fibras naturais, abundantes no Brasil devido à larga produção agrícola. Nesse contexto, as fibras naturais de açaí se destacam pela sua grande abundância na região amazônica, havendo um interesse especial, considerando o grande volume de resíduos gerados na produção deste fruto, que necessita de soluções ambientalmente adequadas. Tendo isso em vista, o presente estudo integra o uso de materiais inovadores na geotecnia à gestão ambiental responsável dos resíduos, avaliando o uso de fibras naturais de açaí como reforço de solo. Trata-se de um trabalho experimental, realizado por meio de ensaios de cisalhamento direto comparativos entre o solo puro e os compósitos solo-fibra, dispersas aleatoriamente em diferentes teores (1,0%, 1,5% e 2,0%), sob aplicação de diferentes tensões normais (100 kPa, 200 kPa e 400 kPa). Os resultados experimentais indicaram aumentos bastante significativos na resistência ao cisalhamento do solo reforçado com as fibras de açaí, quando comparado ao solo não reforçado. Além disso, identificou-se um teor ótimo de fibras, uma vez que o estudo mostrou perda de coesão gradativa com maiores incrementos de fibras. Os resultados se mostraram promissores quanto ao uso desta fibra natural como reforço de solos, abrindo novas perspectivas para a aplicação em projetos de engenharia geotécnica, além de proporcionar uma melhor destinação a este material.

PALAVRAS-CHAVE: Geotecnia sustentável; fibras de açaí; materiais inovadores; resistência ao cisalhamento.

ABSTRACT: The enhancement of load-bearing capacity and reduction of soil deformability through reinforcement methods constitutes a significant field of study in geotechnical engineering. The insertion of elements with high tensile strength enhances the mechanical properties of soil, broadening its potential applications. Among reinforcement materials, diverse elements, such as natural fibers stand out, abundant in Brazil due to its extensive agricultural production. In this context, natural açaí fibers are particularly notable for their great abundance in the Amazon region, with special interest given the large volume of waste generated in the production of this fruit, which requires environmentally appropriate solutions. With this in mind, the current study integrates the use of innovative materials in geotechnics to the responsible environmental management of waste, evaluating the use of natural açaí fibers as soil reinforcement. This is an experimental work, conducted through comparative direct shear tests between pure soil and soil-fiber composites, randomly dispersed in different contents (1.0%, 1.5%, and 2.0%), under the application of different normal stresses (100

kPa, 200 kPa, and 400 kPa). The experimental results indicated quite significant increases in the shear strength of the soil reinforced with açaí fibers, compared to the unreinforced soil. Furthermore, an optimal fiber content was identified, as the study showed a gradual loss of cohesion with higher increments of fibers. The findings are promising regarding the use of this natural fiber as soil reinforcement, opening new perspectives for application in geotechnical engineering projects, in addition to providing a better destination for this material.

KEYWORDS: Sustainable geotechnics, açaí fibers, innovative materials, shear strength.

1 INTRODUÇÃO

Técnicas de reforço de solo são frequentemente empregadas para aprimorar as propriedades dos solos em aplicações geotécnicas. Nesse contexto, as fibras naturais e sintéticas têm despertado interesse por se configurar uma técnica de reforço alternativa aos métodos tradicionais de estabilização, devido à sua resistência, custo reduzido e fácil disponibilidade (Yazici e Kesking, 2021).

De maneira geral, quando se analisam as diversas opções para reforço de solos, as fibras sintéticas são benéficas devido à capacidade de terem suas propriedades controladas durante o processo de produção, possibilitando uma previsão mais precisa do comportamento do solo reforçado em situações de uso (Ferreira, Senez e Casagrande, 2021; He *et al.*, 2021; Shen *et al.,* 2021; Yuan *et al*., 2022). Já as fibras naturais exigem a adoção de um fator de segurança maior, devido à ausência de estudos aprofundados do comportamento dessas fibras sob as solicitações impostas. Portanto, é crucial desenvolver uma compreensão mais detalhada sobre o comportamento dos solos reforçados com fibras naturais, especialmente para promover uma maior utilização na área da geotecnia (Danso, Martinson e Williams, 2015; Thanushan e Sathiparan, 2022).

Estudos realizados com fibras naturais como elemento de reforço constataram alterações em diversas propriedades do compósito, como a formação de pontes de ligação entre as partículas, e mediante cargas externas aumentam a deformação elástica no solo, melhorando a resistência de pico e sua ductilidade (Liu *et al.,* 2020; Sotomayor e Casagrande 2018; Zhang *et al.*, 2020; Silva e Castro, 2022). Estudos atuais, a exemplo de Faustino (2022), especificamente sobre a adição de fibras naturais em matriz argilosa, demonstrou alteração nas propriedades dos compósitos em várias vertentes, como a sua resistência, permeabilidade e sucção, quando comparadas às do solo puro.

Dentre as fibras naturais, se destacam aquelas provenientes do caroço de açaí, por ser um fruto amplamente disponível na região amazônica, cujo descarte inadequado de resíduos provenientes do despolpamento tem gerado problemas recorrentes. De acordo com dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), referente ao açaí (Euterpe oleracea), somente no ano de 2022 foram produzidas cerca de 1.700.000 toneladas deste fruto, gerando um grande volume de resíduos, que tem sido subaproveitado em contraste ao seu grande potencial econômico.

Tendo em vista o possível aproveitamento dos resíduos de açaí, especificamente de suas fibras, no campo geotécnico, este estudo visa explorar o potencial dessas fibras como uma solução sustentável de forma a aprimorar as propriedades geotécnicas da matriz argilosa estudada. O foco deste trabalho se deu especialmente na resistência ao cisalhamento do compósito solo-fibra, por meio de uma abordagem experimental detalhada, onde foram examinados os efeitos de várias concentrações de fibras de açaí adicionadas ao solo.

2.1 Materiais

2.1.1 Solo argiloso

O solo empregado (Figura 1) consistiu no solo típico de Brasília - DF, coletado no campo experimental ligado ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (PPG - UnB), cujas amostras deformadas foram retiradas de profundidades entre 1,0 e 3,0 metros e apresentaram valor de densidade real dos grãos igual a 2,67 g/cm³, obtida a partir de ensaio prévio no pentapycnometro.

Figura 1. Solo argiloso típico de Brasília/DF.

A granulometria do solo é detalhada pela curva granulométrica presente na Figura 2, cujo ensaio foi realizado com a utilização de defloculante, e mostra a distribuição das partículas de índices iguais a 43,8% para areia, 21,25% para silte e 34,95% para argila. Quanto aos limites de consistência, foi encontrado um valor de Limite de Liquidez de 40% e um valor de Limite de Plasticidade de 28%, resultando no Índice de Plasticidade igual a 12%.

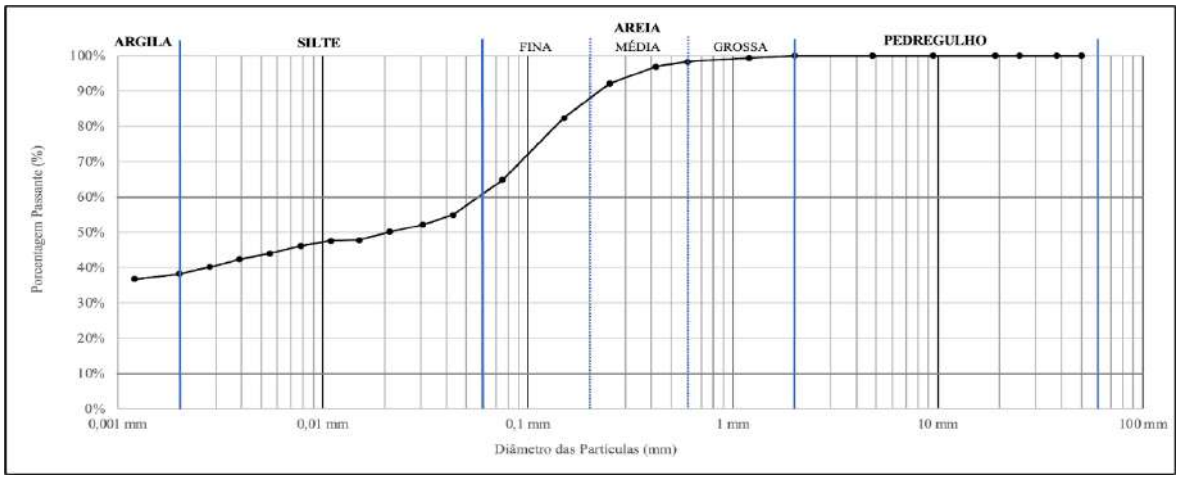


Figura 2. Curva granulométrica do solo.

A partir dos resultados dos ensaios de granulometria e limites de Atterberg, foi possível classificar o solo de acordo com a classificação HRB, em um material argiloso, pertencente ao grupo A-6 e com Índice de grupo igual a 10.

2.1.2 Fibras de açaí

As fibras naturais utilizadas nesta pesquisa, exibidas na Figura 3, consistem em resíduos provenientes do caroço do açaí, obtidos após o processo de despolpamento deste fruto. Essas fibras foram adquiridas de uma empresa especializada na venda de biomassa de fibras de açaí, localizada no estado do Pará.

Figura 3. Fibras de açaí.

Na Tabela 1 são apresentadas as propriedades físicas das fibras utilizadas, cujo resultado representa a média dos valores encontrados após ensaios, uma vez que, por ser um material vegetal, apresenta grande variabilidade nas propriedades geométricas.

Tabela 1. Características físicas das fibras de açaí

Densidade (ρ) (g/cm³)	Área da seção transversal (mm²)	Comprimento (L) (mm)	Diâmetro (D) (mm)
0,89	0,15	10,11	0,14

2.2 Métodos

O conjunto de experimentos deste estudo foi desenvolvido com o intuito de determinar os parâmetros de compactação e resistência ao cisalhamento do compósito solo-fibra. Os ensaios foram realizados em conformidade com as normas aplicáveis e estão detalhadamente descritos a seguir.

2.2.1 Ensaio de compactação

O ensaio de compactação do solo, também conhecido como ensaio de Proctor, seguiu os procedimentos estabelecidos pelas normas NBR 7182 (ABNT, 2016), envolvendo a compactação de uma amostra por meio de impactos sucessivos de um soquete padronizado, com energia normal, para correlacionar o teor de umidade do solo à sua massa específica aparente seca quando compactado.

Este ensaio foi realizado para o solo puro, assim como para compósitos solo-fibra em diferentes teores (1%, 1,5% e 2%), compactando corpos de prova com aproximadamente 2% de teor de umidade de diferença entre eles.

2.2.2 Preparação das amostras para o cisalhamento direto

Os corpos de prova foram confeccionados utilizando-se os teores de umidade ótima e as massas específicas secas máximas correspondentes obtidas em cada curva de compactação, considerando o material passante da peneira de 4,75 mm. As amostras foram compactadas em um cilindro de ensaio Proctor Normal de 1000 cm^3, a exemplo do ensaio de compactação, com solo puro e também com diferentes teores gravimétricos de fibras (1%, 1,5% e 2%) aleatoriamente dispersas no compósito. A partir disso, o volume de amostra necessário para alcançar as dimensões da caixa de cisalhamento (60 x 60 x 20 mm), foi obtido por meio da talhagem, realizada com um molde de forma cuidadosa para manter a integridade da amostra.

2.2.3 Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram conduzidos em conformidade com a norma D3080/D3080M-23 (ASTM, 2023), no equipamento de MS 102 - Cisalhamento Automático, da fabricante Owntec. O ensaio realizado foi do tipo saturado, em que a amostra se manteve submersa em água durante 24 horas antes e durante todo ensaio. Foi aplicada uma velocidade de cisalhamento lenta, de 0,05 mm/min, de modo a se dissipar a poropressão. Essa velocidade foi calculada com base nos parâmetros da etapa de adensamento do material, sendo aplicadas cargas normais variadas de 100, 200 e 400 kPa.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Curvas de compactação

As curvas de compactação, considerando o solo puro e os compósitos solo-fibra em diferentes teores, são apresentadas na Figura 4, onde são relacionadas os teores de umidade às massas específicas secas correspondentes.

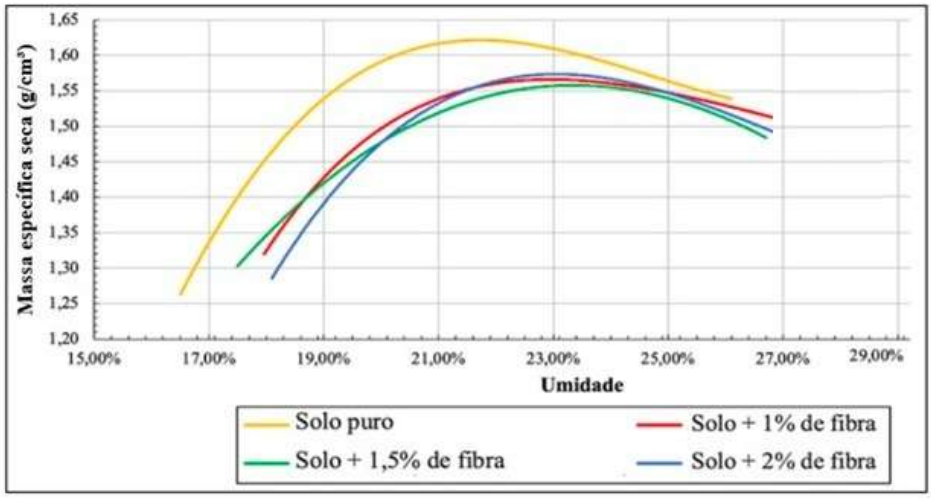


Figura 4. Curvas de compactação das amostras.

A partir das curvas de compactação apresentadas, é possível perceber que o solo puro possui massa específica seca máxima mais alta quando comparado aos compósitos solo-fibra, se destacando também um aspecto importante, em que todas as curvas dos diferentes compósitos se mantêm abaixo da curva do solo puro. Infere-se com isso que a presença das fibras de açaí reduz a massa específica seca do solo enquanto promove o aumento do teor de umidade ótimo.

Além da notória diferença entre as massas específicas secas, maiores para o solo puro e menores para os compósitos, nota-se também que, entre os compósitos, independente do teor de fibras adicionado, há uma baixíssima variação dos valores de massa específica seca e umidade ótima entre elas. Isso implicou em uma compactação dos corpos de prova cuja umidade ótima utilizada foi praticamente igual entre os compósitos, independentemente dos teores de fibra, gerando amostras com massa específica semelhantes, enquanto se utilizou uma umidade ótima mais baixa e maior massa especifica para o solo puro.

3.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

A Figura 5 apresenta dados detalhados para avaliação dos ensaios de cisalhamento direto, expondo distinções das propriedades mecânicas entre a argila em seu estado natural e aquela reforçada com vários teores de fibras de açaí, quando submetidas a tenões normais de 100, 200 e 400 kPa.

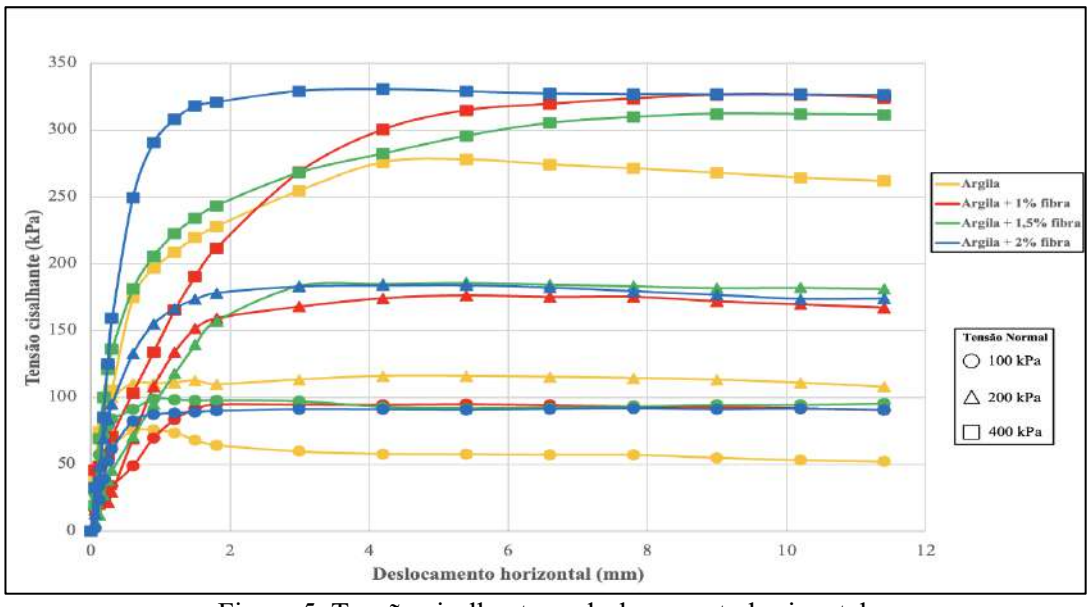


Figura 5. Tensão cisalhante *vs* deslocamento horizontal.

Observa-se, de forma geral, que a adição de fibras de açaí ao solo argiloso resultou em um aumento significativo na resistência ao cisalhamento, evidenciado pelo crescimento da tensão cisalhante com a adição do teor de fibras em relação à argila pura.

A argila pura, sob tensão normal de 100 kPa, apresentou um crescimento rápido da resistência ao cisalhamento ao longo do deslocamento horizontal, estabilizando-se após atingir o pico. Enquanto isso, para os compósitos com 1%, 1,5% e 2% de fibras, sob esta tensão mais baixa, a resistência ao cisalhamento já aumenta significativamente em comparação com a argila pura, se mantendo superior em praticamente todo o intervalo de deslocamento. A adição dos três teores de fibra resultou, neste caso, em um comportamento bastante similar entre os compósitos, com uma ligeira vantagem para o teor de 1,5% em termos de resistência ao cisalhamento.

Para a tensão aplicada de 200 kPa, os compósitos mantiveram e ampliaram, de forma clara, uma superioridade em resistência ao cisalhamento com relação à argila pura. O desempenho das amostras com 1,5% e 2% de fibras exibem a maior resistência ao cisalhamento dentre as amostras reforçadas. De toda forma, a diferença no comportamento dos compósitos é muito pouca quando comparados entre si nesta tensão.

Na maior tensão normal aplicada, a argila pura manteve comportamento inferior aos compósitos, tendo em vista os valores de resistência ao cisalhamento mais altos para estes últimos materiais mencionados. A amostra com 1,5% de fibra resistiu menos ao cisalhamento, quando comparado às amostras com teores de 1% e 2%, mesmo que com pouca diferença. É interessante observar que a amostra com 2% de fibra, em maiores tensões normais, demonstra o melhor comportamento resistivo, mas se assemelhando bastante aos outros dois compósitos, principalmente àquele com teor de 1% de fibras.

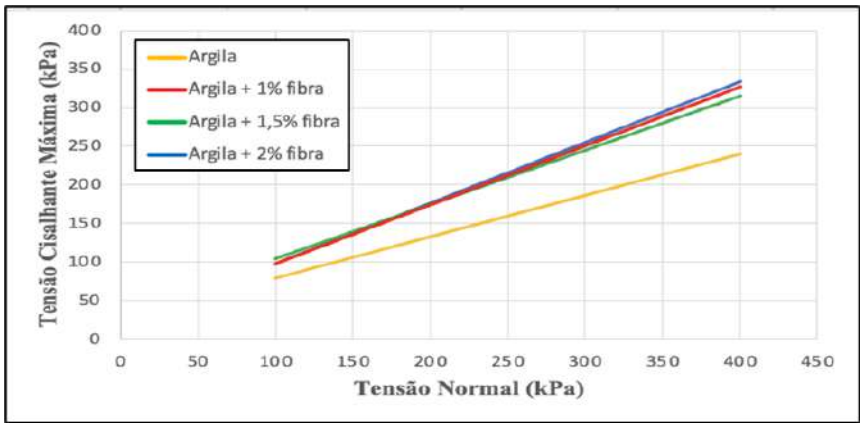


Figura 6. Tensão cisalhante *vs* deslocamento horizontal.

A relação entre as tensões normais e as tensões cisalhantes máximas (Figura 6) gerou retas cujas equações apresentaram coeficientes de determinação (R^2) acima de 0,99, o que garante a alta confiabilidade dos dados. O compilado dessa relação, que apresenta o ângulo de atrito e o respectivo intercepto coesivo de cada amostra, está disposto na Tabela 2.

Tabela 2. Valores de ângulo de atrito e intercepto coesivo.

Amostra	Ângulo de Atrito (°)	Intercepto coesivo (kPa)
Argila pura	25,7	28,1
Argila + 1% de fibras	36,68	27,59
Argila + 1,5% de fibras	36,17	24,53
Argila + 2% de fibras	38,57	15,19

A avaliação dos dados de cisalhamento direto revela evidencia a distinção entre o comportamento mecânico da argila pura e dos compósitos reforçados com fibras de açaí. A argila pura apresenta valores de

ângulo de atrito e intercepto coesivo iguais a 25,7° e 28,1 kPa, respectivamente, sendo utilizada como o parâmetro base a fim de aferir a influência do reforço estudado na estrutura do solo.

Com o incremento de 1%, 1,5% e 2% de fibras ao solo, percebe-se a elevação substancial no valor dos ângulos de atrito dos compósitos, que assemelham-se entre si, com uma diferença maior entre o compósito de 2% de fibras, que apresenta cerca de dois graus a mais no ângulo de atrito. A percepção da dimensão do aumento dos ângulos de atrito é melhor apreendida por meio da Figura 7.

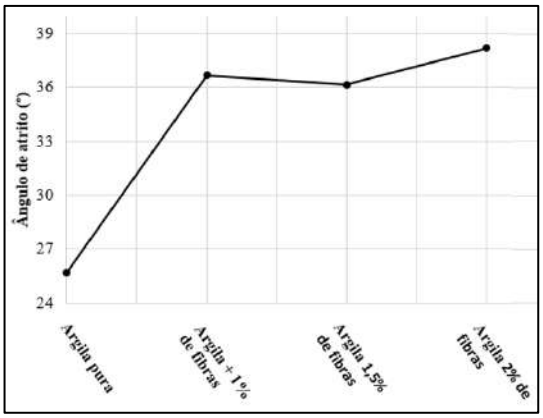


Figura 7. Comparativo de valores de ângulo de atrito.

Esta significativa elevação nos valores de ângulos de atrito observados nos compósitos sugere que as fibras aprimoram o encaixe mútuo entre as partículas, culminando em um reforço na resistência ao cisalhamento. Contudo, é necessário analisar este parâmetro de forma concomitante com os interceptos coesivos aferidos.

Os valores de intercepto coesivo das amostras demonstram que, à medida que as fibras são adicionadas ao solo, ele passa gradativamente a possuir menos coesão. Isso se prova pelo fato de o compósito com 1% de fibra manter a coesão praticamente estável, apresentando valor ligeiramente menor que a argila pura, mas que diminui de forma perceptiva quando se acrescenta 1,5% de fibras e declina ainda mais quando se adiciona 2% de fibras, onde se tem quase metade do valor de intercepto coesivo da argila pura.

Considerando alterações positivas observadas pelo ângulo de atrito e pela coesão, observa-se que a amostra com 1% de fibras alcança valores altos para estes dois parâmetros, despontando como um teor ótimo de fibras para a matriz argilosa.

Estes resultados indicam que a incorporação de fibras de açaí na argila modifica as características de resistência ao cisalhamento do material, com a relação inversamente proporcional entre o aumento de teor de fibras e a coesão, assim como a proporcionalidade de aumento do ângulo de atrito com o incremento das fibras.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Fica evidenciado, com base nos resultados apresentados, que as fibras de açaí contribuem efetivamente com a melhoria no desempenho mecânico do material estudado para os níveis de tensão entre 100 e 400 kPa. Observa-se que o incremento das fibras na argila proporciona ganhos expressivos no ângulo de atrito dos compósitos, mas diminui, em contrapartida, sua coesão. Ressalta-se que nos níveis de tensão adotados nesta pesquisa, predominam comportamentos mais compressíveis, sendo que para níveis menores o comportamento em aspectos como rigidez, ductibilidade ou deformabilidade possivelmente seriam considerados.

Os ganhos de resistência ao cisalhamento se dão de forma crescente nos compósitos à medida com que as tensões normais aplicadas aumentam, onde as tensões cisalhantes máximas encontradas se distanciam ainda mais do solo puro. Isso ressalta o potencial deste novo material geotécnico para aplicações em campo, como aterro para obras temporárias.

Depreende-se, a partir dos dados coletados, que o teor de fibras ótimo a ser adicionado à matriz argilosa é de 1%, tendo em vista o melhor equilíbrio alcançado com valores altos para ângulo de atrito e intercepto coesivo. Por consequência, a adição de maiores teores de fibras precisa ser considerada de forma cuidadosa, uma vez que os resultados deixam claro que há um limite em que o compósito potencializa a perda da coesão com maiores incrementos das fibras.

Dessa forma, esta pesquisa dá luz ao potencial uso das fibras de açaí como novo material geotécnico, de forma a melhorar as propriedades de solos argilosos, assim como enfatiza a relevância da determinação de uma quantidade ideal de fibras a se acrescentar, para que a performance mecânica do compósito seja maximizada. Com isso, novas possibilidades de avanço no meio geotécnico foram criadas, ao mesmo tempo em que soluções sustentáveis foram potencializadas com a inovação para uso deste resíduo.

AGRADECIMENTOS

Aos laboratórios Geofluxo e New Geotechnical Materials, da Universidade de Brasília, pelos suporte e recursos necessários ao desenvolvimento dessa pesquisa e ao Instituto Federal de Rondônia pelo apoio contínuo à capacitação docente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182. *Solo— Ensaio de Compactação.* Rio de Janeiro.

ASTM - American Society for Testing and Materials (2023). D3080M-23. *Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions.*

Danso, H., Martinson, D. B., Ali, M., Williams, J. B. (2015). Physical, mechanical and durability properties of soil building blocks reinforced with natural fibres. *Construction and Building Materials,* 101, 797-809.

Faustino, O. W. C. (2022). *Análise do comportamento hidromecânico e o processo de formação de fissuras de solo expansivo reforçado com fibras do coco verde* (Master's thesis, Universidade Federal de Pernambuco).

Ferreira, J. W. S., Senez, P. C., Casagrande, M. D. T. (2021*).* PET fiber reinforced sand performance under triaxial and plate load tests. *Case Studies In Construction Materials*, v. 2, p. e00741.

He S., Wang X., Bai H., Xu Z., Ma D. (2021). Effect of fiber dispersion, content and aspect ratio on tensile strength of PP fiber reinforced soil. *Journal of Materials Research and Technology*, V 15. P. 1613-1621.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (2023). *Produção da Extração Vegetal e da Silvicultura*. Rio de Janeiro.

Liu, C., Lv, Y., Yu, X., Wu, X. (2020). Effects of freeze-thaw cycles on the unconfined compressive strength of straw fiber-reinforced soil. *Geotextiles and Geomembranes*, *48*(4), 581-590.

Shen, Y. S., Tang, Y., Yin, J., Li, M. P., & Wen, T. (2021). An experimental investigation on strength characteristics of fiber-reinforced clayey soil treated with lime or cement. *Construction and Building Materials*, 294, 123537.

Silva, J. S., Castro, R. M. (2020). Análise da influência do comprimento e teor de fibras adicionadas em reforço de solos lateríticos. *Revista Uniaraguaia*, *15*(2), 76-84.

Sotomayor, J. M. G., Casagrande, M. D. T. (2018). The performance of a sand reinforced with coconut fibers through plate load tests on a true scale physical model. *Soils Rocks*, *41*(3), 361-368.

Thanushan, K., Sathiparan, N. (2022). Mechanical performance and durability of banana fibre and coconut coir reinforced cement stabilized soil blocks. *Materialia*, 21, 101309.

Yazici, M. F., Keskin, S. N. (2021). A Review on Soil Reinforcement Technology by Using Natural and Synthetic Fibers. *Erzincan University Journal of Science & Technology*, *14*(2).

Yuan, B., Li, Z., Chen, Y., Ni, H., Zhao, Z., Chen, W., & Zhao, J. (2022). Mechanical and microstructural properties of recycling granite residual soil reinforced with glass fiber and liquid-modified polyvinyl alcohol polymer. *Chemosphere*, 286, 131652.

Zhang, T., Yang, Y. L., & Liu, S. Y. (2020). Application of biomass by-product lignin stabilized soils as sustainable Geomaterials: A review. *Science of the Total Environment,* 728, 138830.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/423

Proposta de Aterro Sanitário Para Sandolândia-TO - Estudo de Caso de Município de Pequeno Porte

Kárita Christina Soares Kanaiama Alves
PEBTT, IFTO, Gurupi, Brasil, karita.alves@ifto.edu.br

Sarah Cortez Brito
Engenheira Civil, Araguaçu, Brasil, sarahcortezbrito@hotmail.com

Camila Ribeiro Rodrigues
Docente, Unirg, Gurupi, Brasil, camilaribeiro@unirg.edu.br

RESUMO: Mesmo após 13 anos da publicação da Política Nacional de Resíduos Sólidos, parte significativa dos resíduos sólidos gerados nos municípios brasileiros é disposta em áreas como lixões e aterros controlados. Em 2022, cerca de 39% dos resíduos foram dispostos de forma incorreta, sendo especialmente preocupante na região norte, onde a taxa foi de 63,4% (ABRELPE, 2022). Assim, considerando a legislação vigente, foi desenvolvida uma proposta de projeto de aterro sanitário de pequeno porte para Sandolândia-TO, como alternativa para substituir o atual lixão. O desenvolvimento do projeto foi feito com base nas normas técnicas e trabalhos relacionados ao tema. Os resultados mostraram que é possível utilizar a área do lixão para a implantação de um aterro sanitário de pequeno porte com todos os sistemas de proteção ambiental, com operação de no mínimo 15 anos. Foram dimensionadas 91 valas para resíduos domiciliares, de comércios, de resíduos da construção civil e galhadas, com sistema de impermeabilização complementar com solo compactado e geomembrana. Para drenagem pluvial optou-se pelo uso das canaletas. Para a drenagem de lixiviados foi proposto o uso de drenos cegos centralizados em cada vala e para drenagem de gases uso de drenos verticais preenchidos com brita. As simplificações possibilitadas pela legislação permitem que o processo de licenciamento ambiental, a execução e a operação dos aterros sanitários de pequeno porte sejam mais adequados à realidade da maioria dos municípios tocantinenses.

PALAVRAS-CHAVE: aterro sanitário de pequeno porte, resíduos sólidos urbanos, PNRS.

ABSTRACT: Even after 13 years since the publication of the National Solid Waste Policy, a significant portion of the solid waste generated in Brazilian municipalities is disposed of in areas such as open dumps and controlled landfills. In 2022, about 39% of the waste was improperly disposed of, with particular concern in the northern region, where the rate was 63.4% (ABRELPE, 2022). Thus, considering the current legislation, a proposal for a small-scale sanitary landfill project was developed for Sandolândia-TO as an alternative to replace the current open dump. The project development was based on technical standards and related works on the subject. The results showed that it is possible to use the area of the open dump for the implementation of a small-scale sanitary landfill with all environmental protection systems, with a minimum operation of 15 years. 91 trenches were dimensioned for household, commercial, construction waste, and yard waste, with complementary waterproofing systems using compacted soil and geomembrane. For stormwater drainage, the use of channels was chosen. For leachate drainage, the use of blind drains centralized in each trench was proposed, and for gas drainage, the use of vertical drains filled with gravel was proposed. The simplifications allowed by legislation enable the environmental licensing process, execution, and operation of small-scale sanitary landfills to be more suitable for the reality of most municipalities in Tocantins.

KEYWORDS: Small-Scale sanitary landfill, urban solid waste, PNRS.

1 INTRODUÇÃO

A gestão adequada dos resíduos sólidos urbanos (RSU) é um aspecto crucial para a preservação ambiental e da saúde pública. O descarte inadequado desses resíduos pode acarretar uma série de problemas ambientais, incluindo contaminação do solo, do lençol freático e de corpos d'água, poluição visual e impactos

negativos na saúde da população. Apesar dos esforços e da promulgação da Política Nacional de Resíduos Sólidos há mais de uma década, ainda existe uma parcela significativa dos municípios brasileiros, cerca de 39%, que não realizam o manejo adequado de seus resíduos, recorrendo frequentemente a métodos obsoletos como os lixões ou aterros controlados. Essa situação é ainda mais alarmante na região Norte, onde esse percentual chega a 64% (ABRELPE, 2022).

O Panorama de resíduos sólidos no brasil (ABRELPE, 2022) destaca o aumento no número de aterros sanitários no período de 2010 a 2019, porém, esse crescimento não foi suficiente para acompanhar a expansão da geração de resíduos. Queiroz e Filho (2022) apontam que os municípios de pequeno porte enfrentam desafios adicionais, devido à falta de recursos financeiros, o que os impede de implementar soluções ambientalmente adequadas, resultando na continuidade de práticas prejudiciais ao meio ambiente.

No Estado do Tocantins, onde aproximadamente 94% dos municípios são classificados como de pequeno porte (IBGE, 2022), é evidente a necessidade premente de desenvolver propostas que sejam não apenas eficazes, mas também economicamente viáveis, para lidar com a gestão dos resíduos sólidos. É nesse contexto que se destaca a importância de se criar um projeto de aterro sanitário de pequeno porte para a cidade de Sandolândia-TO, em conformidade com as diretrizes estabelecidas pela NBR 15.849 (ABNT, 2010). Tal iniciativa se apresenta como uma alternativa promissora e acessível para a disposição correta dos RSU, contribuindo para a mitigação dos impactos ambientais e para a promoção da qualidade de vida da população local.

1.1 Objetivo

O objetivo geral deste trabalho foi desenvolver uma proposta de aterro sanitário de pequeno porte para o município de Sandolândia-TO, para uma vida útil de 15 anos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta seção estão apresentados os principais conceitos relacionados ao desenvolvimento deste trabalho.

2.1 Resíduos sólidos urbanos

De acordo com a NBR 10.004 (ABNT, 2004) o termo resíduos sólidos urbanos (RSU) refere-se a todos os resíduos no estado sólido e semi-sólido resultantes de atividades do meio industrial, comercial, hospitalar, doméstico, agrícola, de serviços e de varrição. Ainda segundo esta norma, os RSU podem ser classificados como resíduos de grau I, que são aqueles que apresentam perigo à sociedade, e resíduos de grau II que não apresentam periculosidade, podendo ainda ser subdivididos em grau IIA (não inertes) e grau IIB (inertes). Entre as características que a norma apresenta para os resíduos estão a composição gravimétrica e o peso específico.

2.2 Destinação final dos resíduos sólidos

Existem três métodos de deposição dos resíduos sólidos: lixões, aterros controlados e aterros sanitários (Boscov, 2008). De acordo com o Diagnóstico de manejo dos resíduos sólidos Urbanos (SNIS, 2020) no Brasil, entre os municípios que participaram da pesquisa, a destinação final de resíduos domiciliares divide-se em lixões (27%), aterros controlados (17%) e aterros sanitários (52%).

Nos locais denominados lixões, os resíduos sólidos urbanos são descarregados a céu aberto diretamente no solo, sem nenhum tipo de cuidado com o meio ambiente (Monteiro *et al*., 2001).

Para Filho, Barros e Chuman (2017) aterro controlado visa a disposição final de resíduos sólidos, sendo que durante o desenvolvimento do aterro, os resíduos são recobertos com argila, aumentando a segurança do local, diminuindo os impactos ao meio ambiente e à saúde pública. Contudo, o aterro controlado não previne a poluição pois não recebe camada impermeabilizante ideal antes da deposição de lixo, causando poluição do solo e do lençol freático (Medeiros, 2012).

Os aterros sanitários, por sua vez, são o método mais eficaz para destinação final de RSU. Lopes (2016) definiu aterro sanitário como um sistema para deposição de resíduos sólidos no solo, particularmente o lixo domiciliar, baseado em critérios de engenharia e normas operacionais que permitem a confinação com

segurança, controle de poluição e proteção ao meio ambiente. Podem ser divididos em aterros de pequeno, médio e grande porte de acordo com a população do município a que atende.

2.3 Projeto de aterro sanitário

A elaboração do projeto de aterro sanitário implica o conhecimento de dados relativos ao local de implantação do aterro como sua topografia e clima, características geológicas e hidrológicas, e dados dos resíduos a serem depositados (tipo, volume, composição) (Boscov, 2005). Esses dados permitem definir o método de operação do aterro e relacionam-se com critérios de proteção ambiental previstos na NBR 15.849 (ABNT, 2010) que são: localização do aterro, drenagem de águas pluviais, impermeabilização complementar, drenagem e tratamento de gases, drenagem, armazenamento e tratamento de lixiviados, acessos e isolamento do aterro sanitário e sistema de cobertura.

3 METODOLOGIA

Nesta seção estão apresentados o estudo de caso e os procedimentos para desenvolvimento do projeto.

3.1 Estudo de caso

O município de Sandolândia situa-se ao sul do estado do Tocantins, a 453 km de distância da capital Palmas. Possui um território de 3.528,62 km² e limita-se com os municípios tocantinenses de Araguaçu, Formoso do Araguaia e Figueirópolis e São Miguel do Araguaia-GO. Grande parte de seu território é utilizado por pastagens de onde vem uma principal fonte econômica: a agropecuária. Outro importante setor econômico do município é o de serviços (IBGE, 2023). Além disso, o município é a porta de entrada para a maior ilha fluvial do mundo, a Ilha do Bananal.

Em relação ao clima, caracteriza-se como úmido subúmido com moderada deficiência hídrica, com precipitação média variando de 1500 mm/ano a 1700 mm/ano (Governo do Estado do Tocantins, 2013). Já em relação às temperaturas e precipitação médias, observa-se na Figura 2 os valores calculados a partir de uma série de dados de 30 anos. O período chuvoso se extende de outubro a abril, com temperaturas variando de 23ºC a 34ºC (Climatempo, 2024). Não foram encontrados dados de evapotranspiração para o município.

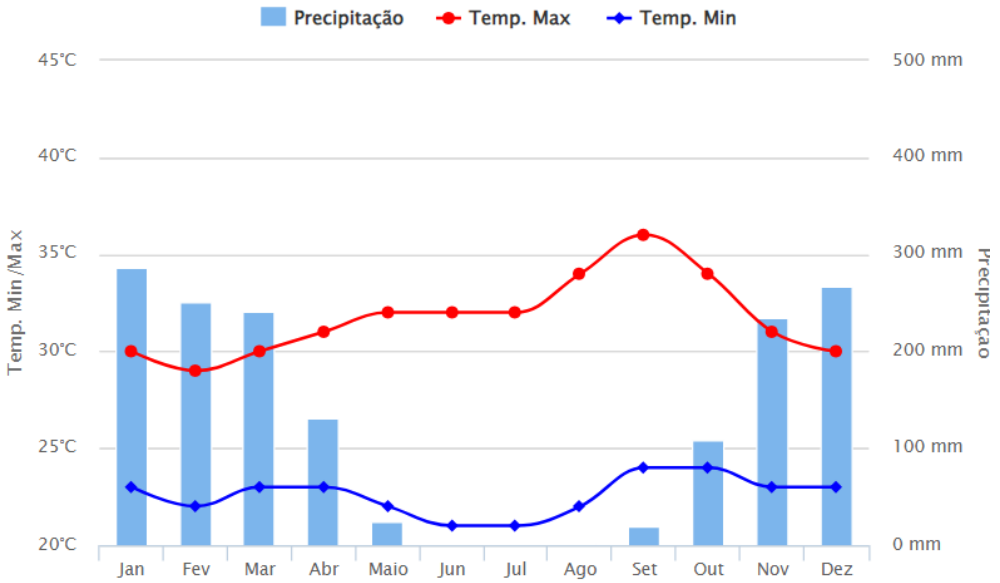


Figura 1. Precipitação e temperaturas médias para Sandolândia. Fonte: Climatempo (2024).

Os resíduos sólidos gerados na cidade, provenientes de diferentes fontes como domicílios e estabelecimentos comerciais, são considerados não perigosos. Não foi possível fazer análise de caracterização dos resíduos durante o desenvolvimento deste trabalho e a prefeitura não dispunha desta informação. Os

resíduos são coletados pelo serviço municipal de limpeza e depositados em um lixão, mostrado na Figura 2, localizado à margem da TO-181, a cerca de 3km do centro da cidade. Neste local, parte dos resíduos é disposta em valas e incinerada, enquanto outra parte é descartada de forma inadequada, o que resulta em resíduos espalhados na área circundante, como mostrado na Figura 3.

(a) (b)

Figura 2. Lixão de Sandolândia: a) Localização, b) Imagem aérea. Fonte: Google Maps (2024).

(a) (b)

Figura 3. Lixão de Sandolândia: a) Vala única de incineração do RSU, b) RSU às margens da TO 181. Fonte: Google Maps (2024).

3.2 Desenvolvimento do projeto

O projeto do aterro sanitário foi desenvolvido seguindo as normas NBR 15.849 (ABNT, 2010), NBR 8.419 (ABNT, 1992) e NBR 13.896 (ABNT, 1997), além de bibliografias, artigos científicos e trabalhos relacionados. O método de operação em valas foi adotado, conforme recomendação da NBR 15.849 (ABNT, 2010), com uma vida útil de 15 anos considerada para o dimensionamento. O crescimento populacional foi estimado geometricamente, enquanto a produção de RSU per capita foi calculada utilizando a média do Estado do Tocantins.

O dimensionamento das valas considerou a densidade dos resíduos e o fator de cobertura diária. A impermeabilização complementar foi determinada de acordo com os critérios da norma. A drenagem superficial pluvial foi calculada pelo Método Racional e a drenagem de lixiviados pelo Método Suíço. O tratamento dos lixiviados foi projetado com base na recirculação. O projeto gráfico foi elaborado conforme as

diretrizes da NBR 15.849 (ABNT, 2010), incluindo sequências construtivas, cortes transversais, acessos, sistemas de proteção ambiental e pontos de coleta de águas superficiais.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após contato com a Prefeitura Municipal de Sandolândia foi informado que há interesse em utilizar a atual área de deposição de RSU para implantação do aterro sanitário cuja área é de 55.000m². Contudo, destaca-se que para isso há necessidade de retirar todo RSU já depositado na área e, posteriormente, destiná-lo a uma das valas do futuro aterro sanitário, o que acarretaria numa diminuição da sua vida útil.

Quanto aos critérios de operação e projeto de aterros sanitários de pequeno porte, de acordo com NBR 15.849 (ABNT, 2010) deve-se dar preferência à técnica de operação em valas, salvo em casos em que as condições de relevo e profundidade do freático a impossibilitarem, sendo esse, portanto, o método de operação definido para este trabalho.

Para dimensionar as valas no aterro sanitário de Sandolândia, foram realizados cálculos com base no crescimento populacional estimado ao longo da vida útil do aterro. Considerando uma população inicial de 3.376 habitantes e uma taxa de crescimento anual de 0,15%, juntamente com a geração per capita de resíduos sólidos urbanos (RSU) de 0,97 kg/hab/dia e densidade do resíduo compactado de 700kg/m³, foi possível calcular o volume total de RSU gerado ao longo dos 15 anos previstos para a vida útil do aterro. Esse volume foi ajustado para levar em conta o fator de cobrimento diário de 20%, resultando em um volume total de ocupação de 31.060,41 m³.

Para acomodar esse volume de resíduos, seriam necessárias cerca de 90 valas ao longo da vida útil do aterro, cada uma com dimensões de 6,0m x 43,0m x 2,0m, incluindo o volume de cobrimento diário. As valas foram projetadas com um espaçamento de 1,0m entre as bordas, conforme item 6.2.1, subitem a, da NBR 15.849 (ABNT, 2010). Considerando que o município não dispõe de meios de reciclagem dos resíduos da construção civil e de poda, estes poderão ser depositados em uma vala já existente na área do aterro, com volume suficiente para aproximadamente 20 anos de utilização. Essas considerações foram fundamentais para o planejamento adequado e dimensionamento das valas no aterro sanitário de Sandolândia.

Devido à falta de informações sobre o solo e o lençol freático, é recomendável adicionar uma camada de 0,60m de solo argiloso compactado sobre o solo natural para aumentar a impermeabilidade da base do aterro sanitário. Essa camada foi projetada para aumentar a capacidade de impermeabilização e proteger o ambiente contra vazamentos de lixiviados. Além disso, foi calculado o tamanho necessário de manta para cada vala do aterro, totalizando 43.812,00 m² para cobrir todas as 90 valas.

Para a drenagem superficial, utilizou-se o Método Racional para calcular a vazão a ser drenada pelo sistema. Com base nos dados obtidos pelo software Pluvio 2.1, foi determinada uma intensidade de chuva crítica de 135,68mm/h, e posteriormente calculada a vazão de 0,624 m³/s. O dimensionamento das canaletas de águas pluviais foi realizado com base na Equação de Chézy-Manning, resultando em dimensões de 0,20m x 0,10m para base e altura das canaletas.

Para a drenagem e tratamento de lixiviados, o dimensionamento dos drenos cegos foi feito aplicando a Lei de Darcy, com diâmetros calculados para o sistema primário e secundário. Além disso, o sistema de tratamento de lixiviados foi projetado com base na coleta a cada 2 meses, com um poço de armazenamento de lixiviado com dimensões calculadas para acomodar o volume acumulado. Para a drenagem e tratamento de gases, foram previstos drenos verticais de tubos de PEAD ligados ao sistema de drenagem de lixiviados, com raio de ação de 20m e revestidos com brita para evitar obstruções. Essas medidas visam garantir a eficiência e segurança do aterro sanitário de Sandolândia.

Foi determinada a implementação de uma barreira física de arame farpado e uma cerca viva para isolar o aterro sanitário de Sandolândia, conforme recomendação da NBR 15.849 (ABNT, 2010). A operação do aterro inicia com a coleta diária dos RSU, sem compactação, e a coleta de resíduo de construção civil e galhadas três vezes por semana. Os resíduos são inspecionados visualmente antes do descarte nas valas. A disposição dos RSU segue as normas da ABNT, com abertura e preenchimento das valas seguindo uma sequência específica. A compactação pode ser manual ou com compactador mecânico de pequeno porte, e as camadas de cobertura são aplicadas para evitar o carreamento de particulado e proliferação de vetores. O projeto gráfico do aterro, incluindo acesso, isolamento, rede de drenagem e detalhamento das valas, está apresentado no Apêndice e também pode ser consultado no link: https://drive.google.com/file/d/1SKrnqGDwbDlLV4dSlSTNmou4Gz14bLZU/view

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A implantação de um aterro sanitário em um município de pequeno porte enfrenta diversos obstáculos. A falta de recursos financeiros adequados limita a capacidade de investimento necessário para construir e operar o aterro. Além disso, a escassez de pessoal técnico qualificado dificulta o planejamento e a execução do projeto. Encontrar uma área de terra adequada e lidar com a resistência da comunidade local são desafios adicionais. A burocracia envolvida na obtenção de licenças e na conformidade com regulamentos ambientais é muitas vezes complexa para esses municípios. Simplificações regulatórias, como as apresentadas na NBR 15.849 (ABNT, 2010) facilitam o processo de licenciamento e operação, especialmente para municípios de pequeno porte.

Os resultados obtidos com este trabalho mostram ser possível utilizar a área que atualmente é um lixão e utilizá-la para implantação de um aterro sanitário de pequeno porte com todos os sistemas de proteção ambiental com operação de no mínimo 15 anos. A transformação de um lixão em um aterro sanitário é muito mais do que uma simples mudança de localização de resíduos sólidos urbanos (RSU), mas um marco significativo para a comunidade local, marcando uma transição vital para um futuro mais limpo, saudável e sustentável. Este empreendimento não apenas reflete um compromisso com o meio ambiente, mas também traz consigo uma série de outros benefícios para a região.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15.849: Resíduos Sólidos Urbanos – Aterros Sanitários de Pequeno Porte – Diretrizes para localização, projeto, implantação, operação e encerramento. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT_____. NBR 10.004: Resíduos Sólidos - Classificação. Rio de Janeiro, 2004.

ABNT_____. NBR 8.419: Apresentação de projetos de projetos de aterros controlados de resíduos urbanos sólidos. Rio de Janeiro, 1992.

ABNT_____. NBR 13.896: Aterros de resíduos não perigosos - Critérios para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 1997.

ABRELPE: Associação Brasileira de Resíduos e Meio Ambiente. Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil. São Paulo, 2022.

BOSCOV, M. E., Geotecnia Ambiental. Editora Oficina de Textos, 2005.

CLIMATEMPO. Climatologia e histórico de previsão do tempo em Sandolândia, BR. Disponível em: < Climatologia - Sandolândia - BR (climatempo.com.br)> Acesso em: 03 de julho de 2024.

GOVERNO DO ESTADO DO TOCANTINS. Perfil socioeconômico dos municípios do Tocantins – Sandolândia. Edição 2013. Disponível em: < central3.to.gov.br/arquivo/227309/> Acesso em: 03 de julho de 2024.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Primeiros Resultados de População do Censo Demográfico 2022. Rio de Janeiro, 2023. Disponível em: https://ftp.ibge.gov.br/Censos/Censo_Demografico_2022/Populacao_e_domicilios_Primeiros_resultados/Resultados_da_2a_apuracao_20231027/POP2022_Municipios_Primeiros_Resultados_20231222.pdf Acesso em: 07 de dezembro de 2023.

IBGE_____. Panorama. Disponível em: https://cidades.ibge.gov.br/brasil/to/sandolandia/panorama. Acesso em: 07 de dezembro de 2023.

FILHO, A. M. C., BARROS, C. O. CHUMAN, T. F. Proposta de dimensionamento de aterro sanitário para o município de Viana. Atenas Maranhense, 2017.

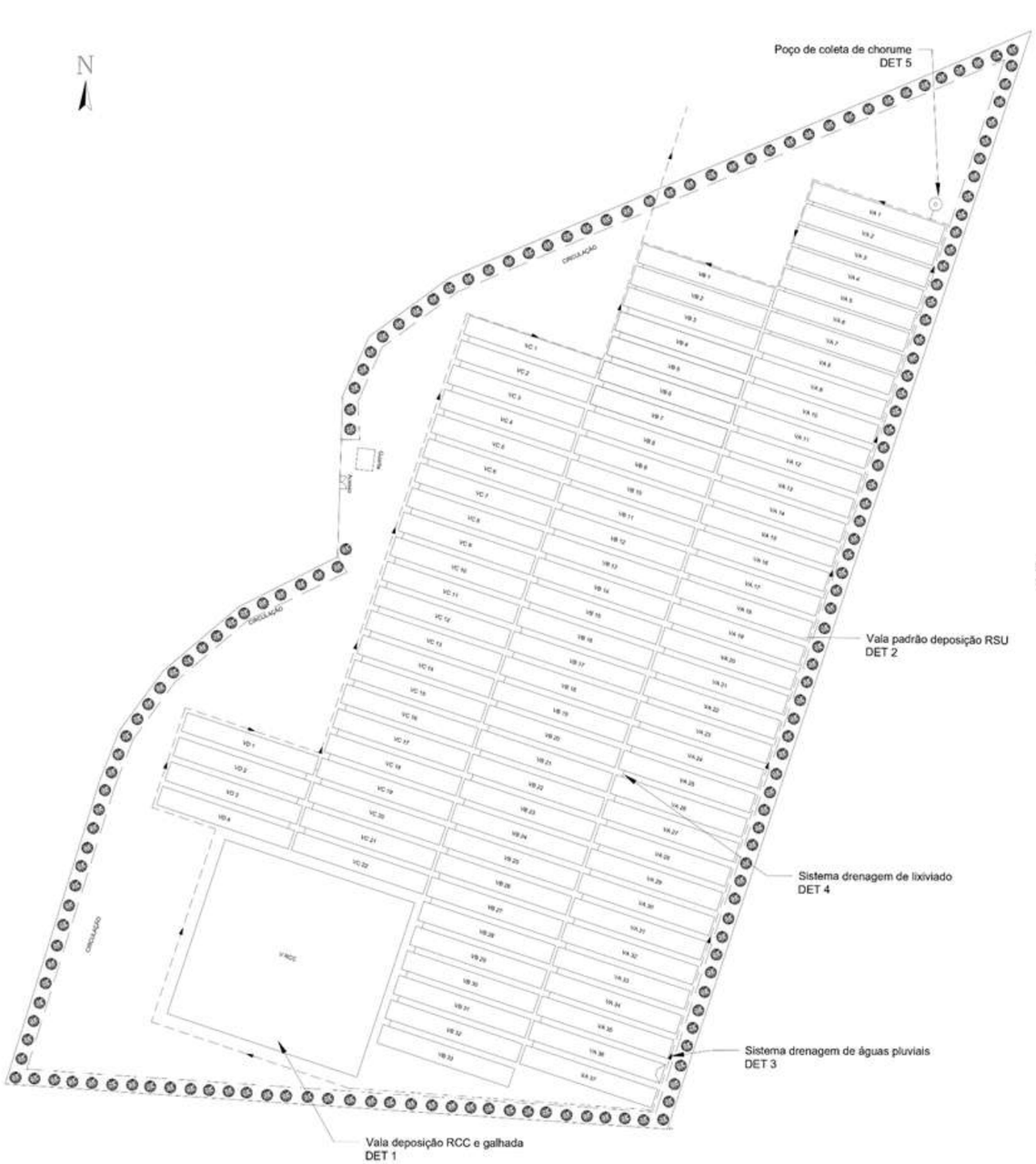
LOPES, E. B. Aterro sanitário: proposta para substituir lixões nas cidades com até 100.000 habitantes. Dissertação Mestrado – Universidade Federal do Pará. Belém, 2016.

MEDEIROS, J. H. D. Gestão dos resíduos sólidos para municípios de pequeno e médio porte à Luz da política nacional de resíduos sólidos. Monografia - Universidade Federal Rural do Semi-Árido. Angicos, 2012.

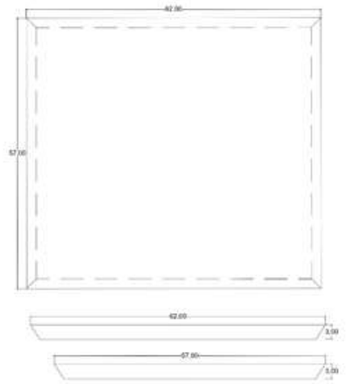
MONTEIRO, J. H. P et al. Manual de gerenciamento integrado de resíduos sólidos. Rio de Janeiro: IBAM, 2001.

QUEIROZ J. H. M., FILHO J. L. O. P. Desafios dos municípios brasileiros de pequeno porte para atendimento à Lei N° 12.305/2010. Enciclopédia Biosfera, Centro Científico Conhecer – Jandaia-GO, v.19 n.41; p. 47. 2022.

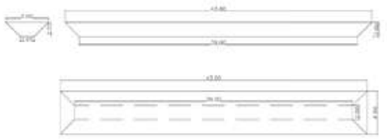
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



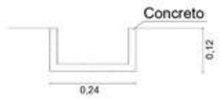
Planta baixa Layout Aterro Sanitário
Escala 1:1000



Detalhe 1 - Planta baixa e cortes Vala RCC e galhadas
Escala 1:750

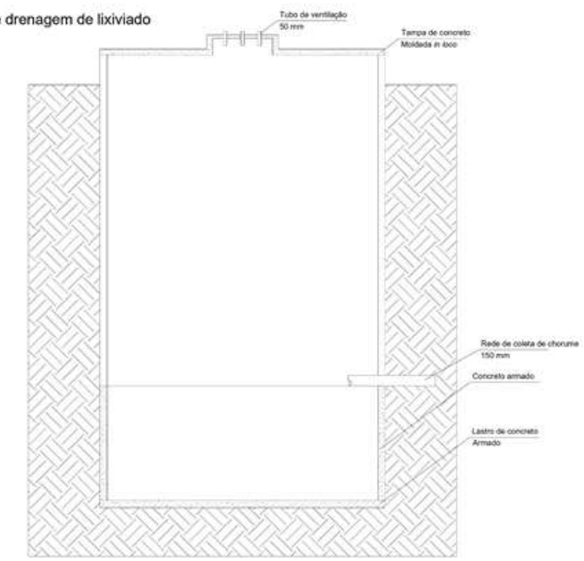


Detalhe 2 - Planta baixa e cortes Vala RSU
Escala 1:500



Detalhe 3 - Sistema de drenagem de águas pluviais
Escala 1:10

Detalhe 4 - Sistema de drenagem de lixiviado
Escala 1:300



Detalhe 2 - Poço de coleta de chorume
Escala 1:50

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins Campus Gurupi	
Projeto de Aterro Sanitário - Município de Sandolândia-TO	
Trabalho de Conclusão de Curso	Escala: INDICADA
Aluno (a): Sarah Cortez Brito	
Orientador (a): Kárita Alves	Unidade: METROS
Coorientador (a): Camila Ribeiro	

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/424

Uma breve discussão sobre a recirculação de lixiviado em aterros sanitários e seu efeito na produção de biogás

Fernanda Andrade do Nascimento
Mestre em Engenharia Ambiental, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, E-mail: andrade.fn@gmail.com

Ana Ghislane Henriques Pereira van Elk
Professora Associada, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, E-mail: anaghislane@eng.uerj.br

RESUMO: A Recirculação de Lixiviado (RL) é uma prática antiga, caracterizada pela reintrodução do lixiviado gerado no interior das células de aterro sanitário. O uso da técnica é motivada principalmente pelo interesse em acelerar a estabilização dos resíduos orgânicos biodegradáveis, aumentar a produção de biogás, remover contaminantes do lixiviado, prolongar a vida útil do aterro e reduzir os custos de tratamento do lixiviado. Frente a essas questões, o presente trabalho tem como objetivo apresentar uma compilação dos dados e resultados de diversas pesquisas sobre a recirculação de lixiviado em aterros sanitários, através de experimentos in situ, sintetizá-los e analisá-los, verificando a real efetividade dessa prática na produção e qualidade do biogás. Com esse objetivo foram utilizadas as bases de dados Scopus e Web of Science para pesquisas internacionais, enquanto o Google Acadêmico foi utilizado para pesquisas nacionais. O período considerado para a pesquisa bibliográfica foi de 2010 a 2021. As palavras-chave utilizadas foram diferentes combinações de recirculação de lixiviado, biogás, aterro e resíduos sólidos urbanos. Os resultados mostraram que a RL impactou de diferentes formas a produção e qualidade do biogás gerado pela decomposição dos resíduos, sendo eficaz em algumas pesquisas para o aumento da produção e qualidade do biogás, enquanto em outras se mostrou ineficaz.

PALAVRAS-CHAVE: Recirculaçao de lixiviado, Aterros sanitários, Biogás, Resíduos sólidos urbanos

ABSTRACT: Leachate Recirculation (LR) is an established practice involving the reintroduction of leachate generated within landfill cells. The primary motivations for employing this technique in landfills include accelerating the stabilization of degradable organic waste, enhancing biogas production, removing contaminants from leachate, extending the landfill's operational lifespan, and reducing leachate treatment costs. This study aims to compile and analyze data and results from various research studies on leachate recirculation in landfills, based on in situ experiments, to evaluate the actual effectiveness of this practice in biogas production and quality. For international research, the Scopus and Web of Science databases were utilized, while Google Scholar was employed for national research. The literature search covered the period from 2010 to 2021, using keywords such as leachate recirculation, biogas, landfill, and municipal solid waste. The results indicated that LR had varying impacts on the production and quality of biogas generated through waste decomposition, proving effective in enhancing both production and quality in some studies, while being ineffective in others.

KEYWORDS: Leachate recirculation, Landfills, Biogas, Municipal solid waste

1 INTRODUÇÃO

O lixiviado é um dos maiores problemas ambientais causados pela disposição de resíduos em aterros sanitários. Devendo-se principalmente a grande quantidade de contaminantes presentes em sua composição. Um aterro sanitário, sem um sistema adequado de impermeabilização, drenagem, captação e descarte do lixiviado, pode promover a contaminação do solo, assim como dos corpos d'água superficiais e subterrâneos (Pohland, 1975; Bengtsson *et al.*, 1994; Fatta; Papadopoulos; Loizidou, 1999; Butt *et al.*, 2009; Ngo; Guo; Xing, 2009; Butt *et al.*, 2014).

Após o encerramento de um aterro sanitário, a poluição causada pelo lixiviado, pode permanecer em altos níveis por várias décadas, continuando a ser uma potencial fonte de ameaça a seguridade ambiental e a saúde humana (Ngo; Guo; Xing, 2009; Ehrig; Stegmann, 2019). Além dos problemas relacionados à poluição,

o acúmulo de lixiviado gerado pode contribuir para a diminuição da eficiência dos revestimentos de proteção instalados durante a construção do aterro sanitário, por conta do aumento da carga hidráulica, assim como, pode promover problemas de instabilidade no interior da célula devido ao aumento das poro-pressões (Ramke, 2008).

A recirculação de lixiviado é uma prática antiga, remete aos anos 70, e é caracterizada basicamente pela introdução do lixiviado gerado no interior das células do aterro. Essa prática tende a aumentar o conteúdo de umidade, podendo estimular a biodegradação, o transporte de bactérias e nutrientes, além de possibilitar a diminuição do volume do lixiviado a ser tratado. Fato que impacta diretamente em uma redução dos custos atrelados ao transporte e tratamento desse efluente a longo prazo (Pohland, 1975; Reinhart; Al-Yousfi, 1996; Beaven R.; Knox, 2009; White *et al.*, 2011; Knox; Beave; Cossu, 2019).

O uso dessa técnica em aterros sanitários, vem sendo motivado principalmente pelo interesse na aceleração do processo de estabilização dos resíduos orgânicos degradáveis, aumento da produção do biogás, remoção de contaminantes do lixiviado, aumento da vida útil do aterro, através da aceleração dos processos de subsidência, e redução dos custos de tratamento lixiviado (Warith; Sharma, 1998; Knox; Beave; Cossu, 2019; Beaven *et al.*, 2009). Uma outra razão pelo interesse na investigação dessa técnica é o aproveitamento energético (Knox; Beave; Cossu, 2019).

O biogás gerado a partir da decomposição anaeróbia da fração orgânica dos resíduos sólidos urbanos é rico em metano, que pode ser utilizado para geração de energia ou como combustível (van Elk, 2007). A captação e o aproveitamento desse gás são cruciais, pois o metano é um contribuinte significativo para as emissões de gases de efeito estufa (GEE) e, consequentemente, para o aquecimento global. Em um horizonte de 20 anos, o metano é 80 vezes mais eficiente na retenção de calor na estratosfera do que o dióxido de carbono (UNEP, 2024). Em 2016, as emissões do setor de resíduos representaram aproximadamente 5% das emissões globais de gases de efeito estufa (Kaza et al., 2018), sendo os aterros sanitários os principais responsáveis por essas emissões, liberando principalmente gás metano para a atmosfera (Bogner et al., 2007).

Apesar das potenciais vantagens, a recirculação de lixiviado enfrenta diversos desafios significativos. Nos projetos que visam sua implementação em aterros sanitários, os principais problemas relatados incluem a determinação da quantidade ideal de lixiviado a ser recirculada, questões geotécnicas relacionadas à estabilidade do maciço, infiltrações indesejadas, entupimento das instalações e a distribuição não homogênea do lixiviado dentro da massa de resíduos. (EA, 2009; DI-ADDARIO; RUGGERI, 2016).

Dentro deste contexto, o presente artigo oferece uma síntese de diversas pesquisas sobre a influência da recirculação de lixiviados em aterros sanitários, com foco na produção e qualidade do biogás.

2 METODOLOGIA

A proposta do presente trabalho consiste em apresentar uma revisão sobre os experimentos realizados em células de aterros sanitários e construídas especialmente para avaliar a qualidade e produção do biogás gerado a partir da recirculação de lixiviado. Para realização desta revisão foram utilizadas as bases de dados da Scopus, Web of Science (WOS) e Google Acadêmico. As palavras chaves utilizadas foram as diferentes combinações possíveis entre recirculação de lixiviado, biogás, aterro e resíduos sólidos urbanos. Foi utilizado termos sinônimos ou semelhantes, variação entre singular e plural, para assim, tentar encontrar o máximo de pesquisas dentro da temática de interesse conforme disposto abaixo:

- **combinação 1:** “leachate recirculation” OR “recycle leachate” OR “leachate recycling” AND;
- **combinação 2:** “methane” OR “landfill gas” OR “biogas” AND;
- **combinação 3:** “municipal solid waste” OR “municipal solid wastes” OR “MSW”.

Além das palavras chaves, foi utilizado também um filtro temporal. Esse filtro selecionou as pesquisas que foram desenvolvidas a partir de 2010 até julho de 2021.

3 RESULTADOS E DISCUSSOES

A seguir são apresentados os resultados de pesquisas realizadas em células já existentes em aterros sanitários ou em células experimentais construídas especialmente para realizar os ensaios experimentais. Por meio da Tabela 1 verifica-se uma síntese das informações referentes às pesquisas que foram encontradas.

Tabela 1. Síntese das pesquisas encontradas.

Referência	Localização	Idade da massa de resíduos/ células analisadas (anos)	Características do lixiviado recirculado	Duração da RL(meses)	Sistema de recirculação	A RL aumentou a qualidade ou a produção do biogás?
Calabrò *et al.* (2010)	Toscana, Itália	13	Concentrado do tratamento de osmose reversa	30	-	Não
Manzur *et al.* (2012)	Denton, EUA	25	Sem tratamento especificado	7	Aplicação subterrânea	Sim
Andrade (2014)	Bahia, Brasil	4 a 15	Sem tratamento especificado	15	Aplicação subterrânea	Não
Chung *et al.* (2015)	Asan, Coreia	10	Tratado por oxidação biológica	-	Valas/lagoas de infiltração	Apenas inicialmente
Bialowiec *et al.* (2017)	Kosiny Bartosowe, Polônia	0.6	Proveniente de wetlands com aeração prévia	1.6 (intermitente)	Valas/lagoas de infiltração	Sim
Castro *et al.* (2017)	São Paulo, Brasil	3 a 9	Sem tratamento especificado	10	-	Sim
Santos (2017)	Bahia, Brasil	6 a 17	Sem tratamento especificado	7	Aplicação subterrânea	Não
Zhan *et al.* (2017)	Hangzhou, China	resíduos frescos	Sem tratamento especificado	-	Tubos horizontais	Sim
Liu *et al.* (2018)	Hubei, China	1.25 a 1.58	Sem tratamento especificado	12	Poços horizontais	Sim
Top *et al.* (2019)	Istambul, Turquia	-	Sem tratamento especificado	15	-	Sim
Chamem, Fellner e Zairi (2020)	Gabes, Tunisia	10	Concentrado bruto e por osmose reversa	60	Valas/lagoas de infiltração	Não
Mehrdad *et al.* (2021)	Tehran, Irã	-	Sem tratamento especificado	36	Valas/lagoas de infiltração	Sim

Rasapoor *et al.* (2021)	Waikato, Nova Zelândia	2	Proveniente de compostagem	-	Poços verticais de infiltração	Sim

Em Chamem, Fellner e Zairi (2020), a pesquisa foi realizada através de um sistema de recirculação composto por tubos horizontais perfurados com aproximadamente 10 milímetros de diâmetro, os quais foram dipostos em valas de 0,5 metro de largura e 30 a 60 metros de comprimento dentro da camada superior dos resíduos. Esse sistema, segundo os autores, cobria cerca de 40% da superfície total da célula estudada.

Os resultados encontrados pelos autores mostraram que a quantidade de gás que conseguiu ser extraída correspondeu apenas a 14% do que havia sido estimado pelo modelo utilizado. Além da baixa produção, foi verificada também uma baixa qualidade do biogás gerado (baixo teor de CH_4), em comparação com as partes do aterro que não fizeram uso da recirculação.

Para os autores, os baixos teores de CH_4 observados foram originados por um processo inibitório da metanogênese que ocorreu por uma elevada concentração de nitrogênio amoniacal. Os autores verificaram também altas concentrações de cloreto no lixiviado.

As altas concentrações desses dois poluentes foram atribuídas à uma baixa infiltração de água de chuva no local e a prática da recirculação do lixiviado em si, já que a combinação desses fatores poderia contribuir para uma diminuição da diluição dessas substâncias.

Na pesquisa desenvolvida por Chung *et al*. (2015), os autores conduziram o experimento através de uma planta piloto que recebeu um volume de resíduos de aproximadamente 4.500 m^3, entre os anos de 1998 a 2001. Vale destacar que o experimento foi iniciado após sete anos do fechamento do aterro, logo parte da massa de resíduos analisada já tinha aproximadamente dez anos.

Os resultados dessa pesquisa mostraram que a produção de metano aumentou significativamente nas primeiras semanas após o início da recirculação, o que conforme os autores, poderia ser um indicativo que a recirculação estimulou a decomposição anaeróbia dos resíduos. No entanto, foi verificado posteriormente, uma inibição da metanogênese, que pode ter sido, segundo os autores, resultado do processo de nitrificação parcial do lixiviado que foi realizado a fim de reduzir o teor de nitrogênio amoniacal acumulado no aterro.

Conforme verificado nessas duas últimas pesquisas citadas e, em outras como Ogata *et al.* (2016) e Berge *et al.* (2006), altas concentrações de nitrogênio amoniacal vêm sendo recorrentemente apontadas como uma das desvantagens da prática da recirculação, tanto para a produção de biogás, quanto para a qualidade do lixiviado. Vale destacar que o nitrogênio amoniacal no processo de digestão anaeróbia pode se apresentar sob a forma de amônia livre (NH_3) ou amônia ionizada (NH_4^+) e sua concentração pode ser afetada por variações nos parâmetros de pH e temperatura (Benabdallah-El-Hadj *et al.* 2009). De acordo com Kayhanian (1999), Sprott e Patel (1986), as altas concetrações dessa substância pode aumentar a toxicidade do lixiviado e também inibir alguns processos biológicos, o que explica as alterações verificadas na produção de biogás.

Outra pesquisa que apresentou resultados pouco satisfatórios com o uso da recirculação na produção de biogás foi de Andrade (2014). A autora analisou uma macrocélula que recebeu aproximadamente 4.658.145,86 m^3 de RSU, entre os anos de 1997 a 2010. Os dados medidos em campo foram próximos aos estimados. No entanto, foi verificado que não houve um impacto significativo na produção de biogás depois do início da recirculação de lixiviado (em 2012), o que pode está relacionado ao fato da prática de recirculação ter sido executada com resíduos já com avançada fase de decomposição (4 a 15 anos).

Apesar disso, a autora ressalta que mesmo não tendo havido um aumento da produção do biogás após a recirculação, o fato de ter mantido uma estabilização das vazões de CH_4 no final do período de monitoramento, pode sugerir que a recirculação tenha ajudado a prolongar a fase de produção de biogás.

O monitoramento realizado por Andrade (2014) foi finalizado em 2013, no entanto, a operação da recirculação de lixiviado foi retomada em 2014 e se estendeu até 2015, sendo acopanhada posteriormente por Santos (2017).

Todavia, os resultados alcançados por Santos (2017), através de um monitoramento, com periodo maior que Andrade, 2014, também não evidenciaram efeitos significativos na produção de biogás. O autor sugeriu que o estágio avançado de decomposição dos resíduos pode ter contribuído para a baixa produção de gás, mas que apesar disso, a prática da recirculação, ao menos, mostrou-se favorável à melhora da qualidade do lixiviado.

Calabrò *et al*. (2010) conduziram um experimento em uma célula de um aterro que se encontrava em operação desde 1989, no entanto, a recirculaçãono local só foi iniciada a partir de 2006. O experimento durou

trinta meses e foi verificado que não houve uma melhora da produção e nem da qualidade do biogás gerado. Os autores atribuíram ao fato dos resíduos dispostos no aterro desde 2003 passarem por um pré-tratamento biológico mecânico antes do aterramento, o que pode ter favorecido diretamente a estabilização orgânica destes, impactando numa baixa produção de gás.

Em Rasapoor *et al.* (2021), por sua vez, a adição de umidade se mostrou positiva para o aumento da geração de gás. A geração do biogás foi investigada pelos autores através do monitoramento de cinco poços de gás durante 5 meses em uma área de teste dentro de um aterro.

Os poços foram operados de forma diferenciada: a) como controle, sendo apenas monitorada a pressão do gás, b) operado com recirculação com águas pluviais, c) operado com recirculação de lixiviado proveniente de planta de compostagem, d) operado com recirculação de lixiviado proveniente de planta de compostagem e vermelho neutro adicionado e e) operado com recirculação de lixiviado proveniente de planta de compostagem e biochar adicionado.

Os resultados encontrados mostraram que durante o período de monitoramentoos maiores fluxos de gás foram observado nos poços que fizeram uso da recirculação com lixiviado, sendo o poço, que não utilizou aditivos, o que apresentou maior fluxo em praticamente todo monitoramento.

No estudo desenvolvido por Top *et al*. (2019) foi comparada a performance de quatro células testes (dimensões: 20 metros de largura, 40 metros de comprimento e 5 metros de altura) que foram operadas também de forma diferenciada durante o períodode 450 dias.

As células foram operadas de diferentes formas: a) anaerobia, sem recirculação de lixiviado, b) anaeróbia com recirculação de lixiviado, c) semi-anaeróbia e d) aeróbia. Para a célula operada de forma anaeróbia e com recirculação de lixiviado, os resultados, segundo os autores, evidenciaram um aumento na produção de biogás, na qualidade do lixiviado e uma aceleração do processo de degradação dos resíduos.

Já em Białowiec *et al.* (2017) foi conduzida uma pesquisa realizada em dois períodos distintos de monitoramento: trinta dias e um ano após o fechamento do aterro.

No primeiro período de monitoramento a produção de gás dobrou após quinze dias de iniciada a recirculação, saindo de aproximadamente 100 m^3/h para 200 m^3/h. No segundo período de monitoramento a produção de metano foi de 148 m^3/h a 270 m^3/h, essa produção foi atingida 23 dias após o início da recirculação. Os resultados também evidenciaram um aumento de 2% e 5% na concentração de metano na primeira e na segunda fase da pesquisa, respectivamente.

Manzur *et al.* (2012) também verificaram que a recirculação de lixiviado teve uma influência direta no fluxo de gás gerado, ocasionando um aumento do biogás. A pesquisa foi conduzida através de imagens de resistividade e monitoramento da taxa de fluxo e composição do biogás gerado em duas tubulações, localizados em uma mesma célula. A recirculação foi feita através de intervalos regulares ao longo dessas tubulações e o total de lixiviado recirculado variou de 758.000 a 4.548.000 litros.

A comparação entre os dados de campo e os dados estimados através do LANDTECGEMTM 2000 mostraram que uma das tubulações obteve um fluxo de gás maior que o estimado em todos os meses de monitoramento, já na outra tubulação analisada, o fluxo de gás esteve abaixo do estimado na maior parte do monitoramento.

Um resultado que merece destaque é que a tubulação na qual esperava-se um maior potencial de geração de gás, devido à sua maior cobertura em termos de quantidade de resíduos, apresentou um menor fluxo de gás comparado ao da outra tubulação na qual, cobria uma quantidade menor de resíduos. O que pode estar relacionado à uma melhor distribuição de umidade, já que de acordo com os dados que foram obtidos através das imagens de resistividade, a tubulação que atingiu o maior fluxo de gás, foi justamente a que conseguiu ter uma área ao redor com uma maior distribuição de umidade.

O espaçamento das tubulações também foi colocado pelos autores como um dos prováveis fatores de influência na diferença dos fluxos de gás obtidos. Os autores destacaram que a tubulação com maior fluxo de gás foi capaz de capturar de forma mais eficiente o gás gerado devido ao menor espaçamento entre o tubo e a massa de resíduos. Com relação à composição do gás extraído, foi verificado nessa pesquisa um percentual de metano que variou de 45 a 55% nos tubos.

Castro *et al.* (2017), por sua vez, conduziram uma pesquisa que analisou o comportamento de quatro células, que foram divididas em dois grupos: a) com massa de resíduos com idade de 3 a 5 anos e b) com massa de resíduos com idade de 7 a 9 anos. A recirculação de lixiviado aconteceu apenas em uma das células de cada grupo a fim de comparar o processo de biodegradação e produção de biogás com e sem recirculação.

O monitoramento durou dez meses e os resultados mostraram que a recirculação contribuiu para a manutenção da umidade, favorecendo os processos biológicos referentes à biodegradação, mesmo durante os períodos de estiagem. Os pontos do aterro que foram submetidos à recirculação e que tinham resíduos mais novos, tiveram um impacto maior na vazão do biogás. Foi observado também que o processo de degradação foi mais acentuado nas células com recirculação, evidenciando assim, que a prática da recirculação pode contribuir para uma estabilização mais rápida do aterro.

Em Liu *et al.* (2018) foi analisada a performance de três células operadas de forma diferenciada: sem recirculação de lixiviado, com recirculação contínua e com recirculação descendente. Os autores verificaram que a célula operada com recirculação contínua de lixiviado apresentou os melhores resultados em termos de produção e qualidade do biogás. Os resultados encontrados mostraram que o fluxo na célula operada com recirculação constante foi 2,2 vezes maior que o verificado na célula operada sem recirculação e que o percentual de metano durante o período de monitoramento aumentou de 53,2% para 58,2%.

Através da operação de dois aterros pilotos construídos com capacidade total para 9.327 toneladas de RSU, Mehrdad *et al.* (2021) analisaram a influência da recirculação de lixiviado. Um dos aterros foi usado como controle e o outro foi operado com recirculação. Os resultados encontrados após 3 anos de monitoramento mostraram que a recirculação contribuiu para uma melhor biodegradabilidade dos resíduos e aumento da temperatura da célula. Os dados da pesquisa mostraram que o aterro operado sem recirculação apresentou uma emissão de metano 35% menor que a verificada no aterro operado com recirculação.

Já em Zhan *et al*. (2017), os autores investigaram o comportamento bioquímico, hidrológico e mecânico de RSU com alto teor de resíduos alimentares. A pesquisa foi conduzida através de uma célula experimental de 5 m de comprimento, 5 m de largura e 7,5m de profundidade, preenchida com 91,3 toneladas de RSU não processados. As análises avaliaram dentre outros fatores, os efeitos do uso de lixiviado de idade mais avançada e o aquecimento deste antes da recirculação, durante o processo de biodegradação dos resíduos.

Os resultados encontrados mostraram que o uso da recirculação do lixiviado de fase mais avançada foi capaz de reduzir a inibição do processo de metanogênese causado pela ocorrência do acúmulo de DQO e baixo pH. Já o aquecimento do lixiviado, por sua vez, mostrou-se eficiente para solucionar o problema de desaceleração do processo de metanogênese ocasionado pelas baixas temperaturas dos resíduos. Vale destacar, que ao final do experimento, as concentrações de CH_4 e CO_2 estabilizaram em aproximadamente 67% e 33%, respectivamente, evidenciando uma boa qualidade do biogás gerado.

4 CONCLUSÃO

Os experimentos de campo mostraram que a recirculação de lixiviado vem sendo aplicada de diferentes formas a fim de se conseguir melhores taxas de biodegradação dos resíduos, assim como uma maior produção e qualidade do biogás gerado.

Os resultados indicaram que essa prática foi promissora em algumas pesquisas para a degradação dos resíduos e produção de biogás. No entanto, também foram observados efeitos insatisfatórios, como a baixa qualidade do biogás produzido. De acordo com algumas pesquisas citadas neste trabalho, a recirculação de lixiviado com alta concentração de nitrogênio amoniacal, pode inibir a metanogênese e a produção de biogás em um aterro sanitário. De modo geral, a toxicidade do lixiviado causada pelo nitrogênio amoniacal, desacelera os processos biológicos. Outros fatores que contribuíram para a baixa efetividade da recirculação de lixiviado na produção de biogás incluem a combinação de alta concentração de nitrogênio amoniacal no lixiviado com a baixa infiltração de água de chuva. Além desses fatores, a idade dos resíduos também foi considerada, pois resíduos mais antigos já passaram pelos principais processos de degradação.

Por outro lado, algumas pesquisas constataram que a recirculação de lixiviado era um fator importante para a produção e qualidade do biogás, mesmo em resíduos mais antigos e em células com menor quantidade de resíduos. Assim, o aumento da umidade na massa de resíduos, decorrente da recirculação de lixiviado, apresenta-se como uma alternativa potencial para o aumento da produção de biogás.

No entanto, é crucial considerar as particularidades ou características específicas do local onde o aterro sanitário está situado e as dificuldades operacionais inerentes à técnica. Em áreas com alta pluviosidade, há uma maior formação de lixiviado e uma possível inibição na produção de biogás. Nessas circunstâncias, o uso da técnica de recirculação de lixiviado para aumentar a produção de biogás, pode não ser a abordagem mais adequada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andrade, S.F. (2014) *Aplicação da técnica de recirculação de chorume em aterros tropicais: estudo de caso do Aterro Sanitário Metropolitano Centro (ASMC).* Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental Urbana, Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia, 173p.

Beaven R.; Knox, K.; Powrie, W. (2009) A technical assessment of leachate recirculation. UK Environment Agency - England.

Benabdallah-el-hadj, T. Astals, S.; Gali, A.; Mace, S. (2009) Ammonia influence in anaerobic digestion of OFMSW. *Water science and technology*, IWA Publishing, v. 59, n. 6, p. 1153–1158. https://doi.org.10.2166/wst.2009.100

Bengtsson, L., Bendz, D., Hogland, W., Rosquist, H., Åkesson, M. Water balance for landfills of different age. *Journal of Hydrology*, Elsevier, v.158, n.3-4, p.203–217,1994.

Berge, N.D., Reinhart, D.R., Dietz, J., Towsend, T. (2006) In situ ammonia removal in bioreactor landfill leachate. *Waste Management*, Elsevier, v.26, n.4, p.334–343.

Białowiec, A. et al. (2017) The influence of leachate recirculation on biogas production in a landfill bioreactor. *Environment Protection Engineering*, v.43, n.1.

Bogner, J. et al. (2007) Waste management, in climate change 2007: Mitigation. contribution of working group III to the fourth assessment report of the intergovernmental panel on climate change. Cambridge University Press, Cambridge. https://doi.org/10.1177/0734242X07088433

Butt, T.E., Coulon, F., Oduyemi, K.O.K.(2009) A review of literature and computer models on exposure assessment. *Environmental Technology*, Taylor & Francis, v.30, n.14, p. 1487–1501.

Butt, T.E., Gouda, H.M., Baloch, M.I., Paul, P., Javadi, A.A, Alan, A. (2014) Literature review of baseline study for risk analysis: The landfill leachate case. *Environment international*, Elsevier, v. 63, p. 149–162. https://doi.org/10.1016/j.envint.2013.09.015

Calabrò, P.S. Sbaffoni, S., Orsi, S., Gentili, E., Meoni, C. (2010) The landfill reinjection of concentrated leachate: Findings from a monitoring study at an Italian site. *Journal of Hazardous Materials*, Elsevier, v.181, n. 1-3, p.962–968.

Castro, M.C.A.A. et al. (2017) Influência da recirculação de lixiviado na vazão e na composição do biogás para resíduos com diferentes tempos de aterramento em aterro sanitário de médio. *Congresso ABES-Associação Brasileirade Engenharia Sanitária e Ambiental - Fenasan*.

Chamem, O.; Fellner, J.; Zairi, M. (2020) Ammonia inhibition of waste degradation in landfills a possible consequence of leachate recirculation in arid climates. *Waste Management & Research*, SAGE Publications Sage UK: London, England, v.38, n.10, p. 1078–1086.

Chung, J. Kim, S., Baek, S., Lee, N.H., Park, S., Lee, J., Lee, H., Bae, W. (2015) Acceleration of aged landfill stabilization by combining partial nitrification and leachate recirculation: A field scale study. *Journal of Hazardous Materials*, Elsevier, v.285, p.436–444.

Di-addario, M.; Ruggeri, B. (2016) Landfill bioreactor technology for waste management. In: *Recycling of Solid Waste for Biofuels and Bio-chemicals.* [S.l.]: Springer, p.211–235.

EA. ENVIRONMENTAGENCY. (2009) A technical assessment of leachate recirculation. [S.l.]. Disponível em: <https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/291196/scho1109brjc-e-e.pdf>. Acesso em: 20 nov. 2021.

Ehrig, H.J.; Stegmann, R. (2019) Leachate quality. In: *Solid Waste Landfilling: Processes, technology, and environmental impacts*. 1.ed.[S.l.]: Elsevier, p. 511–539.

Fatta, D. Ppapadopoulo S,A.; Loizidou, M. (1999) A study on the landfill leachate and its impact on the groundwater quality of the greater area. Environmental Geochemistry and Health, Springer, v.21, n.2, p.175–190.

Kayhanian, M. (1999) Ammonia inhibition in high-solids biogasification: an overview and practical solutions. Environmental technology, Taylor & Francis, v. 20, n. 4, p. 355–365.

Kaza, S. Yao, L.C., Bhada-Tata, P., van Woerden, F. (2018) *What a waste 2.0: a global snapshot of solid waste management to 2050*. [S.l.]: The World Bank, https://openknowledge.worldbank.org/entities/publication/d3f9d45e-115f-559b-b14f-28552410e90a

Knox, K.; Beave, R.P.; Cossu, R. (2019) Leachate recirculation: History, objectives, and conceptual design. In: *Solid Waste Landfilling: Processes, technology, and environmental impacts*.1. ed. [S.l.]: Elsevier, p.691–701.

Liu, L.; Xiong, H.; Ma, J., Ge; S, Yu, X.; Zeng, G. (2018) Leachate recirculation for enhancing methane generation within field site in china. *Journal of Chemistry*, Hindawi, v. 2018. https://doi.org/10.1155/2018/9056561.

Manzur, S.R.; Hoassaun, M.S; Kemler, V.; Dugger, B. (2012) Performance of horizontal gas collection system in ELR landfill. In: *Geo Congress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering*. [S.l.: s.n.], p.3613–3623. https://doi.org/10.1061/9780784412121.370.

Mehrdad, S.M.; Abbasi, M.; Yeganih. B.; Kamalan, H. (2021) Prediction of methane emission from landfills using machine learning models. Environmental Progress & Sustainable Energy, Wiley Online Library. https://doi.org/10.1002/ep.13629.

Ngo, H.; Guo, W.; Xing, W. (2009) Waste and wastewater treatment technologies. Encyclopedia of life support systems – volume II: Applied technologies in municipal solid waste landfill leachate treatment. Oxford, Reino Unido: EOLSS Publishers/UNESCO.

Ogata,Y.; Ishigaki, T.; Nakagawa, M.; Yamada, M. (2016) Effect of increasing salinity on biogas production in waste landfills with leachate recirculation: a lab-scale model study. *Biotechnology Reports*, Elsevier, v. 10, p.111–116. https://doi.org/10.1016/j.btre.2016.04.004

Pohland, F.G. (1975) Georgia Institute of Technology. Sanitary landfill stabilization with leachate recycle and residual treatment. [S.l.].

Ramke, H.G. (2008) Leachate collection systems. Proceedings of the 1st Middle European Conference on Landfill Technology.

Rasapoor, M., Younga, B., Brarb, R., Baroutiana, S. (2021) Enhancement of landfill gas generation from aged waste by a combination of moisture adjustment and application of biochar and neutral red additives: A field-scale study. *Fuel*, Elsevier, v.283, p.118932. https://doi.org/10.1016/j.fuel.2020.118932

Reinhart, D.R.; Al-yousfi, A.B. (1996) The impact of leachate recirculation on municipal solid waste landfill operating characteristics. *Waste Management & Research*, Sage Publications Sage CA: Thousand Oaks, CA, v.14, n.4, p.337–346.

Santos, Á.C. (2017) *Produção de Metano em Aterro Sanitário: Influência das Técnicas Operacionais no Aterro Metropolitano em Salvador – Ba*. Tese de Doutorado, Programa de Pós Graduação em Ciências, Energia e Ambiente/ Universidade Federal da Bahia, Salvador, 263p.

Sprott, G.D.; Patel, G.B. (1986) Ammonia toxicity in pure cultures of methanogenic bacteria, Systematic and Applied Microbiology, 7(2-3), 358–363.

Top S., Akkaya G.K., Demir A., Yıldız Ş., Balahorli V., Aykut N.O. and Bilgili M.S. (2019) Investigation of solid waste characteristics in field-scale landfill test cells. Glob. Nest. J, v.21, p.153–162.

UNEP. (2024) Facts about methane. Disponível em: <https://www.unep.org/explore-topics/energy/facts-about-methane/>. Acesso em: 11 abr. 2024

van Elk, A.G.H.P. (2007) Mecanismo de Desenvolvimento Limpo Aplicados à Resíduos Sólidos: Redução de emissões na disposição final. [S.l.]. Segala, K (coord.). IBAM, 2007. 40 p., Série III. Disponível em: <https://www.ibam.org.br/media/arquivos/estudos/03-aterro_mdl_1.pdf>. Acesso em: 22 mar. 2024

Warith, M.A.; Sharma, R. (1998) Technical review of methods to enhance biological degradation in sanitary landfills. *Water Quality Research Journal*, IWA Publishing, v. 33, n.3, p.417–438.

White, J.K.et al. (2011) Leachate recirculation in a landfill: Some insights obtained from the development of a simple1-d model. *Waste Management*, Elsevier, v.31, n.6, p. 1210–1221.

Zhan, L.T.et al. (2017) Biochemical, hydrological, and mechanical behaviours of high food waste content MSW landfill: preliminary findings from a large-scale experiment. *Waste Management*, Elsevier, v.63, p.27–40.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/425

Uma contribuição para a parametrização geotécnica de maciços de resíduos sólidos urbanos

Flavia de Oliveira Dias
Geóloga Jr., ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, flavia.dias@altageotecnia.com

Pedro Dionelo Lacerda
Especialista em Recursos Minerais, Agência Nacional de Mineração, Belo Horizonte, Brasil, pedro.lacerda@anm.gov.br

Caio Gak Assumpção Queiroz Rego
Geólogo Jr., ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, caio.assumpcao@altageotecnia.com

Manuella Galindo
Diretora de Operações, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, manuella.galindo@altageotecnia.com

Álvaro de Freitas Viana
Diretor Executivo, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, alvaro.viana@altageotecnia.com

RESUMO: Dadas as heterogeneidades dos materiais dispostos e alto poder de degradação biológica, um aterro de resíduos sólidos urbanos (RSU) sofre constantes modificações em suas composições física, química e biológica, com consequências diretas no seu comportamento geomecânico. Diferentemente dos projetos de obras de terra convencionais, onde os parâmetros geotécnicos dos solos e rochas são definidos a partir de investigações geotécnicas e ensaios normatizados, não existe uma padronização no que tange à parametrização de resíduos sólidos urbanos em seus projetos de aterros e análises de estabilidade. Em face ao exposto, este trabalho tem como objetivo fornecer uma maior sensibilidade à parâmetrização geotécnica de RSU, contribuindo no estado da arte, a partir da aplicação do conhecimento geotécnico associado aos aterros sanitários no tratamento de um banco de dados robusto, construído a partir da consulta de uma elevada quantidade de trabalhos publicados, incorporando o máximo de atributos possíveis associados aos dados gerados. Na etapa inicial foi analisada a população geral dos dados coletados, a partir de resultados gráficos variados e análise estatística descritiva. Os resultados indicaram uma maior frequência de valores de peso específico (γ) no intervalo de de 8 a 10 kN/m³, de coesão (c') no intervalo de 0 a 15 kPa e entre 15° e 30° para o ângulo de atrito (Φ). Apesar das conclusões preliminares, os dados analisados não seguem uma distribuição perfeitamente normal e apresentam *outliers*, isto é, não podem ser considerados totalmente precisos e confiáveis, exigindo uma maior cautela na sua interpretação. Isto se deve a incertezas, associadas, principalmente, com a dificuldade em conduzir ensaios em escalas adequadas e com amostras representativas.

PALAVRAS-CHAVE: Parametrização geotécnica, RSU (Resíduos Sólidos Urbanos), Banco de dados, Estatística.

ABSTRACT: Given the heterogeneities of the disposed materials and their high biological degradation potential, a municipal solid waste (MSW) landfill undergoes constant modifications in its physical, chemical, and biological compositions, directly affecting its geomechanical behavior. Unlike conventional earthwork projects, where geotechnical parameters of soils and rocks are defined through geotechnical investigations and standardized tests, there is no standardization regarding the parameterization of urban solid waste in landfill projects and stability analyses. In view of the above, this work aims to provide greater sensitivity to the geotechnical parameterization of MSW, contributing to the state of the art, through the application of geotechnical knowledge associated with landfills in the treatment of a robust database, built from the consultation of a large number of published works, incorporating as many attributes as possible associated with the generated data. In the initial stage, the general population of collected data was analyzed, based on varied graphical results and descriptive statistical analysis. The results indicated a higher frequency of specific weight (γ) values in the range of 8 to 10 kN/m³, of cohesion (c') in the range of 0 to 15 kPa and between 15°

and 30° for the friction angle (Φ). Despite the preliminary conclusions, the data analyzed do not follow a perfectly normal distribution and present outliers, that is, they cannot be considered completely accurate and reliable, requiring greater caution in their interpretation. This is due to uncertainties, mainly associated with the difficulty in conducting tests on adequate scales and with representative samples.

KEYWORDS: Geotechnical parameterization, MSW (Municipal Solid Waste), Database, Statistics.

1 INTRODUÇÃO

A partir da década de 90 foi percebido uma evolução significativa com relação às técnicas e tecnologias empregadas em aterros sanitários. A maior parte das rupturas (Benvenuto & Cunha, 1991; Richardson and Reynolds, 1991; Eid et al, 2000; Stark et al., 2000) que haviam ocorrido até então envolviam aterros nos quais a fundação era no solo nativo, inexistiam sistema de coleta e drenagem de lixiviados e as boas práticas de engenharia atualmente existentes não eram aplicadas. É importante destacar que esse progresso com relação ao gerenciamento e operação de aterros RSU não é global, entretanto, mesmo em países desenvolvidos como EUA, Alemanha e Canadá, rupturas em aterros sanitários continuam a ocorrer (Kamiji & Oliveira, 2019; Jayaweera et al., 2019), além de muitas rupturas que não são reportadas.

Em contrapartida, é importante notar que a crescente demanda por espaço para disposição de RSU, em conjunto com a escassez de áreas apropriadas em proximidade aos grandes centros produtores, além de raras políticas alternativas de tratamento ou reaproveitamento dos resíduos tem impactado as projeções e operações dos aterros sanitários, principalmente em países em desenvolvimento. Pesquisadores brasileiros ressaltam que estes fatores pressionam uma otimização e prolongamento da vida útil dos aterros, produzindo aterros de grande porte, com alturas elevadas (Strauss, 1998; Carvalho, 1999; Campi & Boscov 2011; Suzuki, 2012). Em conjunto, Kavazanjian (2006) ressalta que as modernas práticas de engenharia empregadas nos aterros sanitários - a implementação de geomembranas e geossintéticos e a recirculação de lixiviados no maciço de resíduos – constituem “novos” tópicos de importância para a segurança dos maciços de resíduos. Dixon & Jones (2005) listaram possibilidades de ruptura ou instabilização de aterros sanitários nas quais os resíduos possuem alguma influência.

Devido aos fatores listados, as análises de estabilidade surgem como importante procedimento em todas as etapas de um aterro sanitário: projeto, monitoramento e encerramento. Devido a utilização do critério de ruptura Mohr-Coulomb para descrever a resistência ao cisalhamento dos RSU (prática consagrada desde Landva & Clark, 1990), os parâmetros de coesão e ângulo de atrito são imprescindíveis para avaliação da estabilidade. Outro parâmetro de suma importância é o peso específico, utilizado para calcular as tensões verticais e horizontais (Dixon & Jones, 2005), incorporadas dos métodos de análise de estabilidade largamente utilizados atualmente. Bray *et al.* (2009) ressaltam que a confiabilidade das análises de estabilidade tem seu limite na confiabilidade das estimativas da resistência ao cisalhamento do resíduo.

Segundo Bray *et al.* (2009), apesar da importância de uma boa estimativa destes parâmetros (peso específico, coesão e ângulo de atrito), o estado atual do conhecimento ainda é dominado por incertezas, associado, principalmente, com a dificuldade conduzir ensaios em escalas adequadas e com amostras representativas e indeformadas.

Diante da grande variabilidade e dispersão entre os valores para peso específico *in situ*, coesão e ângulo de atrito relatados por publicações, torna-se interessante compilar e analisar mais profundamente estes dados. Norberto et al. (2020) reuniram e realizaram uma análise estatística com uma quantidade relativamente elevada de dados, entretanto, não foi conduzida nenhuma análise em função das particularidades destes dados (tipos de ensaio, idade do resíduo, origem do resíduo e outros). Daciolo *et al.* (2019) realizaram também uma análise estatística de parâmetros de resistência ao cisalhamento de aterros brasileiros, com base em dados publicados, dividindo por tipo de ensaio (cisalhamentos direto, triaxial isotropicamente drenado e triaxial isotropicamente não-drenado), entretanto foram considerados apenas 9 trabalhos. De maneira similar, Raviteja & Basha (2021) propuseram uma abordagem para determinar funções de densidade de probabilidade contínuas, que pudessem ser ajustadas a um banco de dados, com 184 pontos amostrais coletados nos estudos experimentais da literatura.

Este trabalho tem como objetivo aplicar o conhecimento geotécnico associado aos aterros sanitários e RSU no tratamento de um banco de dados robusto, construído a partir da consulta de uma elevada quantidade de trabalhos publicados, incorporando o máximo de atributos possíveis associados aos dados gerados. Como etapa inicial, será analisada a população geral dos dados coletados, a partir de resultados gráficos variados e

análise estatística descritiva. Em um segundo momento, planeja-se discutir o efeito das variáveis estabelecidas nos resultados existentes na literatura.

2 METODOLOGIA

2.1 Construção e tratamento do banco de dados

Foram criados dois bancos de dados distintos: peso específico e resistência ao cisalhamento. Em princípio, os dados foram compilados a partir da consulta de trabalhos de conclusão de curso, dissertações e teses nos repositórios de universidades, além de artigos publicados em revistas e periódicos científicos, constituindo mais de 90 trabalhos consultados. Nesta etapa foram incorporados ao banco de dados informações relevantes sobre os dados produzidos, ou seja, atributos ou "filtros". Entre os trabalhos inseridos no banco de dados, cerca de 37% não foi acessado diretamente, sendo utilizadas fontes indiretas.

A Tabela 1 apresenta os principais atributos reunidos e aplicados em cada um dos bancos de dados, salientando que, ao elevar o número de interseções e combinações, a quantidade de dados considerada é reduzida. Além disso, sendo esta uma dificuldade já apontada (Bray *et al.*, 2009), muitas das informações associadas aos procedimentos dos ensaios, tipo de amostra e outras características importantes são, por muitas vezes, informações inexistentes nos trabalhos consultados.

Tabela 1. Resumo dos atributos aplicados no banco de dados.

Resistência ao cisalhamento (c', φ)	Peso específico (γ)
Fonte (original, secundária)	Fonte (original, secundária)
Local/País de origem	Local/País de origem
Ensaio/Método	Ensaio/Método
Idade	Idade
Profundidade	Profundidade
Dimensões da amostra	Dimensões da amostra
Conteúdo de fibras	
Teor de umidade	

O atributo "Fonte" foi inserido para avaliar e registrar a confiabilidade dos dados, sendo basicamente dividido entre original e secundária. Esta distinção é importante para diferenciar dados que foram consultados diretamente na publicação original, reduzindo a chance de perpetuação de erros. Esta dificuldade de acesso foi percebida, em geral, para trabalhos mais antigos, anteriores à 1990, e associados a anais de eventos (congressos e simpósios).

O atributo "Local" se destaca pois impacta na composição do RSU, refletindo, entre outros fatores, os padrões de consumo e tratamento de resíduos da sociedade que o produz. O banco de dados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (c', φ) é composto por dados obtidos, em sua maioria, no Brasil (71%), seguido pelos EUA (8%), Irã (6%), Alemanha (5%), China (2%), Canadá (1%), Colômbia (0,5%) e Índia (0,3%). Quanto aos dados de peso específico, 59% foram obtidos em resíduos brasileiros e os demais de países como China (39%), Irã (1,2%) e EUA (0,8%).

Enquanto isso, o atributo "Ensaio/Método", detalhado na Tabela 2, tem sua importância residida na compreensão dos diferentes tipos de ensaios e procedimentos frente às características geotécnicas do material analisado. Detalhes de execução, tais como das dimensões do corpo de prova, condições de saturação, taxa de deformação, deformação axial, deslocamento horizontal, entre outros parâmetros usualmente medidos também foram registrados no banco de dados.

No que se refere ao tamanho das amostras, observa-se que em alguns estudos foram empregadas dimensões padrão utilizadas em ensaios conduzidos em solos, onde os corpos de prova, sejam cúbicos, cilíndricos ou retangulares, usualmente não ultrapassam dos 15cm em nenhuma das dimensões (altura, diâmetro ou largura). Nos demais estudos nota-se que, em sua maioria, foram desenvolvidos corpos de prova decimétricos, na tentativa de promover uma maior representatividade do material, cuja heterogeneidade é expressiva. Em alguns poucos casos, devido a limitação dos equipamentos, foram executados ensaios em corpos de prova métricos, com até 150cm.

Tabela 2. Tipos de métodos/ensaios levantados para obtenção de parâmetros geotécnicos (γ, c', φ) de RSU presentes nos bancos de dados.

Resistência ao cisalhamento (c', φ)		Peso específico *in situ* (γ)
Ensaios *in situ* (13%)	Cisalhamento direto	Ensaio de cava ou trincheira
	SPT, CPT	
	"Pressure-phicometer"	Sondagem
Ensaios em laboratório (69%)	Cisalhamento direto	
	Compressão triaxial	Topografia e pesagem (dados operacionais)
	Cisalhamento simples	
Retroanálise (18%)	Ruptura de talude	
	Ruptura em laboratório	Amostras "indeformadas"
	Talude de corte estável	

A decomposição da matéria orgânica e a evolução dos componentes dos resíduos são influenciadas pelo atributo "Idade", impactando em suas propriedades físicas, químicas e geomecânicas. Nesse sentido, o banco de dados disponível inclui amostras de resíduos retirados da frente de disposição, considerados frescos, até resíduos antigos com mais de 20 anos de disposição.

O atributo "Profundidade" é particularmente relevante para a avaliação das amostras de resíduos sólidos. Especialmente com relação ao peso específico, esta relação é diretamente proporcional, isto é, com o incremento de profundidade observa-se também o aumento dos valores do índice físico. A compactação das camadas sobrejacentes e o processo de decomposição da matéria orgânica tendem a ser fatores cruciais nesse contexto. Assim, o banco de dados permitiu a obtenção de amostras que variam desde a superfície até profundidades de 40 metros.

Após a consolidação do banco de dados, o tratamento destes consistiu, nesta primeira fase, em avaliar sua variabilidade através de estatítica descritiva. Feita essa análise, a qual será discutida a seguir, serão realizadas combinações entre os atributos, gerando amostras dentro da população de dados criada. Os "arranjos" terão como base o interesse em avaliar o efeito que cada atributo possui sobre os resultados existentes na literatura.

2.2 Análises estatísticas

A estatística descritiva tem como principal objetivo sintetizar uma série de valores de mesma natureza, possibilitando uma visão abrangente da variação desses dados. Isso é feito por meio de três métodos: tabelas, gráficos e medidas descritivas, os quais organizam e descrevem os dados de forma eficaz (Silvestre, 2007). Neste estudo foram consideradas as seguintes medidas de tendência central: mínimo, máximo, média, mediana, moda, desvio padrão e variância.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após a criação dos bancos de dados, foram reunidos todos os valores referentes a peso específico *in situ* (kN/m³) e pares de coesão (kPa) e ângulo de atrito (°), obtidos por todos os tipos de método/ensaio exibidos na Tabela 2, consultados em estudos nacionais e internacionais, de fontes originais e secundárias. Em seguida, foi realizada a análise estatística. Os resultados são apresentados e discutidos a seguir.

Com relação ao peso específico, avaliando uma amostra de 241 medidas *in situ*, obtidas a partir dos métodos/ensaios destacados na Tabela 2, fica claro que, em razão da heterogeneidade do RSU, esse parâmetro pode variar consideravelmente. A Figura 1 ilustra os intervalos de valores alcançados por mais de 10 pesquisadores, enquanto a Figura 2 revela que no intervalo de 8 a 10 kN/m³ houve a maior frequência de medidas de peso específico *in situ* (kN/m³).

Considerando todo o conjunto de dados como referência, concluiu-se que o valor da variância (Tabela 3), não se mostrou elevado. Além disso, apesar do o histograma não ter apresentado uma distribuição perfeitamente normal, foi aquele que mais se aproximou, em comparação ao verificado nos demais parâmetros

avaliados. Desta forma, entende-se que amostra dos dados de peso específico é a mais confiável. Mesmo assim, estes devem ser avaliados com cautela à medida que os atributos forem sendo aplicados e correlacionados.

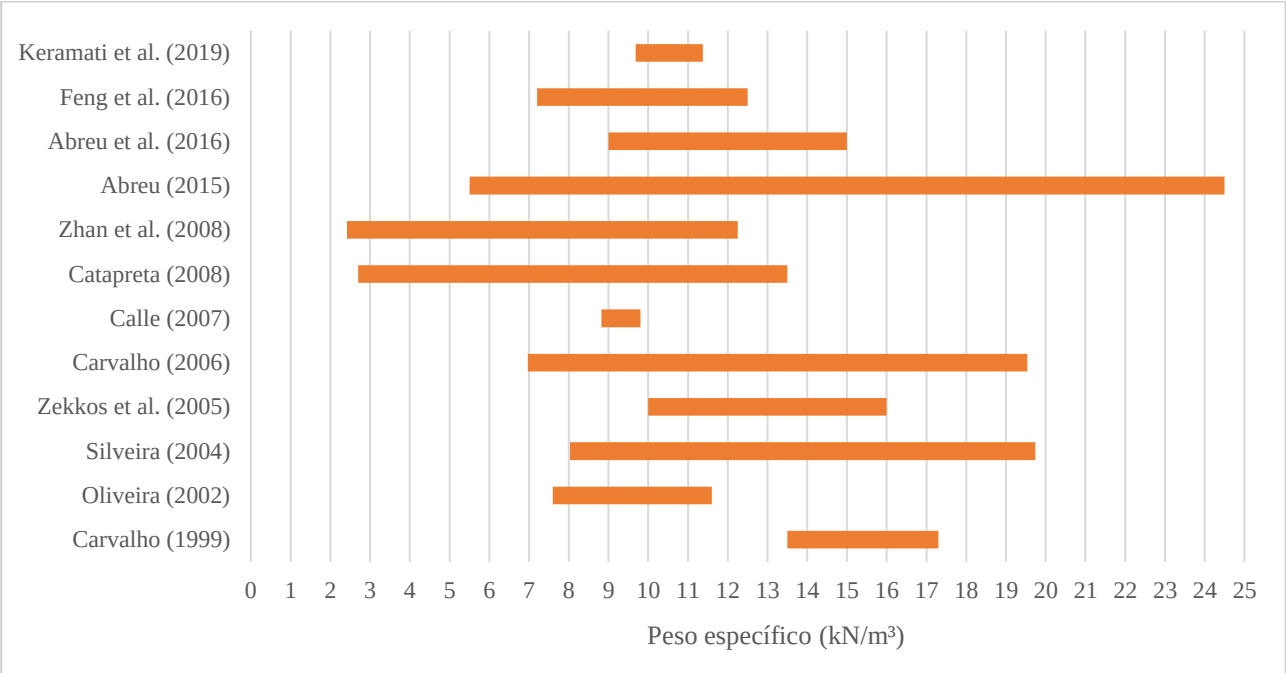


Figura 1. Valores de peso específico *in situ* (kN/m³) obtidos por todos os tipos de método/ensaio, consultados em estudos nacionais e internacionais, de fontes originais e secundárias.

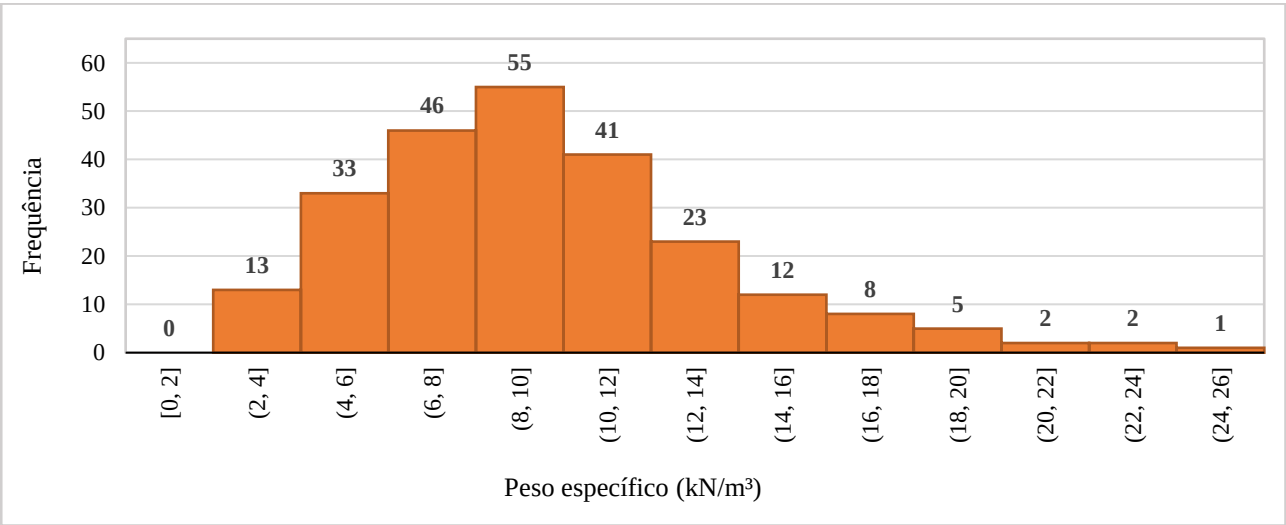


Figura 2. Histograma com valores de peso específico (kN/m³) obtidos por todos os tipos de método/ensaio *in situ*, consultados em estudos nacionais e internacionais, de fontes originais e secundárias.

Tabela 3. Estatística descritiva dos valores de peso específico *in situ* (kN/m³) levantados.

Amostra	241
Mínimo	2,4
Máximo	24,5
Média	9,6
Mediana	9,1
Moda	10,5
Desvio Padrão	4,1
Variância	16,6

No que diz respeito aos parâmetros de resistência ao cisalhamento, é relevante evidenciar que foram compilados um total de 606 pares de parâmetros (coesão e ângulo de atrito), provenientes de estudos tanto nacionais quanto internacionais. Esses parâmetros foram obtidos a partir de ensaios *in situ*, experimentos laboratoriais e retroanálises, conforme detalhado na Tabela 2. De maneira geral, destaca-se que os valores de coesão variam entre 0 e 196 kPa, enquanto os valores de ângulo de atrito se encontram entre 0 e 66°, conforme exibem as Figuras 3 e 4, além das tabela *4*.

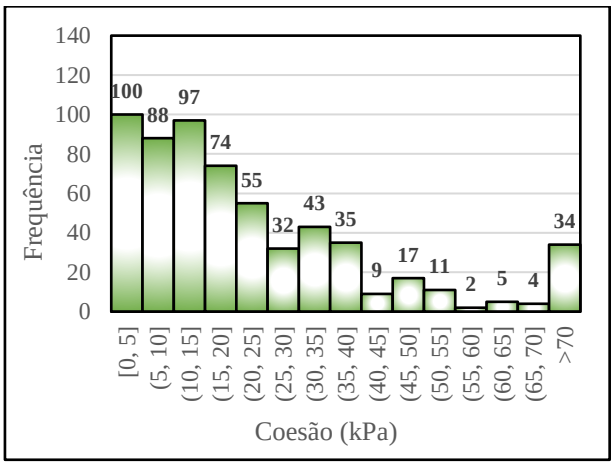


Figura 3. Histograma com valores de coesão (kPa) obtidos por todos os tipos de método/ensaio, consultados em estudos nacionais e internacionais, de fontes originais e secundárias.

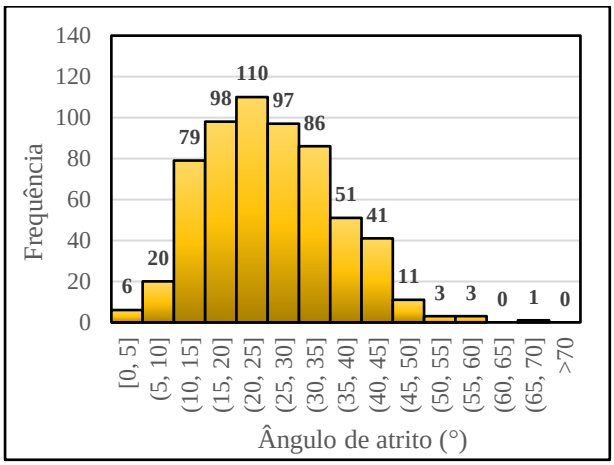


Figura 4. Histograma com valores de ângulo de atrito (°) obtidos por todos os tipos de método/ensaio, consultados em estudos nacionais e internacionais, de fontes originais e secundárias.

Tabela 4 – Estatística descritiva dos valores de coesão (kPa) e ângulo de atrito (°) levantados.

	Amostra	Mínimo	Máximo	Média	Mediana	Moda	Desvio Padrão	Variância
Coesão (kPa)	606	0	196	23,7	16,4	0	24,8	616,4
Ângulo de atrito (°)	606	0	66	25,6	24,8	22	10,3	106,1

No que diz respeito aos dados de coesão, verifica-se que sua distribuição é assimétrica, isto é, possui os valores de maior frequência concentrados à esquerda, mais próximos da origem, e valores menos frequentes à direita do histograma. Além disso, ocorrem muitos "*outliers*" ou valores extremos, os quais podem se propagar nas análises e ocasionar problemas e anomalias.

Conforme verificado, ocorreu um efeito dos *outliers* na variância, a qual se apresentou consideravelmente alta (616,4), indicando que os valores observados estão distantes da média e devem ser tratados a fim de minimizar esses efeitos. Ademais, é possível notar que as maiores frequências de valores de coesão ficam dentro do intervalo de 0 a 15 kPa, totalizando cerca de 47% da amostra.

Já os dados de ângulo de atrito apresentam um comportamento parecido com a distribuição dos valores de peso específico, onde moda, média e mediana não distoam tanto entre si, embora a variância tenha sido 6x maior (106,1). Em termos de frequência, o histograma revelou que o intervalo de 15° a 30° representa cerca de 50% da amostra dos valores de ângulo de atrito.

4 CONCLUSÕES

A construção e a interpretação de um banco de dados robusto, munido de variados atributos, se mostrou como uma ferramenta essencial para fornecer uma maior sensibilidade à parâmetrização geotécnica de RSU, tornando possível a definição de intervalos de valores mais ajustados.

Nesta primeira etapa do estudo foram consolidados dois bancos de dados, os quais foram avaliados estatisticamente. Os resultados indicaram uma maior frequência de valores de peso específico (γ) no intervalo de 8 a 10 kN/m³, de coesão (c') no intervalo de 0 a 15 kPa e entre 15° e 30° para o ângulo de atrito (Φ). De acordo com a estatística descritiva, a amostra de dados de peso específico mostrou a menor variabilidade, em oposição aos valores de coesão, que exibiram uma dispersão considerável.

Apesar das conclusões preliminares já apontarem um comportamento notável, os dados analisados não seguem uma distribuição perfeitamente normal e apresentam *outliers*, isto é, não podem ser considerados totalmente precisos e confiáveis, exigindo uma maior cautela na sua interpretação. Isto se deve a incertezas, associadas, principalmente, com a dificuldade em conduzir ensaios em escalas adequadas e com amostras representativas.

Na sequência, após adequado tratamento dos dados, serão verificadas as relações com os fatores que podem influenciar, em última análise, a resistência ao cisalhamento dos resíduos, tais como o método de obtenção dos parâmetros, idade, profundidade, origem do resíduo e outros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abreu, A. E. S. D. (2015). *Investigação geofísica e resistência ao cisalhamento de resíduos sólidos urbanos de diferentes idades* (Doctoral dissertation, Universidade de São Paulo).

Benvenuto, C.; Cunha, M. A. (1991 *Escorregamento em massa de lixo no aterro sanitário Bandeirantes em São Paulo, SP*. Anais do II Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos, v. 2, p. 55-66.

Bray, J. D., Zekkos, D., Kavazanjian Jr, E., Athanasopoulos, G. A., & Riemer, M. F. (2009). *Shear strength of municipal solid waste*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 135(6), 709-722.

Calle, J. A. C. (2007). *Comportamento geomecânico de resíduos sólidos urbanos*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Campi, T. M. O., & Boscov, M. E. G. (2011). *Estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e do módulo de elasticidade dos resíduos sólidos urbanos utilizando resultados de ensaios de placa em aterro sanitário*. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Carvalho, M. F. (1999). *Comportamento mecânico de resíduos sólidos urbanos*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 300p.

Carvalho, A. R. (2006). *Desenvolvimento de um Equipamento para a Determinação de Parâmetros Geotécnicos de Resíduos Sólidos*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Catapreta, C. A. A. (2008). *Comportamento de um aterro sanitário experimental: avaliação da influência do projeto, construção e operação*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 316 p.

Daciolo, L. V. P., de Souza Correia, N., & BOSCOV, M. (2019). *Comportamento estatístico das propriedades de resistência ao cisalhamento de Resíduos Sólidos Urbanos Brasileiros*. In *CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL* (Vol. 9).

Dixon, N., & Jones, D. R. V. (2005). *Engineering properties of municipal solid waste*. Geotextiles and Geomembranes, 23(3), 205-233.

Eid, H. T., Stark, T. D., Evans, W. D., & Sherry, P. E. (2000). *Municipal solid waste slope failure. I: Waste and foundation soil properties*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(5), 397-407.

Feng, S. J., Gao, K. W., Chen, Y. X., Li, Y., Zhang, L. M., & Chen, H. X. (2017). Geotechnical properties of municipal solid waste at Laogang Landfill, China. Waste Management, 63, 354-365.

Guermoud, N., Ouadjnia, F., Abdelmalek, F., & Taleb, F. (2009). *Municipal solid waste in Mostaganem city (Western Algeria)*. Waste Management, 29(2), 896-902.

Kamiji, T., & Oliveira, F. (2019). Reflexões a Respeito de Rupturas em Aterros Sanitários Brasileiros. In *IX CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL e VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOSSINTÉTICOS*. Anais [...]. São Carlos.

Kavazanjian, Jr, E. (2006). *Waste mechanics: Recent findings and unanswered questions*. Advances in unsaturated soil, seepage, and environmental geotechnics, 34-54.

Keramati, M., Shahedifar, M., Aminfar, M. H., & Alagipuor, H. (2020). Evaluation the shear strength behavior of aged MSW using large scale in situ direct shear test, a case of Tabriz Landfill. International Journal of Civil Engineering, 18, 717-733.

Jayaweera, M., Gunawardana, B., Gunawardana, M., Karunawardena, A., Dias, V., Premasiri, S., ... & Thilakasiri, S. (2019). *Management of municipal solid waste open dumps immediately after the collapse: An integrated approach from Meethotamulla open dump, Sri Lanka*. Waste Management, 95, 227-240.

Oliveira, D. A. F. (2002). *Estabilidade de taludes de maciços de resíduos sólidos urbanos*. Dissertação de mestrado. Universidade de Brasília.

Norberto, A. S., Corrêa, C. L., Mariano, M. O. H., & Jucá, J. F. T. (2020). *Análise estatística da variabilidade de parâmetros de resistência ao cisalhamento de aterros sanitários*. Journal of Environmental Analysis and Progress, 5(1), 108-116.

Raviteja, K. V. N. S., & Basha, B. M. (2021). *Characterization of variability of unit weight and shear parameters of municipal solid waste*. Journal of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste, 25(2), 04020077.

Richardson, G., & Reynolds, D. (1991, February). *Geosynthetic considerations in a landfill on compressible clays*. In Proceedings of geosynthetics (Vol. 91, pp. 507-516).

Silveira, A. M. D. M. (2004). Estudo do peso específico de resíduos sólidos urbanos. Pós-graduação de engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ–Brasil.

Silvestre, A. (2007). Análise de dados e estatística descritiva. Escolar editora.

Stark, T. D., Eid, H. T., Evans, W. D., & Sherry, P. E. (2000). *Municipal solid waste slope failure. II: Stability analyses*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(5), 408-419.

Strauss, M. (1998). Análise de estabilidade de talude do aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre.

Suzuki, D. K. (2012). *Verticalização de aterros sanitários por meio de reforço com geogrelhas e diques periféricos alteados pelo método de montante* (Doctoral dissertation, Universidade de São Paulo).

Zekkos, D. P. (2005), Evaluation of Static and Dynamic Properties of Municipal Solid Waste, PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Calif., Berkeley.

Zeng, Y., Trauth, K. M., Peyton, R. L., & Banerji, S. K. (2005). *Characterization of solid waste disposed at Columbia Sanitary Landfill in Missouri*. Waste Management & Research, 23(1), 62-71.

Zhan, T. L., Chen, Y., & Ling, W. A. (2008). *Mechanical properties of municipal solid waste from Suzhou landfill in China.* In GeoCongress 2008: Geotechnics of Waste Management and Remediation (pp. 160-167).

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/426

Uso de Misturas Solo-Cinza Têxtil Proveniente de Fornos Cerâmicos em Camada de Sub-Base

Laís Alves Diógenes
Engenheira Civil, Universidade Federal do Ceará, Russas, Brasil, laisdioengenheira@alu.ufc.br

Thiago Fernandes da Silva
Professor, Universidade Federal do Ceará, Crateús, Brasil, thiagofernandes@crateus.ufc.br

Daniela Lima Machado da Silva
Professora, Universidade Federal do Ceará, Russas, Brasil, danielalms@ufc.br

RESUMO: As obras de infraestrutura viária demandam um volume significativo de matéria-prima. Durante a construção de rodovias, nem sempre há disponibilidade de materiais que atendam aos padrões de desempenho em locais próximos. Esta problemática torna urgente a investigação do desempenho de novas matérias-primas nas obras de infraestrutura viária, tais como as cinzas resultantes da queima de resíduos da indústria têxtil. Portanto, este estudo objetivou analisar o desempenho de misturas de solo e cinzas de resíduos têxteis em camadas de sub-base de pavimentos. Foram preparadas três misturas com solo e cinza, com teores de 30%, 50% e 70% de cinza adicionada ao solo, denominadas M30, M50 e M70, respectivamente. Foram realizados ensaios de caracterização geotécnica, química e mecânica. A partir da caracterização geotécnica, constatou-se que o solo local, a cinza têxtil e as misturas M30 e M50 são classificados como areia fina, enquanto a mistura M70 se classifica como silte. A composição química indicou que as cinzas são constituídas por cálcio, magnésio e silício. Os ensaios mecânicos demonstraram que a adição da cinza têxtil ao solo local aumentou a capacidade de suporte, sendo a proporção com 50% de cinza a mais viável para aplicação como sub-base.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduos na Pavimentação, Caracterização Geotécnica, Índice de Suporte Califórnia, Valoração de Resíduos.

ABSTRACT: Road infrastructure projects require a significant volume of raw materials. During the construction of highways, materials that meet performance standards are not always available in nearby locations. This issue necessitates the urgent investigation of the performance of new raw materials in road infrastructure projects, such as the ashes resulting from the combustion of textile industry waste. Therefore, this study aimed to analyze the performance of mixtures of soil and ashes from textile waste in sub-base layers of pavements. Three mixtures were prepared with soil and ash, containing 30%, 50%, and 70% ash added to the soil, designated as M30, M50, and M70, respectively. Geotechnical, chemical, and mechanical characterization tests were conducted. From the geotechnical characterization, it was found that the local soil, textile ash, and the mixtures M30 and M50 are classified as fine sand, while the M70 mixture is classified as silt. The chemical composition indicated that the ashes are composed of calcium, magnesium, and silicon. The mechanical tests showed that the addition of textile ash to the local soil increased the bearing capacity, with the 50% ash proportion being the most viable for application as a sub-base.

KEYWORDS: Waste in Paving, Geotechnical Characterization, California Support Index, Waste Valuation.

1 INTRODUÇÃO

As obras de infraestrutura viária utilizam um grande volume de recursos naturais na produção das camadas constituintes de pavimentos, limitando-se às jazidas para obtenção de materiais primários como solo e brita. Ademais, a disponibilidade de materiais que atendam aos padrões de desempenho nem sempre é garantida nas proximidades das obras, o que resulta em uma divergência entre oferta e demanda. Esse cenário

torna imprescindível a realização de estudos de viabilidade técnica, econômica e ambiental de novas matérias-primas.

A utilização de cinzas na pavimentação, tais como aquelas provenientes do carvão mineral e da combustão da madeira, já é amplamente difundida na engenharia geotécnica. Diversos estudos têm avançado na melhoria das técnicas de emprego desses resíduos. Por exemplo, pesquisas de Zimar *et al.*. (2022) e Li *et al.*. (2009) afirmam que a aplicação de cinzas volantes do carvão mineral em subleitos aumenta a resistência e resiliência. Em relação às cinzas provenientes da madeira, Dimter *et al.*. (2021) indicam que estas podem ser aplicadas em misturas estabilizantes na camada de base, devido à resistência à compressão satisfatória obtida.

Muitos estudos avaliam os impactos ambientais causados pela indústria têxtil, resultando em tentativas de aproveitamento das sobras de tecidos na construção civil. Segundo Yalcin-Enis *et al.*. (2019), os resíduos têxteis são geralmente utilizados na produção de isolantes térmicos e acústicos, materiais de construção, reforço em compósitos, conversão em produtos químicos e outras atividades comerciais que aproveitam as propriedades dos resíduos. Na gestão de resíduos têxteis, pode-se realizar a disposição final para recuperação energética, reciclagem, reutilização e redução, embora a maior parte ainda seja destinada a aterros sanitários. Sotayo *et al.*. (2015) explicam que a eliminação de resíduos têxteis em aterros resulta na emissão de gases como metano e dióxido de carbono, o que é corroborado pelos estudos de Martins, Silva e Carneiro (2017), que abordam a biodegradação dos resíduos sólidos urbanos.

Uma aplicação menos explorada na literatura é a utilização de restos de tecidos como matéria-prima para combustão em fornos de fábricas de cerâmica vermelha. A queima gera cinzas têxteis que não possuem função comercial, sendo apenas acumulativas. A cinza têxtil obtida desses fornos possui textura semelhante à de um solo arenoso, com coloração que varia entre tons de amarelo e cinza, dependendo do tingimento dos tecidos.

Portanto, este estudo visa analisar a viabilidade de incorporação de misturas de solo e cinza têxtil em camadas de sub-base, com base nos critérios do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), ampliando assim a variabilidade de matéria-prima na infraestrutura viária a partir de materiais residuais.

2 METODOLOGIA

Foram realizadas as coletas e preparações das amostras de um solo local (SL) e cinza têxtil (CT). O solo analisado foi coletado de uma estrada vicinal, e a cinza têxtil foi proveniente da queima de tecidos de redes em fornos de uma fábrica de cerâmica vermelha. A coleta de solo e de cinza ocorreu na cidade de Russas - CE, município que dista 170 km de Fortaleza - CE. A mistura entre os dois materiais foi elaborada em diferentes proporções referentes ao teor de cinza têxtil, 30%, 50% e 70%, denominadas M30, M50 e M70, respectivamente, para que o comportamento mecânico da cinza fosse melhor analisado.

Os ensaios de caracterização geotécnica, química e mecânica foram executados. Vale salientar que os ensaios foram realizados nas dependências físicas do Laboratório de Construção Civil (LCC) e do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação (LAMSP), ambos pertencentes à Universidade Federal do Ceará (UFC) no Campus Russas. Com os experimentos, foi possível analisar a empregabilidade da cinza têxtil proveniente de fornos cerâmicos para fins de pavimentação, sendo os primeiros estudos na literatura sobre esse tema.

2.1 Caracterização geotécnica

Na caracterização geotécnica foram determinados os seguintes parâmetros: umidade higroscópica, limites de Atterberg, granulometria e densidade real.

2.1.1 Umidade Higroscópica

O ensaio de umidade higroscópica foi realizado de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 2016a) - Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.

2.1.2 Limites de Atterberg

Os ensaios de Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP) foram realizados, respectivamente, de acordo com a NBR 6459 (ABNT, 2016b) - Solo - Determinação do Limite de Liquidez, e NBR 7180 (ABNT, 2016c) - Solo - Determinação do Limite de Plasticidade.

2.1.3 Granulometria por peneiramento e sedimentação

Os ensaios de peneiramento grosso, fino e sedimentação foram realizados conforme a NBR 7181 (ABNT, 2016d) - Solo - Análise Granulométrica.

2.1.4 Densidade Real dos Grãos

A densidade real foi realizada segundo a ME 093 (DNER,1994a) - Solos - determinação da densidade real.

2.2 Caracterização química

Para a caracterização química executaram-se os ensaios de teor de matéria orgânica e espectrometria de Fluorescência de Raios - X.

2.2.1 Teor de Matéria Orgânica

O ensaio foi executado conforme o método, de 2017, da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (Embrapa).

2.2.2 Espectrometria de Fluorescência de Raios - X

O equipamento usado para a realização do FRX foi o ZSX Mini II – Rigaku.

2.3 Caracterização mecânica

Para esta caracterização, foram realizados ensaios de compactação e Índice de Suporte Califórnia nas amostras de solo local, cinza têxtil e suas respectivas misturas. As metodologias seguiram as diretrizes do ME 129 (DNER, 1994b), que trata da compactação de solos utilizando amostras não trabalhadas, e da norma ME 049 (DNER, 1994c), que aborda a determinação do Índice de Suporte Califórnia em solos, utilizando amostras deformadas.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Umidade Higroscópica

O ensaio de umidade foi realizado para as amostras de solo local, cinza têxtil, e misturas M30, M50 e M70. Os resultados encontram-se dispostos na Tabela 1.

Tabela 1. Umidade higroscópica SL, Ct, e misturas M30, M50 e M70.

Umidade higroscópica (%)				
SL	**Ct**	**M30**	**M50**	**M70**
0,52	0,67	0,61	0,58	0,68

Entende-se que quanto menor a umidade higroscópica, menor é a capacidade de retenção de água, devido à predominância da fração arenosa presente na composição granulométrica. Ademais, apesar de a

umidade ter aumentado com o incremento da cinza têxtil, o material continua apresentando baixa retenção de água, o que é ideal para sua função como sub-base de pavimento.

3.2 Limites de Atterberg

Com a obtenção desses limites, concluiu-se que o solo local, a cinza têxtil, e as misturas M30, M50 e M70 são não plásticos e não líquidos. Logo, o índice de plasticidade (IP) é zero, já que sua obtenção resulta da diferença entre o LL e o LP. Entende-se que um material com baixos valores de plasticidade e liquidez apresentam menor deformabilidade e trabalhabilidade, aspectos adequados na pavimentação.

3.3 Granulometria

A partir da granulometria, limites de Atterberg e índice de grupo, foi possível classificar o solo, a cinza têxtil e as misturas utilizando a classificação do TRB, como consta na Tabela 2.

Tabela 2. Classificação TRB das amostras SL, Ct, e misturas M30, M50 e M70.

CLASSIFICAÇÃO TRB					
Descrição	**SL**	**Ct**	**M30**	**M50**	**M70**
% passante na peneira 2,0 mm	89,822	93,334	91,015	92,375	91,648
% passante na peneira 0,42 mm	71,229	67,511	55,239	70,092	69,832
% passante na peneira 0,075 mm	23,128	30,453	24,974	28,228	36,797
IP (%)	0	0	0	0	0
Classificação	A-3	A-3	A-3	A-3	A-4
Denominação	Areia fina	Areia fina	Areia fina	Areia fina	Silte

Assim, o solo local, a cinza têxtil e as misturas M30 e M50 são classificados como areia fina, enquanto a mistura M70 é classificada como silte. Além disso, observa-se um aumento na quantidade de finos com a incorporação da cinza têxtil ao solo. Adicionalmente, o índice que reflete o aspecto de plasticidade e graduação das partículas, conhecido como índice de grupo (IG), deve ser zero para a aplicação do material em camadas de sub-base, conforme especificações do DNIT (2006). Segundo a classificação do TRB, apenas a mistura M70 não pode ser empregada como sub-base devido a um IG de 7.

3.4 Densidade Real dos Grãos

Os resultados obtidos de densidade real para o solo local, a cinza têxtil e as misturas estão ilustrados na Tabela 3.

Densidade real dos grãos				
SL	**Ct**	**M30**	**M50**	**M70**
2,56	2,73	2,82	2,67	2,64

Tabela 3. Densidade real do SL, Ct, e misturas M30, M50 e M70.

Percebe-se que a cinza têxtil teve uma densidade real maior que o solo local. Além disso, vale ressaltar que ao analisar as misturas M30, M50 e M70, percebe-se que os valores de densidade real diminuíram com o aumento do teor da cinza têxtil.

3.5 Teor de Matéria Orgânica

Os resultados encontrados para o teor de matéria orgânica do solo local e cinza têxtil estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Matéria orgânica do SL e Ct.

Teor de matéria orgânica (g/kg)	
SL	**Ct**
25,79	79,68

Segundo os resultados apontados por Sobral *et al.* (2015), o teor de matéria orgânica do solo local é considerado médio, possivelmente devido à presença de vestígios de vegetação rasteira na amostragem do solo. Por outro lado, a cinza têxtil apresenta um teor elevado de matéria orgânica, o que pode ser atribuído à presença de impurezas que não foram completamente queimadas no forno cerâmico, devido à irregularidade do processo de queima.

3.6 Espectrometria de fluorescência de Raios - X (FRX)

A Tabela 5 apresenta a análise semi-quantitativa do solo local e da cinza têxtil.

Tabela 5. FRX do solo local e da cinza têxtil.

Elemento	**% em massa no SL**	**% em massa na Ct**
Ca	5,64	60,49
Mg	1,83	12,77
Si	61,92	10,80
K	7,26	2,42
Fe	5,19	2,12
Mn	0,00	2,09
Al	16,97	2,05
P	0,00	1,99
Cl	0,00	1,88
S	0,10	1,51
Ba	0,00	0,98
Ti	1,02	0,56
Sr	0,05	0,28
Zn	0,00	0,07
Rb	0,03	0,00

No solo local, observa-se uma predominância de silício em termos percentuais, seguido por alumínio. Essa predominância de silício é provavelmente devida à presença de quartzo no solo, enquanto o alumínio pode estar associado à presença de caulinita. Por outro lado, a cinza têxtil proveniente da queima de tecidos de redes em fornos cerâmicos apresenta elevados teores de cálcio (60,49%), seguido por magnésio (12,77%) e silício (10,8%). Além disso, os demais minerais constituem aproximadamente 15,94% da composição da amostra.

3.7 Ensaio de Compactação

Os resultados de massa específica seca máxima do solo local, cinza têxtil, e misturas M30, M50 e M70 estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Umidade ótima e massa específica seca máxima do SL, Ct, e misturas M30, M50 e M70.

Amostras	**Energia de compactação**	**Umidade ótima (%)**	**Massa específica seca máxima (g/cm³)**
SL	Intermediária	5,8	2,064
Ct	Intermediária	14,3	1,557
M30	Intermediária	8,9	1,883
M50	Intermediária	9,8	1,770
M70	Intermediária	10,4	1,597

Em relação à umidade ótima, foi necessário adicionar mais água para atingir a densidade máxima na cinza pura e na mistura M70, ou seja, com o aumento da quantidade de cinza têxtil na mistura, maior foi a umidade ótima, resultando em um padrão proporcional entre cinza e umidade.

Além disso, a Tabela 6 mostra que o aumento do teor de cinza têxtil na mistura reduz a massa específica aparente seca máxima, confirmando o mesmo comportamento observado por Farias (2005) ao analisar o comportamento mecânico de misturas de cinzas pesadas em solo não laterítico argiloso para aplicação em pavimentos.

3.8 Índice de Suporte Califórnia (CBR)

Os resultados da expansão e CBR das amostras estão apresentados na Tabela 7.

Tabela 7. Expansão e CBR do SL, Ct, e misturas M30, M50 e M70.

Amostras	**Expansão (%)**	**CBR (%)**
SL	0,1	36,2
Ct	0,1	49,8
M30	0,1	37,1
M50	0,1	40,1
M70	0,1	58,6

Percebeu-se que o solo local, a cinza têxtil e as misturas M30, M50 e M70 atenderam aos valores estabelecidos para a expansibilidade e CBR. Em relação aos valores estabelecidos pelo DNIT (2006) para a classificação TRB, as amostras do grupo A-3 satisfizeram esses valores de CBR, sendo que a mistura M50 ultrapassou ligeiramente o valor limite de 40%. Já a mistura M70, classificada como A-4, apresentou um CBR significativamente superior ao valor máximo estabelecido para o grupo. Portanto, é importante destacar que

há resultados da cinza têxtil que se diferenciam dos parâmetros normativos, o que pode ser atribuído à falta de uma caracterização específica para as cinzas.

Além disso, segundo Farias (2005), as misturas solo/cinza pesada proporcionaram melhorias geotécnicas no solo, aumentando a capacidade de suporte e reduzindo a expansibilidade. Apesar de ter aumentado a resistência do solo, a cinza têxtil não reduziu a expansão. Assim sendo, como já mencionado anteriormente, os ensaios de caracterização do solo podem não ser adequados para explicar o comportamento de expansão da cinza têxtil em contato com a água. Portanto, levando em consideração o CBR, a expansão e o índice de grupo, a mistura M50 é a mais adequada para ser incorporada como camada de sub-base, pois atendeu a esses parâmetros e apresentou maior capacidade de suporte entre as misturas analisadas.

4 CONCLUSÃO

Os resultados obtidos a partir da caracterização geotécnica, química e mecânica indicam que a cinza têxtil se comporta como areia fina segundo a classificação do TRB. Como típico de materiais granulares, essa cinza é não líquida e não plástica. Além disso, a cinza apresentou uma umidade ótima de 14,3%, com massa específica aparente seca máxima de 1,557 g/cm³, expansibilidade de 0,1% e CBR de 49%. O aumento na proporção de cinza têxtil nas misturas com o solo resultou em uma redução da massa específica aparente seca máxima, além de demandar um aumento nos valores de umidade ótima. As misturas mantiveram uma expansibilidade de 0,1%, porém a capacidade de suporte aumentou com a adição de cinzas, resultando nos seguintes valores de CBR para as misturas M30, M50 e M70: 37%, 40% e 58%, respectivamente.

Apesar da mistura M70 apresentar a maior capacidade de suporte, não é adequada para aplicação como sub-base devido ao Índice de Grupo dessa mistura ser igual a 7, o que não está em conformidade com os requisitos estabelecidos pelo DNIT (2006). Portanto, a mistura M50 demonstra ser a mais apropriada para emprego como camada de sub-base em pavimentos.

AGRADECIMENTOS

Ao Laboratório de Geotecnia Ambiental e Gestão de Resíduos (Geoamb) da UFC- Russas, à Construtora Samaria, e Cerâmica do Liro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457. *Amostras de solos: preparação para ensaios de compactação e caracterização.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Solo: determinação do limite de liquidez.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo: determinação do limite de plasticidade.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo: análise granulométrica.* Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). ME 049. *Solos: determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas: método de Ensaio.* Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). ME 093. *Solos: determinação da densidade real: método de ensaio.* Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). ME 129. *Solos - compressão utilizando amostras não trabalhadas - método de ensaio.* Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte – DNIT (2006). *Manual de Pavimentação Rodoviária.* Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro.

Dimter, S.; *et al.*. (2021). Construction of Economical Pavement Structures With Wood Ash. *Iop Conference Series*: Materials Science and Engineering, [S.L.], v. 1202, n. 1, p. 012048. IOP Publishing. Disponível em:< http://dx.doi.org/10.1088/1757-899x/1202/1/012048 > . Acesso em: 20 out. 2023.

Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – Embrapa (2017). *Manual de métodos de análises de solo.* 3 ed. Brasília.

Farias, E. R. (2005) *A utilização de misturas solo/cinza pesada na pavimentação - análise de aspectos de comportamento mecânico e ambiental.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina/UFSC, 121 p.

Li, L.; Edil, T. B.; Benson, C. H. (2009). Properties of pavement geomaterials stabilized with fly ash. *World of Coal Ash (WOCA) Conference,* Lexington, KY, USA.

Martins, L. O. S.; Silva, L. T.; Carneiro, R. A. F. (2017). *Análise da viabilidade econômica e financeira da implantação de usina de geração de energia a partir de resíduos sólidos urbanos no município de Santo Antônio de Jesus – BA.* Revista Livre de Sustentabilidade e Empreendedorismo, v. 2, n. 2, p. 142-166.

Sobral, L. F; *et al.*. (2015). *Guia prático para interpretação de resultados de análises de solos.* Embrapa Tabuleiros Costeiros, Aracaju.

Sotayo, A.; Green, S.; Turvey, G. (2015). Carpet recycling: a review of recycled carpets for structural composites. *Environmental Technology & Innovation*, [S.L.], v. 3, p. 97-107. Elsevier BV. Disponível em: < http://dx.doi.org/10.1016/j.eti.2015.02.004 >. Acesso em: 20 out. 2023.

Yalcin-Enis, I.; Kucukali-Ozturk, M.; Sezgin, H. (2019). Risks and Management of Textile Waste. *Nanoscience And Biotechnology For Environmental Applications*, [S.L.], p. 29-53. Springer International Publishing. Disponível em: < http://dx.doi.org/10.1007/978-3-319-97922-9_2 >. Acesso em: 20 out. 2023.

Zimar, Z.; *et al.*. (2022). Application of coal fly ash in pavement subgrade stabilisation: a review. *Journal of Environmental Management*, [S.L.], v. 312, p. 114926. Elsevier BV. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jenvman.2022.114926 > . Acesso em: 21 out. 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/427

Uso de Resíduos de Pó de Vidro em Estabilização de Solo Argiloso – Revisão

Claudia Regina Bernardi Baldin
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil), Curitiba, Brasil, claudiabaldin@utfpr.edu.br

Weiner Gustavo Silva Costa
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil), Curitiba, Brasil, weiner.ufrb@gmail.com

Vitor Baldin
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, (Departamento de Engenharia Mecânica), Pato Branco, Brasil, vbaldin@utfpr.edu.br

Ronaldo Luis dos Santos Izzo
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil), Curitiba, Brasil, izzo@utfpr.edu.br

RESUMO: A estabilização do solo melhora as características mecânicas a e durabilidade da estrutura, no entanto, pode ter um impacto ambiental prejudicial e aumentar o consumo de energia. Um dos métodos mais utilizados atualmente na estabilização de solos é o uso de cimento Portland. A indústria cimenteira causa efeitos ambientais destrutivos mediante o consumo excessivo de combustíveis fósseis e alta emissão de gases de efeito estufa, especialmente dióxido de carbono (CO_2). Recentemente, muitos pesquisadores usaram diferentes tipos de resíduos industriais para estabilizar solos de granulação fina, sendo o pó de vidro reciclado umas das alternativas promissoras para o setor da engenharia geotecnia. Dessa forma, o uso de pó de vidro reciclado foi revisto na estabilização de solos de granulação fina neste artigo de revisão. O documento mostra que o pó de vidro é ideal para uso como material adicional ao solo, apresentando melhora nos valores de massa específica aparente seca máxima, resistência ao cisalhamento, limites de Atterberg, Índice de Suporte Califórnia (ISC) e resistência à compressão não confinada (RCC).

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização de Solos, Solos de granulação fina, pó de vidro, propriedades mecânicas.

ABSTRACT: Soil stabilization improves the mechanical characteristics and durability of the structure; however, it can have a harmful environmental impact and increase energy consumption. Portland cement is one of the most widely used methods currently in soil stabilization. The cement industry causes destructive environmental effects through excessive consumption of fossil fuels and high emissions of greenhouse gases, especially carbon dioxide (CO_2). Recently, many researchers have used different types of industrial waste to stabilize fine-grain soils, and recycled glass powder is one of the promising alternatives for the geotechnical engineering sector. Thus, recycled glass powder has been reviewed in this article for fine-grained soil stabilization. The document shows that glass powder is ideal for use as an additional material to the soil, showing improvement in apparent maximum dry specific mass values, shear strength, Atterberg limits, California Bearing Ratio (CBR), and unconfined compressive strength (UCS).

KEYWORDS: Soils Stabilization, fine-grained soils, Glass Powder, Mechanical Properties.

1 INTRODUÇÃO

A estabilização do solo tem como definição para a engenharia, melhorar as propriedades geotécnicas e de engenharia dos solos, como resistência mecânica, permeabilidade, compressibilidade, durabilidade e

plasticidade (Behnood, 2018). Embora o uso de cimento seja uma forma eficaz de melhorar o desempenho do solo, ele causa sérios problemas ambientais, como a produção de gases de efeito estufa (Gregory et al., 2021). Bilondi et al. (2018) citam que a indústria de fabricação de cimento produz aproximadamente 5% - 8% da poluição global, causada pela emissão de CO_2. Além disso, grande quantidade de minerais naturais é utilizada durante o processo de fabricação do cimento (Li et al., 2019).

Portanto, os pesquisadores estão sempre em busca de métodos mais ecológicos e adequados para substituir o cimento Portland comum como estabilizador de solo. Uma das alternativas para a substituição do cimento é a utilização de pó de vidro. A produção de vidro no mundo é de cerca de 180 milhões de toneladas/ano e cresce a uma taxa de 2 a 4% ao ano (Bilgen, 2020a). Para Consoli et al. (2019), o pó de vidro reciclado é uma solução sustentável para a estabilização de solos. As estabilizações de solos finos com adição de pó de vidro podem não apenas reduzir o custo de construção e reduzir os problemas ambientais, mas também melhorar as propriedades mecânicas dos solos (Ramezani et al., 2023). A ductilidade e resistência de um solo argiloso foram aumentadas usando geopolímeros de pó de vidro reciclado (Bilondi et al., 2018). Resíduos de vidro são estabilizadores adequados para solos argilosos (Bilondi et al., 2018; Ojotisa e Balkis, 2023).

O uso benéfico desse resíduo não apenas reduzirá o espaço que ele ocupa em aterros, mas também auxiliará na proteção do meio ambiente. Muitas questões surgem com o crescimento das indústrias, uma delas é o descarte adequado e eficiente de seus resíduos, bem como o reaproveitamento eficaz dos mesmos.

O processo de estabilização pode ser realizado de duas maneiras, primeiro por estabilização mecânica, na qual os materiais são adicionados ao solo e segundo por estabilização química, na qual ocorrem reações químicas entre as partículas do solo e os aditivos. Este artigo revisa as propriedades mecânicas e físico-químicas do resíduo de pó de vidro em misturas de solo. O artigo enfoca nas descobertas relativas aos ensaios: incluindo compactação, RCC, ISC, módulo resiliente, deformação permanente, cisalhamento direto/triaxial.

2 METODOLOGIA

O presente estudo tem como objetivo realizar a revisão do estado da arte sobre o uso de pó de vidro reciclado na estabilização de solos finos para aplicação em base e sub-base de pavimentos. Uma pesquisa abrangente na literatura foi realizada por meio do uso de palavras-chave adequadas como: pó de vidro estabilização de solos, solos argilosos, pavimentos, dentre outras. A literatura foi obtida de vários bancos de dados bem estabelecidos, incluindo Scopus, Springer, Elsevier e Taylor & Francis Group. Nesta revisão, apenas os artigos publicados nos últimos cinco anos foram considerados.

3 REVISAO DE LITERATURA

Bilondi et al. (2018) investigaram a viabilidade de usar um geopolímero à base de pó de vidro reciclado para melhorar o comportamento mecânico de solos argilosos. Os corpos de prova de solo foram preparados com diferentes percentuais de pó de vidro, sendo: 0%, 3%, 6%, 9%, 12%, 15%, 20% e 25% em peso. O ativador alcalino foi preparado com uma concentração diferente de NaOH, variando de 1a 8 mol, e então adicionado à mistura solo-pó de vidro. Amostras de solo puro e tratadas com 5% de cimento Portland foram utilizadas para comparação. O estudo de imagens de microscopia eletrônica de varredura e a análise da difração de raios-x, confirmaram qualitativamente a formação de um gel de geopolímero nas amostras estabilizadas. Os resultados revelaram que a RCC dos espécimes estabilizados com geopolímero foram maiores em comparação com os espécimes não estabilizados.

Bilgen (2020a) avaliou o potencial de resíduos de pó de vidro como aditivo em três tipos de solo argiloso de acordo com a norma ASTM D4609. Os ensaios de laboratório incluíram limites de Atterberg, compactação, ISC e resistência à compressão não confinada. Os resultados deste estudo demonstraram que o pó de vidro tem potencial para uso como aditivo em solos argilosos, apresentando aumento nas propriedades de resistência mecânica (RCC e ISC). Além disso, o aumento das porcentagens de pó de vidro diminuiu o teor ótimo de água e aumentou a massa específica aparente seca máxima do solo argiloso.

Bilgen (2020b) investigou o uso de resíduos de pó de vidro em três tipos de solos argilosos estabilizados com cal e água do mar. Os corpos de prova foram preparados com teor ótimo de água usando 5% de cal e 10%, 20% e 25% de pó de vidro, separadamente e com diferentes combinações. Uma série de estudos experimentais foram realizados para determinar o efeito dos aditivos nas propriedades geotécnicas do solo argiloso, como relações de umidade- massa específica aparente, resistência e consistência. Os resultados apresentaram que os

aditivos melhoram as propriedades geotécnicas dos solos argilosos de forma a diminuir o índice de plasticidade e aumentar a trabalhabilidade. Além disso, as amostras apresentaram aumento no ISC e na RCC de solos argilosos em até dez vezes, dependendo dos indíces de uso.

Javed e Chakraborty (2020) estudaram a estabilização do solo com resíduos de pó de vidro com o objetivo de investigar as propriedades geotécnicas do solo. O pó de vidro foi misturado às amostras de solo em 2%, 4%, 6%, 8% e 10% do peso seco do solo para realizar os testes e determinar a porcentagem ótima de pó de vidro. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento aumentaram com o aumento do pó de vidro e os valores de RCC também tiveram aumento até um percentual ideal de pó de vidro. O estudo concluiu que a porcentagem ideal de resíduos de pó de vidro no solo é de até 8%.

Blayi et al. (2020) utilizaram o pó de vidro residual triturado em porcentagens de 2,5%, 5%, 10%, 15% e 25% pelo peso seco de solo para melhorar as propriedades de um solo argiloso expansivo. De acordo com os resultados, adicionar pó de vidro residual triturado aos solos expansivos tem um impacto significativo na consistência e resistência ao cisalhamento das amostras de solo. Além disso, os valores de RCC nas amostras testadas aumentaram cerca de 75,6 %, com aumento das percentagens de pó de vidro até 15 %.

A utilização do pó de vidro moído como um aglomerante sustentável para a estabilização do solo foi tema de algumas pesquisas realizadas por (Baldovino et al., 2020a). As proporções de pó de vidro utilizadas foram de 5%, 15% e 30%, enquanto as de cimento Portland de alta resistência inicial foram de 3%, 6% e 9%. Os pesquisadores desenvolveram uma equação para regular a durabilidade e a resistência das combinações de solo, pó de vidro e cimento. O índice porosidade/cimento foi o fator determinante para o RCC dos geomateriais. Os resultados apontaram que a proporção ideal de pó de vidro para aplicações de pavimentação é de 5%. A resistência à compressão e a durabilidade de um solo siltoso com resíduo de pó de vidro e cimento foi aumentada, apresentando resistências maiores que 1,2 MPa e perdas de massa menores que 8% com 3% de cimento e 15% de pó de vidro nas misturas. Dessa forma, os autores puderam concluir que as misturas são adequadas para uso em sub-base.

Em um estudo recente foi analisada a resistência à tração e a durabilidade de misturas compactadas de solo-cimento submetidas a ciclos de umidade e secagem. O índice de porosidade/cimento foi reduzido de 0,45 para 0,22, o que mostra que a quantidade de cimento pode ser diminuída em até 50% para alcançar a mesma resistência à tração, bastando adicionar pó de vidro na mistura. O pó de vidro aprimora a microestrutura das misturas de solo-cimento-pó de vidro, criando uma matriz compacta entre os materiais, produzindo geomateriais mais resistentes e diminuindo a porosidade. Os resultados indicaram que o pó de vidro é um aglomerante ecológico que aperfeiçoa as características de engenharia de solos fracos e os torna aptos para uso potencial em camadas de pavimentos (Baldovino et al., 2020b).

Além disso, (Baldovino et al., 2021) empregaram resíduos de pó de vidro na produção de geopolímeros para uma mistura de solo-cal compactada. A proporção de cal foi mantida em 5%, enquanto a de vidro variou entre 5%, 15% e 30%, todos em termos de peso seco de solo. Os autores concluíram que o pó de vidro é uma opção sustentável, pois atende aos critérios mínimos para uso em sub-bases de estradas, apresentando um valor de RCC superior a 1,2 MPa.

Ibrahim et al. (2021) estudaram resíduos de vidro triturados e peneirados na peneira número 200 (0,075 mm), misturado a um solo expansivo em diferentes porcentagens: 6%, 12%, 18%, 27% e 36% de peso seco do solo. De acordo com os resultados, os limites de Atterberg, massa específica aparente seca máxima, teor de umidade ótima, resistência à compressão não confinada, adensamento e características de expansão são melhorados pela adição de pó de vidro como estabilizador. A RCC da amostra de solo puro foi de 282 kPa e adicionando até 27% de pó de vidro residual a RCC passou para 560 kPa, depois reduziu para 517 kPa a 36%.

Uma série de investigações mecânicas e microestruturais foram conduzidas por Perera et al. (2022) para avaliar os efeitos do vidro triturado (dimensões < 5 mm) em um solo argiloso para aplicação em subleito de pavimento. Os resultados mostraram que a inclusão de vidro triturado em argila expansiva, como material de subleito do pavimento, melhorou significativamente as propriedades mecânicas (ou seja, resistência à compressão não confinada, ISC e módulo resiliente), reduziu os potenciais de expansão e retração, e melhorou as propriedades de retenção de água da argila. De acordo com os resultados dos testes, as adições de 10% a 15% de vidro, com dimensões inferiores a 5 mm, foram consideradas os teores ideais.

Bilgen (2022) investigou os efeitos de curto e longo prazo da água do mar, cal, resíduos de vidro e suas misturas em diferentes proporções usadas como aditivos em solos argilosos. Testes de limites de Atterberg, Proctor e RCC foram realizados em amostras argilosas de diferentes plasticidades preparadas com 5% de cal, diferentes porcentagens de pó de vidro como 0%, 10%, 20% e 25%, água do mar e água potável em estudos

de referência. Os testes RCC foram realizados nas amostras curadas por 90, 365 e 1500 dias para determinar os efeitos a longo prazo dos aditivos. Os resultados obtidos demonstraram que todos os aditivos utilizados aumentaram a resistência a longo prazo dos solos argilosos.

Niyomukiza et al. (2023) avaliaram a eficácia da utilização de resíduos de vidro triturado, (passante pela peneira n° 200) para alterar as propriedades de engenharia do solo. Os objetivos do estudo foram alcançados por meio da realização de experimentos em solo não estabilizado e solo estabilizado com pó de vidro nas porcentagens de 3%, 5%, 7% e 9% do peso seco do solo. Os resultados mostraram que a adição de pó de vidro ao subleito do pavimento, fortalece e reduz sua suscetibilidade à mudança de volume. A maior resistência à compressão foi obtida após a mistura de solo e 7% de pó de vidro residual. Para valores maiores que 7%, a resistência diminuiu.

Tajaddini et al. (2023) estudaram o reaproveitamento de pó de vidro e da escória de cobre para estabilizar solos argilosos. Diferentes combinações de pó de vidro e escória de cobre foram usadas para avaliar o comportamento mecânico e microestrutural do solo argiloso estabilizado utilizando ativador alcalino de hidróxido de sódio. Os resultados de resitência à compressão simples de todas as amostras estabilizadas com geopolímero melhoraram em comparação com o solo não tratado. Além disso, as amostras incorporando resíduo de pó de vidro forneceram maior resistência do que aquelas contendo escoria de cobre. As análises microestruturais confirmaram os efeitos dos aditivos na formação de uma estrutura geopolimerizada de silicato de alumina bem estruturada com excelentes ligações entre as partículas do solo.

A durabilidade e a resistência de um solo argiloso utilizando um geopolímero produzido com pó de vidro reciclado foram investigadas. Amostras de solo tratadas com 10% de cimento Portland foram utilizadas para comparação. Ao comparar os espécimes modificados com geopolímero aos modificados com cimento Portland, as medições de RCC revelaram melhoria de quatro vezes na resistência à compressão. Os testes de durabilidade indicaram que os geopolímeros podem suportar temperaturas de congelamento e descongelamento melhor do que amostras com cimento Portland (Mohammadzadeh et al., 2023).

4 CONCLUSÕES

Este artigo apresentou a revisão de estudos sobre a adição de pó de vidro em solos finos, realizados nos últimos 5 anos. O percentual de adição de pó de vidro na estabilização de solos finos varia de 1% à 36%. Os resultados experimentais indicam que a estabilização pode alterar química e mecanicamente a maioria dos solos argilosos, resultando em aumento significativo na resistência à compressão não confinada. Além disso, utilizar resíduo de vidro moído finamente (pó de vidro) para estabilização de solo é significativo para minimizar o impacto ambiental.

Os estudos apresentam melhora no comportamento dos solos em relação aos valores de massa específica aparente seca máxima, resistência ao cisalhamento, limites de Atterberg e ISC.

Embora vários pesquisadores tenham relatado sobre o uso de pó de vidro na estabilização de solos, pouco se discute sobre sua aplicabilidade na construção de estradas, particularmente em camadas de base, sub-base e subleito. Além disso, pesquisas precisam ser realizadas em relação aos requisitos de estabilização do solo, avaliando as propriedades relacionadas a deformação permanente e módulo de resiliência para aplicação em obra de pavimentação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International (2008). ASTM D4609: *Standard guide for evaluating effectiveness of admixtures for soil stabilization*.

Baldovino, J.A., Izzo, R.L.S., Silva, E.R., Rose, J.L. (2020a). Sustainable Use of Recycled-Glass Powder in Soil Stabilization. *Journal of Materials in Civil Engineering,* 32(5), p. 04020080.

Baldovino, J.A., Izzo, R.L.S., Rose, J.L., Avanci, M.A. (2020b). Geopolymers Based on Recycled Glass Powder for Soil Stabilization. *Geotechnical and Geological Engineering,* 38(4), p. 4013–4031.

Baldovino, J.A., Izzo, R.L.S., Rose, J.L., Domingos, M.D.I. (2021). Strength, durability, and microstructure of geopolymers based on recycled-glass powder waste and dolomitic lime for soil stabilization. *Construction and Building Materials*, 271, p. 121874.

Behnood, A. (2018). Soil and clay stabilization with calcium- and non-calcium-based additives: A state-of-the-art review of challenges, approaches and techniques. *Transportation Geotechnics,* 17, p. 14–32.

Bilgen, G. (2020a). Utilization of Powdered Glass as an Additive in Clayey Soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(3), p. 3163–3173.

Bilgen, G. (2020b). Utilization of powdered glass in lime-stabilized clayey soil with sea water. *Environmental Earth Sciences*, 79(437).

Bilgen, G. (2022). Long-term compressive strength and microstructural appraisal of seawater, lime, and waste glass powder–treated clay soils. *Arabian Journal of Geosciences*, 15(9), p. 1–18.

Bilondi, P.M., Toufigh, M.M., Toufigh, V. (2018). Experimental investigation of using a recycled glass powder-based geopolymer to improve the mechanical behavior of clay soils. *Construction and Building Materials*, 170, p. 302–313.

Blayi, R.A., Sherwani, A.F.H., Ibrahim, H.H., Faraj, R.H., Daraei, A. (2020). Strength improvement of expansive soil by utilizing waste glass powder. *Case Studies in Construction Materials*, 13, p. e00427.

Consoli, N.C., Marin, E.J.B., Samaniego, R.A.Q., Heineck, K.S., Johann, A.D.R. (2019). Use of Sustainable Binders in Soil Stabilization. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 31(2), p. 1–7.

Gregory, J., AzariJafari, H., Vahidi, E., Guo, F., Ulm, F. J., Kirchain, R. (2021). The role of concrete in life cycle greenhouse gas emissions of US buildings and pavements. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*, 118(37), p. 1–9.

Ibrahim, H. H., Mawlood, Y. I., Alshkane, Y. M. (2021). Using waste glass powder for stabilizing high-plasticity clay in Erbil city-Iraq. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 15(4), p. 496–503.

Javed, S., Chakraborty, S. (2020). Effects of Waste Glass Powder on Subgrade Soil Improvement. *World Scientific News*, *An International Scientific Journal*, 144, p. 30–42.

Li, J., Zhang, W., Li, C., Monteiro, P. J. M. (2019). Green concrete containing diatomaceous earth and limestone: Workability, mechanical properties, and life-cycle assessment. *Journal of Cleaner Production*, 223, p. 662–679.

Mohammadzadeh, M. A., Toufigh, M. M., Toufigh, V. (2023). Durability and Strength of Geopolymer with Recycled Glass Powder Base for Clay Stabilization. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 27(1), p. 156–168.

Niyomukiza, J. B. Eisazadeh, A., Akamumpa, J., Kiwanuka, M., Lukwago, A., Tiboti, P. (2023). Use of waste glass powder in improving the properties of expansive clay soils. *Global NEST Journal,* 25(3), p. 139–145.

Ojotisa, V., Balkis, A.P. (2023). Improvement of Shear Strength of Fine-Grained Soils by Waste Glass. *5th International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering,* v. 305.

Perera, S. T. A. M., Saberian, M., Zhu, J., Roychand, R., Li, J. (2022). Effect of crushed glass on the mechanical and microstructural behavior of highly expansive clay subgrade. *Case Studies in Construction Materials*, 17, p. e01244.

Ramezani, S. J., Toufigh, M. M., Toufigh, V. (2023). Utilization of Glass Powder and Silica Fume in Sugarcane Bagasse Ash-Based Geopolymer for Soil Stabilization. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 35(4), p. 1–20.

Tajaddini, A. Saberian, M., Sirchi, V. K., Li, J., Maqsood, T. (2023). Improvement of mechanical strength of low-plasticity clay soil using geopolymer-based materials synthesized from glass powder and copper slag. *Case Studies in Construction Materials*, 18, p. e01820.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/428

Utilização de Coulis em Parede Diafragma para Contenção de Fluído Químico em Solo e Preservação do Meio Ambiente

Giuliano Silva Castro de Oliveira
Engº Civil, Geofix Fundações, São Paulo, Brasil, giuliano.oliveira@geofix.com.br

Marcio Abreu de Freitas
Engº Civil, Geofix Fundações, São Paulo, Brasil, marcio.freitas@geofix.com.br

RESUMO: Entre o oceano Atlântico e a Lagoa Mundaú em Maceió/AL, Brasil, está localizada uma planta química industrial onde ocorreu um vazamento de dicloroetano em um de seus tanques. O desafio consistiu em projetar e executar uma estrutura enterrada no entorno de três tanques de modo a isolá-los com medidas corretivas e preventivas para a preservação do meio ambiente. A solução sugerida foi a execução de uma parede diafragma plástica, sem função estrutural, utilizando "coulis", uma mistura de bentonita, cimento e água com um coeficiente de permeabilidade da ordem de 10^{-7} cm/s. Esta técnica reduziu, para níveis aceitáveis pelos órgãos controladores, a percolação dos fluídos contaminantes no solo no sentido da Lagoa Mundaú, servindo de barreira para o caso de novos vazamentos nesta área. A sondagem indicava solo predominantemente arenoso com camada de areia muito dura a partir de 10 m, local onde foi inserida a ponta da parede diafragma, garantindo a interrupção do fluxo do contaminante. Em apenas 6 meses, foram executados 6.500 m² de parede de diafragma plástica com profundidade entre 13 e 15 m, distribuídos num trecho de 490 m em forma de "U" ao redor dos tanques, destacando esse projeto de grande magnitude e importância ambiental.

PALAVRAS-CHAVE: Coulis, Parede Diafragma Plástica, Maceió, Preservação do Meio Ambiente

ABSTRACT: Between the Atlantic Ocean and Mundaú Lake in Maceió/AL, Brazil, an industrial chemical plant is located where a dichloroethane leak occurred in one of its tanks. The challenge consisted of designing and executing a buried structure around three tanks to isolate them with corrective and preventive measures to preserve the environment. The suggested solution was to create a plastic diaphragm wall, with no structural function, using "coulis", a mixture of bentonite, cement and water with a permeability coefficient of the order of 10-7 cm/s. This technique reduced, to acceptable law levels, the percolation of contaminating fluids into the soil towards Mundaú Lake, serving as a barrier in case of new leaks in this area. The SPT drilling log indicates predominantly sandy soil with a very hard layer of sand from 10 m deep, where the tip of the diaphragm wall was inserted, ensuring the interruption of the contaminant flow. In just 6 months, 6,500 m² of plastic diaphragm walls were built with a depth of between 13 and 15 m, distributed over a 490 m "U" shaped section around the tanks, highlighting this project of great magnitude and environmental importance.

KEYWORDS: Coulis, Plastic Diaphragm Wall, Maceió, Enviromental Preservation

1 INTRODUÇÃO

Este artigo trata da obra de parede diafragma plástica de cimento-bentonita confinante com permeabilidade da ordem de 10^{-7} cm/s, a qual foi executada de modo a reduzir o fluxo do contaminante no solo, sem caminhos preferenciais em juntas de ligação de trechos e lamelas.

A unidade está localizada entre o oceano Atlântico (Praia Pontal da Barra) e a Lagoa Mundaú, fato este que aumenta a preocupação com o meio ambiente, demandando medidas corretivas e preventivas a fim de garantir a preservação do mesmo. Sendo assim, a empresa executora, através da execução da parede diafragma de coulis, possibilitou a redução da permeabilidade do solo ao redor dos tanques de dicloroetano, evitando que fluídos contaminantes percolassem no solo no sentido da Lagoa Mundaú acima dos níveis aceitáveis, servindo de barreira para o caso de novos vazamentos nesta área.

2 DADOS DA OBRA

O local tinha aproximadamente 21.500 m² de área de canteiro de obras, onde foi projetada uma contenção em parede diafragma plástica com perímetro 489,40 m para isolamento de fluído químico contaminante. A área de contenção foi de 6.756,16 m² com espessura de 60 cm e profundidade de escavação entre 13 e 15 m. A obra teve início em 11 de novembro de 2013 e terminou em 15 de maio de 2014.

Figura 1. Local da obra

Figura 2. Local dos serviços

3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Foram executados 10 sondagens para caracterização do solo e determinação da pluma de contaminação. Conforme apresentado na figura 3, Sondagem S-TG5, as sondagens para descrição litológica da área evidenciaram um solo constituído, predominantemente, de areia quartzosa (fina a média e média a grossa) com presença de solo muito duro a partir de 10 m de profundidade, onde a maior parte da sondagem foi interrompida aos 14,00 m em camada duro que exigiu 30 golpes para descer apenas 10 cm do amostrador.

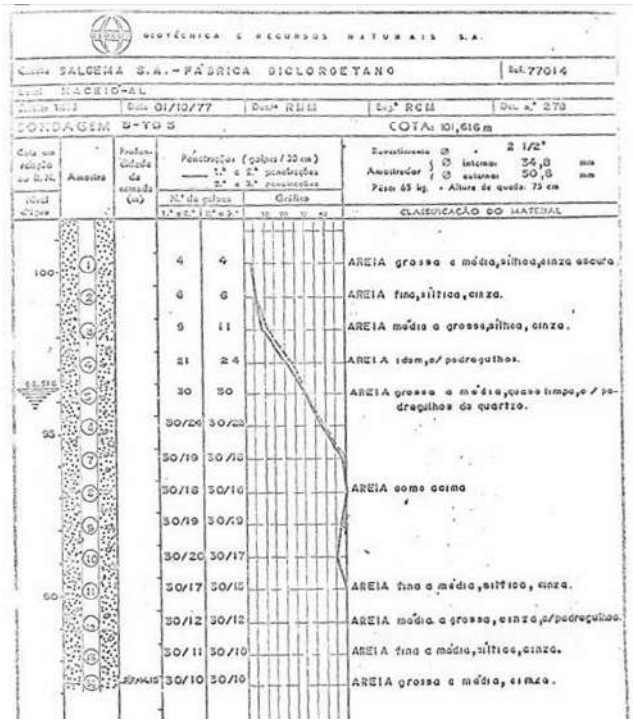


Figura 3. Sondagem S-TG5 (Solo arenoso)

4 METODOLOGIA

A metodologia proposta para execução de parede diafragma plástica constitui-se na escavação com equipamento Clam-Shell. A obra foi executada pelo método de painéis alternados de 3,15 m nos painéis iniciais e 2,55 m nos painéis de fechamento, garantindo que 30 cm de cada lado dos painéis iniciais fossem escavados no intuito de engastá-los, resultando num painel de fechamento com dimensão final de 3,15 m, conforme figura 4 abaixo. Deste modo, criou-se uma estrutura monolítica, evitando juntas frias e garantindo a continuidade geométrica da parede confinante.

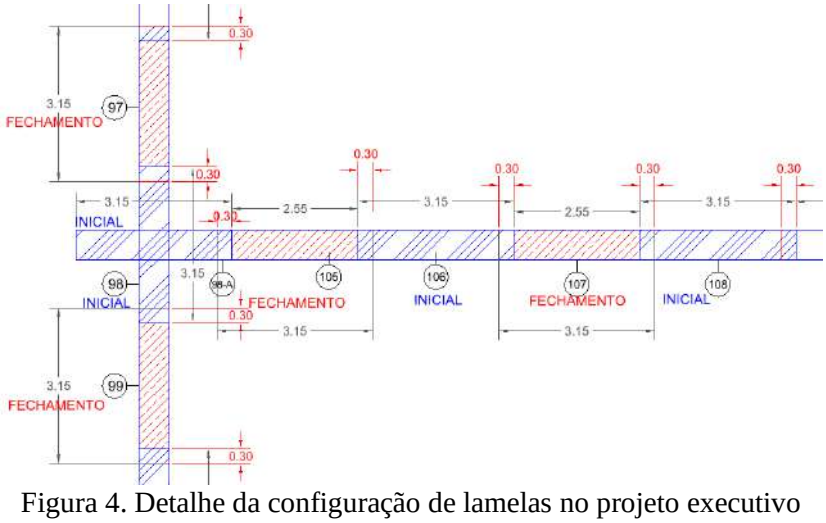


Figura 4. Detalhe da configuração de lamelas no projeto executivo

O material utilizado na parede diafragma foi uma argamassa plástica, conhecida como "coulis", com a seguinte composição: 115 kg de bentonita sódica natural especifica para parede diafragma plástica, 415 kg de cimento portland por cada metro cúbico de argamassa, além de 820 litros de água, ou seja, aproximadamente 1:4:8 em peso. O correto tipo de bentonita foi de fundamental importância para obtenção da condutividade hidráulica desejada. O coulis obtido com essa mistura apresentou uma viscosidade que demandou um sistema robusto de bombeamento para a injeção de material na parede diafragma. Foi utilizada na mistura água potável e apropriada para as reações de hidratação do coulis, apresentando reduzidos teores de sais. Para a mistura de materiais na preparação do coulis foi obedecida a seguinte ordem:

1. Colocação da água no misturador e em seguida a bentonita sódica específica;
2. Mistura até a formação de gel com descanso de aproximadamente 15 minutos para hidratação da bentonita;
3. Acréscimo de cimento à mistura para preparação do coulis;
4. Lançamento na parede diafragma após homogeinização da mistura.

Após o preparo da mistura, eram extraídas amostras do produto na central de injeção e no ponto de aplicação as quais eram submetidas à ensaios de permeabilidade para garantia da condutividade hidráulica inferior a $1x10^{-7}$ cm/s.

geofix — Tempo de Resultado do Ensaio de Coulis - Obra CS1-AL - Dez/13 a Mai/14

Dados da Escavação					Obs.	Dados da Escavação				
nº	Data	Lamela	Resultado	ΔT		nº	Data	Lamela	Resultado	ΔT
1	19/12/2013	I-03	11/01/2014	23 dias		82	12/03/2014	I-36	21/03/2014	9 dias
2	20/12/2013	I-09	11/01/2014	22 dias		83	14/03/2014	F-93	21/03/2014	7 dias
3	07/01/2014	I-01	11/01/2014	4 dias		84/85	14/03/2014	S-95 / S-96	22/03/2014	8 dias
4	08/01/2014	I-11	16/01/2014	8 dias		86/87	17/03/2014	I-40 / I-40A	22/03/2014	5 dias
5	08/01/2014	I-05	16/01/2014	8 dias		88	18/03/2014	F-35	22/03/2014	4 dias
6	09/01/2014	I-15	16/01/2014	7 dias		89	18/03/2014	F-44	22/03/2014	4 dias
7	10/01/2014	I-07	16/01/2014	6 dias		90/91	19/03/2014	I-29 / I-29A	28/03/2014	9 dias
8	10/01/2014	I-19	16/01/2014	6 dias		92	19/03/2014	F-39	22/03/2014	3 dias
9	13/01/2014	I-13	23/01/2014	10 dias		93/94	20/03/2014	F-41 / F-42	28/03/2014	8 dias
10	14/01/2014	I-21	10/02/2014	27 dias		95	21/03/2014	I-106	27/03/2014	6 dias
11	15/01/2014	F-02	23/01/2014	8 dias		96	21/03/2014	I-110	27/03/2014	6 dias
12	16/01/2014	I-25	23/01/2014	7 dias		97	21/03/2014	I-114	27/03/2014	6 dias
13	17/01/2014	I-17	10/02/2014	24 dias		98	24/03/2014	I-120	27/03/2014	3 dias
14	[illegible]					99/100	24/03/2014	S-30/S-31	27/03/2014	3 dias
15	22/01/2014	I-23	28/01/2014	6 dias	Reprovada	[illegible]	25/03/2014	I-108	31/03/2014	6 dias
16	23/01/2014	F-06	29/01/2014	6 dias		102	25/03/2014	I-112	31/03/2014	6 dias
17	23/01/2014	F-18	29/01/2014	6 dias	Reprovada	[illegible]	26/03/2014	I-118/I-118A	31/03/2014	5 dias
18	[illegible]					105	26/03/2014	I-122	31/03/2014	5 dias
19	24/01/2014	S-26	10/02/2014	17 dias		x	27/03/2014	I-34R	01/04/2014	5 dias

Figura 5. Acompanhamento da condutividade hidráulica do coulis.

A figura 5 acima apresenta alguns dos resultados de condutividade hidráulica obtidos nos ensaios. Caso o coulis preparado obtivesse resultado de ensaio de condutividade hidráulica superior à necessária, a lamela era re-executada, conforme destacado na figura 5. Para controle de qualidade da mistura, a obra dispunha de um conjunto de permeâmetros para determinação da condutividade hidráulica do coulis preparado e injetado em todos os painéis da parede diafragma de forma a assegurar que estavam abaixo dos valores máximos aceitáveis.

Para permitir a execução da parede diafragma no local correto foi executada a construção prévia de mureta-guia. A escavação do solo foi realizada com diafragmadora e ferramenta Clam-Shell e a estabilização do solo ocorreu com lama bentonítica, de modo a evitar descontinuidades da parede, trincheira drenante e recalques na superfície que poderiam causar danos às estruturas próximas (fundações rasas das edificações e tubulações vizinhas).

A obra foi acompanhada por engenheiro responsável para garantia do atendimento às especificações do projeto executivo da parede diafragma e os aspectos relativos à disposição do solo ocorreram de acordo com as normas brasileiras.

4.1 Projeto

Conforme projeto "as built" apresentado na figura 6 a seguir, a parede foi subdividida em dois tramos para facilitar a ordem e prioridade de execução. O tramo 2, portanto, foi executado somente após a conclusão do primeiro e penetrou 5 m perpendicularmente através da lamela já construída do tramo 1. O tramo 1 foi construído com perímetro de 315,49 m e tramo 2 com 173,96 m, totalizando em 489,45 m de perímetro de parede diafragma ao redor dos três tanques de dicloroetano, onde um dos tanques apresentou vazamento.

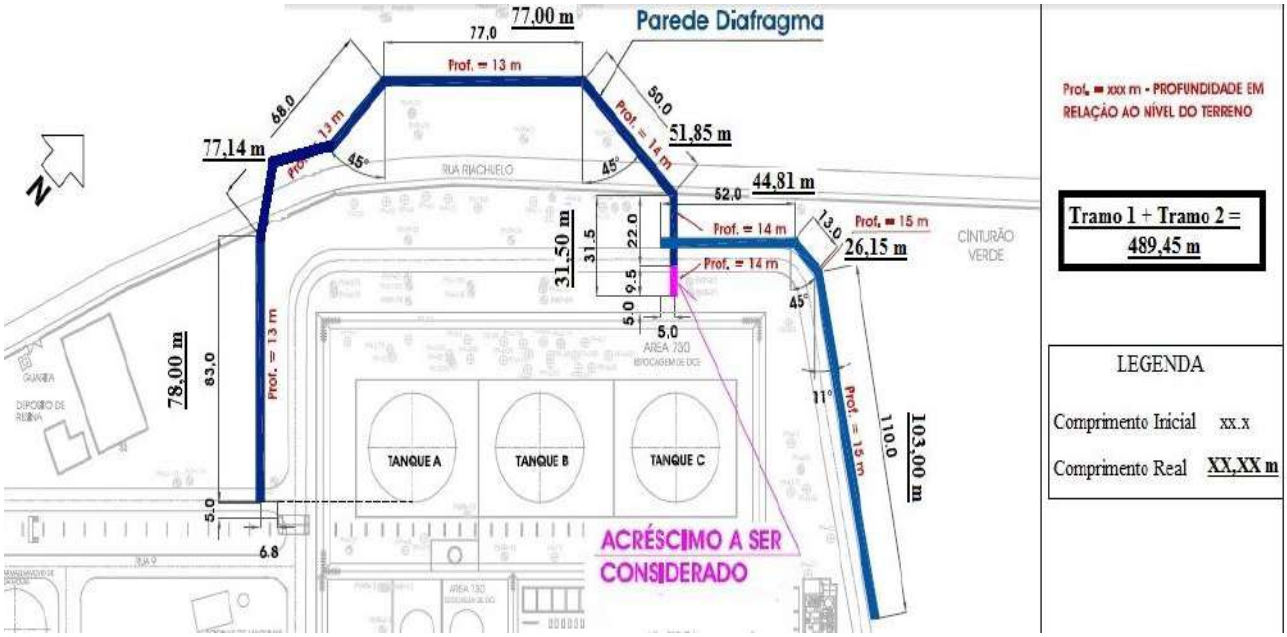


Figura 6. Projeto As Built

5 EXECUÇÃO

Devido a proximidade dos tanques e tubulações de produtos químicos, o índice de periculosidade da obra era alto, aumentando a responsabilidade de todos os envolvidos, uma vez que foram utilizados equipamentos pesando até 80 toneladas, tais como a diafragmadora hidráulica Casagrande B-300 apresentada na figura 7. A solução adotada foi enfatizar a segurança no trabalho e implantar um programa de índice de prevenção de acidentes onde, com diversas ações, aumentou-se o controle dos possíveis riscos durante a execução da obra. Para a execução da parede diafragma plástica foram utilizados 4 equipamentos:

- Diafragmadora Hidráulica Casagrande B-300
- Diafragmadora Hidráulica Bauer GB 50
- Guindaste Hidráulico Fuwa QUY 50C
- Guindaste Hidráulico Fuwa QUY 55HD

Figura 7. Diafragmadora hidráulica no local da obra.

Conforme apresentado na figura 8, a utilização de diafragmadoras hidráulicas com haste telescópica foi essencial na redução do impacto durante a escavação de lamelas próximas as tubulações de produtos químicos.

Para o preparo do Coulis, bem como preparo e armazenamento da lama bentonitica, foram instaladas 3 (três) Centrais Automáticas Integradas preparadas para processar cimento e bentonita, armazenadas em big bags de 1.000 Kg, aumentando os padrões de produtividade, saúde, segurança e meio ambiente durante a execução da obra.

Após a instalação do canteiro de obras e montagem dos equipamentos, iniciou-se a execução do trecho interno do Tramo 1, seguindo para o trecho externo do mesmo tramo e retornando novamente a parte interna da indústria para finalização. Na sequência foi realizada a execução do tramo 2 para isolamento definitivo dos 3 (três) tanques de dicloroetano.

Figura 8. Execução da escavação da parede diafragma plástica

A empresa executora tomou todos cuidados necessários para atender as necessidades da obra. Desta forma, foi montado um container oficina e dois containers almoxarifados onde foram estocados materiais, peças e equipamentos necessários para o andamento da obra. Foi disponibilizado um mecânico e um eletricista full time na obra, visando atender toda demanda de manutenção de equipamentos e peças no menor tempo possível. Para viabilizar a execução do projeto a empresa executora contou com equipe de manutenção 24 horas, transporte aéreo de peças, equipe de engenharia especializada e equipe de segurança do trabalho, a qual conquistou o índice de zero acidentes até o término dos serviços.

6 RESULTADOS

Todos os 161 painéis foram executados com sucesso e obtiveram os resultados esperados de condutividade hidráulica inferior a $1x10^{-7}$ cm/s. Conforme dados apresentados na figura 9, podemos verificar que o melhor resultado foi de condutividade hidráulica de $8,6x10^{-8}$ cm/s e o pior resultado foi de $2,8x10^{-7}$ cm/s, porém todos mantidos dentro do limite mínimo previsto em projeto.

Lamela	Envio dos Resultados	Traço	Data da Execução	Hora da Coleta	Amostras Preparadas	Tempo de Descanso (horas)	Ponto de Coleta	Número da Cuba	Amostras	Data do Ensaio	Condutividade (cm/s)	Gradiente (-)	Volume (cm3)
I103	10/04/2014	1:4:8	04/04/2014	14:45	15:05	29h	Central	3	I103.1	08/04/2014	8,8E-08	150	4
									I103.2		1,1E-07	150	4
				15:00	15:20	29h	Ponto de Injeção	6	I103.3		8,8E-08	150	4
									I103.4		1,3E-07	150	5
F119	16/04/2014	1:4:8	10/04/2014	14:05	14:20	24h	Central	1	F119.1	14/04/2014	1,9E-07	150	9
				14:30	14:50	24h	Ponto de Injeção	5	F119.3		2,5E-07	150	13
									F119.4		1,6E-07	150	7
F105	24/04/2014	1:4:8	16/04/2014	10:50	11:15	74h	Central	4	F105.1	22/04/2014	1,6E-07	150	7
				11:10	11:25	74h	Ponto de Injeção	6	F105.3		1,1E-07	150	4
F121	08/05/2014	1:4:8	30/04/2014	15:30	15:50	29h	Central	4	F121.1	06/05/2014	1,7E-07	150	8
				16:00	16:21	29h	Ponto de Injeção	7	F121.3		1,2E-07	150	6
									F121.4		1,4E-07	150	6
I154	13/05/2014	1:4:8	06/05/2014	17:10	17:30	31h	Central	4	I154.1	09/05/2014	2,0E-07	150	9
				17:45	18:00	31h	Ponto de Injeção	6	I154.3		1,2E-07	150	5
I158	15/05/2014	1:4:8	08/05/2014	11:45	12:00	25h	Central	4	I158.1	13/05/2014	8,6E-08	150	4
									I158.2		2,8E-07	150	14
				12:10	12:25	25h	Ponto de Injeção	6	I158.3		8,6E-08	150	4
									I158.4		7,1E-08	150	3
F157	26/05/2014	1:4:8	15/05/2014	12:00	12:20	26h	Central	4	F157.1	22/05/2014	1,3E-07	150	6
				12:30	12:45	26h	Ponto de Injeção	7	F157.3		1,5E-07	150	6
									F157.4		1,6E-07	150	7

Figura 9. Resultados de Condutividade Hidráulica

7 CONCLUSÃO GERAL

Evidenciou-se neste trabalho que a engenharia geotécnica pode ser aplicada também em projetos de preservação do meio ambiente, contribuindo de forma significativa para o bem do nosso planeta. Após a constatação do sucesso deste projeto, é importante salientar que a técnica de construção de parede difragma plástica com utilização de coulis se mostrou efetiva para gerar estanqueidade no solo, sendo indicada para criar uma barreira física atuante na resolução de problemas de vazamentos de tanques de produtos químicos no solo.

8 AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Deus por permitir que a nossa manifestação como profissionais deixe contribuições significativas para engenharia e para a preservação do meio ambiente no planeta Terra.

Agradecemos a empresa Geofix Fundações e a todos os colaboradores envolvidos neste projeto.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundaçoes e Geotecnia (2012). *Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos – ABEF*. Editora Pini, 1ª edição. São Paulo.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.

Geofix Fundações (2014). *Histórico de obras em arquivo particular*. Osasco.

Joppert, I. Jr. (2007) *Fundações e Contenções de Edifícios: Qualidade total na gestão do projeto e execução.* Editora Pini, 1ª edição. São Paulo.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/429

Utilização de ensaios de Inderbitzen para avaliação da erodibilidade do solo da bacia do Ribeirão Guaratinguetá

Júlia dos Santos Oliva
Discente do Curso de Engenharia Civil, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, julia.oliva@unesp.br

Mariana Ferreira Benessiuti Motta
Professora Assistente Doutora, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, mariana.motta@unesp.br

Paulo Valladares Soares
Professor Assistente Doutor, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, paulo.valladares@unesp.br

Gabriel Orquizas Mattielo Pedroso
Professor Assistente Doutor, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, gabriel.pedroso@unesp.br

RESUMO: O processo erosivo envolve a desagregação e transporte de partículas do solo, influenciado por fatores naturais e humanos. Enquanto a erosão natural é antiga e benéfica para a formação do solo, a atividade humana acelera esse processo, causando danos ambientais e econômicos. Por isso, o estudo da erodibilidade é essencial para desenvolver estratégias de prevenção e correção da erosão. Neste sentido, esta pesquisa procura entender a erodibilidade de um solo da bacia do Ribeirão Guaratinguetá por meio do ensaio de Inderbitzen, simulando diferentes condições de campo: variação no teor de umidade inicial (amostras secas ao ar e saturadas por capilaridade), para diferentes declividades de rampa – 10º, 20º e 45º, a uma vazão constante de 0,003 m³/min. Verificou-se que, para todos os ensaios, a maior perda de solo ocorre nos primeiros minutos de teste, tendendo a uma estabilização desta perda ao longo do tempo. Ademais, quanto maior a declividade da rampa e menor o grau de saturação inicial, maior é a erodibilidade do solo em questão.

PALAVRAS-CHAVE: Erodibilidade, Inderbitzen, Erosão, Solo indeformado.

ABSTRACT: The erosion process involves the disintegration and transport of soil particles, influenced by natural and human factors. While natural erosion is ancient and beneficial for soil formation, human activity accelerates this process, causing environmental and economic damage. Therefore, the study of erodibility is essential to develop erosion prevention and correction strategies. In this sense, this research seeks to understand the erodibility of a soil from the Ribeirão Guaratinguetá basin based on the Inderbitzen test, simulating different field conditions: variation in the initial moisture content (samples dried in air and saturated by capillarity), for different slopes ramp – 10º, 20º and 45º, at a constant flow of 0.003 m³/min. For the twenty minutes of testing carried out, it was found that, for all tests, the greatest loss of soil occurs in the first minutes of the test, tending to stabilize this loss over time. Furthermore, the greater the slope of the ramp and the lower the degree of initial saturation, the greater the erodibility of the studied soil.

KEYWORDS: Erodibility, Inderbitzen, Erosion, Undisturbed soil.

1 INTRODUÇÃO

O processo erosivo é caracterizado pela desagregação, transporte e sedimentação dos constituintes do solo, que pode ocorrer tanto por fatores naturais, quanto por fatores antrópicos (Campos, 2014). Na visão de Pruski (2009) a erosão é um processo oriundo de fenômenos naturais que agem modificando a crosta continuamente, de maneira tão antiga quanto à própria terra e benéfica para a formação dos solos como um todo.

As ações praticadas pelo homem desequilibram esse processo e dão origem à erosão acelerada, que causa prejuízos tanto ao meio ambiente, quanto a exploração da agropecuária, de obras de engenharia, entre outras diversas atividades econômicas (Silva *et al.*, 2016; Da Silva *et al.*, 2020). Por isso, segundo Fácio

(1991), o estudo da erodibilidade tem ganhado muita importância conforme o homem tem a necessidade de aumentar o espaço territorial. Nestes estudos são empregados diversos métodos de ensaios, diretos e indiretos, para a avaliação de diferentes solos, estes são indispensáveis para a criação de projetos de prevenção e correção de seu avanço.

No Brasil, com o clima tropical e constantes precipitações pluviais, há um favorecimento do processo erosivo (Magalhães, 2013). De acordo com Magalhães (2013), a ocorrência de fortes chuvas em determinados períodos, associado ao manejo inadequado do solo, tem aumentado a erosão hídrica, principalmente nas áreas agrícolas.

No entorno de rios e bacia hidrográficas, o volume de solo erodido geralmente acaba sedimentando nos cursos d'água, resultando em processos de assoreamento. A perda da fertilidade do solo, a destruição de estradas e obras de engenharia, o risco de desmoronamento de casas, entre outros problemas, são oriundos da erosão de solos (Silva *et al.*, 2016; Da Silva *et al.*, 2020).

A erosão hidríca tem como principal agente deflagrador o impacto das gotas de chuva sob o terreno descoberto, o que tem como resultado o desprendimento de partículas do talude. Esse processo, é divido pela literatura em três partes, sendo elas: desagregação, transporte e deposição (Stephan, 2010; Campos, 2014).

Consoante com Campos (2014), a desagregação consiste no desprendimento das partículas da massa de solo, o transporte é justamente o processo de deslocamento dessas partículas, que na erosão hidríca, é feita pelo fluxo de água que é formado na superfície da encosta. Por sua vez, a deposição é o processo de sedimentação desse material, que pode ser em rios e vales e causar o assoreamento dos cursos d'água.

Inderbitzen (1961) propôs um modelo de ensaio muito utilizado para o estudo da erodibilidade. Este propõe uma rampa, que utiliza uma inclinação conhecida, com um orifício no centro destinado à amostra indeformada de solo. Com a utilização de um simulador de chuva, de vazão conhecida, coleta-se as massas de solo erodido de acordo com o tempo.

Bastos (1999), utilizando da proposta de Inderbitzen (1961), faz uma análise entorno dos tempos de ensaio e das inclinações de rampa. Assim, ele chegou a conclusão de que o ideal para a análise da erosão no solo é realizar o ensaio por, no minímo, 10 minutos.

Stephan (2010) utilizou a proposta de Inderbitzen (1961) para analisar voçorocas na cidade de Ipanema, em Minas Gerais. Este realizou ensaios no decorrer de uma hora, coletando dados de 5, 10, 15, 30, 45 e 60 minutos. As análises feitas por Stephan (2010) contaram com amostras indeformadas circulares e quadradas, na qual foram estudadas as diferenças entre a realização dos ensaios de rampa com as variações de geometria das amostras.

Mendes *et al*. (2021) utilizaram um simulador de chuva automatizado, tendo como objetivo elevar o nível de análises feitas com o ensaio de Inderbitzen (1961). O simulador proposto tem todas as suas variáveis controlodas, em que é possível determinar os tempos de ensaio, pressão da água, vazão, entre outros. O estudo em questão procurava utilizar o simulador não apenas para o ensaio de rampa, mas também para análises de desempenho hidrológicas.

Dessa maneira, verifica-se a importância do estudo da erodibilidade dos solos e, por isso, diversos autores tentaram desenvolver modelos matemáticos para prever e calcular o processo erosivo, mesmo com a sua dificuldade e complexibilidade (De Oliveira *et al.*, 2021). Bastos (1999), por exemplo, propôs a determinação do coeficiente de erodibilidade (K) de forma a auxiliar em projetos de correção e prevenção de processos erosivos.

Ainda, diversos outros autores procuraram criar parâmetros para a classifiação da erodibilidade dos solos, como Fragassi (2001), que classifica a erosão de solos utilizando uma vazão de 1,5 l/min e especificou critérios para o fenômeno de acordo com a velocidade de erosão (g/cm²/hora).

Neste contexto, a presente pesquisa busca apresentar considerações sobre o processo erosivo hídrico, avaliando a erodibilidade de um solo na bacia do Ribeirão Guaratinguetá, por meio de ensaios de laboratório. O estudo levou em consideração os ensaios propostos por Inderbitzen (1961) com o objetivo de avaliar a condição mais crítica para o solo em questão, em função do teor de umidade inicial e da inclinação da rampa.

O conhecimento acerca do potencial de erodibilidade da área pode embasar o aprimoramento e adequação de projetos de controle e remediação, e servir de elemento básico para o planejamento e concepção de novas obras.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Solo Estudado

A caracterização física do solo estudado é indicada na Tabela 1. A determinação dos limites de plasticidade e liquidez foram realizadas de acordo com as normas ABNT NBR 7180 (2016) e 6459 (2016), respectivamente. A classificação ABNT foi realizada com base nos ensaios de granulometria, descritos pela norma ABNT NBR 7181 (2021), na qual foi obtida a curva de granulometria. Desta maneira, obteve-se a porcentagem das frações granulométricas do solo estudado, apresentado na Tabela 2.

A partir das informações obtidas nas Tabelas 1 e 2, verifica-se que o solo pode ser classificado como Argilo arenoso, identificado pela SUCS como Silte de alta plasticidade (MH).

Tabela 1: Parâmetros físicos do solo.

Parâmetro	Unidade	Valor
Densidade relativa dos grãos	-	2,64
Massa específica seca	g/cm³	1,30
Índice de vazios	-	1,02
Porosidade	%	51,0
Limite de Liquidez	%	52,7
Limite de Plasticidade	%	31,1
Índice de Plasticidade	%	21,6
Classificação SUCS	-	MH (Silte de alta plasticidade)
Classificação ABNT	-	Argilo Arenoso
Umidade Natural	%	26,5

Tabela 2: Porcentagens das frações granulométricas do solo.

Tipo	Porcentagem (%)
Pedregulho	1,0%
Areia Grossa	1,0%
Areia Média	26,0%
Areia Fina	15,5%
Silte	12,5%
Argila	44,0%

2.2 Ensaio de Inderbitzen

O ensaio de Inderbitzen consiste na utilização de uma rampa com a inclinação deliberada de acordo com a especificidade do estudo. Nesta, a amostra é inserida de forma plana na face da rampa e, com o auxílio de um simulador de chuva, é determinado um valor de vazão para submeter o solo.

Assim sendo, colocou-se um cronômetro e obteve-se o escoamento superficial (água com solo erodido) nos tempos de 0-1 minuto, 1-5 minutos, 5-10 minutos e 10-20 minutos (Bastos, 1999). A massa de solo erodido foi obtida a partir do peneiramento do percolado, com o material retido na peneira #400, com abertura equivalente a 0,0038 mm.

A Figura 1 ilustra o sistema utilizado nesta pesquisa.

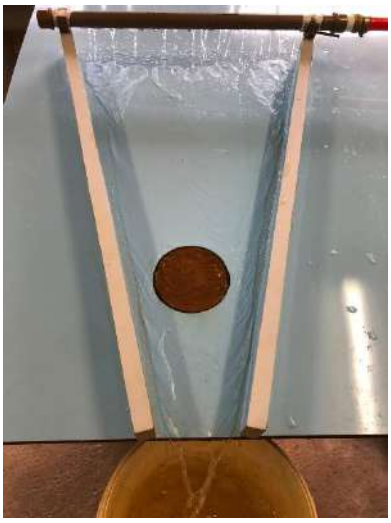


Figura 1: Rampa de Ensaio de Inderbitzen utilizada.

As amostras indeformadas foram retiradas na bacia do Ribeirão Guaratinguetá, na Fazenda Santa Terezinha, localizada nas seguintes coordenadas: 22°43'50"S, 45°16'48"W.

O local conta com taludes de diferentes declividades, no qual foram retiradas seis amostras indeformadas para realização dos ensaios de laboratório. Optou-se por avaliar a erodibilidade do material em três inclinações diferentes: 10°, 20° e 45° (Bastos, 1999; Campos, 2014). Consoante com Bastos (1999), as inclinações escolhidas e o tempo de ensaio de 20 minutos se mostram suficientes para a análise da erodibilidade em relação à desintegração superficial do solo.

Dessa maneira, para cada inclinação, foram ensaiadas duas amostras com condições de umidade diferentes: amostras secas ao ar por 3 dias e amostras saturadas por capilaridade por 3 dias (Da Silva *et al.*, 2020). Vale ressaltar que em todos os casos, a vazão utilizada de 0,003 m³/min foi constante.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O primeiro critério analisado nos resultados dos ensaios de Inderbitzen foi a perda do solo ao longo do tempo.

A Figura 2 demonstra a massa acumulada de solo erodido tanto das amostras secas, quanto das saturadas por capilaridade, enquanto a Figura 3 apresenta a quantidade de solo acumulado no tempo de 20 minutos, ou seja, ao final do ensaio.

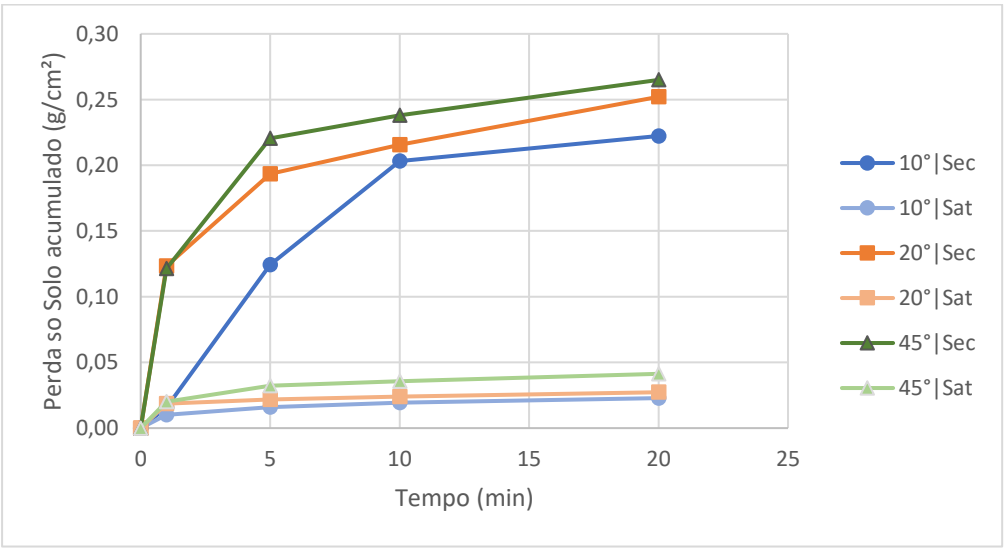


Figura 2: Perda do solo acumulado de acordo com o tempo.

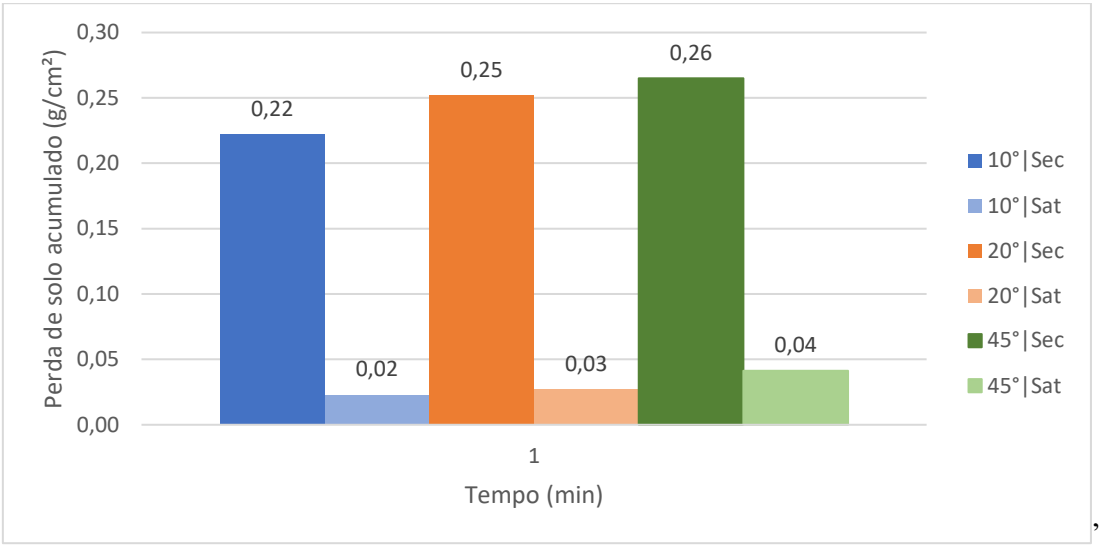


Figura 3: Perda do solo acumulada em 20 minutos.

Á princípio, nota-se que o solo saturado teve um desempenho melhor em relação à erodibilidade do que o solo seco. Isso pode ser explicado pelo fato de que, o solo seco em temperatura ambiente, no início do ensaio, começa a receber umidade sobre sua superfície, por meio das gotas que simulam a chuva, que causam remoção das partículas (Sales *et al.*, 2017; Ziolle e Assis, 2024). Tal processo forma uma lâmina d'água que provoca uma frente de percolação na superfície da amostra.

Em solos com menor grau de saturação, o ar presente nos poros é comprimido, criando um bloqueio a percolação de água, contribuindo para o carreamento de partículas da superfície, aumentando a erosão. Ainda, a inundação da camada superior do solo, eleva o grau de saturação da amostra como um todo e reduz a sucção, o que implica diretamente na diminuição da coesão, ou seja, na perda de resistência do solo (Sales *et al.*, 2017.). Os processos combinados, facilitam o processo de erosão superficial na amostra seca onde, na Tabela 3, é possível observar o aumento entre a perda de solo acumulado nas amostras secas em relação às amostras saturadas, de acordo com as respectivas declividades.

Tabela 3: Aumento entre perda do solo acumulado das amostras secas em relação às amostras saturadas, no tempo de 20 minutos.

Inclinação	Perda do solo acumulado da amostra seca (g/cm²)	Perda de solo acumulado da amostra saturada (g/cm²)	Aumento de perda de solo da amostra seca em relação à saturada (%)
10°	0,22	0,02	89,73%
20°	0,25	0,03	89,17%
45°	0,26	0,04	84,41%

Nota-se que na amostra com inclinação de 10°, após 20 minutos de ensaio, houve um aumento de 89,73% de perda de solo. O mesmo ocorre nas outras inclinações, onde para a inclinação de 20° esse aumento foi de 89,17% e nas amostras com 45° o aumento foi um pouco menor, de 84,41%. Isso demonstra que, as amostras secas ao ar, ou seja, o solo com menor grau de saturação, possui maior susceptibilidade à erosão superficial.

Consoante com Campos (2014), quanto maior a sucção inicial do solo, maior a sua erodibilidade. Dado que a sucção do solo é inversamente proporcional à sua saturação, ou seja, quanto maior o grau de saturação, menor a sucção, as amostras que passaram por três dias de saturação possuem uma sucção menor, logo, uma erodibilidade menor.

Além disso, pode-se notar que, de acordo com o passar do tempo, a tendência é que as curvas fiquem constantes. Nos primeiros minutos, há uma maior erosão superficial do solo, que é feita de maneira laminar. Todavia, de acordo com formação da lâmina d'água, a água passa a formar uma frente de percolação e a erosão deixa de ser laminar, tendendo a formar sulcos e descaracterizar a amostra, caso o ensaio seja feito por muito tempo (Bastos, 1999).

De acordo com Bastos (1999), o coeficiente de erodibilidade (K) (g/cm²/min/Pa) varia conforme a saturação da amostra e inclinação da rampa. Para valores de K maiores que 0,1 g/cm²/min/Pa o solo é considerado de alta erodibilidade, valores entre 0,1 e 0,001 g/cm²/min/Pa são considerados de média erodibilidade e resultados menores do que 0,001 g/cm²/min/Pa são determinados como solos de baixa erodibilidade. Assim, obteve-se os resultados apresentados na Tabela 4.

Tabela 4: Classificação do solo de acordo com os valores do coeficiente de erodibilidade K.

Inclinação	Saturação	Valor de K (g/cm²/min/Pa)	Classificação
10°	Seco ao ar	0,027	Média Erodibilidade
10°	Saturado por capilaridade	0,003	Média erodibilidade
20°	Seco ao ar	0,021	Média Erodibilidade
20°	Saturado por capilaridade	0,002	Média Erodibilidade
45°	Seco ao ar	0,014	Média Erodibilidade
45°	Saturado por capilaridade	0,001	Baixa Erodibilidade

Deve ser mencionado que a granulometria tem uma correlação direta com a erodibilidade do solo e, de acordo com Fragassi (2001), argilas têm menor sucessibilidade à erosão do que outros solos. Isso explica os valores baixos obtidos nos coeficientes de erodibilidade (K), em que nenhuma amostra foi classificada como alta erodibilidade. Porém, pode-se verificar que ao realizar os ensaios em amostras secas ao ar, na inclinação de 45° o valor de K aumenta significativamente, alterando o comportamento do material de baixa a média erodibilidade.

Vale ressaltar também a importância da declividade da rampa na erodibilidade deste solo, onde os maiores valores absolutos de massa de solo erodido foram encontrados na inclinação de 45º. Quando comparadas com as amostras testadas em 10°, o solo na maior declividade teve um aumento de perda de solo no tempo total de 20 minutos de 16% nas amostras secas e 45% nas amostras saturadas. Este fenômeno fica evidente nas Figuras 2 e 3, em que a erosão teve suas maiores curvas nas amostras submetidas à inclinação de 45° e ocorre por conta da maior declividade, que aumenta a velocidade de escoamento (V), a tensão hídrica (τh) e a perda do solo (Silva e Melo, 2016; Thoma, 2022; Ziolle e Assis, 2024).

Todavia, apesar da quantidade de massa erodida das amostras testadas com 45º ser maior, o coeficiente de erodibilidade (K) é maior nas amostras testadas em 10º. Isso porque, de acordo com Bastos (1999), o coeficiente de erodibilidade (K) e a tensão hidráulica (τh) são inversamente proporcionais. Ou seja, em declividades menores, há menor velocidade (V) e menor tensão hidráulica (τh), ocasionando no aumento do valor do coeficiente de erodibilidade K.

4 CONCLUSÃO

Este trabalho teve por objetivo avaliar a erodibilidade do solo da Fazenda Santa Terezinha, localizada na bacia do Ribeirão Guaratinguetá, para compreender o processo erosivo da região e auxiliar na implementação de práticas de conservação do solo, planejamento e organização da área rural.

De acordo com as análises feitas, foi notório que neste solo estudado a variação no teor de umidade inicial/grau de saturação inicial das amostras apresentou maior influência na erodibilidade que a variação na declividade da rampa. Considerando a combinação de ambas as variáveis, o pior desempenho para a massa de solo erodido, sem incorporar os parâmetros de tensão hidráulica, foi para o solo seco em temperatura ambiente, na inclinação de 45°.

Os resultados obtidos para K mostram que o solo é de baixa à média erodibilidade. Isso pode ser explicado justamente pela granulometria, em que 44% do solo é caracterizado como argila, a qual tem menor suscetibilidade à erosão. Entretanto, de forma geral, as amostras secas em temperatura ambiente tiveram um pior desempenho nos ensaios de Inderbitzen (1961), alterando a condição do solo para média erodibilidade.

Assim, deve-se ressaltar a importância do monitoramento da erosão no local, principalmente em chuvas após períodos de seca, onde o solo perde grande parte da sua umidade. Nestas condições, o solo apresentou

maior suscetibilidade ao processo erosivo, tendo maiores resultados de erodibilidade nos períodos de variabilidade hidrológica.

Salienta-se que outras variáveis ainda precisam ser estudadas e verificadas, tais como a variação de vazão nos ensaios de Inderbitzen (1961) e a utilização de métodos indiretos de classificação de erodibilidade, para uma análise conclusiva a respeito do solo em questão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Solo – Determinação do Limite de Liquidez.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo – Determinação do Limite de Plasticidade.*. Rio de Janeiro, 1984a.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 7181. *Solo – Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro, 1984b.

BASTOS, C. A. B. (1999) *Estudo Geotécnico Sobre a Erodibilidade de Solos Resuduais Não Saturados.* Dissetação de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia. UFRGS, Porto Alegre.

CAMPOS, C. J. M. (2014) *Avaliação de Erodibilidade Pelo Método Inderbitzen em Solo Não Saturado da Região de Bauru-SP*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental. UNESP, Bauru.

DA SILVA, J. C. R., MONTEIRO, L. F. G. (2020) *Construção do Aparelho de Inderbitzen Para Avaliar Erodibilidade dos Solos: Aplicação Nas Margens do Rio das Antas.* Monografia, Programa de Graduação em Engenharia Civil. UNIEVANGÉLICA, GO, Anápolis.

DE OLIVEIRA, V.N.; GITIRANA, G.D.F.N., JR.; DOS ANJOS MASCARENHA, M.M.; SALES, M.M.; VARRONE, L.F.R.; DA LUZ, M.P. *An Enhanced Flume Testing Procedure for the Study of Rill Erosion*. Water 2021, 13, 2956.

FÁCIO, J. A. (1991) *Preposição de Uma Metodologia de Estudo de Uma Erodibilidade dos Solos do Distrito Federal, Brasília/DF*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. UNB, Brasília.

FRAGASSI, P. F. M. (2001) *Estudo da Erodibilidade dos Solos Residuais de Gnaisse da Serra de São Geraldo e de Viçosa (MG)*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. UFV, Viçosa.

INDERBITZEN, A. L. (1961) *An Erosion Tests For Soils.* Materials Research & Standards. v.1, n.7.

MAGALHÃES, G. M. F. (2013) *Análise de Eficiência de Terraços de Retenção em Sub-Bacias Hidrográficas do Rio São Francisco.* Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental. v. 17, n.10, p.1109-1115.

MENDES, T.A.; PEREIRA, S.A.D.S.; REBOLLEDO, J.F.R.; GITIRANA, G.D.F.N.J.; MELO, M.T.D.S.; LUZ, M.P.D. *Development of a Rainfall and Runoff Simulator for Performing Hydrological and Geotechnical Tests*. Sustainability 2021, 13, 3060.

PRUSKI, F. F. (2009) *Conservação do Solo e Água: Práticas Mecânicas Para a Erosão Hídrica.* 2ª edição. UFV, Viçosa.

SALES, M. M., DE CARVALHO, J. C., LUZ, M. P., SOUZA, N. M., ANGELIM, R. R. (2017). *Erosão em Borda de Reservatório.* Escola de Engenharia Civil e Ambiental. UFG. Vol. 3.

SILVA, A. P. N., MELO, M. T. S. (2016) *Análise do Histórico de Desenvolvimento de Modelos de Aparelho de Inderbitzen Para a Confecção de Tabelas Comparativas.* Estudos Interdisciplinares em Ciências Biológicas, Saúde, Engenharias e Gestão. São Paulo. cap. 3, p. 51-64.

STEPHAN, A. M. (2010) *Análise de Processos Erosivos Superficiais Por Meio de Ensaios de Inderbitzen.* Dissertação de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. UFV, Viçosa.

THOMA, A. C. et al. *Erodibilidade de Neossolo Litólico pelo ensaio de Inderbitzen modificado e eficiência de blocos de solo para controle da erosão hídrica.* Engenharia Sanitaria e Ambiental, v. 27, p. 511-522, 2022.

ZIOLLE, B., DE ASSIS, R. A. (2024) *Avaliação da Aplicação de Enzimas Biocatalizadoras na Erodibilidade do Solo.* Monografia de Graduação em Engenharia Civil. UNESP, Guaratinguetá.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/430

Vulnerabilidade física das edificações e infraestruturas de uma área rural no município de Barra do Turvo - SP

Ellen Felizardo Batista
Doutoranda, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, ellenfp@ifsp.edu.br

Ariane Cecato Cajaiba dos Santos
Mestranda, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, ariane.cecato@ifsp.edu.br

Larissa de Brum Passini
Docente, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, larissapassini@ufpr.br

RESUMO: A vulnerabilidade desempenha um papel crucial nas análises de riscos associados aos deslizamentos de terra, sendo fundamental para uma previsão adequada das consequências desses eventos. O presente estudo teve como objetivo a avaliação quantitativa da vulnerabilidade física das edificações e infraestruturas da área rural de Barra do Turvo - SP, localizada na cadeia montanhosa da Serra do Mar. A região propensa à deslizamentos de terra possui 144 agregados familiares que se estabeleceram nas margens da rodovia Régis Bittencourt. Por meio de uma metodologia baseada em indicadores, foi considerada a intensidade dos deslizamentos e a resistência dos elementos expostos, sendo estes: as edificações, obras de arte especiais e vias terrestres. Os resultados indicaram que 93% das edificações apresentam elevada vulnerabilidade física, e as obras de arte especiais e a rodovia apresentam moderada vulnerabilidade. Já as estradas rurais indicaram alta vulnerabilidade física. Destaca-se a importância deste conhecimento para planejar estratégias de mitigação de riscos. Através da aplicação desta abordagem, foi possível a produção do mapeamento para região. Como conclusões, salienta-se a possibilidade de aplicação em outras regiões, além do potencial de uso pelos gestores públicos no planejamento territorial e proteção civil, direcionando ações voltadas à redução de risco.

PALAVRAS-CHAVE: Intensidade dos deslizamentos, Resistência dos elementos expostos, Gestão de riscos.

ABSTRACT: The vulnerability plays a crucial role in the risk analysis associated with landslides, being essential for an accurate prediction of the consequences of these events. This study aimed at the quantitative assessment of the physical vulnerability of buildings and infrastructure in the rural area of Barra do Turvo, located in the Serra do Mar mountainous range. The region prone to landslides has 144 households established along the Régis Bittencourt highway. Using an indicator-based methodology, the intensity of landslides and the resistance of exposed elements, including buildings, special structures, and roads, were considered. The results indicated that 93% of the buildings exhibit high physical vulnerability, while special structures and the highway show moderate vulnerability. Rural roads, on the other hand, showed high physical vulnerability. Emphasizing the importance of this knowledge for planning risk mitigation strategies, the application of this approach enabled mapping the region. In conclusion, the potential for application in other regions is highlighted, along with its usability by public officials in territorial planning and civil protection, directing actions towards risk reduction.

KEYWORDS: Landslide intensity. Resistance of exposed elements. Risk management.

1 INTRODUÇÃO

Os deslizamentos de terra são uma ameaça global significativa (Rong et al.,2020), sendo uma preocupação acentuada no Brasil, especialmente em regiões costeiras e no sudeste do país (Lacerda, 2004). A falta de documentação adequada, principalmente em áreas rurais, muitas vezes subestima o impacto real desses

eventos, colocando comunidades em situações de vulnerabilidade devido à pobreza, falta de acesso a serviços básicos e dependência dos recursos naturais (Pandey e Jha, 2012).

As consequências dos deslizamentos estão diretamente ligadas à sua magnitude, à vulnerabilidade e ao valor dos elementos expostos, como edificações e infraestruturas. A redução da magnitude de deslizamentos é desafiadora, tornando crucial o estudo da exposição e vulnerabilidades das infraestruturas e comunidades no contexto da análise de riscos de desastres (Birkmann et al. 2017).

O termo vulnerabilidade tem diferentes significados na literatura. Na perspectiva das ciências naturais e engenharia, a qual é empregada no presente estudo, a vulnerabilidade é avaliada como o grau de perda de um elemento ou conjunto de elementos expostos, sujeitos a um deslizamento de terras de um determinado tipo e intensidade, expressa em uma escala de 0 (sem danos) a 1 (perda total) (UNDRO, 1991). Para edifícios e infraestruturas, a perda é determinada pela extensão dos danos em relação ao valor total das estruturas.

A avaliação da vulnerabilidade física permite a identificação dos elementos expostos que são mais suscetíveis a sofrerem danos e perdas na ocorrência de deslizamentos de terra. Não há uma metodologia unificada para classificar e avaliar a vulnerabilidade física dos elementos expostos a diferentes tipos e magnitudes de deslizamentos (Glade e Crozier, 2005). Neste estudo, para avaliar a vulnerabilidade física das edificações e das infraestruturas, utilizou-se uma abordagem baseada em indicadores, quantificando a intensidade dos deslizamentos de terra e a resistência dos elementos expostos.

2 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo possuí 7,3 km² e está localizada no município de Barra do Turvo (SP), situado na região sudeste do Brasil (Figura 1). A região abrange uma faixa de domínio demarcada por uma extensão de 150 m e de cada lado dos 30 km da Rodovia Régis Bittencourt. A rodovia é o principal corredor que liga os mais importantes polos econômicos da região sudeste ao sul do território nacional, apresentando um elevado volume diário de usuários e trânsito de mercadorias (Ichihara, 2008). Aproximadamente 60% da ocupação humana está no interior das unidades de conservação e concentra-se ao longo do trecho de influência da rodovia (Cortez et al., 2004). Com uma população de 6.875 habitantes (IBGE, 2022) e um contingente populacional concentrado em áreas rurais, a maioria da população no município está envolvida em atividades agrícolas, pecuárias e exploração extrativista (França, 2005).

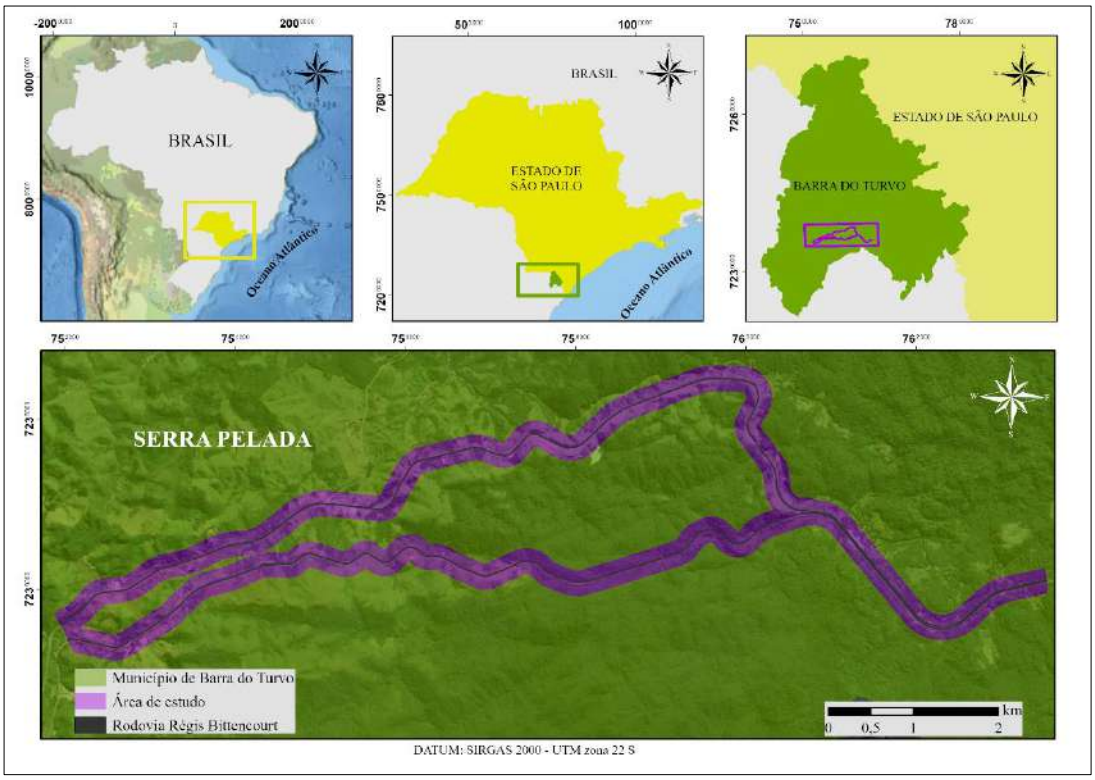


Figura 1. Localização da área de estudo.

Localizada na escarpa da Serra do Mar, a região é caracterizada por encostas extensas e inclinações acentuadas, acompanhadas por vales profundos e relativamente estreitos, com variações altitudinais que vão de 100 a 200 m em áreas mais baixas, junto à Depressão Tectônica do Baixo Ribeira, a altitudes entre 1000 e 1200 m nas porções mais elevadas. As altitudes médias predominantes situam-se na faixa de 700 a 900 m (Ross, 2002). A Serra do Mar é caracterizada pela ocorrência de diversos deslizamentos, geralmente na forma de movimentos translacionais rasos (Riedel, 2010). As características físicas e socioeconômicas da região, juntamente com a ocupação irregular nas margens da rodovia, refletem em sua vulnerabilidade física, influenciando diretamente nas magnitudes das consequências dos deslizamentos.

3 METODOLOGIA

Na análise da vulnerabilidade dos elementos expostos a deslizamentos de terra, foi adotada uma adaptação do modelo quantitativo proposto por Singh et al. (2019). Esse modelo utiliza uma fórmula empírica baseada no trabalho de Li et al. (2010), onde a vulnerabilidade física (V) é considerada como uma função da intensidade (I) da ameaça associada aos elementos expostos e da capacidade de resistência (R) desses elementos para enfrentar a ameaça (Eq. 1). Nessa equação, a intensidade (I) e a resistência (R) são expressas em termos adimensionais com valores variando entre 0 e 1. O modelo original proposto por Singh et al. (2019) foca exclusivamente nas edificações da região de interesse. No entanto, neste estudo, foram feitas adaptações para ampliar a avaliação além das edificações, abrangendo também as infraestruturas.

$$V = f(I,R) = \begin{cases} 2\frac{I^2}{R^2} & \frac{I}{R} \leq 0{,}5 \\ 1{,}0 - \frac{2(R-I)^2}{R^2} & 0{,}5 < \frac{I}{R} \leq 1{,}0 \\ 1{,}0 & \frac{I}{R} > 1{,}0 \end{cases} \quad (1)$$

3.1 Intensidade dos Deslizamentos e Resistência dos Elementos Expostos

Na definição da intensidade (I), foram considerados os parâmetros de volume e velocidade dos deslizamentos de terra. Esses parâmetros podem ser obtidos por métodos empíricos, analíticos simplificados ou simulação numérica (Li et al., 2010). Dada a falta de dados históricos sobre os parâmetros de intensidade dos deslizamentos na área de estudo, foram utilizadas equações empíricas.

Inicialmente, procedeu-se à elaboração de um inventário utilizando a abordagem de interpretação visual, com imagens pretéritas do *Google Earth*, abrangendo o período de 2012 a 2022. O volume médio dos deslizamentos foi obtido por meio do produto da área da superfície do deslizamento pela profundidade estimada da superfície de ruptura, com valor utilizado de 1,0 m. De acordo Dias et al. (2022) embora haja diferenças, em decorrência das variações na litologia, na Serra do Mar foram observadas profundidades de ruptura variando entre 0,7 e 2,0 m, e resultados de modelagem matemática em diferentes áreas considerando o valor de h igual à 1,0 m para a profundidade média de ruptura, foram os que produziram uma correspondência razoavelmente precisa com os volumes de eventos medidos.

A velocidade dos deslizamentos foi determinada utilizando o método proposto por Marinelli et al. (2022), uma abordagem morfométrica baseada na espacialização do método da Linha de Energia. Essa metodologia foi aplicada ao Modelo Digital de Elevação (MDE) dos polígonos obtidos do inventário, resultando nas velocidades máximas de cada polígono. Com os valores de volume médio e velocidade média dos polígonos, a intensidade dos deslizamentos foi estimada utilizando uma matriz de intensidade proposta por Singh et al. (2018). A resistência (R) de um elemento está relacionada à sua capacidade de suportar um deslizamento de terra sem sofrer danos significativos. A resistência foi calculada usando a equação proposta por Li et al. (2010) (Eq. 2).

$$R = \left(\prod_{i=1}^{n} \beta_i\right)^{1/n} \quad (2)$$

Onde, βi representa o i-ésimo valor de n≥1 fatores de resistência (expressos em termos adimensionais) contribuindo para a definição de diferentes categorias. Os valores estimados foram classificados em três

categorias, propostas por Singh (2019), correspondentes à baixa ($R \leq 0,5$), média ($0,5 < R \leq 0,9$) e alta resistência ($0,9 < R \leq 1,0$).

Foram mapeadas 144 edificações, sendo consideradas algumas edificações fora da faixa de domínio, mas próximas o suficiente para serem diretamente afetadas em caso de deslizamentos de terra. Os fatores de resistência das edificações foram escolhidos com base em levantamentos e pesquisas anteriores sobre vulnerabilidade (Li et al. 2010 e Singh et al., 2019). Quatro fatores foram considerados: tipologia estrutural, número de pavimentos, qualidade da construção e estado de manutenção, cada um atribuindo valores de resistência em uma escala de 0 (menos resistente) a 1 (mais resistente), conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Fatores de resistência atribuídos às edificações e infraestruturas.

Elementos		Fator	Descrição	Valor
Edificações		Tipologia estrutural (β_{te})	Concreto	1,00
			Metal	0,80
			Tijolo	0,50
			Madeira	0,10
		Número de pavimentos (β_{np})	≥5,6	1,00
			3,4	0,75
			2	0,50
			1	0,25
		Qualidade da construção (β_{qc})	Alta	1,00
			Média	0,50
			Baixa	0,25
		Estado de manutenção (β_{em})	Excelente	1,00
			Bom	0,75
			Médio	0,50
			Ruim	0,25
Infraestruturas	Vias terrestres	Tipo de material (β_{tm})	Concreto	1,00
			Asfáltico	0,90
			Paralelepípedos	0,70
			Revestimento superficial	0,50
			Terra batida	0,30
		Tipo de via (β_{tv})	Rodovia principal	1,00
			Rodovia secundária	0,80
			Estrada vicinal	0,50
		Espessura do pavimento (β_{ep})	Pavimento espesso	1,00
			Pavimento médio	0,80
			Pavimento delgado	0,50
		Estado de manutenção e conservação (β_{mc})	Alto	1,00
			Bom	0,80
			Moderado	0,60
			Baixo	0,30
	OAEs	Tipo de material (β_{tm})	Aço	1,00
			Concreto	0,90
			Madeira	0,70
			Alvenaria	0,60
		Projeto estrutural (β_{pe})	Avançado	1,00
			Convencional	0,80
			Simplificado	0,60
			Desatualizado	0,20
		Estado de manutenção e conservação (β_{mc})	Excelente	1,00
			Bom	0,80
			Regular	0,60
			Precário	0,40
			Ruim	0,20

No contexto das infraestruturas, foram considerados os 30 km da rodovia Régis Bittencourt, que atravessa a região, os 300 m da estrada municipal Ribeirão do Veado-Perebá, os 5 km das estradas rurais e as Obras de Artes Especiais (OAE), compreendendo 7 pontes e 3 viadutos. Os dados relativos à rodovia e às OAEs foram fornecidos pela concessionária Arteris, enquanto as informações sobre a estrada municipal e as estradas rurais foram obtidas por meio de imagens aéreas. Dado o limitado número de estudos na literatura que calcularam a resistência de vias terrestres e OAEs, este estudo necessitou da seleção de fatores relevantes e suas classes para avaliar a resistência dessas infraestruturas. A resistência dessas estruturas depende de diversos parâmetros utilizados no projeto de engenharia, dos materiais empregados e das técnicas construtivas. Entretanto, devido à ausência de alguns dados relativos a essas propriedades, estimativas dos valores de resistência foram realizadas, limitadas a certas generalizações.

Na análise da resistência, as vias terrestres (rodovia, estrada municipal e estradas rurais) foram separadas das OAEs (pontes e viadutos). Para as vias terrestres, foram considerados quatro fatores de resistência: β_{tm} que corresponde ao fator de resistência em função do tipo de material da via terrestre, β_{tv} é o fator de resistência decorrente do tipo de via, β_{ep} que corresponde ao fator de resistência para a espessura do pavimento e β_{mc} que refere-se ao fator de resistência para o estado de manutenção e conservação. As classes de cada fator de resistência e os seus valores são apresentados na Tabela 1.

Para as OAEs foram selecionados três fatores de resistência, que são: β_{tm} referente ao tipo de material, β_{pe} fator do projeto estrutural e β_{mc} corresponde ao estado de manutenção e conservação. A definição dos fatores de resistência visa garantir a abrangência da metodologia, considerando diferentes cenários. Mesmo ausentes em uma área específica, os fatores podem ser aplicados em outras regiões, levando em conta variações regionais.

Em relação aos valores das classes dos fatores para o cálculo da resistência, a atribuição visou considerar e abranger diferentes cenários e condições de uso. Cada classe de fatores foi definida considerando os aspectos relevantes para a resistência e desempenho das vias terrestres e OAEs. Os valores dos fatores foram estabelecidos com base em estudos técnicos e experiência prática, buscando refletir a realidade e promover a segurança das vias terrestres e OAEs. A possibilidade de revisão e atualização desses valores é fundamental para acompanhar os avanços e garantir a aplicação das melhores práticas e conhecimentos disponíveis. É importante ressaltar que, para diferentes regiões ou contextos específicos, podem ser necessários valores de fatores de resistência diferentes, levando em consideração as condições locais, materiais disponíveis e normas específicas. Portanto, a flexibilidade na revisão e adaptação dos valores é essencial para garantir a adequação das estruturas às características e necessidades específicas de cada localidade.

4 RESULTADOS E CONCLUSÕES

O inventário realizado na área de estudo permitiu a identificação de 20 deslizamentos de terra do tipo translacional raso. A partir das áreas dos polígonos resultantes do mapeamento dos deslizamentos pretéritos, foi calculado o volume médio de 205,8 m³. Posteriormente, o volume estimado foi classificado na categoria "baixo", seguindo a proposta de Sarkar et al. (2015). Com relação à velocidade média, a aplicação dos parâmetros geométricos dos polígonos obtidos no inventário dos deslizamentos, resultou em uma velocidade média estimada de 5,26 m/s². De acordo com a escala de velocidade proposta por Cruden e Varnes (1996), a velocidade obtida corresponde a deslizamentos extremamente rápidos. Baseado na matriz de intensidade dos deslizamentos apresentada por Singh et al. (2019), a intensidade dos deslizamentos (I) foi classificada como moderada, com um valor de 0,4 em uma escala que varia de 0 a 1.

Ao analisar a distribuição das diferentes categorias dos fatores de resistência, verificou-se que a maioria das edificações é construída com alvenaria, representando 77% do total. O uso de madeira é encontrado em 30%, enquanto as edificações de concreto correspondem a apenas 2% do conjunto, compreendendo as instalações de uma praça de pedágio presente na área de estudo. No que diz respeito ao número de pavimentos, a grande maioria, ou seja, 96%, possui apenas 1 pavimento, enquanto 2% possuem 2 pavimentos. As edificações da praça de pedágio, devido à presença de subsolo, foram classificadas com 3 pavimentos, representando 2% do total. Quanto à qualidade das construções, constatou-se que 64% das edificações apresentam baixa qualidade, apresentando deficiências significativas em termos de projeto e construção. Tal resultado pode ser atribuído a diversos fatores, tais como falta de regulamentação adequada, uso de materiais inadequados, métodos construtivos inapropriados e ausência de inspeção e supervisão durante o processo de construção. Em relação ao estado de manutenção, também

64% das edificações foram classificadas como ruim. Esse estado de manutenção reflete a falta de cuidado, deterioração, desgaste ou negligência em relação à manutenção adequada.

Em relação à distribuição dos tipos de edificações presentes na área de estudo, verificou-se que 88% são residências, 4% correspondem a edificações comerciais, abrangendo lanchonetes, pesqueiros e uma oficina mecânica, e 8% são classificadas como outros tipos de edificações, incluindo igrejas, uma praça de pedágio e as edificações do Parque Estadual do Rio Turvo. As resistências das edificações apresentaram valores que variaram de 0,20 à 0,93, onde 2% das edificações possuem alta resistência (R≥0,9), 5% possuem resistência moderada (0,5>R<0,9) e predominantemente 93% das edificações apresentam baixa resistência (R≤0,5). Devido à maioria das edificações na área de estudo pertencer a uma população de baixa condição socioeconômica, essas construções possuem uma capacidade de resistência limitada. Também se destaca que a maioria das edificações estão localizadas em áreas irregulares, em terrenos acidentados e que não foram submetidas a projetos realizados por profissionais de engenharia, logo não foram aplicadas técnicas de construção resistentes a deslizamentos. Dessa forma, grande parte das edificações analisadas demonstraram possuir uma capacidade de resistência reduzida diante de tais eventos.

Com base nas características e nos dados sobre as infraestruturas da região de estudo, foram atribuídos os valores referentes aos fatores de resistência e foram calculadas as resistências das vias terrestres e das OAEs. As resistências das vias terrestres apresentaram valores que variaram de 0,39 à 0,92 e as OAEs um valor mínimo de 0,81 à um valor máximo de 0,90. A rodovia, a estrada municipal e as estradas rurais, ficaram cada uma em uma classe de resistência, correspondendo à alta (R≥0,9), moderada (0,5>R<0,9) e baixa resistência (R≤0,5), respectivamente. Em relação às OAEs nenhuma apresentou baixa resistência (R≤0,5), 22% apresentaram resistência moderada (0,5>R<0,9) e 78% alta resistência (R≥0,9).

A elevada resistência observada para a rodovia indica que a via está em boas condições e possui uma estrutura robusta capaz de suportar as cargas e condições de serviço esperadas. A estrada municipal, com resistência moderada, aponta para algumas limitações, porém ainda possui condições aceitáveis de segurança e desempenho. Por outro lado, as estradas rurais foram classificadas como tendo uma baixa resistência, indicando que podem necessitar de atenção especial devido a possíveis deficiências estruturais. Quanto às OAEs, é importante ressaltar que nenhuma delas foi classificada como tendo baixa resistência, o que é um indicativo positivo em termos de segurança estrutural, especialmente quando consideramos a ocorrência de deslizamentos de terra. Essa classificação indica que as OAEs possuem uma estrutura confiável, capaz de suportar as cargas e as condições de serviço esperadas. No entanto, é essencial destacar também que duas OAEs apresentaram resistência moderada, indicando que essas estruturas podem exigir um monitoramento mais frequente e a implementação de possíveis intervenções para garantir a sua durabilidade e segurança ao longo do tempo.

4.1 Vulnerabilidade Física dos Elementos Expostos

A distribuição da vulnerabilidade física foi calculada a partir dos valores de intensidade dos deslizamentos (I=0,4) em uma escala que varia de 0 a 1 e da resistência dos elementos expostos na área de estudo, a qual apresenta distribuição espacial apresentada na Figura 2, onde visualiza-se a vulnerabilidade física das edificações (Figura 2 A, B, C); vulnerabilidade física das infraestruturas - Vias terrestres (Figura 2D); e vulnerabilidade física das infraestruturas - OAEs (Figura 2E). A vulnerabilidade física, para as 144 edificações apresentaram uma variabilidade de 0,37 à 1,00. Somente 2% das edificações apresentam baixa vulnerabilidade (V≤0,4), 5% possuem alta vulnerabilidade (0,6<V≤0,8), enquanto 93% das edificações foram classificadas com elevadas vulnerabilidades (0,8<V ≤1,0). Os valores mais baixos de vulnerabilidade correspondem às edificações da praça de pedágio, as quais são projetadas levando em consideração critérios de segurança e resistência estrutural. Dessa forma, as edificações são construídas seguindo normas e regulamentos específicos, incluindo requisitos de engenharia e construção para garantir a estabilidade e resistência.

A predominância de altos valores de vulnerabilidade física demonstram a fragilidade das edificações da região. Uma das principais razões para a alta vulnerabilidade é a situação socioeconômica desfavorável da população local, o que reflete na ausência de recursos financeiros para investir em edificações resistentes e seguras, tornando-as mais suscetíveis a danos e colapsos. Outro fator está relacionado à falta de conhecimento e aplicação de técnicas construtivas adequadas. A ausência de profissionais qualificados durante o processo de construção leva à utilização de materiais inadequados e técnicas construtivas precárias, comprometendo a estabilidade e resistência das edificações. Por fim, temos também a localização dessas edificações, que são frequentemente construídas em

áreas irregulares. Sendo assim, a falta de controle e regulamentação na ocupação do solo contribui para a construção de edificações em locais de risco, aumentando significativamente a probabilidade de ocorrência de danos graves nas estruturas durante eventos de deslizamento de terra.

Em relação à vulnerabilidade física das infraestruturas, para as vias terrestres, temos a rodovia com um valor de vulnerabilidade de 0,38, a estrada municipal com 0,47 e as estradas rurais com 1,00. Esses valores refletem a vulnerabilidade das vias terrestres aos impactos e danos causados por deslizamentos de terra. A rodovia apresenta uma menor vulnerabilidade, indicando que possui características e medidas de segurança que reduzem sua exposição e os efeitos de um deslizamento. A estrada municipal, por sua vez, possui uma vulnerabilidade um pouco maior, demonstrando uma menor capacidade de resistência. Já as estradas rurais apresentam a maior vulnerabilidade, indicando que estão mais propensas a sofrer danos significativos.

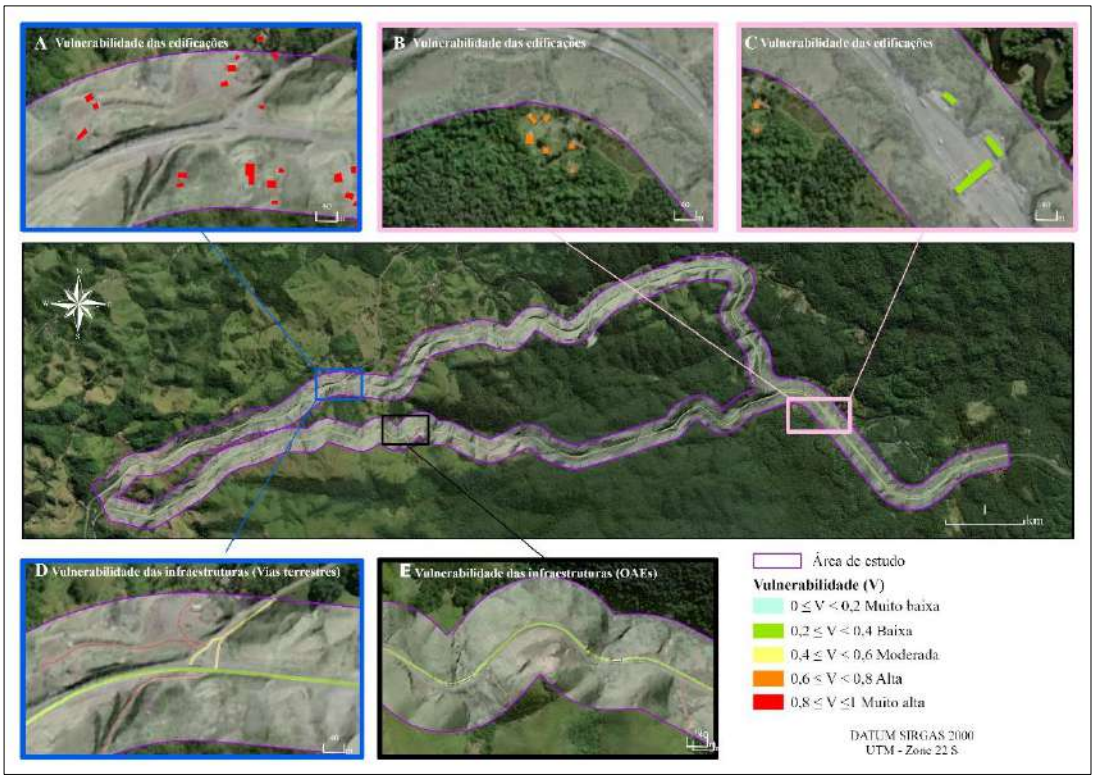


Figura 2. Mapa da vulnerabilidade física dos elementos expostos.

Quanto a vulnerabilidade física das OAEs (7 pontes e 3 viadutos), a maioria das estruturas apresentou um valor de 0,40, o que indica uma resistência moderada. Isso sugere que essas OAEs possuem capacidade de resistir aos efeitos de deslizamentos, embora possam sofrer danos, são menos propensas a falhas graves. No entanto, duas OAEs apresentaram vulnerabilidade de 0,48, o que indica que estão mais expostas aos efeitos de deslizamentos e possuem uma capacidade de resistência um pouco menor em comparação com as demais. Os resultados evidenciam que a avaliação da vulnerabilidade física das edificações e infraestruturas é de extrema importância para identificar áreas de maior risco e direcionar medidas de prevenção e mitigação adequadas, garantindo a segurança e funcionalidade dessas infraestruturas em situações de deslizamentos de terra. Sendo assim, a aplicação da metodologia proposta neste estudo pode ser valiosa para outras regiões, auxiliando no desenvolvimento de estratégias eficazes para redução dos riscos de deslizamentos de terra e aumento da resiliência das comunidades.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Birkmann, J., Sorg, L., Welle, T. (2017) Disaster Vulnerability. *The Palgrave Handbook of Unconventional Risk Transfer*, p.329-356.

Cortez, G. R. de P., Arzolla, F. A. R. P., Vilela, F. E. S. P. (2004) A ocupação humana irregular na faixa de influência da rodovia Régis Bittencourt (BR 116) e a degradação das florestas na porção central do parque estadual de Jacupiranga. *Congresso Brasileiro de Unidades de Conservação*, p. 298-306.

Cruden, D. M., Varnes, D. J. (1996). Landslides: investigation and mitigation. Chapter 3-Landslide types and processes. *Transportation research board special report*, 247.

Dias, V. C., Mcdougall, S., Vieira, B. C. (2022) Geomorphic analyses of two recent debris flows in Brazil. *Journal of South American Earth Sciences*, 113, p.103675.

França, A. M. (2005) *Vale do Ribeira (SP): Proposições econômicas, sociais, políticas e ambientais para o crescimento e desenvolvimento sustentável dos municípios da região administrativa de Registro*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Economia Política, Pontifícia Universidade Católica de São Paulo / PUC, 323 p.

Glade, T.; Crozier, M. J. (2005) *The nature of landslide hazard and impact*. Glade, T., Anderson, M.G., Crozier, M. J. (Eds) Landslide hazard and risk. Wiley, Chichester, p.43-74.

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (2022) *Censo Demográfico*. Disponível em: <https://censo2022.ibge.gov.br/panorama/>. Acesso em: 14 fev. 2024.

Ichihara, S. M., Guilhoto, J. J. M. (2008) O impacto do crescimento econômico nas rodovias paulistas: uma aplicação do modelo insumo-produto combinado com SIG. *SSRN Eletrônico. J*., p.1-35.

Lacerda, W. (2004) *The behavior of colluvial slopes in a tropical environment*. Lacerda, W.; Ehrlich, M.; Fontoura, S. A. B.; Sayão, A. S. F. (Eds.) Landslides - Advances in Evaluation and Stabilization. Proceedings of the Ninth International Symposium on Landslides, Rio de Janeiro, Brazil, p.1315-1342.

Li, Z., Nadim, F., Huang, H., Uzielli, M., Lacasse, S. (2010) Quantitative vulnerability estimation for scenario-based landslide hazards. *Landslides*, v.7, n.2, p.125-134.

Marinelli, A., Medici, C., Rosi, A., et al. (2022) Shallow Landslides and Rockfalls Velocity Assessment at Regional Scale: A Methodology Based on a Morphometric Approach. *Geosciences (Switzerland)*, v.12, n.4, p.177.

Pandey, R., Jha, S. K. (2012) Climate Vulnerability Index - Measure of Climate Change Vulnerability to Communities: A Case of Rural Lower Himalaya, India. *Mitigation and Adaptation Strategies for Global Change*, v.17, n.5, p.487-506.

Riedel, P. S., Gomes, A. R., Ferreira, M. V., Sampaio Lopes, E. S., Sturaro, J. R. (2010) Identification of landslide scars in the region of the Serra do Mar, São Paulo State, Brazil, using digital image processing and spatial analysis tools. *GIScience Remote Sens*., v.47, p.498-513.

Rong, G., Li, K., Han, L., Alu, S., Zhang, J., Zhang, Y. (2020) Hazard mapping of the rainfall-landslides disaster chain based on geodetector and bayesian networkmodels in Shuicheng county, China. *Water (Switzerland)*, v.12, n.9, p.1-25.

Ross, J. L. S. (2002) A Morfogenese da bacia do Ribeira do Iguape e os sistemas ambientais. *GEOUSP Espaço e Tempo (Online)*, v.6, n.2, p.21-46.

Sarkar, S.; Kanungo, D. P.; Sharma, S. (2015) Landslide hazard assessment in the upper Alaknanda valley of Indian Himalayas. Geomatics, Natural Hazards and Risk, 6, 4, 308-325.

Singh A.; Kanungo D. P.; Pal, S. (2018) A modified approach for semiquantitative estimation of physical vulnerability of buildings exposed to different landslide intensity scenarios. *Georisk*, v.13, n.1, p.66-81.

Singh, A., Kanungo, D. P.; Pal, S. (2019) Physical vulnerability assessment of buildings exposed to landslides in India. *Nat Hazards*, v.96, n.2, p.753-790.

UNDRO. United Nations Disaster Relief Organization. (1991) *Mitigating natural disasters: phenomena, effects and options: a manual for policy makers and planners*, p.164.

ÁREA 07.

Geotecnia de Mineração

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/431

Análise da Resistência não Drenada em Reservatórios de Rejeitos de Mineração de Bauxita Através de Ensaios CPTu e Palheta

Robert Nagai Gonçalves da Cruz
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, robertnagaig@gmail.com

Lúcio Flávio de Souza Villar
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, lvillar@etg.ufmg.br

Ecidinéia Pinto Soares de Mendonça
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, ecidineia@etg.ufmg.br

Antônio Ananias de Mendonça
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, aananias@etg.ufmg.br

RESUMO: Este artigo apresenta a comparação de valores de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) obtidos através de ensaios CPTu e palheta em reservatório de rejeito de processamento de bauxita (lama vermelha) no Brasil. Através do ensaio de palheta, foi possível obter, de maneira direta, a S_u em profundidades especificadas. Através do ensaio CPTu não drenado, foi possível obter um perfil contínuo deste parâmetro ao longo da profundidade. O fator de capacidade de carga baseado na resistência de ponta medida no cone (N_{kt}), que é utilizado na formulação para determinar a Su a partir dos ensaios CPTu, foi determinado tanto por meio de calibração utilizando os próprios resultados do ensaio de palheta como, também, conforme as propostas de Robertson (2012) e Mayne e Peuchen (2018). Verificou-se que, em termos médios, as menores variações entre o perfil contínuo de S_u estimado com o ensaio CPTu em comparação com os resultados pontuais de S_u fornecidos pelo ensaio de palheta foram obtidas com o uso do fator N_{kt} estimado conforme proposto por Robertson (2012) quando o material se apresentava como mais argiloso (mais de 60% de fração argila). Porém, quando o material ensaiado apresentou em torno de 40% de fração argila, o melhor ajuste do perfil contínuo de S_u ao longo da profundidade via ensaio CPTu com as medições feitas pelo ensaio de palheta foi obtido utilizando o fator Nkt calibrado a partir dos resultados do ensaio de palheta.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência ao cisalhamento não drenada; resíduo de mineração; ensaio piezocone; ensaio de palheta.

ABSTRACT: This paper presents a comparative analysis of the undrained shear strength (Su) obtained by CPTu and vane tests in two reservoirs of bauxite tailings (red muds) in Brazil. Through the vane test, it was possible to estimate Su at specified depths. Through the CPTu test, Su could be estimated using empirical formulations, thereby obtaining a continuous profile of Su. Different methodologies were applied to determine the Su of the mining waste from the results of the CPTu tests. The N_{kt} factor is an important input data for these methodologies and was estimated using different approaches. One approach was according to Schnaid and Odebrecht (2012), based on the results obtained from the vane test, and also by semi-empirical methods proposed by Robertson (2012) and Mayne and Peuchen (2018). It was found that, on average, the smallest variations for the Su profile estimated with the CPTu test, compared to results provided by the vane test, were obtained using the N_{kt} factor estimated as proposed by Robertson (2012) when the waste was classified as clay, and using the N_{kt} factor estimated as proposed by Schnaid and Odebrecht when it was classified as silt, evaluating the effects of the drainage conditions in the tests.

KEYWORDS: undrained shear strength; mining tailings; piezocone tests; vane tests.

1 INTRODUÇÃO

Análises de estabilidade e do potencial de liquefação de barragens ou pilhas de disposição de rejeitos e/ou estéril de mineração exigem entendimento do comportamento geomecânico destes materiais. Considerando que eles, como pior hipótese, se encontram saturados ou quase, o que é comum dado o método

de disposição em geral ainda empregado, e considerando que eles podem ser submetidos a carregamentos não drenados, uma das propriedades geotécnicas necessárias para uso nas análises de estabilidade é a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), especialmente para o caso de solos finos, como os rejeitos do beneficiamento da bauxita, material analisado neste trabalho. De acordo com Bello & Coutinho (2006), um dos principais aspectos a se considerar é que não existe um único valor de S_u para um solo, uma vez que esse parâmetro varia com a profundidade, além de outros fatores. E, além das propriedades intrínsecas do material avaliado, a definição do valor do S_u dependerá da técnica utilizada para sua determinação, se direta ou indireta, por exemplo, sendo que é importante a adoção de fatores de correção (PINTO, 2006).

Há diversos métodos e ensaios (laboratório ou campo) para a obtenção da S_u. Entre os ensaios de campo, cita-se o ensaio de palheta (*Vane Shear Test*) e o CPTu (*Cone Penetration Test with Pore pressure Measurement*). Eles são comuns de serem utilizados na determinação de parâmetros para muitas barragens e pilhas de disposição de rejeitos (Reid, 2016; Pinto et al. 2023), tanto para o barramento como para os reservatórios propriamente ditos. Segundo Reid (2016) e Pinto et al (2023), no entanto, os métodos disponíveis para avaliar a resistência não drenada diretamente dos resultados do CPTu possuem incertezas e, por isso, o ensaio de palheta é frequentemente usado para permitir o desenvolvimento de correlações entre os resultados do CPTu e a resistência ao cisalhamento não drenada para um local específico. Pinto et al. (2023) ainda alertam que a aplicabilidade destas correlações deve ser avaliada localmente, uma vez que rejeitos de mineração possuem características únicas, tais como sua composição geoquímica, que pode variar tanto com o avanço da lavra quanto com o processamento usado para obtenção do mineral de interesse; a compressibilidade; a estrutura da camada, que é afetada pela forma de disposição, dentre outros fatores.

O presente artigo compara os resultados de S_u determinados em profundidades específicas via ensaio de palheta com o perfil contínuo de S_u obtido via ensaio CPTu. Os ensaios foram executados em dois reservatórios de disposição de lamas vermelhas (rejeitos de processamento de bauxita). No caso do ensaio CPTu, a determinação do S_u foi feita variando o fator de capacidade de carga baseado na resistência de ponta medida no cone (N_{kt}), que foi determinado tanto conforme as propostas de Robertson (2012) e Mayne e Peuchen (2018) como via calibração com os próprios valores medidos do ensaio de palheta. Não se pretendeu discutir os métodos de ensaio e da determinação do parâmetro em si, já que estão sendo usados métodos bastante difundidos para projeto e acompanhamento destes reservatórios (Pinto et al., 2023). O objetivo foi o de apresentar a ordem de grandeza do S_u para rejeitos de processamento de bauxita, já que não há muitos resultados publicados sobre mesmo, e verificar a correlação dos resultados do S_u fornecidos por estes dois ensaios tão utilizados em projetos de mineração, além de uma indicação sobre a determinação do fator de capacidade de carga do ensaio CPTu neste material, o que pode auxiliar na elaboração de anteprojetos futuros.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Ensaio de palheta (*Vane Shear Test*)

O ensaio de palheta (*Vane Shear Test* - VST) é tradicionalmente empregado para a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) de depósitos de argilas moles (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012) e, no Brasil, é normatizado pela NBR 10905 (ABNT, 1989). O ensaio consiste na rotação de um conjunto de palhetas cruciformes cravadas em profundidades pré-definidas, podendo ser realizado com a palheta cravada diretamente no solo ou com perfuração prévia. De acordo com a norma, a rotação da palheta deve ser controlada, sendo requerido $6 \pm 0{,}6$º/min de forma a solicitar de maneira não drenada o solo argiloso ensaiado. A resistência ao cisalhamento não drenada pode ser estimada em termos da condição indeformada do solo (S_u) e, também, da amolgada (S_{ur}).

Para aplicação em argilas moles, Bjerrum (1973) propôs uma correção do valor do S_u obtido através do ensaio de palheta. Representada pelo símbolo μ, a correção de Bjerrum (1973) baseia-se na diferença de velocidade de deformação cisalhante entre o ensaio de palheta e a aplicação do carregamento em campo. Além disso, essa correção também considera os efeitos de anisotropia que podem ocorrer em argilas (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). O fator de correção empírico μ pode ser determinado com auxílio da Figura 1, feita com base na retroanálise de rupturas em aterros e escavações em depósitos argilosos. A experiência brasileira na aplicação dessa correção é baseada em estudos de casos diversos, indicados na Figura 1, sendo seu uso, prática corrente no Brasil (Coutinho & Bello, 2006).

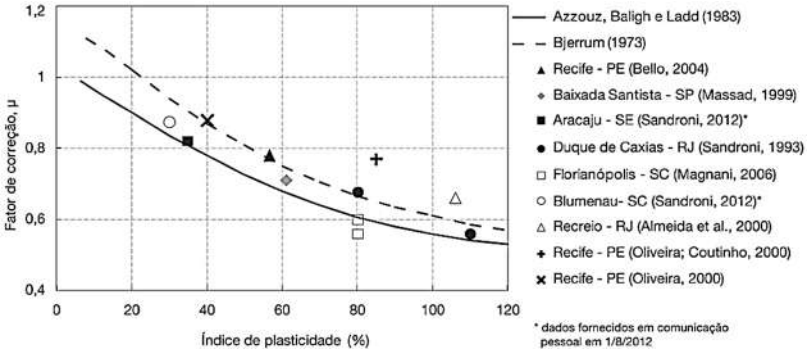


Figura 1. Fator de correção μ de S_u obtido pelo ensaio de palheta. (FONTE: Schnaid e Odebrecht, 2012).

2.2 Ensaio de Piezocone (*Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement – CPTu*)

Os ensaios de cone (*Cone Penetration Test* - CPT) e piezocone (*Piezocone Penetration Test* - CPTu), possuem grande aplicação na determinação da estratigrafia dos solos, fornecendo parâmetros mecânicos e hidráulicos. O ensaio de piezocone consiste na cravação contínua, a uma velocidade constante da ordem de 20 mm/s ± 5 mm/s, de um elemento cilíndrico com ponta cônica (60° de ápice), que mede, continuamente, a resistência de ponta (q_c), a resistência por atrito lateral (f_s), além de registrar os valores do excesso de poropressão gerada no interior do maciço durante a cravação, comumente medido atrás do cone (u_2), mas também podendo ser medido diretamente na ponta cônica (u_1), ou mesmo, em posição mais distante ainda desta ponta (u_3), no seu fuste. No caso deste trabalho, foi utilizado equipamento com medição de poropressão imediatamente após a ponta cônica (u_2). No caso do CPTu, os procedimentos, em geral, são realizados de acordo com a norma americana ASTM D5778-20 (ASTM, 2020).

Uma das informações relevantes fornecidas pelos ensaios CPTu é a classificação dos solos quanto ao comportamento mecânico em sua condição *in situ* (ROBERTSON e CABAL, 2014). A classificação comportamental dos solos proposta por Robertson (2016) é denominada *Soil Behaviour Type* (SBT). Por este ábaco de classificação, é possível avaliar qual o provável tipo de comportamento é esperado deste material em relação às suas características de resistência e compressibilidade. Essa classificação tem sido utilizada especialmente para a uma identificação do potencial de liquefação de rejeitos de mineração. Outra classificação importante, proposta por Robertson e Wride (1998), se refere ao Índice de Classificação de Comportamento (IC) e permite a classificação dos materiais em categorias comportamentais distintas, a saber: Argilas Sensíveis; Solo Orgânico; Argila a Argila Siltosa; Argila Siltosa a Silte Argiloso; Silte Arenoso a Areia Siltosa; Areia Siltosa a Areia; Areia Compacta ou Pedregulhosa; Areia Muito Compacta ou com Cimentação e Solos duros.

Para a determinação do S_u via ensaio CPTu, Lunne et al. (1997) apresentaram uma equação (ver a equação 1) que correlaciona algumas variáveis medidas e estimadas pelo ensaio de cone/piezocone e o fator de capacidade de carga baseado na resistência de ponta medida no cone (N_{kt}).

$$S_u = (q_t - \sigma_{v0}) / N_{kt} \quad (1)$$

Onde: S_u – Resistência ao cisalhamento não drenada; q_t - Resistência de ponta corrigida medida pelo cone (kPa); σ_{v0} é a tensão vertical total (kPa) na profundidade considerada.

Pinto et. al (2021) avaliaram o S_u de um rejeito de processamento de bauxita, o mesmo tipo de rejeito aqui estudado, mas em um outro local, e concluíram que o valor de fator capacidade de carga $N_{kt} = 11$ foi bom para a estimativa deste parâmetro utilizando o ensaio CPTu neste material.

De forma prática, o fator de capacidade de carga baseado na resistência de ponta (N_{kt}) é comum de também ser estimado através do valor de S_u obtido por ensaios de palheta ou ensaios de laboratório, de acordo com a equação 2 (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). Deste modo, este valor de N_{kt} assim determinado é utilizado para calcular o S_u ao longo de toda a profundidade a partir dos resultados do ensaio CPTu,

$$N_{kt} = (q_t - \sigma_{v0}) / S_u \quad (2)$$

Onde: N_{kt} - Fator de capacidade de carga baseado na resistência de ponta do CPTu; q_t – Resistência de ponta corrigida medida pelo cone (kPa); σ_{v0} – Tensão vertical total, que também varia com a profundidade; S_u – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida com o ensaio de palheta.

Com o objetivo de propor uma estimativa do fator de capacidade de carga baseado na resistência efetiva de ponta medida em ensaios CPTu, Mayne e Peuchen (2018) estudaram argilas naturais categorizadas em grupos como: argilas rijas, argilas sensíveis, argilas marinhas, argilas continentais e argilas fissuradas. Os dados foram obtidos por meio de ensaios triaxiais em conjunto com ensaios CPTu no mesmo material. A equação 3 relaciona o parâmetro de poropressão B_q (equação 4) e o fator de capacidade de carga N_{kt} dos solos ensaiados.

$$N_{kt} = 10{,}5 - 4{,}6 \ln (Bq + 0{,}1) \quad (3)$$

Onde $Bq > -0{,}1$, sendo calculado pela equação (4)

$$B_q = (u_2 - u_0) / (q_t - \sigma_{v0}) \quad (4)$$

Onde: B_q - parâmetro de poropressão; u_2 - Poropressão medida logo atrás da ponta do cone (kPa); u_0 - poropressão hidrostática na profundidade do ensaio (kPa); q_t - Resistência de ponta corrigida medida pelo cone (kPa); σ_{v0} - Tensão vertical total (kPa).

Robertson (2012) apresentou uma equação para obtenção da variável N_{kt} a partir do ensaio de piezocone, conforme apresentado na equação 5. Esta proposição inclui a consideração da razão de atrito normalizada (F_r), apresentada na equação 6.

$$N_{kt} = 10{,}5 + 7 \log(F_r) \quad (5)$$

Onde: N_{kt} - fator de capacidade de carga baseado na resistência de ponta do CPTu; F_r é a razão de atrito, dada pela equação 6.

$$F_r = (f_s .100\%) / (q_t - \sigma_{v0}) \quad (6)$$

Onde: F_r – Razão de atrito; f_s – resistência por atrito lateral medida no cone (kPa), q_t – Resistência de ponta corrigida medida pelo cone (kPa); σ_{v0} – tensão vertical total.

Uma revisão de valores de N_{kt} obtidos na prática nacional e internacional, citada por Schnaid e Odebrecht (2012), indicou que para argilas normalmente adensadas a ligeiramente pré-adensadas, de alta plasticidade, os valores de N_{kt} geralmente variam na faixa entre 12 e 15, com ocorrências na faixa entre 10 e 20.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Material

Os ensaios foram realizados em lama vermelha, resíduo de beneficiamento de bauxita. Foram coletadas amostras do tipo Shelby em dois reservatórios, sendo realizados dois furos em um deles, denominados de SH-A (4 a 11 metros de profundidade) e SH-B (10 a 14 metros de profundidade), e um furo em um segundo reservatório, SH-C (2 a 10 metros de profundidade). A caracterização geotécnica do rejeito foi realizada de acordo com as normas ABNT vigentes. A Tabela 1 resume os resultados médios obtidos. Destaca-se que não foram observadas grandes variações nos valores ao longo da profundidade, com os perfis se apresentado relativamente homogêneos. Porém, percebe-se que o furo SH-B foi realizado em material silto-argiloso de acordo com a classificação SUCS, enquanto os outros dois, em material argilo-siltoso. Este furo também apresentou uma maior densidade dos grãos, menor teor de umidade *in-situ* e menor índice de plasticidade (IP), indicando realmente ser um material menos argiloso.

Tabela 1. Resumo dos resultados médios da caracterização geotécnica do resíduo

Amostra	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	ρs (g/cm3)	W (%)	ρnat (g/cm3)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	SUCS
SH-A	2	1	28	69	2,78	74,6	1,61	75	41	34	CH
SH-B	0	6	50	44	3,03	60,3	1,69	38	29	9	ML
SH-C	0	1	35	64	2,96	77,7	1,59	44	27	17	CL

3.2 Ensaios de campo

Foram avaliados ensaios de campo realizados em dois reservatórios, chamados de "Reservatório 1" e "Reservatório 2". No Reservatório 1, foram realizados 9 ensaios de piezocone, que atingiram de 6 metros a em torno de 16 metros de profundidade, e 4 ensaios de palheta. Já no Reservatório 2, foram realizados 4 ensaios de piezocone, que atingiram de 6 a 15 metros de profundidade e 2 ensaios de palheta. Como um dos métodos de calibração do fator de capacidade de carga N_{kt} foi feito utilizando os resultados dos ensaios de palheta, somente os ensaios de CPTu que possuíam correspondência com os ensaios de palheta foram considerados. Portanto, foram utilizados resultados de 4 ensaios de piezocone do Reservatório 1 e dois no Reservatório 2.

3.2.1 Interpretação dos ensaios de palheta

A interpretação dos ensaios de palheta foi realizada plotando o gráfico de Torque x Rotação para a obtenção do torque máximo na profundidade de cada teste. Destaca-se que não foram realizados ensaio de palheta na condição amolgada do rejeito. Os valores de S_u foram calculados diretamente pela formulação proposta pela NBR 10905 (ABNT, 1989), para as condições de pico (S_u pico), de acordo com a equação 7.

$$S_u = 0{,}86 \cdot T / \pi \cdot D^3 \quad (7)$$

Onde: S_u - Resistência ao cisalhamento não drenada em cada profundidade (kPa); T - Torque máximo medido pelo ensaio (KNm); D - Diâmetro da palheta (m).

Conforme caracterização do rejeito apresentada no item 3.1, o rejeito é fino, argiloso e plástico, tendo o índice de plasticidade médio das amostras em torno de de 20%. Sendo assim, conforme apresentado no item 2, para esta condição, o fator de correção de Bjerrum (μ) é aproximadamente 1 (ver a Figura 1).

3.2.2 Interpretação dos ensaios CPTu

O valor do S_u para os ensaios CPTu foram calculados utilizando a equação 1. Foi estimado um valor de N_{kt} médio para cada ensaio CPTu utilizando 3 metodologias, sendo: (1) N_{kt1}: Conforme proposto por Robertson (2012) (equação 5); (2) N_{kt2}: de acordo com a equação 2, apresentada em Schanid e Odebrecht (2012); (3) N_{kt3}: Conforme proposto por Mayne e Peuchen (2018) (baseado na Figura 4 e equação 4). Depois de calculados os três valores, obteve-se a média simples para cada um dos métodos em cada reservatório. Para verificar a variação relativa entre os resultados obtidos, fixou-se o resultado do S_u obtido do ensaio de palheta e os demais foram comparados a ele. Isso permitiu avaliar a variação relativa dos resultados conforme a equação (8).

$$\text{Variação (\%)} = [(\text{Su CPTu} / \text{Su palheta}) - 1\ ] * 100 \quad (8)$$

4 RESULTADOS

O rejeito no Reservatório 1 foi classificado, conforme proposto por Robertson (2016), como exibindo comportamento diverso, apresentando tanto características contráteis como dilatantes. Quanto à classificação comportamental, segundo a proposta deste autor, este rejeito varia de solo arenoso dilatante, passando por uma região de transição com comportamento dilatante ou contrátil, até alcançar a classificação de argila contrátil e sensitiva, conforme apresentado na Figura 2. Fica evidente a dispersão, mas foi predominante a classificação do material como argila contrátil e com características de argila a argila siltosa. Destaca-se que, esta dispersão é relativamente comum em reservatórios de rejeito dispostos na forma de lama (Villar, 2002). A mesma dispersão foi observada no Reservatório 2, tendo a predominância da classificação como argila contrátil segundo este método proposto por Robertson (2016).

A Tabela 2 apresenta o resumo dos valores de N_{kt} obtidos para os Reservatórios 1 e 2, de acordo com cada uma das metodologias utilizadas, bem como as variações, em termos médios, na obtenção de S_u via ensaio CPTu em comparação com os valores obtidos no ensaio de palheta. Para cada ensaio CPTu, foram plotados os perfis de S_u obtidos, aplicando a variação do fator N_{kt}, em comparação com o valor de S_u do ensaio de palheta. A Figura 3 apresenta os perfis de q_t, F_r, u_2 e B_q para o CPTu-A, executado no Reservatório 1, e a Figura 4, apresenta o perfil de S_u em comparação com o ensaio de palheta VT-A, bem como o Índice de Classificação de Comportamento (I_C), conforme proposto por Robertson e Wride (1998) (ver a equação 9).

$$I_c = [(3{,}47 - \log q_t)^2 + (1{,}22 + \log F_r)^2]^{0,5} \quad (9)$$

Onde: Su - Resistência ao cisalhamento não drenada em cada profundidade (kPa); q_t – Resistência de ponta corrigida medida pelo cone (kPa); F_r – Razão de atrito.

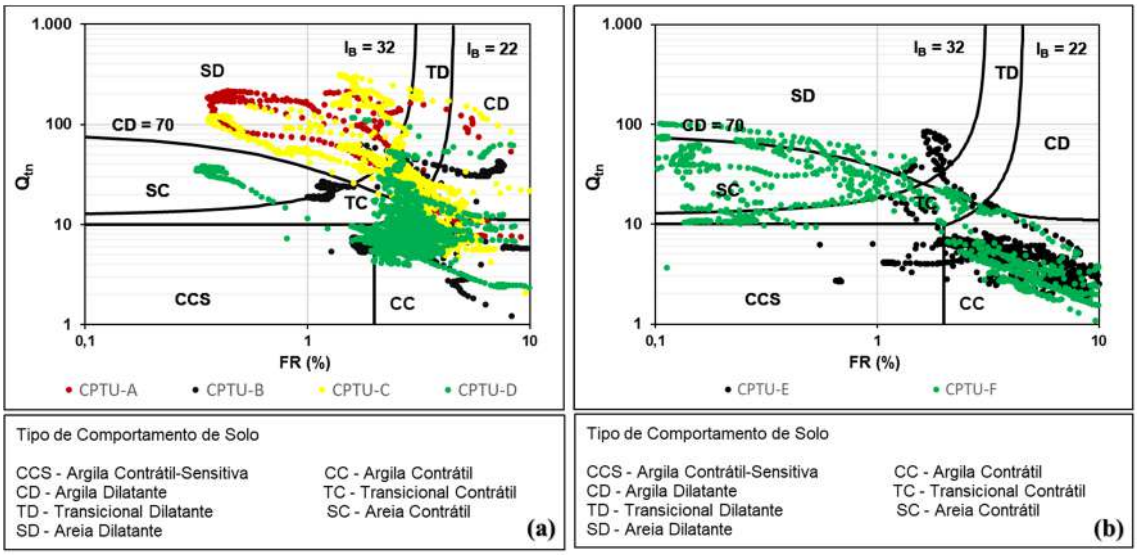


Figura 2. Classificação do Comportamento do Material Conforme Robertson (2016): (a) Reservatório 1 - CPTu-A ao CPTu-D - e (b) Reservatório 2 – CPTu-E e CPTU-F.

Tabela 2. Valores médios de N_{kt} e variações da obtenção de Su em comparativo com o ensaio de palheta

Reservatório 01	**Variação média de Su**	**Reservatório 02**	**Variação média de Su**
N_{kt1} (Robertson, 2012): 13	0%	N_{kt1} (Robertson, 2012): 12	-11%
N_{kt2} (calibrado ensaio palheta): 15	-12%	N_{kt2} (calibrado com o ensaio de palheta): 11	-3%
N_{kt3} (Mayne e Peuchen, 2018): 16	-17%	N_{kt3} (Mayne e Peuchen, 2018): 16	-33%

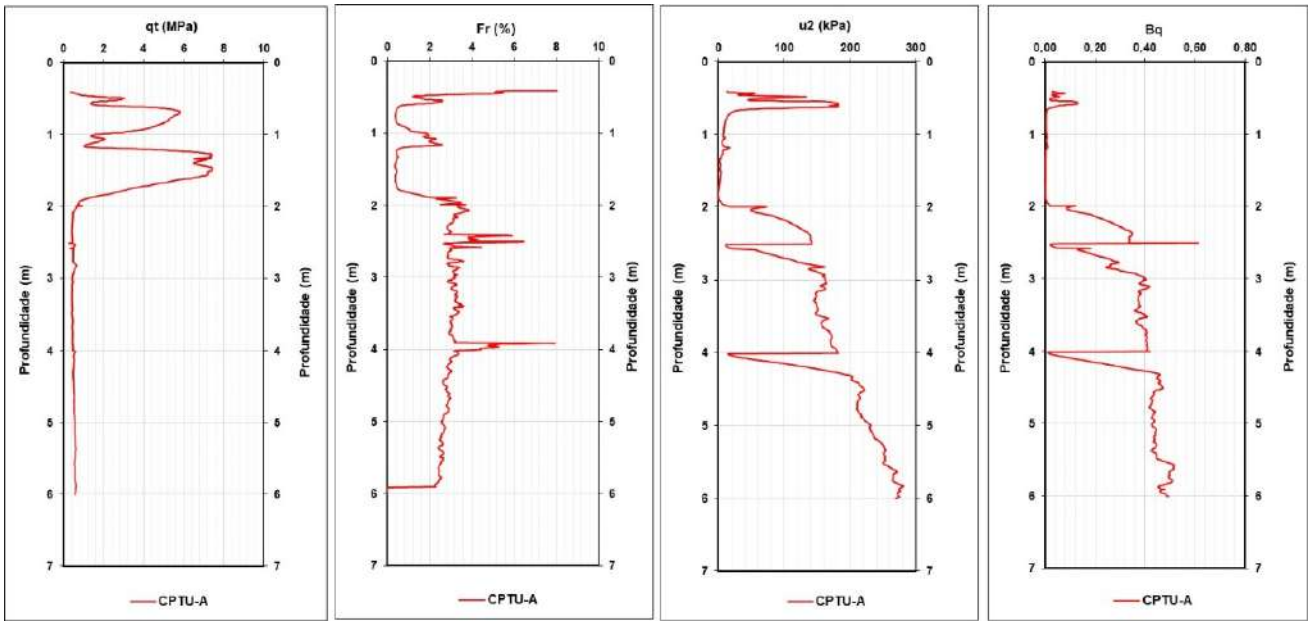


Figura 3. Reservatório 1 - CPTu-A - Perfis de q_t, Fr, u_2 e B_q.

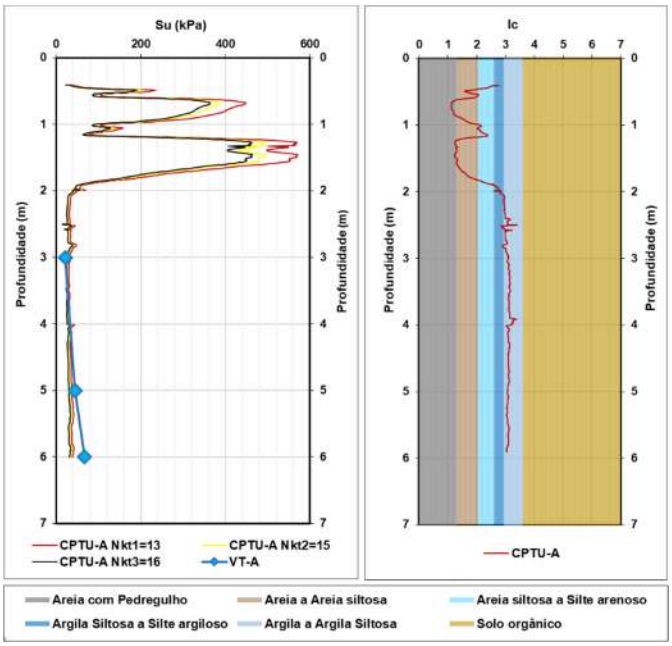


Figura 4. Comparação dos valores de Su obtidos para diferentes N_{kt} e os resultados de ensaios de palheta e perfil de comportamento IC para o CPTu-A.

Em relação ao Reservatório 1, foi possível observar variações médias entre os resultados de S_u do ensaio CPTu em relação aos valores fornecidos pelos ensaios de palheta entre 0% e -17%. O N_{kt1} estimado pelo método proposto por Roberton (2012) apresentou a menor variação. Isso indica que a utilização desse fator proporcionou uma estimativa do S_u mais próxima dos valores fornecidos pelo ensaio de palheta para esse reservatório em particular. Já para o Reservatório 2, observou-se variações médias entre -3% a -33%. O fator N_{kt2}, calibrado com o ensaio de palheta (equação 2) apresentou menor variação, enquanto a proposta de Mayne e Peuchen (2018) levou a uma determinação de S_u mais de 30% menor dos valores de S_u via ensaio CPTu que a dos obtidos via ensaios de palheta. A proposta de Robertson (2012) apresentou valores de S_u de ensaios CPTu, em média 11% menores que os fornecidos pelo ensaio de palheta. Cabe destacar que este Reservatório 02 teve o material classificado como menos argiloso que o do material 1 (ver a Tabela 1). A utilização do fator N_{tk2} (apresentado por Schnaid e Odebrecht, 2012) neste tipo de material se ajustou melhor, enquanto no material mais argiloso, o N_{kt1}, conforme proposta de Robertson (2012) forneceu resultados de S_u via resultados de ensaios CPTu mais próximos dos resultados de ensaios de palheta.

5 CONCLUSÕES

Neste artigo, foi pesquisada qual metodologia usada para determinar o fator de capacidade carga (N_{kt}), usado na interpretação de resultados de ensaios CPTu para a obtenção de um perfil contínuo de S_u, resistência ao cisalhamento não drenada, forneceria resultados que melhor se ajustariam aos valores pontuais de S_u medidos via ensaios de palheta em um rejeito de processamento de bauxita. Não foram discutidos os métodos de ensaio e da determinação do S_u em si, já que foram utilizados métodos bastante difundidos e empregados no projeto e acompanhamento de reservatórios de disposição de rejeitos de mineração (Pinto et al., 2023). Destaca-se que este tipo de rejeito tem como fluido intersticial, um subproduto industrial de pH básico, consequência do processamento industrial ao qual a bauxita é submetida para a extração da alumina, o que o pode diferenciar bastante o seu comportamento de um solo natural.

Ao comparar os valores de S_u obtidos a partir do ensaio CPTu com os valores de S_u obtidos no ensaio de palheta, foi observado que, usando o fator de capacidade de carga N_{kt} determinado conforme proposto por Robertson (2012), obteve-se um ajuste melhor entre os resultados dos dois ensaios em um material de comportamento mais argiloso (IP variando entre 17 e 34, fração tamanho argila acima de 60%), sendo que os resultados do ensaio CPTu apresentaram uma variação média máxima de 17% inferior aos valores do ensaio de palheta, mas com uma média geral para a aproximação bem próxima de zero. Já quando o material ensaiado

tinha IP em torno de 9 e fração tamanho argila em torno de 40%, o fator de capacidade de carga N_{kt} calibrado com o ensaio de palheta levou a um melhor ajuste entre os resultados de S_u dos dois ensaios, com uma variação média global de -3% dos valores do ensaio CPTu em comparação com os resultados do ensaio de palheta. Também pôde ser verificado que os valores de fator de capacidade de carga N_{kt} obtidos neste estudo estão dentro do já proposto por outros autores, sendo igual a 13 (definido pelo método de Robertson, 2012) para o rejeito mais argiloso (em torno de 60% de fração argila) e igual a 11, definido por um ajuste baseado nos resultados do ensaio de palheta, quando o material apresentou em torno de 40% de fração argila, ou seja, menos argiloso que o primeiro, tendo sido avaliado os efeitos da condição de drenagem dos ensaios CPTu. A ordem de grandeza do S_u nestes rejeitos de processamento de bauxita, que não possui muitos resultados publicados, variou basicamente entre 15 a 40kPa, mas atingiu quase 600 kPa em alguns trechos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 10905 (código secundário ABNT/MB 3122) - Solo - Ensaio de Palheta In Situ - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1989.

ASTM (2020). ASTM D5778-20 Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. ASTM International.

Bello, M.I.M & Coutinho, R.Q. Correção da resistência não drenada obtida a partir do ensaio de palheta de campo em argilas moles do Recife e Rio de Janeiro. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG). Curitiba – PR, 2006.

Bjerrum, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays. Proceedings of the 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscow, v. 3, p. 111-159, 1973.

Lunne, T.; Powell, J. JM; Robertson, P. Cone penetration testing in geotechnical practice. CRC Press, 1997.

Mayne, P. W.; Peuchen, J. Evaluation of CPTU Nkt cone factor for undrained strength of clays. Proc. 4th Intl. Symposium on Cone Penetration Testing (Delft), CRC Press/Balkema, 2018.

Pinto, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos - 3ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367p.

Pinto, G. H. S.; Santos JR, M. P. S.; Brandão, H. A.; Resende, H. M. Characterization and evaluation of the undrained shear strength of a bauxite mine tailings. Tailings and mine Waste - Proceeding of the Twenty-Fifth International Conference on Tailings and Mine Waste, 7-10 November 2021, Banff, Alberta, Canada. Disponível em: https://www.pimentadeavila.com.br/characterization-and-evaluation-of-the- undrained-shear-strength-of-a-bauxite-mine-tailings/. Acesso em: 30 jun. 2023.

Reid, D. Effect of rotation rate on shear vane results in a silty tailings. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 5 – Lehane, Acosta-Martínez & Kelly (Eds) © 2016 Australian Geomechanics Society, Sydney, Australia, ISBN 978-0-9946261-1-0. Pp 369-374.

Robertson, P. K. Cone Penetration test (CPT) - based soil behavior type (SBT) classification system - an update. Canadian Geotechnical Journal, 2016. 1910-1927.

Robertson, P. K.; CABAL, K. L. Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. 6ª. ed. Signal Hill, California: Gregg Drilling & Testing, Inc., 2014.

Robertson, P.K. The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in-situ tests—some insights. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, ISC 4, Brasil, p. 3-24, 2012.

Robertson, PETER KAY.; WRIDE, C. E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian geotechnical journal, v. 35, n. 3, p. 442-459, 1998.

Schnaid, F.; Odebrecht, E. Ensaios de Campo. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

Villar, L. F. S. Estudo do Adensamento e Ressecamento de Resíduos de Mineração e Processamento de Bauxita. Tese de doutorado, Pontifica Universidade Católica do Rio de Janeiro. 461p, 2002.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/432

ANALISE DE ALCANCE DE DESLIZAMENTO EM PILHAS DE PRODUTO DE MINERIO DE FERRO

Brunna Abrantes de Andrade
Msc., VALE S.A, Rio de Janeiro, Brasil, brunna.abrantes@gmail.com

Caio Duque Estrada Amendola
Msc., Progen S.A, Rio de Janeiro, Brasil, caiodeamendola@gmail.com

Lucas Bianchetti Drumond
Msc., VALE S.A., Minas Gerais, Brasil, lbdrumond@hotmail.com

Gustavo Marçal de Sousa
Dsc, VALE S.A, Minas Gerais, Brasil, gustavo.marcal@vale.com

Douglas Deoclécio Tostes Firmo
Engenheiro, VALE S.A, Minas Gerais, Brasil, douglas.tostes@vale.com

RESUMO: A demanda por minério de ferro, que é a matéria prima do aço, é cada vez maior. Com isso, é preciso entender as dificuldades envolvidas na logística de transporte e estocagem do material. Entre a fase de transporte até a sua comercialização, tem-se a necessidade da realização de estoques seja para melhor homogeneização do material, ou para aguardar o embarque do material no navio com o teor de umidade adequado. Este estudo focará na estocagem, etapa que antecede o embarque no navio cargueiro e é precedida pelo transporte em vagões ferroviários. Na etapa de estocagem, que não dura, em geral, mais que 5 dias, é comum ocorrerem deslizamentos, tendo em vista que o material é empilhado em seu ângulo de repouso. As condicionantes do local de estocagem limitam a altura máxima recomendada para o empilhamento, por questões de segurança, para que não venham atingir as vias de acesso adjacentes ou infraestruturas existentes, com trânsito de pessoas e veículos. O presente trabalho exemplifica uma pilha de produto em sínter feed com altura fixada em 10,60m e terreno de fundação com vala preenchida com areia grossa. Através de software de equilíbrio limite é determinada a cunha de ruptura com área mais expressiva e coerente com o modo de falha. O alcance do deslizamento na pilha de produto é determinado através da iteração do valor obtido da área da superfície de ruptura com o formato do deslizamento da pilha, que de forma empírica é estabelecido que possui ângulo de inclinação, pós ruptura, de aproximadamente 15 graus, obtido através de observações e levantamentos de rupturas pretéritas. Com isso, os resultados de alcance do deslizamento variaram de 4,5m a 6,5m e estabelecida uma distância segura para a infraestrutura existente. Tais resultados vem sendo praticados e tem se mostrado eficientes quanto a segurança operacional.

PALAVRAS CHAVES: Stackbreak; pilha de produto; sinter feed; empilhamento.

ABSTRACT: The demand for iron ore, which is the raw material for steel, is increasing. Therefore, it is necessary to understand the difficulties involved in the logistics of transporting and storing the material. Between the transportation phase and its commercialization, there is a need to carry out stocks either to better homogenize the material, or to wait for the material to be loaded onto the ship with the appropriate moisture content. This study will focus on storage, a stage that precedes boarding the cargo ship and is preceded by transport in railway wagons. During the storage stage, which generally lasts no more than 5 days, slippage is common, given that the material is stacked at its angle of repose. The conditions of the storage location limit the maximum height recommended for stacking, for safety reasons, so that they do not reach adjacent access roads or existing infrastructure, with the traffic of people and vehicles. The present work exemplifies a pile of sinter feed product with a height fixed at 10.60m and foundation land with a trench filled with coarse sand. Using limit equilibrium software, the rupture wedge with the most expressive area and consistent with the failure mode is determined. The range of slippage in the product pile is determined through the iteration of the

value obtained from the area of the rupture surface with the shape of the pile slippage, which is empirically established to have a post-rupture inclination angle of approximately 15 degrees, obtained through observations and surveys of past ruptures. As a result, the landslide range results varied from 4.5m to 6.5m and a safe distance was established for the existing infrastructure. Such results have been practiced and have proven to be efficient in terms of operational safety.

KEYWORDS: Runout, Stockpile, sinter feed, landslide.

1 INTRODUÇÃO

O setor da mineração tem o desafio de atender e acompanhar as metas estabelecidas pela indústria siderúrgica, com a demanda crescente e a importância econômica que a exploração do minério de ferro representa. Deste modo, é preciso entender as dificuldades envolvidas na logística de transporte e estocagem do material.

O minério passa por alguns processos que exigem o manuseio do material. O produto final é obtido após o beneficiamento, em que são atingidos as características químicas e físicas desejadas para a sua comercialização. Entre a fase de transporte até a sua comercialização, tem-se a necessidade da realização de estoques seja para melhor homogeneização do material, ou para aguardar o embarque do material no navio com o teor de umidade adequado.

A estocagem é a etapa que antecede o embarque no navio cargueiro e é precedida pelo transporte em vagões ferroviários. Conforme Fortes e Pereira (2012), “nos estoques de minério, a qualidade é deteriorada. Cada etapa do manuseio é capaz de trazer consequências vistas como negativas para a qualidade do produto. Podem acontecer segregação granulométrica, degradação granulométrica (por queda ou esmagamento), desprendimento de poeira ou perda de rastreabilidade do material.”

Por se tratar de um material granular, lançado de acordo com seu ângulo de repouso natural e sujeito às intempéries, há que se salvaguardar quanto a estabilidade desta estocagem (pilha de produto), garantindo alturas seguras e com bom nível de capacidade de estocagem.

O presente estudo mostra um exemplo de como foi determinado o alcance do deslizamento de uma pilha de produto (estocagem), a fim de estabelecer uma distância segura para uma infraestrutura existente, com acesso de pessoas.

Duas importantes etapas foram estabelecidas: A primeira consistiu em analisar a estabilidade da pilha de produto, com características já conhecidas, por meio de equilíbrio limite. A segunda etapa se deu através da iteração do valor obtido da área da superfície de ruptura com o formato do deslizamento da pilha. Nas seções seguintes estas etapas são apresentadas.

2 METODOLOGIA EMPÍRICA PARA DETERMINAÇÃO DO ALCANCE DE DESLIZAMENTO EM PILHAS DE PRODUTO

2.1 Descrição do Problema

Com o objetivo de modernização das instalações, a Vale realizou a implantação de um sistema de redução de umidade em pilha de minério, em algumas pilhas de seus Portos de estocagem no Rio de Janeiro. Este sistema consiste na montagem de uma camada drenante abaixo da pilha, conectada ao um sistema de bombas capaz de “forçar”, por sucção, a drenagem da pilha e reduzir o teor de umidade do material.

Para atendimento ao projeto de Drenagem Forçada do pátio de estocagem, foi necessária a implantação de base de concreto armado, com toda uma infraestrutura destinada ao bombeamento do sistema, incluso painel para abastecimento elétrico. Por questões de eficiência do sistema de bombeamento, a infraestrutura em questão deveria atender a especificação de projeto que exigia distância não maior que 15m.

A base de bombas, tem acesso de pessoas para o acionamento do sistema e a realização das manutenções necessárias. Com isso, foi necessário estabelecer uma distância segura, para o caso de deslizamento de pilha não vir a atingir local com acesso de pessoas. A Figura 1 mostra um esquemático em vista superior da base de bombas e a pilha de produto.

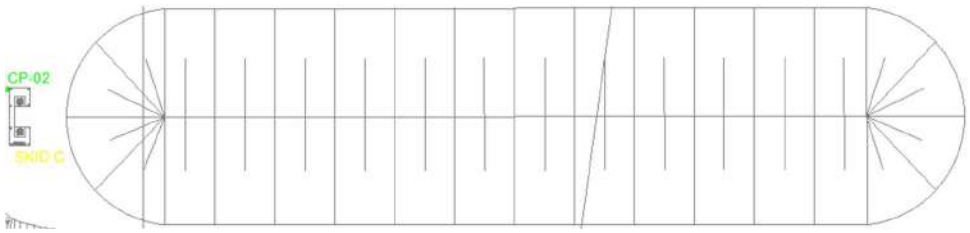


Figura 1. Vista esquemática superior do sistema de bombeamento e a pilha de produto. (fonte: Documento interno)

2.2 Análide de Estabilidade

Para o modelo, foi considerada uma pilha em sinter feed, com altura de empilhamento de 10,6m, 180m de comprimento e largura de 35m. A distância entre a infraestrutura (base de bombas) e a pilha deveria atender a premissa de ser menor que 15m, para a eficiência do bombeamento. Para o perfil geotécnico, foi considerada a camada drenante composta por areia com até 1,5m de espessura e o terreno de fundação foi admitido como competente, sem problemas relacionados a materiais de baixa compacidade ou consistência.

Os parâmetros de resistência considerados foram assumidos com base na experiência dos autores e ensaios de campo e laboratório realizados (ver Anexo) nos materiais considerados no estudo (sinterfeed, areia e terreno de fundação). A Tabela 01 indica os parâmetros de resistência considerados na análise.

Tabela 1. Parâmetros de Resistência considerados na análise.

Classe de solo	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (º)	Peso Específico (kN/m³)
Sinter Feed	1,0	38	23
Terreno de Fundação	50,0	35	22
Areia	1,0	30	20

A análide de estabilidade do empilhamento foi realizada através de equilíbrio limite com o software Rockscience Slide2 versão 9.026 en-001 - English (World) 64 bits. Foi considerada uma seção longitudinal, com distância entre a base de bombas e o pé da pilha a ser validada (na Figura 2 a distânia de 8,15m foi dada como satisfatória). A inclinação da face do empilhamento foi desenhada com o ângulo de repouso do material, de 38º. O fator de segurança por Bishop simplificado foi de 1,119, conforme Figura 2.

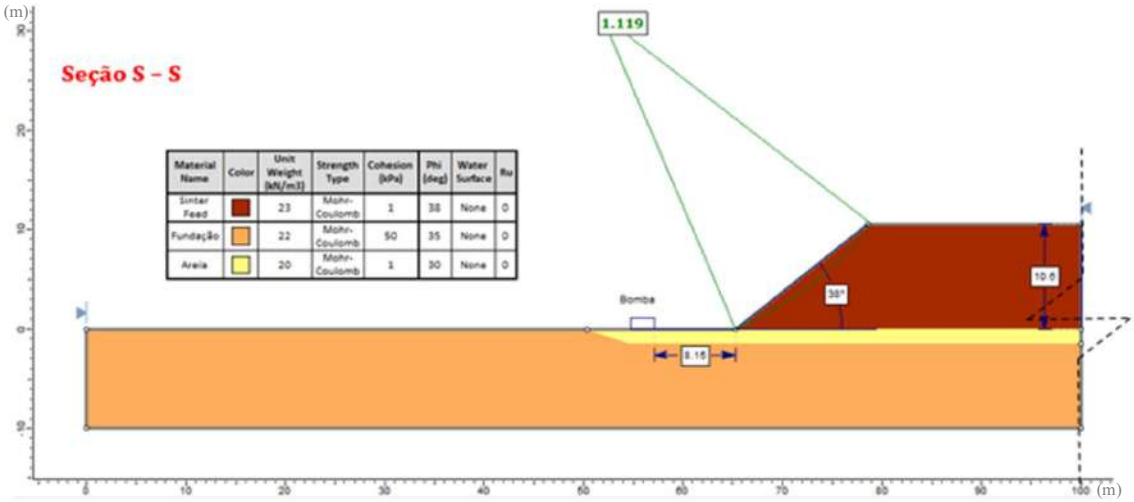


Figura 2. Análise de estabilidade da pilha de produto, por Bishop Simplificado.

Para a estimativa do alcance do material deslizado e assim estabelecer uma distância segura entre a pilha e a infraestrutura foi realizado estudo conforme apresentado no item 2.3.

2.3 Alcance do deslizamento

Existe uma quantidade considerável de estudos publicados para estimar o alcance de deslizamentos em taludes e encostas. De acordo com Qarinur (2015), há uma correlação linear entre a altura do talude e o alcance do deslizamento e este alcance avança a medida que a altura do talude aumenta. Qarinur também propõe que considerar o ângulo de inclinação do talude na correlação entre a altura e o alcance traz resultados mais eficazes.

No trabalho de Silva (2017) é apresentado uma lista com diversas bibliografias e equações empiricas que relacionam a distância percorrida (alcance) e outros parâmetros, em especial, o volume do movimento de massa.

No entanto, o presente estudo, baseou-se em observações de campo para pilhas de produto em sinter feed, que conduziram a estimativa de que a massa rompida do produto se conforma, após delizamento, em um ângulo que pode variar entre 15º e 20º. A partir daí, a área da superfície de ruptura foi obtida através da análise de estabilidade apresentada no item anterior. Por iteração, a área em verde da Figura 3 coincide com a área da superfície de ruptura e possui superfície com inclinação estimada em 15º, o que conduziu a um alcance de 4,50m.

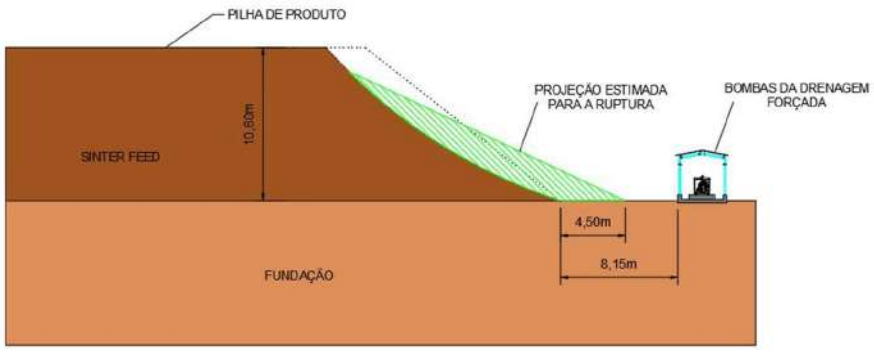


Figura 3. Metodologia empirica para estimativa do alcance de deslizamento em pilhas de produto.

Para garantir maior segurança foi proposto a locação da infraestrutura a uma distância maior que 8m, e com 5m de distância fosse construída uma leira para isolamento de acesso a área. A Figura 4 apresenta fotografias do exemplo estudado.

Figura 4. Fotografia de duas pilhas de produto distintas, com as distâncias estabelecidas da base de bombas.

Através das equações apresentadas no estudo citado anteriomente de Qarinur (2015), o alcance variaria entre 5,4m e 38,2m, para ocorrências devido a chuva ou 20m levando em consideração o ângulo de inclinação do talude. Porém, o estudo é um modelo estatístico voltado para encostas e taludes, que teve como base de dados, movimentos de terra ocorridos na indonésia entre 2007 e 2013. Assim, a modelagem estatística deve ser aplicada a condições semelhantes, que não é o caso do presente estudo, mas como comparativo de grandeza foi o estudo que mais se aplicou. Por isso, a necessidade em estabelecer um estudo voltado para pilhas de produto.

3 CONCLUSÕES

Para estabelecer distâncias seguras entre o empilhamento e a área com acesso de pessoas ou infraestruturas que haja acesso, ainda que esporádico, é preciso conhecer o potencial de alcance de um deslizamento de pilha de produto. Há considerável quantidade de estudos publicados sobre o assunto para movimentos de massa em taludes e encostas, em sua maioria relacionam características geométricas do talude ou da ruptura, como altura e volume, com o alcance do deslizamento. Tais estudos estabelecem equações com base em eventos pretéritos, por meio de estatítica. Com pouco material desenvolvido para pilhas de produto este estudo teve o objetivo de apresentar uma metodologia empirica baseada em observação de campo.

A análise de estabilidade realizada por software de equilíbrio limite conduziu a um F.S = 1,119. Por observação de campo, sabe-se que a acomodação do material deslizado possui inclinação com ângulo variando entre 15° e 20°. Por iteração a área da superfície de ruptura foi levada a coincidir com a a área da superfície com inclinação estimada em 15º, assim foi estimado um alcance de 4,50m. Por segurança, foi adotada uma distância maior que 8m entre o pé da pilha e a aresta mais próxima da base de bombas. Foi recomendado o isolamento da área com a construção de leira a 5m de distância da pilha.

É fundamental a criação de um banco de dados com informações sobre deslizamentos de pilha, que torne capaz o desenvolvimento de equações ou estimativas mais criteriosas. De outro modo, modelagens mais detalhadas em 3 dimensões podem ser realizadas e comparadas com metodologias beseadas em maiores bancos de dados. No item 4, são apresentados alguns exemplos para trabalhos futuros.

4 CONTRIBUIÇÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se construir um banco de dados de deslizamentos de pilhas de produto, com informações topográficas, dados de caractéristicas da pilha, como composição e ensaios de granulometria, indices pluviométricos, metodo de formação e empilhamento, dentre outras informações e assim estabelecer uma estimativa empírica mais realistica para o problema.

Para comparação da estimativa do alcance do material deslizado em pilhas de produto pode-se utilizar as equações propostas por Corominas (1996), Gramani (2001) e Polanco (2010) por exemplo, que ao estabelecer uma abordagem em três dimensões da estabilidade da pilha, é possível estimar o volume do deslizamento e através das equações propostas por esses autores é possível estimar o alcance do deslizamento.

De outra forma, pode-se realizar uma abordagem com base na tensão de escoamento do material correlacionando-a com diferentes graus de saturação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Corominas, J. (1996), “The angle of reach as a mobility index for small and large landslides”. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 33, p. 260-271.

Fortes, F. F., Pereira, A. C., (2012), *Manuseio, Estocagem e Qualidade do Minério de Ferro.* Tecnol. Metal. Mater. Miner., São Paulo, V. 9, N. 2, p. 117-122, abr.-jun. 2012. Disponível em: <http:// tecnologiammm.com.br/doi/10.4322/tmm.2012.018/>. Acesso em: 15 março 2024.

Gramani, M., (2001), *Caracterização geológico-geoténica das corridas de detritos (“Debris FLows) no Brasil e comparação com alguns casos internacionais.* Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, p.372.

Napoli, M., Martire, D., Bausilio, G., At all (2021) Rainfall-Induced Shallow Landslide Detachment, Transit and Runout Susceptibility Mapping by Integrating Machine Learning Techniques and GIS-Based Approaches, *Water, 2021, 13, 488.*

Polanco, L. S. E., (2010), *Correlações Empíricas para Fluxo de Detritos*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de janeiro, RJ, Brasil.

Qarinur, M. (2015) Landslide runout distance prediction based on mechanism and cause of soil or rock mass movement. *Journal of the Civil Engineering Forum*, Vol. 1, No. 1, p.34.

Silva, D. F. S. (2017) *Avaliação do alcance de deslizamentos em função da geometria da encosta - estudo de caso: Estrada de Ferro Vitória-Minas*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, p.29-30.

ANEXOS

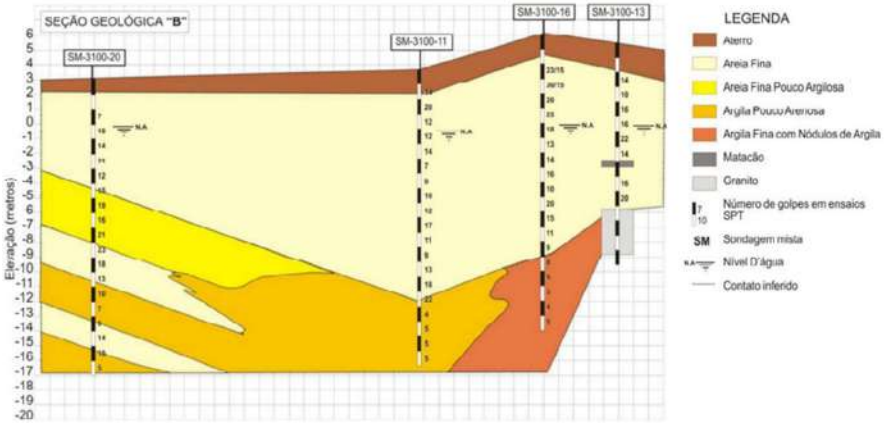
Sinter Feed: Ensaio de granulometria e composição do produto

MOVIMENTO/PILHA											
FE	SIO2	AL2O3	P	MN	PPC	FECHAM	H2O	+10	+6,3	+1	-0,15	-0,106
56,38	8,41	2,11	0,071	0,304	6,13	100,4	9,94	4,47	18,47	60,16	24,11	20,66
56,38	8,41	2,11	0,071	0,304	6,13	100,4	9,94	4,47	18,47	60,16	24,11	20,66
57,01	7,49	2,23	0,071	0,274	6,69	100,49	10,06	2,5	16,4	65,8	15,7	12,6
56,68	7,98	2,17	0,071	0,29	6,39	100,44	10	3,54	17,49	62,82	20,14	16,85
0,445	0,651	0,085	0	0,021	0,396	0,061	0,085	1,393	1,464	3,988	5,947	5,699

*Documento Interno.

Obs.: Para os parâmetros de resistência do sinterfeed, foram levados em consideração o ensaio granulométrico e composição do material.

Terreno de fundação: Sondagens SPT existentes



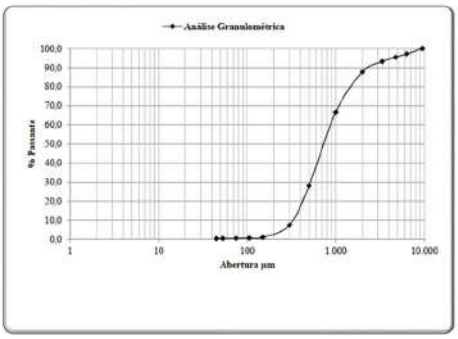
*Documento Interno.

Obs.: Foi admitido terreno de fundação competente, sem problemas relacionados a baixa capacidade de carga ou recalques incompatíveis com as estruturas. Foram avaliadas as sondagens existentes no terreno de fundação local.

Areia: Ensaio de granulometria

Peso úmido (g): 5.570 Peso seco (g): 5.315 Umidade (%): 4,58

Análise Granulométrica				
Malha (µm)	Peso (g)	% Ret. simples	% Ret. Acum.	% Pass. Acum.
9.500	0,00	0,00	0,00	100,00
6.350	37,87	2,79	2,79	97,21
4.750	23,50	1,73	4,53	95,47
3.350	31,16	2,30	6,83	93,18
2.000	72,63	5,36	12,18	87,82
1.000	287,30	21,19	33,37	66,63
500	522,20	38,52	71,89	28,11
300	280,35	20,68	92,57	7,43
150	87,10	6,42	98,99	1,01
106	4,50	0,33	99,32	0,68
75	2,44	0,18	99,50	0,50
53	1,40	0,10	99,61	0,39
45	0,30	0,02	99,63	0,37
-45	5,03	0,37	100,00	0,00
Total	1.356	100,0		



*Documento Interno.

Obs.: Os parâmetros de resistência da areia foram admitidos com base na experiência do autor, que levou em consideração a curva granulométrica acima. Foram admitidos a baixa coesão e ângulo de atrito representativo para as características do material.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/433

Análise de estabilidade pelo método probabilístico de estrutura de barramento

Henrique Lomasso Perche Costa
FONNTES Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, henrique.lomasso@fonntesgeotecnica.com

Anderson Nascimento Milagres
FONNTES Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, anderson.nascimento@fonntesgeotecnica.com

Sabrina Medeiros Penasso
FONNTES Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, sabrina.penasso@fonntesgeotecnica.com

Michel Moreira Morandini Fontes
FONNTES Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, michel@fonntesgeotecnica.com

Gladys Célia Hurtado Aquino
FONNTES Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, gladys.hurtado@fonntesgeotecnica.com

RESUMO: Dentre os critérios para análise de estabilidade, o método probabilístico vem para suprir as incertezas em relação aos parâmetros dos materiais constantes das seções de análises de estabilidade das estruturas geotécnicas. Quando utilizado o método determinístico, os valores dos parâmetros são tratados como contínuo, enquanto pelo método probabilístico considera-se a incerteza inerente aos dados e parâmetros envolvidos nas análises. As propriedades físicas e mecânicas de solos e rochas são naturalmente dispersas, assim, o método probabilístico auxilia nas análises dessas dispersões. Desse modo, o objetivo deste trabalho foi analisar a estabilidade de uma barragem pelo método probabilístico de Monte Carlo, considerando 10.000 (dez mil) interações, tanto na fase de condição atual da estrutura quanto após o projeto executado, determinando, assim, a probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade das seções críticas da estrutura. Para seguir com essa análise probabilística, foi realizado um tratamento estatístico dos dados fornecidos pelos ensaios de laboratório e de campo, os quais permitiram conhecer a variabilidade dos parâmetros, e a assertividade do enfoque probabilístico. Assim, é possível determinar a função de densidade e o ajuste da função de probabilidade das variáveis do modelo. A partir desse tratamento estatístico, foi possível determinar os valores de desvio padrão para os parâmetros de coesão e ângulo de atrito de cada material. A análise probabilística foi executada no Slide 2, através da metodologia proposta por Monte Carlo. Os resultados foram obtidos através de histogramas de fator de segurança com a distribuição Log Normal, sendo comparados entre a condição atual e após a execução do projeto de reconformação. Este projeto seguiu a premissa de 100% dos fatores de segurança acima de 1,5.

PALAVRAS-CHAVE: Método probabilístico, Parâmetros, Monte Carlo, Barragem, Análise de estabilidade.

ABSTRACT: Among the criteria for stability analysis , the probabilistic method comes to address uncertainties regarding the parameters of materials contained in the stability analyses sections of geotechnical structures. When using the deterministic method, parameter values are treated as constants, whereas the probabilistic method considers the inherent uncertainty in the data and parameters involved in the analyses. The physical and mechanical properties of soils and rocks are naturally dispersed, so the probabilistic method assists in analyzing these dispersions. Thus, the objective of this study was to analyze the stability of a dam using the Monte Carlo probabilistic method, considering 10,000 iterations, both in the current condition of the structure and after the executed design, thus determining the probability of failure and reliability index of critical sections of the structure. To proceed with this probabilistic analysis, a statistical treatment of the data provided by laboratory and field tests was performed, allowing us to understand their variability and the accuracy of the probabilistic approach. Thus, it is possible to determine the probability density function and fit the probability function of the model variables. From this statistical treatment, it was possible to determine the standard

deviation values for the cohesion and friction angle parameters of each material. The probabilistic analysis was performed in Slide 2, using the Monte Carlo methodology. The results were obtained through histograms of safety factor with Log Normal distribution, being compared between the current condition and after the execution of the reformation project. This project followed the premise of 100% safety factors above 1.5.

KEYWORDS: Probabilistic Method, Parameters, Monte Carlo, Dam, Stability Analysis.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes é uma condição fundamental para garantir a segurança e a viabilidade de projetos. Ao longo das décadas, uma variedade de métodos vem sendo desenvolvidas para avaliar e prever a estabilidade de taludes. Entre esses métodos, a abordagem determinística emergiu como um dos mais amplamente utilizados e bem estabelecidos na geotecnia. Esta metodologia corresponde à avaliação de ensaios de laboratório e de campo a fim de determinar os parâmetros médios de resistência: coesão e ângulo de atrito do solo. No entanto, apesar de sua prevalência, o método determinístico possui limitações e desafios. Estes incluem a necessidade de realizar simplificações significativas nas condições reais do terreno, o que pode resultar na não representatividade da situação real da estrutura. Além disso, a incerteza associada aos parâmetros de resistência do solo podem impactar na precisão das previsões de estabilidade.

A partir desse entendimento, buscam-se novas metodologias que diminuam as incertezas geradas pelos métodos de definição de parâmetros como os ensaios de laboratório e campo, sendo assim foi desenvolvido o método probabilísitco, o qual supre tais dificuldades impostas na análise de estabilidade determinística, levando em consideração a variabilidade dos parâmetros geotécnicos, fornecendo a interpretação do comportamento da estrutura segundo esta otica.

Através da simulação de Monte Carlo, um dos métodos probabilísticos, é possível gerar uma ampla gama de cenários, considerando o desvio padrão dos parâmetros de resistência, a fim de encontrar situações críticas não previstas pela metodologia determinística. Durante a execução da simulação, o modelo é repetidamente avaliado utilizando diferentes conjuntos de parâmetros, com isso os resultados são coletados ao longo de múltiplas iterações e proporcionam uma visão abrangente do comportamento da obra geotécnica.

Sendo assim, esse artigo busca exemplificar uma aplicação da análise probabilística, avaliando a probabilidade de falha da estrutura em diferentes cenários, interpolando os parâmetros de resistência através de uma análise estatística.

2 METODOLOGIA

2.1 Método Probabilístico

Os métodos probabilísticos aplicados à análise de estabilidade podem suprir os problemas encontrados nas análises determinísticas. Alem do valor do fator de segurança (FS), obtem-se a probabilidade de ruptura, verificando a variabilidade dos parâmetros de resitência, por meio do índice de confiabilidade. As propriedades físicas e mecânicas de solos e rochas são naturalmente dispersas, desse modo, os métodos probabilísticos auxiliam nas análises dessas dispersões (FLORES, 2008).

Inicialmente, são estabelecidos os parâmetros de uma função densidade de probabilidade (normal ou log normal) para cada fator que possa introduzir incertezas na análise ou influenciar seu resultado. Essa abordagem considera a probabilidade associada aos diferentes valores dos parâmetros na avaliação da estabilidade, a fim de determinar a probabilidade de ocorrência de determinando fator de segurança (FLORES, 2008).

A equação que descreve a distribuição Normal é definida por dois parâmetros: a média populacional μ e o desvio padrão populacional σ' (ou a variância populacional σ'^2). A notação $N(\mu, \sigma^2)$ representa a distribuição Normal com média μ e variância σ^2. A média indica o ponto central da distribuição, enquanto o desvio padrão (ou variância) denota a dispersão dos valores em torno da média. A distribuição normal é caracterizada por ser simétrica em relação à média, como mostrado na Equação 1 (FLORES, 2008).

$$f_x(\mathrm{x}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (1)$$

2.2 Probabilidade de Ruptura

A probabilidade de ruptura é definida como a probabilidade de um valor da função de desempenho (fator de segurança) ultrapassar o limite de estado. Esse limite de estado é associado ao Fator de Segurança Unitário (FS=1,0), na análise de estabilidade (FLORES, 2008).

Para a definição da probabilidade de ruptura (Pr) obtem-se primeiro o índice de confiabilidade (β), a partir da Equação 2.

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \tag{2}$$

Onde:
μ_M: valor médio
σ_M: desvio padrão da margem de segurança
A margem de segurança (M) é definida pela Equação 3.

$$M = R - Q \tag{3}$$

Onde:
R: resistência disponível
Q: carga ou tensão à qual o sistema é exposto
Deste modo a probabilidade de ruptura (Pr) é obtida pela Equação 4.

$$P(r) = 1 - \Phi(\beta) \tag{4}$$

Tem-se que Φ(β) é obtido através de funções de densidade de probabilidade normal N (0,1) com média nula e um desvio padrão igual a 1,0. Desenvolvendo a equação inicial, obtém-se a função que representa a probabilidade de ruptura, pela Equação 5 à Equação 8.

$$\mathrm{Pr} = \int_{-\infty}^{1} \mathrm{f(FS)dFS} \tag{5}$$

$$\mathrm{Pr} = \int_{-\infty}^{1} \frac{1}{\sigma_{FS}\sqrt{2\pi}} . e^{\frac{-(FS-\overline{FS})^2}{2.\sigma_{FS}{}^2}} \mathrm{dFS} \tag{6}$$

$$\mathrm{Pr} = 1 - \int_{-\infty}^{1} \Phi(Z)\mathrm{dZ} \tag{7}$$

$$\mathrm{Pr} = 1 - \int_{-\infty}^{\beta} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} . e^{\frac{-z^2}{2}} \mathrm{dZ} \tag{8}$$

Onde:
FS: Fator de segurança
$\overline{FS}$: Fator de segurança médio
σ_{FS}: Desvio padrão do fator de segurança
β: Índice de confiabilidade
Por fim o valor de Z é calculado atraves da Equação 9.

$$Z = \frac{-(FS-\overline{FS})^2}{\sigma_{FS}{}^2} \tag{9}$$

2.2 Probabilidade de Ruptura

Toda análise probabilística de ruptura de uma determinada estrutura geotécnica, deve iniciar pelo tratamento dos dados, isto é, neste caso, o tratamento estatístico dos parâmetros de resistência, obtidos por ensaios de laboratório ou por literatura, para cada material que constitui a estrutura. O tratamento estatístico

dos dados permite conhecer a vasta variabilidade dos mesmos e a assertividade do enfoque probabilístico da análise. Deste modo, por meio das análises estatísticas dos dados, é possível determinar a função de densidade e ajuste da função de probabilidade das variáveis do modelo.

A seguir, são descritos os passos a serem seguidos para o tratamento dos dados de parâmetros de resistência, obtidos em ensaios de laboratório.

O cálculo das médias dos parâmetros de resistência ao cisalhamento é feito através da reta de regressão linear, conforme a Equação 10.

$$\tau = a\sigma + b \tag{10}$$

Onde:
a (coeficiente angular): tangente do ângulo de atrito interno
b (variável independente): intercepto coesivo
No caso de ensaios de cisalhamento direto, o erro médio quadrado é calculado através da Equação 11.

$$EMQ = \frac{\sum_{i=1}^{N}(\tau_i - \tau_m)^2}{N-2} \tag{11}$$

Onde:
EMQ: erro médio quadrado
τ_i: tensão cisalhante máxima medida em cada ensaio
τ_m: tensão cisalhante obtida na reta de regressão para determinada tensão normal
N: número de determinações experimentais
A média das tensões normais é calculada através da Equação 12.

$$\sigma_m = \frac{\sum_{i=1}^{N}\sigma_i}{N} \tag{12}$$

Onde:
σ_m: tensão normal média
σ_i: tensão normal na posição i
A variância do intercepto coesivo é calculada através da Equação 13.

$$V(c) = EMQ\left[\frac{1}{N} + \frac{{\sigma_m}^2}{\sum_{i=1}^{N}(\sigma_i - \sigma_m)^2}\right] \tag{13}$$

Onde:
V(c): variância do intercepto coesivo
A variância do ângulo de atrito interno é calculada através da Equação 14.

$$V(tg\varphi) = \frac{EMQ}{\sum_{i=1}^{N}(\sigma_i - \sigma_m)^2} \tag{14}$$

Onde:
V(tgΦ): variância da tangente do ângulo de atrito interno

De acordo com Lambe e Whitman (1969), para ensaios triaxiais, que foram executados para a obtenção dos parâmetros de resistência do presente artigo, a representação por pontos é feita no espaço p-q, onde p e q são respectivamente a semi-soma e a semi-diferença entre as tensões principais maior (σ_1) e menor ($\sigma_2 = \sigma_3$). A reta de regressão linear dos pontos (p, q) obtidos nos ensaios é definida pelo intercepto *a* e inclinação α. Analogamente aos ensaios de cisalhamento direto, estes valores são os próprios valores médios $a_{médio}$ e $tg(\alpha)_{médio}$. As variâncias V(c) e V(tgα) são obtidas pelas Equações 13 e 14 trocando-se σ e τ por p e q, respectivamente. Para a determinação de V(c) e V(tgϕ) deve-se retornar ao espaço σ e através das Equações 15 a 18, descritas por Lima (1991).

$$Vc_{médio} = \frac{a_{médio}}{\sqrt{(1-tg\alpha^2_{médio})}} \quad (15)$$

$$tg\varphi_{médio} = \frac{tg\alpha_{médio}}{\sqrt{(1-tg\alpha^2_{médio})}} \quad (16)$$

$$V(c) = \frac{1}{1-tg\alpha^2_{médio}} \; x \left[\frac{(a_{médio}\; x\; tg\alpha_{médio})^2}{(1-tg\alpha^2_{médio})^2} \; x\; V(tg\alpha) + Va\right] \quad (17)$$

$$V(tg\varphi) = \frac{V(tg\alpha)}{(1-tg\alpha^2_{médio})} \quad (18)$$

O desvio padrão do intercepto coesivo é calculado através da Equação 19.

$$\sigma_c = \sqrt{V(c)} \quad (19)$$

Onde:
$\sigma_{c:}$ desvio padrão do intercepto coesivo
O desvio padrão da tangente do ângulo de atrito é calculado através da Equação 20.

$$\sigma tg\Phi = \sqrt{V(tg\Phi)} \quad (20)$$

Onde:
σtgΦ: desvio padrão da tangente do ângulo de atrito
O desvio padrão do ângulo de atrito é calculado através da Equação 21.

$$\sigma\Phi = \sigma tg\Phi(cos\Phi)^2 \quad (21)$$

Onde:
σ_Φ: desvio padrão do ângulo de atrito
O coeficiente de variação (Equação 22) é a relação entre o desvio padrão e a média aritmética da variável em questão. Através dele, analisa-se a dispersão dos dados em relação à média.

$$CV = \frac{\sigma}{x_m} .100 \quad (22)$$

De acordo com Fonseca e Martins (1996), o coeficiente de variação é considerado baixo até 10%, médio entre 10% e 20% e grande quando for maior que 20%.

Na falta de resultados de ensaios de laboratório ou de campo, recomenda-se determinar o desvio padrão da amostra por meio de coeficientes de variação. A Tabela 2.1 apresenta faixas de coeficientes de variação dos parâmetros geotécnicos. Essa tabela corresponde a uma compilação de valores encontrados na literatura (Assis *et al*., 2004; Lee *et al*., 1983 apud Baecher & Christian, 2003, USACE, 1994 *apud* Hidalgo & Assis, 2011 e USACE, 2006) para ensaios em amostras de solo.

Tabela 2.1. Valores típicos de coeficiente de variação dos parâmetros geoténicos.

Classe de solo	Coeficiente de Variação (%)		Fonte
	Valores Reportados	Valor Recomendado	
Ângulo de atrito efetivo	5 a 15	10	(1) e (5)
Coesão	20 a 80	40	(3)
Coesão não drenada	20 a 50	30 a 40	(1) e (4)
Módulo de elasticidade	2 a 42	30	(1)
Coeficiente de permeabilidade	20 a 90	90	(1) e (4)
Peso específico	1 a 10	3	(1) e (4)
Resistência à tração	15 a 29	20	(1)
Resistência à comrpessão uniaxila	6 a 100	40	(1)

(1) Lee *et. al*. (1983), (2) USACE (1994), (3) Assis *et. al* (2004), (4) Harr (1987), (5) USACE (2006)

O coeficiente de correlação (Equação 23) mede o quanto o modelo de regressão linear (y = ax +b) pode explicar a variação de y.

$$r = \sqrt{R^2} \tag{23}$$

Onde:
$R^{2:}$ coeficiente de determinação, varia entre 0 e 1.

2.3 Método de Simulação de Monte Carlo

Para o estudo em questão o método probabilístico será o de Monte Carlo, no qual, a partir da modelagem da estrutura geotécnica, serão analisados cenários de entrada para propriedades como coesão e ângulo de atrito. No método de Monte Carlo em cada análise ou simulação é atribuído um valor a cada variável aleatória desde sua distribuição de probabilidade, e obtém assim um resultado da função de performance que é armazenado. Depois de muitas simulações (tipicamente mais que 10.000), é construído um histograma com todos os dados armazenados de cada análise, obtendo-se o tipo de função de densidade de probabilidade da função FS, para então calcular a probabilidade de ruptura (SILVA, 2015).

Uma das maiores vantagens deste método é que fornece a forma da distribuição de probabilidade do fator de segurança e, consequentemente, a probabilidade de ruptura. Este método elimina a necessidade de assumir a forma da distribuição (SILVA, 2015). O número de interações necessárias é influenciado pela quantidade de variáveis e suas variâncias. No caso de eventos de baixa probabilidade de ocorrência, esta influência é maior. Quanto maior é a quantidade de interações, menor é o erro obtido na análise.

A Simulação de Monte Carlo pode ser classificada como um método direto, que utiliza as funções de densidade de probabilidade dos parâmetros de entrada para realizar simulações, atribuindo diferentes valores a cada variável e armazenando resultados na forma de um histograma. Ao contrário dos métodos aproximados, fornece a função distribuição de probabilidade do fator de segurança e, também, permite levar em consideração a variabilidade espacial do solo dentro de sua estrutura (FLORES, 2008; RIBEIRO, 2008).

O método de Monte Carlo implementado no software de análises de estabilidade Slide2 da RocScience, permite avaliar uma única superfície de ruptura (dita como superfície mínima global e correspondente à superfície crítica determinística), ou todas as superfícies probabilísticas de ruptura possíveis.

Na análise em questão, foi escolhida a opção de busca *Global Minimum* no software, onde a análise probabilística é realizada apenas na superfície mínima global determinística.

Para este estudo, foi realizada uma análise abrangente da probabilidade de falha em todas as superfícies probabilísticas possíveis, visando uma avaliação robusta. É importante destacar que a superfície de ruptura mínima global determinada pelo método determinístico nem sempre coincide com aquela que apresenta a maior probabilidade de falha pelo método probabilístico. Ao avaliar a probabilidade de falha em todas as superfícies probabilísticas geradas, é possível identificar a superfície probabilística crítica, que representa a que possui o menor índice de confiabilidade e a maior probabilidade de falha. Além disso, o índice de confiabilidade geral do talude é determinado com base na distribuição do fator de segurança de todas as outras superfícies de ruptura analisadas (SILVA, 2015).

Para o presente estudo foram realizadas 10.000 simulações no *software Slide 2* pelo método de análise probabilística Monte Carlo. Os parâmetros de resistência foram obtidos por ensaios de compressão triaxial e correlação com NSPT, tais parâmetros e seus métodos de definições são apresentados no item abaixo.

Para os materiais que não possuem ensaio de compressão triaxial, o parâmetro médio foi obtido por correlação N_{SPT} e o coeficiente de variação foi adotado conforme literatura: 40% para a coesão e 10% para o ângulo de atrito, de acordo com o que foi apresentado na Tabela 2.1 (Assis et al., 2004; Lee et al., 1983 apud Baecher & Christian, 2003, USACE, 1994 apud Hidalgo & Assis, 2011 e USACE, 2006).

3 RESULTADOS E CONCLUSÃO

A Tabela 3.1 apresenta os parâmetros de resistência médios e seus respectivos desvios padrão dos materiasi que constituem a estrutura estudada.

Tabela 3.1. Parâmetros de resistência médios e seus respectivos desvios padrão

Materiais	c Médio (kPa)	ϕ Médio (°)	δc (kPa)	δϕ (°)
Colúvio(1)	4,0(3)	34,1	-	1,2
Aterro(1)	18,6	32,1	8,3	0,6
Material Argiloso(1)	36,4	22,4	9,0	1,0
Rejeito(1)	16,0	33,7	32,4	2,4
Saprólito de Filito(1)	16,3	30,6	17,3	1,4
Saprólito de Xisto(1)	14,2	31,4	12,5	0,9
Solo Residual de Xisto(1)	7,7	31,0	8,0	1,0
Solo Residual de Filito(1)	6,7	30,9	10,9	0,9
Solo Residual de Xisto Fofo(2)	4,0	24,0	1,6	2,4
Solo Residual de Filito Fofo(2)	2,0	21,0	0,8	2,1
Aluvião(2)	6,0	15,0	2,4	1,5

c: coesão; ϕ: ângulo de atrito; δc: desvio padrão da coesão; δϕ: desvio padrão do ângulo de atrito.
Nota 1: Parâmetros de resistência e seus respectivos desvios padrão obtidos por tratamento estatístico de ensaio de compressão triaxial.
Nota 2: Parâmetros de resistência e seus respectivos desvios padrão obtidos por correlação do SPT e valores estatísticos da literatura.
Nota 3: O valor do intercepto coesivo médio do Colúvio foi referenciado em parâmetros adotados na literatura.

O presente estudo analisou uma estrutura de barramento, a qual foi alteada pelo método a jusante e teve seu maciço composto por solo residual e saprolíto envolepados por uma camada de material argiloso compacto. A partir das análises determinísticas foi possível encontrar superfícies de rupturas globais com FS > 1,5, com isso a estutura apresentou estabilidade consoante com o proposto pela NBR 11.682 (ABNT, 2009). Porém, foram encontradas superfícies de ruptura locais, entre bermas, com 1,3 < FS < 1,5. Dessa forma, se fez necessário realizar uma análise de estabilidade probabilística com auxilio do método de Monte Carlo. Para a condição atual da estrutura foi encontrado 93,32% dos fatores de segurança inferiores a 1,5, A Figura 3.1 apresenta o histograma referente a esta análise.

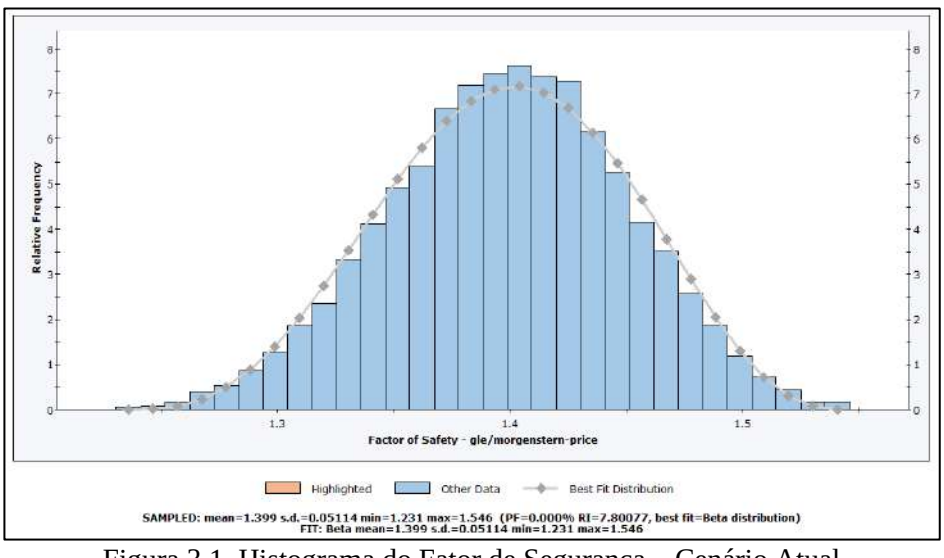


Figura 3.1. Histograma do Fator de Segurança – Cenário Atual

Em sequência foi proposto um reforço à jusante da estrutura composto por enrocamento, com inclinação 1V:2H, altura média de 50,0 m e bermas de equilíbrio a cada 10,0 m. De forma a evitar superfícies de ruptura globais ou locais o reforço foi estendido ao longo de toda a face do maciço. A Figura 3.2 apresenta o histograma referente à estabilidade da estrutura com o reforço implantado, sendo possível obter 100% dos fatores de segurança superiores à 1,5, atendendo o objetivo do estudo.

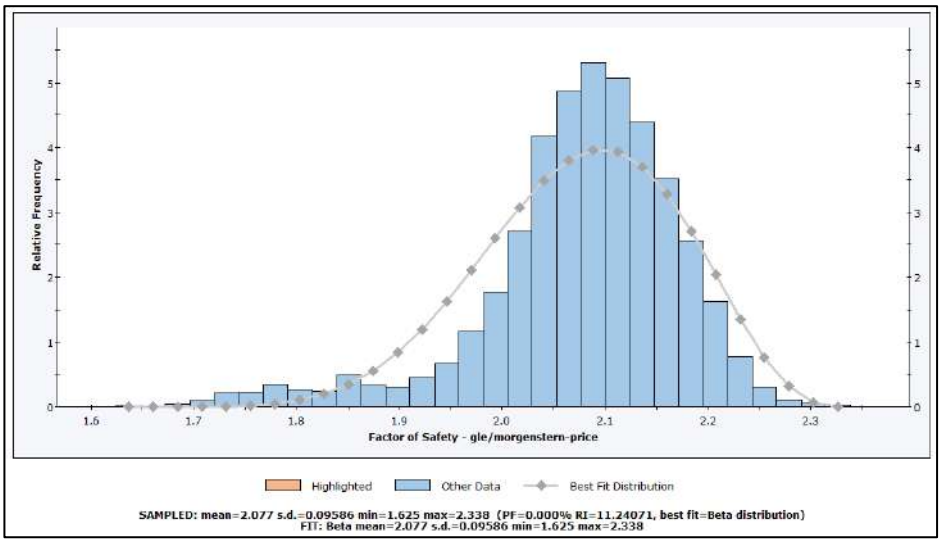


Figura 3.2. Histograma do Fator de Segurança – Pós Obra

A partir deste estudo foi possível concluir que apesar das análises determinísticas apresentarem fatores de segurança satisfatórios, foi possível, através das análises probabilísticas, encontrar mais de 90% de superfícies de ruptura com fator de segurança inferior ao admissível. Com isso entendeu-se o real problema da estrutura, sendo possível apresentar uma solução mais segura.

Cabe destacar que é notória a existência de incertezas em relação aos ensaios geotécnicos, sendo nescessária a realização de estudos refinados para a definição dos parâmetros geotécnicos de forma assertiva.

4 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009, 33p.

FLORES, E. A. F. Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes considerando a Variabilidade Espacial do Solo. Dissertação de Mestrado – Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2008, 170 p.

FONSECA, J. S.; MARTINS, G. A. Curso de Estatística. 6 ed. São Paulo: Atlas, 1996.

HARR, M. E. Probabilistic Estimates for Multivariate Analysis. Applied Mathematical Modelling, v. 13, n. 5, p 313-318, 1989.

LAMBE, T, W.: WHITMAN, R, V. Soil Mechanics. New York: J. Wile 1969.

LIMA, L. S. A. Uma Metodologia para Análise Probabilística da Estabilidade de Taludes. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1991. 265 p.

RIBEIRO, R. C. H. Aplicações de Probabilidade e Estatística em Análises Geotécnicas. Dissertação de Mestrado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008. 161 p.

SILVA, C. C. Análise de Estabilidade de um Talude da Cava de Alegria utilizando Abordagem Probabilística. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2015. 136 p.

TOMASSETTI, S. B. G. Variabilidade dos Parâmetros de Resistência do Solo Laterítico Saturado. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Paraná, 2012. 72 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/434

Análise do comportamento de rejeitos de mineração submetidos a carregamentos de compressão

João Vítor de Azambuja Carvalho
Doutorando, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, carvalho.jv@ufrgs.br

Alexia Cindy Wagner
Doutoranda, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, alexia-wagner@hotmail.com

João Pedro Camelo Guedes
Doutorando, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, joaopguedes99@gmail.com

João Paulo de Sousa Silva
Engenheiro Sênior, VALE S.A. , Belo Horizonte, Brasil, joao.paulo.silva@vale.com

Nilo Cesar Consoli
Professor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, consoli@ufrgs.br

RESUMO: Os rejeitos são subprodutos da extração de minério. Devido aos processos industriais em sua formação, esses materiais apresentam características diferentes dos solos naturais, como por exemplo partículas mais angulares, rugosas e menos esféricas que areias naturais. Além disso, os rejeitos têm sido estudados principalmente em relação a suscetibilidade à liquefação, considerando o material em condições similares a como se encontram nas barragens. No entanto, devido aos acidentes recentes, alterações na legislação proibiram a construção de novas barragens de rejeitos pelo método à montante e demandaram que as existentes sejam descaracterizadas. Dentre as alternativas para disposição de rejeitos, está a disposição dos rejeitos filtrados em pilhas compactadas. Nessas estruturas, os rejeitos são filtrados até próximo do seu teor de umidade ótima e compactados para formar pilhas que podem atingir centenas de metros de altura. Por isso, é necessário investigar o comportamento dos rejeitos sob pressões mais altas do que as estudadas em obras geotécnicas tradicionais. Este trabalho tem como objetivo comparar o comportamento à compressão de rejeitos com diferentes mineralogias até pressões levadas. Para isso, foram realizados ensaios de compressão unidimensional em diferentes rejeitos. Verificou-se que, para os rejeitos e para a faixa de tensões testadas, uma linha única de compressão normal não pôde ser alcançada, demonstrando a dependência do comportamento da condição de compactação em campo.

PALAVRAS-CHAVE: rejeitos filtrados, história de tensões, ensaios triaxiais, empilhamento de rejeitos

ABSTRACT: Tailings are the by-products of ore exploitation. Due to the industrial processes involved in their obtention, tailings usually have characteristics distinct from natural soils, e.g. tailings particles are rougher, more angular, and less spherical than natural sands. Besides, tailings have been studied mainly focusing on susceptibility to liquefaction, with the materials in conditions close to how they are usually found in tailings dams. However, changes to the legislation were made due to the recent disasters, prohibiting the construction of new tailings dams by upstream raising and demanding the existing ones to be decommissioned. The stacking of compacted filtered tailings is amongst the alternatives for tailings disposal. In the stacks, tailings are filtered up to moisture contents close to their optimum moisture content and compacted to form stacks that may achieve hundreds of meters in height. As a reason, it is mandatory to investigate the behavior of tailings under stresses higher than those studied for conventional geotechnical structures. This paper aims to compare the behavior under one-dimensional compression for different tailings. It was observed that for the tailings and range of pressures studied, a unique normal compression line was not achieved, demonstrating the on-field tailings' dependence on the initial conditions.

KEYWORDS: filtered tailings, stress history, triaxial tests, tailings' stacking

1 INTRODUÇÃO

A mineração é uma atividade econômica essencial, em especial para países subdesenvolvidos. Nessa atividade os depósitos minerais são explorados a fim de extrair os minerais de interesse. Durante o processo, dependendo do mineral e do depósito, são necessários processos de beneficiamento a fim de melhorar a qualidade e aumentar a concentração do minério, separando o produto com valor econômico dos minerais de ganga. Os subprodutos do beneficiamento de minérios são chamados de rejeitos de mineração. No Brasil, a exploração de minério de ferro é uma atividade econômica fundamental, sendo a região do Quadrilátero Ferrífero a principal produtora (mais de 60% da produção nacional de minério de ferro). Os minérios encontrados nessa região são majoritariamente de baixa concentração, ou seja, os processos de beneficiamento são mandatórios (Dauce et al., 2019).

Até o ano de 2019, os rejeitos gerados da exploração de minério de ferro eram dispostos principalmente em barragens. No entanto, acidentes envolvendo essas estruturas (Morgenstern et al., 2016; Robertson et al., 2019) induziram o estabelecimento de restrições à utilização de barragens alteadas à montante no país e incitaram a busca por novas alternativas de disposição. Uma das alternativas é a disposição de rejeitos filtrados e compactados em pilhas. Os rejeitos normalmente são classificados de acordo com a sua concentração de sólidos em diferentes categorias: em lama, em pasta, filtrados. Os rejeitos filtrados são aqueles em que o teor de sólidos é superior à 85% (Ulrich, 2019). Sendo assim, os rejeitos precisam passar por um processo de filtração para redução da sua umidade após o processo de beneficiamento. Os rejeitos são então filtrados até teores de umidade próximos à sua umidade de compactação e compactados em pilhas de forma a se obter uma estrutura estável.

A adoção da disposição de rejeitos filtrados em pilhas é crescente desde as primeiras implementações na década de 1990 (Davies et al., 2010). No entanto, essas estruturas costumavam ser construídas em regiões desérticas e afastadas, tendo poucos relatos de estruturas construídas em regiões de clima tropical com regimes de chuvas diferenciados. Além disso, a implementação da disposição de rejeitos filtrados costuma ter um custo superior ao de dispor o material em barragens, ainda que o custo total considerando a operação e o fechamento da estrutura sejam inferiores para o caso de pilhas (Furnell et al., 2022).

Outro aspecto é o foco do estudo de rejeitos de mineração para os casos de liquefação. Em razão desses materiais serem normalmente areias siltosas ou siltes arenosos e a susceptibilidade à liquefação ser verificada em casos históricos, inclusive nos acidentes ocorridos no Brasil, os estudos envolvendo esses materiais acabaram sendo mais relacionados a esse tópico (e.g., Bedin et al., 2012; Carrera et al., 2011; Schnaid et al., 2013). Outra razão para o foco no estudo em liquefação é que os rejeitos se encontravam em estados fofos e saturados quando dispostos nas barragens. No entanto, com o intuito de aprofundar os conhecimentos para o desenvolvimento de novas estruturas de disposição que sejam mais seguras é preciso investigar também os rejeitos em condições compactadas para aplicação em pilhas (Consoli et al., 2022, 2024; Wagner, Carvalho, et al., 2023; Wagner, Silva, et al., 2023).

Dessa forma, o presente artigo busca avaliar o comportamento de rejeitos de mineração submetidos a carregamentos oedométricos até pressões maiores que as usualmente consideradas. O objetivo é simular a condição *in-situ* que ocorre durante o aumento de altura das pilhas. Para tal foram realizados ensaios de adensamento unidimensional em amostras de três rejeitos diferentes inicialmente sob duas condições distintas de moldagem, fofa e densa.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Os rejeitos de mineração estudados são provenientes da extração de minério de ferro na região do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. A Figura 1 apresenta a curva granulométrica dos rejeitos de mineração estudados. Nessa figura, são apresentadas as curvas granulométricas obtidas a partir de dois diferentes métodos, peneiramento e sedimentação, seguindo as recomendações da ASTM D7928 (2021), e através de análise de imagem utilizando o software ImageJ. É possível observar que, apesar das diferenças inerentes aos diferentes métodos considerados foi obtida boa concordância entre os resultados. É importante

ressaltar que as diferenças são esperadas dado que cada um dos métodos faz considerações próprias e não necessariamente equivalentes (Vilhar et al., 2013).

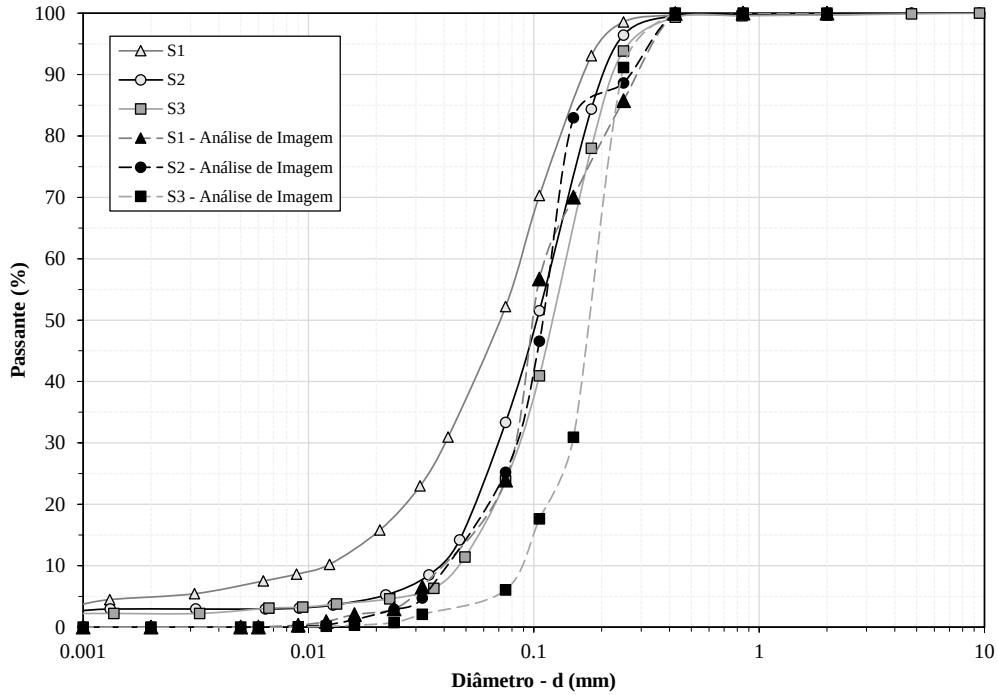


Figura 1 – Curva granulométrica dos rejeitos estudados através de peneiramento e sedimentação e através de análise de imagem.

Por sua vez, a Figura 2 apresenta as curvas de compactação obtidas para os materiais para as energias Proctor normal e modificado. A Tabela 1 resume as características dos materiais.

Tabela 1 – Características dos rejeitos estudados.

Parâmetros	**S1**	**S2**	**S3**
Densidade específica dos grãos – G_s	3.05	2.97	2.84
Pedregulho (%)	0.00	0.00	0.00
Areia grossa (%)	0.27	0.07	0.18
Areia média (%)	0.04	0.34	0.39
Areia fina (%)	47.48	66.25	75.51
Silte (%)	47.26	30.41	21.60
Argila (%)	4.95	2.93	2.21
w_L (%)	-	-	-
PI (%)	Non-plastic	Non-plastic	Non-plastic
ASTM-USCS Classification	ML	SM	SM
Índice de vazios máximo – e_{max}	1.28	0.99	0.94
Índice de vazios mínimo – e_{min}	0.36	0.36	0.37
Umidade ótima para energia Proctor Normal – w_{opt} (%)	11.50	14.30	14.24

Peso específico aparente seco máximo para energia Proctor Normal – γ_{dmax} (kN/m^3)	19.30	18.06	17.75
Umidade ótima para energia Proctor Modificado – w_{opt} (%)	10.00	14.82	17.41
Peso específico aparente seco máximo para energia Proctor modificado – γ_{dmax} (kN/m^3)	20.20	17.62	19.30

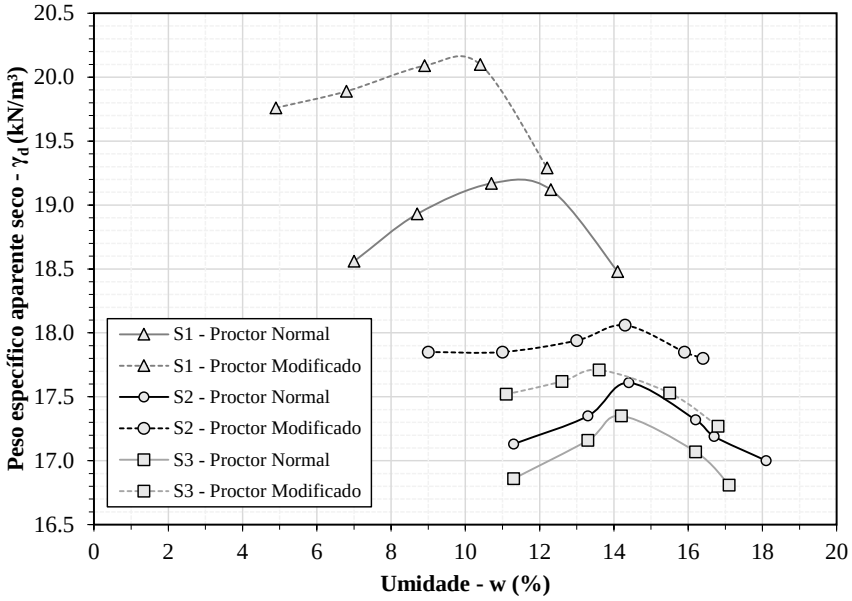


Figura 2 – Curvas de compactação para energia normal e modificada.

Além disso os rejeitos foram avaliados do ponto de vista mineralógico (Fig. 3) e morfológico (Tab. 2). Para a análise mineralógica foi utilizado o equipamento QEMSCAM que permite uma análise quantitativa dos minerais constituintes enquanto a análise de imagem foi realizada a partir da análise de imagens de microscopia eletrônica de varredura utilizando o software ImageJ.

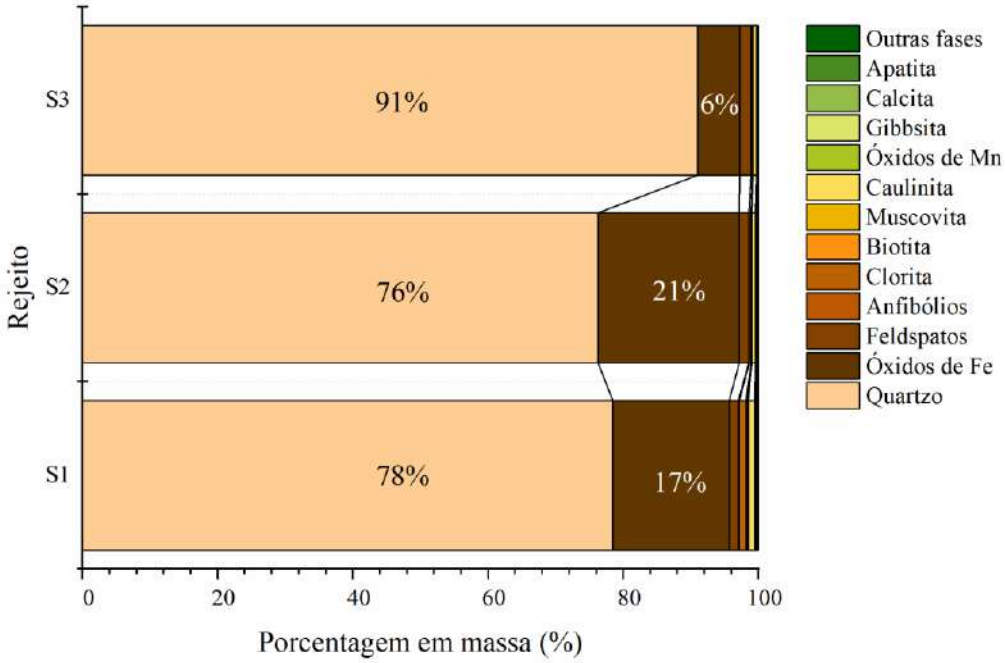


Figura 3 – Mineralogia dos rejeitos estudados.

Tabela 2 – Formato das partículas dos materiais a partir de análise de imagem.

Rejeito	**Índice aspecto**	**Convexidade**	**Esfericidade**	**Regularidade**
	AR	*C*	*S*	*OR*
S1	0.54	0.69	0.42	0.55
S2	0.63	0.87	0.69	0.73
S3	0.55	0.74	0.42	0.57

2.1.1 Ensaios oedométricos

Os ensaios oedométricos foram realizados em amostras de 2cm de altura por 5cm de diâmetro. As amostras foram preparadas em duas condições iniciais (75% do grau de compactação para energia normal e 100% do grau de compactação para energia modificada) através de compactação estática. Todos os ensaios foram realizados em amostras previamente inundadas em estágios até a tensão de 6400 kPa. A razão de incremento entre estágios foi de 2 (a carga foi duplicada a cada estágio).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 4 apresenta os resultados dos ensaios oedométricos com cada um dos rejeitos nas duas condições de moldagem.

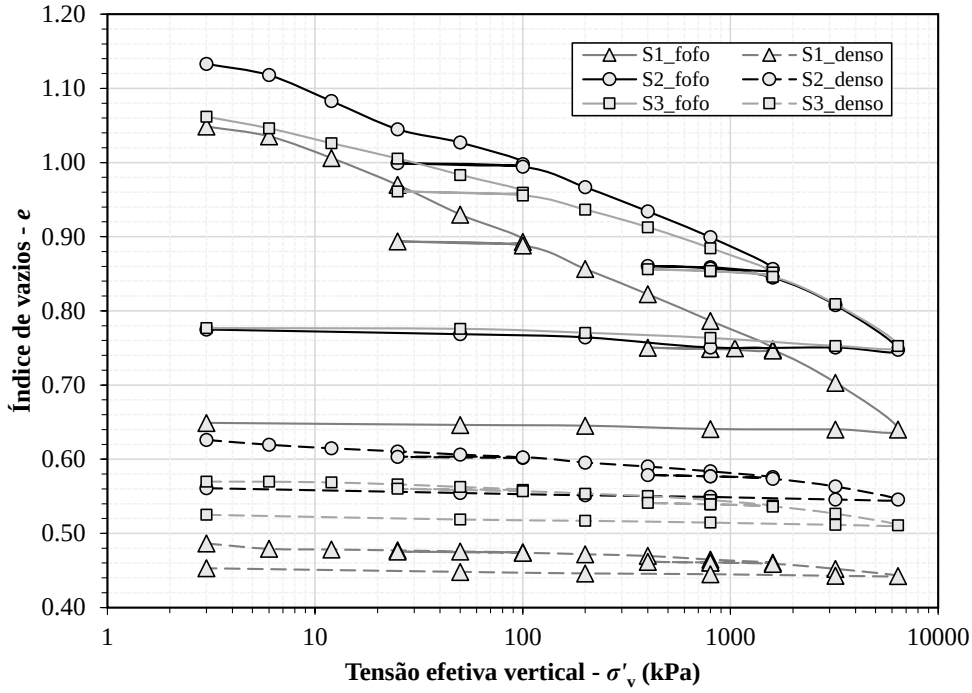


Figura 4 – Resultados de ensaios de compressão oedométrica para rejeitos de mineração.

A figura mostra que para os rejeitos estudados e nível de tensão avaliado, não foi atingida uma linha de compressão normal (LCN) única. Em argilas, normalmente obtém-se uma rápida convergência entre as curvas para materiais fofos e densos, seguindo uma mesma LCN. Já para areias a convergência é retardada, ocorrendo muitas vezes apenas sob elevadas pressões, onde a quebra de grãos é o mecanismo de deformação predominante (Consoli et al., 2005, 2007). Esses resultados concordam com o observado por Consoli et al. (2024) em que os rejeitos estudados apresentaram convergência apenas sobre altas tensões, da ordem de 100 MPa, muito superiores àquelas esperadas para ocorrer em campo. Essa falta de convergência também está associada a angularidade das partículas, mineralogia mista e diferentes teores de finos que influenciam diretamente na estrutura criado quando os rejeitos são compactados em diferentes energias.

Foi avaliada também a compressibilidade dos materiais, através da avaliação dos coeficientes de compressão e de descarga obtidos nos ensaios oedométricos (Tab. 3). Na condição fofa, o rejeito S1 que é o rejeito com maior teor de finos apresentou a maior compressibilidade entre os rejeitos estudados. Já na condição densa, o rejeito S1 apresentou a menor compressibilidade dentre os demais, indicando a formação de uma estrutura mais estável devido o preenchimento dos vazios pela maior presença de finos. Além disso os coeficientes de descarga entre todos os materiais foram muito semelhantes.

Em relação à ocorrência de quebra de grãos, é esperado que sob a magnitude de tensões avaliadas não seja obtida ainda uma quebra significativa, com base no observado para outros rejeitos de minério de ferro (Consoli et al., 2024; Wagner, Carvalho, et al., 2023). A quebra de partículas nesses casos pode estar mais relacionada à mudança na morfologia das partículas devido a sua natureza (Carvalho et al., 2024; Silva et al., 2024).

Tabela 3 – Parâmetros de compressibilidade de rejeitos de minério de ferro.

Ensaio	Índice de vazios inicial	Índice de compressibilidade	Índice de Descarga
	e_0	Cc	Cr
S1_fofo	1.05	0.121	0.006
S2_fofo	1.13	0.112	0.007
S3_fofo	1.06	0.102	0.008
S1_denso	0.49	0.015	0.002

S2_denso	0.63	0.034	0.005
S3_denso	0.57	0.031	0.006

4 CONCLUSÕES

Este artigo avaliou o comportamento de rejeitos de minério de ferro submetidos a carregamentos de compressão unidimensional. Os rejeitos estudados apresentaram mineralogia semelhante devido a sua origem comum e majoritariamente composta de quartzo e óxidos de ferro. Além disso, os rejeitos apresentaram partículas angulares, rugosas e pouco esféricas, que são características desses materiais em razão de sua natureza clástica e antrópica. Em relação à compressão unidimensional, não foi obtida uma linha de compressão normal única para nenhum dos rejeitos até o nível de tensões estudado. Logo, seriam necessárias pressões mais elevadas para atingir a convergência entre ensaios fofos e densos, maiores do que as usualmente atingidas na construção de pilhas. Sendo assim, os resultados reforçam a dependência do comportamento dos materiais na sua condição inicial de disposição no campo sendo necessárias pressões muito superiores às previstas para ocorrerem para que tivessem um comportamento único. Em relação à compressibilidade dos materiais, o rejeito com o maior teor de finos foi o que apresentou maior compressibilidade na condição fofa e menor compressibilidade quando densificado.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o suporte da VALE, do MEC-CAPES (PROEX) e do CNPq ao grupo de pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International (2021). ASTM D7928: *Standard test method for particle-size distribution (gradation) of fine-grained soils using the sedimentation (hydrometer) analysis*.

Bedin, J., Schnaid, F., Da Fonseca, A. V., & Costa Filho, L. D. M. (2012). Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics. *Géotechnique*, 62(3), 263–267.

Carrera, A., Coop, M. R., & Lancellotta, R. (2011). Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings. *Géotechnique*, 61(11), 935–946.

Carvalho, J. V. de A., Wagner, A. C., Scheuermann Filho, H. C., & Consoli, N. C. (2024). The role of fabric, stress history, mineralogy, and particle morphology on triaxial behavior of non-textbook geomaterials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.

Consoli, N. C., Casagrande, M. D., & Coop, M. R. (2005). Effect of Fiber Reinforcement on the Isotropic Compression Behavior of a Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(11), 1434–1436.

Consoli, N. C., Heineck, K. S., Coop, M. R., da Fonseca, A. V., & Ferreira, C. (2007). Coal Bottom Ash as a Geomaterial: Influence of Particle Morphology on the Behavior of Granular Materials. *Soils and Foundations*, 47(2), 361–373.

Consoli, N. C., Silva, J. P. S., Wagner, A. C., Carvalho, J. V. D. A., Baudet, B. A., Coop, M. R., Scheuermann Filho, H. C., Carvalho, I., De Sousa, G. M., & Cacciari, P. P. (2024). Critical state analysis of two compacted filtered iron ore tailings with different gradings and mineralogy at different stages of treatment. *Acta Geotechnica*, 19, 881–898.

Consoli, N. C., Vogt, J. C., Silva, J. P. S., Chaves, H. M., Scheuermann Filho, H. C., Moreira, E. B., & Lotero, A. (2022). Behaviour of Compacted Filtered Iron Ore Tailings–Portland Cement Blends: New Brazilian Trend for Tailings Disposal by Stacking. *Applied Sciences*, 12(2), 836.

Dauce, P. D., Castro, G. B. de, Lima, M. M. F., & Lima, R. M. F. (2019). Characterisation and magnetic concentration of an iron ore tailings. *Journal of Materials Research and Technology*, 8(1), 1052–1059.

Davies, M., Lupo, J., Martin, T., McRoberts, E., Musse, M., & Ritchie, D. (2010). Dewatered tailings practice—Trends and observations. Em *Tailings and Mine Waste (Org.), Tailings and Mine Waste 2010*. CRC Press.

Furnell, E., Bilaniuk, K., Goldbaum, M., Shoaib, M., Wani, O., Tian, X., Chen, Z., Boucher, D., & Bobicki, E. R. (2022). Dewatered and Stacked Mine Tailings: A Review. ACS ES&T Engineering, 2(5), 728–745.

Morgenstern, N. R., Vick, S. G., Viotti, C. B., & Watts, B. D. (2016). *Report on the Immediate Causes of the failure of the Fundão Dam*. Fundão Tailings Dam Review Panel.

Robertson, P. K., de Melo, L., Williams, D. J., & Wilson, G. W. (2019). *Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão Dam I*.

Schnaid, F., Bedin, J., Viana da Fonseca, A. J. P., & de Moura Costa Filho, L. (2013). Stiffness and Strength Governing the Static Liquefaction of Tailings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(12), 2136–2144.

Silva, J. P. S., Rissoli, A. L. C., Cacciari, P. P., Viana Da Fonseca, A. J. P., Scheuermann Filho, H. C., Wagner, A. C., Carvalho, J. V. de A., Festugato, L., & Consoli, N. C. (2024). Triaxial testing response of compacted iron ore tailings considering a broad spectrum of confining pressures. *Soils and Foundations*, 64(2), 101438.

Ulrich, B. (2019). *Practical thoughts regarding filtered tailings*. 71–79.

Vilhar, G., Jovičić, V., & Coop, M. R. (2013). The role of particle breakage in the mechanics of a non-plastic silty sand. *Soils and Foundations*, 53(1), 91–104.

Wagner, A. C., Carvalho, J. V. de A., Silva, J. P. S., Scheuermann Filho, H. C., & Consoli, N. C. (2023). Dry stacking of iron ore tailings: Possible particle breakage during compaction. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, Ahead of print, 1–23.

Wagner, A. C., Silva, J. P. de S., Carvalho, J. V. de A., Rissoli, A. L. C., Cacciari, P. P., Chaves, H. M., Scheuermann Filho, H. C., & Consoli, N. C. (2023). Mechanical behavior of iron ore tailings under standard compression and extension triaxial stress paths. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 15(7), 1883–1894.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/435

Análise estatística de composição de minério de ferro em pilha de produto

Lucas Bianchetti Drumond
Msc, VALE S.A., Belo Horizonte, Brasil, lbdrumond@hotmail.com

Caio Duque Estrada Amendola
Msc, Progen S.A, Rio de Janeiro, Brasil, caiodeamendola@gmail.com

Brunna Abrantes de Andrade
Msc, VALE S.A, Rio de Janeiro, Brasil, brunna.abrantes@gmail.com

Gustavo Marçal de Sousa
Dsc, VALE S.A, Belo Horizonte, Brasil, gustavo.marcal@vale.com

Márcio Fernandes Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: O empilhamento e estocagem de material é comum na mineração, por diversos motivos. Os estoques podem ser úteis funcionando como reserva para a operação em épocas de chuva, nas paradas de manutenção previstas ou de emergência. O trabalho apresentado aborda a análise dos teores de manganês, alumina e umidade no minério que constitui uma pilha de produto, resultado de um processo de beneficiamento a seco, com diferentes origens de material, visando compreender sua influência na estabilidade e segurança operacional. Tal análise é fruto de uma ação investigativa após um deslizamento de material em janeiro de 2023, durante o processo de retomada com equipamentos móveis, não resultando em danos pessoais ou materiais, em mina de ferro localizada no quadrilátero ferrífero. Realizou-se uma análise estatística, com dados obtidos durante o período chuvoso, entre novembro de 2022 e março de 2023, totalizando 88 amostras diárias de caracterização do material. A partir da correlação entre os parâmetros, é possível notar uma relação direta entre o aumento dos teores de alumina e manganês com o aumento do teor de umidade. O material se destaca pelo alto teor de umidade mesmo advindo de um processo a seco. Esses dados e recomendações visam melhorar a compreensão do comportamento do material em diferentes condições e fornece diretrizes para operações mais seguras e eficientes, reduzindo riscos para os colaboradores e equipamentos.

PALAVRAS-CHAVE: Pilha de produto; minério de ferro; umidade; teor de alumina; teor de manganês.

ABSTRACT: Stacking and storing material is common in mining for several reasons. Stocks can be useful as a reserve for operation in rainy seasons, during planned maintenance stops or in emergencies. The work presented addresses the analysis of manganese, alumina and moisture content in the nutrient that constitutes a product pile, the result of a dry processing process, with different material origins, covering their influence on stability and operational safety. This analysis is the result of an investigative action after a material penetration in January 2023, during the recovery process with mobile equipment, did not result in personal or material damage, in an iron mine located in the iron quadrangle. A statistical analysis was carried out, with data obtained during the rainy season, between November 2022 and March 2023, totaling 88 daily samples to characterize the material. From the data, histograms were plotted (alumina, manganese and moisture contents) and linear correlations were carried out, in order to evaluate whether or not there is a direct relationship between the parameters. From the brightness between the parameters, it is possible to notice a direct relationship between the increase in alumina and manganese content with the increase in moisture content. The material stands out for its high moisture content even after a dry process. These data and recommendations aim to improve understanding of material behavior under different conditions and provide guidelines for safer and more efficient operations, ensuring risks to employees and equipment.

KEYWORDS: Stockpile; iron ore; moisture content; alumina content; manganese content.

1 INTRODUÇÃO

O minério de ferro constitui um dos principais produtos da economia brasileira, sendo base na cadeira de produção do aço. A produção do minério de ferro tem como premissa a necessidade de beneficiamento do material bruto, de maneira a adequar o produto final, seja em questão granulométrica, forma ou concentração de seus componentes.

Após o processo de beneficiamento, o produto final é usualmente empilhado em estruturas denominadas pilhas de produto. De acordo com Hawley & Cunning (2017), pilha de produto é um termo utilizado para descrever todas as estruturas de armazenamento temporário para materiais como minério bruto, britado, de determinado teor, etc, que serão utilziados em atividades posteriores.

As pilhas de produto podem ter variados formatos e altura, a depender das características instrínsecas do material empilhado, disponibilidade de espaço e também os equipamentos utilizados para formação e retomada (GUARANYS, 2013).

O empilhamento e estocagem de material é comum na mineração, por diversos motivos. Os estoques podem ser úteis funcionando como reserva para a operação em épocas de chuva, nas paradas de manutenção previstas ou de emergência (CHAVES & FERREIRA, 1996 – apud GUARANYS, 2013). É necessário pontuar também a importante função das pilhas de produto no processo de aguardo ao transporte seja rodoviário, ferroviário ou marítimo.

De maneira que se compreende a importância de tais estruturas, se mostra necessário melhor compreender mecanismos de ruptura e possíveis incidentes nestas pilhas, visando buscar uma maior segurança operacional para colaboradores, equipamentos e o processo em si.

O presente artigo aborda a análise dos teores de manganês, alumina e umidade no minério que constitui uma pilha de produto, resultado de um processo de beneficiamento a seco, com diferentes origens de material, visando compreender sua influência na estabilidade e segurança operacional.

2 DESCRIÇÃO DO EVENTO

O incidente que baseia tal análise ocorreu durante período chuvoso (final de 2022) no Quadrilátero Ferrífero (usualmente entre os meses de outubro e março), durante processo de retomada com carregadeira, no período noturno. A Figura 1 apresenta a pilha antes do incidente.

Figura 1. Pilha de produto foco deste estudo (Fonte: Autor, 2023).

A pilha em questão é formada por fino comum (material abaixo de 19 mm), possui formato de duplo-cone e possui parte em contato com talude natural. A pilha atinge alturas de aproximadamente 14 metros quando em capacidade total. De acordo com relato do operador, o material mobilizado chegou a atingir e deslocar o equipamento, sem causar dano pessoal ou material (Figura 2).

Figura 2. Imagem da pilha após o deslizamento de material (Fonte: Autor, 2022).

Imagens registradas explicitam a presença de material saturado na região de base da pilha, notadamente causados pela alta pluviometria registrada no período chuvoso (acima de 120 mm na semana que precedeu o ocorrido) e também a ausência de manutenção de drenagem superficial na região.

Usualmente tal material apresenta dificuldade de manuseio, alto grau de umidade, teores considerados altos de manganês e alumina. De tal forma, optou-se por realizar análise de tal material e obter mais informações para basear recomendações operacionais e evitar outros incidentes.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 – Produtos e granulometria

De acordo com Augusto (2013), após o beneficamento, os produtos (Figura 3) possuem características distintas, de acordo com sua classificação. São eles:

- Granulado (Lump ore): com granulometria entre 6,3mm e 31,7 mm e forma irregular;
- Sinter Feed: partículas vairam entre 0,15 mm e 6,3 mm;
- Pellet Feed: partículas finas com granulometria abaixo de 0,15 mm.

Figura 3. Diferentes produtos de minério de ferro. (COSENTINO, 2018).

Além destes produtos, é usual se encontrar a produção denominada “fino comum”, que compreende diferentes granulometrias abaixo de 19 mm, como é o caso da pilha que origina este estudo. Desta forma, é importante compreender a relação de material com menor granulometria e os demais parâmetros.

3.2 – Umidade

De acordo com Hawley e Cunning (2017), o teor de umidade dos materiais pode ser importante quando estes materiais contêm uma grande quantidade de finos e podem influenciar a resistência, o comportamento de consolidação e a condutividade hidráulica da pilha.

De acordo com trabalho desenvolvido por Moura (2021), pilhas de produto com maior grau de saturação apresentam redução do fator de segurança, como pode ser visto na Figura 4. A Figura 4 explicita os menores fatores de segurança obtidos a partir de materiais com maior grau de umidade (S). Devido a clara relação entre grau de umidade do material e a instabilidade da pilha, optou-se por verificar os dados de umidade e possíveis relações com outros parâmetros.

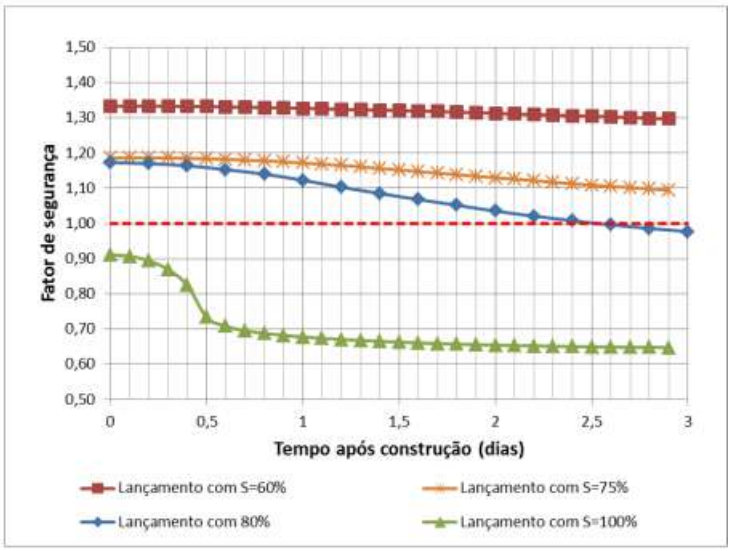


Figura 4: Comportamento do fator de segurança das pilhas de acordo com saturação do material e tempo de residência.

4 METODOLOGIA

A partir da inspeção local, foram coletadas amostras para análises laboratoriais. Além disso, a partir da base de dados disponibilizada pela equipe de Usina, foram realizadas diferentes análises para compreender o comportamento do material que compõe a pilha de peneirado a seco da Mutuca. No total, foram disponibilizados 88 dados de caracterização do material durante o período chuvoso, entre os dias 26/11/2022 e 25/03/2023, constando a umidade do material, teores químicos (alumina e manganês) e granulometria do material. Essas informações foram tratadas estatisticamente e posteriormente efetuadas relações entre os dados disponibilizados.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Umidade

A partir dos dados foi possível inferir o alto grau de umidade do material, mesmo tendo origem de um beneficiamento a seco. Os dados apontam uma umidade média do material de 11,70%, com um mínimo de 6,88% e máximo de 19,59%. A Figura 5 explicita o número de amostrar com uma umidade considerada alta (acima de 11%)

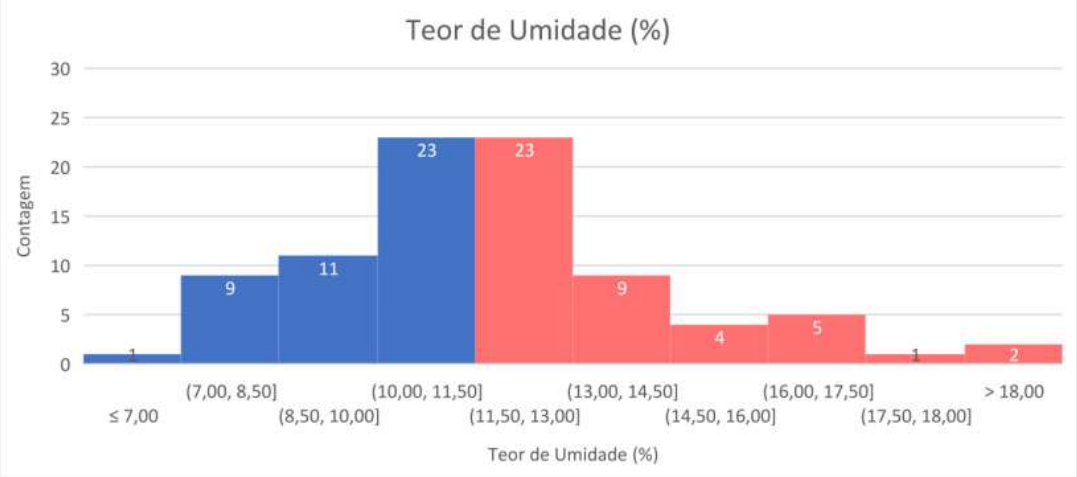


Figura 5. Distribuição de teor de umidade do produto.

Desta forma, é possível afirmar que o material em análise possui teor de umidade alto, que por si só já dificulta o manejo do mesmo visando o processo de empilhamento, mesmo sendo uma pilha de produto.

O teor médio de alumina (Al203) identificado é de 3,62% nas amostras analisadas, com um valor mínimo de 0,63% e máximo de 6,80%. A distribuição dos teores pode ser verificada na Figura 6.

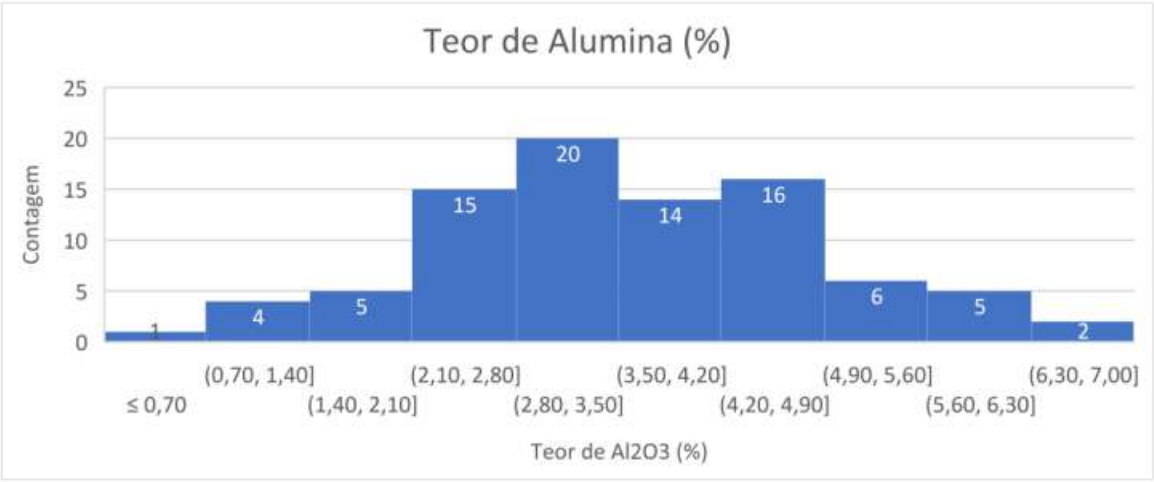


Figura 6. Distribuição de teor de alumina por amostra.

O teor médio de manganês (Mn) identificado é de 0,87% nas amostras analisadas, com um valor mínimo de 0,06% e máximo de 2,43%; a distribuição dos teores pode ser verificada na Figura 7.

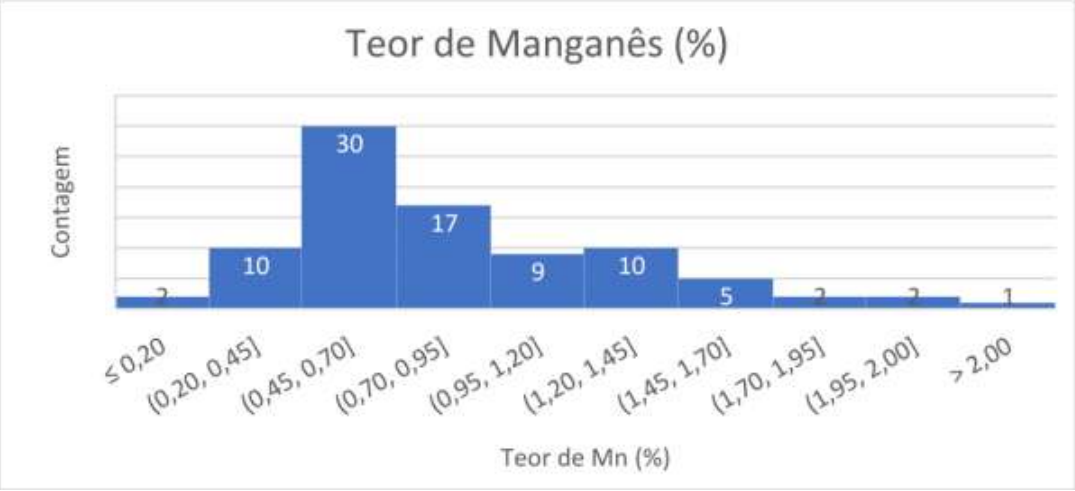


Figura 7. Distribuição de teor de manganês das amostras.

A partir dos dados obtidos, foram traçadas diferentes correlações entre os parâmetros analisados, através da correlação linear de Pearson. De acordo com Filho e Júnior (2009): "O coeficiente de correlação de Pearson (r) é uma medida de associação linear entre variáveis".

O coeficiente r varia de -1 a +1, de maneira que:

• r = 1 significa uma relação perfeita entre as variáveis (diretamente proporcionais);
• r = -1 siginifica uma relação perfeita (inversamente proporcional, uma variável aumenta e outra diminui);
• r = 0 significa que as variáveis não dependem linearmente uma da outra.

As relações ainda são classificadas de acordo com a força da correlação, sendo (DANCEY & REID (2005), apud FILHO & JÚNIOR (2009)):

• 0,1 a 0,3 – Fraco
• 0,3 a 0,7 – Moderado
• Acima de 0,7 – Forte

A partir dessas correlações, é possível verificar uma força moderada na correlação do aumento de Alumina e umidade (r =+0,59) e também de manganês e umidade (r =+0,613), como observado nas Figuras 8 e 9.

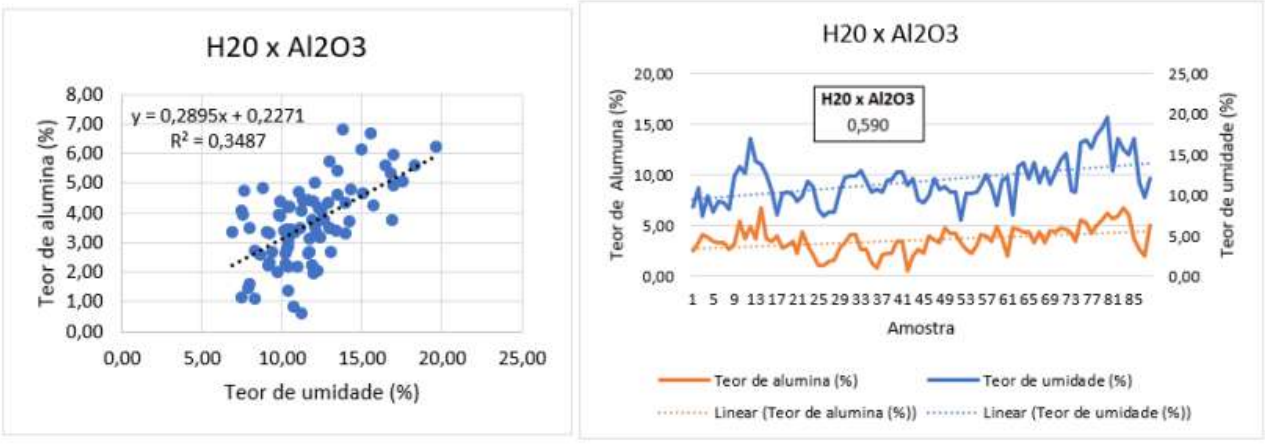


Figura 8. Relação entre umidade e alumina.

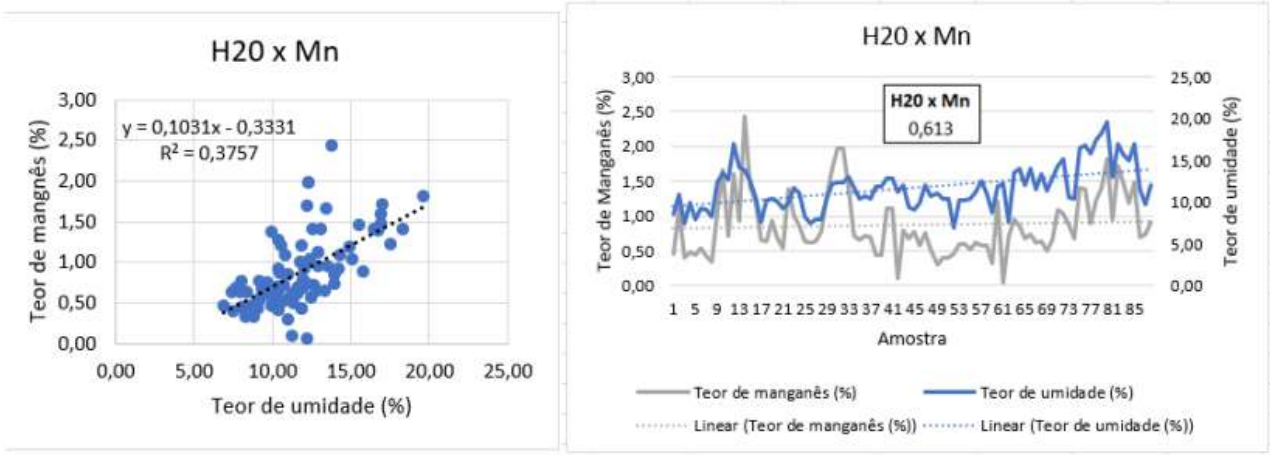


Figura 9. Correlação entre umidade e manganês.

A partir dos resultados pode-se concluir que existe uma tendência de aumento de umidade com o aumento da presença de alumina e manganês para os materiais presentes na pilha de produto. Existe também a correlação entre os dois teores, havendo um coeficiente r=+0,532 para os teores de Al e Mn (Figura 10).

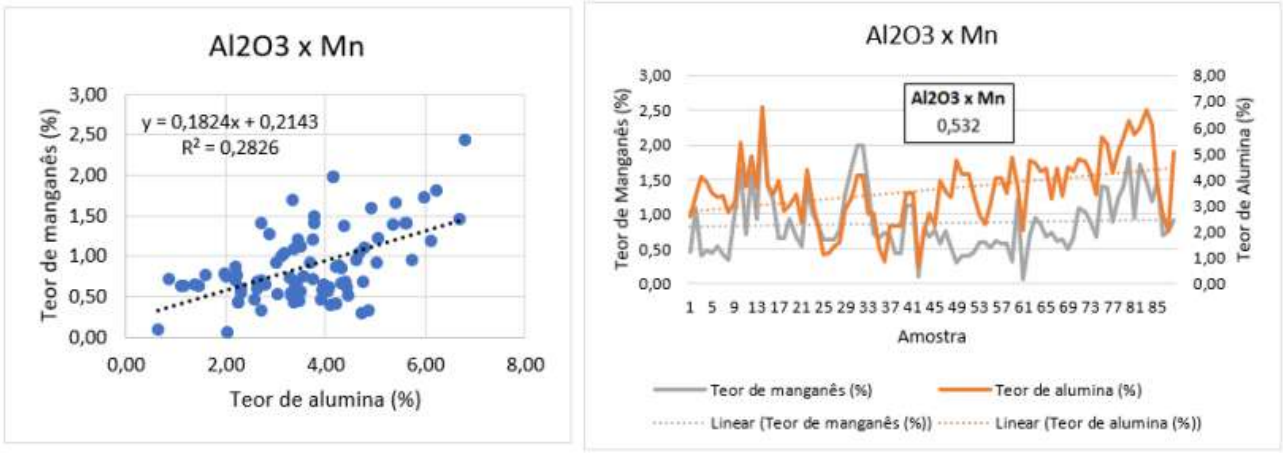


Figura 10. Correlação entre teores de manganês e alumina

Além dessas relações, foram verificadas as relações de manganês e alumina com a % de material abaixo de 0,5 mm (Figura 11).

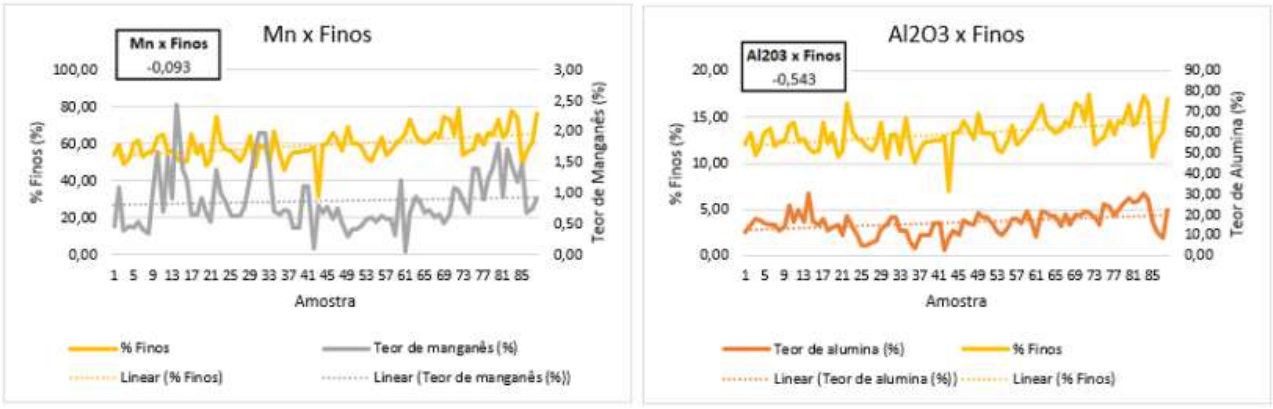


Figura 11. Correlação entre a % "finos" e teores de manganês e alumina.

A partir destas informações, percebe-se que o teor de manganês não tem relação diretamente linear com a granulometria do material. Entretanto, a alumina tende a aumentar em relação ao teor de finos de maneira inversamente proporcional. Quando é relacionada a porcentagem de finos e a umidade para a pilha de produto aprantemente não há uma relação bem definida, devido a variáveis que possam estar relacionadas ao processo de disposição e capacidade de infiltração da água na pilha, bem como a heterogeneidade do material. De toda forma, a partir do estudo desenvolvido, nota-se que a relação principal entre os teores de manganês e alumina é a tendência do aumento de umidade do material. Entretanto, é necessário ressaltar que os dados analisados se referem ao período chuvoso, mesma época do incidente ocorrido. Destaca-se o alto teor de umidade do material, mesmo vindo de um processo de beneficiamento a seco.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pilhas de produto se mostram estruturas sensíveis a questões de umidade. Desta forma, é essencial que o pátio de estocagem possua boas condições operacionais de drenagem e evite alagamentos e empoçamentos em sua extensão. Para tal, considera-se fundamental a manutenção da drenagem superficial na região da pilha e entornos, de maneira a diminuir a saturação da base da mesma.

Assim, é necessário respeitar os limites de empilhamento estabelecidos, de maneira a garantir uma operação mais segura. Com relação a utilização de equipamentos móveis, destaca-se a necessidade de utilização de equipamento com porte compatível a altura da pilha no momento da operação. A partir destas recomendações, pode-se ter um ganho efetivo com relação a segurança de pessoas e ativos

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Hawley, M.; Cunning, J. (2017) *Mine Waste Dump and Stockpile Design*, CSIRO Publishing, Clayton South, Australia, 370 p.

Augusto, K.S. (2013) *Identificação automática do grau de maturação de pelotas de minério de ferro*. Dissertação de Mestrado, Programa de PósGraduação em Engenharia de Materiais e de Processos Químicos e Metalúrgicos, PUC-Rio183 p.

Cosentino, P. G. (2018) *Viragem de vagões de pellet feed de minério de ferro: Dispositivo de ensaio e modelagem.* Projeto de graduação. Escola Politécnica UFRJ, Engenharia Metalúrgica. 50p.

Guaranys, C. A. L. B. (2013) *Principais métodos de estocagem de minério de ferro: Uma abordagem teórica.* Perspectivas online: exatas & engenharia., Campos dos Goytacazes, 42-55 pg.

Filho, D. B. F. e Júnior, J. A. da. S. (2009), *Desvendando os Mistérios do Coeficiente de Correlação de Pearson (r)**, Revista Política Hoje, Vol. 18, n. 1, pg 115-146.

Moura, A. L. (2021) *Estudo de parâmetros de controle necessários para garantir a estabilidade de pilhas de minério em pátios de estocagem.* Monografia (Especialização latu sensu) - Instituto Tecnológico Vale, 85p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/436

Análise Estatística dos Parâmetros Coesão e Ângulo de Atrito de Ensaios Triaxiais de Rejeito de Mineiro de Ferro

Maryane Cristine Borges de Melo
Geocoba, Universidade Federal de Ouro Preto, Belo Horizonte, Brasil, maryane320@gmail.com

Adilson do Lago Leite
Professor Adjunto, Universidade Federal de Ouro Preto, Belo Horizonte, Brasil, alleite@ufop.edu.br

Marcio Fernandes Leão
Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

Isabela Veiga de Souza
Estudante, Universidade Federal de Ouro Preto, Belo Horizonte, Brasil, isabelaveigaiv@gmail.com

RESUMO: A crescente exploração mineral resulta em um volume significativos de excedentes principalmente estéril e rejeito, os quais são predominantemente depositados em barragens. No entanto, os desastres associados a essa exploração resultaram em sérias consequências para as empresas de mineração, incluindo a proibição da construção de barragens a montante. Esses fatores impulsionaram a busca por alternativas mais sustentáveis e seguras, como as Pilhas de Estéril e Rejeito (PDER). Contudo, a eficácia da segurança das pilhas depende de um projeto detalhado, considerando os diversos riscos associados e características dos materiais envolvidos. Diante disso, este estudo teve como objetivo encontrar valores representativos aos parâmetros de Mohr-Coulomb para esses excedentes. Foram analisados os resultados de 112 ensaios triaxiais coletadas em três aterros experimentais por meio de estatística descritiva. Os resultados das analises constataram que a distribuição normal não se ajusta aos dados, tornando a média inadequada para avaliação. As distribuições log-normal dos parâmetros mostraram-se mais apropriadas, destacando a moda como o valor mais conservador. Além disso, observou-se que a maioria dos valores se concentra próximo ao percentil 20 ou ao primeiro quartil, indicando assimetria positiva dos parâmetros. Esses resultados contribuem para a aplicação de abordagens estatísticas na determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb em estruturas de disposição de rejeito e estéril.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio Triaxial, Parâmetros de Mohr-Coulomb, Análise Estatística, Minério de Ferro, Pilha de Estéril e Rejeito.

ABSTRACT: The increasing mineral exploitation yields significant volumes of residues, predominantly comprising waste rock and tailings, primarily disposed in tailings dams. However, associated disasters have led to severe consequences for mining companies, including the prohibition of upstream dam construction. These circumstances have driven the quest for more sustainable and secure alternatives, such as the implementation of Waste Rock and Tailings Piles (WRTP). Nonetheless, the effectiveness of WRTP safety hinges upon meticulous design, accounting for the various associated risks and material characteristics. Accordingly, this study aimed to determine representative values for Mohr-Coulomb parameters concerning these residues. Analyzing the results of 112 triaxial tests conducted in three experimental waste disposal sites through descriptive statistics revealed that the normal distribution does not fit the data, rendering the mean unsuitable for assessment. Log-normal distributions of the parameters emerged as more appropriate, with the mode identified as the most conservative value. Additionally, it was observed that the majority of values cluster around the 20th percentile or first quartile, indicating positive parameter asymmetry. These findings contribute to the application of statistical approaches in determining Mohr-Coulomb parameters in waste rock and tailings disposal structures.

KEYWORDS: Triaxial Testing, Mohr-Coulomb Parameters, Statistical Analysis, Iron Ore, Waste Rock and Tailings Piles.

1. INTRODUÇÃO

Uma das consequências da crescente exploração mineral é o surgimento de material sólido excedente, sendo chamado de estéril, quando sem valor econômico, e rejeito, quando resíduos do beneficiamento mineral. O estéril e o rejeito são produzidos em grandes quantidades, diversas variedades, muitas vezes tóxicos ou danosos ao meio ambiente e sem valor econômico atual. Diante disso, surge a problemática do descarte desses resíduos, uma vez que sua disposição inicialmente ocorria em barragens, estruturas de alto risco que, em caso de falha, causam danos ambientais graves e perdas humanas. Os recentes acidentes emblemáticos para a mineração no Brasil, como os ocorridos nas barragens das minas Germano e Córrego do Feijão, evidenciam os impactos imensuráveis ao meio ambiente e às vidas humanas.

Devido aos riscos causados e a proibição do método de alteamento a montante pela ANM nº 95 surge à necessidade de buscar alternativas para a disposição dos resíduos sólidos da mineração. As pilhas de estéril e rejeito (PDER) tem tido cada vez mais destaque como opção mais segura e sustentável de disposição. Atualmente, sendo reconhecida como uma alternativa mais segura para a disposição de materiais excedentes da atividade mineral. Esse processo envolve a formação de pilhas com teor reduzido de umidade, dispostas em camadas compactadas sucessivas, acompanhadas de sistemas adequados de drenagem interna e externa. Todavia, para que essas estruturas sejam consideradas uma alternativa segura de disposição, é crucial que essas pilhas sejam projetadas com precisão, sendo possível reduzir os potenciais danos associados às pilhas e promover uma disposição mais segura e sustentável dos excedentes da mineração.

O principal fator que leva ao rompimento do solo é a ação da força cisalhante e a capacidade do solo de suportar esse tipo de cisalhamento depende da tensão cisalhante máxima (PINTO 2006). De acordo com Magalhães (1993), a análise das amostras do solo é fundamental para identificar as características necessárias do solo e projetar a estrutura de forma adequada. A compreensão das resistências suportadas pelos solos requer a realização de ensaios em laboratórios, utilizando amostras de solo indeformadas (CRAIG 2007). Das (2014), por sua vez, destaca que, embora existam diversos ensaios para determinar a coesão e o ângulo de atrito que caracterizam o solo, os ensaios triaxiais são os mais amplamente utilizados.

Dessa forma, esse trabalho tem como objetivo tratar e interpretar estatisticamente os resultados de ensaios triaxiais em rejeito de minério de ferro, dispostos em aterros experimentais, com o objetivo de encontrar valores mais representativos para aplicação em futuras construções de Pilhas de Estéril e Rejeito (PDER).

2. METODOLOGIA

2.1 Caracterização dos Aterros Experimentais

Por razões contratuais de confidencialidade entre a mineradora e os autores , não serão disponibilizadas informações sobre a localização e outros detalhes dos aterros. Por esse motivo, os materiais serão tratados como estéreis e rejeitos originados das Minas A, B e C.

Os aterros foram construidos por uma mistura (*blending*) de rejeitos filtrados arenosos e rejeitos filtrados totais, combinados com estéreis, com exceção de um deles, que consistiu apenas na disposição de rejeitos filtrados arenosos. Os rejeitos filtrados arenosos foram provenientes do processo de beneficiamento da Mina A, enquanto os rejeitos filtrados totais foram do beneficiamento mineral da Mina B, e os estéreis foram provenientes da lavra da Mina C. Para a construção dos Aterros Experimentais, utilizou-se o método construtivo convencional de operação de pilhas de estéril, com camadas na espessuras de 1,0 m. Destaca-se que a mistura de estéreis e rejeitos filtrados totais/arenosos foram realizadas na proporção de 2 para 1.

A Tabela 1 fornece um resumo dos principais dados dos aterros experimentais utilizados neste estudo, destacando o volume total de material disposto em cada um dos experimentos.

Tabela 1 - Informações dos aterros experimentais. Fonte: Autores (2024).

Aterros Experimental	Nº de Camadas	Composição do Material	Volume Total (m³)	Volume de Rejeito (m³)	Volume de Estéril (m³)[1]
01	9	Rejeito	74.893,00	74.893,00	-
02	8	Rejeito + Estéril	88.826,00	51.699,00	37.127,00
03	8	Rejeito + Estéril	94.847,00	56.701,30	38.145,70

Além disso, foram realizados ensaios de curvas granulométricas, dos aterros experimentais executados conforme a NBR 7181 (1984), cujos principais resultados são apresentados na Tabela 2, é possivel observar que o teor de umidades dos três materias são bem próximo, todos os materiais tem textura mais arenosa à siltosa, além de possuir maior parcela de finos no rejeito filtrado e esteril, enquanto o rejeito filtrado arenoso possui menor parcela de finos.

Tabela 2- Granulomeria do rejeitos e estéreis dos aterros. Fonte: Autores (2024).

Material	Textura	Finos (%)	Pedregulhos	Teor de Umidade (%)
Rejeito Filtrado	silto-arenosa a areno-siltosa	32 a 50,7%	-	17,5
Rejeito Filtrado Arenoso	arenosa (areia fina / silte)	5 a 21%	-	14,8
Estéril	areno-siltosos ou silto-arenosos	10 a 70%	0 a 22%	15

2.2 Amostragem

No Aterro Experimental 1, apesar de ser formado pela mistura de rejeitos filtrados e estéreis, essa blendagem, na prática, não foi observada de forma homogênea. Dessa forma, os pontos de amostragem no aterro resultantes da campanha foram definidos em regiões de predominância de rejeito filtrado total, sendo retiradas blocos de amostras indeformadas 30x30x30 cm.

Para o Aterro Experimental 2, a coleta deu-se de forma semelhante, por ser formado pela mistura de rejeitos filtrados arenosos e estéreis, foi observada uma homogeneidade. Dessa forma, os pontos de amostragem foram definidos em regiões de ocorrência do rejeito filtrado arenoso, proporcionando amostras individualizadas de blocos indeformados de 30x30x30 cm.

Para o Aterro Experimental 03 houve insucesso de extração de blocos indeformados de dimensões de 30x30x30 cm, relativos à campanha. Logo, as amostras indeformadas do rejeito foram coletadas a partir da cravação estática de um tubo de PVC com diâmetro de 2'' e 15 cm de comprimento, configurando, dessa forma, o próprio corpo de prova dos ensaios a serem realizados.

2.3 Ensaios Triaxiais

Os parâmetros de Mohr-Coulomb foram obtidos em ensaios triaxiais do tipo Adensado Isotropicamente e não drenado em amostras saturadas (CIU-SATURADO), Adensado Isotropicamente e Drenado em amostras saturadas (CID-SATURADOS) e com umidade natural (CID-NATURAL).

A Tabela 3 apresenta 112 ensaios executados, sendo rompidos quatro corpos de prova em cada ensaio, em tensões confinantes de 80 kPa, 300 kPa, 800 kPa e 1600 kPa, as tensões foram escolhidas para fornecer uma avaliação abrangente e representativa das propriedades do solo sob diferentes condições de carga, além de representar as diferentes condições de tensões que o solo experimenta com a elevação de uma pilha sobre ele.

Tabela 3- Quantitativos dos ensaios realizados nos aterros experimentais Fonte: Autores (2024).

Aterros	Material	CIU Saturado (ASTM D4767)	CIU Saturado (ASTM D7181)	CIU Natural (ASTM D7181)
Aterro Experimental 01	Rejeio total e Estéril	16	14	14
Aterro Experimental 02	Rejeito Arenoso e Estéril	12	12	11
Aterro Experimental 03	Rejeito Arenoso	11	11	11
Total		39	37	36

A partir do resultado dos ensaios foi possível obter as respectivas envoltórias das trajetórias de tensão nos diagrama p (p') x q e determinar os parâmetros de Mohr-Coulomb ao cisalhamento (coesão - c e c', ângulo de atrito -ϕ *e* ϕ'). Considerou-se a ruptura no ponto de máxima obliquidade (σ_1/σ_3). Os referidos parâmetros foram então organizados em planilhas do *software* Microsoft Excel ® para o seu tratamento.

2.4 Análise Estátistica

Os parâmetros de Mohr-Coulomb foram estatisticamente analisados com auxílio do *software* Minitab® *Statistical Software* 19. Na primeira análise, foram eliminados os *outliers* através do Minitab®, retirando os menores e maiores valores os quais estavam discrepantes com os demais, para tornar a análise mais representativa. Em seguida, foram obtidos parâmetros estatísticos básicos: média, desvio padrão, mediana e amplitude. No software, foram gerados os histogramas e gráficos Quantil-Quantil (QQ-plot) para cada

parâmetro obtido nos diferentes ensaios, bem como o ajuste dos histogramas, os gráficos de probabilidade e as curvas de distribuição, sendo elas: distribuição normal; lognormal de três parâmetros; Weibull e Weibull de três parâmetros. Foi selecionado como teste de normalidade os histogramas e QQ-plot por ser métodos mais visuais, bem aplicados a amostragem de tamanhos moderados.

3. RESULTADOS

3.1 Resultados dos Ensaios Triaxiais

Utilizando-se os pontos de maior tensão das trajetórias de tensão, foram construídas as envoltórias dessas trajetórias, das quais foram extraídos os parâmetros de Mohr-Coulomb, apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Coesão e Ângulo de atrito das amostras do aterro experimenal 01, 02 e 03. Fonte: Autores (2024).

Aterro Experimental 01									
CIU Saturado			**CID Natural**				**CID Saturado**		
Amostra	**φ' (°)**	**c' (KPa)**	**Amostra**	**φ (°)**	**c (KPa)**	**Wn (%)**	**Amostra**	**φ (°)**	**c (KPa)**
A1-C1-AI1	38,7	11,5	A1-C1-AI1	41	13,3	11,0	A1-C1-AI1	37	13,7
A1-C2-AI1	31,8	16	A1-C2-AI1	34,2	14,5	10,5	A1-C2-AI1	34,6	13,4
A1-C2-AI2	32,2	11,8	A1-C2-AI2	29,8	11,5	12,3	A1-C2-AI2	33	12
A1-C3-AI1	40,2	13,1	A1-C3-AI1	37	18,8	12,3	A1-C3-AI1	35,5	18,4
A1-C3-AI2	34,1	12,1	A1-C3-AI2	38,7	14,1	10,5	A1-C3-AI2	38,5	14
A1-C4-AI1	32,4	11,8	A1-C4-AI1	36	18,5	14,0	A1-C4-AI1	33	19
A1-C4-AI2	31,6	11,7	A1-C4-AI2	28,3	17,0	11,0	A1-C4-AI2	29,7	17,3
A1-C5-AI2	32,4	11,8	A1-C5-AI2	33,1	17,9	9,3	A1-C5-AI2	32,7	17,8
A1-C6-AI1	35	12,2	A1-C6-AI1	30,8	14,0	8,5	A1-C6-AI1	32,3	14,2
A1-C7-AI2	29,7	11,5	A1-C7-AI2	32,1	11,8	9,5	A1-C7-AI2	33,1	11,9
A1-C8-AI1	35,6	12,3	A1-C8-AI1	35,8	12,3	10,8	A1-C8-AI1	35,1	13,4
A1-C9-AI1	34,2	12,1	A1-C9-AI1	38,4	10,2	11,3	A1-C9-AI1	37	11,2
PT-A1-01	34,5	12	A1-C10-AD1	27,5	16,9	10,5	A1-C10-AD1	30,7	17,4
PT-AI2-02	29,8	11,5	A1-C10-AD2	28	17,0	12,0	A1-C10-AD2	27,3	17
A1-C10-AD1	31,4	11,7	-	-	-		-	-	-
A1-C1-AD2	29,6	11,5	-	-	-		-	-	-
Aterro Experimental 02									
CIU Saturado			**CID Natural**				**CID Saturado**		
Amostra	**φ' (°)**	**c' (Kpa)**	**Amostra**	**φ (°)**	**c (Kpa)**	**Wn (%)**	**Amostra**	**φ (°)**	**c (Kpa)**
A2-C1-AI1	34,1	12,1	A2-C1-AI1	33,2	17,9	10,2	A2-C1-AI1	29,4	17,2
A2-C1-AI2	34,8	12,2	A2-C1-AI2	33,2	12	5,0	A2-C1-AI2	33,4	12
A2-C2-AI1	35,4	12,3	A2-C2-AI1	32,8	11,9	14,0	A2-C2-AI1	31,7	11,8
A2-C2-AI2	28,8	11,4	A2-C2-AI2	38,7	12,8	6,0	A2-C2-AI2	32,1	13
A2-C3-AI1	30,7	17,4	A2-C3-AI1	35,7	16,9	5,0	A2-C3-AI1	31,5	16,4
A2-C3-AI2	36,3	18,6	A2-C3-AI2	30,2	15	6,0	A2-C3-AI2	32,6	15,4
A2-C4-AI1	37,2	13,8	A2-C4-AI1	32,1	15,3	5,2	A2-C4-AI1	31,8	15,3
A2-C4-AI2	36,3	13,7	A2-C4-AI2	31,1	15,2	5,1	A2-C4-AI2	32,7	15,4
A2-C5-AI3	32	13	A2-C6-AI1	32,7	11,9	4,8	A2-C5-AI3	28,6	14,8
A2-C6-AI1	29,6	12,7	A2-C7-AI3	31,8	17,6	5,5	A2-C6-AI1	31,9	11,8
A2-C7-AI3	25	12,1	A2-C8-AI1	34,3	12,1	4,5	A2-C7-AI3	31,7	16,5
A2-C8-AI1	34,6	13,4	-	-	-		A2-C8-AI1	30,8	12,8
Aterro Experimental 03									

CIU Saturado			CID Natural				CID Saturado		
Amostra	**φ' (°)**	**c' (Kpa)**	**Amostra**	**φ (°)**	**c (Kpa)**	**Wn (%)**	**Amostra**	**φ (°)**	**c (Kpa)**
A3-C1-AI1	28,2	12,5	A3-C1-AI1	36,6	15	8,5	A3-C1-AI2	35,3	15,9
A3-C1-AI2	33,5	11	A3-C1-AI2	38,2	14	4,0	A3-C1-AI1	31	14
A3-C2-AI1	29,7	10	A3-C2-AI1	31,7	12,9	5,5	A3-C2-AI1	31,8	13
A3-C3-AI1	31,1	11,7	A3-C3-AI1	34,5	13,3	32	A3-C3-AI1	31,6	14,1
A3-C3-AI2	29,3	11,5	A3-C3-AI2	34,8	11	9,5	A3-C3-AI2	32,2	11,8
A3-C4-AI1	28,7	11,4	A3-C4-AI1	33,2	10,8	3,2	A3-C4-AI1	35	11,5
A3-C4-AI2	32,7	11,9	A3-C4-AI2	37	15	4,5	A3-C4-AI2	34	15,6
A3-C5-AI2	32,2	11,8	A3-C5-AI2	29,8	13,8	8,5	A3-C5-AI2	31,6	12,9
A3-C6-AI1	36,3	12,4	A3-C6-AI1	34,1	14,5	4,1	A3-C6-AI1	34	13,3

3.2 Parâmetros Estatísticos Básicos

Após tratamento dos *outliers* os valores dos parâmetros de Mohr-Coulomb efetivos dos materiais calculou-se os parâmetros de estatistica descritiva. Os resultados são apresentados na Tabela 5.

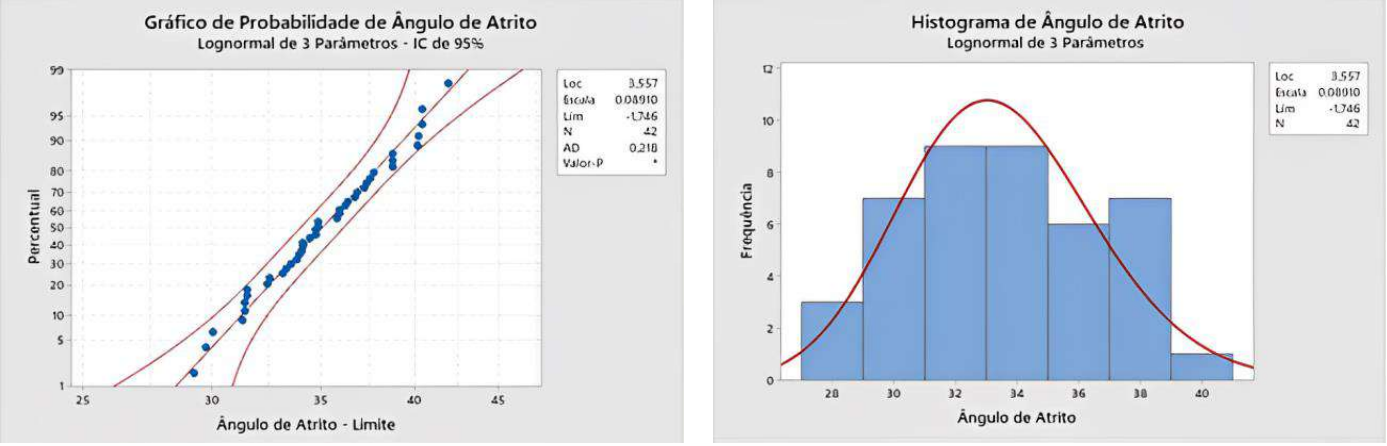
Tabela 5 - Estatística descritiva dos parâmetros de Mohr-Coulomb. Fonte: Autores (2024).

	Aterro 01		**Aterro 02**		**Aterro 03**	
Estatística	φ' (°)	c' (KPa)	φ' (°)	c' (KPa)	φ' (°)	c' (KPa)
Média aparada	33,45	13,9	32,57	14,05	32,78	12,93
Desvio Padrão	3,17	2,48	2,17	2,02	2,14	1,37
Amplitude	12,7	7,6	8,6	6,1	8,3	4,8
Mediana	33,05	13,2	32,1	13,4	32,7	12,9

3.3 Análise Descritiva do Ângulo de Atrito Efetivo

Foram gerados os histogramas e as as curvas de distribuição para os valores de ângulo de atrito dos três aterros experimentais, com auxílio da ferramenta "Gráfico de probabilidade" disponível no *software* Minitab®.

Tabachnick e Fidell (2019) destacam que, para uma boa distribuição ajustada ao histograma de dados, espera-se que os pontos caiam próximos à linha de distribuição ajustada (linha central), permanecendo dentro dos limites estabelecidos. Isso posto, ao analisar os gráficos QQ e os histogramas dos valores acumulados de ângulo de atrito dos três aterros, foi possível observar o melhor ajuste das distribuições apenas ao lognormal de três parâmetros para os três aterros, como mostra os resultados gerados apresentados na Figura 1.



(a)

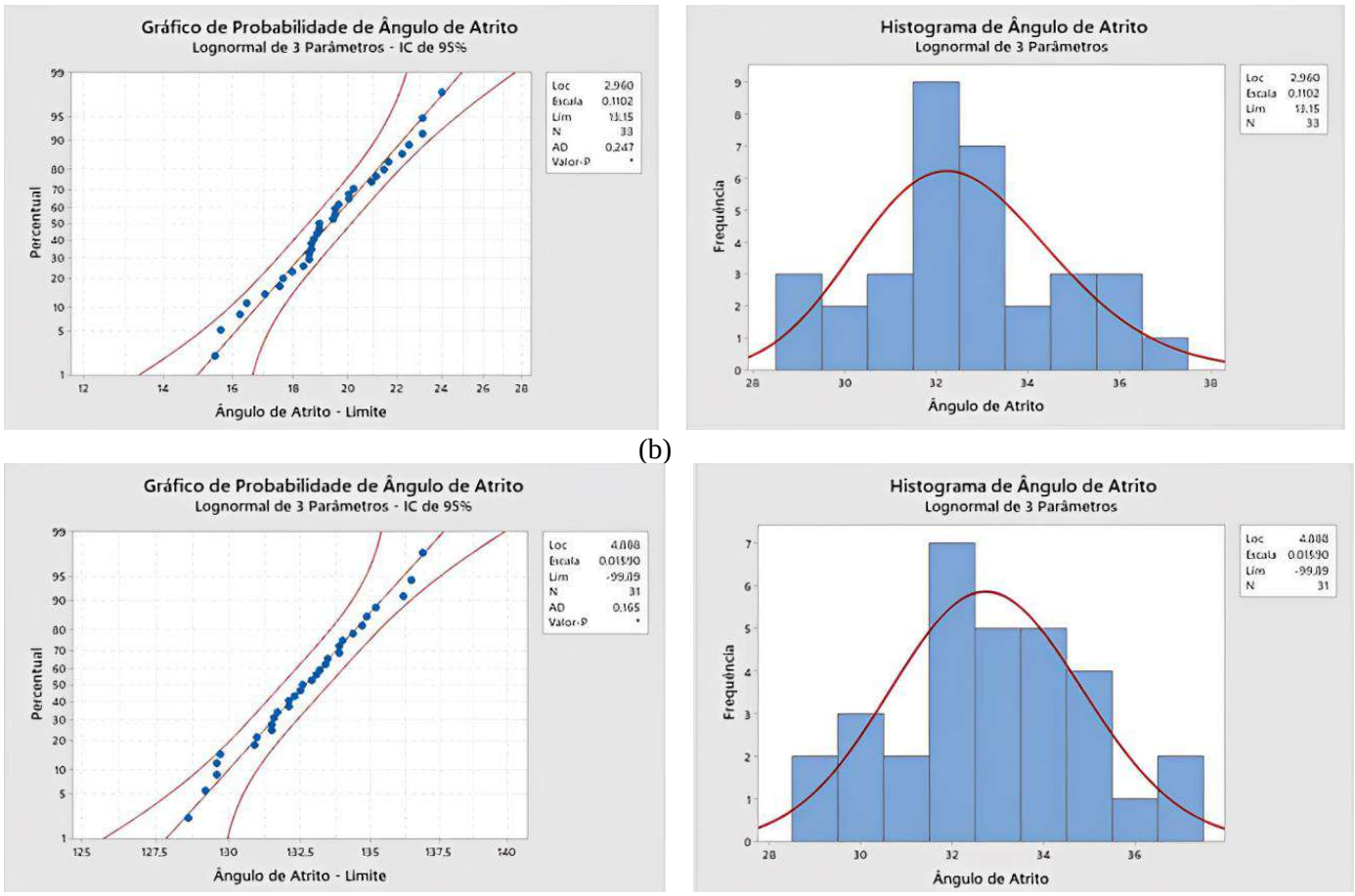
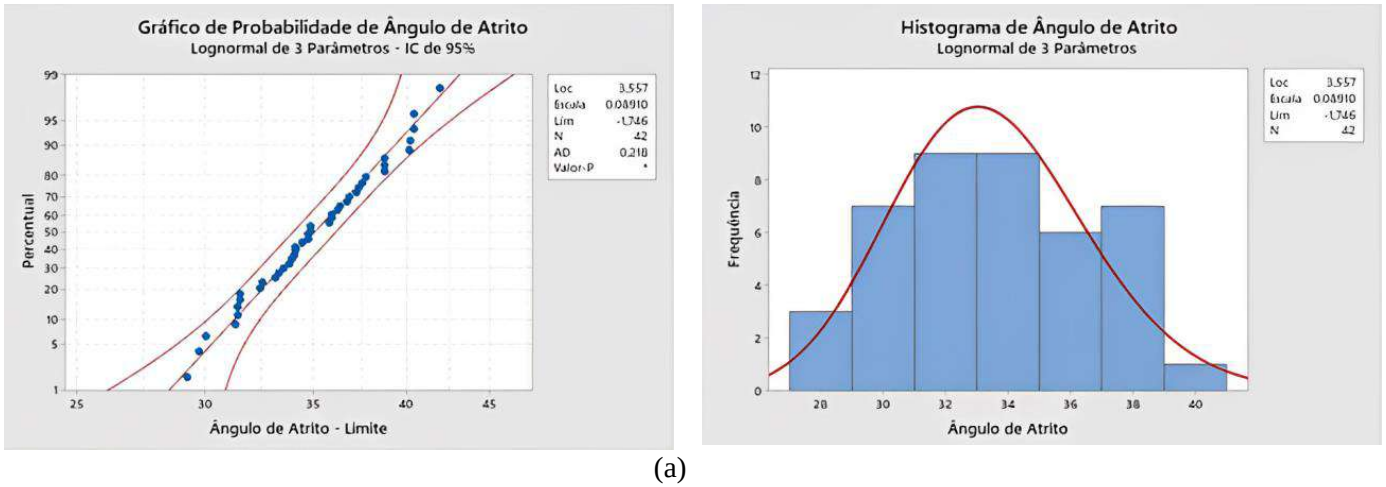


Figura 1 - Histogramas e gráficos de probabilidade do ângulo de atrito. (a) Aterro 01, (b) Aterro 02 e (c) Aterro 03. Fonte: Autores (2024).

3.4 Análise Descritiva da Coesão

Assim como para os valores de ângulo de atrito, foram gerados os histogramas e as curvas de distribuição para os valores de coesão dos aterros experimentais.

Igualmente, ao examinar os gráficos QQ e os histogramas dos valores acumulados de coesão dos três aterros, foi possível observar um melhor ajuste das distribuições apenas ao lognormal de três parâmetros para os três aterros, como mostra os resultados gerados no *software* apresentados na Figura 2.



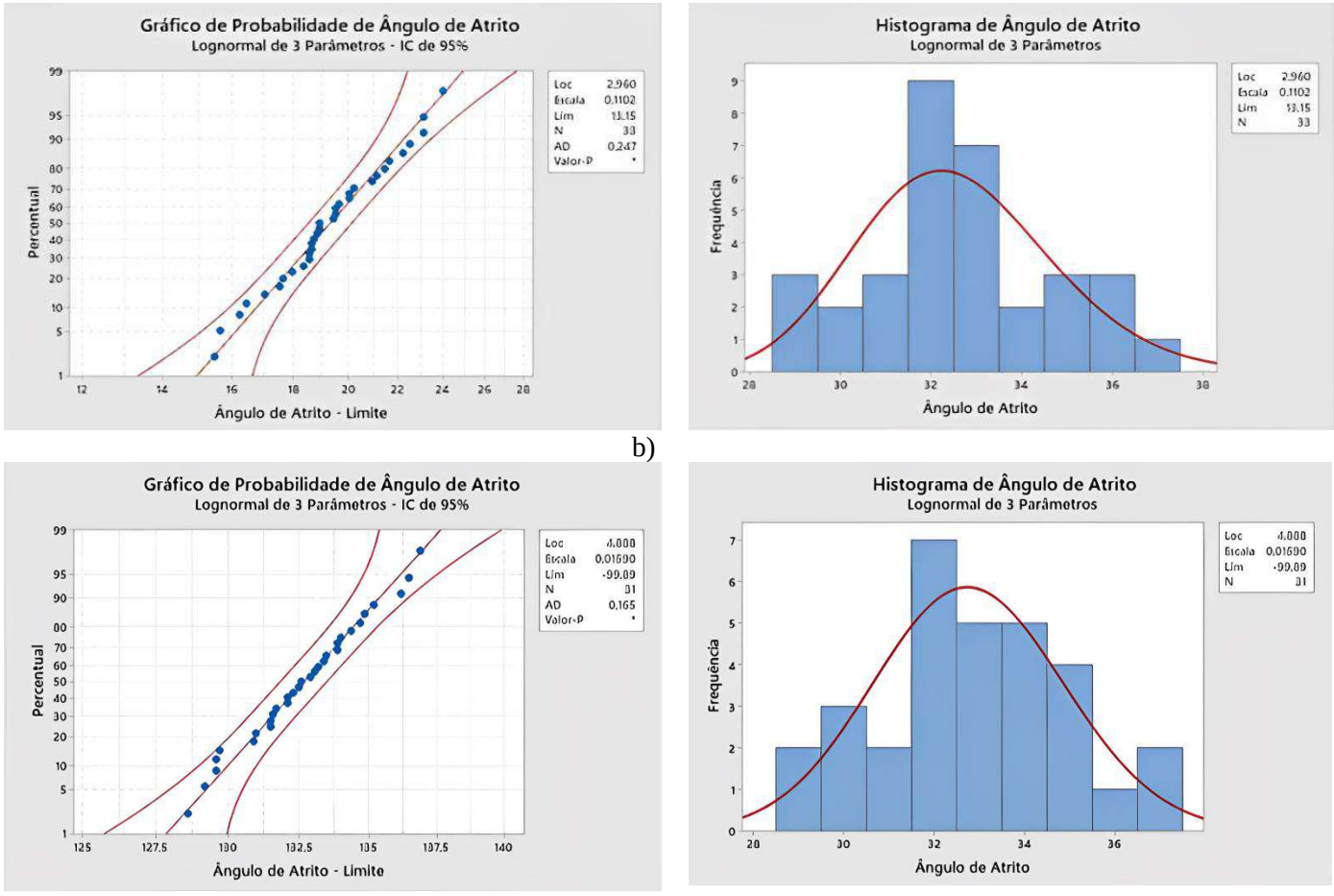


Figura 2 - Histogramas e gráficos de probabilidade da coesão (a) Aterro 01, (b) Aterro 02 e (c) Aterro 03. Fonte: Autores (2024).

A Tabela 6 apresenta os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos, utilizando a distribuição normal (média), lognormal de 3 parâmetros (moda), percentil 20, 1º quartil e 3° quartil.

Tabela 6 - Estatística Coesão e Ângulo de Atrito. Fonte: Os autores (2024).

Coesão			
Estatística	**Aterro 01**	**Aterro 02**	**Aterro 03**
Média	13,90	14,05	12,93
Lognormal de 3 parâmetros	11,70	12,70	11,60
Percentil 20	11,76	12,80	11,50
1° Quartil	11,80	12,10	11,75
3° Quartil	16,95	15,40	14,15
Ângulo de Atrito			
Estatística	**Aterro 01**	**Aterro 02**	**Aterro 03**
Média	33,450	32,570	32,780
Lognormal de 3 parâmetros	30,600	30,600	31,300
Percentil 20	30,340	30,780	31,400
1° Quartil	31,500	31,500	31,600
3° Quartil	35,700	34,300	34,300

Os valores de moda encontrados para a distribuição lognormal de 3 parâmetros aproximam-se dos valores do percentil 20, sugerido por Popescu *et al.* (1997). Outro valor, que também pode ser adotado de modo a simplificar a determinação do valor da coesão e do ângulo de atrito, é o 1° quartil e o 3° quartil, pois são valores semelhantes à moda.

4. CONCLUSÃO

Esse trabalho demonstrou a análise estatística descritiva dos parâmetros de Mohr-Coulomb em amostras de três aterros experimentais compostos por rejeitos e estéreis de minério de ferro. Os ensaios triaxiais realizados incluíram diferentes condições de saturação, fornecendo informações abrangentes sobre o comportamento desses materiais sob diferentes cenários. Foi observada uma consistência nos resultados de coesão e ângulo de atrito entre os aterros, apesar das variações nos materiais utilizados. A curva de ajuste da distribuição de probabilidade normal não se ajustou a maioria dos histogramas, assim, não é recomendado o uso da média para coesão e nem para ângulo de atrito de acordo com os testes de normalidades de histograma e QQ-Plot.

Ademais, a análise estatística revelou que as distribuições lognormal de três parâmetros foram as mais adequadas para modelar os dados, destacando a moda como o valor mais representativo. Além disso, foi observado que a maioria dos valores se concentra próximo ao percentil 20 ou ao primeiro quartil, indicando uma assimetria positiva nos parâmetros. Esses resultados contribuem para a aplicação de abordagens estatísticas na determinação dos parâmetros de Mohr-Coulomb visando minimizar os riscos associados as PDER's. Para maiores certezas referente a moda ser o valor mais representativo para o ângulo de atrito e a coesão é possivel realizar outros testes de normalidades Shapiro-Wilk ou Anderson-Darling, nesse trabalho apenas foi usado os testes de normalidade de histograma e QQ-plot devido a facil visualização do mesmo, além da boa adequação com amostras de tamanhos moderados.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), por meio do Departamento de Engenharia Civil (DECIV), por todo apoio técnico, conhecimento e aprendizado passado para o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457 (1984): NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). Resolução ANM nº 95, 2022.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D4767 (2011): Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. [s.n].

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D7181 (2011):Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. [s.n].

CRAIG, R. F. (2007). Mecânica dos solos: 7. ed. Rio de Janeiro: LTC. 363 p.Tradução de: Amir Kurban.

DAS, B. M. (2014). Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 8 ed. Tradução All Tasks. São Paulo. Cengage Learning.

MAGALHÃES, P.S.G. (1993). Dinâmica de solos. In: CORTEZ, L.A.B. & MAGALHÃES, P.S.G., eds. Introdução à engenharia agrícola: 2.ed. Campinas, Universidade Estadual de Campinas, 393p. (Série Manuais).

MELO, M.C.B. (2022) Análise estatística dos parâmetros coesão e ângulo de atrito de ensaios triaxiais de rejeito de minério de ferro. 177 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil).

MINITAB (2021). Visão geral de Gráfico de Probabilidade.

Microsoft Corporation. Microsoft Excel. Versão 2021. Redmond, WA: Microsoft Corporation, 2021.

PINTO, C.S. (2006). Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas: 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 368 p.

POPESCU, R; PRÉVOST, J. H; DEODATIS, G. (1997). Effects of spatial variability of soil liquefaction: Some design recommendations. Geotechnique 47.5 (1997): 1019-1036.

TABACHNICK, B., & FIDELL, L. (2019). Using Multivariate Statistics (7th Ed). Boston, MA: Pearson Education Inc.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/437

Análise probabilística da estabilidade de taludes de rejeitos de ouro considerando a teoria de campos aleatórios

Gracieli Dienstmann, Ph.D.
Professor, Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Rua João Pio Duarte da Silva, 205, CEP 88037-000, Florianópolis, SC, Brasil. Email: g.dienstmann@gmail.br.

André Luis Meier, Ms.C.
Doutorando, Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Rua João Pio Duarte da Silva, 205, CEP 88037-000, Florianópolis, SC, Brasil. Email: de.luis.meier@gmail.com

Natália Ziesmann, Ms.C.
Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Rua João Pio Duarte da Silva, 205, CEP 88037-000, Florianópolis, SC, Brasil. Email. Email: nziesmann@gmail.com

Juliano Pasa de Campos,
Graduando, Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Rua João Pio Duarte da Silva, 205, CEP 88037-000, Florianópolis, SC, Brasil. Email: jpasa.engenhariacivil@gmail.com

RESUMO: O presente artigo apresenta a caracterização estatística de um depósito de rejeito de ouro através da análise de ensaios piezocone. Foram analisados a média (μ), o desvio padrão (σ) e a função de densidade de probabilidade (PDF) dos parâmetros básicos do ensaio, como resistência de ponta (q_c), poropressão (u_2) e atrito lateral (f_s), além dos parâmetros derivados do ensaio: ângulo de atrito (ϕ) e resistência ao cisalhamento não drenada (S_u). Os dados dessa caracterização, juntamente com a definição de escalas de flutuação (ρ), foram utilizados em um conjunto de análises de probabilidade de falha. As análises de probabilidade de falha foram realizadas por meio da aplicação da Teoria do Campo Aleatórios, implementada no software RFEM. Foram avaliados dois cenários de comportamento, drenado e não drenado, indicando uma maior probabilidade de falha quando considerada a resistência não-drenada como parâmetro característico do material. Em relação a variabilidade espacial, observou-se uma correlação entre o aumento de escala de flutuação vertical (ρ_v) e a probabilidade de falha, exigindo uma consideração cuidadosa do impacto da escala de flutuação nas probabilidades avaliadas.

PALAVRAS-CHAVE: investigação de campo; análise numérica; elementos finitos

ABSTRACT: This article presents the statistical characterization of a gold tailings deposit through the analysis of piezocone tests. The mean (μ), standard deviation (σ), and probability density function (PDF) of basic test parameters such as tip resistance (q_c), pore pressure (u_2), sleeve friction (f_s), as well as derived test parameters: friction angle (ϕ) and undrained shear strength (S_u), were analyzed. The data from this characterization, along with the definition of fluctuation scales (ρ), were used in a series of failure probability analyses. Failure probability analyses were conducted through the application of Random Field Theory, implemented in the RFEM software. Two behavior scenarios, drained and undrained, were evaluated, indicating a higher probability of failure when considering undrained strength as the material characteristic parameter. Regarding spatial variability, a correlation was observed between increasing vertical fluctuation scale (ρ_v) and failure probability, requiring careful consideration of the impact of the fluctuation scale on the probabilities evaluated.

KEYWORDS: site investigation; numerical analysis, finite element

1 INTRODUÇÃO

Utilizar modelos de solo homogêneos para análises determinísticas ou probabilísticas, visando representar resistência e rigidez, pode resultar em resultados não representativos (e não conservadores) devido

à aleatoriedade inerente às propriedades do solo (Liu et al., 2018). Neste contexto, a Teoria dos Campos Aleatórios tem ganhado espaço nas aplicações em taludes, permitindo uma representação mais realista da aleatoriedade das propriedades do solo e dos modos de falha.

Diferentes propostas podem ser encontradas na literatura para considerar a variabilidade espacial do solo durante a análise de estabilidade de taludes. Entre elas, o Método de Elementos Finitos de Campo Aleatório (RFEM - *Random Finite Element Method*), introduzido por Fenton e Griffiths (2008), destaca-se como uma abordagem amplamente adotada. O método caracteriza-se pela geração de campos aleatórios de propriedades do solo usando o método de Subdivisão da Média Local (LAS - *Local Average Subdivision*) e utiliza a análise de elementos finitos para cálculos de tensão e deformação.

Apesar do progresso na implementação de rotinas que facilitam a modelagem de propriedades do solo aleatórias, muitas aplicações ainda dependem de dados puramente teóricos para definir caracterizações estatísticas apropriadas, como Funções de Densidade de Probabilidade (PDFs) teóricas e estruturas de correlação. Visando contornar essa limitação, ensaios de campo como o de piezocone podem ser utilizados para caracterização da variabilidade inerente do material. De acordo com Salgado et al. (2015), ensaios de piezocone, os quais fornecem medidas contínuas ao longo de um perfil vertical, oferecem um conjunto substancial de dados que permite o estabelecimento de relações confiáveis e minimiza possíveis erros em aplicações estatísticas e probabilísticas.

Dentro desse contexto, o presente trabalho investiga a caracterização estatística de parâmetros-chave, incluindo a média (μ), coeficiente de variação (COV), escalas de flutuação (ρ) e Funções de Densidade de Probabilidade (PDFs), por meio da análise de sondagens de piezocone. Uma série de ensaios realizados em rejeito de mineração de ouro será utilizado como referência. Os parâmetros estatísticos caracterizados serão utilizados em análises probabilísticas aplicadas a estabilidade de taludes considerando a teoria de campos aleatórios.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Variabilidade Inerente

Phoon e Kulhawy (1999) classificam as fontes de incerteza em geotecnia em três grandes grupos de influência: Grupo (i) variabilidade espacial inerente - definida por processos geológicos naturais de formação que produzem e continuamente modificam a massa do solo *in situ*; Grupo (ii) variabilidade devido à incerteza de medidas - estatística associada ao nível de investigação de campo, tanto relacionada a representatividade da investigação, como aquela causada por má calibração de equipamentos, e procedimentos do operador e de ensaios; e Grupo (iii) incerteza relacionada à transformação de modelos - fonte de incerteza que é introduzida quando medidas de campo ou de laboratório são transformadas em parâmetros de projeto usando modelos baseados em correlações empíricas e ou numéricas.

O presente trabalho objetiva caracterizar a variabilidade inerente dos materiais (Grupo (i)), devido ao processo de formação. Neste sentido, assume-se que a investigação é representativa, que os ensaios foram executados de forma apropriada, com equipamentos calibrados. Para tanto, a análise irá se embasar inicialmente na caracterização dos parâmetros básicos dos ensaios, medidas diretas. Na sequência, incorpora-se também a incerteza do modelo de transformação (Grupo (iii)), através da análise estatística de parâmetros derivados (e.g. ângulo de atrito).

Serão caracterizadas medidas básicas estatísticas como média (μ), desvio padrão (σ), coeficiente de variação (COV), função densidade de probabilidade (FDP - normal, lognormal, etc), distância de correlação (ρ). Em especial, a distância de correlação indica a distância na qual existe forte correlação entre medidas de um determinado parâmetro. Modelos de aproximação teórica podem ser utilizados para cálculo da distância de correlação (para definição e maior detalhamento de conceitos recomenda-se a leitura de Uzielli et al., 2005; Kenarsari et al., 2013; e Zhang et al., 2021).

2.2 Teoria de campo aleatório

A variabilidade do solo pode ser considerada com dois componentes (Phoon e Kulhawy, 1999): um componente de tendência determinística (frequentemente dependente da profundidade) e um componente de flutuação, seguindo a Equação 1.

$$\xi(x) = \mathrm{t}(x) + \mathrm{w}(x) \quad (1)$$

onde, ξ(x) é o parâmetro geotécnico a ser modelado, t(x) é a componente de tendência e w(x) é a componente de flutuação, ou ruído. Diferentes métodos podem ser encontrados na literatura para geração de ruído, no presente trabalho o modelo proposto por Fenton e Griffiths (2008), *Local Average Subdivision* (LAS) foi utilizado. O método LAS divide as médias globais em regiões subdivididas de tal forma que as médias locais das divisões preservam sempre o valor global geral, chamado de pai. Este método fornece uma diretriz para gerar a variação de célula para célula necessária guiada por uma estrutura de correlação (comprimento de correlação). Os dados de entrada para a geração do campo aleatório considerando o método LAS consistem em escala de flutuação vertical (ρ_v) e horizontal (ρ_h), função de densidade de probabilidade (PDF), média (μ) e desvio padrão (σ) das propriedades.

2.3 Probabilidade de Falha

A probabilidade de falha pode ser obtida através da razão entre casos de insucesso e casos totais avaliados. De fato, numerosas simulações de campos aleatórios são necessárias em uma abordagem considerando o Método de Monte Carlo (MMC) para determinar uma probabilidade de falha P_f de acordo com a Equação 2:

$$P_f = \frac{n_f}{n_t} \quad (2)$$

onde n_f é o número de simulação que resultaram em falha do talude; n_t é o número total de simulações. Os critérios de estabilização do MMC podem ser diretamente definidos por meio da verificação da média de P_f com sua variância em um nível de confiança desejado (ver Melchers e Beck, 2018).

No contexto da análise de elementos finitos, cabe ainda destacar que os casos de insucesso podem ser estabelecidos a partir da adoção de um critério de convergência numérica. Também é recomendado à avaliação de zonas plásticas, que indicam superfícies críticas de deslizamento ou deformação significativa do talude (Dyson e Tolooiyan, 2019). No software RFEM, critérios de tolerância para definir a falha podem ser estabelecidos pelo usuário. Para a aplicação apresentada, um número máximo de interações de 500 com erro de 10^{-5} foram considerados.

3 LOCAL DE ESTUDO

3.1 Caracterização básica

O material de referência utilizado no presente estudo consiste em ensaios de piezocone realizados em rejeitos de ouro, depósito Fazenda Brasileiro, localizado na região leste do estado da Bahia. O referido local tem sido objeto de investigação desde 2002 (Bedin, 2010; Klahold, 2013; Sosnoski, 2016; e Nierwinski, 2019). As campanhas de investigação compreendem ensaios de laboratório e campo e indicaram que o material disposto nos lagos é predominantemente areia siltosa, pouco ou não plástico, com alto peso específico de sólidos (G_s - variando de 2,79 a 3,30 g/cm^3). Em laboratório foram realizados ensaios triaxiais e determinados ângulo de atrito (ϕ) em torno de 30 graus e um índice de compressibilidade λ de 0,05 (Bedin et al., 2012; Nierwinski, 2019).

A caracterização em campo foi realizada através da execução de onze (11) ilhas de investigação, nas quais foram coletadas amostras e foram realizados ensaios *in situ*, ensaios de piezocone (tanto CPTu convencional quanto SCPTu com medições sísmicas), ensaio dilatômetro sísmico (SDMT) e ensaios de palheta. A seguinte nomenclatura será usada para representar os ensaios de piezocone de diferentes campanhas: PZC01 a PZC08, Bedin (2010); I1K e I2K, Klahold (2013); e I1S, Sosnoski (2016).

3.2 Caracterização estatística

A caracterização da variabilidade dos rejeitos de ouro foi realizada para cada sondagem vertical de piezocone considerando ensaios realizados na velocidade de penetração padrão (v=20 mm/s). Foram avaliados 11 perfis de sondagem, as quais tiveram um número de dados por ensaio variando de 370 a 1047. Os valores médios, coeficiente de variação (COV) e Escala de Flutuação dos parâmetros q_c, f_s e u_2 e seus valores residuais (após remoção de tendência) foram caracterizados. As funções de densidade de probabilidade (PDFs) de cada parâmetro e de parâmetros de resistência derivados também foram avaliadas.

Um resumo dos resultados encontrados é apresentado na Tabela 1. Os valores médios de q_c variaram de 392,50 a 4677,74 kPa, os valores médios de f_s variaram de 3,13 a 34,40 kPa, e os valores médios de u_2 variaram de 36,46 a 132,38 kPa. Os coeficientes de variação COVs exibiram uma faixa de 0,18 a 5,27 (equivalente a 18% a 527%). Os valores de COV após a remoção das tendências se mostraram, de forma geral, semelhantes, quando considerada as medidas de q_c e f_s. Destaca-se que a faixa de amplitude de COV é alta, mas similar à de estudos conduzidos em materiais siltosos e rejeitos de mineração (Villavicencio et al., 2011).

Tabela 1. Estatística para os valores de q_c, f_s e u_2 em diferentes ilhas de investigação

	q_c				f_s				u_2			
Sondagem	média (kPa)	*COV*	*COV* res	*PDF best fit*	média (kPa)	*COV*	*COV* res	*PDF best fit*	média (kPa)	*COV*	*COV* res	*PDF best fit*
I1K	392.5	0.76	0.81	LN	3.52	0.83	0.83	LN	101.74	0.77	0.36	N
I1S	553.99	0.9	0.93	EXP	6.27	0.61	0.6	LN	132.88	0.5	0.33	N
I2K	879.61	1.2	1.04	EXP	15.59	2.71	2.54	-	69.69	0.87	0.7	-
PZC 01	863.6	0.87	0.85	-	7.34	0.78	0.82	EXP	111.05	0.54	0.32	N
PZC 02	3145.89	0.37	0.41/0.69*	LN	22.93	0.5	0.43/0.69*	N	93.97	0.28	0.64/0.33	-
PZC 03	3852.24	0.67	0.67	LN	34.4	0.67	0.73	LN	93.2	0.34	0.62	N
PZC 04	738.44	0.92	0.83	-	6.49	0.81	0.8	-	106.42	0.52	0.26	N
PZC 05	4467.74	0.3	4.63	N	31.61	0.26	0.33	N	57.34	0.53	1.07	N
PZC 06	174.56	0.46	0.47	N	3.13	0.69	0.49	N	86.72	0.51	0.18	N
PZC 07	1785.63	1.23	0.86/0.56*	-	8.39	0.91	1.47/0.43*	-	36.52	0.91	0.60/0.42	N
PZC 08	373.13	1.21	0.71/0.71*	EXP	6.08	0.46	0.37/0.45*	LN	74.13	0.72	5.27/0.33	-

*quebras de tendência. OBS: Na tabela 1 leia-se N - distribuição normal, LN – distribuição lognormal, e EXP – distribuição exponencial.

Para estabelecer leis estatísticas apropriadas para modelar a variabilidade dos rejeitos, foram construídos histogramas dos parâmetros q_c, f_s e u_2 e comparados seus resultados com Funções de Densidade de Probabilidade (PDFs) teóricas. A análise de histogramas típicos pode ser consultada em detalhes em Perini (2021) e Dienstmann et al. (2023). A Tabela 1 fornece um resumo dos dados estatísticos e das melhores PDFs de ajuste para cada sondagem. Com base nos resultados encontrados verificou-se que a grande variabilidade do material levou a diferentes aplicações potenciais de funções de densidade de probabilidade (PDFs). Como exemplo, para as Ilhas I1K e PZC03, a distribuição lognormal mostrou-se adequada para modelar a variabilidade dos dados de q_c e f_s, enquanto uma distribuição normal mostrou-se apropriada para modelar os dados de u_2. Já em ilhas como Ilha PZC05 e Ilha PZC06, a distribuição de dados de q_c, f_s e u_2 foram consideradas mais próximas de distribuições normais. Em alguns casos, a distribuição exponencial mostrou-se adequada para modelar certos parâmetros em sondagens específicas, como q_c em I1S, I2K e PZC08. O software Rstudio foi utilizado nas análises e foram priorizadas as funções normal, lognormal, exponencial, gama e Weibull, nessa ordem, funções com aplicações estabelecidas na literatura de engenharia geotécnica.

Visando aplicações numéricas foram calculados os valores de ângulo de atrito a partir dos dados piezocone e correlações de Kulhawy e Mayne (1990), Mayne e Campanella (2005). As Equações 3 (para areias limpas) e 4 (para tipos de solos mistos) foram empregadas para calcular os valores do ângulo de atrito com base na razão de poropressão B_q, conforme indicado:

$$\phi' = \arctan\left[0.1 + 0.38\, log\left(\frac{q_t}{\sigma'_{v0}}\right)\right] \rightarrow para\ B_q < 0.1 \quad (3)$$

$$\phi' = 29.5^o \times B_q^{0.121}\left[0.256 + 0.336B_q + log\ Q\right] \rightarrow para\ 0.1 < B_q < 1\ e\ 20^o < \phi' < 45^o \quad (4)$$

A resistência ao cisalhamento não drenado (Su) foi determinada usando a Equação 5 para valores de Bq superiores a 0,4, indicando comportamento não drenado.

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (5)$$

Nessas equações, q_t representa a resistência total da ponta, σ_v e σ'_v são as tensões verticais totais e efetivas, respectivamente, e N_{kt} é um coeficiente de correção. A resistência ao cisalhamento não drenado foi determinada a partir de calibrações com ensaios de palheta, resultando em um fator N_{kt} de 12.

No caso de parâmetros de resistência derivados a Figura 2 apresenta a análise de aderência a funções normal e lognormal para o ângulo de atrito. A apresentação é composta pela plotagem de histograma e funções teóricas, Figura 2a, complementados com gráficos de quantis (Q-Q *plots*), Figura 2b. Os gráficos de quantis Q-Q são utilizados para comparação direta entre a distribuição real dos parâmetros e aquela obtida quando uma distribuição teórica é considerada. Um bom ajuste é indicado quando os pontos no gráfico formam aproximadamente uma reta. Com base nos resultados apresentados verifica-se que o ângulo de atrito, de forma geral, se adequa bem à representação por uma distribuição normal ou lognormal, indicando um valor médio de 30,1º com desvio de 4,72º o que corresponde a um COV de 15,7%.

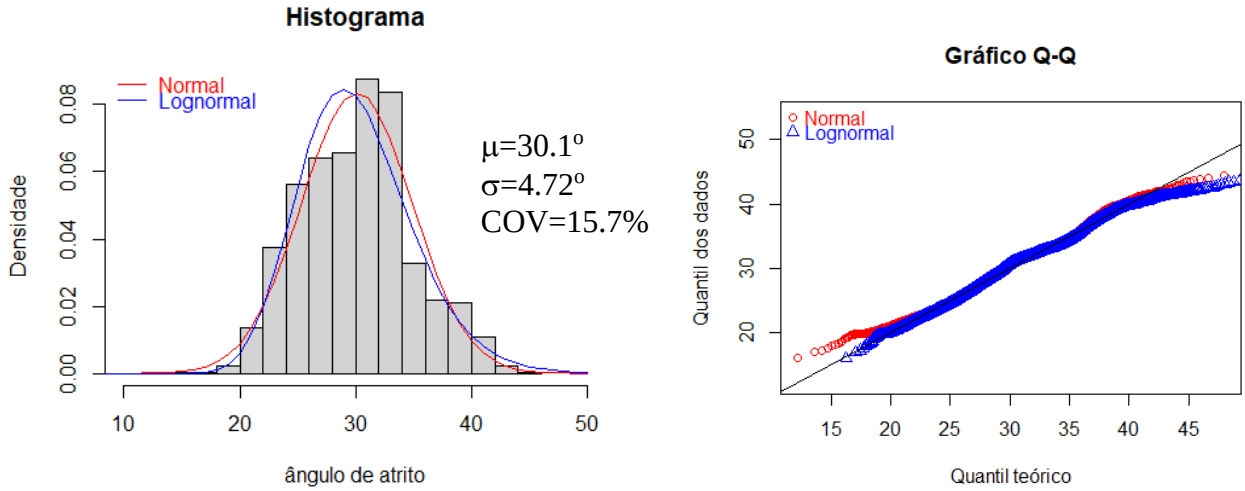
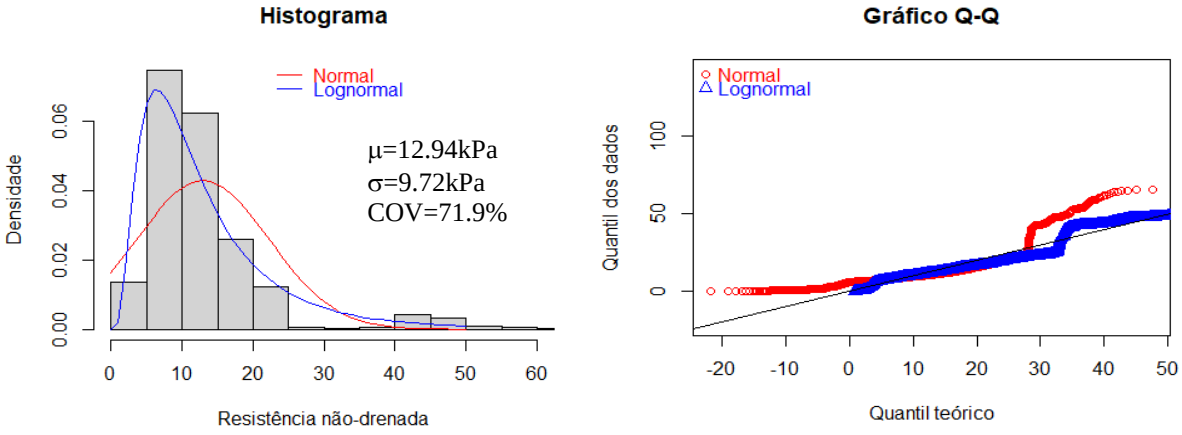


Figure 2. Análise PDF ângulo de atrito: (a) histograma; (b) quantis (adaptado de Dienstmann et al., 2023)

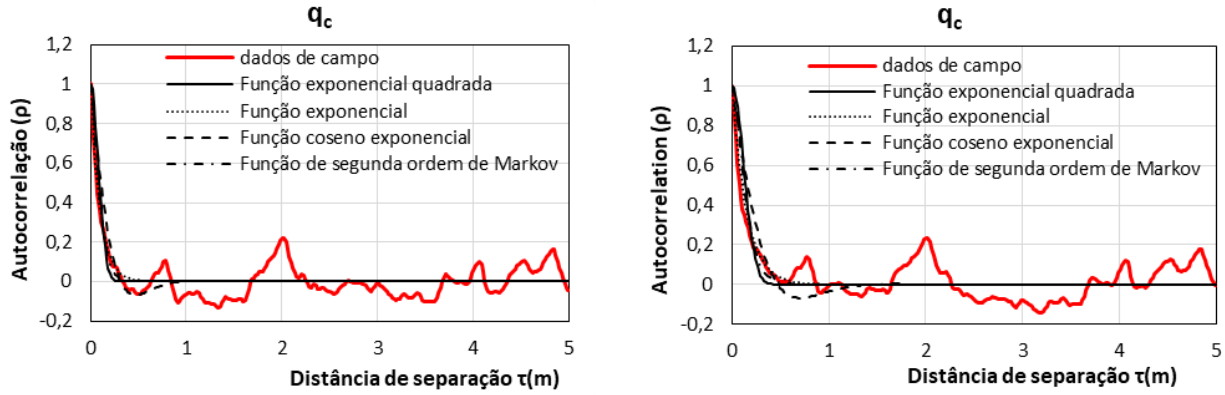
Na Figura 3 são apresentados histogramas e quantis para resistência não-drenada. Verifica-se que a distribuição lognormal pode ser considerada mais apropriada, indicando um valor médio de 12,94 kPa com desvio de 9,72 kPa o que corresponde a um COV de 71,9%.

A função de autocorrelação padrão $\rho(\tau)$, comumente referida como função de autocorrelação (ACF), foi utilizada para calcular as escalas verticais de flutuação, denotadas como ρ_v e medidas em metros. Os cálculos foram baseados em parâmetros incluindo q_c, f_s, u_2 e seus resíduos (após remoção da tendência). O processo envolveu o uso de modelos teóricos de ajuste de autocorrelação (AMFs) para determinar os comprimentos de correlação. Além dos AMFs, o método de Expedito de Vanmarcke (VXP) e a Método da Integração Direta da (SAI) também foram considerados para garantir a robustez dos resultados. Os valores calculados variam de 0,1 a 3,3 metros, não havendo discrepância quando calculadas as escalas considerando os parâmetros puros e seus resíduos. A Figura 4 mostra a aplicação de modelos teóricos para estimativa da escala de flutuação considerando as leituras de q_c, para a sondagem IK1. Padrões similares foram observados para as demais leituras.



(a) (b)

Figure 3. PDF resistência não-drenada: (a) histograma; (b) quantis (adaptado de Dienstmann et al., 2023)

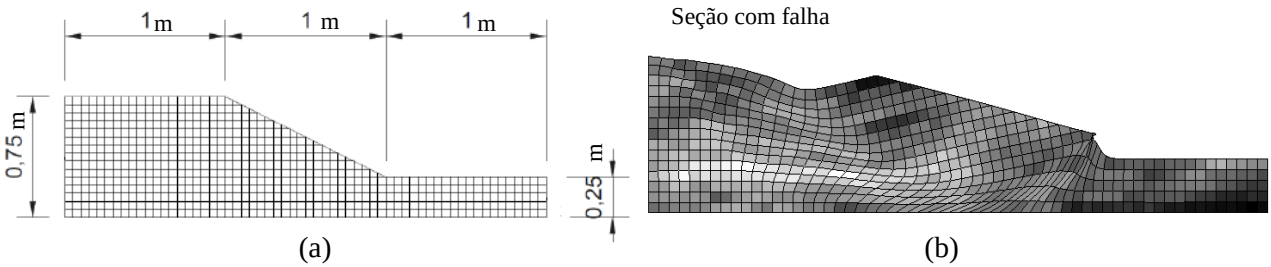


(a) (b)

Figure 4. Distância de autocorrelação (a) medidas diretas (b) dados residuais – após remoção da tendência.

4 APLICAÇÃO NUMÉRICA

Uma seção simplifica de um talude fictício foi considerada nas análises, conforme Figura 5. As condições de contorno definidas incluem uma base fixa e apoios laterais. A malha utilizada consistiu em elementos quadráticos com um comprimento lateral de 0,05 m. Na direção horizontal, a malha foi dividida em 60 elementos (3 m), e na direção vertical mais extensa, consistiu em 15 elementos (0,75 m). No total, foram considerados 610 elementos planos de oito nós, assumindo deformação plana. Essa geometria e discretização foram escolhidas após uma análise inicial de sensibilidade da malha.



(a) (b)

Figura 5. Seção característica RFEM: (a) geometria e discretização da malha; (b) seção com falha

Dois cenários foram modelados, material com comportamento drenado, tendo resistência representada pelo ângulo atrito, o qual foi considerado variável respeitando a distribuição normal, com valor médio de 30º e COVs de 0,2 e 0,5. Na segunda análise o material foi considerado com comportamento não-drenado e

resistência não-drenada variável, seguindo uma distribuição lognormal com valor médio de 2 kPa e COV de 0,2 e 0,5. Os parâmetros adotados, de forma geral, são similares a estatística caracterizada no item 3. Destaca-se que a resistência não drenada média caracterizada no item 3 foi normalizada pela tensão efetiva para determinação de uma resistência adequada para perfil em análise. O modelo constitutivo considerado no RFEM é o modelo elastoplástico com critério de plastificação de Mohr Coulomb. Nesse sentido, como parâmetros complementares nas modelagens foram adotados: módulo elástico de 10000 kPa, coeficiente de Poisson de 0,3; dilatância nula, e peso específico de 20 kN/m^3. Ainda, foram avaliadas diferentes distâncias de correlação ρ_v de 0,15, 0,5 e 1,5m e ρ_h de 1, 2 e 10m (estas últimas retiradas da literatura). Resultados são apresentados na Figura 6.

Além da probabilidade de falha, no software RFEM é calculado um fator de segurança (fator de redução de parâmetros), nesse caso, considerando parâmetros médios do material. Os fatores de segurança obtidos foram de 2,5 para condição drenada e de 1,3 para condição não-drenada. Em relação a probabilidade de falha, quando considerada a condição drenada e COV de 0,2 as probabilidades de falha foram nulas, já com COV de 0,5 a probabilidade de falha foi de 1.4% a 4.7%. Observou-se um incremento na probabilidade de falha com o aumento da escala de flutuação vertical (Figura 6a). Quando modelado um comportamento não-drenado a probabilidade de falha foi de 9.4% a 45.2%, considerando COV de 0,2 e 0,5 respectivamente. O incremento da probabilidade de falha com o aumento da escala de flutuação foi observado nos resultados de COV de 0,2. Para o COV de 0,5 não houve evidência clara da influência da escala de flutuação (Figura 6b).

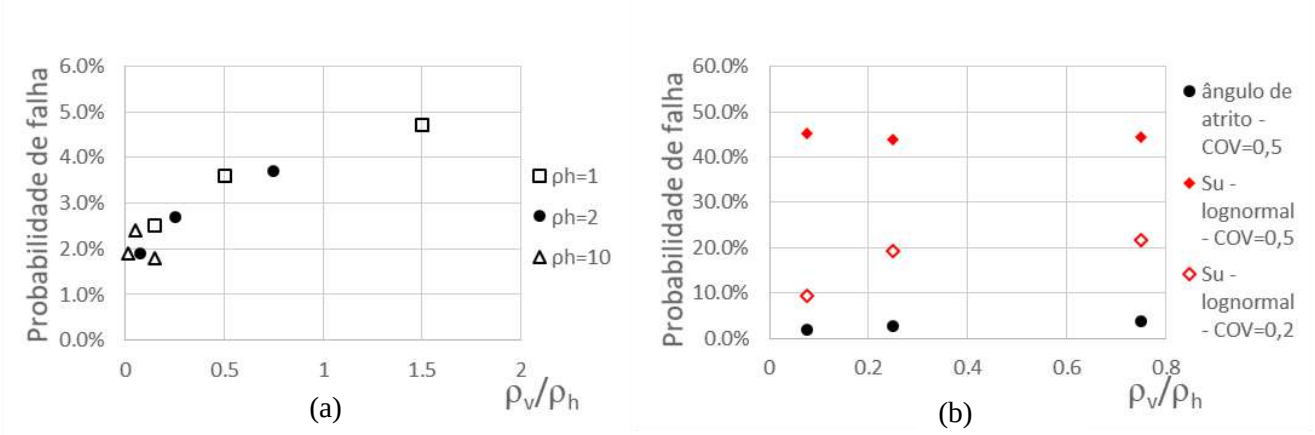


Figura 6. Probabilidade de falha: (a) comportamento drenado – ângulo de atrito COV=0,5; (b) comparativo comportamento drenado (ângulo de atrito) e não-drenado (Su)

5 CONCLUSÕES

A presente análise enfatiza o papel crucial da incorporação da variabilidade do solo em estudos de estabilidade de taludes e destaca o potencial da Teoria do Campo Aleatórios. Para tanto, a utilização dos resultados dos ensaios de piezocone mostrou-se apropriada, permitindo o cálculo de valores médios, desvio padrão, aderência a funções de densidade de probabilidade (PDFs) e escalas de flutuação (ρ_v). Apesar da alta variabilidade nos resultados, foi viável avaliar a aderência tanto de distribuições normais quanto lognormais. Em termos da escala de flutuação caracterizada, a amplitude variando de 0,15 a 1,5m foi considerada nas análises. Observou-se uma correlação entre o aumento de ρ_v e a probabilidade de falha, exigindo uma consideração cuidadosa do impacto da escala de flutuação nas probabilidades avaliadas. Além disso, destacou a importância de definir cuidadosamente a condição fundamental do comportamento do material. Por exemplo, condições drenadas caracterizadas por ângulos de atrito mais altos foram associadas a menores probabilidades de falha. Por outro lado, condições não drenadas tenderam a resultar em maiores probabilidades de falha. Critérios de alerta podem ser estabelecidos com base nessas considerações, especialmente para a verificação e manutenção de sistemas de drenagem apropriados.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Santa Catarina (FAPESC) pelo apoio financeiro e de infraestrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bedin, J. (2010). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*, 207 p, Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

Dienstmann, G., Ziesmann, N., Meier, A. L., & de Campos, J. P. (2023). Análise da variabilidade inerente através de em ensaios de piezocone: aplicação a resíduos de mineração. *Contribuciones a las Ciencias Sociales*, 16(11), 28547–28564. https://doi.org/10.55905/revconv.16n.11-227

Dyson, A.P. and Tolooiyan, A. (2019), Probabilistic investigation of RFEM topologies for slope stability analysis. Computers and Geotechnics, v. 114, p. 103–129.

Fenton, G.A. and Griffiths, D.V. (2008). Risk assessment in geotechnical engineering. Hoboken: John Wiley and Sons Ltd., 2008. ISBN 0470178205.

Kenarsari, A. E.; Chenari, R. J.; Eslami, A. Characterization of the correlation structure of residual CPT profiles in sand deposits. International Journal of Civil Engineering, v. 11, n. 1, p. 29–37, 2013.

Klahold, P.A. (2013). Interpretação de ensaios de campo em solos com Permeabilidade intermediária, 105 p, Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

Kulhawy, F.H. and P.W. Mayne (1990) Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Report EPRI EL6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif., 1990, 306 pp.

Liu; Y., Zhang, W.; Zhang, L.; Zhu, Z.; Hue, J.; Wei, H. (2018). Probabilistic stability analyses of undrained slopes by 3D random fields and finite element methods. Geoscience Frontiers, v. 9, n. 6, p. 1657–1664.

Mayne, P.W. and Campanella, R.G., "Versatile Site Characterization by Seismic Piezocone," Proceedings, 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 2 (Osaka), Millpress, Rotterdam, The Netherlands, 2005, pp. 721–724.

Melchers, R.E. and Beck, A.T. *Structural Reliability Analysis and Prediction*. 3. Ed. WILEY, 2018.

Nierwinski, H.P. (2019). *Caracterização e comportamento geomecânico de rejeitos de mineração*. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil

Perini, L. (2021) *Caracterização da Variabilidade de Rejeitos de Mineração de Ouro e sua Influência na Análise do Efeito da Velocidade no Ensaio CPTu*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Brasil.

Phoon, K.K. and Kulhawy F.H. (1999) Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal* 36: 612–624.

Salgado, R.; Prezzi, M.; Ganju, E. (2015). *Assessment of site variability from analysis of cone penetration test data*. West Lafayette, IN: Purdue University.

Sosnoski, J. (2016). *Interpretação de ensaios de CPTU e DMT em solos com permeabilidade intermediária*, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Dissertação de Mestrado.

Uzielli, M.; Vannucchi, G.; Phoon, K. K. (2005). Random field characterisation of stress-normalised cone penetration testing parameters. *Géotechnique*, 55(1), 3–20. doi:10.1680/geot.2005.55.1.3

Villavicencio, A. G., Breul, P., Bacconnet, C., Boissier, D. & Espinace, A.R. (2011) Estimation of the Variability of Tailings Dams Properties in Order to Perform Probabilistic Assessment. *Geotechnical and Geological Engineering* volume 29, pages 1073–1084.

Zhang, J-Z., Phoon, K.K., Zhang, D-M.; Huang, H-W. and Tang, C. (2021) Novel approach to estimate vertical scale of fluctuation based on CPT data using convolutional neural networks. *Engineering Geology*, Volume 294, 2021, https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106342.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/438

Aplicabilidade do Metodo do Ponto Material (MPM) para a Analise de Ruptura Hipotetica em Pilha de Esteril

Rachel da Silva Azevedo
Engenheira Geotécnica, GEOCOBA, Rio de Janeiro, Brasil, rachel.s.azevedo@gmail.com

Marlene Susy Tapia Morales
Engenheira Geotécnica, GEOCOBA, Rio de Janeiro, Brasil, marlene.tm@gmail.com

Ana Carolina Dias Baêsso
Engenheira Geotécnica, GEOCOBA, Rio de Janeiro, Brasil, anacarolinabaesso@gmail.com

Karolyn Resch de Moraes Santos
Engenheira Geotécnica, GEOCOBA, Rio de Janeiro, Brasil, karolynresch@gmail.com

Fernando Eduardo Marques
Professor Adjunto, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, fernando.marques@uerj.br

RESUMO: A ocorrência de ruptura em pilhas de estéril são eventos indesejados que devem ser previstos nos estudos geotécnicos. A ruptura hipotética procura compreender o comportamento de uma pilha de estéril em uma situação crítica de pós-ruptura. Simulações a partir do Método dos Elementos Finitos (MEF) permitem a avaliação do comportamento do material antes de romper, contudo, para casos de pós-ruptura, onde predominam as grandes deformações, tem-se uma maior ocorrência de erro numérico devido à deformação excessiva de malha. Para superar essa questão, o presente trabalho utilizará o MPM (*Material Point Method*). Este é um método numérico baseado em pontos materiais capaz de modelar grandes deformações, e foi implementado no software Anura3D®, onde é possível simular problemas de interação solo-água-estrutura avançados. O objetivo do presente trabalho é utilizar o MPM para verificar a influência do ângulo de atrito no estudo de ruptura hipotética, levando-se em conta um método numérico de grandes deformações. Com ele, pode-se observar que o ângulo de atrito possui um fator de influência considerável na distância percorrida pelo estéril após sua ruptura.

PALAVRAS-CHAVE: Pilha de Estéril, Análise Numérica, Ruptura Hipotética, MPM.

ABSTRACT: Mine waste dump failures are undesirable events that must be predicted in geotechnical studies. Runout analysis aim to understand the behavior of mine waste dumps in a critical post-rupture situation. Simulations using the Finite Element Method (FEM) allow the evaluation of the material's behavior before rupture, however for post-rupture cases, where large deformations predominate, there is a greater occurrence of numerical error due to excessive mesh deformation. The present work will use the Material Point Method (MPM) to overcome this issue. It is a numerical method based on material points capable of modeling large deformations implemented in the Anura3D software where it is possible to simulate advanced soil-water-structure interaction problems. The objective of the present work is to use the MPM to verify the influence of the friction angle in the study of a runout analysis, considering a numerical method of large deformations. Therefore, it can be observed that the friction angle has a considerable influence factor on the distance covered by the sterile after its rupture.

KEYWORDS: Mine waste dump, Numerical analysis, Runout analysis, MPM.

1 INTRODUÇÃO

A disposição de milhões de metros cúbicos de estéril em pilhas tem ganhado espaço no cenário da mineração brasileira nos últimos anos, principalmente após os grandes acidentes da Barragem de Fundão, em Mariana, e da Barragem Córrego do Feijão, em Brumadinho, no qual as mineradoras têm optado por sistemas de filtragem para evitar a disposição dos rejeitos em barragens. Altos volumes de estéril gerado demandam a necessidade de áreas cada vez maiores para sua disposição, com pilhas em grandes dimensões, sendo projetos geotécnicos complexos, que necessitam de avaliação de cenários hipotéticos de rupturas globais.

A análise de ruptura hipotética é fundamental para a avaliação de riscos de deslizamentos e, assim, poder promover a sua mitigação. Na fase de projeto conceitual, utilizam-se métodos empíricos, tais como Corominas (1996). Contudo, para fases mais avançadas de estudo, como projeto básico e detalhado, faz-se necessária a utilização de metodologias mais avançadas, tais como os modelos numéricos, a fim de avaliar, com maiores detalhes, o comportamento esperado da ruptura.

O mecanismo de deslocamento que ocorre em taludes pode ser categorizado em quatro fases: 1) a fase inicial, das condições de estabilidade, onde são verificadas as deformações referentes a alterações de tensões, rastejos e rupturas progressivas; 2) a fase de ruptura, onde uma superfície de ruptura contínua forma-se no interior do talude; 3) a fase de pós-ruptura que concerne no deslizamento da massa instável, até seu momento de parada; e, 4) a fase de reativação, quando a massa de solo volta a se mover de maneira intermitente, ao longo de uma ou várias superfícies de ruptura. Ao compreender este mecanismo, é possível verificar as consequências da ruptura e selecionar os métodos de mitigação (Conte *et al.*, 2019; Leroueil, 2001).

A ocorrência de ruptura em pilhas de estéril são eventos indesejados que devem ser previstos nos estudos geotécnicos. Um problema recorrente deste tipo de análise em pilhas de estéril está relacionado à estabilidade de taludes não saturados e à coerente simulação numérica dos cenários de instabilidade em materiais que apresentam grandes deformações. Embora tenham sido feitos avanços significativos neste campo ao longo da última década, particularmente no que diz respeito ao desenvolvimento de modelos numéricos, vários desafios importantes permanecem, incluindo a necessidade de uma melhor orientação na seleção dos valores dos parâmetros de entrada dos modelos, o desafio de compreender os resultados do modelo em estimativas de vulnerabilidade, a sensibilidade dos modelos à resolução topográfica, entre outros.

A ruptura hipotética procura compreender o comportamento de uma pilha de estéril em uma situação crítica de pós-ruptura. Simulações a partir do Método dos Elementos Finitos (MEF) permitem a avaliação do comportamento do material antes de romper, contudo, para casos de pós-ruptura, onde predominam as grandes deformações, tem-se uma maior ocorrência de erro numérico devido à deformação excessiva de malha. Para superar essa questão, o presente trabalho utilizará o MPM (*Material Point Method*). Este é um método numérico baseado em pontos materiais capaz de modelar grandes deformações, e foi implementado no *software* Anura3D®.

2 METODOLOGIA

2.1 MPM: Método do Ponto Material

No Método do Ponto Material (MPM), as equações de movimento são resolvidas em uma malha computacional fixa que abrange todo o domínio do problema. Em cada etapa da análise, as quantidades transportadas pelos pontos materiais são interpoladas para os nós da malha, utilizando as funções de forma associadas a eles, de forma análoga ao Método dos Elementos Finitos (MEF).

As condições de contorno são impostas nos nós da malha computacional e as equações de movimento são resolvidas incrementalmente nesses pontos. Assim, as magnitudes das variáveis nos pontos materiais são atualizadas por meio da combinação ponderada dos resultados dos nós, utilizando novamente as mesmas funções de forma. No MPM, a informação armazenada na malha não é necessária para a etapa seguinte da análise e, portanto, pode ser descartada, permitindo uma redução do consumo de recursos computacionais (Zabala, 2011).

O MPM tem sido amplamente utilizado para simular uma variedade de problemas geotécnicos, com formulações, validações e comparações realizadas em diversas áreas. Principalmente, quando considerados os problemas que exigem a avaliação de grandes deformações do maciço de solo. O MPM já foi aplicado na modelagem de ensaios experimentais de colapso de diques com solos moles (Fern *et al.*, 2017), processos de erosão interna em solos instáveis e bimodais (Yerro *et al.*, 2017), fundações (Lorenzo *et al.*, 2018), deformações induzidas por movimentos de falhas (Johansson *et al.*, 2007), cargas de escavadoras (Coetzee *et al.*, 2006), ancoragem em solos (Coetzee *et al.*, 2005), propagação de fluxos em solo induzidos por terremotos (Konagai *et al.*, 2004) e fluxo granular em silos (Wieckowski, 2004).

Além disso, outros pesquisadores têm contribuído para a área de movimentos de massa. Por exemplo, Fatemizadeh e Moorman (2015) desenvolveram um programa bidimensional baseado na formulação original do MPM, com o objetivo de avaliar a capacidade do método em simular problemas de estabilidade de taludes. Essas contribuições demonstram a aplicabilidade e o potencial do MPM em diferentes contextos geotécnicos.

O Método do Ponto Material (MPM), neste caso, é apresentado como um método capaz de reproduzir a instabilidade de um talude desde antes da ruptura até os deslizamentos depois dela (Toro, 2019).

Toro (2019) descreve o cálculo do MPM com uma série de passos, conforme descrito a seguir:

1. O material de uma região (domínio) é discretizado em partículas ou pontos materiais;
2. É feita a malha Euleriana de suporte que cobre todo o domínio do problema e se impõem nela as condições de contorno;
3. É atribuído a cada ponto material uma massa inicial que permanece constante em todo o cálculo;
4. Outras variáveis de estado iniciais do material (velocidade, tensão, deformação) também são atribuídos aos pontos materiais;
5. As quantidades nos pontos materiais são transportadas aos nós utilizando as funções de interpolação;
6. As equações de movimento são resolvidas na malha de suporte com a informação que foi mapeada aos nós usando o método dos resíduos ponderados;
7. As quantidades são atualizadas nos pontos materiais com os resultados calculados na malha utilizando de novo as funções de interpolação;
8. As equações são resolvidas de forma incremental, realizando novamente os mesmos procedimentos das etapas 5, 6 e 7.

Para maiores detalhes sobre a formulação matemática que o MPM utiliza, os autores recomendam a leitura dos estudos de Zang *et al.* (2017) e Fern *et al.* (2019) que possuem como objetivo servir de guia didático para a divulgação deste método.

2.2 O Software Anura3D®

Para o desenvolvimento desta análise de ruptura hipotética, foi utilizado o software Anura 3D®. Trata-se de um software avançado para análise de problemas geotécnicos utilizando o método do ponto material. Desenvolvido pela *Anura 3D Research Community* que engloba grupos de pesquisa de mecânica de solos e rochas da Universidade Politécnica da Catalunha, da Universidade de Berkeley, da Universidade de Cambridge, da Universidade de Tecnologia de Delft, de Deltares, da Universidade de Hamburgo e da Universidade de Padova. O método numérico utilizado é baseado no Método do Ponto Material (MPM).

Este *software* é *open source* e, de acordo com seu manual (Anura, 2023), proporciona recursos poderosos para análise e solução de problemas geotécnicos complexos, beneficiando-se da experiência dessas instituições de renome no campo da geotecnia. Com o Anura 3D®, os profissionais da área podem contar com uma solução confiável e de alto desempenho para suas necessidades de análise geotécnica. O programa segue em constante aprimoramento por toda a comunidade científica voltada para estudos do método.

O Anura 3D® é uma implementação avançada do Método do Ponto Material (MPM) em formato 3D, projetada para simular a interação complexa entre solo, água e estrutura em problemas de grande deformação. Com uma ampla gama de aplicações, esse *software* oferece três modelos constitutivos diferentes para ajustar as propriedades dos materiais: elástico-linear, Mohr-Coulomb e Bingham, mas também permite a inserção de modelos constitutivos mais avançados conforme a necessidade do usuário mediante a sua devida implementação.

2.3 A Análise

A simulação foi conduzida em três fases. Na primeira etapa, ocorreu a geração das condições geostáticas de campo. Na segunda fase, realizou-se a aplicação do gatilho de ruptura, de tal modo que a consequência se dá na elevação da frente de saturação do material de estéril. A terceira, e última, etapa implica na atualização dos parâmetros de resistência para valores residuais, promovendo a redistribuição das tensões no maciço após o evento anterior, sendo a fase em que terá a avaliação das deformações de campo.

Foram avaliadas três situações para a ruptura do estéril. A primeira verificação foi realizada reduzindo o ângulo de atrito do estéril para os valores residuais, sendo uma situação plausível de ocorrer em campo, oriundo de chuvas intensas. Estima-se que, para casos drenados, seja utilizada uma redução de 10% dos valores de projeto para os valores residuais (Day, 2012). Primeiro, o ângulo de atrito foi reduzido em 10%, depois em 50% e, por fim, em 90%. Segundo Leroueil (2001), quando se considera a estabilidade de encostas, a resistência residual é um fator importante. Após alcançado o nível de grandes deformações, há uma reorientação dos grãos e uma mudança de direção do plano de cisalhamento. Assim, o comportamento observado é influenciado pela mineralogia, pela forma das partículas, e por vários outros fatores, tais como tensão aplicada; tipo de cisalhamento; taxa de deslocamento; e a química da água contida no meio. No presente trabalho, observará apenas a influência do ângulo de atrito.

2.4 As Camadas Simuladas

Devido ao MPM ser baseado na mecânica dos contínuos, o comportamento constitutivo do material é geralmente formulado dentro da teoria da elastoplasticidade (Yerro *et al.*, 2016). Sendo assim, o modelo constitutivo adotado para o presente trabalho foi o elastoplástico de Mohr-Coulomb. O modelo numérico estudado para fins didáticos foi dividido em duas camadas, onde uma refere-se ao estéril e outra à fundação. Na Tabela 1 têm-se os parâmetros utilizados para os materiais. As colunas denominadas “Estéril” e “Fundação”, apresentam os dados iniciais dos materiais antes do gatilho. A coluna “Residual 1” apresenta a redução de 10% no ângulo de atrito do estéril, a coluna “Residual 2”, a redução em 50% e, por fim, a coluna “Residual 3”, a redução em 90%. Na Figura 1 mostra-se a geometria do modelo e a indicação do NA. A quantidade total de pontos materiais utilizada foi de 5124.

Tabela 1. Parâmetros utilizados para o modelo estudado.

Parâmetro	Unidade	Estéril	Fundação	Residual 1	Residual 2	Residual 3
Peso específico (γ)	kN/m³	20	20	-	-	-
Ângulo de atrito (ϕ’)	º	28	53,32	25	14	2
Coesão (c’)	kPa	11	15	0	0	0
Módulo de Young (E)	kPa	24984	40157	-	-	-
Permeabilidade (k_{sat})	m/s	9,81E-05	9,81E-04	-	-	-

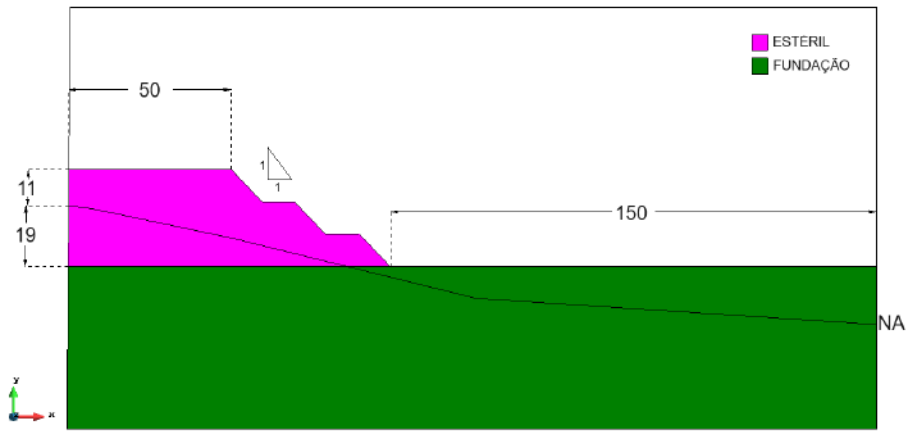
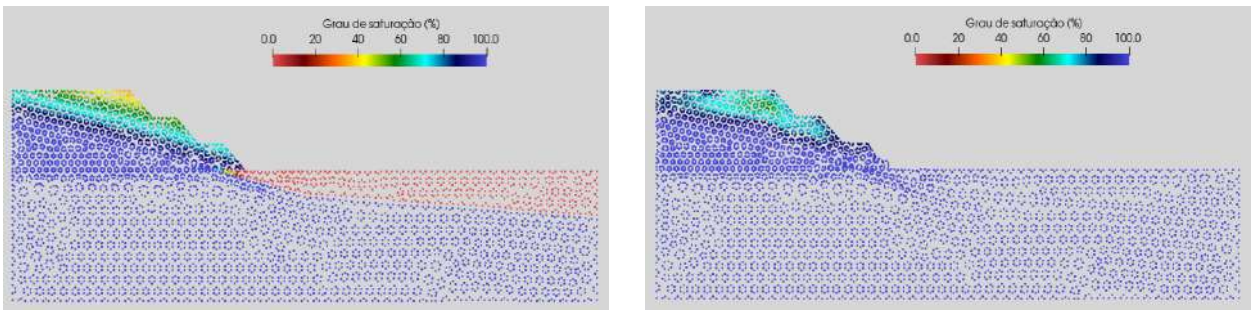


Figura 1. Geometria do modelo estudado, cotas em metros.

3 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A Figura 2 apresenta a aplicação do gatilho de ruptura, dado um evento aleatório que influencia na elevação da frente de saturação do terreno, nota-se que, na Figura 2 (b), a saturação atinge o pé da pilha. Não se espera uma movimentação brusca, exceto caso ocorra algum evento de degradação dos parâmetros de resistência, o que pode acontecer quando o material se encontra em condições saturadas. Sabe-se que a coesão é mais sensível à degradação. Contudo, a saturação também pode afetar o ângulo de atrito. Ao observar a curva de tensão-deformação de um material, é possível notar que conforme o material se deforma, o atrito também é degradado, podendo chegar ao seu valor de pós-ruptura, também conhecido como ângulo de atrito residual. Sendo assim, a Figura 3, a Figura 4 e a Figura 5 apresentam a influência da degradação do atrito após a saturação do material.

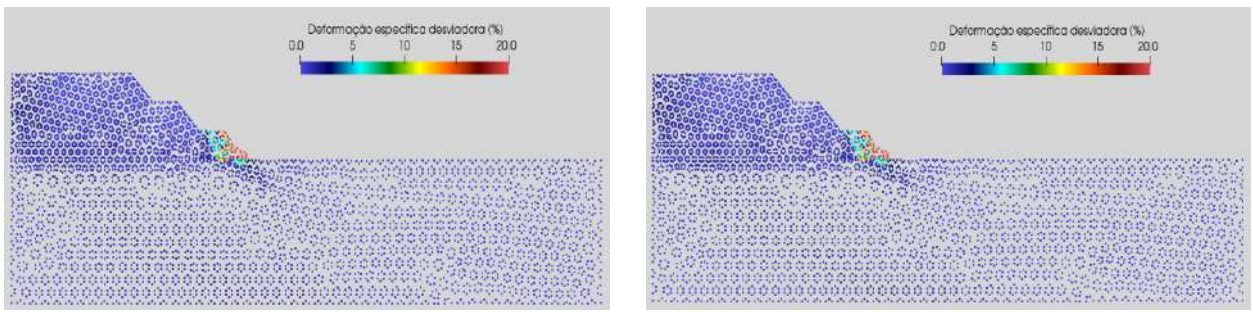


(a) inicial (b) final

Figura 2. Grau de saturação do modelo (a) inicial, (b) ao final da imposição do gatilho.

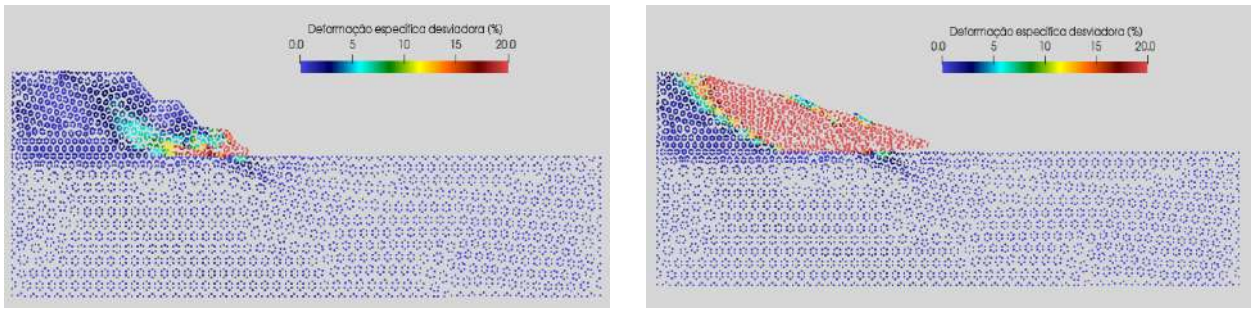
Para avaliar o desenvolvimento da massa susceptível a movimento no interior da pilha, utilizou-se o critério de avaliar os pontos de deformação específica desviadora iguais ou maiores a 20%. Entende-se que, acima de 20%, um material já se encontra em regime de grandes deformações, balizando-se a partir de ensaios triaxiais que costumam ter esse percentual como base para encontrar o ponto de ruptura dos materiais.

Nota-se, na Figura 3, que apesar de o pé da pilha ter uma quantidade de pontos com deformações por volta de 20%, isto não foi suficiente para mobilizar uma instabilidade global no maciço. Já na Figura 4 e na Figura 5, pouco tempo após o gatilho, é notória a superfície de ruptura progressiva que se forma na pilha, culminando em uma instabilidade global. O deslocamento da massa de solo é tão distante quanto menor for o ângulo de atrito analisado.



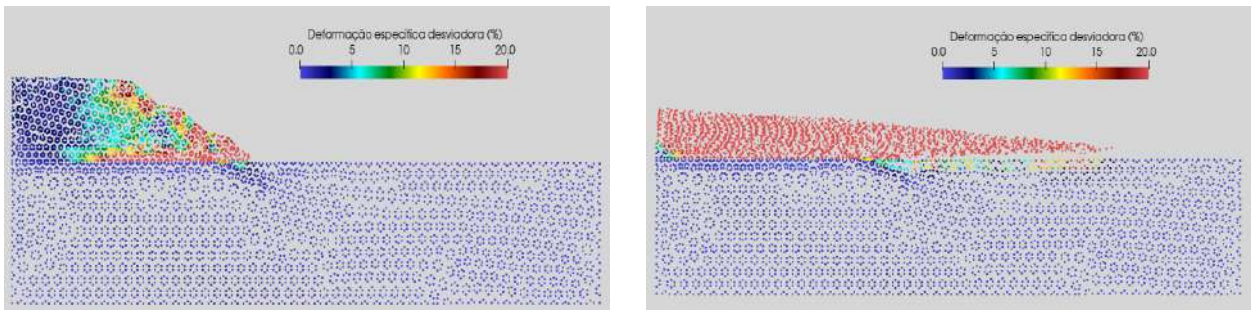
(a) Passo 70 (b) Passo 150

Figura 3. Avaliação da superfície de ruptura mobilizada com $\phi'_{residual} = 25^o$; (a) para o passo 70, aproximadamente 1,7 minutos após o gatilho; e (b) para o passo 150, 15 minutos após o gatilho.



(a) Passo 70 (b) Passo 150

Figura 4. Avaliação da superfície de ruptura mobilizada com $\phi'_{residual} = 14^o$; (a) para o passo 70, aproximadamente 1,7 minutos após o gatilho; e (b) para o passo 150, 15 minutos após o gatilho.



(a) Passo 70 (b) Passo 150

Figura 5. Avaliação da superfície de ruptura mobilizada com $\phi'_{residual} = 2^o$; (a) para o passo 70, aproximadamente 1,7 minutos após o gatilho; e (b) para o passo 150, 15 minutos após o gatilho.

A fim de verificar a distância mobilizada pela ruptura do estéril, a Figura 6 apresenta um ponto no topo da pilha para as três análises já apresentadas, onde o deslocamento horizontal do ponto é comparado com o tempo de simulação. Nota-se que no início da curva o ponto está em repouso, após o gatilho (no passo 60), ele começa a se mover. E, ao final do percurso, o deslocamento horizontal se estabiliza, comprovando três etapas do mecanismo de deslizamento: a fase inicial, a fase de ruptura, e a fase de pós-ruptura citadas por Leroueil (2001).

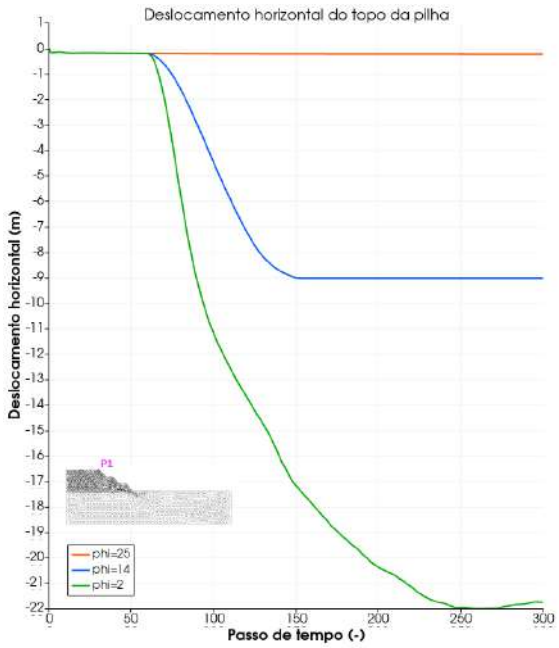


Figura 6. Deslocamento horizontal no topo da pilha ao longo do tempo de simulação.

4 CONCLUSÕES

O Método do Ponto Material revelou-se eficiente para analisar o comportamento de uma pilha de estéril quando se avalia sua susceptibilidade a romper de maneira brusca devido a gatilhos externos. O Anura 3D® aparenta ser uma ferramenta adequada que ofereceu os recursos necessários para executar este trabalho.

Mesmo que seja utilizado um modelo constitutivo simples, como o Mohr-Coulomb, pode-se avaliar a influência do ângulo de atrito para o movimento de massa estudado, e sua variação implica diretamente na distância percorrida pela massa instável.

Esta análise apresenta resultados que merecem um pouco mais de atenção para a prática de construção de pilhas de estéril. A influência do atrito na estabilidade da pilha indica que se deve evitar a degradação dos parâmetros de resistência durante a execução da pilha, garantindo os valores estabelecidos de projeto e cumprindo com os valores de compactação estabelecidos. Garantir controle tecnológico, ao longo das camadas de estéril, evita a degradação dos parâmetros de resistência da pilha durante a sua execução.

AGRADECIMENTOS

À GEOCOBA pela disponibilidade de banco de dados e incentivo para a realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anura3D MPM Research Community (2023) Anura3D Version 2023 Source Code, <www.anura3d.com>

Anura3D MPM Research Community (2023) Anura3D Tutorial Manual version 2023

Anura3D MPM Research Community (2023) Anura3D Scientific Manual version 2023

Blight G. (2010). *Geotechnical Engineering for Mine Waste Storage Facilities*. Taylor & Francis Group, London, UK. 641p.

Caldwell, J.A.; Moss, A.S.E. (1981). The simplified analysis of mine waste embankments. *Symposium on Design of Non-Impounding Mine Waste Embankments*. Denver USA. AIME Fall Meeting.

Coetzee, J., Vermeer, P. A., & Basson, A. H. (2005). The Modelling of Anchors Using the Material Point Method. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29, 879-895.

Conte E., Pugliese, L. & Troncone,A. (2019) Post-failure stage simulation of a landslide using the material point method, *Engineering Geology*, 253,p.149-159,https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.03.006.

Corominas, J. (1996) The angle of reach as a mobility index for small and large landslides. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, p.260-271.

Day, R. (2012). *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*, 2nd ed., The McGraw-Hill Companies, 692 p.

Fatemizadeh, F. & Moorman, C. (2015). Investigation of the slope stability problem using the Material Point Method. *International Symposium on Geohazards and Geomechanics* (ISGG2015). IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 26(1). DOI:10.1088/1755-1315/26/1/012019.

Fern, E. J., de Lange, D.A., Zwanenburg, C., Teunissen, J. A. M., Rohe, A. & Soga, K. (2017). Experimental and numerical investigations of dyke failures involving soft materials, *Engineering Geology*, 219, p.130-139, DOI: http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.07.006.

Leroueil, S. (2001). Natural slopes and cuts: Movement and failure mechanisms. *Geotechnique*, 51, p.197-243. DOI: 10.1680/geot.51.3.197.39365.

Lorenzo, R., da Cunha, R. P., Neto, M. P., & Nairn, J. A. (2018). Numerical simulation of installation of jacked piles in sand using material point method. *Canadian Geotechnical Journal*. DOI: https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0455.

Toro, D. (2019). *Avaliação da influência das propriedades do material na evolução dos movimentos de massa utilizando o método do ponto material.* Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-322/2019, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140 p.

Więckowski, Z. (2004). The material point method in large strain engineering problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 193, p.4417-4438. DOI:10.1016/j.cma.2004.01.035.

Yerro, A., Rohe, A & Soga, K. (2017). Modelling internal erosion with the material point method. 1st International Conference on the Material Point Method, Delft, Netherlands. Procedia Engineering. 175, p.365-372. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.01.048.

Zabala, F. & Alonso, E. E. (2011). Progressive failure of Aznalcollar dam using the material point method. *Geotechnique* 61(9), pp 795–808. DOI: 10.1680/geot.9. P.134.

Zhang, X.; Chen, Z.; Liu, Y. (2017). *The Material Point Method: A Continuum-Based Particle Method for Extreme Loading Cases*, Elsevier Inc.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/439

Aplicação de geodrenos para controle do excesso de poropressões e reforço de estruturas

Michel Fontes
CEO,Fonntes Geotécnica,Belo Horizonte,Brazil,michel.fontes@fonntesgeotecnica.com

Rodrigo Pereira de Almeida
Engenheiro Geotécnico,Fonntes Geotécnica,Belo Horizonte,Brazil,rodrigo.almeida@fonntesgeotecnica.com

Giovana Abreu de Oliveira
Engenheira Geotécnica,Fonntes Geotécnica,Belo Horizonte,Brazil,giovana.oliveira@fonntesgeotecnica.com

Alexandre Santos
Engenheiro Geotécnico,Fonntes Geotécnica,Belo Horizonte,Brazil,alexandre.santos@fonntesgeotecnica.com

Emily Cristina
Engenheira Geotécnica,Fonntes Geotécnica,Belo Horizonte,Brazil,emily.cristina@fonntesgeotecnica.com

RESUMO: Ao longo do tempo, algumas estruturas geotécnicas foram construídas sobre fundações com capacidade de suporte relativamente baixa. Embora análises com parâmetros drenados inicialmente atendessem às normativas desse tipo de estrutura, as resoluções 13 e 95 da Agência Nacional de Mineração, emitidas em 2019 e 2020, respectivamente, impuseram novos critérios, exigindo fatores de segurança superiores a 1,3 e análises com parâmetros não drenados. Isso se deveu, em parte, à ruptura de Corrégo do Feijão, destacando a necessidade de revisão das práticas adotadas e da solução de reforço ou melhoramento das estruturas em condições de instabilidade. Nesse sentido, sabe-se que materiais sujeitos a parâmetros não drenados podem apresentar rupturas rápidas sob certas condições, como aumento abrupto de cargas ou sismos, devido ao acúmulo rápido de poropressões. Assim, uma das soluções para a dissipação do excesso de poropressões e melhoramento da fundação dessas barragens seria a adoção de geodrenos, que funcionam dissipando a água interior para a superfície. Este artigo trata de um estudo de caso no qual a fundação da estrutura apresentava as características supracitadas e, como solução para o problema, foram aplicados geodrenos nas regiões de saturação onde o material apresentava comportamento não drenado. Ainda, antes e após a instalação dos geodrenos, foram executados ensaios CPTu, que revelaram uma redução significativa do excesso de poropressões durante a execução do ensaio, evidenciando o potencial dos geodrenos como método de reforço e melhoria da segurança em estruturas geotécnicas.

PALAVRAS-CHAVE: Geodrenos; Poropressão; Ruptura; Condição não-drenada.

ABSTRACT: Over time, some geotechnical structures have been built on foundations with relatively low bearing capacity. Although analyses with drained parameters initially complied with the regulations for such structures, Resolutions 13 and 95 from the National Mining Agency, issued in 2019 and 2020 respectively, imposed new criteria, requiring safety factors above 1.3 and analyses with undrained parameters. This was partly due to the rupture at Corrégo do Feijão, highlighting the need to review adopted practices and to reinforce or improve structures under unstable conditions. It is known that materials subject to undrained parameters can undergo rapid ruptures under certain conditions, such as sudden increases in loads or earthquakes, due to the rapid accumulation of pore pressures. Thus, one solution for dissipating pore pressures and improving the foundation of these dams would be the adoption of geodrains, which function by dissipating water from the interior to the surface. This article addresses a case study in which the foundation of the structure exhibited the aforementioned characteristics, and, as a solution to the problem, geodrains were applied in saturation regions where the material exhibited undrained behavior. Furthermore, before and after the installation of geodrains, Cone Penetration Test (CPTu) were conducted, revealing a significant reduction

in pore pressures, demonstrating the potential of geodrains as a method for reinforcing and improving safety in geotechnical structures.

KEYWORDS: Palavras chaves em inglês seguindo as mesmas regras da versão em português

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a engenharia geotécnica tem enfrentado desafios consideráveis relacionados à estabilidade e segurança de estruturas construídas sobre fundações com capacidade de suporte relativamente baixa. A promulgação das resoluções 13 e 95 pela Agência Nacional de Mineração em 2019 e 2022, respectivamente, reflete uma resposta direta a eventos como a devastadora ruptura de Corrégo do Feijão, destacando a urgente necessidade de revisão das práticas de projeto e de soluções eficazes para reforçar e melhorar a estabilidade dessas estruturas.

Uma das preocupações fundamentais é a resposta dos materiais sujeitos a parâmetros não drenados, que podem experimentar rupturas rápidas sob condições específicas, como aumento repentino de cargas ou atividades sísmicas, devido ao acúmulo acelerado de poropressões. Diante desse cenário, a aplicação de geodrenos emerge como uma solução promissora para dissipar poropressões e fortalecer as fundações de barragens e estruturas similares.

Neste contexto, estudos de caso têm sido fundamentais para ilustrar a eficácia dos geodrenos como medida de reforço. Borges (2003) realizou um estudo aplicando um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos para verificar o comportamento tridimensional de um aterro sobre solos argilosos moles, incorporando geodrenos verticais. São postos em evidência os aspetos fundamentais do comportamento destas obras, comparando os resultados do aterro utilizando os geodrenos (análise tridimensional) com os resultados da análise bidimensional do mesmo problema sem os drenos verticais.

Além disso, em outro estudo de caso realizado por Santos (2018), os geodrenos foram empregados para aterros sobre solo mole a partir de coeficientes de adensamento obtidos em ensaios oedométricos e de piezocone. A análise pós-implementação revelou uma redução notável nas poropressões, corroborando a eficácia dessa abordagem para melhorar a estabilidade das estruturas geotécnicas.

Esses exemplos destacam a importância dos estudos de caso na avaliação e validação de técnicas de reforço, como o uso de geodrenos, para enfrentar os desafios de estabilidade em barragens e estruturas similares. Neste sentido, este artigo apresenta um estudo de caso que ilustra a aplicação bem-sucedida de geodrenos como medida de reforço em uma estrutura com fundação suscetível a comportamento não drenado. Através dessa intervenção, foi possível enfrentar os desafios associados ao acúmulo de poropressões e melhorar significativamente a segurança da estrutura. A análise incluiu a realização de ensaios CPTu antes e após a instalação dos geodrenos, fornecendo dados concretos sobre a redução das poropressões e validando a eficácia dessa abordagem como método de reforço e aprimoramento da estabilidade em estruturas geotécnicas.

2 METODOLOGIA

2.1 Caracterização dos Solos Moles

Os solos moles em fundações são frequentemente associados à condição não drenada, onde a resistência ao cisalhamento pode ser significativamente influenciada pela saturação e contratividade do solo. Segundo Robertson (2016), a resistência ao cisalhamento dos solos saturados pode variar significativamente com base em sua contratibilidade ou dilatância. Solos contráteis tendem a apresentar resistência ao cisalhamento inferior em carregamentos não drenados em comparação com carregamentos drenados, enquanto solos dilatantes mantêm ou até mesmo aumentam sua resistência em condições não drenadas.

É importante ressaltar que solos contráteis também podem manifestar uma resposta de amolecimento sob carregamentos não drenados, embora essa condição não seja universal para todos os solos dessa categoria. Tal amolecimento pode levar à instabilidade da estrutura, resultando em fenômenos como liquefação.

A liquefação, um fenômeno crítico, pode ocorrer tanto em materiais arenosos de baixa coesão quanto em argilas sensíveis de baixa plasticidade, quando saturados ou quase saturados. Embora a resposta de amolecimento em solos argilosos seja geralmente mais gradual, materiais classificados como "clay like soils" também podem gerar excesso de poropressão significativo, influenciando sua resistência ao cisalhamento não drenado (Robertson, 2016).

.

Também, é importante reconhecer que construir barragens sobre solos moles representa uma problemática geotécnica. A capacidade de suporte desses solos é relativamente baixa, o que pode comprometer a estabilidade e segurança da estrutura. A presença de solos moles exige cuidados adicionais no projeto e construção das barragens, incluindo a implementação de medidas de reforço e controle de poropressões, como o uso de geodrenos, para garantir a estabilidade e durabilidade da obra. Neste artigo, será tratado um estudo de caso de uma barragem alteada sobre uma fundação em solo com a capacidade de suporte baixa e as características supracitadas. Dada a problemática, foi necessário buscar entender sobre as características do solo da fundação e as possíveis soluções para estabilização da estrutura geotécnica.

2.2 Descrição da Barragem

A Barragem estudada foi construída em 1999 com a função de armazenar os rejeitos gerados no processo de beneficiamento de minério de estanho e nióbio e foi registrada com uma vida útil prevista de 15 anos. A estrutura está apoiada em um material de Aluvião, com predominância arenosa abaixo do maciço e argilosa nas demais regiões, de aproximadamente 10 metros de espessura e com NSPT médio de 5 golpes. Após o Aluvião é observada uma camada de Solo Residual Jovem (SRJ) abaixo do maciço e reservatório e uma camada de Solo Residual Maduro (SRM) do pé da estrutura para jusante, com NSPTs médios de 16 e 8 golpes, respectivamente, ambas camadas apresentam uma espessura máxima de 6 metros. Com esses dados, percebe-se a variedade de materiais que compõe a fundação da estrutura, além do fato de que, alguns deles, apresentam compacidade de muito mole a fofa, o que é um problema quando se trata de uma fundação que necessita de capacidade de suporte para as tensões geradas pelo aterro e rejeito disposto. Após o solo residual, a estrutura já está apoiada em rocha que, conforme estudos geológicos, foi classificado como Granito com grau de alteração variando de A1 a A3.

A seção crítica do estudo possui um total de 6 sondagens SPT e 2 ensaios CPTu, conforme apresentado na Figura 1.

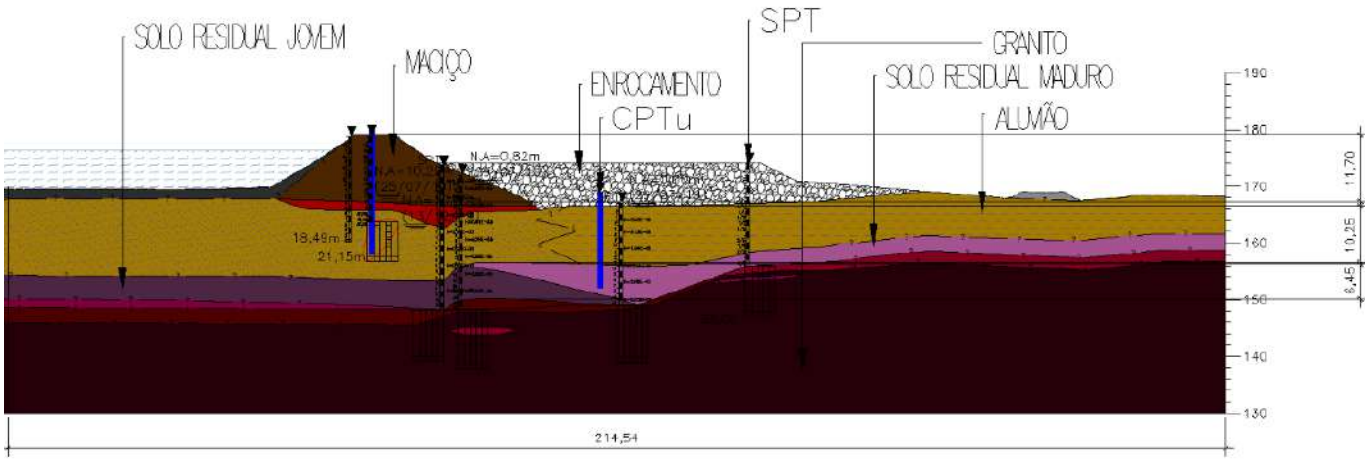


Figura 1 – Seção crítica da barragem estudada – Dimensões em metros

2.2 Ensaios realizados

2.1.1 CPTu

Foram realizados ensaios de Piezocone (CPTu) antes e depois das obras com o objetivo de avaliar as poropressões presentes no solo e comparar as condições antes e após a implementação das medidas de reforço. O *Cone Penetration Test with pore pressure measurement* (CPTu) é uma técnica geotécnica utilizada para caracterizar o perfil do solo e determinar suas propriedades físicas e mecânicas. Consiste na inserção de um cone equipado com sensores de pressão, resistividade e atrito em um furo de sondagem, permitindo a medida da resistência ao atrito ao longo do perfil do solo, bem como a pressão intersticial durante o ensaio. Essas informações são fundamentais para compreender o comportamento do solo sob diferentes condições de carregamento, incluindo a avaliação das poropressões, que são pressões de água intersticial excessivas que podem afetar a estabilidade das estruturas geotécnicas. A comparação das poropressões antes e depois da implementação das obras permite avaliar a eficácia das medidas adotadas e sua influência na estabilidade da estrutura.

2.2 Dimensionamento dos Geodrenos

Tendo em vista a existência de materiais com comportamento de baixa resistência ao longo da fundação da Barragem e da constatação de seu comportamento contrátil, foi proposta a aplicação de geodrenos verticais em regiões específicas a jusante do maciço da estrutura. Os geodrenos tiveram como finalidade garantir a drenabilidade do solo mole saturado, provocando assim a dissipação do excesso de poropressão e, consequentemente, o adensamento desse material.

Os geodrenos utilizados na Barragem são constituídos por um núcleo drenante de PEAD (Polietileno de Alta Densidade), em forma de canais, envolto em geotêxtil não tecido de PET (Poliéster). Basicamente, o funcionamento ocorre com a captação da água através dos canais verticais, sua suspensão por capilaridade até a camada drenante posicionada no terreno e seu direcionamento para o sistema de drenagem superficial. Nesse contexto, o geotêxtil de PET funciona como um filtro na retenção das partículas de solo.

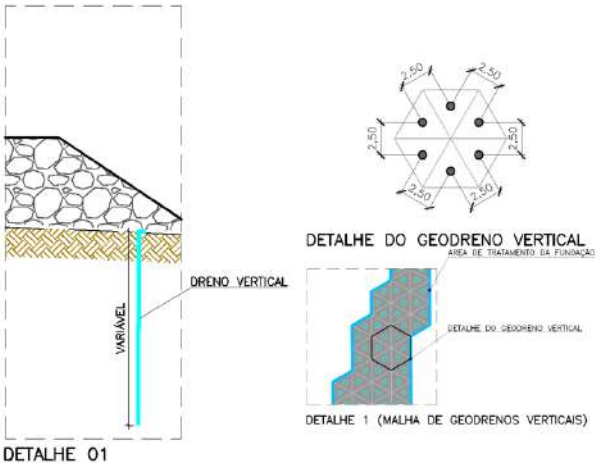


Figura 2 – Detalhe do geodreno utilizado

2.2.1 Análise de Estabilidade

Para auxiliar no dimensionamento dos geodrenos, foram conduzidas análises de estabilidade no software Slide2, utilizando a Teoria do Equilíbrio Limite, além dos métodos de Sarma e GLE Morgenstern-Price, e superfície de ruptura não circular. Nestas análises, foram avaliadas superfícies de ruptura potenciais. Este procedimento visou identificar as áreas críticas onde os geodrenos seriam estrategicamente posicionados para interceptar essas superfícies, mitigando assim os efeitos adversos das poropressões excessivas. Após a instalação dos geodrenos, uma nova análise de estabilidade foi conduzida, considerando as propriedades dos materiais com parâmetros não drenados nas áreas desprovidas de geodrenos e parâmetros drenados nas áreas onde os geodrenos foram implementados.

3 RESULTADOS

Antes da aplicação do geodrenos, a estrutura em estudo apresentou fator de segurança para a condição não drenada de pico abaixo do valor mínimo determinado na Resolução ANM 95/2022 (FS>1,30), conforme análises de equilíbrio limite feitas na seção central da estrutura (Figura 1). Já para a condição drenada o fator de segurança foi de 1,50, valor esse dentro do preconizado pela ABNT NBR 13.028/2017 que trata dos requisitos mínimos para elaboração e apresentação de projetos de barragens.

Sendo assim, a avaliação realizada indica que a estrutura, em sua configuração passada, não possuia estabilidade para a condição não drenada. Conclui-se, pelas análises e pelo acompanhamento em campo do fluxo d'água no pé da estrutura, que a mesma estava atuando em condição drenada e, além disso, pela necessidade de intervenção visando a garantia da condição de segurança satisfatória também na condição não drenada.

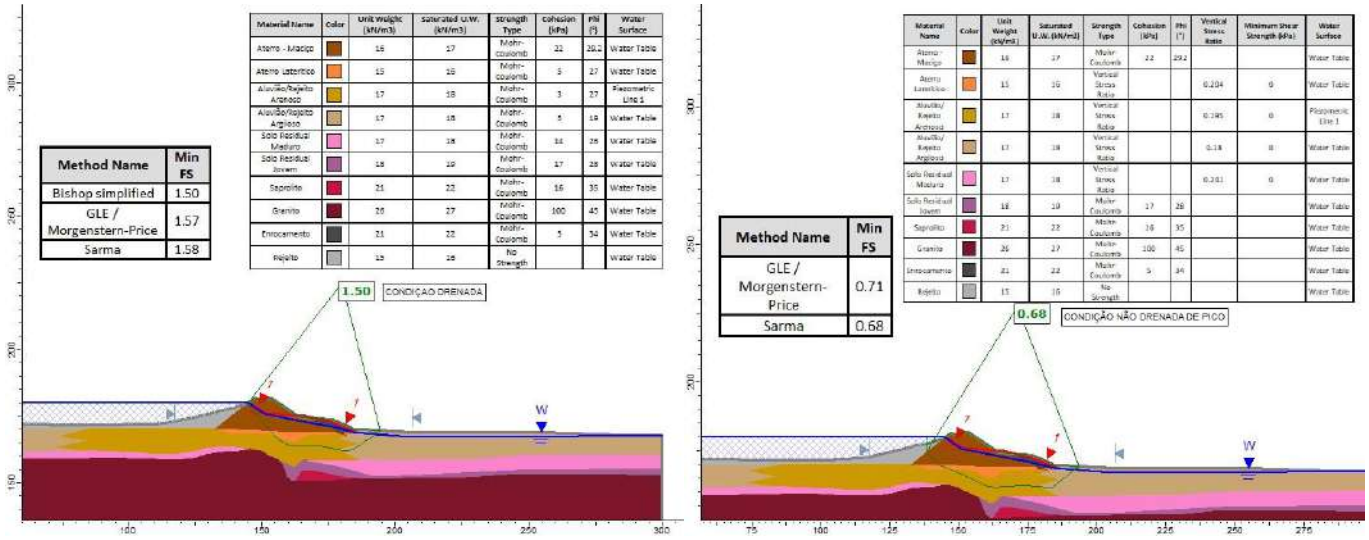


Figura 1. Análise de estabilidade realizada antes das intervenções – FS = 1,50 (Drenada) FS = 0,68 (Não Drenada).

Para a estabilização da estrutura, foram realizadas as intervenções detalhadas no item 2, onde, além da realização de uma berma de reforço de enrocamento, foram executados geodrenos verticais em determinada região do aluvião argiloso (ALUVIÃO) e do solo residual maduro (SRM) com a finalidade de que o material apresentasse maior drenabilidade, visando um comportamento drenado ao longo do tratamento de fundação. A Figura 2 apresenta o gráfico de poropressões, tanto a poropressão hidrostática (u0) quanto a geração do excesso de poropressão (u2), para um ensaio CPTu antes da aplicação dos geodrenos e outro após a aplicação.

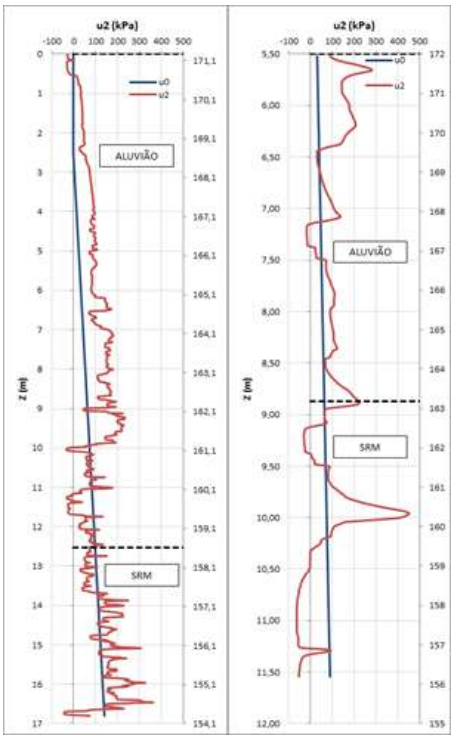


Figura 2. Geração de excesso de poropressão – Antes e após as intervenções de reforço da estrutura.

Para a avaliação do comportamento contrátil-dilatante do Aluvião e SRM, foram empregadas as metodologias de Robertson (2016) e Jefferies e Been (2016). A Figura 3 apresenta o Ábaco comportamental proposto por Robertson (2016), onde é possível observar que no ensaio CPTu anterior ao tratamento, ambos os materiais, em sua totalidade, apresentavam um comportamento contrátil, e que, após as intervenções boa parte das profundidades avaliadas agora se encontram com um comportamento dilatante.

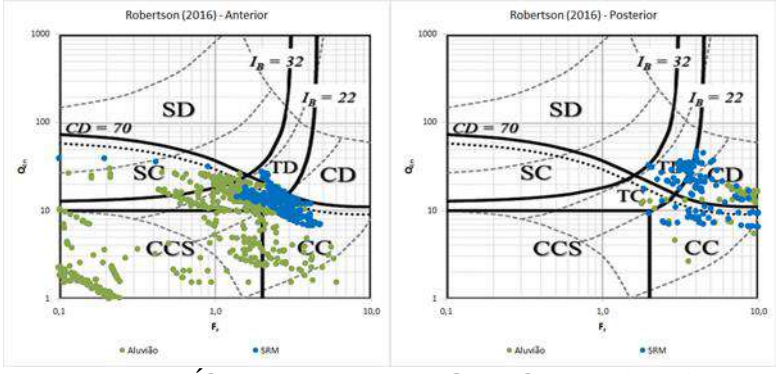


Figura 3. Ábaco comportamental – Robertson (2016).

Já a Figura 4, apresenta a avaliação da dilatância dos materiais de acordo com o valor do parâmetro de estado (ψ) (Jefferies e Been (2016)), onde valores acima de -0,05 apresentam profundidades com materiais contráteis. Pode-se novamente observar zonas dilatantes após as intervenções na estrutura, enquanto anteriormente os solos apresentavam comportamento predominantemente contrátil.

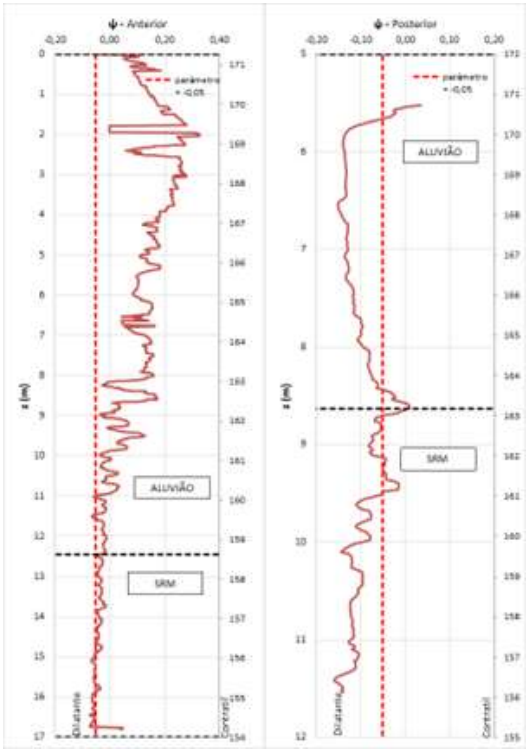


Figura 4. Avaliação da dilatância dos materiais a partir do parâmetro de estado – Jefferies e Been (2016).

Após evidenciada a melhor condição das regiões tratadas, novas análises de estabilidade foram realizadas considerando parâmetros efetivos para a região em questão. A solução conjunta, berma de reforço de enrocamento e os geodrenos verticais, promoveram a obtenção do fator de segurança mínimo acima de 1,30 para a condição não drenada de pico e acima de 2,00 para a condição drenada. (Figura 5).

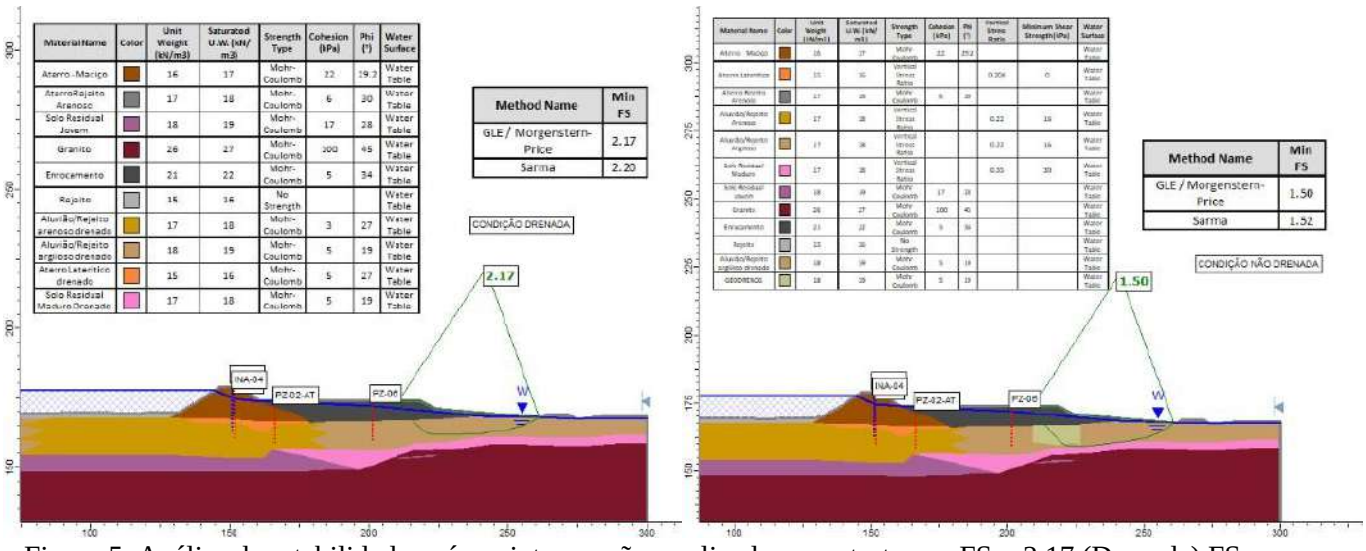


Figura 5. Análise de estabilidade após as intervenções realizadas na estrutura = FS = 2,17 (Drenada) FS = 1,50 (Não Drenada).

4 CONCLUSÃO

Conforme verificado nos estudos desenvolvidos neste artigo, o aluvião que inicialmente gera excesso de poropressões passa a ter comportamento dilatante. A profundidade da mudança de comportamento corresponde à profundidade do geodreno aplicado, ou seja, 7 metros. As superfícies de ruptura críticas são

deslocadas para uma parte mais a jusante da estrutura devido à aplicação de uma berma de reforço. A berma de reforço além de estabilizar o talude de jusante, ela também contribui aplicando uma sobre carga no material mole.

A carga aplicada sobre o material mole (aluvião) possui um efeito de segunda ordem que está relacionado ao fenômeno de adensamento dos solos, principalmente onde se aplicou os geodrenos devido à melhor distância de drenagem do material. Ao invés de percorrer toda camada até a superfície, a água presente no solo, devido aos excessos de poropressão, pode percolar radialmente até o geodreno mais próximo e rapidamente ser dissipada.

Os geodrenos se mostraram, portanto, uma alternativa viável tecnicamente e com vantagens de rapidez da aplicação. Em área remotas, a mobilização do equipamento pode ser um gargalo que se viabiliza com um volume maior de serviços a serem executados na localidade. Percebe-se que as regulamentações avançaram a favor da segurança e a engenharia geotécnica possibilita soluções para garantir que essa segurança. Novas técnicas e materiais são essenciais para o engenheiro geotécnico, assim, os geossintéticos apresentam uma gama enorme de opções e funcionalidades, este trabalho ilustra mais uma aplicação de sucesso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 13028:2017 – Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água - Requisitos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2017.;

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO. Resolução n° 95, de 7 de fevereiro de 2022: consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Brasília, DF: ANM, 2022;

BORGES, L.J. Aterros sobre solos moles incorporando geodrenos verticais. Análise tridimensional pelo método dos elementos finitos. Geotecnia, n. 98, p. 59-74, 2003.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L. Soil strength and slope stability. 2. ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 2014.

FEAR, C. E.; ROBERTSON, P. K. Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. 2016.

JEFFERIES, Mike; BEEN, Ken. (2016): Soil Liquefaction a Critical State Approach.

OLSON, S. M.; STARK, T. D. Post-liquefaction reconsolidation and undrained cyclic behaviour of soils. Géotechnique, v. 59, n. 9, p. 739-749, 2009.

ROBERTSON, P. K. Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT. In: 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA. 2010.

ROBERTSON P.K. 2016. Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update. Canadian Geotechnical Journal, 53(12): 1910–1927.

SANTOS, M.M.A. (2018) Dimensionamento de geodrenos para um aterro sobre solo mole a partir de coeficientes de adensamento obtidos em ensaios oedométricos e de piezocone. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/440

Aplicação De Modelagem Numérica A Partir Da Classificação Geomecânica De Sondagem

Carlos Willian Fortes Flores
Estudante, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, carlosff_hf@hotmail.com

Emerson de Senna Diogo
Estudante, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, emersonsenna20@hotmail.com

André Cezar Zingano
Professor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, andrezin@ufrgs.br

Gabriel Faria Gonçalves
Geólogo, Jaguar Mining Inc., Conceição do Pará, Brasil, gabrielgoncalves18@gmail.com

Vanessa Resende de Andrade
Geóloga, Jaguar Mining Inc., Belo Horizonte, Brasil, vanessa.andrade@jaguarmining.com.br

RESUMO: As descrições geomecânicas estão cada vez mais presentes nas operações de mineração, juntamente com a aplicação da geoestatística a esses parâmetros. Avaliar e garantir a alta confiabilidade da estimativa é essencial. Embora lidar com parâmetros de geomecânica seja desafiador, o uso de métodos de interpolação numérica e krigagem múltipla de indicadores pode tornar a interpretação desses dados mais preciso e utilizar de maneira prática nas operações. Incorporar uma análise de risco é também uma prática valida, pois funciona como um controle estatístico de qualidade, proporcionando maior segurança nos valores gerados. Além disso, é crucial considerar os aspectos geológicos do depósito mineral, como as diferenças litológicas, as feições estruturais, incluindo foliações, falhas e fraturas, e os modelos 3D fornecidos pela equipe de geologia. A inclusão desses dados enriquece as informações tratadas e permite uma análise mais próxima a realidade. Esse fluxo de trabalho abrangente permite identificar áreas mais suscetíveis a zonas de fratura, falhas e locais de menor competência do maciço. Sendo fundamental para uma melhor avaliação das estratégias de contenção e detonação, com o objetivo de mitigar possíveis diluições e garantir a segurança da operação e colaboradores.

PALAVRAS-CHAVE: geomecânica, furos de sondagem, softwares mineração, krigagem, análise de risco.

ABSTRACT: Geomechanical descriptions are increasingly present in mining operations, along with the application of geostatistics to these parameters. Evaluating and ensuring high reliability in the estimates is essential. While dealing with geomechanical parameters is challenging, using numerical interpolation methods and multiple indicator kriging can make data interpretation more precise and practical for operations. Incorporating a risk analysis is also a valuable practice, as it functions as a statistical quality control, providing greater confidence in the generated values. Additionally, it is crucial to consider the geological aspects of the mineral deposit, such as lithological differences, structural features including foliations, faults, and fractures, and the 3D models provided by the geology team. Including this data enriches the information processed and allows for an analysis closer to reality. This comprehensive workflow enables the identification of areas more susceptible to fracture zones, faults, and locations with lower rock competency. This is fundamental for better evaluating containment and detonation strategies, with the aim of mitigating potential dilutions and ensuring the safety of the operation and its workers.

KEYWORDS: geomechanical, drilling boreholes, mining software, kriging, risk analysis.

1 INTRODUÇÃO

Apesar de muito importante, a descrição geomecânica ainda não está presente de forma unânime nos empreendimentos mineiros. Entretanto, com o aumento do interesse das empresas tornarem o ambiente de operação mais seguro, estão sendo adotados parâmetros para uma estabilidade preditiva, sendo uma prática decisiva e indispensável para a viabilização de projetos, tornando-se um dos principais responsáveis por garantir a segurança na maior parte da vida útil da operação.

Durante uma campanha de exploração, faz-se a extração de testemunhos de sondagem através de equipamentos de perfuração rotativa ou percussiva. Utilizando desta técnica, são obtidos testemunhos de sondagem que, posteriormente devem ser transportados até um local apropriado para as atividades de descrição e caracterização realizadas por geólogos, técnicos e auxiliares. Essa etapa inclui: criação de contatos (intervalos de profundidade) de acordo com a litologia identificada, seleção de amostras para análise química, ensaios de densidade, levantamento estrutural e levantamentos geofísicos.

Bieniawski (1989) propõe diversos parâmetros para coleta em campo relacionadas a descrição geomecânica, dentre elas estão: RQD, grau de alteração (W1, W2, W3, W4, W5) sendo W5 a pior classificação e W1 a melhor, grau de fraturamento e quantidade de descontinuidades presentes, alteração presente na parede da descontinuidade, preenchimento, presença de água, espaçamento das descontinuidades de acordo com a quantidade e intervalo de contatos, número de famílias e classificação e quantificação dessas famílias de descontinuidades. A relação das classes geradas através dos parâmetros levantados pode ser vista na tabela 1.

Tabela 1. Classe de maciço rochoso determinada pelo parâmetro de RMR.

Somatório dos pesos	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<20
Classe nº	I	II	III	IV	V
Descrição	Muito rica	Rica	Regular	Pobre	Muito pobre

Fonte: Bieniwaski, 1989.

O uso da geoestatística aliada à geomecânica é uma prática que vem ganhando espaço na mineração, isto porque há estudos e pesquisas (You & Barnes, 1997; Redondo, 2003; Jeon et. al, 2008) que comprovam a sua eficácia. É importante salientar que os valores geomecânicos não são contínuos, reiterando uma maior necessidade na utilização de métodos de krigagem ordinária e krigagem múltipla de indicadores, gerando mapas de probabilidade de maior confiabilidade e relevância para a operação.

Para a utilização de krigagem por indicadores, Journel (1982) propõe que seja aplicada uma função indicatriz – isto é, cada um dos parâmetros seja codificado em apenas dois valores, 0 ou 1, vide equação abaixo.

$$f(x) = \{\begin{matrix} 0, & |x < limiar \\ 1, & |x \geq limiar \end{matrix} \quad (1)$$

Faz-se adaptação das classes de RMR para a krigagem por indicadores, neste caso é considero que os pacotes de RMR I e II poderiam ser comprimidos em um pacote denominados como rocha rica e/ou competente, RMR III em um pacote individual de rocha regular e, RMR IV e V, como um pacote de maciço ruim e/ou pobre.

Além disto, foram adaptadas equações para possibilitar a criação de mapas de risco em modelo de blocos, levando em consideração a competência das maciço presentes no depósito, mergulho do minério (área de interesse) e informações obtidas pela sondagem, gerando apenas um variograma que satisfizesse ambos os pacotes de classes RMR.

O presente trabalho tem como objetivo avaliar os métodos de coleta de dados adotados, confirmando a confiabilidade dos valores pós-processados através da comparação com outros modelos gerados pela equipe de exploração do alvo estudado e outras ferramentas de validações geoestatísticas.

2 METODOLOGIA

A metodologia consiste na aplicação de métodos de interpolação utilizando um software de modelagem 3D, principalmente ao utilizar ferramentas geoestatística básicas. A medida que avançamos as etapas, são feitas validações dos modelos gerados através de diversas alternativas encontradas como: análise do histograma estimado, comparação com modelos geológicos dispostos, validação visual com os valores reais da sondagem e análise de risco.

Foram descritos 48 furos de sondagem com profundidades que variam de 200 a 700 metros. A coleta de dados destes furos durou um semestre.

Posterior ao trabalho de coleta de dados, iniciou-se o processo de tratamento dos dados e *input* dos dados em *softwares* de modelagem 3D com finalidade de criar um modelo geomecânico que servisse quando a operação chegasse nas frentes em questão, e tivessem informações suficientes sobre o comportamento do maciço em relação a mecânica de rochas, tendo maior facilidade de resolução para os desafios reportados.

O momento de pós processamento fornece um mapa de probabilidade para cada um dos pacotes de RMR, tendo em vista que utilizar dados estatísticos se leva a premissa de uma incerteza inevitável, visando a menor invariabilidade e suavização possível do método de interpolação.

Mesmo após concluído o trabalho em softwares da campanha *infill* do projeto, o banco de dados foi sendo abastecido por mais dados coletados, agora, através de mapeamento das galerias subterrâneas nas áreas de interseção dos furos e feições que foram identificadas nos testemunhos de sondagem realizados pelo geólogo responsável nos anos seguintes.

2.1 Coleta de dados

O levantamento dos dados geomecânicos em furos de sondagem foi realizado em conjunto com a descrição geológica dos furos. Ao terminar a separação dos contatos litológicos, era iniciado o processo de caracterização geomecânica do maciço dos intervalos em questão. Para a região de saprólito/transicional foram feitos novos intervalos, além dos contatos estabelecidos pela geologia, tendo em vista fazer a separação dos intervalos com diferentes graus de alteração impacta apenas a geomecânica e não a geologia.

Intervalos, identificados visualmente, com comportamentos geomecânicos diferentes também foram incluídos visando uma descrição maior precisão de zonas propícias a regiões menos competentes (falhas, zonas de fratura/cisalhamento).

Para a realização da coleta foram dos parâmetros utilizados no presente trabalho, temos: trena de 10 m, pente de Barton e martelo/esclerômetro de schmidt, sendo estes utilizados para:

- **Trena**: Utilizada para a obtenção do RQD e intervalos de interesse;
- **Pente de Barton**: Utilizado para moldar a rugosidade da parede de descontinuidade da rocha e comparado ao ábaco de Barton-Bandis.
- **Martelo de Schmidt**: Utilizado para obtenção de parâmetros de resistência (UCS).

Os demais parâmetros obtidos como espaçamento médio, quantidade de descontinuidades, tipo de continuidades, número de famílias, entre outros parâmetros foram obtidos através de cálculos e identificação visual em campo.

2.2 QA/QC e Estimativa

Primordialmente, foi necessário garantir a qualidade dos dados para evitar que houvesse outliers ou ruídos na estimativa. O controle de qualidade começou com a avaliação da qualidade de descrição efetuada em campo. De modo em que, a campanha já havia iniciado um tempo antes do início da descrição geomecânica, alguns furos teriam sidos descritos e amostrados em um período considero longo para uma coleta de dados confiável. Outra análise feita foram dos valores obtidos em relação a furos próximos, interpretando o comportamento do maciço de maneira visual. Além disso, valores muito discrepantes entre si foram analisados e comparados com intervalos de mesma litologia em todos os furos descritos. Parâmetros de resistência obtidos através do martelo de Schmidt também foram considerados para manter o controle de qualidade. Além disso, o campo de observação na planilha de campo podia fornecer outros *insights*, permitindo a exclusão de dados considerados problemáticos ou ruins. Este processo de QA/QC gerou a exclusão de alguns furos, são eles:

- FUH174 = Quando iniciado as descrições geomecânicas, este furo foi reaberto e descrito, entretanto, alguns valores de resistência levantaram suspeitas quando a confiabilidade e qualidade da descrição.
- FUH186 = Furo curto com informações pouco confiáveis;
- FUH219 e FUH220 = Furos descritos posteriormente a campanha, tendo valores de resistência discrepantes por conta do equipamento utilizado, além do mais, o furo estava muito distante da área de interesse, causando extrapolações irreais.

Após a realização do QA/QC dos furos que seriam estudados, foi necessário agrupar as cinco classes de RMR em três pacotes, visando trabalhar com um número menor classes, concentrando mais informações em pacotes menores com comportamentos similares. Para isso, foram utilizados os parâmetros de RMR dos intervalos apresentados na Tabela 1. Para os intervalos, foram definidas equações a fim de separar cada uma das classes, sendo utilizado como base a equação 1:

$$RMR_{5-4} = \begin{cases} 1, & se\ RMR \leq 40 \\ 0, & caso\ contrário \end{cases} \quad (2)$$

$$RMR_{3} = \begin{cases} 1, & se\ 41 < RMR < 60 \\ 0, & caso\ contrário \end{cases} \quad (3)$$

$$RMR_{2-1} = \begin{cases} 1, & se\ 61 < RMR < 100 \\ 0, & caso\ contrário \end{cases} \quad (4)$$

Os pacotes de RMR foram agrupados em três categorias distintas: ricos (classificados como 2 e 1), regulares (classificados como 3) e pobres (classificados como 5 e 4). Dada a composição silicificada e metamórfica do depósito, é plausível encontrar áreas com características pobres e regulares tanto no solo/saprólito quanto em zonas de transição. Conforme a perfuração avança em profundidade, há uma tendência de melhora na competência das rochas. Além disso, há indícios da presença de intervalos classificados como regulares em maiores profundidades, estes associados a zonas de cisalhamento, fratura ou falhas.

A Figura 1, com seus histogramas, ilustra o que foi citado acima de forma mais clara. O eixo x vai de 0 a 1 e o eixo y representa o volume de dados. Nos tópicos A e B da figura em questão, os histogramas estão mais à esquerda, indicando uma maior incerteza dos valores classificados como rocha ruim ou regular. Já no tópico C, vemos mais barras à direita e com maior volume, confirmando que a maior parte do depósito é composta por rochas de boa competência.

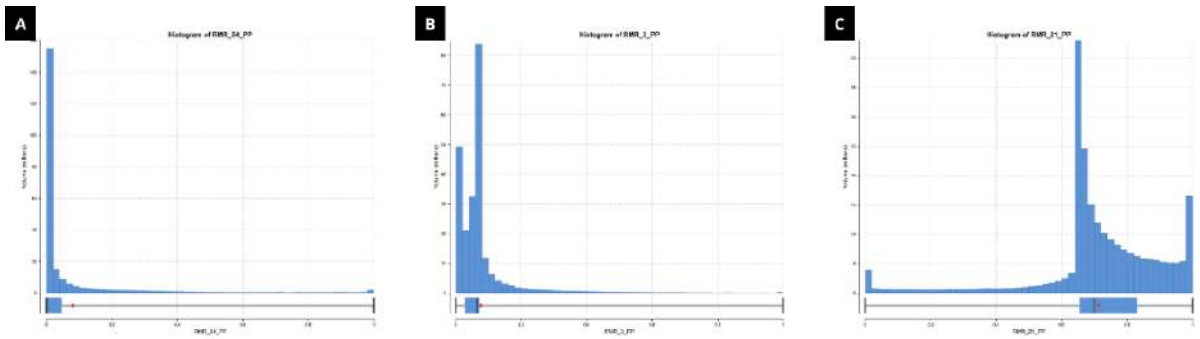


Figura 1: Histogramas dos pacotes de RMR. (A) Histograma dos valores de rocha pobre; (B) Histograma dos valores de rocha regular; (C) Histograma dos valores de rocha rica.

Após a garantia da confiabilidade dos dados e a definição dos indicadores, o processo de modelagem através do método de modelo numérico foi iniciado, a ideia proposta nesta etapa seria de avaliar qual seriam as melhores configurações espaciais para serem utilizadas no modelo de krigagem ordinária mais à frente.

A validação desse método foi realizada por meio da observação de *wireframes* geológicas, que incluem: informações sobre minério (dip, dip direction), zonas sulfetadas, falhas e outros elementos relevantes. Esta etapa supriu a necessidade compreender como a competência da rocha está diretamente relacionada à sua

composição mineralógica e estrutural que, por sua vez, está atrelada ao seu comportamento mecânico, classificado através do RMR.

A abordagem de validação visual por intermédio de outros modelos 3D possibilita uma avaliação mais completa e precisa das estimativas produzidas, ajudando a determinar se o modelo está gerando resultados mais próximos a realidade. Embora não garanta valores totalmente confiáveis, ela elimina, ou confirma, a possibilidade de um modelo irreal, contribuindo para uma análise mais sólida e confiável das características mecânicas do depósito.

Com o método de validação, foi possível constatar que o trend (dip, dip direction, azimute) de melhor comportamento interpolado através dos dados geomecânicos se assemelha ao do minério gerado pela equipe de geologia. Isso assegura uma consistência na modelagem, garantindo que os dados de ambos os aspectos estão alinhados e que a interpolação reflete com precisão a distribuição do minério no subsolo. No processo de criação dos modelos foram testados outros comportamentos que poderiam ser possíveis, entretanto, por vários fatores, a adoção do minério se fez mais coerente e adequado.

2.3 Análise de Risco

Visando compreender e validar da forma mais precisa possível, viu-se a necessidade de utilizar a variância de krigagem, considerada uma boa medida de qualidade de estimativas. O uso dos métodos antecessores, tem como finalidade, de acordo com Journel (1986a), trazer uma maior informação para o estudo de risco, tendo em vista que apenas a variância de krigagem poderia subestimar/superestimar os valores por conta dos vizinhos próximos, entretanto, quando colocamos os valores da krigagem, informações estruturais do corpo mineralizado, *wireframes* para a validação e entre outros métodos, estamos associando de forma preditiva o intervalo de confiança.

Em suma, a análise de risco é uma metodologia que considera e reproduz as estatísticas dos dados e informações espaciais da área estudada. A parte fundamental está no uso das estatísticas para medidas de incerteza, que são derivadas da função de distribuição condicional (CDF) da série z(u) de teores de um bloco em uma localização u dentro do limite. Neste caso, utilizamos a variância da krigagem, adaptada da seguinte equação de variância condicional:

$$CV\ (u) = \sum_{k=1}^{K+1} [Z'k - Z *_E (u)]\text{^}2 * [F(u;\ Zk) - F(u;\ Z_{k-1})] \qquad (5)$$

onde,
Z_k, k=1.... K, são K valores de limiar discretizando o intervalo de variação dos Z-valores;
Z'k é a média da classe Z_{k-1}, neste caso um modelo de estimativa;
$Z^*_E(u)$ é o valor esperado da CDF aproximado por uma soma discreta;
F(u, Z) é uma função de valores de teores Z para uma determinada localização u.

Deste modo, adaptamos a equação 5 para satisfazer nosso modelo, obtendo as seguintes equações:

$$\boldsymbol{RISK}[RMR_{5-4}] = ((1 - \left(KRIG(RMR_{5-4})\right)^2 + (VARKRIG(RMR_{5-4}))^2 \qquad (6)$$

$$\boldsymbol{RISK}[RMR_{3}] = ((1 - \left(KRIG(RMR_{3})\right)^2 + (VARKRIG(RMR_{3}))^2 \qquad (7)$$

$$\boldsymbol{RISK}[RMR_{2-1}] = ((1 - \left(KRIG(RMR_{2-1})\right)^2 + (VARKRIG(RMR_{2-1}))^2 \qquad (8)$$

3 RESULTADOS

Através dos modelos de estimativa gerados, é possível compreender que a competência mecânica das rochas está diretamente relacionada à litologia e às estruturas dos depósitos. Isso pode ser visto na figura 2, onde observamos que a maioria dos blocos de estimativas penalizadas está nas regiões de litologias classificadas como "TX" – Talco Xisto, "XG" – Xisto Grafitoso e "BXG" – Biotita-Xisto Granada. Além dessas, outras litologias de maior competência também foram encontradas com blocos de estimativa menor para uma classificação de rocha que pela literatura trata estas litologias como de maior competência do que as citadas anteriormente, como "QSX" – Quartzo-Sericita Xisto, "ACLX" – Anfibólio Clorita Xisto, "MCH" –

Metachert, "BACLX" – Biotita Anfibólio Clorita Xisto, "VQz" – Veio de Quartzo e "HDM" – Rocha Hidrotermal.

Por se tratar de um depósito de contexto geológico metamórfico com muitos eventos de falhas, era esperado que essas litologias tivessem uma turbulência que afetaria sua resistência à compressão. Embora isso ocorra, observamos que esses intervalos, onde temos rochas metamórficas ou formações que tenderiam a ser rochas competentes, são identificados e classificados como zonas de cisalhamento, falhas ou fraturas.

A litologia "BXG" é encontrada massivamente na zona transicional, onde há uma turbulência natural do depósito. Já "TX" e "XG" são encontrados em maior profundidade, e a presença dessas litologias explica o ambiente metamórfico e hidrotermal de mineralização que compõe o depósito.

Por mais que nossos resultados se mostrem satisfatórios, é necessário um fluxo de trabalho para além da estimativa, é preciso que o modelo seja validado de alguma forma. Na literatura podemos encontrar vários métodos de validação: validação cruzada, validação visual - através da comparação dos dados reais, entre outros.

3.1 Validação dos modelos de estimativa

Nos modelos de estimativa foi aplicado a seguinte equação para o filtro de cores:

$$\text{cor}(x)=\begin{cases} Vermelho, & se\ x < 0.35 \\ Amarelo, & se\ 0.35 \leq x < 0.5 \\ Verde\ Claro, & se\ 0.5 \leq x < 0.65 \\ Verde\ Escuro, & se\ x \geq 0.65 \end{cases} \quad (9)$$

Com isto, é possível observar que a estimativa está levando em consideração fielmente os dados e as informações que são passadas através da sondagem. Nas partes B e C da Figura 2, é observado grandes complementos de blocos ruins, sendo possível associar as litologias das rochas que estão descritas, assim como os valores de UCS dispostos no intervalo da sondagem.

Essas informações trazem uma segurança maior no planejamento operacional, pois mostram que estas regiões estão sendo penalizadas diretamente devido a mineralogia e baixa competência em relação aos pesos dos parâmetros levados em conta na classificação de RMR. Além do mais, a precisão quanto a localização espacial do depósito também pode ser levada em consideração, já que é obter essa informação através da profundidade da sondagem e dos blocos de estimativa gerados na área.

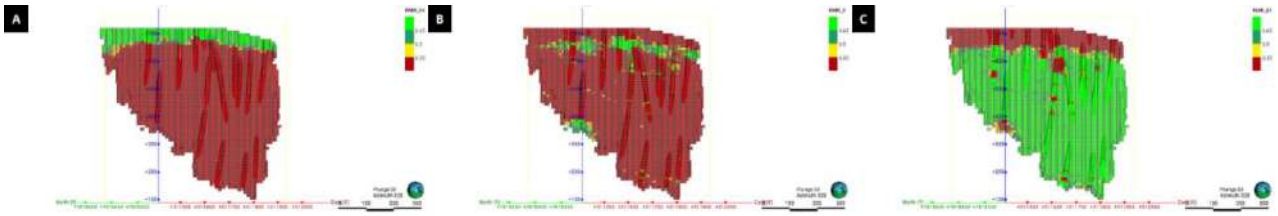


Figura 2: Validação do modelo de estimativa através dos furos da sondagem. (A) Seção da estimativa RMR_{5-4}; (B) Seção da estimativa RMR_3; (C) Seção da estimativa RMR_{2-1}.

Na figura 3, faz-se a validação através das *wireframes*. Este método se torna usual por conta de se tratar de um modelo que utiliza todos os processos de caracterização do minério presente no depósito, assim como seu comportamento estrutural como um todo, já que falhas e/ou outras condições mudam significativamente os modelos.

A análise das *wireframes* trouxe *insights* interessantes para as áreas com estimativa menor. Tanto pelo estudo apresentado na figura 2, quanto o da figura 3 mostram claramente que a estrutura do depósito é controlada por falhas e outras estruturas geológicas resultantes do evento de formação. Estes eventos causam um impacto na qualidade geral do maciço.

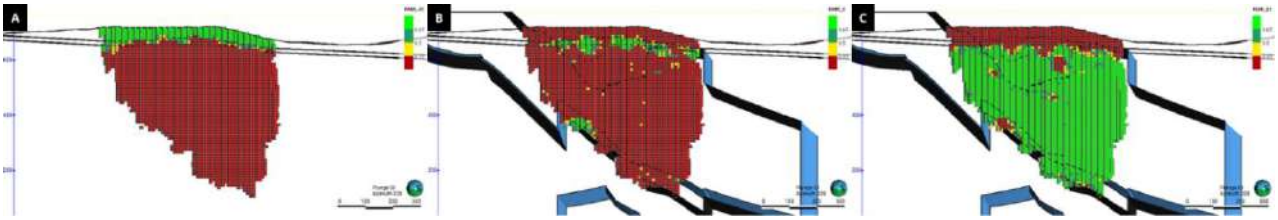


Figura 3: Validação do modelo de estimativa através das *wireframes* da geologia. (A) Seção da estimativa RMR5-4; (B) Seção da estimativa RMR3; (C) Seção da estimativa RMR2-1.

Uma forma adicional de validar o modelo é comparando os histogramas das estimativas (Figura 4) com os histogramas dos valores reais (Figura 1), os eixos dizem as mesmas informações em ambos.

Os dois conjuntos de histogramas apresentam um padrão onde a maioria dos volumes de resistência está concentrada na faixa de $RMR_{2\text{-}1}$. Além disso, é possível notar que os volumes estão distribuídos de forma semelhante nas duas figuras. Nota-se também uma certa suavização dos dados na Figura 4, o que é um efeito natural do processo de krigagem. Outro ponto a se observar é que os dados complementam o que foi citado no início do estudo, no qual os valores em profundidade correspondem ao $RMR_{2\text{-}1}$ e RMR_3, onde a ausência de $RMR_{2\text{-}1}$ está relacionado a zonas de turbulência das rochas (zonas de cisalhamento, fratura, entre outros).

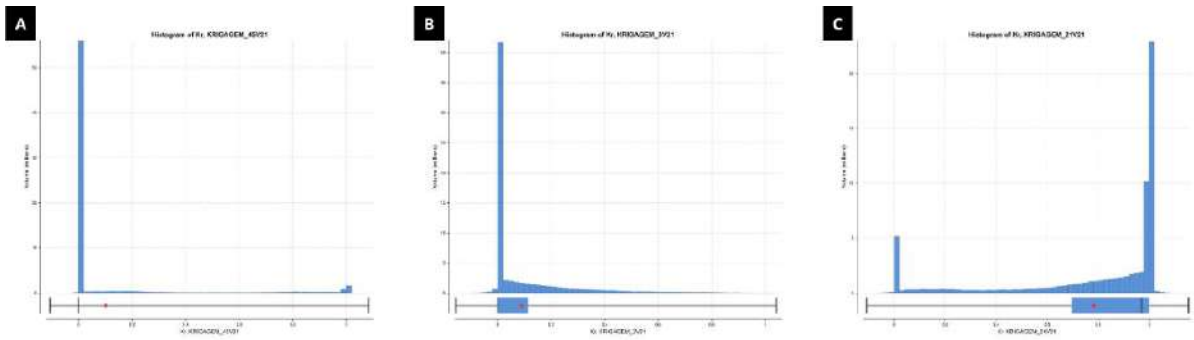


Figura 4: Histogramas de estimativa dos pacotes de RMR. (A) Histograma dos valores de rocha pobre; (B) Histograma dos valores de rocha regular; (C) Histograma dos valores de rocha rica.

3.2 Análise de Risco

As figuras 5 e 6 ilustram a análise de risco utilizando as equação 6,7 e 8. Diferente da equação das cores disposta na equação 9, para esta análise, os valores são tratados de forma inversa: quanto mais próximos a 1 (verde) maior risco de ser estéril, ou seja, de não pertencer a classe em questão. O ideal seria ter valores próximos a zero, indicando uma baixa variância da krigagem e valores satisfatórios de qualidade do maciço.

Nesse contexto, onde se aborda a variância da krigagem, um dos fatores mais relevantes para carimbar os modelos serão as informações, especificamente a quantidade de sondagens incorporadas no modelo e valores dos blocos da estimativa. Percebe-se que as regiões de borda do modelo têm uma alta variância da krigagem, isto quer dizer que apesar de terem sofrido uma certa suavização no processo de krigagem, tem um valor muito grande de incerteza atrelado pela falta de informação na área.

A união destas duas análises corrobora com a eficiência dos modelos de estimativa gerados e comprova que as estimativas estão alinhadas com a realidade, apresentando um considerável valor de certeza mesmo em áreas com pouca informação.

A figura 6, em especial, demonstra que o $RMR_{5\text{-}4}$ está presente em toda a porção mais próxima a superfície. No entanto a falta de sondagens no restante da área gera um alto valor de variância de krigagem. Isso não significa que em outras porções de RMR as áreas que estão em verde no modelo de $RMR_{5\text{-}4}$ podem estar com uma baixa variância. Na verdade, o oposto é verdadeiro, pois esta análise leva em consideração ambas as informações para a estimativa.

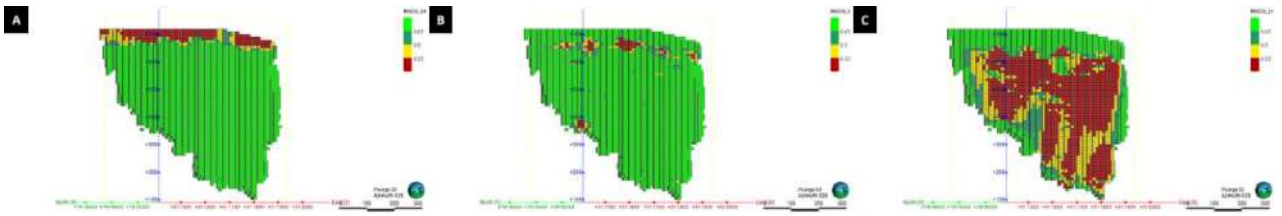


Figura 5: Análise de risco. (A) Seção de RMR_{5-4}; (B) Seção de RMR_{3}; (C) Seção de RMR_{2-1}.

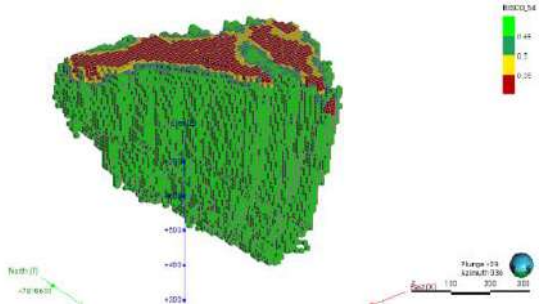


Figura 6: Vista de cima do modelo, observando apenas os valores de risco de RMR5-4.

4 CONCLUSÃO

É possível perceber que os valores obtidos através do processamento dos dados se fazem satisfatório, tanto através das validações, tanto pelo conhecimento e discernimento do depósito estudado e experiência em campo a respeito do contexto geológico que o depósito está incluso.

A respeito dos métodos geoestatísticos, foi possível concluir que são de suma importância para a validação de dados de natureza geomecânica, representando um grande aliado para todas as etapas do planejamento.

Dentro do contexto de longo prazo, há a possibilidade de enriquecer ainda mais esse banco de dados à medida que os avanços subterrâneos forem realizados nas áreas estudadas. Isso pode, futuramente, aprimorar os resultados obtidos, proporcionando uma maior segurança para as operações. Essa abordagem contínua de coleta de dados e análise geoestatística contribui para uma gestão mais eficaz e informada das atividades relacionadas à geotecnia.

Mesmo que a adoção dessas práticas seja comprovadamente confiável, é importante conhecer o depósito no qual está sendo trabalhado, pois muitas informações de comportamento de maciços e outras informações são relevantes para garantir a confiabilidade dos valores apresentados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barnes, Y. K.; R. J. Infill sampling design for tunnel rock classification. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. fev. 1997.

Bieniawski, Z. T. *Engineering Rock Mass Classifications:* A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering. New York: Wiley, 1989.

Jeon, S., Hong, C., & You, K. *Design of tunnel supporting system using geostatistical methods. In Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. 2008.

Journel, A. G. *The indicator approach to estimation of spatial distributions.* 1982.

Journel, A. G. *Constrained interpolation and qualitative information – the soft kriging approach.* 1986a.

Redondo, F. *Classificação probabilística do padrão geomecânico de um maciço rochoso mineralizado com base no índice RQD.* UNESP. Disponível em: <repositorio.unesp.br>. Acesso em: mai. 2003.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/441

Aplicação do método de Consoli (2014) para estimativa dos parâmetros de resistência para rejeito de minério de ferro

Maiki Mafessoli
Doutorando, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, mai.kimaf@gmail.com

Lucas Festugato
Professor assossiado, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, lucas@ufrgs.br

Sérgio Filipe Veloso Marques
Pós-doutorando, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, s.marques@ufrgs.br

Nilo Cesar Consoli
Professor titular, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, consoli@ufrgs.br

RESUMO: Para a determinação dos parâmetros de resistência da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb é fundamental a realização de ensaios especiais, tais como ensaios triaxiais, *simple shear, hollow cylinder* e entre outros, que além de apresentarem execução complexa e trabalhosa, usualmente são demorados e onerosos. Diante desse problema, Consoli (2014) desenvolveu um método para estimar os valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito interno para solos cimentados com base em ensaios de resistência à compressão simples (q_u) e resistência à tração por compressão diametral (q_t). Para aplicação do método, utilizou-se um rejeito de minério de ferro granular, proveniente do Quadrilátero Ferrífero (MG) estabilizado com cimento Portland CP V-ARI (alta resistência inicial) com 28 dias de cura. Foram realizados ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral, sendo a moldagem dos corpos de prova realizada segundo os pontos ótimos da curva de compactação Proctor normal (peso específico de 19 kN/m³ e teor de umidade de 11%); os teores de cimento variaram de 1 a 50%, a fim de verificar se a relação entre a resistência à tração e compressão simples fosse única. Para verificação e comparação do método utilizado, compararam-se os resultados obtidos com os ensaios triaxiais convencionais drenados (CID) e não-drenados (CIU) realizados por Mafessoli *et al*. (2023). Esse estudo estabeleceu que a razão q_t/q_u era única para cada mistura de rejeito estabilizado (variando de 1 a 50%), resultando na relação de 0,11. Para 2,5% de cimento, obtive-se uma compressão simples igual a 580,11 kPa enquanto para compressão diametral em 63,81 kPa. Comparando com os resultados dos ensaios triaxiais de Mafessoli *et al*. (2023), notou-se que o método de Consoli (2014) superestimou o ângulo de atrito interno efetivo em 16,95% (de 38,11 para 45,89°) e subestimou o intercepto coesivo em 53,93% (de 255,15 para 117,54 kPa). Constatou-se que para esse rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento Portland o ajuste não foi satisfatório, porém, resultou em uma estimativa inicial, que pode ser realizada previamente para definição da ordem de grande dos parâmetros de resistência, como por exemplo, em um estudo inicial pré-projeto e, posteriormente, a realização de ensaios triaxiais para a determinação desses parâmetros.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitos de Mineração, Estabilização de Solos, Ensaios Triaxiais, Método de Consoli, Cimento Portland.

ABSTRACT: To determine the resistance parameters of the Mohr-Coulomb rupture envelope, it is essential to carry out special tests, such as triaxial tests, simple shear, hollow cylinder, and others, which in addition to being complex and laborious to execute, are usually time-consuming and costly. Faced with this problem, Consoli (2014) developed a method to estimate the cohesive intercept and internal friction angle values for cemented soils based on unconfined compressive strength (q_u) and splitting tensile strength (q_t) tests. To apply the method, granular iron ore waste was used, from the Quadrilátero Ferrífero (MG) stabilized with Portland CP V-ARI cement (high initial strength) with 28 days of curing. Unconfined compressive strength and splitting

tensile strength tests were carried out, with the molding of the specimens carried out according to the optimal points of the normal Proctor compaction curve (specific weight of 19 kN/m³ and moisture content of 11%); cement contents varied from 1 to 50%, to verify whether the relationship between splitting tensile strength and unconfined compressive strength was unique. To verify and compare the method used, the results obtained with conventional triaxial drained (CID) and non-drained (CIU) tests carried out by Mafessoli et al. (2023). This study established that the q_t/q_u ratio was unique for each stabilized waste mixture (ranging from 1 to 50%), resulting in a ratio of 0.11. For 2.5% cement, a compressive strength equal to 580.11 kPa was obtained while for splitting tensile strength it was 63.81 kPa. Comparing with the results of triaxial tests by Mafessoli et al. (2023), it was noted that the method of Consoli (2014) overestimated the effective internal friction angle by 16.95% (from 38.11 to 45.89°) and underestimated the cohesive intercept by 53.93% (from 255.15 to 117.54 kPa). It was found that for this iron ore waste stabilized with Portland cement the adjustment was not satisfactory, however, it resulted in an initial estimate, which can be carried out previously to define the order of magnitude of the resistance parameters, for example, in an initial pre-project study and, subsequently, carrying out triaxial tests to determine these parameters.

KEYWORDS: Mining Tailings, Soil Stabilization, Triaxial Tests, Consoli Method, Portland Cement.

1 INTRODUÇÃO

O processo de mineração do minério de ferro consiste basicamente na fragmentação da matéria-prima, na adição de água e produtos químicos em uma planta de tratamento para sua extração, produzindo um enorme volume de resíduos na forma de polpa, chamados de rejeitos (VIEIRA; BARBOSA, 2012). Devido à grande quantidade de água presente nas polpas, os rejeitos de minério de ferro tendem a ter uma alta mobilidade, associada a baixa ou inexistente resistência ao cisalhamento. O método tradicional para eliminar este rejeito emprega estruturas de contenção chamadas de diques ou barragens para reservar esta mistura de sólidos e água (DAVIES, 2001). Entretanto, a história brasileira tem mostrado que essa maneira de disposição tem um risco associado considerável, como foi evidenciado pelas recentes rupturas da Barragem de Fundão em 2015 e da Barragem do Córrego do Feijão em 2019 no Brasil, notavelmente quando o método à montante é utilizado para seu alteamento (AGURTODETZEL *et al*., 2016; PEREIRA; CRUZA; GUIMARÃES, 2019).

É nesse contexto que surge a ideia de empregar a tecnologia intitulada de Estabilização de Solos (LAMBE e WHITMAN, 1969; MURTHY, 2002). As técnicas de estabilização de solos aplicadas na prática da Engenharia Geotécnica são utensílios essenciais para "arrumar" ou "corrigir" os problemas de materiais pouco resistentes (MUNFAKH e WYLLIE, 2000). A Estabilização de Solos pode ser compreendida como um método artificial utilizado com o propósito de melhorar as propriedades geotécnicas necessárias para uma determinada obra de Engenharia (AGGARWAL, 2011; BAPTISTA, 1976; INGLES e METCALF, 1972; KÉZDI, 1979; LAMBE e WHITMAN, 1969; MURTHY, 2002; TSCHEBOTARIOFF, 1973; WINTERKORN, 1955; WINTERKORN e FANG, 1991).

Especificamente, a estabilização química, ponto fundamental deste trabalho, é aquela nos quais as interações químicas, ao invés de físico-químicas e físicas, exercem um papel preeminente. Ela abrange todos os métodos em que um ou mais compostos químicos são inseridos ao solo para a intervenção. Dessa forma, várias reações químicas ocorrem entre os constituintes do solo e os aditivos utilizados. Dentre algumas das reações básicas, podemos citar: hidratação, troca iônica, reação pozolânica, floculação, precipitação, polimerização, oxidação e carbonatação (KÉZDI, 1979; PETRY e LITTLE, 2002; WINTERKORN e FANG, 1991). A estabilização química usualmente aplicada em obras de pavimentação rodoviária recorre à cal, ao cimento, aos compostos de fósforo, aos derivados de petróleo (asfalto, alcatrão, betume, emulsões asfálticas etc.), aos cloretos, às resinas, às escórias, aos polímeros, aos resíduos ou materiais recicláveis (industriais, domésticos e/ou urbanos), aos subprodutos industriais, aos reagentes químicos e, às vezes, combinações desses (GILLOTT, 1987; HAMZAH, 1983; HOSSAIN, 2010; WINTERKORN e FANG, 1991). A estabilização química por cimento e/ou cal é uma técnica já comprovada para melhorar o desempenho dos solos (KANIRAJ e HAVANAGI, 2001).

Para a determinação dos parâmetros da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb é necessário a execução de ensaios triaxiais, simple shear e entre outros, que além de terem certa complexidade e cuidados em seu manuseio, usualmente são demorados e onerosos (MARQUES, 2016). Consoli (2014) desenvolveu um método que permite estimar os valores de ϕ' e c' para solos cimentados com base no ensaio de tração por compressão

diametral (q_t) e no ensaio de compressão simples (q_u). Assumindo que $\sigma'_{3t} = q_t$ e $\sigma'_{1t} = -3q_t$, segundo Jaeger, Cook e Zimmerman (2007), é possível traçar os círculos de Mohr representativos desses ensaios e representar uma envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, como está apresentado na Figura 1. Pode-se obter que os parâmetros ϕ' e c', respectivamente, são calculados pelas Equações 1 e 2:

$$\phi' = \operatorname{arcsen}\frac{1 - 4\,q_t/q_u}{1 - 2\,q_t/q_u} = \operatorname{arcsen}\frac{1 - 4\,\zeta}{1 - 2\,\zeta} \tag{1}$$

$$c' = \frac{q_u\left(1 - \dfrac{1 - 4\,q_t/q_u}{1 - 2\,q_t/q_u}\right)}{2\cos\left(\operatorname{arcsen}\dfrac{1 - 4\,q_t/q_u}{1 - 2\,q_t/q_u}\right)} = \frac{q_u\left(1 - \dfrac{1 - 4\,\zeta}{1 - 2\,\zeta}\right)}{2\cos\left(\operatorname{arcsen}\dfrac{1 - 4\,\zeta}{1 - 2\,\zeta}\right)} \tag{2}$$

em que $\zeta = q_t/q_u$ é um escalar representativo da relação entre as tensões q_t sobre q_u.

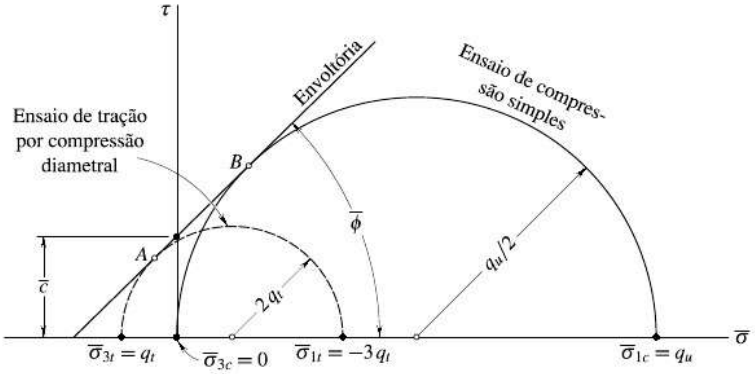


Figura 1. Envoltória de Mohr-Coulomb com base em círculos de Mohr de ensaios de q_u e q_t.

Genericamente, considera-se que a resistência à tração nas condições de teor de umidade ótimo e peso específico aparente seco, atinge cerca de 10% da resistência à compressão simples (CLOUGH et al., 1981; INGLES e METCALF, 1972). Clough et al. (1981) depararam-se com valores de resistência à tração variando de 0,09 a 0,12 da resistência à compressão simples em solos naturalmente cimentados e de 0,11 a 0,13 em solos artificialmente cimentados. Mais recentemente, Consoli (2014) verificou que q_t/q_u de uma areia artificialmente cimentada pode variar de 0,09 a 0,18 a depender do tipo de solo e ligante empregado.

Babic (1987), ao estudar um solo arenoso em três granulometrias distintas (fina, média e grossa), verificou que o tipo de cimento empregado e a granulometria do corpo de prova não influenciavam a razão entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à compressão simples. Porém, o autor percebeu que a densidade de compactação influenciava na relação, dispondo valores de q_t/q_u de 0,15, 0,13 e 0,115 para densidades de compactação (ensaio de Proctor modificado) de 90, 95 e 98%, respectivamente. A média da relação q_t/q_u para todas as misturas analisadas foi de 0,12.

Consoli *et al.* (2010), ao estudar misturas de areia de Osório com cimento Portland cujos teores de cimento eram de 1, 2, 3, 5, 7, 9 e 12% em corpos de prova com três pesos específicos secos diferentes e, verificaram que a razão entre a resistência à tração por compressão diametral e à compressão simples foi igual a 0,15, independente do índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}). Consequentemente, as metodologias de dosagem com base em critérios racionais podem concentrar-se, para este material, tanto em ensaios de tração quanto de compressão simples.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Três partes compuseram o programa experimental. A primeira englobou a caracterização físico-química do rejeito de minério de ferro (RMF). Para informações sobre as características básicas geotécnicas do RMF, pode-se consultar Mafessoli (2022) e Mafessoli *et al*. (2023). A segunda compreendeu a avaliação dos efeitos do teor de cimento (C_i) tanto na q_u quanto na q_t de corpos de prova compactados de rejeitos de minério de ferro-cimento. Nesta etapa, as dosagens estabelecidas foram os valores de peso específico aparente seco de 19

kN/m^3, teor de umidade de 11% e os teores de cimento (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 25, 30, 35, 40, 45 e 50%.), ensaiados considerando um período de cura de 28 dias. Para a terceira fase, uma única dosagem representativa (19 kN/m^3 e C_i = 2,5%) foi escolhida para os testes triaxiais CID e CIU. Em relação a terceira etapa, pode-se encontrar os resultados triaxiais em Mafessoli (2022) e Mafessoli *et al*. (2023).

2.1 Materiais

Os materiais empregados nesta pesquisa, catalogaram-se em:
a) Agente a ser estabilizado = rejeito de minério de ferro (RMF) (d < 0,42 mm); b) Estabilizador: cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI); e c) Água = água destilada.

2.1.1 Rejeito de Minério de Ferro (RMF)

O rejeito de minério de ferro foi cedido por uma indústria mineradora1 localizada no Quadrilátero Ferrífero, região localizada no centro-sul do estado de Minas Gerais, Brasil. A composição granulométrica do rejeito de minério de ferro desta pesquisa foi empregada uma mistura de 80% de rejeitos granulares (maiores do que 0,05 mm) e de 20% de rejeitos ultrafinos (constituídos por partículas menores do que 0,01 mm), intitulada mistura de RMF 80/20. O RMF possui G_s de 2,916 e sendo não-plástico (NP).

2.1.2 Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V-ARI)

O cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI) foi empregado devido seu rápido ganho de resistência à baixos tempos de cura. Normalmente possui uma massa específica real dos grãos variando entre 3,10 e 3,15 g/cm^3 (nesse caso, com valor de 3,15 g/cm^3, segundo o Fabricante) e, já sua massa específica aparente em torno de 0,9 a 1,2 g/cm^3, ambos para a temperatura de 20°C. Outro ponto importante é o seu pH em solução aquosa, que usualmente está entre 12 < pH < 14.

2.2 Métodos

2.2.1 Moldagem e Cura das Amostras

O método de sub-compactação foi empregado na moldagem dos corpos de prova cilíndricos (50 mm de diâmetro e 100 mm de altura) para todos os ensaios aqui realizados. O processo de mistura foi cuidadosamente conduzido manualmente e continuou até a obtenção de uma massa homogênea. Após a moldagem, os corpos de prova foram pesados, medidos, acondicionados em sacos plásticos e encaminhados para sala úmida (umidade relativa de 95%) para ser curado à temperatura de 23 ± 2ºC durante 28 dias. No 27º dia de cura, cada corpo de prova foi submerso em água por no mínimo 24 horas (temperatura de 23 ± 2ºC) visando aumentar o grau de saturação e, assim, diminuir possíveis efeitos de sucção.

2.2.2 Resistência à Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral

Uma prensa de carregamento automático foi utilizada para realizar os ensaios de resistência não-confinada a uma taxa de deslocamento de 1,14 mm por minuto. Dentro de cada ensaio, a carga foi registrada usando uma célula de carga de 20 kN (0,005 kN de resolução). Como critério de aceitação, o valor de resistência individual (q_u e/ou q_t) não deve divergir em mais de 15% da resistência média da triplicata.

3 RESULTADOS

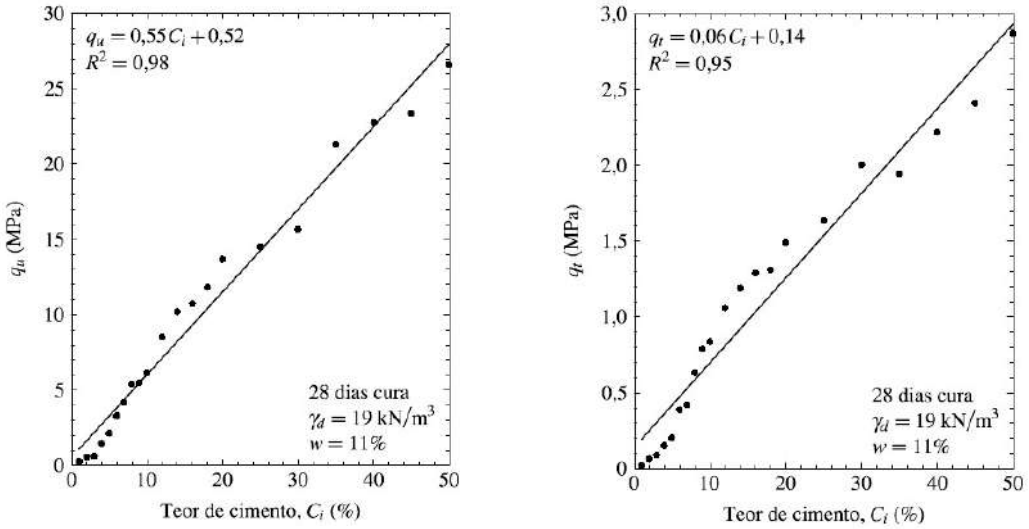
3.1.1 Resistência à Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral

Nas Figuras 2a,b são apresentados a resistência à compressão simples e a resistência à tração por compressão diametral em função do teor de cimento para 28 dias de cura. Pode-se perceber, que o teor de cimento teve um grande efeito sobre a resistência à compressão e à tração por compressão diametral do

material. É notável o aumento de q_u e q_t com a adição de cimento Portland. Verifica-se que uma pequena quantidade de cimento foi suficiente para produzir aumentos significativos de resistências.

Comparando, por exemplo, de 1 para 50%, a resistência à compressão simples para 28 dias de cura, aumentou de 0,25 para 26,57 MPa (106,28 vezes). Realça-se ainda, que todos os pontos foram muito bem adequados com ajustes do tipo linear, mesmo tendo uma ampla faixa variando de 1 a 50% de cimento. Desta forma, fica provado que para o rejeito de minério de ferro estudado, a resistência à compressão simples cresce linearmente em função do teor de cimento e, também, para teores de até 50% de cimento Portland.

Comparando, por exemplo, de 1, 5 e 50%, a resistência à tração por compressão diametral para 28 dias de cura, aumentou de 0,02 para 0,20 e para 2,87 MPa (10 e 14,35 vezes, respectivamente), respectivamente. Novamente, de forma análoga à resistência à compressão simples, ficou evidenciado que para o rejeito de minério de ferro estudado, a resistência à tração por compressão diametral cresce linearmente em função do teor de cimento e, extraordinariamente para teores de até 50% de cimento Portland.



(a) (b)

Figura 2. Resistências em função do teor de cimento: (a) q_u; e (b) q_t.

Na Figura 3, é apresentado a relação entre q_t em função de q_u, e dessa forma, podendo determinar o valor de q_t/q_u. À vista do que foi apresentado, é possível ponderar, que a relação q_t/q_u resulta em um único escalar, no caso desta pesquisa, q_t/q_u = 0,11. Essa relação evidencia que a relação entre as resistências das misturas rejeito-cimento independe da porosidade, do teor de cimento e, certamente, do índice porosidade/teor volumétrico de cimento.

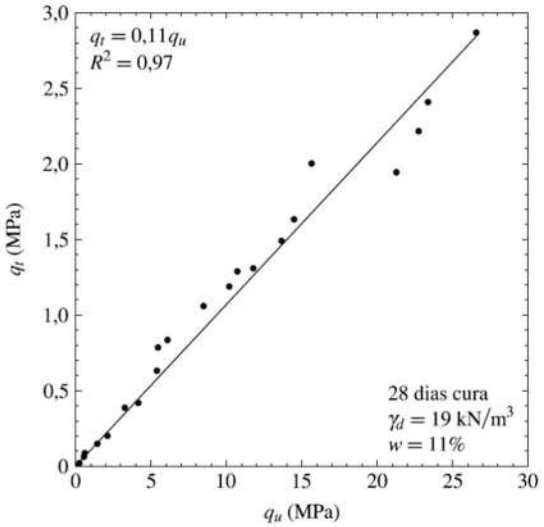


Figura 3. Resistência q_t em função de q_u com C_i variando de 1 a 50%.

Desta maneira, existe uma proporcionalidade direta entre as resistências à tração e à compressão do material, a qual é válida para todo o peso específico aparente seco empregado (19 kN/m³) e do teor de cimento (1 a 50%) apresentados nessa subseção. Como consequência, é factível inferir que metodologias de dosagem racionais podem ser estabelecidas, salientadas em ensaios de compressão e/ou tração, uma vez que as resistências estão intrinsecamente associadas, na forma de um escalar.

3.1.2 Aplicação do método de Consoli (2014)

Em seu estudo, Consoli (2014) consegui avaliar a influência da relação da porosidade na previsão da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb de solos estabilizados, através de ensaios de resistência à compressão simples (q_u) e de tração por compressão diametral (q_t) realizados para cada mistura solo-cimento, sem a necessidade de ensaios triaxiais. Esse estudo estabelece que a razão q_t/q_u é única para cada mistura de solo estabilizado, onde demostra que o ângulo de atrito interno efetivo para cada mistura de solo-cimento é independente da porosidade e do teor de cimento e, o intercepto coesivo efetivo é diretamente proporcional em função de q_u e/ou q_t correspondente ao solo estabilizado.

Por meio de ensaios triaxiais convencionais drenados e não-drenados com tensões efetivas variando de 200 a 1.600 kPa, Mafessoli *et al*. (2023) obteve os valores de 38,11º de ângulo de atrito e intercepto coesivo de 255,15 kPa. Os ensaios foram realizados em amostras com peso específico de 19 kN/m³ e teor de umidade de 11%.

Como relatado anteriormente, obteve-se que $q_t/q_u = 0{,}11$ e realizando uma média entre os teores de 2 e 3% para 28 dias de cura, chega-se em $q_u = 580{,}11$ kPa, para 2,5% de teor de cimento. Sendo assim, empregando as Equações 1 e 2, temos que o ângulo de atrito interno efetivo e o intercepto coesivo, são, respectivamente:

$$\phi' = \operatorname{arcsen}\frac{1-4\times 0{,}11}{1-2\times 0{,}11} = 45{,}89° \text{ e } c' = \frac{580{,}11\times\left(1-\frac{1-4\times 0{,}11}{1-2\times 0{,}11}\right)}{2\cos\left(\operatorname{arcsen}\frac{1-4\times 0{,}11}{1-2\times 0{,}11}\right)} = 117{,}54 \text{ kPa}$$

Pelos resultados, nota-se que o método de Consoli (2014) superestimou o ângulo de atrito interno efetivo em 16,95% (de 38,11 para 45,89°) e subestimou o intercepto coesivo em 53,93% (de 255,15 para 117,54 kPa), como está apresentado na Figura 4, inserindo somente os círculos de Mohr dos ensaios drenados, apenas para fins de visualização.

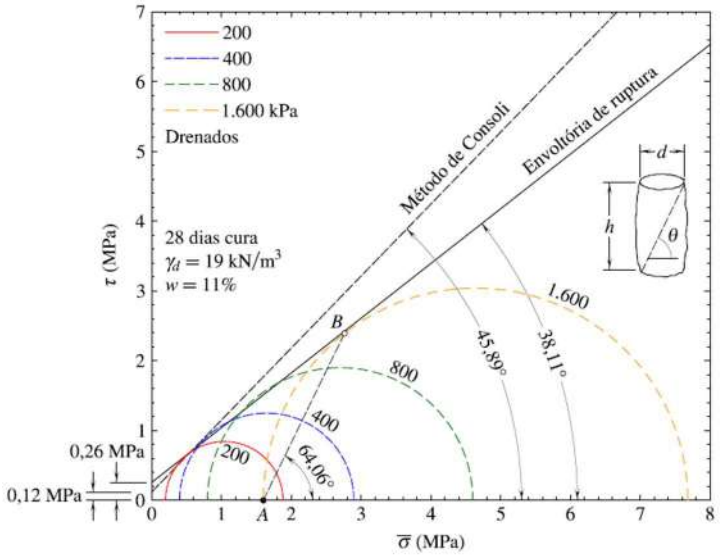


Figura 4. Comparação envoltória de ruptura dos ensaios triaxiais e pelo método de Consoli (2014).

Verifica-se que para o rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento CP V-ARI não foi satisfatório, porém, resultou em uma estimativa inicial, que pode ser realizada previamente apenas para se ter uma noção da ordem de grande dos parâmetros de resistência, como por exemplo, em um estudo inicial pré-projeto e, posteriormente, é claro, a realização dos ensaios triaxiais para a determinação mais congruente desses parâmetros para projeto. Entretanto, realizando uma envoltória de ajuste duplo os resultados podem ser mais

satisfatórios. Isso se deve ao fato de que o método de Consoli (2014) é aplicável para tensões efetiva de até 400 kPa. Assim, para uma aplicação mais sensata do método dever-se-ia empregar uma envoltória de ruptura dupla, isto é, uma envoltória para tensões efetivas de até 400 kPa e uma outra para maiores tensões. Portanto, teriam-se dois valores de ângulo de atrito interno efetivo e dois interceptos coesivos.

4 CONCLUSÕES

É possível afirmar que através dos resultados obtidos, a estabilização foi realizada com êxito, tendo visto os aumentos significativos de resistência, rigidez e parâmetros de cisalhamento. Desta forma, por meio do emprego da técnica de estabilização química de solos com cimento CP V-ARI a aplicabilidade de desse material estabilizado em obras de engenharia, pode ser empregada na prática.

Tanto a resistência a compressão simples, quanto a resistência à tração por compressão diametral tiveram um aumento significativo em função do teor de cimento. Verificou-se que uma pequena quantidade de cimento já era suficiente para produzir altas resistências. Para a faixa de teor de cimento estudado, os valores de q_u e q_t cresceram linearmente em relação ao teor de cimento.

Aplicando o método de Consoli (2014) para estimativa dos parâmetros ϕ' e c', calculou-se os parâmetros, respectivamente em 45,89° e 117,54 kPa. O ângulo de atrito interno foi superestimado em 16,95%, enquanto o intercepto coesivo por subestimado em 53,93%, verificando uma pouco adequabilidade do método ao rejeito de minério de ferro estabilizado com CP V-ARI. Dessa forma, verificou-se a necessidade de aplicação de uma envoltória dupla para obtenção de resultados mais próximos dos ensaios triaxiais.

AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar seu agradecimento à Vale S.A. e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio ao grupo de pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aggarwal, S. (2011) Soil stabilization techniques for road construction. In: Proceeding of the All India Council for Technical Education. Ludhiana, India: Department of Civil Engineering, Guru Nanak Dev Engineering College. p. 24–34.

Agurto-Detzel, H., Bianchi, M., Assumpção, M., Schimmel, M., Collaço, B., Ciardelli, C., Barbosa, J.R., Calhau, J. (2016) The tailings dam failure of 5 November 2015 in SE Brazil and its preceding seismic sequence. *Geophysical Research Letters*, *43*(10), pp.4929-4936.

Babić, B. (1987) Relationships between mechanical properties of cement stabilized materials. *Materials and Structures*, *20*, 455-460.

Baptista, C. F. N. (1976) *Ensaios fundamentais para a pavimentação. Dimensionamento dos pavimentos flexíveis*. 2. ed. Porto Alegre: Globo. 253 p.

Clough, G. W., Sitar, N., Bachus, R. C., Rad, N. S. (1981). Cemented sands under static loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, *107*(6), 799-817.

Consoli, N. C. (2014). A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils. *Engineering geology*, *169*, 61-68.

Consoli, N. C., Cruz, R. C., Floss, M. F., Festugato, L. (2010). Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *136*(5), 759-763.

Gillott, J. E. (1987) *Chapter 8 - soil stabilization*. In: Clay in Engineering Geology. Elsevier. (Developments in Geotechnical Engineering, 41), p. 251–283.

Hamzah, M. O. (1983) Conventional methods for highway soil stabilization. 179 p. Dissertação (Master of Science in Civil Engineering) - University of Strathclyde, Glasgow, Scotland.

Hossain, K. M. A. (2010). Development of stabilised soils for construction applications. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, *163*(3), 173-185.

Ingles, O. G.; Metcalf, J. B. (1972) *Soil stabilization: principles and practice*. Sydney, Australia: Butterworths. 374 p.

Jaeger, J. C.; Cook, N. G. W.; Zimmerman, R. W. (2007) *Fundamentals of rock mechanics*. 4. ed. Singapore: Blackwell Publishing. 489 p.

Kaniraj, S. R., Havanagi, V. G. (2001). Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced fly ash-soil mixtures. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, *127*(7), 574-584.

Kézdi, A (1979) *Stabilized earth roads: developments in geotechnical engineering*. New York: Elsevier Scientific Publishing Company. 327 p.

Lambe, T. W., Whitman, R. V. (1969) *Soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons. 576 p.

Little, D. N. (1995) *Handbook for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime*. 1. ed. Texas: Kendall Hunt Publishing Company, 244 p.

Mafessoli, M. (2022) Comportamento mecânico de um rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento Portland. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 180 p.

Mafessoli, M., Marques, S. F. V., Scheuermann Filho, H. C., Consoli, N. C. (2023). Response of artificially cemented iron ore tailings for dry stacking disposal over a wide range of stresses. *Indian Geotechnical Journal*, *53*(4), 904-915.

Marques, S. F. V. (2016) *Comportamento de uma areia artificialmente cimentada até altas tensões de confinamento*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 379 p.

Munfakh, G. A., Wyllie, D. C. (2000). Ground improvement engineering-issues and selection. In *ISRM International Symposium* (pp. ISRM-IS). ISRM.

Murthy, V. N. S. (2002) *Geotechnical engineering: principles and practices of soil mechanics and foundation engineering*. New York: CRC Press. 1056 p.

Pereira, L. F., de Barros Cruz, G., Guimarães, R. M. F. (2019). Impactos do rompimento da barragem de rejeitos de Brumadinho, Brasil: uma análise baseada nas mudanças de cobertura da terra. *Journal of Environmental Analysis and Progress*, 122-129.

Petry, T. M., Little, D. N. (2002). Review of stabilization of clays and expansive soils in pavements and lightly loaded structures—history, practice, and future. *Journal of materials in civil engineering*, *14*(6), 447-460.

Tschebotarioff, G. P. (1973) *Foundations, retaining and earth structures: the art of design and construction and its scientific basis in soil mechanics*. 2. ed. New York: McGraw-Hill. 642 p.

Winterkorn, H. F.; Fang, H. Y. (1991) *Foundation engineering handbook*. New York: Springer. 923 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/442

Aterros Experimentais de Rejeitos Filtrados com Diferentes Proporções de Arenosos e Finos

Matheus Hermont Pedrosa
Engenheiro Geotécnico, Samarco, Ouro Preto - MG, Brasil, matheushermont@gmail.com

Wanderson Silverio Silva
Engenheiro Especialista Geotecnia, Samarco, Mariana – MG, Brasil, wanderson.silverio.silva@gmail.com

Juliano Fagner Santana
Engenheiro Geotécnico, Samarco, Ouro Preto - MG, Brasil, juliano.fagner@hotmail.com

RESUMO: O processo de beneficiamento do minério de ferro geram rejeitos arenosos, provenientes da flotação, e rejetos finos, resultantes da deslamagem. Os rejeitos finos são transportados em polpa para cavas ou barragens, enquanto os arenosos passam por filtragem e são dispostos em pilhas. Contudo, a disposição de rejeitos em barragem tornou-se problemática devido às recentes rupturas de estruturas de contenção de rejeitos em Minas Gerais e no mundo. Além disso, a disposição da lama (rejeitos finos) em cavas, apesar de segura, tem vida útil limitada e implica custos de remoção pós-fechamento. Portanto, este estudo visa analisar o comportamento de misturas filtradas de rejeitos arenosos e lama em aterros experimentais com o objetivo de desenvolver diretrizes para a construção de empilhamentos de rejeitos filtrados de forma segura e sustentável. Realizaram-se seis testes variando as proporções de mistura arenoso/lama (95/5, 93/7, 90/10 e 92/8), espessuras de camadas, energias e umidades de compactação. O controle tecnológico abrangeu ensaios de densidade aparente in situ, densidade dos grãos, compactação pelo método de Hilf e Proctor Normal, determinação de umidade e granulometria. Os resultados permitiram avaliar a trabalhabilidade, trafegabilidade, graus de compactação e índices de vazios das camadas. Conclui-se que as misturas apresentam potencial para disposição em empilhamentos de rejeitos filtrados, com destaque para a mistura 95/5. Os resultados servirão de base para futuros projetos de disposição de rejeitos filtrados, contribuindo para práticas mais sustentáveis no manejo dos rejeitos da mineração.

PALAVRAS-CHAVE: Disposição de rejeitos, Mistura de rejeitos, Rejeitos filtrados, Aterro experimental, Rejeitos de mineração, Dry stacking, Empilhamento de rejeitos filtrados.

ABSTRACT: The iron ore processes studied in this article generate sandy tailings from flotation and fine tailings from desliming. The slimes (fine tailings) are transported as slurry to pits or dams, while the sandy tailings undergo filtration and are disposed of in piles. However, the disposal of slurry tailings inside dams has become problematic due to recent tailings storage facilities breaches in Minas Gerais and in the world. Moreover, the disposal of slimes in pits, although safe, has a limited lifespan and entails post-closure removal costs. Therefore, this study examines the behavior of filtered mixtures of sandy tailings and slimes from iron ore beneficiation in experimental landfills. The goal is to develop safe and sustainable guidelines for the construction of filtered tailings facilities. Six tests were conducted, varying the sandy/slime mixture proportions (95/5, 93/7, 90/10, and 92/8), layer thicknesses, compaction energies, and moisture contents. The technological control included the tests of apparent density, specific gravity, Hilf and Proctor compaction methods, moisture content determination, and particle size distribution. The results allowed the assessment of workability, trafficability, compaction degrees, moisture content and void ratio. Tailings mixtures were found to be potentially successful in filtered tailings facilities, especially with the 95/5 mixture. The findings will serve as a basis for future projects for the filtered tailings disposal, contributing to safer and more sustainable practices in tailings management.

KEYWORDS: Tailings disposal, Tailings mixture, Filtered tailings, Experimental landfill, Mining tailings, Dry stacking, Filtered tailings facilities (FTF),.

1 INTRODUÇÃO

A gestão de rejeitos provenientes da mineração é um desafio significativo para a indústria, o meio ambiente e a geotecnia de rejeitos. Tradicionalmente, os rejeitos de processos de beneficiamento de minério de ferro são dispostos em barragens. No entanto, essa metodologia, que requer extensos recursos hídricos, tornou-se problemática devido aos riscos associados às falhas de barragens, como evidenciado pelo colapso da barragem em Brumadinho, Brasil, em 2019.

A disposição de rejeitos filtrados em pilhas surge como uma alternativa mais segura e sustentável. Segundo Pedrosa (2019), essa abordagem envolve a deposição de rejeitos filtrados em áreas designadas, onde são compactados e cobertos para controle de erosão e infiltração de água. Embora esse método seja considerado mais seguro, ele requer mais espaço e pode ter custos operacionais mais elevados.

A disposição em pilhas de rejeitos filtrados ganha destaque, como ressaltado por Ulrich e Coffin (2013), que enfatizam a necessidade de ensaios *in situ* para avaliar a quebra de partículas e suas consequências na permeabilidade e comportamento das pilhas. O empilhamento drenado, uma técnica utilizada principalmente para rejeitos arenosos, visa à obtenção de um maciço estável e não saturado, minimizando os riscos de ruptura (Oliveira-Filho, 2017; Pimenta, 2011 apud Portes, 2013).

Neste contexto, a disposição de misturas de rejeitos arenosos e lama surge como uma alternativa promissora para superar os desafios tradicionais da gestão de rejeitos na mineração. Esta metodologia oferece o potencial de mitigar impactos ambientais adversos e contribui para um melhor entendimento das propriedades geotécnicas das misturas, que são cruciais para o desenvolvimento de técnicas mais eficientes e seguras de disposição de rejeitos.

Portanto, o objetivo desta pesquisa é investigar a utilização de diferentes proporções de misturas de rejeito arenoso e lama em aterros experimentais, buscando aprofundar o entendimento das propriedades geotécnicas dessas misturas e avaliar sua aplicabilidade para a disposição de rejeitos de mineração.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Foram realizados 6 testes com diferentes misturas. Nos três primeiros com 95% de rejeito arenoso e 5% de lama, 93/07 para o quarto teste, 90/10 para o quinto e 92/08 para o sexto. A Tabela 1 abaixo mostra a ordem dos testes suas datas e proporções nominais de arenoso e lama respectivamente.

Tabela 1 - Datas e proporções nominais dos 6 testes realizados.

PROPORÇÕES PRODUZIDAS (Referências Nominais)					
95/05			93/07	90/10	92/08
14/11/23	20/11/23	28/11/23	05/12/23	13/12/23	19/12/23

O estudo seguiu o fluxograma de processos indicado na Figura 1.

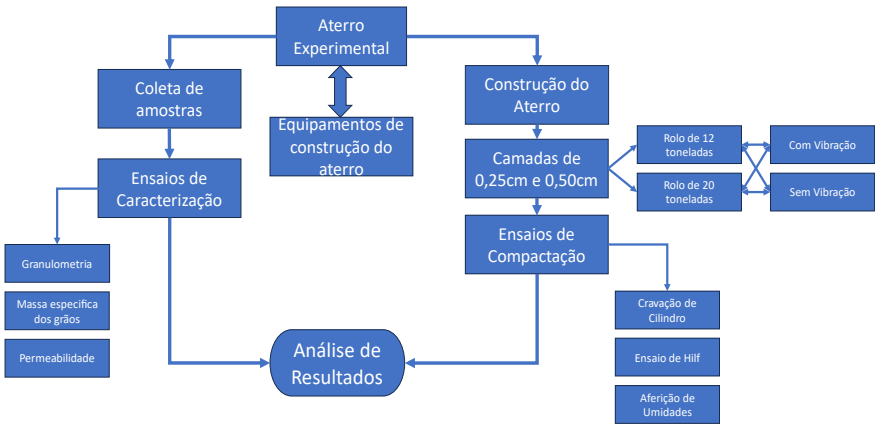


Figura 1 - Fluxograma de construção, ensaios e análises do Aterro Experimental

2.1 Materiais

Os materiais analisados neste estudo são provenientes do processo de beneficiamento de minério de ferro, diferenciados pelo método de processamento. O rejeito fino, ou lama, origina-se do processo de deslamagem, enquanto o rejeito arenoso é resultado do processo de flotação. Os dois rejeitos foram submetidos a mistura, nas proporções pretendidas, em tanque de homogeinização e posteriormente submetidos ao processo de filtragem de discos a vácuo. Toda mistura de rejeito filtrada foi disponibilizada em pilha cônica.

O rejeito arenoso é caracterizado como silte-arenoso com densidade média de grãos de aproximadamente 2,75g/cm³, teores de ferro entre 8% e 12%, e percentual de sílica acima de 80%. Por outro lado, a lama é definida como silte argiloso com densidade média dos grãos em torno de 3,84g/cm³ e teores de ferro variando entre 48% e 52%.

2.2 Métodos

A mistura de rejeito pós filtragem foi distribuída nas praças designadas para disposição, sendo dispostas em estratos sobrepostos ou não, de espessuaras de 0,25 metros. Subsequentemente, procedeu-se à obtenção da umidade de cada camada lançada para verificar se a umidade estava dentro da faixa especificada para o teste, etapa crucial para o processo subsequente de compactação. Após a compactação, as camadas foram submetidas a uma série de ensaios geotécnicos. Estes ensaios foram realizados em estrita aderência às normas e especificações técnicas, garantindo assim a adequação e a segurança do método de disposição empregado. Os ensaios foram conduzidos com amostras coletadas e transportadas ao laboratório geotécnico de campo, seguindo os seguintes procedimentos da ABNT:

- Preparação para ensaios de compactação e de caracterização - NBR 6457/2016;
- Determinação do limite de liquidez - NBR 6459/2013;
- Determinação do limite de plasticidade - NBR 7180/2020;
- Ensaio de compactação - NBR 7182/2016;
- Análise Granulométrica – NBR 7181/2020.

Adotou-se normativas para solos, devido à ausência de normas específicas para rejeitos de mineração.

2.3 Equipamentos

A realização de um ensaio em escala industrial que emulasse com elevada fidelidade as condições operacionais foi imperativa. Portanto, implementou-se o uso de equipamentos habitualmente empregados em grandes obras de terraplanagens. Esta abordagem assegura a replicação do ambiente operacional durante a fase de testes. Abaixo segue um resumo dos principais equipamentos utilizados no estudo:

- Motoniveladora Cat 140h;
- Rolo compactador Dynapac CA250D 12 toneladas - Liso LP120;
- Trator de esteira D6 TR-29;
- Trator de pneus 180CV com grau TP-006 (16 discos de 32”);
- Caminhão basculante com capacidade 33 toneladas;
- Pá carregadeira Cat 924;
- Caminhões pipas de com capacidade de 20 mil litros.

2.3 Sequência Construtiva

O material foi transportado para as áreas de disposição previamente estabelecidas, onde ocorreu o lançamento e o nivelamento do rejeito em 5 praças com dimensões de 50 metros por 80 metros cada, cada

praça foi subdividida em duas (A e B) sendo uma para testes com rolo compactador com vibração e outra sem vibração, seguindo a seguinte sequência:

- **Monitoramento da Umidade:** Realizou-se a coleta sistemática de material da pilha cônica, com intervalos regulares, a fim de determinar a umidade inicial do rejeito;
- **Transporte e Disposição:** O material foi transportado para as áreas de disposição previamente estabelecidas, onde ocorreu o lançamento e o nivelamento do rejeito, seguindo as especificações do projeto;
- **Verificação Topográfica:** Procedeu-se com a conferência topográfica para assegurar a precisão da espessura das camadas de rejeito dispostas;
- **Aferição de Umidade Pós-Disposição:** Após o espalhamento, realizou-se uma nova coleta de material para determinar a umidade através do método de colchão de areia e também na estufa para confirmação;
- **Correção de umidade:** Quando necessário, procedeu-se à umectação do material disposto ou o gradeamento com trator agrícola, ajustando a umidade dentro do intervalo desejado, com o objetivo de alcançar as condições para a compactação definidas para o teste;
- **Compactação:** A compactação foi efetuada aplicando-se um número variável de passadas do rolo compactador, com e sem vibração, a depender da energia necessária para se atingir o grau de compactação mínimo especificado para o teste;
- **Coleta para Caracterização:** Amostras foram coletadas do material compactado para uma caracterização completa, incluindo análises granulométricas e físico-químicas.
- **Ensaio de Compactação Método Hilf:** Por fim, realizou-se o ensaio de compactação seguindo o método de Hilf para avaliar a densidade e a estabilidade do rejeito compactado. As camadas, de espessura de 0,50m foram ensaiadas no topo e na base.

3 RESULTADOS

A filtragem das misturas de rejeito ocorreu em seis dias distintos, com os três primeiros testes dedicados à mistura de 95% de rejeitos arenosos e 5% de lama (95/05) e nos outros três dias, às misturas 93/07, 90/10 e 92/08.

A umidade resultante do processo de filtragem foi rigorosamente monitorada, com determinação realizada para determinar tanto a umidade de processo quanto a umidade geotécnica. A umidade do processo é calculada como a massa de água dividida pela massa total da mistura (solo mais água), enquanto a umidade geotécnica é calculada como a massa de água dividida pela massa do solo seco. A Tabela 2 resume as médias das umidades observadas para cada mistura testada.

Tabela 2 - Tabela de umidades de saída do Filtro Fonte: Samarco

Data	Mistura	Umidade de processo (%)	Umidade Geotécnica (%)
14/11/23	95/05	13,0	**14,9**
20/11/23	95/05	13,3	**15,3**
28/11/23	95/05	13,4	**15,5**
05/12/23	93/07	12,3	**14,0**
13/12/23	90/10	12,7	**14,6**
19/12/23	92/08	11,9	**13,5**

3.1 Granulometria e Massa Específica dos Grãos

Os resultados dos ensaios granulométricos realizados nas amostras estão ilustrados na Figura 2. A análise granulométrica é crucial para compreender a distribuição do tamanho das partículas e seu impacto potencial nas propriedades físicas e mecânicas do material compactado. As curvas granulométricas obtidas

indicam que o percentual passante na peneira de 10 micrômetros varia entre 10% e 15% para a mistura 95/5 e entre 12% e 18% para as misturas 93/7, 90/10 e 92/8. Estes resultados são representativos das características de finura do rejeito arenoso após a adição da lama, refletindo uma distribuição de tamanho de partículas que pode influenciar a densidade, permeabilidade e resistência mecânica dos aterros compactados.

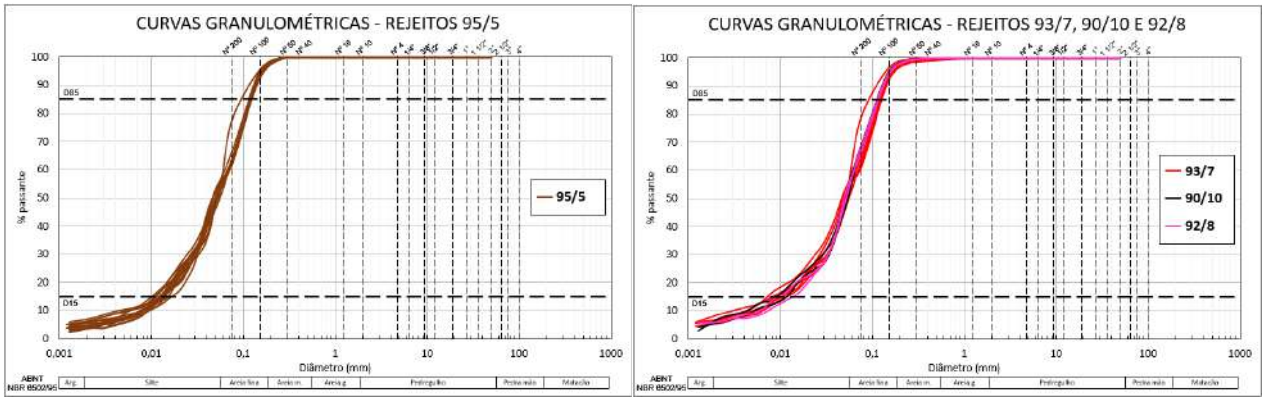


Figura 2: Curvas granulométricas dos testes com as misturas de arenoso/lama.

A massa específica dos grãos das misturas variou entre 2,8 e 2,9g/cm³, sem muita discrepância entre as misturas 95/5 até 90/10.

3.2 Curvas de Compactação do Proctor Normal

As curvas de compactação Proctor Normal são fundamentais para determinar as especificações para a compactação dos aterros. Para a mistura 95/5, os resultados mostraram uma massa específica seca máxima média de 1,765g/cm³ e uma umidade ótima média de 15,7%.

As misturas 90/10, 92/08 e 93/07, exibiram comportamentos variados. A mistura 92/08 atingiu uma massa específica seca máxima média de 1,850g/cm³ e uma umidade ótima média de 13,0%. Já a mistura 93/07 apresentou uma massa específica seca máxima média semelhante à 95/5, de 1,76g/cm³, com uma umidade ótima média de 15,3%, evidenciando um comportamento bastante similar com o da mistura 95/5.

Os ensaios da mistura 90/10, contudo, apresentaram resultados discrepantes entre si, indicando que a apresentação de uma média para estes não seria representativa. Este fato pode estar relacionado a dificuldades em manter a proporção alvo da mistura nas fases iniciais do teste 90/10, resultando em variações significativas na composição da mistura.

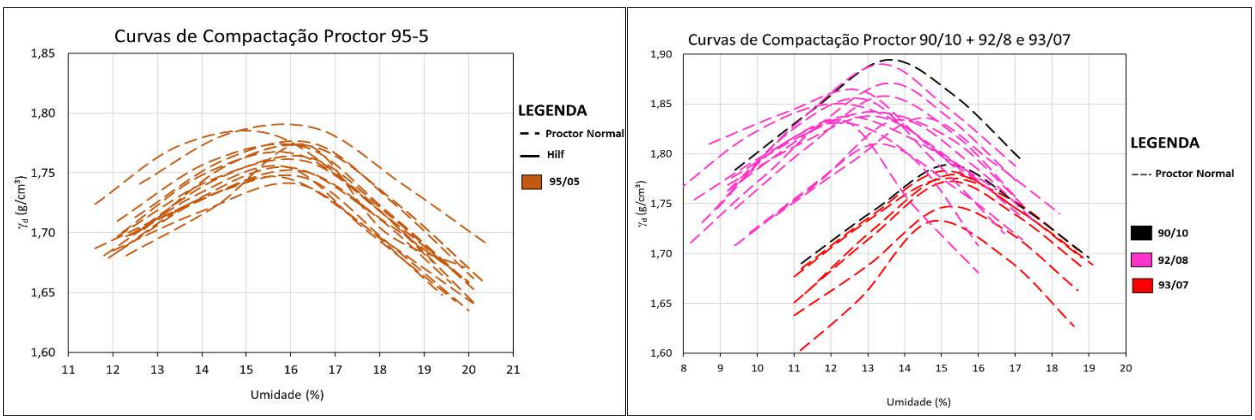


Figura 3: Curvas de compactação Proctor normal para as misturas.

3.3 Ensaios de Compactação de Campo (Hilf e Densidade de Campo)

A análise dos resultados de compactação para camadas de 25cm, utilizando um rolo liso de 12 toneladas, para mistura 95/5 é apresentada na Figura 4. Observe-se um aumento no grau de compactação até o equivalente a dois fechas (4 passadas), sem ganhos além desse ponto. Considerando que um grau de compactação de 98% é geralmente o mínimo exigido nas especificações para aterros compactados, um único fecha seria suficiente para atingir a compactação desejada.

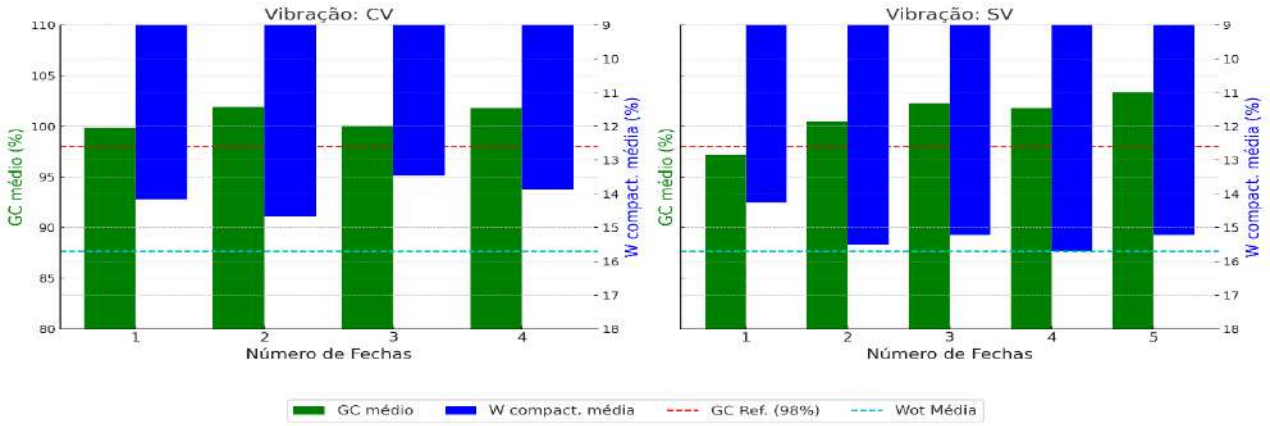


Figura 4: Comparativo Fechas - 95/5 - 25cm - Rolo 12t.

Os resultados para camadas de 25cm compactadas com rolo liso de 12 toneladas para as misturas 93/7 e 92/8 são apresentados na Figura 5.

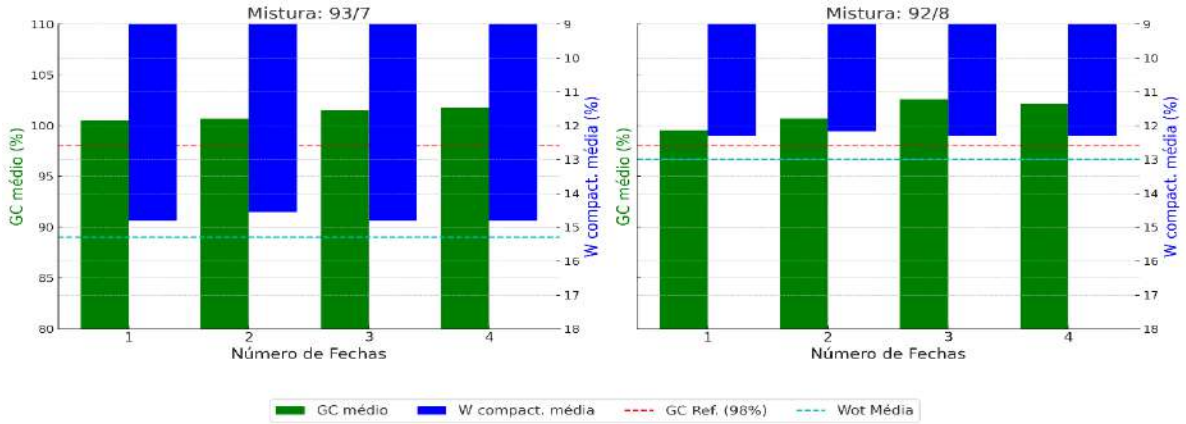


Figura 5: Comparativo Fechas - 93/7 e 93/8 - 25cm - Rolo 12t.

Os resultados para camadas de 25cm compactadas com rolo liso de 12 toneladas para as misturas 90/10 são apresentados na Figura 6.

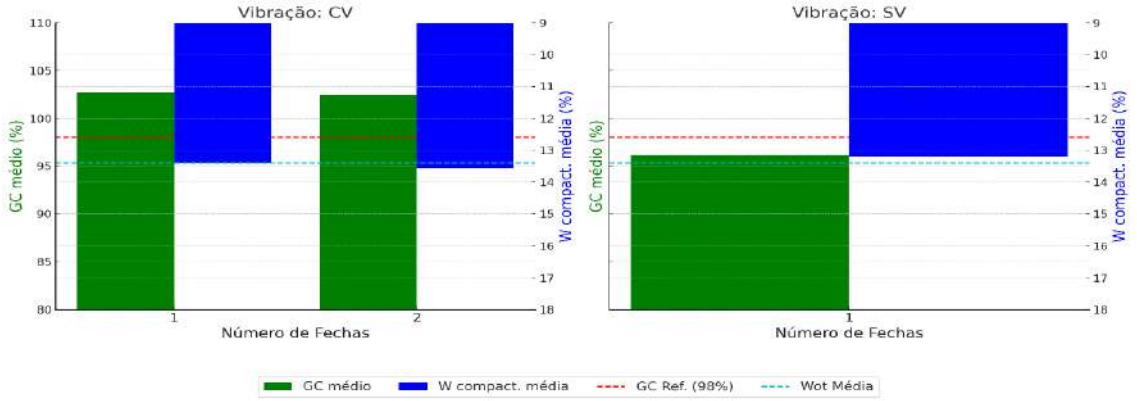


Figura 6 - Comparativo Fechas - 90/10 - 25cm - Rolo 12t.

3.4 Discussão dos Resultados

Este estudo demonstrou que a umidade de filtragem está muito próxima da umidade ótima do material, indicando que nas condições ideais de operação, não será necessário adicionar água para a compactação. Observou-se que sob estas condições ótimas, não ocorre perda de produtividade, inclusive quando comparado com operações utilizando rejeito 100% arenoso. A investigação revelou boas condições de suporte e trafegabilidade para os equipamentos em campo, e a trabalhabilidade e produtividade não foram comprometidas mesmo sob precipitações de até 50 mm durante os testes. As permeabilidades medidas correspondem à ordem de grandeza do rejeito 100% arenoso (10^{-6} m/s).

No que tange à compactação os melhores resultados foram obtidos trabalhando-se no ramo seco da curva de compactação, obtendo-se resultados mais consistentes com 2 fechas (4 passadas) do rolo compactador. Entende-se ser possível aumentar a espessura da camada de 25 cm (para 30 ou 35 cm) e ainda assim obter-se GC adequados.

Uma informação relevante já observada no processo é que a constante variabilidade do material, em termos de granulometria e mineralogia oriundas do beneficiamento e das diversas frentes de lavra, pode dificultar a identificação do ponto ótimo de trabalho, afetando diretamente a produtividade e o desempenho geotécnico. Isso implica na necessidade de rastrear os dados químicos e físicos do minério (RoM e Frentes de Lavra) e do rejeito em todo o processo a fim de prever melhor essas variações.

Os resultados das misturas com maiores teores de lama testados (93/7, 92/8, e 90/10) apresentaram bons valores de graus de compactação, entretanto observa-se o efeito da variabilidade nos resultados, muitas vezes com mudança no ponto ótimo de trabalho no campo e, às vezes, resultados pouco coerentes com as variações esperadas entre as misturas.

4 CONCLUSÕES

Com base nos resultados discutidos, este estudo evidenciou que a umidade de filtragem se aproxima consideravelmente da umidade ótima do material, indicando que em condições ideais de operação não será necessário adicionar água para a compactação. Além disso, sob essas condições ótimas, não foi observada perda de produtividade, mesmo em comparação com operações utilizando rejeito 100% arenoso. A investigação revelou condições satisfatórias de suporte e trafegabilidade para os equipamentos em campo, sem comprometer a trabalhabilidade e a produtividade, mesmo sob precipitações de até 50 mm durante os testes. As permeabilidades medidas foram compatíveis com as encontradas no rejeito 100% arenoso (10-6 m/s).

Em relação à compactação, os melhores resultados foram obtidos trabalhando-se no ramo seco da curva de compactação, alcançando consistência com duas fechas (quatro passadas) do rolo compactador. Isso sugere que é viável aumentar a espessura da camada de 25 cm para 30 ou 35 cm e ainda obter graus de compactação adequados.

Observou-se, no entanto, que a constante variabilidade do material em termos de granulometria e mineralogia, influenciada pelo beneficiamento e pelas diferentes frentes de lavra, pode dificultar a

identificação do ponto ótimo de trabalho, afetando diretamente a produtividade e o desempenho geotécnico. Portanto, é crucial monitorar os dados químicos e físicos do minério (RoM e Frentes de Lavra) e do rejeito ao longo de todo o processo para prever melhor essas variações.

Os resultados das misturas com maiores teores de lama testadas (93/7, 92/8 e 90/10) apresentaram graus de compactação satisfatórios, porém a variabilidade influenciou os resultados, levando, às vezes, a mudanças no ponto ótimo de trabalho no campo e resultados menos coerentes com as variações esperadas entre as misturas.

Neste sentido, a proporção de 95/5, até por ter sido a mais testada, encontra-se com resultados mais consistentes sendo sugerido sua adoção durante o período inicial da operação. Desta foram, poder-se-á estabelecer um banco informações que permita entender os limites da variabilidade de todo o processo que associados a estudos de engenharia, podem estabelecer os limites adequados e seguros nos incrementos percentuais de lama na mistura de rejeitos.

Este estudo reforça a complexidade do gerenciamento de rejeitos na mineração, destacando a importância de uma abordagem meticulosa e adaptativa para otimizar a produtividade e sustentabilidade das operações de disposição e em especial, compactação de rejeitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457. *Amostra de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Determinação do limite de plasticidade.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Análise Granulométrica.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182. *Ensaio de compactação.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 9813. *Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação.* Rio de Janeiro.

FIGUEIREDO, M. M. Estudo de metodologias alternativas de disposição de rejeitos para a mineração Casa de Pedra – Congonhas - MG. 2007. 100 f. Dissertação (Mestrado em Geotécnia) – Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 2007.

OLIVEIRA-FILHO, W. L. Manejo de Estéreis e de Rejeitos de Mineração. Notas de aula. MIN741. Departamento de Engenharia de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. 2017.

PEDROSA, M. H. et al. (2020). Análise Técnica e Crítica dos Sistemas de Disposição de Rejeitos da Mineração. Em: Anais do XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

PIMENTA, J. The drained stacking of granular tailings: a disposal method for a low degree of saturation of the tailings mass. Proceedins Tailings and Mine Waste, Vancouver: BC, 2011.

PORTES, A. M. C. Avaliação da disposição de rejeitos de minério de ferro nas consistências polpa e torta. 2013. 154 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Transportes) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. 2013.

ULRICH, B.; COFFIN, J. Considerations for Tailings Facility Design and Operation Using Filtered Tailings. In: JEWELL, R.; FOURIE, A.B.; CALDWELL, J.; PIMENTA, J. (Eds.). Paste 2013: Proceedings of the 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings. Perth: Australian Centre for Geomechanics, 2013. pp. 201-210.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/443

Avaliação da Melhoria de Características Geotécnicas de Rejeitos Para Empilhamento Utilizando Aditivo Polimérico

Michel Moreira Morandini Fontes
Sócio Diretor, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, michel@fonntesgeotecnica.com

Ana Beatriz Silva Paolucci de Paiva
Engenheira Civil, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, ana.paiva@fonntesgeotecnica.com

Andreza Mara dos Santos
Engenheira Química, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, andreza.santos@fonntesgeotecnica.com

Gabriella Melo de Deus Vieira
Engenheira Geotécnica, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, gabriella.vieira@fonntesgeotecnica.com

Mariana Duarte de Oliveira Corrêa
Engenheira Química, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, mariana.correa@fonntesgeotecnica.com

RESUMO: Atualmente, no meio geotécnico, muito tem se desenvolvido a cerca dos processos de empilhamento de rejeitos de mineração, mesmo assim, uma grande dificuldade encontrada pelas mineradoras brasileiras concentra-se no tempo e nos custos advindos do processo de secagem para transporte e disposição dos rejeitos. Visando isso, uma das soluções propostas pela Fonntes Geotécnica é a utilização do produto HPA (High Performance Aglomerate), um aditivo à base de um polímero superabsorvente de substâncias desenvolvido no Japão, como novo material geotécnico atuante na melhoria das condições de trabalhabilidade dos rejeitos de mineração. O produto HPA, ao entrar em contato com o rejeito úmido, capta a água do meio e a mantém em sua estrutura, transformando-a em uma consistência gelatinosa e liberando a água gradativamente. Essa característica, em condições ideais de dosagem, permite uma melhoria significativa da trabalhabilidade do material, o que, consequentemente, pode otimizar os processos de mineração, como para a finalidade de empilhamento ou de transporte, e eventuais custos vinculados. Para isso, foram realizados testes de compactação em um rejeito de minério de ferro com diferentes dosagens de HPA (300, 600 e 1000 g/t) e após, foram construídas três pilhas em campo com o mesmo rejeito para fins de comparação, uma com o rejeito virgem e as outras com 200 e 500 g/t de aplicação do produto (valores menores visando o melhor custo-benefício). Dessa forma foi possível constatar um ganho na trabalhabilidade do rejeito com a adição do HPA e os ensaios de compactação mostraram vantagens em termos de aumento de umidade ótima com o aumento da adição do produto e as curvas de compactação se mostraram mais abertas, comprovando que o produto é promissor no ganho de características geotécnicas para a aplicação em pilhas.

PALAVRAS-CHAVE: Pilhas de rejeitos, mineração, polímero superabsorvente, geotecnia.

ABSTRACT: Currently, much has been developed in the geotechnical field regarding the stacking of mining tailings, but a major difficulty faced by Brazilian mining companies is the time and costs involved in the drying process for transporting and disposing of the tailings. With this in mind, one of the solutions proposed by Fonntes Geotécnica is the use of the product HPA (High Performance Agglomerate), an additive based on a substance-absorbing polymer developed in Japan, as a new geotechnical material to improve the workability of mining tailings. The HPA product, when it comes into contact with wet tailings, captures water from the environment and keeps it in its structure, transforming it into a gelatinous consistency and gradually releasing the water. This characteristic, under ideal dosing conditions, allows for a significant improvement in the workability of the material, which can consequently optimize mining processes, such as for the purpose of stacking or transport, and any associated costs. To this end, compaction tests were carried out on iron ore tailings with different dosages of HPA (300, 600 and 1000 g/t) and then three piles were built in the field with the same tailings for comparison purposes, one with the virgin tailings and the others with 200 and 500 g/t of

product application (lower values for the best cost-benefit ratio). The compaction tests showed advantages in terms of the increase in optimum humidity as the product was added, and the compaction curves were more open, proving that the product is promising in terms of gaining geotechnical characteristics for application in piles.

KEYWORDS: Tailings piles, mining, superabsorbent polymer, geotechnics.

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, muito se tem discudido acerca das novas técnicas de disposição dos rejeitos e estéreis advindos dos processos de mineração. Sabe-se que a técnica de empilhamento à seco de rejeitos de mineração (*dry stacking)*, que consiste, como o próprio nome indica, no empilhamento de rejeitos compactados, garantindo assim melhores condições em termos de segurança operacional e de estabilidade, ambiental e técnica, é um dos métodos mais promissores em substituição ao método de barramento; contudo, as mineradoras brasileiras ainda enfrentam grandes problemas em seus processos.

A gestão de rejeitos na indústria de mineração enfrenta desafios significativos devido às diversas implicações ambientais, econômicas e de segurança associadas. Os rejeitos, subprodutos do processo de beneficiamento de minérios, variam em consistência - de lama a pasta ou torta - dependendo do teor de sólidos presentes. Essas variações influenciam diretamente as estratégias de disposição, que incluem empilhamento drenado, disposição subaérea, disposição de rejeitos espessados e empilhamento de rejeitos filtrados. No Brasil, especialmente no Quadrilátero Ferrífero, uma região de intensa atividade de mineração de ferro, o empilhamento de rejeitos filtrados tem se destacado como método preferencial.

Essa preferência pelo empilhamento de rejeitos filtrados é fundamentada nos benefícios ambientais e operacionais que oferece. Segundo estudos, como o de Stela et al. (2020), esse método é vantajoso principalmente por recuperar uma grande parte da água utilizada no processo de beneficiamento, permitindo sua reutilização. Isso não apenas reduz a necessidade de captação de novos recursos hídricos, mas também contribui para a redução do impacto ambiental associado ao descarte de efluentes. Além disso, ao condensar os rejeitos a uma forma mais sólida, o empilhamento de rejeitos filtrados diminui significativamente a área necessária para a disposição dos rejeitos, minimizando a necessidade de grandes estruturas de contenção.

Quando o rejeito passa pela filtragem, seja essa a vácuo, sob pressão, centrífuga, hiperbárica ou capilar, o material normalmente ainda possui uma umidade acima da estimada ótima para empilhamento, exigindo assim outros processos para secagem do material até a garantia das condições propícias para o empilhamento, o que consequentemente requer custos com a hora da mão de obra e custos com maquinários para revolvimento do material, demanda de grande volume no pátio de empilhamento, levando até interrupção do processo de disposição. Para isso, muitos estudos estão sendo voltados sobre a utilização de materiais para melhoria das condições de secagem/trabalhabilidade dos rejeitos, bem como na melhoria das características geomecânicas desses materiais. Um deles, é a utilização de polímeros como aditivos.

Os polímeros, sejam orgânicos e inorgânicos, estão cada vez mais sendo pesquisados na estabilização de rejeitos de mineração devido a sua ação como elemento coesivo entre os grãos, proporcionando, muita das vezes, a redução da permeabilidade e aumento da estabilidade dos materiais aos quais são incluídos, ocasionando estruturas mais estáveis e reduzindo problemas como erosão e colapso.

O uso de polímeros no processo de disposição de rejeitos a seco tem sido amplamente estudado, e várias pesquisas destacam sua importância e eficácia nesse contexto. Estudos como o de Huang et al. (2017) demonstraram que a aplicação de polímeros pode melhorar significativamente as propriedades de engenharia dos resíduos sólidos municipais (MSW) e dos sistemas de cobertura de aterros, resultando em uma maior estabilidade e redução da permeabilidade dos rejeitos.

Além disso, o trabalho de Wang e Ng (2015) oferece uma visão abrangente sobre os materiais poliméricos utilizados em sistemas de barreira de aterros, destacando as tendências atuais de pesquisa e suas implicações para o futuro. Essa pesquisa destaca a importância dos polímeros na otimização dos sistemas de deposição de rejeitos a seco.

Estudos específicos, como o de Zhan et al. (2015), têm investigado o comportamento mecânico dos resíduos sólidos tratados com polímeros, fornecendo insights valiosos sobre como esses materiais afetam a estabilidade e manipulabilidade dos rejeitos durante o processo de deposição.

Além disso, pesquisas como a de Abichou et al. (2002) exploraram o uso de biopolímeros para reduzir a produção de lixiviados em aterros, destacando o potencial dos polímeros na gestão da umidade e na minimização dos impactos ambientais associados à disposição de rejeitos.

Levando todas essas questões em consideração, esse artigo possui como objetivo um estudo acerca de aplicação de um polímero superabsorvente de substâncias para melhoria das condições de trabalhabilidade de um rejeito de minério de ferro. Para isso, foram realizados ensaios de compactação em laboratório e em campo, por meio da construção de três pilhas de rejeito experimentais, bem como análises táteis visuais realizadas durante a aplicação do produto.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Rejeito de Minério de Ferro

As análises foram realizadas em um rejeito filtrado de minério de ferro proveninete de um beneficiamento localizado no sudoeste de Minas Gerais. O material de estudo foi coletado após desaguamento feito com uso de filtro prensa com umidade de 19%. Na Figura 1 é possível visualizar o estado do rejeito após filtragem.

Figura 1. Rejeito filtrado de minério de ferro na umidade de campo.

3.2 High Performance Aglomerate (HPA)

O HPA (*High Performance Aglomarate*) é um aditivo à base de um polímero superabsorvente e cinzas vulcânicas japonesas que é capaz de reter, de forma imediata, a água em sua estrutura e, consequentemente, promover solidificação e trabalhabilidade aos rejeitos provenientes do processo de filtragem na mineração.

O processo de liberação da água absorvida pelo polímero é lento, portanto, reduz a chance de que ocorram retrações nos materiais aditivados. Nas Figura 2 e Figura 3 estão ilustrados, respectivamente, o comportamento do HPA anterior e posterior à adição de água a sua estrutura.

Figura 2. HPA antes da adição de água.

Figura 3. HPA após a adição de água.

3.3 Estudo de Dosagem

O estudo consistiu em realizar primeiramente análises em escala laboratorial, para definir as dosagens que foram utilizadas no preparo de amostras no campo, em maior escala. A avaliação em ambos os ambientes teve como intuito observar o impacto de ambientes não controlados na reação do HPA no rejeito.

3.3.1 Amostras preparadas em laboratório

Como primeira fase dos testes, foram executados quatro ensaios de Compactação Proctor Normal, conforme a NBR 7182 (2020). Neste ensaio, variou-se a dosagem do HPA em relação a massa de rejeito utilizada para o ensaio. A Tabela 1 contempla a relação das amostras com a dosagem de polímero adicionada em laboratório.

Tabela 1. Amostras preparadas em laboratório.

Amostra	Dosagem de HPA (g/t)
Amostra 1	0
Amostra 2	300
Amostra 3	600
Amostra 4	1000

Por meio dos resultados de densidade máxima e umidade ótima das amostras testadas, foram definidas as dosagens a serem utilizadas na pilha teste, em campo.

3.3.2 Amostras coletadas da pilha teste

O teste consistiu em criar três pilhas que tinham, cada uma, dimensões próximas a 10 metros de extensão, 3 metros de largura e altura compactada de 0,3 metros, como apresentado na Figura 4.

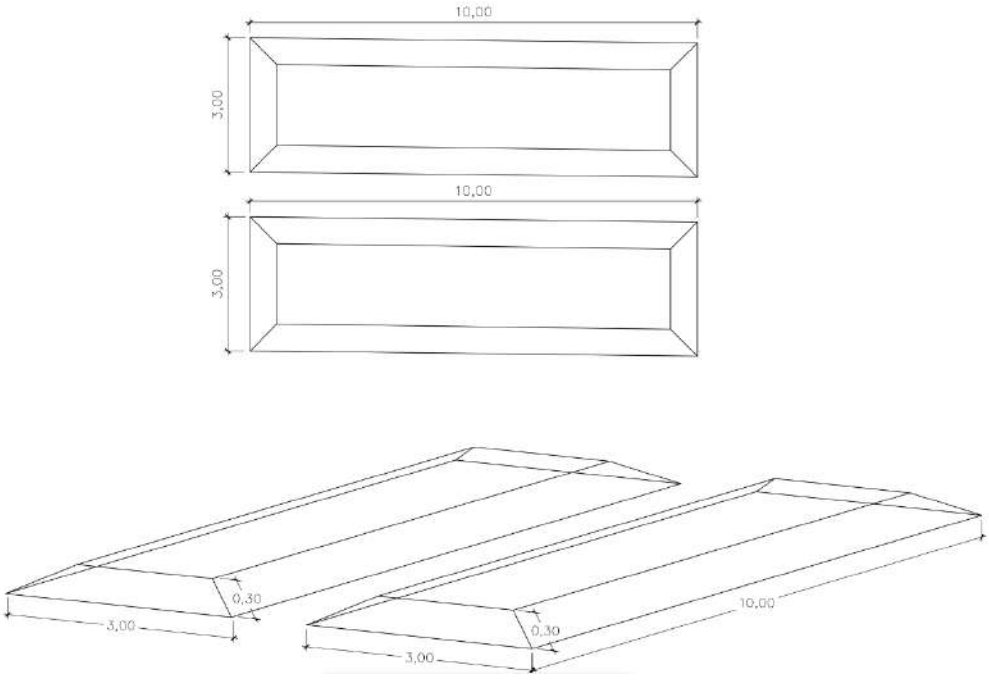


Figura 4. Planta das pilhas.

A primeira pilha, como forma de parâmetro de comparação, foi feita com rejeito virgem, nas seguintes foram adicionadas as dosagens de 200g/t e 500g/t, tais dosagens foram definidas pela faixa determinada nas compactações feitas anteriormente em laboratório.

A construção da pilha consistiu, primeiramente, na disposição do rejeito na área e adição do produto nas quantidades relativas a cada empilhamento. Para garantir homogeneização efetiva, utilizou-se o arado agrícola pela extensão das pilhas. Após a distribuição e homogeneização do rejeito, realizou-se 3 feixes (6 passadas) do rolo compactador pé de carneiro com o intuito de compactar o rejeito disposto. Nas Figura 5, 6 e 7 estão ilustrados, repectivamente, o rejeito sem adição de HPA, com 200g/t de HPA e com 500g/t após a compactação.

Figura 5. Rejeito sem adição de HPA pós compactação.

Figura 6. Rejeito com 200g/t pós compactação.

Figura 7. Rejeito com 500g/t pós compactação.

3.3.3 Ensaios de caracterização

Para a caracterização das amostras de rejeito e de rejeito com HPA, foram realizados, inicialmente, análises mineralógicas desses materiais, após, ensaios de caracterização como: Massa específica real dos grãos, granulometria, limites de Atterberg e compactação. Esses ensaios foram realizados utilizando-se as amostras indeformadas das três pilhas coletadas em campo. A identificação das amostras coletadas está resumida na Tabela 2.

Tabela 2. Amostras dos testes de campo.

Amostra	Dosagem de HPA (g/t)
Amostra 5	0
Amostra 6	200
Amostra 7	500

Os ensaios, bem como as respectivas metodologias utilizadas, foram:

- Teor de umidade – NBR 6457 (ABNT, 2024);
- Análises mineralógicas – Difração de raios-x (DRX) – técnica do pó em equipamento Shimadzu/LabX6000 do ISIPM;
- Massa específica real dos grãos – NBR 6458 (ABNT, 2017);
- Granulometria – NBR 7181 (ABNT, 2016);
- Limite de Liquidez – NBR 6459 (ABNT, 2016);
- Limite de Plasticidade – NBR 7180 (ABNT, 2016);
- Compactação Proctor Normal – NBR 7182 (ABNT, 1986).

No caso das análises mineralógicas, a fim de se detectar os minerais presentes na amostra de rejeito com o polímero, foi necessário utilizar de Silício metálico.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Conforme explicitado no item 3, inicialmente, foram realizadas análises mineralógicas dos materiais utilizados na pesquisa. Os resultados obtidos das análises mineralógicas podem ser observados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados das análises mineralógicas.

Amostra De Rejeito	Caulinita	Gibbsita	Goethita	Hematita	Quartzo	Sílica Metálica
Virgem Filtrado	2,70%	0,60%	16,00%	21,60%	59,00%	-
Virgem Filtrado com 1000 g/t de HPA	1,40%	0,80%	16,20%	21,40%	-	60,10%

Após isso, foram realizados os ensaios geotécnicos de caracterização. As primeiras análises realizadas foram quanto à massa específica real dos grãos das amostras de rejeito e de rejeito com polímero. A Tabela 4 revela os valores encontrados.

Tabela 4. Resultados dos ensaios de massa específica real dos grãos.

Amostra De Rejeito	Massa Esp.Real dos Grãos (g/cm³)
Virgem Filtrado (AMOSTRA 5)	3,374
Tratada Filtrada com 200 g/t de HPA (AMOSTRA 6)	3,235
Tratada Filtrada com 500 g/t de HPA (AMOSTRA 7)	3,234

Em relação aos ensaios granulométricos, pode-se observar os resultados dos ensaios por meio da Figura 8 e da Tabela 5.

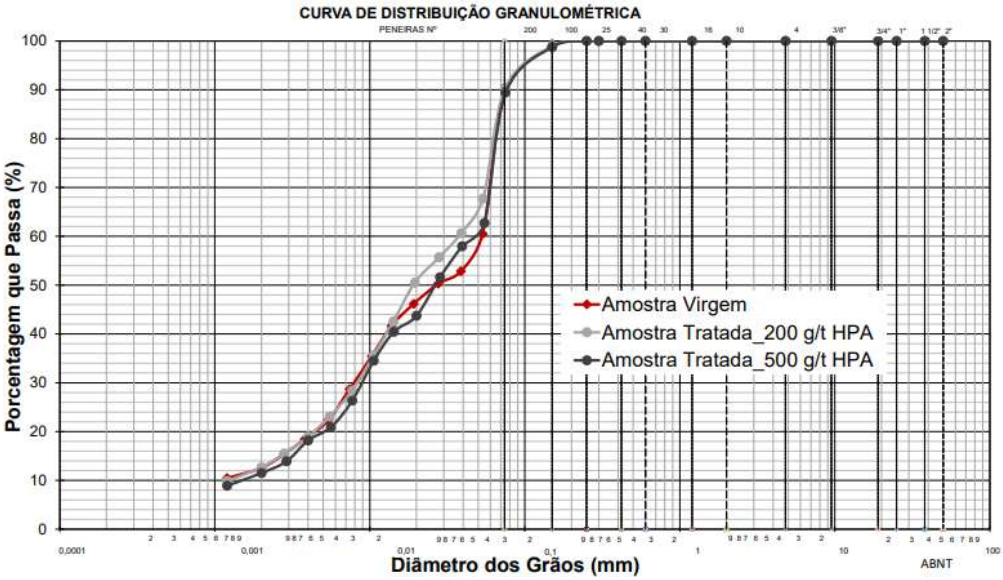


Figura 8. Curvas granulométricas das amostras de rejeito e de rejeito com polímero.

Tabela 5. Resultados dos ensaios de granulometria.

Amostra	Composição Granulométrica (%)						
	Argila	Silte	Areia			Pedregulho	Classificação
			Fina	Média	Grossa		
Virgem Filtrado (AMOSTRA 5)	12,6	56,7	30,1	0,5	0,0	0,0	Silte Arenoso
Tratada Filtrada com 200 g/t de HPA (AMOSTRA 6)	12,6	61,9	25,1	0,5	0,0	0,0	Silte Arenoso
Tratada Filtrada com 500 g/t de HPA (AMOSTRA 7)	11,4	58,2	29,8	0,6	0,0	0,0	Silte Arenoso

Também foram realizados ensaios para determinação dos limites de Atterberg, que em todas as amostras (tanto de rejeito bruto quanto de rejeito tratado com 200 e 500 g/t de HPA) se notou um comportamento não plástico.

Percebe-se, então, que em todos os ensaios acima citados, as alterações encontradas entre os resultados das amostras de rejeito bruto e de rejeito tratado com HPA foram ínfimos, ou seja, a adição do produto nas dosagens de 200, 500 e 1000 g/t, nesses casos, não alteraram significativamente nas características físicas do rejeito.

A seguir, foram realizados ensaios de compactação em laboratório e campo. Cabe ressaltar que a amostra virgem ensaiada foi obtida da coleta após o filtro prensa e que no caso das amostras tratadas com HPA, foram adicionadas 300 g/t, 600 g/t e 1000 g/t de HPA nas amostras da mesma amostra virgem. Os resultados podem ser observados por meio da Figura 9 e da Tabela 3 .

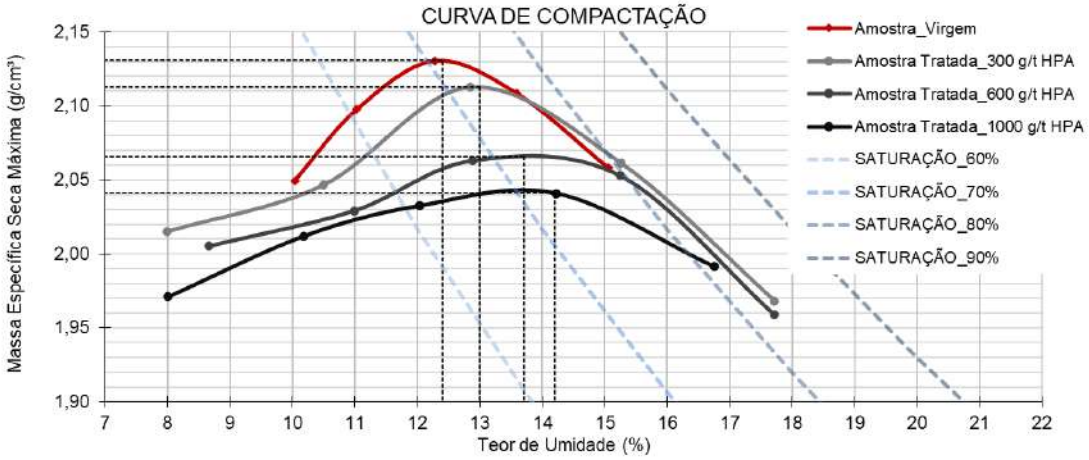


Figura 9. Curva de compactação das amostras laboratoriais.

Tabela 3. Resultados dos ensaios de compactação laboratoriais.

Amostra De Rejeito	Umidade Ótima (%)	Massa Esp. Seca Máx. (g/cm³)
Virgem Filtrado (AMOSTRA 1)	12,40	2,131
Virgem com adição de 300 g/t de HPA (AMOSTRA 2)	13,00	2,113
Virgem com adição de 600 g/t de HPA (AMOSTRA 3)	13,70	2,066
Virgem com adição de 1000 g/t de HPA (AMOSTRA 4)	14,20	2,041

Foi possível observar uma tendência de redução da massa específica seca máxima e de aumento da umidade ótima com o aumento no teor de produto adicionado ao rejeito. A redução da massa específica seca máxima pode ser explicada pela adição de um produto mais leve (massa real dos grãos de aproximadamente

0,8 g/cm³) à massa de rejeito. Já o aumento na umidade ótima pode estar associado ao comportamento do polímero superabsorvente, em que este aprisiona a água em sua estrutura. O aumento na umidade ótima é benéfico para o processo de filtração uma vez que é necessário menos tempo de secar ao ar e/ou tecnologias para alcançar uma umidade menor, bem como menor espaço para disposição no pátio de empilhamento e, consequentemente, menos interrupções nesse processo. Também, as curvas das amostras tratadas apresentaram curvatura mais aberta, dessa forma, tem-se uma faixa maior de teor de umidade com menor variação na massa específica seca máxima, o que em campo é muito benéfico devido ao controle das condições de compactação.

Os resultados obtidos de compactação das amostras coletadas das pilhas podem ser observados por meio da Figura 9 e da Tabela 4 a seguir.

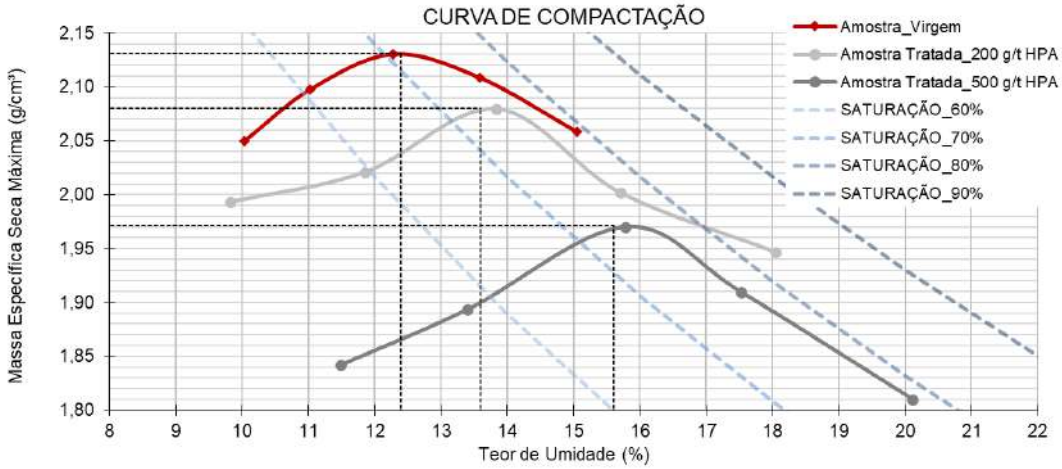


Figura 10. Curva de compactação das amostras de campo.

Tabela 4. Resultados dos ensaios de compactação das amostras de campo.

Amostra De Rejeito	Umidade Ótima (%)	Massa Esp. Seca Máx. (g/cm³)
Virgem Filtrado (AMOSTRA 5)	12,40	2,131
Tratada Filtrada com 200 g/t de HPA (AMOSTRA 6)	13,60	2,080
Tratada Filtrada com 500 g/t de HPA (AMOSTRA 7)	15,60	1,971

Os resultados das amostras de campo apenas confirmaram o comportamento dos materiais, viu-se novamente um aumento nos teores de umidade e redução da massa específica seca máxima para o caso das amostras tratadas, o que indica, um aumento do volume da pilha quando da adição do produto, o que pode demandar um maior espaço de disposição da pilha. Essa questão deve ser avaliada de forma técnica e econômica de acordo com os ganhos dos processos integrados, visto que a aplicação do produto elimina a necessidade de etapas convencionais, como a secagem ao ar e o revolvimento mecânico. Essa maior redução da massa específica seca máxima também pode estar associada a ação do produto sob condições ambientes (mudanças em sua estrutura devido a ação direta do sol, por exemplo, o que pode afetar em sua capacidade de absorção), mesmo assim, os resultados se mostraram promissores para que uma nova campanha, com ensaios geotécnicos mais complexos, seja realizada. Também foi realizada uma análise tátil visual das pilhas em campo e conforme visto no item 3.1.2., a diferença foi praticamente instantânea (após aplicação do produto, homogeneização e compactação), cujas pilhas com produto apresentaram aspecto seco.

5 CONCLUSÕES

A integração de polímeros superabsorventes no processo de empilhamento de rejeitos filtrados de mineração representa uma inovação significativa com potencial para revolucionar as práticas de gestão de resíduos na indústria. A capacidade desses polímeros de absorver grandes quantidades de água e incorporá-la em sua estrutura molecular modifica radicalmente o manuseio e a disposição dos rejeitos de mineração, oferecendo um método mais eficiente e ambientalmente sustentável. Ao eliminar a necessidade de etapas convencionais, como a secagem ao ar e o revolvimento mecânico, não apenas simplifica o processo, mas também resulta em economias consideráveis de tempo e custos operacionais. Essa abordagem promove uma gestão de rejeitos mais ágil e menos dependente de recursos, alinhando-se com as diretrizes atuais de sustentabilidade e eficiência que direcionam a indústria mineira.

No entanto, é crucial reconhecer que a aplicação de polímeros superabsorventes não é uma solução universal e requer adaptação e estudos detalhados para cada cenário específico. As dosagens ideais e o impacto no comportamento geomecânico dos rejeitos variam conforme o tipo de material e as condições locais. Portanto, a implementação bem-sucedida dessa tecnologia demanda uma investigação minuciosa, incluindo testes em diferentes condições e análises personalizadas para cada projeto de empilhamento. Dessa forma, enquanto a adição de polímeros superabsorventes apresenta uma perspectiva promissora para a melhoria da gestão de rejeitos de mineração, seu sucesso depende do comprometimento com uma abordagem meticulosa, baseada em pesquisa e adaptação às necessidades específicas de cada aplicação.

Ainda neste contexto, vê-se que a aplicação de um polímero superabsorvente auxilia de forma substancial no processo de empilhamento de rejeitos filtrados de mineração. Cabe ressaltar que outros estudos envolvendo esse polímero apontam que com dosagens baixas, como as utilizadas nas aplicações deste artigo (200 a 1000 g/t), não afetam significativamente nas características geomecânicas do rejeito, sendo assim, o produto pode atuar no ganho de trabalhabilidade sem causar prejuízos à estabilidade do material, mas para cada tipo de rejeito, aplicação e projeto de pilha, deverão ser estudados com um maior nível de detalhe.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento a toda a equipe da Fonntes Geotécnica, em especial a de Pesquisa, Inovação e Desenvolvimento, à todas as equipes dos laboratórios CI&ALab e CIT, bem como a parceria com todos os clientes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abichou, T., Barlaz, M. A., Foose, G. J., & Thurner, R. L. (2002). Application of a biopolymer to reduce leachate production in landfills. Environmental Science & Technology, 36(17), 3721-3728.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024). NBR 6457: *Solo – Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade*.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6458: *Versão Corrigida 2:2017 – Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.*

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7181:*Solo – Análise granulométrica.*

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459:*Solo – Determinação do limite de liquidez.*

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180:*Solo – Determinação do limite de plasticidade.*

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2020). NBR 7182:*Solo – Ensaio de Compactação*. Rio de Janeiro.

Cossu, R., & Lai, T. (2018). Polymeric materials for waste containment. In Geomembranes (pp. 73-119). Springer, Cham.

Huang, Q., Zhang, W., Xue, Q., & Gersberg, R. M. (2017). Effect of polymer application on the engineering properties of municipal solid waste (MSW) and landfill cover systems. Waste Management, 59, 414-422.

Stela, L. H.; Duarte, J. C. & Pereira, C. O. (2020). Métodos De Disposição Dos Rejeitos De Minério De Ferro Alternativos Ao Método De Barragens: Uma Revisão Revista Brasileira de Processos Químicos, 1(1) p. 34-45. Disponível em: <https://www.fateccampinas.com.br/rbpq/index.php/rbpq/article/view/8>. Acesso em: 18 mar 2024.

Wang, L., & Ng, C. W. W. (2015). Polymeric materials in waste landfill barrier systems: Current research and future trends. Waste Management, 45, 171-185.

Zhan, L. T., Feng, S. J., & Wang, Y. H. (2015). Mechanical behavior of polymer-treated municipal solid waste. Journal of Materials in Civil Engineering, 27(9), 04014219.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/444

Avaliação de Susceptibilidade à Liquefação Estática por Ensaios *Direct Simple Shear* em Rejeitos de Minério de Ferro Filtrados e Compactados

Thiago Augusto de Castro e Souza
Engenheiro Geotécnico, BVP, Belo Horizonte, Brasil, thiagoaugusto.souza@bvp.eng.br

Caroline das Dores Zeferino
Engenheira Geotécnica, BVP, Belo Horizonte, Brasil, caroline.zeferino@bvp.eng.br

Diego Moreira da Silva
Engenheiro Geotécnico, BVP, Belo Horizonte, Brasil, diego.silva@bvp.eng.br

Fernanda Yamaguchi Matarazo
Engenheira Geotécnica, Progen S.A, Belo Horizonte, Brasil, fernandaymatarazo@gmail.com

André Gonçalves de Azevedo
Engenheiro Geotécnico, VALE, São Gonçalo do Rio Abaixo, Brasil, andre.azevedo1@vale.com

RESUMO: A importância de se avaliar a susceptibilidade à liquefação em estruturas de mineração decorre do potencial dano que sua ocorrência implica à sociedade e ao meio ambiente, bem como as consequências econômicas, sociais e políticas decorrentes. Compreender os aspectos condicionantes e os métodos necessários para afastá-la gera ganhos de segurança durante a operação e após o fechamento dessas estruturas. Sob esse ponto, o presente estudo propõe uma metodologia para avaliação de susceptibilidade à liquefação em rejeitos de minério de ferro filtrados e compactados pelo ensaio *Direct Simple Shear* (DSS) através da comparação entre as razões de resistência de pico obtidas do ensaio e o intervalo de valores da retroanálise de casos históricos de rupturas por fluxo. A metodologia constitui-se em revisão bibliográfica e estudo de caso em uma pilha de rejeitos filtrados e compactados, cujas amostras foram coletadas em diferentes locais e profundidades da estrutura. Os resultados mostraram que as razões de resistência nas baixas deformações cisalhantes, onde ocorre a maior mobilização de poropressão, aproximam-se dos intervalos dos casos históricos, elevando-se posteriormente até atingir a resistência de pico em grandes deformações devido à dissipação da poropressão. A resposta observada no ensaio DSS é consistente com a resposta dilatante das mesmas amostras ensaiadas em ensaios triaxiais CIU. O estudo demonstra que, tomados os cuidados para que a estrutura não adquira nível freático permanente dentro do aterro, o controle da mistura, filtragem e compactação conferem ao rejeito características que o diferencia dos materiais liquefeitos dos casos históricos.

PALAVRAS-CHAVE: Liquefação, Ensaio DSS, Pilhas de Rejeitos de Minério de Ferro, Controle Tecnológico.

ABSTRACT: The importance of assessing liquefaction susceptibility in mining structures stems from the potential damage its occurrence implies for society and the environment, as well as the resulting economic, social, and political consequences. Understanding the influencing factors and the necessary methods to mitigate it yields safety benefits during operation and after the closure of these structures. From this perspective, the present study proposes a methodology for evaluating liquefaction susceptibility in filtered and compacted iron ore tailings using the Direct Simple Shear (DSS) test, by comparing the yield strength ratios obtained from the test with the range of values from a retroanalysis of historical cases of flow failures. The methodology involves a literature review and a case study on a pile of filtered and compacted tailings, with samples collected from different locations and depths within the structure. Results showed that the strength ratios at low shear deformations, where the greatest pore pressure mobilization occurs, approach the historical case ranges, later increasing to reach yield strength at large deformations due to pore pressure dissipation. The

response observed in the DSS test is consistent with the dilatant response of the same samples tested in CIU triaxial tests. The study demonstrates that, provided precautions are taken to prevent the structure from reaching a permanent water table inside the landfill, control over mixing, filtering, and compaction gives the tailings distinct characteristics that set them apart from liquefied materials in historical cases.

KEYWORDS: Liquefaction, DSS Test, Iron Ore Tailings Piles, Technological Control.

1 INTRODUÇÃO

Desde os desastres de Mariana em 2015 e Brumadinho em 2019, cuja forma de disposição dos rejeitos era a disposição hidráulica em barragens, a liquefação se tornou tema de preocupação pública para além das áreas acadêmica e técnica. Diante desse cenário, as pilhas de disposição de rejeitos filtrados (PDRs) vêm se tornando cada vez mais utilizadas na mineração brasileira, uma vez que são consideradas mais seguras às barragens devido ao processo de filtragem dos rejeitos anterior à disposição, embora também não livres de serem susceptíveis ao fenômeno.

A liquefação é observada em solos não coesivos, porosos e saturados sob cargas não drenadas (TERZAGHI, 1925). Muitos autores buscam mapear os casos históricos de rupturas em fluxo, a fim de se obter dados e informações que pudessem alimentar suas retroanálises e encontrar correlações com aspectos críticos nas estruturas que podem condicioná-las ao fenômeno.

Em seu estudo, Olson (2001) apresenta uma análise em que são levantados dados de casos históricos de rupturas em fluxo, comparando-os com resultados de diversos ensaios de laboratório e ensaios de resistências de penetração CPT e SPT. O autor mostra uma comparação de valores retroanalisados de razões de resistência não drenada de pico (Su/σ'_v) entre falhas por rupturas de fluxo induzidas por carregamentos estáticos, deformações e sismos, que se concentram dentro de uma faixa quase comum de razões de resistência de pico.

A observação apresentada por Olson (2001) motivou estudos posteriores que compararam as razões de resistência de pico de amostras liquefeitas em laboratório por diversos ensaios (OLSON & MATTSON, 2008), com o objetivo de se identificar o modo de cisalhamento de maior influência no mecanismo da liquefação e o ensaio que melhor represente a reprodução desse fenômeno com o campo. Tal necessidade se justifica pela importância de se controlar as propriedades do material disposto durante a operação e construção da estrutura, ao passo em que ensaios de penetração necessitam de uma altura mínima construída para sua execução.

Nesse sentido, o ensaio de cisalhamento direto simples (*Direct Simple Shear* – DSS) mostrou-se promissor, pois nele há a liberdade de rotação das tensões principais atuantes na amostra, o que é mais realista à falha de ruptura por fluxo. Além disso, seus resultados apresentam-se em um intervalo intermediário entre a compressão triaxial e a extensão triaxial (OLSON & MATTSON, 2008), tornando-o um método satisfatório em termos de segurança com os parâmetros de resistência fornecidos dele.

O objetivo do trabalho, portanto, é avaliar uma pilha de disposição de rejeitos do estudo de caso através dos resultados de ensaios DSS monotônicos em amostras indeformadas de diferentes pontos do maciço. São também executados ensaios triaxiais CIU nas mesmas amostras, de modo a avaliar o comportamento dilatante, por ser um ensaio que apresenta boa visualização do comportamento mecânico da amostra ensaiada.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Liquefação: Conceito e Aspectos Condicionantes

A liquefação é um fenômeno que ocorre quando solos não-coesivos, fofos e parcialmente saturados são solicitados por um carregamento não-drenado, seja monotônico ou dinâmico. Em ambos os casos, ocorrem variações de poropressão em razão das deformações geradas, até que as tensões efetivas são anuladas e o peso do material é transferido dos pontos de contato entre grãos para a água, levando-o a fluir (TERZAGHI, 1925).

De acordo com Casagrande (1975), uma mudança na estrutura do solo não-coesivo inicia em um ponto específico do maciço e se propaga instantaneamente, como uma reação em cadeia, até que todo o movimento se encerre e uma nova estrutura estática seja alcançada. O solo torna-se metaestável, pois sofre rearranjo radical em sua estrutura e grande redução de volume quando inundado (CLEMENTE & FINBARR, 1981). Além de areias, solos arenosos e aterros não-coesivos, o fenômeno de liquefação também já foi observada em depósitos de rejeitos de mineração (KLEINER, 1976; JENNINGS, 1979; ECKERSLEY, 1985).

2.1.1 Estado Inicial

Casagrande (1936) observou em laboratório que tanto a contração volumétrica em areias fofas quanto a dilatação das areias compactas resultavam em um mesmo índice de vazios crítico, no qual o material continuaria a se deformar sem variações de volume. Essa observação tornou-se a "pedra fundamental" do que posteriormente foi chamado Linha de Estado Crítico (LEC), que relaciona valores de índices de vazios críticos com diferentes tensões confinantes em um plano *v vs*. log *p*'.

A LEC (Figura 1a) delimita dois comportamentos no plano e *vs*. log σ'_{3c}: o contrátil, caracterizado pelo solo em estado inicial fofo, que sofre redução de volume quando solicitado em condição drenada, ou perda de tensão efetiva pela mobilização de poropressão positiva quando solicitado em condição não drenada; e o dilatante, caracterizado pelo solo em estado inicial compacto, que sofre aumento de volume quando solicitado em condição drenada, ou ganho de tensão efetiva pela mobilização de poropressão negativa quando solicitado em condição não drenada. Ressalta-se que em condição não drenada não ocorrem variações volumétricas, mas em vez disso excessos de poropressão são mobilizados a opor-se à tendência de deformação volumétrica.

Em ensaios triaxiais CIU (adensado e não drenado), em razão das poropressões mobilizadas conforme supracitado, o comportamento dilatante é evidenciado quando as trajetórias de tensões efetivas se direcionam para o sentido positivo de p', enquanto que no comportamento contrátil as trajetórias efetivas se curvam para o sentido negativo de p' (Figura 1b). Podem ocorrer ainda comportamentos intermediários com trajetórias em formato "S", a depender da compacidade do solo e da tensão de confinamento aplicada no ensaio.

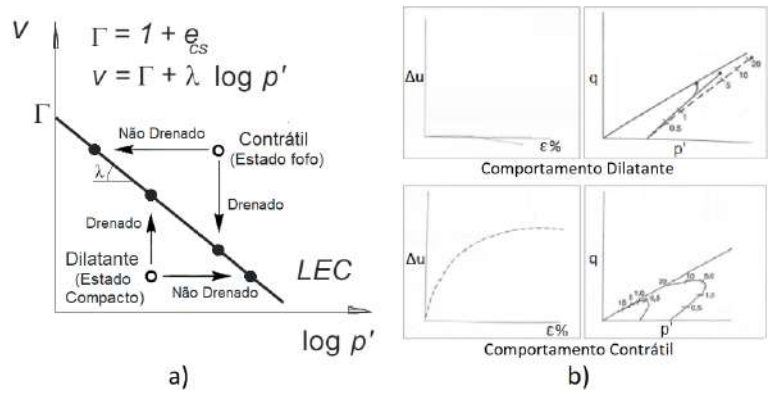


Figura 1. a) Linha de Estado Crítico (Modificado de Ortigão, 2007); b) Comportamentos Contrátil e Dilatante nos ensaios triaxiais CIU (Modificado de Cruz, 2004).

Materiais susceptíveis à liquefação são aqueles em estado inicial fofo e com comportamento contrátil em carregamento não drenado, devido à perda de tensão efetiva por excessos de poropressão positiva. As forças de contato são transferidas para a água, provocando sua fluidez e rearranjo instantâneo de sua estrutura.

2.1.2 Distribuição Granulométrica e Finos Não Plásticos

Terzaghi, Peck & Mesri (1996) apud Ishihara (1985) argumentam que rejeitos finos de mineração são susceptíveis à liquefação, pois a fração fina que os compõe é não-plástica. Os autores apresentaram uma faixa em que se observa percentuais passantes de 26% a 52% no diâmetro de 10 micrômetros (Figura 2).

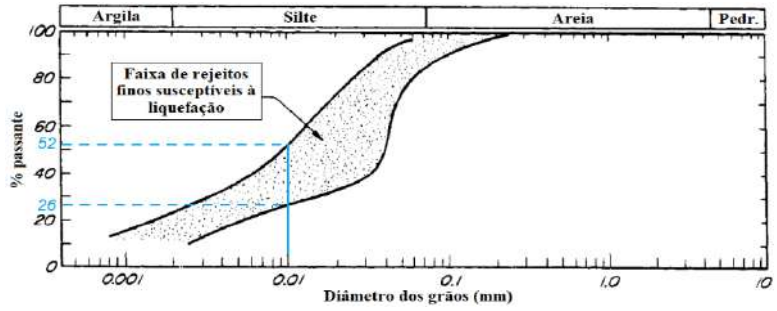


Figura 2. Faixa de susceptibilidade à liquefação em rejeitos (Modificado de Terzaghi, Peck & Mesri, 1996).

2.1.3 Saturação

Não é necessário que o solo esteja 100% saturado para sofrer liquefação. Yoshimi, Tanaka & Tokimatsu (1989), apresentaram resultados de ensaios triaxiais cíclicos com areias finas de Toyoura com compacidade de 60% (mediana), cujo menor parâmetro B (SKEMPTON, 1954) ocorreu em saturações de 70% (Figura 3).

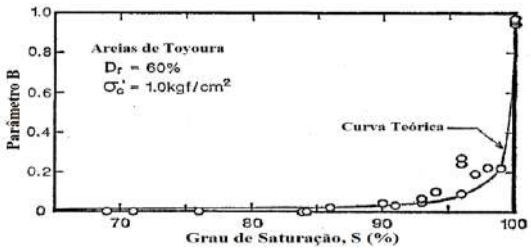


Figura 3. Relação entre Saturação (S) e Parâmetro B (Modificado de Yoshimi, Tanaka & Tokimatsu, 1989).

Sabe-se que o parâmetro B é dado pela razão entre o excesso de poropressão e o acréscimo de tensão confinante dos ensaios triaxiais CIU. Os autores demonstram que a resistência à liquefação aumenta com a diminuição do parâmetro B, embora um valor próximo a zero seja necessário para aumentos significativos na resistência à liquefação. O gráfico mostra que saturações acima de 85% levam a aumentos expressivos do parâmetro B, no entanto a boa prática recomenda valores até 80% para aterros *dry stacking* (DAVIES, 2011).

2.1.4 Permeabilidade e Velocidade de Carregamento

Depósitos sedimentares ou aterros com baixa permeabilidade experimentam maiores excessos de poropressão quando carregados em condição não drenada, tornando-os susceptíveis à liquefação. Portanto, para os rejeitos, a fração fina deve ser inferior à faixa apresentada na Figura 2 (TERZAGHI, PECK & MESRI, 1996), visto que percentuais maiores de finos implicam em redução dos vazios entre os grãos de maior diâmetro. Além disso, a execução de novas camadas compactadas deve obedecer a uma taxa operacional que proporcione tempo hábil para dissipar os excessos de poropressão gerados (FREIRE NETO, 2009).

2.2 Ensaio DSS Não Drenado e Aderência com Casos Históricos de Liquefação

O ensaio DSS foi concebido para determinação da resistência ao cisalhamento dos solos. A amostra é consolidada anisotropicamente sob aplicação de uma tensão vertical e cisalhada pela aplicação de um carregamento horizontal. Para a condição não drenada, a tensão vertical aplicada deve ser variável pela manutenção de volume constante durante o cisalhamento ($\varepsilon_{y,máx} \pm 0{,}05\%$) (ABRAMSON et al., 2002; ASTM, 2017). Diferente dos ensaios triaxiais, o DSS permite a rotação das tensões principais com boa aproximação ao cisalhamento em campo, fornecendo resultados mais realísticos (Figura 4a).

Olson & Mattson (2008) analisaram resultados de 386 ensaios de laboratório entre DSS / RS (cisalhamento rotacional), compressão triaxial (TxC) e extensão triaxial (TxE) com amostras de solos arenosos, e observaram que as razões de resistência de pico nos ensaios TxC eram mais altas, enquanto nos ensaios TxE eram mais baixas e nos ensaios DSS e RS eram intermediárias (Figura 4b).

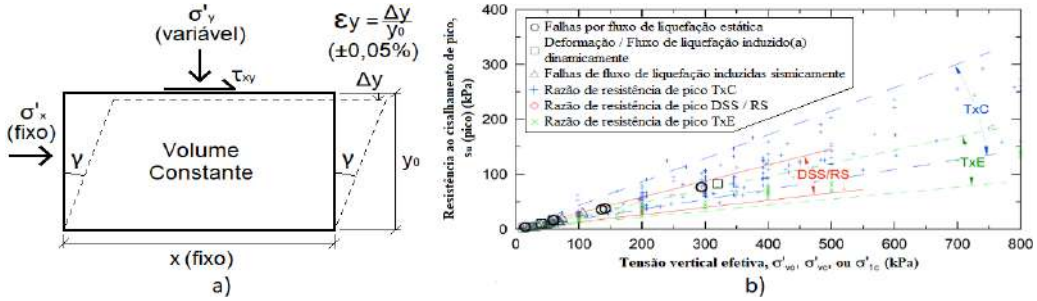


Figura 4. a) Cisalhamento Direto Simples não drenado (Autores); b) Razões de resistência de pico. Casos de ruptura de fluxo de Olson, 2001 (Modificado de Olson & Mattson, 2008).

Os autores concluíram que o modo e a trajetória de cisalhamento têm importante influência em pequenas deformações nas razões de resistência de pico. Freire Neto (2009) argumenta que o modo de cisalhamento na maioria dos casos históricos aproxima-se das condições do cisalhamento direto simples nas zonas de liquefação, o que explica a melhor concordância dos resultados dos DSS / RS com os valores retroanalisados.

3 ESTUDO DE CASO

3.1 Controles Tecnológicos

3.1.1 Caso-Base

A pilha de disposição de rejeitos do estudo de caso segue controles tecnológicos baseados nos resultados obtidos em aterros experimentais e apresentados por Silva et al. (2023). O Caso Base, isto é, a caracterização base do rejeito a ser disposto, foi definido para receber as misturas 90/10 e 80/20 (% rejeito arenoso / % lama), cujo controle é realizado no misturador e peneiras de filtragem da usina de beneficiamento.

Quanto à faixa-alvo de umidade para controle de compactação, aspectos operacionais levaram à ajustes que permitissem a compactação dos rejeitos no ramo seco através do aumento da energia de compactação via vibração do rolo compactador. Desse modo, a performance de compactação não é prejudicada, e dispensa-se gasto de água e tempo para correção de umidade até a faixa alvo da energia padrão de compactação de campo.

A Figura 5 mostra a faixa-granulométrica e as curvas de compactação por ensaios Hilf e Proctor Normal que determinaram o Caso Base. Observa-se que a faixa de granulometrias é inferior ao intervalo de rejeitos susceptíveis a liquefação apresentados por Terzaghi, Peck & Mesri (1996).

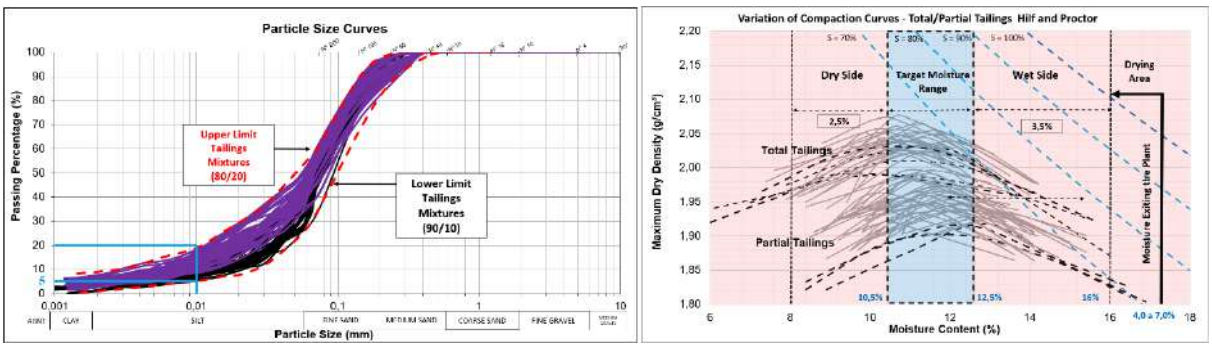


Figura 5. Faixa Granulométrica e curvas de compactação do Caso Base (Silva et al., 2023).

3.1.2 Saturação, Grau de Compactação e Índice de Vazios In Situ

O acompanhamento das camadas compactadas foi realizado através da coleta de amostras de cilindro biselado ao lado dos respectivos pontos de coleta de material para realização dos ensaios Hilf, o que permite a liberação ou reprovação da camada em curto prazo. Caso liberada, a amostra do cilindro biselado é usada para aferição de umidade, w, e densidade seca, γ_d, enquanto o material remanescente do ensaio Hilf é usado para determinação da massa específica dos grãos, γ_s.

Com a determinação dos índices de estado supracitados, é possível calcular o índice de vazios, e por fim o grau de saturação *in situ* por meio das correlações clássicas da Mecânica dos Solos (PINTO, 2006):

$$e = (\gamma_s / \gamma_d) - 1 \quad (1)$$

$$S = (\gamma_s \, . \, w) / (e \, . \, \gamma_w) \quad (2)$$

Os dados estatísticos de índice de vazios, grau de compactação e grau de saturação das camadas são apresentados na Tabela 1, correspondente a um total de 955 amostras coletadas em 41 camadas. Os valores de grau de compactação e índice de vazios mostram que os rejeitos compactados se enquadram majoritariamente no Tipo 1 (comportamento dilatante), de acordo com Silva et al. (2023). Além disso, a saturação encontra-se inferior ao limiar de 80%, conforme apresentado por Yoshim, Tanaka & Tokimatsu (1989).

Tabela 1. Índice de Vazios, Grau de Compactação e Grau de Saturação *in situ* (Autores).

Dados Estatísticos	Índice de Vazios	Grau de Compactação (%)	Grau de Saturação (%)
Percentil 5%	0,44	95,9	53,2
Mediana	0,51	100,5	67,1
Média	0,51	96,4	66,4
Percentil 95%	0,59	103,1	77,2

3.2 Resultados

Os ensaios DSS não drenados e triaxiais CIU foram realizados com amostras talhadas de dez blocos indeformados coletados em diferentes camadas e setores de disposição da pilha de rejeitos. Foram ensaiadas quatro amostras de cada bloco nas tensões verticais iniciais (DSS não drenado) e tensões confinantes (CIU) de 100, 200, 400 e 800 kPa. Foram considerados os resultados entre os percentis 10% e 90% em cada nível de tensão, com o objetivo de eliminar *outliers* sem alteração significativa na média.

3.2.1 Ensaios DSS não drenados

Analisando o gráfico γ *vs*. Δu (Figura 6a), nota-se que a maior mobilização de poropressão ocorre em deformações cisalhantes de 3% a 4% nas tensões iniciais de 100 kPa e 200 kPa e de 4% a 6% nas tensões de 400 kPa e 800 kPa. A partir desses níveis de deformação, a poropressão começa a se dissipar e as amostras ganham resistência. São apresentadas as envoltórias de resistência para as tensões de pico e para o nível de máxima mobilização de poropressão na Figura 6b.

Partindo para as razões de resistência não drenada pelos mesmos critérios das envoltórias apresentadas, é observado na Figura 6c que nas máximas poropressões o intervalo de valores Su/σ'_{v0} aproxima-se bastante ao intervalo de resultados da retroanálise de Olson (2001) sobre os casos históricos de liquefação por fluxo. Superado o nível de pequenas deformações, as amostras ganham expressiva resistência até atingir o pico (Figura 6d), e o intervalo de valores Su/σ'_{v0} torna-se muito superior à faixa dos casos históricos, sugerindo que o material apresentou comportamento *strain hardening.*

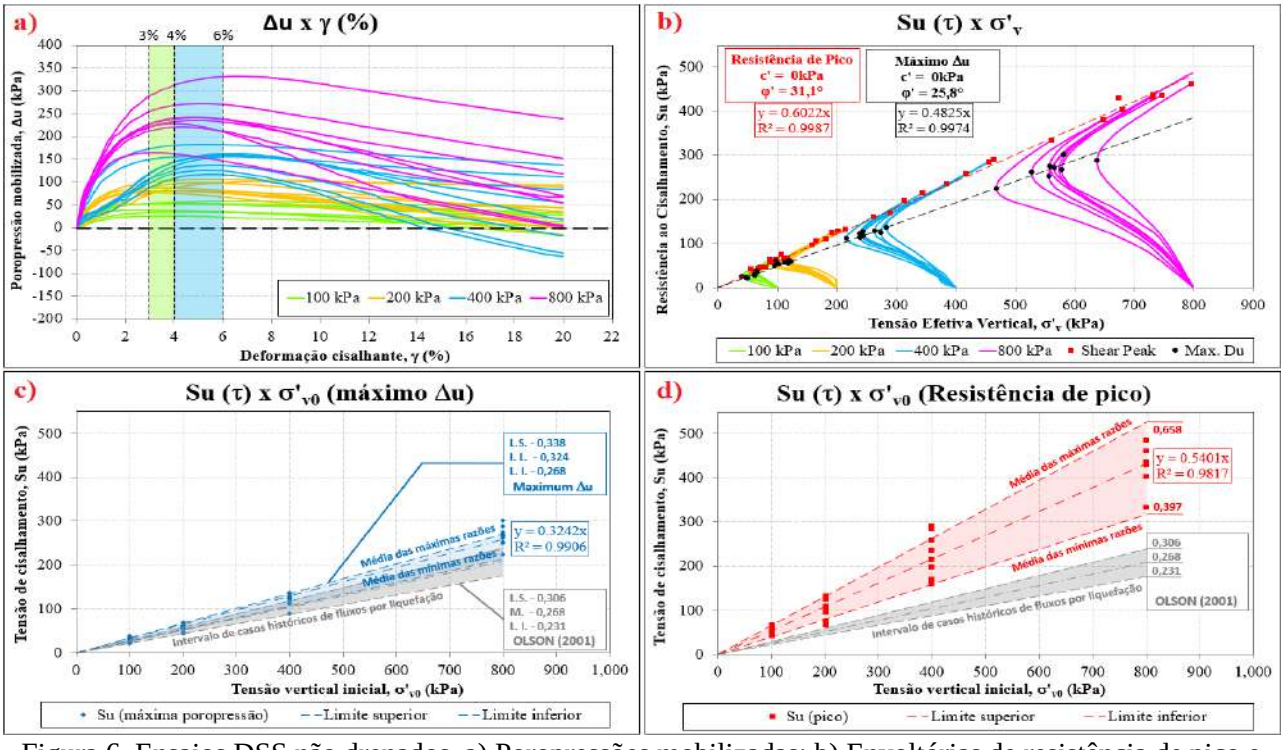
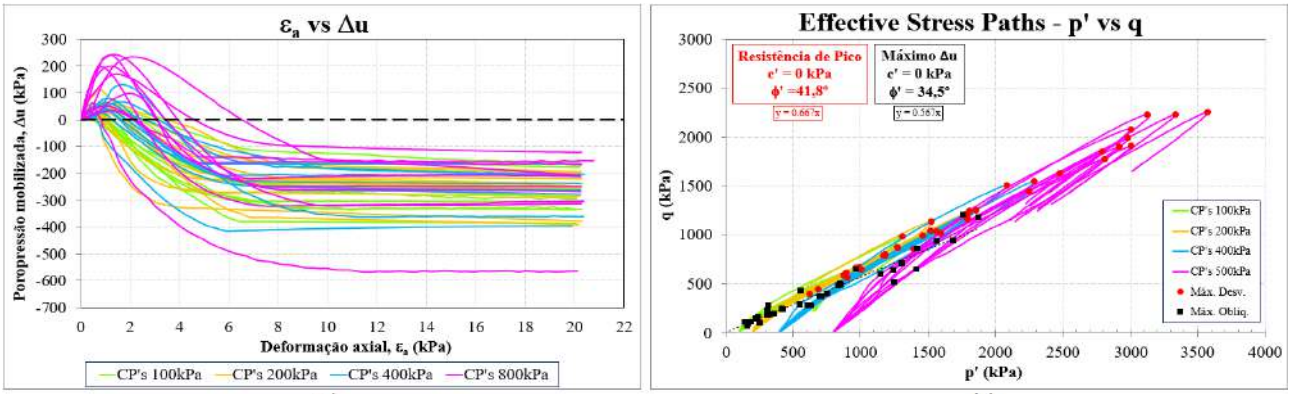


Figura 6. Ensaios DSS não drenados. a) Poropressões mobilizadas; b) Envoltórias de resistência de pico e máxima poropressão; c) Su/σ'_{v0} na máxima poropressão (pequenas deformações); d) Su/σ'_{v0} na resistência de pico (Autores).

3.2.2 Ensaios Triaxiais CIU

Os resultados dos ensaios triaxiais CIU mostram que todas as amostras apresentaram comportamento dilatante, evidenciado pela mobilização de poropressão negativa a partir de pequenas deformações (Figura 7a) e a curvatura das trajetórias de tensões efetivas para o sentido positivo de *p*' (Figura 7b).



a) b)

Figura 7. Ensaios triaxiais CIU. a) Poropressões mobilizadas; b) Trajetórias p' x q (Autores).

4 AVALIAÇÃO E DISCUSSÕES

As amostras da pilha de rejeitos compactados estudada apresentaram comportamento dilatante, ou seja, excessos de poropressões negativas foram mobilizadas quando o rejeito foi solicitado em condição não drenada. Para que o solo ou rejeito seja susceptível à liquefação, deve apresentar comportamento contrátil na referida condição de carregamento. O Caso Base apresentado por Silva et al. (2023), adotado para a definição das misturas do rejeito arenoso e lama, apresenta percentuais passantes inferiores aos rejeitos finos susceptíveis conforme Terzaghi, Peck & Mesri (1996), o que lhe confere permeabilidade adequada para a dissipação da poropressão a partir de baixas deformações.

Os dados estatísticos dos índices de estado mostram que os rejeitos compactados se enquadram majoritariamente no Tipo I descrito por Silva et al. (2023). Além disso, os valores de saturação *in situ* estão abaixo do 80%, limiar assumido em observância a Yoshimi, Tanaka & Tokimatsu (1989) e Davies (2011).

Os resultados dos ensaios DSS mostram que a fase inicial de carregamento das amostras, em pequenas deformações cisalhantes, é o período mais crítico no que se refere aos excessos de poropressão que são mobilizados. Nessa fase, a razão de resistência não drenada aproxima-se dos valores de retroanálise dos casos históricos de fluxos de liquefação apresentados por Olson (2001), porém após o nível de baixas deformações as amostras apresentaram resposta de ganho de resistência ao cisalhamento direto simples, e as razões Su/σ'_{v0} afastam-se do intervalo dos casos históricos para valores maiores. A aproximação inicial de Su/σ'_{v0} pode ser relacionada à quebra do embricamento entre partículas durante o carregamento das amostras ensaiadas, ou pode ainda ser uma observação quanto aos cuidados necessários para que a estrutura não adquira nível freático permanente em seu interior, uma vez que a saturação do maciço eleva o excesso de poropressão mobilizado do rejeito compactado se solicitado em condição não drenada, podendo reduzir Su/σ'_{v0} durante o carregamento a um ponto de não retorno.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados dos controles tecnológicos conferem ao rejeito de minério de ferro características que o diferencia dos materiais liquefeitos dos casos históricos de liquefação, desde que tomados os cuidados para que não ocorra a elevação do nível freático dentro da PDR (monitoramento de instrumentação e drenagem interna adequada).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à VALE e à BVP pela disponilização dos dados e materiais utilizados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abramsom, L. W. et al. (2002) *Slope Stability and Stabilization Methods*. 2nd ed., John Wiley and Sons, Hoboken, NJ, USA, 736 p.

ASTM International (2017). ASTM D 6528: *Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils*.

Casagrande, A. (1936) Characteristics of Cohesionless Soils affecting the Stability of Slopes and Earth Fills. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 23, p. 257-276.

Casagrande, A. (1975) Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands, a Critical Review. In: 5th Pan American Conference Soil Mechanic. *Anais...* Foundation Engineering, p. 80-133.

Clemence, S. P., Finbarr, A. O. (1981) Design Considerations for Collapsible Soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 107 (GT3), p.305-317.

Cruz, P. T. (2004) *100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto*. 2nd ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, BR, 648 p.

Davies, M. (2011) Filtered Dry Stacked Tailings – The Fundamentals. In: 15th International Conference on Tailings and Mine Waste. *Anais...* UBC Library, Vancouver, 9 p.

Eckersley, J. D. (1985) Flowslides in Stockpiled Coal. *Engineering Geology Journal*, 22 (1), p.13-22.

Freire Neto, J. P. (2009) *Estudo da Liquefação Estática em Rejeitos e Aplicação de Metodologia de Análise de Estabilidade*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, NUGEO, Escola de Minas / UFOP, 154 p.

Ishihara, K. (1985) Stability of Natural Deposits during Earthquakes. In: 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. *Anais...* AA Balkema, 1 (7), p. 321-376.

Jennings, J. E. (1979) The Failure of a Slimes Dam at Bafokeng: Mechanisms of Failure and Associated Design Considerations. *The Civil Engineer In South Africa*, 21 (6), p.135-141.

Kleiner, D. E. (1976) Design and Construction of an Embankment Dam to Impound Gypsum Wastes. In: 12th International Congress of Large Dams. *Anais...* International Commission of Large Dams, p.235-249.

Olson, S. M. (2001) *Liquefaction Analysis of Level and Sloping Ground using Field Case Histories and Penetration Resistance*. PhD thesis, University of Illinois at Urbana–Champaign, 546 p.

Olson, S. M., Mattson, B. B. (2008) Mode of shear effects on yield and liquefied strength ratios. *Canadian Geotechnical Journal*, 45 (4), p.574-587.

Ortigão, J.A.R. (2007) *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. 3rd ed., Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, RJ, BR, 383 p.

Pinto, C. S. (2006) *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3rd ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 367 p.

Silva, W. P. et al. (2023). Mechanical Behavior of the Compaction of the Mixture of Sandy and Ultrafine Tailings in Experimental Landfills. In: 1st International Conference on Geotechnics of Tailings and Mine Waste. *Anais*… International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, p.114-126.

Skempton, A. W. (1954) The Pore-Pressure Coefficients A and B. *Géotechnique*, 4 (4), p.143-147.

Terzaghi, K. (1925) Principles of Soil Mechanics: I—Phenomena of Cohesion of Clays. *Engineering News-Record*, 95 (19), p.742-746.

Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G. (1996) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd ed., John Wiley and Sons, New York, NY, USA, 592 p.

Yoshimi, Y., Tanaka, K., Tokimatsu, K. (1989) Liquefaction Resistance of a Partially Saturated Sand. *Soils and Fundations*, 29 (3), p.157-162.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/445

Avaliação do Comportamento de um Empilhamento Drenado de Rejeitos Através dos Resultados do Controle de Compactação e da Caracterização Física

Thiago Nunes Malaco
Engenheiro Civil, Walm BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, thiago.malaco@walmengenharia.com.br

Juliana Martins Moura
Engenheira Geotécnica, Vale, Belo Horizonte, Brasil, juliana.moura3@vale.com

Marília Muniz Freire
Mestranda em Engenharia de Transportes, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, marilia.freire@ime.eb.br

Marcus Vinícius Lima Dias
Gerente Técnico Sênior de Gestão de Rejeitos, Vale, Belo Horizonte, Brasil, marcus.dias1@vale.com

Maria Esther Soares Marques
Professora no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, esther@ime.eb.br

RESUMO: Com a finalidade de substituição da disposição de rejeitos, tal como preconiza a Lei Estadual 23.291 (MG, 2019), a construção de empilhamentos de rejeitos desaguados, acompanhada de um rigoroso controle tecnológico ao longo de sua construção, tem sido o foco do desenvolvimento de pesquisas tecno-científicas. Entretanto, pontua-se que a previsibilidade do comportamento dos rejeitos apresenta limitações em virtude da sua considerável heterogeneidade. Este trabalho apresenta a comparação dos resultados de 50 ensaios de controle tecnológico, executados em um empilhamento drenado de rejeito, cujo material é submetido ao processo de peneiramento para o atendimento das faixas granulométricas de projeto. Foram avaliados os ensaios de controle de compactação realizados pelos métodos de Hilf e Proctor Normal em uma fase de operação da pilha, assim como a caracterização física dos rejeitos, através da análise granulométrica, limites de Atterberg e densidade real dos grãos. A variação da umidade observada foi entre 10% e 12% para ambos os métodos. As massas específicas aparentes secas avaliadas foram acima de 2,58 g/cm³, resultando em GC≥98% em todas as amostras. Os resultados destacam a importância da realização do controle tecnológico no processo de compactação em rejeitos e apontam para a probabilidade de performance geotécnica satisfatória para a PDR.

PALAVRAS-CHAVE: empilhamento drenado de rejeitos, controle tecnológico, caracterização física, grau de compactação, densidade dos grãos.

ABSTRACT: With the purpose of replacing waste disposal, as recommended by State Law 23,291 (MG, 2019), the construction of dry stack tailings, accompanied by rigorous technological control throughout their construction, has been the focus of the development of techno-scientific research. However, it is noted that the predictability of tailings behavior presents limitations due to its considerable heterogeneity. This work presents the comparison of the results of 50 technological control tests, carried out in a drained waste pile, whose material is subjected to the sieving process to meet the project particle size ranges. The compaction control tests carried out using the Hilf and Proctor Normal methods were evaluated in a pile operation phase, as well as the physical characterization of the tailings, through granulometric analysis, Atterberg limits and real grain density. The humidity variation observed was between 10% and 12% for both methods. The dry apparent specific masses evaluated were above 2.58 g/cm³, resulting in GC≥98% in all samples. The results highlight the importance of carrying out technological control in the tailings compaction process and point to the probability of satisfactory geotechnical performance for the dry stack.

KEYWORDS: dry stacking tailings, technological control, physical characterization, degree of compaction, specific gravity.

1. INTRODUÇÃO

De acordo com o Sumário Mineral Brasileiro da ANM de 2018, a produção brasileira de minério de ferro em 2017 atingiu 453,7 Mt (milhões de toneladas), com um teor médio de 63,7% de ferro. Portanto, há uma geração significativa de resíduos, os quais precisam ser dispostos de forma segura.

A maneira convencional de disposição de rejeitos em forma de polpa geralmente requer vastas áreas, causando significativo impacto ambiental e consequente dificuldade em se obter novos licenciamentos. Devido à proximidade de zonas urbanas e à pressão pública, surge a necessidade de explorar alternativas a essa abordagem (GUIMARÃES *et al*., 2012).

De acordo com Pimenta (2011), a construção de uma pilha de rejeito pode oferecer uma disposição econômica e eficiente. A viabilidade de sua aplicação depende das características de permeabilidade/drenagem dos rejeitos e de um projeto de empilhamento que assegure sua estabilidade durante as operações e após o fechamento.

Segundo o relatório do Mend (2017), as propriedades físicas dos rejeitos influenciam a eficiência e a viabilidade técnica dos métodos de disposição. As propriedades físicas podem variar de acordo com diferentes fatores, destacando-se as características do minério, a qualidade do mesmo e as operações de processamento realizadas.

Portanto, parâmetros como compactação, umidade ótima e altura da camada são definidos antecipadamente para a construção de aterros e devem ser verificados por meio do controle tecnológico, indispensável em projetos obras de terra.

Ainda, segundo Nicholson (2015), a compactação é vantajosa com a diminuição da compressibilidade e ganho de estabilidade e resistência, diminuindo a permeabilidade e consequente potencial de liquefação. Das (2015) ressalta a importância de estabelecer uma metodologia de aprovação dos ensaios realizados para validar o processo e promover o progresso na construção.

1.1. DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO

O empilhamento de rejeitos drenado (PDR), avaliado no presente documento, está localizado no Quadrilátero Ferrífero, mais especificamente no domínio estrutural da Serra do Curral. O empilhamento está assentado sobre os domínios geológicos: laterita, itabirito compactado, filito e um empilhamento de estéril. O empilhamento é executado pelo método ascendente com compactação mecânica de camadas com cerca de 60 cm de espessura.

A área da PDR conta com, aproximadamente, 10 hectares, nos quais foram dispostas, aproximadamente, 6,9 milhões de toneladas de rejeito. Para a garantia da sua performance geotécnica adequada, o empilhamento drenado foi projetado para ser executado contando com a seleção das faixas granulométricas dos rejeitos e com controle de compactação. Para que sejam atendidos os requisitos de projeto, foi estabelecido o ciclo operacional executivo, que consiste em:

1. Marcação topográfica de cada uma das camadas na praça previamente identificada.
2. Carregamento e transporte do rejeito através de caminhões fora de estrada até as praças de basculamento - pré-determinadas e sinalizadas.
3. Espalhamento dos materiais por trator de esteira (tipo D8, D10 ou similar), conforme as marcações topográficas.
4. Compactação da camada através do rolo compactador liso, de modo a viabilizar maior uniformidade na distribuição das energias de compactação ao longo do empilhamento.
5. Realização da coleta de amostras para a execução do controle tecnológico de campo (através dos métodos Hilf) e de laboratório (Através do método Proctor Normal).

Caso haja registros de índice pluviométrico superior a 10 mm durante o ciclo de compactação (etapas 1 e 2), é realizada a secagem do material com o auxílio de equipamentos com grade. As etapas 3 e 4 (espalhamento e compactação) só são realizadas quando o rejeito apresenta teores de umidade adequados e conforme os critérios de projeto.

O controle tecnológico da área para aferição do grau de compactação é realizado no topo, no meio e na base de cada camada avaliada. Os resultados expedidos são avaliados em um laboratório-container, localizado em região adjacente à PDR. Caso os resultados estejam aderentes aos intervalos de projeto, é liberada a continuação do empilhamento com o ciclo da camada subsequente.

O controle tecnológico proposto para a verificação dos critérios de projeto, consiste na realização de, no mínimo, dois ensaios de compactação e verificação do teor de umidade para cada camada de disposição de rejeitos – que possuem, aproximadamente, 0,60 m. Objetiva-se atingir um grau de compactação (GC) superior a 95% para todas as camadas da estrutura geotécnica. Já o teor de umidade, deverá apresentar desvios máximos de -2% e +2% em relação à umidade ótima.

Este trabalho visa comparar os resultados relacionados ao controle tecnológico realizado com os ensaios expeditos, de campo, com os resultados dos ensaios realizados em amostras indeformadas coletadas na PDR e realizados em laboratório. Desta forma, pretende-se realizar a calibração do grau de confiança nos resultados de resposta rápida, de campo, realizados para viabilizar a liberação das camadas e a construção do empilhamento drenado.

2. METODOLOGIA

Para que seja possível selecionar os ensaios de campo e de laboratório, cujos resultados serão comparados, foi realizada a setorização da área superficial (na Elevação 1.213 m) do empilhamento drenado em 6 praças, conforme a 1.

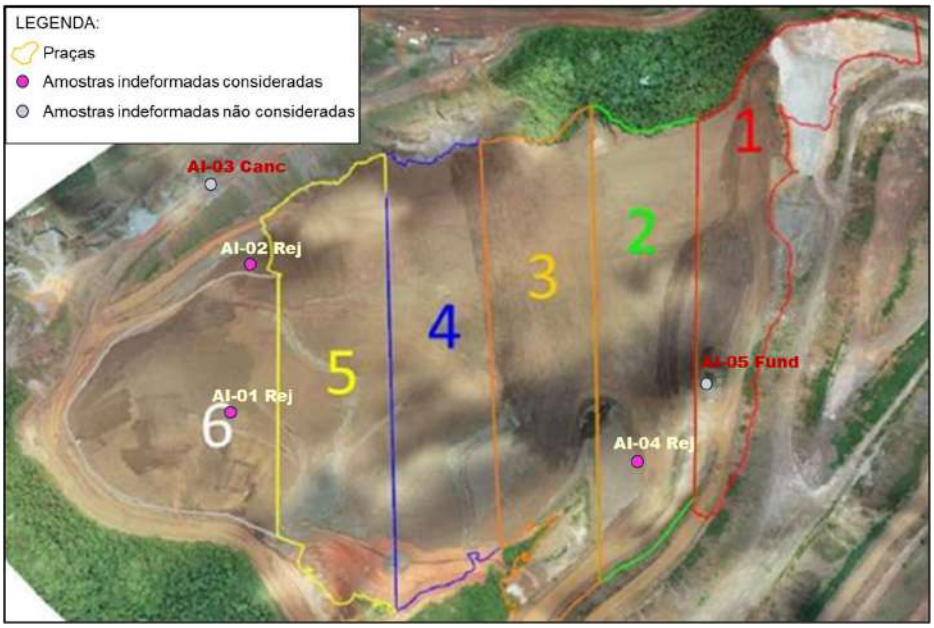


Figura 1: Divisão das praças de empilhamento e da locação das amostras indeformadas

Já os ensaios de campo, realizado pelo método Hilf e pela determinação do teor de umidade *in situ*, foram realizados em 175 pontos da PDR, tal como apresentado na Figura 2. Os pontos amostrados foram plotados a partir da rastreabilidade geotécnica e da validação conforme os critérios de projeto. Os ensaios cujos resultados estão contidos nos intervalos aceitáveis para a continuação da compactação, estão apresentados com o marcador na cor verde. Já os pontos para os quais os resultados estavam fora dos intervalos aceitáveis, possuem o marcador vermelho. Na mesma figura, é possível verificar a densidade de ensaios por praça avaliada e realizar a correlação com as amostras indeformadas, apresentadas anteriormente na 1.

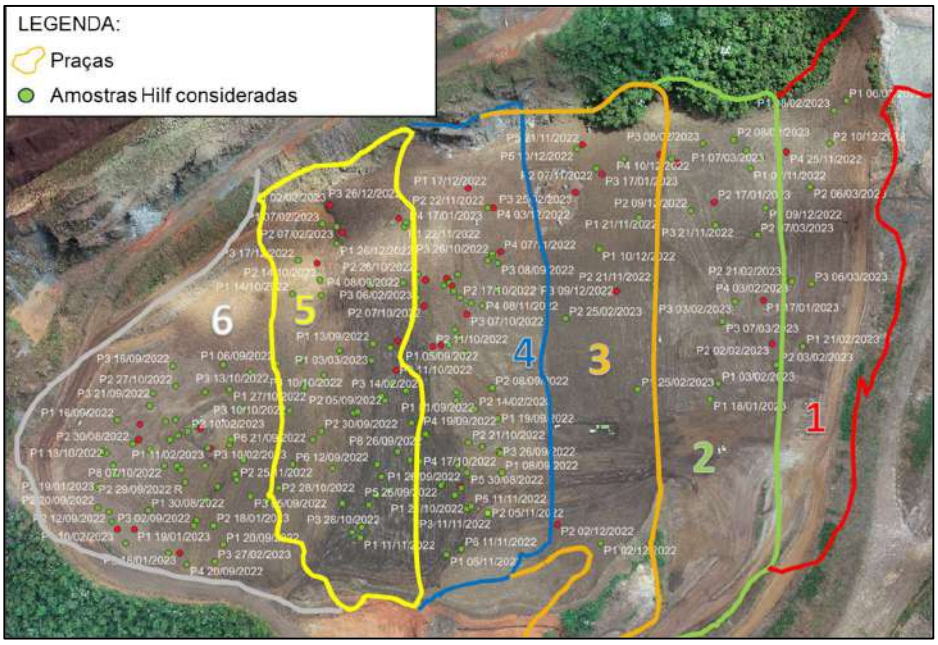


Figura 2: Localização dos pontos de ensaios Hilf

Dado o exposto, esse trabalho irá apresentar a comparação entre os resultados obtidos para os ensaios de campo e de laboratório, executados nas praças 2 e 6, para as amostras indeformadas do rejeito AI-01, AI-02 e AI-4. Hilf, foram realizados 35 ensaios na praça 2 e 20 ensaios na praça 6. A Tabela 1 apresenta a relação entre as praças, as amostras indeformadas e os ensaios expeditos de campo.

Tabela *1*: Relação entre as praças, as amostras indeformadas e os ensaios expeditos de campo

Praça	**Ensaios de laboratório**	**Ensaios de campo**
	Ensaios de caracterização física e compactação (Proctor Normal)	Hilf e determinação do teor de umidade *in situ*
2	AI-04	20
6	AI-01, AI-02	35

A NBR 12.102 (ABNT, 2020) apresenta as diretrizes para a realização do controle de compactação através do método de Hilf. Este método é aplicável quando o controle de compactação é referente à energia normal de compactação. Já a NBR 7182 (ABNT, 2016 – versão corrigida em 2020) apresenta as diretrizes para a realização do ensaio de compactação através do método Proctor. Para o presente trabalho, os ensaios de compactação foram realizados com a energia normal.

Os cálculos referentes à determinação do controle tecnológico das amostras indeformadas, ensaiadas no campo e no laboratório, foram determinados conforme às normas supracitadas.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados dos ensaios de laboratório e dos ensaios expeditos de campo serão discutidos a seguir.

3.1. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Para a avaliação das características físicas do rejeito, foram consolidados os resultados dos ensaios de laboratório, sendo os dados agrupados para a avaliação global do material em estudo. Dessa forma, essa análise irá contemplar os ensaios de granulometria, plasticidade, teor de umidade natural, compactação Proctor Normal, densidade *in situ* e massa específica dos grãos.

Tabela 2: Relação entre as praças, as amostras indeformadas e os ensaios expeditos de campo

Praça	Ensaios de laboratório	Ensaios de campo
	Ensaios de caracterização física e compactação (Proctor Normal)	Hilf e determinação do teor de umidade *in situ*
2	AI-04	20
6	AI-01, AI-02	35

A Tabela 3 e a Tabela 4, a seguir, apresentam os resultados obtidos para a caracterização física dos rejeitos dispostos nas praças 2 e 6, da PDR avaliada no presente estudo.

Tabela 3: Resultados da distribuição granulométrica e dos limites de Atterberg

Praça	Amostra	$\rho_{sól}$ g/cm³	Granulometria (%)						Limites de Atterberg		
			Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia Grossa	Pedre gulho	LL	LP	IP
6	AI-01	3,88	-	-	-	-	-	-	17	12	5
6	AI-02	3,94	11	48	28	7	2	4	18	13	5
2	AI-04	3,85	12	49	25	7	3	4	19	14	5

Tabela 4: Resultados dos índices físicos

Praça	Amostra	ρ_{nat} g/cm³	w_{nat} (%)	ρd (1) g/cm³	e_{nat} (2) -	γ_{nat} (3) kN/m³	γ_d (3) kN/m³	γ_s (3) kN/m³	Gs = δ
6	AI-01	2,72	12,14	2,42	0,603	26,65	23,76	38,08	3,9
6	AI-02	2,60	8,20	2,40	0,641	25,51	23,57	38,68	3,9
2	AI-04	2,54	13,66	2,23	0,721	24,92	21,92	37,73	3,8

Considerando os valores médios dos rejeitos ensaiados na praça 6, tem-se 11% de fração argila, 48% de fração de silte, 28% fração de areia fina, 7 % de areia média, 2% de areia grossa e o restante (4%) de fração pedregulhosa (ASTM D422). No que tange a plasticidade do material, considerando valores médios, o material apresenta Limite de Liquidez igual a 17,5% e Limite de Plasticidade igual a 12,5%, os quais resultam no Índice de Plasticidade médio de 5%. A partir dos dados médios, o material é classificado como Silte Arenoso, conforme ASTM D2487–17.

Para os rejeitos ensaiados na praça 4, tem-se 12% de fração argila, 49% de fração de silte, 25% fração de areia fina, 7 % de areia média, 3% de areia grossa e o restante (4%) de fração pedregulhosa (ASTM D422). No que tange a plasticidade do material, considerando valores médios, o material apresenta Limite de Liquidez igual a 19% e Limite de Plasticidade igual a 14%, os quais resultam no Índice de Plasticidade médio de 5%. A partir dos dados médios, o material é classificado, também, como Silte Arenoso, conforme ASTM D2487–17.

A Figura 3 apresenta as curvas de compactação Proctor Normal, considerando as amostras indeformadas coletadas na praça 6. Além disso, foram plotadas as isolinhas de saturação de 70%, 80%, 90% e 100%, de forma a viabilizar avaliação da proximidade da densidade seca máxima e do teor de umidade ótimo em relação às curvas elaboradas. Como pode ser observado ambas as amostras apresentaram resultados coerentes para os parâmetros avaliados – conforme o esperado. Já na Figura 4 é apresentada a curva de compactação, assim como as isolinhas de saturação, a massa específica aparente seca máxima e o teor de umidade ótimo para a amostra AI-04, situada na praça 2. Observa-se que os resultados obtidos para as três amostras, localizadas nas duas diferentes praças da PDR apresentaram resultados similares. Para a garantia da performance da adequada da PDR, essa condição de proximidade dos resultados é desejável, uma vez que, dessa forma, esperam-se comportamentos também similares em termos de resistência, percolação e deformabilidade.

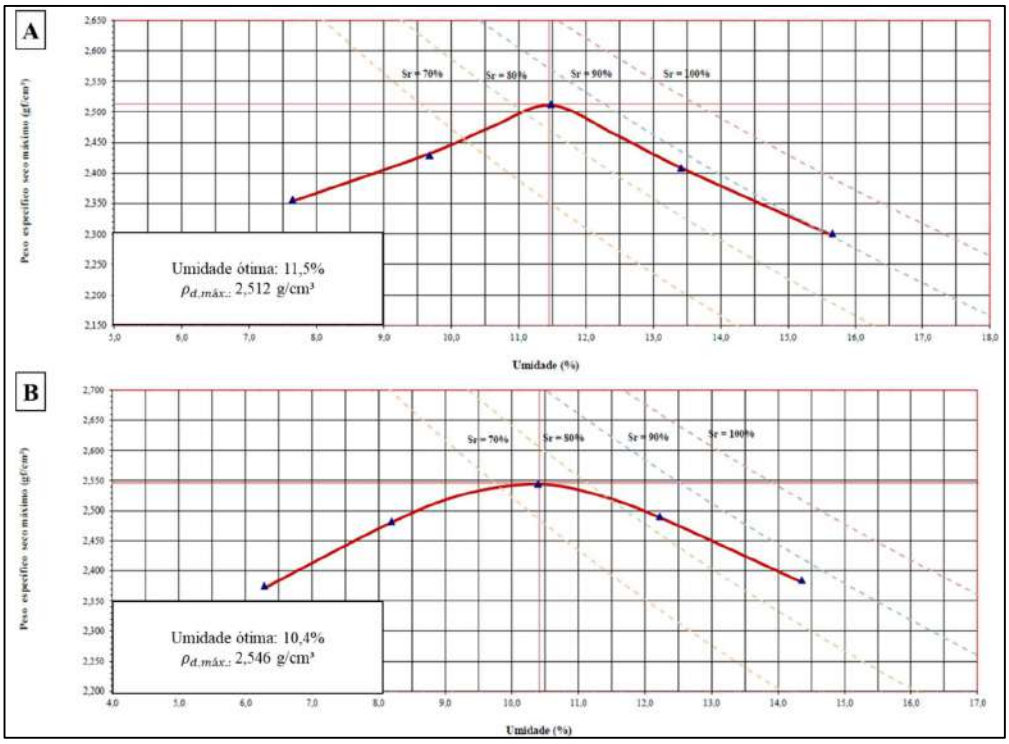


Figura 3: A) Curva de compactação da amostra AI-01; B) Curva de compactação da amostra AI-02

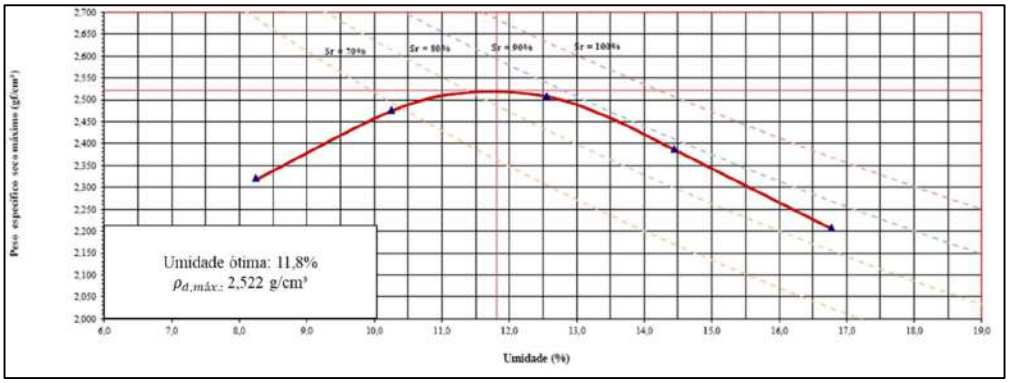


Figura 4: Curva de compactação da amostra AI-4

Para o primeiro entendimento dos resultados de compactação obtidos, na Tabela 3 constam as quantidades de amostras e porcentagens de aprovação para cada ponto ensaiado (topo, meio e base da camada).

Tabela 3. Quantidades de amostras aprovadas e reprovadas por camada

Camadas	Praça 6			Praça 4		
	Qtd.	$GC_{méd.}$ (%)	$\Delta\omega_{méd.}$ (%)	Qtd.	$GC_{méd.}$ (%)	$\Delta\omega_{méd.}$ (%)
Topo	20	101,22% (desv. = 0,02)	-0,66% (desv. = 0,01)	30	100,10% (desv. = 0,02)	0,01% (desv. = 0,01)
Meio	20	100,15% (desv. = 0,02)		30	98,75% (desv. = 0,02)	
Base	20	99,82% (desv. = 0,03)		30	97,01% (desv. = 0,03)	

Através dos dados avaliados, é possível observar que, para ambas as praças (6 e 4) o grau de compactação médio na base das camadas pode chegar a 3% de redução, quando comparado com o grau de compactação do topo da camada. Esse resultado era esperado, em função da espessura de 60 cm para cada camada de compactação, dada a dissipação da energia de compactação ao longo da sua espessura. Entretanto, cabe ressaltar que nenhum dos valores obtidos foi inferior ao intervalo de projeto (GC ≥95%).

Já em relação aos desvios do teor de umidade, a Praça 6 apresentou maiores desvios, em comparação à praça 1. Entretanto, os desvios observados foram negativos (ou seja, a compactação foi levemente deslocada para o tramo seco) e, para as características do rejeito empilhado, resultou em GC superiores aos determinados para a Praça 4.

A Figura 5 apresenta o resultado das curvas de compactação das amostras ensaiadas pelo método Hilf, para obtenção dos graus de compactação e desvios de umidade para as 6 praças da PDR avaliada.

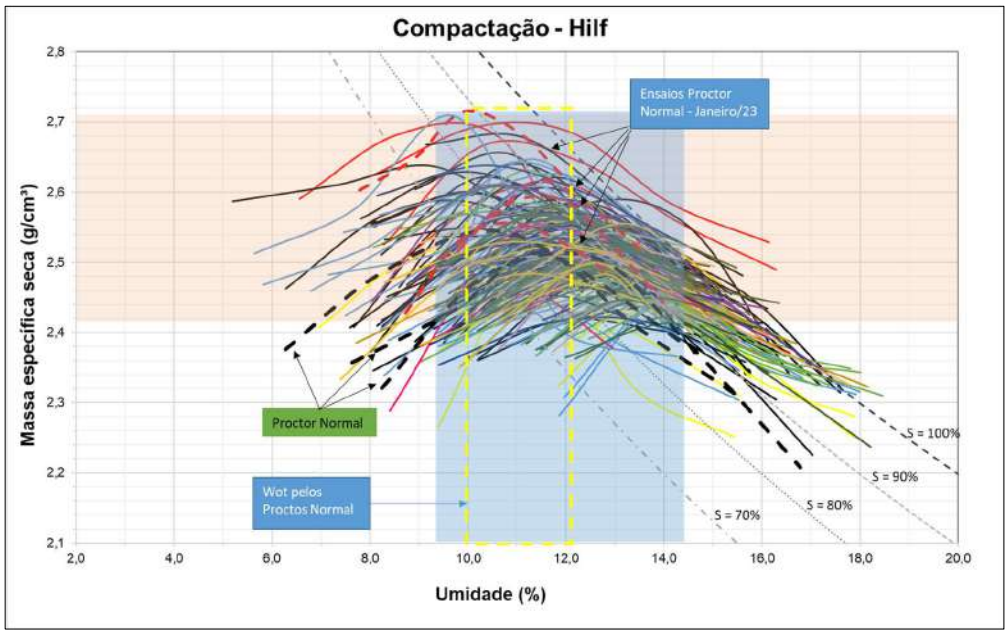


Figura 5: Curvas de compactação - Hilf

Através da análise do gráfico, observa-se a concentração dos resultados das curvas de compactação próximas aos valores de massa específica aparente seca máxima (2,4 g/cm³ a 2,7 g/cm³) e de teor de umidade ótimo (10% a 12%), determinados nos ensaios de laboratório.

4. CONCLUSÕES

Ao comparar os resultados do controle de compactação realizado pelos dois métodos discutidos no presente trabalho (Hilf e Proctor Normal), conclui-se que, para o material ensaiado, há efetividade e convergência nos resultados. Destaca-se, ainda, que com o grau de saturação menor, tem-se um menor índice de vazios para uma mesma umidade ótima, evidenciando uma melhor compactação e um aumento da massa específica aparente seca. Pode-se prever que as amostras compactadas com essa condição, venham a apresentar parâmetros de resistência superiores às amostras com maiores índices de vazios (considerando que a comparação seja realizada para o mesmo tipo de material e para as mesmas condições de compactação).

Para estudos futuros, sugere-se que sejam avaliados, também, os parâmetros de resistência, de percolação e de deformabilidade dos rejeitos compactados. Assim como devem ser realizados ensaios de caracterização dos rejeitos localizados nas camadas inferiores, quando a construção da PDR se aproximar à elevação final de projeto. Essa caracterização pode viabilizar a reinterpretação do estado do material e viabilizar a previsibilidade do seu comportamento frente aos carregamentos impostos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020) NBR 12102. *Solo – Controle de compactação pelo método de Hilf*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016) NBR 7182. *Solo – Ensaio de Compactação*. Rio de Janeiro.

Agência Nacional de Mineração – ANM (2018) *Sumário Mineral Brasileiro*. Disponível em: < https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/economia-mineral/publicacoes/sumario-mineral/pasta-sumario-brasileiro-mineral-2018/ferro_sm_2018>

Boscov, M.E. (2008) *Geotecnia Ambiental*. Ed. Oficina de Letras. São Paulo, v.1, n 2, 248p

Das, BRAJA M., Sobhan, K. (2015) *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*, 8 ed. Cengage Learning. São Paulo,

Guimarães, N. C.; Valadao, G. E.S.; Peres, A.E.C (2012). *Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando à sua disposição em pilhas*. Rem: Rev. Esc. Minas, Ouro Preto, v. 65, n. 4, p. 543-548.

Mine Environment Neutral Drainage Project – MEND (2017) Report 2.50.1 *Study of Tailings Management Technologies*. Klohn Crippen Berger. The Mining Association of Canada (MAC), Canadá, 2017.

Nicholson, P. G. (2015) *Soil Improvement and Ground Modification Methods.* Elsevier Inc. EUA.

PIMENTA, J. (2011) *The drained stacking of granular tailings: a disposal method for a low degree of saturation of the tailings mass*. Proceedings Tailings and Mine Waste, Vancouver, BC. 11p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/446

Avaliação do comportamento de um rejeito siltoso de mineração de ferro sob condições não drenadas

Guilherme Schmitt Medina
Doutorando, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, guilhermemedina.sm@gmail.com

Helena Portela Farenzena
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, helenapfarenzena@gmail.com

Maria Mariana de Sousa Rocha
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, mariamarianasousa1@gmail.com

Camila da Silva Martinatto
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, camilamartinatto@hotmail.com

Aghileh Khajeh
Pós-Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, aqilekhajeh@gmail.com

RESUMO: A disposição a seco, um método proeminente na mineração brasileira, envolve a compactação de rejeitos filtrados, em alguns casos sobre rejeitos hidraulicamente depositados em cavas. A dificuldade em obter amostras saturadas desses rejeitos destaca a importância da escolha de métodos adequados de reconstituição. Este estudo avalia a resposta mecânica de rejeitos de minério de ferro siltosos depositados hidraulicamente de uma antiga mina, utilizando dois métodos distintos de preparação: *Moist Tamping* (MT) e *Slurry Deposition* (SD). Ambos os métodos visam o máximo índice de vazios determinado de 1,3. Os ensaios foram realizados utilizando equipamento *simple shear* capaz de medir diretamente a poropressão, garantindo uma análise em tensões efetivas. Os ensaios foram realizados sob condições de carregamento não drenado com configuração de deformação plana. Os resultados indicam comportamento semelhante para MT e SD, com materiais sem pico evidente na curva tensão cisalhante versus deformação cisalhante, com geração de poropressão positiva.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeito de minério de ferro, compactação de rejeitos filtrados, cisalhamento não drenado, *Moist Tamping* (MT), *Slurry Deposition* (SD).

ABSTRACT:
Dry stack disposal, a prominent method in Brazilian mining, involves compacted filtered tailings, in some cases over hydraulically deposited tailings in pits. The challenge of obtaining saturated samples of these tailings underscores the importance of selecting appropriate reconstitution methods. This study assesses the mechanical response of silty iron ore tailings hydraulically deposited from a former mine, utilizing two distinct preparation methods: *Moist tamping* (MT) and *Slurry deposition* (SD). Both methods aim for a maximum void ratio of 1.3. The tests were conducted using a *simple shear* apparatus capable of directly measuring pore pressure, ensuring an analysis under effective stresses. The tests were performed under undrained loading conditions with a plane strain deformation setup. The results indicate similar behavior for MT and SD, with materials showing no clear peak in the shear stress versus shear strain curve, along with positive pore pressure generation.

KEYWORDS: Iron ore tailings, compacted filtered tailings, undrained shear, *Moist Tamping* (MT), *Slurry Deposition* (SD).

1. INTRODUÇÃO

Os rejeitos de mineração são constituídos de partículas de rocha triturada resultantes do processamento de minérios, que apresentam características variáveis e dependentes da composição do minério de origem e dos processos de extração (Kossoff et al., 2014; Li and Coop, 2019). Nas últimas décadas, houve um aumento substancial no volume de rejeitos (Carneiro et al., 2023), por exemplo, de acordo com o FEAM (Agência Ambiental do Estado de Minas Gerais), em 2017, foram produzidos 562 milhões de toneladas de rejeitos de mineração, apenas no estado de Minas Gerais, Brasil. Neste contexto, emerge a necessidade de estudo de diferentes metodologias de descarte, que visam minimizar o consumo de energia, ao mesmo tempo que atendem aos padrões técnicos e ambientais (Servi et al., 2022; Rissoli et al., 2023; Guedes et al., 2024). Um método global prevalente envolve o descarte de rejeitos em forma de polpa, dispostos com baixo teor de sólidos e alto teor de umidade por meio de disposição hidráulica em barragens de contenção. As condições de processamento, transporte e disposição, frequentemente resultam em rejeitos saturados, com um alto índice de vazios, tornando o sistema potencialmente instável e suscetível a processos de liquefação estática e/ou dinâmica (Ding et al., 2023; Festugato et al., 2015; Servi et al., 2022; Wijewickreme et al., 2005).

Acidentes ocorridos em barragens a montante, nas últimas décadas, forçaram uma mudança na forma como projetos e pesquisas são conduzidos em todo o mundo. Catástrofes como a Barragem Mount Polley (2014) no Canadá (Morgenstern et al., 2015), a Barragem Fundão (2015) no Brasil (Morgenstern et al., 2016) e a Barragem Brumadinho (2019), também no Brasil (Robertson et al., 2019), ocorreram sob intensa inspeção e avaliação de segurança (Velten et al., 2022). A frequência elevada de rupturas em barragens de rejeitos destacou a necessidade urgente de aprimorar a segurança em seu projeto e operação. Neste contexto, o empilhamento a seco se apresenta como um método emergente para armazenamento de rejeitos, já que permite promover benefícios à disposição, como melhorar a estabilidade e densidade dos depósitos, além de reduzir a contaminação da água superficial e subterrânea (Consoli et al., 2022). Isto se deve à utilização de materiais filtrados e compactados na formação das pilhas. Entretanto para a realização de empilhamentos a seco é necessário o conhecimento das características e comportamento do material em questão. Estudiosos (Morgenstern et al., 2016; Robertson et al., 2019) enfatizam a crescente conscientização sobre a necessidade imperativa de caracterizar confiavelmente os rejeitos, com o intuito de evitar a recorrência de eventos catastróficos. Nesse contexto, determinar o método ideal para avaliar as propriedades “in situ” dos rejeitos de mineração continua sendo uma lacuna de pesquisa, dadas as incertezas em torno desse tópico (Been et al., 1992; Daliri et al., 2015; Vaid and Pillai, 1992; Vaid and Sivathayalan, 2001). Além disso, a permanente dificuldade em obter amostras saturadas e não perturbadas “in situ” amplia a importância do estudo de métodos de reconstituição.

Devido aos desafios inerentes em obter dados precisos para rejeitos arenosos/siltosos, Reid e Fanni (2022) afirmam que a pesquisa laboratorial neste domínio pode ser abordada efetivamente por meio da exploração dos vários métodos de moldagem de amostras em laboratório, garantindo que a densidade e a estrutura do material se assemelhem, de perto, às que ocorrem “in situ” (Al-Tarhouni et al., 2011; Carraro and Prezzi, 2008; Daliri et al., 2015; Vaid and Sivathayalan, 2001). Nesse contexto, o método *Moist Tamping* (MT) é frequentemente preferido devido à sua simplicidade e aplicabilidade a rejeitos siltosos em densidades baixas, gerando segregação mínima. Essa adoção generalizada do MT na prática da engenharia é provavelmente atribuída à sua eficácia em lidar com esses desafios específicos (Morgenstern et al., 2016; Robertson et al., 2019).

A pesquisa sobre métodos de preparação de amostras para solos arenosos/siltosos e rejeitos, especialmente a abordagem conhecida como *Slurry Deposition* (SD), tem sido ativamente buscada como uma alternativa à técnica de MT (Carraro and Prezzi, 2008; Chang et al., 2011; Høeg et al., 2000; Krage et al., 2020). Em uma visão abrangente, Fanni et al. (2022) destacam as vantagens da técnica de SD, incluindo uniformidade aprimorada e a potencial replicação mais fiel da estrutura “in situ”. No entanto, esses benefícios são contrastados com a principal limitação da SD, ou seja, a dificuldade inerente na preparação de espécimes em densidades muito baixas.

A compreensão contemporânea do comportamento dos rejeitos e dos diversos métodos de preparação de amostras em laboratório permanece uma preocupação científica crucial. Sendo uma lacuna de conhecimento o comportamento de rejeitos siltosos não plásticos, especialmente no contexto de rejeitos dispostos hidraulicamente. Desta maneira esta pesquisa, objetiva avaliar ensaios *simple shear* monotônicos aplicados ao mesmo material sobre dois métodos de moldagem (MT e SD), a fim de investigar as propriedades mecânicas estáticas de amostras de rejeito de mineração de ferro.

2. MATERIAIS E MÉTODO

Rejeito de Mineração

Os rejeitos de minério de ferro (RMF) foram obtidos no Quadrilátero Ferrífero, localizado na província de Minas Gerais, Brasil. A caracterização do material (Figura 1 e Tabela 1) foi realizada determinando seu peso unitário de sólidos (D854 (ASTM 2014)), limites de Atterberg (D4318 (ASTM 2017b)) e distribuição granulométrica (D7928 (ASTM 2017c)). Os RMF foram classificados como silte com baixa plasticidade, de acordo com a classificação USCS (ASTM 2017a, b, c).

Tabela 1 - Características físicas do rejeito de minério de ferro

Propriedades	RMF
Limite de liquidez (%)	-
Limite de plasticidade (%)	-
Índice de plasticidade (%)	Não-plástico
Peso específico das partículas (kN/m3)	33.0
Areia média (0.2 mm<diâmetro< 0.6 mm) (%)	0.3
Areia fina (0.06 mm< diâmetro <0.2 mm) (%)	17.6
Silte (0.002 mm<diâmetro< 0.06mm) (%)	72.9
Argila (diâmetro < 0.002 mm) (%)	9.2
SUCS classificação (ASTM 2017a, b, c)	ML

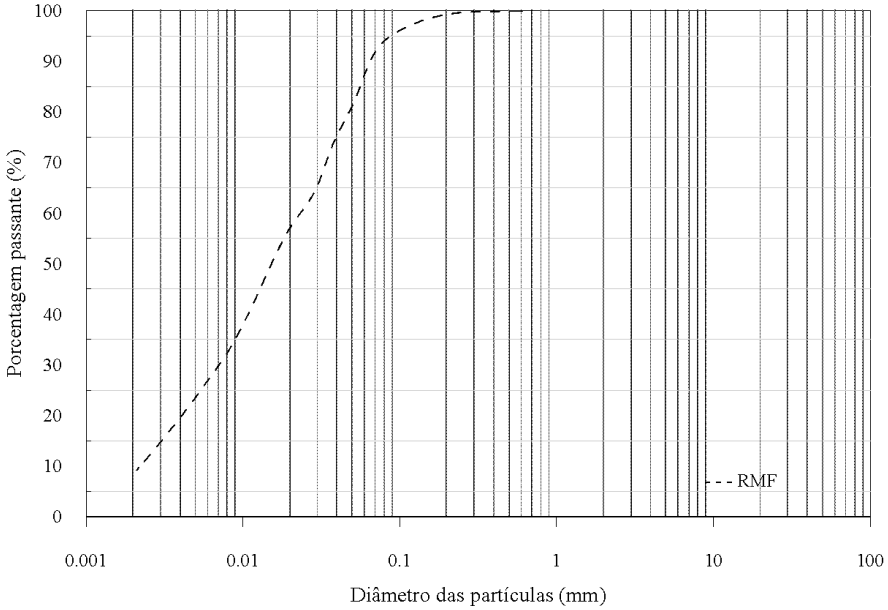


Figura 1 - Curva granulométrica do rejeito de minério de ferro

Preparação da Amostra - MT

Para os ensaios *simple shear*, foram utilizados espécimes com um diâmetro de 100 mm e uma altura de 50 mm. O índice de vazios máximo foi determinado de acordo com ASTM D 4254-17, método B, que demonstrou eficácia na determinação do índice de vazios máximo de areias siltosas, conforme relatado por Salgado et al. (2000), e em conformidade com a recomendação de Carraro e Prezzi (2008) para a determinação do maior índice de vazios. Neste estudo, o índice de vazios máximo alvo foi fixado em 1,3, alinhando-se com as diretrizes estabelecidas. Consequentemente, um peso unitário seco de 14,3 kN/m³ foi aplicado. As amostras de MT foram moldadas com um teor de umidade de 12%, seguindo o método de subcompactação proposto por Ladd (1978). Os espécimes considerados adequados para teste atenderam aos seguintes critérios: grau de compactação entre 99% e 101%; teor de água dentro de 0,5% do valor alvo; diâmetro dentro de 0,5 mm do valor alvo; e, altura dentro de 1 mm do valor alvo.

Preparação da Amostra – SD

Atualmente, existem dois métodos distintos baseados SD para a preparação de amostras - um projetado para areias com pouca quantidade de finos (Carraro e Prezzi, 2008) e outro para materiais com maior teor de silte (Chang et al., 2011). Neste estudo, amostras de SD foram preparadas utilizando um método semelhante ao delineado por Chang et al. (2011), com adaptações mínimas para se adequar à natureza não plástica do material. O equipamento de preparação da amostra incluía um tubo misturador, membrana de látex e molde dividido, complementado por um aparato de vácuo apropriado. O procedimento envolveu a mistura de rejeitos com água destilada e despejo da mistura no molde dividido. Antes do processo de aparagem, a aplicação de vácuo persistiu por aproximadamente 30 minutos para minimizar o impacto da segregação nas bordas, alinhando-se com a sugestão de Carraro e Prezzi (2008). Adaptações importantes foram necessárias devido à maior dificuldade na preparação da amostra dentro do equipamento *simple shear*. Enquanto Chang et al. (2011) utilizaram batidas no molde dividido para melhorar a uniformidade da camada para corpos de prova de ensaios triaxiais, neste estudo não foi viável realizar diversas camadas durante a moldagem, devido à menor altura da amostra de ensaios *simple shear*. No entanto, dimensões consistentes para os espécimes - 100 mm de diâmetro e 50 mm de altura - foram alcançadas, considerando um índice de vazios de 1,3.

Ensaio *Simple Shear*

Os ensaios *simple shear* foram realizados em um dispositivo desenvolvido por Corte et al. (2017). Neste equipamento, o corpo de prova é envolto em uma membrana de látex não reforçada dentro de uma célula pressurizada. Para impor condições de deformação plana, durante o cisalhamento, a altura da amostra é fixada, o que, combinado com as condições não drenadas de volume constante, impede qualquer alteração na área

transversal. Como o corpo de prova está sob condições de volume constante e deformação plana, torna-se possível a rotação da tensão principal - frequentemente representativo de estados de tensões em situações típicas de campo. No equipamento utilizado neste estudo, é possível medir diretamente, com transdutores de pressão, as pressões confinantes e de poropressão durante todo o ensaio, o que permite avaliar os resultados verdadeiramente em termos de tensões efetivas.

Procedimento do ensaio

As etapas do ensaio *simple shear* são semelhantes às de um ensaio triaxial. Para permitir a aplicação de contrapressão no corpo de prova, foi utilizada uma membrana de látex (0,5 mm). Além disso, incrementos de pressão confinante e contrapressão foram aplicados à amostra até um parâmetro B satisfatório (pelo menos 0,97 após Skempton (1954)). Os testes monotônicos foram realizados em corpos de prova saturados com pressões verticais efetivas iniciais de 50 kPa. Os testes foram realizados em condições não drenadas, com uma taxa de deslocamento horizontal de 0,1 mm/min, equivalente a uma taxa de deformação de cisalhamento constante de cerca de 0,2%/min.

3. RESULTADOS

A Figura 2 revela os resultados dos ensaios *simple shear* conduzidos em amostras moldadas com MT e SD, submetidas a um regime monotônico com nível inicial de tensão vertical efetiva de 50 kPa. Especificamente, a Figura 2.a apresenta a relação entre tensão cisalhante e deformação cisalhante, enquanto a Figura 2.b ilustra a relação entre tensão cisalhante e tensão vertical efetiva. A Figura 2.c exibe as variações tanto na tensão vertical efetiva quanto no incremento da poropressão em relação à deformação cisalhante. Por fim, a Figura 2.d apresenta a relação entre a tensão cisalhante e a tensão vertical efetiva em relação à deformação cisalhante. Observa-se que os ensaios de MT (representados pela coloração vermelha na Figura 2) que a matriz siltosa, caracterizada por uma alta razão de vazios, não apresentou resistência de pico pronunciada sob condições de simple shear não drenado. A tensão de cisalhamento apresentou-se em um nível de 9 kPa e ocorreu a geração de poropressão positiva para aproximadamente 35 kPa ao final do ensaio. Como esperado, a amostra apresenta uma alta tendência à compressão, evidente na poropressão positiva gerada. Esse comportamento é atribuído ao alto índice de vazios alcançado durante o processo de compactação do material (Fourie et al., 2022).

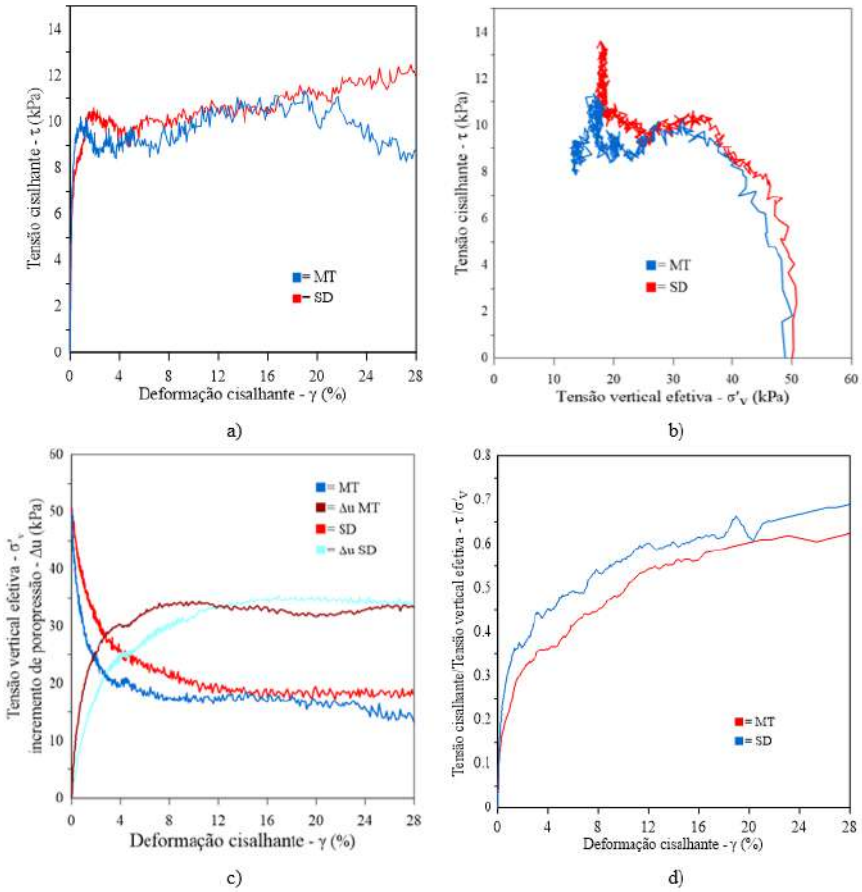


Figura 2 - Ensaios *simple shear*: amostras MT e SD - tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa

Na mesma Figura 2, os dados na coloração azul revelam os resultados dos ensaios *simple shear* conduzidos em amostras moldadas com SD e submetidas a um regime monotônico com nível inicial de tensão vertical efetiva de 50 kPa. Ao longo do cisalhamento, o ensaio demonstrou um comportamento contrativo. Similarmente a amostra MT, não apresentou resistência de pico pronunciada sob condições de *simple shear* não drenado. A tensão de cisalhamento apresentou-se em um nível de 11 kPa e ocorreu a geração de poropressão positiva para aproximadamente 33 kPa ao final do teste de 50 kPa. Como esperado, a amostra apresenta uma alta tendência à compressão, evidente na poropressão positiva gerada.

Observa-se um comportamento similar entre os dois ensaios realizados a tensão vertical efetiva de 50kPa no equipamento *simple shear*. Reid e Fanni (2022) relataram diferenças entre as técnicas MT e SD, assim como a resposta contrativa observada difere do que foi relatado por alguns autores (Li and Coop, 2019; Xu and Coop, 2019). Além disso, ressalta-se que um maior número de ensaios é necessário para que conclusões definitivas sejam traçadas acerca da envoltória de ruptura, ângulo de atrito e demais discussões.

4. CONCLUSÕES

Este estudo avaliou a resposta mecânica dos rejeitos de minério de ferro siltosos depositados hidraulicamente a partir de uma antiga mina, utilizando dois métodos distintos de preparação: *Moist Tamping* (MT) e *Slurry Deposition* (SD). Os principais resultados da pesquisa são listados abaixo:

- No ensaio de *Moist Tamping* (MT), a tensão de cisalhamento se apresentou em um nível de 9 kPa; e ocorreu a geração de poropressão positiva para aproximadamente 35 kPa ao final do ensaio.
- No ensaio de *Slurry Deposition* (SD), a tensão de cisalhamento apresentou-se em um nível de 11 kPa; e ocorreu a geração de poropressão positiva para aproximadamente 33 kPa ao final do ensaio.
- A resposta ao cisalhamento monotônico de ambos os métodos de preparação (*Moist Tamping* - MT e *Slurry Deposition* - SD) exibiu uma natureza compressiva.

- O alto índice de vazios alcançados durante a moldagem do material desempenhou um papel fundamental na geração de poropressão positiva.

Ao considerar o escopo deste estudo, é importante salientar que a pesquisa, focada no comportamento do rejeito de mineração de ferro siltoso, depositado hidraulicamente, é fundamentada no reconhecimento de que o material explorado neste estudo apresenta comportamento mecânico semelhante a solos naturais. As respostas e tendências mecânicas observadas estão alinhadas com o conhecimento estabelecido, encontrado na literatura geotécnica, referente a materiais com distribuições de tamanho de grão comparáveis. Essa correlação chama a atenção para a aplicabilidade potencial das descobertas além do contexto específico de rejeitos depositados hidraulicamente. As semelhanças evidentes com solos naturais não apenas validam os resultados, mas também contribuem para uma compreensão mais profunda do comportamento mecânico desses materiais sob condições de carga estática.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AL-TARHOUNI, M.; SIMMS, P.; SIVATHAYALAN, S. Cyclic behaviour of reconstituted and desiccated–rewet thickened gold tailings in simple shear. Canadian Geotechnical Journal, v. 48, n. 7, p. 1044–1060, jul. 2011.

ASTM. D2487. 2017. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International. Disponível em: https://doi.org/10.1520/D2487-17.

ASTM. D4254. 2016. Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. ASTM International. Disponível em: https://doi.org/10.1520/D4254-00.

ASTM. D4318. 2018. Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. ASTM International. Disponível em: https://doi.org/10.1520/D4318-17E01.

ASTM. D7928. 2017. Standard test method for particle-size distribution (gradation) of fine-grained soils using the sedimentation (hydrometer) analysis. ASTM International. Disponível em: https://doi.org/10.1520/D7928-21E01.

ASTM. D854. 2014. Standard test methods for specific gravity of soil solids by water Pycnometer. ASTM International. Disponível em: https://doi.org/10.1520/D0854-14. Acesso em: 10 jul. 2019.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G.; HACHEY, J. The critical state of sands. Géotechnique, 41 (3): 365-381, 1992.

CARNEIRO, J.J.V., MARQUES, E.A.G., VIANA DA FONSECA, A.J.P. et al. Characterization of an Iron Ore Tailing Sample and the Evaluation of Its Representativeness. Geotechnical and Geological Engineering, v. 41, n. 5, p. 2833–2852, 23 jul. 2023.

CARRARO, J. A. H.; PREZZI, M. A New Slurry-Based Method of Preparation of Specimens of Sand Containing Fines. Geotechnical Testing Journal, v. 31, n. 1, p. 1–11, 1 jan. 2008.

CHANG, N.; HEYMANN, G.; CLAYTON, C. The effect of fabric on the behaviour of gold tailings. Géotechnique, v. 61, n. 3, p. 187–197, mar. 2011.

CONSOLI, N. C., VOGT, J. C., SILVA, J. P. S., CHAVES, H. M., SCHEUERMANN FILHO, H. C., MOREIRA, E. B., & LOTERO, A. Behaviour of Compacted Filtered Iron Ore Tailings-Portland Cement Blends: New Brazilian Trend for Tailings Disposal by Stacking. Applied Sciences, 12(2), 836, 2022.

CORTE, M. B.; FESTUGATO, L.; CONSOLI, N. C. Development of a Cyclic Simple Shear Apparatus. Soils and Rocks, v. 40, n. 3, p. 279–289, 20 dez. 2017.

DALIRI, F.; SIMMS, P.; SIVATHAYALAN, S. Discussion of "Stiffness and Strength Governing the Static Liquefaction of Tailings" by F. Schnaid, J. Bedin, A. J. P. Viana da Fonseca, and L. de Moura Costa Filho. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 141, n. 9, set. 2015.

DING, Y. et al. Study on the Fine Particle Migration Characteristics of Silty Clay Under Cyclic Loading. Geotechnical and Geological Engineering, v. 41, n. 8, p. 4549–4558, 27 nov. 2023.

FESTUGATO, L.; CONSOLI, N. C.; FOURIE, A. Cyclic shear behaviour of fibre-reinforced mine tailings. Geosynthetics International, v. 22, n. 2, p. 196–206, abr. 2015.

FOURIE, A., VERDUGO, R., BJELKEVIK, A., TORRES-CRUZ, L. A., & ZNIDARCIC, D. Tailings – State of the art. In: Proceedings of the 20th ICSMGE-State of the Art, Rahman and Jaksa (Eds), Australian Geomechanics Society, 121-183, 2022.

GUEDES, J. P. C. et al. Mechanical Behaviour of Fibre-Reinforced Cemented Iron Ore Tailings Across the Compaction Curve. Geotechnical and Geological Engineering, 11 jan. 2024.

HØEG, K.; DYVIK, R.; SANDBÆKKEN, G. Strength of Undisturbed versus Reconstituted Silt and Silty Sand Specimens. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 126, n. 7, p. 606–617, jul. 2000.

KOSSOFF, D. et al. Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts, and remediation. Applied Geochemistry, v. 51, p. 229–245, dez. 2014.

KRAGE, C. P. et al. Slurry Deposition Method of Low-Plasticity Intermediate Soils for Laboratory Element Testing. Geotechnical Testing Journal, v. 43, n. 5, p. 1269–1285, 1 set. 2020.

LI, W.; COOP, M. R. Mechanical behaviour of Panzhihua iron tailings. Canadian Geotechnical Journal, v. 56, n. 3, p. 420–435, mar. 2019.

MORGENSTERN, N. R.; VICK, S. G.; VIOTTI, C. B.; WATTS, B. D. Fundão Tailings Dam Review Panel. Report on Immediate causes of the failure of the Fundão Dam, 2016.

MORGENSTERN, N. R.; VICK, S. G.; VAN ZYL, D. V. Independent Expert Engineering Investigation and Review Panel: Mount Polley tailings storage facility breach report, 2015.

REID, D.; FANNI, R. A comparison of intact and reconstituted samples of a silt tailings. Géotechnique, v. 72, n. 2, p. 176–188, fev. 2022.

RISSOLI, A. L. C. et al. Dry Stacking of Filtered Iron Ore Tailings: Comparing On-Field Performance of Two Drying Methods. Geotechnical and Geological Engineering, 16 nov. 2023.

ROBERTSON, P. K.; WILLIAMS, D. J.; WARD WILSON, G. Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão dam I, 2019.

SERVI, S. et al. Mechanical response of filtered and compacted iron ore tailings with different cementing agents: Focus on tailings-binder mixtures disposal by stacking. Construction and Building Materials, v. 349, p. 128770, set. 2022.

SKEMPTON, A. W. The Pore-Pressure Coefficients A and B. Géotechnique, v. 4, n. 4, p. 143–147, dez. 1954.

VAID, Y. P.; SIVATHAYALAN, S. Discussion of "Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand specimens" by K. Høeg, R. Dyvik, and G. Sandbækken. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 127, n. 11, p. 991–994, 2001.

VAID, Y. P.; PILLAI, V. S. Discussion: The critical state of sands. Géotechnique, v. 42, n. 4, p. 658–660, 1992.

VELTEN, R. Z. et al. Influence of grading and fabric arising from the initial compaction on the geomechanical characterisation of compacted copper tailings. Géotechnique, p. 1–12, 25 out. 2022.

WIJEWICKREME, D.; SANIN, M. V.; GREENAWAY, G. R. Cyclic shear response of fine-grained mine tailings. Canadian Geotechnical Journal, v. 42, n. 5, p. 1408–1421, 1 out

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/447

Avaliação dos Fatores de Segurança de Pilhas de Rejeitos a partir de análises de estabilidade 2D e 3D

Fernanda Gavioli
Eng. Geotécnica, Vale S.A, São Paulo, BR, fernanda.gavioli@vale.com

Ana Luisa Halabi
Eng. Geotécnica, Geocoba, Belo Horizonte, BR, E-mail

Miguel Villalobos
Eng. Geotécnico, Geocoba, Belo Horizonte, BR, E-mail

Fernando Sgavioli
Eng. Civil Geotécnico, Vale S.A, Belo Horizonte, BR, fernando.sgavioli@vale.com

RESUMO: As análises de estabilidade de taludes são em geral realizadas por métodos determinísticos e avaliadas por meio de um fator de segurança. Situações corriqueiras, embora se saiba que os parâmetros geotécnicos podem apresentar grande dispersão devido a sua variabilidade mineralógica, nessas análises determinísticas eles são considerados fixos e conhecidos. Nos estudos geotécnicos e geológicos, principalmente quando se analisa a segurança de taludes, é importante ter-se em mente a grande distinção de características que um solo pode apresentar, visto a alta variabilidade dos parâmetros característicos do solo ou do material que está sendo trabalhado (na mineração por exemplo estéril e rejeito), inclusive em uma camada relativamente homogênea. Dessa forma, faz-se cada vez mais necessária a utilização de métodos que garantam a confiabilidade das estruturas geotécnicas. É o caso dos métodos estatísticos que buscam, através da probabilidade, incorporar as incertezas relacionadas, complementando as análises determinísticas já existentes. Este artigo apresenta a avaliação de uma pilha seca de rejeitos tridimensional simplificada com fundação de resistência infinita. Existem dois métodos probabilísticos frequentemente utilizados no meio geotécnico: Primeira Ordem e Segundo Momento (FOSM), Monte Carlo (MC) e Hipercubo Latino (LHS). Neste trabalho são empregados os três últimos citados anteriormente. As variáveis utilizadas foram a coesão, ângulo de atrito, peso específico do rejeito compactado e, para análise não drenada, o parâmetro ru. Verificou-se que o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruína são influenciados pelos métodos de análise de estabilidade adotados. Também se verificou que o método de MC apresenta diversas vantagens perante o método FOSM, dois métodos probabilísticos. É importante ressaltar que a análise 3D pode apresentar erros de convergência dependendo do método utilizado e da análise realizada, drenada ou não drenada, sendo necessária avaliação antes da utilização da Simulação de Monte Carlo.

PALAVRAS-CHAVE: Análises de Estabilidade, Métodos Estatísticos, FOSM, Monte Carlos, LHS.

ABSTRACT: Slope stability analyzes are generally carried out using deterministic methods and evaluated using a safety factor. Common situations, although it is known that geotechnical parameters can present great dispersion due to their mineralogical variability, in these deterministic analyzes they are considered fixed and known. In geotechnical and geological studies, especially when analyzing the safety of slopes, it is important to keep in mind the great distinction of characteristics that a soil can present, given the high variability of the characteristic parameters of the soil or the material being worked (in mining for example sterile and rejected), including in a relatively homogeneous layer. Therefore, it is increasingly necessary to use methods that guarantee the reliability of geotechnical structures. This is the case of statistical methods that seek, through

probability, to incorporate related uncertainties, complementing existing deterministic analyses. This article presents the evaluation of a simplified three-dimensional dry tailings pile with an infinite strength foundation. There are two probabilistic methods frequently used in geotechnical circles: First Order and Second Moment (FOSM), Monte Carlo (MC) and Latin Hypercube (LHS). In this work, the last three mentioned above were used. The variables used were cohesion, friction angle, specific weight of compacted waste and, for undrained analysis, the ru parameter. It was found that the reliability index and the probability of ruin are influenced by stability analysis methods. It is also clear that the MC method has several advantages over the FOSM method, two probabilistic methods. It is important to highlight that the 3D analysis may present convergence errors depending on the method used and the analysis performed, drained or undrained, requiring evaluation before using the Monte Carlo Simulation.

KEYWORDS: Stability Analysis, Statistical Methods, FOSM, Monte Carlo, LHS.

1 INTRODUÇÃO

Mediante ao histórico de acidentes geotécnicos atrelados a barragens de mineração, com graves consequências em vidas humanas e danos ambientais, o licenciamento de novas estruturas com essa finalidade tem se tornado cada vez mais difícil e demorado. Dessa maneira, o setor minerario foi obrigado a buscar novas alternativas para disposição de resíduos, incluindo a disposição a seco de resíduos filtrados (BARBOSA, 2022).

Mesmo com diversos estudos na área e a incessante busca por conhecimento e desenvolvimento da qualidade do diagnóstico e obtenção dos dados, ainda são observados casos em que há a existência de riscos sociais e econômicos, colocando vida humana em perigo.

Seguindo esse pressuposto, se faz cada vez mais necessária a utilização de métodos que garantam a confiabilidade das estruturas geotécnicas. Assim, além de uma abordagem clássica bidimensional usada para analisar a estabilidade convencional de pilhas de resíduos, é importante ver essas estruturas em três dimensões para compreender a interação da geometria 3D, considerando todas as forças internas e como se dá a interação entre elas, impactando diretamente em sua segurança geotécnica.

A abordagem probabilística é uma técnica capaz de minimizar as incertezas das análises geotécnicas de estabilidade, e de complementar as análises determinísticas. Quando análises probabilísticas são aplicadas a estudos de estabilidade de taludes, o FS deixa de ser um valor médio e passa a ser entendido como uma função. Assim, passa-se a ter FS como uma variável aleatória dependente de outras variáveis chamadas independentes, as quais normalmente são os parâmetros variáveis ao longo do solo como: coesão efetiva (c’), ângulo de atrito efetivo (Φ’), poropressão (u), peso específico seco ( ), peso específico saturado ( ), e resistência não drenada (Su).

Diferentes métodos podem ser utilizados para determinar a probabilidade de falha de uma estrutura, como métodos probabilísticos de Monte Carlo (MC), Hipercubo Latino e Método de Superfície de Resposta incluído nos softwares Slide 2 e Slide 3 (ROCSCIENCE, 2023), FOSM, MCS e o LHS.

O método FOSM é desenvolvido por uma expansão da série de Taylor, para a determinação da distribuição de probabilidade de uma função com um certo número de variáveis aleatórias. O método de MC ganhou significância com o desenvolvimento de computadores para a automação de dados. Para aplicação do método, é necessário conhecer as funções de densidade de probabilidade das variáveis aleatórias. Faz-se uma série de análises, por um método determinístico qualquer, sendo que em cada uma delas atribui-se um valor a cada variável aleatória a partir de sua distribuição de probabilidade. Após um grande número de simulações, é construído um histograma com todos os dados armazenados, obtendo-se uma função de distribuição de probabilidade do fator de segurança e como consequência a probabilidade de ruína.

Atualmente estão sendo abordados na literatura técnica, critérios para o gerenciamento do risco em função da probabilidade de ruína ou índice de confiabilidade e das consequências (vidas humanas, construções afetadas, prejuízos, etc.) para diferentes tipos de obras. Na Tabela 01, apresentam-se, de acordo com o *Corps of Engineers* (1997), níveis de desempenho esperados em função da probabilidade de ruína e do índice de confiabilidade. Verifica-se que um nível médio de desempenho corresponde nessa tabela a uma probabilidade de ruína de 10^{-3}.

Tabela 01 – Corps of Enginners (1997)

Nível	Índice de Confiabilidade	Probabilidade de ruína
Alto	5	3×10^{-7}
Bom	4	3×10^{-5}
Acima da média	3	0,0013
Abaixo da média	4,5	0,006
Pobre	2	0,023
Não satisfatório	1,5	0,07
Perigoso	1	0,16

Este trabalho baseia-se nas interpretações de análises aplicadas a uma pilha de mineração por métodos: determinísticos e probabilísticos. A partir das análises e dados obtidos, objetivou-se:

- Estudar a influência do método de equilíbrio limite e sua influência na contribuição relativa dos parâmetros do solo na estabilidade do talude utilizando-se o método FOSM;
- Avaliar a influência do método determinístico (SPENCER) nos resultados das análises probabilísticas (FOSM e MONTE CARLO);
- Comparar resultados de análises probabilísticas realizadas por métodos distintos (FOSM e MONTE CARLO), indicados na literatura.

Para execução das análises, foram utilizados o programa RS03, versão 3.017, do pacote Rocscience.

2 METODOLOGIA

Para as análises de estabilidade, foram realizadas primeiramente análises tridimensionais de equilíbrio limite para determinação de um fator de segurança relativo à ruptura 3D, no software Slide 3D v 3.017. A seguir foi definida a seção bidimensional para avaliação do fator de segurança 2D da estrutura no software Slide 2D v 9.017. A geometria da pilha seca simplificada utilizada é apresentada na Figura 01.

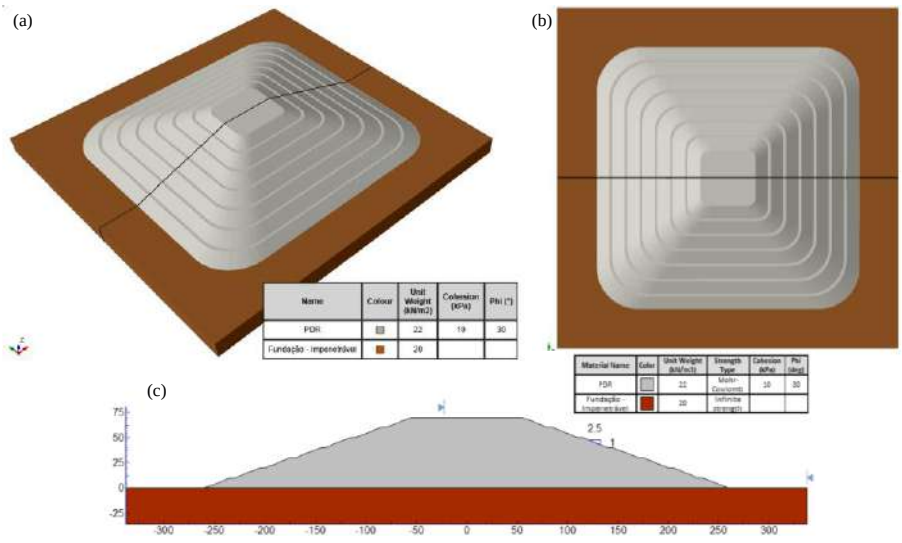


Figura 1. Geometria do Dry Stack simplificado utilizado.

Em seguida foi realizada uma análise probabilistica nesta superfície, utilizando o método FOSM, a fim de avaliar as variáveis de maior importancia para a variação do fator de segurança, e comparar a importância dessas variáveis nas diferentes geometrias bidimensionais e tridimensionais.

Neste estudo de caso, os parâmetros de resistência de coesão efetiva, ângulo de atrito e peso específico dos rejeitos da PDR foram considerados como principais variáveis de interesse. Dada a limitação dos dados para estimar a média e o desvio padrão das variáveis, os parâmetros foram adotados como valores médios. Os coeficientes de variação, correspondentes aos parâmetros de coesão e angulo de atrito foram utilizados de acordo com a literatura devido baixa variabilidade dos parâmetros analisados.

Tabela 02 – Covariância típica dos parâmetros geotécnicos (SILVA, 2015)

	Valor médio dos Rejeitos	**Coeficiente de Variação (%) Adotado**	**Desvio Padrão Adotado**	**Coeficiente de Variação (%) Recomendado**	**Intervalo**
f'	30º	10	3º	10	04 a 20
c'	10 kPa	40	4 kPa	40	20 a 80
γ_{nat}	22 kN/m^3	03	6,5 kN/m^3	03	02 a 08

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Esta seção apresenta os resultados da análise de estabilidade da pilha seca de rejeitos idealizada. A análise é apresentada para condições drenadas, tanto para as geometrias 2D e 3D. A condição não drenada é uma condição temporária, que ocorre devido a eventos desencadeadores. Este trabalho não contempla uma probabilidade de falha devido a condições não drenadas.

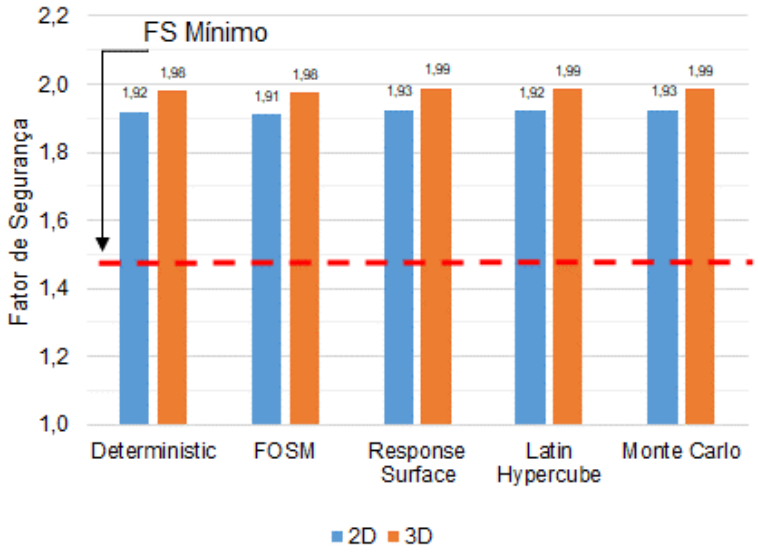


Figura 2. Fator médio de segurança dos diferentes métodos de superfície para análise 2D e 3D.

A Figura 2 apresenta o fator de segurança da análise determinística comparado ao fator de segurança médio (FoS) dos diferentes métodos probabilísticos, tanto para análise 2D quanto para 3D. É importante ressaltar que foi adotada uma geometria homogênea simplificada e a distribuição normal das variaveis de entrada.

A Figura 3 apresenta a influência dos parâmetros de resistência para análises 2D e 3D obtidas pelo método FOSM. A porcentagem de influência é muito semelhante para ambas a geometrias. O ângulo de atrito é responsável por cerca de 93% da influência, a coesão é responsável por apenas 7% da variação apesar de possuir maior coeficiente de variabilidade e por último o peso específico não influencia o FoS.

As análises 3D apresentam um FoS maior do que as análises 2D, com uma diferença de 3%. A diferença está intimamente relacionada á geometria tridimensional do talude e á caracteristica da superfície de ruptura. O FoS médio é semelhante para todos os métodos utilizados, determinísticos ou probabilísticos.

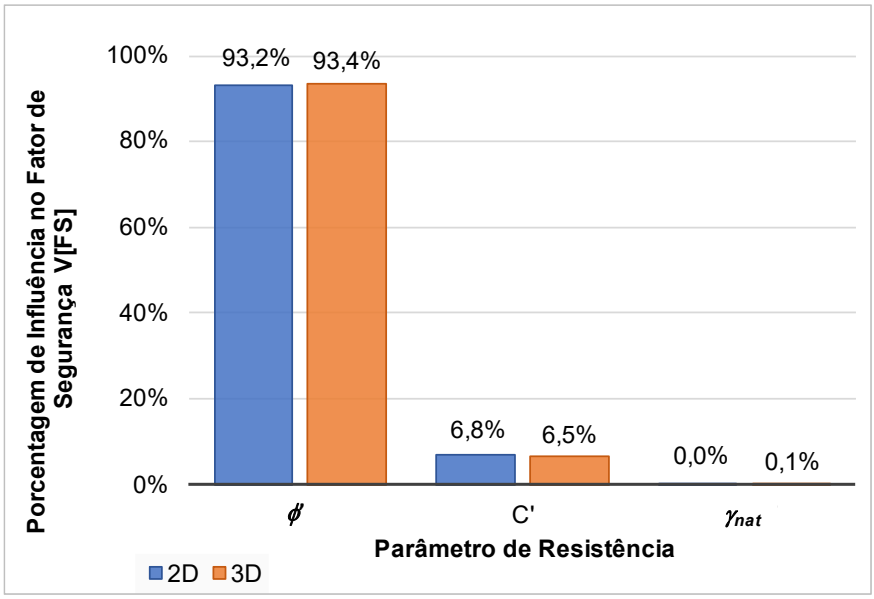


Figura 3. Influência dos parâmetros de resistência no FS para análises 2D e 3D.

A Figura 4 apresenta o índice de confiabilidade para a análise 2D e 3D, para todos os métodos probabilísticos utilizados. Todos os métodos de análise resultaram em bons índices de confiabilidade, com probabilidade de falha por volta de 10^{-6}, que pode ser superior ao tolerado dependendo das consequências de falha. Dessa maneira, embora tenha FoS elevado, a pilha de rejeitos projetada pode não ter uma probabilidade de falha aceitável de fracasso.

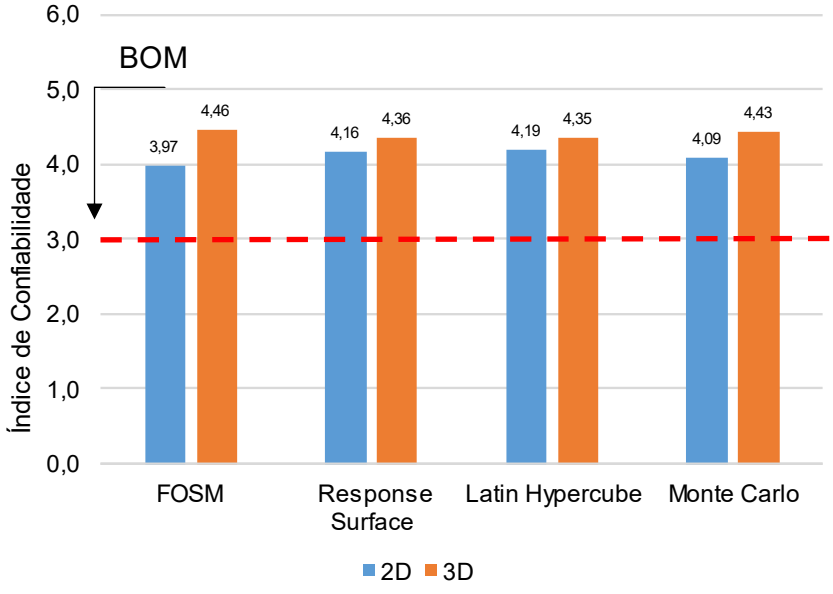


Figura 4. Indice de Confiabilidade para os diferentes métodos probabilísticos de análise 2D e 3D.

É importante ressaltar que os métodos probabilísticos Hieprcubo Latino, Monte Carlo e Método de Superfície de Resposta são os mais confiáveis devido aos cálculos do métodos. Nessa análise, o Método de Superfície de Resposta apresentou valores como o método mais confiável, apresentando maior convergência entre análises 2D e 3D. O FOSM apresentou indice de confiabilidade 2D menor e o maior indice de confiabilidade 3D quando comparado com os outros métodos, apresentando assim valores menos precisos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O artigo apresenta uma análise sobre a segurança de uma pilha seca de rejeitos tridimensional por métodos determinísticos e probabilísticos para análises 2D e 3D. O fator de segurança da análise determinística é semelhante ao fator de segurança médio (FoS) de diferentes métodos probabilisticos, tanto para análise 2D quanto para 3D, devido a geometria utilizada. O FoS da pilha de rejeitos está acima de 1,9 e as análises de estabilidade 3D apresentam um FoS maior do que as análises 2D, com diferença de aproximadamente 3%. Todos os métodos de análise apresentam probabilidade de falha da ordem de 10^{-5}, que pode ser superior ao tolerado dependendo das consequências de falha. Assim apesar de um fator de segurança muito elevado, a pilha de rejeitos projetada pode não ter uma probabilidade de falha aceitável.

4 RECONHECIMENTOS

Agradecemos a Vale e a Geocoba pelo apoio.

5 REFERÊNCIAS

Silva, C.C. (2015) Análise de estabilidade de um talude da Cava de Alegria utilizando abordagem probabilística. Universidade Federal de Ouro Preto. Disponível em: http://www.repositorio.ufop.br/jspui/handle/123456789/6375

Barbosa, C.V. (2022) Análise de estabilidade tridimensional e bidimensional em uma pilha de rejeito filtrado de grandes dimensões. Universidade Federal de Viçosa. Disponível em: https://doi.org/10.47328/ufvbbt.2022.620.

USACE (1997). *Risk-based analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies, Engineering and Design. US Army Corps of Engineers*. Department of Army. Washington, DC, 1997. 20314-100.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/448

Avaliação dos Tempos de Resposta em Piezômetros Casagrande: Estudo de Caso em uma Barragem de Rejeitos em Itabira, MG

Hyllttonn W. D. Bazan
Gerente Técnico, Vale S.A., Nova Lima, Brasil, h.bazan@vale.com

José Adriano Cardoso Malko
Engenheiro Geotécnico, Vale S.A., Nova Lima, Brasil, malko@vale.com

Samuel Souza Silva
Engenheiro Mecânico, Vale S.A., Itabira, Brasil, samuel.souza.silva@vale.com

RESUMO: O artigo em questão discute a avaliação dos tempos de resposta de piezômetros Casagrande, instalados em uma barragem de rejeitos localizada em Itabira, Minas Gerais. A avaliação desses tempos de resposta é essencial para um monitoramento geotécnico efetivo, fornecendo percepções significativas sobre as condições hidráulicas do local. O estudo se concentra na obtenção desses tempos de resposta por meio da realização de ensaios de permeabilidade in situ, especificamente infiltração e rebaixamento conduzidos nos piezômetros Casagrande. No Brasil, esses ensaios são comumente referidos como 'testes de vida'. A metodologia adotada envolve a aplicação de ensaios de permeabilidade in situ específicos para determinar os tempos de resposta dos piezômetros Casagrande. Esses ensaios in situ permitem a obtenção de dados sobre a permeabilidade do solo, de acordo com a formulação de Horzlev (1951) baseada na Lei de Darcy e, consequentemente, nos tempos de resposta dos piezômetros Casagrande com a equação de Penman (1960). Isso proporciona a avaliação da confiabilidade dos tempos de resposta obtidos por meio dos testes em campo. Um aspecto notável do estudo é a relevância dessas informações para o dimensionamento das taxas de coleta de dados, especialmente em contextos onde os piezômetros Casagrande são automatizados através de sensores. A avaliação dos tempos de resposta obtidos oferece percepções valiosas para otimizar a coleta de dados automatizada. Isso é importante para garantir a eficiência do monitoramento geotécnico, pois permite ajustar as frequências de coleta de dados de acordo com as características específicas da barragem de rejeitos em análise.

PALAVRAS-CHAVE: Piezômetros Casagrande, Barragens de Mineração, Tempo de Resposta

ABSTRACT: The article in question discusses the evaluation of response times of Casagrande piezometers, installed in a tailings dam located in Itabira, Minas Gerais. The evaluation of these response times is essential for effective geotechnical monitoring, providing significant insights into the hydraulic conditions of the site. The study focuses on obtaining these response times through the performance of in situ permeability tests, specifically infiltration and drawdown conducted in the Casagrande piezometers. In Brazil, these tests are commonly referred to as 'life tests'. The adopted methodology involves the application of specific in situ permeability tests to determine the response times of the Casagrande piezometers. These in situ tests allow the acquisition of data on soil permeability, according to the formulation of Horzlev (1951) based on Darcy's Law and, consequently, on the response times of the Casagrande piezometers with the Penman equation (1960). This provides an evaluation of the reliability of the response times obtained through field tests. A notable aspect of the study is the relevance of this information for the sizing of data collection rates, especially in contexts where the Casagrande piezometers are automated through sensors. The evaluation of the obtained response times offers valuable insights to optimize automated data collection. This is important to ensure the efficiency of geotechnical monitoring, as it allows adjusting data collection frequencies according to the specific characteristics of the tailings dam under analysis.

KEYWORDS: Casagrande Piezometers, Mining Dams, Response Time

1 INTRODUÇÃO

A Resolução ANM Nº 95 (ANM, 2022) estabelece a obrigatoriedade de um sistema de monitoramento automatizado de instrumentação para barragens de mineração com alto Dano Potencial Associado (DPA). Essa medida visa garantir a segurança das estruturas, possibilitando a identificação precoce de problemas e a tomada de decisões assertivas.

O monitoramento geotécnico com piezômetros Casagrande é fundamental para a segurança de barragens de mineração. A agilidade na resposta dos piezômetros permite a identificação antecipada de problemas, possibilitando ações corretivas imediatas. A seleção adequada do piezômetro e a consideração dos fatores que influenciam o tempo de resposta são fundamentais para a efetividade do monitoramento.

Para avaliar a efetividade do monitoramento piezométrico na Barragem de Itabiruçu, em Minas Gerais, duas campanhas de testes de permeabilidade in situ foram realizadas em 2020 e 2022. A barragem apresenta uma complexa caracterização geotécnica, com diferentes tipos de solo e rocha em sua fundação e aterro.

A compreensão das características geológicas e geotécnicas da Barragem de Itabiruçu é fundamental para a análise dos tempos de resposta dos piezômetros. A fundação da barragem é composta por colúvio, solo residual de gnaisse e xisto, saprólito de gnaisse e xisto, e gnaisse e xisto alterados e sãos. Já o maciço da barragem é composto por um aterro de textura silto-argilosa a argilo-siltosa e um sistema de drenagem interna de material arenoso.

Esta pesquisa contribui para a otimização do monitoramento piezométrico em barragens de mineração, com foco na prevenção de falhas estruturais e na garantia da segurança das estruturas e do meio ambiente.

2 METODOLOGIA

A permeabilidade do solo é uma propriedade fundamental para diversos projetos de engenharia, como fundações, obras de terraplenagem e projetos de drenagem. A determinação da permeabilidade in situ pode ser realizada através de diferentes métodos, com os ensaios de rebaixamento e infiltração sendo alguns dos mais utilizados (Craig, 2004).

O manual da ABGE (2013) apresenta cinco diferentes metodologias para execução do ensaio de permeabilidade in situ. A escolha do tipo de ensaio depende da disponibilidade de recursos, das características do local e do objetivo do estudo. Os ensaios de carga (infiltração e rebaixamento) são mais simples e geralmente preferidos, pois não exigem a instalação de bombas.

No ensaio de rebaixamento, inicialmente, o tubo do piezômetro é preenchido com água. Em seguida, interrompe-se o fornecimento de água e registra-se o tempo zero. O nível de água no furo é monitorado em intervalos curtos no início (por exemplo, a cada 15 segundos) e em intervalos mais longos posteriormente (por exemplo, a cada minuto). O ensaio é concluído quando o rebaixamento do nível de água atinge 20% da carga inicial ou após 30 minutos, o que ocorrer primeiro. A partir dos dados de rebaixamento e tempo, a permeabilidade do solo pode ser calculada utilizando diferentes métodos, como a Lei de Darcy. Entretanto, a aplicabilidade deste ensaio é limitada pela permeabilidade do solo, não sendo possível aplicá-lo em todos os cenários.

O ensaio de infiltração inicia-se com o preenchimento do piezômetro Casagrande com água, momento em que se regista o tempo zero. Durante todo o ensaio, mantém-se constante o nível de água no furo, o que requer a adição periódica de água, cujo volume total adicionado (vazão) é medido em intervalos regulares de tempo. A vazão de água infiltrada no solo é registada em intervalos regulares, tipicamente de 1 a 5 minutos. Os dados de tempo e volume acumulado de água infiltrada são empregados na construção de um gráfico.

Os testes de permeabilidade in situ foram conduzidos em um período de dois anos. Durante este tempo, em determinados instrumentos, houve uma alternância entre os métodos de rebaixamento e infiltração. De maneira amostral, seis destes instrumentos foram selecionados para comparação entre os resultados obtidos pelo ensaio de rebaixamento e infiltração.

Os seis instrumentos do estudo apresentavam nível de água na data da execução do ensaio, com as células de medição dos instrumentos saturadas em sua totalidade. Durante a execução de ambos os tipos de ensaio, a coluna de água dos instrumentos foi elevada até a cota de topo dele. Os ensaios de rebaixamento foram acompanhados com a utilização de um medidor de nível de água elétrico (PIU) e um cronômetro. Já no ensaio de infiltração, a vazão foi medida com a utilização de proveta e cronómetro para instrumentos com

baixa permeabilidade, e hidrômetro e cronômetro para instrumentos com permeabilidade alta. Os ensaios de infiltração tiveram duração que variaram entre 20 e 25 minutos, com as leituras de vazão sendo coletadas a cada minuto.

Na Figura 1, temos representado a execução dos ensaios de infiltração com a utilização de hidrômetro (a) e de proveta (b), e de rebaixamento (c) com o auxílio do medidor elétrico de nível de água (PIU).

Figura 1 – Execução dos Ensaios em Campo

(a) (b) (c)

3 REFERENCIAL TEÓRICO

O tempo de resposta de um piezômetro, é o tempo necessário para que ocorra a equalização da pressão hidrostática em um sistema de medição de pressão. Esse tempo de resposta depende do tipo e das dimensões da instalação do ponto de medição de pressão, bem como da permeabilidade do solo. Quanto maior a permeabilidade do solo, menor será o tempo de resposta.

Para o ensaio de rebaixamento, a determinação do coeficiente de permeabilidade (k) e do tempo de equalização em piezômetros Casagrande pode ser realizada com base nas equações (1), (2) e (3), propostas por Hvorslev (1951), válidas para ensaio abaixo do nível de água.

$$k = \frac{A}{F.T} \qquad (1) \qquad F = \frac{2\pi L}{ln\left[\frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{L}{D}\right)^2}\right]} \qquad (2) \qquad E = \frac{H}{H_0} = 1 - e^{\frac{t}{T}} \qquad (3)$$

Onde:

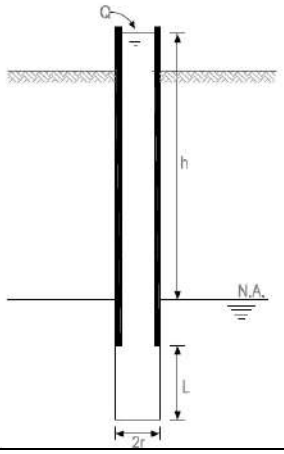
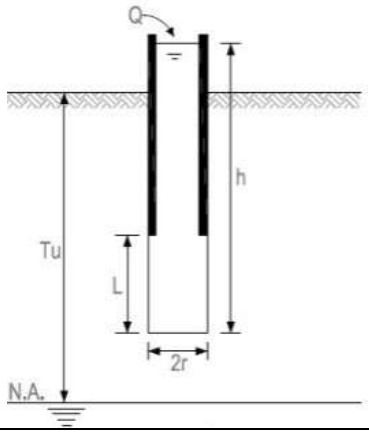
A é a área da seção transversal (cm²) efetiva do tubo do piezômetro, que considera o diâmetro interno (d)
T é o basic time lag (s).
L é o comprimento da célula piezométrica (cm);
D é o diâmetro da célula piezométrica (diâmetro do bulbo do piezômetro) (cm).
d é o diâmetro interno ao tubo do piezômetro Casagrande em cm
H é a coluna de água em qualquer instante de tempo t
H_0 é a coluna de água ativa em t=0 s
E é a equalização em %
F é o fator de forma que depende da geometria do piezômetro.

A Teoria de Hvorslev (1951) assume que o solo é isotrópico, incompressível, e segue a Lei de Darcy. Os tubos de leitura são considerados incompressíveis e não há variação do nível piezométrico do solo durante a aplicação dos excessos de carga (ΔH) nos ensaios.

A análise da curva de tempo versus volume permite determinar a vazão constante, que é utilizada no cálculo da permeabilidade do solo conforme as formulações de Zangar (1953).

Na Figura 2, é apresentado a formulação para calculo de permeabilidade para o ensaio de infiltração em dois contextos. No piezômetro da esquerda, o instrumento apresenta nível de água em seu interior no início da execução do ensaio, logo, o solo no entorno da célula de medição já se encontra saturado. Já no piezômetro da direita, o instrumento se encontrava seco no momento de inico da execução do ensaio, logo, o solo entorno da célula de medição não se encontrava saturado.

Figura 2 – Formulações para a determinação do coeficiente de permeabilidade através de ensaios de infiltração

Solo Saturado	Solo Não-Saturado
$k_s = \frac{Q}{h.C_s.r}$ (4)	$k_u = \frac{Q}{h.C_u.r}$ (6)
$C_s = \frac{2.\pi.L}{r.\ln(\frac{L}{r})}$ (5)	$C_u = \frac{2.\pi.L\ (2h-L)}{r.h\ [sinh^{-1}(\frac{L}{r})-\frac{L}{h}]}$ (7)
	

Os parâmetros apresentados nas expressões acima são definidos como:

k_s é o coeficiente de permeabilidade para solos saturados (m/s);
k_u é o coeficiente de permeabilidade para solos não saturados (m/s);
C_s é o coeficiente de condutividade em meios saturados.
C_u é o coeficiente de condutividade em meios não-saturados.
Q é a vazão mantida constante durante o ensaio de infiltração (m³/s);
h é a coluna de água mantida constante durante o ensaio de infiltração (m);
r é o raio ($d/2$) do furo do solo (m);
L é o comprimento do trecho ensaiado (m).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os valores de permeabilidade in situ, obtidos por meio de ensaios de rebaixamento e infiltração, são fundamentais para entender o comportamento hidráulico do solo. Conforme apresentado na Tabela 1, os coeficientes de permeabilidade (k) foram calculados para diferentes zonas e profundidades (L) para os anos de 2020 e 2022.

Ao analisar os coeficientes de permeabilidade (k) apresentados na Tabela 1, obtidos em 2020 através de testes de rebaixamento e em 2022 por meio de testes de infiltração, observa-se que os valores apresentam uma ordem de grandeza similar. Por exemplo, para o piezômetro PZ089 na zona de fundação, o k passou de 5,0 x 10^{-5} cm/s (rebaixamento) para 3,0 x 10^{-5} cm/s (infiltração), enquanto para o piezômetro PZ066 na zona de drenagem, o valor de k permaneceu constante em 3,0 x 10^{-3} cm/s para ambos os testes. Essas observações indicam que, apesar das pequenas variações numéricas, a permeabilidade dos solos medida pelas duas metodologias é comparável e consistente. Essa consistência sugere que a escolha entre testes de rebaixamento ou infiltração pode ser feita com base em conveniências operacionais e logísticas, sem comprometer significativamente a precisão dos resultados obtidos. Portanto, a permeabilidade do solo nas diversas zonas investigadas permanece praticamente inalterada independentemente da metodologia aplicada, reforçando a confiabilidade dos dados para fins de análise e planejamento de engenharia.

Tabela 1 – Cálculo dos coeficientes de permeabilidade (k)

Ano			2020		2022	
Piezômetro	Zona	L (m)	Testes in situ	k (cm/s)	Testes in situ	k (cm/s)
PZ065	Fundação	1,0	Rebaixamento	1,0 x 10^{-3}	Infiltração	6,0 x 10^{-4}
PZ066	Drenagem	1,0	Rebaixamento	3,0 x 10^{-3}	Infiltração	3,0 x 10^{-3}
PZ089	Fundação	2,0	Rebaixamento	5,0 x 10^{-5}	Infiltração	3,0 x 10^{-5}
PZ090	Fundação	3,0	Rebaixamento	3,0 x 10^{-4}	Infiltração	6,0 x 10^{-4}
PZ091	Fundação	3,0	Rebaixamento	8,0 x 10^{-4}	Infiltração	4,0 x 10^{-4}
PZ092	Aterro	1,0	Rebaixamento	9,0 x 10^{-3}	Infiltração	1,0 x 10^{-3}

Além disso, para os ensaios de rebaixamento, o tempo de resposta correspondente à equalização de 90% foi determinado por meio da equação (3). A Tabela 2 apresenta os tempos de resposta (t) calculados para uma equalização de 90%. Os tempos de resposta dos piezômetros analisados variaram de alguns minutos a aproximadamente uma hora. Essas informações são fundamentais para o dimensionamento das taxas de coleta de dados e a otimização da coleta de dados automatizada.

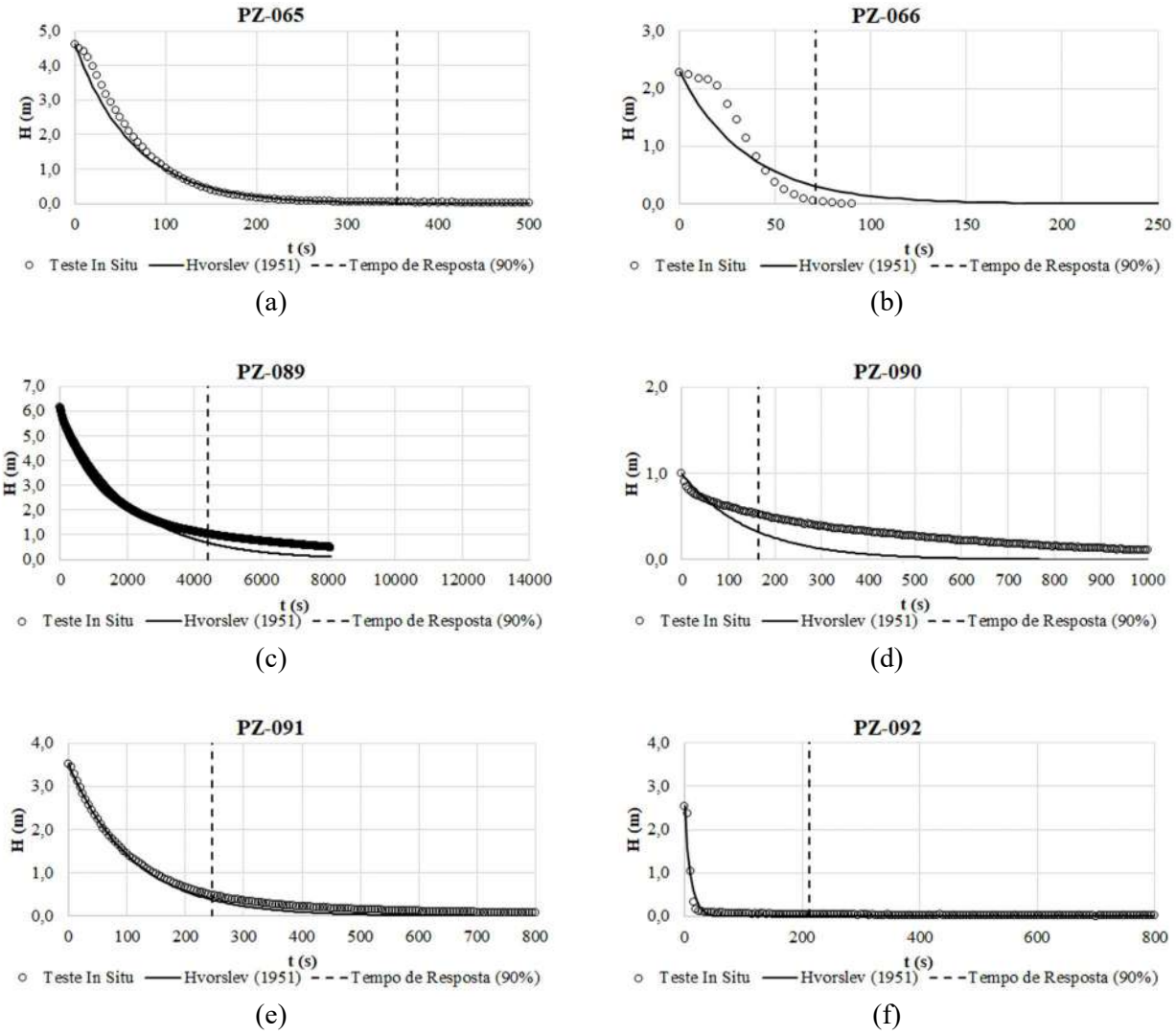
Tabela 2 – Tempo de resposta (t) calculado para uma equalização de 90%

Piezômetro	L (m)	d(cm)	D (cm)	k (cm/s)	Hvorslev (1951)		Penman (1960)		
					F (cm)	T (s)	t (s)	t (min)	t (hora)
PZ065	1,0	5,08	11,43	6,0 x 10^{-4}	219,3	154,0	354,7	5,91	0,10
PZ066	1,0	5,08	11,43	3,0 x 10^{-3}	219,3	30,8	70,9	1,18	0,02
PZ089	2,0	5,08	11,43	3,0 x 10^{-5}	353,4	1911,8	4402,2	73,37	1,22
PZ090	3,0	5,08	11,43	6,0 x 10^{-4}	475,9	71,0	163,5	2,72	0,05
PZ091	3,0	5,08	11,43	4,0 x 10^{-4}	475,9	106,5	245,2	4,09	0,07
PZ092	1,0	5,08	11,43	1,0 x 10^{-3}	219,3	92,4	212,8	3,55	0,06

Os gráficos subsequentes da Figura 3 comparam as curvas reais dos ensaios de infiltração com os resultados teóricos do trabalho de Hvorslev (1951), o que demonstra que os tempos de resposta calculados

estão em conformidade com os ensaios de rebaixamento realizados. Isso reforça a confiabilidade dos cálculos de tempo de resposta e sua aplicabilidade na prática.

Figura 3 – Ensaios de rebaixamento e tempos de resposta



No entanto, é importante ressaltar que os tempos de resposta calculados por essa teoria podem ser influenciados por vários fatores, como sedimentação ou obstrução do ponto de captação, filtro ou solo circundante, entre outros. Portanto, é necessário realizar esses testes com determinada frequência (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2020).

5 CONCLUSÕES

Este estudo apresentou uma avaliação detalhada dos tempos de resposta de piezômetros Casagrande em uma barragem de rejeitos em Itabira, Minas Gerais. Através da realização de ensaios de permeabilidade in situ, foi possível obter dados significativos sobre as condições hidráulicas do local.

Os resultados demonstraram que os coeficientes de permeabilidade obtidos por meio de ensaios de rebaixamento e infiltração foram próximos, indicando a confiabilidade dos métodos utilizados. Além disso, os tempos de resposta dos piezômetros analisados variaram de alguns minutos a aproximadamente uma hora, fornecendo informações valiosas para o dimensionamento das taxas de coleta de dados e a otimização da coleta de dados automatizada.

Este estudo ressalta a importância do monitoramento geotécnico efetivo para a segurança de barragens de mineração. A avaliação dos tempos de resposta dos piezômetros permite a identificação antecipada de problemas, possibilitando ações corretivas imediatas. Além disso, fornece percepções valiosas para a otimização da coleta de dados automatizada, garantindo a eficiência do monitoramento geotécnico. Com dados precisos e tempestivos, é possível implementar medidas preventivas e corretivas que assegurem a integridade da barragem e a segurança das áreas circunvizinhas. A aplicação dessas metodologias e a interpretação cuidadosa dos dados são essenciais para a gestão de riscos em barragens de rejeitos, contribuindo para a sustentabilidade e segurança das operações de mineração.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Vale S.A. pela disponibilização de dados geotécnicos da barragem situada na cidade de Itabira, estado de Minas Gerais, Brasil. Esta contribuição foi essêncial para a execução deste estudo. O compromisso com a transparência e o compartilhamento de dados desempenha um papel vital no progresso do conhecimento acerca do comportamento de barragens de terra e na implementação de medidas de segurança mais efetivas na indústria de mineração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABGE. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. 2013. Ensaios de Permeabilidade em solos: orientações para a sua execução no campo. 4.ed. São Paulo

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). RESOLUÇÃO ANM Nº 95, DE 07 DE FEVEREIRO DE 2022. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 18 fev. 2022. Seção 1, p. 69-79.

CRAIG, R. F. (2004). Soil Mechanics (7° ed.). Londres: Spon Press.

HVORSLEV, M. J. (1951). Time lag and soil permeability in ground-water observations. Bulletin No. 36, Waterways Experiment Station, U.S. Army Corps of Engineers.

PENMAN, A.D.M. (1960). A study of the response times of various types of piezometers, Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, p. 53-58.p.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2020). Department of the Army, Instrumentation of Embankment Dams and Levees. Manual No. 1110-2-1908. Washington, DC: CECW-EG, 441 G Street, NW, 20314-1000.

ZANGAR, C. N. Theory and problems of water percolation. United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation. Denver, Colorado. 1953.87.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/449

Avaliação Multicritério de Alternativas para Descaracterização de uma Barragem de Contenção de Sedimentos

José Antonio Guisso Rebuli
Engenheiro Geotécnico, Head5 Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, jose.rebuli@head5.com.br

Lucas Ghion Zorzan
Engenheiro Geotécnico, Head5 Engenharia, Curitiba, Brasil, lucas.zorzan@head5.com.br

Ana Paula Magalhães Tavares
Engenheira Geotécnica, Vale, Belo Horizonte, Brasil, ana.tavares4@vale.com

Frank Pereira
Engenheiro Geotécnico, Vale, Belo Horizonte, Brasil, frank.pereira@vale.com

RESUMO: Após as ocorrências recentes de rupturas de barragens de mineração no Brasil, especialmente de Fundão (2015) e Feijão (2019), intensos esforços técnicos e econômicos têm sido empregados no sentido de promover a descaracterização de estruturas de armazenamento de sedimentos e de rejeitos, com o objetivo de garantir um legado seguro das atividades de mineração. Tendo em vista as recentes experiências nacionais envolvendo a descaracterização de barragens de mineração, o presente trabalho tem por objetivo apresentar os principais conceitos e critérios utilizados no processo de escolha das soluções técnicas para um projeto de descaracterização de uma barragem de contenção de sedimentos localizada no estado de Minas Gerais, Brasil. Para desenvolvimento do projeto, um estudo de trade-off foi realizado de modo a levantar as principais condicionantes topográficas, geológicas, geotécnicas, hidrológicas e hidráulicas que norteiam as possíveis soluções para os requisitos de longo prazo da região, enquadrando-as dentro de um cenário exequível e seguro do ponto de vista de engenharia, garantindo a otimização dos recursos disponíveis e o mínimo impacto ambiental às regiões adjacentes. Com base nas soluções elencadas, um estudo comparativo multicritério fundamentado em requisitos técnicos, legais, sociais e ambientais foi elaborado, permitindo a tomada de decisão, por parte do empreendedor, da alternativa mais adequada no sentido de se garantir um legado da boa prática de recuperação de uma área degradada pelo processo de mineração. Espera-se que o presente trabalho possa contribuir na concepção de soluções cada vez mais adequadas às particularidades de cada estrutura, ao sistematizar um processo avaliativo abrangente em projetos de descaracterização de barragens.

PALAVRAS-CHAVE: Descaracterização de Barragens, Barragens de Mineração, Barragens de Sedimentos, Análise Multicritério.

ABSTRACT: After the recent occurrences of tailings dam ruptures in Brazil, especially Fundão (2015) and Feijão (2019), intense technical and economic efforts have been employed to promote the decommissioning of sediment and tailings storage structures, aiming to ensure a safe legacy of mining activities. Considering the recent national experiences involving the decommissioning of mining dams, this paper aims to present the main concepts and criteria used in the process of choosing technical solutions for a decommissioning project of a sediment containment dam located in the state of Minas Gerais, Brazil. For the development of the project, a trade-off study was conducted to identify the main topographic, geological, geotechnical, hydrological, and hydraulic conditioning that guide the possible solutions for the region's long-term requirements, framing them within an achievable and safe engineering scenario, ensuring the optimization of available resources and minimal environmental impact on adjacent regions. Based on the listed solutions, a comparative multicriteria study grounded in technical, legal, social, and environmental requirements was elaborated, allowing the entrepreneur to make the most suitable decision to ensure a legacy of good practice in the recovery of an area degraded by the mining process. It is intended that this work can contribute to the design of increasingly appropriate solutions for the particularities of each structure, by systematizing a comprehensive evaluative process in dam decommissioning projects.

KEYWORDS: Decommissioning of Dams, Mining Dams, Sediment Dams, Multi-Criteria Analysis.

1 INTRODUÇÃO

As recentes rupturas de barragens de mineração ocorridas no Brasil, especialmente Fundão (2015) e Feijão (2019), mobilizaram empresas, órgãos públicos e sociedade a promoverem intensos esforços técnicos e econômicos, visando a descaracterização de estruturas de armazenamento de sedimentos e de rejeitos, com o objetivo de garantir um legado seguro das atividades de mineração. Exemplo disso é a criação de instrumentos legais, como as Resoluções ANM nº 95/2022 e nº 130/2023, as quais consolidam atos normativos sobre segurança de barragens de mineração.

Conforme abordado ao longo do Padrão Global da Indústria Para a Gestão de Rejeitos - GISTM (2020), para projeto, construção, operação, monitoramento e gestão das estruturas de disposição de rejeitos, deve-se considerar todos elementos da base de conhecimento e todos envolvidos ao longo de seu ciclo de vida, inclusive na fase de fechamento.

Visto isso, uma vez que os empreendimentos minerários são complexos e possuem interfaces com diferentes agentes, o emprego de análises multicritérios com atribuições de pontuações numéricas ponderadas se mostra uma importante ferramenta para contribuir com a tomada de decisão acerca das melhores alternativas a serem adotadas e detalhadas em projeto.

Saaty (2008) apresenta uma metodologia de análise multicritério intitulada de Análise Hierárquica de Processos (AHP), a qual consiste na comparação par a par de cada um dos parâmetros avaliados, atribuindo quanto cada um possui de influência relativa sobre o outro. Em seguida é feita a normalização dos dados, por meio de cálculos de porcentagens e médias, resultando em um valor final de influência de cada parâmetro para a tomada de decisão. Este tende a ser mais representativo do que simplesmente atribuir certa significância sem nenhum tipo de comparação, pois foi concebido para resolução de problemas com vários critérios relacionados ao objeto de estudo (Simoni, 2017). Entretanto, mesmo que reduzida, ressalta-se a existência da subjetividade presente em parte da AHP.

Nesse contexto, é valido mencionar que, conforme apresentado por Souza e Jerônimo (2020), para incorporar os objetivos e preferências dos decisores ao processo de análise multicritério, é necessário o aprendizado, comunicação e discussão interativa entre as partes envolvidas. Os autores ainda pontuam que, a definição desses objetivos e preferências possuem impactos a outros, devendo se pensar na esfera coletiva durante o processo de análise multicritério.

Para a barragem estudada, desenvolveu-se uma análise multicritério abrangente, estruturada desde a definição dos parâmetros avaliados, passando pela atribuição de pesos e notas a cada um, até se obter as pontuações finais para três alternativas consideradas. Buscou-se atender as particularidades da estrutura, bem como a boa prática da engenharia para adequada gestão do empreendimento frente aos diferentes agentes envolvidos no processo de descaracterização.

O processo avaliativo apresentado vem se mostrando satisfatório para diferentes projetos. Quando comparado a metodologia difundida de Saaty (2008), resulta em resultados equivalentes, obtidos de maneira mais simplificada e adaptativa as particularidades de cada estrutura. Além disso, para reduzir subjetividades durante a tomada de decisão, a utilização de metodologias se faz importante, sendo o processo avaliativo apresentado uma ferramenta capaz de cumprir com esse objetivo. Portanto, espera-se que a sistematização da análise multicritério desenvolvida colabore com a concepção de soluções cada vez mais adequadas a cada estrutura.

2. OBJETIVOS

O presente trabalho objetiva sistematizar um processo avaliativo abrangente para ser aplicado a tomadas de decisão em projetos de descaracterização de barragens. Para isso, pretende-se mostrar os conceitos e critérios utilizados na elaboração dessa metodologia, considerando um projeto de descaracterização de uma barragem de contenção de sedimentos.

3. CONHECIMENTO DE CASO

A barragem estudada, a qual será denominada por Z no presente artigo, se localiza no estado de Minas Gerais (Brasil), dentro da região do Quadrilátero Ferrífero (QFe), apresentada no mapa de Endo et al. (2019). Sua finalidade principal é a contenção de sedimentos provenientes de estruturas de disposição de estéril.

Seguindo as diretrizes de fechamento e descaracterização de estruturas do setor de mineração, a Barragem Z foi estudada por uma sequência de campanhas de investigações geológico-geotécnicas, mapeamentos de campo, ensaios laboratoriais, levantamento de dados, leitura de instrumentos etc., de modo a subsidiar o desenvolvimento de seu projeto de descaracterização.

Nesse processo, ao longo dos anos foram desenvolvidos projetos de nível conceitual e básico, visando melhor compreender a Barragem Z e conceber para ela uma melhor solução de descaracterização. Um destes projetos realizou um estudo de alternativas mais simplificado (seguindo o conjunto de informações disponíveis na época), que acabou por valorizar uma das soluções em detrimento das outras. A alternativa apontada como mais adequada, de remoção total do maciço da barragem, avançou para uma etapa de detalhamento de projeto. Após sua conclusão, aspectos negativos não identificados anteriormente tornaram a opção distante do cenário final desejado.

Diante desse cenário, um estudo de trade-off foi realizado de modo a levantar as principais condicionantes topográficas, geológicas, geotécnicas, hidrológicas e hidráulicas que norteiam as possíveis soluções para os requisitos de longo prazo da região.

Para o referido trade-off, desenvolveu-se o processo avaliativo apresentado neste trabalho, visando colaborar com a tomada de decisão sobre qual alternativa deverá ser priorizada para maior detalhamento em projeto, considerando um cenário exequível e seguro do ponto de vista de engenharia, garantindo a otimização dos recursos disponíveis e o mínimo impacto ambiental às regiões adjacentes.

4. METODOLOGIA

Para a estrutura a ser analisada, inicialmente devem ser realizados levantamentos de todos elementos da base de conhecimento, estudos locacionais e discussões com os decisores e diferentes impactados pela obra, definindo-se parâmetros técnicos, econômicos, ambientais e sociais representativos para o projeto em questão. Para cada um deles faz-se a atribuição de pesos (P), entre 0 (menos significativo) a 10 (mais significativo), de acordo com as particularidades da estrutura e os debates e estudos prévios.

Os parâmetros a serem avaliados dependem do porte do empreendimento, proximidade com áreas preservadas, corpos d'água e regiões vegetadas, nível de informação disponível, possíveis impactos a comunidades, disponibilidade de recursos (materiais, equipamentos e pessoal), complexidade de execução das intervenções, condições de acesso e canteiro de obras, tempo previsto para conclusão e riscos associados ao cenário final após descaracterização. Este último item, de vital importância, deve ser analisado e ponderado com rigor, pois está relacionado diretamente as estruturas remanescentes com a conclusão da descaracterização.

Visto isso, a Tabela 1 mostra exemplos de parâmetros comumente considerados em projetos de descaracterização de barragens, os quais podem servir como base para outros futuros.

Tabela 1. Parâmetros comumente considerados em projetos de descaracterização de barragens.

Parâmetros			
Tempo de obra	Risco de taludes naturais expostos	Área de implantação	Serviços especializados
Volume de corte	Área de supressão vegetal	Volume de concreto	Instalações acessórias
Área de Disposição de Material Excedente	Risco geotécnico no cenário final	Impacto ambiental	Facilidade de execução
Volume de material	Risco hidráulico no cenário final	Facilidade de demolição	Custo de obra

Para realizar a comparação entre soluções, os pesos são multiplicados pelas notas (N) atribuídas a cada parâmetro de cada alternativa, de acordo com a seguinte escala:

- 0 – Ruim;
- 1 – Razoável;
- 2 – Bom;
- 3 – Muito bom.

A pontuação final total (T) de cada alternativa é obtida de duas formas:

1. Sem considerações de pesos, pela soma das notas N, visando identificar qual alternativa se mostra como mais adequada antes da ponderação de cada parâmetro (Equação 1);
2. Com considerações de pesos, pelo somatório da multiplicação dos pesos P pelas notas N (Equação 2).

$$T_1 = \sum N \tag{1}$$

$$T_2 = \sum P \cdot N \tag{2}$$

Ambos valores de T devem ser analisados criticamente para colaborar com a tomada de decisão sobre qual alternativa a ser adotada. Ao final, caso se julgue necessário revisar, incluir ou remover parâmetros, pesos ou notas, pode-se facilmente ajustar tais dados nas etapas anteriores da metodologia.

De modo geral, com base na metodologia apresentada, a alternativa que obter a pontuação total mais alta, se mostra como mais adequada para detalhamento em projeto.

A Figura 1 mostra um fluxograma resumindo a metodologia do processo avaliativo mostrado.

Observa-se que esta metodologia, como outras, possui certo grau de subjetividade, sobretudo na definição dos pesos e notas. Como boa prática, recomenda-se que essas atribuições sejam feitas por uma equipe multidisciplinar, e que cada valor seja definido sobre justificativas sólidas e análises de todas condicionantes de cada parâmetro e alternativa.

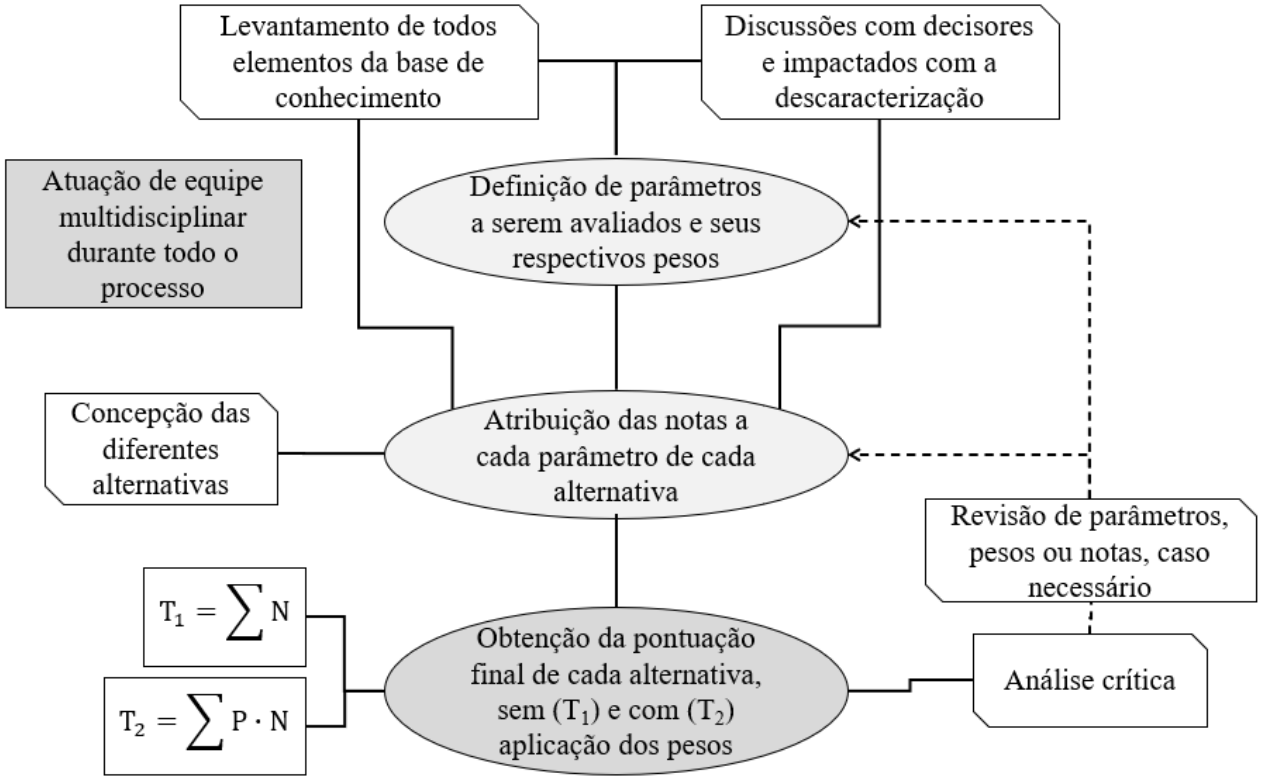


Figura 1. Fluxograma resumo do processo avaliativo apresentado.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após estudos iniciais e discussões com os decisores e diferentes impactados pela obra de descaracterização da estrutura, definiram-se os parâmetros significativos para o projeto em questão, os quais são apresentados na Tabela 2, junto de sua descrição e dos pesos atribuídos.

Os pesos numéricos foram atribuídos após discussões e alinhamentos com os stakeholders do empreendimento, considerando as necessidades técnicas, ambientais, sociais e econômicas do projeto de descaracterização.

Devido a estrutura estar inserida em meio a uma região de natureza preservada, aspectos ambientais receberam peso mais alto (10). Com mesmo grau de importância, também se encontram os riscos geotécnico e hidráulico do cenário final, pois com a descaracterização da barragem pretende-se alcançar uma condição de fechamento passivo. Na sequência, atribuiu-se o peso 9 para "tempo de obra", pois este parâmetro influencia na logística e custos de mobilização, execução e desmobilização da obra, principalmente afetados por avanços em períodos chuvosos e sequenciamento construtivo. O peso 8 para "volume de material" foi designado considerando que este parâmetro traduz a quantidade total de material que precisará ser utilizado para a obra. Os demais pesos, mais baixos, receberam peso conforme maior importância e impacto para os stakeholders e para as condições geológico-geotécnicas e hidráulicas da Barragem Z e adjacências.

Tabela 2. Parâmetros avaliados para a Barragem Z e respectivos pesos atribuídos.

Parâmetro	Descrição	Peso
Tempo de obra	Tempo necessário para execução da descaracterização	9
Volume de corte	Considera o volume total de corte (escavação), seja este realizado em material natural, sedimentos do reservatório ou maciço construído por ação antrópica	5
ADME	Considera o volume total de ADME (Área de Disposição de Material Excedente) necessária para execução da descaracterização	5
Volume de material	Considera o volume total de materiais necessários para execução da descaracterização, sejam estes solos, enrocamentos, transições, concreto, aço, etc.	8
Custo de obra	Associado ao custo estimado para a implantação da alternativa.	7
ADA	Avalia o tamanho da ADA (Área Diretamente Afetada) necessária para implantação da alternativa e se ela excede a já comunicada	10
Taludes naturais expostos	Considera a área de taludes naturais expostos devido as intervenções propostas e os tratamentos necessário para sua proteção e estabilização	6
Área de supressão vegetal	Considera a área de supressão vegetal necessária para implantação das intervenções propostas	10
Risco geotécnico - Cenário final	Avalia, de forma geral, o risco geotécnico associado ao cenário final obtido com a implementação da alternativa	10
Risco hidráulico - Cenário final	Avalia, de forma geral, o risco hidráulico associado ao cenário final obtido com a implementação da alternativa	10

Para o estudo de trade-off da Barragem Z, foram avaliadas as seguintes alternativas:

- Alternativa 1 – Remoção total do maciço – Detalhada em projeto anterior;
- Alternativa 2 – Estrutura galgável – Remoção parcial do maciço - Elaborada a nível conceitual na etapa de trade-off;
- Alternativa 3 – Manutenção do maciço – Elaborada a nível conceitual na etapa de trade-off.

A Tabela 3 apresenta as notas atribuídas aos parâmetros para cada alternativa, e a justificativa que motivou tal definição. A Tabela 4 resume a pontuação final obtida para as três alternativas considerando a condição sem peso (S/P) e com peso (C/P).

Tabela 3. Parâmetros avaliados e respectivas notas atribuídas.

Parâmetro	Alternativa 1		Alternativa 2		Alternativa 3	
	N	Justificativa	N	Justificativa	N	Justificativa
Tempo de obra	0	Maior tempo de obra, impactado pela remoção total do maciço em etapas	1	Menor tempo de obra, o qual estima-se ser semelhante ao da Alternativa 3	1	Menor tempo de obra, o qual estima-se ser semelhante ao da Alternativa 2
Volume de corte	0	Maior volume de escavação devido a remoção total do maciço	1	Volume elevado pelas conformações da rampa e canal de drenagem	2	Menor volume de escavação devido a manutenção do maciço
ADME	0	Maior volume de ADME	1	Volume mediano de ADME	2	Menor volume de ADME
Volume de material	1	Requer maior volume de materiais naturais (solo, enrocamento e transição), concreto e aço	2	Elevado volume de material necessário, similar a Alternativa 1, porém com menor volume de concreto e aço	3	Menor volume de material necessário
Custo de obra	1	Possui maior custo estimado	2	Custo reduzido, em relação à Alternativa 1, pelas menores dimensões da obra	2	Custo reduzido, em relação à Alternativa 1, pelas menores dimensões da obra
ADA	3	Intervenções a serem executadas dentro da ADA já comunicada, em área similar a Alternativa 2	3	Intervenções a serem executadas dentro da ADA já comunicada, em área similar a Alternativa 1	0	Necessidade de aumentar a ADA já comunicada, principalmente devido as estruturas de dissipação
Taludes naturais expostos	1	Maior área de taludes naturais expostos, demandando tratamentos e estando susceptíveis a deslizamentos	3	Redução da área de taludes expostos, com menores riscos que a Alternativa 1	2	Menor área de taludes naturais expostos, mas alguns trechos ainda precisarão ser tratados
Área de supressão vegetal	2	Área de supressão vegetal similar as outras alternativas. Localizada dentro da ADA já comunicada	2	Área de supressão vegetal similar as outras alternativas. Localizada dentro da ADA já comunicada	1	Maior área de supressão. Localizada além da ADA já comunicada
Risco geotécnico no cenário final	1	Maior risco de deslizamento de taludes naturais expostos, porém não há riscos relacionados ao maciço devido a sua remoção total	1	Risco de deslizamento de taludes naturais expostos, menor que a Alternativa 1. Permanecem riscos de manutenção do maciço, menor que a Alternativa 3	1	Menor risco de deslizamento de taludes naturais expostos. Manutenção do maciço oferece maior risco pela altura remanescente
Risco hidráulico no cenário final	2	Velocidades elevadas do escoamento no início do canal. Demanda uso de enrocamento argamassado. Escoamento supercrítico na curva do canal, gerando sobrelevação. Necessita de Descida em Degraus em gabião caixa para vencer o desnível até a Bacia de Dissipação.	2	Menor velocidade ao longo do canal, mas com velocidades elevadas na rampa de jusante e na Bacia de Dissipação, demandando o uso de enrocamento imbricado com blocos de grandes dimensões. Bacia de Dissipação com maior comprimento em relação à Alternativa 0	1	Menor velocidade ao longo do canal, mas com velocidades elevadas no emboque e calha do extravasor. Risco de obstrução da calha do extravasor, devido à menor seção disponível. Necessita de Descida em Degraus e de uma Bacia de Dissipação em concreto.

Tabela 4. Pontuação final obtida para cada alternativa.

Parâmetro	P	Alternativa 1		Alternativa 2		Alternativa 3	
		S/P	C/P	S/P	C/P	S/P	C/P
Tempo de obra	9	0	0	1	9	1	9
Volume de corte	5	0	0	1	5	2	10
ADME	5	0	0	1	5	2	10
Volume de material	8	1	8	2	16	3	24
Custo de obra	7	1	7	2	14	2	14
ADA	10	3	30	3	30	0	0
Área de taludes naturais expostos	6	1	6	3	18	2	12
Área de supressão vegetal	10	2	20	2	20	1	10
Risco geotécnico no cenário final	10	1	10	1	10	1	10
Risco hidráulico no cenário final	10	2	20	2	20	1	10
	Total (T)	**9**	**81**	**16**	**127**	**14**	**99**

Conforme observado acima, a Alternativa 2 alcançou maior pontuação total (T_1=16 e T_2=127) quando comparada com a Alternativa 3 (T_1=14 e T_2=99) e Alternativa 1 (T_1=9 e T_2=81). Portanto, com base no processo avaliativo desenvolvido, a Alternativa 2 se mostra como melhor opção.

Após uma sequência de apresentações e discussões da etapa de trade-off, a Alternativa 2 foi vista, com unanimidade, como a mais adequada para detalhamento em projeto, superando a Alternativa 1, anteriormente vislumbrada como melhor opção.

Para efeito comparativo, quando considerados os pesos e parâmetros mostrados na Tabela 2, e a aplicação da AHP (Saaty, 2008), a pontuação final (T_2) obtida para cada alternativa é equivalente ao encontrado com o processo avaliativo mostrado neste trabalho. A ordem de prioridade para escolha da alternativa a ser detalhada se manteve a mesma.

6. CONCLUSÕES

Foi possível sistematizar um processo avaliativo abrangente para ser aplicado a tomadas de decisão em projetos de descaracterização de barragens. Apresentou-se os conceitos e critérios utilizados na elaboração dessa metodologia.

A partir da metodologia apresentada, obteve-se um resultado satisfatório para adoção de uma alternativa de descaracterização mais adequada para atender aos aspectos técnicos, ambientais, sociais e econômicos desejados para a Barragem Z, indo ao encontro do objetivo de se garantir um legado da boa prática de recuperação de uma área degradada pelo processo de mineração.

Comparando as três soluções avaliadas, a Alternativa 1, de remoção total do maciço, que anteriormente havia sido vislumbrada como melhor opção, não se mostrou como mais adequada para a obra. Observa-se que a remoção total de uma estrutura pode não ser a melhor opção de descaracterização a ser implantada. Nesse caso, a exposição de encostas naturais e a tentativa de retornar a drenagem ao curso natural (algumas vezes desconhecido), necessita de tratamentos, estruturas e técnicas menos adequadas ao fechamento passivo da estrutura e sua reintegração ao meio ambiente, conforme recomendado pelas legislações, especialistas e estudos da área.

As metodologias de análise multicritério possuem certo grau de subjetividade, inerente ao seu processo de aplicação. No entanto, quando seu desenvolvimento segue um processo avaliativo sistematizado e robusto, realizado com equipes multidisciplinares, adequado levantamento de dados da base de conhecimento, estudos representativos e análise crítica, os resultados são satisfatórios.

Para outros projetos, de variados tipos, a metodologia apresentada também vem obtendo bons resultados. Para o caso estudado, quando comparada a Análise Hierárquica de Processos (Saaty, 2008), mostra resultados equivalentes, que corroboram para validade do processo avaliativo.

A metodologia pode apresentar melhorias futuras, sobretudo com inclusão de processos que reduzam a subjetividade dos avaliadores.

Espera-se que o presente trabalho possa contribuir na concepção de soluções cada vez mais adequadas às particularidades de cada estrutura.

AGRADECIMENTOS

À Vale e Head5 Engenharia pela parceria na elaboração deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM (2022). *Resolução ANM nº 95/2022*. Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Agência Nacional de Mineração. Brasília, DF.

ANM (2023). *Resolução ANM nº 130/2023*. Altera a Resolução ANM nº 95, de 7 de fevereiro de 2022, e dá outras providências. Agência Nacional de Mineração. Brasília, DF.

ENDO I. et al. (2019). *Mapa geológico do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil*. Escala 1:150.000. Ouro Preto, Departamento de Geologia, Escola de Minas - UFOP - Centro de Estudos Avançados do Quadrilátero Ferrífero. Disponível em: <www.qfe2050.ufop.br>. Acesso em 17 de março de 2024.

Global Tailings Review (2020). *Padrão Global da Indústria Para a Gestão de Rejeitos*. Disponível em: < https://globaltailingsreview.org/global-industry-standard/>. Acesso em 07 de fevereiro de 2024

Saaty, T. L. (2008). Decision making with the analytic hierarchy process. *International Journal of Services Sciences*. Vol. 1, nº1, p.83-98.

Simoni, B. S. de. (2017). *Avaliação do desempenho da recuperação de áreas degradadas pela mineração utilizando análise multicritério - Estudo de caso da mina Córrego do Sítio*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto. Programa de Pós-Graduação em Sustentabilidade Socioeconômica Ambiental. Ouro Preto, MG.

Souza, A. S. da S., Jerônimo, T. de B. (2020). Revisão Sistemática das aplicações em Administração do uso dos Métodos de Decisão Multicritério nas organizações. *Revista dos Mestrados Profissionais - RMP*. UFPE / CCSA - MGP. ISSN - 2317 - 0115, v. 9, n. 2, p.152-170.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/450

Breve Histórico Relacionado aos Fatores de Influência na Ocorrência da Liquefação Estática

Bruno Leite Ramires Saldanha
Doutorando, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, brunorsaldanha@gmail.com

Ágatha Ribeiro Hauck
Mestranda, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, agatha.hauck@samarco.com

Márcio Muniz de Farias
Professor Titular, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, muniz@unb.br

Amandda Lara Moreira Braga
Doutoranda, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, amanddalara@gmail.com

Manoel Porfírio Cordão Neto
Professor Adjunto, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, porfirio@unb.br

RESUMO: O objetivo deste trabalho consiste em fornecer uma visão abrangente sobre os conceitos, causas e mecanismos associados à liquefação estática e apresentar os principais avanço relacionados a sua determinação pela comunidade geotécnica. A liquefação se caracteriza pela elevação da poropressão devido à aplicação de cargas monotônicas, reduzindo a tensão efetiva do material a valores próximos de zero, resultando em rápida perda de resistência e deformação do solo. A ocorrência da liquefação estática está intrinsecamente ligada a diversos incidentes de ruptura de barragens de rejeito no Brasil, como o caso das barragens do Fundão e do Córrego do Feijão, ressaltando a importância do tema para a geotecnia brasileira. Para a realização do trabalho foi realizada uma revisão de literatura, em conjunto com uma avaliação qualitativa, dos principais artigos referentes aos principais fatores e parâmetros que influenciam na resistência a liquefação estática. Observou-se que o fenômeno está diretamente relacionado ao histórico de tensões, ao índice de vazios inicial, a granulometria, a quantidade de argilominerais e ao grau de saturação das amostras, mas que ainda existe muito desconhecimento relacionado a real contribuição de cada fator para a sua ocorrência.

PALAVRAS-CHAVE: Liquefação Estática, Resistência à Liquefação, Rejeitos.

ABSTRACT: The objective of this paper this work is to provide a comprehensive overview of the concepts, causes, and mechanisms associated with static liquefaction and to present the main advances related to its determination by the geotechnical community. Liquefaction is characterized by the increase in pore pressure due to the application of monotonic loads, reducing the effective stress of the material to values close to zero, resulting in rapid loss of strength and soil deformation. The occurrence of static liquefaction is related to various incidents of tailings dam failures in Brazil, such as the cases of the Fundão and Córrego do Feijão, highlighting the importance of the topic for Brazilian geotechnics. A literature review was conducted, along with a qualitative assessment of the main articles concerning the key factors and parameters that influence static liquefaction resistance. It was observed that the phenomenon is directly related to the initial void ratio, grain size distribution, quantity of clay minerals and degree of saturation of the samples, but there is still much unknown regarding the real contribution of each of these factors to its occurrence.

KEYWORDS: Static Liquefaction, Liquefaction Resistance, Mine Tailings.

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, a liquefação se apresenta como uma das grandes preocupações da engenharia geotécnica devida a sua associação ao rompimento de grandes estruturas construídas em solos granulares. Essa ruptura geralmente ocorre de forma rápida nas seções críticas das estruturas, ocasionando em devastadoras consequências em grandes áreas decorrente do fluxo de material (Robertson, 2017).

O fenômeno é caracterizado pela perda da resistência e rigidez do solo, induzido por acréscimos de poropressão resultantes de carregamentos cíclicos ou monotônicos. Sua ocorrência é associada a materiais saturados que apresentam tendência de contração de volume, de modo que, ao serem solicitados na condição não drenada, apresentam aumento da poropressão e consequente redução da tensão efetiva, podendo chegar a valores iguais a zero, tornando o material em um líquido viscoso sem nenhuma resistência ao cisalhamento (Guillén, 2008).

A ocorrência da liquefação estática está intrinsecamente ligada a diversos incidentes de ruptura de barragens de rejeito no Brasil. Historicamente, o método de alteamento de barragens a montante predominou no país, apresentando como característica principal o alteamento por cima das camadas de rejeito depositado. Esses rejeitos são materiais provenientes do beneficiamento de minérios e apresentam grande suscetibilidade a liquefação por serem materiais granulares não coesivos e que se apresentam, convencionalmente, na condição saturada (Franks *et al*., 2021).

Desse modo, é de se esperar que os grandes acidentes que ocorreram no Brasil estão associados a ocorrência da liquefação em barragens alteadas pelo método de montante. Em 2015, ocorreu o rompimento da barragem do Fundão, em que um fluxo de mais de 50 milhões m³ de resíduo escoou por uma extensão de 540 km. Além desse, 4 anos depois a barragem da Mina Córrego do Feijão rompeu de forma súbita, causando a morte de 270 pessoas, e destruindo toda a zona no entorno, destacando a relevância do tema para o panorama da geotecnia brasileira (Arroyo & Gens, 2022).

Sendo assim, o objetivo deste trabalho consiste em fornecer uma visão abrangente sobre os conceitos, causas e mecanismos associados à liquefação estática. Para isso, foi realizada uma revisão de literatura, compilando o estado atual da arte relacionado a esse fenômeno. Os principais artigos foram selecionados e foi realizada uma avaliação qualitativa dos principais fatores desencadeadores e parâmetros que influenciam a ocorrência da liquefação estática.

2 LIQUEFAÇÃO

O fenômeno da liquefação apresenta forte ligação com comportamento não drenado dos materiais. O primeiro trabalho que observou a sua ocorrência se deu por Castro (1969) em que foi demonstrado que amostras de areia fofa sob compressão triaxial não drenada apresentavam um pico de resistência seguido por um colapso súbito, acompanhado por um grande aumento da poropressão, grandes deslocamentos e uma tendência ao amolecimento pós pico. Na Figura 1 é apresentada a representação gráfica desse ensaio.

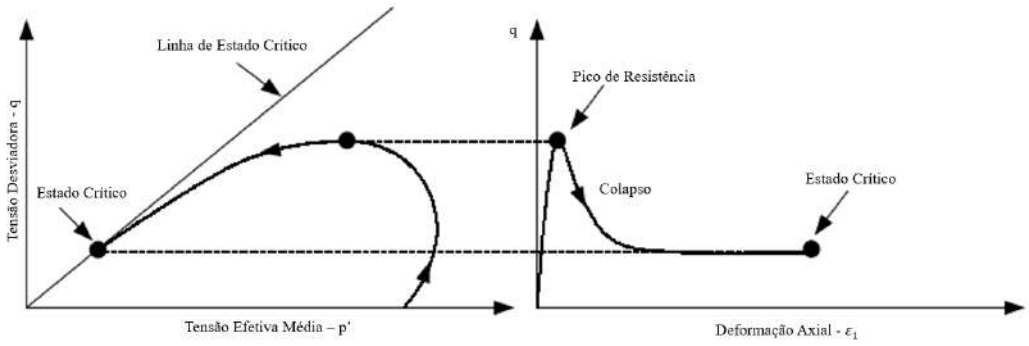


Figura 1. Liquefação Estática em amostras de areias fofas sob carregamentos não drenados. Adaptado de Yang (2002)

Trabalhos subsequentes apresentaram parâmetros mensuráveis para previsão desse comportamento. Vaid & Chern (1983), Lade & Pradel (1990) e Lade (1992) primeiramente observaram que amostras de solo contráteis totalmente saturadas podem apresentar perdas de estabilidades seguidas por um rápido acréscimo de deformações e aumento de poropressão, podendo essa instabilidade ocorrer abaixo da linha de ruptura por meio de uma linha definida pela razão entre a tensão média e desviadora (η) que controlava o início dessa instabilidade. Essa linha foi denominada linha de liquefação e define o início do processo de liquefação.

Been & Jefferies (1985) apresentaram o conceito de parâmetro de estado (ψ), definido como a diferença entre o índice de vazios iniciais (e_0) com o índice de vazios no estado crítico (e_c), que caracteriza a tendência dos solos granulares a liquefazer ou não.

A Figura 2 apresenta a representação visual da mudança de comportamento prevista para diferentes valores do parâmetro de estado. Para o índice de vazios inicial e_3, o material apresenta ψ_3 negativo, e, consequentemente, tende a expandir, se comportando mecanicamente como uma areia densa. Com a aplicação de um carregamento, a tensão efetiva cresce, o índice de vazios vai para posição e_2 e o parâmetro de estado se torna positivo (ψ_2), iniciando-se, portanto, uma transição do comportamento volumétrico para o de areia fofa suscetível a liquefação. Carregamento subsequentes servem então somente para aumentar o valor do parâmetro de estado (ψ_1) e consequentemente a suscetibilidade a liquefação (MORGENSTERN *et al.*, 2016).

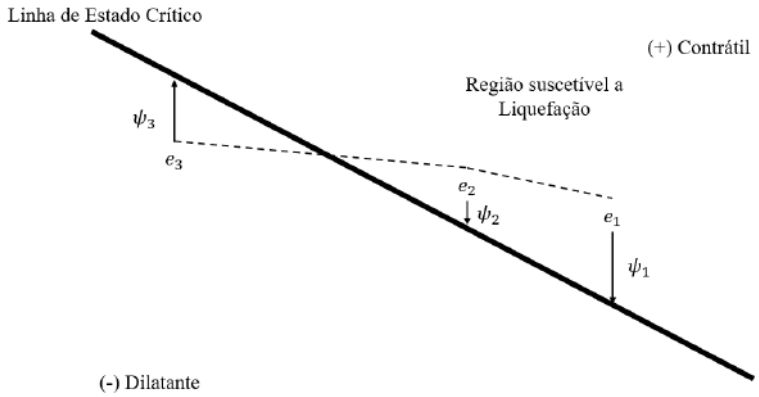
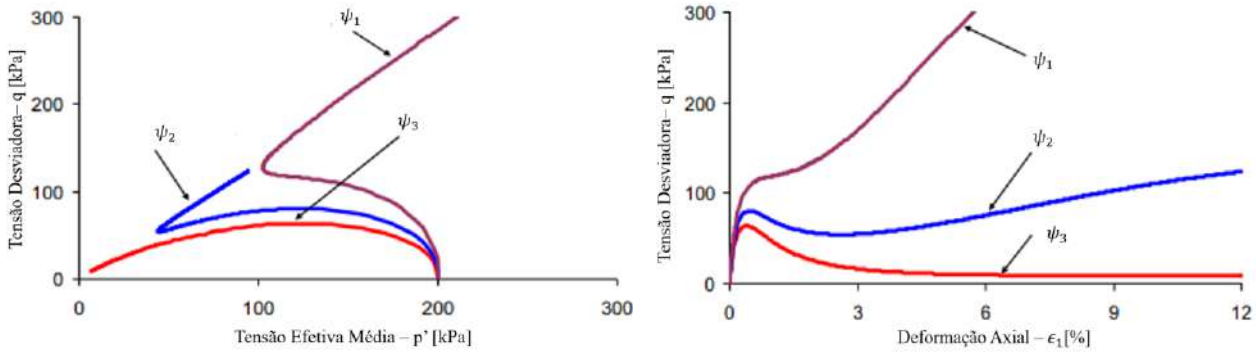


Figura 2. Representação gráfica das mudanças no parâmetro de estado. Adaptado de Morgenstern *et al.* (2016)

O comportamento volumétrico associado aos três índices de vazios da Figura 2 pode ser observado na Figura 3.



a) b)

Figura 3. Representação gráfica das mudanças no parâmetro de estado. Adaptado de Lashkari (2015)

Amostras densas (ψ_3) apresentam forte tendência a dilatação e ao processo de endurecimento pós-pico até se alcançar o estado crítico, reduzindo a possibilidade de ocorrência da liquefação. Amostras de densidade intermediária (ψ_2) apresentam um pico de resistência seguido pelo processo de amolecimento, ao se aumentar os níveis de tensão o material apresenta uma transição, dilatando até se alcançar o estado final. Por fim, as

amostras fofas (ψ_3) apresentam pico de resistência seguido por um processo de amolecimento, sendo portanto os materiais mais suscetíveis a liquefação (Lashkari, 2015).

Kramer (1996) apresentou uma série de ensaios triaxiais adensados não drenados em amostras de areias com mesmo índice de vazio inicial, mas diferentes tensões confinantes, obtendo-se uma linha no plano $v\ x\ p'$ denominada Linha de Estado Crítico (CSL). Essa linha, como mencionado anteriormente, é caracterizada por representar um estado no qual o solo flui continuamente sob tensão cisalhante, volume e velocidade constante. É possível observar também que ao se juntar os pontos de pico das trajetórias $p' - q$, obtém-se a chamada linha de liquefação (Corrêa, 2020). Na Figura 4 é apresentada a representação gráfica desses ensaios.

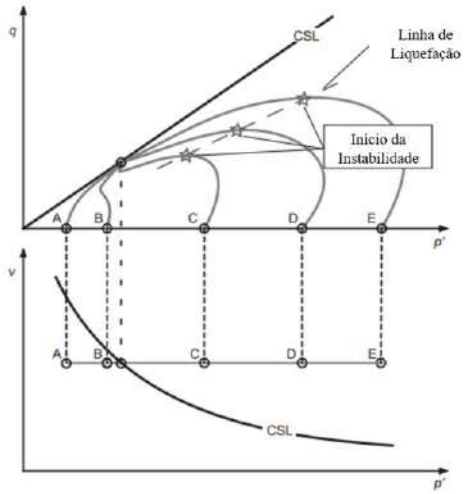


Figura 4. Representação gráfica dos ensaios realizados por Kramer (1996). Adaptado de Kramer (1996)

A obtenção experimental da linha de liquefação mostra-se como um grande avanço para o estudo do fenômeno, possibilitando explorar as diversas condições que influenciam a sua ocorrência. Sendo assim, será apresentado no próximo capítulo os principais fatores que influenciam a susceptibilidade a liquefação

3 PRINCIPAIS FATORES QUE INFLUÊNCIAM A LIQUEFAÇÃO

A ocorrência da liquefação estática é medida laboratorialmente pela obtenção da linha de liquefação. Além do índice de vazios inicial, existem outros aspectos que interferem na sua obtenção, como por exemplo: histórico de tensões, distribuição granulométrica, formato dos grãos, grau de saturação e permeabilidade do material (Islam 2023).

3.1 Contribuições Relacionadas ao Histórico de Tensões

O primeiro estudo relacionado ao efeito do histórico de tensões na ocorrência a liquefação foi realizado por Tatsuoka *et al.* (1988). Os autores observaram que o aumento da razão de pré adensamento (OCR) ocasionava no aumento da resistência à liquefação, possibilitando então utilizar métodos de densificação do solo, como por exemplo a compactação, como forma de mitigar a sua ocorrência.

Estudos posteriores se basearam em identificar como o OCR e a tensão efetiva vertical influenciava na ocorrência do fenômeno. Vipulanantham (2007) realizou ensaios triaxiais não drenados em amostras de areia com diferentes densidades relativas, e identificou que, para materiais com mesma densidade relativa, o aumento da tensão de confinamento resulta em um aumento nas tendências de contração do material, diminuindo a sua resistência a liquefação.

Toyota & Takada (2017) estudaram a influência do OCR tanto na liquefação como na reincidência da liquefação. Os autores observaram que a resistência a liquefação aumenta com o aumento da densidade relativa ocasionada pelo incremento do OCR. Além disso, os autores observaram que quando um material liquefaz, o seu histórico de tensões é anulado, tornando esses materiais mais suscetíveis a liquefação.

3.2 Contribuições Relacionadas a Distribuição Granulométrica

Os primeiros resultados experimentais que consideraram a composição granulométrica na ocorrência da liquefação foi o trabalho de Tsuchida (1970), em que foram realizados ensaios de granulometria em solos naturais com e sem susceptibilidade à liquefação. As principais conclusões obtidas pelo trabalho foram que a liquefação acontece, em geral, em materiais granulares e siltosos, de modo que quanto mais próxima a granulometria se aproxima de um material arenoso, maior a possibilidade de ocorrência.

Fourie *et al*. (2001), avaliou a ocorrência da liquefação em amostras com mesma compacidade, mas diferentes composições granulométricas. Foi observado que a presença de um teor maior de partículas finas implicava numa maior susceptibilidade à liquefação.

Carrera *et al*. (2011) realizaram ensaios triaxiais não drenados em misturas de areias e siltes, extraídas da região de rompimento da barragem de Stava, Itália. Os autores observaram que para as amostras de areia pura, a liquefação ocorreu somente para compacidades muito fofas, mas que ao se aumentar o teor de material siltoso, aumentou-se também a suscetibilidade ao fenômeno.

Estudos subsequentes se basearam em avaliar o quantitativo de argilominerais como uma forma mais condizente em se prever a possibilidade de ocorrência da liquefação. Sendo assim, os primeiros estudos se apoiaram em relacionar o limite de liquidez (LL) com o índice de plasticidade (IP) para criar zonas de suscetibilidade a liquefação.

Seed *et al.* (2001) e Seed *et al.* (2003), apresentou uma classificação para ocorrência da liquefação de modo que o IP de 10 era considerado o ponto máximo para ocorrência da liquefação, e os valores de IP entre 10 e 12 se encontravam em uma zona de possibilidade de ocorrência. Na Figura 5 é apresentada a classificação proposta por Seed *et al.* (2003), solos que se encontram dentro da Zona A possuem elevado potencial para a ocorrência de liquefação. Já para os solos que se encontram dentro da Zona B a suscetibilidade de vir a sofrerem com o fenômeno é menor.

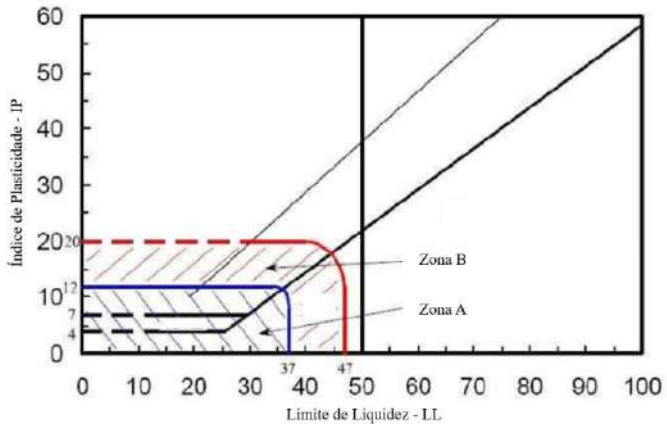


Figura 5. Classificação de ocorrência da liquefação em função do índice de plasticidade de limite de liquidez proposta por Seed *et al.* (2003). Adaptado de Seed *et al.* (2003)

Boulanger & Idriss (2006) apresentaram uma definição inicial em que solos com IP superior 7% sejam classificados como não suscetíveis à liquefação. Apesar disso, Bray & Sancio (2006) realizaram estudos empíricos e concluíram que um valor mais característico para segurança contra liquefação eram valores de IP acima de 18. Os autores ressaltaram esse critério deve ser utilizado com cautela, visto que o índice de vazios inicial, a mineralogia do solo entre outros fatores afeta também a ocorrência a liquefação.

3.3 Contribuições Relacionadas ao Grau de Saturação

A ocorrência da liquefação foi historicamente atrelada a materiais na condição saturada, sendo então possível que quanto maior o grau de saturação maior a possibilidade de ocorrência da liquefação. Apesar disso, estudos recentes observaram a ocorrência do fenômeno mesmo na condição não saturada.

Diversos autores observaram um aumento significativo na resistência a liquefação ao se reduzir o grau de saturação das amostras (Ishihara *et al*., 2001; Yang *et al*., 2014; Bouferra *et al*., 2007). Os maiores ganhos

foram observados a valores próximos de 70% de saturação, sendo os ganhos de resistência abaixo desse valor insignificante.

Della (2010) realizou ensaios triaxiais drenados e não drenados em areias medianamente compactas variando o valor de B de 0,13 a 0,90, concluindo que a diminuição do parâmetro B tende a diminuir o comportamento contrátil do solo, e, consequentemente, aumentar a resistência à liquefação.

Vernay *et al.* (2016) realizou um estudo experimental realizando ensaios triaxiais não drenados em areias aplicando-se diferentes valores iniciais de grau de saturação. Os autores concluíram que a presença de ar aumenta a rigidez inicial do solo, e que a aplicação de qualquer valor de sucção acarreta em mudanças significativas na resistência à liquefação cíclica. Além disso, comprovou-se que a liquefação cíclica pode ocorrer independentemente do valor inicial do grau de saturação, ressaltando a possibilidade de ocorrência do fenômeno também em solos não saturados.

Carrera (2008) apresentou a caracterização hidromecânica do rejeito da Mina Stava, tendo como foco principal a ocorrência do fenômeno de liquefação estática em materiais siltosos saturados. O autor conclui que o fenômeno também tem grande ocorrência nesse tipo de material, comprovando a necessidade de estudos quanto a liquefação também em materiais siltosos, e não somente em materiais arenosos.

Bella (2017) deu então continuidade nos estudos de Carrera (2008) e realizou a caracterização não saturada do rejeito da Mina Stava, realizando um estudo de caracterização hidromecânica completo. O autor observou a ocorrência da liquefação estática mesmo com o material não saturado.

Sendo assim, observa-se que a redução do grau de saturação de uma amostra reduz significativamente a possibilidade de ocorrência a liquefação, podendo inclusive alterar o comportamento pós pico de um material. Apesar disso, ressalta-se que o fenômeno pode sim ocorrer sob essas condições.

3.4 Influência da Liquefação do Dimensionamento de Barragens de Rejeito

O fenômeno está historicamente associado aos principais acidentes em barragens de rejeito que ocorreram no Brasil, de modo que a nova Política Nacional de Segurança de Barragens (BRASIL, 2020) determinou a proibição da construção de barragens de mineração pelo método de alteamento a montante.

Aliado a isso, observa-se que atualmente existem diversos estudos relacionados aos possíveis gatilhos que ocasionam na ocorrência da liquefação. Nesse sentido, ANCOLD (2019) expressa a inviabilidade de avaliação de todos esses fatores no processo de dimensionamento de uma barragem, tornando necessário encontrar alternativas para a sua inclusão eficaz e viável.

A prática atual para avaliação da estabilidade de uma barragem consiste em admitir que qualquer material que possa liquefazer vai liquefazer. Aliado a isso, são utilizados modelos constitutivos que consigam expressar a perda de resistência ocasionada pela liquefação, como por exemplo os modelos NorSand (BEEN & JEFFERIES,1985) e o *Clay and Sand Model* (CASM) (Yu, 1998), que em conjunto com softwares de análises numéricas, possibilitam aplicar diferentes condições impostas pelo meio, permitindo a identificação das vulnerabilidades da estrutura e facilitar tanto nos processos de remediação e monitoramento (Ledesma *et al.*, 2022).

4 CONCLUSÕES

O objetivo deste estudo foi contribuir para a compreensão da liquefação estática, um fenômeno de grande interesse para a geotecnia brasileira devido à sua associação com grandes acidentes ocorridos no país.

Dentre os principais fatores que influenciam a ocorrência da liquefação destaca-se que: o fenômeno está associado a materiais arenosos e areno-siltosos, a inserção de material fino no material reduz a permeabilidade e consequentemente aumenta a possibilidade de ocorrência da liquefação e que a correlação da ocorrência da liquefação com o índice de plasticidade e o limite de liquidez é mais condizente do que com a granulometria. Destaca-se também que o aumento do OCR e a diminuição do grau de saturação aumenta a resistência a liquefação e que pode alterar o comportamento pós-pico do material

Ressalta-se também que apesar do consenso sobre a influência dos fatores mencionados, atualmente existem grandes incertezas relacionadas a contribuição efetiva de cada um dele, destacando a necessidade em se explorar o assunto.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Universidade de Brasília pelo apoio ao trabalho e a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo financiamento da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANCOLD, 2019. *Guidelines on tailings dams– planning, design, construction, operation and closure*. revision 1. www.ancold.org.au

Arroyo, M., Gens, A. (2022). *A Ruptura da Barragem de Rejeito de Brumadinho: A Montanha de Cristal*. XI Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica. Mieres, Asturias, Espanha. (Arroyo, Marcos & Gens, Antonio. (2022). Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/360901513_La_rotura_de_la_presa_de_relaves_de_Brumadinho_la_montana_de_cristal

Been, K., Jefferies, M. G. (1985). *A state parameter for sands*. Géotechnique, 35(2): 99- 112

Bella, G. (2017). *Hydro-Mechanical Behaviour of Tailings in Unsaturated Conditions*. 305 f. Tese (Doutorado) - Curso de Doctoral Program In Environmental Engineering, Politecnico di Torino, Torino

Bouferra, R., Benseddiq, N., Shahrour, I. (2007). *Saturation preloading effects on the cyclic behaviour of sand*. Int. J. Geomech. 7(5):396–401

Boulanger, R. W., Idriss, I. M. (2006). *Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 132(11), 2006, 1413-426

Brasil. Lei Nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. *Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB)*. Brasília, DF: Diário Oficial da União, 2020

Bray, J. D., Sancio, R. B. (2006). *Assessment of The Liquefaction Susceptibility of Fine Grained Soil*. Journal of Geotechnical Engineering, 132 (9), 2006, 1165–1177.

Carrera, A. (2008). *Mechanical behaviour of Stava tailings*. Ph.D. thesis, Politecnico di Torino.

Carrera, A., Coop, M., Lancellota, R. (2011). *Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings*. Géotechnique, v. 61, n. 11, p. 935-946

Castro, G. (1969). *Liquefaction of Sands*. Harvard Soil Mechanics Series 81, Cambridge, MA: Harvard University

Corrêa, A. A. (2020). *Determinação do potencial de liquefação estática de uma areia fina*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 103 p

Della, N. (2010). *Laboratory testing of the Monotonic behavior of partially saturated sandy soil*. Earth Sci. Res. S J. Vol. 14, No. 2: 181-186

Fourie, A. B., Blight, G. E., Papageorgiou, G. (2001). *Static Liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure*, Canadian Geotechnical Journal, v. 38, Joanesburgo

Franks, D. M., Stringer, M., Torres-Cruz, L. A., Baker, E., Valenta, R., Thygesen, K., Matthewa, A., Howchin, J. & Barrie, S. (2021). *Tailings facility disclosures reveal stability risks*. Sci Rep, 11 (5353)

Guillén, J. L. C. (2008). *Modelagem Elasto-plástica da Liquefação Dinâmica de Solos*. Tese de Doutorado, Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 246 p

Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y., Kamada, K. (2001). *Recent studies on liquefaction resistance of sand: effect of saturation*. Proc., 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, S. Prakash, ed., Missouri Univ. of Science and Technology, Rolla, MO

Islam, S.. (2023). *A study on the mechanical behaviour of three different fine-grained mine tailings*. Journal Of King Saud University - Engineering Sciences, [S.L.], v. 35, n. 5, p. 335-341. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.jksues.2021.04.001

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice-Hall

Lade, P. V. (1992). *Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes*. Geotech, J. Eng, ASCE, 118(1): 51–71

Lade, P. V., Pradel, D. (1990). *Instability and plastic flow of soils. I: Experimental observations*, J. Eng Mech. 116(11): 2532–2550

Lashkari, A. (2015). *Prediction of flow liquefaction instability of clean and silty sands*. Acta Geotechnica, [S.L.], v. 11, n. 5, p. 987-1014, 5 out. 2015. Springer Science and Business Media LLC. http://dx.doi.org/10.1007/s11440-015-0413-9

Ledesma, O., Sfriso, A. & Manzanal, D. (2022). *Procedure for assessing the liquefaction vulnerability of tailings dams*. Computers And Geotechnics, [S.L.], v. 144, p. 104632. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104632

Morgenstern, N. R., Vick, S. G., Viotti, C. B, Watts, B. D. (2016). *Fundão Tailings Dam Review Panel: Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam*

Robertson, P. (2017). *Evaluation of Flow Liquefaction: influence of high stresses*. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/318682041_Evaluation_of_Flow_Liquefaction_influence_of_high_stresses

Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S. (2001). *Recent Advances in Soil Liquefaction Hazard Assessment*. 15th ICSMGEg, TC4 satellite conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, Istanbul, Turkey

Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., Riemer, M. F., Sancio, R. B., Bray, J. D., Kayen, R. E., Faris, A. (2003). *Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework*." EERC-2003–06, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, Calif

Tatsuoka, F., Kato, H., Kimura, M., and Pradhan, T. B. S. (1988). *Liquefaction strength of sands subjected to sustained pressure.* Soils Found., 28(1), 119–131

Toyota, H., Takada, S. (2017). *Variation of Liquefaction Strength Induced by Monotonic and Cyclic Loading Histories*. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, [S.L.], v. 143, n. 4. American Society of Civil Engineers (ASCE). http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001634

Tsuchida, H. (1970). *Evaluation of liquefaction potential of sandy deposits and measures against liquefaction induced damage*. In: Proc of the annual seminar of the Port and Harbour Research Institute, 1970 (3-1)-(3-33)

Vaid, Y. P., Chern, J. C. (1983). *Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction*. Soils Foundation, JSSMFE 23(1): 47–60

Vernay, M., Morvan, M., Breul, P. (2016). *Influence of saturation degree and role of suction in unsaturated soils behaviour: application to liquefaction*. E3S Web Of Conferences, 9: 14002

Vipulanantham, M. (2011*). Initial Stress State and Stress History Effects on Liquefaction Susceptibility of Sands*. 2011. 180 f. Department Of Civil And Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa

Yang, J., Wei, L. M., Dai, B. B. (2014). *State variables for silty sands: Global void ratio or skeleton void ratio?*. The Japanese geotechnical society, p 99-111, out, Hong Kong

Yu H. (1998). *CASM: A unified state parameter model for clay and sand*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 22: 621-653.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/451

Cálculo da Probabilidade de Falha de um Talude de Cava a Céu Aberto Aplicando o Método FOSM

Clíscia Cerceau da Silva
Engenheira geotécnica sênior, Vale, Mariana, Brasil
cliscia.silva@vale.com

Luiz Rafael Santos
Geólogo pleno, Vale, Itabira, Brasil
luiz.santos4@vale.com

RESUMO: O fator de segurança (FS) dos taludes de cava a céu aberto é comumente calculado a partir de análises de estabilidade determinísticas, levando-se em consideração a média dos parâmetros de entrada. Porém, na literatura, facilmente identifica-se taludes com fator de segurança alto que evoluíram para a ruptura, pois não foi considerado neste caso a variabilidade destes parâmetros. Diante disso, é recomendável o uso das análises probabilísticas em complementação às análises determinísticas, permitindo, dessa forma, o cálculo da probabilidade de falha (PF) do talude. O método FOSM (First Order Second Moment), é uma alternativa viável para o início de uma abordagem probabilística de um talude, pois, além de calcular a PF, este método permite identificar também quais as variáveis de entrada realmente impactam na variância do FS. Este artigo apresenta um estudo de caso de aplicação do método FOSM em um talude de uma cava a céu aberto, onde foi possível identificar as variáveis de maior influência na variação do FS e calcular a PF do mesmo.

PALAVRAS-CHAVE: Probabilidade de falha, Método FOSM, estabilidade de talude, cava a céu aberto.

ABSTRACT: The safety factor (FS) of open pit slopes is commonly calculated from deterministic stability analyses, taking into account the average of the input parameters. However, in the literature, slopes with a high safety factor that progressed to failure are easily identified, as the variability of these parameters was not considered in this case. In view of this, it is interesting to use probabilistic analyzes in addition to deterministic analyses, thus allowing the calculation of the probability of failure (PF) of the slope. The FOSM (First Order Second Moment) method is a viable alternative for starting a probabilistic approach to a slope, as, in addition to calculating the PF, this method allows identifying which input variables really impact the FS variance. This article presents a case study of the application of the FOSM method in an open pit slope with few geotechnical investigations, where it was possible to define the variables with the greatest influence on the FS variation and calculate its PF.

KEYWORDS: Probability of failure, FOSM method, slope stability, open pit.

1 INTRODUÇÃO

A análise de estabilidade de taludes comumente envolve a abordagem determinística, com o cálculo do fator de segurança, a partir da média dos parâmetros de entrada considerados. Porém, principalmente em regiões de maior complexidade geológica, é recomendável considerar a variabilidade destes parâmetros de entrada nas análises de estabilidade, de forma a complementar as análises com uma abordagem probabilística.

A proposta deste trabalho é apresentar um estudo de caso em que fica compreensível a aplicabilidade do Método FOSM em análise de estabilidade de talude, expondo as suas vantagens em uma abordagem probabilística.

1.2 Abordagem Probabilística

A análise probabilística distingue-se da determinística por considerar a variabilidade dos parâmetros de cálculo, identificando as incertezas do projeto. De acordo com El-Ramly *et al.*(2002), a incerteza é uma constante na engenharia de taludes, uma vez que os taludes são compostos de materiais naturais. As variabilidades devem-se à dispersão dos resultados de ensaios ou à variabilidade natural, e portanto há uma distribuição de valores para cada parâmetro (variáveis aleatórias). Os parâmetros de projeto são considerados as variáveis aleatórias independentes, e o FS é considerado a variável aleatória dependente, e podem ser representados estatisticamente por sua média, desvio padrão ou coeficiente de variação e distribuição de probabilidade da função.

Vários métodos probabilísticos têm sido desenvolvidos para gerar a distribuição de funções de variáveis dependentes. São eles:

- Métodos "exatos";
- Método das Estimativas Pontuais.
- Aproximações da série de Taylor da variável dependente;

Os métodos ditos exatos exigem que as funções de distribuição de probabilidade de todas as variáveis independentes sejam inicialmente conhecidas. Na falta destas, geralmente assume-se uma distribuição normal, ou lognormal, ou até mesmo uniforme. O principal método nesta categoria é o Monte Carlo (Hammersley & Handscomb, 1964). A principal vantagem desta metodologia é que se obtém a distribuição completa da variável dependente. Ele é um poderoso método para o cálculo da probabilidade de falha, pois permite uma ampla variabilidade de distribuições probabilísticas, permitindo um grande número de interações. Porém, este método demanda um tempo maior para processar as análises, devido ao grande número de interações que esta técnica necessita.

O Método das Estimativas Pontuais (Rosenblueth, 1975) dispensa, a princípio, o conhecimento das funções de distribuição das variáveis independentes, utilizando apenas os valores das estimativas pontuais calculados na média mais um desvio padrão e média menos um desvio padrão de cada variável. A variável dependente é calculada para estes pontos, obtendo-se uma amostra da qual se pode calcular sua média e desvio padrão.

Por último tem-se o Método FOSM, apresentado por Christian *et al.* (1992), que se baseia no truncamento da série de Taylor para a função da variável dependente. O valor médio da variável dependente é calculado a partir dos valores médios das variáveis independentes. O desvio padrão é calculado a partir das variâncias dos parâmetros de entrada e das derivadas da variável dependente em relação a cada variável independente. A maior vantagem deste método é permitir quantificar a influência de cada variável independente na variância da variável dependente. Como desvantagem, não obtém uma distribuição completa da variável dependente devendo-se adotar hipóteses sobre esta distribuição. Além disso, a probabilidade de ruptura máxima nem sempre está relacionada com a superfície de ruptura com fator de segurança mínimo (Tobutt & Richards, 1979).

1.2.1 Método FOSM

Harr (1987) descreve que a ideia básica do método FOSM é expressar a função de performance (fator de segurança) como uma função de diferentes variáveis aleatórias consideradas na análise estatística. O método é chamado de Segundo Momento porque usa a variância (segundo momento da função de performance). É também referido como sendo de 1ª ordem porque usa só a primeira derivada da série de Taylor (Linear). O procedimento consiste em variar separadamente cada parâmetro, observando-se a variação correspondente do valor da função no FS.

Após a expansão da série de Taylor, tem-se as seguintes equações:

$$E[F] = F(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_N) \quad (1)$$

$$\mathrm{V[F]} = \sum_{\mathrm{i=1}}^{\mathrm{N}} \left(\frac{\delta \mathrm{F}}{\delta \mathrm{x_i}}\right)^2 \mathrm{V[x_i]} \quad (2)$$

Onde:
E[F]- Valor médio esperado para F
V[F]- Variância de F
δFi- Variância de F que ocorre quando se varia δxi para cada um dos N parâmetros xi
δxi- Taxa de variação das variáveis envolvidas
V[xi]- Variância de cada um dos parâmetros xi (desvio padrão ao quadrado).

Segundo Maia e Assis (2004), a definição do número de cálculos a serem realizados nos métodos probabilísticos é muito importante, pois demandam elevado tempo para a sua realização. Neste sentido, o método FOSM permite identificar as variáveis aleatórias independentes que mais contribuem com a variância do FS, permitindo desconsiderar as variáveis de menor relevância no momento do cálculo da probabilidade de falha pelo Método de Monte Carlo ou pelo Método das Estimativas Pontuais.

1.2.1.1 Probabilidade de falha

Christian *et al*. (1994), definem a PF como a área sob a curva de distribuição de probabilidades contida a esquerda do FS = 1. A Figura 1 apresenta um exemplo de dois projetos hipotéticos A e B, em que o projeto A, mesmo com FS e desvio padrão menores que B, é mais seguro, pelo fato de apresentar baixa PF.

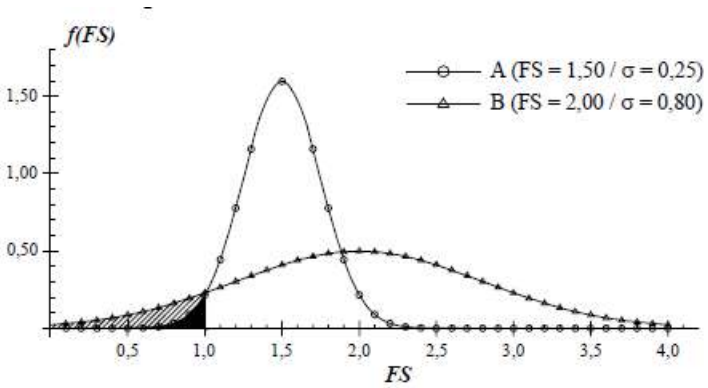


Figura 1. Distribuições estatísticas com diferentes FS e σ (Christian *et al*., 1994).

2 ESTUDO DE CASO

A cava a céu aberto em estudo está localizada no Quadrilátero Ferrífero, MG. Ela possui projetos de cava final com taludes de grandes alturas, e em um contexto geológico-geomecânico complexo. Estas características, dentre outras, remetem à necessidade da inserção de novas metodologias de análises, como por exemplo, a complementação das análises determínisticas com as análises probalísticas, para a determinação da probabilidade de falha, que, junto ao FS, dará um maior subsídio técnico para a tomada de decisão (Silva, 2015).

A primeira etapa do estudo é o cálculo do FS médio a partir da análise de estabilidade determinística. A análise foi realizada no programa Slide (Rocscience), versão 9.026, adotando o método de Bishop Simplificado, para o cálculo do FS médio. O critério de ruptura adotado foi o de Mohr-Coulomb, ruptura do tipo circular. A Tabela 1 apresenta os parâmetros de resistência utilizados na análise de estabilidade, em que foram adotados os parâmetros de resistência oblíquos à foliação.

A Figura 2 apresenta o resultado da análise com a superfície de ruptura crítica, com FS= 1.33.

É importante ressaltar que todas as variáveis presentes na seção geotécnica deverão ser levadas em consideração nesta etapa do estudo, para garantir que serão analisadas as variáveis que de fato mais influenciam na variância do FS. Após esta primeira etapa, são realizadas as análises estatítiscas, em que o desvio padrão será calculado com base no coeficiente de variação dos valores típicos. Estas etapas serão apresentadas detalhamente no tópico “Resultados e Discussões, bem como os resultados apresentados.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos considerados nas análises de estabilidade (VOGBR, 2013).

Litotipo	Classe Maciço	Peso Específico	Envoltória de Resistência Efetiva	
		(kN/m3)	Oblíquo à Foliação	
			c'	Φ'
			(kpa)	(Graus)
Itabirito friável	V	28	60	35
Itabirito compacto	V	30	100	38

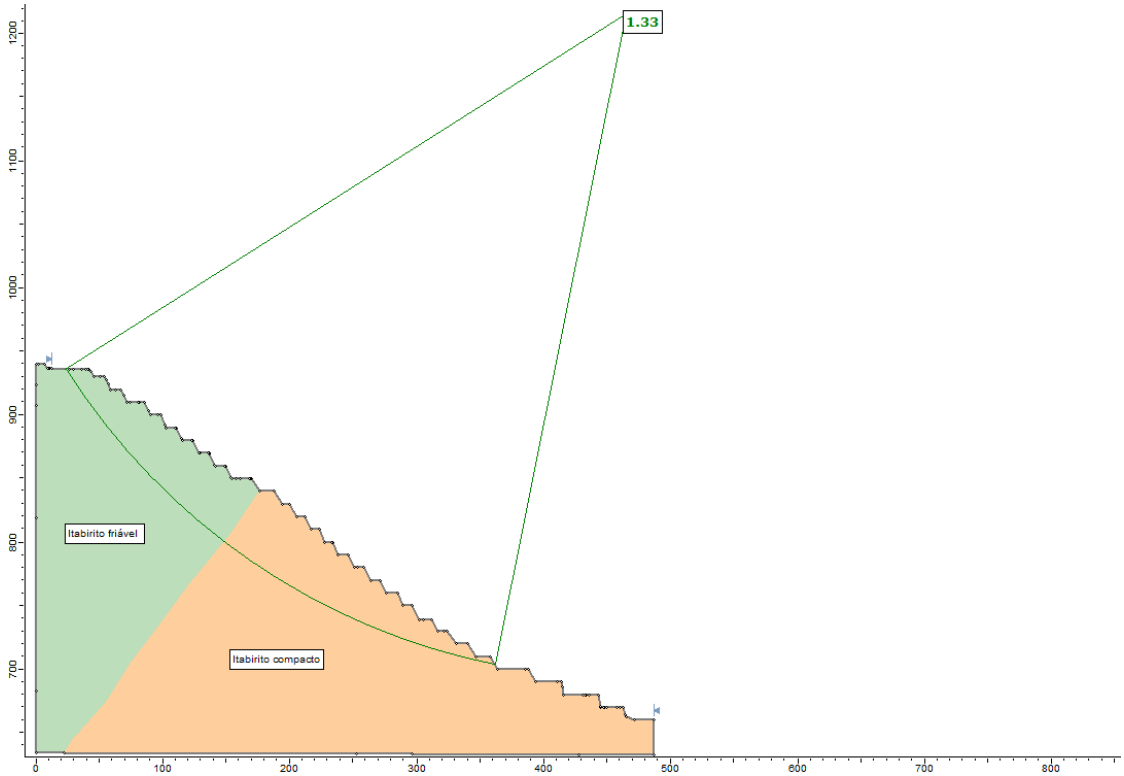


Figura 2. Análise de estabilidade determinística apresentando superfície de ruptura crítica com FS= 1,33.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Dados estatísticos das variáveis aleatórias

Para o estudo de caso apresentado, o número de ensaios para determinação dos parâmetros de resistência dos materiais não é grande o suficiente para calcular a média e o desvio padrão destes parâmetros. Além disso, para representar a variabilidade destes materiais, seria necessário uma quantidade muito grande de ensaios, o que acaba se tornando inviável.

Usace (1999), afirma que, quando não se dispõe de um número suficiente de ensaios pode-se, inicialmente, utilizar coeficientes de variação estimados (desvio-padrão sobre a média), a partir de valores típicos. Este banco de dados representando a variabilidade dos principais parâmetros geotécnicos, vem sendo observado por diversos pesquisadores desde a década de 1970 (Harr, 1984; Hidalgo, 2013; Assis et al., 2012) e definindo dessa forma o coeficiente de variação padrão para estas variáveis, bem como a faixa de variação das mesmas. Esta metodologia vem sendo bastante utilizada para a estimativa do desvio padrão dos parâmetros de resistência (c e ϕ), resistência uniaxial e peso específico da rocha, quando não se tem ensaios, ou quando

não é possível realizar um grande número destes, ou até mesmo quando os ensaios não representam a variabilidade do parâmetro.

A Tabela 2 apresenta os valores de coeficientes de variação dos parâmetros geotécnicos mais comumente utilizados nas análises de estabilidade de taludes.

Tabela 2. Valores típicos do coeficiente de variação dos principais parâmetros geotécnicos (Assis et al.,2012)

Valores típicos de coeficiente de variação	
Parâmetro	Coeficiente de Variação (%)
Peso específico	03 (02 a 08)
Coesão	40 (20 a 80)
Ângulo de atrito efetivo	10 (04 a 20)
Coesão não-drenada	30 (20 a 50)

Diante disso, neste estudo, os dados existentes das variáveis independentes (Tabela 1) são assumidos como a média, e a partir destes valores, que no caso, são os parâmetros de projeto, faz-se o uso dos coeficientes de variação típicos apresentados na Tabela 2, para estimar os valores do desvio padrão dos parâmetros geotécnicos em questão.

A Tabela 3 apresenta os valores da média das variáveis aleatórias da seção de análise, e o desvio padrão, calculado a partir dos valores típicos do coeficiente de variação destas variáveis.

Tabela 3: Cálculo do desvio padrão a partir do coeficiente de variação

Material	Parâmetro	Média	Desvio Padrão
Itabirito friável	Coesão (kpa)	60	24
	Ângulo de atrito efetivo (°)	35	3,5
	Peso específico (kN/m³)	28	0,84
Itabirito compacto	Coesão (kpa)	100	40
	Ângulo de atrito efetivo (°)	38	3,8
	Peso específico (kN/m³)	30	0,9

O desvio padrão foi calculado considerando a fórmula do coeficiente de variação, dada por:

$$CV = \left(\frac{s}{\bar{X}}\right) 100\% \quad (3)$$

onde CV é o coeficiente de variação em percentual, s é o desvio padrão amostral e X é a média aritmética.

3.2 Aplicação do Método FOSM

A metodologia do método FOSM consiste em calcular a variância do fator de segurança em função da variação da média das variáveis aleatórias independentes (neste caso, variando as médias da coesão, ângulo de atrito e peso específico). A partir destes dados, é possível calcular a porcentagem de contribuição de cada variável independente na variância total do FS, que é a variável dependente, conforme Equação 2, apresentada anteriormente.

Farias e Assis (1998) propõe que a simulação da variação da média destas variáveis independentes deve ter um incremento entre 5% a 10% do valor real. Neste estudo foi adotado um incremento de 10%. Os valores resultantes e usados nas simulações podem ser verificados na Tabela 4.

Tabela 4: Cálculo da variação da média das variáveis aleatórias independentes

Material	Parâmetro	Média	Desvio Padrão (s)	Média + variação 10%
Itabirito friável (IF)	Coesão (kpa)	60	24	66
	Ângulo de atrito efetivo (°)	35	3,5	38,5
	Peso específico (kN/m³)	28	0,84	30,8
Itabirito compacto (IC)	Coesão (kpa)	100	40	110
	Ângulo de atrito efetivo (°)	38	3,8	41,8
	Peso específico (kN/m³)	30	0,9	33

3.2.1 Cálculo da variância do fator de segurança

De acordo com Farias & Assis (1998), o método FOSM exige n+1 análises, ou seja, uma análise determinística para os valores médios das variáveis, conforme apresentado na Figura 1, e outras 6 análises determinísticas (pois são 6 variáveis) para definir as derivadas de cada variável independente. Cada variável é individualmente incrementada, enquanto as demais são fixadas em seus valores médios, conforme pode ser visto na Tabela 5. Com o resultado dos valores dos FS, considerando o incremento das variáveis aleatórias independentes, foi possível calcular a variância do FS em função de cada variável independente e a variância total, conforme apresentado na Tabela 6. A coluna 2 desta Tabela se refere ao incremento de 10% da média de cada variável. A coluna 3 mostra a diferença do FS calculado em cada simulação, em relação ao FS calculado com os valores médios fixos. Já a coluna 5 se refere ao desvio padrão ao quadrado, de cada variável. A partir destes valores, foi calculada a variância do FS, utilizando a equação principal (equação 2 adaptada) do método.

$$V[FS] = \sum_{i=1}^{N} \left(\frac{\delta FS}{\delta x_i}\right)^2 V[x_i] \quad (2)$$

A Tabela 6 mostra que o ângulo de atrito do itabirito compacto é a variável aleatória independente que mais tem influência na variância do FS, apresentando V[FS]= 65,9%. As variáveis com menor relevância são a coesão do itabirito friável e os pesos específicos de ambas as litologias. Em caso de se calcular a probabilidade de falha por outros métodos probabilísticos, estas informações são valiosas para definir quais variáveis serão consideradas nos cálculos, pois a utilização de um número de variáveis aleatórias muito grande nos métodos de Monte Carlo e Estimativas Pontuais deixaria o processo lento e trabalhoso, principalmente na simulação de Monte Carlo.

Tabela 5: Resultado do FS da análise de estabilidade determinística considerando a variação da média das variáveis aleatórias

Variáveis aleatórias	Parâmetros análise determinística (Figura 1)	Simulações					
		1	2	3	4	5	6
IF_coesão	60	**66**	60	60	60	60	60
IF_atrito	35	35	**38,5**	35	35	35	35
IF_peso específico	28	28	28	**30,8**	28	28	28
IC_coesão	100	100	100	100	**110**	100	100
IC_atrito	38	38	38	38	38	**41,8**	38
IC_peso específico	30	30	30	30	30	30	**33**
Fator de Segurança	1,33	1,33	1,38	1,3	1,34	1,42	1,34

Tabela 6: Resultados da variância do FS das variáveis aleatórias estudadas pelo Método FOSM

		δFS	$\frac{\delta FS}{}$	$V[X_i]$	$\left(\frac{\delta FS}{}\right)^2 \times V[X_i] = V[FS]$	$\frac{V[FS]}{V[FS]}$
IF_coesão	6,0	0,00000	0	576	0,00000	0,0%
IF_atrito	3,5	-0,05000	-0,014286	12,25	0,00250	20,3%
IF_peso específico	2,8	0,03000	0,0107143	0,7056	0,00008	0,7%
IC_coesão	10,0	-0,01000	-0,001	1600	0,00160	13,0%
IC_atrito	3,8	-0,09000	-0,023684	14,44	0,00810	65,9%
IC_peso específico	3,0	-0,01000	-0,003333	0,81	0,00001	0,1%

A variância total do FS é a soma das variâncias do FS de cada variável aleatória. Neste caso, a V[FS] total é igual a 0,012.

3.2.2 Cálculo da probabilidade de falha

O cálculo da PF é realizado por meio da área sob a curva de distribuição de probabilidade contida a esquerda do FS = 1, conforme apresentado anteriormente. O cálculo da PF foi realizado admitindo-se que o FS possui uma distribuição de probabilidade normal. Para isso, foi realizado um teste dos resultados dos FS a esta distribuição e obteve-se uma adequação razoável. A PF foi calculada de maneira prática através do programa excel, conforme equação 4, a partir do FS médio e o desvio padrão do FS. O desvio padrão foi calculado a partir da V[FS] total. Como a V[FS] é o desvio padrão ao quadrado, logo seu desvio padrão será de 0,109.

$$\text{PF} = \text{DIST.NORM.N}(1;\ \text{FS médio};\ \text{desviopadrão};\ \text{VERDADEIRO}) \quad (4)$$

A PF neste caso foi 0,12%. A PF foi pequena, mas sua análise não pode ser feita pelo seu valor em si, e sim, dentro do contexto de risco que considera as eventuais consequências, caso a ruptura ocorresse.
Vale ressaltar que FS altos não significam PF baixas, e vice-versa. É comum FS altos com PF altos, demonstrando baixa confiabilidade no FS. Para uma tomada de decisão mais assertiva, sugere-se utilizar critérios de aceitação de projetos, que correlacionam valores de FS *versus* PF, conforme sugerido em Silva (2015).

4 CONCLUSÕES

Os métodos probabilísticos são essenciais para complementação das análises de estabilidade de taludes com uma abordagem determinística, principalmente em cavas com uma grande complexidade geológica, pois consideram a variabilidade dos materiais.

O Método FOSM é um método probabilístico que consegue determinar quais são as variáveis aleatórias que mais influenciam na variância do FS, poupando tempo e trabalho em caso de se calcular a PF através dos outros métodos probabilísticos. Além disso, ele também calcula a PF.

No estudo de caso apresentado, a variável mais relevante na variância do FS é o ângulo de atrito, principalmente do itabirito compacto, apresentando V[FS]= 65,9%, o que é de se esperar para taludes de grandes alturas.

O peso específico teve influência praticamente zero na variância do FS, podendo ser descartado em caso de cálculo da PF com outros métodos.

A PF da seção de análise foi baixa, mas sua análise não pode ser feita pelo seu valor em si, e sim, dentro do contexto de risco que considera as eventuais consequências, caso a ruptura ocorresse. Além disso, para uma tomada de decisão assertiva, sugere-se utilizar critérios de aceitação de projetos, que correlacionam valores de FS *versus* PF, conforme sugerido em Silva (2015).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSIS, A.P., ESPÓSITO, T.J., GARDONI, M.G., SILVA, P.D.E.A. & J.A. MAIA (2012). Métodos Estatísticos e Probabilísticos em Geotecnia. Publicação G.AP-002/2012. Apostila do curso de Pós-Graduação em Geotecnia, UNB, Brasília.

El-Ramly, H.; Morgenstern, N.R.; Cruden, D.M. (2002). Probabilistic slope stability analysis for practice. Can. Geotech. J., 39, 665–683.

Christian, J.T.; Ladd, C.C. & Baecher, G.B. (1992). Reliability and probability in stability analysis. Stability and Performance of Slopes and Embankments II, Geotechnical Special Publication No. 31, ASCE, New York, USA, 2: 1071-1111.

CHRISTIAN, J.T., LADD, C.C. & BAECHER, G.B. (1994). Reliability Applied to SlopeStability Analysis. Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers – ASCE, 120(12): 2180 – 2207.

FARIAS, M.M. & ASSIS, A.P. (1998). Uma Comparação entre Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XI COBRAMSEG. ABMS, Brasília, DF, 2: 1305–1313.

GRIFFITHS, D. V. & FENTON, G. A. (2007). Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering. Internacional Centre For Mechanical Sciences, New York, p. 71-112.

HARR, M.E. (1987). Reliability – Based Design in Civil Engineering. McGraw-Hill Publishing Company, New York, USA, 291p.

HARR, M. E. (1984). Reliability-Based Design in Civil Engineering. 1984 Henry M. Shaw Lecture. Dept. of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, USA.

HIDALGO-MONTOYA, C. A. (2013). Incertezas, Vulnerabilidade e Avaliação de Risco Devido a Deslizamento em Estradas. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-081/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 250 p.

MAIA, J.A.C; ASSIS, A.P (2004). Etapas para estudos probabilísticos aplicados a Geotecnia. 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, São Carlos.

Rosenblueth, E. (1975). Point estimates for probability moments. Proc. Nacional Academy of Sciences, 72(10): 3812-3814.

SILVA, Clíscia Cerceau da (2015). Análise de estabilidade de um talude da cava de alegria utilizando abordagem probabilística. 136 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Tobutt D. C., Richards E. A. (1979). The Reliability of Earth Slopes. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Volume 3, pp. 323-354.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1999). Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies, Engineering Technical Letter ETL 1110-2-556, Department of the Army, Washington, DC 20314-1000.

VogBr (2013). Estudos de dimensionamento da cava final da Mina de Alegria. Vale n° RL-1000LL-W-13189. Relatório interno Vale.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/452

CARACTERIZAÇÃO DO ESTÉRIL DE MINERAÇÃO DE OURO DA REGIÃO DO PANTANAL MATOGROSSENSE E ANÁLISE DE SUA POTENCIAL APLICAÇÃO NA ENGENHARIA RODOVIÁRIA

Gabriel Antonio Valentin dos Santos
Bacharelando em Engenharia Civil, UFMT, Cuiabá, Brasil, gabrields.valentin@gmail.com

Aldecy de Almeida Santos
Professor, UFMT, Cuiabá, Brasil, aldecy_allmeida@yahoo.com.br

Glauco Fabrício Bianchini
Professor, UFMT, Cuiabá, Brasil, glaucofb@yahoo.com.br

Verlei Oliveira dos Santos
Professor, UFMT, Cuiabá, Brasil, verleioliveira@gmail.com

RESUMO: A mineração contribui para o desenvolvimento socioeconômico do país, entretanto, gera uma grande quantidade de resíduos. O armazenamento ou a destinação final desses materiais representa um desafio econômico, social e ambiental, especialmente em uma região próxima ao Bioma Pantanal, no município de Poconé, interior do Estado de Mato Grosso. Neste local, as atividades de mineração de ouro produzem uma quantidade significativa de estéreis e rejeitos. Esses materiais estão dispostos em grandes pilhas, que alteram a paisagem local e causam problemas ambientais. Nesse contexto, o objetivo deste estudo é avaliar as características geotécnicas dos estéreis provenientes das atividades de garimpo ou mineração, com foco em sua aplicação na engenharia rodoviária. A metodologia incluiu a avaliação do estéril por meio da caracterização geológico-geotécnica e dos parâmetros de resistência após compactação em diferentes níveis de energia. Os ensaios de laboratório estiveram relacionados à análise granulométrica, compactação, expansão, limites de Atterberg e Índice Suporte de Califórnia do material *in natura* e estabilizado com cimento. As normas vigentes do DNIT foram utilizadas como referência para a execução dos ensaios. De uma maneira geral, os resultados indicam que os estéreis podem ser usados como materiais geotécnicos em projetos rodoviários, especialmente quando melhorados com adição de cimento. Recomenda-se a continuidade das pesquisas e estudos para a utilização desses estéreis em camadas de reforço de subleito, sub-base e até mesmo em base de pavimentos.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduos de mineração de ouro, Pantanal matogrossense, Pilhas de estéreis, Caracterização geotécnica, Uso na engenharia rodoviária.

ABSTRACT: Mining contributes to the socio-economic development of the country; however, it generates a large amount of waste. The storage or final disposal of these materials represents an economic, social, and environmental challenge, especially in a region near the Pantanal Biome, in the municipality of Poconé, in the interior of the State of Mato Grosso. In this location, gold mining activities produce a significant amount of waste rock and tailings. These materials are disposed of in large piles, which alter the local landscape and cause environmental problems. In this context, the objective of this study is to evaluate the geotechnical characteristics of the waste rock resulting from mining activities, focusing on its application in road engineering. The methodology included the evaluation of the waste rock through geological-geotechnical characterization and resistance parameters after compaction at different energy levels. Laboratory tests were related to granulometric analysis, compaction, expansion, Atterberg limits, and California Bearing Ratio of the raw and cement-stabilized material. The current DNIT standards were used as a reference for conducting the tests. In general, the results indicate that the waste rock can be used as geotechnical material in road projects, especially when improved with the addition of cement. It is recommended to continue research and studies to use this waste rock in subgrade reinforcement layers, sub-base, and even in the base of pavements.

KEYWORDS: Gold mining waste, Mato Grosso Pantanal, Sterile heaps, Geotechnical characterization, Use in road engineering.

1 INTRODUÇÃO

O Brasil é um dos principais países produtores de minérios do mundo. Em 2020, apesar da pandemia de COVID-19, o Brasil teve um crescimento de 36,2% comparado com o ano de 2019, atingindo R$ 208,9 bilhões de acordo com Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM, 2020), desempenhando um importante papel social e econômico no país. Porém, a atividade de mineração produz uma grande quantidade de rejeitos, de maneira que a destinação dos mesmos é um desafio econômico e ambiental para as empresas mineradoras, devido a possibilidade de contaminação da água e do solo (Moraes *et al*., 2017).

Atualmente, devido à diminuição das jazidas de exploração de solos próximas aos centros urbanos, diversos estudos geotécnicos vêm sendo realizados para explorar o potencial de utilização de resíduos oriundos das atividades de mineração (rejeitos ou estéreis) que possam ser empregados na engenharia rodoviária, por exemplo. A mistura de resíduos granulares com um solo de baixa capacidade de suporte, pode dar origem a um material alternativo com excelentes propriedades mecânicas, viabilizando seu emprego em obras de engenharia.

Diante da demanda por recuperação ou construção rodoviária no Brasil, é inevitável explorar soluções inovadoras que envolvam a utilização de materiais alternativos. Sob essa perspectiva, os resíduos oriundos da mineração despontam como uma fonte potencialmente viável, oferecendo oportunidades para aprimorar a sustentabilidade e eficiência dos projetos de infraestrutura rodoviária. Contudo, para garantir a eficácia e segurança dessas práticas, é imprescindível a realização de estudos geotécnicos abrangentes que avaliem tanto a viabilidade técnica quanto a adequação desses materiais para uso em estruturas de pavimentos.

Segundo Ferreira (2007, *apud* Andalacio, 2020), em 2007 houve um estudo experimental em um trecho da estrada da Mina de Fábrica, com 100 metros de extensão e dividido em quatro seções. Ele aplicou diferentes materiais estéreis para desenvolver uma estrutura adequada ao tráfego de caminhões fora de estrada. O programa incluiu ensaios laboratoriais, controle tecnológico em campo e dimensionamento do pavimento por *software*. Com base nos dados coletados, Ferreira (2007) propôs um ábaco para dimensionar estradas em ambientes de mineração, visando melhorar sua eficiência e segurança.

Aprofundando essa abordagem, este trabalho demonstra a caracterização geotécnica dos estéreis de mineração, particularmente os provenientes da extração de ouro na região do Bioma Pantanal Mato-grossense, a qual é uma das principais atividades econômicas da região. A análise detalhada das propriedades geotécnicas desses resíduos visa avaliar a viabilidade técnica e compatibilização com as exigências específicas para uso em infraestrutura rodoviária.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Rejeito x Estéril

A Agência Nacional de Mineração (ANM, 2021) distingue o estéril e o rejeito com base no beneficiamento do minério. Os estéreis englobam todo o material em seu estado natural descartado antes do processo de beneficiamento do minério, já o rejeito, é todo o material descartado durante e/ou após essa etapa.

Conforme delineado por Borma e Soares 2002 *apud* Trindade e Filho (2012), os estéreis referem-se aos materiais que compõem a cobertura, camadas intermediárias ou envolventes do depósito de ouro. Estes materiais podem ser removidos por meio de explosivos ou escavadeiras. Subsequentemente, após esse procedimento, eles são dispostos em montes desprovidos de estruturas de contenção. Apresentam uma granulometria significativamente diversificada e, se não compactados, manifestam uma notável porosidade.

Assim, configuram-se como os principais agentes causadores de modificações físicas na paisagem do ambiente minerário, uma vez que contribuem para a formação de cavas e pilhas através da disposição de material estéril proveniente do desmonte superficial em busca do minério e a disposição de rejeitos resultantes dos procedimentos de tratamento ou beneficiamento (IBRAM, 2016).

Esta extração e a disposição do material estéril na área de mineração, segundo as considerações de Aragão (2008), são atividades passíveis de comprometer o avanço da operação minerária, acarretando implicações adversas de natureza econômica, de segurança e ambiental. Tal cenário reforça a relevância do presente estudo, dada a amplitude dos impactos associados a tais práticas.

2.2 Melhoramento de solo com cimento

Os pioneiros em empregar a técnica de solo cimento no Brasil foram os empreendimentos que marcaram o início da década de 1940, notadamente o aeroporto de Petrolina/PE e a construção de residências em Petrópolis/RJ (Heise, 2003).

De acordo com Ingles & Metcolf (1972), o solo-cimento pode ser uma opção viável dentre as técnicas de estabilização disponíveis, na ausência de um material com as propriedades de resistência, deformabilidade, permeabilidade ou durabilidade necessárias para o projeto. Eles explicam que a inclusão de quantidades reduzidas de cimento modificará as propriedades do solo, ao passo que quantidades maiores terão um impacto significativo e radical na natureza do solo. Quando o ligante é usado apenas para controlar a plasticidade e a expansibilidade do solo, o termo usado é solo melhorado com cimento, como postulado por Chodounsky & Viecili (2007).

Medina (1987) definiu que o solo melhorado com cimento é uma combinação que contém uma quantidade mínima de cimento, resultando em um composto semirrígido. O objetivo é melhorar certas características físico-químicas do solo, como expansibilidade, plasticidade ou capacidade de suporte de carga. Este composto pode ser aplicado em camadas de base, sub-base ou subleito.

Oliveira (2011) explica que quando um solo se torna economicamente inviavel para ser estabilizado com cimento, ou seja, alcançando a resistência pré-determinada com níveis relativamente baixos de cimento, ainda pode ser usado para fins de pavimentação através da adição de pequenas quantidades do ligante. Essas adições não têm como objetivo formar ligações em todas as partículas do solo, mas sim alterar algumas de suas propriedades físicas. Por exemplo, reduzir o índice de plasticidade através do aumento do LP e da diminuição do LL, ou diminuir as variações de volume e o inchaço do solo.

3 METODOLOGIA

3.1 Materiais

As amostras de solo foram coletadas no garimpo Cangas II, localizado a aproximadamente 20 km do município de Poconé/MT e 80 km da capital Matogrossense – Cuiabá/MT. As mesmas são resultantes do decapeamento do solo, etapa comum em garimpos para encontrar "veiões" de ouro. Foram identificadas duas colorações predominantes: um material marrom escuro nas camadas superficiais, semelhante a solo laterítico, e outro material cinza claro nas camadas mais profundas, semelhante ao filito, conforme ilustrado na Figura 1.

Figura 1. Estratificação do solo do garimpo Cangas II.

3.2 Índices físicos

Para a realização dos ensaios que tem o objetivo de determinar as caracteristicas físicas das amostras de solo foram utilizadas as normas ABNT 7196/2016, e as normas adotadas pelo DNIT: DNER-ME 082/94 e DNER-ME 122/94.

3.3 Índices mecânicos

Para a realização dos ensaios que tem o objetivo de determinar as caracteristicas mecânicas das amostras de solo foram utilizadas as normas DNIT 172/2016 - ME e DNIT 164/2013-ME.

3.4 Preparação Mistura solo cimento

Para as misturas de solo e cimento foram utilizadas os seguintes teores de cimento CP-II-Z: 3%, 5% e 7%. Para cada teor, foram preparadas as misturas e para o material de solo do filito, foram compactados os cilindros nas energias normal e intermediária, já para o material de solo encontrado sobre as camadas superficiais de cor marrom, as misturas de solo cimento foram preparadas e compactadas nas energias intermediária e modificada, com o objetivo de comparar as leituras de CBR com as amostras sem adição de cimento.

3.5 Avaliação do potencial de utilização em engenharia rodoviária

Após a obtenção dos resultados dos ensaios das amostras de solo e misturas, os mesmos foram comparados com as especificações dos materiais das camadas estruturais de um pavimento, presentes nas normas vigentes do DNIT: DNIT 108/2009 – ES, DNIT 139/2010 – ES, DNIT 140/2022 – ES, DNIT 141/2022 – ES e DNIT 142/2022 – ES. As esqpecificações estão resumidas na tabela 1:

Tabela 1. Especificações técnicas de materiais para composição de pavimento.

Camadas		Energia	Expansão máxima (%)	CBR mínimo (%)
Corpo de aterro		Normal	4,00	2,00
Camadas finais de Subleito		Intermediária	2,00	6,00
Sub-Base		Intermediária	1,00	20,00
Base	$N \leq 5 \times 10^6$	Modificada	0,50	60,00
	$N > 5 \times 10^6$	Modificada	0,50	80,00

4 RESULTADOS

4.1 Caracterização física

A Figura 2 apresenta a curva granulométrica dos solos. Para facilitar a linguagem da apresentação dos resultados, as amostras de solo natural serão referidas no formato: ZXX, onde “Z” se refere a inicial da coloração do solo(Cinza “C” ou Marrom “M”) e “XX” ao valor numérico da amostra. As amostras foram classificadas utilizando a tabela HRB, ambas as amostras coletadas em campo não apresentaram plasticidade devido as características dos grãos.

Analisando as frações dos grãos presente nas amostras e após consulta da tabela HRB, a C01 pertence ao grupo A-1a recebendo a nomenclatura de Pedregulho Arenoso Cinza Claro, enquanto a C02 é pertencente ao grupo A-2-4 recebendo a nomenclatura de Areia Fina Siltosa Cinza Claro com Pedregulho. Esta variação pode ser explicada pelo processo do decapeamento que quebra o material rochoso e a mistura com os solos pré-existentes formado em condições naturais originados da rocha.

As amostras M01 e M04 são do grupo A-1b e portanto ambas são denominadas de Pedregulho com Areia Fina Marrom, a M02 pertence ao grupo A-1a e portnato recebe a nomenclatura de Pedregulho Arenoso Marrom, por fim as amostras M03 e M05 ão do grupo A-2-4 se enquadrando como Areia Fina Siltosa Marrom com Pedregulho. Os resultados apresentaram frações significativas de Pedregulho em sua composição.

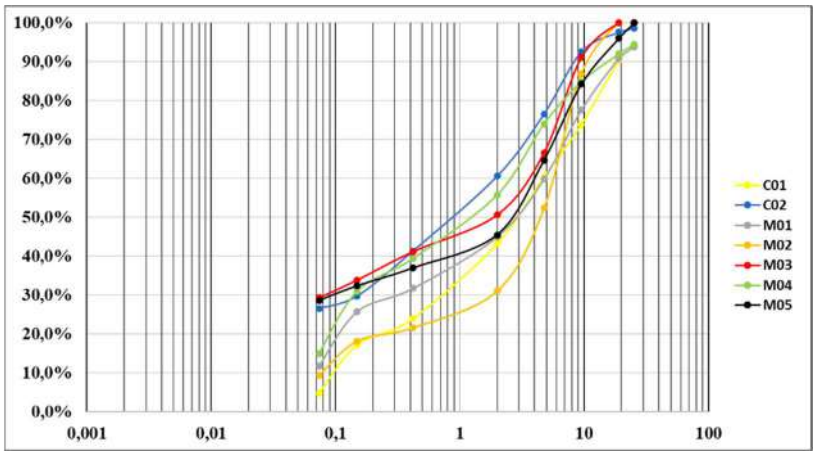


Figura 2. Curva granulométrica das amostras de solo do garimpo Cangas II.

4.2 Caracterização Mecânica

Solo de coloração Cinza Claro:

Analisando os resultados e comparando com as especificações geotécnicas das camadas de estrutura de pavimento presentes na Tabela 1 deste estudo, segundo o DNIT. Para este estudo, realizou-se para a Amostra 01 a compactação do solo nas três energias objetivando entender como o material se comporta, os resultados mecânicos estão apresentados de maneira gráfica através das curvas de compactação na Figura 3, e em formatado de numérico na Tabela 2.

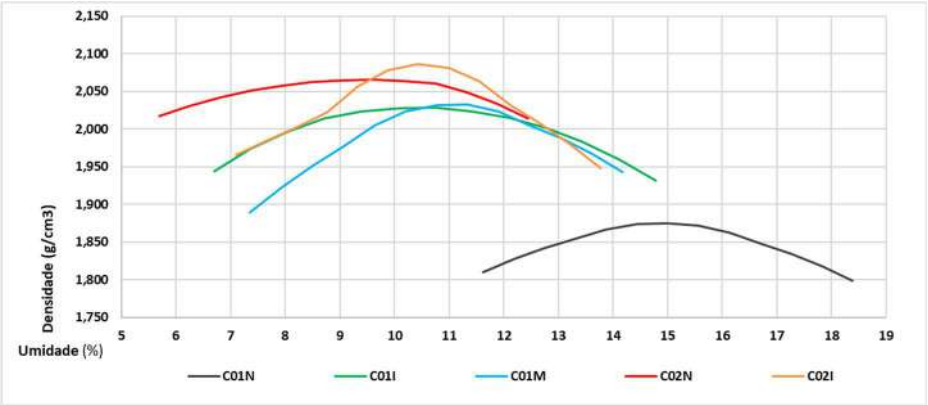


Figura 3. Curva de compactação da amostra de solo cinza 01

Tabela 2. Resultados mecânicos do solo cinza claro.

Teor (%)	Energia	Compactação		Expansão (%)	CBR (%)
		wot (%)	γ_{dmax} (g/m^3)		
01	Normal	14,90	1,875	3,13	1,38
	Intermediária	10,44	2,028	3,71	4,12
	Modificada	11,06	2,033	4,62	5,31
02	Normal	9,46	2,066	1,75	4,54
	Intermediária	10,51	2,086	1,97	6,67

A Amostra 01 foi submetida às três energias de compactação típicas. Com o aumento da energia, a umidade ótima diminuiu, enquanto o peso específico, a expansão e o CBR aumentaram. Porém, mesmo com o emprego de energia modificada, a amostra atingiu baixos valores de CBR da ordem de 5,31%, insuficientes para camadas de sub-base, e comportou-se como material expansivo, excedendo os limites máximos de

expansão para camadas finais do subleito. Portanto, o material só pode ser utilizado em camadas de corpo de aterro.

A Amostra 02, submetida às energias normal e intermediária, demonstrou que o aumento da energia resultou em melhorias nas características mecânicas, evidenciando uma relação direta de proporcionalidade. Os resultados de expansão e CBR mostraram que a amostra atende aos requisitos técnicos para camadas de corpo de aterro e respeita os valores máximos de expansão para camadas finais de subleito.

Solo Cinza Claro + Cimento:

Para facilitar a linguagem da apresentação dos resultados mecânicos as misturas serão referidas no formato: MXXY, onde "M" se refere a inicial da palavra mistura, "XX" ao valor numérico do teor de cimento utilizado e "Y" a inicial da energia de compactação. Os resultados estão expressos na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados mecânicos das misturas do solo cinza claro.

Teor (%)	Energia	Compactação		Expansão (%)	CBR (%)
		wot (%)	γ_{dmax} (g/m^3)		
M03	Normal	15,37	1,781	0,02	45,95
	Intermediária	16,74	1,786	0,03	33,60
M05	Normal	16,81	1,778	0,00	77,04
	Intermediária	18,29	1,741	0,00	48,14
M07	Normal	18,39	1,741	0,00	81,18
	Intermediária	18,29	1,771	0.01	69,13

Para as misturas utilizando cimento, é possível observar três características principais. Primeiramente, o melhoramento funcionou controlando a expansão do material. Em segundo lugar, o aumento do teor de cimento resultou em um aumento do valor de CBR, em ambas as energias. Por último, as misturas compactadas com energia normal foram mais efetivas que as compactadas com energia intermediária. Isso ocorre possivelmente porque, ao aumentar a energia, a pressão dos golpes impede que as partículas finas e o ligante preencham os vazios das misturas, rompendo-se as ligações.

Comparando-se cada mistura e com o apoio da Tabela 1, as análises serão feitas primeiramente para as misturas submetidas à energia normal e, em seguida, para as submetidas à energia intermediária:

A M03N apresentou características de expansão e CBR que permitem seu uso até mesmo como material de sub-base, atendendo também às camadas inferiores. O mesmo ocorreu para a M05N, que, devido ao seu valor de CBR, pode atender até mesmo uma camada de base, desde que o número N definido em projeto seja igual ou inferior a 5 x 10^6. A M07N, por sua vez, cumpriu todos os requisitos apresentados neste estudo para compor qualquer camada estrutural de pavimento abordada.

As M03I e M05I também apresentaram características para atender sub-base e camadas inferiores, enquanto a M07I, além de atender essas camadas, pode atender uma base com número N definido igual ou inferior a 5 x 10^6.

Solo de coloração Marrom:

Para este estudo, realizou-se para a Amostra 02 a compactação do solo nas três energias objetivando entender como o material se comporta, os resultados mecânicos estão apresentados de maneira gráfica através das curvas de compactação na Figura 4, e em formatado de numérico na Tabela 4.

Os resultados dos solos marrom são promissores, apresentando baixos valores de expansão e utilidade para compor ao menos duas camadas de pavimento. A amostra 02, com aumento da energia de compactação, mostrou uma relação direta de proporcionalidade nas características mecânicas, com expansões inferiores a 0,5% e valores de CBR úteis para várias camadas de pavimento. Com energia normal, atende camadas finais de subleito; com energia intermediária, camadas de sub-base; e com energia modificada, pode atender uma base com número N igual ou inferior a 5 x 10^6.

As amostras 03 e 05, submetidas à energia intermediária, cumprem os requisitos para a camada de sub-base. A amostra 03, com energia modificada, é adequada para uma camada de base com CBR igual ou inferior a 60%.

Os piores resultados foram das amostras 01 e 04, classificadas no grupo A-1b, com frações significativas de areia fina e material passante na peneira 200. Elas apresentaram umidades semelhantes, valores de CBR próximos e expansão inferior a 2%, atendendo apenas às camadas finais do subleito e corpo de aterro.

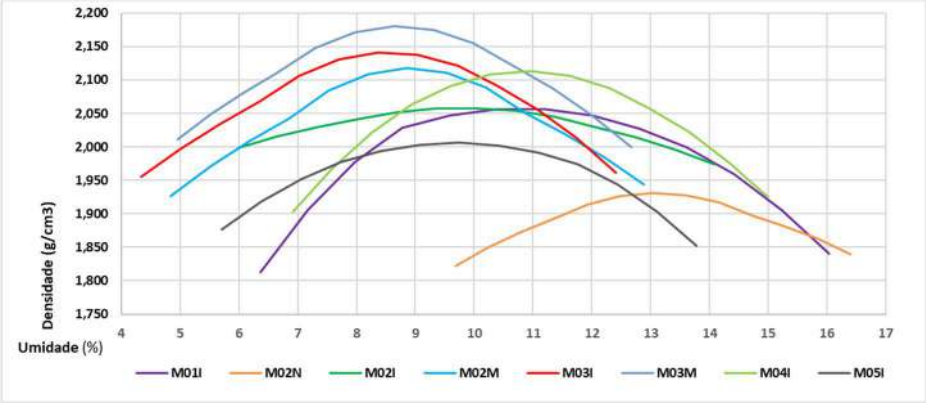


Figura 4. Curva de compactação da amostra de solo marrom 02.

Tabela 4. Resultados mecânicos do solo marrom.

Teor (%)	Energia	Compactação		Expansão (%)	CBR (%)
		wot (%)	γ_{dmax} (g/m³)		
01	Intermediária	10,78	2,057	1,81	10,00
	Normal	13,10	1,931	0,04	15,44
02	Intermediária	9,79	2,058	0,08	58,11
	Modificada	8,92	2,118	0,17	62,07
03	Intermediária	8,56	2,142	0,40	40,91
	Modificada	8,73	2,180	0,43	61,29
04	Intermediária	10,91	2,113	1,63	8,59
05	Intermediária	9,70	2,006	0,37	29,58

Solo Marrom + Cimento:

Através da Tabela 5, têm-se as explicitações dos resultados mecânicos serão feitas da mesma forma que as das misturas do solo cinza claro.

Tabela 5. Resultados mecânicos das misturas do solo marrom.

Teor (%)	Energia	Compactação		Expansão (%)	CBR (%)
		wot (%)	γ_{dmax} (g/m³)		
M03	Intermediária	8,34	1,999	0,00	≥100
	Modificada	6,78	2,102	0,00	≥100
M05	Intermediária	9,78	2,007	0,00	≥100
	Modificada	7,83	2,126	0,00	≥100
M07	Intermediária	10,65	1,973	0,00	≥100
	Modificada	8,78	2,104	0,01	≥100

Os resultados mostram que o cimento reagiu bem com o solo em estudo, controlando a expansão e aumentando significativamente os valores de CBR, permitindo que as misturas atendam qualquer camada estrutural de um pavimento rodoviário. As altas porcentagens de CBR são adequadas para pavimentos com grande fluxo de veículos. Entretanto, recomenda-se a execução de trechos experimentais na região para garantir eficácia.

A excelente relação entre os componentes da mistura deve-se à combinação das boas características de ligação do cimento com a resistência do material granular do solo. A proporção adequada entre os materiais permitiu que o ligante preenchesse os vazios no material granular, resultando em ligações muito resistentes.

5 CONCLUSÃO

Em linhas gerais, os estéreis de garimpo podem ser utilizados nas camadas de pavimento, especialmente quando melhorados com cimento. As amostras do solo de coloração marrom obtiveram os melhores resultados, possivelmente por suas características se assemelharem a um solo laterítico, enquanto o de coloração cinza se se origina do intemperismo de filitos. Por mais que ambos os solos apresentam frações consideráveis de pedregulho, devido as características geotécnicas, as lateritas tendem a apresentar melhor desempenho.

Outro ponto a ser destacado é que o cimento demonstrou ser um agente melhorador no controle da expansão e no aumento da resistência dos solos.

Do ponto de vista socioambiental, é essencial que o Poder Público considere a utilização dos resíduos de mineração em obras de infraestrutura próximas à região pantaneira. Essa medida pode mitigar o excesso de resíduos gerados, promovendo uma destinação ecológica e econômica, já que reduziria a necessidade de novos materiais.

Conclui-se, portanto, que este estudo indicou potenciais destinos para os resíduos de mineração de ouro, que atualmente, impactam no ambiente minerário e alteram a paisagem da região do Pantanal mato-grossense, dessa forma, propondo soluções alinhadas com os princípios ecológicos.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento à Ecoplan Engenharia Ltda. pelo fornecimento da infraestutura para realização dos ensaios, ao Garimpo Cangas II pelo fornecimento dos materiais percurssores deste estudo e a UFMT pela estrutura, recursos e capacitação para o desenvolvimento deste projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDALICIO, Aline Ferreira. Proposta de pavimento flexível com a utilização de resíduos de mineração– execução e análise de um trecho experimental. 2020.

ARAGÃO, G. A. S. Classificação de pilhas de estéril na mineração de ferro. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) – Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2008.

CHODOUNSKY, Marcel Aranha; VIECILI, Fábio André. Pisos industriais de concreto: aspectos teóricos e executivos. Reggenza, 2007.

Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração/Instituto Brasileiro de Mineração; organizador, Instituto Brasileiro de Mineração. 1.ed. - Brasília: IBRAM, 2016. Disponível em: https://ibram.org.br/wp-content/uploads/2021/02/Gestao-e-Manejo-de-Rejeitos-da-Mineracao-2016.pdf Acesso em: 26 nov. 2023.

HEISE, Andre Falleiros. Desenho do processo e qualidade na construção do painel monolítico de solo cimento em taipa de pilão. 2003.

IBRAM - INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO. Mineração em números 2020. Disponível em: https://ibram.org.br/wp-content/uploads/2021/02/Infografico-Mineracao-em-Numeros-2020-NOVO-1-1.pdf, 2020.

INGLES, Owen Graeme; METCALF, John B. Soil stabilization principles and practice. 1972.

MEDINA, J. Apostila de estabilização de solos – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1987.

MORAES, S.L.; MOTTA, F.G.; MASSOLA, C.P.; SACCOCCIO, E.M.; CABRAL JÚNIOR, M. Rejeitos de mineração: Um olhar do cenário brasileiro - Parte I: Cadeia produtiva. In: 18º Simpósio de Mineração. São Paulo, SP, 02 a 06 outubro, 2017.

OLIVEIRA, Rodrigo Fidelis Viana de. Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos. 2011.

TRINDADE, Roberto de Barros Emery; BARBOSA FILHO, Olavo. Extração de Ouro: princípios, tecnologia e meio ambiente. 2002.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/453

Caracterização física, química e mineralógica de rejeitos de minério de ferro

Camila da Silva Martinatto
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, camilamartinatto@hotmail.com

Guilherme Schmitt Medina
Doutorando, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, guilhermemedina.sm@gmail.com

Helena Portela Farenzena
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, helenapfarenzena@gmail.com

Maria Mariana de Sousa Rocha
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, mariamarianasousa1@gmail.com

Nilo Cesar Consoli
Professor titular, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, consoli@ufrgs.br

RESUMO: O geossistema Quadrilátero Ferrífero – QF localiza-se na porção centro-sul de Minas Gerais e corresponde à principal unidade ferrífera e produtora de minério de ferro do país. Desta forma, os minérios de ferro ocorrem numa grande variedade de ambientes geológicos, por isto, existem variações nos teores e nas combinações químicas de metais contidos nas rochas, podendo determinar aplicações distintas e sua viabilidade como minério. Sendo assim, o objetivo deste estudo é analisar a caracterização física, química e mineralógica de dois rejeitos de minério de ferro, oriundos de plantas de beneficiamento distintas na região do QF. Para atingir os objetivos delimitados, os ensaios de caracterização geotécnica de granulometria, peso específico dos grãos e limites de Atterberg foram conduzidos. Ainda, visando a análise química e mineralógica, foram realizadas as análises de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), Difração de Raios – X (DRX) e Fluorescência de Raios – X (FRX). Os resultados comprovam a heterogeneidade dos rejeitos de mineração e evidenciam a importância das análises químicas físicas e mineralógicas de rejeitos de mineração de ferro.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeito de mineração de ferro, caracterização física, caracterização química, caracterização mineralógica.

ABSTRACT: The Quadrilátero Ferrífero (QF) geosystem is situated in the central-southern portion of Minas Gerais and corresponds to the main iron-bearing unit and iron ore producer in Brazil. Therefore, iron ores occur in a wide variety of geological environments, leading to variations in the contents and chemical combinations of metals contained in rocks, which can determine distinct applications and their feasibility as ore. Thus, the aim of this study is to analyze the physical, chemical, and mineralogical characterization of two iron ore tailings from different beneficiation plants in the QF region. To achieve the defined objectives, geotechnical characterization tests including grain size distribution, specific gravity of grains, and Atterberg limits were conducted. Furthermore, for chemical and mineralogical analysis, Scanning Electron Microscopy (SEM), X-Ray Diffraction (XRD), and X-Ray Fluorescence (XRF) analyses were performed. The results confirm the heterogeneity of iron ore tailings and highlight the importance of physical, chemical, and mineralogical analyses of iron ore tailings.

KEYWORDS: Iron ore tailings, Physical characterization, Chemical characterization, Mineralogical characterization.

1 INTRODUÇÃO

Desde os primórdios da civilização, os minérios desempenharam um papel fundamental no progresso da sociedade, sendo indispensáveis em nossa vida cotidiana atual. No Brasil, a atividade de mineração assume um papel econômico crucial, gerando empregos, contribuindo para a arrecadação de impostos, impulsionando a exportação de produtos e fomentando o avanço tecnológico e o desenvolvimento do país. Apesar da relevância da mineração, suas atividades geram grandes volumes de rejeitos e estéreis, independentemente do tamanho das operações (MME, 2011). Os materiais sem valor econômico aparente, conhecidos como rejeitos de mineração, incluindo os de minério de ferro, apresentam desafios significativos de armazenamento devido à sua extensa produção, tornando-se uma preocupação para o setor (GOMES et al., 2017; IBRAM, 2016). Nos últimos anos, a região do Quadrilátero Ferrífero (QF) testemunhou dois grandes desastres relacionados ao rompimento de barragens de rejeitos: a tragédia da barragem de Fundão, em Mariana – MG, ocorrida em 2015, e o incidente na barragem da Mina do Feijão, em Brumadinho – MG, em 2019. Esses eventos resultaram em significativos danos ambientais e sociais na área (MORGENSTERN et al., 2016; ROBERTSON et al., 2019).

Em resposta a essas catástrofes, tanto a população quanto às autoridades governamentais intensificaram a pressão sobre a indústria mineral, exigindo a implementação de procedimentos que reduzam os riscos associados a esses empreendimentos. Como resultado, a comunidade técnica tem buscado alternativas para o armazenamento de rejeitos e conduzido pesquisas para caracterizá-los, visando minimizar o potencial de risco das barragens. Um exemplo reside no conhecimento das propriedades dos rejeitos de mineração; Segundo Borges (2008), inicialmente a caracterização de rejeitos de usinas de beneficiamento de minérios era pouco explorada, resultando na sua disposição sem uma compreensão adequada de suas propriedades físicas, químicas e mineralógicas, bem como de sua reação aos processos de refinamento. Nos últimos anos, essa tendência tem se invertido, impulsionada não apenas pela crescente preocupação social e ambiental, mas também pela escassez de minérios e esgotamento das reservas, levando à diminuição dos teores nas minas (Borges, 2008).

Desta maneira, torna-se imperativo conhecer profundamente e diferenciar o comportamento de rejeitos de mineração. Nesse contexto, a presente pesquisa visa analisar a caracterização física, química e mineralógica de dois rejeitos de minério de ferro, oriundos de plantas de beneficiamento distintas na região do QF. Desta maneira, faz-se possível estabelecer diretrizes mais seguras para a construção e gestão da barragem, reduzindo assim os possíveis riscos de rompimento.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Rejeitos De Mineração De Ferro

O primeiro rejeito de mineração de ferro utilizado é filtrado e granular, gerado na cadeia produtiva de obtenção do minério de ferro, oriunda do estado de Minas Gerais, Brasil. O local de extração, lavra e tratamento do resíduo está localizado no Quadrilátero Ferrífero e foi denominado nesta pesquisa como Rejeito de Mineração de Ferro A (RMFA). Enquanto que o segundo material utilizado é o Rejeito de Minério de Ferro Ultrafino (Lama) produzido em uma planta de beneficiamento na região do Quadrilátero Ferrífero, centro-sul do estado de Minas Gerais – BR, será denominado nesta pesquisa como Rejeito de Mineração de Ferro B (RMFB).

2.2 Ensaios de Caracterização Física

A caracterização física dos materiais foi avaliada determinando sua distribuição granulométrica conforme a NBR 7181 (ABNT, 2018), limites de consistência NBR 6459 (ABNT, 2017) e NBR 7180 (ABNT, 2016a) e peso específico dos grãos NBR 6458 (ABNT, 2016b).

2.3 Ensaios de Caracterização Química

A composição química elementar foi obtida através do ensaio de fluorescência de raio X (FRX). Para as análises destas amostras, foram criadas pastilhas em pó do material misturada com o aditivo Wax Panalytical®, nas proporções médias de nove gramas de pó e uma grama de aditivo. As pastilhas foram confeccionadas com auxílio da Prensa Manual Fluxana a 25 ton. Após esta etapa, as pastilhas foram dispostas em um acondicionador de amostra padronizado, sendo utilizado para as análises o método Equa_Oxides na programação do equipamento de Fluorescência de raios-X. Para obtenção da análise química semiquantitativa, o espectro gerado a partir da amostra foi avaliado pelo software Spectra EDX sem curva de calibração específica.

2.4 Ensaios de Caracterização Mineralógica

A análise por difração de raios X (DRX) foi realizada em um difratômetro da marca Siemens (BRUKER AXS), modelo D-500 equipado com tubo de ânodo fico de Cobre (λ = 1.5406 Å) com amostra através do método do pó, em que o material pulverizado é depositado em um porta amostra específica para pó, procurando-se manter a desorientação das partículas em que todos os minerais ou estruturas cristalinas são analisados. Estes são identificados através da medida das distâncias interplanares e das intensidades relativas dos picos nos difratogramas. O método semi quantitativo utilizado foi o de RIR – *Reference Intensity Ratio*.

2.5 Ensaios de Caracterização Microestrutural

Os ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) foram realizados no Laboratório Central de Microscopia e Microanálise (LabCEMM) da PUCRS. A técnica MEV permite observar e caracterizar a superfície (análise morfológica) em escala nanométrica de um material sólido, pois produz imagens de alta ampliação e resolução através da varredura da superfície do material com feixe de elétrons irradiados.

3 RESULTADOS

A Figura 1 apresenta os resultados da distribuição granulométrica para os dois rejeitos, bem como a Tabela 1 abrange os resultados da caracterização física. Quanto à granulometria, o RMFA é classificado como areia siltosa, enquanto o RMFB é um silte arenoso, de acordo com NBR 7181 (ABNT, 2018). Para o Sistema Unificado de Classificação D2487 (ASTM, 2020), ambos enquadraram-se como Areia Siltosa (SM). A distribuição granulométrica apresentada para os materiais está dentro dos limites encontrados na literatura para rejeitos de minério de ferro similares.

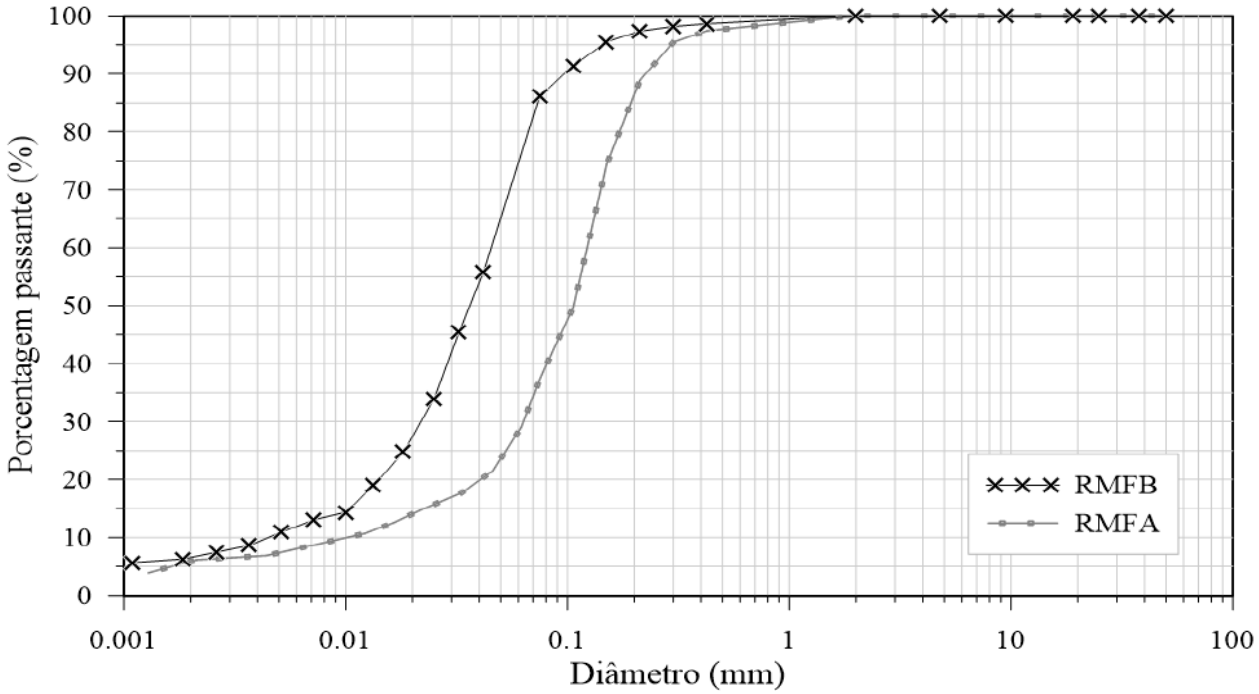


Figura 1 – Caracterização granulométrica dos rejeitos RMFA e RMFB.

Tabela 1 - Caracterização física dos rejeitos RMFA e RMFB.

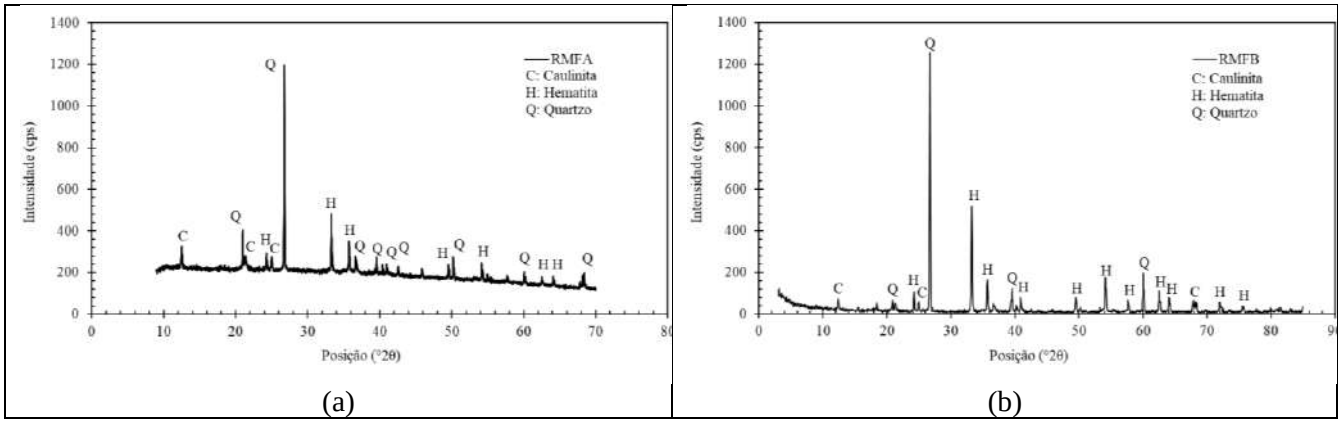
Característica	RMFA	RMFB	Norma
Limite de Liquidez	-	-	NBR 6459/2017
Limite de Plasticidade	-	-	NBR 7180/2016a
Índice de Plasticidade	NP	NP	-
Peso Específico real dos grãos (Gs)	2,92	3,92	NBR 6458/2016b
%Pedregulho (d>2 mm)	0%	0%	NBR 7181/2018
% de Areia Grossa (0,6 <d<2 mm)	0%	0%	
% de Areia Média (0,2 <d< 0,6 mm)	11%	2,65%	
% de Areia Fina (0,06 <d< 0,2mm)	60%	41,62%	
% de Silte (0,002 <d< 0,06 mm)	23%	49,42%	
% de Argila (d<0,002)	6%	6,31%	
SUCS	SM	SM	ASTM D2487/2020

De acordo com a caracterização química apresentada na Tabela *2*, o RMFB é composto por percentual significativo de óxidos de ferro (Hematita), isto é esperado dada a origem do rejeito estudado, resultante dos processos de deslamagem sendo uma das etapas iniciais do processo de beneficiamento. O resíduo gerado do processo são as partículas mais finas nas quais há certa dificuldade de extração dos minerais de interesse (ferro), por isso tais minerais ainda se encontram em maior concentração neste rejeito. Também são em parte responsáveis pelo maior valor de peso específico dos grãos obtidos para o ultrafino-RMFB. O material RMFA é constituído por teor significativo de óxidos de silício. Este material apresenta uma redução de quantidade de ferro quando comparado ao RMFB, já que durante seu beneficiamento uma maior parcela de ferro é possível de ser extraída. Para ambos os materiais, por serem um RMF, altas concentrações de sílica, óxido férrico e óxido de alumínio podem estar relacionadas à presença de minerais do tipo quartzo e feldspato. O óxido de silício e de alumínio são os principais formadores de silicatos. Já o óxido férrico e óxido de titânio estão, provavelmente, relacionados a minerais gerados a partir da formação ferrífera (KLEIN & HURLBUT, 1993).

Tabela 2 - Composição química elementar dos rejeitos RMFA e RMFB.

Elemento		Fe_2O_3	SiO_2	Al_2O_3	MnO	MgO	P_2O_5	K_2O	TiO_2	SO_3
Concentração (%)	RMFA	22,02	69,84	6,26	0,46	0,40	0,44	0,23	0,10	0,07
	RMFB	45,83	36,25	14,66	1,11	0,60	0,52	0,35	0,24	-

A Figura 2 apresenta os difratogramas de raios X dos materiais. Conforme esperado, o RMFB é composto majoritariamente por ferro, sílica e alumínio. Este resultado corrobora a composição mineralógica encontrada na análise por DRX, nos quais os minerais de hematita, quartzo e caulinita foram identificados. Assim como para o RMFB, o material RMFA relata a presença de três minerais principais na composição do material, o quartzo, a hematita e a caulinita. A presença das fases quartzo, hematita e caulinita, já eram esperadas por se tratar de amostras de resíduos da mineração do ferro. Ambos resultados apresentados na Tabela 2 é confirmada pelo DRX e literatura (CPRM, 2005; DUARTE, 2019; OLIVEIRA; FABRIS; PEREIRA, 2013), uma vez que foi encontrado óxido de ferro relacionado aos picos de hematita, óxido de alumínio relacionado a caulinita e óxido de silício, presentes no quartzo e na caulinita.



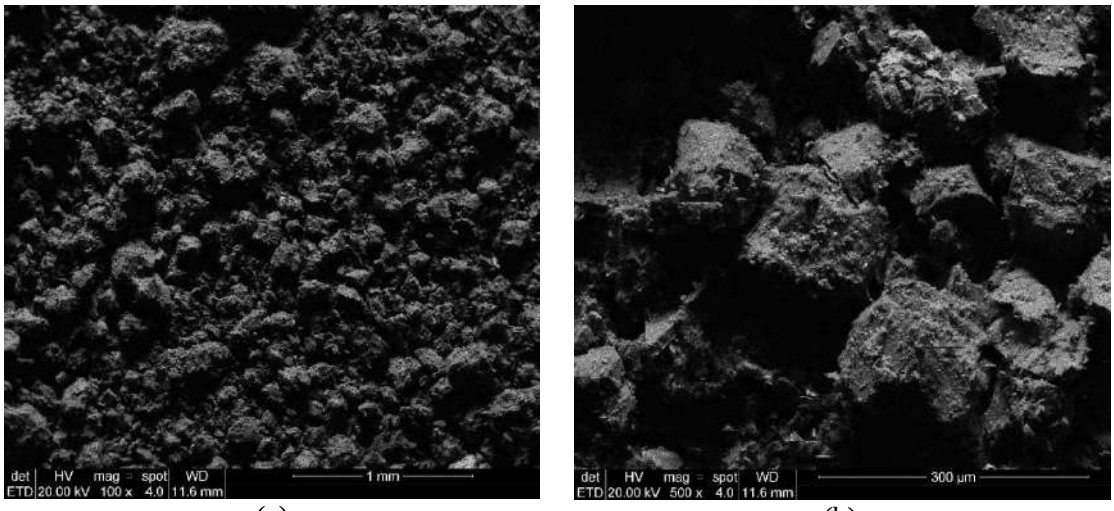
(a) (b)

Figura 2 – DRX dos rejeitos: (a) RMFA e (b) RMFB.

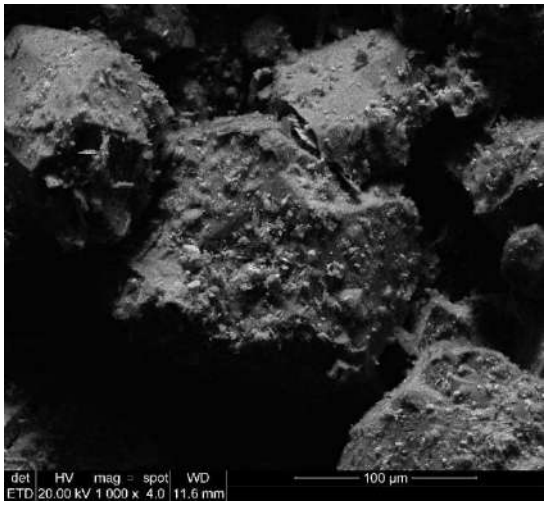
Os resultados comprovam que mesmo que ambos denominados rejeitos de mineração de ferro, o processo de beneficiamento e obtenção do material são primordiais para características desses materiais, evidenciando a heterogeneidade dos rejeitos de mineração de ferro. Geralmente, o material que deixa o hidrociclone pela parte superior (overflow) apresenta granulometria fina compondo os rejeitos finos e ultrafinos incorporados com água, e o material que deixa o hidrociclone pela parte inferior (underflow) compõe o rejeito granular, de granulometria mais grossa e com pouca quantidade de água. Cada porção separada pelo hidrociclone tem características e formas de disposição distintas. O rejeito granular (underflow) pode ser reprocessado novamente na planta de beneficiamento ou utilizado como material para futura construção estrutural de barragens, enquanto o rejeito fino e ultrafino (overflow), ou lama, é lançado diretamente nas barragens de rejeitos.

Atrelado a isto, observou-se também a divergência na composição mineralógica. A amostra de rejeito fino, silte arenoso, é composta majoritariamente por Hematita - Fe_2O_3 (50,6%), enquanto a amostra de rejeito granular, areia siltoso, é composta majoritariamente por Quartzo – SiO_2 (69,84%). O percentual significativo de óxidos de ferro (Hematita) é esperado dada a origem do rejeito fino, resultante dos processos de deslamagem sendo uma das etapas iniciais do processo de beneficiamento, enquanto o rejeito arenoso é resultado da etapa final do processo de beneficiamento.

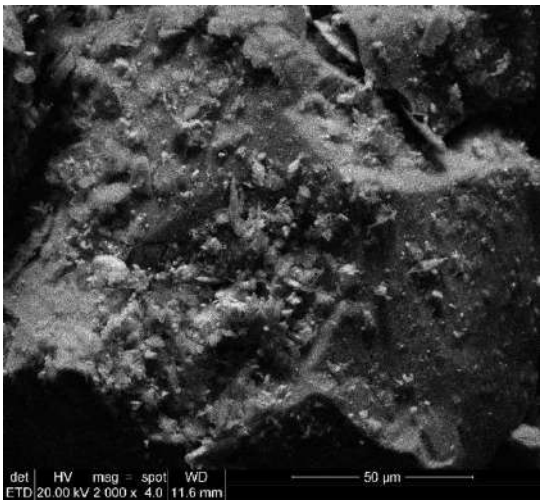
A Figura 3 e Figura 4 apresentam as imagens de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) para o RMFA e RMFB, respectivamente:



(a) (b)

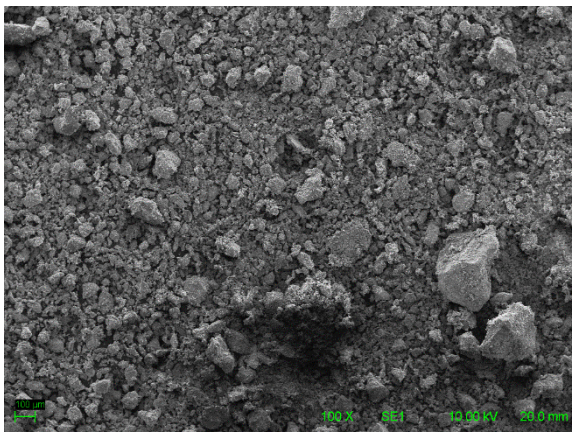


(c)

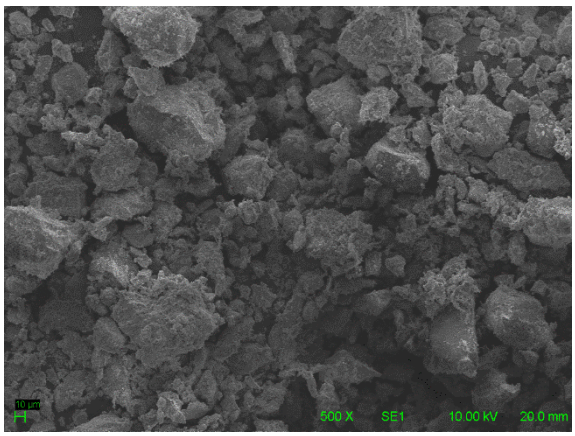


(d)

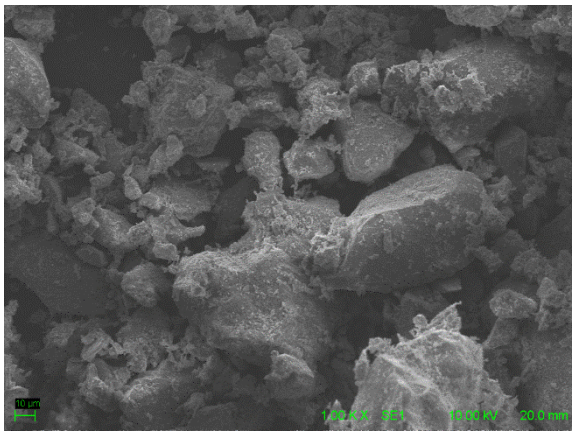
Figura 3 - Microscopia Eletrônica de Varredura do RMFA, nas magnificações: (a) 100x, (b) 500x, (c) 1000x e (d) 2000x.



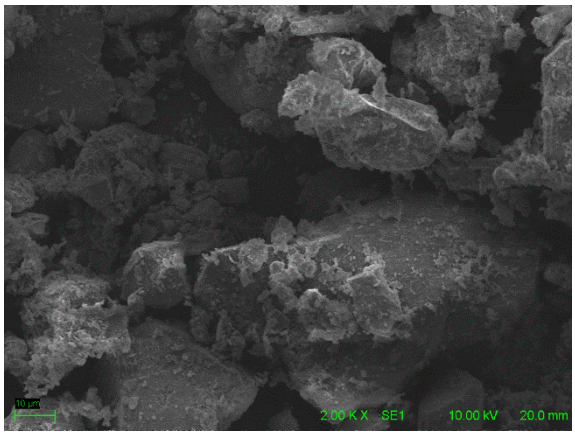
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4 - Microscopia Eletrônica de Varredura do RMFB, nas magnificações: (a) 100x, (b) 500x, (c) 1000x e (d) 2000x.

As imagens obtidas por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), na Figura 3, revelam que o RMFA é caracterizado, em sua maioria, por partículas de contornos angulares e uma superfície aparentemente rugosa. Esse padrão observado corrobora com achados similares reportados por Zhao et al. (2021). Entretanto, é

importante ressaltar que inferências acerca da distribuição e tamanho dos poros não podem ser conclusivas devido ao fato de o material analisado não se encontrar em seu estado natural, ou seja, não estava intacto durante os ensaios realizados. Analisando as imagens apresentadas na Figura 4, evidencia-se que a morfologia do RMFB é predominantemente constituída por partículas de quartzo de contornos angulares, acompanhadas por aglomerados de partículas de hematita com formato laminar, que envolvem a superfície dos grãos de quartzo. Uma análise mais aprofundada revelaria discrepâncias adicionais em relação às características morfológicas e estruturais entre os dois tipos de ralos mencionados, mas é possível observar o RMFB como um material com poros preenchidos por mais finos em comparação ao RMFA. No entanto, é essencial reiterar que considerações definitivas sobre a distribuição e tamanho dos poros devem ser abstidas, dadas as condições não naturais do material avaliado durante o estudo.

4 CONCLUSÕES

Em síntese, a análise dos rejeitos de mineração de ferro, em Minas Gerais, revela nuances significativas. O RMFB, classificado como Silte Arenoso, exibe comportamento não plástico e concentração expressiva de óxidos de ferro, especialmente hematita. Em contraste, o RMFA, classificado também como silte arenoso, destaca-se pela presença marcante de sílica, ferro e alumínio, predominando quartzo. A diversidade mineralógica, com a identificação de hematita, quartzo e caulinita, está em consonância com as expectativas associadas à mineração de ferro.

Os resultados reforçam a heterogeneidade dos rejeitos, atribuível aos processos de beneficiamento. O RMFB, originado da deslamagem, revela a complexidade do processo, com partículas finas contendo minerais de interesse (ferro) e dificuldades de extração. A presença de óxidos de ferro, relacionados aos picos de hematita na análise por DRX, confirma a origem do rejeito. Além disso, as imagens de MEV permitiram observar o RMFB como um material com poros mais preenchidos por finos em comparação ao RMFA, entretanto não é possível inferir conclusões sobre a distribuição e tamanho dos poros devido às condições não naturais do material analisado.

Apesar de semelhantes classificações, sendo ambas silte arenoso, observa-se uma maior quantidade de finos no RMFB, atribuída ao hidrociclone no beneficiamento, onde o overflow contribui para os rejeitos finos e ultrafinos (RMFB), enquanto o underflow compõe o rejeito granular (RMFA). Essa distinção na composição e forma de disposição dos rejeitos destaca a importância de estratégias diferenciadas para o gerenciamento sustentável.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). D 2487 -17: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). , 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6459: Solo - Determinação do Limite de Liquidez. , 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2018.

BORGES, A. A.; LUZ, J. A. M. DA; FERREIRA, E. E. Caracterização da parcela magnética de minério fosfático de carbonatito. Rem: Revista Escola de Minas, v. 61, n. 1, p. 29–34, mar. 2008.

CPRM - COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. Projeto APA Sul RMBH Estudos do meio físico. , 2005.

DUARTE, H. FERRO – Um elemento químico estratégico que permeia História, Economia e Sociedade. Química Nova, 2019.

IBRAM. Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração. Instituto Brasileiro de Mineração, 2016. Disponível em: http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00006222.pdf

KLEIN, C.; HURLBUT Jr., C.S. Manual of Mineralogy. 21. Ed. New York, John Wiley & Sons. 681p. 1993.

MANSUR GOMES, M. et al. Disposal of tailings and the mining industry perspective: a case study of the Cuiabá Mine. 2019.

MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA (MME). Plano Nacional de Mineração 2030 – Geologia, Mineração e Transformação Mineral (PNM – 2030). Secretaria de Geologia, Mineração e Transformação Mineral – SIGM. Brasília, 2011.

MORGENSTERN, N. et al. Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundao Dam. Fundão Tailings Dam Review Panel, p. 88, 2016.

OLIVEIRA, L. C. A.; FABRIS, J. D.; PEREIRA, M. C. Óxidos de ferro e suas aplicações em processos catalíticos: uma revisão. Química Nova, v. 36, n. 1, p. 123–130, 2013.

ROBERTSON, P. K. et al. Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão dam I. Commissioned by Vale, p. 81, 2019.

ZHAO, J., NI, K., SU, Y., & SHI, Y. (2021). An evaluation of iron ore tailings characteristics and iron ore tailings concrete properties. Construction and Building Materials, 286, 122968. doi:10.1016/j.conbuildmat.2021.122968

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/454

Caracterização Geotécnica de Rejeitos de Mineração de Cobre

Maria Mariana de Sousa Rocha
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, mariamarianasousa1@gmail.com

Camila da Silva Martinatto
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, camilamartinatto@hotmail.com

Guilherme Schmitt Medina
Doutorando, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, guilhermemedina.sm@gmail.com

Helena Portela Farenzena
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, helenapfarenzena@gmail.com

Nilo Cesar Consoli
Professor titular, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, consoli@ufrgs.br

RESUMO: A mineração é essencial para a economia global, destacando-se no Brasil pela produção de metais, com o cobre sendo um dos mais relevantes. No entanto, o processo de beneficiamento gera rejeitos de mineração que exigem gestão especial devido à possibilidade de presença de substâncias nocivas, tornando crucial conhecer e caracterizar esses resíduos para garantir a segurança do meio ambiente e das estruturas de disposição. Esta pesquisa aborda a caracterização física, química e microestrutural de dois rejeitos de mineração de cobre, RMC A e RMC B, provenientes de depósitos do tipo IOCG no Pará, Brasil. Ambos os materiais mostram comportamento não-plástico e massa específica real dos grãos semelhantes, sendo RMC A classificado como silto-arenoso e RMC B como silte de baixa compressibilidade. A composição mineralógica revela predominância de minerais silicatados, com RMC B apresentando clorito, indicativo de influência de processos hidrotermais. Resultados químicos corroboram com os mineralógicos, enquanto análises microscópicas evidenciam grãos com diferentes diâmetros e formas angulares, sugerindo intemperismo pouco intenso. Conclui-se que a caracterização é crucial para o desenvolvimento de estratégias de gestão visando minimizar impactos ambientais e garantir a sustentabilidade das operações de mineração de cobre.

PALAVRAS-CHAVE: Mineração, Rejeitos de minério de cobre, Caracterização física, Caracterização química, Caracterização microestrutural.

ABSTRACT: Mining is essential for the global economy, particularly in Brazil, where it stands out for metal production, with copper being one of the most relevant metals. However, the beneficiation process generates mining tailings that require special management due to the potential presence of harmful substances. It is crucial to identify and characterize these materials to ensure environmental safety and the integrity of disposal structures. This research focuses on the physical, chemical, and microstructural characterization of two copper mining tailings, RMC A and RMC B, from IOCG deposits in Pará, Brazil. Both materials exhibit non-plastic behaviour and have similar real grain specific mass. RMC A is classified as silty-sandy, while RMC B is categorized as low-compressibility silt. The mineralogical composition analysis reveals a predominance presence of silicate minerals, with RMC B showing chlorite, indicative of hydrothermal process influence. Chemical results support the mineralogical ones, while microscopic analyses show grains with different diameters and angular shapes, suggesting low-intensity weathering. It is concluded that conducting through characterization is crucial for developing management strategies that minimize environmental impacts and ensure the long-term sustainability of copper mining operations.

KEYWORDS: Mining, Copper mining tailings, Physical characterization, Chemical characterization, Microstructural characterization.

1 INTRODUÇÃO

A mineração desempenha um papel crucial na economia global, sendo responsável pela extração de uma vasta gama de recursos minerais essenciais para diversas indústrias. No contexto brasileiro, os metais representam uma parte significativa da produção mineral, com o cobre se destacando como um dos minerais mais importantes. Devido às suas propriedades únicas, especialmente como condutor elétrico, o cobre é amplamente utilizado em diversas aplicações industriais.

Entretanto, o processo de mineração resulta na geração de grandes volumes de resíduos conhecidos como rejeitos, que são subprodutos do beneficiamento do minério. Estes rejeitos apresentam características distintas em comparação com os solos naturais e exigem uma gestão cuidadosa devido à presença de metais pesados, radioatividade e produtos químicos.

Dada a quantidade significativa de rejeitos gerados, a gestão adequada torna-se fundamental para as operações de mineração. Neste contexto, a caracterização dos rejeitos de mineração, como os de cobre, é de extrema importância, uma vez que permite uma compreensão detalhada das propriedades físicas e químicas desses materiais, o que é essencial para o desenvolvimento de estratégias eficazes de gestão e disposição desses rejeitos. Compreender as características dos rejeitos de mineração de cobre é crucial não apenas para garantir a segurança e a sustentabilidade das operações mineradoras, mas também para minimizar os impactos ambientais e proteger as comunidades circundantes.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Os rejeitos de mineração abordados nesta pesquisa são provenientes do processo de beneficiamento de materiais extraídos de depósitos do tipo IOCG (*Iron Oxide Copper Gold*), situados em duas minas localizadas no estado do Pará, Brasil. O primeiro rejeito, designado como RMC A, foi coletado especificamente da área conhecida como *Lower Beach*, uma seção da barragem que corresponde à praia de rejeitos, localizada a uma distância aproximada de 1462 metros do ponto de descarte dos rejeitos. Já o segundo material, denominado RMC B, foi coletado diretamente das instalações de beneficiamento, antes de ser descartado no reservatório.

2.2 Métodos

2.2.1 Ensaios de caracterização física

A caracterização física dos rejeitos de mineração de cobre (RMC) foi conduzida por meio da determinação de parâmetros, cujas metodologias foram estabelecidas de acordo com as normativas específicas correspondentes. Estes parâmetros incluíram a análise da curva granulométrica, conforme a norma NBR 7181 (ABNT, 2018), a determinação dos limites de plasticidade, conforme a norma NBR 7180 (ABNT, 2016), a determinação da liquidez, seguindo a norma NBR 6459 (ABNT, 2017a), e a mensuração da massa específica real dos grãos de acordo com a norma NBR 6458 (ABNT, 2017b).

2.2.2 Ensaios de caracterização mineralógica

A composição mineralógica dos rejeitos provenientes da mineração de cobre foi determinada por meio de análise de difração de raios X (DRX), utilizando um difratômetro de raios X da marca Siemens (BRUKER AXS), modelo D-5000. Este equipamento estava equipado com um tubo de ânodo fixo de cobre (Cu) com comprimento de onda de 1.5406 Å, operando a uma tensão de 40 kV e corrente de 30 mA no feixe primário, e um monocromador curvado de grafite no feixe secundário.

O procedimento adotado baseou-se no método do pó, no qual o material pulverizado ou degradado foi depositado em um porta-amostras específico para pó, buscando-se preservar a aleatoriedade da orientação das partículas para garantir uma análise representativa de todos os minerais ou estruturas cristalinas presentes.

Dessa forma, os minerais e/ou fases cristalinas foram identificados por meio da medição das distâncias interplanares (valores de "d") e das intensidades relativas dos picos nos difratogramas. As amostras em pó foram submetidas à análise no intervalo angular de 5 a 70° 2θ, com um passo de 0.05°/1s, utilizando-se fendas de divergência e anti-escapes de 1° e 0.6 mm no detector.

2.2.3 Ensaios de caracterização química

A análise da composição química dos rejeitos de cobre foi conduzida por meio da técnica de espectrometria de fluorescência de raios-X (FRX), utilizando o espectrômetro de fluorescência de raios-X RIX 2000, fabricado pela Rigaku. Este equipamento é dotado de um tubo de raios-X de ródio (Rh) e opera com o método de dispersão de energia de raios-X (WDS). A composição química foi determinada por meio de uma análise quantitativa utilizando uma curva de calibração desenvolvida a partir de padrões de rochas catalogados na base de dados Geostandards (GOVINDARAJU, 1994).

2.2.4 Ensaios de caracterização microestrutural

Para a análise elementar dos grãos presentes nos rejeitos de mineração de cobre, empregou-se a técnica de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) no Centro de Microscopia e Microanálise (CMM) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Este método, amplamente utilizado em estudos microestruturais, possibilita a observação de características físicas e estruturais em escalas microscópicas.

No processo de MEV, feixes de elétrons são direcionados para a superfície da amostra, interagindo com ela e gerando informações que são utilizadas na criação de imagens detalhadas da sua topografia. Dessa forma, é possível visualizar minuciosamente rugosidades, porosidades, trincas e partículas, aspectos estes que muitas vezes escapam à observação por meio de microscopia óptica convencional.

Para viabilizar a análise, as amostras foram previamente fixadas em suportes metálicos e submetidas a um processo de metalização com uma fina camada de ouro paládio, tornando-as condutoras. A análise foi realizada em diferentes ampliações: 500x, 2000x e 5000x, proporcionando uma investigação abrangente das características morfológicas dos grãos presentes nos rejeitos de mineração de cobre.

3 RESULTADOS

A caracterização física do rejeito de mineração de cobre denominado RMC A indicou um material com granulometria areno-siltosa (SM), conforme classificação do Sistema Unificado de Classificação – SUCS (ASTM, 2017). Além disso, devido à ausência de valores significativos para seus limites de consistência, constatou-se que o rejeito estudado possui um comportamento não-plástico. Em relação ao RMC B, observou-se que este apresenta uma composição mais fina em comparação com o primeiro. Sendo assim, pode ser classificado como um silte de baixa compressibilidade (ML). Entretanto, quanto à plasticidade, ambos os rejeitos foram categorizados como não-plásticos. Na análise da massa específica real dos grãos, verificou-se valores semelhantes, com o RMC A apresentando uma densidade de 2,91 g/cm³ e o RMC B, 2,81 g/cm³. As curvas granulométricas e os parâmetros obtidos na caracterização física são apresentados na Figura 1 e Tabela 1, respectivamente.

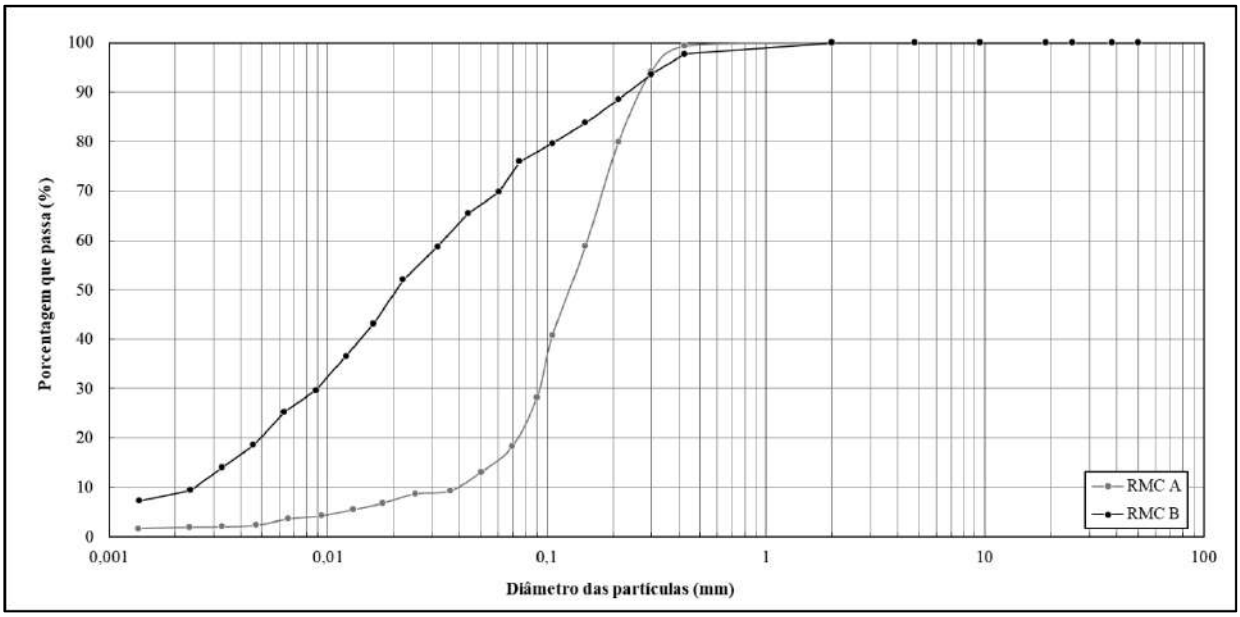


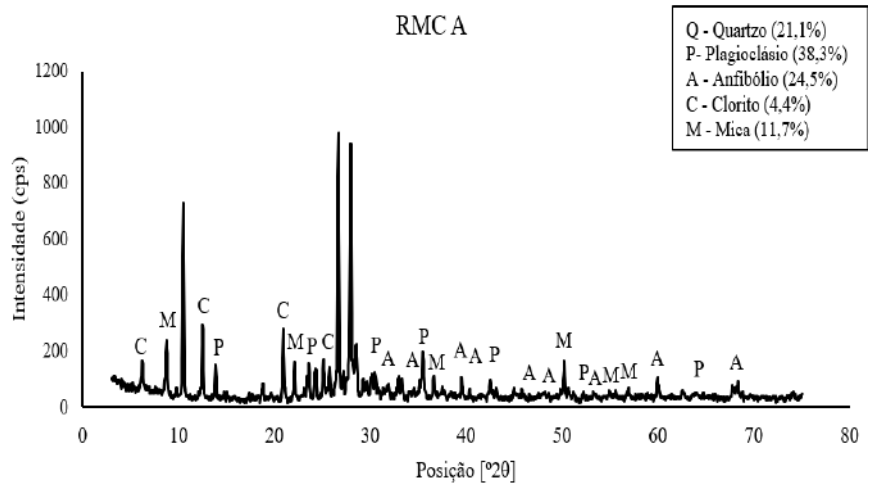
Figura 1. Curvas granulométricas dos rejeitos de mineração de cobre.

Tabela 1. Propriedades físicas dos rejeitos de mineração de cobre.

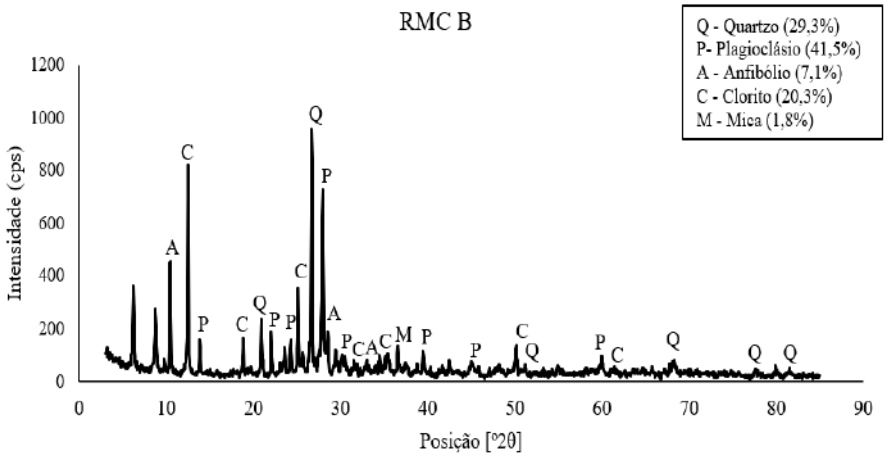
Propriedades	RMC A	RMC B
Limite de liquidez (%)	-	-
Limite de plasticidade (%)	-	-
Índice de plasticidade (%)	NP	NP
Massa específica real dos grãos (g/cm³)	2,91	2,81
Areia (0,06mm < diâmetro < 2 mm) (%)	81,8	30,2
Silte (0,002mm < diâmetro < 0,06 mm) (%)	16,3	60,4
Argila (diâmetro < 0,002 mm) (%)	1,9	9,4
Classificação SUCS (ASTM, 2017)	SM	ML

Os resultados da caracterização física dos dois rejeitos estão em conformidade com os dados encontrados na literatura. Exemplo disto são as faixas de valores apresentados por Bedin (2010). Devido à sua origem no processo de beneficiamento, é comum que esses rejeitos sejam classificados como materiais de granulometria siltosa ou areno-siltosa (DALIRI, 2013). Quanto ao peso específico real dos grãos, que é uma propriedade intrínseca das partículas sólidas, desconsiderando a porosidade da amostra, é determinado pela relação entre a massa e o volume das partículas. Sendo assim, em solos convencionais, o peso específico real dos grãos varia de 25 a 28 kN/m³, dependendo dos minerais presentes (LAMBE & WHITMAN, 1979). Nos rejeitos de mineração, esse parâmetro é influenciado principalmente pelos minérios, resultando frequentemente em valores superiores aos observados em solos convencionais (VICK, 1990).

A análise mineralógica, cujos resultados foram apresentados na Tabela 2 e Figura 2, indicam similaridades na composição dos dois rejeitos, uma vez que ambos são compostos por minerais silicatados (quartzo, plagioclásio, anfibólio, mica e clorito), que contêm silício e oxigênio em sua composição química. No que diz respeito ao RMC A, este é composto majoritariamente por quartzo (21,1%), plagioclásio (38,3%) e anfibólio (24,5%). Essa composição indica o tipo de rocha mineralizada, visto que a presença desses minerais é comumente encontrada em rochas ígneas. Já o RMC B é composto em sua maior porcentagem de quartzo (29,3%), plagioclásio (41,5%) e clorito (20,3%). A presença de clorito pode indicar a influência de processos hidrotermais, uma vez que esse mineral é frequentemente associado a veios hidrotermais em rochas metamórficas de baixo grau. Sendo assim, entende-se que em ambos rejeitos, a parte predominante do material é correspondente aos minerais constituintes das rochas e solos presentes no processo de beneficiamento do minério de cobre.



(a)



(b)

Figura 2. DRX (a) RMC A (b) RMC B.

Tabela 2. Composição mineralógica dos rejeitos de mineração de cobre.

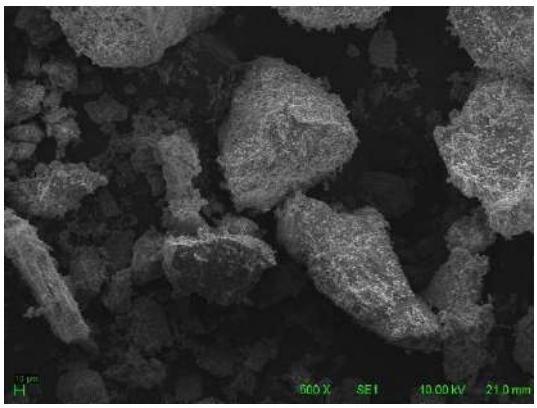
	RMC A	RMC B
Quartzo (%)	21,1	29,3
Plagioclásio (%)	38,3	41,5
Anfibólio (%)	24,5	7,1
Clorito (%)	4,4	20,3
Mica (%)	11,7	1,8

Os resultados do ensaio de Fluorescência de Raios X (FRX), para o qual foram empregados o método de ORE1 (método adaptado) para a análise dos elementos maiores, são demonstrados na Tabela 3. As concentrações obtidas indicam que os rejeitos de mineração de cobre são predominantemente constituídos por Silício, Alumínio e Ferro. Esta composição química é consistente com a análise mineralógica, uma vez que o plagioclásio, que é a parte mineralógica majoritária de ambos os rejeitos, é comumente composto de silicato de alumínio (Al_2SiO_5). Assim como, o restante dos minerias que podem ser caracterizados como silicatados.

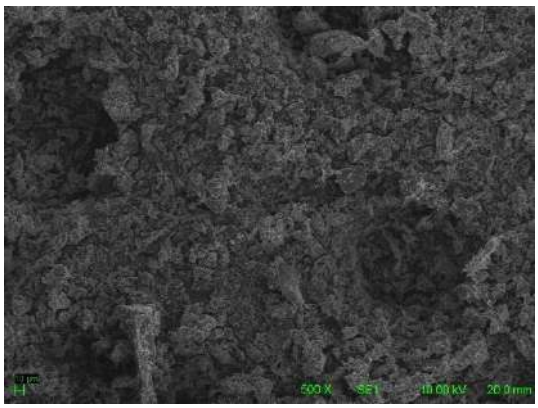
Tabela 3. Concentração dos elementos químicos dos rejeitos de mineração de cobre.

Elementos (%)	RMC A	RMC B
Si	51,26	48,89
Al	10,92	11,30
Ti	0,49	0,54
Fe	14,63	15,31
Mn	0,04	0,06
Mg	5,26	6,79
Ca	6,60	6,81
Na	5,34	4,15
K	1,22	1,61
P	1,40	0,96
Cl	1,13	0,66
S	0,07	Nd
LOI: "*Loss on Ignition*"	1,50	2,8

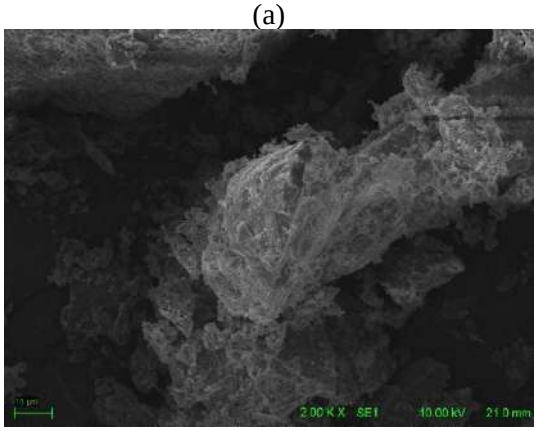
Na análise mineralógica, foram adquiridas as imagens ilustradas na Figura 3. Em uma magnificação menor (200x), é perceptível que o rejeito de mineração de cobre identificado como RMC A exibe grãos com um diâmetro maior, o que se alinha com a classificação granulométrica do material. Quanto à morfologia dos grãos, destaca-se a presença de formas angulares em ambos os rejeitos, característica comum em solos cujos processos de intemperismo não foram tão intensos ou em áreas de deposição recentes. Além disso, é importante destacar que a morfologia das partículas dos rejeitos de mineração reflete o conjunto dos processos mecânicos envolvidos na extração e beneficiamento do minério. Isso contrasta com os solos naturais, cuja morfologia é influenciada principalmente pela formação original e pelos processos pedogenéticos.



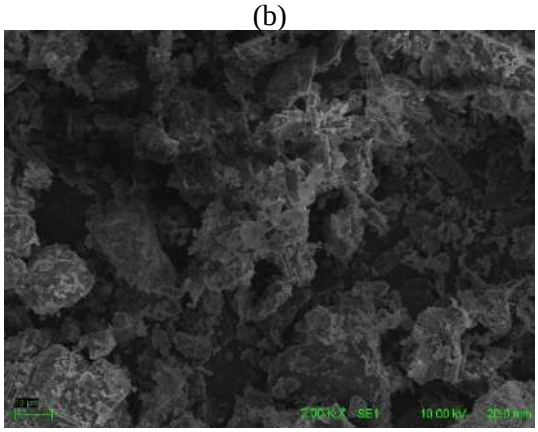
(a)



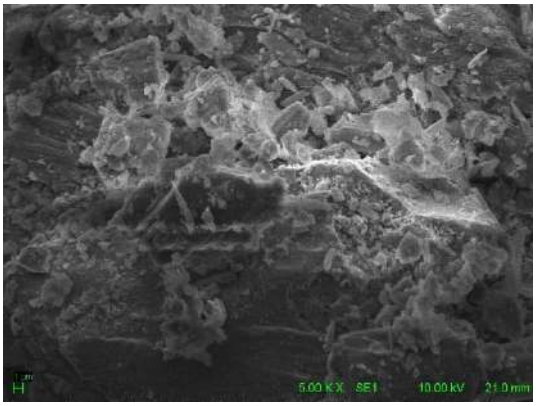
(b)



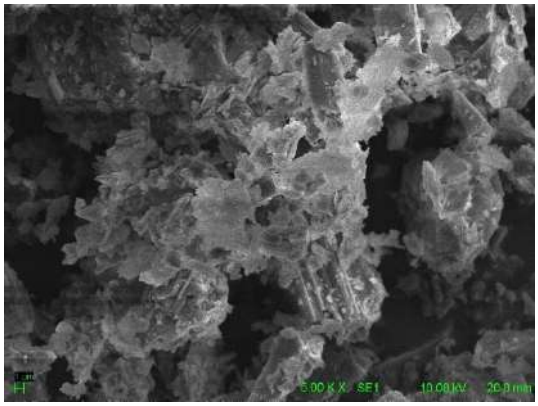
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 3. Resultados MEV (a) RMC A – 500x (b) RMC B – 500x (c) RMC A – 2000x (d) RMC B – 2000x (e) RMC A – 5000x (f) RMC B – 5000x

4 CONCLUSÕES

Com base no estudo desenvolvido, que avaliou e comparou a resposta física, química e mineralógica de dois rejeitos de mineração de cobre, denominados RMC A e RMC B, pode-se inferir as seguintes conclusões:

- No que concerne à caracterização física, o rejeito de mineração de cobre denominado RMC A revelou-se como um material com granulometria areno-siltosa (SM), enquanto o RMC B foi caracterizado por uma composição mais fina, sendo classificado como um silte de baixa compressibilidade (ML). Ambos os rejeitos exibiram um comportamento não-plástico, e apresentaram valores semelhantes de massa específica real dos grãos, com densidades de 2,91 g/cm³ e 2,81 g/cm³ para RMC A e RMC B, respectivamente. Valores esses que estão em consonância com os dados disponíveis na literatura especializada.
- No contexto da análise química, ambos os materiais revelaram a predominância de minerais silicatados, tais como quartzo, plagioclásio, anfibólio e mica, característicos de rochas ígneas e metamórficas associadas ao processo de beneficiamento do minério de cobre. A detecção de clorito no RMC B sugere a influência de processos hidrotermais, possivelmente relacionados a veios hidrotermais em rochas metamórficas de baixo grau. Os resultados do ensaio de Fluorescência de Raios X (FRX) corroboram com a análise de Difratometria de Raios-X (DRX) e indicam os principais elementos constituintes dos rejeitos como sendo o Silício, Alumínio e Ferro, em concordância com a composição mineralógica dos materiais, já que o plagioclásio, parte mineralógica majoritária de ambos os rejeitos, é comumente composto de silicato de alumínio (Al_2SiO_5).
- No que diz respeito à análise microestrutural, as imagens microscópicas evidenciam a presença de grãos com diferentes diâmetros e formas angulares, sugerindo que os processos de intemperismo não foram intensos, o que é comum em áreas de deposição recente de rejeitos de mineração. Adicionalmente, o rejeito de mineração de cobre identificado como RMC A exibe grãos com um diâmetro maior, em conformidade com a classificação granulométrica do material. No entanto, apesar das tendências apontadas, destaca-se que as variações morfológicas dos rejeitos podem ser atreladas ao processo de beneficiamento do minério.

Em suma, os resultados desta análise enfatizam a importância da caracterização física, mineralógica e química dos rejeitos de mineração de cobre para uma compreensão abrangente de suas propriedades e comportamentos. Essa compreensão é fundamental para o desenvolvimento de estratégias eficazes de gestão e tratamento desses materiais, visando mitigar potenciais impactos ambientais e maximizar o aproveitamento de recursos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM (2017). D72847: *Standard Practice for Classification of Soils for Enginnering Purposes*. ASTM International. 2017.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180 – *Solo - Determinação do limite de plasticidade.*

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017a). NBR 6459 – *Solo - Determinação do limite de liquidez.*

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2017b). NBR 6458 - *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.*

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7181 – *Solo - Análise Granulométrica*.

Bedin, J. (2010). Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração. 2010. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Govindaraju, K. (1994) Compilation of Working Values and Sample Description for 383 Geostandards. *Geostand Newsl.*

Lambe, T. W.; Whitman, R.V. (1969) *Soil Mechanics.* [S. l.]: John Wiley & Sons, Inc.

Vick, S. G. (1990) *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. BiTech Publishers Ltd.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/455

Caracterização Geotécnica dos Rejeitos de Mineração das Minas do Camaquã, Caçapava do Sul, Rio Grande do Sul

Isabella Belmudes Schneider
Discente da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), Rio Grande/RS, Brasil, isabs2000@gmail.com

Karina Retzlaff Camargo
Docente da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), Rio Grande/RS, Brasil, karinacamargo@furg.br

Saymon Porto Servi
Docente do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Sul (IFRS), Rio Grande/RS, Brasil, saymon_servi@hotmail.com

Alexandre Felipe Bruch
Docente da Universidade Federal de Pelotas (UFPel), Pelotas/RS, Brasil, afbruch@gmail.com

RESUMO: A mineração é descrita como uma atividade econômica e industrial que consiste na pesquisa, exploração, lavra e beneficiamento de minérios presentes na crosta terrestre. Dessa atividade, devido à baixa concentração de minérios de interesse associados aos minerais brutos, são originados os rejeitos de mineração. Estes resíduos podem causar impactos sociais e ambientais irreversíveis ao meio em que estão inseridos. Neste contexto, durante cerca de 100 anos as Minas do Camaquã foram cenário da extração do minério de cobre. Sabe-se que no período final de exploração, foi construída uma barragem de rejeitos num meandro do Arroio João Dias, que atualmente encontra-se inativada com seus resíduos expostos. Assim, o presente trabalho tem por objetivo realizar a caracterização geotécnica dos diferentes materiais que compõem os rejeitos de mineração das Minas do Camaquã. Em síntese, os resultados apontam para uma variabilidade granulométrica e no comportamento plástico dos materiais, a qual se entende estar associada ao período de deposição dos rejeitos. Justifica-se esta variação pelas mudanças tecnológicas ocorridas no processo de exploração das jazidas, assim como pelo processo de uma provável evolução pedológica, que nos rejeitos mais antigos pode ser mais significativa.

PALAVRAS-CHAVE: Escudo Cristalino Sul Rio-Grandense, Bacia Sedimentar, Mineração de Cobre, Barragem de Rejeitos, Caracterização Geotécnica.

ABSTRACT: Mining is described as an economic and industrial activity that consists of the research, exploration, mining, and processing of minerals found in the Earth's crust. Due to the low concentration of ores of interest associated with raw minerals, tailings is generated from this activity. This tailings can cause irreversible social and environmental impacts on the environment in which it is found. In this context, the Camaquã Mines were the scene of copper ore extraction for around 100 years. It is known that during the final period of exploitation, a tailings dam was built in a meander of the João Dias stream. The dam is currently inactive and its tailings are exposed. Therefore, this study aims to carry out a geotechnical characterization of the different materials that make up the mining tailings from Minas do Camaquã. In summary, the results point to a variability in the granulometry and plastic behavior of the materials, which is understood to be associated with the period in which the tailings were deposited. This variation is justified by the technological changes that occurred in the process of exploiting the deposits, as well as the process of probable pedological evolution, which in older tailings may be more significant.

KEYWORDS: Crystalline Shield of Rio Grande do Sul, Sedimentary Basin, Copper Mining, Tailings Dam, Geotechnical Characterization.

1 INTRODUÇÃO

Historicamente, no Brasil a indústria de extração mineral possui significativa relevância na economia nacional (CARDOZO *et al*., 2016). A mineração compreende atividades destinadas a pesquisar, extrair e tratar ou beneficiar recursos minerais, transformando-os atrativos economicamente e socialmente (IBRAM, 2016). No processo de beneficiamento do minério, embora existam técnicas avançadas para tal atividade, inevitavelmente são gerados os rejeitos de mineração.

Os rejeitos ou resíduos de mineração são constituídos por uma combinação de rochas fragmentadas, agentes químicos e água utilizada no processo de beneficiamento (SERVI *et al*., 2022). Conforme o tipo de minério processado e a forma de tratamento empregada, as características geotécnicas, físico-químicas e mineralógicas do rejeito podem variar (ESPÓSITO, 2000). Estes materiais são normalmente dispostos em barragens ou diques de contenção, que podem ser construídos com o uso de solos, estéreis ou o próprio rejeito (DUARTE, 2008).

As Minas do Camaquã estão localizadas no Escudo Sul-Rio-Grandense, no município de Caçapava do Sul, na porção central do estado do Rio Grande do Sul. A região encontra-se na Bacia do Rio Camaquã, a qual é geologicamente resultante dos processos tectônicos-magmáticos tardios do cinturão Dom Feliciano, sendo um espaço deposicional de diversos tipos de bacias sedimentares (PAIM *et al*., 2000). A descoberta do minério de cobre (Cu) na região se deu em meados de 1870, quando o proprietário das terras daquela localidade constatou rochas distintas com tonalidades esverdeadas (PAIM *et al*., 2000). Conforme Andrade *et al.* (2001), o cobre pode ser encontrado na forma oxidada de baixo teor, localizado nas camadas mais superficiais da crosta terrestre, ou sulfetado de elevado teor, presente em camadas mais profundas da crosta. Entre algumas de suas utilizações na indústria, destaca-se a confecção de fios e cabos elétricos, devido a sua excelente capacidade de condução de eletricidade e calor (MATIAS *et al*., 2007).

O esgotamento das reservas de interesse na região ocorreu por volta da década de 1990. Entretanto, até este período as minas foram exploradas por organizações nacionais e estrangeiras (SILVA, 2019). Sabe-se que no período final de exploração, foi construída uma barragem de rejeitos num meandro do arroio João Dias, afluente do Rio Camaquã. O volume de rejeito medido na estrutura de contenção é de cerca de 4.243.310 m³, ocupando uma área de 157,15 ha (BRUCH, 2014). Atualmente, após quase 30 anos do fim da exploração, os rejeitos provindos das atividades de extração continuam expostos na localidade.

Segundo Andrade *et al.* (2016), ainda que inativas, as barragens de rejeitos são fontes de impactos ao meio físico, biológico e socioeconômico. Trindade *et al*. (2015) destaca que a incorporação desses rejeitos em outros setores é uma alternativa viável e ecologicamente correta, pois reduz o volume de materiais descartados na natureza e contribui com a redução da exploração de recursos naturais. Nesse sentido, a caracterização geotécnica desses materiais tem relevância para compreensão de seus comportamentos e para obtenção de parâmetros numa possível reutilização em projetos de engenharia (BACCO, 2020). Dentro deste contexto, este trabalho tem por objetivo dar início à pesquisa sobre a possibilidade de uso geotécnico alternativo para o rejeito de mineração das Minas do Camaquã. Especificamente são apresentados neste trabalho a identificação e caracterização geotécnica dos diferentes materiais que compõem os rejeitos de mineração daquela localidade.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

Inicialmente foi realizada uma saída de campo à região das Minas do Camaquã, na qual foi observada a variabilidade, por técnicas tátil-visuais, dos rejeitos encontrados tanto diretamente no leito do arroio João Dias, quanto do encontrado na barragem. Por isso, foram coletadas manualmente oito diferentes amostras deformadas de rejeitos de mineração da região das Minas do Camaquã. A Tabela 1 apresenta as coordenadas projetadas UTM (*Universal Transversa de Mercator*) de cada ponto de coleta das amostras deformadas e a Figura 1 o mapa de localização destes pontos.

Tabela 1. Coordenadas projetadas UTM

Amostra	Coordenadas	
P1	6.577.602 mN	267.762 mE
P2	6.577.629 mN	267.746 mE
P3	6.577.630 mN	267.753 mE
P4	6.577.554 mN	267.634 mE
P5	6.578.537 mN	268.350 mE
P6	6.578.115 mN	268.838 mE
P7	6.577.192 mN	269.033 mE
P8	6.577.215 mN	268.958 mE

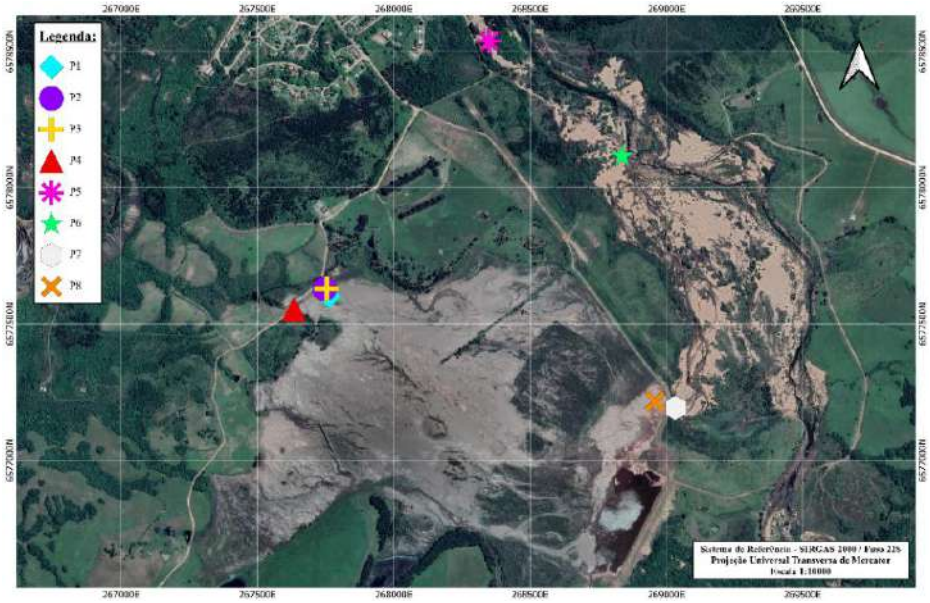


Figura 1. Mapa de localização dos pontos de coleta de amostras

Posteriormente à coleta, os materiais foram acondicionados em recipientes e transportados para o Laboratório de Geotecnia e Concreto Prof. Dr. Claudio Renato Rodrigues Dias da Universidade Federal do Rio Grande (LGC-FURG), onde foi realizada a pesquisa. No laboratório, as amostras foram colocadas em estufas a 100 ºC e a 60 ºC. Os rejeitos com maiores teores de matéria orgânica, que se encontravam em campo próximos à superfície terrestre, foram mantidos em estufa a 60 ºC, com o propósito de impedir a queima do material orgânico.

2.2 Métodos

Conceitualmente, solos são produtos da decomposição por agentes químicos e físicos das rochas que compõem a crosta terrestre (PINTO, 2006). Nesse sentido, Servi *et al*. (2022) classificam os rejeitos como materiais geotécnicos não convencionais, pois não possuem significativa evolução pedológica. Entretanto, é comum na literatura a realização de experimentos que avaliam o comportamento de materiais convencionais para analisar rejeitos de mineração, conforme realizado por este trabalho. Assim, foram realizados ensaios de caracterização geotécnica perante os procedimentos prescritos para solos, com determinação do peso específico real dos grãos, por ensaio de picnômetro, dos limites de Atterberg e da distribuição granulométrica das amostras de rejeito.

Inicialmente, foi determinado o peso específico real dos grãos, conforme a NBR 6458 (ABNT, 2016). Por conseguinte, foram realizados os ensaios de limites de Atterberg, para determinação do limite de liquidez e do limite de plasticidade, conforme a NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente. Desses ensaios, foram determinados o índice de plasticidade e o índice de atividade coloidal. Para análise da distribuição granulométrica, foram seguidos os procedimentos descritos pela NBR 7181 (ABNT, 2016), a qual normatiza a realização dos ensaios de peneiramento e sedimentação.

A NBR 7181 (ABNT, 2016) indica a utilização do hexametafosfato de sódio como agente dispersor para deflocular os grãos, com o propósito de garantir que o resultado do ensaio esteja de acordo com a real distribuição granulométrica do material. Entretanto, Senft *et al.* (2011) destacam a possibilidade de interferência nos resultados devido a interação química das partículas de rejeito e o agente dispersor. Perante este relato, foram produzidos ensaios com e sem o uso do defloculante, a fim de avaliar e comparar os efeitos químicos na dispersividade dos grãos finos do rejeito. Conforme os ensaios de peneiramento, sedimentação e limites de Atterberg, foi realizada a classificação geotécnica textural, pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) (ASTM D2487, 2017) e pelo sistema *Highway Research Board* (HRB) (ASTM D3282, 2015).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Tabela 2 apresenta os resultados do peso específico real dos grãos (γ_s). Observa-se resultados variando entre 26,0 kN/m³ e 28,0 kN/m³. Nierwinski (2019) destaca a influência da presença de elementos metálicos na composição de rejeitos de mineração, que acabam contribuindo no aumento dos valores da massa específica real dos grãos quando comparados a solos convencionais. Em relação aos materiais estudados no presente trabalho, acredita-se que os valores observados sejam oriundos de baixos teores de metais de elevada densidade (*e.g.,* ferro e cobre), uma vez que os resultados não se diferenciam dos normalmente encontrados para areias quartzosas.

Tabela 2. Peso específico real dos grãos

Amostra	Peso Específico Real dos Grãos (kN/m³) - γ_s
P1	26,9
P2	26,2
P3	26,9
P4	28,1
P5	26,2
P6	26,6
P7	26,5
P8	26,7

Servi (2022), a partir de uma vasta revisão bibliográfica, apresenta como ordem de grandeza comumente encontrada para rejeitos de mineração valores de peso específico real dos grãos na faixa entre 28 kN/m³ e 36 kN/m³, o que não confere com a maioria dos resultados obtidos para as oito amostras de rejeito ensaiadas. Vale salientar que características como tipo de minério extraído, de beneficiamento adotado e de tratamento químico alteram as características geotécnicas, físico-químicas e mineralógicas do rejeito, o que torna o rejeito um material distinto que pode diferir daqueles produzidos em outras localidades e condições (NIERWINSK, 2019).

As Figuras 2 e 3 ilustram as curvas granulométricas produzidas de cada uma das amostras deformadas, com (C) e sem (S) o uso do defloculante no ensaio de sedimentação, respectivamente. Comparando-se as duas figuras, observa-se que as curvas produzidas sem o uso de defloculante apresentam uma parcela menor de grãos finos de rejeito quando comparadas aos ensaios em que se utilizou o agente dispersor. Isto denota que o agente não causou o efeito descrito por Stenft *et al.* (2011). Tendo isto em vista e o fato de que as normas técnicas brasileira preconizam a utilização do agente químico dispersante, a Tabela 3, onde ϕ

representa o diâmetro equivalente dos grãos, apresenta as frações granulométricas das amostras obtidas através de ensaios com uso do agente.

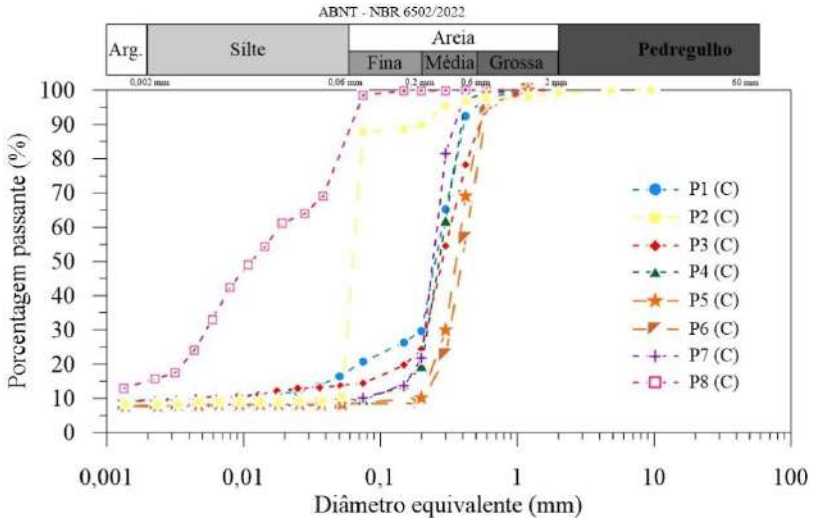


Figura 2. Curvas granulométricas com defloculante

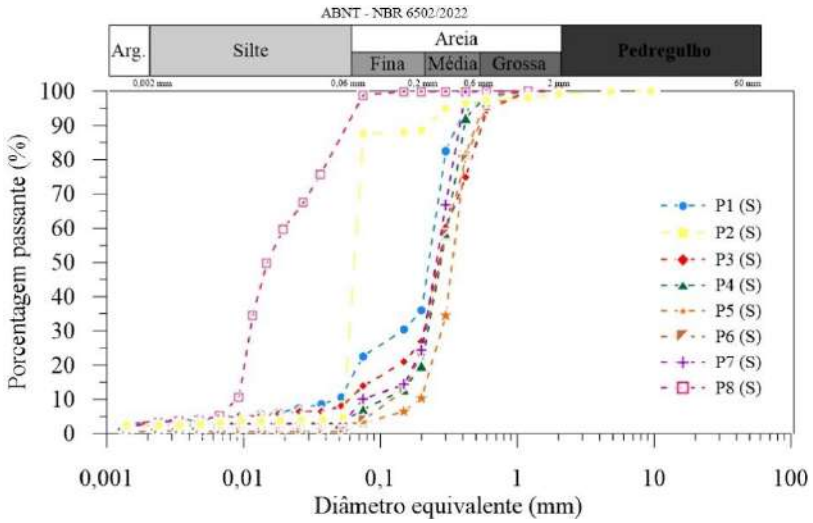


Figura 3. Curvas granulométricas sem defloculante

Observa-se que, especialmente, a amostra P8 apresenta composição das frações granulométricas bastante diferente das demais amostras, com fração silte significativamente maior, em detrimento da fração areia. Justifica-se esta ocorrência pela localização do rejeito, o qual fica bastante distante da zona de despejo dos rejeitos na barragem.

Tabela 3. Frações granulométricas das amostras com hexametafosfato de sódio

Amostra	**Areia (%)** 0,06mm< ϕ ≤ 2mm	**Silte (%)** 0,002mm< ϕ ≤ 0,06mm	**Argila (%)** ϕ ≤ 0,002mm
P1	82	8	10
P2	70	29	1
P3	86	5	9
P4	90	2	8
P5	91	1	8
P6	91	1	8
P7	90	2	8
P8	10	75	15

A Tabela 4 apresenta a classificação textural, HRB e SUCS das amostras. Texturalmente, as amostras P1 a P7 são classificadas como areia argilo-siltosa e areia silto-argilosa. Assim, a única contrastante é a amostra P8, a qual é classificada como um silte argilo-arenoso. A amostra P2, conforme classificação textural, apresenta como proporção maior a fração de areia. Já pelo SUCS, a amostra é classificada como um silte orgânico. Embora a fração siltosa identificada pela classificação textural não seja irrelevante, os grãos arenosos são demasiadamente maioria, o que não se pode notar pela classificação SUCS. Semelhantemente, a amostra P8, perante a classificação textural, é dita como um silte argilo-arenoso e pelo SUCS é definida como uma argila pouco plástica. Como justificativa para estas variações, pode-se dizer que por tratar-se de um material geotécnico não-convencional, rejeitos de mineração nem sempre se adequam às classificações comumente adotadas para solos, além do fato das classificações internacionais considerarem como solos siltosos materiais com diâmetro menor ou igual a 0,074mm.

Tabela 4. Classificações geotécnicas das amostras com hexametafosfato de sódio

Amostra	**Classificação Textural**	**Classificação HRB**	**Classificação SUCS**
P1	Areia argilo-siltosa	A-2-4 (0)	Areia siltosa (SM)
P2	Areia silto-argilosa	A-8 (0)	Silte orgânico (OL)
P3	Areia argilo-siltosa	A-2-4 (0)	Areia siltosa (SM)
P4	Areia argilo-siltosa	A-3 (0)	Areia mal graduada (SP)
P5	Areia argilo-siltosa	A-3 (0)	Areia mal graduada (SP)
P6	Areia argilo-siltosa	A-3 (0)	Areia mal graduada (SP)
P7	Areia argilo-siltosa	A-3 (0)	Areia mal graduada (SP)
P8	Silte argilo-arenoso	A-6 (10)	Argila pouco plástica (CL)

Em relação a classficação pelo sistema *Highway Research Board,* conforme explicita a ASTM D3282 (2015), materiais do grupo A-2-4 e A-3 apresentam boa capacidade de suporte quando utilizados em camadas de subleitos para pavimentos. Ademais, materiais do grupo A-6 apresentam mudanças de volume quando estão em estados seco e úmido e são considerados de fraco suporte para subleitos. Já o grupo A-8, baseia-se na inspeção visual da presença de matéria orgânica e são ditos inadequados para utilização em aterros e subleitos.

Quanto a definição do índice de grupo das amostras, perante a ASTM D3282 (2015) materiais que não apresentam plasticidade devem ser atribuídos do índice de grupo zero. A norma também declara que solos com valores de índice de grupo próximos de zero apresentam ótima capacidade de suporte e solos com índices próximos de vinte indicam baixo suporte para subleitos de pavimentos. O rejeito P8, foi o único material a apresentar plasticidade, sendo possível verificar índice de grupo diferente de zero. Destaca-se que o índice de grupo encontrado para a amostra P8, verificado na Tabela 4, resume um material com mediana aplicabilidade em sistemas de pavimentação.

Em comparação com a classificação geotécnica textural, a classificação pelo sistema HRB não apresentou nítidas desconformidades. Só houve discordância em relação ao material oito. Pelo HRB, trata-se de um solo com fração maior em grãos de argila, quanto texturalmente refere-se a um silte argilo-arenoso. Já quando comparada à classificação pelo SUCS, foram evidenciados resultados semelhantes pelos dois métodos, o que possivelmente está associado à consideração do fator plasticidade na classificação.

A única amostra que apresentou limites de plasticidade foi a P8. O material encontra-se na crista da barragem de rejeitos, a qual foi construída no período final de exploração das minas, num meandro do Arroio João Dias. Foi encontrado, como limite de liquidez, o teor de umidade de 33% e como limite de plasticidade,

o teor de 19%. O índice de plasticidade é de 14% e o índice de atividade coloidal é de 0,93, sendo um material medianamente plástico e de atividade coloidal normal. Conforme Soares (2010), normalmente o índice de plasticidade de rejeitos de mineração não atinge resultados maiores que 25%, o que concorda com o índice verificado para a amostra P8.

Das demais amostras, não foi possível verificar resultados para limite de liquidez e plasticidade. Durante o ensaio para determinação do limite de liquidez, utilizando o aparelho de Casagrande, os rejeitos fluíram pela interface do aparelho já nos primeiros golpes efetuados. Essa condição não se alterou mesmo variando a umidade das amostras em algumas tentativas. Já o limite de plasticidade, não foi possível verificar resultados em virtude da impossibilidade de conferir o modelo cilíndrico proposto pela NBR 7180 (ABNT, 2016), devido aos baixos teores de coesão entre os grãos do material. Estes resultados denotam o comportamento não-plástico de sete dos oito rejeitos avaliados.

A não plasticidade dos materiais está relacionada com a forma dos grãos. A forma lamelar, frequentemente característica em argilas, apresenta uma distribuição de cargas não uniforme. Essa não uniformidade facilita a atração entre partículas e confere a plasticidade ao material. Partindo desse princípio, em rejeitos de mineração, normalmente, não verifica-se essa atração iônica entre os grãos pois a maioria dos rejeitos resultantes de processos de beneficiamento não apresentam plasticidade (SOARES, 2010).

5 CONCLUSÃO

Tendo em vista os resultados apresentados neste trabalho, foi constatado que, texturalmente as frações granulométricas das amostras do rejeito de minério de cobre são, em maioria, análogas a areias. As classificações geotécnicas obtidas pelo Sistema Único de Classificação de Solos e pelo *Highway Research Board* se assemelham, sendo verificadas algumas variações quando comparadas à classificação textural. Em relação aos limites de consistência, os materiais não apresentaram plasticidade, exceto a amostra coletada na crista da barragem de rejeitos, que apresentou 33% de limite de liquidez e 19% de limite de plasticidade. Ademais, os ensaios utilizando picnômetro evidenciaram valores entre 26 kN/m³ a 28 kN/m³ de peso específico real dos grãos dos oito rejeitos ensaiados.

Em suma, os resultados constataram materiais finos com baixa ou mediana coesão entre os grãos. Destaca-se que materiais granulares finos são mais suscetíveis a fenômenos de liquefação, quando em condição saturada e não-drenada. Dessa forma, é importante salientar a importância dos estudos envolvendo rejeitos de mineração, a fim de evoluir no conhecimento a respeito do comportamento desses materiais e assim, previnir desastres sociais, econômicos e ambientais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andrade, L. C. R., Marques, E. A. G., Peixoto, R. A. F. (2016) Perspectivas para reaproveitamento de rejeitos da mineração do ferro como materiais de construção. *Geografias*, 33 p.

Andrade, M. L. A., Cunha, L. M. S., Gandra, G. T. (2001) O cobre em ascensão no cenário mundial. *Biblioteca Digital do Banco Nacional do Desenvolvimento*, 67 p.

ASTM International (2017). ASTM D2487: *Standard test method for classification of soils for engineering purpose – unified soil classification system.*

ASTM International (2015). ASTM D3282: *Standard practice for classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes.*

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. Solo - *determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo - determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo – análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6502. *Solos e rochas – terminologia*. Rio de Janeiro.

Bacco, A. P. (2020) *Caracterização física, química, mineralógica e mecânica de um rejeito de mineração*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra, 10 p.

Cardozo, F. A. C., Pimenta, M. M., Zingano, A. C. (2016) Métodos construtivos de barragens de rejeitos de mineração – uma revisão. *Holos*, 20 (4), 77 p.

Duarte, A. P. (2008) *Classificação das barragens de contenção de rejeitos de mineração e de resíduos industriais no estado de Minas Gerais em relação ao pontencial de risco*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Escola de Engenharia/ UFMG, 7 p.

Espósito, T. J. (2000) *Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeitos construídas por aterro hidráulico*. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Brasília, 6 p.

Ferreira, D. B. (2018) *Liquefação de rejeitos de minério de ferro – estudo de caso: sistema pontal em Itabira/MG*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Núcleo de Geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto/ UFOP, 1 p.

Instituto Brasileiro de Mineração (2016) *Gestão e manejo de rejeitos de mineração*. Brasília, 128 p.

Matias, M. A., Silva, C. A. T., Vieira, L. (2007) Fractalidade em séries temporais: uma aplicação para uma série histórica de preços de minério de cobre. In: Congresso USP de Controladoria e Contabilidade. *Anais*... v. 7, 4 p.

Nierwinsk, H. P. (2019) *Classificação e comportamento geomecânico de rejeitos de mineração*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul/ UFRGS, p. 18-30.

Paim, P. S. G., Lopes, R. C. (2000) Geologia das Minas do Camaquã. *Minas do Camaquã: um estudo multidisciplinar*, 1 ed., Unisinos, São Leopoldo, RS, BR, 111 p.

Pinto, C., S. (2006) *Curso Básico de Mecânica dos Solos*, 3ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, BR, 14 p.

Santos, A. B. P. (2006) *Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos/ USP, 7 p.

Senft, D., Masala, S., Nik, S., Martens, S., Esposito, G. M., Eaton, T. (2011). Comparison of particle size distributions obtained by laser diffraction and sievehydrometer methods for oil sand tailings. In: Pan-Am CGS Geotechnical Conference, Toronto. *Anais*... v. 14, 7 p.

Servi, S. P. (2022) *Comportamento mecânico de resíduo de minério de ferro estabilizado com agentes aglomerantes*. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul/UFRGS, p. 40-41.

Servi, S. P., Lotero, A., Silva, J. P. S., Bastos, C., Consoli, N. C. (2022). Mechanical response of filtered and compacted iron ore tailings with different cementing agents: Focus on tailings-binder mixtures disposal by stacking. *Construction and Building Materials*, Elsevier BV, 349, p. 1-14.

Soares, L. (2010) *Tratamento de Minérios*, 5nd ed., CETEM/MCT, Rio de Janeiro, RJ, BR, p. 844.

Trindade, A. O., Soares, L. O., Neto, R. O., Souza, L. E., Abichequer, L. A., Gonçalves, I. G., Caron, F. (2015). Caracterização dos rejeitos das minas do Camaquã para reaproveitamento sustentável. *Remoa*, 120 p.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/456

Compilação de Guias e Melhores Práticas Mundiais Aplicados a Empilhamentos de Rejeitos de Mineração Desaguados

Matheus Wanglon Ferreira
Especialista em Recursos Minerais, ANM, Belo Horizonte, Brasil, matheus.wanglon@anm.gov.br

Pedro Dionelo Lacerda
Especialista em Recursos Minerais, ANM, Belo Horizonte, Brasil, pedro.lacerda@anm.gov.br

Flávio Henrique Carvalho Cardoso
Especialista em Recursos Minerais, ANM, Belo Horizonte, Brasil, flavio.cardoso@anm.gov.br

RESUMO: As discussões no setor mineral brasileiro em relação a métodos alternativos para disposição de rejeitos se intensificaram após os recentes acidentes ocorridos em 2015 e 2019 nas cidades de Mariana/MG e Brumadinho/MG, respectivamente, envolvendo barragens destinadas a tal finalidade. Diante desse panorama, o método de empilhamento de rejeitos desaguados tem sido crescentemente adotado por diversas mineradoras no país. Esta abordagem visa principalmente, no contexto nacional, mitigar os possíveis danos inerentes às estruturas de disposição de rejeitos em caso de ruptura. Contudo, este cenário trouxe à tona a escassez de diretrizes tanto para projetos quanto para procedimentos aplicados à construção, manutenção e operação de tais empilhamentos. Nesse contexto, buscando consolidar as informações publicadas, o presente trabalho apresenta uma revisão bibliográfica do cenário nacional e global, elencando os principais pontos abordados em recomendações, normas e guias relacionados à prática de disposição de rejeitos desaguados em pilhas. Ao final do estudo, demonstra-se que, no cenário nacional, o setor mineral dispõe, na atualidade, apenas da norma NRM-19 (Brasil, 2001) que apresenta considerações e critérios que devem ser admitidos a toda e qualquer estrutura com a finalidade de dispor rejeitos de mineração, além de seção específica destinada a requisitos para disposição em pilhas. Já no contexto global, constatou-se também uma escassez de documentação associada ao tema, sobretudo no que se refere à legislação e regulação, porém se destacou, ao longo do artigo, os países e instituições que desenvolveram, até o presente momento, os principais estudos, guias e diretrizes relacionados ao assunto.

PALAVRAS-CHAVE: Disposição de Rejeitos, Empilhamentos de Rejeitos Desaguados, Pilhas de Rejeitos, Rejeitos de Mineração, Regulação.

ABSTRACT: Discussions in Brazilian mining sector regarding alternative methods for tailings disposal have intensified following the recent accidents that occurred in 2015 and 2019 in the cities of Mariana/MG and Brumadinho/MG, respectively, involving dams designed for such purposes. Within this context, the dewatered tailings stacking method has been increasingly being adopted by several mining companies in the country. This approach primarily aims to mitigate potential inherent damages associated with tailings disposal structures in case of rupture. However, this scenario has brought to light the lack of guidelines for both projects and procedures applied to the construction, maintenance, and operation of these stacks. In this context, aiming to consolidate published information, the present study provides a literature review of the national and global scenarios, listing the main topics addressed in recommendations, standards, and guides related to the practice of dewatered tailings disposing in piles. At the end of the study, it is demonstrated that, within the national scenario, the mining sector currently has only the standard NRM-19 (Brazil, 2001), which presents considerations and criteria that must be adhered to by any structure intended for mining tailings disposal, as well as a specific section dedicated to requirements for disposal in piles. In the global context, a scarcity of documentation associated with the topic was also observed, particularly regarding legislation and regulation, however, the article highlights the countries and institutions that have developed, up to the present moment, the main studies, guides, and directives related to the subject.

KEYWORDS: Talings disposal, Dewatered Tailings Stacking, Dry Stacking, Mine Tailings, Regulation.

1 INTRODUÇÃO

As discussões no setor mineral brasileiro em relação a métodos alternativos para disposição de rejeitos se intensificaram após os recentes acidentes ocorridos em 2015 e 2019 nas cidades de Mariana/MG e Brumadinho/MG, respectivamente, envolvendo barragens destinadas a tal finalidade. Diante desse panorama, o método de empilhamento de rejeitos desaguados tem sido crescentemente adotado por diversas mineradoras no país. Esta abordagem visa principalmente, no contexto nacional, mitigar os possíveis danos inerentes às estruturas de disposição de rejeitos em caso de ruptura. A mitigação mencionada é obtida, sobretudo, pela redução significativa do teor de água proveniente do processo de beneficiamento mineral, usualmente presente neste material. A redução do teor de água resulta na alteração da consistência dos rejeitos e, consequentemente, nos seus parâmetros reológicos, além de aumentar a resistência e reduzir a deformabilidade do material.

Contudo, este cenário trouxe à tona a escassez de diretrizes tanto para projetos quanto para procedimentos aplicados à construção, manutenção e operação dos empilhamentos de rejeitos. Dessa forma, o presente trabalho apresenta uma revisão bibliográfica do cenário nacional e global, elencando e consolidando os principais pontos abordados em recomendações, normas e guias relacionados à prática de disposição de rejeitos desaguados em pilhas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A pesquisa foi desenvolvida a partir do levantamento e revisão de materiais publicados que trouxessem considerações de âmbito técnico para a fase do projeto, manutenção e operação, aplicáveis a empilhamento de rejeito desaguado. Esses materiais foram subdivididos em três categorias: (1) literatura técnica especializada; (2) guias nacionais e internacionais da indústria de mineração; e (3) legislação e regulação nacional e internacional.

A revisão da literatura técnica especializada contempla dois livros amplamente utilizados como referências sobre a disposição de resíduos de mineração em geral, além de diversos artigos publicados, tanto em anais de congressos como em periódicos científicos, específicos para pilhas de rejeitos desaguados, tratando-se, na sua ampla maioria, sobre rejeitos filtrados.

Com relação aos guias da indústria, foram estudados três guias (ICMM, 2021, MAC, 2021 e IBRAM, 2019) aplicáveis a empilhamentos de rejeito desaguado. Dentre eles, em dois (ICMM, 2021 e IBRAM, 2019) foram identificados aspectos técnicos de projeto que serão citados neste trabalho.

No que tange a documentos de teor legislativo ou regulatório, foram estudadas diversas normativas que regulam a construção ou operação de estruturas ou instalações de disposição e armazenamento de rejeitos, principalmente as associadas a países onde a atividade mineral e sua regulação são presentes. Foram descritos e destacados, em especial, trechos que se aplicam especificamente à metodologia de disposição de rejeito de mineração desaguados em pilhas

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste item, os documentos analisados são organizados em três categorias distintas, conforme mencionado anteriormente. Cabe ressaltar que este artigo não pretende abordar toda a literatura disponível sobre o assunto. No entanto, através da consolidação apresentada, faz-se possível entender o estado atual do conhecimento no campo dos empilhamentos de rejeitos desaguados e identificar possíveis lacunas tecno-científicas a serem preenchidas.

3.1 Literatura técnica especializada

Embora não se tenha encontrado livros específicos sobre a metodologia de empilhamento de rejeitos de mineração desaguados, existem importantes referências sobre a disposição de resíduos de mineração em geral. Nesse contexto, destacam-se os livros elaborados por Blight (2010) e Hawley & Cunning (2017) que, apesar de tratarem o assunto de forma ampla, os conceitos e as metodologias apresentadas são de extrema relevância para a conjuntura das estruturas de interesse neste estudo.

Ambos os autores abordam primeiramente questões relacionadas a estudos iniciais, como avaliação locacional para instalação das estruturas, mapeamentos geológicos e investigações geológico-geotécnicas

preliminares. Evidentemente, à medida que as fases do projeto avançam, as informações devem ser detalhadas e o autor apresenta metodologias para tal. Além disso, são discutidos os conceitos e apresentadas sugestões de parâmetros que podem ser utilizados como balizadores iniciais pela comunidade técnica, incluindo critérios de projeto no que tange a parâmetros geométricos, inclinações e alturas usuais de taludes e largura mínima de bermas, espessuras de camadas de compactação, controle de percolação e sistema de drenagem interna e superficial, além do monitoramento da bacia hidrológica e o impacto advindo da implantação da estrutura.

Blight (2010) também aborda taxas de erosão aceitáveis e problemáticas associadas ao vento, dedicando atenção especial à possibilidade de geração de poeiras e seus impactos, que não devem ser negligenciados, especialmente em um raio de 10 km na direção do vento predominante.

No que tange à literatura técnica, também foram pesquisados e estudados artigos publicados em anais de congressos e periódicos científicos desenvolvidos especificamente para pilhas de rejeitos, tratando-se, na sua ampla maioria, de rejeitos filtrados. A partir, em especial, do início dos anos 2000, observa-se a existência de trabalhos discutindo alternativas aos procedimentos convencionais para a gestão de rejeitos (Davies & Rice, 2001), o que se intensificou após 2010, com diversos autores expondo tendências emergentes na concepção de projetos. Davies et al. (2010) apontam Chile, Canadá e Austrália como referências na prática de rejeitos desaguados e já indicavam que o incremento da produtividade em plantas de filtragem poderia deixar de ser um fator limitante havendo interesse do setor e avanço da tecnologia disponível.

Posteriormente, Davies (2011) propõe um guia prático para projetos e desenvolvimento de pilhas de rejeitos, apontando questões relacionadas, entre outras, ao teor de umidade alvo, aos ensaios necessários em diferentes fases do projeto, às análises locacionais, às condicionantes geotécnicas e à gestão das águas que, por sua vez, deve compreender dois sistemas em projeto, atentando para a qualidade ambiental da água que entrou em contato com o rejeito. Assim como em Blight (2010), Davies (2011) menciona a possibilidade de formação de poeira em demasia como uma consideração chave de projeto, especialmente em termos ambientais, fator este também abordado mais recentemente por Cacciuttolo & Pérez (2022) que indicam a necessidade de se adotar medidas para mitigação.

Subsequentemente, o termo “teor de umidade alvo” ganha destaque em outros trabalhos, como Lara et al. (2013), Crystal & Hore (2018) e Ulrich (2019), consistindo em um critério de suma importância para os empilhamentos de rejeito. A possibilidade de prever o zoneamento das pilhas de rejeito é discutida em Davies (2011), admitindo-se uma zona estruturante, cujas especificações de projeto devem ser atendidas, e uma zona não estruturante, visando flexibilizar a produção e condicionar o material que, por algum motivo, venha a apresentar algum desvio não tolerado em projeto durante a operação. Nesse aspecto, Lara et al. (2013) sugerem que essa abordagem seja considerada em áreas que não apresentem taludes altos e acidentados (>20%) e alta sismicidade (>0,25g).

Lupo & Hall (2010) discutem taxa de empilhamento, altura da estrutura, percolação e infiltração, resistência e compressibilidade. Segundo os autores, a altura da pilha está diretamente relacionada com a compressibilidade do solo, pois, dependendo da combinação entre níveis de tensões, alteração da porosidade e, consequentemente, saturação do material, podem surgir problemas com a estabilidade da estrutura. De acordo com o exposto pelos autores, torna-se importante que os ensaios de laboratório sejam realizados admitindo a variabilidade do peso específico aparente seco e do teor de umidade, buscando refletir as ocorrências de campo. Outro ponto relevante do estudo é a indicação de projetos que obtiveram sucesso ainda que envolvendo rejeitos filtrados com alto teor de finos (15% a 35% do total de partículas com granulometria inferior a 0,06 mm, limítrofe estabelecido entre silte e areia fina, segundo a ABNT NBR 6502:2022). Cabe mencionar que, conforme pontuado por Lara et al. (2013), outras características, além do teor de finos, são relevantes para a filtrabilidade, como, por exemplo, a mineralogia e a densidade específica.

Entre outros aspectos, recomenda-se em Lara et al. (2013) que a compactação dos rejeitos ocorra no ramo seco, visando a obtenção de materiais mais resistentes e a flexibilização da operação frente à ocorrência de precipitações moderadas. Além disso, um dos principais diferenciais do trabalho de Lara et al. (2013) é a indicação dos parâmetros a serem monitorados na estrutura e no entorno, inclusive indicando valores usuais. Outra recomendação importante é de que o rejeito advindo da planta de filtragem apresente um teor de umidade inferior ao limite de liquidez (LL) para evitar que ocorra mudança de estado durante o transporte ou disposição.

Em Caldwell & Crystal (2015) e Crystal & Hore (2018), tem-se contribuições em forma de guias para projetos, construção e operação dessas estruturas, fundamentadas em suas experiências profissionais. Esses trabalhos apresentam questões que vão além do que já foi exposto no presente item. Por exemplo, em relação ao ajuste do teor de umidade para compactação, os autores propõem, além de procedimentos mecânicos, a

adição de cal e cimento em quantidades que variam de 0,5% a 1,5%. Quanto à taxa de construção, os autores mencionam que a recomendação de limitar o alteamento em 2,0 m por ano segue sendo uma boa prática. No que diz respeito ao controle das poropressões no maciço, indicam a instalação de drenos verticais pré-fabricados (*wick drains*) para auxiliar na dissipação, caso seja necessário. Além disso, esses autores identificam diversos riscos associados à pilha de rejeitos, como a instabilidade de taludes naturais no entorno da estrutura, erosões decorrentes de eventos pluviais significativos, desenvolvimento de excesso de poropressão, infiltração excessiva de água subterrânea, eventos sísmicos, entre outros.

O trabalho apresentado por Cacciuttolo & Pérez (2022) se torna especialmente relevante para a discussão por expor, além de uma consolidação de diversos aspectos já sugeridos em estudos anteriores, um conjunto expressivo de informações relacionadas a pilhas de rejeitos em operação. Ao todo, os autores apresentaram 17 (dezessete) casos de pilhas de rejeitos situadas no Chile e no Peru, contemplando rejeitos oriundos do beneficiamento de diferentes minérios, diversos *layouts* de plantas para atendimento de taxas variadas de produtividade (de 700 a 20.000 toneladas por dia), além de exibir concepções distintas de estruturas. Dentre as informações apresentadas é possível observar uma tendência relacionada a aspectos operacionais, configuração da estrutura e parâmetros de projeto como, por exemplo, o teor de umidade ideal para compactação, o grau de compactação usualmente requerido, a espessura de camadas tipicamente adotada para compactação, a altura entre bermas e a largura de bermas, inclinação dos taludes, entre outros.

Contudo, cabe salientar que as tendências indicadas com base nas estruturas apresentadas por Cacciuttolo & Pérez (2022) se referem apenas a indicadores elucidativos, sendo importante ressaltar que cada estrutura requer avaliações e análises específicas. Nesse sentido, estudos mais recentes como Vizcarra (2021) e Sanchez et al. (2023), por exemplo, sugerem a utilização da modelagem numérica com base no método dos elementos finitos para verificação da segurança geotécnica inerente a cada estrutura.

Apesar do método de equilíbrio limite ser amplamente utilizado para avaliar a segurança das pilhas de rejeito na prática da engenharia geotécnica, Viazcarra (2021) apresenta fatores de segurança utilizando o método SSR (*shear strength reduction)* no qual se obtém um fator admitido como equivalente ao fator de segurança usual, porém definido através de uma análise tensão-deformação. Dentre as principais vantagens desse tipo de análise, tem-se o fato ser possível avaliar o comportamento dos materiais e os efeitos de sua deformabilidade durante as etapas do processo construtivo. Vizcarra (2021) indica que o fator de segurança usualmente calculado pode ser superestimado, uma vez que não considera a velocidade de empilhamento, destacando a importância desse tipo de análise para definição dos procedimentos operacionais e demais questões de projetos.

Por fim, Sanchez et al. (2023) direciona o estudo ao comportamento da percolação durante o processo construtivo da pilha considerando, inclusive, as flutuações sazonais do regime de chuvas durante o ano. Através de uma análise acoplada de percolação e deformação, os autores demonstram a possibilidade de visualizar a influência de variáveis como a densidade inicial e a densificação dos rejeitos devido ao peso próprio, o grau de saturação, a permeabilidade e o próprio processo de disposição dos rejeitos, além do já mencionado efeito das precipitações. Apesar de trabalhos anteriores, como Davis (2011), indicar que a saturação é extremamente difícil de acontecer após o material ser devidamente compactado, pelas conclusões de Sanchez et al. (2023), faz-se possível perceber que espessuras significativas do empilhamento podem apresentar elevados graus de saturação ocasionados durante o processo construtivo, resultando em regiões heterogêneas quanto à resistência. Com isso, os autores explicam, entre outros, a importância de prover coberturas para a pilha de rejeito durante o período chuvoso, mitigando a elevação do grau de saturação em regiões da estrutura.

3.2 Guias da Indústria de Mineração

Em resposta aos sequentes acidentes envolvendo estruturas de disposição de rejeitos ao longo dos últimos anos, diversas entidades do setor mineral lançaram padrões, protocolos e guias com o objetivo de orientar as mineradoras sobre as melhores práticas de disposição de rejeitos, visando, sobretudo, minimizar acidentes e eliminar fatalidades, bem como danos ambientais e sociais. Dentre os guias de gestão de rejeito atualmente existentes, destacam-se, em âmbito internacional, o publicado pelo International Council on Mining and Metals (ICMM, 2021) e o publicado pela Minig Association of Canada (MAC, 2021), além, em âmbito nacional, do publicado pelo Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM, 2019).

De modo geral, os três guias (ICMM, 2021; MAC, 2021; e IBRAM, 2019) focam em aspectos de governança da gestão de rejeitos, dentre os quais cita-se o provimento políticas corporativas, a estruturação de um sistema de gestão de rejeitos (TMS), a definição formal dos papéis e responsabilidades, a elaboração e implementação de manuais de operação, manutenção e monitoramento (OMS), de processos de gestão da informação, gestão de riscos e gestão de mudanças, revisões independentes e elaboração de um plano de preparação e resposta a emergências. Também é descrita uma estrutura organizacional mínima com os diversos atores envolvidos na gestão da segurança da estrutura ao longo de seu ciclo de vida (projetistas, construtores, revisores independentes, engenheiros de registros - EdR, executivo responsável etc.).

Voltando a atenção aos aspectos técnicos, com relação ao comportamento geotécnico dos rejeitos e à estabilidade das estruturas, IBRAM (2019) destaca como intenções de projeto a promoção de condições não-saturadas nos rejeitos por meio de provisões de drenagem e a obtenção de comportamento dilatante em todo o depósito, estabelecido através do adequado controle de compactação. Ainda a esse respeito, o guia ICMM (2021) orienta que, no caso da existência de materiais frágeis, o projeto deve ser baseado na resistência residual/liquefeita assumindo que haverá gatilho, ou devem ser projetadas soluções robustas para evitar perdas de resistência. Além disso, quando rejeitos são utilizados como material de construção ou estão presentes na fundação, as condições de poropressão devem ser modeladas na fase de projeto e monitoradas e interpretadas durante a construção. Também é citado que, dependendo da abordagem de projeto, devem ser conduzidas análises sísmicas considerando métodos apropriados para avaliar tanto as deformações sísmicas quanto a estabilidade pós-sismo, sendo que se deve garantir na avaliação que não haverá perda de confinamento e ocorrência de modos de falha secundários (trincamento, cisalhamento de filtros, interrupção de drenos, entre outros) que possam levar ao colapso. Ainda de acordo com o guia do ICMM (2021), as avaliações de estabilidade devem considerar os eventuais efeitos de alterações geoquímicas geradas pela percolação, como redução de permeabilidade de elementos de drenagem ou de resistência dos materiais.

Com referência a práticas de engenharia concernentes ao modo de falha por erosão interna, ICMM (2021) menciona que a razão capacidade/demanda dos elementos de drenagem interna deve ser suficiente para acomodar as incertezas na estimativa de fluxo. Além disso, o projeto deve considerar a facilidade de construção, evitar o uso de materiais degradáveis nos elementos de controle de percolação e considerar as deformações da estrutura, incluindo as geradas por eventuais sismos. Em relação a monitoramento, o guia também sugere a necessidade de, além de piezometria e medição de vazão, incorporar métodos para identificação de zonas de fluxo excessivo, como métodos indiretos de medição de potencial espontâneo e medições diferenciais de temperatura. Acerca dos materiais a serem utilizados, quando a disponibilidade de recursos naturais for limitada, IBRAM (2019) apresenta a possibilidade de utilização de geossintéticos e recomenda que estruturas enterradas, como galerias e tubulações, sejam evitadas ou projetadas com medidas redundantes de proteção para evitar caminhos preferenciais de percolação.

Em relação ao gerenciamento de água nessas estruturas, IBRAM (2019) elenca como uma das intenções de projeto a eliminação ou redução das águas superficiais e armazenadas no reservatório. O guia também destaca que devem ser considerados dados climáticos e hidrológicos confiáveis e atualizados, obtidos a partir de estações locais ou próximas à obra podendo ser necessária a realização de campanhas de medição de vazão durante a estiagem e período chuvoso. Em relação ao uso da água, o guia menciona que o projeto deve considerar a separação da água da bacia caso o rejeito tenha potencial de afetar sua qualidade, em concordância com o indicado pelos estudos apresentados no item anterior. O projeto também deve considerar a caracterização química dos rejeitos para avaliar a necessidade de sistemas de impermeabilização ou de mitigação de geração de drenagem ácida. De forma similar, ICMM (2021) orienta que, quando praticável, deve-se desviar as águas afluentes para evitar que tenham contato com o rejeito e, para as águas que tiverem contato, devem ser estabelecidos controles de engenharia para mitigar os riscos geotécnicos e geoquímicos. A referência aponta também que os balanços hídricos necessários para projetar o gerenciamento de água devem considerar projeções de mudanças climáticas tanto para médias anuais como para períodos de retorno e intensidade de eventos extremos.

Por fim, em relação aos eventos extremos a serem considerados em projeto, ainda que o Padrão Global da Indústria para Gestão de Rejeitos - GISTM - (ICMM, UNEP, PRI, 2020) indique que os critérios de projeto possam ser obtidos de acordo com a classificação de consequências da estrutura, ICMM (2021) propõe que o projeto considere carregamentos extremos, independentemente dessa classificação. No entanto, o guia reconhece a possibilidade de adoção do GISTM e provê flexibilidade para que o EdR recomende critérios alternativos. Tanto para cheia de projeto quanto para o terremoto de projeto é sugerido um período de retorno

de 10.000 anos para todas as fases da estrutura. O guia ainda propõe que o terremoto de projeto seja obtido a partir de análise probabilística de perigo sísmico (PSHA) ou, de forma alternativa, em função da configuração sismológica, a partir de uma abordagem determinística do Máximo Terremoto Crível (MCE). Ainda sobre eventos extremos, apesar de não indicar valores de período de retorno, IBRAM (2019) menciona que na fase de fechamento as estruturas devem estar preparadas para enfrentar eventos extremos, dando exemplo da Máxima Precipitação Provável (PMP) no caso de cheias e MCE no caso de eventos sísmicos.

3.3 Legislação e Regulação

Em âmbito nacional, faz-se importante destacar a Norma Reguladora de Mineração (NRM) n° 19 de 2001 que discorre sobre: "Disposição de Estéril, Rejeitos e Produtos". A NRM-19 foi publicada junto a diversas outras NRMs, pela Portaria n° 237/2001 (Brasil, 2001) e sofreu alterações textuais através da Portaria n° 12/2002 (Brasil, 2002). As citadas portarias foram elaboradas pelo extinto Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM), autarquia responsável por regular e fiscalizar a atividade mineral no Brasil, atividades atualmente exercidas pela Agência Nacional de Mineração (ANM).

A norma citada possui considerações e critérios que devem ser considerados a toda e qualquer estrutura com a finalidade de dispor tais materiais, além de seção específica destinada a requisitos para disposição em pilhas. Na referida seção é descrito que a construção de uma pilha de rejeito deve ser precedida por projeto técnico, contemplando diversos aspectos usualmente presentes em um projeto de engenharia, destacando os seguintes: caracterização do material; monitoramento dos efluentes; erosão hídrica e eólica; decomposição química e dissolução parcial do material; impermeabilização da base da pilha, quando necessário; implantação de sistema de drenagem na base na base e interior da pilha; e disposição do material em camadas. Outro fator relevante mencionado na norma é a proibição da construção de bacias de decantação sobre as pilhas, salvo se existente autorização prévia do órgão.

Outro país de relevância nesse contexto é o Canadá, no qual a regulação das atividades de mineração é competência, em parte, das províncias. Um documento de destaque é o Health, Safety and Reclamation Code for Mines in British Columbia (BC MEM, 2022), o qual, em sua Parte 10, expõe diversas obrigações aos empreendedores no que tange a instalações de armazenamento de rejeitos (TSF), como por exemplo a necessidade de tais estruturas contarem com Engenharia de Registro. Outro elemento relevante é a definição dos critérios de projeto para análises sísmicas que, assim como indicado no GISTM (ICMM, UNEP, PRI, 2020) citado no item anterior, devem ser realizadas com base em classificações de consequência, respeitando o período de retorno mínimo de 975 anos para estruturas que não foram projetadas para conter rejeitos saturados. O documento citado traz também a obrigação de que seja estabelecido um comitê internacional independente, além de enviar, anualmente, relatórios de inspeção.

No Chile, país também referência no assunto conforme indicado no item 3.1, a principal normativa que regula o projeto, construção, gestão e fechamento de depósitos de rejeitos de mineração é o Decreto Supremo n° 248 (DS 248, 2007), indicando que é competência do Servicio Nacional de Geologia y Mínería a aplicação e fiscalização do regramento. O documento descreve, entre outros, que rejeitos filtrados seriam aqueles que passam por um processo de filtração, de forma que seja assegurado que o material, antes de ser depositado, alcance uma umidade menor de 20%.

Por último, cabe mencionar que em outras províncias do Canadá (Alberta, Quebec), estados dos Estados Unidos como Alasca e Montana, estados da Austrália como a Nova Gales do Sul e a Austrália Ocidental), e Peru foram encontrados documentos de caráter legislativo ou regulatório, porém, em sua maioria, associados a instalações de armazenamento e disposição de rejeitos de forma genérica ou especificamente aplicadas a barragens.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A literatura técnica revisada e apresentada no artigo esclarece a evolução das discussões publicadas desde o início dos anos 2000. Inicialmente, são abordadas alternativas aos métodos convencionais de disposição de rejeitos de mineração. Em seguida, observa-se uma tendência crescente em novos estudos que apresentam diretrizes de projeto, principalmente baseadas na experiência dos autores. Nas publicações mais recentes, ocorre a consolidação de informações relacionadas a estruturas em operação bem-sucedidas, as quais

podem auxiliar na tomada de decisões sobre a avaliação da segurança e desempenho das estruturas. Além disso, aspectos relacionados à modelagem numérica também são destacados como importantes neste contexto.

Com relação aos guias da indústria, as três referências estudadas (ICMM, 2021; MAC, 2021; e IBRAM, 2019) tratam de boas práticas aplicáveis a Instalações de Armazenamento de Rejeitos (TSM) de forma abrangente, portanto, contemplando, dentre outros métodos, o empilhamento de rejeitos. No entanto, apesar de terem sido identificados alguns aspectos técnicos relevantes à fase de projeto de empilhamentos de rejeito desaguados no guia do IBRAM (2019) e, principalmente, no guia do ICMM (2021), o foco dos três guias recai sobre aspectos de governança e gestão. Nos três casos é sugerida a consulta a outros documentos para a obtenção de orientação técnica detalhada para projetos. Dentre esses documentos complementares, são citados os boletins publicados pelo International Commision on Large Dams (ICOLD) e pela Canadian Dam Association (CDA), além das normas técnicas brasileiras ABNT NBR 13.028/2017 e ABNT NBR 13.029/2017. No entanto, nota-se que, à exceção da norma ABNT NBR 13.029/2017 que é aplicável para pilhas de estéril, as diretrizes publicadas nesses documentos são aplicáveis apenas a barragens, portanto, não abrangendo as pilhas de rejeito desaguado. Essa constatação evidencia a necessidade de elaboração, tanto em âmbito nacional quanto internacional, de padrões e normas técnicas específicas a essa temática.

No que tange à existência de instrumentos de regulação pública, a pesquisa evidenciou uma significativa escassez de legislação específica aplicada a pilhas de rejeito, ainda que em países de relevância no setor a metodologia já tenha se estabelecido como uma prática relativamente comum. Em geral, constatou-se que quando os documentos não são específicos para barragens, englobam toda e qualquer estrutura para disposição ou armazenamento de rejeitos, abordando e descrevendo critérios técnicos gerais e comuns a diversos tipos de estruturas geotécnicas. Ademais, demonstra-se que, no cenário nacional, o setor mineral dispõe, na atualidade, da NRM-19, publicada em 2001 pelo extinto Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM), atualmente Agência Nacional de Mineração (ANM). Apesar de se mostrar expressivamente aquém do arcabouço legal vigente no país para a regulação de barragens, a referida norma apresenta importantes considerações e critérios que devem ser admitidos a toda e qualquer estrutura com a finalidade de dispor rejeitos de mineração, além de seção específica destinada a requisitos para disposição em pilhas.

Considerando a tendência destacada neste artigo, as preocupações globais sobre a gestão dos recursos naturais, a segurança das estruturas para disposição de rejeito e a redução do dano potencial associado a elas, bem como a crescente demanda no setor, pode-se prever que as metodologias para empilhamento de rejeitos desaguados continuarão a evoluir e a ser objeto de novas pesquisas, almejando desenvolver soluções que permitam a operação segura de pilhas de rejeitos em diversos ambientes, adaptando-as às condições locais e às altas taxas de produtividade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2017) NBR 13.028. *Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos*. Rio de Janeiro.

ABNT (2017) NBR 13.029. *Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de disposição de estéril em pilha*. Rio de Janeiro.

ABNT (2022) NBR 6.502. *Solos e rochas Terminologia*. Rio de Janeiro.

Blight, G. (2010) *Geotechnical Engineering for Mine Waste Storage Facilities*, 1st ed., CRC Press, Leiden, LDN, NL, 652 p.

Brasil. Portaria DNPM n° 237, de 18 de outubro de 2001. Aprova as Normas Reguladoras de Mineração - NRM, de que trata o Art. 97 do Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967. Brasília, DF: Diário Oficial da União, 2001. . <Portaria 237/2001 DNPM/MME - ANMlegis (datalegis.net)>

Brasil. Portaria DNPM n° 12, de 22 de janeiro de 2002. Altera dispositivos do ANEXO I da Portaria nº 237, de 18 de outubro de 2001, publicada no DOU de 29 de janeiro de 2002. Brasília, DF: Diário Oficial da União, 2001. . <Portaria 12/2002 DNPM/MME - ANMlegis (datalegis.net) >

British Columbia Ministry of Energy, Mines and Low Carbon Innovation (MEM). Audit of Code Recquirements for Tailings Storage Facilities. Mine Audits and Effectiveness Unit. Victoria, BC, Canada, 2021.

British Columbia Ministry of Energy, Mines and Low Carbon Innovation (MEM). Health, Safety and Reclamation Code for Mines in British Columbia. Mining and Minerals Division. Victoria, BC, Canada, 2022.

Cacciuttolo C., Pérez G.C. (2022) Practical experience of fil-tered tailings technology in Chile and Peru: an environ-mentally friendly solution. *Minerals*, 12 (7), p.1-64.

Caldwell, J.A., Crystal, C. (2015) *Filter-pressed tailings facility design, construction, and operating guidelines*. In: Tailings and Mine Waste – TMW'15, Vancouver. *Proceedings*, p. 120-128.

Crystal, C., Hore, C. (2018) *Filter-pressed Dry Stacking: Design Considerations Based on Practical Experience*. In: Tailings and Mine Waste – TMW'18, Colorado. *Proceedings*, p. 209-219.

Davies, M.P., Rice, S. (2001) *An alternative to conventional taling management – "dry stack" filteres tailings*. In: Tailings and Mine Waste – TMW'01, Rotterdam. *Proceedings*, p. 411-420.

Davies, M.P., Lupo, J., Martin, T., McRobertis, E., Musse, M., Ritchie, D. (2010) *Dewatered Tailings Pratice – Trends and Observations*. In: Tailings and Mine Waste – TMW'10, Colorado. *Proceedings*, p. 133-142.

Davies, M.P. (2011) *Filtered Dry Stacked Tailings – The Fundamentals*. In: Tailings and Mine Waste – TMW'11, Vancouver. *Proceedings*, p. 1-10.

Ministerio de Minería de Chile. Decreto Supremo No 248: Reglamento para la aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de los Depósitos de Relaves, 159–182. Chile, 2007.

Hawley, M., Cunning, J. (2017) *Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design*, 1st ed., CSIRO Publishing, Melbourne, MELB, AU, 385 p.

IBRAM (2019) Guia de Boas Práticas: Gestão de Barragens e Estruturas de Disposição de Rejeitos. Disponível em: < https://ibram.org.br/wp-content/uploads/2021/02/web_manual-ibram.pdf>. Acesso em: 16 fev. 2024.

ICMM (2021) *Tailings Management – Good Practice Guide*. Disponível em: < https://www.icmm.com/website/publications/pdfs/environmental-stewardship/2021/guidance_tailings-management.pdf?cb=60002>. Acesso em: 16 fev. 2024.

ICMM, UNEP, PRI (2020) Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos. Disponível em: <https://www.icmm.com/website/publications/pdfs/environmental-stewardship/2020/global-tailings-standard_pt.pdf>. Acesso em: 16 fev. 2024.

Lara, J.L., Pornillos, E. U., Muñoz, H. E. (2013) *Geotechnical-geochemical and operational considerations for the application of dry stacking tailings deposits – state-of-the-art*. In: 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings – Paste'16, Belo Horizonte. *Proceedings*, p. 251-262.

Lupo, J., Hall, J. (2010) *Dry stack tailings – design considerations*. In: Tailings and Mine Waste – TMW'10, Colorado. *Proceedings*, p. 327-334.

Lara, J.L., Pornillos, E. U., Muñoz, H. E. (2013) *Geotechnical-geochemical and operational considerations for the application of dry stacking tailings deposits – state-of-the-art*. In: 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings – Paste'16, Belo Horizonte. *Proceedings*, p. 251-262.

MAC (2021) *A Guide to the Management of Tailings Facilities*. v.3.2. Disponível em: < https://mining.ca/wp-content/uploads/dlm_uploads/2021/06/MAC-Tailings-Guide-Version-3-2-March-2021.pdf>. Acesso em: 16 fev. 2024.

Sanchez, B., Sutta, M., Soto, J., Benites, I. (2023) *Dry stacked filtered tailings: seepage behaviour during the construction process*. In: 25th International Seminar on Paste, Thickened and Filtered Tailings – Paste'25, Banff. *Proceedings*, p. 620-628.

Ulrich, B. (2019) *Practical thoughts regarding filtered tailings*. In: 22nd International Seminar on Paste, Thickened and Filtered Tailings – Paste'22, Cape Town. *Proceedings*, p. 71-80.

Vizcarra, G. C. (2021) *Numerical modelling of dry stacking tailings heaps*. In: 24th International Seminar on Paste, Thickened and Filtered Tailings – Paste'24, Perth. *Proceedings*, p. 231-238.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/457

Comportamento Geotécnico de Misturas de Rejeito de Minério de Ferro

Alexia Cindy Wagner
Doutoranda, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, alexia-wagner@hotmail.com

João Vítor de Azambuja Carvalho
Doutorando, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, Brasil, carvalho.jv@ufrgs.br

Hugo Carlos Scheuermann Filho
Pós-doutorando, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, hugocsf@ufrgs.br

João Paulo de Sousa Silva
Engenheiro Sênior, VALE S.A., Belo Horizonte-MG, joao.paulo.silva@vale.com

Nilo Cesar Consoli
Professor titular, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, consoli@ufrgs.br

RESUMO: A ocorrência de acidentes associados à disposição de rejeitos saturados em barragens de rejeito alteadas a montante geraram restrições legais em relação a esse tipo de estrutura. Nesse cenário, os avanços nas tecnologias de filtragem possibilitam a obtenção de rejeitos com teor de umidade reduzido, os quais podem ser armazenados em uma condição mais segura na forma de pilhas de rejeito. A eficiência da recuperação do ferro e da filtragem dos rejeitos é maior ao separar as partículas mais finas dos rejeitos mais arenosos. No entanto, a disposição final precisa ser feita através da mistura entre os rejeitos gerados. Assim, o presente trabalho busca analisar o comportamento geotécnico de misturas obtidas a partir da combinação de dois rejeitos com diferentes granulometrias oriundos de diferentes estágios do processo de beneficiamento de minério de ferro. O comportamento foi avaliado através da execução de ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados em amostras moldadas em condição fofa (e = 0,80) e cisalhadas em tensões de 50, 250 e 500 kPa. Os resultados indicam que a inclusão de finos não teve grande influência na mobilização da resistência dos materiais, possivelmente devido a mesma origem das partículas. Assim, foi possível ajustar um mesmo parâmetro M = 1.32 para todas as misturas, o que corresponde a um ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_c) de 33º. Além disso, a adição de finos afetou propriedades como compactação, rigidez e deformabilidade devido aos diferentes arranjos e interações que ocorrem entre partículas de tamanhos distintos.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeito de Minério de Ferro, Pilhas de Rejeito Filtrado, Variação Granulométrica, Teor de Finos.

ABSTRACT: The occurrence of accidents associated with the disposal of saturated tailings in upstream tailings dams have led to regulatory restrictions on this type of structure. In this scenario, advances in filtering technologies enable the obtaining of tailings with reduced moisture content, which can be stored in a safer condition in dry stacks. Separating the finer particles from the sandy ones increases the efficiency of iron recovery and tailings filtration. However, the final disposal must be done by mixing the generated tailings. Therefore, this study aims to analyze the geotechnical behavior of mixtures obtained by combining two tailings with different gradings from different stages of an iron ore beneficiation plant. The behavior was assessed by performing drained isotropically consolidated triaxial tests on samples molded in a loose condition (e = 0.80) and sheared at 50, 250, and 500 kPa stresses. The results indicate that the inclusion of fines did not significantly influence the strength mobilization, probably due to the same origin of the particles. It was possible to fit the same parameter M = 1.32 for all the mixtures, corresponding to a friction angle in the critical state of 33º. Moreover, the fine addition affected properties such as compaction, stiffness, and deformability due to the different arrangements and interactions between particles of different sizes.

KEYWORDS: Iron Ore Tailings, Dry Stacks, Grading Variation, Fines Content.

1 INTRODUÇÃO

A mineração consiste na exploração e extração de minérios disponíveis no subsolo. Essa atividade é fundamental ao desenvolvimento da sociedade, visto que grande parte dos produtos utilizados pela humanidade atualmente é proveniente de metais (Jones and Boger, 2012). No Brasil, o faturamento do setor mineral depende principalmente da exploração do minério de ferro, o que resulta em maiores investimentos nessa área de forma a impulsionar seu desenvolvimento (IBRAM, 2023). A crescente demanda por metais exige a exploração de depósitos cada vez mais pobres, ou seja, com teores de minério menores. Por isso, torna-se necessário explorar uma maior quantidade de rochas para se extrair uma mesma quantidade de produto, o que tende a aumentar os volumes de rejeitos produzidos (Hu *et al.*, 2017).

Os rejeitos de mineração são inerentes ao beneficiamento de minério. O beneficiamento envolve desde atividades mais simples como britagem e peneiramento até processos mais complexos para concentração do minério. Todas essas atividades utilizam uma grande quantidade de água, o que faz com o que os rejeitos produzidos se encontrem inicialmente na forma de polpa (Spitz and Trudinger, 2019). Por isso, tais rejeitos eram bombeados e dispostos diretamente em barragens durante muitos anos. Entretanto, o material disposto dessa forma encontra-se saturado e com alto índice de vazios, o que resultou em trágicos acidentes no Brasil (Mariana e Brumadinho) e em todo o mundo (WISE, 2023).

A insegurança associada as barragens de rejeito resultou em restrições ao uso desse tipo de estrutura, tornando necessário estudar novos métodos para disposição do grande volume de rejeitos produzido. Nesse contexto, surge a opção de filtragem dos rejeitos para redução do teor de umidade seguida de sua compactação em pilhas (Davies, 2011). Muitos estudos têm sido realizados para avaliar o comportamento geotécnico de rejeitos de mineração ao serem compactados em diferentes condições (Consoli *et al.*, 2023; Wagner *et al.*, 2023).

Os métodos de filtragem exigem grandes investimentos e a eficiência do filtro depende das características dos rejeitos (McLeod and Bjelkevik, 2017). Por isso, uma solução usual é separar os fluxos de rejeitos e filtrar separadamente aqueles com granulometria mais fina (mais difíceis de reduzir a umidade devido a menor permeabilidade). A filtragem em diferentes fluxos resulta em rejeitos distintos no final da planta de beneficiamento, os quais normalmente são misturados antes de serem compactados nas pilhas.

Dessa forma, o presente trabalho busca avaliar o comportamento geotécnico de misturas produzidas a partir de dois rejeitos de minério de ferro (um com partículas mais grossas e outro com maior teor de finos). A resistência e a rigidez foram avaliadas a partir de ensaios triaxiais realizados em diferentes condições. O objetivo da pesquisa é avaliar como a adição de finos nas misturas influencia propriedades importantes no dimensionamento de pilhas de armazenamento de rejeitos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Rejeitos e misturas

Para o desenvolvimento da pesquisa, foram utilizados dois rejeitos de minério de ferro oriundos de uma mina do Quadrilátero Ferrífero em Minas Gerais. O beneficiamento de minério de ferro envolve processos que variam desde britagem e peneiramento até processos mais sofisticados para melhorar a qualidade do minério. Ao longo do beneficiamento são obtidos diferentes produtos e rejeitos. Após etapas iniciais de moagem, peneiramento e concentração, o material é submetido a uma etapa de deslamagem através de uma sequência de hidrociclones. Nessa etapa, são removidos os rejeitos denominados ultrafinos, pois o excesso de finos reduz a eficiência do processo de flotação (última etapa de recuperação de ferro). Assim, material sem finos segue para o processo de flotação, o qual isola o minério de granulação mais fina e resulta em rejeitos mais grossos denominados de rejeitos de flotação. Dessa forma, o rejeito de flotação é obtido ao final do processo de beneficiamento, apresentando partículas mais grossas e mais semelhantes a areia, enquanto que o rejeito ultrafino apresenta partículas mais finas e com maior teor de ferro pois é removido antes da etapa de flotação.

A Tabela 1 apresenta as misturas estudadas no trabalho e a Figura 1 apresenta as curvas granulométricas obtidas. A escolha das porcentagens de misturas (80-20, 70-30 e 60-40) foi realizada considerando a viabilidade de execução em campo. O aumento no teor de rejeito ultrafino dificulta a compactação, por isso

limitou-se a 40%. A Figura 1 apresenta a faixa de misturas que já está sendo realizada em pilhas experimentais, demonstrando que as misturas escolhidas abrangem essa variação. Na Tabela 1 também é possível verificar o aumento no valor da densidade específica (G_s) com o teor de rejeito ultrafino, confirmando um maior teor de ferro nas partículas menores. Ou seja, além de granulometrias distintas as misturas também apresentam diferenças na mineralogia.

Tabela 1. Características das misturas.

Mistura	Rejeito Flotação (%)	Rejeito Ultrafino (%)	G_s
Mistura A	80	20	2.86
Mistura B	70	30	2.91
Mistura C	60	40	2.96

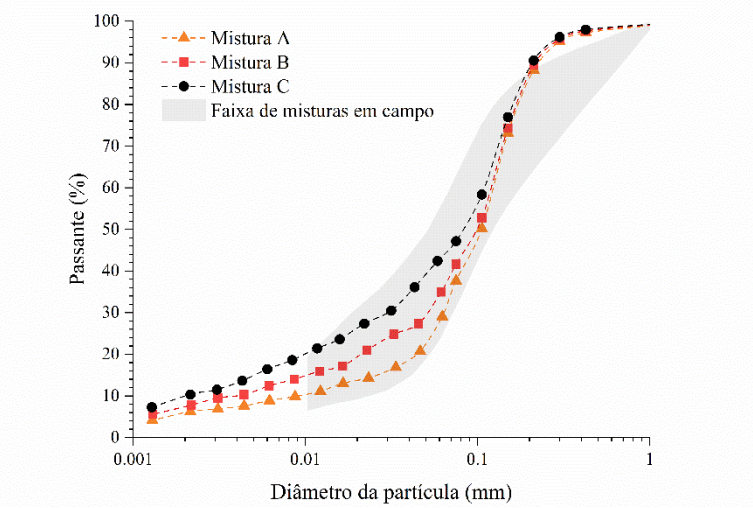
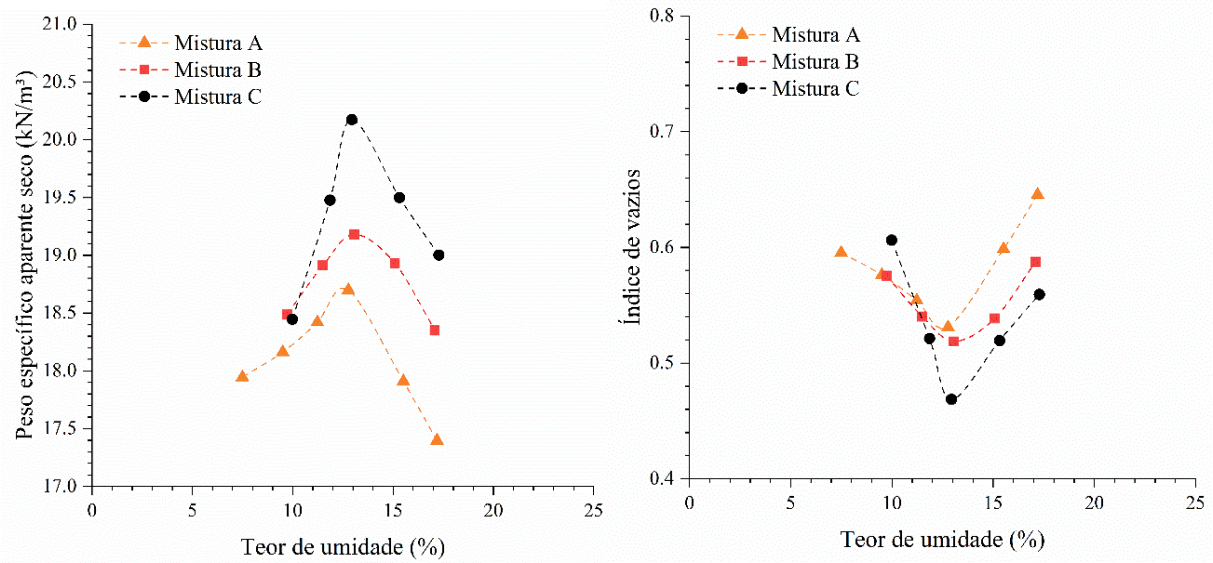


Figura 1. Curva granulométrica das misturas de rejeitos.

As características de compactação das misturas foram avaliadas através de ensaios de compactação Proctor com energia normal. As curvas de compactação obtidas para os materiais estão expostas na Figura 2.



(a) (b)

Figura 2. Curvas de compactação - umidade versus (a) peso específico (b) índice de vazios.

Primeiramente, observa-se que a umidade ótima para as diferentes misturas foi muito semelhante (cerca de 13%). Entretanto, o aumento progressivo no teor de finos (aumento na quantidade de rejeito ultrafino) possibilitou atingir pesos específicos maiores na compactação (Figura 2a). Esse aumento poderia estar relacionado ao maior valor de G_s, porém, as misturas com mais finos também apresentaram menores índices de vazios (Figura 2b). Os valores de índices de vazios foram calculados para cada ponto da respectiva curva de compactação a partir dos valores de peso específico aparente seco e do G_s de cada material. Dessa forma, constata-se que ao adicionar até 40% de rejeito ultrafino nas misturas, as partículas menores conseguem preencher os espaços vazios entre as partículas maiores durante a compactação, contribuindo para a formação de arranjos mais estáveis.

2.2 Ensaios triaxiais

Para cada mistura, foram realizados três ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e cisalhados na condição drenada (CID). As amostras foram preparadas através do método *moist tamping* (Ladd, 1978). As amostras foram moldadas numa condição fofa e para comparação direta entre as misturas, optou-se por utilizar um mesmo índice de vazios inicial (aproximadamente e = 0,80). O valor de e = 0,80 foi escolhido com base nos resultados de compactação das misturas (Figura 2b), sendo um valor consideravelmente mais alto que os pontos de compactação máxima (índice de vazios no ponto ótimo de cada curva), o que indica um estado mais fofo. A densidade relativa não foi calculada devido a dificuldade na determinação/padronização do índice de vazios mínimo (e_{min}) e máximo (e_{max}) para materiais com altos teores de finos. Além disso, a condição inicial fofa pode ser confirmada a partir dos resultados dos ensaios triaxiais, os quais apresentaram comportamento totalmente compressivo.

Os ensaios triaxiais foram realizados em três etapas: saturação, consolidação e cisalhamento. Primeiramente, as amostras foram submetidas a um processo de saturação que consiste na percolação de CO_2, seguida da percolação com água destilada e saturação por incremento de contrapressão (mantendo uma tensão efetiva constante de 20 kPa) até que fosse atingido um parâmetro B de Skempton superior a 0.95. Em seguida, os ensaios foram consolidados isotropicamente até a tensão de confinamento desejada. As tensões escolhidas para avaliação do comportamento foram 50, 250 e 500 kPa, buscando simular o nível de tensões existente em pilhas de alturas intermediárias. Finalmente, as amostras foram cisalhadas sob uma taxa constante de 2mm/h.

3 RESULTADOS

3.1 Resistência ao cisalhamento e rigidez

A Figura 3 apresenta o comportamento tensão-deformação obtido para os diferentes materiais através dos ensaios triaxiais. As diferentes misturas moldadas com um mesmo índice de vazios alcançaram resistências parecidas para os três níveis de tensão investigados. Esse resultado indica que a granulometria não teve muita influência na mobilização de resistência entre as partículas durante o cisalhamento.

Em relação ao comportamento volumétrico, é possível observar na Figura 3 uma leve tendência de aumento nas deformações com o aumento no teor de finos. Esse comportamento ocorre porque apesar das amostras serem moldadas em um mesmo índice de vazios, a densidade relativa das misturas tende a ser diferente. A densidade relativa depende da determinação do índice de vazios mínimo (e_{min}) e máximo (e_{max}), entretanto, esses índices foram desenvolvidos para areias convencionais. No caso de misturas com finos (tamanho silte e argila), a determinação desses índices é dificultada, especialmente para o e_{max}. Dessa forma, torna-se difícil utilizar a densidade relativa como parâmetro referência de comportamento no caso de misturas de rejeitos. Através dos resultados de compactação, verifica-se que a Mistura C atinge índices de vazios menores para um mesmo esforço aplicado, indicando que seu e_{min} é o menor dentre as misturas. Portanto, ao comparar o mesmo índice de vazios inicial de moldagem com o e_{min} de cada material, verifica-se que a capacidade de redução de volume é maior para a mistura com o maior teor de finos, o que ocorre devido ao melhor arranjo entre as partículas durante as solicitações.

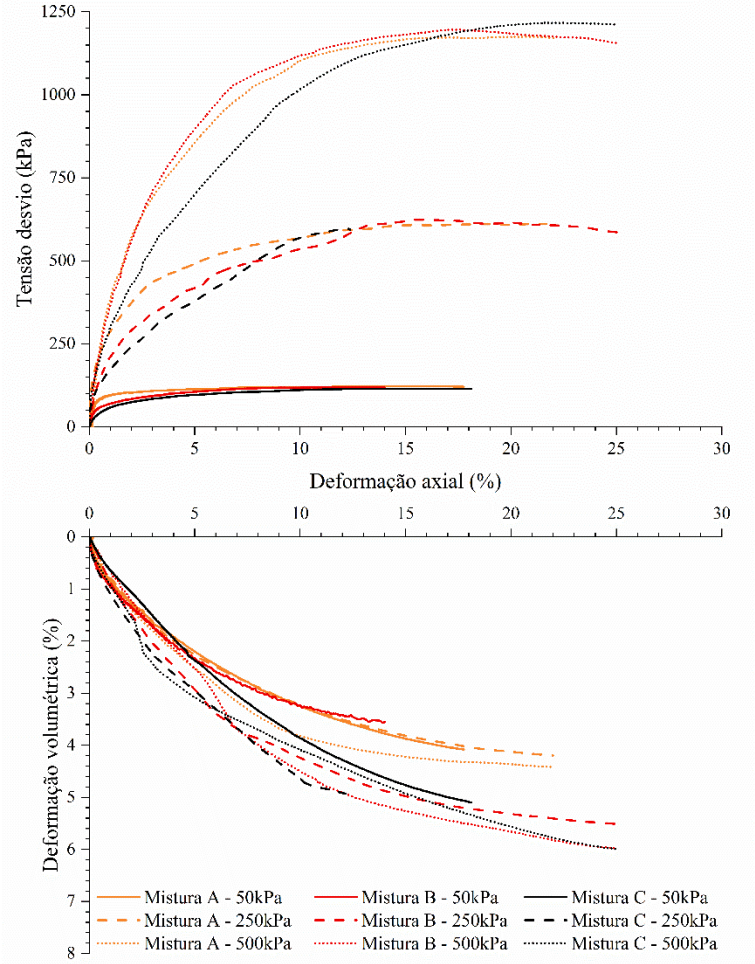


Figura 3. Comportamento tensão - deformação axial - deformação volumétrica.

A influência dos finos também pode ser observada através da análise de rigidez. Na Figura 3 é possível verificar que a Mistura C apresenta a menor rigidez dentre as misturas, independente do nível de tensão analisado. A Figura 4 apresenta os resultados de módulo cisalhante (*G*) em função da deformação distorcional para os ensaios realizados com a tensão confinante efetiva de 250 kPa (tensão intermediária entre as analisadas). A rigidez foi determinada em pequenas deformações através de medidas de deslocamentos registradas por sensores de efeito *Hall* posicionados diretamente nas amostras. Dessa forma, os resultados indicam que a Mistura C apresenta maiores deformações desde o início dos carregamentos, enquanto a Mistura A e Mistura B apresentam comportamentos mais próximos e mais rígido. A rigidez está diretamente relacionada ao arranjo formado pelas partículas durante a compactação. A maior presença de partículas finas entre os grãos maiores tende a formar ligações mais fracas, reduzindo a rigidez do material e favorecendo a ocorrência de deformações. Além disso, apesar de apresentarem um mesmo índice de vazios, o estado inicial da Mistura C é relativamente mais fofo que as demais, conforme detalhado anteriormente.

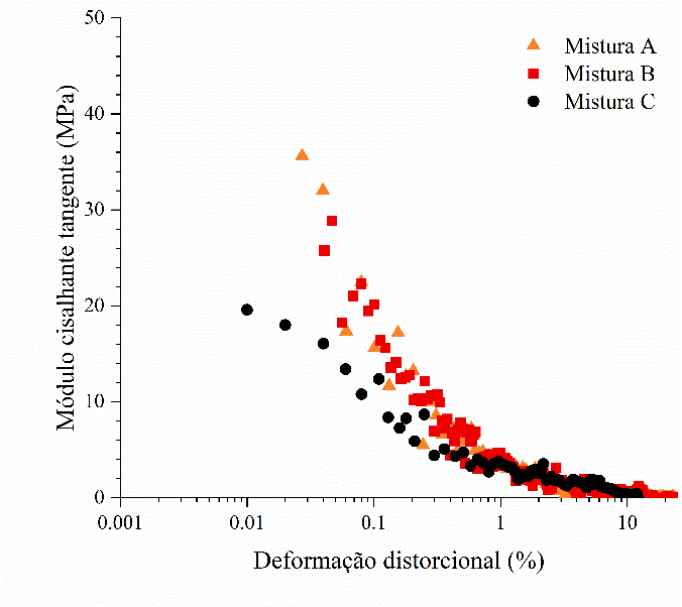


Figura 4. Rigidez em função da deformação distorcional para ensaios cisalhados em 250kPa.

3.2 Resistência no Estado Crítico

Assim como para solos convencionais, a Teoria do Estado Crítico tem sido amplamente utilizada para compreender as características relacionadas à resistência e variação volumétrica de rejeitos de mineração. O princípio fundamental da teoria consiste no alcance de uma linha de estado crítico (LEC) única quando os materiais são submetidos a grandes deformações cisalhantes. Considera-se que o material alcançou o estado crítico quando não há mais variação em termos de tensões e deformações. A condição de estado crítico é única para cada material, independente da moldagem inicial. Assim, a resistência ao cisalhamento depende apenas da composição das partículas e da tensão efetiva.

Nota-se pela Figura 3 que os ensaios estavam próximos a estabilidade na tensão desvio e na deformação cisalhante. Por isso, os pontos finais de cada ensaio foram plotados na Figura 5, sendo possível ajustar uma LEC única para todas as misturas. A inclinação da LEC no plano tensão efetiva média (p') – tensão desvio (q) é um parâmetro geotécnico fundamental, denominado razão de tensões no estado crítico ($M = q/p'$). Nesse caso, obteve-se um M = 1.32, o que corresponde a um ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_c) de 33º.

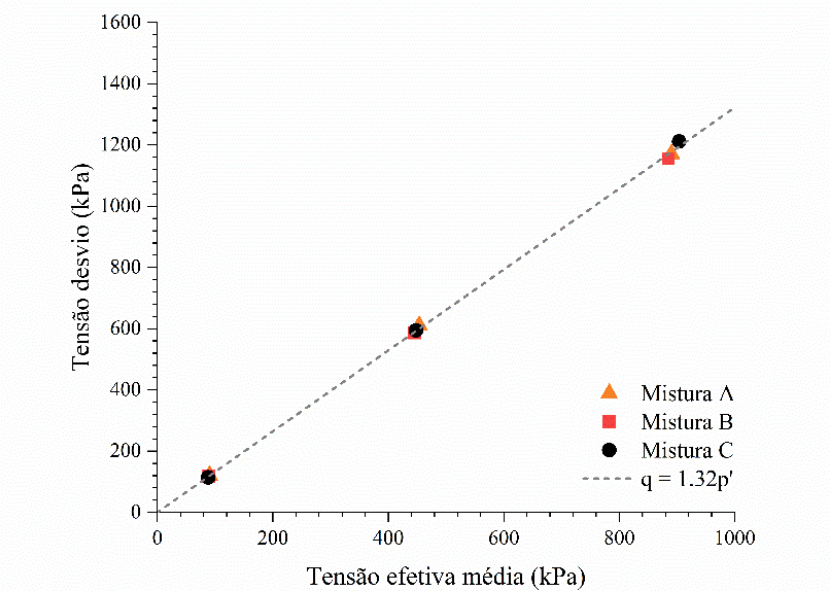


Figura 5. Linha de Estado Crítico no plano q-p'.

A Figura 6 apresenta a razão de tensões durante o cisalhamento em função da deformação axial para os ensaios realizados. Verifica-se que todos estão tendendo para o valor médio considerado (M = 1.32) com o desenvolvimento das deformações. Dessa forma, as misturas de rejeitos apresentaram resistência no estado crítico semelhante. Esse resultado indica que a granulometria e a variação na mineralogia não teve grande influência na resistência desses materiais. Ou seja, seria possível adotar um parâmetro M único de projeto que abrangesse as diferentes misturas produzidas. Esse resultado contribui para a resiliência de projetos de pilhas de rejeito filtrado em termos de resistência: pequenas oscilações no beneficiamento ou na produção das misturas não afetam a resistência no estado crítico.

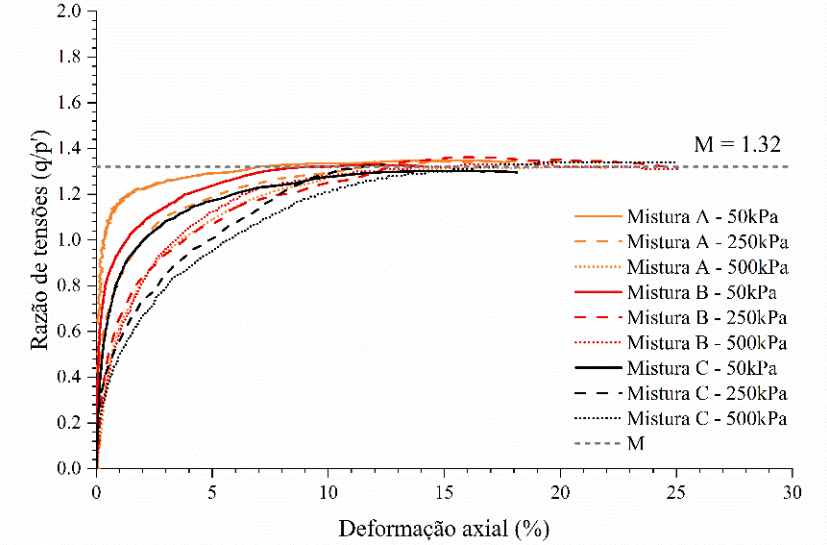


Figura 6. Razão de tensões durante o cisalhamento.

4 CONCLUSÕES

O presente trabalho consistiu na análise do comportamento geotécnico de diferentes misturas de rejeitos de minério de ferro. Nota-se que os finos apresentam maior influência na deformabilidade das misturas (devido aos diferentes arranjos formados), enquanto a resistência não é muito influenciada (mobilização entre partículas parecida). A partir dos resultados apresentados, e considerando as limitações do programa experimental, as seguintes conclusões podem ser feitas:

O aumento na quantidade de rejeito ultrafino (até 40%) possibilitou atingir pesos específicos maiores e índice de vazios menores para uma mesma energia de compactação, indicando que os finos adicionados tendem a preencher os espaços vazios entre as partículas maiores.

As três misturas analisadas apresentaram umidade ótima semelhante, indicando que a capacidade de compactação está mais relacionada a distribuição granulométrica do que ao teor de umidade.

Amostras das diferentes misturas moldadas com um mesmo índice de vazios alcançaram resistências (tensão desvio) parecidas para as tensões investigadas (50, 250 e 500kPa), indicando que a granulometria não teve muita influência na mobilização de resistência entre as partículas durante o cisalhamento.

Foi verificada uma leve tendência de aumento nas deformações volumétricas com o aumento no teor de finos. Apesar de apresentarem um mesmo índice de vazios, o estado inicial da mistura com mais finos é relativamente mais fofo que as demais considerando os resultados de compactação. Além disso, constata-se que a densidade relativa não é o parâmetro ideal para análise de comportamento de misturas de rejeitos.

A mistura com maior teor de finos apresentou menor rigidez, o que indica que a maior presença de partículas finas entre os grãos maiores tende a formar ligações mais fracas, favorecendo a ocorrência de deformações.

Foi possível ajustar um mesmo parâmetro M = 1.32 para todas as misturas, o que corresponde a um ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_c) de 33º. Esse resultado indica que a granulometria e a variação na mineralogia não tiveram grande influência na resistência desses materiais, o que contribui para a resiliência de projetos de pilhas de rejeito filtrado.

A influência dos finos no comportamento de materiais geotécnicos é complexa e deve ser avaliada de forma individual para cada parâmetro e cada condição (compactação, drenagem, teor de finos). Dessa forma, os resultados apresentados são válidos apenas para condições e parâmetros semelhantes aos avaliados aqui.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam seus agradecimentos ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e à Vale S.A.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Consoli, N.C., Silva, J.P.S., Wagner, A.C., Carvalho, J.V.D.A., Baudet, B.A., Coop, M.R., Scheuermann Filho, H.C., *et al.* (2023). Critical state analysis of two compacted filtered iron ore tailings with different gradings and mineralogy at different stages of treatment, *Acta Geotechnica*, doi: 10.1007/s11440-023-01963-9.

Davies, M. (2011). Filtered dry stacked tailings: the fundamentals, *Tailings and Mine Waste Conference*, The University of British Columbia, Vancouver, Canada, doi: 10.14288/1.0107683.

Hu, L., Wu, H., Zhang, L., Zhang, P. e Wen, Q. (2017). Geotechnical Properties of Mine Tailings, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 29 No. 2, p. 04016220, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001736.

IBRAM. (2023). Mineração em Números, *IBRAM*, available at: https://ibram.org.br/mineracao-em-numeros/ (accessed 16 January 2023).

Jones, H. and Boger, D.V. (2012). Sustainability and Waste Management in the Resource Industries, *Industrial & Engineering Chemistry Research*, Vol. 51 No. 30, pp. 10057–10065, doi: 10.1021/ie202963z.

Ladd, R.S. (1978). Preparing Test Specimens Using Undercompaction, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 1 No. 1, pp. 16–23, doi: 10.1520/GTJ10364J.

McLeod, H. and Bjelkevik, A. (2017). Tailings dam design - technology update (ICOLD bulletln), *Proceedings of the 85th Annual Meeting of International Commission on Large Dams*, presented at the Annual Meeting of International Commission on Large Dams, Prague, Czech Republic.

Spitz, K. and Trudinger, J. (2019). *Mining and the Environment: From Ore to Metal*, Second edition., CRC Press, Boca Raton.

Wagner, A.C., de Sousa Silva, J.P., de Azambuja Carvalho, J.V., Cezar Rissoli, A.L., Cacciari, P.P., Chaves, H.M., Scheuermann Filho, H.C., *et al.* (2023). Mechanical behavior of iron ore tailings under standard compression and extension triaxial stress paths, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, p. S1674775522002396, doi: 10.1016/j.jrmge.2022.11.013.

WISE. (2023). Chronology of major tailings dam failures, available at: https://www.wise-uranium.org/mdaf.html (accessed 16 January 2023).

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/458

Correlação entre Metodologias de Análise granulometrica em Rejeitos Filtrados de Minerio de Ferro

Diego Moreira da Silva
Engenheiro Geotécnico, BVP, Belo Horizonte, Brasil, diego.silva@bvp.eng.br

Caroline das Dores Zeferino
Engenheira Geotécnica, BVP, Belo Horizonte, Brasil, caroline.zeferino@bvp.eng.br

Pedro Henrique Lima Andrade
Engenheiro Geotécnico, BVP, Belo Horizonte, Brasil, pedro.andrade@bvp.eng.br

Alfredo Nunes da Silva Neto
Engenheiro Geotécnico, BVP, Belo Horizonte, Brasil, alfredo.nunes@bvp.eng.br

André Gonçalves de Azevedo
Engenheiro Geotécnico, VALE, Santa Bárbara, Brasil, andre.azevedo1@vale.com

RESUMO: A caracterização geotécnica dos rejeitos é extremamente importante para indicar o tipo de rejeito que será disposto nas pilhas de rejeito filtrado (PDR), podendo ser separados em 3 tipos: (1) rejeito total; (2) rejeito parcial e (3) rejeito arenoso. Para cada tipo de rejeito as curvas de compactação e as permeabilidades são bem diferentes, sendo possível verificar diferenças significativas nas densidades seca máxima e a umidades ótima de compactação para cada tipo de rejeito. Durante o controle de compactação na praça de trabalho, é importante saber qual rejeito será recebido para direcionar a faixa alvo de compactação, bem como o índice de vazios máximo aceitável da PDR. Este estudo analisa os resultados de ensaios de dois métodos de determinação de curva granulométrica: (1) Peneiramento e sedimentação conforme a NBR 7181 e (2) Granulômetro a laser, buscando avaliar a melhor metodologia para liberação rápida dos resultados, destacando as limitações de cada método. Uma das grandes limitações do método de sedimentação é com relação a consideração de que as partículas são esféricas e que a densidade real dos grãos é homogênea pela Lei de Stokes, situações que diferem do rejeito gerado pelo beneficiamento do minério de ferro. Primeiro porque são grãos angulares por conta da quebra de partículas durante o beneficiamento e segundo, por conta da variação do ferro (chegando a 15% de variação) a densidade real dos grãos é maior que em solos natural, influenciando no resultado das velocidades na sedimentação. Os resultados preliminares mostram que os resultados entre os dois métodos diferem principalmente na sedimentação, mostrando que o teor de ferro da amostra difere nas analises, já que na sedimentação o diâmetro equivalente é calculado pela velocidade de queda e no granulômetro a laser o diâmetro é o real verificado pelo laser. Com isso, foi proposto uma correlação entre os 2 métodos análisados para que seja possivel ultilizar as 2 metodologias como liberação de material para a praça de compactação.

PALAVRAS-CHAVE: Granulometria, Rejeito, Sediemntação, Laser.

ABSTRACT: Geotechnical characterization of tailings is extremely important to indicate the type of tailings that will be disposed in the filtered tailings stacks (FTS), which can be separated into 3 types: (1) total tailings; (2) partial tailings; and (3) sandy tailings. For each type of tailings, the compaction curves and permeabilities are quite different, allowing significant differences in maximum dry densities and optimal moisture content for each type of tailings to be observed. During compaction control at the workplace, it is important to know which tailings will be received to direct the target compaction range, as well as the maximum acceptable void ratio of the FTS. This study analyzes the results of tests from two methods of determining the grain size distribution curve: (1) Sieving and sedimentation according to NBR 7181/16, and (2) Laser granulometer, aiming to evaluate the best methodology for quick release of results, discussing the limitations of each method. One of the major limitations of the sedimentation method is related to the assumption that the particles are spherical and that the real density of the grains is homogeneous according to Stokes' Law, situations that differ from the tailings generated by iron ore beneficiation. Firstly, because the grains are angular due to particle

breakage during beneficiation, and secondly, because of the variation in iron content (up to 15% variation), the real density of the grains is higher than in natural soils, influencing the results of sedimentation velocities. Preliminary results show that the results between the two methods differ mainly in sedimentation, indicating that the iron content of the sample differs in the analyses, since in sedimentation the equivalent diameter is calculated by the fall velocity and in the laser granulometer the diameter is the real one verified by the laser. Therefore, a correlation was proposed between the 2 methods analysed so that it is possible to use the 2 methodologies to release material for the compaction area.

KEYWORDS: Particle size distribution, tailings, sedimentation, laser.

1 INTRODUÇÃO

A atividade de mineração no Brasil é amplamente explorada com um alto volume de extração de minerais, o que resulta na grande geração de resíduos provenientes do processo. A fim de assegurar o cumprimento das leis e normas estabelecidas, as empresas mineradoras possuem responsabilidade sobre o direcionamento e acondicionamento destes resíduos, denominado como rejeitos. Atualmente no que se refere ao direcionamento dos rejeitos, os mesmos devem ser empilhados com controles pré-estabelecidos, sendo uma delas, o controle granulometrico do rejeito que irá praça de compactação. Neste sentido, com o avanço das técnicas e novas experiências relacionadas ao empilhamento do rejeito, foi observado a necessidade de avaliações relacionadas a granulometria dos materiais, o que possibilita uma assertividade maior dos controles a serem estabelecidos.

Atualmente o metódo mais utilizado para determinação da curva granulometrica é a granulometria por peneiramento e sedimentação (ABNT NBR 7181/16), que possiu algumas limitações, como por exemplo a necessidade de no minimo 24 horas para toda sua execução. Visto que após a geração do rejeito pela usina, há uma necessidade de gerar uma resposta imediata selecionando o tipo de rejeito pode ir para praça de compactação ou não, através de uma curva granulometrica pré estabelecida em projeto. Diante disso, normalmente as usinas de rejeito tem ultilizado um metódo mais rapido para identificação da curva granulometrica do rejeito, que é o granulometro a laser, que gera o resultado em menos de 30 minutos.

No estudo de caso apresentado nesse artigo, notou-se que muitas amostras estavam sendo reprovadas para disposição na pilha, por apresentarem granulometria mais fina. Essa diferença se dá pela variabilidade do material, mas também pela diferença de metodologia dos ensaios. Com o objetivo de obter um limite granulométrico mais aderente ao granulômetro a laser (método empregado pela usina de rejeitos), foi realizado um estudo de correlação entre as metodologias de sedimentação e laser para o rejeito filtrado. Dessa maneira, o controle da granulometria poderia ser feito utilizando as curvas correspondes ao caso base para o granulômetro a laser.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Conforme descreve Pinto (2006), para identificação dos solos a partir das particulas que os constituiem, são empregados correntemente dois tipos de ensaios, a análise granulometrica e os indices de consistencia. No caso do rejeito gerado na mineração de ferro, normalmente por serem solos areno-siltosos, somente é realizado apenas a análise granulometrica, visto que os índices de consistencia aplicam-se apenas em materiais argilosos. Desse modo, a determinação de valores exatos de tamanho da particula é extremamente dificil e será realizado uma breve revisão bibliografica dos dois metódos de análise granulometrica mais utilizados em mineração, que é a granulometria por peneiramento e sedimentação e o granulometro a laser.

2.1 Granulometria por Peneiramento e Sedimentação (ABNT NBR 7181/16)

Ainda segundo Pinto (2006), para o reconhecimento do tamanho dos grãos de um solo, realiza-se a análise granulometrica, que consiste em 2 fases: (1) Peneiramento e (2) Sedimentação. Por conta da limitação da abertura de malha das peneiras, o peneirameno é realizado para particulas de até 0,075mm, ou seja, é empregada a peneira de nº 200. Quando há interesse no conhecimento na porção mais fina dos solos, é utilizado

a técnica da sedimentação, que baseia-se na Lei de Stokes, onde é calculado um diâmetro equivalente da particula atraves da velocidade de queda da particula num fluido.

Na etapa da sedimentação, o método de calculo é altamente influenciado pelas particulas de ferro nas amostras, visto que não é possivel controlar a quantidade de teor de ferro durante a filtragem do rejeito. Desse modo, o diâmetro real da particula pode não ser representativo durante a sedimentção.

2.1 Granulometria a Laser

O ensaio é conhecido como difração a laser, que é realizado atraves do equipamento chamado granulometro a laser. O resultado da curva é bem suavisada, sem a descontinuidado no trecho 0,0075 mm que é o limitante da peneira nº200. Segundo Papini (2003), as particulas de solos são dispersas num fluido em movimento, que causam uma descontinuidade on fluxo do fluido e são detectadas por uma luz incidente. Sendo correelacionadas com o tamanho da partícula. O formato e o tamanho deste invólucro é afetado pelo índice de refração relativo da particula no meio dispersante, pelo comprimento de onda da luz e ppelo tamanho e formato da particula. Detectores posicionados estrategicamente medem a intensidade e o ângulo da luz espalhada e emseguida, o sinal dos detectores é convertido para a distribuição do tamanho da particula através de algoritimo matematicos.

Uma das limitações do metodo é que para a aplicação deste, deve-se ter o conhecimento prévio de refração do material que está sendo análisado e do meio que ele se encontra. Outra limitação é com relação ao tamanho máximo da particula a ser analisado, que deve ser no minimo 2 vezes o comprimento de onda do laser, sendo uma faixa típica de trablho entre 0,1/1 a 200/300 μm. Além das limitaçoes listadas acima, Guardani (2002) recomenda que deva ser usada uma baixa concentração da maostra, para evitar o espalhamento múltiplo do laser, gerando erros de leitura.

Em 2016, Capeli fez um estudo comparativo entre a metodologia do granulometro a laser com o de peneiramento/sedimentação com rejeitos de mineração. Ela concluiu que o rejeito de minerio de Ferro e de ouro são o que tem melhores resultados, quando comparado com o rejeito de Bauxita.

3 ESTUDO DE CASO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para disposição das misturas de rejeitos (arenoso e ultrafino) é de suma importância o entendimento do comportamento de compactação em campo para garantir o bom desempenho das camadas. Além disso, as curvas granulometricas do rejeito também indicam o que esperar do rejeito antes dele chegar na praça de operação, desse modo, cabe aqui uma definição do que é composto cada rejeito estudado nos aterros experimentais acompanhados pela BVP:

- Rejeito Total: Mistura de 100% do rejeito arenoso + 100% da massa de ultra fino (lama), similar a proporção 80 x 20;
- Rejeito Parcial: Mistura de 100% do rejeito arenoso + 50% da massa de ultra fino (lama), similar a proporção 90 x 10; e
- Rejeito Arenoso: 100% do rejeito arenoso;

Na Figura 1 são apresentadas as curvas granulométricas das misturas de rejeitos e do rejeito arenoso testados das três tipologias de rejeitos testados.

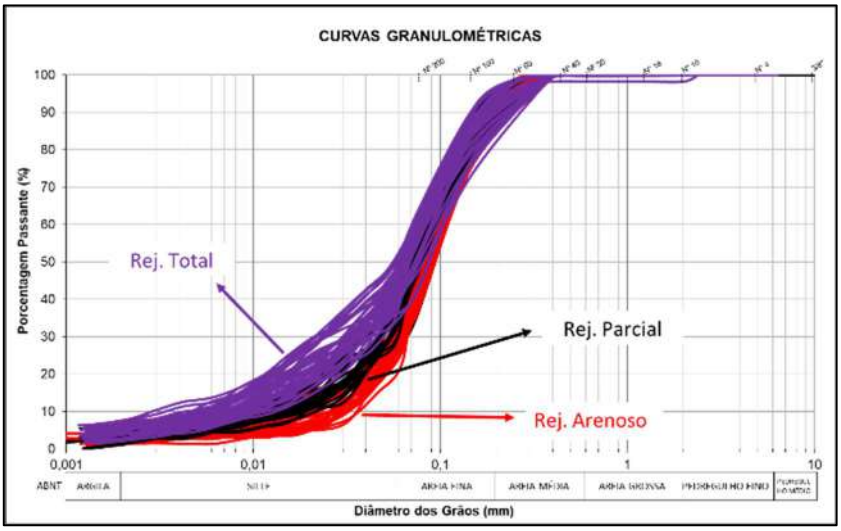


Figura 1: Curvas granulométricas e de compactação dos rejeitos testados

Portanto, a fim de se delimitar as diferenças na curva granulométrica, percebeu-se nos aterros experimentais que o diâmetro de 10µ (0,01mm) serviu como um bom parâmetro de variação entre os 3 tipos de rejeitos gerados (Figura 1), sendo que:

- Rejeito Total: Quando a faixa de material passante era de 10% a 18%;
- Rejeito Parcial: Quando a faixa de material passante era de 5% a 10%; e
- Rejeito Arenoso: Quando a faixa de material passante era abaixo de 5%.

A pilha de disposição de rejeitos do estudo de caso segue controles tecnológicos baseados nos resultados obtidos em aterros experimentais e apresentados por Silva *et al.* (2023). O Caso Base, isto é, a caracterização base do rejeito a ser disposto, foi definido para receber as misturas 90/10 e 80/20 (% rejeito arenoso / % lama), cujo controle é realizado no misturador e peneiras de filtragem da usina de beneficiamento. A Figura 2 mostra a faixa-granulométrica do Caso Base (SILVA *et al.*, 2023)

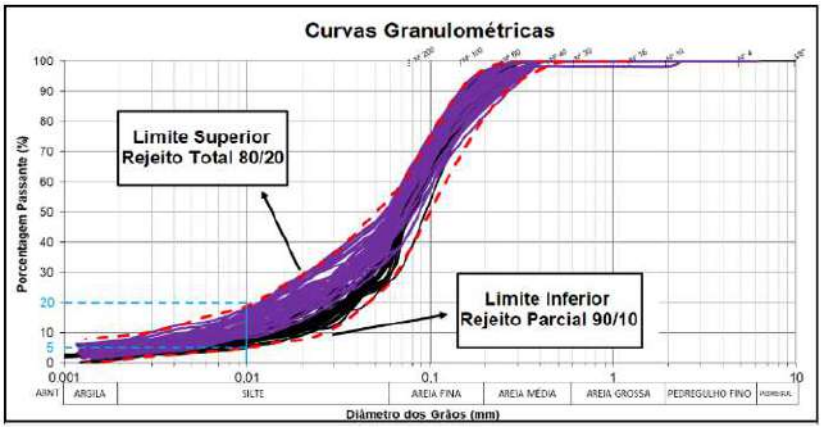


Figura 2. Curvas Granulométricas e intervalo do Caso Base

3.2 RESULTADOS

Para o estudo de caso, foram disponibilizadas 30 amostras provenientes da usina, as quais foram submetidas a ensaios de Granulometria por Peneiramento e Sedimentação de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2018) e pelo granulômetro a laser. Destaca-se que 3 amostras foram reprovadas pela considerando o granulometro a lase. Além disso, 5 amostras foram excluídas do estudo, uma vez que os resultados obtidos pelo ensaio de peneiramento e sedimentação já estavam fora do Caso Base pré-definido. É importante salientar

que para cada amostra foram realizados os ensaios granulometria por meio das duas metodologias. Na figura 3 são apresentados os limites do Caso Base, bem como os resultados das curvas granulométricas obtidos por (a) peneiramento e sedimentação e (b) pelo granulômetro a laser.

Diante das divergências encontradas, realizou um estudo de correlação das faixas granulométricas. Esse estudo baseia-se em adequar as faixas granulométricas obtidas por granulometria por sedimentação do Caso Base para obtenção dos mesmos limites correspondentes ao granulômetro a laser. Para isso, foi considerada a média da variação encontrada entre os ensaios realizados pela NBR 7181/16 e pelo Granulômetro a Laser. Na tabela 1 é apresentada a variação da porcentagem de material passante dos resultados obtidos nas diferentes metodologias de análise para cada amostra.

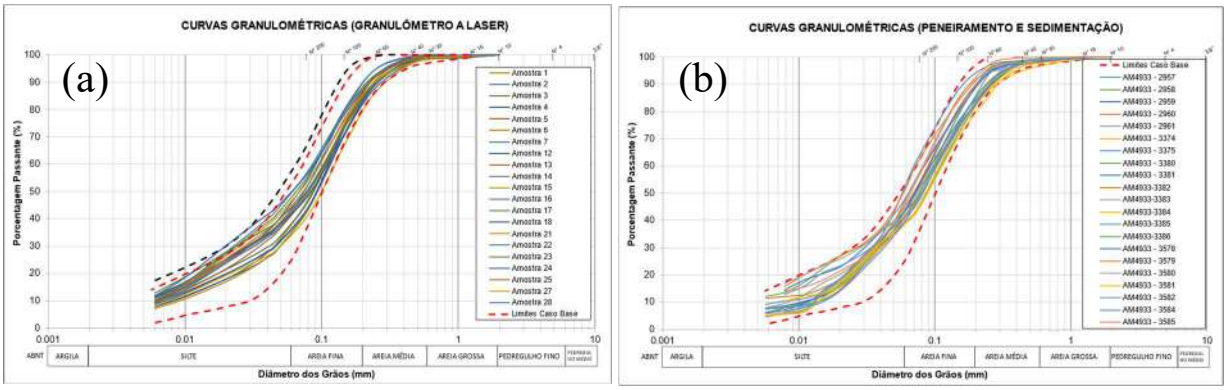


Figura 3 – (a) Curva granulométrica a Laser e (b) Curva granulométrica por Peneiramento e Sedimentação

Importante destacar que, previamente a este cálculo, os diâmetros das partículas foram padronizados. Isto é, para partículas com diâmetro menor do que 0,075 mm, os diâmetros variam, durante o desenvolvimento dos ensaios, devido à metodologia de sedimentação. Assim, foram utilizados os diâmetros determinados no Caso Base e feita uma interpolação linear dos resultados das demais amostras para se obter a porcentagem de material passante ao diâmetro requerido. Outro ponto relevante é que os diâmetros medidos pelo granulômetro a laser vão somente até o diâmetro de 0,006 mm, na granulometria. Assim, somente diâmetros até este tamanho foram utilizados no estudo. Após realizar o levantamento das variações nos dois métodos, foi calculado um valor médio da diferença de porcentagem passante para cada diâmetro conforme a tabela 1.

Tabela 1 - Variação em % de material passante (Laser - Granulometria pela NBR 7181).

Diâmetro (mm)	AM493 3-2957	AM493 3-2958	AM493 3-2959	AM493 3-2960	AM493 3-2961	AM493 3-3374	AM493 3-3375	AM493 3-3380	AM493 3-3381	AM493 3-3382	AM493 3-3383
1,18	-0,2	0,76	-0,21	-0,15	-0,16	0,01	-0,08	-0,6	-0,32	-0,68	-0,42
0,6	0,1	0,53	0,6	0,54	0,67	1,62	-0,39	0,14	-0,72	-0,03	0,08
0,42	-1,7	-0,26	-0,9	-0,95	-0,69	0,59	-2,41	-1,43	-2,52	-1,49	-1,62
0,25	-4,5	-0,41	-1,92	-1,92	-2,29	3,2	0,08	1,3	0,6	-0,19	-0,19
0,15	-12,5	1,93	-6,62	-7,22	-4,17	-2,67	-2,88	-0,36	-2,29	-0,77	1,16
0,075	-18	4,43	-7,35	-11,33	-8,18	-9,68	-6,97	-1,95	-4,65	-0,94	4,34
0,0606	-14,9	4,07	-5,52	-10,59	-5,21	-7,96	-5,3	-2,95	-2,94	0,47	3,45
0,0436	-7,6	4,3	-1,62	-8,23	1,03	-5,77	-3,16	-3,95	-0,84	2,29	2,48
0,0309	-3,7	5,53	2,05	-4,77	3,33	-2,55	0,54	-1,62	1,58	4,93	4,31
0,0209	-0,3	7,77	5,85	-0,54	4,71	2,36	5,48	2,7	4,34	8,61	7,9
0,015	0,9	7,29	5,36	-0,29	3,11	3,11	5,58	3,81	4,61	9,13	7,94
0,011	0,9	6	4,48	-0,4	3,67	2,51	4,6	6,74	5,16	11,1	9,66
0,0079	-0,7	4,42	2,98	-2,4	3,11	0,9	2,64	5,37	4,51	8,7	7,67
0,0057	-1,7	3,23	1,26	-3,97	1,78	-0,56	0,86	4,21	3	6,37	5,19

Tabela 1 (continuação) - Variação em % de material passante (Laser - Granulometria pela NBR 7181).

Diâmetro (mm)	AM4933 -2957	AM4933 -2958	AM4933 -2959	AM4933 -2960	AM4933 -2961	AM4933 -3374	AM4933 -3375	AM4933 -3380	AM4933 -3381	AM4933 -3382
1,18	-0,2	0,76	-0,21	-0,15	-0,16	0,01	-0,08	-0,6	-0,32	-0,68
0,6	0,1	0,53	0,6	0,54	0,67	1,62	-0,39	0,14	-0,72	-0,03
0,42	-1,7	-0,26	-0,9	-0,95	-0,69	0,59	-2,41	-1,43	-2,52	-1,49
0,25	-4,5	-0,41	-1,92	-1,92	-2,29	3,2	0,08	1,3	0,6	-0,19
0,15	-12,5	1,93	-6,62	-7,22	-4,17	-2,67	-2,88	-0,36	-2,29	-0,77
0,075	-18	4,43	-7,35	-11,33	-8,18	-9,68	-6,97	-1,95	-4,65	-0,94
0,0606	-14,9	4,07	-5,52	-10,59	-5,21	-7,96	-5,3	-2,95	-2,94	0,47
0,0436	-7,6	4,3	-1,62	-8,23	1,03	-5,77	-3,16	-3,95	-0,84	2,29
0,0309	-3,7	5,53	2,05	-4,77	3,33	-2,55	0,54	-1,62	1,58	4,93
0,0209	-0,3	7,77	5,85	-0,54	4,71	2,36	5,48	2,7	4,34	8,61
0,015	0,9	7,29	5,36	-0,29	3,11	3,11	5,58	3,81	4,61	9,13
0,011	0,9	6	4,48	-0,4	3,67	2,51	4,6	6,74	5,16	11,1
0,0079	-0,7	4,42	2,98	-2,4	3,11	0,9	2,64	5,37	4,51	8,7
0,0057	-1,7	3,23	1,26	-3,97	1,78	-0,56	0,86	4,21	3	6,37

Posteriormente, foram adicionados os valores das variações médias aos valores definidos na curva granulométrica por peneiramento e sedimentação do Caso Base do estudo de caso, resultando em um limite superior para a granulometria por meio do granulômetro a laser. Os valores encontrados estão apresentados na tabela 2.

Também foi considerado o ajuste na curva granulométrica de referência do Caso Base (peneiramento e sedimentação) no limite grosseiro (inferior), considerando os resultados do granulômetro a laser, para os diâmetros superiores a 0,15 mm, conforme apresentado na figura 4 Para o limite inferior foi considerada uma margem de 3% em relação à curva de referência do Caso Base, para as granulometrias superiores a 0,15 mm. Entretanto, considerando que as amostras recebidas para o presente estudo estão com reprovação concentrada no limite superior, a curva apresentada na figura 4 Figura deve ser utilizada até que seja gerada a amostragem com os resultados dos ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação e granulômetro a laser, para as amostras com reprovação no limite inferior para diâmetros superiores a 0,15 mm, para que seja reinterpretada a curva apresentada e/ou validada.

Tabela 2 Valores obtidos no estudo para o limite superior da faixa granulométrica.

Diâmetro (mm)	Variação + Caso Base - sedimentação (Porcentagem Passante)
1,18	99,76
0,6	100,07
0,42	98,80
0,25	99,40
0,15	87,45
0,075	57,98
0,0606	51,32
0,0436	42,38
0,0309	35,40
0,0209	31,49
0,015	27,16
0,011	24,27
0,0079	19,62

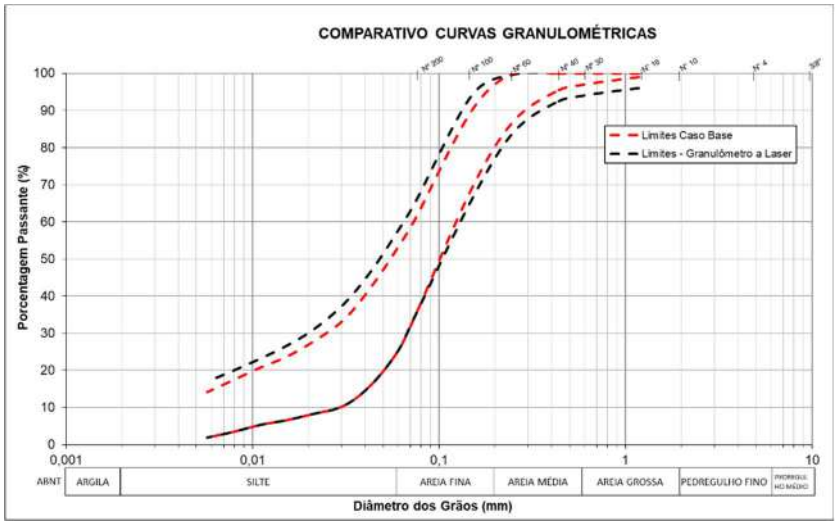


Figura 4: Limite mais grosso (inferior) correspondente ao granulômetro a laser.

Na Tabela 3 é apresentada a porcentagem passante para o granulômetro a laser considerando os diâmetros de grãos aferidos no granulômetro para o limite inferior (grosseiro).

Tabela 3: Referência de diâmetro e porcentagem passante para o granulômetro a laser, limite grosseiro (inferior).

Diâmetro do Granulômetro (mm)	Curva do limite inferior (grosseiro) - Granulômetro a Laser (%)
2	100,00
1	95,38
0,5	92,89
0,25	84,00
0,15	66,00
0,106	50,00
0,075	35,00
0,045	16,00
0,04	14,61
0,032	10,95
0,02	7,92
0,01	5,00
0,006	4,96

5 AVALIAÇÕES E DISCUSSÕES

A análise comparativa entre as metodologias de granulometria por meio de peneiramento e sedimentação e por granulômetro a laser mostrou um comportamento similar, na amostra disponibilizada, que permitiu o desenvolvimento do estudo estatístico da amostra e confiabilidade para a definição de limites superior (fino) e inferior (grosso) para as curvas do Caso Base quando utilizado o granulômetro a laser.

A amostra utilizada nesse estudo, disponibilizada pela equipe de VALE, encontra-se com as reprovações das curvas provenientes da granulometria por granulômetro a laser, na curva do limite superior (finos), para diâmetros abaixo de 0,075 mm.

Portanto, para melhorar a representatividade do estudo, recomenda-se a realização de nova amostragem, que se enquadre no Caso Base quando testadas por peneiramento e sedimentação, e que se enquadre fora do

Caso Base, quando testadas por granulômetro a laser, para as amostras com reprovação no limite inferior para diâmetros superiores a 0,15 mm, para que seja reinterpretada a curva apresentada nesse estudo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à VALE e à BVP pela disponilização dos dados e materiais utilizados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 7181:2016. *"Análise granulométrica"*.

Capelli, R. B. (2016) *Comparação de métodos na análise granulométrica de rejeitos de mineração*. Monografia de Graduação, Universidade Federal de Ouro Preto/UFOP, 36 p.

Guardani, R.; Nascimento, C. A. O.; Onimaru, R.S. (2002).Use of Neural Networks in the Analysis of Particle Size Distribuition by Laser Diffraction: Tests with Different Particle Systems. *Powder Technol.* V.126, p.42-50.

Papini, C. J. (2003) *Estudo Comparativo de Métodos de Determinação do Tamanho da Partícula*. Dissertação de Mestrado, Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares, 130 p.

Pinto, C. S. (2006) *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3rd ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 367 p.

Silva, W. P. et al. (2023). Mechanical Behavior of the Compaction of the Mixture of Sandy and Ultrafine Tailings in Experimental Landfills. In: 1st International Conference on Geotechnics of Tailings and Mine Waste. *Anais*… International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, p.114-126.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/459

Desafios na Implantação de um Sistema de Monitoramento Sísmico em Estruturas Geotécnicas

Luiz Rafael Pereira dos Santos
Geólogo, Vale S.A., Itabira, Brasil, Luiz.santos4@vale.com

Beatriz Saralha Friguetto
Engenheiro Geotécnico, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, Beatriz.friguetto@vale.com

Luciano Mozer Assis
Gerente, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, Luciano.assis@vale.com

RESUMO: No monitoramento de fenômenos sísmicos são coletados, registrados e analisados dados relacionados à atividade sísmica a fim de entender, prever e responder esses fenômenos. Na geotecnia há uma abordagem especializada desse tipo de monitoramento que se concentra na avaliação do impacto de eventos sísmicos (terremotos) e vibrações sísmicas (naturas ou antrópicas) na estabilidade e no comportamento de estruturas geotécnicas, tais como barragens, diques, taludes, cavas, fundações e outras obras civis relacionadas ao solo e à geotecnia.
Alguns métodos utilizados no monitoramento sísmico, mais especificamente na sísmica de refração e microssísmica que estão em foco nesse estudo, envolvem a instalação de sensores como acelerômetros, geofones e sensores de pressão acústica nas estruturas geotécnicas bem como a análise de dados coletados de estações sismográficas próximas. Esses dados que abrangem amplitude, frequência, velocidade e aceleração de ondas mecânicas são submetidos a processamento e interpretação, visando avaliar a resposta da estrutura diante de um evento sísmico, e adotar medidas apropriadas para garantir a sua segurança. Entretanto, a implantação de um sistema de monitoramento sísmico, principalmente por ser considerada uma metodologia não convencional no monitoramento de estruturas geotécnicas, se revela uma tarefa bastante desafiadora pelo fato de envolver diversas considerações técnicas, financeiras e operacionais, todavia superar esses desafios é essencial tendo em vista que esse tipo de monitoramento constitui uma ferramenta valiosa para avaliar e mitigar os riscos sísmicos associados a estruturas geotécnicas, bem como garantir que elas sejam projetadas e operadas de maneira segura.
Nesse estudo foram utilizados como base algumas estruturas geotécnicas, preponderantemente barragens de mineração, e demonstrado com detalhes alguns dos principais desafios que envolveram a implantação de um monitoramento sísmico, que requer a aplicação de atividades como site survey, conectividade dos equipamentos com a sala de monitoramento, a interpretação dos dados, demonstrar a importância desse tipo de monitoramento não convencional e dissemina-lo na rotina da geotecnia, aquisição e manutenção dos equipamentos, relação com empresas terceiras e comunidades locais, alto investimento financeiro, entre outros condicionantes.

PALAVRAS-CHAVE: Monitoramento sísmico, estruturas geotécnicas, barragens, desafios, segurança.

ABSTRACT: In monitoring seismic phenomena are collected, recorded, and analyzed data related to seismic activity in order to understand, predict, and respond to these phenomena. In geotechnics there is a specialized approach to this type of monitoring that focuses on evaluating the impact of seismic events (earthquakes) and seismic vibrations (natural or anthropogenic) on the stability and behavior of geotechnical structures, such as dams, dikes, slopes, pits, foundations, and other civil works related to soil and geotechnics.
Some methods used in seismic monitoring, more specifically in refraction seismic and microseismic that are the focus of this study, involve the installation of sensors such as accelerometers, geophones, and acoustic pressure sensors in geotechnical structures as well as the analysis of data collected from nearby seismographic stations. These data, which cover amplitude, frequency, speed, and acceleration of mechanical waves, are subjected to processing and interpretation, aiming to evaluate the structure's response to a seismic event, and adopt appropriate measures to ensure its safety. However, the implementation of a seismic monitoring system,

mainly because it is considered an unconventional methodology in the monitoring of geotechnical structures, proves to be a very challenging task due to the fact that it involves several technical, financial and operational considerations, nevertheless overcoming these challenges is essential having given that this type of monitoring constitutes a valuable tool for evaluating and mitigating seismic risks associated with geotechnical structures, as well as ensuring that they are designed and operated in a safe manner.
In this study, some geotechnical structures, predominantly mining dams, were used as a basis, and demonstrated in detail some of the main challenges that involved the implementation of seismic monitoring, which requires the application of activities such as site survey, connectivity of equipment with the monitoring room, interpreting the data, demonstrating the importance of this type of unconventional monitoring and disseminating it in the geotechnical routine, acquisition and maintenance of equipment, relationships with third-party companies and local communities, high financial investment, among other conditions.

KEYWORDS: Seismic monitoring, geotechnical structures, dams, challenges, safety.

1 INTRODUÇÃO

Fenômenos sísmicos, também conhecidos como terremotos ou sismos, são eventos relacionados ao movimento e à liberação de energia na crosta terrestre. Essa energia é liberada na forma de ondas sísmicas que se propagam pelo solo e podem ser detectadas e medidas por instrumentos chamados sismógrafos. Esses eventos podem ocorrer devido a uma variedade de causas, como atividade tectônica, atividade vulcânica, deslizamentos de terra ou atividades humanas, e podem variar em magnitude e intensidade.

A magnitude de um fenômeno sísmico é uma medida da energia liberada durante o evento. Ela é frequentemente expressa em uma escala, como a escala Richter ou a escala de magnitude de momento (Mw). Fenômeno sísmicos menores têm magnitudes mais baixas, enquanto os maiores têm magnitudes mais altas. Os fenômenos sísmicos de baixas magnitudes podem ser quase imperceptíveis para as pessoas e geralmente não causam danos significativos. Por outro lado, fenômenos sísmicos de altas magnitudes podem ser extremamente destrutivos, causando danos extensos a edifícios, infraestrutura e representando riscos graves para a vida humana.

Nesse contexto, a sísmica e a microssísmica são técnicas utilizadas na engenharia e na geofísica para o estudo dos fenômenos sísmicos. Ambas são fundamentais em projetos que envolvem a interação com o subsolo, como barragens, construções civis e exploração de recursos naturais, mas podem ser usadas de maneiras diferentes e para propósitos distintos.

A Sísmica, especificamente a Sísmica de Refração, envolve a geração de ondas mecânicas que se propagam através do solo e são captadas por sensores (geofones ou acelerômetros). Através da análise dessas ondas, é possível avaliar as características físicas das rochas, como densidade e grau de fraturamento. Esta técnica é amplamente utilizada para localizar aquíferos, realizar estudos geotécnicos e mapeamento geológico, fornecendo informações cruciais para a construção e manutenção de barragens.

Por outro lado, a microssísmica é uma metodologia voltada para o monitoramento contínuo de vibrações em estruturas geotécnicas. Utilizando sensores de alta sensibilidade, é possível acompanhar as vibrações em tempo real, permitindo uma avaliação precisa das condições da estrutura. Isso faz com que o método microssísmico seja extremamente eficaz na detecção e avaliação de riscos sísmicos de determinadas áreas ou estrutura.

Em resumo, enquanto a sísmica é mais utilizada para obter um entendimento profundo das características geológicas e mecânicas do solo e das rochas, a microssísmica é mais voltada para o monitoramento contínuo de vibrações em estruturas geotécnicas, particularmente eventos sísmicos de pequena intensidade. Ambas as técnicas são essenciais para o planejamento, construção e manutenção de estruturas seguras e eficientes.

1.1 Objetivos

Na busca por atender às demandas surgidas nos tempos mais recentes, muito foi feito na implantação de instrumentação para monitoramento de diversas estruturas geotécnicas, especialmente barragens. Dentre esses monitoramentos, destacam-se aqueles que envolvem respostas a fenômenos sísmicos.

Segundo Mendecki et al. (2010), o monitoramento da resposta sísmica tem alguns objetivos específicos. Primeiramente, visa identificar e localizar possíveis danos no maciço causados por eventos sísmicos, a fim de alertar e prevenir potenciais riscos operacionais. Além disso, busca-se comparar as observações reais (sismos sentidos) com as previsões sísmicas esperadas para entender o comportamento do maciço rochoso diante do evento. Também é importante detectar alterações significativas e repentinas nos parâmetros sísmicos, que possam indicar instabilidade e afetar áreas de trabalho imediatamente ou a curto prazo. Por fim, o monitoramento sísmico visa a busca contínua por melhorias na operação, no planejamento da mina e no monitoramento microssísmico, através de uma análise retroativa regular para ajustar as informações iniciais sobre riscos ou microzonificação sísmica.

Esses são alguns dos objetivos que queremos alcançar com o monitoramento de resposta sísmica, mas quais são os desafios para implementar essas tecnologias? Para obter essa resposta, o presente artigo traz um diagnóstico dos principais desafios associados à implementação do monitoramento de resposta sísmica em estruturas geotécnicas.

2 INSTRUMENTAÇÃO SÍSMICA

O monitoramento de resposta sísmica é uma prática crucial para garantir a segurança de estruturas geotécnicas. Através do uso de sismógrafos de engenharia e outros dispositivos de medição, é possível detectar e registrar as vibrações e outros parâmetros que possam afetar a estabilidade da estrutura. O monitoramento contínuo permite a detecção precoce de qualquer sinal de instabilidade na barragem, possibilitando a tomada de medidas corretivas antes que ocorram falhas catastróficas.

Os sismógrafos, por exemplo, são alguns dos principais dispositivos usados para o monitoramento de barragens. Esses instrumentos registram as ondas sísmicas causadas por movimentos sísmicos naturais ou induzidos pela atividade humana, que podem afetar a estabilidade das barragens. Os dados coletados pelos sismógrafos são analisados por nossos especialistas, que podem interpretar corretamente os resultados e tomar as medidas necessárias para garantir a segurança da estrutura.

É importante ressaltar que o monitoramento sismográfico deve ser realizado de forma contínua e em tempo real, para garantir uma detecção precoce de qualquer atividade sísmica que possa indicar riscos para a barragem..

2.1 Sensores

Vários tipos de sensores são utilizados para detectar e medir as vibrações do ambiente. Entre os principais utilizados estão os geofones, acelerômetros, sensores de proximidade, sensores de efeito Hall, sensores de pressão acústica (microfones) e sensores piezoelétricos. Os geofones são sensores que convertem movimentos do solo em tensão elétrica. Eles são comumente usados em exploração sísmica para registrar as ondas de energia, especialmente as de baixa frequência, que são refletidas de volta à superfície. Eles consistem basicamente de uma massa móvel dentro de um campo magnético. Quando a massa se move em resposta a uma vibração, ela gera uma corrente elétrica proporcional à velocidade do movimento.

Os acelerômetros medem a aceleração do movimento com sistema de massa e mola, onde a aceleração da massa é convertida em um sinal elétrico proporcional à aceleração. São mais sensíveis a mudanças lentas na pressão de fluidos no subsolo e são eficazes na detecção de eventos sísmicos de menor magnitude.

Os sensores de proximidade detectam a presença ou ausência de objetos próximos. Eles podem ser do tipo indutivo, capacitivo, ultrassônico ou a laser. Os sensores de efeito Hall medem a magnitude de um campo magnético e podem ser usados para detectar a presença de objetos metálicos, o que pode ser útil em algumas aplicações de microssísmica.

Os sensores de pressão acústica (microfones) são usados para medir a pressão acústica, que é uma medida da energia sonora no ambiente, e os sensores piezoelétricos geram uma tensão elétrica em resposta a uma pressão mecânica e são usados em uma variedade de aplicações, incluindo a detecção de vibrações.

3 PRINCIPAIS DESAFIOS

Cada estrutura geotécnica é única e possui características específicas que exigem cuidado e atenção quanto ao tipo de monitoramento a ser implementado. Pensando nisso, são realizados vários estudos para

compreender as reais necessidades de monitoramento de determinada estrutura geotécnica, pois a implementação de um monitoramento, principalmente os não convencionais, envolve muitos desafios. Por convencional entende-se o uso de métodos tradicionais de monitoramento com o uso de instrumentos como piezômetros, medidores de nível d'água, inclinômetros, réguas de reservatórios entre outros; por não-convencional se aplica o uso de novas tecnologias utilizadas nos monitoramentos de estruturas geotécnicas como InSAR (radar de abertura sintética), radar interferométrico terrestre, estações totais robóticas, sismógrafos de engenharia e microssísmica.

Aqui vamos exemplificar os principais desafios que envolvem a implantação de um monitoramento focado em detectar fenômenos sísmicos naturais e/ou induzidos através da utilização de sismógrafos de engenharia e o método microssísmico em estruturas geotécnicas, mais especificamente em barragens de mineração.

3.1 Diagnóstico de Necessidade do Monitoramento

Segundo Silveira et al. (2006), todo instrumento deve ser selecionado e instalado para responder a questões específicas; se não há perguntas, não deve haver instrumentação. Seguindo essa lógica, primeiramente é importante avaliar se os monitoramentos já existentes na estrutura são suficientes para atestar sua estabilidade. A redundância de dados é importante principalmente para verificar e reforçar tendências de monitoramento, bem como fornecer uma fonte de dados substitutos em caso de falha de um sistema. Segundo Sharon et al., 2020, de forma ideal, a redundância de dados deve ser obtida a partir de diferentes tipos de instrumentos. A premissa é que se a manifestação física da alteração é detectada por diferentes sistemas, então a alteração deve ser real.

Por outro lado, a redundância tem um custo adicional com equipamentos, instalações, operação, manutenção e, muito importante, um aumento substancial nos dados gerados, que então precisam ser analisados e gerenciados. Recomenda-se então uma abordagem equilibrada e baseada no risco. O número e tipos de instrumentos devem estar alinhados com os modos de falha esperados e com os recursos apropriados.

Por fim, é necessário avaliar se a detecção de fenômenos sísmicos é relevante para o monitoramento da estrutura. Como exemplo, nas barragens desse estudo em questão são utilizados sismógrafos de engenharia para monitorar as obras de descaracterização de barragens de rejeitos. A instrumentação é instalada nas estruturas e desempenha papel essencial na detecção de movimentação de veículos pesados e vibrações ocasionadas pelas obras desenvolvidas no local. Já a microssísmica, que é um monitoramento contínuo de vibrações de baixa intensidade, é muito utilizada no monitoramento de barragens que possuem método de falha do tipo liquefação, sendo essencial na detecção de problemas de estabilidade que possam estar afetando a estrutura, por exemplo.

3.2 Site Survey

Outra etapa importante é o levantamento do local onde a instrumentação será instalada, comumente chamado de site survey. Na geotecnia, esse termo se refere a uma avaliação detalhada e sistemática de um local onde se deseja implementar determinado tipo de monitoramento. É essencial realizar um estudo criterioso do local onde os geofones ou sensores de pressão acústica serão instalados, por exemplo, pois é necessário que o arranjo esteja bem ajustado para detectar os fenômenos sísmicos de forma consistente.

3.3 Conectividade dos Equipamentos com a Sala de Monitoramento

Um ponto que pode demandar muito tempo e trabalho é realizar o comissionamento da rede dos sistemas sísmicos. São muitos os requisitos que têm que ser atendidos, tanto técnicos e funcionais como também burocráticos, todos esses é claro essenciais para se ter um monitoramento seguro e eficiente.

Muitas estruturas estão localizadas em áreas remotas e de difícil acesso, o que é mais um ponto que traz dificuldade na instalação, conectividade e transmissão dos dados da instrumentação.

Entre os itens necessários para realizar o comissionamento dos equipamentos sísmicos (Figura 1) estão servidores internos e externos, rádios de transmissão, postes de comunicação, criação de arquitetura de sistema, regras de firewall, componentes de segurança de rede para prevenir possíveis invasões ou perda de dados, sistemas de redundância, entre outros requisitos técnicos.

Figura 1. Atividade de campo realizada para comissionamento de rede da instrumentação sísmica presente em uma barragem de mineração. Na imagem é possivel notar os componentes eletrônicos do sistema microssísmico que ficam armazenados numa carretinha. (Imagem do autor, 2024).

Só depois do comissionamento de rede, atendendo todos os requisitos citados, os dados chegam à sala de monitoramento e podem ser interpretados e utilizados.

3.4 Interpretação dos Dados

A interpretação de dados sísmicos é um processo fundamental que envolve a análise cuidadosa e minuciosa de conjuntos complexos de informações obtidas a partir de várias fontes. No caso deste estudo, envolve a sísmica de refração e o monitoramento sísmico contínuo (microssísmica). Esses dados revelam uma riqueza de informações sobre riscos sísmicos inerentes à atividade de mineração.

Na interpretação de dados sísmicos, utilizamos uma variedade de técnicas e ferramentas para extrair significado dos padrões, características e relações nos conjuntos de dados. Isso envolve a identificação de reflexões e refrações sísmicas, análise de amplitudes e tempos de chegada de ondas sísmicas, modelagem de velocidades sísmicas, correlação com informações geológicas e geotécnicas existentes, entre outros métodos.

Ao interpretar dados sísmicos, é essencial considerar a complexidade e a incerteza inerentes aos dados, bem como os diferentes modelos e hipóteses que podem explicar os padrões observados. A interpretação geralmente requer uma abordagem integrada, combinando dados de múltiplas fontes e técnicas para obter uma compreensão abrangente da estrutura e dos processos em estudo.

Para analisar e interpretar todos esses dados, fazemos uso de uma equipe de especialistas multidisciplinar, internos e externos, que envolvem geotécnicos, geólogos, geofísicos e engenheiros. Todos esses profissionais trabalham colaborativamente para que as interpretações sejam robustas e bem fundamentadas, levando em conta uma variedade de perspectivas e conhecimentos especializados.

3.5 Aquisição e Manutenção dos Equipamentos

A aquisição e manutenção de equipamentos sísmicos são processos críticos para garantir a qualidade e a confiabilidade dos dados coletados em estudos sísmicos. Ao adquirir equipamentos para nossas estruturas, selecionamos dispositivos apropriados que atendam às necessidades específicas do projeto e sejam fabricados por empresas reconhecidas pela qualidade de seus produtos, pois isso influencia diretamente a precisão e a confiabilidade dos dados obtidos.

Após a aquisição, nossos equipamentos sísmicos são submetidos a procedimentos de calibração e testes para garantir seu correto funcionamento antes de serem utilizados em campo. Esses testes incluem a verificação da sensibilidade dos geofones, a calibração das fontes sísmicas e a integridade dos cabos e unidades de aquisição.

Para manter os equipamentos em bom estado de funcionamento ao longo do tempo, é necessário realizar inspeções regulares para identificar e corrigir problemas potenciais. Isso inclui verificações de limpeza, inspeção visual, testes de funcionamento e ajustes necessários. Manter os equipamentos limpos e bem conservados é fundamental para garantir sua durabilidade e desempenho adequado, incluindo proteção contra poeira, umidade e danos físicos.

A calibração periódica dos equipamentos sísmicos é essencial para garantir a precisão contínua dos dados ao longo do tempo. Isso pode envolver ajustes na sensibilidade dos geofones, verificação da integridade dos cabos e calibração das fontes sísmicas. Além disso, componentes sujeitos a desgaste, como cabos, conectores e elementos de fixação, devem ser substituídos regularmente para garantir o funcionamento adequado dos equipamentos.

Todos esses processos são essenciais para garantir a qualidade dos dados sísmicos coletados. Para suprir essas necessidades, contamos com um contrato de serviços com uma empresa referência em monitoramento sísmico no Brasil, que nos ajudam a manter nossas estruturas bem monitoradas e seguras.

3.6 Relação com Comunidades Locais

Este é um tema muito sensível, que requer cuidado e vai muito além de um simples monitoramento, especialmente considerando o contexto atual envolvendo barragens de mineração no Brasil. Como mencionado anteriormente, muitas estruturas geotécnicas estão localizadas em áreas remotas ou rurais, o que dificulta a segurança e o controle de acesso de pessoas. Por vezes, membros das comunidades locais conseguem acessar essas estruturas, seja para trânsito simples ou para a realização de atividades como pesca, exercícios físicos, recreação, pastoreio de animais, entre outras.

Na Vale, é realizado um forte trabalho de comunicação aberta e transparente com as comunidades locais. Além disso, há a disseminação de informações precisas sobre a gestão das estruturas geotécnicas, especialmente as barragens. Isso inclui a proibição de acesso sem a devida autorização e a conscientização sobre os riscos e cuidados necessários em relação a esses locais. O objetivo principal é sempre garantir o bem-estar, interesses e segurança das pessoas envolvidas.

3.7 Relação com Empresas Terceiras

Possuir uma boa relação com as empresas prestadoras de serviço é fundamental para desenvolver um trabalho eficaz. No monitoramento de fenômenos sísmicos, essa boa relação torna-se ainda mais crucial, considerando que lidamos com equipamentos de alto investimento, manutenções específicas e geração de dados complexos sujeitos a diversas interpretações.

Uma etapa essencial nessa parceria comercial, além do respeito e cordialidade, é estabelecer claramente os papéis e responsabilidades de cada parte. Isso promove um bom fluxo de comunicação e define as competências reais dos profissionais e suas respectivas áreas de atuação (Figura 2).

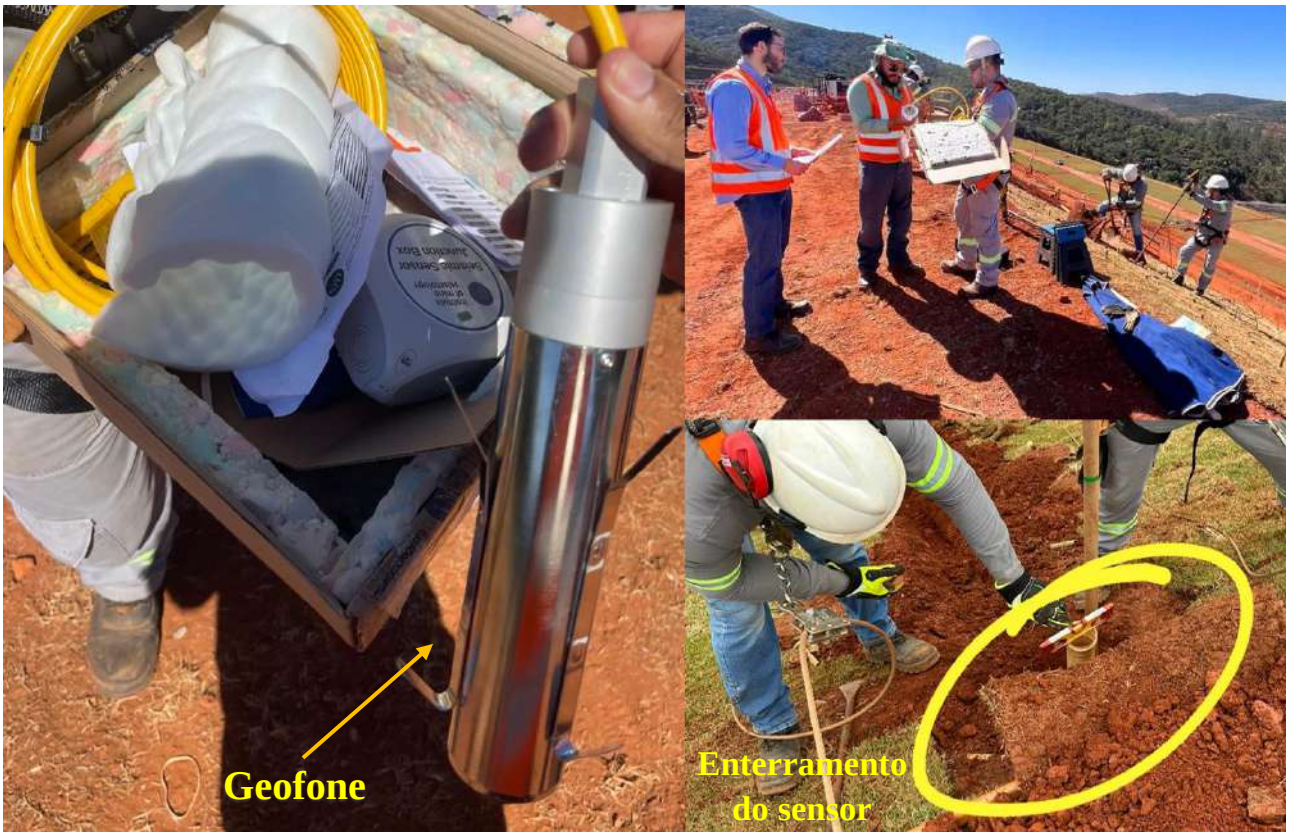


Figura 2. Processo de instalação (enterramento) de geofones em uma barragem de rejeito para o monitoramento microssísmico. (Imagem do autor, 2023).

Na prática, implementar o que foi teorizado pode enfrentar desafios, por isso é crucial, além do mencionado, contar com um contrato robusto que abranja todos os aspectos e necessidades relacionados às atividades. Isso não se aplica apenas ao monitoramento sísmico ou áreas afins, mas a qualquer tipo de negócio que envolva parcerias comerciais.

3.8 Segurança

Outro aspecto muito sensível é a segurança dos nossos ativos na estrutura. Como mencionado anteriormente, a implementação de um sistema de monitoramento sísmico requer muitos componentes, alguns dos quais possuem um alto valor agregado. Apesar de esses componentes não serem frequentemente visados, ocasionalmente ocorrem casos de vandalismo que podem momentaneamente paralisar o monitoramento.

Itens como baterias e cabos de cobre, que compõem a instrumentação sísmica, apesar de terem um valor agregado menor, são essenciais para o funcionamento do sistema e infelizmente são alvos frequentes em nossas estruturas, resultando em casos de furtos e roubos que afetam o monitoramento.

Como alternativa para aumentar a segurança de nossas estruturas, estamos realizando um substancial investimento em câmeras de segurança de alta tecnologia, além de proteger e cobrir os equipamentos com ferramentas tanto tradicionais quanto inovadoras. Também estamos contratando serviços de segurança patrimonial que realizam rondas, vigilância e registro de ocorrências, entre outras soluções. No âmbito sísmico, estamos atualmente implementando um projeto piloto em uma de nossas barragens que visa aumentar a proteção dos nossos equipamentos. Foi adquirido um cofre bastidor (Figura 3), uma estrutura robusta que comportará a maioria dos componentes da instrumentação do monitoramento microssísmico sendo implantado na barragem, como baterias, netSPs, switches, transmissores, rádios, entre outros componentes. Isso certamente aumentará a segurança dos nossos ativos e consequentemente melhorará a qualidade do monitoramento, reduzindo as possíveis interrupções. Já para os sismógrafos de engenharia temos implantadas, em algumas estruturas, gaiolas enclausuradas (Figura 3) com cadeados antifurtos e torres de monitoramento que protegem as estações sismógraficas, salvaguardando os equipamentos contra casos de roubo e vandalismo.

Figura 3. Cofre bastidor (1-2) e gaiola (3) que protegem os equipamentos sísmicos. (Imagem do autor, 2023).

3.9 Alto Investimento Financeiro

Os equipamentos sísmicos são projetados com tecnologia avançada para garantir precisão na detecção e registro de atividades sísmicas, sua instalação envolve trabalhos de campo extensivos para garantir uma cobertura adequada da área de interesse. Ainda, é necessário estabelecer uma infraestrutura de comunicação confiável para transmitir os dados coletados em tempo real, softwares especializados e recursos computacionais para análise e o processamento dos dados sísmicos. Além disso, os sistemas de monitoramento sísmico devem estar em conformidade com regulamentações e padrões de segurança estabelecidos pelas autoridades locais e internacionais. Isso pode envolver custos adicionais com auditorias de conformidade, certificações e treinamento de pessoal.

Para tanto que foi citado, é requerido um alto grau de investimento nesse tipo de sistema de monitoramento, o que constitui um grande desafio. Nem sempre todos os recursos estão disponíveis, por isso é importante gerir com eficiência o que se tem à disposição, fazendo com que esse seja um desafio contínuo.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O monitoramento de fenômenos sísmicos em estruturas geotécnicas é uma prática essencial para avaliar e mitigar os riscos inerentes à atividade sísmica. Consiste na instalação de sensores especializados para registrar e analisar as vibrações do solo durante eventos sísmicos naturais ou induzidos. Esses dados são fundamentais para entender o comportamento das estruturas geotécnicas, identificar potenciais danos e tomar medidas preventivas ou corretivas.

No entanto, o presente artigo demonstrou que a implantação da instrumentação em barragens e o subsequente monitoramento desses fenômenos sísmicos enfrentam muitos desafios, alguns bastante complexos como interpretação dos dados, manutenção dos ativos, relação com as comunidades locais, alto investimento financeiro e segurança. Superá-los é crucial para garantir a seguridade e estabilidade das estruturas geotécnicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Felipe, A. (2023) *O que é: Fenômenos Sísmicos.* Disponível em: <https://aeroengenharia.com/glossario/o-que-e-fenomenos-sismicos/>. Acesso em: 10 mar. 2024.

Mendecki, A.; Lynch, R.; Malovichko, D. (2010) *Routine Micro-Seismic Monitoring in Mines*. Australian Earthquake Engineering Society Conference Perth, Western Australia.

Mirante, E. (2023) *Exploração Sísmica - Sísmica de Refração e Microssísmica*. Disponível em: <https://miranteengenharia.com.br/sismica-sismica-de-refracao-microssismica/>. Acesso em: 7 fev. 2024.

Sharon, R.; Eberhardt, E. (2020) *Guidelines for Slope Performance Monitoring*. CRC Press.

Silveira, J. (2006) *Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento*. São Paulo: Of. de Textos.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/460

Determinação dos Parâmetros de Estado Crítico e Rigidez de um Rejeito de Mineração

Marcelo Heidemann
Professor adjunto, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Joinville, Brasil; CONSTRUCT-GEO, Universidade do Porto (FEUP), marcelo.heidemann@ufsc.br

António Joaquim Pereira Viana da Fonseca
Professor associado, CONSTRUCT-GEO, Universidade do Porto (FEUP), Porto, Portugal, viana@fe.up.pt

Daniela Coelho
Assistente Técnica, CONSTRUCT-GEO, Universidade do Porto (FEUP), Porto, Portugal, danielac@fe.up.pt

Antônio Ananias de Mendonça
Doutorando, CONSTRUCT-GEO, Universidade do Porto (FEUP), Porto, Portugal, aanias@ufmg.br

RESUMO: Este trabalho apresenta os resultados obtidos na determinação dos parâmetros de estado crítico e de rigidez a baixíssimas deformações de um rejeito de mineração. Trata-se de um material de textura arenosa e não plástico. Foram executados ensaios triaxiais em corpos de prova consolidados, e cisalhados em condição drenada e não-drenada. Um ensaio de compressão isotrópica foi executado em uma câmara dotada de *bender elements*, permitindo medir o módulo cisalhante máximo (G_0) sob tensões confinantes até 800 kPa. O ensaio possibilitou ainda estabelecer uma função de índice de vazios para o material e os coeficientes que quantificam a influência da fábrica e estado de tensões sob a variação de G_0. Os valores de G_0 medidos variam de 17 a 244 MPa, sendo a função de índice de vazios de Lo Presti (1995) adotada para normalizar os resultados. Ao fim, os resultados são comparados com os reportados na literatura para alguns rejeitos de cobre e ferro.

PALAVRAS-CHAVE: rejeito de mineração, bender elements, módulo cisalhante máximo, estado crítico.

ABSTRACT: This work aimed to determine the critical state and small-strain stiffness parameters of a mining tailing, which is a non-plastic sand. Triaxial tests were carried out on consolidated specimens, which were sheared under drained and undrained conditions. One isotropic compression test was carried out in a chamber equipped with bender elements, allowing to measure the maximum shear modulus (G_0) under confining stresses up to 800 kPa. The test also made it possible to establish a void ratio function for the material and the coefficients that quantify the fabric and stress state influence on the variation of G_0. The measured G_0 range from 17 to 244 MPa, with the void ratio function of Lo Presti (1995) being adopted to normalize the results. Finally, results are compared with data from tests on copper and iron tailings already reported in the literature.

KEYWORDS: mining tailing, bender elements, maximum shear modulus, critical state.

1 INTRODUÇÃO

Instalações de armazenamento de rejeitos (TSF) são sujeitas a diversos riscos geotécnicos (Jamiolkowski, 2012). Os recentes casos de colapsos de barragens de rejeitos de Fundão e Brumadinho trouxeram enorme impacto econômico, ambiental e social, e se somam a outras recentes rupturas de barragens de rejeitos em todo o mundo, como reportado por Morgenstern et al. (2016). Rico et al. (2008) documentaram 147 casos de rupturas em barragens de rejeitos em todo o mundo, destacando diferentes causas desencadeadoras, como por exemplo, *piping*, galgamentos, liquefação ou combinações. As barragens mais problemáticas foram construídas utilizando o método à montante com inclinações acentuadas.

Dadas as características físicas dos rejeitos de mineração, estes costumam apresentar risco de ruptura devido à liquefação estática ou sísmica. Assim, identificar as propriedades geomecânicas para descrever adequadamente o comportamento dos rejeitos que compõem estas estruturas é etapa fundamental para

satisfazer os requisitos de projeto relacionados à segurança e confiabilidade, e para garantir compatibilidade entre condicionantes ambientais e de viabilidade técnico-econômica (Santamarina et al. (2019).

Devido à complexidade e sensibilidade desses materiais, as abordagens de engenharia para TSF, seja para construção ou desativação, devem ser sustentadas por análises de estabilidade confiáveis baseadas em modelos numéricos poderosos, a partir de análises de tensão-deformação em termos de tensões efetivas, e utilização de parâmetros constitutivos adequados. Esses modelos, como o CASM[1] (Yu, 1998), por exemplo, podem ser baseados na mecânica dos solos dos estados críticos, a qual fornece um quadro robusto para a caracterização de rejeitos (Soares e Viana da Fonseca, 2016). Solos com parâmetro de estado positivo são mais suscetíveis à liquefação, devido à sua tendência de gerar poropressão acumulada sob carregamento estático ou cíclico, o que induz a redução da resistência/rigidez do solo (Reid et al., 2022).

Neste sentido é também importante a determinação do módulo cisalhante máximo ou a baixíssimas deformações (G_0), já que pode (em conjunto com o coeficiente de Poisson) descrever o comportamento elástico do material, como também compor sua função de degradação de rigidez. Esta função é requisito relevante em previsões do comportamento dos solos frente a eventos sísmicos. Adicionalmente, o parâmetro G_0 pode ser empregado em associação aos resultados de ensaios de campo, nomeadamente o CPTU, para estimativas de potencial de liquefação seja por meio de estimativas de parâmetros de estado (Schnaid e Yu, 2007), seja por meio de indicadores de potencial de liquefação dados por medidas normalizadas de resistência (Robertson et al., 1995, Schnaid et al., 2004).

A partir das medidas de G_0 é possível ainda determinar o índice de rigidez do material. Este é dado pela razão entre a rigidez elástica (G_0 reflete a rigidez estrutural, devida à cimentação ou imbricamento entre as partículas) e a resistência máxima (pico), (G_0/q). Este índice está diretamente associado à fragilidade ou sensitividade do solo e é um indicativo da suscetibilidade à liquefação por fluxo (Viana da Fonseca et al., 2023), vindo a demonstrar alguma aderência com o índice de sensibilidade de Bishop (1967).

Assim, o presente trabalho tem por objetivo definir os parâmetros de estado crítico para um rejeito de mineração, bem como valores de G_0 em função da porosidade de nível de tensão confinante.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Material

O material ensaiado consiste em um rejeito de mineração, com características semelhantes à de solos residuais, sendo composto majoritariamente por areias (70%) e siltes (20%), os quais conferem ao material natureza não plástica (classificado como SM). A densidade real das partículas (G_s) é da ordem de 3,113.

2.2 Metodologia

Os ensaios descritos foram executados no Laboratório de Geotecnia da Universidade do Porto, em Portugal. Alguns dos procedimentos e detalhes de equipamentos que são aqui descritos não são normatizados, mas são descritos em Viana da Fonseca et al. (2021) e consistem em práticas padronizadas do referido laboratório que resultam em maior confiabilidade e precisão dos dados gerados.

2.2.1 Preparação dos corpos de prova

Para realização do estudo foram considerados os resultados de três corpos de prova - designados CID50, CIU800/ISO e CID200. Os corpos de prova foram moldados por compactação estática (*moist tamping*), sob teor de umidade de 8%. O índice de vazios alvo dos corpos de prova destinados aos ensaios CID50, CIU800 e Isotrópico é da ordem de 1,28, valor que se presume garantir um estado solto para o material. O corpo de prova

[1] O CASM foi desenvolvido por Yu (1998) no âmbito da Mecânica dos Solos do Estado Crítico como um modelo constitutivo versátil capaz de simular o comportamento de argilas e areias, inclusive a liquefação estática, e tem sido empregado com sucesso para analisar as rupturas das barragens de Brumadinho (Arroyo e Gens, 2021) e Merriespruit (Manica et al., 2022). Nestes casos foi implementado como um modelo de solo definido pelo usuário (UDSM) no PLAXIS. Em comparação com a formulação original, esta versão do CASM inclui a dependência do ângulo de Lode, uma equação de potencial plástico alternativa (Arroyo e Gens, 2021) e a possibilidade de usá-la como um modelo independente da taxa de plastificação ou como um modelo elasto-viscoplástico que leva em conta dependência do tempo de carregamento (Manica et al., 2021).

preparado para o ensaio CID200 foi moldado com índice de vazios inicial da ordem de 0,87, e, portanto, mais denso. A moldagem foi realizada diretamente na câmara triaxial, em seis camadas, sendo a membrana mantida ajustada ao diâmetro do corpo de prova por meio de um molde e aplicação de vácuo.

2.2.2 Triaxial isotrópico com medidas de G_0

O ensaio triaxial isotrópico foi executado em uma câmara triaxial dotada de *bender elements* e com o topo e a base conectadas a controladores de pressão e volume independentes, permitindo, além das medidas de variação de volume, a determinação da condutividade hidráulica sob diferentes níveis de confinamento. Os corpos de prova foram inicialmente saturados com gás carbônico, e posteriormente com água, utilizando contrapressão. Considerou-se o corpo de prova saturado quando, através de medidas da velocidade sísmica de compressão (v_p), feitas com *bender elements*.

No ensaio o corpo de prova foi carregado sob tensões confinantes de 10, 25, 50, 100, 200, 400 e 800 kPa, com descargas a 50 kPa ao serem atingidos 200, 400 e 800 kPa. Após cada descarga fez-se a recarga sob os mesmos estágios seguidos no primeiro carregamento. Após a recarga a 800 kPa este corpo de prova foi rompido de forma não-drenada, como descrito posteriormente.

Logo após a montagem do ensaio, durante as etapas de aplicação de contrapressão e em cada etapa de carga, descarga e recarga fez-se a medição da velocidade de propagação de ondas "*S*" e "*P*", usando *bender elements*. As medidas de ondas "*P*" objetivaram garantir a saturação do corpo de prova e as ondas "*S*" permitem medir G_0. Previamente à montagem do ensaio fez-se a calibração dos *bender elements* para compensação dos atrasos de chegada de onda relacionados à própria constituição do conjunto de sensores e dispositivos de medição. A interpretação das medidas foi feita no domínio do tempo, adotando como critério a primeira chegada de onda, conforme descrito por Viana da Fonseca et al. (2009).

2.2.3 Triaxiais CID e CIU

Os ensaios triaxiais conduzidos até a fase de cisalhamento foram executados em câmaras triaxiais dotadas de células de carga submersíveis, pistões guiados e base e topo lubrificados, conforme descrito por Viana da Fonseca et al. (2023). Os corpos de prova foram inicialmente saturados com CO_2, e posteriormente com água destilada e desaerada, utilizando contrapressão. Considerou-se os corpos de prova saturados quando atingidos valores de parâmetro *B* iguais ou superiores a 0,98.

Foram executados ensaios drenados em corpos de prova consolidados isotropicamente a 50 e 200 kPa. O ensaio não drenado corresponde ao corpo de prova utilizado no ensaio de compressão isotrópica. A ruptura dos corpos de prova em ambas as condições, drenada e não drenada, se deu a uma velocidade de 0,025 mm/min com p' inicial igual a 800 kPa. Após a ruptura, com as linhas de drenagem do corpo de prova fechadas e a câmara esvaziada e removida, a base da câmara contendo o corpo de prova foi levada ao congelador. Após 12 horas, o mesmo é retirado do congelador e imediatamente pesado ainda dentro da membrana elástica e com os respectivos papeis-filtro do topo e da base, cujos pesos foram descontados para efeitos de cálculos dos resultados. Convém destacar que para o ensaio em câmara dotada de *bender elements* o congelamento não foi usado já que pode danificar os referidos dispositivos. O corpo de prova congelado possibilita uma medida mais precisa do teor de umidade, logo muito precisa do índice de vazios final, dado que o mesmo se encontra perfeitamente saturado no fim do ensaio. Consequentemente, a variação do índice de vazios ao longo do ensaio pode ser contabilizada do final para o início do cisalhamento e consolidação.

3 RESULTADOS

3.1 Compressão Isotrópica

A Figura 1 mostra a variação de índice de vazios ao longo do ensaio de carregamento isotrópico. A linha de compressão isotrópica (ICL) pode ser claramente estabelecida, com inclinação λ_e=0,064 (considerando o ajuste do coeficiente em logaritmo natural). Os ciclos de descarga convergem para um coeficiente κ=0,006.

Os módulos de cisalhamento medidos em cada um dos estágios de carga, em que *OCR*=1, do ensaio de compressão isotrópica são mostrados na Figura 2a. Observa-se que há uma tendência de incremento das

velocidades de ondas "s" com o aumento da tensão confinante. Os valores de G_0 medidos variam de 17 a 250 MPa. Comparativamente são mostrados também resultados obtidos em medidas similares feitas por Vergaray et al. (2023) em rejeitos de cobre e de rejeito de ferro (T1, T2, T3 e T4), descritos por Viana da Fonseca et al. (2023). A comparação revela que os valores medidos para o rejeito estudado coincidem com o limite inferior reportado para os de cobre, e com os mais baixos valores descritos para os de ferro. Fica ainda demonstrada a larga faixa de variação de G_0 para os rejeitos de mineração, ainda que oriundos de um mesmo tipo de minério.

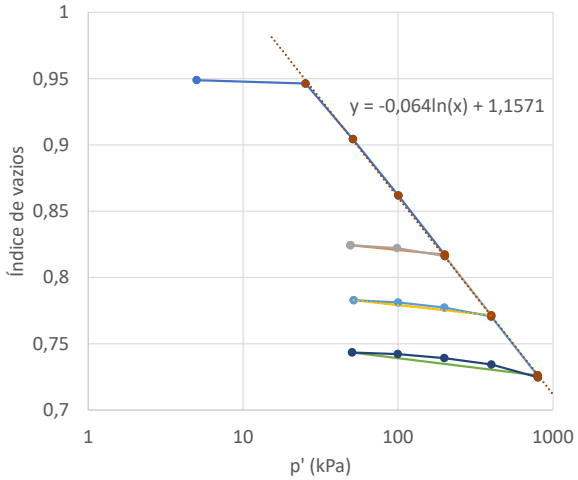


Figura 1. Curva de compressão isotrópica e curvas de descarga e recarga.

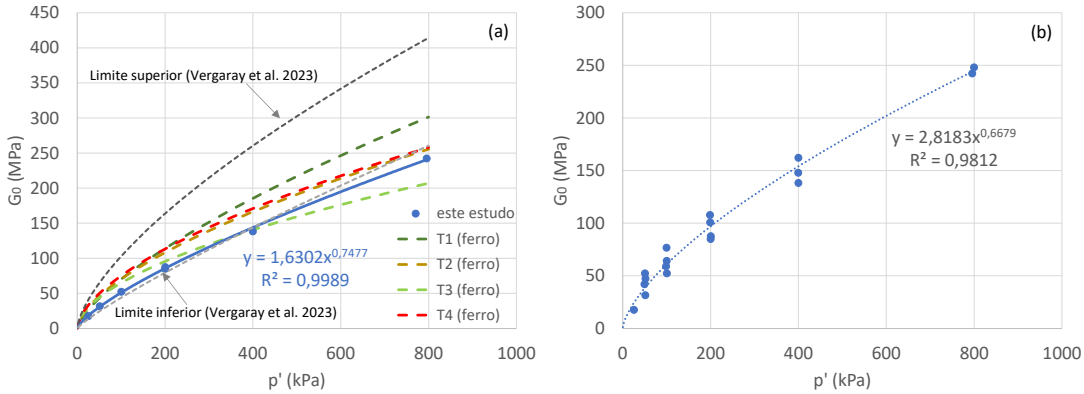


Figura 2. Medidas de G_0 no material ensaiado: (a) sob *OCR*=1 em comparação a resultados obtidos em rejeito de cobre e ferro e, (b) medidas de G_0 sob diferentes valores de OCR.

Como este estudo contemplou ciclos de carga e descarga, tem-se diferentes valores de G_0 medidos para uma mesma tensão confinante como mostrado na Figura 2b, mas sob diferentes índices de vazios. Esta dispersão advém da história de tensões, e, conforme Tatsuoka e Shibuya (1992) e Jamiolkowski et al., (1995), pode ser suprimida se uma apropriada função de índice de vazios for associada aos resultados.

Existem várias propostas para definição da função de índice de vazios, dentre as quais pode-se citar Hardin e Richart (1963), Hardin (1978) e Lo Presti (1995). Conforme descrito por Ferreira et al. (2011), estas funções podem ser diretamente aplicadas quando não se disponha de estudo específico sobre a mais adequada a um dado solo, ou servem como ponto de partida para uma análise mais específica. A proposta de Lo Presti (1995) mostrada na Equação 1 foi tomada como referência nesse estudo, e que para materiais arenosos tem x=1,3. É natural que este expoente possa ser distinto em um rejeito SM já que solos com mais finos são mais compressíveis, logo o efeito do índice de vazios é maior.

A Figura 3a mostra o comportamento desta função de índice de vazios e a Figura 3b demonstra o resultado da sua adoção para normalização das medidas de G_0. O módulo cisalhante normalizado é dado pela Equação 2. Contudo, verificou-se que um ajuste do expoente x poderia reduzir ainda mais a referida dispersão, sendo ideal para o modelo de Lo Presti (1995) neste material x =2,55, como mostrado nas Figuras 3a e 3b.

$$f(e) = e^{-x} \quad (1)$$

$$G_0^* = \frac{G_0}{f(e)} \quad (2)$$

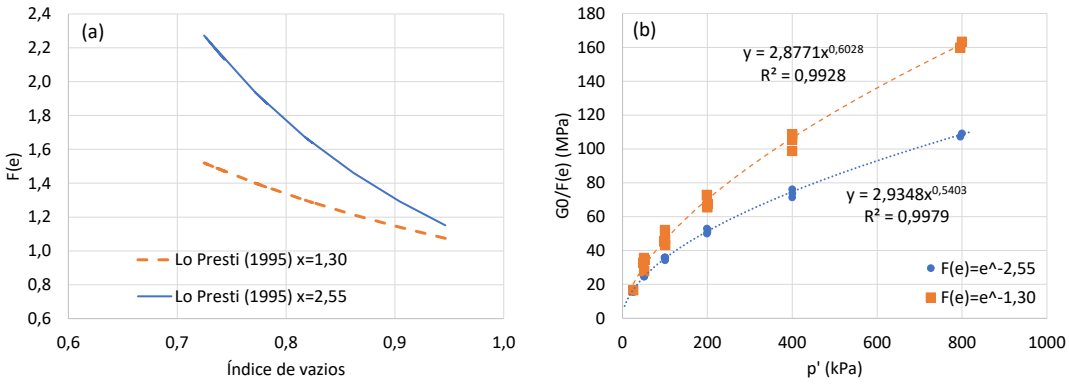


Figura 3. Funções de índice de vazios (a) e módulo cisalhante normalizado (b).

Jamiolkowski et al. (1995) e Nash et al. (2006) postularam que G_0 depende fundamentalmente (i) da estrutura e fábrica, e (ii) estado do solo, descrito por uma combinação entre estado de tensão e índice de vazios, tal qual demonstrado nas Equações 3 (estado anisotrópico) e 4 (estado isotrópico).

$$G_{0\,ij} = S_{ij} \cdot f(e) \cdot (\sigma'_i)^{n_i} \cdot (\sigma'_j)^{n_j} \quad (3)$$

$$G_{0\,ij} = S_{ij} \cdot f(e) \cdot p'^{n} \quad (4)$$

A determinação dos parâmetros "S_{ij}" e "n" para o material investigado foi feita por regressão linear, de forma que, adotando a função de índice de vazios descrita, G_{0ij} fosse igual a G_0. Os resultados obtidos são S_{ij}=3003,37 e n=0,536.

3.2 Ensaios triaxiais CIU e CID

Na Figura 4 são mostradas as curvas de variação de q, volume e poropressão com as deformações axiais dos ensaios executados. Os resultados demonstram a baixa densidade dos corpos de prova para os estados de tensões atingidos. É contrativa a resposta do material ao cisalhamento em condição drenada, com curvas tensão x deformação sem picos de resistência. No ensaio não drenado as poropressões positivas são crescentes até o pico, devido ao elevado índice de rigidez relativa inicial, e posteriormente passa por um processo de amolecimento. Esse incremento de poropressões é baixo enquanto se mobiliza a estrutura interparticular (estável e daí o alto valor de G_0) atingindo valores máximos de resistência no interior do espaço invariante das tensões e bem aquém da CSL. Posteriormente ocorre forte e crescente desestruturação com velocidade crescente de deformações (transitórias - daí o conceito de metaestabilidade), caindo para um valor novamente estável (comportamento newtoniano) em que a resistência é friccional e logo dependente de uma relação de tensões efetivas constante (M). Ensaios de tensão constante demonstram mais claramente esse processo.

A curva do ensaio de cisalhamento não drenado permite definir $s_{u,pico}$ (q_{max} no interior do espaço de tensões antes de mobilizar o estado crítico). No caso de haver instabilidade, esse encontro com a CSL ($s_{u,res}$) será feito a valores muito mais baixos de q. Assim, quanto maior a razão G_0/q_{max}, maior a fragilidade do material, o que corresponde ao já mencionado índice de rigidez do material.

As trajetórias de tensões efetivas são apresentadas também em conjunto com a ICL na Figura 5a. Nesse mesmo espaço define-se linha de estado crítico (CSL) para o material, a qual é paralela à ICL. A tendência contrátil ou de geração de poropressões positivas fica também demonstrada, apontando para corpos de prova sob parâmetro de estado positivo. Na Figura 5b compara-se a CSL do rejeito estudado com alguns oriundos da mineração de Ferro (T1, T2, T3 e T4) descritos por Viana da Fonseca et al. (2022) e Cobre (S1, S2 e S3) apresentados por Vergaray et al. (2023).

Ainda que com rigidez inferior à maior parte dos rejeitos tomados como comparação, o material investigado neste trabalho tem sua CSL associada a índices de vazios bastante inferiores aos dos rejeitos de ferro, e de ordem de grandeza próxima aos de cobre, mostrando-se sujeito à ocorrência de liquefação sob densidades maiores que as dos rejeitos de ferro. Por outro lado, a inclinação da CSL, e por consequência a compressibilidade, é superior à dos demais rejeitos. Logo, o atingimento de estados que produzam comportamento dilatante sob cisalhamento está associado a variações de vazios necessariamente maiores.

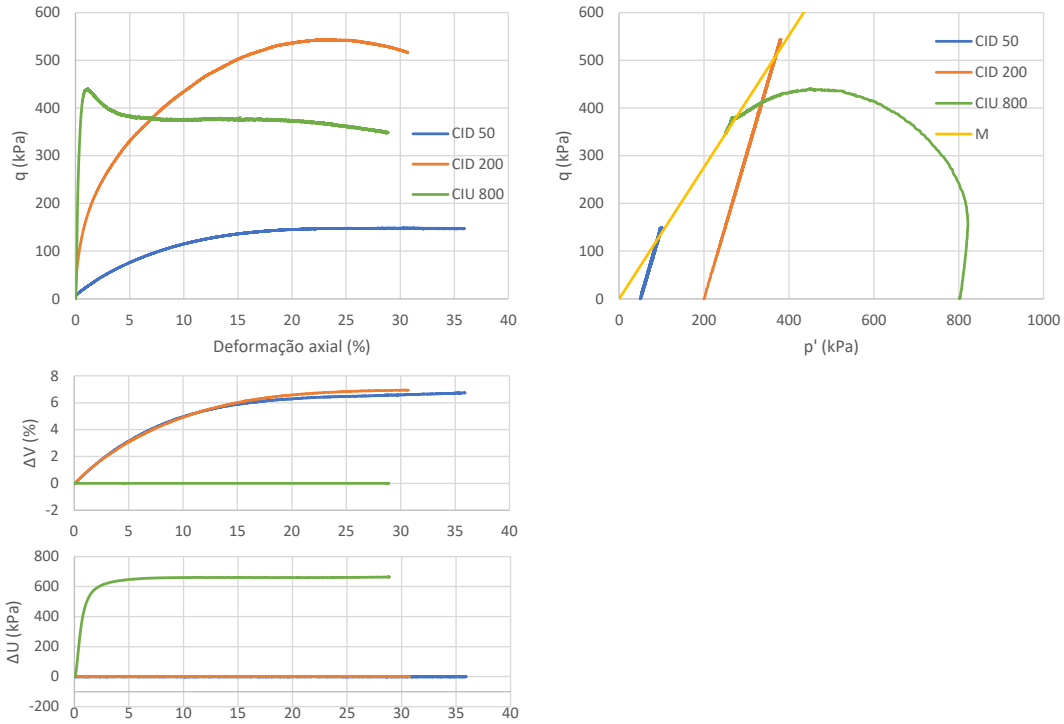


Figura 4. Resultados dos ensaios triaxiais

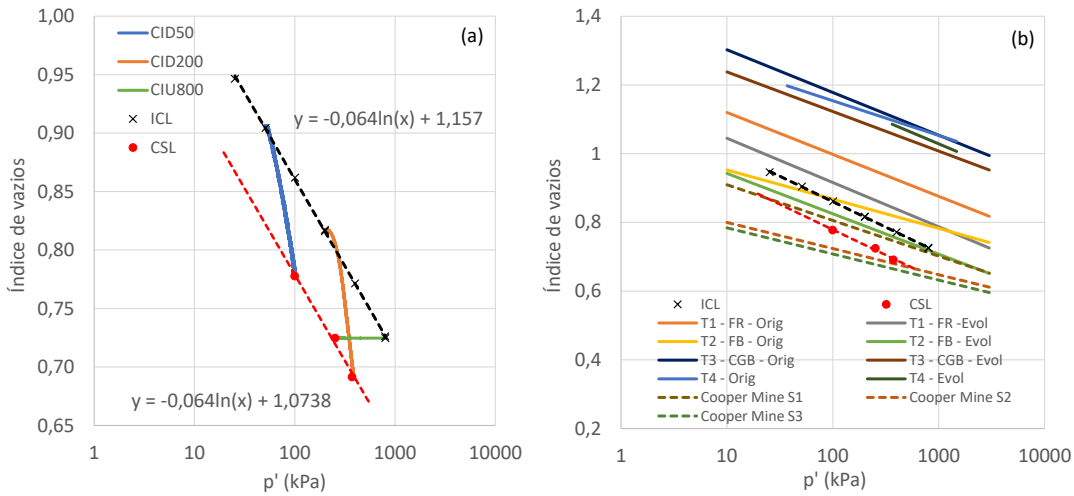


Figura 5. (a) ICL e CSL do material estudado e (b) comparação com as CSL de rejeitos de ferro (T1, T2, T3 e T4) e cobre (S1, S2 e S3).

A Tabela 1 resume os parâmetros de estado crítico em conjunto com os dados oriundos do ensaio de carga/descarga isotrópica, em comparação com os materiais referenciados neste trabalho. Deve-se atentar para o parâmetro λ, que na Tabela 1 se encontra associado ao ajuste da CSL em logaritmo de base natural. Desta tabela é possível constatar também que o rejeito em estudo tem ângulo de atrito de estado crítico (ou M) intermediário ao dos demais rejeitos mencionados, ainda que menos poroso e com rigidez tipicamente inferior.

Tabela 1. Parâmetros de estado crítico do material ensaiado e dos rejeitos tomados para enquadramento

	λ_e *	Γ	κ *	M
Este estudo	0,064	1,07	0,0064	1,38
T1 - FR - Orig	0,053	1,24		1,42
T1 - FR -Evol	0,056	1,17		
T2 - FB - Orig	0,037	1,04		1,40
T2 - FB - Evol	0,051	1,06		
T3 - CGB - Orig	0,054	1,43		1,36
T3 - CGB - Evol	0,050	1,35		
T4 – Orig	0,044	1,35		1,36
T4 - Evol	0,057	1,42		1,36
Cooper Mine S1	0,045	1,01		1,42
Cooper Mine S2	0,088	0,88		1,40
Cooper Mine S3	0,086	0,86		1,36

* obtido de uma função logarítmica natural

4 CONCLUSÕES

O rejeito estudado consiste em uma areia siltosa não plástica. A resposta do material ao cisalhamento em condição drenada é contrativa, com curvas tensão-deformação sem picos de resistência. Em ruptura não-drenada os excessos de poropressão são positivos.

Ensaios triaxiais isotrópicos e CIU permitiram a definição das ICL e CSL, as quais são paralelas entre si. A CSL está associada a índices de vazios bastante inferiores aos de rejeitos de ferro, e de ordem de grandeza próxima aos de cobre, tomados como referenciais para comparação. O rejeito estudado mostra-se sujeito à ocorrência de liquefação sob densidades maiores que as dos rejeitos de ferro. Por outro lado, a inclinação da CSL é superior aos materiais de referência. Assim, o atingimento de estados que produzam comportamento dilatante sob cisalhamento está associado a variações de vazios necessariamente maiores.

Os módulos cisalhantes máximos medidos são da mesma ordem de grandeza do limite inferior medido nos rejeitos de cobre e dos mais baixos medidos em rejeitos de ferro, variando, no intervalo de tensões normais empregado neste estudo, de 17 a 244 MPa.

Por fim, conclui-se que campanhas experimentais, mesmo que em quantidade pequena, mas conduzidas cuidadosamente e com equipamentos calibrados e com apropriada construção são capazes de fornecer uma ampla e confiável gama de parâmetros de comportamento, os quais são fundamentais às análises numéricas que sustentam projetos geotécnicos.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi apoiado financeiramente por UIDB/04708/2020 e UIDP/04708/2020 do CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construção, financiado por fundos nacionais através do FCT/MCTES (PIDDAC).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arroyo, M., and Gens, A. (2021). Computational analyses of Dam I failure at the Corrego de Feijao mine in Brumadinho. Final report to VALE S.A.

Bishop, A.W. (1967) Progressive failure - with special reference to the mechanism causing it Proc. Geotech. Conf., Oslo, 2, pp. 142-150

Ferreira, C., Viana da Fonseca, A., Nash, D.F.T. (2011) Shear wave velocities for sample quality assessment on a residual soil. Soils and Foundations, 51(4). https://doi.org/10.3208/sandf.51.683

Hardin, B.O. (1978) The nature of stress-strain behaviour of soils. Proceedings of the Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference, ASCE. Pasadena, California, Vol. 1, pp. 3-39.

Hardin, B.O., Richart, F.E.Jr. (1963) Elastic wave velocities in granular soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 89, No. 1, pp. 33-65

Jamiolkowski, M. (2012) Soil mechanics and the observational method: challenges at the Zelazny Most copper tailings disposal facility. Géotechnique, 64(8) 590-618. https://doi.org/10.1680/geot.14.RL.002

Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., Lo Presti, D.C.F. (1995) Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays. Pre-failure Deformation of Geomaterials. Shibuya, Mitachi & Miura (eds). Balkema, Rotterdam, pp. 817-836.

Lo Presti, D.C.F. (1995) General report: Measurement of shear deformation of geomaterials in the laboratory. Pre-failure Deformation of Geomaterials. Shibuya, Mitachi & Miura (eds). Balkema, Rotterdam, pp. 1067-1088.

Mánica, M. A., Arroyo, M., Gens, A., and Monforte, L. (2022). Application of a critical state model to the Merriespruit tailings dam failure. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 175(2), pp. 151-165. https://doi.org/10.1680/jgeen.21.00001

Mánica, M.A., Arroyo, M. and Gens, A. (2021). Effects of tailings viscosity on liquefaction triggering analyses. In: Tailings and mine waste '21: proceedings of the twenty-fifth international conference on tailings and mine waste. pp. 372-381. University of Alberta, Banff, Canada.

Morgenstern, N.R., Vick, S.G., Viotti, C.B., Watts, B.D. (2016) Fundão tailings dam review panel: Report in the immediate causes of the failure of the Fundão Dam. New York. http://fundaoinvestigation.com/the-panel-report/

Nash, D.F.T., Lings, M.L., Benahmed, N., Sukolrat, J., Wood, M.D. (2006) The effects of controlled destructuring on the small strain shear stiffness Go Bothkennar clay. In Tatsuoka Geotechnical Symposium. Rome.

Reid, D., Dickinson, S., Mital, U., Fanni, R., Fourie, A. (2022) On some uncertainties related to static liquefaction triggering assessments. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering. https://doi.org/10.1680/JGEEN.21.00054

Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A.R., Díez-Herrero, A., Pereira, H.G. (2008) Reported tailings dam failures: A review of the European incidents in the worldwide context. Journal of Hazardous Materials, 152(2), 846–852.

Robertson, P.K., Fear, C.E. (1995) Liquefaction of sands and its evaluation. 1st Int. Conf. on Earthquake Geotech. Engng, Tokyo '95, Keynote lecture.

Santamarina, J.C., Torres-Cruz, L.A., Bachus, R.C. (2019) Why coal ash and tailings dam disasters occur. Science, 364(6440), 526–528. https://doi.org/10.1126/science.aax1927

Schnaid, F., Lehane, B.M. Fahey, M. (2004) In situ test characterisation of unusual geomaterials. Proc. 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto, 1:49–74.

Schnaid, F., Yu, H.S. (2007) Interpretation on the seismic cone test in granular soils. Géotechnique, 57:265–272.

Soares, M., Viana da Fonseca, A. (2016) Factors Affecting Steady State Locus in Triaxial Tests. Geotechnical Testing Journal, 39(6), 20150228. https://doi.org/10.1520/GTJ20150228

Tatsuoka, F., Shibuya, S. (1992) Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol. 37, No. 1, pp. 1-136.

Vergaray, L., Macedo, J., Arnold, C. (2023) Static and Cyclic Liquefaction of Copper Mine Tailings. 149(5). https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-10661

Viana da Fonseca, A., Cordeiro, D., Molina-Gómez, F. (2021) Recommended Procedures to Assess Critical State Locus from Triaxial Tests in Cohesionless Remoulded Samples. Geotechnics 1(1), 95-127. https://doi.org/10.3390/geotechnics1010006

Viana da Fonseca, A., Cordeiro, D., Molina-Gómez, F., Besenzon, D., Fonseca, A., Ferreira, C. (2022) The mechanics of iron tailings from laboratory tests on reconstituted samples collected in post-mortem Dam I in Brumadinho. Soils and Rocks 45(2):e2022001122

Viana da Fonseca, A., Ferreira, C., Fahey, M. (2009) A framework interpreting bender element tests, combining time-domain and frequency domain methods. Geotechnical Testing Journal: 32(2), pp. 91-107 (DOI: 10.1520/GTJ100974)

Viana da Fonseca, A., Molina-Gómez, F., Besenzon, D., Coelho, D. (2023) The influence of stress-induced anisotropy in undrained yield and ultimate shear strengths in brittle loose deposited silts. Proceedings of the 8th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials - IS-PORTO.

Yu, H.S. (1998) CASM: a unified state parameter model for clay and sand. Int. J. for Numerical and Analytical methods in Geomechanics incorporating mechanics of cohesive-frictional materials. https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9853(199808)22:8<621:AID-NAG937>3.0.CO;2-8

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/461

Ensaios de resistência à compressão simples aplicados a diferentes rejeitos de mineração de cobre estabilizados com Cimento Portland

Helena Portela Farenzena
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, helenapfarenzena@gmail.com

Maria Mariana de Sousa Rocha
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, mariamarianasousa1@gmail.com

Camila da Silva Martinatto
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, camilamartinatto@hotmail.com

Guilherme Schmitt Medina
Doutorando, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, guilhermemedina.sm@gmail.com

Nilo Cesar Consoli
Professor titular, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, consoli@ufrgs.br

RESUMO: A indústria brasileira de extração mineral desempenha um papel vital no crescimento econômico, fornecendo produtos essenciais para o dia a dia. No entanto, suas atividades geram grandes volumes de rejeitos de mineração, causando significativo impacto ambiental. Explorar o potencial desses rejeitos na construção civil é uma alternativa importante, visto que podem ser utilizados como materiais de construção. Nesse contexto, os ensaios de laboratório desempenham um papel crucial na compreensão do comportamento desses materiais. Os Ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS), são utilizados para avaliar as propriedades mecânicas dos solos e materiais. O presente estudo visa avaliar e comparar o comportamento mecânico de dois rejeitos de mineração de cobre diferentes, estabilizados com diferentes teores de Cimento Portland de alta resistência inicial (CP V- ARI). Os rejeitos, denominados RMC A e RMC B, provenientes de formações geológicas distintas, serão submetidos a ensaios de RCS com diferentes teores de CP V. Os resultados indicam que o aumento do teor de cimento e a redução da porosidade conduzem a uma maior resistência à compressão simples (RCS), devido ao fortalecimento do intertravamento das partículas e das reações cimentícias. Ademais, a análise das curvas η/C_{iv} ressalta a importância da granulometria na eficácia da estabilização com cimento, destacando a necessidade de estudos para otimizar a resistência e estabilidade do material tratado.

PALAVRAS-CHAVE: rejeito de mineração de cobre, estabilização com cimento, resistência à compressão simples.

ABSTRACT: The mineral extraction industry in Brazil holds significant sway in fostering economic growth through the provision of indispensable commodities for daily consumption. However, its activities produce large amounts of mining tailings, which have a significant environmental impact. Exploring the potential of these tailings materials in the construction sector is an important alternative, as they can be utilized as construction materials. In this context, laboratory tests play a crucial role in understanding the behaviour of these materials. Unconfined Compressive Strength (UCS) tests are employed to assess the mechanical properties of soils and materials. This study aims to evaluate and compare the mechanical behaviour of two

different copper ore tailings, stabilized with varying proportions of high initial strength Portland cement (CP V - ARI). The wastes, labelled as RMC A and RMC B, originating from distinct geological formations, will undergo SCS tests with different cement contents. The results indicate that increasing cement content and reducing porosity led to higher UCS, attributed to the reinforcement of particle interlocking and cementitious reactions. Furthermore, the analysis of η/C_{iv} curves underscore the significance of particle size distribution in the effectiveness of cement stabilization, emphasizing the necessity for studies to optimize the strength and stability of the treated material.

KEYWORDS: copper ore tailings, cement stabilization, unconfined compressive strength.

1 INTRODUÇÃO

A indústria de mineração desempenha um papel crucial no desenvolvimento econômico de muitos países e é fundamental para o avanço da sociedade, fornecendo produtos essenciais para uso diário. Um dos minerais mais produzidos globalmente é o cobre, devido à sua relevância na indústria elétrica. Devido a vasta produção desse material, as atividade da mineração exercem um impacto significativo no meio ambiente, esgotando recursos não renováveis e gerando grandes volumes de resíduos a cada ano (Mehrabani *et al.*, 2010; Bridge, 2010). Diante desse cenário, é crucial buscar novas soluções para aproveitar os resíduos da mineração. Uma abordagem viável é melhorar esses materiais para sua utilização em setores como construção civil e pavimentação (Prahallada and Shanthappa, 2014; Swetha *et al*, 2015).

A estabilização química com cimento é uma das metodologias mais aplicadas globalmente devido à sua versatilidade e eficácia. O cimento, sendo um aglutinante hidráulico, é reconhecido por ser um agente estabilizador primário de solos, pois não depende dos minerais presentes no solo a ser tratado, mas apenas da presença de água, que é geralmente abundante na maioria dos solos (Makusa, 2012). Portanto, este trabalho tem como objetivo avaliar e comparar a resposta mecânica de diferentes rejeitos de mineração de cobre estabilizados com cimento Portland de alta resistência inicial (CP V - ARI), por meio de ensaios de resistência à compressão simples.

Para solos estabilizados com cimento, existe uma correlação entre a porosidade (η) e o teor volumétrico de cimento (C_{iv}), descrita por Consoli *et al*. (2007). Esta relação permite a elaboração de uma curva que relaciona a resistência à compressão simples com esses parâmetros, bem como a formulação de uma equação que descreve o comportamento do material. Essa abordagem envolve a obtenção da curva porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) em relação à resistência à compressão simples, conhecida como curva de dosagem. A partir dessa curva, é possível determinar a resistência desejada para atender às exigências do projeto, e então calcular o teor volumétrico de cimento e a porosidade necessária para alcançar a resistência alvo.

Será possível analisar as diferentes curvas para os materiais estudados, de forma a observar as semelhanças e diferenças inerentes ao seu comportamento. Além de que essa metodologia oferece ao projetista a flexibilidade de optar entre uma alta energia de compactação ou um aumento no teor de cimento para atingir a mesma resistência desejada (Corte *et al*., 2019; Marques; Consoli; Festugato, 2019). Adicionalmente, esse parâmetro pode ser empregado no controle da compactação em campo, permitindo a correção de deficiências na compactação através da incorporação de cimento (Leon, 2018).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Essa pesquisa tem como intuito avaliar o comportamento de rejeitos de mineração de cobre quando estabilizados com o processo de cimentação. Sendo assim, os materias utilizados foram dois rejeitos produzidos a partir do processo de beneficiamento realizado em duas minas localizadas no estado do Pará, Brasil.

2.1.1 Rejeitos de mineração de cobre

Os rejeitos de mineração de cobre utilizados neste estudo foram designados como RMC A e RMC B. A caracterização do RMC A revelou uma composição granulométrica de natureza areno-siltosa (SM), conforme a classificação estabelecida pelo Sistema Unificado de Classificação – SUCS (ASTM, 2017). Além

disso, devido à ausência de valores significativos para seus limites de consistência, o rejeito em estudo foi identificado como possuindo um comportamento não-plástico. Por sua vez, o RMC B exibiu uma granulometria mais fina em comparação com o primeiro, sendo categorizado como um silte de baixa compressibilidade (ML). Contudo, no que condiz a plasticidade, também foi classificado como não-plastico. A análise da massa específica real dos grãos indicou valores semelhantes, com o RMC A registrando uma densidade de 2,91 g/cm³ e o RMC B, 2,81 g/cm³. As curvas granulométricas e os parâmetros obtidos na caracterização física são ilustrados na Figura 1 e sumarizados na Tabela 1, respectivamente.

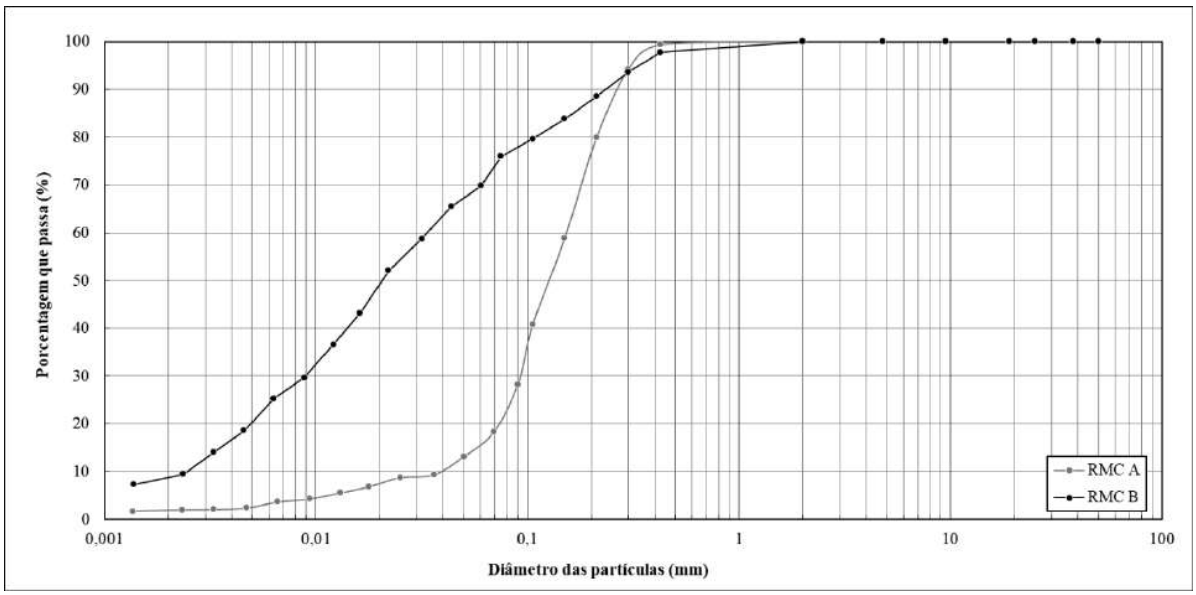


Figura 1. Curvas granulométricas dos rejeitos de mineração de cobre.

Tabela 1. Propriedades físicas dos rejeitos de mineração de cobre.

Propriedades	Norma	RMC A	RMC B
Limite de liquidez (%)	NBR 6459 (2017)	-	-
Limite de plasticidade (%)	NBR 7180 (2016)	-	-
Índice de plasticidade (%)	-	NP	NP
Massa específica real dos grãos (g/cm³)	NBR 6458 (2016)	2,91	2,81
Areia (0,06mm < diâmetro < 2 mm) (%)		81,8	30,2
Silte (0,002mm < diâmetro < 0,06 mm) (%)	NBR 7181 (2018)	16,3	60,4
Argila (diâmetro < 0,002 mm) (%)		1,9	9,4
Classificação SUCS (ASTM, 2017)		SM	ML

2.1.2 Agente estabilizante

O cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V-ARI), especificado na norma brasileira NBR 16697 (ABNT, 2018b), foi empregado como material cimentício nesta pesquisa. Este tipo de cimento é conhecido por sua capacidade de desenvolver altos valores de resistência em períodos de cura reduzidos, alcançando mais de 80% da resistência nos primeiros sete dias. Tal característica é relevante do ponto de vista prático, especialmente em contextos de engenharia onde soluções rápidas são frequentemente necessárias. O peso específico real dos grãos deste tipo de cimento varia tipicamente entre 3,10 e 3,15 g/cm³, sendo adotado o valor de 3,15 g/cm³ para os propósitos do estudo em questão.

2.2 Processos

2.2.1 Ensaios de Resistência à compressão simples

Para a confecção dos corpos de prova utilizados nos ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS), foram produzidos cilindros com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, compactados em três camadas, empregando um molde cilíndrico tripartido de metal. As amostras foram consideradas adequadas para os

ensaios, caso cumprissem os seguintes critérios: grau de compactação dentro de ± 1%; teor de umidade dentro de ± 0,5%; diâmetro dentro de ± 0,5 mm; e altura dentro de ± 1 mm. Antes do tempo de cura estabelecido, no dia anterior ao ensaio, os corpos de prova foram submersos em água por um período de 24 horas, visando minimizar os efeitos da sucção. A ruptura dos corpos de prova foi induzida pela aplicação de tensão axial durante o ensaio, seguindo as diretrizes estabelecidas pela norma NBR 12025 (ABNT, 2012). Os ensaios foram conduzidos utilizando uma prensa automática, com velocidade de deslocamento de 1,14 mm/min, e uma célula de carga de 5 kN, devidamente calibrada.

2.2.2 Variáveis fixas e controláveis- ensaios de Resistência a Compressão Simples

Para essa pesquisa foi definida a avaliação da resposta mecânica dos rejeitos de mineração de cobre através da aplicação da cimentação, nas condições ótimas de cada material. Desse modo, inicialmente estabeleceu-se a curva de compactação em energia normal para os dois materiais, onde se definiu o ponto de umidade ótima que corresponde ao peso específico aparente máximo. Com isso, para a execução do ensaio de Resistência à Compressão Simples (RCS), foram consideradas 2 variáveis controláveis: tipo de rejeito de mineração de cobre e o teor do cimento. Foram selecionados os dois rejeitos RMC A e RMC B, estes apresentam uma variabilidade significantiva na sua granulometria. Já no que se refere ao teor de cimento, foram selecionadas 3 dosagens de cimento: 1%, 3% e 5%. Essas foram selecionadas visando a aplicabilidade dessa técnica. As variáveis controláveis supracitadas são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 - Variáveis controláveis para os ensaios de resistência à compressão simples

Rejeito de mineração	Teor de cimento (%)
RMC A	1, 3 e 5
RMC B	

Para os ensaios de resistência à compressão simples, as variáveis fixas foram: condição de moldagem, energia de compactação normal, tipo de cimento, tempo de cura e temperatura de cura. A condição de moldagem como supracitado foi determinada com base na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo de cada rejeito, conforme apresentado na Figura 2, que exibe a curva de compactação com a indicação dos pontos de moldagem. O cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V - ARI) foi escolhido como agente estabilizador. O período de 7 dias foi escolhido como o tempo de cura da pesquisa, considerando que o cimento Portland CP V - ARI foi utilizado para o programa experimental, assim, este período de cura pode ser considerado como a escolha mais vantajosa. Por fim, optou-se por definir a temperatura de cura desta pesquisa em 23ºC, representando uma temperatura ambiente média. A Tabela 3 apresenta um resumo das variáveis controláveis para este ensaio.

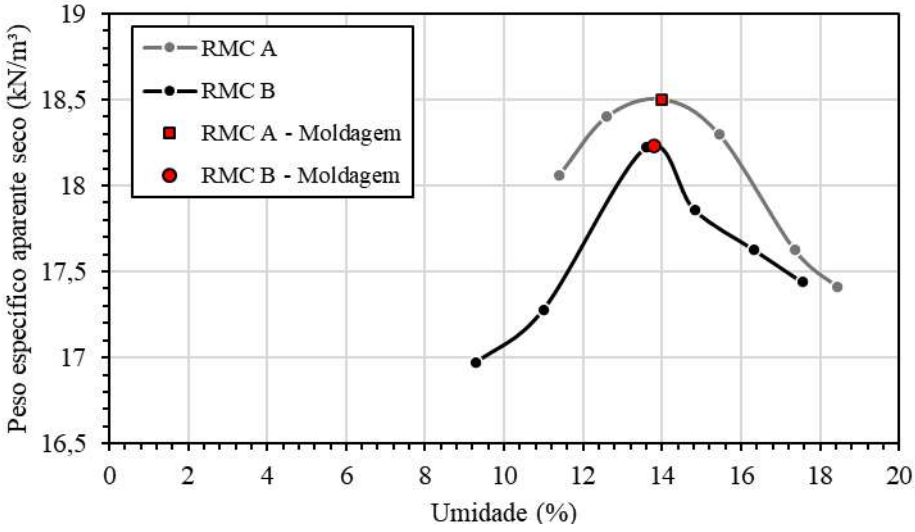


Figura 2 - Curva de compactação e definição dos pontos analisados

Tabela 3 - Variáveis controláveis para os ensaios de resistência à compressão simples

Rejeito de mineração	γ_d (kN/m³)	Teor de umidade (%)	Tipo de cimento	Tempo de cura	Temperatura de cura
RMC A	18,5	14,0	CP V	7 dias	27°C
RMC B	18,2	13,8			

3 RESULTADOS

Com base nas variáveis delineadas na Tabela 3, foi conduzido o teste de resistência à compressão simples nas amostras estabilizadas utilizando cimento Portland. Os dados resultantes são visualizados na Figura 3 e sintetizados na Tabela 4.

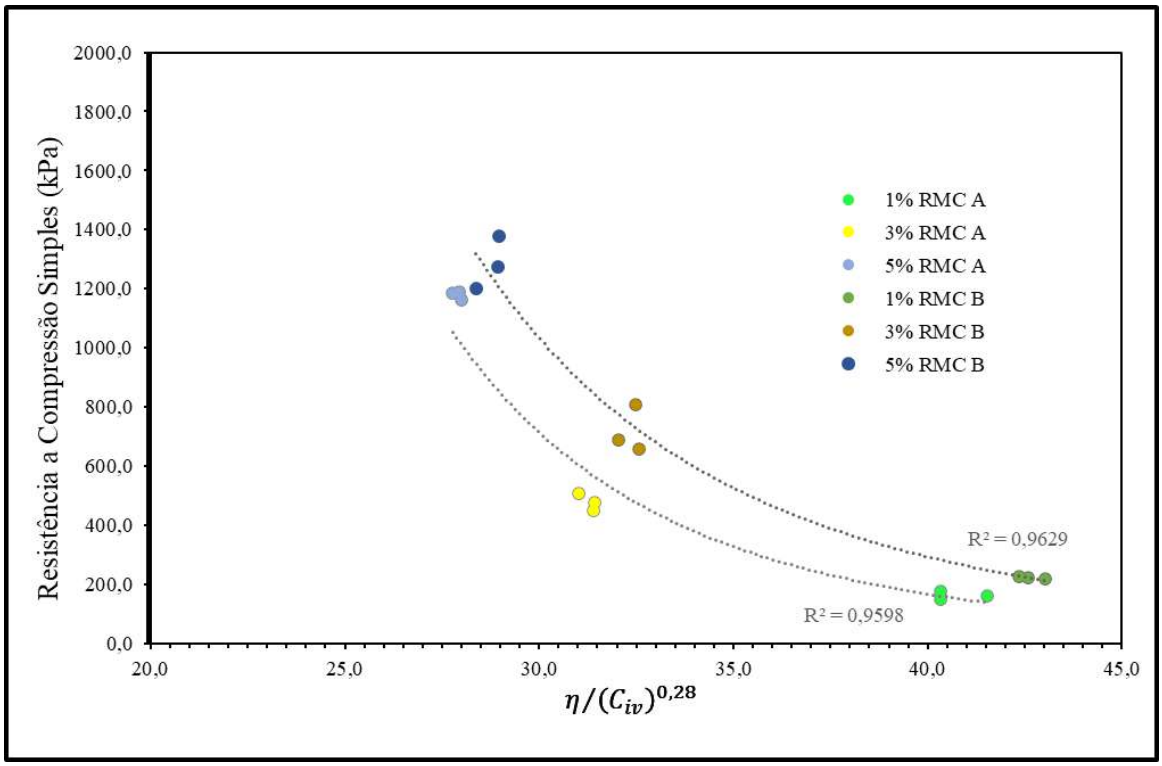


Figura 3 - Resistência à compressão simples em função da quantidade de cimento e material utilizado.

Tabela 4 - Resumo dos resultados obtidos para o ensaio de RCS.

Material	Teor de cimento (%)	$\eta/(C_{iv})^{0,28}$	RCS (kPa)
RMC A	1	40,33	147,97
		40,34	174,71
		41,54	159,86
	3	31,41	476,58
		31,41	448,68
		31,01	507,71
	5	27,95	1189,45
		27,78	1184,49
		28,00	1161,79

		42,34	227,61
	1	42,58	222,17
		43,04	218,09
		32,56	656,72
RMC B	3	32,48	808,50
		32,05	686,77
		28,37	1201,13
	5	28,96	1376,33
		28,93	1273,22

De forma geral, observa-se que o aumento do teor de cimento e a diminuição da porosidade resultam em valores mais elevados de resistência à compressão simples (RCS). A redução da porosidade implica em uma maior área de contato entre as partículas, intensificando o intertravamento e o atrito entre elas, o que aumenta a resistência do material. Por outro lado, o aumento do teor de cimento está associado ao aumento das reações cimentícias, o que também contribui para o desenvolvimento da resistência. Esse fenômeno físico-químico tem sido observado em diversos materiais geotécnicos tratados com cimento, incluindo solos estabilizados com cimento Portland (Consoli et al., 2007; Consoli et al., 2020; Veloso Marques; Consoli; Almeida e Sousa, 2014), solos estabilizados com outros agentes cimentantes (Consoli *et al*., 2018a, 2019;), rejeitos de mineração tratados com cimento Portland (Bruschi, 2023; Consoli *et al*., 2018b; Servi, 2022) e rejeitos de mineração tratados com outros agentes cimentantes (Bruschi *et al*., 2021; Pereira dos Santos *et al*., 2022; Farenzena *et al*, 2023).

Além disso, nota-se que a curva η/C_{iv} para o RMC B está situada à direita daquela correspondente ao material RMC A, sendo este fenômeno associado aos maiores valores de resistência alcançados pelo RMC B. A granulometria do material exerce uma influência substancial no processo de estabilização com cimento, uma vez que o RMC B exibe uma distribuição granulométrica que possivelmente otimizou a eficácia da estabilização, promovendo um intertravamento mais eficiente entre as partículas e facilitando a reação química entre o cimento e o material (Jiangyu *et al*, 2018). Em contraste, sugere-se que o material RMC A possa ter apresentado uma composição com espaços vazios mais proeminentes, ou seja, uma área superficial reduzida para reação, o que explicaria a menor resistência alcançada (Ai-Bing *et al*, 2023).

Em síntese, os resultados destacam a importância do teor de cimento e da porosidade na resistência à compressão simples (RCS), evidenciando a relevância do intertravamento e das reações cimentícias para o desenvolvimento da resistência em materiais geotécnicos tratados com cimento. Além disso, a análise das curvas η/C_{iv} para os materiais RMC A e RMC B revela a influência significativa da granulometria na eficácia da estabilização com cimento, ressaltando a necessidade de uma distribuição granulométrica adequada para otimizar a resistência do material estabilizado.

4 CONCLUSÕES

Diante do programa experimental proposto e executado nas amostras estabilizadas com cimento Portland, os resultados demonstram uma interdependência entre a porosidade (η), o teor volumétrico de cimento (C_{iv}) e a resistência à compressão simples (RCS), conforme descrito por Consoli *et al*. (2007). Essa correlação possibilita a elaboração de uma curva de dosagem que relaciona a porosidade/teor volumétrico de cimento com a resistência, facilitando a determinação da resistência desejada para atender aos requisitos do projeto.

De modo geral, é evidente que o aumento do teor de cimento e a redução da porosidade resultam em valores mais elevados de RCS. A redução da porosidade implica em uma ampliação da área de contato entre as partículas, intensificando o intertravamento e a mobilização do atrito, fatores que contribuem para o incremento da resistência. Por outro lado, o aumento do teor de cimento está diretamente relacionado ao incremento das reações cimentícias, o que também contribui para o aumento da resistência. Esse fenômeno reforça a consistência dos resultados obtidos neste estudo.

Além disso, a observação das curvas η/C_{iv} para diferentes materiais evidenciou a influência crucial da granulometria na eficácia da estabilização com cimento, enfatizando a necessidade de estudo dessas

caracteristicas para otimizar a resistência e estabilidade do material tratado. É notável a consistência dos resultados ao correlacionar RCS e o índice (η/C_{iv}) com um coeficiente de determinação (R^2) aproximadamente de 0,96 para ambas as curvas. Essa alta correlação valida a aplicabilidade do índice na previsão do comportamento da resistência à compressão simples em rejeitos de mineração tratados com cimento.

Por fim, ressalta-se a importância do estudo da estabilização de rejeitos de mineração de cobre com cimento Portland de alta resistência inicial, que permite amplificar a gama de aplicações deste material, incluindo preenchimento, materiais de construção e infrasterutra. Esses resultados fornecem *insights* valiosos para o desenvolvimento e implementação de técnicas de estabilização de solos e rejeitos de mineração com cimento, contribuindo para aprimorar a compreensão e a eficácia desses processos na engenharia geotécnica.

A estabilização de rejeitos de mineração de cobre com cimento não só oferece uma solução eficiente para a gestão de resíduos de mineração, mas também cria materiais de construção de alta qualidade e durabilidade. Através da otimização da granulometria e do teor de cimento, é possível maximizar a resistência à compressão simples, tornando esses materiais adequados para uma ampla gama de aplicações, como construção civil, infraestrutura rodoviária, controle de erosão e reabilitação ambiental. Essa abordagem sustentável pode contribuir significativamente para a redução dos impactos ambientais da mineração e para o desenvolvimento de tecnologias de construção mais ecológicas.

No entanto, é essencial a verificação de outros parâmetros para validar a aplicabilidade dos rejeitos de mineração de cobre estabilizados com cimento. Aspectos como durabilidade a longo prazo, comportamento sob diferentes condições ambientais e impacto potencial sobre o meio ambiente devem ser rigorosamente avaliados para garantir a viabilidade e segurança do uso desses materiais em diversas aplicações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). D 2487 -17: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 16697: Cimento Portland – Requisitos. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6459: Solo - Determinação do Limite de Liquidez, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-12025: Solo-Cimento - Ensaio de Compressão Simples CP Cilindrico. Rio de Janeiro, 2012.

BRIDGE, B. The social regulation of resource access and environmental impact: production, nature and contradiction in the US copper industry. Geoforum 2000; 31:237–56. 2000.

BRUSCHI, G. J. et al. Green Stabilization of Bauxite Tailings: Mechanical Study on Alkali-Activated Materials. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 33, n. 11, nov. 2021.

BRUSCHI, G. J. Molding conditions effect on the geomechanical behavior of uncemented and cemented iron ore tailings under low and high confining stresses. [s.l.] Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2023.

CONSOLI, N. C. et al. Durability Assessment of Soil-Pozzolan-Lime Blends through Ultrasonic-Pulse Velocity Test. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 32, n. 8, ago. 2020.

CONSOLI, N. C. et al. Durability, strength, and stiffness of compacted gold tailings – cement mixes. Canadian Geotechnical Journal, v. 55, n. 4, p. 486–494, abr. 2018a.

CONSOLI, N. C. et al. Durability, Strength, and Stiffness of Green Stabilized Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 144, n. 9, set. 2018b.

CONSOLI, N. C. et al. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 133, n. 2, p. 197–205, fev. 2007a.

CONSOLI, N. C. et al. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 133, n. 2, p. 197–205, fev. 2007b.

CONSOLI, N. C. et al. The effects of curing time and temperature on stiffness, strength and durability of sand-environment friendly binder blends. Soils and Foundations, v. 59, n. 5, p. 1428–1439, out. 2019.

CORTE, M. B. et al. Stiffness of lightly cemented sand under multiaxial loading. E3S Web of Conferences, v. 92, p. 11008, 25 jun. 2019.

FARENZENA, H. P. et al. Iron ore tailings stabilization with alternative alkali-activated cement for dry stacking: mechanical and microstructural insights. Canadian Geotechnical Journal, v. 61, n. 4, p. 649–667, 1 abr. 2024.

JIN AI-BING et al. Strength and damage characteristics of tailings filling body with different particle size distributions. Rock and Soil Mechanics, v. 43, n. 11, 2022.

LEON, H. B. O índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/Civ) como um parâmetro de estado para areias cimentadas. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018. Disponível em: https://lume.ufrgs.br/handle/10183/174407 . Acesso em: 12 jun. 2022.

MAKUSA, G. P. (2012). Soil stabilization methods and materials: in engineering practice. Luleå, Sweden: Luleå University of Technology (Class Notes). 38 p.

MARQUES, S. F.; CONSOLI, N. C.; ALMEIDA E SOUSA, J. Testing Cement Improved Residual Soil Layers. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 26, n. 3, p. 544–550, mar. 2014.

MARQUES, S. F.; CESAR CONSOLI, N.; FESTUGATO, L. Effects of curing stress on the stiffness of a cement-mixed sand. E3S Web of Conferences, v. 92, p. 04006, 25 jun. 2019.

MEHRABANI, J. v. et al. Process optimization and modelling of sphalerite flotation from a low-grade Zn-Pb ore using response surface methodology. Separation and Purification Technology, [s. l.], v. 72, n. 3, p. 242–249, 2010.

PEREIRA DOS SANTOS, C. et al. Stabilization of gold mining tailings with alkali-activated carbide lime and sugarcane bagasse ash. Transportation Geotechnics, v. 32, p. 100704, jan. 2022.

PRAHALLADA M.C.; SHANTHAPPA B.C. Use of copper ore tailings - As an excellent pozzolana in the preparation of concrete. International Journal of Advanced Research in Engineering and Applied Sciences, v. 3, n. 3, p. 1–10, 2014.

SERVI, S. P. Comportamento mecânico de resíduo de minério de ferro estabilizado com agentes aglomerantes. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2022.

SWETHA K. S. et al. Characterization of materials by partially replacing cement by copper ore tailing and sand by iron ore tailing. International Journal of Research in Engineering and Technology, v. 4, n. 7, 2015.

WU, J. et al. Particle Size Distribution Effects on the Strength Characteristic of Cemented Paste Backfill. Minerals, v. 8, n. 8, p. 322, 27 jul. 2018.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/462

Estudo do Efeito da Energia de Compactação no Comportamento Mecânico de Rejeitos de Mineração de Cobre - Cimento Portland

Carlos Alberto Simões Pires Wayhs
Professor e doutorando, UNICRUZ e UFRGS, Cruz Alta e Porto Alegre, Brasil, engcaw@gmail.com

Nilo Cesar Consoli
Professor Ph.D. P.Eng. UFRGS, Porto Alegre, Brasil, consoli@ufrgs.br

RESUMO: Grandes acidentes ambientais provocados pelas rupturas de barragens de rejeitos de minério, levaram o governo brasileiro a criar uma legislação específica proibindo novas barragem com alteamento à montante, além da descaracterização obrigatória daquelas construídas através deste método. Nesse contexto, as empresas de mineração buscam melhores soluções para dispor os rejeitos. Assim, a presente pesquisa visa analisar o comportamento mecânico de misturas de rejeitos de minério de cobre de dois locais da bacia de rejeitos estabilizadas com cimento Portland e compactadas sob três energias de compactação com o intuito de avaliar o potencial de empilhamento. Para tal, são realizados ensaios de caracterização geotécnica dos materiais e misturas, caracterização em termos de resistência à compressão simples e rigidez inicial e ensaios triaxiais drenados com tensão de confinamento de 300 kPa, usando três energias de compactação: modificada, normal e baixa, para o teor de cimento de 3 %, para 7 dias de cura. A partir dos resultados preliminares, pode-se afirmar que quanto maior a energia de compactação, melhor o desempenho da mistura estabilizada. Nesse sentido, o estudo auxilia na avaliação dos limites aceitáveis em campo, relativos à variação de energia de compactação, para manter a qualidade da compactação da pilha de rejeitos.

PALAVRAS-CHAVE: Mineração, Rejeitos de Minério de Cobre, Cimento Portland, Energia de Compactação, Pilhas Estabilizadas de Rejeitos.

ABSTRACT: Major environmental accidents caused by the ruptures of ore tailings dams led the Brazilian government to create specific legislation prohibiting new dams raised upstream, in addition to the mandatory decharacterization of those built using this method. In this context, mining companies are looking for better solutions to dispose of tailings. Thus, the present research aims to analyze the mechanical behavior of mixtures of copper ore tailings from two locations in the tailings basin stabilized with Portland cement and compacted under three compaction energies in order to evaluate the stacking potential. To this end, geotechnical characterization tests of materials and mixtures are carried out, characterization in terms of simple compression resistance and initial stiffness and drained triaxial tests with confining stress of 300 kPa, using three compaction energies: modified, normal and low, to cement content of 3%, for 7 days of curing. From the preliminary results, it can be stated that the higher the compaction energy, the better the performance of the stabilized mixture. In this sense, the study helps in the evaluation of acceptable limits in the field, relating to the variation in compaction energy, to maintain the quality of compaction of the waste pile.

KEYWORDS: Mining, Cooper Ore Tailings, Portland Cement, Compaction Energy, Stabilized Tailings Piles.

1 INTRODUÇÃO

Os dois grandes desastres ambientais ocorridos nos últimos anos, provocados pela ruptura de barragens de rejeitos de minério, levaram o governo brasileiro, no ano de 2020, a criar uma legislação específica que prevê a proibição de novas barragem com alteamento à montante, bem como a descaracterização de todas as estruturas construídas através deste método.

Já em 2019, foi lançada a Revisão Global de Rejeitos (Global Tailings Review), co-convocada pelo Conselho Internacional de Mineração e Metais (ICMM), o Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente (PNUMA) e os Princípios para Investimento Responsável, apoiados pela ONU (PRI), com cada parte tendo

participação e voz iguais na tomada de decisões, assumindo o compromisso público de estabelecer um novo padrão para a gestão mais segura de instalações de rejeitos. Segundo o Global Tailings Review (2022), publicado em 2022, "o modelo co-convocado de representação igualitária da indústria, investidores e partes interessadas do governo foi projetado para dar à sociedade civil e ao público a confiança de que a iniciativa teria o nível necessário de independência e não estaria subordinada aos interesses da indústria. Foi também um reconhecimento de que nenhuma parte interessada pode resolver o problema e que a confiança da comunidade e dos investidores no setor de mineração precisa ser restaurada após vários desastres de alto nível. Além disso, a abordagem tripartite, co-convocada, ampliou a gama de perspectivas e conhecimentos especializados que poderiam ser utilizados para desenvolver um padrão credível, tecnicamente sólido e adequado à finalidade".

Por outro lado, a produção de minério de cobre em 2021 em termos brutos (run of mine – ROM) foi de 99,6 milhões de toneladas, contendo 527.350 t de cobre, significando 0,53% de teor, a partir de dados do Anuário Mineral Brasileiro da ANM - Agência Nacional de Mineração (ANM, 2022). Também a publicação indica a produção beneficiada de 1.153 mil toneladas contendo 336 mil toneladas de cobre, teor de 29,13%.

De acordo com IBRAM (2021/2022, 2021), dos cerca de 339 bilhões de reais de faturamento da produção mineral no Brasil em 2021, cerca de 5% devem-se a do cobre (R$ 17,8 bilhões). Em importância para o país, fica apenas atrás do faturamento da produção de ferro (R$ 250 bilhões - 74%) e de ouro (R$ 27,1 bilhões - 8%), portanto ocupando a terceira posição no Brasil em importância por substância mineral.

Em 2021, exportou-se 1.186 milhares de toneladas de minério de cobre, com receita gerada de 3.369 milhões de dólares (5,8% do total exportado) e importados 235 milhares de toneladas, com receita gerada de 437 milhões de dólares (4,8% do total importado) (IBRAM 2021/2022). Percebe-se que em 2021 o Brasil é um país exportador de cobre, diferente da posição ostentada em 2011 com produção apenas autossuficiente segundo o IPEA (2012).

Pode-se inferir ao analisar dos dados do Anuário Mineral do ano de 2021 da ANM (2022), que no Brasil a diferença entre a produção bruta de cobre (ROM) e a produção beneficiada pode ser considerada estéril, sendo de 99.046.099 t, com um teor de minério moído de 0,53%. Já, analisando os dados de produção beneficiada, pode-se inferir que é de rejeitos a diferença entre a produção beneficiada de cobre e o conteúdo de minério, sendo de 816.535 t, com um teor de 29,13% de cobre, significando que para mil toneladas de ROM de rocha extraída, 994,7 t é composta de estéril, 3,75 t é de rejeito de mineração de cobre (RMC) e 1,54 t é de cobre.

Adicionalmente, verifica-se que a contribuição média de rejeitos de mineração de cobre projetada pelo IPEA (2012) para os anos de 2010 a 2030 é de 7,18% comparado em relação ao total de rejeitos de mineração produzidos projetados. E pela tabela 2.5, o IPEA (2012) estimou que o percentual de rejeitos de mineração de cobre teria uma redução significativa de percentual, passando de 10,24 % em 2010 para 5,86% em 2030, reduzindo-se a quase metade da importância em relação ao universo total de produção de rejeitos.

Nesse contexto, as empresas de mineração buscam soluções viáveis e mais seguras para dispor os rejeitos, onde a disposição e compactação em pilhas é uma das formas mais visadas, seja utilizando rejeitos de bacias tradicionais, seja com rejeitos filtrados ou espessados, estabilizados ou não.

Nesse sentido, este trabalho objetiva apresentar análise do comportamento mecânico de misturas de RMC de dois locais diferentes de bacia de rejeitos estabilizadas com cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI) e compactadas nas condições ótimas sob três distintas energias de compactação, com o intuito de avaliar o potencial de empilhamento, sendo parte de pesquisa de doutoramento do primeiro autor.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL E MATERIAIS

Neste item, apresentar-se á o programa experimental desta parte da pesquisa, dividido em três fases, assim como os materiais utilizados.

A primeira fase consiste na preparação e caracterização dos RMC's aqui estudados (P300 e P1500), onde foram avaliadas as características físicas, químicas e mineralógicas dos RMC, por meio dos seguintes ensaios: distribuição granulométrica; massa específica real dos grãos; limites de consistência e compactação Proctor (energias normal e modificada). Foram encaminhados para execução a espectrometria de fluorescência de raios-X e a difratometria de raios-X. Já para o cimento Portland não foram realizados ensaios de caracterização, uma vez que, na literatura, já são apresentados inúmeros estudos referentes a esse material.

Na segunda fase foram realizados os ensaios de resistência à compressão simples e velocidade de pulso ultrassônico para 7 dias de cura, tempo suficiente para alcançar a maior parte da resistência final, equivalente

a resistência aos 28 dias com uso de cimento Portland comum, visando determinar a resistência e rigidez da mistura rejeito-cimento. Empregou-se o teor de cimento CP V-ARI de 3 % (valores sugeridos pela indústria mineradora fornecedora do RMC e pelo orientador), por ser o valor médio entre 1 e 5%, uma vez que vários autores evidenciaram que valores da ordem de 5% ou menos já são completamente satisfatórios para estabilizar um solo granular (GILLOTT, 1987; INGLES e METCALF, 1972; MURTHY, 2002; WINTERKORN e FANG, 1991). E, por fim, adotou-se três valores para a relação η/C_{iv}, correspondente à compactação das misturas de RMC's estabilizados com cimento CP V-ARI nas energias modificada, normal e baixa.

Na terceira fase foram realizados ensaios de compressão triaxial consolidado isotropicamente drenado (CID) para analisar o comportamento tensão-deformação e rigidez do RMC estabilizado (mistura). Adotou-se as mesmas condições da segunda fase: teor de cimento Portland de 3%, cura de 7 dias e três valores para a relação η/C_{iv} correspondente a compactação das misturas de RMC estabilizadas com cimento CP V-ARI nas energias modificada, normal e baixa.

Os materiais empregados nesta pesquisa constam de dois RMC's como agentes a serem estabilizados, cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI) como estabilizador e água destilada como lubrificante para a realização da compactação, a seguir apresentados.

Os RMC's foram cedidos por uma indústria mineradora localizada na região norte do Brasil, sendo coletados de um reservatório de uma barragem de rejeitos. O RMC P300, retirado da praia superior, está em uma posição de amostragem em relação ao ponto de descarga de rejeitos, distante cerca de 300 m, e o RMC P1500, retirado da praia inferior, distante cerca de 1.500 m do ponto de descarga. No aspecto visual observado dos dois RMC's imediatamente antes do ensaio de peneiramento, secos, percebeu-se que P1500 é pouco mais fino que o P300.

Ressalta-se que a escolha pelo emprego do RMC se deu devido ao fato que o Brasil é um grande produtor de minério de cobre do mundo (13° em 2019 de acordo com Reichl e Schatz (2021)), sendo a terceira substância em importância para o faturamento, com 5% do total. Além do mais, reforça-se a escolha de que o minério de cobre, é um dos metais mais minerados no Brasil e, consequentemente, produz enormes volumes de rejeito de minério de cobre, com contribuição média projetada de 7,18% em relação ao volume total de rejeitos para o período de 2010 a 2030 (IPEA, 2012).

3 RESULTADOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização e de compactação da fase 1 e classificação dos rejeitos conforme solo, resultados dos ensaios de resistência da fase 2 e resultados dos ensaios triaxiais da fase 3.

Foram realizados ensaios granulométricos para os tipos de RMC com uso de defloculante. Na Figura 1, apresentam-se as curvas dos dois rejeitos, permitindo melhor visualização das diferenças granulométricas.

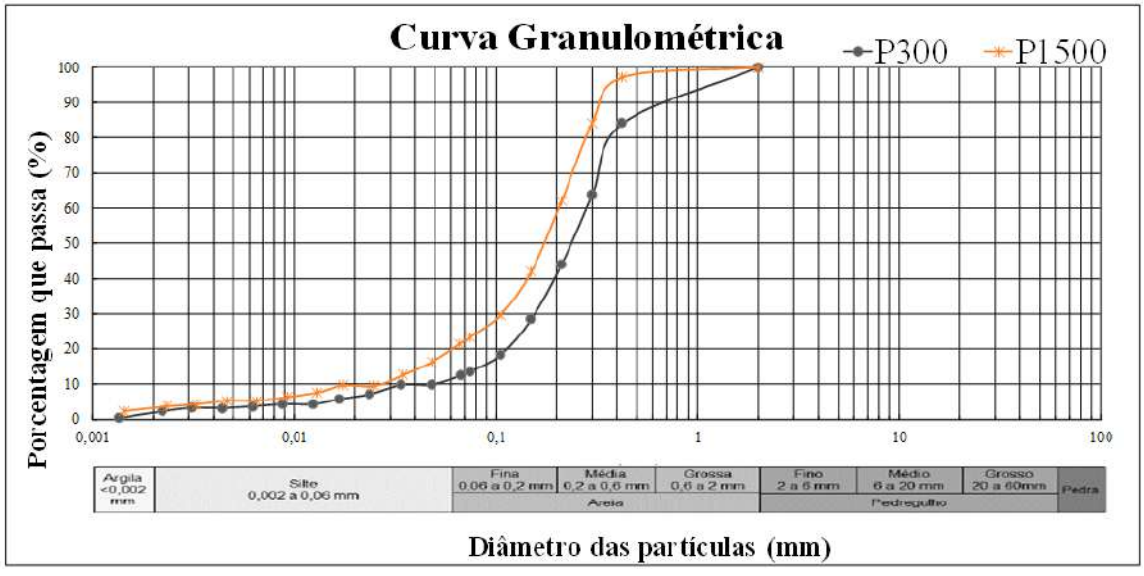


Figura 1. Curvas granulométrica dos RMC's P300 e P1500.

Na Tabela 1, apresentam-se resultados de propriedades físicas dos dois rejeitos estudados, de dois rejeitos pesquisados e apresentados em Velten et al. (2022) coletados à 304 m e 1.158 m do ponto de descarga de rejeitos na mesma bacia de rejeitos e cinco amostras coletadas apresentadas em relatório de empresa de consultoria também na mesma bacia de rejeitos. Utilizou-se tanto a escala de tamanho de partículas da ABNT e da ASTM, que diferem um pouco nas frações mais finas. Pode-se afirmar que os resultados das análises granulométricas são semelhantes, variando sutilmente à medida que se distancia do ponto de descarga. O RMC P300 tem teores percentuais de areia, silte e argila respectivamente de 88,55, 9,71 e 1,74 e o P1500 com teores de 80,21, 16,53 e 3,26, para a escala da ABNT. Os resultados da massa específica real dos grãos são muito semelhantes (média de todas as amostras de 2,886 e desvio padrão de 0,04 e desvio padrão médio de 0,033) mesmo sendo de épocas diferentes e de posições diferentes na bacia de rejeitos. Para os dois RMC's não se conseguiu executar os ensaios de limite de liquidez e os de limite de plasticidade. Assim, os dois rejeitos podem ser considerados NP, ou seja, não plásticos. Este comportamento era esperado já que também os rejeitos de Velten et al. (2022) e os cinco rejeitos coletados pela empresa de consultoria não tiveram possibilidade de execução e foram considerados NP, fato esperado pelo alto teor de areia em todos os rejeitos, especialmente os dois rejeitos estudados e os dois de Velten et al. (2022), com teor de areia variando de 75 a 90%.

Tabela 1. Propriedades físicas granulométricas dos rejeitos de cobre.

Observ.	Parâmetros	Amostras								
		Material da pesquisa		Velten et al (2022)		Mémória de Cálculo empresa de consultoria (2019)				
		P300 (300 m)	P1500 (1500 m)	Upper Beach (304 m)	Lower Beach (1158 m)	Saída Usina Am 1255	PC-01 Am 1234	PC-02 Am 1235	PC-03 Am 1236	PC-04 Am 1237
	Gravidade específica – Gs (g/cm³)	2,915	2,867	2,844	2,943	2,880	2,844	2,943	2,847	2,894
ABNT	Pedregulho (%) (> 2 mm)	0,0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Areia grossa (%) (0,6 a 2 mm)	14,12	2,45	1,5	0,0	1,0	1,5	0,0	0,0	0,0
	Areia média (%) (0,2 a 0,6 mm)	44,82	39,21	61,0	20,0	18,5	61,0	20,0	27,0	7,5
	Areia fina (%) (0,06 a 0,2 mm)	29,60	38,55	25,0	54,5	52,5	25,0	54,5	51,5	50,0
	Areia (%) (0,06 a 2 mm)	88,55	80,21	87,50	74,50	72,00	87,50	74,50	78,50	57,50
	Silte (%) (0,002 a 0,06 mm)	9,71	16,53	10,5	22,5	25,0	10,5	22,5	20,0	38,5
	Argila (%) (< 0,002 mm)	1,74	3,26	2,0	3,0	3,0	2,0	3,0	1,5	4,0
ASTM	Pedregulho (%) (> 4,75 mm)	0,0	0,00							
	Areia grossa (%) (2 a 4,75 mm)	0,00	0,00							
	Areia média (%) (0,425 a 2 mm)	15,88	2,76							
	Areia fina (%) (0,075 a 0,425 mm)	70,51	73,73							
	Areia (%) (0,075 a 4,75 mm)	86,40	76,49							
	Silte (%) (0,005 a 0,075 mm)	10,27	18,14							
	Argila (%) (< 0,005 mm)	3,33	5,37							
	LL (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	LP (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	IP(%)	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP
	D_{60} (mm)	0,28	0,21	0,3	0,13					
	D_{30} (mm)	0,16	0,11	0,17	0,075					
	D_{10} (mm)	0,012	0,028	0,035	0,018					
	Coeficiente de Curvatura C_c	7,62	2,06	2,75	2,40					
	Coeficiente de Não Uniformidade C_u	23,33	7,50	8,57	7,22					
	porcentagem passante #200	13,60	23,51	3,00	4,00					

Os RMC's foram classificados tanto pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) bem como pela classificação rodoviária da HRB/AASHTO. Na Tabela 2, estão indicadas as classificações dos rejeitos P300 e P1500, os dois de Velten et al. (2022) e os cinco coletados por empresa de consultoria. O P300, P1500, os dois de Velten et al. (2022) e dois da empresa consultora são considerados solos A-2-4 com índice de grupo igual a 0 pela classificação rodoviária HRB/AASHTO, podendo ser inferido, equivalente a uma areia fina com silte não plástico. Três das cinco amostras coletadas pela empresa consultora foram classificados como A-4 com índice de grupo entre 1 e 3, podendo ser inferido como solo siltoso não plástico.

Pelo SUCS, o P300 e P1500 e os dois rejeitos de Velten et al. (2022) foram inferidos como sendo um solo SM, sendo considerado equivalente a uma areia siltosa ou mistura de areia e silte. Os cinco solos da empresa consultora não foram classificados pelo SUCS devido à falta de dados passantes na peneira de nº 200 (0,074 mm).

Tabela 2. Classificações dos RMC's como solos.

Parâmetros	Amostras								
	Material da pesquisa		Velten et al (2022)		Mémória de Cálculo empresa de consultoria (2019)				
	P300 (300 m)	P1500 (1500 m)	Upper Beach (304 m)	Lower Beach (1158 m)	Saída Usina Am 1255	PC-01 Am 1234	PC-02 Am 1235	PC-03 Am 1236	PC-04 Am 1237

Tanto a classificação rodoviária da HRB/AASHTO como a do SUCS usam parâmetros do solo para efetuar a sua identificação. Já a classificação textural usa uma escala granulométrica de alguma instituição normativa e valores obtidos da curva granulométrica. Pela classificação textural pela escala da ABNT, os dois rejeitos de Velten et al. (2022), o P300 e P1500 e 3 dos rejeitos da empresa consultora se classificam como areia. Os outros dois da empresa consultora classificam-se como solo arenoso.

Ensaios de compactação foram realizados nas energias normal e energia modificada, de maneira a obter o conhecimento do comportamento dos rejeitos quanto a densificação. Na Tabela 3, demonstram-se os valores do peso específico aparente seco máximo e do teor de umidade ótimo para cada energia ensaiada dos dois RMC. Já na Figura 2, apresentam-se os resultados agrupados dos ensaios de compactação dos RMC P300 e P1500 nas energias normal e modificada, sendo abreviadas, respectivamente, na legenda do gráfico por EN e EM. Dentro da normalidade esperada, comparando as energias normal com a modificada, obteve-se menor teor de umidade ótimo e maior peso específico aparente seco máximo na energia modificada, indicando que a curva de compactação com energia normal posicionou-se mais à direita e inferior que a energia Proctor modificada. Este comportamento repetiu-se comparando-se os gráficos do solo mais fino (o P1500) com o solo mais grosso (o P300), comportamento também esperado.

Tabela 3. Pesos específicos aparentes secos máximos e umidades ótimas.

	w (%)	γd (kN/m³)
P300	12,0	19,00
	10,2	20,40
P1500	13	18,44
	10,35	20,13

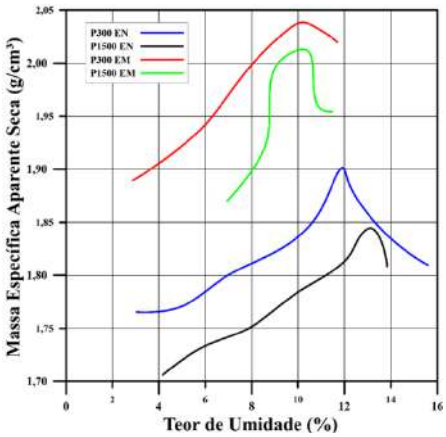


Figura 2. Curvas de compactação dos rejeitos de mineração de cobre.

Quanto aos ensaios da segunda fase, os resultados referem-se aos ensaios de resistência à compressão simples (q_u) e de velocidade de pulso ultrassônico (G_0), realizados em corpos de prova dos dois RMC's estabilizados com 3% de cimento CP V-ARI, para 7 dias de cura. Foram utilizados os pesos específicos aparente secos máximos e teores de umidade ótimos dos ensaios de compactação da energia normal e modificada. Também foi estabelecida uma terceira combinação de peso específico máximo e umidade ótima, equivalente a um ensaio de compactação com energia abaixo da normal, na mesma distância entre os pesos específicos secos máximos e entre as umidades ótimas, da energia modificada e normal. Na Tabela 4, apresentam-se os gráficos dos pesos específicos secos máximos e umidades ótimas para os dois RMC's.

Tabela 4. Pontos de energia modificada, normal e baixa.

	Energia	w (%)	γd (kN/m³)
P300	modificada	10,2	20,40
	normal	12,0	19,00
	baixa	13,80	17,60
P1500	modificada	10,35	20,13
	normal	13	18,44
	baixa	15,65	16,80

Nos ensaios de compressão simples (q_u) quanto à porosidade empregada nas misturas, observou-se a sua influência sobre q_u, pois ao diminuir a porosidade, a resistência à compressão simples apresentou aumento significativo; quanto ao índice C_{iv} (teor de cimento-rejeito) empregado nas misturas, observou-se a sua influência sobre q_u, pois ao aumentar o teor de cimento, a resistência à compressão simples apresentou aumento relevante; quanto ao teor de umidade empregado nas misturas, observou-se a sua influência sobre q_u, pois ao reduzir o teor de umidade, a resistência à compressão simples apresentou aumento importante.

Foppa (2005) e Consoli et al. (2007), apresentaram um método racional de dosagem que se baseia na relação entre o volume absoluto de vazios (V_v) e o volume absoluto de cimento (V_c). Do mesmo modo, essa relação pode ser representada como o quociente entre a porosidade (η) e o teor de cimento (C_{iv}), como pode ser observado na Equação 1, onde, V_{total} corresponde ao volume total da amostra.:

$$\frac{V_v}{V_c} = \frac{\frac{V_v}{V_{total}}}{\frac{V_{cimento}}{V_{total}}} = \frac{\eta}{C_{iv}} \quad (1)$$

Os mesmos autores ainda apresentaram uma relação do tipo potência entre a resistência à compressão simples (q_u) e a relação ajustada entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}^k), como expresso na Equação 2. Nesse sentido, o ajuste foi feito por meio do expoente k que compatibiliza os efeitos da porosidade e do teor de cimento sobre a variável resposta, onde: se k<1, significa que a influência da porosidade possui maior domínio em termos de resistência à compressão simples em relação ao teor volumétrico de cimento; se k>1, o teor volumétrico de cimento exerce maior influência na resistência à compressão simples em relação a porosidade; e, se k=1, ambos os parâmetros têm a mesma influência sobre a resistência à compressão simples, o que significa que, variações proporcionais dos parâmetros mantêm o valor da resistência à compressão simples constante. E ainda, A e B são constantes de ajuste que variam conforme cada material, considerando o máximo coeficiente de correlação (R^2).

$$q_u = A\left(\frac{\eta}{C_{iv}{}^k}\right)^B \quad (2)$$

Visando estabelecer relações matemáticas, os resultados dos ensaios de resistência à compressão não confinada podem ser relacionados ao índice porosidade/teor volumétrico de cimento. Desse modo, relações da forma da Equação 2 foram propostas, nas quais o k foi adotado como 1, sendo esse o melhor ajuste. Sabe-se que, quando o coeficiente k=1, ambos os parâmetros (teor de cimento e peso específico) têm a mesma influência sobre a resistência à compressão simples, o que significa que, variações proporcionais dos parâmetros mantêm o valor da resistência à compressão simples constante. A Figura 3 apresenta a relação entre a resistência à compressão simples e o índice η/C_{iv} para os dois rejeitos. Como pode-se observar, as duas curvas são perfeitamente paralelas. Além disso, o P1500, rejeito um pouco mais fino que o P300, tem a sua curva um pouco mais à direita do gráfico comparado com a curva do P300.

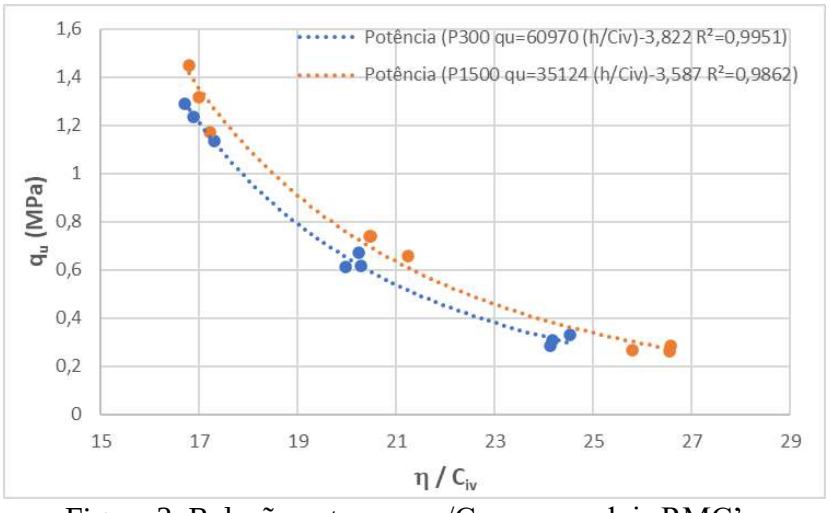


Figura 3. Relação entre q_u e η/C_{iv} para os dois RMC's.

Para os ensaios de módulo de rigidez inicial (G_0), quanto à porosidade empregada nas misturas, observou-se a sua influência sobre G_0, pois ao diminuir a porosidade o módulo de rigidez inicial apresentou aumento significativo; quanto ao índice C_{iv} (teor de cimento-rejeito) empregado nas misturas, observou-se a sua influência sobre G_0, pois ao aumentar o teor de cimento, o módulo de rigidez inicial apresentou aumento relevante; quanto ao teor de umidade empregado nas misturas, observou-se a sua influência sobre G_0, pois ao reduzir o teor de umidade o módulo de rigidez inicial apresentou aumento importante; e, visando estabelecer relações matemáticas, os resultados dos ensaios de módulo de rigidez inicial podem ser relacionados ao índice porosidade/teor volumétrico de cimento. Desse modo, relações da forma da Equação 2 foram propostas, nas quais o k foi adotado como 1, sendo esse o melhor ajuste. Como já mencionado anteriormente, quando o coeficiente k=1, ambos os parâmetros (teor de cimento e peso específico) têm a mesma influência sobre a resistência à compressão simples, o que significa que, variações proporcionais dos parâmetros mantêm o valor da resistência à compressão simples constante. A Figura 4, apresenta a relação entre o módulo de rigidez inicial (G_0) e o índice η/C_{iv} para os dois rejeitos. Como pode-se observar, as duas curvas são perfeitamente paralelas. Além disso, o P1500, rejeito um pouco mais fino que o P300, tem a sua curva um pouco mais à esquerda do gráfico comparado com a curva do P300.

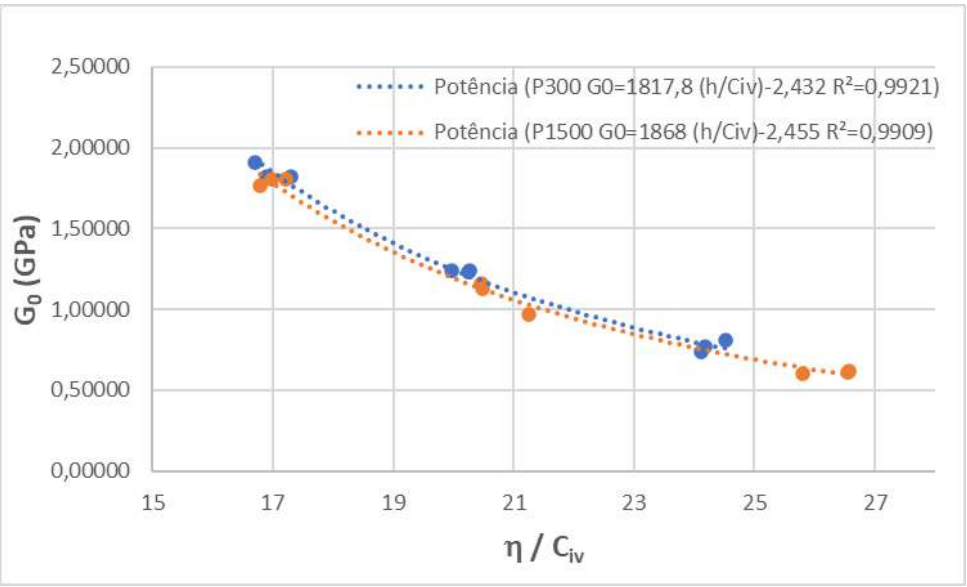


Figura 4. Relação entre G_0 e η/C_{iv} para os dois RMC's.

Quanto aos resultados referentes aos ensaios de compressão triaxiais drenados (CID), realizados em corpos de prova de rejeito de minério de cobre com teor de 3% de cimento Portland CP V-ARI com 7 dias de cura, paras as energias de compactação modificada, normal e baixa, para a tensão de confinamento efetiva de 300 kPa, ao analisar o comportamento dos RMC's nas curvas tensão-deformação axial, percebeu-se aumento da tensão desviadora na ruptura (ou de pico) com o aumento da energia de compactação, apresentando valores de pico para q de 1.210 kPa para a energia baixa, 1.954 kPa para a energia normal e 2.902 kPa para a energia modificada. Estes valores máximos de q correspondem a uma deformação axial respectivamente para as três energias de 2,17%, 1,52%, 1,23%, ou seja, diminuem com a energia de compactação; analisando o comportamento deformação volumétrica e deformação axial para o rejeito estabilizado com C_i de 3 %, observou-se no início, para todas as energias, que o RMC estabilizado se comprime ($\varepsilon_v < 0$) à medida que aumenta a tensão desvio, com valores percentuais próximos de ε_v de 0,93, 0,73 e 0,80 respectivamente para as energias baixa, normal e modificada. No entanto, logo após, o RMC começa a se dilatar (ou expandir) ($\varepsilon_v > 0$) à medida que a tensão efetiva principal maior, σ_1, aumenta, chegando, percentualmente, à 0,39 para a energia baixa, 2,19 para a normal e 3,51 para a modificada, indicando maior ε_v quanto maior a energia de compactação; quando a tensão desvio residual é aproximada, a curva se nivela, indicando que a deformação volumétrica permanecerá, ou pelo menos, tenderá a ser quase constante ao longo do aumento da deformação axial. As deformações volumétricas expansivas maiores ocorreram no término do ensaio, porém, muito próximas a deformação volumétrica correspondente a ε_a de 3%, para as 3 energias.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para a finalização da pesquisa e defesa da tese, serão realizados ensaios de resistência à compressão simples e velocidade de pulso ultrassônico para teores de cimento de 1 e 5 % para os dois RMC's, ensaios de compressão triaxiais consolidado isotropicamente drenado (CID), sem cimento, com tensão de confinamento de 300 kPa e, sem e com 3 % de teor de cimento de 1, 2 6 e 12 MPa, para as três energias, com 7 dias de cura. Adicionalmente, serão realizados ensaios para a classificação e avaliação ambiental dos dois rejeitos e de duas misturas moldadas na energia modificada do RMC P1500, com 3% de cimento CP V-ARI, e sem cimento.

A partir dos resultados obtidos, pode-se afirmar que a variação da energia de compactação gera influência no comportamento do material quanto à compressão simples, rigidez inicial e compressão triaxial drenada, sendo que quanto maior a energia de compactação, dentro dos limites aqui estudados, melhor o desempenho da mistura estabilizada. Nesse sentido, o estudo auxilia na avaliação de quais são os limites aceitáveis em campo, relativos à variação de energia de compactação, para manter a qualidade da compactação da pilha de rejeitos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio fundamental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul e do Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental – LEGG.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Agência Nacional de Mineração - ANM. Anuário Mineral Brasileiro 2022 (ano base 2021) *Principais substâncias metálicas: produção bruta, beneficiada e comercializada*. [s.l: s.n.].

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 133, n. 2, p. 197–205, 2007

FOPPA, D. *Análise das variáveis-chave no controle da resistência de solos artificialmente cimentados*. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

Global Tailings Review. (2022) *Towards Zero Harm: A compendium of papers*. Disponível em: <https://globaltailingsreview.org/compendium/>. Acesso em: 18 out. 2022.

Gillott, J. E. (1987) Chapter 8 - soil stabilization. In: Clay in Engineering Geology. Em: Developments in Geotechnical Engineering. Elsevier ed. S.l.: [s.n.]. v. 41p. 251–283.

Ingles, O. G.; Metcalf, J. B. (1972) *Soil stabilization: principles and practice*. 1. ed. Sydney - Australia: Butterworths, 1972.

Instituto Brasileiro de Mineração - IBRAM. (2021/2022) Coleta de dados de várias publicações. https://ibram.org.br/publicacoes/ (acesso em 19/12/2021 e 10/02/2022).

Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada - IPEA. (2012) Diagnóstico dos Resíduos Sólidos da Atividade de Mineração de Substâncias Não Energéticas. Brasília: [s.n.], v. 1.

Murthy, V. N. S. (2002) *Geotechnical engineering: principles and practices of soil mechanics and foundation engineering*. 1. ed. New York: [s.n.].

Winterkorn, H. F.; Fang, H. Y. (1991) *Foundation engineering handbook*. 1. ed. New York: [s.n.].

Reichl, C.; Schatz, M. (2021) *World Mining Data 2021*. [s.l: s.n.]. v. 36

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/463

Expansão Do Sistema Microssísmico Da Mina Pilar Correlacionado Ao Aprofundamento Das Atividades

João Alberto de Alencar Arrais Machado
Engenheiro Pleno, EroBrasil Caraíba, Jaguarari, Brasil, joao.machado@erobr.com

Daniel Santos de Santana
Coordenador de Geotecnia, EroBrasil Caraíba, Jaguarari, Brasil, daniel.santana@erobr.com

RESUMO: Este trabalho tem como objetivo demonstrar o plano de expansão do sistema microssísmico da Mina Pilar, pertencente à EroBrasil, considerando a capacidade de cobertura dos eventos sísmicos em correlação com o aprofundamento da mina subterrânea ao longo dos anos. A avaliação da cobertura do sistema microssísmico é feita através do software IMS Vantage, utilizando a ferramenta *sensitivity analysis*. Esta análise permite avaliar a capacidade de captação de eventos de menores magnitudes em determinadas regiões da mina bem como o erro na localização dos eventos conforme distanciamento do raio de cobertura dos sensores. Também é possível avaliar cenários com inserção de novos sensores e substituição de sensores defeituosos. Este estudo comprovou a necessidade de aquisição de novas estações sísmicas em aderência ao plano de produção, de forma a garantir cobertura dos eventos sísmicos nos níveis mais profundos conforme aprofundamento da lavra, o que representará ganhos significativos na segurança das atividades, visto que o monitoramento destas ocorrências através de um sistema microssísmico moderno auxilia na identificação de instabilidades de escavações em regiões específicas. Com as informações obtidas pela microssísmica, são tomadas decisões de interdição de áreas instáveis, minimizando assim a exposição ao risco de colaboradores no subsolo.

PALAVRAS-CHAVE: Evento Sísmico, Sistema Microssísmico, Monitoramento, Cobertura, Expansão

ABSTRACT: This work aims to present the expansion plan for the microseismic system at Pilar Mine (EroBrasil company), regarding the capacity to cover seismic events in correlation with the deepening of the underground mine over the years. The coverage assessment of the microseismic system is carried out using the IMS Vantage software through the sensitivity analysis tool. This analysis allows to evaluate the ability to capture smaller seismic events in certain areas of the mine as well as the error in locating events as it moves away from the sensors' coverage radius. It is also possible to evaluate scenarios with the insertion of new sensors and replacement of defective sensors. This study proved the need to acquire new seismic stations in compliance with the production plan, in order to guarantee coverage of seismic events at deeper levels as the mine goes deeper, which will represent a significant gain in the safety of activities, since monitoring these occurrences through a modern microseismic system helps in identifying excavation instabilities in specific area. Through the information obtained by the microseismic system, decisions can be made to reduce personal exposure in areas under instabilities risks.

KEYWORDS: Seismic Event, Microseismic System, Monitoring, Coverage, Expansion

1. INTRODUÇÃO

Em obras de engenharia de abertura de escavações, tais como túneis, galerias e poços, a alteração do campo de tensões virgens é esperada a partir da indução de novos esforços no maciço. A redistribuição de tensões funciona muitas vezes como o gatilho para que ocorram processos de fraturamento na rocha ou movimentações em planos de fraqueza pré-existentes. Associado a esses mecanismos de ruptura, pode ocorrer a geração de ondas mecânicas no interior da rocha, que se configuram como sismos, em escala de intensidade muito inferior quando comparados aqueles de origem tectônica.

Larsson (2004) cita que um evento sísmico é uma liberação súbita de energia potencial armazenada na rocha que é irradiada em forma de ondas sísmicas que se propagam no meio. Há dois principais tipos de eventos sísmicos: um deles está associado a causas naturais, ou seja, movimentos em grandes descontinuidades geológicas; e o segundo está associado à mineração, sendo este comumente associado a rochas com elevada rigidez (módulo de elasticidade).

No ambiente de mineração, a captação das micro movimentações da rocha associadas às ocorrências de eventos sísmicos pode ser realizada por meio de um sistema de monitoramento, cujo arranjo e distribuição espacial precisam estar espaçados de tal maneira que seja capaz de garantir a melhor cobertura de dados, identificação do comportamento das ondas sísmicas e apropriação adequada da localização da fonte da energia sísmica. A qualidade dos dados obtidos por meio do sistema microssísmico implica diretamente no gerenciamento de risco geotécnico.

2. SISTEMA MICROSSÍSMICO

O sistema microssísmico é composto por sensores (geofones) que são instalados dentro do maciço rochoso em locais estrategicamente selecionados para comportar a captação da distribuição das ondas. Estes dispositivos captam a vibração da rocha através do seu mecanismo interno, que é composto de uma espiral que movimenta juntamente com a rocha e enviam os dados para as estações sísmicas (figura 1), que por sua vez sincronizam e enviam as informações para o servidor na superfície.

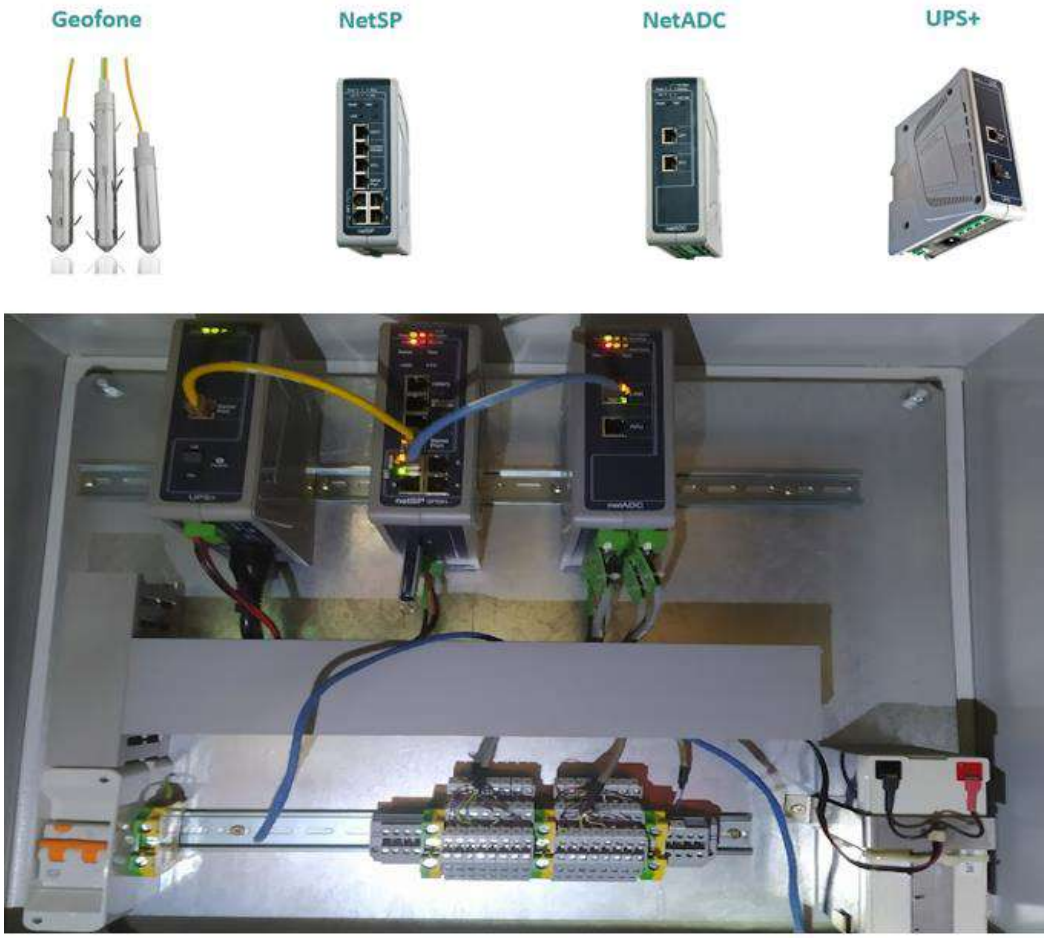


Figura 1. Estação sísmica e seus componentes internos

O sistema microssísmico da Mina Pilar atualmente está configurado com 7 estações sísmicas (figura 2), distribuídas nos níveis N+200, N+34, N-240, N-412, N-574, N-775 e N-965, com um total de 15 sensores funcionais.

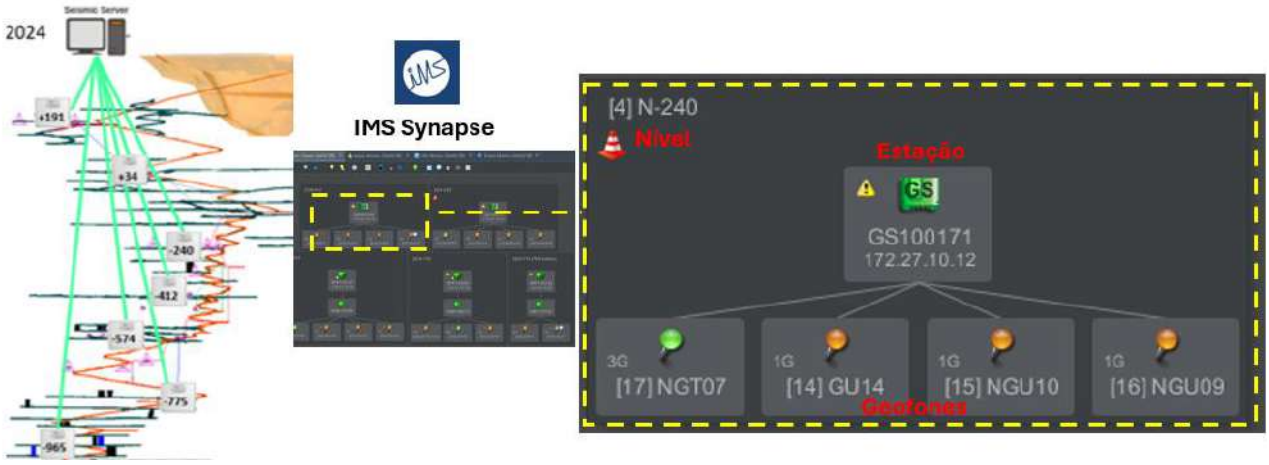


Figura 2. Configuração do sistema microssísmico em 2024

Através do software IMS Trace (figura 3 à esquerda), as informações enviadas pelos sensores são processadas em formato de sismogramas, nos quais é necessário identificar o tempo de chegada das ondas primárias (P) e secundárias (S), possibilitando estimar a localização do evento sísmico. A magnitude do evento é calculada com base na amplitude da onda (diretamente proporcional) e a frequência (inversamente proporcional), ou seja, para eventos de maiores magnitudes tem-se grandes amplitudes de onda e são emitidas energias de baixa frequência.

Existe um efeito de atenuação na rocha devido à distância do geofone para a fonte sísmica (a amplitude vai diminuindo com a distância e a frequência vai aumentando) e que também está relacionado à qualidade da rocha (quanto maior a qualidade menor a atenuação). Isto torna mais difícil a captação dos eventos de menores magnitudes conforme eles se distanciam dos sensores.

A diferença entre os tempos de chegada da onda primária (P) e da onda secundária (S) à uma estação sismográfica permite estimar a distância epicentral (d_e) pela expressão abaixo, onde Δt_{p-s} é a diferença dos tempos de chegada da onda P e S, sendo V_p e V_s as respectivas velocidades. Conhecendo-se as distâncias dos sensores são registrados e processados os eventos quando captados por no mínimo quatro sensores (convecionado para maior assertividade) e então pode-se determinar a localização da fonte sísmica. O software calcula de forma automática.

$$d_e = \frac{\Delta t_{p-s}}{\frac{1}{V_p} - \frac{1}{V_s}} \quad (1)$$

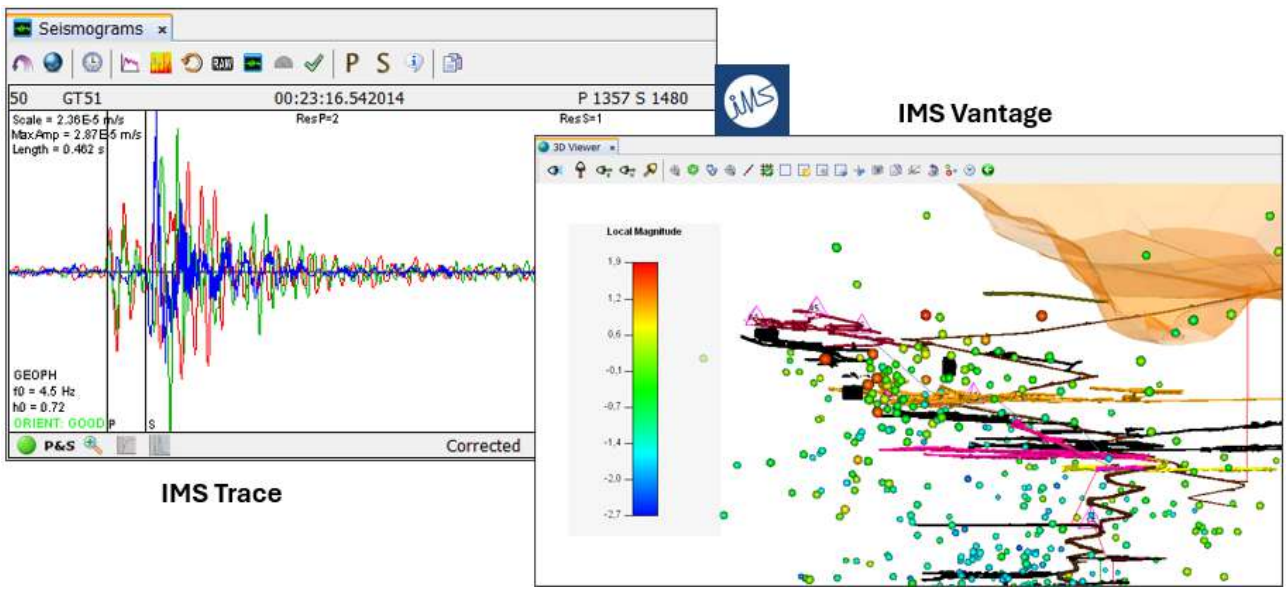


Figura 3. Softwares IMS Trace e IMS Vantage para processamento e visualização dos dados sísmicos

Após o processamento dos sismogramas e de posse das informações de localização e magnitude de cada evento sísmico processado, os dados são interpretados através do software IMS Vantage (figura 3 à direita). Com o IMS Vantage é possível visualizar as localizações dos eventos em 3D e correlacionar os dados das fontes sísmicsas com as aberturas de escavações da mina subterrânea. Dessa forma, é possível identificar as concentrações de sismos em dada região específica da mina.

Quanto maior a quantidade de sensores e melhor distribuídos espacialmente, melhor será a captação dos eventos sísmicos e menor o erro associado à localização. A instalação de novos sensores e estações sísmicas tem como objetivo reduzir a incerteza da localização de eventos sísmicos, principalmente nas regiões mais distantes dos sensores atuais, nas quais o erro na localização pode atingir a ordem de grandeza de quilômetros. Além disso, irá aumentar a capacidade de captação dos sensores para eventos sísmicos de baixa magnitude nestas regiões, que também são importantes para uma interpretação mais abrangente dos dados que são utilizados para o processo de gerenciamento de risco geotécnico.

Sismólogos recomendam um valor aceitável de erro na localização dos eventos sísmicos de no máximo 50 metros. Através da ferramenta de análise de sensibilidade do IMS Vantage, torna-se possível identificar os locais onde o índice de incerteza é muito grande e simular como seria este erro na localização ao adicionar novos sensores nas proximidades daquela região (figura 4). Com a mesma ferramenta é possível visualizar qual é a magnitude mínima dos eventos que o sistema é capaz de captar em cada local.

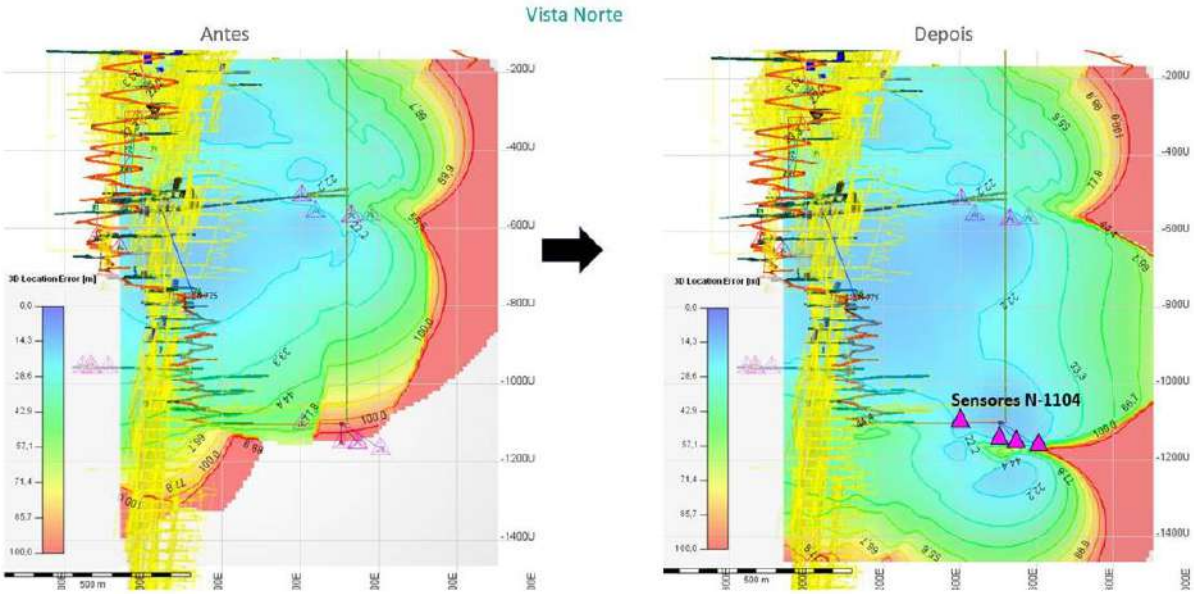


Figura 4. Análise de sensibilidade para avaliação de incerteza na localização dos eventos na região do shaft

3. PROJETOS DA MINA PILAR

A Mina Pilar é subdividida em projetos (figura 5) que apresentam diferentes litologias predominantes e propriedades geomecânicas do maciço, tais como qualidade do maciço, parâmetros das descontinuidades, condição das tensões, etc. Em relação à sismicidade, as maiores ocorrências de eventos sísmicos estão relacionadas às lavras em regiões mais profundas da mina, onde o campo de tensões tende a influenciar o comportamento de ruptura do maciço associado a rupturas frágeis.

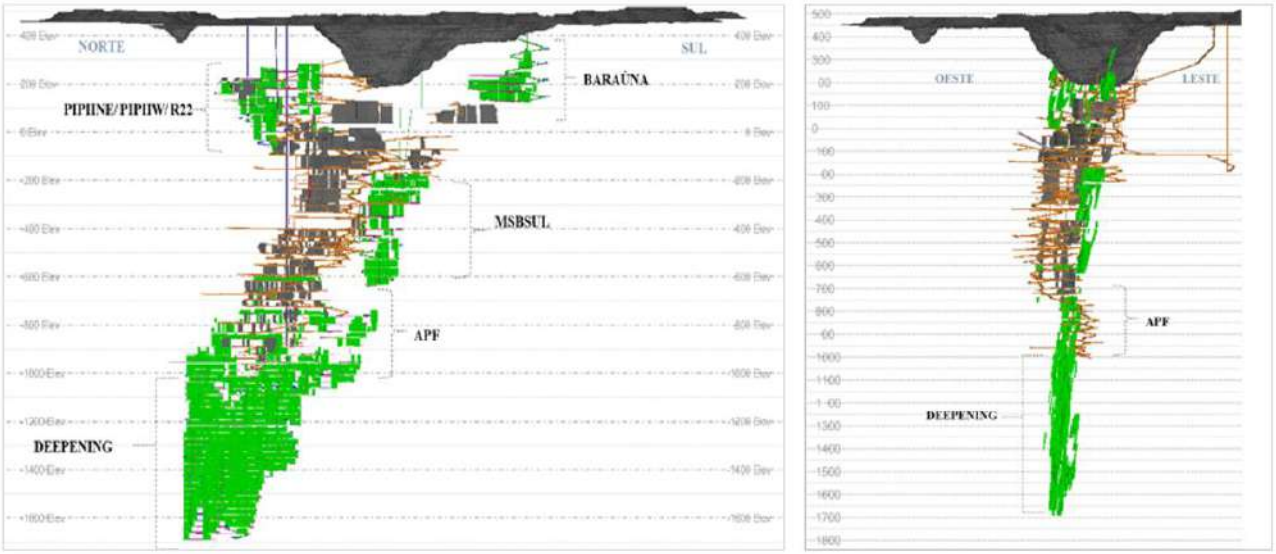


Figura 5. Projetos da Mina Pilar (em verde a reserva futura e em cinza as regiões já lavradas)

4. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

O presente estudo foi iniciado em 2023 a fim de criar um plano de expansão do sistema microssísmico, através da instalação de novas estações sísmicas em locais estratégicos, correlacionado ao plano de produção a longo prazo na medida em que as atividades de lavra ocorram em níveis cada vez mais profundos da mina subterrânea. O trabalho tem um caráter de embasamento técnico para dimensionar o sistema microssísmico e validar o investimento estratégico da companhia para o monitoramento das escavações.

Para isso, foram realizadas simulações de análises de sensibilidade utilizando a configuração do sistema microssísmico atual e adicionando estações sísmicas em locais onde a cobertura não é suficiente para prover um monitoramento sísmico eficiente.

Vale ressaltar que a análise de sensibilidade leva em consideração o perfeito funcionamento dos sensores instalados. No entanto, foi observado que para alguns sensores que apresentavam desvios operacionais em virtude do tempo de exposição à áreas antigas da mina próximas a lavra (falhas na comunicação com a estação, cabos rompidos, componentes defeituosas, etc) não havia como atuar na correção por impossibilidade de acesso às galerias. Portanto, a análise do sistema atual foi realizada desconsiderando estes sensores defeituosos e criou-se um plano de ação para substituição dos sensores defeituosos.

Através da análise de sensibilidade foi possível observar as regiões onde a cobertura dos eventos sísmicos não é satisfatória (figura 6), o que pode ser confirmado através de relatos de campo sinalizando a percepção de estalos e vibrações que não eram captados pelo sistema.

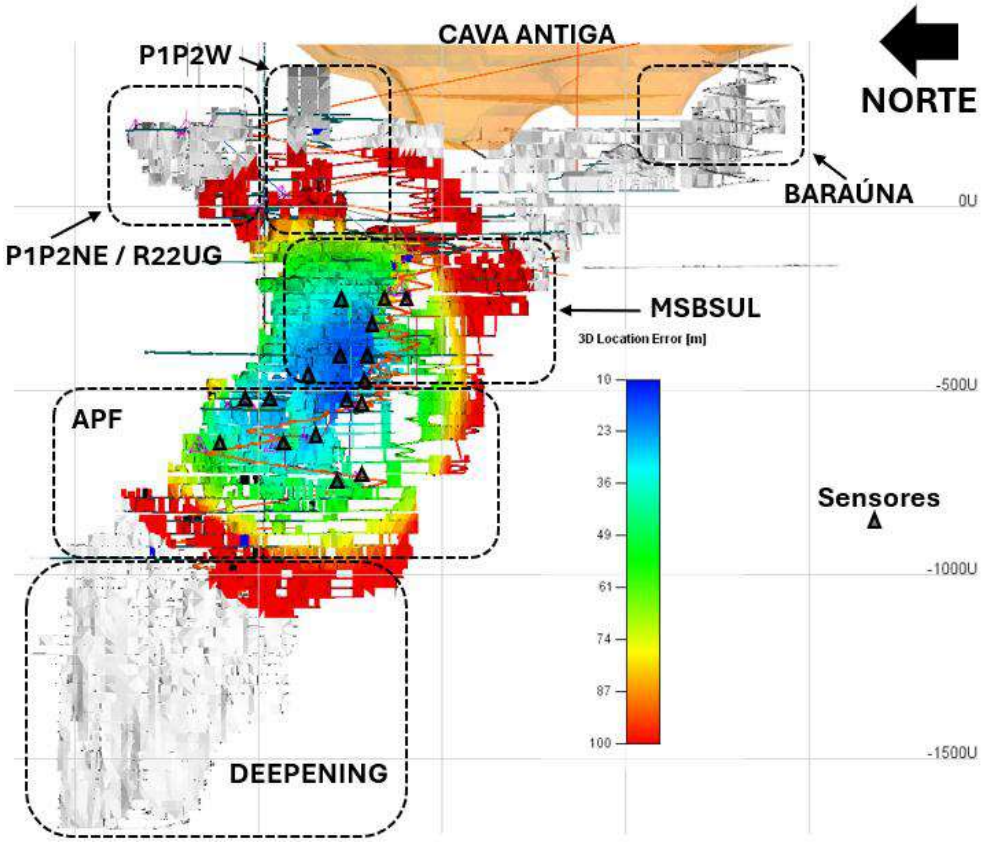


Figura 6. Análise de sensibilidade do sistema em 2023 e projetos da MSB

A análise de sensibilidade comprovou que os projetos MSBSUL e APF tem a melhor cobertura sísmica (Figura 6). Essas áreas são correspondentes àquelas onde o plano de produção dos últimos cinco anos tem apresentado maior representatividade, demonstrando que a escolha da distribuição das estações sísmicas para estes locais representou uma tomada de decisão assertiva para o monitoramento sísmico.

Os projetos P1P2NE/R22UG não possuem um histórico de eventos sísmicos, portanto é aceitável não estabelecer um plano de monitoramento robusto para a região. O projeto PIPIIW possui um histórico de sismicidade comprovada, para isto foi planejada a instalação das estações sísmicas no N+200 e no N+34 a fim de prover um melhor monitoramento desses projetos mais superficiais.

Em 2023, iniciou-se a produção da área chamada Deepening, na qual estão sendo desenvolvidos os primeiros painéis de lavra deste projeto (N-991, N-1017, N-1043, N-1069). Para garantir uma melhoria na captação de dados da região, foi proposta a instalação de estações sísmicas no N-965.

Dessa forma, as áreas mais críticas previstas para lavra em 2024 e 2025 de acordo com o plano de produção atual estão com cobertura sísmica adequada. Com a ativação das estações sísmicas citadas (N+200, N+34 e N-965) houve um ganho considerável no monitoramento dos projetos superficiais P1P2W/P1P2NE/R22UG, de todo o projeto APF e de níveis além do desenvolvimento atual do projeto Deepening (figura 7).

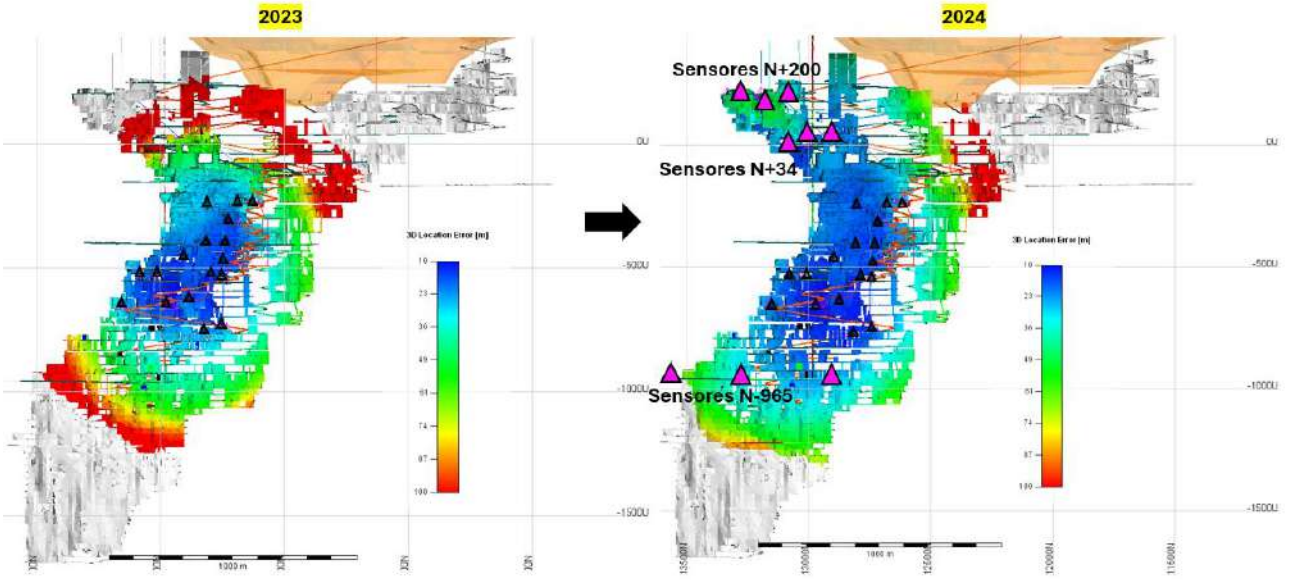


Figura 7. Comparação entre a cobertura do sistema microssísmico em 2023 e em 2024 com as novas estações

As próximas estações sísmicas a serem instaladas estão relacionadas à necessidade de aumento de cobertura de captação de dados sísmicos na região do novo shaft (projeto em desenvolvimento), que são as estações do N-500 e N-1104 previstas para o segundo semestre de 2024. A análise de sensibilidade possibilitou estabelecer um plano de expansão ano a ano, considerando os alvos de produção dos projetos, com perspectiva de implementação de mais quatro estações sísmicas distribuidas de maneira tal a garantir a cobertura geral da mina com base no comportamento de atividade sísmica de cada área.

5. CONCLUSÃO

O estudo de análise de sensibilidade demonstrou ser um método adequado para o dimensioanemnto do monitoramento sísmico, baseado nos alvos de produção e atividade sísmica específica de cada área. Por meio deste, é possível aprimorar a confiabilidade na administração de dados que serão utilizados para o gerenciamento de risco geotécnico e tomada de decisão em relação a segurança das atividades nas escavações subterrâneas.

A análise de sensibiliade permitiu concluir que o sistema microssísmico terá uma expansão prevista até o ano de 2031, contemplando uma cobertura satisfatória em todos os projetos de lavra com previsão até o final da vida útil da mina (figura 8). Estima-se que a configuração final do sistema terá cerca de 13 estações sísmicas e 40 sensores, um quantitativo maior que o dobro da configuração inicial em 2023.

Este plano de expansão pode sofrer alterações a depender de novas descobertas de alvos, modificações das premissas do plano de produção do longo prazo e alteração da sequência de lavra, o que infere que este método deve ser revisado a cada atualização do LOM e novas considerações de futuras aquisições de estações sísmicas devem ser realizadas.

O monitoramento sísmico corresponde a uma medida de controle utilizada em conjunto com outras técnicas e ferramentas para apoiar a gestão de risco geotécnico, sendo portanto um investimento de alta relevância para a manutenção da segurança da operação.

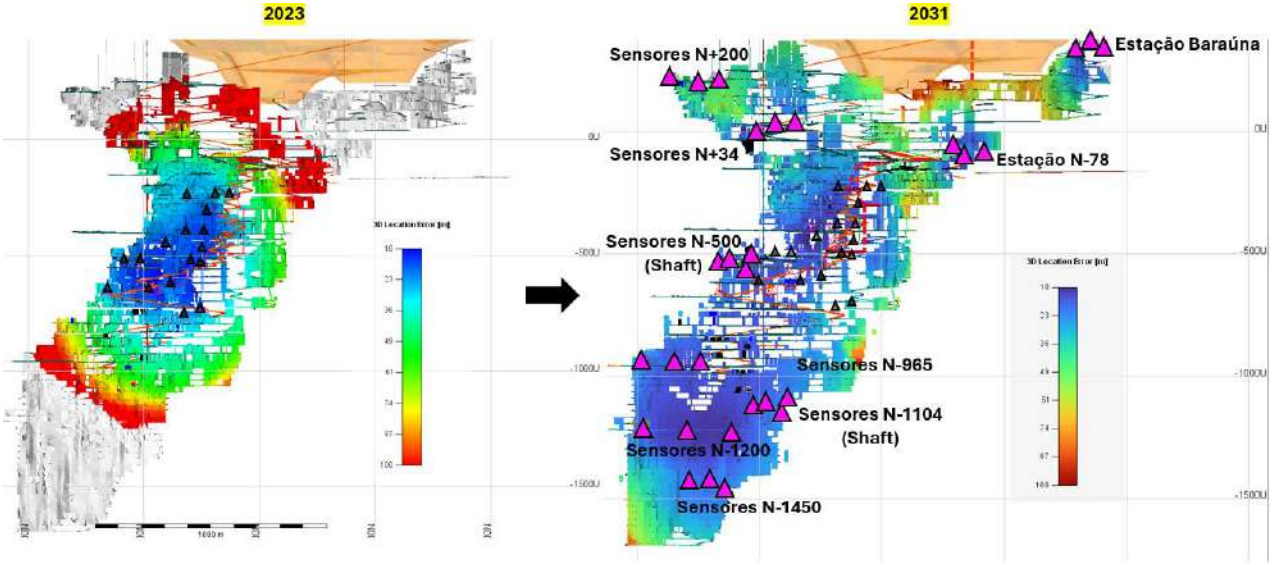


Figura 8. Comparação entre a cobertura do sistema microssísmico em 2023 e em 2031 após expansão total

AGRADECIMENTOS

Agradeço à companhia EroBrasil Caraíba, especialmente ao setor interno de Geotecnia, pelo apoio e incentivo ao desenvolvimento deste estudo. Agradeço ao corpot técnico da empresa IMS (Instituto de Sismologia de Mina) pela interação na validação das análises e transmissão de conhecimentos técnicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Calixto, F. (2019), Minutes of the Site Visit to Caraiba Mine, Tech. rep., Institute of Mine Seismology, 4 p.

Larsson, K. (2004), Seismicity in Mines – A Review, Tech rep., Luleå University of Technology.

Malovichko, D. (2019), Calibrating and testing of the forecast of seismic hazard for planned mining sequences, in Proceedings of the First International Conference on Mining Geomechanical Risk, pp. 245–258.

Mendecki, A. (2013), Mine Seismology: Glossary of Selected Terms, in The 8th rockburst and seismicity in mines symposium. Russia.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/464

Geotecnia 4.0: Planejamento, Controle e Inovação

Marieli Biondo
Doutora em Geotecnia, Vale S.A, Belo Horizonte, Brasil, marieli.lopes@vale.com

Rafael Cristiano Piton
Engenheiro Geotécnico, MCA Consultoria e Auditoria, Belo Horizonte, Brasil, c0667524@vale.com

Mateus Moller Nogueira
Engenheiro Civil, Vale S.A, Belo Horizonte, Brasil, mateus.nogueira@vale.com

Marlusa Cristina Welter Schafer
Engenheira Civil, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, marlusa.cristina.welter@vale.com

Juliana Carneiro Heberle
Engenheira Geóloga, Grupo Marques & Carneiro, Buenos Aires, Argentina, julianamarquesc@gmail.com

RESUMO: A gestão das investigações geotécnicas na mineração normalmente é realizada por cada área de engenharia que demanda a necessidade com fluxos independentes e descentralizados. Após as revisões normativas e legislativas na mineração, o aumento das sondagens geotécnicas mais que triplicou, atingindo marcos anuais da empresa acima de 90km. Para garantir que todas as campanhas sejam realizadas dentro dos prazos e com qualidade de parâmetros que alavanquem projetos geotécnicos com maturidade técnica, foi estabelecido um fluxo matricial desde o mapeamento das necessidades de cada área até a entrega dos testemunhos e relatórios geotécnicos. A área requisitante cadastra a campanha em aplicativo específico com *gates* de governança que geram, por meio da utilização do GDMS, um chave-primária para cada furo de sondagem e impede a falta de rastreabilidade e desvio de informações. Após a inserção da programação no banco de dados, as sondas são planejadas de acordo com a especificidade da estrutura geotécnica e produtividade mapeada para cada tipo de projeto. Durante a execução da campanha, a área demandante recebe as informações de campo no dia seguinte da execução, diretamente do banco de dados que pode ser visualizada por meio de mapas em GIS e PowerBI com estratigrafia do terreno de acordo com os resultados dos ensaios. A equipe de execução das sondagens recebe as informações no mesmo prazo e acompanha visualmente em Centros de Monitoramento especializados. A criação do fluxo matricial permitiu: gerenciar mais de 100 sondas geotécnicas operando simultaneamente no Brasil; entregar todas as campanhas mapeadas no prazo solicitado; executar mais de 6km além do previsto; entregar todos os resultados geotécnicos por meio de relatórios, mapas e Power BIs *fulltime* com a execução; garantir a rastreabilidade dos furos e reduzir o número de investigação por meio da sustentabilidade e reutilização de dados em projetos.

PALAVRAS-CHAVE: Geotecnia 4.0, Investigações Geotécnicas, Banco de Dados, Inovação.

ABSTRACT: The management of geotechnical investigations in mining is usually carried out by each engineering area that demands the need with independent and decentralized flows. After the regulatory and legislative revisions in mining, the increase in geotechnical drilling more than tripled, reaching annual milestones above 90km. To ensure that all campaigns are carried out within the deadlines and with quality parameters that leverage geotechnical projects with technical maturity, a matrix flow was established from the mapping of the needs of each area to the delivery of cores and geotechnical reports. The requesting area registers the campaign in a specific application with governance gates that generate, through the use of GDMS, a “primary key” for each borehole and prevents the lack of traceability and diversion of information. After entering the schedule into the database, the drills are planned according to the specificity of the geotechnical structure and mapped productivity for each type of project. During the execution of the campaign, the demanding area receives the field information on the day after the execution, directly from the database that can be visualized through GIS and PowerBI maps with stratigraphy of the terrain according to the results of

the tests. The team that executes the surveys receives the information within the same deadline and visually monitors it in specialized Monitoring Centers. The creation of the matrix flow allowed us to: manage more than 100 geotechnical drills operating simultaneously in Brazil; deliver all mapped campaigns within the requested timeframe; run more than 6km more than planned; deliver all geotechnical results through reports, maps and Power BIs full-time with the execution; Ensure the traceability of boreholes and reduce the number of investigations through sustainability and reuse of data in projects.

KEYWORDS: Geotechnics 4.0, Geotechnical Investigations, Database, Innovation.

1 INTRODUÇÃO

Após os acidentes com barragens de rejeitos em 2015 e 2019, muitas alterações de leis foram realizadas e aprovadas em diferentes órgãos regulamentadores, principalmente pela ANM (Agência Nacional de Mineração) e por Leis Federais (alteração de Lei nº 14.066:2020).

Segundo a Lei nº 14.066:2020, as investigações geotécnicas devem ser realizadas para conhecimento e reconhecimento de maciços das barragens existentes, assim como a necessidade de novos projetos para reforços estruturais. A obrigatoriedade de descaracterizar todas as barragens de alteamento a montante demandaram novas concessões de projetos para disposições de rejeito, como as opções de rejeitos filtrados em pilhas específicas, o que também aumentou a necessidade de maiores investigações geotécnicas de fundação e jazidas.

Em 2021, a demanda de sondagens geotécnicas na Vale S.A era de mais 70km de perfuração, combinados com instalação de instrumentos, coletas de amostras e ensaios *in situ*. Nesse momento o mercado não estava preparado para o aumento da demanda condicionados aos prazos apertados e incrementos de segurança nos equipamentos. Para que fosse possível realizar a gestão de toda a frota de sondas, com contratos eficientes e qualidade de toda operação, uma nova diretoria foi criada (Diretoria de Serviços de Sondagem).

Nos anos seguintes, 2022 e 2023, foram executados 88km e 97km respectivamente. Já, para o ano de 2024, a demanda de sondagem geotécnica planejada foi de 98km, somando mais de 350km nos últimos quatro anos, com um parque de 100 sondas (sondas mistas, tripés, CPTus e CPTus remotos).

O desafio de gerenciar tantas demandas e equipamentos com segurança, qualidade e no prazo exigiu que um fluxo assertivo fosse implantado, desde o planejamento das campanhas pelas áreas clientes e suas projetistas até a entrega dos relatórios de sondagem aos mesmos *stakeholders*. O maior ganho da implantação desse fluxo além de melhorar a produtividade, permitindo realizar 6km acima do previsto e com o mesmo custo e parque de sondas, foi a criação e manutenção de banco de dados com todas as informações dos furos que atualmente possuem uma chave-primária de identificação e permite à Vale reutilizar os dados, otimizando em mais de 20% os projetos geotécnicos.

2 PROGRAMA GEOTECNIA 4.0

O Programa Geotecnia 4.0 é um conjunto de projetos que integra diferentes fases da sondagem geotécnica na Vale S.A utilizando para isso processos de gestão e ferramentas de automatização. Conforme ABGE (2021), as fases das investigações geológico-geotécnicas são divididas em quatro etapas principais: planejamento, execução, apresentação dos dados, análise e integração dos dados, a Figura 1 apresenta o fluxo de todas as etapas da sondagem geotécnica dentro da VALE, cada uma com sua governança e processo de gestão. A Etapa 1 ocorre na fase de engenharia, onde são definidas as necessidades de investigação geotécnica e os prazos de entrega das campanhas para avanço nos projetos (conceitual, básico e/ou detalhado). A Etapa 2 acontece em várias fases do processo e que segue o guia de boas práticas para investigações geológico-geotécnicas da ABGE (2021) onde ocorrem as etapas de pesquisa, compilação e avaliação de informações existentes de interesse ao projeto, onde os dados são espacializados utilizando uma ferramenta de geoprocessamento (GIS, por exemplo). A segunda etapa visa o objetivo da VALE de campanhas mais otimizadas e a sustentabilidade dos dados.

As Etapas 3 e 4 são fases do processo comum de engenharia, que é a elaboração de planos de sondagem ou especificações técnicas que, de acordo com a ABGE (2021), devem ser completas e conter todos os dados necessários para a execução das investigações, sendo uma das fases onde acontecem as falhas mais comuns de

detalhamento no processo de planejamento de campanhas. Todos os documentos de engenharia necessitam de numeração de controle e rastreabilidade utilizando plataformas comerciais ou próprias (GED e SDX). Todos os furos de sondagem indicados nas especificações técnicas recebem uma numeração denominada de "chave-primária" que nunca se repete e são geradas pela equipe de Banco de Dados (Etapa 5).

Após encerrado todos os fluxos de engenharia, a demanda de sondagem é cadastrada na DI de Serviços de Sondagem da Vale S.A em aplicativo que automatiza o *workflow* de aprovação (Etapas 6 e 7). Por fim, a campanha é executada dentro dos prazos acordados (Etapa 8) e ao final, todos os resultados são postados em formato de relatórios finais de campanha (GED e SDX), estes segundo a NBR 6484:2020 devem se assinados por responsável técnico hábilitado pelo CREA, nesta etapa, são entregues todos aos dados da campanha realizada, nele, são garantidos todos os itens solicitados na norma. Os relatórios também são disponibilizados no Banco de Dados (GDMS) e espacializados em GIS (Etapa 9). Os Itens 3 e 4 irão detalhar cada um dos processos resumidos no *roadmap* da Figura 1.

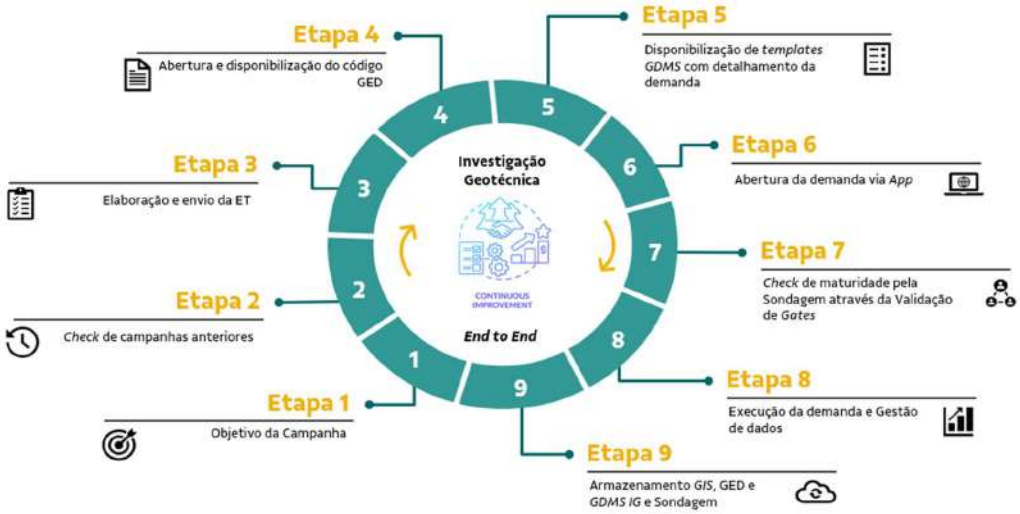


Figura 1. *Roadmap* – Fluxo de planejamento, controle e qualidade da sondagem geotécnica (arquivo Vale S.A)

Com o intuito de consolidar e integrar o fluxo apresentado na Figura 1, o Programa Geotecnia 4.0 foi dividido nos projetos da Figura 2:

Figura 2. Programa Geotecnia 4.0 e seus projetos (elaborado pelos autores).

O *Minera+* é um projeto de Inovação Aberta que está em andamento com incubadoras da indústria da Mineração com objetivo de unificar diferentes bancos de dados da Vale S.A, de diferentes áreas, com uso de inteligência artificial que cria um *workflow* eficiente no processo de engenharia, com governança de cada uma das fases para elaboração de planos de sondagem assertivos. Com a implantação do *Minera+,* espera-se acelerar projetos da companhia, reduzindo cronograma de execução de sondagem, revisões de documentos de engenharia e retrabalhos pela alteração de metodologias construtivas.

O projeto *Backlog Investigações Geotécnicas* também está em andamento com incubadoras dentro do Ecossistema de Inovação Aberta. O projeto possui duas frentes de trabalho em que a primeira consiste em coletar os dados históricos da Vale S.A que não estão estruturados e armazendos no GDMS, organizar esses dados e transcrever boletins de sondagem manuscritos com uso de inteligência artificial (Inovação Aberta). A segunda frente de trabalho é a espacialização dos dados em GIS para otimização de campanhas geotécnicas. Atualmente, duas estruturas prioritárias da Vale S.A tiveram suas campanhas otimizadas com redução de até 20% em relação à metragem. É importante ressaltar que o projeto *Backlog IG* irá tratar uma parte do projeto *Minera+* (banco de dados de sondagem geotécnica), sendo conectado ao sistema unificado, assim que estiver encerrado.

O projeto de *Implantação de Processos de Engenharia* elabora, padroniza e qualifica a engenharia de sondagem desde a captura da demana (Especificação Técnica) até a saída de dados por meio do Relatório Final de Sondagem Geotécnica. A Especificação Técnica elaborada por Projetistas contratadas ou área cliente, seguem diretrizes mínimas de itemização e organização das informações necessárias para planejamento e execução das sondagens. Da mesma forma, os Relatórios Finais de Sondagem possuem os requisitos mínimos de entrega de informações para os projetos, contemplando o prazo para entrega em todas as plataformas da Vale S.A (GED, SDX, GDMS).

E por fim, o projeto de *Squad de Investigações Geotécnicas* é composto por reuniões de trabalho com equipe multidisciplinar técnica, de diferentes diretorias e gerências da Vale S.A que visa discutir e promover melhorias nas sondagens geotécnicas.

Todos os projetos são estruturados em *MSProject*, com *site* de organização de evidências para encerramento das tarefas e reuniões semanais de trabalho e atualização. A Figura 3 apresenta a estrutura de cronograma dos projetos de Geotecnia 4.0 com linha de base salva:

Figura 3. Cronogama de projeto no *MSProject* (elaborado pelos autores).

A Figura 4 apresenta o site do projeto com toda documentação em formato de arquivo e organizado para evidências da finalização das tarefas:

Figura 4. *Site* do projeto com organização de documentos (elaborado pelos autores).

3 PLANEJAMENTO E CONTROLE OPERACIONAL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

Segundo a NBR 15492:2007, antes da definição do método de sondagem, um profissional habilitado deve realizar um estudo de todos os fatores que podem ser encontrados durante a sondagem, devido este fato o planejamento é realizado em conjunto com as equipes de operações, para definição do melhor equipamento para cada campanha.

A Diretoria de Serviços de Sondagem da Vale S.A. iniciou suas atividades em 2021 com foco em redução de custos de operação, aumento da segurança e qualidade da entrega de investigações geotécnicas, bem como a implementação de banco de dados para projetos futuros. No ano de 2022 foram executados 75 km de sondagens geotécnicas, no início de 2023 foram previstos 88 km de campanhas, sendo que ao final do mesmo ano foram executados 97 km (aumento de 10%). Para 2024, a Vale S.A. está prevendo a execução de 98 km de sondagens, contando com um parque de 122 equipamentos, atendendo 16 clientes internos e de 16 empresas fornecedoras de serviços de sondagem. A Figura 5 apresenta o cronograma de sondagem geotécnica para 2024:

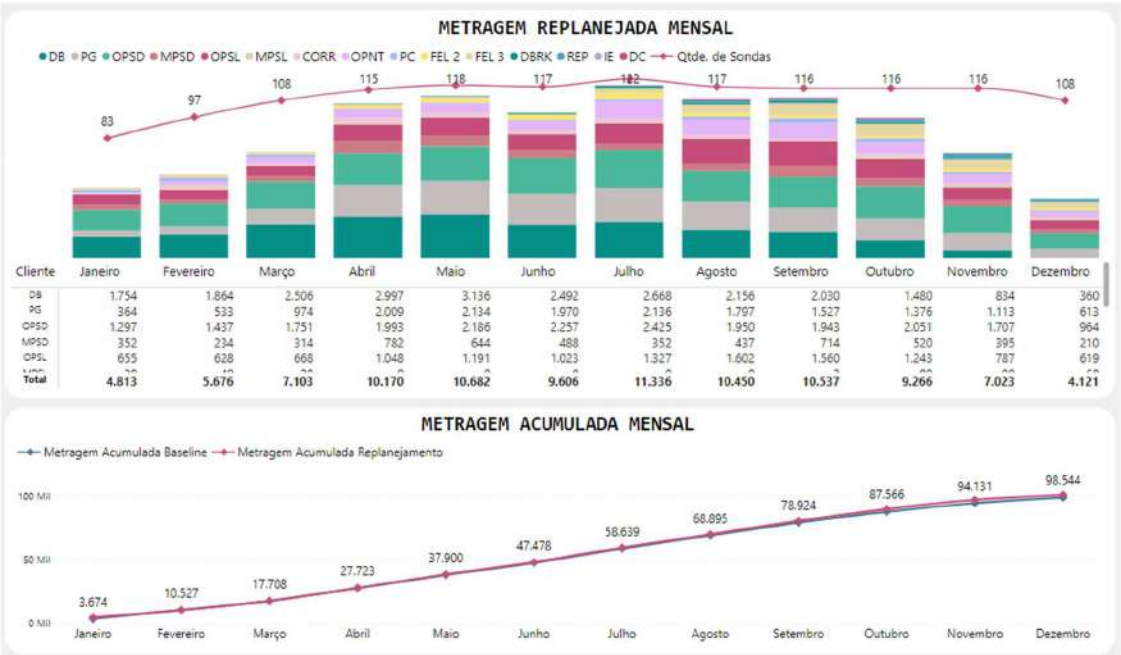


Figura 5. Metragem investigações geotécnicas 2024 (elaborado pelos autores)

O planejamento das demandas inicia após a aprovação do *baseline* ao final de cada ano. Para construção do planejamento foi criado um *App* de Demandas Geotécnicas em que cada ponto focal por parte do cliente interno insere a sua demanda, anexando obrigatoriamente a Especificação Técnica e planilha de GDMS (Plataforma de Gerenciamento Centralizado) e aciona os *gates* de aprovação. Somente após as aprovações de cada *gate* é que a campanha entra no cronograma operacional e a execução passa a ser acompanhada. A Figura 6 apresenta a máscara do *APP* de Demandas internas da Vale S.A:

Figura 6. Aplicativo de abertura de demandas geotécnicas (propriedade da Vale S.A).

A Especificação Técnica precisa ser anexada no aplicativo em revisão 0 ou acima dessa, aprovada internamente pelos responsáveis de Engenharia da Vale S.A. Isso garante que a campanha solicitada pela empresa projetista esteja consolidada e aprovada pelos engenheiros e diminui o retrabalho na execução da sondagem, reduzindo as mobilizações/desmobilizações de equipamentos que possuem custo elevado dentro dos contratos. As Figura 7 apresenta as informações que precisam ser anexadas pelos clientes e também os *gates* de aprovações:

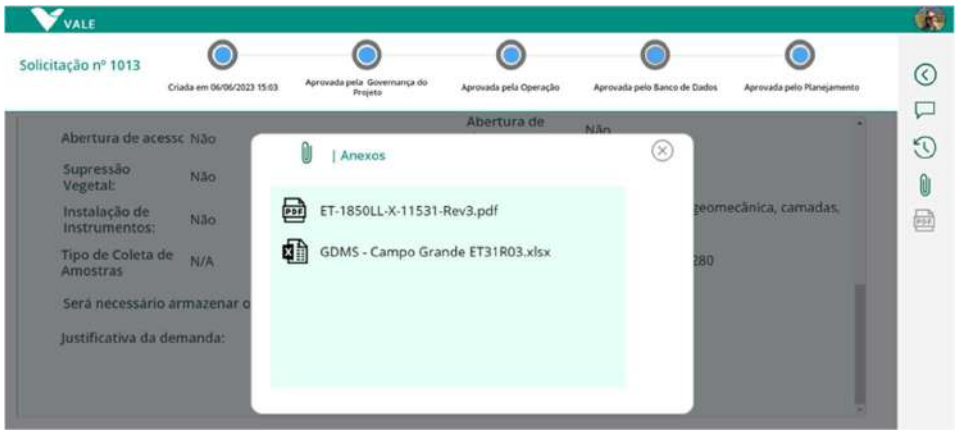


Figura 7. *Gates* de aprovação e anexos no App de demandas (propriedade Vale S.A.)

Cada uma das campanhas gera um *ID* (Identidade da campanha) que posteriormente é vinculado ao cronograma e banco de dados com as informações dos relatórios finais de sondagem. O fluxo de aprovação de demandas tem um período de 5 a 7 dias a depender da complexidade. Inicialmente, após o cadastro do cliente no portal, a equipe de operação da DI de Serviços de Sondagem sinaliza a prioridade da campanha no primeiro gate.

A Governança do Projeto é composta por membros de Planejamento e Gestão Econômica, responsáveis pela conferência de códigos de projeto e orçamento. O terceiro *gate* volta para o time de operação que avalia a Especificação Técnica e encaminha para as empresas disponíveis de sondagem. Na sequência são criadas as

chaves primárias e inserção no GDMS (banco de dados) e no último *gate* o Planejamento insere a atividade no cronograma e acompanha a execução até sua devolução ao cliente por meio do relatório.

4 CONTROLES, QUALIDADE E INOVAÇÃO

São estabelecidos controles operacionais e de qualidade durante todo o processo da sondagem. Os controles operacionais são realizados pelo Planejamento, com controle da metragem, produtividade e horas ociosas das sondas, conforme Figura 8:

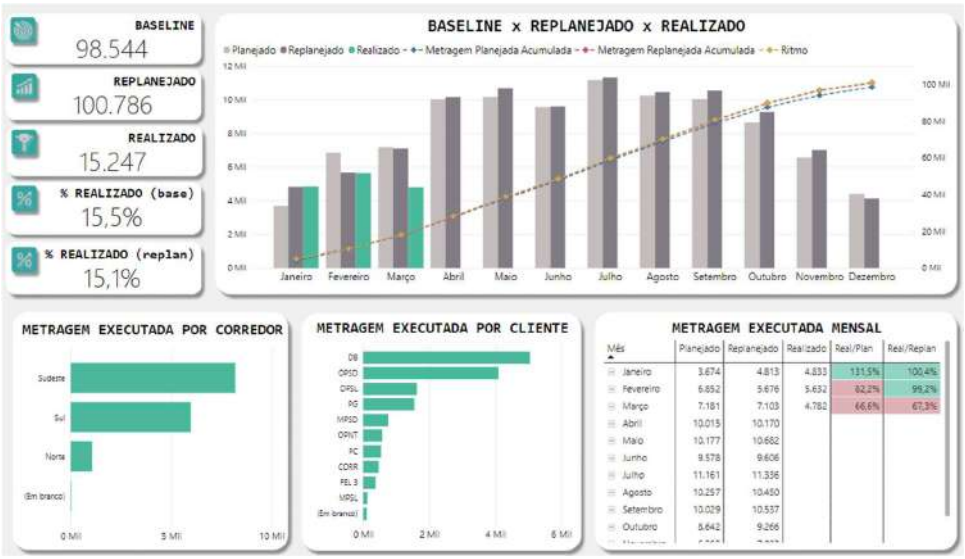


Figura 8. Controle operacional de execução de sondagem geotécnica (propriedade Vale S.A).

Para o acompanhamento e fornecimento de dados de cada furo de sondagem, investigações, coletas e instrumentações, a Vale S.A. utiliza o RDS Digital (Relatório Diário de Sondagem), criado para substituir a geração de cerca de 4.000 planilhas/mês e diminuir o *leadtime* do fornecimento de informações de campo para escritório de 7 dias para 2 dias (Figura 9), tal *leadtime* é menor que o recomendado pela ABGE (2021) onde os resultados digitais devem ser disponibilizados em até 5 dias . Os RDS são elaborados via sistema mobile (*Quicklogger*) que tem vínculo direto com o GDMS para armazenamento e gestão de dados de Sondagem.

Todos os resultados da campanha geotécnica são inseridos no GDMS, com as informações fornecidas pelo RDS, tornando o GDMS o principal centralizador de informações da Vale S.A para todas as sondagens executadas. O objetivo principal em armazenar todas as informações e padronizar a nomenclatura dos furos é garantir que a companhia tenha todas as informações necessárias para projetos futuros e o histórico das estruturas já construídas. Também, com as informações do RDS e GDMS, são elaborados mapas no GISMineral para acompanhamento de programações e execuções, posições de equipamentos e levantamentos de dados históricos (Figura 10).

E ao final do processo, encerra-se o fluxo da sondagem geotécnica com a entrega dos Relatórios Finais de Sondagem ao cliente interno, com prazo máximo de 30 dias por meio de plataforma oficial de tramitação de documentos. Os relatórios finais seguem a itemização mínima recomendada pela ABGE (2021), contemplando título, resumo executivo, introdução, objetivo, executores, métodos, trabalhos realizados, apresentação de resultados, conclusões, considerações finais, referências e anexos. Além dos relatórios, as caixas de testemunhos são armazenadas nos Galpões da Vale S.A, identificados com as coordenadas finais e "chave-primária".

Figura 9. Antes e Depois do RDS digital.

Figura 10. Apresentação de Dados pelo GISMineral (elaborado pelos autores).

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a contribuição de todas as gerências de área da Diretoria de Serviços de Sondagens, aos clientes internos, empresas de sondagem parceiras e gerências de Inovação da Vale S.A.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (2021). *Investigações geológico-geotécnicas: guia de boas práticas / [editor João Jeronimo Monticelli]*. São Paulo.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). NBR 15492: *Sondagem de reconhecimento para fins de qualidade Ambiental - Procedimento.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484: *Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio.* Rio de Janeiro.

BRASIL. Lei nº14.066, de 30 de setembro de 2020. *Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e dá outras providências*. Brasília, DF: Diário Oficial da União, 2020.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/465

Gestão de Riscos Geotécnicos dos Taludes do Mineroduto Minas-Rio: Busca de Áreas Suscetíveis Através de Geoprocessamento

Anderson Fonini
Engenheiro Geotécnico, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, fonini@fgs.eng.br

Lucas Torrent Figueiredo
Coord. de Geotecnia Corp., Anglo American, Nova Lima, Brasil, lucas.t.figueiredo@angloamerican.com

Fabiano Madrid
Geólogo, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, madrid@fgs.eng.br

Rodrigo Brum Teodorico
Engenheiro Geotécnico, Anglo American, Viçosa, Brasil, rodrigo.teodorico@angloamerican.com

Felipe Gobbi
Diretor Técnico, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, felipe@fgs.eng.br

RESUMO: O Mineroduto Minas-Rio, com extensão de 528 km e atravessando 33 cidades no Brasil, apresenta desafios significativos na identificação de áreas geotécnicas críticas. Dada a complexidade dessa tarefa, devido à grande variedade de fatores envolvidos e à extensão do mineroduto, torna-se essencial o uso de metodologias avançadas de geoprocessamento, integradas a Sistemas de Informação Geográfica (SIG). Essas metodologias permitem a análise de múltiplas fontes de dados e sua correlação para identificar pontos de risco. Este estudo empregou metodologias reconhecidas no âmbito geotécnico a fim de avaliar áreas suscetíveis a diversos tipos de movimentos de massa, como deslizamentos translacionais, rupturas planares e flexurais, queda de blocos, e fluxos de detritos. Os resultados obtidos foram cruciais na identificação de áreas de suscetibilidade a tais eventos. Essas descobertas fornecem uma base sólida para a implementação de medidas preventivas e corretivas ao longo do mineroduto, contribuindo significativamente para a gestão eficaz de riscos. Além disso, esses resultados servem como guia para futuras avaliações de campo, fornecendo informações detalhadas que auxiliam na tomada de decisões in loco.

PALAVRAS-CHAVE: Movimentos de massa, Sensoriamento Remoto, Risco geotécnico.

The Minas-Rio Pipeline, spanning 528 km and traversing 33 cities in Brazil, poses significant challenges in identifying critical geotechnical areas. Given the complexity of this task, due to the multitude of factors involved and the extent of the pipeline, the use of advanced geoprocessing methodologies integrated with Geographic Information Systems (GIS) becomes essential. These methodologies enable the analysis of multiple data sources and their correlation to pinpoint areas of risk. This study employed recognized geotechnical methodologies to assess areas susceptible to various types of mass movements, such as translational slides, planar and flexural ruptures, block falls, and debris flows. The results obtained were crucial in identifying areas prone to such events. These findings provide a solid foundation for the implementation of preventive and corrective measures along the pipeline, significantly contributing to effective risk management. Additionally, these results serve as a guide for future field assessments, providing detailed information to assist in on-site decision-making.

KEYWORDS: Mass Movements, Remote Sensing, Geotechnical Risk.

1 INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

O Mineroduto Minas-Rio desempenha um papel crucial no transporte do minério de ferro proveniente da Mina da Serra do Sapo, situada em Conceição do Mato Dentro - MG, até o Porto do Açu, localizado em

São João da Barra - RJ. Com uma extensão de 528,00 km, o mineroduto atravessa diversos cenários geológico-geotécnicos, morfológicos, climatológicos, de cobertura vegetal e sociais, nos quais são observadas condições que, por vezes, apresentam riscos geotécnicos significativos.

A identificação dos riscos geotécnicos é uma tarefa ampla e complexa, principalmente devido ao número de variáveis envolvidas na composição da escala de risco e de extensão do Mineroduto, tornando fundamental a utilização de metodologias de geoprocessamento calibradas em ambiente de Sistemas de Informações Geográficas (SIG), permitindo reunir e correlacionar diferentes fontes de informação e gerar novos dados que norteiem a identificação de pontos de maior criticidade em termos de segurança e estabilidade.

Os mapas de suscetibilidade a ocorrências geotécnicas são resultados de uma combinação de técnicas de geoprocessamento em um ambiente SIG, utilizando como base o modelo digital do terreno (MDT) e dados disponibilizados por instituições técnicas de referência. Este estudo foi conduzido seguindo premissas propostas pelo Manual de Mapeamento de Perigo e Risco a Movimentos Gravitacionais de Massa (CPRM, 2018), ao qual foram adotadas ferramentas e metodologias específicas e reconhecidas no meio técnico, visando contribuindo no enriquecimento dos produtos de identificação de áreas suscetíveis a movimentos de massa.

As etapas deste estudo incluem: i) compilação do banco de dados em um ambiente SIG, ii) pré-processamento dos dados e geração dos mapas base necessários e iii) aplicação de técnicas adaptadas do Projeto de Fortalecimento da Estratégia Nacional de Gestão Integrada de Riscos em Desastres Naturais – GIDES (CPRM, 2018) com objetivo de produzir os mapas temáticos de suscetibilidade a ocorrências geotécnicas, abrangendo mecanismos como deslizamentos translacionais, rupturas planares e flexurais, queda de blocos e fluxo de detritos, com potencial de afetar a estrutura do mineroduto ao longo de toda sua extensão. Esse processo direciona a gestão de riscos ao identificar as áreas mais suscetíveis ao longo do trajeto do mineroduto.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

As técnicas de geoprocessamento foram adaptadas com base nas diretrizes estabelecidas pela CPRM (2018), como parte do programa de Gestão de Risco de Desastres e Programa de Respostas, em colaboração com o governo japonês, através do acordo de Cooperação Técnica Internacional (CTI), resultando no Projeto de Fortalecimento da Estratégia Nacional de Gestão Integrada de Riscos em Desastres Naturais - GIDES.

O Modelo Digital de Terreno (MDT) utilizado como referência é o ALOS PALSAR RTC, originalmente com resolução de 30 m, recalculado pela *Alaska Satellite Facility* (ASF) para 12,5 m. A área de estudo englobou um buffer de 2 km ao redor do eixo ao longo de toda a extensão do mineroduto. Esses dados remontam ao final de 2010 e início de 2011, anteriores à implantação do Mineroduto, Devido a essa temporalidade e à limitação da resolução espacial, não foi possível identificar pequenas características ou instabilidades ocorridas após a sua implementação. No entanto, os resultados obtidos foram consideráveis, pois, a maioria dos mecanismos de movimento de massa avaliados têm suas zonas-fonte localizadas além das áreas afetadas pelas obras de construção do Mineroduto. As metodologias utilizadas para a produção dos mapas dos mecanismos de instabilidade são descritas detalhadamente a seguir.

2.1 Pré-processamentos e mapas base

Como parte do processo de aplicação das diversas técnicas de rastreamento da probabilidade de ocorrência de movimentos de massa, foram conduzidos pré-processamentos de dados utilizando o MDT. Simultaneamente, informações relevantes ao longo da extensão do Mineroduto foram compiladas. Os subprodutos resultantes incluem:

2.1.1 Orientação de vertentes (ou direção de fluxo)

A orientação de vertentes refere-se à variação do ângulo azimutal associado à inclinação mais acentuada do terreno, indicando a direção para a qual a face do talude está voltada em relação ao norte.

2.1.2 Declividade

A declividade representa o ângulo de inclinação do terreno em relação à horizontal, expresso em graus. Essa medida é obtida diretamente do MDT por meio do algoritmo proposto por Horn (1981).

2.1.3 Geologia

As informações geológicas e estruturais dos maciços ao longo da faixa do mineroduto foram obtidas por meio de consulta a mapeamentos de base gratuita disponibilizados pela Companhia de Desenvolvimento Econômico de Minas Gerais (CODEMIG) e pelo Serviço Geológico do Brasil (SGB). Esses dados foram reclassificados em mapas litológicos, assumindo a principal litologia de cada unidade, também foi considerada a direção preferencial de mergulho de suas estruturas predominantes.

Também correlacionado ao tipo litológico foram atribuídos os dados de coesão, ângulo de atrito e densidade com base em dados coletados em campo.

2.1.4 Espessura de solo

O método de geoprocessamento adotado, conforme proposto por Azevedo et al. (2015), fundamenta-se na análise da distribuição do solo em diversas inclinações do terreno. Esta abordagem considera que áreas planas tendem a acumular mais sedimentos, enquanto encostas íngremes tendem a apresentar camadas de solo mais superficiais, podendo expor a rocha subjacente.

Devido à diversidade morfológica e litológica, o mineroduto foi dividido em 6 faixas, para as quais foram estabelecidos os parâmetros de entrada do método. Os dados apresentados na Tabela 1 correspondem às informações utilizadas para cada trecho. Ressalta-se que os valores adotados foram determinados com base em diversas retroanálises, que empregaram afloramentos rochosos visíveis por imagens de satélite como pontos de referência e informações provenientes de sondagens disponíveis.

Tabela 2-1. Parâmetros de entrada adotados na Equação 1.

Faixa de Domínio	Esp. Solo Máx.	Esp. Solo Min.	Ângulo limite
1	30 m	5 m	20°
2	15 m	2 m	25°
3	30 m	2 m	30°
4	15 m	2 m	35°
5	15 m	2 m	35°
6	25 m	5 m	30°

2.1.5 Área de captação (ou acumulação de fluxo)

O método de cálculo da acumulação de fluxo consiste na soma do peso de todas as células que contribuem para cada célula a jusante no raster de saída, utilizando como base a direção de fluxo (ou orientação de vertentes), ou seja, indica quantas células contribuem com fluxo para cada célula específica Quando nenhum raster de peso é fornecido, é atribuído um peso de 1 a cada célula. Células com um valor de acumulação de fluxo igual a zero geralmente correspondem ao padrão de cristas. A aplicação deste algoritmo segue a metodologia proposta por Jenson & Domingue (1988).

2.1.6 Filtro de taludes potenciais (zonas de influência)

Com o objetivo de aprimorar a análise e excluir taludes que não representem ameaça ao mineroduto, foram identificados como potenciais aqueles com a face voltada para o eixo, dentro de uma variação de +30° a -30°. Essa seleção levou também em consideração a distância em relação ao mineroduto, sendo categorizados em três faixas: < 1 m, de 1 m a 15 m e de 15 m a 30 m, respectivamente, alta, média e baixa probabilidade de impacto direto no mineroduto.

2.2 Deslizamento translacional

O mecanismo, também descrito como deslizamento planar em solo por CPRM (2018), foi analisado utilizando a metodologia Shallow Landsliding Stability Model (SHALSTAB), desenvolvida por Montgomery e Dietrich (1994). Este modelo é amplamente utilizado na avaliação de locais propensos a deslizamentos de taludes de modelo infinito. Fundamentado em análise determinística, o SHALSTAB minimiza a subjetividade e possibilita a avaliação de riscos em termos absolutos.

Para a aplicação do modelo, são necessários dados como declividade, área de captação, peso específico do solo, condutividade hidráulica, profundidade do escorregamento (espessura do solo), ângulo de atrito e coesão. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento e os índices físicos foram obtidos através da compilação dos resultados disponíveis de várias investigações e projetos geotécnicos realizados ao longo do mineroduto. As informações geométricas fundamentais foram obtidas a partir do Modelo Digital do Terreno (MDT), enquanto para a condutividade hidráulica foram utilizadas referências bibliográficas como apoio.

2.3 Ruptura planar e flexural em rocha

Nos maciços rochosos, os escorregamentos são influenciados pelo fraturamento, orientação e distribuição das descontinuidades em relação ao talude, além dos parâmetros de resistência do material. Em maciços resistentes, os planos de ruptura, como estratificações e falhas, determinam a movimentação.

Para rupturas planares a condição básica é que as descontinuidades dos maciços possuam direção de mergulho em favor a face do talude, assim o angulo de mergulho do talude será maior que o da descontinuidade e este maior que o angulo de atrito. Já para rupturas flexurais (ou tombamento), é a descontinuidade do corpo que está oposta ao ângulo de face do talude, implicando em um movimento de rotação dos blocos.

Com base nestas premissas a classificação destes mecanismos se deu pelo cruzamento das orientações das vertentes (taludes) com as direções estruturais admitindo as seguintes premissas:

- Rupturas planares: Identificação de estruturas com azimute concordante a orientação da face dos taludes (desconfinado) e com mergulho entre 45° e 55° em áreas de afloramentos rochosos;
- Rupturas flexurais: Identificação de estruturas com azimute contrário a face dos taludes (confinado) e mergulho entre 50° e 70° em áreas de afloramentos rochosos.

2.4 Queda de blocos

A queda de blocos é um movimento de massa em que blocos desconexos do maciço rochoso caem ao longo de um declive por queda livre, saltação ou rolamento. As causas são diversas e não necessariamente ligadas à chuva, dificultando a previsão. O modo de movimento depende da geometria do bloco e da encosta.

O estudo segue as premissas propostas por CPRM (2018), onde zonas primárias são encostas de maciços rochosos com inclinação média ≥ 50° e amplitude mínima de 5 m. A queda é subdividida em três grupos (Figura 1), baseados na inclinação do maciço e na presença de rampa, que influencia na trajetória do bloco (CPRM, 2018).

- Grupo I: com presença de rampa na base;
- Grupo II: sem rampa e inclinação entre 50° e 70°;
- Grupo III: sem rampa e inclinação maior que 70°;

O estudo das áreas de queda de blocos usou dados de afloramentos rochosos, filtrando apenas áreas com declividade igual ou superior a 50°. Para determinar a presença de rampa, optou-se por utilizar um buffer de 20 metros a partir do limite externo das áreas de afloramento com declividade máxima de 20°.

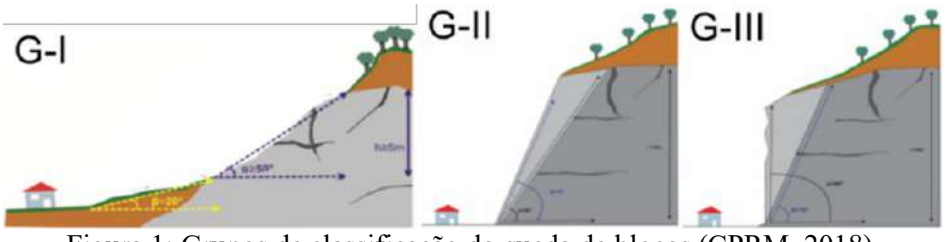


Figura 1: Grupos de classificação de queda de blocos (CPRM, 2018).

2.5 Fluxo de detritos

Os fluxos de detritos são deslocamentos rápidos de massas fluidas altamente viscosas, compostas principalmente por solo, rochas, vegetação, detritos humanos e água. Esse processo geralmente se inicia em áreas montanhosas durante chuvas intensas e, à medida que atinge terrenos mais planos, a velocidade diminui e o material é depositado em forma de leques aluviais (CPRM, 2018). Um exemplo deste mecanismo em trecho do mineroduto está ilustrado na Figura 2 através da simulação de velocidade de fluxo de detritos.

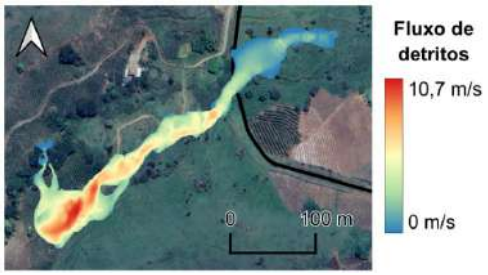


Figura 2: Simulação de fluxo de detritos, velocidade de escorregamento.

Para identificar bacias hidrográficas com potencial para fluxo de detritos e avaliar o impacto em estruturas, utilizou-se uma metodologia adaptada de CPRM (2018). Foram selecionadas bacias com área superior a 1 hectare, que interseccionam o eixo do mineroduto e classificadas quanto à sua morfologia interna.

Conforme ilustrado na Figura 3, a metodologia da CPRM (2018) para classificação morfológica e avaliação da suscetibilidade a eventos de fluxo, inclui a verificação da condição de confinamento utilizando linhas transversais espaçadas ao longo dos talvegues. Dessa forma, foram identificadas as bacias suscetíveis e os trechos de confinamento, considerando a relação entre a largura e o comprimento do talvegue, bem como as áreas de espraiamento. A inclinação média do trecho confinado foi também extraída, selecionando-se apenas as bacias com inclinação média superior a 10° no eixo do talvegue, o que é considerado um indicativo de zona de fluxo de massa, conforme CPRM (2018). As drenagens sem confinamento foram desconsideradas, exceto se houvesse registros de fluxo de detritos.

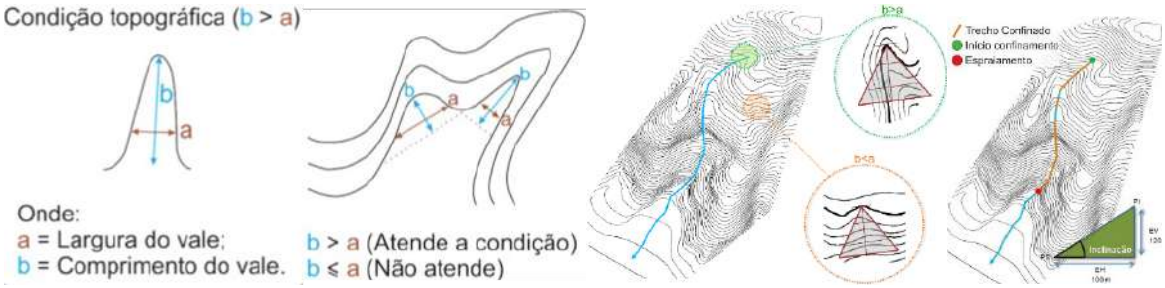


Figura 3: Critério de classificação de confinamento de talvegue (CPRM, 2018).

Para a avaliação da possibilidade de um evento afetar o mineroduto, adotou-se a seguinte classificação a partir do ponto inicial do espraiamento até o eixo do mineroduto: a) Alta possibilidade de ocorrência para distâncias menores que 100 metros, b) Média possibilidade para distâncias entre 100 e 400 metros, c) Baixa possibilidade para distâncias maiores que 400 metros.

3 RESULTADOS

3.1 Pré-processamentos e mapas base

No mosaico da Figura 4 destacam-se os resultados do pré-processamento referentes à orientação das vertentes, declividade, geologia, espessura do solo, acumulação de fluxo e classificação de taludes potenciais respectivamente nos municípios mineiros de Nova Era (km 145 a km 147), Tombos (km 357 a km 361), Passabém (km 72 a km 74), Abre Campo (km 265 a km 267), Nova Era (km 126 a km 127) e também Nova Era (km 146).

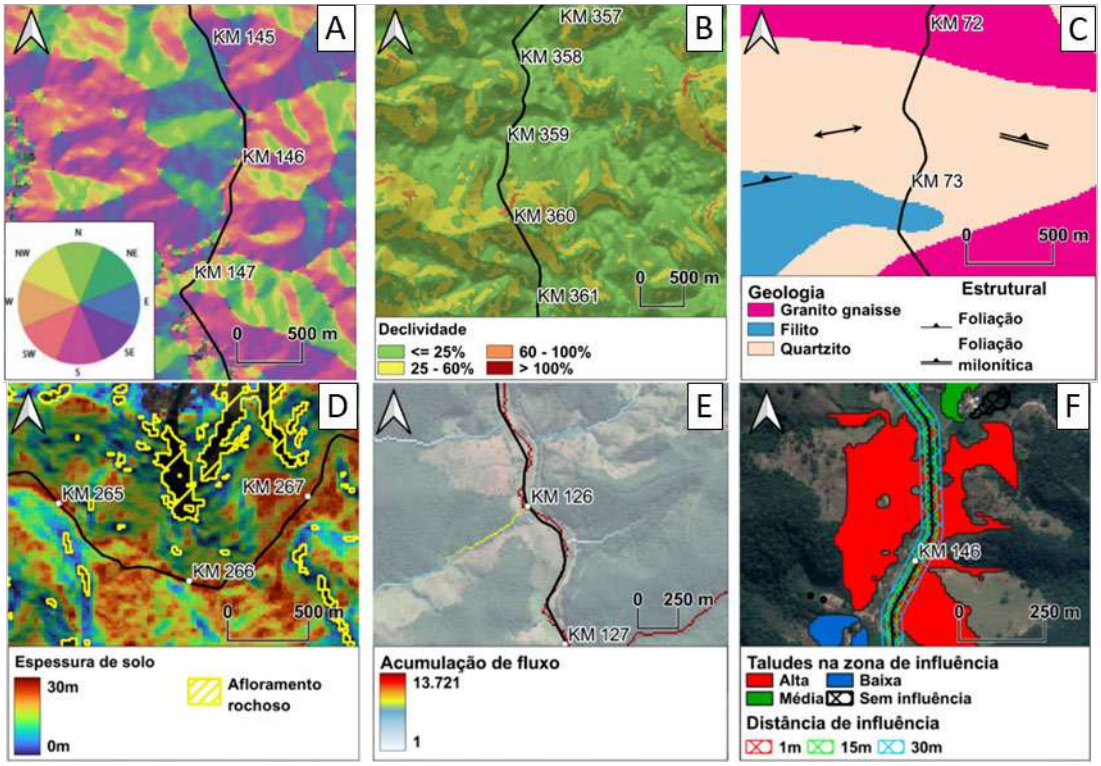


Figura 4: Mapa de orientação de vertentes em "A", declividade em "B", geologia em "C", espessura de solo em "D", acumulação de Fluxo em "E" e classificação de taludes potencias em "F"

Esses dados possibilitaram a caracterização geomorfológica e composicional das áreas, fornecendo informações valiosas que, combinadas por meio das técnicas descritas, permitiram identificar os locais suscetíveis à ocorrência de eventos geotécnicos com potencial de dano ao mineroduto.

3.2 Deslizamento translacional

As áreas processadas pelo método SHALSTAB como suscetíveis a deslizamento translacional foram filtradas com base nas condições dos taludes voltados ao mineroduto, neste o resultado do método indica o acumulado de chuvas necessárias para deflagar uma movimentação ou áreas incondicionalmente estáveis.

As áreas mapeadas foram filtradas desconsiderando áreas mais próximas que 15 metros do eixo que provavelmente foram alteradas geometricamente em função da implantação do Mineroduto. Também foram eliminadas áreas que estavam mais distantes que 50m pois não são esperados eventos com tal extensão e áreas potencialmente instáveis com dimensões maiores que 400m² (equivalente a aproximadamente 3 pixels contínuos do MDT utilizado) totalizando em 33 regiões com risco associado a deslizamentos translacionais, tendo sua primeira ocorrência no km 82 e a último nas cercanias do km 337.

A Figura 5A apresenta um recorte para do trecho entre o km 118 e km 119 no município de Nova Era, como exemplo dos resultados obtidos para deslizamento translacional.

3.3 Ruptura planar e flexural

Foram encontrados 108 pontos com rocha exposta em taludes ao longo do mineroduto, abrangendo 18 tipos diferentes de litologias. Essas áreas foram filtradas com base na distância e área de abrangência, utilizando o mesmo embasamento técnico dos deslizamentos translacionais.

Ao analisar os taludes com potencial influência no mineroduto, juntamente com afloramentos rochosos, orientação das faces e direção estrutural predominante dos maciços rochosos, foram identificadas 27 zonas suscetíveis a movimentos de ruptura planar, tento a primeira área próxima ao km 86 e a último no km 342. Nenhuma zona de ruptura flexural foi detectada nas condições de contorno adotadas.

A Figura 5B ilustra um recorte para o trecho no km 107 no município de Santa Maria de Itabira como exemplo dos resultados obtidos para ruptura planar.

3.4 Queda de blocos

A classificação de áreas de queda de blocos indicou 5 locais com áreas suscetíveis ao longo de todo o mineroduto, tendo sua primeira ocorrência no km 107 e a última no km 360. Na Figura 5C estão representadas a classificação quanto ao Grupo I em azul e Grupo II, em vermelho para um trecho próximo à divisa entre Minas Gerais e o Rio de Janeiro, tal local já apresentava histórico de quedas, onde já existem estudos aprofundados quanto à trajetória e energia de possíveis eventos.

O Grupo III não obteve nenhum resultado ao longo de todo o eixo.

3.5 Fluxo de detritos

Com base na aplicação da metodologia proposta foi possível identificar 28 bacias com potencial de ocorrência de fluxos de massa com capacidade de interferência ao mineroduto entre o km 84, onde ocorre a primeira suscetível e à última no km 355. Dentro destas bacias indicadas, aplicou-se uma classificação em relação a possibilidade de interferência do evento ao mineroduto. Para isso, adotou-se como referência o ponto inicial de espraiamento e, a partir da distância, definiu-se como:

- Suscetibilidade alta: distâncias menores que 100 metros
- Suscetibilidade média: entre 100 e 400 metros
- Suscetibilidade baixa: acima de 400 metros

Feito isso, foram identificados 5 trechos internos às bacias com alta suscetibilidade, 23 trechos com média e 8 de baixa suscetibilidade.

A Figura 5D, apresenta o intervalo entre o km 125 e km 127 (em Nova Era), onde as bacias de fluxo apresentam trechos confinados de alta (vermelho), média (verde) e de baixa (azul) suscetibilidade de ocorrência de fluxo de detritos.

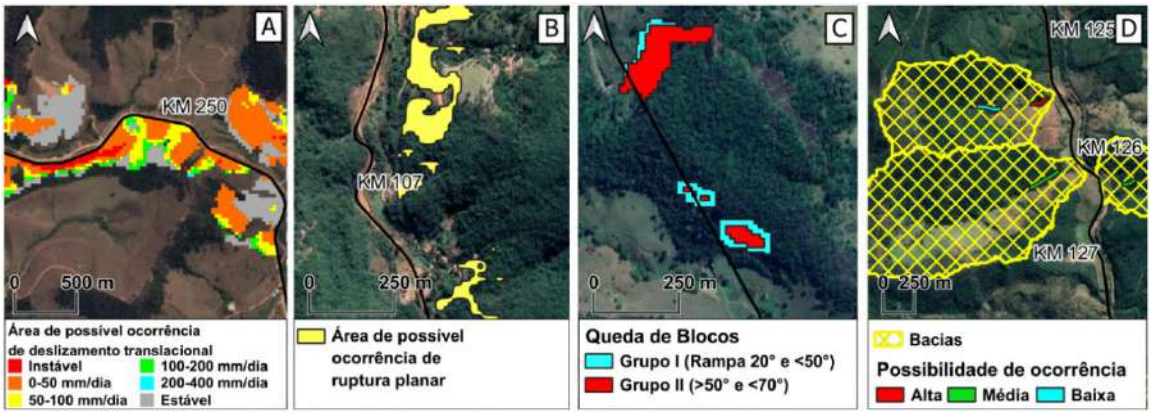


Figura 5: Recortes dos resultados das áreas suscetíveis à eventos geotécnicos com potencial dano a estrutura do mineroduto, deslizamento translacional em "A", ruptura planar em "B", queda de blocos em "C" e fluxo de detritos em "D".

A análise da distribuição dos pontos com suscetibilidade à ocorrência de eventos geotécnicos, devidamente classificados por mecanismo e com potencial impacto no mineroduto, encontra-se ilustrada no perfil esquemático do mineroduto apresentado na Figura 6.

Este perfil uma representação visual clara e abrangente dos 93 locais identificados como potencialmente vulneráveis, ao longo dos 538 km do mineroduto, permitindo uma compreensão mais aprofundada das áreas de risco ao longo do trajeto do mineroduto.

Os pontos ocorrem entre os km 82 e 355, estes refletem as regiões com maiores variações topográficas, regiões de serras mineiras. Onde o terreno é mais plano, adentrando na área de influência das planícies costeiras fluminenses não se observam áreas risco apontadas pelas metodologias aplicadas.

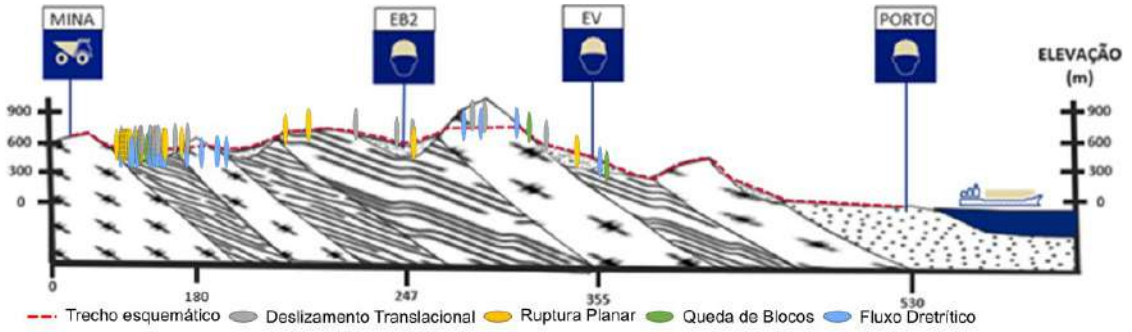


Figura 6: Áreas suscetíveis à movimentos de massa resultante do geoprocessamento.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo trouxe uma abordagem combinada de diversas técnicas de busca de áreas de risco geotécnico ao longo do mineroduto. Utilizando o MDT de base gratuita combinadas a informações de mapeamentos geológicos fornecidos por instituições técnicas de referência, foram realizadas análises morfológicas e composicionais dos terrenos a fim de identificar áreas suscetíveis a instabilidades geotécnicas como deslizamentos translacionais, rupturas planares e flexurais, quedas de blocos e fluxos de detritos.

Baseados nas técnicas apresentadas por CPRM (2018), adaptadas para o contexto da investigação ao longo dos 538 km do mineroduto Minas-Rio, foi possível identificar 93 áreas com ao menos um mecanismo de instabilidade investigado com orientação, dimensão e proximidade com potencial de causar danos ao funcionamento da estrutura.

Como avanço técnico, indica-se a comparação dos resultados, com mapeamentos de campo, adicionando também novos pontos identificados como mapeamentos de todas as estruturas de contenção/estabilização implantadas e a realização de ensaios laboratoriais para o refinamento dos parâmetros geotécnicos.

Além disso, existem espaços para novas revisões e aprimoramento das bases de dados que em atualizações futuras tornem esse produto ainda mais acurado tecnicamente, como por exemplo a obtenção de dados pluviométricos mais representativos as condições locais ao longo de toda a extensão do Mineroduto.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Anglo American pela permissão e estímulo à publicação deste estudo, assim como pela valiosa contribuição teórica e técnica fornecida durante todo o processo de desenvolvimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASF DAAC (2015), ALOS *PALSAR_Radiometric_Terrain_Corrected_high_res*; Includes Material © JAXA/METI 2007. DOI: https://doi.org/10.5067/Z97HFCNKR6VA

Azevedo, G et al. (2015). *Estimativa da profundidade do solo pelo uso de técnicas de geoprocessamento, estudo de caso: Setor Pajarito, Colômbia*. XVII Brazilian Symposium on Remote Sensing.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil (2018). *Manual de Mapeamento de Perigo e Risco a Movimentos Gravitacionais de Massa – Projeto de Fortalecimento da Estratégia Nacional de Gestão Integrada de* Desastres Naturais (GIDES). Coord.: Pimentel, Jorge e Santos, Thiago Dutra dos. Rio de Janeiro.

Horn, B. (1981). *Hill shading and the reflectance map. Proceedings of the IEEE.* 69. 14 - 47. 10.1109/PROC.1981.11918.

Jenson, S. K., & Domingue, J. O. (1988). *Extracting Topographic Structure from Digital Elevation Data for Geographic Information System Analysis.* Photogrammetric Engineering and Remote Sensing. 54 (11):1593–1600.

Montgomery, D.R., Dietrich, W.E. (1994) *A physically-based model for the topographic control on shallow landsliding. Water Resour* Res 30:1153–1171

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/466

Impacto do Polimero Superabsorvente na Sucçao e Transporte de Sedimentos em Rejeitos de Mineraçao Dispostos a Seco

Giovana Abreu de Oliveira
Engenheira Geotécnica,Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, giovana.oliveira@fonntesgeotécnica.com

Michel Moreira Morandini Fontes
Diretor Presidente, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, michel@fonntesgeotecnica.com

Gabriella Melo de Deus Vieira
Engenheira Geotécnica, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, gabriella.vieira@fonntesgeotécnica.com

Ana Beatriz Silva Paolucci de Paiva
Engenheira Geotécnica, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, ana.paiva@fonntesgeotécnica.com

RESUMO: A gestão sustentável de rejeitos de mineração é um desafio significativo para a indústria, especialmente no contexto de disposição a seco, que tem ganhado atenção crescente devido aos riscos associados à disposição tradicional em barragens. Enquanto a estabilização e o empilhamento a seco de rejeitos têm sido amplamente explorados, a compreensão detalhada da dinâmica de sucção e transporte de sedimentos em meios porosos saturados permanece subdiscutida. Este artigo aborda essa lacuna e investiga como a introdução de um polímero superabsorvente influencia o comportamento da água e dos sedimentos em rejeitos de mineração estabilizados. O polímero superabsorvente estudado, denominado High Performance Aglomerate (HPA), é conhecido por suas propriedades de retenção de água e aplicado para melhorar a trabalhabilidade dos materiais durante o processo construtivo (compactação dos rejeitos) nos empilhamentos e, por conseguinte, promove a estabilidade e a segurança dos rejeitos. Para avaliar o impacto desse polímero, são realizados ensaios específicos, incluindo a análise da curva de retenção de água, que descreve a relação entre a umidade e a sucção do solo ou material poroso. Este estudo aborda a curva de retenção de água para avaliar não apenas a sucção, mas também outros mecanismos relacionados ao transporte de água e sedimentos em rejeitos de mineração estabilizados com o polímero superabsorvente, para entender como a água é retida, absorvida, desprendida e transportada do rejeito. Os resultados deste trabalho contribuem para uma compreensão mais abrangente da dinâmica desses rejeitos e podem fornecer insights valiosos para aprimorar as práticas de disposição a seco e mitigar os impactos ambientais associados à mineração.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeito; Estabilização; Compósitos; Novos Materiais Geotécnicos; Sucção.

ABSTRACT: Sustainable management of mining waste is a significant challenge for the industry, especially in the context of dry disposal, which has been gaining increasing attention due to the risks associated with traditional tailings dam disposal. While dry stacking and stabilization of tailings have been widely explored, detailed understanding of the suction dynamics and sediment transport in saturated porous media remains under-discussed. This article addresses this gap and investigates how the introduction of a superabsorbent polymer influences the behavior of water and sediments in stabilized mining waste. The studied superabsorbent polymer, called High Performance Agglomerate (HPA), is known for its water retention properties and is applied to improve the workability of materials during the construction process (compaction of tailings) in stacks and, consequently, promotes the stability and safety of the waste. To assess the impact of this polymer, specific tests are conducted, including the analysis of the water retention curve, which describes the relationship between moisture and soil or porous material suction. This study addresses the water retention curve to evaluate not only suction but also other mechanisms related to water and sediment transport in mining waste stabilized with the superabsorbent polymer, to understand how water is retained, absorbed, released, and transported from the waste. The results of this work contribute to a more comprehensive understanding of the dynamics of these wastes and can provide valuable insights for improving dry disposal practices and mitigating the environmental impacts associated with mining.

KEYWORDS: Waste; Stabilization; Composites; New Geotechnical Materials; Suction.

1 INTRODUÇÃO

A construção de barramentos remonta desde a antiguidade, em que se utilizava dessas estruturas, mesmo arcaicas, a fim de se garantir a água para subsistência - consumo e plantio. Foi a partir dos séculos XVI, XVII e XVIII, períodos que compreendem a colonização e a Revolução Industrial que, com o desenvolvimento expressivo da indústria e da mineração (BRASIL, 2017), fez-se necessário a construção de barramentos, principalmente para contenção dos rejeitos gerados nestas atividades. Cabe ressaltar que as barragens foram projetadas como uma solução geotécnica em substituição aos lançamentos diretos de rejeitos no meio natural, e à época, muito vantajosa em termos ambientais e econômicos (viabilizando assim e desenvolvendo os processos de mineração).

Contudo, para a construção desse tipo de estrutura é necessária a criação de reservatórios, que por sua vez, muitas das vezes dependem de desmatamentos e toda uma compensação ambiental pela fauna e flora prejudicada. Mas, pode-se dizer que o estopim para a procura de outro sistema em substituição a este foram as rupturas das barragens. A construção de barragens pelo método à montante, em que o próprio rejeito é utilizado no alteamento sem um controle adequado das características físico-químicas desses materiais, bem como a criação de reservatórios dos rejeitos na consistência de lama, susceptíveis à variações de poropressões e, consequentemente, a eventos de liquefação, tornou-se um emaranhado de possíveis causas para o desgaste e a ruptura abrupta desse tipo de estrutura, fazendo-se valer de novas alternativas de disposição de rejeitos.

Tendo em vista essas rupturas e os acidentes vinculados a elas, tanto ao meio ambiente quanto às comunidades próximas às barragens, o processo de empilhamento de rejeitos à seco têm sido a prática mais adotada pelas empresas de mineração. Por meio desta técnica, a lama que seria depositada em barragens geralmente passa por etapas de filtração, onde se perde uma quantidade considerável de umidade, para depois ser disposta em pátios de empilhamento, em que os rejeitos filtrados são homogeneizados e compactados em camadas. Conforme Cruz (2023), as pilhas à seco permitem maior grau de compactação do material, no entanto, demandam desde um bom preparo do rejeito para a disposição, como filtragem ou desaguamento, quanto acompanhamento durante e após sua construção.

Para isso, é necessário que seja feito o controle tecnológico de pilhas, visando promover a segurança e prevenção de acidentes. O controle tecnológico é uma forma de acompanhar parâmetros a fim de verificar que eles atendam a determinações de projeto. Os testes efetuados para controle tecnológico de pilhas visam avaliar características físicas e mecânicas do rejeito, indicando comportamentos das pilhas a seco e prevenindo condições de desestabilização. Também, uma das vertentes desse meio é a busca por inclusões que possam melhorar essas características, seja pela técnica de reforço, quando se introduz fibras, fitas metálicas, geossintéticos (Sotomayor, 2018; Souza, 2021; Moreira, 2011), seja pelo processo de estabilização química, como é o caso da adição de matéria orgânica, biocarvão e polímeros sintéticos (Klein et al., 2015; Pellizaro & França, 2020).

Nesse contexto, tem-se os chamados polímeros superabsorventes, que podem otimizar os processos de filtração por apresentar a capacidade de trazer a água para o interior de sua estrutura, liberando-a gradativamente ao meio. Juntamente com outras substâncias, pode melhorar as características físico-químicas dos rejeitos para empilhamento, mas faz-se necessário o entendimento de cada parâmetro, material e projeto de pilha específico.

Geralmente são realizadas análises de parâmetros de resistência e de compressibilidade das amostras de rejeitos, contudo, análises quanto à dinâmica hidromecânica em meios porosos saturados, como sucção e transporte de sedimentos, embora muito importantes para o entendimento do comportamento dos materiais com diferentes condições de saturação, são avaliadas com menor frequência.

A curva de retenção de água, de acordo com Embrapa (2017) é um parâmetro determinado a partir da relação entre a massa/volume de água e a força mátrica no solo analisado. Este parâmetro é capaz de fornecer informações sobre a quantidade de água retida no solo e, consequentemente, sua estabilidade frente as variações de temperatura e umidade no ambiente.

Visando todas essas questões, o presente artigo visa avaliar o potencial do polímero superabsorvente HPA (High Performance Aglomerate) em uma dosagem de 300 g/t no aumento da capacidade de retenção da água em um rejeito de minério de Zinco compactado.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Rejeito de Minério de Ferro

Na presente pesquisa, o rejeito utilizado para o estudo foi um rejeito de minério de ferro, o qual suas amostras foram coletadas após o processo de desaguamento em três filtros prensas. Com uma umidade de campo de 22,93%, o rejeito estava na forma de polpa. Inicialmente, o estudo visava analisar suas propriedades para transporte e empilhamento. No entanto, surgiu a oportunidade de expandir a pesquisa para incluir a avaliação da capacidade de transporte de fluidos tanto do rejeito em sua forma pura quanto quando misturado com o polímero superabsorvente.

2.2 Polímero Superabsorvente (HPA)

O superabsorvente utilizado nesta pesquisa se trata de um tipo de solidificante chamado de High Performance Aglomerate (HPA). Ele é uma mistura de cinzas vulcânicas, compostas em sua maioria por sílica e alumina, e um polímero orgânico do tipo poliacrilato de sódio. Nesta pesquisa os compósitos foram formados por misturas de 20% de cinzas vulcânicas (polímero inorgânico) e 80% de poliacrilato de sódio (polímero orgânico), tal dosagem foi baseada nos estudos realizados por Oliveira (2023).

A composição química (80%) do polímero orgânico utilizado nesta pesquisa é apresentada na Figura 1.

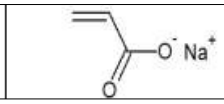
Acrilato de sódio		Sintético	Iônico (Aniônico)

Figura 1. Composição química do acrilato de sódio

As cinzas vulcânicas utilizadas na mistura (20%) provém da consolidação do magma de vulcões e são extraídas na cidade de Kagoshima, no Japão. O processo de extração é bem simples e consiste, inicialmente, em separar com uma pá escavadeira o material de interesse. A extração das cinzas é feita por meio de cortes verticais nas montanhas de rochas vulcânicas evitando, desta forma, o acúmulo de água e consequente desmoronamento. A cor das cinzas varia conforme a montanha em que foram extraídas.

Em seguida é feita uma seleção apenas das cinzas que possuem granulometria menor que 590 micromilimetros. Este processo é realizado por meio da passagem das cinzas por peneiras imersas em água. Por fim, a fração selecionada de cinzas passa por uma centrífuga e passa por um processo de secagem à temperaturas entre 400 e 500 °C.

A mistura, na proporção 80/20, que forma o HPA utilizado nos ensaios, é proveniente de fábrica e não foram feitas alterações em sua composição. O poliacrilato tem uma solidificação surpreendentemente rápida quando homogeneizado ou sob aspersão de um rejeito com determinada umidade. Já as cinzas vulcânicas ajudam na cimentação, que pode alterar as características mecânicas dos rejeito. Além disso, elas possuem a função de quebrar algumas ligações do poliacrilato na mistura e permitir que a evaporação da água seja mais rápida, uma vez que impede que o poliacrilato reabsorva água após liberá-la. A Figura 2 contém um esquema que representa a ação das cinzas vulcânicas sobre o comportamento do poliacrilato de sódio.

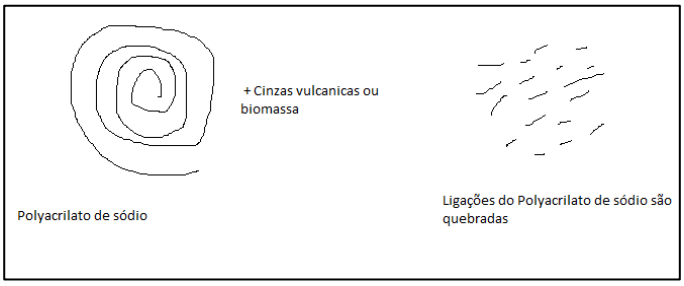


Figura 2. Ação das cinzas sobre o poliacrilato de sódio

Quando o HPA é introduzido em meio aquoso, as unidades iônicas se dissociam e geram densidade de carga ao longo da cadeia, resultando em repulsão eletrostática, que expande o gel e promove o inchamento. Além disso, uma alta concentração de íons é gerada no gel, o que leva a uma diminuição da pressão osmótica devido à diluição da carga, ou seja, ao inchamento do gel (KIATKAMJORNWONG, 2007).

Este polímero possui como característica a alta capacidade de absorção da umidade. De acordo com Jensen (2011), a evaporação da água retida pelo HPA ocorre apenas quando sob o sol e, após esta evaporação o produto é capaz de absorver mais água no meio. A Figura 3 ilustra a reação do PSA com água.

Figura 3. Reação do HPA em contato com a água.

Pacheco (2020) explica que isso ocorre pela grande afinidade que têm pela água, absorvendo-a pelo mecanismo de osmose na tentativa de equilibrar a concentração de íons sódio dentro e fora do polímero. Em aplicações de engenharia, em sua maioria, os polímeros superabsorventes são poliacrilatos interligados por ligações covalentes cruzadas, ou poliacrilatos/poliacrilamidas copolimerizados (FRIEDRICH, 2012 apud CUNHA E SANTOS, 2016). Os polímeros superabsorventes podem apresentar uma absorção de água de até 5000 vezes o seu próprio peso, mas, em soluções salinas diluídas, sua capacidade de absorção dos produtos comerciais é de aproximadamente 50 g/g (JENSEN E HANSEN, 2001).

Como mencionado anteriormente (item 2.1), o rejeito inicialmente estava na forma de polpa. Devido à reação imediata do HPA com a água e à necessidade de uma mistura homogênea do rejeito com o polímero, o material passou por um processo de secagem em estufa para deixar de ser polpa. Dessa forma, o polímero foi misturado ao rejeito já seco antes da adição de água. A Figura 4 ilustra a mistura resultante do rejeito com HPA.

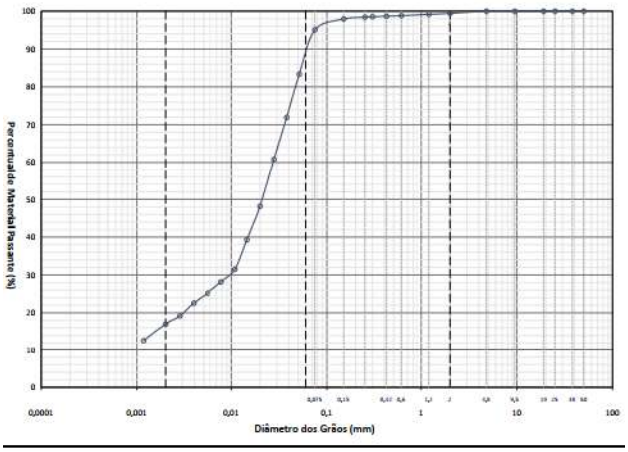
Figura 4 - Rejeito de minério de ferro e polímero superabsorvente

O polímero HPA é adicionado na matriz de rejeito no seu estado puro e seco, e posteriormente é adicionada água de acordo com a umidade ótima obtida pelo ensaio de compactação. Nesta etapa do estudo, foram feitas dosagens de 1% de polímero em relação à massa de sólidos da matriz de rejeito. A adição do polímero tem como objetivo melhorar as propriedades da matriz de rejeito, como a capacidade de retenção de água e a resistência mecânica. A dosagem do polímero é um fator importante a ser considerado, pois uma dosagem muito baixa pode não ter o efeito desejado, enquanto uma dosagem muito alta pode resultar em problemas de processamento e pode afetar negativamente as propriedades da matriz de rejeito.

2.3 Caracterização do Rejeito

Estudos anteriores conduzidos por Oliveira (2023) investigaram algumas propriedades fundamentais do rejeito de minério de ferro utilizado para esta pesquisa, como granulometria, limites de Atterberg, bem como a curva de compactação com energia Proctor Normal, tanto para o rejeito puro quanto para o compósito (rejeito + polímero). Esses dados serão apresentados neste item com o objetivo de compreender o comportamento dos materiais em análise.

A curva granulométrica do o rejeito puro é apresentada na Figura 5. Observa-se a presença de 17,0% de argila, 70,6% de silte, 11,9% de areia e 0,6% de pedregulho. Desta forma, o rejeito foi classificado como silte argiloso com pouca areia.



ARGILA (%)	SILTE (%)	AREIA (%)			PEDREGULHO (%)
		FINA	MÉDIA	GROSSA	
17,0	70,6	10,6	0,7	0,6	0,6

Figura 5– Curva granulométrica do rejeito (Oliveira, 2023)

No ensaio de densidade real dos grãos, realizado apenas para o rejeito puro, a massa específica real dos grãos dos rejeitos de minério de ferro resultou em 3,348 g/cm³. Quanto ao teor de umidade, foi calculado os teores das amostras coletadas do filtro prensa 01, filtro prensa 02 e filtro prensa 03. Por sim, realizou-se um blend dos rejeitos coletados nos filtros e, assim, calculou-se média das umidades. Sendo assim, teor de umidade natural médio da amostra virgem de rejeito de minério de ferro apresentado nos ensaios de laboratório foi de 22,93%.

2.4 Curva de Retenção de Água

As análises das propriedades de retenção de água das amostras não tratadas e tratadas com HPA foram conduzidas utilizando o método do papel-filtro conforme norma D5298-03 (ASTM [14]). Este método consiste na avaliação do potencial matricial e total de água em amostras de solo, empregando papéis-filtros específicos em contato com o material contido em um recipiente hermético. O equilíbrio de umidade é alcançado quando a pressão do vapor de água no ar atinge uma equivalência com a pressão de vapor da água nos poros das amostras. Os potenciais são determinados por meio da pesagem dos papéis-filtros no topo e na base da amostra, utilizando uma curva de calibração do papel que correlaciona o potencial com o teor de umidade.

Para a realização dos ensaios, foi adotada a massa específica seca máxima obtida nas curvas de compactação geradas a partir da energia de Proctor Normal. Um total de 22 amostras de solo foi preparado, incluindo 11 amostras não tratadas e 11 amostras com adição de HPA. O processo de obtenção da Curva de Retenção começou com a saturação gradual das amostras, de 0% a 100% (grau de saturação), em incrementos de 10%. Especificamente, a primeira amostra foi mantida no teor de umidade higroscópico, a segunda foi saturada a 10%, a terceira a 20%, e assim sucessivamente até a última amostra, que foi saturada a 100%. A saturação foi aplicada simultaneamente pelo topo e pela base das amostras, sendo o topo por gotejamento, e

base por capilaridade através de uma pedra porosa. Após a saturação, as amostras foram envoltas em papel filme e papel alumínio e armazenadas em uma caixa térmica por 7 dias para equalização. O controle da saturação antes e depois da equalização foi realizado por meio da pesagem dos corpos de prova.

Uma vez que as umidades foram igualadas, um papel filtro seco foi colocado em contato com cada lado dos corpos de prova, uma vez que o interesse era medir a sucção matricial. As amostras foram regularmente pesadas para monitorar sua saturação durante o processo de secagem. A equalização ocorreu ao longo de 10 dias, com os corpos de prova envoltos em plástico filme e papel alumínio, e armazenados em uma caixa térmica. Após a equalização, os papéis-filtro foram removidos usando pinças e pesados em intervalos menores ou iguais a 5 segundos, sendo colocados em recipientes metálicos lacrados com papel filme. Os papéis-filtro foram pesados por meio de leituras de massa a cada 10 segundos no primeiro minuto e a cada 30 segundos nos próximos 4 minutos.

Com os dados obtidos, foi plotado um gráfico do peso total do papel filtro em relação à raiz do tempo, permitindo a determinação da sua massa no tempo zero, ou seja, no momento em que o papel entrou em contato com a amostra. Posteriormente, foi traçada a curva de retenção utilizando a calibração do papel filtro pela equação proposta por Chandler et al. [15], conforme as equações fornecidas a seguir.

$$S\ (kPa) = 10^{4,84-0,0622w}, \text{para } w \leq 47\% \quad (1)$$

$$S\ (kPa) = 10^{6,05-2,48.\log.w}, \text{ para } w > 47\% \quad (2)$$

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados dos gráficos plotados do peso total do papel filtro em relação à raiz do tempo podem dar um indicativo do comportamento de ambas as matrizes estudadas, isso porque é possível analisar a perda de massa, ou seja, de água, no papel filtro mediante ao tempo ao qual ele fica exposto ao ar após ser retirado das cápsulas. A água que o papel filtro absorve pode ser usada como um indicador da sucção, sendo que, em geral, quanto mais seco o papel filtro na umidade de equilíbrio, maior a sucção do solo. Através do gráfico e da experiência do contato com as amostras em laboratório, foi possível perceber que os papeis filtros das amostras com polímero, tanto para sucção mátrica quanto total, saíram do ensaio com mais umidade quando comparado ao rejeito puro, o que pode indicar que, a adição do polímero superabsorvente contribuiu para diminuir a sucção do rejeito.

No caso da disposição de rejeitos de mineração e do transporte de fluidos e contaminantes, a sucção elevada no solo ou rejeito pode resultar em uma maior resistência ao cisalhamento, aumentando a estabilidade do material. No entanto, sucção excessiva pode dificultar a permeabilidade, principalmente no caso materiais com percentual de areia, que tem sua permeabilidade diminuida quando no estado não saturado, o que pode influenciar negativamente o comportamento a longo prazo da pilha de rejeitos, como problemas de drenagem inadequada. A Figura 6 apresenta a comparação entre a relação de perda de massa pela raiz do tempo de ambas as matrizes estudadas. Nela, fica evidente que o papel filtro que esteve em contato com o compósito absorveu mais água do que o papel filtro em contato com o rejeito puro.

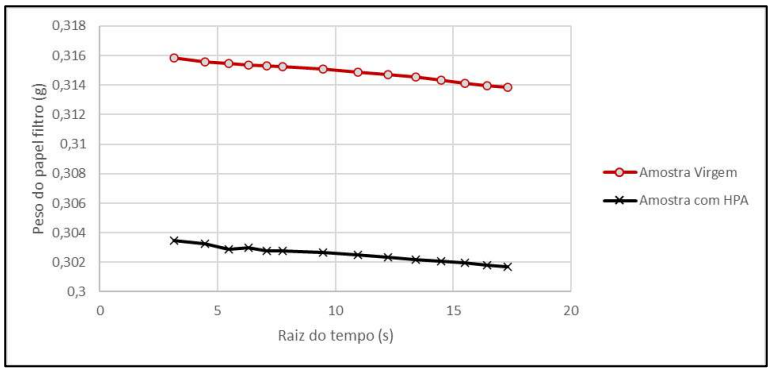


Figura 6 – Comparação da perda de massa pela raiz do tempo de ambas as matrizes do rejeito

A utilização das umidades medidas no papel filtro para determinar a sucção fornece a base necessária para construir a curva de calibração. Conforme mencionado, foi utilizada as formulações disponíveis para o papel filtro Whatmann, baseando-se na metodologia de Van Genuchten (1980) para calibrar a curva e determinar a sucção. Assim feito, obteve-se as curvas que é apresentada na Figura .

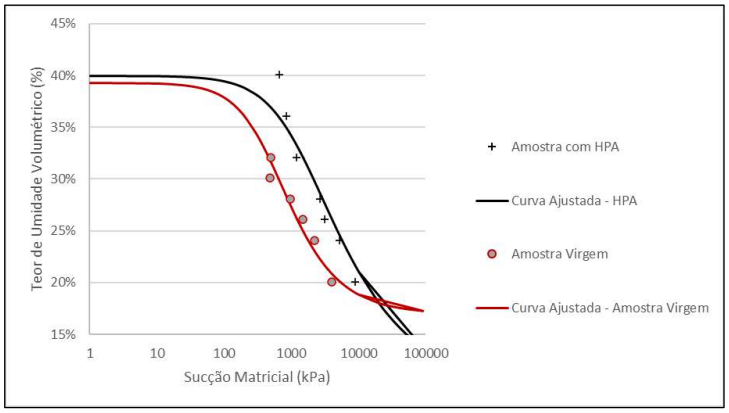


Figura 7 – Curva característica do rejeito para ambas as matrizes

Conforme já se esperava, tendo em vista o comportamento das duas matrizes estudadas nos gráficos de perda de massa pela raiz do tempo, a análise a partir da curva característica do rejeito confirma as diferenças na sucção dos materiais para um mesmo teor de umidade volumétrico. Os resultados indicaram que a matriz de rejeito com adição de polímero superabsorvente apresentou maior sucção em comparação com a matriz pura, o que é um resultado interessante. Este aumento na sucção observada na matriz com adição de polímero pode ser atribuída à capacidade do polímero de reter água, limitando assim a disponibilidade de água livre no sistema, além de atribuir ao rejeito uma coesão aparente que está atrelada aos hidrogéis formados pela ação da água com o polímero.

A partir da premissa de resistência cisalhante de solos não saturados, seguindo a equação do modelo constitutivo de Mohr Coulomb, foi proposto por Fredlund e Morgenstern (1978) uma extensão da equação para solos não saturados que inclui os efeitos das poropressões negativas no solo. A equação é expressa por:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a)tan\varphi' + (u_a - u_w)tan\varphi_b$$

Onde $(u_a - u_w)tan\varphi_b$ indica a parcela de coesão aparente devido à sucção mátrica. Neste modelo, o solo tem sempre o mesmo ângulo de atrito, e o intercepto de coesão aumenta, à medida que sucção aumenta, dando ao solo uma maior resistência.

Com a maior sucção, e o respectivo aumento da coesão, resultando em uma maior resistência ao cisalhamento, observa-se uma diminuição na mobilidade das partículas de sedimentos, reduzindo o transporte de sedimentos dentro do rejeito. Como resultado, a disposição em pilha de rejeito drenado pode ser influenciada positivamente, pois a maior estabilidade do material contribui para a formação de pilhas mais estáveis e menos suscetíveis à erosão e deslizamentos. Além disso, a menor mobilidade das partículas pode ajudar a minimizar o risco de poluição hídrica, já que menos sedimentos são transportados para as águas superficiais ou subterrâneas adjacentes.

4 CONCLUSÕES

Ainda há muito a se avaliar sobre os comportamentos dos rejeitos de mineração e sua interação com o polímero superabsorvente. Contudo, os ensaios realizados já evidenciam certas tendências que merecem estudos mais aprofundados. Especificamente, o comportamento da sucção do rejeito com adição do polímero, quando comparado com observações na literatura, sugere a possível capacidade de encapsulamento de substâncias tóxicas pelo novo material geotécnico, além de conferir maior resistência ao cisalhamento, possibilitando o empilhamento do rejeito com maior segurança geotécnica.

No entanto, durante a condução deste estudo, diversas dificuldades foram encontradas devido à sensibilidade do ensaio. Conforme evidenciado por Ridley & Burland (1993), a curva de calibração para a

medição da sucção total mostrou-se altamente sensível a fatores como a distância entre o solo e o papel filtro, a área superficial exposta do solo, a temperatura absoluta nas medições e o tempo de equalização. Essas variáveis podem ter influenciado na dificuldade em encontrar uma curva totalmente representativa. O coeficiente de determinação (R^2) do ajuste da curva para o rejeito com polímero ficou ligeiramente abaixo do esperado, o que pode indicar limitações na representação do comportamento desse material.

Além disso, como o uso de polímeros superabsorventes tem sido estudado recentemente, recomenda-se a realização de estudos mais aprofundados, variando os teores de polímero no rejeito e os tipos de rejeito, para avaliar a ionização entre partículas e determinar o tempo de cura ideal. Também é importante investigar a condutividade hidráulica não saturada e realizar modelagem computacional com os resultados obtidos para verificar a estabilidade da disposição do rejeito em pilha com os parâmetros encontrados em ensaios. Esses estudos fornecerão uma compreensão mais abrangente dos efeitos do polímero no comportamento do rejeito e ajudarão a otimizar sua aplicação em práticas de disposição de rejeitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRASIL, Ministério do Meio Ambiente (MME – 2017). *Curso de Introdução à Mineração Para as Embaixadas Brasileiras*, 32p.

CRUZ, R. C. A. (2023) *Análise da disposição de rejeito a seco relacionada ao projeto, estruturas de empilhamento e métodos de desaguamento do rejeito*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engeharia Mineral, Departamento de Engenharia de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto/UFOP, 7 p.

EMBRAPA (Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – 2007). *Determinação da Curva de Retenção de Água No Solo Em Laboratório*, 2p.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v. 103, n. 5, p. 447-466, 1977

Klein, C., Klein, V.A. (2015) *Strategies to improve the retention and availability of soil water*. Disponível em: <https://periodicos.ufsm.br/reget/article/view/14990>. Acesso em: 05 mar. 2024.

MOREIRA, T. B. G. (2011). *Avaliação de Sistemas de Drenagem Com Geossintéticos Para Diminuição da Umidade No Minério de Ferro da Serra de Carajás*. Pós-graduação (Mestre em Geotecnia e Transportes), Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte, 232p.

OLIVEIRA, G, A, O. *Estabilização química de rejeito de minério de ferro com polímero superabsorvente.* 2023. Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2023.

RIDLEY, A.M.; BURLAND, J.B. (1993). *A new instrument for measuring soil moisture suction*. Technical Note. Géotechnique, v. 43, n. 2, p.321-324

SOTOMAYOR, J. M. G. (2018). *Avaliação do comportamento mecânico drenado e não drenado de rejeitos de minérios de ferro e de ouro reforçados com fibras de polipropileno*. Pós-graduação em Engenharia Civil (Tese de doutorado), Pontíficia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 184p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/467

Incremento da eficiência no tratamento e disposição de resíduos sólidos e líquidos de mineração, por meio do uso de polímeros inorgânicos

Michel Moreira Morandi Fontes
Diretor, Fonntes Geotecnica, Belo Horizonte, Brasil, michel@fonntesgeotecnica.com

Rafael Freitas Rodrigues
Engenheiro Sanitarista e Ambiental/Geotécnico, Fonntes Geotecnica, Belo Horizonte, Brasil, rafael.rodrigues@fonntesgeotecnica.com

Felipe Cavalcante
Engenheiro civil, Fonntes Geotecnica, Belo Horizonte, Brasil, felipe.cavalcante@fonntesgeotecnica.com

RESUMO: O grande desafio da indústria/mineração, consiste em estabelecer processos eficientes de gestão/disposição de resíduos (líquidos e sólidos). A cada dia maiores volumes de resíduos são demandados pelas plantas de beneficiamento, todavia, na contramão da escassez de áreas e restrições legais impostas aos sistemas convencionais (pilhas, barragens etc.). Ainda, torna-se mais latente a necessidade reaproveitamento e recirculação de água nas plantas. Logo, o presente artigo aborda a utilização de polímeros inorgânicos HPF (*high performance floculant*) e HPA (*high performance aglomerant*) em tratamentos de efluentes e resíduos como forma de otimização dos processos de transporte e disposição de resíduos. Ambos os produtos têm por composição básica cinzas vulcânicas, alumina e sílica, que promovem uma aceleração do processo de decantação e absorção de água em resíduos sem modificar características químicas dos efluentes/resíduos tratados. Como diferencial tais produtos oferecem a facilidade de aplicação, adaptada ao processo existente sem riscos de efeitos adversos relacionados a superdosagem. Para aprofundar no tema, foram realizados ensaios de laboratório para comprovar a eficiência dos materiais sugeridos. Os resultados deste trabalho demonstram que o uso dos polímeros em distintas etapas dos processos de beneficiamento mineral, levam a um aumento da eficiência com possibilidades reais de redução de custos operacionais na mineração.

PALAVRAS-CHAVE: Disposição de resíduos, polímeros inorgânicos, cinzas vulcânicas.

ABSTRACT: One of the great challenges of the industry/mining is to establish efficient waste management/disposal processes (liquid and solid). Every day there are greater volumes of waste required by processing plants, nowadays, contrary to the scarcity of areas and legal restrictions imposed on conventional systems (piles, dams, etc.). Added to this, the need for reusing and recirculating water in plants becomes more evident. Therefore, this article addresses the use of inorganic polymers HPF (high performance flocculant) and HPA (high performance agglomerant) in effluent and waste treatments as a way of optimizing transport and waste exclusion processes. Both products have a basic composition of volcanic ash, alumina and silica, which promote an improvement in the decantation process and water absorption in waste without, however, modifying the chemical characteristics of the effluents or treated waste. As a difference, these products offer ease of application, adapted to the existing process without the risk of adverse effects related to overdose. To delve deeper into the subject, laboratory tests were carried out to prove the efficiency of the suggested materials. The results of this work show that the use of polymers in different stages of the mineral processing process leads to an increase in efficiency with real possibilities for reducing operating costs in mining.

KEYWORDS: Waste disposal, inorganic polymers, volcanic ash

1 INTRODUÇÃO

No cenário atual da mineração tem se desenvolvido novos estudos e pesquisas acerca da utilização de novas técnicas e produtos que possam ser inseridos nas linhas do processo de beneficiamento de minério que auxiliem no incremento da eficiência nos processos de beneficiamento, transporte bem como na gestão de resíduos sólidos e efluentes líquidos gerados na mineração.

Filho e Souza (2004) destacam que, em toda a área do Quadrilátero Ferrífero em Minas Gerais, a influência das atividades da mineração nos recursos ambientais e na qualidade dos mananciais, é bastante significativa, sendo um dos mais importantes impactos verificados diz respeito ao intenso carreamento de sólidos para as calhas dos rios e córregos, provocado principalmente pelas minerações de ferro. Como medidas de controle os autores destacam ações previstas em EIA/RIMA como medidas ambientais tais como instalação de sistemas de drenagem de águas superficiais, a construção de barragens para contenção de finos, sedimentos e rejeitos, a disposição controlada de rejeitos e estéril em pilhas a adoção de sistema de tratamento de efluentes.

Especificamente no que tange a disposição de rejeitos, após os acidentes com barragens no Brasil, Alves (2020) reitera que, seja por iniciativa das próprias empresas ou por iniciativa de órgãos reguladores, a partir da imposição de novas regras e nova legislação, mudanças no manejo de rejeitos de mineração no Brasil se fazem necessárias, com destaque para a disposição de rejeitos desaguados, filtrados ou a seco.

Neste sentido, implementar medidas que viabilizem os processos de disposição de rejeitos desaguados /filtrados tem sido ao longo dos anos os desafios do setor. Crystal et al. (2018) citado por Alves (2020) afirmam que a disposição de rejeitos filtrados vem provando ser uma alternativa viável para a gestão de rejeitos de mineração, porém destacam que os custos operacionais (OPEX) tendem a ser muito maiores na técnica de rejeitos filtrados e dependem de fatores tais quais: distância média de transporte, locação, compactação. Faz-se necessário, portanto, buscar a sustentabilidade, praticidade de execução, viabilidade de logística e redução dos custos envolvidos de maneira acelerar os processos de empilhamento de rejeitos, reduzindo o tempo de secagem e a melhoria das características mecânicas dos materiais.

Segundo Portes (2013) citada por Alves (2020), destaca que de modo a auxiliar o processo de sedimentação, os reagentes mais utilizados no processo de espessamento de rejeitos são os floculantes e os coagulantes. Floculantes são polímeros naturais ou sintéticos contendo alto peso molecular que auxiliam na sedimentação de partículas suspensas. O mesmo autor afirma que coagulantes são minerais naturais, tais como cal e sais férricos, que são eficazes para suspensões coloidais.

O uso de polímeros no processo de disposição de rejeitos a seco tem sido amplamente estudado, e várias pesquisas destacam sua importância e eficácia nesse contexto. Estudos como o de Huang et al. (2017) demonstraram que a aplicação de polímeros pode melhorar significativamente as propriedades de engenharia dos resíduos sólidos municipais (MSW) e dos sistemas de cobertura de aterros, resultando em uma maior estabilidade e redução da permeabilidade dos rejeitos. Wang e Ng (2015) oferecem uma visão abrangente sobre os materiais poliméricos utilizados em sistemas de barreira de aterros, destacando as tendências atuais de pesquisa e suas implicações para o futuro. Essa pesquisa destaca a importância dos polímeros na otimização dos sistemas de deposição de rejeitos a seco. Zhan et al. (2015), têm investigado o comportamento mecânico dos resíduos sólidos tratados com polímeros, fornecendo insights valiosos sobre como esses materiais afetam a estabilidade e manipulabilidade dos rejeitos durante o processo de deposição. Abichou et al. (2002) exploraram o uso de biopolímeros para reduzir a produção de lixiviados em aterros, destacando o potencial dos polímeros na gestão da umidade e na minimização dos impactos ambientais associados à disposição de rejeitos. Por fim, Martins et al (2022) demostram o efeito da utilização de componentes a base de acrilamida e quitosana para o tratamento de resíduo de mineração rico em caulim e destacam que o estudo da interação do floculante e do meio a ser tratado é um passo importante para a solução de problemas ambientais relacionados à escassez de recursos. Os autores concluem que o entendimento da estrutura química organizacional floculante se torna uma ferramenta útil para o desenvolvimento de materiais aplicados à recuperação de água em rejeitos de mineração, o que contribui para a redução dos impactos ambientais de mineradoras.

Neste contexto, a Fonntes Geotécnica propõe a utilização de produtos para estabilização de rejeitos de mineração, HPA (*High Performance Aglomerate*), e para a tratamento de efluentes, HPF (*High Performance Floculante)*. Dentro dessa perspectiva, este trabalho objetiva a exposição, de uma forma qualitativa, da aplicação de ambos os polímeros em amostras de rejeito provenientes da mineração. Dessa forma, expõe se as

vantagens da utilização destes, uma vez que atestam o incremento de eficiência na utilização dos produtos em diversas aplicações e otimização de métodos com destaque para:

- eficácia na formação de barreiras físicas e químicas, reduzindo a permeabilidade e aumentando a estabilidade dos rejeitos depositados. Além disso, sua capacidade de formar aglomerados coesivos promove a formação de estruturas mais estáveis e resistentes, minimizando os riscos de colapso e vazamento;
- relevante capacidade dos polímeros de melhorar as propriedades mecânicas dos rejeitos, tornando-os mais manipuláveis durante o processo de disposição e facilitando a sua compactação. Isso resulta em uma redução significativa do volume ocupado pelos rejeitos, otimizando o espaço disponível nos locais de deposição;
- gestão da umidade dos rejeitos, prevenindo a infiltração de água e reduzindo os problemas associados à geração de lixiviados. Isso contribui para a mitigação dos impactos ambientais negativos e para a preservação da qualidade dos recursos hídricos;
- Melhoria da qualidade de efluentes líquidos industriais com valores abaixo dos limites legais exigidos (resolução CONAMA Nº 357 de 2005).

Em suma, este artigo destaca o potencial dos polímeros como uma ferramenta promissora para melhorar a eficiência e sustentabilidade do processo de disposição de rejeitos a seco, oferecendo insights valiosos para pesquisadores, profissionais da indústria e tomadores de decisão no campo da gestão de resíduos sólidos.

2 MATERIAIS

2.1 HPA

O HPA é um produto à base de um polímero superabsorvente de substâncias desenvolvido no Japão, como novo material geotécnico atuante na melhoria das condições de trabalhabilidade dos rejeitos de mineração, ao entrar em contato com o rejeito úmido, capta a água do meio e a mantém em sua estrutura, transformando-a em uma consistência gelatinosa e liberando a água gradativamente. esse tipo de material absorve água imediatamente após a sua adição a uma mistura cimentícia, atingindo a saturação cerca de 5 a 10 minutos após; ao longo do tempo, o polímero vai liberando a água para a matriz, sendo que ao final do processo, cerca de 7 dias depois, as cavidades permanecerão como poros vazios.

O HPA é um polímero superabsorvente que consegue reter substâncias em sua estrutura, como a água, liberando-as gradativamente no meio ao qual estão inseridas, promovendo, assim, uma solidificação rápida dos rejeitos de mineração e reduzindo a retração nestes materiais. Esta solidificação proporciona a melhoria da trabalhabilidade dos rejeitos e otimiza os processos de empilhamento desses materiais. Promove melhoria das propriedades mecânicas, contudo, deve-se levar em conta variáveis como umidade, densidade, tempo de cura e temperatura em contato com o material a ser estabilizado.

Entende-se, enquanto o produto HPA, possuindo propriedades solidificantes, absorvendo a umidade do meio ao qual é inserido, formando um agregado sólido e estável de qualquer mistura sólido-líquida, e conferindo, também, uma melhora na trabalhabilidade do material. Dessa forma, pode ser aplicado de forma prática em processos de estabilização de rejeitos, bem como seu transporte de forma mais adequada e segura, assim como os desdobramentos destes procedimentos. Devido a isso, nota se o incremento da eficiência nos processos de disposição de rejeitos e adquire se mais qualidade no processo, bem como tempo e, consequentemente, custo-benefício.

2.2 HPF

O HPF (*High Performance Floculant*) é um polímero inorgânico natural à base de cinzas vulcânicas, amplamente utilizado como material de tratamento de efluentes devido à sua alta capacidade de floculação e velocidade de sedimentação. Este aditivo de alta tecnologia desempenha um papel essencial na melhoria das condições dos efluentes, reduzindo significativamente a turbidez das águas, especialmente em barragens descomissionadas. Ele atende aos padrões exigidos pelas normativas estaduais e federais para lançamento de efluentes.

Além disso, o HPF também é aplicado no desaguamento de rejeitos, na mineração, promovendo o aumento da velocidade de sedimentação, a redução da turbidez do clarificado (*overflow*) e o aumento do percentual de sólidos na polpa (underflow). Essas características proporcionam uma maior compactação aos sólidos, qualidade na formação dos flocos, redução do número de vazios, otimizando o processo de tratamento.

Um dos principais benefícios deste produto é sua natureza em pó, com densidade de 0,95 g/cm³ e 100% de biodegradabilidade, o que o torna ecologicamente mais viável e uma opção sustentável para a gestão de resíduos. A concentração recomendada para aplicação do HPF varia de 50 g/t a 200 g/t, e é notável que sua adição não resulta em alterações significativas do pH do efluente. Isso o torna uma solução conveniente para uso tanto no processo de espessamento quanto diretamente nas barragens.

A utilização do HPF é simples e requer apenas uma breve homogeneização com o efluente, podendo ser realizada através de processos mecânicos, como o uso de pás em espessadores, ou por meio de uma agitação suave em uma estrutura apropriada.

3 USO E APLICAÇÃO DOS POLIMEROS

3.1. Aplicação do HPA em pilha de rejeitos – Resíduos sólidos

Dentre os trabalhos realizado buscou-se avaliar a eficácia do uso e aplicação do polímero superabsorvente no processo de disposição de rejeito em pilhas A Figura 3 apresenta o esquema de teste de aplicação do HPA na estabilização de rejeitos de ferro visando a otimização dos processos de empilhamento, desde a filtração, transporte e disposição. Considerou-se a aplicação em 03(três) áreas teste com diferentes materiais:

- Área 1– Rejeito Filtrado tratado com Polímero compactado em duas camadas de 30 cm;
- Área 2 – Rejeito Filtrado compactado;
- Área 3 – Rejeito proveniente das baias com presença do polímero aplicado na fase de transporte.

Os pontos indicados foram os pontos de coleta das amostras para verificação dos parâmetros de controle. Ensaio Hilf. Na sequência, procedeu-se com a homogeneização do material com o rejeito e após isso, sua compactação conforme Figura 4.

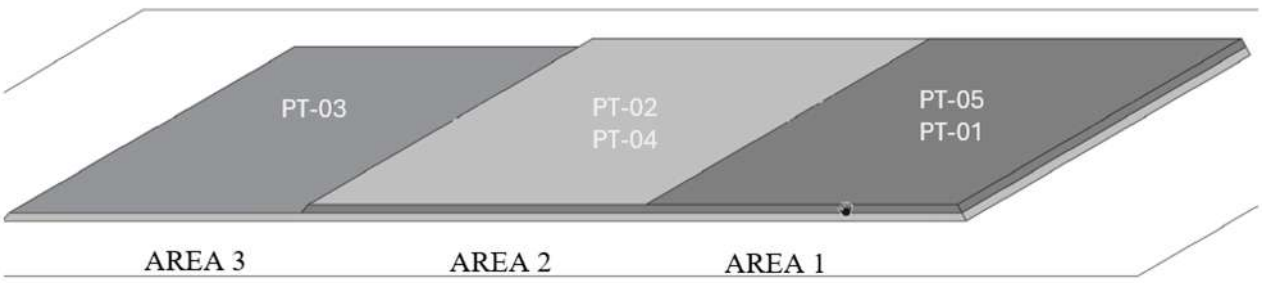


Figura 1. Esquema da área teste de aplicação do HPA na pilha de rejeito de mineiro de ferro.

Figura 2. Processo de aplicação (1) do HPA, homogeneização (2) e compactação.

Após a disposição tratamento das camadas, foram coletadas amostras de ambos os rejeitos, bruto e tratado, e levadas para laboratório para a realização de ensaios de caracterização e especiais. Os resultados podem ser sumarizados na Tabela 1 a seguir:

Tabela 1. Resultados dos ensaios de controle de compactação.

Ensaio	Área	Tratado HPA	Camada	Grau de Compactação – HILF	Status da Camada
1	1	Sim	1	97,4%	Liberada
2	2	Não	1	90,7%	Não liberada
3	3	Não	1	88,7%	Não liberada
4	2	Não	2	94,5%	Não liberada
5	1	Sim	2	95,5%	Liberada
6	1	Sim	2	98,9%	Liberada

3.1. Aplicação do HPF em efluente contaminado – Resíduos líquidos

Como forma de elucidar os benefícios do uso do floculante HPF em tratamento de efluentes líquidos apresenta-se a seguir síntese dos resultados do estudo de avaliação do potencial do floculante HPF como agente acelerador do processo de sedimentação e quantificação do potencial de redução de turbidez do HPF nas amostras de efluentes de uma área de mina.

Foi realizada a aplicação em campo do HPF através da dosadora fabricada pela empresa Fonntes Geotécnica (ver Figura 3). que dispensa a quantidade ideal definida em estudo preliminar de dosagem, neste caso foram utilizadas 200 g/m³ (aproximadamente 2 kg por min).

Figura 3. Máquina dosadora de HPF Adaptada por Fonntes Geotécnica.

O local de inserção do polímero foi diretamente no canal de drenagem que direciona o efluente da mina para a barragem de clarificação a jusante. Em razão do produto possuir ação instantânea, fez-se necessário apenas uma pequena agitação proporcionada pela própria escada hidráulica existente no canal em campo, promovendo a agitação do material de forma natural e sem interferir na estrutura do canal (Figura 4) que registra o efluente antes da utilização do floculante e o resultado da aplicação do HPF com clarificação imediata do efluente.

De forma complementar ao observado visualmente em campo, foram realizadas comparações entre a turbidez inicial do efluente a alteração depois de se utilizar o floculante. Após a aplicação foram coletadas amostras à montante e à jusante, sem e com a adição do HPF para a medição da turbidez por meio de um turbidímetro digital, modelo HI95703 da marca HOMIS. Também foram coletadas outras amostras a fim de se realizar análises posteriores, sendo essas: análises visuais, testes de bancada, testes de dosagens, testes

industriais e análises químicas. Diante disso, a Figura 5 a seguir registra a turbidez avaliada no início dos estudos.

Figura 4. Águas antes da aplicação de HPF. Figura 6. Águas depois da aplicação de HPF

Figura 5. Análise comparativa da amostra de efluente com medida da Turbidez da amostra sem e com a aplicação do HPF.

De forma qualitativa, tem-se na Tabela 2 os resultados de turbidez obtidos por meio do equipamento.

Tabela 2. Resultados de turbidez da amostra do efluente

Ensaio	Turbidez (NTU)	
	Sem HPF	Com HPF
Efluente	*	16

*O aparelho utilizado consegue determinar turbidez de no máximo 1000 NTU.

4 DISCUSSÕES DOS RESULTADOS

4.1. Conclusões aplicação do HPA – Resíduos sólidos

A aplicação de polímeros no tratamento de rejeitos filtrados tem demonstrado ser uma solução eficaz para a gestão e disposição de resíduos industriais e de mineração, particularmente pela melhoria de parâmetros geotécnicos que permitem a disposição desses resíduos sob a forma de pilhas. Esses polímeros, ao serem

aplicados ao rejeito filtrado, atuam modificando suas propriedades físicas e mecânicas, como a permeabilidade, a resistência ao cisalhamento e a compressibilidade, tornando-o mais estável e menos suscetível a erosão e lixiviação.

Considerando que o processo pós filtragem até a compactação e liberação de camadas em pilhas tem demando tempo considerável, tendo em vista a fase intermediária de secagem do rejeito de forma natural em áreas espalhadas pelo complexo minerador, os testes realizados demonstraram um incremento significativo de trabalhabilidade do material podendo realizar a sua compactação no mesmo dia de aplicação do polímero. Entende se, dessa forma, que os ganhos com a utilização do HPA não dizem respeito apenas as características mecânicas do rejeito e condições de compactação, mas podem ser mensurados a partir da qualificação dos processos, que desdobram na eficiência do procedimento a ser executado e principalmente na otimização da operação, que implica qualitativamente a redução do tempo e do custo envolvido na realização da atividade.

4.2. Conclusões aplicação do HPF – Resíduos líquidos

Visualmente é perceptível a ação do floculante nas amostras; percebe-se a coagulação das partículas sólidas, que se aglomeraram e se depositaram no fundo dos béqueres, e assim, clarificaram as amostras de efluentes. Entende-se, dessa forma, que por meio dos resultados dos ensaios, é possível constatar que, quando da adição do floculante HPF, a amostra de água atingiu valores abaixo do limite de 100 NTU de turbidez, exigido pela resolução CONAMA Nº 357 (2005). Ao se utilizar deste material, constata-se ganhos na qualidade da água tratada bem como a velocidade de decantação dos resíduos sobrenadantes.

Em resumo, o HPF é um floculante altamente eficiente e versátil, que desafia as limitações dos tratamentos convencionais. Sua utilização não só atende aos padrões regulatórios de lançamento de efluentes, mas também contribui para o avanço da sustentabilidade ambiental no setor de tratamento de efluentes e na mineração.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento a toda a equipe da Fonntes Geotécnica, bem como a parceria com todos os clientes que têm proporcionado condições para os estudos e pesquisas que buscam trazer soluções inovadoras ao setor.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abichou, T., Barlaz, M. A., Foose, G. J., & Thurner, R. L. (2002). Application of a biopolymer to reduce leachate production in landfills. Environmental Science & Technology, 36(17), 3721-3728.

Alves, P. I. A. (2020) Empilhamento de rejeito filtrado: a expansão de uma alternativa para substituição de barragens. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Mineral, Departamento de Engenharia de Minas, Escola de Minas. Universidade Federal de Ouro Preto / UFOP, 114 p.

Huang, Q., Zhang, W., Xue, Q., & Gersberg, R. M. (2017). Effect of polymer application on the engineering properties of municipal solid waste (MSW) and landfill cover systems. Waste Management, 59, 414-422.

Martins et al (2022). Aplicação de polímeros na floculação de rejeito de caulim: efeitos da variação de concentração e tipo de floculante. Quim. Nova, Vol. 45, No. 5, 543-549, 2022

Silva, A.C. et al. (2001). Impactos ambientais causados pela mineração e beneficiamento de caulim. Rev. Esc. Minas 54 (2) • Jun 2001 • https://doi.org/10.1590/S0370-44672001000200010;

Wang, L., & Ng, C. W. W. (2015). Polymeric materials in waste landfill barrier systems: Current research and future trends. Waste Management, 45, 171-185.

Zhan, L. T., Feng, S. J., & Wang, Y. H. (2015). Mechanical behavior of polymer-treated municipal solid waste. Journal of Materials in Civil Engineering, 27(9), 04014219.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/468

Influência da história de tensões no comportamento de rejeitos de mineração

João Vítor de Azambuja Carvalho
Doutorando, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, carvalho.jv@ufrgs.br

Alexia Cindy Wagner
Doutoranda, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, alexia-wagner@hotmail.com

Hugo Carlos Scheuermann Filho
Pós-Doc, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, hugocsf@ufrgs.br

João Paulo de Sousa Silva
Engenheiro Sênior, VALE S.A. , Belo Horizonte, Brasil, joao.paulo.silva@vale.com

Nilo Cesar Consoli
Professor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, consoli@ufrgs.br

RESUMO: Nos últimos anos, rupturas envolvendo barragens de rejeitos ocorreram ao redor do mundo. Essas rupturas trouxeram à tona a lacuna de conhecimento sobre o comportamento de rejeitos e a necessidade de sistemas de disposição que sejam mais seguros. Em razão disso, as agências reguladoras aprovaram novas legislações demandando o descomissionamento das barragens de rejeitos alteadas a montante e a proibição da construção de novas. Porém, a necessidade de dispor os rejeitos gerados permanece e novas alternativas para a disposição precisam ser buscadas. Uma alternativa é a disposição de rejeitos filtrados. Nesse método, os rejeitos são filtrados a fim de atingir uma umidade próxima a sua umidade ótima de compactação e compactados em pilhas que podem atingir centenas de metros de altura. A construção dessas estruturas requer profundo conhecimento do comportamento dos rejeitos a fim de reduzir os riscos e manter a sua segurança. Sendo assim, este artigo tem o objetivo de investigar os efeitos da história de tensões no comportamento de rejeitos de mineração a fim de entender o comportamento desses materiais em situações a que possam estar submetidos durante a vida útil de instalações de rejeito filtrado. Ensaios triaxiais foram realizados em amostras compactadas e sobreadensadas e as diferenças comparadas. Os resultados demonstram que os efeitos de sobreadensamento são desprezíveis para baixos níveis de tensões.

PALAVRAS-CHAVE: rejeitos filtrados, história de tensões, ensaios triaxiais, empilhamento de rejeitos

ABSTRACT: Tailings dams ruptures have occurred worldwide in the last few years. These accidents brought to light the lack of knowledge regarding the behaviour of tailings and the need for safer deposition methods. As a reason, regulatory agencies have approved new legislation demanding the decommissioning of upstream raised dams and prohibiting the construction of new ones. However, the produced tailings still have to be disposed of, and new alternatives for the deposition are required. One option is the filtered tailings deposition. In this method, tailings are filtered to moisture contents close to their optimum moisture content for compaction and compacted into piles that may achieve hundreds of meters in height. The construction of these structures requires deep knowledge on tailings' behavior to reduce risks and increase safety. Therefore, this paper aims to investigate the effects of stress history on the behavior of mining tailings accounting for the conditions they may experience during the lifecycle of filtered tailings facilities. Triaxial tests were conducted on dense and overconsolidated specimens and the differences evaluated. The results demonstrated that the effects of stress history are negligible for low stress levels.

KEYWORDS: filtered tailings, stress history, triaxial tests, tailings' stacking

1 INTRODUÇÃO

A mineração é uma das principais atividades econômicas ao redor do mundo. Em especial no Brasil, a exploração de minério de ferro correspondeu à cerca de 250 bilhões de reais no ano de 2022 (ANM, 2023). A atividade de mineração consiste da exploração de jazidas naturais e extração dos minerais de interesse. Dependendo do material e da concentração da jazida, processos para aumentar a concentração do mineral de interesse podem ser necessários. Nessas etapas, são produzidos subprodutos do beneficiamento, conhecidos como rejeitos. No caso do minério de ferro, a principal região exploradora no Brasil é o Quadrilátero Ferrífero, responsável por aproximadamente 60% da produção brasileira.

Grande parte das jazidas do Quadrilátero ferrífero são compostas por minério de baixa concentração, para os quais o beneficiamento é mandatório (Dauce et al., 2019). No processo usual de beneficiamento esses materiais são cominuídos, classificados e concentrados (Lima et al., 2011). Ao final do processo de beneficiamento, normalmente os rejeitos gerados se encontram em estado de lama, com altos teores de umidade (Consoli et al., 2024). A destinação desses rejeitos na maior parte das vezes se deu em barragens. Quando era esgotada a capacidade de armazenamento dessas estruturas, ampliações eram feitas, também conhecidas como alteamentos. O alteamento de barragens pode ser de diferentes métodos (Fig. 1) como por exemplo: à montante, à jusante, ou por linha de centro (Silva et al., 2024).

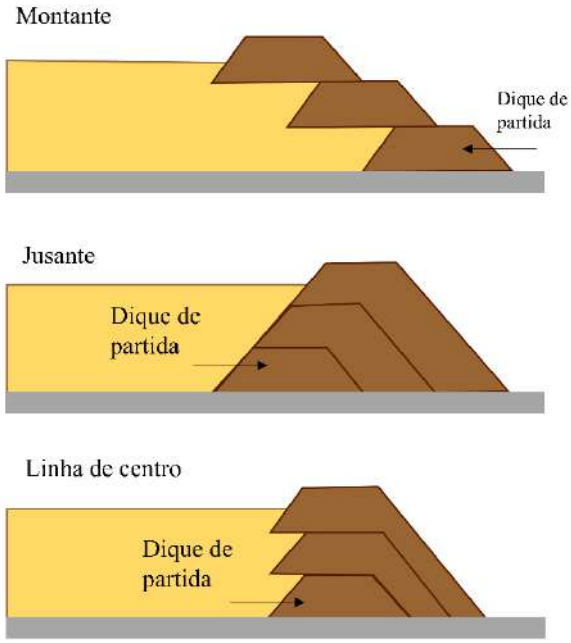


Figura 1. Métodos de alteamento de barragens. Adaptado de Silva et al. (2024).

No entanto, os recentes acidentes que ocorreram envolvendo as barragens de Brumadinho (Robertson et al., 2019) e Fundão (Morgenstern et al., 2016), trouxeram à tona a lacuna de conhecimento envolvendo o comportamento de rejeitos de mineração. A partir desses incidentes, novas legislações (ANM n° 4/2019, 2019; ANM n° 13/2019, 2019) determinando a descaracterização de barragens alteadas pelo método à montante e a proibição da construção de novas barragens com esse método foram estabelecidas no Brasil. Sendo assim, novas alternativas precisaram ser buscadas para a disposição dos rejeitos oriundos da produção de minério de ferro. Uma das alternativas é a disposição em pilhas de rejeitos filtrados e compactados (Consoli et al., 2022; Wagner et al., 2023). Nessas estruturas o rejeito é filtrado até teores de umidade próximos à umidade ótima de compactação e compactados para formar pilhas que podem atingir centenas de metros de altura (Davies, 2011).

Essas estruras podem experimentar diferentes condições de carregamento durante sua vida útil, submetendo os rejeitos a diferentes histórias de tensões e estados iniciais. Além disso, os rejeitos são um material antropogênico, de origem industrial, o que os confere características diferentes de solos convencionais. Normalmente, os rejeitos de mineração apresentam maior angularidade, rugosidade das partículas e também mineralogia mista (Yang et al., 2019). No caso do rejeito de minério de ferro, esses materiais normalmente tem granulometria silto arenosa e marcada presença de óxidos de ferro (Consoli et al., 2024; Li & Coop, 2019; Wagner et al., 2023). A concentração desses óxidos de ferro costuma ser ainda maior nas partículas mais finas de rejeito, em razão da recuperação de ferro ser mais difícil para partículas menores, o que confere características de comportamento distintas a esses materiais (Yeo et al., 2023). Apesar de apresentarem partículas de tamanhos pequenos, inclusive tamanho argila, os rejeitos de minério de ferro normalmente não apresentam argilominerais em sua composição, diferentemente de solos naturais onde a presença de partículas de tamanho argila está normalmente associada a característics mineralógicas específicas.

Portanto, este trabalho busca investigar os efeitos da história de tensões no comportamento de um rejeito de minério de ferro. Para tal, foram realizados ensaios triaxiais em amostras densas submetidas à compressão virgem ou sobreadensadas a um determinado grau de sobreadensamento (OCR = 2). A resposta dos ensaios foi avaliada através dos resultados de tensão-deformação e rigidez.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

O rejeito de minério de ferro analisado nesta pesquisa é oriundo da região do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. A Tabela 1 resume as características do material, enquanto a Fig. 1 apresenta a sua curva granulométrica. A curva granulométrica foi obtida através de peneiramento e sedimentação, seguindo as determinações da norma ASTM D7928 (2021) assim como a determinação das frações granulométricas. Os limites de plasticidade e liquidez foram determinados de acordo com a ASTM D4318 (2017).

Tabela 1. Resumo das características do rejeito de minério de ferro.

Parâmetros	**Valores**
Densidade específica real dos grãos - *Gs*	2.92
Pedregulho (%)	0
Areia grossa (%)	2
Areia média (%)	13
Areia fina (%)	57
Silte (%)	22
Argila (%)	6
w_L (%)	-
PI (%)	Não-plástico
Classificação ASTM	SM
Umidade ótima de compactação para energia proctor normal - w_{opt} (%)	12.77
Peso específico aparente seco máximo para energia proctor normal – $\gamma_{d,max}$ (kN/m³)	18.7

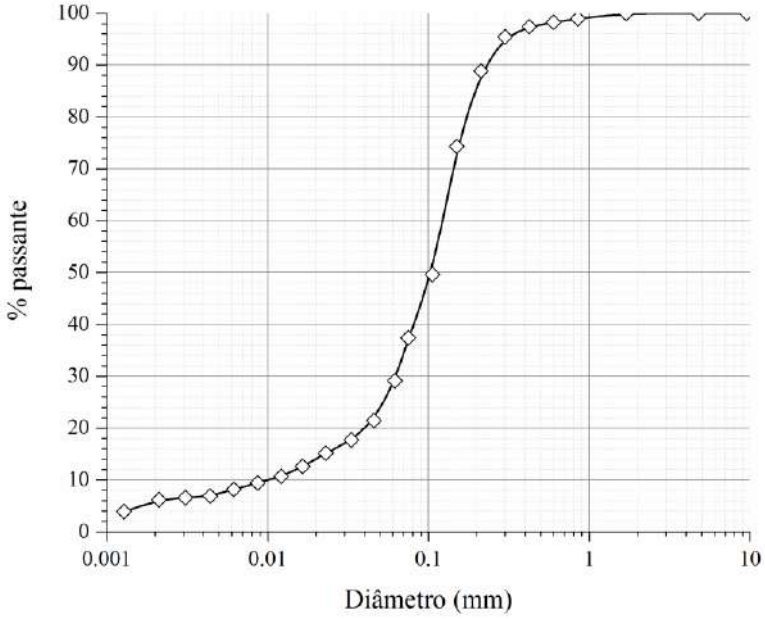


Figura 2. Curva granulométrica do rejeito de minério de ferro.

A Figura 3, por sua vez, apresenta a curva de compactação do material para a energia proctor normal. O rejeito de minério de ferro estudado apresentou umidade ótima (w_{ot}) de aproximadamente 13 % e peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d,max}$) de 19 kN/m³, correspondendo a um índice de vazios (e) de 0.56.

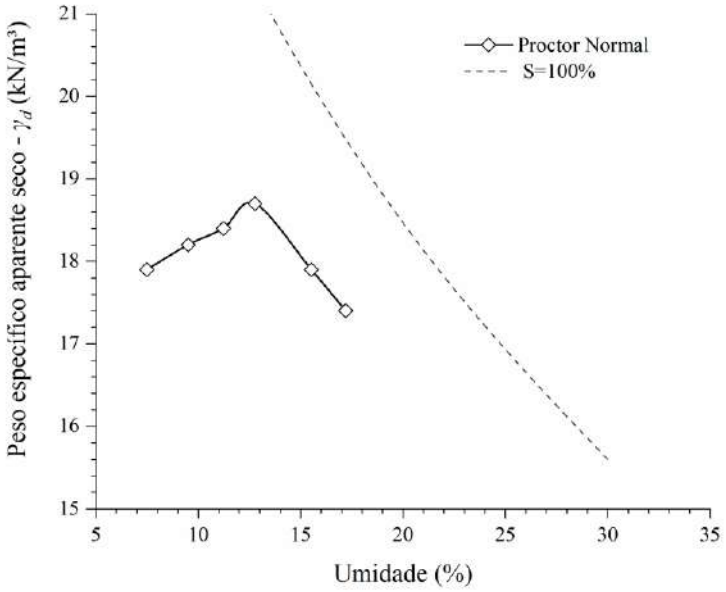


Figura 3. Curva de compactação do rejeito de minério de ferro para energia Proctor normal.

A Tabela 1 traz ainda informações relativas à composição mineralógica do material. Esse é composto majoritariamente de quartzo (64 %) e óxidos de ferro (28%). A quantidade de ferro presente no material está diretamente relacionada ao valor de densidade real dos grãos (G_s) obtido de 2.92, superior ao normalmente observado para areias puras (por volta de 2.70).

2.1.1 *Ensaios triaxiais*

Foram realizados ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e drenados (CID) com tensão de confinamento igual a 50 kPa e seguindo diferentes histórias de tensões. Foram preparadas duas amostras inicialmente densas (grau de compactação 100% da energia normal) através do método de *moist tamping* seguindo as recomendações do método de *undercompaction* (Ladd, 1978). Uma das amostras foi inicialmente carregada até a tensão de confinamento de 200 kPa e então descarregada até a tensão determinada para a realização dos ensaios (50 kPa), tendo assim uma razão de sobreadensamento (p'_{max} / p'_0) igual a 4. Já a outra amostra foi consolidada isotropicamente até a tensão de 50 kPa e então cisalhada.

Os ensaios foram realizados em um equipamento triaxial automatizado do tipo Bishop-Wesley. O equipamento conta com o controle e aquisição de dados totalmente automatizado além de possuir instrumentos para medição local das deformações no corpo-de-prova. Foram utilizados dois sensores axiais diametralmente opostos e um sensor de deslocamento radial, todas os instrumentos de medição local utilizam sensores de efeito hall para determinação dos deslocamentos (Clayton & Khatrush, 1986). A utilização dos sensores de medida local no corpo-de-prova permitiu a avaliação da rigidez do material desde pequenas deformações.

Além disso, todos os ensaios foram realizados em amostras saturadas, seguindo as recomendações da norma ASTM D7181 (2020). Sendo assim, a amostra foi submetida a um processo de saturação que consiste da percolação de CO_2, seguida da percolação com água e saturação por incremento de contrapressão (mantendo uma pressão efetiva de 20 kPa) até que seja atingido um parâmetro B de Skempton maior ou igual a 0.95.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 4 apresenta as trajetórias de compressão seguidas pela amostra sobreadensada durante a etapa de consolidação. É possível observar que a magnitude das deformações volumétricas foi pequena, devido à condição inicial do material e nível de tensões considerado. Além disso, no trecho de descarregamento as deformações foram recuperadas quase em sua totalidade, o que indica um predomínio de comportamento próximo à região elástica para esse material sob essa trajetória e nível de tensões.

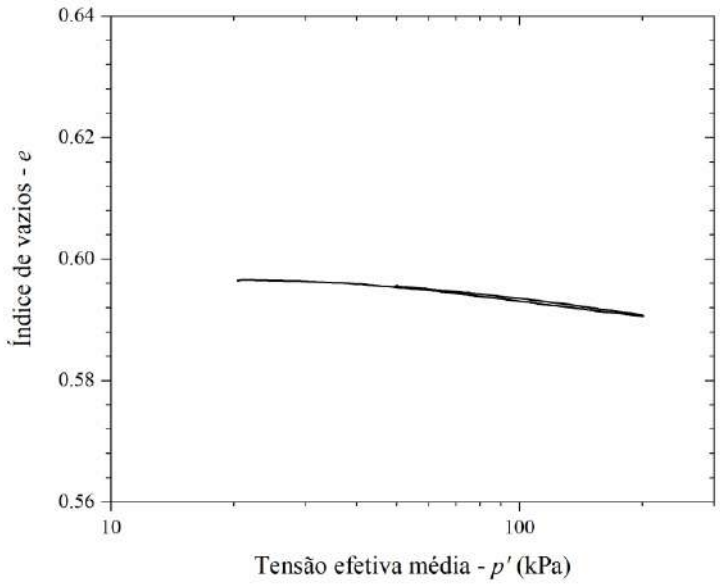


Figura 4. Trajetória de compressão da amostra sobreadensada.

Por sua vez, a Fig. 5 apresenta o comportamento tensão-deformação axial-deformação volumétrica das amostras. As amostras se encontram aproximadamente sob o mesmo índice de vazios após a consolidação (conforme pode ser verificado pela Fig. 4), o que permite comparar diretamente o seu comportamento tensão-

deformação. Apesar de pequenas diferenças que podem ser associadas à variabiildade inerente do material, o comportamento observado é muito semelhante. Ambas os ensaios apresentaram um pico de resistência seguido de um comportamento de *strain-softening*. A resistência de pico atingida também foi muito semelhante em ambos os casos, assim como a rigidez inicial. Em relação ao comportamento de deformação volumétrica, ambas as amostras apresentaram comportamento dilatante com o máximo valor de deformação volumétrica próximo. Além disso, nos dois casos pode ser verificada marcada localização de tensões, associada com a mudança brusa na curva de deformação volumétrica. A princial diferença está na amostra sobreadensada não apresentar contração inicial, enquanto o comportamento da amostra compactada apresenta inicialmente um comportamento contrátil seguido de dilatação. Isso ocorre em razão da amostra sobreadensada já ter experimentado essas deformações na trajetória de tensões a qual foi previamente submetida.

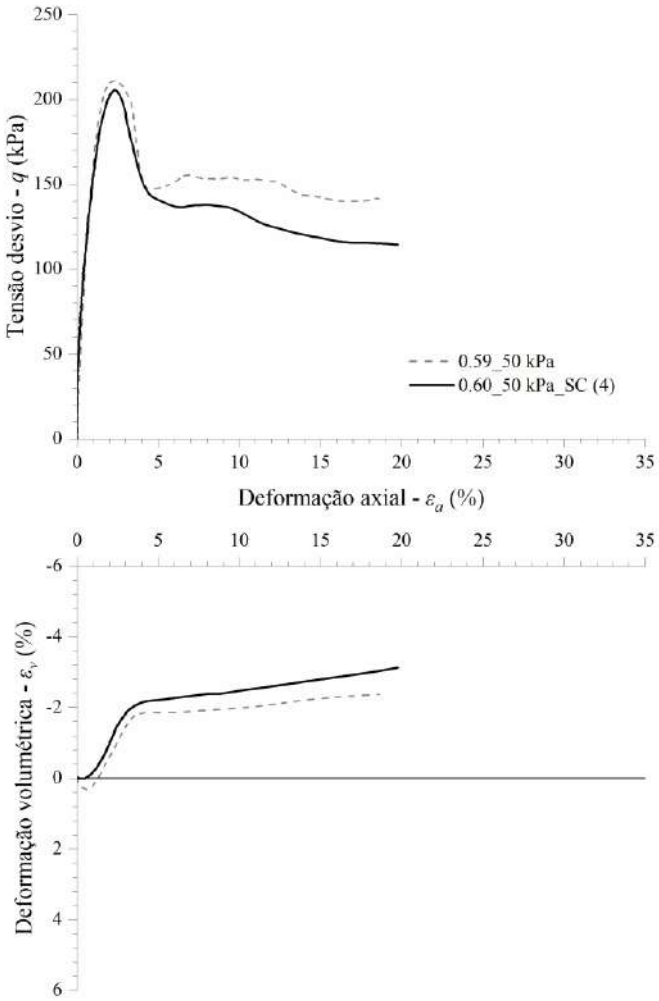


Figura 5. Comportamento tensão desvio – deformação axial – deformação volumétrica de amosta compacta e sobreadensada.

Na Figura 6 é avaliada a influência da história de tensões na rigidez do material através do módulo de elasticidade tangente (E_{tan}). Esse foi calculado através de uma aproximação numérica da diferenciação da curva tensão deformação, através do método da diferença central. É possível verificar que tanto a rigidez inicial

como a degradação da rigidez de ambas as amostras foram praticamente idênticas, ressaltando a pequena influência da história de tensões para o material estudado no nível de tensões avaliado.

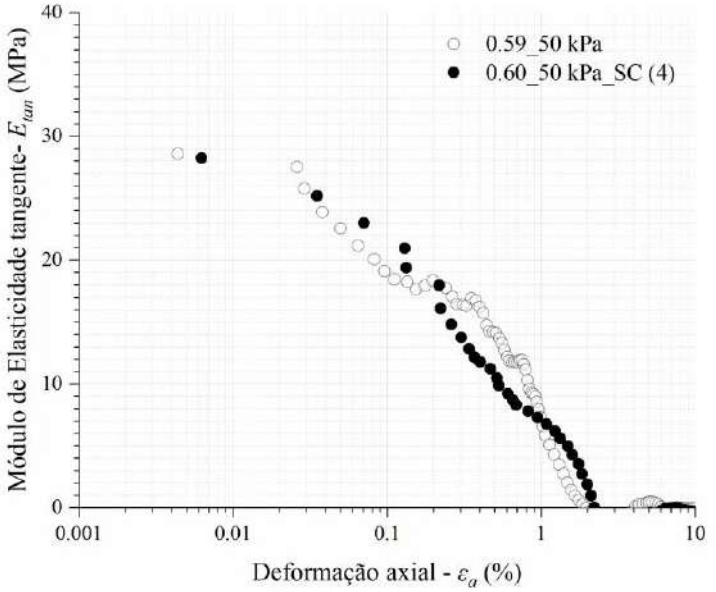


Figura 6. Avaliação da influência da história de tensões na rigidez do rejeito de minério de ferro.

4 CONCLUSÕES

Portanto, a influência da história de tensões no comportamento de rejeito de minério de ferro foi avaliada através da realização de ensaios triaxiais em amostras seguindo diferentes trajetórias de compressão. O comportamento tensão-deformação foi avaliado, bem como a rigidez das amostras. A utilização de sensores de medição local permitiu a avaliação precisa da rigidez desde pequenas deformações. Considerando as limitações da presente pesquisa, é possível concluir que para os níveis de tensão estudados a história de tensões não teve influência no comportamento do rejeito de minério de ferro, apesar de conter partículas de tamanhos silte e argila. Isso se dá em razão das partículas finas existentes na matriz de sólidos dos rejeitos não estarem relacionadas à presença de argilominerais. Sendo assim, o comportamento é predominante friccional e semelhante ao observado para areias e siltes, em que as forças intermoleculares e interações entre partículas costuma ter pequena influência no comportamento macroscópico.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o suporte da VALE, do MEC-CAPES (PROEX) e do CNPq ao grupo de pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM. (2023). Anuário Mineral Brasileiro—Principais substâncias metálicas 2022 (p. 35). Agência Nacional de Mineração.

ASTM International. (2017). ASTM D4318: *Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils*.

ASTM International. (2020). ASTM D7181: *Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for soils*.

ASTM International. (2021). ASTM D7928: *Standard test method for particle-size distribution (gradation) of fine-grained soils using the sedimentation (hydrometer) analysis*.

Clayton, C. R. I., & Khatrush, S. A. (1986). A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens. *Géotechnique*, 36(4), 593–597.

Consoli, N. C., Silva, J. P. S., Wagner, A. C., Carvalho, J. V. de A., Baudet, B. A., Coop, M. R., Scheuermann Filho, H. C., Carvalho, I., De Sousa, G. M., & Cacciari, P. P. (2024). Critical state analysis of two compacted filtered iron ore tailings with different gradings and mineralogy at different stages of treatment. *Acta Geotechnica*, 19(2), 881–898.

Consoli, N. C., Vogt, J. C., Silva, J. P. S., Chaves, H. M., Scheuermann Filho, H. C., Moreira, E. B., & Lotero, A. (2022). Behaviour of Compacted Filtered Iron Ore Tailings–Portland Cement Blends: New Brazilian Trend for Tailings Disposal by Stacking. *Applied Sciences*, 12(2), 836.

Dauce, P. D., Castro, G. B. de, Lima, M. M. F., & Lima, R. M. F. (2019). Characterisation and magnetic concentration of an iron ore tailings. *Journal of Materials Research and Technology*, 8(1), 1052–1059.

Davies, M. (2011). Filtered dry stacked tailings: The fundamentals. Em: *Tailings and Mine Waste Conference*.

Ladd, R. (1978). Preparing Test Specimens Using Undercompaction. *Geotechnical Testing Journal*, 1(1), 16.

Li, W., & Coop, M. R. (2019). The Mechanical behaviour of Panzhihua iron tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(3), 420–435.

Lima, R. M. F., Lopes, G. M., & Gontijo, C. de F. (2011). Aspectos mineralógicos, físicos e químicos na flotação catiônica inversa de minérios de ferro de baixos teores, do quadrilátero ferrífero-mg. *Tecnologia em Metalurgia Materiais e Mineração*, 8(2), 126–131.

Morgenstern, N. R., Vick, S. G., Viotti, C. B., & Watts, B. D. (2016). *Report on the Immediate Causes of the failure of the Fundão Dam*. Fundão Tailings Dam Review Panel.

Resolução n° 4/2019. Estabelece medidas regulatórias cautelares objetivando assegurar a estabilidade de barragens de mineração, notadamente aquelas construídas ou alteadas pelo método denominado “a montante” ou por método declarado como desconhecido., Pub. L. No. ANM 4/2019, Diário Oficial da União 58 (2019).

Resolução n° 13/2019. Estabelece medidas regulatórias objetivando assegurar a estabilidade de barragens de mineração, notadamente aquelas construídas ou alteadas pelo método denominado “a montante” ou por método declarado como desconhecido e dá outras providências., Pub. L. No. ANM 13/2019, Edição: 154 Diário Oficial da União 44 (2019).

Robertson, P. K., de Melo, L., Williams, D. J., & Wilson, G. W. (2019). *Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão Dam I*.

Silva, J. P. S., Rissoli, A. L. C., Cacciari, P. P., Viana Da Fonseca, A. J. P., Scheuermann Filho, H. C., Wagner, A. C., Carvalho, J. V. de A., Festugato, L., & Consoli, N. C. (2024). Triaxial testing response of compacted iron ore tailings considering a broad spectrum of confining pressures. *Soils and Foundations*, 64(2), 101438.

Wagner, A. C., Silva, J. P. de S., Carvalho, J. V. de A., Rissoli, A. L. C., Cacciari, P. P., Chaves, H. M., Scheuermann Filho, H. C., & Consoli, N. C. (2023). Mechanical behavior of iron ore tailings under standard compression and extension triaxial stress paths. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 15(7), 1883–1894.

Yang, Y., Wei, Z., Fourie, A., Chen, Y., Zheng, B., Wang, W., & Zhuang, S. (2019). Particle shape analysis of tailings using digital image processing. *Environmental Science and Pollution Research*, 26(25), 26397–26403.

Yeo, J. Y., Kim, S. Y., & Lee, J.-S. (2023). Compressibility and small strain stiffness characteristics of silt-hematite mixtures. *Engineering Geology*, 325, 107282.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/469

Influência do teor de umidade no comportamento mecânico de rejeito de minério de ferro com adição de cimento Portland

Camila da Silva Martinatto
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, camilamartinatto@hotmail.com

Maria Mariana de Sousa Rocha
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, mariamarianasousa1@gmail.com

Helena Portela Farenzena
Doutoranda, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, helenapfarenzena@gmail.com

Guilherme Schmitt Medina
Doutorando, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, guilhermemedina.sm@gmail.com

Nilo Cesar Consoli
Professor titular, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, consoli@ufrgs.br

RESUMO: A indústria de extração mineral desempenha um papel crucial no desenvolvimento econômico, mas suas atividades geram volumes consideráveis de rejeitos que acabam sendo dispostos em barragem de contenção ou outras estruturas. Contudo, os rejeitos de mineração apresentam variabilidade geotécnicas quanto ao comportamento geomecânico. Assim, técnicas como a estabilização de solo podem auxiliar na melhoria e previsibilidade do comportamento geotécnico. Desta maneira, esta pesquisa tem como objetivo analisar a influência de diferentes condições de compactação (ótimo, ramo seco e ramo úmido referentes a curva de compactação) no comportamento geotécnico de rejeitos de minério de ferro cimentado com cimento Portland de alta resistência inicial (CPV - ARI) através de ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS) . Os resultados mostram que é possível observar que o aumento do teor de cimento e a redução da porosidade resultaram em maiores valores de RCS. Ainda as amostras moldadas na condição ótima apresentaram os maiores valores, seguido por amostras moldadas no ramo seco e por último, no ramo úmido. Por fim, é possível selecionar de forma racional a melhor combinação de porosidade e teor de cimento para um projeto através da correlação entre a RCS e o teor volumétrico de cimento.

PALAVRAS-CHAVE: rejeito de minério de ferro, rejeitos cimentados, condições de compactação, teor de umidade

ABSTRACT: The mineral extraction industry plays a crucial role in economic development, but its activities generate considerable volumes of waste that end up being disposed of in containment dams or other structures. However, mining tailings present geotechnical variability in terms of geomechanical behavior. Thus, techniques such as soil stabilization can improve and predict geotechnical behavior. Therefore, this research aims to analyze the influence of different compaction conditions (optimal, dry side and wet side referring to the compaction curve) on the geotechnical behavior of iron ore tailings cemented with high initial strength Portland cement (CPV - ARI) through Unconfined Compressive Strength (UCS) tests. The results show that it is possible to observe that the increase in cement content and the reduction in porosity resulted in higher UCS values. Still, samples molded in the optimal condition presented the highest values, followed by samples molded in the dry side and finally, in the wet side. Finally, it is possible to rationally select the best combination

of porosity and cement content for a project through the correlation between the UCS and the volumetric cement content.

KEYWORDS: iron ore tailings, cemented tailings, compaction conditions, moisture content

1 INTRODUÇÃO

A indústria de extração mineral tem grande importância no desenvolvimento econômico de diversos países, bem como, tem papel fundamental no desenvolvimento da sociedade, tendo em vista que os produtos explorados são essenciais para uso cotidiano. Entretanto, tais atividades são responsáveis por um elevado impacto ambiental, consumindo recursos não renováveis e gerando milhões de metros cúbicos de resíduos anualmente. Neste cenário, faz-se necessário o desenvolvimento de novas soluções para uso de rejeitos de mineração, uma área potencial de aplicação é explorar sua utilização na construção civil. Isto porque existe um maior potencial neste setor, onde poderiam ser utilizados como materiais de construção. Yellishetty et al. (2008) relataram que compostos de ferro têm o potencial de acelerar a hidratação do cimento, e estes poderiam ser o principal fator para melhorar a resistência à compressão observada nos agregados de concreto contendo rejeitos de minério de ferro.

Desta forma, o objetivo deste estudo é avaliar a resposta mecânica, a partir de ensaios de resistência à compressão simples de rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento Portland de alta resistência inicial (CP V – ARI). Este tipo de cimento está associado a valores de resistência elevados em períodos reduzidos (desenvolvendo mais de 80% da resistência nos primeiros sete dias de cura). Isso é interessante do ponto de vista prático, pois problemas de engenharia tendem a precisar de soluções rápidas, principalmente no que diz respeito a indústria da mineração. Além disso, o emprego do cimento em solos era predominantemente baseado em experiências práticas (LATIFI et al., 2017). No entanto, Foppa (2005) e Consoli et al. (2007) propuseram uma abordagem mais fundamentada, introduzindo uma relação racional para a dosagem de solos cimentados que vincula a resistência à compressão simples (qu) a um parâmetro que considera a porosidade e o teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}). Essa relação estabelece uma conexão significativa entre os processos de compactação e a quantidade de cimento utilizada. Com essa abordagem, o projetista tem a flexibilidade de escolher entre uma alta energia de compactação e um maior teor de cimento para alcançar a mesma resistência desejada (CORTE et al., 2019; MARQUES; CONSOLI; FESTUGATO, 2019). Além disso, esse parâmetro pode ser aplicado no controle da compactação em campo, possibilitando a correção de deficiências na compactação por meio da adição de cimento (LEON, 2018).

Uma vez que o esforço de compactação é um dos fatores mais importantes que influenciam a compactação de materiais geotécnicos, a pesquisa tem como objetivo investigar as variáveis de peso específico aparente seco (γ_d) e teor de umidade (w), sendo selecionados 03 (três) diferentes pontos de moldagem da curva de compactação Proctor normal, utilizando-se a dosagem de 1%, 3% e 5% de cimento. A principal premissa por trás dessa escolha foi estudar o comportamento na condição ótima de compactação ($\gamma_{d,máximo}$ e $w_{ótimo}$) e a variação do teor de umidade de modo a atingir um dos principais objetivos desta pesquisa: o efeito do teor de umidade de compactação. Os níveis foram escolhidos para abranger o ramo seco e o ramo úmido, bem como o aumento da porosidade com a redução do peso específico, mas mantendo-se o índice de vazios. O ensaio de resistência à compressão simples, ou compressão não confinada, vem sendo amplamente difundido em programas experimentais que abrangem a técnica de melhoramento de solos através de cimentação. Isto acontece devido ao fato de ser um ensaio simples, de fácil execução e com custo baixo. Desta forma, pode-se verificar o efeito da cimentação e avaliar diversos aspectos importantes sobre a resistência à compressão simples.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Rejeito Ultrafino de Mineração de Ferro

O material principal utilizado na pesquisa é o Rejeito de Minério de Ferro Ultrafino (Lama) produzido em uma planta de beneficiamento na região do Quadrilátero Ferrífero, centro sul do estado de Minas Gerais – BR. O material coletado foi transportado para a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) em sacos com aproximadamente 20 kg. A caracterização física do rejeito de minério de ferro (Figura 1e Tabela 1) foi avaliada

determinando sua distribuição granulométrica conforme a NBR 7181 (ABNT, 2018), limites de consistência NBR 6459 (ABNT, 2017) e NBR 7180 (ABNT, 2016a) e peso específico dos grãos NBR 6458 (ABNT, 2016b). O rejeito de minério de ferro apresentou comportamento não plástico e, com base na distribuição granulométrica, foi classificado como Silte Arenoso, de acordo com NBR 7181 (ABNT, 2018). Para o Sistema Unificado de Classificação D2487 (ASTM, 2020), enquadrou-se como Areia Siltosa (SM). A distribuição granulométrica apresentada para o rejeito de minério de ferro desta pesquisa está dentro dos limites encontrados na literatura para este material.

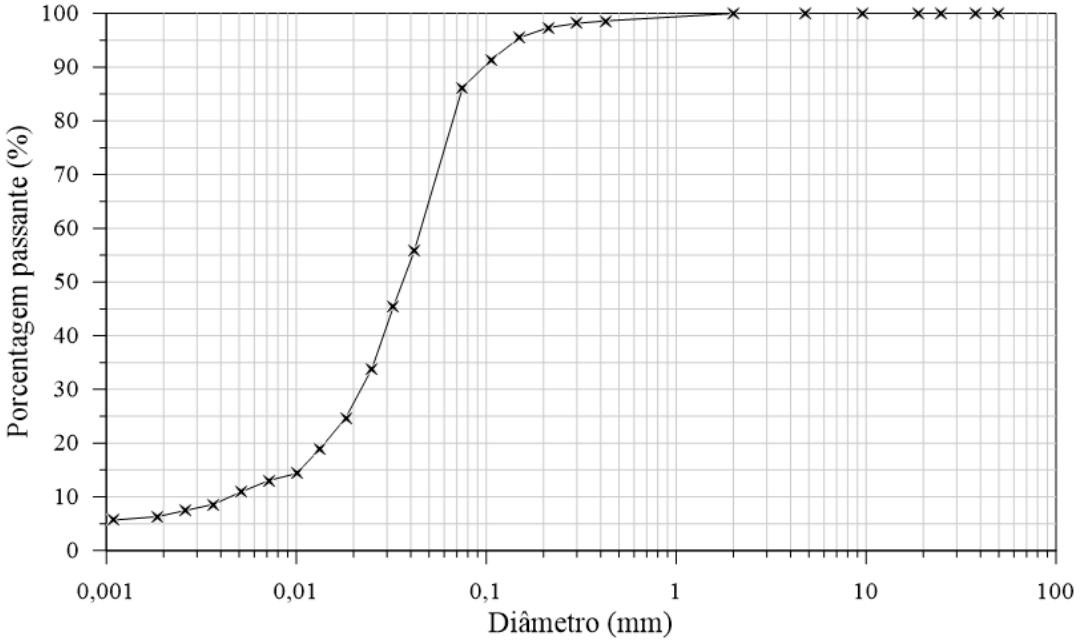


Figura 1 – Curva granulométrica do rejeito de minério de ferro

Tabela 1 – Características físicas do Rejeito de Minério de Ferro

Característica	Resultado	Norma
Limite de Liquidez	-	NBR 6459/2017
Limite de Plasticidade	-	NBR 7180/2016a
Índice de Plasticidade	NP	-
Peso Específico real dos grãos (Gs)	3,92	NBR 6458/2016b
%Pedregulho (d>2 mm)	0%	NBR 7181/2018
% de Areia Grossa (0,6 <d<2 mm)	0%	
% de Areia Média (0,2 <d< 0,6 mm)	2,65%	
% de Areia Fina (0,06 <d< 0,2mm)	41,62%	
% de Silte (0,002 <d< 0,06 mm)	49,42%	
% de Argila (d<0,002)	6,31%	
SUCS	SM	ASTM D2487/2020

2.2 Cimento Portland – CP V-ARI

O cimento utilizado na pesquisa foi do tipo Portland de Alta Resistência Inicial (CP V-ARI), conforme a NBR 16697 (ABNT, 2018b). Esse tipo de cimento foi empregado em função do considerável ganho de resistência a baixos tempos de cura. Normalmente possui uma massa específica real dos grãos variando entre 3,10 à 3;15 g/cm³. Na pesquisa, foi adotado um valor de 3,15 g/cm³.

2.3 Ensaios de Resistência à compressão simples

Para a moldagem dos corpos dos ensaios de RCS foram confeccionados corpos de prova de 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura, compactados em 3 camadas, utilizando-se o molde de metal cilíndrico tripartido. As amostras foram consideradas aptas para ensaio se atendessem aos seguintes critérios: grau de compactação ± 1%; teor de umidade ± 0,5%; diâmetro ± 0,5 mm; e altura ± 1 mm. Quando o tempo de cura estabelecido se aproxima, no dia anterior os corpos de provas são imersos em água por um período de 24 horas, de forma que se minimize os efeitos de sucção. A ruptura do corpo de prova ocorre devido à aplicação da tensão axial no corpo de prova. O ensaio seguiu as diretrizes propostas pela NBR 12025 (ABNT, 2012), utilizando-se uma prensa automática com velocidade de deslocamento de 1,14mm/min e uma célula de carga, devidamente calibrada, com capacidade de 20 kN.

2.3.1 Variáveis fixas e controláveis- ensaios de Resistência à Compressão Simples

Para o ensaio de Resistência à Compressão Simples (RCS), as variáveis controláveis foram: peso específico aparente seco, teor de umidade e teor de cimento. Foram selecionados 03 (três) diferentes pontos de moldagem da curva de compactação Proctor normal, utilizando-se a dosagem de 1%, 3% e 5% de cimento. A Figura 2 apresenta a curva de compactação com a indicação dos pontos de moldagem, e aTabela 2 apresenta um resumo das variáveis controláveis para este ensaio.

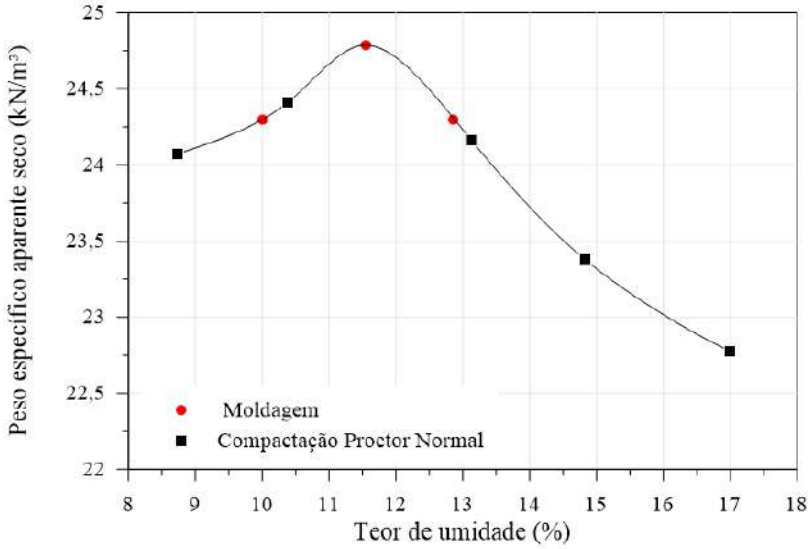


Figura 2 - Curva de compactação e definição dos pontos analisados

Tabela 2 - Variáveis controláveis para os ensaios de resistência à compressão simples

Compactação	γ_d (kN/m³)	teor de umidade (%)	Teor de cimento (%)
Ótimo	24,80	11,50	1, 3 e 5
Ramo Seco	24,30	10,00	
Ramo Úmido	24,30	12,80	

Para os ensaios de resistência à compressão simples, as variáveis fixas foram: energia de compactação normal, tipo de cimento, tempo de cura e temperatura de cura. O cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V - ARI) foi escolhido como agente estabilizador. O período de 7 dias foi escolhido como o tempo de cura da pesquisa, considerando que o cimento Portland CP V - ARI foi utilizado para o programa experimental, assim, este período de cura pode ser considerado como a escolha mais vantajosa. Por fim, optou-se por definir a temperatura de cura desta pesquisa em 23ºC, representando uma temperatura ambiente média.

3 RESULTADOS

Conforme as variáveis definidas na Tabela 2, realizou-se o ensaio de resistência à compressão simples para as amostras estabilizadas com cimento Portland, os resultados obtidos encontram-se na Figura 3 e resumidos na Tabela 3.

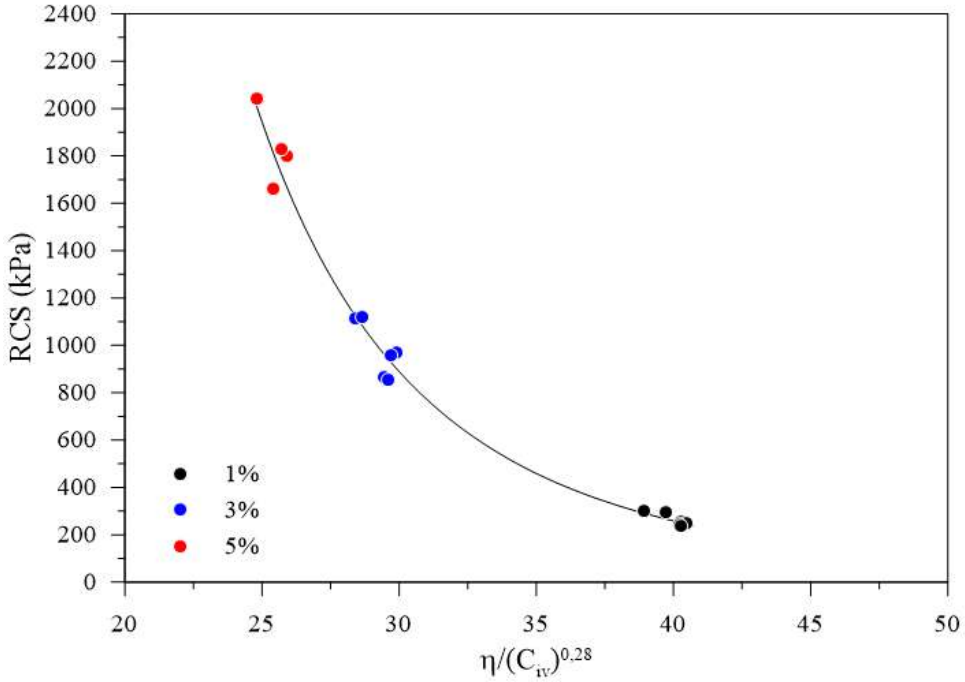


Figura 3 - Resistência à compressão simples em função do teor de umidade de moldagem.

Tabela 3 - Resumo dos resultados obtidos para o ensaio de RCS

Compactação	Teor de cimento (%)	$\frac{\eta}{(C_{iv})^{0,28}}$	RCS (kPa)
Ótimo	1	39,33	298,02
Ramo Seco		40,36	252,10
Ramo Úmido		40,24	240,22
Ótimo	3	28,52	1117,50
Ramo Seco		29,81	965,00
Ramo Úmido		29,50	860,59
Ótimo	5	24,85	2042,49
Ramo Seco		25,81	1814,37
Ramo Úmido		25,42	1659,78

Para solos artificialmente cimentados há uma relação entre e porosidade (η) e o teor volumétrico de cimento (C_{iv}), proposta por Consoli et al. (2007) em que é possível obter uma curva que ajuste a resistência à compressão simples em função deste índice, bem como uma única equação que represente o comportamento do material. Esta metodologia consiste na obtenção da curva porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) em relação a resistência à compressão simples, denominada curva de dosagem. A partir desta curva, é possível definir qual a resistência pretendida conforme solicitações de projeto, e então pode-se obter qual o teor volumétrico de cimento e porosidade necessárias para atingir a resistência alvo.

De modo geral, é possível observar que o aumento do teor de cimento e a redução da porosidade resultaram em maiores valores de RCS. A redução da porosidade é proporcional a uma maior área de contato entre as partículas, intensificando o intertravamento das partículas e mobilizando o atrito, o que aumenta a resistência. Já o aumento do teor de cimento está ligado ao aumento das reações cimentícias, contribuindo também para o desenvolvimento da resistência. Este fenômeno físico-químico também foi evidenciado em

diversos materiais geotécnicos cimentados, como solos estabilizados com cimento Portland (CONSOLI et al., 2007; CONSOLI et al., 2020; VELOSO MARQUES; CONSOLI; ALMEIDA E SOUSA, 2014), solos estabilizados com agentes cimentantes alternativos (CONSOLI et al., 2018a, 2019; MARTINATTO, 2021), rejeitos de mineração estabilizados com cimento Portland (BRUSCHI, 2023; CONSOLI et al., 2018b; SERVI, 2022) e rejeitos de mineração estabilizados com agentes cimentantes alternativos (BRUSCHI et al., 2021; PEREIRA DOS SANTOS et al., 2022).

Quanto à magnitude dos valores obtidos, as amostras moldadas na condição ótima apresentaram os maiores valores, seguido por amostras moldadas no ramo seco e por último, no ramo úmido. Este comportamento mostra que existe uma relação única conferida pela compactação em sua maior densidade e a umidade ótima, os quais afetam o comportamento geotécnico. Ao comparar o ramo úmido e o ramo seco, pode-se concluir que o teor de umidade e a densidade de compactação, também afetam as amostras analisadas. O teor de umidade está relacionado diretamente ao desenvolvimento das reações cimentícias, uma vez que mudanças na quantidade de água têm grande efeito no desenvolvimento da cinética das reações e na precipitação dos produtos formados, os quais desencadeiam microestruturas diferentes e, consequentemente alteram a performance mecânica do sistema.

Por outro lado, de acordo com LAMBE; WHITMAN (1969) para solos não cimentados, no ramo seco têm-se baixo grau de saturação, e o método de compactação empregado pouco interfere na estrutura pois a atração face-aresta das partículas não é vencida pela energia aplicada, e geralmente origina-se estruturas floculadas com arranjo desordenado das partículas. Para maiores teores de umidade, no ramo úmido, ocorre maior repulsão entre as partículas e a compactação as orienta, sendo que o método de compactação empregado influência na estrutura final originando estruturas dispersas. O estudo de Consoli et al. (2007) para um solo estabilizado com diversos teores de cimento e mesmo índice de vazios, mostra que o aumento na RCS é observado com o aumento do teor de umidade, atingindo um patamar máximo no ponto de compactação ótimo, e logo após a RCS passa a reduzir, sendo que os autores atribuem o comportamento a estrutura criada durante o processo de moldagem e a quantidade de adição a água tem um papel fundamental na formação do estrutura.Desta forma, a Equação 1 representa o comportamento da RCS em função do índice (η/C_{iv}).

$$q_u(kPa) = 2x10^9 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})^{0,28}}\right]^{-4,26} \quad (1)$$

4 CONCLUSÕES

Diante das variáveis estabelecidas e dos ensaios de resistência à compressão simples realizados para as amostras estabilizadas com cimento Portland, os resultados revelam uma relação entre a porosidade (η), o teor volumétrico de cimento (C_{iv}) e a resistência à compressão simples (RCS), conforme proposto por Consoli et al. (2007). Esta abordagem permite a obtenção de uma curva de dosagem que relaciona a porosidade/teor volumétrico de cimento à resistência, possibilitando a definição da resistência desejada para atender às demandas específicas do projeto.

De forma geral, observa-se que o aumento do teor de cimento e a redução da porosidade resultam em valores mais elevados de RCS. A diminuição da porosidade implica em uma maior área de contato entre as partículas, intensificando o intertravamento e mobilizando o atrito, contribuindo para o aumento da resistência. O aumento do teor de cimento está associado ao incremento das reações cimentícias, também contribuindo para o desenvolvimento da resistência. Esse fenômeno físico-químico, comprovado em diversos materiais geotécnicos cimentados, incluindo solos estabilizados com cimento Portland, reforça a consistência dos resultados obtidos neste estudo.

Quanto à magnitude dos valores, as amostras moldadas na condição ótima apresentaram as maiores RCS, seguidas pelas amostras moldadas no ramo seco e, por último, no ramo úmido. Esse comportamento evidencia a influência da compactação em sua maior densidade e da umidade ótima, fatores que impactam o comportamento geotécnico. A comparação entre o ramo úmido e o ramo seco revela que o teor de umidade e a densidade de compactação também afetam as amostras analisadas. A relação direta entre o teor de umidade e o desenvolvimento das reações cimentícias destaca a importância da água na cinética dessas reações, resultando em microestruturas distintas e alterando a performance mecânica do sistema.

É válido destacar a consistência dos resultados obtidos ao correlacionar RCS e o índice (η/C_{iv}) com um coeficiente de determinação (R^2) de 0,98. Essa elevada correlação valida a aplicabilidade do índice para prever o comportamento da resistência à compressão simples em rejeitos de mineração cimentados. Essa conclusão reforça achados anteriores de outros estudos, consolidando a confiabilidade do índice como uma ferramenta eficaz na predição do comportamento mecânico desses materiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). D 2487 -17: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 16697: Cimento Portland – Requisitos. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6459: Solo - Determinação do Limite de Liquidez, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-12025: Solo-Cimento - Ensaio de Compressão Simples CP Cilindrico. Rio de Janeiro, 2012.

BRUSCHI, G. J. et al. Green Stabilization of Bauxite Tailings: Mechanical Study on Alkali-Activated Materials. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 33, n. 11, nov. 2021.

BRUSCHI, G. J. Molding conditions effect on the geomechanical behavior of uncemented and cemented iron ore tailings under low and high confining stresses. [s.l.] Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2023.

CONSOLI, N. C. et al. Durability Assessment of Soil-Pozzolan-Lime Blends through Ultrasonic-Pulse Velocity Test. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 32, n. 8, ago. 2020.

CONSOLI, N. C. et al. Durability, strength, and stiffness of compacted gold tailings – cement mixes. Canadian Geotechnical Journal, v. 55, n. 4, p. 486–494, abr. 2018a.

CONSOLI, N. C. et al. Durability, Strength, and Stiffness of Green Stabilized Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 144, n. 9, set. 2018b.

CONSOLI, N. C. et al. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 133, n. 2, p. 197–205, fev. 2007a.

CONSOLI, N. C. et al. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 133, n. 2, p. 197–205, fev. 2007b.

CONSOLI, N. C. et al. The effects of curing time and temperature on stiffness, strength and durability of sand-environment friendly binder blends. Soils and Foundations, v. 59, n. 5, p. 1428–1439, out. 2019.

CORTE, M. B. et al. Stiffness of lightly cemented sand under multiaxial loading. E3S Web of Conferences, v. 92, p. 11008, 25 jun. 2019.

FILIPE VELOSO MARQUES, S.; CESAR CONSOLI, N.; FESTUGATO, L. Effects of curing stress on the stiffness of a cement-mixed sand. E3S Web of Conferences, v. 92, p. 04006, 25 jun. 2019.

FOPPA, D. Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005. Disponível em: https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/7845 . Acesso em: 13 jun. 2022.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1969.

LATIFI, N. et al. Tropical residual soil stabilization: A powder form material for increasing soil strength. Construction and Building Materials, v. 147, p. 827–836, ago. 2017.

LEON, H. B. O índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/Civ) como um parâmetro de estado para areias cimentadas. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018. Disponível em: https://lume.ufrgs.br/handle/10183/174407 . Acesso em: 12 jun. 2022.

MARTINATTO, C. S. Comportamento de um solo arenoso estabilizado com álcali ativação visando a pavimentação. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2021.

PEREIRA DOS SANTOS, C. et al. Stabilization of gold mining tailings with alkali-activated carbide lime and sugarcane bagasse ash. Transportation Geotechnics, v. 32, p. 100704, jan. 2022.

SERVI, S. P. Comportamentomecânicode resíduode minério de ferro estabilizado com agentes aglomerantes. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2022.

VELOSO MARQUES, S. F.; CONSOLI, N. C.; ALMEIDA E SOUSA, J. Testing Cement Improved Residual Soil Layers. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 26, n. 3, p. 544–550, mar. 2014.

YELLISHETTY, M., KARPE, V., REDDY, E. H., SUBHASH, K. N., e RANJITH, P. G., 2008, “Reuse of iron ore mineral wastes in civil engineering constructions: A case study”, *Resources, Conservation and Recycling*, 52(11), 1283–1289.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/470

Iron Ore Tailings Critical State Properties from Basic Laboratory Tests for Static Liquefaction Analysis

Ccotohuanca, Jose
Geotechnical Engineer, Klohn Crippen Berger, Belo Horizonte, Brazil, jccotohuanca@klohn.com

Lanza, Vinícius
Engineering Assistant, Klohn Crippen Berger, Belo Horizonte, Brazil, vlanza@klohn.com

Costa, Isabella
Engineering Assistant, Klohn Crippen Berger, Belo Horizonte, Brazil, icosta@klohn.com

Ninanya, Hugo
Senior Geotechnical and Hydrogeological Engineer, Klohn Crippen Berger, Belo Horizonte, Brazil, hninanya@klohn.com

ABSTRACT: In the last nine years, Brazil experienced two significant tailings storage facility (TSF) failures: the rupture of Fundão TSF in Mariana (2015) and TSF I in Brumadinho (2019). After these incidents, new legislative measures were proposed, introducing the concept of "TSF decharacterization". Moreover, the failures prompted increased interest in filtered tailings stacks. As part of decharacterization and filtered projects, comprehensive geotechnical testing campaigns have been carried out, mainly focused on studying the mechanical behavior of tailings using the Critical State Soil Mechanics (CSSM) with the Critical State Locus (CSL) representing a mean of assessing tailings strength-deformation characteristics. A substantial database of critical state (CS) parameters has been developed and published mainly on iron ore tailings, as most iron ore TSFs are situated within the Iron Quadrangle in Brazil. The unique features of these tailings, marked by a high iron content contributing to a high specific gravity (G_s), render conventional geotechnical correlations not applicable without further considerations. This article compiles CS parameters of 35 iron ore tailings from various locations. These parameters are then compared to basic laboratory data, such as fines content (FC), average particle size (D_{50}), Atterberg limits, iron content, and so forth. The aim is to establish correlations between basic iron ore tailings data and CS parameters, providing a screening approach to determine if laboratory results are within expected ranges when evaluating static liquefaction for iron ore TSFs.

KEYWORDS: Iron ore tailings, Critical State Soil Mechanics, Critical State Line, index parameters, static liquefaction.

1 INTRODUCTION

Static liquefaction is defined as sudden strength loss in a (near) saturated (typically granular) soil, accompanied by rapid generation of excess pore-water pressure. This could develop into a liquefaction flow failure if the soil strength drops below the applied shear stress (Lade and Yamamuro, 1997). Recent incidents, such as the failures at Fundão (Morgenstern et al., 2016) and Brumadinho (Robertson et al., 2019), have identified static liquefaction as a primary failure mechanism. Such Brazilian TSF failures have resulted in unprecedented and devastating consequences for the environment, infrastructure damage and human losses. In response, new regulations have been enacted in Brazil, introducing the concept of TSF decharacterization. The failures also spurred increased interest in alternative dewatered tailings technologies (e.g. filtered tailings), due to their lower risk compared to conventional hydraulically deposited tailings.

In the Brazilian context, where decharacterization and filtered tailings projects were not commonly practiced, comprehensive geotechnical investigations were required to understand the behaviour of the tailings material to support static liquefaction assessment, generally following the critical state soil mechanics (CSSM)

framework. Consequently, a database of critical state (CS) parameters was developed and published primarily on iron ore tailings, given the predominant location of TSF within the Iron Quadrangle in Brazil, an area renowned for hosting one of the world's largest reserves of iron ore.

While it is widely recognized that soil index properties impact critical state locus (CSL) parameters (Jefferies and Been, 2015), research linking tailings index properties to CSL parameters remains limited. Smith et. al. (2019), Torrez-Cruz and Santamarina (2020), Macedo and Vergaray (2022) and Hussien and Sgaoula (2023) are among the few related studies. However, no investigation targeting tailings from a unique commodity (iron ore in this study) has been identified.

This article aims to provided trends between CS parameters and iron ore tailings index properties including specific gravity (G_s), fines content (FC), mean particle size (D_{50}), coefficient of uniformity (C_u), Atterberg limits represented by the plasticity index (PI) and liquid limit (LL), minimum (e_{min}) and maximum (e_{max}) void ratios as well as the iron oxide content. A database was compiled incorporating 35 iron ore tailings materials from Brazil and various global mining sites. This database, along with the correlations found, offer a valuable screening approach to discern whether laboratory results are within expected ranges or if more detailed tests are required when assessing static liquefaction for iron ore TSFs.

2 IRON ORE TAILINGS DATABASE

The iron ore tailings database ("the IOD") consists of 35 iron ore tailings sources from several mines located throughout Brazil, Australia, and China; 9 of them as part of this study and the rest from published literature as detailed in Table 1. The IOD includes index properties along with CSL parameters, including: the slope on a natural logarithm base ($\lambda_e = \lambda_{10}/2.3$) and the altitude at 1 kPa (Γ), when the CSL is represented by a linear function using a semi-log idealization, $e_{cs} = \Gamma - \lambda_e \cdot \ln(p')$; and the a, b, and c coefficients, for a curved CSL represented by a power law function, $e_{cs} = a - b(p'/p_{atm})^c$. The IOD also includes the stress ratio at critical state (M_{tc}), with the subscript "tc" denoting the triaxial compression conditions, estimated as the slope of the line that joins the ultimate points in p' (mean effective stress) versus q (deviatoric stress) plots.

Figure 1a illustrates the particle size distribution (PSD) of the IOD, categorized based on their FC (% passing the #200 sieve) into two groups: those with FC higher ("fine tailings") and lower ("coarse tailings") than 50%. A comparison is drawn with the PSDs of iron ore tailings from the Iron Quadrangle, as compiled by Carneiro et al. (2023). The PSDs of the IOD fall within the "coarse and fine" range (grey area) of the referenced study, with two samples (#4 and #35) falling within the "slimes" range (brown area). Overall, the IOD exhibits a wide range of fine content (FC = 11.8 – 98.7%) and particle diameter (D_{50}= 6.5 – 231.7 μm).

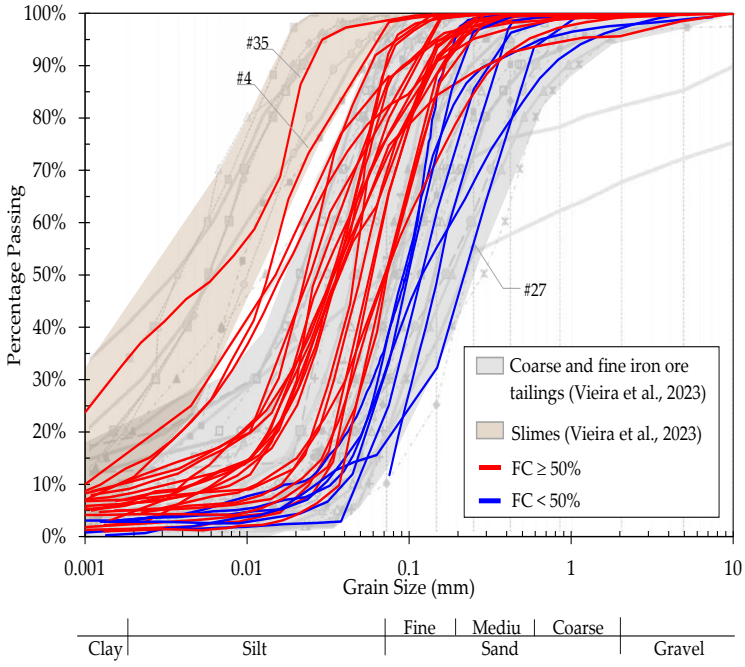
While the majority of IOD samples are typically classified as non-plastic, the iron ore tailings exhibiting plasticity were plotted in the Casagrande plasticity chart (Figure 1b). Samples #33, #34, and #35 demonstrated the highest plasticity, while the remainder exhibited a Plasticity Index (PI) of less than 5%.

Given the distinctive characteristics of iron ore tailings, notably the high G_s values, a dataset comprising the percentage of iron oxide (% hematite) alongside their corresponding G_s values, which ranges from 2.78 to 5.01, was assembled. This data is visualized in Figure 1c, revealing a strong correlation, even when incorporating literature data from Espósito (2000) and Lopes (2000).

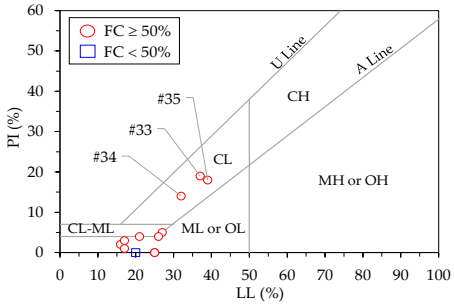
The particle shape was assessed using Scanning Electron Microscopy (SEM) images. Most of the IOD tailings exhibit an angular-subangular (A-SA) shape, regardless of the FC. Examples of typical SEM images for different FC are depicted in Figure 1d.

Figure 2a shows the distribution of the CSLs for the IOD plotted over the tailings database by Macedo and Vergaray (2022) (in grey). Overall, the CSLs from the IOD align with those observed in the referenced study. The CSLs cover a broad spectrum in the e versus p' space, the difference in e for a given p' is on the order of 0.40. Half of the CSLs follow a linear relationship (in a semi-log plot). The CSLs from samples #4 and #14 form the upper and lower boundaries for the IOD.

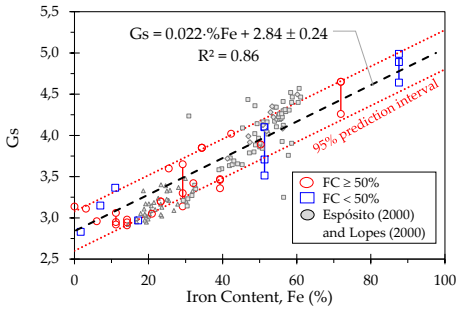
Figure 2b shows a histogram of the M_{tc} values for sands (from Jefferies and Been, 2015), various types of tailings (from Macedo and Vergaray, 2022), and those pertaining to the IOD. The M_{tc} values for mine tailings, including those of the IOD, are generally higher compared to sands. For the IOD, disregarding the lowest value (1.10 from sample #35), this parameter spans from 1.29 to 1.49, with a mean value of 1.37.



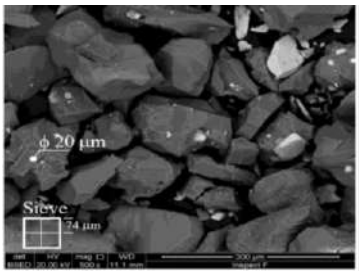
(a) PSD curves of the IOD



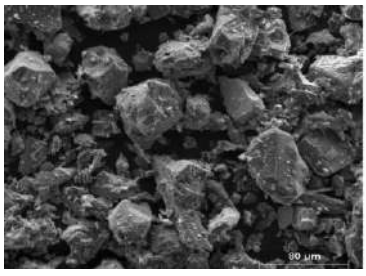
(b) Plasticity of the IOD



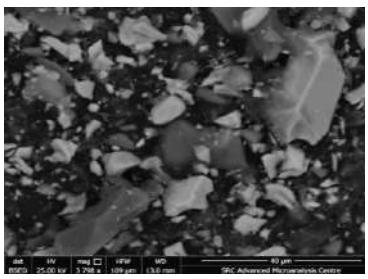
(c) %Fe content



Sample # 16: FC: 33.3%



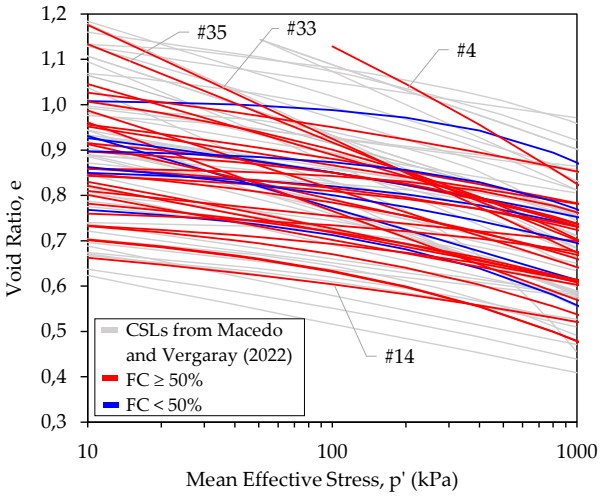
Sample #13: FC: 51.0%



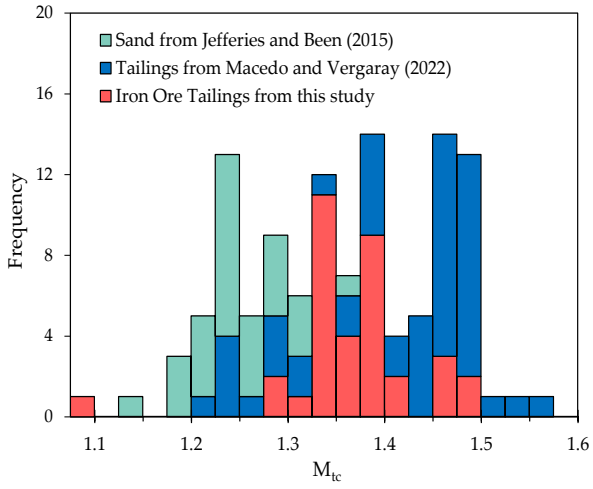
Sample #4: FC: 98.3%

(d) SEM images

Figure 1. Index properties of the IOD.



(a) Distribution of the CSLs



(b) Distribution of the Mtc values

Figure 2. CSL parameters for the IOD

Table 1. Index properties and CSL parameters of the IOD.

ID #	Index properties									Critical state parameters		Source
	D_{50} (μm)	C_u	FC (%)	LL (%)	PI (%)	G_s	Fe (%)	$\boldsymbol{e_{min}}$ | $\boldsymbol{e_{max}}$	Part. Shape	Γ| λ_e or a| b| c	M_{tc}	
1	121	2.9	25.1	-	NP	3.52	51.3	0.99|0.60	A-SA	0.905|0.032|0.63	1.37	This study
2	63	2.5	65.6	-	NP	3.64	NA	0.99|0.54	A-SA	0.870|0.061|0.360	1.35	This study
3	61	2.9	65.9	-	NP	3.70	NA	1.03|0.52	A-SA	0.896|0.080|0.334	1.35	This study
4	14	9.9	98.3	-	NP	3.71	NA	2.32|1.34	A-SA	2.110|0.983|0.117	1.38	This study
5	39	11.6	73.3	16	2	3.42	32.1	1.05|0.38	A-SA	0.759|0.126|0.350	1.37	This study
6	30	25.7	77.1	17	3	3.30	29.2	1.24|0.37	A-SA	0.760|0.129|0.340	1.33	This study
7	25	13.5	74.9	17	1	3.46	39.3	1.32|0.37	A-SA	0.755|0.090|0.355	1.29	This study
8	28	5.0	87.6	-	NP	4.65	71.9	1.30|0.68	A-SA	0.863|0.020|0.700	1.49	This study
9	41	16.7	74.8	-	NP	3.85	34.4	1.23|0.61	A-SA	0.930|0.080|0.380	1.49	This study
10	72	4.9	51.6	20	4	4.38	NA	NA	NA	1.040|0.039	1.38	Robertson et al. (2019)
11	51	4.8	70.8	21	4	3.89	50.3	NA	NA	1.120|0.039	1.38	Robertson et al. (2019)
12	120	6.1	33.7	-	NP	4.89	87.6	NA	A-SA	1.020|0.039	1.38	Robertson et al. (2019)
13	73	4.2	51.0	-	NP	2.95	11.2	1.13|0.48	A-SA	0.865|0.024	1.33	Morgenstern et al. (2016)
14	34	25.4	90.8	-	NP	3.20	23.3	1.18|0.60	NA	0.805|0.201|0.150	1.38	Carneiro (2021)
15	73	5.8	52.2	-	NP	3.05	20.9	1.28|0.51	A-SA	0.770|0.077|0.320	1.40	Oliveira (2022), Wagner et al. (2022), Consoli (2023b), Silva et al. (2024)
16	104	2.7	33.3	-	NP	2.97	17.2	0.99|0.51	A-SA	0.864|0.044|0.480	1.35	
17	96	6.3	39.1	-	NP	2.83	1.7	1.08|0.50	NA	1.000|0.150|0.245	1.30	Consoli (2023a)
18	36	9.6	86.5	-	NP	4.02	42.3	1.09|0.57	NA	0.950|0.150|0.232	1.35	Consoli (2023a)
19	92	3.3	39.1	-	NP	5.01	NA	1.33|0.63	NA	1.012|0.024|0.770	1.35	Cella and Padovani (2021)
20	34	9.2	76.7	-	NP	3.99	NA	1.37|0.71	NA	1.202|0.068	1.33	Cella and Padovani (2021)
21	72	2.5	52.1	-	NP	2.91	14.2	0.85|0.40	A-SA	0.780|0.046|0.355	1.31	Dawson et al. (2019)

ID #	Index properties									Critical state parameters		Source
	D_{50} (μm)	C_u	FC (%)	LL (%)	PI (%)	G_s	Fe (%)	e_{min} | e_{max}	Part. Shape	Γ| λ_e or a| b| c	M_{tc}	
22	46	3.1	79.9	-	NP	3.60	25.4	1.31|0.65	A-SA	1.130|0.230|0.270	1.35	Silva et al. (2022)
23	36	6.2	92.4	-	NP	4.55	NA	NA	NA	1.037|0.037	1.40	Faria et al. (2024)
24	151	3.0	11.8	-	NP	3.15	7.0	NA	NA	1.090|0.069	1.35	Carrizo et al. (2023)
25	23	6.8	93.3	25	NP	3.11	3.1	1.21|0.69	A-SA	1.157|0.085	1.40	Li and Coop (2019)
26	38	8.7	67.6	25	NP	3.14	0.0	1.10|0.59	A-SA	0.912|0.128|0.296	1.36	Li and Coop (2019)
27	232	10.4	17.9	20	NP	3.37	11.0	1.09|0.49	A-SA	0.799|0.087|0.445	1.41	Li and Coop (2019)
28	15	23.5	88.0	-	NP	2.78	NA	NA	NA	0.864|0.144|0.243	1.46	Reid et. al. (2018)
29	16	18.9	82.3	-	NP	2.96	6.0	NA	A-SA	1.539|0.813|0.059	1.39	Reid and Fanni (2020)
30	NA	NA	NA	27	5	2.99	NA	NA	NA	0.900|0.043	1.47	Smith et al. (2019)
31	NA	NA	NA	26	4	3.23	NA	NA	NA	1.035|0.053	1.33	Smith et al. (2019)
32	NA	NA	NA	-	NP	2.96	NA	NA	NA	0.925|0.045	1.42	Smith et al. (2019)
33	NA	NA	NA	37	19	3.75	NA	NA	NA	1.427|0.109	1.47	Smith et al. (2019)
34	NA	NA	NA	32	14	3.46	NA	NA	NA	1.160|0.075	1.33	Smith et al. (2019)
35	7	33.4	98.7	39	18	3.71	NA	NA	NA	1.350|0.094	1.10	Mmbando et al. (2023)

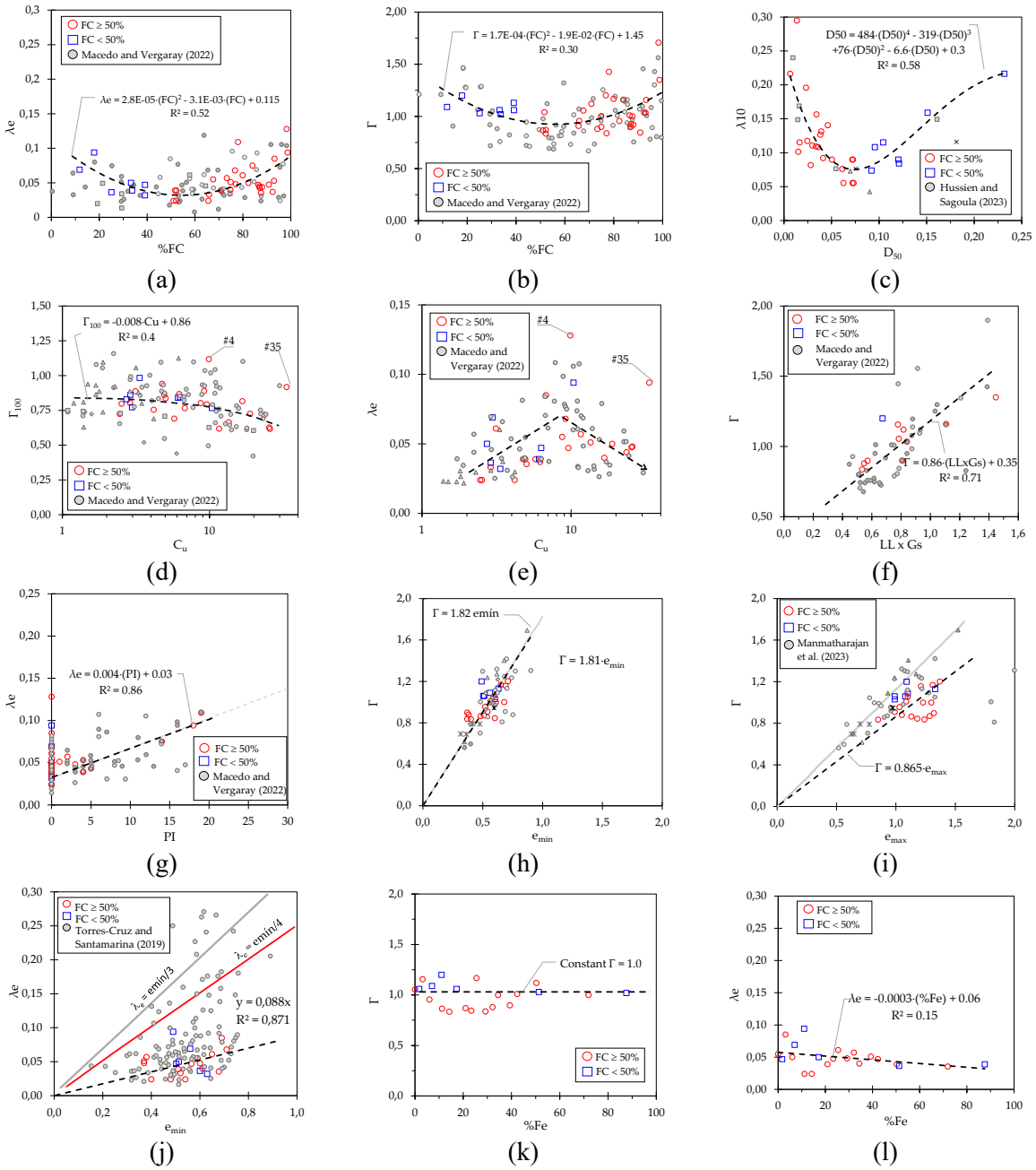
Notes:
1) NA: data not available, NP: Non-plastic, FC: Fines content, C_u: Coefficient of uniformity, D_{50}: Mean particle size, LL: Liquid limit, PI: Plasticity index, Fe: Iron oxide content, e_{min}, e_{max}: minimum and maximum void ratio, A: Angular, SA: Subangular, M_{tc}: Stress ratio at critical state
2) Tailings 10 to 13 represent results from the Fundão and Brumadinho tailings failures.
3) Tailings 14 to 17 are results from filtered tailings samples.
4) $a, b,$ and c parameters are reported in cases where CSL fits a curve, while Γ and λ_e are reported for the conventional linear approach.
5) Tailings 35 exhibited two CSL values depending on the sample preparation method (slurry deposition and moist tamping). The results obtained through moist tamping were selected for inclusion in the database.

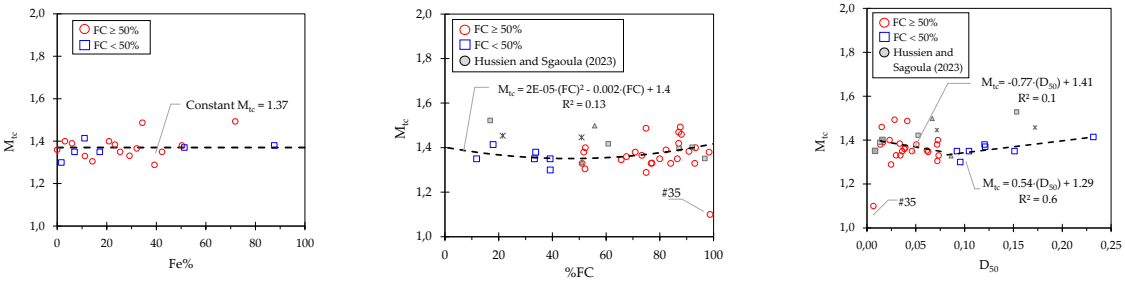
3 EVALUATION OF TRENDS AND CORRELATIONS

A review of trends and correlations between CS parameters (Γ, λ_e and M_{tc}) and index properties was conducted. To investigate the influence of the PSD, three key material characteristics (D_{50}, FC and C_u) were evaluated. Plasticity was assessed via Atterberg limits (PI and LL), material state through void ratio (e_{min} and e_{max}) and mineralogy by considering the iron oxide (%Fe) content.

For the 'curved' CSLs with minimal curvature, a void ratio deviation of less than 0.02 over the stress range of p' = 30 – 900kPa, which typically encompasses the range of interest for most geotechnical TSF projects, a common semi-logarithmic representation was adopted for comparison purposes.

Figure 3 displays a series of charts illustrating acceptable trends observed in the comparison between CSL and soil index parameters. When available, data from the 'literature' on other tailings and/or natural soils have also been incorporated into these figures for comparison. Of note, λ_e and λ_{10} will be used interchangeably, depending on the availability of the literature data used for comparisons.





(m) (n) (o)

Figure 3. Evaluation of trends and correlations for the IOD.

Based on the figures, the following can be highlighted:

- Both Γ and λ_e exhibit a low to moderate correlation with FC (Figures 3a, 3b), with Γ decreasing as FC increases until it reaches approximately 50% of FC (or in other terms, when D_{50} is ~0.075mm), after which this trend reverses. This pattern is consistent with findings from published studies, such as Smith et al. (2019), Macedo and Vergaray (2022), and Manmatharajan et al. (2023). The U-shaped trend can be attributed to the behavior of finer particles filling the voids: below 50% FC, the tailings are dominated by a sand skeleton, while above 50%, contacts are primarily influenced by silt and clay-sized particles. At around 50% FC, the finer fraction filling the voids contributes to the load-carrying skeleton, resulting in a less compressible material (i.e., lower λ_e).
- D_{50} exhibits a moderate relationship with λ_{10} (Figure 3c) and Γ (not depicted here). The trend follows a V-shaped curvature, with λ_{10} sharply decreasing as D_{50} increases until reaching approximately 0.075 mm, consistent with the observations in Figures 3a, 3b. Beyond this point, the trend reverses, showing a smooth positive linear relationship.
- Figure 3d depicts the impact of material grading (using C_u as a proxy) on Γ, presented in an alternative form as Γ_{100} (i.e., the altitude of the CSL at 100kPa) as proposed by Torrez-Cruz and Santamarina (2019). The observed linear trend suggests a decrease in Γ as C_u increases. The IOD values fall within the range of results from other tests on different types of tailings and sands with lower roundness (as compiled by Macedo and Vergaray, 2022) (plotted in grey), typically characterizing the tailings of the IOD (see Figure 1d).
- Figure 3e shows λ_e in terms of C_u. It is noted that λ_e tends to increase with C_u up to values on the order of 6-8 and then decreases as C_u keeps increasing following a similar trend as showed in Macedo and Vergaray (2022). This observation suggests an enhanced particle packing with high C_u, consistent with classical criteria for classification of 'well-graded' sand by the Unified Soil Classification System (USCS), which states that a more densely packed arrangement of particles can be achieved when C_u is greater than 6 and C_c (coefficient of curvature) is between 1 and 3.
- While the available data on iron ore tailings with Atterberg limits are limited, the available results suggest a strong linear correlation between Γ and LL when normalized by specific gravity $LLxGs$ (see Figure 3f), a trend also observed by Macedo and Vergaray (2022) and Smith et al. (2019). This correlation aligns with concepts from the CSSM framework, as outlined by Schofield and Wroth (1968). Similarly, a linear correlation was observed between PI and λ_e (see Figure 3g). This outcome is expected, given that both parameters serve as proxies for compressibility, in line with CSSM-based concepts.
- The spatial variability of e_{min} within a tailings deposit anticipates spatial variability of Γ, given the good correlation between these parameters (see Figure 3h). This correlation extends to other datasets of natural soils and various types of tailings (from Manmatharajan et al., 2023), as depicted in grey in Figure 3h. Similarly, a good linear trend was observed between e_{max} and Γ (see Figure 3i). However, the slope of the linear regression for iron ore tailings is lower compared to tailings from other commodities or natural soil. It appears that iron ore tailings tend to exhibit lower Γ values than other materials for a given e_{max}.

- The range of possible λ_e values increase with e_{min} (see Figure 3j). Overall, the expected λ_e values are lower than $e_{min}/4$. The data from IOD falls within the range of most of other quartz-rich tailings (plotted in grey) based on the Torrez-Cruz and Santamarina (2020) database.
- Figures 3k, 3l and 3m, suggest that the iron oxide content (% hematite) does not exert a significant influence on λ_e, Γ or M_{tc}, with only a weak linear trend observed for λ_e.
- Broader investigations by Torres-Cruz and Santamarina (2020), encompassing soils beyond tailings, suggest that the primary factor influencing M_{tc} is neither mineralogy nor particle size, but particle shape. While this study finds no significant variation in particle shape among the examined tailings, a wide range of M_{tc} values was observed within the IOD. Upon examining M_{tc} values alongside index properties, it was observed that, despite weak to moderate correlations, there may be a potential influence of FC (Figure 3n) and D_{50} (Figure 3o). These trends exhibit similar U-shaped patterns as seen in Figures 3a to 3c.
- Caution is advised when analyzing very fine iron ore tailings (slimes) (refer to Figure 1a). In certain instances, such as with samples #4 and #35 in Figures 3d, 3e, the results for these samples are outliers when compared to other 'Fine and Coarse' iron ore tailings.

4 CONCLUSIONS

In this article, we compared CSL parameters (Γ, λ_e and M_{tc}) inferred from laboratory testing of iron ore mine tailings gathered from mine sites in Brazil and globally with their laboratory index properties (G_s, FC, D_{50}, C_u, PI, LL, e_{min}, e_{max} and iron oxide content). We considered an equivalent 'linear' function using a semi-log idealization for 'curved' CSLs within the stress range of p' = 30 – 900kPa. Our aim was to establish correlations between basic tailings data and CS parameters.

Upon analyzing the results, two primary conclusions emerged. Firstly, the observed trends using 35 CSLs did not exhibit significant different behavior than other types of tailings. This is evident when examining correlations with index properties such as FC, D_{50}, C_u, plasticity, and void ratio, which displayed a greater potential to influence CSL parameters compared to correlations with iron oxide content. This suggests that inferences about tailings behavior made from other types of tailings can be reasonably adopted.

The second finding is that, when particle shape remains consistent, as observed in this study for the IOD, certain index parameters such as FC and D_{50} may exert a slight influence on M_{tc} values.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge Daniel Klassen from KCB Canada, for his assistance in reviewing this paper.

REFERENCES

Carneiro, J. J. V. (2021) *Characterization and Behaviour of Iron Ore Tailings: The Effect of Compaction And Stresses*, Dissertation (Master's Degree in Civil Engineering) - Federal University of Viçosa - UFV, Viçosa.

Carneiro, J. J. V.; Marques, E. A. G.; Fonseca, A. J. P. V.; Oliveira, A. H. C. (2023) *Characterization of an Iron Ore Tailing Sample and the Evaluation of Its Representativeness*. Geotechnical and Geological Engineering, Springer, p. 2833 – 2852.

Carrizo, L.; Tasso, N.; Sottile, M. (2023*) Caracterización geotécnica de un relave minero susceptible a licuar: Geotechnical characterization of a mine tailings susceptible to liquefaction*, XXVI Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Comodoro: Rivadavia, 6p.

Cella, P. R. C.; Padovani, F. A. (2021) *Five Brazilian Tailings – from laboratory and field data towards safer design criteria*, 7th Internacional Conference Tailings Management, virtual event, 29p.

Consoli, N. C. (2023) (a) *Critical State Analysis of Two Compacted Filtered Iron Ore Tailings with Different Granding and Mineralogy at Different Stages of Treatment*. Acta Geotechnica, Springer, p. 881-898, DOI: 10.1007/s11440-023-01963-9.

Consoli, N. C. (2023) (b) *Determination of critical state line (CSL) for silty-sandy iron ore tailings subjected to low-high confining pressures*, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 18p, DOI: 10.1016/j.jrmge.2023.06.014.

Dawson, R.; Burgin, A.; Macowich, M.; Bernardo, J.; Vasconcelos, A. (2019). *Laboratory and CPTu Characterization of Samarco Sand Tailings*, Tailings and Mine Waste. Vancouver, Canada.13p.

Espósito, T. J (2000). *Metodologia Probabilística e Observacional Aplicada a Barragens de Rejeito Construídas por Aterro Hidráulico*. Universidade de Brasília. Brasília, BR.

Faria, A. O.; Delgado, B. G.; Ferreira, L. D.; Junior, M. P. S. (2024) *Comparative evaluation of constitutive models for stress-strain analysis of an iron ore tailings from the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil*. Soils and Rocks: An International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 12p, DOI: 10.28927/SR.2024.011022.

Hussien, M. N And Sgaoula, J. (2023) *Tailings State from Basic Laboratory Tests and CPT Data,* Proceedings of Tailings and Mine Waste. Vancouver, Canada, 14p.

Jefferies, M. And Been, K. (2015) *Soil Liquefaction: A Critical State Approach*. 2. ed. Taylor & Francis Group. London, UK.

Lade, P.V. And Yamamuro, J.A. (1997) *Effects of Non-Plastic Fines on Static Liquefaction of Sands*. Canadian Geotechnical Journal, p. 918 – 928, DOI: 10.1139/cgj-34-6-918.

Li, W.; Coop, M. R. (2019) *Mechanical behaviour of Panzhihua iron tailings*. Canadian Geotechnical Journal, 16p, DOI: 10.1139/cgj-2018-0032.

Lopes, M. C. O. (2000). *Disposição hidráulica de rejeitos arenosos e influência nos parâmetros de resistência*. University of Brasília. Brasília, BR, 157p.

Macedo, J. And Vergaray, L. (2022) *Properties of mine tailings for static liquefaction assessment.* Canadian Geotechnical Journal, Canada, 21p.

Manmatharajan, M. V.; Gill, S.; Liu, W.; Ingabire, E. P.; Sy, A.; Ghafghazi, M. (2023) *Effect of particle size and particle size distribution on critical state loci of granular soils*. Canadian Geotechnical Journal, DOI: 10.1139/cgj-2021-0643.

Mmbando, E.; Fourie, A.; Reid, D. (2023) *Mechanics of an Iron Ore Tailings Exhibiting Transitional Behaviour*. Geotechnical and Geological Engineering, Springer, 10 p, DOI: 10.1007/s10706-023-02379-8.

Morgenstern, N. R.; Vick, S. G.; Viotti, C. B.; Watts, B. D. (2016). *Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam.* Fundão Tailings Dam Review Panel.

Oliveira, S. C. (2022). *Influência do Estado de Tensão na Obtenção dos Parâmetros de Estado Crítico de Rejeitos Filtrados de Minério de Ferro*. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, BR.

Reid, D.; Fanni, R.; Koh, K.; Orea, I. (2018). *Characterisation of a subaqueously deposited silt iron ore tailings*. Geotechnique Letters 8, 278-283. DOI: 10.1680.

Reid, D.; Fanni, R. (2020) *A comparison of intact and reconstituted samples of a silt tailings*. Geotechnique, 45p, DOI: 10.1680/jgeot.20.P.020.

Robertson, P. K.; Melo, L.; Williams, D. J.; Wilson, G. W. (2019) *Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I*. Expert Panel.

Schofield, A., And Wroth, P. (1968) *Critical State Soil Mechanics*, 1 Ed., McGraw-Hill

Silva, J. P. S.; Cacciari, P. P.; Torres, V. F. N.; Ribeiro, L. F. M.; Assis, A. P. (2022) *Behavioural analysis of iron ore tailings through critical state soil mechanics*. Soils and Rocks, 13p, DOI: 10.28927/SR.2022.071921.

Silva, J. P. S., Rissoli, A. L. C., Cacciari, P. P., Fonseca, A. J. P. V., Scheuermann, H. C., Wagner, A. C., Carvalho, J. V. A., Festugato, L., Consoli, N. C. (2024) *Triaxial testing response of compacted iron ore tailings considering a broad spectrum of confining pressures*. Soils and Foundations, Volume 64, Issue 2.

Smith, K.; Fanni, R.; Reid, D. (2019) *Critical State Testing of Tailings - Comparison between Various Tailings and Implications for Design*. In: Proceedings of Tailings and Mine Waste. Vancouver, Canada, 14p.

Torrez-Cruz, L. A.; Santamarina J. C. (2020). *The critical state line of nonplastic tailings*. Canadian Geotechnical Journal. Vancouver, Canada, p. 1508-1517. DOI: 10.1139/cgj-2019-0019.

Wagner, A. C.; Silva, J. P. S.; Carvalho, J. V. A.; Rissoli, A. L. C.; Cacciari, P. P.; Chaves, H. M., Scheuermann, H. C.; Consoli, N. C. (2022) *Mechanical behavior of iron ore tailings under standard compression and extension triaxial stress paths*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, p. 1883-1894, DOI: 10.1016/j.jrmge.2022.11.013.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/471

Metodologia para diagnóstico dos taludes adjacentes à correia transportadora de longa distância por meio de classificação de riscos

Cissa Lopes Lanna
Engenheira de Minas, Vale, Nova Lima, Brazil, cissa.lanna@vale.com

Christiano Alves Nogueira
Geólogo, Vale, Nova Lima, Brazil, christiano.nogueira@vale.com

Mariane Martins Ferreira Santa Barbara
Engenheira Civil, Vale, Nova Lima, Brazil, mariane.ferreira@vale.com

Felipe Nascimento Leão
Engenheiro Civil, Vale, Nova Lima, Brazil, felipe.nascimento.leao@vale.com

Flávio Ferreira Brandão
Geólogo, Vale, Nova Lima, Brazil, flavio.brandao@vale.com

RESUMO: A avaliação geotécnica de taludes de obras de infraestrutura lineares, como estradas, ferrovias e correias transportadoras tem sido um grande desafio em função da extensão, por vezes quilométrica, e da variabilidade geológico-geotécnica. Além disso, em sua grande maioria, há uma precariedade na disponibilidade de informações que embasem os estudos como, por exemplo, ensaios geotécnicos, conhecimento da geologia local, informações estruturais e geomecânicas. Dessa forma, faz-se necessária a adoção de uma metodologia para avaliação dos taludes que utilize das informações existentes e não seja puramente qualitativa. Sendo assim, o presente artigo tem como objetivo apresentar um estudo de caso de avaliação dos taludes adjacentes à uma Correia Transportadora de Longa Distância (TCLD), localizada entre duas minas de ferro do Quadrilátero Ferrífero, detalhando a metodologia elaborada para a classificação dos taludes por meio de uma análise de riscos. Essa metodologia possibilitou a redução da subjetividade nas análises dos taludes, permitindo assim uma priorização quanto à criticidade, relacionada à probabilidade de rupturas e/ou erosões, e à severidade, associada ao impacto que os danos nos taludes causariam às pessoas e ao ativo. Foram definidos critérios para a avaliação da probabilidade de ocorrência de instabilizações e a severidade do evento. Dessa forma, características físicas, estruturais e geométricas foram consideradas, bem como foram observados os indicadores geológico-geotécnicos, hidrológicos e de danos. Essa abordagem possui extrema relevância para a geotecnia, possibilitando um diagnóstico semi-qualitativo dos taludes associados a obras lineares, podendo ser replicada para outros ativos, se devidamente adequada para a estrutura em análise.

PALAVRAS-CHAVE: Obras lineares, TCLD, metodologia, classificação de riscos, diagnóstico semi-qualitativo

ABSTRACT: The geotechnical assessment of slopes of linear infrastructure works, such as roads, railways, and conveyor belts, has been a major challenge due to their length, sometimes kilometers, and geological-geotechnical variability. Furthermore, for most of them, there is a precarious availability of information that supports studies, such as, for example, geotechnical tests, knowledge of local geology, structural and geomechanical information. Therefore, it is necessary to adopt a slope assessment methodology that uses existing information and is not purely qualitative. Thus, this article aims to present a case study of the evaluation of slopes adjacent to a Long-Distance Conveyor Belt (TCLD), located between two iron ore mines in the Iron Quadrangle, detailing the methodology developed for the classification of slopes by through a risk analysis. This methodology made it possible to reduce subjectivity in slope analyses, whence allowing prioritization regarding criticality, related to the probability of ruptures and/or erosion, and severity, associated with the impact that damage to slopes would cause to people and the asset. Criteria were defined to assess the

probability of instability occurring and the severity of the event. In this way, physical, structural, and geometric characteristics were considered, as well as geological-geotechnical, hydrological and damage indicators were observed. This approach is extremely relevant for geotechnics, enabling a semi-qualitative diagnosis of slopes associated with linear works, and can be replicated for other assets, if properly adapted to the structure under analysis.

KEYWORDS: linear infrastructure works, conveyor belt, methodology, risk analysis, semi-qualitative diagnosis.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação geotécnica de taludes de obras de infraestrutura lineares, como estradas, ferrovias e correias transportadoras tem sido um grande desafio em função da extensão, por vezes quilométrica, e da variabilidade geológico-geotécnica. Além disso, em sua grande maioria, há uma precariedade na disponibilidade de informações que embasem os estudos como, por exemplo, ensaios geotécnicos, conhecimento da geologia local, informações estruturais e geomecânicas. Dessa forma, faz-se necessária a adoção de uma metodologia para avaliação dos taludes que utilize das informações existentes e não seja puramente qualitativa.

Para avaliar-se geotecnicamente os taludes de interface com uma Correia Transportadora de Longa Distância (TCLD), localizada entre duas minas de ferro do Quadrilátero Ferrífero, de 10.6 km de extensão, desenvolveu-se uma metodologia para classificação e priorização dos taludes críticos a partir da definição da probabilidade e severidade diante a ocorrência de ruptura e/ou erosão.

Dessa forma, o objetivo do presente trabalho foi a classificação mediante priorização conforme os riscos associados aos ativo geotécnico e industrial (taludes de entorno e TCLD) dos 53 pontos identificados que possuíam interface com a correia transportadora, com redução da subjetividade nas análises dos taludes (Figura 1). Além disso, fazia-se necessária uma celeridade na identificação e classificação desses pontos a fim de se obter um diagnóstico preliminar com a definição dos pontos de maior criticidade que necessitariam maiores estudos e intervenções. Outro ponto de suma relevância foi a falta de maiores informações geológico-geotécnicas dos taludes no momento do estudo, não havendo sido realizados mapeamento geológico-geotécnico, furos de sondagem e ensaios nos taludes que pudessem embasar um estudo com maior detalhamento. Sendo assim, este artigo irá apresentar metodologia desenvolvida para a classificação dos 53 pontos ao longo do trecho do TCLD, utilizando-se do ponto 52 para exemplificar-se a aplicabilidade do estudo.

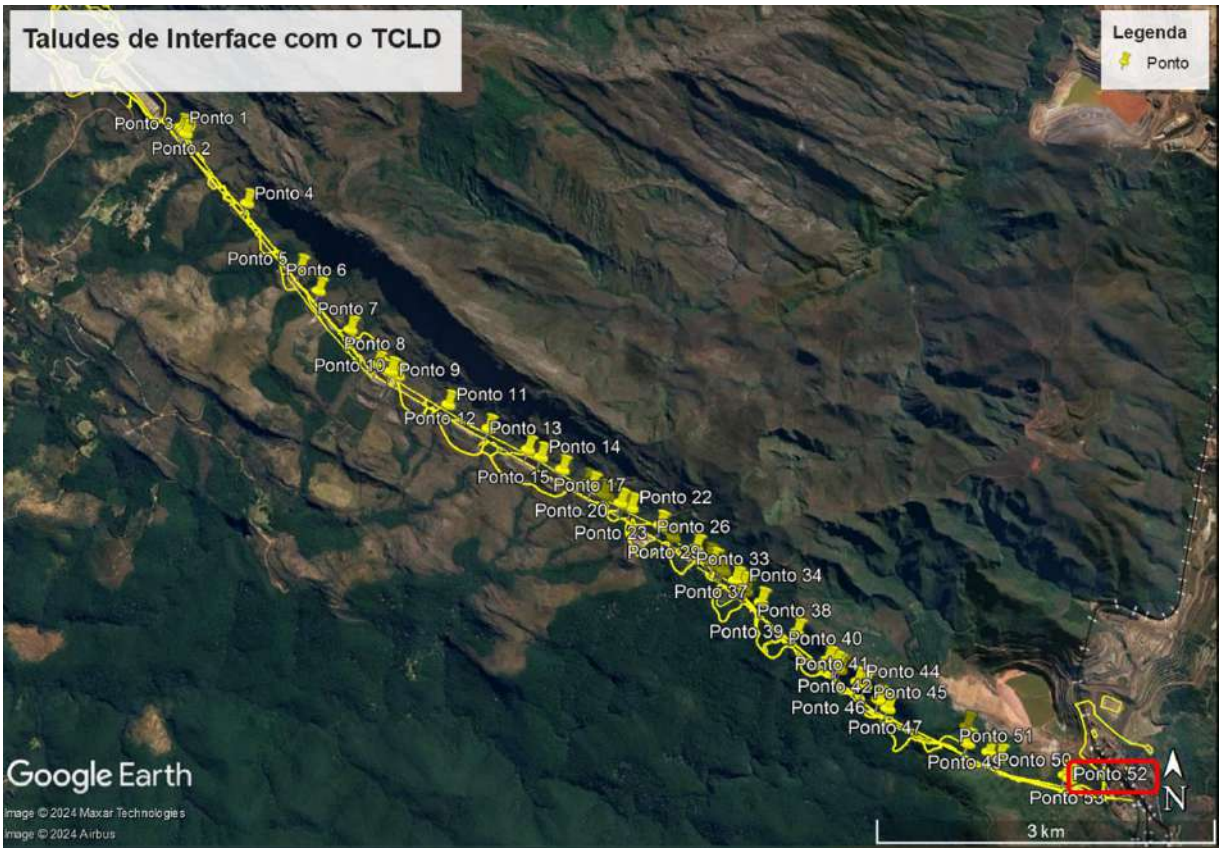


Figura 1. Taludes de interface com o TCLD, com destaque para o Ponto 52.

2 METODOLOGIA

A metodologia consistiu-se na avaliação dos parâmetros de caracterização do local, as características geométricas do talude, os indicadores geológico-geotécnicos e seus aspectos gerais, a fim de diagnosticar-se os elementos de risco e as condicionantes geológico-geotécnicas, definindo assim, a probalidade de ocorrência de rupturas e/ou erosões nos taludes.

Além disso, atribuiu-se pesos para cada parâmetro considerado, de acordo com a sua relevância como condicionante de ruptura e/ou erosão e, também, notas para cada atributo, penalizando as características que de alguma forma contribuem negativamente na estabilidade dos taludes, conforme exibido na Figura 1.

Em relação às características do local, avaliou-se a presença de cobertura vegetal, atribuindo-se uma maior nota para a inexistência de vegetação, tendo em vista que a ausência de cobertura vegetal contribui para a existência de processos erosivos. Já para as características geométricas, avaliou-se o ângulo de face do talude e o perfil geológico-geotécnico. Como essa classificação dos taludes é visual, adotou-se faixas mais abrangentes para cada parâmetro, de modo a facilitar a seleção do critério que melhor o ponto que está sendo analisado. Sendo assim, taludes com ângulo de face superiores ou iguais a 60° obtiveram maior nota, uma vez que taludes mais íngremes estão mais propensos à ruptura. No que se refere ao perfil geológico-geotécnico, identificou-se como crítico, desfavorável, condicionante ou irrelevante, de acordo com a susceptibilidade à processos erosivos, para os taludes em solo e para taludes rochosos, conforme a orientação das camadas, como apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Categorização conforme perfil geológico-geotécnico.

Ponderação	Maciço em Solo	Maciço Rochoso
Crítico	Solos friáveis e muito susceptíveis à erosão.	Atitude desfavorável das camadas, presença de fraturas abertas, blocos instáveis ou rocha muito fraturada.
Desfavorável	Solos friáveis e pouco susceptíveis à erosão.	Atitude desfavorável das camadas com rocha muito fraturada.
Condicionante	Solos pouco friáveis e susceptíveis à erosão.	Atitude desfavorável das camadas.
Irrelevante	Solo consolidado não apresentando aspectos erosivos.	Inexistência das feições anteriores.

Os indicadores geológico-geotécnicos avaliados foram os indicadores geotécnicos de campo, como a presença de árvores e/ou postes inclinados e/ou outras evidências de movimento, o material do talude (friável, rochoso ou misto), a situação da drenagem e sua eficiência, a presença de surgências, as condições hidrológicas e a presença de blocos soltos, trincas, erosões ou abatimentos. Nas condições hidrológicas, levou-se em conta a presença de cursos d'água nas proximidades, tendo em vista que no trecho avaliado existem diversos cursos d'água que interferem direta e/ou indiretamente nos taludes. Por fim, foi analisada a condição geral do talude, levando-se em conta a sua integridade.

Dentre os parâmetros avaliados, destacam-se o ângulo de face do talude e a presença de erosões e/ou abatimentos como os que mais influenciam na probabilidade de instabilização do talude por meio de ruptura e e erosões, respectivamente. Sendo assim, a esses critérios atribuiu-se maior peso.

Em posse das informações referentes ao talude, fez-se possível definir-se a Classe de Probabilidade (CP) na matriz de risco, categorizando-se a probabilidade de ocorrência de processos instabilizadores no talude como "Muito Remoto", "Remoto", "Possível", "Provável" e "Muito Provável". A definição da métrica de classificação se deu a partir da identificação e separação dos critérios que estão relacionados à ocorrências de rupturas dos referentes à processos erosivos, bem como daqueles comuns aos dois mecanismos de instabilização. Dessa forma, para os parâmetros condicionantes de ruptura, considerando-se o pior cenário, a somatória da pontuação seria "500" e "600" para os critérios indicadores de erosão e, ainda, "500" para os aspectos comuns aos dois processos (Figura 2). Sendo assim, mesmo com a pontuação máxima possível sendo "1600", considerou-se como "Possível" os taludes que apresentassem nota menor ou igual a "500" e maior que "300", de acordo com o apresentado na Tabela 2.

Para a classificação da severidade, avaliou-se os indicadores de danos que são o domínio de influência (DI), ou seja, a extensão da interferência do talude com o seu ativo (TCLD), o alcance dos danos e seus impactos, a proximidade do talude com a correia transportadora, os impactos que uma eventual ruptura ou erosão podem ocasionar na produção, a proximidade com o acesso e, por fim, a altura do talude (H). Isto posto, definiu-se a Classe dos Danos (CD), classificando-se a severidade em "Leve", "Moderado", "Significativo", "Crítico" e "Muito Crítico" (Tabela 2).

A partir da Classe de Probabilidade e da Classe de Danos, fez-se possível a classificação dos taludes na matriz de risco obtendo-se então, a priorização e hierarquização dos problemas detectados (Figura 3).

DIAGNÓSTICO DOS ELEMENTOS DE RISCO E CONDICIONANTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS	1600

Local	50

Cobertura Vegetal	Nota
Inexistente	10
Esparsa	6
Intensa e descontinua	3
Intensa e continua ou desnecessária	0
Peso	5

Ruptura	**500**
Erosão	**600**
Comum	**500**

Características Geométricas	500

Ângulo de Face do Talude	Nota
≤ 30°	0
30° < α < 45°	3
45° < α < 60°	6
≥ 60°	10
Peso	30

Perfil Geológico-Geotécnico	Nota
Crítico	10
Desfavorável	10
Condicionante	6
Irrelevante	0
Peso	20

Indicadores Geológico - Geotécnicos	1000

Indicadores Geotécnicos de Campo	Nota
Presença de árvores / poste inclinadas ou outros indicadores de movimento	10
Ausência de árvores inclinadas	0
Peso	10

Material do Talude	Nota
Solo / Rocha Friável	10
Misto	6
Rocha	3
Não identificado	6
Peso	5

Situação da drenagem	Nota
Drenagem danificada / interrompida / obstruida	10
Drenagem natural deficiente	6
Problemas estruturais no sistema de drenagem	6
Drenagem mal dimensionada (extravasamento)	6
Drenagem em boas condições	0
Peso	20

Presença de Surgências/ Umidade no talude	Nota
Surgências / umidade ao longo do talude	10
Surgências / umidade no pé do talude	6
Acumulo de água nas bermas ou platos	3
Ausência de Surgências / Zonas de Umidade	0
Peso	10

Condições Hidrológicas	Nota
Presença de curso de água nas proximidades	10
Drenagem pluvial	10
Sem interferências	0
Peso	5

Presença de Blocos Soltos	Nota
Presença de Blocos Soltos de grande extensão	10
Presença de Blocos Soltos de pequena extensão	6
Ausência de Blocos Soltos	0
Peso	10

Presença de Trincas	Nota
Trincas de grande extensão e/ou continuidade	10
Trincas a mais de 2m da crista	6
Trincas até 2m da crista	3
Ausência de trinca	0
Peso	10

Presença de Erosões ou Abatimentos	Nota
Erosões de grande extensão e/ou continuidade	10
Erosões ou abatimentos profundos	6
Erosões superficiais ou abatimento leve	3
Erosões localizadas nas bermas ou platos	3
Ausencia de erosões ou Abatimento	0
Peso	30

Cacteristicas Gerais	50

Situação Geral	Nota
Deformações gerais	10
Deformações locais	6
Pequenas deformações	3
Íntegro	0
Peso	5

DIAGNÓSTICO DOS INDICADORES DE DANOS	520

Domínio de Influência	Nota
DI > 10m - Generalizado	10
6m < DI < 10m - abrangente	6
3m < DI < 6m - localizado	3
DI < 3m - pontual	0
Peso	6

Alcance dos Danos	Nota
Fatal/perda equipamentos e/ou estruturas	10
Danos a equipamentos e/ou estruturas	6
Estruturas	3
Inexistente	0
Peso	10

Proximidade com Estruturas do TCLD	Nota
≤ 1 m	10
1 m < X < 3 m	6
3 m ≤ X <10 m	3
≥ 10 m	0
Peso	10

Impactos na Produção	Nota
Paralisação total da produção	10
Paralisação parcial	6
Paralisação pontual	3
Inexistente	0
Peso	10

Proximidade do Acesso	Nota
≤ 1 m	10
1 m < X < 5 m	6
5 m ≤ X <10 m	3
≥ 10 m	0
Peso	6

Altura do Talude	Nota
≤ 5 m	0
5 m < H < 10 m	3
10 m < H < 20 m	6
≥ 20 m	10
Peso	10

Figura 2. Metodologia de classificação dos taludes: aspectos considerados e pesos.

Tabela 2. Métrica de classificação da Matriz de Risco.

CP - CLASSE DE PROBABILIDADE	
CP ≤ 150	Muito Remoto
150 < CP ≤ 300	Remoto
300 < CP ≤ 500	Possível
500 < CP ≤ 700	Provável
CP > 700	Muito Provável
CD - CLASSE DE DANOS	
CD ≤ 100	Leve
100 < CD ≤ 200	Moderado
200 < CD ≤ 300	Significativo
300 < CD ≤ 400	Crítico
CD > 400	Muito Crítico

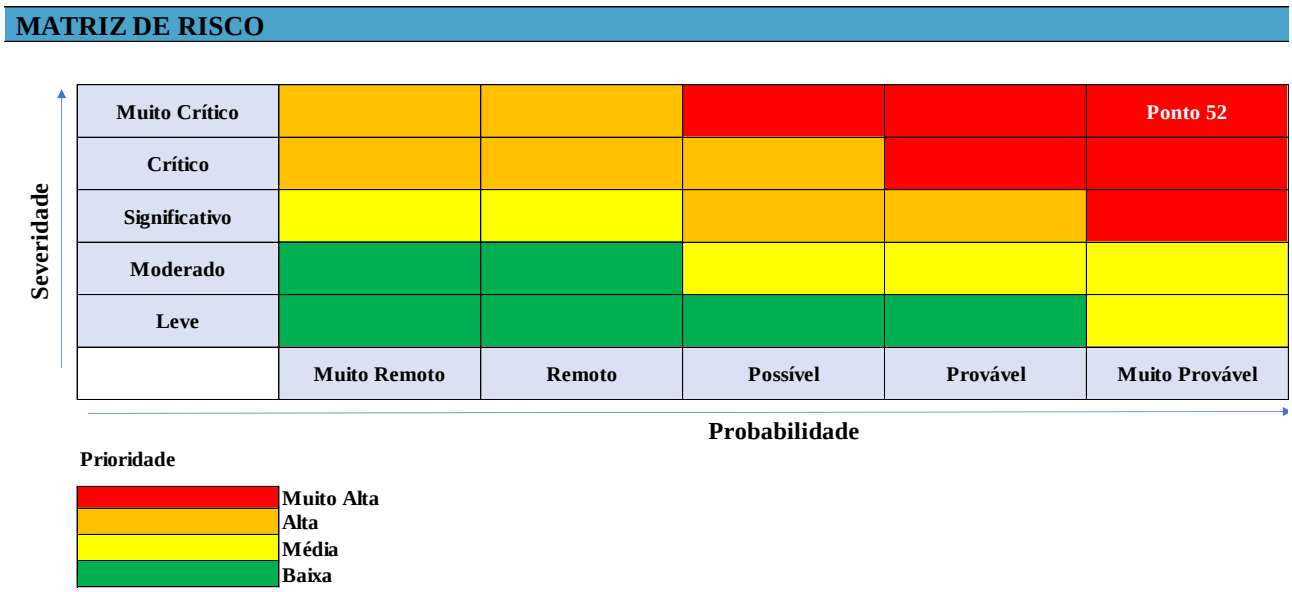


Figura 3. Matriz de Risco utilizada na classificação e priorização dos taludes, com destaque para o ponto 52.

3 ESTUDO DE CASO

Neste tópico será apresentada a aplicação da metodologia no Ponto 52 para a classificação de risco e identificação de sua prioridade. O talude do Ponto 52 apresenta uma erosão de grande porte, associada ao dano do sistema de drenagem pluvial, com ruptura da tubulação de drenagem. Trata-se de um talude com mais de 20 metros de altura, cujo ângulo de face (α) está na faixa de 30° a 45° que apresenta fluxo constante de água em sua face. Além disso, a erosão avança em sentido à uma das bases do TCLD (Figura 4).

A Tabela 3 exemplifica a utilização da metodologia na classificação visual do talude, levando-se em conta suas características e aspectos geológico-geotécnicos.

Como pode-se observar, o talude foi classificado como “Muito Provável”, “Muito Crítico” e, portanto, com prioridade “Muito Alta” (Figura 3).

Figura 4. Exemplo da aplicação da metodologia de classificação dos riscos – Ponto 52.

Tabela 3. Aplicabilidade da metodologia na classificação do Ponto 52.

DIAGNÓSTICO DOS ELEMENTOS DE RISCO E CONDICIONANTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS				
Local		Nota	Peso	Total
Cobertura vegetal	Inexistente	10	5	50
Características Geométricas		Nota	Peso	Total
Ângulo de Face do Talude	30° < α < 45°	3	30	90
Perfil Geológico-Geotécnico	Crítico	10	20	200
Indicadores Geológico - Geotécnicos		Nota	Peso	Total
Indicadores Geotécnicos de Campo	Presença de árvores/poste inclinadas ou outros indicadores de movimento	10	10	100
Material do Talude	Solo/Rocha Friável	10	5	50
Presença de Trincas	Ausência de trinca	0	10	0
Presença de Surgências/ Umidade no talude	Surgências/umidade ao longo do talude	10	10	100
Condições Hidrológicas	Drenagem pluvial	10	5	50
Presença de Blocos Soltos	Ausência de Blocos Soltos	0	10	0
Presença de Erosões ou Abatimentos	Erosões ou abatimentos profundos	6	30	180
Situação da drenagem	Drenagem danificada / interrompida / obstruída	10	20	200
Características Gerais		Nota	Peso	Total
Situação Geral	Deformações gerais	10	5	50
Nota Total	1070 (CP > 700)	Muito Provável		
DIAGNÓSTICO DOS INDICADORES DE DANOS		Nota	Peso	Total
Domínio de Influência	DI > 10m - Generalizado	10	6	60
Alcance dos Danos	Danos a equip./estruturas	6	10	60
Impactos na Produção	Paralização total da produção	10	10	100
Proximidade com Estruturas do TCLD	1 m < X < 3 m	6	10	60
Proximidade do Acesso	1 m < X < 5 m	6	6	36
Altura do Talude	≥ 20 m	10	10	100
Nota Total	416 (CD > 400)	Muito Crítico		

4. CONCLUSÃO

A metodologia apresentada possibilitou a redução da subjetividade nas análises dos taludes, permitindo assim uma priorização quanto à criticidade, relacionada à probabilidade de rupturas e/ou erosões, e à severidade, associada ao impacto que os danos nos taludes causariam às pessoas e ao ativo. Foram definidos critérios para a avaliação da probabilidade de ocorrência de instabilizações e a severidade do evento. Dessa forma, características físicas, estruturais e geométricas foram consideradas, bem como foram observados os indicadores geológico-geotécnicos, hidrológicos e de danos. Essa abordagem possui extrema relevância para a geotecnia, possibilitando um diagnóstico semi-qualitativo dos taludes associados a obras lineares, podendo ser replicada para outros ativos, se devidamente adequada para a estrutura em análise.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao constante apoio e incentivo dos nossos líderes, colegas da geotecnia da Vale e dos familiares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alves, S. M. (2014). *Metodologia para análise de riscos geotécnicos em taludes de ferrovias-estudo de caso: Estrada de Ferro Vitória-Minas.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Núcleo de Geotecnia, 109p.

Carriel, B. R., Gomes, R. C., Ferreira, L. D., Couto, B. D. O. C., Corteletti, R. C. (2014). *A Utilização de Cartas Geotécnicas de Suscetibilidade como Ferramenta de Gestão de Ferrovias–Estudo de Caso: Ferrovia Vitória-Minas.* Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica.

Corteletti, R. C. (2017). *Metodologia para análise de riscos geológico-geotécnicos em ferrovias: Estrada de Ferro Carajás (EFC).* Editora UFOP, Ouro Preto, 222 p.

Corteletti, R. C. (2014). *Proposta de metodologia para análise de riscos geológico-geotécnicos em ferrovias estudo de caso: Estrada de Ferro Carajás (EFC).* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Núcleo de Geotecnia, 135p.

Corteletti, R. C., Gomes, R. C. (2011). *Estudo de Identificação de Trechos com Riscos Geotécnicos com Base na Setorização Geológica Geotécnica em Obras Linerares - Modelo Aplicado Na Estrada De Ferro De Carajás Pará/ Maranhão, Brasil.* 13º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental.

Kochen, R. (2006). Dutos e obras lineares: condicionantes geológicas-geotécnicas para projeto e construção. *Rev Engenharia*, n. 575, p.80-81.

Santos, R. N. C. (2006). *Enquadramento das Análises de Risco em Geotecnia.* Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT-UNL), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, 231p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/472

Modelagem numérica aplicada a taludes em uma cava de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero

Thalita da Silva Fernandes Bezerra
Geóloga, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, thalitasfb@gmail.com

Marcos Egydio da Silva
Docente, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, megydios@usp.br

Tiago Borges da Silva
Doutorando, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, tiago.borges.silva@usp.br

RESUMO: A sociedade atual demanda cada vez mais da exploração de recursos minerais, e surge a necessidade de maior eficiência na produção de minérios, o que leva a maiores desafios dentro dos aspectos técnicos que garantem a segurança. O aumento progressivo em quantidade e tamanho das cavas requer uma atenção aprimorada em relação à estabilidade de taludes. Tornou-se essencial aprofundar o entendimento do comportamento geomecânico do maciço rochoso, das condições hidrogeológicas e das alterações nos campos de tensões, que revelam situações de segurança e estabilidade cada vez mais complexas. O presente trabalho aborda estudos realizados nos taludes, compostos predominantemente por filitos de baixo índice de resistência. Levantamentos de dados geotécnicos foram realizados durante o trabalho de campo, e em conjunto com informações obtidas de estudos anteriores, foi possível desenvolver um modelo de tensão-deformação utilizando métodos numéricos através do uso do *software* PLAXIS 2D. Esses métodos subdividem o maciço rochoso em elementos finitos, cada um caracterizado por uma relação específica de tensão-deformação e propriedades que descrevem o comportamento mecânico do material. A partir disso, foram gerados modelos de análises numéricas de estabilidade de taludes para duas seções transversais na cava, que indicaram regiões mais críticas suscetíveis a deslocamentos com deformações resultantes das tensões do maciço, permitindo comparações com os deslocamentos observados em estudos anteriores feitos pelo método de equilíbrio limite.

PALAVRAS-CHAVE: Tensão-deformação, Estabilidade de taludes, Critério de ruptura, Classificação geomecânica, Geologia aplicada.

ABSTRACT: The current society increasingly demands the exploitation of mineral resources, leading to a need for greater efficiency in ore production. This requirement poses significant challenges in the technical aspects that ensure safety in open pit mines. The progressively increasing quantity and size of the pits require enhanced attention to slope stability. It has become essential to deepen the understanding of the geomechanical behavior of the rock mass, hydrogeological conditions, and changes in the stress field, that reveal complex safety and stability situations. This study focuses on slopes primarily composed of low-strength phyllites. Geotechnical data surveys were conducted during field work, and together with information from previous studies, it was possible to develop a stress-strain model using numerical methods generated by PLAXIS 2D software. These methods subdivide the rock mass into finite elements characterized by a specific stress-strain relation, and properties describing the mechanical behavior of the material. Based on this, numerical analysis for slope stability models were generated for two cross sections in the open pit mine, indicating critical surfaces susceptible to displacements due to stress-strain, allowing comparisons with displacements observed in previous studies conducted by the limit equilibrium method.

KEYWORDS: Stress-Strain, Slope Stability, Failure Criteria, Geomechanical Classification, Applied Geology.

1 INTRODUÇÃO

Em projetos de estabilidade de taludes normalmente são elaboradas análises por equilíbrio limite, em que se verifica a resistência ao cisalhamento de superfícies de ruptura naturais ou induzidas com diferentes geometrias. O Fator de Segurança (FS) é obtido por meio da análise do equilíbrio de forças atuantes e

resistentes ao longo de uma geometria representativa, utilizando suposições mecânicas simplificadas. Segundo Lorig *et al*. (2009), Métodos por Equilíbrio Limite (MEL) têm sido bem adaptados para problemas de estabilidade, no entanto, não podem representar deformações e deslocamento de maciços deformados ou susceptíveis a estas deformações. Para tanto, os métodos numéricos surgem como alternativa para condições complexas, utilizando modelos computacionais capazes de descrever o maciço rochoso, suas interações com tensões naturais iniciais e induzidas, anisotropia e critérios de ruptura. Os resultados destas análises podem representar situações de equilíbrio, com a verificação de resultados de tensão-deformação, ruptura e previsão de modos de falha (Wyllie e Mah, 2004).

A área utilizada para a elaboração deste projeto é de uma cava em uma mina ativa de minério de ferro hematítico, localizada no Quadrilátero Ferrífero. Em estudos realizados nesta cava, são encontradas rochas brandas *(weak rock)* representadas pelos filitos de diferentes composições conforme discutidos por Martin e Stacey (2018). A resistência do maciço rochoso composto por estes materiais e o desenvolvimento progressivo de taludes cada vez maiores resultam na necessidade de modelagens numéricas mais completas, com as quais será possível compreender deformações resultantes da alteração do campo de tensões (Martin *et al*., 2018).

2 FUNDAMENTAÇÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Contexto Geológico

O Quadrilátero Ferrífero possui uma área de aproximadamente 7.000 km^2 está localizado na região central do estado de Minas Gerais (Dorr,1969), pertencendo à porção sul do Cráton São Francisco.

Trata-se de um local extremamente importante do território brasileiro devido à presença de recursos minerais fundamentais para o desenvolvimento industrial, como, por exemplo, ferro, manganês e ouro (Fig. 1) (IBRAM, 2015).

Alkmim e Marshak (1998) definem cinco principais unidades litoestratigráficas do Quadrilátero Ferrífero: embasamento cristalino Arqueano; Supergrupo Rio das Velhas, Supergrupo Minas, rochas intrusivas pós-Minas e Grupo Itacolomi (Fig. 2).

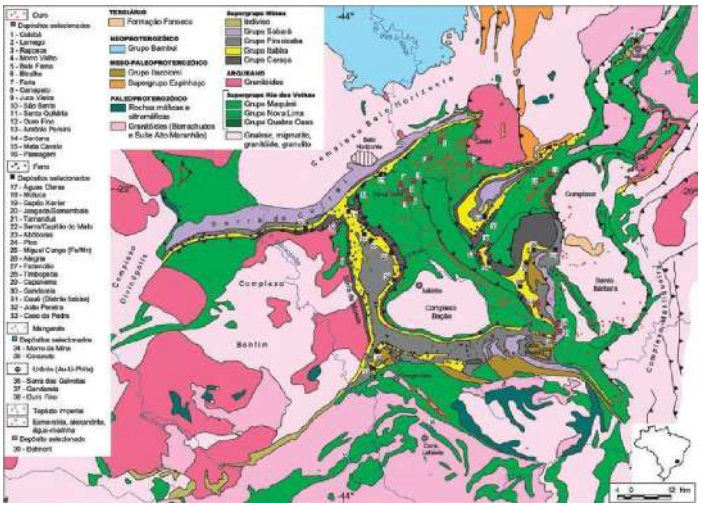


Figura 1: Mapa geológico e de recursos minerais do Quadrilátero Ferrífero, Bizzi *et al.* (2001), apud Dardenne e Schobenhaus (2003).

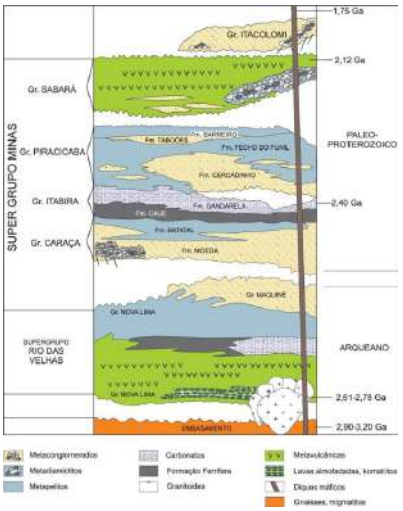


Figura 2: Coluna estratigráfica do Quadrilátero Ferrífero, Alkmim e Marshak (1998)

Por se tratar de uma região com rochas que não são homogêneas, possuindo um alto grau de fraturamento, descontinuidades e alterações, ocorrem problemas geotécnicos, que levam ao interesse por estudos mais aprofundados a respeito da estabilidade dos taludes ali presentes.

A mina utilizada para o estudo deste trabalho está localizada, geograficamente, a sul de Belo Horizonte, e geologicamente faz parte do sinclinal Moeda. As rochas que afloram no interior da mina pertencem às

Formações Batatal, Moeda e Cauê, que fazem parte do Supergrupo Minas, sendo respectivamente representadas pelos filitos, quartzitos e itabiritos.

2.2 Análise de Estabilidade de Talude

Segundo Hoek e Londe (1974), lidar com projetos de grandes proporções, como minas a céu aberto e barragens, é extremamente complexo e para isso é necessário ter um conhecimento prévio do comportamento do maciço rochoso. Por meio de dados da geologia estrutural e baseando-se em diagramas gerados a partir deles, é possível estimar este comportamento. Os autores propuseram os mecanismos de ruptura: circular, em cunha, planar e por tombamento, que podem ocorrer em taludes, de modo que, partindo da previsão de qual modelo ocorrerá, seja viável chegar a análises de estabilidades de taludes mais precisas.

Após compreender o mecanismo de ruptura do talude que está sendo estudado, a próxima etapa é determinar o método de análise a ser utilizado. Existem diversos métodos, contudo os que são mais utilizados são os Métodos de Equilíbrio Limite (MEL) e Métodos de Análise Numérica (MAN).

Utilizando o MEL, é possível determinar o fator de segurança, sendo o método de fatias o mais empregado, conforme indicado por Martin e Stacey (2018). A análise é conduzida com o propósito de avaliar se o talude apresenta resistência suficiente para suportar as tensões de cisalhamento que poderiam resultar em colapso. É importante notar, no entanto, que este método não é capaz de representar deslocamentos e velocidades de ruptura pois assumem que o material é rigido/ perfeitamente plástico.

Segundo Wyllie e Mah (2004), nos MAN, a massa é subdividida em elementos menores, e, por meio de abordagens matemáticas, estabelece-se a relação entre as tensões (forças internas) e deformações (ou deslocamentos) induzidas em um material. Os elementos distribuídos nos modelos podem ser conectados de forma contínua ou, separados por descontinuidades, com orientação e mergulho, constituindo o que é denominado de modelo descontínuo.

Os modelos contínuos assumem que o maciço é formado por uma massa contínua e apresenta grande vantagem na representação para análise de estabilidade de taludes em solo, maciços rochosos com comportamento de rocha intacta, rochas brandas e com alto grau de fraturamento. Entretanto, modelos deste tipo não são capazes de descrever a trajetória de uma superfície de falha responsável pela ruptura.

Nos modelos descontínuos as descontinuidades ou outras estruturas geológicas de interesse devem ser previamente conhecidas e localizadas. Estas estruturas são incorporadas como elementos discretos que compõem o sistema e permitem representar a influência de juntas, falhas ou contatos litológicos. No entanto, apenas as principais estruturas podem ser utilizadas, sendo necessário filtrar adequadamente e escolher aquelas mais susceptíveis à instabilidade.

3 METODOLOGIA

Para a realização desse projeto foram necessárias as seguintes etapas: revisão bibliográfica sobre os assuntos abordados e relatórios antigos cedidos pela mineradora, trabalho de campo (mapeamento), organização de dados já existentes e dos que foram obtidos durante o mapeamento.

3.1 Trabalho de Campo

O objetivo dessa fase inicial foi a seleção criteriosa das regiões que seriam submetidas a um estudo mais detalhado. Dessa forma, foi realizada uma visita à mineradora com o objetivo de identificar áreas em que poderia ser feita uma análise mais aprofundada e que já dispunham de dados que ajudariam no projeto.

Em estudos anteriores, realizados por empresas de projeto e consultorias para o acompanhamento da estabilidade dos taludes e para o planejamento de expansão, a cava foi setorizada com base em suas características litoestruturais e de acordo com os potenciais modos de ruptura identificados em análises realizadas nos últimos anos. Foram criadas 10 seções transversais ao longo de toda a cava, e para esse projeto, foram escolhidas as seções B e C. Essa decisão se baseou na disponibilidade de sondagens que forneciam informações adicionais e, principalmente, na menor estabilidade observada nos estudos que empregaram análises de equilíbrio limite. Assim, a área foi selecionada para conduzir a análise de tensão-deformação**.**

A abordagem utilizada para a verificar a resistência das rochas foi idêntica àquela previamente adotada

pela mineradora, que ao longo dos anos tem seguido a classificação de Índice de Resistência de Maciços Rochosos proposto pela *International Society for Rock Mechanics-ISRM* (1981).

3.2 Seções de estudo

Os pontos mapeados em campo, juntamente com aqueles registrados pelos geólogos da mineradora, estão representados na figura 3. Durante o reconhecimento das litologias em campo, realizou-se o levantamento de algumas descontinuidades e, principalmente, a determinação do índice de resistência em novos pontos.

É relevante destacar que as rochas presentes foram majoritariamente classificadas como R0 a R2; em algumas regiões, o índice foi R3. Conforme a ISRM (1981), essas rochas são consideradas extremamente brandas a brandas. A partir das sondagens previamente realizadas nas seções, foi possível confirmar os valores de resistência obtidos no mapeamento. Além disso, utilizando as seções transversais fornecidas pela mineradora e com o auxílio do *software* AutoCAD, foram criados modelos correspondentes às duas seções estudadas, conforme ilustrado nas figuras 4 e 5.

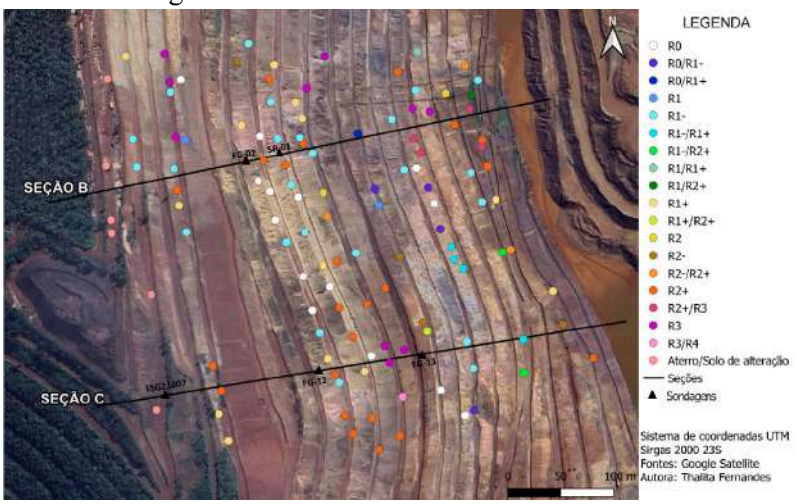


Figura 3: Pontos mapeados na cava divididos de acordo com o índice de resistência do material.

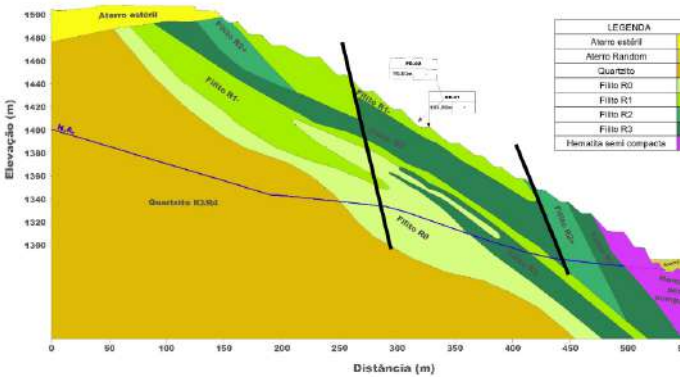


Figura 4: Seção transversal correspondente a da Seção B-B'.

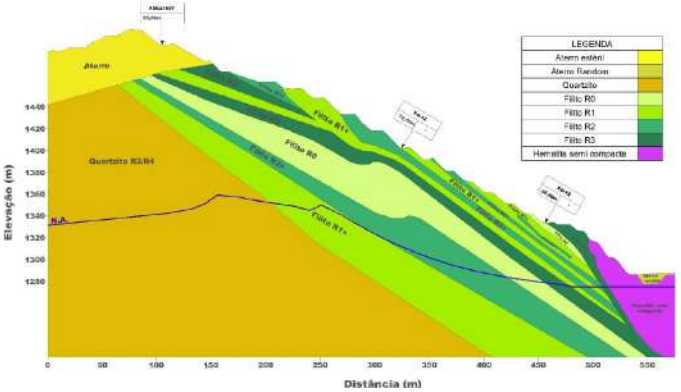


Figura 5: Seção transversal correspondente a área da Seção C-C'

3.3 Histórico de análises

Além do trabalho realizado em campo, outra etapa de extrema importância consistiu na análise do material disponibilizado pela mineradora. Com o auxílio desses documentos, foi possível aprimorar a compreensão dos eventos que ocorreram na mina ao longo dos anos.

O estudo mais recente foi realizado em 2022, a partir dele foram obtidos os parâmetros que estão organizados na Tabela 1.

Tabela 1: Parâmetros geotécnicos.

Litologia	Índice de resistência	E (MPa)	ν'	C' (kPa)	ϕ (°)	γ (KN/m^3)
Filito	R0	180	0,3	22,5	26	22
	R1	220	0,3	50	28	
	R2	375	0,3	60	28	
	R3	600	0,35	120	30	
Aterro random	R3	600	0,3	5	33	19
Aterro compacto	R0	180	0,3	25	31	21
Hematita semi compacta	R1	700	0,3	80	35	30
Quartzito	R3	600	0,35	120	30	22

3.4 PLAXIS 2D

Como parte da continuidade do estudo, foi proposta uma nova abordagem que utiliza um modelo numérico. Para viabilizar os cálculos que são realizados, optou-se pelo uso do *software* PLAXIS 2D. Este utiliza o Método dos Elementos Finitos para realizar análises bidimensionais de deformação e estabilidade em projetos geotécnicos. Conforme descrito por Soares (2004), os modelos utilizados para representar situações reais podem ser desenvolvidos por meio de modelos axissimétricos ou planos. A versão bidimensional do PLAXIS 2D opera com elementos triangulares, oferecendo opções de 6 e 15 nós para a representação mais precisa das condições de estudo.

4 RESULTADOS

Na formulação do modelo numérico neste projeto, foi selecionado um modelo plano, empregando elementos triangulares de 15 nós com a finalidade de gerar mais informações. Para criação da malha, ajustou-se a distribuição de elementos como grossa, resultando em aproximadamente 3.200 elementos e 27.000 nós. Esses parâmetros foram selecionados com o objetivo de alcançar uma representação adequada e eficiente da estrutura em análise.

Neste estudo, as geometrias utilizadas se basearam nas seções transversais fornecidas pela mineradora, as quais foram importadas para o *software*. Para cada um dos materiais, foram utilizados os parâmetros correspondentes conforme indicados na Tabela 1. Os demais parâmetros dos materiais utilizados são automaticamente calculados no PLAXIS e estão apresentados a seguir:

Tabela 2: Parâmetros calculados pelo PLAXIS 2D.

Litologia	Grau de resistência	Parâmetros obtidos no PLAXIS 2D	
		G (MPa)	E_{oed} (MPa)
Filito	R0	69,23	242,30
	R1	84,62	296,20
	R2	187,50	375,00
	R3	222,20	963,00
Aterro random	R3	230,80	807,70
Aterro compacto	R0	69,23	242,30
Hematita semi compacta	R1	269,20	942,30
Quartzito	R3	222,20	923,00

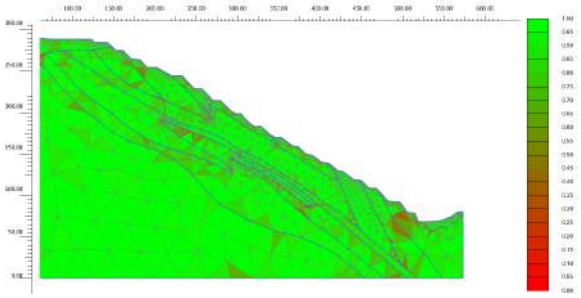


Figura 6: Refinamento da malha gerada na seção B-B'.

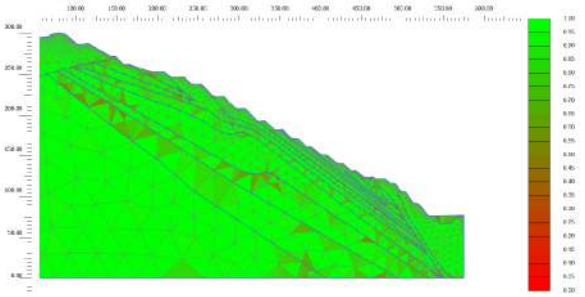


Figura 7: Refinamento da malha gerada na seção C-C'.

Após verificar a qualidade da malha conforme ilustrado nas figuras 6 e 7, foi escolhida a fase Plástica para conduzir os cálculos. A seguir, estão apresentados os resultados para os deslocamentos nos eixos verticais, horizontais e totais nas seções B-B' e C-C' obtidos:

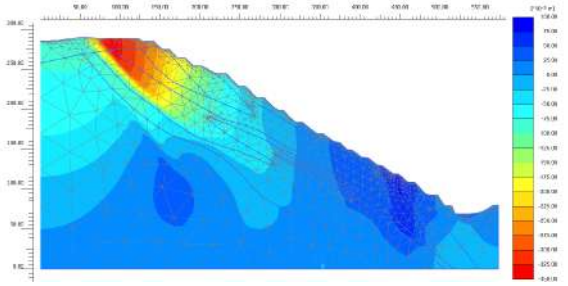


Figura 8: Deslocamentos no eixo vertical da seção B-B'.

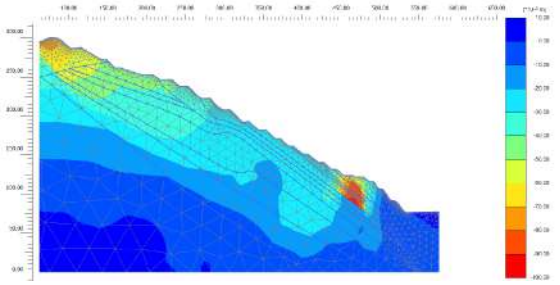


Figura 9: Deslocamentos no eixo vertical da seção C-C'.

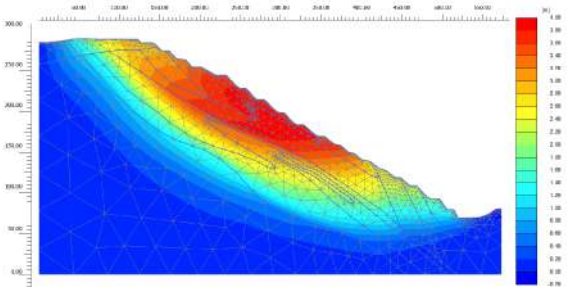


Figura 10: Deslocamentos no eixo horizontal da seção B-B'.

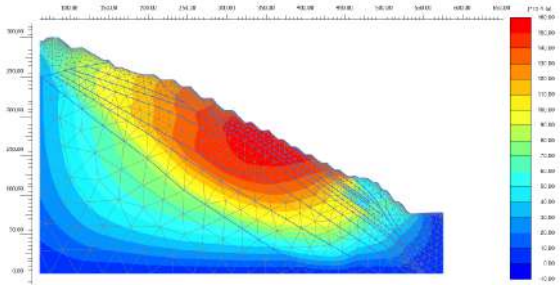


Figura 11: Deslocamentos no eixo horizontal da seção C-C'.

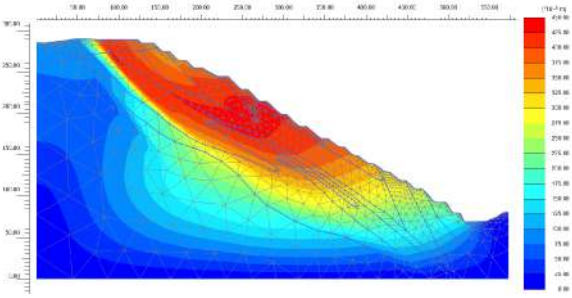


Figura 12: Deslocamentos total da seção B-B'

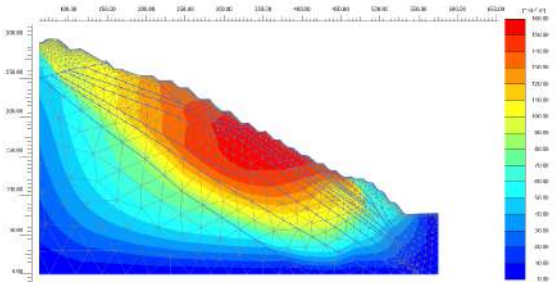


Figura 13: Deslocamentos total da seção C-C'.

4.1 Interpretação dos resultados

Conforme evidenciado nas imagens fornecidas, os modelos adotam uma escala de cores para representar diferentes características. Nas figuras 6 e 7, é possível observar uma gradação de tons esverdeados, indicando uma boa qualidade da malha gerada, enquanto tons avermelhados destacam regiões em que a qualidade não atende aos padrões desejados. Além disso, nota-se que regiões próximas à superfície exibem um maior número de elementos, uma vez que essas áreas são mais instáveis.

Já nas figuras 8 a 13, são apresentadas tonalidades mais quentes, representando maiores deformações nos taludes, e tonalidades mais frias, indicando uma deformação menor. Essa variação cromática possibilita uma análise visual imediata das condições dos taludes, facilitando a identificação de áreas críticas e a avaliação geral do desempenho do modelo em relação às deformações observadas.

As condições de contorno foram geradas automaticamente pelo *software*, levando em consideração as linhas que delimitam as camadas de solo à direita e à esquerda, próximas às regiões dos limites nos eixos verticais e horizontais, com valores ajustados para zero.

O modelo de tensão-deformação desenvolvido para a seção B-B' apresenta uma concentração de deformações em taludes com maior elevação, próximos ao topo. Esses taludes são predominantemente compostos pelas camadas de aterro estéril e filito R1. Os valores mais expressivos estão destacados na região em vermelho, indicando deslocamentos de 350,00x10^{-3}m no eixo vertical (Fig.8), uma possível interpretação é devido a existência de uma tensão maior exercida pela camada de aterro nas camadas subjacescentes de filito resultando em maiores deformações desses materiais.

Ao comparar esses resultados com o relatório de 2022 fornecido pela mineradora, no qual foi realizado um estudo pelo MEL, resultando em um círculo de ruptura (Fig.14), observamos uma correlação com a figura 10, na qual são identificadas as regiões de deformação para o eixo horizontal. Essa análise conjunta fornece uma compreensão mais abrangente das características de deformação nos taludes, dado que os resultados obtidos estão dentro das zonas de maiores deformações compostas por rochas da Formação Batatal.

O modelo desenvolvido para a seção C-C' revela uma deformação uniforme ao longo dos taludes, com uma concentração notável na região do topo e outra área em destaque mais abaixo. A região onde ocorreu uma maior concentração é composta pelo filito R0, indicando deslocamentos de 100,00x10^{-3}m no eixo vertical (Fig.9), o que poderia ocasionar situações de deformações nos materiais ao seu redor (filito R1 e filito R3).

Assim como realizado na seção B-B', foi possível estabelecer uma comparação entre os resultados obtidos no relatório de 2022 (Fig. 15) e aqueles representados pela Figura 11, na qual são identificadas as regiões de deformação para o eixo horizontal. Essa análise comparativa amplia a compreensão das características de deformação nos taludes, contribuindo para uma avaliação mais completa e informada do desempenho do modelo.

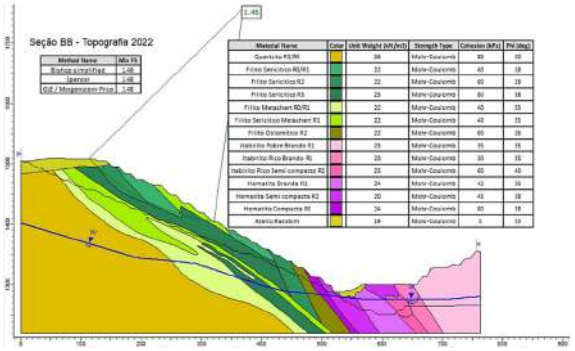


Figura 14: Análise de ruptura circular da seção B-B'.

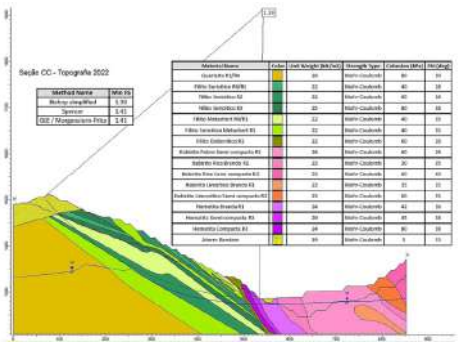


Figura 15: Análise de ruptura circular da seção C-C'.

Foi possível estabelecer que os resultados obtidos se encontram dentro das áreas de maior deformação. Contudo, os círculos não seguem precisamente os limites das regiões mais deformadas (em vermelho). Isso ocorre primeiramente devido ao fato de que a análise de equilíbrio limite resulta em um círculo perfeito e não demonstra a influência da geologia, enquanto a análise tensão-deformação está diretamente relacionada à distribuição das rochas com diferentes resistências (dados presentes na Tabela 1). Além disso, a discrepância pode ser explicada pelo fato de que, na análise de equilíbrio limite, um círculo com maior representatividade foi determinado para atender aos objetivos específicos do estudo.

Entretanto, um círculo que passa pelas áreas críticas, conforme evidenciado nas Figuras 14 e 15, pode proporcionar um nível de segurança semelhante ao obtido nas análises pelo modelo de tensão-deformação.

5 CONCLUSÃO

O estudo teve como base um levantamento histórico dos eventos ocorridos ao longo dos anos na mineradora. Durante o trabalho de campo, foi possível compreender o comportamento do material *in situ*. Após a coleta de informações no mapeamento geotécnico, adquirimos uma compreensão mais detalhada dos

comportamentos mecânicos e estruturais condicionados por falhas geológicas, as quais aparentemente modificam a geometria dos pacotes estratigráficos

Com base nos parâmetros das rochas presentes na cava, que compõem as seções B-B' e C-C', procedeu-se à modelagem numérica. Os modelos gerados abrangem uma geometria que inclui várias bancadas da cava, resultando em um modelo de corpo total, geral e simplificado. Apesar da capacidade de identificar regiões mais críticas suscetíveis a deslocamentos devido à tensão-deformação, alinhando-se aos resultados de estudos anteriores, a escala utilizada nas análises numéricas não atingiu o nível de detalhamento originalmente planejado para o projeto.

Para uma compreensão mais precisa, seria necessário conduzir um mapeamento de maior detalhe, levando em consideração as bancadas, bem como classificações geomecânicas e ensaios mecânicos laboratoriais. Isso garantiria a obtenção de resultados mais representativos e detalhados.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus orientadores por todo conhecimento compartilhado, à Mineradora pelo fornecimento dos dados e à todos os funcionários que me ajudaram durante e após o trabalho de campo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alkmim,F.F.; Marshak, S. (1998). *Transamazonian Orogeny in the Southern São Francisco Craton Region, Minas Gerais, Brazil*: *evidence for Paleoproterozoic collision and collapse in the Quadrilátero Ferrífero*. Precambrian Research, 90(1/2). p. 29-58

Dardenne, M. A., Schobbenhaus, C. (2003) *Depósitos Minerais no Tempo Geológico e Épocas Metalogenéticas*. In Geologia, Tectônica e Recursos Minerais do Brasil, Serviço Geológico do Brasil – CPRM, capítulo VII, p. 365-448. Brasília.

Dorr, J.V.N. (1969). *Desenvolvimento fisiográfico, estratigráfico e estrutural do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil* (nº 641-A, pp. A1-A110). Escritório de impressão do governo dos EUA.

Hoek, E.; Londe, P. (1974). *The Design of Rock Slopes and Foundations*. Proc. 3rd International Congress of Rock Mesch, ISRM, Denver.

IBRAM - INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO (2015). *Panorama da mineração em Minas Gerais., Sindicato Nacional da Indústria da Extração do Ferro de Metais* – Brasília.

ISRM (1981) *Rock Characterization Testing and Monitoring*. E.T. Brown, 211 p.

Loring, L.; Stacey, P.; Read, J. (2009). Slope Design Methods. In: READ, J. & STACEY, P. (ed). *Guidelines for Open Pit Slope Design*. CRC Press/Balkema, The Netherlands.

Martin, D. & Stacey, P. (ed.) (2018). *Guidelines for open pit slope design in weak rocks*. CSIRO PUBLISHING.

Martin, D.; Lorig, L.; Stacey, P. (2018). *Slope Design Considerations*. In: MARTIN, D. & STACEY, P. (ed.). Guidelines for open pit slope design in weak rocks. CSIRO PUBLISHING.

Soares, J. M. (2004) *Estudo Numérico-Experimental da Interação Solo-Estrutura em Dois Edifícios do Distrito Federal*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 265p.

Wyllie, D.C. & Mah, C.W. (ed) (2004). *Rock slope engineering – civil and mining*, 4th ed, Spon Press, New York.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/473

Modelo Hidrogeológico de uma Cava de Minério

Adrian Siacara
Engenheiro Civil, D.Sc., Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, adrian.torrico@usp.br

Camila Xavier do Couto
Engenheira Civil, GeoSafe Engenharia, São Paulo, Brasil, camila.xavier@geosafe.eng.br

Marina Mendes Coura
Geóloga, M.Sc., GeoSafe Engenharia, São Paulo, Brasil, marina.coura@geosafe.eng.br

Danielle Hoffert Machado
Engenheira Hídrica, M.Sc., GeoSafe Engenharia, São Paulo, Brasil, danielle.machado@geosafe.eng.br

João Paulo Freitas
Engenheiro de Minas, M.Sc., Aura Minerals, São Paulo, Brasil, joao.freitas@auraminerals.com

RESUMO: A modelagem hidrogeológica é uma importante ferramenta para a concepção da estrutura geológica da área de estudo em conjunto com a determinação do sistema do fluxo de água subterrânea. Este trabalho apresenta o desenvolvimento do modelo hidrogeológico da Cava Nosde, propriedade da Aura Minerals, para direcionar o plano de bombeamento necessário para o rebaixamento da superfície freática, determinar a profundidade e o caudal necessário a ser bombeado e o espaçamento necessário entre os poços de alívio. Dessa forma, a metodologia aplicada no desenvolvimento dos estudos de cunho hidrogeológico foi subdividida em três etapas: a primeira preliminar, de revisão bibliográfica da geologia regional e local da área em epígrafe; a segunda, de caráter de campo e mapeamento local; e a terceira etapa, voltada para compilação dos dados obtidos em campo e análises e interpretações desenvolvidas no contexto das etapas anteriores. Foram definidos os principais parâmetros hidrodinâmicos que condicionam o comportamento das águas subsuperficiais: Condutividade, Vazão e Transmissividade. A ordem de grandeza desses valores varia em função das diversas variedades mineralógicas para os tipos de rochas discretizados. Assim sendo, os dois tipos básicos de unidades hidrogeotécnicas (aquífero fissural e poroso) definidas para a área da Cava Nosde foram analisados sob esses aspectos.

PALAVRAS-CHAVE: Hidrogeologia, Fluxo, Cava Nosde, Rebaixamento, Superfície Freática.

ABSTRACT: Hydrogeological modeling is an important tool for designing the geological structure of the study area in conjunction with the determination of the groundwater flow system. This work presents the development of the hydrogeological model for the Nosde Cava (Aura Minerals) to direct the pumping plan necessary to lower the water table, to determine the depth and flow required to be pumped and the necessary spacing between the relief wells. The methodology applied in the development of hydrogeological studies was subdivided into three stages: a bibliographical review of the regional and local geology of the area; field work and local mapping; treatment, analysis, and data interpretation. The main hydrodynamic parameters that condition the behavior of subsurface waters were defined: Conductivity, Flow and Transmissivity. The order of magnitude of these values varies depending on the different mineralogical varieties for the discretized rock types. Therefore, the two basic types of hydrogeotechnical units (fissural and porous aquifer) defined for the Cava Nosde area were analyzed under these aspects.

KEYWORDS: Hydrogeology, Flow, Nosde Cave, Drawdown, Phreatic Surface.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Fetter (2001), a modelagem hidrogeológica é empregada em duas principais situações, como aprimorar a compreensão de como o fluxo se desenvolve de forma específica e para antecipar as possíveis ocorrências ao longo do tempo no sistema. A partir de dados obtidos sobre o sistema estudado é possível realizar análises de situações hipotéticas.

O estudo consiste na identificação, discretização e caracterização as unidades hidroestratigráficas existentes no contexto da cava atual, realização do balanço hídrico para a bacia hidrográfica de influência direta sobre a área e elaboração do modelo hidrogeológico conceitual da cava com base na concatenação das informações de cunho regional e local.

2 CONTEXTO GEOLÓGICO

A área de estudo encontra-se situada no contexto da Faixa Móvel Aguapeí, localizada na porção sudoeste do Cráton Amazônico, no trend NNW, com 25 a 50 km de largura e aproximadamente 600 km de extensão (Geraldes et al., 2001). A Faixa Móvel Aguapeí pode ser compreendida como um cinturão de dobramentos de idade meso a neoproterozóica (~1 Ga), com mineralizações auríferas em sua porção central, com sedimentos deformados e metamorfizados na fácies xisto verde. A faixa é sustentada pelos metassedimentos do Grupo Aguapeí, que recobrem os terrenos Rio Alegre e Santa Helena.

2.1 Geologia Regional

O Grupo Aguapeí é subdividido em três formações, sendo descritas por Souza & Hildred (1980), Saes & Leite (1993) e Saes (1999) como Fortuna, Vale da Promissão e Morro Cristalina. A Formação Fortuna, base do grupo, é composta por conglomerados oligomíticos com seixos de quartzo e matriz sericítica ou cimento ferruginoso, ocorrendo na forma de lentes que podem apresentar até 30 m de espessura. Também são descritos arenitos quartzosos com eventuais intercalações de siltitos. As Serras de Rio Branco e Aguapeí apresentam feições sedimentares de ambiente deposicional marinho raso como estratificações cruzadas espinha de peixe, cruzadas tabulares, marcas de onda, ondulações, truncadas, interpretados como sedimentos depositados em estágio rift. Já na Serra de São Vicente há ocorrência de sedimentação fluvial observada em associação de depósitos de rios do tipo *braided*.

A Formação Vale da Promissão é caracterizada pela presença de pelitos amarelados e subarcóseos, siltitos argilitos e arenitos subordinados. Apresentam estruturas linsen, flaser, wavy, gretas, brechas intraformacionais, ondulações truncadas e estruturas diapíricas típicas de ação de tempestades em depósitos marinhos de plataforma rasa. No topo do grupo está a Formação Morro Cristalina, formada por quartzo-arenitos intercalados por conglomerados e siltitos com deposição associada a ambientes fluviais e dunas eólicas.

Segundo Fernandes et al. (2005), o embasamento do Grupo Aguapeí na região dos depósitos auríferos é representado por Gnaisses e Tonalitos (Lavrinha) e Granito-Gnaisse Santa Helena e pela sequência vulcanossedimentar Pontes e Lacerda. Ainda segundo o autor, o Tonalito Lavrinha se restringe à porção interna da Anticlinal do Cágado (Anticlinal de abrangência regional sustentada pelos metassedimentos do Grupo Aguapeí). É de coloração cinza a verde, com anfibólio e biotita além de plagioclásio e quartzo com textura em mosaico. O Terreno Santa Helena é caracterizado como um complexo granítico batolítico, alongado NW e formado por granitos e granodioritos (Geraldes et al., 2001).

Com relação à estruturação regional e local, há aloctonia de SW para NE nas rochas do Grupo Aguapeí sobre o embasamento. Próximo a região de trabalho, este transporte proporcionou, no contato destas litologias com o embasamento a formação de uma zona de cisalhamento (ZC), denominada por Silva & Santos (2001) como Zona de Cisalhamento Morro Solteiro. Um evento mais tardio, caracterizado por uma intensa tectônica compressional, que gerou a ZC, formou também foliações miloníticas penetrativas e milonitos no contato entre a Formação Fortuna (Grupo Aguapeí) e o Tonalito Lavrinha (Fernandes et al., 2005).

3 METODOLOGIA

A metodologia aplicada no desenvolvimento dos estudos de cunho hidrogeológico foi subdividida em três etapas, a saber: uma preliminar de escritório; a etapa de campo; e uma terceira para o tratamento dos dados para a confecção do modelo e relatório. Abaixo são listadas as atividades em ordem cronológica de execução.

3.1 Revisão Bibliográfica

A primeira etapa abrangeu a revisão bibliográfica acerca do contexto tectonoestratigráfico, caracterização geológica, geomorfológica, hidrográfica e climática da região. Esta etapa é essencial para contextualização regional da área de interesse, proporcionando uma base sólida para o presente estudo.

3.2 Trabalhos de Campo

A segunda etapa foi realizada por uma equipe composta por um geólogo e hidrólogo em campo, na área de estudo. O principal objetivo desta etapa foi a identificação dos principais cursos d'água e nascentes, que pudessem influenciar nos caminhos preferenciais de água, zonas de recarga e descarga. Além disso, a etapa de campo proporciona a possibilidade de observar os aspectos geológicos e geomorfológicos da área de interesse.

3.2 Análise e Tratamento de Dados

A terceira etapa do estudo consiste na tratamento, análise e interpretação dos dados. Foi realizado o processamento e integração de dados de campo, com a base topográfica, realização de simplificações e agrupamento das unidades geológico-geotécnicas da região, que relacionou os parâmetros hidrodinâmicos obtidos na revisão bibliográfica para elaboração da modelagem acerca das unidades hidrogeotécnicas estabelecidas. Para análise e tratamento de dados, utilizaram-se os seguintes *softwares* computacionais: QGIS v. 3.26.2, GstarCAD v. 2022 e GeoStudio v. 2018, módulo SEEP/W.

4 RESULTADOS

4.1 Hidrogeologia Regional

De acordo com a premissa básica de uniformidade dos produtos, adotaram-se as quatro bases temáticas principais: planimetria, geologia, poços e hidrologia. A partir dos processos de ajustes e simplificações para adaptação à metodologia aplicada, foi possível obter o mapa hidrogeológico com destaque para os aquíferos mais importantes subjacentes a essas unidades, ressaltando suas características de transmissão e armazenamento de águas subterrâneas, partindo dos seguintes pressupostos (Struckmeir & Margat, op.cit):

- Individualização de corpos contínuos ou descontínuos, conforme suas características geométricas e formas de ocorrência das águas subterrâneas; e
- Classificação de diferentes tipos litológicos de acordo com as características de fluxo dominantes.

A composição final obtida do mapa hidrogeológico regional do estado de Mato Grosso é apresentada na Figura 1 a seguir.

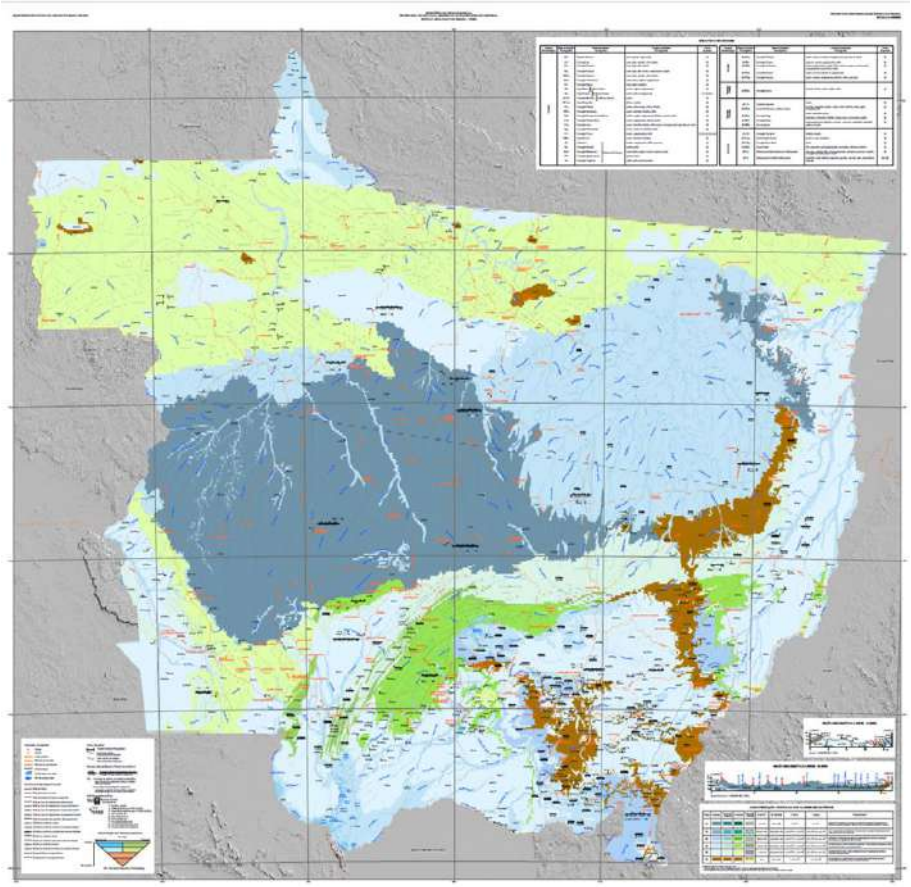


Figura 1 – Mapa Hidrogeológico do estado do Mato Grosso.

4.1.1 Unidade Hidroestatrigáfica

Para a comparação das produtividades de cada ponto analisado, foram definidos intervalos de bombeamento de 0 a 12 horas contínua e rebaixamento da coluna d'agua fixado em 25 metros. As informações hidráulicas e hidrodinâmicas foram obtidas a partir de 3.747 registros de poços tubulares disponíveis no Sistema de Informações de Água Subterrânea — SIAGAS (CPRM, 2020).

A partir da análise estatística dos dados de vazão desses poços, em conjunto com as demais características hidráulicas, cada unidade hidroestratigráfica foi classificada com base em sua produtividade. Foram consideradas ainda as informações sobre o relevo e a capacidade de drenagem interna dos solos, que influenciam diretamente na capacidade de recarga dos aquíferos.

A unidade hidroestratigráfica definida na análise é apresentada na Figura 2 a seguir.

Domínio Hidrolitológico	Sigla da Unidade Estratigráfica	Nome da Unidade Estratigráfica	Litologia da Unidade Estratigráfica	Classe Esperada
Granular	(5) NP1p	Formação Palmeiral	arenito, arenito-arcoseano e conglomerado suportado por clatos	(5)
	(5) NPu	Formação Urucum	grauvaca, arenito, conglomerado e siltito	(5)
	(5) MP2d	Formação Dardanelos	arenito conglomerático, argilito, siltito, arenito arcoseano, quartzo-arenito e conglomerado suportado por clatos	(5)
	(5) PP4b	Grupo Beneficente	arenito com intercalações de conglomerado	(5)
	(5) PP3go	Formação Gorotire	arenito, arcóseo, conglomerado polimítico, siltito e grauvaca	(5)
Fraturado - Cárstico	(4) NP3ar	Formação Araras	dolomito, silexito, arenito, argilito e siltito	(4)
Fraturado - Granular	(6) T1a	Unidade Araguainha	brecha	(6)
	(5) NPapt	Grupo Alto Paraguai, unidade terrígena	quartzito, metapelito, arcóseo, arenito, ritmito, folhelho, siltito, argilito e conglomerado	(5)
	(5) NPpu	Formação Puga	arenito, diamictito e lamito	(5)
	(5) NPbx	Formação Bauxi	metarenito, metassiltito, folhelho, metagrauvaca, metarcóseo e argilito	(5)
	(5) MP3a	Grupo Aguapeí	metaconglomerado oligomítico, quartzito, metarenito, metassiltito, metargilito, ardósia e arenito	(5)
Fraturado	(4) J1βt	Formação Tapirapuã	diabásio, basalto	(4)
	(6) K1γpg	Suíte Paredão Grande	basalto e rocha piroclástica	(6)
	(6) K1βsg	Formação Serra Geral	dacito	(6)
	(4) NPcu	Grupo Cuiabá	filito, metarenito, metaconglomerado, metarcóseo, mármore e itabirito	(4)
	(5) Frm	Embasamento Metassedimentar Indiferenciado	mica-xisto, andesito, filito, metaconglomerado, metarenito quartzoso, metatufo, formação ferrífera bandada e chert	(5)
	(5) Frc	Embasamento Cristalino Indiferenciado	granitoide, rocha vulcânica, migmatito, granulito, quartzito, xisto, metavulcânica e gnaisse	(5) e (6)

Figura 2 – Biblioteca de unidades hidroestratigráfica definidas regionalmente (CPRM, 2020).

4.1.2 Classificação Hidráulica das Classes de Aquíferos

A partir da hierarquização das unidades hidroestratigraficas em termos de produtividades hídricas, elaborada por Diniz et al (2012), baseada no trabalho de Struckmeir e Margat (1995, Op. cit.), definiu-se a classe, bem como os dos parâmetros hidrodinâmicos estabelecidos para os sistemas aquíferos após compilação dos levantamentos realizados em campo, conforme apresentado na Figura 3.

CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA DAS CLASSES DE AQUÍFEROS

Classe	Granular	Fraturado - Granular	Fraturado	Fraturado - Cárstico	Q (m^3/h) *	Q/s ($m^3/h/m$)	T (m^2/s)	K (m/s)	Produtividade **
(1)					$Q \geq 100$	$Q/s \geq 4,00$	$T \geq 10^{-2}$	$K \geq 10^{-4}$	Muito Alta: Fornecimentos de água de importância regional (abastecimento de cidades e grandes irrigações). Aquíferos que se destaquem emâmbito nacional.
(2)					$50 \leq Q < 100$	$2,00 \leq Q/s < 4,00$	$1,0 \times 10^{-3} \leq T < 1,0 \times 10^{-2}$	$1,0 \times 10^{-5} \leq K < 1,0 \times 10^{-4}$	Alta: Características semelhantes à classe anterior, contudo situandose dentro da média nacional de bons aquíferos.
(3)					$25 \leq Q < 50$	$1,00 \leq Q/s < 2,00$	$1,0 \times 10^{-4} \leq T < 1,0 \times 10^{-3}$	$1,0 \times 10^{-6} \leq K < 1,0 \times 10^{-5}$	Moderada: Fornecimento de água para abastecimentos locais em pequenas comunidades e irrigação em áreas restritas.
(4)					$10 \leq Q < 25$	$0,40 \leq Q/s < 1,00$	$1,0 \times 10^{-5} \leq T < 1,0 \times 10^{-4}$	$1,0 \times 10^{-7} \leq K < 1,0 \times 10^{-6}$	Geralmente baixa, porém localmente moderada: Fornecimentos de água para suprir abastecimentos locais ou consumo privado.
(5)					$1 \leq Q < 10$	$0,04 \leq Q/s < 0,40$	$1,0 \times 10^{-6} \leq T < 1,0 \times 10^{-5}$	$1,0 \times 10^{-8} \leq K < 1,0 \times 10^{-7}$	Geralmente muito baixa, porém localmente baixa: Fornecimentos contínuos dificilmente são garantidos.
(6)					$Q < 1$	$Q/s < 0,04$	$T < 1,0 \times 10^{-6}$	$K < 1,0 \times 10^{-8}$	Pouco Produtiva ou Não Aquífera: Fornecimentos insignificantes de água. Abastecimentos restritos ao uso de bombas manuais.

Modificada de Struckmeir & Margat, 1995
* Valores válidos para teste de bombeamento de 12 horas e rebaixamentos máximos de 25 metros
** Na definição de classe de produtividade para os aquíferos cársticos e fraturados, utilizou-se apenas dados de vazão

Figura 3 – Valores dos parâmetros hidrodinâmicos estabelecidos para os sistemas (CPRM, 2020).

4.2 Hidrogeologia Local

A adequação adotada seguiu os dados da geologia local, metodologia adotada no contexto hidrogeológico regional e dados acerca de fatores fito fisiográficos influenciadores. Sendo assim, os dois tipos básicos de unidades hidrogeotécnicas (aquífero fissural e poroso) definidos para a área da Cava Nosde são discriminados a seguir:

- Unidade Fissural: Constitui um sistema aquífero do tipo fraturado sendo que o fluxo de água subterrâneo ocorre principalmente pelas fraturas existentes no maciço de Metaarenito. Devido as suas características de aquífero fraturado, deve apresentar vazões muito variáveis. A condutividade hidráulica (ou a permeabilidade) e o armazenamento d'água em meios fissurados ou aqüífero fissural dependem de uma série de características das descontinuidades que compartimentam o maciço, a saber: da amplitude/abertura; forma e rugosidade das paredes; freqüência ou espaçamento; número de famílias ou sistemas; orientação e posição (direção e mergulho); persistência e propriedades do material que eventualmente a preencha. Para o caso em questão acredita-se que a capacidade de armazenamento e transmissão desse aquifero fissural sejam baixos;
- Unidade Porosa: Constitui o sistema aquífero do tipo livre, intergranular e não consolidado, constituído por areias finas com frequentes níveis argilosos. É relacionado com o Metarenito, suas alterações, aos perfis de intemperismo mais desenvolvidos sendo menor sua influência no Xisto. A Porosidade e Permeabilidade desse aquífero são controladas pela matriz das variedades litológicas.

4.3 Modelo Hidrogeológico

As Figuras 4 e 5 apresentam os resultados 2D sem e com a condição de contorno do poço de alívio aplicada ao longo da linha de tela do poço, respectivamente. Observou-se que a superfície freática caiu a uma profundidade aceitável (linha freática no poço de bombeio), onde o caudal bombeado necessário para chegar a esta condição seria de 1,14 x 10^{-4} (m^3/s) para uma queda na cota 309.35 m do nível freático (Figura 6).

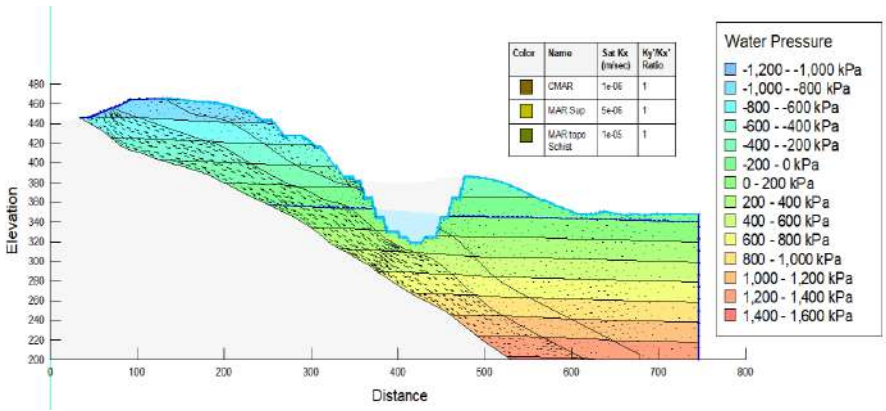


Figura 4 – Modelo sem o poço de bombeio.

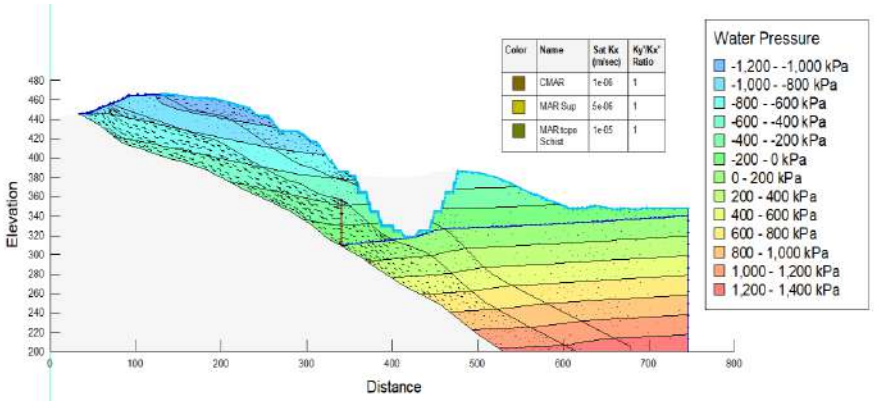


Figura 5 – Modelo com o poço de bombeio.

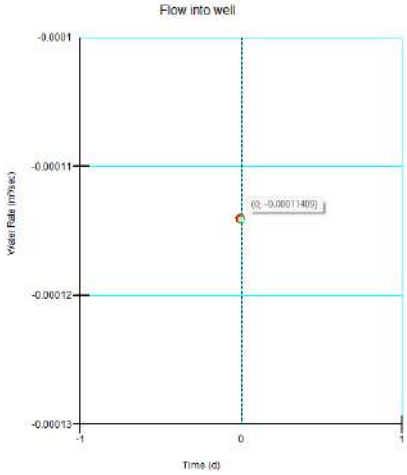


Figura 6 – Caudal de bombeio.

No entanto, isto representou uma situação em que o poço de alívio seria equivalente a uma vala longa e estreita, não represenrando as condições reais do campo. Como se trata de um fluxo tridimensional em um poço, foi necessária uma análise 3D para avaliar a influência dos poços de alívio.

No modelo numérico 3D, a distância entre poços foi avaliada a partir de uma distância inicial de partida. A distância foi atualizada até chegar no resultado esperado.

Quando considerou-se espaçamento entre os poços de 80 m, a superfície freática resultante apresentou-se um pouco abaixo da capacidade do poço de bombeamento (Figura 7).

No espaçamento entre bomas de 100 m, a infiltração ocorreu na porção limite do poço de bombeamento na cava (Figura 8). Este resultado se mostrou abaixo da capacidade do poço de bombeamento, entretanto, mesmo neste grande espaçamento, os poços obtiveram uma boa influência.

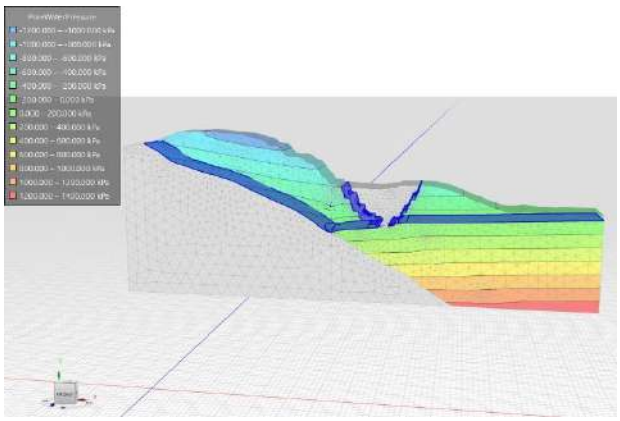


Figura 7 – Resultado do modelo 3D com as bombas espaçadas a 80 m.

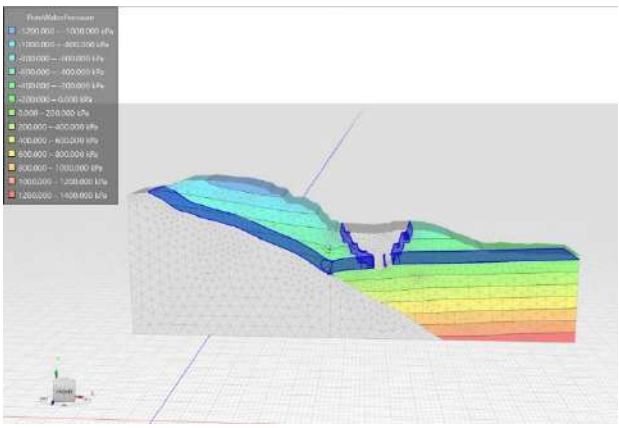


Figura 8 – Resultado com as bombas a 100 m.

No presente projeto foi ilustrado numa forma eficaz o espaçamento e caudal de bombeio de poços para aliviar a pressão artesiana no lado esquerdo da Cava Nosde. Os modelos trabalharam conjuntamente utilizando o software Seep/W 2D e 3D, onde as análises de infiltração 3D forneceram informações poderosas sobre o espaçamento dos poços e as distribuições de carga associadas.

Assim sendo, a distância escolhida entre os poços foi de 100 m, podendo ser necessários estudos de recuperação do poço para estimar o caudal necessário para atingir a cota modelada.

5 CONCLUSÕES

Com base nas observações da inspeção de campo e de acordo com os estudos elaborados, conclui-se que a modelagem hidrogeológica foi uma importante ferramenta para a elaboração do presente trabalho, que possibilitou representar a concepção da estrutura geológica da área de estudo em conjunto com a determinação do sistema do fluxo de água subterrânea, permitindo direcionar o plano de bombeamento necessário para o rebaixamento da superfície freática da cava.

No entanto, não foi possível caracterizar as condições freáticas em profundidade a partir das informações atualmente disponíveis. Devido a este fato, recomenda-se a realização de uma campanha de sondagem a fim de se aferir o nível de água na cava, seguida de outra para a instalação de medidores de nível de água e piezômetros, a fim de entender o comportamento da freática. Ensaios de perda de água no maciço rochoso e de infiltração nos trechos de solo também são recomendados para se aferir os coeficientes de condutividade hidráulica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM (2020) Sistema de Informações de Água Subterrânea (SIAGAS).

Diniz, J. A. O., Monteiro, A. B., Feitosa, F. A. C., Freitas, M. A., Peixinho, F. C. (2012) Metodologia para *Elaboração de Mapas Hidrogeológicos.* In: XVII Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas. Bonito, MS. Resumos Expandidos... Bonito, MS: CBAS, p. 1-4.

Fernandes, C. J., Ruiz, A. S., Kuyumjian, R. M., & Pinho, F. E. C. (2005). Geologia e controle estrutural dos depósitos de ouro do Grupo Aguapeí – Região da Lavrinha, sudoeste do cráton amazônico. *Revista Brasileira de Geociências*, 35(1), 13-22.

Fetter, C. W. (2001) *Applied Hydrogeology*. 4 ed. New Jersey: Prentice hall. 615 p.

Geraldes M.C., Van Schmus W.R., Condie K.C., Bell S., Teixeira W., Babinski M. (2001) Proterozoic geologic evolution of the SW part of the Amazonian Craton in Mato Grosso state, Brazil. *Precambrian Research.* 111: 91-128.

Saes G.S & Leite J.A.D. (1993) Evolução Tectono-Sedimentar do Grupo Aguapeí, Proterozóico Médio na Porção Meridional do Cráton Amazônico: Mato Grosso e Oriente Boliviano. *Revista Brasileira de Geociências*, 23:31-37.

Saes G.S. (1999) *Evolução Tectônica e Paleogeográfica do Aulacógeno Aguapeí (1.2-1.0 Ga) e dos Terrenos do seu embasamento na Porção sul do Cráton Amazônico.* Inst. de Geociências. Universidade de São Paulo, Tese de Doutoramento, 135p.

Souza E.P. & Hildred P.R. (1980) *Contribuição ao Estudo da Geologia do Grupo Aguapeí, Oeste de Mato Grosso.* In: SBG, Congr. Bras. Geol., 31, Balneário de Camboriú, Anais 2: 813-825.

Struckmeier, W. F., & Margat, J. (1995). *Hydrogeological maps: a guide and a standard legend*. Hannover: Heise, v. 17.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/474

Modelo Tridimensional de uma Pilha de Estéril no Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais: Um Estudo de Caso.

Juliana Sales Frota
Mestranda – Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA). Engenheira Geotécnica – Vale.
Belo Horizonte, Brasil.
juliana.sales@vale.com

Paulo Scarano Hemsi
Professor Associado – Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA). São José dos Campos, Brasil.
paulosh@ita.br

Vinicius Figueiredo
Geólogo – Vale. Belo Horizonte, Brasil.
vinicius.figueiredo1@vale.com

Marcos André da Silva Domingues
Engenheiro Geotécnico – Vale. Belo Horizonte, Brasil.
marcos.domingues@vale.com

RESUMO: Análises de estabilidade em 2D são a abordagem mais comum para estruturas geotécnicas no contexto da mineração no Brasil, mesmo sabendo-se que esse tipo de análise pode não representar características do comportamento 3D que, por vezes, são importantes, como variações na geologia, no fluxo d´água etc. A modelagem em 3D permite correlacionar informações de diferentes fontes, aumentando a representatividade e confiabilidade das análises. Este artigo se propõe a apresentar um estudo de caso sobre um modelo 3D de uma pilha de estéril com cerca de 30 anos de existência e localizada a jusante de uma cava com nível de água do lago em recuperação. Os dados disponíveis possibilitaram modelar a fundação, bem como o empilhamento em si, pela correlação de dados de investigações diretas e indiretas, dados de instrumentação hidrológica e informações históricas. O projeto As Is da pilha forneceu informações do comportamento do solo, baseando-se em sondagens SPT, ensaios triaxiais e de infiltração. A análise conjunta da investigação e da geofísica permitiu identificar fluxos preferenciais internos à estrutura, incluindo um 'bolsão suspenso'. A abordagem 3D deste estudo de caso permitiu a análise da freática da estrutura, correlacionando a geofísica com as leituras dos Indicadores de Nível de Água e sua relação com a estrutura por meio de análises estatísticas e compartimentalização geomecânica, aumentando o entendimento do comportamento da pilha e reiterando a importância do uso de modelo tridimensional.

PALAVRAS-CHAVE: Pilha de estéril; Modelagem 3D; Mineração.

ABSTRACT: 2D stability analyses are the most common approach for geotechnical structures in the context of mining in Brazil. However, it is known that this type of analysis may not fully represent 3D behavior, which can be important in cases such as variations in geology and water flow. 3D modeling allows for the correlation of information from different sources, enhancing the representativeness and reliability of analyses. This article presents a case study on a 3D model of a tailings pile with approximately 30 years of existence, located downstream from a pit with water level recovery. Available data enabled the modeling of the foundation and the stacking itself by correlating direct and indirect investigation data, hydrological instrumentation data, and historical information. The 'As Is' project of the pile provided insights into soil behavior based on SPT (Standard Penetration Test) data, triaxial tests, and infiltration studies. The combined analysis of geophysical and investigative data allowed the identification of internal preferential flows within the structure, including a 'suspended pocket.' The 3D approach in this case study facilitated the analysis of the water table, correlating geophysics with water level indicator readings and their relationship with the

structure through statistical analyses and geomechanical compartmentalization. This approach enhances our understanding of pile behavior and underscores the importance of using a three-dimensional model.

KEYWORDS: Waste pile; 3D modelling; mining and geophysics.

1. INTRODUÇÃO

As análises de estabilidade em 2D são a abordagem mais comum em estudos a respeito de estruturas geotécnicas no contexto minerário do Brasil, o que faz que características inerentemente tridimensionais, como "bolsões suspensos" e variações na geologia de fundação e fluxo, tenham de ser segmentadas. A modelagem 3D, por sua vez, permite ganhos em contextualização e abordagem macro, correlacionando diferentes fontes e tipos de informação e incrementando confiabilidade às análises dela decorrentes.

No presente estudo, a modelagem foi realizada por meio do software Leapfrog Geo, o qual trabalha geoestatisticamente com interpolações definidas pela distribuição média global de informações no espaço. Deve-se salientar que se trata de uma metodologia de modelagem rápida, tanto no processo construtivo, como na atualização dos modelos. Tal fato se deve à atualização automática permitida pelo software, pois à medida que novos dados são adicionados (e.g. novas campanhas de sondagem), o algoritmo recalcula o modelo com base nas parametrizações de modelo previamente definidas e nas novas informações inseridas (A.-S. Høyer, et al. 2018; Wellmann, et al. 2018).

Outro ponto relevante no presente trabalho está relacionado à multidisciplinaridade das análises. Entender e extrair informações de dados isolados de uma única natureza é uma prática simplista que pode gerar lacunas interpretativas e abordagens enviesadas, uma vez que metodologias distintas de investigações diretas e/ou indiretas podem gerar respostas diferentes para uma mesma área de estudo. Portanto, a realização de análises multidisciplinares, envolvendo bancos de dados distintos e informações de diferentes naturezas tende a proporcionar menor erro interpretativo e riscos reduzidos de validação de projetos.

Neste trabalho, foi possível correlacionar informações provenientes de sondagens, instrumentação, seções 2D (As Is) e geofísica (para mapeamento de fluxo d´água), em um único modelo tridimensional, cujas etapas e pormenores serão apresentados a seguir. Reitera-se que, em função da limitação de tamanho do presente artigo, o conteúdo é aqui apresentado de forma objetiva, mantendo a descrição macro do processo e detalhando itens específicos de mais relevância no contexto do estudo desenvolvido.

2. ESTUDO DE CASO

Em 2022 o projeto As Is da Pilha de Estéril (PDE), objeto do estudo deste artigo, foi finalizado, fornecendo uma quantidade considerável de dados de diferentes fontes e naturezas, o que possibilitou a abordagem multidisciplinar da modelagem 3D apresentada neste artigo. Foram desenvolvidas análises sobrepostas e multidisciplinares de diferentes bancos de dados, correlacionando informações de sondagens, ensaios SPT, instrumentação (indicadores de nível d´água) e seções 2D, para garantir um maior nível de coerência cruzada no modelo gerado.

2.1. METODOLOGIA

Para o presente estudo, foram considerados bancos de dados de distintas naturezas, georreferenciados no mesmo sistema de coordenadas, os quais são citados abaixo:

- Topografia atualizada;
- 04[1] Seções Geológicas;
- 16 Sondagens com ensaios SPT;

[1] As 04 seções geológicas 2D advindas do As Is foram utilizadas para o desenvolvimento e refino do modelo, no entanto, para fins de objetividade, só será detalhada a seção XX, por possibilitar melhor observação do fênomeno associado ao nível freático da pilha.

- 16 Indicadores de Nível d´água (INAs), e
- Geofísica

Considerando as informações compiladas, o trabalho de modelagem parte da compartimentação do elemento "Fundação" e "Aterro". As sondagens e desenhos advindos do As Is da pilha configuram bancos de dados de duas naturezas de informações, as quais podem ser "cruzadas" com intuito de definir a superfície de contato entre os dois elementos. Com a utilização das sondagens utiliza-se do algoritmo para interpolar os pontos de contato do aterro, identificados nos furos, com os materiais abaixo dele (fundação). Tal interpolação gera uma superfície, que pode ser ajustada com as linhas de fundação apresentadas nas regiões das seções do As Is, mantendo a coerência entre o modelo e o projeto. Dessa forma, o produto gerado é uma superfície que considera tanto os pontos de contato definidos pelas sondagens quanto os limites da fundação definidos no As Is. Deve-se salientar que, caso novas informações de sondagens sejam incorporadas no software, a superfície irá atualizar dinamicamente e gerar um produto distinto, o qual deverá ser revalidado pelo usuário. A Figura 1 e a Figura 2 ilustram esta etapa da modelagem.

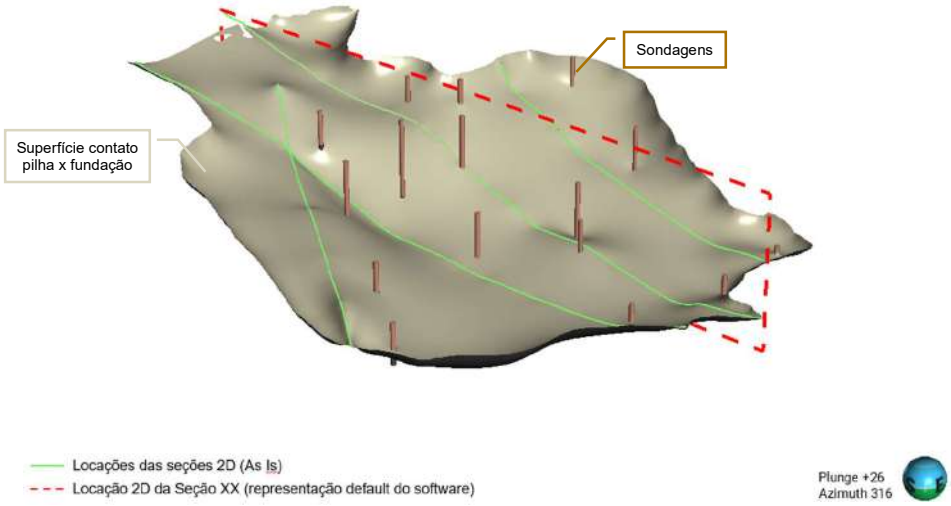


Figura 1. Contato pilha x fundação e inputs

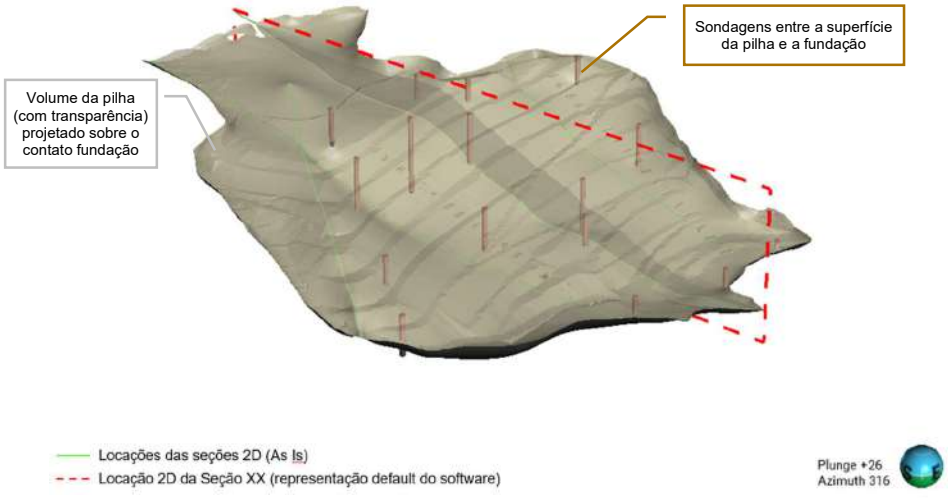


Figura 2. Projeção do volume da pilha sobre o contato da fundação

Após a diferenciação entre os macro elementos (aterro e fundação), detalha-se a modelagem dos elementos menores que compõem a fundação. Com base no banco de dados disponível, um total de 6 elementos foram considerados nessa etapa da modelagem: Aterro (AT), Colúvio (COL), Solo Residual de Filito/Xisto (SR de FL_XI), Saprolito de Filito/Xisto (SAP de FL_XI), Saprolito de Quartzito (SAP de QZ) e Quartzito (QZ). De acordo com as informações obtidas, pode-se observar que a ocorrência de coberturas coluvionares se dá apenas na região noroeste da área modelada, muito similar à distribuição regional dos solos residuais. Por outro lado, a ocorrência de solo saprolítico de Filito/Xisto e de Filito/Xisto se distribui em profundidade por toda área de estudo, em contatos subparalelos. Por fim, os quartzitos se dispõem de forma a truncar todo o sistema, em uma camada contínua de aproximadamente 100 m de espessura com atitude média de 110/50. A presença de horizonte saprolítico de quartzito ocorre de forma subparalela sobre o QZ e limitado lateralmente em locais de ocorrência única e exclusiva de QZ, conforme observado Figura 3.

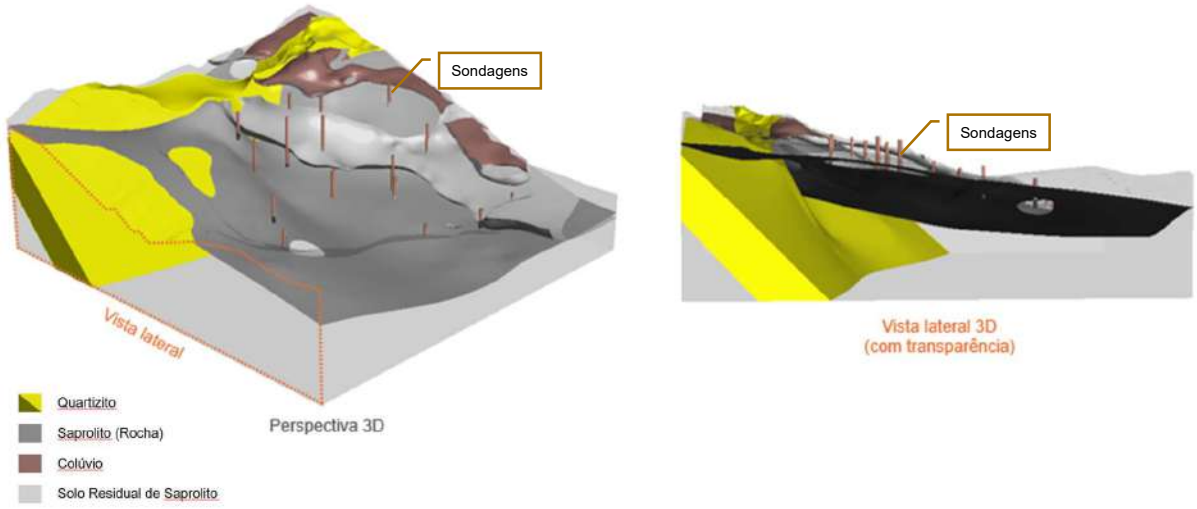


Figura 3. Visão 3D da diferenciação dos elementos constituintes da fundação.

Após as superfícies de contato entre os horizontes pedológicos e litológicos serem definidas, deve-se organizar a estratigrafia entre eles para a extração dos volumes referentes à cada material. Nota-se em seção que o resultado mostra coerência, não só ao banco de dados de sondagem previamente importado, como aos contatos pré-definidos no projeto As Is, como mostra a Figura 4 com o exemplo da seção XX'.

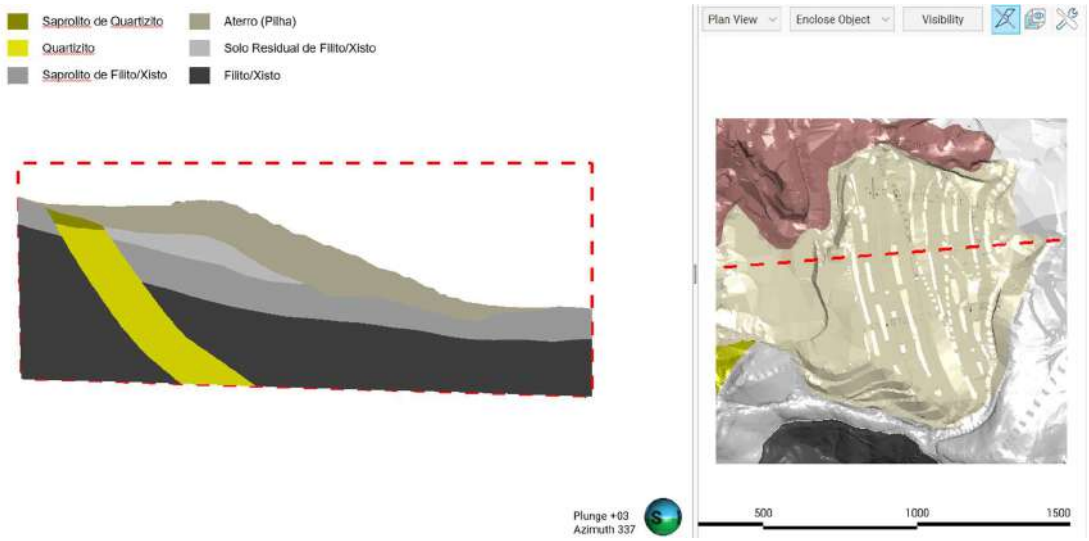


Figura 4. Corte - seção XX' (modelo), sobreposto à seção XX' 2D (As Is) e locação em planta.

Como a investigação geofísica representa o 'retrato' da estrutura no momento em que é executada, foram então adotadas as leituras dos INAs no mesmo período de realização da geofísica, visando à preservação da coerência entre informações e correta calibração do modelo.

Após a compilação dos INAs e inserção no ambiente tridimensional, foi possível observar dois comportamentos de níveis d´água: o primeiro ("Elevado"), com a provável existência de regiões saturadas em cotas superiores da pilha, principalmente na seção central, aqui denominada seção XX'; e o segundo ("Baixo"), associado à linha freática observada nas porções inferiores da pilha, como mostra a Figura 5.

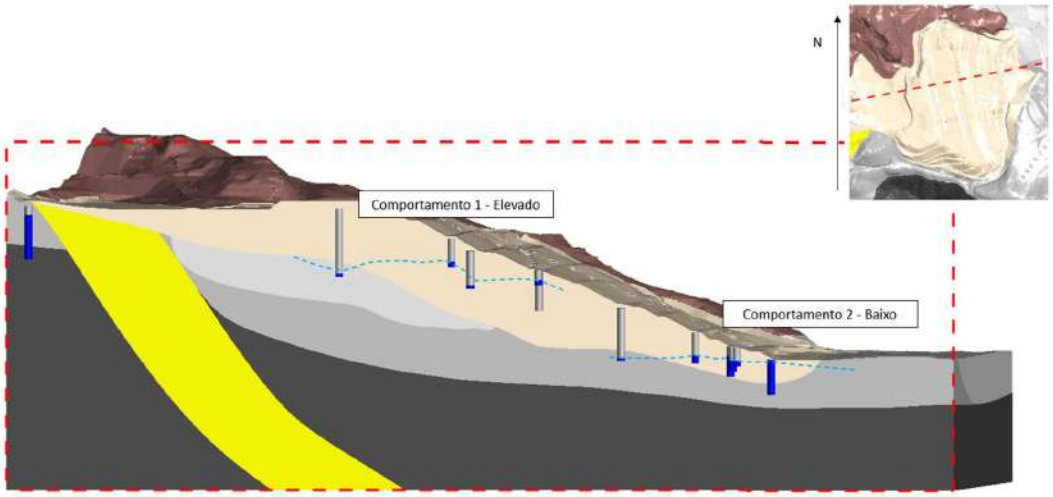


Figura 5. Seção XX' - Comportamentos de níveis d´água internos e locação em planta.

Como os INAs, apesar de próximos, possuem leituras muito díspares, traçar uma superfície contínua para o nível d´água não seria coerente, o que também não seria representativo de um maciço heterogêneo, característica inerente das pilhas de estéril (Hawley & Cunning, 2017).

Além disso, foi utilizada uma campanha geofísica com o método Willowstick para o mapeamento dos caminhos preferenciais de fluxo d´água no interior da PDE.

Nesse método, são feitas medições do campo magnético produzido pelo fluxo aplicado de corrente elétrica dentro do maciço. As leituras permitem criar imagens tridimensionais da distribuição do fluxo de corrente elétrica (ECD, "electric current distribution") em subsuperfície, o qual, por sua vez, se associa à presença da água no material (Willowstick Technologies, 2016).

A Figura 6 mostra a distribuição espacial das informações advindas da geofísica, em que cada ponto representa um valor de densidade de corrente medida, indicada quantitativamente na escala de cores utilizada. Valores elevados de densidade de corrente (tons quentes) representam regiões possivelmente saturadas, ao passo que regiões de baixa densidade (tons frios) caracterizam locais com baixa probabilidade de saturação.

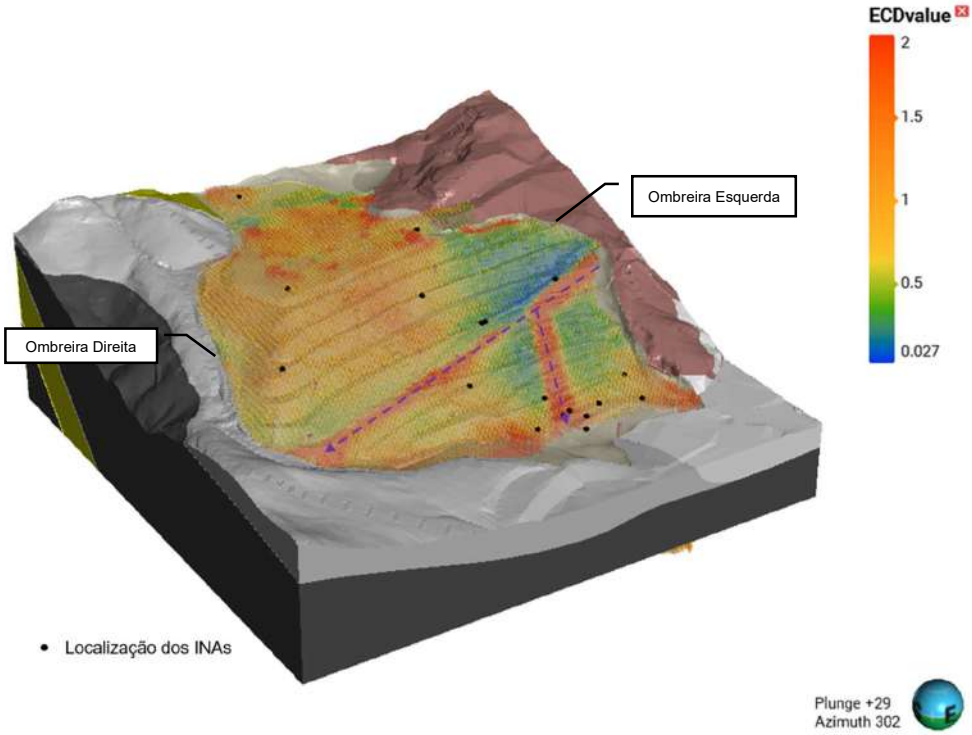


Figura 6. Visão 3D do modelo pedo-litológico incorporado à investigação geofísica.

São observados valores de elevada densidade de corrente partindo aproximadamente do meio da elevação da ombreira esquerda, registrando assinaturas que caracterizam uma geometria em "Y" sentido a ombreira direita, possivelmente indicando fluxos nas direções caracterizadas pelas setas representadas em roxo na Figura 6.

Nas porções a montante da pilha também há registro de elevada densidade de corrente, provavelmente associada ao lago em recuperação da cava de mineração já exaurida, localizada próximo à PDE, porém, uma análise em profundidade ainda se faz necessária para observar o comportamento de subsuperfície nesta região, bem como um balizamento das assinaturas geofísicas com a instrumentação local direta. A coerência interpretativa é de que regiões de elevada densidade de corrente se correlacionem espacialmente com pontos onde os INAs apresentem leituras coerentes com tal saturação.

Vale ainda ressaltar que, o corpo de quartzito, presente na litologia de fundação da área em que a pilha se encontra, funciona como uma espécie de barreira hidráulica, de tal forma que o nível d´água da cava a montante não se comunica diretamente com o nível freático da pilha, conforme análise dos INAs, fato que é também reiterado pelas diferentes densidades de corrente apresentadas, como ilustrado na Figura 7.

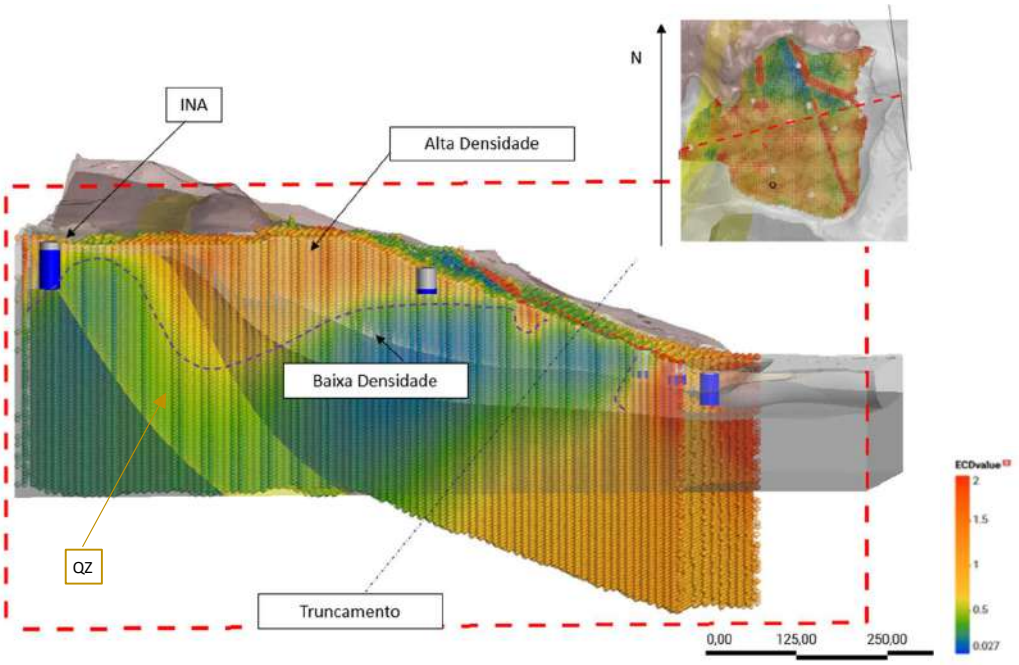


Figura 7. Seção XX' - Comparação dos Indicadores de Nível d´Água e Geofísica.

Contextualizando as informações em ambiente 3D e realizando um corte transversal à pilha, aproximadamente na seção XX', é possível observar coerência entre as respostas geofísicas de elevadas densidades com regiões onde a instrumentação denotou a presença de água (Figura 7). Observa-se ainda que tais respostas não representam uma continuidade no espaço, com pontos inclusive indicando truncamento entre densidades elevadas em cotas superiores e densidades elevadas em cotas inferiores. Tal fato já corrobora a hipótese de que um fluxo subsuperficial único não seria bem representativo da pilha.

Ante as informações advindas da geofísica, sondagens, análise de histórico, leituras de instrumento e observações de campo (surgências de água nas bermas superiores), foi modelado de forma 2D, no As Is da estrutura um "bolsão suspenso" de material saturado na porção superior, localizado na seção XX'. Esta representação, por sua vez, está de acordo com o modelo 3D, o qual mostra que, próximo à seção XX', pode-se estimar uma região saturada na porção superior da pilha, a zona de "Alta Densidade" de corrente, conforme a Figura 8.

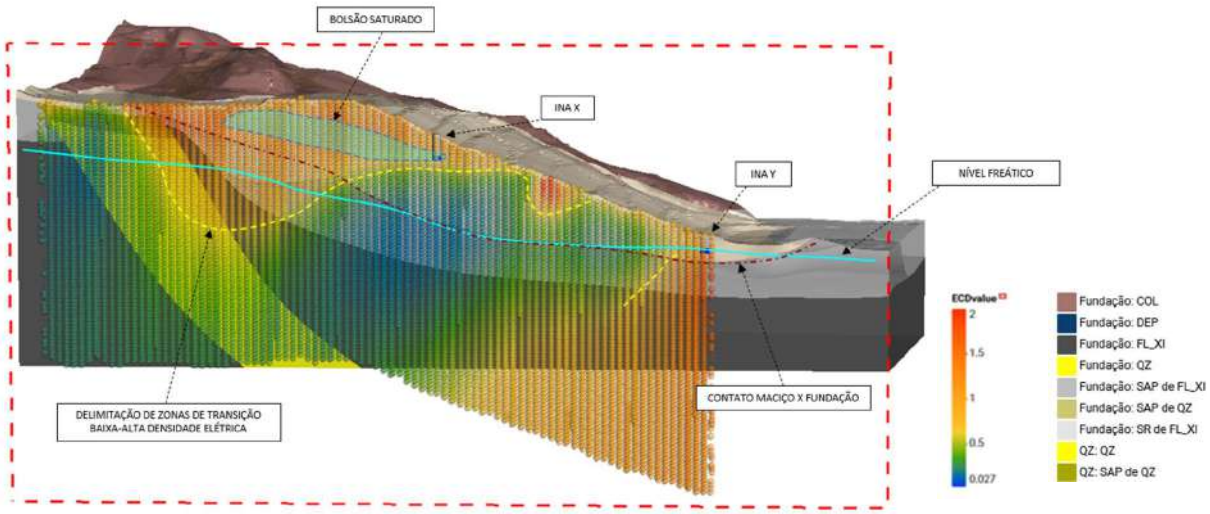


Figura 8. Seção XX' – Representação do bolsão suspenso.

3. CONCLUSÃO

Dentre as dificuldades encontradas na elaboração do modelo, pode-se citar as diferenças de datum entre informações, o que é caminho crítico para viabilização da compatibilização entre elas; a rotação e georreferenciamento em escala das seções 2d do projeto As Is, o que requer conhecimento específico e deve ser feito em software de desenho específico, como AutoCAD ou Civil 3D, antes de sua importação para o Leapfrog; e ainda, a construção do banco de dados a ser importado para o Leapfrog Geo, a qual teve de ser feita manualmente em função do formato em que se encontravam dos dados originais, muitas vezes em boletins (pdf) e não arquivos processáveis pelo software.

O estudo apresentado reitera a importância de abordar informações de fontes diversas e de diferentes naturezas dentro de um mesmo contexto/produto, uma vez que a análise isolada de informações pode limitar a interpretação, não produzindo representatividade da situação real. A verificação cruzada de dados aumenta a assertividade e confiabilidade para tomada de decisões.

A estrutura, objeto do estudo neste artigo, é inerentemente heterogênea, uma vez que pilhas de estéril são compostas por diferentes materiais depositados ao longo do tempo, décadas até, com variações nos métodos de empilhamento e equipamentos utilizados. Esses tipos de estruturas são rotineiramente tratados como um corpo uniforme, o que não é observado no modelo, já que por meio dele foi possível identificar uma zona específica (bolsão), dentro do próprio estéril constituinte do maciço da pilha, com características diferentes de saturação, o que não se vê na seção 2D. Também foi possível melhor elucidar alguns aspectos do comportamento da estrutura, como a presença de surgências de água em bermas superiores, as quais estão associadas ao bolsão suspenso com material saturado, representado de forma 3D no modelo.

Ainda, pode-se citar que outro ponto relevante do estudo está relacionado ao emprego adequado de ferramentas de modelagem 3D, as quais possibilitam criar superfícies e volumes com base em funções matemáticas que consideram análises geoestatísticas. A utilização do software, aliada à modelagem implícita, reduz significativamente a subjetividade dos modelos, assim como o tempo necessário para sua construção. Devido à natureza implícita e dinâmica do software Leapfrog Geo, torna-se possível atualizar os modelos dinamicamente, com a inserção ou substituição de informações (sondagens, topografia, geofísica), o que permite um refinamento futuro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A.-S. Høyer, K.E.S. Klint, G. Fiandaca, P.K. Maurya, A.V. Christiansen, N. Balbarini, P.L. Bjerg, T.B. Hansen, I. Møller (2019). *Development of a high-resolution 3D geological model for landfill leachate risk assessment*, *Engineering Geology*. 249. 45-59.

Hawley, M., & Cunning, J. (2017). Guidelines for mine waste dump and stockpile design. CSIRO Publishing.

Wellmann F., Caumon G. (2018). 3-D Structural geological models: Concepts, methods, and uncertainties. Advances in Geophysics. 59: 1–121.

Willowstick Technologies, LLC White Paper: A Patented Non-invasive Process to Accurately Model Preferential Groundwater Flow in Three Dimensions. 2016.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/475

Numerical Simulation of the Stress-Strain Behavior of an Iron Ore Tailings from the *Quadrilátero Ferrífero*

André de Oliveira Faria
Geotechnical Engineer, Pimenta de Ávila, Belo Horizonte, Brazil, ofaria.andre@gmail.com

Mauro Pio dos Santos Júnior
Geotechnical Cordinator, Pimenta de Ávila, Belo Horizonte, Brazil, mauro.junior@pimentadeavila.com.br

Bruno Guimarães Delgado
Corporate Geotechnical Manager, Vale, Belo Horizonte, Brazil, bruno.delgado@vale.com

Jessé Joabe Vieira Carneiro
Technical Leader, Pimenta de Ávila, Belo Horizonte, Brazil, jesse.carneiro@pimentadeavila.com.br

Guilherme Henrique da Silva Pinto
Geotechnical Engineer, Pimenta de Ávila, Belo Horizonte, Brazil,
guilherme.henrique@pimentadeavila.com.br

ABSTRACT: Recent tailings dam failures indicated the need to develop careful stress-strain analysis in the Brazilian mining industry, especially for structures with brittle behavior. In this context, Critical State Soil Mechanics can be considered a useful approach to better reproduce the material behavior, given the use of the critical state concept. The objective of the present paper is to promote a discussion about the numerical simulation of the stress-strain behavior of an iron ore tailings of the *Quadrilátero Ferrífero*, considering the calibration of drained triaxial tests using two constitutive models: i) Mohr-Coulomb, widely used in Brazil; and ii) NorSand, which considers the critical state theory in its formulation. GeoStudio (SIGMA/W) software was used to develop the numerical simulation, as well as the data available in the literature to define the material geotechnical characterization was used. About the results, the Mohr-Coulomb model confirmed its limitations in terms of perfectly plastic response, while NorSand presented the best calibration, which can be associated with the use of the largest number of parameters, the application of the state parameter concept, and the silty nature of the tailings analyzed. Additionally, it was observed difficulty in simulating the material dense behavior.

KEYWORDS: Critical State Soil Mechanics, Mohr-Coulomb, NorSand

RESUMO: Eventos de ruptura recentes em barragens de rejeitos indicaram a necessidade de desenvolver análises tensão-deformação cuidadosas na indústria de mineração brasileira, especialmente para estruturas com comportamento frágil. Neste contexto, a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos pode ser considerada uma abordagem útil para melhor reproduzir o comportamento do material, dada a utilização do conceito de estado crítico. O objetivo do presente artigo é promover uma discussão sobre a simulação numérica do comportamento tensão-deformação de um rejeito de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero, considerando a calibração de ensaios triaxiais drenados utilizando dois modelos constitutivos: i) Mohr-Coulomb, amplamente utilizado no Brasil; e ii) NorSand, que considera a teoria do estado crítico em sua formulação. O software GeoStudio (SIGMA/W) foi utilizado para desenvolver a simulação numérica, bem como os dados disponíveis na literatura para definir a caracterização geotécnica do material foram utilizados. Sobre os resultados, o modelo Mohr-Coulomb confirmou suas limitações em termos de resposta perfeitamente plástica, enquanto o NorSand apresentou a melhor calibração, o que pode estar associado à utilização do maior número de parâmetros, à aplicação do conceito de parâmetro de estado e à natureza siltosa do rejeito analisado. Adicionalmente, foi observada dificuldade em simular o comportamento denso do material.

PALAVRAS-CHAVE: Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, Mohr-Coulomb, NorSand

1 INTRODUCTION

Stresses and strains can be related through constitutive equations so that the choice of the appropriate solution depends on the degree of approximation to describe the real behavior of the material. The greater this approximation, the greater the complexity of the relationship and, consequently, more parameters related to the mechanical properties of the material.

The Critical State Soil Mechanics (CSSM) proposes an integrated approach to material mechanical behavior, introducing the concept of critical state line (CSL) and using the correlation between resistance and deformability. Taylor (1948) was the first author to report that the critical void ratio is affected by mean effective stress, becoming smaller as the stress level increases. This relationship between the critical void ratio and the mean effective stress was called as CSL, which can be described on the $q - p' - e$ surface and separately on the $q - p'$ and $e - p'$ planes, as shown by Equation 1 and 2, respectively.

$$q = Mp' \tag{1}$$

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln (p'_c) \tag{2}$$

Where q is the deviator stress, M is the critical friction ratio, Γ is the 'altitude' of CSL defined at 1 kPa, λ is the slope of CSL and p'_c is the critical mean effective stress.

Recent tailings dam failures in Brazil, namely Brumadinho B-I Dam (2019) and Fundão Dam (2015), indicated the relevance of assessing the concepts of the critical state theory. Additionally, studies of the behavior of mining tailings adopting these concepts are recent (Smith et al., 2019; Silva et al., 2022; Carneiro et al., 2023; Costa et al., 2024), which illustrates that research about this theme is restricted.

To promote a discussion about the need to use the concepts of CSSM in stress-strain studies, in addition to classical soil mechanics, considering the context of the state of practice in the Brazilian mining industry, the present paper focuses on the assessment of the numerical simulation of the stress-strain behavior of an iron ore tailings from the *Quadrilátero Ferrífero* (Minas Gerais state, Brazil) and promote a comparison of the numerical results with the experimentally triaxial tests used. For this, it was considered the i) Mohr-Coulomb constitutive model, which does not adopt the critical state theory and is widely used in the Brazilian mining industry; and ii) the NorSand model, which is based on CSSM.

2 GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION

The work was conducted using the data available in the literature indicated by Eloi (2021), who developed a campaign of tests to discuss conventional and advanced laboratory procedures to evaluate the CSL in iron ore tailings, considering the performance of triaxial tests in drained conditions. According to the author, the data came from tests performed in the Geotechnical Laboratory (LabGeo) of the Faculty of Engineering of the University of Porto (FEUP).

The geotechnical characterization was defined by using i) the grain size distribution (LNEC E 196, 1966); ii) the specific gravity (Gs) considering the Portuguese Standard NP-83 (1965); and iii) drained triaxial tests with the specimens consolidated to 100 kPa, 200 kPa and 400 kPa. The tests performed to evaluate the Atterberg limits characterized the material as non-plastic (Eloi, 2021).

The grain size distribution curve (ASTM D422-63) indicated that the average material composition is 8.1% of sand, 83.6% of silt, and 8.3% of clay (Figure 1), with an average specific gravity (Gs) of 4.55.

Four drained isotropically consolidated triaxial compression tests were conducted with the iron ore tailings in: i) loose state (CID-01, CID-02, and CID-04); and ii) dense state (CID-03). The maximum deviatoric criterion was used to define the failure surface and were obtained the parameters of c' = 0 kPa and φ' = 35.4°.

The definition of the CSL was possible using the CID-01, CID-02 and CID-04 tests, as shown in Figure 2 (M = 1.397, $\varphi'_c = 34.5°$, λ = 0.037 and Γ = 1.038). Considering that the CID-03 test did not reach the CSL, which can occur by the dense condition of the tailings during the performance of the test and, consequently, by the possible formation of 'shear bands', it was not used to define the CSL. Also, according to ICOLD (2022), the difficulty of the CID-03 to reach the critical state can be associated with the distance of the void ratio of the CSL, since the further the void ratio is from the CSL, the greater the amount of volume change that needs to occur to reach the critical state.

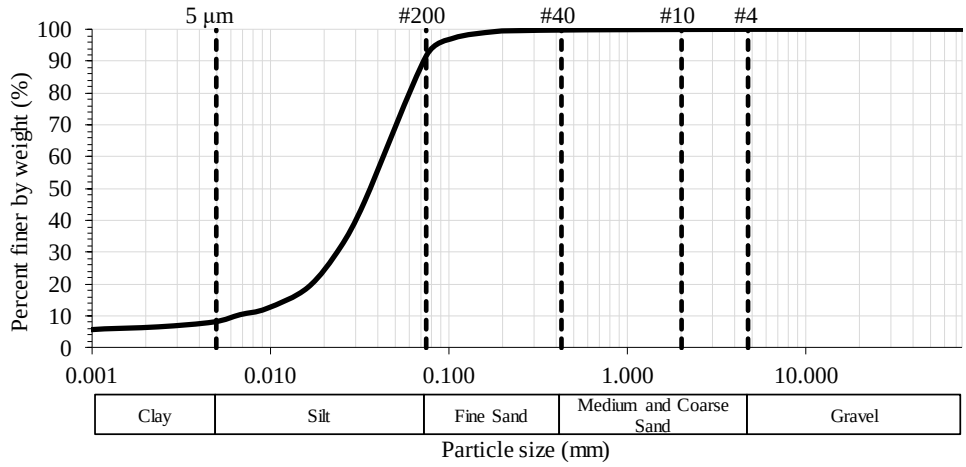


Figure 1 – Particle Size Distribution (PSD) according to the standard D422-63.

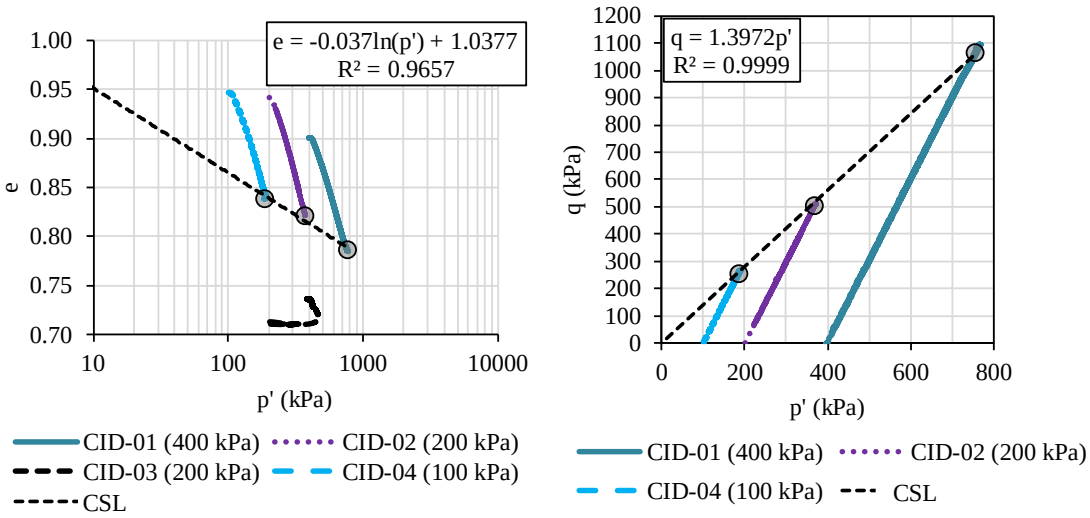


Figure 2 – CSL on the $e - p'$ and $q - p'$ planes.

3 CONSTITUTIVE MODELS

3.1 Mohr-Coulomb

The Mohr-Coulomb elastoplastic model uses a linear relationship between the shear stress (τ) and the effective normal stress (σ'), suggesting that the yield begins when the shear stress satisfies Equation 3.

$$\tau = c' + \sigma' \tan(\varphi') \tag{3}$$

Where c' is the effective cohesion intercept and φ' is the effective friction angle. The yield function, in terms of principal stress, is given as shown in Equation 4.

$$F_s(\sigma) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin(\varphi') - 2\cos\varphi' c' \tag{4}$$

Where σ_1 is the major principal stress and σ_3 is the minor principal stress. The yield function represents a pyramid of hexagonal cross section in the space of principal stress, which is fixed in the space of stress and does not change in size with additional plastic deformations. Thus, the model is normally described as perfectly plastic.

One of the limitations of this model is that the Mohr-Coulomb parameters are only associated with the strength of the soil, while it is also important to consider the behavior in terms of deformability/compressibility. Besides that, the perfectly plastic response becomes unfeasible since the volumetric deformation related to the plastic portion continues to develop indefinitely with additional shear, when the dilation angle (ψ) is greater than zero.

Table 1 presents the parameters defined after characterization to model the iron ore tailings with Mohr-Coulomb. Different values were evaluated for the effective Young's modulus (E') and Poisson's ratio (v), to obtain the best calibration for the analysis. Additionally, the dilation angle (ψ) was defined from the slope of the curve that describes the relationship between the volumetric strain (ε_v) and shear strain (ε_s) of the tailings.

Table 1. Mohr-Coulomb model parameters.

Parameters	CID-01	CID-02	CID-03	CID-04
e_0	0.90	0.94	0.71	0.95
γ (kN/m³)	28.12	27.73	30.13	27.69
E' (MPa)	15	7	70	4
v	0.10			
c' (kPa)	0.00			
φ' (°)	35.4			
ψ (°)	-	-	2.36	-

3.2 NorSand

Adopting the critical state theory in its formulation, the NorSand model was created in the 1980s and 1990s, using the experience observed in the construction of structures on loose sands. The model was initially described by Jefferies (1993) and later by research papers didactically compiled by Jefferies & Been (2016).

While the Cam-Clay model, which was the first model to consider the CSSM, adopts the existence of a single NCL parallel to the CSL as described by Taylor (1948), the NorSand model adopts the concept of infinite NCL, which differs according to the initial void ratio of the geomaterial, and the consideration that all of them intercept the CSL (Jefferies, 1993).

Knowing that the first model to adopt the state parameter (Ψ) within the CSSM was NorSand, Jefferies & Been (2016) suggest a unique relation between the state parameter and the maximum dilatancy (D_{min}), as shown in Equation 5.

$$D_{min} = \chi_{tc}\Psi \tag{5}$$

About the plasticity parameters of the model, the volumetric coupling coefficient from Nova's flow rule (N), which is also referred as stress-dilatancy, can be defined by Equation 6 (Jefferies & Shuttle, 2002), as well as the plastic hardening modulus (H) can be defined according to the calibration with the process Iterative Forward Modeling (IFM) proposed by Jefferies & Been (2016), using the Equation 7.

$$\eta_{máx} = M_{tc} - (1 - N)D_{min} \tag{6}$$

$$H = H_0 - H_y\Psi \tag{7}$$

Where for the present paper the N parameter was defined according to the CID-03 (dense condition) and the H_0 is the modulus for the condition of state parameter equal to zero, as well as H_y represents the modulus as a function of the state parameter. Table 2 presents the parameters defined after characterization to model the iron ore tailings with NorSand. It is noteworthy to mention that the elastic shear modulus (G) was adjusted to obtain the best calibration, since specific tests were not performed to define this parameter with assertiveness.

Table 2 – NorSand model parameters.

Parameters	CID-01	CID-02	CID-03	CID-04
e_0	0.90	0.94	0.71	0.95
γ (kN/m³)	28.12	27.73	30.13	27.69
OCR	1			
Ψ_0	0.08	0.10	-0.12	0.08
v	0.10			
G_{ref} (MPa)	50			
m	0.50			
p'_{ref}(kPa)	100			
Γ	1.037			
λ	0.037			
M	1.397			
N	0.498			
χ	5.822			
H	30	40	400	40
H_0	184.5			
H_y	1,666			

4 NUMERICAL ANALYSIS METHODOLOGY

The triaxial tests were modeled using the Finite Element Method (FEM) in GeoStudio 2021.3 software (SIGMA/W module), considering the axisymmetric condition. This option allows the simplification of the model's geometry and, consequently, the optimization of the calculation time.

The analysis was performed considering two phases: i) consolidation; and ii) shear. The option of isotropic elastic material was used for the consolidation, as well as in this phase was applied the boundary conditions and confining stress of 100 kPa, 200 kPa, and 400 kPa. In the sequence, the displacements and strains were reset, and the shear phase was initiated with the materials defined by the two constitutive models (Mohr-Coulomb and NorSand).

A first-order horizontal, as well as vertical displacement restrictions and strain control were adopted as boundary conditions, as well as a quadratic mesh with elements of 0.01 m was used.

5 RESULTS

Figure 3 shows the numerical calibration results obtained for the Mohr-Coulomb model and the experimental triaxial tests used.

Considering the strength behavior, the model presented values slightly higher than the drained triaxial compression tests, with emphasis on the CID-02 specimen, which showed the greatest difference between the numerical and experimental stress-strain response. Except for the CID-01 specimen, the numerical response indicated volumetric strains slightly higher than the triaxial tests.

After evaluating the numerical modeling, the inability of the model to reproduce the ductile/brittle behavior of the iron ore tailings was noted, being restricted to the perfectly plastic response, which is noticed from the abrupt change in the elastic/plastic behavior at axial strains near 7%. It is important to note that these behaviors occurred due to inherent limitations of the Mohr-Coulomb model, as was discussed in section 3.1 of the present paper.

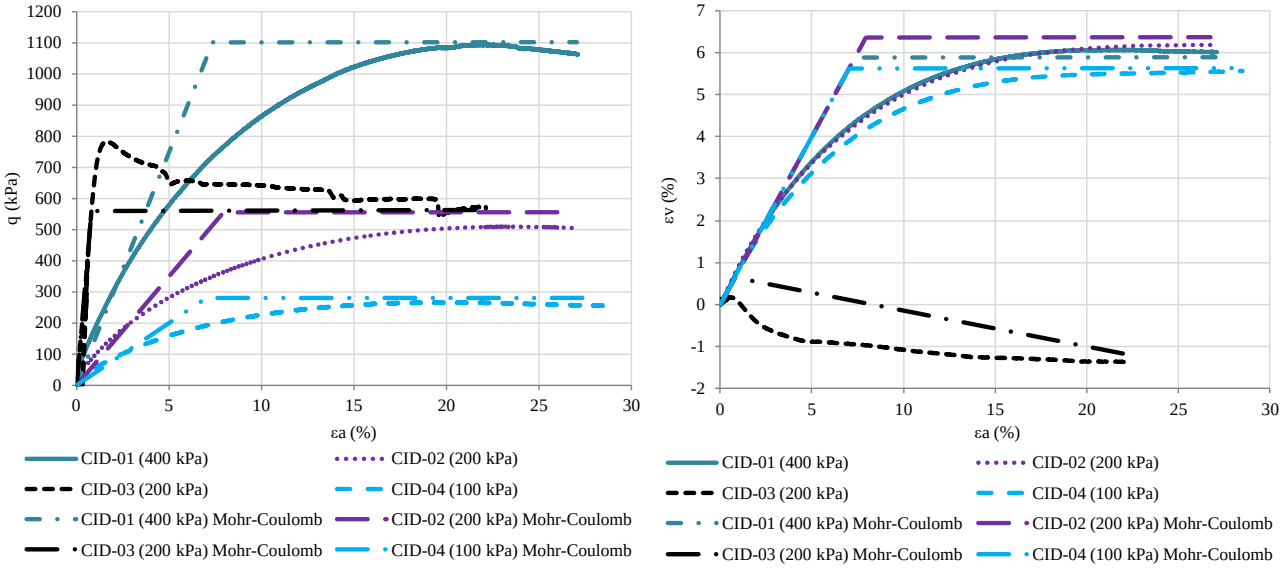


Figure 3 – Stress-strain (q - ε_a) and strain paths (ε_v - ε_a) – Mohr Coulomb model.

Despite the limitations, for many practical applications in materials with drained and contractive behavior at low strain levels, (ε_a < 5%), the model preserves a good adherence to the triaxial curves (indicated on the q - ε_a plane for the CID-01, CID-02 e CID-04 tests), with the behavior approaching a perfectly elastic behavior for these stress levels. This fact has justified the wide use of the model in the Brazilian mining industry nowadays. However, for structures subjected to higher strains or undrained conditions (associated with strain-softening behavior), this approximation can be classified as an oversimplification.

Considering the modeling with the NorSand model, Figure 4 shows the numerical calibration results obtained for the model and the experimental triaxial tests used.

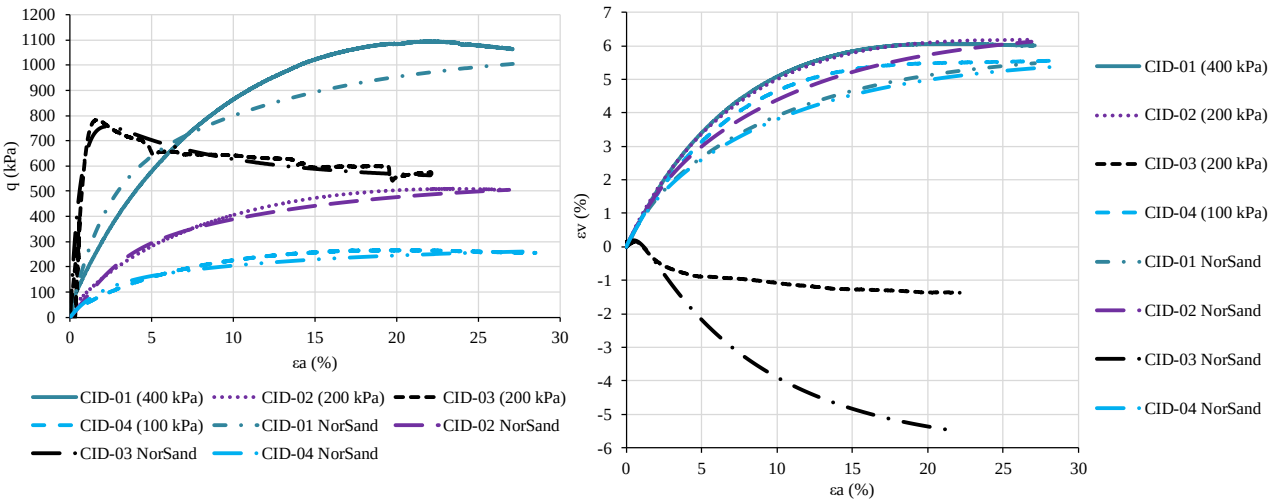


Figure 4 – Stress-strain (q - ε_a) and strain paths (ε_v - ε_a) – NorSand model.

As indicated by Figure 4, the stress-strain numerical results were close to the triaxial tests, showing that the CID-01 numerical result was the most divergent when compared with the experimental behavior. Also, the strength loss observed at low deformations (ε_a < 5%) in the CID-03 test was properly simulated by NorSand, which shows that the model reproduced the ductile/brittle behavior of the iron ore tailings, differently from the Mohr-Coulomb constitutive model.

Considering the strain paths for the loose specimens, the model indicated a good adherence in general. In this context, the numerical modeling results showed that the volumetric strain for loose specimens (CID-01, CID-02, and CID-04) was slightly lower than the triaxial tests, with the higher divergence observed in the CID-01 numerical model. For the dense specimen (CID-03), the model indicated a good adherence until the

peak deviator stress, while the post-peak condition did not fit the behavior indicated by the triaxial test. According to Silva et al. (2022), this divergence can be explained by the formation of 'shear bands' during the experimental tests performed with very dense samples and the difficulty of reproducing this phenomenon with numerical modeling and, consequently, with the NorSand model.

Desrues et al. (1996) evaluated the void ratio evolution inside the shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography and observed the tendency of the local void ratio to stabilize after a large jump during the first stage of the localization development (shear band). These findings could suggest that if it was possible to determine the void ratio inside the possible shear band of the CID-03 test, the NorSand model could better represent the phenomenon, since the model was able to simulate the void ratio variation until the CSL (which was expected), but considering the global void ratio of $e_0 = 0.71$ (Figure 5a).

To better calibrate the CID-03 test, different parameters of the model were evaluated and concluded that the state-dilatancy (χ) was responsible for the most influence in the volumetric strains (Figure 5b). It is noteworthy to mention that the χ parameter was defined with just one test in dense condition (CID-03).

To investigate the experimental reproducibility of χ, Reid et al. (2023) performed a dilatancy round robin between five laboratories, with testing undertaken on gold tailings. The study concluded that for samples reconstituted by dense moist tamping (DMT) and vibration-densification, the variation of χ was from 4 to 12, while for tests performed with samples reconstituted by slurry deposition (SD) and the air dried (AD) the variation of χ was from 1.5 to 2.1, showing that significant variation was seen. Considering the poor reproducibility of χ between laboratories, Reid et al. (2023) suggest it is currently prudent to acknowledge uncertainty in χ for the purpose of engineering analyses of TSFs. This aspect reinforces the need for carrying out very careful tests (Viana da Fonseca et al., 2021) to seek greater assertiveness of this parameter.

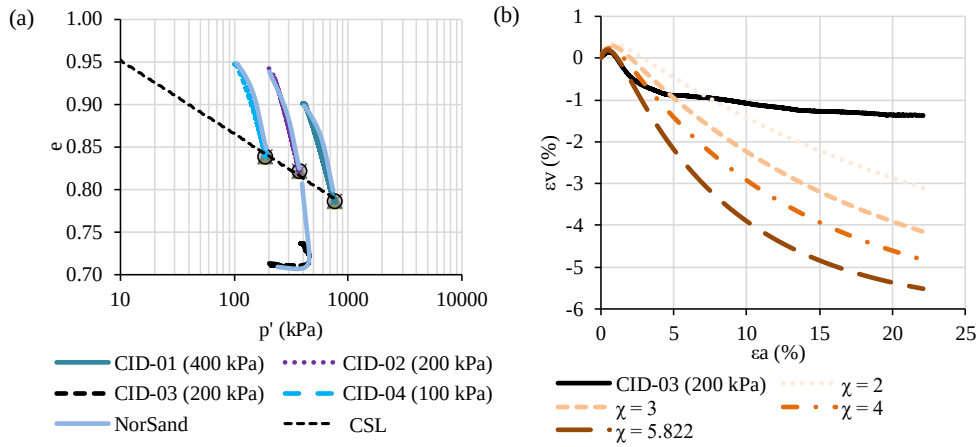


Figure 5 – (a) void ratio variation and (b) sensibility evaluation of χ – NorSand model.

6 CONCLUSIONS

This paper presented an evaluation of the behavior of an iron ore tailings using numerical models (Mohr-Coulomb and NorSand) to calibrate four experimental drained triaxial tests performed on silt tailings. Also, characterization of the tailings was presented to describe the material, which did not reach the critical state for the CID-03 test in the dense condition. The difficulty of the CID-03 to reach the CSL can be associated with the occurrence of 'shear bands' during the test and the distance of the void ratio of the CSL, since the further the void ratio is from the CSL, the greater the amount of volume change to reach it (ICOLD, 2022).

The numerical results from the use of the Mohr-Coulomb model confirmed the limitations in terms of perfectly plastic response, not being able to simulate the ductile/brittle behavior of the material. The model preserved a good adherence to the experimental curves just for behavior at low strain levels, ($\varepsilon_a < 5\%$).

The NorSand simulated the ductile/brittle behavior of the material, but the numerical results for the material in dense condition (CID-03) indicated considerably volumetric strains compared to the triaxial test, which can be associated with the occurrence of 'shear bands' during the experimental tests (Desrues et al., 1996; Silva et al., 2022). Additionally, difficulty in using the state-dilatancy (χ) was highlighted, since it was defined just with only one triaxial test and a higher quantity of tests in dense condition can provide a better calibration of this parameter, considering its possible uncertainty (Reid et al, 2023).

The results indicated by the NorSand model are good evidence to illustrate the importance of considering the concepts of the CSSM in stress-strain studies, especially in the Brazilian mining industry, in which simplified models and approaches are adopted.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge NUGEO/UFOP and Pimenta de Ávila Consultoria.

REFERENCES

ASTM D422-63. (2007). *Standard test method for particle-size analysis of soils*. ASTM International, West Conshohocken, PA. http://dx.doi.org/10.1520/D0422-63R07E01.

Carneiro, J.J.V., Faria, A.O., dos Santos Júnior, M.P. (2023). *Calibration of Modified Cam-Clay Parameters for Red Mud Tailings – A Case Study*. In Proceedings of Tailings and Mine Waste 2023 (pp. 69-80). Vancouver.

Costa, F.F.S., Delgado, B.G., Castilho, B.M. (2024). *Numerical sensitivity analysis for stress-strain simulation and flow liquefaction assessment of tailings storage facilities using the NorSand constitutive model*. Soils and Rocks, 47(1), 1-9. https://doi.org/10.28927/SR.2024.011322.

Desrues, J., Chambon, R., Mokni, M., Mazerolle, F. (1996). *Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography*. Geotechnique, 46(3), 529-546. https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.3.529.

Eloi, D.M. (2021). *Ensaios triaxiais com procedimentos convencionais e avançados para avaliação de estados críticos*. MSc dissertation, Universidade do Porto, 99 p. https://hdl.handle.net/10216/133473.

International Commission on Large Dams (ICOLD). (2022) 'Tailings Dam Safety Bulletin N° 194, Version 1.0', Paris.

Inspeção Geral dos Produtos Agrícolas e Industriais – IGPAI. (1965). NP-83: determinação da densidade das partículas. Lisboa: IGPAI (in Portuguese).

Jefferies, M. (1993). *Nor-Sand: a simple critical state model for sand*. Geotechnique, 43(1), 91-103. http://dx.doi.org/10.1680/geot.1993.43.1.91.

Jefferies, M., & Been, K. (2016). *Soil liquefaction: a critical state approach (2nd ed.)*. Boca Raton: CRC Press.

Jefferies, M., & Shuttle, D.A. (2002). *Dilatancy in general Cambridge-type models*. Geotechnique, 52(9), 625-638. http://dx.doi.org/10.1680/geot.2002.52.9.625.

Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC. (1966). *LNEC E 196: solos: análise granulométrica*. Lisboa: LNEC (in Portuguese).

Reid, D., Fourie, A., Dickinson, S., Shanmugarajah, T., Fanni, R., Smith, K., Garfias, J., Yuan, B., Ghafghazi, M. and Duyvestyn, A. (2023). *Results of a dilatancy round robin*. Canadian Geotechnical Journal. In press.

Silva, J.P.S., Cacciari, P.P., Torres, V.F.N., Ribeiro, L.F.M., & Assis, A.P. (2022). *Behavioural analysis of iron ore tailings through critical state soil mechanics*. Soils and Rocks, 45(2), 1-13. http://dx.doi.org/10.28927/SR.2022.071921.

Smith, K., Fanni, R., Chapman, P., & Reid, D. (2019). *Critical state testing of tailings: comparison between various tailings and implications for design*. In Proceedings of the Tailings and Mine Waste (pp. 1183-1195). Vancouver: University of British Columbia.

Taylor, D.W. (1948). Fundamentals of soil mechanics. New York: John Wiley & Sons.

Viana da Fonseca, A., Cordeiro, D., & Molina-Gómez, F. (2021). *Recommended procedures to assess critical state locus from triaxial tests in cohesionless remoulded samples*. Geotechnics, 1(1), 95-127. http://dx.doi.org/10.3390/geotechnics1010006.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/476

O Impacto do Planejamento e Controle de Manutenção na Eficiência da Gestão de Ativos Geotécnicos: Evidências de uma Barragem de Mineração

Manuela Cabral Caetano
Engenheira Civil, Instituto Água e Terra, Curitiba, Brasil, manuelacabral@iat.pr.gov.br

Pedro Vitor Máximo Pereira
Consultor de Gestão de Projetos de Capital e Infraestrutura**,** Alvarez e Marsal Consultoria em Infraestrutura LTDA, Nova Lima, Brasil, ppereira@alvarezandmarsal.com

Hyllttonn W. D. Bazan
Gerente Técnico de Instrumentação e Monitoramento Geotécnico, Vale S.A., Nova Lima, Brasil, h.bazan@vale.com

Leila Diniz Tolentino
Analista de Confiabilidade, Progen Projetos Gerenciamento e Engenharia S.A, Nova Lima, Brasil, leila.viana@progen.com.br

Victor Hugo Fago Soares
Engenheiro Eletrônico e de Telecomunicações, Progen Projetos Gerenciamento e Engenharia S.A, Nova Lima, Brasil, victor.soares@progen.com.br

RESUMO: O Planejamento e Controle de Manutenção (PCM) é um processo amplamente reconhecido por sua capacidade de aprimorar a qualidade, disponibilidade e confiabilidade de dispositivos e ativos, particularmente em indústrias com processos mecânicos controlados. Este artigo explora a aplicação do PCM em contextos relacionados a estruturas geotécnicas, com foco na análise de falhas e priorização de ativos suscetíveis a anomalias. O PCM surge como uma ferramenta valiosa para a gestão de ativos geotécnicos, especialmente em estruturas críticas, como barragens, onde a segurança é de suma importância. Através da criação de planos de manutenção preventiva, identificação de indicadores-chave de desempenho e estabelecimento de sistemas de controle eficazes, o PCM tem como objetivo reduzir o risco de falhas, assegurando a integridade dessas estruturas. Um projeto piloto de aplicação do PCM foi realizado em uma barragem em Nova Lima, Minas Gerais, em 2023. A implementação do PCM envolveu a inclusão de planos sistemáticos para inspeção, manutenção de instrumentação e infraestrutura (roçada, limpeza de drenagem e controle de pragas) no sistema SAP. Essa iniciativa proporcionou uma visão mais abrangente e estratégica das operações de manutenção. A análise de dados históricos de inspeções permitiu uma avaliação detalhada das tendências de falhas e deficiências nas estruturas, impulsionando melhorias contínuas nas atividades de manutenção. A comparação do desempenho antes e depois da implementação do PCM forneceu evidências sólidas do impacto positivo dessa abordagem na qualidade, disponibilidade e confiabilidade das estruturas da barragem.

PALAVRAS-CHAVE: Planejamento e Controle de Manutenção, Gestão de Ativos Geotécnicos, Barragens de Mineração

ABSTRACT: Maintenance Planning and Control (PCM) is a process widely recognized for its ability to improve the quality, availability and reliability of devices and assets, particularly in industries with controlled mechanical processes. This article explores the application of PCM in contexts related to geotechnical structures, with a focus on failure analysis and prioritization of assets susceptible to anomalies. PCM has emerged as a valuable tool for managing geotechnical assets, especially in critical structures such as dams, where safety is of paramount importance. By creating preventive maintenance plans, identifying key performance indicators and establishing effective control systems, PCM aims to reduce the risk of failure, ensuring the integrity of these structures. A pilot project to apply PCM was carried out on a dam in Nova Lima, Minas Gerais, in 2023. The implementation of PCM involved the inclusion of systematic plans for inspection, maintenance of instrumentation and infrastructure (mowing, drainage cleaning and pest control) in the SAP system. This initiative provided a more comprehensive and strategic view of maintenance operations. The analysis of historical inspection data has enabled a detailed assessment of trends in faults and deficiencies in structures, driving continuous improvements in maintenance activities. Comparing performance before and after the implementation of PCM provided solid evidence of the positive impact of this approach on the quality, availability and reliability of the dam's structures.

KEYWORDS: Maintenance Planning and Control, Geotechnical Asset Management, Mining Dams

1 INTRODUÇÃO

A gestão de ativos geotécnicos em barragens de mineração é uma atividade crítica para garantir a segurança e a operação eficiente das instalações. O Planejamento e Controle de Manutenção (PCM) é uma ferramenta essencial para essa gestão, pois permite a otimização dos recursos e a minimização dos riscos de falhas.

A atividade de manutenção em barragens é importante por várias razões. Primeiro, ela ajuda a garantir a operação segura da barragem, protegendo a vida e a propriedade das comunidades a jusante. Além disso, a manutenção adequada ajuda a estender a vida útil da estrutura e a alcançar os objetivos pretendidos, como controle de enchentes, geração de energia, irrigação, disposição de rejeitos, entre outros. A manutenção também desempenha um papel importante na proteção do meio ambiente, preservando habitats de peixes e vida selvagem. Por fim, a atividade de manutenção ajuda a proteger o investimento feito na construção da barragem, garantindo que ela esteja em boas condições e funcionando.

Segundo a Association of State Dam Safety Officials (ASDSO) dos Estados Unidos a operação de barragens refere-se às atividades e procedimentos necessários para garantir o funcionamento adequado da barragem e de seus compenentes associados. Isso inclui o funcionamento dos mecanismos operacionais, como comportas e válvulas, o monitoramento das condições da barragem, como níveis de água e vazões, e a implementação de medidas de segurança para proteger o público e os trabalhadores. A operação de barragens é essencial para garantir a segurança e o desempenho adequado da barragem.

Já a manutenção de barragens refere-se às atividades de manutenção e reparo necessárias para garantir sua integridade estrutural e o bom funcionamento. Isso inclui a inspeção regular dos componentes da barragem, a identificação e correção de deficiências, a limpeza e o reparo de equipamentos, e a realização de testes de desempenho. A manutenção de barragens é fundamental para garantir a segurança a longo prazo e prevenir falhas ou danos que possam comprometer sua estabilidade e funcionalidade.

As atividades de manutenção desse tipo de estrutura incluem uma variedade de tarefas para garantir a operação segura e eficiente das estruturas. Algumas das principais atividades de manutenção são:

- Inspeções regulares: verificação da condição da vegetação, tocas de animais, erosão, rachaduras, surgências, vazamentos e funcionamento adequado dos equipamentos. A frequência varia de acordo com o componente (mensal, trimestral, anual);
- Controle de vegetação: remoção de vegetação indesejada para evitar danos aos taludes, bem como manter uma condição que permita acompanhar o surgimento de anomalias e possibilite o acesso aos elementos da estrutura;
- Remoção de detritos: limpeza de detritos de vertedouros, canais e outras áreas para garantir o fluxo adequado da água e evitar bloqueios;
- Proteção de taludes: manutenção e reparo de medidas de proteção dos taludes, como riprap, para evitar erosões e demais anomalias;

- Manutenção de concreto e metal: reparo de rachaduras, juntas e corrosão em estruturas de concreto e metal;
- Manutenção de equipamentos: garantia do funcionamento adequado e da funcionalidade de válvulas, comportas, bombas e outros equipamentos por meio de verificações regulares, lubrificação e substituições;
- Instrumentação e comunicação: realização de inspeções regulares de instrumentos e testes de confiabilidade de equipamentos de comunicação;
- Segurança e proteção: manutenção de cercas de segurança, sirenes, e prevenção de invasões na área da barragem;
- Manutenção de vias de acesso: manter as vias de acesso limpas e em boas condições.

Já a rotina de manutenção da instrumentação geotécnica da barragem abrange uma série de atividades fundamentais para garantir a precisão e a confiabilidade dos dados obtidos. Entre essas atividades, destacam-se as inspeções regulares, que visam identificar possíveis anomalias ou falhas antes que causem problemas maiores; as calibrações e aferições, fundamentais para assegurar que os instrumentos estejam medindo corretamente; e os testes de vida, que avaliam a permeabilidade dos instrumentos de tubo aberto (piezômetros e indicadores de nível da água). Estas manutenções preventivas são essenciais para manter o desempenho ideal dos equipamentos, minimizando o risco de falhas inesperadas e prolongando sua vida útil.

O Planejamento e Controle da Manutenção (PCM) é uma parte essencial da gestão de manutenção. Ele envolve o desenvolvimento de estratégias e processos para garantir que a manutenção seja realizada de forma eficiente e eficaz. O planejamento inclui a identificação das tarefas de manutenção necessárias, a alocação de recursos adequados e a programação das atividades. O controle envolve o monitoramento e a supervisão das atividades de manutenção para garantir que elas sejam executadas conforme planejado e que os resultados sejam alcançados. O objetivo final do Planejamento e Controle da Manutenção é maximizar a disponibilidade operacional, reduzir os custos de manutenção e melhorar a qualidade e a segurança dos ativos (Ben-Daya et al., 2009).

A manutenção preventiva é uma estratégia organizada para realizar a manutenção em intervalos predeterminados, a fim de reduzir a probabilidade de falha ou degradação de desempenho de um equipamento. Ela pode ser classificada em manutenção de intervalo constante ou manutenção realizada em intervalos fixos, equilibrando o risco de falha com intervalos longos e os custos de manutenção preventiva com intervalos curtos. Na manutenção baseada em idade, a manutenção é realizada apenas após o sistema atingir uma idade específica, reduzindo o número de intervalos de manutenção em comparação com a manutenção de intervalo constante (Ben-Daya et al., 2009).

Os indicadores de desempenho são importantes para o controle da manutenção por várias razões. Primeiro, eles fornecem uma medida quantificável do desempenho da manutenção, permitindo que os gestores avaliem a eficácia das atividades de manutenção. Isso ajuda a identificar áreas problemáticas, alocar recursos adequadamente e tomar decisões corretivas. Além disso, permitem o monitoramento contínuo do desempenho da manutenção ao longo do tempo. Isso ajuda a identificar tendências e padrões, permitindo que os gestores tomem medidas proativas para melhorar a eficiência e a eficácia da manutenção. Os indicadores de desempenho também são importantes para o benchmarking, ou seja, a comparação do desempenho da manutenção com padrões internos ou externos. Isso permite que as organizações identifiquem áreas de melhoria e adotem melhores práticas da indústria (Ben-Daya et al., 2009).

A análise de falhas deve ser feita de forma sistemática, seguindo uma abordagem lógica. Uma das abordagens populares é a Análise de Modos e Efeitos de Falha (FMEA), que pode ser adaptada para analisar erros humanos na manutenção e recomendar estratégias para eliminá-los ou mitigá-los. A FMEA identifica os modos de falha e seus efeitos, permitindo que a manutenção direcione a atenção para os componentes críticos que devem ser inspecionados e substituídos antes da falha (Ben-Daya et al., 2009).

A RESOLUÇÃO ANM Nº 95/2022, em consonância com as melhores práticas internacionais de segurança de barragens, preconiza a implementação de um programa abrangente de manutenções, incluindo as seguintes modalidades:

Manutenção Preventiva: O documento recomenda o planejamento e a execução de manutenções preventivas, com foco na inspeção regular e no cuidado proativo das barragens. Tal planejamento deve considerar os seguintes aspectos:

- Identificação e descrição dos elementos da estrutura: mapeamento detalhado de todos os elementos que compõem a barragem, incluindo seus componentes e características relevantes;

- Análise de perigos e procedimentos de segurança: avaliação minuciosa dos riscos potenciais associados à cada estrutura, com a definição de medidas de segurança específicas para mitigar tais riscos;
- Definição de responsabilidades: designação clara de pessoas ou equipes responsáveis pela execução das atividades de manutenção, com a devida qualificação e expertise;
- Estimativa de recursos: cálculo preciso dos recursos humanos, materiais e financeiros necessários para a realização das manutenções;
- Estabelecimento de frequências: determinação da periodicidade ideal para as atividades de manutenção preventiva, considerando fatores como tipo de estrutura, histórico de desempenho e condições ambientais.

Manutenção Preditiva: a Resolução incentiva a adoção de técnicas de monitoramento e diagnóstico para identificar potenciais falhas em seus estágios iniciais, permitindo ações corretivas tempestivas e evitando danos maiores.

Manutenção Corretiva: o documento reconhece a importância da pronta resposta a falhas e anomalias detectadas, através da implementação de medidas corretivas eficazes para restaurar a segurança e o funcionamento adequado das estruturas.

A combinação de diferentes tipos de manutenções, conforme preconizado pela RESOLUÇÃO ANM Nº 95/2022, contribui para a otimização da gestão de barragens, assegurando sua longevidade, operabilidade e, acima de tudo, a segurança das pessoas e do meio ambiente.

1.2 Barragem em Estudo

A barragem do estudo está localizada no município de Nova Lima, Minas Gerais. A barragem foi construída com a finalidade de conter os rejeitos gerados no beneficiamento do minério de ferro, reservar água para abastecimento industrial e clarificar o efluente final da Mina de Águas Claras da Vale S.A. O método construtivo da estrutura é alteamento a jusante. Desde o encerramento das atividades de mineração na mina, no final do ano de 2002, a função da estrutura consiste na contenção de sedimentos provenientes de sua bacia de contribuição.

2 METODOLOGIA

2.1 Levantamento de Dados e Análise de Confiabilidade

Para esse estudo, foram utilizados os dados coletados durante as inspeções geotecnicas realizadas na estrutura ao longo de 5 anos. O período de análise compreende os anos de 2018 a 2023. As informações obtidas são oriundas do banco de dados da Vale S.A., o GEOTEC, onde o apontamento das anomalias detectadas durante a inspeção é realizado, sendo que nesse período foram captadas 275 anomalias. Ao efetuar o tratamento dos dados foi possível estratificar as anomalias, conforme a Figura 1.

Com base no resultado apresentado, observou-se que as anomalias mais recorrentes são referentes a “Drenagem superficial obstruída”, “Assoreamento”, “Buracos causados por animais” e “Vegetação alta”, sendo responsáveis por 40% das anomalias registradas durante o período em estudo. Outra analise realizada foi referente a distribuição mensal das anomalias, para verificar a existência de padrões. O resultado está na Figura 2.

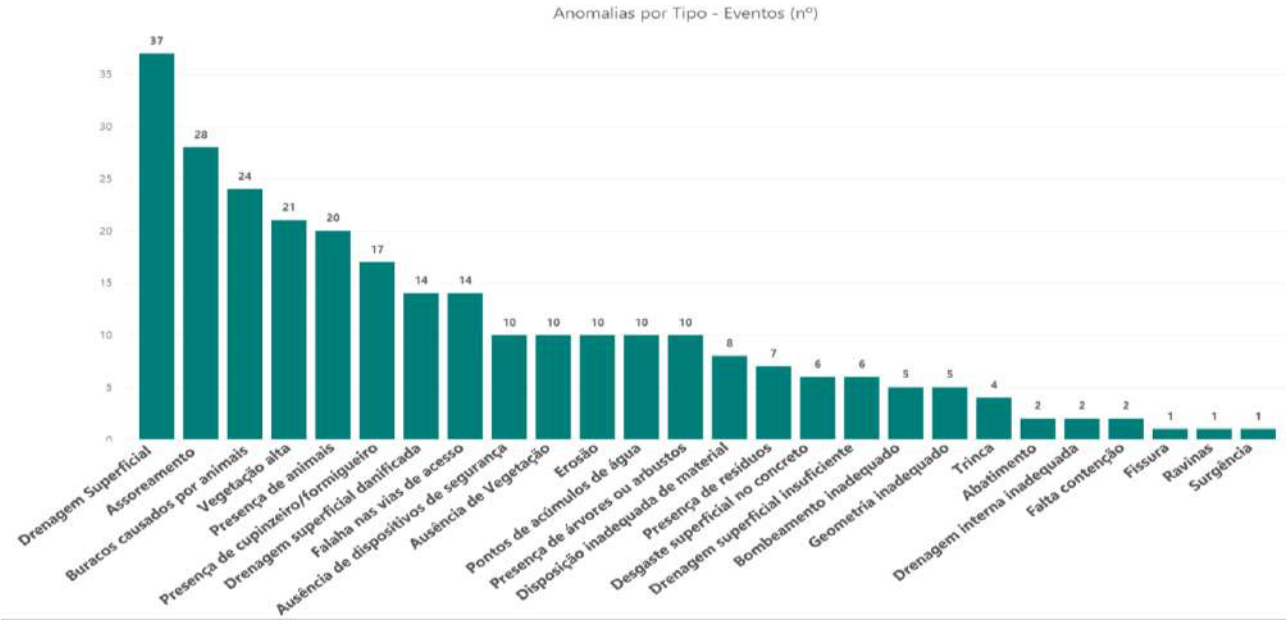


Figura 1 - Eventos de recorrência de anomalias entre 2018 e 2023 (Fonte: Autores, 2024)

Figura 2 - Distribuição mensal das recorrências de anomalias (Fonte: Autores, 2024)

O gráfico mostra uma maior recorrência de anomalias durante os meses entre outubro e março, que é marcado pelo período de chuvas mais intensas na região onde a barragem em estudo se encontra. A Figura 3 contém a precipitação média mensal fornecido por pluviógrafo locado na Mina Águas Claras durante o período de 2020 à 2022.

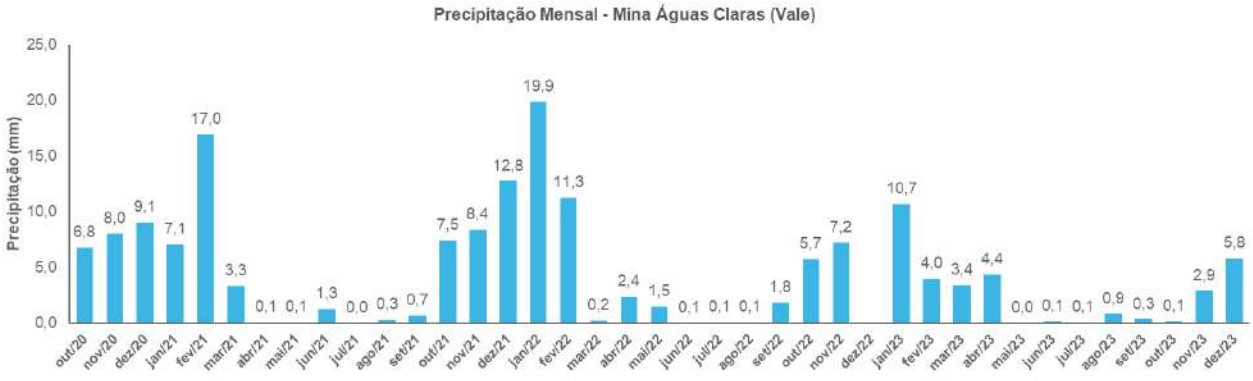


Figura 3 - Dados de precipitação mensal na Mina Águas Claras (Fonte: Autores, 2024)

A maior incidência de anomalias pode estar relacionada à maior recorrência de chuvas entre os meses de outubro e março, como a obstrução de drenagem superficial, assoreamento e erosões, que foram apontadas na Figura 1 como estando entre as anomalias com maior recorrência na estrutura.

Uma das frentes do processo, prevista para ser desenvolvida durante 2024 e 2025, é a análise de confiabilidade. É uma ferramenta empregada em outras fases da indústria, que conforme Faria (2014), trata da

redução de falhas e maximização do tempo de operação normal dos equipamentos, tendo caráter de aumento de eficiência e segurança das operações.

O processo de confiabilidade está em fase de adaptação para a geotecnia, podendo agregar na estratégia de manutenção ao possibilitar uma análise crítica das anomalias existentes, tornando visível suas reincidência, ou seja, ocorrências dentro de um determinado período. Isso viabiliza adequações nos planos de manutenção, prevenindo que a instrumentação geotécnica ou componentes da barragem atinjam um estado de falha.

2.1 Desenvolvimento de Plano de PCM

Durante o período entre 2018 e 2022, as correções de anomalias apontadas pelas inspeções, bem como a manutenção da barragem eram realizadas pelas equipes de infraestrutura, e a manutenção da instrumentação geotécnia ocorria de forma corretiva, após falhas. Com o início da implantação do PCM em 2022, as atividades de manutenção de instrumentação passaram a ser planejadas e controladas no SAP, sistema adotado pela Vale para essa finalidade, e com isso, os planos de inspeção, manutenção preventiva e aferição tiveram maior visibilidade.

Durante o ano de 2023, houve uma iniciativa envolvento a equipe de PCM, Engenharia de Manutenção de Ativos Geotécnicos e Equipes de Infraestrutura, para o desenvolvimento de um Piloto que definisse a estratégia de manutenção das atividades necessárias para manter as condições de integridade de uma barragem. De acordo com Adeyeri et al. (2011), a estratégia de manutenção consiste na metodologia adotada para sistematização das tarefas de manutenção, buscando a melhoria da confiabilidade e regularidade de operação dos sistemas produtivos.

Para isso, foi importante entender a rotina desenvolvida pelas equipes de infraestrutura, bem como as atividades envolvidas durante uma campanha de manutenção. É um entendimento importante, por questão de mobilização de recursos humanos e logísticos, envolvendo gestão de contratos e contrução de estruturas temporárias para suporte das atividades.

A princípio, a rotina envolvia as seguintes atividades: roçada e controle de vegetação arbustiva, limpeza do sistema de drenagem, reparo das estruturas de concreto e de madeira, pintura das canaletas e identificação de instrumentação, correção de erosões, controle de pragas, preenchimento de buracos causados por animais, revegetação e remoção de resíduos.

A partir disso foi necessário estratificar as atividades de forma a entender o que poderia ser enquadrado como uma rotina de manutenção sistemática e o que poderia ser idenficado como uma manutenção condicional. A difenciação se deu principalmente pelo fato das sistemáticas ocorrerem em períodos determinados, sendo possível estipular o tempo gasto na atividade, bem como o número de recursos humanos e materiais necessários, enquanto as condicionais só ocorrem a partir do momento que uma anomalia é identificada.

Com isso, concluiu-se que as seguintes atividades poderiam ser sistemáticas: roçada, limpeza do sistema de drenagem e controle de pragas. Esses três serviços devem ocorrer independentemente da existência de uma anomalia, tem uma períodicidade definida para sua execução, e possibilitam a definição dos recursos necessários e tempo gasto para o desenvolvimento das atividades.

Como as demais atividades da rotina de infraestrutura não atendem a esses três requisitos, elas são consideradas como manutenções condicionais, devendo ter sua necessidade apontada após as inspeções geotécnicas da barragem. Logo, durante o piloto ficou acordado que inspeções precederiam as campanhas de manutenção, de forma que as anomalias encontradas pudessem ser tratadas utilizando as equipes mobilizadas e estrutura de apoio disponibilizada para as manutenções preventivas.

2.1 Implementação do Sistema de PCM

O processo de PCM foi implementado no período de 24 meses com a definição das diretrizes e atividades de manutenção da geotecnia, na estruturação das funções e responsabilidades dos participantes do processo: PCM, Engenharia de Manutenção de Ativos e Executantes e definição do software de gestão, o SAP e integrações necessárias com o sistema de gestão de anomalias da geotecnia, GEOTEC.

A implementação do PCM apresentou um ganho no processo de manutenção, auxíliando na maior visibilidade das atividades, controle e distribuição de recursos, assim como um ganho na segurança durante o desenvolvimento das atividades. A partir do momento que uma manutenção sistemática é cadastrada no SAP,

se torna necessário descrever as atividades que devem ser desenvolvidas pelas equipes de campo, bem como as permissões de trabalho, treinamentos e equipamentos de proteção individuais necessários.

Uma ferramenta utilizada é o "Mapa de 52 Semanas", que compila os planos sistemáticos existentes no SAP, podendo ter uma representação gráfica. Com isso, é possível visualizar caminhos críticos de manutenção, possibilitando ao PCM gerir as equipes de trabalho e insumos de forma otimizada. Alguns exemplos disso estão representados pelo Gráfico de Gant apresentados na Figura 3 e Figura 4.

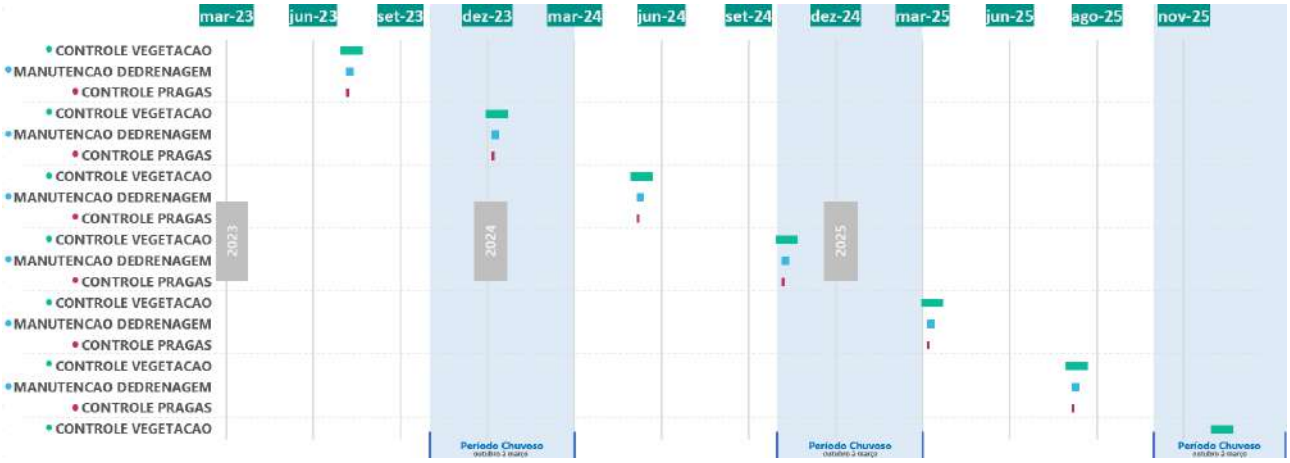


Figura 4 - Mapa de 52 Semanas dos Serviços de Infraestrutura (Fonte: Autores, 2024)

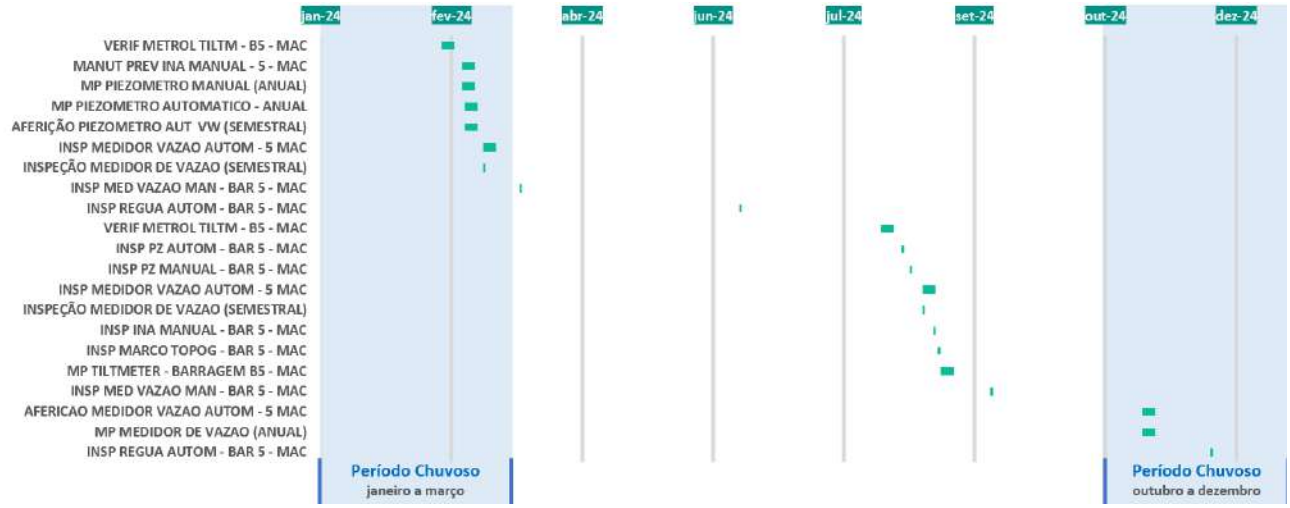


Figura 5 - Mapa de 52 Semanas das Manutenções de Instrumentação (Fonte: Autores, 2024)

Uma utilização interessante para o Mapa de 52 Semanas é a visualização dos períodos nos quais os serviços de roçada, limpeza de sistema de drenagem e controle de pragas estão previstos, deste modo, conhecendo-se o período de chuvas, atentar para a necessidade de manutenções condicionais ou, então, reprogramação das atividades sistemáticas.

3 RESULTADOS

A implementação do PCM na barragem de mineração resultou em diversos benefícios, como:

- Sistematização das atividades de infraestrutura: incluir as manutenções preventivas no SAP agrega maior segurança e controle ao processo;
- Início do processo de confiabilidade: as atividades desenvolvidas permitem a obtenção de dados mais confiáveis para entendimento de recorrência de anomalias na barragem em estudo;

- Redução do tempo de parada dos instrumentos: a implementação de planos de manutenção preventiva e preditiva contribuiu para a redução do tempo de parada dos instrumentos automatizados da barragem para reparos;
- Diminuição dos custos de manutenção: a otimização das atividades de manutenção resultou na diminuição dos custos de manutenção da barragem;
- Aumento da confiabilidade: a adoção de um sistema de PCM contribuiu para o aumento da confiabilidade da barragem, reduzindo o risco de falhas;
- Melhoria da segurança: a implementação do PCM resultou em uma gestão mais segura da barragem, minimizando os riscos para os trabalhadores e para a comunidade local.

4 CONCLUSÃO

O estudo de caso demonstra os impactos positivos do PCM na gestão de barragens de mineração. Isso ocorre ao agregar maior previsibilidade nas manutenções, garantir medidas de segurança para execução de atividades, e assim, auxiliar na diminuição de falhas na estrutura e seus componentes. O PCM também possibilita a parametrização dos processos, de forma a possibilitar o acompanhamento por meio de indicadores, o que garante maior visibilidade de *gaps* e melhorias para as equipes envolvidas.

5 RECOMENDAÇÕES

Recomenda-se a implementação do PCM em outras barragens de mineração, como forma de otimizar a gestão de ativos geotécnicos e garantir a segurança das instalações. Além disso, é importante ressaltar a necessidade de treinamento para os profissionais envolvidos na operação, inspeção e manutenção da barragem, a fim de garantir a efetividade do sistema de PCM, bem como nas definições claras sobre os papéis e responsabilidades e esclarecimentos sobre as atividades de manutenção.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Vale S.A pelo fornecimento dos dados e pela iniciativa que foram fundamentais para a elaboração deste trabalho. Os autores acreditam que trabalhos como esse desempenham um papel fundamental no fortalecimento da segurança barragens de rejeito.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adeyeri M.K, Karrem B., Ayodeji S.P, Emovon I. (2011) “Dynamic Maintenance Strategy, the Panacea to Materials Wastage from Machinery”. *Proceedings of the World Congress on Engineering.* Vol 1. London, U.K.

Association of State Dam Safety Officials (ASDSO), Training Aids for Dam Safety, How to organize an operation and maintenance program. https://damsafety.org/sites/default/files/files/TADS-HowOrganizeOperationMaintenanceProgram.pdf

Agência Nacional de Mineração (ANM). RESOLUÇÃO ANM Nº 95, DE 07 DE FEVEREIRO DE 2022. Dispõe sobre os critérios e procedimentos para a classificação das barragens de mineração, a segurança de barragens de mineração, a inspeção e o monitoramento de barragens de mineração, e dá outras providências. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 18 fev. 2022. Seção 1, p. 69-79.

Ben-Daya, M., Duffuaa, S. O., Raouf, A., Knezevic, J., & Ait-Kadi, D. (Eds.). (2009). *Handbook of maintenance management and engineering*. Springer London. https://doi.org/10.1007/978-1-84882-472-0

Faria, P. H. L (2014). *Estudo de confiabilidade de manutenção em sistemas de expedição de produtos de mineração.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Escola de Engenharia / UFRGS. 102p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/477

Open pit slope design applied to mineral reserve statement rules, SEC S-K 1300

Henrique Guimarães Pedrosa
Geólogo, Vale, Nova Lima, Brazil, henrique.guimaraes.pedrosa@vale.com

Leonardo Alberto Sala
Geólogo, Vale, Nova Lima, Brazil, leonardo.sala@vale.com

Cissa Lopes Lanna
Engenheira de Minas, Vale, Nova Lima, Brazil, cissa.lanna@vale.com

Alexandre Martins Ferreira
Engenheiro Civil, Vale, Nova Lima, Brazil, alexandre.martins.ferreira@vale.com

Teófilo Costa
Geólogo, Vale, Nova Lima, Brazil, teofilo.costa@vale.com

ABSTRACT: O dimensionamento da cava é um dos fatores que mais influenciam nas declarações de recursos e reservas minerais (MRMR). A falta de informações e a baixa confiabilidade dos parâmetros geotécnicos podem significar perdas significativas nas reservas minerais devido a um projeto de talude excessivamente conservador ou a um projeto de talude de cava inseguro e impraticável. Este artigo apresenta boas práticas para o dimensionamento de taludes de cavas, destacando o processo interativo entre o planejamento de mina e as áreas geotécnicas, que deve ocorrer de forma a garantir conceitos padronizados e rastreabilidade ao longo de todo o processo de dimensionamento da cava, desde a avaliação matemática do valor presente líquido até a operacionalização da cava. Acreditamos que esta metodologia aumentará a confiabilidade do dimensionamento de cavas, de acordo com os regulamentos da SEC (Securities and Exchange Commission) e os padrões internacionais de declarações de reservas minerais delineados pelo CRIRSCO (Committee for Mineral Reserves International Reporting Standards).

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento de taludes de cavas, parâmetros geotécnicos, planejamento de mina, MRMR, SEC.

ABSTRACT: The pit slope design is one of the most influential factors in mineral resource and reserves statements (MRMR). The lack of information and the low reliability of geotechnical input can result in significant losses in mineral reserves due to either an overly conservative pit slope design or an unsafe and impractical pit slope design. This paper presents good practices for pit slope design, emphasizing the interactive process between mine planning and geotechnical areas. This process ensures standardized concepts and traceability throughout the entire pit design process, from the mathematical evaluation of net present value to the operationalization of the pit shell. We believe this methodology will enhance the reliability of pit design, in accordance with the regulations of the Securities and Exchange Commission (SEC) and the international standards for mineral reserves statements outlined by CRIRSCO (Committee for Mineral Reserves International Reporting Standards).

KEYWORDS: Pit slope design, geotechnical input, mine planning, MRMR, SEC.

1 MINERAL RESERVES AND SLOPE DESIGN

In the process of mineral reserves and resources statement, the slope design directly affects one of the main economic factors of a mineral reserve, the stripping ratio. A mining slope design study should seek a balance between operational safety and cost-effectiveness. Therefore, the reliability of information and the confidence level of geotechnical studies are fundamental factors to obtain optimal design that ensures adequate safety conditions while also seeking greater utilization of the mineral resource. The regulations of SEC - SK-1300 (2018), which adopts important criteria of CRIRSCO (2019), have led to the definition of this methodology in the cycles of resource and reserve evaluation.

The mathematical pit is a relevant basis for estimating the volume of the mineral reserve as well as the stripping ratio, a factor that has a significant impact on the calculation of the net present value (NPV), from which the viability of extracting the mineral reserve is determined. Thus, once the mathematical pit is generated, it becomes a guide for the operationalization of the pit, whose overall angles should have reasonable similarity to the overall angles of the mathematical pit.

The lack of standardization in defining and terminology of pit geometry makes it difficult to apply project criteria properly for pit design. A diagnosis of the MRMR evaluation process showed that different criteria had been mistakenly applied to the design of the mathematical pit, such as applying an average angle for waste and another average angle for ore or determining the inter-ramp angle for each lithotype where there was a better understanding of geotechnical information. In both situations, significant differences were observed between the stripping ratio generated in the mathematical pit and that determined after operationalization, in which ramps, safety berms, anisotropy influence of rock mass, or some typical failure mechanisms were inserted. In each stripping ratio divergence, the process returned to the begin, and a new mathematical pit was defined, which was generally more conservative than necessary.

Our proposal was to apply a refinement in the initial phase of evaluating the economic viability of the reserve, carefully evaluating all geotechnical, geological, and structural information to preliminarily define a geometry that approximates the final operationalization condition of the pit. Additionally, we implemented a routine for assigning the geometry and sectorization in the block model used for operationalization. Figure 1 shows the typical geometry of a mine slope (Read & Stacey 2009), as well as the geometric parameters that are considered design criteria for both the mathematical pit and the operationalized pit.

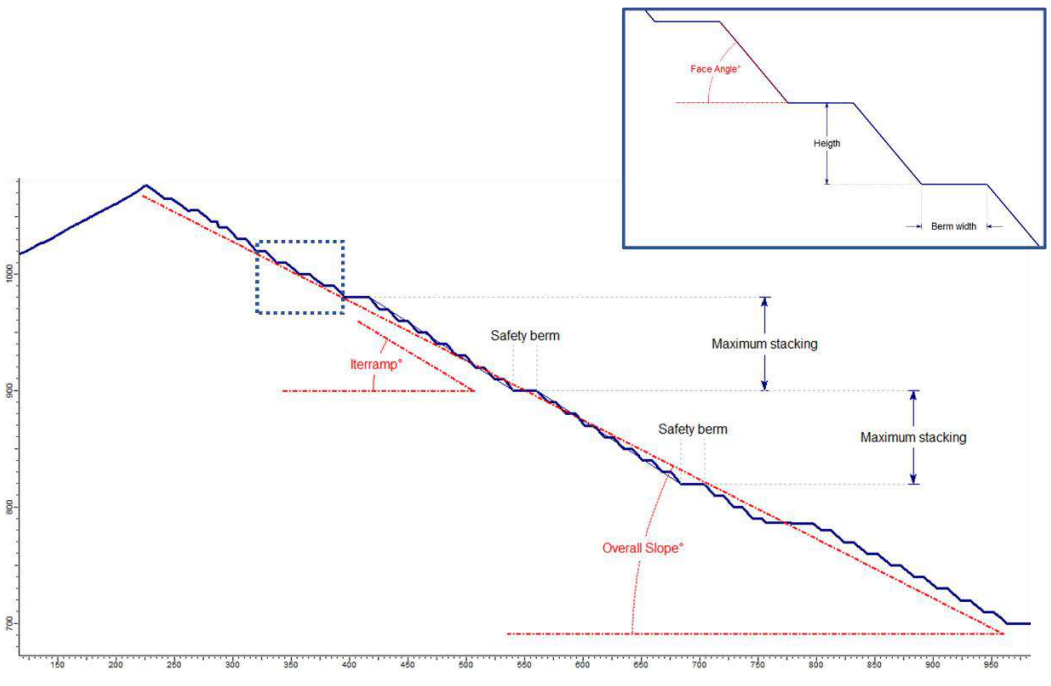


Figure 1. Typical Pit slope geometry.

2 SLOPE DESIGN INTERACTION AND FLOW CHART

The final pit evaluations are an activity jointly developed by the geotechnical and long-term mining planning teams and depend on the interaction between the teams from the definition of the mathematical pit surface to the pit shell operationalization. This activity has been divided into four stages (rows) and responsibilities (columns) as shown in figure 2.

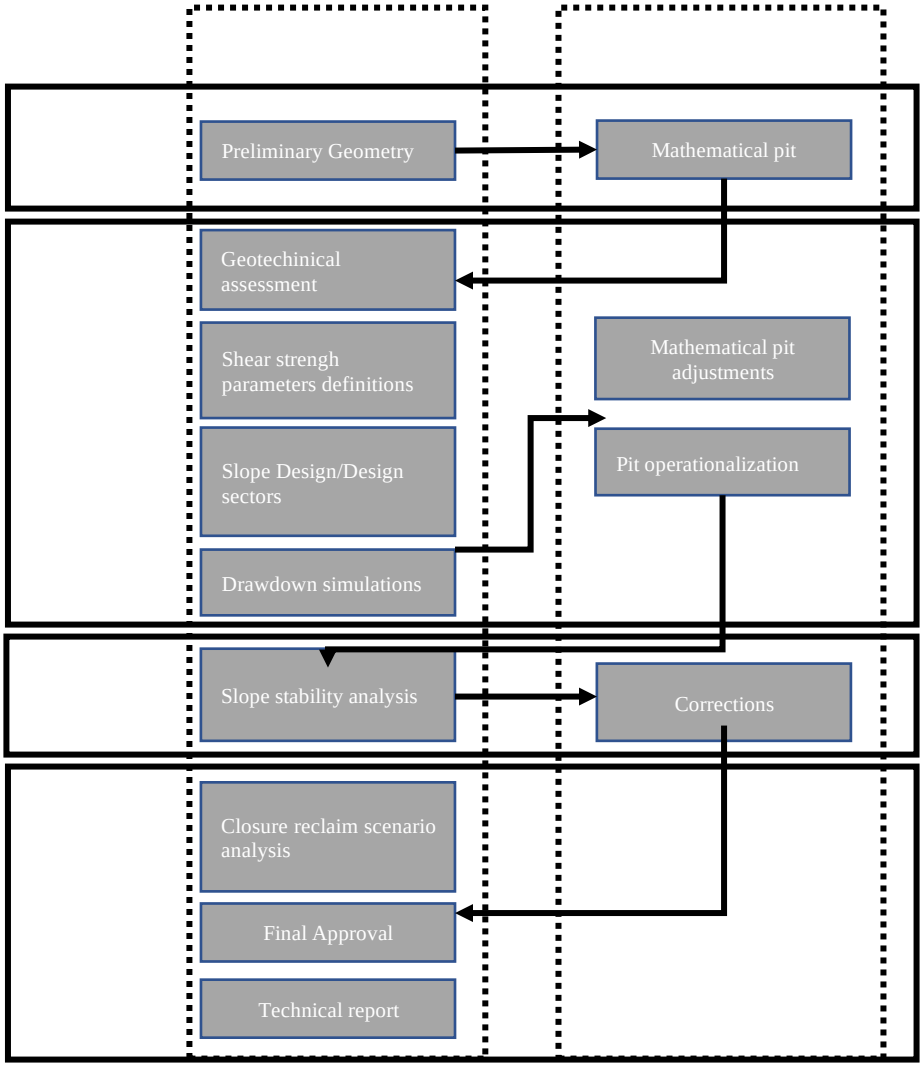


Figure 2. Flow chart for pit slope design iteration

2.1 Step 1 Design criteria for mathematical pit definition

In this step, the estimated overall angle is calculated for each geomechanical model material, which corresponds to the sequence of two maximum stackings with a geotechnical berm positioned in the middle. These estimated overall angles are defined through parametric analyses supported by extensive consolidation of technical information for each type of material, such as drilling, geotechnical tests, mapping, structural data, operational performance of the slope, and sizing of excavation and loading equipment used in the operations. This step outputs the definition of the overall angle for each lithology of the model, which is then forwarded to the long-term planning team as input for the design of the mathematical pit. The figure 3 showing an example of parametric study for overall angle definition.

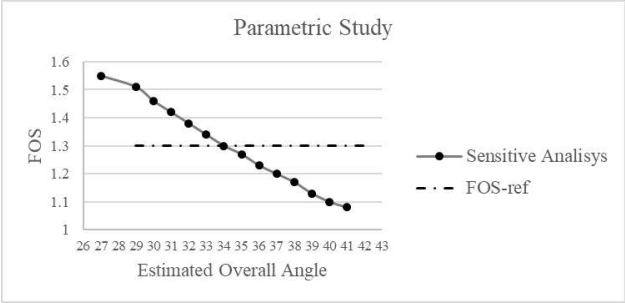


Figure 3: Parametric study shwing the FOS variation according to overall angle.

2.2 Step 2 — Geotechnical Model and design sectors

Geotechnical design sectors are constructed based on litogeomechanical domains (geomechanical class for each lithotype), structural domains, and hydrogeological conditions. Depending on the structural complexity of the mine, our experience has shown that 3D analyses of the mathematical pit surface are possible to individualize critical geotechnical sectors (Figure 4) in which specific geometry is defined for operationalization. The pit slope design criteria (face angle, bench height, berm width, inter-ramp angle, maximum stacking, and global angle) resulting from sectorization are consolidated Slope Design. This information, which supports the final pit design, is assigned into the block geological model used by the long-term planning team for the operationalization of the mathematical pit (figure 5).

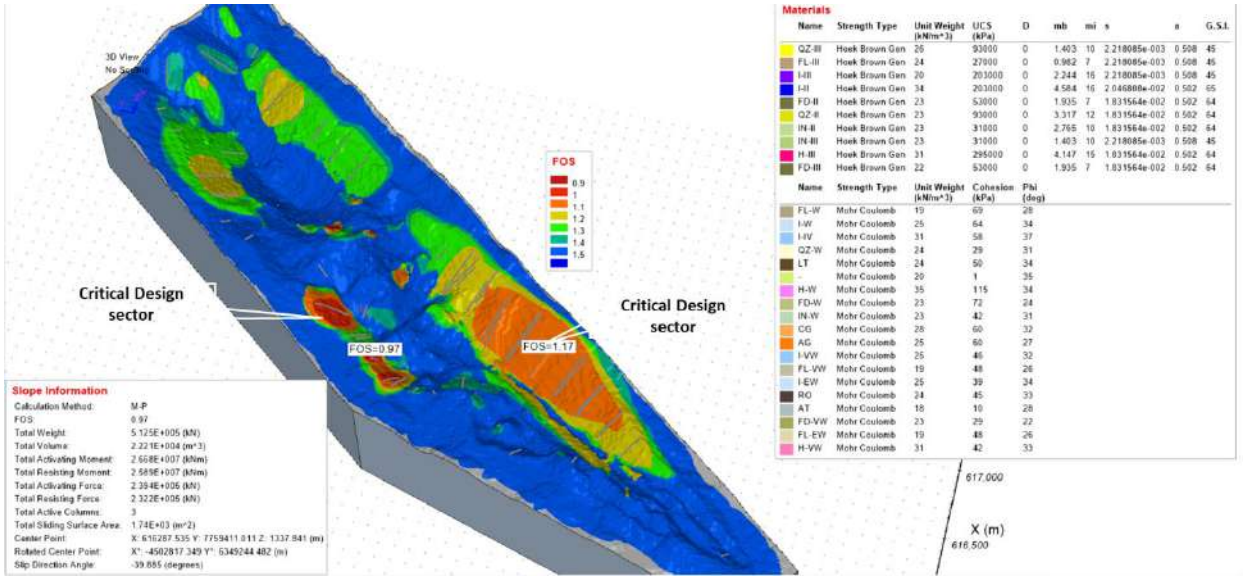


Figure 4. Mathematical pit 3D stability analysis and critical design sector definitions.

2.3 Step 3 Pit slope operationalization stability analysis

In this stage, the long-term planning team develops the final operationalized pit design, considering access ramps, operational restrictions, and other modifying factors of the reserve. Critical sections for stability analysis of the mine's geotechnical sectors are defined and the adherence between the operationalized pit design and the Slope Design parameters (figure 5) is verified. The geotechnical stability evaluation of this pit geometry is performed using deterministic limit equilibrium methods and stress-strain analysis (in specific cases) that define the factors of safety (FoS) of global and inter-ramp failure mechanisms. These values must meet the minimum acceptance criteria usually defined through international best practices (Read & Stacey

2009) or legal requirements. To achieve this, adjustments to the Slope Design parameters or other modifications that lead to geometry adequacy may be suggested. This process is iteractive, and multiple adjustments may occur until the desired FoS is achieved.

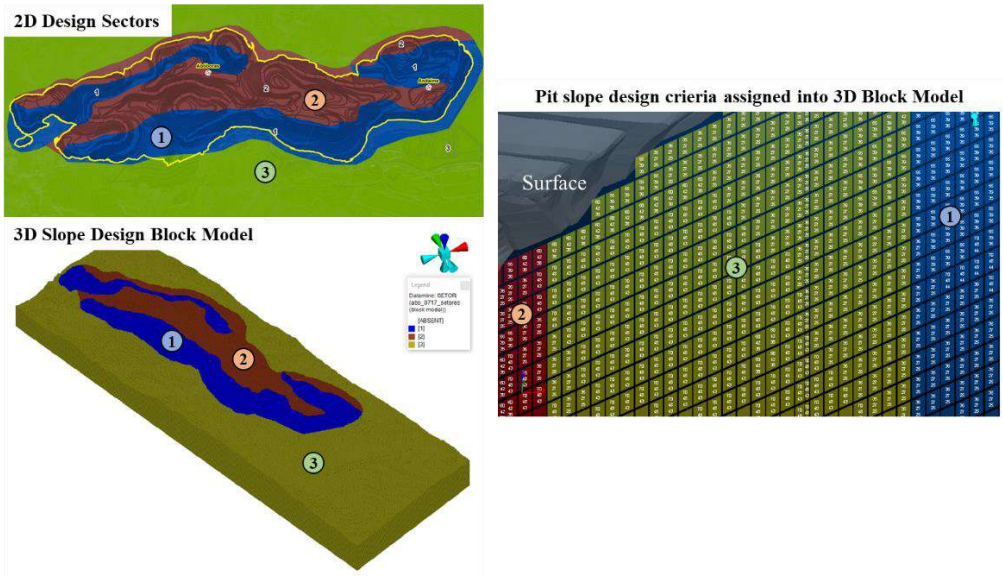


Figure 5. Pit slope design criteria.

2.4 Step 4 Final validation and closure condition outlines

This stage corresponds to the final validation of the operationalized pit, in which the corrections requested in the previous stage are verified. Once it is certified that all geotechnical assumptions are met, the geometry is approved. After approval, verification is carried out for closure condition, considering the scenario of recovered water level and the pseudo-static condition.

3 CONCLUSIONS

The MRMR process requires constant interaction among the various technical teams within a company. The modifying factors are extremely relevant and directly influence the viability of the reserve. Currently, with the new SEC SK-1300 code rules, it is understood that a minimum level of maturity of a pre-feasibility study is required to support a mineral reserve declaration.

The methodology presented comprises the aspects mentioned above. The work is performed with close interaction between the Long-Term Planning Group, which performs the pit design, and the Geotechnical Group, which performs the geotechnical evaluations and recommendations. That interaction is represented in the flow chart shown in Figure 2.

It is possible to ensure that the design criteria for the final pit have been understood by the mine planning team and properly applied during the design of the mathematical and operationalized pits. The parametric analyses and the application of the overall angle by lithology allows the definition of a mathematical pit with greater adherence to the operationalization.

3D stability analyses have proven to be applicable for verifying critical sectors even in the mathematical pit, particularly in mines where complex regional geological structures influence the stability of the final pit slope.

Stability analyses of critical sections aim to guarantee the minimum safety factors required by internal standards and best market practices.

A conceptual closure plan is developed for reserve evaluations. The objectives of this plan are to ensure compliance with the regulatory requirements and international standards during the closure and post-closure phases; secure long-term physical, chemical and ecological stability, so that the potential environmental and social impacts are controlled; design water management structures so as to avoid and/or control potential

impacts on the soil and water resources and downstream users in the long-term; and ensure minimum or no maintenance requirement in the post-closure period.

REFERENCES

CRIRSCO. 2019. *International Reporting Template for the public reporting of Exploration Results, Mineral Resources and Mineral Reserves.* Committee for Mineral Reserves International Reporting Standards, Council of Mining and Metallurgical Institutions.

Read, J., & Stacey, P. (2009). *Guidelines for open pit slope design*.

U.S. Securities and Exchange Commission. 2018. *Modernization of Property Disclosures for Mining Registrants: A Small Entity Compliance Guide.* Retrieved February 15, 2023, from https://www.sec.gov/corpfin/secg-modernization-property-disclosures-mining-registrants.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/478

Quantificação da variabilidade inerente e seu impacto na análise da drenagem parcial em ensaios de piezocone em rejeitos de mineração

Gracieli Dienstmann, Ph.D.
Professor, Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Rua João Pio Duarte da Silva, 205, CEP 88037-000, Florianópolis, SC, Brasil. Email: g.dienstmann@gmail.br.

André Luis Meier, Ms.C.
Doutorando, Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Rua João Pio Duarte da Silva, 205, CEP 88037-000, Florianópolis, SC, Brasil. Email: de.luis.meier@gmail.com

Natália Ziesmann, Ms.C.
Mestranda, Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Rua João Pio Duarte da Silva, 205, CEP 88037-000, Florianópolis, SC, Brasil. Email. Email: nziesmann@gmail.com

Juliano Pasa de Campos,
Graduando, Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Rua João Pio Duarte da Silva, 205, CEP 88037-000, Florianópolis, SC, Brasil. Email: jpasa.engenhariacivil@gmail.com

RESUMO: O ensaio de piezocone (CPTu) é um método de investigação de campo utilizado para analisar o comportamento geomecânico de rejeitos de mineração. No entanto, o efeito das condições de drenagem nas medições do CPTu é um fator crítico na avaliação das propriedades dos rejeitos, especialmente porque esses materiais são frequentemente caracterizados como materiais siltosos com permeabilidade intermediária. Outro fator crucial na análise diz respeito a alta variabilidade dos rejeitos o que dificulta a determinação de parâmetros apropriados. Visando contornar esses desafios, o presente artigo propõe uma abordagem numérica para caracterizar e incorporar a variabilidade inerente dos rejeitos, para identificar limites teóricos probabilísticos de drenagem. Essa abordagem envolve a caracterização de estatísticas básicas do local, por meio da análise de ensaios de piezocone, e a incorporação dessa variabilidade em um conjunto de simulações de Monte Carlo usando como referência a teoria de expansão de cavidade. Os resultados indicam que a análise probabilística representa com boa adequação a variabilidade da resistência normalizada de ensaio, embora haja uma maior discrepância nas análises de poropressão normalizada.

PALAVRAS-CHAVE: investigação de campo; análise numérica; expansão de cavidade.

ABSTRACT: The piezocone penetration test (CPTu) is a field investigation method used to analyze the geomechanical behavior of mining tailings. However, the effect of drainage conditions on CPTu measurements is a critical factor in evaluating the properties of tailings, especially since these materials are often characterized as silty materials with intermediate permeability. Another crucial factor in the analysis concerns the high variability of the tailings, which makes it difficult to determine appropriate parameters. To overcome these challenges, this article proposes a numerical approach to characterize and incorporate the inherent variability of the tailings to identify theoretical probabilistic drainage limits. This approach involves characterizing basic site statistics through the analysis of piezocone tests and incorporating this variability into a set of Monte Carlo simulations using cavity expansion theory as a reference. The results indicate that the probabilistic analysis adequately represents the variability of the normalized resistance of the test, although there is a greater discrepancy in the analyses of normalized pore pressure.

KEYWORDS: site investigation; numerical analysis, cavity expansion

1 INTRODUÇÃO

Os desafios associados à construção e operação de Instalações de Armazenamento de Rejeitos (Tailings Storage Facilities-TSFs) têm sido reconhecidos há muito tempo e permanecem uma preocupação significativa para a comunidade de engenharia. Nos últimos anos, uma série de falhas de barragens de rejeitos de alto perfil, como Mount Polley, Fundão e Brumadinho, destacaram a importância crítica de aprimorar o projeto e a operação dessas estruturas.

Dentre as dificuldades de trabalho com rejeitos pode-se elencar a realização de investigações adequadas e representativas (ensaios de campo e laboratório) e a definição de modelos constitutivos apropriados. Com relação à representatividade dos ensaios de laboratório, uma vez que as TSFs geralmente consistem em materiais não coesivos, como areia siltosa e misturas arenosas, a viabilidade de obtenção de amostras intactas pode variar dependendo das condições específicas do local, dos métodos de amostragem e do equipamento utilizado. Além disso, é bem conhecido que diferentes métodos de reconstrução de amostras resultam em uma estrutura específica, o que pode resultar em características e respostas de tensão-deformação distintas das de campo (Carraro e Prezzi, 2007; Reid et al., 2021).

Nesse sentido, complementando companhas de laboratório, ensaios de piezocone (CPTu) tem sido amplamente utilizados para caracterização do comportamento de rejeitos. No entanto, como destacado por Schnaid et al. (2020), os efeitos de drenagem parcial durante a penetração do cone em siltes devem ser cuidadosamente considerados, indicando que a velocidade de execução do ensaio deve ser verificada para compreender respostas totalmente drenadas ou não drenadas. Essa verificação pode ser feita por meio da construção de curvas características de drenagem, relação entre velocidade normalizada (Vh ou Vv) e resistência normalizada (Q) ou poropressão normalizada (U). Um exemplo típico de interpretação pode ser visualizado na Figura 1, considerando rejeitos de mineração de ouro.

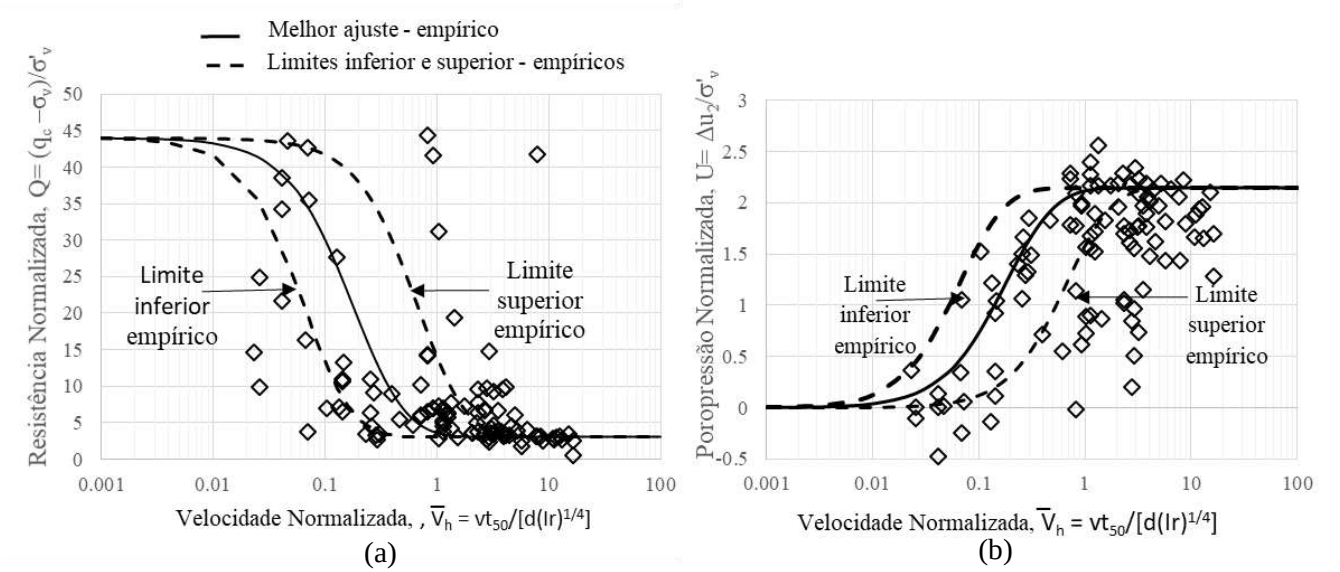


Figure 1. Curvas características de drenagem - rejeitos de ouro adaptada de Schnaid et al., (2020): (a) velocidade normalizada x resistência normalizada; (b) velocidade normalizada x poropressão normalizada

Com base nas curvas apresentadas na Figura 1 limites de comportamento podem ser estabelecidos: comportamento drenado pode ser caracterizado quando $\bar{V}h>3$ enquanto que comportamento não drenado pode ser estabelecido quando $\bar{V}h<0,01$. Os limites comportamentais (limites superior e inferior) apresentados foram estabelecidos empiricamente em Schnaid et al. (2020) e utilizam uma proposta de escrita da velocidade normalizada a partir de t_{50}, tempo de dissipação de 50% do excesso de poropressão em ensaios de dissipação, o diâmetro do equipamento, d, e o Índice de Rigidez (I_r). No entanto, as formas mais utilizadas para cálculo das velocidades normalizadas envolvem a normalização da relação entre velocidade e diâmetro do equipamento através do coeficiente de consolidação horizontal - nesse caso escreve-se $Vh= v.d/c_h$ (onde v a velocidade de ensaio, d é o diâmetro da sonda e c_h é o coeficiente de consolidação horizontal), e quando adotado o coeficiente de consolidação vertical tem-se $Vv= v.d/c_v$ (onde v a velocidade de ensaio, d é o diâmetro da sonda e c_v é o coeficiente de consolidação vertical). Diferentes propostas para escrita do grau de

drenagem (U) e das parcelas de resistência (Q) também podem ser encontradas em literatura. Independente da normalização adotada o conjunto de dados utilizados para elaboração da Figura 1 destaca-se por apresentar alta dispersão. Uma proposta de quantificação desta dispersão é apresentada no presente trabalho que visa racionalizar a interpretação fornecendo limites teóricos apropriados.

2 ANÁLISE DA VARIABILIDADE INERENTE

Medidas básicas para a caracterização da variabilidade de um material consistem em estabelecer valores de parâmetros básicos como média (μ), desvio padrão (σ), coeficiente de variação (COV), função densidade de probabilidade (FDP - normal, lognormal, etc), entre outros. No entanto, antes de estabeler cálculos estatísticos básicos é importante destacar os conceitos de Phoon e Kulhawy (1999) sobre as fontes de incerteza em geotecnia, as quais podem ser agrupadas em três grandes grupos de influência: Grupo (i) variabilidade espacial inerente - definida por processos geológicos naturais de formação que produzem e continuamente modificam a massa do solo *in situ*; Grupo (ii) variabilidade devido a incerteza de medidas - estatística associada ao nível de investigação de campo, tanto relacionada a representatividade da investigação, como aquela causada por má calibração de equipamentos, e procedimentos do operador e de ensaios; e Grupo (iii) incerteza relacionada à transformação de modelos - fonte de incerteza que é introduzida quando medidas de campo ou de laboratório são transformadas em parâmetros de projeto usando modelos baseados em correlações empíricas e ou numéricas.

O presente trabalho objetiva caracterizar a variabilidade inerente dos materiais (Grupo (i)), devido ao processo de formação. Neste sentido, assume-se que a investigação é representativa, que os ensaios foram executados de forma apropriada, com equipamentos calibrados. Para tanto, a análise irá se embasar inicialmente na caracterização dos parâmetros básicos dos ensaios, medidas diretas. Na sequência, incorpora-se também a incerteza do modelo de transformação (Grupo (iii)), através da análise estatística de parâmetros derivados (e.g. ângulo de atrito).

3 LOCAL DE ESTUDO

3.1 Caracterização básica

Localizada na região leste do estado da Bahia, o depósito Fazenda Brasileiro é uma instalação de armazenamento de rejeitos de ouro que tem sido objeto de investigação desde 2002 (Schnaid et al., 2004; Bedin, 2010; Klahold, 2013; Sosnoski, 2016; e Nierwinski, 2019). As campanhas de investigação compreendem ensaios de laboratório e campo e indicaram que o material disposto nos lagos é predominantemente areia siltosa, pouco ou não plástico, com alto peso específico de sólidos (Gs - variando de 2,79 a 3,30 g/cm^3). Em laboratório foram realizados ensaios triaxiais drenados e não drenados em compressão e extensão sob carga monotônica, o que possibilitou o estabelecimento da linha de estado crítico (CSL) (Bedin et al., 2012; Nierwinski, 2019) com um ângulo de atrito (ϕ) em torno de 30 graus e um índice de compressibilidade λ de 0,05.

A caracterização em campo foi realizada através da execução de onze (11) ilhas de investigação, nas quais foram coletadas amostras e foram realizados ensaios *in situ*, ensaios de piezocone (tanto CPTu convencional quanto SCPTu com medições sísmicas), ensaio dilatômetro sísmico (SDMT) e ensaios de palheta. A seguinte nomenclatura será usada para representar os ensaios de piezocone de diferentes campanhas: PZC01 a PZC08, Bedin (2010); I1K e I2K, Klahold (2013); e I1S, Sosnoski (2016).

Para avaliar as condições de drenagem, uma série de sondagens CPTu foi conduzida no local da Fazenda Brasileiro com velocidades de penetração variando de 0,1 mm/s a 57 mm/s. O que permitiu realizar uma comparação direta entre resultados e a construção de curvas características de drenagem já apresentadas na Figura 1.

3.2 Caracterização estatística

A caracterização da variabilidade dos rejeitos de ouro foi realizada para cada sondagem vertical de piezocone considerando somente os ensaios realizados na velocidade de penetração padrão (v=20 mm/s). Um

total de onze (11) sondagens foram avaliadas, e cada sondagem teve um número de medições disponíveis variando de 370 a 1047. Os valores médios, coeficiente de variação (COV) e Escala de Flutuação dos parâmetros q_c, f_s e u_2 e seus valores residuais (após remoção de tendência) foram caracterizados. As funções de densidade de probabilidade (PDFs) de cada parâmetro e do coeficiente de atrito derivado também foram avaliadas. Embora a caracterização estatística completa inclua escalas de flutuação, por uma questão de simplicidade, elas não serão apresentadas neste estudo.

Uma visão geral dos resultados pode ser visualizada na Tabela 1, onde são apresentados os valores de média, coeficiente de variação COV, e função densidade de probabilidade (PDF) para as ilhas avaliadas. Os valores médios de q_c variaram de 392,50 a 4677,74 kPa, os valores médios de f_s variaram de 3,13 a 34,40 kPa, e os valores médios de u_2 variaram de 36,46 a 132,38 kPa. Os coeficientes de variação COVs exibiram uma faixa de 0,18 a 5,27 (equivalente a 18% a 527%). Os valores de COV após a remoção das tendências se mostraram de forma geral semelhantes, quando considerada as medidas de q_c e f_s. De forma geral a faixa de amplitude de COV é alta mas similar à de estudos conduzidos em materias siltosos e rejeitos de mineração (Liu e Chen, 2010; Villavicencio et al.,2011).

Tabela 1. Estatística para os valores de q_c, f_s e u_2 em diferentes ilhas de investigação (adaptado de Dienstmann et al. 2024)

Sondagem	q_c				f_s				u_2			
	média (kPa)	*COV*	*COV* res	*PDF best fit*	média (kPa)	*COV*	*COV* res	*PDF best fit*	média (kPa)	*COV*	*COV* res	*PDF best fit*
I1K	392.5	0.76	0.81	LN	3.52	0.83	0.83	LN	101.74	0.77	0.36	N
I1S	553.99	0.9	0.93	EXP	6.27	0.61	0.6	LN	132.88	0.5	0.33	N
I2K	879.61	1.2	1.04	EXP	15.59	2.71	2.54	-	69.69	0.87	0.7	-
PZC 01	863.6	0.87	0.85	-	7.34	0.78	0.82	EXP	111.05	0.54	0.32	N
PZC 02	3145.89	0.37	0.41/0.69*	LN	22.93	0.5	0.43/0.69*	N	93.97	0.28	0.64/0.33	-
PZC 03	3852.24	0.67	0.67	LN	34.4	0.67	0.73	LN	93.2	0.34	0.62	N
PZC 04	738.44	0.92	0.83	-	6.49	0.81	0.8	-	106.42	0.52	0.26	N
PZC 05	4467.74	0.3	4.63	N	31.61	0.26	0.33	N	57.34	0.53	1.07	N
PZC 06	174.56	0.46	0.47	N	3.13	0.69	0.49	N	86.72	0.51	0.18	N
PZC 07	1785.63	1.23	0.86/0.56*	-	8.39	0.91	1.47/0.43*	-	36.52	0.91	0.60/0.42	N
PZC 08	373.13	1.21	0.71/0.71*	EXP	6.08	0.46	0.37/0.45*	LN	74.13	0.72	5.27/0.33	-

*quebras de tendência.
OBS: Na tabela 1 leia-se N - distribuição Normal, LN – distribuição Lognormal, e EXP – distribuição exponencial.

Para estabelecer leis estatísticas apropriadas para modelar a variabilidade dos dados de rejeitos, foram construídos histogramas dos parâmetros q_c, f_s e u_2 e comparados seus resultados com Funções de Densidade de Probabilidade (PDFs) teóricas. A Tabela 1 fornece um resumo dos dados estatísticos e das melhores PDFs de ajuste para cada sondagem.

Ao considerar as medições diretas de q_c, f_s e u_2, a análise revelou que a grande variabilidade do material levou a diferentes aplicações potenciais de funções de densidade de probabilidade (PDFs). Por exemplo, nas Ilhas I1K e PZC03, a distribuição lognormal mostrou-se adequada para modelar a variabilidade dos dados de q_c e f_s, enquanto uma distribuição normal foi apropriada para modelar os dados de u_2. Tendências semelhantes foram observadas para dados da Ilha PZC05 e da Ilha PZC06, onde as medições de q_c, f_s e u_2 foram consideradas mais próximas de distribuições normais. Em alguns casos, a distribuição exponencial mostrou-se adequada para modelar certos parâmetros em sondagens específicas, como q_c em I1S, I2K e PZC08. A análise foi realizada utilizando o software Rstudio e foram priorizadas as funções normal, lognormal, exponencial, gama e Weibull nessa ordem, pois essas funções têm aplicações estabelecidas na literatura de engenharia geotécnica. A análise de hitogramas típicos pode ser consultada com mais detalhes em Perini (2021), e Dienstmann et al. (2023).

Visando aplicações numéricas foram calculados os valores de ângulo de atrito a partir dos dados piezocone e correlações de Kulhawy e Mayne (1990), Mayne e Campanella (2005), e a abordagem da Norwegian University of Science and Technology (NTNU) (Senneset et al., 1988; 1989). As Equações 1 (para areias limpas) e 2 (para tipos de solo mistos) foram empregadas para calcular os valores do ângulo de atrito com base na razão de poropressão Bq, conforme indicado:

$$\phi' = \arctan\left[0.1 + 0.38\log\left(\frac{qt}{\sigma'_{v0}}\right)\right] \rightarrow \text{for } B_q < 0.1 \quad (1)$$

$$\phi' = 29.5^o \times B_q^{0.121}\left[0.256 + 0.336B_q + \log Q\right] \rightarrow \text{for } 0.1 < B_q < 1 \text{ and } 20^o < \phi' < 45^o \quad (2)$$

No caso de parâmetros de resistência derivados a Figura 2 apresenta a análise de aderência a funções normal e lognormal. Esta apresentação é composta pela plotagem de histograma e funções teóricas, Figura 2a, complementados com gráficos de quantis (Q-Q plots), Figura 2b. Os gráficos quantis Q-Q são utilizados para comparação direta entre a distribuição real dos parâmetros e aquela obtida quando uma distribuição teórica é considerada. Um bom ajuste é indicado quando os pontos no gráfico formam aproximadamente uma reta. Com base nos resultados apresentados verifica-se que o ângulo de atrito, de forma geral, se adequa bem à representação por uma distribuição normal ou lognormal, indicando um valor médio de 30,1º com desvio de 4,72º o que corresponde a um COV de 15,7%.

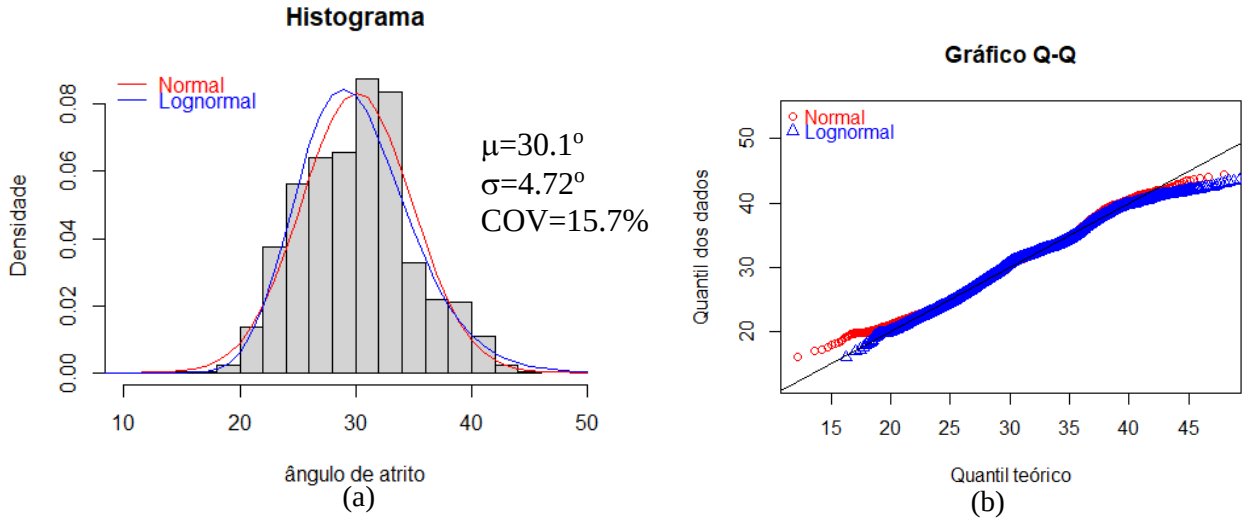


Figure 2. Análise PDF ângulo de atrito: (a) histograma; (b) quantis - (adaptado de Dienstmann et al., 2023)

4 APLICAÇÃO NUMÉRICA

4.1 Expansão de cavidade

A aplicação numérica consiste em realizar um conjunto de simulações numéricas utilizando a teoria de expansão de cavidade como referência. O modelo consiste em uma expansão cilíndrica e axisimétrica de cavidade com uma malha discretizada definida por uma "fatia" do meio poroso com condições de contorno mecânicas apropriadas: restrição de movimento vertical no topo e na parte inferior, restrição de movimento horizontal no lado direito; imposição de deslocamento radial (ξr) na parede da cavidade, conforme detalhado na Figura 3. A extensão da fatia é definida como 100R, o que se mostrou suficiente para evitar efeitos de fronteira. A massa de solo no presente estudo é modelada considerando um modelo elastoplástico do tipo Cam Clay (Clay Plasticity - software Abaqus), que foi considerado como representativo dos dados de campo.

O modelo de expansão de cavidade pode ser considerado uma simplificação geométrica do ensaio real de piezocone, modelo originalmente proposto e verificado em Dienstmann et al. (2017) também adotado em Dienstmann et al. (2018a e 2018b) e Mafra e Dienstmann (2022). A resposta de drenagem pode ser analisada por meio da distribuição de tensões radiais e do comportamento na parede da cavidade (r=R). Análises comparativas diretas entre as curvas de drenagem construídas a partir de dados *in situ* e os resultados da modelagem também foram avaliadas. Os estudos demonstram o potencial de uso da solução numérica, especialmente na representação do comportamento em termos de curvas de drenagem normalizadas. Na

presente análise visou-se introduzir a variabilidade do material através de um conjunto de simulações numéricas considerando o método de Monte Carlo nas quais o ângulo de atrito foi variado respeitando a distribuição caracterizada no item 3.2. No total, 1200 valores aleatórios de ϕ foram inicialmente gerados, e um limite de 2 desvios foi aplicado, retornando 1138 pontos que foram importados para a análise numérica. Cada conjunto de dados foi simulado considerando cinco (5) diferentes velocidades de expansão, totalizando 5690 resultados que foram utilizados para análise da dispersão no espaço V x U e V x Q. A Equação 3, proposta em Dienstmann et al. (2018b) foi utilizada para converter os dados de tensão radial e poropressão em resistência mobilizada no piezocone.

$$q_c = \sigma_r'(1+\tan\delta/\tan\alpha)/(1-\tan\delta\ \tan\alpha)+u \qquad (3)$$

onde α é metade do ângulo da ponta do cone (valor usual 60°/2=30°), δ é o atrito de interface considerado como o ângulo de atrito do solo, σ'_r e u são respectivamente a tensão radial efetiva e a poropressão gerada na parece do cilindro em expansão.

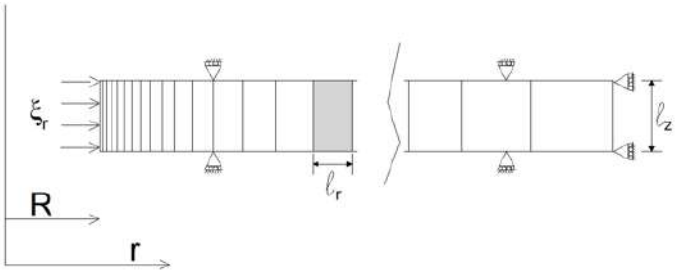


Figura 3. Modelo geométrico expansão de cavidade (fora de escala) - adaptado de Dienstmann et al. (2017)

Em resumo, o conjunto de parâmetros considerado foi: raio do cilindro de 0,0178m; tensão inicial de 100kPa; distribuição inicial de poropressão de 50kPa seguindo distribuição proposta em Dienstmann et al. (2017) com raio de influência de 5R; ângulo de atrito (ϕ) variável (log-normal, com média=30,1º e COV de 15,7% - convertido para coeficiente de atrito M=6sinϕ/(3-sinϕ)); índice de compressão (λ) de 0,045; índice de recompressão (κ) de 0,009; permeabilidade (k) de 1,5e-7m/s; índice de vazios (e_0) de 1,2.

A Figura 4 fornece uma visualização 3D da análise de MC ilustrando a variação em q_c/q_cUD para as cinco velocidades avaliadas. A figura revela um aumento na dispersão quando as velocidades normalizadas são reduzidas (aumentando a drenagem), com uma amplitude máxima de q_c/q_cUD variando de 1,5 a 3,4 em velocidades normalizadas V=0,00001. O conjunto de resultado também são apresentado na Figura 5, que mostra linhas probabilísticas para o comportamento médio, mínimo e máximo, bem como a dispersão dos dados de campo.

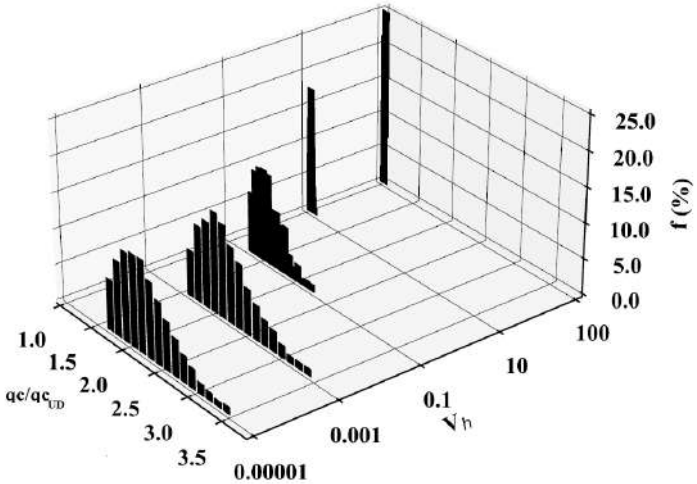


Figura 4. Distribuição espacial de V x Q x frequência de dados - adaptado de Dienstmann et al., (2024)

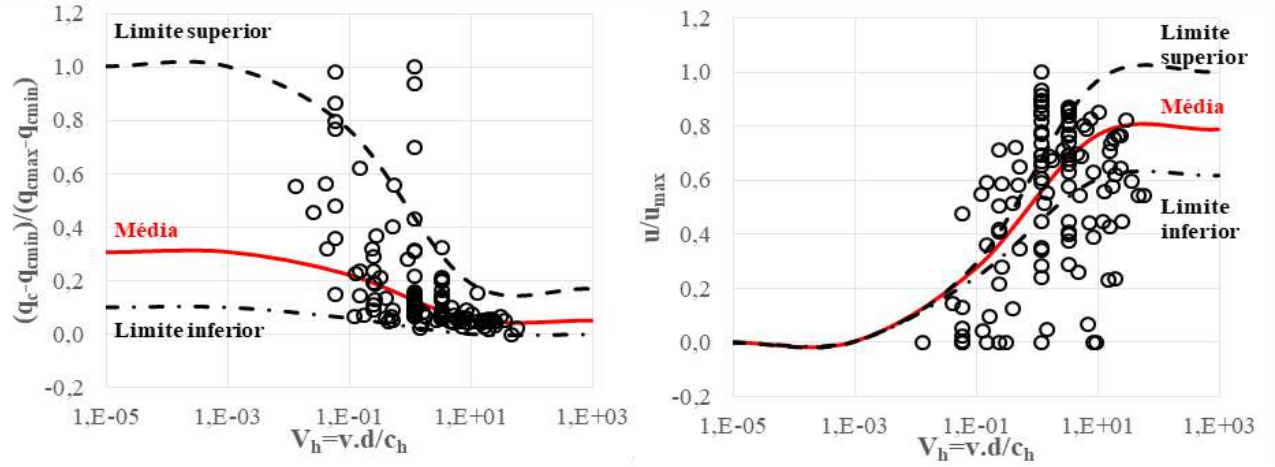


Figura 5. Curvas teóricas características de drenagem considerando a variabilidade de dados – adaptado de Dienstmann et al. (2024).

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo apresentar a influência da variabilidade dos dados na interpretação do comportamento de drenagem por meio das curvas características de drenagem (V x Q e V x U). Nesse sentido, a caracterização estatística do depósito por meio da análise de ensaios de piezocone foi apresentada e utilizada em uma abordagem numérica. A caracterização estatística compreendeu a definição da média, COV, e Funções de Densidade de Probabilidade. A aplicação numérica consistiu na modelagem da penetração do piezocone como uma expansão de cavidade introduzindo a variabilidade inerente do solo em uma abordagem de Monte Carlo através da qual foram definidos limites teóricos para as curvas características de drenagem (V x U e V x Q). Os limites teóricos probabilísticos de comportamento, caracterizados pela aplicação de MC, podem ser utilizados para estabelecer de forma mais assertiva os limites de velocidades a serem executadas em campo para estabelecer ensaios totalmente drenados e não drenados.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Santa Catarina (FAPESC) pelo apoio financeiro e de infraestrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bedin, J. (2010). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*, 207 p, Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

Carraro, J. A., Prezzi, M. (2007) A new slurry-based method of preparation of specimens of sand containing fines. ASTM. *Geotechnical Testing Journal*, v. 31, n. 1.

DeJong, J.T, and Randolph, M.F (2012). "Influence of Partial Consolidation during Cone Penetration on Estimated Soil Behavior Type and Pore Pressure Dissipation Measurements." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000646, 777-788.

Dienstmann, G., Maghous, S. and Schnaid, F. (2017). Theoretical analysis and finite element simulation for nonlinear poroelastic behavior of cylinder expansion in infinite media under transient pore-fluid flow conditions. *International Journal of Geomechanics*. 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000834, 1-19.

Dienstmann, G.; Schnaid, F. ; Maghous, S. ; DeJong, J. (2018a). Piezocone Penetration Rate Effects in Transient Gold Tailings. *Journal of Geotechnical and Geoenvinronmental Engineering*, 144(2):04017116.

Dienstmann, G., Maghous, S. and Schnaid, F. (2018b) Assessment of Rate Effects in Piezocone Tests from Poroelastic Cavity Expansion Analysis. *Soils and Rocks*, 41(3): 319-332.

Dienstmann, G., Ziesmann, N., Meier, A. L., & de Campos, J. P. (2023). Análise da variabilidade inerente através de em ensaios de piezocone: aplicação a resíduos de mineração. *Contribuciones a las Ciencias Sociales*, 16(11), 28547–28564. https://doi.org/10.55905/revconv.16n.11-227

Dienstmann G., Perini L. ,Meier A.L., Ziesmann N. and Campos J.P. (2024) Incorporating inherited variability into drainage effect analysis of piezocone tests in gold tailings. Proceedings of the Institution of Civil Engineers–Geotechnical Engineering, https://doi.org/10.1680/jgeen.23.00082

Klahold, P.A. (2013). *Interpretação de ensaios de campo em solos com Permeabilidade intermediária*, 105 p, Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

Kulhawy, F.H. and P.W. Mayne (1990) *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Report EPRI EL6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif., 1990, 306 pp.

Liu, C.N., Chen, C.H., (2010). Spatial correlation structures of CPT data in a liquefaction site. Engineering Geology 111 (2010) 43–50.

Mafra, V. and Dienstmann, G (2022). "Cavity expansion solutions applied to help assess the partial drainage behavior characterization of the piezocone test. *Computers and Geotechnics* 152: 105017.

Mayne, P.W. and Campanella, R.G., "Versatile Site Characterization by Seismic Piezocone," Proceedings, *16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 2 (Osaka), Millpress, Rotterdam, The Netherlands, 2005, pp. 721–724.

Nierwinski, H.P. (2019). *Caracterização e comportamento geomecânico de rejeitos de mineração*. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil

Perini, L. (2021) *Caracterização da Variabilidade de Rejeitos de Mineração de Ouro e sua Influência na Análise do Efeito da Velocidade no Ensaio CPTu*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Brasil.

Phoon, K.K. and Kulhawy F.H. (1999) Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal* 36: 612–624.

Reid, D.; Fanni, R. and Fourie, A. (2021) Effect of Tamping Conditions on the Shear Strength of Tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 59(6). https://doi.org/10.1139/cgj-2020-0269.

Schnaid, F., Lehane, B. M., and Fahey, M. (2004). "In situ test characterization of unusual geomaterials." Proc., 2nd International Conference on Site Characterization, vol. 1, Millpress, Rotterdam, Netherlands.

Schnaid, F., Dienstmann, G., Odebrecht, E. and Maghous, S. (2020) A simplified approach to normalisation of piezocone penetration rate effects. *Geotechnique*, 70(7): 630-635. https://doi.org/10.1680/jgeot.18.T.033.

Senneset, K., R. Sandven, T. Lunne, T. By, and T. Amundsen, (1988) "*Piezocone Tests in Silty Soils," Penetration Testing 1988*, Vol. 2, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1988, pp. 955–974.

Senneset, K., R. Sandven, T. and Janbu, N. (1989) "Evaluation of Soil Parameters from Piezocone Tests," Transportation Research Record 1235, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C, pp. 24–37

Sosnoski, J. (2016). *Interpretação de ensaios de CPTU e DMT em solos com permeabilidade intermediária*, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Dissertação de Mestrado.

Villavicencio, A. G., Breul, P., Bacconnet, C., Boissier, D. & Espinace, A.R. (2011) Estimation of the Variability of Tailings Dams Properties in Order to Perform Probabilistic Assessment. Geotechnical and Geological Engineering volume 29, pages 1073–1084

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/479

Retroanálise de Ruptura de Pilares não Estruturais - Abordagem Numérica no Dimensionamento com Vista na Melhoria da Segurança Operacional

Jih Horng Liu
Geotécnico Pleno, Ero Brasil Caraíba, Jaguarari, Brasil, jih.liu@erobr.com

Daniel Santos de Santana
Coordenador de Geotecnia, Ero Brasil Caraíba, Jaguarari, Brasil, daniel.santana@erobr.com

Lucas Renan Machado
Geotécnico Senior, Ero Brasil Caraíba, Jaguarari, Brasil, lucas.machado@erobr.com

RESUMO: A mineração subterrânea realiza a abertura de grandes escavações inseridas no corpo de minério, conhecidas como realces. A estabilidade dessas escavações está diretamente relacionada ao contexto geotécnico, às dimensões adotadas, além do adequado dimensionamento de pilares, sendo esses parâmetros influenciadores na segurança das operações, manutenção da estabilidade da mina e produtividade de lavra. Nos últimos dois anos, a ocorrência do rompimento de pilares, cuja única função é de controlar a diluição operacional, impactou as operações, principalmente em termos da produtividade dos realces. O emprego da modelagem numérica utilizando o MAP3D na retroanálise dos casos de ruptura de pilares, aliado ao adequado dimensionamento dos realces visa dessa forma demonstrar a necessidade de revisão das dimensões adequadas a fim de garantir maiores produtividades, flexibilização para a sequência de enchimento e melhores performances operacionais à atividade de lavra. Sendo assim, este trabalho demonstra o resultado obtido a partir da retroanálise de nove casos de rupturas de pilares.

PALAVRAS-CHAVE: RETROANÁLISE, RUPTURA DE PILAR, MODELAGEM NUMÉRICA.

ABSTRACT: Underground mining opens large excavations inserted into the ore body, known as stopes. The stability of these excavations is directly related to the geotechnical context, the dimensions adopted, in addition to the adequate dimensioning of pillars, with these parameters influencing the safety of operations, maintenance of mine stability and mining productivity. In the last two years, the occurrence of pillar failures, whose unique function is to control operational dilution, impacted operations, mainly in terms of enhancement productivity. The use of numerical modeling using MAP3D in the retro-analysis of cases of pillar failures, combined with the appropriate dimensioning of the stopes, aims to demonstrate the need to review the appropriate dimensions to guarantee greater productivity, flexibility in the filling sequence and better operational performances for mining activities. Therefore, this work demonstrates the results obtained from the retro analysis of nine cases of column ruptures.

KEYWORDS: BACKANALYSIS, PILLAR FAILURE, NUMERICAL MODELING.

1 INTRODUÇÃO

O adequado dimensionamento de pilares não estruturais visando o maior e melhor aproveitamento da reserva, alinhado aos critérios necessários de maiores performances operacionais, representa um desafio para as avaliações de risco geotécnico. Tomando em consideração as variações do processo de lavra que podem ocorre no âmbito do planejamento de curto prazo, onde registros de ocorrência de instabilidades de projetos adjacentes são possíveis, mudanças no sequenciamento de lavra ou alterações no dimensionamento de realces para atingimento de *targets* de produção, representam variáveis que exercem certa influência na redistribuição de tensões do maciço e também alteração do regime de tensões induzidas nos pilares utilizados para o controle de diluição.

O gerenciamento de risco geotécnico utilizando técnicas de avaliação da estabilidade temporária dos pilares é então requisitado como um método para reduzir os possíveis impactos de cumprimento da eficiência da performance operacional na lavra dos realces. É nesse contexto em que, o emprego de ferramentas numéricas, que são capazes de quantificar ou estimar a probabilidade de ruptura do maciço, pode ser utilizada para o direcionamento de uma decisão adequada.

Nos últimos dois anos foram registrados nove casos de ruptura de pilares, na região do aprofundamento da mina subterrânea Pilar. A partir desses casos, foi realizada uma retroanálise com base no trabalho proposto pelo Wiles (2005), em que se busca quantificar o intervalo de probabilidade de ocorrência de ruptura dos pilares, para o qual foi considerado um nível de confiança de 90%.

2 OBJETIVO

O trabalho tem como objetivo gerar o gráfico de probabilidade de ruptura de pilar para um intervalo de 90% de confiabilidade. Partindo-se do pressuposto de um nível inaceitável de probabilidade de ruptura, que estará relacionado ao nível de aceitação de risco para determinada lavra e para o plano de produção, a expectativa com o uso dessa ferramenta é de auxiliar o processo de análises geotécnicas de curto prazo, dando suporte a tomadas de decisões quanto a possíveis mudanças de sequanciamento ou redimensionamento de pilar visando a redução do risco ocorrência de ruptura.

3 METODOLOGIA

Inicialmente foi utilizada a modelagem tridimensional utilizando o software MAP3D com todos os casos observados de ruptura de pilares em região de lavra, ilustrados na figura 1. Nela, os realces foram divididos em quatro grupos (G), onde em cada grupo se tem a sequência de lavra dos realces (S).

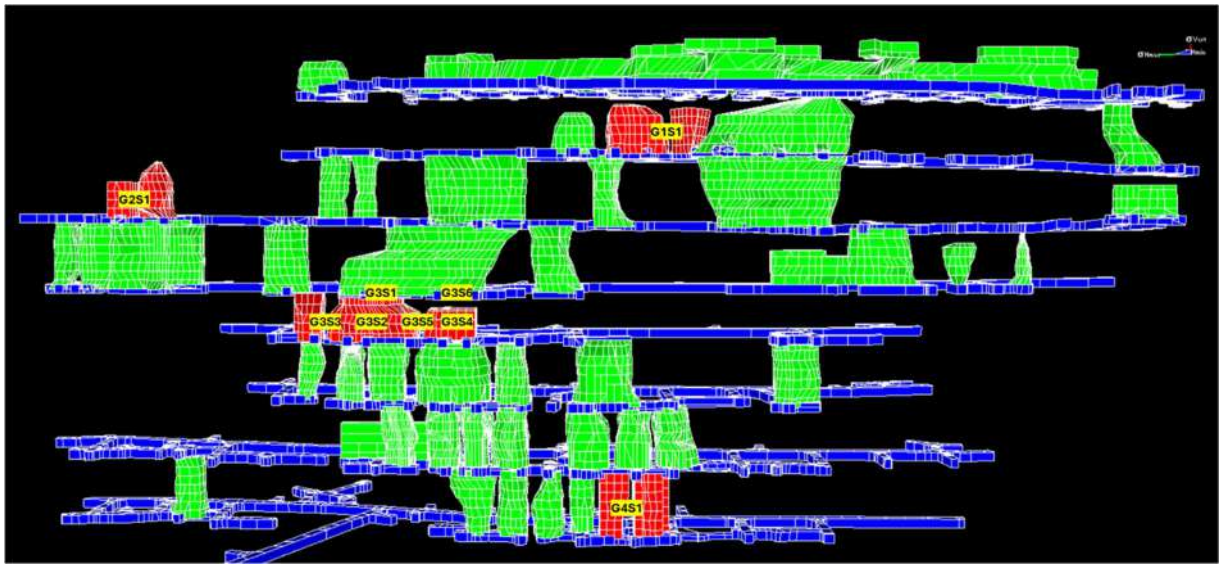


Figura 1. Modelo tridimensional para estimativa de tensões no software MAP3D. Em vermelho, estão destacados os realces onde ocorreram eventos de ruptura abrupta de pilares não estruturais na região do aprofundamento da mina de Pilar, separados em grupos (G), com a sequência dos realces lavrados (S) em cada um desses grupos.

Na tabela 1 abaixo estão os valores de sigma1 (σ_1) e sigma3 (σ_3) médios dos núcleos dos pilares que sofreram ruptura com as respectivas sequências de lavra de realces para cada um dos grupos.

Tabela 1. Sequência de lavra e valores médios de sigma1 e sigma3 do núcleo dos pilares que sofreram ruptura.

Grupo (G)	Sequência de lavra (S)	Pilar	Sigma1 (MPa)	Sigma3 (MPa)
1	1	Rib	94,937	1,229
2	1	Rib	96,228	2,581
3	1	Sill	94,631	8,011
3	2	Rib	95,390	1,016
3	3	Rib	118,888	4,400
3	4	Rib	104,594	10,736
3	5	Rib	129,655	4,438
3	6	Sill	149,326	9,914
4	1	Rib	156,004	13,768

Os parâmetros de estado de tensões utilizados como dados de entrada no modelo numérico são referentes à campanha de medições de tensões mais atualizada que foi realizada no ano de 2022, a partir do método overcoring. Os resultados obtidos a partir da medição de esforços sugerem valores diferentes para o K_h, K_H e direção das tensões principais, em relação aos valores utilizados em análises anteriores como no trabalho publicado por Freitas (2014). Abaixo, na tabela 2, estão os valores da relação entre a tensão vertical e a tensão horizontal mínima (K_h), e a relação entre a tensão vertical e a tensão horizontal máxima (K_H).

Tabela 2. Relação da variação de tensões horizontais principais em relação à tensão vertical.

K_h (E-W)	K_H (N-S)
1,3	1,6

A partir da modelagem numérica, foram obtidos os valores médios das tensões principais sigma1 (σ_1) e sigma3 (σ_3) no entorno do núcleo do pilar, na condição de ocorrência de ruptura para a sequência de lavra realizada. A figura 2 ilustra a curva indicativa do estado de tensão do núcleo do pilar no momento da ruptura.

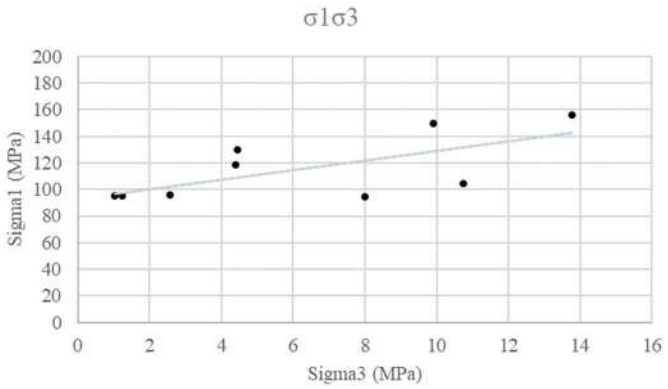


Figura 2. Gráfico representativo da relação entre σ_1 e σ_3 a partir da retroanálise do estado de tensões no núcleo de pilares não estruturais no momento da ruptura.

O passo seguinte foi calcular o desvio padrão (dp) dos dados do gráfico da figura 2 e o valor médio da tensão principal ($M\sigma_1$), indicados na tabela 3 para a obtenção do coeficiente de variação do modelo (C_p), que pode ser calculado através da equação 1. O coeficiente de variação representa o nível de confiabilidade na capacidade preditiva do modelo, obtido através da divisão do desvio padrão pela magnitude da tensão representativa ($M\sigma_1$) conforme Wiles (2006), resultando em um valor de 17,6%. De acordo com Wiles (2006), convencionalmente, na abordagem empírica, já se antecipa valores para o coeficiente de variação acima de 30%, o que torna a abordagem numérica através da retroanálise mais atraente por resultar em menores valores de C_p.

Tabela 3. Parâmetros estatísticos da retroanálise.

dp (Mpa)	$M\sigma_1$ (Mpa)
18,287	103,965

$$C_p = dp / M\sigma_1 \quad (1)$$

3.1. Probabilidade de ruptura

De acordo com Wiles (2005), assumindo-se σ_1 como uma variável que segue uma distribuição normal, a probabilidade de ruptura (P_f) pode ser obtida através da equação 2.

$$P_f = N(\Delta\sigma_1/dp) \quad (2)$$

Sendo N a função que representa a área sob a curva de distribuição normal.

Para um dado valor de P_f, a função inversa da equação 2, representada abaixo pela equação 3, gerado um intervalo de confiança para o gráfico da figura 2.

$$\Delta\sigma_1 = dp * N^{-1}(P_f) \quad (3)$$

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O resultado da retroanálise é o gráfico ilustrado na figura 3 abaixo, onde foi gerado um intervalo de confiança de 90% a partir da equação 3. O uso desse gráfico tem como proposta o auxílio na tomada de decisão a partir da quantificação da probabilidade de ruptura de pilares não estruturais sob condições geotécnicas semelhantes aos casos retroanalisados. Como também já discutido, essa via de análise quanto ao risco de uma possível ocorrência de ruptura de pilar visa ser uma ferramenta de uso para as análises geotécnicas de curto prazo, onde fatores como mudança de sequenciamento de lavra podem significar o incremento de diluição ou instabilidades no interior de escavações isoladas, impactando assim a aderência ao plano de produção.

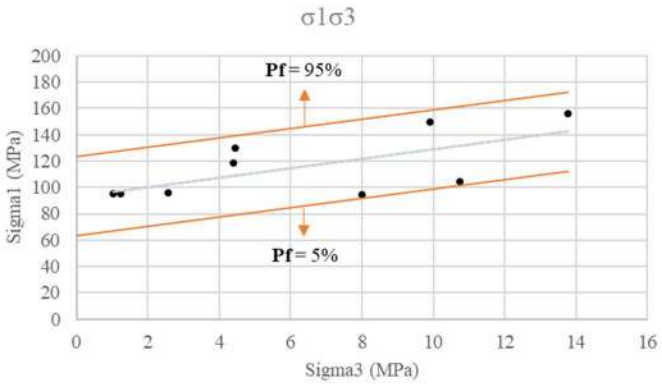


Figura 3. Intervalo de confiança para os casos de ruptura de pilares.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme novas ocorrências de ruptura de pilares, será possível verificar nível de confiabilidade do gráfico da figura 3, para a consolidação como sendo uma ferramenta de uso em avaliações geotécnicas rotineiras de curto prazo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Ero Brasil Caraíba pelo apoio e oportunidade no desenvolvimento de trabalhos ligados à geotecnia de mina subterrânea, que proporciona treinamentos e capacitação ao corpo técnico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Freitas, J.P.S (2014) *Análise de Risco de Projetos de Realces na Mineração Caraíba.* Mecânica das Rochas para Recursos Naturais e Infraestrutura - SBMR, Goiânia, set. 2014.

Wiles, T.D. (2005) *Rockburst Prediction Using Numerical Modelling—Realistic Limits for Failure Prediction Accuracy*, in Y Potvin & M Hudyma (eds), RaSiM6: Proceedings of the Sixth International Symposium on Rockburst and Seismicity in Mines Proceedings, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 57-63.

Wiles, T.D. (2006) *Reliability of numerical modelling predictions*. In: International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, v. 43, 2006.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/480

Revisao Dos Fatores De Influencia No Fluxo De Rejeitos Apos O Colapso De Estruturas De Armazenamento

Ana Luiza Mendes Halabi
Engenheira Geotécnica, GEOCOBA, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil, halabi.analu@alumni.usp.br

Victor Keniti Sakano
Pós-doc, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, victor.sakano@lme.pcc.usp.br

Marcos Massao Futai
Professor, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, futai@usp.br

Rafael Giuliano Pileggi
Professor, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, rafael.pileggi@lme.pcc.usp.br

RESUMO: O movimento de massa pós colapso de barragem de rejeitos consiste no fluxo de suspensões concentradas de rejeitos, misturas de partículas sólidas distribuídas em um meio líquido. Para as suspensões de rejeito em escoamento pós ruptura de barragem de rejeitos, são determinantes para o comportamento reológico o tempo decorrido após a mistura e características das partículas como morfologia, granulometria, rugosidade e interações interparticulares, concentração, peso molecular, etc. Este trabalho, então, faz uma revisão da literatura das condições de fluxo de suspensões de rejeitos concentradas em corridas de massa. São analisadas a interação entre as partículas sólidas da suspensão e a influência das características físico-químicas durante o fluxo, e nos parâmetros reológicos dos materiais. Observa-se que a interação entre as partículas sólidas durante o fluxo é um fator importante para o seu desenvolvimento. A tensão de escoamento de suspensões de minerais em água, como as suspensões de rejeitos, depende das propriedades físicas da mistura e o tipo de magnitude das forças interparticulares. Assim, é comum na literatura a previsão da tensão de escoamento e da viscosidade por modelos, como o YODEL e o Modelo de Interferência apresentados nesse trabalho, a partir de características físico-químicas das partículas e da suspensão.

PALAVRAS-CHAVE: Reologia de rejeitos, ruptura, estrutura de armazenamento de rejeitos, viscosidade, tensão de escoamento.

ABSTRACT: The mass movement after tailings dam collapse consists of the flow of concentrated tailings suspensions, mixtures of solid particles distributed in a liquid medium. For tailings suspensions in flow after tailings dam failure, the time elapsed after mixing and particle characteristics such as morphology, granulometry, roughness and interparticle interactions, concentration, molecular weight, etc. are decisive for the rheological behavior. This work, then, reviews the literature of the flow conditions of waste suspensions concentrated in mass runs. The interaction between the solid particles of the suspension and the influence of the physicochemical characteristics during the flow, and on the rheological parameters of the materials, are analyzed. It is observed that the interaction between solid particles during flow is an important factor for their development. The yield stress of mineral suspensions in water, such as tailings suspensions, depends on the physical properties of the mixture and the type of magnitude of the interparticle forces. Thus, it is common in the literature to predict yield stress and viscosity using models, such as YODEL and the Interference Model presented in this work, based on physical-chemical characteristics of the particles and suspension.

KEYWORDS: Tailings rheology, collapse, tailings storage facility, viscosity, yield strength.

1 INTRODUÇÃO

As barragens de rejeito após colapso podem gerar corrida de lama artificial com alta energia potencial (YU; TANG; CHEN, 2020). O movimento de massa após a ruptura de uma barragem de rejeitos consiste no fluxo de suspensões concentradas de rejeitos, misturas de partículas sólidas distribuídas em um meio líquido, a princípio, newtoniano. Assim, são movimentos que podem ser considerados como fluxos compostos pela

suspensão dos grãos de solo em água. O seu comportamento fluido ocorre em parte como consequência à redução drástica da resistência ao cisalhamento após a ruptura.

Os rejeitos de mineração são materiais artificiais resultantes da britagem e do beneficiamento do minério, e têm suas características intimamente relacionadas à composição das rochas lavradas e dos processos para concentração e extração desse minério, com granulometria variando de areias a argilas. Seu comportamento reológico, então, está relacionado às características físico-químicas das suas partículas.

Nos casos de fluxo de solo, em geral, encontramos condições de suspensões concentradas, em que as partículas estão mais próximas de seu empacotamento máximo que da condição diluída. Para essas suspensões, são determinantes para o comportamento reológico o tempo decorrido após a mistura e características das partículas como morfologia, granulometria, rugosidade e interações interparticulares, concentração, peso molecular, etc. A caracterização reológica desses fluidos é, portanto, necessária para a solução de problemas de engenharia envolvendo a corrida de massas, sendo ainda necessário estabelecer na literatura a variação dos seus parâmetros e a correlação com suas características (DELLA VECCHIA; CREMONESI; PISANÒ, 2019).

Este trabalho, então, faz uma revisão da literatura das condições de fluxo de suspensões concentradas de solos em corridas de massa. São analisadas a interação entre as partículas sólidas da suspensão e a influência das características físico-químicas durante o fluxo, e nos parâmetros reológicos dos materiais.

2 CARACTERÍSTICAS DOS REJEITOS DE MINERAÇÃO

Os rejeitos de mineração são materiais bastante utilizados na construção de estruturas da mineração. Estes materiais são o descarte do beneficiamento do minério, e apresentam características que dependem do material lavrado e do processamento mineral. Porém, a sua falta de coesão os torna pouco propensos a sua utilização, devido à possibilidade de erosão interna e superficial (SARSBY, 2013). Este fato, aliado à sua granulometria e deposição fofa, aumentam a susceptibilidade do material à liquefação.

Os rejeitos são geralmente compostos por partículas sólidas de composição granulométrica variável, de água e outras substâncias adicionadas no processo de beneficiamento do minério e que não possuem valor econômico. Devido ao grande volume gerado e à sua possível toxicidade, as empresas de mineração e os órgãos ambientais têm demonstrado grande interesse em alternativas para a disposição desses rejeitos de forma econômica e segura (PORTES, 2013).

Os rejeitos resultantes da lavra de rochas rijas (metamórficas e ígneas), das quais destacam-se os rejeitos de ouro, cobre e ferro, apresentam alta similaridade entre si. Isso porque, as características desses materiais estão intimamente ligadas às características do depósito mineral, e ao processo de moagem e britagem seguido por separação gravimétrica ou cíclica, que origina materiais de granulometria siltosa, com diâmetros entre 2 e 80 μm (BUSSIÈRE, 2007). Outros rejeitos apresentam granulometria mais fina relacionada à sua origem e processamento, como a lama-vermelha resultante do processamento do alumínio.

Além do processamento do material, a granulometria dos rejeitos ainda está bastante relacionada às diferentes técnicas de deposição. Dentre elas, destacam-se a deslamagem, em que a fração grossa é separada pela ciclonagem para a construção do maciço, enquanto a fração fina é retida atrás deste (SARSBY, 2013) e a de aterro hidráulico, que causa segregação e variabilidade espacial na estrutura (ESPÓSITO, 2000). Assim, a variação granulométrica causada pela segregação na deposição dos rejeitos afeta a densidade e a porosidade do material, consequentemente influenciando todos os parâmetros geotécnicos que podem ser correlacionados a eles (ESPÓSITO, 2000).

Em geral, os rejeitos são dispostos nas barragens em forma de polpa ou pasta, suspensões com concentrações volumétricas iniciais entre 25 e 45%, que adensam com o tempo (BUSSIÈRE, 2007). Nas barragens de rejeitos, observa-se que a densidade relativa do material apresenta grande variabilidade dentro de um depósito, dentro da faixa de 30% a 50% (SARSBY, 2013). A técnica de deposição hidráulica do material apresenta pouca energia de compactação, resultando em material de compacidade fofa devido ao adensamento sob peso próprio.

As partículas de solo podem ser controladas primariamente por forças de massa ou de superfície (relacionadas às cargas elétricas das partículas), e a influência das cargas elétricas está diretamente relacionada à área superficial específica das partículas. Partículas que tem seu comportamento controlado por forças de superfície, como a maioria dos argilominerais, são denominadas coloides, com granulometrias geralmente menores que 1μm. Assim, a variabilidade de comportamento dos rejeitos influencia no comportamento desse material em fluxo após ruptura de barragens de rejeitos.

3 FLUXO DE REJEITOS

O movimento de massa após a ruptura de uma barragem de rejeitos consiste no fluxo de uma mistura de partículas sólidas distribuídas em um meio líquido, a princípio, newtoniano. Nos casos de fluxo de solo, em geral, encontramos condições de suspensões concentradas, em que as partículas estão mais próximas de seu empacotamento máximo que da condição diluída. Para essas suspensões, são determinantes para o comportamento reológico: o tempo decorrido após a mistura; características das partículas como morfologia, granulometria, rugosidade e interações interparticulares; concentração; peso molecular; e conformação dos polímeros adsorvidos (MACOSKO, 1994).

Para a avaliação do fluxo de rejeitos após o colapso da estrutura de contenção, então, é necessário entender como as partículas de solo interagem durante o fluxo de rejeitos.

3.1 Fatores de Influência na Tensão de Escoamento

A compreensão da interação entre as partículas sólidas é importante para as características reológicas das suspensões. É razoável supor o espaço para a mobilidade das partículas na suspensão podem definidas a partir da diferença entre a concentração e a máxima concentração de sólidos do material ($\phi_{máx}$). Nota-se aqui, que $\phi_{máx}$ poderia ser estimado a partir da porosidade teórica mínima do material (1 - porosidade). Além disso, partículas finas, e com área específica elevada, apresentam interações interparticulares fortes, especialmente em óxidos minerais. Portanto, é possível deduzir que a tensão de escoamento das suspensões é inversamente proporcional ao tamanho das partículas e da diferença entre a concentração da suspensão e seu empacotamento máximo (ALEJO, BONIFACIO; BARRIENTOS, 2009).

A tensão de escoamento de suspensões de minerais em água, como as suspensões de rejeitos, depende das propriedades físicas da mistura e o tipo de magnitude das forças interparticulares (DZUY; BOGER, 1983; KWAK; JAMES; KLEIN, 2005; WU; WANG; WANG, 2015). A tensão de escoamento é razoavelmente prevista na literatura a partir de características como granulometria, fração volumétrica de sólidos, forças inter-particulares, raio de curvatura dos contatos entre as partículas, dentre outros (DAMINELI et al., 2016).

O comportamento de argilas em condições quase-estáticas é bastante estudada. A tensão de escoamento de dispersões de caulinita é fortemente afetada pela concentração de argila e as mudanças na microestrutura devido ao empacotamento (LIN, 2015). A tensão de escoamento de laponitas, caulinita e bentonita diminui com o aumento do pH devido a mudanças do potencial eletrostático (LAXTON E BERG, 2006; TEH et al., 2009).

Para o caso de suspensões de argilas no estado estático, estas formam um gel com estrutura face-aresta ou face-face, que se torna um líquido de baixa viscosidade quanto as tensões de cisalhamento são superiores à tensão de escoamento (PAINEAU et al., 2011; COCARD et al., 2000; ABOU et al., 2003; PIGNON et al., 1998; BAIRD & WALZ, 2007; AU et al., 2015; LEONG et al., 2018). Em baixas taxas de cisalhamento a viscosidade da suspensão é controlada, além da concentração volumétrica, pelas propriedades coloidais como cargas superficiais, distribuição granulométrica e propriedades do meio como pH e salinidade (SHAKEE, 2021). Porém, a altas condições de cisalhamento, a viscosidade é determinada pela granulometria e forma das partículas, além de seu arranjo na suspensão (CZIBULYA et al., 2010).

3.2 Fatores de Influência na Viscosidade

Sabendo-se que a viscosidade é uma medida de resistência do fluido ao escoamento, é coerente a suposição que a adição de partículas ao fluido aumente a viscosidade da suspensão (OLIVEIRA et al., 2000). Essas partículas, porém, podem ainda introduzir desvios do comportamento Newtoniano (VALENCIA, 2017). Em partículas maiores de 1 μm, as forças eletrostáticas são menos importantes, e é observado maior influência da inércia das partículas no fluxo. Além disso, a distribuição granulométrica influencia no empacotamento máximo da suspensão, sendo esse maior para curvas melhor graduadas, com distribuições bimodais ou trimodais.

Para as suspensões concentradas estão presentes as interações hidrodinâmicas e forças de lubrificação, além da interação dos contatos friccionais das partículas de maneira similar a meios granulares secos (GUAZZELLI; POULIQUEN, 2018). A fricção, portanto, se torna uma questão central para a compreensão de fluxos de rejeitos concentrados.

As forças hidrodinâmicas e de lubrificação de tornam menos importantes com o aumento das concentrações, e os contatos entre partículas são predominantes na resposta reológica de suspensões granulares concentradas (GUAZZELLI; POULIQUEN, 2018). O fluxo de suspensões granulares concentradas tem similaridades aos fluxos de material granular seco (ANDREOTTI, FORTESSE & POULIQUEN, 2013) no que diz respeito à importância dos contatos diretos. A determinação da viscosidade destes fluidos é complexa, devido a variações na microestrutura durante o fluxo, e às interações hidrodinâmicas pelo líquido e o contato mecânico direto.

A Figura 2 apresenta a decomposição das principais perturbações nos fluxos de suspensões. Em (a) o comportamento de uma esfera em cisalhamento pode ser decomposto em rotação e deformação, e a resistência ao componente de deformação cisalhante da esfera gera perturbação no fluxo (GUAZZELLI; POULIQUEN, 2018). Em (b) é apresentado o fluxo de avalanches submarinas, apresentando a complexidade envolvida no contato entre partículas. Em ambos os casos, as perturbações no fluxo causam aumento de taxa de dissipação de energia, o que aumenta a viscosidade do material (GUAZZELLI; POULIQUEN, 2018). As interações hidrodinâmicas, e consequentemente a viscosidade, depende do tipo de fluxo (MACOSKO, 1994).

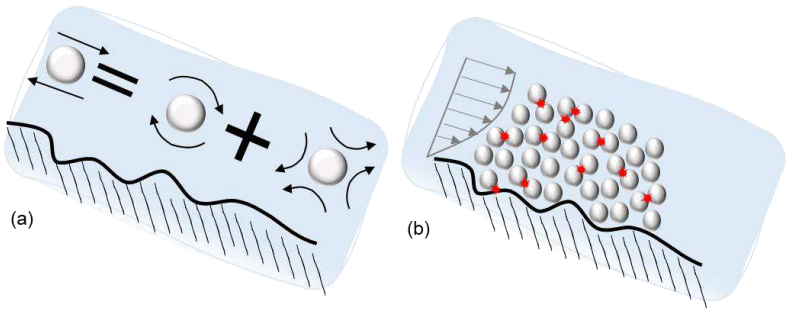


Figura 2. Decomposição das principais fontes de perturbação de fluxo de suspensões concentradas. (a) movimento das partículas; (b) contato entre partículas. Fonte: (Guazzelli e Pouliquen 2018). *Adaptado pela autora*.

Por fim, por se tratar de sistemas multifásicos, o fluxo relativo entre partículas e solvente pode, e geralmente é, importante (ISA et al., 2010). A separação entre as fases das suspensões concentradas pode, então, ocorrer durante a ruptura. Esse fenômeno foi descrito para a ruptura de Los Frailes, com registro de dois picos no hidrograma monitorado, um de fluxo mais aquoso e um segundo de fluxo de alta viscosidade com alta concentração de rejeitos (RICO; BENITO; DÍEZ-HERRERO, 2008).

Em algumas configurações de fluxo, é possível o movimento relativo entre as partículas e o fluido, ou uma velocidade de escorregamento entre as fases. As partículas tem tendência a se movimentar da região de altas taxas de cisalhamento para as regiões de baixas taxas de cisalhamento, em um fenômeno conhecido como migração induzida por cisalhamento (GUAZZELLI; POULIQUEN, 2018). Esse comportamento é importante tanto na compreensão do fluxo de rejeitos em campo quanto na interpretação de ensaios de laboratório em rejeitos.

3.3 Influência da Microestrutura de Argilominerais na Viscosidade

A granulometria influencia no comportamento do material, uma vez que para partículas abaixo de 1 μm, portanto a fração argila, o movimento Browniano se torna notável, o que resulta em elasticidade e efeitos de taxa de cisalhamento (MACOSKO, 1994). Uma orientação forte de partículas é afetada pelas interações eletrostáticas, com maior orientação para partículas menores e com menos ligações iônicas, e seu empacotamento é estabilizado na configuração face a face pelas repulsões entre camadas duplas elétricas (MICHOT, 2009).

As partículas de argilominerais se alinham a altas taxas de cisalhamento, resultando em arrasto hidrodinâmico, e a viscosidade diminui com o aumento das interações de repulsão entre as folhas de argila (PAINEAU ET AL. 2011). Este alinhamento durante o fluxo é ilustrado pela Figura 3. Algumas argilas, como a laponita, ainda apresentam comportamento dependente da espessura da amostra cisalhada, devido a ocorrência de cisalhamento não-homogêneo (formação de bandas e escorregamento de paredes) (LIN et al.,

2020).

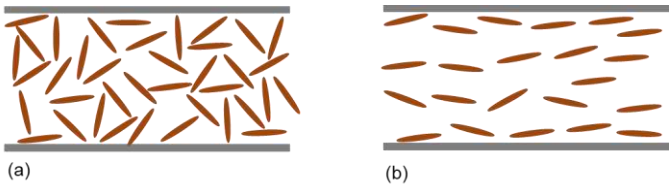


Figura 3. Microestrutura de argilominerais durante o fluxo. (a) microestrutura onde pontas positivamente carregadas são eletrostaticamente atraídas pelas faces negativamente carregadas; (b) microestrutura alinhada em altas taxas de cisalhamento. Fonte: *Elaborado pela autora*.

4 MODELOS DE PREVISÃO DE PARÂMETROS REOLÓGICOS

Considerando a influência de diferentes características físico-químicas das partículas no comportamento reológico de suspensões, diferentes modelos tentaram estimar parâmetros reológicos a partir de características como concentração volumétrica, granulometria, forças superficiais e eletrostáticos. Neste trabalho, a título de ilustração, são apresentados o modelo YODEL para a previsão de tensão de escoamento e o modelo de interferência de previsão de viscosidade. Destaca-se que a literatura apresenta diferentes modelos não citados nesse trabalho, e que podem ser mais adequados para a descrição de comportamentos de diferentes suspensões.

Esses modelos simplificados ou generalistas para previsão da tensão de escoamento e da viscosidade podem ser úteis para a previsão de comportamento de suspensões de diferentes rejeitos ou para a compreensão dos diferentes fatores que influenciam o fluxo de rejeitos. Porém, destaca-se que é indicado a utilização de ensaios reológicos adequados para a determinação de parâmetros reológicos em rejeitos.

4.1 Modelo YODEL de Previsão de Tensão de Escoamento

Observando as influências dos parâmetros de concentração volumétrica, tamanho e distribuição granulométrica das partículas, máximo empacotamento, rede de percolação formada pelas partículas e forças interparticulares, o modelo YODEL (FLATT; BOWEN, 2006) propõe uma previsão de valores para tensão de escoamento de suspensões concentradas.

O modelo YODEL foi desenvolvido para a previsão de comportamento reológicos de sistemas cimentícios, especialmente em presença de aditivos dispersantes. Ele considera como forças interparticulares as forças eletrostáticas, forças de dispersão, ou de van der Waals, e forças estéricas resultantes da adsorção de uma molécula dispersante (VALENCIA, 2017). O modelo propõe, então, que a tensão de escoamento é proporcional às ligações entre as partículas e ao número de contatos (FLATT; BOWEN, 2006).

4.2 Modelos de Interferência de Previsão de Viscosidade

A viscosidade pode ser entendida como uma medida de resistência do fluido ao escoamento e, portanto, também aumenta com a dificuldade ao fluxo imposta pelas partículas sólidas dispersas (PILEGGI et al., 2000). Além disso, é aceito que a bidispersão ou polidispersão reduzem a viscosidade se considerar uma mesma concentração volumétrica de sólidos, uma vez que o empacotamento máximo aumenta (PEDNEKAR; CHUN; MORRIS, 2017). É comum que modelos reológicos de previsão de viscosidade de suspensões apresentem uma viscosidade relativa (η_r), correspondente à razão entre a viscosidade da suspensão e a viscosidade do solvente puro, para facilitar a comparação entre meios líquidos.

Modelos mais antigos assumem a existência de uma concentração máxima de sólidos a partir da qual os sólidos incompressíveis impediriam o fluxo (ZHU; WANG; PENG, 2017). Ao contrário, porém, observa-se a variação do regime reológico da suspensão, com o aparecimento da tensão de escoamento e da caracterização da suspensão como comportamento não-Newtoniano (COUSSOT; ANCEY, 1999)).

O Modelo de Interferência (DAMINELI et al., 2016) propõe estimar a viscosidade de uma suspensão a partir da mobilidade espacial determinada pelo tamanho das partículas e a distância disponível entre elas. Apesar de seus resultados serem relativos, dependentes da técnica de ensaio tem a principal vantagem de prever

a viscosidade das suspensões a partir de sua caracterização física (granulometria, área superficial e concentração de partículas) (PILEGGI et al., 2000).

Para a utilização do modelo, é necessário definir a distância média de separação entre as partículas (IPS – Interparticle Separation), conforme Equação 1 (FUNK; DINGER, 1994). Esse parâmetro é inversamente proporcional à área superficial volumétrica das partículas (VSA), à fração volumétrica dos sólidos (Vs) e à fração de poros em condição máxima de empacotamento (Pof).

$$IPS = \frac{2}{VSA}\left(\frac{1}{V_s} - \frac{1}{1 - P_{of}}\right) \quad (1)$$

O IPS é inversamente proporcional à viscosidade de suspensão, uma vez que seu aumento indica maior mobilidade entre partículas e, consequentemente, menos interação e menor dissipação de energia (OLIVEIRA et al., 2000). A viscosidade, então, é influenciada pela relação entre o IPS e o diâmetro das partículas, uma vez que essa está relacionada à mobilidade e à dissipação de energia por choque entre partículas. Considerando que materiais geomecânicos são, raramente, monomodais, é aplicável o uso do modelo de interferência para sistemas multimodais. Para estender o uso do modelo monomodal do Modelo de Interferência para uma suspensão formada por partículas com uma distribuição granulométrica mais graduada é preciso considerar que cada partículas interage somente com outras de dimensões 10 vezes maior ou menor. Assim, cada partícula flui dentro de uma sub-suspensão, cada qual definida por diâmetros específicos que abrange sua interferência granulométrica imersa na fase líquida da suspensão total (DAMINELI et al., 2016).

Portanto, o comportamento reológico de suspensões concentradas é influenciado, entre outros fatores, pelas forças interparticulares, morfologia, distribuição granulométrica, empacotamento, temperatura e concentração. O IPS visa entender a relação entre estes parâmetros e a resistência do material ao escoamento de maneira simplificada e direta.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho faz uma revisão da literatura das condições de fluxo de suspensões de solos em concentradas em corridas de massa. São analisadas a interação entre as partículas sólidas da suspensão e a influência das características físico-químicas durante o fluxo, e nos parâmetros reológicos dos materiais. São também analisados diferentes geometrias de reometria rotacional, que permitem a descrição do comportamento durante o fluxo por parâmetros reológicos.

Observa-se que a interação entre as partículas sólidas durante o fluxo é um fator importante para o seu desenvolvimento. A tensão de escoamento de suspensões de minerais em água, como as suspensões de rejeitos, depende das propriedades físicas da mistura e o tipo de magnitude das forças interparticulares. Assim, é razoavelmente prevista na literatura a partir de características como granulometria, fração volumétrica de sólidos, forças inter-particulares, raio de curvatura dos contatos entre as partículas, dentre outros.

Para partículas abaixo de 1 μm, portanto a fração argila, o movimento Browniano se torna notável, o que resulta em elasticidade e efeitos de taxa de cisalhamento. Durante o fluxo ocorre maior orientação para partículas menores e com menos ligações iônicas, e seu empacotamento é estabilizado na configuração face a face pelas repulsões entre camadas duplas elétricas.

Além disso, são apresentados modelos de previsão de comportamento reológico que podem ser úteis para a previsão de parâmetros (tensão de escoamento e viscosidade), se bem aplicados. Esses modelos podem ser úteis para a previsão de comportamento de suspensões de diferentes rejeitos ou para a compreensão dos diferentes fatores que influenciam o fluxo de rejeitos. Porém, destaca-se que é indicado a utilização de ensaios reológicos adequados para a determinação de parâmetros reológicos de suspensões de rejeitos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à GEOCOBA, à Universidade de São Paulo (USP), ao Laboratório de Microestruturas (LME-USO) e ao Geoinfra-USP pelo apoio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABOU, Bérengère; BONN, Daniel; MEUNIER, J. *Nonlinear rheology of Laponite suspensions under an external drive*. J. Rheol, [S. l.], v. 979, n. 47, 2003.

ALEJO, BONIFACIO; BARRIENTOS, Arturo. *Model for yield stress of quartz pulps and copper tailings. International Journal of Mineral Processing*, [S. l.], v. 93, n. 3–4, p. 213–219, 2009. DOI: 10.1016/j.minpro.2009.08.002.

ANDREOTTI, Bruno; FORTERRE, Yoel; POULIQUEN, Olivier. *Granular Media - Between Fluid and Solid*. [s.l.] : Cambridge University Press, 2013.

AU, Pek Ing; HASSAN, Siti; LIU, Jishan; LEONG, Yee Kwong. *Behaviour of laponite gels: Rheology, ageing, pH effect and phase state in the presence of dispersant*. Chemical Engineering Research and Design, [S. l.], v. 101, p. 65–73, 2015. DOI: 10.1016/j.cherd.2015.07.023.

BAIRD, J. C.; WALZ, J. Y. *The effects of added nanoparticles on aqueous kaolinite suspensions. II. Rheological effects*. Journal of Colloid and Interface Science, [S. l.], v. 306, n. 2, p. 411–420, 2007. DOI: 10.1016/j.jcis.2006.10.066.

BUSSIÉRE, Bruno. Colloquium 2004 : *Hydrogeotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches*. [S. l.], v. 1052, p. 1019–1052, 2007. DOI: 10.1139/T07-040.

COCARD, Stéphane; TASSIN, Jean François; NICOLAI, Taco. *Dynamical mechanical properties of gelling colloidal disks*. Journal of Rheology, [S. l.], v. 44, n. 3, p. 585–594, 2000. DOI: 10.1122/1.551107.

COUSSOT, P.; ANCEY, C. *Rheophysical classification of concentrated suspensions and granular pastes*. Physical Review E - Statistical Physics, Plasmas, Fluids, and Related Interdisciplinary Topics, [S. l.], v. 59, n. 4, p. 4445–4457, 1999. DOI: 10.1103/PhysRevE.59.4445.

CZIBULYA, Zsuzsanna; TOMBÁCZ, Etelka; SZEGI, Tamas; MICHÉLI, Erika; ZSOLNAY, Adam. *Standard state of soil dispersions for rheological measurements*. Applied Clay Science, [S. l.], v. 48, n. 4, p. 594–601, 2010. DOI: 10.1016/j.clay.2010.03.009.

DAMINELI, Bruno L.; JOHN, Vanderley M.; LAGERBLAD, Björn; PILEGGI, Rafael G. *Viscosity prediction of cement-filler suspensions using interference model: A route for binder efficiency enhancement*. Cement and Concrete Research, [S. l.], v. 84, p. 8–19, 2016. DOI: 10.1016/j.cemconres.2016.02.012.

DELLA VECCHIA, Gabriele; CREMONESI, Massimiliano; PISANÒ, Federico. *On the rheological characterisation of liquefied sands through the dam-breaking test. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, [S. l.], v. 43, n. 7, p. 1410–1425, 2019. DOI: 10.1002/nag.2905.

DZUY, Nguyen Quoc; BOGER, D. V. *Yield Stress Measurement for Concentrated Suspensions*. Journal of Rheology, [S. l.], v. 27, n. 4, p. 321–349, 1983. DOI: 10.1122/1.549709.

ESPÓSITO, Terezinha Jesus. *Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico*. Tese de Doutorado, [S. l.], p. 363, 2000.

FLATT, Robert J.; BOWEN, Paul. *Yodel: A yield stress model for suspensions*. Journal of the American Ceramic Society, [S. l.], v. 89, n. 4, p. 1244–1256, 2006. DOI: 10.1111/j.1551-2916.2005.00888.x.

FUNK, James E.; DINGER, Dennis R. *Predictive Process Control of Crowded Particulate Suspensions*. [s.l: s.n.]. DOI: 10.1007/978-1-4615-3118-0.

GUAZZELLI, Élisabeth; POULIQUEN, Olivier. *Rheology of dense granular suspensions*. Journal of Fluid Mechanics, [S. l.], v. 852, p. P11–P173, 2018. DOI: 10.1017/jfm.2018.548.

ISA, Lucio; BESSELING, Rut; SCHOFIELD, Andrew B.; POON, Wilson C. K. *Quantitative Imaging of Concentrated Suspensions Under Flow*. [S. l.], p. 163–202, 2010. DOI: 10.1007/12_2009_38.

KWAK, Minkyung; JAMES, David F.; KLEIN, Katherine A. *Flow behaviour of tailings paste for surface disposal*. International Journal of Mineral Processing, [S. l.], v. 77, n. 3, p. 139–153, 2005. DOI: 10.1016/j.minpro.2005.06.001.

LAXTON, Peter B.; BERG, John C. *Relating clay yield stress to colloidal parameters*. Journal of Colloid and Interface Science, [S. l.], v. 296, n. 2, p. 749–755, 2006. DOI: 10.1016/j.jcis.2005.09.061.

LEONG, Yee Kwong; DU, Mingyong; AU, Pek Ing; CLODE, Peta; LIU, Jishan. *Microstructure of Sodium Montmorillonite Gels with Long Aging Time Scale*. Langmuir, [S. l.], v. 34, n. 33, p. 9673–9682, 2018. DOI: 10.1021/acs.langmuir.8b00213.

MACOSKO, Christopher W. *Rheology: Principles, Measurements and Applications*. [s.l] 1994. DOI: 10.2514/3.15201.

MICHOT, Laurent J.; BARAVIAN, Christophe; BIHANNIC, Isabelle; MADDI, Solange; MOYNE, Christian; DUVAL, Jérôme F. L.; LEVITZ, Pierre; DAVIDSON, Patrick. *Sol-gel and isotropic/nematic transitions in aqueous suspensions of natural nontronite clay. influence of particle anisotropy. 2. gel structure and mechanical properties*. Langmuir, [S. l.], v. 25, n. 1, p. 127–139, 2009. DOI: 10.1021/la801894a.

OLIVEIRA, Ivone R. De; STUDART, André R.; PILEGGI, Rafael G.; PANDOLFELLI, Victor C. *Dispersão e Empacotamento de Partículas: Princípios e Aplicações em Processamento Cerâmico*. [s.l. 2000.

PAINEAU, Erwan; MICHOT, Laurent J.; BIHANNIC, Isabelle; BARAVIAN, Christophe. *Aqueous suspensions of natural swelling clay minerals*. 2011. Rheological characterization. Langmuir, [S. l.], v. 27, n. 12, p. 7806–7819, 2011. DOI: 10.1021/la2001267.

PEDNEKAR, Sidhant; CHUN, Jaehun; MORRIS, Jeffrey. *Bidisperse and polydisperse suspension rheology at large solid fraction*. arXiv, [S. l.], p. 1–23, 2017. DOI: 10.1122/1.5011353.

PIGNON, Frédéric; MAGNIN, Albert; PIAU, Jean-Michel. *Thixotropic behavior of clay dispersions: Combinations of scattering and rheometric techniques*. Journal of Rheology, [S. l.], v. 42, n. 6, p. 1349–1373, 1998. DOI: 10.1122/1.550964.

PILEGGI, R. G.; STUDART, A. R.; PANDOLFELLI, V. C.; FEDERAL, Universidade; UFSCAR, De S. Carlos; WASHINGTON, Rod; KM, Luiz; CARLOS, S. *Um modelo para previsão da viscosidade mínima de suspensões cerâmicas (A new model to predict the minimum viscosity of ceramic suspensions)*. Cerâmica, [S. l.], v. 46, n. 299, p. 160–165, 2000.

RICO, M.; BENITO, G.; DÍEZ-HERRERO, A. *Floods from tailings dam failures*. Journal of Hazardous Materials, [S. l.], v. 154, n. 1–3, p. 79–87, 2008. DOI: 10.1016/j.jhazmat.2007.09.110.

SARSBY, Robert. *Environmental geotechnics*, [S. l.], 2013. DOI: 10.1680/eg.27527.

SHAKEEL, Ahmad; KIRICHEK, Alex; CHASSAGNE, Claire. *Rheology and yielding transitions in mixed kaolinite/bentonite suspensions*. Applied Clay Science, [S. l.], v. 211, n. June, p. 106206, 2021. DOI: 10.1016/j.clay.2021.106206.

TEH, E. Jen; LEONG, Y. K.; LIU, Y.; FOURIE, A. B.; FAHEY, M. *Differences in the rheology and surface chemistry of kaolin clay slurries: The source of the variations*. Chemical Engineering Science, [S. l.], v. 64, n. 17, p. 3817–3825, 2009. DOI: 10.1016/j.ces.2009.05.015.

VALENCIA, Gabriela Araújo. *Estudo das características de dispersão de suspensões de carbonato de cálcio Estudo das características de dispersão de suspensões de carbonato de cálcio*. São Paulo. 2017. [S. l.], 2017.

YU, Dayu; TANG, Liyu; CHEN, Chongcheng. *Three-dimensional numerical simulation of mud flow from a tailing dam failure across complex terrain*. Natural Hazards and Earth System Sciences, [S. l.], v. 20, n. 3, p. 727–741, 2020. DOI: 10.5194/nhess-20-727-2020.

ZHU, Zhongfan; WANG, Hongrui; PENG, Dingzhi. *Dependence of sediment suspension viscosity on solid concentration: A simple general equation*. Water (Switzerland), [S. l.], v. 9, n. 7, 2017. DOI: 10.3390/w9070474.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/481

Segurança de Barragens: Uma Abordagem Abrangente da Importância do Engenheiro de Registro (EdR)

Maryane Cristine Borges de Melo
Engenheira Geotécnica, Geocoba/Universidade Federal de Ouro Preto, Belo Horizonte, Brasil, maryane320@gmail.com

Matheus Tavares Dias
Engenheiro Geotécnico, Universidade Federal de Ouro Preto, Belo Horizonte, Brasil, matheusttd@gmail.com

Thainá Rainho do Sacramento França
Engenheira Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Belo Horizonte, Brasil, thainafranca22@gmail.com

RESUMO: Diante dos desastres ambientais recentes associados a barragens, a gestão segura dessas estruturas é de extrema importância. Nesse contexto, os Engenheiros de Registro (EdR) desempenham um papel fundamental na prevenção de riscos e na preservação da integridade das barragens. Este artigo aborda a importância crescente da atuação dos engenheiros de registro, ressaltando a necessidade de um gerenciamento eficaz das estruturas a fim de evitar consequências catastróficas. A metodologia empregada abrange uma revisão bibliográfica a partir da análise de artigos e regulamentações vigentes, de forma a compreender o papel do EdR desde a elaboração de auditorias semestrais até a avaliação crítica de todos os projetos relacionados à segurança da barragem. Os resultados destacam o histórico e a evolução das atribuições do EdR, explora as regulamentações nacionais relacionadas à segurança de barragens, com destaque para as diretrizes específicas de atuação do Engenheiro de Registro, detalha as responsabilidades específicas e explora seu papel na análise de riscos e na tomada de decisões. Em conclusão, o artigo destaca a relevância estratégica do trabalho do EdR na conformidade de estudos e projetos com os princípios da gestão de segurança de barragens.

PALAVRAS-CHAVE: Engenheiro de Registro (EdR), Segurança de Barragens, Gestão de Barragens, Mineração.

ABSTRACT: In light of recent environmental disasters associated with dams, the safe management of these structures is extremely important. In this context, Engineers of Record (EoR) play a fundamental role in preventing risks and preserving the integrity of dams. This article addresses the growing importance of the role of registration engineers, highlighting the need for effective management of structures in order to avoid catastrophic consequences. The methodology used encompasses a bibliographical review based on the analysis of articles and current regulations, in order to understand the role of the EoR, from the preparation of biannual audits to the critical evaluation of all projects related to dam safety. The results highlight the history and evolution of the EoR's duties, explore national regulations related to dam safety, with emphasis on the specific guidelines for the Engineer of Record's activities, detail the specific responsibilities and explore their role in risk analysis and in decision making. In conclusion, the article highlights the strategic relevance of EdR's work in complying with studies and projects with the principles of dam safety management.

KEYWORDS: Engineers of Record (EoR), Dam Safety, Dam Management, Mining.

1 INTRODUÇÃO

A segurança das barragens é um tema de grande relevância na engenharia, especialmente ao considerar os potenciais impactos catastróficos das falhas nesse tipo de infraestrutura. De acordo com o Relatório de Segurança de Barragens de 2022 (RSB) publicado pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico, foram registrados 24 acidentes com barragens no ano de 2022, representando um aumento de 85% em relação a 2021. Além de ocorrer outros 58 incidentes, um aumento de 57% em comparação com 2021.
Barragens podem trazer prejuízos às comunidades próximas e ao meio ambiente quando negligênciadas, ocorrendo falhas de gestão e supervisão (RSB 2022). Porém, são relevantes para a economia, sendo necessárias

para diversas atividades da sociedade, assim, é essencial que estejam seguras para diminuir a ocorrência de incidentes e acidentes (RSB 2022). Diante disso, os Engenheiros de Registro (EdR) desempenham um papel crucial ao contribuir para asegurança e estabilidade dessas estruturas, monitorando-as ao longo do tempo e assegurando sua conformidade com normas técnicas e de segurança.

Ao longo dos anos, o trabalho dos Engenheiros de Registro passou por alterações e evolução, sendo incorporado avanços tecnologicos e metodologias de avaliação de riscos. Antigamente, a atuação do EdR era mais focada na revisão de projetos, porém, com o avanço da engenharia e da gestão de riscos, os EdRs passaram a desempenhar um papel mais proativo na identificação e mitigação de potenciais problemas de segurança em barragens.

A atuação dos Engenheiros de Registro é orientada por diversas regulamentações, tanto a nível nacional quanto internacional. No Brasil, diretrizes específicas para barragens, como a resolução n° 95 da Agência Nacional de Mineração ea portaria 678 e 679 da FEAM, também impõe referências importantes para a atuação desses profissionais. A nível internacional há organizações como a International Commission on Large Dams (ICOLD) e a International Standards Organization (ISO) e o Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos (GISTM) que trazem diretrizes para a atuação dos Engenheiros de Registro em todo o mundo.

Portanto, nesse trabalho, será ressaltado os aspectos referentes a importância dos Engenheiros de Registro na segurança de barragens.

2 JUSTIFICATIVA

As barragens de rejeitos são amplamente utilizadas na indústria de mineração como método de descarte de resíduos, porém, apresentam riscos para o meio ambiente e para as comunidades próximas. A falha ou ruptura dessas estruturas podem resultar em consequências graves, como contaminação de corpos d'água, solo, deterioração do meio ambiente e perdas de vidas humanas.

Na última década, dois eventos marcaram a história da mineração no Brasil, sendo eles os rompimentos das barragens das minas Germano e Córrego do Feijão. Essas catástrofes causaram danos sociais, humanitários, ambientais e econômicos ainda não dimensionados (ANTUNES-ROCHA et al., 2020). Muito se fala desses dois casos, porém, no Quadrilátero Ferrífero na Região Metropolitana de Belo Horizonte, já constavam vários antecedentes segundo Lacaz et. al (2017). Houveram rompimentos de barragens em Itabirito em 1986 e em 2014, Nova Lima, em 2001 e Congonhas, em 2008, deixando vítimas e causando significativos danos ambientais.

Tantos desastres geraram alertas e aprendizado sobre os perigos associados às barragens quando não são planejadas, construídas, inspecionadas e gerenciadas de forma adequada. Assim, é fundamental manter o gerenciamento e monitoramento constantes na estrutura e na sua operação, visando evitar futuras tragédias que possam trazer consequências desastrosas para o meio ambiente e para a vida humana (BRASIL, 2002).
Buzzi (2007) cita alguns métodos de gerenciamento como inspeções visuais, monitoramento de deslocamentos verticais/horizontais, levantamento topográfico e batimétrico, entre outros, sendo esses, praticados pelo Engenheiro de Registro em busca de manter a boa performance da barragem.

Um dos aspectos fundamentais do gerenciamento eficaz em barragens é a realização regular de inspeções e manutenções. ANA (2016) descreve os principais pontos que devem ser observados por um Engenheiro de Registro durante uma inspeção visual para identificar ameaças. Devendo verificar as deficiências relacionadas à operação e a manutenção para garantir a integridade da estrutura.

O papel do Engenheiro de Registro permite pontuar potenciais problemas, antes que se tornem sérios, possibilitando a implementação de medidas corretivas e preventivas, evitando desastres como os muitos já ocorridos.

3 METODOLOGIA

A metodologia utilizada neste artigo baseia-se em uma revisão bibliográfica sistemática e analítica. O processo de revisão bibliográfica é apresentado no fluxograma da Figura 1.

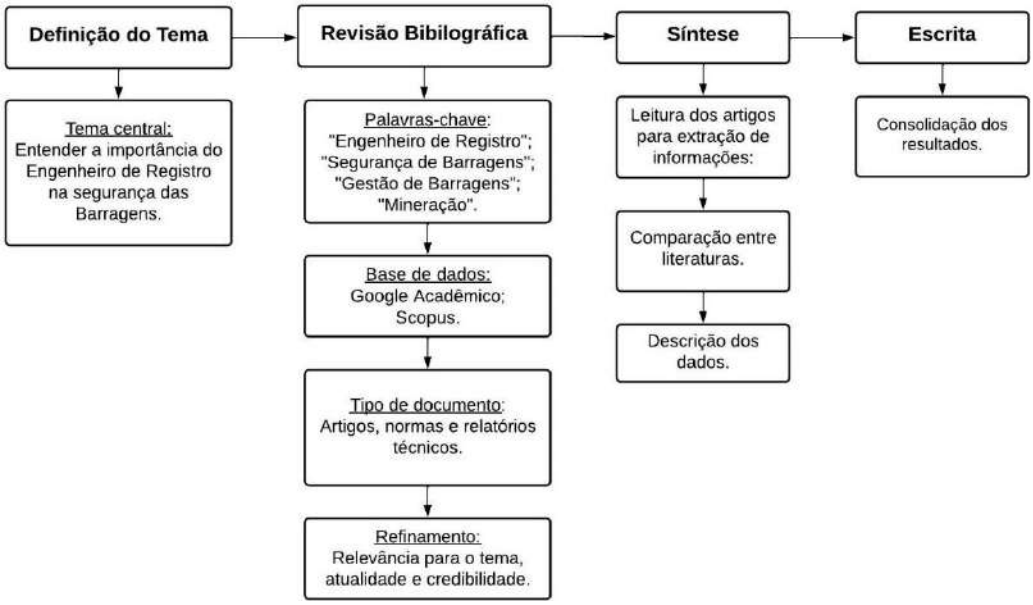


Figura 1– Metodologia adotada no trabalho. Fonte: Autores.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Histórico e Evolução do EdR

A nomeação Engineer of Records (EoR), traduzida como Engenheiro de Registro (EdR) em português, foi estabelecida pela Resolução n° 95 da ANM em 2022. Essa denominação originou-se nos Estados Unidos em 1970, inicialmente aplicada em projetos estruturais de grande porte, como pontes e viadutos. O acidente com a estrutura da passarela do hotel Hyatt Regency em Kansas City, em 1981, que resultou em vítimas fatais, aumentou significativamente a preocupação com a segurança estrutural. Isso levou à definição e aplicação das responsabilidades do EdR em diversas estruturas.

Na década de 1960, as discussões sobre a segurança de barragens começaram no Brasil, após o rompimento da barragem de Orós no Ceará. Posteriormente, foi criada a Comissão Brasileira de Grandes Barragens, atualmente conhecida como Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB), filiada ao ICOLD. Essas discussões resultaram na criação de uma legislação mais efetiva para a segurança das barragens brasileiras. O projeto de Lei 1.181, debatido no Congresso Nacional a partir de 2003, culminou na aprovação da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e na promulgação da Lei Nacional 12.334 em 20 de setembro de 2010.

Na década de 1980, o EdR era responsável por desenvolver os critérios de projeto e o conceito da estrutura, realizar análises, elaborar desenhos e especificações do projeto (USSD & CDA, 2020). Embora o EdR fosse inicialmente aplicado na engenharia estrutural nos Estados Unidos, seus benefícios levaram as principais organizações a ampliar seu escopo de atuação, incluindo a área de mineração e a construção e operação de barragens.

O rompimento da barragem na mina de Mount Polley em 2014 (Figura 2), no Canadá, foi um marco importante que motivou a revisão das responsabilidades e definições do EdR por parte de agências de mineração como a Mining Association of Canada (MAC). Isso resultou na elaboração de guias de boas práticas mais abrangentes para garantir um gerenciamento sustentável das atividades, incluindo a clara definição das responsabilidades do EdR na gestão de barragens e outras instalações (USSD & CDA, 2020).

Figura 2 - Local onde barragem da mina de Mount Polley rompeu, despejando 25 milhões de metros cúbicos de rejeitos. Fonte: Canadian Centre for Policy Alternatives

Em outubro de 2018, a Geoprofessional Business Association (GBA) publicou "Melhores Práticas Propostas para o Engenheiro de Registro (EdR) para Barragens de Rejeitos". O documento foi preparado com contribuições do workshop realizado para identificar preocupações na definição do papel dos EdRs em projetos de barragens, e contou com contribuições adicionais do Comitê Consultivo de Integridade de Barragens de Alberta (DIAC), da Associação de Oficiais Estaduais de Segurança de Barragens (ASDSO), da Associação Canadense de Barragens (CDA) e da Sociedade de Barragens dos Estados Unidos (USSD) (GBA, 2018).

Souza (2019) enfatiza que no Brasil, após rompimento da barragem de Fundão em 2015 (Figura 3), no município de Mariana, e da barragem de Feijão em Brumadinho em 2019, ambos no estado de Minas Gerais, intensificou a publicação de novas normativas sobre segurança de barragens como as portarias FEAM n° 678 e 679 e a resolução n° da ANM (2022) com atualização em 2023 com a resolução 130.

Figura 3 - Rompimento da barragem de Brumadinho em Minas Gerais. Fonte: Vale

4.2 Regulamentações Nacionais e Diretrizes Internacionais

A primeira norma regulamentadora voltada especificamente para barragens de rejeitos foi a Portaria n° 237, de 18 de outubro de 2001, (DNPM, 2001) e desde então, foram criadas diversas normas para melhorar a gestão da segurança de barragens em nível nacional (SOUZA, 2019).

Atualmente, no Brasil, o artigo 65 da resolução N°95 (ANM, 2022), estabelece a obrigatoriedade de designar um Engenheiro de Registro (EdR) para barragens classificadas como de Dano Potencial Associado (DPA) alto. Este profissional tem a responsabilidade de avaliar continuamente a estrutura da barragem,

emitindo relatórios com a Anotação de Responsabilidade Técnica (ART), considerando diversos aspectos como objetivos de desempenho, parâmetros de segurança, diretrizes, padrões aplicáveis e requisitos legais ao longo de todo o ciclo de vida da barragem (ANM, 2022).

Ainda destaca a ANM (2022) que o EdR deve ser externo à empresa responsável pela barragem, não podendo fazer parte da equipe de manutenção e operação, nem ser o emissor do Plano de Segurança de Barragem (RPSB). Além disso, ele deve atender aos requisitos estabelecidos no artigo 65 da resolução e integrar a equipe multidisciplinar do Processo de Gestão de Risco. Adicionalmente, o EdR tem a possibilidade de ser o responsável pelo Relatório de Inspeção de Segurança Regular (RISR). Em caso de reclassificação da barragem para DPA alto, o empreendedor tem um prazo de seis meses para cadastrar o EdR no Sistema Integrado de Gestão de Barragens de Mineração (SIGBM). Essas diretrizes visam garantir uma gestão eficaz e segura das barragens, considerando aspectos técnicos e de segurança.

A Portaria FEAM nº 678, de 06 de maio de 2021, define diretrizes para o credenciamento de auditores técnicos e destaca a importância do Engenheiro de Registro na segurança de barragens. Já a Portaria FEAM nº 699, de 07 de junho de 2023, aborda as responsabilidades do Engenheiro de Registro na gestão de segurança de barragens. O EdR deve ser qualificado e registrado na FEAM, deve realizar inspeções regulares, auditorias técnicas e para garantir a conformidade com normas de segurança. Ademais, aborda que o EdR é responsável por validar informações no Sistema de Informações de Gerenciamento de Barragens (Sigibar) e elaborar relatórios periódicos sobre as condições das estruturas, a fim de identificar riscos e recomendar ações corretivas.

A Resolução ANM nº 130/2022 aborda o papel crucial do Engenheiro de Registro na segurança das barragens de mineração. O EdR necessita ser registrado no CREA e com experiência em geotecnia, é responsável pela supervisão técnica, realização de inspeções regulares, avaliações de segurança, e elaboração de relatórios técnicos periódicos. Outrossim, auxilia na elaboração e atualização do Plano de Ação de Emergência (PAE). Além disso, deve manter registros detalhados e garantir que a comunicação de informações importantes seja transparente aos órgãos competentes e à comunidade afetada. Na Figura 4 está um resumo de normas nacionais sobre segurança de barragem.

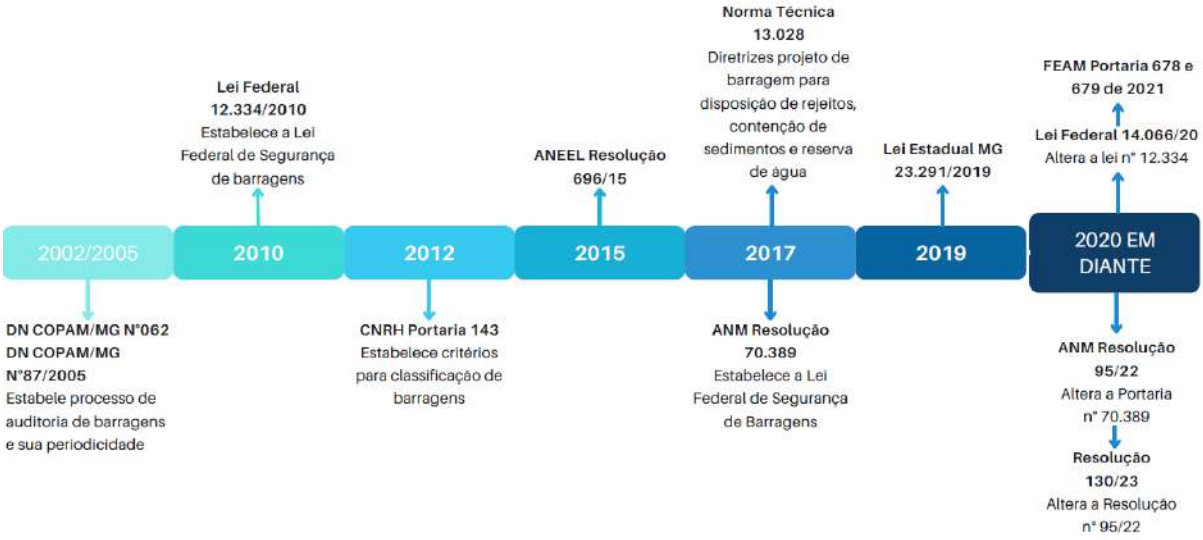


Figura 4 – Linha do tempo das principais Regulamentações Nacionais sobre Segurança de barragens. Fonte: Autores.

Normas internacionais, como as do ICOLD boletim 59: "Diretrizes de segurança de barragens" e Bulletin 72: "Orientações para a Preparação de Revisões de Segurança de Barragens", além da Associação Internacional de Segurança de Barragens (IABSE), oferecem diretrizes detalhadas baseadas nas melhores práticas globais.

Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos (GISTM, 2020) traz a definição do EdR como "Empresa de engenharia qualificada responsável por confirmar que a estrutura de disposição de rejeitos foi projetada, construída e desativada com a devida atenção à integridade da instalação e que ela está em conformidade com a legislação, estatutos, diretrizes, códigos e padrões aplicáveis e os observa. O Engenheiro de Registro pode delegar responsabilidades, mas não a de prestar contas e ser responsável pela sua função. Em

algumas jurisdições altamente reguladas, principalmente no Japão, a função de EdR é desempenhada pelas autoridades regulatórias responsáveis". Assim, no Princípio 9 "Desginar e Habilitar um Engenheiro de Registro", o GISTM manifesta nos requisitos 9.1 a 9.5 diretrizes relacionadas ao Engenheiro de Registro, a fim de estabelecer garantir uma gestão segura de estruturas de disposição de rejeitos.

Atualmente, as principais responsáveis por definir o escopo de trabalho do Engenheiro de Registro em âmbito internacional na área de mineração são a Canadian Dam Association (CDA), a Mining Association of Canada (MAC), a Geoprofessional Business Association (GBA) e a Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM). Essas organizações reforçam a obrigação do empreendedor responsável pela estrutura de garantir a segurança, identificando um EdR para verificar se a barragem foi projetada, construída e operada de acordo com diretrizes, normas e requisitos legais (USSD & CDA, 2020).

4.3 Responsabilidade e Papel do EdR

As complexas questões locais e globais dos projetos e estruturas geotécnicas requerem aumento do desenvolvimento sem aumentar os riscos, algo que se busca com a atuação do Engenheiro de Registro junto dos profissionais envolvidos em projeto, construção e operação (FERNANDES e VIEIRA, 2021). Para Silva (2022) a ideia principal é que o EdR seja um profissional independente capaz de fornecer expertise técnica ao proprietário da barragem, fornecendo recomendações embasadas nos principais guias de boas práticas da engenharia, que visam aumentar a segurança do empreendimento. O autor ainda completa que tal profissional consiga liderar e unificar todas as equipes envolvidas na segurança das barragens (considerando as diversas equipes multidisciplinares), proporcionando ao proprietário mais recursos para uma decisão acertada, tanto do ponto de vista técnico como do ponto de vista do negócio.

O Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM) publicou em 2019 um guia de boas práticas para "Gestão de Barragens e Estruturas de Disposição de Rejeitos" nele ele aborda que o papel do Engenheiro de Registro deve ser considerado dentro de um contexto de governança, onde cada empresa tem a flexibilidade de organizar as funções do EdR de acordo com a sua estrutura e grau de complexidade das instalações. Para o Instituto é crucial que o EdR seja externo às operações, mesmo que faça parte do quadro da empresa, para evitar conflitos de interesse e garantir que questões críticas relacionadas ao sistema de disposição de rejeitos sejam diretamente abordadas para o nível de gerência sênior. A Figura 5 mostra a interrelação entre esses atores, é fundamental para o reporte eficaz de informações e a redução de riscos, embora não represente uma estrutura organizacional específica.

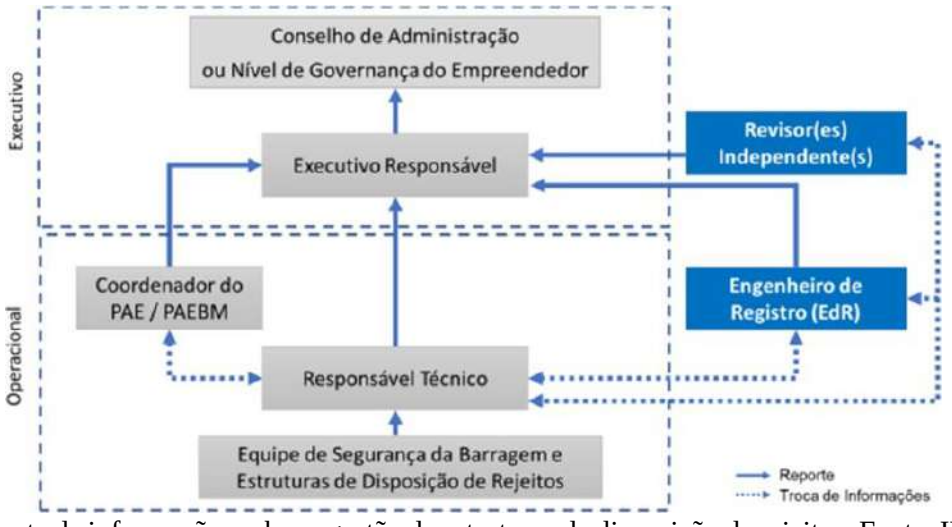


Figura 5 – Reporte de informações sobre a gestão de estruturas de disposição de rejeitos. Fonte: IBRAM, 2019.

Já dentro de uma estrutura organizacional o EdR deve ter ciência de todas as informações sobre a estrutura geotécnica a qual ele vai acompanhar. Para Fernandes e Vieira (2021) se o EdR não tiver envolvido de forma contínua nas operações, as informações podem se perder no tempo e aumentar significativamente os riscos. Uma das maiores preocupações na gestão de estruturas de disposição de rejeitos é a retenção e transferência de informações ao longo das fases do ciclo de vida dessas estruturas (IBRAM,2019).

Para o IBRAM (2019) a estruturação e manutenção de um banco de dados adequado são fundamentais, pois constituem a base para o entendimento e avaliação do comportamento das estruturas por todos os

envolvidos em projeto, construção, operação e encerramento, incluindo a equipe de segurança de barragens, contratados, painéis de especialistas, auditores, consultores, entre outros. Ele ainda completa dizendo que a gestão da informação em estruturas de disposição de rejeitos é especialmente relevante, pois as informações das etapas anteriores devem estar disponíveis para as etapas subsequentes, além de serem insumos importantes para as atividades de operação, manutenção e monitoramento. Lacunas na informação podem levar a interpretações equivocadas do comportamento das estruturas (IBRAM, 2019).

Segundo Silva (2022) o Engenheiro de Registro (EdR) deve estar ciente de todas as informações relacionadas a uma determinada estrutura. Para isso, ele deve participar das atividades de análise de riscos, estar disponível para revisões de segurança de barragens e revisões independentes, além de estar acessível aos responsáveis técnicos para discutir questões técnicas do local, quando necessário (SILVA, 2022).

Outra atividade que cabe ao EDR é a realização de inspeções, relatórios mensais e auditorias. Para manter a segurança e estabilidade nas barragens de rejeito, a ANM (2022) estabelece que sejam realizadas inspeções de segurança regulares abrangendo todos os componentes e estruturas associadas do barramento. A inspeção é o processo de medição e exame para avaliar uma ou mais características de uma situação de risco, comparando com os requisitos especificados para determinação da conformidade (FERNANDES E VIEIRA, 2021). As inspeções geram as Fichas de Inspeção Regular (FIR). Segundo a ANM (2022) a FIR é um documento que deve ser elaborado com o objetivo de registrar as condições da barragem, verificadas durante as inspeções rotineiras decampo, devendo conter, minimamente, o quadro de estado de conservação referente à categoria de risco. As fichas ainda entram nos relatórios mensais que são emitidos pela equipe do EdR. Os relatórios mensais apresentam a performance geotécnica da estrutura, nele são a expostos, além das fichas, análises de estabilidades, análises hídricas, resumo de inspeção de campo e recomendações visando melhorar as condiçõesda estrutura.

Já nas auditorias, o Ministério Público e a ANM exigem revisões periódicas de segurança física e hidráulica, incluindo o Relatório de Inspeção Regular (RISR) e auditorias independentes solicitadas pelo Ministério Público. O Engenheiro de Registro (EdR) é fundamental nesse processo, pois ele já realiza o acompanhamento mensal, sendo assim, está por dentro da atual situação das estruturas (SILVA, 2022). Ele ainda complementa que o EdR oferece suporte durante auditorias independentes, nacional ou internacionalmente, apresentando a condição de segurança das estruturas e fornecendo os documentos necessários.

Ainda, o Engenheiro de Registro (EdR) deve comunicar antecipadamente ao proprietário qualquer discrepância e fazer recomendações para corrigir anomalias visando a melhoria contínua da segurança (SILVA, 2022). É recomendado que o EdR participe da criação e revisão do manual de operações, manutenção, bem como do plano de ação de emergência, devido à sua visão holística e acompanhamento próximo, que contribuem significativamente para a segurança da estrutura (CDA, 2019).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos das diversas pesquisas analisadas oferecem uma visão abrangente e aprofundada sobre o papel crítico do Engenheiro de Registro (EdR) na gestão da segurança de barragens, particularmente em relação à análise de riscos e tomada de decisões. As principais conclusões extraídas desses estudos destacam a complexidade e a importância da função do EdR em assegurar a integridade e a segurança das estruturas de barragens. Os Engenheiros de Registro desempenham um papel crucial na implementação de práticas seguras, na manutenção da integridade estrutural das barragens e no cumprimento das políticas de segurança. Além de ser fundamental para orientar decisões críticas.

No Brasil, têm surgidas normas que esclarecem cada vez mais às funções e responsabilidades do EdR, através de diretrizes rigorosas como as da ANM e FEAM que devem ser seguidas para evitar falhas catastróficas. A complexidade e a natureza crítica das barragens exigem a complementação com regulamentações internacionais. Essas regulamentações trazem práticas e padrões adicionais que reforçam a segurança e garantem um nível ainda mais elevado dos processos. A integração de novas tecnologias e metodologias desenvolvidas internacionalmente contribui com a segurança de barragens, sendo importante para a complementação das normas.

Dessa forma, é importante avaliar as práticas, normas e diretrizes internacionais, a fim de aprender, expandir o conhecimento nacional e trocar experiencias técnicas. Isso possibilita o Brasil de seguir evoluindo na legislação juntamente com o avanço da tecnologia e da ciência na área.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), por meio do Departamento de Engenharia Civil (DECIV), por todo apoio técnico, conhecimento e aprendizado passado para o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANA, Relatório de Segurança de Barragem 2022. Disponível em:https://www.snisb.gov.br/portal-snisb/documentos-e-capacitacoes/rsb. Acesso em 21 Mar. 2024

ANA, Guia de Orientação e Formulários para Inspeções de Segurança de Barragens. Manual do Empreendedor Sobre Segurança de Barragens – Volume II. 2016.

ANM. Resolução ANM N° 95. 2022.

ANM. Resolução ANM N°130. 2023.

ANTUNES-ROCHA, Maria Isabel; HUNZICKER, Adriane Cristina de Melo; FANTINEL, Lúcia Maria. O rompimento da barragem B1 da Mina Córrego do Feijão e os desafios para a educação. Cienc. Cult., São Paulo,v. 72, n. 2, p. 17-21, Abril 2020.

BRASIL. Ministério da Integração Nacional. Manual de Segurança e Inspeção de Barragens. Brasília: MI, 2002. 148p.

BUZZI, Maiko Fernandes. Avaliação das correlações se séries temporais de leituras de instrumentos de monitoração geotécnico-estrutural e variáveis ambientais em barragens: estudo de caso de Itaipu. Dissertação. Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2007.

CANADIAN DAM ASSOCIATION - CDA (Canadá) (org.). Application of Dam Safety Guidelines to Minning Dams. [S. L.]: CDA, 2019.

FERNANDES, R. B.; VIEIRA, K. L. (EDS.). Engenharia de registros (eor) e a aplicabilidade na gestão de barragens. [s.l: s.n.]. V. 11

FEAM. Portaria FEAM N°678. 2021.

FEAM. Portaria FEAM N°679. 2021.

Geoprofessional Organization. Published Proposed Best Practices for the Engineer of Record (EoR) for Tailings Dams. Disponível em: https://www.geoprofessional.org/news/published-proposed-best-practices-for-the-engineer-of-record-eor-for-tailings-dams/. Acesso em: 18 mar. 2024.

Global Mining Association. Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos: Minuta Final. São Paulo: Global Mining Association, 2020. Disponível em: https://globaltailingsreview.org/wp-content/uploads/2020/08/global-tailings-standard_spreads_PT.pdf . Acesso em: 19 mar. 2024.

IBRAM (ED.). Guia de Boas Práticas de Gestão de Barragens e Estruturas de Disposição de Rejeitos. [s.l.] Institudo Brasileiro de Mineração, 2019.

ICOLD. Boletim 59: "Dam Safety Guidelines", 1987.

ICOLD. Boletim 72: "Guidance for the Preparation of Dam Safety Reviews", 1989.

LACAZ, Francisco Antonio de Castro; PORTO, Marcelo Firpo de Souza; PINHEIRO, Tarcisio Marcio Magalhaes. Tragédias brasileiras contemporâneas: o caso do rompimento da barragem de rejeitos de Fundão/Samarco. Revista Brasileira de Saúde Ocupacional,vol. 42, 2017, pp. 1-12 São Paulo,. Disponível em: http://www.redalyc.org/articulo.oa?Id=100550852011. Acesso em: 18 mar. 2024.

MARSHALL, Judith. Rompimento de barragens em Mount Polley e Mariana. Canadian Center for Policy Alternatives, 2018. Disponivel em: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://policyalternatives.ca/sites/default/files/uploads/publications/BC%20Office/2018/08/CCPA_polley_report_summary_translation.pdf. Acesso em: 22/06/2024.

SILVA, A. C. Aplicação de um engenheiro de registro (edr) em barragens de acúmulo de água: benefícios na segurança. [s.l.] Univerdidade Federal de Itajubá, 2022.

SOUZA, J. C. Avaliação da qualidade da água do Ribeirão Canaã em Uberlândia - MG. 2019. 58 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2019.

USSD, Tailings Dam Committee. CDA, Canadian Dam Assosiation. INTRODUCTION TO THE ENGINEER OF RECORD. 2020. Disponível em: https://training.ussdams.org/products/introduction-to-the-engineer-of-record-for-tailings[1]dam. Acesso em: 18 mar. 2024.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/482

Uma proposta de guia para padronização de projetos de instrumentação geotécnica para sistemas de disposição em pilhas

Lilian T. Maier Swinka
Gerente de Inspeção e Monitoramento, Fugro, Curitiba, Brasil, lilian.maier@fugro.com

Laísa Berno Benetti
Engenheira de Obras, Fugro, Curitiba, Brasil, laisa.benetti@fugro.com

Hyllttonn Wyktor Dhannyells Bazan
Gerente Técnico, Vale S.A., Nova Lima, Brasil, h.bazan@vale.com

Braulio Araújo Rodrigues
Engenheiro Geotécnico Master, Vale S.A., Nova Lima, Brasil, braulio.rodrigues@vale.com

Pedro Vitor Máximo Pereira
Consultor, Alvarez & Marsal Brasil, Belo Horizonte, Brasil, ppereira@alvarezandmarsal.com

RESUMO: O setor de mineração no Brasil enfrenta atualmente um período de grandes desafios, sobretudo no desenvolvimento de práticas de governança e tecnologias para redução dos impactos socioambientais e econômicos, decorrentes de suas atividades. Nessa conjuntura, técnicas de disposição de resíduos de mineração em pilhas emergem como uma alternativa às barragens de rejeito. Dado que o emprego extensivo dessas técnicas é uma prática recente, torna-se fundamental a implementação de um programa eficaz de monitoramento geotécnico para gerenciamento de riscos e entendimento do comportamento dessas estruturas. O presente estudo aplica a abordagem sistêmica proposta por Dunnicliff (1988), conceitos de QA (Garantia da Qualidade) / QC (Controle de Qualidade) e ferramentas de governança ao contexto de projetos de instrumentação geotécnica para sistemas de disposição em pilhas, através de um guia. O guia propõe um planejamento abrangente do programa de monitoramento dessas estruturas, desde a declaração do escopo passando por etapas com orientações relativas ao conteúdo mínimo dos projetos em cada fase (conceitual, básico e executivo). No desafio de envolver todas as partes interessadas, desde a concepção do projeto até a entrega para a implantação, o guia incorpora ferramentas de governança com o intuito de definir claramente papéis e responsabilidades, evidenciando a interação entre áreas. Utilizando como referência as metodologias de QA/QC, o guia apresenta ferramentas para documentação das informações de instalação de instrumentação geotécnica, verificação com critérios de conformidade, registro de desvios de projeto e suas justificativas. Com a conclusão do guia, um projeto de instrumentação geotécnica de uma pilha de disposição de estéril e rejeito foi selecionado e avaliado quanto a aderência às orientações de conteúdo técnico e aos aspectos de governança propostos nesse documento. A partir deste diagnóstico ficou evidente a necessidade de diretrizes preestabelecidas para assegurar qualidade e eficiência na elaboração desses projetos.

PALAVRAS-CHAVE: Pilhas de rejeito e estéril, Projetos de instrumentação geotécnica, QA/QC, Ferramentas de governança.

ABSTRACT: The mining sector in Brazil is currently facing a period of great challenges, especially in the development of governance practices and technologies to reduce the socio-environmental and economic impacts resulting from its activities. In this context, techniques for disposing of mining waste in piles emerge as an alternative to tailings dams. Given that the extensive use of these techniques is a recent practice, it becomes fundamental to implement an effective geotechnical monitoring program for risk management and understanding the behavior of these structures. The present study applies the systemic approach proposed by Dunnicliff (1988), QA (Quality Assurance) / QC (Quality Control) concepts, and governance tools to the context of geotechnical instrumentation projects of disposal systems in piles through a guide. The guide proposes a comprehensive planning of the monitoring program of these structures, from the declaration of

scope and going through stages with guidelines related to the minimum content of projects in each phase (conceptual, basic, and executive). In the challenge of involving all stakeholders from the conception of the project to delivery for implementation, clearly defining their roles and responsibilities and highlighting the interaction between areas, the guide incorporates governance tools. Using QA/QC methodologies as a reference, the guide presents tools for documenting the information of geotechnical instrumentation installation, verification with compliance criteria, recording of project deviations and their justifications. With the conclusion of the guide, a geotechnical instrumentation project of a sterile and reject disposal pile was selected and evaluated for adherence to the technical content guidelines and the proposed governance aspects. From this diagnosis, the need for pre-established guidelines to ensure quality and efficiency in the preparation of these projects became evident.

KEYWORDS: Tailings and Waste Rock Stacking, Geotechnical Instrumentation Projects, QA/QC, Governance Tools.

1 INTRODUÇÃO

Souza et al. (2021) evidenciam o aumento no número de projetos de empilhamento de rejeitos filtrados, como uma tendência que reflete a preferência da indústria de mineração, nos últimos anos, por técnicas de disposição de resíduos que reduzam o volume total de rejeitos hidraulicamente depositados. Cacciuttolo & Atencio (2023) reiteram esse aumento, e reconhecem que essa técnica é amplamente aceita em todo o mundo como uma das soluções mais seguras e ambientalmente sustentáveis. Além das pilhas de disposição de rejeito, Souza et al. (2021) destacam que, devido à escassez de áreas disponíveis e o volume total de resíduos produzidos, a co-disposição de estéril e rejeito em uma única estrutura também é considerada uma alternativa favorável.

Considerando que a quantidade de projetos e implantações de empilhamento a seco, inclusive de grandes dimensões, vem crescendo rapidamente nos últimos anos, enquanto o estudo dos processos de filtragem e técnicas de disposição são desenvolvidos em paralelo, torna-se fundamental a implementação de um programa eficaz de monitoramento geotécnico para gerenciamento de riscos e entendimento do comportamento dessas estruturas.

O GISTM (2020) estabelece a necessidade de projetar, implementar e operar sistemas de monitoramento para gerenciar risco em todas as fases e ciclos de vida das estruturas de disposição de rejeito. A elaboração de projetos de monitoramento com instrumentação geotécnica para pilhas, no contexto de uma empresa de mineração passa, por várias fases distintas que demandam a colaboração de diferentes *stakeholders*. Manter a consistência e objetividade ao longo de um processo como este, sem diretrizes preestabelecidas, representa um desafio significativo. Ademais, conforme DiBiagio (2013) avalia, embora tenha ocorrido uma melhoria considerável na capacidade de realizar medições, registrar e processar dados, as informações fundamentais necessárias para planejar e executar um programa de instrumentação não estão prontamente disponíveis para os usuários. Do ponto de vista normativo, a NBR 13.029 trata da elaboração de projetos de disposição de rejeitos em pilha, enquanto a NRM 19 da ANM trata da disposição de estéril, rejeitos e produtos, ambas abordam o tema instrumentação e monitoramento de forma superficial.

Diante destas questões, no presente estudo a abordagem sistêmica de John Dunnicliff (DUNNICLIFF, 1988), conceitos da metodologia de QA/QC e ferramentas de governança foram aplicados a estrutura organizacional de elaboração de projetos de instrumentação geotécnica para pilhas da Vale S.A com o intuito de criar um guia com orientações destinadas a aprimorar, sobretudo, a qualidade técnica, ao definir as informações, definições, análises, justificativas e tomadas de decisão que a concepção do projeto deve abranger e devidamente registrar com etapas definidas, como evidenciado na Figura 1.

Figura 1. Fluxograma da estrutura geral do guia proposto.

2 PROGRAMAS DE MONITORAMENTO COM INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

A relevância dos programas de monitoramento no fornecimento de informações fundamentais para a avaliação do desempenho e segurança de estruturas geotécnicas é amplamente reconhecida. No contexto de pilhas, Hawley & Cunning (2017) pontuam a importância de iniciar o mais cedo possível um programa de monitoramento adequado, com o intuito de estabelecer uma linha de base inicial para avaliação do desempenho da estrutura.

DiBiagio (2013) destaca que programas de monitoramento, que combinam observação visual (informação qualitativa) e instrumentação (informação quantitativa) fornecem ao engenheiro geotécnico uma ferramenta poderosa, com potencial para grandes retornos científicos e econômicos, desde que sejam conduzidas as observações relevantes e as medições apropriadas, e com nível de precisão exigido, em conformidade com o que está sendo investigado.

O guia de projetos proposto no presente estudo se concentra no monitoramento com instrumentação geotécnica. Conforme Dunnicliff (1988) descreve, planejar um programa de monitoramento com instrumentação geotécnica inicia com a definição do objetivo e passa por uma série de etapas inteligíveis, terminando no planejamento de como os dados serão utilizados. O autor propõe uma série de 20 passos, listados na Tabela 1, que sistematizam a elaboração de um plano de monitoramento com instrumentação geotécnica.

Tabela 1. Etapas da abordagem sistêmica de Dunnicliff (1988)

1.Definir as condições de projeto	11.Planejar o registro de fatores que possam influenciar os dados medidos
2.Prever os mecanismos que controlam o comportamento	12.Estabelecer procedimento para garantir a veracidade das leituras
3.Definir questões geotécnicas que precisam ser respondidas	13.Listar o objetivo específico de cada instrumento
4.Definir o objetivo da instrumentação	14.Preparar o orçamento
5.Selecionar parâmetros a serem monitorados	15.Escrever a especificação de compras dos instrumentos
6.Prever a magnitude das variações	16.Planejar a instalação
7.Conceber plano de ações corretivas	17.Planejar a calibração regular e manutenção
8.Atribuir tarefas para as fases de projeto, construção e operação	18.Planejar a coleta de dados, processamento, apresentação, interpretação, relatório e implementação
9.Selecionar os instrumentos	19.Elaborar contratos para os serviços de instrumentação
10.Selecionar a locação dos instrumentos	20.Atualizar o orçamento

3 GOVERNANÇA APLICADA A PROJETOS DE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

Julien (2023) destaca que a ideia de ter uma governança sólida e clara para a gestão das estruturas de armazenamento de rejeitos é considerada um componente-chave de um programa robusto de gestão de riscos. No guia, esse conceito foi incorporado ao âmbito do processo de elaboração de projetos de instrumentação de sistemas de disposição em pilhas da Vale S.A.

Na etapa 8 “Atribuir tarefas para as fases de projeto, construção e operação” Dunnicliff (1988) ressalta a importância de definir os responsáveis por cada tarefa do plano de monitoramento com instrumentação geotécnica. Para isso, no guia foram aplicadas três ferramentas de governança de processos: o fluxograma, que é uma representação visual do processo que evidencia as etapas e as interações entre os envolvidos; a SIPOC que é uma matriz que descreve os principais elementos do processo, como entradas, saídas, fornecedores, clientes e processos-chave; e a Matriz RASCI que é uma ferramenta que define as atribuições de cada envolvido no projeto, identificando quem é responsável por executar, quem é responsável por aprovar, quem deve ser consultado e quem deve ser informado.

Hawley & Cunning (2017) citam que o desenvolvimento de programas de monitoramento de pilhas deve ser realizado em colaboração com especialistas em geotecnia com conhecimento de projeto, construção, operação e monitoramento dessas estruturas. A governança proposta no guia inclui esses diferentes *stakeholders*, sobretudo em etapas de tomada de decisão, revisão e aprovação de projeto. No fluxo do processo foram incorporadas etapas de *design review* e *gates* técnicos. O *design review* tem o objetivo de assegurar que

o projeto atenda aos requisitos técnicos estabelecidos, identificar erros e pontos de melhoria e otimizar a eficiência. Os *gates* técnicos são pontos de controle no ciclo de vida do projeto, onde as entregas de uma etapa são revisadas e aprovadas, assegurando o progresso conforme planejado e atendimento aos requisitos. Ambas as ferramentas foram incorporadas para auxiliar o controle de qualidade do projeto através da colaboração dos especialistas multidisciplinares.

4 QA/QC APLICADO A PROJETOS E INSTALAÇÃO DE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

Swinka (2023) menciona que os estudos de QA/QC desempenham um papel importante especialmente em projetos de instrumentação e monitoramento geotécnico, pois não só contribuem para aprimorar a qualidade global do projeto, mas também asseguram sua execução de maneira padronizada.

No contexto das estruturas de disposição de rejeitos, o GISTM (2020) enfatiza a importância de gerenciar a qualidade e a adequação do processo de construção e operação por meio da implementação de mecanismos de controle de qualidade, garantia de qualidade e aderência entre o projeto x obra (APO). Isso é considerado um requisito fundamental do princípio de planejar, construir e operar a estrutura de disposição de rejeitos de modo a garantir a gestão de riscos em todas as fases do ciclo de vida das estruturas, definido neste documento.

Com base nesses princípios, o guia proposto delineou requisitos de entrega para cada etapa, juntamente com as fases de *design review* e *gates* técnicos, em que as partes interessadas, identificadas nas ferramentas de governança (SIPOC e matriz RASCI), são envolvidas para validar a conformidade das entregas com os requisitos estabelecidos no guia, além de revisar e aprovar as tomadas de decisões e o conteúdo das entregas.

Para a etapa de instalação de instrumentação, o estudo propõe uma ferramenta destinada ao controle de qualidade e aderência ao projeto para alguns tipos de instrumentos geotécnicos comumente instalados em pilhas. Na etapa 11 “planejar o registro de fatores que possam influenciar os dados medidos” Dunnicliff (1988) destaca a importância de documentar os detalhes de cada instalação em fichas de registro, já que condições locais ou incomuns frequentemente influenciam as variáveis medidas. Posto isso, foram elaboradas fichas de registro de dados de instalação e *checklists* de controle para as fases de pré-instalação, instalação e pós-instalação.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Guia de projetos de instrumentação geotécnica para pilhas

Para a elaboração do guia, foi inicialmente conduzida uma avaliação da documentação interna existente, aplicável aos projetos de pilha e instrumentação geotécnica. Tal análise qualitativa teve por objetivo verificar a consideração de etapas da abordagem de Dunnicliff (1988), assim como dos conceitos de QA/QC e governança presentes nestes documentos. Adicionalmente, foram realizadas entrevistas com os principais *stakeholders* envolvidos em projetos de instrumentação geotécnica de pilhas, abrangendo áreas de engenharia, projetos, geotecnia, tecnologia, planejamento, operação, manutenção e monitoramento da Vale S.A. Foram identificados os principais pontos críticos do processo de elaboração de projetos, incluindo definições de fluxo, papéis e responsabilidades, interações entre áreas e a existência de normativos de referência, bem como lacunas identificadas nos projetos de instrumentação que afetam a implantação, operação e monitoramento.

Na sequência, as etapas da abordagem de Dunnicliff (1988) foram distribuídas em consonância com as etapas do processo de elaboração do projeto de instrumentação geotécnica de pilhas da Vale S.A, conforme apresentado na Figura 1.

Figura 2. Etapas da abordagem de Dunnicliff (1988) distribuídas nas etapas do processo de elaboração de projetos de instrumentação geotécnica de pilhas da Vale S.A.

Como parte do estabelecimento da governança, foi elaborado um fluxograma do processo de elaboração de projeto de instrumentação geotécnica para pilhas. Na Figura 2 é apresentado um resumo do fluxograma proposto no guia. O fluxograma inclui as etapas de elaboração do conteúdo técnico (documentação de projeto e complementar), além de etapas de tomada de decisão, como a definição dos fatores condicionantes do projeto, a identificação dos *stakeholders* e a definição da estratégia de monitoramento da instrumentação. O fluxograma também prevê os pontos de revisão (*design review*) e aprovação do projeto para a próxima etapa (*gates* técnicos).

Figura 3. Fluxo resumido do processo de elaboração projetos de instrumentação geotécnica de pilhas da Vale S.A

A ferramenta SIPOC foi estruturada a partir do conteúdo do guia onde são definidas as entradas e saídas de cada atividade, que corresponde a cada etapa do fluxograma. Foram identificadas as áreas e gerências da Vale S.A que atuarão como fornecedores e clientes em cada atividade. A matriz RASCI foi estruturada definindo o nível de colaboração de cada área ou gerência da Vale S.A para cada etapa do fluxograma.

No guia foram estabelecidos os conteúdos mínimos que devem constar em cada documentação de fase de projeto (conceitual, básico, executivo e documentação complementar), organizados em capítulos que incorporam as etapas da abordagem de Dunnicliff (1988) pertinentes, juntamente com orientações específicas sobre a instrumentação geotécnica de pilhas. Algumas etapas que não estão diretamente relacionadas ao projeto foram incluídas no guia como observações para auxiliar no planejamento das próximas fases de implantação, operação e monitoramento. As tabelas a seguir apresentam as etapas que padronizam o processo de elaboração de projetos de instrumentação proposto no guia.

Tabela 2. Etapas e orientações para a declaração do escopo de projeto.

Definição dos fatores condicionantes de projeto - Masterplan; requisitos regulatórios ou normativos e padrões de qualidade; riscos e incertezas; documentação técnica da pilha, escopo do projeto, entre outros.

Definição dos stakeholders - Identificar os representantes de cada área ou gerência da Vale S.A que serão envolvidos no projeto, conforme governança definida no guia, e contratar o Projetista.
Reunião kick-off - Nomear responsáveis de cada área ou gerência da Vale S.A envolvida no processo; nomear o Projetista; apresentar os fatores condicionantes de projeto; introduzir o conteúdo do guia; alinhar as próximas etapas, conforme fluxograma definido no guia.

Tabela 3. Etapas, orientações e conteúdo mínimo do projeto conceitual.

Elaboração do projeto conceitual de geotecnia: • Entendimento dos fatores condicionantes de projeto • Mecanismos que controlam o comportamento da estrutura geotécnica • Perguntas que devem ser respondidas • Determinar a localização do monitoramento dos parâmetros • Determinar a magnitude da variação de cada parâmetro • Definir a frequência de leitura de cada instrumento • Determinar o objetivo específico de cada instrumento
Definição da estratégia de monitoramento - Alinhamento entre projetista e partes interessadas da Vale S.A para definição de quais instrumentos serão lidos manualmente e quais serão automatizados.
Elaboração do projeto conceitual de automação: • Definição do sistema de automação homologado pela Vale S.A será implantado • Arquitetura de solução de alto nível (HLD) e um layout inicial
Elaboração do cronograma e orçamento preliminares
Design review e gate de aprovação técnico do projeto conceitual

Tabela 4. Etapas, orientações e conteúdo mínimo do projeto básico.

Elaboração do projeto básico de geotecnia: • Especificação técnica de geotecnia • Lista de materiais e serviços de geotecnia • Locação preliminar de geotecnia
Elaboração do cronograma e orçamento do projeto básico de geotecnia
Design review do projeto básico de geotecnia
Elaboração do projeto básico de automação: • Descrição do sistema de automação • Especificação técnica de automação • Lista de materiais e serviços de automação • Locação preliminar de automação
Elaboração do cronograma e orçamento do projeto básico de automação
Design review do projeto básico de automação
Gate de aprovação do projeto básico e handover para gerência de implantação

Tabela 5. Etapas, orientações e conteúdo mínimo do projeto executivo.

Elaboração do projeto executivo de geotecnia: • Contextualização • Descrição da solução de geotecnia • Especificação técnica de geotecnia • Procedimentos de instalação de geotecnia • Requisitos gerais de instalação de geotecnia • Procedimentos para coleta manual de dados • Procedimentos para conversão de dados brutos em unidades de engenharia • Locação e detalhes construtivos de geotecnia • Lista de materiais e serviços de geotecnia
Elaboração de cronograma e orçamento do projeto executivo de geotecnia
Design review do projeto executivo de geotecnia

Elaboração do projeto executivo de automação: • Descrição da solução de automação • Elaboração da especificação técnica de automação • Requisitos gerais de instalação de automação • Locação e detalhes construtivos de automação • Lista de materiais e serviços de automação
Elaboração de cronograma e orçamento do projeto executivo de automação
Design review do projeto executivo de automação
Gate de aprovação técnico do projeto executivo
Elaboração da documentação complementar: • Elaborar manual de operação e manutenção de geotecnia e de automação e carta de controle
Design review e gate de aprovação técnico da documentação complementar
Consolidação da documentação de projeto e planejamento das próximas etapas

5.2 Ferramentas de QA/QC para instalação de instrumentação geotécnica

Para a etapa de instalação foram elaboradas ferramentas de controle de qualidade e aderência de projeto *vs.* instalação para os seguintes instrumentos geotécnicos: piezômetro Casagrande e indicador de nível d'água; piezômetro elétrico de corda vibrante em furo de sondagem (método convencional e *fully grouted*); piezômetro elétrico de corda vibrante do tipo *driven point*; piezômetro elétrico de corda vibrante em instrumento de tubo aberto (piezômetro Casagrande ou indicador de nível d'água); inclinômetro convencional e *in-place*; marcos superficiais e prismas topográficos. A ferramenta de controle é composta por uma ficha de registros e um *checklist* específicos para cada instrumento.

A ficha de registros foi estruturada de forma a organizar as informações geradas durante a instalação e que devem ser registradas para subsidiar a verificação da conformidade com a especificação técnica e os detalhes construtivos definidos no projeto executivo, assim como de padrões de qualidade, e, consequentemente, auxiliar no controle de possíveis desvios. Esses registros servirão de base para a elaboração dos *as builts* dos instrumentos, que, por sua vez, auxiliarão na interpretação dos resultados do monitoramento, particularmente, em relação ao comportamento previsto em projeto.

O *checklist* fornece instruções para verificações nas etapas de pré-instalação, instalação e pós-instalação. As verificações devem seguir os critérios de conformidade previamente estabelecidos no *checklist*. Em caso de não conformidade, ações a serem tomadas são sugeridas no *checklist*. Caso ocorram desvios, há um campo para que seja registrada a justificativa.

5.3 Avaliação do projeto básico de uma pilha de estéril e rejeito à luz do guia de projetos

Por fim, este estudo contemplou a avaliação de um projeto de pilha em andamento na Vale S.A à luz do guia proposto. A documentação do projeto foi confrontada com as orientações de conteúdo mínimo do guia e, por meio de entrevistas com os responsáveis por essa etapa, o fluxo estabelecido para a elaboração do projeto e o envolvimento dos *stakeholders* foi avaliado. Foram identificadas oportunidades de melhoria na governança do processo e no conteúdo da documentação de projeto. A partir desse diagnóstico ficou evidente a necessidade de diretrizes preestabelecidas para assegurar qualidade e eficiência na elaboração dos projetos.

6 CONCLUSÕES

O guia de projetos de instrumentação geotécnica para pilhas representa um avanço significativo na gestão de sistemas de disposição em pilhas da Vale S.A O guia contribui para assegurar a qualidade dos projetos, bem como garantir sua consistência e objetividade na sua elaboração. Um projeto completo, claro e objetivo irá refletir em eficiência na implantação, além de colaborar para a mitigação de erros de execução. Igualmente relevante, o projeto nestes moldes proporciona à fase de operação a condução de um monitoramento embasado no entendimento dos objetivos da instrumentação, na previsão de seu comportamento, na relação com o comportamento da estrutura e no gerenciamento de riscos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Vale S.A pelo fornecimento dos dados que foram fundamentais para a elaboração deste guia. Os autores acreditam que iniciativas como essa não apenas enriquecem a pesquisa em instrumentação geotécnica, mas também desempenham um papel fundamental no fortalecimento da segurança de pilhas de estéril e de rejeito.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração (ANM) (2001). Norma Reguladora da Mineração. 19/2001. *NRM-19 - Disposição de Estéril, Rejeitos e Produtos*. Brasília: Distrito.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. *NBR 13.029: Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de disposição de estéril em pilha*. 2017.

Cacciuttolo, C.; Atencio, E. (2023) *Dry stacking of filtered tailings for large-scale production rates over 100,000 metric tons per day: Envisioning the sustainable facilities*. In: Minerals, 23, 1445.

DiBiagio, E. (2013) *An homage to Ralph B. Peck. Field Instrumentation - The Link between Theory and Practice in Geotechnical Engineering*. In Stories from NGI (pp. 3–32). Norw. Geotec. Inst. (NGI). Oslo.

Dunnicliff, J. (1988) *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. In: Measurement of total stress in soil, New York: Wiley Interscience.

GISTM (2020) *Padrão global da indústria para a gestão de rejeitos*. Disponível em: < https://globaltailingsreview.org/>. Acesso em: 03 de mai. 2024.

Hawley, M. and Cunning, J. (2017) *Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design*. CSRIO Publishing, Clayton South, Australia.

Julien, M. (2023) *The evolution of practice in the field of mine waste and water management in the last 10 years with supporting examples*. In: 25th International Conference on Paste, Thickened and Filtered Tailings, University of Alberta, Edmonton, and Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 2-14,

Souza, L., Rógenes, E., Oliveira, S., Silveira, E., Marques, A., Coelho, A. (2021) *Co-disposal dumps in Brazil: challenges and opportunities*. In: 7th International Conference on Tailings Management.

Swinka, L.T.M (2023) *Proposta de metodologia de QA/QC no processo de automação de piezômetros: estudo de caso em uma estrutura geotécnica da mineraçã*o. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 172 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/483

Uso do Método do Ponto Material (MPM) para Análise de Ruptura Hipotética de uma Pilha de Rejeito

Tiago de Jesus Souza
Professor, Universidade Federal de São Carlos (Ufscar), São Carlos, Brasil,
tiagosouza@ufscar.br
Sócio Diretor, Solotechnique Engenharia e Consultoria Geotecnica, Jundiaí, Brasil,
tiago.souza@solotechnique.com.br

José Thiago da Silva Maciel
Mestrando, Universidade Federal de São Carlos (Ufscar), São Carlos, Brasil,
jtsmaciel@estudante.ufscar.br

André Querelli
Sócio Diretor, Solotechnique Engenharia e Consultoria Geotecnica, Jundiaí, Brasil,
andre.querelli@solotechnique.com.br

RESUMO: Pensando em um uso sustentável de água, e considerando o compromisso com a segurança de estruturas de disposição de rejeitos, a construção de pilhas de rejeitos tem se tornado uma alternativa vantajosa em relação às barragens convencionais, considerando os acidentes envolvendo este tipo de estrutura. Desta forma, este estudo apresenta simulações numéricas 2D focadas em uma pilha de rejeitos, visando simular uma ruptura hipotética e determinar a extensão da massa rompida usando o método do ponto material (MPM) para este tipo de obra. Uma metodologia padrão foi definida para analisar rupturas hipotéticas em taludes de pilhas, considerando diferentes fases do projeto. O nível de detalhamento necessário em cada fase (viabilidade, conceitual e básica) foi estabelecido, juntamente com a forma apropriada de apresentar os resultados, incluindo a identificação de zonas de risco e o mapeamento das estruturas afetadas. Este estudo oferece uma abordagem abrangente para analisar potenciais rupturas, contribuindo para a compreensão dos impactos e riscos associados à obra em questão.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem Numérica, Método do Ponto Material, MPM, Pilha, Ruptura hipotética.

ABSTRACT: Thinking about a sustainable use of water, and considering the commitment to the safety of tailings disposal structures, the construction of tailings piles has become an advantageous alternative in relation to conventional dams, considering the accidents involving this type of structure. Therefore, this study presents 2D numerical simulations focused on a waste pile, aiming to simulate a hypothetical rupture and determine the extent of the ruptured mass using the material point method (MPM) for this type of work. A standard methodology was defined to analyse hypothetical ruptures in tailings pile slopes, considering different phases of the project. The level of detail required in each phase (feasibility, conceptual and basic) was established, along with the appropriate way of presenting the results, including the identification of risk zones and the mapping of structures risk zones and the mapping of affected structures. This study offers a comprehensive approach to analysing potential ruptures, contributing to an understanding of the of the impacts and risks associated with the work in question.

KEYWORDS: Numerical Modelling, Material Point Method, MPM, Stack; Hypothetical rupture.

1 INTRODUÇÃO

Os movimentos de massa são fenômenos naturais altamente catastróficos. Realizar estudos por meio de métodos que permitam a avaliação numérica de seu comportamento é essencial para mitigar e prevenir os possíveis impactos gerados por esses eventos. Métodos tradicionais, como o Método do Equilíbrio Limite, e outros mais avançados, como o Método dos Elementos Finitos, são incapazes de lidar com o problema desde o início do movimento até o final de seu desenvolvimento.

Frente às limitações destes métodos, o método do ponto material (MPM) passou a ser amplamente utilizado para simular uma variedade de problemas geotécnicos, com formulações, validações e comparações realizadas em diversas áreas. Por exemplo, o MPM foi aplicado na modelagem de ensaios experimentais de colapso de diques com solos moles (Fern et al., 2017), processos de erosão interna em solos instáveis e bimodais (Yerro et al., 2017), fundações (Lorenzo et al., 2013), deformações induzidas por movimentos de falhas (Johansson et al., 2007), cargas de escavadoras (Coetzee et al., 2006), ancoragem em solos (Coetzee et al., 2005), propagação de fluxos em solo induzidos por terremotos (Konagai et al., 2004), fluxo granular em silos (Wieckowski, 2003) e resposta de geomembranas a recalques (Zhou et al., 1999).

Além disso, outros pesquisadores têm contribuído para a área de movimentos de massa. Fatemizadeh e Moorman (2015) desenvolveram um programa bidimensional baseado na formulação original do MPM, com o objetivo de avaliar a capacidade do método em simular problemas de estabilidade de taludes. Essas contribuições demonstram a aplicabilidade e o potencial do MPM em diferentes contextos geotécnicos.

O objetivo deste trabalho é identificar quais e como as propriedades mecânicas do material influenciam o desenvolvimento dos movimentos de massa. Para alcançar esse objetivo, quatro objetivos específicos serão abordados:

- Avaliar a eficácia do método do ponto material (MPM) na análise do desenvolvimento dos movimentos de massa;
- Avaliar o uso do software ANURA3D em conjunto com o método do ponto material (MPM) para análises do desenvolvimento dos movimentos de massa; e
- Avaliar as propriedades mecânicas que têm impacto no desenvolvimento dos movimentos de massa usando o modelo constitutivo selecionado.

2 MÉTODO DO PONTO MATERIAL (MPM)

2.1 Generalidades do método

O método do ponto material (MPM), proposto por Sulsky et al. (1994, 1995), é uma abordagem computacional híbrida lagrangeana-euleriana desenvolvida como uma alternativa para resolver problemas na mecânica dos contínuos que envolvem grandes deformações. Ao contrário do método dos elementos finitos (MEF), que requer o mapeamento e realocação das variáveis de estado, resultando em perda de informação e imprecisões na solução final, o MPM (Llano et al., 2015) surgiu como resposta às limitações do MEF.

O método MPM combina conceitos e procedimentos do método de partículas em células (PIC) e do método dos elementos finitos. Nele, os corpos materiais são discretizados como uma coleção de partículas não conectadas entre si, cada uma transportando uma massa fixa para garantir a conservação da massa. Além disso, os parâmetros necessários para definir o estado do corpo, como tensão, densidade e histórico das variáveis, são associados aos pontos materiais (Zabala e Alonso, 2011).

A interação entre as partículas, ou seja, o cálculo das equações de movimento, ocorre nos nós de uma malha computacional euleriana estacionária semelhante à usada no MEF, que permanece constante durante todo o cálculo, eliminando assim o problema da distorção (Figura 1). Essa malha é então utilizada para determinar a solução incremental das equações governantes por meio de uma descrição euleriana (Al-Kafaji, 2013).

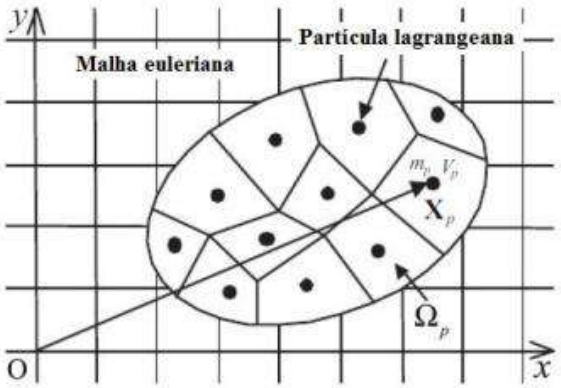


Figura 1. Malha computacional e pontos materiais no MPM (Modificado de Abe et al., 2017)

No método do ponto material (MPM), as equações de movimento são resolvidas em uma malha computacional que abrange todo o domínio do problema. Em cada etapa da análise, as quantidades transportadas pelos pontos materiais são interpoladas para os nós da malha, utilizando as funções de forma associadas a eles, de forma análoga ao método dos elementos finitos (MEF).

Um resumo dos passos de uma análise com MPM é apresentado na Figura 2.

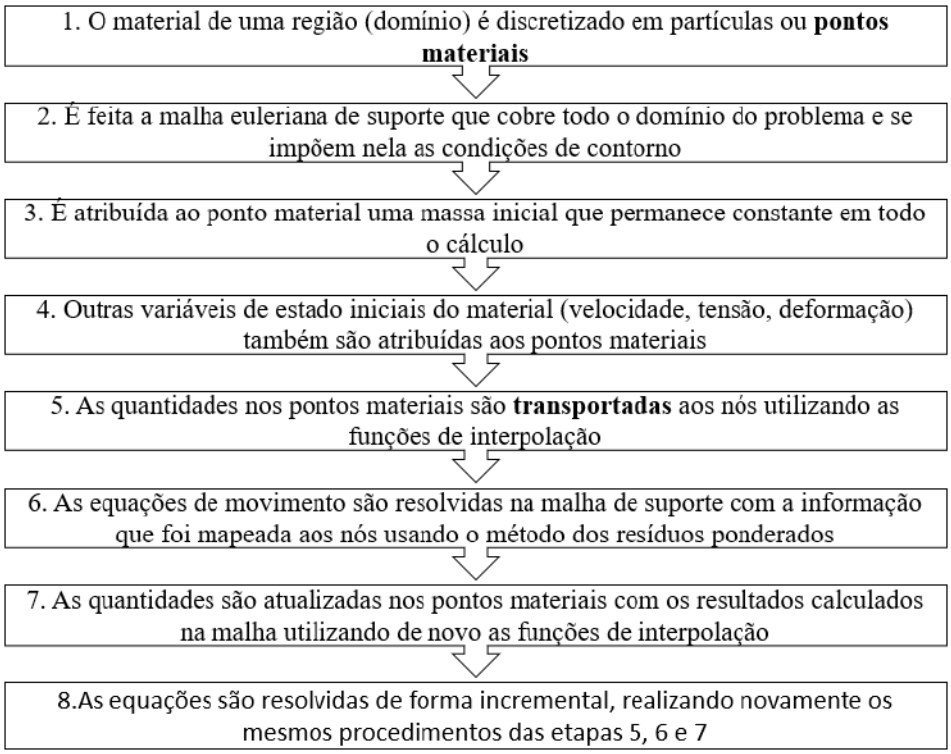


Figura 2. Sequência do MPM (Toro Rojas, 2019)

2.1 Modelos constitutivos

O método do ponto material (MPM) é fundamentado na mecânica dos contínuos, e, portanto, o comportamento constitutivo do material geralmente é formulado dentro da teoria da elastoplasticidade (Yerro et al., 2016). A formulação numérica do MPM permite uma aplicação fácil das leis constitutivas do solo (Abe et al., 2017).

Nos estudos mais recentes, modelos como Mohr-Coulomb e Cam-Clay modificado são amplamente utilizados. No entanto, esses modelos podem ser insuficientes para simular problemas de alta complexidade. Por exemplo, Moorman & Hamad (2015) implementaram uma técnica de suavização de tensões com base na discretização nodal mista no código do MPM e estenderam o algoritmo de contato para permitir a atribuição direta de uma velocidade prescrita a um dos corpos em contato.

Essa abordagem foi utilizada para avaliar um caso real de um fluxo de detritos gerado por um terremoto em Taiwan em 1999. Embora os resultados tenham se aproximado da realidade, o MPM, com sua formulação baseada no contínuo, superestimou o movimento lateral do material ao ser simulado com um modelo constitutivo simples, como o Mohr-Coulomb. Os autores afirmaram a necessidade de utilizar modelos constitutivos mais avançados para obter melhores resultados e aplicar o método a outros problemas de estabilidade de taludes envolvendo materiais diferentes de solo (como rocha).

Portanto, alguns pesquisadores têm implementado outros tipos de modelos em seus códigos, de acordo com os tipos de problemas geotécnicos e os materiais envolvidos. Um exemplo disso foi o estudo de Yerro et al. (2016), que utilizaram um modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb com amolecimento para simular a fragilidade das massas rochosas. Essa implementação permitiu descrever como

os parâmetros de resistência variam com as deformações plásticas. Essas abordagens mais avançadas visam melhorar a capacidade de modelagem e a precisão dos resultados do MPM em situações desafiadoras.

3 METODOLOGIA

3.1 Definição do modelo

Para o desenvolvimento do trabalho foi utilizado o software Anura 3D. Trata-se de uma ferramenta avançada para análise de problemas geotécnicos utilizando o MPM. O software é uma implementação avançada do MPM em formato 3D, projetada para simular a interação complexa entre solo, água e estrutura em problemas de grande deformação. Com uma ampla gama de aplicações, esse software oferece quatro modelos constitutivos diferentes para ajustar as propriedades dos materiais: elástico-linear, Mohr-Coulomb, Mohr-Coulomb suavizado e Cam-Clay modificado.

No presente estudo, adotou-se um modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, amplamente utilizado na análise de problemas geotécnicos. De acordo com a literatura técnica, esse modelo constitutivo é eficaz para descrever o comportamento de materiais como solos e rochas sujeitos a grandes deformações e carregamentos.

A condição considerada para a análise foi a condição drenada/seca, o que implica que não há fluxo de água influenciando o comportamento do material. Segundo Fredlund et al. (2012) a condição drenada é frequentemente aplicada em problemas geotécnicos relacionados a solos e rochas não saturadas.

Além disso, a deformação foi assumida como plana, o que implica que a deformação ocorre apenas em um plano específico do problema em estudo. A análise de deformação plana é comumente aplicada em problemas geotécnicos em que a deformação ocorre predominantemente em uma direção (Das, 2013).

Análise de múltiplas seções é comumente realizada para compreender o comportamento e as variações do material em diferentes pontos do problema em estudo (Bowles, 2001). Contudo, este estudo se restringiu em apresentar a seção mais crítica.

Na base, os deslocamentos foram restringidos em ambas as direções. A Figura 3 apresenta a seção de análise e a Figura 4 a malha inicial e as condições de contorno da seção crítica analisada.

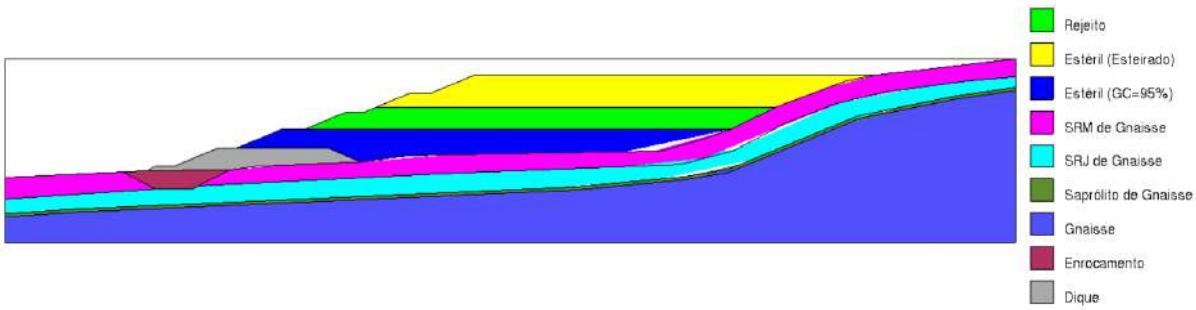


Figura 3. Seção transversal em análise

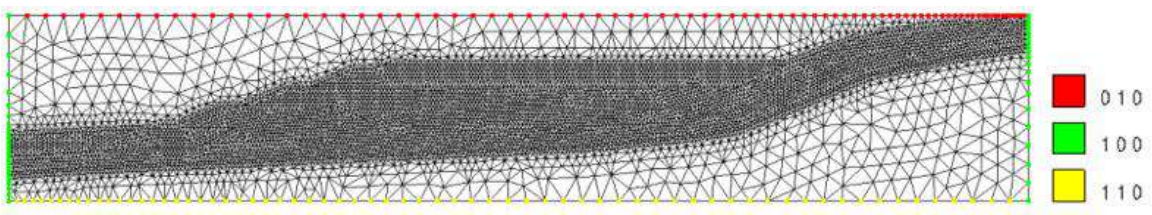


Figura 4. Malha e condição de contorno adotadas na seção crítica.

3.2 Análise de ruptura hipotética

Com a finalidade de avaliar uma possível falha da pilha, foram avaliados três cenários hipotéticos de ruptura. Em todos os cenários, considerou-se a diminuição dos parâmetros de resistência e/ou do módulo de rigidez do dique (componentes que garantem a estabilidade) e/ou do rejeito. A Tabela 1 indica os parâmetros geotécnicos adotados e a Tabela 2 apresenta as especificações da malha adotada. Quanto às condições de contorno, no topo foram restringidos os deslocamentos verticias, enquanto os deslocamentos horizontais foram restringidos nas laterais. A Tabela 3 apresenta os valores verticais em cada hipótese para avaliação da ruptura hipotética.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos iniciais.

Material	γ_n (kN/m³)	ν	*E* (kPa)	Mohr-Coulomb	
				ϕ' (°)	*c*' (kPa)
Dique de Partida	18	0,30	50000	27,5	5
Rejeito	21	0,33	75000	30,0	0
Estéril (Esteirado)	18	0,33	15000	29,1	5
Estéril (GC=95%)	18	0,33	52700	30,7	5
SRM de Gnaisse	20	0,33	30000	24,0	5
SRJ de Gnaisse	20	0,33	80000	28,7	20
Saprólito de Gnaisse	20	0,33	100000	30,0	20
Enrocamento	25	0,30	100000	45,0	0

Tabela 2. Especificações da malha.

Material	Seção crítica
Tipo	Elementos não estruturados triangulares de 3 nós
Elementos	12889
Pontos mateirias por célula	6542
Tamho do elemento	3
Grandes	10m
Pequenos	3m
Refinamentos:	Malha grossa na fundação em rocha (mais resistente) Malha grossa no domínio nas superfícies mais afastadas (onde não se espera movimento) Malha fina nos materiais de menor espessura (Estéril, solos residuais e saprólito) Malha fina no domínio onde se espera movimento (Dique, rejeito compactado, face do talude)

Tabela 3. Parâmetros geotécnicos iniciais.

Hipótese	Material	*E* (kPa)	Mohr-Coulomb	
			ϕ' (°)	*c*' (kPa)
1	Dique de Partida	10000	5	1
	Rejeito	75000*	30*	0*
2	Dique de Partida	10000	5	0
	Rejeito	15000	30*	0*
3	Dique de Partida	10000	5	1
	Rejeito	15000	15	0

* Valores mantidos em relação a Tabela 1

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 4 resume os deslocamentos horizontais e verticais do pé do talude, resultante da ruptura hipotética simulada no software.

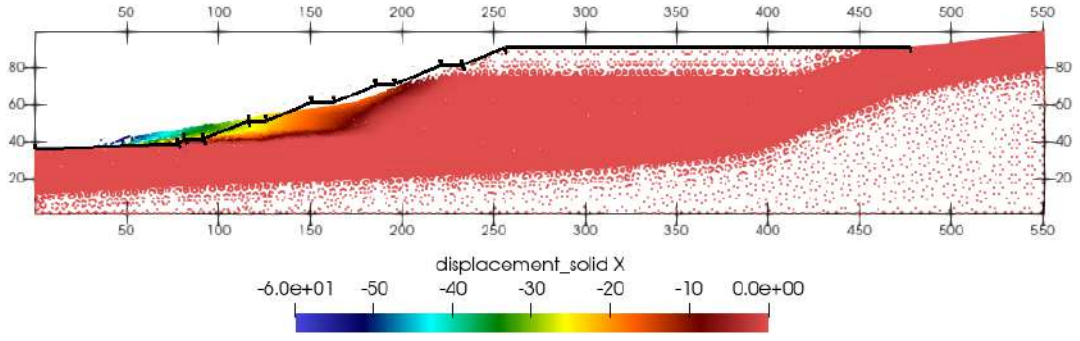
Tabela 4. Deformação horizontal e vertical da seção crítica segundo a ruptura hipotética adotada.

Seção	Hipótese	Deslocamento (m)

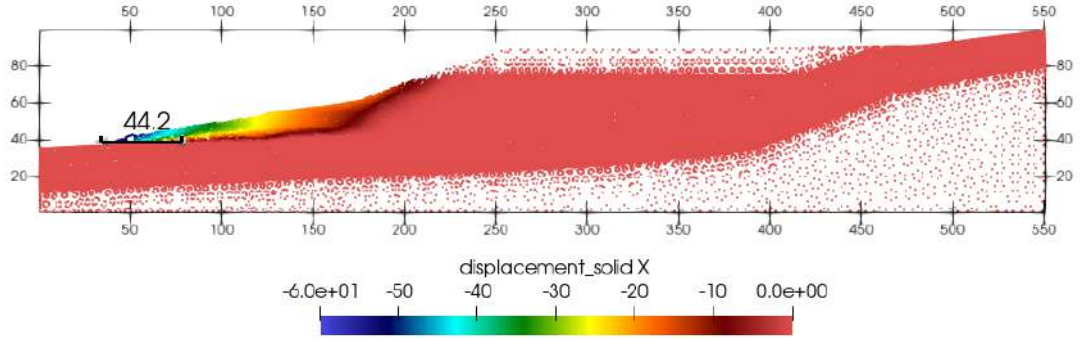
Analisada		Vertical	Horizontal
	1	7,90	36,20
	2	7,90	36,40
	3	10,40	44,20

A Tabela 4 revela que as alterações nos parâmetros geotécnicos realizados nas hipóteses 1 e 2 pouco afetaram o movimento de massa do talude. Em outras palavras, a redução somente do módulo de deformabilidade do material consituinte do rejeito ou do dique de partida pouco afetaram o movimento de massa. Já no caso da hipótese 3, em que os parâmetros de resistência do material constituinte do rejeito foram alterados, nota-se uma evolução singificativa dos deslocamentos, tanto vertical quanto horizontal.

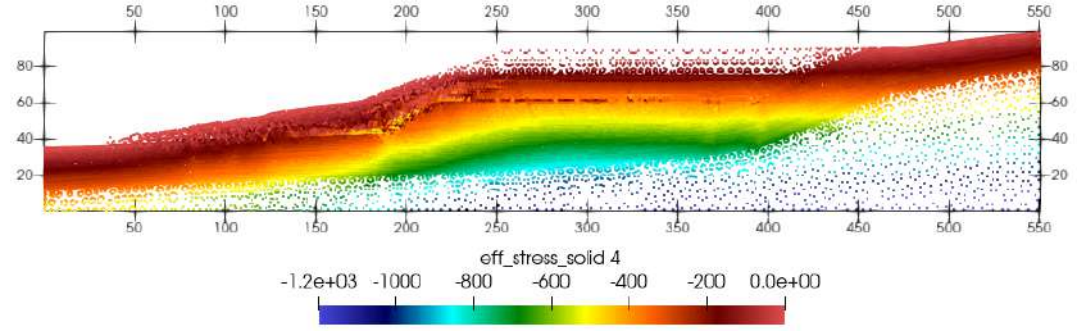
A Figura 5 apresenta alguns outputs do software da seção crítica, considerando a hipótese 3 de parâmetros geotécnicos.



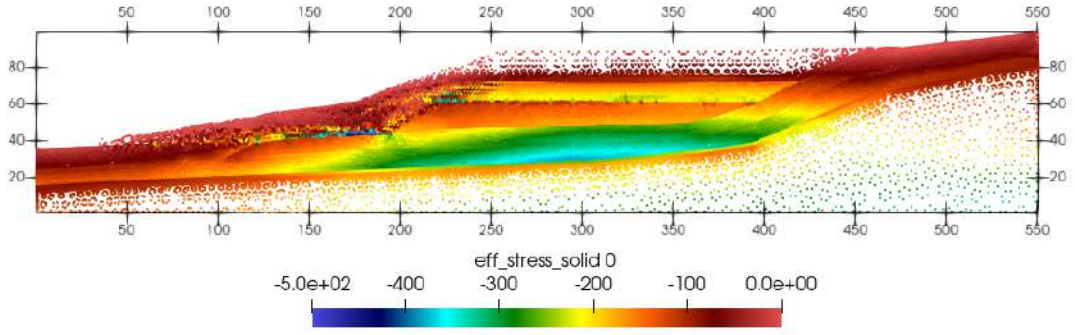
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5. Outputs do software da seção crítica considerando a hipótese 3 de parâmetros geotécnicos: a) comparação da seção transversal final com a inicial, b) distância percorrida pelo deslocamento de massa, c) tensões verticais, e d) Tensões horizontais.

5 CONCLUSÕES

Dada a natureza dos movimentos de massa e seu potencial de causar danos significativos à sociedade, é crucial estimar o deslocamento total da massa de solo. Diante das limitações dos métodos do equilíbrio limite (MEL) e dos elementos finitos (MEF), optou-se pelo uso do método do ponto material (MPM) para analisar a ruptura hipotética de pilhas de estéril, rejeito e estéril-rejeito. Nesse contexto, o software Anura 3D foi empregado para variar os parâmetros de resistência e módulo de elasticidade dos materiais constituintes do dique e do rejeito. Com base nas superfícies hipotéticas de ruptura resultantes, as seguintes conclusões foram alcançadas:

- A revisão bibliográfica destacou que o método do ponto material (MPM), com sua abordagem híbrida lagrangeana-euleriana, é uma alternativa viável para analisar diversos tipos de deslizamentos de forma relativamente simples, com um custo computacional aceitável em comparação com outros métodos, como o método dos elementos discretos;
- O software Anura 3D, especializado em análises geotécnicas usando o MPM, foi identificado como uma ferramenta adequada para este estudo. No entanto, foram observadas algumas instabilidades numéricas que exigem desenvolvimentos no código. Estes problemas podem ser resolvidos por meio de atualizações e novos algoritmos que refinem o método;
- Além dos parâmetros de resistência, como intercepto coesivo e ângulo de atrito, e do módulo de deformabilidade, outros fatores, como peso específico e coeficiente de Poisson, foram investigados. Os testes realizados concluíram que nenhum desses dois últimos parâmetros influenciou diretamente o movimento resultante da massa; e
- O ângulo de atrito, intercepto coesivo e módulo de deformabilidade foram identificados como os principais determinantes da estabilidade de um movimento. Altos valores dessas propriedades resultam em uma maior distância percorrida pela massa instável durante o desenvolvimento do movimento. Em materiais puramente friccionais, observou-se que o movimento se estabiliza quando o ângulo de repouso, que corresponde ao mesmo valor do ângulo de atrito, é alcançado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AL-KAFAJI, I. (2013). Formulation of a dynamic material point method (MPM) for geomechanical problems. Tese de Doutorado. Stuttgart University, Germany, 261p.

ABE, K., KONAGAI, K. (2016). Numerical simulation for runout process of debris flow using depth-averaged material point method. Soils & foundations. 56 (5), pp 869-888.

ABE, K., JOHANSSON, J., KONAGAI, K. (2007). A new method for the run-out analysis and motion prediction of rapid and long-traveling landslides with MPM. JSCEJ. Geotech. Geoenviron. Eng.63(1),93–109.

COETZEE, C. J., BASSON A. H., VERMEER, P. A. (2006). Discrete and continuum modelling of excavator bucket filling. Journal of Terramechanics. 44(2), pp 177-186.

COETZEE, C. J., VERMEER, P.A., BASSON, A. H. (2005). The modelling of anchors using the material point method. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 29(9), pp 879-895. Doi: 10.1002/nag.439.

Anura 3D® (2017) Anura3D MPM Software – Tutorial Manual. Anura 3D MPM Research Community.

FATEMIZADEH, F., MOORMAN, C. (2015). Investigation of slope estability problem using the material point method. International Symposium on Geohazards and Geomechanics (ISGG2015). IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 26(1). doi:10.1088/1755-1315/26/1/012019.

FERN, E. J., DE LANGE, D.A., ZWANENBURG, C., TEUNISSEN, J. A. M., Rohe, A., Soga, K. (2017). Experimental and numerical investigations of dyke failures involving soft materials. Engineering Geology 219, pp 130–139.

JOHANSSON, J., KONAGAI, K. (2007). Fault induced permanent ground deformations: experimental verification of wet and dry soil, numerical findings' relation to field observations of tunnel damage and implications for design. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 27(10), 938-956.

KONAGAI, K., JOHANSSON J., ITOH H. (2004). Pseudo-three dimensional lagrangian particle finite difference method for modeling earthquake induced soil flows. 13th World Conference on Earthquake Engineering. No 547.

LLANO, M., FARIAS, M., MARTINEZ, H. (2015). Numerical modelling of Alto Verde landslide using the material point method. DYNA 82 (193), pp. 150-159. Doi:http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v82n194.48179.

LORENZO, R., CORDÃO, M., PINTO, R. (2013). Material point method for geotechnical problems involving large deformations. III International Conference on Particle based Method, Stuttgart, Germany.

MOORMAN, C., HAMAD, F. (2015). Dynamic simulation in MPM of an seismic-induced sliding mass. International Symposium on Geohazards and Geomechanics (ISGG2015). IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 26(1). doi:10.1088/1755-1315/26/1/012024

SULSKY, D., CHEN, Z., SCHREYER, H.L. (1994). A particle method for history-dependent materials. Comput. Methods Appl. Mech. Eng. 118, 176–196.

SULSKY, D., ZHOU, S.J., SCHREYER, H.L., (1995). Application of a particle-in-cell method to solid mechanics. Comput. Phys. Commun. 87, 236–252.

TORO ROJAS, Daniela (2019). Avaliação da influência das propriedades do material na evolução dos movimentos de massa utilizando o método do ponto material. [Distrito Federal] 2019. 140. Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

WIECKOWSKI, Z. (2003). Modelling of silo discharge and filling problems by the material point method. TASK Quarterly. 7(4), pp 701-21.

YERRO, A., ROHE, A., SOGA, K. (2017). Modelling internal erosion with the material point method. 1st International Conference on the Material Point Method, Delft, Netherlands. Procedia Engineering. 175, pp 365-372.

YERRO, A., ALONSO E.E., Pinyol N. M. (2016). Modelling large deformations problems in unsaturated soils. E-UNSAT. ES3 Web of Conferences 9, 08019. Doi: 10.1051/e3sconf/20160908019

ZABALA, F., ALONSO, E.E. (2011). Progressive failure of Aznalcóllar dam using the material point method. Geotechnique 61(9), pp 795–808. Doi: 10.1680/geot.9. P.134

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/484

Utilização de Rejeitos Arenosos para a Construção de um Muro de Solo Reforçado

Danilo Garbini Amaral
Engenheiro Civil, HEAD5 Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, danilo.amaral@head5.com.br

Lucas Ghion Zorzan
Engenheiro Civil, HEAD5 Engenharia, Curitiba, Brasil, lucas.zorzan@head5.com.br

Marcelo Rossi Campos
Diretor, HEAD5 Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, marcelo.rossi@head5.com.br

RESUMO: O aproveitamento de rejeitos de mineração apresenta-se como uma abordagem promissora para o setor mineral. A mineração é uma atividade de grande importância econômica, mas que gera uma quantidade significativa de rejeitos. Além disso, com a proibição do método de alteamento a montante pela Lei Federal Brasileira n° 12.334 e com a maior fiscalização relacionada ao método de disposição em barragens, houve um aumento significativo de projetos de descaracterização, envolvendo, em muitos casos, a retirada de um grande volume de rejeito dos reservatórios. Surge, então, uma necessidade por métodos alternativos de disposição, incluindo o aproveitamento de rejeitos para a construção de estruturas geotécnicas para benefício do próprio empreendimento. Neste contexto, este artigo busca explorar a utilização de rejeitos de mineração como material de enchimento de muros de solo reforçado como uma solução viável e sustentável para a disposição desses resíduos. O aproveitamento do rejeito de mineração não apenas evita a necessidade de criação de novos depósitos, mas também proporciona melhor aproveitamento a esses materiais, reduzindo o impactado ambiental e contribuindo para a economia de recursos naturais. Dessa forma, serão apresentados os aspectos práticos e teóricos que nortearam o desenvolvimento e a implantação de um muro de solo reforçado de 10,0 m de altura, cuja função é suportar as fundações de um Transportador de Correia de Longa Distância (TCLD), que, por sua vez, serve de apoio para a descaracterização de uma barragem de mineração localizada em Minas Gerais, Brasil. Os resultados dos ensaios laboratoriais e o monitoramento da estrutura implantada mostraram que a utilização de rejeito arenoso como material de enchimento do muro em solo reforçado é uma alternativa viável do ponto de vista técnico e ambiental.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitos de Mineração, Solo Reforçado, Contenções, Descaracterização de Barragens

ABSTRACT: The utilization of mining tailings has emerged as a promising approach for the mining sector. Mining is an economically important activity, but it generates a significant amount of waste. Additionally, with the prohibition of the upstream dam construction method by Brazilian Federal Law No. 12,334 and increased scrutiny related to dam disposal methods, there has been a significant rise in decharacterization projects, which often involve removing a large volume of tailings from the reservoirs. As a result, there is a need for alternative disposal methods, including the utilization of tailings for the construction of geotechnical structures for the benefit of the mining operation itself. In this context, this article aims to explore the use of mining tailing as backfill material in reinforced soil walls as a viable and sustainable solution for the disposal of these residues. The utilization of mining waste not only avoids the need for creating new deposits but also provides a second useful life for these materials, reducing environmental impact and contributing to the conservation of natural resources. In this way, the practical and theoretical aspects that guided the development and implementation of a 10.0 m high reinforced soil wall will be presented. Its function is to support the foundations of a Long-Distance Belt Conveyor (LDBC), which in turn serves as support for the decharacterization of a tailing dam located in Minas Gerais, Brazil. The results of laboratory tests and monitoring of the implemented structure have shown that the use of sandy tailings as filling material for the reinforced soil wall is a viable alternative from both technical and environmental perspectives.

KEYWORDS: Mining Tailings, Reinforced Soil, Retaining Walls, Decommissioning

1 INTRODUÇÃO

O setor mineral brasileiro tem passado por mudanças significativas após o rompimento das Barragens de Fundão (Mariana/MG) em 2015 e Feijão (Brumadinho/MG) em 2019. Como consequência desses eventos, legislações federais e estaduais passaram por recentes e importantes mudanças, destacando-se a proibição da construção de barragens alteadas a montante e a exigência quanto à descaracterização de estruturas existentes deste tipo (Lei Federal Brasileira N° 12.334 alterada pela Lei Federal Brasileira Nº 14.066, de 30 de setembro de 2020).

Neste contexto de descaracterização das barragens alteadas pelo método de montante, que pode envolver a remoção parcial ou integral da estrutura/reservatório, a necessidade de métodos alternativos de disposição de rejeito vem se tornando cada vez mais presente, principalmente quando se consideram os volumes armazenados em tais estruturas que normalmente extrapolam dezenas de milhões de metros cúbicos.

No que tange ao reaproveitamento de rejeitos de mineração, diversos estudos têm sido conduzidos como forma de fornecer uma utilidade do material para a sociedade. De acordo com Pedroso (2020), o rejeito de minério de ferro pode ser aproveitado na produção de blocos cerâmicos, base e sub-base de pavimentos, telhas, concreto etc.

Diante deste cenário, o presente artigo apresenta um estudo de caso de um muro de solo reforçado, em que foi utilizado rejeito arenoso de minério de ferro como material de enchimento, abordando sobre os aspectos práticos e teóricos que subsidiaram o desenvolvimento do projeto e a implantação da estrutura.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO

O estudo de caso apresentado neste artigo é referente ao projeto e implantação de uma contenção do tipo MSR (Muro em Solo Reforçado), localizado nas margens de um reservatório de uma barragem em descaracterização, localizada na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais.

Tendo em vista a área a ser descaracterizada e a distância entre a retirada do rejeito e sua disposição provisória e final, foi realizada a implantação de um Transportador de Correia de Longa Distância (TCLD) para transporte do material. Como as declividades longitudinais para este tipo de estrutura são pequenas e a topografia local é bastante acidentada, houve a necessidade da implantação de uma contenção em aterro em um ponto baixo da topografia, com o objetivo de garantir as cotas mínimas para a implantação das fundações do TCLD.

O MSR foi projetado considerando uma altura máxima de contenção de 10 m, face inclinada em 10V:1H e geogrelhas espaçadas verticalmente a cada 0,60 m. Devido a limitações geométricas e a proximidade com uma encosta natural íngreme, houve a necessidade de considerar geogrelhas de diferentes comprimentos e diferentes resistências. Nas primeiras camadas de aterro foram consideradas geogrelhas com 5 m de comprimento e resistência à tração característica de 110 kN; nas intermediárias, geogrelhas com 7 m de comprimento e resistência à tração característica de 80 kN; nas camadas finais, geogrelhas com 7 m de comprimento e resistência à tração característica de 55 kN. A Figura 1 apresenta a seção típica considerada.

A contenção possui aproximadamente 90,0 m de comprimento e ao longo de sua extensão foram implantadas bases de concreto para a fundação da estrutura do TCLD, que possui dimensões de até 10,30 m x 9,0 m. Para o modelo de estabilidade, foram consideradas as sobrecargas obtidas do dimensionamento estrutural, que variam de 80 até 200 kPa. Além da área das bases, foi considerada uma sobrecarga mínima de 20 kPa, em conformidade com a ABNT NBR 16.920-1 (2021) e ABNT NBR 11.682 (2009)

Além de análises de estabilidade, também foram realizadas análises de tensão-deformação, com o objetivo de avaliar os deslocamentos e deformações na estrutura, além de subsidiar na verificação de todos os requisitos mínimos de estabilidade indicados pela ABNT NBR 16.920-1 (2021).

Quanto à caracterização geológico-geotécnica do local, havia uma pequena camada superficial de colúvio que foi removida completamente pelo projeto de escavação da contenção. A fundação da estrutura se encontra em grande parte apoiada em um solo residual jovem de filito, com número de golpes N_{SPT} variando de 30 golpes até o impenetrável. A contenção está localizada em uma região de transição entre as formações geológicas Santo Antônio e Saramenha, onde há ocorrência de filitos de coloração variegada (cinza avermelhado, cinza rosado, acastanhado e grafitoso).

3 PROJETO

O projeto foi concebido a partir do dimensionamento do MSR considerando todos os requisitos exigidos pela ABNT NBR 16.920-1 (2021). Neste sentido, foram realizadas análises de estabilidade pelo método do equilíbrio-limite, análises numéricas pelo método dos elementos finitos (MEF) e análises de estabilidade por equações teóricas. Assim, foram avaliadas as estabilidades externa (tensão admissível na fundação, deslizamento e tombamento), interna (ruptura estrutural do reforço e arrancamento do reforço), geral e conexão da geogrelha com o paramento.

Em relação aos parâmetros geomecânicos dos materiais, somente o solo residual de filito da fundação havia sido amostrado na ocasião do projeto, tendo seus parâmetros obtidos por ensaios triaxiais do tipo adensado e não drenado. Em relação ao rejeito arenoso utilizado como material de enchimento do muro, não se dispunham de ensaios no material, em que foi necessária a adoção de parâmetros mais conservadores na etapa de projeto. Posteriormente e durante a execução da contenção, foram coletadas amostras para a realização de ensaios de cisalhamento direto, compactadas com o mesmo grau de compactação que estavam sendo obtidos em campo. Os parâmetros dos materiais estão apresentados na Tabela 1 e os resultados obtidos na análise de estabilidade na Figura 1.

Tabela 1: Parâmetros geomecânicos dos materiais

Material	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ(°)	E_s (MPa)
Enchimento (Rejeito Arenoso) (1)	20	0	32	48
Fundação (Solo Residual de Filito)	21	7	37	67

(1) Ensaios realizados do tipo cisalhamento direto durante a implantação resultaram nos seguintes parâmetros médios: γ = 20 kN/m³; c' = 2 kPa e ϕ = 39 º, a partir de 8 ensaios de cisalhamento direto (amostra inundada)
(2) Ensaios realizados do tipo triaxial CIU (adensado isotropicamente e não drenado), a partir de duas amostras com 4 corpos de prova cada ensaio.

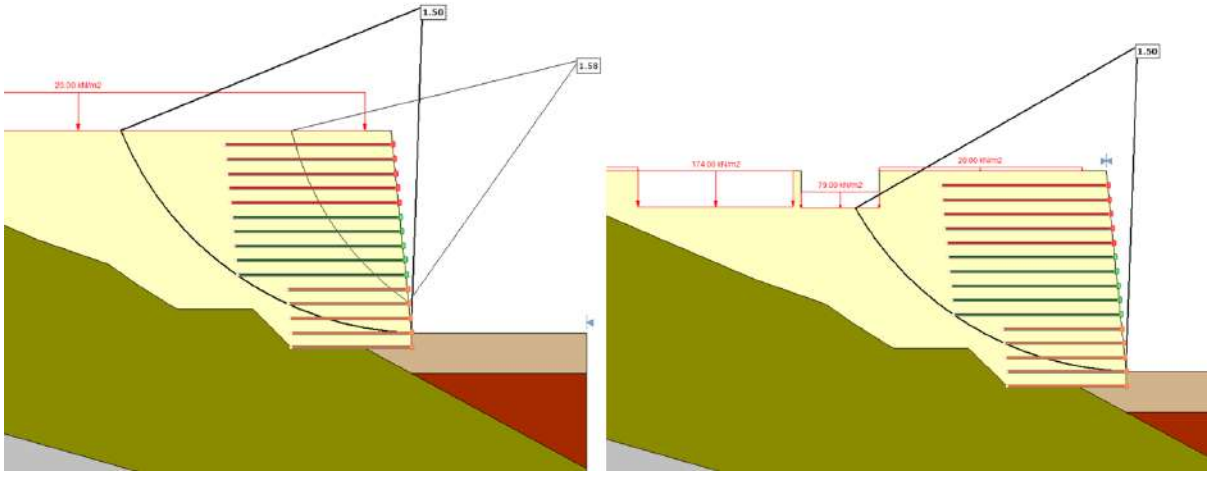


Figura 1: Análises de estabilidade: MSR sem as bases do TCLD (à esquerda) e MSR com as bases do TCLD (à direita)

Em relação às análises de tensão-deformação, foi realizada uma simulação do sequenciamento construtivo de obra, considerando estágios de *in situ* (condição inicial), escavação da fundação, alteamentos (a cada camada de 0,6 m) e sobrecargas finais. Tais análises permitiram a verificação de diversos elementos de dimensionamento, como tensões atuantes (Figura 2), deformações por cisalhamento e esforços internos na geogrelha (Figura 3) e deslocamentos na fundação ao longo da sequência executiva da estrutura (Figura 4).

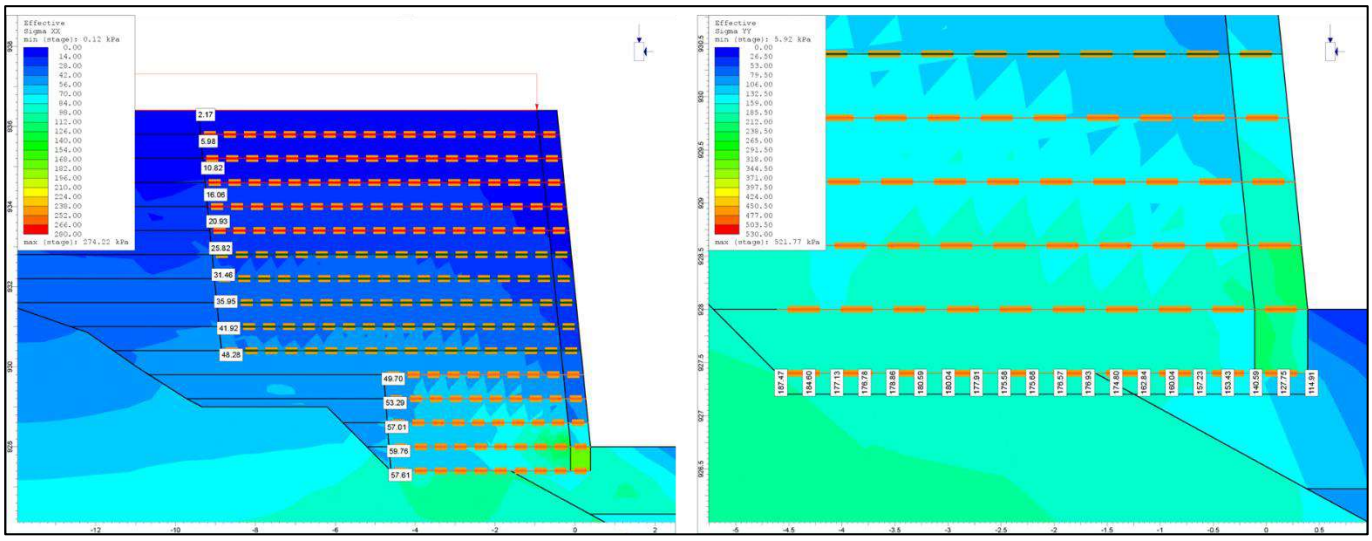


Figura 2: Análise de tensão-deformação: tensão horizontal no MSR (à esquerda) e tensões na base (à direita)

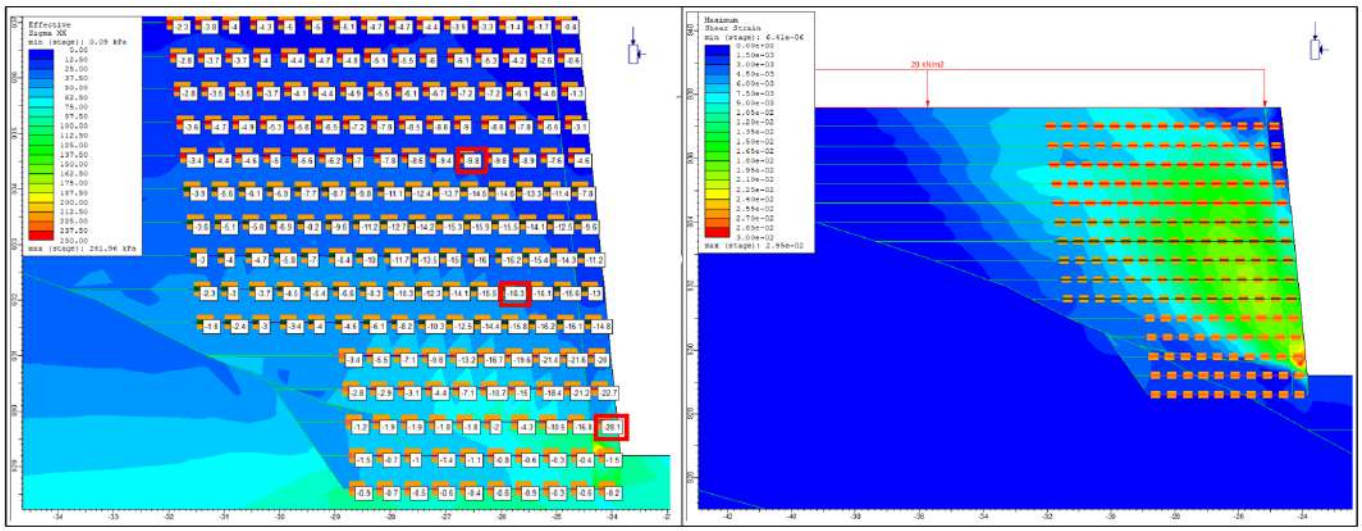


Figura 3: Análise de tensão-deformação: esforços internos nas geogrelhas (à esquerda) e deformações por cisalhamento (à direita)

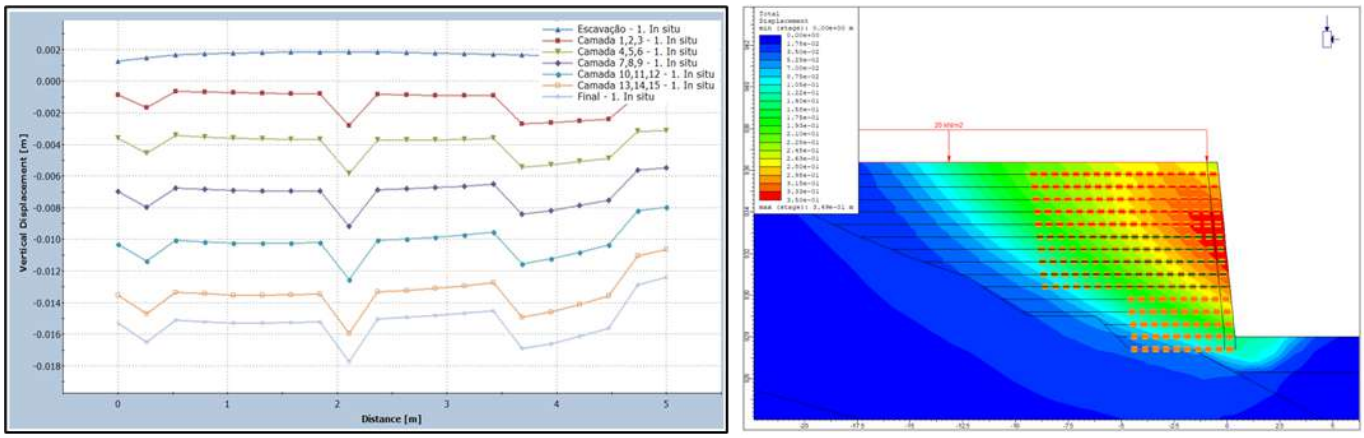


Figura 4: Análise de tensão-deformação: deslocamentos na fundação durante as obras (à esquerda) e deslocamentos totais no MSR (à direita)

A partir das análises numéricas e de equilíbrio-limite realizadas, foram calculados os fatores de segurança (FS), tendo sido obtidos valores acima dos mínimos admissíveis, conforme preconizado pela ABNT NBR 16.920-1 (2021), os quais estão resumidos na Tabela 2:

Tabela 2: Resumo dos fatores de segurança (FS) obtidos

Estabilidade	Mecanismo	FS obtido	FS_{min}	Verificação
Externa	Tensão admissível na fundação	4,2	2,0	Ok
	Deslizamento	2,9	1,5	Ok
	Tombamento	6,1	2,0	Ok
Interna	Ruptura estrutural do reforço	2,2	1,5	Ok
	Arrancamento do reforço	1,5	1,5	Ok
Geral	-	1,5	1,5	Ok
Conexão com o paramento	-	2,2	1,5	Ok

4 CONSTRUÇÃO

A primeira etapa da sequência construtiva foi a escavação da fundação para início do alteamento da contenção. Para o projeto de escavação, foi considerado um embutimento mínimo da fundação de 60 cm (equivalente a uma camada). Além disso, devido à proximidade da fundação com a encosta natural íngreme, foi proposto um faseamento das escavações em 7 fases, uma vez que houve a necessidade de taludes de corte provisórios com inclinação 1V:0,5H. Assim, à medida que a contenção era alteada, as fundações de cotas mais elevadas eram escavadas. A Figura 5 apresenta parte das escavações realizadas.

Após a escavação de cada fase, os alteamentos foram construídos. Em toda a fundação, foi colocada uma camada de areia de 20 cm de espessura, com o objetivo de alívio de subpressões por um eventual aumento do nível freático, que apesar de não ter sido identificado nas investigações realizadas, foi considerado. A face é constituída de uma tela metálica dobrada em "L" e preenchida por rachão em uma largura de aproximadamente 60 cm, intertravando os blocos com o objetivo de evitar movimentações durante a compactação. A Figura 6 apresenta o processo de execução dos elementos de face.

A compactação do rejeito arenoso foi realizada com dois tipos de veículo. Até 1,0 m a partir da face e com o objetivo de reduzir deslocamentos indesejáveis nos elementos, foi proposta a compactação com rolo vibratório pequeno controlado remotamente. Além desse 1,0 m, a compactação foi realizada com rolo liso vibratório convencional. A Figura 7 apresenta o processo de compactação no aterro do MSR.

Ao longo de cada alteamento da contenção, foram realizados levantamentos topográficos com o objetivo de avaliar os recalques e os deslocamentos na estrutura. Alguns ajustes de posicionamento dos elementos de face foram necessários, frente aos deslocamentos visíveis que estavam ocorrendo na estrutura, apesar de coerentes com os valores obtidos pela análise numérica.

Por fim, foi implantada a estrutura do TCLD sobre a contenção, conforme se apresenta na Figura 8. Em algumas bases do TCLD, houve interferência com as geogrelhas superiores do MSR e, neste caso, houve um recorte localizado para concretagem das fundações.

Figura 5: Escavação da fundação: escavação da primeira camada (à esquerda) e escavação de camadas acima dos alteamentos realizados (à direita)

Figura 6: Posicionamento do elemento de face: tela metálica em “L” (à esquerda) e preenchimento com rachão (à direita)

Figura 7: Compactação das camadas de rejeito arenoso: mini-rolo (vibratório) remoto (à esquerda) e rolo liso vibratório (à direita)

Figura 8: Contenção implantada com TCLD

5 CONCLUSÕES

O estudo de caso apresentado indicou a aplicabilidade com sucesso de rejeito arenoso de minério de ferro como material de enchimento de um muro de solo reforçado com geogrelhas. A reutilização do rejeito se mostrou adequada do ponto de vista técnico, cuja caracterização física e mecânica resultou em parâmetros adequados, refletindo em um monitoramento e observações em campo aderentes com os valores previstos pelos modelos numéricos. Além disso, a reutilização do material proporcionou economia ao empreendedor, uma vez que foi dispensada a exploração de novas jazidas para obtenção do material de aterro, impactando diretamente no custo final de implantação do MSR.

A estrutura foi dimensionada considerando todos os requisitos da ABNT NBR 16.920-1 (2021), tendo sido adotadas análises de equilíbrio-limite e análises numéricas de tensão-deformação. Os deslocamentos obtidos foram da ordem de 30 cm para uma altura máxima de 10 m. Todavia, a estrutura adotada é flexível em relação a deslocamentos dessa ordem (até 3% da altura), mas atenção especial deve ser dada a este parâmetro durante a construção da estrutura, com monitoramento adequado, seja por levantamento topográfico ou instrumentos específicos. Para a condição pós-construção, foi proposto o monitoramento da estrutura por meio de marcos superficiais instalados nas bases de concreto do TCLD.

A execução da estrutura revelou certas dificuldades em relação a este tipo de contenção, como deslocamentos/deformações excessivas que necessitaram de medidas corretivas durante a implantação e dificuldades em relação ao plano de instalação das geogrelhas. Devido a limitações topográficas e a existência de uma encosta íngreme próxima à estrutura, houve a necessidade de indicação de geogrelhas de diferentes resistências e diferentes comprimentos. Todavia, recomenda-se que sejam consideradas resistências e comprimentos padronizados com o objetivo de facilitar a montagem e implantação da estrutura.

6 REFERÊNCIAS

BRASIL. Lei nº 14.066 de 30 de setembro de 2020. (2020) - Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração). Disponível em: https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/lei-n-14.066-de-30-de-setembro-de-2020-280529982. Acesso em: 11 jun. 2023.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2009) - NBR 11682:2009 - Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2021) - NBR 16920-2: 2021 - Muros e taludes em solos reforçados - Parte 1: Muros e taludes em solos reforçados. Rio de Janeiro.

PEDROSO, D. E. Aproveitamento do rejeito de minério de ferro em compósitos para construção civil. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Tecnológica do Paraná, Curitiba, 2020

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/485

Verificação do Processo de Governança e Critérios de Projeto (ET) Para Disposição Temporária de Rejeitos de Mineração em Pilhas

Maria Clara Anunciação
Estudante, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, maria.anunciacao@aluno.unb.br

Michéle Dal Toé Casagrande
Professora Titular, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, mdtcasagrande@unb.br

Gustavo Marçal de Sousa
Gerente Técnico, Vale S.A., Nova Lima, Brasil, gustavo.marcal@vale.com

RESUMO: De acordo a Agência Nacional de Mineração – ANM, em maio de 2023, no estado de Minas Gerais, havia 41 barragens alteadas pelo método a montante. Após o rompimento de uma barragem de rejeitos ocorrido no ano de 2019, em Brumadinho, a eliminação de barramentos alteados a montante se tornou uma exigência legal. Dessa forma, destaca-se a necessidade de investigar um método de disposição sustentável e seguro para os rejeitos extraídos dessas obras. O reprocessamento desses rejeitos tem se mostrado como uma alternativa interessante ao reaproveitamento desse subproduto, sobretudo no que tange às esferas econômicas e ambientais do setor minerário. Logo, como alternativa ao desmonte desses barramentos, até que a etapa de beneficiamento de minérios se inicie na usina, este artigo tem como objetivo apresentar o empilhamento drenado para o manejo temporário dos rejeitos extraídos de uma barragem em descomissionamento. Por meio de campanhas de investigação, ensaios de laboratório triaxiais e de ensaios CPTu foram obtidos parâmetros geotécnicos e razões de resistência não drenada de pico desses materiais. As análises de estabilidade foram realizadas em condições de operação normal e sob influência pseudo-estática. Verifica-se que os fatores de segurança requeridos pela NBR 13.028/2017 são atingidos, uma vez que atenderam de forma satisfatória aos valores mínimos preconizados por norma.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitos, Pilha temporária de Disposição de Rejeitos, Ensaios CPTu, Análises de estabilidade.

ABSTRACT: According to the National Mining Agency (ANM), in May 2023, the state of Minas Gerais had 41 dams raised by the upstream method. After the collapse of a tailings dam in Brumadinho in 2019, the elimination of upstream dams became a legal requirement. This highlights the need to investigate a sustainable and safe disposal method for the tailings extracted from these works. The reprocessing of these tailings has proved to be an interesting alternative to the reuse of this by-product, especially in terms of the economic and environmental spheres of the mining sector. Therefore, as an alternative to dismantling these dams, until the ore processing stage begins at the plant, this article aims to present the dry stacking for the temporary management of tailings extracted from a dam undergoing decommissioning. Geotechnical parameters and peak undrained strength ratios of these materials were obtained through investigation campaigns and CPTu tests. Stability analyses were carried out under normal operating conditions and under pseudo-static influence. It was found that the safety factors required by NBR 13.028/2017 were met, as they satisfactorily met the minimum values recommended by the standard.

KEYWORDS: Tailings, Temporary tailings disposal pile, CPTu tests, Stability analysis.

1 INTRODUÇÃO

O início da construção de barragens de mineração na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais, data dos anos 1970. Sousa (2020) explica que a predominância da lavra de minérios hematíticos, caracterizados por elevados teores de ferro, associada à baixa eficiência dos processos de beneficiamento utilizados até o final da década de 1990, resultou em rejeitos depositados em algumas barragens do estado que apresentam um alto teor de ferro, que varia entre 35% e 55%.

Os rejeitos de minério de ferro constituem o maior passivo ambiental das atividades desse setor, uma vez que a disposição desse material demanda depósitos que minimizem os riscos estruturais e ambientais do descarte desse subproduto. A escolha do tipo e do porte desses depósitos está diretamente associada, principalmente, às propriedades mecânicas do rejeito e ao dano potencial ambiental correlacionado à estas estruturas.

A Lei 14.066/2020 foi sancionada no Brasil após os acidentes envolvendo duas barragens de rejeitos no estado de Minas Gerais, alterando a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). O seu Artigo 2º define como barragem descaracterizada "aquela que não opera como estrutura de contenção de sedimentos ou rejeitos, não possuindo características de barragem, e que se destina a outra finalidade".

Em tempo, a Lei veda a construção ou o alteamento de barragem de mineração pelo método a montante, que ocorre quando os diques de contenção se apoiam sobre o próprio rejeito depositado no reservatório. Além disso, a Lei determina que as estruturas construídas por esse método devem ser descaracterizadas, ou seja, a área de ocorrência da barragem deve passar pelo processo de perda das suas características de contenção.

A descaracterização de barragens, por sua vez, revela-se como uma prática necessária para mitigar os riscos associados às estruturas antigas ou consideradas menos seguras. Esse processo envolve o descomissionamento controlado do empreendimento. Dessa forma, o empilhamento drenado destaca-se como um método sustentável e seguro de disposição temporária para os rejeitos extraídos dessas obras.

A governança de projetos geotécnicos de ferrosos prevê o gerenciamento dos riscos associados a essas pilhas, em caráter permanente ou temporário, existentes nas áreas operacionais e industriais das empresas mineradoras, sobretudo no que tange às esferas econômicas e ambientais do setor minerário. Em associação às políticas e normas de gestão para essas estruturas, objetiva-se minimizar a probabilidade de ocorrências e de impactos pessoais, ambientais e materiais.

Dentro desse panorama, o projeto de disposição temporária de rejeitos em pilhas emerge como uma abordagem que busca conciliar eficiência operacional, segurança geotécnica e ganhos econômicos, oferecendo flexibilidade e adaptabilidade às demandas dinâmicas do setor mineral.

Portanto, o principal objetivo deste trabalho é validar como alternativa ao desmonte desses barramentos, até que a etapa de beneficiamento de minérios se inicie com na usina, o empilhamento drenado para o manejo temporário desses rejeitos.

2 PILHA PILOTO HIPOTÉTICA

O estudo de caso abordado desse estudo trata-se de um projeto piloto hipotético para a disposição temporária de rejeitos de mineração em pilhas, a fim de replicá-lo em escala industrial. A geometria proposta foi definida especificamente para o desenvolvimento desta pesquisa.

É previsto um empilhamento de 10 metros de altura (para a seção mais crítica), inclinação longitudinal e transversal de 1,5% e inclinação das rampas de acesso/ângulo de face de 10º (talude 1:6). Esse cenário leva em consideração a existência de uma pilha de estéril na área de ocupação do empilhamento temporário, de modo que o arranjo avaliado aproveitaria a porção sudoeste dessa estrutura como fundação.

A área de ocupação da disposição temporária para esses rejeitos é de aproximadamente 19.800 m². Para a geometria proposta, a capacidade volumétrica desse arranjo é de 80.000 m³ de material. A figura 1 destaca, em vermelho, a localização da área de estudo para a disposição temporária da pilha piloto hipotética.

Figura 1. Localização da área avaliada para a implantação temporária da pilha piloto.

3 REJEITO GRANULAR DE MINÉRIO DE FERRO (FE)

Os rejeitos granulares (silte arenoso e areia siltosa) de minério de ferro são provenientes das obras de descaracterização de uma barragem de contenção de rejeitos localizada no estado de Minas Gerais. Esses materiais serão utilizados para a construção hipótetica de um empilhamento temporário, visando o manejo intermediário desses resíduos.

Os ensaios de caracterização foram realizados para definir as curvas de distribuição granulométrica provenientes da coleta de amostras de dois furos de diferentes profundidades, realizados na região de montante do reservatório da barragem. Para a realização de Ensaios Triaxiais CIUsat nos rejeitos foram coletadas três amostras: duas obtidas do furo 1 e uma do furo 2, que foi reconstituída em laboratório com uma densidade aparente de 2,3 g/cm³. A consolidação dos resultados desses ensaios é apresentada na Tabela 1.

Tabela 1. Resultados dos Ensaios Triaxiais CIUsat nas amostras dos rejeitos.

Amostra	Classificação Granulométrica	Peso Específico	Parâmetros de Resistência	
		γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Furo 1 (reconstituída)	Silte arenoso	22,0	0,0	29,6
Furo 2 (18,0 a 19,0m)	Areia siltosa	22,0	0,0	40,6
Furo 2 (26,0 a 27,0m)	Areia siltosa	22,0	0,0	40,6

4 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

As análises de estabilidade desse projeto piloto hipotético para a disposição temporária de rejeitos foram realizadas em condições de operação normal e sob influência pseudo-estática. Foi utilizado o *software* Slide2®, da Rocscience.

O Slide® é um programa de análise bidimensional de estabilidade de taludes, utilizado para calcular o Fator de Segurança (FS) de superfícies circulares e não circulares em taludes de solos e rochas. Foram avaliadas as superfícies potenciais de ruptura do empilhamento temporário, bem como foram definidos os FSs para cada seção de análise e condição avaliada.

4.1 Parâmetros

Os parâmetros finais de resistência ao cisalhamento utilizados estão detalhados na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros de resistência finais adotados.

Material	Cor	Peso Específico γ (kN/m³)	*Vertical Strenght Ratio*	Parâmetros de Resistência	
				c' (kPa)	ϕ' (°)
Estéril semi-compactado (fundação)		22,0	-	10,0	29,50
Rejeito compactado[1] não drenado[2]		22,0	0,24	-	-

4.2 Resultados

A seguir, tem-se os critérios e as premissas adotadas nesse estudo.

i) Quanto às configurações do *software* e premissas da modelagem

- Análises realizadas no *software* Slide2®, desenvolvido pela Rocscience;
- Fator de Segurança calculado pelos métodos de análise de estabilidade propostos por Morgenstern-Price, Bishop e Spencer;
- Materiais considerados homogêneos e isotrópicos;
- Teoria do equilíbrio limite;
- Método de ruptura não-circular, adotando otimização da superfície de ruptura se aplicável;
- Os parâmetros de resistência dos materiais de fundação e maciço seguem o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb e o critério de ruptura *Vertical Strenght Ratio*;
- O estudo visa avaliar que os fatores de segurança atendam aos valores mínimos preconizados pela NBR 13.029 (ABNT, 2017), que estabelece valores de 1,50 tanto para a ruptura geral do talude quanto para a ruptura do talude entre bermas em condições drenadas. Para a condição não-drenada, o fator de segurança mínimo exigido é de 1,30, adaptado da NBR 13.028 (ABNT, 2017), para o caso de barragens de mineração. Para as análises pseudo-estáticas, os fatores de segurança estão acima de 1,10.

ii) Quanto aos cenários de carregamento e geometria

- Análises realizadas considerando condição drenada somente para o estéril semi-compactado da fundação;
- Análises de estabilidade realizadas para a condição da geometria desenvolvida para o desenvolvimento desta pesquisa.

As três seções transversais de análise de estabilidade avaliadas foram denominadas como A-A', B-B' e C-C' e estão apresentadas na Figura 2, Figura 3 e Figura 4, respectivamente, incluindo o contato geológico-geotécnico que se aplica à este estudo.

[1] Considerou-se que o rejeito será depositado de forma mecânica no empilhamento temporário. Entretanto, para fins de desenvolvimento desse artigo, não houve a consideração da influência de um rígido controle técnico de compactação;
[2] Em virtude do descompasso entre o tempo de dissipação do excesso de poropressão gerado pela construção da estrutura e a velocidade da sua implantação, o rejeito foi analisado em condição não drenada.

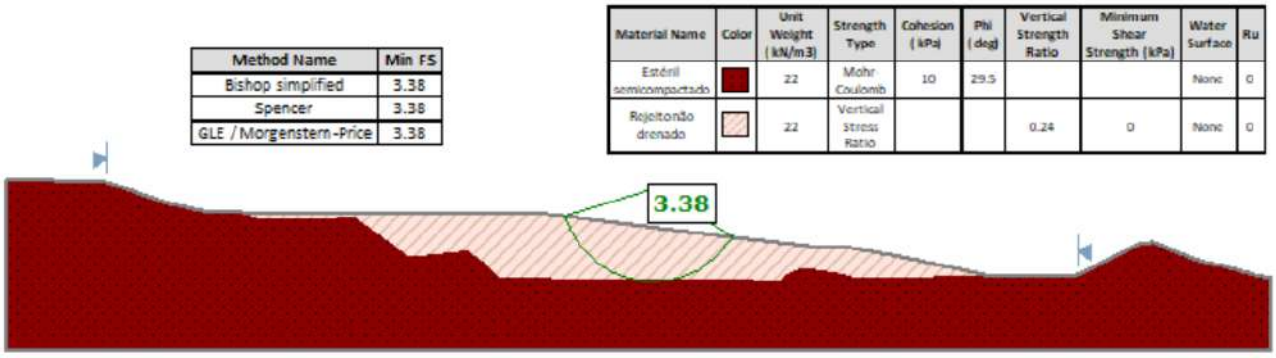


Figura 2. Seção de análise de estabilidade A-A'.

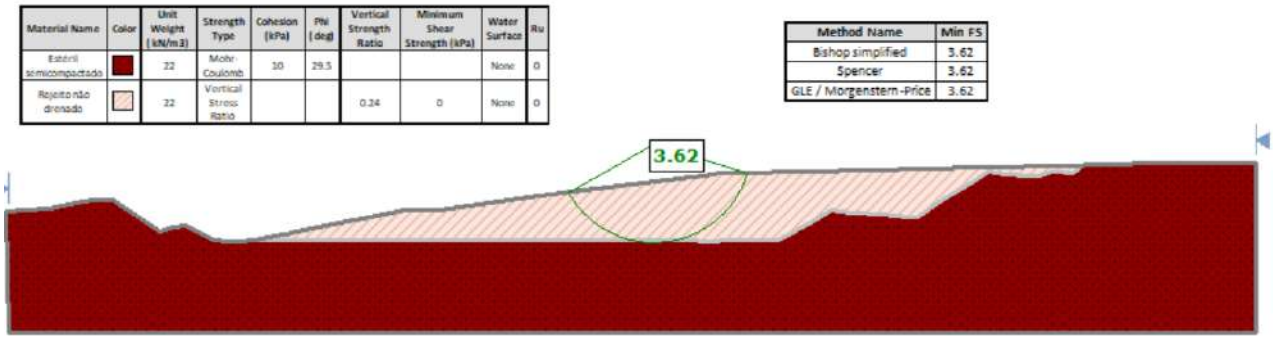


Figura 3. Seção de análise de estabilidade B-B'.

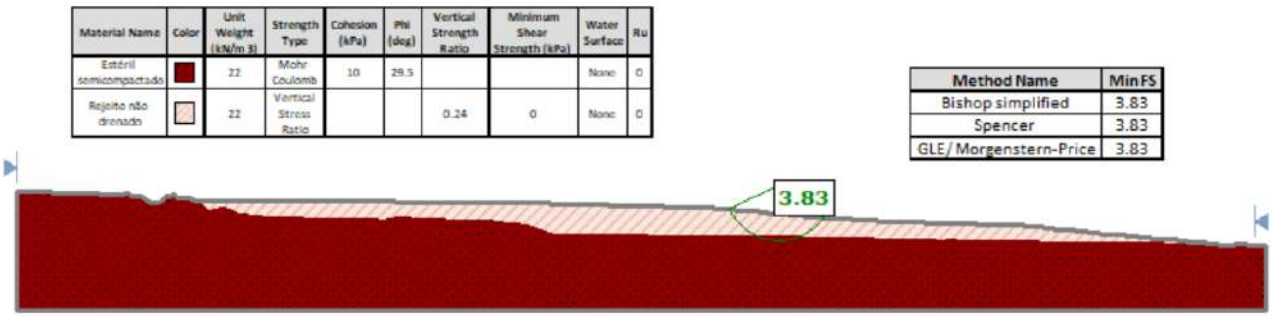


Figura 4. Seção de análise de estabilidade C-C'.

Os resultados estão exibidos e consolidados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados das análises de estabilidade avaliadas.

Seção	Cenário de Solicitação	Fator de Segurança (FS)
Seção AA'	Condição normal	3,38
Seção AA'	Pseudo-estática	2,79
Seção BB'	Condição normal	3,62
Seção BB'	Pseudo-estática	2,04
Seção CC'	Condição normal	3,83
Seção CC'	Pseudo-estática	2,51

Para realizar as análises de estabilidade pseudo-estáticas foi considerado o PGA como 0,092 g, ao passo em que os coeficientes de aceleração sísmica foram 0,046 g Kh/0,031 g Kv, sendo a componente Kv equivalente à 2/3 da aceleração obtida no vetor horizontal.

Por meio dos resultados obtidos, observa-se que as seções A-A', B-B' e C-C' atingiram os fatores de segurança mínimos para as rupturas locais. As análises obtiveram valores satisfatórios para ambas as condições analisadas.

É válido ressaltar que o estéril considerado como fundação da pilha piloto hipotética é composto por filitos e itabiritos depositados de maneira difusa e sem critérios claros que permitam a sua compartimentação. Isto posto, não é possível adotar parâmetros distintos nas análises de estabilidade. Apesar de os bancos dos taludes apresentarem inclinações menores do que as que são normalmente praticadas, as rupturas avaliadas nesse estudo estão associadas à um único parâmetro adotado para esse material.

Ao observar esses resultados, nota-se que o principal impacto nos fatores de segurança obtidos é reflexo da geometria proposta para a estrutura, ou seja, a sua altura e a inclinação dos seus espaldares. Esse fato indica que as dimensões e as características técnicas desse depósito podem ser majoradas a fim de reduzir o rebatidamento do arranjo sem favorecer o aumento de riscos estruturais, permitindo conciliar segurança geotécnica com eficiência operacional.

5 CONCLUSÃO

Verifica-se que com a geometria inicial proposta para o empilhamento temporário de rejeitos, os fatores de segurança requeridos pela NBR 13.028/2017 são atingidos, uma vez que atenderam de forma satisfatória aos valores mínimos preconizados por norma.

Devido à incongruência entre o tempo necessário para dissipar o excesso de poropressão dos rejeitos e a rapidez de construção da estrutura, de forma conservadora, as análises de estabilidade foram avaliadas por meio de parâmetros de resistência não drenada.

A geometria proposta foi definida especificamente para o desenvolvimento desta pesquisa, de maneira que os taludes das seções avaliadas apresentam espaldares de inclinação menos acentuada – vislumbrando, para este fim, a obtenção de fatores de segurança elevados.

Para o desenvolvimento de pesquisas futuras, sugere-se que seja realizado um estudo comparativo entre as análises de estabilidade que considerem arranjos geométricos mais robustos e arrojados, bem como a influência de um rígido controle técnico de compactação. Ainda que essas estruturas sejam depósitos de caráter provisório, essa abordagem permitirá uma avaliação criteriosa na escolha da estratégia mais adequada para a gestão segura e eficiente desses rejeitos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Universidade de Brasília e ao CNPq.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2017). Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos: NBR 13028. Rio de Janeiro, 22p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). Solo – Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia: NBR 7185. Rio de Janeiro, 8p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2020). Solo – Ensaio de adensamento unidimensional: NBR 16853. Rio de Janeiro, 16p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2020). Solo – Ensaio de Compactação: NBR 7182. Rio de Janeiro, 9p.

ANM. Resolução ANM nº 95, de 07 de fevereiro de 2022, com alterações da Resolução ANM nº 130/2023, que consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Diário Oficial da União: Edição 39, Seção 1, Página 69 e suas retificações de forma, Brasília, DF, 27 fev. 2023.

ASSIS, A. P., HERNANDEZ, H. M. & COLMANETTI, J. P. (2014). Notas de aulas de barragens. Publicação G.AP-AA006/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 125p.

BEDIN, J. (2006). Interpretação de ensaios de piezocone em resíduos de bauxita. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 256p.

BRASIL. Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração). Diário Oficial da União: Brasília, DF, 30 de setembro de 2020.

CASAGRANDE, A. (1936). Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills. Journal of the Boston Society of Civil Engineers: 257–275.

ESPÓSITO, T. J. (2000). Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 394p.

GERSCOVICH, D. M. S. (2016). Estabilidade de taludes. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

JUNIOR, M. P. S. (2021). Avaliação da susceptibilidade à liquefação de um rejeito silto-arenoso com base em ensaio CPTu. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 109p.

MORGENSTERN, N. R.: KUPPER. A. A. G. (1988). Hydraulic fill structures - A perspective. In: VAN ZYL. D. J. A.: MCK. S. G. (Org.)., ASCE. Fort Collins. Colorado: Proceedings of a specialty conference on hydraulic fill structures. p. 1-31.

OLSON, S.M. (2001). Liquefaction Analysis of Level and Sloping Ground Using Field Case Histories and Penetration Resistance.

RIBEIRO, L.F.M. Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicado a barragens de rejeitos. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Transportes, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 268p.

ROBERTSON, P.K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system – An update. Canadian Geotechnical Journal, 53(12): 1910 1927. doi:10.1139/cgj-2016-0044.

ROBERTSON, P.K. FEAR, C. E. WOELLER, D. J. WEEMES, I. (1995). Estimation of sand compressibility from seismic CPT. Conference: 48. Canadian geotechnical conference, Vancouver (Canada), 25-27 Sep 1995; Other Information: PBD: 1995; Related Information: Is Part Of Trends in geotechnique; PB: 2 v. p.

ROBERTSON, P.K. (2010). Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136(6): 842–853. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000286.

SLADEN, J.A., D'HOLLANDER, R.D., and KRANHN, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. Canadian Geotechnical Journal, 22(4): 564–578. doi: https://doi.org/10.1139/t85-076.

SOUSA, G.M. (2020). Proposta de metodologia para lavra de barragens de rejeitos de ferro construídas pela técnica de aterro hidráulico. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 420 p.

SOUZA, T. C. (2018). Metodologia de avaliação de liquefação em barragens de rejeito: uma abordagem probabilística. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Transportes, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 293p.

VALE S.A. (2021). Governança de Projetos Geotécnicos de Ferrosos – Processos, Papéis e Responsabilidades: PGS-004256. Diretoria de Geotecnia Corporativa.

VALE S.A. (2021). Vale +: Minas Gerais – Resultados em 2021 – Eliminação de barragens avança em Minas Gerais. Gerência de Comunicação Regional de Minas Gerais, Mato Grosso do Sul e Portos do Sul.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/486

Visão Geral das Principais Instrumentações Utilizadas no Acionamento Automático de Sirenes de Barragens de Mineração

Pamela Lisboa Ferreira
Engenheira Sênior, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, pamelalisboa19@yahoo.com.br

Beatriz Mapa Clemente
Engenheira Sênior, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, beatriz.clemente@vale.com

Diego Lage Goncalves
Engenheiro Pleno, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, diego.lage.goncalves@vale.com

João Miquilino
Analista Operacional Sênior, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, joao.miquilino@vale.com

RESUMO: O acionamento automático de sirenes (AAS) em barragens de mineração é essencial para alertar a comunidade em caso de emergência. Para isso, diversas instrumentações são utilizadas, incluindo sensores de monitoramento de nível de água, sensores de inclinação e deslocamento, sistemas de detecção de vibração e dispositivos de comunicação em tempo real. Esses instrumentos garantem a detecção de possíveis falhas na estrutura da barragem de forma reativa, permitindo a ativação imediata das sirenes para evacuação. A integração dessas instrumentações em um sistema de acionamento automático de sirenes contribui significativamente para a segurança das comunidades vizinhas às barragens de mineração. O presente artigo oferece uma visão geral dos principais instrumentos utilizados, além de conceitos fundamentais para a elaboração de árvores de falhas. A análise inclui uma explicação geral das metodologias e técnicas aplicadas, fornecendo uma base para a compreensão e aplicação desses instrumentos em diversas áreas de estudo.

PALAVRAS-CHAVE: Instrumentação, Sirenes, Acionamento Automático, Monitoramento

ABSTRACT: The automatic activation of sirens in mining dams is essential to alert the community in the event of an emergency. To achieve this, various instrumentations are used, including water level monitoring sensors, orientation and positioning sensors, vibration detection systems and real-time communication devices. These instruments guarantee the detection of possible failures in the dam structure reactively, allowing the immediate activation of sirens for evacuation. The integration of these instrumentations into an automatic siren activation system significantly contributes to the safety of communities neighboring mining dams. This article offers an overview of the main instruments used, as well as fundamental concepts for creating fault trees. The analysis includes a general explanation of the methodologies and techniques applied, providing a basis for understanding and applying these instruments in various areas of study.

KEYWORDS: Instrumentation, Sirens, Automatic Activation, Monitoring

1 INTRODUÇÃO

O cenário de ruptura de barragens tem sido frequente nos últimos anos, mesmo com a implantação de novas medidas reguladoras e fiscalizadoras. As principais causas estão associadas à dimensionamentos hidrológicos ineficientes, deficiência de investigações geológico-geotécnicas e sistemas de gestão simplificados ou inexistentes, causando perdas humanas, socioeconômicas e devastações ambientais. Nesse sentido, as regulamentações e fiscalizações são parte do processo, porém, não garantem a segurança, sendo fundamental a gestão das rotinas na operação e manutenção (Fernandes, 2020).

Conforme decretado pela ANM (Agência Nacional de Mineração), o empreendedor deve aplicar sistemas automatizados de acionamento de sirenes instaladas fora da mancha de inundação e dotados de modo contra falhas em caso de rompimento da estrutura, complementando os sistemas de acionamento manual no empreendimento e o remoto. Essa condição é aplicável para estruturas com dano potencial associado (DPA) alto ou médio quando o item "existência de população a jusante" atingir 10 pontos. Além disso, *"os sistemas de alerta de acionamento automático e manual, deverão ser projetados e implementados em consonância com as características da barragem e com os critérios de acionamento relacionados a parâmetros de deformação e deslocamentos, cujos limites deverão ser definidos pelo projetista da barragem"* (ANM, 2023).

O acionamento automático de sirenes (AAS) em barragens é uma medida essencial para fortalecer a segurança dessas estruturas, sendo vital para agilizar o processo de evacuação, caso necessário, das comunidades a jusante das estruturas geotécnicas. Esse sistema é projetado para detectar anomalias ou condições adversas nas barragens, como vazamentos, níveis elevados de água, deslocamentos acelerados ou rupturas iminentes e desencadeando automaticamente um alerta sonoro para alertar as comunidades a jusante.

As sirenes automáticas agilizam o processo de evacuação e aumentam a confiabilidade, através de um sistema automatizado que minimiza a possibilidade de falha humana. Ao alertar antecipadamente, o sistema pode contribuir para a redução de danos materiais e, o mais importante, para a preservação de vidas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O acionamento automático de sirenes em barragens envolve a utilização de uma variedade de instrumentação e metodologia de controle, além de tecnologias para monitorar condições críticas e tomar decisões de forma automatizada. Várias empresas vêm implantando uma série de instrumentação para a detecção de possíveis rupturas, as principais instrumentações e uma das metodologias de controle, árvore de falhas, utilizadas atualmente serão descritas nos Itens 2.1 e 2.2.

2.1 Equipamentos de Monitoramento de Deslocamento Superficial

O monitoramento de deslocamento superficial desempenha um papel crucial no acionamento automático de sirenes. Sensores especializados, são empregados para detectar até mesmo pequenos movimentos de terra ou mudanças na inclinação da barragem. Esses sensores podem identificar sinais de instabilidade na estrutura da barragem, possibilitando a ativação rápida e precisa das sirenes em caso de emergência. Ao integrar esses dados de deslocamento superficial a sistemas de acionamento automático de sirenes, é possível garantir uma resposta imediata diante de potenciais riscos, protegendo as comunidades que vivem nas proximidades das barragens.

2.1.1 Radar Doppler

O Radar Doppler é uma ferramenta de alerta e monitoramento reativo de deslocamentos superficiais, de alta precisão, rápida varredura e longo alcance, proporcionando uma alta confiança aos alertas e alarmes no caso da ocorrência de rupturas (Ground Probe, 2024).

Esse equipamento utiliza o efeito Doppler para medir a velocidade e direção de objetos em movimento. Esse equipamento emite ondas de rádio em direção à uma área a ser monitorada. Caso algum objeto (com um tamanho mínimo a depender da distância do radar) se movimente nessa área o radar será capaz de detectar a variação da frequência da onda refletida pelo obejto com base nesse desvio de frequência, pode-se calcular, então, a velocidade do objeto ao longo da linha de visada, a partir da seguinte equação:

$$f_0 = f_f \frac{V \pm V_0}{V \pm V_f} \quad (1)$$

Onde:
f_0 = Frequência calculada pelo radar para um objeto em movimento.
f_f = Frequência que a fonte emite

V = Velocidade da onda no meio
V_0 = Velocidade do observador
V_f = Velocidade da fonte

A principal função desse Radar é a detecção de deslocamento de massa, sendo uma ferramenta de uso reativo e não para monitoramento de deslocamentos lentos, sua capacidade de detecção avalia velocidade de deslocamento e área do alvo a ser monitorada. Sendo assim, é amplamente utilizado em várias aplicações, incluindo meteorologia, controle de tráfego, detecção e direção de movimento e monitoramento de velocidade (Ground Probe, 2024). A Figura 1 apresenta o modelo de Radar Doppler RGR-Velox.

Figura 1. Radar RGR-Velox. (Ground Probe, 2024).

2.1.2 Tíltímetros

Os Tiltímetros são sensores que detectam deslocamento entre os eixos X, Y e Z através de um acelerômetro triaxial embutido em cada sensor. Esses instrumentos são dispostos na estrutura conforme orientação e análise do resposável técnico e/ou projetista da Barragem.

Existem dois tipos de sensores, os sensores de integridade devem ser instalados no material *in situ*, fora da estrutura em local estável, e os sensores de sacrifício devem ser instalados no local onde se deseja monitorar. O sensor de sacrífico é aquele que sofrerá a alteração angular, o algorítimo definido pelo projetista é responsável pelo arranjo de quantos sensores devem variar e qual o grau de inclinação para que seja acionado um alarme, enquanto o sensor de integridade, é aquele que deve permanecer imóvel. Ao atingir os parâmetros definidos, o alarme é acionado e então, aciona-se as sirenes automaticamente. Esse tipo de tecnologia são utilizadas com o objetivo de monitorar deslocamentos superficiais, uma vez que são instalados na superfície do maciço de cada estrutura. A Figura 2 apresenta um exemplo desse instrumento.

Figura 2. Tiltímetro. (Geomin, 2024).

2.1.3 Radar Terrestre

O Radar Terrestre de abertura sintética (SAR) mapeia a evolução de deslocamentos, para obter um melhor conhecimento do comportamento do maciço monitorado, é utilizado para o monitoramento de deslocamento superficial do maciço da barragem. É um equipamento que interage com um alvo, com registro

de potência, variação temporal e o tempo de retorno. Assim como o InSAR (Radar de Abertura Sintética por Interferometria), funciona pela emissão e captação de ondas eletromagnéticas, utilizando a técnica de interferometria, onde variações milimétricas na superfície monitorada entre duas aquisições consecutivas são apresentadas como deslocamento (Ground Probe, 2024). A Figura 3 apresenta um exemplo de funcionamento do Radar de Abertura Sintética.

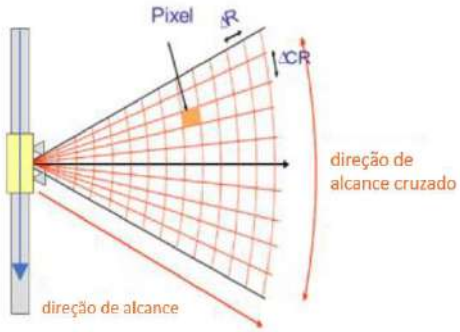


Figura 3. Radar de Abertura Sintética. (Costa, 2022).

2.1.4 Estação Total Robótica (ETR)

A Estação Total Robótica (ETR) é utilizada para monitorar os deslocamentos superficiais da estrutura, com capacidade de mapear a evolução de deslocamentos a curto e longo prazo. É um equipamento de alta precisão para realização do monitoramento de deslocamentos horizontal e vertical a partir de uma base georreferenciada e de pontos fixos instalados na estrutura, como marcos superficiais e prismas. Com esta metodologia, obtém-se a movimentação real nos três eixos de coordenadas (x, y e z), e o deslocamento do ponto nas variáveis: direção, grandeza e sentido do movimento. Sendo assim, é possível verificar se a estrutura está apresentando movimentação e calibrar níveis de segurança. (Ferreira, 2022). A Figura 4 apresenta a ETR e a cabine de proteção desse equipamento.

Figura 4. Estação Total Robótica. (Leica Geosystem, 2021).

2.2 Árvores de Falhas

A Árvore de Falhas (FTA) é uma poderosa ferramenta de análise usada em diversas áreas, como na engenharia e em gerenciamento de riscos e segurança, para entender e visualizar os possíveis cenários de falha em sistemas complexos. Esse método é usado para identificar as causas subjacentes de um evento indesejado, como um acidente, uma falha de equipamento ou um mau funcionamento em um processo. Uma árvore de falhas é uma representação gráfica que descreve as relações entre eventos e falhas em um sistema.

A FTA é um método de análise de sistemas pelo qual condições e fatores que podem contribuir para um evento indesejado específico são identificados de maneira dedutível, organizados de forma lógica e representados graficamente. É uma construção gráfica, que apresenta as interações lógicas entre os elementos

de um sistema que falhe por inteiro, parcialmente ou em combinação e que pode contribuir para uma ocorrência indesejada (Melo; Fusaro, 2015). A Figura 5 apresenta um exemplo de sistema de segurança contra incêndio baseado na análise da FTA. P1, P2, e P3 são probabilidades diferentes para cada caminho.

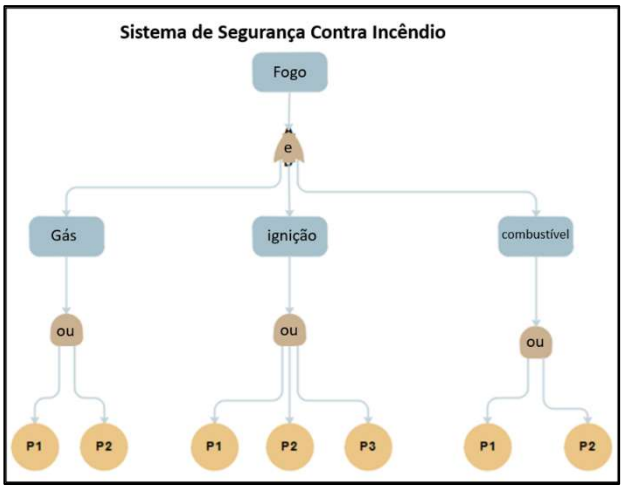


Figura 5. Exemplo de um sistema de segurança contra incêndio (Edrawsoft, 2024).

3 ASPECTOS PERTINENTES PARA UTILIZAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO PARA O ACIONAMENTO DE SIRENES

O estudo se baseia no entendimento de cada tecnologia utilizada para a detecção de ruptura de uma estrutura e o acionamento automático de sirenes, correlacionando com seus diversos objetivos, seja monitoramento de reservatório, deslocamentos superficiais lentos e rápidos, respostas a ondas sísmicas, assim como vantagens, benefícios e desvantagens. Essas considerações são apresentadas nos itens 3.1 à 3.4.

3.1 AAS - Radar Doppler

O acionamento automático de sirenes via Radar Doppler envolve a detecção de movimento através do princípio do efeito Doppler. O radar emite ondas de rádio em direção a uma área de interesse, como a superfície de uma barragem de mineração, e monitora o retorno dessas ondas refletidas. Quando ocorre movimento na superfície, como deslizamentos de terra ou deslocamentos acelerados, as ondas refletidas sofrem um desvio na frequência devido ao efeito Doppler. Esse desvio na frequência é detectado pelo radar, que interpreta a mudança como movimento na área monitorada. Quando um limiar pré-definido de movimento é alcançado, o sistema de acionamento automático de sirenes é ativado, emitindo um alerta sonoro para alertar as pessoas nas proximidades sobre a potencial emergência, aumentando assim a segurança das áreas afetadas.

A definição da localização e tamanho das áreas monitoradas e os alertas de velocidade de deslocamento são variáveis definidas pelo empreendedor de acordo com o objetivo empregado. Esse equipamento pode ser muito indicado, por exemplo, para estruturas que possuem como um dos modos de falha principal a instabilização, permitindo uma detecção rápida e eficaz de movimentos na superfície, considerando a direção e velocidade esperada. É importante analisar geotecnicamente a estrutura monitorada e definir os gatilhos de alerta de acordo com os modos de falha esperados, de modo a aumentar a confiabilidade e evitar falsos positivos.

A definição da área mínima de acionamento pode ser muito importante, por exemplo, para evitar falsos acionamentos por passagem de veículos, helicópteros e pássaros, seguindo o mesmo trajeto definido no alarme. A Figura 6 apresenta um exemplo de definição de área monitorada, área mínima de acionamento e gatilho definido. Nessa situação hipotética, por exemplo, deve ser detectado uma área de 30 m², com uma velocidade mínima de 5m/s, deslocando entre as áreas 1, 2, 3, 4, 5 e 6 respectivamente, no sentido montante jusante da estrutura. Pode ser indicado a definição de uma área menor localizada a jusante, com o objetivo de aumentar a confiabilidade de um acionamento real.

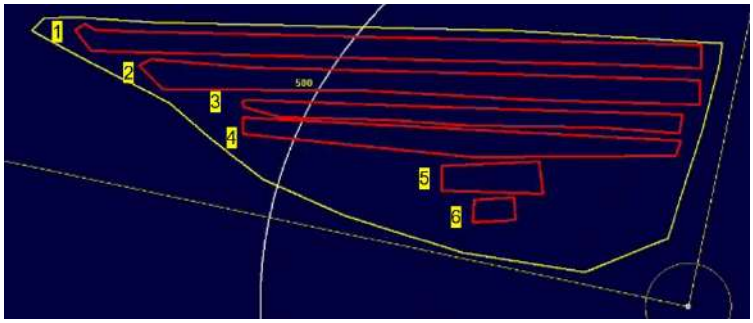


Figura 6. Exemplo de instalação de AAS em Barragem – Doppler (Monitor IQ, 2024)

3.2 AAS - Tiltimeter

O acionamento automático de sirenes via Tiltimeter envolve a detecção da inclinação de vários sensores instalados no maciço. Esses instrumentos são dispostos na estrutura conforme orientação e análise do resposável técnico e/ou projetista da Barragem, podendo ser distribuídos pela estrutura ou instalados em área críticas, por exemplo, na seção principal da estrutura. Esse tipo de tecnologia são indicadas com o objetivo de monitorar inclinações e deslocamentos superficiais, uma vez que são instalados na superfície do maciço de cada estrutura. Para que o acionamento automático de sirenes ocorra, é necessário a definição de um gatilho, que envolve uma definição de uma alteração angular e da quantidade de sensores de sacrifício que devam sofrer essa alteração. A Figura 7 apresenta um exemplo de instalação, em cubos verdes estão representados os sensores de integridade e em cubos vermelhos, os sensores de sacrifício. Em uma eventual ruptura, os sensores de sacrifício se movimentariam e os de integridade, devem continuar imóveis.

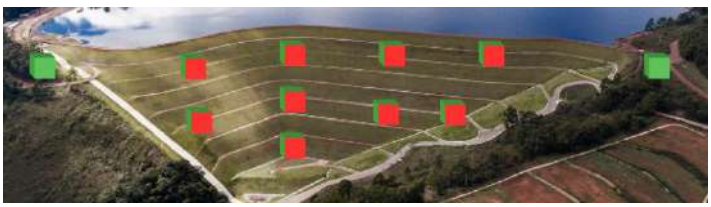


Figura 7. Exemplo de instalação de AAS em Barragem – Tiltimeters (Autor, 2024)

Importante reforçar, que para o acionamento do alerta, os sensores de integridade devem permanecer imóvel, por isso, é extremamente necessário que estejam instalados em terrenos naturais e estáveis. Além disso, ambos sensores, de integridade e sacrifício, são instrumentos muito sensíveis, sendo necessário uma correta indicação em campo com o objetivo de evitar movimentações ocorridas por motivos externos, como contato direto por pessoas, equipamentos ou veículos, além da necessidade de proteção contra vandalismo. Ressalta-se que movimentações por motivos externos podem contribuir para um falso acionamento de sirenes. A Figura 8 apresenta um situação que deve ser evitada, em que tiltimeters estavam instalados em região de passagem de maquinário.

Figura 8. Exemplo de Tiltimeter danificado por maquinário em campo (Autor, 2022)

3.3 AAS – Radar Terrestre ou Estação Total Robótica

O acionamento automático de sirenes via monitoramento de deslocamento superficial pode utilizar Radar Terrestre ou ETR, processando dados em tempo real para detectar movimentos na área monitorada. Esse sistema identifica padrões de movimento que indicam riscos, como deslizamentos ou instabilidade na barragem, e aciona as sirenes com base em critérios predefinidos. Limites de deslocamento ou velocidade acionam o sistema automaticamente. O conhecimento geotécnico é crucial para definir alarmes confiáveis, considerando áreas críticas e velocidades de deslocamento anormais para a estrutura.

Deve-se ter atenção ao utilizar esses equipamentos para o acionamento automatico de sirenes, principalmente no que tange à possíveis outliers causados por motivos externos, como variações atmosféricas, chuva, nível de ruído e no caso dos prismas, contato direto em campo por pessoas ou equipamentos. Um salto em um prisma de referência, por exemplo, poderia ocasionar saltos em todos os prismas de monitoramento da estrutura. Além disso, para o caso da ETR, é importante levar em consideração o tempo de ciclo do equipamento, que depende da malha de prismas e da sua configuração, podendo variar de minutos à horas. No caso de rupturas rápidas ocorridas dentro do intervalo de ciclo de leitura, por exemplo, a movimentação do prisma pode ser maior que a janela de busca do equipamento, não atingindo os alarmes definidos mas sim, alarmes de ausência de prisma. Nesse sentido, é importante levar em conta possíveis influências de fatores externos e variáveis envolvidas no monitoramento para evitar tanto falsos positivos, quanto falsos negativos.

3.4 AAS – Árvore de Falhas

As Árvores de Falhas podem ser usadas para implementar sistemas de monitoramento com sensores (nível de água, movimento de solo, etc.) e integrar esses sistemas aos de acionamento automático de sirenes em barragens. Assim, quando critérios críticos são atendidos, as sirenes alertam a comunidade sobre a emergência. Essa abordagem permite uma análise abrangente dos cenários de falha e uma resposta rápida. Para falhas como o galgamento, dados de régua de reservatório, bombeamento, nível pluviométrico e medidor de vazão do extravasor podem servir como gatilhos de acionamento, junto com a análise de deslocamento exigida pela legislação.

Ressalta-se a necessidade de uma análise geotécnica dos principais modos de falha da estrutura e também, uma análise da confiabilidade dos alarmes definidos em cada instrumentação envolvida em uma árvore de falhas. Uma vez que pode existir muitos instrumentos envolvidos, é importante ter confiabilidade nos alarmes individuais para evitar falsos acionamentos, como também, e mais importante, a não ocorrência de alarmes em situações reais.

O acionamento automático de sirenes via Árvores de Falhas é baseada em análise da instrumentação presente na estrutura e no entendimento do objetivo de cada instrumentação, considerando potenciais perdas ou alarmes. Por meio do objetivo de cada monitoramento, a criação da FTA pode ser dividida em duas partes: instrumentação para monitoramento de percolações e poropressões e instrumentação para monitoramento de deslocamentos superficiais e subsuperficiais. A Figura 9 apresenta um exemplo de eventos de topo de uma FTA para uma estrutura geotécnica de barragem.

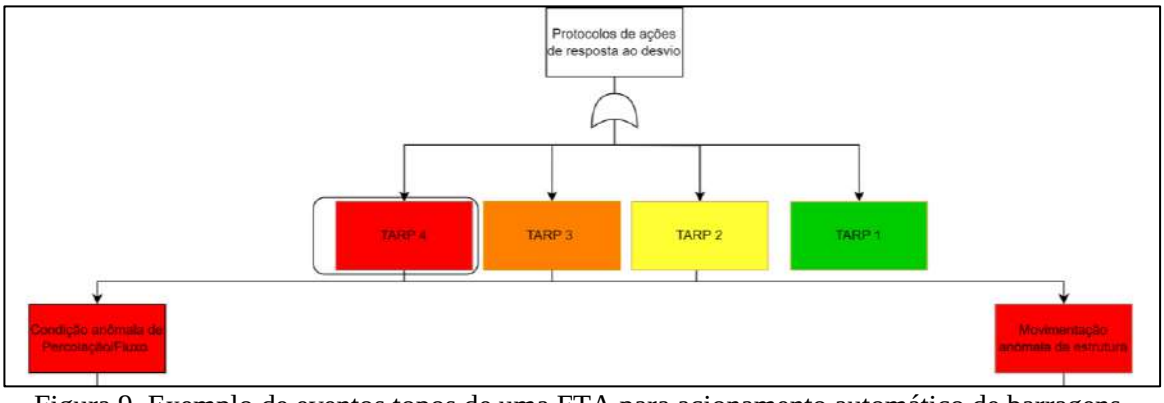


Figura 9. Exemplo de eventos topos de uma FTA para acionamento automático de barragens.

5 CONCLUSÕES

O acionamento automático de sirenes em barragens é uma medida essencial para fortalecer a segurança dessas estruturas, sendo vital para agilizar o processo de evacuação, caso necessário, das comunidades a jusante das estruturas geotécnicas. O constante aprimoramento tecnológico e a conformidade com regulamentações são essenciais para garantir a eficácia contínua desses sistemas.

Os equipamentos utilizados e os parâmetros definidos para acionamento são essenciais e devem ser recorrentemente avaliados durante a vida do ativo, principalmente no caso de alteração na estrutura, como obras de reforço ou retaludamento, modificação dos modos de falha principal da estrutura e/ou seção crítica. Ressalta-se a importância do conhecimento geotécnico acerca da estrutura durante a definição dos alarmes, com o objetivo de definir melhores equipamentos para esse acionamento, além de alarmes confiáveis, considerando áreas críticas e velocidades de deslocamento consideradas anormais para a estrutura em estudo.

Além disso, é de suma importância a existência de protocolos e fluxos a serem seguidos no caso de acionamento automático das sirenes, uma vez que, uma célere e correta comunicação com os órgãos reguladores é necessária, tanto para acionamentos reais quanto para acionamentos indevidos, que podem ocorrer devido a diversos motivos, como alarmes ineficientes ou falhas de tecnologia.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a VALE S.A, ao Centro de Monitoramento Geotécnico do Corredor Sul – VALE pelo apoio para a publicação deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM (2023). Agência Nacional de Mineração (Brasil). Resolução ANM nº 130 de 24 de fevereiro de 2023. Altera a Resolução ANM nº 95, de 7 de fevereiro de 2022, e dá outras providências.

Costa, F.; Carvalho, N. (2022). "Definição de parâmetros para análise temporal do monitoramento de deslocamento para barragens por tecnologia InSAR." COBRAMSEG 2022. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Edrawsoft (2024). Diferença Entre a Análise da Árvore de Falhas e a Análise da Árvore de Eventos. Disponível em: https://www.edrawsoft.com/pt/difference-faulttree-eventtree.html. Acesso em: 11 de mar. 2024.

Fernandes, R. B. (2020). Metodologia para gestão de risco em barragens a partir de árvore de eventos e análise FMEA. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia, Rio de Janeiro. 241 f.

Ferreira, P.L.; Clemente, B. M.; Miranda, T.M.; Lima, V. B. O.; Gonçalves, D.L. (2022) Monitoramento de Barragem de Rejeito a Montante em Obras de Descaracterização. COBRAE, Porto de Galinhas, Recife, Brasil. 7p.

Geomin (2024). Tiltimeter. Disponível em: https://www.geomin.com.br/produtos/tiltmeter. Acesso em: 12 de mar. 2024.

Ground Probe (2024). All products. Disponível em: https://www.groundprobe.com/#. Acesso em: 01 de mar. 2024.

Ground Probe (2024). All products. Disponível em: https://www.groundprobe.com/pt-pt/product/rgr-velox-2/. Acesso em: 11 de mar. 2024.

Melo, A. V.; Fusaro, T. C. (2015) Avaliação de métodos de análise de riscos aplicados a barragens, XXX Seminário Nacional de Grandes Barragens, Foz do Iguaçu – PR, 12-14 de maio de 2015.

Rutschmann, M (2016). Leica GeoMoS Monitoring Solution From any data to final information; Leica Geosystem, part of Hexagon.

ÁREA 08.

Investigação de Campo, Controle e Monitoramento de Obras Geotécnicas

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/487

Análise comparativa de métodos de determinação da resistência de cisalhamento não drenada em aterro sobre solos moles

Luana Dias Barbosa
Engenheira Civil, Fugro, Curitiba, Brasil, luana.barbosa@fugro.com

Juliana Lopes Gimouski
Graduanda em Engenharia Civil, Fugro, Curitiba, Brasil, juliana.gimouski@fugro.com

Heloísa Neres Lopes
Engenheira Civil, Fugro, Curitiba, Brasil, heloisa.lopes@fugro.com

RESUMO: A execução de diferentes ensaios de campo permite realizar a correlação dos dados para assegurar confiabilidade dos resultados e aprimorar a análise do local. O ensaio de palheta (*vane test*) é geralmente aplicado em áreas com presença de argila mole para determinar a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u). Paralelamente, os ensaios de *cone penetration test (*CPTu) também podem ser realizados nessas regiões, a fim de obter a estratigrafia do perfil do solo. Este estudo tem como objetivo a avaliação de ensaios de palheta e CPTu realizados em um aterro de solos moles em um terminal portuário no Brasil, de modo a determinar o grau de semelhança entre esses dois métodos, a partir da diferença entre os resultados de resistência ao cisalhamento não drenada no *vane test* obtida de forma direta e no CPTu de forma empírica. Os dois métodos utilizados para o cálculo do S_u pelo CPTu foram apresentados por Schnaid & Odebrecht (2012) e Robertson (2012). A análise demostrou que o cálculo de S_u de forma empírica aproxima-se mais ao resultados obtidos pelo *vane test* para o método apresentado por Schnaid & Odebrecht (2012), porém recomenda-se a realização de análise estatística mais aprofundada.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio de palheta, ensaio CPTu, investigação geotécnica, resistência de cisalhamento não drenada, aterro sobre solos moles.

ABSTRACT: The execution of various in-situ tests allows to do the correlation of data to ensure the reliability of the results and enhance in-situ analysis. The vane test is commonly applied in areas with soft clay to determine undrained shear strength (S_u). Meanwhile, Cone Penetration Tests (CPTu) can also be conducted in these regions to obtain soil stratigraphy. This study aims to evaluate vane and CPTu tests conducted on a soft soil embankment at a port terminal in Brazil, to determine the degree of similarity between these two methods, based on the undrained shear strength results obtained directly from the vane test and empirically from the CPTu. The two methods used to calculate S_u by the CPTu were presented by Schnaid & Odebrecht (2012) and Robertson (2012). The analysis demonstrated that the empirical calculation of S_u is closer for the method presented by Schnaid & Odebrecht (2012), however it is recommended that a more in-depth statistical analysis be carried out.

KEYWORDS: Vane test, CPTu test, geotechnical investigation, undrained shear resistance, embankment on soft soils.

1 INTRODUÇÃO

A aquisição de dados de propriedades e parâmetros de solos e rochas é essencial para elaboração de projetos geotécnicos e, para solos moles, é especialmente necessário conhecer os parâmetros de resistência, parâmetros de deformabilidade e condutividade hidráulica, devido à baixa capacidade de suporte e à alta compressibilidade desses solos, comumente encontrados em áreas costeiras (Almeida & Marques, 2010).

Em casos de obras realizadas sobre solos moles, é fundamental a determinação dos valores de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) das argilas, parâmetro obtido do solo quando submetido a uma carga abrupta

e se demonstrando incapaz de drenar a água intersticial, portanto considerado o estado crítico do solo (Schnaid & Odebrecht, 2012). A obtenção desse dado pode ser realizada através de ensaios piezocone e palheta, também conhecido como *vane test*. Paralelamente é possível correlacionar os resultados obtidos por diferentes métodos, visando garantir a validação e a extrapolação dos dados que serão utilizados para os dimensionamentos de projeto.

O *vane test* determina o S_u de forma direta por meio da rotação e do respectivo torque de uma palheta de diâmetro específico em uma profundidade específica do maciço. Diferentemente do ensaio de palheta, a resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo CPTu é obtida de forma indireta e empírica, porém, como este ensaio é realizado de forma contínua ao longo da vertical do solo, pode ser atrativo a determinação dos parâmetros através deste ensaio. Este trabalho visa a determinação do parâmetro N_k, o qual representa o fator de capacidade de carga da camada argilosa a partir do ensaio *vane test* e a comparação com os valores apresentados pela literatura, assim como busca estimar os valores de S_u determinados pelos ensaios de CPTu por diferentes métodos e compará-los com o obtido por ensaio de palheta, verificando a diferença entre os valores obtidos, a corroboração dos parâmetros calculados entre si e a confirmação da correlação entre os ensaios.

2 LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

Os ensaios foram realizados em um terminal portuário localizado na região sudeste do Brasil para realização de projeto básico para aterro sobre solos moles. Para cada ilha de ensaio, foram consideradas uma vertical de CPTu e uma vertical de *vane test*, identificadas por diferentes numerações, conforme indicado na Figura 1. No total, foram realizados 38 ensaios de palheta, distribuídos em 6 verticais, e 6 ensaios CPTu, totalizando 6 ilhas de ensaios.

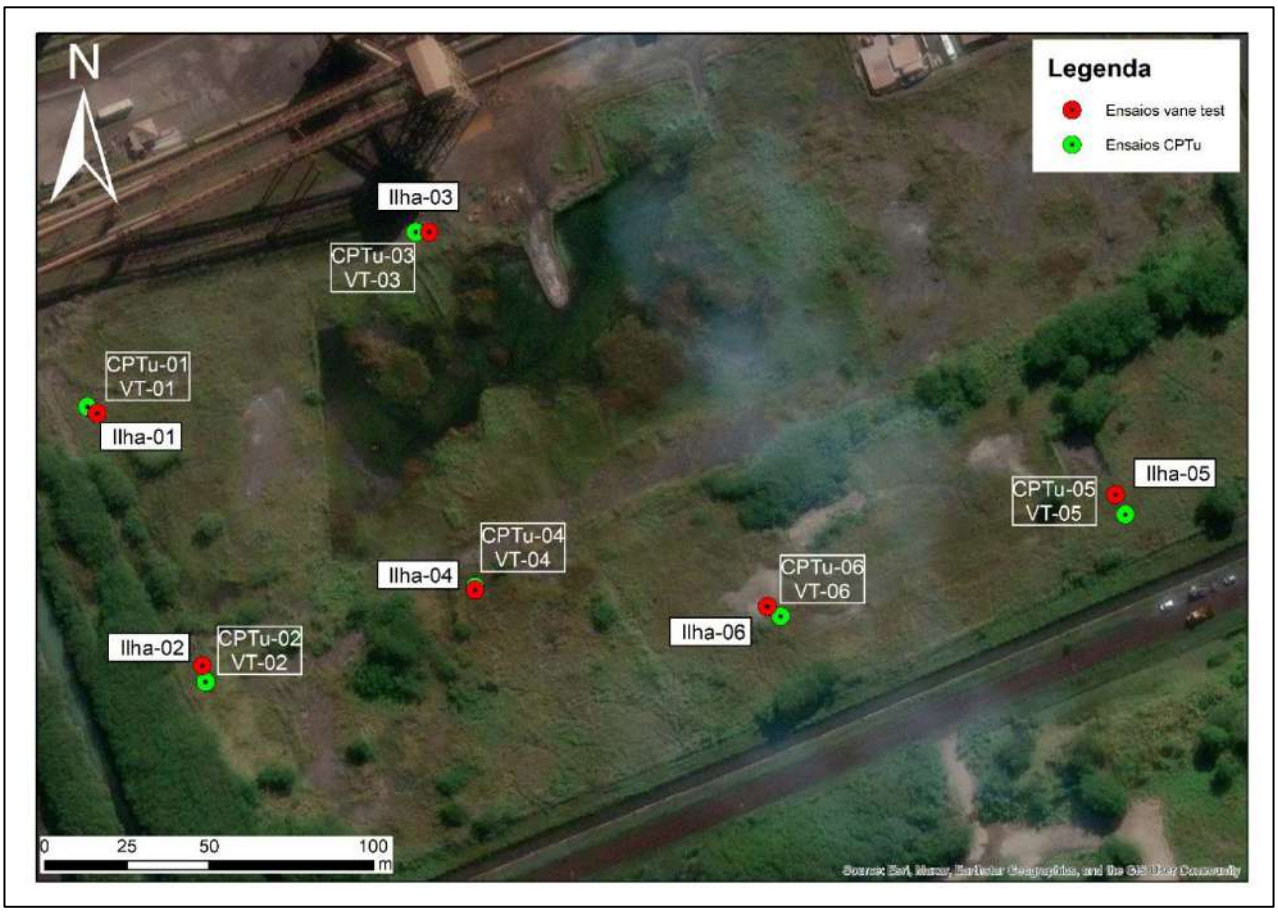


Figura 1. Mapa da região dos ensaios.

3 METODOLOGIA

Para depósitos argilosos, segundo Schnaid & Odebrecht (2012), para determinar a resistência não drenada deve-se definir um valor do fator de capacidade de carga (N_k), fator de ajuste determinado de forma empírica. Esse parâmetro pode ser calculado de acordo com a Equação 1, utilizando a resistência de ponta medida pelo cone do ensaio CPTu (q_c), a tensão vertical total *in situ* (σ_v) e resistência ao cisalhamento do solo obtida pelo ensaio de palheta. O cálculo do peso específido do material utilizado para determinação da tensão efetiva também é calculado a partir da resistência de ponta do cone, conforme apresentado por Robertson (2022).

$$N_k = \frac{(q_c - \sigma_v)}{S_u} \quad (1)$$

Robertson (2012) apresenta que o N_k é um fator que pode ser influenciado pela rigidez do solo, razão de sobre adensamento e a sensibilidade do solo. Por conta disso, o N_k pode ser calculado conforme Equação 2 com base na razão de atrito normalizada, F_r, parâmetro calculado conforme Equação 3 a partir do atrito lateral medido pelo cone (f_s), da resistência de ponta medida pelo cone do ensaio CPTu (q_c) e da resistência de ponta corrigida (q_t) calculada de acordo com a Equação 4.

$$N_k = 10{,}5 + 7.\log(F_r) \quad (2)$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_v)} \quad (3)$$

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (4)$$

Onde:

u_2 = poropressão medida pelo cone, MPa;
a = razão de área do cone, obtida a partir da calibração.

Como valores de referência, Schnaid & Odebrecht (2012) apresentam um levantamento de valores a partir da literatura, conforme apresentado na Tabela 1. Em parelho, Robertson (2009) apresenta que os valores de N_k geralmente variam de 10 a 20.

Tabela 1. Fatores de cone de argilas brasileiras (Adaptado de Schnaid & Odebrecht, 2012).

Autor	Local/Solo	N_k	Ensaios
Rocha Filho e Alencar (1985)	Sarapuí/RJ	10-15	Palheta
Danziger (1990)	Sarapuí/RJ	8-12	Palheta
Árabe (1995b)	Vale Quilombo/SP	12-15	Palheta e CIU
Soares, Schnaid e Bica (1997)	Porto Alegre/RS	8-16	Palheta
Sandroni et al. (1997)	Sergipe	14-18	Palheta e CIU
Batista e Sayão (1998)	Salvador/BA	12-18	Palheta

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para estimar o perfil da resistência não drenada de cada ilha de ensaio foi utilizada a Equação 1, variando o N_k calculado pelo método de Schnaid & Odebrecht (2012) e pelo método de Robertson (2012). As Tabelas 2 a 7 apresentam o S_u obtido no ensaio de palheta, os valores N_k e S_u calculados para cada método, as médias dos fatores de capacidade de carga utilizadas para o cálculo do S_u das verticais de CPTu e as diferenças dos resultados de S_u obtidos, utilizando o valor adquirido pelo *vane test* (VT) com o solo em estado indeformado como referência, conforme apresentado na Equação 5. Devido à homogeneidade encontrada nos resultados dos ensaios *vane test* que foram relacionadas, para cada vertical foi considerada uma média dos valores de N_k calculados pelas equações 1 e 2.

$$\text{Diferença} = \frac{S_uVT - S_uCPT}{S_uVT} \cdot 100 \quad (5)$$

Onde:
S_uVT = resistência não drenada obtida a partir do ensaio *vane test*, em kPa;
S_uCPT = resistência não drenada obtida a partir do ensaio CPTu, em kPa;

Tabela 2. Valores de S_u obtidos na ilha 1.

Profundidade (m)	Vane Test	Schnaid & Odebrecht (2012)			Robertson (2012)		
	S_u (kPa)	Nk	S_u (kPa)	Diferença (%)	Nk	S_u (kPa)	Diferença (%)
3,00	39,19	12,55	39,62	-1,08	16,67	34,86	11,07
5,00	27,19	11,01	24,10	11,39	14,21	21,20	22,03
7,00	31,64	8,29	21,12	33,26	14,41	18,58	41,28
9,00	23,03	14,49	26,86	-16,63	16,25	23,63	-2,62
11,00	56,03	11,23	50,65	9,61	11,95	44,56	20,47
13,00	55,04	8,39	37,18	32,45	11,92	32,71	40,57
15,00	81,75	12,26	80,55	1,33	15,33	70,97	13,19
17,00	60,00	21,16	102,20	-70,34	12,20	89,92	-49,87
Média		12,42			14,12		

Tabela 3. Valores de S_u obtidos na ilha 2.

Profundidade (m)	Vane Test	Schnaid & Odebrecht (2012)			Robertson (2012)		
	S_u (kPa)	Nk	S_u (kPa)	Diferença (%)	Nk	S_u (kPa)	Diferença (%)
3,00	13,90	11,03	18,04	-29,83	17,30	10,75	22,66
5,00	18,61	11,14	24,40	-31,11	15,47	14,54	21,89
7,00	40,26	4,73	22,39	44,38	13,23	13,34	66,87
11,00	37,10	9,34	40,77	-9,89	13,48	24,29	34,53
13,00	47,83	6,25	35,18	26,45	11,83	20,96	56,19
Média		8,50			14,26		

Tabela 4. Valores de S_u obtidos na ilha 3.

Profundidade (m)	Vane Test	Schnaid & Odebrecht (2012)			Robertson (2012)		
	S_u (kPa)	Nk	S_u (kPa)	Diferença (%)	Nk	S_u (kPa)	Diferença (%)
3,50	37,96	11,78	41,41	-9,09	16,98	30,32	20,13
5,00	22,50	10,28	21,41	4,85	15,24	15,67	30,33
7,00	29,44	17,72	48,29	-64,07	13,94	35,36	-20,13
11,00	72,36	6,82	45,71	36,83	13,69	33,47	53,75
13,00	43,27	7,52	30,14	30,36	13,29	22,06	49,01
15,00	31,85	10,68	31,49	1,12	15,37	23,06	27,60
Média		10,80			14,75		

Tabela 5. Valores de S_u obtidos na ilha 4.

Profundidade (m)	Vane Test	Schnaid & Odebrecht (2012)			Robertson (2012)		
	S_u (kPa)	Nk	S_u (kPa)	Diferença (%)	Nk	S_u (kPa)	Diferença (%)
3,00	26,34	13,12	37,64	-42,93	16,79	24,61	6,56
5,00	24,84	8,43	22,82	8,15	14,79	14,92	39,95
7,00	46,97	6,58	33,68	28,29	14,26	22,02	53,12
11,50	60,69	9,70	64,11	-5,64	12,55	41,91	30,94
13,00	61,49	8,07	54,04	12,12	11,83	35,33	42,54
Média		9,18			14,04		

Tabela 6. Valores de S_u obtidos na ilha 5.

Profundidade (m)	Vane Test	Schnaid & Odebrecht (2012)			Robertson (2012)		
	S_u (kPa)	Nk	S_u (kPa)	Diferença (%)	Nk	S_u (kPa)	Diferença (%)
3,00	24,13	9,76	29,88	-23,81	16,58	16,59	31,24
5,00	20,09	9,58	24,43	-21,61	14,88	13,57	32,46
7,00	41,45	7,31	38,46	7,20	13,09	21,36	48,46
8,50	34,35	9,57	41,71	-21,43	13,18	23,16	32,56
11,00	37,95	8,43	40,59	-6,97	13,52	22,54	40,59
13,00	57,90	6,29	46,21	20,19	13,26	25,67	55,67
15,00	44,36	6,47	36,41	17,91	14,77	20,22	54,41
16,50	89,22	5,63	63,78	28,52	14,22	35,42	60,30
Média		7,88			14,19		

Tabela 7. Valores de S_u obtidos na ilha 6.

Profundidade (m)	Vane Test	Schnaid & Odebrecht (2012)			Robertson (2012)		
	S_u (kPa)	Nk	S_u (kPa)	Diferença (%)	Nk	S_u (kPa)	Diferença (%)
3,00	29,59	6,31	25,70	13,12	17,23	12,82	56,65
5,00	24,23	8,47	28,25	-16,59	14,86	14,10	41,83
7,00	27,39	5,24	19,76	27,86	16,50	9,86	64,01
11,00	57,73	7,70	61,25	-6,09	12,66	30,56	47,07
13,00	54,10	8,47	63,12	-16,69	12,27	31,49	41,78
15,00	61,97	7,38	62,96	-1,60	13,81	31,41	49,31
Média		7,26			14,55		

Considerando as informações fornecidas por Robertson (2009) e os dados apresentados na Tabela 1 por Schnaid & Odebrecht (2012), é observado que os valores de N_k podem variar de 8 a 20. Apenas os valores médios de N_k calculados conforme a Equação 1 para as ilhas 5 e 6 permaneceram abaixo da faixa típica na literatura, os quais são valores atípicos para solos brasileiros. No entanto, todos os valores médios de N_k calculados com base na Equação 2 mativeram-se dentro da faixa esperada de acordo com a literatura apresentada.

Os valores de Su, conforme determinados pelo método proposto por Schnaid & Odebrecht (2012), variaram de 1,08% a 70,34%, com uma média geral de 21,04%. Por outro lado, utilizando o método de Robertson (2012), esses valores oscilaram de 2,62% a 66,87%, com uma média geral de 38,04%. De forma geral, as discrepâncias nos valores de S_u foram inferiores ao utilizar o método de Schnaid & Odebrecht (2012), o que pode ser atribuído ao fato deste método realizar o cálculo com base no *vane test* realizado na vertical, o qual obtém a resistência não drenada das argilas de forma direta. A partir das análises. é possível observar que a definição dos valores de Nk é o um grande desafio para a obtenção de S_u a partir dos resultados do ensaio CPT.

A fim de visualização, as Figuras 2, 3, 4 e 5 apresentam os resultados obtidos dos perfis de resistência não drenada dos CPTu pelos dois métodos considerados em comparação com a resistência de ponta medida

pelo cone do CPTu para as Ilhas 1, 2, 5 e 6, respectivamente. As ilhas apresentadas foram as consideradas com resultados mais representativos, visto que foram os que tiveram maiores profundidades atingidas no ensaio CPTu, chegando a 27,00 m, 25,73 m, 26,42 m e 21,34 m, respectivamente, e é possível notar que todos os ensaios seguiram a mesma tendência.

A realização de ensaio CPT permite a classificação do tipo do solo, geralmente a resistência do cone é maior em areias e menor em argilas (Robertson, 2022). De acordo com a classificação do tipo de comportamento (I_c) apresentado por Robertson (2012), conforme Tabela 7, o material das profundidades nos quais foram realizados vane test pode ser classificado com comportamento que varia de argila a argila siltosa, visto que apresentam índice de comportamento (I_c) maiores que 2,95, o qual indica um material sensível e de baixa resistência.

Tabela 7. Classificação do tipo de comportamento do solo (Adaptado de Robertson, 2022).

Tipo de comportamento do solo	I_c
Solos ôganicos – argila	> 3,60
Argilas – argila siltosa a argila	2,95 – 3,60
Mistura de siltes – silte argiloso a argila siltosa	2,60 – 2,95
Mistura de areias – areia siltosa a silte arenosa	2,05 – 2,60
Areias – areia a areia siltosa	1,31 – 2,05
Cascalho a areia compacta	< 1,31

Nos gráficos é possível observar que as diferenças entre os dois métodos se apresentam maiores nas camadas mais resistentes do perfil do solo, principalmente para os valores calculados a partir da Equação 2, as quais nesta área estão a partir de aproximadamente 16 metros. As resistências não drenadas calculadas de forma indireta se ajustam melhor nas camadas moles, os quais apresentam valores inferiores a 4 MPa de resistência de ponta, entre 3 metros e 16 metros, e que também foram escolhidas na campanha para realização de *vane test*.

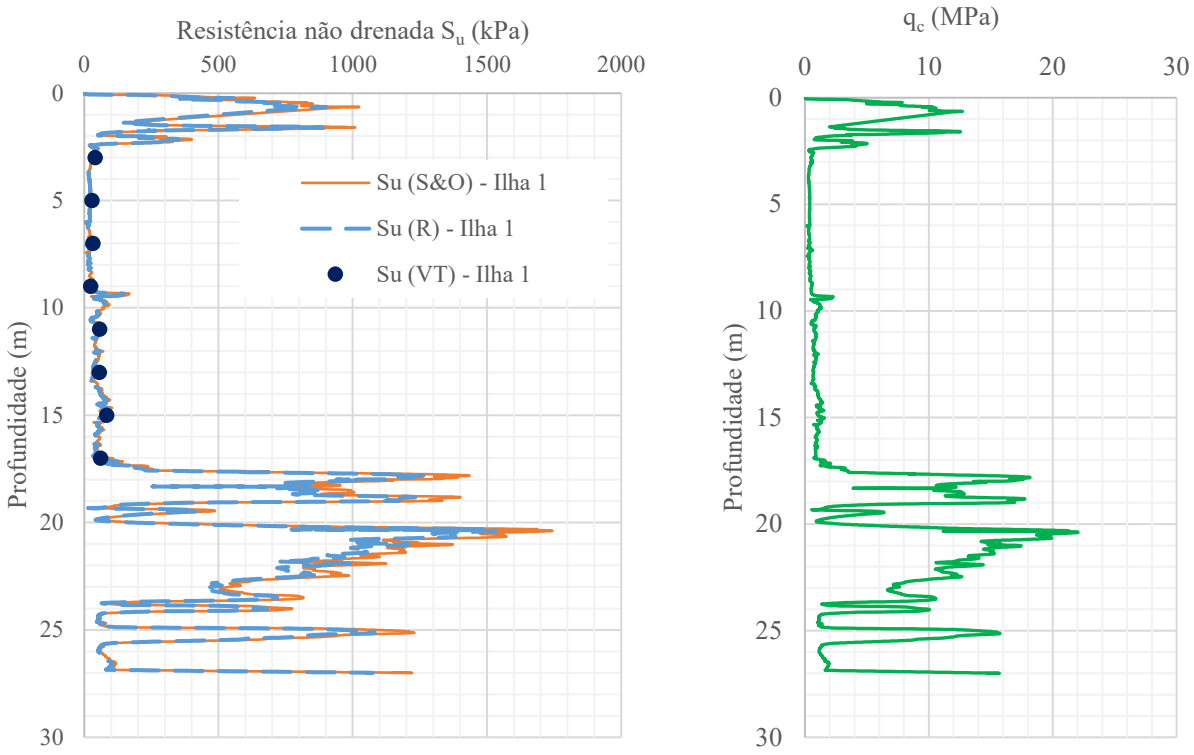


Figura 2 – Comparação de S_u entre o ensaio de palheta e pelos CPTus com q_c para a Ilha 1.

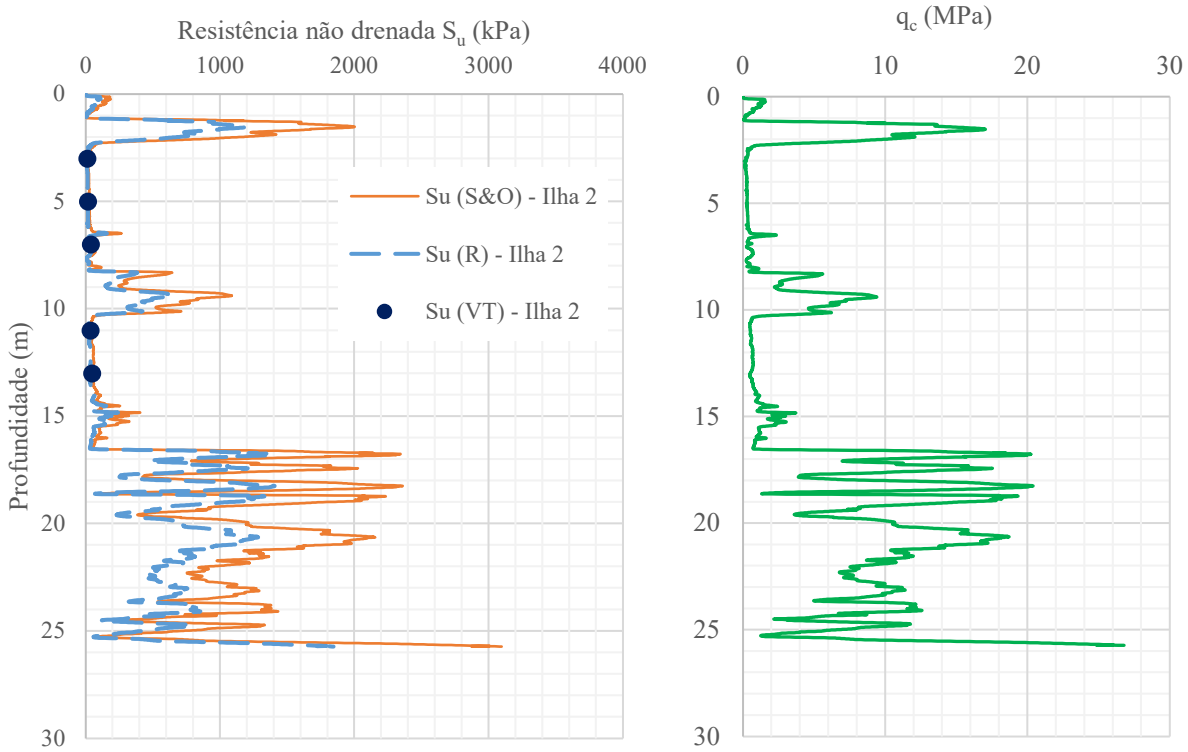


Figura 3 – Comparação de S_u entre o ensaio de palheta e pelos CPTus com q_c para a Ilha 2.

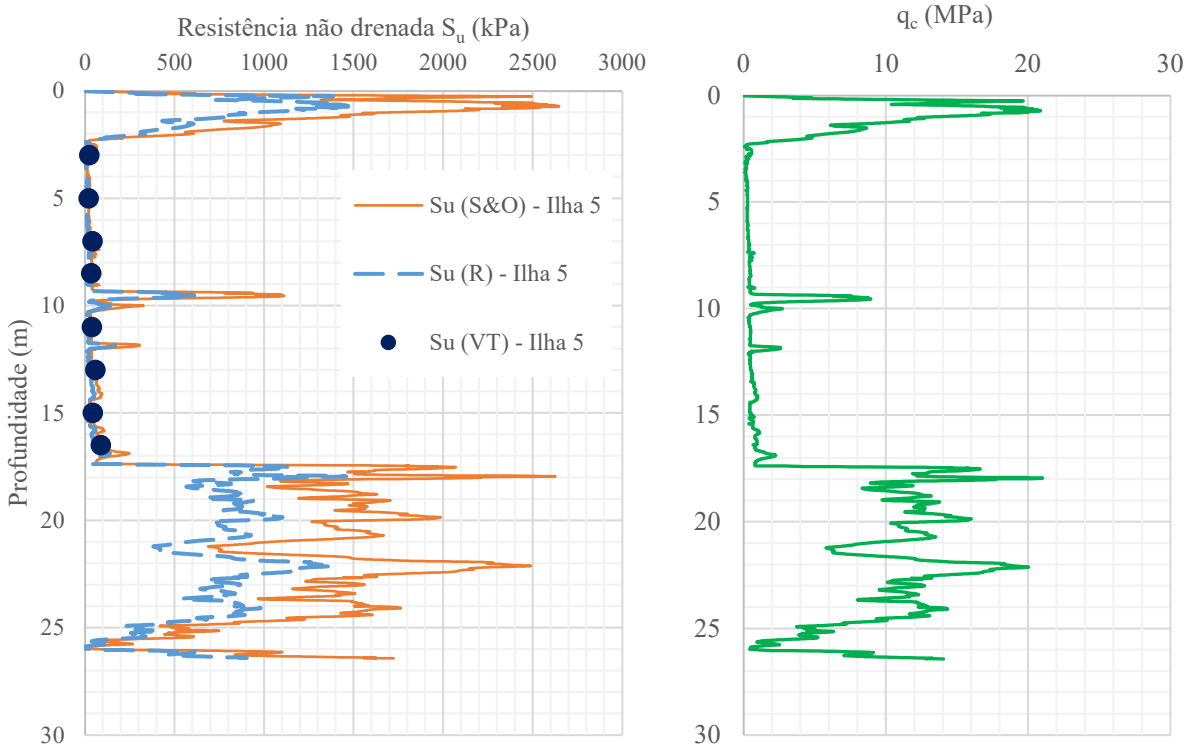


Figura 4 - Comparação de S_u entre o ensaio de palheta e pelos CPTus com q_c para a Ilha 5.

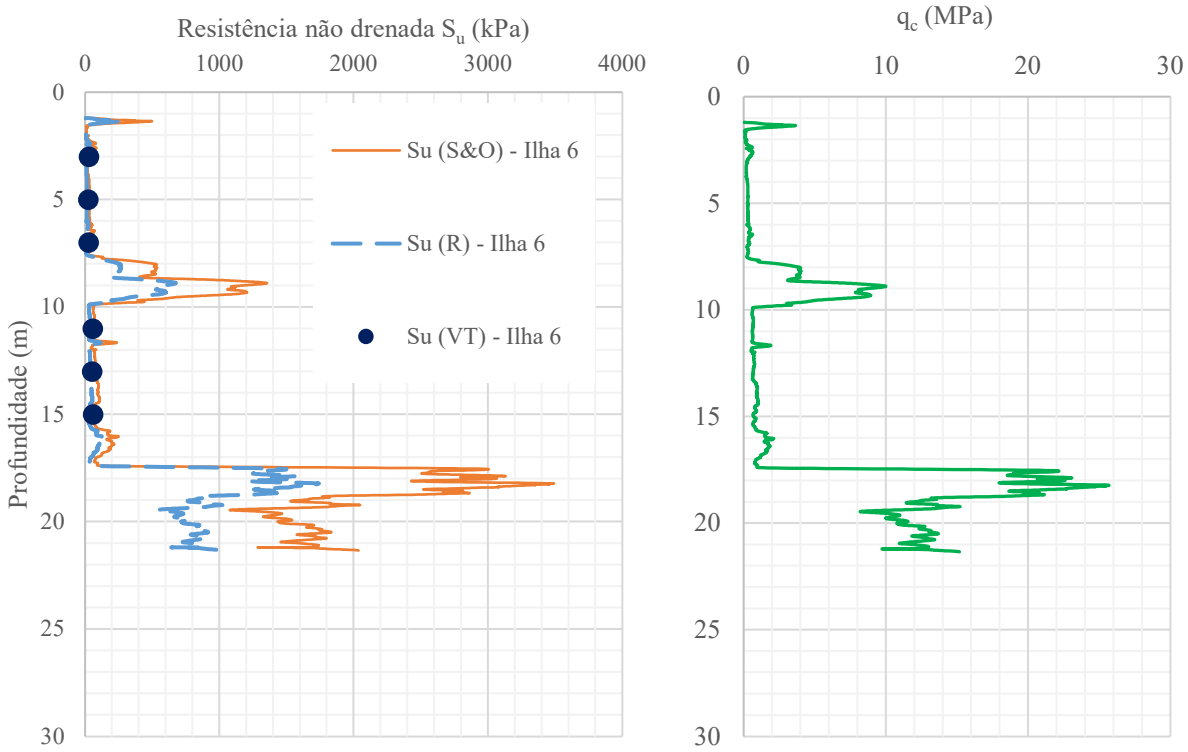


Figura 5 – Comparação de S_u entre o ensaio de palheta e pelos CPTus com q_c para a Ilha 6.

Pelos resultados obtidos, é notável uma alta dispersão nos resultados das diferenças entre os valores de S_u calculados indiretamente e diretamente. Para futuros trabalhos, sugere-se a realização de análise estatística mais aprofundada com o objetivo de entender melhor as correlações entre as diferenças dos métodos e os outros resultados obtidos.

5 CONCLUSÃO

Os valores de resistência não drenada (S_u) variaram altamente dependendo do método utilizado para cálculo, porém ambos os métodos seguiram tendências similares nos perfis de solo analisados, até mesmo nas camadas mais resistentes, especialmente em profundidades superiores a 16 metros, que apresentaram diferenças mais pronunciadas. Após a análise comparativa realizada, o método de Schnaid & Odebrecht (2012) forneceu valores mais próximos ao ensaio de palheta, porém a escolha do método a ser utilizado pode variar de acordo com o projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. S. S. e Marques, M. E. S. (2010). *Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho*. São Paulo, Oficina de Textos.

Robertson, P. K. (2009). *Interpretation of cone penetration tests – unified approach*. Canadian Geotechnical Journal. v 46. p. 1337-1355.

Robertson, P. K. (2012). *Interpretation of in-situ tests – some insights*. The James K. Mitchell Lecture. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4. ISC 4. Brasil. p. 3-24.

Robertson, P. K. (2022). *Guide to Cone Penetration Testing.* Gregg drilling LLC. 7º edition.

Schnaid, F. e Odebrecht, E. (2012). *Ensaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. São Paulo, Oficina de Textos. 2ª edição. p. 195-196.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/488

Análise da Variabilidade de Rejeitos de Bauxita a partir da Interpretação de Ensaios de Piezocone

Bianca de Córdova Caetani
Engenheira Civil, PPGEC, UFSC, Florianópolis, Brasil, bibicaetani@gmail.com

Vinicius de Melo Martins
Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, viniciusmartinsdlc@gmail.com

Lucas Bossi Savi
Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, lucassavi123@gmail.com

Helena Paula Nierwinski
Professora, PPGEC, UFSC, Florianópolis, Brasil, helena.paula@ufsc.br

Cláudio Cesar Zimmermann
Professora, UFSC, Florianópolis, Brasil, claudio.zimmermann@ufsc.br

RESUMO: No âmbito da Geotecnia, a incerteza está constantemente presente devido à alta variabilidade do solo em um mesmo perfil. Em decorrência disso há uma elevada dificuldade para caracterização e simulação de amostras extraídas de campo. Os rejeitos de mineração, objeto de estudo deste artigo, enquadra-se como um solo de difícil extração e complexa caracterização em laboratório, reforçando que a investigação de campo é imprescindível para embasar modelos geomecânicos. O presente estudo visa estabelecer quantitativamente grandezas estatísticas como média, desvio padrão, escala de flutuação e função densidade de probabilidade, obtidas da análise de medidas diretas de ensaios de piezocone, como resistência de ponta, atrito lateral e poropressão. Um conjunto de dados provenientes de um depósito de rejeito de bauxita foi utilizado nas análises. Os valores encontrados para a escala de flutuação pelo método Adequação do Modelo de Autocorrelação (AMA) foram de 1,8 ± 1,47 m para (q_c), 1,52 ± 1,11 m para (f_s) e 2,2 ± 1,32 m para (u_2). Os resultados indicam um material com alta variabilidade, corroborando outros estudos da literatura.

PALAVRAS-CHAVE: Variabilidade geotécnica, rejeito de mineração, escala de flutuação, coeficiente de variação, função de densidade de probabilidade.

ABSTRACT: In Geotechnics, uncertainty is constantly present due to the high variability of soil within the same profile. Consequently, characterizing and simulating samples extracted from the field pose significant challenges. This study focuses on mining tailings, a soil with difficult extraction and complex laboratory characterization, necessitating field investigations to support geomechanical models. The research aims to quantitatively establish statistical parameters such as mean, standard deviation, fluctuation scale, and probability density function derived from the analysis of direct measurements of piezocone tests, such as tip resistance, lateral friction and pore pressure. The data from a bauxite mining tailings deposit were employed in the analyses. The values found for the fluctuation scale by Theoretical Autocorrelation Method (TAM) were 1,8 ± 1,47 m for (q_c), 1,52 ± 1,11 m for (f_s) e 2,2 ± 1,32 m for (u_2). The results reveal a material with high degree of variability, corroborating other studies in the literature.

KEYWORDS: Geotechnical variability, mine tailing, scale of fluctuation, coefficient of variation, probability density function.

1 INTRODUÇÃO

Solos naturais possuem elevada heterogeneidade por conta dos processos geológicos de formação, da composição química e mineralógica, histórico de tensões e modificações antropológicas, como movimentações

necessárias para a execução de obras de Engenharia (Lambe e Whitmann, 1979). A heterogeneidade acentua-se em materiais geotécnicos provenientes da indústria, a exemplo dos rejeitos de mineração, por conta de processos modificadores adicionais (Mulenshi et al., 2021).

Como os rejeitos de mineração apresentam comportamento pouco plástico, é difícil a extração de corpos de prova indeformados para a análise laboratorial, bem como a determinação das características e dos parâmetros associados, principalmente relacionados à suscetibilidade à liquefação e segurança das barragens (Nierwinski et al., 2024). Neste cenário, a investigação geotécnica de campo torna-se crucial para identificação dos parâmetros e condicionantes do material utilizados para o estabelecimento de medidas de segurança e diminuição de riscos.

Os ensaios de cone e piezocone (CPTu) são uns dos mais importantes instrumentos utilizados na investigação de campo, pois geram resultados que permitem a determinação da estratigrafia detalhada e das propriedades do solo (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). No entanto, destaca-se que a interpretação dos dados obtidos pelos ensaios CPTu para a caracterização de variáveis geotécnicas de rejeitos de mineração exige cautela, tendo em vista as características de granulometria siltosa e elevada variabilidade desse tipo de material advinda do processo construtivo empregado e das inúmeras fontes de extração mineral. A exploração da variabilidade espacial dos resultados analisados permite incorporar a incerteza aos resultados, estabelecendo, além de um fator de segurança determinístico, qual a probabilidade de falha associada.

O presente estudo objetiva, portanto, a caracterização da variabilidade de um rejeito de mineração de bauxita, por meio de resultados obtidos de ensaios CPTu. A partir de medidas diretas obtidas do ensaio, serão quantificados parâmetros estatísticos como média, desvio padrão, coeficiente de variação, função de densidade de probabilidade e escala de flutuação.

2 VARIABILIDADE E INCERTEZAS DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS

Ao somar-se a variabilidade natural dos solos com os erros de medições e do modelo utilizado na correlação paramétrica, obtém-se a incerteza total de um parâmetro do solo (PHOON; KULHAWY, 1999). Variáveis como média e desvio padrão, frequentemente usados para a descrição da variabilidade do solo, são insuficientes (Baecher & Christian, 2003). Assim, utilizam-se parâmetros como tendência, coeficiente de variação (COV) e escala de flutuação (δ), que são o foco deste artigo e serão detalhados a seguir.

Para Uzielli (2008), as incertezas estimadas são fundamentais para avaliar com confiança a seleção de valores característicos em projetos, oferecendo informações mais abrangentes sobre o nível de risco associado. Portanto, para abordar as incertezas coerentemente, caracteriza-se a variabilidade espacial dos parâmetros.

A variabilidade inerente de uma determinada propriedade do solo (ξ(z)) é representada na Figura 1. Tal variabilidade, para Phoon et al. (1995), pode ser decomposta na tendência (t (z)) e no resíduo da tendência (w (z)) ao longo da profundidade z, demonstrada pela equação (1).

$$\xi(z) = t(z) + w(z) \quad (1)$$

O resíduo da tendência e ou ruído w(z) pode ser associado a características de variação espacial, como média, desvio padrão, função densidade de probabilidade associada (PDF) e correlação espacial.

A correlação espacial, medida pela distância de correlação, também chamada de escala de flutuação δ, identifica de forma direta a distância na qual existe forte correlação entre parâmetros. De acordo com Salgado et al. (2015), por gerar uma extensa base de dados ao registrar continuamente informações do solo, os resultados do ensaio CPTu são adequados para estimar a escala de flutuação e para estudos relativos à variabilidade. A escala de flutuação é caracterizada em metros.

A escala de flutuação pode ser determinada por meio de três principais métodos: Método Expedito de Vanmarcke (MEV); Integração da função de Autocorrelação da Amostra (IAA), e Adequação do Modelo de Autocorrelação (AMA), que será abordado com mais detalhes pois é o método aplicado neste estudo.

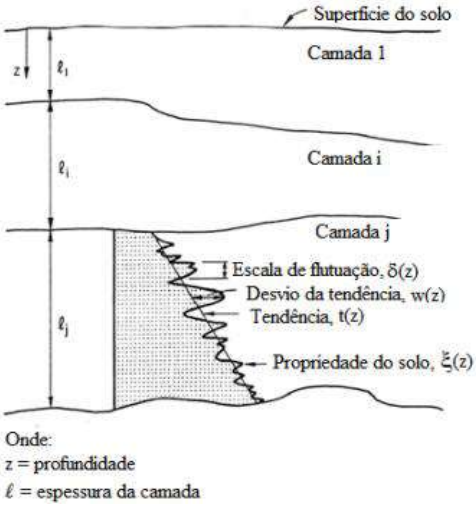


Figura 1. Variabilidade de uma propriedade do solo na profundidade. Adaptado de Phoon et al. (1995)

O método de Adequação do Modelo de Autocorrelação (AMA) baseia-se em encontrar funções teóricas que melhor descrevem a função autocorrelação dos dados (KENARSARI, CHENARI E ESLAMI, 2012). As funções de correlação são explicitadas na Tabela 1 , em que δ é a escala de flutuação e τ é a distância de separação.

A aplicação do método AMA consiste em calcular a correlação dos dados reais (ρ) de acordo com a distância de separação e utilizar as equações propostas visando encontrar numericamente o melhor ajuste de curva.

Tabela 1: Funções de autocorrelação – modelos teóricos

Modelo	Função de Autocorrelação
Exponencial	$\rho(\tau) = exp\left(-\frac{2\lvert\tau\rvert}{\delta}\right)$
Exponencial quadrático	$\rho(\tau) = exp\left(-\pi\left(\frac{\tau}{\delta}\right)^2\right)$
Cosseno exponencial	$\rho(\tau) = cos\ cos\ \left(\frac{\tau}{\delta}\right)\ exp\left(-\frac{\lvert\tau\rvert}{\delta}\right)$
Markov de segunda ordem	$\rho(\tau) = \left(1+\frac{4\lvert\tau\rvert}{\delta}\right) exp\left(-\frac{4\lvert\tau\rvert}{\delta}\right)$

3 METODOLOGIA

3.1 Materiais

Este artigo estuda um depósito de rejeito de bauxita, no norte do Brasil. No local foram realizados ensaios CPTu conforme a ASTM D3441-16:2018, em 4 pontos distintos. Os diferentes pontos de ensaio foram nomeados de: CPTU-01, CPTU-02, CPTU-03, CPTU-04. O material analisado apresenta elevada variabilidade vertical, de modo que se considerou para o estudo uma camada única.

Na Figura 2 são apresentados os perfis típicos de cada ponto de investigação, com a plotagem da resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressão gerada (u_2).

3.2 Método

A caracterização da variabilidade inerente do solo foi feita a partir da análise dos resultados obtidos diretamente pelo ensaio: resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressao gerada (u_2).

As análises estatísticas de média, desvio padrão, coeficiente de variação (COV) e escala de flutuação para cada furo foram resolvidas por meio de um algoritmo em Python. A escala de flutuação foi estimada por meio da Adequação do Modelo de Autocorrelação (AMA), visto que conforme resultados de Perini e Dienstmann (2019), escalas de flutuação obtidas pelo método MEV apresentam valores menores e mais discrepantes em relação aos outros dois métodos. Para sua implementação, são calculados diversos modelos e busca-se o que melhor se adequa à estrutura de autocorrelação. Foi feita análise de aderência a funções teóricas de probabilidade (PDF).

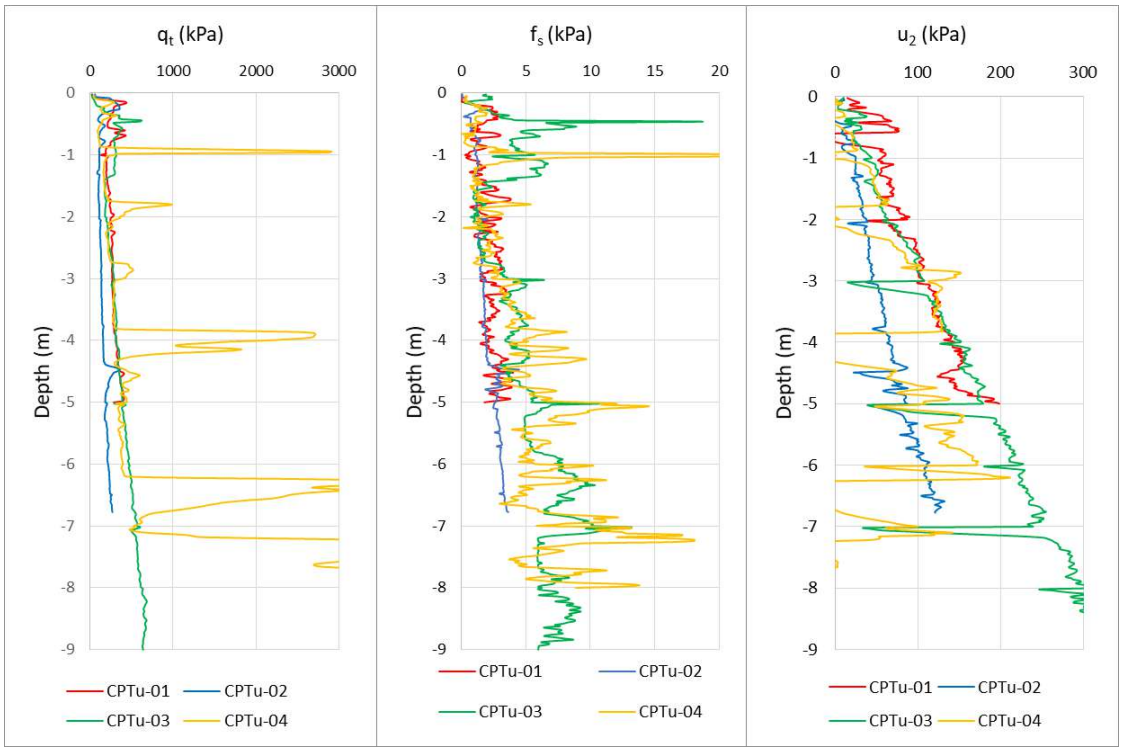


Figura 2. Perfil das leituras de 4 ensaios CPTu em rejeito de mineração de bauxita.

4 RESULTADOS

4.1 Média, Desvio Padrão e COV

A Tabela 2 apresenta os resultados gerais de média, desvio padrão e coeficiente de variação (COV) para cada ensaio CPTu. O rejeito de mineração de bauxita apresentou valores médios de resistência de ponta (q_c) variando de 174,33 a 869.57 kPa; atrito lateral (f_s) variando de 2,12 a 5,18 kPa e poropressão gerada (u_2) variando de 56,48 a 157,46 kPa. Os valores obtidos para o coeficiente de variação COV vão de 0,24 a 1,3 (24 a 130%), demonstrando a alta variabilidade do material. Comparando com resultados obtidos por outros autores, Perini e Dienstmann (2019) obtiveram valores de COV para rejeito de mineração de ouro variando de 20,2% a 154,3%, próximos ao encontrado neste trabalho, caracterizando comportamento parecido de rejeitos de mineração. Liu e Chen (2010) encontraram valores de COV para materiais arenosos, siltosos e argilosos variando de 65% a 255% para (q_c) e de 46% a 216% para (f_s).

Tabela 2: Valores estimados de média, desvio padrão, COV e escala de flutuação para os dados do rejeito de bauxita.

Furo	q_c (kPa)			f_s (kPa)			u_2 (kPa)		
	média	desvio padrão	*COV*	média	desvio padrão	*COV*	média	desvio padrão	*COV*
CPTU-01	245.92	60.31	0.24	2.12	0.87	0.41	94.34	44.13	0.47
CPTU-02	174.33	68.48	0.39	2.35	1.11	0.47	78.42	53.01	0.68
CPTU-03	345.74	132.28	0.38	5.18	2.53	0.49	157.47	95.93	0.61
CPTU-04	869.57	1132.92	1.3	4.88	3.7	0.76	56.48	61.24	1.08

4.2 Escala de flutuação

A Tabela 2 apresenta os valores de escala de flutuação calculados para os resultados q_c, f_s e u_2 para os 4 furos de CPTu. A Tabela 3 resume os valores obtidos na análise da escala de flutuação, destaca-se que por simplificação foi utilizado somente o método AMA. A média apresentada é relativa aos valores estimados de escala de flutuação nos 4 pontos de investigação. A variação traz os valores mínimos e máximos da escala de flutuação e seu coeficiente de variação (COV) indica a dispersão dos valores da escala de flutuação em relação à média da escala de flutuação e é calculado pela razão entre o desvio padrão pela média.

Tabela 2: Escalas de flutuação dos resultados pelo método AMA para cada furo (em metros)

Furo	δ		
	q_c	f_s	u_2
CPTU-01	0,33	0,27	2,07
CPTU-02	2,35	2,72	2,42
CPTU-03	3,6	2,15	3,77
CPTU-04	0,93	0,96	0,55

Tabela 3: Análises da escala de flutuação pelo método AMA (em metros)

método	medida	q_c	f_s	u_2
AMA	média	1,8	1,5	2,2
	variação	0,33-3,6	0,27-2,72	0,55-3,77
	desvio padrão	1,47	1,11	1,32
	COV	81%	73%	60%

Perini e Dienstmann (2019) apresentam resultados de escala de flutuação pelo método AMA com média de 0,80 para a resistência de ponta (q_c), 0,92 para o atrito lateral (f_s) e 2,67 para a poropressão gerada (u_2) e COVs de 69%, 98% e 54% para cada um dos resultados respectivamente. Ressalta-se a maior proximidade dos resultados da poropressão com os do presente trabalho.

Devido à escassez de resultados para a escala de flutuação para rejeitos de mineração na literatura, eles serão comparados com argila e siltes, pois se comportam de forma similar a esses tipos de solo. A Tabela 4 exibe valores de escala de flutuação vertical encontrados para a resistência de ponta (q_c) na literatura.

Tabela 4: Resumo de valores de escala de flutuação para q_c encontrados na literatura.

Referência	Tipo de solo	(δ_v) (m)
Jaksa et al. (1999)	Argila	0,63-2,55
Liu e Chen (2010)	Silte arenoso e argila siltosa	0,36-3,94
Eslami Kenarsari et al. (2013)	Areia	0,36-2,44
Uzielli et al. (2006)	Areia e argila	0,1-3,0
Phoon e Kulhawy (1999)	Areia e argila	0,1-2,2

4.3 Função de Densidade de Probabilidade (PDF)

A análise de aderência a funções teóricas de probabilidade (PDF) pode ser realizada através da plotagem e comparativo direto entre histograma e funções. Complementam a análise os gráficos Q-Q (quantis), utilizados para avaliar a congruência entre a distribuição de uma variável e uma distribuição teórica escolhida, que possui a mesma média e variância que os dados da amostra. Em relação a gráficos Q-Q, a expectativa é que os pontos se alinhem aproximadamente ao longo de uma linha reta quando a função de densidade de probabilidade (PDF) mais adequada for identificada. Na Figura 3 serão apresentados os histogramas e gráficos Q-Q para o furo CPTu-04, visto sua maior variabilidade ao longo da profundidade.

Analisando a resistência de ponta (q_c), conclui-se que as funções de densidade de probabilidade (PDF) que melhor se aproximam da amostra são weibull e gamma. Analisando o gráfico Q-Q e o histograma do atrito lateral (f_s), a funções de densidade de probabilidade (PDF) que melhor se ajustam são lognormal, weibull e gamma. Já para a poropressão gerada (u_2), o gráfico Q-Q e o histograma apresentados indicam que função de densidade de probabilidade (PDF) que melhor se ajusta é a normal.

Em relação à resistência de ponta, as distribuições Weibull e Gamma indicam que essa segue uma distribuição assimétrica e pode variar de acordo com diferentes formas e taxas de escala, comuns em dados que apresentam variações extremas ou dependem de múltiplos fatores. As distribuições Lognormal, Weibull e Gamma sugerem que o atrito lateral também é assimétrico e pode ser melhor descrito por distribuições que capturam dados com variações significativas e longas caudas, importantes em materiais geotécnicos heterogêneos. A distribuição Normal indica que a poropressão gerada se distribui mais simetricamente, próxima a uma média, sugerindo que as variações de pressão são mais regulares e previsíveis.

Conhecendo as distribuições mais adequadas para cada medida, é possível realizar simulações geotécnicas computacionais mais realistas. Na geotecnia, os quantis contribuem para avaliação do risco e probabilidade de eventos extremos. Por exemplo, com os quantis superiores, (95º percentil), é possível estimar a probabilidade de ocorrência de valores elevados de resistência ou pressão, crucial para a segurança e planejamento de projetos de engenharia. Também permitem são utilizados em estudos de sensibilidade para avaliar as variações dos parâmetros geotécnicos.

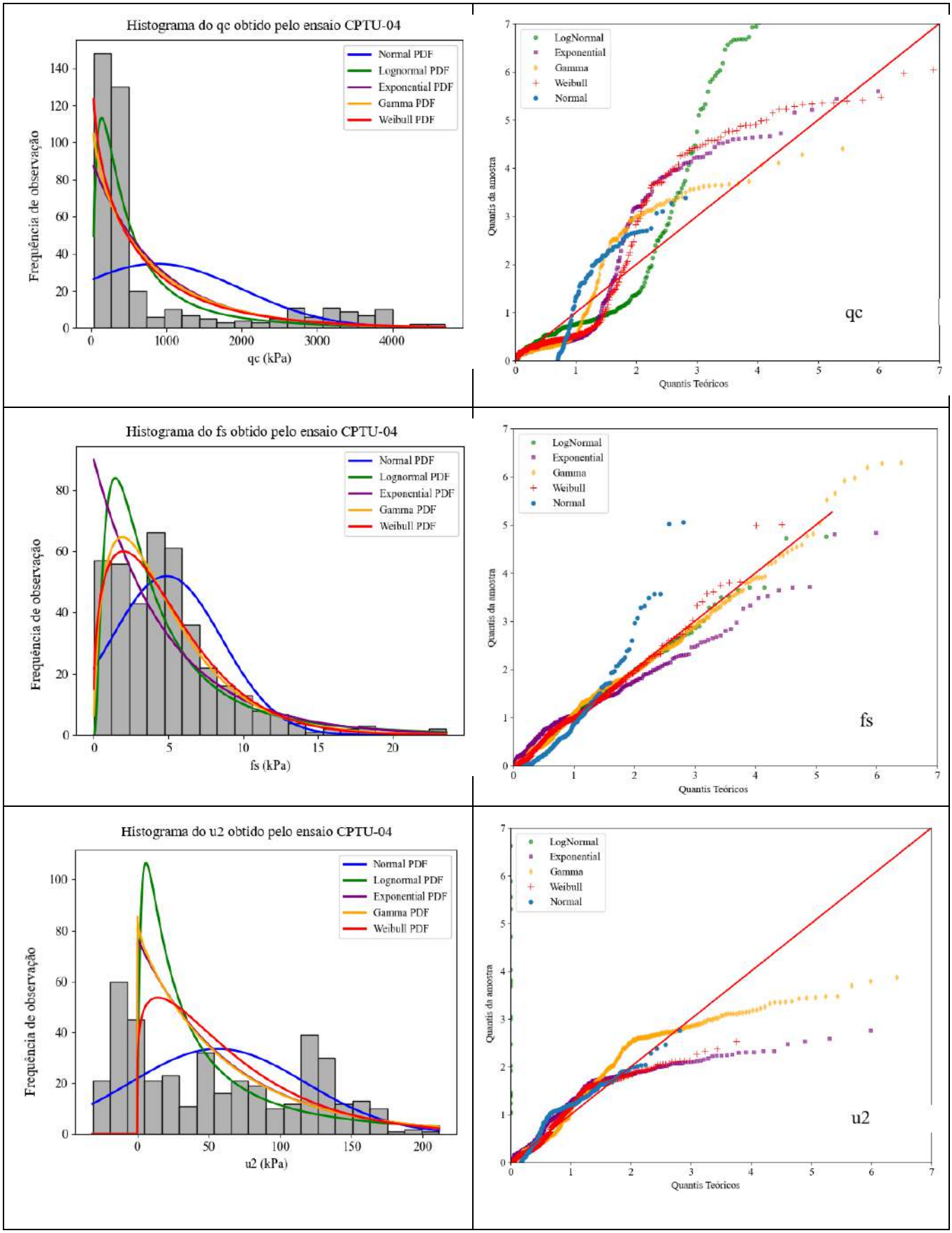


Figura 3. Histogramas e gráficos Q-Q dos resultados q_c, f_s e u_2 para o ensaio CPTu-04.

5 CONCLUSÃO

Considerando os resultados apresentados, pode-se afirmar que os objetivos traçados para a pesquisa foram alcançados e a variabilidade de rejeitos de mineração de bauxita foi caracterizada a partir de ensaios de piezocone (CPTu). Foram avaliados média, desvio padrão, coeficiente de variação (COV), escala de flutuação e função de densidade de probabilidade (PDF) para as medidas de resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressão gerada (u_2) obtidas diretamente pelos quatro ensaios CPTu analisados.

A análise dos valores obtidos para os COVs indica um material com alta variabilidade. Em comparação com outros estudos da literatura, os valores encontrados foram coerentes para a escala de flutuação utilizando o método AMA. A escala de flutuação varia bastante, tal análise pode ser feita pela representação do COV da escala de flutuação, uma vez que permite compreender o nível de incerteza associado à estimativa. O rejeito de bauxita apresentou valores altos para o COV da escala de flutuação para (q_c) e (f_s), indicando alto nível de incerteza e, portanto, devem ser aplicados com cautela em posteriores análises. Neste caso, sugere-se adicionar mais pontos de investigação aos dados para que a caracterização da variabilidade tenha menor nível de incerteza.

A importância da caracterização da variabilidade de um material geotécnico reflete-se na possibilidade de posteriores análises probabilísticas de estabilidade, fornecendo dados para quantificar o risco de falha no material. Para trabalhos futuros, sugere-se primeiramente a inclusão de mais pontos de investigação para se obter um banco de dados mais completo e depois a aplicação das estimativas estatísticas em uma análise de estabilidade de um talude, por exemplo, por meio método de elementos finitos aleatório (RFEM). Também sugere-se a aplicação da metodologia apresentada para a definição dos parâmetros obtidos a partir do CPTu, como ângulo de atrito, densidade relativa, resistência não drenada de pico e residual, utilizando o primeiro quartil ou trigésimo percentil dos resultados para a obtenção de tais parâmetros. O guia de Robertson e Cabal (2022) é indicado para auxiliar na definição da estratigrafia e parâmetros do solo. Destaca-se que o uso de modelos estatísticos mais avançados, que mostrem pouca variabilidade nos parâmetros, podem embasar análises mais realistas.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. ASTM D3441-16:2018,: Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil, 2018.

Baecher, G. B.; Christian, J. T. (2003). *Reliability statistics in geotechnical engineering*. West Sussex: John Wiley and Sons Ltd.

Ghaaowd, I.; Faisal, A. H. M. H.; Rahman, M. H.; Abu-Farsakh, M. (2021). Evaluation of site variability effect on the geotechnical data and its application. *Geotechnical Testing Journal*, 44, 971-85. https://doi.org/10.1520/GTJ20200040

Jaksa, M., Kaggwa, W., Brooker, P. (1999). *Experimental evaluation of the scale of fluctuation of a stiff clay*. Proc 8th Int. Conf. On the Application of Statistics and Probability. Sydney, AA Balkema, Rotterdam, pp. 415–422

Kenarsari, A. E., Chenari, R. J., Eslami, A. (2013). Characterization of the correlation structure of residual CPT profiles in sand deposits. *International Journal of Civil Engineering*. 11,29–37.

LAMBE, T. William; WHITMAN, Robert V.. **Soil Mechanics**. Nova Iorque: John Wiley & Sons, 1979. 578 p. Vesão SI.

Liu, C. N. & Chen, C. H. (2010). Spatial correlation structures of CPT data in a liquefactionReport on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam. Available from http://fundaoinvestigation.com/the-report/.

Mulenshi, J.; Gilbricht, S.; Chelgani, S. C.; Rosenkranz, J. (2021). Systematic characterization of historical tailings for possible remediation and recovery of critical metals and minerals– The Yxsjöberg case. Journal of Geotechnical Exploration, 226 https://doi.org/10.1016/j.gexplo.2021.106777

Nierwinski, H. P.; Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2024). Evaluation of Flow Liquefaction Susceptibility in Non-Plastic Silty Soils sing the Seismic Cone. *Mining*, 4(1), 21-36. https://doi.org/10.3390/mining4010003

Perini, L & Dienstmann, G. (2019, 17 a 19 de outubro). *Caracterização da variabilidade espacial de rejeitos de mineração de ouro.* Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Joinville.

Phoon, K. K. & Kulhawy, F. H. (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 612–624.

Robertson, P. K. & Cabal, K (2023). Guide to cone penetration testing. 7. ed. Gregg Drilling Llc, California.

Schnaid, F. & Odebrecht, E. (2012). *Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. 2. ed: Oficina de Textos.

Uzielli, M.; Lacasse, S.; Nadim, F.; Phoon, K. (2006). *Soil variability analysis for geotechnical practice*. Proceedings of the 2nd International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore. DOI: 10.1201/NOE0415426916.ch3

Uzielli, M. (2008). *Statistical analysis of geotechnical data*. Geotechnical and Geophysical Site – Characterization, Proceedings of the 3th International Conference on Site Characterization, ISC-3, Taiwan.

Vanmarcke, E. H. (1977). Probabilistic modeling of soil profiles. *Journal of Geotechnical Engineering*. Div. 103, 1227–1246.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/489

Análise da variabilidade espacial vertical inerente de um depósito sedimentar marinho por meio de ensaios SPT

Henrique Milan
PPGEC, UFSC, Florianópolis, Brasil, henriquefmilan@gmail.com

Gracieli Dienstmann
PPGEC, UFSC, Florianópolis, Brasil, g.dienstmann@ufsc.br

Lucas Quiocca Zampieri
PPGEC, UFSC, Florianópolis, Brasil, lqzampieri@gmail.com

Artur Machado Scheidt
PET/ECV, UFSC, Florianópolis, Brasil, arturmachadoscheidt@gmail.com

RESUMO: O presente trabalho aborda a caracterização da variabilidade espacial vertical de um depósito sedimentar marinho por meio de ensaios SPT realizados em duas localidades distintas dentro da mesma unidade litológica no município de Florianópolis, Brasil. O objetivo foi investigar a heterogeneidade e a distribuição das propriedades verticais do solo, aplicando uma análise estatística dos valores N_{SPT} normalizados pela profundidade para uma base de dados de 40 ensaios. Os resultados indicaram uma alta variabilidade dos materiais, com diferenças significativas entre as localidades, evidenciadas por meio de médias, desvios padrão, coeficientes de variação e pelo comprimento vertical de correlação espacial (SCL). Os SCL das duas localidades foram encontrados pelos métodos de Integração da função de Autocorrelação da Amostra (IAA) e da Adequação do Modelo de Autocorrelação (TAM), resultando em 3,05 ± 0,62 metros para o Site 1 e 1,95 ± 0,60 metros para o Site 2. A pesquisa destaca a importância de considerar a variabilidade espacial vertical na avaliação geotécnica, contribuindo para a compreensão do comprimento de correlação espacial vertical de um solo local tipicamente encontrado em ambientes sedimentares marinhos da região.

PALAVRAS-CHAVE: comprimento de correlação espacial; variabilidade espacial vertical; ensaio de penetração padrão; solos sedimentares

ABSTRACT: This study addresses the characterization of the vertical spatial variability of a marine sedimentary reservoir through SPT tests carried out in two different locations within the same lithological unit in the municipality of Florianópolis, Brazil. The objective was to investigate the heterogeneity and distribution of vertical soil properties, applying a statistical analysis of N_{SPT} values normalized by depth to a database of 40 tests. The results indicated a high variability of materials, with important differences between locations, evidenced through means, standard deviations, coefficients of variation and the vertical spatial dispersion length (SCL). The SCL of the two locations were found by the IAA and TAM methods, resulting in 3.05 ± 0.62 meters for Site 1 and 1.95 ± 0.60 meters for Site 2. The research highlights the importance of considering variability vertical spatial brightness in geotechnical assessment, contributing to the understanding of the vertical spatial brightness length of a local soil typically found in marine sedimentary environments in the region.

KEYWORDS: spatial correlation length; vertical spatial variability; standard penetration test; sedimentary soils

1 INTRODUÇÃO

Phoon e Kulhawy (1999) classificam as fontes de incerteza em geotecnia em três grandes grupos de influência: Grupo (i) variabilidade espacial inerente - definida por processos geológicos naturais de formação que produzem e continuamente modificam a massa do solo *in situ*; Grupo (ii) variabilidade devido à incerteza de medidas - estatística associada ao nível de investigação de campo, tanto relacionada a representatividade da investigação, como aquela causada por má calibração de equipamentos, e procedimentos do operador e de

ensaios; e Grupo (iii) incerteza relacionada à transformação de modelos - fonte de incerteza que é introduzida quando medidas de campo ou de laboratório são transformadas em parâmetros de projeto usando modelos baseados em correlações empíricas e/ou numéricas.

Frente as incertezas, a adoção de modelos probabilísticos que consideram a variação espacial das propriedades do solo tem ganhado destaque em aplicações geotécnicas, em especial em análises probabilisticas de taludes, estruturas de contenção, capacidade de carga de fundações rasas e profundas (Phoon *et al.* 2022).

Uma série de pesquisas realizadas ao longo das últimas décadas (Phoon *et al.*, 1995; Uzielli *et al.*, 2006; Kenarsari *et al.*, 2013; Salgado *et al.*, 2015, De Gast *et al.*, 2021) sugere que para caracterizar a variabilidade espacial do solo é necessário determinar um valor médio para o parâmetro em questão, calcular uma métrica de dispersão dos valores (coeficiente de variação - COV) e analisar a estrutura de correlação espacial. Essa estrutura inclui a distância de autocorrelação e a função de autocorrelação correspondente. Esses parâmetros estão relacionados à semelhança observada entre as características do solo em diferentes pontos de observação. Essa semelhança é quantificada pela distância de autocorrelação, também conhecida como escala de flutuação, que mede até que ponto as propriedades do solo estão fortemente correlacionadas (Vanmarcke, 1977). Por sua vez, a função de autocorrelação descreve como a correlação entre os pontos de observação diminui à medida que a distância entre eles aumenta.

A variabilidade espacial pode ser caracterizada pelo Comprimento de Correlação Espacial Vertical (SCL) e pela Escala de Flutuação (SoF), que é uma medida da distância sobre a qual os parâmetros característicos de um solo são similares ou correlacionados (Huang, 2022). Neste estudo, será adotada a nomenclatura da primeira (SCL), conforme utilização de Oguz *et al.* (2019).

Investigações geotécnicas contemporâneas têm priorizado a análise da variabilidade espacial do solo, com foco extensivo em ensaios de penetração de cone, especialmente em contextos de rejeitos de mineração (Perini, 2021; Becker *et al.*, 2024), solos *offshore* (Overgard, 2015, Liu *et al.*, 2015) e solos de típicos de bacias sedimentares (Bouayad, 2017). No entanto, apesar da predominância do ensaio de penetração padrão (SPT) na prática geotécnica brasileira, existe uma lacuna significativa na literatura quanto à avaliação da variabilidade espacial baseada em resultados de SPT. Pesquisadores como Huang *et al.* (2022) conduziram pesquisas para definir a variabilidade espacial do solo com base em dois lugares no centro de Londres, empregando tanto o CPT quanto o SPT. Oguz *et al.* (2019), por sua vez, investigaram o SCL em solos ao longo da costa sul da Turquia, utilizando dados de N_{SPT} e aplicando quatro métodos de autocovariância, com o qual determinaram um SCL médio para os materiais estudados.

Nesse contexto, esta pesquisa visa proporcionar uma caracterização detalhada da variabilidade espacial vertical de um depósito sedimentar marinho praial em Florianópolis, Brasil, através da caracterização do comprimento de correlação espacial com base em ensaios SPT. Serão avaliados diferentes métodos: Método da Integração da Função de Autocorrelação da Amostra (IAA) e de Adequação do Modelo Teórico de Autocorrelação (TAM).

2 MODELAGEM DO ESTUDO DA VARIABILIDADE E INCERTEZAS INERENTES NAS PROPRIEDADES DO SOLO

A variabilidade das propriedades dos solos costuma ser mais pronunciada na vertical do que na horizontal, uma característica frequentemente atribuída à ação uniforme de processos geológicos em determinadas camadas. Por essa razão, a variabilidade horizontal frequentemente é desconsiderada, optando-se por representar uma propriedade do solo em uma elevação específica por um valor único, conforme discutido por Cao et al. (2017). Além disso, a escassez de dados com distâncias significativamente curtas no perfil horizontal também dificulta a análise nesta dimensão. Nesse contexto, Uzielli et al. (2006) enfatizam a importância de realizar o cálculo da escala de flutuação dentro de um único depósito geológico para garantir a precisão dos resultados.

Segundo Phoon *et al.* (1995), a variabilidade inerente do solo no perfil vertical pode ser descrita pela equação 1.

$$\xi(z) = t(z) + w(z) \quad (1)$$

onde, ξ(z) é o parâmetro geotécnico a ser modelado, t(z) é a componente de tendência e w(z) é a componente de flutuação, ou ruído. A componente de ruído ou flutuação pode ser modelada a partir de características

estatísticas básicas como média (μ) e desvio padrão (σ), PDF associada (normal. Lognormal), e estrutura de correlação. A estrutura de correlação pode ser modelada pelo comprimento de correlação espacial vertical (SLC), conceito proposto pela primeira vez por Vanmarcke (1977). O SLC, juntamente com a função de autocorrelação, é características da estrutura de correlação espacial de uma propriedade. Sendo a primeira, uma informação relacionada à magnitude da correlação espacial, já a segunda descreve como essa correlação entre pontos diminui com a distância de separação. Em outras palavras, conforme a distância de separação aumenta, a função de autocorrelação tende a zero.

Desde a introdução do conceito por Vanmarcke (1977), o SLC tem sido abordado por diferentes autores demonstrando metodologias distintas para o seu cálculo (e.g., Kenarsari *et al.*, 2013; Nie *et al.*, 2015; Salgado *et al.*, 2015), dentre os quais destacam-se: o método de Integração da função de Autocorrelação da Amostra (IAA) e da Adequação do Modelo de Autocorrelação (TAM).

O método de Integração da Autocorrelação da Amostra (IAA), desenvolvido por Vanmarcke (1983), propõe que a área sob a curva da função de autocorrelação da amostra corresponde ao comprimento da correlação espacial. A autocorrelação de uma amostra é uma medida estatística que depende da distância entre dois pontos e quantifica a intensidade da correlação entre valores igualmente espaçados. Para calcular a autocorrelação da amostra, é necessário primeiro determinar a covariância entre os valores dessa variável em pontos separados por uma distância constante na Equação (2). Em seguida, a autocorrelação é calculada ao normalizar a covariância pela covariância no ponto zero, ou seja, a variância dos dados, Equação (3). Ao aplicar esse cálculo a todos os pares de pontos separados pela distância de separação (τj) na série de dados, obtém-se a função de autocorrelação que descreve como a correlação entre os valores da variável varia à medida que a distância entre os pontos de medição aumenta. A distância de separação pode ser calculada usando a Equação (4).

$$C(\tau_j) = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n-j}(X_i - \mu_X)(X_{i+j} - \mu_X) \tag{2}$$

Onde:
$C(\tau_j)$ = *covariância*
n = *número de pontos onde o parâmetro* $X = X(z)$ *tem valores*
x_i = *valor do parâmetro X na profundidade* z_i
μ_X = *média de todos os valores de X*
j = *um número inteiro que varia de 1 a n e está relacionado a distância de separação* τ_j

$$\rho(\tau_j) = \frac{C(\tau_j)}{C(\tau_1)} \tag{3}$$

Onde:
$\rho(\tau_j)$ = *autocorrelação da amostra*
$C(\tau_1)$ = *covariância para a distância de separação nula.*

$$\tau_j = (j-1)\Delta z \tag{4}$$

Onde:
Δz = *mínima distância entre pontos consecutivos*
τ_j = *distância de separação entre os pontos* x_i *e* x_{i+j}.

De acordo com essa técnica, que é corroborada por Salgado *et al.* (2019), o SLC (δ) pode ser estimado como o dobro da área sob a curva da parte positiva da função de autocorrelação da amostra (ρ), esta última obtida empiricamente, e é representada pela Equação (5).

$$\delta = \int_{-\infty}^{+\infty} \rho d\tau = 2\int_{0}^{+\infty} \rho d\pi \tag{5}$$

Para o método de Adequação do Modelo Teórico de Autocorrelação (TAM), Uzielli *et al.* (2006) descreve que o comprimento de correlação espacial vertical pode ser determinado ajustando-se modelos teóricos de autocorrelação à função de autocorrelação de amostra obtida de maneira empírica. Ao identificar qual modelo teórico se adapta melhor à função empírica, o comprimento de correlação espacial vertical pode ser deduzido através da relação analítica entre a função de autocorrelação teórica e o próprio comprimento de

correlação espacial vertical, como demonstrado nas relações da Tabela 1, onde τ representa a distância de separação e δ o comprimento de correlação espacial vertical. Conforme discutido por Spry *et al.* (1988), como citado por Uzielli *et al.* (2006) e Kenarsari *et al.* (2013), não há um modelo de autocorrelação que se destaque incontestavelmente em relação aos demais.

Tabela 1: Modelos teóricos de Autocorrelação

TAM	Função de Autocorrelação
Exponencial (Exponencial)	$\rho(\tau) = exp\left(-\frac{2\lvert\tau\rvert}{\delta}\right)$
Exponencial quadrática (Squared Exponencial)	$\rho(\tau) = exp\left(-\pi\left(\frac{\tau}{\delta}\right)^2\right)$
Cosseno exponencial (Cosine Exponencial)	$\rho(\tau) = \cos\left(\frac{\tau}{\delta}\right) exp\left(-\frac{\lvert\tau\rvert}{\delta}\right)$
Segunda ordem Markov (Second Order Markov)	$\rho(\tau) = \left(1+\frac{4\lvert\tau\rvert}{\delta}\right) exp\left(-\frac{4\lvert\tau\rvert}{\delta}\right)$

3 METODOLOGIA

3.1 Descrição dos Sites

A caracterização da variabilidade avaliada é referente a ensaios SPT executados em dois locais distintos na cidade de Florianópolis, SC, separados por aproximadamente 5 km. As áreas de estudo são destinadas à construção de edifícios residenciais de alto padrão e compartilham a mesma formação litológica. De acordo com o mapeamento geológico de Tomazzoli (2014), ambas as áreas estão classificadas como depósito sedimentar marinho praial do período Pleistoceno (PIMp). A interpretação litossedimentológica indica a presença de sedimentos arenosos e de textura variada originados de processos marinhos. As informações do mapeamento convergem com as descrições dos relatórios dos ensaios executados. A Figura 1 ilustra as localizações aproximadas dos Sites 1 e 2.

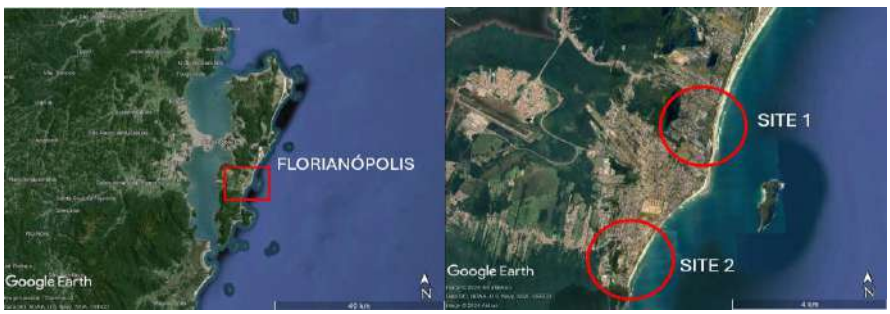


Figura 1: Localização dos Sites 1 e 2.

Neste estudo, examinamos 40 sondagens de ensaios SPT, divididas em dois grupos de 20 ensaios por localidade. A quantidade de medições variou entre os locais e os furos. Utilizamos as 15 primeiras medições para a localidade 1 (Site 1) e 17 medições para a segunda localidade (Site 2).

Cada medição corresponde a 1 metro de profundidade. É importante ressaltar que as diferenças de altitude entre os topos dos furos de sondagem na mesma área são mínimas e, por isso, foram desconsideradas na análise. Além disso, não levamos em conta o conceito de correção de energia de cravação do equipamento de amostragem nas avaliações.

3.2 Metodologia de Análise

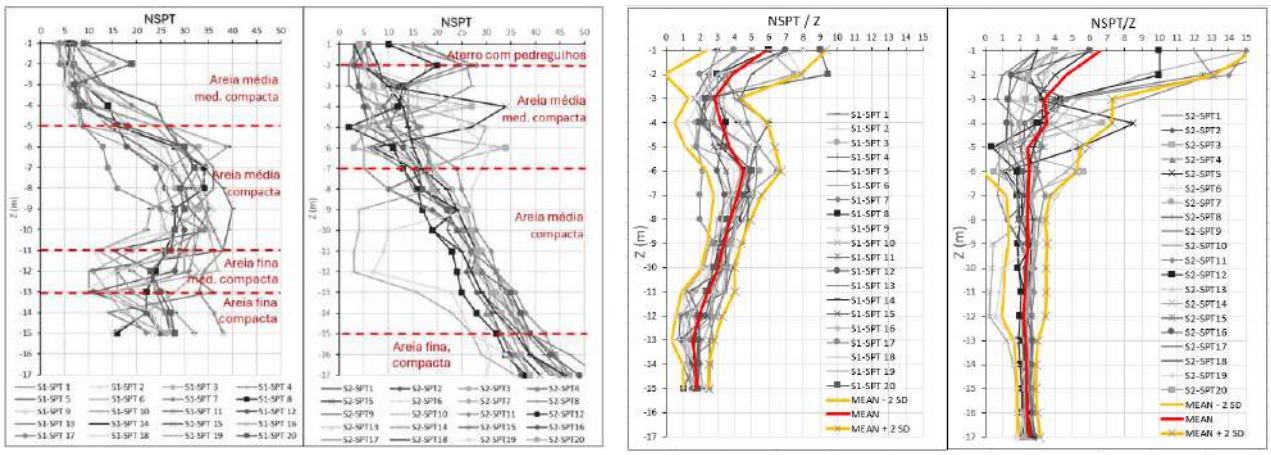
A análise da variabilidade para o depósito sedimentar foi conduzida através da avaliação dos parâmetros coletados diretamente pelos ensaios de campo: variável do número de golpes necessário (N_{SPT}) para penetrar os últimos 30 cm de cada estrato normalizado pela profundidade de cada camada.

Para cada conjunto de dados normalizados, procedeu-se a uma análise estatística detalhada que incluiu o cálculo da média, do desvio padrão e do coeficiente de variação (COV). Após a análise da variabilidade das camadas, definiu-se as camadas mais homogêneas para estimar a função de autocorrelação e do correspondente comprimento de correlação espacial vertical por meio do Método de Integração da Autocorrelação da Amostra (IAA) e do Método Teórico de Ajuste de Modelo (TAM).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Média, Desvio Padrão e Covariância dos Parâmetros

Os gráficos da Figura 2 mostram os valores médios de N_{SPT} por camada em duas localidades diferentes, Site 1 e Site 2. Os resultados de N_{SPT} são normalizados por profundidade (Z). Além dos dados individuais de cada ensaio, são plotadas as médias dos valores correspondentes a cada camada e suas relações com o desvio padrão, com o objetivo de destacar a variação presente dentro das camadas específicas. Os dados analisados correspondem ao número de golpes necessários para a penetração dos últimos 30 cm em cada camada (N_{SPT}). Os dados de SPT dos Sites 1 e 2 estão apresentados na Figura 2.



(a) (b) (c) (d)

Figura 2: Valores de N_{SPT}: (a) Site 1; (b) Site 2; (c) valores normalizados Site 1; e (d) valores normalizados Site 2

Na análise do Site 1, observa-se uma diminuição da variável N_{SPT}/Z à medida que se adentra no terreno a partir da profundidade de 6 m, o que pode indicar uma manutenção do número de golpes nas camadas mais profundas. Os valores estão agrupados em torno da média, indicando uma homogeneidade relativa de resistência à penetração ao longo da profundidade.

Para o Site 2, a relação N_{SPT}/Z se mantém estável após a profundidade de 5 m, indicando um aumento consistente dos valores brutos de N_{SPT} conforme a sondagem atinge camadas mais profundas. Nota-se uma variabilidade mais expressiva nos valores de N_{SPT} nas camadas superiores, como evidenciado pelo alto desvio padrão nessas zonas, o que aumenta a incerteza da resistência nessas camadas. Em contraste com essa variação nas camadas superiores, nas profundidades maiores, os dados se homogeneizam, com os valores de N_{SPT} apresentando menor dispersão e uma tendência a se agrupar em torno da média, refletindo uma maior uniformidade dos dados normalizados.

A Tabela 2 fornece um resumo das estatísticas descritivas para os valores de N_{SPT} normalizado de cada ensaio. As estatísticas incluem a média, desvio padrão e coeficiente de variação (COV). Ao analisar a tabela para o Site 1, os valores médios de N_{SPT}/Z por ensaio variam entre 2,25 e 3,72. O desvio padrão global é relativamente baixo (0,42 golpes/metro), sugerindo uma homogeneidade entre as médias dos ensaios. O coeficiente de variação (COV) do local é de 13,12%, corroborando uma baixa variabilidade entre os dados médios de cada ensaio. Para o Site 2, as médias das sondagens variam mais amplamente, de 2,14 a 4,41, e o desvio padrão global é maior, de 0,63 golpes/metro. O COV é de 21,84%. Esses dados indicam uma variabilidade maior entre os resultados médios do Site 2 em comparação com o Site 1.

Tabela 2: Valores estimados de média, desvio padrão e COV para os SPTs.

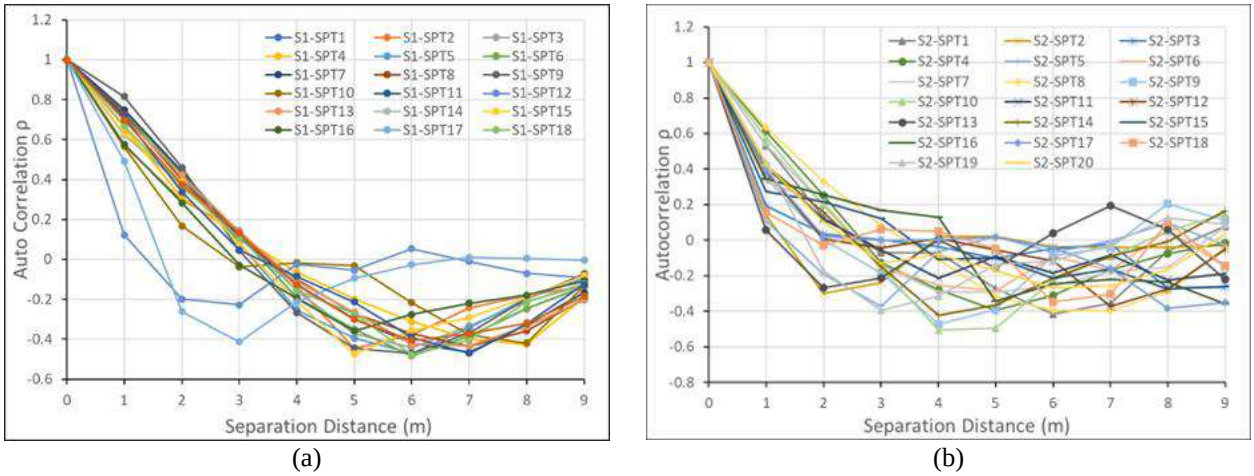
SITE 1				**SITE 2**			
Sondagem	Média	Desv.Pad.	COV	Sondagem	Média	Desv.Pad.	COV
S1-SPT1	3,11	1,52	48,82%	S2-SPT1	2,41	0,65	26,99%
S1-SPT2	3,13	2,17	69,35%	S2-SPT2	2,45	0,68	27,94%
S1-SPT3	3,05	1,96	64,23%	S2-SPT3	2,87	1,43	49,88%
S1-SPT4	3,86	1,67	43,22%	S2-SPT4	2,24	0,58	25,79%
S1-SPT5	3,91	1,88	48,01%	S2-SPT5	3,18	1,83	57,59%
S1-SPT6	3,24	1,45	44,73%	S2-SPT6	2,78	1,31	46,97%
S1-SPT7	3,52	1,40	39,75%	S2-SPT7	2,83	0,42	14,87%
S1-SPT8	3,14	1,36	43,2%	S2-SPT8	2,92	0,64	21,71%
S1-SPT9	3,04	1,06	34,97%	S2-SPT9	2,51	0,65	25,90%
S1-SPT10	2,79	1,60	57,36%	S2-SPT10	3,76	3,40	90,40%
S1-SPT11	3,52	0,87	24,57%	S2-SPT11	4,41	3,83	86,94%
S1-SPT12	2,88	1,37	47,72%	S2-SPT12	3,04	2,72	89,53%
S1-SPT13	3,52	0,87	24,57%	S2-SPT13	2,59	0,80	30,85%
S1-SPT14	3,1	1,53	49,36%	S2-SPT14	2,14	1,64	76,79%
S1-SPT15	2,62	0,85	32,38%	S2-SPT15	3,97	4,19	105,43%
S1-SPT16	3,10	1,53	49,36%	S2-SPT16	2,42	1,07	44,27%
S1-SPT17	2,25	0,71	31,64%	S2-SPT17	3,84	3,78	98,47%
S1-SPT18	2,82	1,71	60,73%	S2-SPT18	2,57	0,38	14,60%
S1-SPT19	3,42	1,40	41,10%	S2-SPT19	2,76	1,54	55,85%
S1-SPT20	3,72	2,45	65,89%	S2-SPT20	2,33	0,71	30,55%
Média	3,19	-	-	Média	2,90	-	-
St, Desv,	0,42	-	-	St, Dev,	0,63	-	-
COV	13,12%	-	-	COV	21,84%	-	-

4.2 Comprimento da Correlação Espacial vertical

Para estimar o comprimento de correlação espacial (SCL), foram utilizadas as camadas de 5 m a 15 m no conjunto de sondagens do Site 1 e de 7 m a 17 m no conjunto de sondagens do Site 2.

Com base nesses dados, foi calculada a função de autocorrelação empírica (ρ) dos dados (Equação 3). A função de autocorrelação foi plotada utilizando o método IAA, permitindo a obtenção do SCL através da integração da área sob a curva, conforme Equação 5. Em seguida, os gráficos das funções teóricas de autocorrelação, utilizando o método TAM, são comparados com os modelos teóricos da Tabela 1, elegendo o que melhor se adequa. A Tabela 3 apresenta uma compilação dos resultados de SCL para ambos os métodos, além de indicar o modelo teórico mais adequado.

Os gráficos da função de autocorrelação da amostra (ρ) para cada ensaio SPT estão apresentados na Figura 3. Os resultados de SCL para ambos os métodos de cada ensaio juntamente com a função teórica utilizada para adequação estão indicados na Tabela 3.



(a) (b)

Figura 3: (a) Autocorrelação da amostra Site 1 (b) Autocorrelação da amostra Site 2

Os resultados obtidos pelo TAM indicaram valores maiores de comprimento de correlação espacial (SCL) em comparação com aqueles derivados pelo Método IAA para ambos os locais. Ao combinar os métodos, estimamos que o SCL varia em torno de 3,05 ± 0,62 metros para o Site 1 e 1,95 ± 0,60 metros para o Site 2. Os modelos teóricos predominantes foram Segunda Ordem Markov e Exponencial Quadrada.

Além disso, os dois Sites exibem alguns valores atípicos, nos quais a escala de flutuação (SCL) que se aproximam da distância da amostra, indicando variabilidade alta. Essas discrepâncias podem ser atribuídas a uma série de fatores, incluindo potenciais incertezas ou imprecisões durante o ensaio, erros na coleta dos dados ou até mesmo a heterogeneidade intrínseca do terreno, que pode ser resultado de complexos processos geológicos subjacentes.

Tabela 3: Comprimento de correlação espacial vertical para os Sites 1 e 2.

SITE 1				**SITE 2**			
Sondagem	SCL IAA (m)	SCL TAM (m)	TAM	Sondagem	SCL IAA (m)	SCL TAM (m)	TAM
S1-SPT1	3,39	3,60	Squared Exponential	S2-SPT1	2,26	2,40	Squared Exponential
S1-SPT2	2,89	3,05	Second Order Markov	S2-SPT2	0,98	1,10	Exponential
S1-SPT3	3,13	2,80	Cosine Exponential	S2-SPT3	1,46	1,40	Second Order Markov
S1-SPT4	3,11	3,10	Second Order Markov	S2-SPT4	2,60	2,90	Squared Exponential
S1-SPT5	3,25	3,40	Squared Exponential	S2-SPT5	1,02	1,15	Squared Exponential
S1-SPT6	3,39	3,50	Squared Exponential	S2-SPT6	1,93	1,80	Second Order Markov
S1-SPT7	3,48	3,60	Squared Exponential	S2-SPT7	2,33	2,40	Second Order Markov
S1-SPT8	3,36	3,45	Squared Exponential	S2-SPT8	2,99	3,20	Second Order Markov
S1-SPT9	3,37	3,75	Squared Exponential	S2-SPT9	1,53	1,70	Squared Exponential
S1-SPT10	2,43	2,60	Squared Exponential	S2-SPT10	2,39	2,60	Second Order Markov
S1-SPT11	3,43	3,55	Second Order Markov	S2-SPT11	2,01	2,10	Second Order Markov
S1-SPT12	1,05	1,10	Second Order Markov	S2-SPT12	1,75	1,80	Squared Exponential
S1-SPT13	3,43	3,60	Second Order Markov	S2-SPT13	0,85	1,05	Squared Exponential
S1-SPT14	2,69	2,90	Second Order Markov	S2-SPT14	2,01	2,20	Second Order Markov
S1-SPT15	3,12	3,30	Second Order Markov	S2-SPT15	2,12	1,90	Second Order Markov
S1-SPT16	2,69	3,00	Second Order Markov	S2-SPT16	2,46	2,10	Exponential
S1-SPT17	1,72	2,00	Squared Exponential	S2-SPT17	1,83	1,85	Squared Exponential
S1-SPT18	3,13	3,40	Second Order Markov	S2-SPT18	1,29	3,20	Squared Exponential
S1-SPT19	3,12	3,30	Squared Exponential	S2-SPT19	1,70	1,70	Squared Exponential
S1-SPT20	3,29	3,40	Second Order Markov	S2-SPT20	1,94	2,00	Second Order Markov
Mean	2,97	3,12		Mean	1,87	2,03	
St, Dev,	0,62	0,633		St, Dev,	0,57	0,63	
COV	20,91%	20,27%		COV	30,19%	30,99%	
Max	3,48	3,75		Max	2,99	3,2	
Min	1,05	1,10		Min	0,85	1,05	

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo investigou a variabilidade espacial vertical em um depósito sedimentar marinho, utilizando ensaios SPT em duas localidades próximas dentro do município de Florianópolis, Brasil. Foram analisados 40 ensaios SPT, com o objetivo de avaliar a homogeneidade das propriedades do solo entre os dois sites.

Os resultados mostraram que o Site 1 apresenta uma média de N_{SPT}/Z de 3,19, com desvio padrão de 0,42 e um coeficiente de variação (COV) de 13,12%, indicando uma maior uniformidade nas propriedades do solo. Em contraste, o Site 2 apresentou uma média de N_{SPT}/Z de 2,90, com desvio padrão de 0,63 e um COV de 21,84%, refletindo uma maior variabilidade entre os furos de sondagem.

A análise da escala de flutuação (SCL) mostrou que o Site 1 possui uma maior homogeneidade espacial, com um SCL médio de 3,05±0,62 metros. Em comparação, o Site 2 apresentou um SCL médio de 1,95±0,60 metros, sugerindo uma heterogeneidade maior das propriedades do solo. A maior variabilidade observada no Site 2 pode ser atribuída à complexidade geológica local, à heterogeneidade intrínseca do terreno e a possíveis imprecisões nos ensaios ou na coleta de dados.

A integração dos métodos IAA e TAM foi essencial para uma avaliação mais precisa da variabilidade espacial, destacando a importância de utilizar múltiplos métodos para melhorar a confiabilidade dos resultados. Estes pontos contribuem significativamente para o entendimento da variabilidade espacial de solos arenosos em bacias sedimentares e podem servir como base para futuras pesquisas e projetos de engenharia geotécnica na região de Florianópolis.

6. REFERÊNCIAS

Bouayad, D. (2017). *Assessment of sandy soil variability based on CPT data*. Procedia Engineering, 175, 310-315. doi:10.1016/j.proeng.2017.01.033

Cao, Z., & Wang, Y. (2014). *Bayesian Model comparison and characterization of undrained shear strength*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140(6), 4014018-1-9. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001108

Cami, B., Javankhoshdel, S., Phoon, K. K., & Ching, J. (2020). *Scale of fluctuation for spatially varying soils: estimation methods and values*. ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering, 6(4), 03120002.

De Gast, T., Vardon, P. J., & Hicks, M. A. (2021). A*ssessment of soil spatial variability for linear infrastructure using cone penetration tests*. Géotechnique, 71(11), 999-1013.

Oguz, E. A., Huvaj, N., & Griffiths, D. V. (2019). V*ertical spatial correlation length based on standard penetration tests*. Marine Georesources & Geotechnology, 37(1), 45-56. doi:10.1080/1064119X.2018.1443180

Huang, W., Dijkstra, T., Loveridge, F., Hughes, P., Blake, A. P., Dobbs, M., & Gonzalez, Y. T. (2022). *Spatial Variability of London Clay Using CPT and SPT Data*. Proceedings of the 8th International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR). doi:10.3850/978-981-18-5182-7_03-015-cd

Huber, M. (2013*). Soil variability and its consequences in geotechnical engineering*. PhD thesis, Stuttgart, Univ., Diss, Zugl.

Kenarsari, A. E., Chenari, R. J., & Eslami, A. (2013). *Characterization of the correlation structure of residual CPT profiles in sand deposits*. International Journal of Civil Engineering, 11, 29-37.

Liu, Z., Lacasse, S., Nadim, F., Vanneste, M., & Yetginer, G. (2015). *Accounting for the spatial variability of soil properties in the reliability-based design of offshore piles*. Frontiers in Offshore Geotechnics III, 2, 1375-1380.

Nie, X., Zhang, T., Huang, H., Liu, Z., & Lacasse, S. (2015). *Scale of fluctuation for geotechnical probabilistic analysis scale of fluctuation for geotechnical probabilistic analysis. In T. Schweckendiek,* A. F. van Tol, & D. (Eds.), Proceedings of the 5th International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR) (pp. 834-840). Rotterdam, the Netherlands. doi:10.3233/978-1-61499-580-7-834

Overgard, I. E. (2015*). Reliability-based design of a monopile foundation for offshore wind turbines based on CPT data*. Master's thesis, Norwegian University of Science and Technology.

Perini, L. (2021). *Caracterização da variabilidade de rejeitos de mineração de ouro e sua influência na análise do efeito da velocidade no ensaio CPTu*. [Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina].

Phoon, K.-K., Kulhawy, F. H., & Grigoriu, M. D. (1995). *Reliability-based design of foundations for transmission line structures*. Report TR-105000, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.

Salgado, R., Ganju, E., & Prezzi, M. (2019). *Site variability analysis using cone penetration test data. Computers and Geotechnics*, 105, 37-50.

Salgado, R., Prezzi, M., & Ganju, E. (2015). *Assessment of Site Variability from Analysis of Cone Penetration Test Data. Publication* No. FHWA/IN/JTRP-2015/04, Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette.

Tomazzoli, E. R., & Pellerin, J. R. G. M. (2014). *Mapa geológico da Ilha de Santa Catarina* (1ª ed.) [Mapa]. ISBN 978-85-905992-3-4.

Uzielli, M., Lacasse, S., Nadim, F., & Phoon, K. (2006). *Soil variability analysis for geotechnical practice. Proceedings of the 2nd International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, Singapore. doi:10.1201/NOE0415426916.ch3

Vanmarcke, E. H. (1977). *Probabilistic modeling of soil profiles*. Journal of Geotechnical Engineering Division, 103, 1227-1246.

Vanmarcke, E. H. (1983). *Random Fields: Analysis and Synthesis*. Cambridge: MIT Press.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/490

Análise das Anomalias Identificadas em uma Barragem de Rejeito Localizada no Estado do Pará

Beatriz Borges Barbosa
Engenheira Civil, Faculdade Arnaldo, Belo Horizonte, Brasil, beatrizborgesbarbosa3@gmail.com

Márcio F. Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: As barragens de rejeito são estruturas utilizadas para armazenar resíduos gerados pela mineração. Quando essas estruturas são mal: projetadas, construídas ou operadas podem vir, em casos extremos, a romper. O presente artigo objetivou analisar anomalias identificadas durante as inspeções em uma barragem de rejeito localizada no Pará. A metodologia buscou identificar as principais causas raízes das anomalias com base na experiência profissional dos autores e análise crítica das fichas de inspeção. Essas anomalias foram agrupadas de acordo com o seu tipo. Observou-se uma relação entre o padrão sazonal de pluviometria e a ocorrência de anomalias. Os meses com maior volume de precipitação, de dezembro a maio, apresentaram um aumento expressivo nas anomalias de falha na proteção dos taludes, erosões e vegetação alta. Isso ressalta a necessidade de medidas preventivas e monitoramento adequado durante esses períodos para garantir a segurança da barragem, destacando a necessidade de manutenção preventiva e corretiva com base nas informações coletadas durante as inspeções de campo. Conclui-se que é crucial implementar medidas para melhorar a proteção dos taludes, garantir a limpeza e integridade das canaletas de drenagem, e assegurar uma manutenção adequada dos drenos e identificação dos instrumentos.

PALAVRAS-CHAVE: Anomalias, Inspeção regular, Barragem.

ABSTRACT: Tailings dams are structures used to store waste generated by mining. When these structures are poorly designed, built or operated they can, in extreme cases, fail. This article aims to analyze anomalies identified during inspections at a tailings dam located in Pará. The methodology sought to identify the main root causes of the anomalies based on the authors' professional experience and critical analysis of the inspection forms. These anomalies were grouped according to their type. A relationship can be observed between the seasonal rainfall pattern and the occurrence of anomalies. The months with the highest volume of transactions, from December to May, showed a significant increase in anomalies involving failure to protect slopes, erosion and high accumulation. This highlights the need for adequate preventive measures and monitoring during these periods to ensure dam safety, highlighting the need for preventive and corrective maintenance based on information collected during field inspections. It is concluded that it is crucial to implement measures to improve the protection of slopes, ensure the cleanliness and integrity of drainage channels, and ensure adequate maintenance of drains and identification of instruments.

KEYWORDS: Anomalies, Regular inspection, Dam.

1 INTRODUÇÃO

As barragens de rejeito são estruturas utilizadas para armazenar resíduos gerados pela mineração. Quando essas estruturas são mal projetadas, construídas ou operadas podem vir, em casos extremos, a romper. De acordo com Fernandes (2020), o cenário de ruptura tem sido mais frequente do que o esperado, sendo em média dois eventos por ano. Nesse sentido a detecção precoce de anomalias em barragens de rejeito são essenciais para prevenir desastres e garantir a segurança da estrutura. A inspeção de campo é uma etapa fundamental para a detecção e correção de anomalias, devendo ser realizada periodicamente para identificar possíveis anomalias, como trincas, erosões e deslizamentos, que podem comprometer a estabilidade da estrutura da barragem.

A inspeção de campo é importante não só para a detecção de anomalias, mas também para a avaliação da eficácia das medidas corretivas adotadas. A manutenção preventiva e corretiva da barragem deve ser realizada com base nas informações coletadas durante as inspeções de campo.

Dessa forma, devido a importância da inspeção de campo para detecção de anomolias, esse estudo baseou-se na análise das anomalias identificadas durante as inspeções em uma barragem de rejeito localizada no estado do Pará, ao longo do período de um ano, visando identificar as principais causas para a ocorrência dessas anomalias

2 CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM

A barragem em estudo está localizada na região norte do país, no estado do Pará. Sua construção teve início no ano de 2007 e conclusão em 2009 tendo por finalidade receber o rejeito em forma de polpa da usina, espessar e recircular a água sobrenadante para o sistema de beneficiamento. O rejeito espessado nessa barragem é dragado para outras barragens que formam depósitos definitivos de rejeito e a água liberada durante o processo de secagem do rejeito é enviada de volta para a barragem de espessamento por meio de bombas flutuantes. Na Figura 1 é apresentado o fluxograma geral de operação da estrutura.

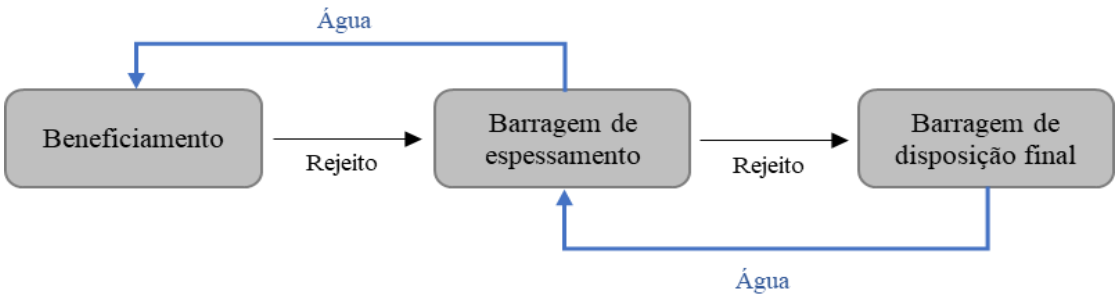


Figura 1. Sistema de disposição de rejeitos.

O projeto da estrutura contempla um reservatório de grande dimensão, com o fundo escavado e sistema de contenção formado por diques em solo compactado, no qual, tanto os diques quanto o fundo são providos de impermeabilização implantada com solo compactado. Os diques da estrutura (diques A, B, C e D) foram projetados para atingir 10 m de altura em toda sua extensão. Os taludes foram projetados com inclinações de2,0H:1V e 2,2H:1V considerando, na geometria, a implantação de drenos internos verticais e horizontais em três dos quatro diques pertencentes à estrutura.

O sistema extravasor do tipo soleira livre está instalado no dique B, sendo constituído de concreto sob uma camada de concreto magro e é composto por um trecho de emboque, com 9,40 m de comprimento e declividade aproximadamente nula, seguido por um trecho em degraus com declividade aproximada de 50% e desnível com cerca de 10,0 m.

2.1. Dique A

O dique A delimita duas barragens, a barragem em estudo e uma barragem de disposição final, não sendo previstos drenos. No início do dique fica presente a tubulação que desagua o rejeito em polpa proveniente da usina. A seção tipo desse dique é mostrado na Figura 2.

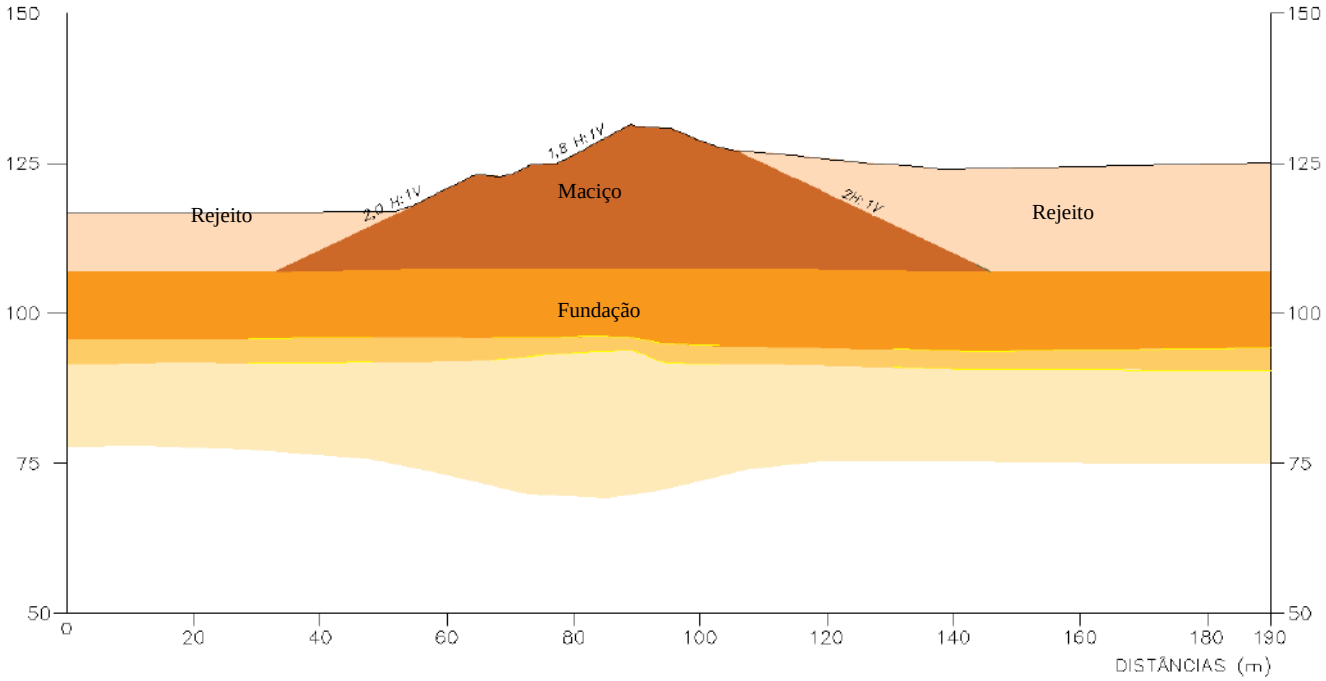


Figura 2. Seção tipo Dique A (altura 10 m).

2.2. Diques B, C e D

Apesar dos diques B, C e D possuírem a mesma seção tipo cada um dos diques possui algumas particularidades entre si. No dique B está instalado o sistema extravasor, as tubulações que recebem a água sobrenadante das barragens de disposição final e a tubulação de retorno de água para a usina. No dique B e C estão presentes em toda a crista e pé do talude canaletas de concreto. Na crista as canaletas direcionam o fluxo para o interior do reservatório através de tubos de PVC. Os taludes jusantes possuem revestimento vegetal e os taludes montante revestimento laterítico. O dique D possui canaleta de concreto apenas na crista e em setembro de 2022 o revestimento do talude jusante que era formado por proteção vegetal foi substituído por revestimento laterítico. Os dique B, C e D possuem a mesma seção tipo, representada pela Figura 3.

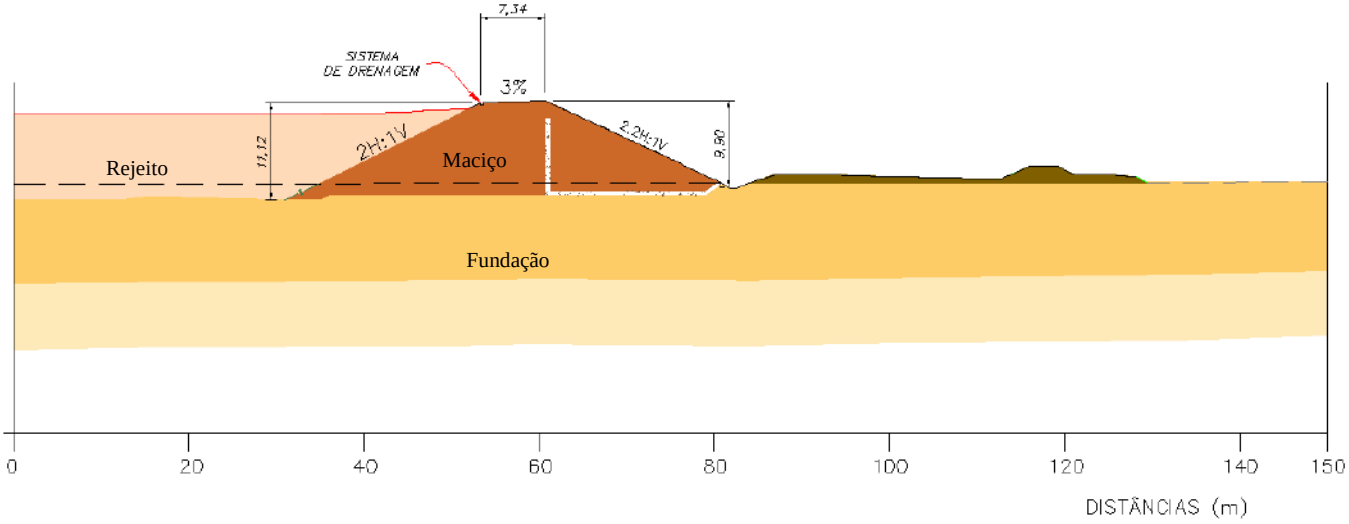


Figura 3. Seção tipo Dique B, C e D (altura 10 m).

3 METODOLOGIA

Esse estudo consistiu em uma análise das anomalias (Quadro 1) registradas por meio das fichas de inspeção regular de uma barragem, abrangendo o período de março de 2022 a fevereiro de 2023. As fichas de inspeção analisadas seguiram as diretrizes estabelecidas pela Resolução nº 95 da Agência Nacional de Mineração, que inclui o Quadro do Estado de Conservação. A ficha é dividida de acordo com os diques que compõem a estrutura, sendo que cada dique é subdividido em: talude montante, talude jusante e crista. Além disso, são avaliadas as anomalias relacionadas à instrumentação e ao vertedouro.

Quadro 1 – Anomalias apresentadas na ficha de inspeção.

A	**Talude Montante**
1	Falha na proteção
2	Erosões
3	Afundamentos e buracos
4	Presença de árvores e arbustos
5	Trincas
6	Formigueiros ou cupinzeiros
B	**Crista**
1	Falha na proteção
2	Afundamentos e buracos
3	Presença de árvores e arbustos
4	Deformidade nas Leiras
5	Trincas
6	Formigueiros ou cupinzeiros
7	Canaletas quebradas ou obstruídas
C	**Talude Jusante**
1	Falha na proteção
2	Vegetação alta
3	Erosões
4	Afundamentos e buracos
5	Presença de árvores e arbustos
6	Formigueiros ou cupinzeiros
7	Canaletas quebradas ou obstruídas
8	Surgência
9	Dreno de pé obstruído
D	**Instrumentação**
1	Acesso precário aos instrumentos
2	Instrumento sem identificação
3	Base do instrumento danificada
4	Instrumento entupido
E	**Vertedouro**
1	Obstrução ou entulhos
2	Presença de árvores e arbustos
3	Erosões nos taludes
4	Erosão na base do canal escavado
5	Danos no concreto

As inspeções ocorreram com uma periodicidade menor do que 15 dias, totalizando 24 fichas analisadas. A partir dos resultados buscou-se identificar as principais causas raízes das anomalias com base na experiência profissional dos autores sob a ótica de estruturas dessa natureza.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Por meio da análise de acidentes e falhas em barragens foram identificadas que as principais causas de rupturas estão relacionadas a: fundação, capacidade de vazão inadequada dos vertedouros, instabilidade dos taludes, falta de controle e monitoramento de anomalias e inspeção pós-tratamento, além de falta de instrumentos de monitoramento e segurança ao longo da vida útil da estrutura (DUARTE, 2008 apud ICOLD, 2001).

Ao realizar a análise das fichas de inspeção da barragem, identificou-se a presença de diversas anomalias, que foram agrupadas de acordo com o seu tipo. Entre as anomalias observadas, destacou-se a falha na proteção dos taludes contra processos erosivos, que representou uma significativa parcela de 42,0% do total das anomalias identificadas. Além disso, verificou-se que apenas 6 tipos de anomalias específicas compreenderam aproximadamente 94% dos casos analisados. Esses dados indicam a presença de um conjunto reduzido, porém crítico, de tipos de anomalias que requerem uma atenção especial no contexto da segurança da barragem; a Figura 4 apresenta o resultado completo da análise.

Valerius (2014) ressalta que os principais tipos de falhas nas estruturas de disposição de rejeitos são: instabilização de taludes, piping (erosão interna), galgamento e liquefação e desta forma é necessário que exista um conhecimento entre os modos de ruptura e observações identificadas em inspeções buscando melhorar os julgamentos e constribuir de maneira dinâmica nas proposições de soluções.

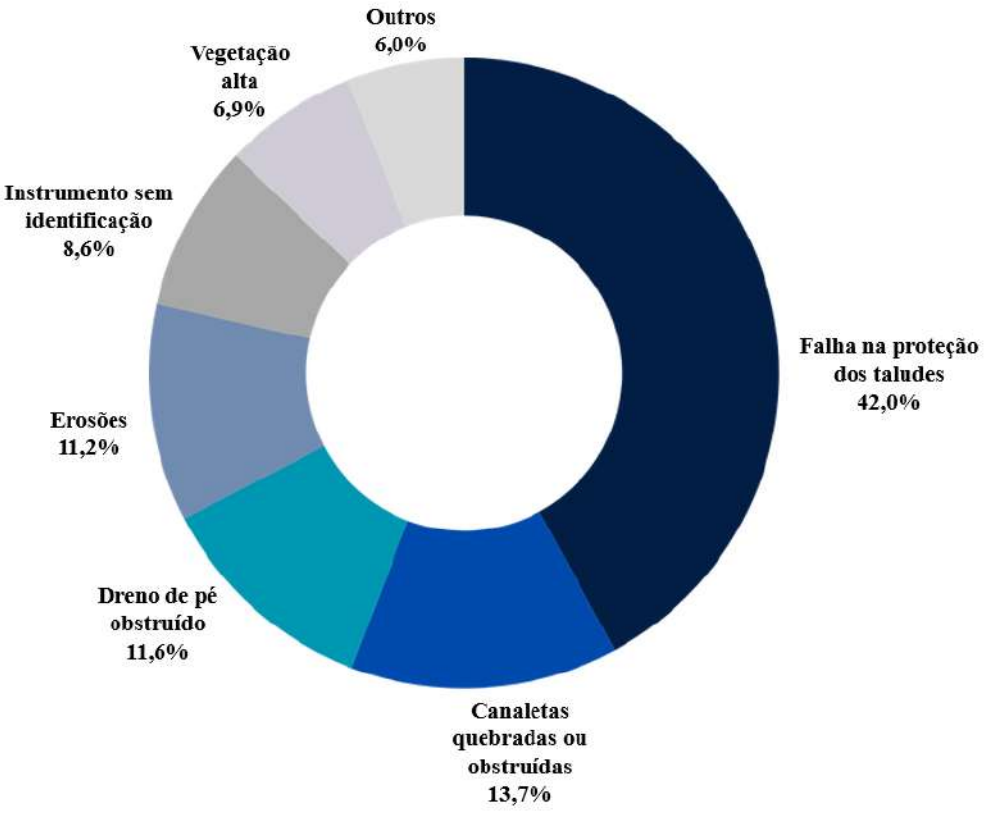


Figura 4. Anomalias identificadas nas fichas de inspeção.

Outra informação extraída das fichas de inspeção é que todas as anomalias observadas na barragem foram de magnitude insignificante ou baixa, não apresentando risco imediato à segurança da estrutura. No entanto, entre as seis anomalias mais registradas, a erosão se destaca como a mais crítica. De acordo com Pereira (2019), anmoalias que não são corrigidas em tempo, especialmente a erosão, pode ocasionar sérios danos à estrutura, incluindo ravinamentos e, eventualmente, a ruptura da barragem.

Analisando os tipos de anomalias mais recorrentes na barragem foi possível constatar uma associação significativa entre a ocorrência de anomalias e o padrão sazonal de pluviometria em 50% dos casos. Observou-se que os meses de dezembro a maio, caracterizados pelo maior volume de precipitação, apresentaram um aumento expressivo na incidência de anomalias. Em comparação com os meses de menor precipitação, constatou-se um crescimento de 17,8%, 171,4% e 200,0%, respectivamente, para as anomalias identificadas como falha na proteção dos taludes, erosões e vegetação alta.

Além das anomalias previamente mencionadas, outra questão recorrente observada na estrutura em estudo diz respeito ao sistema de drenagem superficial. Cerca de 13,7% das anomalias identificadas estão relacionadas a canaletas quebradas ou obstruídas. A recorrência dessa anomalia possivelmente está associada ao tipo de canaleta utilizado na estrutura, que permite apenas limpeza manual, tornando essa atividade pouco produtiva e sujeita a interrupções. Essas questões também foram observadas por Fernandes (2022). Outro fator relevante destacado nas fichas de inspeção são as frequentes quebras das canaletas devido ao trânsito de equipamentos pesados necessários para as atividades de manutenção das dragas que operam no interior da barragem.

Outro dado analisado foi a localização das anomalias, cujos resultados são apresentados na Figura 5. A obstrução do dreno de pé por vegetação é outra anomalia frequentemente relatada nas fichas de inspeção, indicando uma dificuldade recorrente na manutenção adequada. Essa anomalia foi identificada em todas as inspeções realizadas. No entanto, a partir de setembro de 2022, foi relatada a substituição do material do dreno e nos locais onde a substituição completa do material do dreno foi realizada, a anomalia deixou de ser reportada. Além disso, a ausência de identificação dos instrumentos também foi reportada em todas as inspeções realizadas. A falta de identificação adequada pode ser atribuída ao tipo de material utilizado para esse fim, uma vez que as fichas de inspeção mencionam a substituição rotineira da identificação devido ao desgaste.

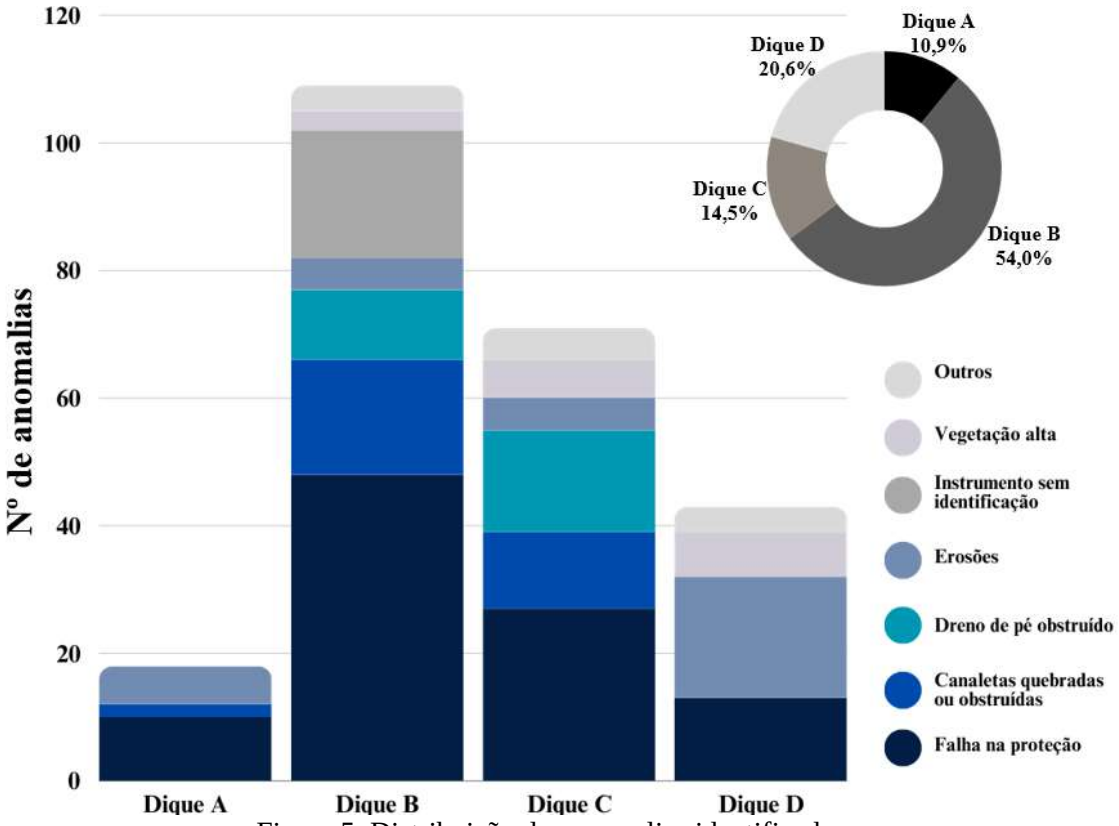


Figura 5. Distribuição das anomalias identificadas.

Constatou-se que o dique B registrou o maior número de ocorrências de anomalias, ultrapassando a marca de 50%. Essa observação pode ser atribuída ao fato de que o dique B abriga o sistema extravasor, bem como as tubulações responsáveis por receber o fluxo de água excedente das barragens de disposição final e pela devolução da água à usina. A presença dessas estruturas e tubulações adicionais pode aumentar a suscetibilidade do dique B a anomalias, destacando-se a falha na proteção do talude e erosões.

Todos os resultados destacam a importância da manutenção preventiva e corretiva com base nas informações coletadas durante as inspeções de campo. É crucial implementar medidas para melhorar a proteção dos taludes, garantir a limpeza e integridade das canaletas de drenagem, e assegurar uma manutenção adequada dos drenos e identificação dos instrumentos (IBRAM, 2019).

Analisando estruturas em regiões semelhantes no Brasil nota-se que ainda existe uma carência de trabalhos que busquem equalizar: a gravidade da anomalia identificada, a urgência da ação sobre a anomalia e qual será a tratativa, em específico considerando a legislação de barragens (PAULA, 2023) na esfera Federal, Estadual e por vezes Municipal. Esse fato ocorre, especialmente quando consideradas estruturas com lagos extensos e confinados em bacias com diques que chegam na ordem de 3 a 10 m de altura (VILELA, 2022; LOPES, 2023), conforme o caso de estudo aqui apresentado.

5 CONCLUSÃO

Este estudo ressaltou a importância da detecção e correção precoce de anomalias em barragens de rejeito como medida fundamental para prevenir desastres e garantir a segurança dessas estruturas. A análise das fichas de inspeção realizadas em uma barragem localizada no estado do Pará revelou que um pequeno grupo de anomalias representam quase que a totalidade das anomalias, sendo a sendo a falha na proteção dos taludes o tipo mais frequente.

Observou-se uma relação entre o padrão sazonal de pluviometria e a ocorrência de anomalias. Os meses com maior volume de precipitação, de dezembro a maio, apresentaram um aumento expressivo nas anomalias de falha na proteção dos taludes, erosões e vegetação alta. Isso ressalta a necessidade de medidas preventivas e monitoramento adequado durante esses períodos para garantir a segurança da barragem. Além disso, a análise da distribuição espacial das anomalias revelou que o diqueB da barragem foi a área mais afetada, concentrando mais da metade das anomalias identificadas. Isso destaca a necessidade de atenção especial e a implementação de medidas preventivas e corretivas específicas nessa região da barragem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração (ANM). Resolução Nº 95, de 07 de fevereiro de 2022.

Lopes, A. F. (2023). Análise de uma barragem tipo pond na região de Poconé/MT. Monografia. (Aperfeiçoamento/Especialização em Pós-graduação em Geotecnia e Segurança de Barragens e Pilhas) - Faculdade Arnaldo.

Paula, A. H. (2023). Projeto de descaraterização de uma Bacia de Contenção de Rejeito em Poconé/MT - Estudo de Caso. Monografia. (Aperfeiçoamento/Especialização em Pós-graduação em Geotecnia e Segurança de Barragens e Pilhas) - Faculdade Arnaldo.

Duarte. A. P, 2008 apud ICOLD, 2001. Classificação das barragens de contenção de rejeitos de mineração e de resíduos industriais no estado de minas gerais em relação ao potencial de risco. Universidade Federal de Minas Gerais – Belo Horizonte. MG. 2008.

Fernandes, R. B. (2020). Metodologia para gestão de risco em barragens a partir de árvore de eventos e análise FMEA. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Fernandes. R. B. (2022) Inspeção, monitoramento e estabilidade de barragens, Volume II. 1. Ed. – Curitiba. PR. Appris, 2022.

Instituto Brasileiro De Mineração – IBRAM (2019). Guia de Boas Práticas: Gestão de Barragens e Estruturas de Disposição de Rejeitos. Brasília. DF.

Vilela, K. (2022) Estudo de uma Barragem Tipo Pond Presente em Poconé/MT. Monografia. (Aperfeiçoamento/Especialização em Pós-graduação em Geotecnia e Segurança de Barragens e Pilhas) - Faculdade Arnaldo.

Pereira, Lucas Mazullo Mascarenhas. Avaliação das condições de manutenção e segurança de barragens no interior do estado do Rio Grande do Norte. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2019.

Valerius, M. B. Cadastro E Análise Do Potencial De Risco Das Barragens De Rejeitos De Mineração Do Estado De Goiás. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília. DF. 2014.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/803

Análise de Dispersão de Medidas de Ensaios CPTu e Impacto em Comportamento e Resistência Não Drenada

Guilherme Henrique da Silva Pinto
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima – MG, Brasil
guilherme.henrique@pimentadeavila.com.br

André de Oliveira Faria
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima – MG, Brasil
andre.faria@pimentadeavila.com.br

Mauro Pio dos Santos Junior
Coordenador de Geotecnia, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima – MG, Brasil
mauro.junior@pimentadeavila.com.br

RESUMO: A confiabilidade das medidas de dados de ensaios é de suma importância para a correta avaliação do comportamento e definição de parâmetros de resistência dos geomateriais. O presente trabalho tem como objetivo realizar uma análise da confiabilidade e repetibilidade dos dados obtidos através da execução de 3 ensaios CPTu realizados em um rejeito de mineração de bauxita. Foram realizadas as análises comparativas: (i) dos dados brutos obtidos (q_t, f_s e u_2) e a dispersão observada; (ii) da classificação comportamental segundo as metodologias propostas por Roberston (1990, 2016) e Schneider *et al.* (2008); e (iii) determinação da resistência não drenada de pico, considerando as metodologias de Lunne *et al.* (1997), sendo os resultados comparados estatisticamente pela aplicação do teste *t-student*. Dentre os resultados obtidos destaca-se: (i) repetibilidade da resistência de ponta (q_t) e da poropressão (u_2), sendo obtido resultados próximos em toda a profundidade analisada; (ii) ausência de repetibilidade e impacto das medidas do atrito lateral (f_s) na determinação do comportamento, sendo que um dos ensaios apresentou medidas iguais a zero ao longo da profundidade; e (iii) a média dos valores da resistência não drenada de pico foram estatisticamente iguais (considerando o mesmo N_{kt} e o mesmo $N_{\Delta u}$).

PALAVRAS-CHAVE: CPTu, Parâmetros de resistência, Rejeitos de bauxita, Confiabilidade

ABSTRACT: The reliability of test data measurements is of paramount importance for the correct assessment of the behavior and definition of resistance parameters of geomaterials. The paper herein aims to carry out an analysis of the reliability and repeatability of the data obtained through the execution of 3 CPTu tests carried out on a bauxite mining tailings. Comparative analyzes were carried out: (i) of the raw data obtained (q_t, f_s and u_2) and the observed dispersion; (ii) behavioral classification according to the methodologies proposed by Roberston (1990, 2016) and Schneider *et al.* (2008); and (iii) determination of yield undrained shear strength, considering the methodologies of Lunne *et al.* (1997), with the results being statistically compared by applying the Student's t-test. Among the results obtained, the following stand out: (i) repeatability of tip resistance (q_t) and pore pressure (u_2), with close results being obtained throughout the analyzed depth; (ii) lack of repeatability and impact of lateral friction measurements (f_s) in determining behavior, with one of the tests showing measurements equal to zero throughout the depth; and (iii) the mean yield undrained shear strength values were statistically equal (considering the same N_{kt} and the same $N_{\Delta u}$).

KEYWORDS: CPTu, Shear strength parameters, Bauxite tailings, Reliability

1 INTRODUÇÃO

A confiabilidade das medidas de engenharia é de suma importância para a avaliação assertiva do comportamento e parâmetros dos geometeriais, sejam eles solos ou rejeitos de mineração. Para realizar tal avaliação, o ensaio de piezocone se configura atualmente como uma ferramenta econômica, rápida, e de fácil

acesso nacional e internacional (Schnaid, 2009). A execução do ensaio de CPTu é normatizado segundo a norma internacional 22476-1 (ISO, 2022) e tem o seguinte princípio de realização: cravação de um cone com 10 cm² ou 15 cm² de área, com 60º no ápice e com a velocidade padrão de 2,0 cm/s. O ensaio retorna quatro medidas principais: (i) a resistência de ponta (q_c), que representa a resistência do solo à cravação do cone; (ii) o atrito lateral (f_s), que consiste na aderência do solo à luva de atrito; (iii) a poropressão de cravação (u), geralmente medida atrás do cone (u_2); e (iv) a poropressão de equilíbrio (u_0), medida em profundidades específicas por meio dos ensaios de dissipação de poropressão (DDP), os quais consistem em paradas programadas na cravação do cone e medida da dissipação do excesso de poropressão gerado.

Cabe destacar que, devido a atuação da poropressão em áreas desiguais do cone, a resistência de ponta é corrigida para a resistência de ponta total (q_t), com base na equação sugerida por Lunne *et al.* (1997), sendo: $q_t = q_c \times u_2 (1-a)$, em que o parâmetro "a" representa a razão entre as áreas do cone (usualmente igual a 0,80).

Sobre a confiabilidade das medidas do cone, Lunne *et al.* (1997) reportou que, em solos moles, o atrito lateral apresenta baixa acurácia e baixa repetibilidade. Já Robertson (1990) sugere que, para solos moles, a poropressão é o parâmetro de maior confiabilidade, visto que possui maior magnitude que a resistência de ponta e o atrito lateral. Trabalhos recentes de Cabal e Robertson (2014), bem como Mayne (2023a) exploraram tal temática, avaliando a repetibilidade para dois diferentes solos: (i) *Young Bay Mud*; e (ii) *Onsøy soft clay*, respectivamente. O resultado obtido pelos autores é apresentado na Figura 1, na qual a resistência de ponta e a poropressão se mostram idênticas em profundidade e o atrito lateral apresenta considerável dispersão, sendo obtidos diferentes perfis para o mesmo solo ensaiado sob as mesmas condições.

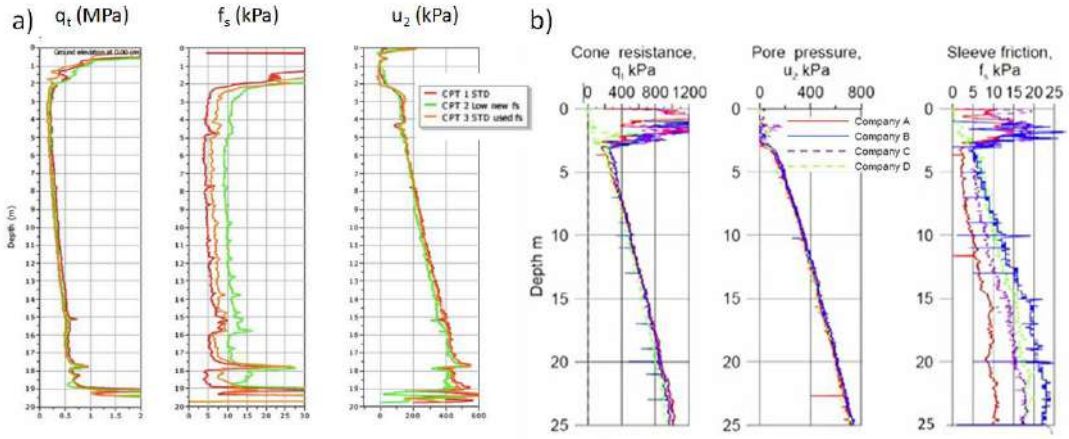


Figura 1. Repetibilidade de medidas de ensaios CPTu, adaptado de: a) Robertson e Cabal (2014); e b) Mayne (2023a).

Dessa forma, o objetivo deste artigo é avaliar a repetibilidade de ensaios de CPTu em rejeitos de mineração de bauxita depositados hidraulicamente com o enfoque em: (i) comparação dos parâmetros base medidos pelos ensaios CPTu (q_t, f_s e u_2); (ii) avaliação comportamental dos rejeitos segundo as metodologias propostas por Roberston (1990, 2016) e Schneider *et al.* (2008); e (iii) avaliação comparativa da resistência não drenada de pico considerando as metodologias propostas Lunne *et al.* (1997). No que tange aos parâmetros de resistência, os valores serão agrupados e avaliados se as médias são estatisticamente iguais ou diferentes, aplicando-se o teste *t-student* assumindo variâncias iguais e considerando um Intervalo de Confiança de 95% (IC = 95%), ou nível de significância de 5% (α = 5%).

2 METODOLOGIA

Para avaliar a repetibilidade das medidas dos ensaios CPTu nos rejeitos de mineração de bauxita, foram realizados três ensaios em dias consecutivos e com um raio de menos de 2,0 m de distância, sendo uma das verticais com ensaios de dissipação de poropressão. Os ensaios foram realizados com o mesmo cone e conforme procedimentos descritos na norma internacional 22476-1 (ISO, 2022).

O cone utilizado possui células independentes para a medição da resistência de ponta e do atrito lateral, sendo a capacidade da resistência de ponta de 50 MPa (50 toneladas), do atrito lateral de 1.600 kPa e da poropressão de 2.500 kPa. Sobre o fator de correção de áreas, o cone utilizado possui o fator "a" igual a 0,7901.

Considerando as máximas medidas do cone e a calibração do cone, foram obtidos os percentuais de erro em relação a capacidade máxima de medida do cone (*Full Scale Output – FSO*) apresentados na Tabela 1. Cabe destacar que para todas as medidas ensaiadas o erro relativo à medida zero (*Zero Loading*) foi nulo. Como pode ser observado na Tabela 1, o maior erro percentual é relativo ao atrito lateral.

Tabela 1. Erros obtidos para cada uma das medidas do cone.

Parâmetro	FSO (kPa)	Erro percentual do FSO	Erro da medida (kPa)
q_t	50.000	0,092%	46,00
f_s	1.600	0,196%	3,14
u_2	2.500	0,080%	2,00

3 AVALIAÇÃO COMPORTAMENTAL

Para a determinação do estado de tensões, a poropressão de equilíbrio (u_0) foi obtida a partir dos ensaios de dissipação realizados e interpolados ao longo da profundidade, sendo o perfil obtido assumido como representativo para os três ensaios. De forma similar, o peso específico foi estimado a partir do teor de sólidos médio da estrutura e utilizado na interpretação dos três ensaios. Consequentemente, o estado de tensões totais e efetivas será igual na interpretação dos três ensaios.

3.1 Avaliação dos parâmetros base do ensaio CPTu

A Figura 2 apresenta a comparação em profundidade dos ensaios realizados para cada um dos parâmetros medidos pelo cone. No gráfico das poropressões é apresentado os três ensaios de dissipação realizados em profundidade, com a estimativa da poropressão de equilíbrio obtida pela interpolação dos pontos existentes. Como pode ser observado, a resistência de ponta e a poropressão, apresentam considerável convergência, especialmente a partir da elevação 143,0m, visto que os dados dos ensaios se sobrepõem com perfeição em profundidade. Já para o atrito lateral, os dados dos ensaios apresentam alta dispersão, principalmente abaixo da elevação 145,0 m. Cabe destacar que o ensaio CPTu-05B apresentou valores nulos ou negativos em profundidade, destoante dos demais ensaios.

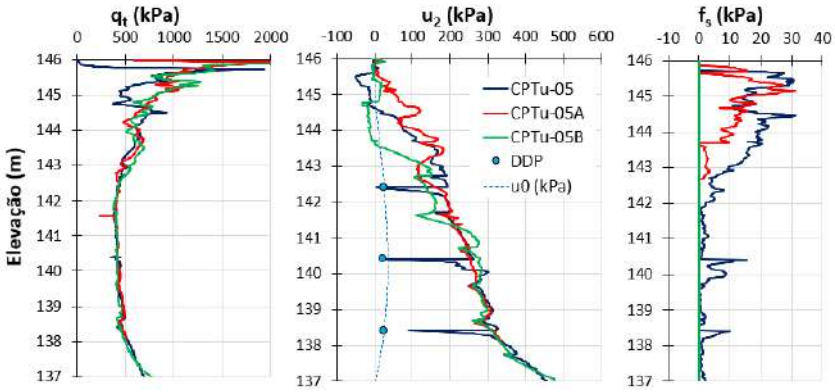


Figura 2. Avaliação comparativa em profundidade dos parâmetros base: a) q_t; b) u_2; e c) f_s.

Considerando o valor médio das medidas do cone e comparando-se com o erro apresentado na Tabela 1, foram calculados os percentuais de erro da resistência de ponta, atrito lateral e poropressão para cada um dos ensaios (valor médio do parâmetro dividido pelo erro da medida apresentado na Tabela 1). Dessa forma, foram obtidos os erros apresentados na Tabela 2, sendo o maior erro percentual relativo ao atrito lateral.

Tabela 2. Erros percentuais obtidos para cada uma das medidas do cone considerando o valor médio.

Ensaio	q_t	f_s	u_2
CPTu-05	0,0042%	4,31%	0,26%
CPTu-05A	0,0038%	7,68%	0,28%
CPTu-05B	0,0037%	455,18%	0,28%

Além da comparação em profundidade, também foi realizada a comparação entre os dados a partir da elevação 143,0m entre pares de ensaios considerando todo o intervalo de dados. O resultado é apresentado na Figura 3, considerando uma linha identidade (valor do eixo das abcissas igual ao eixo das ordenadas) e uma variação de 10% positiva e negativa. Como pode ser observado, os dados de resistência de ponta e poropressão apresentaram dispersão de até 10% entre os valores para a mesma elevação, indicando a repetibilidade das medidas para todos os ensaios comparados. Já para o atrito lateral, é possível observar que os valores se mostram completamente dispersos, plotando fora do intervalo utilizado para avaliação.

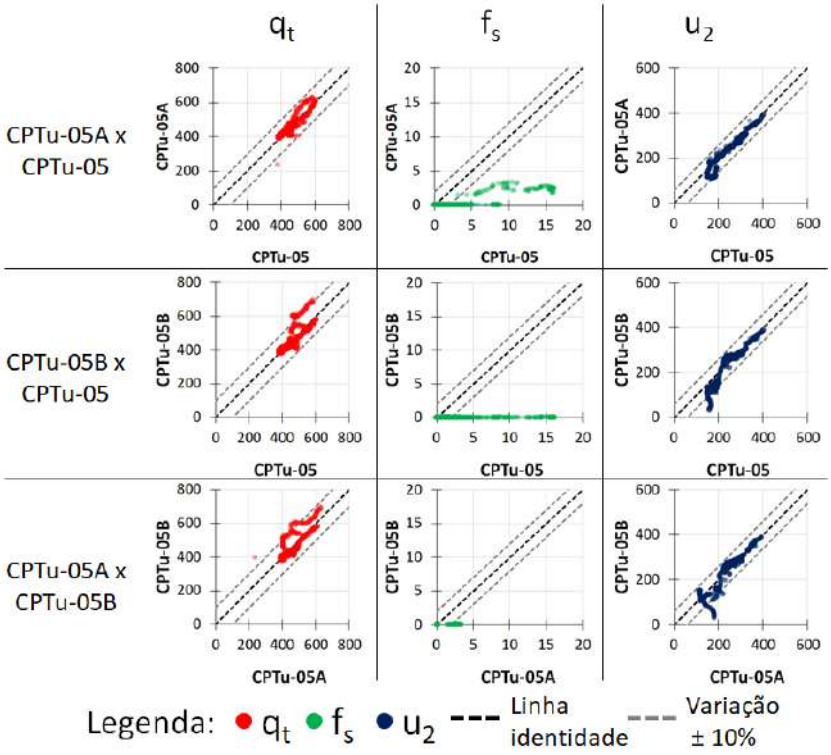


Figura 3. Análise comparativa dos parâmetros base q_t, f_s, e u_2.

3.2 Avaliação comportamental

3.2.1 Robertson (1990) e Robertson (2016)

Os trabalhos propostos por Robertson (1990, 2016) apontam que os métodos de classificação de solo/rejeitos desenvolvidos com base no ensaio piezocone possuem um viés comportamental, refletindo as condições *in situ* do solo. Dessa forma se diferem dos sistemas de classificação desenvolvidos com base em propriedades físicas (distribuição granulométrica, limites de Atterberg etc.).

Para realizar a classificação em ambos os trabalhos, o autor utiliza de parâmetros normalizados de forma a corrigir o aumento dos parâmetros do cone com o aumento do confinamento. Sendo assim, é proposta a utilização da resistência de ponta normalizada (Q_t), resistência de ponta normalizada pela pressão atmosférica (Q_{tn}), atrito lateral normalizado (Fr) e a poropressão normalizada (B_q). Tais parâmetros podem ser calculados segundo as Equações 1 e 4. Como indicado por Robertson (2016), o expoente "n" apresentado na Equação 2 é aproximadamente igual a 1 para materiais de comportamento argiloso, como o rejeito de bauxita estudado no presente trabalho. Dessa forma, o valor de Q_t passa a ser igual a Q_{tn} para materiais argilosos.

$$Q_t = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (1)$$

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a}\right)\left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n \quad (2)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (3)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (4)$$

A partir dos parâmetros normalizados, Robertson (2016) propõe o índice de comportamento I_B (*Index Behavior Type*) para classificar os geomateriais em três classes: $I_B > 32$ como materiais de comportamento de solo arenoso (*sand-like*); $22 < I_B < 32$ como materiais de comportamento siltoso (*transitional*); e $I_B < 22$ para materiais de comportamento argiloso (*clay-like*). Além disso, o autor propõe o parâmetro CD (*Contractive – Dilative*) para avaliar a resposta ao cisalhamento dos materiais, considerando uma envoltória de OCR = 4 para materiais de comportamento argiloso e parâmetro de estado de - 0,05 (Ψ = -0,05) para materiais de comportamento arenoso. Tais índices podem ser calculados segundo as Equações 5 e 6. O ábaco proposto pelo autor é apresentado na Figura 4b.

$$I_B = 100\ \frac{Q_{tn} + 10}{Q_{tn} \cdot F_r + 70} \quad (5)$$

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11)(1 + 0{,}06F_r)^{17} \quad (6)$$

3.2.1 Schneider et al. (2008)

Schneider *et al.* (2008) propõe uma classificação comportamental a partir de 2 ábacos, sendo um deles baseado em Q_t e F_r e outro, em complemento, baseado em Q_t e no excesso de poropressão. Neste trabalho será utilizado apenas o ábaco baseado em poropressões, visto que já serão utilizados os ábacos propostos por Robertson (1990, 2016) com base nas outras medidas do cone. Sendo assim, o Schneider *et al.* (2008) propõe a classificação comportamental considerando cinco classes de comportamento, sendo: (i) solos de comportamento arenoso (*essentially drained sands*); (ii) solos transicionais (*transitional soils*); (iii) solos siltosos e argilas com baixos índices de rigidez (*silts and low I_r clays*); (iv) argilas (*clays*); e (v) argilas sensitivas (*sensitive clays*). A Figura 4a apresenta o ábaco proposto pelo autor.

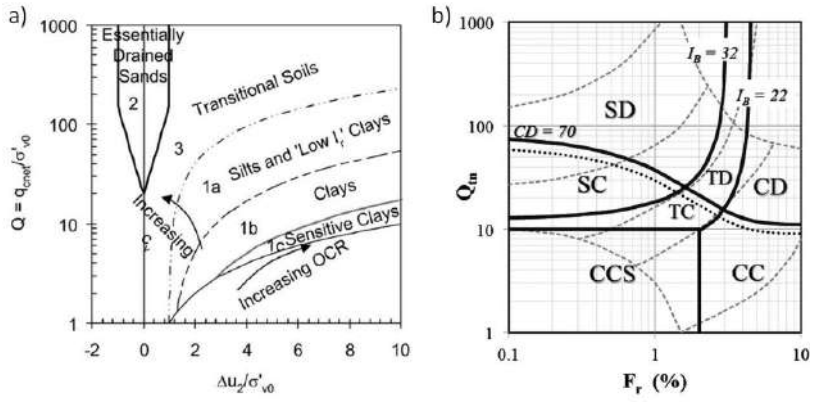


Figura 4. Ábacos de classificação comportamental propostos por: a) Schneider *et al.* (2008) baseado nas poropressões; e b) Robertson (2016).

3.2.1 Comparação das classificações comportamentais

A Figura 5 apresenta o resultado obtido comparando os 3 ensaios realizados para cada um dos ábacos de classificação de comportamento. Como pode ser observado na Figura 5a, utilizando a metodologia proposta por Robertson (2016), o ensaio CPTu-05 indica um material de comportamento argiloso a argila sensitiva. Já o ensaio CPTu-05A indica um material de comportamento majoritariamente argiloso a transicional e argila sensitiva. Por fim, o ensaio CPTu-05B não é plotado no ábaco visto que os valores de f_s obtidos são iguais a zero (ver Figura 2), situando-se fora do intervalo de valores sugerido pelo autor. Dessa forma, nota-se considerável inconsistência da classificação de comportamento devido aos problemas de medição do f_s.

Considerando a proposta de Schneider *et al.* (2008), a avaliação comportamental apresentada na Figura 5b indica a mesma conclusão para os três ensaios, sendo o rejeito de bauxita classificado majoritariamente como um material argiloso a transicional e argila sensitiva. A convergência do comportamento observada é resultante da repetibilidade da resistência de ponta e do excesso de poropressão (detalhado na Figura 2), sendo tais medidas adotadas como premissa pelo autor.

Por fim, na Figura 5c é apresentada a classificação de comportamento proposta por Robertson (1990), *apud* Mayne *et al.* (2023b). Como pode ser observado, o rejeito de bauxita é classificado como solo argiloso (região 3 do ábaco) em todos os ensaios de forma similar a proposta de Schneider *et al.* (2008), reforçando a convergência dos dados a partir da utilização da resistência de ponta e das poropressões.

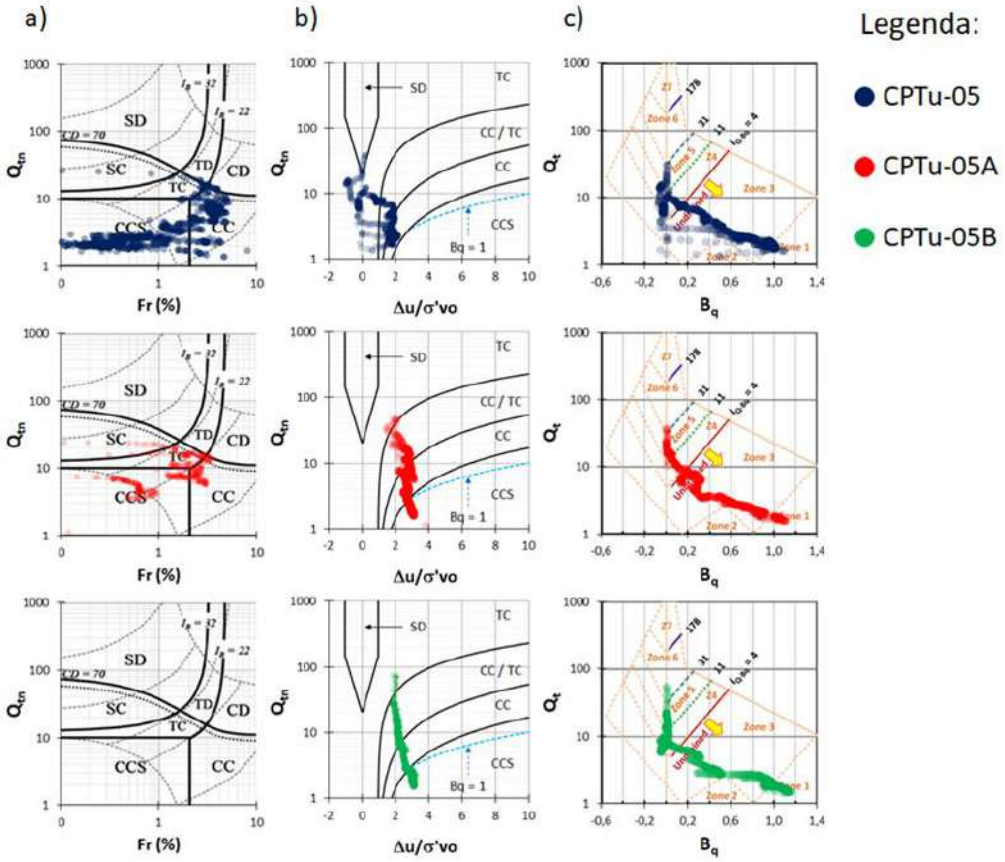


Figura 5. Ábacos de classificação comportamental: a) Robertson (2016); b) Schneider *et al.* (2008); e c) Robertson (1990) *apud* Mayne *et al.* (2023b).

5 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE PICO

Além das avaliações comportamentais, também foi realizada uma análise comparativa da resistência não drenada de pico (S_u) obtida para cada um dos ensaios. Para tal, foram aplicadas as Equações 7 e 8 propostas por Lunne *et al.* (1997), as quais correlacionam os dados medidos/estimados pelo cone e os fatores N_{kt} e $N_{\Delta u}$.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (7)$$

$$S_u = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u}} \quad (8)$$

Para a estimativa dos fatores N_{kt} e $N_{\Delta u}$ existem diferentes metodologias propostas na literatura. Neste trabalho, foram adotadas as metodologias propostas por Mayne & Peuchen (2018) e Battaglio *et al.* (1981) detalhadas nas equações 9 e 10 respectivamente. Cabe destacar que foram considerados apenas os trechos dos ensaios com parâmetro B_q maior que 0,40 (i.e., com comportamento não drenado segundo Schnaid, 2009).

$$N_{kt} = 10{,}5 - 4{,}6\ln(B_q + 0{,}1) \quad (9)$$

$$N_{\Delta u} = 4 + 6B_q \quad (10)$$

Aplicando as Equações 9 e 10 e utilizando os três CPTus, foram obtidos os valores médios de 11 e 9 para os parâmetros N_{kt} e $N_{\Delta u}$, respectivamente.

Os valores de S_u obtidos para cada um dos ensaios foram calculados e agrupados em histogramas, e ajustadas curvas de distribuição do tipo Lognormal de 3 parâmetros, sendo tal distribuição esperada para este tipo de parâmetro (Assis, 2020). O resultado obtido é apresentado na Figura 6 no qual pode ser observado, que os valores da moda (pico das curvas dos ajustes) para os dados de S_u obtidos via N_{kt} apresentam certa diferença, sendo o CPTu-05B o de menor valor (moda igual 23,1 kPa) e o CPTu-05A o de maior valor (moda igual a 25,3 kPa). Já para os dados de S_u obtidos via $N_{\Delta u}$ não foram observadas diferenças expressivas nos valores das modas, visto que os picos das distribuições obtidas são mais próximos quando comparado ao cenário via N_{kt}.

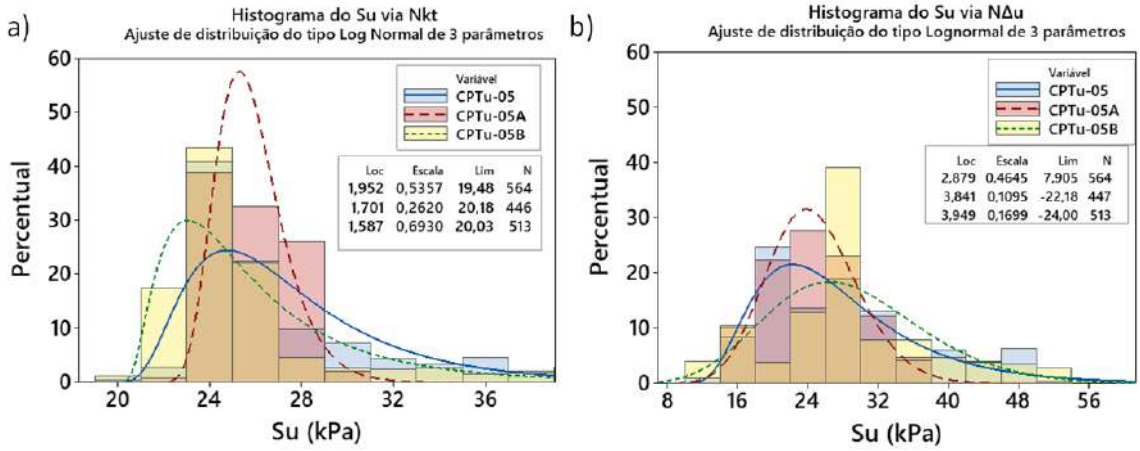


Figura 6. Avaliação da resistência não drenada de pico: a) via N_{kt}; e b) via $N_{\Delta u}$.

Visando comparar de forma quantitativa os valores obtidos da resistência não drenada de pico para cada um dos CPTus e das metodologias, foi aplicado o teste *t-student* para diferença de médias comparando-se os ensaios um a um. Como descrito por Montgomery (2000), o teste consiste na comparação de duas hipóteses sobre as médias das populações analisadas (μ_1 é a média das amostras do grupo 1 e μ_2 é a média das amostras do grupo 2), sendo:

- H_0 (hipótese nula): $\mu_1 - \mu_2 = 0$;
- H_1 (hipótese alternativa): $\mu_1 - \mu_2 \neq 0$.

Dessa forma, para que a hipótese nula (H_0) seja rejeitada, o p-valor obtido no teste deve ser inferior a 0,05 (5%) para um Intervalo de Confiança de 95% (nível de significância $\alpha = 0{,}05$). Logo, valores de p-valor superior a 0,05 indicam que a hipótese nula deve ser aceita em detrimento da hipótese alternativa, isto é, as médias das distribuições analisadas são estatisticamente iguais.

A Tabela 3 apresenta o resultado obtido para os p-valores considerando as duas metodologias para cálculo de S_u. Como pode ser observado, todos os valores obtidos são menores que 0,05, indicando que as médias da resistência não drenada são estatisticamente iguais (sem diferença significativa). Sendo assim, pode-se considerar que os valores calculados por cada um dos CPTus em separado chegam no mesmo valor final, independente da metodologia ou *input* utilizado (resistência de ponta ou poropressão).

Tabela 3. Análise estatística de diferenças significativas, para a resistência não drenada via N_{kt} e $N_{\Delta u}$.

Ensaio Base	Ensaio comparado	p-valor (N_{kt})	p-valor ($N_{\Delta u}$)
CPTu-05	CPTu-05A	0,01	0,01
CPTu-05	CPTu-05B	0,01	0,04
CPTu-05A	CPTu-05B	0,04	0,01

6 CONCLUSÕES

Diferentes trabalhos estudaram a repetibilidade de medidas de ensaio de CPTu, sendo evidenciado problemas relativos à acurácia do atrito lateral (Lunne *et al.* 1997, Cabal & Robertson, 2014 e Mayne *et al.* 2023a). Os resultados aqui obtidos para o rejeito de bauxita em estudo convergem com os dados já apresentados em bibliografia, demonstrando que os perfis de resistência de ponta e poropressão são convergentes em profundidades e o atrito lateral apresenta uma dispersão considerável.

A partir dos dados dos CPTus, foi explorado o impacto na classificação de comportamento segundo a utilização de diferentes ábacos comportamentais. Os resultados indicaram que, para solos moles em que há acurácia de medida das poropressões, a utilização de metodologias que se baseiam em poropressão e resistência de ponta, como Robertson (1990) *apud* Mayne *et al.* (2023b) e Schneider *et al.* (2008), são mais acuradas do que os ábacos que se baseiam no atrito lateral como o de Robertson (2016).

Por fim, a avaliação da resistência não drenada de pico demonstrou que a média dos resultados obtidos são estatisticamente iguais a partir da metodologia aplicada. Dessa forma, os valores encontrados não apresentam diferenças significativas, indicando que a utilização das poropressões ou da resistência de ponta para a estimativa da resistência não drenada de pico resultam em conclusões similares.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Pimenta de Ávila pelo incentivo à publicação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Assis, A. P. (2020). Risk management for geotechnical structures: consolidating theory into practice. *Soil and Rocks*, 43(3), 311-336.

Battaglio, M., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., & Maniscalco, R. (1981). Piezometer probe test in cohesive deposits. In *Cone penetration testing and experience*. pp. 264-302 ASCE.

Cabal, K., & Robertson, P. K. (2014). Accuracy and repeatability of CPT sleeve friction measurements. In *Proceedings of the 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'14)*. Las Vegas, Nevada, USA.

International Organization for Standardization (2022). ISO 22476-1: *Geotechnical investigation and testing — Field testing — Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test.*

Lunne, T.; Robertson, P.K. & Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. First Edition. Abingdon: E & FNSpon Press.

Mayne P.W. (2023a). Geo-Congress: Karl Terzaghi Lecture. disponível em: https://www.youtube.com/watch?v=TBHAw7g04W0

Mayne P. W., Ethan, C., James, G. (2023b). *A CPT Design Parameter Manual.*

Mayne, P. W., & Peuchen, J. (2018). *Evaluation of CPTU Nkt cone factor for undrained strength of clays*. Cone Penetration Testing, 423-429.

Montgomery, Douglas C.; Runger, George C.; Calado, Verônica. (2000). Estatística Aplicada E Probabilidade Para Engenheiros. Grupo Gen-LTC.

Robertson. P. K. Soil classification using the cone penetration test (1990). *Canadian Geotechnical Journal*. vol 27, nº1, pp 151-158.

Robertson, P.K. (2016). Cone Penetration Test (CPT)-based soil behaviour type (SBTn) classification system—an update. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(12), p.1910-1927.

Schnaid, F. (2009). *In situ testing in geomechanics: the main tests*. CRC Press.

Schneider, J. A., Randolph, M. F., Mayne, P. W., & Ramsey, N. R. (2008). Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 134 (11), 1569-1586.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/491

Análise de Liquefação em Rejeito de Minério de Ferro Hidraulicamente Disposto

Rian Lucas Porto
Geólogo, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, rian.porto@tractebel.engie.com

Wanessa Silva
Engenheira Civil, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, wanessa.silva@tractebel.engie.com

Amadeu Venturin
Engenheiro Civil, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, amadeu.venturin@tractebel.engie.com

Marcio Fernandes Leão
Geólogo, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marcio.leao@tractebel.engie.com

RESUMO: Investigações com piezocone em solos naturais já ocorrem desde o século passado e suas correlações são amplamente conhecidas. Com o uso crescente de CPTu para determinar comportamentos de rejeitos oriundos da mineração, busca-se constantemente entender a aplicabilidade de suas correlações para esses materiais. Assim, o presente artigo buscou apresentar a susceptibilidade à liquefação de rejeitos por meio do parâmetro de comportamento contrátil/dilatante (CD), composto de forma mista pela resistência de ponta normalizada (Qtn) e resistência de ponta normalizada corrigida (Qtn,cs) para rejeitos de minérios de ferro. Foram avaliados 27 perfis de CPTu em uma cava de mineração exaurida e preenchida com rejeito de minério de ferro hidraulicamente disposto. Constatou-se diferenças signicativas no comportamento do material considerando uma alteração na equação para calcular o CD. Buscou-se analisar o CD de forma distinta a depender da granulometria do material, dividindo-o em dois grandes grupos usando como delimitador o Ic de Robertson de 2,60. Conclui-se que a metodologia de cálculo apresentada demonstra um ganho significativo na qualidade do comportamento do material, sendo essa melhora ora observada na condição geral dos CPTus analisados, e ora possibilitando a separação de lentes com melhores comportamentos geotécnicos. De toda forma, dada a complexidade inerente a esse tipo de análise, recomenda-se que a classificação quanto a liquefação do material seja sempre realizada em conjunto com outras metodologias já consagadas na literatura.

PALAVRAS-CHAVE: Disposição hidráulica, Rejeito de minério de ferro, Quadrilátero Ferrífero, Investigação geotécnica

ABSTRACT: Investigations using piezocone tests (CPTu) in natural soils have been conducted since the last century, and their correlations are widely known. With the increasing use of CPTu to determine the behavior of mining tailings, there is a constant effort to understand the applicability of its correlations to these materials. Therefore, this article aims to present the liquefaction susceptibility of tailings through the contractile/dilating behavior parameter (CD), which is a composite of both normalized tip resistance (Qtn) and corrected normalized tip resistance (Qtn,cs) for iron ore tailings. A total of 27 CPTu soundings were evaluated in an exhausted mining pit filled with hydraulically disposed iron ore tailings. Significant differences in material behavior were observed when altering the equation used to calculate CD. The study analyzed CD differently based on the material's grain size, dividing it into two main groups using the Ic proposed by Robertson (with a threshold value of 2.60). It is concluded that the proposed calculation methodology significantly enhances the material's behavior quality. This improvement is observed both in the general condition of the analyzed CPTu soundings and in the ability to differentiate lenses with better geotechnical behaviors. Nevertheless, it is essential for the results of these tests to consider other inherent variables related to the analyzed materials.

KEYWORDS: Hydraulic disposition, Iron ore tailings, Quadrilátero Ferrífero, Geotechnical investigation

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, os estudos quanto a análise do comportamento de materiais susceptíveis à liquefação tem sido um dos temas mais pesquisados, em busca de garantir a segurança das estruturas de contenção ou disposição de resíduos da mineração.

Diversos ensaios laboratoriais relativamente novos ao ambiente da mineração no Brasil, como o triaxial cíclico e o *direct simple shear*. Esses vêm sendo empregados na tentativa de melhor caracterizar os rejeitos e a sua linha de estado crítico dentro do que vem sendo conhecido como a Mecânica dos Rejeitos. A confirmação do comportamento desses materiais por diversas vias de análise é a forma mais efetiva de garantir a segurança das estruturas. Contudo, os ensaios laboratoriais esbarram em alguns entraves como o seu alto custo e demora nos resultados em virtude da alta demanda para poucos laboratórios capacitados a realizar os ensaios especiais.

Quando o intuito é analisar os materiais já dispostos, acrescenta em desfavor aos ensaios laboratoriais a dificuldade na coleta de amostras que sejam representativas e a distribuição espacial de seu comportamento geotécnico. Em virtude desse fato, o ensaio de piezocone (CPTu) vem sendo amplamente utilizado para esse fim por se mostrar o ensaio de campo com melhor capacidade de fornecer as respostas necessárias sobre o rejeito já disposto nas estruturas de contenção. Além disso, possui ampla gama de correlações possíveis a partir dos seus dados obtidos. Outra vantagem é a possibilidade de traçar diversas correlações que se derivam dos resultados obtidos no ensaio de CPTu, permitindo uma compreensão mais refinada sobre o comportamento do material ensaiado. Contudo, essas correlações só são confiáveis quando aplicados aos chamados solos ideais, ou seja, solos não cimentados (Robertson, 2009). Para solos com microestruturas, Robertson (2016) diz que modificações locais podem ser necessárias.

Apesar do CPTu ser uma investigação de campo amplamente utilizada, muito do conhecimento adquirido e das formulações desenvolvidas foram originalmente propostos para solos naturais não cimentados. A recente intensificação desse ensaio na mineração levanta debates sobre a validade das correlações tradicionais quando aplicadas aos materiais que são oriundos no processo de beneficiamento mineral.

Desta forma, o presente artigo buscou apresentar a susceptibilidade à liquefação de rejeitos de ferro hidraulicamente dispostos por meio do parâmetro de comportamento contrátil/dilatante (CD) composto de forma mista pela resistência de ponta normalizada (Qtn) e pela resistência de ponta normalizada para areias puras (Qtn,cs), a depender da granulometria do material. Foi utilizado, como delimitador do comportamento granulométrico, o índice de classificação comportamental do solo (Ic) de Robertson de 2,60.

2. CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL ANALISADO

2.1 Propriedades inerentes ao método de disposição

Como a deposição hidráulica do rejeito no qual foram realizadas as investigações ocorreu por meio de espigotamento, a sua forma de disposição muito se assemelha à de deltas fluviais, ou seja, com a sua porção subaquosa sendo a região do lago. Entretanto, apesar dessa analogia ser válida e auxiliar a entender o comportamento previsto do rejeito ao longo da cava cabem destacar que existem diferenças a serem consideradas. Por exemplo, diferente dos ambientes deposicionais naturais, a parte subaquosa desses deltas não possuem retrabalho por ondas ou marés e, consequentemente, não apresentam a seleção e estratificações típicas desses processos.

Outra diferença importante entre a disposição hidráulica na cava com o ambiente natural análogo é sobre a existência de uma seleção mineralógica e granulométrica prévia no momento do desague inicial. Enquanto em um tradicional delta fluvial pode-se encontrar a mais variada mineralogia terrígena, em sua maioria siliciclástica, com pobre seleção no seu ponto inicial, o rejeito é um material que já passou por diversos processos na planta de beneficiamento mineral. Assim, o processo faz com que sua granulometria seja praticamente constante ao longo do tempo e não apresente nenhum material com granulometria superior a areia. Por ser sempre material proveniente da extração do minério, a sua mineralogia reflete a das rochas fonte, tendo presença majoritária de óxidos de ferro, quartzo e carbonato.

Além dos diversos fatores que podem influenciar a formação de um delta fluvial, Nichols (2009) elenca dois fatores de maior relevância para os deltas fluviais com deságue em ambiente subaquoso, que são: a predominância granulométrica (Figura 1) e o desnível do terreno (Figura 2).

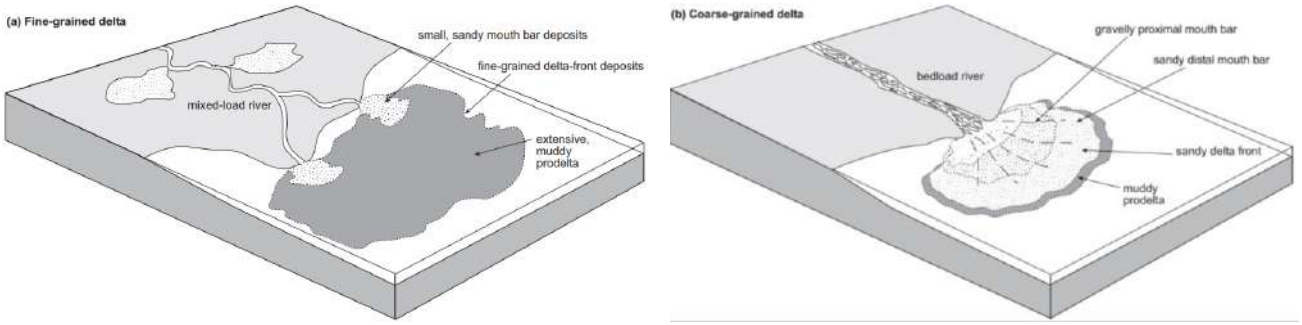


Figura 1. A influência da granulometria na morfologia do delta. Fonte: (Nichols, 2009).

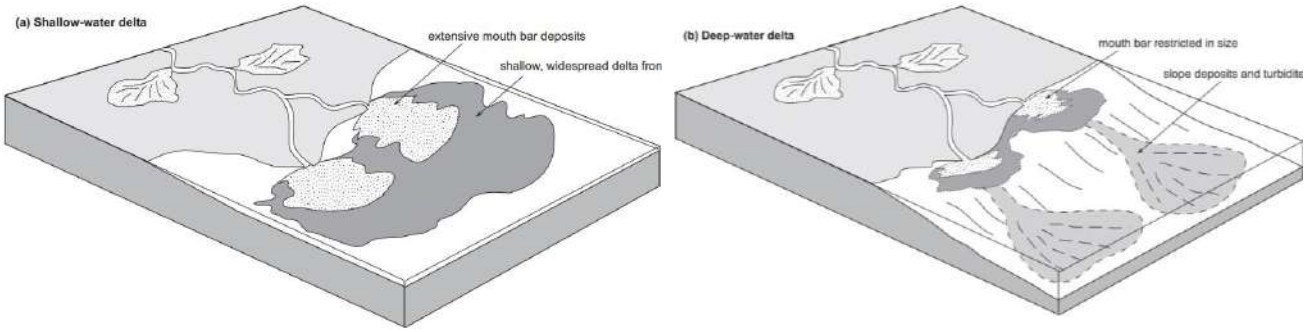


Figura 2. A influência do desnível do terreno subaquoso na formação final do delta. Fonte: Nichols (2009).

Dada a forma de preenchimento gradual da cava a partir do espigotamento, nota-se que muito se assemelha com a de um delta fluvial raso de granulometria fina. Desta forma, a região da praia seriam os bancos de areia e o lago, a parte onde ocorre a deposição subaquosa, sem desnível significativo entre eles.

Tendo a compreensão de como se comporta a disposição do material, com uma analogia ao sistema deposicional deltaico fluvial, é possível estimar a distribuição granulométrica geral da cava com base nas fáceis características desse tipo de ambiente. Sendo a praia formada por barras de areia e o lago por sedimentos finos que ficam em suspensão no fluído, depositando na parte mais distal ao espigote. Assim, como é previsível que em um regime onde todas as partículas estão expostas a mesma viscosidade e turbulência, as principais variáveis que vão controlar a deposição são: o tamanho, a densidade e o formato das partículas. Dessa forma, quanto menos densa e placóide a partícula, por mais tempo ela se mantém em suspensão e tende a se depositar no fundo da cava.

Em contrapartida ao esperado pelo conceito sedimentológico acima analisado, Milonas (2006) ao simular a deposição hidráulica de um rejeito de minério de ferro em um equipamento apropriado, obteve como resultado uma deposição de finos na porção proximal. Isso se deve a característica mineralógica citada sobre o rejeito, constituído majoritariamente por quartzo e óxido de ferro. O óxido de ferro, por ter uma densidade maior e se concentrar nas frações mais finas, tende a se depositar primeiro. A alta seleção mineral, a granulometria, a diferença de densidade e baixa variabilidade mineralógica ocasionam, nesse caso, uma inversão da granulometria esperada, fazendo com que os finos sejam depositados majoritariamente na porção proximal. Esses fatores são responsáveis pela formação dos bancos na região da praia, enquanto o material mais grosseiro e silicoso concentra-se distal ao ponto de lançamento.

2.2 Averiguação quanto a cimentação

O ensaio de piezocone é uma das principais investigações capaz de fornecer respostas para os estudos de propensão a liquefação do material. Ele possui uma limitação inicial das correlações oriundas dos dados

obtidos em campo serem aplicáveis para solos não cimentados. Portanto, a utilização dessas correlações em rejeitos de mineração está em constante evolução, uma vez que esses materiais são compostos por finos sem plasticidade e, muitas das vezes, por materiais cimentantes, como o óxido de ferro.

Ao realizar o ensaio de CPTu para análise das características geotécnicas do rejeito de minério de ferro, oriundo de itabirito tipo Lago Superior, disposto hidraulicamente em uma cava, buscou-se paralelamente entender o grau de confiabilidade que as correlações teriam. Para isso, realizou-se uma avaliação quanto a apresentação microestrutura no material.

A cimentação em solos naturais é caracterizada pela agregação das partículas sólidas devido à presença de materiais chamados de agentes cimentantes, entre os quais se destaca o óxido de ferro.

Para o rejeito, foi considerado que o óxido de ferro, um agente cimentante, se acumula nas porções mais finas (Presotti, 2002) e que há uma gradação granulométrica controlada por um processo sedimentar análogo ao de um delta fluvial, com as características particulares apresentadas.

A Figura 3 e Figura 4 mostram, respectivamente, a cimentação dos materiais na praia e no lago, com dois furos para exemplificar cada caso, onde é possível observar que os furos na região do lago apresentam-se mais influenciados pela cimentação do que na praia.

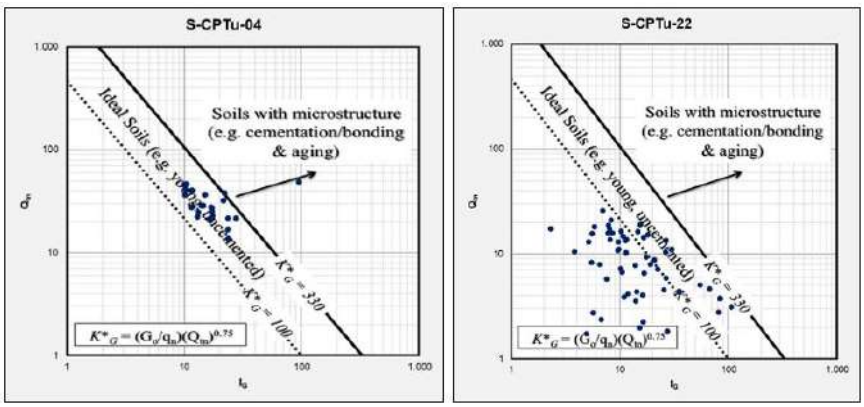


Figura 3. Análise da cimentação na região da praia.

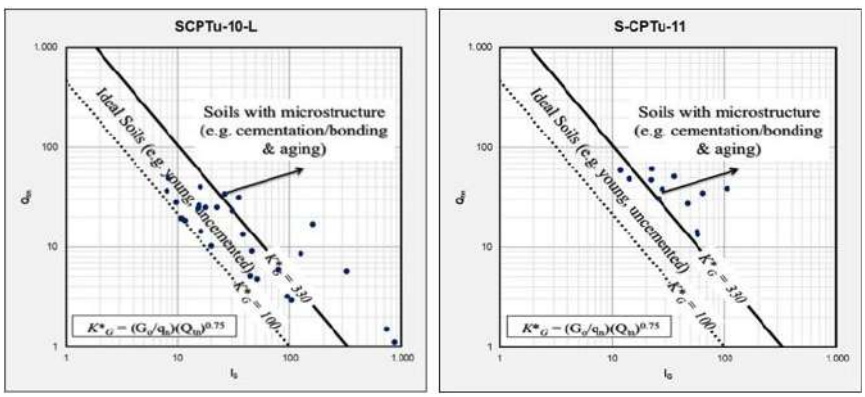


Figura 4. Análise da cimentação na região do lago.

3. METODOLOGIA

Foram avaliados 27 furos de CPTu (Figura 5) em uma campanha de investigação geológico-geotécnica realizada em uma cava de mineração exaurida, preenchida com rejeito de minério de ferro hidraulicamente disposto. A distribuição é tal que 14 furos se encontram na região da praia, proximal ao espigote, e 12 na área do lago. Destaca-se a grande variabilidade do rejeito em profundidade, não permitindo apresentar um padrão de comportamento possível de ser representado em mapas de calor. Ressalta-se que a disponibilidade de resultados espaçados para a área estuda (em torno de 1.200 ha) e a elevada variabilidade, limitaram análises complementares por meio de estatística.

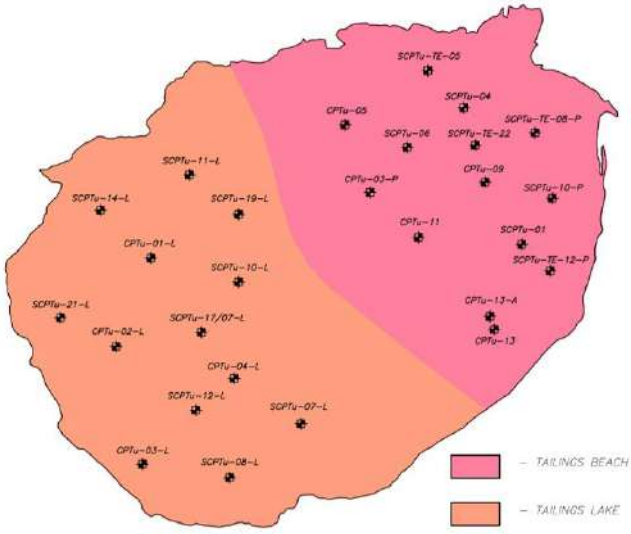


Figura 5. Localização das investigações realizadas.

Todos os ensaios apresentados foram realizados com uma velocidade de cravação de 2 cm/s e tiveram por intuito final a análise do material quanto a sua suscetibilidade a liquefação.

Dentre as diversas correlações possíveis de serem feitas para esse fim a partir dos dados brutos do CPTu, destaca-se, neste trabalho, o CD. Tradicionalmente encontrado no ábaco de Robertson (2016) de Qtn x Fr como a linha que separa os materiais contráteis dos dilatantes quando igual a 70, sendo definida pela Equação 1:

$$CD = 70 = (Qtn - 11)(1 + 006Fr)^{17} \quad (1)$$

Onde: Qtn: resistência de ponta normalizada, que varia de acordo com o material e estado de tensão; Fr: razão de atrito normalizada

Apresenta-se também nesse artigo, a título de comparação, os resultados da análise de acordo com a metodologia de Jefferies e Beans (2016), que propõem uma separação do comportamento contrátil-dilatante do material com base no parâmetro de estado crítico (Ψ). De acordo com esses autores, é definido que quando Ψ > - 0,05 o material tende a apresentar comportamento de *strain softening*.

Robertson (2016) relata que a delimitação com o CD é com base nos estudos de caso em que o CD = 70 é o limite superior, sendo ele ligeiramente conservador. O autor propõe ainda uma equação para o limite inferior, embora recomende utilizar a equação mais conservadora para a maioria dos casos.

Assim, apresenta-se os resultados quando o CD foi calculado de forma mista pelo Qtn e pelo Qtn,cs para rejeitos de minérios de ferro. Embora o parâmetro Qtn já seja uma normalização da resistência de ponta para materiais diversos, o CD assim calculado, não apresentou uma boa correlação com outros métodos avaliativos quando se trata desse tipo de rejeito, como, por exemplo, quando comparado com Jefferies e Beans (2016).

A proposta foi de analisar o parâmetro CD com uma simples modificação na sua equação a depender da granulometria do material, dividindo-o em dois grupos usando como delimitador o Ic de Robertson (Tabela 1) de 2,60. Ou seja, ao longo de uma mesma investigação, para os trechos que apresentaram resultados acima desse valor, os materiais foram considerados impuros, sendo utilizado o Qtn no cálculo do CD. Para valores abaixo desse delimitador, utilizou-se o Qtn,cs, considerando todos os materiais como areias puras. Para melhor distinção, o CD calculado dessa forma foi atribuído o termo CD_M no decorrer desse artigo.

O cálculo do CD_M, portanto, é definido como:
Trechos onde Ic > 2,60 (Equação 2):

$$CD = 70 = (Qtn - 11)(1 + 006Fr)^{17} \quad (2)$$

Trechos onde Ic < 2,60 (Equação 3):

$$CD = 70 = (Qtn, cs - 11)(1 + 006Fr)^{17} \quad (3)$$

Essa generalização de areias puras para valores de Ic abaixo de 2,60 se justifica pelo conhecimento da natureza do material ensaiado, onde não é possível encontrar pedregulhos, solos sensitivos, nem mesmo argilominerais.

Tabela 1 . Tabela de classificação para os valores de Ic de Robertson e Write (1998).

Ic de Robertson e Write (1998)		
Classificação do solo	**Zona**	**Índice $I_{c,mín}$**
Solos sensitivos	1	-
Argilas orgânicas	2	>3,6
Argilas	3	2,95 - 3,6
Misturas de siltes	4	2,6 - 2,95
Misturas de areias	5	2,05 - 2,6
Areias	6	1,31 - 2,05
Areias com pedregulhos	7	<1,31
Areia muito rígida a areia argilosa	8	-
Finos muito rígido	9	-

4. RESULTADOS

Ao comparar os resultados de CPTu realizada na cava com os métodos de Jefferies e Beans (2016) e Robertson (2016), observou-se que as classificações apontam comportamentos completamente distintos para o mesmo material, com o CD de Robertson (2016) apontando resultados mais conservadores e classificando quase todo o material com tendência a liquefação. Quando realizado a modificação condicional no CD, mudando a fórmula de cálculo a depender do Ic, os resultados se aproximam mais do proposto por Jefferies e Beans (2016). As Figura 6a e 6b apresentam dois exemplos para a região da praia e as Figura 6c e 6d para a região do lago, onde é possível a comparação entre as metodologias de avaliação, sendo as linhas verticais azuis a delimitação contrátil-dilatante de cada método.

Para a praia, na maior parte ao longo do trecho ensaiado o material apresenta comportamento granulométrico de mistura de areias (zona 5), portanto, com um Ic abaixo de 2,60. Por esse motivo, o CD_M apresenta uma melhora geral no comportamento contrátil-dilatante para o rejeito hidráulico de minério de ferro dessa cava, quando comparado com o CD convencional. Enquanto que no lago, se observa uma maior variabilidade de comportamento granulométrico, apresentando-se de forma intercalada, indicando que os finos têm tendência de concentração na porção distal ao espigote. Em ambas as regiões, é perceptível uma maior aderência do CD após a modificação aos resultados de Jefferies e Beans (2016).

A Tabela 2 mostra a redução da porcentagem de material contrátil, para a praia e para o lago, quando comparada a análise do CD com o CD_M.

Tabela 2. Comparativo total.

% Contrátil			
Local	**CD**	**CD_M**	**Ψ Jefferies e Beans (2016)**
Praia	91,85 %	32,06 %	23,70 %
Lago	92,70 %	61,43 %	45,51 %

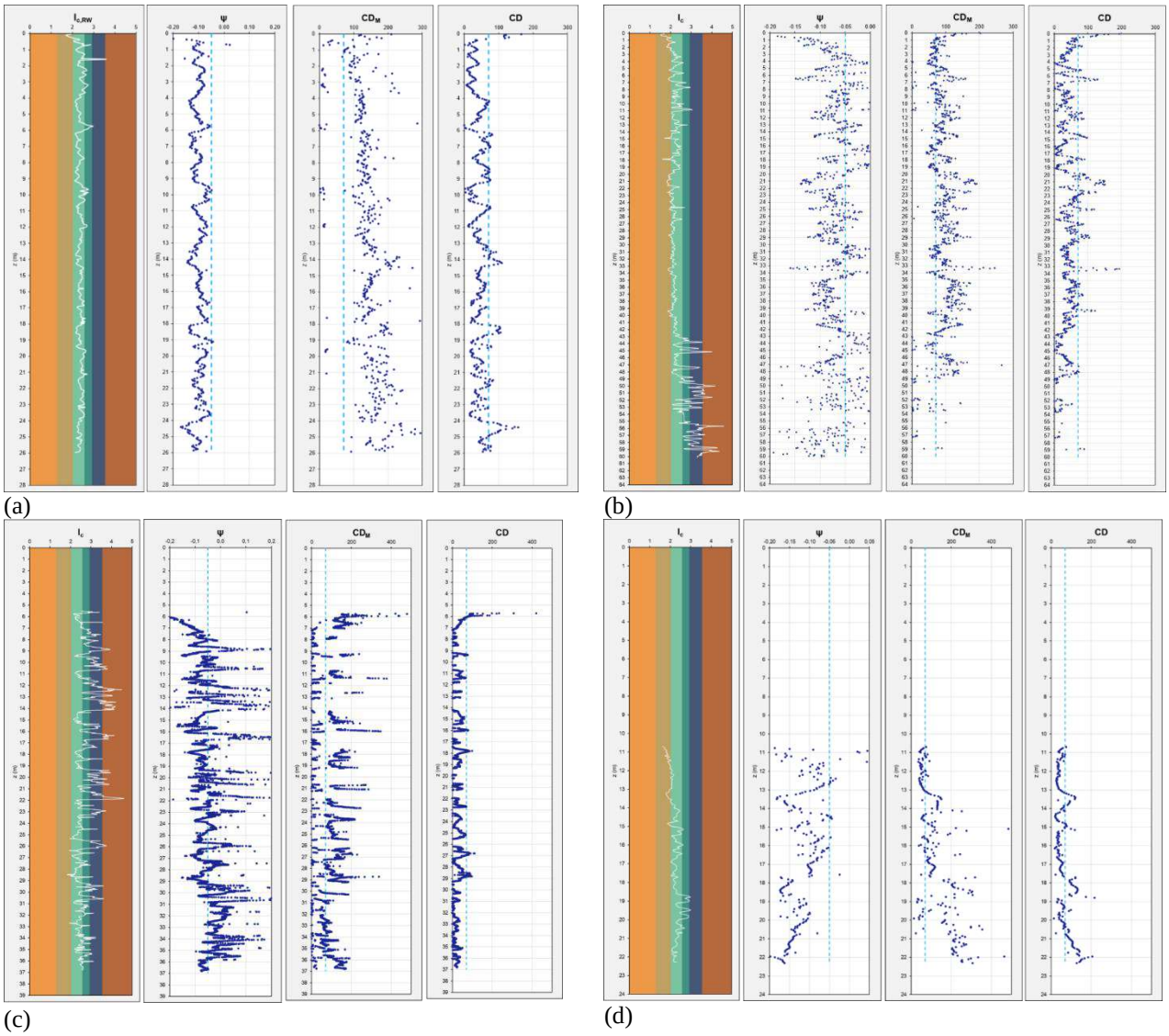


Figura 6 . Em (a), comparação entre os dados do CPTu-04 na praia. Em (b), comparação entre os dados do CPTu-22, na praia. Em (c), comparação entre os dados do SCPTU-10-L, no lago. Em (d), comparação entre os dados do SCPTU-11L, no lago.

A metodologia de cálculo apresentada demonstra um ganho significativo na qualidade do comportamento do material, sendo essa melhora ora observada na condição geral do CPTu analisado, ora possibilitando a separação de lentes com melhores comportamentos geotécnicos. Dessa forma, uma visão tridimensional de todas as investigações em conjunto pode auxiliar a compreender se essas lentes são representativas para o projeto de interesse na região. Além disso, um maior número de investigações contribuirá para abordagens adicionais, como por exemplo, estatística.

O CD_M calculado com a modificação proposta apresenta também uma tendência maior na confirmação dos resultados de comportamento do material obtidos por meio de outros métodos, confirmado na comparação com a metodoligia de Jefferies e Beans (2016).

A disposição hidráulica em cavas mostra-se muito semelhante a um ambiente deltaico controlado por rio, cabendo discernir que existem vários dos tipos desses ambientes a depender da conjunção de fatores. Esses fatores são: a velocidade e viscosidade do fluido, a topografia do terreno abaixo do lago, a granulometria e a carga de sedimentos. Conforme observado, dentre os ambientes deltaicos conhecidos o que melhor se aproxima ao ambiente de deposição hidráulica em cava são de deltas fluviais rasos com deposição de finos.

Milonas (2006) encontrou uma inversão granulométrica ao simular a deposição hidráulica de rejeito de minério de ferro em laboratório. Fato esse justificado pela porção granulométrica mais fina apresentar alta

concentração de óxidos de ferro, que, por sua vez, apresentam densidade superior ao quartzo presente de forma majoritaria na parte granulométrica restante do material. Dessa forma, os finos ricos em ferro depositaram-se próximos ao espigote enquanto o material com maio teor de sílica e de granulometria maior foram para a porção distal.

Os dados obtidos nesse artigo apresentaram resultados distintos do esperado da simulação em laboratório citado por Milonas (2006) e em linha com o modelo sedimentológico conceitual de um delta fluvial. Ressalta-se que o CPTu não fornece a informação granulométrica direta do material, mas sim o comportamento.

5. CONCLUSÃO

Compreende-se que, como uma boa prática geotécnica, o entendimento do comportamento do material deve ser avaliado sob uma conjunção de diversos métodos já consagrados na literatura, analisando tanto para casos estáticos quanto para a presença de sismos. Além disso, deve ser considerada a avaliação conjunta da mineralogia do rejeito, a sua granulometria e método e histórico de disposição.

Torna-se difícil distinguir o fator que fez com que a deposição na cava analisada se comportasse de forma distinta da esperada pelas simulações em laboratório. Algumas hipóteses, contudo, são elencadas: diferenças na velocidade do fluxo e no aporte sedimentológico, além de diferenças quanto ao tempo do material depositado. Enquanto em laboratório o reservatório pôde ser rapidamente preenchido dado a redução da escala que se faz necessária, a cava apresentou preenchimento gradual ao longo de décadas. O fato de o material ficar exposto por um período grande e o nível d'água se manter elevado cria-se um ambiente favorável para que tenha ocorrido um processo de carregamento do ferro abaixo do NA.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Jefferies, M.G., and Been, K. (2016). *Soil liquefaction – a critical state approach.* Taylor & Francis, ISBN 0-419-16170-8. 478 pp.

Milonas, J.G. (2006). *Análise do processo de reconstituição de amostras para caracterização do comportamento de barragens de rejeitos de minério de ferro em aterro hidráulico.* Dissertação de mestrado. Publicação G.FM-148/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 146 p.

Nichols, Gary. *Sedimentology and stratigraphy.* 2. ed. West Sussex, Uk: Wiley-Blackwell, 2009. 419 p.

Presotti, E. S. (2002). *Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro.* Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto – MG, 153 p.

Robertson, P.K. (2009). Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal* 49 (11): 1337-1355.

Robertson, P.K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update. Canadian Geotechnical Journal, [S.L.], v. 53, n. 12, p. 1910-1927, 14 jul. 2016. Canadian Science Publishing. http://dx.doi.org/10.1139/cgj-2016-0044.

Robertson (2010), P. K.. Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering - Asce, Reston, Va, v. 136, n. 6, p. 842-853, jun. 2010.

Robertson, P.K. and Wride, C.E., (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, 35(3): 442-459.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/492

Analise dos Recalques medidos In Situ de Fundaçoes para Tanques de Armazenamento de Combustivel

Erland González Leaño
GEOCOBA – Projetos de Engenharia Ltda, Rio de Janeiro, Brasil, gonzalez.erland@gmail.com

Rodman Raúl Córdova Rodríguez
GEOCOBA – Projetos de Engenharia Ltda, Rio de Janeiro, Brasil, eng.raulcordova@gmail.com

RESUMO: Na indústria petrolífera são usados diferentes tipos de tanques para armazenar uma grande variedade de produtos, principalmente aqueles formados por placas metálicas soldadas na base, nas paredes e no teto. Esta pesquisa teve como objetivos: Analisar e Interpretar adequadamente os recalques medidos em campo durante o teste hidrostático, de acordo com as normativas nacionais e internacionais que regulamentam a avaliação dessas estruturas. A metodologia consistiu em interpretar os recalques medidos no contorno das fundações dos tanques, com base ao descrito na normas N-270 (2020) e API-653 (2018). Os resultados evidenciaram que, mediante um tratamento completo dos recalques observados, é possível verificar a conformidade dos recalques permitidos pela norma N-270 (2020) e compreender o comportamento mecânico dos materiais, que constituem os tanques, conforme os requerimentos da norma API-653 (2018). Entre as conclusões deste estudo, destacaram-se resultados significativos que ressaltam a necessidade de considerar os recalques das fundações dos tanques e a avaliação detalhada dos componentes que integram os tanques como parte fundamental da análise.

PALAVRAS-CHAVE: Teste hidrostático; Medição de campo; Recalque fora do plano; curva cosseno.

ABSTRACT: In the oil industry, different types of tanks are used to store a wide variety of products, mainly those formed by metal plates welded to the base, walls and roof. This research aimed to: Analyze and interpret adequately the settlements measured in the field during the hydrostatic test, in accordance with national and international regulations that regulate the evaluation of these structures. The methodology consisted of interpreting the settlements measured on the contour of the tank foundations, based on what was described in standards N-270 (2020) and API-653 (2018). The results showed that, through a complete treatment of the observed settlements, it is possible to verify the conformity of the settlements allowed by standard N-270 (2020) and understand the mechanical behavior of the materials, in accordance with the requirements of the standard API-653 (2018). Among the conclusions of this study, significant results stood out that highlight the need to consider the settlements of the tank foundations and the detailed evaluation of the components that make up the tanks as a fundamental part of the analysis.

KEYWORDS: Hydrostatic test; Field measurement; Out-of-plane settlement; cosine curve.

1 INTRODUÇÃO

O monitoramento do comportamento das fundações de grandes tanques de armazenamento tem sido uma realidade importante nas últimas décadas. Os deslocamentos e deformações que ocorrem na estrutura do tanque e na sua fundação podem causar danos graves aos tanques ou até mesmo criar situações de risco de vida. Grandes tanques podem ser construídos sobre vários tipos de fundações, incluindo fundações tipo anel de concreto preenchidas por solo competente compactado, radier simples ou radiers apoiadas em estacas. A escolha depende da competência do solo de fundação (AYARI *et al.*, 2014).

Os deslocamentos e as distorções angulares são de naturezas diferentes, resultantes de uma variedade de causas, sendo que recalques absolutos e diferenciais são os de maior importância. As causas dos recalques absolutos e diferenciais podem ser originados por geometria não homogênea ou compressibilidade do depósito de solo, distribuição não uniforme da carga aplicada à fundação e tensão não uniforme (AYARI *et al.*, 2014).

Os recalques devem ser avaliados com muito cuidado porque a ocorrência de recalques excessivos pode levar a rupturas em setores específicos do tanque. No Brasil existe a norma N–270 (2020) Projeto de Tanque de Armazenamento Atmosférico da Petrobras e a norma N – 1807 (2011) Medição de Recalque de Fundações no Teste Hidrostático de Equipamentos, ambas da Petrobrás, que contém premissas para a locação dos pontos de controle e a avaliação dos recalques. No contexto internacional, é realizada a avaliando mais detalhada dos recalques ao redor de tanque conforme o descrito na norma americana API Standard 653 (2018) - *Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction*.

2 TIPOS DE RECALQUES

Normalmente um leve recalque no fundo do tanque, com deslocamentos uniformemente distribuídos, não deve causar problemas na operação dessas estruturas. No caso da ocorrência de recalques diferenciais, principalmente em tanque de teto flutuante, o tanque e as tubulações conectadas ao mesmo podem sofrer danos devido à possibilidade de grandes distorções (COSTA, 2011). O maior valor de recalque geralmente acontece durante o teste hidrostático, as medidas topográficas acompanham o processo de enchimento do tanque, como parte do plano de inspeção da construção. Existem distintos tipos de recalques neste tipo de estruturas: recalque uniforme, recalque com inclinação planar, recalque em forma de prato, recalque localizado e recalque fora do plano inclinado (OOP *out-of-plane*) (MARR *et al*., 1982).

O recalque uniforme da base do tanque não cria nenhuma ameaça à integridade estrutural de um tanque, mas deve-se prestar atenção às conexões da estrutura com dutos e outros acessórios. O Recalque com inclinação planar, a base do tanque pode inclinar em um plano semelhante à inclinação das paredes, tal inclinação pode não ter consequências prejudiciais para a integridade estrutural da placa do fundo, das paredes do costado ou da união base-costado. No entanto, é aconselhável prestar atenção ao comportamento da estrutura porque a inclinação sofrida pode fazer com que um teto flutuante não funcione corretamente e provoque a ruptura das paredes, da placa de fundo ou da ligação entre os mesmos (MARR *et al*., 1982).

Recalque em forma de prato, que geralmente ocorre em fundações flexiveis, a placa do fundo do tanque afunda mais no centro do que nas bordas, principalmente em solos muito deformáveis, suportando grandes carregamentos na base do tanque, podendo provocar sua ruptura e escoamento do fluido armazenado (MARR *et al.*, 1982). Recalque localizado ocorre em regiões específicas na base do tanque, que podem estar distantes ou próximas das paredes. A forma deste tipo de recalques é parecida ao recalque em forma de prato, mas é de natureza localizada. Esse tipo de recalque ocorre principalmente em regiões que não têm uma adequada compactação abaixo da base do tanque ou devido a uma área localizada em solos muito deformáveis. O recalque fora de plano será explicado de maneira mais detalhada porque é o objeto de estudo deste trabalho.

2.1 Recalque fora do plano

O recalque fora do plano (OOP *out-of-plane*) é de natureza o mais grave do que os outros recalques mencionados anteriormente porque a deflexão da estrutura em escala local está envolvida e produziria altas tensões locais (Figura 1). Este tipo de recalque (OOP) pode produzir tensões e deformações locais que podem afetar a integridade estrutural do tanque. Outro efeito que pode produzir é a irregularidade (OOR *out-of-roundness*) que afeta a capacidade de manutenção do tanque (AYARI *et al.*, 2014).

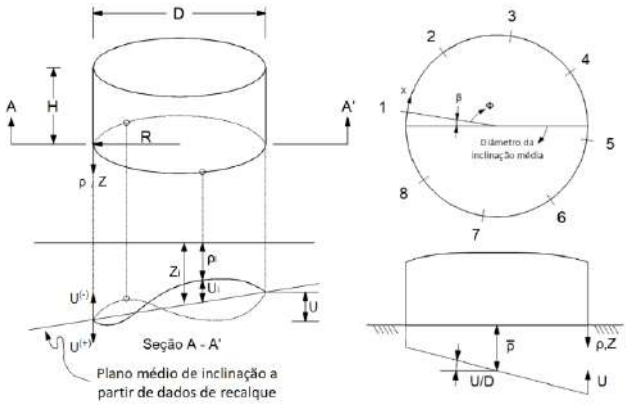


Figura 1 – Recalque fora do plano (modificado de Marr *et al*., 1982).

3 NORMAS PARA A AVALIAÇÃO DE RECALQUES

3.1 N–270 (2020) Projeto De Tanque De Armazenamento Atmosférico

A verificação e análise dos recalques em relação às recomendações estabelecidos nessa norma para tanques de armazenamento, devem ser seguidos conforme as figuras abaixo:

5.1.1 Os recalques máximos aceitáveis, durante o teste hidrostático, na periferia da base (sob o costado do tanque) são:

a) recalque absoluto em qualquer parte da periferia: 300 mm;
b) recalque diferencial entre 2 pontos da periferia: 38 mm em 9000 mm (medido ao longo do perímetro e considerado como de inclinação uniforme entre cada 2 pontos distantes de 9000 mm);
c) recalque diferencial entre 2 pontos quaisquer da periferia: 50 mm.

Figura 2 – Recalques máximos aceitáveis (adaptado da Norma N-270, 2020).

5.1.4.2 Durante o teste hidrostático o recalque diferencial máximo admissível (Δ), entre qualquer ponto da periferia e o centro do tanque, deve ser de:

$$\Delta \leq \frac{D}{A}$$

Onde:

Δ é o recalque diferencial máximo admissível (em mm);
D é o diâmetro nominal do tanque (em mm);
A é 250 (para tanques com caimento para o centro de até 2 %, inclusive) e 450 (para tanques com caimento para o centro de 2 % até 4 %).

Figura 3 – Recalque diferencial máximo (adaptado da Norma N-270, 2020).

Pode se evidenciar que essa norma se limita à verificação e avaliação dos recalques produzidos na fundação do tanque e não leva em consideração as deformações dos elementos que formam parte do tanque por causa tensões adicionais devido a esses recalques.

3.1 API Standard 653 (2018) - *Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction*

Com base na Figura 4 deve-se determinar a Equação 1 do plano inclinado médio para calcular a inclinação planar e os recalque fora de plano (OOP).

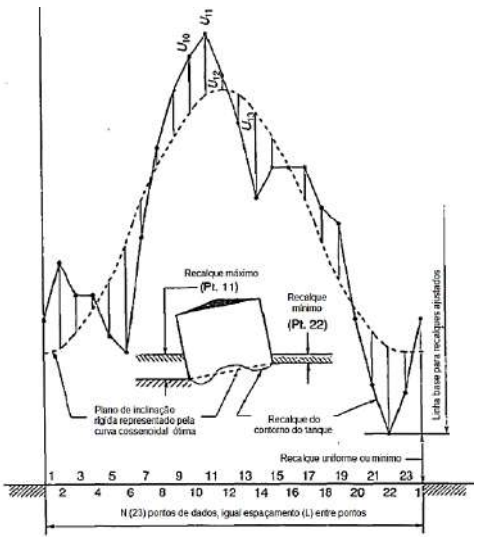


Figura 4 – Plano inclinado médio (Adaptado da API 653, 2018).

O recalque calculado devido à inclinação do tanque é subtraído do valor de recalque medido nos pontos na base do tanque. Os métodos mencionados na literatura para descrever o recalque causado pela inclinação plana consideram a Equação (1).

$$Z_i = A_0 + A_1 \cdot cos(\emptyset_i + \beta) \quad (1)$$

$$A_0 = \frac{1}{N} \cdot \Sigma\, \rho_i \text{ recalque medido médio do fundo do tanque} \quad (2)$$

$$A_1 = \frac{2}{N} \cdot [(\Sigma\, \rho_i \cdot cos\, \emptyset_i)^2 + (\Sigma\, \rho_i \cdot sin\emptyset_i)^2]^{0,5} \quad (3)$$

$$\beta = arctan \cdot [(\Sigma\, \rho_i \cdot sin\emptyset_i)/(\Sigma\, \rho_i \cdot cos\, \emptyset_i)] \quad (4)$$

$$U_i = \rho_i - Z_i \quad (5)$$

Onde:
U_i – Recalque fora do plano inclinado médio;
ρ_i – Recalque medido no terreno;
Z_i – Recalque previsto pela curva cossenoide.

O Anexo B apresentado na API-653 (2018) menciona dois critérios de recalque fora do plano. O primeiro, estudado por Sullivan & Nowicki (1974), DeBeer (1969), Malik, Norton & Ruiz (1977), Marr, *et al.* (1982), estabelece que o recalque medido em campo seja modificado em relação a um recalque previsto pela curva cossenoide. A validade desta abordagem depende da qualidade do ajuste da curva cossenoide em relação aos dados de campo, requerendo-se um coeficiente de determinação R^2 maior ou igual a 0,9, conforme a Equação (6).

$$R^2 = \frac{(S_{yy} - SSE)}{S_{yy}} \quad (6)$$

Onde:
S_{yy} – Somatória dos quadrados da diferença entre o recalque médio e o recalque medido;
SSE – Somatória dos quadrados da diferença entre o recalque medido e o recalque previsto.

O recalque admissível fora do plano é determinado pela Equação (7) proposto por Marr, *et al.* (1982).

$$S_{adm} = \frac{11 \cdot L^2 \cdot f_y}{2 \cdot H \cdot E} \quad (7)$$

Onde:
S_{adm} – Recalque admissível;
L – Mesmo comprimento do arco entre pontos de medição;
H – Altura do tanque;
f_y – Resistência ao escoamento do aço;
E – Módulo de elasticidade do aço.

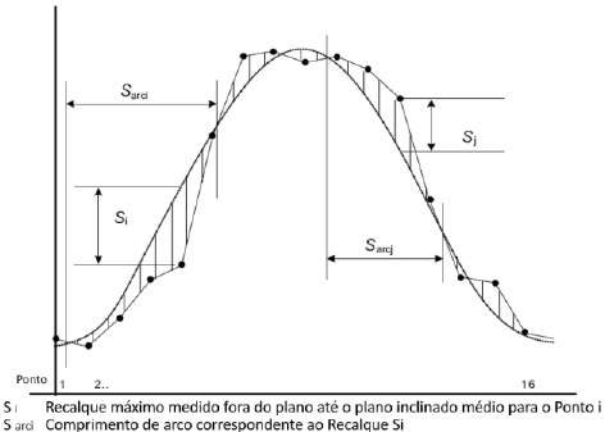


Figura 5 – Representação gráfica do plano inclinado tipo 1 não definido pela curva cossenoide (modificado de API-653, 2018).

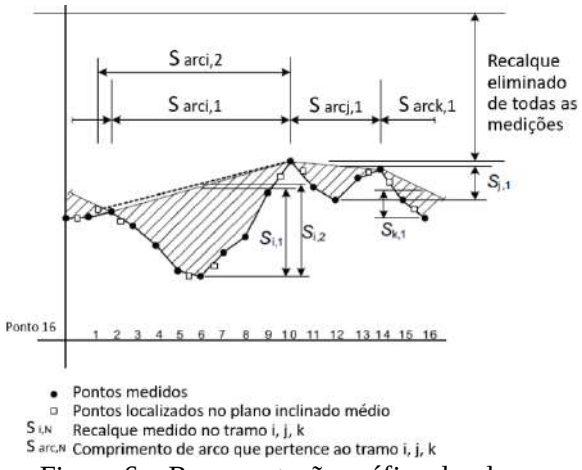


Figura 6 – Representação gráfica do plano inclinado tipo 2 não definido pela curva cossenoide (modificado de API-653, 2018).

O segundo critério mencionado no Anexo B da API-653 (2018) foi proposto por Andreani & Carr (2007) para situações em que o recalque medido não está suficientemente ajustado à curva cossenoide (R^2 menor do que 0,9). Deve-se então avaliar cada tramo relacionando o recalque S_i com o parâmetro S_{arc}, considerado como o comprimento do arco localizado no tramo onde os recalques são iguais ao recalque do plano inclinado médio, conforme mostram as Figuras 5 e 6.

O recalque admissível fora do plano no segundo critério é então definido pela Equação (8).

$$S_{adm} = mín\left[K \cdot S_{arc} \cdot \left(\frac{D}{H}\right) \cdot \left(\frac{f_y}{E}\right), 4\right] \; em\; polegadas \tag{8}$$

Onde:
S_{adm} – Recalque admissível;
S_{arc} – Comprimento do arco;
H – Altura do tanque;
f_y – Resistência ao escoamento do aço;
E – Módulo de elasticidade do aço;
K – Coeficiente que depende do tipo de tanque e de suas dimensões (Tabela 1).

Tabela 1 – Valor de K dependendo das características do tanque (modificado de API 653, 2018).

Diâmetro do tanque		Tanque de teto flutuante	Tanque de teto fixo
[ft]	[m]	K	K
$D \leq 50$	$D \leq 15{,}24$	28,7	10,5
$50 < D \leq 80$	$15{,}24 < D \leq 24{,}38$	7,8	5,8
$80 < D \leq 120$	$24{,}38 < D \leq 36{,}58$	6,5	3,9
$120 < D \leq 180$	$36{,}58 < D \leq 54{,}86$	4,0	2,3
$180 < D \leq 240$	$54{,}86 < D \leq 73{,}15$	3,6	Não é aplicável
$240 < D \leq 300$	$73{,}15 < D \leq 91{,}44$	2,4	Não é aplicável
$300 < D$	$91{,}44 < D$	Não é aplicável	Não é aplicável

4 AVALIAÇÃO DOS RECALQUES MEDIDOS EM CAMPO

O projeto encontra-se localizado no Complexo Industrial de Suape (Figura 7), local situado no município de Ipojuca, localizado na região metropolitana de Recife (a 49 km da capital) próximo à foz dos rios Tatuoca e Masangana, entre o Cabo de Santo Agostinho e o Pontal do Cupe.

Figura 7 – Localização do projeto dos tanque (modificado de Google Earth, 2019).

A Figura 8 mostra uma imagem de satélite, com a localização da área específica (quadrado verde) do projeto que consta de 4 tanques (Tanques 21, 22, 24, 25) com fundação superficial de um anel perimetral e solo compactado competente cada, possui um diâmetro de 28,366 m e altura de 14,734 m. Com base nos resultados de recalque medidos em campo, no teste hidrostático realizados nos tanques TQ-21, TQ-22, TQ-24, TQ-25, a Tabela 2 resume os valores nos 8 pontos de controle no perímetro do radier (Figura 9) na situação de tanques totalmente cheios de água.

Figura 8 – Localização da área do projeto (modificado de Google Earth, 2019).

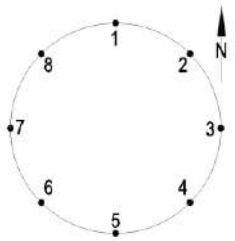


Figura 9 – Pontos de controle nos 4 tanques.

Tabela 2 – Recalques medidos nos pontos de controle (modificado de Itiza, 2020).

PONTO	Recalque medidos nos pontos de controle [mm]			
	TQ-21	TQ-22	TQ-24	TQ-25
1	80	150	150	60
2	70	110	150	100
3	70	120	170	80
4	90	110	120	70
5	180	90	120	30
6	140	80	120	100
7	70	130	140	30
8	110	230	140	10

Realizou-se a verificação dos requisitos na norma N-270 (2020) da Petrobras (Figuras 2 e 3):

- Em relação ao item a) da Figura 2, verificou-se que todos os recalques medidos no teste hidrostático são inferiores a 300 mm.
- Em função ao item b) da Figura 2, a Tabela 3 mostra o recalque diferencial entre intervalos de pontos de controle consecutivos, lembrando que a distorção admissível prescrita pela norma é 38 mm/9000 mm ou 1/237. Considerando que o comprimento de arco entre os pontos do radier é 11139 mm (portanto superior ao valor máximo de 9000 mm estabelecido pela norma) o recalque diferencial não deveria ultrapassar 47 mm. Observa-se que existem intervalos nos tanques TQ-21, TQ-22, TQ-24, TQ-25, destacados na Tabela 3, e que esta condição não é satisfeita.

Tabela 3 – Recalques diferenciais entre pontos de controle.

Intervalo	Recalque diferencial entre os pontos de controle [mm]			
	TQ-21	TQ-22	TQ-24	TQ-25
1 - 2	10	40	0	40
2 - 3	0	10	20	20
3 - 4	20	10	50	10
4 - 5	90	20	0	40
5 - 6	40	10	0	70
6 - 7	70	50	20	70
7 - 8	40	100	0	20
8 - 1	30	80	10	50

Tabela 4 – Maiores recalques diferenciais.

Intervalo	Recalque diferencial entre os pontos de controle [mm]			
	TQ-21	TQ-22	TQ-24	TQ-25
Menor	70	10	0	10
Maior	180	100	50	70
Diferencial	110	90	50	60

- Em relação ao item c) da Figura 2, verifica-se que o recalque diferencial máximo entre os pontos de controle (independente das respectivas localizações), listados na Tabela 4, também é superior ao prescrito pela norma (50 mm), nos tanques TQ-21, TQ-22 e TQ-25, com o tanque TQ-24 na situação limite.

Em relação ao requisito mostrado na Figura 3, este não pôde ser analisado devido à inexistência de medidas de recalque nos centros das fundações dos tanques. Essa falta de medidas não permite a verificação

da existência de possiveis danos aos elementos estruturais da base do tanque, ainda que as medições apenas na periferia tenham atendido às normas. Com base nas mesmas medições de campo da Tabela 1, procedeu-se a verificar os requisitos recomendados pelos critérios de recalque estabelecidos na norma API 653 (2018).

A Figura 10 mostra a variação dos recalques fora do plano (OOP) para o tanque TQ-21 ajustados pelo método de Marr *et al.* (1982), com coeficiente de determinação ($R^2 = 0,27$). Nota-se que este baixo coeficiente é decorrente dos valores medidos nos pontos de controle 7 e 5, o que sugere que os intervalos entre os pontos 6 – 8 e 4 – 6 precisam ser avaliados pelo critério do Andreani & Carr (2007). Resultados similares foram obtidos para o tanque TQ-22 (Figura 11) mostrando o coeficiente de determinação ($R^2 = 0,54$). As mesmas análises foram executadas para os tanques TQ-24 (Figura 12) e TQ-25 (Figura 13). A Tabela 6 apresenta os resultados de avaliação de recalques fora do plano (OOP) pelo método de Andreani & Carr (2007).

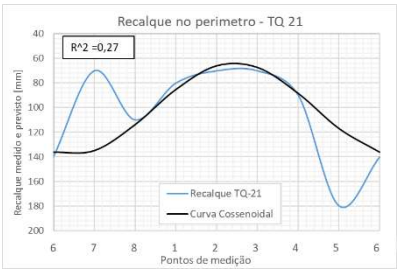


Figura 10 – Recalque fora do plano TQ-21

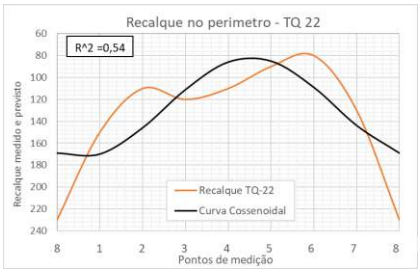


Figura 11 – Recalque fora do plano TQ-22

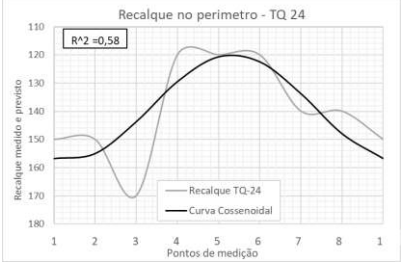


Figura 12 – Recalque fora do plano TQ-24

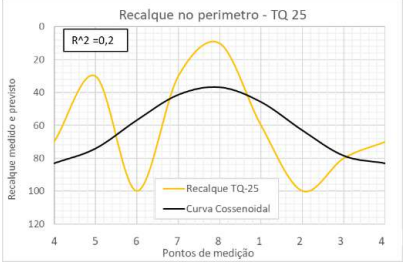


Figura 13 – Recalque fora do TQ-25

Com base na geometria dos tanques e de suas propriedades mecânicas (Tabela 5), a Tabela 6 mostra a avaliação do recalque pelo critério do Andreani & Carr (2007), conforme a API 653 (2018), dos quatro tanques.

Tabela 5 – Geometria e propriedades mecânicas dos 4 tanques.

Geometria				Propriedades físico-mecânicas		
Diâmetro D	93 [ft] =	28,366	[m]	Resistencia ao escoamento f_y	400	[MPa]
Altura H	48 [ft] =	14,734	[m]	Modulo de elasticidade E	200000	[MPa]

Tabela 6 – Avaliação do recalque fora do plano dos quatro tanques.

Tanque	Intervalo	S_{-arc} [m]	K -	S_{adm} [mm]	S_{medido} [mm]	Resultado
21	6 – 8	23,393	3,9	[351 ; 100]	48 < 100	Atende
	4 - 6	24,506	3,9	[368 ; 100]	48 < 100	Atende
22	1 -3	23,393	3,9	[351 ; 100]	32 < 100	Atende
	3 - 5	26,734	3,9	[401 ; 100]	28 < 100	Atende
	5 - 7	22,279	3,9	[334 ; 100]	28 < 100	Atende
	7 -16	16,709	3,9	[250 ; 100]	60 < 100	Atende
24	2 -4	17,823	3,9	[267 ; 100]	28 < 100	Atende
25	3 -5,5	26,734	3,9	[401 ; 100]	76 < 100	Atende
	5,5 - 7	8,911	3,9	[133 ; 100]	45 < 100	Atende
	7 - 1	25,620	3,9	[384 ; 100]	26 < 100	Atende
	1 -3	27,848	3,9	[418 ; 100]	36 < 100	Atende

Determinou-se que 6 dos 8 pontos de controle, no teste hidrostático no tanque TQ-21 investigado pela medição dos recalques em campo atendem ao critério de recalque admissíveis de Marr *et al.* (1982). Porém,

apresentam dois intervalos entre os pontos 6-8 e 4-6 (dos pontos de controle 7 e 5 respectivamente) que foram avaliados pelo critério de Adreani & Carr (2007), ambos critérios recomendados pela norma API-653 (2018). Em relação aos outros três tanques (TQ-22, TQ-24 e TQ-25), investigados pela prova de hidrostática, atendem ao critério de recalques admissíveis recomendado pelo critério de Andreani & Carr (2007).

5 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos, na análise dos recalques dos tanques (21, 22, 24, 25), com base nas duas normas utilizadas neste documento, verificaram-se que recalques medidos não atenderam as recomendações de valores admissíveis da norma N-270 (2020). Portanto, conclui-se a necessidade de realizar uma análise mais rigorosa considerando o comportamento estrutural das placas metálicas, incluindo as juntas (soldas) dos elementos que constituem o tanque (base e costado) e reforçá-los onde for necessário.

É importante realizar uma avaliação do desempenho de tanques de armazenamento com base nos recalques produzidos por teste hidráulico, considerando as recomendações das normas N-270 (2020) e complementadas pelas diretrizes da norma API-653 (2018).

O recalque fora do plano é um componente fundamental do processo de avaliação, uma vez que possibilita quantificar o impacto da deflexão ao longo do perímetro da base do tanque na ocorrência de elevados valores de tensão em pontos específicos da estrutura. Essa análise é essencial para antecipar e mitigar possíveis problemas estruturais, contribuindo assim para a segurança e eficácia do projeto.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Pedricto Rocha Filho, pelo suporte para o desenvolvimento deste trabalho, à Vibra Energia, por ter fornecido todas as informações do projeto estudado neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE (2018). "*Tank Inspection, Repair, Alteration and Reconstruction (Annex B)*". API STANDARD 653. Third edition. Washington D. C.: API Publishing Services.

ANDREANI, J. L.; CARR, N.A. (2007), "*Final Report on The Study Of Out–Of–Plane Tank Settlement*", API, Washington, D.C., United States of America.

AYARI, H.; TRUONG, D.; SEHN, D. TRUONG, K. T. (2014) "A Nonlinear Finite Element Study on Settlement and Releveling Procedure of a Large Deformed Steel Tank", Journal of Pressure Vessel Technology, Vol. 136, Boucherville, Canada.

BARROS, S. M. (2014), "*Tanques de armazenamento*", Petrobras, Rio de Janeiro, Brasil.

COSTA, O. (2011) "*Tanques de Armazenamento. Apostila de tanques*". Disponível em: https://pt.slideshare.net/assemilmontagens/apostila-de-tanques-2011. Acesso em: 20 agosto 2022.

GONZÁLEZ, E. (2023), "*Análise numérica e experimental do comportamento de fundações de tanques de combustível*" Tese (Doutorado) — Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil.

MALIK, Z., MORTON, J., AND RUIZ, C., (1977), "*Ovalization of CyIindrical Tanks as a Result of Foundation Settlement*", Journal of Strain Analysis, Vol 12, No. 4 pp. 339-348.

MARR, W A., ASCE, M., RAMOS, J.A., WILLIAM LAMBE, T. and ASCE, F, (1982), "*Criteria for Settlement of Tanks*", Journal of the Geotechnical Engineering Division. American Society of Civil Engineers. US.

PETROBRAS, N 270 (2020), "*Projeto de Tanque de Armazenamento Atmosférico*", Brasil.

PETROBRAS, N 1807 (2011), "*Medição de Recalque de Fundações no Teste Hidrostático de Equipamentos*", Brasil.

SULLIVAN, R.A., NOWICKI, J., F., (1974), "*Differential Settlement of Cylindrical Oil Tank",* Proccedings of Conference on Settlement of Structures, Cambridge University, John Willey and Sons, Inc., pp 420-424.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/493

Análise Estatística Aplicada para Determinação de Níveis de Controle de Medidores de Vazão Instalados em Barragens de Mineração

Danilo Vítor dos Santos Mützenberg
MS.c Engenheiro Civil Geotécnico, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, danilo.mutz@gmail.com

Raísla Martins da Silva Gomes
MS.c Engenheira Civil Geotécnica, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, raislagomess@gmail.com

RESUMO: Desde a década de 1980, tem-se buscado definir valores-limite de instrumentação em barragens (ICOLD, 1989). Atualmente, essa busca tem se intensificado para barragens de mineração devido às exigências legais, tanto no âmbito estadual (FEAM, 2020) quanto no nacional (ANM, 2022). A popularização do tema tem trazido diversas metodologias para a definição desses valores-limite, permitindo a prevenção de eventuais modos de falha. Apesar da importância dos medidores de vazão para o acompanhamento dos sistemas de drenagem interna das barragens, observa-se uma escassez de pesquisas sobre a definição de níveis de controle para esses instrumentos. Neste trabalho, abordou-se a metodologia de estatística de Kuperman et al. (2003) para a determinação de níveis de controle para medidores de vazão em barragens de mineração. Foi apresentado um estudo de caso com cinco medidores de vazão em uma barragem de rejeito, evidenciando a análise e o tratamento dos dados da série histórica dos instrumentos para a definição de níveis de leituras consideradas normais ou anormais. Essa metodologia apresentou diversas vantagens, entre elas o aproveitamento das bases de leituras automatizadas para a realização de estudos estatísticos, além da facilidade de uso em comparação com métodos determinísticos.

PALAVRAS-CHAVE: Níveis de controle, Medidor de vazão, Barragens de mineração, Análise estatística, Estudo de Caso.

ABSTRACT: Since the 1980s, there has been a pursuit to define limit values for instrumentation in dams (ICOLD, 1989). Currently, this pursuit has intensified for mining dams due to legal requirements, both at the state level (FEAM, 2020) and nationally (ANM, 2022). The popularization of this topic has brought forth various methodologies for defining these limit values, allowing for the prevention of potential failure modes. Despite the importance of flow meters for monitoring the internal drainage systems of dams, there is a noticeable lack of research on defining control levels for these instruments. In this work, the statistical methodology of Kuperman et al. (2003) was addressed to determine control levels for flow meters in mining dams. A case study was presented on five flow meters of a tailings dam, highlighting the analysis and treatment of the historical data series from the instruments to define levels of readings considered normal or abnormal. This methodology presented several advantages, including the utilization of automated reading bases for conducting statistical studies, as well as the ease of use compared to deterministic methods.

KEYWORDS: Control levels, Instrumentation, Mining dams, Statistical analysis, Case study.

1 INTRODUÇÃO

É indiscutível a importância da instrumentação para o processo de acompanhamento e avaliação permanente do comportamento de barragens, fornecendo dados para avaliar se a estrutura apresenta comportamento conforme esperado e fornecer informações de mudança de condições que possam indicar risco à segurança da barragem. Segundo Fusaro (2007), para que a instrumentação assuma um papel importante na manutenção da segurança da estrutura, é imprescindível que a informação adequada seja coletada e

documentada, mas, acima de tudo, que seja analisada em tempo hábil. Uma medida de acelerar a análise desses dados, de forma a se ter uma resposta em tempo suficiente caso ocorra um evento atípico, é a adoção de níveis de controle para a instrumentação, servindo como níveis de referência para indicar condições normais ou anormais para a estrutura.

Desde a década de 80, existe uma busca por definição de valores limites de instrumentação em barragens (ICOLD, 1989) e atualmente isso tem sido intensificado para barragens de mineração por causa das exigências legais, tanto no âmbito estadual (FEAM, 2020) quanto nacionalmente (ANM, 2022).

Essa popularização no tema tem trazido diversas metodologias para a definição de valores-limite para a instrumentação dessas estruturas permitindo a prevenção de um eventual modo de falha. Vasconcellos Filho (2023) afirma que a determinação de níveis de controle pode ser apoiada em modelos estatísticos, modelos determinísticos ou tomando estas considerações conjuntamente, caracterizando assim os modelos híbridos.

Porém, observa-se que tais modelos são amplamente utilizados para a determinação de níveis para instrumentos como indicadores de nível d'água, piezômetros e até marcos superficiais, sendo notada uma escassez de pesquisas sobre definição de níveis de controle para medidores de vazão.

Considerando a importância dos medidores de vazão (MVs) para o monitoramento dos sistemas de drenagem interna, por meio da verificação da vazão de água percolada nas barragens, com o objetivo de prever ocorrências de *piping* ou a elevação do nível d'água no maciço devido à colmatação dos drenos, este artigo apresenta um exemplo de aplicação de uma metodologia estatística para a definição de níveis de controle para esse tipo de instrumento. Um estudo de caso é utilizado para exemplificar o processo de tratamento dos dados e a definição dos níveis.

Esta metodologia apresentou diversas vantagens, entre elas o aproveitamento de bases de dados robustas possibilitadas pela automatização dos instrumentos analisados, permitindo a realização de estudos estatísticos. Além disso, destaca-se a facilidade de uso em comparação com métodos determinísticos, que exigem ensaios para conhecer as propriedades físicas e mecânicas dos materiais da estrutura, além do uso de *softwares* específicos para a realização das análises.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Características gerais do estudo de caso

Para o estudo da metodologia de definição de níveis de controle para medidores de vazão por métodos estatísticos, foi escolhida uma barragem atualmente em operação e com acompanhamento de seu comportamento por instrumentação, possibilitando a obtenção de uma base da dados robusta para as análises.

A barragem que compõe o estudo de caso deste artigo tem como principal função a disposição de rejeitos de lama e ultrafinos. A estrutura é composta por seções mistas, nas quais o maciço central possui um dique inicial de solo argiloso compactado, seguido por alteamentos de rejeito compactado. As ombreiras são compostas por aterros de solo argiloso compactado e aterros de enrocamento. A disposição do rejeito ocorre a partir da crista da estrutura, formando uma praia em toda a extensão do maciço central e das ombreiras. Para garantir a estabilidade e o funcionamento adequado da barragem, foram implementadas diversas medidas de drenagem interna. Isso inclui um dreno de fundo e um dreno de enrocamento de pé no maciço central, além de tapetes drenantes sanduíche entre os alteamentos. Nas ombreiras, foram instalados tapetes drenantes e filtros verticais de areia.

O monitoramento contínuo do comportamento hidráulico da barragem é essencial para mitigar riscos e garantir sua segurança. Nesse contexto, existem 05 (cinco) medidores de vazão principais instalados na estrutura analisada nesse artigo, sendo dois de leitura manual e três de leitura automatizada, que monitoram as saídas dos drenos centrais e das ombreiras. Para os instrumentos de leituras automatizadas, o registro de vazão ocorre duas vezes ao dia.

Ademais, como parte do processo de gestão de riscos da estrutura, foi desenvolvida uma carta de controle para a instrumentação da barragem, que inclui os medidores de vazão. Essa medida está em conformidade com as normas federais e estaduais (ANM, 2022; FEAM, 2023) e as boas práticas da engenharia, permitindo um acompanhamento eficaz do desempenho da barragem e a execução de medidas preventivas quando necessário.

2.2 Metodologia

Diante das escassas referências de metodologias encontradas para a determinação de níveis de controle para medidores de vazão, principalmente quando esses são instrumentos instalados para o acompanhamento de surgências, foram testados dois métodos para a definição dos referidos níveis.

Inicialmente, foi testada a metodologia apresentada por Fusaro (2007), a qual consiste na busca de correlações entre a leitura do instrumento e variáveis explicativas da variação das leituras. Como exemplo pode-se citar o nível d'água do reservatório e a leitura de um piezômetro. Encontrada essa correlação, são determinadas zonas de consistência e zonas de inconsistência de leituras de acordo com a variável explicativa, determinando assim os níveis de controle.

Porém, ao aplicar essa metodologia nos medidores de vazão da barragem em questão, não foi possível identificar variáveis explicativas claras que determinassem a variação da leitura dos instrumentos. A Tabela 1 apresenta os valores de R^2 da correlação encontrada entre as leituras dos medidores de vazão e o nível do reservatório.

Tabela 1. R^2 das correlações entre as leituras dos instrumentos e o nível do reservatório.

Instrumento	MV-01	MV-03	MV-04	MV-05	MV-06
R^2	0,37	0,14	0,28	0,024	0,93

Fusaro (2007) recomenda em seu trabalho que correlações com coeficientes menores que 0,70 sejam descartadas, pois tais correlações explicam apenas cerca de 50% das variações observadas nas leituras. Pelos dados da Tabela 1, é possível observar que os valores de R^2 são baixos, em que cerca de 83% das correlações testadas não atingiram um coeficiente de 0,70. Assim, conclui-se que tal metodologia não seria a mais adequada para a determinação dos níveis de controle para os instrumentos.

Entende-se que a correlação encontrada para o medidor de vazão MV-06 diferiu-se dos outros medidores por causa de sua posição na estrutura. Enquanto os outros medidores são posicionados no pé das regiões da praia da estrutura, sendo locados longe do reservatório e assim tendo menor influência da variação do nível do reservatório e mais do ciclo de disposição de rejeito, o MV-06 é posicionado na ombreira esquerda, região sem praia, longe da região de deposição do rejeito, e com barramento de menor tamanho. Com isso, o caminho de percolação entre o reservatório e esse medidor é menor, resultando em uma maior influência do nível do reservatório nas leituras do medidor de vazão.

Diante desses fatos, a metodologia trazida por Fusaro (2007) não se adequou completamente ao caso e, portanto, foi utilizada a metodologia trazida por Kuperman *et al.* (2003), na qual também são definidos limites de leituras com base em valores chamados de "Valores Referência Superior e Inferior", sendo esses obtidos por meio de análises estatísticas das médias e desvio padrão para a série histórica de leituras.

O princípio da análise estatística utilizada nesta carta de controle para os medidores de vazão tem como objetivo a identificação de leituras padrão na série temporal de dados observados na estrutura, de forma a se determinar o que seria a situação de funcionamento normal do instrumento e leituras que saem desse padrão de normalidade.

Primeiramente, realizou-se o tratamento dos dados, identificando e desconsiderando os *outliers*, valores que se diferenciam estatisticamente de todos os outros valores da população e que podem causar anomalias nas análises estatísticas.

Para a definição dos níveis de controle foi utilizada a Regra Empírica, com a qual foi possível estimar a proporção de uma distribuição normal que pode ser encontrada dentre de 1, 2 ou 3 desvios padrão da média. De acordo com essa regra, se a população de um conjunto de dados segue uma distribuição normal, tem-se que 68% dos dados estão posicionados dentro de um desvio padrão da média, 95% dentro de dois desvios padrão da média e 99,7% dos dados dentro de três desvios padrão da média, como mostrado na Figura 1.

A partir disso, foi considerado que, após o tratamento, os dados da instrumentação desta estrutura dentro do intervalo de média ± 3 desvios padrão podem ser considerados normais e os dados fora desse intervalo são considerados em níveis fora do intervalo normal de operação. A partir disso, definiu-se os níveis de controle (atenção, alerta e emergência) estabelecendo intervalos em razão dos desvios padrão dos valores dos instrumentos.

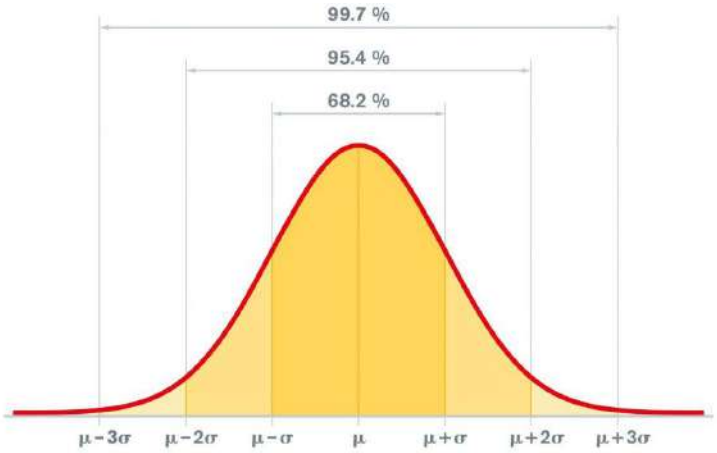


Figura 1. Representação da regra empírica (Datascience, 2024).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para a análise do histórico de leituras do medidor de vazão, foram considerados os dados históricos disponibilizados pela Mineradora. Como a estrutura passou por obra de alteamentos e adequação geométrica, alguns períodos de leitura não são mais representativos do estado atual da estrutura. A partir disso, foram considerados dados do medidor de vazão a partir do ano de 2020.

O tratamento inicial foi feito por meio de uma análise de *boxplot*, onde foram considerados *outliers* os dados fora dos limites inferior e superior, como mostrado na Figura 2. Além dos *outliers*, foram também verificados pontos consecutivos com uma diferença muito grande de leitura, sendo analisadas as fichas de inspeção com possíveis explicações para tais diferenças. Os pontos em que não foram encontradas evidências que explicassem as diferenças das leituras consecutivas foram desconsiderados.

Como pode ser visto na Figura 2, a análise das leituras históricas apresenta uma quantidade maior de *outliers*, corroborando para o fato de que muitas leituras já não são representativas. Apesar dos últimos 3 anos também apresentarem *outliers*, esses são em menores quantidades, podendo representar apenas erros de leituras pontuais.

Após o tratamento dos dados, foi observado o padrão comportamental das leituras ao longo do ano, de forma a se determinar um comportamento considerado normal para o instrumento e leituras anormais, sendo estimado que, após o tratamento, o intervalo de 99,7% de dados normais e 0,3% de dados anormais seria adequado para os instrumentos estudados.

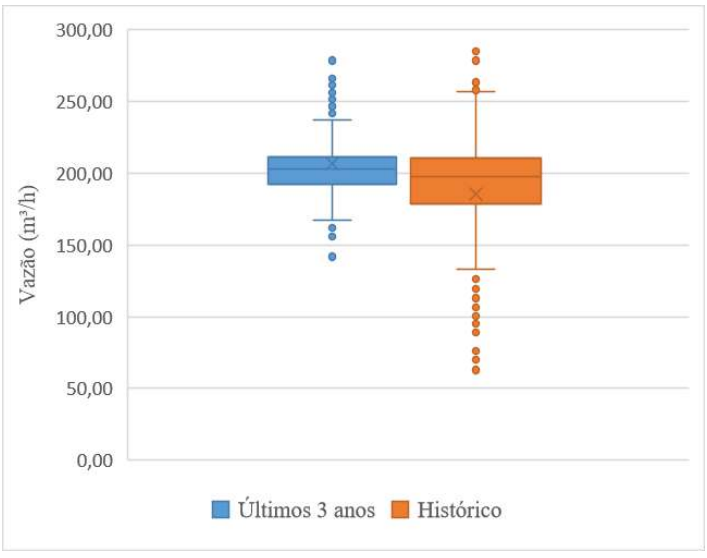


Figura 2. BoxPlot das leituras históricas e dos últimos 3 anos.

Com os dados tratados, foram calculados parâmetros estatísticos descritivos, obtendo as médias, medianas e desvios padrão de cada instrumento e, a partir desses parâmetros estatísticos descritivos, foram definidos os intervalos de níveis de controle. O intervalo de normalidade foi definido até o limite de média mais 3 desvios padrão e a partir desse limite, os níveis consecutivos foram definidos somando um desvio padrão. Portanto, a definição dos níveis de controle dos medidores de vazão seguiu as seguintes premissas:

- Normal/Atenção: média $\pm$ 3 $*$ desvio padrão;
- Atenção/Alerta: média $\pm$ 4 $*$ desvio padrão
- Alerta/Emergência: média $\pm$ 5 $*$ desvio padrão

Observa-se na Figura 3 os dados históricos tratados e os intervalos de níveis de controle determinados pela metodologia de Kuperman *et al.* (2003), sendo clara a determinação das leituras normais e, na ocasião do MV-03, a leitura no nível de atenção.

A Figura 3 apresenta os dados históricos tratados e os intervalos de níveis de controle determinados pela metodologia de metodologia de Kuperman et al. (2003) para o MV-03, sendo clara a presença de grande parte das leituras em níveis normais e poucas leituras no nível de atenção. Para os medidores MV-04, MV-05 e MV-06, seguiu-se a mesma metologia como visto nas Figura 4, Figura 5 e Figura 6.

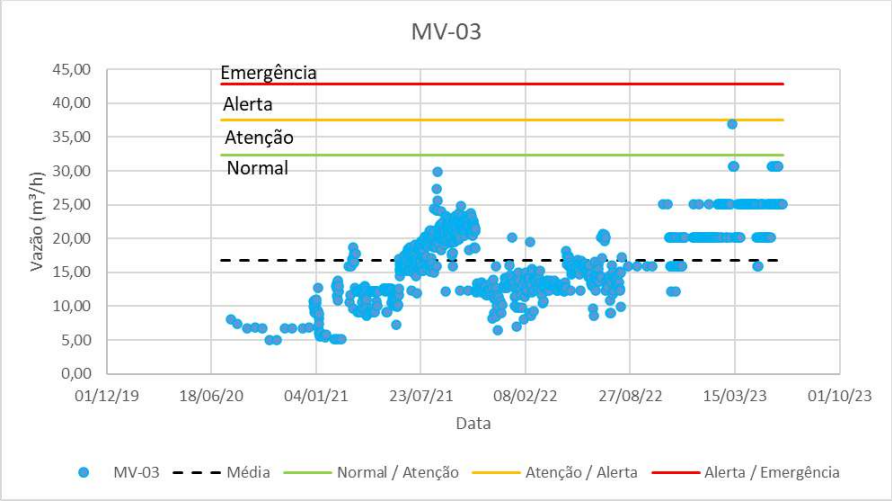


Figura 3. Série histórica e níveis de controle do medidor do dique de ombreira MV-03.

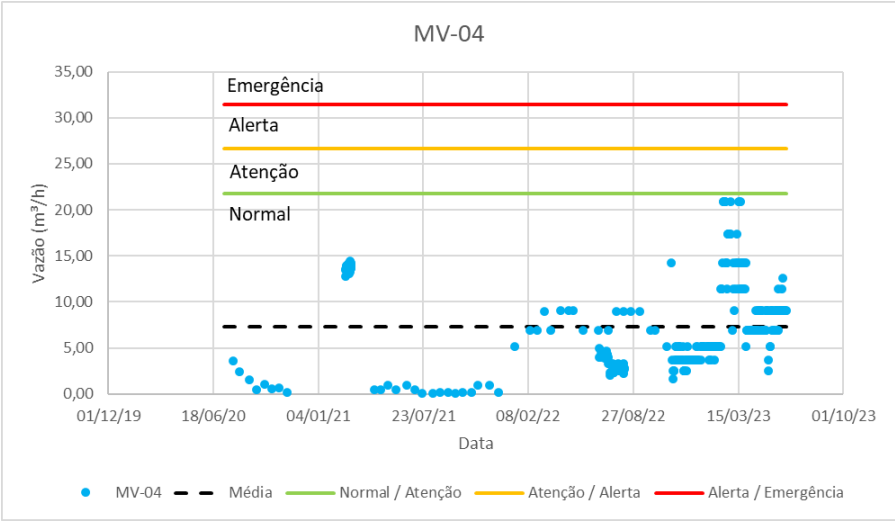


Figura 4. Série histórica e níveis de controle do medidor do dique de ombreira MV-04.

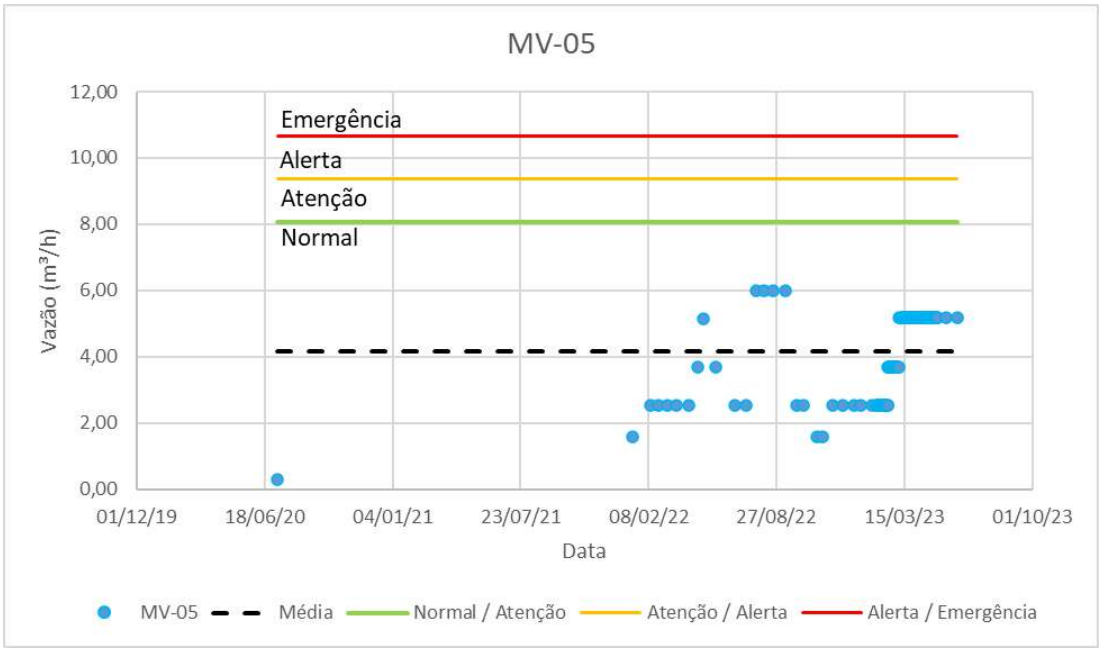


Figura 5. Série histórica e níveis de controle do medidor do dique de ombreira MV-05.

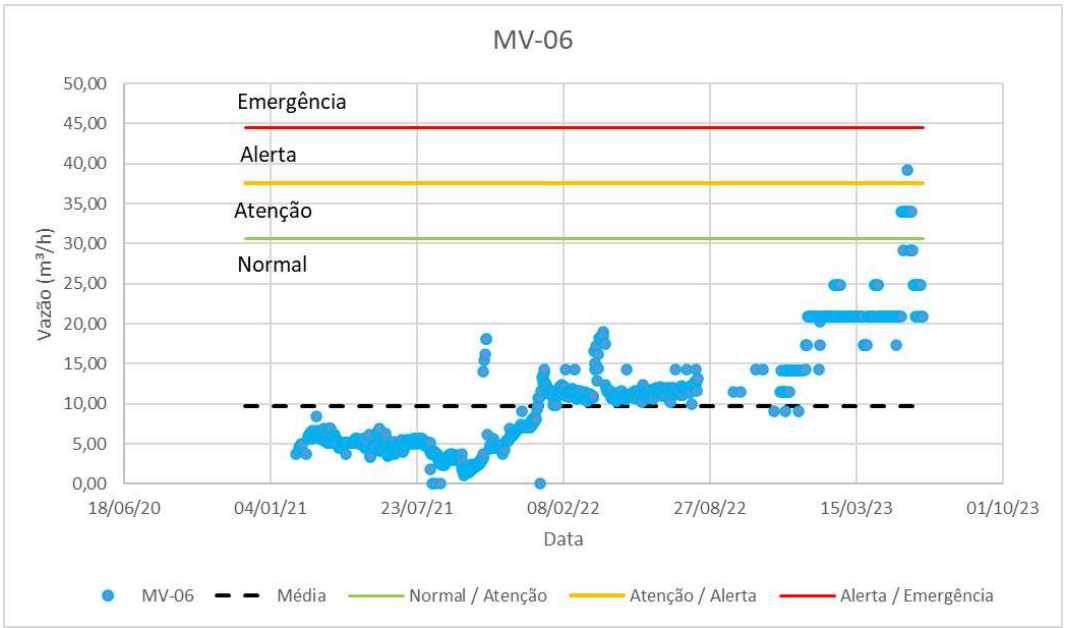


Figura 6. Série histórica e níveis de controle do medidor do dique de ombreira MV-06.

Para o medidor de vazão do dreno de pé, além dos limites superiores, definiu-se também os limites inferiores, como mostrado na Figura 7. Essa determinação dos limites inferiores foi possível uma vez que os valores elevados de vazão possibilitaram subtrair os desvios padrão da média mantendo valores ainda possíveis de serem lidos no instrumento, fato que não foi possível realizar nos outros medidores.

A avaliação de possíveis reduções de vazão do dreno principal da estrutura é importante, pois pode representar uma possível colmatação do sistema de drenagem interna ou a aparição de um fluxo preferencial para outra região caso essa redução não seja resultante de uma diminuição do nível do reservatório.

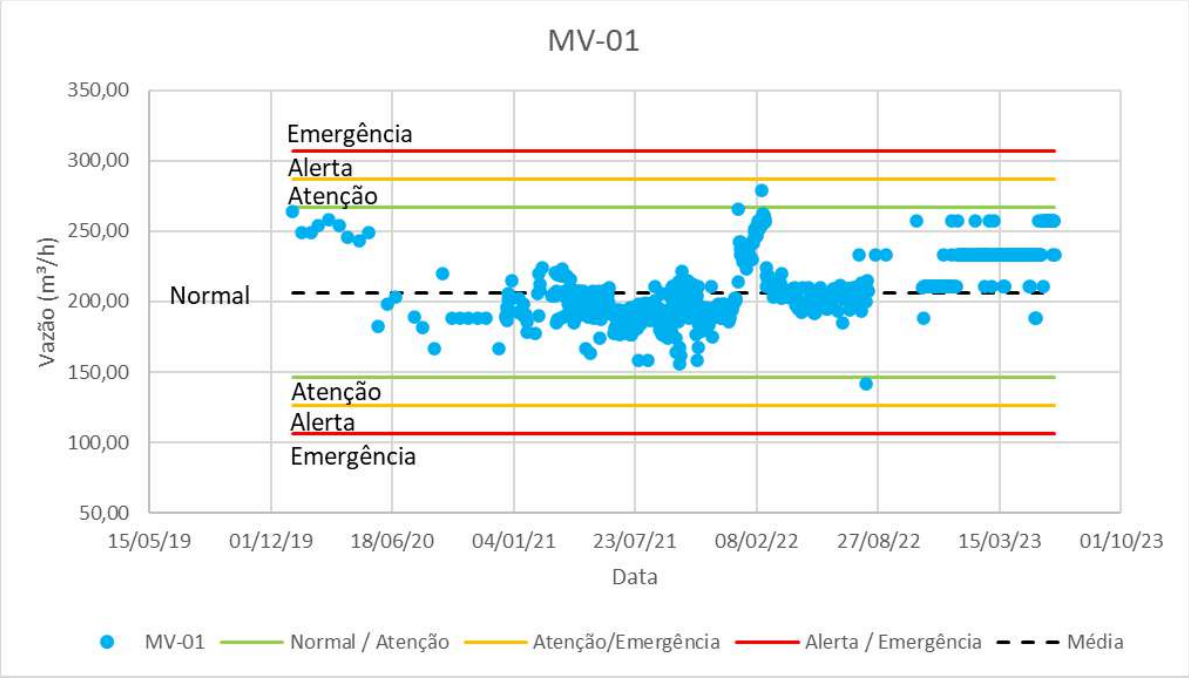


Figura 7. Série histórica e níveis de controle do medidor da saída da drenagem interna MV-01

Nota-se que, devido à premissa da metodologia de considerar 99,7% dos dados como normais, existirão necessariamente dados na série que serão classificados fora do nível normal, entrando em pelo menos no nível de atenção, a depender da distância do seu valor em relação à média. Portanto, recomenda-se avaliar durante a aplicação dessa metodologia se realmente existem leituras que representem estados anormais.

Ademais, o limite de normalidade definido pela média mais 3 desvios representa os 99,7% dos dados normais de acordo com a Regra Empírica, tendo um sentido estatístico claro. Porém ao somar mais desvios, o sentido estatístico se perde, a não ser que se tenha uma base de dados onde porcentagens muito pequenas dos dados ainda sejam significativas. Contudo, de forma a simplificar a metodologia, escolheu-se continuar com a lógica de adição de desvios padrão para a definição dos níveis de controle subsequentes ao normal e, no caso estudado, os níveis ainda tiveram sentido físico, servindo de referência para tomada de medidas de controle.

4 CONCLUSÕES

O estudo de caso desta estrutura possibilitou exemplificar o emprego de duas metodologias estatísticas para a determinação de níveis de controle para os 5 medidores de vazão em uma barragem de mineração. A metodologia proposta por Fusaro (2007) não apresentou concordância estatística para a barragem estudada e, por isso foi desconsiderada para definição dos níveis de controle. Para a metodologia de Kuperman et al. (2003), foi demonstrado o processo de tratamento dos dados e definição dos níveis de controle.

Esta metodologia apresentou diversas vantagens, dentre elas o aproveitamento das bases de dados robustos possibilitadas pela automatização dos instrumentos para a realização de estudos estatísticos, além da facilidade de seu uso em comparação com métodos determinísticos, que precisam de ensaios para o conhecimento das propriedades físicas e mecânicas dos materiais da estrutura, além de *softwares* específicos para a realização das análises.

Porém, para utilizar esta metodologia, é necessário ter um nível de confiabilidade nas leituras dos instrumentos, além de uma quantidade suficiente para se realizar as análises estatísticas dos dados. Uma análise com poucos dados pode não ser representativa do comportamento da estrutura, levando a níveis de controle inadequados.

Estruturas com modificações constantes, como alteamentos consecutivos, também podem não se enquadrar na metodologia, uma vez que as leituras anteriores dos instrumentos não representam mais o seu estado atual ou futuro.

Por fim, é importante ressaltar que mesmo com as definições dos níveis de controle para os instrumentos e o acompanhamento das leituras desses, a evolução das leituras deve ser criticamente analisada, a fim de

avaliar o funcionamento do sistema de drenagem interna da barragem por outros mecanismos, como é o caso do acompanhamento da qualidade da água provinda desse dispositivo, bem como observar principalmente se existe ou não carreamento de finos nas bacias do medidores, de forma a aferir adequadamente a condição desses sistemas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM (2022). Resolução nº 95. Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Disponível em: <https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens/legislacao/resolucao-no-95-2022.pdf>. Acesso em: 19/03/2024.

Barreto, M. P. (2023). Análise de vazões de percolação de 133 barragens de terra e enrocamento e definição de valores de controle para medidores de vazão. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 206p.

de Vasconcellos Filho, T. M., Rachid, M. A., Martins, M. N. C., Nunes, E. S., & Fusaro, T. C. (2023). Discussão sobre valores de controle para a instrumentação de barragens. XXXIV Seminário Nacional De Grandes Barragens, Foz Do Iguaçu, PR, 20p.

FEAM (2023) Termo De Referência Para A Elaboração Do Relatório Técnico De Auditoria De Segurança De Barragens. Disponível em: http://www.feam.br/images/stories/2023/GESTAO_BARRAGENS/novos/Termo_de_refer%C3%AAncia_para_Relat%C3%B3rio_de_T%C3%A9cnico_de_Auditoria_de_Seguran%C3%A7a_de_Barragens_V3-2023.pdf. Acesso em: 29/06/2024.

Fusaro, T.C. (2007). Estabelecimento de Valores de Controle para a Instrumentação de Barragens de Terra: Estudo de Caso das Barragens de Emborcação e Piau. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, MG, 369p.

ICOLD (1989). *Bulletin 68. "Monitoring of Dams and their Foundations"*.

Kuperman, S.C., Cifu, S., Moretti, M.R., Re, G., Pínfari, J.C., Carneiro, E.F., Rossetto, S.L.G., e Reigada, R.P. (2003). Reavaliação da Instrumentação de Auscultação Instalada em Barragens da CESP. In XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Salvador, pp. 116-133.

Marinaro, R. A. (2022) Proposta de metodologia para definição dos níveis de controle da instrumentação associados aos modos de falha: estudo de caso em uma barragem para disposição de rejeito de mineração. Dissertação (Mestrado Profissional). Universidade Federal de Ouro Preto. Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica. 159P.

Velten, R. Z., Santos, R.D.N., Elian, L.H., Ribeiro, L.L., E Dias, M.A.L. (2016). Proposição de Metodologia para a Elaboração de Carta de Risco de Barragens de Terra e Terra-Enrocamento. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte.

Datascience (2024). Calculadora de Regra Empírica. Disponível em: <https://datascience.eu/pt/matematica-e-estatistica/calculadora-de-regra-empirica/#google_vignette>. Acesso em 10/04/2024

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/494

Aplicabilidade de ensaios CPTu e metodologias para avaliação de susceptibilidade a mobilização não drenada em solos residuais de Congonhas-MG

Wanessa Alves Silva
Engenheira civil, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, wanessa.as@hotmail.com

Maria Raquel Damaceno
Geóloga, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, mariaraqueldama@gmail.com

Maria Eduarda Fernandes Borba
Engenheira civil, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, dudafb22@gmail.com

Marcio Fernandes Leão
Geólogo, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marcio.leao@tractebel.engie.com

RESUMO: A mobilização não drenada é um conceito aplicável às argilas e pode ser definida como o comportamento de solos argilosos moles e saturados sob condições em que não haja drenagem apropriada dos excessos de poropressão positiva. Tal situação ocorre quando não há tempo suficiente para que esse excesso seja dissipado, como por exemplo, na aplicação de um carregamento rápido sobre materiais argilosos de consistência mole e saturados. O Quadrilátero Ferrífero apresenta espessos perfis de alteração de unidades geológicas cujo produto granulométrico é normalmente a argila, o artigo objetiva discutir o comportamento associado a um solo residual originado do perfil de alteração do xisto constituinte do Grupo Nova Lima na região de Congonhas-MG por meio de metodologias aplicadas a ensaios CPTu executados. A partir dos resultados obtidos, relacionou-se que um dos principais fatores que condicionam a ocorrência da mobilização não drenada nesse solo residual é a granulometria predominantemente argilosa, que implica um comportamento de elevada plasticidade, baixa resistência mecânica e alta porosidade. Com base no estudo apresentado, espera-se contribuir para uma utilização mais assertiva das metodologias já comumente empregadas na determinação de parâmetros por meio de ensaios do tipo CPTu, agora aplicadas ao comportamento de solos residuais tropicais.

PALAVRAS-CHAVE: CPTu, Solos tropicais argilosos, Quadrilátero Ferrífero.

ABSTRACT: Undrained mobilization is a concept applicable to clays and can be defined as the behavior of clayey, soft and saturated soils under conditions in which there is no deviation from excess positive pore pressure. This situation occurs when there is not enough time for this excess to be dissipated, as for example, when applying a rapid load to soft and saturated clayey materials. The Iron Quadrangle presents deep alteration profiles of geological units whose granulometric product is normally clay, the objective article discusses the behavior associated with a residual soil originating from the alteration profile of the shale constituent of the Nova Lima Group in the Congonhas-MG region through of methodologies applied to CPTu tests performed. From the results obtained, it was reported that one of the main factors that condition the occurrence of undrained mobilization in this residual soil is the predominantly clayey particle size, which implies a behavior of high plasticity, low mechanical resistance and high porosity. Based on the study presented, we hope to contribute to a more assertive use of methodologies already commonly used in determining parameters through CPTu type tests, now applied to the behavior of tropical residual soils.

KEYWORDS: CPTu, Tropical clayey soils, Quadrilátero Ferrífero.

1 INTRODUÇÃO

O parâmetro de estado (ψ) de Jefferies e Been (2016) é definido como a medida do desvio entre o índice de vazios atual do solo e o índice de vazios no estado crítico, considerando a tensão vertical à qual o solo está submetido. A utilização do parâmetro de estado (ψ) para classificação de solos como contráteis ou dilatantes é amplamente difundida, muitas vezes sem distinção do tipo de material no qual a metodologia está sendo aplicada. Entretanto, a utilização do parâmetro de estado (ψ) é recomendada somente para solos arenosos, para as argilas a razão de sobre adensamento, ou *over consolidation ratio* (OCR) em inglês, é a escolha lógica para tal avaliação (Jefferies e Been, 2016).

Mayne at al. (2017) sugere avaliar o comportamento de solos argilosos através a razão de sobre adensamento aparente, ou *yield stress ratio* (YSR) em inglês. O YSR é calculado tendo como base o *CPT net resistance* (q_n) e o índice de comportamento do solo (I_c). Para classificar o material como contrátil ou dilatante, Mayne e Sharp (2019) propõem uma equação para calcular o YSR na linha de estado crítico (YSR_{CSL}). Essa equação gera um limiar crítico que divide o gráfico em duas zonas de classificação, contrátil à esquerda e dilatante à direita da curva. Mayne e Sharp (2019) ainda evidenciam que materiais com YSR < 1 indicam solos inconsolidados, sendo um alerta para solos com um maior risco de instabilidade e falhas.

Robertson (2016) separa os solos em contráteis e dilatantes a partir do parâmetro CD. Esse parâmetro pode ser calculado tendo como base a resistência de ponta do cone normalizada (Q_{tn}) ou a resistência de ponta do cone normalizada equivalente a areia limpa ($Q_{tn,cs}$), em conjunto à razão de atrito normalizada (F_r). Em seu estudo, Mayne at al. (2023) utiliza a resistência de ponta do cone normalizada equivalente a areia limpa ($Q_{tn,cs}$) para tal avaliação, entretanto, o cálculo de $Q_{tn,cs}$ para materiais silto-argilosos, argilo-siltosos e argilosos não é possível, pois a metodologia de correção não se aplica para esses materiais (Robertson e Wride, 1998).

Jefferies e Been (2016) definem que materiais com $\psi > -0{,}05$ são contráteis. Mayne e Sharp (2019) definem que materiais com $YSR < YSR_{CSL}$ são contráteis. Robertson (2016) define que materiais com CD abaixo de 70 são contráteis. Tais limites foram adotados neste trabalho

Desta forma, é de grande importância compreender a tendência de mudança de volume de um solo durante o cisalhamento para analisar sua susceptibilidade à mobilização não drenada. Tal comportamento depende do índice de vazios inicial e da tensão aplicada ao solo (DAS, 2019). Solos fofos e moles contraem durante carregamentos drenados, enquanto solos densos e compactos dilatam até atingir o estado crítico. Solos contráteis geram excesso de poropressão positiva durante carregamentos não drenados, reduzindo as tensões efetivas e a sua resistência ao cisalhamento (CASAGRANDE, 1975 *apud*. SANTOS JUNIOR, 2021; FREIRE NETO, 2009).

Mayne at al. (2023) apresenta um estudo de caso comparando metodologias gráficas para avaliar a susceptibilidade à liquefação de diferentes materiais arenosos. O presente trabalho se propõe a replicar tal estudo adequando as metodologias de avaliação para solos argilosos, quando necessário. Desse modo, foi avaliado o comportamento esperado para solos tropicais argilosos durante uma ruptura por cisalhamento, classificando-os como contráteis ou dilatantes, utilizando metodologias gráficas baseadas em correlações com ensaios do tipo CPTu.

Dado que esse fenômeno ocorre em solos argilosos e o Quadrilátero Ferrífero apresenta espessos perfis de alteração de unidades geológicas cujo produto granulométrico é normalmente a argila, o artigo objetiva discutir o comportamento associado a um solo residual originado do perfil de alteração do xisto constituinte do Grupo Nova Lima na região de Congonhas-MG a partir de metodologias para interpretação de ensaios CPTu por meio da metodologia similar ao realizado por Mayne at al. (2023), tendo como base as metodologias de Mayne e Sharp (2019) e Jefferies e Been (2016).

2 METODOLOGIA

Inicialmente foi escolhida uma área caracterizada pela ocorrência de solos residuais de xisto do Grupo Nova Lima, na região de Congonhas (MG). Essa etapa foi apoiada na fundamentação bibliográfica e o mapa geológico de Congonhas, folha parcial de: SF.23-X-A-VI-1, na escala de 1:50.000. Posteriormente, foram selecionados cinco ensaios CPTus realizados nesse material.

A escolha de relacionar os resultados obtidos com o CPTu para esse solo argiloso de uma porção do Grupo Nova Lima (Supergrupo Rio das Velhas), diz respeito do quão expressivo e representativo são os solos de alteração dessa unidade geológica no contexto estratigráfico do Quadrilátero Ferrífero (QF), que é

uma das mais importantes províncias metalogenéticas do país, responsável por hospedar importantes mineralizações de ferro e ouro. Ademais, de acordo com DORR II, 1969, o Grupo Nova Lima ocupa maior área de afloramento no Supergrupo Rio das Velhas, com uma espessura total estimada de 4000 metros.

O Supergrupo Rio das Velhas, subdivido nos Grupos Nova Lima e Maquiné, abrange rochas menos resistentes aos processos erosivos e rochas mais resistentes à erosão, respectivamente. Em cada um desses grupos apresentados, ocorrem unidades rochosas com diferentes níveis de resistência no processo pedogenético, e para o caso do Grupo Nova Lima, os xistos e filitos possuem resistência mediana. Por isso a propenssão de formar espessos perfis de solos oriundos da ação do intemperismo, seja físico ou químico.

No contexto geológico regional apresenta características de metamorfismo de grau baixo ou fácies xisto verde (zona da clorita), sendo esse entedimento de suma importância, pois quanto menor o grau metamórfico menos isotrópico é o material, e na condição do solo saprolítico do xisto ocorre elevada heterogeneidade, pela diversidade da disposição dos seus planos de anisotropia. Isso se deve às feições reliquiares presentes nos solos residuais, que no xisto é representado pela xistosidade.

Condicionado a esse fator da anisotropia, pode haver diferentes valores das suas propriedades em cada direção como: o módulo de deformação, resistência, permeabilidade, por exemplo, conforme aborda Hundson & Harrison (1997). Por isso, é importante ressaltar que os resultados aqui apresentados pelo CPTu não tem propensão de ocorrer de forma homogênea e previsível em todo perfil de solo saprolítico do xisto do Grupo Nova Lima, uma vez que fatores como composição mineralógica, textura, porosidade e entre outros, influenciam nas respostas obtidas por meio de ensaios como o CPTu.

Por fim, os resultados foram tratados seguindo a metodologia proposta por Mayne at al. (2023), tendo como base as metodologias de Mayne e Sharp (2019) e Jefferies e Been (2016).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O aspecto do solo aqui citado, perfaz horizonte de algumas dezenas de metros de alteração, com coloração que varia de marrom a rosado, com a xistosidade preenchida por grãos de quartzo. Porém, a composição mineralógica é variada, podendo ocorrer na fração areia minerais micáceos, e na fração argila ocorrer argilominerais não expansíveis, como exemplo micas de granulação fina.

Foi identificado que a granulometria predominante desse solo é na fração argila com contribuição secundária arenosa, condicionado à resposta que foi obtida por meio dos ensaios de CPTu, possui porções com alta plasticidade, característica essa que é conferida por meio do processo de formação de solos tropicais levando a união entre as partículas. Segundo Vaughan (1985), essa cimentação proporciona ao solo, dentre outros fatores, a presença de coesão (c') bem como o comportamento mais plástico a maiores tensões.

Os gráficos de resistência de ponta (q_t), atrito lateral (f_s), poropressão (u_2) e índice de comportamento do solo (I_c) estão apresentados para os cinco ensaios CPTU são apresentados nas Figuras 1, 2 e 3. De acordo com o índice de comportamento do solo (I_c) proposto por Robertson e Wride (1998), o material ensaiado foi classificado como argiloso, com exceção do material do furo CPTu-02, que foi classificado como silto-argiloso.

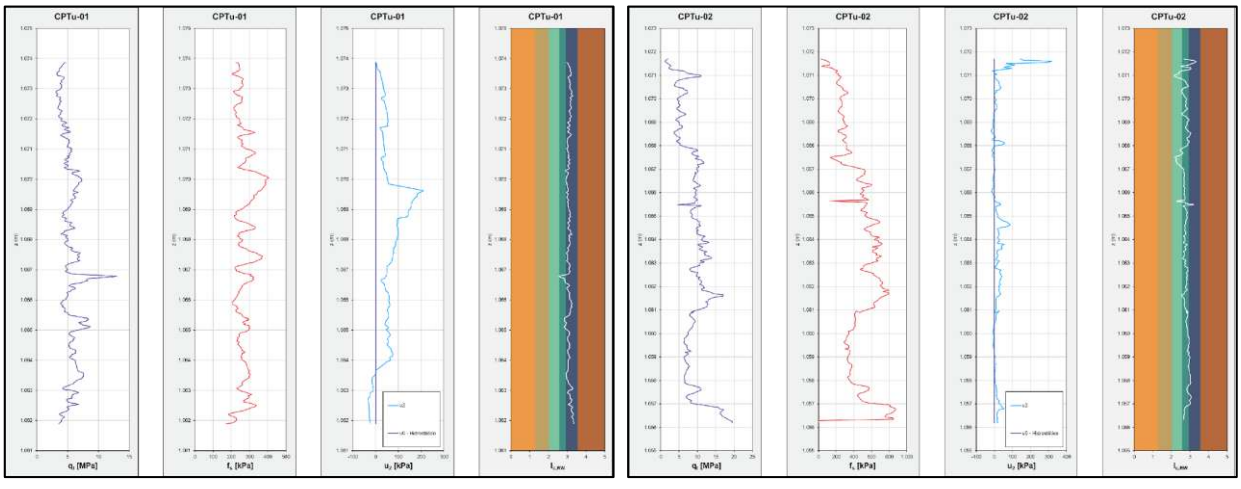


Figura 1. Principais perfis do CPTu-01 e do CPTu-02 executados em solo residual jovem de xisto na região de Congonhas-MG.

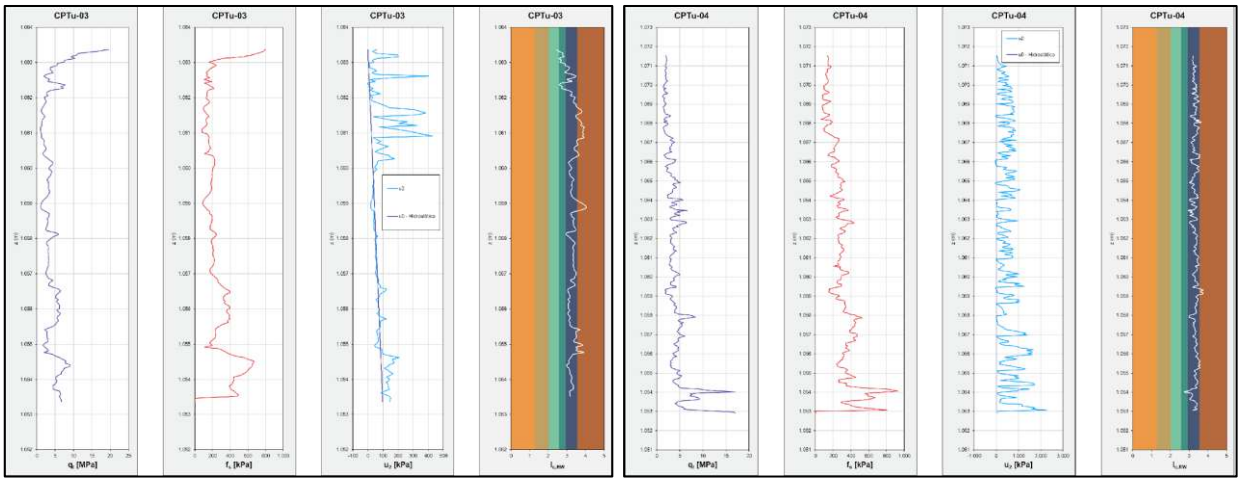


Figura 2. Principais perfis do CPTu-03 e do CPTu-04 executados em solo residual jovem de xisto na região de Congonhas-MG.

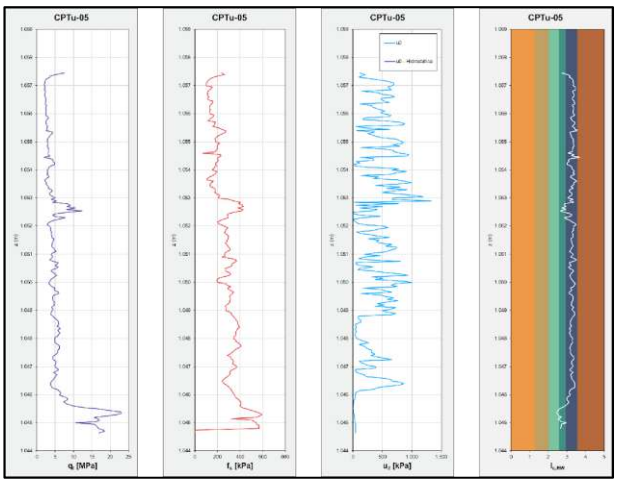


Figura 3. Principais perfis do ensaio CPTu-05 executado em solo residual jovem de xisto na região de Congonhas-MG.

As metodologias para avaliação de comportamento contrátil ou dilatante foram aplicadas aos 5 furos apresentados acima. As linhas pontilhadas presentes nos gráficos de classificação evidenciam o limiar crítico que os separam em zonas de classificação contrátil ou dilatante. Jefferies e Been (2016) definem que materiais com $\psi > -0{,}05$ são contráteis, ou seja, os materiais localizados à direita da linha pontilhada são classificados como contráteis. Mayne e Sharp (2019) definem que materiais com $YSR < YSR_{CSL}$ são contráteis e Robertson (2016) define que materiais com CD abaixo de 70 são contráteis, ou seja, para ambas a metodologias, os materiais localizados à esquerda da linha pontilhada são classificados como contráteis. Ainda estão apresentados os ábacos de classificação (SBTn – *Normalized soil behaviour type*) pela metodologia de Robertson (2016), sendo ela a única metodologia exclusivamente gráfica dentre as quatro utilizadas no presente estudo.

A figura 4 apresenta os gráficos de classificação do furo CPTu-03. Partindo da observação do ábaco proposto por Robertson (2016), evidencia-se que o comportamento do solo residual de xisto varia entre contrátil e dilatante, tendendo à classificação CC (*clay-like contractive*), em português comportamento de argila contrátil. As metodologias plotadas ao longo da profundidade permitem observar quais camadas de solo apresentam comportamento contrátil ou dilatante e, através delas, ainda pode-se obter um valor percentual do solo que apresentou cada um dos comportamentos. Pela metodologia de Robertson (2016), desta vez plotada ao longo da profundidade, tem-se que 70% do material ensaiado para este furo apresentou

comportamento contrátil. Segundo o gráfico de YSR, 56% do solo apresentou comportamento contrátil. Analisando o gráfico do parâmetro de estado (ψ), metodologia que deveria ser aplicada unicamente à solos arenosos, tem-se que o solo ensaiado apresenta um percentual de apenas 29% para comportamento contrátil.

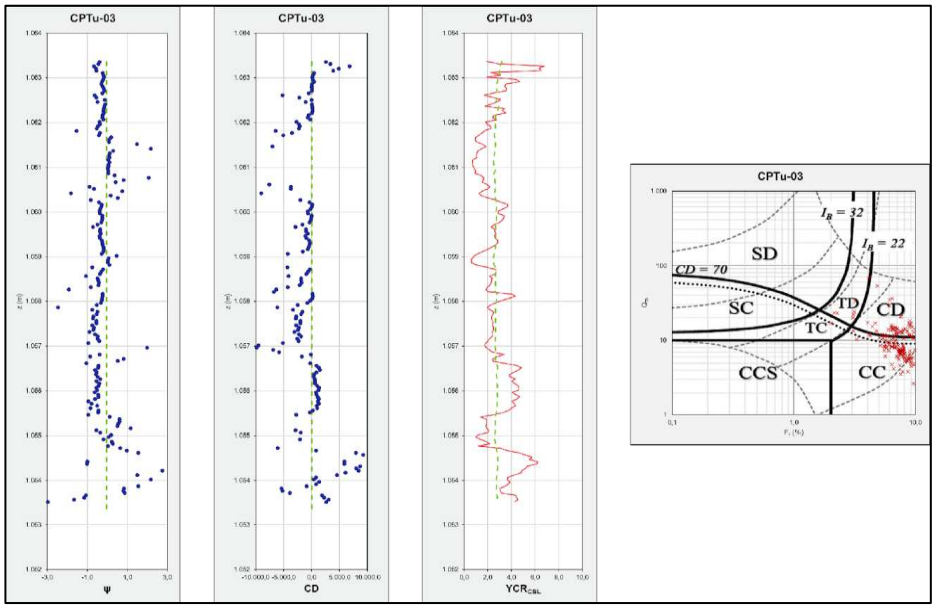


Figura 4. Metodologias gráficas para avaliação de comportamento contrátil ou dilatante, aplicadas ao furo CPTu-03.

Estas mesmas metodologias foram aplicadas para os demais furos. As figuras 5 e 6 apresenta os gráficos para avaliação de comportamento contrátil ou dilatante de cada um dos furos. A Tabela 1 apresenta um quadro resumo com os percentuais de pontos que apresentaram comportamento contrátil para cada um dos 5 furos citados anteriormente.

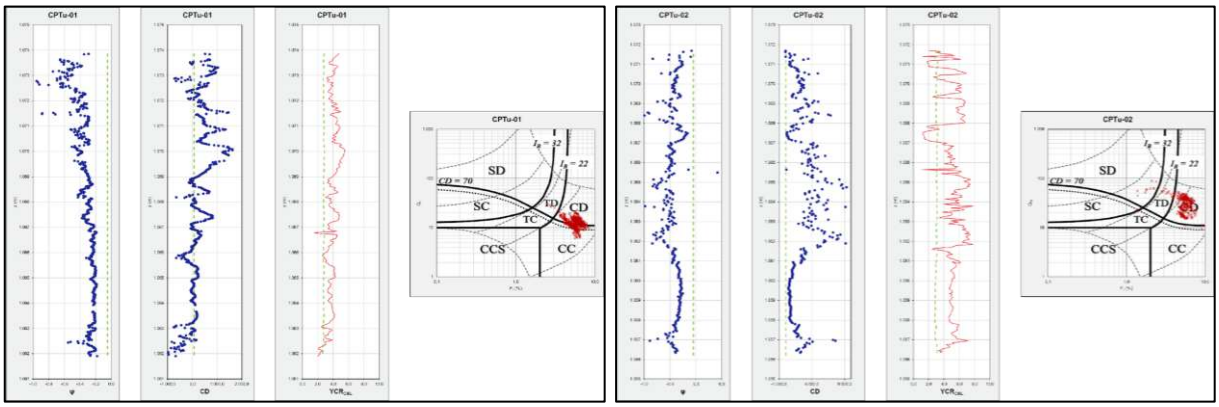


Figura 5. Metodologias gráficas para avaliação de comportamento contrátil ou dilatante, aplicadas ao furo CPTu-01 e CPTu-02.

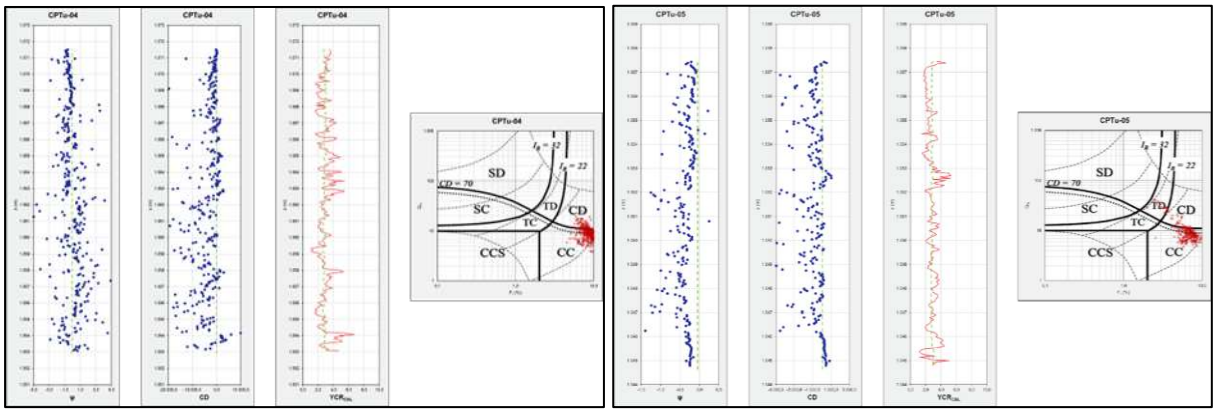


Figura 6. Metodologias gráficas para avaliação de comportamento contrátil ou dilatante, aplicadas ao furo CPTu-01 e CPTu-02.

Tabela 1. Percentual de pontos que apresentaram comportamento contrátil.

Metodologia	CPTu-01	CPTu-02	CPTu-03	CPTu-04	CPTu-05
I_c	Argiloso	Silto-argiloso	Argiloso	Argiloso	Argiloso
ψ – Jefferies e Been (2016)	0%	1%	29%	45%	5%
YSR – Mayne e Sharp (2019)	5%	10%	56%	50%	53%
CD – Robertson (2016)	38%	1%	70%	81%	81%
SBTn – Robertson (2016)	CD e CC	CD	CC e CD	CC e CD	CC

A partir dos resultados é possível concluir que a metodologia de Robertson é a mais conservadora dentre as aplicadas no presente estudo. Ainda se evidencia que o uso do parâmetro de estado (ψ) para avaliar materiais silto-argilosos, argilo-siltosos e argilosos pode levar a uma superestimação das condições de solos com alto potencial para se mobilizar de forma não-drenada e, consequentemente, levar a erros de projeto e a falhas de estruturas geotécnicas.

4 CONCLUSÃO

As metodologias aplicadas para compreensão do CPTu indicam tratativas distintas frente aos resultados para os solos residuais. Considerando que os ensaios CPTus são métodos semi-diretos e que não permitem coleta de amostras, mesmo que possam ser executados ensaios em camadas pré-definidas, os resultados necessitam de confronto com as características intrínsecas dos materiais geológicos, bem como a gênese. Ressalta-se que os materiais aqui analisados exibem elevada anisotropia frente a preservação de estruturas reliquiares, porém a avaliação por mais de uma metodologia para o ensaio CPTu permite o desenvolvimento do poder de decisão de um projeto considerando o nível de conhecimento desse.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARROS, R.S. et al. Caracterização do xisto como material de construção. Disponível em: <file:///C:/Users/fh6312/Downloads/RSBCXC_CIAV2013_7ATP.pdf>. Acesso em: 12 jan. 2024.

DAS, B. M. (2019). Fundamentos de engenharia geotécnica. *Cengage Learning*, São Paulo, 2019.

FREIRE NETO, J. P. (2009). Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade. 2009. 154 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009. Disponível em: <https://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/3232>. Acesso em 02 de fevereiro de 2022.

JEFFERIES, M., BEEN, K. (2016) Soil liquefaction – A Critical State Approach. *2ª ed. Boca Raton*, FL: CRC Press, 2016. 690 p.

LAMOUNIER, Wanderson Lopes et al. *As Correlações entre Geologia e Distribuição da Cobertura Vegetal e Uso do Solo na Serra do Gandarela, Quadrilátero Ferrífero-MG.* Disponível em: <http://lsie.unb.br/ugb/sinageo/7/0421.pdf>. Acesso em: 20 mar. 2024.

LOBATO, Lydia Maria. et al. *Geologia do Quadrilátero Ferrífero-Integração e Correção Cartográfica em SIG.* Disponível em: <*http://www.portalgeologia.com.br/wp-content/uploads/2013/09/nota_explicativa_qf.pdf*>. Acesso em: 20 fev. 2024.

MAYNE, P. W., STYLER, M., WOELLER, D. J., SHARP, J. (2017) Identifying contractive soils by CPT material index for flow liquefaction concerns. *GeoOttawa 2017*. Canadian Geotechnical Society.

MAYNE, P. W., SHARP, J. (2019) CPT Approach to evaluating flow liquefaction using Yield Stress Ratio. *Tailings and Mine Waste 2019*.

MAYNE, P. W., CARGILL, E., GREIG, J. (2023) The cone penetration test: Better information better decisions. *1ª ed. ConeTec*.

ROBERTSON, P. K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — An update. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 53, n. 12, p. 1910– 1927, 2016. Disponível em: < https://www.cptrobertson.com/PublicationsPDF/Robertson%20Updated%20SBT%20CGJ%202016.pdf>. Acesso em: 17 de janeiro de 2024.

ROBERTSON, P. K.; WRIDE, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, v. 35, n. 3, p. 442–459, 1998. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/254226691>. Acesso em: 25 de novembro de 2021.

ROCHA, Breno Padovezi (2018) *CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS TROPICAIS NÃO SATURADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO.* Tese (Doutorado), Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP.

SANTOS JUNIOR, M. P.; RIBEIRO, S. G. S. (2018) Uso da distribuição Log-Normal de três parâmetros da razão de resistência não drenada de pico em análise probabilística de liquefação estática em barragens de rejeito. *XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano COBRAMSEG*, 2018.

SILVA, Fabiano Reis (2007) *A PAISAGEM DO QUADRILÁTERO FERRÍFERRO, MG: POTENCIAL PARA O USO TURÍSTICO DA SUA GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA*. Dissertação de Pós-Graduação, Programa de Pós-Graduação do Departamento de Geografia da Universidade Federal de Minas Gerais / UFMG, 46 p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/495

Aplicação da Técnica DInSar para Monitoramento de Deslocamentos de Talude em Faixa de Dutos no Estado da Bahia

Leonardo Augusto Barbosa Lemos
Programa de Engenharia Ambiental, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, leonardolemos@poli.ufrj.br

Marcos Barreto de Mendonça
Professor Associado, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, mbm@poli.ufrj.br

RESUMO: Grande parte da rede de dutos de petróleo e derivados no Brasil passa por terrenos acidentados e suscetíveis a movimentos de massa, que podem afetar a operação de escoamento destes produtos. Rupturas de oleodutos ocasionadas por processos de movimentos de massa, geralmente, estão associadas a grandes prejuízos sociais, econômicos e ambientais, além de exigirem longo tempo de reparo das instalações afetadas. O monitoramento dos taludes ao longo da faixa de oleodutos é extremamente importante para a avaliação contínua da segurança e tomada de decisão sobre ações de redução de riscos, principalmente, em situações emergenciais. Uma das grandezas que podem ser monitoradas com esta finalidade é a evolução da velocidade de deslocamentos do talude. O presente trabalho visa apresentar e discutir resultados iniciais da aplicação da técnica de interferometria por radares de abertura sintética (SAR) para monitoramento de um talude em processo de rastejo junto a uma faixa de dutos. O estudo evidencia o potencial de aplicação da técnica para monitoramento destas áreas. Porém, resultados iniciais da aplicação para o caso estudado indicam limitações da técnica, destacando-se o efeito da cobertura vegetal na qualidade dos pares interferométricos, expressa pela baixa coerência entre as imagens.

PALAVRAS-CHAVE: Interferometria, InSAR, DInSAR, Talude, Rastejo, Monitoramento.

ABSTRACT: A large part of the network of oil and oil products pipelines in Brazil passes through uneven terrain and is susceptible to mass movements, which can affect the flow of these products. Pipeline ruptures caused by mass movements are generally associated with major social, economic and environmental losses, in addition to requiring long repair times for the affected facilities. Monitoring the stability of slopes along the pipeline strip is extremely important for the continuous assessment of safety and decision-making on risk reduction actions, especially in emergency situations. One of the quantities that can be monitored for this purpose is the speed of displacement of this slope over time. The present work aims to present and discuss the results of the application of the interferometry technique using synthetic aperture radars (InSAR) to monitor the displacements of a slope next to a pipeline strip that is in the process of creep. The study indicates that the technique has great potential for application in monitoring these areas and ensuring greater security for society. However, initial results of the application for the case studied highlight limitations of the technique, highlighting the effect of vegetation cover on the quality of interferometric pairs, expressed by the low coherence between the images. The study is ongoing and foresees the use of complementary techniques to mitigate this limitation in the next phase.

KEYWORDS: Interferometry, InSAR, Slope, Creep, Monitoring

1 INTRODUÇÃO

Faixa de dutos é uma área de terreno que abriga uma ou mais tubulações utilizadas para transportar fluidos, como petróleo, gás natural, água, produtos químicos, entre outros. Essas tubulações, também conhecidas como dutos, são instaladas geralmente abaixo da superfície do terreno.

As faixas de dutos são projetadas para garantir a segurança e a eficiência no transporte desses fluidos em longas distâncias. No Brasil, devido à vasta extensão territorial, essas obras podem ter centenas ou milhares

de quilômetros, atravessando áreas geograficamente diversas, como serras, rios, ambientes marinhos costeiros e regiões metropolitanas. Além disso, a diversidade geológica e geomorfológica encontrada nessas áreas implica em diferentes tipos de solos e condições hidrogeológicas, demandando projetos de engenharia variados para escavação, fundações e estabilização de taludes.

Estradas, linhas de transmissão, gasodutos, oleodutos etc., bem como outros tipos de obras de engenharia, podem ser ameaçadas por eventos naturais adversos como deslizamentos (termo usado no presente artigo para designar os movimentos de massa em encosta), inundações, erosões, terremotos, furacões, maremotos etc. Os desastres associados a tais eventos, podem ocasionar impactos ambientais consideráveis, gerar prejuízos financeiros de elevada monta, danos sociais e perdas de vidas humanas. No caso de dutos de transmissão (oleodutos, gasodutos, polidutos, aquedutos, etc), as falhas causadas por fenômenos naturais são menos frequentes, comparando-se com falhas relativas à corrosão e ações de terceiros, entretanto, merecem bastante consideração, tendo em vista que deslizamentos podem ocorrer em locais, onde as condições de acesso podem complicar as operações de contenção de vazamentos e ainda dificultar a estabilização do maciço afetado em curto prazo.

Diversos acidentes causados por problemas geotécnicos em dutos, principalmente escorregamentos com rompimento e vazamento, já foram relatados por Piccarelli et al. (2004), Soares et al. (2001), entre outros. Nestes casos, a preocupação é muito grande devido aos efeitos em cascata associado a exposição de dutos à ameaça de deslizamentos (Girgin et al., 2019; Zhang et al., 2020)

Ações preventivas são de suma importância para reduzir o perigo (*hazard*) associado ao evento geológico adverso, de forma a garantir a integridade das instalações e sua operação segura. Para isto sistemas de alerta são de suma importância para o monitoramento de parâmetros que indicam o grau de segurança quanto a ocorrência de deslizamentos.

Uma das técnicas em desenvolvimento que vem sendo utilizada para mapear e monitorar os movimentos de superfície é a tecnologia de imageamento por radar de abertura sintética (SAR). Esta técnica é denominada Interferometria Diferencial (DInSAR). Diante do seu caráter inovador, é importante a realização de estudos para avaliar a viabilidade do uso desta técnica para monitoramento de movimento de massa.

O presente trabalho visa contribuir para avaliar a aplicabilidade da técnica, tendo como estudo de caso uma encosta, no Estado da Bahia, que vem sofrendo rastejo tendo uma faixa de dutos ao seu pé. Foram utilizadas para o processamento DInSAR, imagens do programa Sentinel, que são fornecidas gratuitamente pela Agência Espacial Europeia (ESA). Após aquisição das imagens foi feito o seu processamento no programa de fonte aberta SNAP (Sentinel Application Platform), disponibilizado pela Agência Espacial Europeia. Finalmente, são apresentados os resultados da análise na área de estudo, visando discutir a aplicação da técnica DInSAR no monitoramento do referido talude pelo método adotado.

É importante frisar que este trabalho apresenta resultados iniciais e que o estudo encontra-se em desenvolvimento, devendo incorporar, nas fases seguintes, outras técnicas DInSAR para o processamento das imagens.

2 INTERFEROMETRIA DIFERENCIAL SAR (DInSAR)

O radar de abertura sintética, do inglês Synthetic Aperture Radar (SAR), é composto por um sensor ativo que é capaz de gerar sua própria energia eletromagnética na faixa das micro-ondas e, de acordo com Trevett (1986), consegue realizar medições da superfície terrestre em condições adversas do clima e até mesmo em regiões cobertas de nuvens. Sendo assim, SAR é um sistema de imageamento ativo e coerente, que envia a intervalos regulares pulsos de micro-ondas, e registra a parcela da intensidade da radiação retroespalhada pela superfície.

O funcionamento mais elementar de um sistema radar consiste na detecção e medida da distância entre o sensor e o alvo, a partir da determinação do tempo de atraso do sinal emitido. Em uma imagem SAR, o brilho (ou intensidade) de cada pixel é proporcional à potência do sinal de retorno recebido pela antena, que varia em função da interação entre os parâmetros do sistema, dos alvos e do sinal de retorno. Alves et al. (2023) cita que uma imagem SAR pode conter, além de informações topográficas, elementos de deslocamento da superfície terrestre. Sendo assim, cada pixel da imagem interferométrica está relacionado com a elevação do terreno, possibilitando com isso a geração de um modelo digital de elevação (MDE).

Uma medida importante da qualidade de um interferograma é a coerência interferométrica, que é um conceito chave na análise de imagens de radar de abertura sintética. Refere-se à consistência das ondas de

radar refletidas ao longo do tempo em uma determinada área. Quanto maior a coerência interferométrica, mais estáveis são as características da superfície observada. Em resumo, a coerência interferométrica é fundamental para extrair informações precisas sobre mudanças na superfície terrestre a partir de imagens de radar.

A interferometria SAR consiste em combinar duas imagens complexas adquiridas por sensores em posições ligeiramente distintas, o que permite derivar informações acerca da topografia de uma determinada região. Entretanto, se duas imagens SAR são adquiridas exatamente da mesma posição, mas em tempos distintos, qualquer mudança na posição de um alvo na superfície entre as aquisições será detectada. Na prática, no entanto, as plataformas orbitais não descrevem exatamente a mesma trajetória. Como consequência, a fase interferométrica irá sempre conter uma componente associada à topografia. A ideia básica da técnica de Interferometria SAR Diferencial (DInSAR - Differential SAR Interferometry), ou DInSAR clássica, é justamente isolar a componente relativa à deformação da componente topográfica, permitindo a detecção de deslocamento entre as aquisições de imagens SAR, como ilustrado na Figura 1. De modo simplificado, a técnica DInSAR explora a informação contida na fase de radar de, no mínimo, duas imagens complexas adquiridas em diferentes épocas, sobre uma mesma área e que formam um par interferométrico.

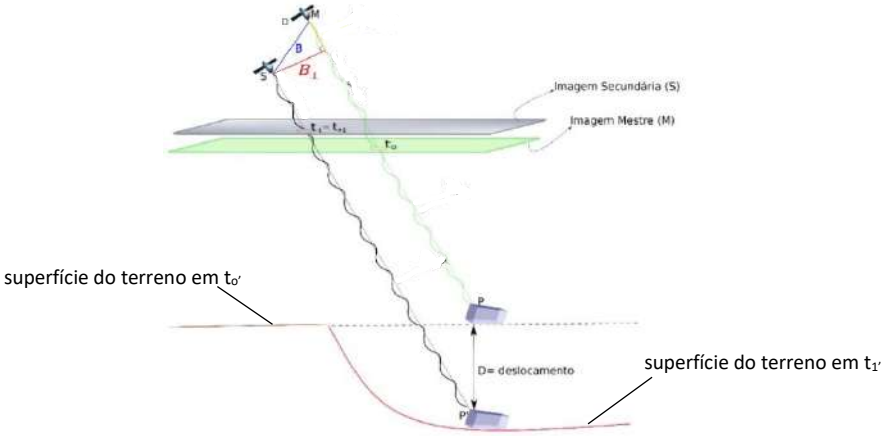


Figura 1: Exemplo simplificado de uma interferometria SAR ilustrando uma deformação do terreno ocorrida entre duas passagens de satélite. Fonte: Alves et al. (2023) – Modificado.

3 APLICAÇÃO DA TÉCNICA DInSAR EM MONITORAMENTO DA MOVIMENTAÇÃO DE TALUDES

Vários trabalhos acerca de monitoramento de movimentação de taludes usando DInSAR vem sendo publicados recentemente. Na área de dutos, segundo O'neil e Samcheck (2002) foi realizado, em 2000, um estudo do Pipeline Research Committee International (PRCI) em uma faixa de dutos da TransCanada, empresa que opera mais de 38.000 quilômetros de dutos no Canadá. Este estudo comparou leituras convencionais de inclinômetros com a tecnologia DInSAR e comprovou a boa capacidade desta tecnologia para o monitoramento. A TransCanada começou, então, a usar a tecnologia DInSAR no seu programa de monitoramento nas encostas de Alberta. Viana et al. (2022) apresentam resultados da aplicação experimental, em parceria com Furnas Centrais Elétricas, da técnica DInSAR no monitoramento de deslocamentos da crista e do talude de jusante de uma barragem de terra e enrocamento com altura máxima de 75 metros e comprimento de crista de 358 metros, localizada no Estado de Minas Gerais, utilizando imagens do radar Sentinel-1.

A crescente disponibilidade de imagens de satélite SAR (em termos de cobertura espacial e temporal) e o desenvolvimento de algoritmos de processamento precisos levaram à oportunidade de utilizar tecnologias de satélite para aplicações de monitoramento de taludes, permitindo refletir sobre a possibilidade de explorar a técnica InSAR por satélite para fins de previsão de deslizamentos de terra.

No que diz respeito à aplicação de dados multitemporais DInSAR a estudos de deslizamentos, a literatura científica tem discutido amplamente os limites desta técnica, como por exemplo: a resolução temporal que pode limitar a análise em áreas onde as mudanças na superfície ocorrem rapidamente; a resolução espacial, que pode ser um problema para detectar deslizamentos em pequena escala ou para distinguir entre diferentes tipos de movimentos de massa; a interferência atmosférica, onde a presença de vapor d'água pode causar interferência nos sinais de radar, especialmente em regiões com vegetação densa ou com condições

atmosféricas variáveis; e, finalmente, a baixa coerência interferométrica, que pode ser causada por uma série de fatores como, mudanças sazonais na vegetação, cobertura de neve e interferência urbana.

De acordo com Youden et al. (2002), uma das grandes vantagens da técnica é a área de cobertura das imagens, que pode representar redução de custos de campanhas de campo tradicionais, tais como leituras de inclinômetros e marcos superficiais.

4 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo deste artigo está localizada em um faixa de dutos na Bahia (Figura 2).

Como pode ser observado, a área instável tem direção longitudinal aproximada SW-NE e, partindo da Faixa de Dutos, provavelmente se estende por mais de 100 m nesta direção. Os degraus que se observa no limite a montante da área são muros de arrimo em gabiões existentes. Em junho de 2020, através de inspeções no trecho estudado, foi observada uma elevada movimentação do terreno junto a Faixa de Dutos, com direção do movimento aproximadamente perpendicular a faixa.

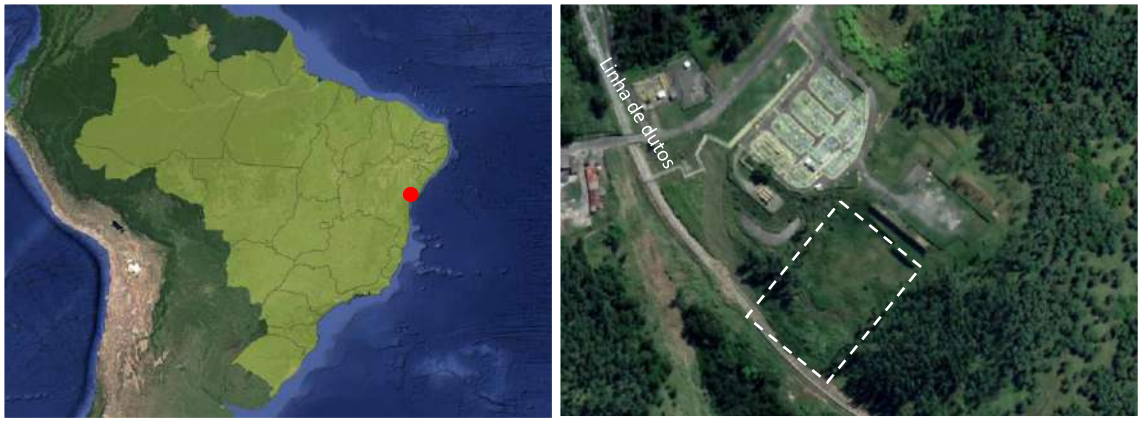


Figura 2: Localização aproximada no território nacional e vista área da área de estudo com indicação da área em rastejo atingindo a linha de dutos a jusante (retângulo tracejado).

Experiências anteriores na região mostram que rupturas de taludes naturais de pequena inclinação, são precedidas de processos de movimentação lenta da encosta (rastejo) tendo superfície de ruptura em camada superior do subsolo, constituída por material argiloso potencialmente expansivo resultante do intemperismo do maciço de folhelho subjacente, como é o caso do presente trabalho. O perfil geotécnico do terreno é apresentado na Figura 3. Destaca-se no perfil geotécnico um afloramento do nível d'água no talude, situação muito comum em casos de rastejo.

Com a interpretação das imagens aéreas e do perfil geotécnico do terreno, pôde-se confirmar as experiências anteriores na região em condições geotécnicas semelhantes, segundo as quais as instabilidades geotécnicas se manifestam com movimentos predominantemente lentos. Para tais situações o monitoramento de deslocamentos do terreno é muito importante para o controle de segurança geotécnica da encosta, corroborando com a relevância de se avaliar o uso da técnica DInSAR para tal fim.

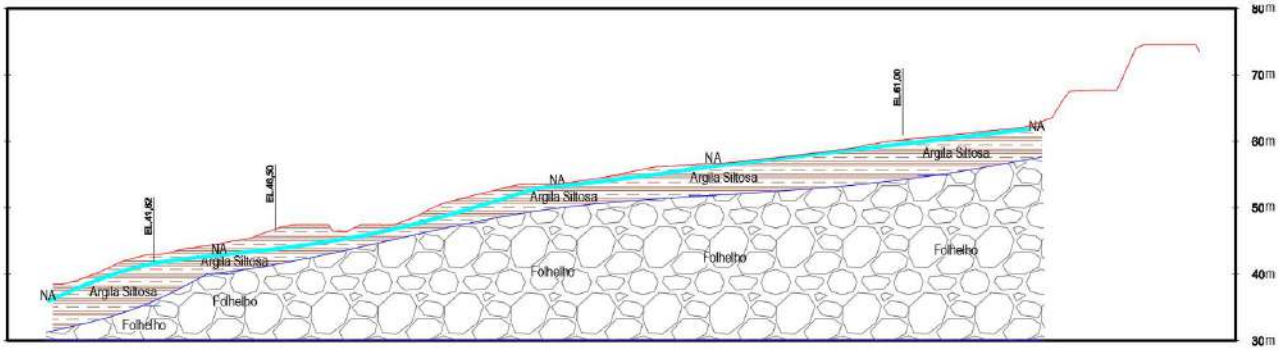


Figura 3: Perfil geotécnico da área de estudo. Fonte: Autor.

5 METODOLOGIA DE TRABALHO

A aplicação da técnica para a área de estudo seguir os passos descritos abaixo.

Primeiramente separaram-se 14 imagens SAR obtidas da Instalação de Satélite do Alasca (Alaska Satellite Facility - ASF). A ASF disponibiliza imagens de radar de diversos satélites e, conforme citado anteriormente, foi escolhida a utilização das imagens obtidas pelo programa Sentinel, da Agência Espacial Europeia, devido à facilidade de processar estas imagens em um software de código aberto (SNAP). Para escolha das imagens foi definido como período de análise os meses de Junho de 2019 a Junho de 2020 com objetivo de realizar a avaliação dos 12 meses anteriores a constatação, a partir de inspeções visuais, do movimento do maciço. O trabalho se ateve ao programa Sentinel 1, cujo satélite possui órbita polar e um ciclo de 12 dias e 175 órbitas por ciclo. Seus sensores têm capacidade de operar em modos de dupla polarização HH/HV ou VV/VH e polarização única HH ou VV.

Foi utilizado para análise das imagens SAR o programa de código aberto SNAP (Sentinel Application Platform). Este software consiste em uma coleção de ferramentas de processamento, leitores e gravadores de produtos Sentinel e de outras missões SAR, como ERS-1 e 2, ENVISAT, TerraSAR-X, dentre outros. A versão utilizada foi a 8.0.

O processamento interferométrico foi inicialmente feito em uma única etapa cujo objetivo foi calcular a coerência interferométrica entre os pares de imagem. Para processamento das imagens foram utilizadas duas imagens mestre para cada ano avaliado, uma para o ano de 2019 e outra para o ano de 2020. As demais imagens foram consideradas escravas, produzindo-se um total de 12 pares interferométricos.

Para a verificação da viabilidade técnica do uso da técnica de DInSAR, o presente trabalho adotou como critério a coerência interferométrica dos pixels, por ser o indicador de qualidade do interferograma. Vários autores têm analisado a viabilidade da interferometria diferencial clássica (DInSAR) em função da coerência. Fárová et al. (2019) cita que a técnica DInSAR clássica só funciona corretamente em áreas onde os interferogramas gerados são caracterizados por alta coerência, pois um valor de coerência insuficiente causa valores de diferença de fase não confiáveis. O Canada Center for Remote Sensing CCRS (1999) apresenta valores de coerência a serem considerados para avaliação da qualidade do interferograma (Tabela 1).

Tabela 1: Relação entre coerência e qualidade do interferograma.

Coerência interferométrica	Qualidade do interferograma
0,0 – 0,3	baixa
0,3 – 0,5	moderada
0,5 – 0,7	boa
0,7 – 1,0	excelente

Fonte: CCRS, 1999.

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foram selecionados uma série de pontos localizados no talude em análise e em suas imediações, indicados na Figura 4 como referências para a avaliação da coerência dos pares interferométricos e cálculo dos deslocamentos. O objetivo de ampliar a área de análise foi poder promover um comparativo entre coerências no talude propriamente dito e em área contíguas. Os resultados da estimativa de coerência estão apresentados na Figura 5.

Segundo a literatura, entre as superfícies de terreno típicas com baixa coerência estão as áreas com vegetação densa. Além disso, mudanças na umidade próxima à superfície também podem causar perdas de coerência. Singhroy (2002) apud Maccardle et al. (2005) menciona a falta de coerência como principal fator que limita o monitoramento interferométrico, particularmente em regiões úmidas com muita vegetação.

Observa-se que a principal região que é o foco deste estudo, ou seja, o talude em rastejo (vide Figura 4), não apresenta, de uma maneira geral, boa coerência. Tal resultado pode ser devido a presença de vegetação e à umidade junto a superfície do solo, posto que se observou surgência de água na metade superior do talude (Figura 3). O nível d'água elevado pode ter deixado a massa de solo com teor de umidade suficiente para diminuir o nível de correlação dos sinais entre as duas imagens SAR. Por outro lado, os locais sem a presença de vegetação e com um certo grau de urbanização (cobertura em concreto) apresentou alta coerência indicando qualidades dos interferograma de boa a excelente.

Figura 4: Pontos para avaliação da coerência interferométrica, com indicação da área em rastejo (retângulo tracejado).

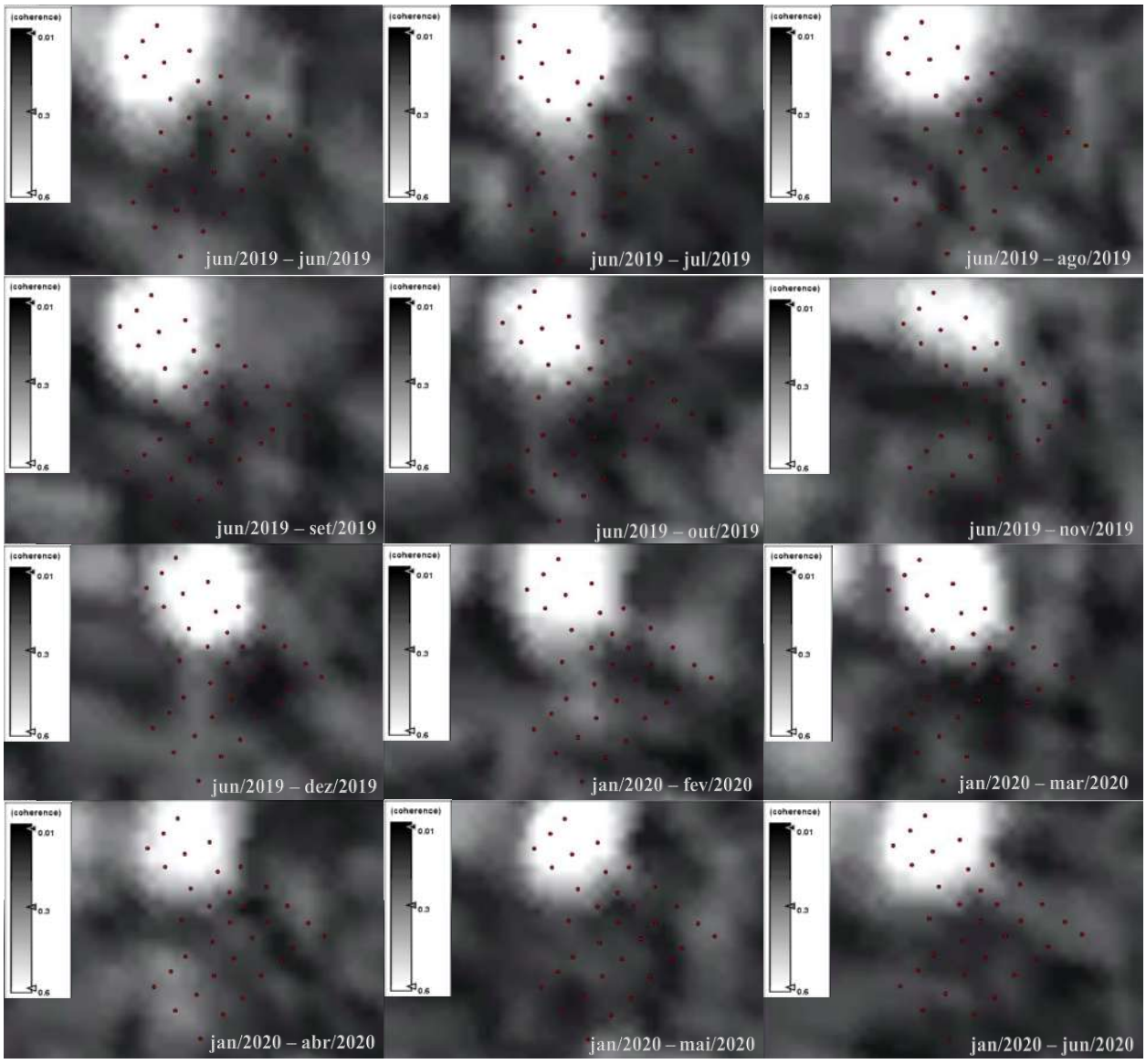


Figura 5: Resultado matricial da coerência no período de Jun/2019 a Jun/2020. Fonte: Autor.

Apesar da baixa coerência, decidiu-se por processar os deslocamentos para dois pares de imagem, jun/2019-dez/2019 e jan/2020-maio/2020. Entretanto, diante da baixa coerência das imagens, optou-se por não apresentar tais resultados no presente trabalho, necessitando de uma investigação mais detalhada, demandando a análise de uma quantidade adicional de imagens, que será objeto de estudo de um futuro trabalho.

Autores (ex: Glaser et al., 2002; Kajuna et al., 2011; Walter et al., 2011) citam a problemática da baixa coerência por afetarem a confiabilidade dos dados de deslocamento obtidos pelas técnicas DInSAR clássicas, principalmente, em área afetadas por mudanças sazonais, vegetação densa ou processos de deformação complexos. Eles propõem o uso de métodos para otimizar a coerência de forma a melhorar a qualidade dos resultados.

7 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Procurou-se apresentar no trabalho a aplicabilidade da técnica DInSAR clássica para o monitoramento de deslocamentos em um talude. Os resultados indicaram uma clara influência da cobertura do terreno na coerência dos pares interferométricos. O trecho de maior interesse do presente estudo, caracterizado pela região do processo de rastejo apresentou baixa coerência devido, provavelmente, à presença de vegetação, mesmo sendo rasteira, e à umidade elevada junto a superfície do terreno, prejudicando a utilização da técnica para o cálculo dos deslocamentos. Quando a coerência é baixa, as medidas de deslocamento da superfície podem não ser confiáveis.

Devido à baixa coerência dos interferogramas obtidos pela técnica DInSAR clássica para a área de interesse, pretende-se avaliar em futuras etapas da presente pesquisa o uso da técnica PSI (Persistent Scatterer Interferometry), que, ao selecionar alvos de melhor coerência na imagem analisada, tem se mostrado adequada para regiões com deficiência de correlação atmosférica, temporal e espacial, conforme evidenciado por Crosetto, et al. (2005).

8 AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio ao desenvolvimento da presente pesquisa.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alves, S. C., Krueger, C. P., Dalazoana, D. (2023). Técnica PSInSAR na Avaliação de Deslocamentos: Uma Análise Conceitual, Aplicações e Perspectivas. *Revista Brasileira de Cartografia*. Sociedade Brasileira de Cartografia, Geodésia, Fotogrametria e Sensoriamento Remoto. Vol. 75.

CCRS, (COMM). (1999). *Fundamentals of Remote Sensing. A Canada Centre for Remote Sensing Tutorial.*

Crosetto, M., Crippa, B., Biescas, E., Monserrat, O., Agudo, M., Fernández, P. (2005). Land Deformation Monitoring Using SAR Interferometry: State-Of-The-Art. *Photogrammetrie Fernerkundung Geoinformation* (6).

Fárová, K., Jelének, J., Kopacková-strnadová, V., Kycl, P. (2019). Comparing DInSAR and PSI Techniques Employed to Sentinel-1 Data to Monitor Highway Stability: A Case Study of a Massive Dobkovicky Landslide, Czech Republic. *Remote Sens*., 11, 2670. https://doi.org/10.3390/rs11222670

Girgin, S.; Necci, A., Krausmann, E. (2019). Dealing with cascading multi-hazard risks in national risk assessment: The case of Natech accidents. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, Volume 35. https://doi.org/10.1016/j.ijdrr.2019.101072

Glaser S. H., Bürgmann, R., Zebker, H. A. (2002). InSAR coherence analysis and estimation of hydrogeological parameters in a tectonically active region: Mammoth Lakes Basin, California. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, Volume 107.

Kajuna, P. M. M., Park H., Kim , S. W., Choi , J. H. (2011). Interferometric synthetic aperture radar (InSAR) coherence analysis and integration with optical data for land-cover classification mapping in Tanzania. *International Journal of Remote Sensing*, Volume 32.

Maccardle, A. et al. (2005). Pipeline Monitoring With Interferometry in Non-Arid Region. In: *Rio Pipeline Conference & Exposition*, 2005, Rio de Janeiro. *Proceedings*. Brazil. CD-ROM.

Viana, D. R., Mendonça, M. B., Silva, W. B., Rocha, C. H. O. (2022). Aplicação da interferometria por Radar de Abertura Sintética (SAR) Sentinel-1 no monitoramento de taludes de uma barragem In: *VIII Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas (VIII COBRAE)*, Porto de Galinhas.

O´Neil, G. Samchek, A. Satellite-based monitoring of slope movements on Transcanada´s Pipeline System. (2002). In: 4th *International pipeline conference*, Calgary. *Proceedings*. Canadá: CD-ROM.

Picarelli, L., Mandolini, A., Giusti, G. (2004). Interaction between slow active landslides and pipelines. *Ninth International Symposium on Landslides*. Workshop on Landslides and lifelines – submarine landslides affecting pipelines and lifelines in slow moving slides in areas prone to debris flow events. CD-ROM.

Soares, J., Musman, J. V. R. (2001). Estabilização e Monitoramento de Encosta em Solo Coluvionar na Serra do Mar. In: III *Conferência brasileira sobre estabilidade de encostas*. *Anais*... Rio de Janeiro: Perfect Press, p.571-577.

Trevett, J. W. (1986). *Imaging Radar for Resources Surveys*. New York: Chapman&Hall.

Younden, J. et al. (2002). Satellite-based monitoring of subsidence ground movement impacting pipeline integrity. In: 4th *International pipeline conference*, Calgary. *Proceedings*. Canadá: ASME.

Zhang, S.; Xu, D.; Shen, G.; Liu, J.; Yang, L. (2020). Numerical Simulation of Na-Tech Cascading Disasters in a Large Oil Depot. *Int. J. Environ. Res. Public Health*, 17, 8620. Disponível em <https://doi.org/10.3390/ijerph17228620>. Acesso em: 15 mar. 2024

Walter, T. R., Parolai, S., Wang, R. (2011). *Coherence optimization in multi-temporal InSAR time series analysis: an application to the Maule earthquake in Chile*. Remote Sensing of Environment, Vol. 115.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/496

Aplicação de borracha de silicone líquida como elemento de vedação em ensaios de permeabilidade de solos argilosos utilizando permeâmetro

Patricia Casarotto de Oliveira
Professora, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, Brasil, patriciac@utfpr.edu.br

Marcos Vinícius Schlichting
Técnico de Laboratório, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, Brasil, mvinicius@utfpr.edu.br

Wilson Leobet
Técnico de Laboratório, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, Brasil, wleobet@utfpr.edu.br

Débora de Oliveira Fernandes
Geóloga, Fundação Parque Tecnológico Itaipu, Foz do Iguaçu, Brasil, deboraof@pti.org.br

Marcos Antonio Costantin Filho
Engenheiro Especialista em Segurança de Barragens, Norte Energia S.A, Altamira, Brasil, marcosfilho@norteenergiasa.com.br

RESUMO: Para a determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável com uso de permeâmetro, a normativa brasileira recomenda revestir a superfície lateral do corpo de prova com uma camada fina de parafina e depois preencher o restante do volume do permeâmetro com camadas de argila plástica (bentonítica). A colocação da argila é um processo delicado, desenvolvido em camadas e compactado cuidadosamente para evitar o aparecimento de fluxo lateral através da parede do permeâmetro. Em solos de baixa coesão, amostras indeformadas ou de estrutura frágil, esse processo é ainda mais complexo e a perturbação da amostra durante a compactação da argila compromete o resultado do ensaio. Ainda há a possibilidade da perda da amostra e retrabalho quando a vedação não é eficiente. Nesse sentido, o objetivo do trabalho foi testar uma borracha de silicone como material de vedação alternativo. Os resultados mostraram que a vedação com borracha de silicone foi eficiente e de fácil aplicação, preencheu todo o espaço entre o permeâmetro e o corpo de prova, corrigindo as imperfeições geométricas presentes. As atividades e resultados contemplados no artigo são parte dos estudos desenvolvidos no Programa de P&D Aneel (PD-07427-0322/2022) financiado pela Norte Energia S.A.

PALAVRAS-CHAVE: Permeabilidade, Permeâmetro, Solo Argiloso, Fluxo de Parede Lateral, Borracha Líquida de Silicone.

ABSTRACT: To determine the permeability coefficient of clays in a permeameter, Brazilian Standards recommend covering the lateral surface of the sample with a thin paraffin layer and then filling the remaining volume of permeameter with layers of plastic clay. Placing clay is a delicate process, executed in layers and carefully compacted to prevent side-wall leakage. This procedure becomes more complicated when dealing with low cohesion soils, undisturbed soil samples and soils with a fragile structure. The disturbance of the sample during clay compaction compromise the test result. Additionally, there is a risk of sample loss and the need for rework if seal is not efficient. In this context, the objective of the article was to investigate silicone rubber as an alternative replacement material. The results indicated that the silicone rubber seal was efficient and easy to apply, filling the entire space between the permeameter and the sample, thus correcting geometric imperfections. The activities and results outlined in the article are part of the research conducted within the Research and Development Program funded by Norte Energia S.A. (PD-07427-0322/2022) under the Aneel (Brazilian Electricity Regulatory Agency).

KEYWORDS: Permeability, Permeameter, Clay Soils, Side-Wall Leakage, Liquid Silicone Rubber.

1. INTRODUÇÃO

A NBR 14545 preconiza dois métodos de ensaio para a determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável. O método "A" utiliza uma câmara triaxial, com controle de tensões efetivas. Já o método "B" é conduzido como uma alternativa, quando não se dispõe dos equipamentos requeridos no método "A", e faz uso de permeâmetros. No método "A", o corpo-de-prova deve ter diâmetro e altura mínima de 3,5 cm, enquanto no método "B", o diâmetro e a altura devem ser da ordem de 10 cm. Especificamente no método "B", a superfície lateral do corpo de prova é revestida com uma camada fina de parafina e envolta por uma camada de argila plástica (bentonítica), responsável pela vedação entre a amostra e a parede do permeâmetro. A colocação da argila é um processo delicado, desenvolvido em camadas da ordem de 20 mm de altura, compactada cuidadosamente para evitar o aparecimento de caminhos preferenciais entre as paredes do cilindro e o corpo de prova (ABNT, 2021). Em solos de baixa coesão, amostras indeformadas ou de estrutura frágil, esse processo é ainda mais complexo. Destaca-se que durante o processo de montagem, devido à necessidade de compactação da argila plástica, podem ocorrer perturbações na amostra, bem como há a possibilidade de perda da amostra e retrabalho quando a vedação não é eficiente. Ainda, em caso de perturbação da amostra durante a compactação da argila de vedação, o resultado do ensaio fica comprometido.

A existência de caminhos de fluxos preferenciais na interface solo-parede de equipamentos de campo e laboratório é uma preocupação constante nos estudos de percolação de água em solos. Nesse sentido, o objetivo do trabalho foi testar a aplicabilidade de uma borracha de silicone como material de vedação alternativo em ensaios de permeabilidade. O trabalho justifica-se ao investigar novos materiais para melhorar o tempo de preparo de ensaio e com menor perturbação na amostra, especialmente para corpo de prova indeformado ou de estrutura frágil.

Esse artigo é parte integrante do projeto de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D) intitulado "Modelo de previsibilidade de evolução de canalículos e desenvolvimento de metodologia e software para mitigação dos impactos nas fundações de barragens", sendo identificado pelo código PD-07427-0322/2022, financiado pela Norte Energia S.A. por meio do Programa de P&D da Agência Nacional de Energia Elétrica (Aneel).

2. TÉCNICAS DE VEDAÇÃO EM ENSAIOS DE PERCOLAÇÃO DE ÁGUA EM SOLOS

O coeficiente de permeabilidade de um solo "k" é uma unidade de velocidade (cm/s) que expressa à facilidade de passagem do fluxo de água pelo meio poroso. Os métodos de cálculo são norteados pela Lei de Darcy, em regime de escoamento laminar. Quando analisado em laboratório, os ensaios podem ser realizados em corpo de prova moldado (compactação do solo deformado) ou talhado (amostra indeformada com preservação da estrutura original do solo). Em solos argilosos, com coeficientes de permeabilidade menores que 10^{-5} cm/s, os ensaios de permeabilidade são conduzidos à carga hidráulica variável (ABNT, 2021).

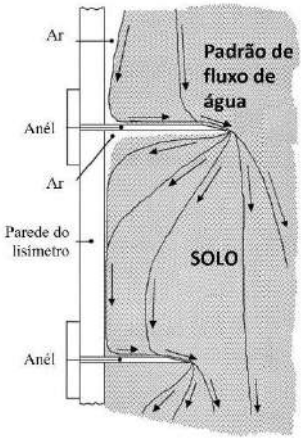
Especialmente em amostras indeformadas e em equipamento de parede rígida, um problema difícil de contornar é o fluxo de água preferencial entre o solo e a parede do equipamento, referido no meio científico como fluxo de parede lateral. Destaca-se que algumas técnicas e materiais têm sido avaliadas para eliminação deste efeito, como é o caso do uso de dispositivos físicos para redirecionamento do fluxo de água para dentro do solo, o aumento da rugosidade da parede interna do tubo porta amostra, o uso de argila plástica e o uso de espuma expansiva de poliuretano. Essas informações são apresentadas de forma esquemática no Quadro 1.

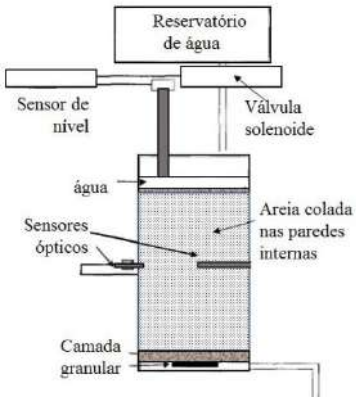
Com relação ao uso de espuma de poliuretano, os autores não encontraram informações na bibliografia sobre os efeitos da ação expansiva na estrutura do solo para ensaios de permeabilidade. No entanto, o poliuretano tem sido utilizado também como remediação de fundação em solos expansíveis, reforçando seu potencial como preenchimento de descontinuidades. Nesses casos, os pesquisadores observaram que ao injetar a espuma no solo, além dela se propagar através das fissuras existentes, constatou-se a formação de novas fraturas na interface solo/espuma, a uma profundidade de cerca de 3 mm. Em geral, quanto mais largas forem as fissuras, maior será a capacidade de propagação da espuma, podendo preencher fissuras de até 0,5 mm (Buzzi et al. 2008; Sabri, Vatin, and Alsaffar 2021).

Outra técnica empregada é o uso da parafina, bastante comum nas etapas de campo e laboratório durante o preparo de amostras indeformadas. No entanto, a parafina é um derivado do petróleo e a sua exposição pode

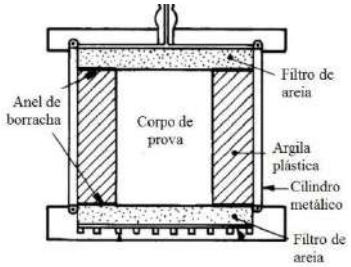
acarretar em consequências toxicológicas que são subnotificadas e com consequências pouco difundidas. Silveira et al. (2015) apresentam os principais aspectos toxicológicos da exposição ocupacional à parafina, as principais manifestações clínicas (efeitos nos sistemas nervoso, digestivo, respiratório e tegumentar), bem como recomendações de primeiros socorros em caso de exposição a este produto químico. Os autores destacam a necessidade de elaboração de campanhas preventivas para minimizar a exposição dos trabalhadores a esse produto.

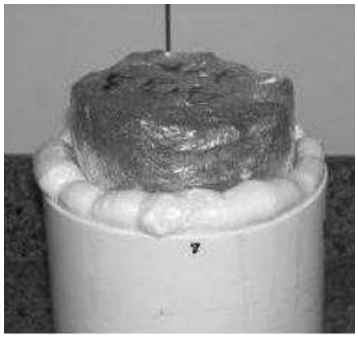
Quadro 1. Exemplos de soluções para controle do efeito de fluxo de parede lateral em ensaios de colunas.

<table>
<tr>
<td>Lisímetro
-Equipamento: Lisímetros - estudo das relações entre água, solo e plantas.
-Solução: Inserção de anéis no interior do equipamento para redirecionar o fluxo de água para o interior do solo.
-Desenho esquemáico
 

Fonte: (Corwin 2000)</td>
<td>Permeâmetro
-Ensaio de coluna de solo para análise do coeficiente de permeabilidade, monitorado com sensor de fibra óptica.
-Solução: colocação de fita adesiva e areia na parede do tubo porta amostra.
-Desenho esquemáico
 

Fonte: (Sentenac, Lynch, and Bolton 2021)</td>
<td>Permeâmetro
-Permeâmetro para determinação do fluxo de contaminantes no solo.
-Espaço entre a pedra porosa e a parede do cilindro foi preenchido com cola 3M para evitar o possível fluxo preferencial pela parede e garantir que o contaminante só passasse pela pedra porosa.
-Registro fotográfico

Fonte: (Farias 2003)</td>
</tr>
<tr>
<td>Permeâmetro
-Ensaio de permeabilidade a carga variável, normativa brasileira.
-Recomenda aplicação de camada de parafina na face lateral do corpo de prova e preenchimento do espaço entre o cilindro e a amostra com argila plástica.
-Desenho esquemáico
 

Fonte: (ABNT, 2021)</td>
<td>Permeâmetro
-Transporte de solutos em colunas de solo
-Solução: preenchimento do espaço entre a amostra de solo e a parede interna do tubo de PVC com espuma de poliuretano expansiva.
-Registro fotográfico
 
Fonte: (Silva et al. 2015)</td>
<td>Permeâmetro
-Ensaio de coluna de solo para análise do coeficiente de permeabilidade.
-Solução: colocação de membrana termo retrátil.
-Registro fotográfico

Fonte: (Velásquez, Osterreicher-Cunha, and Vagar-Jr 2018)</td>
</tr>
</table>

Fonte: Organizado pelos autores (2024).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

O solo residual maduro de basalto utilizado neste trabalho foi coletado em bloco prismático a partir de um talude exposto em uma área de empréstimo na região de Toledo-PR. A caracterização físico-química do solo não será apresentada, pois o enfoque do artigo é a técnica de eliminação do fluxo de parede lateral em ensaio de permeabilidade de parede rígida com o uso de borracha líquida de silicone.

Duas amostras indeformadas de solo foram talhadas para ensaios de permeabilidade com dimensões próximas, diâmetro de 95 mm e altura de 130 mm. O primeiro corpo de prova (CP1) foi preparado conforme procedimentos da NBR 14545: Solo - Determinação do Coeficiente de Permeabilidade de Solos Argilosos à Carga Variável (ABNT, 2021). Nesse caso, a lateral da amostra de solo foi revestida com uma camada fina de parafina líquida. Após secagem da parafina, o corpo de prova foi posicionado no interior do cilindro e envolto com camadas de argila plástica. Este procedimento foi repetido, pois apresentou caminho preferencial de água na primeira montagem, observado durante a fase de saturação do solo. Na segunda tentativa, optou-se por utilizar a argila plástica em uma consistência mais mole, a ponto de possibilitar sua aplicação com uma embalagem de silicone (bisnaga reutilizada e aplicador), em camadas de aproximadamente 20 mm, compactada com auxílio de bastão. Na ponta da bisnaga foi inserida uma mangueira para auxiliar a disposição das primeiras camadas (Figura 1).

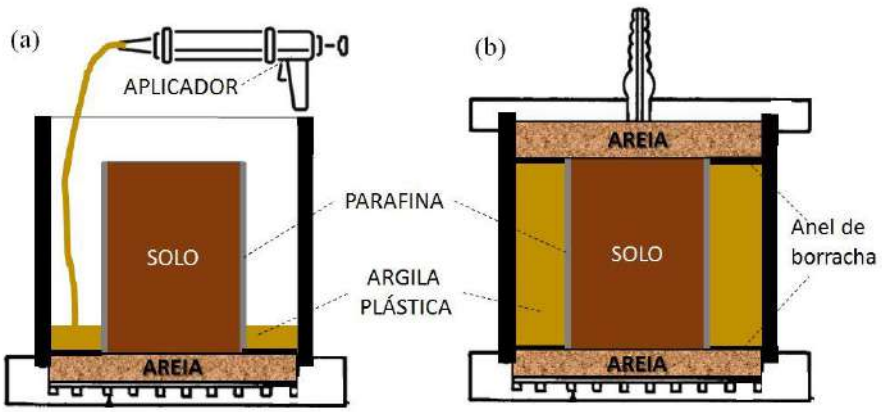


Figura 1. Esquema de preenchimento de espaço entre solo e cilindro com argila plástica. (a) Uso de aplicador, magueira e embalagem de silicone. (b) Montagem de permeâmetro concluída.

O segundo corpo de prova (CP2) foi prepado sem a película de parafina. Foi utilizada borracha líquida de silicone para moldes, referência 6014. A quantidade de catalisador foi de 3%, conforme instrução do fabricante, com tempo de trabalho de 25 a 35 minutos e cura total de 24 horas. Após a talhagem do corpo de prova, a amostra foi posicionada no interior do cilindro, sobre disco de madeira que viabilizou a reserva de espaço da camada de areia (Figura 2.a). O ensaio foi realizado conforme metodologia para carga variável, mas optou-se por inserir manômetros na lateral do corpo de prova, como um teste adicional de análise de possíveis caminhos preferenciais de água (Figura 2.b). Como o tempo de cura da borracha líquida é relativamente curto, adaptou-se um misturador como uma broca de furadeira (Figura 2.c). A mistura borracha+catalisador foi preparada na própria embalagem do fabricante, mantida em vácuo por aproximadamente 2 minutos, até não se observar visualmente bolhas de ar (Figura 2.d). O topo da amostra foi protegido e a borracha líquida disposta lentamente em movimentos circundantes ao corpo de prova (Figura 2.e). A consistência do produto permitiu seu auto-adensamento, preenchendo todo o espaço entre o solo e o cilindro do permeâmetro e com mínima perturbação na amostra, pois não necessitou compactação ou vibração.

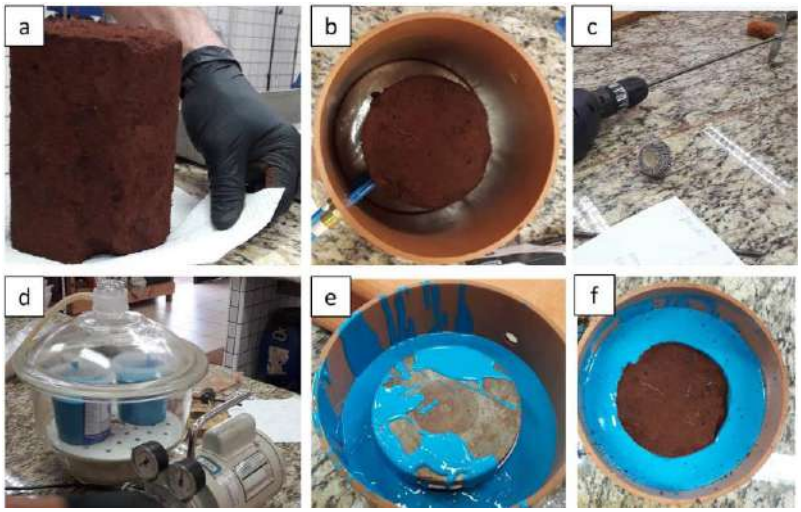


Figura 2. Etapas de montagem de corpo de prova com borracha de silicone. (a) Corpo de prova após talhagem. (b) Posionamento de mangueiras laterais (manômetros). (c) misturador adaptado em furadeira. (d) Remoção de bolhas em vácuo. (e) Disposição da borracha líquida. (f) Aspecto final do topo da amostra após tempo de secagem.

A saturação das amostras e os procedimentos de ensaio foram realizados de acordo com as recomendações da NBR 14545 (ABNT, 2021). O cálculo do coeficiente de permeabilidade foi obtido pela Equação 1. Foram realizadas determinações de k_{20} para um gradiente hidráulico próximo de 2 e carga hidráulica máxima de 0,5 m, para cada amostra.

$$k_{20} = \frac{a.H}{A.\Delta t}.ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right).R_T \quad (1)$$

Sendo,

k_{20}: coeficiente de permeabilidade referido à temperatura de 20˚C (m/s);
Δt: diferença entre os instantes t_2 e t_1 (s);
h_2 e h_1: carga hidráulica nos instantes t_2 e t_1(m);
H: altura inicial do corpo-de-prova (m);
a: área interna da bureta de vidro (m²);
A: área inicial do corpo-de-prova (m²);
R_T: relação entre a viscosidade da água na temperatura de ensaio e a viscosidade da água a 20°C.

Finalizado o ensaio aplicou-se corante azul na água para avaliação visual de possíveis caminhos preferenciais de fluxo de água após desmontagem do ensaio.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

No total foram realizadas 15 medições de coeficiente de permeabilidade para cada corpo de prova, que se diferenciam pelo tipo de vedação lateral, argila plástica (CP1) e borracha de silicone (CP2). Os valores foram plotados em gráfico de barras flutuantes verticais que exibe a diferença entre dois conjuntos de valores no eixo y. Também foi adicionado um gráfico linear para cada amostra, com impressão da média dos valores de k (Figura 3.a). Observou-se que a média é representativa de seus valores para ambos os casos, sendo o valor de k igual a $2{,}86 \times 10^{-5}$ (desvio padrão de $9{,}4 \times 10^{-7}$) para vedação com argila plástica e de $6{,}84 \times 10^{-5}$ (desvio padrão de $1{,}96 \times 10^{-6}$) para vedação com borracha de silicone. Destaca-se que os valores obtidos são muito próximos, sendo o valor de k levemente maior para CP2. Apesar das pequenas diferenças obtidas, consideram-se válidos os resultados. A potencial motivação para a distinção entre os valores obtidos é atribuída às pertubações durante a colocação dos manômetros laterais, conforme será detalhado a seguir.

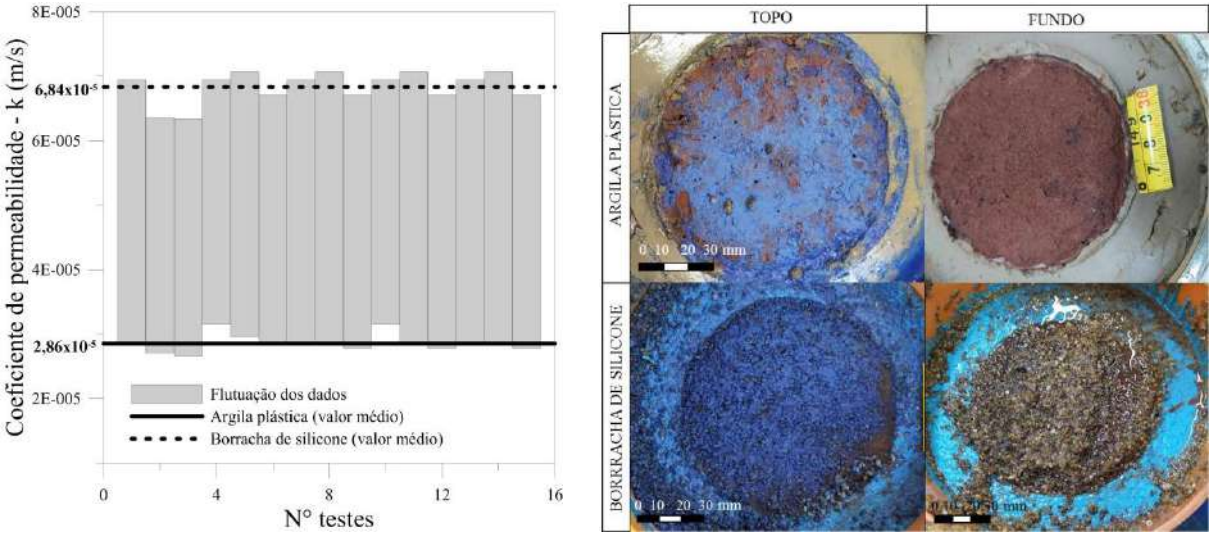


Figura 3. Ensaio de permeabilidade, teste para diferentes materiais de vedação. (a) Resultados dos coeficientes de permeabilidade. (b) Aspecto das amostas após percolação de corante azul.

Com relação aos resultados da aplicação do corante azul na água de percolação, foram registrados os tempos de manifestação da coloração na saída do permeâmetro. Para o CP1, o tempo foi de aproximadamente 60 segundos e para o CP2, 240 segundos. Durante a desmontagem dos ensaios, também foi observado e registrado os pontos de concentração de corante. Não foram observadas concentrações de corante azul entre a parede do cilindro e o material de vedação, nem para a argila plástica, nem para a borracha de silicone. Também não se observou concentração de corante entre o corpo de prova e o material de vedação. Adicionalmente, em ambas as amostras percebeu-se a formação de canalículos, da ordem de 1 mm ou menores, evidenciados pela concentração de corante. Um canalículo bastante evidente foi registrado, com diâmetro de 1 mm, de geometria circular bem definada, conforme Figura 4.b. A presença de raízes também ficou evidenciada pelo corante, indicando um fluxo preferencial da água nessa região, Figura 4.c. Apenas o corpo de prova montado com borracha de silicone (CP2) foi desmontado para avaliar a região que foram inseridos os tubos manométricos. O CP1 foi mantido para outros estudos. Com isso, observou-se que a inserção dos tubos manométricos promoveu uma desestrutução local no solo, onde o corante ficou bastante marcado, criando um fluxo zoneado (o lado oposto do CP2 não ficou marcado com o corante), Figura 4.a.

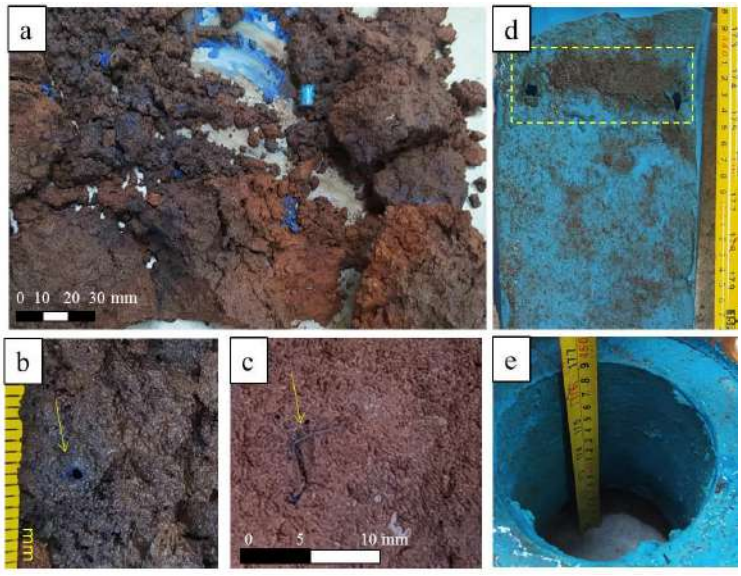


Figura 4. Análise qualitativa pela percolação de corante nas amostras de solo. (a) Solo desestruturado após desmoldagem; (b) Presença de canalículo. (c) Presença de raízes. (d) Superfície de moldagem do CP2, com destaque para região de locação dos manômetros. (e) Molde de borracha de silicone após remoção do solo.

A borracha de silicone possibilitou a moldagem do corpo de prova, ficando registrada toda a rugosidade lateral do corpo de prova. Não foi possível remover o CP2 sem sua desestruturação. A borracha precisou ser raspada, pois ficou fortemente aderida nas paredes do cilindro. Nesse momento também foi possível comprovar que não houve nenhum fluxo lateral de parede. Fez-se um corte para avaliar melhor a superficie de moldagem do solo e observou-se maior rugosidade na região dos manomêtros, reforçando a hipótese de desestrução local do solo.

5 CONCLUSÕES

A borracha de silicone foi preparada em estado líquido e atingiu a cura parcial após alguns minutos da aplicação do catalisador, o que exigiu bastante agilidade durante seu manuseio. Devido ao material isolante estar inicialmente em estado viscoso, apresentou excelente propriedade de auto-adensamento e, com isso, preencheu adequadamente todo o espaço entre o cilindro do permeâmetro e o corpo de prova, possibilitando até corrigir e moldar as imperfeições geométricas nas latereais do corpo de prova. O uso da borracha de silicone dispensou o uso de parafina, que é um material tóxico quando aquecido. No entanto, o catalisador da resina tambem requer cuidados, sua embalagem classifica o produto como pouco tóxico e levemente irritante.

Os resultados mostram que a vedação com uso de borracha líquida é eficiente, mantendo a estrutura do solo durante os ensaios, sendo auto-adensável, não possuindo ação expansiva durante a fase de cura e eliminando a possibilidade de fluxo de parede lateral, uma vez que o material ficou fortemente aderido na superficie de contato com o cilindro.

A desvantagem da borracha de silicone é o fato de ser um material descartável, não permitindo a sua reutilização. Assim, recomenda-se o uso para solos frágeis e amostras indeformadas. Por fim, sugere-se fazer testes para utilizar a borracha de silicone líquida como elemento de vedeção em ensaios triaxias, em substituição à membrana flexível.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Norte Energia S.A. e a Fundação Parque Tecnológico de Itaipu pelo apoio nesse trabalho. Esse estudo está vinculado ao projeto de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D) intitulado “Modelo de previsibilidade de evolução de canalículos e desenvolvimento de metodologia e software para mitigação dos impactos nas fundações de barragens”, identificado pelo código PD-07427-0322/2022, financiado pela Norte Energia S.A, por meio do Programa de P&D da Agência Nacional de Energia Elétrica, e ao Acordo de Cooperação Técnica N° 81-2023, entre a Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Fundação de Apoio à UTFPR (FUNTEF) e Fundação Parque Tecnológico de Itaipu (FPTI).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2021). *NBR 14545: Solo - Determinação Do Coeficiente de Permeabilidade de Solos Argilosos à Carga Variável*. Rio de Janeiro, RJ: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Buzzi, O., Fityus, S., Sasaki, Y. e Sloan, S.. (2008). Structure and Properties of Expanding Polyurethane Foam in the Context of Foundation Remediation in Expansive Soil. *Mechanics of Materials* 40(12):1012–21.

Corwin, D. L. (2000). Evaluation of a Simple Lysimeter-Design Modification to Minimize Sidewall Flow. *Journal of Contaminant Hydrology* 42(1):35–49.

Farias, W. M. (2003). Condutividade Hidráulica de Solos Tropicais Compactados a Hidrocarbonetos Da Gasolina. Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Sabri, M. M. S., Vatin, N. I. e Alsaffar, K. A. M. (2021). Soil Injection Technology Using an Expandable Polyurethane Resin: A Review. *Polymers* 13(21):1–32.

Sentenac, P., Lynch, R. J. e Bolton, M. D. (2021). Measurement of Side-Wall Leakage in Soil Columns Using Fibre-Optics Sensing. Pp. 35–41 in *International Jounal of Physical Modeling in Geotechnics*. Geotechnical and Environmental Engineering Group, Cambridge University Engineering Department.

Silva, J. B. G., Ferreira, P. A., Matos, A. T. e Cecon, P. R. 2015. Comparison between Values of Soil Solute Transport Parameters from Soil Samples with and without Structure (B). *Irriga* 20(1):60–72.

Silveira, H. F., Cerqueira, G. S., Ribeiro Júnior, H. L., Silva, F. F., Freitas, R. M. e Scafuri, A. G. (2015). Aspectos Toxicológicos Da Exposição Ocupacional a Parafina Em Ciências Morfológicas. *Revista Intertox de Toxicologia, Risco Ambiental e Sociedade* 6(3):5–16.

Velásquez, L. G. R., Osterreicher-Cunha, P. e Vagar-Jr, E. A. (2018). Abordagem Experimental Para Ensaio Em Colunas de Solo Indeformado. P. 7 in *IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Salvador, Bahia: ABMS.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/497

Aplicação do método QA/QA no Controle de Compactação em Projeto de Reforço de Barragem de Rejeito de Minério de Ferro

Lincoln Barony
Engenheiro Geotécnico, Belo Horizonte, Brasil, lincolnbarony@gmail.com

Jean Carlos Macson
Engenheiro Geotécnico, Conselheiro Lafaiete, Brasil, jean.carlo.cardoso@vale.com

Geydson Alves
Engenheiro Geotécnico, Belo Horizonte, Brasil, geydson.alves@vale.com

Pedro Henrique Barbosa
Geólogo Geotécnico, Conselheiro, Brasil, pedro.barbosa1@vale.com

Edicarlos Silva
Engenheiro Geotécnico, Entre Rios de Minas, Brasil, Edicarlos.silva@vale.com,

RESUMO: A mineração é a atividade industrial com maior probabilidade de ser degradante e prejudicial ao meio ambiente. Os riscos associados à eventual falha das barragens de rejeitos de mineração são uma grande preocupação para governos e entidades privadas, devido às graves perdas econômicas, ambientais e humanas associadas a estes possíveis eventos. Em função da sequência de rupturas de barragens no Brasil, em um intervalo menor que cinco anos, ficou em evidência a necessidade de rigor técnico na implantação de novas estruturas e reforço das existentes. Este rigor deve ser apresentado através de critérios e processos bem definidos em projeto, refletindo no controle de qualidade em campo. Para os aterros compactados o referido controle é realizado através de ensaios de verificação do Grau de Compactação (GC) e Teor de umidade (W%) do material compactado. Esta verificação assegura a conformidade dos critérios estabelecidos antes do avanço da compactação das camadas superiores. O objetivo do presente trabalho é demonstrar a aplicação da metodologia QA/QC (Garantia de Qualidade e Controle de Qualidade) no controle da construção de aterro compactado.

PALAVRAS-CHAVE: Garantia de Qualidade, Controle de Qualidade, QA/QC, Mineração, Compactação de solo, Aterro.

ABSTRACT: Mining is the industrial activity most likely to be degrading and harmful to the environment. The risks associated with the eventual failure of mining tailings dams are a major concern for governments and private entities due to the serious economic, environmental and human losses associated with these possible events.
Due to the sequence of dam failures in Brazil in an interval of less than five years, the need for technical rigor in the implementation of new structures and reinforcement of existing ones became evident. This rigor must be presented through well-defined project criteria and processes, reflected in quality control in the field. For compacted landfills, this control is carried out through tests to verify the Degree of Compaction (GC) and Moisture Content (W%) of the compacted material. This verification ensures compliance with the criteria established before the advancement of compaction of the upper layers.
The objective of this work is to demonstrate the application of the QA/QC (Quality Assurance and Quality Control) methodology in controlling the construction of compacted landfill.

KEYWORDS: Quality Assurance, Quality Control, QA/QC, Mining, Soil compaction, Landfill.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil há uma necessidade crescente de fortalecer os controles sobre a segurança técnica das estruturas de empilhamento e armazenamento de resíduos, principalmente em empresas de mineração de minério de ferro. Com as rupturas em sequência de duas barragens no Brasil em um curto período de tempo, fica evidente a necessidade em elaborar técnicas rigorosas na implementação de novas estruturas e reforço das existentes que não atendam os padrões estabelecidos pelos órgãos competentes.

Nesse contexto, a pesquisa em questão tem o objetivo de demonstrar a efetividade do método de avaliação do controle de qualidade QA/QC (Quality Assurance e Quality Control) aplicado numa obra de compactação em um projeto de reforço em uma barragem para armazenamento de rejeitos do beneficiamento de minério de ferro no quadrilátero ferrífero.

A aplicação do método QA/QC tem origem na década de 30 e visa controlar a qualidade de produtos ou dados por meio de técnicas estatísticas de amostragem e teste. Dado que inspecionar 100% dos produtos ou dados é impraticável, foram desenvolvidas técnicas estatísticas que permitem amostrar e testar uma proporção representativa, garantindo a qualidade desejada para todo o lote ou produção. Sendo assim Controle de Qualidade (QA) se concentra na prevenção de defeitos durante o processo, o Controle de Qualidade (QC) está direcionado ao produto e visa identificar defeitos. Esse método QA/QC tem por objetivo garantir a integridade dos dados, assegurando que a amostragem seja de alta qualidade e confiabilidade. Segundo Nataly et al. (2019), os procedimentos e controles adotados no método são de extrema importância para que os resultados das amostras sejam usados em tomadas de decisões seguras e assertivas.

Os dados amostrados são oriundos do ensaio de controle tecnológico denominado Hilf, que possibilita determinar o grau de compactação em um ponto de controle, além do valor de desvio de umidade estimado pela metodologia, sem a necessidade de realização do ensaio de umidade em estufa que demanda 24hs (conforme a norma NBR 16097) na localização do ensaio para liberação da camada compactada. Desta forma a validação do controle das camadas de compactação, podem ser verificadas em pouco tempo e com uma margem de erro reduzida (MASSAD,2003).

O método de Hilf é regido pela NBR 12102:2020, que estabelece fundamentos e critérios para a execução do ensaio que é de crucial importância para o controle de qualidade em obras de compactação. Em campo esse procedimento consiste em escavar a até cinco centímetros abaixo do solo que esteja solto para a cravação de um cilindro, juntamente com a coleta de um montante de 10 a 15kg de solo, coletado com auxílio de pás e picaretas e acondicionado em um saco plástico para evitar perda de umidade e ser levado ao laboratório para os ensaios previstos em projeto.

A análise dos dados através do controle tecnológico visa validar os resultados das amostras, abrangendo aspectos como o desvio de umidade(W) e grau de compactação (GC) das amostras ensaiadas, parâmetros essenciais para a liberação de camadas de solo compactado.

2 METODOLOGIA

O presente item contempla a descrição dos materiais utilizados na pesquisa, procedimentos adotados para execução dos ensaios de campo e laboratório.

2.1 Materiais

O estudo foi realizado no estado de Minas Gerais, no quadrilátero ferrífero, utilizando o método QA/QC no controle de qualidade da compactação de projeto de reforço de uma barragem de mineração especificamente em uma área de aterro compactado com volume total na ordem de 465.000 m³.

Desta forma, o método descrito foi aplicado em um projeto de uma berma a jusante da barragem existente m, com material terroso siltoso compactado, envelopado com camada de material argiloso compactado. O grau de compactação mínimo especificado em projeto de 98% em relação ao Proctor Normal.

2.2 Critérios de projeto

Os critérios de projeto para a compactação do aterro foram construídos através de resultados robustos e confiáveis dos ensaios, condicionando todo o processo na garantia de segurança da estrutura. Assim foram definidos os seguintes critérios:

- Espessura das Camadas: As camadas de rejeitos devem ser compactadas com uma espessura de 20 cm. Esta espessura foi determinada com base na capacidade de compactação dos equipamentos disponíveis e na consideração da eficácia da compactação em profundidades controladas.
- Grau de Compactação Mínimo: Após a compactação, cada camada de solo deverá atingir um Grau de Compactação (GC) mínimo de 98%, garantindo que o material tenha uma densidade adequada e seja resistivo aos esforços previstos. Os ensaios devem ser realizados sempre em dois laboratórios distintos.
- Controle da Umidade: Após a compactação, cada camada de solo deverá atingir um desvio de umidade deve ser ($-3 < w < 3$), para silte e ($-2 < w < 2$), para a argila, respeitando os limites para a liberação das camadas em campo. Os ensaios também devem ser realizados sempre em dois laboratórios distintos.

Os critérios foram determinados com base em ensaios laboratoriais prévios (classificação, triaxiais e compactação) e visa garantir os padrões de qualidade e confiabilidade das camadas de aterro compactado, além de convergirem para a segurança geral da operação no longo prazo.

2.3 Métodos

Os dados dos ensaios de compactação, realizados em campo e, posteriormente, em laboratório, feitos através de amostras de solo coletadas pelo método de Hilf, implicaram em resultados robustos e confiáveis para a pesquisa. Foram utilizados dados de dois laboratórios distintos, realizando os testes na mesma camada de solo e com a localização das amostras se distanciando aproximadamente três metros. Para os critérios de projeto foram utilizados ensaios de caracterização completa, granulometria, ensaio de compactação *in situ*, ensaios de permeabilidade e ensaios triaxiais tipo CIU (consolidado não-drenado) e CID (consolidado drenado) em amostras oriundas dos processos de amostragem de projeto para determinação das características do solo. O material ensaiado apresentou características argilosa com porcentagem de silte. Os resultados dos ensaios de Limites de Atterberg apresentam a característica plástica de todos os materiais, confirmando resultados de granulometria descritos previamente. Todos os materiais têm características pouco granulares e possuem altas frações finas.

Tabela 1. Caracterização do solo

Densidade dos Grãos (g/cm^3)	W_{ot}	M. especifica seca máxima (g/cm^3)	Índice de vazios	Limites de Atteberg (LL/LP)	K (cm/s)
2,707	36,5	1,425	1,18	68 / 51	4,560E-04

Neste estudo, adotamos uma metodologia para investigar o desempenho das camadas de solo compactadas, com foco na avaliação detalhada de suas propriedades físicas, mecânicas e geotécnicas. Inicialmente, realizamos a caracterização dos solos, incluindo análise granulométrica, teor de umidade, com presença de materiais finos, compactação e densidade, por meio de ensaios laboratoriais.

Com o objetivo de avaliar a eficácia do processo de compactação, a Figura 1 apresenta o quantitativo dos ensaios de compactação que foram executados em campo pelo método Hilf. Esses ensaios permitiram determinar a densidade máxima seca e a umidade ótima do solo compactados de silte e argila, assim como a previsão de umidade na camada compactada. Os resultados do controle de compactação obtiveram índices satisfatórios de aprovação das amostras de silte e argila, evidenciando o sucesso no processo.

Figura 1. Controle de compactação

3 RESULTADOS

Aplicada a metodologia QA/QC obtivemos resultados com grande exatidão, removendo quaisquer ruídos ou duplicadas da base de dados, atestando a eficácia do método. Os dados foram tratados e executados por dois laboratórios distintos, um fiscalizador (empresa Chammas) e outro executor (a empresa Aterpa) e os resultados de grau de compactação e desvio de umidade em argila e silte, convergiram para a aprovação dos ensaios e consequentemente liberação das camadas compactadas.

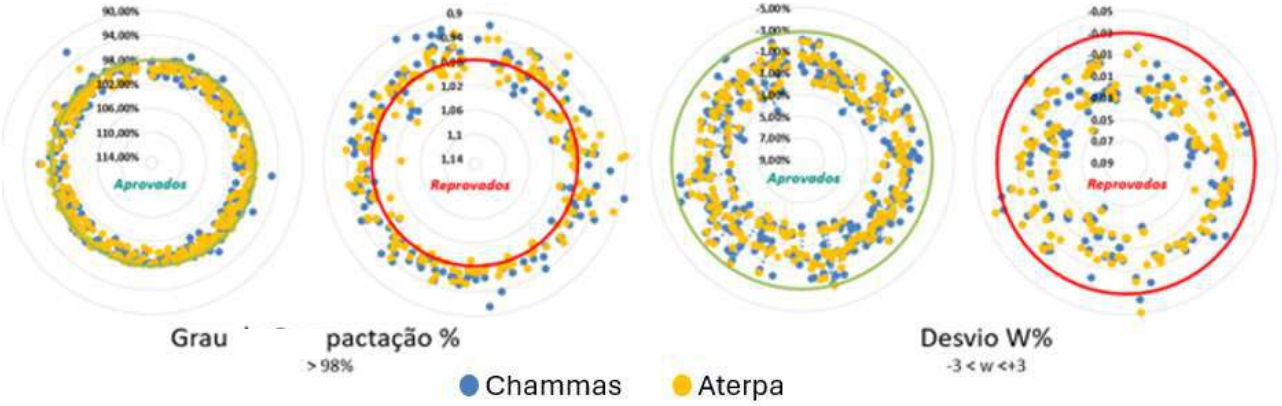


Figura 2. Controle de compactação – Silte

Podemos observar no gráfico da Figura 2 que para o GC houveram algumas camadas aprovadas com ensaios fora do especificado por um dos laboratórios, sendo importante dizer que estas camadas não foram liberadas sequencialmente e que os critérios de projeto permitiam 15% de desvio para todo o maciço. Para a verificação de W todos os ensaios aprovados se encontravam dentro da faixa determinada. Muitos ensaios estão classificados como reprovados por divergência entre os laboratórios, ficando determinado que nestes casos um ensaio reprovado invalidaria o aprovado.

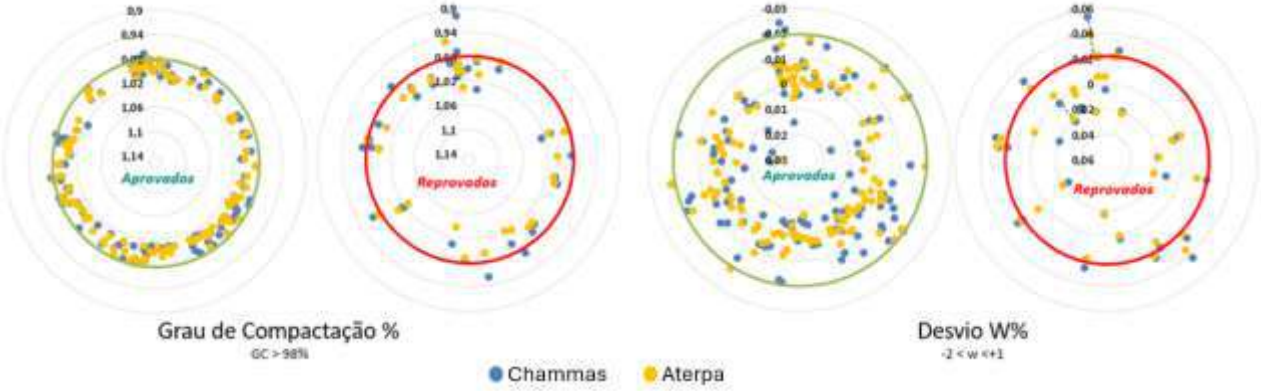


Figura 3. Controle de compactação – Argila

Na Figura 3 podemos observar que a reprovação foi significativamente menor se compararmos com o silte, sendo a principal causa de reprovação a falta de convergência entre os laboratórios.

Importante ressaltar que assim que persistiram a falta de convergência entre os laboratórios iniciou-se uma investigação onde foram identificados desvios na execução dos ensaios conforme Norma xxxx, laboratórios em condições diferentes de climatização, equipamentos necessitando substituição, entre outros pontos que foram identificados e adequados dentro das limitações locais.

3.1 Silte

Através da Figura 4 e 5, pode-se observar que os resultados de comparação estatística nas amostras de silte para os laboratórios Chammas e Aterpa, atingiram a premissa de projeto para o grau de compactação com valores muito próximos, atestando a qualidade dos ensaios.

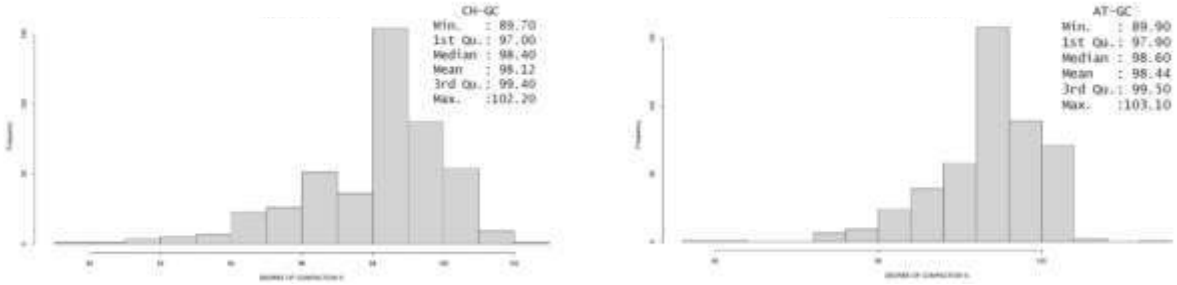


Figura 4. Controle de compactação – Silte

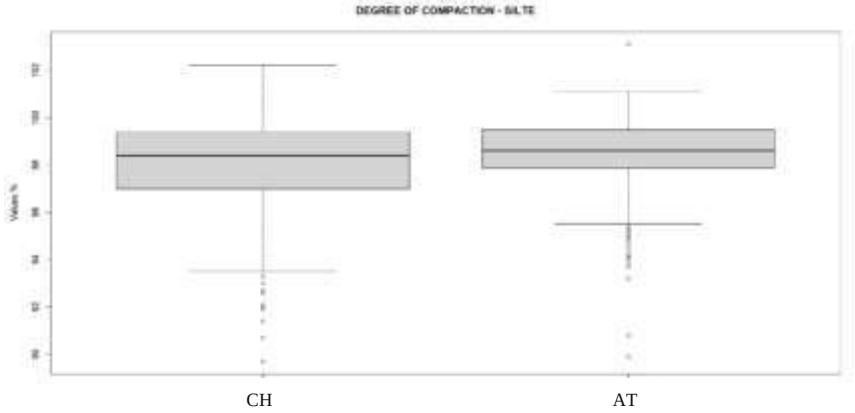


Figura 5. Grau de compactação – Silte

Por meio das análises dos resultados de desvio de umidade no material siltoso, as amostras se mostram condizentes com os critérios de projeto, com a média dos resultados se posicionando no ramo úmido da curva de compactação e com valores dentro da faixa definida em projeto.

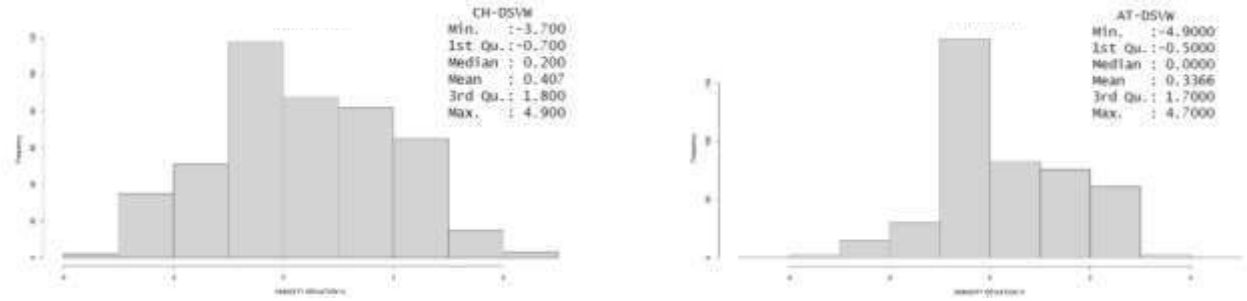


Figura 6. Desvio de umidade - Silte

3.2 Argila

Partindo da mesma premissa de projeto para o material argiloso, obtivemos valores similares nos ensaios e consequentemente em valores de grau de compactação e desvio de umidade na camada de argila. As Figuras 7 e 8 ilustram o comportamento do material em relação aos parâmetros citados.

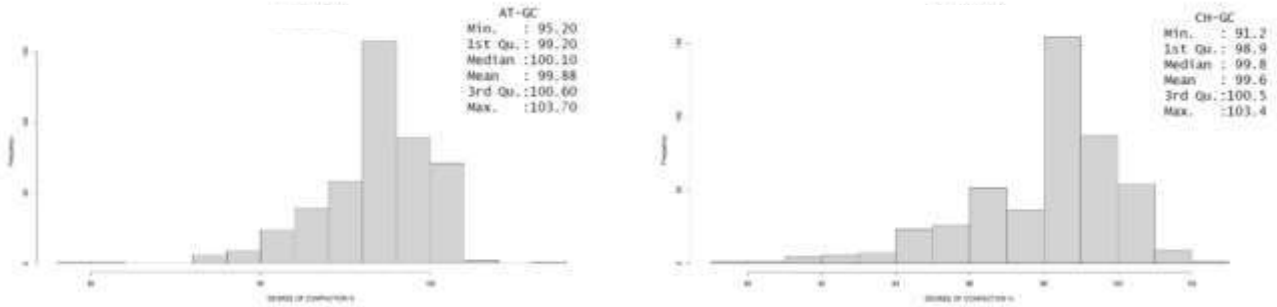


Figura 7. Controle de compactação – Argila

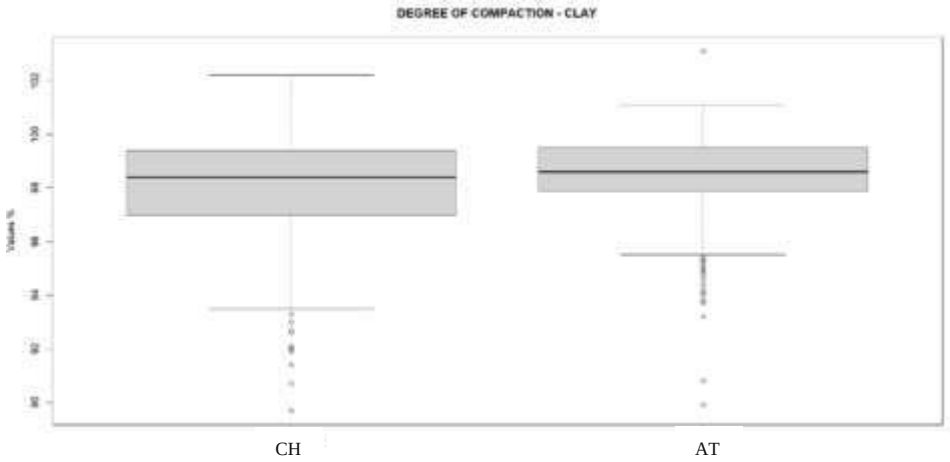


Figura 8. Grau de compactação – Argila

Por meio das análises dos resultados de desvio de umidade no material argiloso, as amostras se mostram condizentes com os critérios de projeto, com a média dos resultados se posicionando no ramo seco da curva de compactação e com valores dentro da faixa definida em projeto.

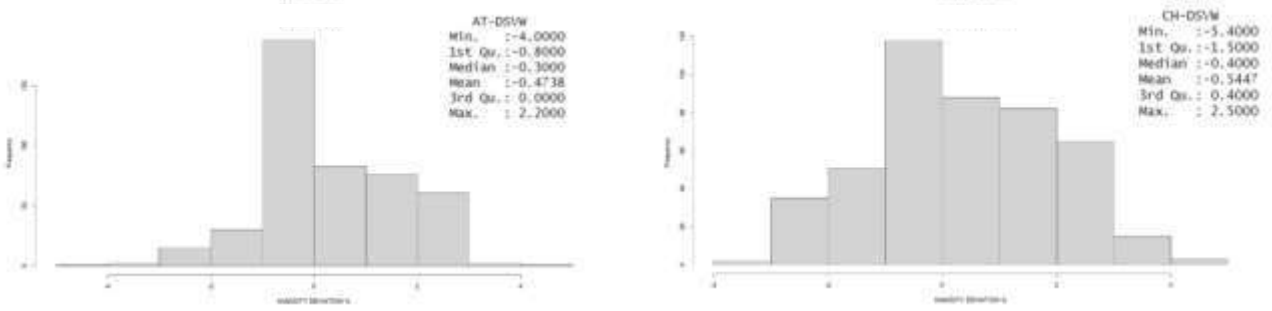


Figura 9. Desvio de umidade – Argila.

Através da Figura 9, pode-se observar que os resultados médios.

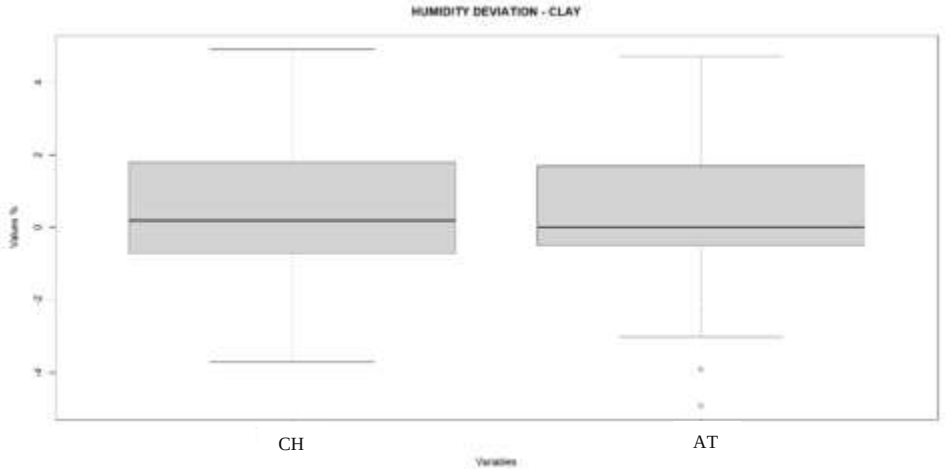


Figura 10. Comparação do desvio de umidade da argila.

4 CONCLUSÃO

A análise dos resultados sugere que a aplicação do método QA/QC no controle de compactação foi eficaz, pois o grau de confiança nos resultados das amostras submetidas ao laboratório indica que não houve contaminação dos dados durante o processo de preparação e análise. Esse monitoramento é realizado por meio de análises gráficas e interpretados de forma a facilitar a tomada de decisão.

Os resultados do método são importantes, pois fornecem informações valiosas para otimizar futuras aplicações para obras de mesmo perfil, auxiliando outras empresas a garantir a excelência da compactação do material e evitando possíveis problemas oriundos de imprecisão de dados.

Em suma, com a aplicação da ferramenta QA/QC, não apenas na fase amostragem, mas também em cada uma das etapas do processo de compactação, serão detectados erros que poderão ser corrigidos. Assim, garantiremos uma boa obtenção de dados, o que permitirá uma estimativa de recursos de curto e longo prazo na operação da obra.

Conforme evidenciado no estudo as divergências entre os laboratórios revelam o quanto é necessário padronizar e treinar os profissionais de forma que os resultados apresentem convergência entre operadores distintos utilizando o mesmo material, uma alternativa que vem sendo estudada e a utilização do densímetro nuclear, uma alternativa que visa reduzir as divergências resultantes de desvios de operação nos ensaios manuais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 12102. Solo Controle de Compactação HILF. Rio de Janeiro. 21p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). NBR 16097. *Solo (Determinação Do Teor de Umidade - Métodos Expeditos de Ensaio).* Rio de Janeiro. 5p.

MASSAD, F. (2003). Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia. São Paulo-SP, Editora Oficina de Textos, 170 p.

Nataly, B., Pilco, M. R., Detritos En, D. E., Tipo, D., & De Cobre, P. (2019). *UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN-TACNA Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia Escuela Profesional de Ingeniería Geológica-Geotecnia TESIS Presentada por: "IMPLEMENTACIÓN DE PROGRAMA DE ASEGURAMIENTO Y CONTROL DE CALIDAD (QA/QC) PARA EL MUESTREO.*

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/498

Apresentação de Dois Tipos de Monitoramento em Encostas de Faixas de Dutos com Envio Programado de Dados

Célio Roberto Campos Piedade Jr
Eng. Msc – PETROBRAS TRANSPORTE SA. Guaramirim/SC, Brasil. celio.piedade@transpetro.com.br

Sabino Mondardo Júnior
Eng.Msc - PETROBRAS TRANSPORTE SA. Itajaí/SC, Brasil. sabinojr@transpetro.com.br

Marcelo Luvison Rigo
Eng. Dsc – PETROBRAS TRANSPORTE SA. Itajaí/SC, Brasil. mlrigo@transpetro.com.br

Hudson Regis Oliveira
Eng. Msc – PETROBRAS TRANSPORTE SA. Biguaçu/SC, Brasil. hudson.regis@transpetro.com.br

RESUMO: O monitoramento de instrumentos geotécnicos com envio programado de dados já é uma prática consolidada e com resultados confiáveis. Esse tipo de controle é composto basicamente por instrumentos digitais para aquisição de dados, armazenamento local de informações, sistema de envio e de fornecimento de energia. Os projetos de instrumentação automatizada devem ser elaborados por equipe multidisciplinar composta por profissionais da área geotécnica, de eletrônica, de TI e de automação. Após a instalação, é imperativo ter uma gestão de manutenção que garanta a disponibilidade dos equipamentos. A TRANSPETRO em sua Unidade Operacional Sul possui 13 pluviômetros instalados com envio programado de dados através de antenas satelitais. Em uma encosta da Faixa OLAPA, que contém o Oleoduto Araucária Paranaguá, estão implantadas 19 seções de extensômetros de corda vibrante fixadas no oleoduto e 5 piezômetros de corda vibrante. Neste local, um sistema de multiplexadores, um datalogger e a consulta dos dados é feita por uma IP Port conectada ao local por linha de telefonia móvel. O objetivo deste trabalho é mostrar a funcionalidade de cada sistema e a gestão da manutenção da disponibilidade. Para ilustrar a potencialidade dos instrumentos, serão mostrados alguns dados aquisitados de piezometria e da gestão de manutenção.

PALAVRAS-CHAVE: Faixa de Dutos, Monitoramento Automatizado, Disponibilidade do Sistema, Pluviômetros.

ABSTRACT: Monitoring geotechnical instruments with scheduled data transmission is already a consolidated practice with reliable results. This type of control basically consists of digital instruments for data acquisition, local information storage, sending and energy supply systems. Automated instrumentation projects must be developed by a multidisciplinary team made up of professionals from the geotechnical, electronics, IT and automation areas. After installation, it is imperative to have maintenance management that guarantees the availability of the equipment. TRANSPETRO in its South Operational Unit has 13 rain gauges installed with programmed data sending via satellite antennas. On a slope of the OLAPA Range, which contains the Araucária Paranaguá Pipeline, 19 sections of vibrating string extensometers fixed to the pipeline and 5 vibrating string piezometers are installed. At this location, a system of multiplexers, a datalogger and data consultation is carried out via an IP Port connected to the location via a mobile telephone line. The objective of this work is to show the functionality of each system and the management of maintaining availability. To illustrate the potential of the instruments, some data acquired from piezometers and maintenance management will be shown.
.

KEYWORDS: Rights of Way, Online Monitoring, System Availability, Rain Gauges.

1 INTRODUÇÃO

A gestão de ativos das mais diversas áreas e segmentos visa a busca pela rentabilidade dos empreendimentos aliada ao aumento da segurança operacional. Desta forma, procura-se reduzir impactos às pessoas, ao meio ambiente e ao patrimônio pela implementação de uma série de protocolos e planos de contingência para obtenção de licenças de operação, renovação e situações de crise. Tais procedimentos são definidos pelos órgões normativos, órgãos fiscalizadores e de auditoria.

As respostas de um plano de gestão preventivo podem ser exemplificadas pelo monitoramento de estruturas, evacuação de comunidades a jusante de barramentos, evacuação de comunidades em áreas de risco de deslizamentos e enchentes, fechamento de rodovias, interrupção do bombeio de dutos entre outras situações. Para tanto, informações e dados de instrumentação geotécnica e meteorológica necessitam ser utilizados na fundamentação da tomada das decisões.

Neste sentido, a utilização de leituras digitais obtidas e armazenadas continuamente possibilita a avaliação de uma quantidade maior e mais representativa de dados. Tais sistemas aliados ao envio programado de registros tende a diminuir o tempo entre a coleta das informações e sua disponibilidade para apreciação dos tomadores da decisão.

A TRANSPETRO, subsidiária integral da PETROBRAS, atua na operação e manutenção dos ativos logísticos dessa empresa fazendo o transpeorte de petróleo e derivados em território nacional. Em meio a Serra do Mar nos estados do Paraná e Santa Catarina, passam 2 faixas de dutos em áreas com elevada susceptíbilidade a processos de movimentos de massas gravitacionais. Nesse contexto geológico, a empresa possui cerca de 20 áreas de encostas monitoradas. As encostas possuem planos de manutenção, de leitura de instrumentos e também um sistema de armazenamento dos registros. Dessa base de dados foram obtidas informações que ilustram este trabalho.

No decorrer do trabalho serão abordadas a robustez da aquisição digital, algumas modalidades de transmissão de dados, conceitos sobre a manutenão industrial e sua importância na obtenção da disponibilidade dos equipamentos. Por fim serão apresentados dados básicos da coleta de leitura de dois sistemas de monitoramento. Um deles com transmissão em telefonia móvel e outro em antena satelital. Embora operem com instrumentos difirentes, ambos os sistemas são funcionais e podem transmitir os mesmos tipos de dados.

2 JUSTIFICATIVA E REFERENCIAL TEÓRICO

O breve estudo elaborado neste trabalho advém de necessidade montar sistemas de monitoramento que propiciem a tomada de decisões emergenciais seguras e assertivas no menor tempo possível. Nesse sentido, a telemedição com envio programado, desde que com disponibilidade e redundância adequadas, supre as necessidades.

Existem várias formas de transmissão de dados para atender os tempos de resposta definidos. As opções variam desde a conexão por linha telefônica móvel, sinais de rádio, wi fi e transmissão satelital e etc. A Tabela 1, elaborada com base na experência da TRANSPETRO, mostra um breve comparativo da potencialidade de cada sistema de transmissão.

Tabela 1. Comparativo de sistemas de transmissão (Fonte: Os Autores).

Sistema	Bluetooth	Wifi	Radiocomunicação Spread Spectrum	Telefonia movel	Antena satelital
Taxa de transmissão (Mbps)	0,723	11 a 54	0,12 a 1,20	100	100 a 200
Alcance aproximado (km)	0,100	0,300	90	Ilimitado	Ilimitado
Imunidade a ruidos/interfer.	Alto	Baixo	Alto	Moderado	Alto
Consumo de energia	Baixo	Moderado	Baixo	Moderado	Alto
Custo	Baixo	Baixo	Baixo	Alto	Alto
Segurança digital	Moderado	Moderado	Seguro	Moderado	Seguro

Para definição e escolha dos sistemas, parte-se do princípio que os sensores devem ser digitais, ligados por cabos ou sinais sem fio a sistemas de leitura, multiplexadores, dataloggers, sistema de transmissão, local de consulta, programa de leitura. Não pode ser esquecido o fornecimento de energia para os equipamentos, item importante pois geralmente os locais de monitoramento geotécnicos são remotos.

Toda a informação deve ter um armazenamento em tempos definidos e envios padronizados. O sistema de energia deve ser dimensionado para atender a demanda projetada. O local de consulta pode ser um programa

em um portal acessado na web, redes das próprias empresas ou em IP Ports de empresas terceiras. Em quaisquer casos são utilizados aplicativos para visualizar os dados, produzir análises ou baixar registros em txt, csv ou em xls.

A necessidade de instalar sistemas de monitoramento complexos e mantê-los com elevada confiabilidade torna necessária a utilização de ferramentas de gestão mais elaboradas advindas da engenharia de manutenção industrial.

A atividade de manutenção pode ser entendida como um conjunto de medidas, técnicas ou ações para detectar, prevenir, corrigir falhas ou defeitos com o objetivo de preservar a função para o qual o ativo foi projetado. O defeito pode ser entendido com uma alteração suficiente para que a função normal de um ativo não seja satisfatória. Um defeito não torna o ativo indisponível, mas se não raparado ou corrigido o levará a falha funcional. Já a falha é a perda da capacidade do ativo em realizar sua função (Filho, 2008).

Um trabalho introdutório desses conceitos pode ser a publicação de Abreu (2022). Com uma linguagem acessível, o autor justifica a necessidade da manutenção na indústria, expõe conceitos e explica a evolução desta disciplina entre 1989 e 2020.

Ainda em Filho (2008) podem ser estudadas as noções de Confiabilidade e Disponibilidade. O primeiro termo, intuitivamente está ligado a baixa ocorrência de falha. O outro termo está ligado ao número de ocorrências e o tempo necessário para reparo em cada uma desta falhas. Quanto mais fácil a realização da manutenção de um ativo, melhor é a sua Manutenibilidade. Assim, de modo conceitual, entende-se que um sistema de elevada confiabilidade e disponibilidade apresenta limitada ocorrência de falhas e elevada capacidade de reparo.

As três políticas básicas de manutenção seriam a Corretiva, Preventiva e Preditiva conforme a Tabela 2. A primeira é a mais antiga forma de fazer a manutenção. Ela é executada após ocorrência da falha do equipamento através do reparo do mesmo. Em seguida surge a manutenção preventiva. Ela é realizada preferencialmente antes da falha. Por último, a manutenção preditiva também é executada antes da falha. Porém, são estimados os tempos de ocorrência e ações pontuais de modo a alongar ao máximo da disponibilidade e da vida útil do equipamentosdos equipamentos (Abreu, 2022).

Tabela 2. Tipos de manutenção (Adaptado de Abreu, 2022).

Tipo de manutenção	Ações	Exemplo
Corretiva (Falha)	Reparo, substituição	Componentes queimados, quebrados ou descarregados
Preventiva (Tempo)	Reparo, substituição	Componentes queimados, quebrados, vencidos, descarregados, entupidos, colmatados
Preventiva (Uso)	Inspeção	Verificação de limpeza, desgaste, integridade, aquecimento
Preventiva (Projeto)	Substituição	Substituição de componentes conforme manual do fornecedor ou conforme o risco
Preditiva (Detecção e Condição)	Inspeção	Inspeção baseada na previsão de falha e monitoramento de índices

Para operacionalizar toda essa rotina são utilizados sistemas corporativos de gerenciamento da manutenção onde são cadastrados planos de inspeção e de manutenção. A ferramenta faz a emissão programada de ordens de serviço (OS), o controle de conclusão da OS, os resultados e os históricos para fins de rastreabilidade. O plano de manutenção também deve prever a compra e reposição dos diversos componentes da instrumentação como cabos, baterias, painéis solares, fusíveis, sensores de corda vibrante, medidores de vazão e etc.

Não é objetivo desse espaço tratar da implantação das filosofias de sistemáticas da manutenção industrial como o MCC (Manutenção Centrada em Falha) ou o TPM (*Total Productive Maintenence*). Tais processos de gestão são largamente utilizados nas áreas industriais do Sistema Petrobrás. A área de dutos e terminais da Região Sul da empresa possui profissionais de manutenção industrial, e eles buscam implantar a gestão nos instrumentos geotécnicos tal como implantaram no monitoramento das áreas industriais.

Vale destacar uma aplicação prática da sistemática QA/QC (*Quality Assurance/Quality Control*) na geotecnica que pode ser estudada em SWINKA (2023). Esta autora aplica a Garantia da Qualidade e Controle da Qualidade na instalação de piezômetros monitorados remotamente em uma barragem de rejeitos. No

trabalho, se observa o foco em um projeto de concepção de monitoramento e transmissão, recepção dos equipamentos e testes em bancadas, calibração de sensores e ensaios de validação em campo. São descritas a a implantação de planos de inspeção e manutenção.

3 SISTEMAS DE MONITORAMENTO IMPLANTADOS

3.1 Sistema de telemedição das encostas do km 57+200 da faixa de dutos OLAPA

O sistema de monitoramento foi implantado em 2003 após eventos geotécnicos reportados por Soares (2001), Suzuki (2004) e mais recentemente em Piedade Junior et al (2022). A instrumentação foi composta inicialmente por 16 seções de extensômetros de corda vibrante e 5 pizômetros de corda vibrante. Em 2017 foram incorporadas mais 3 seções de extensômetros. Apesar de antigo, o sistema é constantemente atualizado pela empresa.

A instrumentação foi concebida com os sensores de corda vibrante, ligação com cabos até uma edificação cercada junto a faixa de dutos onde se encontram multiplexadores, datalogger, sistema de transmissão e fornecimento de energia. A consulta das informações era feita por sistema corporativo da empesa que armazena as campanhas de leituras de instrumentos geotécnicos. Inicialmente, foi implantado no sistema uma rotina computacional que acessava o datalogger por ligação telefônica, obtinha os dados e os lançava no sistema. As informações eram buscadas com frequência estipulada e o datalogger guarda as leituras a cada 5 minutos.

O acesso remoto é feito por uma IP PORT da empresa fornecedora através de um software. Em seguida os dados são baixados localmente em txt para posterior lançamento no banco de dados. A Figura 1 mostra várias fotos do sistema de aquisição detacando-se os *clampers* de entrada, multiplexadores, leitures de frequência, datalogger, regulador de energia, modem 3G e antena TRIBAND onde se vê a placa solar.

Na Figura 2 é evidenciada a principal limitação deste sistema que é a demora em conseguir a conexão com o equipamento chegando a horas ou alguns dias de tentativa.

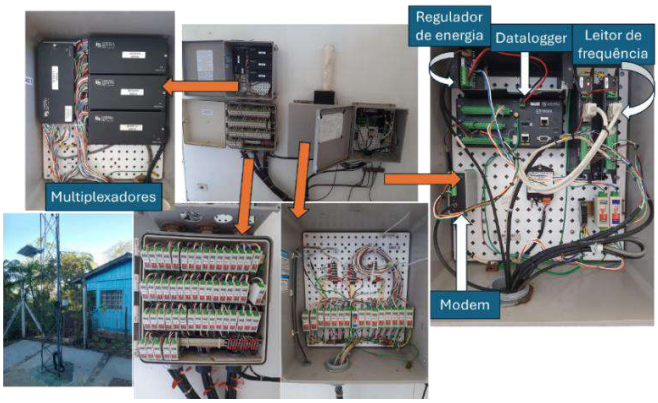


Figura 1. Componentes do sistema de telemedição em telefonia móvel (Fonte: Os Autores).

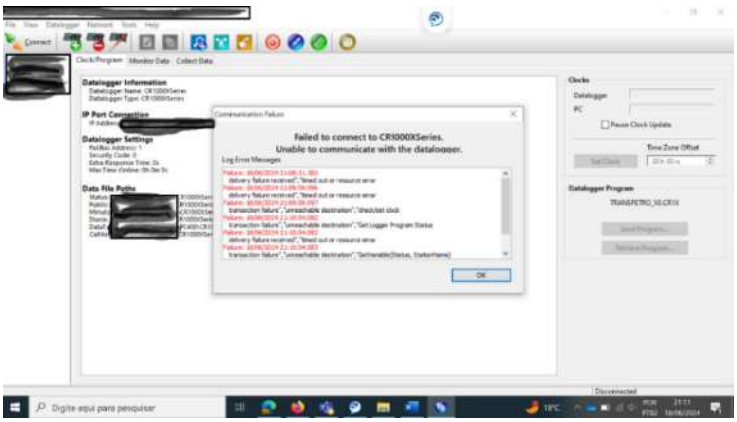


Figura 2. Resposta do sistema onde não se obtem conexão (Fonte: Os Autores).

3.2 Sistema de pluviômetros das faixas de dutos no Paraná e Santa Catarina

Os deslizamentos de encostas, rastejos e as corridas de detritos são os tipos de movimentos de massas gravitacionais mais comuns nas faixas de dutos que cruzam a Serra do Mar no Brasil. Tais eventos tem potencial e histórico de comprometer a integridade das faixas, podendo causar a ruptura dos dutos culminando em grandes vazamentos.

Como forma de preparação para eventos adversos, foram instalados 13 pluviômetros alocados em pontos estratégicos das faixas de dutos que cruzam as regiões serranas nos estados do Paraná e Santa Catarina. Os locais de instalação dos equipamentos também são ermos e de difícil acesso, sem fornecimento de energia elétrica por concessionárias e tampouco coberto por sinal de celular. Desta forma, foi concebido um sistema conforme a Figura 3. Os componentes podem ser observados na Figura 4.

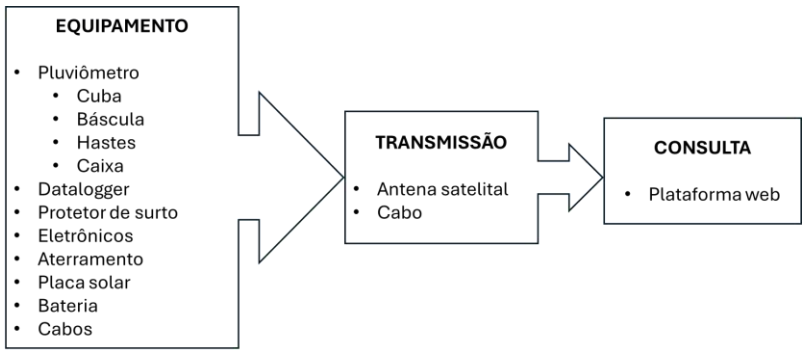


Figura 3. Componentes do sistema (Fonte: Os Autores).

Inicialmente foi feito o cadastro e avaliação da possibilidade e tempo de falha de cada elemento. Em seguida são propostos plano de inspeção e de manutenção. Componentes como a placa solar e a cuba necessitam de uma limpeza trimestral. A antena satelital necessita de uma manutenção bianual. A bateria necessita de subsituição a cada 3 anos. Os cabos necessitam de limpeza e do cuidado na instalação visto que alguns foram rompidos durante as primeiras plugagens. Os planos de inspeção e manutenção são cadastrados no sistema corporativo da empresa, com emissão de ordens de serviço e controle de atendimento.

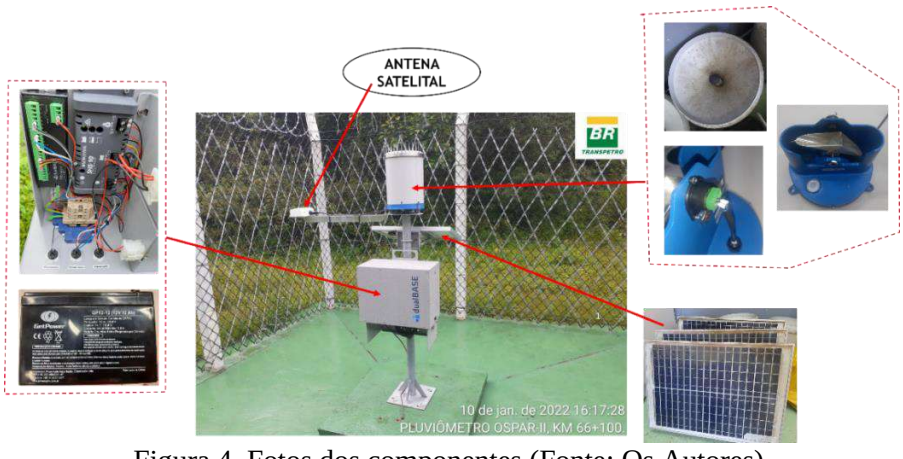


Figura 4. Fotos dos componentes (Fonte: Os Autores).

O sistema vem sendo utilizado e as leituras anômolas são avaliadas. Mensalmente a disponibilidade dos equipamentos e monitorada e as ocorrências motivam inspeções e manutenções. A Figura 5 mostra a conexão do sistema com 30 instrumentos.

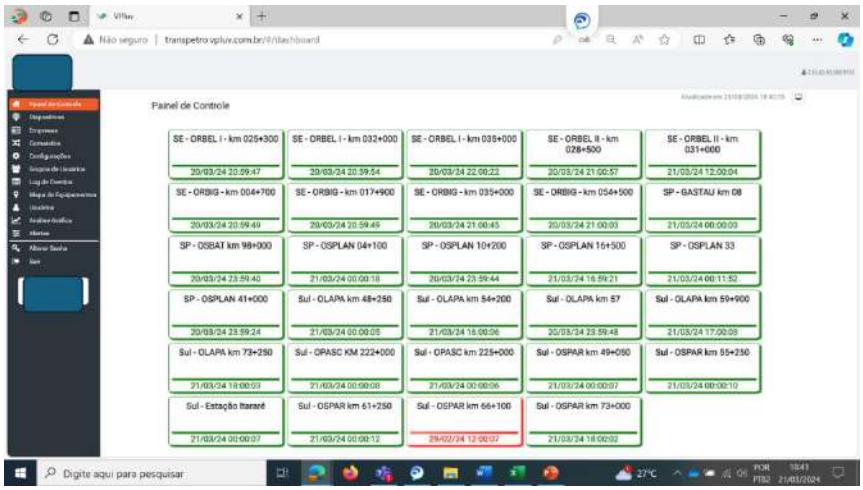


Figura 5. Visão do painel de controle dos instrumentos (Fonte: Os Autores).

4 APRESENTAÇÃO DE ALGUNS DADOS

Nesta seção são apresentados alguns dados gerados pelos 2 tipos de sistema instalados uma vez que são produzidas uma quantidade impeditiva de leituras para apresentação em um curto espaço.

A Figura 6 mostra 4 gráficos que evidenciam a robustez da quantidade de leituras e as vantagens do monitoramento automático. Na Figura 6a aparecem leituras contínuas de um período de cerca de 10 anos. O aspecto da curva é propositalmente grosseiro visto que não se trata de uma linha, mas de marcadores sobrepostos devido a quantidade elevada de leituras. São marcados 2 círculos referentes aos Detalhes 1 e 3.

O primeiro se refere ao pico de leitura entre 17/01/2011 e 08/03/2011. Na Figura 6b observa-se o registro ampliado. Percebe-se que não se trata de uma leitura de pico repentino, mas de um processo cerca de 45 dias entre a elevação do NA e o rebaixamento. O registro não saiu da profundidade de 13 m e foi para 8 m em apenas 2 dias, mas em aproximadamente 30 dias. Por outro lado, o rebaixamento do NA ocorreu em cerca de 15 dias.

O Detalhe 2 mostrado na Figura 6d evidencia a elevação do NA entre os dias 17/01 e 21/01. Em 4 dias o NA se elevou em 25 cm. A quantidade de leituras pode ser feita contando os marcadores.

O Detalhe 3, mostrado na Figura 6c, é ampliado de modo a mostrar um conjunto de leituras contínuas entre 10/06/2006 e 04/07/2006. Ao contrário do Detalhe 1 que pode detonar uma elevação devido as chuvas que são sabidamente ocorridas na região o Detalhe 3 está entre dois períodos sem disponibilidade do sensor. As leituras indicam profundidades de cerca de 19 m por cerca de 20 dias. Este valor é superior ao comprimento do instrumento indicando anomalias.

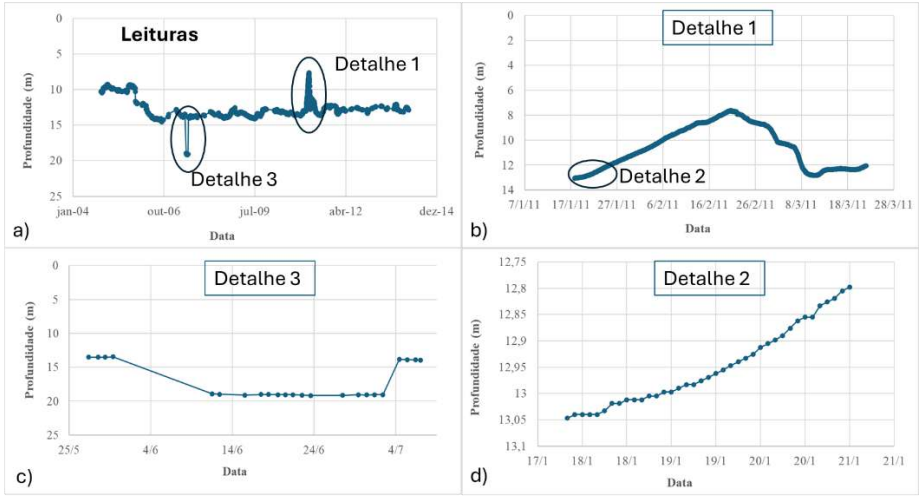


Figura 6. Histórico de leituras digitais de um piezômetro (Fonte: Os Autores).

A Figura 7 mostra uma captura de tela onde se observa a precitação acumulada desde janeiro de 2024 até junho de 2024 para 6 pluviômetros instalados nas faixas de dutos do Paraná e Santa Catarina. São mostrados acumulados de 1000 mm a 1500 mm no período considerado. Caso se deseje analisar um período específico basta selecionar que o sistema detalha. Caso seja necessário copiar esses dados que estão na nuvem o sistema gera arquivos .xls ou .csv que podem ser analisados de modo alternativo ou lançados em outro tipo de banco de dados. Cabe ressaltar que a conexão é bastante rápida e confiável.

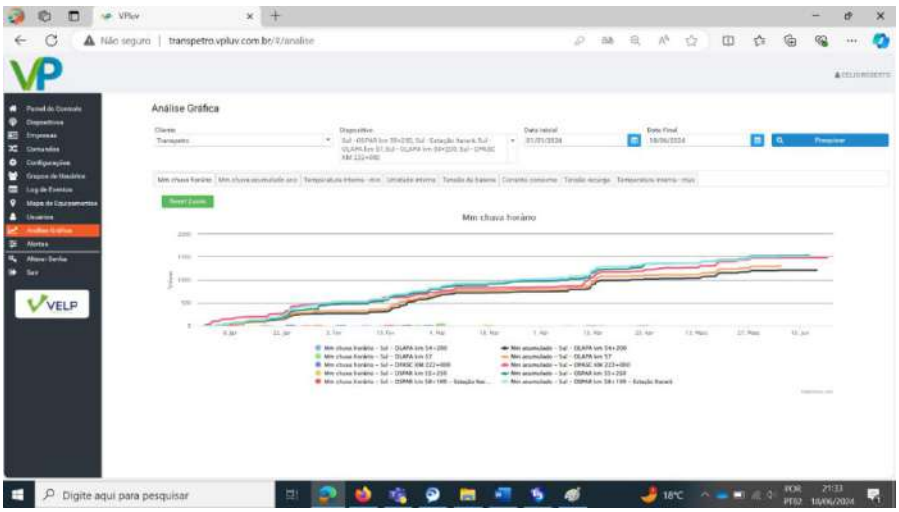


Figura 7. Resultado acumulado das leituras dos pluviômetros (Fonte: Os Autores).

Com relação as atividades de manutenção industrial, A Figura 8 mostra o gráfico de disponibilidade dos pluviômetros automatizados. Observa-se que no início da aplicação dos protocolos em julho/2022 existiam 5 de 13 instrumentos operacionais. Em dezembro/2022 já existiam 11 de 13 instrumentos com comunicação. A gestão de peças e sobressalentes permitiu montar mais um em fevereiro/2023. Por fim com a estabilização dos estoques, de dezembro de 2023 até março de 2024, são obtidos 100% de disponibilidade.

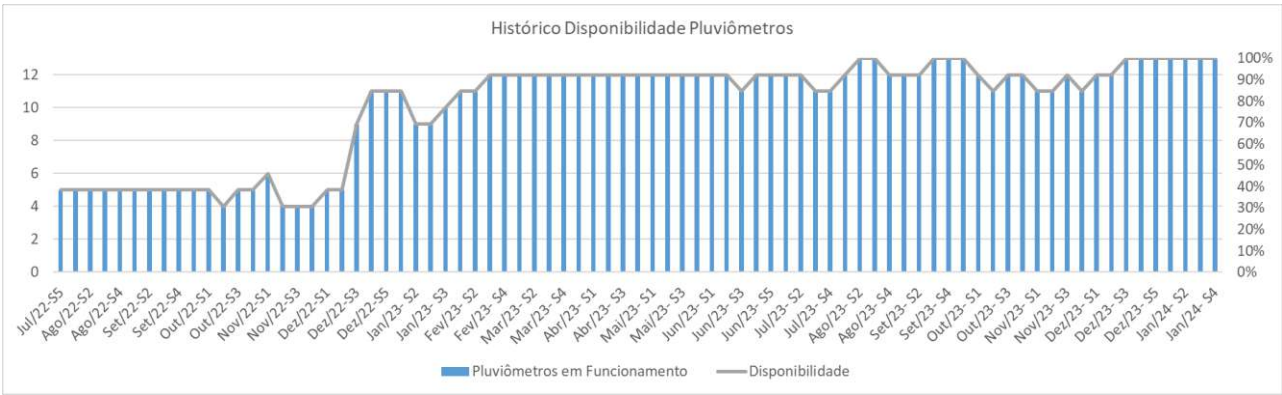


Figura 8. Controle de disponibilidade dos pluviômetros automatizados.

5 CONCLUSÕES

Diante da questão da viabilidade do monitoramento geotécnico automatizado, é possível responder positivamente. As necessidades normativas de respostas mais rápidas nos momentos de crise e o desenvolvimento tecnológico podem difundir os sistemas de monitoramento e baratear o custo. É imperativo que o proprietário dos ativos entenda que o tipo de transmissão e a quantidade de dados são definidas pelos objetivos do projeto. Também é muito importante que o sistema seja concebido, implantado e manutenido por profissionais treinados. Outras questões são pontuadas a seguir:

a) As leituras digitais com sistemas de aquisição de dados podem produzir uma quantidade extensa de dados possibilitando aos engenheiros e pesquisadores uma base rica de informações para análise;
b) No km 57+200 da Faixa de Dutos OLAPA o sistema permitiu discretizar picos de leituras em uma série de 10 anos mostrando que em alguns casos, fenômenos que em primeira vista se supões serem repentinos podem levar cerca de 45 dias;
c) No mesmo sistema também é possível detectar uma série de leituras inconsistentes obtidas manualmente por um período de 20 dias;
d) A transmissão por telefonia móvel, neste caso, apresenta dificuldades devido a instabilidade do sinal. Não obstante, as leituras são baixadas regularmente;
e) O sistema de pluviômetros com envio de dados por antena satelital apresenta uma consulta de dados bastante rápida e confiável;
f) A aquisição dos dados de pluviometria, evidencia a vantagem de um operador de ativos ter seu próprio sistema, instalado no seu local de interesse e mostrando volumes acumulados em período mínimo de 6 meses.
g) Um sistema, mesmo que robusto pode apresentar indisponibilidades pontuais. Por isso é recomendável a inserção de vários instrumentos bem como outros tipos de controle para obter redundância;
h) As atividades, controles e estratégias de engenharia de manutenção são indispensáveis para a manutenção de uma boa disponibilidade como demonstrado no caso dos pluviômetros.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Gerência Geral da UO-Sul da PETROBRAS TRANSPORTE SA pelo incentivo e cessão dos dados. Também merecem um reconhecimento os profissionais de manutenção industrial e de faixas de dutos que trabalham com dedicação nos ativos da empresa. Por fim, agradecem aos avaliadores do evento pelas sugestões e reflexões.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abreu. T. R. (2022) *Principais conceitos na implantação da sistemática de manutenção nas indústrias*. Research, Society and Development, v. 11, n. 1, e23911124652, 2022. Disponível em: DOI: http://dx.doi.org/10.33448/rsd-v11i1.24652. Acesso em: 15 mar. 2024.

Filho, G. B.(2008) *A Organização, o Planejamento e o Controle da Manutenção*. Ciência Moderna. Rio de Janeiro, RJ.

Piedade Júnior, C. R. C., Rigo, M. L., Langone, M. J., Oliveira, H. R., Souza, A. J. P. (2022) Condições Geotécnicas da Encosta em Faixa de Dutos no Paraná com Base no Histórico de 20 Anos de Monitoramento. In: VIII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - COBRAE, Recife, PE. *CD-ROM*.

Soares, J. P, Musman, V. R. (2001) Condições Geotécnicas da Encosta em Faixa de Dutos no Paraná com Base no Histórico de 20 Anos de Monitoramento. In: III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - COBRAE, Recife, PE. p571-577.

Suzuki, S. (2004) *Propriedades geomecânicas de alguns solos residuais e coluviais ao longo do Oleoduto Curitiba Paranaguá.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia-COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ.329p.

Swinka, L. T. M. (2023) *Proposta de metodologia de QA/QC no processo de automação de piezômetros: Estudo de caso em uma estrutura geotécnica da mineração*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil, Setor de Tecnologia, Univerdidade Federal do Paraná-UFPR, Curitiba-PR.165 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/499

Avaliação da Ocorrência de Drenagem Parcial nos Ensaios de CPTu em Rejeito de Minério de Ferro

Rafaela de Carvalho Saar
Discente do Programa de Pós Graduação, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, rafaela.saar@coc.ufrj.br

Lucas Pacheco Borges dos Santos
Discente do Programa de Pós Graduação, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, lucas.santos@coc.ufrj.br

Márcio de Souza Soares Almeida
Professor Titular, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, almeida@coc.ufrj.br

Bruno Guimarães Delgado
Diretoria de Geotecnia, Vale, Belo Horizonte, Brasil, bruno.delgado@vale.com

RESUMO: A resistência não drenada é um parâmetro chave em projetos geotécnicos. Um ensaio, já bem difundido, para a sua obtenção é o de piezocone (CPTu). Entretanto, a depender da velocidade de penetração, dada a natureza do material, poderá ser identificado um comportamento drenado ou não drenado, devendo-se evitar a ocorrência de drenagem parcial, pois a interpretação dos resultados torna-se complexa. O presente trabalho avaliou as condições de drenagem dos ensaios CPTu de uma barragem de rejeitos do quadrilátero ferrífero em Minas Gerais, com foco na ocorrência ou não de drenagem parcial por meio de ensaios de dissipação de poropressão. Os resultados revelaram o comportamento monotônico da geração de poropressão com o tempo e excessos de poropressão inicialmente positivos para a grande maioria das curvas de dissipação. A exceção ocorreu nos materiais classificados como areia siltosa a silte arenoso, que apresentaram um comportamento discrepante e tiveram valores de t50 menores que 30 s, o que sugere a ocorrência de drenagem parcial, conforme literatura.

PALAVRAS-CHAVE: CPTu, Rejeito, Permeabilidade Intermediária, Poropressão, Drenagem Parcial.

ABSTRACT:
Undrained resistance is a key parameter in geotechnical projects. Piezocone (CPTu) testing is a widespread way of obtaining it. However, depending on the penetration speed and the nature of the material, drained or undrained behavior can be identified, and partial drainage should be avoided, as the interpretation of the results becomes complex. This study evaluated the drainage conditions of the CPTu tests of a tailings dam in the Iron Quadrangle in Minas Gerais, focusing on the occurrence or not of partial drainage by means of pore pressure dissipation tests. The results revealed monotonic behavior of pore pressure generation with time and initially positive pore pressure excesses for most of the dissipation curves. The exception was the materials classified as silty sand to sandy silt, which showed a discrepant behavior and had t50 values of less than 30 s, which suggests the occurrence of partial drainage according to literature.

KEYWORDS: CPTu, Tailings, Intermediate Permeability, Pore Pressure, Partial Drainage.

1 INTRODUÇÃO

Pela riqueza descritiva e contínua do perfil do subsolo, o ensaio de piezocone (CPTu, *piezocone penetration test*), até então muito empregado em investigações de solos, em geral, e projetos de fundações, vem sendo vastamente utilizado na investigação geotécnica de rejeitos de mineração. Uma de suas grandes vantagens é o perfilamento do comportamento característico das camadas de atravessamento frente a comparação do atrito de ponta (q_c), com o atrito lateral (f_s) e a poropressão (u_2), com taxa de penetração de 20 mm por segundo e baixa perturbação do entorno do pré-furo. A estimativa de parâmetros, ainda que de forma

indireta, garante ao ensaio um dos melhores custos-benefícios do mercado. O resultado, para além da economia no custo das investigações, permite estabelecer relações com o potencial de liquefação a partir das camadas, além de possibilitar identificar a presença de água com satisfatória precisão.

A interpretação de solos e materiais com permeabilidade intermediária, contudo, não é trivial e pode variar com a profundidade, plasticidade e tamanho dos grãos. Os rejeitos, segundo Vick (1990), podem apresentar coeficientes de permeabilidade que variam de 10^{-4} a 10^{-9} m/s em função também do método de deposição.

Segundo Schnaid et. al. (2021), quando a condutividade hidráulica do material está entre 10^{-5} e 10^{-8} m/s, os efeitos de drenagem parcial devem ser verificados com atenção, ainda que a conclusão da análise seja alterar a velocidade padronizada de penetração do ensaio ou aplicar correção dos resultados considerando a interferência da dissipação parcial da poropressão durante o cisalhamento. A depender da técnica implementada para disposição do rejeito, da distribuição granulométrica e da distância até a praia de deposição, podem ocorrer zonas de permeabilidades diversas num mesmo reservatório (Vick, 1990). Naturalmente, devido a segregação hidráulica, similarmente ao que ocorre em ensaios de sedimentação, tende-se a criar regiões de material mais granular, de maior peso específico, próximo ao ponto de despejo e, mais distante, material mais fino de menor peso específico.

O ensaio de palheta, também conhecido como *Vane Test*, embora seja a investigação *in situ* mais indicada para estimar o parâmetro Su (resistência não drenada), em caso de drenagem parcial, também tem seu resultado prejudicado (Schnaid et al., 2021). Além disso, observa-se que para esse intervalo onde identifica-se a drenagem parcial, com o aumento da velocidade de rotação, o torque reduz (Hlenka, 2012). De modo geral, a taxa de penetração ou solicitação dos ensaios CPTu, DMT, Vane Test e outros, influenciam diretamente nas medidas e, consequentemente, nos parâmetros, sendo esses determinantes no processo de tomada de decisões relacionada à análise de estabilidade, de tensão e de deformações em condições de carregamento diversas.

O presente trabalho utiliza uma campanha de investigação realizada em estrutura alteada sob rejeito de minério de ferro da região do Quadrilátero Ferrífero no estado de Minas Gerais, Brasil. O propósito deste estudo é avaliar a qualidade dos dados do CPTu, com ensaio de dissipação de poropressão, utilizando a prática recomendada pela norma. De acordo com a análise dos resultados e com base na literatura, estabeleceu-se critérios de uso e descarte para intervalos em que ocorrem a drenagem parcial, ocorrências particulares que prejudicam a interpretação do comportamento e uso de correlações consagradas.

2 METODOLOGIA

2.1 Caracterização da Proposta

Inicialmente ocorre a análise do comportamento do rejeito e sua resposta, em condição de drenagem, durante o ensaio CPTu, conforme Schneider et. al (2008). Em posse dos dados de dissipação, busca-se comparar os valores de condutividade hidráulica pela correlação de Parez e Fauriel (1988) e empregá-los em intervalos de classificação validados pela literatura. Na sequência, utiliza-se da velocidade de cravação normalizada, conceito bem desenvolvido por Finnie e Randolph (1994), para discutir os resultados deste trabalhos com outras bibliografias do tema. Ao final, apresenta-se as considerações de Robertson (2012) e DeJong e Randolph (2012) diante dos dados desenvolvidos para conclusão da hipótese de drenagem parcial.

2.1.1 Avaliação da condição de drenagem do ensaio – Schneider et al. (2008)

No intuito de diferenciar a penetração do cone em solicitação drenada, não drenada e parcialmente drenada, Schneider et. al (2008) considera a normalização da resistência de ponta e da poropressão como parte da solução analítica para classificação de comportamento. O estudo de Schneider et. al (2008) utiliza banco de dados de diferentes argilas, depósitos de areia homogêneos e siltes para calibração da metodologia. Dentro do espaço $Q_{tn} versus\ U_2$ (Figura 1), o autor estabelece intervalos de classificação.

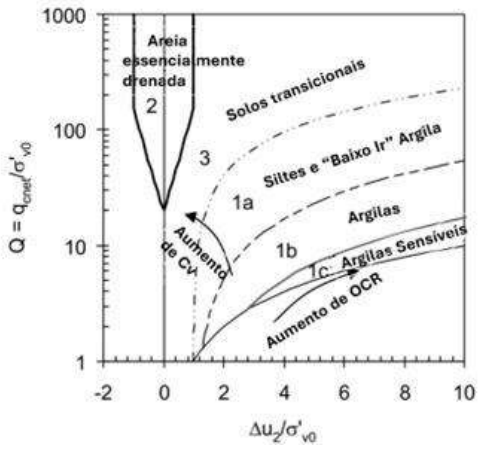


Figura 1. Proposta de Schneider (2008) para classificação de solos a partir do resultado do piezocone

A partir dessa referência, considera-se as Equações (1) e (2), correspondentes a Q e B_q, respectivamente, para localizar os intervalos de dados.

$$Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (1)$$

$$B_q = \frac{\Delta u_2}{\sigma'_{v0}} \frac{1}{Q} \quad (2)$$

2.1.2 Condutividade Hidráulica - Método de Parez e Fauriel (1988)

O ensaio de dissipação é realizado através de interrupção da cravação do piezocone em uma dada profundidade durante o período necessário até que seja atingida 50% da redução do excesso de poropressão (Schnaid e Odebrecht, 2012). Através dessa análise, é possível estimar os coeficientes de adensamento horizontal e a condutividade hidráulica (k). Para estabelecer a permeabilidade horizontal do solo, a Equação 3 utiliza o t_{50} dos ensaios de dissipação do CPTu:

$$k = \left(\frac{1}{251\, t_{50}}\right)^{1,25} \quad (3)$$

Solos que apresentam coeficiente de permeabilidade "k" entre 10^{-3} e 10^{-6} m/s têm probabilidade de apresentar comportamento de drenagem parcial em ensaios de CPTu realizados com velocidade padrão, segundo Lunne *et al.*, (1997), Bedin (2006) e Schnaid *et al.* (2004).

2.1.3 Velocidade Normalizada – Finnie e Randolph (1994)

Para uma avaliação da ocorrência de drenagem parcial em materiais transicionais entre areias e argilas, através de ensaios de campo, deve-se observar a combinação entre a velocidade do ensaio (v), o diâmetro da sonda (d), bem como as características do material, como por exemplo o coeficiente de adensamento vertical (c_v). Tais variáveis são agrupadas genericamente como Velocidade Normalizada (Equação 4):

$$V_v = vd/c_v \quad (4)$$

Tal abordagem pode ser utilizada tanto para uma seleção das velocidades pré-ensaio, como também para a correção de resultados pós-ensaios padronizados.

3 RESULTADOS

Ao utilizar a classificação de comportamento à solicitação de cravação do CPTu proposta por Schneider et. al (2008), localiza-se a nuvem de dados majoritamente nas regiões definidas como 1a, 1b e 3, conforme

observado na Figura 2. Sendo essas zonas definidas com o desempenho similar ao de materiais siltosos, argilosos e transicionais, respectivamente. Cabe destacar que a concentração de resultados, sobretudo do CPTu-010 e CPTu-015, se situaram sob clasificação transitória, zona 3. Segundo Schneider et. al (2008), ampla variedade de solos se enquadram como transicionais e, nestes casos, requere-se avaliações adicionais, como ensaios de dissipação, variação da taxa, amostragem e, até mesmo, reavaliação da classificação pela razão de atrito, usual para CPT. Neste trabalho explora-se com mais profundidade a primeira requisição.

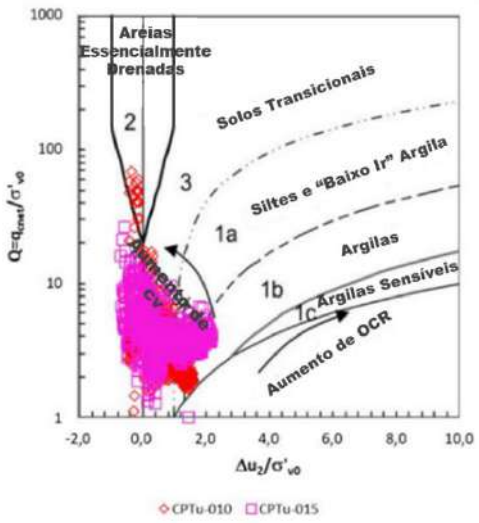


Figura 2. Classificação por comportamento drenado, não drenado e parcialmente drenado nos CPTus 010 e 015 pela metodologia de Schneider et. al (2008).

Atribui-se ao zoneamento 3 a baixa precisão de confiabilidade para correlações usuais que utilizem como premissa dados puramente drenados ou não drenados.

A partir dos ensaios de dissipação foi determinado o t_{50} e através da proposição de Parez e Fauriel (1988), os resultados processados se concentraram entre o intervalo de comportamento de argila a areia siltosa ou silte arenoso (Figura 3), sobretudo na faixa do silte. Permitindo assim, a estimativa do coeficiente de permeabilidade horizontal do rejeito e comparação com valores definidos na bibliografia como de permeabilidade intermediária e, consequentemente, susceptíveis à ocorrência de drenagem parcial durante a realização dos ensaios.

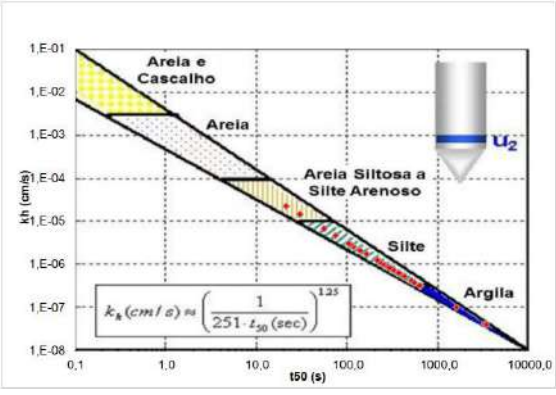
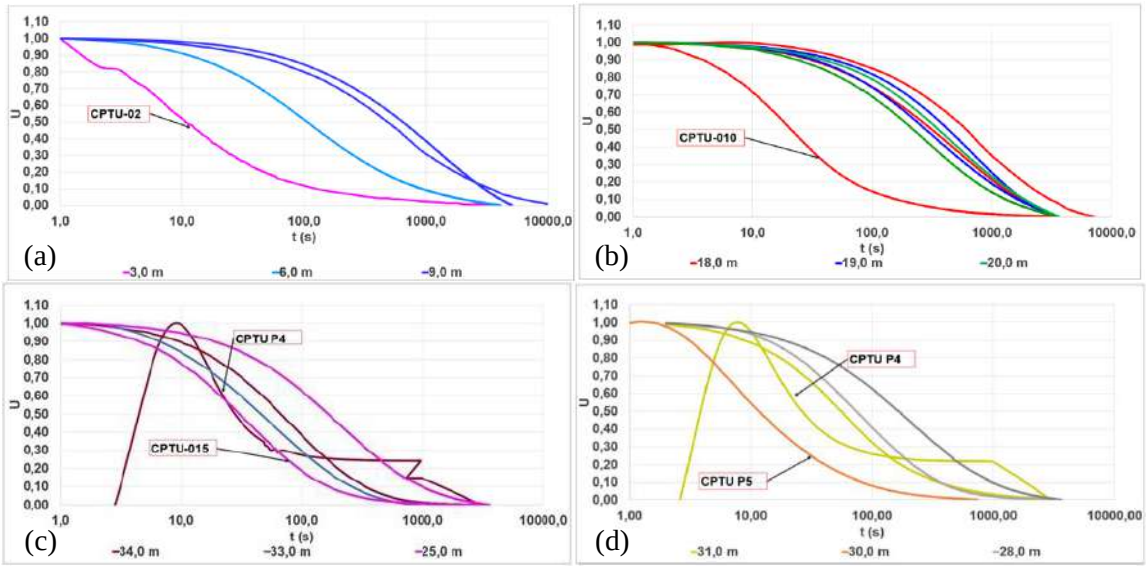


Figura 3. Permeabilidades em gráfico obtidas através da metodologia de Parez e Fauriel (1988) - Valores calculados da permeabilidade horizontal.

As Figuras 4, de (a) a (d) ilustram todas as curvas oriundas dos ensaios de dissipação, agrupadas por profundidade. No geral, as curvas mostram um decréscimo monotônico da poropressão, sendo que em alguns casos ocorre um declínio imediato na medição inicial, antes do início da dissipação. Nesse contexto, destacam-se algumas curvas com comportamento diferente em relação às outras e que corroboram com os ensaios que

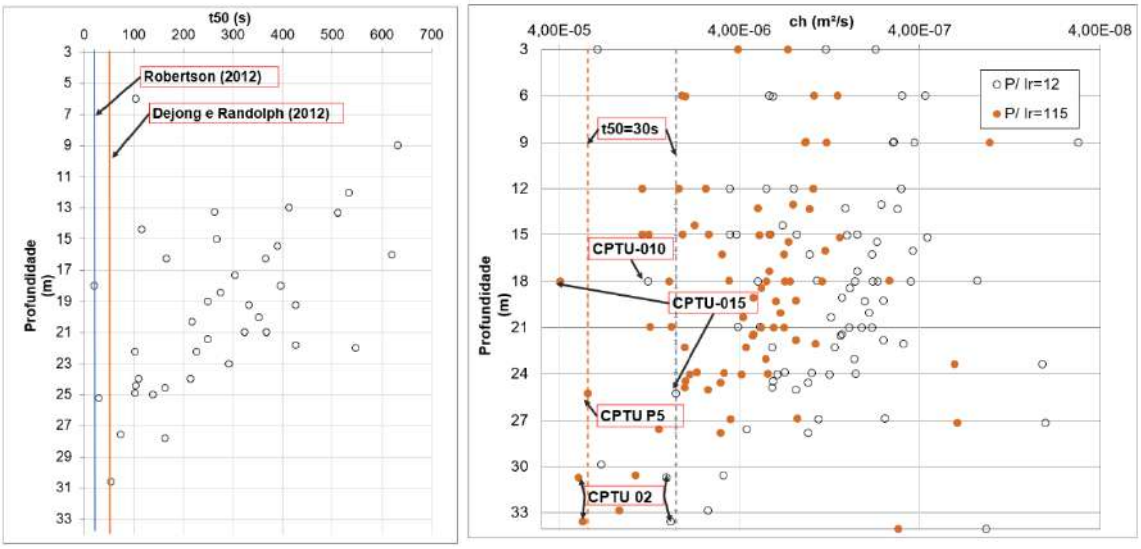
se apresentaram na faixa areno siltosa a silto arenosa, como demonstrado na Figura 2 e 3. Nos CPTus 02, 010, 015 e P5 é observada uma redução maior da poropressão em um tempo reduzido, quando comparada às demais curvas da amostragem. Já no CPTu P4, para 31 e 34 metros de profundidade, notou-se uma poropressão inicial inexistente e posterior subida, para uma grande dissipação ao final.



Figuras 4 (a) Curvas de dissipação nas profundidades de 3, 6 e 9 m; (b) nas profundidades de 18, 19 e 20 m; (c) nas profundidades de 34, 33 e 25 m e (d) nas profundidades de 31, 30 e 28 m, respectivamente.

Segundo Robertson (2012) valores de t_{50} acima de 30 segundos, podem indicar condição não drenada, para o ensaio executado dentro do padrão. Por outro lado, para DeJong e Randolph (2012) deve ser considerado um valor de 50 s para que o ensaio ocorra em condições totalmente não drenadas.

Conforme a Figura 5a, em alguns ensaios, o tempo para a dissipação de 50% da poropressão ficou abaixo de 30 s e 50 s, isto indicaria a ocorrência de drenagem parcial. Já na Figura 5b, estão representados os coeficientes de adensamento horizontal que foram calculados para índices de rígidez de 12 e 115. Ressalta-se que, os resultados dos ensaios triaxiais e ensaios de palheta permitiram correlação para definir limite mínimo e máximo do índice de rigidez. Observa-se que os pontos destacados são os mesmos apresentados como fora do padrão esperado da curva de dissipação, ou seja, de comportamento desigual aos dos demais pontos ensaiados fora da faixa de permeabilidade para materiais transicionais.



Figuras 5 (a) Tempo para a dissipação de 50% da poropressão *versus* profundidade e (b) coeficiente de adensamento horizontal para t_{50} de 30 s *versus* profundidade.

As velocidades normalizadas ficaram abaixo de 75 (V < 75) para os ensaios que, para a estimativa de Parez e Fauriel (1988) e Finnie e Randolph (1994), apresentaram a possibilidade de ocorrência de drenagem parcial, assim como para a proposta de Schneider (2008). Tal resultado converge com os encontrados por Almeida et. al (2011) para rejeitos de minério de ferro, no qual foi identificado que, para velocidades normalizadas entre 1 e 75, ocorreu drenagem parcial. Para os demais ensaios de CPTu as velocidades foram acima de 75.

Em resumo, grande parcela dos ensaios de dissipação realizados revelaram excessos de poropressão positivos iniciais e o tempo de final ($u_2 = 0$) ficou, em média, acima de 1000 s. Na estimativa do coeficiente de adesamento horizontal a ampla gama dos resultados mostrou valores de t_{50} menores que 30 s. Dessa forma, os pontos ensaiados, cujo t_{50} ocorre em menos de 30 segundos, conforme Robertson (2012), e 50 segundos, conforme Dejong e Randolph (2012), se identificam como fora da tendência de ensaios onde a dissipação ocorre gradualmente. Desta forma, a drenagem parcial fica evidenciada sob ambas as metodologias e distanciadas, sobretudo para Robertson (2012), dos pontos onde não houve a incidência de drenagem parcial durante a realização dos ensaios de CPTu.

4 CONCLUSÕES

O excesso de poropressão é dissipado conforme a ordem de grandeza da velocidade de drenagem, sabendo que, o coeficiente de adensamento é diretamente proporcional a permeabilidade. Desta forma, condutividades hidráulicas baixas estão mais propensas a responderem a carregamentos não-drenados, enquanto as altas, por outro lado, tendem a apresentarem comportamento drenado. O k obtido do ensaio de dissipação entre 10^{-5} e 10^{-7} cm/s (Parez e Fauriel, 1988), a incidência drenagem parcial por Robertson (2012) e DeJong e Randolph (2012), de parte dos ensaios, e a classificação de material transicional (Schneider et. al, 2008), ressalta a intersecção do tema, provando a relação entre as bibliografias. Ainda, vale mencionar que, velocidade de cisalhamento também influencia nas condições de respostas, tal como discutido por Schnaid et. al (2021). Em zonas de permeabilidade intermediária, a deformação induzida pela cravação do piezocone à taxa de penetração padrão, não contempla a natureza de suas características e torna correlações usuais para CPTu inapropriadas. Então, quando aplicada a velocidade normalizada (Finnie e Randolph, 1994) a hipótese de drenagem parcial se confirma, conforme o apontado por Almeida et. al (2011). No rejeito de minério de ferro identifica-se a ocorrência de comportamento transicional, principalmente em razão do seu processamento e sua disposição *in situ*. Sugere-se que para novas campanhas de investigação sejam realizados ensaios em diferentes taxas de penetração do piezocone, a fim de que a mais adequada seja atribuída para evitar a drenagem parcial.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. S. S., Motta, H. P. G., Oliveira, J. R. M. S. (2011) Centrifuge CPT tests on silty tailings under different rates of penetration. *Soils and Rocks*, São Paulo, 34(1):p. 79-88, January-April.

Bedin, J. (2006) *Interpretação de Ensaios de Piezocone em Resíduos de Bauxita*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 150p.

Dejong, J., Randolph, M. (2012) Influence of Partial Consolidation during Cone Penetration on Estimated Soil Behavior Type and Pore Pressure Dissipation Measurements. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. v. 138, No. 7. pp. 777-788.

Hlenka, L. (2012) *Estudo dos efeitos da velocidade de carregamento na estimativa de parâmetros geotécnicos em resíduos de mineração de zinco*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Lunne, T., Robertson, P. K., Powell, J. (1997) *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Soil Mechanics Foundation Engineering.

Parez, L., Fauriel, R. (1988) Advantages from piezocone application to in-situ tests. *Révue Française de Géotechnique*. v. 33, p. 13–27.

Robertson, P. K. (2012) James K. Mitchell Lecture: "Interpretation of in-situ tests – some insights". *Proc. 4th Int. Conf. on Site Charactrization*, ISC'4, Porto de Galinhas - Brazil, p. 3-24.

Schnaid, F., Lehane, B. M., Fahey, M. (2004). In situ test characterisation of unusual geomaterials. Proc. 2nd Int. Conf. on Site Charact., *Milpress*, Porto, 1:4974.

Schnaid, F., Odebrecht, E. (2012) *Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. 2. edição, Oficina de Textos Editora.

Schnaid, F., Martins, I. S. M., Delgado, B. G., Odebrecht, E. (2021) Velocidade de carregamento na estimativa de parâmetros geotécnicos. *GEOTECNIA (LISBOA)*, v. 12, p. 405-434.

Schneider, J. A., Randolph, M. F., Mayne, P. W. e Ramsey, N. R. (2008) Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters. *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engrg*. v. 134 (11), p. 1569-1586.

Schneider, J. A., Hotstream, J. N., Mayne, P. W. e Randolph, M. F. (2012) Comparing CPTU Q–F and Q–Δu2/σ'v0 soil classification charts. *Géotechnique Letters 2*: p. 209-215.

Vick, S. G. (1983) *Planning, design and analysis of tailing dams*. New York: John Wiley e Sons. 369 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/500

Avaliação de Fatores de Segurança Determinísticos e Probabilidades de Ruptura na Definição de Níveis de Controle Piezométricos

Guilherme Henrique da Silva Pinto
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima – MG, Brasil
guilherme.henrique@pimentadeavila.com.br

Juliana Santos Fabre
Engenheira Geotécnica, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima – MG, Brasil
juliana.fabre@pimentadeavila.com.br

RESUMO: Níveis de controle de instrumentação são ferramentas utilizadas na gestão de risco e tomada de decisão referente à segurança de estruturas. Usualmente, os níveis de controle piezométricos são determinados por meio de análises de estabilidade por equilíbrio limite, utilizando abordagem determinística. Contudo, é reconhecido que a variabilidade inerente dos parâmetros de resistência, representa um dos maiores fatores de incerteza nas análises de estabilidade. Dessa forma, o presente trabalho tem por objetivo realizar análises de estabilidade determinísticas para definir os níveis de controle piezométricos de uma barragem de contenção de rejeitos e, posteriormente, realizar análises probabilísticas para calcular a probabilidade de ruptura nestes cenários e discutir sobre ambos resultados. Foi considerada uma barragem de contenção de rejeitos fictícia e dados de uma campanha real de ensaios de laboratório em aterro compactado (ensaios de caracterização e ensaios triaxiais do tipo CID e CIU), para o qual foram coletados 30 blocos. A partir das linhas freáticas definidas, foram realizadas análises probabilísticas para verificação das probabilidades de ruptura correspondentes a cada cenários. Os resultados indicaram que as probabilidades de falhas obtidas são consideradas inaceitáveis a partir do intervalo considerado, demonstrando a necessidade de aprimoramento da metodologia determinística comumente empregada na gestão de estruturas.

PALAVRAS-CHAVE: Níveis de controle, Análises Determinísticas, Análises Probabilísticas.

ABSTRACT: Instrumentation trigger levels are tools used in risk management and decision-making regarding the safety of the structure. Usually, piezometric trigger levels are determined through limit equilibrium stability analyses, using a deterministic approach. However, it is recognized that the inherent variability of shear strength parameters represents one of the greatest factors of uncertainty in geotechnical analyses. Therefore, the herein paper aims to carry out deterministic stability analyses to define the piezometric trigger levels of a tailings storage facility and, subsequently, carry out probabilistic analyses to calculate the probability of failure in these scenarios. A fictitious tailings storage facility and data from a laboratory test campaign for the compacted landfill were considered, in which 30 blocks were collected (including characterization tests and triaxial tests of the CID and CIU types). Based on the defined phreatic lines, probabilistic analyses were carried out to verify the rupture probabilities corresponding to these three scenarios. The results indicated that the failure probabilities obtained are considered unacceptable based on the range considered, demonstrating the need to improve the commonly used deterministic methodology.

KEYWORDS: Instrumentation Trigger Levels, Deterministic Analysis, Probabilistic Analysis.

1 INTRODUÇÃO

A gestão de segurança de estruturas geotécnicas, em especial as barragens de mineração, é constante pauta do meio técnico desde as rupturas da Barragem de Fundão em 2015 (Mariana/MG), e da Barragem de B1 em 2019 (Brumadinho/MG), tendo em vista que a falha de tais estruturas pode provocar danos irreparáveis à comunidade e ao meio ambiente. Uma das formas comumente aplicadas para a avaliação da condição de segurança geotécnica, é a utilização dos chamados "níveis de controle", que constituem uma das ferramentas mais utilizadas na gestão operacional da estrutura.

Conforme descrito por Marinaro (2022), os níveis de controle são valores de referência obtidos por meio de análises de estabilidade determinísticas, as quais levam em consideração as características gerais do barramento (geometria, carregamentos, materiais constituintes, dentre outros). Tais níveis são determinados para cada um dos modos de falha da estrutura, sendo usualmente o mais reportado na bibliografia, os níveis de controle piezométricos. Neste caso, elaboram-se análises de estabilidade nas quais são modeladas superfícies freáticas hipotéticas associadas a diferentes Fatores de Segurança (F.S.), sendo comumente utilizado o valor de 1,50 para o "nível" auxiliar (ou normal), 1,30 para o "nível atenção", 1,20 para o "nível de alerta" e 1,10 para o "nível de emergência". A partir dos níveis obtidos, são mensuradas as poropressões e as elevações de superfície freática obtidas, e avalia-se se a leitura de um determinado instrumento em campo, como um Medidor de Nível de Água (MNA), se encontra acima ou abaixo de cada um dos níveis de controle (PENNA et al., 2017). Dessa forma, têm-se uma rápida ferramenta para a avaliação prévia da condição de segurança da estrutura.

É importante frisar que, no caso da leitura de um instrumento estar acima nível de controle, não quer dizer necessariamente, que toda a estrutura se encontra em um determinado nível e sim, que a condição de segurança da estrutura encontra-se fora dos padrões esperados e necessita de uma avaliação mais detalhada. Nestes casos, por exemplo, pode-se realizar as análises de fluxo e estabilidade com base nas leituras mais atuais dos instrumentos de forma a aferir a real condição de estabilidade da estrutura.

Para a elaboração das análises de estabilidade dos níveis de controle, usualmente são adotados parâmetros de resistência médios obtidos por uma campanha de investigações de campo e/ou laboratório. A partir de tal premissa, os níveis de controle obtidos são atrelados a valores ditos determinísticos, sendo estes assumidos como representativos de todo o horizonte analisado. Entretanto, como demonstrado por Assis (2020), os parâmetros geotécnicos, como o ângulo de atrito efetivo (ϕ') e a coesão efetiva (c'), são parâmetros que naturalmente apresentam variações (incerteza implícita ou natural), que pode apenas ser mensurada e não reduzida (ou tratada) dado que a variabilidade é algo intrínseco ao parâmetro.

A dispersão dos parâmetros pode ser calculada através do Coeficiente de Variação (C.V.), o qual é obtido pela razão entre o desvio padrão (σ) e média (μ) dos valores obtidos, sendo o maior C.V. a maior dispersão observada. Para parâmetros de resistência, como ângulo de atrito efetivo (ϕ') e a coesão efetiva (c'), os trabalhos de Campello *et. al* (2019) e Assis (2020) apresentam valores típicos obtidos para diferentes materiais ensaiados em laboratório. A Figura 1 apresenta o C.V. médio obtido em diferentes trabalhos, compreendendo desde argilas, siltes e areias. Como pode ser observado, o ângulo de atrito apresenta C.V. médios entre 4% e 14%, mostrando baixa dispersão, e a coesão efetiva valores de C.V. médios entre 14% e 43% indicando a alta variabilidade do parâmetro.

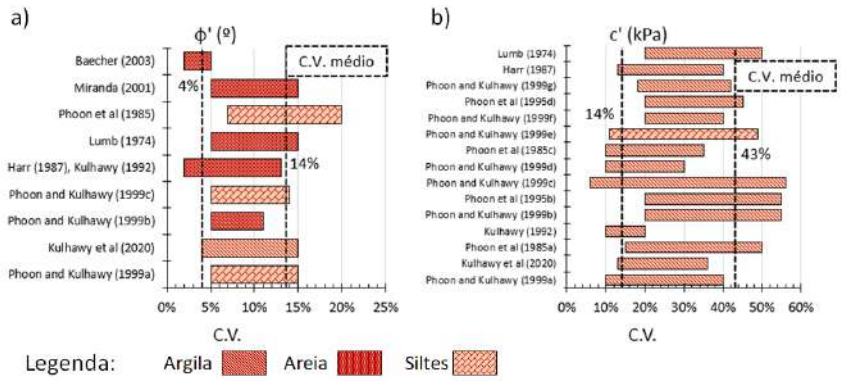


Figura 1. Exemplo de C.V. de parâmetros de materiais sendo: b) coesão; e a) ângulo de atrito. (Adaptado de Campello *et al.* (2019)).

Em contrapartida as análises determinísticas, Assis (2020) detalha que as análises de estabilidade do tipo probabilísticas utilizam o conceito de distribuição de probabilidade das variáveis de entrada para a avaliação dos fatores de segurança das estruturas. Neste tipo de análise, são utilizadas distribuições de probabilidade das variáveis ao invés de um único valor determinístico de um parâmetro (parâmetro de resistência ou peso específico) ou carregamento. Como resultado, é obtido um conjunto de F.S. ao invés de um único valor, sendo calculada a probabilidade de falha (i.e. probabilidade em que a estrutura deixa de comportar com o desempenho esperado). No caso aplicado a estabilidade geotécnica, é considerado como falha da estrutura quando a mesma possui F.S. menor que 1,00, (ruptura).

Diante de todo o exposto, o presente artigo tem por objetivo avaliar o conceito de níveis de controle piezométricos para uma estrutura hipotética, realizando análises probabilísticas após a realização de análises determinísticas. Sendo assim, para cada uma das análises determinísticas de referência para a definição dos níveis de controle (F.S. =1,50, F.S. = 1,30, F.S. = 1,20 e F.S. = 1,10), foi avaliada a probabilidade de falha a partir da utilização de uma distribuição dos parâmetros de resistência do aterro compactado da estrutura.

2 CARACTERIZAÇÃO E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO ATERRO COMPACTADO

No estudo apresentado neste artigo, optou-se por avaliar apenas a influência da variação dos parâmetros do aterro compactado. Para a caracterização deste material, foram realizados 30 ensaios triaxiais do tipo CIU e CID com tensões confinantes que variaram de 50kPa a 1600kPa em amostras indeformadas do tipo bloco. Todos os ensaios foram realizados na condição saturada com parâmetro B de Skempton (1954) igual ou superior a 95%, seguindo os procedimentos descritos pelas normas americanas D4767-11 (ASTM, 2020) e D7181-20 (ASTM, 2020), para os ensaios CIU e CID, respectivamente. Além disso, foram realizados também ensaios de caracterização (granulometria, plasticidade e massa específica dos grãos) nos mesmos blocos, seguindo as normas D422-63 (ASTM, 2007), D4318-17e1 (ASTM, 2018) e D792-20 (ASTM, 2020). Em complemento foram ensaios de compactação Proctor normal em amostras deformadas e realizado o cálculo do grau de compactação considerando a densidade seca máxima obtida no Proctor e os valores obtidos nos ensaios triaxiais.

A Figura 2 apresenta o resumo dos ensaios de caracterização do aterro compactado. Considerando os valores médios, o material apresenta 44,4% de argila, 44,8% de silte, 6,7% de areia e 4,1% de pedregulho. Na mesma figura também é apresentada a carta de plasticidade do material, com resultados indicando material de baixa plasticidade. Cabe destacar que 10 ensaios apresentaram resultado Não Líquido (NL) e Não Plástico (NP). O valor médio da massa específica dos grãos obtido foi de 2,929 g/cm³.

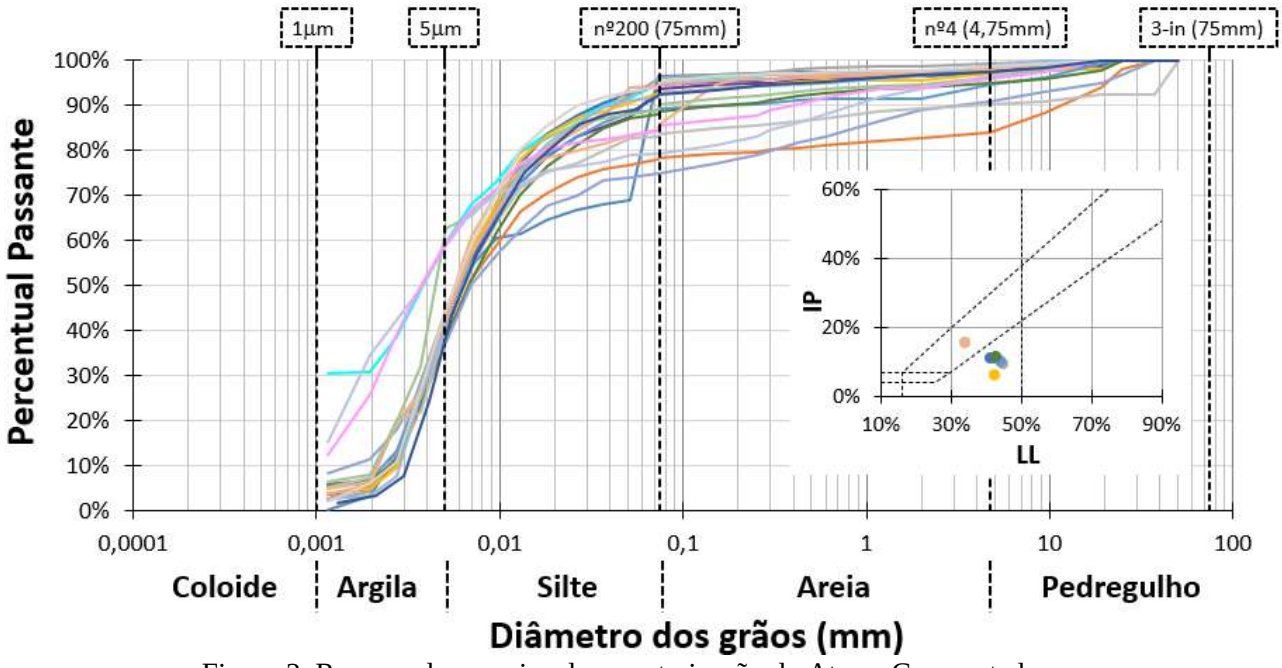


Figura 2. Resumo dos ensaios de caracterização do Aterro Compactado.

Para a determinação dos parâmetros de resistência do aterro, foram realizados 30 ensaios triaxiais distribuídos entre drenados (5) e não drenados (25). A Figura 3 apresenta resultados típicos obtidos para um dos ensaios CIU (Figura 3a) e CID (Figura 3b) realizados em um mesmo bloco. Como pode ser observado, o material apresenta comportamento majoritariamente dilatante para as menores tensões confinantes, com excessos negativos de poropressão nos ensaios CIU e variações volumétricas negativas no ensaio CID. Já para ensaios em maiores tensões, o material apresenta geração de poropressão positiva em baixas deformações, mas, com o desenvolvimento do cisalhamento, logo decaí para valores inferiores, mostrando que, também em altas tensões, o material apresenta comportamento dilatante. Dessa forma, conclui-se que o processo de compactação foi eficiente neste material de aterro, visto a resposta comportamental observada.

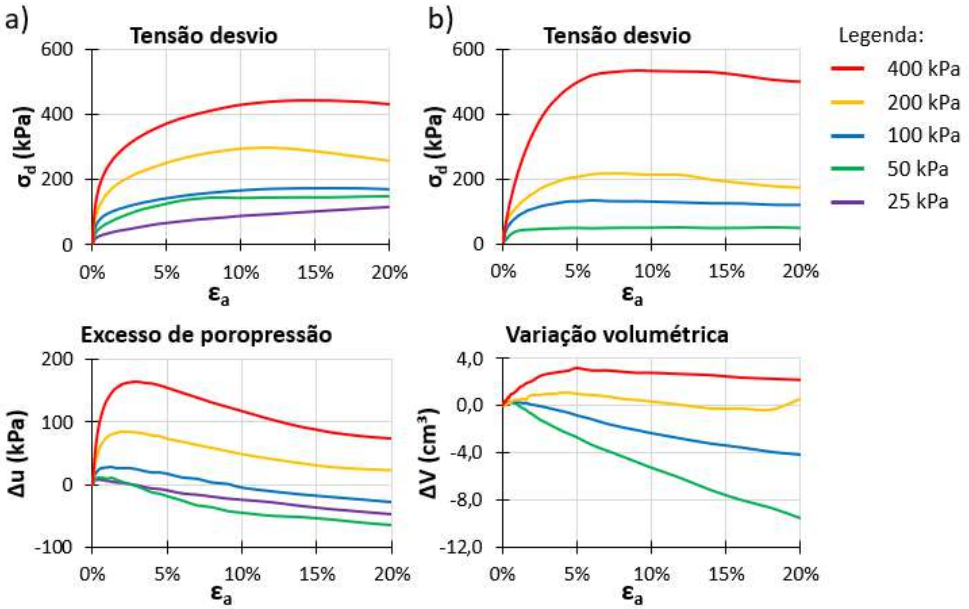


Figura 3. Resultados típicos do Aterro Compactado típicas: a) Ensaio CIU e b) Ensaio CID.

Considerando os resultados obtidos nos ensaios triaxiais, é apresentado na Figura 4 os histogramas, box-plots e as curvas de ajustes, considerando os dados disponíveis. Para o ajuste da curva de distribuição, foram consideradas distribuições normais para a coesão efetiva (c') e para o ângulo de atrito efetivo (ϕ'), seguindo a sugestão de Assis (2020). Como pode ser observado as curvas de distribuição se ajustaram bem aos histogramas obtidos, indicando uma boa aderência do ajuste proposto pelo autor em relação aos dados obtidos.

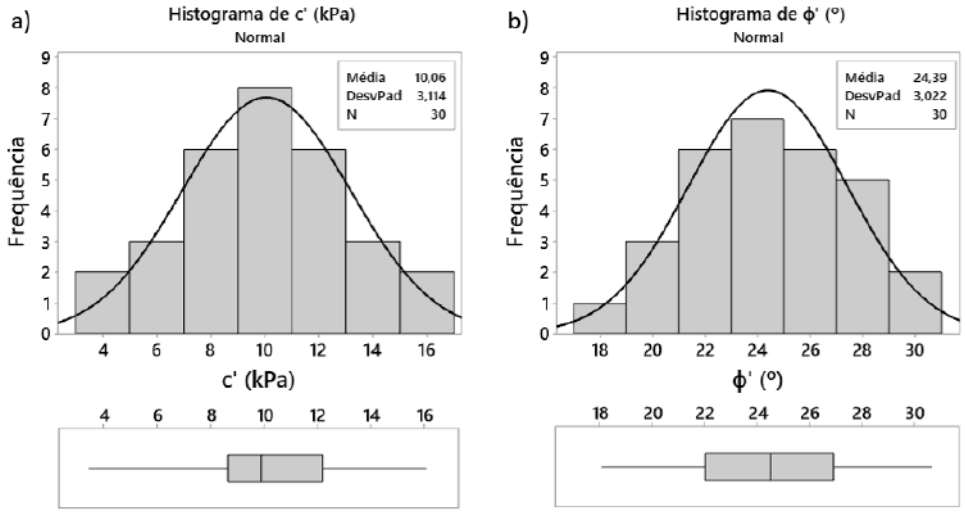


Figura 4. Distribuição Estatística dos Parâmetros Efetivos do Aterro Compactado.

Considerando os dados do histograma, foram obtidos os parâmetros estatísticos apresentados na Tabela 1, sendo a média (μ), o desvio padrão (σ) e coeficiente de variação (C.V.), que numericamente é igual a média dividida pelo desvio padrão. Os valores de C.V. obtidos encontram-se dentro do observado por Assis (2020) e Campello *et. al* (2019) apresentados anteriormente na Figura 1 para os parâmetros analisados.

Tabela 1. Resumo dos Parâmetros Estatísticos do Aterro Compactado.

Parâmetro	Média	Desvio Padrão	C.V.
c' (kPa)	10	3,0	30,0%
ϕ' (º)	24	3,0	12,5%

3 METODOLOGIA DE ANÁLISE

Para a avaliação dos níveis de controle foi adotada uma seção transversal de uma barragem hipotética de contenção de rejeitos com a presença de drenagem interna composta por filtro chaminé e tapete drenante. Para o monitoramento da estrutura, são propostos dois instrumentos do tipo Medidor de Nível de Água (MNA), sendo um localizado na crista e outro na berma de jusante com a cota de instalação de 1,0m acima do dreno, apenas para fins de estudo e avaliação dos níveis de controle. A Figura 5 apresenta a seção tipo com as respectivas dimensões e inclinações.

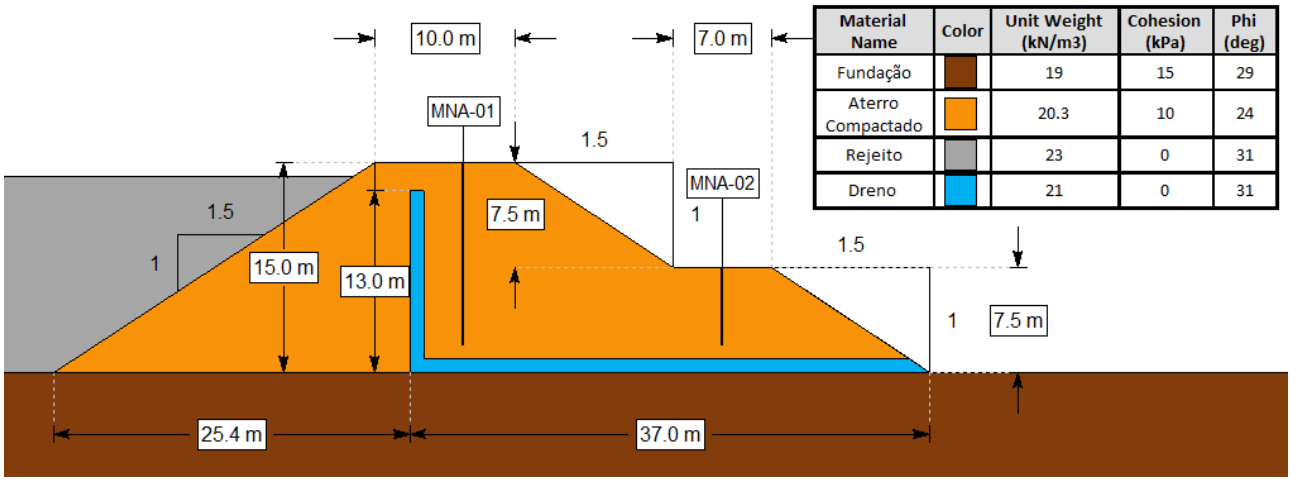


Figura 5. Seção geológico-geotécnica adotada para as simulações numéricas e instrumentos para definição dos níveis de controle.

A Tabela 2 apresenta o resumo dos parâmetros de resistência adotados para as simulações numéricas, sendo que para o aterro compactado estão indicados os valores médios (obtidos conforme a Tabela 1). Para o Solo de Fundação, Dreno e para o Rejeito, foram adotados valores bibliográficos, visto que o objetivo deste artigo é avaliar a ruptura no aterro compactado e as consequências de sua variabilidade.

Tabela 2. Resumo dos Parâmetros de Resistência adotados.

Material	Cor	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (º)	Desvio Padrão
Aterro Compactado		20,3	10	24	3,0
Solo de Fundação		19,0	15	29	-
Dreno		21,0	0	35	-
Rejeito		23,0	0	31	-

Durante a etapa de obtenção dos níveis de controle determinísticos, foi considerada a colmatação do sistema de drenagem (situação crítica) a qual provocaria a subida do nível freático e assim a redução do fator de segurança. Sequencialmente, foram estabelecidas freáticas hipotéticas que resultassem em fatores de segurança determinísticos para a condição drenada de acordo com o descrito na Tabela 3.

Tabela 3. Descrição dos cenários simulados e fatores de segurança correspondentes.

FS de referência	Descrição do cenário	Faixa de variação do F.S.
1,50	Correspondendo ao nível auxiliar	F.S. ≥ 1,50
1,30	Correspondendo ao nível de atenção	1,49 > F.S. ≥ 1,30
1,20	Correspondendo ao nível de alerta	1,29 > F.S. ≥ 1,10
1,10	Correspondendo ao nível de emergência	1,09 > F.S

As análises de estabilidade foram realizadas utilizando o *software* Slide2 versão 9.005 desenvolvido pela empresa canadense Rocscience. Na modelagem, foram consideradas as poropressões obtidas pela linha freática inferida para cada um dos níveis de controle. Para o cálculo do F.S. determinístico foi adotada a metodologia proposta por Morgenstern-Price, a qual calcula o equilíbrio de forças e momentos, sendo considerada rupturas do tipo circular com aproximadamente 160.000 superfícies. Já para o cálculo do F.S. probabilístico, foram adotadas 10.000 iterações do método de Monte Carlo, variando-se a coesão e o ângulo de atrito de forma simultânea e recalculando-se as cunhas de ruptura críticas.

Para a avaliação dos F.S. probabilísticos, foram variados apenas os parâmetros de resistência efetivos do aterro compactado, sendo considerado o intervalo de três desvios padrão positivo e negativo em relação a média ($\mu \pm 3\sigma$). O intervalo adotado corresponde a aproximadamente 99,8% dos valores de ocorrência do histograma considerando uma distribuição normal (Figura 4), permitindo assim, uma avaliação de praticamente a totalidade de ocorrência dos valores.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 6 apresenta a seção tipo com as freáticas obtidas para os níveis de controle determinísticos, considerando os limites de referência para os F.S. citados anteriormente. Já a Figura 7 apresenta as medidas relativas aos valores dos níveis de controle determinísticos para cada um dos instrumentos. Para o MNA-1 observa-se uma diferença de 4,8 m.c.a. entre o nível auxiliar (F.S. = 1,50) e o nível de controle emergência (F.S. = 1,10). Já o MNA-2 apresentou leituras a partir dos níveis de atenção, alerta e emergência (detalhe das freática na Figura 6) com variação de 2,5 m.c.a. entre o menor e o maior nível.

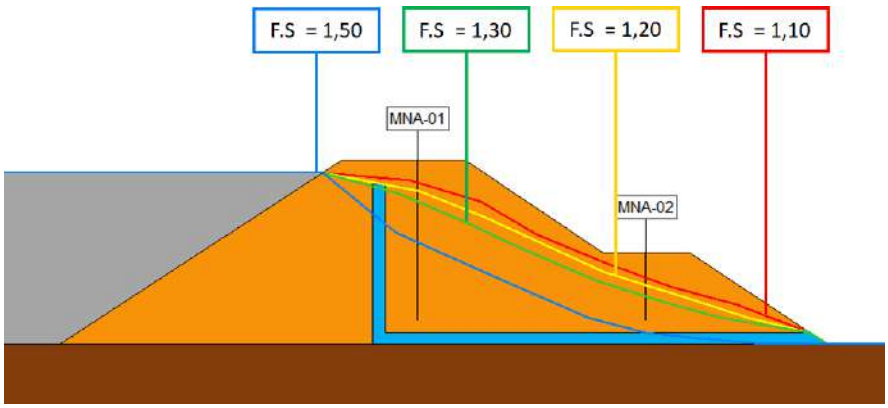


Figura 6. Freáticas obtidas para os níveis de controle.

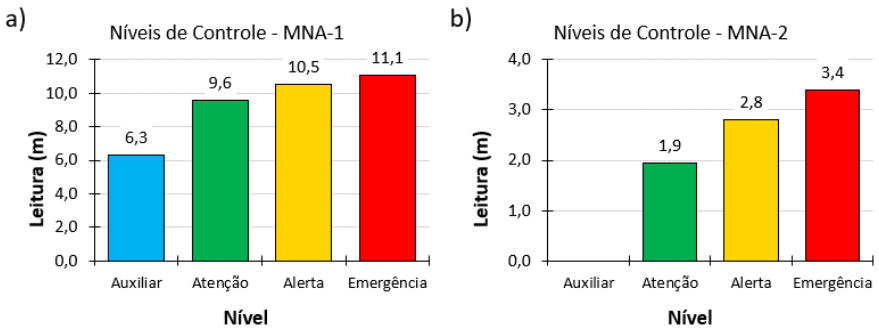


Figura 7. Níveis de controle determinísticos: a) MNA-1; e b) MNA-2.

Considerando os níveis de controle determinísticos obtidos com os parâmetros médios do aterro compactado (c' = 10 kPa e ϕ' = 24º), foram realizadas as análises probabilísticas recalculando as cunhas de ruptura para cada uma das combinações de parâmetros. As distribuições dos F.S. obtidos são apresentados na Figura 8. Na mesma figura também é indicado a isolinha de F.S. = 1,00, que representa os resultados em que a estrutura teria colapsado, caso atingisse um nível de controle. Como pode ser observado, para o nível de emergência (F.S. = 1,10) a probabilidade de falha é mais elevada do que para os outros níveis, uma vez que o histograma deste cenário possui maior área posicionada à esquerda da linha de referência de F.S. = 1,00.

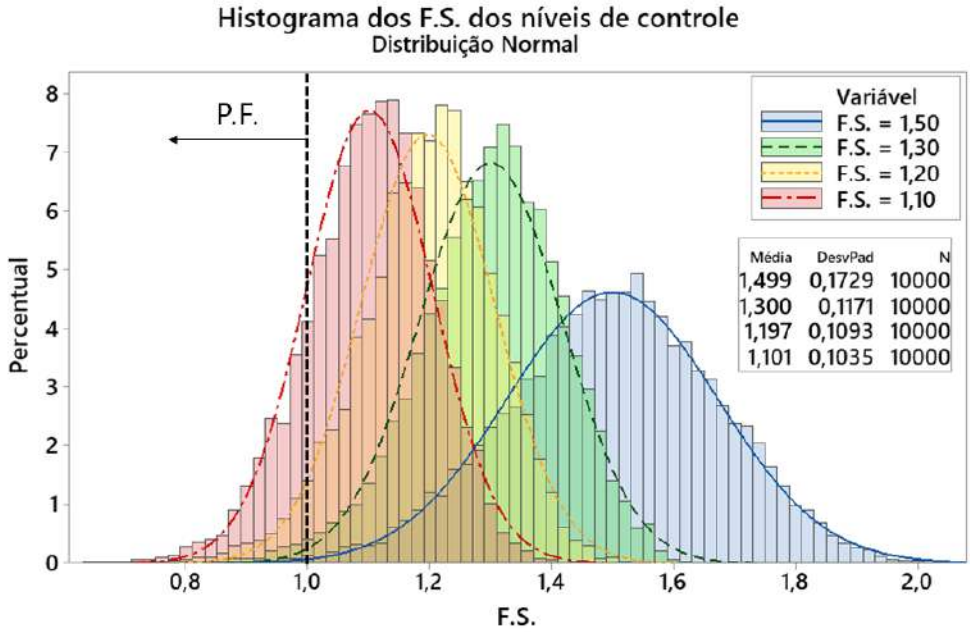


Figura 8. Histograma dos F.S. dos níveis de controle e probabilidade de rupturas.

Por fim, foram calculadas as probabilidades de ruptura para cada um dos níveis de controle obtidos, considerando uma distribuição do tipo normal do F.S. Numericamente, a Probabilidade de Falha (P.F) pode ser definida como a área da curva de distribuição cujos valores de F.S. são inferiores a 1,00 (F.S. < 1,00). A Tabela 4 apresenta os resultados obtidos, que indicaram que a probabilidade de falha varia de 0,19% para o nível auxiliar até 16,46% para o nível de emergência. Sendo assim, para todos os níveis de controle determinísticos, foram obtidas probabilidade de falhas muito superiores ao aceitável (10^{-6} conforme Whitman, R. V., 1984), sendo 20 vezes acima para o nível auxiliar e cerca de 1600 vezes para o nível emergência.

Tabela 4. Probabilidade de ruptura para cada um dos níveis de controle.

F.S.	Nível de controle	P.F.	Razão entre a P.F. e o limite aceitável (10^{-6})
1,50	Auxiliar	0,19%	19
1,30	Atenção	0,52%	52
1,20	Alerta	3,57%	357
1,10	Emergência	16,46%	1.646

5 CONCLUSÕES

O presente artigo teve por objetivo avaliar os resultados de análises probabilísticas, no que se referem aos valores de probabilidade de falha, atrelados às análises determinísticas utilizadas para definição de níveis de controle de instrumentação geotécnica. O intuito foi promover uma reflexão sobre a representatividade dos níveis de controle definidos por análises determinísticas. Os resultados mostram que as probabilidades de ruptura podem ser inaceitáveis, mesmo em condições classificadas como "normal", indicando que a metodologia de definição de níveis de controle, comumente utilizada no meio geotécnico, tem limitações que podem impactar no julgamento quanto a segurança da estrutura.

Como recomendação, destaca-se que de forma a contornar as limitações dos níveis de controle determinísticos, existem outras abordagens para determinar os níveis de controle descritos na bibliografia como: (i) utilização de dados históricos das leituras dos instrumentos para a definição de intervalos de confiança/recorrência e identificação de leituras fora do esperado (FUSARO, 2007); (ii) análise estatística de correlação entre as leituras dos instrumentos e dados externos (nível do reservatório, pluviometria, etc) para a determinação uma zona de aceitação de leituras com base nos em limites compreendidos pelos valores de referência inferior e superior (KUPERMAN *et al.*, 2003); (iii) aplicação de algoritmos de aprendizado de máquina, inteligência artificial e modelos híbridos para a previsão de leitura e detecção de valores fora do esperado (BEIRANVAND, B., & RAJAEE, T., 2022); dentre outras metodologias. Cabe destacar que os métodos aqui citados se aplicam tanto para barragens de mineração quanto para barragens de água e/ou demais estruturas geotécnicas, podendo ser aplicado também para outros modos de falha.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Pimenta de Ávila pelo apoio e incentivo na elaboração deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Society for Testing and Materials – ASTM. (2007). D422-63: *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*.

American Society for Testing and Materials – ASTM. (2018). D4318-17e1: *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.*

American Society for Testing and Materials – ASTM. (2020). D4767-11: *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*.

American Society for Testing and Materials – ASTM. (2020). D7181-20: *Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*.

American Society for Testing and Materials – ASTM. (2020). D792-20: *Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Plastics by Displacement.*

Assis, A. P. (2020). *Risk management for geotechnical structures: consolidating theory into practice*. Soil and Rocks, 43(3), 311-336.

Beiranvand, B., & Rajaee, T. (2022). *Application of artificial intelligence-based single and hybrid models in predicting seepage and pore water pressure of dams: A state-of-the-art review*. Advances in Engineering Software, 173, 103268.

Campello I. C.; Ávila, J.P.; Vecci, A N.; e Machado, J. L. (2019). Variabilidade de Parâmetros Geotécnicos. *XXXII Seminário Nacional de Grandes Barragens*. CBDB.

Fusaro, T.C. 2007. *Estabelecimento Estatístico de Valores de Controle para a Instrumentação de Barragens de Terra: Estudo de Caso das Barragens de Emborcação e Piau*. Dissertação de Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.

Kuperman,S.L.; Moretti,M.R.; Cifu, S.; Celestino, T.B.; Re, G.; Zoellner, K.; Pínfani, J. C.; Carneiro, E. F.; Rossetto, S. L. G.; Reigada, R. P. (2003). Critérios para a fixação de valores limites da instrumentação civil de barragens de concreto e de terra. *Comitê Brasileiro de Barragens – XXV Seminário de Grandes Barragens*, Salvador - BA, pp-81-96.

Marinaro, R. D. A. (2022). *Proposta de metodologia para definição dos níveis de controle da instrumentação associados aos modos de falha: estudo de caso em uma barragem para disposição de rejeito de mineração*.

Penna, D., Marinaro, R., Lopes, M., e Carmo, A. (2017). *Carta de risco como ferramenta na gestão de segurança de barragens*. Belo Horizonte, pp. 1-15.

Skempton A W (1954). The pore water coefficient A and B. Geotechnique 4: 143−147.

Whitman, R. V. (1984). Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. Journal of Geotechnical Engineering, 110(2), 143-188.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/501

Avaliação de Segurança em Barragem de Terra Sob a Condição de *Piping*

Geisa Marques de Aguiar Brandão
Engenheira Geotécnica, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil, geisa.marques@bvp.eng.br

Custódio Junio Reis
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil, custodio.reis@bvp.eng.br

Thiago Borges Gomes Moreira
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil, thiago.moreira@bvp.eng.br

RESUMO: As barragens de terra são construções sujeitas a diversas anomalias ao longo de sua vida útil e, caso não tratadas ou controladas, podem resultar em situações de emergência, colocando a estrutura em risco de ruptura. Dessa forma, o controle da percolação no maciço de uma barragem e em sua fundação é crucial para garantir a segurança da estrutura. O presente trabalho parte do contexto da segurança de uma barragem de terra hipotética e da importância dos materiais aplicados em dispositivos de filtros e drenos, bem como materiais de transição que compõem a interface fundação/maciço. Além disso, o estudo também aborda a verificação de segurança em relação ao *piping*, o qual ocorre devido à erosão regressiva. O estudo dedicou-se à análise dos materiais de base da uma estrutura hipotética, com foco em materiais granulares utilizados na construção do tapete drenante horizontal. O objetivo deste trabalho é identificar pontos críticos que demandam maior atenção e avaliar as condições da estrutura, especialmente em relação a possível ruptura hidráulica associada ao *piping*. As análises foram conduzidas considerando as principais diferenças granulométricas dos materiais que constituem o sistema de drenagem e a fundação, destacando a importância do dimensionamento e execução de camadas de transição na região. Nesse sentido, a metodologia empregada para o presente estudo consistiu em análises de percolação com auxílio do *software* Slide 2.0, para identificação do gradiente hidráulico (i) na barragem, um parâmetro crucial na determinação do coeficiente de segurança. Além disso, com base nos resultados dos gradientes hidráulicos, verificou-se que o material granular presente na fundação da barragem não atende aos requisitos de segurança hidráulica na área analisada.

PALAVRAS-CHAVE: *Piping*, Percolação, Gradiente Hidráulico, Fundação, Segurança Hidráulica.

ABSTRACT: Earthen dams are structures subject to various anomalies throughout their lifespan, and if not treated or controlled, these anomalies can lead to emergency situations, placing the structure at risk of rupture. Therefore, controlling seepage within the body of a dam and its foundation is crucial to ensuring the safety of the structure. This study is set in the context of the safety of a hypothetical earthen dam and emphasizes the importance of the materials used in filter and drain devices, as well as transition materials that make up the foundation/body interface. Additionally, the study addresses the verification of safety concerning piping, which occurs due to regressive erosion. The study focused on the analysis of base materials of a hypothetical structure, particularly on granular materials used in the construction of the horizontal drainage blanket. The objective of this work is to identify critical points that require greater attention and assess the conditions of the structure, especially concerning potential hydraulic rupture associated with piping. The analyses were conducted considering the main granulometric differences of the materials that constitute the drainage system and foundation, highlighting the importance of the design and execution of transition layers in the region. In this regard, the methodology employed for this study consisted of seepage analyses with the aid of Slide 2.0 software to identify the hydraulic gradient (i) in the dam, a crucial parameter in determining the safety coefficient. Furthermore, based on the results of the hydraulic gradients, it was found that the granular material present in the foundation of the dam does not meet the hydraulic safety requirements in the analyzed area.

KEYWORDS*: Piping*, Seepage, Hydraulic gradient, Fundation, Hydraulic Safety.

1 INTRODUÇÃO

A importância da segurança das barragens no Brasil durante os anos 2010 ganhou destaque, sobretudo após a ocorrência de grandes desastres ambientais. Um dos problemas cruciais observados nesse cenário foi a erosão interna, também conhecida como *piping*. Esse fenômeno, segundo BERRONES E ACOSTA (2011), é resultado de processos erosivos internos, nos quais partículas de solo migram para aberturas maiores no maciço, formando tubulações internas que facilitam o escoamento de água e o transporte de materiais pelos drenos da barragem. Conforme ressaltado por CRUZ (1996), o controle do fluxo através do maciço, da fundação e das ombreiras é fundamental para garantir a segurança de uma barragem. Diante desses desafios, tornou-se evidente a necessidade de realizar estudos de retroanálise em relação às estruturas. Partindo desse contexto, o presente estudo destaca a importância dos materiais empregados nas áreas de filtros e transição entre a fundação e o maciço em uma hipotética barragem de terra, além de visar verificar a segurança hidráulica em relação ao fenômeno de *piping*, originado pela erosão regressiva. A pesquisa concentrou-se na análise dos materiais de base de uma estrutura hipotética, com ênfase no material granular presente na fundação. A avaliação do potencial de ocorrência de erosão interna e *piping* na fundação é crucial, especialmente em condições desfavoráveis dos materiais na região, visto que a erosão é uma das principais causas de rupturas em barragens. Os materiais granulares desempenham um papel essencial na estabilidade e segurança da barragem, principalmente na prevenção do *piping*.

2 ASPECTOS TEÓRICOS

2.1 *Piping*

De acordo com KOVÁCS (1981), o fenômeno *piping* é uma erosão interna que pode ocorrer gradualmente em terrenos naturais e em barragens de terra, iniciando-se com o transporte de partículas finas pela água, sendo iniciado quando a força de percolação na saída de água supera a resistência de arraste das partículas do solo. Segundo (FUSARO ET. AL, 2017), nos dias atuais, o termo "Erosão Interna" tem sido utilizado para descrever todos os mecanismos que envolvem a remoção de partículas de solo de dentro de estruturas e suas fundações.

O *piping* pode ser desencadeado por uma variedade de fatores, incluindo gradientes hidráulicos elevados, presença de materiais finos suscetíveis à erosão e deficiências no sistema de drenagem da barragem. Tais mecanismos criam túneis internos no maciço da barragem que podem aumentar de tamanho com o tempo, comprometendo a integridade da estrutura. Esse fenômeno pode ocorrer sem que sinais visíveis estejam presentes na superfície da estrutura, tornando-o difícil de detectar e monitorar. O *piping* pode também ser influenciado pelas características granulométricas do solo que compõe a barragem. Quando as condições dos materiais solo base e material de fundação granular não são adequadas, ocorre uma maior desagregação do material coesivo, o que possibilita o arraste de material para o interior do material granular presente na fundação.

2.1.1 Inicio do Processo de Piping

Existem quatro mecanismos pelos quais a erosão interna pode ser iniciada: erosão regressiva, fluxo concentrado, erosão de contato e sufusão. Segundo ICOLD (2017), a erosão de contato acontece quando uma camada de solo composta por partículas maiores está em contato direto com outra camada contendo grãos menores. Nesse processo, o carreamento ocorre na camada de solo com partículas maiores, seguindo paralelamente à interface entre as camadas, como ilustrado na Figura 1.

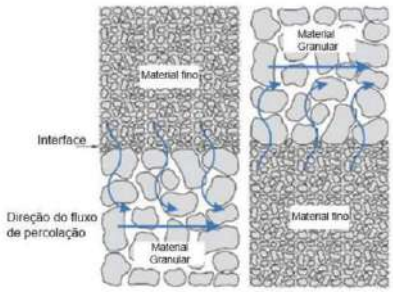


Figura 1. Solo suscetível à erosão de contato (USACE, 2015).

Consequentemente, as partículas de solo fino são deslocadas e transportadas para os poros presentes na camada de solo com partículas maiores.

2.2 Granulometria do Solo

A variabilidade na distribuição do tamanho das partículas do solo tem um impacto direto nas suas propriedades e comportamento, influenciando aspectos como permeabilidade, compactação e resistência. É comum que o transporte de partículas finas possa acontecer onde há fluxo de água do material mais fino para o mais grosso, entretanto, o carreamento em excesso de partículas é considerado uma patologia (SILVA, 2016). Conforme descrito por Ladeira (2007), a graduação do tamanho das partículas em áreas de transição entre materiais com diferentes granulometrias, juntamente com o monitoramento apropriado de parâmetros geotécnicos e o nível de compactação do solo, são fatores cruciais para evitar o fenômeno de piping.

2.3 Segurança de Barragem

Barragens existentes devem ser reavaliadas periodicamente a fim de assegurar que estejam em condições seguras, em conformidade com os padrões de segurança vigentes na data de avaliação. Segundo MENESCAL (2007), No Brasil, já há registros de pelo menos 400 acidentes envolvendo obras hídricas, com mais de 24 mortes entre os anos de 2003 e 2007, devido à ruptura de barragens. Projetos de construção e operação de barragens devem apresentar como principal objetivo a segurança, visto que acidentes em barragens podem acarretar grades desastres, tanto ambientais como também econômicos (SILVA, 2016).

A segurança das barragens abrange um conjunto de medidas preventivas e corretivas que visam proteger não apenas a integridade da estrutura em si, mas também as comunidades e o meio ambiente ao seu redor. Durante a fase de operação, é fundamental manter um rigoroso acompanhamento das condições de segurança da barragem, por meio de inspeções regulares e monitoramento contínuo de parâmetros-chave, como níveis de água, pressões piezométricas e possíveis sinais de deterioração.

ZUFFO (2005) discorre que, a segurança de uma barragem pode ser afetada pela deterioração do corpo da barragem e da fundação. Com o passar do tempo, o maciço da barragem pode se deteriorar devido à idade e, em alguns casos, aumento das poropressões e vazamentos podem se desenvolver. Geralmente, esses processos são lentos e não são prontamente percebidos por meio de um exame de rotina. O monitoramento contínuo da performance da barragem irá assegurar a detecção de qualquer não conformidade seja no projeto ou qualquer problema dentro da barragem que possa causar falha.

2.4 Gradiente Crítico

Conforme indicado pelo ICOLD (2015), é viável interromper a fase de avanço da erosão, considerando as condições hidráulicas, em situações em que o fluxo através do "tubo" formado pelo fluxo concentrado, erosão de contato ou sufusão, sofre uma diminuição de energia devido à dissipação da carga hidráulica nas áreas a montante ou a jusante.

Para calcular o coeficiente de permeabilidade, em 1956, Darcy constatou que a vazão de percolação da água (Q) estava relacionada à área da seção transversal da amostra (A), na direção do fluxo, e à razão $\Delta H/L$,

que expressa o gradiente hidráulico (i) ou a perda de carga por unidade de comprimento. Dessa forma, na equação a seguir, o gradiente hidráulico (i) representa a dissipação da energia ou carga (h) resultante da percolação da água ao longo de uma distância L.

$$Q = KiA \quad (1)$$
$$i = h/L \quad (2)$$

Q = vazão de percolação
K = permeabilidade do material
A= área da seção transversal do escoamento

De acordo com RIBEIRO E ESPÓSITO (2016), quando a carga hidráulica (h) aumenta gradativamente a tensão efetiva diminui até se tornar nula. Nesse ponto, as forças transmitidas de grão para grão se anulam até alcançarem zero. Quando a tensão efetiva é anulada, a resistência do material é completamente perdida, uma vez que a resistência é proporcional à tensão efetiva. Esse estado é denominado liquefação, também conhecido como areia movediça, e o gradiente responsável por isso é chamado de gradiente crítico (ic), conforme expresso na seguinte fórmula:

$$ic = \gamma sub/\gamma w \quad (3)$$

ic = gradiente crítico
γsub = peso específico submerso do material
γw = peso específico da água

Quando o gradiente hidráulico (i) é alto o suficiente para permitir o carreamento de partículas finas do solo, a água em movimento pode erodir gradualmente o solo ao redor da área de fluxo, criando uma brecha que se alarga à medida que mais partículas de solo são carreadas. Essa erosão regressiva pode progredir de forma significativa, resultando em uma brecha cada vez maior e mais profunda no solo ao redor da estrutura. A medida que a erosão progressa, a brecha resultante pode aumentar de tamanho e profundidade, levando eventualmente ao colapso da estrutura.

Ainda, conforme RIBEIRO E ESPÓSITO (2016), quando a redução da resistência começa em um ponto específico, a erosão ocorre nesse local, aumentando ainda mais a concentração de fluxo naquela região. Com o aumento do gradiente hidráulico (i), a erosão também se intensifica e, consequentemente, forma-se um canal que se expande gradualmente para o interior do solo, dando origem ao fenômeno *piping*. Portanto, o *piping* ocorre em áreas onde o gradiente hidráulico (i) atinge valores elevados, próximos ao gradiente crítico (ic), e os níveis de tensão confinante são baixos.

2.4 Critério de Filtro/Dreanagem

O critério de retenção é essencial para evitar a migração de materiais do núcleo para o filtro. É necessário determinar uma granulometria que possa reter as partículas mais finas, comuns nas argilas do núcleo, enquanto permite a percolação e controla a propagação de pressões intersticiais elevadas. Ao estabelecer uma granulometria adequada para a barragem, é possível alcançar um equilíbrio entre a retenção de partículas e percolação da água , assegurando a funcionalidade ideal do filtro em diversas condições de operação. A condição que representa esse critério é detalhada a seguir.

$$D15Filtro < 5 * D85Solo \text{ – critério de filtro} \quad (4)$$
$$D15Filtro > 5 * D15Solo \text{ – critério de drenagem} \quad (5)$$

De acordo com a Equação 5 apresentada acima, o filtro deve ser mais permeável que o solo. Já a Equação 4, o critério de Terzaghi estabelece um limite para o tamanho das partículas finas do filtro, de modo a impedir a passagem dos grãos do solo. Compreende-se que a instalação dos filtros demanda cautela, sendo essencial que os espaços entre as partículas que compõem os mesmos sejam diminuídos para prevenir a migração do solo através deles.

PIMENTA FILHO (2013) enfatiza que, devido às forças de percolação, é fundamental a presença de um solo bem graduado, pois as partículas de tamanho médio podem ser transportadas através do filtro. No entanto, é crucial que o filtro seja adequadamente projetado, uma vez que ele desempenhará o papel de reter as partículas médias em seus vazios, além de capturar as partículas finas.

3 METODOLOGIA

O estudo abrangeu a avaliação da segurança hidráulica de uma barragem de terra hipotética, conforme ilustrado na Figura 1. As análises de percolação, usadas para avaliar o gradiente hidráulico (i), foram conduzidas utilizando o software Slide 2.0 da Rocscience, localizado em Toronto, Canadá, o qual se baseia no Método dos Elementos Finitos.

Inicialmente, foi determinada a seção hipotética da barragem de terra a ser analisada, juntamente com o estabelecimento dos parâmetros geotécnicos e hidráulicos a serem considerados nos cálculos para avaliação da segurança hidráulica da estrutura. Com base nesse modelo definido, foram conduzidas análises de percolação, visando determinar o valor do gradiente hidráulico (i) na interface dos materiais de base em contato com o material granular presente na estrutura, com o objetivo de concluir sobre a segurança hidráulica do barramento.

A Figura 2 apresenta a seção hipotética da barragem em questão, a qual é constituída por um maciço homogêneo. O sistema de drenagem interno é composto por um filtro vertical e um tapete drenante horizontal de areia, uma camada drenante e um dreno de pé em enrocamento (blocos). A fundação é composta por um material granular (camada drenante), solo saprolito e filito. Os parâmetros de resistência e permeabilidade do solos utilizados nas analises são apresentados na Tabela 1.

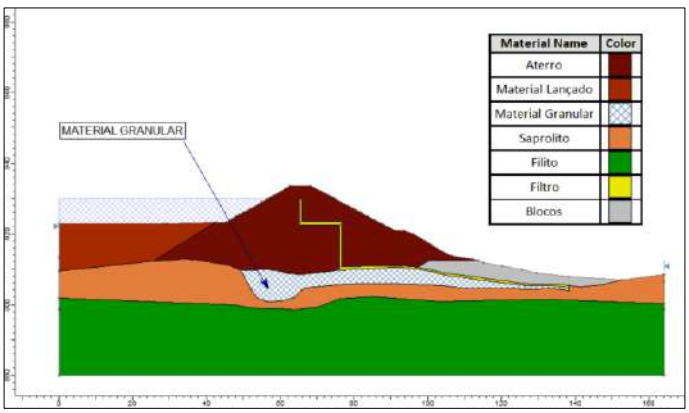


Figura 2. Seção adotada a ser analisada (Slide 2.0).

Tabela 1. Parâmetros de resistência e permeabilidade do solos.

Material	γ(kN/m3)	c' (KPa)	φ'(°)	Kv/Kh	K(cm/s)
Aterro	18.5	2.1	32.3	1	3,29E-06
Material Lançado	19.8	0	25.5	1	3,00E-05
Material Granular	25	0	32	1	6,00E-04
Saprólito	17.9	23.2	29.1	1	1,03E-07
Filito	25	-	-	1	9,50E-08
Filtro	18	0	30	1	1,00E-04
Blocos	20	0	35	1	1,00E-03

Para a análise de transição dos materiais apresntados no gráfico, utilizou- se a Equação 6, com o objetivo de verificar o risco da ocorrência de *piping* na estrutura.

$$D_{15(5)} < 5.D_{85(0,07)} \text{ (critério de drenagem)} \quad (6)$$

De acordo com a Figura 3, fica evidenciado que os materiais analisados não atendem ao critério de não colmatação do material granular.

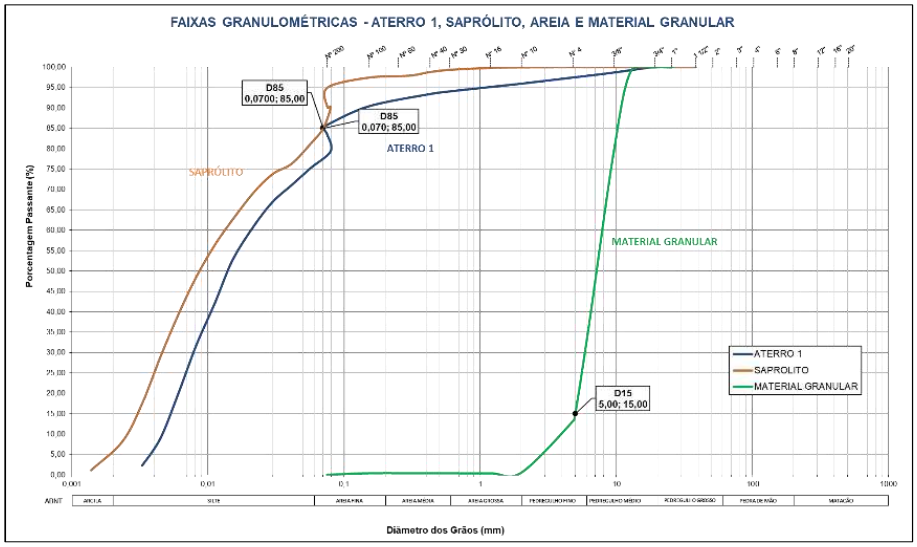


Figura 3. Transições dos materiais que não atendem ao critério de *pipig* (Elaborado pelo Autor).

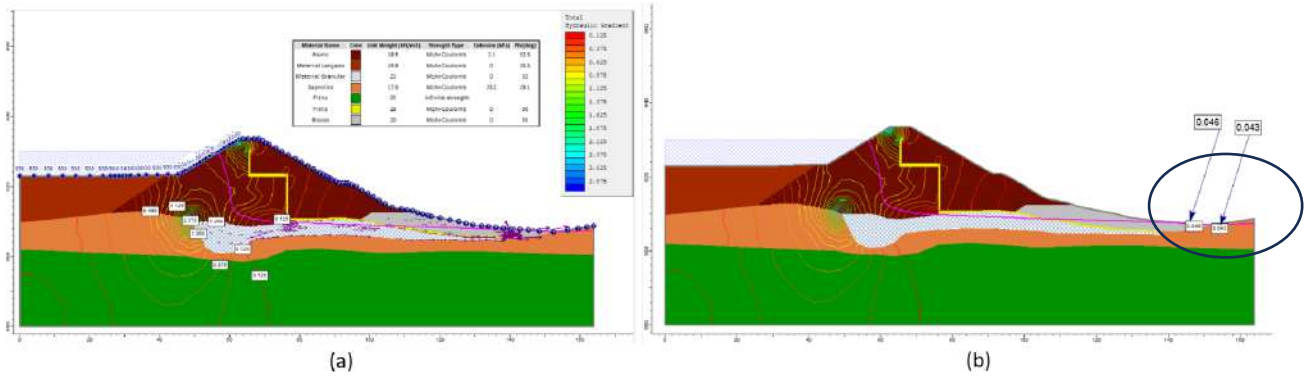


Figura 4. (a) Linhas de fluxo concentradas no interior do material granular e (b) Avaliação do gradiente crítico (ic) no pé da barragem, a jusante (Slide 2.0).

$$ic = \gamma sub\ saprólito/\gamma w = (17,9 - 10) / 10 = 0,79 \quad (7)$$

$$ic = \gamma sub\ aterro/\gamma w = (18,5 - 10) / 10 = 0,85 \quad (8)$$

Com base na análise da Figura 4 (a), observa-se que os resultados revelam elevados gradientes hidráulicos no contato dos solos de base, aterro e saprólito com o material granular predominante na fundação da barragem. Além disso, os valores do gradiente crítico (ic), conforme expressos nas Equações 7 e 8, corroboram essa observação ao demonstrarem uma proximidade com os gradientes hidráulicos apresentados na Figura 4 (a).

Ainda conforme a Figura 4 (a), é mostrado o caminho preferencial das linhas de fluxo no interior do material granular. De modo geral, dentro de um material granular, as partículas tendem a se mover seguindo caminhos de menor resistência e com mais vazios, formando assim caminhos preferenciais para o fluxo.

A Figura 4 (b) apresenta uma análise do gradiente crítico (ic) no dreno de pé, localizado a jusante da barragem, onde há ocorrência de fluxo ascendente, indicando uma área de risco.

A partir desses resultados, observa-se que os gradientes hidráulicos são consideravelmente baixos. Em conformidade com RIBEIRO E ESPÓSITO (2016), o fenômeno do *piping* acontece quando as condições permitem que o gradiente atinja valores críticos. Na Equação 9, é apresentado os cálculos do gradiente crítico (ic) no dreno de pé.

$$ic = \gamma sub\ blocos/\gamma w = (20 - 10) /10 = 1,00 \quad (9)$$

A partir dos resultados expostos, torna-se claro que os gradientes hidráulicos mostrados na Figura 4(b) são inferiores em comparação com os resultados do gradiente crítico (ic) apresentados na Equação 7 e Equação 8. A Figura 6 apresenta um gráfico com a transição dos materias adequados que poderiam ser aplicados durante a contrução da estrutura.

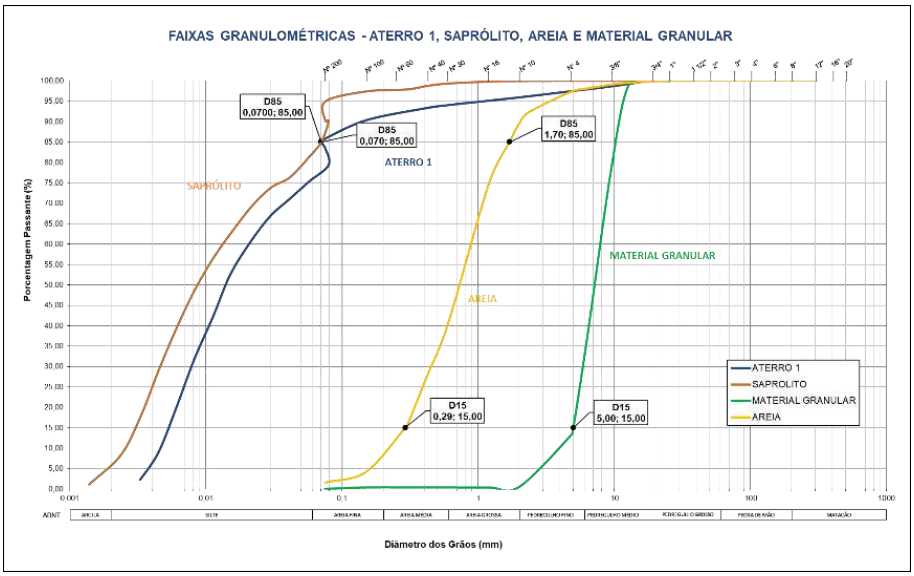


Figura 5. Transições dos materiais que atendem ao critério de *pipig* (Elaborado pelo Autor).

De acordo com a transição apresentada no gráfico da Figura 5 e o cálculo das Equação 9 e Equação 10, fica evidente que os materiais analisados atendem ao critério de não colmatação do material granular, tanto do Aterro e Saprolito para a areia, quanto da areia para o material granular.

$$D_{15(0,29)} \leq 5.D_{85(0,07)} \text{ Aterro e Saprólito / Areia} \quad (9)$$

$$D_{15(5)} \leq 5.D_{85(0,29)} \text{ Areia / Material Granular} \quad (10)$$

A Figura 6 ilustra a esquematização da posição ideal dos materiais que atendem ao critério de *piping*, conforme apresentados no gráfico da Figura 6.

Figura 6. Esquemática da posição dos materiais que atendem ao critério de *piping* (Elaborado pelo Autor).

4 CONCLUSÃO

No presente estudo, foi evidenciado que o material encontrado na fundação não é adequado para a região avaliada. A análise realizada entre os materiais de base e o solo granular revelou a ausência de uma transição adequada, aumentando a probabilidade de ocorrência do fenômeno de *piping* mencionado.

A Figura 4 (b) evidencia que o filtro de areia horizontal desempenha um papel crucial como barreira protetora, impedindo a passagem dos finos potencialmente transportados pela fundação. Com base nos resultados apresentados, é essencial, em uma situação real, verificar a probabilidade desse cenário e confirmar a possível ocorrência dos mecanismos do fenômeno de *piping* através de análises e evidências adicionais.

O estudo concentrou-se na análise dos materiais de base de uma estrutura hipotética, com foco nos materiais granulares utilizados na fundação. No entanto, na análise do caso hipotético estudado, observou-se que o material granular presente na fundação não atende aos critérios de filtro mencionados, sugerindo a necessidade de implementar uma transição com areia durante a execução do projeto para minimizar os riscos de *piping*, conforme apresentado na Figura 6.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Berrones, R. F.; Acosta, N. P. L. (2011) Internal erosion due to water flow through earth dams and earth structures. Disponível em: . Acesso em: 10 ago. 2019.

CRUZ, P. T. (1996) "Permeabilidade e condutividade", in 100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto. Oficina de Textos, São Paulo – SP, pp. 258 – 278.

Fusaro T.C.; Ávila, J. P.; Campello, I. C.; Pimenta filho, M. A. (2017) – Avanços no Entendimento do Risco de Erosão Interna. 20 f. II Seminário de Gestão de Riscos e Segurança de Barragens de Rejeito – SGBR. Belo Horizonte.

ICOLD (2015) – Bulletin 164 – Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes, and their Foundation. Volume I. 142 f.

ICOLD. Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes, and their Foundations, vol. 1. Boletim 164, International Commission On Large Dams (ICOLD). [S.l.]. 2017.

KOVÁCS, G. Developments in water science. Elsevier Scientific Publishing Company. Amsterdam. 1981.

LADEIRA, Josias Eduardo Rossi. (2007). Avaliação de segurança em barragem de terra, sob o cenário de erosão tubular regressiva, por métodos probabilísticos: O Caso UHE-São Simão. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte

MENESCAL, R. A. Risco e Segurança em Engenharia – Problemas Enfrentados pelo Ministério da Integração com Obras de Infraestrutura Hídrica. Debate: O Momento Atual da Engenharia Brasileira. Instituto de Engenharia. São Paulo, 7 mar. 2007.

Massad, F. (2010) Obras de terra: curso básico de geotecnia, 2 ed. Oficina de Textos, São Paulo, 216 p.

CARNEIRO, Helton França. Erosões internas no aterro da barragem Granjeiro: estudo de caso. 2021.

PIMENTA FILHO, Marcos de Ávila. Análise da erosão interna de solos em barragens com base na distribuição de vázios. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2013.

RIBEIRO, Sandra Mara; ESPÓSITO, Terezinha. Avaliação de Segurança de Barragens: Piping como Critério para Elaboração de Carta de Segurança. **Belo Horizonte**, 2016.

SILVA, Dayana S. Estudo de filtro aplicado ao controle de erosão interna em barragens. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto. 2016.

USACE. Best Practices in Dam And Levee Safety Risk Analysis. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation e U.S. Army Corps of Engineers. [S.l.]. 2015.

ZUFFO, M. S. R. Metodologia para avaliação da segurança de barragens. 2005. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Campinas, SP, 2005.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/502

Avaliação de teste de equalização de carga hidráulica em instrumentos piezométricos de tubo aberto pelo método de Hvorslev

Anderson Gonçalves de Azevedo
Engenheiro Geotécnico, Samarco, Santa Bárbara-MG, Brasil, anderson95azevedo@gmail.com

Agatha Ribeiro Hauck
Engenheira Geotécnica, Samarco, Santa Bárbara-MG, Brasil, agatha.hauck@gmail.com

João Victor Oliveira Badaró
Samarco, Mariana MG, Brasil, j.victorbadaro@gmail.com

André Gonçalves de Azevedo
Engenheiro Geotécnico, Vale, Santa Bárbara-MG, Brasil, andre56azevedo@gmail.com

Sabrina Toledo de Souza
Engenharia Civil, UFOP, Ouro Preto-MG, Brasil, sabrinatoledo99@yahoo.com.br

RESUMO: Com o crescente movimento de instrumentação piezométrica das estruturas geotécnicas no Brasil nos últimos anos e a busca de maior confiabilidade nas leituras de poropressão, os testes de equalização de carga hidráulica se mostram essenciais para validação de campanhas de instalação e performance dos instrumentos ao longo da sua vida útil. Esse trabalho sugere a verificação da integridade de seis instrumentos piezométricos instalados em uma pilha de estéril através da metodologia sugerida por Hvorslev (1951), em que o tempo de resposta é função da camada de assentamento da célula drenante e das características geométricas do instrumento piezométrico. Os valores de equalização hidráulica obtidos pelo método são apresentados para as condições de contorno adotadas, bem como a eficiência de ensaio para carga hidráulica variável. Diante dos resultados obtidos na campanha de ensaios de equalização, foi verificado quais instrumentos apresentavam recuperação de até 90% em um tempo inferior a 24 horas, tendo metade dos instrumentos avaliados com performance adequada e tempo de resposta classificado como rápido e a outra metade com indicativos de má funcionalidade e tempo de resposta classificado como extremamente lento.

PALAVRAS-CHAVE: Teste de equalização, Carga Hidráulica, Piezômetro, Integridade.

ABSTRACT: With the growing movement of piezometric instrumentation in geotechnical structures in Brazil in recent years and the quest for greater reliability in pore pressure readings, hydraulic load equalization tests are essential for validating installation campaigns and instrument performance throughout their service life. This work suggests verifying the integrity of six piezometric instruments installed in a waste pile using the methodology proposed by Hvorslev (1951), where the response time is a function of the settlement layer of the draining cell and the geometric characteristics of the piezometric instrument. The hydraulic equalization values obtained by the method are presented for the adopted boundary conditions, as well as the test efficiency for variable hydraulic load. Based on the results obtained in the equalization test campaign, it was verified which instruments showed recovery of up to 90% in less than 24 hours, with half of the evaluated instruments showing adequate performance and classified response time as fast, while the other half exhibited signs of poor functionality and classified response time as extremely slow.

KEYWORDS: Equalization Test, Hydraulic Load, Piezometer, Integrity.

1 INTRODUÇÃO

A instrumentação piezométrica permite a avaliação das pressões neutras que se desenvolvem nas estruturas geotécnicas. O acompanhamento de suas leituras auxilia na avaliação da performance de barragens, pilhas, cavas, taludes naturais, dentre outros, sendo imprescindível na gestão de segurança desses. Nesse sentido, a garantia da confiabilidade das leituras de Piezômetros de Tubo Aberto ou Casagrande decorre de uma análise periódica de sua operacionalidade. Tal garantia deve ser tomada como parte da gestão da qualidade da instrumentação, amplamente discutida nos conceitos de QA/QC (Garantia da Qualidade e Controle da Qualidade - Quality Assurance and Quality Control) da instrumentação geotécnica.

A verificação da integridade dos piezômetros de tubo aberto se faz necessária desde a sua instalação e sua ocorrência periódica é realizada pelos chamados "Testes de vida". Esses testes permitem cercar eventuais problemas que ocorram no instrumento ao longo de sua vida útil, podendo comprometer a confiabilidade das leituras. Entre os problemas comumente identificados em piezômetros de tubo aberto, Silveira (2006) cita alguns exemplos: obstrução do tubo pela queda de objetos, obstrução do tubo por cisalhamento no interior do maciço, colmatação dos orifícios do tubo ou do material drenante, perfuração do tubo de aço por oxidação e ruptura do tubo plástico.

Diante do desafio de garantir leituras piezométricas representativas, o presente artigo visa apresentar uma breve revisão bibliográfica sobre o tema, além de avaliar através da metodologia proposta por Hvorslev a integridade de seis instrumentos piezométricos instalados em uma pilha de estéril.

2 EQUALIZAÇÃO HIDRÁULICA: FUNCIONALIDADE DO PIEZÔMETRO DE TUBO ABERTO

Durante a realização dos "Testes de vida" nos instrumentos de tubo aberto são observadas as repostas dos intrumentos à aplicação de cargas ou recargas hidráulicas, verificando a tendência de eliminação das diferenças de pressões hidrostática no tempo. Conceito entendido como equalização de carga.

Ensaios realizados em solos ou rocha adjacentes, que têm como princípio a observação da permeabilidade do material do entorno do bulbo drenante, podem ser classificados em ensaios a nível constante ou variável. Nos ensaios em nível variável, adiciona-se água no tubo do instrumento, fazendo com que o nível da água natural (ou original) se altere para uma posição denominada nível inicial do ensaio. A tendência de o nível da água retornar à posição original é acompanhada ao longo do tempo de ensaio. Já os ensaios em nível constante, por sua vez, são realizados através da manutenção do nível da água numa posição constante ao longo de toda duração do ensaio, podendo ser realizados através da introdução de água (ensaios de infiltração) ou da retirada de água (ensaios de bombeamento). (Oliva, Andressa; Kiang, Chang; Chang, Maria, 2005).

A avaliação da funcionalidade de piezômetros Casagrande é habitualmente realizada a partir de ensaios de equalização de carga hidráulica em nível variável, sendo a condição de nível constante menos usual por conta da dificuldade de operacionalização do ensaio. A execução do ensaio passa pela adição, remoção ou deslocamento de volume de água. A Figura 1 mostra o desenho esquemático dos ensaios de equalização "Slug test" e "Bail Test".

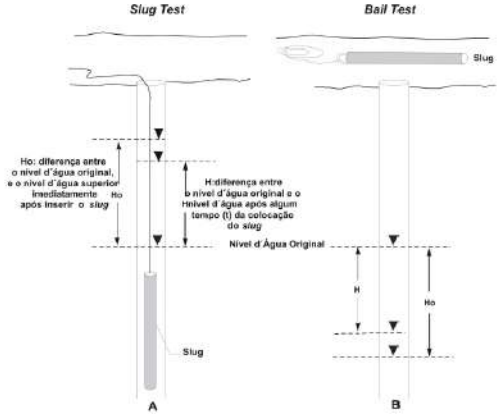


Figura 1 – Representação esquemática dos ensaios de equalização Slug Test (A) e Bail Test (B). (Oliva, Andressa; Kiang, Chang; Chang, Maria, 2005)

A Figura 2 mostra a execução de "Teste de vida" em um instumento piezométrico do tipo Tubo Aberto com adição de água.

Figura 2 – Execução de Teste de Vida em piezômetro.

O acompanhamento da variação do nível d'água (NA) durante os intervalos de tempo estabelecidos no ensaio gera uma representação gráfica que ilustra o declínio ou aumento do NA em função do tempo. A análise da relação entre o nível da água e o tempo pode ser realizada utilizando as abordagens propostas por Hvorslev (1951).

2.1 Método de Hvorslev (1951) para avaliação dos testes de equalização

Para avaliação dos testes equalização Hvorslev (1951) define, em fins práticos, o tempo necessário para eliminação das diferenças entre as pressões hidrostáticas dentro do instrumento piezométrico (Figura 4) como tempode retardo básico (*basic time lag*).

Para determinação do tempo de retardo, Hvorslev (1951) assume que a Lei de Darcy é válida, ou seja, que a velocidade do fluxo é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico, que o solo é incompressível, e que o fluxo para a equalização não causa nenhum rebaixamento do lençol freático, chegando a seguinte equação diferencial básica:

$$\frac{dy}{z-y} = \frac{dt}{T} \qquad (1)$$

Onde a dy/dt representa a variação infinetesimal de carga no tempo, T o tempo de retardo e (z-y) a variação de carga no tempo t (Figura 3).

Soluções para essa equação são realizadas considerando a linha freática constante $(z = H_o)$ e variável $(z = H_o + \alpha T)$. Para a adoção da linha freática constante, constituinte do presente trabalho, tem-se:

$$\frac{dy}{H_o-y} = \frac{dt}{T} \qquad (2)$$

Em que H_0 se refere ao nível d'água no início do ensaio (t=0).

Desenvolvendo matematicamente a equação 2 para diferentes tempos:

$$\frac{t}{T} = ln\,\frac{H_o}{H_1} = ln\,\frac{H_1}{H_2} = ln\,\frac{H_2}{H_3}\ , etc. \qquad (3)$$

Por conseguinte:

$$\frac{H_o}{H_1} = \frac{H_1}{H_2} = \frac{H_o-H_1}{H_1-H_2} = \frac{h_1}{h_2} \qquad (4)$$

Das equações apresentadas acima Hovrslev (1951) conclui que o tempo de retardo básico corresponde à relação de equalização de 0,63. Sendo considerado adequado o uso prático da relação de equalização igual a 0,90 e corresponde a um desfasamento temporal igual a 2,3 vezes o tempo de retardo básico. Uma taxa de equalização de 0,99 requer o dobro do tempo que uma equalização de 90 por cento.

Segundo Castro et al. (2016), as equações também são válidas para condições de permeabilidade anisotrópica quando utilizandos valores médios ou equivalentes dos fatores de forma e permeabilidade.

A Figura 3 apresenta o desenho esquemático utilizado para melhor compreensão dos conceitos de equalização propostos por Hvorslev (1951).

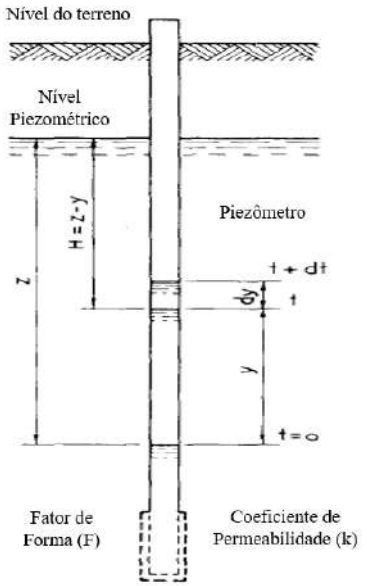


Figura 3 – Desenho esquemático de equalização carga hidráulica. (Adaptado de Hvorslev, 1951).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho contemplou a realização de equalização de carga hidráulica (“testes de vida”) para dois Indicadores de nível d’agua e quatro piezômetros instalados em uma pilha de estéril. A Figura 4 indica a pilha em estudo, bem como a região de instalação desses instrumentos.

Figura 4 – Região com locação dos instrumentos.

A Tabela 1, por sua vez, resume informações topográficas sobre os instrumentos analisados.

Tabela 1. Informações cadastrais dos instrumentos

Instrumento	TAG	Cota Célula Base (m)	Cota Terreno (m)	Cota Topo Tubo (m)	Profundidade (m)
Piezômetro 1	PI001	326,66	338,95	339,63	12,98
Piezômetro 2	PI002	332,19	344,81	345,4	23,21
Piezômetro 3	PI003	331,77	339,11	339,74	7,97
Piezômetro 4	PI004	329,81	344,79	345,4	15,59
Indicador de Nível D'água 1	LI001	331,59	339,07	339,45	7,89
Indicador de Nível D'água 2	LI002	329,82	344,79	345,4	15,58

Visando classificar a operacionalidade dos instrumentos analisados, utilizou-se o critério de classificação elaborado por Furnas (2015), na qual se baseia no valor do tempo de resposta obtido, conforme orienta a Tabela 2.

Tabela 2. Classes de tempo de respostas adotadas

Tempo de resposta para 90% de recuperação	Classificação
De 0,00 minuto a 1,00 minuto	Instantâneo
De 1,01 minuto a 600 minutos (10 horas)	Rápido
De 601 minutos a 10080 minutos (uma semana)	Lento
Acima de 10081 minutos (uma semana)	Extremammente Lento

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 5 apresenta os resultados dos ensaios dos testes de equalização plotados em escala semilogarítmica, na qual o eixo das abcissas indicou o tempo e o eixo das ordenadas indica a relação ΔH/ΔHo, onde ΔH é o excesso de carga no instante t (correspondente a cada leitura) e ΔHo é o excesso de carga inicial, acrescida no instante t_o.

A Tabela 3 apresenta os resultados dos tempo de resposta obtidos nos ensaios de equalização dos instrumentos. Com base nos tempos de respostas foram classificadas aplicando os critérios de Furnas (2015).

Tabela 3. Relação de instrumentos analisados neste estudo.

Instrumento	NA Estático (m)	Equalização 24h (%)	Tempo de resposta 90% (min)	Classificação	Status
PI001	12,97	100%	233,98	Rápido	Operante
PI002	23,21	86,90%	>1440	Extremamente Lento	Inativado
PI003	7,23	77,50%	>1440	Extremamente Lento	Inativado
PI004	15,59	100%	343,81	Rápido	Operante
LI001	7,86	70,20%	>1440	Extremamente Lento	Inativado
LI002	15,58	97,30%	55,2	Rápido	Operante

Da Tabela 3, tem-se que metade dos instumentos apresentaram performance adequada, com tempo de resposta classificado como rápido e a outra metade apresentou indicativos de má funcionalidade, com tempo de resposta classificado como extremamente lento.

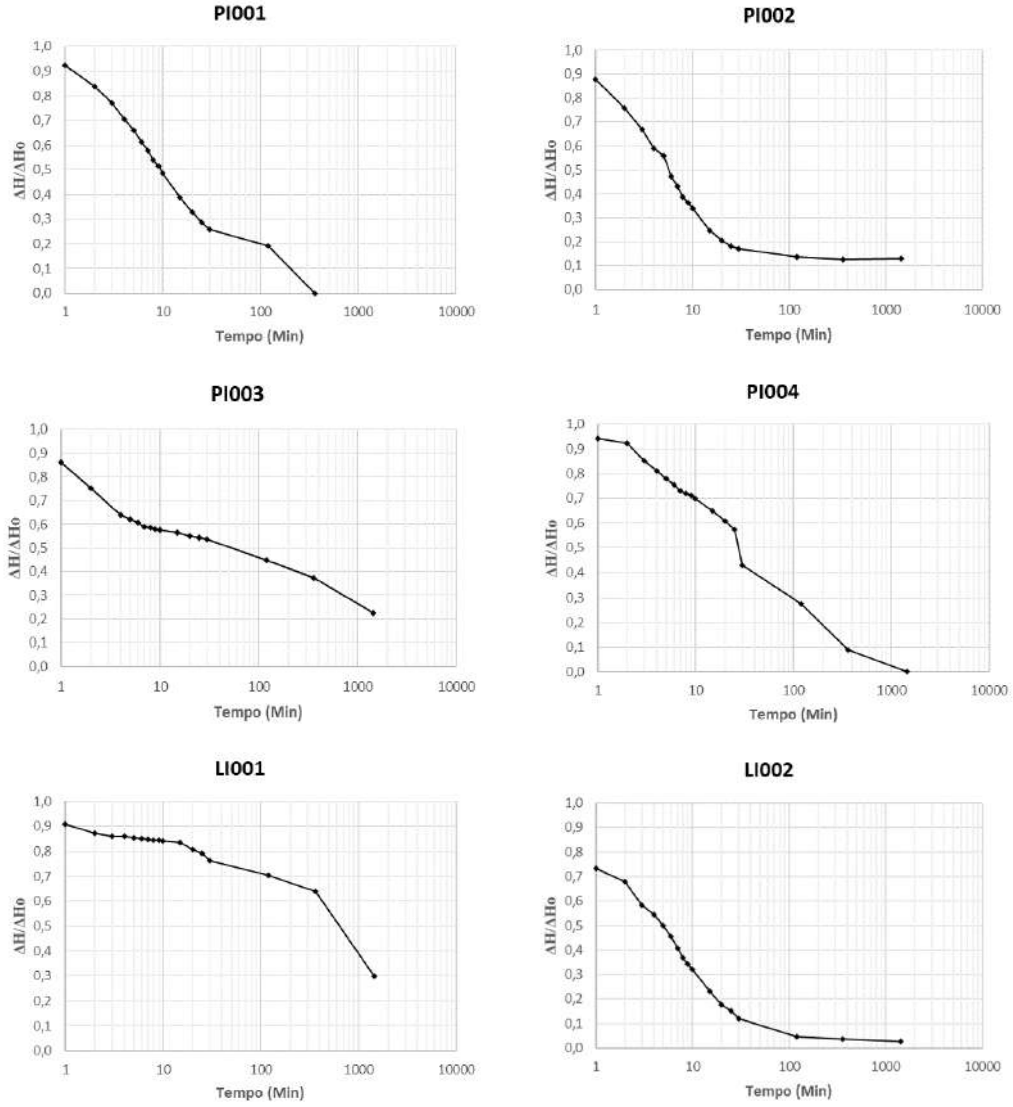


Figura 5 – Resultados ensaios de equalização.

5 CONCLUSÃO

De posse da campanha de ensaios de equalização realizada
A análise das curvas dos testes de equalização permite concluir que os instrumentos PI002, PI003 e LI001 apontam um comportamento inadequado, com recuperação mais lenta que os demais. Além disso, esses instrumentos não atingiram a recuperação de 90% em 24 horas, valor de referência indicado pela literatura e utilizado como referência para o presente trabalho.

Para os casos em que os resultados indiquem recuperação tardia, recomenda-se que sejam realizadas limpeza e novas verificações de equalização. Caso a lavagem não seja eficaz, faz-se necessário a instalação de novos instrumentos nas proximidades a fim melhor avaliar a condição constatada.

Por fim, sugere-se para trabalhos futuros o confrontamento com outras metodologias.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CASTRO, Marcus Divino de et al. *Critérios para avaliação da operacionalidade dos piezômetros de tubo aberto instalados na barragem de terra-enrocamento da UHE Furnas*. Instituto idd - construindo conhecimento, 2016.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS, *UHE Furnas e Barragem Auxiliar de Piumhi – Ensaios de equalização nos piezômetros de tubo aberto e medidores de nível d'água e ensaio de tempo de estabilização em piezômetro com leitura manométrica*. Relatório GST.E.056.2015-R0, Aparecida de Goiânia, 2015.

HVORSLEV, M. J., *Time lag and soil permeability in ground-water observation*. Bulletin nº 36, Waterways Experiment Station Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, 1951.

SILVEIRA, J. F. A. *Instrumentação e Segurança de Barragens de Terra e Enrocamento*. São Paulo: Oficina, 2006.

OLIVA, ANDRESA, CHANG HUNG KIANG, AND MARIA RITA CAETANO-CHANG. *Determinação da condutividade hidráulica da Formação Rio Claro: análise comparativa através de análise granulométrica e ensaios com permeâmetro guelph e testes de slug.* Águas subterrâneas, 2005.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/503

Avaliação do comportamento de um empilhamento de rejeitos filtrados com diferentes diretrizes operacionais

Juliana Ester Martins Moura
Engenheira Sênior, VALE, CEFET, Belo Horizonte, Brasil, juliana.moura3@vale.com

Matheus Navarra Satuf Muniz
Engenheiro Sênior, VALE, Belo Horizonte, Brasil, matheus.navarra@vale.com

Marcus Vinicius Lima Dias
Gerente Técnico Sênior Gestão de Rejeitos, VALE, Belo Horizonte, Brasil, marcus.dias1@vale.com

Lucio Schiavon Yamamoto
Engenheiro Geotécnico Sênior, VALE, Belo Horizonte, Brasil, lucio.yamamoto@vale.com

Thiago Bomjardim Porto
Professor, Doutor, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas, Belo Horizonte, Brasil, thiago.porto@cefetmg.br

RESUMO:
O empilhamento de rejeitos filtrados é uma prática inerente à gestão de rejeitos de mineração, adotada devido às restrições legais na construção de barragens. Essa técnica ainda é pouco conhecida e envolve diversos estudos sobre projeto, construção, operação e fechamento, focando em aspectos como granulometria, controle tecnológico e resistência do material. Um aterro experimental em Minas Gerais, utilizando 14 ensaios de piezocone (CPTu) com duas diretrizes operacionais diferentes, permitiu avaliar a susceptibilidade à liquefação do rejeito e a eficiência operacional do aterro. Os resultados indicaram que compactação e teor de umidade são fatores críticos para a avaliação da resistência e estabilidade do material empilhado. A primeira diretriz operacional, usando trator de esteira para compactar camadas de 80 cm com graus de compactação de 95% a 104%, mostrou não uniformidade na resistência e consequente influência na avaliação de susceptibilidade à liquefação. A segunda diretriz, utilizando rolo compactador em camadas de 60 cm e graus de compactação de 98% a 104%, apresentou resultados mais consistentes. A avaliação quanto à susceptibilidade à liquefação do material foi realizada segundo a metodologia de Robertson (2016).

PALAVRAS-CHAVE: Empilhamento de Rejeito Filtrado, Premissas de Projeto, Ensaios de Piezocone, Susceptibilidade a Liquefação.

ABSTRACT:
The stacking of filtered tailings is an inherent practice in mining waste management, adopted due to legal restrictions on dam construction. This technique is still not widely known and involves various studies on design, construction, operation, and closure, focusing on aspects such as particle size distribution, technological control, and material resistance. An experimental landfill in Minas Gerais, using 14 piezocone tests (CPTu) with two different operational guidelines, allowed for the assessment of the tailings' susceptibility to liquefaction and the operational efficiency of the landfill. The results indicated that compaction and moisture are critical factors for the resistance and stability of the stacked material. The first operational guideline, using a bulldozer to compact layers of 80 cm with compaction degrees between 95% and 104%, showed non-uniformity in resistance and consequent influence on the assessment of susceptibility to liquefaction. The second guideline, using a roller compactor on layers of 60 cm with compaction degrees between 98% and 104%, presented more consistent results. The evaluation of susceptibility to flow liquefaction was carried according to Robertson's methodology (2016).

KEYWORDS: Tailings Filtered Stacking, Design Premises, Piezocone Tests, Susceptibility to Flow Liquefaction.

1 INTRODUÇÃO

A geração de rejeitos é inerente às práticas de mineração. Com os desastres envolvendo barragens de rejeito no Brasil e no mundo, tornou-se imperativo buscar alternativas para o manejo desses materiais de forma segura e dinâmica. Dentre algumas possibilidades, a disposição dos rejeitos pode ocorrer em cavas desativadas ou como empilhamentos filtrados (Consoli et al. 2022).

Após acidentes envolvendo barragens de rejeito no Brasil e no mundo, como o rompimento da barragem de Mariana em 2015 e Brumadinho em 2019, ambas em Minas Gerais, houve um esforço significativo para revisar e atualizar as normas relacionadas à disposição de rejeitos de mineração. Essas atualizações visam melhorar a segurança e reduzir o risco de falhas futuras. A escolha do método de disposição é influenciada por vários fatores, incluindo as características específicas de cada mina e sua geologia associada. Essas decisões são fundamentais para garantir a segurança a longo prazo e minimizar o impacto ambiental das operações de mineração.

A disposição de rejeitos pode ser realizada de diversas formas, escolhidas conforme as características de cada sistema e os riscos envolvidos. Algumas opções incluem a disposição em barragens de rejeito, empilhamento drenado e preenchimento de cavas desativadas. Entre essas opções, as barragens de rejeitos, anteriormente preferidas para armazenamento, estão sendo substituídas por empilhamento drenado e filtrado.

Segundo Oliveira-Filho e Abrão (2015), o empilhamento de rejeitos apresenta características vantajosas que incentivam a adoção deste método, incluindo a capacidade de usar o próprio rejeito para aumentar a estrutura. A implementação do empilhamento de rejeitos requer a gestão do empilhamento e o controle tecnológico para garantir a segurança da estrutura. Este método de empilhamento pode ser realizado com material compactado ou semi-compactado, sendo transportado mecanicamente até o local de disposição.

A análise de liquefação estática, fundamentada nos dados coletados das pesquisas, pode ser notada em solos altamente saturados. Tais solos tendem a perder resistência quando expostos ao cisalhamento, devido à propensão de criar poropressão positiva em cargas não drenadas. Isso é típico em materiais como areias e siltes muito soltos, bem como argilas sensíveis.

A análise da propensão à liquefação se torna altamente significativa quando o material estudado é classificado como arenoso e mostra potencial para liquefação. Essa análise se torna ainda mais crucial no contexto da mineração no Brasil, levando em conta que uma grande parte do material examinado é formada por rejeitos granulares.

A manifestação de liquefação pode acarretar em consequências drásticas, tais como deslizamentos de terra e colapsos estruturais. Portanto, torna-se primordial a execução de análises detalhadas com o objetivo de identificar áreas que possam estar em risco. Com isso, é possível implementar medidas preventivas adequadas para mitigar tais riscos.

Neste estudo, os ensaios de CPTu desempenham um papel fundamental na avaliação da eficiência das diretrizes operacionais seguidas.

2 EMPILHAMENTOS DE REJEITOS

2.1 Operação do Rejeito

As propriedades geotécnicas dos materiais residuais da mineração são influenciadas por uma série de fatores, incluindo o método de processamento do minério e a localização geográfica da mina. Segundo Williams e O'Brien (2017), as características de tamanho de grão e as diferenças na composição mineralógica resultam em comportamentos distintos para cada tipo de rejeito. Essas diferenças afetam diretamente as práticas operacionais de empilhamento dos rejeitos e o monitoramento tecnológico necessário durante este processo.

Em relação à operacionalidade na disposição de rejeitos, a normatização é limitada. A norma NBR 13028 (ABNT, 2017a), publicada pela ABNT em 2017, é direcionada principalmente para projetos de barragens de rejeitos, fornecendo orientações sobre os estudos necessários, premissas de projeto, critérios, geometria e instrumentação para controle. Por outro lado, a NBR 13029 (ABNT, 2017b), também de 2017,

define parâmetros básicos para o empilhamento de materiais estéreis, evidenciando a necessidade de realização de estudos específicos para cada estrutura desse tipo.

A técnica de deposição de rejeitos em camadas pré-determinadas é uma abordagem operacional amplamente adotada, conforme descrito por Crystal et al. (2018). Este método facilita a evaporação da umidade devido à ação do vento e da radiação solar, o que contribui para um incremento na densidade e compactação do rejeito, resultando em uma maior estabilidade física do depósito. Silva (2008) observa que camadas mais espessas exigem períodos mais longos de compactação, o que pode levar a variações na compactação dentro da mesma camada. Vasconcelos (2021) enfatiza a importância de selecionar equipamentos de compactação compatíveis com as características do material. Nota-se que a aplicação de diferentes níveis de energia na compactação da mesma camada resulta em uma redução na umidade ótima e um aumento na densidade seca máxima do rejeito.

A normativa da Agência Nacional de Mineração (ANM), especificamente a resolução nº 95 de 2022, enfatiza no segundo parágrafo do primeiro artigo a obrigatoriedade de um estudo técnico para qualquer forma de empilhamento drenado. Este estudo deve ser elaborado por um especialista com habilitação legal e estar acessível para inspeções. O documento é essencial para detalhar tanto a susceptibilidade do material à liquefação quanto os procedimentos adotados para a disposição do rejeito. Além disso, a resolução estipula que empilhamentos drenados que não apresentem risco à liquefação devem passar por reavaliações em intervalos não superiores a um ano. Se for identificada a susceptibilidade à liquefação, a estrutura deve cumprir com as exigências da resolução e ser registrada no Sistema Integrado de Gestão de Segurança de Barragens de Mineração (SIGBM).

2.2 AVALIAÇÃO DE SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

2.1.1 Comportamento do Material

A tensão efetiva governa o comportamento do solo, que varia desde cascalhos até argilas. Casagrande (1975), destacou que solos extremamente fofos tendem a reduzir seu volume durante o cisalhamento drenado. Por outro lado, solos que são inicialmente densos, quando submetidos às mesmas condições de carga, tendem a expandir seu índice de vazios até atingirem o estado crítico. Neste estado, não há mais alterações volumétricas com deformações axiais.

A Teoria dos Estados Críticos oferece uma perspectiva valiosa para entender o comportamento de pilhas de rejeitos desaguados, especialmente quando a determinação direta dos parâmetros de resistência é complexa. O modelo NorSand, fundamentado nesta teoria e delineado por Jefferies e Been (2015), utiliza o parâmetro de estado (ψ) para focar nas características comportamentais dos solos arenosos. Este modelo prioriza a adaptação do comportamento do solo às condições reais em vez de buscar um ajuste perfeito aos dados experimentais. Ao simular o comportamento do material sob diferentes trajetórias de tensão e calibrar as variáveis específicas do material, o modelo NorSand permite uma análise mais precisa e representativa do comportamento dos rejeitos em condições variadas. Os resíduos de mineração, caracterizados pela ausência de coesão, estão propensos à liquefação quando em condições de saturação e baixa compactação, o que favorece um comportamento contrátil. Além disso, a baixa permeabilidade do material impede uma drenagem eficaz, aumentando o risco de liquefação sob cargas aplicadas.

Para avaliar o potencial de liquefação, algumas metodologias são utilizadas, como as propostas por Olson (2001), Robertson (2010) e Robertson (2016). Essas abordagens classificam o comportamento dos solos durante o cisalhamento, levando em consideração se são contráteis ou dilatantes.

As metodologias de avaliação que se baseiam nos ensaios de penetração de cone, com ou sem incremento de poropressão, utilizam parâmetros classificados como não normalizados. Isso inclui a resistência de ponta e a razão de atrito. Além disso, também se utiliza um parâmetro normalizado, como o parâmetro de poropressão, conhecido como ‘Bq’. A metodologia proposta por Robertson (2016) é produto de atualizações necessárias.

O método apresentado por Robertson (2016) baseia-se em uma carta de classificação dos solos para a avaliação da susceptibilidade à liquefação. O método de classificação utiliza a resistência de ponta normalizada, Qtn, e a razão de atrito normalizada, Fr, para a tipificação do comportamento observado para o material analisado. A metodologia recebe o nome de Normalized Soil Behavior Type (SBTn), tratando-se da

atualização de estudos previamente realizados por Robertson.

Robertson (2010) mapeou todos os casos de ruptura por liquefação, classificados como Classe A, no espaço Qtn-Fr. Ele levou em consideração os valores de Qtn e Fr que estavam dentro da faixa do valor médio ±1 desvio padrão (ou seja, aproximadamente 70% dos dados) para os materiais onde ocorreu a liquefação.

Robertson notou que esses casos ficavam abaixo do contorno Qtn,cs=70. Portanto, ele sugeriu o uso do contorno Qtn,cs=70 como critério para separar os materiais em contráteis (Qtn,cs<70) e dilatantes (Qtn,cs>70). No mesmo gráfico, Robertson (2016) introduziu o contorno CD=70 (Contractive-Dilative), proposto para representar a divisão entre solos que exibem comportamento contrátil e dilatante em grandes deformações. O contorno CD=70 foi desenvolvido utilizando o contorno Qtn,cs = 70, proposto por Robertson (2010), com a adição do contorno de OCR=4 na região de materiais transicionais e argilosos (Transitional e Clay-Like).

Assim, é determinado estratégias distintas para estabelecer o estado do solo, a primeira através do OCR para solos finos e a segunda através do Qtn,cs para solos granulares. De acordo com Robertson (2016), o comportamento dos materiais é dividido por dois tipos de linhas: as primeiras, definidas pelo índice normalizado de tipo comportamental do solo, IB e a segunda, é definida como CD.

A linha CD é divisora dos comportamentos dilatante e contrátil dos materiais analisados, dividindo, portanto, materiais susceptíveis à liquefação de materiais dilatantes. Adicionalmente, define-se, de acordo com Robertson (2016) a área correspondente aos comportamentos de argilas sensíveis, delimitada pelas assíndotas FR = 2% e Qtn = 12.

Em relação a classificação dos materiais foi utilizada a classificação SBTn, Normalized Soil Behavior Type, proposta por Robertson (2016) e a classificação de Fear e Robertson (1995), sugerida por Olson e Stark (2003) para a classificação de materiais susceptíveis a liquefação. Essa metodologia de classificação consiste na definição do material analisado através dos valores de Qtn e Fr no ábaco, conforme Figura 1.

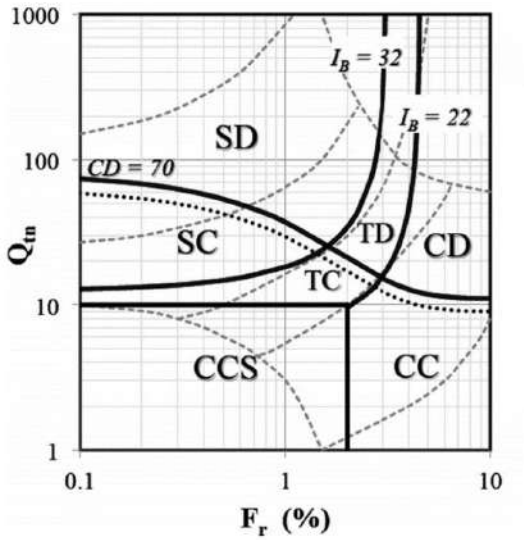


Figura 1. Ábaco dos comportamentos de acordo com a classificação SBTn.

3 ESTUDO DE CASO

A pilha de rejeito deste estudo de caso está localizada no Quadrilátero Ferrífero dentro do domínio Serra do Curral. Os domínios geológicos desta pilha incluem Laterita, Filito e Pilha de Estéril. A fundação da estrutura consiste em uma cava esgotada parcialmente preenchida com estéril. A Figura 2 identifica a área da estaca e os domínios geológicos da estrutura.

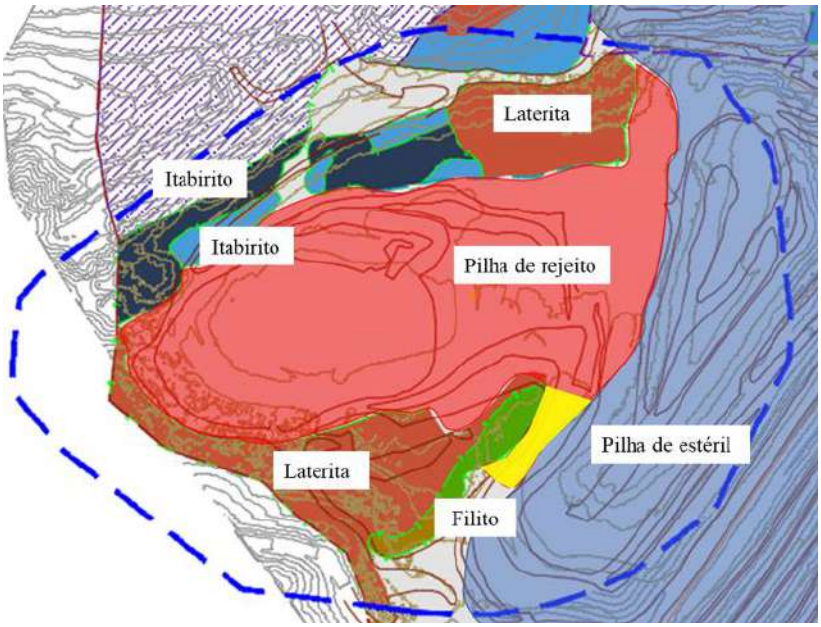


Figura 2. Geologia da área de empilhamento.

A pilha de rejeitos ocupa uma área de aproximadamente 10 hectares, onde foram empilhados aproximadamente 6 milhões de toneladas de material de aterro. A estrutura está situada em área confinada (destacada em vermelho escuro na Figura 2), e os acessos rodoviários (destacados em amarelo na Figura 2) são compostos por rampas para facilitar a operação dos equipamentos. A operação da estrutura é realizada em áreas de aproximadamente 30 mil m², e as camadas de empilhamento em cada setor possuem características semelhantes. A Figura 03 retrata a divisão operacional em setores da estaca e o limite entre os materiais do aterro (resíduos arenosos siltosos) e a fundação da estrutura. Os pontos de CPTu executados estão locados na Figura 04.

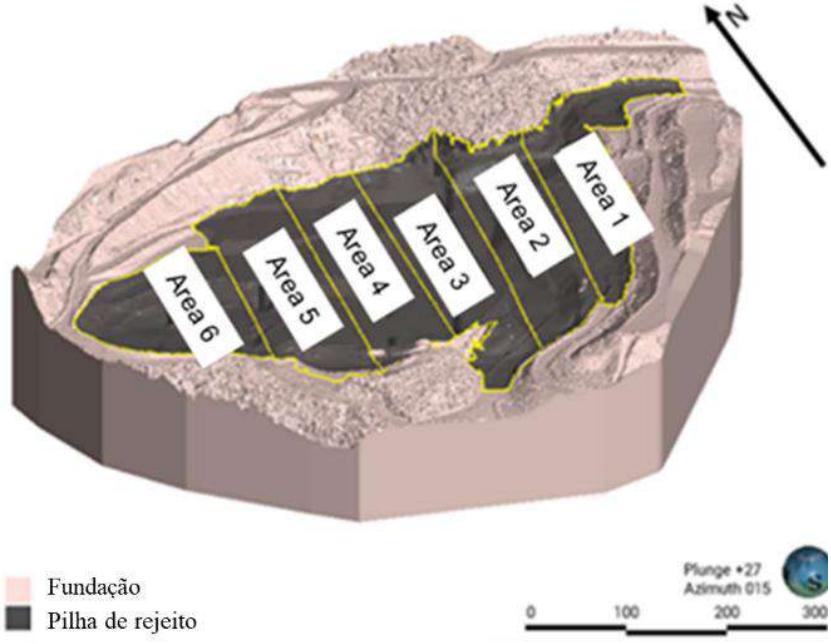


Figura 3. Divisão das áreas de empilhamento.

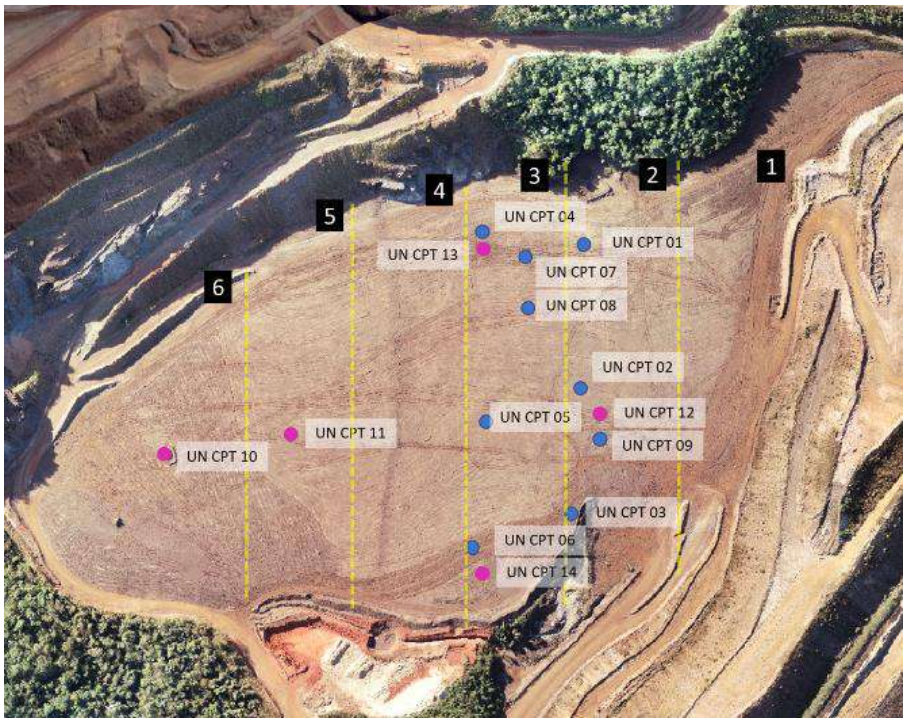


Figura 4. Locação dos pontos de CPTu executados.

As diretrizes operacionais desse empilhamento de rejeito constam na Tabela 1 e os equipamentos utilizados em cada uma das diretrizes constam na Tabela 02.

Tabela 1. Diretrizes operacionais 01 e 2.

Diretriz	Volume (m^3)	Altura de camada (m)	Grau de compactação (%)	Desvio de umidade	Nº de passadas
01	4.083.400,8	0,80	95% a 104%	±2	8 a 10
02	2.800.042,0	0,60	98% a 104%	±2	6 a 8

Tabela 2. Equipamentos utilizados.

Espalhamento		Compactação		Nivelamento		Umidificação		Escarificação	
01	02	01	02	01	02	01	02	01	02
Trator de esteira		Trator de esteira	Rolo compactador	Motoniveladora		Caminhão pipa		Trator de esteira	

4 RESULTADOS

Para as análises iniciais de potencial de liquefação, adotou-se a abordagem proposta por Robertson (2016). Conforme estabelecido por Robertson (2016), a análise comportamental inicial de um material é realizada através de um gráfico que correlaciona a resistência de ponta normalizada (Qtn) com a razão de atrito normalizado (Fr). O contorno CD=70 é utilizado para distinguir entre materiais que tendem a contrair-se e aqueles que tendem a dilatar-se. Este gráfico é dividido em sete zonas que fornecem uma classificação preliminar do tipo de material.

A Figura 5 e Figura 6 mostram os resultados de resistência de ponta corrigida (qt) dos furos 01 a 09 executados, bem como a diretriz operacional correspondente à cada profundidade.

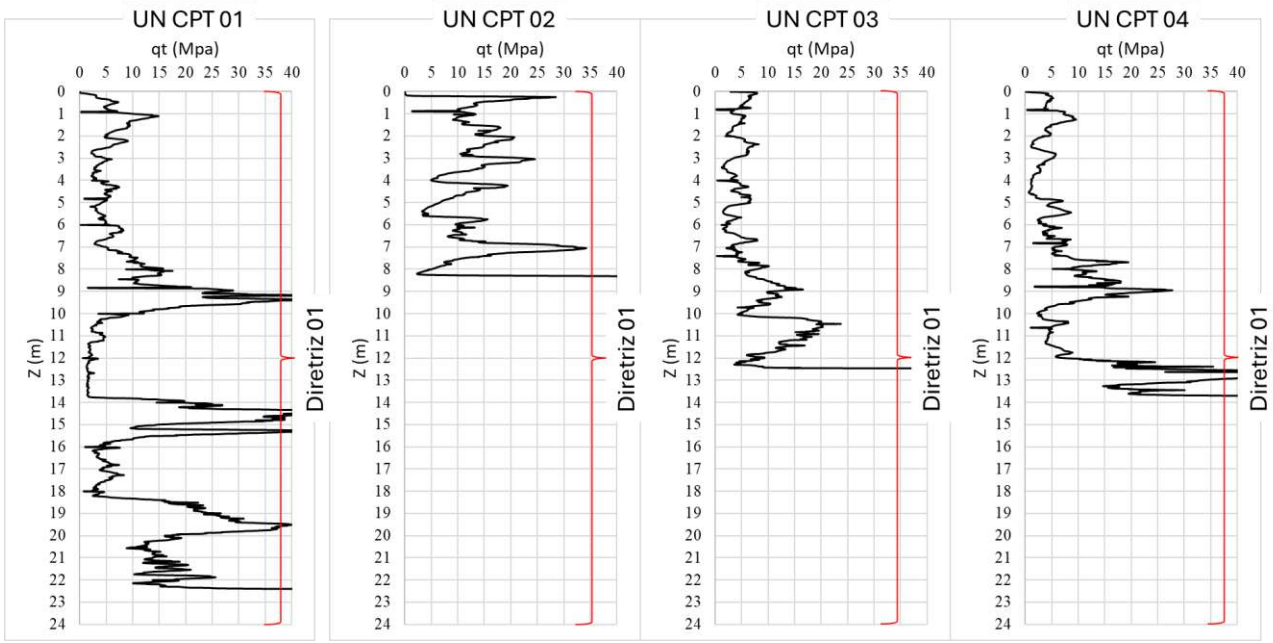


Figura 5. Resistência de ponta (qt) dos furos 01 a 04.

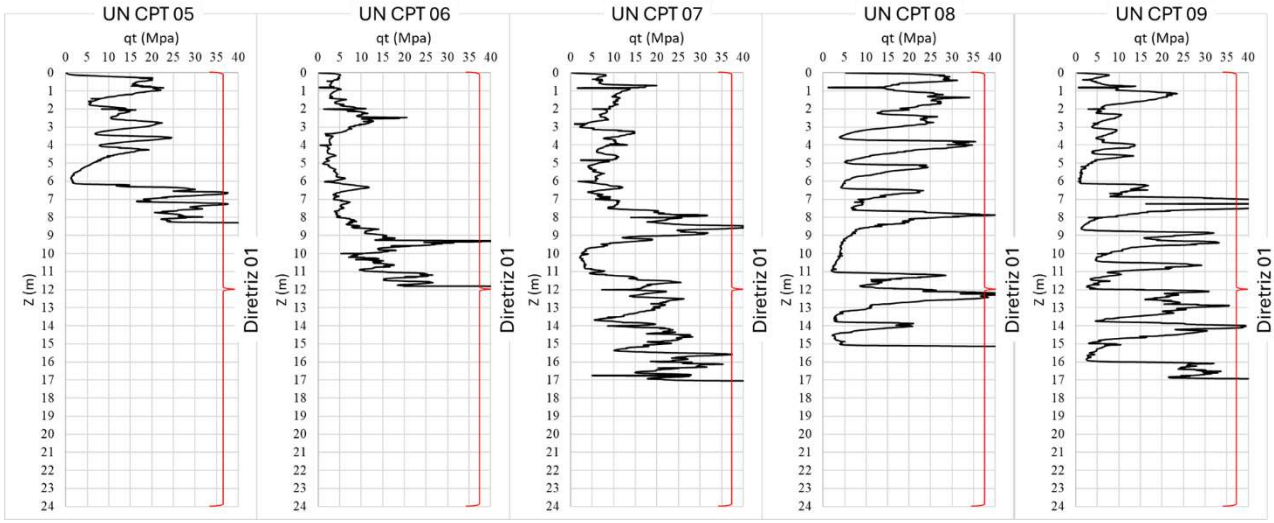


Figura 6. Resistência de ponta (qt) dos furos 05 a 09.

A Figura 7 mostra a classificação SBTn de acordo com a metodologia de Robertson (2016). E a Figura 8 mostra as porcentagens referentes à cada classificação também de acordo com a metodologia de Robertson (2016).

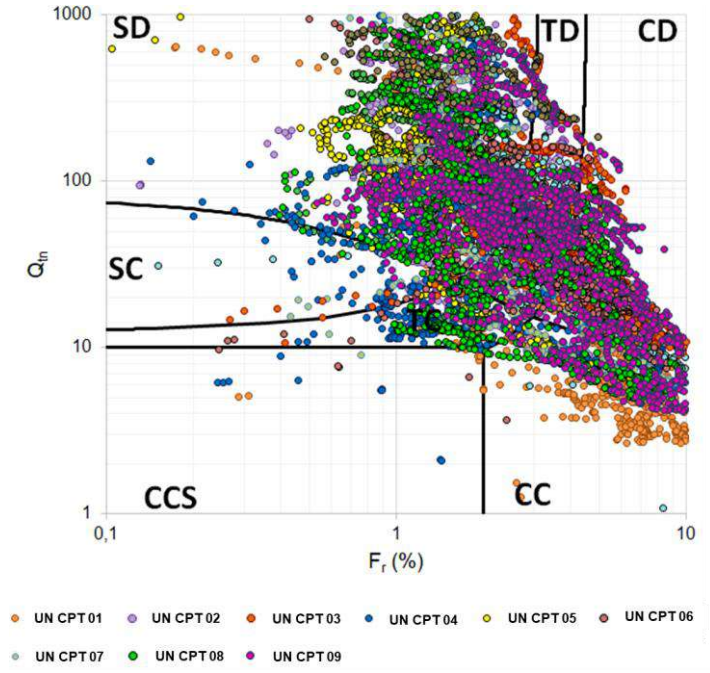


Figura 7. Classificação SBTn a partir de Robertson (2016).

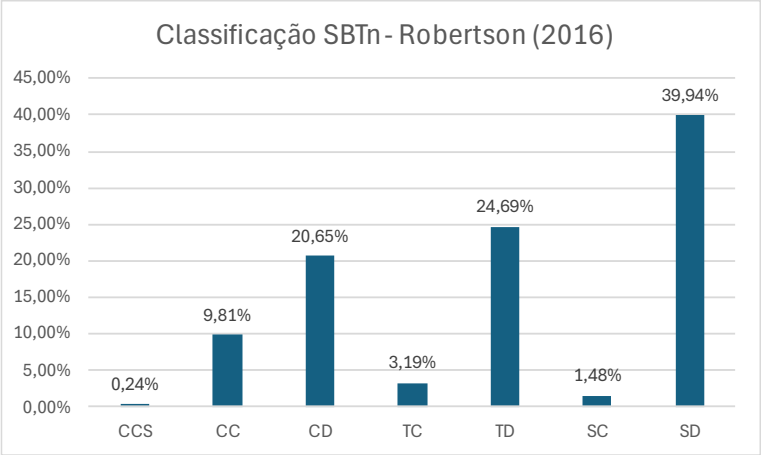


Figura 8. Classificação SBTn a partir de Robertson (2016).

Observa-se através da classificação de SBTn, a partir da metodologia de Robertson (2016), que os materiais apresentam 30,69% das medições realizadas com comportamento de material fino ou tipo argila (classes CCS, CC e CD), 27,89% com comportamento de materiais transicionais (TC e TD) e cerca de 41,42% com comportamento de material granular ou tipo areia. Importante ressaltar que a classificação SBTn classifica quanto ao tipo de comportamento do material e não quanto a granulometria. Ainda em relação a contratibilidade do material, tem-se que 14,72% dos materiais foram classificados com comportamento contrátil, mas somente 1,48% estão dentro do contorno SC (areias contráteis), que são materiais muito susceptíveis ao processo de liquefação. Esse comportamento corrobora com os resultados da cravação, os quais apresentam uma estratificação no perfil de resistência das camadas, indicando uma necessidade de revisão do controle de compactação adotado na primeira diretriz operacional, já que há lentes de materiais mais compactos e, consequentemente de maiores valores de resistência de ponta.

A Figura 9 e Figura 10 mostram os resultados de resistência de ponta dos furos 10 a 14 executados, bem como a diretriz operacional correspondente à cada profundidade.

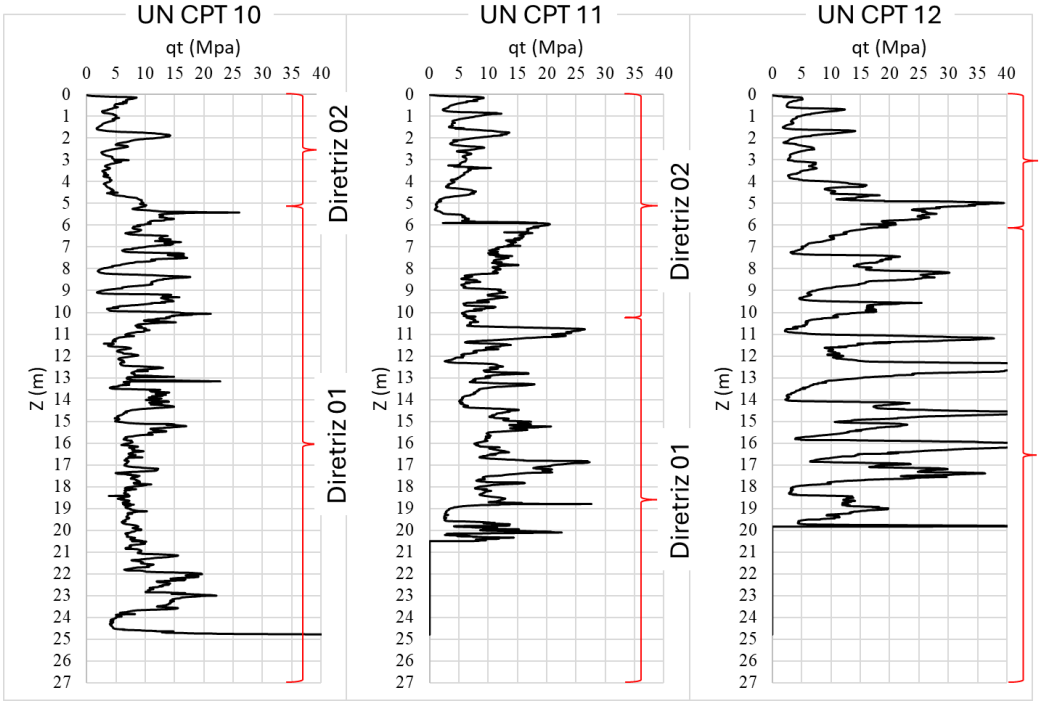


Figura 9. Resistência de ponta (qt) dos furos 10 a 12.

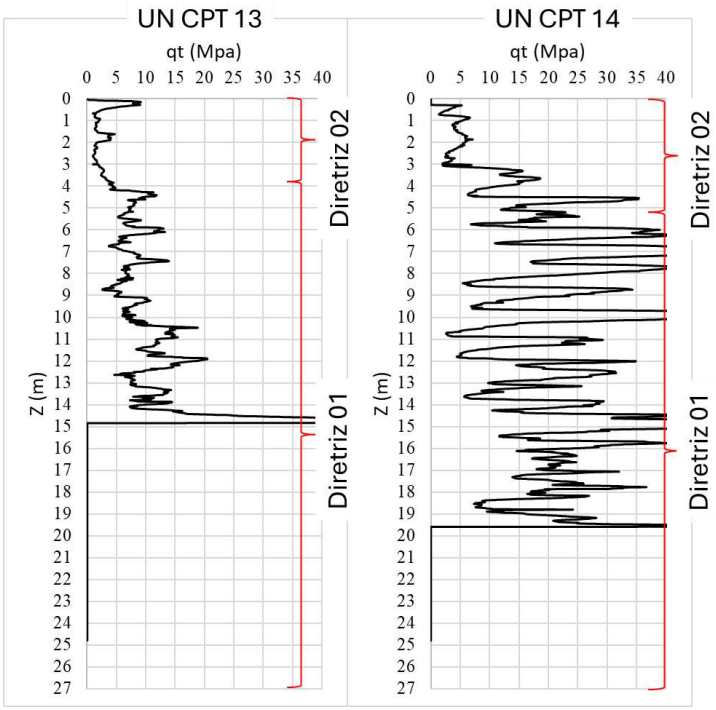


Figura 10. Resistência de ponta (qt) dos furos 13 e 14.

A Figura 11 mostra a classificação SBTn de acordo com a metodologia de Robertson (2016). E a Figura 12 mostra as porcentagens referentes à cada classificação também de acordo com a metodologia de Robertson (2016).

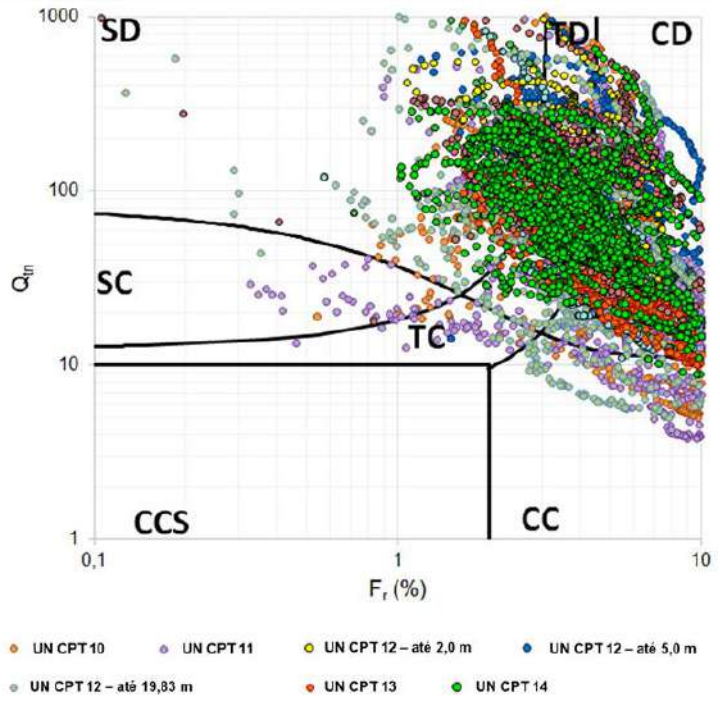


Figura 11. Classificação SBTn a partir de Robertson (2016).

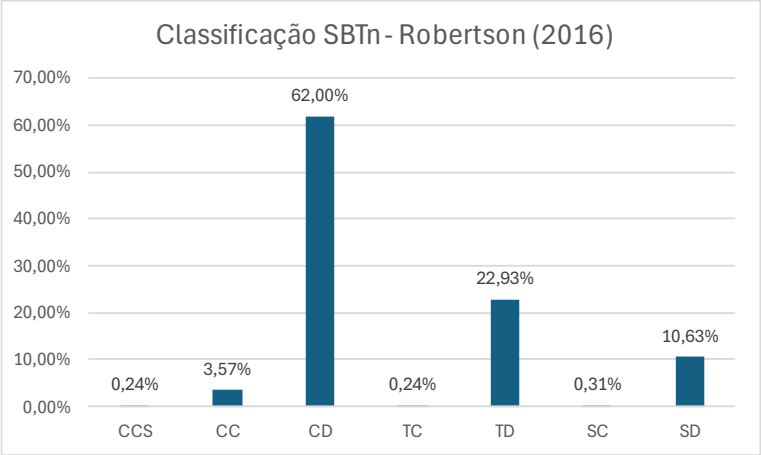


Figura 12. Classificação SBTn a partir de Robertson (2016).

Verifica-se que os materiais classificados de acordo com o sistema SBTn apresentam 65,81% das medições realizadas com comportamento de material fino ou tipo argila (classes CCS, CC e CD), 23,25% com comportamento de materiais transicionais (TC e TD) e cerca de 10,95% de materiais com comportamento granular. Importante ressaltar que a classificação SBTn avalia o solo quanto ao seu tipo de comportamento e não quanto à granulometria. Neste sentido, 4,44% dos materiais foram classificados previamente com comportamento contrátil e menos de 0,5% dos materiais são do tipo Sand-Contrative, comportamento típico de solos contráteis susceptíveis à liquefação. Desta forma, percebe-se um significativo ganho de resistência e compactação na diretriz operacional 02, que está correlacionada com os furos 10 a 14.

5 CONCLUSÃO

Empresas mineradoras estão implementando o método de empilhamento de rejeitos, visando substituir as tradicionais barragens. Essa mudança estratégica requer investigações geotécnicas detalhadas para estabelecer parâmetros seguros e efetivos. Neste contexto, foram conduzidos quatorze furos de Cone

Penetration Test (CPTu) sob duas diretrizes operacionais distintas. Os primeiros nove testes seguiram a primeira diretriz, enquanto os últimos cinco furos adotaram uma metodologia diferente. A análise das resistências de ponta e a classificação segundo o Soil Behavior Type (SBTn) de Robertson (2016) revelou que a primeira diretriz resultou em 14,72% dos materiais classificados como contráteis, contra apenas 4,44% na segunda diretriz; além disso, houve um ganho significativo na resistência de ponta média dos furos executados pela segunda diretriz.

Esta melhoria é atribuída às otimizações nos procedimentos operacionais, incluindo a redução na altura das camadas de empilhamento, o aumento do grau de compactação e a calibração dos equipamentos de compactação. Tal estudo evidencia a necessidade de estudos específicos ao material a ser empilhado, sendo fundamental a realização de aterros testes e campanhas de investigações para a determinação da melhor diretriz operacional a ser seguida.

Por fim, mesmo em se tratando do mesmo material, as diretrizes são únicas em função das condições de contorno da pilha. Pode-se dizer que é impossível que duas estruturas com o mesmo rejeito tenham uma única diretriz operacional, pois estarão em locais distintos e, portanto, terão condições de contorno distintas. Tal fato reforça a individualidade de cada estrutura e a real necessidade de estudá-las e estabelecer critérios individuais e não replicáveis.

O estudo desenvolvido e apresentado nesse artigo consta uma avaliação através da metodologia de Robertson (2016), para o avanço do estudo sugere-se a aplicação de outras metodologias de interpretação dos ensaios de CPTu, como Olson (2001) e associe os resultados obtidos à ensaios de laboratório executados em amostras da estrutura. O comportamento da estrutura de rejeito conseguirá ser entendido quando todos os dados das investigações forem associados.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam sua gratidão à Companhia pelo suporte financeiro concedido ao projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017a). NBR 13028: *Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e/ou reservação de água - Requisitos*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017b). NBR 13029: *Elaboração e apresentação de projeto de disposição de estéril, em pilha, em mineração*. Rio de Janeiro.

BRASIL. AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). Resolução nº 95, de 7 de fevereiro de 2022. *Dispõe sobre segurança de barragens de mineração.* Disponível em: <https://pesquisa.in.gov.br/imprensa/jsp/visualiza/index.jsp?data=16/02/2022&jornal=515&pagina=49>. Acesso em 10 de mar. 2024.

CASAGRANDE, A. (1975). *Liquefaction and cyclic deformation of sands: A critical review*. In Proceedings of the Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. pp. 79–133.

CONSOLI, N. C., VOGT, J. C. AND SILVA, J. P. S et al (2022). *Behaviour of Compacted Filtered Iron Ore Tailings–Portland Cement Blends: New Brazilian Trend for Tailings Disposal by Stacking*. Appl Sci 12:836. https://doi.org/10.3390/app12020836

CRYSTAL, C., HORE, C., AND EZAMA, I. (2018). *Filter-pressed dry stacking: design considerations based on practical experience*. Proceedings of Tailings and Mine Waste.

JEFFERIES, M., BEEN, K. (2015). *Soil Liquefaction: A Critical State Approach*, 2nd Edition. In Applied Geotechnics. Taylor & Francis.

OLIVEIRA-FILHO, W. L., AND ABRÃO, P. (2015): *Disposição de rejeitos de mineração*. Geotecnia Ambiental. Rio de Janeiro, Brasil: Elsevier.

OLSON, S.M. (2001): *Liquefaction Analysis of Level and Sloping Ground Using Field Case Histories and Penetration Resistance.*

ROBERTSON, P.K. (2010): *Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000286.

ROBERTSON, P. K. (2016). *Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update*. Canadian Geotechnical Journal, 53 (12): 1910–1927.

SILVA, L. R. (2008). *Compactação do Solo.* Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) – Universidade São Francisco. Itatiba, São Paulo, Brasil.

VASCONCELOS, G. C. (2021). *Construção de Aterros Compactados com Rejeito de Mineração Filtrado.* Trabalho de Conclusão de Curso, do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

WILLIAMS, R. Z., AND O'BRIEN, S. (2017). *Filtered tailings adds value in cost competitive industries. Proceedings of the 20th International Seminar on Paste and Thickened Tailings*. University of Science and Technology Beijing.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/504

Avaliação do método de obtenção do coeficiente de permeabilidade a partir de ensaios de dissipação de poropressão

Bernardo Barcelos Rosa
Engenheiro Geólogo, Fugro, Belo Horizonte, Brasil, bernardo.rosa@fugro.com

Bruno Corrêa dos Santos
Estudante de Engenharia Civil, Fugro, Curitiba, Brasil, bruno.santos@fugro.com

Heloísa Neres Lopes
Engenheira Geotécnica, Fugro, Curitiba, Brasil, heloisa.lopes@fugro.com

RESUMO: Em grandes obras geotécnicas, como barragens, é comum a utilização de diferentes métodos de investigação geotécnica de campo para obter todos os parâmetros necessários para o projeto ou monitoramento da estrutura em questão. No entanto, a escolha dos ensaios mais adequados é determinada pela composição do material, pela sua resistência e questões de acesso aos equipamentos. O ensaio de infiltração realizado em perfuração de sondagem possibilita o entendimento da permeabilidade do material em um trecho ensaiado, durante um determinado tempo de absorção, resultando no coeficiente de permeabilidade k. Por outro lado, o ensaio de dissipação de poropressão é realizado em conjunto com o ensaio CPTu (Cone Penetration Test), com o cone estático em uma profundidade específica, onde medidas de poropressão são registradas a cada segundo até que a poropressão se estabilize, resultando em um valor que corresponde à poropressão de equilíbrio do solo naquela profundidade. Este trabalho tem como objetivo estabelecer correlações entre o método de interpretação de k para cada tipo de granulometria, conforme estabelecido pela Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE) (2020) e o método de Robertson (2022). Desta forma, apresenta-se como resultado a correlação entre os valores de k obtidos por ensaios de dissipação de poropressão com a descrição geológica-geotécnica de sondagens rotativas próximas com cotas correlatas.

PALAVRAS-CHAVE: Permeabilidade, dissipação de poropressão, sondagem, CPTu.

ABSTRACT: In large geotechnical works, such as dams, it is common to use different methods of field geotechnical investigation to obtain all the necessary parameters for the design or monitoring of the structure in question. However, the choice of the most appropriate tests is determined by the composition of the material, its resistance, and issues related to equipment access. The infiltration test conducted in drilling allows for understanding the permeability of the material in a tested section during a specific absorption time, resulting in the permeability coefficient k. On the other hand, the pore pressure dissipation test is performed in conjunction with the CPTu (Cone Penetration Test), with the cone static at a specific depth, where pore pressure measurements are recorded every second until the pore pressure stabilizes, resulting in a value that corresponds to the equilibrium pore pressure of the soil at that depth. This work aims to establish correlations between the method of interpreting k for each type of granulometry, as established by the Brazilian Association of Engineering Geology and the Environment (ABGE) (2020) and the method of Robertson (2022). Thus, the correlation between the values of k obtained from pore pressure dissipation tests and the geological-geotechnical description of nearby rotary drilling with correlated depths is presented as the result.

KEYWORDS: Permeability, pore pressure dissipation, drilling, CPTu.

1. INTRODUÇÃO

Os estudos da permeabilidade do solo, iniciados por Henry Darcy (1856) ao descrever o fluxo da água em um meio poroso, são de grande importância e amplamente utilizados em diversas áreas da engenharia geotécnica, tais como drenagem, infiltração da água no solo e projetos de mineração, como armazenamento de rejeitos e estruturas como barragens. Dessa forma, o conhecimento da permeabilidade do solo se apresenta como um dos pilares para a gestão da estabilidade de estruturas geotécnicas.

Geralmente, na investigação geotécnica brasileira, o coeficiente de permeabilidade (k) é determinado através de ensaios de infiltração realizados por sondagem rotativa, aplicando a lei de Zangar (1953) com apoio da definição de intervalos para comportamento dos solos estabelecidos pela ABGE (2020). A ideia deste trabalho é utilizar parâmetros de poropressão em conjunto com o módulo de cisalhamento para o cálculo de k (Robertson, 2022), obtidos por meio de ensaios de dissipação de poropressão (DPP) e ensaios sísmicos realizados através de verticais de CPTu (Cone Penetration Test), em comparação com a descrição geológica de sondagens rotativas com recuperação de testemunhos de uma determinada estrutura geotécnica.

Um dos maiores desafios na engenharia geotécnica atualmente é a precisão e confiabilidade dos métodos de investigação de campo. Problemas como a variabilidade espacial dos solos, a complexidade das condições de campo e as limitações dos equipamentos podem influenciar significativamente os resultados obtidos. Além disso, a gestão de barragens e estruturas de armazenamento de rejeitos tem se tornado uma preocupação crítica, especialmente após incidentes de falhas catastróficas. Assim, a implementação de métodos mais robustos e a correlação de dados de diferentes fontes são essenciais para garantir a segurança e a eficácia dos projetos geotécnicos. A investigação das relações entre diferentes métodos de determinação da permeabilidade do solo, como proposto neste trabalho, é fundamental para avançar na precisão e confiabilidade das práticas geotécnicas.

2. METODOLOGIA

O método empregado no trabalho consistiu na realização das etapas a seguir:

- Discorrer sobre a área de estudo;
- Explicar do uso da descrição geológico-geotécnica de testemunhos recuperados de sondagem rotativa;
- Exibir as definições do ensaio de DPP e ensaio de piezocone sísmico;
- Efetuar uma compilação da literatura e adaptar cálculos para a obtenção de k;
- Realizar comparação entre os métodos e resultados obtidos.

2.1 ÁREA DE ESTUDO

A estrutura geotécnica em que os dados foram aquisitados estão localizadas em diques de reservatórios de rejeitos de mineração, estes compostos por camadas de aterro e fundação em solo natural. Devido à heterogeneidade geológica dos locais dos ensaios espera-se uma variação entre os resultados.

Para esse estudo foram escolhidas três diferentes ilhas de ensaios que apresentam verticais de sondagem rotativa com recuperação de testemunhos e verticais de CPTu com ensaios de dissipação de poropressão, realizados com deslocamento horizontal mínimo e cotas correlatas (Figura 1).

Figura 1: Ilhas de pontos. SR caracteriza sondagem rotativa com recuperação de testemunhos e CPTu define ensaio CPTu com ensaio de dissipação de poropressão.

2.2 TESTEMUNHOS RECUPERADOS DE SONDAGEM ROTATIVA

A descrição geológico-geotécnica de testemunhos recuperados de sondagem rotativa (Figura 2) é fundamental para definir a característica de permeabilidade dos materiais. Esse processo permite a identificação dos contatos entre camadas de solo e rocha, suas composições, estruturas e condições. A análise dos testemunhos fornece informações importantes sobre a granulometria, a presença de fraturas, a compactação e outros fatores que influenciam a permeabilidade.

Figura 2: Caixa de testemunhos recuperados de sondagem rotativa.

A Tabela 1 da ABGE (2020) correlaciona a variação do coeficiente de permeabilidade (k) com as granulometrias presentes no solos.

Tabela 1.Relação entre granulometria e coeficiente de permeabilidade (k).

Solo (granulometria)	Variação de k (m/s)
Pedregulhos	10^{3} a 1
Areias	1 a 10^{-3}
Areias finas siltosas e argilosas, siltes argilosos	10^{-3} a 10^{-7}
Argilas	10^{-7} a 10^{-9}

2.3 DEFINIÇÃO DOS ENSAIOS

O ensaio de dissipação de poropressão tem por objetivo medir o tempo para dissipar a poropressão gerada pela penetração do cone em uma vertical de CPTu. A evolução das poropressões é monitorada ao longo do tempo, empregando-se o sistema de aquisição de dados. Para cada profundidade especificada, é efetuada a paralisação da cravação e o monitoramento da poropressão durante a dissipação. Para barragens de rejeito, aterros sobre solos moles e regiões onde se nota percolação, a dissipação é realizada até atingir a poropressão estabilizada, a qual será denominada como a poropressão de equilíbrio (u_0).

Este ensaio possibilita inferir informações sobre permeabilidade, coeficiente de adensamento e determinação da poropressão de equilíbrio (u_0). Com o ensaio finalizado, é possível obter o tempo final de dissipação t_f e a partir disso, o tempo necessário para que ocorra 50% da dissipação ($t_{50\%}$). A Figura 1 apresenta um exemplo gráfico de ensaio de ensaio de dissipação de poropressão de característica estabilizada.

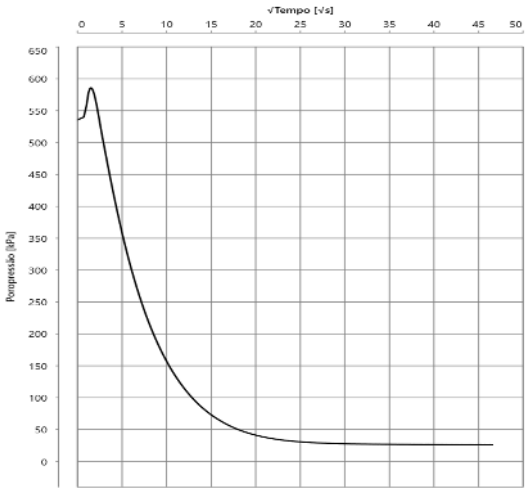


Figura 3: Ensaio de dissipação de poropressão (DPP). Fonte: Os autores.

O ensaio de piezocone sísmico é realizado com o uso dois de geofones, com a paralisação da cravação ao atingir a profundidade de interesse. Em seguida, é aplicado uma quantidade específica de golpes a partir de uma fonte sísmica, gerando ondas que são registradas pelos geofones. A qualidade das ondas sísmicas podem ser influenciadas por ruídos externos, gerados, por exemplo, pelo tráfego de maquinário pesado nas proximidades, por fios de alta tensão elétrica, entre outros. A partir da captação das ondas pelos geofones, é calculada a velocidade de propagação da onda (V_s), e com base nisso, é possível calcular o módulo de cisalhamento máximo (G_0).

2.4 CÁLCULOS EMPREGADOS

O ponto de interação entre a determinação do coeficiente de permeabilidade e o ensaio de dissipação de poropressão é o tempo, durante o qual a água permeia o solo conforme a lei de Darcy (1856), considerando o tempo de dissipação final da poropressão a partir de $t_{50\%}$. Com base nisso, é possível adaptar a equação de Robertson (2022) para calcular o coeficiente de permeabilidade (k) a partir de um ensaio de dissipação de poropressão, mas primeiramente deve-se entender o índice de rigidez (Ir) (Equação 1), o coeficiente de adensamento (c) (Equação 2) e módulo de deformação (M) (Equação 3).

Conforme C.P. Krage et al (2014), o índice de rigidez sofre influencia das tensões e pressões dos poros quando calculado a partir de dados do CPTu. O índice de rigidez (Ir) é definido pela razão entre o módulo de cisalhamento máximo (G_0) e a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) apresentado na Equação 1.

$$Ir = \left(\frac{G0}{Su}\right) \tag{1}$$

Ir = indice de rigidez (adimensional);
$G0$ = módulo de cisalhamento máximo;
Su = resistência ao cisalhamento não drenada;

$$c = \left(\frac{T50}{t50}\right) * r0^2 * (\mathrm{Ir})^{0.5} \tag{2}$$

c = coeficiente de adensamento (adimensional);
$r0$ = raio do cone (m);

$$M = \alpha M * (qt - \sigma v) \tag{3}$$

M= módulo de deformação (admensional);
αM = fator de variação da plasticidade do solo (admensional);
qt = resistencia de ponta corrigida (MPa);
σv = tensão vertical in situ (MPa).

Por fim, o coeficiente de permeabilidade k é calculado com base nos parâmetros e correlações empíricas disponibilizados pelo livro de Robertson (2022), representada na Equação 4.

$$k = \frac{c*Yw}{M} \tag{4}$$

Yw= peso específico da água (kN/m³);

3 RESULTADOS E ANÁLISES

Uma das adaptalões realizadas ocorreu no cálculo do índice de rigidez, com a substituição do módulo de cisalhamento (G) pelo módulo de cisalhamento máximo (G_0), obtido através dos ensaios sísmicos, em que as deformações dos solos são mínimas e o G_0 é torna-se representativo. Outra adaptação feita foi a possibilidade de modificar o cálculo do coeficiente de adensamento para chegar em um resultado do coeficiente de permeabilidade, onde os parâmetros das fórmulas utilizadas foram alternados para serem feitas novas correlações.

A Tabela 2 apresenta um resumo das profundidades em que foram realizadas a descrição geológico-geotécnica táctil-visual do material, obtida através da recuperação de material nas sondagens rotativas, ensaios de dissipação de poropressão, assim como houve a definição intervalo para k de acordo com o tipo de material, determinado pela ABGE (2020).

Tabela 2. Resultados dos cálculos

Sondagem/CPTu	Prof. da DPP (m)	Granulometria obtida da sondagem	Geologia do local	k obtido pelo ensaio DPP* (m/s)	Faixa de k pela ABGE (m/s)
SR-01/SCPTu-01	9,70 14,38	Argila siltosa Areia fina siltosa	Depósito Sedimentar	$1,34*10^{-6}$ $1,56*10^{-7}$	10^{-7} a 10^{-9} 10^{-3} a 10^{-7}
SR-02/SCPTu-02	13,85 23,90	Argila siltosa Areia fina silto-argilosa	Aterro Depósito Sedimentar	$3,85*10^{-8}$ $6,76*10^{-7}$	10^{-7} a 10^{-9} 10^{-3} a 10^{-7}
SR-03/SCPTu-03	5,99	Areia fina siltosa	Deposito Sedimentar	$8,18*10^{-6}$	10^{-3} a 10^{-7}

Os resultados dos ensaios SCPTu e DPP geram correlações empíricas e semiempíricas que foram desenvolvidas para estimar os parâmetros geotécnicos, mas devido a alta complexidade de solos naturais ou antrópicos essas correlações variam a confiabilidade. Essa confiabilidade para o coeficiente de permeabilidade (k) é dada na Tabela 3 a partir de uma adaptação de Robertson (2022), em que 1 = alta, 2 = alta a moderada, 3 = moderada, 4 = moderada a baixa e 5 = baixa.

Tabela 3. Confiabilidade de CPTu obtido por correlações empíricas.

Tipo de Solo	k
Fino (Argilas)	2 - 3
Granular (Areia)	3 - 4

Percebe-se que a confiabilidade e aplicabilidade para os solos finos (argilosos) é de alta a moderada e para solos granulares (areias) é de moderada a baixa. Essa questão pode ter influenciado a análise, visto que na Tabela 2 está indicado que os coeficientes de permeabilidade obtido através das DPP's em solos de característica arenosa ficaram fora dos intervalos estabelecidos pela ABGE (2020). Para as análises efetuadas em solos finos obteve-se o resultado esperado, com o k calculado em acordo com os intervalos estabelecidos pela ABGE (2020).

Os cálculos executados foram estimados para aterros e solos naturais, onde as correlações podem sofrer variabilidade devido à heterogeneidade do terreno.

Por fim, constatou-se que os valores obtidos para o coeficiente de permeabilidade têm equivalência de comparação entre os valores obtidos a partir dos ensaios de dissipação de poropressão e os valores da ABGE (2020).

5 CONCLUSÕES

Conclui-se que os valores do coeficiente de permeabilidade a partir dos ensaios de dissipação de poropressão calculados a partir das correlações de Robertson (2022) são equivalentes com os valores da ABGE (2020) para a representação que descreve o fluxo de água no meio poroso. Desta forma os valores obtidos de k contribuem para a representatividade da estratigrafia do solo sem que haja uma sondagem com recuperação de material, levando em consideração os valores de aquisição do ensaio SCPTu.

Outra comparação possível para a validação do coeficiente de permeabilidade a partir do ensaio de dissipação de poropressão, é a recomendação de comparar os valores de k obtidos em ensaios de infiltração em ilhas de ensaios, estendendo a análise para terrenos de pilha de estéril e em rejeitos de minério.

Por fim, recomenda-se a realização de mais ilhas de ensaios para permitir maiores correlações e a consolidação dos resultados obtidos empiricamente. Dessa forma, será possível correlacioná-los estatisticamente, aumentando a confiabilidade e permitindo o cálculo de novos fatores de correção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agaiby, S.S. and Mayne, P. W. (2020). Analytical evaluation of CPTu soundings in soft Chicago clay. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE).

CPT Data Interpretation Theory Manual (2021), Rocscience Inc, 2015.

Ensaio de permeabilidade em solos : orientações para sua execução no campo. -- São Paulo : ABGE - Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2013.

Darcy, H. (1856). *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*. Paris: Dalmont.

Krage, C.P., DeJong, J.T. and Schnaid, F. (2014) "Estimation of consolidation coefficient from incomplete piezocone dissipation tests." J. Geotech. And Geoenviron. Eng.

Robertson, P. K. (2022). *Guide to Cone Penetration Testing.* Gregg drilling LLC. 7º edition.

Robertson, P. K. and Cabal K.L. (2010). Estimating soil unit weight from CPT. Gregg Drilling & Testing Inc., Signal Hill, California, USA.

Schnaid, F. e Odebrecht, E. (2012). *Ensaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. São Paulo, Oficina de Textos. 2ª edição. p. 195-196.

Teh, C. I. & Houlsby, G. T. (1991). Géotechnique 41, No. 1, 17-34.

Zangar, C. N. (1953). *Physical properties of saturated porous materials*. Washington, D.C.: U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/505

Avaliação do Método de Tomografia de Resistividade Elétrica em *Time-Lapse* como Ferramenta para o Monitoramento Geotécnico

Edson Iurk Junior
Discente, PPGEC-UFPR *, Curitiba, Brasil, edson.iurk@ufpr.br

Andrés Miguel Gonzales Acevedo
Docente, PPGEC-UFPR, Curitiba, Brasil, andres.gonzalez@ufpr.br

* Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Paraná.

RESUMO: Os eventos de deslizamento de terra foram recorrentes nos últimos anos. Entre eles, podem ser citados os ocorridos nas estradas paranaenses no final de 2022 e no litoral norte de São Paulo no início de 2023. Esses eventos trazem ao centro da discussão as metodologias de monitoramento das estruturas de terra, especialmente quanto ao grau de saturação como principal agente desencadeador das rupturas.O objetivo deste trabalho é apresentar uma avaliação do método de Tomografia de Resistividade Elétrica em Time-Lapse (tl-TRE) quanto a sua eficácia no monitoramento da percolação de água em um talude natural. Para isso, foi selecionado um terreno na região metropolitana de Curitiba, onde foi instalada uma linha de Tomografia de Resistividade Elétrica (TRE) e efetuadas medições periódicas de resistividade em momentos estratégicos que possam ser correlacionados em função das séries históricas de pluviosidade. Os métodos de resistividade elétrica são amplamente difundidos na caracterização de estruturas geológicas e geotécnicas e são capazes de delimitar áreas com maior concentração de fluidos nos poros das rochas e solos. Com os dados de resistividade em função do tempo, espera-se compreender a dinâmica de percolação de água e a resposta da resistividade elétrica em função do grau de saturação.

PALAVRAS-CHAVE: Eletrorresistividade, Geofísica aplicada, Monitoramento Geotécnico, Movimentos de massa, Saturação do solo.

ABSTRACT: The landslides events have been recurring in recent years. Among them, those occurred on the Paraná roads at the end of 2022 and on the northern coast of São Paulo in early. These events bring to the forefront the discussion on methodologies for monitoring these earth structures, especially regarding the soil saturation as the main triggering agent for ruptures. The aim of this work is to present an evaluation of the Electrical Resistivity Tomography in Time-Lapse (tl-ERT) method regarding its effectiveness in monitoring water percolation in a natural slope. For this purpose, a site in the metropolitan region of Curitiba was selected, where a line of Electrical Resistivity Tomography (ERT) was installed, and periodic resistivity measurements were taken at strategic moments that can be correlated with historical rainfall data. Electrical resistivity methods are widely used in the characterization of geological and geotechnical structures and are capable of delimiting areas with a higher concentration of fluids in the pores of rocks and soils. With resistivity data over time, it is expected to understand the dynamics of water percolation and the response of electrical resistivity as a function of the soil saturation.

KEYWORDS: Electrical Resistivity, Applied Geophysics, Geotechnical Monitoring, Land Slides, Soil Saturation.

1 INTRODUÇÃO

Macedo e Sandre (2022), em pesquisa ao banco de dados de fatalidades em movimentos de massa, mantido pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT), mostram que, de 1988 a junho de 2022, houve 959 eventos catalogados, totalizando 4146 mortes, com uma média anual de 118 vítimas.

Em novembro de 2022, uma série de deslizamentos de terra provocou uma morte e o bloqueio total das rodovias BR-376 e BR-277 na região da serra do mar paranaense, o que causou prejuízos e perdas estimadas

em R$ 9 milhões por semana, segundo a Federação das Empresas de Transportes de Cargas do Paraná (FETRANSPAR, 2022).

Diante do exposto, considerando a frequência elevada de ocorrência desses fenômenos e a susceptibilidade das comunidades que ocupam regiões de risco, bem como a dependência econômica dos equipamentos de infraestrutura que são diretamente afetados por esses eventos, as técnicas de monitoramento das condicionantes geotécnicas de movimentos de massa são importantes ferramentas na prevenção de mortes e prejuízos tanto econômicos como sociais. Para atender essas necessidades, a técnica de monitoramento geotécnico com utilização de Tomografia de Resistividade Elétrica em *Time-lapse* se torna uma importante ferramenta na identificação de condicionantes de desestabilização geotécnica previamente aos eventos de desastre.

É notável a importância em se conhecer o comportamento da água de percolação nos maciços, possibilitando a correta avaliação da segurança contra o rompimento dessas estruturas. Ainda, a quantidade de água presente em uma massa de solo varia ao longo do tempo devido às variações nas taxas de pluviosidade e infiltração, causando oscilações nos níveis freáticos e no estado de tensões dos maciços.

Portanto, a avaliação de uma metodologia quanto à sua capacidade de mensurar essas variações na quantidade de água existente nos poros de um maciço terroso ao longo do tempo traz várias vantagens em termos de monitoramento de estabilidade de taludes e encostas, como a avaliação da segurança ao longo do tempo e custos reduzidos de instalação e operação em comparação aos métodos tradicionais de monitoramento.

Nesse contexto, os métodos geoelétricos vem sendo constantemente utilizados para caracterizar o fluxo de água subterrânea em deslizamentos de terra ou em encostas e taludes aparentemente estáveis, como forma de compreender os mecanismos de ruptura e os efeitos da água nos levantamentos de tomografia elétrica (Calamita et al., 2023; Hen-Jones et al., 2017; Gunn et al., 2015).

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar a utilização do método de tl-TRE (Tomografia de Resistividade Elétrica em Time Lapse) e sua aplicabilidade para o monitoramento geotécncio, como ferramenta para análise dos parâmetros de saturação do solo e sua evolução ao longo do tempo. Para isto, foi selecionado um campo experimental localizado no município de Colombo (PR) para instalação de uma linha de Tomografia Elétrica, onde foram executados levantamentos periódicos de resistividade elétrica para comparação com os dados de pluviometria e teores de umidade natural do solo. Os critérios de seleção do sítio experimental foram a facilidade de acesso e a segurança do local para realização de medições periódicas semanais, considerando que o equipamento utilizado é de operação manual e de propriedade do Laboratório de Pesquisas em Geofísica Aplicada do departamento de Geologia da UFPR (LPGA-UFPR).

2 METODOLOGIA

2.1 Geologia da área

Para entendimento do contexto geológico e geotécnico da área de estudo, foi realizada uma consulta às bastes cartográficas e geológicas disponíveis. De acordo com o mapa geológico da Folha de Curitiba (MINEROPAR, 2005), a área de estudo se situa sobre os sedimentos da formação Guabirotuba, constituída por argilas, arcósios, areias e cascalhos. No sítio experimental, predominam os solos argilosos de colocação cinza e de consistencia bastante elevada (rija a dura), com uma camada superficial de solo residual argilo-arenoso, de menor consistencia e colorações marrom avermelhadas, condizente com o perfil típico dos solos sedimentares da formação Guabirotuba (Kormann, 2002). Foram realizadas quatro sondagens a trado para elaboração do perfil geotécnico, onde foram coletadas amostras para obtenção do teor de umidade natural. A estratigrafia do terreno pode ser observada na figura 1.

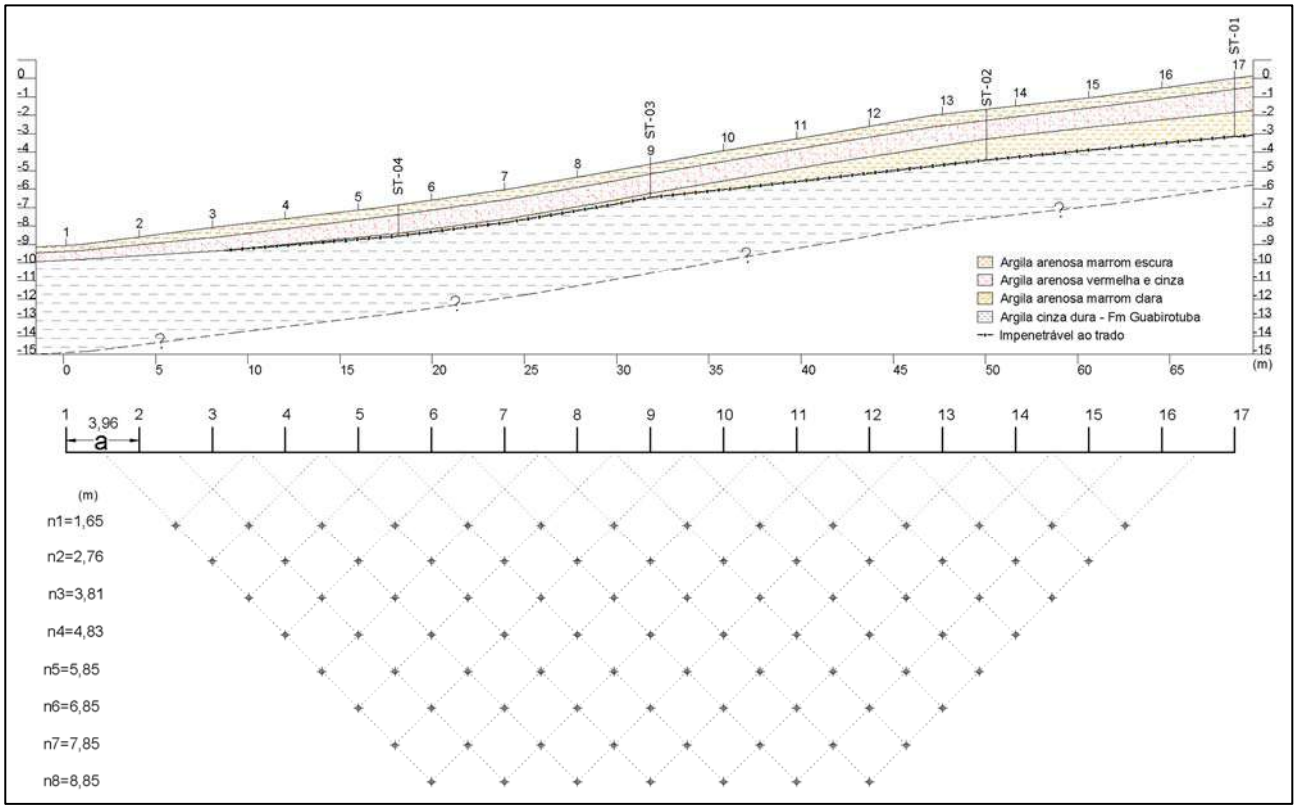


Figura 1. Perfil geotécnico da linha de TRE, e a configuração da pseudoseção para o arranjo dipolo-dipolo com indicação da posição dos eletrodos 1 a 17.

2.2 TRE

A Tomografia de Resistividade Elétrica (TRE) consiste em uma seção de caminhamento elétrico 2D, que apresenta o imageamento em escala de cores a partir dos dados de resistividade elétrica plotados conforme o arranjo de eltrodos utilizado. O arranjo elétrico utilizado foi o dipolo-dipolo, pois é o método que melhor representa variações horizontais na resistividade, além da sua facilidade operacional devido a simetria na disposição dos eletrodos (Thirard et al., 2022; Zeng et al., 2016; Gandolfo e Gallas, 2007). A Linha de TRE foi instalada em um terreno particular no município de Colombo, onde foram fixados 17 eletrodos com espaçamento de 4,00 m (3,96 m em planta), no sentido de mergulho do talvegue. De acordo com Locke (2004), para oito níveis de medições, esta configuração fornece leituras nas profundidades n1=1,66 m, n2=2,79 m, n3=3,85 m, n4 = 4,88 m, n5=5,90 m, n6=6,92 m, n7=7,93 m e n8=8,94 m (figura 1).

2.2.1 TRE Time-lapse

A metodologia de monitoramento por Eletroresistividade em *time lapse* vem sendo aplicada por diversos autores com o objetivo principal de caracterizar o fluxo hidrodinâmico em taludes e a sua influência na sua estabilidade, em função da resposta elétrica obtida por meio do método de TRE (Bellanova et al., 2018; Whiteley et al., 2023; Dimech et al., 2022; Lapenna et al., 2022; Nielson et al., 2021; Kotikian et al., 2019; Hen-Jones et al., 2017; Wilkinson et al., 2016; Tesfaldet et al., 2019; Uhlemann et al., 2016; Gunn et al, 2015; Chambers et al., 2014). A resposta do método de resistividade elétrica em meios porosos – solos – é condicionada pelo grau de saturação e do tipo de fluido que permeia os vazios (sais dissolvidos, matéria orgânica, viscosidade e temperatura, por exemplo). Assim, este método busca identificar variações do grau de saturação do meio avaliado e, consequentemente, avaliar a estabilidade de um talude sujeito a fenômenos de movimento de massa.

Foram realizadas 4 medições em momentos distintos: nos dias 10, 19 e 26 de fevereiro e no dia 21 de março. Os dados coletados são apresentados na forma de resistividade aparente, visto que o objetivo é caracterizar a variação da resistividade ao longo do tempo. Posteriormente, foi definido a pluviosidade diária

local a partir da interpolação pelo inverso da distância de 6 estações pluviométricas mais próximas disponíveis: Alto da Cruz, Atuba, Jardim Atuba, Maria Antonieta, Jardim Santa Monica e Jardim Graciosa (disponível em http://www2.cemaden.gov.br/mapainterativo/#). Os dados então foram plotados graficamente para comparação e interpretação.

2.2 Sondagens

Com o objetivo de caracterizar o perfil geotécnico do local estudado, foram realizadas 4 sondagens a trado distribuidas ao longo da seção de TRE. A locação dos pontos esta indicada na figura 1.a., juntamente com o perfi geotécnico interpretado. Em cada ponto de sondagem foram coletadas 3 amostras (1,0, 2,0, e 3 metros de profundidade) para obtenção dos teores de umidade naturais e comparação com os dados de resistividade aparente obtidos.

3 RESULTADOS

As Tomografias de Resistividade Elétrica Aparente (ohm.m) são apresentadas na figura 2. É nítida a interface entre uma zona superficial com resistividades aparentes maiores que 10 ohm.m e uma camada inferior com resistividades baixas, menores que 10 ohm.m com variações muito pequenas ao longo do tempo. Isso se deve à natureza do material, que é composto pelas argilas sobreadensadas da formação guabirotuba, de consistência rija a dura, o que confere baixas permeabilidades aliado a índices de vazios relativamente menores aos da camada superficial.

Entre 2 e 4 metros de profundidade, notamos a presença de uma camada de transição, com resistividades menores que 5 ohm.m, que pode se interpretada como uma zona de fluxo subterrâneo, visto que a água de infiltração encontra uma camada de permeabilidade baixa e tende a escoar na interface entre a região de solo residual mais permeável e a argila cinza rija. Esta interpretação é corroborada pelo fato de a sondagem ST-04 ter interceptado o NA em 1,70 m de profundidade, conincidente com a interface entre as duas camadas neste ponto.

Ainda, o primeiro nível de medição mostra valores maiores que 20, chegando a 50 ohm.m de resistividade aparente na porção elevada da seção, valores coerentes com o perfil estratigráfico que mostra uma camada superficial de solo residual de menor consistência e maior porosidade. Desta forma, a camada superficial é mais sucetível à variações nos teores de umidade, que devem ser identificados pela TRE. As seções mostraram uma variação nos valores obtidos no primeiro nível, chegando a 33 % de aumento de resistividade entre t_o e t+9.

A figura 3 mostra um gráfico com a precipitação diária em mm obtida para o local e a resistividade aparente média por nível de medição em ohm.m. A partir da análise do gráfico, percebemos que o nível 3 apresentou quedas nos valores de resistividade medidos após um período de chuvas intensas, o que demonstra que, de fato, a interface entre a camada superficial e a camada de argila rija representa uma zona de fluxo de água que direciona a água de infiltração. O fato de os níveis 1 e 2 apresentarem aumento dos valores de resistividade após a chuva pode ser entendido como consequencia de altas permeabilidades, o que não permite a retenção de fluido, e maior sensibilidade às variações diárias de tempo, como sol e vento, que podem proporcionar a evapotranspiração da umidade nessas zonas.

Os teores de umidade natural também demonstram a diminuição dos índices de vazios com a profundidade, representando menor massa de agua em relação a massa de sólidos, enquanto que os níveis superficiais apresentam teores de umidade maiores que 40% (tabela 1). A coleta das amostras foi realizada após um período de chuvas, desta forma, não há parâmetros suficientes para inferir o grau de saturação. Para isso, é necessário realizar novas etapas de investigação com coletas de amostras indeformadas, possibilitando a aferição do indice de vazios e do grau de saturação, para posterior comparação com a resistividade aparente medida.

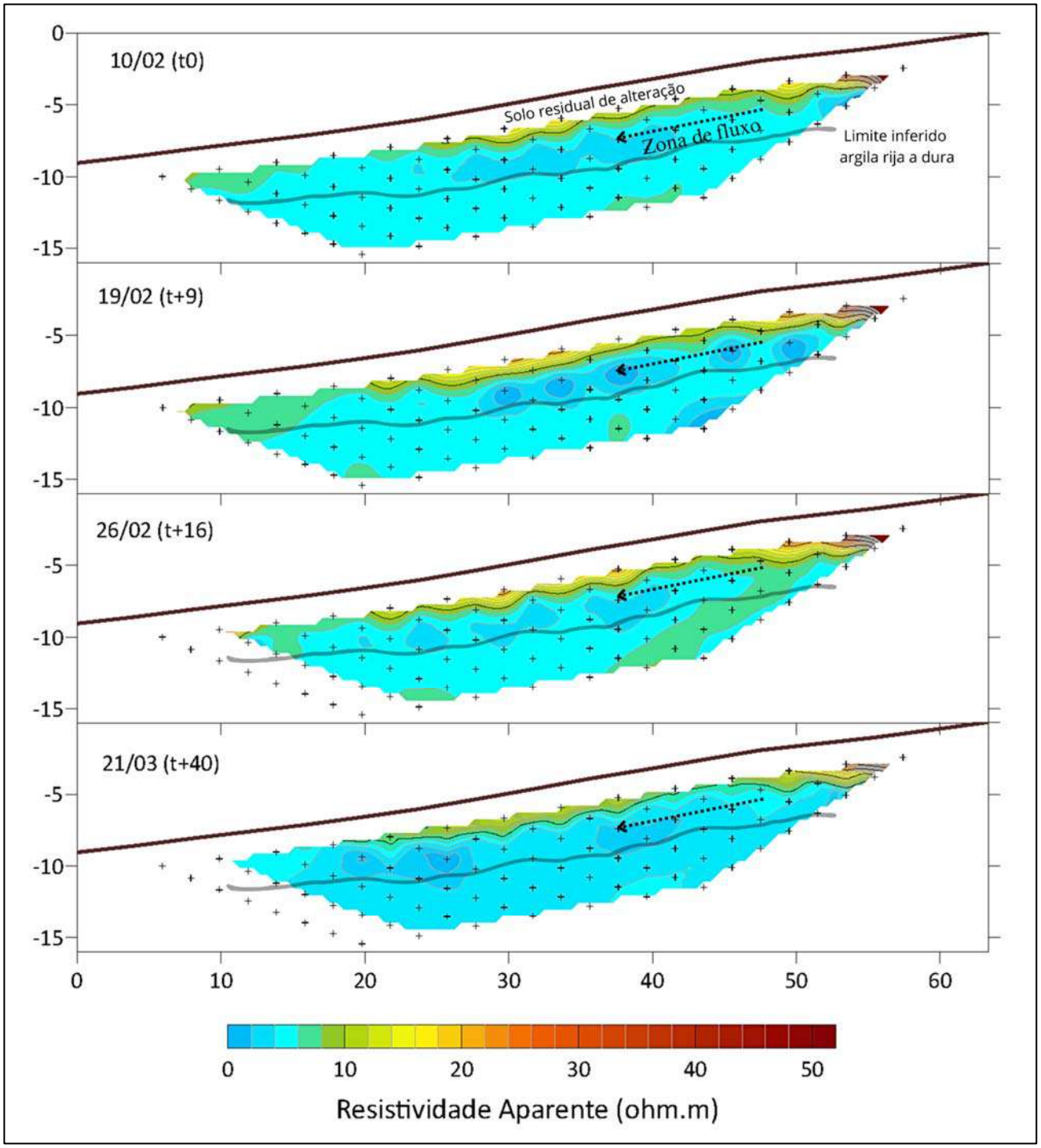


Figura 2. TRE aparente para os quatro levantamentos (t_o, t+9, t+16 e t+40 dias).

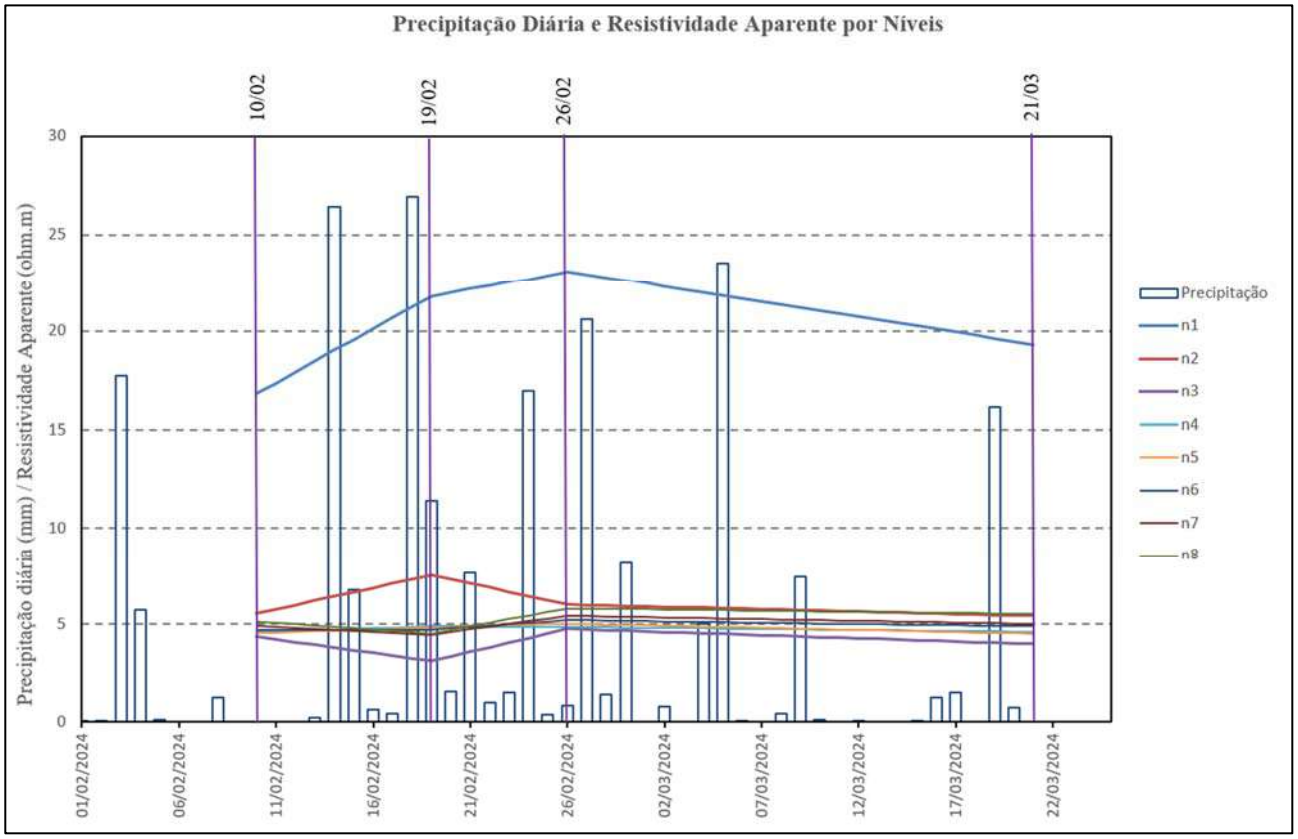


Figura 3. Gráfico de precipitação diária e resistividade aparente média por nível. Nota-se que as leituras t+9 (19/02) apresentaram maiores valores de resistividade para os níveis 1 e 2, mesmo com os maiores indices de pluviosidade, enquanto o nível 3 apresentou queda nos valores médios.

Tabela 1. Teores de Umidade Natural por amostra coletada no dia 01/03.

Ponto (ST)	Profundidade (m)	Umidade Natural (%)
ST-01	0,20	51,4
ST-01	1,00	54,5
ST-01	2,00	39,8
ST-01	3,00	40,8
ST-02	0,20	55,7
ST-02	1,00	56,6
ST-02	2,00	32,5
ST-02	3,00	34,6
ST-03	0,20	64,5
ST-03	1,00	46,3
ST-03	2,00	34,6
ST-04	0,20	43,3
ST-04	1,00	44,3

4 CONCLUSÕES

Os dados apresentados permitem concluir que o método da TRE em *time-lapse* é uma ferramenta capaz de identificar variações na resistividade aparente do solo ao longo do tempo, devido às variações de taxas pluviométricas e da permeabilidade do solo. As camadas superficiais foram as que mais apresentaram variações nas leituras, que podem ser interpretadas como alterações nos teores de umidade e do grau de saturação das camadas, devido à infiltração de água da chuva.

Porém, para aferir o método como ferramenta para o monitoramento geotécnico, devem ser realizadas medições com arranjos ajustados para obter melhor resolução em profundidades mais rasas, com o objetivo de detectar com mais precisão as variações de umidade. Ainda, para melhor compreensão da correlação entre os índices pluviométricos e variações de resistividade, devem ser executadas campanhas com maior frequência de medição, buscando identificar as variações de resistividade logo após os eventos atmosféricos.

Por fim, as seções de TRE puderam caracterizar a composição estratigráfica do local, de acordo com as sondagens e o perfil elaborado, demonstrando com clareza uma camada espessa de resistividades aparentes baixas (argila cinza rija) e uma camada superficial de solo residual de alteração, com resistividades mais elevadas, em função de sua maior porosidade e grau de lixiviação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao LPGA – Laboratório de Pesquisas em Geofísica Aplicada, da UFPR, pelo fornecimento do resistivímetro e pelo treinamento para sua utilização; á I-Geo Engenharia e Geotecnia Ltda. pela realização das sondagens a trado e ensaios de umidade natural; ao PPGEC-UFPR pela oportunidade de realizar esta pesquisa e a CAPES pela concessão de bolsa estudantil para o desenvolvimento da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bellanova, J., Calamita, G., Giocoli, A., Luongo, R., Macchiato, M., Perrone, A., Uhlemann, S., & Piscitelli, S. (2018). Electrical resistivity imaging for the characterization of the Montaguto landslide (southern Italy). *Engineering Geology*, *243*, 272–281.

Calamita, G., Gallipoli, M. R., Gueguen, E., Sinisi, R., Summa, V., Vignola, L., Stabile, T. A., Bellanova, J., Piscitelli, S., & Perrone, A. (2023). Integrated geophysical and geological surveys reveal new details of the large Montescaglioso (southern Italy) landslide of December 2013. *Engineering Geology*, *313*.

Di Maio, R., De Paola, C., Forte, G., Piegari, E., Pirone, M., Santo, A., & Urciuoli, G. (2020). An integrated geological, geotechnical and geophysical approach to identify predisposing factors for flowslide occurrence. *Engineering Geology*, *267*.

Dimech, A., Cheng, L. Z., Chouteau, M., Chambers, J., Uhlemann, S., Wilkinson, P., Meldrum, P., Mary, B., Fabien-Ouellet, G., & Isabelle, A. (2022). A Review on Applications of Time-Lapse Electrical Resistivity Tomography Over the Last 30 Years : Perspectives for Mining Waste Monitoring. In *Surveys in Geophysics*. Springer Science and Business Media B.V.

FETRANSPAR (2023). Problemas em rodovias geram prejuízos de R$ 100 milhões ao transporte de cargas. Disponível em https://www.fetranspar.org.br/noticias/problemas-em-rodovias-geram-prejuizo-de-r-100-milhoes-ao-transporte-de-cargas/. Publicado em 15/03/2023.

Gunn, D. A., Chambers, J. E., Uhlemann, S., Wilkinson, P. B., Meldrum, P. I., Dijkstra, T. A., Haslam, E., Kirkham, M., Wragg, J., Holyoake, S., Hughes, P. N., Hen-Jones, R., & Glendinning, S. (2015). Moisture monitoring in clay embankments using electrical resistivity tomography. *Construction and Building Materials*, *92*, 82–94.

Hen-Jones, R. M., Hughes, P. N., Stirling, R. A., Glendinning, S., Chambers, J. E., Gunn, D. A., & Cui, Y. J. (2017). Seasonal effects on geophysical–geotechnical relationships and their implications for electrical resistivity tomography monitoring of slopes. *Acta Geotechnica*, *12*(5), 1159–1173.

Kotikian, M., Parsekian, A. D., Paige, G., & Carey, A. (2019). Observing Heterogeneous Unsaturated Flow at the Hillslope Scale Using Time-Lapse Electrical Resistivity Tomography. *Vadose Zone Journal*, *18*(1), 1–16.

Lapenna, V., & Perrone, A. (2022). Time-Lapse Electrical Resistivity Tomography (TL-ERT) for Landslide Monitoring: Recent Advances and Future Directions. In *Applied Sciences (Switzerland)* (Vol. 12, Issue 3). MDPI.

Lebourg, T., Hernandez, M., Zerathe, S., El Bedoui, S., Jomard, H., & Fresia, B. (2010). Landslides triggered factors analysed by time lapse electrical survey and multidimensional statistical approach. *Engineering Geology*, *114*(3–4), 238–250.

Loke, M. H. (n.d.). *Tutorial : 2-D and 3-D electrical imaging surveys*. www.geoelectrical.com

Macedo, E. S. de, Sandre, L. H. (2022). Mortes por deslizamento no Brasil: 1988 a 2022. Em *RBGEA Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental* (Vol. 12, Issue 01, pp. 110–117).

Morales Kormann, A. C. (2002). *Comportamento geomecânico da Formação Guabirotuba: estudos de campo e laboratório*. Tese de Doutorado. USP.

Nielson, T., Bradford, J., Pierce, J., & Seyfried, M. (2021). Soil structure and soil moisture dynamics inferred from time-lapse electrical resistivity tomography. *Catena*, *207*.

Perrone, A., Lapenna, V., & Piscitelli, S. (2014). Electrical resistivity tomography technique for landslide investigation: A review. In *Earth-Science Reviews* (Vol. 135, pp. 65–82). Elsevier.

Samouëlian, A., Cousin, I., Tabbagh, A., Bruand, A., & Richard, G. (2005). Electrical resistivity survey in soil science: A review. In *Soil and Tillage Research* (Vol. 83, Issue 2, pp. 173–193).

Tesfaldet, Y. T., & Puttiwongrak, A. (2019). Seasonal groundwater recharge characterization using time-lapse electrical resistivity tomography in the thepkasattriwatershed on Phuket Island, Thailand. *Hydrology*, *6*(2).

Uhlemann, S., Chambers, J., Wilkinson, P., Maurer, H., Merritt, A., Meldrum, P., Kuras, O., Gunn, D., Smith, A., & Dijkstra, T. (2017). Four-dimensional imaging of moisture dynamics during landslide reactivation. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, *122*(1), 398–418.

Whiteley, J., Inauen, C., Wilkinson, P., Meldrum, P., Swift, R., Kuras, O., & Chambers, J. (2023). Assessing the risk of slope failure to highway infrastructure using automated time-lapse electrical resistivity tomography monitoring. *Transportation Geotechnics*, *43*.

Whiteley, J. S., Watlet, A., Uhlemann, S., Wilkinson, P., Boyd, J. P., Jordan, C., Kendall, J. M., & Chambers, J. E. (2021). Rapid characterisation of landslide heterogeneity using unsupervised classification of electrical resistivity and seismic refraction surveys. *Engineering Geology*, *290*.

Wilkinson, P., Chambers, J., Uhlemann, S., Meldrum, P., Smith, A., Dixon, N., & Loke, M. H. (2016). Reconstruction of landslide movements by inversion of 4-D electrical resistivity tomography monitoring data. *Geophysical Research Letters*, *43*(3), 1166–1174.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/506

Avaliação do Potencial de Liquefação de Rejeitos de Ferrocromo

Guilherme Henrique da Silva Pinto
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima – MG, Brasil
guilherme.henrique@pimentadeavila.com.br

Luana Alves do Carmo
Engenheira Geotécnica, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima – MG, Brasil
luana.alves@pimentadeavila.com.br

André de Oliveira Faria
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima – MG, Brasil
andre.faria@pimentadeavila.com.br

Mauro Pio dos Santos Junior
Coordenador de Geotecnia, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima – MG, Brasil
mauro.junior@pimentadeavila.com.br

RESUMO: As recentes rupturas de barragens de mineração no Brasil, como a Barragem de Fundão em 2015 e Barragem B1 em 2019, ilustram a importância da avaliação do potencial de liquefação. Dessa forma, este artigo propõe a avaliação do fenômeno em rejeitos de ferrocromo por meio de ensaios de CPTu e ensaios de caracterização de laboratório. No que tange aos ensaios de campo, a suscetibilidade à liquefação foi avaliada utilizando ensaios de CPTu através: i) do parâmetro alfa (α) adaptado de Shuttle & Cunning (2008); ii) do parâmetro de estado (ψ) por Robertson (2010); iii) da resistência de ponta normalizada (Q_{tncs}), bem como o parâmetro Contrátil Dilatante (CD), propostos por Robertson (2016, 2022); e iv) pela razão de pré-adensamento do material (*Yield Stress Ratio*) por Mayne e Sharp (2019). Já para os ensaios de laboratório, foram coletadas amostras em profundidade próximas aos ensaios de piezocone, sendo aplicadas as metodologias baseadas em: i) caracterização granulométrica, segundo Ishihara *et al.* (1980) e Carneiro *et al.* (2021); e ii) plasticidade, segundo Andrews e Martin (2000) e Seed *et al.* (2003). Dentre os resultados obtidos, foi observado o potencial de liquefação dos rejeitos seja com base nos ensaios de campo ou nos ensaios de caracterização.

PALAVRAS-CHAVE: CPTu, Liquefação, Rejeitos, Ensaios de Caracterização de laboratório.

ABSTRACT: Recent mining dam failures in Brazil, such as the Fundão Dam in 2015 and B1 Dam in 2019, illustrate the importance of assessing liquefaction potential. Therefore, this article proposes the evaluation of the phenomenon in ferrochrome tailings through CPTu tests and laboratory characterization tests. Regarding field tests, susceptibility to liquefaction was evaluated using CPTu tests through: i) the alpha parameter (α) adapted from Shuttle & Cunning (2008); ii) the state parameter (ψ) by Robertson (2010); iii) the normalized tip resistance (Q_{tncs}), as well as the Contractile Dilatant (CD) parameter, proposed by Robertson (2016, 2022); and iv) by the material Yield Stress Ratio by Mayne e Sharp (2019). For the laboratory tests, samples were collected at a depth close to the piezocone tests, and methodologies based on: i) granulometric characterization, according to Ishihara *et al.* (1980) and Carneiro *et al.* (2021); and ii) plasticity, according to Andrews and Martin (2000) and Seed *et al.* (2003). Among the results obtained, the tailings potential for liquefaction was observed whether based on field tests or characterization tests.

KEYWORDS: CPTu, Liquefaction, Tailings, Laboratory characterization assessment

1 INTRODUÇÃO

A avaliação do potencial de liquefação é de grande importância no meio geotécnico, como destacado pelas rupturas recentes de Mariana em 2015 e Brumadinho em 2019. No contexto brasileiro, a avaliação do potencial de liquefação comumente é associada à condição estática. Dos Santos Junior (2021) explica que a liquefação pode ser definida como uma perda abrupta de resistência ao cisalhamento em condições não drenadas, experimentada por solos de comportamento arenoso a siltoso (de baixa plasticidade em geral), em condições saturadas ou com elevado grau de saturação. A redução da resistência ao cisalhamento é tal que a massa de solo flui, se espalhando até que a tensão cisalhante atuante no interior dessa massa se torne tão pequena que a mesma se torne compatível à resistência ao cisalhamento liquefeita do material.

Considerando o contexto minerário brasileiro, é comum a disposição hidráulica de rejeitos de mineração em barragens de contenção de rejeitos. Devido a tal processo, os materiais são lançados no interior da estrutura em suspensão e por meio aquoso, gerando depósitos em condição fofa e saturados (ou com elevado grau de saturação). Dessa forma, têm-se as condições básicas para a ocorrência do fenômeno de liquefação.

Tendo em vista a baixa plasticidade dos rejeitos, torna-se desafiador a obtenção de amostras representativas e de boa qualidade para a realização de ensaios triaxiais e avaliação direta do fenômeno em laboratório. Nesses casos, a avaliação do potencial de liquefação comumente é realizada com métodos baseados em ensaios de campo como o piezocone (CPTu) como os trabalhos de Dos Santos Junior *et al.*, 2022a, 2022b, Faria *et al.*, 2023 e ensaios de caracterização (granulometria e plasticidade).

Sendo assim, o presente artigo tem por objetivo avaliar o potencial de liquefação de um rejeito de ferrocromo disposto hidraulicamente em uma estrutura de contenção de rejeitos, considerando as metodologias de: i) do parâmetro alfa (α) adaptado de Shuttle e Cunning (2008); ii) do parâmetro de estado (ψ) por Robertson (2010); iii) da resistência de ponta normalizada (Q_{tncs}), bem como o parâmetro Contrátil Dilatante (CD), propostos por Robertson (2016, 2022); e iv) pela razão de pré-adensamento do material (*Yield Stress Ratio*) por Mayne e Sharp (2019). Além disso, foram avaliadas também as metodologias baseadas em ensaios de caracterização do material, segundo: i) Ishihara *et al.* (1980) e Carneiro *et al.* (2021) para a caracterização granulométrica; e ii) Andrews e Martin (2000) e Seed *et al.* (2003) segundo a plasticidade dos rejeitos.

Como banco de dados foram realizados 7 ensaios de CPTu executados conforme a norma 22476-1 (ISO, 2022) distribuídos ao longo da estrutura. Além disso, nos mesmos furos nos quais foram realizados ensaios de CPTu, foram coletadas 20 amostras em profundidade para a execução de ensaios de granulometria e plasticidade conforme as normas americanas D422-63 (ASTM, 2007) e D4318-17 (ASTM, 2018).

2 METODOLOGIAS BASEADAS EM ENSAIOS DE CPTU

2.2 Dados Base do Ensaio de CPTu

Para a avaliação comportamental dos rejeitos, foram considerados os parâmetros base medidos pelo ensaio de CPTu (q_t, f_s e u_2), bem como a razão de atrito normalizada (F_R) e o parâmetro normalizado de poropressão (B_q). Tais parâmetros, calculados segundo as Equações 1 e 2, são recomendados por Robertson (2016) para avaliação comportamental devido à influência dos parâmetros base do cone pelo confinamento.

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (1)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2)$$

Para determinar a poropressão de equilíbrio do meio ($u_{100\%}$) foram executados ensaios de dissipação de poropressão (DDP) em profundidade. A partir dos resultados obtidos nos ensaios de dissipação, foi observado que os rejeitos ficam abaixo do N.A. estimado e que o perfil de poropressão encontra-se similar a uma hidrostática. A Figura 1 apresenta exemplos de ensaios realizados de diferentes verticais.

As Figuras 1 e 2 apresentam a classificação comportamental dos rejeitos de ferrocromo considerando os comportamentos observados nos 7 ensaios realizados. Dessa forma, foram observados rejeitos com comportamento arenoso (*sand-like*) em verde, rejeitos de comportamento siltoso (*transicional*) em azul e em

vermelho o rejeito de comportamento argiloso (*clay-like*), segundo a classificação comportamental proposta por Robertson (2016), descrita em sequência. Como pode ser observado, o rejeito argiloso apresenta a menor resistência de ponta e a maior excesso poropressão e parâmetro B_q (comportamento típico de material argiloso). Já o rejeito arenoso se mostra com alta resistência de ponta e B_q igual a zero indicando que o material não gera excesso de poropressão significativo, sendo observado que o perfil de u_2 coincide com as DDPs (poropressão de equilíbrio). Por fim o rejeito transicional apresenta resistência de ponta intermediária sem excessos significativos de poropressão.

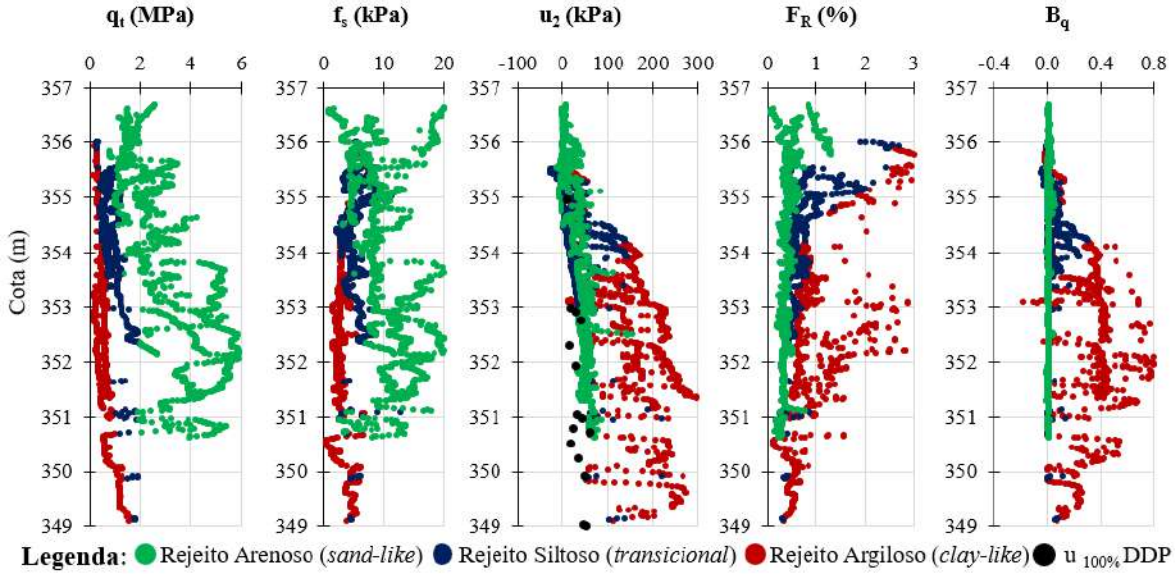


Figura 1. Parâmetros base e parâmetros normalizados obtido pelo ensaio de CPTu.

Além dos parâmetros base do cone, foi aplicada a metodologia proposta por Robertson (2016) para a avaliação comportamental. O autor propõe a utilização da resistência de ponta normalizada (Q_t), a resistência de ponta normalizada pela pressão atmosférica (Q_{tn}), o índices de comportamento (I_B) e do parâmetro contrátil dilatante (CD) para classificação de geomateriais quanto ao comportamento e resposta ao cisalhamento. Dessa forma, é sugerido pelo autor que solos com comportamento arenoso (*sand-like*) apresentem parâmetro I_B maior que 32, solos de comportamento siltoso (*transitional*) apresentem valores de I_B entre 22 e 32, e solos de comportamento argiloso (*clay-like*) apresentem valores de I_B menor que 22. Já a resposta ao cisalhamento pode ser observada pelo parâmetro CD, sendo valores menores que 70 um indicativo de comportamento contrátil e valores superiores a 70 um comportamento dilatante. Tal critério foi determinado a partir do parâmetro de estado igual a -0,05 (ψ = -0,05) para materiais de comportamento arenoso e OCR igual a 4 para materiais de comportamento argiloso. Os parâmetros supracitados são calculados segundo as Equações 3 a 8 abaixo.

$$Q_t = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a}\right) \quad (3)$$

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a}\right)\left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n \quad (4)$$

$$n = 0{,}381 I_c + 0{,}05\left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right) - 0{,}15 \leq 1 \quad (5)$$

$$I_c = \sqrt{[(3{,}47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1{,}22)^2]} \quad (6)$$

$$I_B = 100\,\frac{Q_{tn}+10}{Q_{tn}.F_r+70} \quad (7)$$

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11)(1 + 0{,}06F_r)^{17} \quad (8)$$

O resultado da classificação comportamental é apresentado na Figura 2, sendo diferenciado os três tipos comportamentais dos rejeito de ferrocromo observados. Como pode ser notado, independente da classificação

comportamental, todos os rejeitos apresentam comportamento majoritariamente contrátil, com valores do parâmetro CD menores que 70, seja para a fração de comportamento arenoso ou de comportamento argiloso.

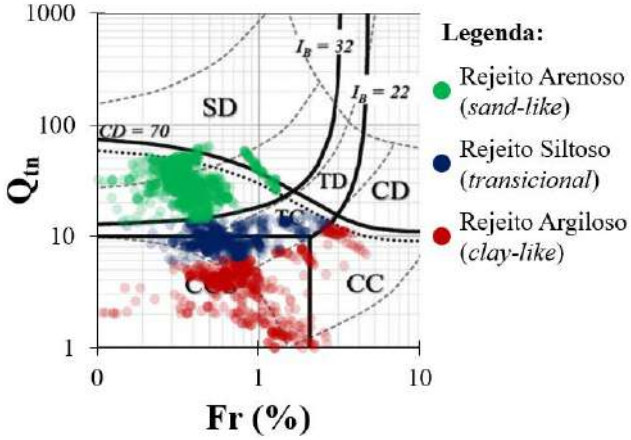


Figura 2. Ábaco de Classificação Comportamental Proposto por Robertson (2016).

2.2 Avaliação do Potencial de Liquefação por ensaio de CPTu

2.2.1 Shuttle e Cunning (2008)

Shuttle e Cunning (2008) apresentaram no seu trabalho uma envoltória para classificação comportamental ao cisalhamento, a partir de simulações em elementos finitos utilizando a metodologia de expansão da cavidade e o modelo *Norsand* para determinar o parâmetro de estado de um rejeito siltoso contrátil (*Rose Creek Tailings*). Valores abaixo da envoltória apresentariam um comportamento contrátil e valores acima o comportamento dilatante. Tendo em vista que os autores não apresentam no trabalho original a equação proposta, foi utilizado como referência o trabalho de Dos Santos Junior (2021) para a avaliação da metodologia. Dessa forma, é apresentado no trabalho do autor o parâmetro alfa (α) o qual calcula a distância entre o ponto analisado e a envoltória. Sendo assim, valores positivos de α indicam que o contorno está acima do ponto analisado e dessa forma, o material apresentaria comportamento contrátil (i.e. possivelmente suscetível à liquefação). O parâmetro α e o contorno podem ser calculados segundo a Equação 9.

$$\alpha = 2{,}35 + \frac{93{,}15}{\left(1+\left(\frac{F_R}{25{,}40}\right)^{0{,}634}\right)^{9{,}93}} - \left[Q_t\left(1 - B_q\right) + 1\right] \quad (9)$$

2.2.3 Robertson (2010)

Uma das formas de determinar o potencial de liquefação segundo Robertson (2010) seria a avaliação do parâmetro de estado (ψ). Para valores maiores que 0,05 (ψ > -0,05) o material apresentaria comportamento contrátil (redução do índice de vazios até o estado crítico) e dessa forma seria potencialmente suscetível à liquefação. Tal parâmetro pode ser calculado segundo a Equação 10. O cálculo do parâmetro Q_{tncs} é descrito em sequência.

$$\psi = 0{,}56 - 0{,}33\log_{10}(Q_{tncs}) \quad (10)$$

2.2.2 Robertson (2016, 2022)

A avaliação do potencial de liquefação também pode ser realizada por meio do parâmetro Q_{tncs} (*clean equivalente cone resistance*). Para valores de Q_{tncs} menores que 70 os materiais de comportamento arenoso a transicional apresentaria comportamento contrátil ao cisalhamento e assim, classificados como suscetíveis a liquefação. Para calcular tal parâmetro, Robertson (2022) propõe as Equações 11 e 12 apresentadas abaixo, sendo a Equação 12 a proposta de atualização do parâmetro Kc pelo autor, válido apenas para $I_c < 3{,}0$.

$$Q_{tncs} = K_c Q_{tn} \quad (11)$$

$$K_c = 1{,}8346I_c^5 + 23{,}673I_c^4 + 124{,}02I_c^3 - 320{,}616I_c^2 + 405{,}821I_c - 199{,}97 \quad (12)$$

2.2.2 Mayne e Sharp (2019)

Para a avaliação do potencial de liquefação, Mayne e Sharp (2019) utilizam o conceito de *Yield Stress Ratio* (YSR). Para valores de YSR acima do limite crítico (YSR_{CSL}) seria observado um comportamento dilatante ao cisalhamento (i.e. não suscetível à liquefação) e valores inferiores ao contorno um comportamento contrátil e possivelmente suscetível à liquefação. A determinação dos valores do YSR pode ser obtida pelas Equações 13 e 14. Já a avaliação do contorno pode ser realizada por meio da Equação 15, sendo os ângulos de atrito de pico calculados segundo a Equação 16, aplicável para solos argilosos a transicionais e a Equação 17 aplicável para materiais de comportamento arenoso (Mayne e Sharp 2019).

$$YSR = 0{,}33\left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right)^m \quad (13)$$

$$m = 1 - \frac{0{,}28}{\left(1+\left(\frac{I_c}{2{,}6}\right)^{25}\right)} \quad (14)$$

$$YSR_{CSL} = \left(\frac{2}{\cos\varphi'}\right)^{\frac{1}{\Lambda}} \quad (15)$$

$$\varphi' = 29{,}5\, B_q^{\,0{,}121}\left[0{,}256 + 0{,}366\, B_q + \log Q_t\right] \quad (16)$$

$$\varphi' = 17{,}6 + 11\log(Q_{tn}) \quad (17)$$

2.2.4 Resultados Obtidos

A Figura 3 apresenta a avaliação do potencial de liquefação do rejeito de comportamento arenoso aplicando as metodologias supracitadas. Como pode ser observado, apenas a metodologia proposta por Mayne e Sharp (2019) indicou um comportamento dilatante. As demais metodologias apresentaram o comportamento contrátil do material. Possivelmente, a divergência da metodologia pode estar associada a alta resistência de ponta do material que elevam os valores do YSR (Equação 13), visto que o valor do contorno encontra-se próximo ao valor esperado conforme indicado pelos autores ($YSR_{csl} \approx 3{,}0$).

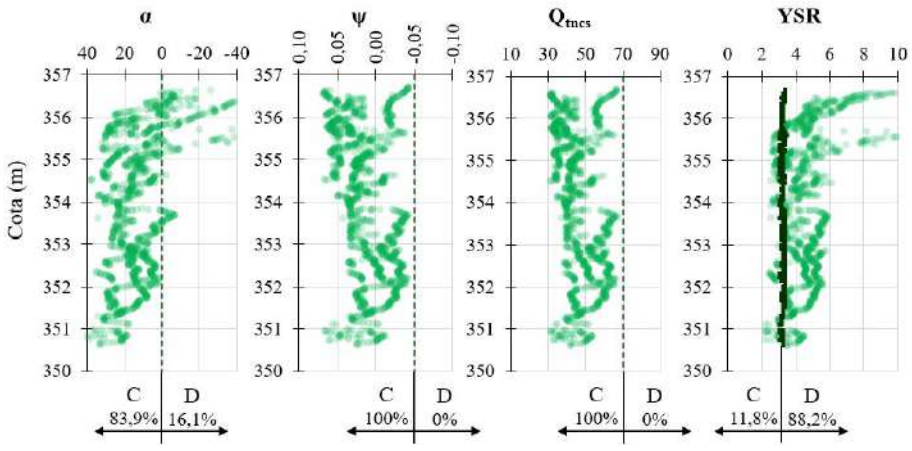


Figura 3. Avaliação do Potencial de Liquefação do Rejeito de Comportamento Arenoso.

Já a Figura 4 apresenta a avaliação do potencial de liquefação do rejeito de comportamento transicional em profundidade. Avaliando o percentual majoritário, todas as metodologias indicam que o litotipo apresenta comportamento contrátil ao cisalhamento e, dessa forma, conclui-se que o material seria potencialmente suscetível à liquefação, tendo em vista que os rejeitos encontram-se abaixo do N.A. (i.e. saturados).

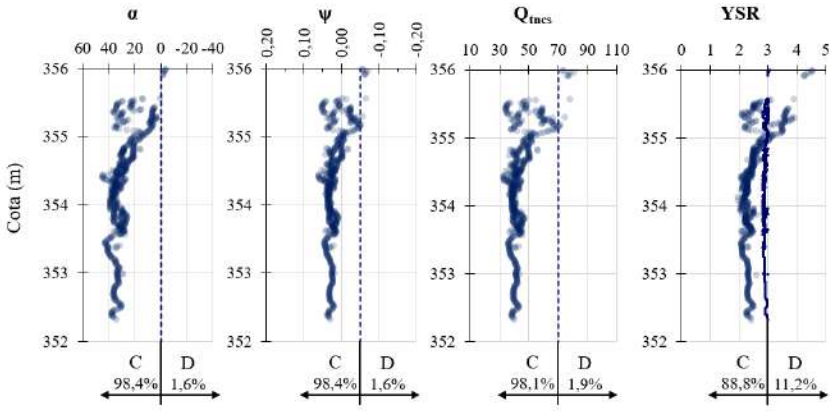


Figura 4. Avaliação do Potencial de Liquefação do Rejeito de Comportamento Transicional.

Por fim, a Figura 5 apresenta a avaliação do potencial de liquefação do rejeito de comportamento argiloso. Nota-se que de forma similar ao rejeito de comportamento transicional, o rejeito *clay-like* apresenta comportamento contrátil ao cisalhamento e dessa forma, suscetível à liquefação. Cabe destacar que devido a limitação apresentada por Robertson (2022) para o parâmetro Kc para valores de Ic menores que 3,0, foram obtidos poucos pontos para o Q_{tncs} e para o parâmetro de estado (ψ).

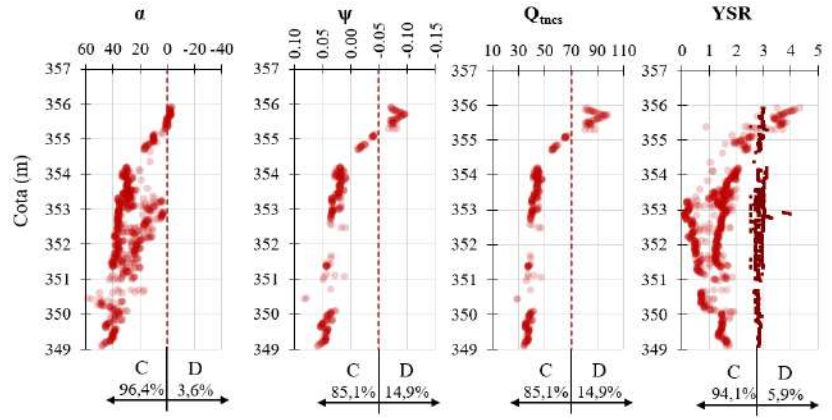


Figura 5. Avaliação do Potencial de Liquefação do Rejeito de Comportamento Argiloso.

3 METODOLOGIAS BASEADAS EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Em complemento aos ensaios de campo, também foram realizados ensaios de caracterização em profundidade para a avaliação da distribuição granulométrica e plasticidade. As amostras foram coletadas em profundidade em locais próximos aos ensaios de CPTu, sendo os resultados agrupados conforme a classificação comportamental apresentada anteriormente. Em complemento, foram realizados ensaios para a determinação da massa específica dos grãos conforme a norma D792-20 (ASTM, 2020), sendo obtido um valor médio geral (independentemente do tipo de rejeito) de ρ_s de 2,823 g/cm³ sem dispersão significativa.

3.1 Ensaios de Granulometria

As avaliações do potencial de liquefação por ensaios de granulometria foram realizadas a partir das metodologias de Ishihara *et al.* (1980) e Carneiro (2021), ambas desenvolvidas para rejeitos de mineração. Para determinar o potencial de ocorrência do fenômeno, os autores propõem intervalos de ocorrência e comparam com as curvas granulométricas obtidas a partir dos ensaios de laboratório.

A Figura 6a e Figura 6b apresentam os resultados obtidos, considerando as metodologias supracitadas para os três comportamentos dos rejeitos. Como pode ser observado, as curvas granulométricas dos três rejeitos se enquadraram em ambos os limites propostos por Ishihara *et al.* (1980) e Carneiro (2021). Desta forma, pela análise granulométrica, as amostras ensaiadas dos rejeitos apresentaram suscetibilidade à liquefação, independentemente do tipo de comportamento do material.

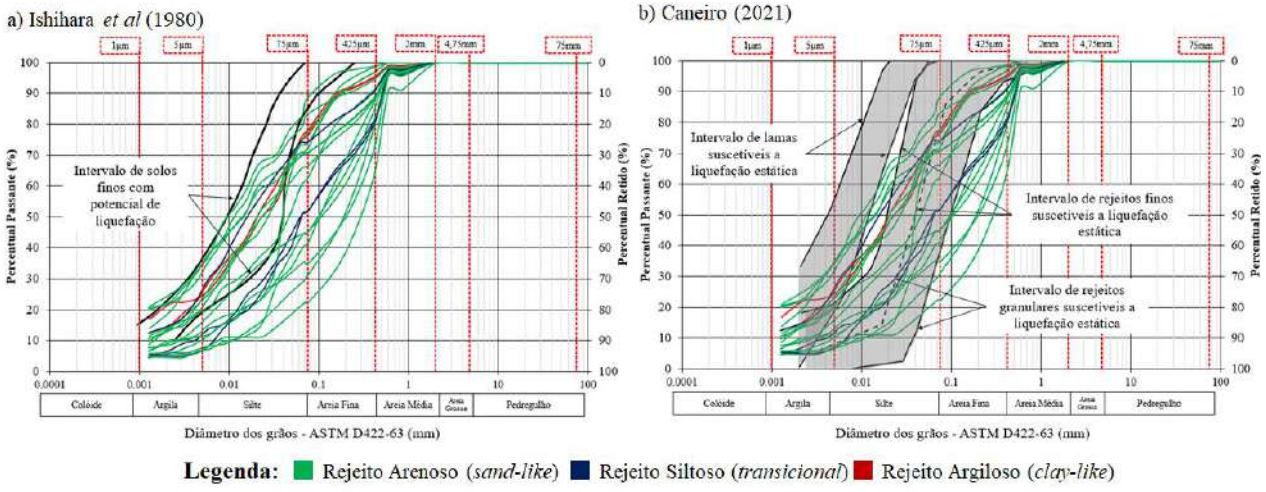


Figura 6. Avaliação do Potencial de Liquefação por Curvas Granulométricas: a) Ishihara *et al* (1980); e b) Carneiro (2021).

3.2 Ensaios de Plasticidade

As avaliações do potencial de liquefação a partir dos limites de consistência foram realizadas conforme as metodologias propostas por Andrews e Martin (2000) e Seed *et al.* (2003). De forma geral, os autores avaliaram a suscetibilidade à liquefação dinâmica para amostras com diferentes valores de limites de consistência, diferentes frações de finos e combinações dos dados medidos.

A partir das metodologias citadas, é apresentado na Figura 7 o resultado obtido. Como pode ser observado, a grande maioria dos dados indica o potencial de liquefação, independentemente do tipo comportamental de rejeito analisado. Além disso, 7 amostras do total de 20 ensaios indicaram o comportamento Não Líquido (NL), Não Plástico (NP), corroborando com a hipótese do potencial de liquefação devido a baixa plasticidade dos rejeitos de ferrocromo aqui estudados.

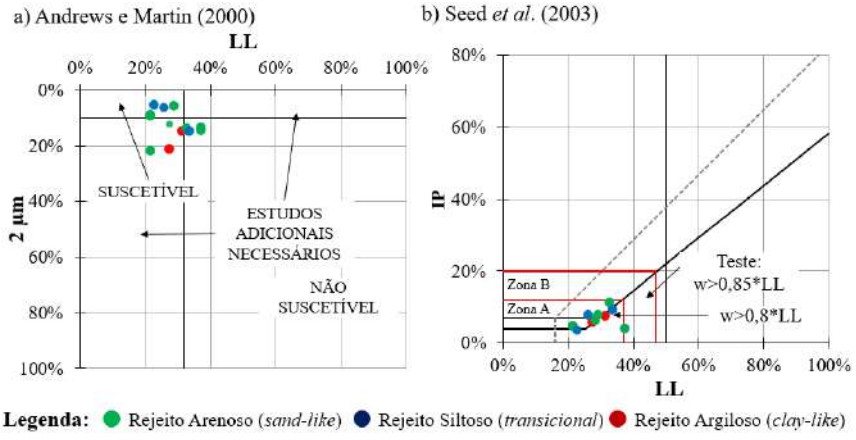


Figura 7. Avaliação do Potencial de Liquefação por Ensaios de Plasticidade e granulometria: a) Andrews e Martin (2000); e b) Seed *et al.* (2003).

4 CONCLUSÕES

O presente trabalho apresentou a aplicação de diferentes metodologias para a avaliação do potencial de liquefação por meio de ensaio de piezocone e ensaios de caracterização. A aplicação de tais metodologias, apesar de serem consideradas como análises iniciais, são úteis em situações em que a obtenção de amostras indeformadas de boa qualidade para a realização de ensaios triaxiais é dificultada, como a condição do rejeito de ferrocromo aqui estudado.

Conforme discutido, a aplicação das metodologias indicou a suscetibilidade da liquefação para o rejeito de ferrocromo, seja pelo ensaio de CPTu pela maioria das metodologias analisadas, independente do

comportamento observado (*sand-like*, *transicional* ou *clay-like*), sendo corroborado pelos ensaios de laboratório. Vale ressaltar que as metodologias utilizadas neste artigo são ferramentas de triagem inicial (*screening tools*) para avaliar a suscetibilidade à liquefação, as quais por si só não são suficientes para determinar se os rejeitos em avaliação apresentam comportamento de amolecimento (*strain-softening*) e fragilidade sob o cisalhamento não drenado, condições as quais são essenciais para a conclusão sobre a suscetibilidade do fenômeno. Tal condição pode ser avaliada apenas por ensaios triaxiais em amostras indeformadas e representativas do material em avaliação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Pimenta de Ávila pelo apoio e incentivo na elaboração deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andrews, D. C. e Martin, G. R. (2000). Criteria for liquefaction of silty soils. In Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering. Upper Hutt, New Zealand: NZ Soc. for EQ Engrg

American Society for Testing and Materials – ASTM. (2007). D422-63: Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils.

American Society for Testing and Materials – ASTM. (2018). D4318-17e1: Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.

American Society for Testing and Materials – ASTM. (2020). D792-20: Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Plastics by Displacement.

Carneiro, J. (2021). Characterization and behaviour of iron ore tailings: the effect of compaction and stresses. 217 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa.

Dos Santos Junior, M. (2021) Avaliação da Susceptibilidade à Liquefação Estática de um Rejeito Silto-Arenoso com Base em Ensaio CPTu. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP).

Dos Santos Junior, M. P., A. O. Faria, M. V. L. Dias, and F. B. Dias. (2022a) "Evaluation of flow liquefaction susceptibility and liquefied strength – a case study", In: Tailings and Mine Waste 2022, Denver, USA, pp. 274–285.

Dos Santos Junior, M. P., R. César Gomes, S. G. Silva Ribeiro, and B. G. Delgado. (2022b) "Evaluation of flow liquefaction susceptibility of a sandy-silt tailings using the CPTu", In: Cone Penetration Testing 2022, Bologna, Italy, 2022, pp. 913–919. https://doi.org/10.1201/9781003308829-136

Faria, A. O., J. J. V. Carneiro, M. P. dos Santos Junior, and L. V. O. Costa. (2023) "Evaluation of the susceptibility to flow liquefaction of a bauxite tailings", In: Tailings 2023, Santiago, Chile, 2023, pp. 1–9.

International Organization for Standardization - ISO 22476-1. (2022): Geotechnical investigation and testing — Field testing — Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test.

Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y. e Takahashi, Y. (1980). Cyclic strength characteristics of tailings materials. *Soils and Foundations, Japonese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 20 (4), p. 127-142.

Mayne, P. W., & Sharp, J. (2019). CPT approach to evaluating flow liquefaction using yield stress ratio.

Robertson, P. K. (2010). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136(6), 842-853.

Robertson, P.K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — An update. Canadian Geotechnical Journal, 53(12): 1910–1927. doi:10.1139/cgj-2016-0044

Robertson, P. K. (2022). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test: An update. *Canadian Geotechnical Journal*, 59(4), 620-624.

Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., & Faris, A. (2003). *Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework*. In Proceedings of the 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar: Long Beach, CA.

Shuttle, D.A. & Cunning, J. (2008). Reply to the discussion by Robertson on "Liquefaction potential of silts from CPTu." Canadian Geotechnical Journal, 45(1): 142–145. doi:10.1139/T07-119

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/507

Avaliação do Sistema de Monitoramento ETR e GNSS de uma ECJ-CCR

Afrânio Costa Pereira
Engenheiro Geólogo,VALE, Belo Horizonte – MG, Brasil, afranio.pereira@vale.com

Letícia Martins Lopes
Engenheira de Minas, HEXAGON, Belo Horizonte – MG, Brasil, leticia.lopes@hexagon.com

Eduardo José Diniz
Engenheiro de Minas, HEXAGON, Belo Horizonte – MG, Brasil, eduardo.diniz@hexagon.com,

Iara Fernandes Moreira
Engenheira de Minas, CSN Mineração, Congonhas - MG, Brasil, iarafernandesmoreira@hotmail.com

Marcio Fernandes Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel, Belo Horizonte - MG, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: Uma Estrutura de Contenção de Jusante (ECJ) é construída a jusante de uma barragem de mineração ou empilhamento drenado com disposição hidráulica de rejeitos suscetíveis à liquefação. O sistema de monitoramento de uma ECJ é definido seguindo as características técnicas, o arcabouço local no qual está inserido e a legislação vigente. Assim, o objetivo do artigo foi a avaliação comparativa do sistema e da qualidade dos dados do sistema de monitoramento por Estação Total Robótica (ETR) e do Global Navigation Satellite System ou Sistema Global de Navegação por Satélite (GNSS) para uma ECJ. Devido ao fato da instalação dos equipamentos serem muito próximas, foi realizada análise comparativa entre a movimentação apresentada pela ETR e a movimentação apresentada pela Base do GNSS a fim de encontrar uma possível correlação. Apesar dos problemas de referência presentes nas leituras do prisma de referência e das interrupções de leituras nos prismas de monitoramento, os dados analisados apresentaram sinergia e coerência entre si, indicando qualidade dos mesmos, além da estabilidade da estrutura. Assim, ambos os métodos se mostraram eficientes e a utilização entre um e outro deve ser avaliada para cada estrutura, porém sem redundância.

PALAVRAS-CHAVE: Monitoramento, ECJ, ETR, GNSS, Barragem.

ABSTRACT: A Back-up Dam (BD) is constructed downstream of a mining dam or drained piling with hydraulic disposal of tailings susceptible to liquefaction. The monitoring system of a BD is defined by observing the technical characteristics, the local framework in which it is included and the current legislation. Thus, the objective of the article was the comparative evaluation of the system and data quality of the Robotic Total Station (RTS) monitoring system and the Global Navigation Satellite System or Global Satellite Navigation System (GNSS) for an BD. Due to the fact that the equipment was installed very close together, a comparative analysis was carried out between the movement delivered by RTS and the movement delivered by the GNSS Base in order to find a possible demonstration. Despite the reference problems presented in the reference prism readings and the interruptions in readings in the monitoring prisms, the analyzed data showed synergy and coherence between them, a drop in their quality, in addition to the stability of the structure. Thus, both methods proved to be efficient and the use of one over the other must be evaluated for each structure, but without redundancy.

KEYWORDS: Monitoring, Back-up Dam, RTS, GNSS, Dam.

1 INTRODUÇÃO

Uma Estrutura de Contenção de Jusante (ECJ) é uma estrutura construída a jusante de uma barragem de mineração ou empilhamento drenado com disposição hidráulica de rejeitos e suscetíveis à liquefação, com o objetivo de reter os efluentes desta no evento de ruptura ou funcionamento inadequado (ANM, 2022). Por esta razão, a sua avaliação de performance, avaliada por instrumentação e inspeção, por meio de vigilância é fundamental para garantir a segurança da barragem caso esta venha ser submetida. Destaca-se que as solicitações de cargas a essa estrutura ocorrem apenas caso a estrutura a montante rompa e desta forma todo o material será represado pela ECJ.

O sistema de monitoramento de uma ECJ é definido seguindo as características técnicas, o arcabouço local no qual está inserido e a legislação vigente (MACHADO, 2007). Estruturas de grandes magnitudes e que apresentam considerável nível de complexidade na fundação além do seu método construtivo, exigem uma rede de monitoramento robusta, capaz garantir o correto funcionamento plano de segurança de barragem. Ou seja, um sistema de monitoramento que busque ao máximo eliminar os pontos.

A ECJ (Figura 1), objeto deste trabalho aqui denominada ECJ-CCR, é uma barragem de gravidade constituída de concreto compactado a rolo (CCR) e revestida de concreto convencional com um conjunto de quatro galerias quadradas de 2,5 m x 2,5 m, como estrutura de desvio. A altura máxima da estrutura é de 40,0 m e o comprimento de crista é de 327,0 m. A inclinação do talude global (jusante e montante) é de 1,0V:0,56H.

Este trabalho visa apresentar uma avaliação do sistema e da qualidade dos dados do sistema de monitoramento por Estação Total Robótica (ETR) e do *Global Navigation Satellite System* ou Sistema Global de Navegação por Satélite (GNSS) para avaliação dos deslocamentos da ECJ (Figura 1) de uma mina paralisada (mineração de ferro) no Estado de Minas Gerais.

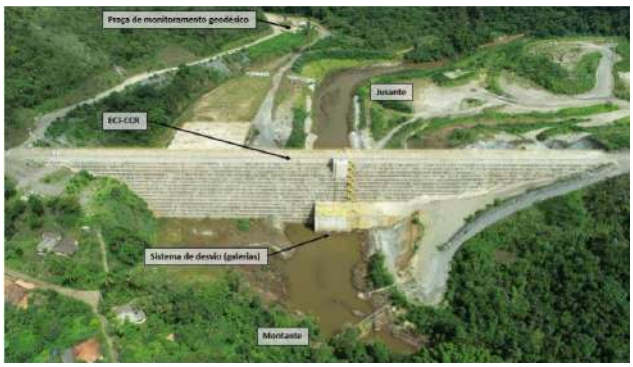


Figura 1. Visão geral da ECJ-CCR. Visada aérea de montante para jusante.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente, foram definidos os equipamentos que fariam o monitoramento da ECJA. ETR é um equipamento topográfico que realiza leitura de prismas topográficos (de referência de monitoramento) de maneira automatizada, sem a interferência humana. O sistema GNSS baseia-se em medir quanto tempo o sinal leva para chegar de um satélite para o receptor e determinar sua posição no planeta.

Os modelos de equipamentos em operação na ECJ-CCR são da fabricante Leica *Geosystems*. A ETR é o modelo TM-60 e o sistema GNSS é composto pela base modelo GR10 e antena rover modelo GMX910.

O tratamento dos dados dos referidos sistemas foi realizado utilizando o software Leica *GeoMoS Now*, também desenvolvido pela Leica *Geosystems*.

Ao longo da estrutura estão instalados 14 prismas de monitoramento modelo GPR112 e, na parte externa à ECJ, foram instalados 3 prismas de referência GPR121. Ambos os modelos fabricados pela Leica Geosystem. A antena ou receptor Rover do sistema GNSS encontra-se instalada na crista da ECJ-CCR e a sua Base junto à ETR na praça de monitoramento geodésico. O sistema GNSS utiliza-se do aplicativo Spider para integração dos dados entre a Base e o Receptor *Rover*.

Para a avaliação do sistema de ETR foram definidas cinco sessões de prismas para identificação de tendência de deslocamento na estrutura. A Figura 2(a) apresenta a imagem de satélite indicando a localização

dos prismas de monitoramento na ECJ e da antena rover ou GNSS-*Rover*. Nesta também está indicado as locações das sessões de análise utilizadas neste trabalho.

(a) (b)

Figura 2. Em (a), localização dos prismas de monitoramento da ETR, sessões de análise e antena rover da GNSS da ECJ-CCR. Em (b), Geometria da rede geodésica para monitoramento por ETR da ECJ-CCR.

Na Figura 2(b) apresenta-se a configuração de rede geodésica pelos prismas de referência do sistema de monitoramento da ETR. A geometria angular indica ângulos de abertura de aproximadamente 40° e 70º, suficiente para a redução da elipse de erros e evitando-se colinearidade entre as linhas de cruzamento Prismas Referências/ETR/ Prismas Referências. Foram utilizados dados adquiridos pela ETR entre os dias 24 de março de 2022 e 6 de dezembro de 2022. Os dados do sistema GNSS foram adquiridos entre os dias 23 de setembro e 6 de dezembro de 2022.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Avaliação Geral do Sistema ETR

O sistema de ETR da ECJ-CCR atualmente está configurado para operar com o método de orientação Free Station (interseção de ré), o qual calcula a posição tridimensional da ETR e sua orientação em função da posição dos prismas de referência e das leituras de distâncias e ângulos.

O cálculo pelo método de orientação Free Station permite acompanhar a estabilidade do pilar da ETR. De acordo com a configuração do equipamento, o mínimo de pontos válidos para aceite do cálculo de orientação está configurado em três pontos de referência. Isto significa que, se por alguma razão, o equipamento não conseguir realizar a leitura em um dos pontos referenciais, não é realizada a orientação, mantendo o valor antigo e garantindo a estabilidade no cálculo da posição da ETR. Contudo, a ausência da correção da orientação referência pode gerar acúmulo de imprecisões às leituras ao longo do tempo.

No diagnóstico, foi realizada a avaliação da orientação, por meio da confecção de um gráfico de Orientação e das coordenadas de cadastro de cada prisma constituinte do sistema. Para o prisma de referência 3, nesse trabalho denominado REF-03, o gráfico de orientação mostrou-se com leituras zeradas devido à ausência de atualização de coordenada reference. Foi verificado que durante a instalação da ETR, o prisma REF03 se encontrava obstruído por vegetação e não pôde ser lido, impedindo, dessa maneira, que suas coordenadas fossem atualizadas. Por consequência, os dados vetoriais tais como 2D, Easting e Northing não foram utilizados na presente avaliação por não terem sidos submetidos à devida correção de orientaçãodo sistema, acarretando um acúmulo de imprecisões às leituras. A análise foi feita a partir dos dados brutos de distância inclinada e deslocamento em cota que é calculado independentemente do ângulo horizontal (Hz) corrigido.

Na avaliação da estabilidade do equipamento foram confeccionados dois gráficos de movimentação, o Longitudinal (Longitudinal Tilt) e o Transversal (Transversal Tilt), indicando a tendência de inclinação do equipamento. O gráfico de Longitudinal Tilt da ETR indica uma suave tendência à movimentação (inclinação) de aproximadamente 0º00’50” no período analisado. A partir de outubro de 2022, apresentou uma tendência

de estabilização. O gráfico de Transversal Tilt apresenta saltos, que dificultaram definir uma clara tendência de movimentação ao longo de topo período avaliado. Contudo, ainda que menos representativo, também é observada uma tendência de estabilização a partir de outubro de 2022 (Figura 3).

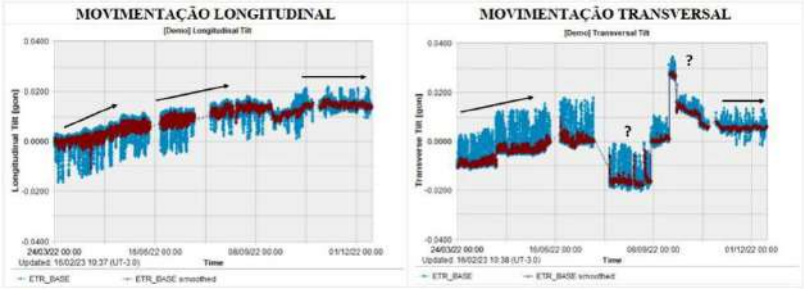


Figura 3. Gráficos de avaliação da estabilidade física da ETR da ECJ-CCR (linhas azuis – dados brutos e linhas vermelhas – dados suavizados) com indicativos de tendência (setas pretas) e intervalos sem possibilidade de definição de tendência ("?").

3.2 Análise dos Dados de Monitoramento

A análise dos dados de monitoramento do sistema de ETR da ECJ-CCR foi feita a partir da elaboração de gráfico de Dados Vetoriais (2D Vector) e os gráficos de Dados Brutos (*Slope Distance*, *Heigth e V Angle*). O gráfico 2D Vector indica a direção da movimentação dos prismas em planta, no plano XY ou *Northing-Easting*. O gráfico *Slope Distance* tem o objetivo de apresentar a variação da distância entre a ETR e os prismas. O gráfico Height indica a variação ao longo do Eixo Z ou Elevação, ou seja, movimentos de recalque e soerguimentos. Por fim, o gráfico *V Angle* tem o objetivo de avaliar o desvio angular entre a ETR e os prismas, sendo utilizado para calibrar as movimentações indicadas nos outros gráficos.

3.2.1 Gráficos dos Prismas de Referência

Os gráficos de monitoramento dos prismas de referência foram elaborados a partir dos dados dos prismas de referência REF-01, REF-02 e REF-03 (Figura 4). Todas as análises foram realizadas comparando a posição dos prismas em relação à ETR. Nas imagens, as setas pretas indicam tendência do movimento e as linhas verticais verdes indicam interrupção de leituras dos prismas.

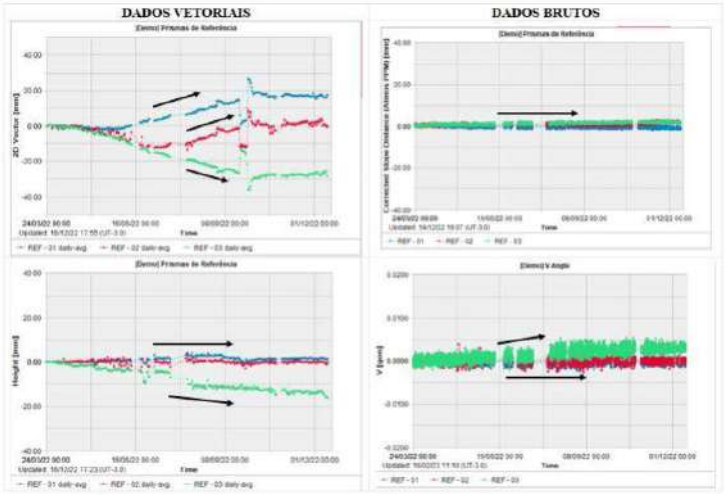


Figura 4. Gráficos de monitoramento dos prismas de referência da ECJ-CCR.

O gráfico *Slope Distance* indica uma tendência de aproximação entre a ETR e o prisma REF-01 e um sensível distanciamento para os prismas REF-02 e REF-03. O prisma REF-02 apresentou um pequeno salto de 1,5 mm em distância inclinada na data de 16/11/22. Os dados de *Height* e *V Angle* demonstram tendência de recalque do prisma REF-03 de aproximadamente 15,0 mm e estabilidade dos prismas REF-01 e

REF-02. As informações vetoriais 2D não passaram por correção por orientação do sistema e, portanto, as variações observadas são acúmulos de imprecisão do sistema.

Os prismas de monitoramento foram agrupados em seções de AA' à EE' (Figura 5), além dos prismas de referência, para melhor apresentação dos resultados. Todas as análises foram realizadas comparando a posição dos prismas em relação à ETR.

Figura 5. Gráficos de monitoramento dos prismas de monitoramento da Seção AA' (a), BB' (b), CC'(c), DD' (d) e EE' (e), da ECJ-CCR

Os gráficos de monitoramento da Seção AA' (Figura 5a) foram elaborados a partir dos dados dos prismas de monitoramento PR-13 e PR-14. Para a Seção BB' (Figura 5b) foram utilizados os prismas PR-10, PR-11 e PR-12. Para a Seção CC' (Figura 5c) foram utilizados os prismas PR-07, PR-08 e PR-09. Para a Seção

DD' (Figura 5d)foram utilizados os prismas PR-04, PR-05 e PR-06. Por fim, para a Seção EE' (Figura 5e) foram utilizados os prismas PR-01, PR-01 e PR-03. As informações vetoriais 2D não passaram por correção por orientação do sistema e, portanto, as variações observadas são acúmulos de imprecisão do sistema.

Para a Seção AA' foi detectada uma interrupção em definitivo da leituras do primas de monitoramento PR-13 a partir do dia 11 de junho de 2022. O gráfico *Slope Distance* indica uma tendência de aproximação entre a ETR e o prisma PR-14. Os dados de *Height* e *V Angle* demonstram estabilidade em cota do prisma PR-14.

Para esta Seção BB' foi detectada uma interrupção das leituras do prisma de monitoramento PR-10 no dia 11 de junho de 2022 e o retorno das leituras em 23 de setembro de 2022, mas em uma posição diferente da inicial. Essa situação indica que provavelmente o prisma foi submetido a algum impacto em campo o que afetou todo o seu histórico. Contudo, a sua tendência de comportamento permaneceu linear, apesar do aumento de ruído entre uma leitura e outra após a retomada das leituras. O gráfico *Slope Distance* indica uma tendência de redução na distância entre a ETR e os prismas PR-11 e PR-12. Os dados de *Height* e *V Angle* demonstram estabilidade em cota dos prismas PR-11 e PR-12.

Para a Seção CC' o gráfico Slope Distance indica uma tendência de redução na distância entre a ETR e os prismas PR-07, PR-08 e PR-09. Os dados de Height e V Angle demonstram estabilidade em cota dos prismas da Seção CC'.

Para a Seção DD', o gráfico *Slope Distance* indica uma sensível tendência de redução na distância entre a ETR e os prismas PR-04, PR-05 e PR-06. Os dados de *Height* e *V Angle* demonstram estabilidade em cota dos prismas da Seção DD'.

Por fim, para a Seção EE', o gráfico *Slope Distance* indica estabilidade no que se refere às distâncias entre a ETR e os prismas PR-01, PR-02 e PR-03. Os dados de *Height* e *V Angle* demonstram estabilidade em cota dos prismas da Seção EE'.

3.3 Avaliação do Monitoramento por GNSS

O sistema de monitoramento por GNSS (*Global Navigation Satellite System*) na ECJ-CCR funciona pelo método de posicionamento RTK (*Real Time Kinematic ou Tempo Real Cinemático*) e por pós-processamento de dados relativos estáticos a base. Esse sistema consiste em um receptor de sinal de satélites com coordenadas conhecidas chamado BASE, instalado próximo à ETR, e outro receptor ou antena posicionado na crista da ECJ denominado *ROVER*. Ambos trabalham sincronizados através do aplicativo *Spider*, estando o *Rover* sujeito a interferências de mudanças de posição da Base.

Os dados apresentados nesta Seção abaixo, são informações geradas pelo método relativo estáticos por pós-processamento, devido a maior consistência das informações.

O monitoramento por dados do Sistema GNSS se faz por meio de gráficos das variações das coordenadas nos três eixos, *Northing*, *Easting* e *Heigth* (Eixo Z) ao longo do tempo do período aqui supracitado. Adicionalmente, para determinar o sentido do deslocamento 2D (plano XY ou *Northing-Easting*) do receptor, elabora-se um gráfico de dispersão.

Os dados do *Rover*, antena instalada na crista da estrutura, indicam estabilidade em cota, porém apresentam variação de aproximadamente 5,0 mm na direção norte e 2,5 mm no sentido oeste ou sentido Negativo, conforme apresentado nos gráficos *Northing* e *Easting* respectivamente. Portanto a análise de dispersão (gráfico Deslocamento 2D) apresenta uma movimentação no sentido noroeste, estando as primeiras leituras (pontos azuis) no eixo zero e as leituras mais recentes (pontos em vermelho) a noroeste das coordenadas iniciais. As variações em norte foram mais acentuadas em setembro e outubro, tendendo à estabilização após novembro. A Figura 6 apresenta os gráficos que subsidiaram esta avaliação. Em azul são as linhas brutas e as linhas vermelhas são as suavizadas que objetivam determinar a melhor identificação das tendências.

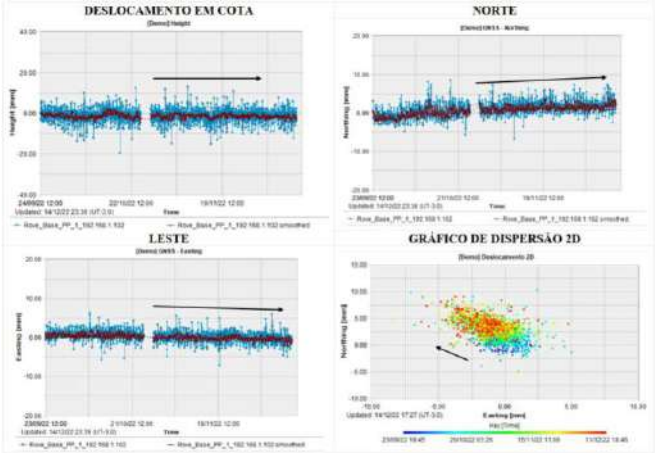


Figura 6. Gráficos de monitoramento da antena *Rover* do sistema GNSS da ECJ-CCR.

3.5 Avaliação do Monitoramento por GNSS

Após a avaliação de ambos os sistemas de monitoramento ficaram incertezas sobre o comportamento de um sistema comparado ao outro. Como exposto nesse trabalho, ambos os equipamentos (ETR e Base do GNSS) estão instalados a poucos metros de distância na mesma praça de monitoramento geodésico, a jusante da ECJ-CCR. Devido a esse fato, foi realizado uma análise comparativa entre a movimentação apresentada pela ETR e a movimentação apresentada pela Base do GNSS a fim de encontrar uma possível correlação entre eles.

A Figura 7 apresenta o gráfico ETR x GNSS no qual a linha em vermelho é a movimentação da base da ETR e em azul tem-se o deslocamento apresentado pelos dados do GNSS (lembrando que o monitoramento por GNSS iniciou-se apenas em setembro/22). Por este gráfico, é possível inferir através do comportamento apresentado pela base da ETR (*Longitudinal Tilt*) coincide com o comportamento do GNSS (*Northing*), incluindo a recente estabilização a partir de outubro/22.

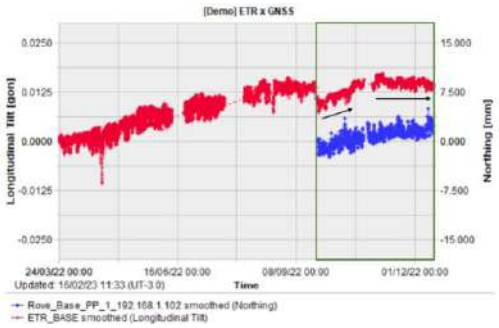


Figura 7. Gráficos de monitoramento da antena Rover do sistema GNSS da ECJ-CCR.

A respeito da avaliação geral do sistema ETR, no que refere a estabilidade física do equipamento, a movimentação no sentido longitudinal pode estar relacionada a instabilidade do marco e/ou acomodação do solo onde foi instalado o equipamento.

Em relação aos dados de monitoramento é possível afirmar que a ETR apresentou deslocamento gradativo em sua posição ao longo de todo o período monitorado, tendendo à estabilização a partir de meados de outubro/22. Essa variação é observada nos gráficos de inclinação (*Slope Distance*) da ETR e na redução da distância relativa entre o equipamento e os prismas. Essa condição pode estar relacionada a instabilidade do marco e/ou acomodação do solo onde foi instalado o equipamento. Com exceção do prisma REF-03 que vem passando por um processo de recalque gradativo e do prisma PR-10 que indica ter sido submetido um impacto em campo, os prismas de monitoramento não indicam movimentação da estrutura. As variações gráficas observadas são relativas à instabilidade do próprio sistema.

Sobre o sistema GNSS, as movimentações apresentadas nos dados do GNSS podem ser originárias de deslocamento da estrutura em que o Rover está instalado ou movimentação da Base do GNSS que repassa o deslocamento para os dados analisados do Rover.

A partir da avaliação comparativa entre ETR e GNSS (ETR x GNSS) e diante da proximidade entre de instalação dos dois equipamentos (ETR e Base da GNSS), é possível que tenha ocorrido acomodação do solo onde encontra-se a base da praça de monitoramento.

Exposto todas essas condições e comportamentos após a análise dos resultados pode-se descartar movimentação na estrutura, devido ao porte e elevado peso-próprio da ECJ e ausência de tensões atuantes na estrutura. Desta maneira, os sistema de monitoramento geodésico presente na ECJ-CCR indica que o local de implantação da praça de monitoramento passou uma acomodação no solo entre março e outubro de 2022. A partir de então, este local apresenta estabilidade até o final do intervalo de tempo amostral (dezembro de 2022).

Apesar dos problemas de referência presentes nas leituras do prisma de referência REF-03 e das interrupções de leituras nos prismas de monitoramento PR-10 e PR-13 (em definitivo), os dados analisados apresentaram sinergia e coerência entre si, indicando qualidade dos mesmo. Consequentemente, a estrutura encontra-se estável.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A movimentação apresentada em ambos os equipamentos pode indicar a necessidade de um trabalho de ajuste na praça de monitoramento. Para a mitigação da movimentação da Base da GNSS, sugere-se a execução do serviço extra de *crosscheck* que consiste em reprocessamento dos dados da base para identificação de possível instabilidade da antena.

Ainda que exista o indicativo de boa qualidade dos dados e consequentemente do sistema de monitoramento geodésico, se faz necessário, no mínimo, a retomada da leitura do prisma de monitoramento PR-13 e as devidas adequações para que o prisma de referência REF-03 torne um elemento ativo no sistema de monitoramento da ETR. Contudo, a mudança em algumas configurações do sistema trará ainda maior confiabilidade nos dados apresentados, auxiliando assim na tomada de decisões a partir das informações do monitoramento.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos aos times Vale (Geotecnia de Minas Paralisdas Sudeste e Implantação de Obras de Descaracterização de Barragens) e ao time Hexagon que contribuiram na confecção deste trabalho.

REFERÊNCIAS

Agência Nacional de Mineração (2022). Resolução nº 95. *Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração*. Brasília, DF.

Machado, W. G. F. (2007) *Monitoramento de Barragens de Contenção de Rejeitos da Mineração*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 155 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/508

Avaliação dos Deslocamentos Horizontais em Solos Moles com Variação na Espessura

Renan Cardoso Alano
Engenheiro Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, renan.c.alano@outllok.com

Sidnei Helder Cardoso Teixeira
Docente do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, s.teixeira@ufpr.br

RESUMO: Os solos moles são conhecidos pela baixa resistência, alta deformabilidade e grandes recalques. No entanto, há poucos estudos sobre deslocamentos horizontais sob carregamentos uniformemente distribuídos, que podem levar à ruptura por excesso de deformação e tensão horizontal. Este trabalho investiga a correlação entre o deslocamento horizontal do maciço e diferentes geometrias do subsolo, quando sujeitos a cargas de um aterro na superfície. Utilizando calibração do módulo de compressão (λ), a partir do deslocamento vertical do solo, com modelo numérico e dados reais, foram obtidos resultados coerentes, mas inferiores aos deslocamentos horizontais de campo, com resultados inferiores a 5% do aferido no local. A calibração resultou em módulo de compressão de 0,1226 e índice de compressão (Cc) de 0,282. Variações na espessura do solo compressível mostraram aumentos significativos nos deslocamentos horizontais. Além disso, as simulações com variação na espessura do solo compressível demonstraram um aumento de 38,43% e correlação média de 0,984 nos deslocamentos horizontais, destacando a sensibilidade desses movimentos a essa variável. Embora os modelos não tenham reproduzido os movimentos horizontais de campo, destacou-se a necessidade de considerar tais variações na previsão de deslocamentos.

PALAVRAS-CHAVE: Deslocamentos horizontais, Solos moles, Variações geométricas, Modelagem numérica, Instrumentação geotécnica, Investigação geotécnica.

ABSTRACT: Soft soils are known for their low resistance, high deformability and large settlements. However, there are few studies on horizontal displacements under uniformly distributed loads, which can lead to failure due to excessive deformation and horizontal stress. This work investigates the correlation between the horizontal displacement of the mass and different subsoil geometries, when subjected to loads from a landfill on the surface. Using calibration of the compression modulus (λ), based on the vertical displacement of the soil, with a numerical model and real data, coherent results were obtained, but lower than the horizontal displacements in the field, with results less than 5% of those measured on site. The calibration resulted in a compression modulus of 0.1226 and a compression index (Cc) of 0.282. Variations in the thickness of the compressible soil showed significant increases in horizontal displacements. Furthermore, simulations with variation in the thickness of the compressible soil demonstrated an increase of 38.43% and an average correlation of 0.984 in horizontal displacements, highlighting the sensitivity of these movements to this variable. Although the models did not reproduce horizontal field movements, the need to consider such variations when predicting displacements was highlighted.

KEYWORDS: Horizontal displacements. Soft soils. Geometric variations. Numerical modeling. Geotechnical instrumentation. Geotechnical research.

1 INTRODUÇÃO

O Brasil apresenta diversas regiões com solos moles de baixa resistência e alta deformabilidade, resultado de sua topografia, extensa faixa litorânea de cerca de 8000 km e amplas bacias hidrográficas (IBGE, 2011). Essas características propiciam a formação de solos aluvionares (transportados pela água) e coluvionares (carregados pela gravidade), as quais resultam em uma variedade de solos que nem sempre são ideais para a construção civil (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Este estudo de caso, foca em uma obra de ampliação de ferrovia e área de armazenamento em um depósito de solo mole, localizado no Maranhão. Para consolidar o terreno, a empresa contratada empregou o método de aceleração de recalques com geocompostos drenantes verticais e aterro temporário como sobrecarga.

Existem diversos métodos eficazes para calcular o recalque em solos compressíveis, como por exemplo, a teoria de Terzaghi (1936) que aborda a deformação unidimensional devido à expulsão de fluidos nos vazios do solo por fluxos verticais, influenciada pela permeabilidade vertical, tensão efetiva, índice de vazios, módulo de compressibilidade e coeficiente de variação volumétrica. Por outro lado, Baron (1948) propôs a teoria do adensamento radial, que explica a expulsão de fluidos por fluxos horizontais e verticais na presença de drenos verticais, essa expulsão de fluídos, resulta em deslocamentos verticais (recalque) no solo, especialmente na parte superior da camada, e podem ser segmentados em free strain e equal strain.

No entanto, a instrumentação revelou um deslocamento horizontal não previsto, um tipo de movimento que não é considerado pelas teorias tradicionais de adensamento de solos moles. Esse fenômeno pode resultar em rupturas e danos em estruturas consolidadas, o que pode acarretar em prejuízos sociais, ambientais e econômicos significativos.

O objetivo geral deste trabalho foi estudar os deslocamentos horizontais em solos moles de espessura variável, quando submetidos a carregamentos uniformemente distribuídos na superfície, com o auxílio de dados de instrumentação e modelagem numérica. Para tal, foram utilizados os dados de uma obra, localizada no estado do Maranhão, de aterro sobre solos moles instrumentada. Com base nos dados de campo foi realizada a calibração do modelo computacional, que simulou condições para explicar os deslocamentos observados em campo.

Devido à escassez de estudos sobre deslocamentos horizontais a pesquisa investigou se a geometria do subsolo foi o principal responsável por esse tipo de movimento em solos compressíveis. Para isso, utilizou-se um software computacional (Geostudio) que faz uso de métodos numéricos para validar essa correlação e compreender melhor esse fenômeno.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A pesquisa consiste em um estudo de caso de uma obra de aterro em solo mole no Maranhão, para ampliar uma linha férrea. A instrumentação prevista no projeto, com o auxílio da topografia, mediu deformações verticais, pressão da água e deslocamentos totais. Foi observado deslocamento horizontal no solo, não previsto nas teorias de adensamento. O objetivo foi explicar as possíveis causas desse deslocamento, utilizando o software Geostudio para avaliar as deformações do solo e suas consequências em obras próximas.

A obra em questão possui placas de recalque que não apresentaram deslocamento horizontal, o que é comum em placas localizadas no centro do aterro. Para selecionar equipamentos relevantes à pesquisa, foi necessário analisar os deslocamentos horizontais e verticais das placas de recalque e determinar um perfil geotécnico com maior proximidade à placa selecionada para modelagem no software computacional. Após essa etapa, todas as regiões e instrumentos foram avaliados para compreender o comportamento global do solo durante o aterramento. Em seguida, sondagens e ensaios laboratoriais foram realizados para estimar parâmetros geotécnicos inseridos no modelo computacional.

Diante do exposto, dentre as diversas metodologias existentes, foi necessário empregar um método que avaliasse dados de cenários que já ocorreram e permitisse correlacionar com os dados coletados pelos ensaios e sondagem. Neste contexto, o autor Gil (2002) define a pesquisa ex-posto facto como o estudo de eventos passados para estabelecer relações entre variáveis, sem controle da variável independente, o que impede a garantia de resultados causais. Por sua vez, Robson (2003) caracteriza essa pesquisa como relacional, focada em encontrar correlações entre variáveis. As estratégias desse tipo de pesquisa são pré-definidas com base em estudos anteriores, permitindo a formulação de perguntas de pesquisa e a interpretação dos dados por meio de métodos estatísticos.

As estratégias abordadas se enquadram na presente pesquisa, uma vez que os dados de estudo já ocorreram e pretende-se estabelecer relação entre as variáveis da geologia/geotecnia local com os fenômenos constatados em campo. As hipóteses foram desenvolvidas por analogia de teorias que possuem características similares ao contexto da pesquisa. Para tal, foram realizadas simulações, com o auxílio de métodos numéricos, para verificar a existência de conexão entre os elementos, e com definição de causa-efeito.

2.1 Coleta e Análise de Dados

Para o estudo foram utilizados dados cedidos da investigação geotécnica, instrumentação em várias etapas construtivas e o projeto da obra. Estas informações permitiram alimentar o modelo numérico e realizar retroanálise para calibração dos parâmetros, com base nos deslocamentos medidos em campo (módulo de compressão e índice de compressão). Na sequência, foi alterada a geometria (espessura das camadas) do modelo computacional, para explicar alguns fatores que impulsionaram o processo de deslocamento horizontal.

No decorrer da pesquisa, foi utilizado o software Geostudio para analisar os movimentos presentes no solo, visando determinar se o processo gera deslocamentos horizontais. Conforme mencionado por Andriotti (2003), a correlação entre duas séries de dados é validada quando as leituras ocorrem simultaneamente. Ao observar a correspondência de seus valores, presume-se a existência de uma relação linear entre os dados, permitindo a determinação de um coeficiente que expressa essa relação.

Para calcular essa relação, empregou-se o coeficiente de correlação linear, conhecido como Momento-Produto de Pearson. Essa constante quantifica o grau de relação linear entre duas variáveis, permitindo a mensuração da intensidade entre os dados emparelhados das variáveis X e Y de uma amostra. É importante ressaltar que a interpretação do resultado final deve considerar tanto o aspecto matemático quanto a situação em análise, já que a interpretação numérica isolada não confirma a relação causal do estudo (ANDRIOTTI, 2003).

2.2 Hipótese

No estudo em questão, é importante considerar que uma carga aplicada a um terreno inclinado pode ser decomposta em vetores horizontal e vertical. Esse conceito será aplicado de forma análoga ao caso em estudo. Acredita-se que a inclinação associada a um carregamento superficial uniforme favoreça o deslizamento da camada compressível sobre a camada rígida de baixa deformabilidade. Com base nesses pressupostos, formulou-se uma hipótese para explicar os resultados observados nas placas de recalque. A Figura 1 apresenta hipótese de deslocamento horizontal.

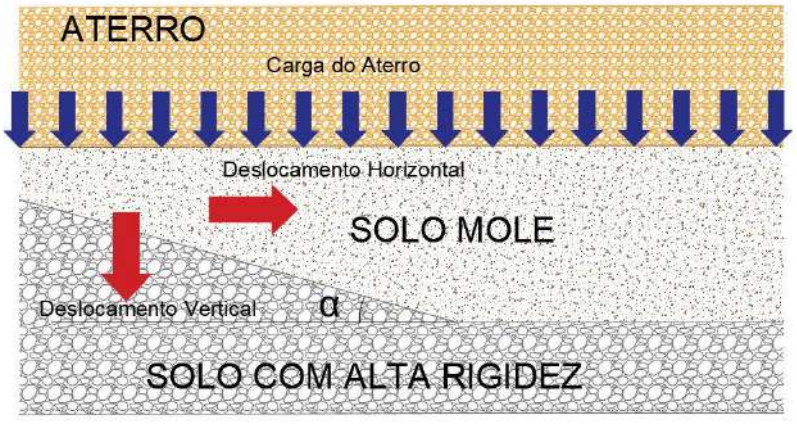


Figura 1. Hipótese de deslocamento horizontal

A hipótese considera duas camadas de solo distintas: uma camada de solo mole e deformável sobre uma camada impenetrável com perfil inclinado. Foi suposto que a inclinação (α) seja uma constante enquanto a espessura da camada de solo mole será variável, o que afetará o comportamento da carga uniformemente aplicada na superfície e o deslocamento horizontal. A pesquisa visa analisar como a variação na espessura do solo compressível afeta esses resultados.

2.3 Simulações Numéricas

Os perfis da investigação geotécnica de campo, dados dos ensaios laboratoriais e instrumentação, foram utilizados para a modelagem numérica no sistema Geostudio, a fim de realizar a retroanálise.

Com base nos perfis geotécnicos identificados pela investigação, as análises numéricas foram estruturadas da seguinte maneira: utilizou-se o índice de compressão constante, obtido por retroanálise a partir do deslocamento vertical da instrumentação. Incorporou-se variações geométricas na espessura (foi adotado um acréscimo de 30° na inclinação (α), encontrada na investigação geotécnica), e, com base nos dados da investigação geotécnica, que incluem a geometria inicial, obteve-se parâmetros de resistência e elasticidade das camadas, além da resistência ao cisalhamento não drenada, determinada por ensaios de adensamento.

As simulações foram realizadas para avaliar a influência da espessura nos deslocamentos horizontais observados nos instrumentos da obra. Para isso, foi adotado três espessuras de solo distintas das encontradas no perfil em análise, mas representativas dos depósitos de solos moles brasileiros.

2.4 Calibração e Aferição do Modelo a partir dos dados de Campo

Para desenvolver o modelo numérico, além do perfil II (Figura 2), foram considerados outros perfis e todos os ensaios de adensamento disponíveis (Figure 1).

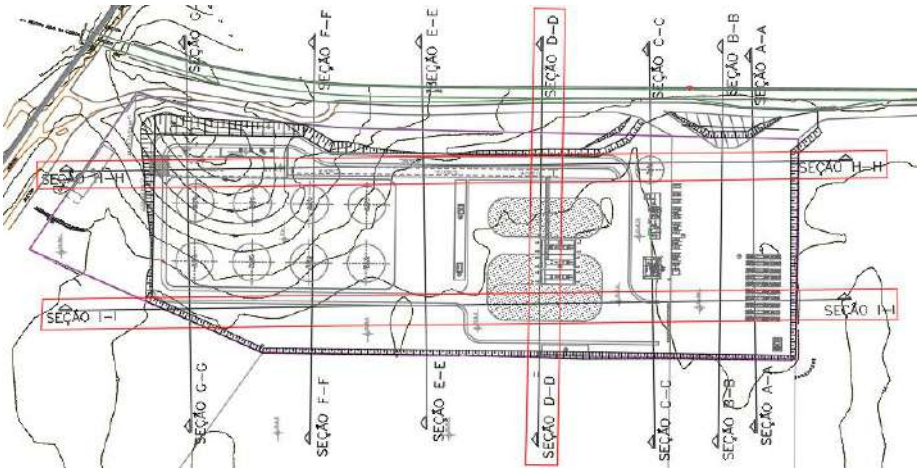


Figure 1. Locação dos perfis

Devido à distância dos ensaios em relação ao ponto analisado e à homogeneidade do material, optou-se por utilizar a média do índice de compressão, descompressão e índice de vazios nas primeiras análises do modelo. Posteriormente, apenas o índice de compressão foi ajustado para a calibração.

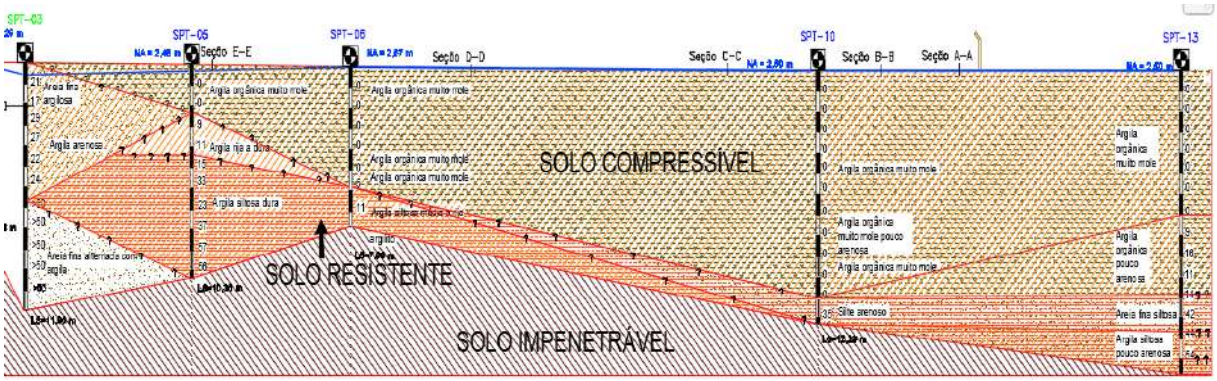


Figura 2. Perfil II

O perfil II foi reproduzido no software devido à sua grande semelhança com a hipótese de estudo e proximidade com o ponto de calibração. O perfil II foi usado como referência para a calibração.

A geometria dos perfis foi incorporada ao modelo computacional para representar as condições iniciais da obra e avaliar os deslocamentos verticais e horizontais. Os parâmetros-chave para o projeto de aterro em solos moles incluem coeficientes de adensamento vertical e horizontal, além da resistência não drenada. No entanto, devido à fundamentação teórica do software, que se baseia no modelo constitutivo de Cam-Clay

Modificado, os parâmetros editáveis para o solo compressível são: módulo de compressão, módulo de descompressão, coeficiente de Poisson, índice de vazios inicial, ângulo de atrito, coeficiente de empuxo em repouso, e peso específico. Para outros tipos de solo, foi utilizado o modelo Elástico Linear com parâmetros como módulo de elasticidade, peso específico, ângulo de atrito e coeficiente de empuxo em repouso.

A retroanálise foi realizada variando o índice de compressão do solo para alcançar o recalque observado em campo. Após atingir o deslocamento vertical desejado, verificou-se o deslocamento horizontal correspondente para o índice de compressão encontrado, utilizando como base a geometria identificada nos perfis e nos dados da instrumentação.

2.5 Espessura

Conforme detalhado na hipótese de pesquisa, foi considerado a avaliação das espessuras das camadas. Segundo a hipótese, as cargas verticais aplicadas em planos inclinados podem se decompor em forças que causam deslocamentos tanto verticais quanto horizontais. Para isso, a modelagem numérica empregou as geometrias com o ângulo mencionado (32,36°). Sabe-se que a espessura do solo compressível no Perfil II (Figura 2) é de aproximadamente 11 metros. Portanto, foi realizado quatro análises numéricas com diferentes espessuras de solo em adensamento (5, 11, 15 e 20 metros).

O propósito dessas modelagens foi avaliar, de maneira indireta, a conexão entre a carga do aterro e a espessura do solo mole. Adicionalmente, a variação na espessura teve como intuito investigar se existe uma correlação entre a altura da camada de solo compressível e o fenômeno de escorregamento sobre a camada rígida.

3 RESULTADOS

3.1 Calibração do Modelo

Para a calibração do modelo numérico, foram analisadas as leituras das placas de recalque e realizado um processo de retroanálise do índice de compressão, com base no deslocamento vertical medido no campo. Para determinar o módulo de compressão do terreno natural, reproduziu-se o perfil do solo no modelo computacional, desta forma a estratigrafia com maior proximidade as placas, além de ser paralela a direção do deslocamento, é a do perfil II.

Com a definição do perfil II, sua geometria foi inserida no software (Figura 3). Para uma melhor visualização dos modelos, foi utilizada uma escala vertical diferente da horizontal, sendo que a altura total do perfil é de aproximadamente 14,64 metros, enquanto sua extensão é de 390 metros.

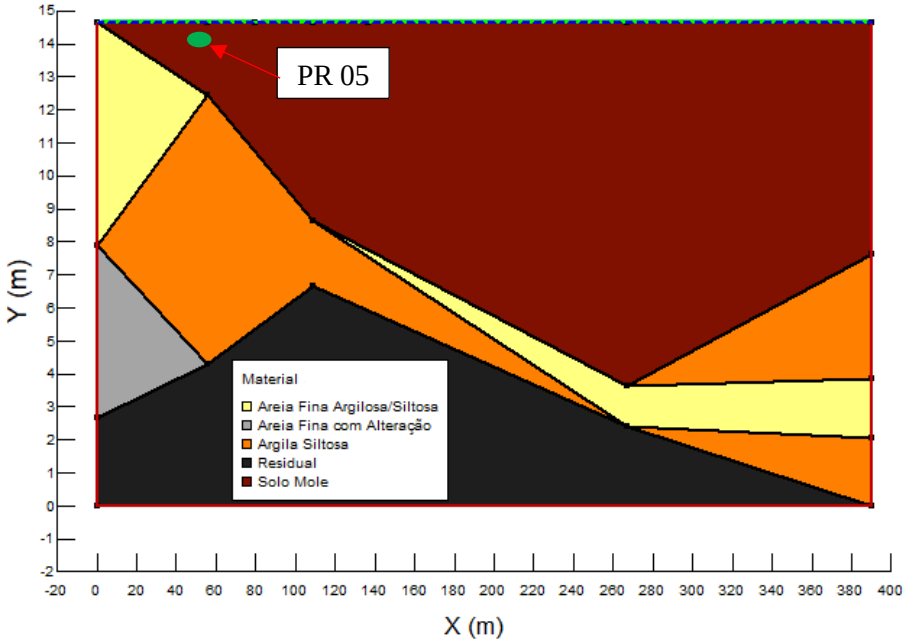


Figura 3. Modelo numérico do perfil II

Na Figura 3, a configuração das camadas foi baseada no perfil previamente estabelecido, e uma sobrecarga de 36 kN/m² foi adicionada à parte superior do perfil, representando a carga projetada. Este valor foi determinado considerando um aterro com densidade de 18 kN/m² e uma espessura de 2 metros, que é um valor intermediário entre as espessuras do aterro e do colchão drenante de areia, conforme definido no projeto.

Para determinar os parâmetros do modelo numérico, foram utilizadas as relações do ensaio CPTU, juntamente com os resultados dos ensaios de caracterização. A calibração inicial do modelo numérico envolveu a inclusão dos parâmetros de resistência derivados do ensaio CPTU, adensamento (com amostras Shelby) com exceção do peso específico do solo ($\boldsymbol{y}$) e do coefiente de Poisson (v) , que foram definidos com base no projeto e na literatura, respectivamente.

Para atingir o módulo de compressão (λ), de campo, foi necessário reduzi-lo, consecutivamente, até atingir o valor do deslocamento vertical de campo. Entretanto, na formulação de Cam-Clay, o valor do módulo de compressão não pode ser inferior ao de descompressão (k), e estes são calculados a partir do índice de compressão (Cc) e descompressão (Cs), respectivamente.

O instrumento que permitiu a calibração (PR 05) está localizado a 80 m (eixo X) e 14,64 m (eixo Y), e, apresentou um deslocamento vertical de 482 mm. Após sucessivas variações o valor, do módulo de compressão, que mais se aproximou do recalque de campo foi de 0,1226, o qual obteve resultado de 482,05 mm de deslocamento vertical e 5,58 mm de deslocamento horizontal

O recalque foi atingido, com a variação do índice de compressão, entretanto, o deslocamento horizontal obteve resultado inferior (Tabela 1) ao medido em campo (199,6 mm). O valor encontrado de λ é correspondente a um índice de compressão (Cc) de 0,282, resultado que se enquadra em solos descritos na literatura nacional.

3.2 Variação da Espessura

Com a realização das variações de inclinação (α) foram realizadas três alterações na espessura de solo mole, que totalizaram 4 espessuras distintas no ângulo analisado. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Deslocamento horizontal nas alterações de espessura

Inclinação (°)	Deslocamento horizontal (mm) - Espessura de 5m	Deslocamento horizontal (mm) - Espessura de 11m	Deslocamento horizontal (mm) - Espessura de 15m	Deslocamento horizontal (mm) - Espessura de 20m
32,36	60,43	62,4	64,1	65,23

Ao analisar Tabela 1, em todas as espessuras houve aumento do deslocamento horizontal, conforme exposto. A espessura que apresentou maior deslocamento foi a espessura de 20 metros, a qual indicou um aumento de 4,8 mm em relação a espessura de 5 m, que representa um aumento de 7,94%. Portanto, os resultados constataram aumento do deslocamento horizontal com o aumento da espessura de solo mole, quando comparado com os 5 e 20 metros de espessura.

Semelhante ao realizado, nos dados de deslocamento horizontal, foi elaborado a Tabela 2 para apresentar os resultados obtidos de deslocamento vertical.

Tabela 2. Deslocamento vertical nas alterações de espessura

Inclinação (°)	Deslocamento vertical (mm) - Espessura de 5m	Deslocamento vertical (mm) - Espessura de 11m	Deslocamento vertical (mm) - Espessura de 15m	Deslocamento vertical (mm) - Espessura de 20m
32,36	509,51	594,81	635,49	674,23

Em relação aos deslocamentos verticais, foi constatado aumento em todas as espessuras. Entre todos os dados apresentados na Tabela 2, o aumento foi de 164,72 mm, relação a espessura de 5 para 20 metros, o que representa um acréscimo de aproximadamente 32,33%.

3.3 Correlações

Com base nos resultados obtidos de deslocamento horizontal e vertical foi calculado as correlações entre as variáveis: deslocamento horizontal e espessura de solo mole; deslocamento vertical e espessura de solo mole. Os resultados estão expostos na Tabela 3.

Tabela 3. Correlações

Inclinação (°)	Correlação (r) – deslocamento horizontal	Correlação (r) – deslocamento vertical
32,36	0,9944	0,9892

Segundo a classificação do valor do coeficiente de correlação de Pearson, os resultados encontrados apresentaram um grau de correlação quase perfeito, pois encontra-se no intervalo de 0,9 a 1. Isto indica grande relação entre as variações no deslocamento e espessura, utilizada nas simulações.

4 CONCLUSÕES

Os deslocamentos horizontais que ocorrem sob carregamentos uniformemente distribuídos na superfície não são contemplados nas metodologias de dimensionamento. Isso destaca a importância de investigar as possíveis causas e os impactos que esses deslocamentos podem ter nas estruturas a serem construídas.

Devido à variedade de métodos de ensaio utilizados no campo e à quantidade de ensaios realizados, foi possível identificar uma estratigrafia bem definida na região aterrada. Esta estratigrafia é caracterizada por uma camada de argila orgânica muito mole, com espessura máxima de 12 metros, seguida por um solo de alta

rigidez e material impenetrável ao SPT entre 11 e 15 metros de profundidade. O nível d'água foi encontrado na superfície.

Durante a fase de calibração, foi alcançado um valor de λ igual a 0,1226 e um índice de compressão de 0,282. Esses resultados permanecem dentro da faixa de valores encontrados nos solos brasileiros. O resultado de deslocamento horizontal encontrado foi inferior ao observado no local, e, indica que o modelo computacional não reproduz fielmente o que ocorreu in loco, o que sugere que outro fator tenha influenciado o deslocamento horizontal do solo.

As correlações calculadas Tabela 3, identificaram correlação extremamente forte entre as variáveis, e, apresentaram valor médio de 0,9944 para o deslocamento horizontal e 0,9892 para o deslocamento vertical. Portanto, foi possível comprovar a alta influência da espessura do solo compressível nos deslocamentos horizontais, quando submetidos a carregamentos uniformes na superfície.

A identificação dos deslocamentos horizontais destaca a importância de realizar um mapeamento detalhado do subsolo em obras que envolvam aterros sobre solos moles.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andriotti, J. L. S. Fundamentos de estatística e geostatística. Editora Unisinos. 2003

Gil, A. C. COMO ELABORAR PROJETOS DE PESQUISA. São Paulo - SP: Editora Atlas, 2002.

IBGE. Atlas Geográfico das Zonas Costeiras e Oceânicas do Brasil: Rio de Janeiro. 2011.

MÁRCIO DE SOUZA, S. Almeida; MARQUES, Maria Esther Soares. Aterros sobre solos moles: projeto desempenho. Ed. Oficina de Textos, 2010.

Marques, M. E. S. Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho. Ed. Oficina de Textos, 2010.

ROBSON, Colin. Real world research. Oxford: Blackwell, 2003.

Perloff, William H.; BARON, William. Soil mechanics. Principles and applications. 1976.

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1987) Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/509

Avaliação dos recalques de um tanque de água a partir de modelagem numérica em paralelo com solução analítica

Lucas Vilar da Silva
Estudante de pós-graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, lucas.vilar@coc.ufrj.br

Willians Perlley Alexandre da Silva
Estudante de pós-graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, willians.perlley@coc.ufrj.br

Matheus Cardoso Duarte
Estudante de pós-graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, matheus.duarte@coc.ufrj.br

Maria do Carmo Reis Cavalcanti
Professora, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, carminha.cavalcanti@coc.ufrj.br

Alexandre Duarte Gusmão
Professor, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, gusmao.alex@poli.br

RESUMO: É comum, na competência de obras geotécnicas, encontrar casos nos quais há incompatibilidade entre a previsão dos recalques e os valores medidos em campo ao longo da vida útil da obra. Dentre as diversas causas relacionadas a esses acontecimentos, é possível destacar a adoção de propriedades geomecânicas não representativas para o modelo de análise, ou, ainda, uma incompatibilidade entre o mecanismo do fenômeno idealizado na modelagem e o ocorrido em obra. Nesse sentido, o presente trabalho busca avaliar os recalques ocorridos em um tanque de água durante a realização de um teste de enchimento, comparando os valores obtidos ao longo das leituras dos pinos com os dados na simulação numérica. Para o desenvolvimento das análises, é adotado um modelo axissimétrico concebido no software de elementos finitos Plaxis 2D. Neste, é considerado um perfil típico para o terreno da fundação que obedece ao comportamento de um modelo com um domínio linear elástico regido pela Lei de Hooke e um domínio perfeitamente plástico com superfície de plastificação coincidente com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Os parâmetros utilizados nessas análises foram obtidos através de correlações com os resultados dos ensaios de campo, bem como de informações disponíveis na literatura sobre a estratigrafia da região. Os resultados demonstraram o impacto dos modelos constitutivos nos valores de recalques observados. Além disso, após considerar possíveis cenários relacionados às transmissões das tensões, os dados da análise foram validados com as medidas obtidas em campo.

PALAVRAS-CHAVE: Recalque, Estudo de Caso, Análise Numérica, PLAXIS.

ABSTRACT: It is common in the field of geotechnical works to find cases where there is a mismatch between the predicted settlements and the values measured in the field over the life of the work. Among the various causes related to these events, it is possible to highlight the adoption of non-representative geomechanical properties for the analysis model, or even a mismatch between the mechanism of the phenomenon idealized in the modeling and what occurred in the work. In this sense, this work seeks to evaluate the settlements that occurred in a water tank during a filling test, comparing the values obtained throughout the readings of the pins with the data in the numerical simulation. For the development of the analyses, an axisymmetric model conceived in the Plaxis 2D finite element software is adopted. In this, a typical profile for the foundation ground is considered that obeys the behavior of a model with a linear elastic domain governed by Hooke's Law and a perfectly plastic domain with a plasticization surface coinciding with the Mohr-Coulomb rupture

criterion. The parameters used in these analyses were obtained through correlations with the results of field tests, as well as information available in the literature on the stratigraphy of the region. The results demonstrated the impact of the constitutive models on the observed settlement values. In addition, after considering possible scenarios related to stress transmissions, the data from the analysis were validated with the measurements obtained in the field.

KEYWORDS: Settlement, Case Study, Numerical Analysis, PLAXIS.

1 INTRODUÇÃO

Caracterizado como um problema clássico da geotecnia, a previsão de recalques é uma análise fundamental para um bom desempenho de superestruturas. Em dependência das condições encontradas na investigação do terreno, diversas soluções podem ser adotadas (Gunerathne et al., 2018).

No caso em estudo, análises numéricas, com a utilização de dois distintos modelos constitutivos, junto à soluções analíticas obtidas, com hipóteses simplificadoras, a partir da Teoria da Elasticidade foram aplicadas em comparação com os resultados obtidos a partir do monitoramento dos recalques gerados por um teste de enchimento de um reservatório cilíndrico metálico.

Para as análises em duas dimensões dos tensores de tensões e de deformações pode, no software em uso, ser utilizada uma configuração que considera um estado plano de tensões, no qual as tensões com direção paralela ao vetor diretor do plano analisado são nulas, um estado plano de deformações, no qual qual as deformações com direção paralela ao vetor diretor do plano analisado são nulas, e o estado axissimétrico, no qual o problema é caracterizado por possuir um eixo de simetria — a partir do qual o plano estudado forma um sólido de revolução cujos deslocamentos na direção da circunferência são nulos (Azevedo, 2015)—, sendo este o estado utilizado para a modelagem do reservatório.

Destaca-se que para calibração e escolha do modelo constitutivo, nesse caso, há disponível, apenas, ensaios de SPT (Standard Penetration Test), junto à Sondagem de Simples Reconhecimento. O ensaio supracitado, no entanto, não busca descrever o comportamento mecânico do material do terreno de fundação com o comportamento que relaciona o estado de tensões aplicado ao estado de deformações geradas. Dessa forma, para a modelagem numérica, os ensaios foram utilizados para a obtenção de parâmetros, a partir de correlações, de resistência segundo o critério Mohr-Coulomb, que será utilizado como critério de ocorrência de plastificação do material no modelo elastoplástico utilizado.

2 METODOLOGIA

O problema analisado se refere a um tanque cilíndrico metálico para armazenamento de água com capacidade de 6.000 m³, com altura de 14,64 m, e características geométricas detalhadas na Figura 1. A fundação do tanque é composta por um anel de concreto armado e uma chapa, que faz parte do fundo do tanque, apoiada sobre um aterro de solo natural. As análises foram baseadas em um teste hidráulico realizado na estrutura, no qual foram feitos quatro estágios de carregamento, com a adição de 25% do volume total em cada. Para monitorar os recalques, foram instalados quatro pinos ao redor da estrutura, próximos ao topo do anel.

Os resultados apresentados na Figura 2 mostraram que os recalques finais do teste hidráulico variaram entre 144 e 155 mm, com uma média de 150 mm. Isso indica que não houve distorção significativa entre as extremidades dos apoios, sugerindo que as deformações ocorreram de maneira uniforme.

O desenvolvimento do estudo de caso partiu de análises computacionais com uso do software *Plaxis2D* fornecido pela empresa *Bentley Seequent* com os modelos linear elástico e, outro, linear elástico perfeitamente plástico, utilizando o critério de ruptura Mohr-Coulomb, e em paralelo aplicou-se o uso de soluções fechadas empregadas na Teoria da Elasticidade para fornecimento da distribuição de tensões e deformações. O emprego das premissas da teoria da elasticidade realizada sobre duas metodologias, uma aplicada às considerações de carregamento em borda de placa circular fornecida em Ahlvin e Ulery (1962) e as considerações de carga

aplicada em uma linha circular apresentada por Poulos e Davis (1973). O uso de soluções fechadas forneceram resultados utilizados na calibração do modelo computacional.

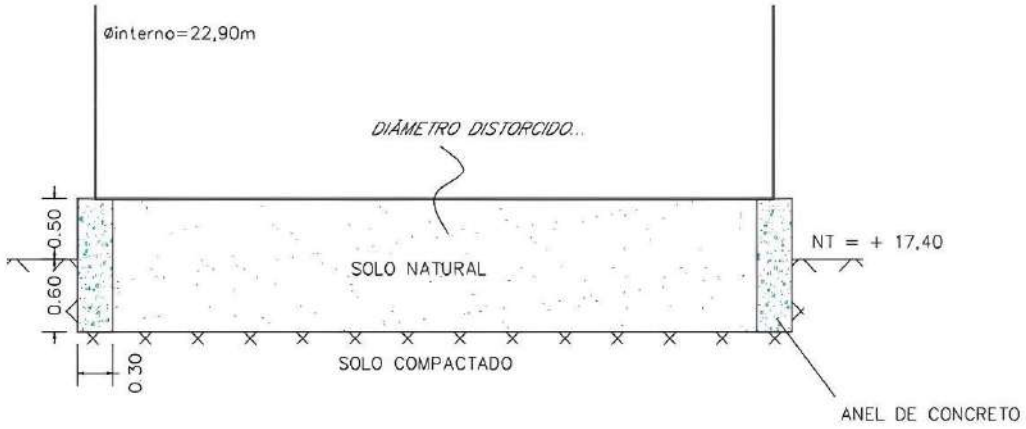


Figura 1. Características da geometria do tanque.

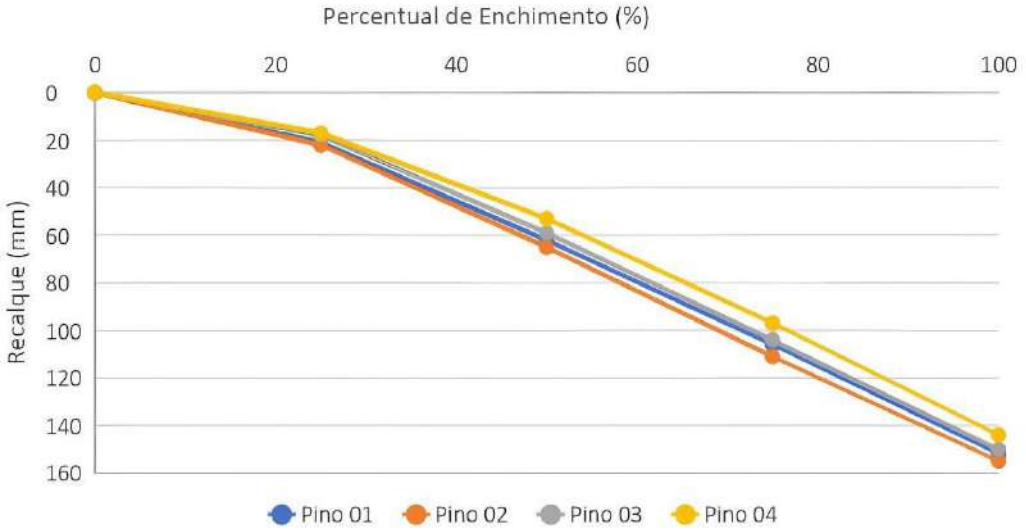


Figura 2. Resultados do teste hidráulico.

Nesse sentido, a modelagem computacional, a partir da definição de um modelo axissimétrico e dos parâmetros definidos — solo e carregamento —, foi simulada considerando cada estágio de carga do teste hidráulico para 25%, 50%, 75% e para 100% da capacidade do reservatório, conforme a Tabela 1. Para avaliar os resultados dos recalques considerando os carregamentos descritos previamente, imaginou-se, em um primeiro momento, dois cenários possíveis: (i) carregamento integralmente transferido para o anel da fundação, considerando a resultante atuando no perímetro do tanque; (ii) carregamento distribuído ao longo do aterro e no perímetro do anel. Assim, foram avaliadas as condições de transferência de cargas do tanque para o aterro e o anel, considerando tanto um modelo elástico linear, quanto modelo elástico perfeitamente plástico (Mohr-Coulomb). Em vista disso, a simulação foi realizada inserindo os estágios de carga em cada etapa de enchimento, consequentemente, resultando em 5 fases de carregamento (peso próprio + enchimento).

Tabela 1. Carregamentos considerados nas análises

Cenário	Carregamento	Carga Total (kN)	Carga Linear (kN/m)*	Carga Distribuída (kN/m²)**
1	Peso Próprio	1006,9	14,0	-
2	25% de Vol	15074,5	223,52	36,6
3	50% de Vol	30148,9	433,06	73,2
4	75% de Vol	45223,4	642,59	109,8
5	100% de Vol	60297,9	852,13	146,4

*Considerando o cenário (i)
**Considerando o cenário (ii)

Os parâmetros geotécnicos e elásticos foram estimados a partir de uma sondagem tipo SPT - Standard Penetration Test, que a partir das correlações apresentadas em Texeira e Godoy (1996) forneceram valores para o peso específico do solo, o coeficiente de Poisson, o módulo de elasticidade, a coesão e o ângulo de atrito, que são apresentados a seguir.

Tabela 2. Parâmetros estimados empregados no modelo

	γ (kN/m³)	γ,sat (kN/m³)	ν (Poisson)	E (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Aterro	18	18	0.3	10.000	10	30
Camada 1	18	19	0.3	20.300	10	30
Camada 2	19	20	0.3	42.000	15	35
Camada 3	19	20	0.4	84.792	75	30
Camada 4	19	20	0.3	101.250	50	35
Impenetrável	20	20	0.3	132.000	100	40

Considerando as características do problema em questão, e observando as recomendações de problemas similares apresentados no manual do *Plaxis2D* (Bentley, 2021), tanto em relação as aspectos de interface, quanto ao contorno, o modelo axissimétrico foi empregado adotando as seguintes condições de contorno: normalmente apoiado no eixo X (*normally fixed*), engastado na base (*fully fixed*), e livre no topo (*free*). Em decorrência disso, na Figura 3 encontra-se a geometria do modelo, bem como com o resultado da campanha de investigação pela sondagem de simples reconhecimento à percussão.

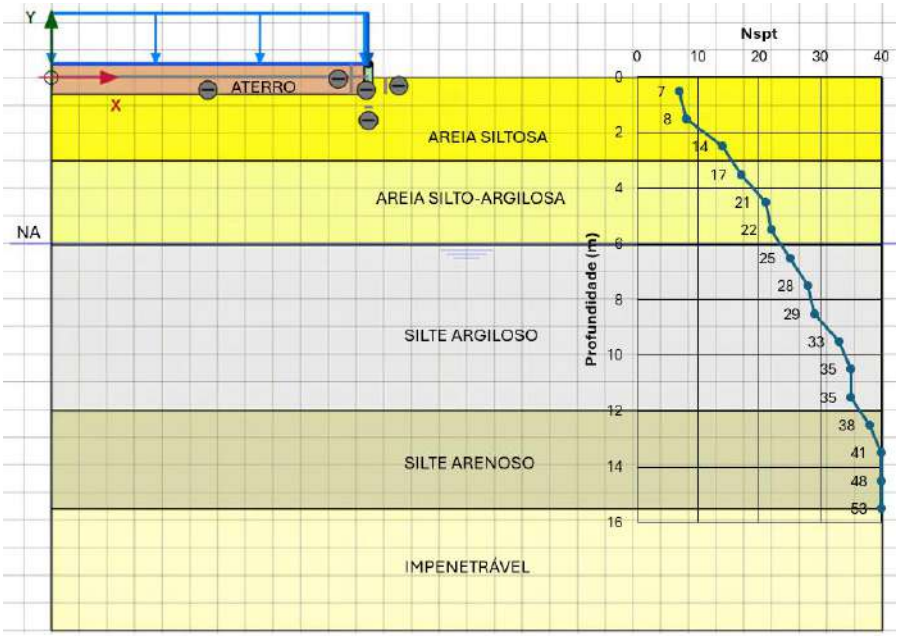


Figura 3. Estratigrafia do modelo.

3 RESULTADOS DAS ANÁLISES

3.1 Linear Elástica

Em relação ao modelo linear elástico, a partir dos parâmetros geotécnicos pré determinados, o valor de recalque máximo obtido para o cenário (i), considerando o topo do anel — onde instalou-se o pino de recalque —, foi de 70,29 mm, aproximadamente 50% inferior em relação a média do que foi obtido nas leituras em campo. Já na avaliação do cenário (ii), considerando os mesmos parâmetros da avaliação anterior e diferindo-se apenas a configuração do carregamento adotado, observou-se um recalque de 18,34 mm. Tal valor se distancia do resultado obtido pelo monitoramento em campo, sendo apenas 12% da média em relação ao valor real. Os resultados estimados encontram-se apresentados na Figura 4. É necessário ressaltar que as deformações estimadas no centro do tanque não possuem valores comparativos, visto que os pinos foram instalados ao longo do perímetro.

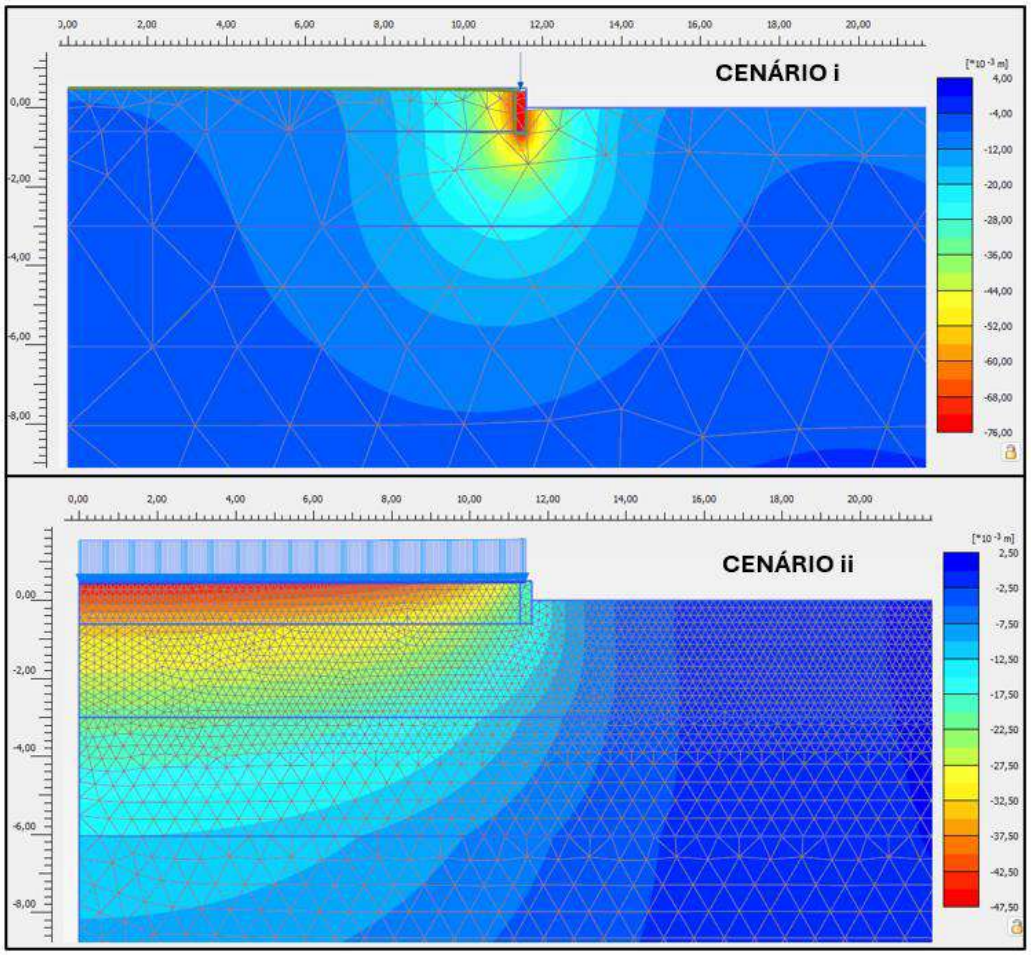


Figura 4. Resultados considerando modelo linear elástico.

3.2 Análise Elastoplástica

A simulação no modelo elastoplástico Mohr-Coulomb, considerando os parâmetros e a configuração apresentadas no item 2, não foi possível de ser realizada para o cenário (i). Foi verificado uma falha numérica no modelo, que infelizmente, considerando o prazo da licença fornecido para o uso da ferramenta, não foi possível investigar em tempo hábil. Todavia, em paralelo, para a simulação do cenário (ii), com carregamento distribuído ao longo da base do tanque, com exceção do peso próprio que se restringiu ao perímetro do anel, verificou-se um recalque de 23,72 mm, equivalente a 15% do valor real medido em campo.

A fim de considerar o carregamento distribuído linearmente no anel, assim como feito nas análises elásticas, onde nessa hipótese observou-se maior magnitude dos recalques no anel, buscou-se dividir as parcelas de carregamento de tal maneira que uma parte majoritária seja suportada pelo anel circular, e o restante pela placa sobre o tanque, de forma a ser possível realizar a modelagem sem a ocorrência de erros numéricos.

Neste sentido, após estimativas prévias chegou-se à seguinte divisão dos carregamentos: 60% sendo suportado pelo anel, e o restante pelo fundo do tanque sobre o aterro, e neste cenário (iii), o valor de recalque obtido a partir da simulação foi de 143,72 mm, cerca de 95% do valor médio medido em campo. A Figura 5 apresenta as deformações analisadas pelo software considerando as novas distribuições de carregamento admitidas.

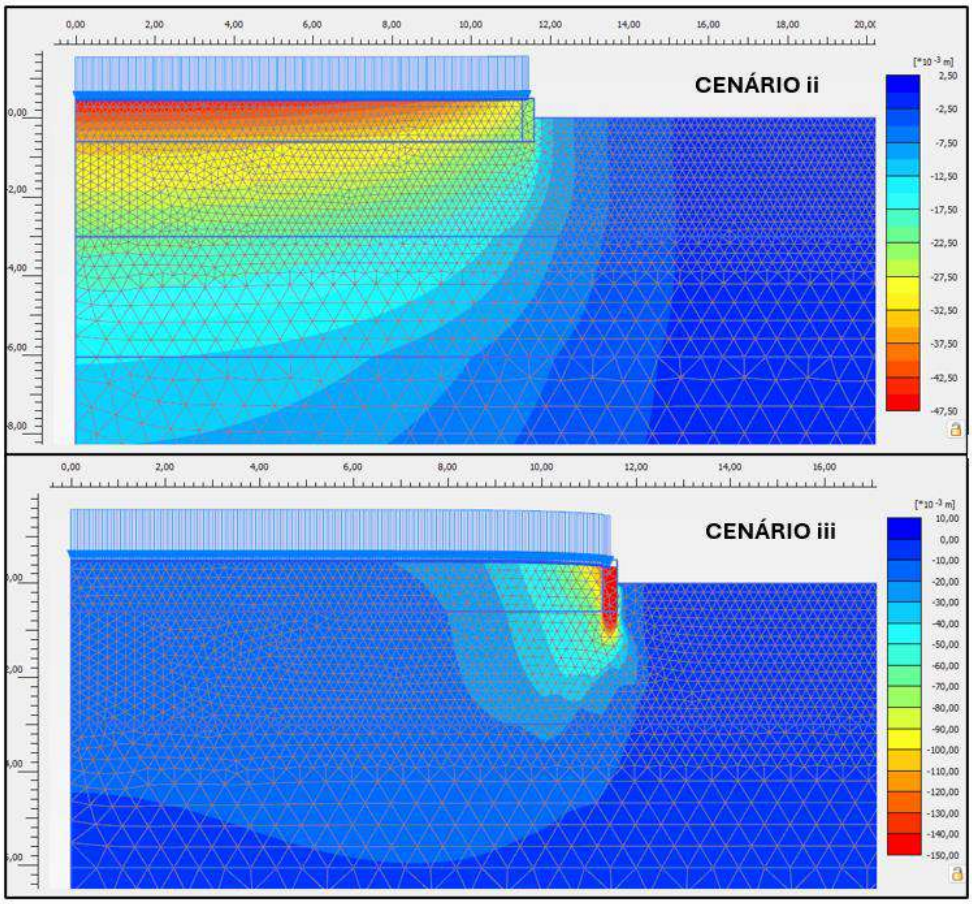


Figura 5. Resultados considerando modelo elastoplástico.

3.3 Soluções Fechadas

Para o cenário (i), no qual admitiu-se que o carregamento é distribuído linearmente e exclusivamente sobre o perímetro do anel, foi aplicada a solução apresentada por Azevedo (2015), que permite estimar o acréscimo de tensões e as deformações ocorridas no centro do carregamento. Embora as deformações obtidas em campo, através dos pinos, sejam em posições diferentes das apresentadas na solução analítica, elas possibilitam uma boa aproximação em termos comparativos para a análise, fornecendo uma ordem de grandeza de deformações esperadas. Neste sentido, o valor de recalque encontrado no centro do carregamento foi de 300,90 mm, o dobro do resultado verificado em campo na região da extremidade da estrutura. Considerando a magnitude dos carregamentos e as características da estrutura, recalques maiores são esperados no centro do carregamento. Tal valor é condizente com a expectativa em relação ao estudo de caso, tendo em vista as deformações observadas no bordo.

Por sua vez, em relação à hipótese II, com o carregamento distribuído na área de projeção da estrutura, foi empregada a solução de Love aplicando as considerações de Ahlvin e Ulery (1962), para fazer a avaliação a bordo da região carregada. Assim, o valor do recalque obtido foi de 18,58 mm, cerca de 12% do valor medido a partir do monitoramento do teste hidráulico, mas próximo ao obtido na avaliação com o modelo linear elástico, onde foi encontrado o valor máximo de 18,38 mm.

3.4 Discussão dos resultados

A partir dos resultados obtidos das avaliações empregando os modelos linear elástico e elastoplástico, bem como os cenários descritos, assim como as análises realizadas através de soluções fechadas, os resultados obtidos estão apresentados na Figura 6 a critério de comparação, em conjunto com a média dos valores obtidos no teste hidráulico realizado em campo. Os modelos elásticos em geral apresentaram deformações excepcionalmente baixas em relação aos resultados medidos em campos, e aos estimados com o modelo elastoplástico, o que está associada a plastificação que não é observada no primeiro caso, não havendo condição de rotura para o material. Além disso, observa-se que a consideração do carregamento se distribuindo integralmente, ou majoritariamente, no anel de fundação foi a que mais se aproximou do valor medido em campo. Em específico a simulação do modelo elastoplástico, adotando 60% da carga total agindo no anel, e a parcela restante distribuída sobre área da base do tanque, cenário (iii), com deformação verificada sendo equivalente a 95% das medidas realizadas em campo, sendo 143,72 mm o valor simulado, e 150 mm o valor médio medido.

Nesse sentido, acredita-se que tal desempenho esteja relacionado à má compactação do aterro da base do reservatório, favorecendo uma possível diferença na rigidez dos elementos constituintes da fundação da estrutura, proporcionando um maior carregamento para o anel circular. Essa hipótese também é reforçada quando se observa a deformação obtida a partir da solução fechada considerando um carregamento linear circular na região do anel, na qual a deformação verificada no centro do carregamento, região onde espera-se maiores recalques, apresentou magnitude semelhante à observada na borda estrutura.

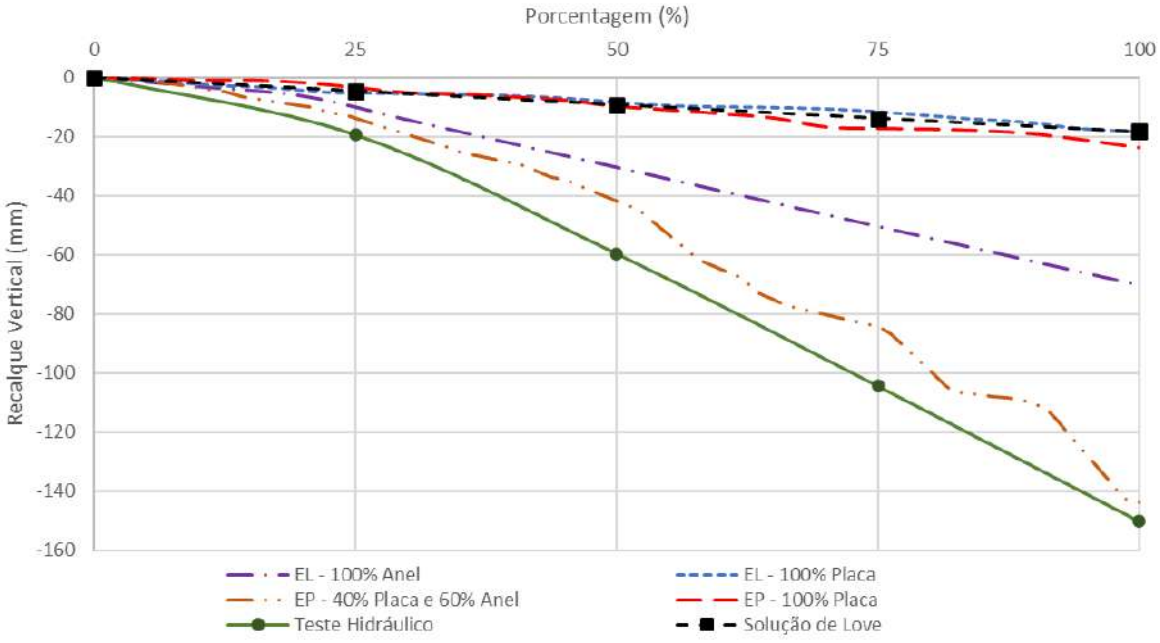


Figura 6. Resumo das análises em conjunto com a média dos dados obtidos em campo.

4 CONCLUSÕES

As avaliações empregando a ferramenta numérica permitiu refletir o comportamento observado em campo a partir das hipóteses adotadas, considerando a interpretação dos resultados de medição, bem como o comparativo com as soluções fechadas. Assim, se verificou que as análises numéricas são procedimentos que exigem uma interação entre os resultados simulados teóricos e os valores medidos através do monitoramento de campo a fim de se conseguir previsões mais assertivas, e que refletem um comportamento mais próximo de uma situação real. Além disso, o modelo constitutivo a ser considerado na avaliação tem impacto primordial na análise, não apenas no aspecto qualitativo dos resultados, mas também na complexidade das simulações a serem desenvolvidas. Assim, embora em geral o modelo elástico linear tenha apresentado valores menores ao observado no modelo elastoplástico, os resultados indicaram qual cenário adotar ao se realizar um estudo considerando o modelo Mohr-Coulomb.

No entanto, se fazem necessárias análises mais refinadas para o problema em questão, não apenas em relação aos aspectos de malha envolvendo a modelagem, mas também de ensaios complementares que subsidiem os parâmetros a serem empregados nas análises. Assim, se propõem como trabalho futuro o prosseguimento da pesquisa considerando um modelo constitutivo mais refinado que leve em consideração o efeito da tensão confinante em relação aos parâmetros de deformação e resistência, como *Hardening Soil Model*, além ensaios mais aprimorados que possibilitem a avaliação mais acurada, e possibilite a realização de um estudo paramétrico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ahlvin, R. G., Ulery H. H. (1962) Tabulated values for determining the complete pattern of stresses, strains, and deflection beneath a uniform circular load on a homogeneous half space. In: 41 Annual Meeting of the Highway Research Board, Washington DC, USA. *Anais Highway Research Board*. v. 1, p. 1-13.

Azevedo, I. C. D. (2015) *Análise de tensões e deformações em solos*. 2ª ed., Editora UFV, Viçosa, MG. 323p.

Bentley. (2021) *Plaxis: Material models manual*, Connect Edition, v. 21.01, 274p.

Gunerathne, S., Seo, H., Lawson, W. D., Jayawickrama, P. W. (2018) Analysis of edge-to-center settlement ratio for circular storage tank foundation on elastic soil. *Computers And Geotechnics*, v. 102, p. 136-147, http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.05.008

Pinto, C. S. (2006) *Curso básico de mecânica dos solos*. 2ª ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP. 367p.

Poulos, H., Davis, E. (1973) *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. 1ª ed., John Wiley & Sons Inc, 424p.

Teixeira, A. H. e Godoy, N. S. (1996) Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: Hachich, W. et al. *Fundações: teoria e prática*, 3ª ed., Pini, São Paulo. cap. 9, p. 225-262.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/510

Avaliação Estatística de Razões de Resistência Não Drenada de Rejeitos de Mineração Oriundas de Correlações Aplicadas à CPTus

Wanessa Alves Silva
Engenheira civil, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, wanessa.as@hotmail.com

Maria Eduarda Fernandes Borba
Engenheira civil, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, dudafb22@gmail.com

Maria Raquel Damaceno
Geóloga, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, mariaraqueldama@gmail.com

Marcio Fernandes Leão
Geólogo, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, marcio.leao@tractebel.engie.com

RESUMO: Um dos principais agentes causadores de rupturas em estruturas geotécnicas é a liquefação, ação que leva um material granular no estado sólido a se comportar como um fluido, ocorrendo em materiais saturados, com comportamento contrátil e sob carregamento não drenado. Diante disso, é evidente a necessidade da avaliação do comportamento não drenado dos materiais granulares, visto que esse comportamento prevê o potencial do material saturado se liquefazer e perder sua resistência ao cisalhamento. Uma das maneiras de se avaliar a resistência não drenada dos materiais é através de ensaios do tipo CPTu. O objetivo deste artigo é, por meio de avaliações estatísticas, analisar as metodologias comumente utilizadas para ensaios de piezocone em rejeitos de mineração. Essa avaliação se deu analisando os resultados de ensaios realizados em rejeitos de mineração e verificando qual a melhor curva de distribuição se ajusta aos histogramas de resistências, não drenadas de pico e liquefeita. Visando simplificar a aplicação de avaliações estatísticas, os dados foram analisados e tratados comparativamente seguindo diferentes distribuições de probabilidade. Buscou-se metodologias matemáticas que simplificassem o cálculo do valor de tendência central para as distribuições que apresentaram bons ajustes. A partir dos resultados, espera-se subsidiar as análises buscando a definição de uma curva padronizada e passível de replicação a outros rejeitos, fornecendo uma metodologia matemática que simplifique o cálculo sem a necessidade de *softwares* mais específicos.

PALAVRAS-CHAVE: CPTu, Rejeito, Quadrilátero Ferrífero.

ABSTRACT: One of the main causes of failures in geotechnical structures is liquefaction, a phenomenon that transforms granular materials from a solid state to a liquefied state. This occurs in saturated materials with contractive behavior under undrained loading conditions. Given this, it is evident that assessing the undrained behavior of granular materials is crucial, as it predicts the potential for saturated material to liquefy and lose its shear strength. One way to evaluate the undrained strength of materials is through Cone Penetration Testing (CPTu). The objective of the article is to statistically analyze commonly used methodologies for piezocone testing in mining tailings. This analysis involves examining test results from mining tailings and determining which distribution curve best fits the histograms of peak and liquefied undrained strengths. To simplify statistical assessments, the data was comparatively analyzed using different probability distributions. Mathematical methodologies were sought to streamline the calculation of central tendency values for distributions that showed good fits. The results aim to support further analyses by defining a standardized curve that can be replicated for other tailings, providing a mathematical methodology that simplifies calculations without the need for specialized softwares.

KEYWORDS: CPTu, Tailings, Quadrilátero Ferrífero.

1 INTRODUÇÃO

Os rompimentos da barragem de Fundão (2015), no município de Mariana (MG), e da barragem da mina Córrego do Feijão (2019), em Brumadinho (MG), ocorreram devido a um processo conhecido como liquefação (MOTA, 2019; BOTELHO et al., 2021). Após os acidentes, o assunto ganhou visibilidade e o estudo de suscetibilidade à liquefação dos rejeitos vem se aprimorando desde então.

De forma resumida, para verificar o potencial à liquefação de um material, deve-se avaliar a sua resistência não drenada. Uma das maneiras mais usuais envolve correlações a partir de ensaios *in situ*, como o ensaio de penetração do cone com medida de poropressão, conhecido também pelo seu nome em inglês *Piezocone Penetration Test* (CPTu).

Para determinar o valor de razão de resistência não drenada para um material, se fazem necessárias análises estatísticas dos dados tratados. Assim, é verificada qual a distribuição de probabilidade melhor se ajusta aos histogramas de resistência não drenada de pico e liquefeita. Para este trabalho, foram considerados os dados de 44 ensaios do tipo CPTu de um rejeito de mineração de ferro hidraulicamente disposto.

Assim, o objetivo deste artigo é, por meio de abordagem estatística, verificar as metodologias comumente utilizadas para ensaios de piezocone em rejeitos de mineração e definir uma curva estatística padronizada e passível de replicação a outros rejeitos, com os devidos ajustes às características inerentes desses materiais, fornecendo então uma metodologia matemática mais simples e que possibilitasse cálculos sem a necessidade de *softwares* estatísticos específicos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A liquefação é um mecanismo que ocorre comumente em areias finas e siltes muito fofos que apresentam comportamento contrátil. É provocada devido às variações de poropressões no maciço durante um carregamento não drenado. Tal processo, que resulta na redução das tensões efetivas e da resistência ao cisalhamento, ocorre devido ao acréscimo positivo das poropressões, oriundo da tendência de diminuição de volume durante o cisalhamento (OLSON, 2001; FREIRE NETO, 2009). Assim, é de grande importância para a análise de susceptibilidade à liquefação entender a tendência de mudança de volume de um solo durante o cisalhamento. Para avaliar o potencial de um material à liquefação, são utilizadas correlações a partir de ensaios *in situ*, como a sondagem à percussão (SPT) e o ensaio de penetração do cone com medida de poropressão (CPTu), sendo esse último, o método abordado neste trabalho.

Após a identificação do alto potencial para a liquefação, a razão de resistência cisalhante não drenada máxima ($S_{u,pico}/\sigma_{v0'}$) e residual ou liquefeita ($S_{u,liq}/\sigma_{v0'}$) são os parâmetros essenciais para estudar e prever o desencadeamento da liquefação estática e a avaliação de risco de rompimentos por liquefação em solos sem coesão, saturados e fotos (SADREKARIMI, 2014).

Na Geotecnia, as análises determinísticas são frequentemente utilizadas, porém, não costumam levar em consideração as incertezas relacionadas ao número de amostras e erros nos procedimentos dos ensaios. Além disso, os parâmetros dos materiais apresentam grandes variabilidades, sendo necessário o uso de ferramentas de probabilidades estatísticas (MENDES, 2019).

Para determinar a associação da probabilidade de ocorrência de um experimento numérico a cada valor de variável estudada, é utilizada a distribuição de probabilidade. Graficamente, ela é representada por uma curva cuja área delimitada pelo eixo das abscissas expressa 100% de probabilidade de ocorrência do evento estudado (ASSIS et al., 2018). É evidenciado também que o uso da distribuição da probabilidade fornece parâmetros a partir dos quais é possível fazer análises estatísticas e visualizar o deslocamento da medida de tendência central de um conjunto de dados (RESENDE, 2001). As distribuições podem assumir três formatos (Figura 1), podendo ser simétricas ou deslocadas.

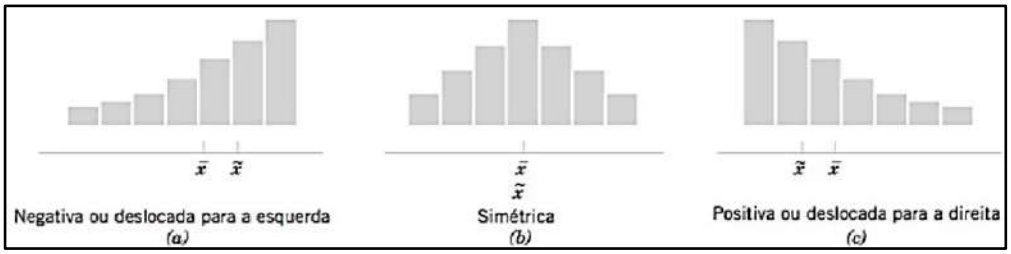


Figura 1. Histogramas para distribuições simétricas e deslocadas. Fonte: (MONTGOMERY; RUNGER, 2021).

3 METODOLOGIA

Nesse estudo, foram analisados 44 ensaios do tipo CPTu. É válido salientar que o local onde os ensaios foram executados foi dividido em duas áreas, sendo elas praia e lago. A diferenciação ocorre devido à distância de cada área do ponto de espigotamento do rejeito. Foram realizados ensaios de granulometria em 9 amostras do rejeito extraídas de forma espaçada e aleatória nas proximidades dos furos, resultando em um material arenoso e arenoso-siltoso. Os ensaios de CPTu foram executados na velocidade padrão, que é 2 cm/s, e também nas velocidades 0,2 cm/s e 10 cm/s.

A partir do estudo de Schnaid (2021), foram escolhidas as formulações utilizadas para determinar o parâmetro de estado e razão de resistência não drenada a partir de ensaios do tipo o CPTu. A análise quanto à suscetibilidade à liquefação dos perfis estudados foi realizada considerando o parâmetro de estado de Robertson (2010) e o ábaco SBTn de Robertson (2016). Como os materiais susceptíveis à liquefação são contráteis, esse comportamento também foi avaliado. Para tal, foi utilizada a definição de Jefferies e Been (2016), ou seja, que materiais com $\psi > -0{,}05$ são contráteis e a de Robertson (2016), que define que materiais com CD abaixo de 70 são contráteis.

O parâmetro de estado (ψ) é utilizado para analisar o comportamento de solos granulares (solos não plásticos) que não se encontram no estado crítico (SCHNAID, 2021). O parâmetro de estado representa a distância que o índice de vazios de um solo se encontra de atingir a linha de estado crítico. O parâmetro de estado é calculado através da Equação 1.

$$\psi = \frac{-\ln\left(\frac{Q_p}{k}\right)}{\bar{m}} \tag{1}$$

Assim, ψ o parâmetro de estado crítico, Qp a resistência de ponta de cone normalizada pela tensão efetiva média e k e $\bar{m}$ os coeficientes de inversão efetivos. CD é a linha limite que representa a separação dos solos ideais entre contráteis ou dilatantes (ROBERTSON, 2016); o valor CD (contrátil-dilatante) é dado pela Equação 2.

$$\psi = (Q_{tn} - 11) \times (1 + 0{,}06 \times F_r)^{17} \tag{2}$$

Assim, CD o valor limite entre comportamento contrátil-dilatante, Q_{tn} a resistência de ponta de cone normalizada e F_r a razão de atrito normalizada.

As razões de resistência não drenada de pico e liquefeita foram calculadas utilizando as correlações empíricas de Olson (2001), Sadrekarimi (2014) e Robertson (2010) com modificação por Jefferies e Been (2016). Tais metodologias foram escolhidas em razão de sua vasta aplicação em artigos e em trabalhos acadêmicos e comerciais.

Para todas as metodologias de cálculo estudadas, os resultados dos parâmetros de resistência não drenada de pico e liquefeita foram organizados em histogramas, com o auxílio do Minitab® Statistical Software 19. O ajuste da nuvem de pontos às curvas de distribuição de probabilidade se conforme proposto por Santos Junior e Ribeiro (2018), e somente os materiais com tendência de comportamento contrátil foram avaliados estatisticamente.

As distribuições de probabilidade avaliadas foram: lognormal de três parâmetros, de Weibull de 3 parâmetros e gama de 3 parâmetros. A tentativa de ajuste a outras distribuições de probabilidade vem da dificuldade de se trabalhar com a distribuição lognormal de 3 parâmetros em diversos *softwares* de estatística ou de engenharia disponíveis no mercado. Essa problemática é o que impulsionou o objetivo principal deste trabalho.

4 RESULTADOS

Devido ao grande número de investigações com comportamento semelhante ao longo da profundidade, foram apresentados os resultados de apenas um ensaio representativo. Na Figura 2, encontram-se os critérios de suscetibilidade à liquefação de Robertson (2010; 2016). Por ambas as metodologias, observa-se uma predominância na classificação do material como contrátil e de comportamento arenoso ou transicional (siltoso). Assim, o rejeito foi classificado com suscetível à liquefação devido à sua natureza contrátil e não coesiva.

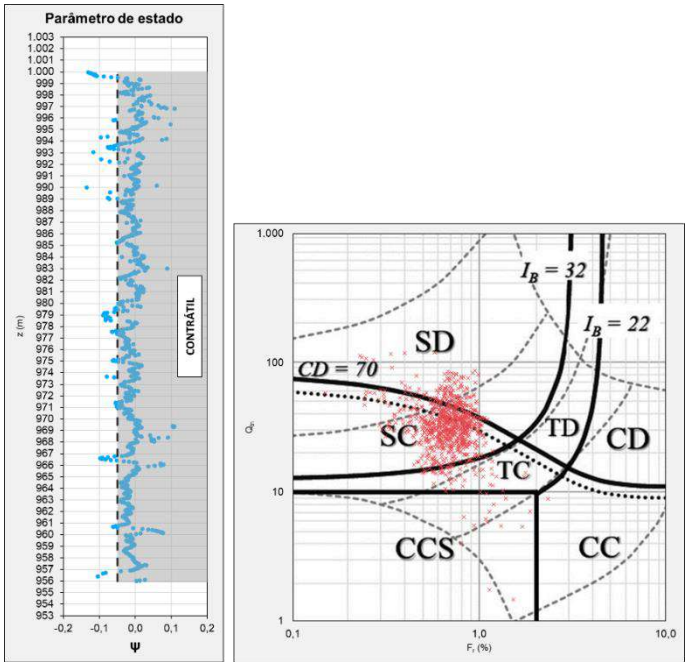


Figura 2. Parâmetro de estado de Robertson (2010) e ábaco de classificação comportamental (SBTn) de Robertson (2016).

As razões de resistência não drenada de pico e liquefeita foram calculadas utilizando as correlações empíricas de Olson (2001), Sadrekarimi (2014) e Robertson (2010) com modificação por Jefferies e Been (2016). Os resultados obtidos estão representados na Figura 3, mostrando os gráficos das razões de resistência não drenada de pico e liquefeita calculadas ao longo da profundidade. As metodologias apresentadas para a razão de resistência não drenada de pico são: Olson (2001), Sadrekarimi (2014) – Modo de cisalhamento à compressão (TXC) e Sadrekarimi (2014) – Modo de cisalhamento simples (DSS). As metodologias apresentadas para a razão de resistência não drenada liquefeita são: Olson (2001), Sadrekarimi (2014) – Modo de cisalhamento à compressão (TXC), Sadrekarimi (2014) – Modo de cisalhamento simples (DSS) e Jefferies e Been (2016).

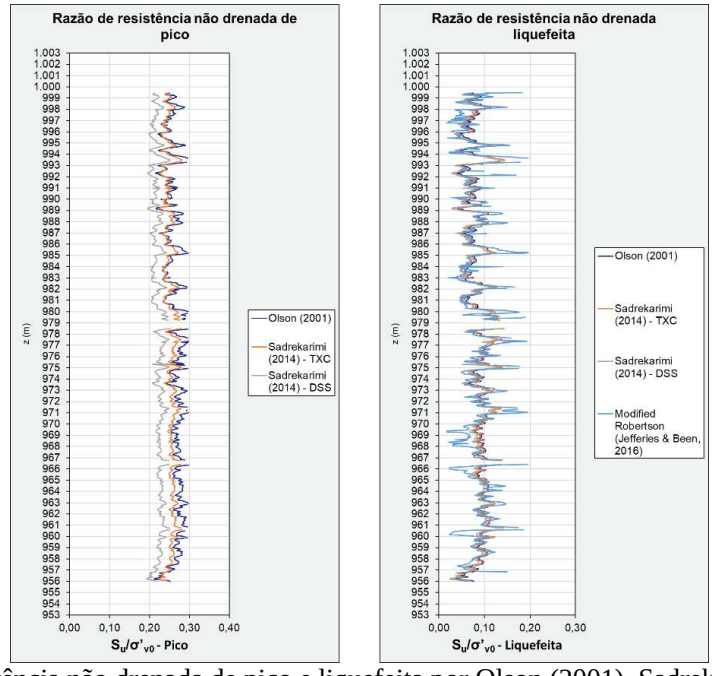


Figura 3. Razão de resistência não drenada de pico e liquefeita por Olson (2001), Sadrekarimi (2014) e Jefferies e Been (2016).

Utilizando os valores de razão de resistência não drenada de pico e liquefeita, por meio das correlações supracitadas, foram gerados histogramas para cada um dos ensaios no *software* Minitab® 19, bem como o ajuste desses histogramas (Figuras 4, 5 e 6) às curvas de distribuição de probabilidade disponíveis no programa. Dentre todas as curvas de distribuição de probabilidade testadas, três apresentaram bom ajuste: lognormal de três parâmetros, Weibull de três parâmetros e gama de três parâmetros. A verificação foi realizada com o auxílio da ferramenta "Gráfico de probabilidade" (MINITAB, 2021). O manual do usuário do Minitab® 19 indica que, se a distribuição avaliada apresentar um bom ajuste para o histograma de dados, os pontos devem ficar próximos à linha de distribuição ajustada (linha central) se mantendo dentro dos limites (linhas pontilhadas).

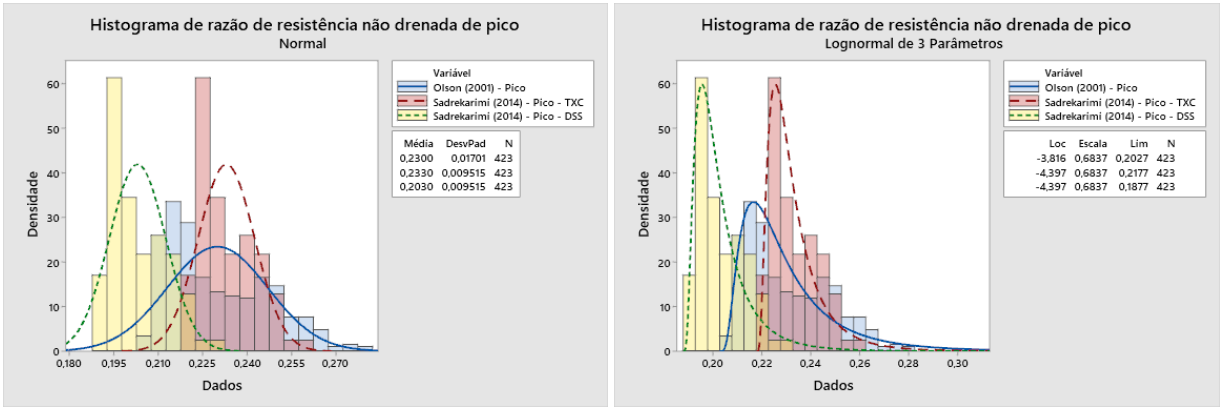


Figura 4. Histogramas e ajustes às distribuições normal e lognormal de 3 parâmetros – Olson (2001), Sadrekarimi (2014) – Modo de cisalhamento à compressão (TXC) e Sadrekarimi (2014) – Modo de cisalhamento simples (DSS).

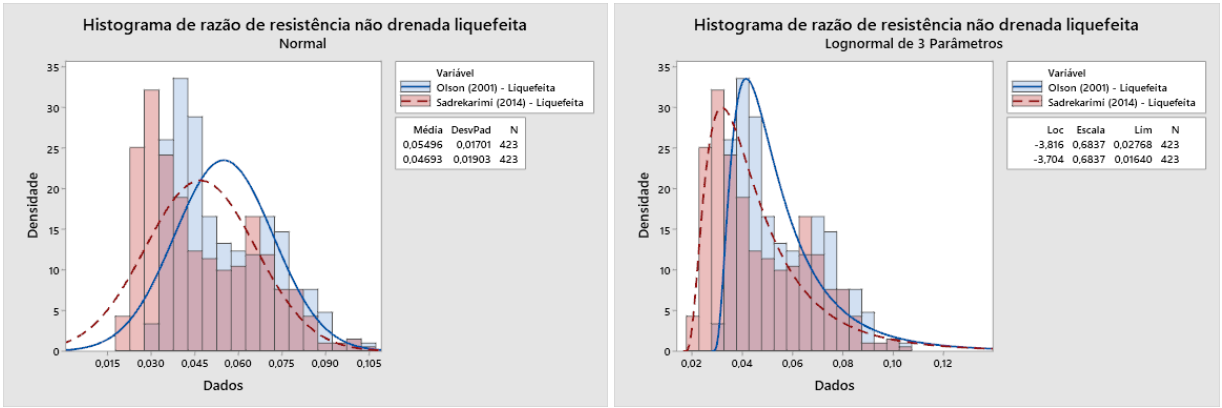


Figura 5. Histogramas e ajustes às distribuições normal e lognormal de 3 parâmetros – Olson (2001) e Sadrekarimi (2014) – Modo de cisalhamento à compressão (TXC).

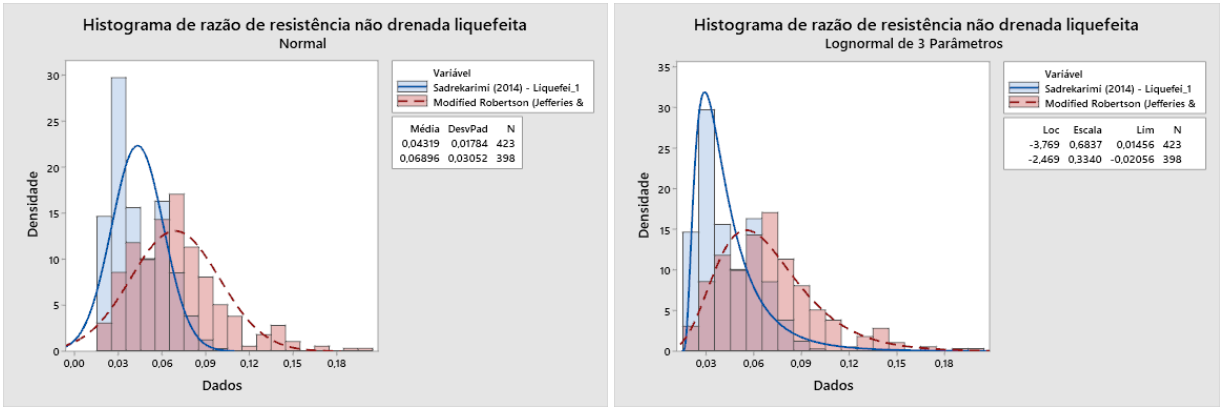


Figura 6. Histogramas e ajustes às distribuições normal e lognormal de 3 parâmetros – Sadrekarimi (2014) – Modo de cisalhamento simples (DSS) e Jefferies e Been (2016).

Como pode ser observado nas Figuras 4, 5 e 6, a curva de ajuste da distribuição de probabilidade normal não se ajusta aos histogramas, portanto, não é recomendado o uso da média. No caso de uma distribuição de probabilidade, a moda é o valor de pico da densidade (MONTGOMERY; RUNGER, 2021), sendo ela o valor mais representativo para a razão de resistência não drenada. Observa-se que, para os dados estudados, as distribuições de probabilidade lognormal de três parâmetros, Weibull de três parâmetros e gama de três parâmetros assumem um comportamento deslocado para a direita. Assim, a moda assume um valor menor que a média.

Dentre as 3 distribuições que apresentaram bom ajuste, a distribuição lognormal de três parâmetros foi a que melhor se adequou aos histogramas de razão de resistência não drenada de pico e liquefeita no presente trabalho. Aristizabal (2012) sugere a Equação 3 para o cálculo da moda para a distribuição lognormal de três parâmetros.

$$\text{Moda} = \gamma + e^{\mu-\sigma^2} \tag{3}$$

Sendo, γ o parâmetro de localização ou *threshold* (define o ponto onde a curva da distribuição começa), μ o parâmetro de escala (estica ou encolhe a distribuição) e σ o parâmetro de forma (afeta a forma da distribuição) (ARISTIZABAL, 2012).

Na Tabela 1 e na Tabela 2 estão apresentados os valores de razão de resistência não drenada de pico e liquefeita, respectivamente, obtidos utilizando a distribuição normal (média), lognormal de 3 parâmetros (moda), percentil 20 e 1º quartil. Os valores de moda encontrados para a distribuição lognormal de 3 parâmetros se aproximam dos valores do percentil 20, sugerido por Popescu *et al.* (1997). Outro valor que também pode ser adotado de modo a simplificar a determinação do valor de resistência não drenada é o primeiro quartil. A forma de se obter um valor representativo para a resistência não drenada de pico e liquefeita se torna simplória quando adotado o valor do percentil 20 ou 1º quartil, não sendo necessário o uso de nenhum *software* estatístico mais complexo.

Tabela 1. Valores de razão de resistência não drenada de pico obtidos.

	Olson (2001)	Sadrekarimi (2014) – Modo de cisalhamento à compressão (TXC)	Sadrekarimi (2014) - Modo de cisalhamento simples (DSS)
Média	0,230	0,233	0,203
Lognormal de 3 parâmetros	0,216	0,225	0,195
Percentil 20	0,214	0,224	0,194
1º quartil	0,215	0,225	0,195

Tabela 2. Valores de razão de resistência não drenada liquefeita obtidos.

	Olson (2001)	Sadrekarimi (2014) – Modo de cisalhamento à compressão (TXC)	Sadrekarimi (2014) - Modo de cisalhamento simples (DSS)	Jefferies e Been (2016)
Média	0,055	0,047	0,043	0,069
Lognormal de 3 parâmetros	0,041	0,032	0,029	0,055
Percentil 20	0,039	0,029	0,026	0,042
1º quartil	0,040	0,030	0,028	0,047

Os ensaios do tipo CPTu utilizados no presente estudo foram realizados em um rejeito de minério de ferro disposto hidraulicamente. Como resultado do lançamento hidráulico do rejeito, houve a formação de duas áreas com comportamentos distintos: a praia, próxima ao ponto de espigotamento, e o lago à jusante. De modo geral, como esperado devido à disposição hidráulica do rejeito, observou-se um material com comportamento areno-siltoso e drenado na região da praia. Enquanto na região do lago, foi observado um material com lentes de comportamento silto-arenoso (sem geração de poropressão), intercaladas por lentes de material de comportamento silto-argiloso (com geração de poropressão). Tanto pelo parâmetro de estado proposto por Robertson (2010)

quanto pelo ábaco de classificação comportamental (SBTn) de Robertson (2016), o rejeito foi classificado como suscetível à liquefação devido à sua natureza contrátil e não coesiva.

As razões de resistência não drenada de pico e liquefeita foram calculadas utilizando as correlações empíricas de Olson (2001), Sadrekarimi (2014) e Robertson (2010) com modificação por Jefferies e Been (2016). Utilizando os valores de razão de resistência não drenada calculadas, foram gerados histogramas para cada um dos ensaios no *software* Minitab® 19, bem como o ajuste desses histogramas às curvas de distribuição de probabilidade disponíveis no programa. As distribuições de probabilidade lognormal de três parâmetros, Weibull de três parâmetros e gama de três parâmetros apresentaram bons ajustes.

Foi constatado que a curva de ajuste da distribuição de probabilidade normal não se ajusta aos histogramas. Assim, não é recomendado o uso da média, por se tratar de um valor maior que a moda e menos conservador para parâmetro de projeto. Como resultado da análise dos 44 ensaios do tipo CPTu, confirmou-se que a distribuição lognormal de três parâmetros é o melhor ajuste para as razões de resistência não drenada de pico e liquefeita.

5 CONCLUSÃO

O ajuste das distribuições de probabilidade aos histogramas se mostrou intrínseco ao comportamento do material estudado e independe da metodologia empírica de cálculo utilizada. Ao comparar a variação dos valores para cada um dos métodos empregados na obtenção das razões de resistência não drenada, observa-se que a média apresenta o maior valor para todos os métodos, ou seja, como parâmetro de projeto, o uso da média resulta em valores superiores para a razão de resistência não drenada em relação aos demais métodos e não é representativo para o material ensaiado. Portanto, fica evidente a importância do uso de abordagens estatísticas na determinação desses parâmetros, uma vez que o uso de valores não representativos implica em obras geotécnicas com maior incerteza e riscos de falhas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Assis, A.P. et al. (2018). *Apostila de Estatística Aplicada a Geotecnia*. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 278 p.

Botelho, M. R. et al. (2021). Rompimento das barragens de Fundão e da Mina do Córrego do Feijão em Minas Gerais, Brasil: decisões organizacionais não tomadas e lições não aprendidas. *Revista Brasileira de Saúde Ocupacional*, v. 46:e16, 2021. Disponível em: < https://www.scielo.br/j/rbso/a/dFcg5LRcYkMgPZ8HyRkFgpQ/?format=pdf&lang=pt>. Acesso em: 16 de janeiro de 2024.

Freire Neto, J. P. (2009*). Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade.* 2009. 154 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009. Disponível em: <https://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/3232>. Acesso em: 17 de janeiro de 2024.

Jefferies, M.; Been, K. (2016). Soil liquefaction – A Critical State Approach. *2ª ed. Boca Raton*, FL: CRC Press, 2016. 690 p.

Mendes, L. O. (2019). *Análise Probabilística do Potencial de Falha por Liquefação Estática e Dinâmica de Barragens.* 2019. 147 f. Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Distrito Federal, 2019. Disponível em: < https://repositorio.unb.br/handle/10482/35512>. Acesso em: 5 de fevereiro de 2024.

Minitab (2021). *Visão geral de Gráfico de Probabilidade*. Disponível em: <https://support.minitab.com/pt-br/minitab/21/help-and-how-to/graphs/probability-plot/before-you-start/overview/>. Acesso em: 15 de janeiro de 2024.

Montgomery, D. C.; Runger, G. C. (2021). *Estatística Aplicada e Probabilidade para Engenheiros*. 7. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2021.

Mota, C. V. (2019). *Tragédia em Brumadinho: o que são liquefação e 'piping', os dois principais problemas em barragens no Brasil.* BBC News, 3 de fev. de 2019. Disponível em: <https://www.bbc.com/portuguese/brasil-4710750>. Acesso em: 16 de janeiro de 2024.

Olson, S. M. (2001). *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*. 2001. 564 f. Tese de PhD - University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, 2001. Disponível em: < http://mae.cee.illinois.edu/publications/reports/Report02-02.pdf>. Acesso em 16 de janeiro de 2024.

Popescu, R; Prévost, J. H; Deodatis, G. (1997). *Effects of spatial variability of soil liquefaction: Some design recommendations*. Geotechnique 47.5 (1997): 1019-1036. Disponível em: < https://www.researchgate.net/publication/246026205_Effects_of_spatial_variability_of_soil_liquefaction_Some_design_recommendations>. Acesso em: 15 de janeiro de 2024.

Resende, H. (2021). *Avaliação da variabilidade das razões de resistência de pico e liquefeita de um rejeito calculadas por métodos empíricos baseados em resultados de ensaio do tipo CPTu.* 68 f. Monografia (Graduação) – Engenharia Civil, UFMG, Belo Horizonte, 2021.

Robertson, P. K. (2010). Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 136, n. 6, p. 842–853, 2010. Disponível em: <https://www.cpt-robertson.com/PublicationsPDF/Robertson%202010%20-Flow%20Liq%20ASCE.pdf>. Acesso em: 15 de janeiro de 2024.

Robertson, P. K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — An update. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 53, n. 12, p. 1910– 1927, 2016. Disponível em: < https://www.cptrobertson.com/PublicationsPDF/Robertson%20Updated%20SBT%20CGJ%202016.pdf>. Acesso em: 17 de janeiro de 2024.

Sadrekarimi, A. (2014). *Effect of the Mode of Shear on Static Liquefaction Analysis. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. v. 140. n. 12. P. 2.100-2.119.

Santos Junior, M. P.; Ribeiro, S. G. S. (2018) *Uso da distribuição Log-Normal de três parâmetros da razão de resistência não drenada de pico em análise probabilística de liquefação estática em barragens de rejeito.* XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano COBRAMSEG, 2018.

Schnaid, F. (2021). *On The Geomechanics and Geocharacterization of Tailings.* James K. Mitchell Lecture. ISC6 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Budapeste, 2021. Disponível em: < http://www.isc6.org/images/Cikkek/Keynotes/ISC2020-501.pdf>. Acesso em: 5 de fevereiro de 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/511

BIM Geotécnico: Digitalização de Dados de Sondagens para Modelagem de Informação do Subterrâneo

Matheus Lima de Barros
Engenheiro Civil, Mestre, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, matheuslb.eng@gmail.com

André Luís Brasil Cavalcante
Professor Associado, Doutor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, abrasil@unb.br

Eleudo Esteves de Araújo Silva Júnior
Professor Associado, Doutor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, eleudo@unb.br

RESUMO: A transformação digital da engenharia tem revolucionado a forma de gerenciar as informações de uma construção. Diante do contexto de novas tecnologias e a adoção da Modelagem da Informação da Construção (BIM) no Brasil, o objetivo deste trabalho é propor um fluxo de trabalho para digitalização e a modelagem 3D de sondagens à trado mecanizado, destacando benefícios e limitações em um estudo de caso. Para isso foi proposto um fluxo de trabalho composto pelas etapas i) tratamento de dados no Microsoft Excel; ii) importação dos dados no Autodesk Civil 3D; iii) apresentação de resultados no Autodesk Navisworks. A modelagem das sondagens foi realizada incluindo informações como coordenadas, profundidade de camadas, descrições de materiais e resultados de ensaios. Os objetos dinâmicos no contexto do BIM facilitam revisões de projeto e permitem representações de múltiplas perspectivas. Destaca-se a necessidade da padronização de informações e o georreferenciamento correto dos modelos. O modelo foi exportado para o Autodesk Navisworks, garantindo consistência geométrica e das propriedades. A adoção do BIM é crescente na indústria da construção. Incertezas das condições do subterrâneo impactam decisões de obras e custos, assim, a digitalização de dados de sondagens contribui para tomadas de decisão e gestão de riscos.

PALAVRAS-CHAVE: BIM Geotécnico, Investigações de Campo, Sondagem.

ABSTRACT: The digital transformation of engineering has revolutionized the way construction information is managed. In the context of new technologies and the adoption of Building Information Modeling (BIM) in Brazil, this work aims to propose a workflow for digitizing and 3D modeling mechanized auger borings, highlighting the benefits and limitations through a case study. The proposed workflow consists of the following steps: i) data processing in Microsoft Excel; ii) data import into Autodesk Civil 3D; iii) presentation of results in Autodesk Navisworks. The boreholes were modeled, incorporating information such as coordinates, layer depths, material descriptions, and test results. Within the BIM context, dynamic objects facilitate design revisions and enable representations from multiple perspectives. The importance of standardizing information and accurately georeferencing the models is emphasized. The model was exported to Autodesk Navisworks, ensuring geometric and property consistency. The adoption of BIM is growing in the construction industry. Uncertainties of underground conditions impact construction decisions and costs; thus, digitizing borehole data contributes to improved decision-making and risk management.

KEYWORDS: Geotechnical BIM, Field Investigations, Survey.

1 INTRODUÇÃO

A transformação digital da engenharia tem revolucionado a forma de gerenciar as informações de uma construção. A adoção de novas tecnologias favorece a integração e a automação de processos de engenharia, o que pode contribuir para uma maior qualidade dos projetos e em reduções de prazos em cronogramas. No âmbito da Engenharia Geotécnica, a modernização na coleta e armazenamento de dados de campo facilita a consolidação das informações e a sua consulta por diferentes agentes.

Em obras geotécnicas, como túneis, barragens, contenções e fundações, incertezas do modelo geológico-geotécnico podem acarretar em aumentos de custos e atrasos de cronogramas de obras (Paraíso da Mata & Pinho, 2016). Campanhas de investigação adequadas ao contexto e a gestão inteligente dos dados geotécnicos minimizam tais riscos.

Diante do contexto de novas tecnologias e a disseminação da Modelagem da Informação da Construção ou *Building Information Modeling* (BIM) no Brasil, o objetivo deste trabalho é propor um fluxo de trabalho para digitalização e a modelagem 3D de sondagens à trado mecanizado, destacando benefícios e limitações. Como estudo de caso, serão utilizados dados da área piloto do Projeto Plataforma de Monitoramento em Tempo Real do Risco da Perda de Recarga de Aquíferos em Internet das Coisas para o Gerenciamento dos Recursos Hídricos em Cidades Inteligentes (GeoPARLARe).

2 CONTEXTUALIZAÇÃO

2.1 Modelagem da Informação da Construção (BIM)

Building Information Modeling (BIM) é um conjunto de políticas, processos e tecnologias para gerenciar o fluxo de informações em projetos do setor de Arquitetura, Engenharia, Construção e Operação (AECO). Os modelos virtuais apresentam informações relevantes e coerentes com as fases do ciclo de vida do empreendimento, desde as fases iniciais de conceituação às finais de demolição ou reforma, o que é uma evolução da forma de projetar frente ao *Computer Aided-Design* – CAD (CBIC, 2016).

No setor de AECO, muitos casos práticos de usos do BIM em projetos de edificações foram desenvolvidos nos últimos anos. Na área de infraestruturas, o uso do BIM está em ascensão e frequentemente associado ao uso de Sistemas de Informações Geográficas (SIG) ou *Geographic Information Systems* (GIS). O intuito é acoplar as informações de projeto e de construção no ambiente geográfico (Cursino *et al.*, 2021).

O uso do BIM foi promovido em nível federal no Brasil com a publicação de decretos, como o Decreto nº 11.888/2024, no qual atualizou a Estratégia BIM BR, a estratégia nacional da difusão do BIM e seus benefícios. O Decreto nº 10.306/2020 também exerceu papel importante ao estabelecer o uso do BIM na execução direta ou indireta de obras e serviços de engenharia por órgãos e entidades federais (Planalto, 2024).

2.2 BIM Geotécnico

Pela Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), o BIM Geotécnico pode ser definido como o conjunto de procedimentos, inspirados no BIM, para a integração das atividades geotécnicas (AGS BRASIL, 2023). Pode-se entender, portanto, que o BIM Geotécnico é um conjunto de políticas, processos e tecnologias que visa a elaboração e a gestão de modelos digitais de informação do subterrâneo, com o intuito de viabilizar usos do interesse geotécnico.

Estudos de investigação e reconhecimento do espaço subterrâneo, acompanhados da execução de ensaios de campo e de laboratório, constituem uma das primeiras etapas de projetos de engenharia. Uma grande quantidade de dados geotécnicos é produzida em empresas de maneira independente, de forma a atender requisitos específicos do agente demandante, sem o uso de padrões de armazenamento e de apresentação (Oliveira *et al.*, 2021). A construção de um banco de dados de informações geotécnicas torna-se um desafio.

Tawelian & Mickovski (2016) recomendam a utilização formatos de dados interoperáveis, ou seja, que possam garantir o fluxo de informações entre distintas ferramentas e empresas. Como exemplos, podem-se citar o formato *Comma Separated Value* (CSV) e o formato da *Association of Geotechnical and Geoenvironmental Specialists* (AGS).

3 ETAPAS METODOLÓGICAS

Para a elaboração do artigo foi proposto um fluxo de trabalho ilustrado na Figura 1 com três etapas:

i. Tratamento de dados para padronização no Microsoft Excel: nessa etapa os arquivos dos relatórios de sondagem à trado mecanizado foram analisados para entendimento da variedade das amostras. Uma base de dados foi estruturada no Microsoft Excel contendo a identificação de cada sondagem, profundidade das amostras, descrição do material e resultados de ensaios de laboratório executados após a coleta em campo.
ii. Importação dos dados na extensão Modelador Geotécnico ou *Geotechnical Modeler* do Autodesk Civil 3D: a partir dos dados estruturados na etapa anterior, os arquivos em formato CSV e AGS foram importados na extensão de modelagem geotécnica do programa Autodesk Civil 3D, ferramenta comum na elaboração de projetos de infraestrutura. As sondagens foram modeladas como objetos do tipo Sólidos 3D e as propriedades correspondentes foram atribuídas para cada camada por meio do comando *Define Property Sets*.
iii. Apresentação de resultados no Autodesk Navisworks: na última etapa, o modelo gerado foi exportado para a ferramenta Navisworks, comum na coordenação de projetos BIM, de forma a atestar a interoperabilidade das geometrias e das propriedades do modelo.

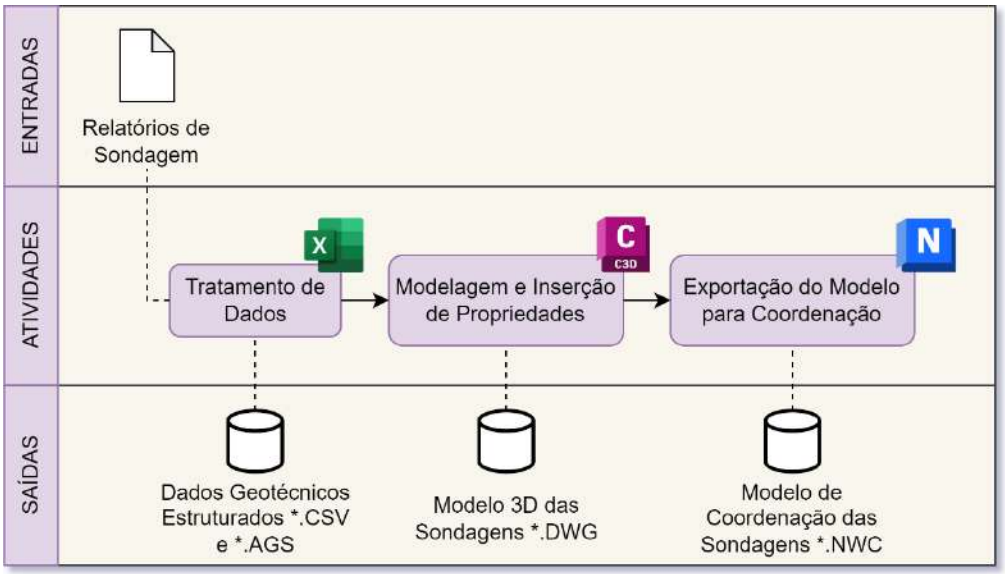


Figura 1. Fluxo de Trabalho Proposto.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A área do estudo de caso está situada na Fazenda Água Limpa (FAL) da Universidade de Brasília (UnB), sendo um local estratégico de monitoramento no contexto do Projeto GeoPARLARe. Na Figura 1, apresenta-se a Carta de Localização com o posicionamento das sondagens à trado mecanizado executadas para entendimento da estratigrafia local.

A partir da análise e leitura dos relatórios de campo, os dados foram estruturados conforme as especificações de importação da ferramenta de modelagem. Ressalta-se nesse ponto que a depender da variabilidade de relatórios da campanha de sondagens pode haver um esforço manual significativo na digitalização, visto que cada empresa de investigação possui um padrão próprio.

A área piloto caracteriza-se pela presença de cambissolos, latossolos e gleissolos segundo o mapa pedológico do Sistema Distrital de Informações Ambientais (SISDIA). Os cambissolos e os latossolos constituem em torno de 90% do território do Distrito Federal (DF), onde foram realizados as sondagens à trado (ST) mecanizado ST-01 a ST-04 (IPE-DF, 2020). A ST-01 e ST-03 foram executadas em latossolos, enquanto as sondagens ST-02 e ST-04 foram execudas em áreas de cambissolo. A sondagem ST-05 foi executada em uma região classificada com a presença de gleissolos, materiais considerados hidromórficos. Para todas as

amostras coletadas foram disponibilizados os resultados de ensaios de Limite de Liquized (LL), Limite de Plasticidade (LP), densidade real dos grãos (Gs) e classificação S.U.C.S. (Sistema Unificado de Classificação de Solos).

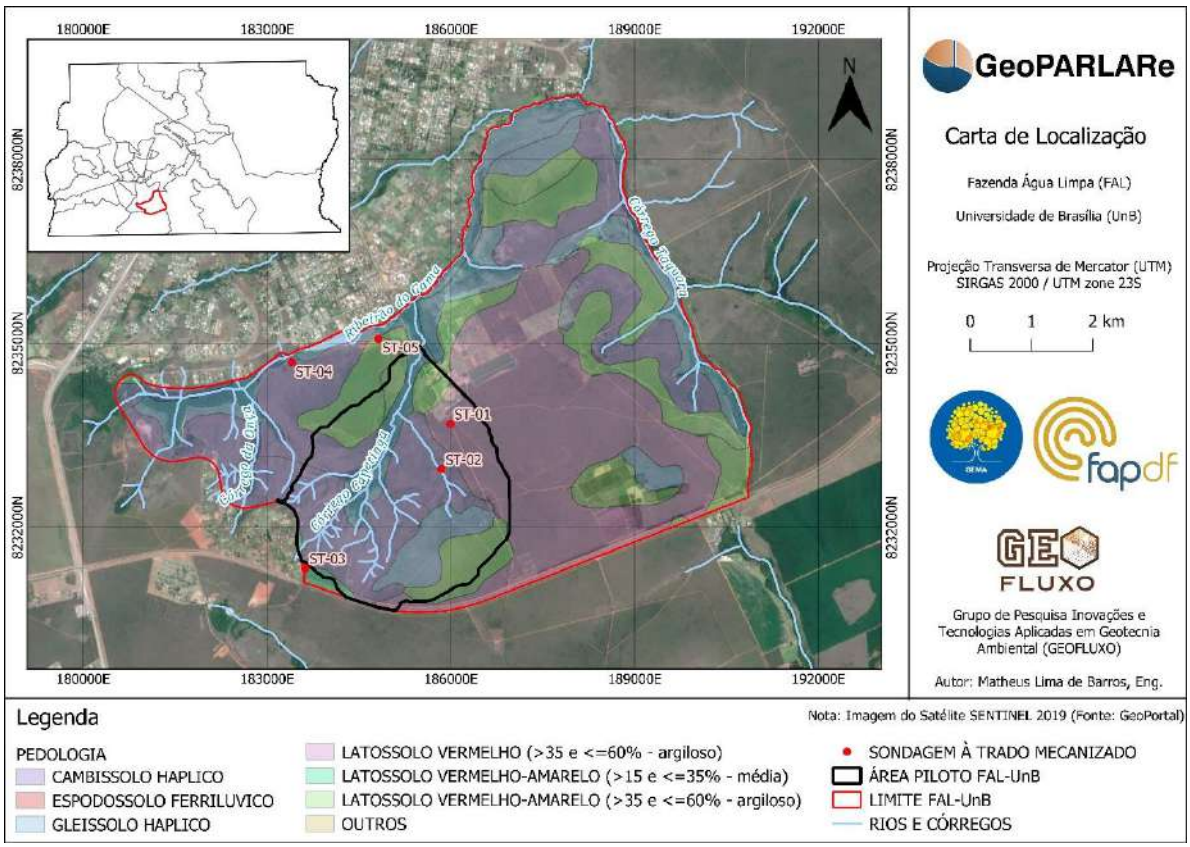


Figura 2. Área de Estudo e Localização de Sondagens.

Os dados tratados em formato CSV foram importados pela extensão *Geotechnical Modeler* no Autodesk Civil 3D, em que foi realizado um mapeamento das informações incluindo as coordenadas em planta X e Y, profundidade de topo e de fundo de cada amostra da sondagem e a descrição dos materiais. Na Figura 3, apresentam-se duas das sondagens com a superfície do terreno em visualização 3D.

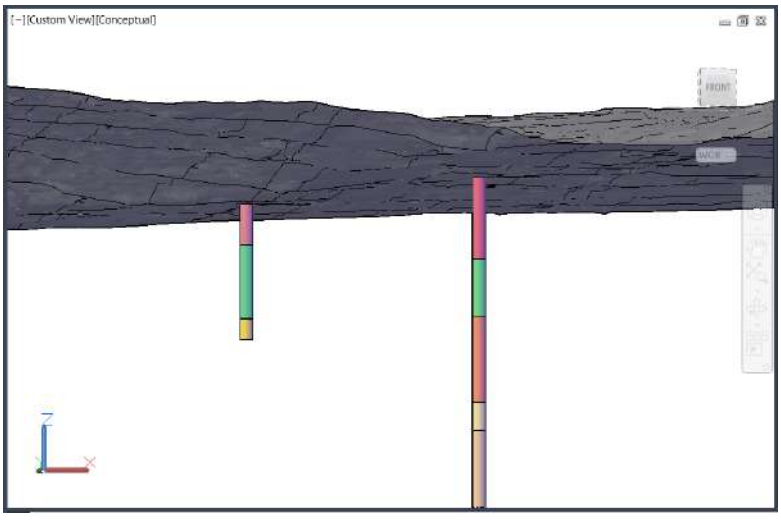


Figura 3. Visualização das Sondagens e da Superfície de Terreno.

Destaca-se a importância da configuração do sistema de coordenadas para o georreferenciamento do modelo. A distribuição espacial de investigações afeta de forma significativa decisões de projetos, o que evoca a relação da engenharia com informações geográficas.

De forma geral, as sondagens ST-01 a ST-04 foram classificadas como siltes inorgânicos de baixa plasticidade. Enquanto a ST-05 foi classificada como silte inorgânico de alta plasticidade, coerente com a categoria de gleissolo apontada no mapa do SISDIA. Essa região é próxima do Córrego Capetinga, o que reforça o excesso de umidade local para a ocorrência de fenômenos de hidromorfia. Dentre as sondagens realizadas não foi identificado o nível de água, o que pode indicar a ocorrência de aquíferos profundos, predominantes na região do Distrito Federal (DF).

Na Figura 4 apresenta-se um perfil longitudinal na área piloto com a representação de uma das sondagens e as respectivas informações das camadas. Caso haja uma atualização das informações das camadas da sondagem ST-02, o perfil automaticamente é corrigido com a importação dos novos dados. No contexto de modelagem de informação, destacam-se os ganhos de tempo em revisões de dados pela adoção de objetos paramétricos dinâmicos. Diferentemente de um ambiente CAD, onde todas as linhas, textos e demais elementos devem ser atualizados de forma manual.

Figura 4. Visualização de Sondagens em Perfis Longitudinais.

A modelagem das sondagens, dessa forma, foi exportada para o Autodesk Navisworks com a geometria das camadas e as propriedades. O modelo de coordenação possibilita a visualização e a compatibilização de disciplinas de projeto, diferentemente das ferramentas de modelagem cujo foco está na criação de objetos. A interoperabilidade entre as ferramentas deve garantir a consistência gráfica e não gráfica dos conteúdos impotados, o que foi possível constatar no fluxo de trabalho proposto.

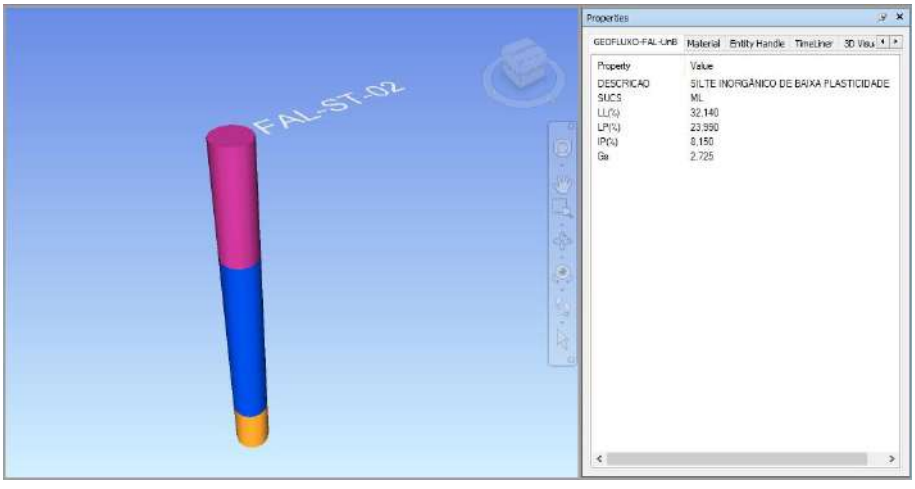


Figura 5. Visualização de Sondagens no Modelo de Coordenação BIM.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A adoção do BIM é crescente na indústria da construção e as legislações brasileiras cada vez mais recomendam a sua implementação. As incertezas das condições do subterrâneo impactam decisões de obra e afetam custos, o que pode ser mitigado com a elaboração de campanhas de sondagem e a gestão inteligente das informações.

Nesse artigo foi apresentado um estudo de caso de digitalização de sondagens à trado mecanizado. As ferramentas adotadas no fluxo de trabalho proposto apresentaram interoperabilidade, garantindo consistência geométrica e de propriedades. A utilização de novas tecnologias para modelagem no contexto geotécnico está associada à consolidação de bancos dados estruturados, o que enfatiza a importância do incentivo para aplicação de padrões nacionais. A partir do tratamento de dados, muitos benefícios são observados, incluindo a identificação de áreas de atenção para mitigação de riscos, facilidade em revisões projetos e visualizações em múltiplas perspectivas.

Como recomendações futuras, sugere-se o estudo de bancos de dados geográficos e de padrões existentes para o contexo geotécnico. Além disso, o formato AGS pode ainda ser explorado como forma de tornar perene as informações de campanhas de sondagem entre os diversos atores envolvidos em uma obra e ferramentas de análise geotécnica.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi financiado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES), pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq 306975/2023-8) e pela Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAPDF Projeto 00193-00001609/2023-44). Agradecem, também, o apoio da Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Proteção Animal do Distrito Federal (SEMA/DF), da Administração da FAL-UnB e das empresas SONDA pela parceria na execução das sondagens e Rural Tech no levantamento topográfico do terreno.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGS BRASIL (2023). GLOSSÁRIO / CONCEITOS BÁSICOS. Disponível em: http://www.padraoags.com.br/arquivos/Glossario.pdf. Acesso em Junho de 2023.

CBIC (2016). Volume 01 - Fundamentos BIM : Implementação do BIM para Construtoras e Incorporadoras. CBIC - Câmara Brasileira da Indústria da Construção, Brasília, Brasil.

Cursino, P.L.S., Machado, F.A. & Scheer, S. (2021). A interface GIS / BIM na mitigação de riscos de enchentes em áreas urbanas. Simpósio Brasileiro de Tecnologia da Informação e Comunicação na Construção, 3, 1-15. Disponível em: https://eventos.antac.org.br/index.php/sbtic/article/view/602. Acesso em Abril de 2022.

IPEDF (2020). Atlas do Distrito Federal. Instituto de Pesquisa e Estatística do Distrito Federal. Disponível em: https://atlas.ipe.df.gov.br/. Acesso em Junho de 2023.

Oliveira, B.R. de, Souza, N.M. de, Silva, R.C. & Silva Júnior, E.E. de A. (2021). Tridimensional geotechnical database modeling as a subsidy to the standardization of geospatial geotechnical data. Soils and Rocks. ISSN 26755475, 44(4): 1-12. DOI: https://doi.org/10.28927/SR.2021.073321.

Paraíso da Mata, P. & Pinho, F.F.S. (2016). BIM-GGIM : conceitos e aplicações na geotecnia. 15CNG/8CLBG – 15º Congresso Nacional de Geotecnia/8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia. FEUP, Porto, Portugal.

Planalto (2024). Decreto Nº 11.888, de 22 de Janeiro de 2024. Dispõe sobre a Estratégia Nacional de Disseminação do Building Information Modelling e institui o Comitê Gestor da Estratégia do Building Information Modelling. Subchefia para Assuntos Jurídicos, Secretaria-Geral, Presidência da República. Brasília, DF.

SEMA/DF (2024). Sistema Distrital de Informações Ambientais (SISDIA). Secretaria de Estado do Meio Ambiente e de Proteção Animal do Distrito Federal. Disponível em: https://sisdia.df.gov.br/home/. Acesso em Abril de 2024.

Tawelian, L.R. & Mickovski, S.B. (2016). The implementation of geotechnical data into the BIM process. Procedia Engineering. ISSN 18777058, 143(Ictg): 734-741. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.06.115.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/512

Calibração Avançada de Instrumentação para Estacas Metálicas e Rígidas

Matheus Candal Reis Fernandes
Engenheiro Geotécnico, Benthic, Rio de Janeiro, Brasil, matheuscandal@poli.ufrj.br

Gustavo Vaz de Mello Guimarães
Professor, Instituto Politécnico/UFRJ, Macaé, Brasil, guimaraes@macae.ufrj.br

Fernando Artur Brasil Danziger
Professor, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, Brasil, danziger@coc.ufrj.br

RESUMO: Toda instrumentação utilizada para a determinação de qualquer grandeza em provas de carga ou ensaios de campo deve ser calibrada em laboratório. Nesse sentido, o presente trabalho apresenta as dificuldades encontradas, as soluções adotadas e os procedimentos executados para a realização de calibração em laboratório de instrumentação que inclui células de tensão total e transdutores de poro-pressão. A instrumentação foi planejada e desenvolvida para provas de carga com diversos tipos de carregamento (e.g.: carga horizontal e inclinada a 45º) em estacas metálicas e rígidas realizadas em argila mole. São analisados os tempos de resposta de cada instrumento. Alguns fatores, tais como histerese, não linearidade, não retorno ao zero, etc. são apresentados e criticados.

PALAVRAS-CHAVE: Calibração, Laboratório, Instrumentação Avançada.

ABSTRACT: All instrumentation used to determine any quantity in load tests or field tests must be calibrated in the laboratory. This research presents the difficulties encountered, the solutions adopted and the procedures performed to carry out calibration in an instrumentation laboratory that includes total stress cells and pore-pressure transducers. The instrumentation was planned and developed for load tests with different types of loading (e.g.: horizontal and inclined load at 45º) on metallic and rigid piles installed in soft clay. The answer of each instrument are analyzed. Some factors, such as hysteresis, non-linearity, non-return to zero, etc. are presented and analized.

KEYWORDS: Calibration, Laboratory, Advanced Intrumentation.

1 INTRODUÇÃO

A experiência brasileira sobre instrumentação de fundações estaqueadas é bastante grande, mas em sua maioria voltada para estacas com carregamento vertical de compressão. Esse fato ocorre pois a carga vertical de compressão é muito comum em solicitações em estruturas convencionais na engenharia civil. As estacas estão dentre os tipos de fundações bastante executados para estes tipos de estrutura. Assim, existe um destaque para este tipo de carregamento em provas de carga em fundações em estacas.

Diversos trabalhos na literatura brasileira apresentam a utilização de instrumentação para estes casos em que as estacas são solicitadas por carga vertical de compressão. Vale destacar um dos trabalhos precursores no Brasil sobre a técnica de instrumentação com extensômetros elétricos, onde foram colados "*strain gauges*" em estacas tubulares e em metálicas (Niyama et al., 1981). A maioria da instrumentação relatada por diversos trabalhos são os extensômetros elétricos ou "*strain gauges*" instalados em barras de aço, como por exemplo: Rocha, Yassuda e Massad (1985); Rocha e Dantas (1986); Niyama e Azevedo Junior (1990); Albuquerque (1996); Menezes (1997); Ferreira et al. (1998); Albuquerque (2001); Guimarães (2002); Pacheco (2004); Garcia (2006); Mucheti (2008); Albuquerque et al. (2011a) e Albuquerque et al. (2011b). Outros autores mencionam a utilização de células de carga, tais como: Amaral e Rocha Filho (1985); Sales (2000); Souza (2001).

Naturalmente, outros tipos de carregamento podem atuar nas fundações de estruturas na engenharia civil (e.g.: esforço lateral, esforço de tração vertical, esforço de tração oblíqua e momentos). Nestes casos pouco se

tem pesquisado no Brasil, principalmente quando o comportamento da fundação é de um corpo rigido (e.g.: estacas curtas). Internacionalmente merecem destaques as pesquisas de Haugen (1983); Karlsrud and Haugen (1983); Mayne et al. (1995) e Karlsrud (2012), onde células de tensão total foram desenvolvidas para vericar as tensões horizontais despertadas quando estacas curtas eram solicitadas lateralmente.

Cabe destacar que a maioria destes trabalhos mencionados não detalha muito a parte da calibração dos instrumentos desenvolvidos. E, naturalmente, cada instrumento deve ser calibrado na faixa de carga, tensão, pressão, etc. prevista para acontecer no campo. Dessa forma, pode-se verificar se um dado instrumento é capaz de oferecer respostas adequadas na faixa de trabalho em que irá realmente atuar. Além disso, as particularidades que um determinado instrumento será submetido no campo devem ser previstas em laboratório.

2 A INSTRUMENTAÇÃO

Foram planejadas, testadas e instaladas instrumentação avançada para duas estacas metálicas e consideradas como um corpo rígido. A instrumentação desenvolvida foi composta por células de tensão total e transdutores de poro-pressão.

2.1 As Estacas

Duas estacas métalicas e rígidas foram utilizadas em provas de carga com esforços horizontais e tração inclinada (45º).

Uma das estacas possuia seção quadrada com lado de 20 cm e comprimento de 3 metros. Essa estaca foi a primeira a ser instrumentada, por possuir uma seção mais convencional. A outra estaca era um modelo reduzido de uma estaca torpedo da Petrobras (T-98). Esta estaca possuía uma seção diferenciada com um corpo cilíndrico de diâmetro de 20 cm e quatro aletas em seu corpo. O comprimento total do elemento era de 3 metros. A Figura 1 apresenta a estaca de seção quadrada e a estaca torpedo modelo.

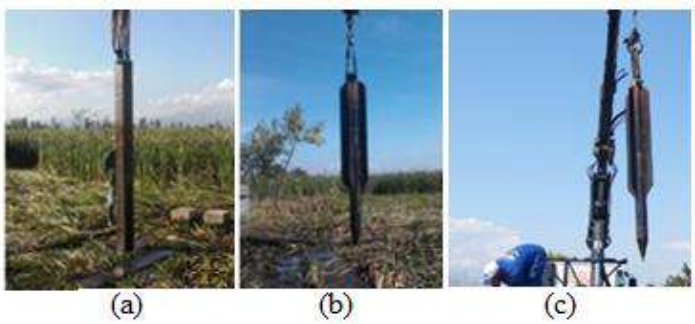


Figura 1. Estaca de seção quadrada e estaca torpedo modelo.

2.2 Células de Tensão Total

Quatro modelos de células de tensão total (CTTs) foram utilizados na instrumentação das estacas. As células de tensão total têm rigidezes e características geométricas diferentes, desde uma miniaturizada até um modelo mais robusto. As capacidades variaram de 500 kPa até 1 MPa, sendo todas do tipo fluido confinado.

Para a instalação das células de tensão total nas estacas foi necessária a fabricação de peças de adaptação metálicas e "*o-rings*". Destaca-se que todas as células de tensão total foram calibradas em laboratório com as mesmas peças de adaptação e cabos elétricos que foram instaladas na estaca.

A Figura 2 mostra os quatro modelos de célula de tensão total utilizados nesta pesquisa, além das peças de adaptação utilizadas e os cabos elétricos já instalados.

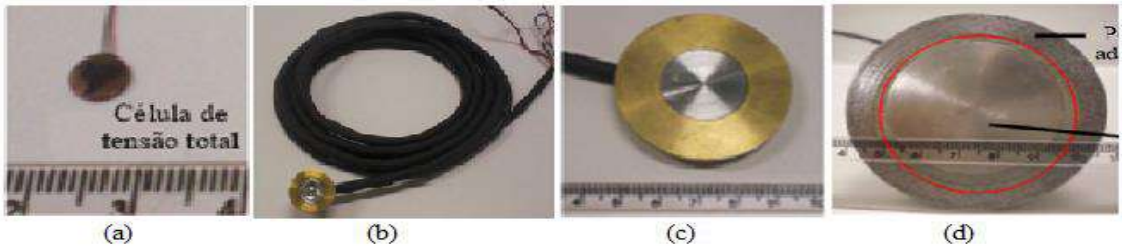


Figura 2. (a) Modelo PP; (b) Modelo P; (c) Modelo G; (d) Modelo GG.

A Tabela 1 apresenta algumas características dos quatro modelos e peças de adaptação das células de tensão total utilizados nas estacas.

Tabela 1. Diâmetro final com peça de adaptação, diâmetro da face sensível, espessura e capacidade máxima.

Instrumento	Diâmetro final (mm)	Diâmetro face sensível (mm)	Espessura (mm)	Capacidade máxima (kPa)
Modelo GG	68	46	20	500
Modelo G	47	23	10	500
Modelo P	20	12	21	1000
Modelo PP	não se aplica	6	0,5	500

2.3 Transdutores de Poro-Pressão

Três modelos de transdutores de poro-pressão (TPPs) foram utilizados na instrumentação das estacas. Os três transdutores de poro-pressão utilizados também possuíam capacidades variando de 500 kPa até 1 MPa.

Assim como para as células de tensão total nas estacas também foi necessária a fabricação de peças de adaptação metálicas e "*o-rings*". Destaca-se que todos os transdutores de poro-pressão foram calibrados em laboratório com as mesmas peças de adaptação e cabos elétricos que foram instalados na estaca.

A Figura 3 mostra os três modelos de transdutor de poro-pressão utilizados nesta pesquisa, além das peças de adaptação utilizadas e os cabos eletricos já instalados.

Figura 3. (a) Modelo Y; (b) Modelo E; (c) Modelo U;

A Tabela 2 apresenta algumas características dos quatro modelos e peças de adaptação das células de tensão total utilizados nas estacas.

Tabela 2. Diâmetro final com peça de adaptação, diâmetro da face sensível, espessura e capacidade máxima.

Instrumento	Diâmetro final (mm)	Diâmetro elemento poroso (mm)	Espessura (mm)	Capacidade máxima (kPa)
Modelo Y	18	9,5	6,5	500
Modelo E	20	10	23,5	1000
Modelo U	18	5	19,5	700

3 CALIBRAÇÃO

3.1 Infraestrutura do Laboratório

Alguns pontos são muito importantes em um laboratório de calibração para instrumentação avançada para fundações em estacas, tais como: rede elétrica estável, temperatura e umidades controladas, ausência de ruídos, etc.

O laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Marcio Miranda Soares (COPPE/UFRJ) possui todos os requisitos necessários e foi projetado para que pesquisas com tecnologia de ponta fossem desenvolvidas e aplicadas em diversos projetos de fundações e ensaios de campo.

3.2 Sistemas de Aplicação de Pressão

O laboratório conta com sistemas de aplicação de pressão a ar comprimido e água, que substituem os sistemas antigos de aplicação de pressão a base de coluna de mercúrio. Vale destacar, que sempre que possível, por questões de segurança, deve-se preferir utilizar aplicações de pressões com sistemas que utilizam a água como fluido[1]. Somente em casos excepcionais deve-se utilizar, com precaução, sistemas a base de ar comprimido.

O laboratório conta com dois sistemas de aplicação de pressão a ar comprimido. Um deles serve de apoio a ensaios da câmara de calibração do laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Esse sistema conta com uma série de manômetros (analógicos e digitais), válvulas e as pressões máximas alcançadas, com segurança, são da ordem de 700 kPa. Outro sistema de aplicação de pressão é uma bomba convencional de ar comprimido. Destaca-se que esta bomba também é capaz de aplicar vácuo. As pressões máximas aplicadas por essa bomba são da ordem de 250 kPa e o vácuo máximo da ordem de 90 kPa.

Já o sistema de aplicação de pressão com base a água é composto por um mecanismo de controle de pressão e volume capazes de aplicar pressões, com segurança, até 1400 kPa. Estes sistemas são comandados por mecanismos servo-controlados operados de forma simples por um teclado de fácil interface. As velocidades de aplicação de pressão são reguláveis e podem atingir valores extremamente elevados, de até 1000 kPa/minuto. Basicamente, após configurar os dados iniciais basta digitar a pressão desejada que o sistema atua automaticamente, aplicando e mantendo aquela pressão (caso não haja vazamento).

As Figuras 4a e 4b apresentam os dois sistemas de ar comprimido e as Figuras 4c e 4d o sistema à base de água para aplicação das pressões necessárias às calibrações da instrumentação.

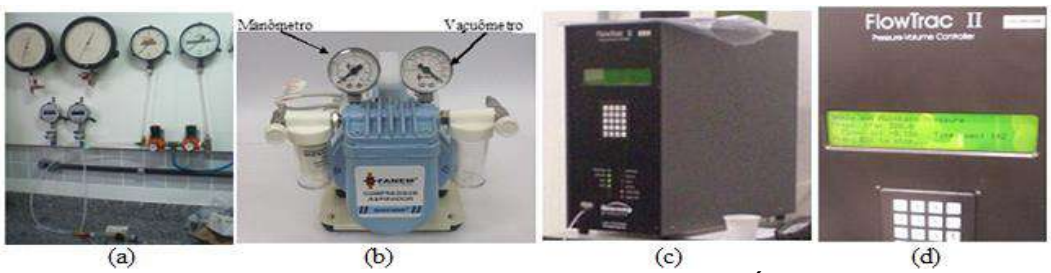


Figura 4. (a) e (b) Ar comprimido; (c) e (d) Água;

3.3 Recipientes para Calibração de Instrumentos

Todos os recipientes para a calibração da instrumentação foram desenvolvidos para as aplicações específicas de determinados instrumentos. Os materiais empregados foram acrílicos, plásticos tipo PVC, borracha, alumínio, latão e aço. Foram necesssárias várias adaptações e testes iniciais para tornar os recipientes estanques quando da aplicação das pressões para realizar as calibrações. A Figura 5a apresenta o recipiente 1, a Figura 5b apresenta o recipiente 2, a Figura 5c apresenta o recipiente 3 e a Figura 5d o recipiente 4.

[1] Este fato é dado pelo simples fato da água ser muito menos compressível que o ar, ou seja, um recipiente pressurizado com água ao explodir causaria um dano bem menor que um recipiente pressurizado com ar comprimido.

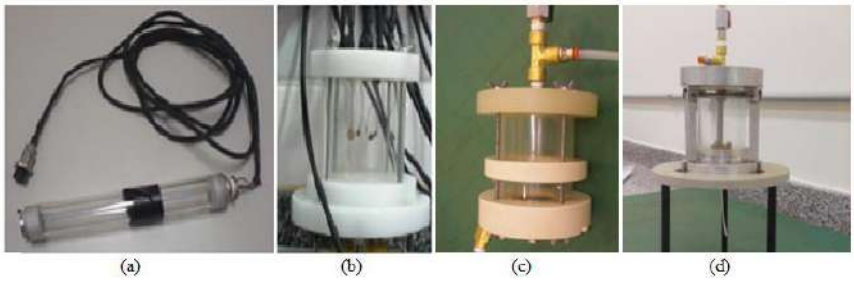


Figura 5. (a) Recipiente 1; (b) Recipiente 2; (c) Recipiente 3; (d) Recipiente 4.

Os recipientes tipo 1 e tipo 2 foram utilizados para calibrar os instrumentos com ar comprimido. Já os recipientes tipo 3 e tipo 4 foram utilizados nas calibrações com água.

3.4 O Processo e suas Particularidades

Após cada instrumento ser planejado e concebido o processo natural era iniciar a calibração do mesmo. Assim, inicialmente os instrumentos eram calibrados individualmente no laboratório. Em certa ocasião foi necessário calibrar alguns instrumentos simultanealmente e, para surpresa da equipe, as respostas daqueles instrumentos não eram as mesmas que quando eles eram calibrados individualmente. Assim passou realizar duas calibrações por instrumento: (i) individualmente e (ii) vários instrumentos similares ao mesmo tempo.

Destaca-se que os instrumentos só eram submetidos ao processo de calibração quando estavam totalmente montados, ou seja, com peça de adaptação, comprimento real do cabo elétrico a ser utilizado, etc. Outro fator relevante, é que os acessorios utilizados na calibração, tais como fontes de alimentação, caixas de passagem, sistema de aquisição, *laptop*, *nobreak* e gerador de energia eram os mesmos previstos a serem utilizados na campanha para a qual aqueles instrumentos estavam sendo desenvolvidos.

A Figura 6 apresenta todo o aparato utilizado para calibração em laboratório dos transdutores de poro-pressão a serem utilizados em prova de carga horizontal em estaca torpedo modelo.

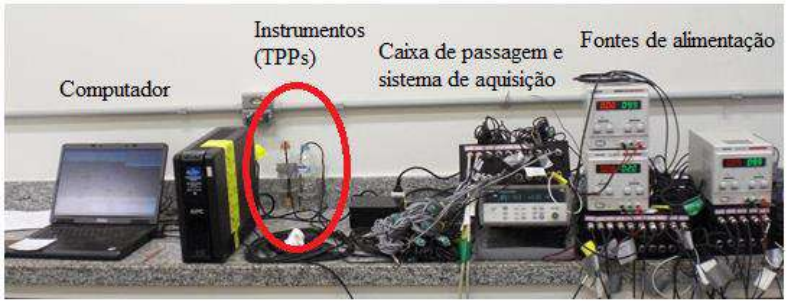


Figura 6. Panorama de calibração de intrumentos na bancada do laboratório.

Muitos problemas foram enfrentados, tais como: curto-circuito em instrumentos durante a calibração, vazamentos de pressões nas câmaras de calibração (recipientes), *o-rings* partidos, dentre outros. A Figura 7 mostra algumas destas dificuldades encontradas no desenvolvimento do processo de calibração avançada de instrumentação em laboratório.

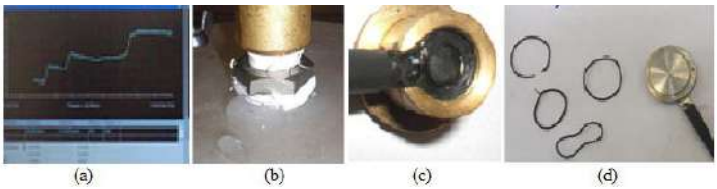


Figura 7. (a) Estágios de carga com indício de problemas; (b) Vazamento de água em conexão; (c) Curto-circuito em instrumento; (d) Alguns *o-rings* danificados durante o processo de calibração.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

As calibrações realizadas em laboratório foram analisadas através do programa Calibrs desenvolvido por Danziger (1990), através do qual são obtidos os parâmetros de histerese, não linearidade e não retorno ao zero, conforme sugerido por Schaap e Zuidberg (1982), expresso em forma de porcentagem de fundo de escala (%fso). Além disso, apresentam-se o coeficiente de correlação, erro máximo e erro padrão de estimativa, assim como os coeficiente angular e linear. A Figura 8 apresenta os ciclos de carga e descarga das CTT-PPs.

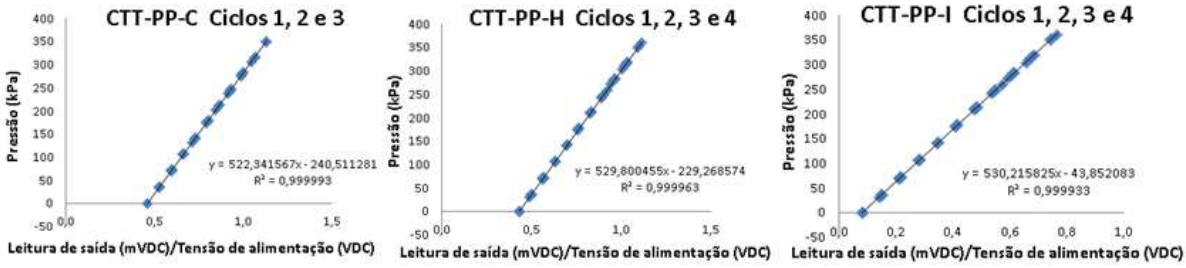


Figura 8. Ciclos de carga e descarga para células de tensão total miniatura.

A Tabela 3 mostra os coefientes angular, linear, de determinação/correlação (R^2) e outros parâmetros de calibração obtidos através do programa Calibrs para células de tensão total.

Tabela 3. Resultados da calibração das CTT-PPs.

CTT	Ciclo	Coeficiente Angular	Coeficiente Linear	R^2	Erro máx.	Erro padrão	Histerese (% fso)	Não linearidade (% fso)	Não retorno ao zero (% fso)
PP-C	1 a 3	522,341567	-240,511281	0,999993	0,755	0,288	3,1	0,2	0,0
PP-H	1 a 4	529,800455	-229,268574	0,999963	3,076	0,779	1,2	0,9	0,1
PP-I	1 a 4	530,215825	-43,852083	0,999933	0,917	0,487	2,7	0,4	0,1

A Figura 9 apresenta os três ciclos de carga e descarga para os transdutores de poro-pressão (TPP-E).

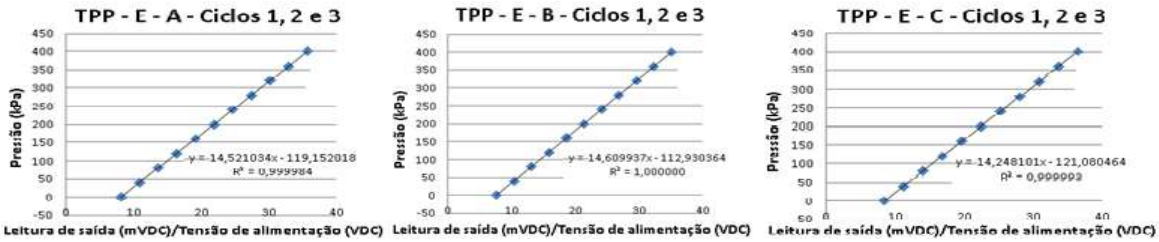


Figura 9. Ciclos de carga e descarga para transdutores de poro-pressão.

A Tabela 4 mostra os coefientes angular, linear, de correlação/determinação (R^2) e outros parâmetros de calibração obtidos através do programa Calibrs para células de tensão total.

Tabela 4. Resultados da calibração dos TPP-Es.

TPP	Ciclo	Coeficiente Angular	Coeficiente Linear	R^2	Erro máx.	Erro padrão	Histerese (% fso)	Não linearidade (% fso)	Não retorno ao zero (% fso)
E-A	1 a 3	14,521034	-119,152018	0,999984	1,977	0,485	0,6	0,5	0,1
E-B	1 a 3	14,609937	-112,930364	1,000000	0,176	0,072	0,1	0,1	0,0
E-C	1 a 3	14,248101	-121,080464	0,999993	0,572	0,311	0,2	0,1	0,1

A histerese é a diferença máxima entre a indicação do ponto de subida e descida em uma curva de calibração de um instrumento. Assim, quanto menor a histerese, maior a chance da precisão da medição estar

correta. A Figura 10 apresenta um caso no início do processo de calibração em que as células de tensão total miniaturas foram testadas no sistema de ar comprimido e os gráficos dos quatro carregamentos e descarregamentos não se apresentaram confiáveis.

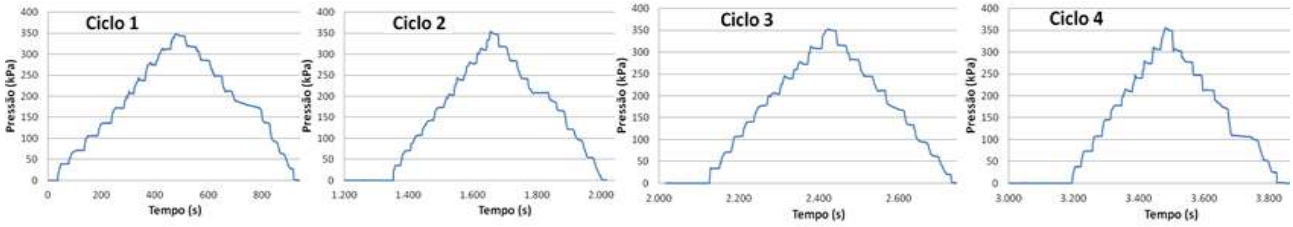


Figura 10. Ciclos de carga e descarga, não confiáveis, para células de tensão total miniaturas

A Tabela 5 mostra os mesmos parâmetros e coeficientes apresentados anteriormente. Vale destacar que neste caso, a histerese foi superior a 40% do fundo de escala, indicando, realmente, que a calibração não era confiável.

Tabela 5. Resultados da calibração para célula de tensão total.

CTT	Ciclo	Coeficiente Angular	Coeficiente Linear	R^2	Erro máx.	Erro padrão	Histerese (% fso)	Não linearidade (% fso)	Não retorno ao zero (% fso)
	1 a 4	525,710857	-240,512748	0,999932	4,473	0,906	40,2	1,1	0,0

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

A confiabilidade em uma medida está associada a capacidade que um determinado instrumento tem de reproduzir daquela medida. Um instrumento confiável deve ser calibrado, em laboratório, na faixa de carga, tensão, pressão, etc. prevista a acontecer no campo. Dessa forma, pode-se verificar se um dado instrumento é capaz de oferecer respostas adequadas na faixa de trabalho em que irá realmente atuar.

Estacas curtas, que sofrem movimento de corpo rígido quando solicitadas horizontalmente não sofrem flexão, assim a instrumentação ideal para verificar a transferência de carga (tensão) entre a fundação e o solo seriam as células de tensão total e os transdutores de poro-pressão (casos em que o nível d'água atinge as profundidades de instalação dessas estacas).

Nesse sentido, essa pesquisa apresenta detalhes de calibração em laboratório de instrumentação avançada para estacas metálicas rígidas, composta de células de tensão total e transdutores de poro-pressão. As estacas e a instrumentação foram projetadas para serem submetidas a esforços horizontais e de tração oblíqua em argila mole com nível d'água coincidente com o nível do terreno.

Os parâmetros analisados na calibração dos instrumentos, como histerese, não linearidade e não retorno ao zero, mostraram, de uma forma geral, que os instrumentos desenvolvidos, perante todas as adaptações realizadas, apresentaram um comportamento muito bom.

Percebeu-se que em alguns casos das calibrações, principalmente quando os instrumentos eram verificados individualmente ou, eventualmente, quando utilizado o sistema de aplicação de cargas a ar comprimido, os valores de histerese não eram satisfatórios. Em alguns casos chegou a ser de cerca de 40%, mesmo para valores de coeficiente de correlação próximo a 1 e parâmetros de não linearidade e não retorno ao zero de 0%fso.

Já todos os instrumentos que foram calibrados por sistema com a interface de aplicação de pressão preenchido com água resultaram em valores bem pequenos para todos os parâmetros e o coeficiente de correlação próximo a 1. Fato este explicado pela compressibilidade da água ser bem menor que do ar.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque, P. J. R. (1996). Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de campinas. 225f. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

Albuquerque, P. J. R. (2001) Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. 263f. Tese de Doutorado - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

Albuquerque, P. J. R.; Massad, F.; Fonseca, A. V.; Carvalho, D.; Santos, J.; Esteves, E. C. (2011a) Effects of the Construction Method on Pile Performance: Evaluation by Instrumentation. Part 1: Experimental Site at the State University of Campinas. Soil and Rocks, v. 34, n. 1, p 35-50.

Albuquerque, P. J. R.; Massad, F.; Fonseca, A. V.; Carvalho, D.; Santos, J.; Esteves, E. C. (2011b) Effects of the Construction Method on Pile Performance: Evaluation by Instrumentation. Part 2: Experimental Site at the Faculty of Engineering of the University of Porto. Soil and Rocks, v. 34, n. 1, p 51-65,

Danziger, F.A.B., (1990) Desenvolvimento de equipamento para realização de ensaios de piezocone: aplicação a argilas moles. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 252 p.

Guimarães, R. C. Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. 2002. 182 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2002

Haugen, T. (1983), "Cyclic loading of piles and pile anchors – field model tests. Data report. Static lateral load tests pile 03." Norwegian Geotechnical Institute, Report 400010-24.

Mayne, P., Kulhawy, F., and Trautmann, C. H. (1995), "Laboratory modeling of laterally-loaded drilled shafts in clay." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121(12), 827–835.

Mucheti, A. S. (2008) Estaca hélice segmentada: execução, verificação de integridade e estudo de comportamento. 123 f. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Niyama, S.; Massad, F.; Rocha, R.; Xavier Filho, M. S. Análises de provas de carga em micro-estacas injetadas num solo de alteração In: SIMPÓSIO BRASILEIROS DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro, Anais... Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1981. p.683-705.

Niyama, S.; Azevedo Junior, N. (1990) Considerações sobre instrumentação de estacas cravadas de ponta aberta. In:– SINGEO 90, Rio de Janeiro-RJ. Anais., Rio de Janeiro, p.27-36.

Karlsrud, K. (2012), "Prediction of load-displacement behavior and capacity of axially loaded piles in clay based on analyses and interpretation of pile load test results". Thesis of Doctor Philosophies, Trondheim.

Karlsrud, K., and Haugen, T. (1983). "Cyclic loading of piles and pile anchors – field model tests. Final report. Summary and evaluation of test results." Norwegian Geotechnical Institute, Report 400010-28.

Pacheco, R. T. Análise da interação entre estacas escavadas em solo residual (2004) 221f. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia.

Rocha, R.; Yassuda, A.J.; Massad, E. Provas de carga em estaca raiz instrumentada. In: I SEFE, 1985, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS. 1985. v.1, p.179-193.

Rocha, R.; Dantas, F.A.S. (1986) Análise do comportamento da argamassa de preenchimento e das provas de carga instrumentadas em estaca do tipo raiz. In: VIII COBRAMSEG, Porto Alegre/RS. Anais. Porto Alegre: ABMS. v.6, p.181-192

Sales, M. M. (2000) Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. 229 f. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília.

Schaap, L.H.J. and Zuidberg, H.M., (1982) Mechanical and electrical aspects of the electric cone penetrometer tip. In Proc., II ESOPT, Amsterdam, v. 2, p 841-851.

Souza, A. (2001) Estaca piloto instrumentada: uma ferramenta para o estudo de capacidade de carga de estacas quando submetidas a esforços axiais de compressão. 322 f. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/513

Caracterização de Vibrações Provenientes do Tráfego de Equipamentos sobre uma Barragem de Rejeito: Impactos na Retomada Operacional de uma Mina de Ferro

Virginie Queiroz
MSc Engenharia Geotécnica, Vale S.A., Nova Lima - MG, Brasil, virginie.queiroz@vale.com

Milena Matos
Geofísica, Vale S.A., Nova Lima - MG, Brasil, milena.matos@vale.com

Felipe Jesus
Geofísico, Tetra Tech, Belo Horizonte - MG, Brasil, felipe.jesus@tetratech.com

Elias Sousa
Engenheiro Ambiental, Vale S.A., Nova Lima - MG, Brasil, elias.sousa@vale.com

Daniel Raposo
Geológo, Vale S.A., Nova Lima - MG, Brasil, daniel.raposo@vale.com

RESUMO: Desde as recentes rupturas de barragens de rejeito nos últimos anos, vinculadas ao processo de liquefação, a caracterização de vibrações inerentes aos processos de logística e produção de minério se tornaram mandatórias, visto que vibrações induzidas e naturais são um possível gatilho para este modo de falha. A metodologia usual deriva de estudos difundidos na análise de vibrações induzidas por desmontes, no qual são geradas curvas de atenuações das vibrações através da disposição de um arranjo linear de sismógrafos de engenharia partindo da fonte de vibrações, viabilizando analisar o comportamento da amplitude de vibração com o aumento da distância até a fonte. Sendo assim, o presente estudo visa analisar as vibrações produzidas por diversos equipamentos e veículos utilizados no contexto operacional de uma Mina de Ferro e, frente aos resultados obtidos, analisar se a retomada operacional do tráfego desses equipamentos sobre uma barragem de rejeito pode gerar um incremento de vibrações prejudicial à condição geotécnica dessa estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: vibrações, liquefação, sismógrafos de engenharia, barragens, caracterização geológico-geotécnica.

ABSTRACT: Considering recent tailings dam failures, which were associated with the liquefaction process, it has become imperative to characterize the vibrations inherent in logistics and ore production processes. This is because both induced and natural vibrations could potentially trigger these failure modes. The commonly used methodology stems from extensive studies on vibration analysis induced by blasting. In this method, vibration attenuation curves are generated through a linear arrangement of engineering seismographs, starting from the source of vibrations. This allows for the analysis of the behavior of the vibration amplitude as the distance from the source increases. In this context, the present study aims to analyze the vibrations produced by various equipment and vehicles used in the operational context of an Iron Mine. Based on the results obtained, the study will examine whether the resumption of these equipment's operation over a tailings dam could lead to an increase in vibrations that could be detrimental to the geotechnical condition of the structure.

KEYWORDS: vibrations, liquefaction, engineering seismographs, dams, geological-geotechnical characterization.

1 INTRODUÇÃO

O ano de 2019 foi marcado pelo rompimento da barragem B1, na Mina de Corrégo do Feijão, que foi construída pelo método à montante, o que refletiu em uma mudança considerável na gestão e fiscalização das estruturas geotécnicas, especialmente barragens de rejeito. Em seguida ao rompimento, a Agência Nacional de Mineração (ANM) interditou a operação de algumas minas em função da similaridade do método construtivo (alteamento a montante), cuja susceptibilidade à ruptura pelo modo de falha liquefação poderia ser engatilhada pela geração de vibrações inerentes aos processos de operação do ambiente minerário.

Sendo assim, houve um grande investimento por parte das mineradoras em novas tecnologias de monitoramento, projetos, campanhas de investigação geológico-geotécnica e modelagens numéricas, com objetivo de melhorar o entendimento da performance das barragens, bem como acurar os parâmetros que condicionam as análises de estabilidade para determinação dos fatores de segurança que enquadram as estruturas em níveis de emergência, segundo os critérios definidos pelas legislações vigentes.

Nesse contexto, e impulso oriundo das requisições técnicas dos órgãos regulamentadores e fiscalizadores, foi inciada uma extensa campanha de caracterização das vibrações induzidas no ambiente minerário, visando embasar tecnicamente a retomada progressiva das atividades operacionais de uma mina, a exemplo do tráfego de equipamentos de grande porte próximos à essas estruturas geotécnicas.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO

A estrutura geotécnica, objeto desse trabalho, trata-se de uma barragem cujo maciço foi formado acima do limite da cava que faz parte de seu reservatório. Essa estrutura era uma Cava que, após exaurida, foi preenchida com rejeito para atender as necessidades de disposição da Mina. No entanto, ao longo da tempo, foram construídos aterros à jusante da parede leste da cava, o que posteriormente acabou sendo configurado como o maciço da barragem, uma vez que o aterro ultrapassou o bordo da cava. Além disso, durante a operação houve o avanço do acesso operacional da mina para dentro da cava, acima do rejeito. Esta plataforma de acesso foi posicionada em cota superior ao aterro da barragem, sendo, portanto, responsável pelo controle do trânsito de cheias do reservatório. Portanto, apesar de o aterro destinado ao acesso ser constituído de solo e não ser condicionante da estabilidade da estrutura, este trecho é utilizado para controle de cheias, configurando a barragem como uma estrutura alteada a montante, pelos critérios da legislação vigente.

Essas duas características, método construtivo e ser um acesso imprescindível na logística de operação da Mina, fizeram com que essa estrutura fosse objeto de diversos estudos de vibrações desde 2020, afim de subsidiar a retomada operacional do tráfego de veículos e equipamentos no acesso sobre a crista. Os estudos realizados visaram caracterizar uma gama de equipamentos utilizados rotineiramente na logística de produção, beneficiamento e escoamento de uma Mina de Ferro. A linha do tempo apresentada na Figura 1 evidencia os marcos temporais dos estudos de vibrações na barragem Área IX e seus reflexos em termos da retomada operacional do site.

Figura 1. Linha do tempo dos estudos de vibrações realizados na Área IX e seus reflexos em prol da retomada operacional do site (Fonte: autor).

3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

A área de estudo localiza-se na porção sudoeste do Quadrilátero Ferrífero, região ao sul do Cráton São Francisco. O Quadrilátero Ferrífero possui o embasamento composto por rochas granito-gnáissicas do Arqueano. Sobre estas ocorre o *greenstone belt* Rio das Velhas (também Arqueano), seguido pela sequência metassedimentar do Supergrupo Minas (Sideriano) e Supergrupo Estrada Real (Riaciano). Regionalmente, na área do empreendimento afloram rochas dos Grupos Itabira e Piracicaba (Sg. Minas), do Grupo Sabará (Sg. Estrada Real), além de unidades Cenozóicas.

A Figura 2 apresenta o mapa geológico-geotécnico da barragem e uma imagem aérea da estrutura, possibilitando entender a conformação da barragem, com o aterro a jusante recoberto por grama e a montante da bacia a área de disposição de rejeito. As porções compostas por materiais *in situ*, dispostas nos entornos da estrutura, estão demarcadas pela presença de vegetação. Os materiais geológicos identificados na área foram separados em cinco unidades distintas, da base para o topo, a saber: itabirito compacto, semi-compacto e friável, da Formação Cauê, filito da Formação Saramenha e coberturas terciárias constituídas de representantes da Formação Cata Preta. Além desta, há coberturas recentes compostas por solos residuais e colúvios laterizados ou não laterizados, além de materiais antropomórficos de rejeito e aterros

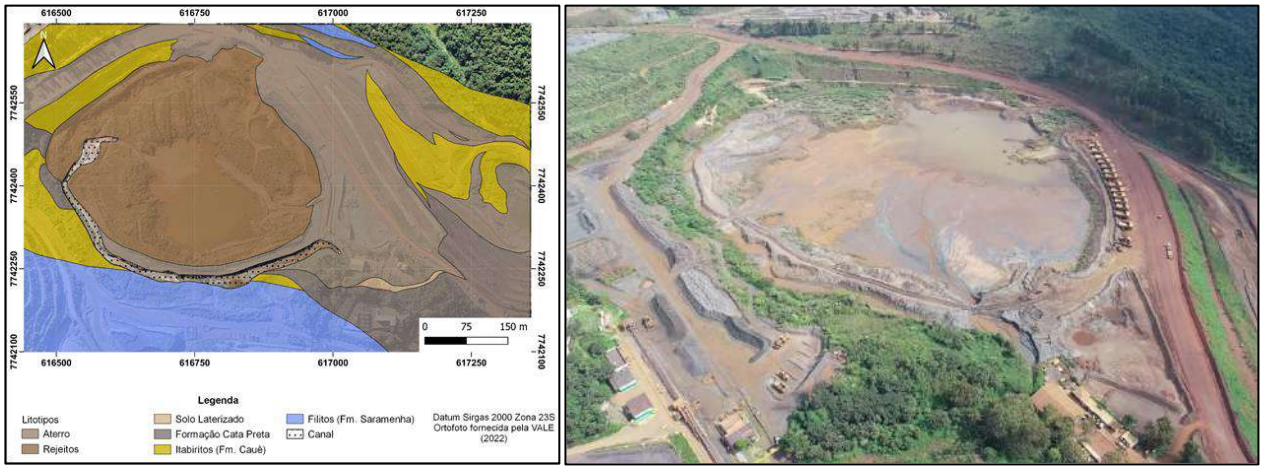


Figura 2. a) Mapa geológico-geotécnico local - agosto, 2022; b) vista geral da barragem – junho 2019 (Fonte: documento interno VALE).

Foram realizadas diversas campanhas de investigações geológico-geotécnicas de campo e laboratório, com foco na caracterização das unidades antropomórficas e de fundação da barragem e na definição dos parâmetros geotécnicos dos materiais que compõe a estrutura. Também foram feitas sobreposições de levantamentos topográficos e análise de imagens de satélite. Por fim, foram conduzidas campanhas de investigação geofísica na região pelos métodos de eletrorresistividade e de potencial espontâneo (SP).

Os ensaios de campo compreenderam sondagens rotativas, à percussão, poços de investigação com coleta de amostras indeformadas e ensaios CPTu no rejeito. Identificou-se que o principal componente da fundação é o itabirito friável da Formação Cauê, da base para o topo são seguidos por brechas e colúvios/diamictitos da Formação Cata Preta. Há porções com presença de filito da Formação Saramenha e o maciço da barragem é composto por aterros de fontes diversas.

A Figura 3, apresenta a interpretação da seção geológico-geotécnica central da estrutura, destacado em vermelho está a região principal de locação estudos sismográficos apresentados neste trabalho. Na sequência a Figura 4 apresenta a análise de estabilidade da seção central, bem como os parâmetros geotécnicos utilizados. Cabe ressaltar que os parâmetros de resistência adotados para o rejeito, foram baseados nos ensaios triaxiais CIU realizados, além da compilação dos ensaios de CPTu executados no reservatório.

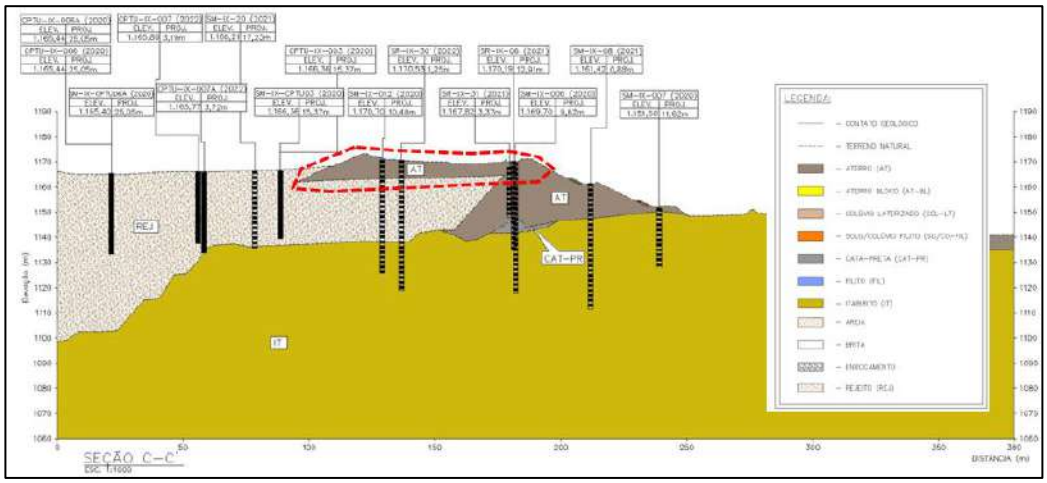


Figura 3. Seção geológico-geotécnica central. Na base há itabiritos, na porção central há sobreposição de aterro e rejeitos a montante. Na base do aterro ocorre delgada lente de formação Cata Preta (Fonte: documento interno VALE).

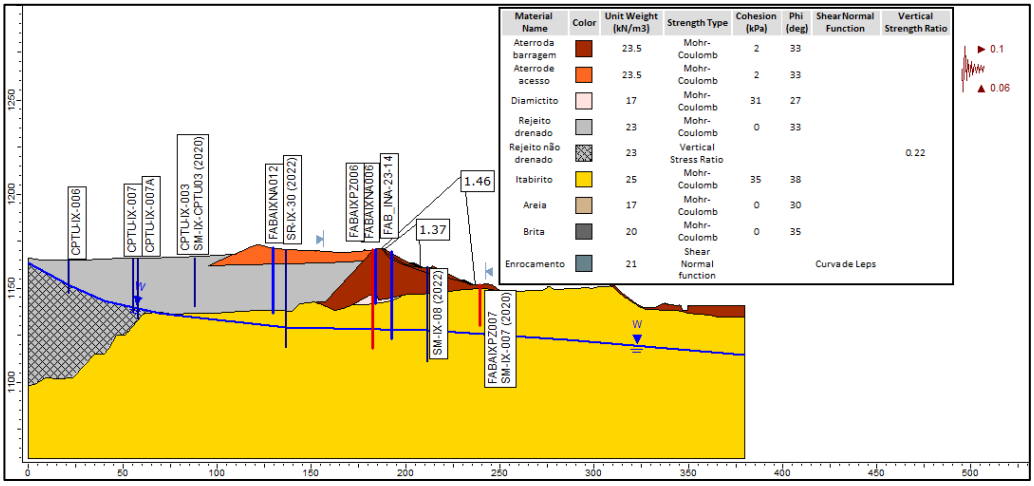


Figura 4. Resultado da análise de estabilidade não drenada – Jusante – Solicitação sísmica – Não circular – Seção Central (Fonte: documento interno VALE).

4 METODOLOGIA

Estudos sismográficos são difundidos na caracterização de fontes de vibração relacionadas com desmontes utilizando explosivos e cravação de estacas em fundações de grandes obras (DOWDING, 1996). No contexto desse trabalho, a abordagem metodológica desses estudos permite a caracterização acerca do nível de vibração (velocidade de partícula em mm/s) gerado por operações de máquinas/veículos em ambiente minerário, e como essas vibrações se propagam no terreno da área de interesse.

De forma geral, são dispostos arranjos lineares de sismógrafos de engenharia (conjunto de alimentação, módulo de aquisição e geofone) no terreno de interesse e realiza-se o controle espacial e temporal das operações de interesse (potenciais fontes de vibração), que passam a ser tratadas como eventos (Figura 5a). Dessa forma, os valores de vibração registrados em cada sensor passam a ser correlacionáveis aos eventos dentro de um intervalo denominado "janela de correlação do evento".

As janelas de correlação são usadas para se obter parâmetros estatísticos dos dados contidos nelas, dentre eles, os valores máximos de amplitude registrados que são associados os eventos de interesse. Os valores dos máximos, combinados às coordenadas dos sensores e dos locais de atividade das máquinas/veículos, permitem o ajuste de curvas de atenuação das vibrações (Figura 5b) as quais correspondem a modelos matemáticos que permitem estimar níveis de vibração a uma certa distância da fonte de interesse.

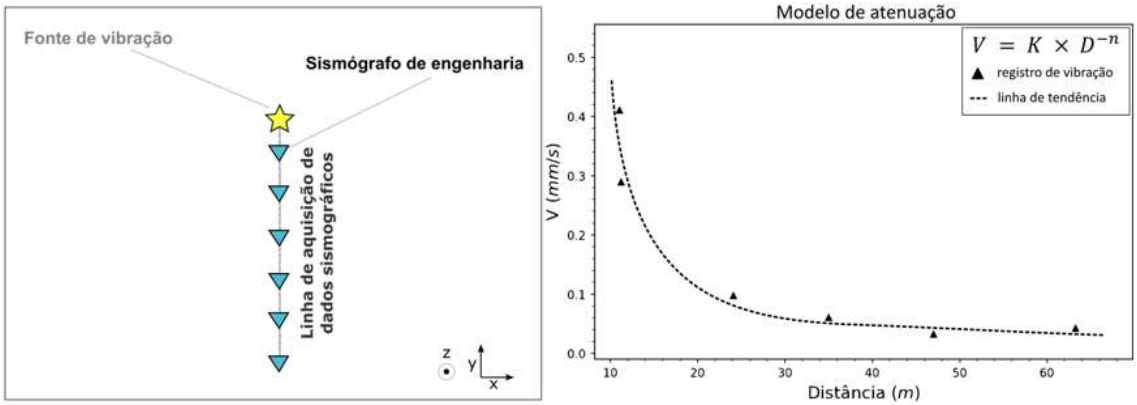


Figura 5. (a) Arranjo linear de sismógrafos de engenharia (esquerda) e (b)curva de atenuação ajustada a partir dos dados de nível vibração e distância dos sensores em relação à fonte (Fonte: documento interno VALE).

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Estudo de Dezembro de 2019 - Background

Em 2019, antes do início dos testes com máquinas, desenvolveu-se um estudo com o objetivo de estimar o nível de vibração de fundo (*background*) na região do Complexo de Fábrica, enquanto a maioria das atividades operacionais estavam paralisadas. Dessa forma, os resultados proporcionariam uma referência para avaliar o impacto da retomada das atividades em termos de acréscimo do nível de vibração. Para tal, foram utilizados dezessete (17) sismógrafos de engenharia, espalhados em todo o complexo minerário, incluindo a região da Área IX (destacada na Figura 6), para registrar os níveis de vibração durante uma semana consecutiva.

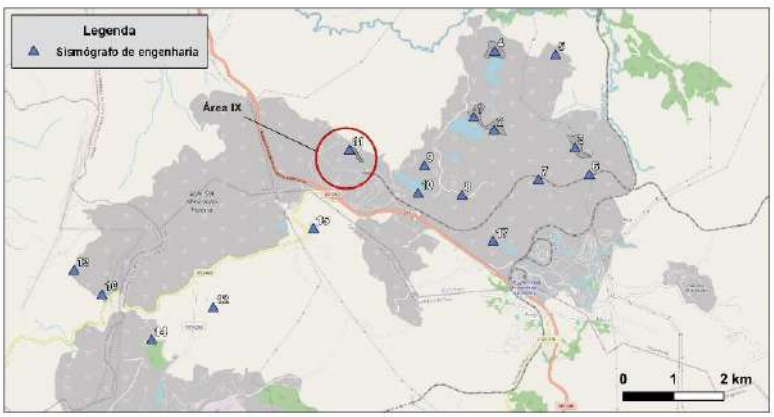


Figura 6. Sensores utilizados na estimativa de background da mina (Fonte: documento interno VALE).

Ao final, adotando a referência do percentil 99% da distribuição de registros (descartando a parcela de 1% de maiores registros como dados espúrios, e.g., intervenções nos sensores), na região da barragem, estimou-se um nível de vibração entre 0,20 e 0,30 mm/s, em termos de velocidade de partícula. A partir desse estudo, foi definido como referência o limite de 0,20 mm/s de PVS *(Peak Velocity Sum)* como limite de vibração admissível para estruturas de contenção de rejeito construódas pelo método a montante.

5.2 Estudo de Maio de 2020

O trabalho consistiu no primeiro estudo controlado na Área IX (Figura 7) com o objetivo de caracterizar, em função da distância, máquinas e veículos utilizados em operações minerárias específicas como potenciais fontes de vibração. Para tal, foram testados: caminhões fora-de-estrada dos modelos CAT785 e CAT775, caminhão Scania basculante 8x4, carregadeiras dos modelos LT2350, CAT990, CAT966, escavadeira

hidráulica CAT390, tratores de esteira dos modelos D6T e D10T e uma perfuratriz MD6250. Devido ao caráter pioneiro para o contexto de retomada, a área do teste foi numa porção mais afastada da barragem (conforme destacado na Figura), com parte dos sensores posicionados no reservatório, em direção à estrutura.

Nesse estudo, os principais resultados foram curvas de atenuação, ajustadas em função do tipo de máquina e da atividade executada. Após apreciação dos resultados desse teste, estabeleceu-se uma distância miníma do trafégo dos equipamentos de 25 m a partir do contato com o rejeito, condição está que gerou diversas restrições operacionais na região.

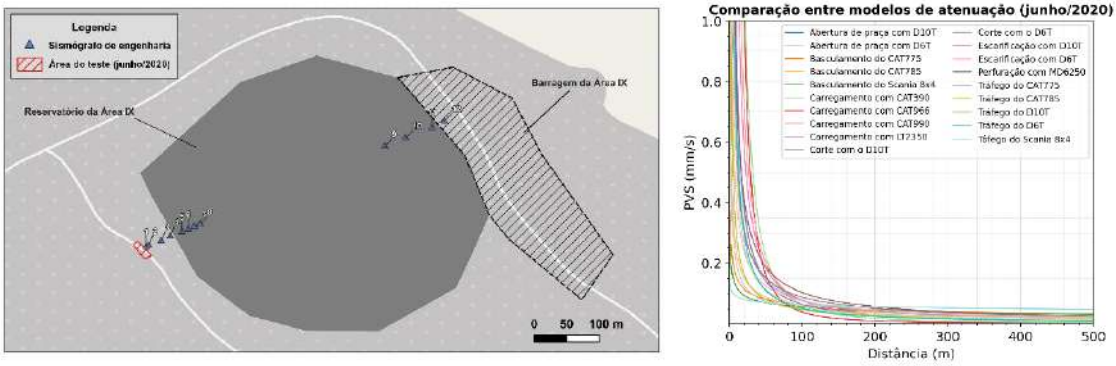


Figura 7. Arranjo utilizado no estudo feito em junho de 2020 (esquerda) e curvas de atenuação obtidas (direita) (Fonte: documento interno VALE).

5.3 Estudo de Janeiro de 2021

Esse trabalho correspondeu a uma nova campanha de testes com máquinas e foi o segundo estudo controlado feito na região da Área IX. Entretanto, diferente do primeiro estudo controlado, nesse trabalho houve uma maior aproximação da estrutura, com a área de testes localizada na região da ombreira esquerda da barragem da Área IX (Figura) e o foco nas operações de tráfego das máquinas. Nessa nova campanha, além das máquinas testadas no primeiro estudo, foram incluídas: carregadeira do modelo modelos CAT980, escavadeira hidráulica PC2000, motoniveladoras CAT16M e CAT140, trator de pneu CAT824, e uma perfuratriz BUCYRUS.

Além da caracterização das fontes, os testes também foram realizados com o objetivo de se observar a influência dos materiais superficiais na propagação das vibrações, com um arranjo bidirecional (destacado na Figura 8) com sensores em linha no sentido do reservatório e no sentido do terreno natural à jusante da estrutura. O arranjo mais refinado dos sismógrafos neste teste, permitiu um ajuste melhor das curvas de atenuação (Figura 9) e por consequência a retomada parcial do trafégo de alguns equipamentos dada a atenuação rápida dos equipamentos sobre rodas, no entanto, o trafégo do CAT785 e equipamentos sobre esteiras foram restringidos, visto que as vibrações foram mais acentuadas face ao valor de referência do *background noise* de 0,2 mm/s PVS.

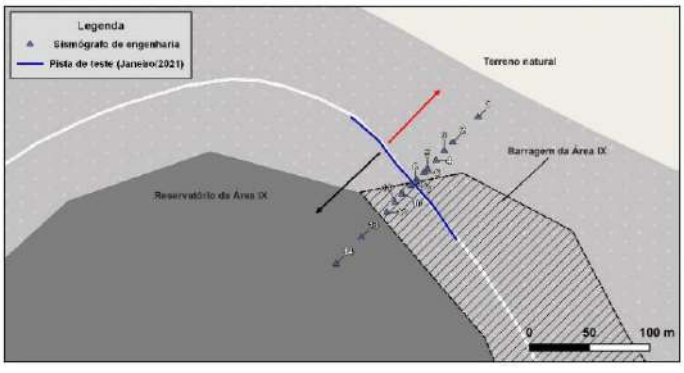


Figura 8. Arranjo utilizado no estudo feito em janeiro de 2021 (Fonte: documento interno VALE).

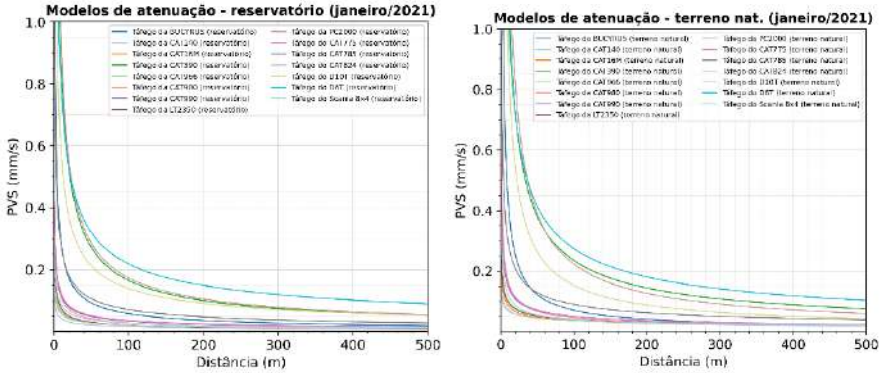


Figura 9. Curvas de atenuação obtidas no estudo de 2021 (Fonte: documento interno VALE).

5.4 Estudo de Setembro de 2021

Esse trabalho correspondeu ao terceiro estudo controlado na região da Área IX, com testes realizados sobre centro do maciço da barragem (Figura 10). Novamente, o foco foi o tráfego das máquinas testadas. Além do arranjo de sensores em superfície para ambas as direções interesse, foram utilizados sismógrafos em profundidade para avaliar a atenuação das vibrações no aterro da estrutura. As máquinas testadas foram: caminhão fora-de-estrada CAT785 (tráfego lento – 20 km/h – e tráfego operacional – 40 km/h), caminhão CAT785 adaptado para prancha de transporte de outras máquinas, perfuratriz MD6290, trator de esteira D10T, escavadeiras hidráulicas dos modelos CAT390, CAT349 e PC2000.

O objetivo principal do teste foi refinar o arranjo sismográfico tanto em superfície quanto em profundidade, afim de dirimir as dúvidas levantadas no desdobramento do teste anterior, que acarretou a restrição do tráfego do CAT785, o que implicava numa condição operacional difícil para a mina visto que esse é principal equipamento utilizado.

Além das curvas de atenuação (Figura 11), também foram geradas extrapolações bidimensionais que simulam a máxima amplitude de vibração de determinada máquina a partir de qualquer ponto no eixo da pista de testes. Com relação aos sensores de profundidade, comparando os registros com o sensor 09 (projeção em superfície), notou-se que, na média, as amplitudes foram 9% menores a 2,75 m, 19% menores a 6,05 m, e 26% menores a 9,75 m.

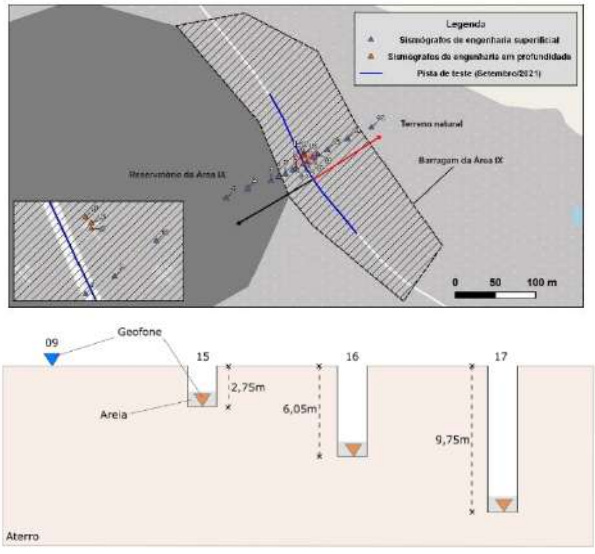


Figura 10. Arranjo utilizado no estudo feito em setembro de 2021 na Área IX (superior) e detalhe do posicionamento dos sensores em profundidade (inferior), (Fonte: documento interno VALE).

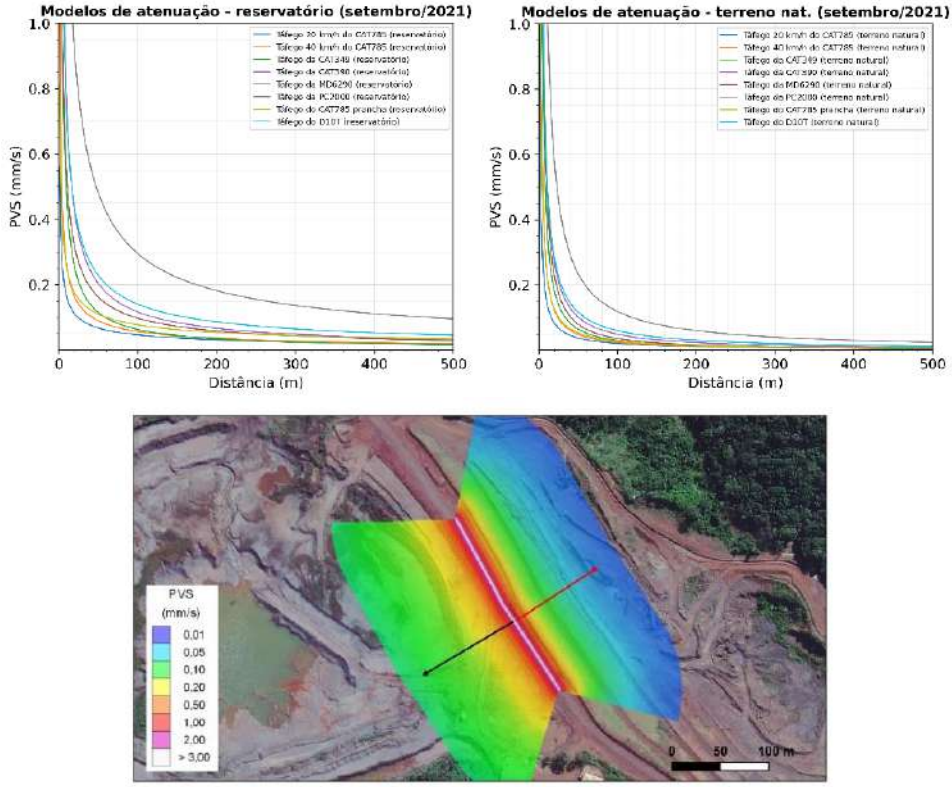


Figura 11. Curvas de atenuação obtidas no estudo feito em setembro de 2021 (superior) e exemplo extrapolação espacial dos modelos de atenuação (inferior), (Fonte: documento interno VALE).

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O contexto peculiar da Área IX - por se tratar originalmente de uma cava que após a produção ser exaurida se tornou um local de disposição de rejeitos, bem como sua localização estratégica em uma mina de Ferro, a tornou um dos acessos principais para logística de produção do site - colocou essa estrutura geotécnica como um dos principais focos de estudos relacionados a vibrações associadas ao tráfego e operação de equipamentos.

O avanço nos arranjos propostos para os testes executados, impulsionados pelas restrições de tráfego e recomendações impostas por auditores, proporcionaram um refinamento considerável nas curvas de atenuação geradas a partir do tráfego de diversos equipamentos utilizados na operação de uma mina. Tal refinamento nos estudos subsidiou tecnicamente a viabilidade da retomada operacional deste site, uma vez que foi evidenciado o não incremento de risco geotécnico, dada as baixas amplitudes e rápida atenuação, superficialmente e em profundidade, das vibrações geradas pelos equipamentos testados. Além disso, serviu de base para outros estudos em prol da descaracterização de barragens a montante deste complexo, cuja susceptibilidade ao modo de falha por liquefação as torna sensíveis a um possível gatilho relacionado a vibrações.

Por fim, ressalta-se a necessidade da continuação do trabalho com foco em correlacionar os resultados dos estudos de vibrações executados com as características geológico-geotécnicas das estruturas nas quais estes testes foram feitos. É essencial que sejam extraídas correlações empíricas de modo a viabilizar a transposição dos resultados entre diferentes estruturas com características geológico-geotécnicas similares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Dowding, C. H. (1996). *Construction Vibrations*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ., 610.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/514

Caracterizaçao Geológico-Geotécnica de Depósito de Argila Mole no Municipio de Itajaí-SC

Ana Karine Santos Dantas
Engenheira Civil, TPF Engenharia, Florianópolis, Brasil, ana.dantas@tpfe.com.br

Lucas Rodrigues Heckrath
Engenheiro Civil, Nova Engevix Engenharia, Florianópolis, Brasil, lucas.heckrath@novaengevix.com.br

Gisele Marilha Pereira Reginatto
Engenheira Civil, Nova Engevix Engenharia, Florianópolis, Brasil, gisele.reginatto@novaengevix.com.br

Luís Fernando Farias
Engenheira Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, luizfrnfarias@gmail.com

RESUMO: O presente trabalho apresenta a investigação geológico-geotécnica de um terreno localizado em Itajaí-SC, onde será ampliada uma Estação de Tratamento de Esgoto. Geologicamente, o terreno encontra-se sobre depósitos marinho praiais e depósitos aluviais. A investigação compreendeu, inicialmente, a realização de 21 sondagens a percussão-SPT. O perfil apresenta uma camada inicial de 3 metros de aterro assente em uma camada argilosa mole com cerca de 10 metros de espessura. Esta argila está sobre uma camada de areia com cerca de 12 metros, que esta sotoposta a uma segunda camada de argila de baixa consistência bastante espessa, esta com aproximadamente 20 metros. Aos 45 metros de profundidade, identificou-se uma areia compacta impenetrável ao trépano. Para investigação complementar das camadas de argila mole, realizou-se a coleta de 3 amostras deformadas e indeformadas para ensaios de laboratório de caracterização completa e adensamento. Realizou-se ainda ensaios de palheta (Vane Test) para definição de parâmetros de resistência nas duas camadas de argila. Através da investigação, foi possível comparar as duas camadas de argila mole e verificar diferenças devido, principalmente, ao estado de tensões. Ao final, sugere-se o tratamento do solo previamente à ampliação e utilização de fundação profunda para as estruturas da ETE.

PALAVRAS-CHAVE: SPT, CPT, Adensamento, Ensaio de Palheta, Argila Mole.

ABSTRACT: This work presents the geological-geotechnical investigation of a land located in Itajaí-SC, where a Sewage Treatment Station will be expanded. Geologically, the land lies on marine beach deposits and alluvial deposits. The investigation initially included carrying out 21 SPT. The profile presents an initial layer of 3 meters of fill based on a soft clayey layer approximately 10 meters thick. This clay is under a layer of sand measuring approximately 12 meters, which is on top of a second layer of very thick, low-consistency clay, measuring approximately 20 meters. At a depth of 45 meters, compact sand was identified that was impenetrable to the trepane. For additional investigation of the soft clay layers, 3 deformed and undeformed samples were collected for laboratory tests of complete characterization, densification and shear. Vane tests were also carried out to define resistance parameters in the two clay layers. Through investigation, it was possible to compare the two layers of soft clay and verify differences due mainly to the state of stress. Finally, it is suggested to treat the soil prior to expansion and use of a deep foundation for the ETE structures.

KEYWORDS: SPT, CPT, Consolidation Test, Vane Test, Clay Soils.

1 INTRODUÇÃO

Projetar estruturas sobre depósitos de argilas moles é um desafio que requer uma atenção especial no que se refere à etapa de investigação geológico-geoténica. Solos moles caracterizam-se por ter baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade, necessitando de uma caracterização geotécnica que dê o respaldo necessário para previsão comportamento deste solo após a imposição do carregamento. Identificar a

espessura, disposição espacial, definir parâmetros de compressbilidade e resistência, especialmente da camada de solo mole, são algumas das questões a serem esclarecidas a fim de evitar recalques excessivos ou ruptura da fundação.

Conforme preconizado por Schnaid e Odebrecht (2012), investimentos suficientes na caracterização do solo, considerando o tipo de estrutura e a complexidade geológica e geotécnica local, buscando conciliar seu custo com os riscos envolvidos, evidenciam a boa prática da engenharia.

A região litorânea de Santa Catarina, mais precisamente à margens do Rio Itajaí-Açu, é caracterizada pela presença de espessos depósitos de argila mole, onde, através de campanhas de ensaios de campo, constataram-se espessuras iguais ou superiores a 10 metros. Às margens deste rio, será realizada a ampliação de uma Estação de Tratamento de Esgoto que requer investigações de subsolo para subsidiar os estudos de fundação e escavação para a construção das estruturas.

2 ÁREA DE ESTUDO

2.1 Localização

A área de estudo deste trabalho trata-se da região onde será ampliada uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) localizada em Itajaí, município situado no litoral norte de Santa Catarina, a cerca de 100 km da capital Florianópolis. Itajaí possui 264.054 habitantes distribuidos em 289,215 km² de área territorial e faz divisa com os municípios de Camboriú e Balneário Camboriú, ao sul, Brusque, a sudoeste, Gaspar e Ilhota, a oeste, e Navegantes, ao norte, conforme apresentado na Figura 1. A cidade foi erguida no encontro do rio Itajaí-Açu com o mar e abriga um dos maiores complexos portuários do Brasil. Quanto à A ETE, esta situa-se às margens do canal antigo do rio Itajaí-Mirim, rio alfuente do Itajaí-Açu.

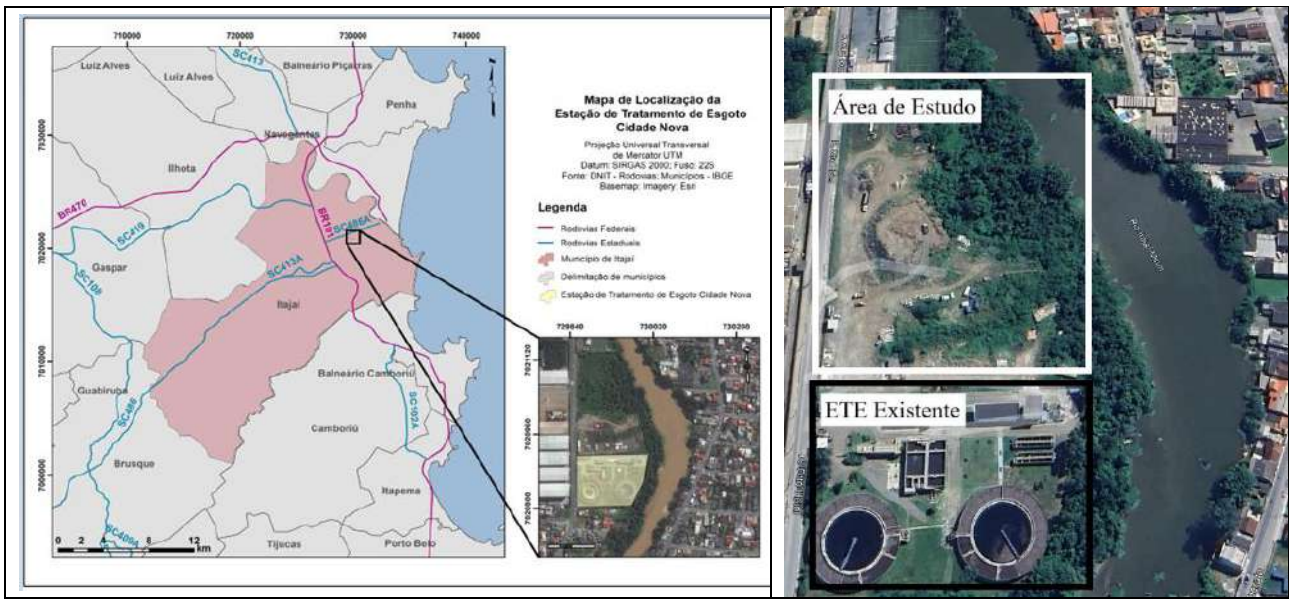


Figura 1. Localização de Itajaí, com destaque para a área de estudo.

2.2 Geologia

O município de Itajaí situa-se na interface entre o embasamento cristalino e a planície costeira. O embasamento cristalino é representado por rochas plutônicas e metamórficas, as quais são responsáveis pelas serras do leste catarinense. Já a planície costeira consiste na deposição sedimentar ocorrida nos últimos milhares de anos por meio das regressões e transgressões marinhas. Conforme apresentado no mapa geológico da Figura 2, elaborado pelo Plano Estadual de Gerenciamento Costeiro de Santa Catarina (GERCO, 2010), a ETE encontra-se sobre depósitos aluviais e marinho praiais, como também depósitos eólicos.

Os depósitos de praia são compostos por areia quartzosa fina e bem selecionada de ambiente dominado por ondas. Os depósitos aluvionares são classificados como depósitos fluviais constituídos por areias e cascalhos das barras fluviais e sedimentos mais finos nas planícies de inundação. Além disso, os depósitos eólicos são constituídos por areia quartzosa muito fina a fina, bem arredondada e selecionada com rara laminação plano-paralela ou cruzada (GERCO, 2010).

Os depósitos aluvionares, caracterizados por areias e lamas e eventualmente cascalheiras, costumam apresentar estratificação evidente, refletindo disposição a partir de fluxos torrenciais canalizados e não canalizados; formam depósitos de grande extensão e espessura, com expressiva presença de matéria orgânica. Ocorre, frequentemente, o seu interdigitamento com depósitos marinhos praiais. O ambiente deposicional associado ao rio Itajaí-Açu encontra-se dividido em diversos sub-ambientes (depósitos de fundo de canal, de meandro, de planície de inundação e de rompimento de diques marginais), com alguns estando eventualmente saturados pelas inundações fluviais, correspondentes aos períodos de cheias das drenagens (GERCO, 2010).

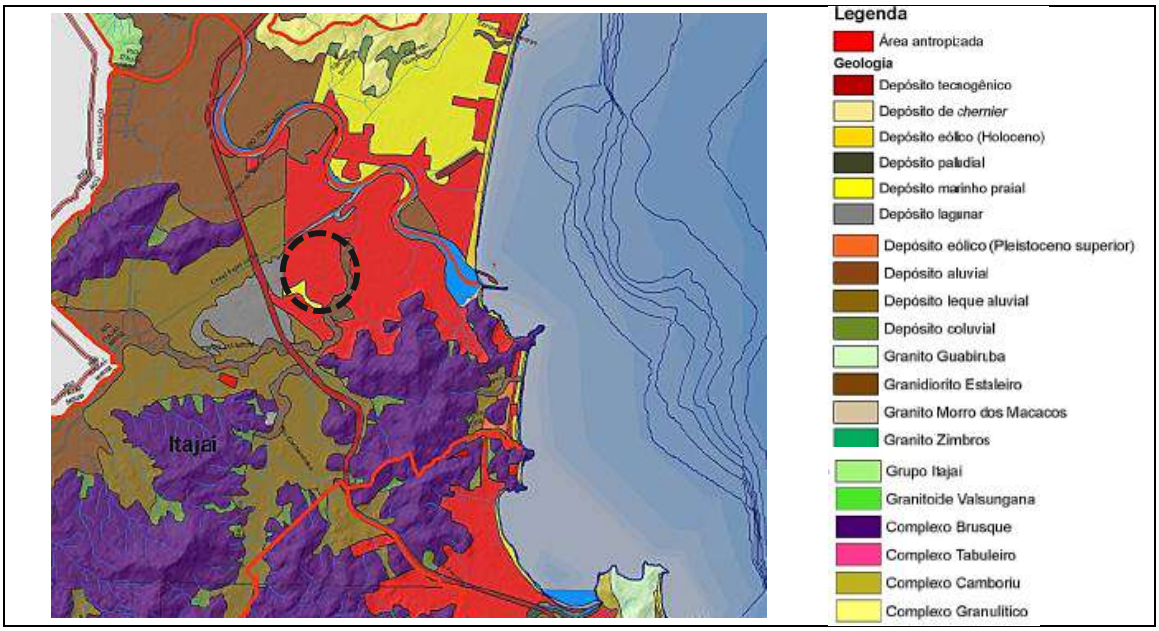


Figura 2. Mapa Geológico (Folha SD-22-Z-B-V-4), modificado de GERCO (2010).

3 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO

A definição do programa de investigação preliminar da área de ampliação da ETE teve como ponto de partida a verificação de seis ensaios CPTs realizados no terreno no ano de 2008. A partir dos resultados desses ensaios, identificou-se, com clareza, uma camada de argila mole seguida por uma camada de areia. Esta camada de areia começa a reduzir a resistência a partir dos 18 m de profundidade. A partir dos 26 m de profundidade, nota-se o início uma nova camada de argila e os ensaios se encerram aos 30 m. A investigação preliminar buscou abranger a totalidade das futuras estruturas do empreendimento e identificar melhor esta segunda camada de argila, consistindo então em 21 sondagens SPT, executadas conforme a NBR 6484 (ABNT, 2001). A partir destes ensaios, observou-se as características do perfil do solo e um definiu-se um programa de investigação complementar.

Através da identificação de duas camadas de argila mole no perfil, evidenciou-se a necessidade de investigar de forma mais específica cada uma dessas camadas. Desse modo, solicitou-se a coleta de 3 amostras deformadas para realização de ensaios de laboratório de caracterização física completa e 3 indeformadas para realização de ensaios de adensamento e cisalhamento, definindo assim parâmetros de resistência e compressibilidade. Ademais, solicitou-se a a execução de Ensaios de Palheta (Vane Test) para obtenção da resistência não drenada (S_u) em dois pontos onde estão previsto a construção de estruturas com os maiores carregamentos. Em cada ponto, realizou-se um ensaio na camada superior de argila e um ensaio na camada mais profunda de argila, totalizando quatro ensaios. A locação dessas investigações executadas é apresentada na Figura 3, suas coordenadas e profundidades estão apresentadas na Tabela 1.

Figura 3. Locação da coleta de amostras e ensaios de palheta.

Tabela 1. Coordenadas e profundidades dos ensaios de palheta e amostragem.

PONTOS	COORDENADAS SIRGAS 2000		PROFUNDIDADE (m)	
	X (m)	Y (m)	A	B
VT-01	729912,3226	7021061,8128	6,5	32
VT-02	729914,5853	7020978,9199	6,5	32
AD/AI-01	729907,5603	7021068,1597	3,5	-
AD/AI-02	729909,9570	7020956,3618	3,5	-
AD/AI-03	729971,1773	7020956,1003	6,5	-

As amostras deformadas foram obtidas a partir da abertura de poços de inspeção, já as amostras indeformadas foram coletadas com amostrador do tipo Shelby. A Tabela 2 aparesenta os ensaios realizados:

Tabela 2. Local e quantidade dos ensaios de campo.

ENSAIO	LOCAL	Nº DE ENSAIOS
Ensaio de Palheta	VT-01 e VT-02	4
Ensaio de Adensamento	AD/AI-01, AD/AI-02 e AD/AI-03	3
Granulometria e Sedimentação		3
Limite de Liquidez		3
Limite de Plasticidade		3
Massa Específica Real de Grãos		3
Massa Específica Natural		3

4 RESULTADOS

4.1 Conde Penetration Test (CPT)

Os seis ensaios CPTs realizados no terreno no ano de 2008 foram disponibilizados pelo cliente e utilizados para conhecimento prévio das características do colo. Identificou-se, com clareza, uma camada de argila mole de aproximadamente 10 m de espessura, caracterizada pelos baixos valores de resitência de ponta e atrito lateral, seguida por uma camada de areia que ocorre até os 25 m. Esta camada de areia, identificada pelos valores de resistência (q_c) elevados (10 a 20 MPa), começa a reduzir a resistência a partir dos 18 m (8MPa) de profundidade. A partir dos 26 m de profundidade, nota-se o início uma nova camada de argila e os ensaios se encerram aos 30 m de profundidade.

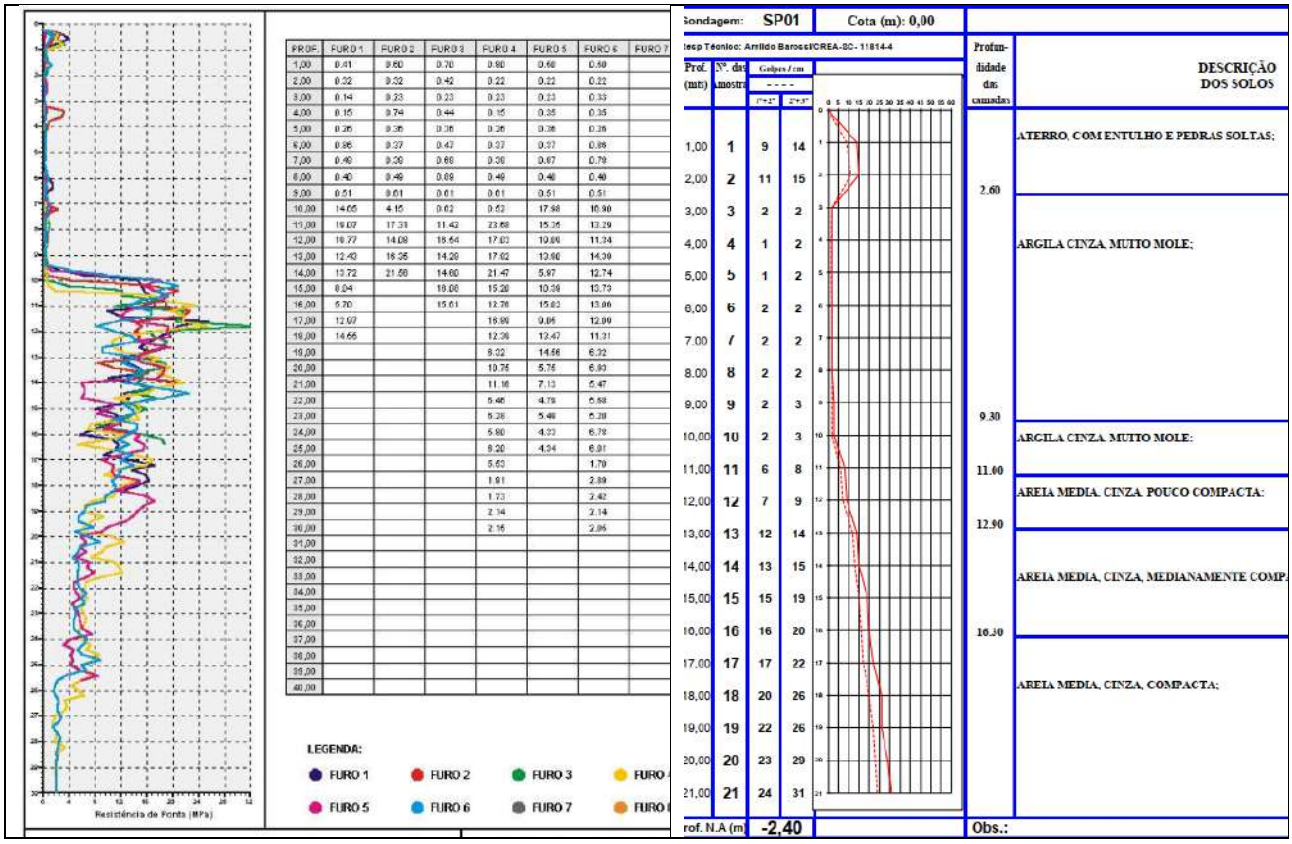


Figura 4. Resultados dos ensaios CPTs e SP-01.

4.2 Sondagens (SPT)

As investigações realizadas foram compiladas e avaliadas com o objetivo de caracterizar o perfil geológico-geotécnico da área, sendo possível perceber uma estratigrafia bem definida nas sondagens (SP01 na Figura 4). A área vem sendo utilizado como local de descarte de material proveniente de obras (bota-fora), contendo assim uma camada superficial com pedregulhos e entulhos. Dessa forma, o perfil dos solos apresenta uma camada de material de aterro que varia até 2 ou 3 metros. Nos pontos de sondagem SP-15, SP-16, SP-17, SP-18 e SP-20, ocorre uma camada mais espessa do material de aterro com entulhos e pedras.

Somente em torno de 3 metros de profundidade que chegamos à primeira camada de argila mole (2<Nspt<4) observada no CPT, com aproximadamente 10 metros de espessura. Na sequência, ocorre uma camada de areia (15<Nspt<30) de até 12 metros e novamente uma camada argilosa de baixa consistência (2<Nspt<4) de aproximadamente 19 metros de espessura. Em seguida, aproximadamente aos 45 metros de profundidade, há uma camada de areia compacta (Nspt>35) e material impenetrável ao trépano. Essas camadas de solo têm origem nos processos geomorfológicos de formação de solos sedimentares, característicos de regiões próximas a corpos hídricos. Um dos perfis do solo gerado é apresentado na Figura 5.

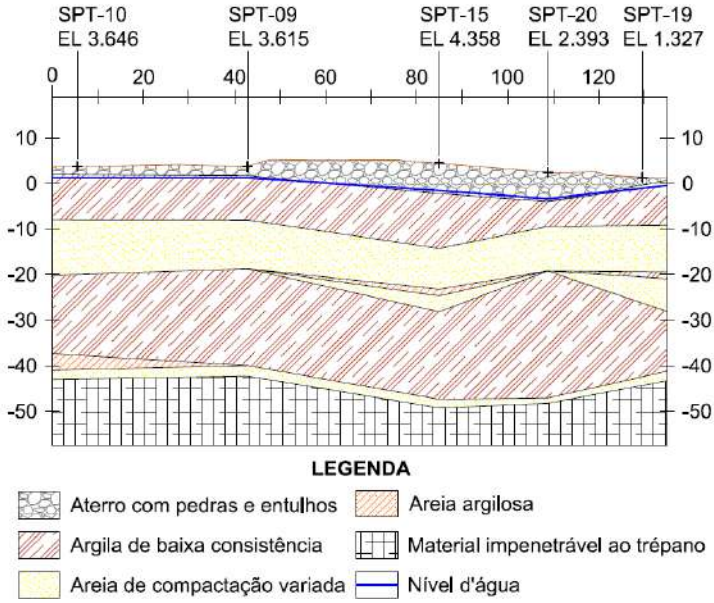


Figura 5. Perfil geológico-geotécnico do terreno.

Ressalta-se que esta caracterização foi realizada em 2021, 13 anos depois dos ensaios CPTs mencionados, e que o material que vem sendo lançado sobre a primeira camada de argila ocasiona o seu processo de adensamento, fazendo com que, com o tempo, a argila ganhe resistência. O ideal, em termos de conhecimento, seria a realização de novos ensaios CPTs para verificação do ganho de resistência nesse período.

4.2 Caracterização Física

Para a caracterização física, foram realizados ensaios de granulometria com peneiramento e sedimentação (ABNT, 2016b), Limite de Liquidez (LL) (ABNT, 2016c), Limite de Plasticidade (LP) (ABNT, 2016d), massa específica real dos grãos (ρ) e umidade natural (w), cujo resumo dos resultados está apresentado na Tabela 6.

Tabela 6. Resultados dos ensaios de caracterização física.

Descrição	Profundidade de coleta (m)	% passante # 200	w (%)	LL	LP	IP	ρ (g/cm^3)
AD-01	3,5	60	50,9	-	NP		2,84
AD-02	6,5	67	48,2	45,84	19,69	26,15	2,82
AD-03	6,5	82	58,8	45,62	26,29	19,33	2,91

Na amostra AD-1 foi identificado um percentual considerável de material arenoso, sendo portanto, classificado como não plástico (NP). Nas demais amostras (AD-2 e AD-3) os ensaios atestaram a ocorrência de um solo com granulometria predominantemente fina (argilosa), altamente plástico e com umidade natural alta, características esperadas para um solo mole, cuja ocorrência foi identificada nos perfis das sondagens à percussão.

4.3 Ensaio de Adensamento

O ensaio de adensamento foi realizado conforme a NBR 16853 (ABNT, 2020). A tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) foi determinada pelo método de Pacheco Silva, os índices de compressibilidade (Cr e Cc),

deformações volumétricas máximas e coeficiente de adensamento (Cv – método de Taylor) estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados obtidos no ensaio de adensamento.

Amostra	σ'_{vm} (kPa)	e_{vm}	C_C	C_r	C_V (cm2/s) 25 kPa	C_V (cm2/S) 400 kPa	Massa específica (g/cm³):
AI-01	125	0,6	0,08	0,02	1,38 x 10-2	1,30 x 10-2	2,038
AI-02	39	2,58	1,09	0,38	3,19 x 10-3	2,19 x 10-4	1,450
AI-03	78	1,39	0,55	0,11	6,19 x 10-3	1,20 x 10-3	1,645

4.4 Ensaio de Palheta (*Vane Test*)

Método que determina a resistência não drenada (Su) do solo *in situ*, aplicado para solos argilosos moles a rijos, saturados, permitindo a determinação da resistência em condições de drenagem restrita. O método utilizado para este ensaio foi do tipo B com a perfuração prévia, realizados conforme a NBR 10905 (ABNT, 1989). Os resultados são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Ensaio de Palheta.

Posição	Prof. (m)	Su (pico) (kPa)	Su (amol.) (kPa)	Sensibilidade
VT-01-6,5	6,5	20,7	4,7	Média
VT-01-32	32	65,5	33,7	Baixa
VT-02-6,5	6,5	17,5	15,4	Baixa
VT-02-32	32	50,8	25,2	Baixa
Médios	Su (06,5m)=	19,1	10,1	
	Su (32,0m)=	58,1	29,4	

Ressalta-se que os resultados alcançados devem passar por correção. Conforme proposto por Bjerrum (1973 apud Schnaid e Odebretch, 2012), o valor do Su deve ser multiplicado pelo fator de correção μ, cujo valor médio situa-se em torno de 0,65. Terzaghi & Peck (1967) definem como "argila muito mole" aquela que tem uma resistência não drenada inferior a 25 kPa e "argila mole" o solo que possui o mesmo parâmetro, variando entre 25 e 50 kPa. Observa-se a partir dos resultados que a resistência ao cisalhamento não drenada aumenta com a profundidade. Para determinar a sensibilidade (St), calculou-se a razão entre a resistência não drenada do solo no estado indeformado e a resistência do solo no estado amolgado, segundo a classificação de Skempton & Northey (1952). A sensibilidade tende a ficar constante em profundidade.

5 CONCLUSÕES

A caracterização geológico-geotécnica do solo permitiu conhecer suas características físicas e propriedades mecânicas. O perfil apresenta uma camada inicial de 3 metros de aterro assente em uma camada argilosa mole com cerca de 10 metros de espessura. Esta argila está sobre uma camada de areia com cerca de 12 metros, que esta sotoposta a uma segunda camada de argila de baixa consistência bastante espessa, esta com aproximadamente 20 metros. Aos 45 metros de profundidade, identificou-se uma areia compacta impenetrável ao trépano. Os ensaios atestaram a ocorrência de um solo com granulometria predominantemente fina (argilosa), altamente plástico e com umidade natural alta, características esperadas para um solo mole, cuja ocorrência foi identificada nos perfis das sondagens à percussão. Os resultados de adensamento identificaram a tensão de pré adensamento primeira camada de solo mole, sendo o valor médio de 58,5 kPa, e o C_v da ordem de 10^{-3}. A partir dos resultados do Ensaio de Palheta, verificou-se que a resistência ao cisalhamento não drenada aumenta com a profundidade, apresentando um valor de 19,1 MPa e de 58,1 MPa para a primeira e segunda camada de argila mole, respectivamente. Conclui-se que para a ampliação da ETE, motivação dessa caracterização, necessita, inicialmente, de um tratamento do solo mole para que não ocorram

recalques excessivos das tubulações e o estado limite de serviço seja garantido; quanto às estruturas, estas devem estar apoiadas em fundação profunda.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1989). NBR 10905. *Solo – Ensaios de palheta in situ*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001). NBR 6484. *Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

American Society for Testing and Materials (2007). ASTM D2166. *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*. West Conshohocken.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16853. *Solo – Ensaio de adensamento unidimensional*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016a). NBR 9604. *Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016b). NBR 7181. *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016c). NBR 6459. *Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016d). NBR 7180. *Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro*.

Schnaid, F. & Odebrecht, E. (2012) *Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*, 2ª Edição, Editora Oficina de Textos, São Paulo/SP, 223p.

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1987) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/515

Caracterização Geotécnica de Campos Experimentais para Estudo do Comportamento de Fundações por Estacas Helicoidais

Oskar Leonardo Laurani López
Mestrando em Geotecnia, EESC/USP, São Carlos, Brasil, o.laurani@usp.br

Amanda Regina Foggiato Christoni
Doutoranda em Geotecnia, EESC/USP, São Carlos, Brasil, arfchristoni@usp.br

Thaise da Silva Oliveira Morais
Pós-doutoranda em Geotecnia, EESC/USP, São Carlos, Brasil, tsomorais@sc.usp.br

João Manoel Sampaio Mathias dos Santos Filho
Pós-doutorando em Geotecnia, EESC/USP, São Carlos, Brasil, jmsmfilho@sc.usp.br

Cristina de Hollanda Cavalvanti Tsuha
Professora no departamento de Geotecnia, EESC/USP, São Carlos, Brasil, chctsuha@sc.usp.br

RESUMO: Este artigo apresenta a caracterização por meio de ensaios *in situ* de três Campos Experimentais no Brasil, onde serão instaladas fundações por estacas helicoidais e realizadas provas de carga instrumentadas, para estudos a serem desenvolvidos na EESC/USP. Três campanhas de ensaios de campo foram realizadas com o propósito de caracterizar, definir o perfil geotécnico e estimar parâmetros geomecânicos, essenciais para prever o comportamento dessas fundações estudadas em condições reais. Uma síntese das características geológicas e dos resultados dos ensaios de campo (SPT e CPTu) é apresentada para cada um dos três campos experimentais com suas respectivas interpretações detalhadas, incluindo uma descrição dos resultados de forma individual e em conjunto. Ao final, são apresentados os perfis geotécnicos, um resumo dos parâmetros geomecânicos do solo (estimados por meio de correlações empíricas a partir dos ensaios de campo), o tipo de solo e as condições do terreno.

PALAVRAS-CHAVE: Campo experimental, Ensaios de campo, Parâmetros do solo, Fundações, Estaca helicoidal

ABSTRACT: This article presents the characterization through *in situ* testes of three Experimental Fields in Brazil, where helical pile foundation will be installed and instrumented load test will be conducted for studies to be developed at EESC/USP. Three field test campaigns were carried out with the purpose of characterizing, defining the geotechnical profile and estimating geomechanical parameter, essential for predicting the behavior of these foundations studied under real conditions. A synthesis of the geological characteristics and the results of the filed test (SPT and CPT) is presented for each of the three experimental fields with their respective detailed interpretations, including a description of the results individually and collectively. Finally, the geotechnical profiles, a summary of the soil geomechanical parameters (estimated through empirical correlations form field test), the soil type, and the ground conditions are presented

KEYWORDS: Experimental field, Field tests, Soil parameters, Foundations, Helical pile

1 INTRODUÇÃO

Os campos experimentais desempenham um papel importante na engenharia geotécnica, oferecendo valiosa informação para a compreensão do comportamento solo-estrutura em escala real, especialmente no contexto das fundações de estruturas.

Cavalcante *et al*. (2007) fornecem uma síntese significativa de pesquisas realizadas ao longo de mais de três décadas. Seu trabalho destaca a importância de compreender o perfil de cada campo e obter informações sobre as pesquisas geológicas-geotécnicas realizadas, bem como o comportamento de fundações de acordo com o solo de instalação. Esses trabalhos não só servem apenas como valiosa referência bibliográfica, mas

também lança luz sobre a história, área, localização, número de pesquisadores e publicações existentes nesses locais, o que é fundamental para o avanço e aplicação prática no campo da engenheira geotécnica.

O presente trabalho analisa três campos experimentais em diferentes estados brasileiros: Minas Gerais (Contagem), Santa Cataria (Itajaí) e São Paulo (Itirapina). Os locais foram escolhidos para investigar diferentes tipos de solo, visando estabelecer uma base para futuras provas de cargas instrumentadas em estacas helicoidais. O propósito deste estudo é detalhar o solo e estabelecer um perfil geotécnico estimado para compreender sua interação com as estacas. A metodologia incluiu uma análise geral acerca da geologia, ensaios de campo (SPT e CPTu), interpretação dos resultados a fim de obter diversos parâmetros geotécnicos por meio de correlações empíricas recomendadas pela literatura especializada baseadas nos dados coletados dos ensaios de campo e as classificações *in situ* das amostras associadas e uma análise estatística para estimar o valor médio e um coeficiente de variação dos diversos parâmetros geotécnicos.

2 CAMPOS EXPERIMENTAIS

Os campos experimentais mencionados estão situados em três cidades brasileiras localizadas em estados distintos: Contagem, em Minas Gerais (MG); Itirapina, em São Paulo (SP) e Itajaí, em Santa Catarina (SC), conforme detalhado nas coordenadas da Tabela 1. Cada um desses campos apresenta características únicas, tanto em relação ao tipo de solo quanto ao seu comportamento. Essas informações são cruciais para a instalação adequada das fundações por estacas helicoidais em estudo, pois o comportamento solo-estaca pode variar consideravelmente de acordo com o perfil do terreno de instalação.

Tabela 1. Localização geográfica de cada campo experimental.

		Coordenadas		
	Campo Experimental	Longitude	Latitude	Zona
1	Contagem/MG (Filial Vertice)	601984	7792131	23 K
2	Itirapina/SP (CRHEA-USP)	200966	7545365	23 K
3	Itajai/SC (Subestação Itajai 2)	728247	7015255	22 J

Este artigo apresenta um resumo das principais características dos três campos experimentais, começando com suas características geológicas, seguido pela descrição dos ensaios de campo (SPT e CPTu) e, por último, a interpretação para estabelecer um perfil geotécnico do local. A escolha dos campos experimentais se deve principalmente às notáveis diferenças topográficas e climáticas entre as regiões do país, o que influencia o comportamento das formações geológicas locais.

2.1 Campo Experimental de Contagem/MG

2.1.1 Aspectos Geológicos

Localizada no domínio do embasamento meridional do Cráton de São Francisco, a região é marcada pela presença de terrenos gnáissicos migmatíticos, corpos granitóides e a sequência *greenstone belt* do Supergrupo Rio das Velhas. É importante destacar a presença de rochas arqueanas do Supergrupo Rio das Velhas, especialmente na área compreendidas pelas cidades de Juatuba, Florestal e Mateus Leme. Essas rochas arqueanas desempenham um papel crucial na compreensão da tectônica arqueana no centro-sul de Minas Gerais, contribuindo para elucidar processos geológicos antigos que moldaram a região. A geologia superficial de Contagem e seus arredores pode incluir depósitos aluviais, terraços fluviais e outros sedimentos recentes que se acumularam na superfície (ROMANO *et al*., 2009).

2.1.2 Ensaios de Campo

Realizou-se uma campanha de investigação de campo no terreno da filial da empresa Vértice Engenharia em Contagem. Dentre os tipos de investigação realizados no local, destacam-se os ensaios SPT e CPTu. Foram realizadas três sondagens com medição de número de golpes (N_{SPT}), conforme estabelecido pela NBR 6484

(ABNT 2020) e dois ensaios de piezocone (CPTu), empregando-se um cone elétrico. A localização dos ensaios está representada na Figura 1 e na Tabela 2.

Tabela 2. Coordenadas dos ensaios de campo realizados em Contagem/MG.

No	Código	Profundidade (m)	Coordenadas UTM [1] Longitude	Latitude	Zone
1	SP-01	30	601987	7792140	23 K
2	SP-02	15	601980	7792122	23 K
3	SP-03	25	601984	7792131	23 K
1	CPTu-01	23	601988	7792142	23 K
2	CPTu-02	23	601981	7792124	23 K

[1] Coordenadas aproximadas

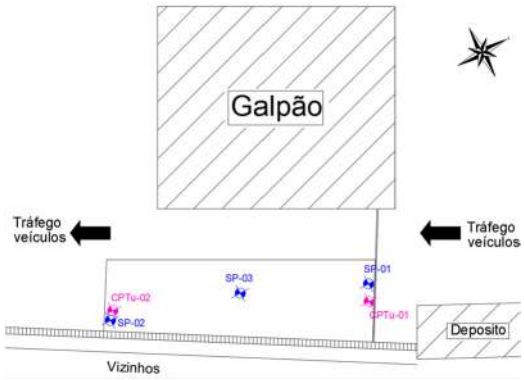


Figura 1. Localização dos ensaios de campo em Contagem/MG.

Os valores de N_{SPT} obtidos variaram entre 1 e 16 golpes/30cm, até uma profundidade de 18m. Posteriormente, observou-se um aumento importante no número de golpes. No caso do CPTu, foi possível confirmar a mudança na resistência do solo previamente identificada pelo ensaio SPT. Além disso, tanto no SPT quanto no CPTu, os furos de investigação feitos na direção norte (SP-01 e CPTu-01) apresentam valores mais elevados do que aqueles realizados no lado oposto (SP-02 e CPTu-02). A Figura 2 apresenta os valores obtidos nos ensaios SPT e CPTu ao longo do perfil do solo.

A Figura 3 apresenta perfil estratigráfico do solo no Campo Experimental, baseado nas sondagens SPT e CPTu. Observa-se que o maciço de solo do local pode ser dividido em três camadas principais. A primeira consiste em uma argila siltosa com pouca areia fina, de cor vermelha e mole, que se estende até aproximadamente 7,0 m de profundidade. A segunda camada é composta por um silte pouco arenoso de cor vermelho claro/amarelo, medianamente compacto, que alcança uma profundidade aproximada de 17,1 m a 21,2 m (dependendo da posição). Finalmente, a terceira camada é constituída por um silte arenoso e areno-siltoso compacto. O nível d´água atinge aproximadamente 13m de profundidade.

A análise dos ensaios SPT e CPTu proporcionou uma estimativa dos parâmetros geomecânicos do solo do local. Essas correlações empíricas consideram diversas variáveis como: o tipo de solo, as condições do terreno durante a realização dos ensaios e dos valores obtidos nos próprios ensaios. No caso do ensaio SPT, é considerado o número de golpes/30cm de penetração e a energia de aplicação, enquanto para o ensaio CPTu, são avaliados a resistência de ponta (q_c), por atrito lateral (f_s) e a poropressão (u_2) (Tabela 3).

Tabela 3. Resumo dos parâmetros geomecânicos estimados para o campo de Contagem/MG.

Camada	Parâmetros do solo: γ (kN/m³)[1] Média	C.V. (%)	Dr, (%)[2] Média	C.V. (%)	ϕ (°)[3] Média	C.V. (%)	S_u (kPa)[4] Média	C.V. (%)	E (MPa)[5] Média	C.V. (%)	G_0 (MPa)[6] Média	C.V. (%)
U.GEO.01	17.9	4.5	-	-	-	-	101.1	49.6	3.8	22.7	-	-
U.GEO.02	19.6	2.7	-	-	-	-	229.9	25.1	6.3	22.9	-	-
U.GEO.03	20.5	1.17	35.5	21.08	35	3.5	-	-	21.3	17.0	120	4.2

[1] CPTu (Robertson, Cabal (2010), Mayne (2010, 2014), Baginska (2016), Lengkeek et al (2018)) - SPT (Godoy (1972))

[2] CPTu (Baldi et al (1986), Jamiolkowski et al (2003), Mayne (2007)) - SPT (Budhu M. (2011))

[3] CPTu (Robertson et al.(1986), Kulhawy, Mayne (1990), Uzielli et al (2013) - SPT (Godoy (1983). Budhu M. (2011))

[4] CPTu (Lunne et al, (1997), Schnaid F (2012), Kulhawy&Mayne (1990), Rémai (2013)) - SPT (Teixeira e Godoy (1996), Hara, A., et al. (1971), Budhu, M. (2011))

[5] SPT (Bowles, J. (1996) - Solo de tipo silte, silte arenoso ou silte argiloso (Tabela 5-6))

[6] CPTu (Schnaid (2005, 2009), Eslaamizaad & Robertson (1997))

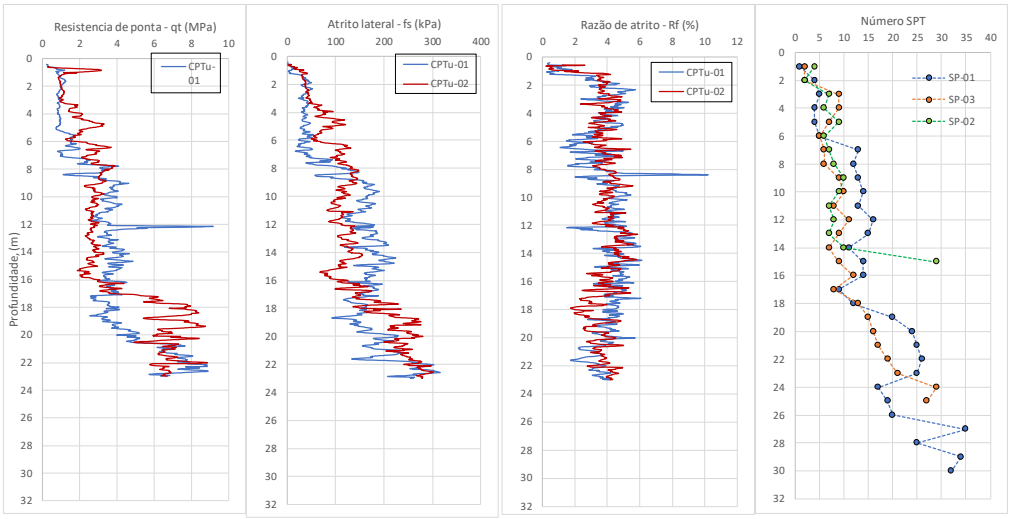


Figura 2. Resultados dos ensaios de campo ao longo do perfil do solo (SPT e CPTu) de Contagem/MG.

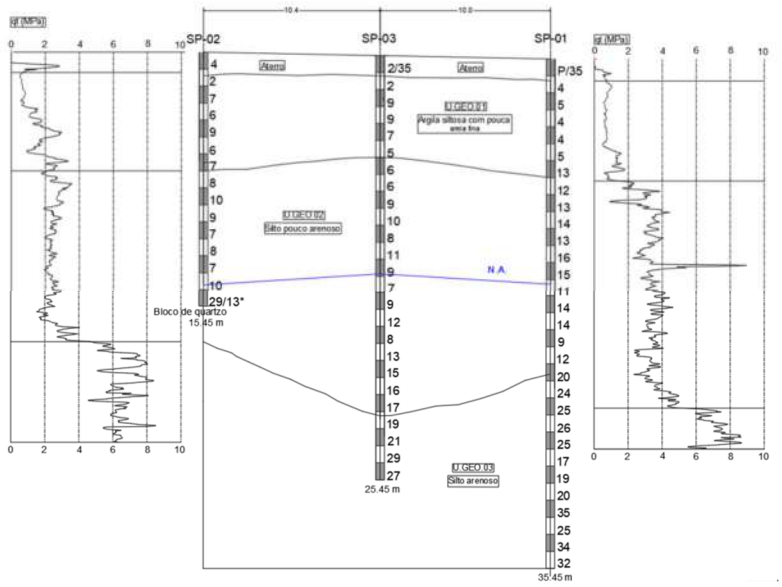


Figura 3. Perfil geotécnico de Contagem/MG.

2.2 Campo Experimental de Itirapina/SP

2.2.1 Aspectos Geológicos

O local é caracterizado pela formação Serra Geral. Esta formação é constituída por materiais residuais originados de diabásio, deste modo, apresentam espessuras variáveis de solo, mesmo quando desenvolvidos em condições de declividade semelhante (SANTOS, 2013).

De acordo com Silva (2005), este solo geralmente exibe baixa resistência e tem uma textura predominantemente argilosa. Entretanto, em determinados locais analisados, a fração de silte torna-se predominante, especialmente nas áreas próximas ao maciço rochoso. Sua coloração varia de amarelo, devido a presença de geotita, a avermelhada variegada, devido a presença de hematita (*apud* SANTOS, 2013).

2.2.2 Ensaios de Campo

Realizou-se uma campanha de investigação de campo no Centro de Recursos Hídricos e Estudos Ambientais, da Universidade de São Carlos – CRHEA/USP, na cidade de Itirapina/SP. Foram realizadas três

sondagens com medição de N_{SPT}, conforme estabelecido pela NBR 6484 (ABNT 2020). A localização dos ensaios está representada na Figura 4 e na Tabela 4.

Tabela 4. Coordenadas dos ensaios de campo realizados em Itirapina/SP.

		Profundidade	Coordenadas UTM [1]		
No	Código	(m)	Longitude	Latitude	Zona
1	SP-01	16.50	200972	7545356	23 K
2	SP-02	13.78	200965	7545367	23 K
3	SP-03	13.35	200963	7545374	23 K

[1] Coordenadas aproximadas

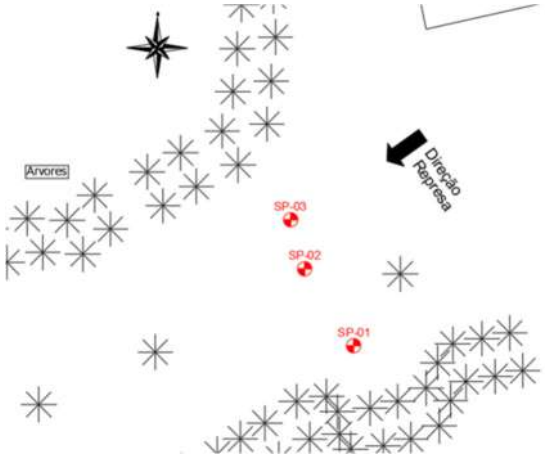


Figura 4. Localização dos ensaios de campo em Itirapina/SP.

Os valores de N_{SPT} obtidos variam entre 2 a 10 golpes/30cm, até uma profundidade de 10m. Posteriormente, observou-se um aumento no número de golpes entre 14 e 22 golpes/30cm, e finalmente atingiu uma camada impenetrável ao trépano de lavagem (rocha alterada ou matacão). A Figura 5a apresenta os valores obtidos nos ensaios SPT e o coeficiente de variação ao longo do perfil do solo.

A Figura 5b apresenta perfil estratigráfico do solo no Campo Experimental, com base nas sondagens SPT. Observa-se que o maciço de solo do local pode ser dividido em duas camadas principais. A primeira consiste em uma areia fina argilosa, de cor marrom avermelhada, pouco compacta, estendendo-se até aproximadamente 11,0 m de profundidade. A segunda camada é composta por uma areia fina siltosa argilosa de cor variegada, mediamente compacta, podendo atingir, em alguns pontos, uma profundidade de até 16,5 m. Finalmente, nas três sondagens foi identificada uma camada resistente e impenetrável, sugerindo a presença de rocha alterada ou matacões. O nível d´água atingiu aproximadamente 15,8 m de profundidade na sondagem SP-01.

A Tabela 5 apresenta os parâmetros geomecânicos estimados para cada camada do perfil geotécnico, obtidos por meio de correlações empíricas com os resultados dos ensaios CPTu e SPT, levando em consideração o tipo de solo e as condições do terreno durante a execução dos ensaios.

Tabela 5. Resumo dos parâmetros geomecânicos estimados do solo de Itirapina/SP.

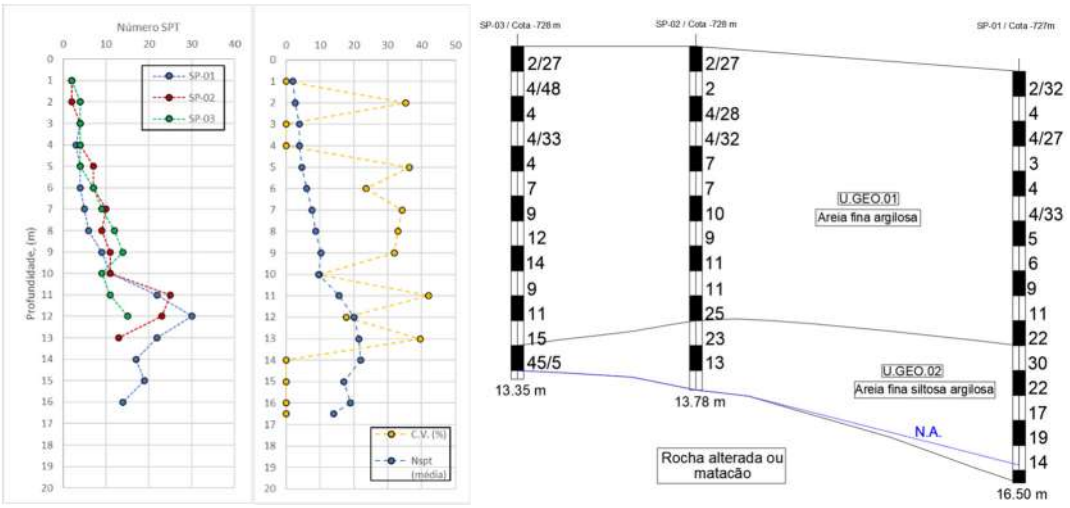
Camada	Parâmetros do solo							
	γ (kN/m³)[1]		Dr, (%)[2]		ϕ (°)[3]		E (MPa)[4]	
	Média	C.V. (%)	Média	C.V. (%)	Média	C.V. (%)	Média	C.V. (%)
U.GEO.01	16.0	11.6	24.3	36.9	30	5.73	4.3	35.8
U.GEO.02	19.8	7.06	61.8	27.2	36	10.0	10.4	22.3

[1] Godoy (1972)

[2] Budhu M. (2011)

[3] Godoy (1983). Budhu M. (2011)

[5] Bowles, J. (1996) - Solo de tipo silte, silte arenoso ou silte argiloso (Tabela 5-6)



a) b)

Figura 5. a) Resultados dos ensaios de campo ao longo do perfil do solo (SPT) de Itirapina/SP; b) Perfil geotécnico de Itirapina/SP.

2.3 Campo Experimental de Itajaí/SC

2.3.1 Aspectos Geológicos

A bacia do Itajaí foi formada durante os estágios finais do Ciclo Brasiliano, no Neoproterozóico Superior. Sua orientação é alongada no sentido sudoeste-nordeste, seguindo a direção predominante no escudo catarinense. Ao Norte, a bacia faz contacto tectônico com o Complexo Granulítico de Santa Catarina, enquanto ao sul, apresenta duas unidades distintas: o Complexo Metamórfico Brusque composto por rochas supracrustais metamorfizadas, e a Faixa Ribeirão da Prata, constituída por gnaisses retrometamorfizados durante o Ciclo Brasiliano. A sequência estratigráfica da Bacia de Itajaí é composta por conglomerados, arenitos de leques aluviais, depósitos deltaicos, sedimentos fluviais, ritmitos turbidíticos, pelitos marinhos profundos, e camadas de tufos interdigitadas. Além disso, granitos e riolitos hipabissais cortam toda a sequência sedimentar da bacia (SCHROEDER, 2006).

2.3.2 Ensaios de Campo

Realizou-se uma campanha de investigação de campo na subestação Itajaí 2 em Santa Catarina. Dentre os tipos de investigação de campo realizados no local, destacam-se os ensaios SPT e CPTu. Foram realizadas três sondagens com medição de N_{SPT}, conforme estabelecido pela NBR 6484 (ABNT 2020), e três ensaios de piezocone (CPTu), empregando-se um cone elétrico. A localização dos ensaios está representada na Figura 6 e na Tabela 6.

Tabela 6. Coordenadas dos ensaios de campo realizados em Itajaí/SC.

		Profundidade	Coordenadas UTM [1]		
No	Código	(m)	Longitude	Latitude	Zona
1	SP-01	7.56	728222	7015216	22 J
2	SP-02	10.24	728301	7015280	22 J
3	SP-03	17.76	728254	7015266	22 J
4	CPTu-01	7.86	728216	7015232	22 J
5	CPTu-02	13.32	728301	7015277	22 J
6	CPTu-03	8.34	728256	7015262	22 J

[1] Coordenadas aproximadas

Os valores de N_{SPT} obtidos para os sete primeiros metros de profundidade variam de praticamente 0 (amostrador cravado com o peso do martelo) até 2 golpes/30cm, comportamento característicos de um solo muito mole. Posteriormente, nas três sondagens SPT foi identificado uma camada resistente composta de

pedras, pedregulho e areia com uma espessura de aproximadamente 1m. Só no ensaio SP-03 foi possível atravessar essa camada e observou-se que o número de golpes teve um aumento considerável em comparação com a camada superficial, até atingir novamente uma camada resistente, impenetrável ao trépano de lavagem a uma profundidade de 17,76 m. No caso do CPTu, a cravação da ponteira só foi possível apenas até atingir a primeira camada resistente (composta de pedras e pedregulho). A Figura 7 apresenta os valores obtidos nos ensaios penetrométricos de SPT e CPTu ao longo do perfil do solo.

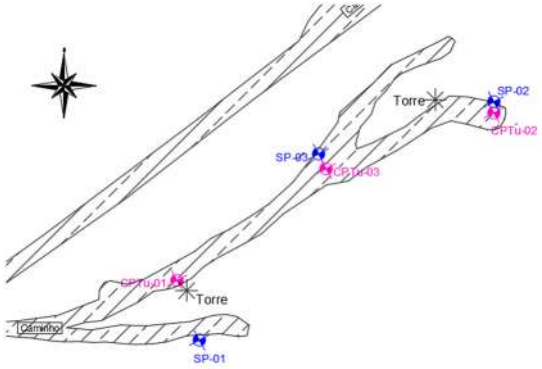


Figura 6. Localização dos ensaios de campo em Itajaí/SC.

A Figura 8 apresenta o perfil geotécnico do solo do Campo Experimental, com base em sondagens SPT e CPTu. Observa-se que o maciço de solo do local pode ser dividido em três camadas principais. A primeira camada consiste em uma argila cinza muito mole, estendendo-se até 8,0 m na porção mais profunda. Posteriormente, uma camada de pedras e pedregulho com espessura aproximada de 1 m e a terceira camada é composta por uma argila arenosa com pedregulhos variegada de cor amarelo e medianamente compacta. Finalmente, outra camada de pedras e pedregulho. O nível d´água encontra-se em superfície.

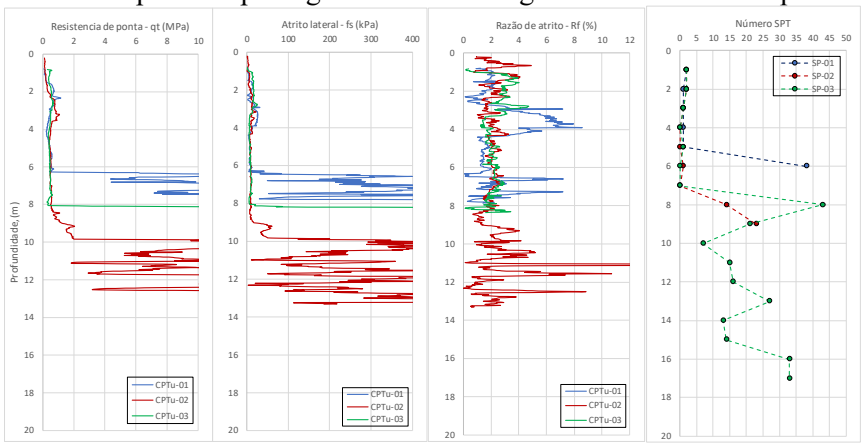


Figura 7. Resultados dos ensaios de campo ao longo do perfil do solo (SPT e CPTu) de Itajaí/SC.

Figura 8. Perfil geotécnico de Itajaí/SC.

A Tabela 7 apresenta os parâmetros geomecânicos estimados para cada camada do perfil geotécnico, obtidos por meio de correlações empíricas com os resultados dos ensaios CPTu e SPT, levando em consideração o tipo de solo e as condições do terreno durante a execução dos ensaios. As correlações usadas são as mesmas às empregadas nos outras análises.

Tabela 7. Resumo dos parâmetros geomecânicos estimados do solo de Itajaí/SC.

Camada	Parâmetros do solo					
	γ (kN/m^3)		S_u (kPa)		E (MPa)	
	Média	C.V. (%)	Média	C.V. (%)	Média	C.V. (%)
U.GEO.01	15.6	6.1	33.8	63.9	2.4	51.8
U.GEO.02	20.8	5.7	168.1	45.9	24.6	28.2

3 CONCLUSÕES

Este estudo oferece uma visão geral das diferentes características geotécnicas dos campos experimentais em Contagem (MG), Itirapina (SP) e Itajaí (SC). Cada local apresenta singularidades geológico-geotécnicas que influenciam diretamente o comportamento do solo e, consequentemente, na instalação e comportamemto das fundações por estacas helicoidais. A análise geotécnica realizada nos três campos experimentais revelou uma variedade de perfis do solo, desde solos argilosos moles até materiais altamente resistentes (maciço rochoso). Os ensaios de campo, o SPT e CPTu, foram cruciais para determinar as propriedades geotécnicas do solo em cada local. Os resultados obtidos destacam a importância de considerar as condições específicas de cada região ao projetar uma fundação. Além disso, as correlações empíricas desenvolvidas a partir dos ensaios de campo fornecem uma base para estimar os parâmetros resistentes do solo, ferramenta essencial na hora de prever a capacidade de carga das fundações por estacas helicoidais. É importante uma abordagem correta e contextualizada em projetos geotécnicos, ajustando as técnicas de fundação às condições geológicas geotécnicas locais.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam o seu agradecimento ao Grupo Neoenergia, Projeto PD-07284-0002/2020 do programa de P&D ANEEL e à empresa Vértice Engenharia pela disponibilização da área de teste em Contagem – MG e pela colaboração constante. O primeiro autor agradece à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão da bolsa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Bowles, J. (1997) *Foundation Analysis and Desing*, Fifth edition, McGraw-Hill, 1024p.

Cavalcante, E. H. *et al*. (2007) Campos experimentais brasileiros. *Geotecnia*, n. 111, p. 99-205.

Eslami, A., Eslami, M., Molaabasi, H., Moshfeghi, S. (2019) *Piezocone and Cone Penetration Test (CPTu and CPT) Application in Foundation Engineering*, Butterworth-Heinemann, Elsevier, 390p.

Fellenius, B. (2023) *Basic of Foundations Design*, Electronic Edition, Canada, 546p.

Muni, B. (2010) *Soil Mechanics and Foundation*, Third Edition, Jhon Wiley & Sons. Inc, 784p.

Robertson, P. K., Cabal, K. L. (2010) Estimating soil unit weigh from CPT. *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, Huntington Beach, C, EEUU.

Romano *et al*. (2009) *Geologia e recursos minerais da folha Contagem SE.23-Z-C-V*, estado de Minas Gerais, escala 1:100.000. Serviço Geológico do Brasil - CPRM, 87p.

Santos, T. C. (2013) *Efeito da configuração das hélices na capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais em solo tropical*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 171 p.

Schnaid, F., Odebrecht, E. (2012) *Ensaios de Campo e suas aplicações a engenheira de fundação*, 2ª Edição, Oficina de Texto, São Paulo, 224p.

Schroeder, G. S. (2006) *Análise Tectônica da Bacia do Itajaí*. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 109p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/516

Caracterização geotécnica de um perfil de solo residual amazônico com presença de canalículos

Rodrigo de Lima Rodrigues
Engenheiro Civil, Fundação Parque Tecnológico Itaipu – Brasil, Foz do Iguaçu, Brasil, rodrigo.lr@pti.org.br

Roger Augusto Rodrigues
Docente do curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, Brasil, roger.rodrigues@unesp.br

Heraldo Luiz Giacheti
Docente do curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, Brasil, h.giacheti@unesp.br

Leandro Carvalho Lima
Técnico de Mineração, Norte Energia S.A., Altamira, Brasil, leandrolima@norteenergiasa.com.br

Débora de Oliveira Fernandes
Geóloga, Fundação Parque Tecnológico Itaipu – Brasil, Foz do Iguaçu, Brasil, deboraof@pti.org.br

RESUMO: Os solos residuais são o resultado dos processos de intemperismo e pedogênese, que conduzem à decomposição de rochas. A caracterização e o estudo de solos com presença de canalículos, muitas vezes, estão vinculados às fases de viabilidade e de execução de grandes obras de engenharia, principalmente de barragens. Em solos residuais da Região Amazônica foram identificados canalículos durante as obras das usinas hidrelétricas de Tucuruí (PA), Samuel (RO), Balbina (AM) e Belo Monte (PA). Apesar do extenso registro obtido por essas obras, ainda hoje, há uma lacuna na compreensão da gênese e da evolução dos canalículos presentes nos solos residuais da Amazônia. Neste contexto, o presente trabalho apresenta uma síntese e discute os resultados de ensaios laboratoriais realizados por meio do projeto de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D) "Modelo de previsibilidade de evolução de canalículos e desenvolvimento de metodologia e software para mitigação dos impactos nas fundações de barragens", identificado pelo código PD-07427-0322/2022, financiado pela Norte Energia S.A. por meio do Programa de P&D da Agência Nacional de Energia Elétrica (Aneel). A campanha de investigação geotécnica foi composta pela coleta de amostras, tanto deformadas quanto indeformadas, abrangendo três horizontes de solo distintos: jovem, de transição e maduro, todos derivados de um perfil de alteração de migmatito. Adicionalmente, foram coletadas amostras deformadas do solo de preenchimento e da interface de paredes de dois canalículos específicos. Os resultados obtidos detalham as propriedades específicas de cada material e proporcionam uma base comparativa, com o objetivo principal de interpretar as características dos materiais identificados nos canalículos.

PALAVRAS-CHAVE: Perfil de Solos, Ensaios de Caracterização, Solos Residuais, Canalículos.

ABSTRACT: Residual soils are the result of weathering and pedogenesis processes, which lead to the decomposition of rocks. The characterization and study of soils with the presence of canaliculi are often linked to the feasibility and execution phases of large engineering projects, mainly dams. Canaliculi have been identified in residual soils of the Amazon Region during the construction of hydroelectric plants such as Tucuruí (PA), Samuel (RO), Balbina (AM), and Belo Monte (PA). Despite the extensive data obtained from these projects, there is still a gap in understanding the genesis and evolution of canaliculi present in the residual soils of the Amazon. In this context, this study presents a synthesis and discusses the results of laboratory tests conducted through the Research and Development (R&D) project "Predictability model of canaliculi evolution and development of methodology and software for mitigation of impacts on dam foundations," identified by the code PD-07427-0322/2022, funded by Norte Energia S.A. through the R&D Program of the National Electric Energy Agency (Aneel). The geotechnical investigation campaign comprised the collection of both deformed and undisturbed samples, covering three distinct soil horizons: young, transitional, and mature, all derived from a migmatite alteration profile. Additionally, deformed samples of the fill soil and the interface of walls of two specific canaliculi were collected. The results obtained detail the specific properties of each

material and provide a comparative basis, with the main objective of interpreting the characteristics of the materials identified in the canaliculi.

KEYWORDS: Soil Profile, Characterization tests, Residual Soils, Canaliculi.

1 INTRODUÇÃO

As cavidades tubulares que ocorrem em solos residuais da Região Amazônica são genericamente chamadas de canalículos (Sathler e Mesquita, 1985; Barradas, 1985). A presença desse fenômeno em terrenos de fundação de barragens pode causar consequências importantes, como o desenvolvimento de caminhos diretos e preferenciais de fluxo pela fundação, até alcançar o terreno de jusante, podendo assim ocasionar carreamento de finos e iniciar processos de retroerosão (Barradas, 1985; Sandroni e Guidicini, 2022).

A primeira ocorrência de canalículos em terrenos de fundação no Brasil foi observada em meados de 1957, durante a execução da barragem de Vereda Grande, no estado do Piauí (Sathler; Camargo, 1985 *apud* Barradas, 1985). Posteriormente, foram divulgadas ocorrências dessas cavidades tubulares nas fundações da barragem de Tucuruí, no estado do Pará; na barragem de Balbina, no Amazonas; na UHE Samuel, em Rondônia (Buosi e Cadmam, 1985); e durante a construção e a operação da UHE Belo Monte, no estado do Pará (Bandeira, Silveira e Leite, 2017). A Figura 1 apresenta canalículos encontrados na trincheira exploratória do Dique 19B, de Belo Monte.

Figura 1. Canalículos encontrados na trincheira exploratória do Dique 19B, em Belo Monte.
Fonte: Bandeira, Silveira e Leite, 2017

Encontra-se em execução atualmente um projeto de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D) intitulado "Modelo de previsibilidade de evolução de canalículos e desenvolvimento de metodologia e software para mitigação dos impactos nas fundações de barragens" e identificado pelo código PD-07427-0322/2022, financiado pela Norte Energia S.A. por meio do Programa de P&D da Agência Nacional de Energia Elétrica (Aneel), que tem como um dos objetivos principais investigar o fenômeno de formação dos canalículos e seus impactos em obras como barragens.

Neste contexto, são apresentados neste artigo, os procedimentos de coleta de amostras deformadas e indeformadas assim como os resultados de ensaios de caracterização dos materiais coletados.

2 PLANO DE INVESTIGAÇÃO

A formulação do plano de investigação envolveu inicialmente uma análise extensiva de documentos relacionados a investigações e intervenções previamente realizadas pela Norte Energia. Essa análise foi complementada por dados de sondagens obtidos durante o período construtivo e por visitas a campo. A seleção do local para extração de amostras foi cuidadosamente considerada pelas equipes envolvidas, que optaram pela região a jusante do Dique 11 (Figura 2). Esta área já havia sido objeto de algumas intervenções pela equipe da Norte Energia e foi identificada como representativa do perfil de solo com canalículos. Além disso, a região apresenta boas condições de acesso e características favoráveis para a realização de trincheiras, incluindo uma topografia adequada e a presença de vegetação rasteira.

Figura 2. Reconhecimento da área de coleta: Imagem aérea do Dique 11.
Fonte: Imagem aérea (Acervo Norte Energia)

Considerando as campanhas de ensaios delineadas no projeto, foi realizada uma coleta de amostras deformadas e indeformadas de três horizontes de solo: Solo Residual Jovem (SJ), Solo de Transição (ST) e Solo Maduro (SM). Além desses, também foi realizada a coleta de materiais da interface das paredes (Pa), bem como do preenchimento (Pr) dos canalículos.

A campanha de coleta foi executada ao longo de 3 dias (30/05 a 01/06/2023). O plano inicial de amostragem previa um procedimento vertical contínuo, onde em um único perfil vertical seriam coletadas amostras dos três horizontes distintos: solo residual maduro, solo residual de transição e solo residual jovem. No entanto, a prática de escavação, condicionada pelo uso de maquinário pesado, levou à adoção de uma metodologia de coleta diagonal em relação ao perfil do solo. Esta abordagem alternativa foi adotada sem comprometer a qualidade ou a representatividade das amostras coletadas. Adicionalmente, para cada bloco de amostra indeformada, foi coletada uma amostra deformada do mesmo horizonte.

As amostras indeformadas foram impermeabilizadas com uma camada de parafina, uma camada de atadura de tecido e uma segunda camada de parafina. Posteriormente foram acomodadas nas caixas de madeira com maravalha (pó de serra) nos fundos, laterais e topo, a fim de proteger mecanicamente de impactos. Por fim, as caixas foram fechadas e parafusadas.

2.1 Coleta de amostras

A preparação do terreno iniciou com uma cuidadosa limpeza superficial. Em seguida, uma trincheira foi escavada na camada superficial do Solo Residual Maduro (SM), ação essa que teve como objetivo proporcionar condições adequadas para o início da moldagem dos blocos de amostras, conforme é ilustrado na Figura 3.

Figura 3. Início da execução da trincheira para coleta de amostras.

Durante a escavação inicial, constatou-se a presença de alguns canalículos verticais preenchidos no solo residual maduro de migmatito. Subsequentemente, procedeu-se à coleta de amostras deformadas, tanto do material de preenchimento quanto da matriz de solo circundante dos canalículos. Estes foram identificados como C1D11 e C2D11, detalhes que podem ser visualizados na Figura 4.

Figura 4. Presença de canalículos nas paredes da trincheira escavada no solo residual maduro.

A sequência de atividades para a coleta do bloco da amostra pode ser observada na Figura 5, incluindo o início da escavação (a), parafinagem do bloco (b), escavação da base do bloco (c), preparo para a tombagem (d)(e), tombagem (f).

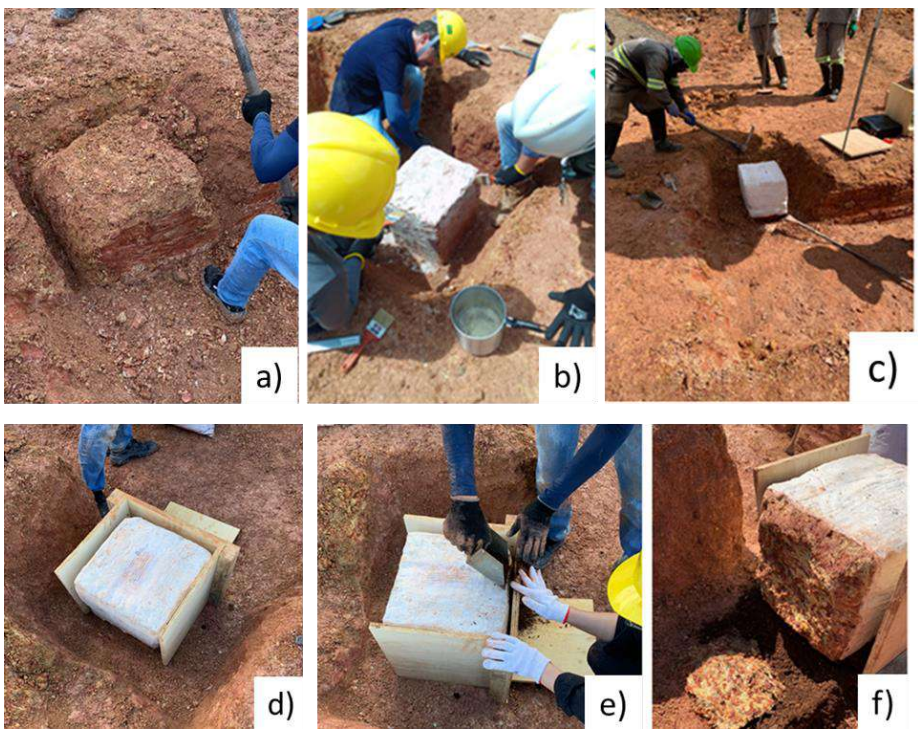


Figura 5. Sequencia executada para extração do bloco.

Uma vez realizada a extração do bloco inicial, a trincheira foi subsequentemente escavada, empregando-se a escavadeira, até alcançar o horizonte do Solo de Transição (ST) para a extração de outro bloco. Na Figura 6 é ilustrado o processo de moldagem de dois blocos do ST, processo no qual se fez uso de uma caixa metálica para auxiliar na manutenção da forma e integridade das amostras.

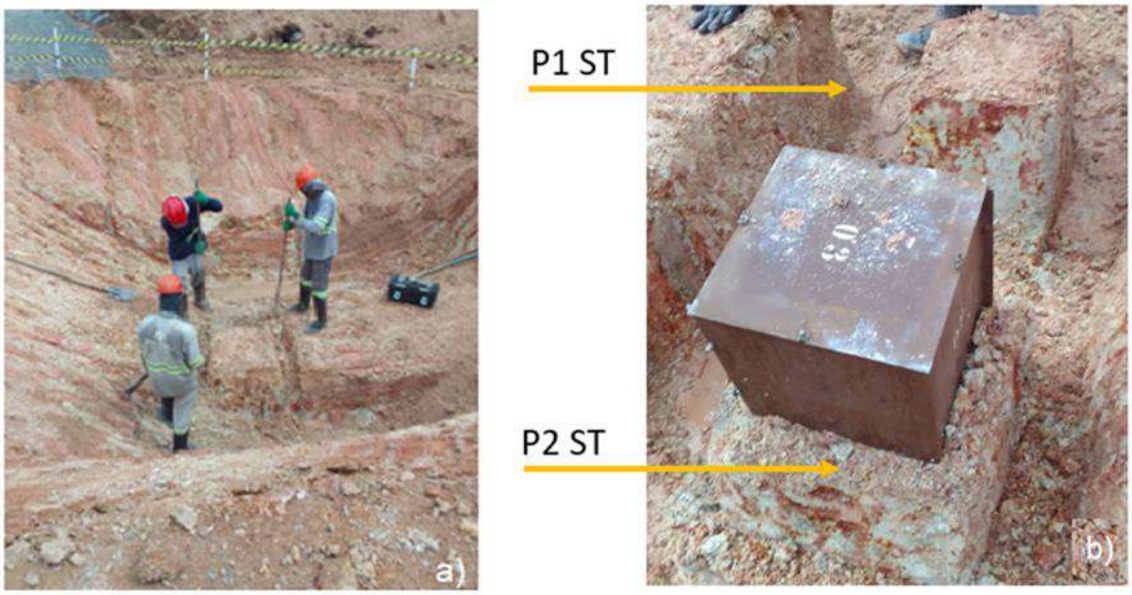


Figura 6. Extração de bloco no ST.

Após a coleta do material no horizonte de ST, foi novamente utilizada a escavadeira para prosseguir com a escavação da trincheira até alcançar o SJ. Durante este processo, identificaram-se surgências de água nas regiões inferiores das paredes da trincheira. Para possibilitar a continuidade da amostragem, iniciou-se a remoção da água acumulada, empregando técnicas adequadas para tal fim. A Figura 7 mostra o processo de cravação da caixa metálica no bloco da SJ.

Figura 7. Extração de bloco no SJ.

Por fim, as amostras coletadas em Vitória do Xingu – PA foram conduzidas até o laboratório para a realização dos ensaios de caracterização. Não houve indícios de danos nos blocos transportados e as amostras se apresentaram íntegras.

2.2 Ensaios realizados

Foram realizados ensaios de granulometria conjunta (peneiramento e sedimentação), ensaios para determinação dos limites de consistência, isto é, limite de liquidez e limite de plasticidade, além de ensaios de massa específica dos sólidos. Todos os ensaios foram realizados seguindo as normas brasileiras vigentes. Os resultados dos ensaios de granulometria são apresentados na Tabela 1 e os resultados dos ensaios de limites de consitência na Tabela 2. A Figura 8 apresenta as amostras deformadas.

Tabela 1. Resultados da granulometria.

	SM	ST	SJ	C1D11 - Pa	C1D11 - Pr	C2D11 - Pa	C2D11 - Pr
Pedregulho grosso	0,0	0,0	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0
Pedregulho médio	2,5	1,5	9,0	3,0	1,0	0,5	0,0
Pedregulho fino	7,0	2,5	3,5	4,5	2,0	1,5	3,5
Areia grossa	8,5	12,0	9,0	11,5	6,0	10,0	6,5
Areia média	6,5	7,0	5,0	9,5	4,5	9,0	5,5
Areia fina	23,0	15,5	11,5	18,5	9,5	12,5	17,5
Silte	18,0	25,0	33,5	21,0	14,5	24,5	13,0
Argila	34,5	36,5	28,0	32,0	62,0	42,0	54,0

Tabela 2. Caracterização das amostras.

Amostra	Material	Descrição	LL(%)	LP(%)	IP(%)	ρ_s (g/cm³)
SM	Solo Residual Maduro	Areia fina argilo siltosa variegada com pedregulhos	68,1	37,9	30,2	2,715
ST	Solo Residual de Transição	Argila areno siltosa variegada com pedregulhos	68,6	36,7	31,9	2,676
SJ	Solo Residual Jovem	Silte argilo arenoso variegado com pedregulhos	84,0	45,0	39,0	2,685
C1D11-Pa	Material da Parede do Canalículo 1	Areia fina argilo siltosa variegada com pedregulhos	62,9	32,9	30,0	2,690
C1D11-Pr	Material de Preenchimento do Canalículo 1	Argila pouco arenosa variegada com pedregulhos	77,8	40,5	37,3	2,666
C2D11-Pa	Material da Parede do Canalículo 2	Argila areno siltosa variegada com pedregulhos	70,2	36,6	33,6	2,672
C2D11-Pr	Material de Preenchimento do Canalículo 2	Argila arenosa variegada com pedregulhos	74,6	37,8	36,8	2,781

Figura 8. Preparação das amostras deformadas.

Para a determinação dos índices físicos, foram realizados ensaios em amostras indeformadas. Utilizou-se o método da balança hidrostática, conforme a norma NBR 16867, e o método de medidas diretas em corpos de prova cilíndricos. Os parâmetros avaliados incluíram a massa específica seca, índice de vazios, porosidade, grau de saturação e teor de umidade das amostras. A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos. Adicionalmente, a Figura 9 exibe as amostras indeformadas utilizadas nos ensaios.

Tabela 3. Índices Físicos

Amostra	Tipo de Ensaio	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S_r (%)	w (%)
SM	Método das Medidas Diretas	1,655	0,640	39,0	79,0	18,6
ST	Balança Hidrostática	1,568	0,707	41,4	91,8	24,2
SJ	Balança Hidrostática	1,463	0,835	45,5	84,9	26,3

Figura 9. Preparação das amostras indeformadas para obtenção dos índices físicos.

3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A primeira análise possível, mesmo em campo e de forma qualitativa, é referente à coloração dos materiais amostrados. Nos três horizontes amostrados, observou-se heterogeneidade do solo, com aparentes concreções possivelmente devido ao processo de laterização. Nota-se que o horizonte SM exibe uma coloração variegada, tendendo a tons mais avermelhados, com presença significativa de concreções, e durante a coleta de amostras indeformadas, foi o solo que apresentou maior resistência. O horizonte ST apresenta características semelhantes ao SM, com coloração muito variegada e um pouco mais clara. Suas características são mais próximas daquelas observadas no horizonte SJ. Observações em campo sugerem que o ST representa uma zona de interface entre o SM e o SJ, não exibindo características distintas próprias. Por outro lado, o horizonte SJ é caracterizado por uma coloração bastante clara e foi o solo que apresentou menor resistência durante a coleta das amostras.

Ao examinar os índices de consistência dos materiais constituintes do perfil geológico do local, observa-se que o SM e ST apresentam propriedades bastante similares. Por outro lado, o SJ destaca-se por possuir LL, LP e IP superiores aos dos solos adjacentes. Quanto à granulometria, os três materiais se diferenciam significativamente, resultando em classificações granulométrica distintas: o SM é classificado como areia, o ST como argila e SJ como silte.

Quanto ao material coletado nas paredes dos canalículos, especificamente o C1D11, este apresentou propriedades condizentes com o solo residual maduro, situado no mesmo horizonte do canalículo. Em contraste, o material obtido nas paredes do C2D11 revelou características alinhadas ao material de preenchimento desse mesmo canalículo. Isso sugere a possilidade de que as paredes dos canalículos não sejam compostas por um material específico ou, no caso do C1D11 durante a amostragem, pode ter ocorrido contaminação por materiais do horizonte hospedeiro, assim como contaminação do material de preenchimendo no C2D11.

O material coletado no preenchimento dos canalículos C1D11 e C2D11 foi classificado como argila. Comparando-se a granulometria deste com o horizonte no qual foi amostrado, que é classificado como areia (SM), sugere-se que o material de preenchimento pode ter sido transportado das camadas subjacentes. Além disso, os índices de consistência revelam que os materiais de preenchimento apresentam valores de limite de liquidez (LL) superiores aos do SM.

Com relação aos índices físicos determinados de amostras indeformadas dos horizontes SM, ST e SJ, observa-se que o SM possui o menor índice de vazios e porosidade. Esta observação está em concordância com as percepções de campo, onde se nota que o SM tem uma permeabilidade reduzida. Em contraste, o fluxo

pela fundação ocorre predominantemente através das camadas de ST e SJ. Os ensaios indicam que a camada de ST apresenta o maior teor de saturação em comparação com SJ e SM, reforçando as observações feitas em campo.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A campanha de amostras realizada teve o propósito de coletar material para uma ampla gama de ensaios laboratoriais, não se limitando apenas aos descritos neste documento. Considerando que a gênese, evolução e impactos dos canalículos em estruturas de barragens constituem um campo de estudo ainda emergente na literatura científica, os ensaios de caracterização executados buscaram identificar os materiais apropriados para orientar a realização de estudos subsequentes e a execução de outros testes relevantes.

O objetivo final deste estudo é que os resultados dos ensaios laboratoriais, em conjunto com ensaios de campo e dados de monitoramento das estruturas, contribuam para um melhor entendimento deste fenômeno. Neste contexto, o projeto de Pesquisa e Desenvolvimento P&D PD-07427- 0322/2022 inclui etapas como revisão bibliográfica, realização de ensaios in situ, avaliação das metodologias para mitigação de impactos, além do desenvolvimento de um modelo de previsibilidade e de um software que integra esse modelo.

AGRADECIMENTOS

Os pesquisadores agradecem à Norte Energia S.A. pelo apoio na pesquisa por meio do P&D PD-07427-0322/2022.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bandeira, O. M.; Leite, D. T.; Carvalho, R. M.; Silveira, J. F. A. (2018) *Analysis of the Treatments of Foundation of The Dams of Belo Monte Hpp*. Third International Dam World Conference. Brazil, Foz do Iguaçu.

Barradas, S. S. (1985) *Iniciação e Propagação de Fraturas Induzidas por injeções em solos argilosos com canalículos – Aplicação ao tratamento do solo residual da fundação da barragem de terra da UHE Balbina.* Tese submetida ao programa de pós-graduação de engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro RJ.

Buosi, M. A.; Cadmam, J. D. (1984) *Sobre a ocorrência de cavidades tubulares em solos lateríticos na região amazônica*. Associação Brasileira de Geologia e Engenharia Ambiental (ABGE), 4, Belo Horizonte, 1984, São Paulo, ABGE, 1984. v. 3, p. 10-24.

Sandroni, S.S.; Guidicini G. (2022). *Barragens de terra e enrocamento*. 1ªed. São Paulo: Oficina de Textos, 2022.

Sathler, G.; Mesquita, J.B. (1985) *Canalículos. Sugestões de classificação e metodologia de investigações de campo*. Anais. Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, ABGE, v.3, 4, p.407-414, Belo Horizonte.

Teixeira, W.; Tassinari, C. C. G.; Cordani, U. G.; Kawashita, K. (1989) *A review of the geochronology of the Amazonian Cráton: tectonic implications*. Precambrian Research, v. 42, p. 213 - 227.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/517

Caracterização Geotécnica dos Solos da Região Amazônica, por Meio de Ensaios Piezocone, para Análise do Fenômeno de Terras Caídas

Gisleine Coelho de Campos
Pesquisadora, IPT-Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A., São Paulo, Brasil, gisleine@ipt.br

Claudio Luiz Ridente Gomes
Pesquisador, IPT-Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A., São Paulo, Brasil, aranha@ipt.br

Felipe Schaefer Santos
Pesquisador Jr., FIPT-Fundação do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A., São Paulo, Brasil, felipess@ipt.br

RESUMO: A região amazônica ainda hoje carece de recursos para a realização de ensaios de investigação geológico-geotécnica, tendo a maior parte dos projetos de obras civis pautada exclusivamente em ensaios à percussão, com medida do índice de resistência à penetração SPT (*Standard Penetration Test*). Para melhor entendimento do fenômeno de Terras Caídas, típico da região amazônica e que, por vezes, acaba afetando a integridade e estabilidade das obras lindeiras às margens dos rios, fez-se uma campanha de ensaios de piezocone próxima à região de Manaus, no Estado do Amazonas. Nesse artigo, além de uma breve contextualização do fenômeno de Terras Caídas, apresentam-se os dados das bibliografias de referência da região, dados de sondagens à percussão e os resultados dos ensaios de piezocone, com seus diferentes parâmetros. A partir dos dados bibliográficos e dos resultados e correlações dos ensaios de piezocone, faz-se uma proposição de parâmetros geotécnicos para projetos e estudos de estabilidade das margens dos rios na região, como forma de contribuição para o aumento do conhecimento dos solos amazônicos.

PALAVRAS-CHAVE: Piezocone, Solos, Parâmetros Geotécnicos, Terras Caídas, Região Amazônica.

ABSTRACT: The Amazon Region still lacks resources to carry out geological-geotechnical investigation tests, with the majority of civil works projects being based exclusively on percussion tests, measuring the penetration resistance index SPT (Standard Penetration Test). To better understand the Fallen Lands phenomenon, typical of the Amazon region and which, at times, ends up affecting the integrity and stability of works along river banks, a piezocone testing campaign was carried out near Manaus city, in State of Amazonas. In this article, in addition to a brief contextualization of the Fallen Lands phenomenon, data from reference bibliographies of the region, data from boreholes with SPT index and the results of piezocone tests are presented, with their different parameters. Based on bibliographic data and the results and correlations of piezocone tests, a proposal is made for geotechnical parameters for design and stability studies of river banks in the region, as a way of contributing to increasing knowledge of amazonian soils.

KEYWORDS: Piezocone, Soils, Geotechnical Parameters, Fallen Lands, Amazon Region.

1 INTRODUÇÃO

Os recentes avanços e novas tecnologias de investigação dos solos têm auxiliado, sobremaneira, a estimativa de parâmetros de resistência e de deformabilidade representativos do comportamento de diferentes tipos de solos. A representatividade dos parâmetros é fator fundamental para o sucesso da

aplicação de modelos de previsão de comportamento, largamente utilizados em diversos projetos de obras geotécnicas.

No entanto, na região norte do Brasil, muitas obras são ainda projetadas e construídas tendo como dados de entrada apenas os resultados de sondagens de simples reconhecimento à percussão, com medidas do índice de resistência à penetração N do SPT (*Standard Penetration Test*). A partir dos valores de N_{SPT}, complementados com ensaios em ambiente laboratorial, foram definidos diversos parâmetros considerados representativos do comportamento do solo local, hoje utilizados nos estudos de projetos de fundações e na análise da estabilidade de taludes.

Visando contribuir para um melhor conhecimento dos solos da região, fez-se uma campanha de ensaios piezocone em duas diferentes áreas (ilhas de investigação próximas e com características geológico-geotécnicas similares), situadas a menos de 30 km de Manaus. Nestas áreas já haviam sido realizadas para o presente estudo, previamente, sondagens de simples reconhecimento à percussão, cabendo destacar que, nas duas localidades, havia evidências de ocorrência do fenômeno conhecido como Terras Caídas, típico da região amazônica, que sofre variações do nível de água em suas planícies de mais de 10 m entre os períodos de cheia e de vazante.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Sob o ponto de vista geológico, as duas ilhas de investigação se inserem no contexto regional da Bacia Sedimentar do Amazonas, na confluência dos rios Negro e Solimões (Figura 1). A Bacia Sedimentar do Amazonas é constituída, principalmente, por rochas sedimentares paleozoicas e mesozoicas, e também, por sedimentos inconsolidados do Terciário. Tais rochas sedimentares estão depositadas sobre um substrato rochoso pré-cambriano, constituído por rochas ígneas, metamórficas e sedimentares (CPRM, 2010).

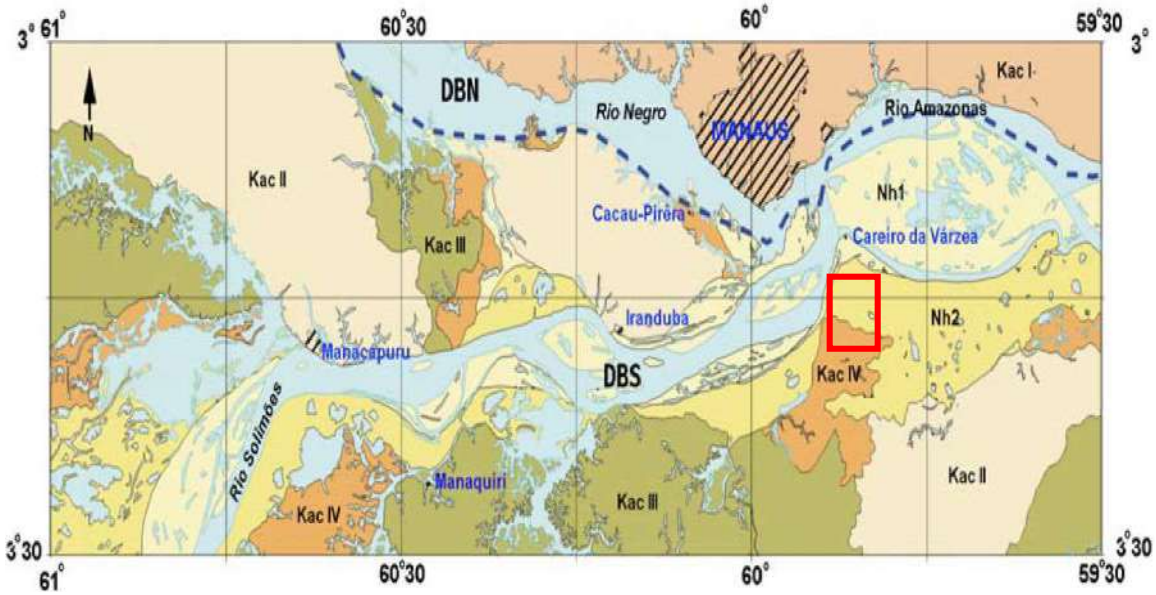


Figura 1. Principais morfounidades da Formação Alter do Chão (Kac) e holocênicas (Nh) dos domínios Baixo Negro e Baixo Solimões. O retângulo vermelho destaca a região onde estão as áreas de estudo.

Fonte: Reis *et al*. (2006).

Coberturas aluvionares do Quaternário ocorrem amplamente próximas às principais redes de drenagem, ocupando grande parte da superfície da bacia sedimentar. No que diz respeito aos sedimentos aluvionares, estes podem ultrapassar os 20 m de profundidade (Muller *et al*., 1995; Sarges, 2007), variando de argila à areia, com ocorrências de cascalhos localizados, nos mais variados graus de consistência e compacidade (Aragão *et al*., 2006; Souza *et al*., 2021).

Geralmente, esses sedimentos aluvionares apresentam resistência geomecânica baixa e coesão moderada à baixa, exceto quando laterizados (Queiroz & Alves, 2021; Souza *et al*., 2021). A variação

granulométrica se dá segundo o ambiente deposicional dos sedimentos, sendo que os arenosos ocorrem predominantemente nos ambientes de canais e diques marginais, enquanto os materiais coesivos ocorrem preferencialmente nas planícies de inundação.

Um fenômeno típico observado nas margens dos canais, também afetando porções das planícies, é denominado "Terras-Caídas", terminologia regional usada de modo generalizado para definir processos de erosão fluvial como desmoronamentos e deslizamentos que afetam todos os anos populações e instalações ribeirinhas (Souza & Campelo, 2020), oferecendo riscos até mesmo à navegação fluvial.

As "Terras-Caídas" ocorrem preferencialmente em aluviões recentes, constituídos por camadas de areias e argilas inconsolidadas, combinando-se aos processos de erosão fluvial nos períodos de cheia. Os fenômenos de movimento de massa como rastejos, escorregamentos rotacionais e translacionais ocorrem no período de estiagem, motivados pelo rápido rebaixamento do nível d'água dos rios. De modo geral, o processo de instabilização das margens, no seu estágio inicial, apresenta uma série de pequenos degraus de abatimento, associados a um conjunto significativo de pequenas trincas no terreno (Figura 2).

Os sistemas fluviais da Região Amazônica, além de funcionarem como canais de escoamento, exercem um forte controle sobre o transporte de sedimentos e condicionam sobremaneira a ação erosiva dos rios sobre o substrato geológico ao longo do tempo. As margens acabam se tornando mais sensíveis aos processos erosivos por estarem sujeitas à abrasão causada pelas águas e pela alteração dos gradientes hidráulicos que ocorre durante os sucessivos ciclos de enchente e vazante dos rios (Gamba *et al*., 2017).

Alguns autores (Souza & Campelo, 2020; Gamba *et al*., 2017, Igreja & Franzinelli, 2006) sugerem que a neotectônica também contribui para que o fenômeno de "Terras Caídas" aconteça, atuando em conjunto com fatores climáticos (precipitação pluviométrica e ventos), litológicos, morfológicos, sedimentológicos, hidrológicos e hidráulicos.

Figura 2. Diversas trincas e degraus de abatimento nas margens de rio, evidenciando o fenômeno de "Terras Caídas". Fonte: Autores, 2022.

Em termos de parâmetros geotécnicos para os diferentes tipos de solo da região, Wolff (2014) fez uma compilação de dados, sumarizada na Tabela 1. Esses parâmetros foram obtidos por meio de correlações com ensaios à percussão (profundidades superiores a 25 m) e diversos ensaios laboratoriais, de cisalhamento direto e triaxiais, desenvolvidos por vários pesquisadores da região (Campelo *et al.*, 2001). Não há dados que permitam correlacionar as diferentes camadas às profundidades de sua ocorrência.

Cabe salientar que os solos da região, por serem majoritariamente lateríticos, apresentam comportamentos peculiares sob o ponto de vista geotécnico. Segundo Campelo *et al.* (2001) apud Wolff (2014, pag. 53) "*As argilas de Manaus, que passaram por processos de intemperismo avançados, possuem ângulos de atrito maiores que os esperados e coesão, contrariamente, menor do que o imaginado para essa classe granulométrica. Supõe-se que a facilidade de formação de concreções lateríticas as aproximam do comportamento de solos com maior granulometria, por isso, tais solos manifestam comportamento geotécnico intermediário entre argilas e areias*".

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos de solos na região estudada.

Descrição da Camada	Peso específico (kN/m^3)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (graus)	Permeabilidade (m/s)
Aterro	16	10	25	10^{-08}
Areia argilosa	15	5	25	10^{-06}
Argila arenosa	15	10	20	10^{-07}
Areia argilosa siltosa	18	10	20	10^{-05}
Areia siltosa	20	5	30	10^{-04}
Argila orgânica	14	15	10	10^{-08}

Fonte: Wolff (2014).

3 METODOLOGIA DO ESTUDO

Para melhor caracterização das áreas de estudo e estimativa de parâmetros geotécnicos, fez-se uma campanha de ensaios de campo, composta por sondagens de simples reconhecimento à percussão e ensaios de piezocone. Devido a restrições locais, não foi possível a coleta de amostras indeformadas para a realização de ensaios laboratoriais complementares.

Foram realizados treze furos de sondagem à percussão, seguindo as recomendações das normas vigentes, com profundidade máxima de 45 m. A interpretação dos resultados, em termos de classificação tátil-visual das camadas perfuradas e dos seus respectivos índices de resistência à penetração, permitiu o estabelecimento do perfil estratigráfico do terreno.

Próximos aos furos de sondagens foram feitos nove ensaios de piezocone, com profundidade limitada a 35 m devido às características do equipamento. Além dos valores medidos diretamente pela ponteira instrumentada (resistência de ponta, atrito lateral e sobrepressão neutra), outros foram determinados usando-se correlações propostas por Lunne *et al*.(1997) e Robertson & Cabal (2022).

4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

A partir das sondagens de simples reconhecimento à percussão, interpreta-se que o perfil do subsolo da região é constituído por camadas aluvionares e produtos de alteração da Formação Alter do Chão, sem ocorrência de rochas até a profundidade de 40 m, máxima alcançada pelas sondagens.

Em superfície ocorre camada de aterro não controlado (argila plástica), executado após a realização das sondagens à percussão, e que foi interceptado pelos ensaios piezocone. Logo abaixo, com espessuras de 20 m a 30 m, ocorre camada aluvionar, composta por argila cinza e areia pouco siltosa. Abaixo da camada aluvionar verifica-se a ocorrência de solo de alteração da Formação Alter do Chão, até a profundidade final das sondagens, constituído por areia fina à média, branca.

A Figura 3 apresenta os valores médios de N_{SPT} sobre a estratigrafia simplificada idealizada para o terreno local, onde fica evidente o fato de se ter resistências praticamente constantes com a profundidade nos primeiros 10 a 12 m do terreno natural (argila siltosa/silte argiloso), abaixo do aterro. Destaca-se que, entre 3,5 e 5,0 m de profundidade tem-se uma camada de transição entre o aterro e a argila de consistência mole, a qual fica mais evidente nas variações paramétricas observadas nos ensaios de piezocone. Salienta-se que, neste trabalho, a profundidade zero equivale, aproximadamente, à cota 104 m da região.

Como já mencionado, para complementar a investigação de campo, foram realizados ensaios de piezocone próximos das sondagens à percussão, com a diferença de que, em alguns pontos, a espessura de aterro encontrava-se maior no momento da execução dos piezoncones devido às obras em andamento nas áreas estudadas.

Os ensaios de piezocone consistem na penetração de um cone de aço, forçado de maneira estática no terreno, a uma velocidade de penetração constante igual a 2 cm/s, com leituras simultâneas das seguintes medidas: resistência de ponta, resistência ao atrito lateral, sobrepressão neutra, inclinação do cone e

velocidade de cravação. Para a leitura das pressões neutras foi utilizada pedra porosa, previamente saturada, localizada na base do cone, como ilustra a Figura 4.

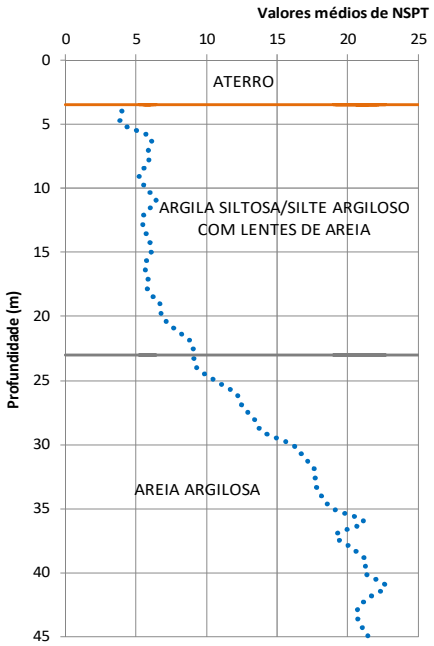


Figura 3. Estratigrafia do local, com valores médios do índice de resistência à penetração (13 ensaios).

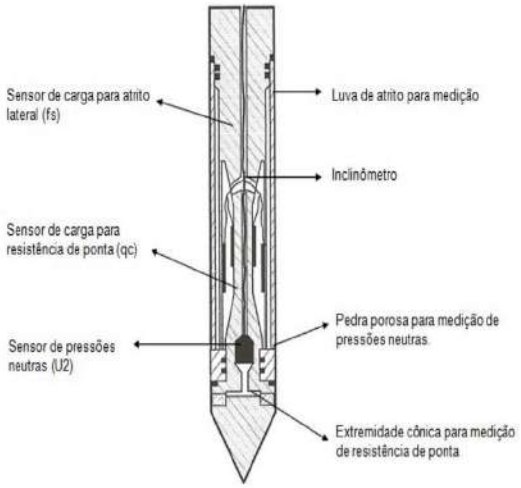


Figura 4. Piezocone usado nos ensaios. Fonte: Damasco Penna, 2024.

Os valores médios medidos nos nove ensaios piezocone realizados são apresentados na Figura 5. Nos gráficos desta figura encontram-se as delimitações das camadas de solo apontadas na estratigrafia simplificada da Figura 2, a fim de facilitar a interpretação dos resultados. No que concerne ao nível d'água, este foi encontrado entre 3,0 m e 9,0 m, podendo aflorar em superfície no período de cheias.

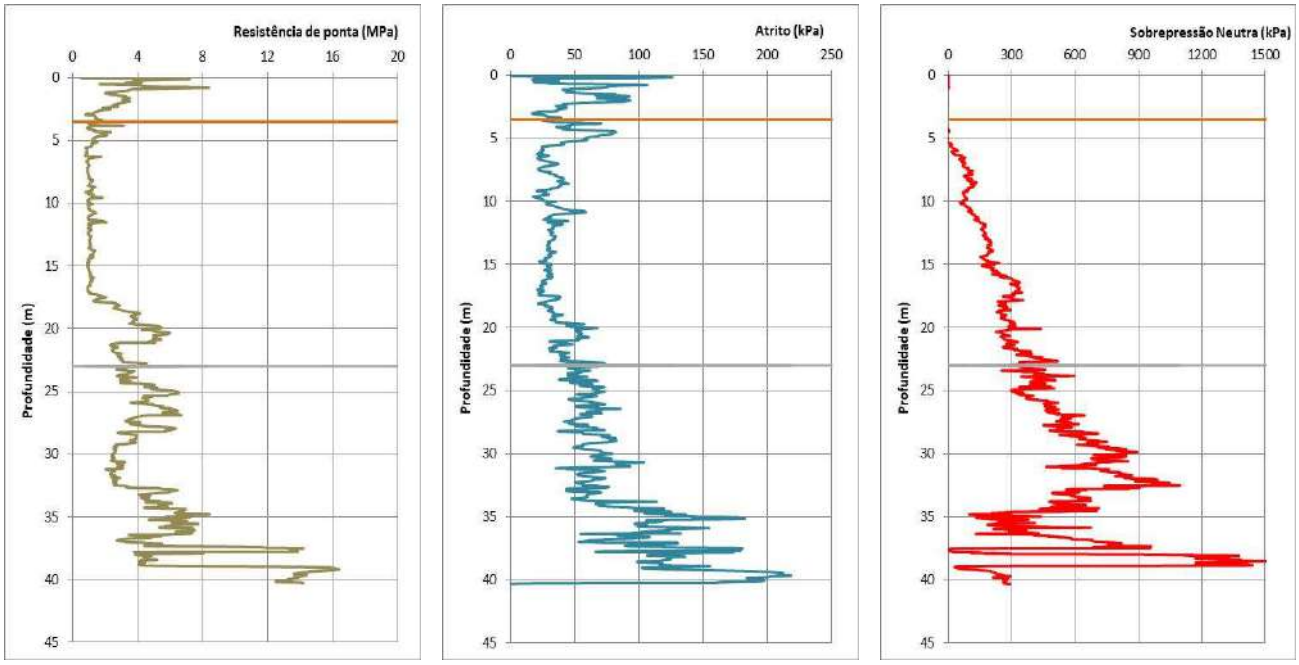


Figura 5. Resultados dos ensaios de piezocone (média de 9 ensaios).

A partir dos valores medidos e usando-se as correlações propostas pelos autores citados no item 3 para interpretação dos ensaios CPTu, outros parâmetros das diferentes camadas do terreno foram estimados. A Figura 6 apresenta a variação de alguns parâmetros dos solos em função da profundidade investigada, com a indicação das camadas superior de aterro, intermediária com a predominância de solos finos (com lentes de areia) e inferior, de material basicamente granular.

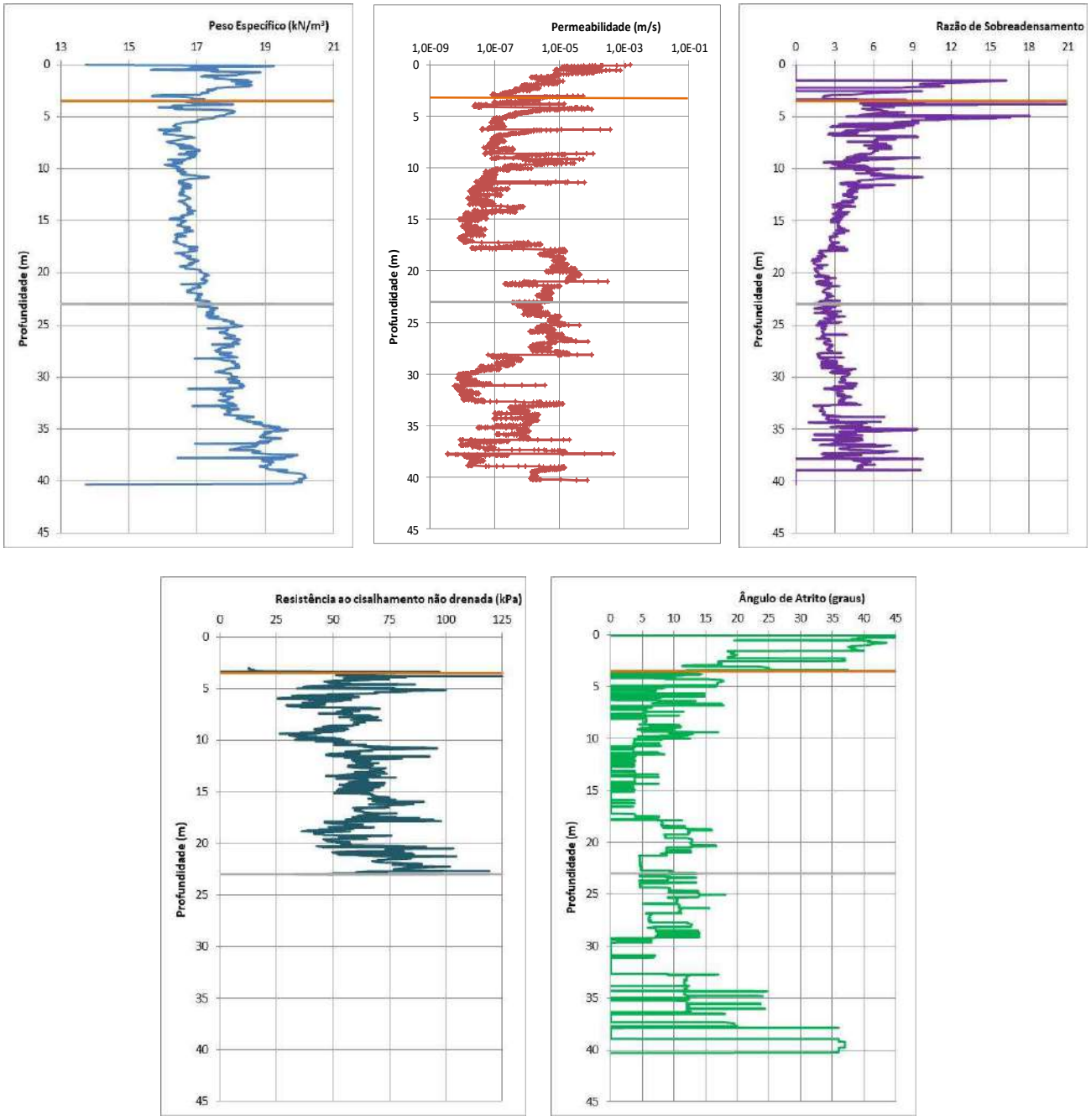


Figura 6. Parâmetros determinados a partir dos ensaios piezocone.

Da Figura 6, merecem destaque:

- a heterogeneidade de comportamento da camada superior de aterro, para a qual não foram registrados valores do índice de resistência à penetração;
- a razão de sobreadensamento do solo, que sugere a ocorrência de ressecamento das camadas mais superficiais do terreno e a variação do coeficiente de permeabilidade na camada de solo

predominantemente fino, confirmando a presença das prováveis lentes de areia que, muitas vezes, condicionam os movimentos de massa; e

- segundo Wolff (2014), como já citado anteriormente, a laterização da camada de solo argiloso faz com que seu comportamento se assemelhe ao de um solo granular, motivo pelo qual são apresentados os valores de ângulo de atrito para essa camada do terreno. A estimativa da razão de poro pressão (parâmetro Bq) pode auxiliar na interpretação desse comportamento.

Considerando-se os valores obtidos a partir dos ensaios de piezocone, apresentam-se na Tabela 2 os valores sugeridos para representar o comportamento dos solos exibidos na estratigrafia simplificada da Figura 3. Cabe salientar que estes valores, assim como os constantes nos diferentes gráficos apresentados, resultaram de valores médios calculados a partir de nove ensaios de piezocone e da adoção de uma estratigrafia bastante simplificada para os locais dos ensaios. A realização de novos ensaios na região se faz necessária para uma melhor avaliação dos resultados ora apresentados e para a inclusão de novos parâmetros de referência para as diferentes camadas de solo. Outras correlações também podem ser testadas para validar parâmetros usualmente empregados nos projetos geotécnicos da região.

Tabela 2. Parâmetros propostos para os solos da região.

Descrição da Camada	Peso específico (kN/m^3)	Resistência não drenada (kPa)	Ângulo de Atrito (graus)	Permeabilidade (m/s)
Aterro	17-19	--	25-35	10^{-6}
Argila siltosa	16-17	50-70	5-15	10^{-7}
Areia argilosa	18-20	--	15-25	10^{-5}

Fonte: Autores, 2024.

Comparando-se os valores da Tabela 2 com os dados bibliográficos apresentados na Tabela 1, observa-se uma boa aproximação entre eles. Ressalta-se que, essa aproximação é mais contundente nos valores de ângulo de atrito. Tal fato reforça a premissa de que são necessários diferentes tipos de ensaios de investigação (de campo e de laboratório) para melhor entendimento do comportamento dos solos. Investir no planejamento e realização de investigações é o primeiro passo para a otimização de projetos e para a melhoria da qualidade final das obras civis.

5 CONCLUSÕES

Os dados bibliográficos disponíveis, associados aos resultados dos ensaios de piezocone realizados, permitem concluir que:

- Os solos dos sítios estudados na região amazônica apresentam grande heterogeneidade nas camadas mais superficiais, associada às características hidrodinâmicas dos rios, que promove o carreamento e deposição de muitos sedimentos nos períodos de cheia e, na época de vazante, contribui para os processos erosivos que se instalam nas margens e avançam, paulatinamente, para regiões mais distantes do leito original (fenômeno de Terras Caídas);
- Durante os processos de sedimentação e erosão, formam-se lentes de materiais diversos, podendo-se ter camadas com maior permeabilidade e resistência, que acabam condicionando a formação de superfícies de ruptura mais rasas;
- Em termos de parametria para estudos e projetos geotécnicos, o intervalo de valores obtidos em ensaios (de campo e de laboratório) é grande e diretamente associado à qualidade das amostras e aos tipos de ensaios de investigações geológico-geotécnicas de campo. No caso específico dos ensaios piezocone, ainda são muito poucos os dados disponíveis da região; investir em novos ensaios permitirá uma melhor discretização das camadas do subsolo e, por conseguinte, uma definição mais assertiva dos parâmetros geotécnicos de projeto, além de permitir correlações com as sondagens à percussão usualmente empregadas no local.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S/A pelo apoio ao desenvolvimento de projetos de pesquisa e à publicação dos seus resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAGÃO, A.F.; HORBE, A.M.C., CAMPELO, N.S., GERT, R.W. *Caracterização das argilas quaternárias para utilização em cerâmica vermelha – polo oleiro de Iranduba e Manacapuru – AM*. In: IX Simpósio de Geologia da Amazônia, Belém, Pará, Proceedings... Pará: 2006, p. 362-364.

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. *Geodiversidade do Estado do Amazonas*, Manaus: CPRM, 2010, 275 p.

CAMPELO, N.S.; CARNEIRO, B.J.I; ALBIERO, J.H.; CARVALHO, J.S. *Estabilidade de taludes naturais localizados na orla do Rio Negro e no pólo industrila de Manaus.* In: III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 2001, Rio de Janeiro. III COBRAE. Rio de Janeiro: ABMS, 2001, 8 p.

GAMBA, C.T.C.; ROSA, R.A.S.; NOGUEIRA JR., J.B. *Identificação de processos erosivos às margens do Rio Madeira (RO/AM) a partir da interferometria diferencial por radar (DINSAR)*. In: XVII Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada, UNICAMP, Campinas, 2017.

IGREJA, H.; FRANZINELLI, E. *Aspectos das "terras caídas" na Região Amazônica*. In: IX Simpósio de Geologia da Amazônia, Belém, Pará, Proceedings... Pará: 2006, p. 487-489.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K.; POWELL, J.J.M. *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Londres, Blackie Academic & Professional, 1997.

MÜLLER, J.; IRION, G.; MELLO, J.N.; JUNK, W. *Hydrological changes of the Amazon during the last glacial-interglacial cycle in central Amazonia (Brazil).* Naturwissenschaften, v. 82, p. 232-235, 1995.

QUEIROZ, M.S.; ALVES, N.S. *Conditioning factors of "terras caídas" in lower Solimões River – Brazil*. Rev. Caminhos da Geografia, v. 22, n. 80, p. 220-233, 2021.

REIS, N.J.; D'ANTONA, R.J.G.; MAIA, M.A.M, ROSA, S.F.; NAVA, D.B. (2006). *Geologia e recursos minerais para uso na construção civil nos domínios Baixo Negro (DBN) e Baixo Solimões (DBS) – Amazonas*. In: IX Simpósio de Geologia da Amazônia, Pará, Proceedings... Pará: 2006, p. 335-338.

ROBERTSON, P.K.; CABAL, K. *Guide to cone penetrating test*ing. Gregg Drilling LLC, 2022.

SARGES, R. R. *Relações entre as estruturas tectônicas, sedimentação coluvial e geomorfogênese da região de Manaus, Amazonas*. São Paulo, 2007, 109p. Tese de Doutoramento no Programa de Geoquímica e Geotectônica do Instituto de Geociências da Universidade São Paulo, 2007.

SOUZA, E.S.; CAMPELO, N.S. *Caracterização e modelagem geotécnica do fenômeno das Terras Caídas no ambiente amazônico*. Editora Dialética, Belo Horizonta, 2020.

SOUZA, E.S.; CAMPELO, N.S.; LIMA, R.H.C.; AGUIAR, R.L. *Geotechnical characterizaiotn and modelling of the "Fallen Lands" phenomenon in the amazon enviroment*. Global Journal of Engineering and Technology Advances, v. 09, n.3, p. 122-132, 2021.

WOLFF, Erich. *Gerenciamento de risco geotécnico aplicado a infraestruturas portuárias*. Brasília, 2014. 90p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2014.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/518

CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA DE AFLORAMENTOS DE BEACHROCKS NA COSTA CEARENSE

Konstantinos Polemis Júnior
Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, konstantinos@alu.ufc.br

Cesar Ulisses Vieira Veríssimo
Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, verissimo@ufc.br

Alfran Sampaio Moura
Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, alfransampaio@ufc.br

Samuel Porfírio Pinheiros Barros
Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, samuelbarros21@gmail.com

Mateus Calvalcante Gomes
Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, mateuscg15@alu.ufc.br

RESUMO: Este trabalho é um estudo preliminar que faz parte de um projeto desenvolvido entre a PETROBRAS e a Universidade Federal do Ceará (UFC), que busca compreender o comportamento geotécnico dos solos arenosos no litoral nordestino, visando sua aplicação em fundações offshore de torres eólicas. *Beachrocks* são rochas sedimentares variando de friáveis a bem cimentadas, constituídas por sedimentos de tamanho cascalho, areia e silte, cimentados por minerais carbonáticos e formados ao longo de zonas costeiras. Na costa do Ceará, particularmente na Plataforma Continental, o estudo desses beachrocks é de especial interesse para projetos de energia eólica offshore. Este trabalho investiga a caracterização mineralógica dos beachrocks na região, ressaltando a importância de suas propriedades geológicas para a engenharia de fundações. Amostras indeformadas foram coletadas das praias do Pacheco, Barra do Ceará, Sabiaguaba e Porto das Dunas, no Ceará, para análises petrográficas. Observou-se uma variedade de grãos detríticos, como quartzo, feldspato, micas, fragmentos de rocha, além de bioclastos e resíduos de algas, cimentados por calcita microcristalina. A porosidade variou de 4% a 19%, com tipos como intergranular, intrapartícula, shelter, vug e brecha. A maturidade relativamente baixa dos beachrocks sugere cimentação acelerada, preservando os componentes detríticos e a textura original dos sedimentos. A heterogeneidade influencia diretamente as propriedades geotécnicas dos materiais. Amostras da Barra do Ceará mostraram predomínio de bioclastos, enquanto na Praia do Pacheco, a composição era mais diversa, com menor teor de carbonato e matriz argilosa sericítica. Os resultados destacam a complexidade mineralógica e textural dos beachrocks no litoral cearense e a necessidade de avaliações detalhadas para sua utilização em fundações de energia eólica offshore. Este estudo fornece dados essenciais sobre porosidade e composição mineral dos beachrocks, análogos aos materiais de fundação de aerogeradores offshore, orientando ensaios mecânicos específicos necessários para avaliar a resistência e deformabilidade desses materiais.

PALAVRAS-CHAVE: *Beachrocks*, propriedades geotécnicas, porosidade, análises petrográficas, energia eólica offshore.

ABSTRACT: This study is a preliminary study that is part of a project developed between PETROBRAS and the Federal University of Ceará (UFC), aiming to understand the geotechnical behavior of sandy soils in the northeastern coast, for their application in offshore wind turbine foundations. Beachrocks are sedimentary rocks ranging from friable to well-cemented, composed of gravel-sized sediments, sand, and silt, cemented by carbonate minerals and formed along coastal zones. On the coast of Ceará, particularly on the Continental Shelf, the study of these beachrocks is of special interest for offshore wind energy projects. This work investigates the mineralogical characterization of beachrocks in this region, emphasizing the importance of

their geological properties for foundation engineering. Undisturbed samples were collected from the beachrocks of Pacheco Beach, Barra do Ceará, Sabiaguaba, and Porto das Dunas, Ceará, for petrographic analyses. A variety of detrital grains, such as quartz, feldspar, micas, and rock fragments, as well as allochemical components like bioclasts and algal residues, were observed, predominantly cemented by microcrystalline calcite. Porosity ranged from 4% to 19%, with types such as intergranular, intraparticle, shelter, vug, and breccia. The relatively low maturity of the beachrocks suggests rapid cementation, preserving detrital components and the original texture of the sediments. This heterogeneity directly influences the geotechnical properties of the materials. Samples from Barra do Ceará showed a predominance of bioclasts, while those from Pacheco Beach had a more diverse composition, with lower carbonate content and a sericitic clay matrix. The results highlight the mineralogical and textural complexity of beachrocks on the Ceará coast and the need for detailed evaluations for their use in offshore wind energy foundations. This study provides essential data on the porosity and mineral composition of beachrocks, analogous to the materials found at offshore wind turbine foundation sites, guiding specific mechanical tests needed to assess the strength and deformability of these materials.

KEYWORDS: Beachrocks, geotechnical properties, porosity, petrographic analyses, offshore wind energy.

1 INTRODUÇÃO

A exploração da energia eólica offshore na costa do Ceará requer análises precisas das características geológicas submarinas, notavelmente a composição e distribuição dos *beachrocks* e areias carbonáticas. A pesquisa de França *et al*. (1976), destacando a variação na concentração de carbonato de cálcio ($CaCO_3$) em sedimentos marinhos de profundidades entre 10 e 50 metros, revela a heterogeneidade do subsolo marinho. Com frações de $CaCO_3$ variando de 5% a mais de 95%, esses dados sublinham a presença significativa de areia carbonática ao longo da costa cearense. Além disso, informações fornecidas por Araújo (2018) indicam que regiões com até 40 metros de profundidade se estendem por 40 km mar adentro, apresentando potencial para desenvolvimento de energia eólica offshore.

Este contexto é enriquecido pelos estudos de Almeida *et al*. (2015, 2016), que identificam *beachrocks* antigos como indicadores de variações no nível do mar durante o Quaternário, estendendo-se do litoral de Pernambuco ao oeste do Ceará. Estas formações, situadas a até 60 metros de profundidade e distantes cerca de 50 km da costa atual, são consideradas registros de antigas linhas de costa, fornecendo *insights* valiosos sobre as condições geológicas históricas e atuais.

Dessa forma, o presente estudo se dedica à caracterização mineralógica dos *beachrocks* na costa cearense, com o objetivo de aprofundar o conhecimento sobre essas formações geológicas. Ao investigar as características físicas desses *beachrocks* e sua relação com as areias carbonáticas, busca-se fornecer uma base de dados relevante para o planejamento e implementação de infraestrutura de energia eólica offshore, considerando as especificidades geotécnicas e geológicas desse tipo de material como elemento de fundação de aerogeradores dos parques eólicos marinhos.

Os *beachrocks* estudados são análogos relevantes para os materiais que serão encontrados em locais de fundação de aerogeradores offshore. A caracterização detalhada de suas propriedades mineralógicas e texturais fornecerá uma base importante para direcionar futuros ensaios mecânicos específicos, como ensaio coluna ressonante, ensaio triaxial com bender elements, ensaio de cisalhamento cíclico, ensaio triaxial cíclico e ensaio torsional cíclico. Esses dados preliminares são cruciais para uma compreensão inicial do comportamento dos substratos marinhos, especialmente devido à complexidade dos materiais carbonáticos e às exigências específicas das fundações offshore.

2 FORMATOS ESPECÍFICOS

2.1 Localização e Seleção das Áreas de Estudo

O foco deste estudo é a caracterização mineralógica de arenitos de praia (*beachrocks*) na Plataforma Continental do Ceará (PCCE), abrangendo as Bacias Potiguar e do Ceará. A PCCE destaca-se por seu padrão

sedimentológico diversificado, incluindo grãos siliciclásticos reliquiais e uma mistura de carbonatos e siliciclásticos. Este cenário é complementado por feições geomorfológicas diversas, como mapeado por Maia de Almeida *et al.* (2021).

Para a coleta de amostras e realização do estudo, selecionaram-se especificamente as praias de Pacheco, Barra do Ceará, Sabiaguaba e Porto das Dunas, todas localizadas na região costeira do estado do Ceará, Brasil. Esta escolha foi motivada pela necessidade de investigar *beachrocks* em locais que exemplificassem a complexidade sedimentológica e geomorfológica da Plataforma Costeira do Ceará (PCCE), proporcionando uma base sólida para entender os processos de formação dos *beachrocks* e suas propriedades geotécnicas. A seleção intencional dessas praias permite um estudo abrangente dos *beachrocks*, refletindo a heterogeneidade da PCCE e garantindo uma análise detalhada de suas características mineralógicas.

2.1.1 Praia do Pacheco

Na Praia do Pacheco, localizada nas coordenadas 3°41'20.86"S e 38°37'25.13"O, foram coletadas amostras de arenitos que afloram predominantemente durante a maré baixa. Esta área é marcada por formações rochosas onde predominam seixos, grãos de quartzo, feldspatos caulinizados, e outros componentes detríticos, incluindo concreções ferruginosas, sem a presença visível de conchas ou bioclastos macroscópicos. Os arenitos da Praia do Pacheco apresentam feições de alveolização e cavidades (Figura 1, esquerda), sugerindo a ação de processos de dissolução química. As análises químicas revelaram baixos valores de carbonato, indicando que estes sedimentos são parte da base da Formação Barreiras, distanciando-se dos *beachrocks* quaternários comuns. A limitada ocorrência de bioclastos e a presença de nódulos ferruginosos corroboram essa classificação. As amostras foram obtidas manualmente (Figura 2, direita), com o uso de marreta, formão e alavanca, direcionadas para análise petrográfica detalhada.

Figura 1. Arenitos da Praia do Pacheco: a. Alveolização e cavidades por dissolução; b. Método de coleta das amostras.

2.1.2 Praia da Barra do Ceará

Na Barra do Ceará, localizada nas coordenadas 3°46'41.51"S e 38°25'48.27"O, observam-se extensos bancos descontínuos de arenitos de praia (Figura 2a), caracterizados por altos teores de carbonato e uma abundância de bioclastos. Estes arenitos apresentam uma notável estratificação, incluindo padrões plano-paralelos e cruzados de grandes dimensões. Além disso, os estratos mostram uma ampla variação textural, desde frações de areia fina a média, intercaladas com camadas conglomeráticas e bioclásticas, evidenciando a complexa dinâmica sedimentar da área. Para a coleta de amostras nesta região, utilizaram-se testemunhos cilíndricos obtidos por meio de uma máquina extratora equipada com uma serra copo de 4 mm de diâmetro (Figura 2b).

Figura 2. Arenitos de praia na Barra do Ceará: a. Bancos descontínuos com bioclastos e estratificação; b. Coleta de testemunhos cilíndricos.

2.1.3 Praia de Sabiaguaba

Localizada nas coordenadas 3°41'37.92"S e 38°35'40.85"O, a Praia de Sabiaguaba destaca-se pela presença de *beachrocks* ao longo da margem direita da foz do rio Ceará. Estas formações apresentam bancos de grande continuidade, caracterizados por elevados teores de carbonato e uma rica concentração de bioclastos. Os arenitos identificados nesta região exibem uma marcante estratificação plano-paralela, conforme demonstrado na Figura 3. Além da notável estratificação, os arenitos de Sabiaguaba apresentam uma ampla gama de variações texturais. Os estratos siliciclásticos predominam, abrangendo desde frações de areia fina a média, e são intercalados com camadas conglomeráticas e bioclásticas, refletindo a dinâmica sedimentar diversificada da área.

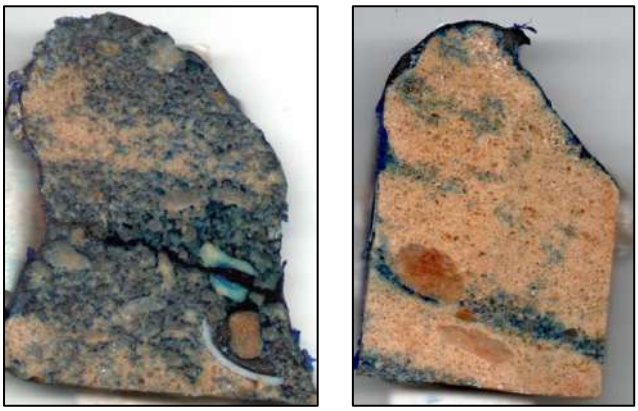


Figura 3. Amostras dos arenitos de praia na Sabiaguaba com sua estratificação e porosidade evidenciadas por impregnação com corante azul.

2.1.4 Porto das Dunas

No Porto das Dunas, localizado nas coordenadas 3°49'22.55"S e 38°24'6.77"O, as amostras foram coletadas principalmente na margem esquerda do rio Pacoti, onde os *beachrocks* afloram sob uma camada de sedimentos arenosos. Os bancos de arenito exibem um padrão ortogonal de fraturamento com fraturas orientadas NE-SW e NW-SE, evidenciando a complexidade estrutural da área. As formações rochosas, constituídas de camadas maciças e estratos estratificados, foram documentadas e as amostras retiradas com marreta e alavanca, conforme ilustrado na Figura 4. A análise revelou uma predominância de litoclastos, incluindo seixos e grãos de quartzo. Menos frequentes, os bioclastos são observados em camadas conglomeráticas e porosas, destacando a heterogeneidade sedimentar e a influência biológica na composição dos *beachrocks* do Porto das Dunas.

Figura 4. *Beachrocks* no Porto das Dunas: Estruturação e Composição Litoclástica e Bioclástica.

2.2 Análise Petrográfica

As amostras de *beachrocks* coletadas nas praias de Pacheco, Barra do Ceará, Sabiaguaba e Porto das Dunas foram submetidas a análises petrográficas após impregnação com corante azul de metileno para destacar a porosidade. Posteriormente, foram seccionadas e montadas em lâminas delgadas, preparadas para exame detalhado das características texturais e composicionais dos grãos, bem como da matriz/cimento e porosidade. Essas análises foram realizadas nos Laboratórios de Geotecnia e Prospecção (LAGETEC) e de Microscopia (LME) da Universidade Federal do Ceará (UFC). Foram empregues a Lupa Binocular Eletrônica Nikon 5218 e o Microscópio Petrográfico Binocular OLYMPUS BX41, equipados com objetivas de ampliações variadas (4X, 10X, 40X, 100X) e oculares de 10X. O equipamento inclui também uma platina móvel e acessórios essenciais para a petrografia, como lâminas de mica e quartzo, polarizadores, analisadores e a lente de Amice Bertrand, possibilitando uma análise profunda das amostras para investigar a textura, composição e porosidade dos arenitos, evidenciando as variações entre os diferentes locais estudados.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Caracterização Petrográfica dos *Beachrocks*

As análises petrográficas revelaram uma diversidade de componentes nos arenitos de praia das localidades estudadas, identificando grãos detríticos, aloquímicos e orgânicos preservados. Quartzo, feldspato, fragmentos de quartzito, micas, bioclastos e algas coralináceas, cimentados predominantemente por calcita espática e microcristalina, constituem a mineralogia básica dessas rochas. A natureza do cimento, sendo o componente autigênico principal das rochas carbonáticas, demonstra a importância dos processos diagenéticos, com a precipitação química de calcita a partir de fluidos intersticiais, conferindo coesão ao material sedimentar. As dimensões dos cristais de cimento variam significativamente, refletindo condições ambientais e diagenéticas distintas.

3.1.1 Praia do Pacheco

A caracterização petrográfica dos afloramentos na Praia do Pacheco indica uma composição mineralógica dominada por quartzo, plagioclásio, K-feldspato, microclínio, anfibólio e fragmentos de rocha, com presença ocasional de bioclastos. Os grãos, predominantemente subangulares e de baixa esfericidade, junto a uma seleção granulométrica pobre, sugerem um ambiente deposicional de transporte limitado. A matriz argilosa sericítica e o cimento ferruginoso diferenciam estes sedimentos dos beachrocks quaternários, apontando para uma origem mais antiga, possivelmente do Grupo Barreiras. A porosidade, identificada em 6% e principalmente do tipo brecha, indica uma baixa concentração de espaços vazios e um estágio inicial de compactação. As condições deposicionais de baixa energia e rápida cimentação na Praia do Pacheco limitaram a preservação de características originais e bioclastos. A predominância de litoclastos (95%) sobre bioclastos (5%) sugere uma fonte detrítica significativa. A Figura 5 ilustra a diversidade granulométrica, textura sedimentar e variações diagenéticas como o cimento ferruginoso e, localmente, micrítico, que influenciam na porosidade e estrutura das rochas..

3.1.2 Praia da Barra do Ceará

Os beachrocks na Barra do Ceará, com uma porosidade de 19%, refletem um ambiente deposicional dinâmico e rico. Eles contêm uma diversidade de quartzo, feldspatos, anfibólio e fragmentos rochosos intercalados com bioclastos significativos. A textura dos grãos, variando de subangulares a subarredondados, e a ausência de uma matriz coesa sugerem rápida acumulação e mínima seleção. O cimento micrítico predominante e a porosidade intrapartícula e shelter indicam condições diagenéticas favoráveis à preservação dos poros e cimentação carbonática, potencializada pela recristalização de componentes biológicos. A Figura 6 captura a interação entre grãos angulosos e subarredondados de quartzo e feldspato, conchas de gastrópodes e cimento carbonático, mostrando a complexidade dos processos formadores dos beachrocks. A predominância de bioclastos (62%) sobre litoclastos (38%) sugere forte influência biológica na formação e preservação dos beachrocks.

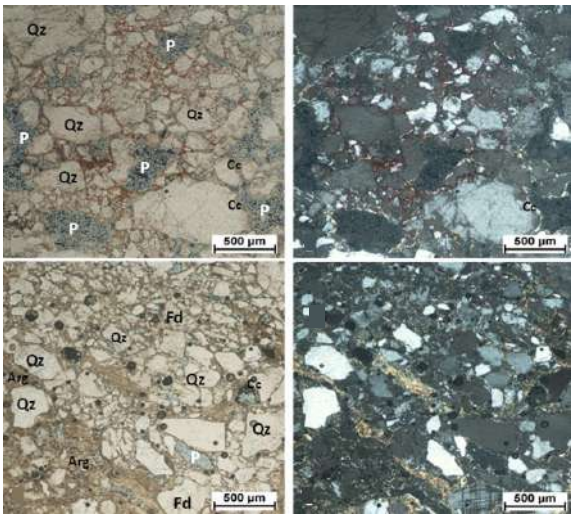


Figura 5. Grãos de quartzo com cimento ferruginoso e micrítico.

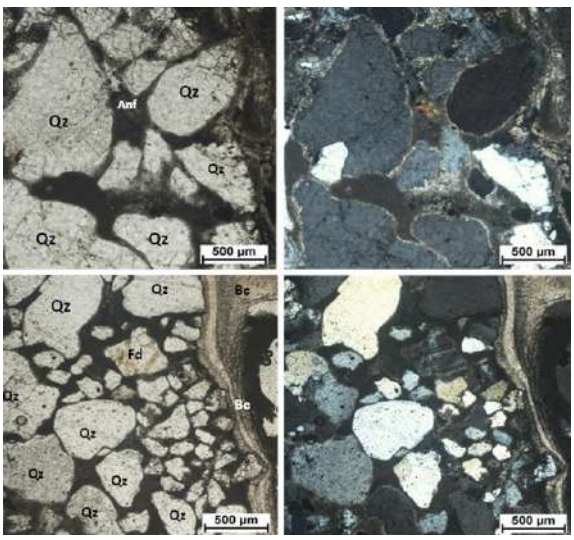


Figura 6. Interação de grãos de quartzo e feldspato com fragmentos de conchas e cimento carbonático.

3.1.3 Praia de Sabiaguaba

Na Praia de Sabiaguaba, as análises petrográficas dos beachrocks mostram uma composição mineralógica de quartzo, feldspato, muscovita, fragmentos de rocha, bioclastos e algas. A porosidade, entre 5% e 10%, é predominantemente intergranular, indicando boa conexão porosa entre os grãos. O cimento,

variando de esparítico a microesparítico, e a ausência de uma matriz sólida sugerem grãos mantidos juntos pela precipitação de calcita carbonática. A textura dos grãos, de subarredondados a angulosos, e a porosidade moderada indicam deposição e cimentação rápidas, limitando a compactação dos sedimentos. Essas características são visualizadas na Figura 7, que mostra seções delgadas das amostras sob diferentes ampliações e iluminação, destacando a variação textural dos grãos e o preenchimento poroso pela resina azul. A predominância de quartzo, feldspatos e muscovita, com bioclastos em menor proporção (82% litoclastos e 18% bioclastos), reflete a influência da área fonte nas características sedimentares dos beachrocks. A presença de cimento calcítico sugere que a cimentação desempenhou um papel crucial na consolidação desses sedimentos.

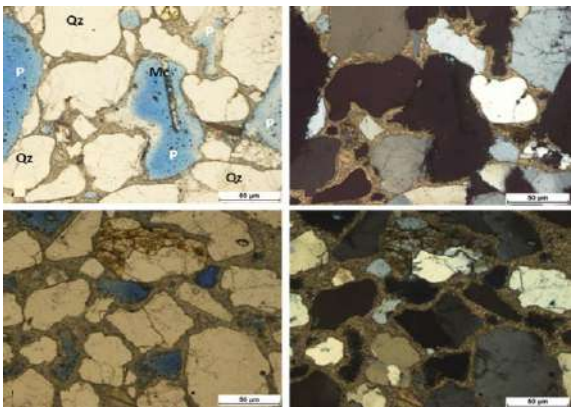


Figura 7. Grãos de quartzo e plagioclásio com cimento ferruginoso e micrítico em matriz argilosa.

3.1.4 Porto das Dunas

No Porto das Dunas, as rochas estudadas têm uma composição mineralógica diversificada, predominando quartzo, feldspatos, muscovita, anfibólio e fragmentos de rocha, com poucos bioclastos. A análise petrográfica revelou uma porosidade de 8%, predominando os tipos shelter e vug. A forma subarredondada e baixa esfericidade dos grãos sugere um transporte moderado antes da deposição. A granulometria moderadamente bem selecionada e a ausência de uma matriz evidente indicam que a cimentação, através de cimento esparítico e microesparítico, foi crucial na consolidação dos sedimentos. A Figura 8 detalha as características microestruturais dos beachrocks do Porto das Dunas, mostrando grãos de quartzo subarredondados, bioclastos e cimento carbonático envolvendo os poros. Essa configuração sugere baixa compactação, com grãos separados por cimentação carbonática, refletindo um ambiente que favoreceu a rápida cimentação e preservação da porosidade. A proporção de 90% litoclastos e 10% bioclastos enfatiza o caráter detrítico dos sedimentos, enquanto a uniformidade na cimentação sugere um processo diagenético contínuo e homogêneo.

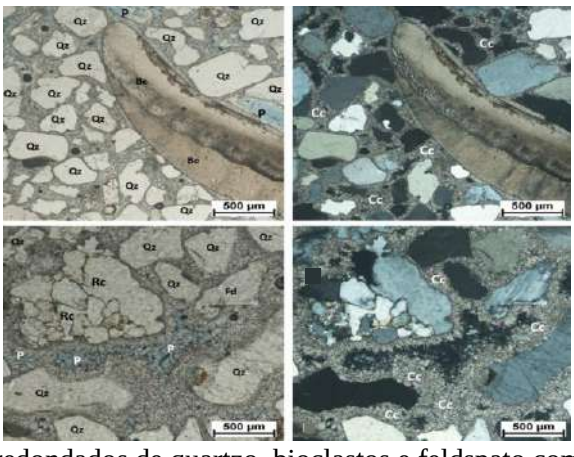


Figura 8. Grãos subarredondados de quartzo, bioclastos e feldspato com cimento carbonático.

4 CONCLUSÃO

Os estudos petrográficos dos *beachrocks* das praias da Barra do Ceará, Sabiaguaba, e Porto das Dunas demonstram uma interação complexa entre processos sedimentares, biológicos e diagenéticos. A variedade mineralógica destas rochas, incluindo quartzo, feldspato, micas, anfibólios, bioclastos e fragmentos de rocha, reflete a diversidade dos ambientes deposicionais e das fontes sedimentares. Os cimentos de calcita destacam a importância dos processos diagenéticos que influenciam as propriedades porosas e mecânicas das rochas.

A análise da amostra da Praia do Pacheco revela baixos teores de carbonato e uma matriz argilosa sericítica, indicando uma distinção geológica possivelmente relacionada ao Grupo Barreiras. As variações nos tipos de porosidade observadas oferecem perspectivas sobre os ambientes deposicionais e diagenéticos, sugerindo que os processos de corrosão e carstificação podem ocorrer em sedimentos mais antigos.

Os dados petrográficos, ainda preliminares, mostram uma composição e textura variada dos *beachrocks*, com uma dinâmica deposicional distinta entre as praias. A porosidade, variando de 4% a 19%, junto com os diferentes tipos identificados, ressalta a complexidade das estruturas porosas e sua influência nas propriedades hidráulicas e mecânicas das rochas.

Os resultados deste estudo fornecem uma base preliminar essencial para a compreensão inicial do comportamento dos *beachrocks*, servindo como um ensaio de campo preliminar que apoia futuras investigações geotécnicas. A caracterização mineralógica e textural detalhada dos beachrocks permitirá direcionar os estudos futuros, incluindo ensaios mecânicos específicos, necessários para avaliar a resistência, deformabilidade e outras propriedades geotécnicas críticas dos materiais em fundações de aerogeradores offshore. Esses dados são fundamentais para garantir um planejamento mais seguro e eficiente dos projetos de energia eólica na costa do Ceará.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi financiado em parte pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código Financeiro 001 – e pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq). Os autores agradecem o apoio financeiro da PETROBRAS, efetivado através de termo de cooperação de P&D que atende à obrigação ANEEL. A gratidão também é estendida ao programa de pós-graduação do departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental e ao programa de pós-graduação do departamento de Geologia, ambos da Universidade Federal do Ceará (UFC), pelo seu apoio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, N.M, FREIRE, G.S., SOUTO, M.V.S.; NORMANDO, M.N. 2016. *Mapeamento de estruturas submersas e sedimentologia utilizando dados SRTM Plus e Landsat 8: região adjacente ao Rio Jaguaribe, Plataforma Leste do Ceará*. Revista de Geologia, v. 29, nº 1, p. 133-146.

ALMEIDA, N.M, VITAL, H; GOMES, M.P. 2015. *Morphology of submarine canyons along the continental margin of the Potiguar Basin, NE Brazil*. Marine and Petroleum Geology, v.68, p.307-324.

ARAÚJO, I. R. F. de. *Platô do Ceará: Uma Plataforma Carbonática Isolada e Afogada da Margem Equatorial Brasileira*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geodinâmica e Geofísica, UFRN, 2018.

FRANÇA, A. M. C.; COUTINHO, P. N.; SUMMERHAYES, C. P. *Sedimentos superficiais da margem continental nordeste brasileira*. Revista Brasileira de Geociências., v. 6, p. 71-88, 1976.

MAIA DE ALMEIDA, N.; FREIRE, G.S.S.; MORAIS, J.O.; XIMENES NETO, A.R.; ABREU NETO, J.C.; PESSOA, P.R.S.; FERRO, I.M.M.; PINHEIRO, L.S. 2021. *Plataforma Continental do Ceará*. In: VITAL, H.; DIAS, M.S.; BASTOS, A.C. (Org). Plataforma Continental Brasileira, Série II. Rio de Janeiro: P2GM, 2021, v.1, p. 71-121.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/519

Certificação da Instalação de Instrumentos: Inclinômetros

Rodrigo Menezes Raposo de Almeida
Professor Associado do departamento de engenharia civil da Universidade Federal Fluminense e sócio da 3Geo Consultoria, Niterói-RJ, Brasil, rraposo@3geo.io

Paula Tavares Pedrosa
Gerente de Engenharia (M.Sc Geotecnia), 3Geo Consultoria, Niterói-RJ, Brasil, paula.pedrosa@3geo.io

Weslley Robertt Maciel
Gerente de Operações, Vale S.A, Itabira-MG, Brasil, weslley.maciel@vale.com

RESUMO: O inclinômetro é o principal instrumento geotécnico para medir e monitorar o deslocamento em profundidade, no plano horizontal. Este instrumento é composto de um tubo de acesso com quatro ranhuras internas a 90° em relação a geratriz do tubo, a partir das quais são alinhadas as rodas do torpedo de leitura para o monitoramento da deformação. A boa qualidade de instalação do tubo de inclinômetro é essencial, uma vez que influencia no comportamento das leituras. Tendo em vista os vários fatores que podem afetar a qualidade da instalação de um tubo de inclinômetro, e que esta qualidade da instalação pode afetar toda campanha de leituras subsequente, propõe-se, a partir da experiência dos autores, e de recomendações da literatura, uma metodologia para certificação da instalação dos tubos de inclinômetro. Esta metodologia considera alguns parâmetros fundamentais: ajustes da altura do tubo de acesso e proteção antivandalismo, identificação do instrumento, acesso ao instrumento e adaptação da tampa superior; perfilagem do tubo com torpedo cego e verificação do alinhamento das ranhuras com as direções preferenciais da obra; avaliação da rotação do tubo; avaliação da leitura zero, geometria do perfil de instalação e desvio do tubo; variação do *checksum* ao longo da profundidade; e avaliação dos gráficos das leituras posteriores. Considera-se essencial seguir com uma metodologia adequada, a fim de definir os parâmetros mínimos de aceite do instrumento instalado.

PALAVRAS-CHAVE: Instrumentação geotécnica, certificação, inclinômetro, monitoramento.

ABSTRACT: Inclinometer is the main geotechnical instrument for measuring and monitoring displacement in depth, in the horizontal plane. This instrument is made up of an access tube with four internal grooves at 90° to the tube generatrix, from which the reading probe wheels are aligned to monitor deformation. Good installation quality of the inclinometer tube is essential, as it influences the behavior of the readings. Bearing in mind the various factors that can affect the quality of the installation of an inclinometer tube, and that this quality of installation can affect any subsequent reading campaign, it is proposed, based on the authors' experience and recommendations from the literature, a methodology for certifying the installation of inclinometer tubes. This methodology considers some fundamental parameters: adjustments to the height of the access tube and anti-vandalism protection, instrument identification, access to the instrument and adaptation of the top cover; profiling the tube with a blind probe and checking the alignment of the grooves with the preferred directions of rupture; evaluation of tube rotation; evaluation of zero reading, installation profile geometry and pipe deviation; checksum variation along depth; and evaluation of graphs from subsequent readings. It is considered essential to follow an appropriate methodology in order to define the minimum acceptance parameters of the installed instrument.

KEYWORDS: Geotechnical instrumentation, certification, inclinometer, monitoring.

1 INTRODUÇÃO

Os inclinômetros são instrumentos utilizados para monitorar os deslocamentos horizontais, seja em aterros, encostas, pilhas, próximos a escavações ou estruturas de contenção, entre outros, sendo, portanto, o principal instrumento geotécnico que permite medir e monitorar o deslocamento no interior do maciço, no plano horizontal, em profundidade. Estes instrumentos possibilitam avaliar a evolução da movimentação ao

longo do tempo, calcular suas respectivas velocidades e delimitar uma provável superfície de ruptura no maciço de modo a garantir a segurança operacional da área monitorada.

Sua estrutura consiste em um conjunto de tubo guia instalado verticalmente no solo até a fundação. O tubo inclinométrico possui quatro ranhuras internas, sulcos ou trilhos a 90° em relação a geratriz do tubo, o que possibilita a orientação do tubo em relação às direções preferenciais de movimentação do solo.

Após a instalação do tubo, o monitoramento deste instrumento é realizado a partir da introdução de um torpedo de leitura devidamente calibrado, com suas rodas encaixadas nas ranhuras no interior do tubo, permitindo que sejam realizadas as leituras da inclinação a cada profundidade, normalmente com espaçamento de 0,5 m de baixo para cima (Figura 1).

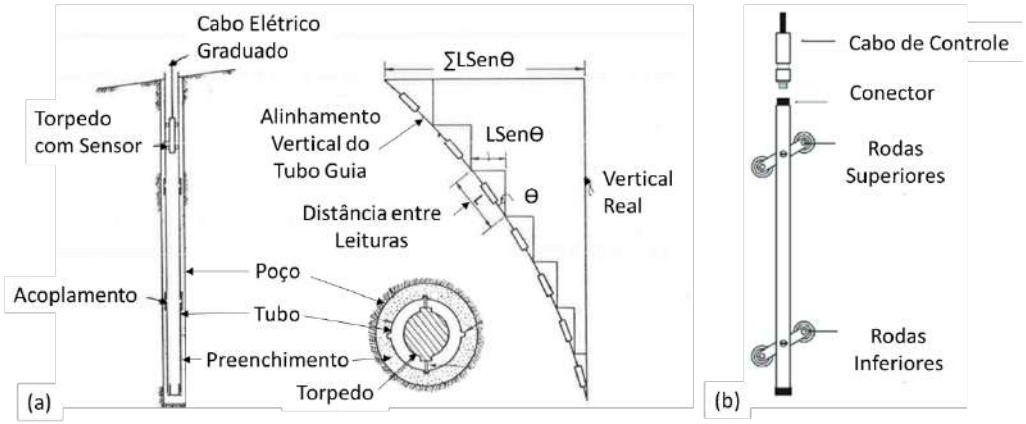


Figura 1.(a) Funcionamento (Dunniclif, 1982); (b) Torpedo de leitura (Machan & Bennett, 2008).

Partindo das leituras iniciais (leitura zero) são realizadas posteriormente novas medições, em intervalos com frequência determinada em projeto, que podem ser validadas ou corrigidas, se necessário. A continuidade das leituras deve ser realizada de modo a acompanhar qualquer movimentação dos inclinômetros, e, ao comparar com as leituras iniciais, é possível calcular os deslocamentos horizontais ocorridos no período entre leituras, em cada profundidade, diferenciando-os de erros randômicos, inerentes ao equipamento de leitura.

Cabe ressaltar que, uma vez instalado o conjunto de tubos, a qualidade da leitura deste tipo de instrumento depende de suas condições de instalação. Há determinados estados de instalação que podem condenar um instrumento por apresentar grandes interferências na linearidade do tubo inclinométrico, o que acarreta na replicação de erros sistemáticos durante as leituras subsequentes.

O processo de identificação de erros randômicos ou sistemáticos, no entanto, não é trivial e acaba por dificultar a determinação dos reais valores de deslocamento horizontal identificados. Sendo assim, visando orientar a verificação da instalação dos tubos dos inclinômetros, bem como possibilitar uma melhor interpretação dos dados durante o monitoramento, os autores desenvolveram a presente metodologia para o tratamento, validação e verificação das leituras de inclinômetros, com base nas orientações propostas por Dunnicliff (1988), Mikkelsen (2003), Machan & Bennett (2008) e fabricantes, bem como em suas experiências.

A certificação da instalação de um instrumento é um processo que visa garantir um padrão mínimo de qualidade, de modo que haja uma confiabilidade aceitável na obtenção dos dados, a partir deste instrumento instalado. A certificação da instalação de um tubo de inclinômetro visa garantir que o mesmo foi instalado em condições adequadas e que o mesmo vai proporcionar leituras confiáveis para o monitoramento desejado.

2 OBJETIVOS

Tendo em vista os diferentes fatores que podem afetar a qualidade da instalação de um tubo de inclinômetro, e, consequentemente, as campanhas de leituras posteriores, este trabalho tem como objetivo a apresentação de uma metodologia para certificação da qualidade da instalação dos tubos de acesso de inclinômetros, também denominados de tubos inclinométricos.

Esta metodologia pretende não apenas avaliar a condição de instalação, mas também possibilitar a identificação e tratamento de possíveis erros sistemáticos, bem como facilitar o acompanhamento dos deslocamentos horizontais.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

Um programa de instrumentação geotécnica requer diversos preparos antes de sua instalação. Dunniccliff (1982 e 1988) apresenta um manual de orientação para o planejamento e implantação adequado de instrumentos geotécnicos. As preocupações variam desde questões técnicas de disign, construção e desempenho, até questões legais, como garantia e funcionamento do instrumento. Este manual reforça a necessidade do cuidado na instalação para se obter um bom monitoramento.

Tendo em vista que não há norma ou padrão nacional que oriente a instalação de tubos guia para inclinômetros, a realização de leituras inclinométricas, o tratamento dos dados ou a apresentação dos resultados, os autores se basearam no referencial teórico proposto por estudiosos como Dunnicliff (1988), Mikkelsen (2003) e Machan & Bennett (2008), além de manuais fornecidos por fabricantes, para elaborar uma metodologia própria para tratamento, validação e verificação das leituras de inclinômetros.

Tais referências, portanto, foram utilizadas no presente estudo como base na determinação dos limites estabelecidos para possíveis erros ou variações nas leituras.

3.1 Erros Randômicos e Sistemáticos

Mikkelsen (2003), afirma que os inclinômetros são instrumentos de fácil utilização que, no entanto, possuem incertezas associadas à análise de possíveis erros. Por este motivo que este e outros autores, bem como fabricantes de torpedos inclinométricos, buscaram entender as possíveis influências do manuseio do equipamento na acurácia das leituras.

Ainda de acordo com este autor, há diversos tipos de erros sistemáticos que podem influenciar na leitura, dando uma falsa impressão de deslocamentos significativos. O erro total associado a leitura de um inclinômetro é dividido entre erros randômicos e sistemáticos, onde o primeiro não acumula mais do que ±0,16 mm, e o segundo acumula aritmeticamente, conforme Equação 1 e Figura 2.

$$Erro\ total = erro\ randômico + erro\ sistemático$$
$$Erro\ total = \left(0{,}16\ x\ \sqrt{60}\right) + (0{,}11\ x\ 60)$$
$$Erro\ total = 1{,}24 + 6{,}60 = 7{,}8\ mm \qquad (1)$$

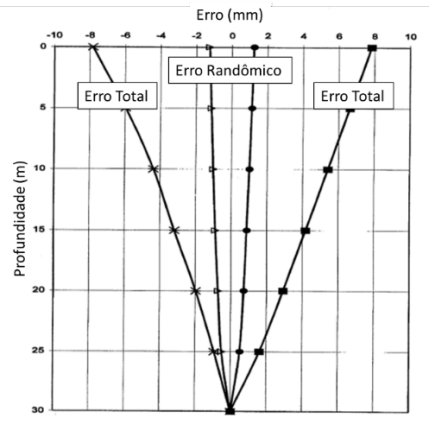


Figura 2. Erro total e randômico (Mikkelsen, 2003).

Segundo Machan & Bennett (2008) a precisão do sistema é de ±7,6 mm por 30 m, o que inclui uma combinação de erros aleatórios e sistemáticos, corroborando com a formulação apresentada anteriormente. Estes autores afirmam que erros aleatórios podem ocorrer dentro dos sensores, limitando a precisão do torpedo. Erros sistemáticos ocorrem devido a ações humanas que afetam a condição dos sensores e torpedo.

O instrumento em geral mede as deflexões com precisão de 0,25 a 0,50 mm em um único incremento de leitura (considerando possíveis erros aleatórios e sistemáticos). O erro sistemático acumula aritmeticamente dentro do número de intervalos de leitura, enquanto o erro aleatório acumula com a raiz quadrada do número de incrementos de leitura. Quando os gráficos de deflexão se estendem por uma longa distância, pode ocorrer um erro total maior, ou seja, instrumentos mais profundos acumulam mais erros. Um instrumento 25 m, com 50 incrementos, resulta em um erro total acumulado de 14 mm. (Machan & Bennett, 2008)

Mikkelsen (2003) ressalta que o erro randômico pode ser reduzido com a repetição da leitura. Já a correção do erro sistemático requer a sua identificação, podendo estar associado a diferentes fatores, alguns associados a instalação do conjunto: mudança de direção do sensor, desvio do tubo, rotação do tubo, erro no posicionamento do sensor em profundidade, inclinação do tubo, ente outros.

Apesar do acúmulo geral de erros, Machan & Bennett (2008) acrescentam que as deflexões reais do solo geralmente ocorrem apenas em partes da instalação do tubo. Por exemplo, se a parte da zona de deflexão for a combinação de três intervalos de leitura consecutivos, o erro total possível poderá ser de 1,2 mm. Ou seja, na prática, a variação de erros presente na zona de cisalhamento é reduzida.

3.2 Acurácia das leituras: *Checksum* e perfil de instalação

Além dos erros randômicos e sistemáticos que podem ser acumulados na leitura, há erros inerentes ao *checkum* e seu desvio padrão. Conforme Slope Indicator (2000), o *checksum* fornece uma forma simples de avaliar a qualidade dos dados. Um *checksum* elevado pode indicar uma leitura incorreta, e seu desvio padrão é uma medida do erro aleatório.

A variação do checksum, de acordo com Mikkelsen (2003) é a medição da precisão do torpedo e varia de 0,08 a 0,016 mm, no eixo A, e de 0,016 a 0,032 mm no eixo B. A variação é maior no eixo B devido à maior oscilação da rodinha o torpedo nesta ranhura.

Segundo Machan & Bennett (2008), pequenas variações não indicam problema, pois são quase impossíveis de eliminar. As variações de checksum podem se tornar uma preocupação se o seu desvio padrão exceder cerca de 5 a 10 unidades da soma de verificação média para o eixo primário (A), ou seja, torna-se prejudicial à leitura variações de desvio padrão acima de 0,05 a 0,1 mm no eixo principal. Já a Slope Indicator (2000) considera que o desvio padrão do *checksum* não deve exceder 10 unidades para o eixo A e 20 para o eixo B (0,1 e 0,2 mm, respectivamente).

Quanto ao perfil de instalação, recomenda-se realizar o furo o mais verticalmente possível. A verticalidade é limitada pelas capacidades do equipamento de perfuração, da equipe e da geologia local. No entanto, sabendo-se que há interferências durante a instalação, para que seja considerado um bom padrão de instalação as especificações de precisão do perfil consideram razoáveis inclinação inferior a 3 graus. (DGSI, 2024).

3.3 Rotação do Tubo

Dunniclif (1988) recomenda a realização de inspeção da rotação do tubo após a sua instalação quando ocorrerem dificuldades durante a instalação ou para revestimentos com profundidade superior a cerca 60 m, principalmente quando é necessário conhecer a direção exata dos movimentos do solo em profundidade. Esta verificação pode ser feita com um instrumento próprio para medição de rotação.

De acordo com este autor, a precisão da leitura pode ser maximizada usando um tubo de grande diâmetro, pois, para uma determinada espessura de roda e largura de ranhura, a "folga" rotacional diminui à medida que o diâmetro aumenta e, portanto, o erro de rotação do azimute também diminui. (Dunniclif, 1988)

De acordo com o manual DGSI (2024), para um desalinhamento do tubo de até 10 graus, as leituras do eixo A capturarão 98,4% da magnitude do movimento total, e o movimento visto no eixo B pode ser usado para confirmar que o movimento A é real. Esta análise se dá considerando as resultantes do deslocamento, onde a função cosseno age lentamente, portanto, mesmo com 25 graus de desalinhamento, o valor do eixo A contém 90% da resultante. Já a função seno age mais rapidamente. Com um desalinhamento de 10 graus do eixo A, o valor do eixo B conterá cerca de 17% da resultante. Assim, quaisquer deslocamentos vistos em A também devem ser vistos em B.

4 METODOLOGIA

A metodologia desenvolvida pelos autores, com base nos referenciais teóricos apresentados e em sua experiência, considera análises de alguns parâmetros que são fundamentais para a garantia da qualidade de instalação dos inclinômetros, sendo eles: verificações em campo, realização de leituras iniciais (zero) e análise da instalação e leituras subsequentes para monitoramento do instrumento.

Esta metodologia tem se mostrado essencial para que os responsáveis pelo monitoramento inclinométrico possam definir os parâmetros mínimos que devem ser utilizados para o aceite do instrumento, além de garantir a qualidade dos dados obtidos nas leituras subsequentes, reduzindo as possíveis interferências na análise dos deslocamentos. De acordo com os casos já estudados e trabalhados pelos autores, quando não há um bom acompanhamento e análise da instalação, enfrenta-se em geral grande dificuldade nas análises posteriores e entendimento dos deslocamentos.

Diante o exposto, o procedimento para certificação da instalação e monitoramento pode ser dividido em três etapas: Verificações da instalação em campo, análise das leituras e dados de instalação, e análise das leituras subsequentes. O fluxograma com as etapas propostas pela metodologia é apresentado na Figura 3.

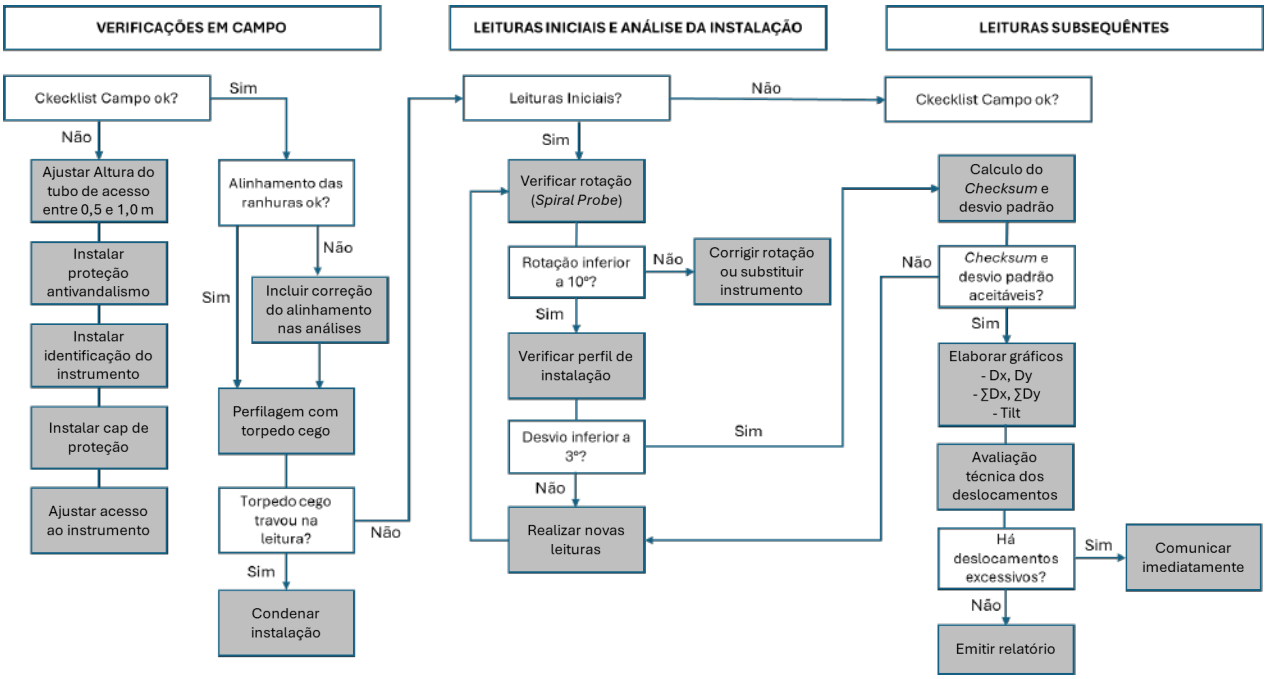


Figura 3. Fluxograma da metodologia de certificação da instalação de inclinômetros.

4.1 Verificações em Campo

A primeira etapa, da verificação da qualidade dos inclinômetros após instalado, constitui a ida a campo para ajustes operacionais. Revisões que parecem simples são muitas vezes negligenciadas e influenciam na qualidade da leitura do instrumento. É recomendado que estas verificações ocorram após a cura do *grout* no interior do furo, sugerindo-se a espera de, pelo menos, três dias para realizar estas atividades.

A seguir são apresentadas as principais verificações propostas nesta metodologia, visando garantir a boa instalação em campo, primeira fase necessária para um bom monitoramento, conforme salientado na revisão bibliográfica deste trabalho.

a) A altura do tubo de acesso, que chamamos comumente de pescoço do tubo, deve ser verificada a fim de garantir uma melhor aquisição de dados, considerando não apenas a ergonomia do leiturista, mas também o posicionamento correto do torpedo no interior do tubo, evitando interferências nas leituras superficiais. A altura recomendada pela pelos autores, tendo em vista o aspecto ergonômico, varia entre 0,5 m a 1,0 m.
b) Em seguida, com o tubo nas dimensões desejadas, deve ser verificado o alinhamento das ranhuras do tubo com as direções preferenciais da obra, ou seja, um par de ranhuras deve ser alinhado com a direção

principal do deslocamento a ser monitorado, e o outro par, consequentemente, perpendicular a esta direção. Caso haja rotação desta ranhura na superfície do tubo, deverá ser realizada a correção do Azimute para este instrumento.

c) Em seguida, a fim de garantir o alinhamento dos tubos em profundidade, após a instalação, deve-se realizar a perfilagem do tubo com o torpedo cego. Nesta etapa pretende-se verificar se há alguma profundidade com obstruções ou travas que impossibilitem a passagem do torpedo ou possam gerar danos. Nestes casos recomenda-se condenar o instrumento e instalar outro em local próximo.
d) Salienta-se que, para garantir a qualidade do monitoramento, deve-se proteger o entorno do tubo contra vandalismo, inclusive com tampa (cap) no topo da proteção, evitando que o tubo seja externamente vandalizado ou que sejam inseridos objetos que possam obstruir o tubo e impossibilitar a leitura. É de extrema importância, também, que o instrumento seja devidamente identificado, inclusive com a orientação da direção preferencial de deslocamento (direção A+), para que os técnicos leituristas mantenham a mesma orientação de leitura.
e) O livre acesso ao instrumento, e manutenção deste, também fazem parte da verificação após a instalação, o que garante a chegada ao instrumento em segurança e possibilita a realização de leituras com menos interferências. Essas recomendações são determinantes para garantir que o monitoramento deste instrumento acumulará menos erros sistemáticos, ou seja, erros decorrentes das condições de leitura.

4.2 Leituras Iniciais e Análise da Instalação

Finalizadas as verificações em campo, caso a instalação do instrumento seja validada, deve-se realizar as leituras iniciais. Nesta primeira ida a campo para captação das leituras, deve-se realizar não apenas a leitura padrão do desvio do inclinômetro, com o torpedo inclinométrico, mas também a leitura de rotação. Esta leitura é realizada por um torpedo especial do tipo *Spiral Probe*, o qual permite medir a rotação do tubo a cada metro, desde o fundo do tubo guia até a superfície.

Tendo em vista que estas serão as leituras iniciais (leitura zero), é recomendado que sejam realizadas pelo menos três leituras de cada tipo. Essas leituras deverão ser avaliadas para descartar possíveis erros e será utilizada como base a leitura com menor desvio padrão do *checksum.*

4.2.1 Avaliação da rotação

A metodologia propõe iniciar a análise dos dados pela avaliação do perfil de rotação da leitura, a fim de certificar que não houve torção excessiva no eixo vertical do tubo durante a instalação dos tubos de inclinômetros, ou seja, avalia-se se as direções das ranhuras do tubo estão alinhadas em toda a sua profundidade.

Caso haja rotação excessiva, significa que houve desalinhamento no eixo vertical do tubo guia durante a instalação do tubo de inclinômetro, o que resulta no desalinhamento da guia em relação à direção principal esperada para movimentação do solo. De acordo com recomendações dos principais fabricantes, tendo em vista a porcentagem de deslocamento observada no eixo principal, considera-se como rotação elevada valores superiores a 10°. Caso a rotação máxima ultrapasse este limite, é necessário corrigir matematicamente o alinhamento no cálculo dos deslocamentos.

4.2.2 Avaliação do perfil de instalação

Avalia-se o perfil de instalação do inclinômetro, em uma etapa denominada de calibração inicial, onde é realizada a verificação da geometria dos tubos guia, bem como quantifica-se a precisão do conjunto torpedo e tubo. O valor da precisão do sistema é único para cada conjunto e, portanto, o mesmo torpedo deve ser utilizado para medições futuras de modo a distinguir pequenos movimentos dos erros inerentes aos diferentes sistemas de leitura.

A partir de cada gráfico gerado com o perfil de instalação, pode-se verificar o posicionamento real do tubo guia, avaliando-se a qualidade da instalação inicial e eventuais desvios. Ao ser instalado, além de poder sofrer rotação, o tubo pode não ser instalado verticalmente, apresentando o que chamamos de desvio. Sendo assim, a metodologia propõe que seja quantificado o desvio do tubo guia e avaliada a sua forma.

Conforme orientação da DGSI (2024), para uma boa acurácia, recomenda-se que o desvio vertical dos inclinômetros não seja superior a 3°. Esta análise é realizada com a observação do gráfico de desvio (*Tilt*) da leitura de referência. Identifica-se, ainda, a forma de instalação do tubo, podendo estar em formato de I (retilíneo), de J (duas direções de inclinação), ou em S (mais de duas direções de inclinação).

Os autores sugerem uma avaliação conjunta do desvio e do formato do tubo. Para tubos que apresentem formatos J ou S, recomenda-se avaliar o desvio por trecho, a fim de verificar a máxima inclinação do tubo em relação a vertical. Desvios acima do recomendado podem ocasionar acúmulos de erros e dificultar a leitura e interpretação dos dados. Nestes casos, portanto, é indicado conhecer os locais de maiores desvios, que possam oferecer maior interferência na interpretação de dados.

4.2.3 Checksum

Após a validação do perfil de instalação dos tubos guia, que fornece conhecimento sobre a estrutura de instalação do tubo, deve-se realizar a análise da qualidade da leitura zero. Nesta etapa avaliam-se os valores de *checksum* (soma cruzada), bem como a média e o desvio padrão do *checksum*, o que indica a qualidade da leitura realizada.

O *checksum* é a diferença entre a leitura na direção 0° e na direção 180º. Essa diferença, teoricamente, deve ser zero, no entanto, tendo em vista as variações de direção do torpedo durante as leituras, devido a fatores como, por exemplo, a pressão das molas nas rodinhas, existe uma variação da soma em todo o perfil.

Desta forma, espera-se que os gráficos de *checksum* apresentem valores aproximadamente constantes em todo o perfil, em geral próximos a zero. Quando o perfil de *checksum* é retinlíneo, portanto, significa que as leituras foram bem realizadas em todas as profundidades.

Eventuais picos observados no checksum inicial devem ser avaliados em conjunto com o perfil de instalação, considerando pontos de desvio acentuado do tubo ou presença de juntas. Ou seja, caso o encaixe do tubo não seja perfeito durante a instalação, as leituras nesta profundidade podem gerar uma diferença no *checksum*. Deste modo, o *checksum* não apenas é uma medida da qualidade das leituras, como também da instalação dos tubos.

Além de avaliar o perfil do *checksum*, devem ser observados os valores de sua média e seu desvio padrão. De acordo com a literatura, a presente metodologia adota que a variação do checksum deve ser de 0,08 a 0,016 mm, no eixo A, e de 0,016 a 0,032 mm no eixo B. Já o desvio padrão para o eixo A e para o eixo B não deve variar mais que 10 e 20 unidades, respectivamente (0,1 e 0,2 mm). Variações superiores a esses valores podem indicar problemas de leitura (erros sistemáticos), como por exemplo, o posicionamento errado do torpedo ou a não estabilização da leitura. Além disso, valores elevados também podem indicar problemas no tubo guia, como sujeira no fundo do tubo, obstruções, tubos desencaixados e até mesmo problemas de calibração do torpedo.

4.3 Análise das Leituras Subsequentes

Após a validação das leituras, são elaborados os gráficos dos deslocamentos e desvios comparando-os com as leituras iniciais. A partir destes gráficos é possível avaliar com maior confiabilidade os deslocamentos ocorridos no período. Esta é, efetivamente, a etapa do monitoramento deste instrumento.

Com a obtenção de novas leituras, após a leitura zero, deve-se seguir a metodologia de validação e interpretação da leitura atual. Para isso, avalisa-se primeiramente o checksum e desvio padrão do checksum. Conforme realiado para a leitura inicial, espera-se obter um perfil retilíneo, compatível com o mesmo padrão de leitura zero. Leituras fora desse padrão, devem ser refeitas para eliminar possíveis erros.

Após avaliar o cheksum, são analisados os gráficos de deslocamento incremental e acumulado, bem como a evolução do deslocamento no tempo. Para esta avaliação é imprescindível ter total domínio sobre o instrumento instalado e suas características de instalação, a fim de identificar diferenças entre erros randômicos e sistemáticos acumulados e o deslocamento de fato. Além disso, deve-se observar não apenas o acúmulo do deslocamento, mas também o formato do gráfico de deslocamento, verificando se há indicação de eventual zona de cisalhametnto.

Recomenda-se que o conjunto torpedo, cabo e leitora seja calibrado anualmente numa mesa de calibração certificada, de modo a garantir a acurácia das leituras. Choques e vibrações no torpedo durante o

transporte e utilização no campo, podem resultar em pequenos desvios no sensor do equipamento, fazendo com que a calibração seja alterada.

5 RESULTADOS

Como resultado das análises e interpretações de dados ao longo dos anos de experiência dos autores, a metodologia desenvolvida vem sendo aplicada em diversos estudos e trabalhos de monitoramento de inclinômetros, garantindo melhores instalações e maior conhecimento acerca das interferências do padrão de instalação dos inclinômetros. Os principais resultados, portanto, incluem: maior controle na instalação de novos instrumentos ou na validação de instalações antigas; confiabilidade no conhecimento do instrumento que está sendo monitorado, incluindo suas possíveis falhas; maior precisão no monitoramento e descarte de possíveis erros; e melhoria na capacidade de interpretação dos dados.

6 CONCLUSÕES

Conclui-se com este trabalho, que a definição de uma metodologia para certificação da instalação e orientação da análise de inclinômetros é de extrema importância para profissionais e estudiosos que lidam com este instrumento. Inclinômetros são instrumentos geotécnicos de grande complexidade de análise e é imprescindível que haja uma validação da qualidade da instalação dos tubos antes de seguir com o monitoramento. Além disso, conhecer os vícios de cada instalação já existente fornece ao profissional que está analisando os dados informações valiosas para seu parecer técnico.

Com isso, e diante os resultados apreendidos ao longo dos anos, conclui-se que esta metodologia fornece grande contribuição para a área aplicada, garantindo que não, apenas as instalações sejam realizadas com mais qualidade, mas também a aquisição e análise de dados possuam uma melhor orientação.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se para trabalhos futuros, aprofundar-se no estudo das diferentes causas associadas aos vícios de instalação, como, por exemplo, concretagem em etapa única, rotação do tubo durante a retirada da haste de perfuração, instalação em local com previsão de recalque e utilização de emendas telescópicas, dentre outros. A partir destas definições podem ser apresentadas metodologias para reduzir impactos na instalação do tubo.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos às empresas 3Geo Consultoria, Vale S.A e SAMARCO por proporcionarem a troca de conhecimento necessária para que esta e outras metodologias pudessem ser desenvolvidas e aprimoradas com aplicação em diferentes projetos, validando sua importância para a contribuição ao monitoramento geotécnico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DGSI (2024). *Inclinometer Casing FAQ*. Disponível em: < https://durhamgeo.com/resources/tech-notes/inclinometer-faqs/inclinometer-casing-faq/>. Acesso em: 18 mar. 2024.

Dunniclif, J. 1982. *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice

Dunniclif, J. 1988. *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. New York: John Willey.

Machan, G, Bennett, V., 2008. *Use of Inclinometers for geotechnical instrumentation in transportation Projects: state of the practice*. Transportations Research Circular nº E-C129.

Mikkelsen, P. Erik, 2003, *Advances in Inclinometer Data Analysis.* Symposium on Field Measurements in Geomechanics, FMGM, Oslo, Norway.

Slope Indicator, 2000. *Inclinometer Accuracy*. Data Reduction and Error Correction.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/520

Classificação de materiais em ensaios piezocone utilizando ensaios de dissipação e índice de comportamento

Christine Alfradique
Engenheira Geotécnica, Tetra Tech South America, Rio de Janeiro, Brasil, christine.alfradique@tetratech.com

Bernardo Silva
Engenheiro Geotécnico, Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, bernardo.silva@tetratech.com

Pablo Gonçalves
Engenheiro Geotécnico, Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, pablo.goncalves@tetratech.com

Jonathas Balbino
Engenheiro Geotécnico, Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, jonathas.balbino@tetratech.com

Marcela Oliveira
Engenheira Geotécnica, Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, marcela.oliveira@tetratech.com

RESUMO: Em projetos geotécnicos, a caracterização geomecânica da região de interferência é essencial, e frequentemente requer investigações extensas dos litotipos que a compõem. O ensaio de piezocone (CPTu), amplamente utilizado para obter dados de campo das camadas estratigráficas de solo, fornece valores de resistência de ponta, atrito lateral e poropressão em profundidade, permitindo correlacionar os resultados com comportamentos típicos de materiais granulares, argilas e siltes através do Índice de Comportamento (I_C). Classificações para materiais baseadas em métodos empíricos foram propostas ao longo dos anos, entretanto, diferenciar siltes de argilas apenas com essas classificações pode ser difícil na prática da engenharia geotécnica. Por exemplo, é comum o comportamento de um silte de baixa resistência ser classificado como argila, ou uma argila sobreadensada ser classificada como um silte. Este artigo apresenta o uso de ensaios de dissipação como ferramenta auxiliar na classificação de argilas e siltes. Um banco de dados de ensaios CPTu's nos quais também foram realizados ensaios de dissipação, foi reunido para demonstrar a possibilidade da diferenciação dos materiais unindo-se os métodos de classificação consagrados na literatura com o uso do coeficiente de adensamento.

PALAVRAS-CHAVE: CPTu, Ensaio de dissipação, Índice de comportamento, Argilas, Siltes.

ABSTRACT: In geotechnical projects, the geomechanical characterization of the interference region is essential, often requiring extensive investigations of the lithotypes. The piezocone test (CPTu), widely used to obtain field data of soil stratigraphic layers, provides values of tip resistance, sleeve friction, and pore pressure at depth, allowing correlation of results with typical behaviors of granular materials, clays, and silts through the Material Index (I_c). Classifications for materials based on empirical methods have been proposed over the years; however, distinguishing silts from clays solely with these classifications can be challenging in geotechnical engineering practice. For example, it is common a low-strength silt to be classified as clay, or an overconsolidated clay to be classified as a silt. This article presents the use of dissipation tests as an auxiliary tool in the classification of clays and silts. A database of CPTu tests in which dissipation tests were also conducted was compiled to demonstrate the possibility of differentiating materials by combining established classification methods in the literature with the use of the coefficient of consolidation.

KEYWORDS: CPTu, dissipation test, Material Index, Clays, Silts.

1 INTRODUÇÃO

No âmbito dos projetos geotécnicos, os ensaios CPTu são utilizados não só para a obtenção de parâmetros, como também para a caracterização de materiais. Esses resultados podem ser usados para a intepretação estratigráfica em subsuperfície, principalmente devido a grande quantidade de informações obtidas com a perfuração do piezocone. Ao utilizar-se de correlações existentes entre o comportamento do material durante a cravação do cone e comportamentos típicos de materiais com determinada granulometria, é possível estabelecer a espessura de cada litotipo e prever o comportamento típico de cada camada.

Entretanto, o uso de correlações para a classificação dos materiais a partir dos CPTu's, sem a obtenção de resultados de outros ensaios de campo e laboratório a fim de realizar uma verificação cruzada, pode ocasionar em classificações granulométricas errôneas de materiais. Um exemplo deste tipo de equívoco ao utilizar classificações é apresentado na Figura 1, em que o valor do Índice de Comportamento (I_C) em profundidade calculado para um CPTu realizado em rejeito de minério de ferro é diferente do percentual de argila obtida através de análises granulométricas em amostras em profundidade. Ao se classificar o material do furo P01, utilizando-se o I_C proposto por Robertson e Wride (1998), seu comportamento é similar ao comportamento de solos argilosos, porém os ensaios de caracterização em diversas profundidades mostram um material pouco argiloso em toda extensão do furo, o que é esperado dada a sua procedência (beneficiamento de minério de ferro). Neste caso, apesar do atrito lateral ser baixo, o que não é típico para argilas, devido a baixa resistência de ponta a formulação apresenta valores superiores de I_C.

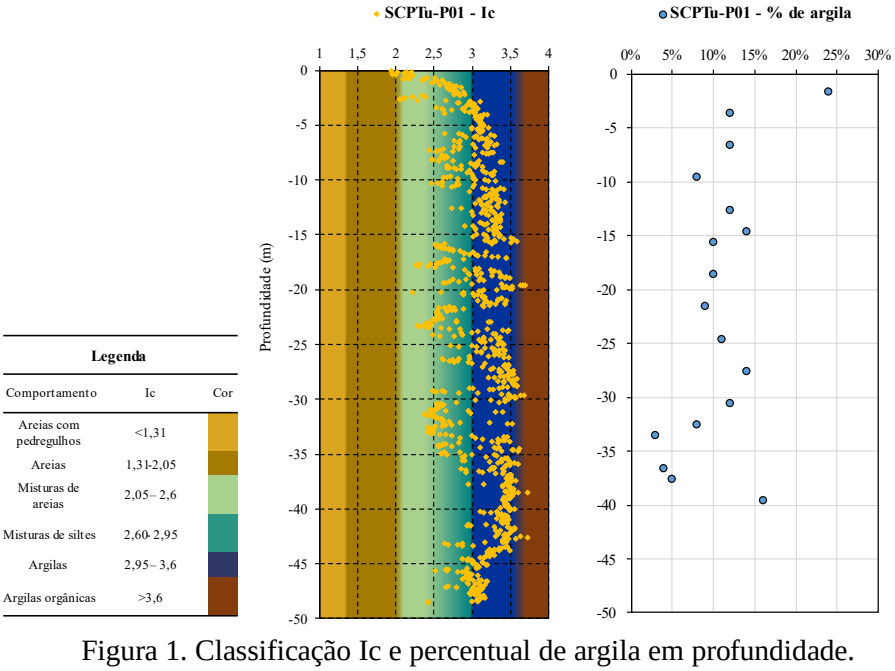


Figura 1. Classificação Ic e percentual de argila em profundidade.

Dessa forma, para uma caracterização granulométrica correta do material, percebe-se que é necessário não somente o uso do I_C através do ensaio CPTu, como também o auxílio de outros tipos de ensaios. Em casos nos quais há inviabilidade da coleta extensiva de amostras em profundidade para a realização de análises granulométricas, uma alternativa é o uso dos ensaios de dissipação como artifício para a obtenção de uma classificação granulométrica mais assertiva do material.

Com este propósito, foram compilados 6 ensaios CPTu's, para os quais foram realizados ensaios de dissipação e análises granulométricas, a fim de verificar a classificação usando somente o I_C e avaliando-se conjuntamente o I_C e o Coeficiente de adensamento na direção horizontal (c_h). Por fim, comparou-se os resultados com a granulometria obtida nos ensaios de laboratório.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Embasamento teórico

Historicamente, diversos autores propuseram métodos para caracterizar comportamentos de materiais por meio dos resultados de ensaios CPTu, principalmente através de ábacos. Schmertmann (1978) e Douglas e Olson (1981) propuseram os primeiros ábacos de classificação, em que se estabelecia a relação entre a resistência de ponta do cone e razão de atrito lateral. Posteriormente, Robertson e Campanella (1983) apresentaram sua primeira versão do ábaco que passou por suscessivas atualizações em 1986, 1990 e 2010 (Robertson et al, 1996; Robertson 1990 e Robertson, 2010). Há também versões que utilizam a poropressão como critério de classificação, como os elaborados por Jefferies e Davies (1993) e Schneider et al (2008). Embora os ábacos sejam úteis, o uso do I_C na engenharia geotécnica é amplamente utilizado, pois consegue resumir as principais informações do ábaco de forma simplificada.

Há duas formulações que se destacam na literatura, postuladas por Robertson e Wride (1998) e Jefferies e Davies (1993). Para a determinação do I_{CRW} (Equação 1), utiliza-se parâmetros derivados da resistência de ponta e atrito lateral, ao passo que para o I_{CJD} (Equação 2), utiliza-se também parâmetros derivados da poropressão.

$$I_{cRW} = \sqrt{(3{,}47-\log Q_{tn})^2+(1{,}22+\log F_r)^2} \quad (1)$$

$$I_{cJD} = \sqrt{(3-\log_{10}(Q_t(1-B_q)+1))^2+(1{,}5+1{,}3\cdot\log_{10}F_r)^2} \quad (2)$$

Os valores de Qtn, Fr, Qt e Bq são determinados conforme as equações 3, 4, 5 e 6, respectivamente.

$$Q_{tn}=\frac{(q_t-\sigma_{v0})}{\sigma_{atm}}\left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_{v0}}\right)^n, \text{ onde } n=0{,}381\cdot I_{cRW}+0{,}15\left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}}\right)-0{,}15 \leq 1{,}0 \quad (3)$$

$$F_r=\frac{f_s}{(q_t-\sigma_{v0})}\cdot 100\% \quad (4)$$

$$Q_t=\frac{(q_t-\sigma_{v0})}{(\sigma_{v0}-u_0)} \quad (5)$$

$$B_q=\frac{(u_2-u_0)}{(q_t-\sigma_{v0})} \quad (6)$$

Robertson et al (1986) e Robertson (1990) enfatizam que as classificações por I_C são essencialmente uma classificação do comportamento mecânico do material e não diretamente uma classificação da distribuição granulométrica e plasticidade do solo. Robertson (2010) apresenta diversos exemplos de materiais que podem ser classificados de acordo com a granulometria e com o I_C de forma diferente, conforme apresentado na Tabela 1. Apesar do comportamento frente a um carregamento ser importante, o conhecimento acerca da granulometria também pode trazer informações relevantes a um projeto geotécnico.

Tabela 1. Possíveis divergências entre granulometria e Ic.

Granulometria	Classificação pelo Índice de comportamento (Ic)	Motivo da divergência
Areia siltosa / Areia argilosa (cerca de 40% de finos)	Silte argiloso a argila siltosa	Argila com alta plasticidade (argila controla o comportamento)
Argila	Areia / Silte	Argilas duras, muito sobreadensadas
Argila	Areia siltosa a silte arenoso	Material fino não plástico
Silte	Argila	Siltes saturados com baixa resistência

O comportamento dos materiais em termos de poropressão, conforme já mencionado, também é utilizado para a sua classificação, devido as condições de drenagem do material durante a penetração do piezocone serem bem características para areias e argilas. Em areias, pela rápida dissipação do excesso de poropressão, as medidas de B_q costumam ser pequenas ou nulas (as poropressões atingem o equilíbrio rapidamente), o que é interpretado como um comportamento drenado ou parcialmente drenado mediante ao carregamento imposto pelo piezocone. No caso das argilas, o excesso de poropressão não é dissipado rápido o suficiente durante a cravação, o que confere grandes valores de B_q, ou seja, comportamento não-drenado, pois as poropressões excedem a poropressão de equilíbrio e se mantem dessa forma por muito tempo.

O tempo de dissipação da poropressão é fundamental para se avaliar as características do material e pode ser obtido através dos ensaios de dissipação do excesso de poropressão. Esse ensaio consiste em interromper a cravação por um período determinado, até que as poropressões atinjam o equilíbrio, ou seja, o excesso de poropressão devido à cravação do cone se iguala às condições hidrostáticas. A partir da teoria do adensamento, é possível calcular o coeficiente de adensamento horizontal (c_h), que indica a velocidade do adensamento das camadas e, consequentemente, a dissipação das poropressões.

O valor de c_h normalmente é calculado para 50% de dissipação do excesso de poropressão gerado pelo ensaio (Schnaid et al, 1997) e é calculado pela Equação 7.

$$c_h = \frac{TR^2\sqrt{I_r}}{t} \tag{7}$$

Em que:

T é o fator tempo em função da porcentagem de dissipação (50%);
R é o raio do piezocone;
Ir é o índice de rigidez;
t é o tempo para 50% de dissipação.

Parez e Fauriel (1988) apresentam a relação entre permeabilidade e o tempo necessário para que 50% da poropressão seja dissipada (t_{50}), além de destacar os materiais característicos que apresentam comumente esse intervalo de valores. A Figura 2 apresenta o gráfico proposto pelos autores. Nota-se que para areias, podem ser obtidos t_{50} menores que 10 segundos e para argilas são comuns valores maiores que 500 segundos, enquanto siltes possuem t_{50} característicos entre 50 e 500 segundos.

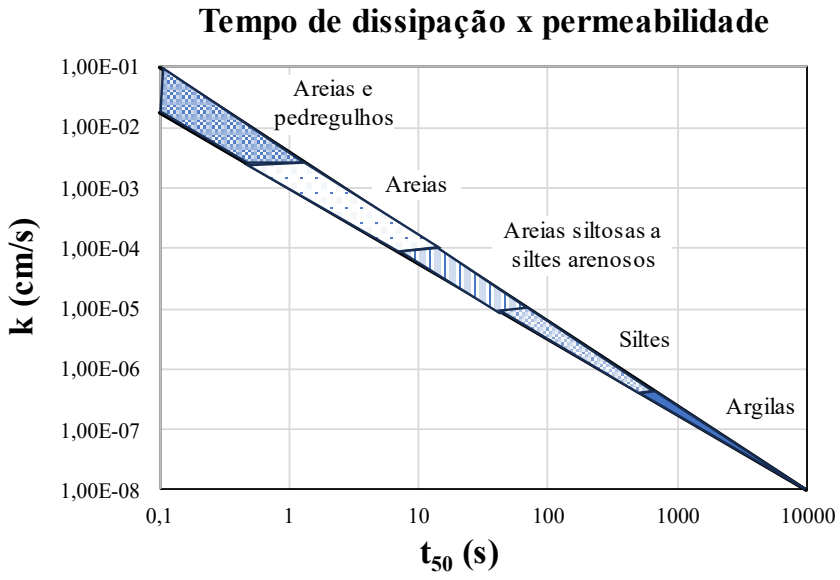


Figura 2. Tempo de dissipação x permeabilidade e classificação de materiais (Parez e Fauriel, 1988).

2.2 Ensaios CPTus, ensaios de dissipação e ensaios granulométricos

A amostragem deste artigo compreende ensaios CPTu realizados em rejeitos de minério de ferro, estéril e depósitos sedimentares, selecionados pela diversidade de comportamentos e variedade na quantidade de argila presente nas amostras coletadas. A Tabela 2 apresenta os dados utilizados, para as profundidades em que houve tanto ensaios de dissipação quanto coleta de material.

Tabela 2. Banco de dados utilizado.

Furo CPTu	Prof.	t_{50}	Ic médio (1m)	Classificação Ic	Argila (%)	Material
P1	-10,75	25	3,02	Argila	8	Rejeito de Minério de ferro
P1	-11,65	35	3,24	Argila	12	Rejeito de Minério de ferro
P1	-15,70	15	3,04	Argila	10	Rejeito de Minério de ferro
P1	-18,80	17	3,14	Argila	10	Rejeito de Minério de ferro
P1	-24,60	5	3,14	Argila	11	Rejeito de Minério de ferro
P1	-26,95	26	3,22	Argila	14	Rejeito de Minério de ferro
P1	-29,80	27	3,29	Argila	12	Rejeito de Minério de ferro
P1	-34,65	32	3,05	Argila	3	Rejeito de Minério de ferro
P1	-38,60	105	3,51	Argila	16	Rejeito de Minério de ferro
P3	-7,00	31	3,61	Argila orgânica	8	Rejeito de Minério de ferro
P3	-11,60	65	3,45	Argila	15	Rejeito de Minério de ferro
P3	-19,60	3	2,63	Misturas de siltes	1	Rejeito de Minério de ferro
P3	-22,50	21	3,32	Argila	5	Rejeito de Minério de ferro
P3	-25,95	21	3,28	Argila	5	Rejeito de Minério de ferro
P3	-33,00	37	3,24	Argila	11	Rejeito de Minério de ferro
P3	-41,05	28	2,77	Misturas de siltes	4	Rejeito de Minério de ferro
P4	-9,36	22	2,65	Mistura de siltes	10	Rejeito de Minério de ferro
P4	-13,16	37	2,82	Mistura de siltes	8	Rejeito de Minério de ferro
P4	-17,16	32	2,89	Mistura de siltes	14	Rejeito de Minério de ferro
P4	-19,00	19	2,63	Mistura de siltes	5	Rejeito de Minério de ferro
P4	-26,81	19	2,79	Mistura de siltes	9	Rejeito de Minério de ferro
P4	-29,81	21	2,74	Mistura de siltes	5	Rejeito de Minério de ferro
P4	-33,71	20	2,87	Mistura de siltes	8	Rejeito de Minério de ferro
P4	-37,36	4	2,54	Mistura de siltes	4	Rejeito de Minério de ferro
Q3	-9,94	250	3,49	Argila	7	Rejeito de Minério de ferro
Q3	-12,94	162	3,37	Argila	17	Rejeito de Minério de ferro
Q3	-14,94	378	3,45	Argila	26	Rejeito de Minério de ferro
Q3	-19,01	4310	3,80	Argila orgânica	20	Rejeito de Minério de ferro
Q3	-24,99	61	3,68	Argila orgânica	24	Rejeito de Minério de ferro
Q3	-27,99	156	3,74	Argila orgânica	29	Rejeito de Minério de ferro
Q4	-7,00	494	3,73	Argila orgânica	24	Rejeito de Minério de ferro
Q4	-10,00	466	3,64	Argila orgânica	24	Rejeito de Minério de ferro
Q4	-13,00	163	3,67	Argila orgânica	28	Rejeito de Minério de ferro
Q4	-16,00	180	3,90	Argila orgânica	23	Rejeito de Minério de ferro
Q4	-19,00	282	3,67	Argila orgânica	23	Rejeito de Minério de ferro
R1	-10,00	900	3,17	Argila	72	Estéril argiloso
R1	-16,00	6600	2,65	Mistura de siltes	62	Depósito sedimentar

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 3 apresenta a relação entre o I_C e o c_h, de forma a avaliar a relação com a granulometria dos materiais. Para o caso dos siltes de baixa resistência foi possível observar que quase todos foram classificados como argilas pelo I_C, porém há pequena porcentagem de argila nas amostras coletadas e o tempo de dissipação é menor que 100 segundos. De forma a mostrar os casos em que a classificação granulométrica e de comportamento se assemelham, apresentou-se também o conjunto de resultados destes mesmos ensaios em

que o I_c apontou corretamente a classificação de silte e de argila. Quanto ao material chamado de "material fino", apesar deste ser classificado como argila orgânica pelo I_c, trata-se de um rejeito fino (entre 20 e 30% de finos) com baixa plasticidade e baixa resistência. Por fim, a amostra de argila dura, apesar da sua grande porcentagem de argila, é classificada pelo I_c como silte, devido a sua grande resistência.

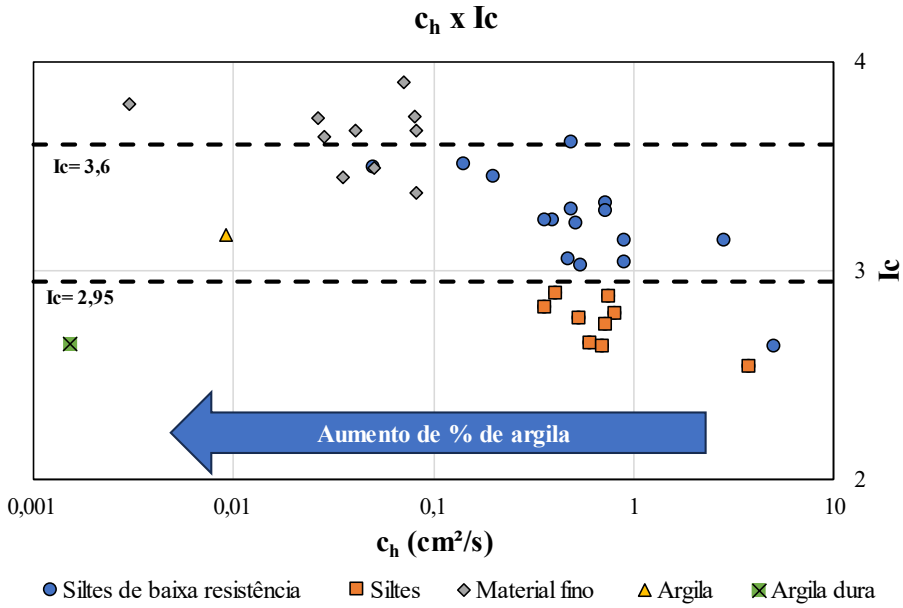


Figura 3. C_h x Ic e quantidade de argila dos materiais.

Os casos de classificações granulométricas inexatas usando o I_c para siltes de baixa resistência e argila dura, já haviam sido destacados por Robertson (2010), e foram vistos também nas amostras estudadas. No entanto, enfatiza-se que é possível distinguir seu comportamento pelo C_h de forma satisfatória. Por exemplo, para a argila dura, o baixo valor de C_h já é um indício de seu comportamento argiloso, mesmo que o I_c apresente classificação de silte. É possível fazer a mesma relação com o silte de baixa resistência, que apesar de ser classificado como argila pelo I_c, apresenta C_h alto, o que não é característico de materiais argilosos. Os rejeitos classificados como "material fino" apresentou um valor de c_h intermediário, o que indica que é um material mais fino que o siltes, porém não chegam a ter um comportamento típico de argilas no âmbito da drenagem.

4 CONCLUSÕES

As correlações existentes entre o comportamento do material durante a cravação do piezocone e comportamentos típicos de materiais possuem grande utilidade para a definição de espessuras para cada litotipo e prever o comportamento típico de cada camada.

Entretanto, o uso do I_c para a classificação de um solo muitas vezes não corresponde ao resultado da granulometria do material. Sendo assim, para se obter mais informações em profundidade sem a necessidade de extensas coletas de materiais, sugere-se o uso do parâmetro c_h para realizar uma verificação cruzada da classificação do material.

Comumente os ensaios de dissipação são utilizados por geotécnicos apenas para a definição das poropressões hidrostáticas em subsuperfície, porém este artigo visa apresentar este ensaio como um método auxiliar para a caracterização do material quando utilizado para o cálculo do parâmetro c_h.

Em casos em que o I_c encontrado sugere uma classificação de argila, pode-se compará-lo com o valor de c_h, e caso este seja alto, há grande possibilidade do material ensaiado ser um silte de baixa resistência. Da mesma forma, quando o I_c sugere uma classificação de silte ou areia, mas o valor de c_h é muito baixo, o material ensaiado pode tratar-se de uma argila dura ou sobreadensada.

Salienta-se que as análises realizadas representam comportamento de depósitos pouco heterogêneos e com pouca diferença na sua estratigrafia. Depósitos com grandes lentes de areia ou com diferentes granulometrias intercaladas podem apresentar valores de c_h não representativos para esse tipo de análise.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Douglas, B.J., Olsen, R.S. (1981) Soil classification using electric cone penetrometer. Cone Penetration Test and Experience. *ASCE National Convention*, St Louis, p. 209-227.

Jefferies, M. G., Davies, M. P. (1993). Use of CPTU to estimate equivalent SPT N 60. *Geotechnical Testing Journal*, 16 (4), p. 458-468.

Kulhawy, F.H., Mayne, P. W. First-order estimation of k0 in sans and clays. *Foundations Eng*.: Current Principles and Practice (GSP 22), ASCE, NY, 1, p. 539-548.

Parez, L., Fauriel, R. (1988). Le piézocône améliorations apportées à la reconnaissance des sols. *Revue française de géotechnique*, 44, p. 13-27.

Robertson, P. K., Campanella, R. G. (1983). Interpretation of cone penetration tests. *Canadian Geotechnical journal*, 20 (4), p. 718-745.

Robertson. P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., Greig, J.(1986) Use of Piezometer Cone data. In-Situ *'86 Use of In-situ testing in Geotechnical Engineering*, GSP 6 , ASCE, Reston, VA, Specialty Publication, SM 92, pp 1263-1280.

Robertson, P.K.(1990) Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27 (1), p.151-158.

Robertson, P. K., Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical. Journal*, Ottawa, 35, (3), p.442-459.

Robertson, P. K. (2010). Soil behaviour type from the CPT: an update. *2nd International symposium on cone penetration testing*.2, (56), p. 8. Huntington Beach, Cone Penetration Testing Organizing Committee.

Schmertmann, J. H. (1978). *Guidelines for cone penetration test, performance and design* . Report FHWA-TS-78-209. Washington, D.C. United States. Federal Highway Administration.

Schnaid, F., Sills, G. C., Soares, J. M.; Nyirenda, Z. (1997). Predictions of the coefficient of consolidation from piezocone tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 34 (2), p.143-159.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/521

Comparação Entre os Métodos de Aferição de Teor de Umidade *in loco* e Método da Estufa - Estudo de Caso

Rayala Lisboa Masensini
Engenheira Civil, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, MG, Brasil, rayala.lisboa@gmail.com

Djalma Rabelo Leite Neto
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, MG, Brasil, djalmarabelo.eng@gmail.com

Nicolas Marques Aguiar Brandão
Geotécnico, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, MG, Brasil, nicolasmarquesbrandao@gmail.com

Marina Costa Medeiros
Engenheira Geotécnica, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, MG, Brasil, marinamedc@gmail.com

Antônio Serpa Freire
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, MG, Brasil, antonio.asfreire@gmail.com

RESUMO: Após os recentes acidentes ocorridos envolvendo barragens de mineração foi preciso que as mineradoras buscassem alternativas para disposição de rejeitos, com destaque para as pilhas. Para isso, após filtragem, os rejeitos advindos do processo de beneficiamento, sejam misturas em diferentes proporções de rejeito arenoso e ultrafino ou somente rejeito arenoso, são compactados de acordo com faixas de umidade alvo. Um aspecto de grande importância no processo construtivo destas estruturas é o controle tecnológico de compactação dos rejeitos, a fim de garantir o bom desempenho da pilha. Portanto, torna-se rotineira a execução de ensaios para aferição do teor de umidade do material depositado. A rápida e assertiva definição deste parâmetro impacta diretamente nas decisões durante a fase de operação da estrutura, uma vez que é o parâmetro que governa a trabalhabilidade do rejeito, efetividade da compactação, e por consequência a estabilidade da estrutura. Este estudo visa a comparação de metodologias para aferição de umidade obtidas em campo e em laboratório, comparando-as com o método da estufa, sendo este amplamente aceito na mineração. Serão comparados os métodos do colchão de areia, micro-ondas, balança halogênica e *Speedy Test*, visando identificar uma metodologia auxiliar a estufa que garante a aferição rápida de umidade, com precisão e acurácia, visando a liberação de camadas para compactação. Sabe-se que a aferição de umidade pela estufa, por norma, demanda 24 horas e, por vezes, há necessidade de liberação rápida da camada para compactação ou para subida da pilha. Neste sentido, faz-se necessário a identificação de métodos alternativos para aferição rápida de umidade para rejeitos de mineração. Além disso, a aferição de umidade rápida pós compactação permite obter a densidade seca de campo da camada compactada e determinação do grau de compactação ou mesmo a comparação com a densidade seca mínima exigida para as camadas, garantindo um empilhamento seguro no ramo dilatante. A partir dos dados extraídos de Pilhas de Disposição de Rejeito (PDR) e aterros existentes, propõe-se uma correlação estatística utilizando as aferições dos ensaios mencionados para parametrizar o resultado obtido em campo e assim fornecer celeridade às tomadas de decisões frente a obra.

PALAVRAS-CHAVE: Teor de Umidade; Disposição de Rejeitos; Compactação de Rejeitos; Metodologias de Aferição; Densidade Seca de Campo; Correlação Estatística.

ABSTRACT: Following recent accidents involving mining dams, mining companies have had to seek alternatives for waste disposal, with emphasis on waste piles. For this purpose, after filtration, the filtered waste from the beneficiation process, whether mixtures in different proportions of sandy and ultrafine waste or only sandy waste, is compacted according to target moisture ranges. An aspect of great importance in the

construction process of these structures is the technological control of waste compaction, in order to ensure the good performance of the pile. Therefore, it becomes routine to conduct tests to measure the moisture content of the deposited material. The rapid and accurate definition of this parameter directly impacts decisions during the operational phase of the structure, as it governs the workability of the waste, the effectiveness of compaction, and consequently, the stability of the structure. This study aims to compare methodologies for measuring moisture content in laboratory and field, comparing them with the oven method, which is widely accepted in mining. The methods of sand bed, microwave, halogen balance, and Speedy Test will be compared, aiming to identify a methodology complementary to the oven that ensures quick moisture measurement with precision and accuracy, aiming for the release of layers for compaction. It is known that moisture measurement by the oven method typically takes 24 hours and, sometimes, there is a need for quick release of the layer for compaction or for pile stacking. In this sense, it is necessary to identify alternative methods for rapid moisture measurement for mining waste. In addition, rapid moisture measurement post-compaction allows obtaining the field dry density of the compacted layer and determination of the degree of compaction or even comparison with the minimum dry density required for the layers, ensuring safe stacking in the dilatant zone. Based on data extracted from existing Waste Disposal Piles (PDR) and landfills, a statistical correlation is proposed using the measurements of the mentioned tests to parameterize the result obtained in the field and thus provide speed to decision-making in the face of the project.

KEYWORDS: Moisture Content; Waste Disposal; Waste Compaction; Measurement Methodologies; Field Dry Density; Statistical Correlation.

1 INTRODUÇÃO

Segundo o IBRAM (Instituto Brasileiro de Mineração) "*Dos investimentos da mineração previstos até 2027, o maior volume será direcionado ao minério de ferro: US$ 17 bilhões, ou 24% a mais do que no período anterior (2022-2027)...*". Considerando a crescente dos investimentos destinados ao setor da mineração, é razoável inferir que haverá um aumento na extração do minério de ferro, que será estudado no contexto deste trabalho. Portanto, partindo da premissa do aumento do beneficiamento do minério, surge a necessidade concomitante de lidar com os rejeitos que serão gerados durante esse processo. Nesse contexto, torna-se relevante que as mineradoras utilizem alternativas ecologicamente viáveis, seguras e economicamente vantajosas para a disposição desses materiais, ao mesmo tempo em que se destaca a importância de garantir um controle tecnológico adequado durante a execução das obras.

Para o caso de pilhas de rejeitos compactados, existem parâmetros de controle essenciais que devem ser considerados. Entre esses parâmetros, destaca-se o teor de umidade, cujo papel é fundamental para garantir a eficácia do processo de compactação e, consequentemente, o controle dos índices de vazios. É importante salientar que, por meio desse controle, é possível melhorar a eficiência da compactação, a qual, quando bem executada e seguindo os critérios de projeto, pode evitar que o material apresente comportamento borrachudo e contrátil. Isso contribui para manter a integridade da estrutura garantindo comportamento dilatante do rejeito filtrado e, favorecendo assim a segurança e redução de riscos associados à liquefação.

No estudo, será realizada uma comparação entre métodos alternativos utilizados para verificação do teor de umidade *in situ* e o método convencional de aferição do teor de umidade pela estufa, com o principal objetivo de otimizar o tempo necessário para a obtenção dos resultados. Este procedimento é crucial, uma vez que a camada de material precisa estar dentro da faixa de umidade alvo, previamente definida, para ser liberada. Com o intuito de agilizar o processo de execução das pilhas, é muito oneroso operacionalmente aguardar as 24 horas requeridas para a obtenção dos resultados pelo método da estufa. Como alternativa, foram avaliados métodos como colchão de areia, balança infravermelho, *Speedy Test*, balança halogênica e micro-ondas, os quais serão comparados ao método padrão da estufa.

2 MATERIAL E MÉTODOS

2.1 Materiais

O ensaio que será utilizado como base para comparação será o método da estufa. Segundo a ABNT NBR 6457:2024, ele consiste na separação de uma porção de solo em seu estado natural – quantidade que pode ser determinada utilizando a tabela da Tabela 1 – pesar e deixá-lo para a secagem na estufa a temperatura entre 105ºC e 110ºC, com intervalo de 16h a 24h. Após este tempo, deixa-se a amostra no dessecador para que atinja a temperatura ambiente e pese novamente, obtendo o peso seco. Desse modo, subtraindo o peso da cápsula na massa inicial e da massa seca, divide-se ambos os valores encontrados e o resultado, representa o teor de umidade da amostra.

Dimensão dos grãos maiores contidos na amostra, determinada visualmente (mm)	Quantidade de material (em massa seca) a ser utilizada (und.)	Balança a ser utilizada	
		Capacidade nominal (g)	Resolução (g)
< 2	30	200	0,01
2 a 20	30 a 300	1500	0,1
20 a 73	300 a 3000	5000	0,5

Tabela 1 - Quantidade de material em função da dimensão dos sólidos (grãos) maiores (ABNT NBR 6457:2024)

O método do *Speedy Test*, visa determinar a umidade do material *in situ*, apresentando resultado imediato. O ensaio determina o teor de umidade da amostra a partir da adição de uma ampola com carbureto de cálcio, colocada em dispositivo medidor de pressão de gás, denominado "Speedy". Quando totalmente fechado, a ampola se quebra mediante agitação e contato com duas esferas de aço, liberando o carbureto de cálcio por todo o material e ao reagir com a água produz o gás acetileno, que aumenta a pressão interna do recipiente que é lida no manômetro e pode ser diretamente proporcional ao conteúdo de água na amostra de solo, conforme Tabela 2.

Tabela 2 – Peso amostra em função da umidade admitida (DNER-ME 052/94)

Umidade estimada, %	Peso da amostra, g
5	20
10	10
20	5
30 ou mais	3

O método do micro-ondas apresenta-se de forma similar à estufa. Contudo, é necessário atenção à potência do equipamento e ao tempo que a amostra é submetida ao aquecimento. Segundo a circular técnica 33 de São Carlos-SP, é possível notar que há sucesso e aderência ao método da estufa quando se submete uma porção de amostra ao micro-ondas em cenário de rampa de aquecimento, de por exemplo: 7 min a 626 watts e 3 min a 338 watts. Sobretudo, durante o processo de secagem, é necessário colocar a amostra no dessecador e aferir sua massa, pois, quando ela se apresentar estável, não é necessário submete-la ao aquecimento.

O método da balança infravermelho consiste em uma balança especial provida de uma lâmpada infravermelha. A amostra é colocada no prato da balança e o tempo é regulado em 10 ou 15 minutos. Liga-se o aparelho e decorrido este tempo, a leitura é feita diretamente em porcentagem de umidade, na escala da balança.

O método da balança halogênica trata-se de um ensaio não normatizado, que utiliza de um equipamento que determina o teor de umidade da amostra a partir do princípio da termogravimetria. Para realizar esse ensaio é necessário adicionar uma massa de material em uma bandeja do equipamento. Posteriormente um radiador de halogênio, que faz parte do equipamento, realiza a secagem do material, sendo que a balança registra a perda de massa da amostra simultaneamente, até que o material perca toda a umidade.

O método do colchão de areia assemelha-se com o método do fogareiro. A ideia principal é forrar uma bandeja de metal - com tamanho suficiente para acomodar as cápsulas a serem ensaiadas – utilizando areia, em seguida, coloca-la sob um fogão de indução e aquecer até que a massa da cápsula permaneça constante. Posteriormente, é feita a comparação entre a massa seca e a massa inicial, para obtenção da massa de água e cálculo do teor de umidade.

Os materiais analisados tratam-se de quatro rejeitos distintos com granulometria apresentadas na Figura 1 e predominante arenosos, pertencente à locais diferentes do quadrilátero ferrífero. Além disso, possuem massa específica entre 3,0g/cm³ e 3,2g/cm³. Para essa análise foram selecionadas 1318 amostras de dois aterros experimentais, diferindo apenas o método de aferição do teor de umidade adotado.

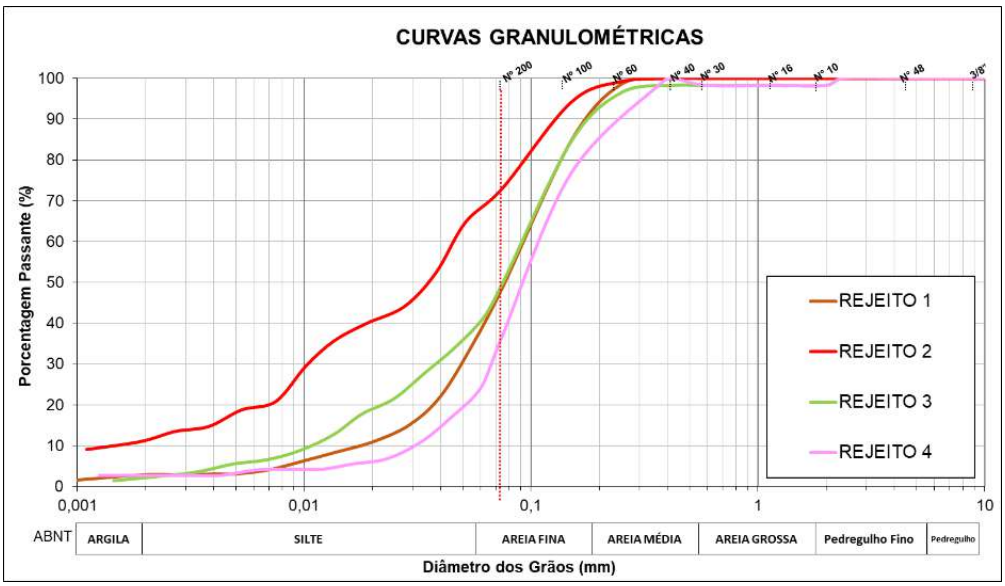


Figura 1 – Granulometria dos materiais

2.2 Método

Para realizar a análise dos dados, foram elaborados gráficos para comparar o método convencional da estufa - considerado como padrão neste estudo, embora apresente um tempo prolongado para a liberação dos resultados - com outros métodos realizados *in situ*, que proporcionam resultados imediatos. Posteriormente, foram definidos manualmente os limites superior e inferior para visualizar o intervalo no qual as amostras estavam contidas. Além disso, foi empregada a técnica da regressão linear como um parâmetro adicional para analisar o comportamento das amostras, buscando compreender a relação entre as variáveis dependentes e independentes. O objetivo primordial foi encontrar a melhor linha reta que representasse essa relação.

Após esta etapa, procedeu-se para análise adicional baseada na diferença do teor umidade obtido nas amostras de cada método comparado com a estufa, com o intuito de compreender o desvio entre eles. Os gráficos abaixo exibem esses desvios e proporcionam a visualização das disparidades identificadas:

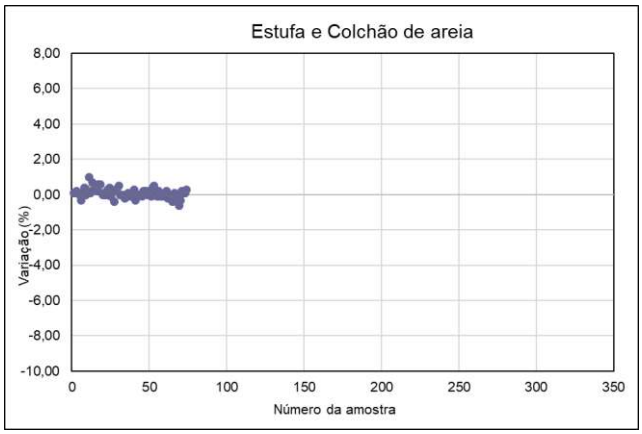


Figura 2 – Desvio entre o método da estufa e colchão de areia

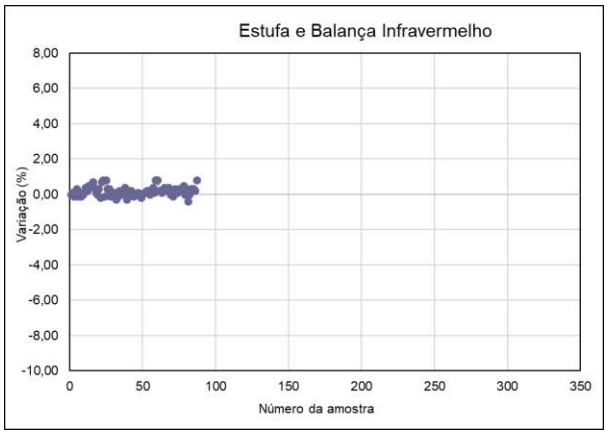


Figura 3 - Desvio entre o método da estufa e balança infravermelho

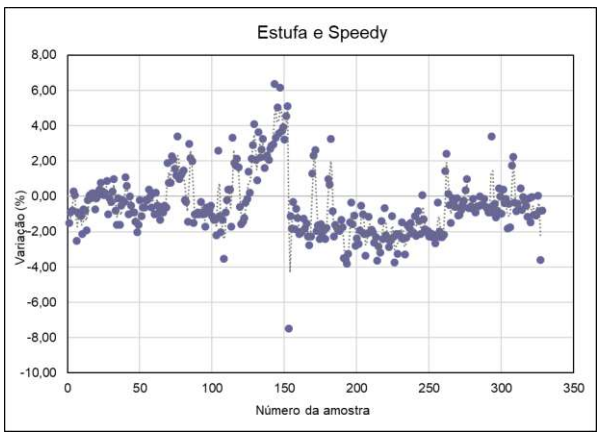


Figura 5 – Desvio entre o método da estufa e *Speedy*

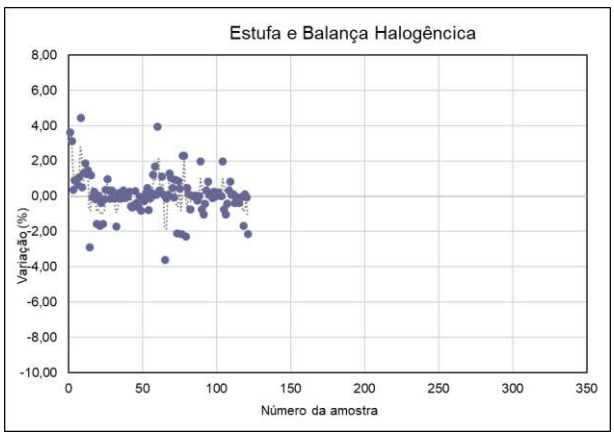


Figura 4 - Desvio entre o método da estufa e balança halogênica

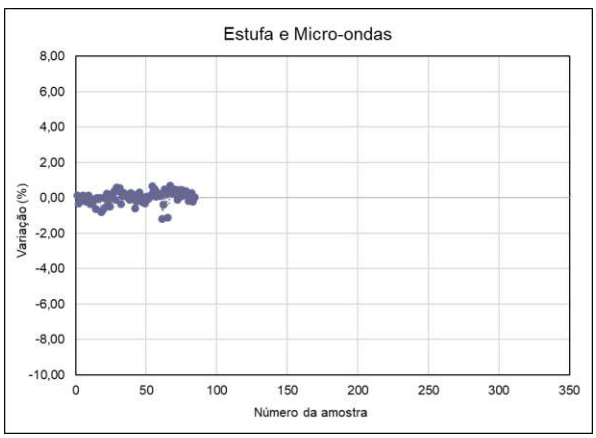


Figura 6 - Desvio entre o método da estufa e micro-ondas

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após a compilação dos dados, foi realizada uma avaliação crítica para interpretar os resultados. Inicialmente, foram elaborados gráficos com o teor de umidade medido pelo método em estufa como variável independente (eixo x) e o resultado dos demais métodos como variável dependente (eixo y). Posteriormente, foram delimitadas retas para os limites inferior e superior dos dados. Essas retas foram determinadas manualmente, de forma a englobar a maior parte dos resultados. Depois, foi possível definir uma equação linear para cada reta. Feito isso, as equações derivadas dos limites superior, inferior e regressão linear têm

como objetivo estabelecer uma correlação entre os valores obtidos pelo método da estufa e sua equivalência em cada método alternativo. Isso permite estimar o que se pode esperar dos ensaios da estufa após a realização dos ensaios de campo, isto é, a partir do resultado rápido obtido pelos métodos alternativos, é possível ter uma estimativa do teor de umidade "real" obtido pelo método padronizado da estufa. Os gráficos para cada comparativo estão representados entre as Figura 8 e Figura 11.

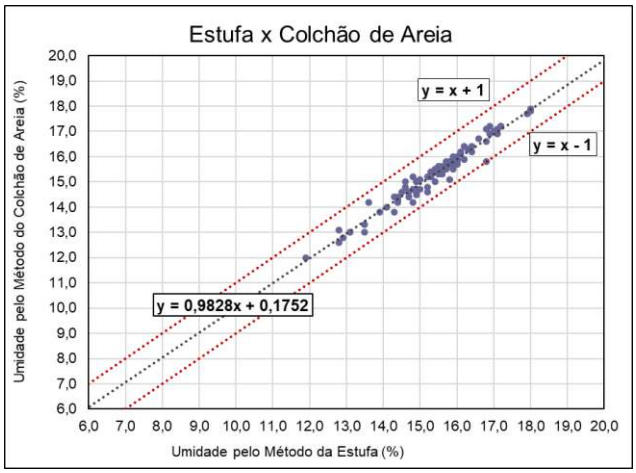


Figura 8 – Comparação entre método da estufa e colchão de areia

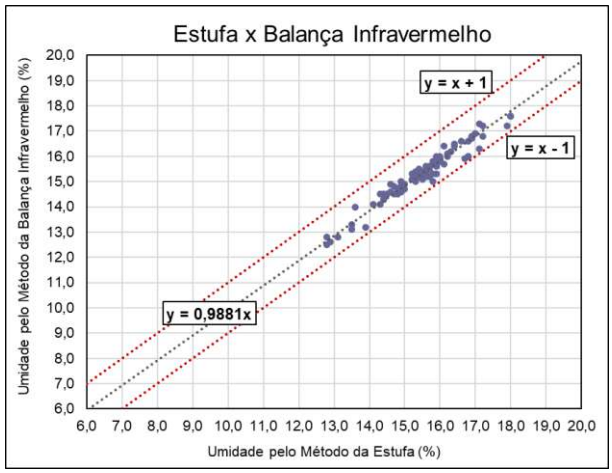


Figura 7 – Comparação entre método da estufa e balança infravermelho

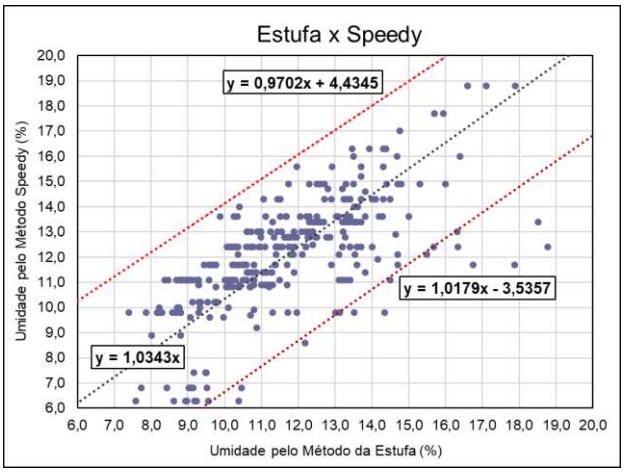


Figura 10 – Comparação entre método da estufa e Speedy

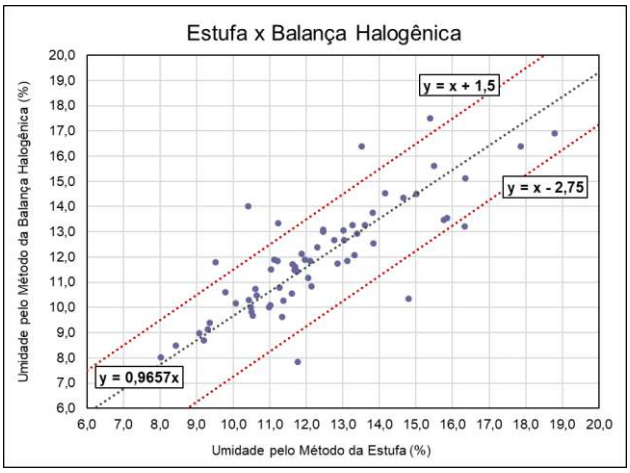


Figura 9 - Comparação entre método da estufa e balança halogênica

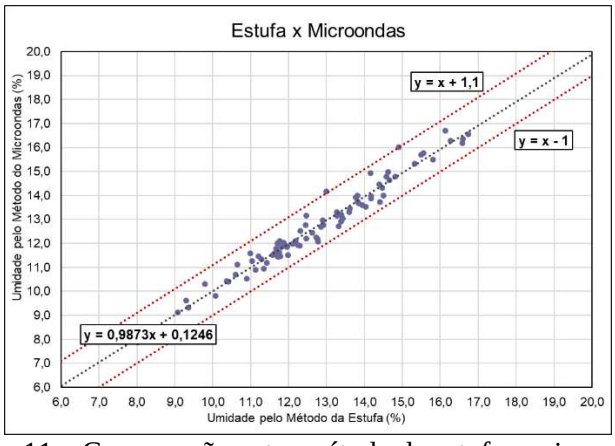


Figura 11 – Comparação entre método da estufa e micro-ondas

A Tabela *3* a seguir apresenta todas as equações encontradas para cada método comparado:

Tabela 3 – Equações obtidas

Método	Equação		
	Limite superior	Regressão linear	Limite inferior
Estufa x Colchão de Areia	y = x + 1	y = 0,9828x + 0,1752	y = x - 1
Estufa x Balança Infravermelho	y = x + 1	y = 0,9881x	y = x - 1
Estufa x Speedy	y = 0,9702x + 4,4345	y = 1,0343x	y = 1,0179x - 3,5357
Estufa x Balança Halogênica	y = x + 1,5	y = 0,9657x	y = x - 2,75
Estufa x Microondas	y = x + 1,1	y = 0,9873x + 0,1246	y = x - 1

Observando a tabela acima, o comparativo entre o método da estufa e o método Speedy foi utilizado como exemplo para desenvolver os cálculos. Adotou-se valores de x = 14, que representa a umidade obtida no ensaio da estufa. O objetivo é determinar qual valor o método Speedy deveria apresentar. Abaixo, estão representados os cálculos realizados:

Limite superior:

$$y = 0{,}9702x + 4{,}4345$$
$$x = 14$$
$$y = 0{,}9702 * 14 + 4{,}4345 \therefore y = 18{,}0173 \cong 18 \quad (1)$$

Limite inferior:

$$y = 1{,}0179x - 3{,}5357$$
$$x = 14$$
$$y = 1{,}0179 * 14 - 3{,}5357 \therefore y = 10{,}7149 \cong 11 \quad (2)$$

Portanto, um teor de umidade de 14% obtido pelo método da estufa poderia resultar em valores de umidade entre 11% e 18%, quando aferidos pelo método Speedy. É importante destacar que essa diferença é significativa, uma vez que para os intervalos de umidade alvo é comum haver variações de cerca de até 4%.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em vista o aumento da produção de rejeitos pelo processo de beneficiamento do minério de ferro é preciso propor métodos alternativos para disposição, e consequentemente, ter agilidade para execução dessas obras. Desse modo, tem-se para controle tecnológico alguns ensaios que auxiliam quanto ao atendimento das premissas de projeto. Este estudo foi realizado com o intuito de comparar os resultados obtidos pelo ensaio da estufa com outros ensaios de aferição do teor de umidade que são realizados durante o empilhamento afim de não prolongar a liberação das praças mediante conferência deste parâmetro dos materiais.

A partir da avalição dos resultados, é notório que alguns métodos alternativos se apresentaram com maior variação que outros, mostrando-se não confiáveis para aferição rápida, e consequentemente, liberação das camadas em campo. Exemplificando, o método do *Speedy Test* demonstrou elevada variação em relação ao método da estufa. Estas diferenças podem penalizar a estabilidade da pilha durante a vida útil, considerando que, em casos de altas umidades, não é possível atingir o índice de vazio necessário, e para garantir o comportamento dilatante do material.

Tendo isso em vista as análises feitas, cabe ressaltar a importância da utilização consistente do método da estufa como uma base de comparação para os métodos alternativos, visando aprimorar os resultados e manter a conformidade com os parâmetros estabelecidos no projeto. Entretanto, é crucial reconhecer que os métodos alternativos representam soluções que otimizam as atividades de campo, eliminando a necessidade de aguardar o tempo prolongado para a liberação dos resultados.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar minha sincera gratidão à Marina Medeiros, Fernanda Matarazo e Antônio Freire, cuja colaboração e dedicação foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho. Também sou imensamente grata à BVP Engenharia, pelo apoio contínuo e recursos fornecidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos Solos e Suas Aplicações. Rio de Janeiro: LTC, 6ª edição, 1996.

PINTO, Carlos de Sousa. Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 355 p.

MASSAD, Faiçal. Mecânica dos solos experimental. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 287 p., il. Inclui bibliografia. ISBN 9788579752001

ABNT. NBR 6457: *Solos - Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade*. Rio de Janeiro, 2024.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. DNER-ME 052/94 – *Solos e agregados miúdos – determinação da umidade com emprego do "Speedy"*. DNER, 1994

UDesc. *Apostila Sobre Umidade Dos Solos*. Disponível em: <https://www.udesc.br/arquivos/cct/id_cpmenu/1036/Apostila_Umidade_dos_solos_15816259409124_1036.pdf>. Acesso em: 18 mar. 2024.

Oliveira, L. F. C., & Roque, C. G. (2016). *Determinação Da Umidade Do Solo Por Micro-Ondas E Estufa Em Três Texturas De Um Latossolo Vermelho-Amarelo Do Cerrado. Revista De Agricultura Neotropical*, 3(4), 60–64. https://doi.org/10.32404/rean.v3i4.1163

Revista UEG: Biociências e Ciências da Saúde. *Comparação De Métodos Para Determinação De Umidade Em Queijos: Método Tradicional E Balança Determinadora De Umidade Por Infravermelho*. [s.l.], [s.d.]. Disponível em: <https://www.revista.ueg.br/index.php/biociencia/article/view/3684>. Acesso em: 18 mar. 2024.

EMBRAPA. Produção de mudas de maracujazeiro. Cruz das Almas: EMBRAPA Mandioca e Fruticultura, 1998. 36 p. (Circular Técnica, 33). Disponível em: <https://www.infoteca.cnptia.embrapa.br/bitstream/doc/46448/1/CrcularTecnica33.pdf.> Acesso em: 18 mai. 2024.

Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM). Desempenho da mineração tem queda em 2022, mas setor cria mais empregos e aumentará investimentos para US$ 50 bi até 2027 [online]. Disponível em: <https://ibram.org.br/noticia/desempenho-da-mineracao-tem-queda-em-2022-mas-setor-cria-mais-empregos-e-aumentara-investimentos-para-us-50-bi-ate-2027>. Acesso em: 19 mar. 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/522

Comparativo da Capacidade de Carga por Provas de Carga Estática e Dinâmica em Estaca Metálica com Seção Transversal Variável

Maysa Sthefany Rabelo Oliveira
Discente, Universidade Federal de Sergipe, Aracaju, Brasil, omaysa420@outlook.com

Danilo Silva dos Santos Marques
Professor, Universidade Federal de Sergipe, Aracaju, Brasil, danilo_silva@outlook.com

Carlos Rezende Cardoso Júnior
Professor, Universidade Federal de Sergipe, Aracaju, Brasil, eng.carlos.rezende@gmail.com

Demóstenes de Araújo Cavalcanti Júnior
Professor, Universidade Federal de Sergipe, Aracaju, Brasil, demostenes-jr@uol.com.br

RESUMO: Dentro do cenário da engenharia de fundações, prever com precisão o desempenho de fundações profundas é sempre desafiador. Apesar disso, métodos para avaliação da capacidade de carga em estacas têm evoluído e se diversificado ao longo dos anos, permitindo a execução de obras que atendem aos fatores de segurança preconizados pelas normas técnicas. Nesse sentido, a Prova de Carga Estática (PCE) e o Ensaio de Carregamento Dinâmico (Pile Driving Analyzer-PDA) são ensaios que permitem verificar a capacidade de carga das fundações profundas juntamente com deslocamentos, proporcionando um melhor controle na qualidade das fundações. Desta forma, o presente artigo tem como objetivo comparar os valores de capacidade de carga obtidos através de ensaios de carregamento dinâmico e prova de carga estática. Os ensaios foram realizados em uma estaca metálica com comprimento entre 37,15 a 37,45 metros, que atravessa espessa camada de solo mole e apoiada em camada de rocha calcária, na cidade de Aracaju, estado de Sergipe. Foram realizados Ensaios de Carregamento Dinâmico e Prova de Carga Estática para avaliar o critério de controle dinâmico de cravação das estacas. Os resultados apontaram convergência entre os ensaios de campo realizados.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas Metálicas, Prova de Carga Estática, Ensaio de Carregamento Dinâmico, Fundações Profundas.

ABSTRACT: Within the foundation engineering landscape, accurately predicting the performance of deep foundations is always challenging. Despite this, methods for evaluating the load capacity of piles have evolved and diversified over the years, allowing the execution of works that meet the safety factors recommended by technical standards. In this sense, the Static Load Test (PCE) and the Dynamic Load Test (Pile Driving Analyzer-PDA) are tests that allow checking the load capacity of deep foundations together with displacements, providing better control over the quality of the foundations. Therefore, this article aims to compare the load capacity values obtained through dynamic loading tests and static load tests. The tests were carried out on a metal pile with a length between 37.15 and 37.45 meters, which crosses a thick layer of soft soil and supported by a layer of limestone rock, in the city of Aracaju, state of Sergipe. Dynamic Loading Tests and Static Load Tests were carried out to evaluate the dynamic control criteria for pile driving. The results showed convergence between the field tests carried out.

KEYWORDS: Metal Piles, Static Load Test, Dynamic Load Test, Deep Foundations.

1 INTRODUÇÃO

A verificação da qualidade e do desempenho da capacidade de carga em fundações profundas é de grande importância na engenharia geotécnica. Diferentemente da superestrutura de edifícios, como vigas, pilares e lajes, nas fundações nem sempre é possível realizar inspeções ou perícias visuais que possam detectar possíveis anomalias e danos, por se tratar de elementos necessariamente enterrados.

Fundações são elementos estruturais responsáveis por transmitir cargas provenientes da superestrutura ao maciço do solo (NBR 6122:2022). Dessa forma, as fundações têm como função resistir aos esforços provocados. A escolha do tipo de fundação depende das características presentes no solo, custos, edificações vizinhas, da tipologia estrutural e das cargas que atuam no elemento. O avanço na construção civil possibilitou a execução de edifícios mais altos e esbeltos, e consequentemente, um crescimento nas cargas impostas da estrutura, e com isso a necessidade de buscar inovações nas soluções e tecnologias de fundações.

Inicialmente, realiza-se a caracterização e o reconhecimento do subsolo por meio de investigações geotécnicas que permitem obter parâmetros que possibilitam a escolha do tipo de fundação mais adequado para determinado terreno. A sondagem do tipo SPT, método amplamente difundido no Brasil, evidencia dados essenciais que auxiliam na elaboração do projeto, como: a profundidade do lençol freático, a identificação da variação das camadas com seus tipos de solo e os índices de resistência a penetração (N_{SPT}). De posse dos resultados das sondagens, normalmente aplicam-se métodos semiempíricos para determinação da capacidade de carga em estacas, e assim realiza-se o dimensionamento das fundações profundas.

No entanto, os métodos semiempíricos tratam-se de métodos de previsão de capacidade de carga na fase de projeto e devido a variabilidade do terreno e outras limitações dos métodos, seus resultados não são exatos. Dessa forma, surge a necessidade da verificação das capacidades de carga adotadas em projeto através de ensaios de campo.

Nesse contexto, a prova de carga estática (PCE) e o ensaio de carregamento dinâmico (ECD) se destacam como métodos de verificação do desempenho das fundações, com a função de avaliar a capacidade de carga definida em projeto, e consequentemente, proporcionar condições mínimas de segurança da estrutura, além de possibilitar a redução de custos, caso executada ainda durante a fase de projeto das fundações. Enquanto o método estático simula o carregamento real em uma edificação, o ensaio dinâmico abrange uma interação entre sinais de força e velocidade com a resistência do solo. A NBR 6122:2022 determina os critérios e a quantidade de ensaios executados na obra, conforme os procedimentos obrigatórios estabelecidos pela norma.

Dessa forma, o presente artigo tem como objetivo apresentar o comparativo da capacidade de carga por provas de carga estática e dinâmica em estaca metálica com seção transversal variável com a finalidade de avaliar o critério de controle dinâmico de cravação das estacas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Prova de Carga Estática (PCE)

De acordo com a NBR 16903:2020, a prova de carga estática consiste na aplicação de esforços axiais ou transversais no topo da estaca registrando simultaneamente os deslocamentos correspondentes em cada nível de carregamento, assim obtém o comportamento real da fundação. A aplicação dos esforços aumenta gradativamente, sendo mobilizado por macacos hidráulicos que utilizam o sistema de reação constituído por vigas metálicas e tirantes, que mantém o equipamento estabilizado simultaneamente à compressão na estaca. Os esforços são aplicados até que se atinja duas vezes o valor da carga de trabalho da fundação ou com sua a ruptura geotécnica.

O carregamento na execução de provas de carga estática pode ser do tipo lento (PCE), rápido (*PCR*), misto (PCM) ou cíclico (PCCL ou PCCR). Neste estudo de caso, utilizou-se o método tipo lento. Os estágios aplicados, conforme procedimento, não devem ser superiores a 20% da carga de trabalho e devem ser mantidos pelo tempo mínimo de 30 minutos ou até ocorrer a estabilização do recalque. A NBR 6122:2022, determina que sejam realizados ensaios de prova de carga estáticas em no mínimo 1% das estacas do empreendimento a

fim de ser verificar o atendimento aos requisitos mínimos de segurança e possibilitando a realização de possíveis ajustes no projeto.

2.2 Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD)

O ensaio de carregamento dinâmico (ECD) também tem como objetivo avaliar a capacidade de carga mobilizada por uma fundação profunda. No entanto, neste ensaio seu carregamento é aplicado dinamicamente à estaca por meio de golpes com um sistema de percussão adequado. O ensaio utiliza o método CASE (*Case Institute of Technology*) no momento do ensaio ao aplicar energias cinéticas no topo da estaca, e posteriormente, com a utilização do software CAPWAP, que utiliza sinais de força e velocidade gravados em campo instalados no fuste da estaca.

Os pares de acelerômetros, que geram uma tensão proporcional à aceleração das partículas da estaca, e transdutores de deformação especificas, que fornecem uma tensão proporcional à deformação sofrida pelo material da estaca durante o golpe, são acoplados no fuste da estaca próximo ao topo, por meio de parafusos, posicionados em planos ortogonais, compensando os efeitos de flexão que ocorrem quando o ensaio é realizado. Os sinais emitidos através de sensores são enviados por um cabo e analisadas pelo equipamento PDA (*Pile Driving Analyser*), que armazena e processo os sinais “online”, e posteriormente, são cravados e reanalisados por meio do software. Após cada golpe aplicado, o equipamento registra dados como: a energia máxima transferida para as estacas, a força máxima de compressão, a carga mobilizada pelo método CASE, deslocamentos e tensões de tração e compressão.

Além disso, através da análise CAPWAP, é possível distinguir a parcela de resistência pelo atrito lateral da resistência de ponta, e assim, determinar a distribuição de atrito ao longo do fuste da estaca. Essa análise, geralmente executada posteriormente a partir dos dados armazenados pelo PDA, permite também obter o limite de deformação elástica do solo. O ensaio dinâmico possui a vantagem de ser realizado de forma rápida e prática, proporcionando menor custo. De acordo com a NBR 6122:2022, a prova de carga estática pode ser substituída em uma quantidade proporcional a cinco ensaios de carregamento dinâmico.

2.3 Estacas Metálicas

As estacas metálicas, segundo NBR 6122:2022, são elementos estruturais fabricados em indústrias, que podem ser compostos por perfis laminados, soldados ou trilhos ferroviários. Diferindo da maioria das estacas moldadas in loco, as estacas metálicas integram o grupo das chamadas de estacas de deslocamento, visto que uma vez que são inseridas no terreno através de processos de cravação não descompactam o solo, mas deslocam o material para suas vizinhanças, e com isso reduzem o índice de vazios em torno da estaca, melhorando sua capacidade de carga.

Para realizar a cravação pode-se utilizar equipamentos como: martelo de queda livre sobre rolos metálicos, martelo hidráulico sobre esteiras ou martelos vibratórios. As estacas são bastante empregadas por conseguirem serem cravadas em grandes profundidades, suportam maiores cargas estruturais, por provocar pouca vibração no terreno durante sua execução, não apresentar risco de quebra, necessita de blocos de coroamento com dimensões menores, possibilitando uma redução no peso do aço e do concreto, e ideais em casos de presença de camadas extensas de solos moles, a fim de transferir esforços para um substrato profundo, competente ou impenetrável.

2.4 Apresentação da Obra

A obra em estudo trata-se de uma edificação comercial com dezessete pavimentos, em estrutura de concreto armado convencional, a ser construído na cidade de Aracaju/SE. Inicialmente, foram executados 11 furos de sondagens a percussão e mistas para caracterização do solo e do maciço rochoso presente. As sondagens indicam que o local possui um subsolo constituído por uma camada argilosa com presença de matéria orgânica com consistência mole a muito mole com espessura entre 14,00 e 21,00 metros após passar por uma extensa camada predominante de material arenoso com compacidade medianamente compacta a compacta. A Figura 1 apresenta o perfil geotécnico, onde é possível observar a estratigrafia do solo e a variação

dos índices de resistência encontrados a partir das sondagens, bem como a representação das estacas metálicas de fundação que atravessam a camada de argila e se apoiam no maciço rochoso.

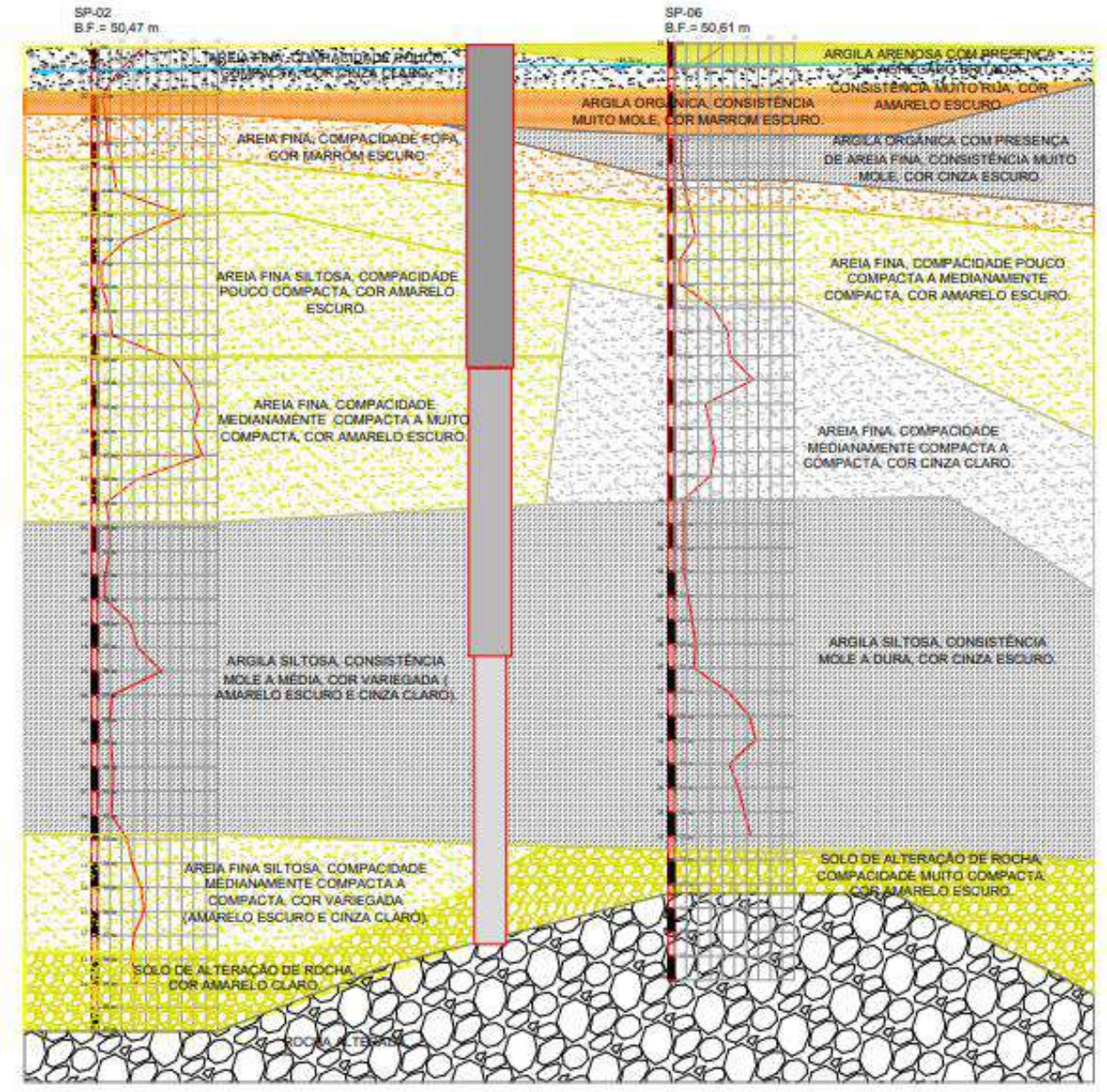


Figura 1. Perfil esquematizado do terreno.

Devido as características de resistência e compressibilidade do terreno, nível de água, e de acordo com as características da edificação a ser construída, a solução prevista em projeto para fundação foram estacas do tipo metálicas. O comprimento das estacas foi de aproximadamente de 37,45 metros e com perfil decrescente com a profundidade, ou seja, as seções são da mesma família de perfis com dimensões de aba e alma equivalentes, mas com espessuras distintas ao longo da sua profundidade, proporcionando uma redução significativa no peso do aço. A Figura 2 apresenta o detalhe tipo de uma das seções do estaqueamento da obra.

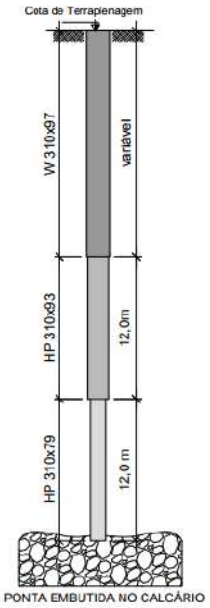


Figura 2. Detalhe específico dos perfis das estacas.

3 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

A fim de se obter o comparativo da capacidade de carga por provas de carga estática e dinâmica e avaliar o critério de controle dinâmico de cravação das demais estacas a serem executadas, foram realizadas duas provas de carga a priori, sendo uma dinâmica e outra estática com carregamento lento, com idade de 13 e 15 dias, respectivamente, após a cravação da estaca.

O ensaio de prova de carga estática foi interrompido entre o 7°e o 8° estágio de carregamento total previsto (duas vezes a carga de trabalho = 2 x 175,00 tf), atingindo a ruptura geotécnica com 269,00 tf, e deslocamento de 60 mm. Após 18 horas, iniciou o descarregamento em quatro estágios, obtendo um recalque residual de aproximadamente 32 mm. A Figura 3 apresenta a plotagem da curva carga x deslocamento, a partir da realização da prova de carga estática para a estaca ensaiada, onde é possível observar que a estaca foi levada à ruptura.

Figura 3. Curvas carga x deslocamento fornecido pela PCE.

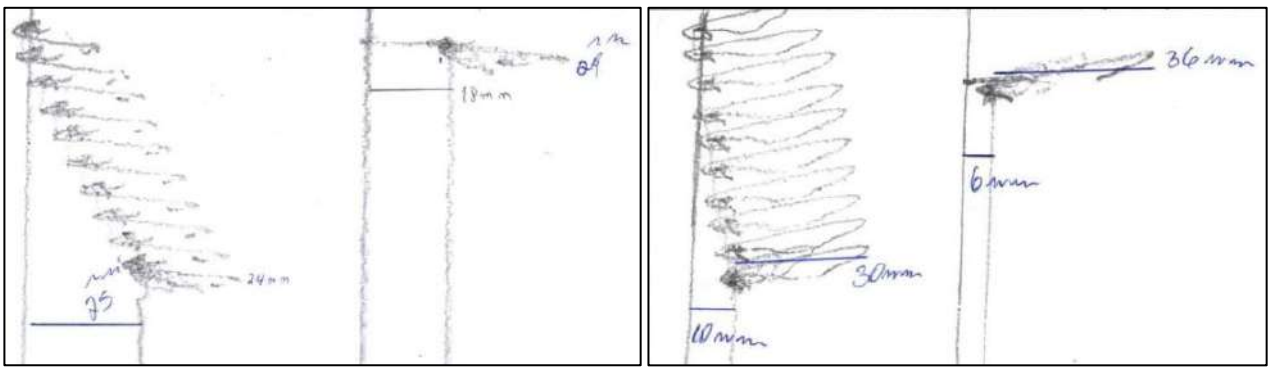
Imediatamente após a desmontagem do sistema de reação da prova de carga estática, foi executado o primeiro ensaio dinâmico (PDA 1). Após a conclusão do primeiro ensaio dinâmico, obtendo-se resultado coerente com o resultado da PCE, mas não atingindo a carga de ruptura esperada de projeto, foi recomendado a continuação da cravação da estaca com martelo hidráulico JUNTTAN 9 tf. Após o avanço de 30 cm da ponta da estaca na camada de calcário, foi executado o segundo ensaio dinâmico (PDA 2).

Na Tabela 1 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de campo. Os resultados de capacidade de carga dos ensaios dinâmicos foram obtidos através das análises produzidos pelo modelo CAPWAP. Enquanto na prova de carga estática trata-se da carga de ruptura geotécnica.

Tabela 1. Resumo dos ensaios de campo realizados.

Ensaio	Comprimento cravado (m)	Capacidade de Carga (tf)
PDA 1	37,15	272,00
PCE	37,15	269,00
PDA 2	37,45	328,00

A Figura 4 apresenta o gráfico do boletim de cravação da estaca, antes e após o avanço da ponta da estaca na camada de rocha calcária, respectivamente. Na Tabela 2 é possível observar os resultados para nega e repique.



a) Estaca (37,15 m). b) Estaca recravada (37,45 m).

Figura 4. Gráficos com controle de cravação em campo da estaca P38-EF.

Tabela 2. Resumos do resultados obtidos em campo no boletim.

Estaca	Comprimento cravado (m)	Data da cravação	Nega (mm)	Repique (mm)
P38-EF	37,15	29/08/2022	25,00	24,00
P38-EF (Recravada)	37,45	12/09/2022	10,00	30,00

4 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MÉTODOS

A Figura 5 apresenta graficamente o comportamento para carga de ruptura da estaca, através dos ensaios de carregamento dinâmico e a prova de carga estática executados na estaca antes e após a recravação.

Figura 5. Comparação entre os ensaios de campo realizados.

A partir da comparação dos resultados dos ensaios PDA 1 e PCE, ambos realizados na estaca com cravação por martelo hidráulico e vibratório, é possível observar comportamento equivalente em termos de capacidade de carga. A prova de carga estática apresentou uma carga de ruptura de 269,00 tf, enquanto o PDA 1 estimou a capacidade de carga em 272,00 tf. Esse resultado demonstra a grande confiabilidade do resultado obtido com o ensaio de carregamento dinâmico para estacas metálicas com seção variável.

Por fim, a partir da comparação das capacidades de carga entre os ensaios PDA 1 e PDA 2, após a penetração de 30 cm da ponta da estaca no calcário, após a recravação, notou-se aumento significativo na capacidade de carga geotécnica do conjunto, com ganho de aproximadamente 22%, passando a carga geotécnica de ruptura de 269,00 tf para 328,00 tf.

5 CONCLUSÃO

Da comparação dos resultados das provas de carga estática e dinâmica, foi possível observar comportamento equivalente em termos de capacidade de carga geotécnica. Esse resultado demonstrou confiabilidade nas cargas de ensaio obtidas a partir do ensaio de carregamento dinâmico para estacas metálicas com seção variável.

A partir dos resultados obtidos dos ensaios de PDA na estaca piloto e seu comparativo com as medições das negas e repiques, foi possível calibrar o modelo de controle dos parâmetros dinâmicos de cravabilidade para as demais estacas da obra com bastante confiabilidade.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Geotec Consultoria e Serviços Ltda. pela disponibilização dos dados que possibilitaram a realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque, P. J. R. & Garcia, J. R. (2020) *Engenharia de Fundações*. Grupo Editora Naciocal – GEN. Rio de Janeiro, pg. 3. 1º Edição.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). NBR 13208. *Estacas – Ensaios de carregsmento dinâmico*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solos - Prova de carga estática em fundação profunda.. Rio de Janeiro.*

Cintra, A. C. J & Aoki, N. (2010) *Fundações por estacas: Projeto Geotécnico*. Editora Oficina de Textos, São Paulo. 1º Edição.

Dias, S. R., Mucheti, S. A., & Ferreira, M. D. N. (2020). *Análise do Comportamento de Estacas Metálicas em São Luís - MA.* XX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Rio de Janeiro.

Falconi, F. e Perez Júnior, W.; (2008) *Prova de carga estática instrumentada em estaca metálica de seção decrescente com a profundidade na Baixada Santista - Análise de desempenho e critérios de dimensionamento*. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, XI, 2008, Coimbra, Portugal. Anais. Coimbra: Sociedade Portuguesa de Geotecnia. v. 4, p. 147-154.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/523

Comparativo Dos Parâmetros de Caracterização De Rejeitos Filtrados De Minério De Ferro Provenientes Das Minas De Brucutu E Itabira.

Danilo Manata Eloi
Engenheiro Geotecnico, Afiliação, Itabira, Brasil, danilo.eloi@vale.com

André Gonçalves Azevedo
Engenheiro Geotecnico, Afiliação, Santa Barbara, Brasil, andre.azevedo1@vale.com

Mauro Castro Lima Filho
Coordenador de Geotecnia e Topografia, Afiliação, Itabira, Brasil, mauro.castro@vale.com

Miguel Neto Paganin
Gerente Geral de Geotecnia e Hidrogelogia Itabira, Afiliação, Itabira, Brasil, miguel.paganin@vale.com

Rodney de Andrade Silva
Engenheiro Geotecnico, Afiliação, Itabira, Brasil, rodney.silva@vale.com

RESUMO: Com a gradual transição da disposição dos rejeitos em barragens para a disposição em pilhas controladas em termos de parâmetros geomecânicos, visando a estabilidade dessas novas estruturas, foi necessário a implantação de tecnologias para a filtragem dos rejeitos de modo a reduzir as saturações desses materiais para que possam ser empilhados em metodologias ascendentes com controles de compactação. As minas de Brucutu e Itabira da empresa Vale S.A. implantaram suas usinas de filtragem de rejeitos para atender as premissas dos projetos de empilhamentos de rejeitos filtrados com controles tecnológicos dos parâmetros dos materiais, considerando as nuances de cada rejeito, muito influenciado pelos processos produtivos e pela litologia de cada complexo minerário, mesmo estando ambas as minas na região do quadrilátero ferrífero. Em cada complexo minerário foram executados estudos para determinação dos parâmetros de caracterização que foram utilizados na elaboração dos projetos de empilhamento. Neste ponto, ensaios de caracterização granulométrica, massa específica, limites de Atterberg e compactação Proctor foram executados visando compreender as especificidades dos rejeitos. Neste trabalho demonstrou-se as principais diferenças e convergências referentes à caracterização e parâmetros de compactação nas frações finas, com diâmetros inferiores a 10 mícrons, refletindo diretamente na trabalhabilidade do material e em uma variação da umidade ótima de compactação. Assim, desenvolve-se o estudo acerca das causalidades das diferenças entre os parâmetros das minas e suas imposições nos empilhamentos.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitos, Parâmetros Geomecânicos, Caracterização, Minério de Ferro.

ABSTRACT: With the gradual transition from the disposal of tailings in dams to disposal in piles controlled in terms of characterization parameters of resistance and critical state, in order to ensure the stability of these new structures, it has been necessary to implement technologies for filtering tailings in order to reduce the saturation of these materials so that they can be stacked in ascending methodologies with compaction controls. Vale S.A.'s Brucutu and Itabira mines set up their tailings filtration plants to meet the requirements of the filtered tailings stacking projects with technological controls of the material parameters, taking into account the nuances of each tailing, greatly influenced by the production processes and lithology of each mining complex, even though both mines are in the Iron Quadrangle region. In each mining complex, studies were carried out to determine the characterization parameters that were used to draw up the piling projects. At this point, tests of granulometric characterization, specific mass, Atterberg limits and Proctor compaction were

carried out in order to understand the specificities of the tailings. This work demonstrated the main differences and convergences regarding the characterization and compaction parameters of the fine fractions, with diameters of less than 10 microns, which directly reflect the workability of the material and a variation in the optimum compaction humidity. In this way, the study of the causalities of the differences between the parameters of the mines and their impositions on stacking is developed.

KEYWORDS: Tailings, Geomechanical Parameters, Characterization, Iron Ore.

1 INTRODUÇÃO

A geração de rejeitos está associada ao processo de beneficiamento do minério. Conforme destaca Boccamino (2017), a produção de minério de ferro está dividida em três processos macros: a extração, o beneficiamento, a comercialização do produto e é a partir do processo de beneficiamento, etapa na qual se pretende a purificação do minério, que surgem os rejeitos como um novo material inerente ao processo global. O processo de beneficiamento envolve a adição de água e, a depender da destinação do rejeito, é necessária aplicação de práticas de desaguamento. Davies et al. (2010) classifica os rejeitos desaguados como: lama convencional quando não há instalações de deslamagem ou apenas são usados ciclones e o percentual de sólidos é cerca 30-40%, rejeito espessado quando se emprega espessadores com produtos químicos e o percentual de sólidos varia entre 45-65%, pasta quando utilizados os espessadores de cone profundo e percentual de 65-70% e torta quando utilizados filtros (vácuo ou pressão) e percentual de sólidos cerca de 80-85%.

Nos últimos 20 anos, sobretudo após registros de desastres ambientais e sociais envolvendo barragens como Mount Polley no Canadá em 2014, Fundão em 2015 e Feijão em 2019 no Brasil (SCHOENBERGER, 2016 e WILLIAMS, 2021), a filtragem de rejeitos tem sido saída para obtenção de maior percentual de sólidos na composição rejeito-água e a destinação do rejeito filtrado em pilhas em condições não-saturada. Valadão (2008) define a filtragem como uma operação unitária de separação dos sólidos contidos em uma suspensão aquosa mediante a passagem dessa polpa através de um meio filtrante, que retém as partículas sólidas e permite a passagem do líquido. O líquido que passa o meio filtrante é denominado filtrado e as partículas retidas compõem a torta.

No que se refere ao desaguamento de rejeito, Morgenstern et al. (2015) sugere a busca de soluções que otimizem e reduzam a quantidade de água, promovendo condições não-saturadas e a obtenção de condições dilatantes em todo o depósito de rejeitos por meio de compactação.

De acordo Caputo (1988), a compactação tem por finalidade reduzir os índices de vazios por processos manuais ou mecânicos a fim de melhorar a característica do material, não só quanto à resistência, mas também quanto a aspectos de permeabilidade, compressibilidade e absorção de água.

O controle das características do rejeito disposto deve ser feito por meio de ensaios geotécnicos, análises químicas e mineralógicas, em função dos resultados de mapeamento sistemático das frentes de lavra. Dessa forma, entende-se que o bom desempenho no processo de disposição de rejeitos em pilhas passa pelo melhor entendimento do comportamento mecânico do rejeito, seja através das suas características físicas, químicas e/ou mineralógicas. A necessidade de intensificação dos estudos associados ao comportamento mecânico do rejeito se justifica pela grande variabilidade de litologias nas frentes de lavra, diferentes metodologias de beneficiamento do minério e aos diversos mecanismos de filtragem adotados, bem como às incertezas atreladas ao raso conhecimento desse material quando comparado com solo natural, podendo citar por exemplo a resistência desse material quando submetido a altas tensões e/ou deformações.

Essa necessidade de ampliar o conhecimento do comportamento do rejeitos de minério de ferro produzidos em Minas Gerais, nas minas de Brucutu (São Gonçalo do Rio Abaixo-MG) e Periquito (Itabira-MG), seja através de similaridades ou diferenças, serviu de inpiração para realização desse trabalho.

2 ASPECTOS GEOLOGICOS GERAIS

Os complexos mineradores de Itabira e Brucutu estão localizados no quadrilátero ferrífero, na região centro-sul do estado de Minas Gerais no Brasil. Toda essa região é rica em diversidade mineral, com ferro sendo o principal elemento de extração.

O Quadrilátero Ferrífero está localizado no extremo sul do Cráton São Francisco (ALMEIDA, 2002) e possui uma complexa história tectônica e deformacional, envolvendo duas orogenias principais: a Transamazônica (2.000-2.200 milhões de anos) e a Brasileira (650-500 milhões de anos).. Esses dois eventos orogênicos diferentes resultaram na formação de minério de alto teor. As rochas da região estão divididas em três litologias principais: o Complexo Metamórfico, formado por gnaisses, migmatitos e granitóides; o Supergrupo Rio das Velhas, uma sequência metavulcanosedimentar do tipo greenstone belt; e o Supergrupo Minas, formado por rochas metassedimentares clásticas e químicas. A combinação de processos hipogênicos e supergênicos explica a formação de minérios de ferro de alto teor no quadrilátero ferrífero. Nesse processo geológico, minérios de ferro de alto teor substituíram os itabiritos em locais tectonicamente favoráveis, como falhas nas rochas (ROSIÈRE, C. A. et al., 2008).

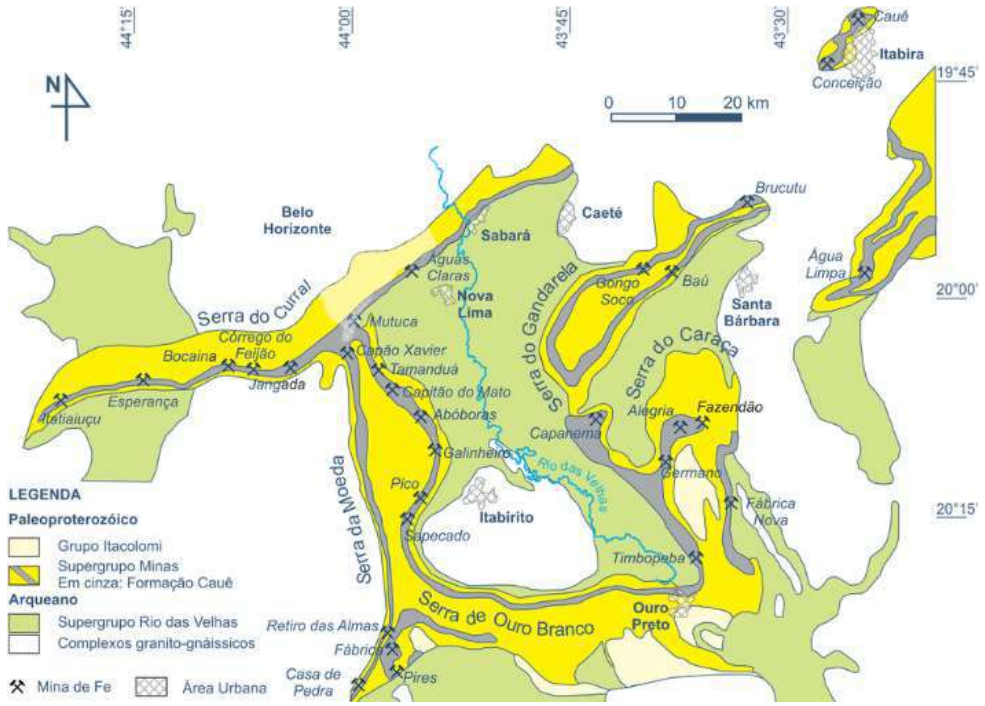


Figura 1 - Mapa geológico simplificado do Quadrilátero Ferrífero, com a localização das principais minas e municípios. (baseado em Dorr, 1969)

Os principais litotipos mapeados nas frentes de lavra na mina de Brucutu são os itabiritos friáveis silicosos, anfibolíticos, manganesíferos, goethiticos e aluminosos, as hematitas friáveis, rocha intrusiva friável, quartzo sericita xisto e zonas de contato de xistos e intrusiva com formação ferrífera.

Especificamente nas formações do Grupo Itabira observa-se a formação de rochas metassedimentares marinhas (DORR, 1969). Estes são constituídos por itabiritos, itabiritos dolomíticos, itabiritos anfibolíticos e, subordinadamente, filitos, quartzitos e mármores da Formação Cauê. Estas formações são recobertas por mármores dolomíticos, filitos dolomíticos, dolomitos ferruginosos, filitos e itabiritos da Formação Gandarela (DORR, 1958). Rossi et al. (2019), mostram que neste complexo minerário, figura 2, são identificadas quatro unidades geológicas que compõem o sinclinalório de Itabira: gnaisses de embasamento, sequência vulcano-sedimentar do Supergrupo Rio das Velhas, unidades metassedimentares correspondendo ao Supergrupo Minas e corpos granitóides. Todas essas sequências são cortadas por rochas intrusivas. Além disso, existem coberturas sedimentares recentes em toda a região.

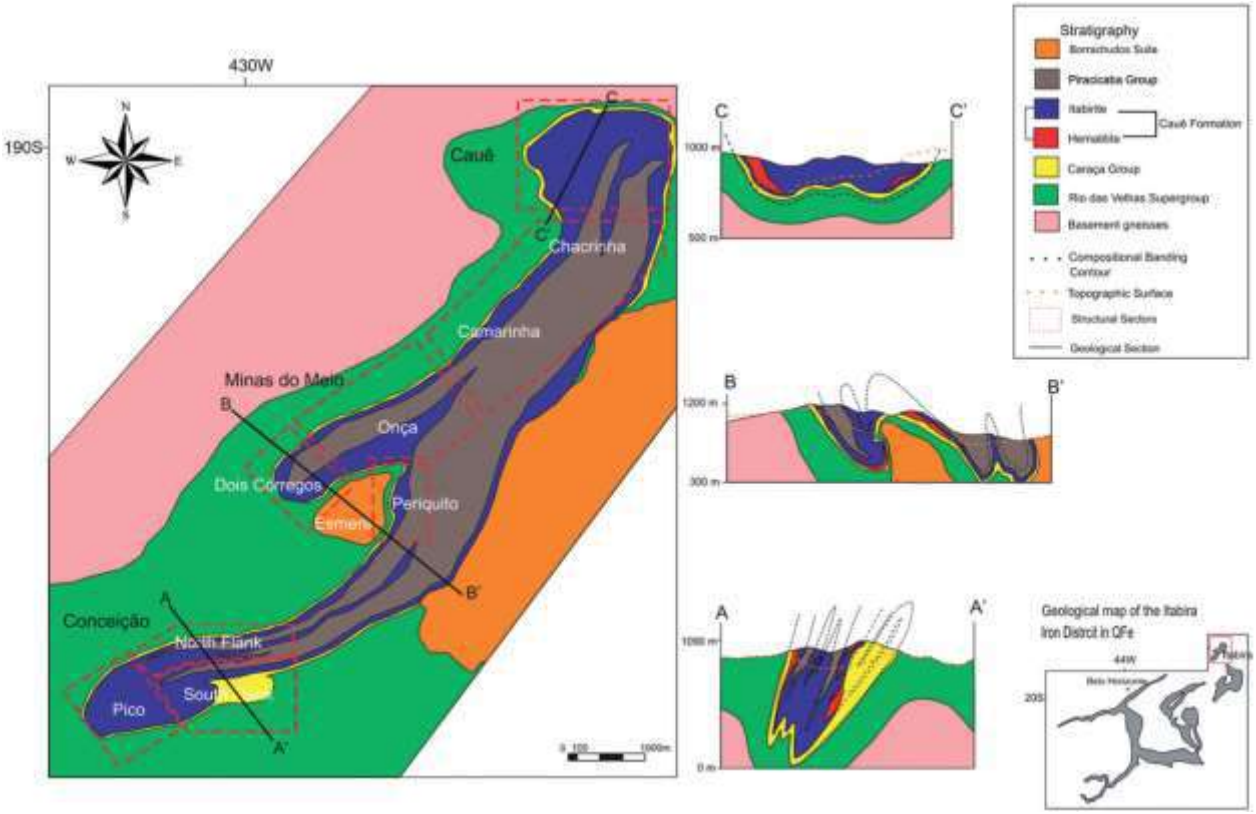


Figura 2 - Mapa geológico do complexo Itabira (Endo et al. 2019)

3 BENEFICIAMENTO MINERAL

A extração do minério de ferro tem como objetivo principal fornecer insumo para a indústria siderúrgica. Para ser comercialmente viável esse minério deve apresentar teores e granulometria adequadas para o processo inicial de beneficiamente e posterior de siderurgia. As variações do minério de ferro, seja por teor, mineralogia, granulometria e gênese (hipogênico, supergênico, entre outras), são extremamente importantes na definição do processo de beneficiamento deste minério. De forma geral os depositos brasileiros são caracterizados como alto teor de ferro e baixo teor de contaminante. As diferenças entre os minérios e dentro do processo de beneficiamento irão também fornecer características distintas aos rejeitos produzidos por este processo.

Após o processo de lavra o minério de ferro passa pelos seguintes processos para geração dos produtos primários:

Britagem → Peneiramento → Classificação

A classificação dos produtos primários do minério de ferro é baseada em sua granulometria: Granulados ou Lump Ore (6,3 mm a 31,7mm) e Sinter Feed (0,15 mm a 6,3 mm). O material que não está adequado a essas características por possuírem baixo teor de ferro ou estar em granulometria inadequada devem ser estudados para posterior processo de concentração, onde serão incluidas etapas de concentração, filtragem do produto e filtragem ou espigotamento do rejeito.

O complexo minerador de Itabira tem boa parte de sua produção associada a lavras de itabiritos compactos e o de Brucutu-Água Limpa à lavra de itabiritos friáveis, com baixo teor de ferro e consequentemente necessidade de concentração. A figura 3 ilustra de forma simplificada o processo de beneficiamento de Brucutu e Itabira.

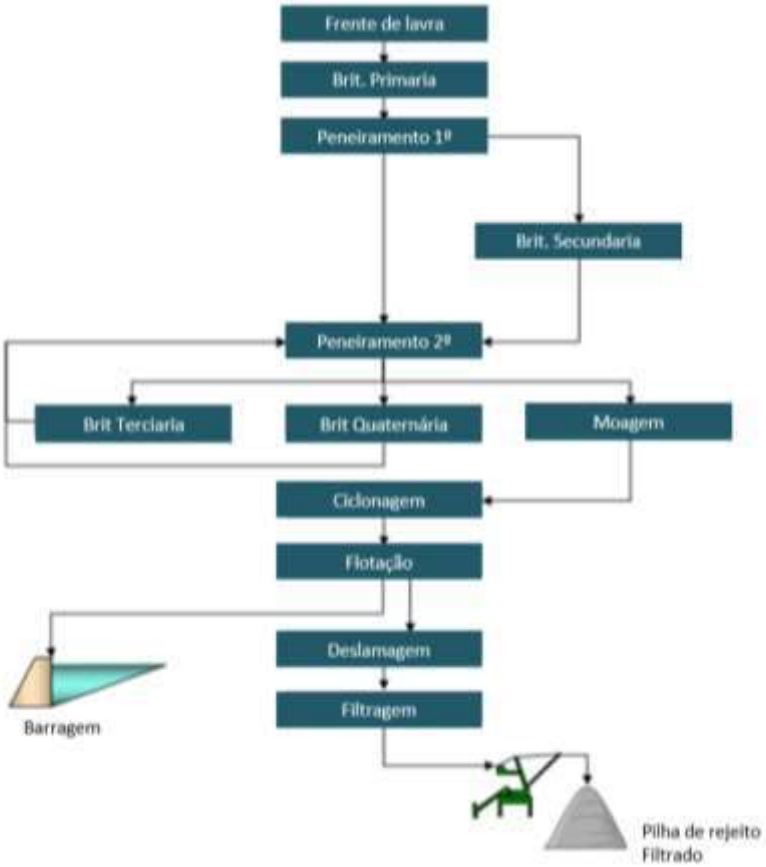


Figura 3 - Fluxograma macro de beneficiamento de Itabira e Brucutu

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

No que se refere à distribuição granulométrica (ABNT, 1984e) , o rejeito de Brucutu apresenta cerca de 5% de material equivalente ao diâmetro de argila, 34% equivalente a silte, 61% areia. Por sua vez, o rejeito filtrado de Itabira apresenta uma granulometria do material composta de 70% de areias, 27% de siltes e 3% de argilas. As Figuras 4 e 5 apresentam as curvas granulométricas obtidas nos estudos.

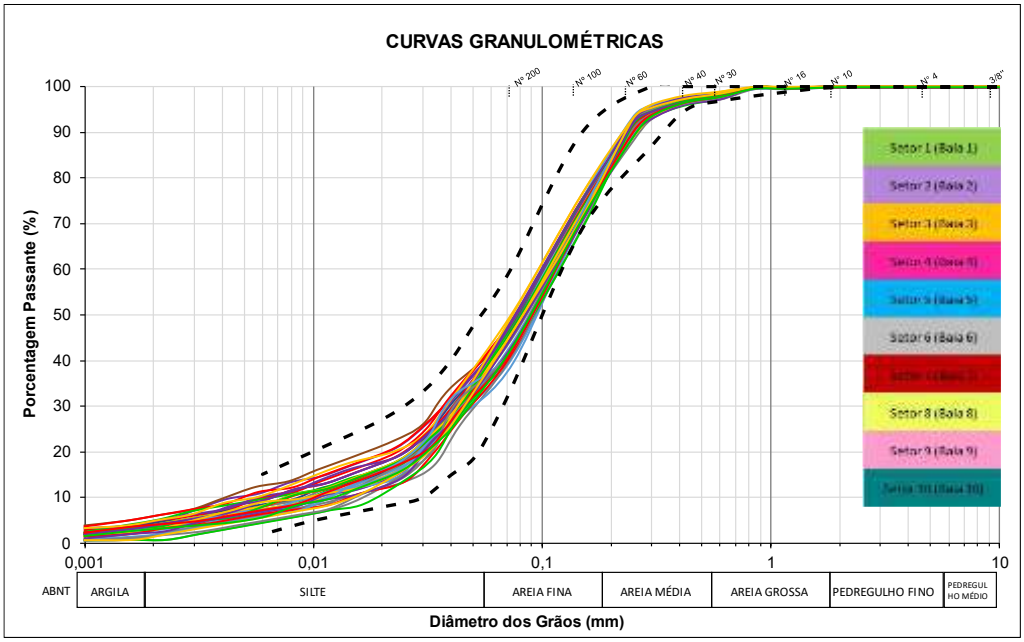


Figura 4 – Curvas granulométricas rejeito total Mina de Brucutu

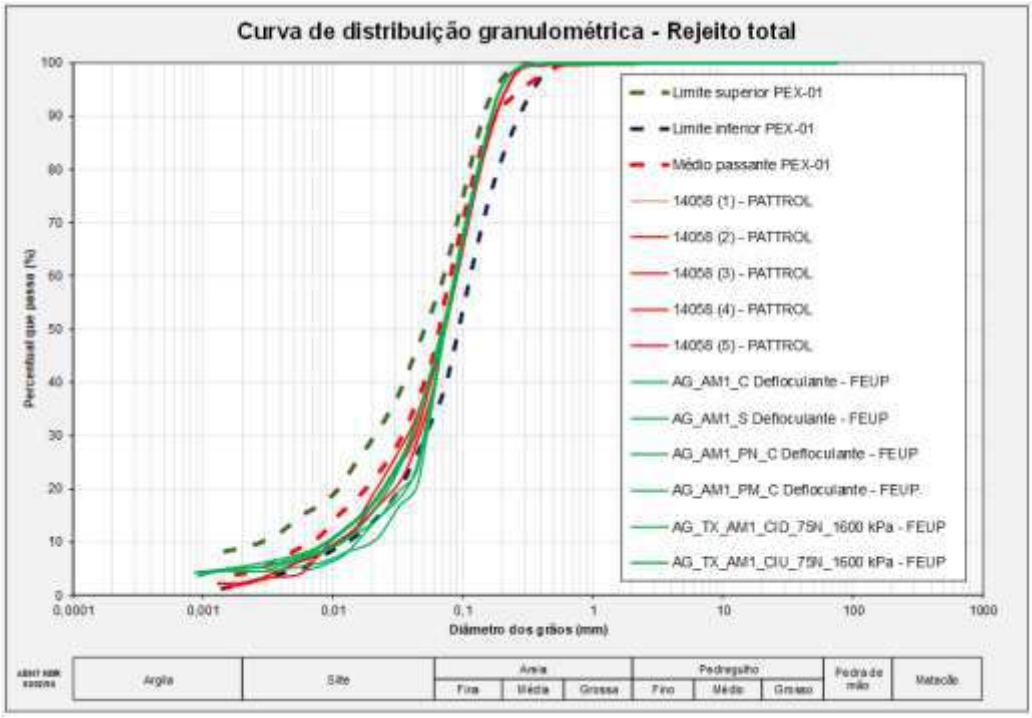


Figura 5 – Curvas granulométricas rejeito total Mina de Itabira

Os valores médios de massa específica real dos grãos de Brucutu aproxima-se de 3,1 g/cm³ e não se observa limites de liquidez e plasticidade no rejeito. O material de Itabira também não apresenta limites de liquidez e plasticidade. A média dos resultados da massa específica dos grãos de Itabira foi de 3,05 g/cm³.

Ensaios de compactação foram executados em diversas alíquotas e obtiveram para Brucutu uma variabilidade nas massas específicas aparentes secas máximas entre 1,82 e 2,12 g/cm³ e em Itabira uma variabilidade entre 1,867 g/cm³ a 2,065 g/cm³.

No que tange aos parâmetros ótimos de compactação, nota-se que a umidade ótima de compactação em Brucutu tem valores médios variando de 11,28% a 12,45% e em Itabira de 9,8% a 13,6%.

As Figuras 6 e 7 apresentam as curvas de compactação.

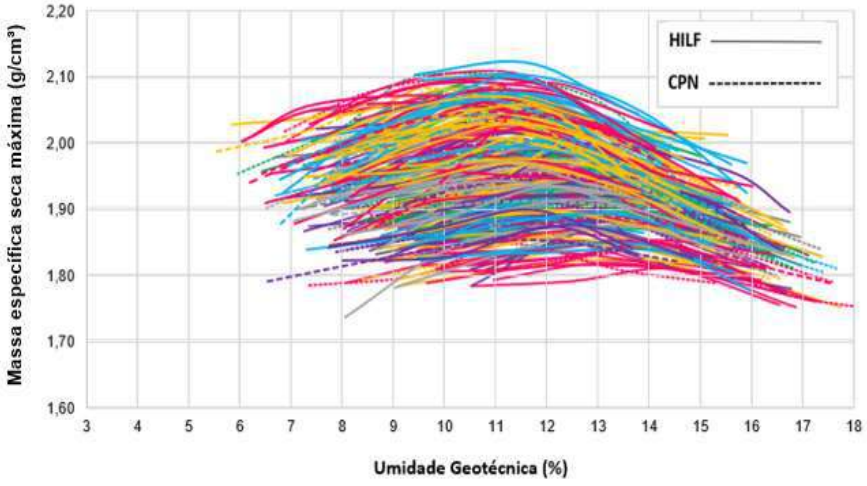


Figura 6 - Curva de compactação rejeito Brucutu

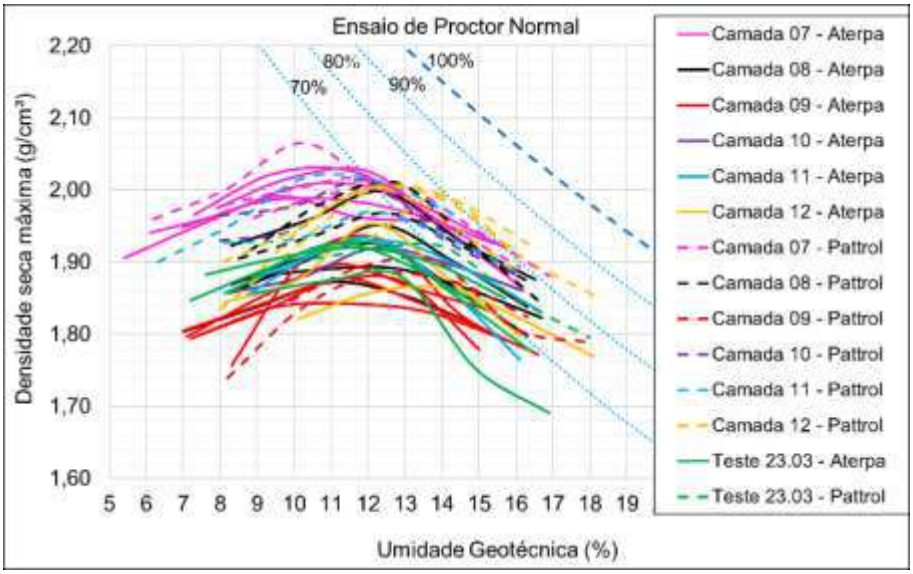


Figura 7 - Curva de compactação rejeito Itabira

4 CONCLUSÕES

Apesar de serem minas pertencentes ao Quadrilátero Ferrífero, os complexo de Itabira e Brucutu possuem explorações em litologias diferentes, apesar de mesma matriz rochosa, sendo em Brucutu Itabiritos friáveis e em Itabira Itabiritos Compactos. Este maior intemperismo das rochas de Brucutu, levam a processos de britagem e moagem de menor intensidade.

Como resultado, algumas diferenças são encontradas nas caracterizações dos rejeitos dos dois complexos. Os ensaios de granulometria demonstraram uma diferença quanto aos percentuais de areia e materiais finos, silte e argila, que explicam justamente esse processo de produção em litologias com diferentes resistências, ficando o rejeito de Itabira com maior percentual arenoso, aproximadamente 70%, quando comparado ao rejeito de Brucutu, aproximadamente 61%.

Ponto interessante, é que as massas específicas de ambos os rejeitos ficaram muito próximas, com uma variação de apenas 0,05 g/cm³ quando comparadas as médias, demonstrando assim que ambos os rejeitos são de mesma matriz rochosa e com saída de teores de ferro após os processos de beneficiamento de minério de ferro próximos.

Os ensaios de compactação foram ponto interessante neste estudo pois, apesar de possuírem massas específicas aparentes secas máximas próximas, as umidades ótimas de compactação não seguiram a mesma tendência, sendo os rejeitos de Itabira possuidores de uma maior variação quando comparados aos de Brucutu. Tal fato pode ser explicado pela maior variabilidade na curva granulométrica deste complexo, principalmente na fração argilosa e siltosa, sendo que as características de materiais finos tendem a influenciar significativamente nas características gerais dos rejeitos.
Apesar de processos similares, em grande parte, para o beneficiamento de minério de ferro, as litologias acabam por influenciar algumas diferenças nos ensaios de detrminação das características dos rejeitos.

4 REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984e.

BOCCAMINO, G.D. Desenvolvimento de Geometria para Empilhamento de Rejeitos Desaguados de Minério de Ferro: Estudo de Caso para os Rejeitos Gerados na Instalação de Tratamento de Minérios Itabiríticos (ITM-I) em Operação na Mina do Pico. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Geotecnia da UFOP – Núcleo de Geotecnia Aplicada, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG. p21. 2017.

CAPUTO H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações: Mecânica das Rochas – Fundações – Obras de Terra. 6 eds. rev., e at. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 498 p. 1988.

DAVIES, M. P. et al. Dewatered tailings practice–trends and observations. In: proceedings of Tailings and Mine Waste. 2010. 10 p.

DORR, J. V. N. Physiographic stratigraphic and structural development of the Quadrilatero Ferrifero, Minas Gerais, Brazil. In: Professional Paper, Washington, USGS/DNPM, 641 – A, 110p. 1969.

DORR J. V. N. II. 1958. The Gandarela Formation: Soc. Bras. Geol. Bol., v. 7, nº. 2, p. 63-64

MORGENSTERN, N.R., VICK, S.G., VAN ZYL, D. (2015). Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach. Independent Expert Engineering Investigation and Review Panel, Canada.

Rossi D. Q., Endo I., Gabriel E. G.. 2019. Structural framework of the iron district of Itabira, Iron Quadrangle, Minas Gerais. Int. Eng. Jour., Ouro Preto, 72(1): 39-45.

Schoenberger, E. Environmentally sustainable mining: The case of tailings storage facilities. Resour. Policy 2016, 49, 119–128.

Williams, D.J. Lessons from Tailings Dam Failures—Where to Go from Here? Minerals 2021, 11, 853.

Almeida L. G., Endo I., Fonseca M. A. 2002. Sistema de nappes na porção meridional do Quadrilátero Ferrífero, MG. In: SBG, Congresso Brasileiro de Geologia, 41, João Pessoa, Anais, p.615.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/804

Comportamento Geotécnico do Estéril de Bauxita

Virginie Queiroz Rezende Pinto
MSc Engenharia Geotécnica, Universidade de Brasília (UnB), Brasília, Brasil, virginiequeiroz@gmail.com

Renato Pinto da Cunha
Professor Titular, Universidade de Brasília (UnB), Brasília, Brasil, rpcunha@unb.br

Leandro Neves Duarte
Professor Associado, Universidade Federal de São João Del-Rey (UFSJ), Ouro Branco, Brasil, leandro.duarte@ufsj.edu.br

RESUMO: Este trabalho buscou avaliar resultados de campanhas de investigação geológico-geotécnicas feitas em pilhas de estéril de bauxita em condição solta/esteirada e como aterro compactado, de modo a caracterizar o solo, estudar o efeito da compactação nas propriedades do material, avaliar o comportamento do mesmo durante o cisalhamento não drenado e comparar resultados de ensaios de campo e laboratório. Foram analisados ensaios de Sondagem a Percussão (SPT), Piezocone (CPTU), Triaxial CIU, Caracterização e Compactação. Os principais resultados obtidos mostraram que o estéril de bauxita pode ser classificado como um material fino, silto-argiloso de alta plasticidade. Em estado solto, como pilha esteirada, quando saturado e em condição não drenada, apresenta significativa geração de poropressões durante o cisalhamento, mostrando incialmente tendência à contração até alcançar um estado de transformação de fase, a partir do qual se inicia uma tendência à dilatação. Quando compactado, mostrou, em geral, tendência à dilatação durante cisalhamento não drenado, justificando uma análise de estabilidade em termos de tensões efetivas.

PALAVRAS-CHAVE: estéril de bauxita, ensaios geotécnicos, resistência ao cisalhamento

ABSTRACT: This paper aimed to evaluate the results of geological and geotechnical investigation campaigns carried out in bauxite waste piles in loose/mat condition and as compacted landfill, to characterize the soil, study the effect of compaction on the properties of the material, evaluate its behavior during undrained shear and compare results of field and laboratory tests. Standard Penetration Test (SPT), Piezocone Penetration Tests (CPTU), Triaxial CIU, Characterization and Compaction tests were analyzed. The main results showed that bauxite waste can be classified as a fine, silt-clayey material of high plasticity. In a loose state, as a waste pile, when saturated and in an undrained condition, it presents significant generation of pore pressures during shear, initially showing a tendency to contraction until reaching a state of phase transformation state, from which a tendency to dilatation begins. When compacted, it showed, in general, a tendency to expansion during undrained shear, justifying a stability analysis in terms of effective stresses.

KEYWORDS: bauxite waste, geotechnical tests, shear strength.

1 INTRODUÇÃO

O alumínio é o terceiro elemento em maior abundância na crosta terrestre, depois do oxigênio e do silício. A bauxita é a principal matéria prima utilizada para produção de alumina, que na cadeia dará origem ao alumínio primário. A condição essencial à formação desse minério é a existência de um clima tropical (com temperatura média anual acima de 20º C), alternando as estações seca e úmida, que favorecem o processo natural de lixiviação (Sampaio et al., 2008).

O processo de extração da bauxita comummente se dá pelo método de strip mining, ou lavra em tiras, uma vez que esse minério encontra-se próximo a superfície, em camadas de 2 a 10 m de profundidade. A camada de material abaixo do *top soil*, conhecida como Argila Belterra ou argila amarela, é decapeada e conformada em pilhas de estéril que não tem valor econômico no processo.

Informações acerca desse solo ainda são limitadas na literatura. Sendo assim, essa pesquisa tem como objetivo a avaliação do comportamento geotécnico do estéril de bauxita, em estado solto (pilha) e compactado (aterro), por meio de ensaios de campo e laboratório, com foco nos resultados obtidos durante o cisalhamento não drenado do material.

2 METODOLOGIA

2.1 Amostragem

Para avaliação do comportamento geológico-geotécnico do estéril de bauxita foram considerados os resultados de ensaios de laboratório (Granulometria, Limites de Atterberg, Teor de umidade, Compactação, Triaxial CIU) e campo (SPT e CPTU) feitos no material em sua forma solta, como pilha sem controle, e compactada, como aterro. A Tabela 1 apresenta o quantitativo de ensaios de campo realizados.

Tabela 1. Resumo das investigações de campo e coleta de amostras

Ensaios de Campo e Amostragem	Total realizado/coletado
Coleta de Amostra Indeformada (tipo bloco)	29
Sondagem a percussão (SPT)	65
Piezocone (CPTU)	45

2.2 Ensaios de Laboratório

2.2.1 Classificação do Material

De acordo com o Sistema Universal de Classificação de Solos (USCS), os solos são classificados como finos quando possuem no mínimo 50% dos grãos passantes na peneira Nº 200 (0,075 mm), como pode ser observado para 92% das amostras do material em estudo, apresentadas no gráfico da Figura 1. As normas brasileiras que estabelecem as diretrizes para a execução da análise granulométrica do solo e dos ensaios de caracterização são a NBR 7180-2016 e a NBR 6457-2016, respectivamente (ABNT, 2016).

As curvas abaixo foram diferenciadas para que se possa analisar a influência da presença de pedregulho (%P) nas características de resistência do material. A curva tracejada em vermelho representaria, portanto, um comportamento típico da argila amarela (estéril). Segundo Das (2006) este formato de curva é característico de solos com granulometria descontínua.

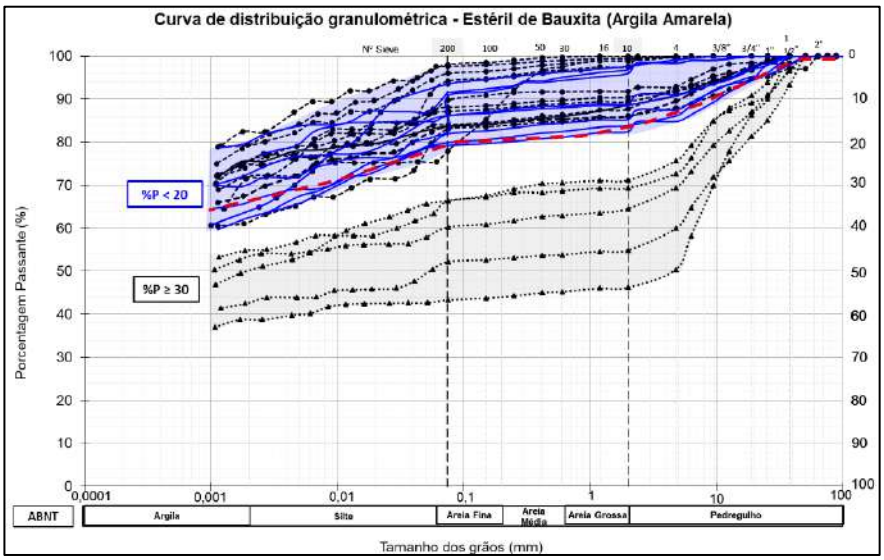


Figura 1. Curva de Distribuição Granulométrica do Material.

Burmister (1949), estabeleceu uma classificação para os solos de acordo com o índice de plasticidade, sendo considerados de alta plasticidade os solos com 20 < IP < 40, as amostras estudadas possuem $IP_{médio}$ de 33%. Observa-se a predominância da fração fina no material, sendo este classificado como siltoso a argiloso de alta plasticidade (MH a CH), conforme mostrado da na Figura 2.

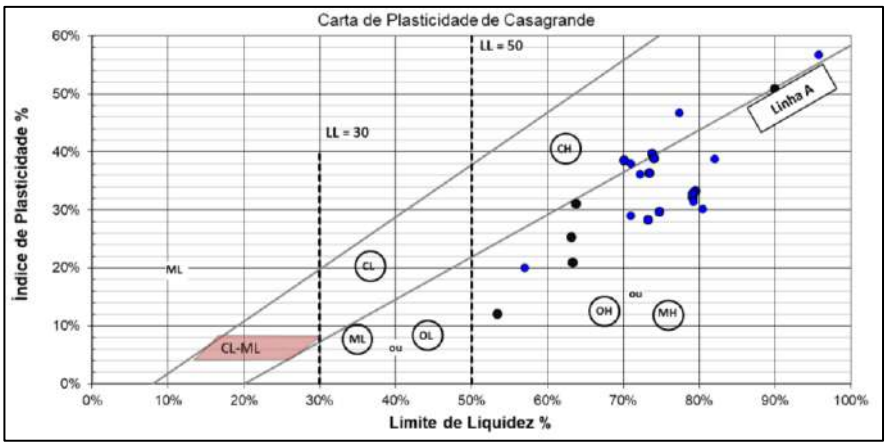


Figura 2. Limites de Atterberg – Gráfico de Plasticidade.

2.2.2 Teor de umidade e Grau de Saturação

Os gráficos apresentados na Figura 3 indicam o teor de umidade (w) determinado em laboratório e o grau de saturação das amostras (S). O resultado dos ensaios mostra o baixo teor de umidade e a considerável variabilidade no grau de saturação das amostras, que pode ser justificada pela sua forma de disposição, onde S_{med} foi igual a 85%. Além disso, as amostras de estéril compactadas (aterro), obtiveram um índice de vazios inicial médio $e_{i,med}$ = 0,95, já em seu estado solto, o estéril apresentou $e_{i,med}$ = 1,21.

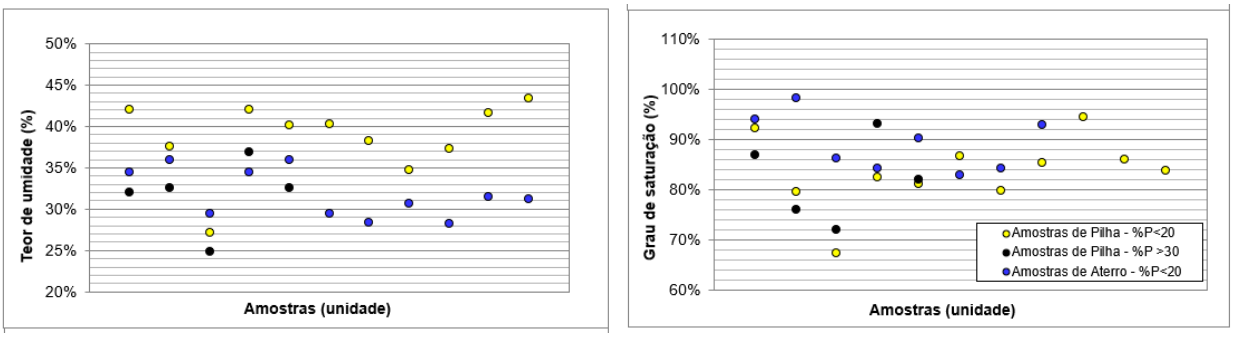


Figura 1. Teor de umidade e grau de saturação das amostras.

2.2.3 Ensaio de Compactação – Proctor Normal

A Figura 4 apresenta as curvas de compactação do estéril de bauxita. As amostras de estéril com %P>30, apresentam curva típica de siltes arenosos, com alta densidade e baixo teor de umidade. Enquanto as curvas das amostras com %P< 20, são características de argilas siltosas. As amostras de estéril retiradas do aterro apresentaram grau de compactação médio igual a 104% e mínimo de 97%. O material em estado solto apresentou grau de compactação médio de 91%, sendo o mínimo de 83% e máximo de 101%.

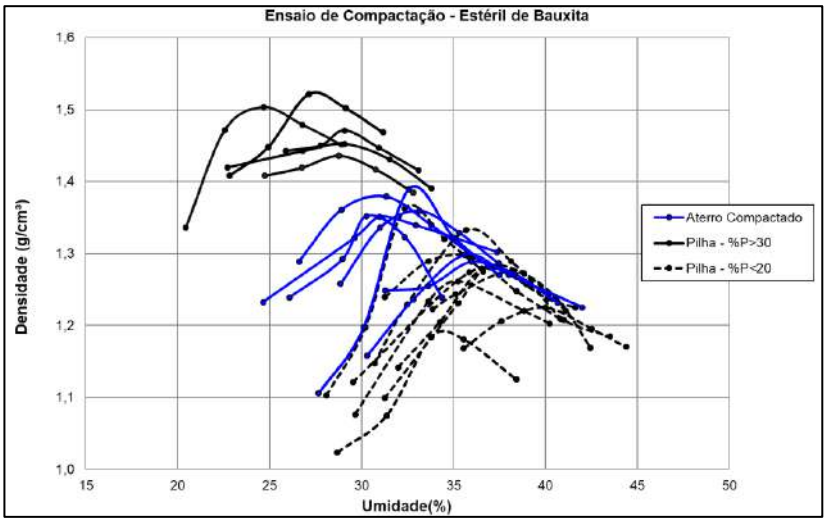


Figura 2. Curvas de Compactação do material de estéril de bauxita.

2.2.4 Ensaio Triaxial CIU

Foram analisados os resultados de 25 ensaios triaxiais adensados isotropicamente e não drenados, para as tensões confinantes de 75, 150 e 300 kPa, sendo dez amostras de estéril compactadas retiradas na região de aterro e quinze amostras de estéril solto retiradas na região das pilhas soltas. A Figura 5, Figura 6, Figura 7, apresentam um comparativo entre resultados típicos do ensaio triaxial CIU para o estéril, considerando amostras do aterro e pilha.

Observa-se que as curvas do estéril de pilha são características de argilas normalmente adensadas, em contrapartida as curvas do estéril compactado em aterro são características de materiais sobreadensados.

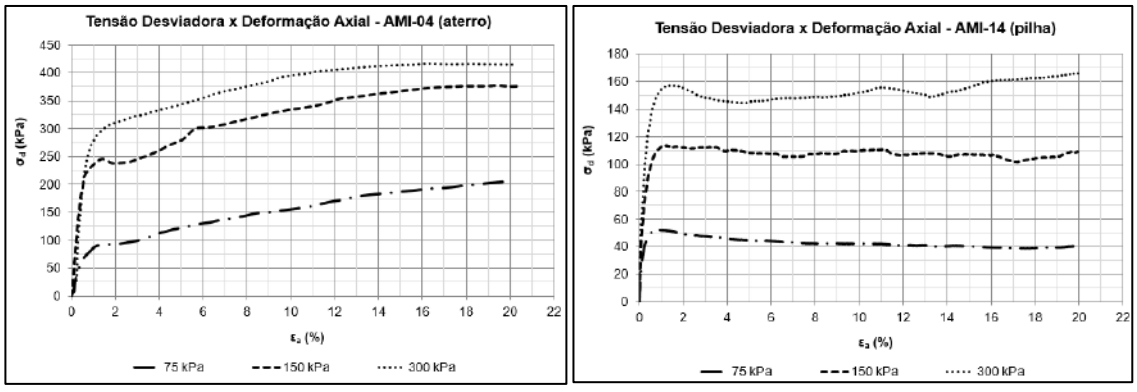


Figura 5. Gráfico σ_d x ε_a, (a) AMI-04 (aterro), (b) AMI-14 (pilha).

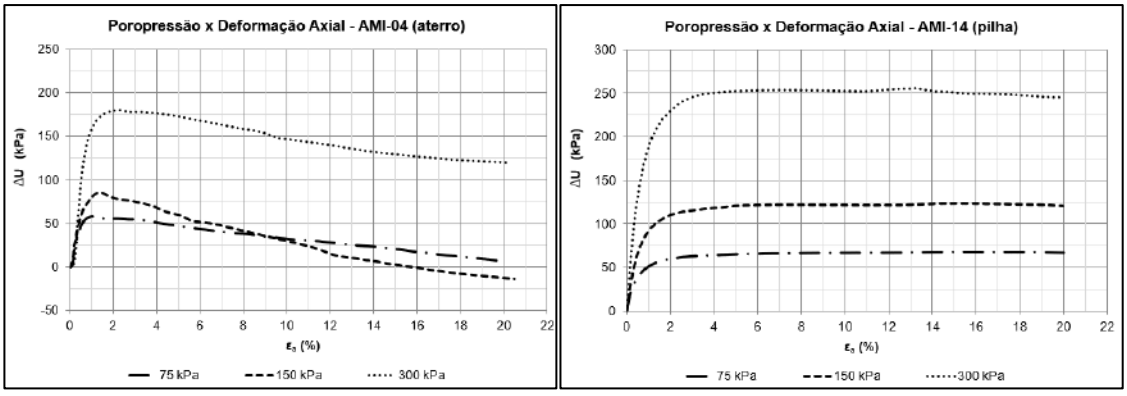


Figura 6. Gráfico Δu x ε_a, (a) AMI-04 (aterro), (b) AMI-14 (pilha).

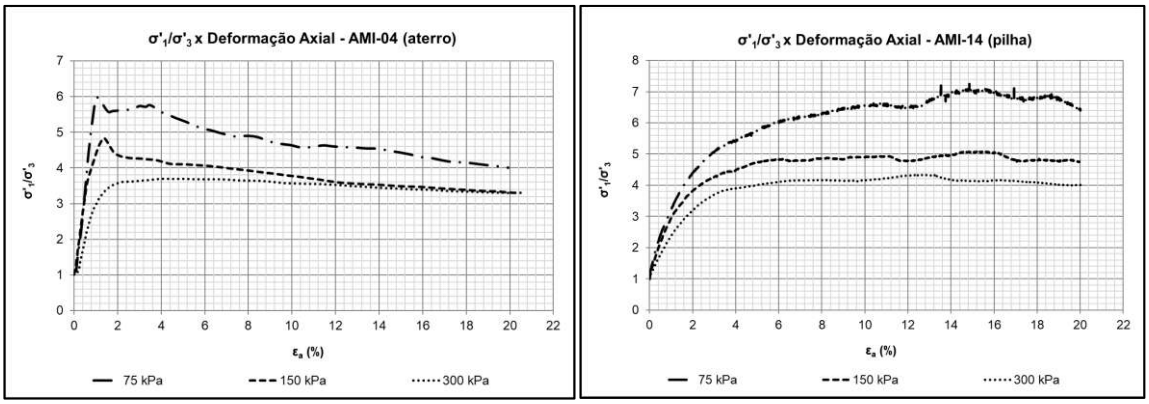


Figura 7. Gráfico $\boldsymbol{\sigma}'_1/\boldsymbol{\sigma}'_3$ x $\boldsymbol{\varepsilon}_a$, (a) AMI-04 (aterro), (b) AMI-14 (pilha).

A Figura 8 apresenta as trajetórias de tensões efetivas obtidas para todos os ensaios triaxiais CIU analisados das amostras de aterro, considerando os critérios de ruptura de máxima tensão desviadora e máxima obliquidade, respectivamente. E a Figura 9 apresenta os gráficos compilando os resultados dos ensaios triaxiais CIU das amostras de estéril em estado solto (pilha), considerando ambos os critérios de ruptura.

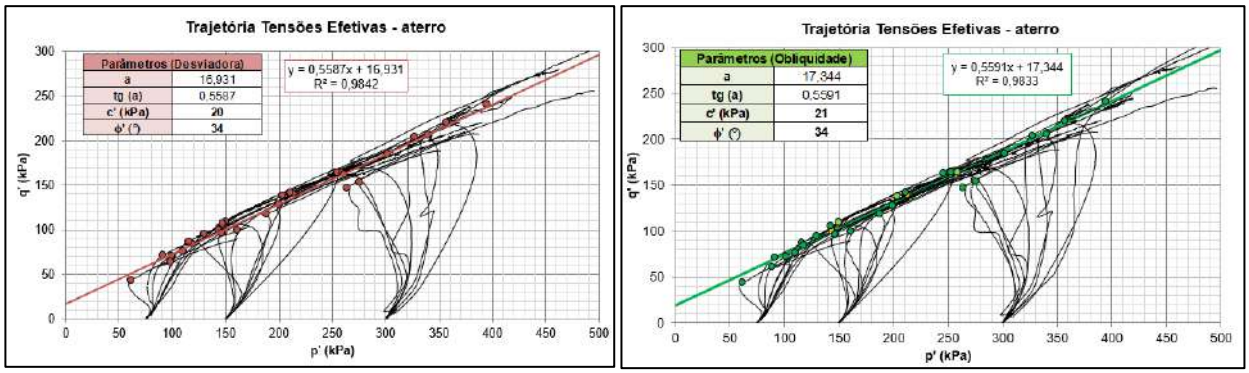


Figura 8. Trajetória de tensões efetivas (pilha compactada - aterro) – (a) critério da máxima tensão desviadora; (b) critério da máxima obliquidade

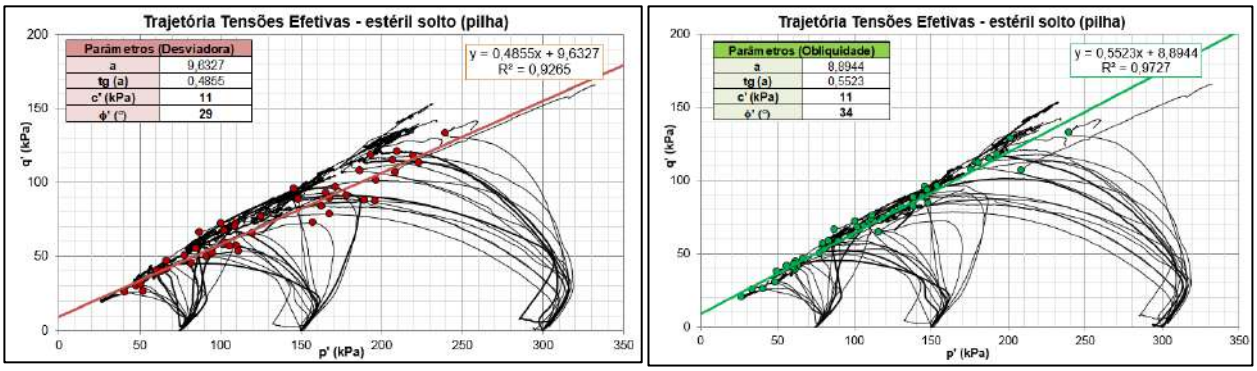


Figura 9. Trajetória de tensões efetivas (pilha solta) – (a) critério da máxima tensão desviadora; (b) critério da máxima obliquidade

2.3 Ensaios de Campo

2.3.1 Sondagem SPT

De acordo com os resultados das sondagens, a pilha de estéril (material solto) apresenta textura argilo-siltosa pouco arenosa, com pedregulhos de concreção ferruginosa (laterita/bauxita). A coloração pode variar de amarela a laranja/vermelha. Pode ser separada em dois horizontes distintos, de acordo com a resistência registrada nos ensaios de penetração (N_{SPT}), sendo classificada como mole a muito mole, quando apresenta $N_{SPT} \leq 5$ golpes, e média a rija, com N_{SPT} $5 > n \leq 12$ golpes. Quando apresenta pedregulhos de concreção laterítica o índice N_{SPT} varia entre 19 a 40 golpes.

A resistência do material de aterro encontrada nos ensaios de penetração é de média a rija com $N_{SPT} > 12$ golpes. A cor dominante é amarela, por vezes sendo vermelha e marrom próximo aos horizontes lateríticos. Em complemento, a permeabilidade (k) encontrada nos ensaios de infiltração variou de $6x10^{-9}$ a $2x10^{-6}$ cm/s para a pilha de estéril e de $5x10^{-9}$ a $8x10^{-7}$ cm/s para o aterro.

2.3.2 Piezocone CPTU

A resistência de ponta corrigida do cone (qt) apresentou uma ampla faixa de variação para um mesmo nível de tensões indicando valores inferiores e superiores ao limite superior de 875 kPa, que divide os materiais quanto à consistência mole a média. Para valores de resistência de ponta iguais ou menores a 875 kPa, a camada da pilha de estéril foi classificada com consistência mole, e para valores acima a camada foi classificada com consistência média a rija.

A Figura 10 apresenta resultados típicos do ensaio CPTU para o estéril de aterro e pilha, respectivamente, sendo a coloração amarela referente ao estéril da pilha e laranja ao estéril do aterro. Para o aterro de estéril a resistência de ponta ao longo das camadas apresentou-se maior ou igual a 1000 kPa, o que indica um material com consistência média a rija, conforme também indicado nos ensaios de penetração (SPT).

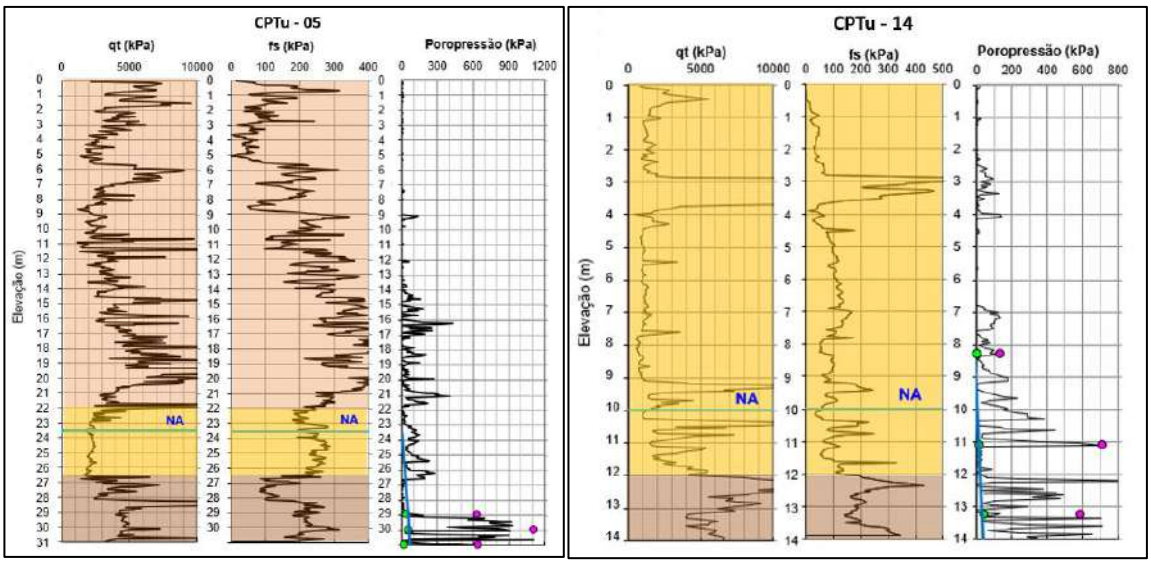


Figura 10. Resultado do ensaio CPTu para: (a) estéril compactado (aterro), (b) estéril solto (pilha).

3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Por meio de ensaios de caracterização feitos em laboratório o solo estudado foi classificado como um material fino, siltoso a argiloso de alta plasticidade. As amostras de estéril com porcentagem de pedregulhos maior que 30% apresentaram curva típica de siltes arenosos, com alta densidade e baixo teor de umidade. Enquanto as amostras com porcentagem de pedregulho inferior a 20% apresentam curvas típicas de argilas siltosas. Visto que 83% das amostras estudadas apresentaram granulometria com %P < 20, conclui-se que o estéril de bauxita possui comportamento mais argiloso.

Buscando uma análise complementar para o comportamento e classificação do material em estudo, os resultados dos ensaios de Piezocone (CPTU) foram compilados no ábaco de Robertson (2016) apresentado na Figura 12, para a pilha solta e aterro compactado, respectivamente. O ábaco de Robertson também permite identificar se o material possui comportamento drenado ou não drenado, contrátil ou dilatante. A curva I_B = 32 é o limiar entre solos com comportamento drenado, I_B > 32, e não drenado, I_B < 32. A curva CD = 70 é o limiar entre os materiais com tendência à contração, região abaixo da curva, ou dilatação, região acima da curva.

O índice de classificação dos solos (Ic_{RW}) médio obtido para as amostras de pilha foi de 3,25, o que indica que o material apresenta comportamento não drenado, além da maior parte dos pontos estar na zona de I_B < 32. Embora exista uma quantidade significativa de pontos na região dilatante do ábaco, a análise mostrou uma predominância de comportamento contrátil desse material com 63% dos dados, sendo que a grande maioria (59% do total) é classificada como argila contrátil (CC).

Para o material de aterro compactado, o índice de classificação dos solos (Ic_{RW}) médio obtido foi de 2,54, valor referente à materiais com comportamento drenado. Como pode ser observado, o resultado da avaliação mostra uma predominância de pontos com comportamento dilatante. Para esse material, 91% dos pontos apresentaram comportamento dilatante.

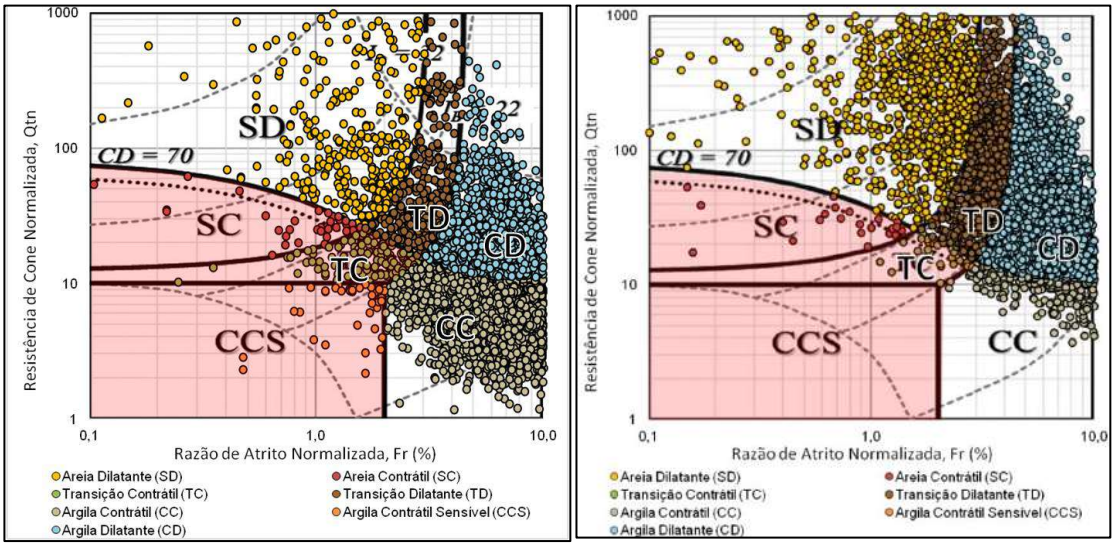


Figura 12 – Diagrama do Comportamento do estéril, para CPTU Normalizado (Robertson, 2016) – (a) pilha solta, (b) pilha compactada - aterro

Nos ensaios Triaxiais CIU o estéril compactado (aterro) apresentou comportamento dilatante durante cisalhamento não drenado, onde a envoltória de ruptura se sobrepõe para os critérios de ruptura de máxima obliquidade e máxima tensão desviadora. Este comportamento foi observado em praticamente todas as amostras de aterro analisadas e confirmado pelos ensaios de cone e piezocone plotados no ábaco de Robertson (2016). Por outro lado, quando o estéril se encontra em estado solto (pilha), o material apresenta comportamento majoritariamente contrátil durante cisalhamento não drenado, onde os parâmetros advindos do critério de ruptura de máxima tensão desviadora são menores em relação aos parâmetros advindos do critério de máxima obliquidade. Quando da comparação com o resultado de ensaios de campo plotados no ábaco de Robertson (2016), 63% dos pontos caíram em zonas de materiais contráteis e 37% em região de material com comportamento dilatante.

Da análise dos gráficos com a compilação de todos os ensaios triaxiais feitos em amostras de pilha, observou-se que algumas amostras apresentaram comportamento dilatante para baixos níveis de tensões. Quando do aumento da tensão confinante para 300 kPa essas amostras passaram a apresentar geração de poropressão positiva durante cisalhamento não drenado, indicando tendência à contração, ou seja, a depender do nível de tensões, há uma mudança de comportamento da pilha de estéril de bauxita.

Segundo Pinto (2019), em linhas gerais, os materiais que apresentam geração de poropressão positiva durante o cisalhamento não drenado, podem ser classificados em dois tipos:

A. Materiais que apresentam tendência puramente à contração, com geração de poropressões positivas e aumento da resistência até alcançar a resistência de pico, com posterior queda de resistência pós pico até alcançar a resistência residual ou resistência de estado permanente, comportamento conhecido como *Strain Softening*. Para esses materiais, as análises de estabilidade, para carregamentos não drenados, devem considerar um cenário com a resistência não drenada de pico e outro cenário com a resistência não drenada residual (Por exemplo: materiais com tendência à liquefação).
B. Materiais que inicialmente apresentam tendência à contração até alcançar um estado de transformação de fase a partir do qual inicia-se uma tendência à dilatação. Nesse caso, após alcançada a resistência de pico, não ocorre perda de resistência com a deformação e as análises de estabilidade, para carregamentos não drenados, devem considerar apenas o cenário com a resistência não drenada de pico, sem a necessidade de análise pós pico.

Dentre os materiais analisados, não foi observado o comportamento do tipo A (*Strain Softening*). O estéril compactado, não apresenta geração de poropressões significativas, principalmente para as condições de grau de compactação observadas. Os ensaios de campo indicaram valores elevados de resistência drenada e não drenada para este material. Com base nestas observações conclui-se que as análises de estabilidade podem ser desenvolvidas considerando-se apenas parâmetros drenados.

O estéril solto em configuração de pilhas apresenta maior geração de poropressões durante o cisalhamento não drenado, entretanto com o comportamento do tipo B. Nos ensaios de SPT e CPTU, a pilha apresentou horizontes distintos de consistência apresentando-se mole a rija. Desta forma, para esse material, além das análises considerando parâmetros drenados, devem ser também desenvolvidas análises com os parâmetros não drenados de pico.

4 CONCLUSÃO

O estéril de bauxita pode ser classificado como um material fino, silto-argiloso de alta plasticidade. Quando compactado este material apresenta curvas típicas de material sobreadensado e em estado solto apresenta comportamento de argila normalmente adensada. A partir dos resultados dos ensaios triaxiais observou-se que o estéril compactado não apresentou significativa geração de poropressão durante a fase de cisalhamento, mostrando, em geral, tendência à dilatação. Sendo assim, para este material, a abordagem mais adequada em análises de estabilidade é a adoção de parâmetros efetivos, não se aplicando análises para a condição não drenada.

Considerando o estéril solto (pilha), quando saturado e em condição não drenada, apresenta significativa geração de poropressões durante o cisalhamento, mostrando incialmente tendência à contração até alcançar um estado de transformação de fase, a partir do qual se inicia uma tendência à dilatação. Desta forma, além das análises considerando parâmetros drenados, devem ser também desenvolvidas análises de estabilidade com os parâmetros não drenados para este material.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2016). Solo – Análise Granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 7180. Rio de Janeiro, RJ, 12 p.

Burmister, D. M. (1949). Principles and Techniques of Soil Identification. Proceedings, Annual Highway Research Board Meeting. National Research Council, Washington, DC, vol. 29, p.204-433.

Das, B. M. (2006). Fundamentos de Engenharia Geotécnica. Thomson Canada Limited. 6ª ed., 562 p.

Pinto, V. R. P. (2019). Comportamento Geotécnico de Estéril de Bauxita e seu Potencial uso como Estrato de Fundação. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Publicação G.DM-327/2019, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 145 p.

Robertson, P.K. (2016). Cone penetration test (CPT) – based soil behavior (SBT) classification system – an update. Canadian Geotechnical Journal. 53: 1910-1927

Sampaio, J. A., Andrade, M. A.C., Dutra, A. J. B. (2008). Rochas e Minerais Industriais – CETEM/2008, 2 ed., p. 311-314.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/524

Comportamento hidráulico e mecânico de um perfil de solo não saturado em conjunto com sensores de umidade na baixada Santista-SP

Vinícius Samahá Salles
Aluno do curso de Engenharia Civil, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, vinicius.samaha@unesp.br

Mariana Ferreira Benessiuti Motta
Professora Assistente Doutora, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, mariana.motta@unesp.br

João Vitor Almeida Leite
Aluno do curso de Engenharia Civil, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, jva.leite@unesp.br

Jhonathan dos Santos Pacheco
Aluno do curso de Engenharia Civil, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, jhonathan.santos@unesp.br

Márcio Roberto Magalhães de Andrade
Pesquisador, CEMADEN, São José dos Campos, Brasil, marcio.andrade@cemaden.gov.br

Daniel Metodiev
Bolsista, CEMADEN, São José dos Campos, Brasil, daniel.metodiev@cemaden.gov.br

RESUMO: Os deslizamentos são fenômenos naturais, porém a ação antrópica pode facilitar e acelerar esse processo. Durante chuvas intensas, comuns no Brasil, a situação torna-se preocupante, aumentando a probabilidade de ocorrência de tais desastres, visto que o solo fica com elevado grau de saturação. Portanto, compreender o comportamento da água em um solo é fundamental para o monitoramento eficaz do risco. Nesse contexto, este trabalho tem como objetivo caracterizar os horizontes do solo a partir das características hidráulicas e mecânicas de um perfil de solo não saturado em um local monitorado pelo CEMADEN (Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais) na cidade de São Vicente-SP, por meio de uma Plataforma de Coleta de Dados geotécnicos (PCD). A caracterização mecânica foi realizada *in situ*, com ensaio Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) ao longo do perfil, já a caracterização hidráulica foi realizada em laboratório utilizando o equipamento KSAT para investigar a condutividade hidráulica saturada do solo nos diferentes horizontes identificados. A partir dos ensaios, verificou-se que há variação de resistência à penetração e de condutividade hidráulica saturada ao longo da profundidade, sendo analisados e compreendidos como possíveis zonas críticas de instabilidade em eventos pluviométricos.

PALAVRAS-CHAVE: Solos tropicais, Ensaio de campo, Ensaio de laboratório, Penetrômetro Dinâmico Leve, Baixada Santista-SP.

ABSTRACT: Landslides are natural phenomena, but human actions can facilitate and accelerate this process. During intense rains, common in Brazil, the situation becomes worrying, increasing the likelihood of such disasters as the soil becomes highly saturated. Therefore, understanding water behavior in soil is essential for effective risk monitoring. In this context, this study aims to characterize soil horizons based on the hydraulic and mechanical characteristics of an unsaturated soil profile at a site monitored by CEMADEN (National Center for Monitoring and Alerts of Natural Disasters) in the city of São Vicente-SP, using a Geotechnical Data Collection Platform (PCD). Mechanical characterization was performed in situ, with a Light Dynamic Penetrometer (DPL) test along the profile, while hydraulic characterization was conducted in the laboratory using the KSAT test to investigate the saturated hydraulic conductivity of the soil in the different identified horizons. From the tests, it was found that there is variation in penetration resistance and saturated hydraulic

conductivity along the depth, which are analyzed and understood as possible critical zones of instability during rainfall events.

KEYWORDS: Tropical soils, Field test, Laboratory test, Light Dynamic Penetrometer, Baixada Santista-SP.

1 INTRODUÇÃO

Os deslizamentos de terra na Baixada Santista são eventos geológicos recorrentes que representam uma ameaça significativa para a região. Esta área, caracterizada por uma combinação de fatores topográficos, geológicos e climáticos, está suscetível a deslizamentos de encostas, especialmente durante períodos de chuvas intensas. Esses eventos não apenas colocam em risco a segurança das comunidades locais, mas também podem resultar em perdas materiais e de vidas humanas.

Em 2020, na Baixada Santista, ocorreu um grande deslizamento provocado por fortes chuvas e intensificado pela topografia acidentada da região, causando a morte de 45 pessoas e resultando na interdição de 477 moradias, conforme relatado pela Secretaria de Segurança Pública (SSP) (G1, 2020). Este incidente evidencia os desafios enfrentados pela região e destaca a necessidade de estudos sobre o comportamento do solo para aprimorar a eficácia dos sistemas de alerta.

A compreensão do comportamento hidráulico e mecânico dos solos é essencial para uma variedade de aplicações geotécnicas. Na Baixada Santista, região litorânea do estado de São Paulo, a complexa interação entre os perfis de solo e as condições ambientais apresenta desafios particulares, amplificado por ser em região tropical onde o regime de chuva é intenso (Carvalho *et al*., 2009), destacando a importância de estudos específicos nesta área.

Neste sentido, este artigo apresenta uma investigação sobre o comportamento hidráulico e mecânico próximo a uma plataforma de coleta de dados geotécnicos (PCD) em um local monitorado pelo CEMADEN (Centro Nacional de Monitoramento e Alertas) na cidade de São Vicente-SP. As compreensões dessas ações são fundamentais para caracterizar os horizontes de solo de modo a determinar faixas de umidade de risco, garantindo assim maior refinamento nas emissões de alerta para a região.

Para realizar a caracterização mecânica foi realizado ensaio *in situ* DPL (Penetrômetro Dinâmico Leve) em diferentes profundidades ao decorrer do perfil, para que fosse identificado as diferenças na resistência à penetração do solo em todas as profundidas monitoradas pela PCD. A caracterização hidráulica foi realizada em laboratório a partir do equipamento KSAT em amostras indeformadas coletadas em diferentes profundidades. Com este ensaio, obtém-se a condutividade hidráulica do solo saturado, que serve para investigar os fenômenos de infiltração e percolação da água nos diferentes horizontes identificados.

As realizações destes ensaios com a correlação das medições de umidade da PCD fornecem informações que podem servir como subsídio para a melhoria dos sistemas de alerta associados a movimento de massa, auxiliando assim a tomada de decisão dos técnicos do CEMADEN para a emissão de futuros alertas de deslizamentos na região estudada.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Avaliação do Comportamento Mecânico a partir de Ensaios com DPL

Conforme Sitarenios *et al.* (2021) o comportamento hidromecânico da camada de solo não saturado é crucial na compreensão dos fenômenos de deslizamentos de terra causados por chuvas, resultando na saturação gradual do solo superficial, o que resulta em uma diminuição da resistência ao cisalhamento disponível e, consequentemente, na formação de uma zona de ruptura.

O ensaio DPL Nilsson permite a avaliação da variação da resistência à penetração ao longo do perfil do solo. Similar ao tradicional SPT (Standard Penetration Test), o DPL Nilsson é uma versão modificada do ensaio DPL desenvolvida no Brasil. Esta versão permite a execução por poucas pessoas, além de possuir transporte e montagem facilitados, tornando-o ideal para a realização de ensaios em locais de acesso mais complexo (BASTOS, 2016).

Segundo Gomes (2016), o teste consiste em um cone e um conjunto de hastes que são inseridos no solo pela energia dinâmica do martelo ao bater no batente após deslizar 75 cm na guia. A haste guia é conectada a

um conjunto de hastes, cada uma com 1 metro de comprimento, podendo o conjunto alcançar profundidades de até 12 metros. Um coxim de borracha é utilizado para absorver o impacto entre o martelo e o batente.

As características geométricas e o peso do material são especificados pela norma alemã DIN 4094-3 (2002). A partir de uma sequência de golpes realizados com a queda livre do martelo, cuja massa é de 10 kg, registra-se o valor N_{10} ao longo da cravação do perfil. Este valor indica a quantidade de golpes necessários para cravar 10 cm. Nilsson (2008) destaca que além desse dado, é possível determinar torques máximos, atrito lateral e resistência de ponta, os quais podem ser utilizados para estimar, de forma aproximada, outros parâmetros geotécnicos como coesão, ângulo de atrito, compacidade dos solos granulares e consistência de solos argilosos.

Diversos autores utilizam o ensaio de DPL em perfis de solo aplicado à estabilidade de taludes. Dentre as aplicações, destaca-se a determinação da camada resistente relacionada ao topo rochoso e a avaliação do N_{10} ao longo da profundidade para identificação de horizontes com contrastes de resistência à penetração (e.g. Hegazy e Mayne, 2002; Gomes, 2016). Nesse contexto, segundo os autores, o ganho de resistência ao longo da profundidade é proveniente do aumento do teor de silte e areia.

Outro fator que influencia o comportamento mecânico do solo e as medições de parâmetros de resistência de ponta e atrito lateral é a variação do teor de umidade. Conforme o estudo de caso realizado por Giacheti *et al*. (2019), a interferência da variação de umidade no ensaio de DPL é mais evidente em profundidades de até 4 metros, estando, portanto, na zona ativa de sucção do perfil.

2.2 Avaliação do Comportamento Hidráulico a Partir da Condutividade Hidráulica Saturada do Solo

Segundo Viera *et al*. (2001), os comportamentos hidráulicos durante chuvas estão diretamente relacionados à influência da água na estabilidade das encostas. Tal fato mostra a importância do entendimento dos comportamentos hidráulicos e de suas propriedades.

De acordo com Lambe e Whitman (1979), propriedades físicas como tamanho das partículas, índice de vazios, composição mineralógica, e grau de saturação estão correlacionados com a condutividade hidráulica do solo. Além desses fatores, segundo Melchior *et al*. (2010), a formação de fissuras no solo e ação de raízes de vegetação presentes contribuem para o aumento da condutividade hidráulica, em razão da criação de caminhos preferenciais de fluxo na camada.

Para compreender o comportamento hidráulico, existem diversos ensaios de campo e laboratório para a obtenção da condutividade hidráulica. Os métodos de laboratório possibilitam o controle das condições de contorno, resultando em dados mais precisos desde que as amostras sejam de boa qualidade e indeformadas, de acordo com Bicalho *et al*. (2009).

O ensaio com o equipamento KSAT permite realizar ensaios de carga constante ou variáavel em laboratório, em amostras de solo de maneira automática. Obter a condutividade hidráulica saturada do solo é de suma importância para compreender e tomar decisões sobre o comportamento do perfil diante a uma determinada condição de saturação. Para a realidade da Baixada Santista, identificar a variação deste parâmetro ao longo da profundidade significa entender as condições que podem levar o solo à perda de estabilidade.

No trabalho de Coelho (2020), foi estudado um perfil de encosta na Serra do Mar, onde foram observadas descontinuidades significativas entre o solo residual maduro e solo residual jovem, podendo favorecer o aparecimento de descontinuidades hidráulicas. No solo residual maduro, a água percola com maior facilidade, contrastando o solo residual jovem que tem certa dificuldade, causada pela diferença entres seus atributos físicos, gerando uma zona saturada e possível instabilidade local.

3 ÁREA DE ESTUDO E PCD GEOTÉCNICA

A região da Baixada Santista – SP é uma área crítica definida pelo REDEGEO (projeto do CEMADEN, financiado pela FINEP – Financiadora de Estudos e Projetos) e apresenta uma extensa lista de ocorrências de deslizamentos de terra. A região compreende nove municípios: Bertioga, Cubatão, Guarujá, Itanhaém, Mongaguá, Peruíbe, Praia Grande, Santos e São Vicente. Geomorfologicamente, está localizada na unidade Província Costeira, que apresenta duas estruturas de relevo distintas: a Serrania Costeira (subzona Serra do Mar) e as Baixadas Litorâneas, com precipitação anual variando de 1600 a 2000 mm (FREITAS *et al*., 2022; QUEIROZ *et al*., 2019; ALMEIDA, 2018).

As Plataformas de Coleta de Dados (PCDs) instaladas pelo CEMADEN, consistem em sondas EnviroScanTM e um pluviômetro. As sondas foram instaladas em tubos de acesso personalizados fabricados pela Sentek Pty. Ltd. Dentro de cada sonda, estão distribuídos sensores de capacidade Sentek, que fornecem uma medida volumétrica de água (em milímetros de água por 100 milímetros de solo medido). Cada sonda é equipada com seis sensores, permitindo a determinação da umidade do solo a cada meio metro, alcançando três metros de profundidade. Esta distribuição da profundidade permite monitorar variações de umidade para as camadas do solo que são relevantes para o estudo do comportamento do solo não saturado.

A localização da PCD estudada está na aldeia indígena Guarani Paranapuã, dentro do Parque Estadual Xixová Japuí, na cidade de São Vicente, São Paulo, nas coordenadas -23.982131, -46.380465. Essa região é caracterizada pela preservação da mata atlântica. A PCD está instalada no Morro da Prainha, em uma área íngreme da floresta coberta por vegetação densa, que serve para atenuar o choque das chuvas sobre o solo, além de diminuir a erosão e infiltração, ajudando na estabilidade do solo (GUIDICINI, 1984).

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Perfil de Solo Estudado

A estação de PCD analisada foi a de Paranapuã, localizada na cidade de São Vicente, SP. Foram retiradas amostras indeformadas e deformadas ao longo da profundidade próxima ao sensor da PCD. Além da coleta de amostras para ensaios laboratoriais, foi realizado o ensaio de DPL para a caracterização da resistência do solo em diferentes profundidades.

Foi realizada a classificação tátil-visual ao longo da profundidade com as amostras deformadas que foram extraídas ao longo da profundidade com o trado, considerando todas as amostras obtidas de 0 a 3 metros. Ademais, visando a caracterização física do perfil em laboratório, optou-se por selecionar três amostras para a realização dos ensaios de granulometria conjunta, limites de consistência e densidade dos grãos (de 0,2m a 0,8m – solo orgânico; de 1,3m a 1,7m – solo residual maduro; e de 2,8m a 3,3m – solo residual jovem) por serem intervalos de transição de camadas.

A determinação do limite de plasticidade e de liquidez foi conduzida conforme as diretrizes estabelecidas pelas normas NBR 7180 (2016) e NBR 6459 (2016), respectivamente. Para a classificação granulométrica, foi utilizada a NBR 7181 (2018) como referência bibliográfica. Além disso, foi realizado o ensaio para determinação da massa específica dos grãos determinado pela NBR 6458 (2016). A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de caracterização física.

Tabela 1. Propriedades e índices físicos dos solos analisados.

Solo	Gs	w (%)	γ_t (kN/m^3)	e	n	S (%)
Solo Orgânico	2,565	25,34	12,91	1,35	0,57	38,9
Solo Residual Maduro	2,622	23,87	13,68	1,28	0,56	43,3
Solo Residual Jovem	2,630	15,91	13,85	1,11	0,53	34,4

Solo	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	w_L (%)	w_P (%)
Solo Orgânico	0,2	75,8	10,5	13,5	-	NP
Solo Residual Maduro	1,3	66,7	23,3	8,7	-	NP
Solo Residual Jovem	1,1	72,9	21,8	4,2	-	NP

Gs – Densidade relativa dos grãos; w – Umidade gravimétrica; γ_t - Peso específico total; e – Índice de vazios; n – Porosidade; S – Grau de Saturação; w_L – Limite de Liquidez; w_P – Limite de Plasticidade; NP – não plástico.

As amostras deformadas retiradas em profundidade através do trado foram utilizadas para a classificação tátil-visual. Essa classificação é importante para entender os tipos de solos e suas prováveis características, servindo como base comparativa com outros ensaios, como DPL, a fim de entender as mudanças nas características e no comportamento do solo.

De forma geral, pode-se observar que o perfil de solo é tipicamente areno argiloso a siltoso, não plástico, classificado pela SUCS como SM (Areia Siltosa) nas três profundidades analisadas.

4.2 Comportamento Mecânico – DPL

No dia 07/03/2024, às 10h30, foi realizado *in situ* o ensaio de DPL no local de estudo, aproximadamente a um metro da sonda Paranapuã. Na manhã daquele dia, ocorreu uma chuva leve, afetando principalmente os níveis de umidade nas camadas mais superficiais do solo. No entanto, devido à densa cobertura da mata fechada, apenas uma pequena parte da chuva conseguiu penetrar no solo.

Pretendendo ter resultados mais confiáveis, foi realizado o segundo ensaio às 15h30. A Tabela 2 apresenta os registros dos valores de umidade dos sensores nos dois momentos de realização do ensaio. Pode-se observar que ao longo deste dia o teor de umidade volumétrico manteve-se constante ao longo do perfil.

Tabela 2. Umidades volumétricas ao longo do perfil de solo nos dois horários de ensaios com DPL.

Profundidade [m]	Umidade às 10h30 (%)	Umidade às 15h30 (%)
0,5	30,02	30,14
1,0	32,75	32,61
1,5	25,55	25,48
2,0	23,14	23,18
2,5	24,13	24,15
3,0	30,06	30,06

Nos dois ensaios realizados, procedeu-se a uma verificação tátil-visual com o objetivo de selecionar a melhor ponteira para o penetrômetro, conforme destacado no estudo de Bastos (2016). Optou-se pela utilização da ponteira de 90° devido às características arenosas do solo constatado. O ensaio *in situ* iniciou com a retirada da camada superficial, cerca de 5 cm, para evitar que haja alteração de medida causada pela vegetação do local. Após isso, foi realizada a fixação da haste com a ponteira e da haste guia para o martelo, e iniciado o ensaio anotando a quantidade de golpes a cada 10 cm, adicionando-se uma nova haste a cada metro. Após 3,05 metros de penetração, foi atingindo o topo rochoso, em que foi dado mais 30 golpes sem nenhum avanço da haste do DPL, resultando na paralisação da análise.

O segundo ensaio procedeu-se próximo ao sensor do PCD, criando-se, no entanto, um novo furo para o ensaio, a fim de evitar qualquer influência da resistência à penetração do solo. A realização se deu de modo semelhante ao primeiro, chegando em uma profundidade de 3 metros até a paralisação do ensaio por ter dado 30 golpes sem avanço da haste.

Ao término do ensaio, foram realizadas análises dos resultados, nas quais foram comparadas as diferenças de N_{10} de cada sondagem correlacionando com a umidade volumétrica em profundidade no horário do local.

4.3 Comportamento Hidráulico em Laboratório – KSAT

O comportamento hidráulico do perfil foi realizado em três profundidades distintas considerando mudanças no tipo solo (0,5 m, 1,5m e de 3m de profundidade), a partir de amostras indeformadas em campo. O equipamento utilizado para a realização do ensaio foi o KSAT da Meter Group. O procedimento consistiu em impor uma carga variável (com uma coluna de água inicial de 5 cm) e medir a taxa de percolação da água utilizando um sensor que se comunica automaticamente com o computador por meio do software KSAT. Cada amostra foi submetida a pelo menos dois testes, e foram testadas pelo menos duas amostras em cada profundidade. Os dados obtidos no ensaio são apresentados como média para cada profundidade analisada.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com base nos resultados obtidos, foi elaborada a Figura 1, que apresenta os resultados de N_{10} obtidos nos ensaios com DPL, os valores de umidade volumétrica e a análise tátil-visual ao longo da profundidade. Essa representação visa facilitar a compreensão das zonas de contraste encontradas durante a penetração da haste.

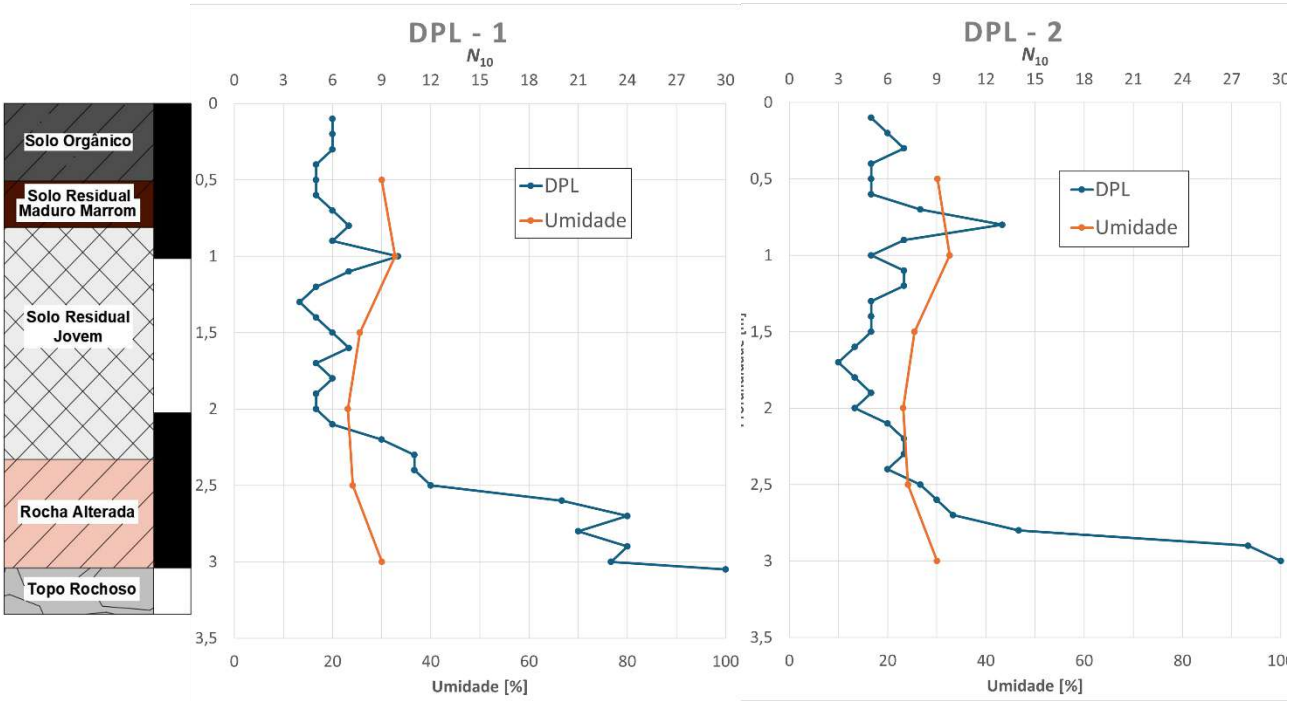


Figura 1. Comparativo entre os ensaios com DPL e classificação tátil-visual.

Os gráficos dos ensaios de DPL indicaram quatro intervalos distintos de resistência à penetração, cada um caracterizado por variações no índice de resistência N_{10}. No primeiro intervalo de solo orgânico a residual maduro, na profundidade de 0 até 0,6 m, os valores de N_{10} variam entre 5 e 7, nas duas situações ensaiadas. Entretanto, o segundo intervalo se destaca com um pico notável, sendo uma zona de contraste na profundidade de 0,6 m até 1,1 m, atingindo um N_{10} de 9. Tal intervalo está relacionado à região de transição de tipo de solo, entrando no solo residual jovem. Após a região de transição, no intervalo de 1,1 m até 2,5 m, os valores de N_{10} retornam para a média de 6, porém é uma camada de solo residual jovem e com uma umidade inferior ao primeiro intervalo. Já no último intervalo, há um aumento significativo de N_{10}, alcançando 30, indo de acordo com a classificação tátil-visual, que representa a zona de transição para rocha alterada e topo rochoso.

Para os dois ensaios de DPL, realizados em diferentes horários de um mesmo dia, percebe-se que as características registadas em ambos os ensaios são consistentes, com pouca variação na resistência do solo. Isso evidencia que a variação da resistência à penetração ao longo do perfil está relacionada à composição mineralógica e granulometria dos horizontes analisados, já que não houve variação de umidade suficiente para influenciar os valores de N_{10} nos dois horários realizados.

Ao comparar a resistência à penetração ao longo da profundidade com a variação do teor de umidade volumétrico registrada pelos sensores, pode-se verificar que a região com o pico de N_{10} (de 0,6 a 1,1m) está associada ao sensor com maior teor de umidade. Subsequente, no horizonte de solo residual jovem há um decréscimo tanto de resistência à penetração quanto de teor de umidade, caracterizando um material mais suscetível a infiltração. Por fim, na transição de rocha alterada e topo rochoso, tais valores voltam a subir.

Ademais, na Tabela 3 são apresentados os valores de condutividade hidráulica saturada (Ks) obtidos a partir dos ensaios de KSAT. Ao comparar com a Figura 1, nota-se que o pico de umidade registrado na interface entre o solo residual maduro e jovem está relacionado a camada subsequente de menor permeabilidade, dificultando a passagem de água para as profundidades inferiores. Vieira (2001) explica que a descontinuidade hidráulica menos acentuada (variando da ordem de 10^{-4} para 10^{-5}m/s) entre as camadas pode ser explicado pela

variação do teor de areia como foi registrado na granulometria do perfil estudado (Tabela 1). Conforme descrito no estudo de Coelho (2020), essa diferença de permeabilidade entre as camadas de solo residual maduro e jovem pode formar uma zona saturada e surgimento de poropressão positiva, causando instabilidade e sendo uma profundidade crítica para a estabilidade.

Tabela 3. Valores de condutividade hidráulica saturada para os horizontes de solo.

Classe de solo	Ks (m/s)
Solo Orgânico	$4{,}07 \times 10^{-5}$
Solo Residual Maduro	$1{,}41 \times 10^{-4}$
Solo Residual Jovem	$8{,}03 \times 10^{-5}$

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo avaliou o comportamento hidráulico e mecânico de um perfil do solo não saturado na região da Baixada Santista, destacando sua relevância para a compreensão dos deslizamentos de terra recorrentes na área. Essa avaliação foi realizada por meio de ensaios de campo e laboratório, buscando compreender os parâmetros e índices físicos do solo ao longo da profundidade.

Os resultados obtidos revelaram uma variação nos padrões do comportamento hidráulico e mecânico do solo no perfil estudado. A partir dos ensaios DPL, identificaram-se diferentes zonas de transição e contrastes, especialmente nas camadas de solo residual maduro, jovem e rocha alterada. Essas zonas foram correlacionadas com variações da permeabilidade, umidade e granulometria do solo, através da análise dos resultados e em associação com a literatura.

Os resultados deste estudo têm implicações significativas para a gestão de riscos de deslizamentos de terra na Baixada Santista. Com a compreensão dos fatores que influenciam o comportamento do solo, é possível correlacionar os dados da PCD instalada, auxiliando os técnicos do CEMADEN a tomarem decisões mais assertivas na emissão de futuros alertas de deslizamento.

Em conclusão, este estudo oferece uma contribuição importante para o entendimento dos processos geotécnicos que influenciam os deslizamentos de terra na Baixada Santista. Ao combinar abordagens de campo e laboratório, foi possível obter dados sobre o comportamento hidráulico e mecânico do solo, fornecendo uma base de informações para o CEMADEN. No entanto, é importante ressaltar que a pesquisa está em andamento, e os resultados apresentados são parte de um estudo mais amplo que abrange outros aspectos não abordados aqui, tais como comportamento microestrutural, obtenção de curvas de retenção de umidade do solo ao longo da profundidade e correlação de todos os parâmetros obtidos com os dados dos sensores de umidade.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio fornecido pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), com a concessão de bolsa de Iniciação Científica, processo nº 2023/13865-1, e Projeto de Pesquisa Regular, processo nº 2023/04461-4. Também agradecem o Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN) pela parceria nesta pesquisa.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, F. F. M. (2018) Fundamentos geológicos do relevo paulista: *Revista do Instituto Geológico*, v. 39, n. 3, p. 9-75, 2018.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Solo - Determinação do Limite de Liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo - Determinação do Limite de Plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7181. *Solo - Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro.

BASTOS, N. J. (2016) *Interpretação racional do ensaio DPL*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho".

BICALHO, K. V.; MACHADO, S. L; GERSCOVICH, D. M. S. (2015) *Condutividade hidráulica e fluxo em solos não saturados.* In: CARVALHO, J. C.; GITIRANA JUNIOR, G. F. N.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. A.; SILVA FILHO, F. C.; RODRIGUES, R. A. Solos não saturados no contexto geotécnico, *Oficina de Textos*, p. 297-326.

COELHO, R. D. (2020) *Caracterização das propriedades físicas do solo e a instabilidade das encostas na Serra do Mar (Itaóca-SP)*. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG (2002). DIN 4094-3: *Soil investigation and testing – Subsoil exploratory methods*.

FREITAS, A. A. *et al*. (2020) Meteorological conditions and social impacts associated with natural disaster landslides in the Baixada Santista region from March 2nd–3rd. *Urban Climate*, v. 42, 2022.

G1. *Veja quem são os mortos pela chuva que atingiu a Baixada Santista*. Disponível em: https://g1.globo.com/sp/santos-regiao/noticia/2020/03/03/veja-quem-sao-as-vitimas-do-temporal-que-atinge-a-baixada-santista.ghtml. Acesso em: 10 mar. 2024.

GIACHETI, H. L.; DOURADO, J. C.; MALAGUTTI FILHO, W.; DE MIO, G. (2006) Comparação entre resultados de ensaios sísmicos Down-Hole e Cross-Hole no Campo Experimental da UNESP de Bauru. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica–Cobramseg.

GOMES, G. J. C. (2016) Modelagem da interface solo-rocha utilizando inferência Bayesiana. Tese Doutorado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, PUC–Rio

GUIDICINI, G. (1984) Estabilidade de Taludes naturais e de Escavação. São Paulo: *Editora da USP*.

HEGAZY, Y.; MAYNE, P. (2002) Objective site characterization using clustering of piezocone data. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 128, n. 12, p. 986–996.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1979) *Soil Mechanics*. SI Version, Wiley, New York, NY, USA.

MELCHIOR, S; SOKOLLEK, V.; BERGER, K.; VIELHABER, B. STEINERT, B. (2010) Results from 18 years of in situ performance Testing of Landfill cover systems in Germany. *Journal of Environmental Engineering.* v. 136, n. 8, p. 815-823.

NILSSON, T. U. (2008) Parameter approach from DPL test. In: International Conference on Site Characterization, 2008, Taipei, Taiwan. Anais. London, UK: Taylor et Francis Group.

QUEIROZ, D.; GARCIA, M. G. M.; DEL LAMA, E. A. (2019) Desafios para a avaliação de locais de interesse geológico em áreas urbanizadas: Baixada Santista, Litoral do Estado de São Paulo. *Anuário do Instituto de Geociências*, v. 42, p. 129-144.

SITARENIOS, P. CASINI, F.; ASKARINEJAD, A.; SPRINGMAN, S. (2021) Hydro-mechanical analysis of a surficial landslide triggered by artificial rainfall: the Ruedlingen field experiment. *Géotechnique*, v. 71, n. 2, p. 96-109.

VIEIRA, B. C.; FERNANDES, N. F.; DE MELLO, R. L. C. (2001) Variação espacial da condutividade hidráulica saturada dos solos e suas relações com os escorregamentos da Bacia do Rio Papagaio (RJ). In: 3ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE). p. 25-32.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/525

Confiabilidade de Sondagens Mistas - Estudo de Caso de um Projeto de Engenharia

Eva Priscila Cardosoa
Mestranda em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto, Brasil, eva.cardoso@aluno.ufop.edu.br

Guilherme Jorge Brigolini Silva,
Doutor em Eng. Metalúrgica e de Minas, Univ. Federal de Minas Gerais - UFMG, Belo Horizonte, Brasil, guilhermebrigolini@ufop.edu.br

Thiago Bomjardim Porto
Doutor em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto, Brasil, thiago.porto@cefetmg.br

RESUMO: O conhecimento do comportamento e condições do solo em subsuperfície é essencial para empreendimentos de engenharia seguros e econômicos. Foram analisados 75 boletins de sondagens mistas realizadas por uma empresa especializada na área de geotecnia e com atuação internacional durante o período de novembro de 2012 a fevereiro de 2013, na cidade de Arapiraca – AL (Brasil). As sondagens foram feitas para auxiliar no projeto de implantação das bases civis, para dar apoio a usina de mineração localizada na região. As análises dos dados mostraram que foram encontrados nível de lençol freático em baixa profundidade, indicando uma boa capacidade hídrica. No entanto, a região é caracterizada por escassez de água e as sondagens foram realizadas no período de seca. Tendo em vista os resultados obtidos e as características climáticas, geológicas e hidrográficas da região, constata-se falha na execução e análise das sondagens no que se refere às medições no nível d'água.

PALAVRAS-CHAVE: SPT; Análise de Sondagem; Medições nível d'água.

ABSTRACT: Knowledge of subsurface soil behavior and conditions is essential for safe and economical engineering ventures. 75 bulletins from mixed surveys carried out by a company specialized in the geotechnical field and with international operations were analyzed during the period from November 2012 to February 2013, in the city of Arapiraca - AL (Brazil). The surveys were carried out to assist in the project to set up civilian bases, to support the mining plant located in the region. The analysis of the data shows that water table level was found in very low depth, indicating a good water capacity. However, the region is characterized by water scarcity and surveys were carried out during the dry season. In view of the results obtained and the climatic, geological and hydrographic characteristics of the region, there is a failure to carry out and analyze the surveys with regard to measurements at the water level

KEYWORDS: SPT; Survey Analysis; Water level measurements.

1 INTRODUÇÃO

Na engenharia civil, a análise preliminar do solo é fundamental para escolha do tipo de fundação, permitindo dessa maneira condições adequadas dentro dos parâmentros de segurança exigidos pela normatização (AGUIAR, 2014).

Conhecer o comportamento e as condiçoes do solo em superfície, por meio de ensaios em campo que resultam na definição das propriedades e da estatigrafia do solo, é de grande valia para conquista de empreendimentos de engenharia que sejam seguros e econômicos (FOLLE, 2002; BRAJA,2011).

A análise minuciosa da estratigrafia do solo permite não só especificar o perfil e a resistência, como perceber a variação no nível de água das camadas analisadas, existindo diversas ferramentas para essas

finalidades, como ensaio de penetração padrão (SPT), de cone (CPT), piezocone (CPTU), ensaio de palheta, pressiométrico, dilatométrico, entre outros (AGUIAR, 2014). O presente trabalho teve por intuito demonstrar dados coletados a partir do ensaio de sondagem mista (SM), ou seja, a penetração padrão, Standard Penetration Test (SPT) com auxílio de sondagem rotativa.

O ensaio SPT (Standard Penetration Test) é um método de investigação e caracterização de solo utilizado no mundo inteiro (FLETCHER, 1965;MOHR,1966; IRELANDA *et al*. 1970; ODEBRECHT, 2003). Esse metodo foi difundido pela simplicidade em sua execusão, embora problemas como diversidade de procedimentos de ensaio, imprecisões nas medidas e inadequação de métodos de análise são reconhecidos (RODRÍGUEZ *et al*., 2015). Como qualquer outro ensaio o SPT está sujeito a influência de diversos fatores, podendo serem eles de natureza humana, de equipamento e de procedimento (CARVALHO, 2012).

A sondagem rotativa consiste na rotação de um dispositivo cortante (coroa) com aplicação simultânea de presão para avanço vertical, permitindo atingir grandes profundidades. Seu principal objetivo é obter amostras de rochas com forma to cilíndrico, representativas das formações geológicas presentes no subsolo para fins de caracterização (CINTRA,2013).

A investigação adequada do solo é crucial para bons resultados nas obras civis em geral, tendo em vista que o seu valor gira em torno de 0,5 a 1% do custo das obras, não há justificativas para o não aplicação desses estudos. A responsabilidade da análise e avaliação das investigações recai sobre o engenheiro projetista, ficando a cargo desse profissional sempre se deparar com informações inadequadas a respeito do solo, solicitar aferição das características geológico geotécnicas do terreno em estudo (FOLLE, 2002).

Por meio de um estudo de caso, serão apresentados a análise e resultados encontrados em uma série de sondagens mistas. Destacando os possiveis erros e a importancia de um estudo prévio de características geológicas, hidrológicas e climáticas para análise de resultados apresentados no ensaio de sondagem mista.

2 METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho foi dividida em duas etapas: a primeira consistiu em uma revisão bibliográfica e a segunda na análise dos resultados de sondagens mistas.

Na revisão bibliográfica, foram estudadas as características geológico-geotécnicas, climáticas, histórico de chuvas, relevo e solo da Região de Arapiraca. Esse estudo teve como objetivo proporcionar um maior entendimento da região e identificar possíveis influências nos resultados das sondagens.

Na segunda etapa, foi realizada uma análise quantitativa e qualitativa de um banco de dados composto por 76 boletins de sondagens do tipo mista, executadas na área rural do município de Arapiraca/AL. Os boletins foram organizados por data e seus dados foram tabelados. As informações apresentadas foram obtidas por uma empresa brasileira de projetos e gerenciamento de obras, e as sondagens foram realizadas por uma empresa brasileira especializada em sondagens.

2.1 Área do estudo de caso

A área de estudo se localiza na Região Nordeste do Brasil, a Oeste do Estado de Alagoas, pertencente ao Agreste Alagoano, no Município de Arapiraca. Referente à distância, situa-se a 131km da capital Maceió. Encontra-se à latitude 09º45´09” S e longitude de 36º39´40” W. O município está localizado exatamente no centro do estado, como ilustra a Figura 1, o que a torna uma importante rota para as mais variadas áreas das cidades circunvizinhas e demais cidades. Sua área é de 367,5 km², sendo que 8,7 km² estão em perímetro urbano

Figura 1: Localização do Estado de Alagoas no mapa do Brasil e localização do município de Arapiraca (destaque em preto) dentro do Estado de Alagoas (XAVIER E DORNELLAS, 2005).

2.2 Características geológicas-geotécnicas da região de Arapíraca

Segundo a CPRM (2017), Alagoas é um estado localizado em termos tectônicos na Província Borborema, mais precisamente na Subprovíncia Externa ou Meridional. Aproximadamente 80% da sua área territorial é ocupada por um substrato formado de rochas cristalinas de idade pré-cambriana, e os outros 20%, formados por rochas sedimentares fanerozoicas. O embasamento cristalino abrange cinco domínios tectono-estruturais diferentes: Jirau do Ponciano, Rio Coruripe, Pernambuco-Alagoas, Canindé e Macururé.

De acordo com estudo realizado pela CPRM (2005), o município de Arapiraca encontra-se geologicamente inserido na Província Borborema, compreendendo rochas do embasamento gnáissico-migmatítico, datadas do Arqueano ao Paleoproterozóico e a sequência metamórfica oriunda de eventos tectônicos ocorridos durante o Meso e NeoProterozóico.Essa Província está representada pelos litótipos dos complexos Nicolau/Campo Grande e Marancó e dos grupos Macururé e Barreiras.

Conforme uma pesquisa realizada pela CPRM (2017), sobre a geologia e recursos minerais da Folha Arapiraca por Mendes et al., 2009, foi possível observar que o município Arapiraca possui 4 depósitos de recursos minerais utilizados como materiais de uso na construção civil, 8 de rochas e minerais industriais, 1 de metais ferrosos e 2 depósitos de gemas, como ilustra o Figura 2.

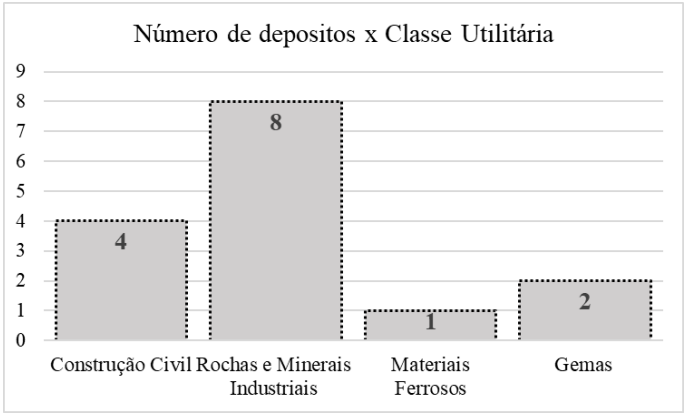


Figura 2: Depósitos do Município Arapiraca (CPRM, 2017).

2.3 Características climáticas e Histórico de chuva da região

Lima (1965) descreve que o município de Arapiraca situa-se na região do agreste sub-úmido, possuindo uma estação seca no verão e chuvas de outono/inverno. Segundo Xavier e Dornellas (2005), a área onde se encontra o município de Arapiraca é caracterizada por altas temperaturas, com uma média de 25ºC anual, e precipitação por ano entre o intervalo de 750 a 1000 mm, sendo maio, junho e julho, os meses mais chuvosos, concentrando comumente mais de 50% do total anual, e os mínimos pluviométricos são observados na

primavera ou no verão, possuindo de 4 a 5 meses secos. A Figura 3 apresenta um gráfico com média da série histórica de 1971 a 2003 da distribuição das chuvas na região.

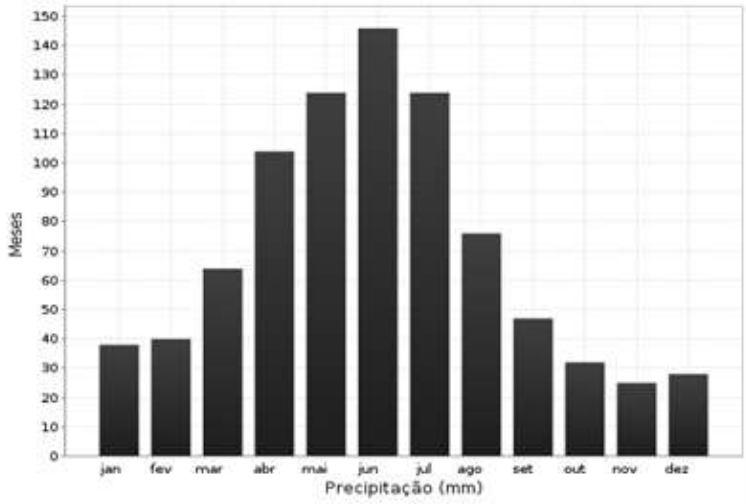
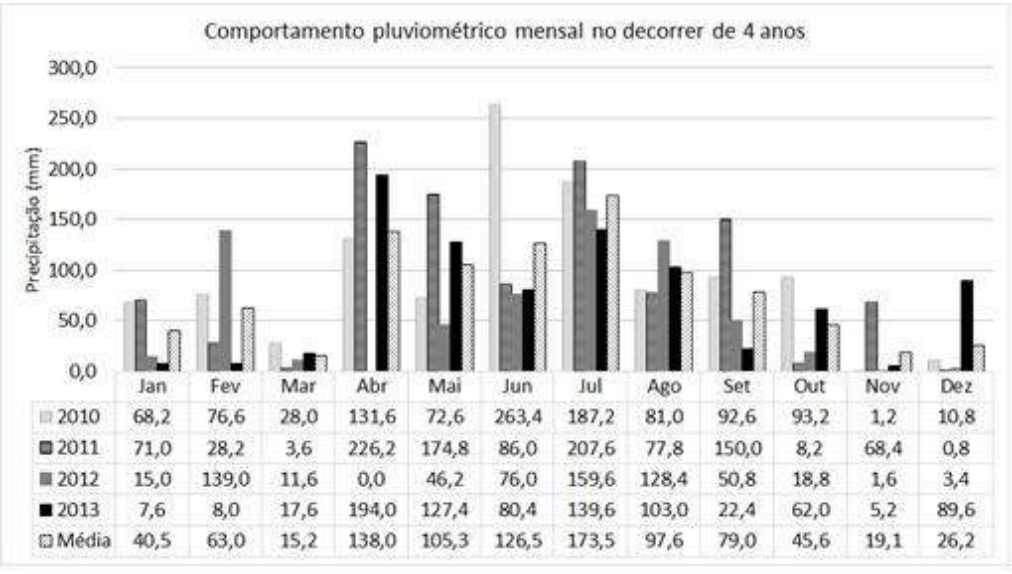


Figura 3: Distribuição da precipitação ao ano (XAVIER E DORNELLAS, 2005)

Apesar dos dados expostos apresentarem um regime estacional típico das regiões de "clima mediterrâneo", esse comportamento não deve induzir ao erro de classificar o clima do município de Arapiraca como temperado ou mediterrâneo. Nascimente e Xavier (2010), mostra que o município de Arapiraca possue clima tropical semiúmido, após realizarem um vasto estudo pluviométrico do Estado de Alagoas, que possue os climas tropical úmido, tropical semiúmido e tropical semiárido em sua área.

Através do tratamento e análise de dados ,de abril de 2008 à abril de 2015, fornecidos por uma estação automática do INMET (Instituto Nacional de Meteorologia) no município, Nunes et al. (2016), observaram que que o município possue uma pluviosidade irregular, apresentando totais pluviométricos anuais muito variáveis entre os anos analisados. Os autores observaram também que principalmente nos meses de maio, junho e julho Arapiraca possuem regime de chuvas concentradas e que os meses de novembro, dezembro janeiro e março não apresentaram registros de chuvas acima de 100 mm. Os dados apresentados confirmam a dinâmica regional apresentada por Xavier e Dornellas (2005).

Analisando os dados pluviométricos nos anos de 2010 à 2013 fornecidos por Nunes et al. (2016), e apresentados no Figura 4, pode se observar que os resultados não diferem dos descritos no parágrafo anterior.



	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
2010	68,2	76,6	28,0	131,6	72,6	263,4	187,2	81,0	92,6	93,2	1,2	10,8
2011	71,0	28,2	3,6	226,2	174,8	86,0	207,6	77,8	150,0	8,2	68,4	0,8
2012	15,0	139,0	11,6	0,0	46,2	76,0	159,6	128,4	50,8	18,8	1,6	3,4
2013	7,6	8,0	17,6	194,0	127,4	80,4	139,6	103,0	22,4	62,0	5,2	89,6
Média	40,5	63,0	15,2	138,0	105,3	126,5	173,5	97,6	79,0	45,6	19,1	26,2

Figura 4: Dados pluviométricos nos anos de 2010 à 2013 (NUNES et al., 2016).

2.4 Relevo e solo de Arapiraca

De acordo com a CPRM (2005), o relevo de Arapiraca pertence a unidade dos Tabuleiros Costeiros. Esta unidade acompanha todo litoral do nordeste, apresenta altitude média de 50 a 100 metros. Segundo Xavier e Dornellas (2005), ao analisar o mapa hipsométrico do Estado de Alagoas é possível verificar que o município de Arapiraca encontra-se basicamente inserido na classe de relevo entre 200 e 300 metros, possuindo uma altitude média de 250 metros em relação ao nível do mar, destacando no seu relevo um conjunto de serrotes aflorantes em uma grande área plana onde se situa a cidade. Os autores ainda explicam que a estabilidade do relevo, bem como sua superfície variando de plana a suavemente ondulada, favoreceram um bom desenvolvimento dos solos no município.

Os solos predominantes em Arapiraca são os latossolos, divididos em dois subtipos: latossolo vermelho-amarelo distrófico, que abrange principalmente a zona urbana, e latossolo vermelho-escuro, localizado no nordeste do município. Em menor proporção, há também solos podzólicos.

Um estudo realizado por Lóz Junior (2016), a partir de dados compilados de NSPT para diferentes profundidades e informações obtidas em cada ponto de sondagem, permitiu ao autor elaborar um mapa de zoneamento geotécnico que revela uma divisão quase igualitária entre solos argilosos (sul e sudeste do centro) e arenosos (norte e nordeste do centro).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foram analisados 76 boletins de sondagens mistas, parte de um projeto de mineração na cidade de Arapiraca-AL (Brasil). As sondagens foram realizadas por uma empresa especializada em geotecnia, com atuação internacional, no período de novembro de 2012 a fevereiro de 2013.

Com os dados fornecidos pelas sondagens, têm-se a Figura 5 que mostra a relação entre a profundidade do nível de água encontrado e a profundidade máxima alcançada pelas sondagens, e a Figura 6 que ressalta a profundidade do lençol freático por sondagem.

Através das Figuras 5 e 6 é possível observar sondagens indicando o nível de água na superfície do terreno, variando de 0,15 m a 16,80 m, sendo 16,80 m a maior profundidade encontrada nos ensaios. A média das profundidades do lençol freático encontradas nas sondagens analisadas é de 5,11 m. Em dois dos ensaios realizados, não foi apresentado nível freático até as profundidades de 12,10 m e 20 m. Em 24% das sondagens, os níveis de água foram encontrados abaixo de 3,00 m; em 29%, entre 3,00 m e 5,00 m; em 16%, entre 8,00 m e 10,00 m; e em 7%, as profundidades do lençol freático estavam acima de 10,00 m. Os dados apresentados sugerem que a região possui uma boa capacidade de recursos hídricos subterrâneos.

Em um diagnóstico sobre fontes de abastecimento por água subterrânea no município de Arapiraca, realizado pela CPRM (2005), foi constatado que existem 109 poços cadastrados na cidade, sendo 104 poços tubulares e 5 poços escavados. Destes, 53 estão em operação, 13 foram descartados por estarem secos ou obstruídos, e os poços restantes são não instalados ou paralisados por diversos motivos.

Do total de poços investigados, apenas 1 possui profundidade de 12 m. Trata-se de um poço escavado e não instalado, sendo também o único com profundidade inferior a 23 m entre os estudados. Dos poços operantes, não foi possível identificar a profundidade de 16 deles, enquanto os 37 restantes variam de 23 a 75 m de profundidade. Apenas 2 desses poços possuem profundidade inferior a 30 m e 26 têm profundidade igual ou superior a 50 m (CPRM, 2005).

Com base nos estudos da CPRM (2005) e análise das sondagens, pode-se observar que o apontamento feito pela análise dos gráficos 1 e 2 não condiz com a realidade da região, já que os níveis de água subterrânea obtidos nos ensaios de sondagem, são muito inferiores aos encontrados no município. No entanto, como o clima da região é do tipo tropical chuvoso com verão seco, fez-se necessário avaliar o período de maior precipitação de chuvas.

Conforme mostrado anteriormente (Figura 4), na análise do estudo de Nunes et al. (2016), os meses de maior concentração de chuva são maio, junho e julho. Nos meses de novembro, dezembro, janeiro a março, não foram registrados índices de precipitação acima de 100,0 mm. O Gráfico 3 demonstra que, no período das sondagens, de novembro de 2012 a fevereiro de 2013, a precipitação não ultrapassou 8,0 mm, sendo 1,6 mm a mínima precipitação ocorrida em novembro e 8,0 mm a máxima precipitação ocorrida em fevereiro.

Dessa forma, sugere-se que o nível de água em profundidades tão baixas, considerando a característica da região, não tenha ocorrido devido à incidência de chuvas. Descartando a hipótese de chuva como fator

influenciador nos resultados apresentados, pressupõe-se que houve falha no procedimento realizado e na coleta da informação durante a identificação de água no furo de sondagem.

Uma das recomendações da NBR 6484 (2020) quanto à observação do nível do lençol freático durante a perfuração é a elevação do nível d'água no furo, efetuando leituras a cada 5 minutos, durante no mínimo 15 minutos. Sempre que ocorrer uma interrupção, deve-se medir a posição do nível da água, bem como a profundidade aberta do furo e a posição do tubo de revestimento. Caso sejam observados níveis de água variáveis durante a perfuração, essas variações devem ser anotadas em um relatório (ABGE,2021).

No entanto, ao analisar os relatórios das sondagens, percebe-se que as informações referentes às datas e períodos de análise do lençol freático não são coerentes, o que dificulta a análise dos dados.

Uma das possíveis justificativas para encontrar o nível do lençol freático a uma profundidade tão superficial pode ser a falta de manutenção da carga hidráulica no furo. Segundo Carvalho (2012), essa carga deve ser mantida, no mínimo, igual à do solo. Com a falta desse controle, a água pode ter fluído para o interior da perfuração, e a leitura obtida pode ser da infiltração e não do nível real do lençol freático.

Outra possível justificativa para a identificação de água a uma profundidade tão superficial em uma região com escassez de água pode ser a utilização de água de circulação durante o processo de sondagem, e não somente quando o lençol freático é de fato encontrado. Dessa maneira, entende-se que a leitura realizada foi da água utilizada no procedimento de perfuração e não do lençol freático propriamente dito.

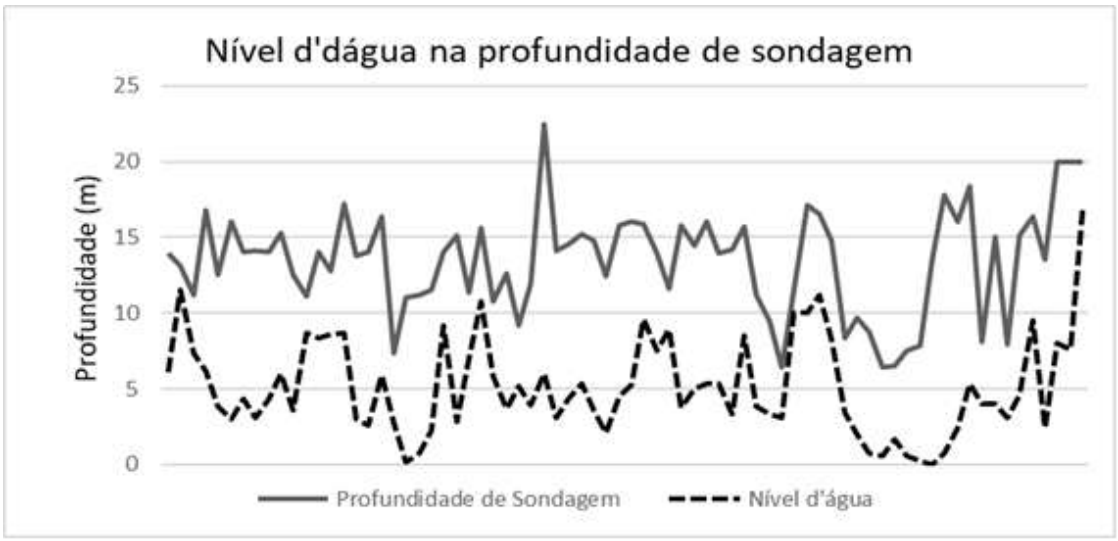


Figura 5: Relação entre a profundidade máxima encontrada e o nível de água.

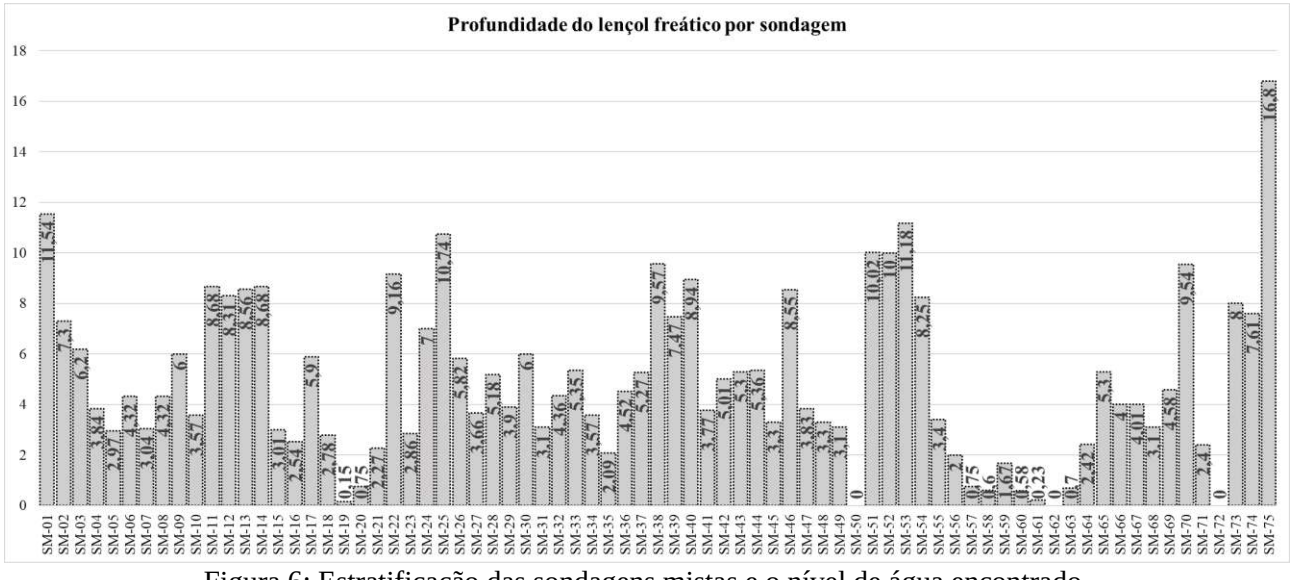


Figura 6: Estratificação das sondagens mistas e o nível de água encontrado.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos indicam falhas na execução e análise das sondagens, especialmente no que se refere às medições do nível d'água. Ao analisar as características geológicas e geotécnicas da região de Arapiraca, constatou-se que o município possui diversos recursos minerais. Estes incluem materiais utilizados na construção civil, rochas e minerais industriais, metais ferrosos e gemas, sendo 53% dos depósitos compostos por rochas e minerais industriais.

Ao comparar o estudo realizado pelo CPRM (2005) e os resultados das sondagens, concluiu-se que as profundidades encontradas nas sondagens analisadas não estavam de acordo com o histórico de águas superficiais da região. O estudo indicou que a maioria dos poços de água subterrânea no município se encontra a profundidades superiores a 23 m, com apenas um poço localizado a uma profundidade de 12 m.

Observando as características climáticas e o histórico de chuvas da região de Arapiraca, identificou-se que a cidade está localizada no agreste sub-úmido, com uma estação seca no verão e chuvas concentradas no outono/inverno. Analisando o histórico de chuvas no município, constatou-se que, no período de novembro de 2012 a fevereiro de 2013, mesmo período da execução das sondagens estudadas, a precipitação foi mínima, não ultrapassando 8,0 mm. Portanto, conclui-se que a chuva não influenciou a discrepância dos dados obtidos no ensaio referente às profundidades superficiais do lençol freático.

Uma possível explicação para a presença de água em profundidade superficial é que a água encontrada na superfície seja a utilizada no procedimento de perfuração do ensaio, e não o nível do lençol freático. A presença do lençol freático acima da cota de assentamento da fundação, como possivelmente indicado pelos resultados das sondagens, influencia diretamente o cálculo da tensão efetiva e, consequentemente, a capacidade de carga do terreno. Portanto, erros na identificação do lençol freático podem desencadear uma série de problemas no projeto, como no dimensionamento estrutural, na escolha adequada do tipo de fundação, nos deslocamentos e deformações da estrutura, entre outros.

Esses equívocos, além de comprometerem a vida útil e a segurança das estruturas, podem gerar gastos desnecessários, como o superdimensionamento das fundações e até projetos de rebaixamento do lençol freático, tornando o empreendimento excessivamente oneroso.

O presente trabalho demonstra que um conhecimento prévio de características básicas, como relevo, geologia local, hidrografia, clima e histórico de chuvas, pode auxiliar em uma análise crítica dos resultados de ensaios geotécnicos, mitigando custos e situações inesperadas durante a execução da obra.

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), por oferecer um ambiente de estudo agradável, motivador. Ao Núcleo de Geotecnia da UFOP, pelos conhecimentos transmitidos,pelo apoio e insentivo a pesquisa e ensino e por proporcionar um ambiente criativo e amigável para os estudos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABGE (2021) Manual de Sondagens. In: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL (ABGE). Investigações Geológico-Geotécnicas: Guia de Boas Práticas. São Paulo: Abge, 2021. p. 87-242.

Aguiar, J. A. C. (2014). *Caracterização do solo da cidade de Santarém – PA com base no SPT*. Dissertação (Mestrado Profissional em Processos Construtivos e Saneamento Urbano) –Universidade Federal do Pará, Pará.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Solo - Sondagens de Simples Reconhecimentos com SPT - Método de Ensaio.*. Rio de Janeiro.

Braja, M.D. (2011). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*, 7ª ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

CARVALHO, I. S. de. (2012) *Proposta para certificação das empresas de sondagens à percussão – tipo spt.* 94 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia de EdificaÇÕes e Ambiental, Arquitetura, Engenharia e Tecnologia, Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, 2012

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. de H.C.; GIACHETI, H. L. (2013) *Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos*. São Paulo: Oficina de Textos.

CPRM (2005) *Serviço Geológico do Brasil, Projeto cadastro de fontes de abastecimento por água subterrânea. Diagnóstico do município de Arapiraca*, estado de Alagoas/ Organizado [por] João de Castro Mascarenhas, Breno Augusto Beltr ão, Luiz Carlos de Souza Junior. Recife: CPRM/PRODEEM, 2005.

CPRM (2017) Serviços Geológicos do Brasil. *Relatório situacional dos recursos hídricos superficiais da bacia hidrográfica do rio Parnaíba*. SACE. Sistema de Alerta de Eventos Críticos Residência de Teresina – RETE, 2017. p.16.

Fletcher, G.F.A. (1965) Standard Penetration Test: It's Uses and Abuses, Clousere at Discussion, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE. Vol. 91, n. SM4. 1965.

Folle, D. (2002). *O estudo geoestatístico de sondagens SPT para geração de mapas auxiliares em obras de Engenharia*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

IBGE (2020) *Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística*. Disponível em: < https://cidades.ibge.gov.br/brasil/al/arapiraca/panorama> . Acesso em: 28 janeiro de 2020.

Irelanda, H O, Moretto, O. e Vargas, M., (1970) *The Dynamic Penetration Test: A Standard That is not Standardized: Geotechnique*, v. 20: 2, p. 185-192

Lima, I. F. *(1965) Geografia de Alagoas*. São Paulo: Editora do Brasil S/A, Coleção didática do Brasil, vol. 14, 1965.

LÓZ JÚNIOR, N. F. (2016) *Caracterização geotécnica do município de Arapiraca - AL por meio da análise de perfis de sondagem SPT*. 2016. 78 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Unidade Delmiro Gouveia-Campus do Sertão, Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2019.

Mendes, V.A., Brito, M.F.L., Paiva, I.P., (2009) Programa Geologia do Brasil-PGB. Arapiraca. Folha SC.24-X-D. Estados de Alagoas, Pernambuco e Sergipe. Mapa Geológico. Recife: CPRM, 2009, 1 mapa, color, 112,37 cm x 69,42 cm. Escala – 1:250.000.

Mohr, H.A. (1966) Discussion on "Standard Penetration Test: It's Use and Abuse. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE. Vol. 92. N. SM1.

Nunes, A. M. L. A. et al. (2016) *Importância dos estudos bioclimáticos no planejamento do desenho urbano: Estudo de caso em Arapiraca-Al.*: CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO PARA O PLANEJAMENTO URBANO REGIONAL, INTEGRADO E SUSTENTÁVEL, 7. Maceió. **Anais**... . Maceió: Viva Editora, 2016. p. 1 - 12.

Odebrecht, E. (2003). *Medidas de Energia no Ensaio SPT*. Tese. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia de Porto Alegre.

Rodríguez, C.A.M.; Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2015). *Estimativa da resistência não drenada através da energia de cravação do SPT*. Geotecnia n.º 133 – março 2015 – p. 35-49.

Xavier, R.A., Dornellas, P.C. (2005). Análise do comportamento das chuvas no município de Arapiraca, Região Agreste de Alagoas. Geografia, 14(2), 49-64.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/526

Considerações sobre a Identificação de Solos Colapsíveis

Breno Padovezi Rocha
Professor, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo (IFSP), Ilha Solteira, Brasil, breno.rocha@ifsp.edu.br

Roger Augusto Rodrigues
Professor, Universidade Estadual Paulista (Unesp), Bauru, Brasil, roger.rodrigues@unesp.br

Heraldo Luiz Giacheti
Professor, Universidade Estadual Paulista (Unesp), Bauru, Brasil, h.giacheti@unesp.br

RESUMO: Os solos colapsíveis são suscetíveis a deformações volumétricas devido a uma brusca variação no índice de vazios quando ocorre um aumento no conteúdo de água em seus vazios ou ao serem carregados e posteriormente umedecidos. Os critérios de identificação dos solos colapsíveis mais reconhecidos baseiam-se em índices físicos, porém, muitas vezes restringem-se aos solos para os quais foram desenvolvidos. No laboratório, os ensaios edométricos simples e duplos são amplamente empregado para a previsão do comportamento colapsível. Entretanto, para sua realização necessita-se de amostras indeformadas e o processo de amostragem e de preparação pode induzir perturbações e erros experimentais na avaliação deste comportamento. Uma alternativa interessante seria empregar os ensaios de Cone Sísmico (SCPT) e o Dilatômetro Sísmico (SDMT) para identificar regiões com solos colapsíveis ou para orientar pontos de coleta de amostras indeformadas. Neste contexto, este artigo apresenta uma revisão sistêmica dos critérios empregados na identificação de solos colapsíveis, bem como apresenta duas abordagens qualitativas baseadas em resultados de ensaios SCPT e SDMT. Empregou-se a razão entre o módulo de cisalhamento máximo do solo (G_0) e a resistência de ponta do cone (q_c) *versus* resistência de ponta normalizada (q_{c1}) para o SCPT, e empregou-se a relação entre o índice de tensão horizontal (K_D) e a razão entre G_0 e o módulo confinado (M_{DMT}) determinado pelo ensaio SDMT.

PALAVRAS-CHAVE: Solos colapsíveis, SCPT, SDMT, Identificação.

ABSTRACT: Collapsible soils are susceptible to large volumetric deformation due to an abrupt change in the void ratio when the moisture content increases or when they are loaded and subsequently moistened. The most widely recognized criteria to identify collapsible soils are based on physical indices, but they are often restricted to the soils for which they were developed. In the laboratory, single and double oedometer tests are widely used to predict collapsible behavior. However, this requires undisturbed samples, and the sampling and preparation process can lead to disturbances and experimental errors when evaluating this behavior. One alternative is to use the Seismic Cone (SCPT) and/or Seismic Dilatometer (SDMT) to identify collapsible soils or guide sampling of potential collapsible soils. In this context, this article presents a systemic review of the criteria used to identify collapsible soils, as well as presenting two qualitative approaches based on the SCPT and SDMT tests. The ratio between the maximum shear modulus (G_0) and the cone tip resistance (q_c) versus the normalized tip resistance (q_{c1}) was used for the SCPT. The relationship between the horizontal stress index (K_D) and the ratio between G_0 and the confined modulus (M_{DMT}) was used for the SDMT.

KEYWORDS: Collapsible soils, SCPT, SDMT, Identification.

1 INTRODUÇÃO

Solos colapsíveis são suscetíveis a grandes variações volumétricas quando ocorre o aumento do teor de umidade do solo. Esses solos normalmente são não saturados, apresentam estrutra metaestável, baixa densidade, baixo teor de umidade, e alta resistência e rigidez em estado seco (Li et al., 2016).

Vários tipos de solos podem ser classificados como materiais colapsíveis, incluindo depósitos eólicos, aluviais e coluviais, solos residuais e aterros mal compactados (Vilar e Rodrigues 2011). As deformações devidas aos solos colapsíveis induzem recalques diferenciais que afetam edifícios e obras de infraestrutura.

Os solos colapsíveis são materiais não convencionais que devem ser identificados na fase inicial de caracterização geotécnica (Rocha et al. 2021, 2023). Os principais métodos disponíveis para a identificação desses solos baseiam-se em índices físicos ou em ensaios de laboratório. Os que se baseiam em índices físicos, normalmente restringem-se aos solos para os quais foram desenvolvidos. Já aqueles baseados em ensaios de laboratório (ensaios edométricos simples e duplos) necessitam de amostras indeformadas e o processo de amostragem e de preparação pode induzir perturbações e erros experimentais na avaliação do comportamento colapsível. Além disso, é difícil e trabalhoso coletar amostras em grandes profundidades.

Uma alternativa interessante seria empregar ensaios de penetração, como os ensaios de Cone Sísmico (SCPT) e Dilatômetro Sísmico (SDMT) para identificar regiões com solos colapsíveis ou para orientar a definição de pontos para a coleta de amostras para a realização de ensaios de laboratório. Neste contexto, este artigo apresenta uma revisão sistêmica das metodologias empregadas para a identificação de solos colapsíveis, bem como apresenta duas novas abordagens qualitativas baseadas nos ensaios SCPT e SDMT. Ensaios SCPT, SDMT e de laboratório previamente realizados em solos colapsíveis e não colapsíveis foram reinterpretados. Para o SCPT, empregou-se a razão entre o módulo de cisalhamento máximo do solo (G_0) e a resistência de ponta do cone (q_c) *versus* resistência de ponta normalizada (q_{c1}). Para o SDMT, empregou-se a relação entre o índice tensão horizontal (K_D) e a razão entre G_0 e o módulo confinado (M_{DMT}) determinado pelo ensaio SDMT. Além disso, em ambos os casos é apresentado uma equação empírica e limites inferior e superior para definir regiões de solos colapsíveis e não colapsíveis.

2 IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVES

As metodologias normalmente empregadas na identificação de solos colapsíveis se baseiam em ensaios de laboratório, e podem ser qualitativas ou quantitativas. As qualitativas empregam limites de consistência e índices físicos ou uma combinação dos mesmos, enquanto os métodos quantitativos baseiam-se em ensaios edométricos simples ou duplos (Jennings e Knight, 1975; Gibbs e Bara, 1967). Ensaios de campo também podem ser empregados para o estudo do comportamento colapsível dos solos, onde podemos citar os ensaios de prova de carga em placa (Costa et al. 2003) e o expansocolapsômetro (Ferreira e Lacerda, 1993).

2.1 Critérios baseados em índices físicos e limites de consistência

A Tabela 1 mostra um resumo das diversas metodologias existentes para a identificação dos solos colapsíveis baseando-se em índices físicos e limites de consistência. Vale ressaltar que ainda há ábacos que permitem identificar solos colapsíveis, como aqueles apresentados por Gibbs e Bara (1967) e por Vilar e Rodrigues (2015) que também consideram índices físicos e limites de consistência. O primeiro relaciona o peso específico seco do solo (γ_d) com o limite de liquidez do solo (W_L) (Figura 1a). O segundo considera a relação entre o grau de compactação do solo (GC) e a variação do teor de umidade (Δw) (Figura 1b).

$$GC = \left(\frac{\rho_d}{\rho_{d,máx}}\right) x\ 100 \quad (1)$$

$$\Delta w = w - w_{ótm} \quad (2)$$

onde ρ_d é a massa específica seca, $\rho_{d,máx}$ é a massa específica seca máxima e $w_{ótm}$ é o teor de umidade ótimo.

2.2 Ensaios edométricos

O ensaio edométrico é a técnica mais empregada na caracterização do colapso em laboratório. O procedimento de ensaio foi inicialmente apresentado por Jennings e Knight (1975). Os autores apresentaram a concepção metodológica para a realização dos ensaios edométricos simples e duplos. O ensaio edométrico simples consiste em preparar corpos de prova em condição natural, que em tensões predefinidas, eram inundados propositalmente, observando assim as deformações induzidas pela inundação (Figura 2a).

O trecho vertical da curva de compressão edométrica consiste no colapso do solo, o qual permite a determinação do potencial de colapso (PC) do solo (Equação 3). Já, o ensaio edométrico duplo, consiste em

preparar dois corpos de prova idênticos para a realização do ensaio, o primeiro mantendo o teor de umidade natural (de campo) e o outro inundado desde o início do ensaio (Figura 2b).

$$PC = \frac{\Delta e}{1+e_0} . 100\% \quad \text{ou} \quad PC = \frac{\Delta H}{H} . 100\% \qquad (3)$$

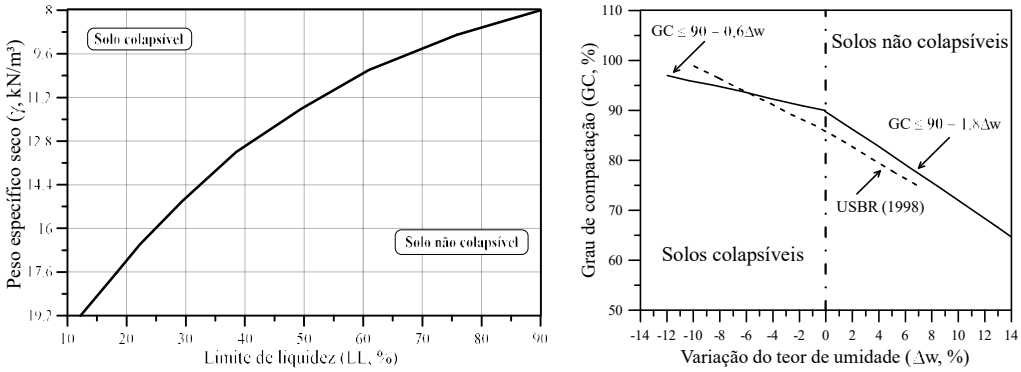
sendo Δe a variação do índice de vazios devido a inudação, e_0 o índice de vazios inicial, ΔH a variação da altura do corpo de prova devido a inundação, e H a altura inicial do corpo de prova.

Tabela 1. Critérios de identificação de solos colapsíveis baseados em propriedades índices (adaptado de Futai 1997).

Expressão	Limites
$K = \frac{e_l}{e_0}$	0,5 < K< 0,75 – altamente colapsível K = 1,0 – não colapsível 1,5 < K< 2,0 – não colapsível
$KI = \frac{\left(\frac{w_0}{S_{r0}}\right) - W_p}{W_L - W_p}$	KI > 0,85 – colapsível
$\lambda = \frac{e_e - e_l}{1 + e_0}$	$\lambda \geq$ -0,1 – colapsível
$K_d = \frac{W_L - w_0}{W_L - W_p}$	K_d < 0,0 – altamente colapsível K_d > 0,5 – colapsível K_d > 1,0 – expansivo
$R = \frac{w_{sat}}{W_L}$	R > 1 – colapsível
$K = \gamma_d . w$	K < 15 - colapsível
(a) Cascalho fino (b) Areia fina (c) Silte argiloso	(a) – S_r < 6,0 – colapsível (b) – S_r < 50,0 – colapsível (c) – S_r < 90,0 – colapsível
$CI = \frac{e_0 - e_l}{1 + e_0}$ S_r < 80%	Solos colapsíveis 1 ≤ W_p ≤ 10% => CI < 0,10 10 ≤ W_p ≤ 14% => CI < 0,17 14 ≤ W_p ≤ 22% => CI < 0,24
$PC_{máx} = 4{,}2 . \left(\frac{e . \sqrt{S_r}}{A . (1 + IP)}\right)^{0,6}$	Potencial de colapso (PC)

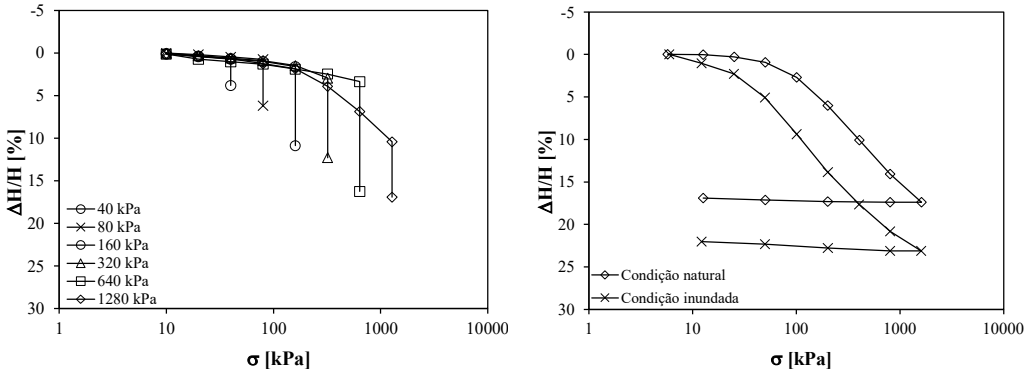
onde: K – coeficiente de subsidência; e_l – índice de vazios amolgado correspondente a W_L; e_0 ou e – índice de vazios natural; KI – coeficiente de colapsibilidade; w_0 – umidade natural; S_{r0} ou S_r – grau de saturação; CP – potencial de colapso; c_u – coeficiente de uniformidade; γ_d – peso específico seco; σ_w – tensão de inundação do ensaio edométrico; w_{sat} – teor de umidade correspondente ao grau de saturação de 100%; W_L – teor de umidade correspondente ao LL; Wp - teor de umidade correspondente ao LP; A – teor de umidade em valor absoluto; IP – índice de plasticidade.

Atualmente, o estudo do comportamento mecânico dos solos colapsíveis é feito por meio de ensaios edométricos com sucção controlada, pois a imposição e o controle dessa variável é primordial para a análise da magnitude das deformações. Tal processo é realizado através da técnica de translação de eixos de Hilf (1956). A Figura 3 mostra a influência da sucção no ensaio edométrico. Cada par de curvas de um corpo de prova saturado (s = 0 kPa) e com sucção conhecida (25, 50, 75, 100, 200, e 400 kPa) pode ser considerado como um ensaio edométrico duplo, além de permitir observar a influência da sucção (ou do teor de umidade) no comportamento colapsível do solo, determinada através da diferença entre os índices de vazios a uma carga conhecida.



a) b)

Figura 1. Métodos para identificar solos colapsíveis. a) Gibbs e Bara (1967); b) Vilar e Rodrigues (2015).



a) b)

Figura 2. Resultados de ensaios edométricos simples (a) e duplos (b) (adaptado de Vilar e Rodrigues 2015).

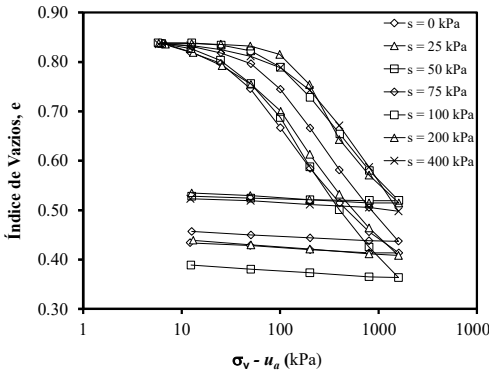


Figura 3. Ensaios edométricos para diferentes valores de sucção (adaptado de Vilar e Rodrigues 2011).

2.3 Ensaios de campo

A investigação do subsolo tem por objetivo definir o perfil estratigráfico (horizontes, espessuras e tipos de solos), posição do nível d'água e parâmetros mecânicos e hidráulicos das camadas de interesse (Rocha et al. 2021a). No estudo dos solos colapsíveis, os ensaios de campo são uma ferramenta muito interessante, uma vez que possibilitam a análise do comportamento in situ, evitando a possibilidade de erros relacioandos ao processo de amostragem bem como de preparação das amostras. Entretanto, tais ensaios apresentam custo e tempo de execução elevado e são complexos de serem executados em horizontes mais profundos do subsolo.

2.3.1 Provas de carga

O estudo do comportamento colapsível dos solos também pode ser feito por meio da realização de provas de carga (PC) em placa, ou no próprio elemento de fundação (sapata, tubulão ou estaca), introduzindo-

se a inundação do solo, previamente ou durante a execução do ensaio. A partir da realização da prova de carga, é possível determinar a carga de colapso, sendo essa interpretada como a capacidade de carga (na umidade natural do solo) reduzida pela influência da inundação do solo. Quanto mais significativa for essa redução, mais suscetível ao colapso será a fundação. A carga de colapso é a condicionante de projeto, ao invés da carga de ruptura condicionada à umidade natural do terreno. A carga de colapso é determinada a partir da realização de PCs em condição inundada. Normalmente, realiza-se o ensaio com inudação prévia de no mínimo 24 h de antecedênica em cava superficial de 0,5 a 1,0 m³ (Cintra et al. 1998). Pode-se também realizar o PC normalmente, e em cargas pré-definidas, realizar a inudação da cava.

Figura 4 apresenta resultados de duas provas de carga em placa realizadas a 0,6m da superfície do terreno (Figura 4a) e duas provas de carga realizadas em estacas escavadas mecanicamente com 6,0 m de comprimento e 0,25 m de diâmetro (Figura 4b). Observa-se nessa figura que após a inudação do solo, o colapso ocorreu.

Vale ressaltar que no estudo do comportamento colapsível do solo via provas de carga, a variável sucção deve ser incorporada, pois essa influenciará a carga de ruptura bem como os recalques das fundações. Neste sentido, a Figura 5a apresenta resultados de provas de carga em placa realizadas por Costa et al. (2003), demostrando o efeito da sucção e da inundação no comportamento tensão-deformação de um solo colapsível.

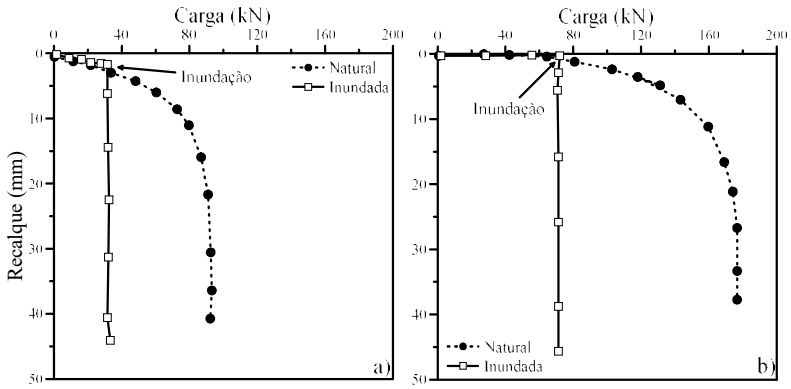


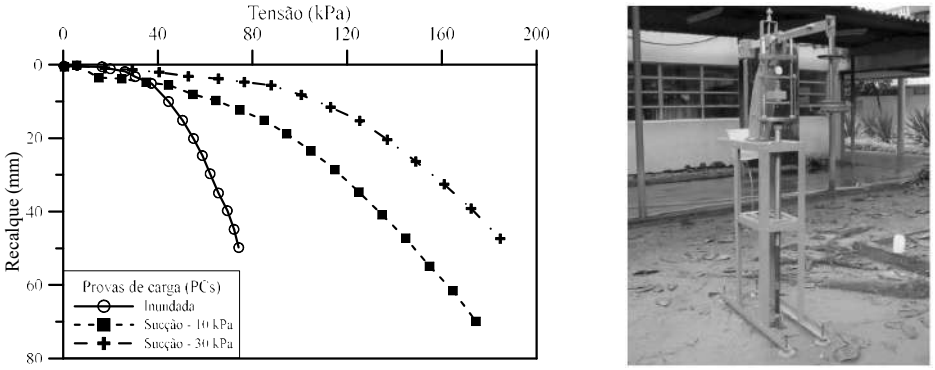
Figura 4. Provas de carga em condição natural e inundada. a) Prova de carga em Placa; b) prova de carga em estaca escavada mecanicamente (adaptado de Carvalho e Souza 1990)

2.3.2 Expansocolapsômetro

O expansocolapsômetro é um equipamento simples capaz de avaliar a variação de volume dos solos em diferentes profundidades, sendo possível realizar em campo ensaios similares aos edométricos simples e duplos de laboratório (Ferreira e Lacerda, 1993). Um furo é aberto com auxílio de um trado até a profundidade onde será realizado o ensaio, onde uma placa em miniatura é assentada. O equipamento é composto basicamente de uma parte similar ao ensaio de placa e uma outra responsável pelo controle de vazão (Figura 5b). O ensaio de placa acoplado ao ensaio é composto por hastes metálicas, mesa estabilizadora, rolamento vertical, pesos para transferência de carga e deflectômetros (Souza Neto, 2004). A inundação do solo é realizada por dois pequenos reservatórios de água, interligados a torneiras que permitem regular a vazão de saída de água. O carregamento é realizado em estágios até que uma determinada tensão de interesse seja alcançada. Nesse valor de tensão o solo é inundado e o PC do solo é avaliado a partir da Equação 3.

4 ENSAIOS SCPT E SDMT NA IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS

Como previamente apresentado e discutido, o comportamento colapsível pode ser avaliado por meio de ensaios de campo e/ou de laboratório. Entretanto, estas técnicas apresentam custo e tempo de realização elevados, bem como são difíceis de serem realizados em horizontes mais profundos do perfil de solo. Uma abordagem interessante seria utilizar ensaios de Cone Sísmico (SCPT) e/ou Dilatômetro Sísmico (SDMT) na identificação de horizontes com solos colapsíveis bem como orientar a definição de pontos para a coleta de amostras indeformadas para a realização de ensaios de laboratório. Além disso, poucos estudos buscaram combinar a rigidez à pequena deformação (G_0) e a resistência de ponta (q_c) e os parâmetros intermediários determindos pelo ensaio DMT para identificar solos colapsíveis.



a) b)

Figura 5. a) Ensaios de placa (Costa et al. 2003); b) Expansocolapsômetro (Ferreira e Lacerda 1993).

Os ensaios SCPT e SDMT permitem a identificação do perfil de solo através de ábacos de classificação que utilizam as grandezas medidas no ensaio (q_c, f_s, I_D, K_D e E_D), além da estimativa de parâmetros mecânicos (Robertson, 2016). Além disso, permitem a determinação do módulo de cisalhamento máximo do solo (G_0), e, deste modo, correlações entre parâmetros independentes (G_0/q_c, G_0/E_D e G_0/M_{DMT}) têm sido formuladas para avaliar e identificar a presença de solos não convencionais, como os solos colapsíveis (Rocha et al. 2021b, 2023; Schnaid et al. 2020).

Solos colapsíveis são geomateriais não convencionais, que apresentam elevada porosidade e elevada rigidez à pequenas deformações em função das ligações entre partículas (cimentação/estrutura) e a sucção do solo, entretanto essa elevada rigidez é destruída devido às deformações impostas pela cravação da ponteira cônica (SCPT) e da lâmina (SDMT), o que acarreta elevados valores de G_0 e baixos valores de resistência de ponta (q_c) e módulo confinado obtido pelo DMT (M_{DMT}). Deste modo, a razão entre parâmetros obtidos a baixas deformações, como G_0 e um parâmetro tensão-deformação-resistência de campo, obtido a média a elevadas deformações, como q_c ou M_{DMT}, podem ser empregados na identificação de solos colapsíveis.

Neste sentido, buscou-se na literatura resultados de ensaios de dilatômetro plano (DMT), cone e/ou piezocone, sísmicos (down-hole ou cross-hole), de dilatômetro sísmico (SDMT) e cone sísmico (SCPT) realizados em solos colapsíveis e não colapsíveis. A partir desse levantamento, dois bancos de dados foram elaborados, um para ensaios SDMT, sísmicos e DMT, contemplando 24 áreas experimentais, e outro para ensaios SCPT, sísmicos e CPT, contemplando 21 áreas experimentais. Para ambos os casos, as áreas experimentais apresentavam solos arenosos, siltes e argilas siltosas. A partir desses dois bancos de dados foi possível determinar a relação entre G_0/q_c *vs* resistência de ponta normalizada pelo estado de tensões (q_{c1} – Equação 4) para o ensaio de cone sísmico, e a relação entre G_0/M_{DMT} *vs* K_D para o ensaio de dilatômetro sísmico. Para maiores informações referentes aos locais investigados consultar os trabalhos de Rocha et al. (2021b, 2023).

$$q_{c1} = \left(\frac{q_c}{p_a}\right) \cdot \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_v}} \quad (4)$$

onde p_a é a pressão atmosférica e σ'_v é a tensão efetiva.

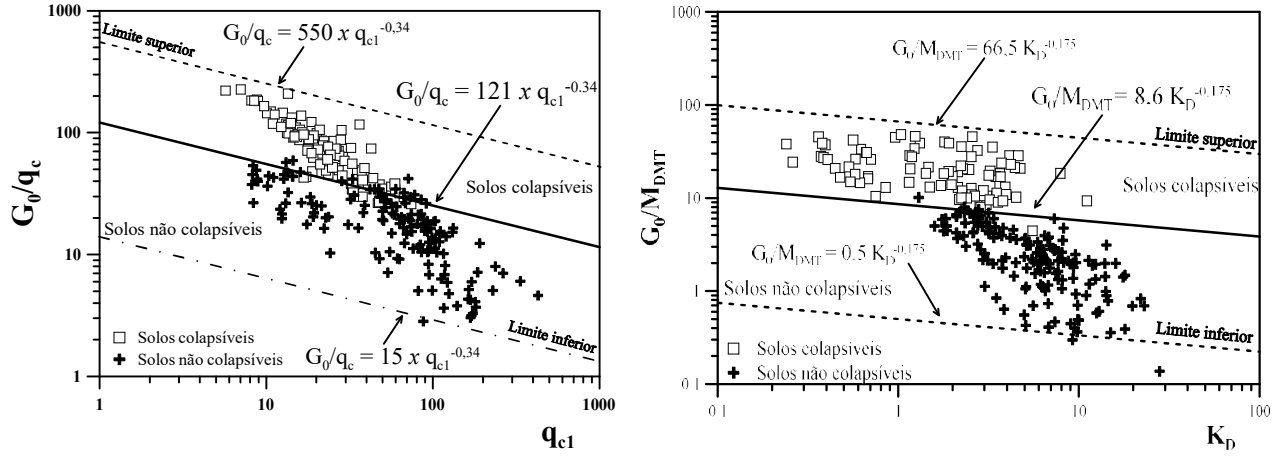
O comportamento colapsível dos solos investigados foi definido por meio de resultados de ensaios edométricos simples e duplos, bem como por meio de informações da literatura. Utilizou-se o critério de Lutenegger e Saber (1998), que considera que o solo é colapsível quando apresenta, no mínimo, um potencial de colapso (Equação 3) maior ou igual a 2%.

Os dados levantados foram plotados em dois gráficos log-log adimensionais visando identificar/definir regiões e limites que separam os solos colapsíveis dos solos não colapsáveis. A Figura 6a apresenta os dados plotados no espaço G_0/q_c *vs* q_{c1} e a Figura 6b os dados plotados no espaço G_0/M_{DMT} *vs* K_D. Estes limites são representados pelas Equações 5 e 6, respectivamente para os ensaios SCPT e SDMT.

$$G_0/q_c = A \; x \; q_{c1}^{-B} \quad (5)$$

$$G_0/M_{DMT} = C \; x \; K_D^{-D} \quad (6)$$

sendo A, B, C e D constantes função do tipo de solo.



a) b)

Figura 6. a) Limites superior e inferior que separam solos colapsíveis de solos não colapsíveis a partir da relação (a) G_0/q_c *v* q_{c1} (a) e (b) G_0/M_{DMT} *vs* K_D (adaptado de ROCHA et al., 2021, 2023).

A linha limítrofe empregada para separar os solos colapsíveis dos não colapsíveis para os dois ábacos foi definida empiricamente, considerando os dados disponíveis. Utilizou-se a mesma inclinação para os limites inferior (solos não colapsíveis) e superior (solos colapsíveis), seguindo o trabalho de Schnaid e Yu (2007). A partir da Figura 6, se observa que há alguma dispersão dos dados, e que estes não estão corretamente identificados no que diz respeito à sua colapsibilidade. Tal comportamento pode estar relacionado com compressibilidade do solo, anisotropia, estado de tensão horizontal, cimentação e estruturação do solo, bem como pelo fato de que os valores de G_0 foram medidos empregando diferentes técnicas (crosshole e downhole), acarretando diferentes direções de propagação e polarização das ondas cisalhantes.

4 CONCLUSÕES

Os solos colapsíveis são suscetíveis a deformações volumétricas devido a uma brusca variação no índice de vazios quando ocorre um aumento do teor de umidade do solo ou ao serem carregados e posteriormente umedecidos. Tais solos devem ser identificados na fase de investigação preliminar a fim de evitar patologias nas edificações. Metodologias clássicas empregam ensaios de laboratório ou de campo para a identificação de solos colapsíveis. Tais metodologias tem custo elevado e são demoradas. Uma alternativa interessante é empregar os ensaios de campo, como o Cone Sísmico (SCPT) e o Dilatômetro Sísmico (SDMT) para identificar regiões com solos colapsíveis ou para orientar pontos de coleta de amostras indeformadas. Uma revisão sistêmica dos critérios empregados na identificação de solos colapsíveis foi apresentada, bem como duas abordagens qualitativas baseadas em resultados de ensaios SCPT e SDMT para a identificação de solos colapsíveis. Para o SCPT, empregou-se a razão entre o módulo de cisalhamento máximo do solo (G_0) e a resistência de ponta do cone (q_c) *vs* resistência de ponta normalizada (q_{c1}). Para o SDMT, empregou-se a relação entre o índice tensão horizontal (K_D) e a razão entre G_0 e o módulo confinado (M_{DMT}) determinado pelo ensaio SDMT. Destaca-se que essas abordagens devem ser utilizadas durante a investigação preliminar para identificar solos potencialmente colapsíveis, ou definir horizontes que necessitam ser investigados em nível de detalhe no laboratório.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FAPESP (Procs. nº 2015/16270-0 e 2017/23174-5) e ao CNPq (Procs. nº 308895/2015-D e 436478/2018-8) pelo apoio ao desenvolvimento dessa pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Carvalho, D., Souza, A. (1990) Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – 11º COMBRANSEF, Salvador. *Anais*... ABMS. v. 2, p. 109-114.

Cintra, J.C.A. (1998) *Fundações em Solos Colapsíveis*, 1ªed., RiMa Ates e Textos, São Carlos, Brasil, 116 p.

Costa, Y.D., Cintra, J.C., Zornberg, J.G. (2003) Influence of matric suction on plate load tests results performed on lateritic soils *Geotechnical Testing Journal*, 26 (2), p.219-227.

Ferreira, S.R.M., Lacerda, W.A. (1993) Variações de Volume em Solo Colapsível Medidas Através de Ensaios de Laboratório e de Campo. *Solos e Rochas*, 16 (4), p.245–253.

Hilf, J.W. (1956) *An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils*. Ph.D. thesis, Faculty of the Graduate, School of the University of Colorado.

Futai, M.M. (1997). *Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro / COPPE, 281 p.

Gibbs, H.J., Bara, J.P. (1967) Stability Problems of Collapsing Soil. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, 93 (4), p.577–594.

Jennings, J., Knight, K. (1975) A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Addtional Settlment Due to a Collapse of Grain Structure. In: IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban. *Anais*... v. 1, p. 99-105.

Li, P., Vanapalli, S., Li, T. (2016) Review of collapse triggering mechanism of collapsible soils due to wetting. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8 (2), p.256–274. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.12.002

Lutenegger, A.J., Saber, R.T. (1988) Determination of collapse potential of soils. *Geotechnical Testing Journal*, 11(3), p.173–178. https://doi.org/10.1520/GTJ10003J

Robertson, P.K. (2016) Cone Penetration Test (CPT)-Based Soil Behaviour Type (SBT) Classification System—An Update. *Canadian Geotechnical Journal*. 53 (12), p.1910–1927. https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0044

Rocha, B.P., Rodrigues, R.A., Giacheti, H.L. (2021a) The Flat Dilatometer Test in an Unsaturated Tropical Soil Site. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39 (8), p. 5957-5969. https://doi.org/10.1007/s10706-021-01849-1

Rocha, B.P., De Carvalho, R.A.L., Rodrigues, R.A., Giacheti, H.L. (2021b) Using a Seismic Dilatometer to Identify Collapsible Soils. *International Journal of Civil Engineering*, 20 (7), p. 857-867. https://doi.org/10.1007/s40999-021-00687-9

Rocha, B.P., Silveira, I.A., Rodrigues, R.A., Lodi, P.C., Giacheti, H.L. (2023) Identifying collapsible soils from seismic cone (SCPT): a qualitative approach. *Buildings*, 13 (3), p. 1-12. https://doi.org/10.3390/buildings13030830

Schnaid, F., Yu, H.S. (2007) Interpretation of the Seismic Cone Test in Granular Soils. *Géotechnique,* 57 (3), p.265–272. https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.3.265

Souza Neto, J.B. (2004) *Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (Colapso)*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro / COPPE, 432 p.

Vilar, O.M., Rodrigues, R.A. (2011) Collapse behaviour of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. *Canadian Geotechnical Journal,* 48 (2), p.265-278. https://doi.org/10.1139/T10-065

Vilar, O.M., Rodrigues, R.A. (2015) Revisiting Classical Methods to Identify Collapsible Soils. *Soils and Rocks,* 38 (3), p.265-278

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/527

Controle Tecnológico de Terraplenagem Utilizando o DCP em Solos Residuais de Basalto da Região do Alto Uruguai/RS

Pedro Eugênio Gomes Boehl
Professor/Pesquisador e Lider do Grupo de Pesquisas de Geologia de Engenharia e Ambiental, Universidade Federal da Fronteira Sul – Campus Erechim, Erechim/RS, Brasil, pedro.boehl@uffs.edu.br

Mauro Leandro Menegotto
Professor/Pesquisador, Universidade Federal da Fronteira Sul – Campus Chapecó, Chapecó/SC, Brasil, mauro.menegotto@uffs.edu.br

Taciano Leandro Serraglio
Engenheiro Civil Projetista de Fundações e Contenções, PAVIBRAS Engenharia de Infraestrutura, Erechim/RS, Brasil, pavibras@pavibras.eng.br

RESUMO: Este trabalho apresenta os procedimentos adotados para o controle tecnológico da compactação, em dois serviços de terraplenagem em obras industriais de médio a grande porte, utilizando solos residuais da Formação Serra Geral da região do Alto Uruguai/RS. O controle de compactação foi baseado nos resultados do cone portátil tipo *Dynamic Cone Penetrometer* (DCP). O equipamento fornece uma estimativa do CBR in situ e, apesar da pouca utilização no meio técnico brasileiro, mostra-se eficiente, rápido e com alta relação de custo-benefício. O ensaio com o DCP sucedeu-se, conforme a prática americana, de acordo com o preconizado na ASTM 6951/2009. A principal especificação a ser seguida nas duas obras analisadas era com relação ao CBR mínimo de 10% e grau de compactação de 90% para todas as camadas, incluindo sub-base, base e corpo do talude. Com os resultados do DCP foi possível controlar plenamente os valores especificados, com mais economia em relação ao consumo de combustível, às horas de trabalho e ao número de ensaios de laboratório e campo, quando comparado com o controle convencional utilizado na região.

PALAVRAS-CHAVE: Cone de penetração dinâmica (DCP). Serviço de terraplenagem. Controle de compactação. Ensaio de campo.

ABSTRACT: This paper presents the procedures adopted for the technological compaction control in two earthmoving services in medium to large industrial works, using residual soils from the Serra Geral Formation in the Alto Uruguai region, Rio Grande do Sul State. The compaction control was based on the results of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP) tests. The equipment provides an estimate of CBR in situ and, despite its little use in Brazil, it is efficient, fast and with a high cost-benefit ratio. The test with the DCP was carried out, in accordance with American practice, in accordance with the recommendations of ASTM 6951/2009. The main specification to be followed in the two analyzed works was a minimum CBR of 10% and the degree of compaction of 90% for all layers, including sub-base, base and slope body. With the results of the DCP, it was possible to fully control the specified values, with more savings in terms of fuel consumption, working hours and the number of laboratory and field tests, when compared to the conventional control used in the region.

KEYWORDS: Dynamic Cone Penetrometer (DCP). Earthmoving service. Compaction control. Field test.

1 INTRODUÇÃO

Na prática dos serviços de terraplanagem, o índice de suporte Califórnia (ISC) ou *Califórnia Bearing Ratio (CBR)*, apesar de receber muitas críticas quanto a demora do ensaio, elevados custos e grande dispersão de resultados, a mais de 80 anos, é o parâmetro mais utilizado para estimativa de suporte e controle tecnológico da qualidade da compactação em serviços de terraplenagem. Por outro lado, o controle Tecnológico de Terraplenagem pode ser realizado utilizando os resultados do ensaio de Penetrômetro Dinâmico de Cone

(*Dynamic Cone Penetrometer* - DCP). Este ensaio apresenta simplicidade operacional, grande mobilidade e baixa dispersão de resultados, o que permite realizar uma grande quantidade de ensaios e avaliar a homogeneidade das camadas do aterro, podendo-se tomar decisões rapidamente (Alves, 2002).

O precursor do penetrômetro de percussão tipo cone de penetração dinâmica foi o *ram penetrometer* criado na Alemanha, por Nicolas Goldmann, no século XVII. Kunzell, em 1936, desenvolveu um equipamento denominado *Prufstab*, seguido pelo projeto de Praproth, em 1943, que gerou a padronização em 1964 do *light penetrometer* e da normativa alemã DIN 4094 (German National Standard, 2002). Scala (1959), partindo do projeto Alemão, criou o ensaio do Penetrômetro Dinâmico de Cone (DCP), rapidamente difundido nos Estados Unidos e Canadá.

O ensaio consiste na quantificação do valor de penetração de um cone no solo, através de sucessivos golpes de um martelo, que cai de uma altura padronizada. Dois operadores são suficientes para uma campanha, sendo que em alguns modelos é possível apenas um operador. A sua execução ocorre em tempo reduzido, o que se torna útil na investigação de grandes áreas, principalmente. Ainda, os dados do DCP podem ser relacionados com outras variáveis, como o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), o módulo de deformabilidade (E), o módulo de resiliência (Mr), o índice de suporte Califórnia (ISC) e a capacidade de carga dos solos

Há muito tempo, nos EUA, a avaliação da execução e dos parâmetros indicativos, como índice de suporte in situ, de uma camada compactada vem sendo realizada com o DCP. Estados como Illinois, Indiana e Minessota, por exemplo, possuem normativas para a sua utilização. Além dos EUA, o DCP vem sendo utilizado e estudado em países como África do Sul, Israel, Argentina e Austrália. No Brasil destacam-se os trabalhos de Oliveira e Vertamati (1998a, 1998b) realizados em solos residuais. Também, Fontes (2001) propôs uma nova metodologia para investigação geotécnica com o DCP em vias urbanas. Cardoso e Trichês (2000) e Alves (2002) trabalharam, neste mesmo sentido, em obras de duplicação da BR-101 nos trechos SC/RS.

De acordo com a norma ASTM D6951/2009, o ensaio tem início posicionando-se o equipamento na vertical e, então, aplicam-se golpes com o martelo de 8 kg, fazendo com que a ponta, juntamente com a barra de 16 mm, seja cravada no solo. A altura de queda é padronizada, sendo de 575 mm. Assim, com o auxílio da regra graduada, leituras de penetração são feitas, de forma a verificar quantos milímetros são cravados a cada golpe aplicado. Tal medida resulta no índice de penetração ou penetração por golpe (DN), valor que se refere ao resultado do ensaio DCP sendo apresentado em mm/golpe. O valor de DN pode ser convertido em CBR por DCP. Na prática de campo, os dados são organizados por pontos em função da profundidade.

Segundo Alves (2002) o ensaio também pode ser realizado através da quantificação do número de golpes acumulados para uma certa profundidade. Assim é possível determinar o número estrutural, que corresponde ao número de golpes necessário para penetrar uma determinada profundidade, e obter o diagrama estrutural e o balanço estrutural, dados estes muito utilizados em projeto de pavimentos rodoviários. O autor ainda define um modelo que correlaciona o parâmetro DN com seu respectivo CBR, chamado “in situ”, e outro que correlaciona o DN com o valor de CBR obtido após a imersão, chamado de “Projeto”, que são analisados para o estabelecimento da correlação CBR por DCP para cada caso. Cardoso e Trichês (2000), Fontes (2001) e Alves (2002) reconhecem o DCP como um equipamento com vasta aplicação, das quais se destacam: avaliação de pavimentos existentes; controle de camadas estabilizadas; controle de construção de camadas de terraplanagem; rápido reconhecimento da capacidade de suporte do solo; verificação da eficiência de máquinas de compactação, entre outros.

Neste sentido, este trabalho apresenta uma análise de dois casos de obras de terraplenagem para fins industriais bem-sucedidas, com aterros de solos argilo-siltosos residuais de basalto do Alto Uruguai/RS. Em ambas, o controle tecnológico da compactação foi realizado com a utilização do CBR por DCP.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização do local de estudo

O perfil geológico e o manto residual dos Município de Erechim/RS e de Sananduva/RS são muito semelhantes. Referem-se a materiais da Formação de Serra Geral (FSG), do grupo São Bento, Fáceis Paranapanema. Esta formação geológica é caracterizada por rochas efusivas básicas, continentais, toleíticas,

comumente basaltos e fenobasaltos, afaniticos, escuros, normalmente, capeando as efusivas, ocorre uma sequência de rochas na composição ácida(α), constituídas por riolitos felsíticos, riodacitos felsíticos, dacitos felsíticos e seus correspondentes termos vítreos (IBGE, 2003). A mudança de solo à rocha não é repentina. Nesta fronteira há uma fina camada de alteração de rocha (A.R.), onde geralmente ocorre a impenetrabilidade da percussão da sondagem SPT, ocorrendo, geralmente, a partir deste ponto a presença do lençol freático, além da necessidade de sondagem rotativa. Neste local o maciço rochoso apresenta um comportamento heterogêneo desde o topo até o limite da perfuração. O perfil apresenta um intervalo de recuperação que varia de 25 a 100% com RQD variando de 0 a 83%, oscilando de péssimo a bom. De uma forma geral, a rocha apresenta-se muito alterada, pouco coerente e extremamente fraturada (APPI, 2021).

A região é caracterizada geotecnicamente por um manto de solo residual que cobre a formação rochosa. Este solo residual é caracterizado como uma argila-siltosa, mais próximo da superfície, alternando para silte-argiloso, muitas vezes com pedregulho, em direção a rocha sã, com espessuras de 3 a 5 m. Muitas investigações já foram realizadas no solo localizado no Campus da UFFS-Erechim/RS, que contém uma formação idêntica às do presente trabalho. Biavati (2017), a partir de ensaios de caracterização e de cisalhamento direto, obteve os seguintes resultados para o solo argiloso da Formação Serra Geral (FSG): frações de argila de 79%, silte de 11,15%, areia fina de 9%, areia média de 0,5%, areia grossa de 0,26% e pedregulho de 0,09%; teor de umidade natural de 43%; peso específico natural de 15,15 kN/m^3; peso específico dos sólidos 28,9 kN/m^3; índice de vazios de 1,72; limite de liquidez de 71%; índice de plasticidade de 15%; índice de atividade de 0,1; coesão de 25 kPa; e ângulo de atrito de 22°. Ainda, para o mesmo solo, Strehl (2016) obteve valores de teor de umidade ótimo de 35% e peso específico seco máximo de 14 kN/m^3 em ensaios de compactação com energia de Proctor normal.

2.2 Obra industrial no Município de Erechim/RS

A área industrial de uma fábrica de doces na cidade de Erechim/RS, desde o seu início, foi compactada com solos argilo-siltosos inorgânicos, residuais da formação basáltica-riodacítica, variando em profundidade de CH(CHM) a CL(CLM), equivalente na classificação HRB como A-7-6, comuns da região do Alto Uruguai/RS. O lençol freático do local de implantação ocorre a 6,0 m de profundidade, com o solo apresentando uma consistência média apenas a partir desta profundidade. A fábrica encontra-se dentro do perímetro urbano do município e, no seu entorno, a presença de muitos loteamentos, proporcionou materiais excelentes em abundância. Todavia, dentro do próprio terreno da fábrica foram realizados diversos cortes para a construção de novas edificações. Este material também era excelente e foi utilizado nas obras de terraplenagem do local. Ensaios de compactação apresentaram valores de peso específico seco máximo de 20,7 kN/m^3 e teor de umidade ótimo de 37,26%, para a aplicação de energia de Proctor normal. Na jazida o material encontrava-se em média com teor de umidade natural de 39%. O ensaio de CBR de laboratório, moldado nas condições ótimas, apresentou o valor médio de 18% e expansões menores do que 1%. Ainda, nas condições ótimas, foram moldados dois corpos de prova em cilindros de CBR, um visando o próprio ensaio CBR e outro o ensaio de DCP em laboratório.

2.3 Obra industrial no Município de Sananduva/RS

Igualmente, a obra do Município de Sanaduva/RS constituía-se de um aterro industrial para uma fábrica de farinhas. Para o aterro estavam previstas sobrecargas de caminhões transportando grãos e farinha. Os solos locais eram de boa qualidade, constituídos por solos argilo-siltosos inorgânicos residuais da formação basáltica-riodacítica, variando de CH (CHM) a CL(CLM) e na classificação HRB como A-7-6. O lençol freático ocorre na profundidade de 9,0 m, porém, o solo apresenta uma consistência, consideravelmente boa, a partir de 4,0 m de profundidade. A fábrica encontra-se dentro do município, porém afastado da região central. Dentro da própria obra, ocorriam materiais de excelente qualidade, que devido a cortes para a nivelamento e construção de novos prédios, foram completamente utilizados. Os ensaios de caracterização, demonstraram que os valores de peso específico seco máximo de ótimos eram de 13,45 kN/m^3 e e teor de umidade ótimo de 38,34%. Na jazida o material encontrava-se em média com teor de umidade natural de 40%. O CBR de laboratório moldado nas condições ótimas apresentou o valor médio de 13%, variando entre 7 e 25%, e expansões menores do que 1%. Apesar de uma certa diferença, principalmente no peso específico seco

máximo, este solo é muito parecido mecanicamente com o encontrado na terraplenagem das fábricas de Erechim/RS.

Nesta obra o aterro havia sido iniciado pelo município em 2019, mas sem controle tecnológico. Porém, em junho de 2020, após instabilidades em taludes locais, a obra foi assumida por uma empresa especializada. Muitos trechos realizados pela prefeitura precisaram ser refeitos, devido à sua baixa capacidade de suporte. O aterro variava de 5 a 17 m de altura, com a jazida de empréstimo no próprio terreno de implantação.

2.4 Metodologia

A metodologia adotada para o controle tecnológico da terraplenagem por meio do CBR por DCP foi semelhante para as duas obras. O principal critério de controle da terraplenagem era obter na camada a ser aprovada um valor de CBR ≥ 10%. Este valor de CBR é considerado como ótimo para o corpo de aterros industriais. Os valores recomendados para corpo de aterro são CBR > 2% e expansão < 4%, a muito tempo, adotados nos projetos admitidos pelo DNIT, DER e DAER. Portanto, o critério adotado para os aterros era bem mais conservador.

Foram estabelecidos, pela fiscalização, pontos representativos onde seriam realizados os ensaios DCP, desde a primeira camada entre 25 e 50 cm até a última camada já selada. Não obstante, eram realizados pontos extras toda vez que a fiscalização solicitava, e, da mesma forma, também, conjuntamente aos ensaios de caraterização que se repetiam, na ocasião de troca de jazidas de materiais de empréstimo. Nas duas obras já havia, previamente, jazidas liberadas para retirada de material.

O teor de umidade do material de empréstimo era controlado pelas condições ótimas, antes do início dos trabalhos e ao longo da jornada. O número de passadas do rolo compactador tipo rolo pé-de carneiro foi determinado, antes do início da terraplenagem, em um canteiro experimental dentro da própria obra, com a utilização dos materiais analisados e o DCP, visando uma ampla calibração.

Após a compactação da camada, a fiscalização solicitava a execução do DCP para a sua aprovação. Convertia-se o valor DCP em CBR. Se o CBR fosse ≥ 10%, o trecho estaria aprovado. Caso contrário, refazia-se o número de passadas. Na sequência, novamente o DCP, caso o CBR fosse ≥ 10%, aprovava-se, caso contrário, determinava-se o teor de umidade, para ver se o problema de falta de capacidade de suporte encontrado, era por excesso ou por falta de água. O excesso de água era dominante. Dois procedimentos de correção eram usados: aerava-se o material no sol ou repetia-se o número de passadas ideais sem secar. Repetiam-se os procedimentos até ser verificado o critério de aprovação. Observa-se, que apesar de o período ter sido chuvoso, poucas vezes foram necessários o umedecimento com o caminhão-pipa. A proteção das jazidas e do trecho aprovado, com selagem, lonas e camadas de sacrifício, contra as chuvas, mostraram-se eficientes. Acredita-se que a eficiência da correção da densidade através da repetição do número de passadas, seja eficiente, porque o solo se encontrava com teor de umidade na jazida muito próximo as condições ótimas, neste caso na zona de inchamento. Segundo a teoria de Hogentogloter de 1937, estando o solo na zona de lubrificação ou inchamento, o método da repetição do número de passadas é suficiente para a correção da densidade (Schlogel, 2015).

Para a execução acurada do ensaio DCP, foram realizados alguns cuidados na execução do ensaio, como: a primeira leitura de penetração do DCP era sempre desconsiderada, pois no primeiro golpe, a superfície de contato entre o cone e o solo não é a mesma dos golpes posteriores; além do operador do peso ter um ritmo regular, devia cuidar, ao elevar o peso, para não bater no limite superior da altura de queda e provocar uma movimentação ascendente do aparelho; e uma vez extraído o instrumento, era verificado se a ponta cônica estava em bom estado.

3 RESULTADOS E ANÁLISES

3.2 Obra industrial no Município de Erechim/RS

A terraplenagem do aterro industrial tinha uma área aproximada de 20.000 m^2 e altura média de 10 m, variando entre 5 e 12 m, totalizando 270.000 m^3 de material compactado, com distância de transporte menor do que 5 km. Esta obra faria parte da expansão do complexo industrial. O solo foi compactado com teor de umidade média de 38%, em camadas de 15 a 25 cm.

A compactação foi realizada com rolo pé-de-carneiro, com número de passadas ideais de 14, sendo que, o equipamento aplicava uma pressão de média de 1.750 kPa. O controle tecnológico da terraplenagem do corpo do aterro e camadas finais, foi realizada com os valores de CBR obtidos por correlações DCP in situ. Foram realizados 61 pontos de DCP, distribuídos no trecho de terraplenagem. Na Figura 1 pode-se observar um exemplo da planilha utilizada no cálculo do CBR por DCP, para a obra em questão.

PONTO 2 - DATA: 24/10/2022
WPONTO= 38 % (teor de umidade); WJAZIDA=38%
DCP – A STM 6951-09, 2009 /MINESOTA DEPARTAMENT OF TRANSPORTATION GRADING AND BASE OFFICE

Faixa de Penetração (cm)		Número de golpes	Penetração (mm)	ΣPenetração (mm)	CBR
90	86,3	1	37	37	5
86,3	82,4	1	39	76	5
82,4	79	1	34	110	6
79	76,8	1	22	132	9
76,8	72,8	1	40	172	5
72,8	71,5	1	13	185	17
71,5	70	1	15	200	14
70	68	1	20	220	10
68	67	1	10	230	22
67	64,8	1	22	252	9
64,8	63	1	18	270	11
63	61	1	20	290	10
61	59	2	20	310	10
59	57,5	3	15	325	14
				CBR médio camada	11
				Espessura da camada (cm)	32,5

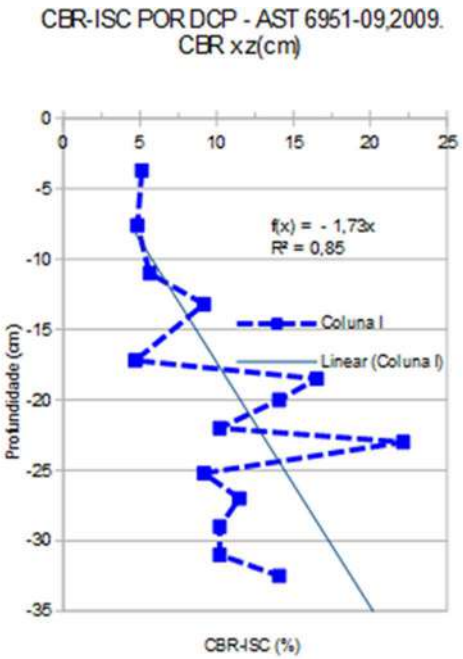


Figura 1. Dados de campo para o controle tecnológico e planilha de cálculo do CBR por DCP, distribuído pela profundidade, para o aterro industrial em Erechim/RS. Fonte: Boehl e Serraglio (2022).

O valor do CBR médio do aterro como um todo foi de 13% variando entre 6 e 19%. O grau de compactação foi de 90%. Os serviços iniciaram dia 24/10/2022 e finalizaram 15/01/2023. Durante o período, as chuvas foram um pouco abaixo das médias normais previstas para esta época do ano, o que acelerou a execução da terraplenagem. No relatório apresentado por Boehl e Serraglio (2022) constam os cálculos CBR por DCP, profundidades, cota de compactação, condições diárias, condições climáticas, condições do material da jazida, pressão do rolo e diário de obra.

3.2 Obra industrial no Município de Sananduva/RS

A obra constituía-se, igualmente, de um aterro industrial, com 7.000 m^2 que suporta sobrecargas de caminhões transportando grãos, farinha e matéria prima associada ao processo de fabricação da farinha. A obra era de um aterro industrial variando entre 5 e 17 m de altura. A jazida de empréstimo encontrava-se no próprio local, onde forma realizados cortes e da retirada e reaproveitamento dos materiais utilizados pela prefeitura municipal. Desta foram mobilizados 94.000 m^3 de material de empréstimo.

O material vinha da jazida com o teor de umidade de 40%, próximo ao ótimo de 38%. A redução de 2%, foi realizada, com sucesso, somente com as 12 passadas do equipamento compactador, assim não sendo necessário procedimentos extras de aeração e diminuindo os custos dos serviços.

Na Figura 2 pode-se observar um exemplo da planilha utilizada no cálculo do CBR por DCP, para a obra em Sananduva/RS. Foram realizados 98 pontos de ensaio, que apresentaram valores de CBR por DCP variando de 8 a 25%, com uma média de 13%. Foram obtidos valores de com CBR ≥ 10% em mais de 75% dos pontos ensaiados. Para a maioria dos pontos com CBR ≤ 10%, a correção com a repetição do número de passadas foi suficiente para se obedecer ao critério de aprovação. Somente para 10% foi necessário, desmanchar o trecho (cancha) realizando a escarificação, espalhamento, umedecimento ou aeração e nova compactação da camada.

PONTO 26 -DATA: 04/09/2020
W= % (teor de umidade)
DCP – ASTM 6951-09, 2009.

Faixa de Penetração (cm)		Número de golpes	Penetração (mm)	ΣPenetração (mm)	DCP (mm/golpes)	CBR
99	98,7	1	3	3	3	
90,7	97,2	1	15	10	15	14
97,2	95	1	12	30	12	18
96	94,4	1	16	46	16	13
94,4	92,1	1	23	69	23	9
92,1	90,2	1	19	88	19	11
90,2	88,9	1	13	101	13	17
88,9	86,1	1	28	129	28	7
86,1	83,5	1	26	155	26	8
83,5	80,6	1	29	184	29	7
80,6	77	1	36	220	36	5
77	74,1	1	29	249	29	7
74,1	71,1	1	30	279	30	6
71,1	68,1	1	30	309	30	6
				CBR médio camada		10
				Espessura da camada (cm)		30,9

* Obs: Desprezaram-se os seguintes valores: 99-98,7cm-CBR=85

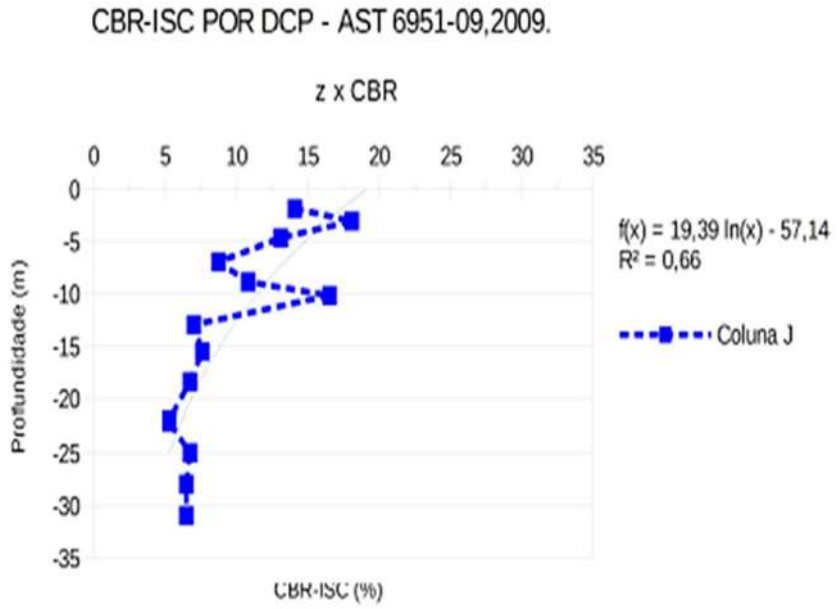


Figura 2. Dados de campo para o controle tecnológico e planilha de cálculo do CBR por DCP, distribuído pela profundidade, para o aterro industrial em Sananduva/RS. Fonte: Boehl e Serraglio (2020).

4 CONCLUSÕES

O controle tecnológico da terraplenagem com o DCP mostrou-se viável tecnicamente para solos residuais de basalto, da Formação Serra Geral (FSG) para ambas as obras industriais na região do Alto Uruguai/RS. Da mesma forma, o controle realizado apresentou custos incomparavelmente menores do que com os métodos tracionais, devido a sua rapidez e a possibilidade de um ou dois operadores realizarem o ensaio, tornando-o uma ótima opção para controle tecnológico de aterros de solo compactado.

Os dados produzidos pelo DCP mostraram baixa dispersão e ótima correlação com o CBR, sendo promissor seu emprego, principalmente, através do estabelecimento de correlações com outras variáveis

geotécnicas. Todavia, recomenda-se um estudo mais aprofundado visando a comparação direta entre os valores de DCP e CBR, que por questões de representatividade, deveria ser do tipo CBR *in situ*.

Cabe ressaltar a atual dificuldade de reconhecimento dessas qualidades no meio técnico e de contratação de serviços de controle tecnológico da terraplenagem de obras industriais. Apesar de diversos acidentes já ocorridos na região, a maioria dos serviços executados não apresentam nenhum controle. Da mesma forma, sugere-se a produção de uma normativa nacional, levando em conta os solos tropicais, residuais e cimentados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alves, A.B.C. (2002) *Avaliação da capacidade de suporte e controle tecnológico de execução da camada final de terraplenagem utilizando o Penetrômeto Dinâmico de Cone*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. PPGC-UFSC, Florianópolis. 185 p.

American Society for Testing and Materials - ASTM (2009). D6951-09. *Standard test method for use of the Dynamic Cone Penetrometer in shallow pavement applications*. 7 p.

Cardoso, A. C. e Trichês G. (2000) *Proposição de uma Metodologia para utilização do Penetrômeto Dinâmico de Cone no controle da execução da camada final de terraplenagem*, 32ª. Reunião Anual de Pavimentação, Brasília. p. 661-673.

Biavati, F. (2017) *Determinação e análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo residual de basalto do Campus Erechim–RS em condições naturais e inundadas*. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de graduação em Engenharia Ambiental e Sanitária. Universidade Federal da Fronteira Sul, Erechim, 70 f.

Boehl, P. E. G; Serraglio, T. L. (2020) *Relatório Experimental: Controle tecnológico de aterros industriais utilizando solos residuais de basalto através do ensaio de campo Dynamic Cone Penetrometer – DCP CBR por DCP para a ampliação do parque industrial das Farinhas Sananduvas-VICATO/Sanaduva/RS*. Arquivo de projetos da PAVIBRAS Engenharia Ltda Erechim/RS, 50 p.

Boehl, P. E. G; Serraglio, T. L. (2022) *Relatório Experimental: Controle tecnológico de aterros industriais utilizando solos residuais de basalto através do ensaio de campo Dynamic Cone Penetrometer – DCP CBR por DCP para a ampliação do parque industrial da PECCIN/Erechim/RS*. Arquivo de projetos da PAVIBRAS Engenharia Ltda Erechim/RS, 50 p.

German National Standard (2002). DIN 4094-1 Subsoil - Field investigations - Part 1: *Cone penetration tests standard* by Deutsches Institut Fur Normung E.V., 06/01/2002.

Fontes, L. P. T. L. (2001) *Contribuição à investigação geotécnica de vias urbanas não pavimentadas através do emprego do Penetrômetro Dinâmico de Cone*, Dissertação de Mestrado, Pós-Graduação em Eng. Civil - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Oliveira, L. E.; Vertamati, E. (1998a) *Utilização do Cone de Penetração Dinâmica (DCP) na avaliação estrutural de pavimentos de baixo volume de tráfego*. 31ª. Reunião Anual de Pavimentação, São Paulo, v. 1, p. 616-628.

Oliveira, L. E.; Vertamati, E. (1998b) *Comportamento de solos tropicais de natureza transicional em camadas estruturais de pavimentos.* 11° Congresso de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília, v. 1, p. 657-664.

Schlogel, C. V. (2015) *Uso do DCP para avaliação do grau de compactação de um solo na região oeste de Curitiba-PR*. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso – Curso Superior de Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Scala, A. J. (1959) *Simple method of flexible pavement design using cone penetrometers*. Proceedings of 2nd Australian - New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Zealand.

Strehl, M. J. (2016) *Avaliação das propriedades geotécnicas de um solo do campus Erechim-RS através dos ensaios de compactação tipo Proctor*. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de graduação em Engenharia Ambiental e Sanitária. Universidade Federal da Fronteira Sul, Erechim, 47 f.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/805

Correlação entre os Ensaios CBR e DCP para Solos Argilosos Residuais Basálticos

Thiago Nievola Sokalski
Engenheiro Civil, UniCesumar, Curitiba, Brasil, thiago.nievola@gmail.com

Edson Iurk Junior
Geólogo, IGeo Engenharia e Geotecnia ltda., Curitiba, Brasil, edson.iurk@ufpr.br

RESUMO: Este trabalho apresenta correlações entre os ensaios CBR (*California Bearing Ratio)* e DCP (*Dynamic Cone Pentrometer)* para solos argilosos do terceiro planalto paranaense, na região da cidade de Londrina – PR. Foram utilizadas 10 amostras para execução dos ensaios laboratoriais, posteriormente, através de modelos matemáticos, foi possível identificar correlações entre os resultados obtidos. Visto que o equipamento DCP é de grande utilidade para avaliação de camadas de solo *in situ*, a obtenção de correlações entre os índices CBR e DCP para diferentes tipos de solo se faz necessária.

PALAVRAS-CHAVE: California Bearing Ratio, Dynamic Cone Penetrometer, Solos.

ABSTRACT: This work presents correlations between the CBR *(California Bearing Ratio)* and DCP *(Dynamic Cone Penetrometer)* tests to clayish soils from the third highland of Paraná, in Londrina's town region. It used 10 (ten) samples to execute the laboratory tests, after that, through math models, it was possible to identify correlations between the final results. Once the equipment DCP is very useful to "*in situ*" soil layers evaluation, the gathering of correlations between de CBR and DCP indexes to many different kinds of soil is necessary.

KEYWORDS: California Bearing Ratio. Dynamic Cone Penetrometer. Soils.

1 INTRODUÇÃO

O controle de qualidade empregado na compactação do solo, principalmente nas obras de pavimentação, é de grande importância e pode ser decisivo para a qualidade e durabilidade da estrutura que será projetada e posteriormente executada. Nas obras de pavimentação, os dados obtidos por meio dos ensaios de solo são utilizados no projeto de estruturas, assim como no controle de execução da obra.

Vários ensaios podem ser utilizados para controlar a compactação de um solo. Dos métodos disponíveis atualmente, o DCP (*Dynamic Cone Penetrometer*) tem conquistado espaço devido às vantagens relacionadas a sua praticidade em campo. Segundo Berti (2005), o DCP apresenta vantagens relacionadas a seu baixo custo e simples execução, proporcionando uma avaliação das diferentes camadas compactadas ou naturais. E, de acordo com Lima (2000), o DCP vem sendo aperfeiçoado desde a sua criação, e utilizado em várias regiões do mundo, como Austrália e África do Sul, por ser um ensaio executado rapidamente com baixo custo, além de não ser destrutivo. O ensaio CBR (*California Bearing Ratio*) também se mostra muito eficaz e é um ensaio base para projetos de pavimentação no Brasil e no mundo. Sendo desenvolvido em 1938 nos Estados Unidos, o ensaio CBR vem sendo utilizado até hoje devido a sua praticidade.

Segundo Berti e Paiva (2006), várias correlações DCP x CBR vêm sendo definidas no mundo todo por modelos bi-logarítimicos e exponenciais, e variam de acordo com o material utilizado e com a forma que os ensaios são executados.

Neste sentido, o presente trabalho busca analisar diferentes amostras de solo da região do terceiro planalto paranaense, que possui a maior extensão dentre as subdivisões do estado, objetivando identificar suas classificações e obter correlações CBR x DCP.

2 ÁREA DE COLETA DE AMOSTRAS

As amostras utilizadas são da região de Londrina-PR, a coleta ocorreu ao longo da PR-455, próximo aos municípios de Lerroville, Guaravera, Paiquerê e Irerê. Foram coletadas 10 amostras, cerca de 50 kg por amostra. A área de coleta está localizada no Terceiro Planalto Paranaense ou Planalto de Guarapuava, que apresenta uma formação datando da era mesozóica, a partir de derramamentos basálticos . O solo da região é popularmente conhecido como Terra Roxa, apresentando coloração avermelhada.

3 ENSAIOS LABORATORIAIS

A caracterização das amostras coletadas foi executada em laboratório e classificadas de acordo com o sistema TRB (*Transportation Research Board*), adotado pela AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) e SUCS (*Sistema unificado de classificação de solos*).

Foram realizados ensaios de caracterização (granulometria, limites de Atterberg e densidade real dos grãos), ensaios de compactação, ensaios CBR e ensaios com DCP, de acordo com as normas vigentes.

Os ensaios de granulometria foram realizados de acordo com a NBR 7181:1984 - Solo - Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação e NBR 6457 - Amostras de Solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.

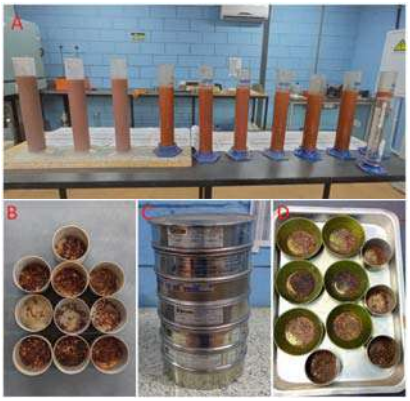


Figura 1. (A) Provetas dos ensaios de sedimentação, (B) Frações utilizadas no peneiramento grosso, (C) Jogo de peneiras utilizado e (D) Frações utilizadas no peneiramento fino, Autor (2001).

Os ensaios de massa específica dos grãos foram realizados de acordo com a NBR 6508:1984 – Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica para identificar a densidade real dos grãos do solo, a partir do método do picnômetro grande e da bomba de vácuo. Os ensaios de Limites de Atterberg foram baseados na NBR 6459:2016 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez e NBR 7180:2016 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade.

Figura 2. (A) Placa de vidro e solo utilizado, (B) Gabarito de metal e cilindro de solo, (C) Aparelho de Casagrande com a fenda no solo, Autor (2021).

Os ensaios de compactação foram realizados de acordo com a NBR 7180:2016 – Solo – Ensaio de compactação. Foram ensaiadas dez amostras e para cada uma delas foram compactados cinco corpos de prova, na energia proctor normal (12 golpes), com cinco camadas. Optou-se por compactar todas as amostras na mesma energia (normal), podendo assim submeter as amostras às mesmas condições de ensaio, facilitando a comparação e análise dos métodos e resultados. Os corpos de prova que apresentaram erros de compactação foram descartados e compactados novamente, mantendo cinco corpos de prova por amostra. Para cada corpo

de prova compactado foi coletada uma amostra do material para realização do ensaio de teor de umidade, buscando as melhores condições de compactação, para posteriormente obter as curvas de compactação de cada ensaio. Após a realização da compactação, os corpos de prova não foram submetidos a ensaios de expansão por imersão em água, foram realizados ensaios CBR e, posteriormente, os ensaios com DCP.

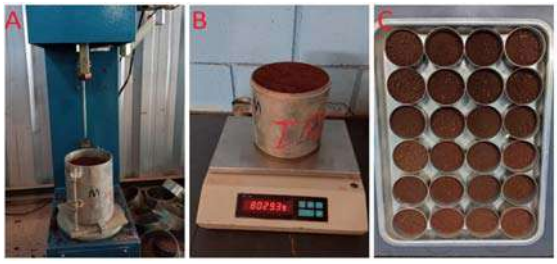


Figura 3. (A) Compactador elétrico, (B) Pesagem do corpo de prova,
(C) Amostras de solo para ensaio de teor de umidade, Autor (2021).

Após ensaios de compactação, foram realizados os ensaios CBR em todos os corpos de prova compactados, sendo um total de cinquenta corpos de prova, de acordo com a NBR 9895:1987 – Solo – Índice de Suporte Califórnia. Os ensaios foram realizados na umidade de moldagem, sem a imersão em água para ensaio de expansão. Vale ressaltar que para o dimensionamento de pavimentos, de acordo com a norma vigente, é necessário o ensaio de expansão.

Figura 4. (A) Prensa elétrica automatizada, (B) Célula de carga e corpo de prova
(C) Corpo de prova após o rompimento, Autor (2021).

Os ensaios de penetração de cone foram realizados de acordo com a norma americana ASTM D695:2018 - *Standart Test Method for use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Aplications.* O método consiste na realização do ensaio com DCP na face oposta à realização do ensaio CBR, nos corpos de prova.

Foram executados ensaios com DCP para cada corpo de prova ensaiado, utilizado um equipamento DCP com ponteira de 60º, normatizado. A ponteira do equipamento DCP foi cravada no solo antes do início dos golpes, a fim de desconsiderar a parte superficial do material compactado, conforme sugere Alves (2002), e nenhum dos golpes foi descartado. A profundidade de penetração nos corpos de prova foi em torno de 100mm, espessura referente à porção de solo compactado em cada cilindro. Os ensaios foram encerrados antes da cravação no disco de madeira, utilizado para preencher o furo causado pelo pistão do equipamento de rompimento CBR, protegendo a ponta do equipamento DCP e preenchendo o vazio.

Autores como Lima (2000) e Souza (2019) utilizaram metodologias semelhantes, executando os ensaios com DCP na face oposta ao rompimento do CBR, e utilizando um disco de madeira no orifício do rompimento. De acordo com Lima (2000), o processo de saturação dos corpos de prova, segundo as normas, é questionável porque geralmente o material encontrado em campo não está saturado. Sendo assim, a fim de simular uma condição de campo, onde o ensaio DCP geralmente é realizado em camadas de solo não saturadas, não foram realizados ensaios de expansão e os ensaios com DCP foram realizados logo após os ensaios CBR, ambos com o mesmo teor de umidade no corpo de prova. De acordo com Alves (2002), a capacidade de suporte de uma camada de solo pode ser avaliada com a utilização do equipamento DCP, o índice CBR exigido em projeto para a camada compactada, pode ser aferido no local da compactação (in situ) através do índice DN obtido com o ensaio. O valor de penetração que deve ser obtido em campo se chama "Índice de Penetração de Referência – DNref", que é obtido através da curva de calibração.

Figura 5. (A) Realização de ensaio com DCP em laboratório, (B) Disco de madeira utilizado (C) Ponteira de 60º do DCP, (D) Corpo de prova com o disco de madeira, Autor (2021).

A partir dos resultados de CBR e DCP foi possível traçar os gráficos dos ensaios. Para cada corpo de prova ensaiado, um índice CBR obtido através das leituras de penetração no corpo de prova e um valor DN obtido através da penetração por golpe no ensaio com DCP, foi feita uma média de penetração para cada cilindro (mm x golpe). Os valores de CBR e DN de cada corpo de prova, um total de 50 pares, foram utilizados na obtenção de gráficos de regressão linear, gerando linhas de tendência (curvas de calibração). Além disso, também foi gerado um coeficiente de determinação (R^2) para cada linha de tendência obtida, que apresenta o nível de variação dentre os dados analisados, em uma escala entre 0 e 1, sendo que valores acima de 0,7 podem ser considerados satisfatórios, apresentando pouca variação.

4 RESULTADOS

4.1 Caracterização

As amostras analisadas apresentam grande quantidade de argila e silte, o Limite de Liquidez variou de 44% a 58%, o Limite de Plasticidade variou de 29% a 41% e o Índice de Plasticidade variou de 28% a 13%. Os solos foram classificados como CH (argila de alta plasticidade) e CL (argila de baixa plasticidade), de acordo com a classificação SUCHS. De acordo com a classificação TRB os solos foram classificados como A-7-5 (argilas) e A-7-6 (argilas).

As amostras coletadas foram classificadas como argilas, no enquadramento da classificação TRB, em sua maior parte como A-7-5. Apenas as amostras 1 e 10 foram classificadas como A-7-6, na classificação SUCHS. As amostras se dividiram entre CH (1, 2, 5, 6, 9, 10) e CL (3, 4, 7,8), em geral as amostras apresentam características semelhantes.

Segundo o DNIT (2006), solos classificados como A-7-5 possuem índice de plasticidade baixo se comparado ao Limite de Liquidez, pois são solos elásticos e expansivos. Já os solos classificados como A-7-6 têm alto índice de plasticidade, se comparado ao limite de liquidez, sendo um solo expansivo.

4.2 Compactação, CBR e DCP

O teor de umidade ótimo das amostras compactadas variou de 28,6% a 33,7%, a densidade aparente seca, dentre todos os pontos compactados, variou de 1,304 g/cm³ a 1.549 g/cm³, valores já esperados para amostras argilosas.

O índice de CBR ou ISC, dentre todos os pontos compactados, variou de 1,8% a 20,2%, o DN, dentre todos os pontos executados, variou de 9,09 mm/golpe até 55,5 mm/ golpe. Vale ressaltar que, como esperado, os resultados de CBR x DCP foram inversamente proporcionais - quanto maior o índice de CBR, menor o valor de mm/golpe. Os gráficos obtidos nos ensaios com DCP apresentaram retas com pouca variação de inclinação, demonstrando a homogeneidade do material compactado nos corpos de prova. Os os pontos compactados no ramo seco, que possuem menor densidade aparente seca, apresentaram maiores valores de CBR e menor penetração (mm/golpe) do DCP, demonstrando uma maior resistência.

Berti e Paiva (2006) salientam que o índice CBR de corpos de prova do ramo úmido, quando submetidos à imersão em água, tendem a não sofrer alterações, porém, o índice CBR dos corpos de prova do ramo seco, quando submersos em água, tendem a baixar.

4.3 Correlação entre CBR e DCP

Segundo Berti (2005), as correlações podem variar de acordo com o método de ensaio, o ângulo da ponteira do DCP e o local onde o ensaio foi executado, sendo em campo ou em laboratório.

A linha de tendência dos pontos é posicionada de acordo com os valores de DCP x CBR, ocorrendo uma correlação. O coeficiente de determinação (R^2) representa a variação de correlação entre os pontos, quanto menor o valor de R^2, maior é a variação (LIMA, 2000). As linhas de tendência obtidas com a plotagem dos gráficos CBR x DCP, são chamadas de curvas de calibração para cada tipo de solo analisado.

Berti e Paiva (2006) salientam que podem ser utilizados modelo lineares, logarítmicos, exponenciais ou bi-logaritmicos para correlacionar DCP e CBR, sendo que os modelos que apresentam melhores resultados são Log x Log e exponenciais.

A norma norte americana ASTM D6951:2018 - *Standart Test Method for use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications,* apresenta algumas correlações para solos classificados de acordo com o Sistema de Classificação Unificado (SUCHS).

Os autores Berti e Paiva (2006) e Fernandes (2015), relacionaram diversas correlações em seus trabalhos, apresentando diversas características, como tipo de solo ensaiado, método de ensaio, inclinação das retas e suas respectivas equações.

Após a análise, foi possível identificar os grupos de solos e suas características, e correlacionar os resultados através de regressão linear. Utilizando o software Excel foi possível plotar os pontos de ensaio, apresentando linhas de tendência, e foi utilizado o modelo bi-logarítmico por apresentar melhor ajuste.

Os valores de log CBR e log DCP dos 50 pares foram utilizados para obtenção dos gráficos de dispersão no modelo linear. Foram executadas diferentes análises de regressão, uma delas contendo todos os pontos ensaiados, conforme apresentado no Gráfico 1. O Gráfico 2 apresenta os pontos de ensaio classificados como A-7-6 e o Gráfico 3 dos pontos classificados como A-7-5. Os grupos identificados segundo a classificação TRB foram priorizados, por ser a classificação mais utilizada dentro das referências aplicadas.

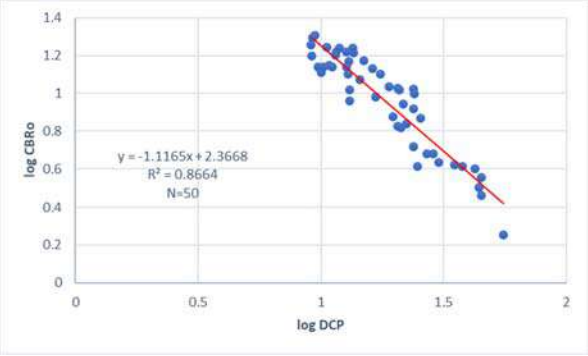


Gráfico 1. Dispersão linear 1, todas as amostras, Autor (2021).

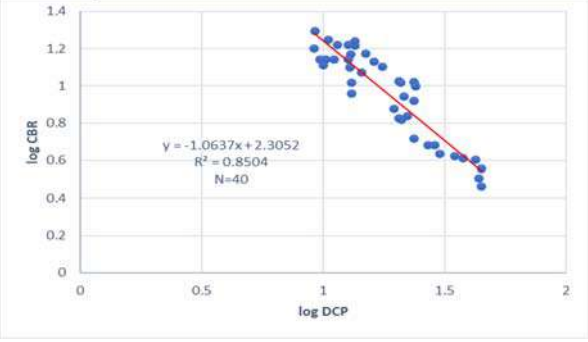


Gráfico 2. Dispersão linear 2, amostras classificadas como A-7-6, Autor (2021).

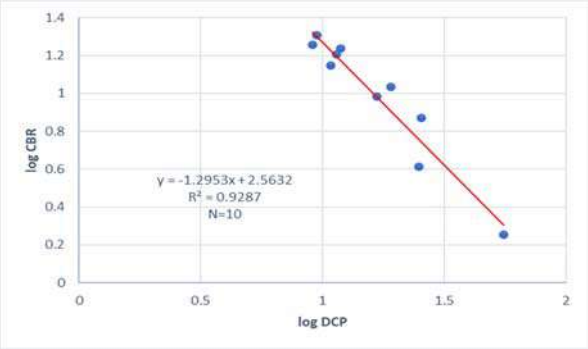


Gráfico 3. Dispersão linear 3, amostras classificadas como A-7-5, Autor (2021).

As correlações obtidas a partir das análises de regressão e suas características estão apresentadas na Tabela 1, em que o índice CBR é dado em porcentagem, DCP em mm/golpe, R^2 é o coeficiente de determinação e a inclinação da reta em graus.

Tabela 1 - Correlações obtidas, autor (2021).

Nº	Amostras	Nº de pontos	Classificação		Equação	R^2	Inclinação	
			TRB	SUCHS			*m*	grau
1	Todas	50	A-7-5, A-7-6	ML, MH	log (CBR) = 2,367 - 1,117 . Log (DCP)	0,866	-1.117	48°
2	A-7-6	10	A-7-6	MH	log (CBR) = 2,563 - 1,295 . Log (DCP)	0,928	-1.295	52°
3	A-7-5	40	A-7-5	ML, MH	log (CBR) = 2,305 - 1,064 . Log (DCP)	0,85	-1.064	47°

As dispersões lineares apresentadas nos Gráficos 1, 2 e 3 demonstram que existe uma boa correlação entre os índices obtidos. Os valores de R^2 foram elevados, o que indica boa representatividade entre as variáveis. As análises de regressão demonstram que, com o aumento dos valores de CBR (%), os valores de DCP (mm/golpe) diminuem, sendo inversamente proporcionais.

A correlação 1 (Gráfico 1) é semelhante à correlação 3 (Gráfico 3), apresentando um grau de inclinação e R^2 próximos. A correlação 2 (Gráfico 2) apresenta um R^2 mais elevado, assim como um grau de inclinação maior em sua reta. O número de pontos ensaiados nas correlações 1 e 3 é muito maior que na correlação 2, o que pode indicar valores inferiores para coeficientes de determinação (R^2). Acerca disso, Carvalho (2005) observou que o coeficiente de determinação (R^2) diminuiu quando todos os pares foram analisados simultaneamente, salientando que é mais indicado utilizar correlações individuais para cada tipo de solo.

O Gráfico 4 apresenta um comparativo entre as equações obtidas e suas inclinações de reta:

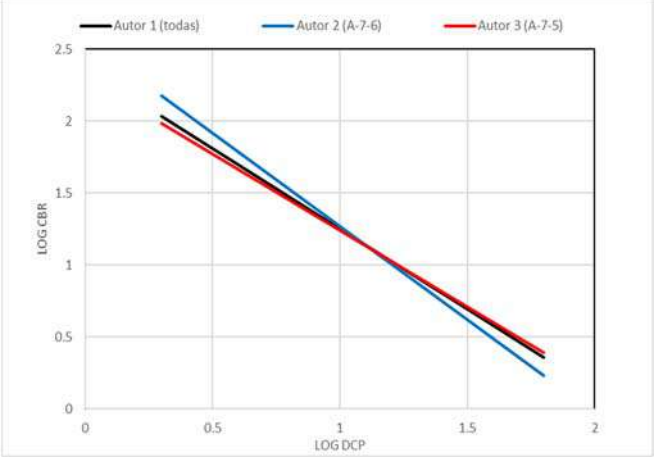


Gráfico 4. Comparativo entre as equações obtidas, Autor (2021).

A equação 2 (A-7-6) apresenta um grau de inclinação maior, indicando que os pontos secos das amostras A-7-6 apresentam índices CBR mais elevados do que os pontos secos das amostras A-7-5, e que os pontos úmidos das amostras A-7-6 apresentaram CBR inferior aos pontos úmidos das amostras A-7-5. Foram selecionadas algumas correlações que possuem semelhanças em termos de execução de ensaios e tipo de solo utilizado (argilosos), conforme Tabela 2.

Tabela 2 - Correlações existentes utilizadas no comparativo, Autor (2021).

Autor	Tipo de solo	Nº de pontos	R^2	Equação	Inclinação	
					m	grau
Berti (2005)	A-7-5 (argiloso)	33	0.93	log (CBR) = 2,55 - 1,26 . Log (DCP)	-1.26	52°
Lima (2000)	A-7 (argiloso)	19	0.941	log (CBR) = 2,241- 1,091 . Log (DCP)	-1.091	47°
Harison (1987)	Argiloso	-	0.97	log (CBR) = 2,56 - 1,16 . Log (DCP)	-1.16	49°

As equações de correlação foram plotadas, juntamente com as equações obtidas neste trabalho, para fins de comparação, no Gráfico 5.

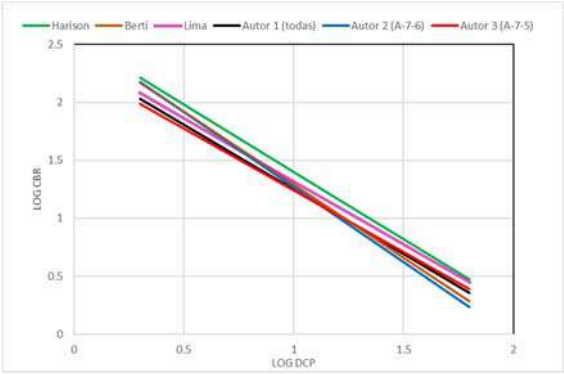


Gráfico 5 - Comparativo entre as equações obtidas e equações existentes, Autor (2021).

A representação gráfica permite identificar a semelhança entre as equações obtidas e as equações dos outros autores. A comparação plotada no Gráfico 5 permite identificar uma paridade entre as equações desenvolvidas por Harison (1987) e Lima (2000). As equações 1 (todas as amostras) e 3 (A-7-5) desenvolvidas neste trabalho, apresentam inclinações semelhantes. A equação proposta por Berti (2005) apresenta um ângulo de inclinação maior, assim como a equação 2 (A-7-6), desenvolvida neste trabalho.

5 CONCLUSÃO

A metodologia empírica utilizada neste trabalho apresentou resultados significativos, tendo sido possível caracterizar as amostras e correlacionar os resultados obtidos nos ensaios CBR e DCP. Os ensaios CBR e DCP foram realizados em corpos de prova não inundados, simulando uma condição de campo, sem que haja saturação do solo. Os corpos de prova do ramo seco apresentaram índices mais elevados, principalmente os pontos de menor umidade, mesmo apresentando menor densidade. Sendo que os pontos próximos à umidade ótima apresentam maior densidade e tendem a apresentar índices de CBR mais elevados. Objetivando uma melhor análise para os ensaios com DCP em campo ou laboratório, são recomendados estudos futuros, analisando a influência da saturação dos corpos de prova sobre os resultados de CBR e DCP.

Conclui-se que as correlações obtidas apresentaram um nível satisfatório, podendo ser utilizadas para correlacionar os resultados de CBR e DCP para solos dos grupos selecionados. Além disso, verifica-se a importância de desenvolvimento de novas correlações para ampliação do banco de dados disponível, o que facilita o uso do equipamento DCP, uma vez que este é de grande utilidade na avaliação da compactação de camadas de solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alves, A.B.C. (2002) *Avaliação da Capacidade de Suporte e Controle Tecnológico de Execução da Camada Final de Terraplenagem Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós – Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis.

ASTM International (2018). ASTM D6951: *Standard test method for use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications.*

Berti, C. (2005) *Avaliação da capacidade de suporte de solos "in situ" em obras viárias através do Cone de Penetração Dinâmica: estudo experimental.* Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

Berti, C, Paiva, C.E.L. (2006) *Correlações entre Índices de Penetração DCP e CBR Disponíveis na Literatura*. Trabalho V-031. V Jornada Luso Brasileiras de Pavimentos: Políticos e Tecnologias, Recife.

Carvalho, R.G. (2005) *Correlações entre os ensaios DCP e CBR para solos saprolíticos de textura fina*. Dissertação de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *Manual de Pavimentação. IPR-719*. Rio de Janeiro: DNIT, 2006.

Fernandes, R. et al. (2015) *Desenvolvimento de correlação entre os ensaios DCP e CBR: estudo de caso: pista de testes*. Trabalho de conclusão de Curso, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville.

Harison, J.A. *Correlation Between California Bearing Ratio and Dynamic Cone Penetrometer Strength Measurement of Soils*. In: Proc. Instn. Civ. Engs, Londom. 1987.

Lima, L.C. (2000) *O Ensaio DCP Aplicado no Controle de Qualidade de Compactação de Obras Viárias Executadas com Solos Lateríticos de Textura Fina.* Tese de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos.

Souza, B.M.M., *Estudo de correlação entre os índices de DCP e CBR de solos típicos da cidade de Natal/RN*. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/528

Correlações estatísticas entre velocidade de onda cisalhante e parâmetros de resistência de solos para estrutura de rejeito disposto hidraulicamente

Beatriz Saralha Friguetto 1
Engenheira Geológa, Vale S.A., Itabira, Brasil, beatriz.friguetto@gmail.com

Luiz Rafael Pereira Santos2
Geológo, Vale S.A., Itabira, Brasil

Nathalia De Faria Sena3
Engenheira Civil, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil

Maxmiliano Lopes Simão4
Geofísico, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil

RESUMO: Estruturas de empilhamento drenado são uma alternativa desenvolvida pela indústria de mineração afim de dispor o rejeito gerado pelo processamento mineral. As análises geotécnicas destas estruturas desempenham um papel crucial na administração de riscos e na prevenção de acidentes ligados a possíveis falhas, visto que essas estruturas podem ser susceptíveis à liquefação. Dentro desse cenário, os métodos geofísicos desempenham um papel significativo, pois sua combinação com dados geológicos e hidrogeológicos possibilita a criação de modelos representativos para avaliar as condições e saúde das estruturas. Neste estudo, serão analisados dados de uma estrutura de armazenamento de rejeito disposto hidraulicamente, como um maciço permeável, dotado de sistema de drenagem de fundo, onde foram realizadas campanhas pelos métodos geofísicos de Análise Multicanal das Ondas Superficiais (MASW) passivo, além de ensaios de Piezocone (CPTu). Estes dados foram integrados em um *software* de modelagem, onde foi realizada a análise visual das informações obtidas em profundidade, e em seguida, através da análise estatística dos dados de velocidade da onda cisalhante (V_S) obtidos pelo MASW, de resistência de ponta dos materiais (qt), gerado pelo ensaio CPTu, e parâmetro de resistência do material (SPT N_{60}) calculado a partir de qt, foram comparados de forma analítica por meio da linguagem de programação python, sendo gerados gráficos de correlação, a fim de caracterizar os materiais da pilha, e definido os coeficientes da função de integração. Através da análise dos dados foi possível observar que há dois principais grupos nos materiais analisados no rejeito armazenado, rejeito arenoso com comportamento expansivo e rejeito arenoso com comportamento contrátil. O primeiro grupo concentra-se em menor profundidade, com valores de V_S normalmente abaixo de 400 m/s e de SPT N_{60} em sua grande maioria abaixo de 50 golpes/30 cm, já o segundo grupo localiza-se principalmente em profundidades superiores a 75 m, com V_S consideravelmente maiores que o primeiro grupo, e com valores de SPT N_{60} normalmente acima de 50 golpes/30 cm. Os levantamentos geofísicos demonstraram ótimos resultados em relação a caracterização dos materiais da pilha, com os resultados tendo convergido em relação aos parâmetros de resistência do solo. Essa comparação permitirá que seja empregado maiores números de levantamentos sísmicos, que são mais ágeis e menos invasivos, mas necessitam de comparações com dados diretos a fim de serem calibrados. Esses dados ajudarão a refinar a superfície de fundação do projeto da estrutura e a locar de maneira mais assertiva as campanhas de sondagem subsequentes.
.

PALAVRAS-CHAVE: Empilhamento drenado; Geofísica; MASW; CPTu; barragens; liquefação

ABSTRACT: Drained stacking structures are an alternative developed by the mining industry in order to dispose of waste generated by mineral processing. Geotechnical analyzes of these structures play a crucial role in managing risks and preventing accidents linked to possible failures, as these structures can be susceptible to liquefaction. Within this scenario, geophysical methods play a significant role, as their combination with geological and hydrogeological data makes it possible to create representative models to assess the conditions and health of structures. In this study, data from a hydraulically arranged waste storage structure will be analyzed, such as a permeable massif, equipped with a bottom drainage system, where campaigns were carried out using the passive Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) geophysical methods, in addition to tests Piezocone (CPTu). These data were integrated into modeling software, where a visual analysis of the information obtained at depth was carried out, and then, through statistical analysis of the shear wave velocity (VS) data obtained by MASW and the tip resistance of the materials (Qt), generated by the CPTu test, were compared analytically using the python language, correlation graphs were generated in order to characterize the materials in the pile, and the coefficients of the integration function were defined. Through data analysis it was possible to observe that there are two main groups in the materials analyzed in the stored tailings, sandy tailings with expansive behavior and sandy tailings with contractile behavior. The first group is concentrated at shallower depths, with VS values normally below 400m/s and SPT N60 mostly below 50 strokes/30cm, while the second group is mainly located at depths greater than 75m, with VS considerably larger than the first group, and with SPT N60 values normally above 50 strokes/30cm. The geophysical surveys demonstrated excellent results in relation to the characterization of the pile's materials and helped to refine the foundation surface of the structure's design. By carrying out more surveys and describing the holes, it will be possible to generate a more detailed database of what compositions of waste are presenting each identified behavior.

KEYWORDS: Drained stacking; Geophysics; MASW; CPTu; dams; liquefaction

1 INTRODUÇÃO

Estruturas de empilhamento drenado de rejeito são alternativas utilizadas na indústria da mineração para armazenamento de rejeito oriundo do processamento mineral. De acordo com o Ministério de Minas e Energia (2019), empilhamentos drenados são estruturas construídas mecânica ou hidraulicamente com rejeitos de mineração que se configuram como um maciço permeável e dotado com um sistema de drenagem de fundo.

Após os rompimentos das barragens alteadas a montante de Fundão e Barragem 1, em Minas Gerais, a área de segurança de estruturas geotécnicas no Brasil ganhou destaque. Novas tecnologias para aquisição de dados geotécnicos estão sendo desenvolvidas, além do aumento na quantidade de dados obtidos das estruturas ter aumentado. De acordo com o Relatório de Segurança de Barragens 2022, elaborado pela Agência Nacional de Mineração (ANA), a quantidade de dados cadastrados no Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB) aumentou entre 2021 e 2022, apesar de ter havido redução no número de barragens em situação preocupante.

Integrar esta quantidade de informações sobre as estruturas para que possamos analisar de forma coesa o comportamento das barragens é essencial para garantir a segurança destas estruturas. Para o estudo de caso deste trabalho, será analisada um empilhamento drenado disposto hidraulicamente, com rejeito arenoso, que de acordo com a resolução de nº 13 da Agência Nacional de Mineração ANM esse tipo de estrutura sofre as mesmas obrigações legais das barragens de rejeito alteadas a montante.

Levantamentos geofísicos vem desempenhando um importante papel nos projetos de engenharia, as vantagens associadas a esse tipo de levantamento são principalmente o fato de não ser um método invasivo, a facilidade de aquisição de dados em campo, a realização de leituras em diversas profundidades e a possibilidade de varredura de grandes áreas num curto espaço de tempo (De Souza, 2012). O método *Multichannel Analysis of Surface Waves* (MASW) foi desenvolvido por Park *et al.* (1999) e consiste em um levantamento sísmico que permite determinar a variação da velocidade de propagação das ondas de cisalhamento (VS) em função da profundidade. Esta metodologia consiste no registro das ondas de superfície (*ground-roll*) e na construção de uma imagem de dispersão destas ondas em função da frequência.

A integração de dados geofísicos e ensaios geotécnicos tem sido utilizado para calibração de parâmetros. Umas das formas utilizadas em estruturas de grande profundidade e dificuldade de perfuração é a integração

entre os dados de V_S fornecidos pelos levantamentos geofísicos e parâmetros de resistência dos materiais fornecidos pelos ensaios de piezocone.

Os ensaios de piezocone são ensaios geotécnicos de campo, largamente utilizados na mineração, que permitem a determinação de propriedades geomecânicas de solos através dos parâmetros de resistência de ponta (qt), resistência por atrito lateral (fs) e poropressão (u2) (Schnaid & Odebrecht, 2012).

2 Metodologia

2.1 Levantamentos de campo

Foram realizados 10 ensaios de piezocone na estrutura e 19 levantamentos de MASW Passivo, em 2021, a localização destes pontos pode ser visto na Figura 1, enquanto as informações referentes a profundidade e cota estão na Tabela 1.

Os levantamentos geofísicos foram feitos através da técnica MASW, sendo aplicado o modo passivo em investigação 1D. Os registros foram feitos com comprimento de 240 s e com intervalo de amostragem de 8 ms. Nos pontos, foram coletados entre 25 e 37 registros, sendo que cada ponto foi feito durante no mínimo 1 hora e 40 minutos. No MASW 1D, a localização da informação obtida é definida como sendo o ponto central do arranjo linear de geofones, de modo que, a variação vertical de velocidade obtida sob o ponto investigado consiste em uma média da situação existente na abrangência do arranjo de geofones empregados.

Os ensaios de piezocone (CPTu) ultrapassaram 70 m de profundidade no empilhamento drenado. Através da avaliação de suscetibilidade à liquefação com base no critério de Olson e Stark (2003), se observa que o rejeito da estrutura apresentou comportamento contrátil a partir de maiores profundidades, com tensões efetivas maiores que 200 kPa.

Tabela 1: Dados dos ensaios CPTu e levantamentos MASW utilizados

MASW PASSIVO						CPTU		
ID	Profundidade (m)	Cota (m)	ID	Profundidade (m)	Cota (m)	ID	Profundidade (m)	Cota (m)
Ponto 1	115,719	930,25	Ponto 11	131,1	909,81	GST-CPTU-01	38,95	841,27
Ponto 2	125,4	920,04	Ponto 12	155,952	899,8	GST-CPTU-02	43,2	859,14
Ponto 3	133,479	931,36	Ponto 13	150,48	934,21	GST-CPTU-03	75,54	899,61
Ponto 4	122,731	859,05	Ponto 14	94,763	895,2	GST-CPTU-04	76,25	900,18
Ponto 5	138,201	892	Ponto 15	250,8	821,75	GST-CPTU-05	17,7	883
Ponto 6	173,653	898,65	Ponto 16	104,738	896,01	GST-CPTU-06	57,85	925
Ponto 7	122,147	909,12	Ponto 17	175,331	926,12	GST-CPTU-07	73,6	876,119
Ponto 8	162,757	915,81	Ponto 18	171	912,91	GST-CPTU-08	77,3	890,402
Ponto 9	94,763	923,97	Ponto 19	177,242	918,57	GST-CPTU-09	47,8	936,624
Ponto 10	125,4	930,89				GST-CPTU-10	62,41	919,985

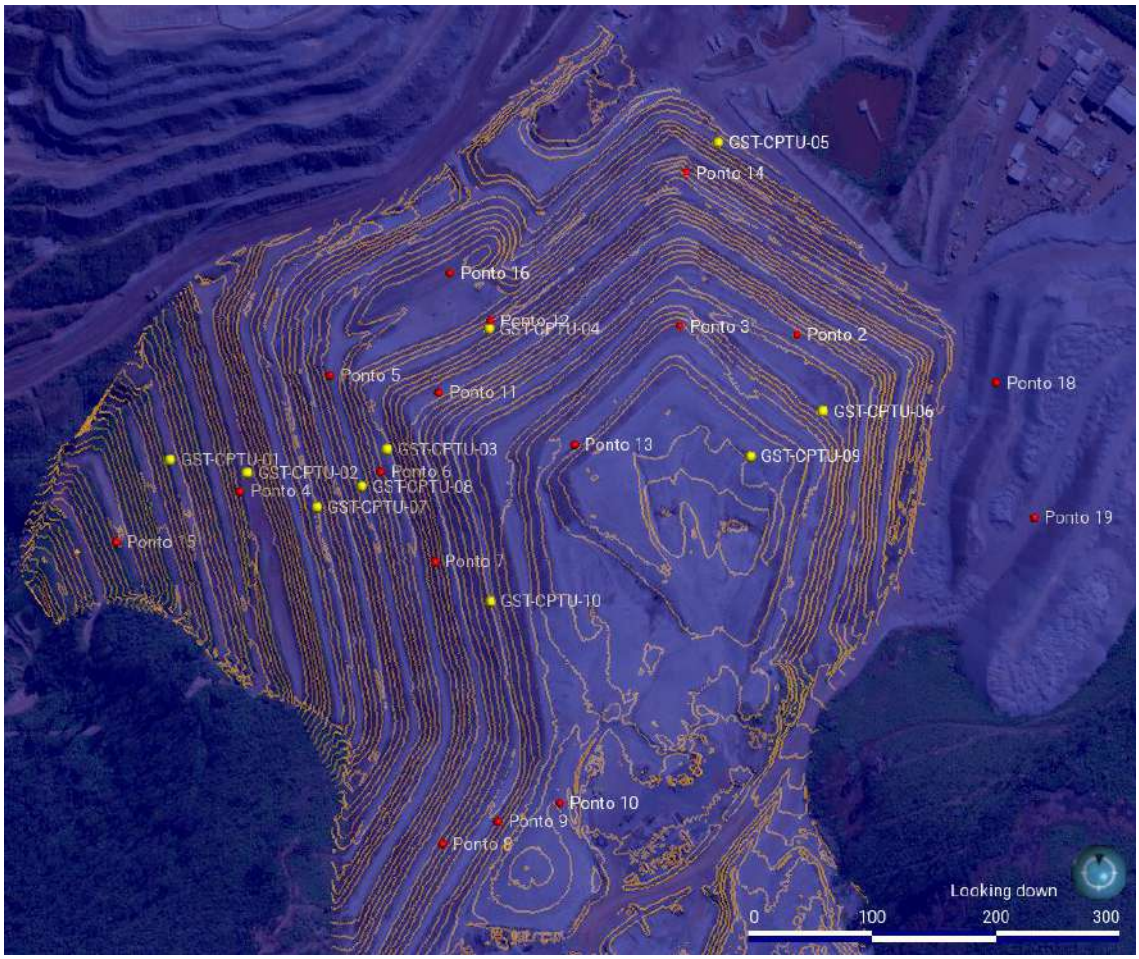


Figura 1: Em amarelo a localização dos testes de CPTu realizados, em vermelho os pontos de coleta de MASW Passivo.

2.2 Parâmetros de resistência utilizados

Os dados CPTu são usados para calcular um grande número de parâmetros derivativos, normalmente limitado por relações empíricas, um desses parâmetros é o *'Soil behaviour type'* (Robertson, 2010), também expresso como SBT. Neste estudo será utilizado o SBTn, parâmetro não normalizado, cujo índice (I_c) é dado pela seguinte equação:

$$I_c = [(3{,}47 - \log(qt/pa))^2 + (\log Rf + 1{,}22)^2]\ 0{,}5 \quad (1)$$

Onde Rf (razão de atrito) = (fs/qt)100% e pa = pressão atmosférica. Este parâmetro define os tipos de comportamento de solo de acordo com a seguinte classificação:

Tabela 2 - Proposta de classificação SBTn alterado de Robertson (2016).

		Tipo de comportamento do solo
1	CCS	Argila - Contrátil - Sensível
2	CC	Argila - Contrátil
3	CD	Argila - Expansiva
4	TC	Transição - Contrátil
5	TD	Transição - Expansiva
6	SC	Areia - Contrátil
7	SD	Areia - Expansiva

Mesmo com uma deficiência em sua padronização, os ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) é um dos testes *in situ* mais comumente usados em muitas partes do mundo, devido ao seu baixo custo e simplicidade (Wotherspoon & Haycock, 2015), esse fator levou os pesquisadores estudarem a correlação dos resultados deste teste com o ensaio de CPTu (Eslami, et al., 2019). A relação entre CPT e SPT é geralmente especificada pela relação qt/N_{spt} (qt: resistência da ponta do cone; N_{SPT}: contagens de golpes de SPT) (Eslami et al., 2019).

A contagem de golpes do SPT corrigida (N_{60}) é um parâmetro calculado modificando o valor bruto do NSPT levando em consideração a energia do martelo, comprimento da haste e diâmetro interno do amostrador (Jafari, et al. 2002). Valores SPT N_{60} podem ser calculados utilizando o Ic, conforme definido por Robertson (2009), como dado pela formula a seguir:

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{P_a}\right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268-0.2817 I_c}} \tag{2}$$

Na literatura a relação estatística entre a resistência dinâmica ao cisalhamento (V_S) e o teste de resistência à penetração em solos foi estudada por vários autores de forma empírica (Dikmen, 2009). A integração entre o MASW e o SPT foram obtidas usando regressão não linear baseado pelo método Levenberg-Marquardt (Dikmen, 2009), cuja equação pode ser dada por:

$$Vs = aN_{60}^{K} \tag{3}$$

Para este estudo serão gerados os gráficos de correlação entre os valores de V_S medidos pelo MASW e os valores de qt obtidos a partir do CPTu e N_{60}, calculados a partir dos parâmetros de CPTu, além da equação empírica para a base de dados aqui analisada. Estas correlações serão feitas através da linguagem de programação python, utilizando as bibliotecas *numpy, matplotlib e pandas*.

3 Resultados

Os ensaios de CPTu e os levantamentos de MASW não foram realizados exatamente nos mesmos pontos, para realizar a comparação entre os perfis foram analisadas as distâncias entre os pontos e a diferença de cota. Os pontos considerados neste estudo foram levantamentos localizados a menos de 50 m de distância na superficie, e para os levantamentos com mais de 1 m de diferença de cota foi realizada a correção na base de dados testada, considerando apenas os no mesmo nível de profundidade.

Os dados de V_S e de qt comparados foram relacionados em profundidade, sendo agrupados os valores de N_{60}, calculados a partir do qt, de acordo com a V_S medida.

Foram correlacionados portanto 7 ensaios de CPTu com os levantamentos MASW mais próximos, o resultado desta correlação pode ser vista da Figura 2 e Figura 3, onde também foi gerada a curva de regressão não linear utilizando a equação 3.

Para os ensaios de CPTu analisados foram classificados trechos de material com os grupos areia contrátil (6) e areia expansiva (7), propostos por Robertson (2016), conforme Tabela 2.

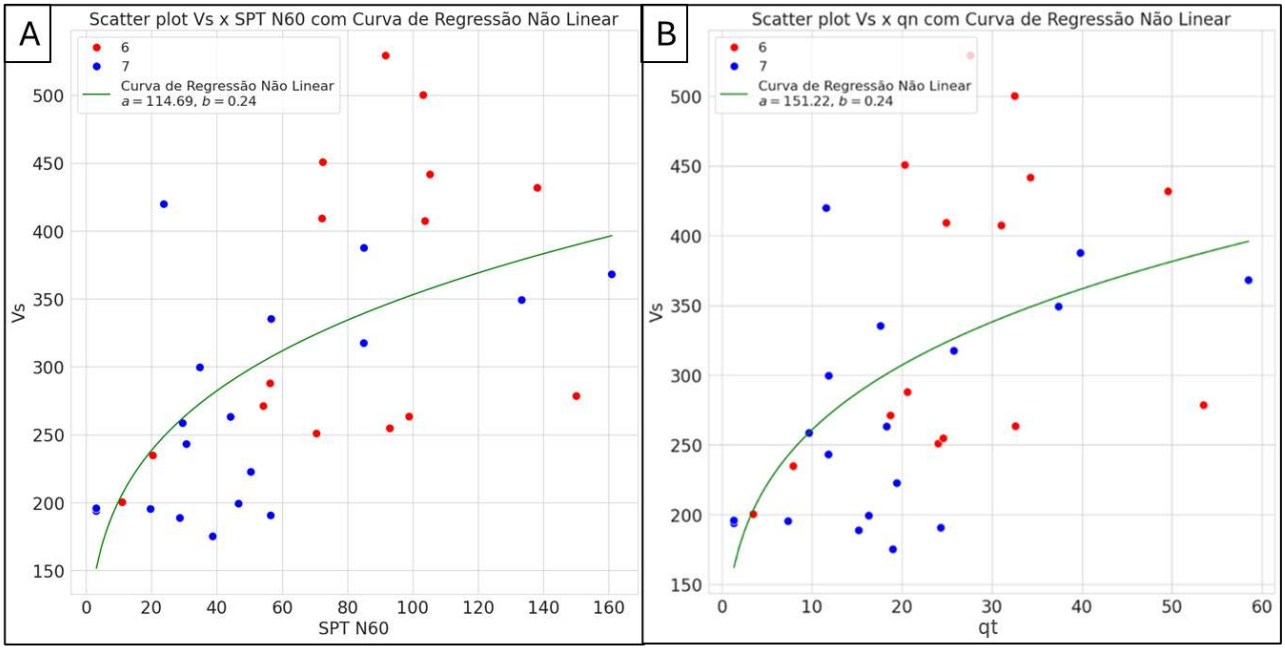


Figura 2: A) Gráfico de pontos com a relação da V_S e SPT N_{60} B) Gráfico de pontos com a relação da V_S e qt. Ambos os gráficos referem-se as 7 amostras analisadas, em verde a linha de regressão não linear dada pelo método Levenberg-Marquardt. A cor dos pontos indica a classificação do tipo de solo de acordo com Robertson (2016).

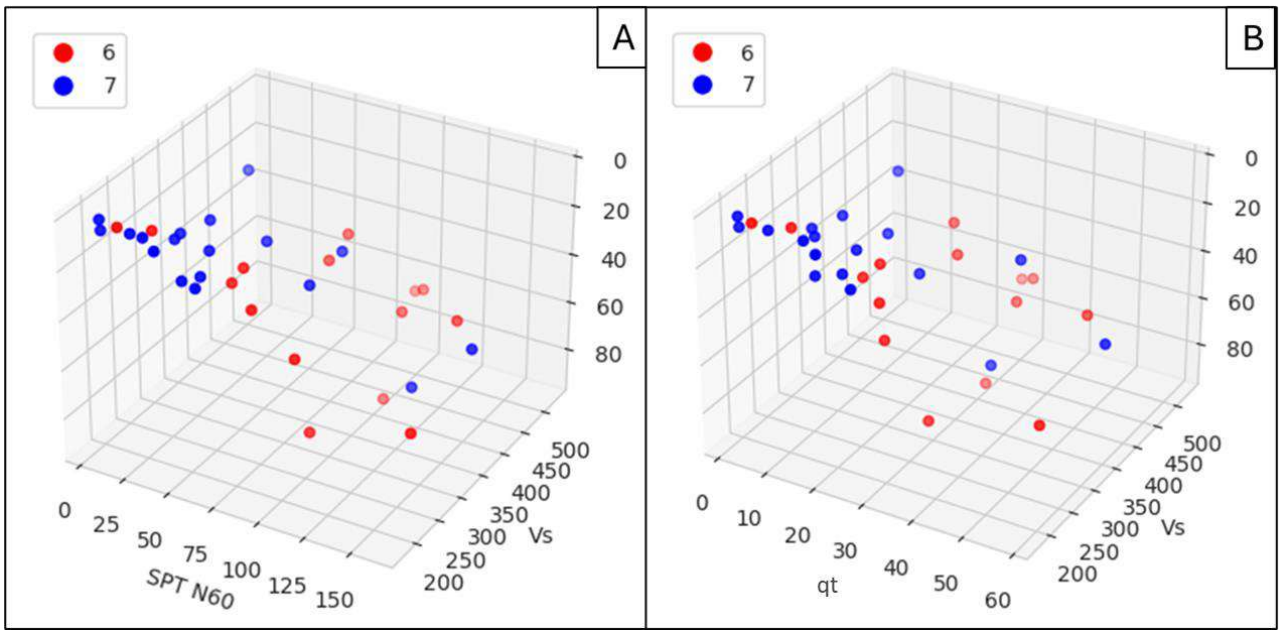


Figura 3: A) Gráfico em 3 dimensões com a relação da V_S pelo parâmetro SPT N_{60} em profundidade. B) Gráfico em 3 dimensões com a relação da V_S pelo parâmetro qt em profundidade

É possível observar através da Figura 2 que a V_S possui uma relação direta de proporcionalidade com os parâmetros qt e SPT N_{60}, ou seja, quanto maior a resistência do material maior a velocidade da onda de cisalhamento, apesar desta correlação não ser linear. Os valores de qt e SPT N_{60} possuem alta correlação direta, como demonstrado nos gráficos das figuras 2 e 3, pelo fato da bibliografia padronizar correlações de Vs mais comumente com SPT, para as próximas análises iremos utilizar os valores de SPT N_{60}.

Os coeficientes para função não linear de correlação da V_s e SPT N_{60}, conforme equação 3, encontrados para esta base de dados foi de a=45.71 e para k=0.49, portanto a equação encontrada é dada por:

$$Vs = 45{,}71.N_{60}^{0.49} \quad (4)$$

Na figura 3 observa-se também que para os materiais classificados com SBTn no grupo de areias contrateis (6) tendem a possuir maiores V_S, resistência à penetração e resistência de ponta do que os materiais definidos como areias expansivas (7).

Através da análise dos dados foi possível observar que há dois principais grupos nos materiais analisados no rejeito armazenado, rejeito arenoso com comportamento expansivo e rejeito arenoso com comportamento contrátil. O primeiro grupo concentra-se em menor profundidade, com valores de VS normalmente abaixo de 400m/s e de SPT N_{60} em sua grande maioria abaixo de 50 golpes/30cm, já o segundo grupo localiza-se principalmente em profundidades superiores a 75 m, com V_S consideravelmente maiores que o primeiro grupo, e com valores de SPT N_{60} normalmente acima de 50 golpes/30cm.

Para analisar onde ocorre a maior variação de V_S em relação aos mesmos valores de SPT N60 para o empilhamento como um todo foi gerado o gráfico de boxplot da Figura 4, que demonstra em que intervalo de resistência dos materiais ocorre a maior variação da velocidade de ondas cisalhantes.

A tabela 3 descreve os valores encontrados no gráfico, sendo possível observar que os maiores desvios padrões estão nas amostras de SPT N_{60} intermediárias, na zona onde começa a ocorrer a mudança do comportamento expansivo do solo para contrátil.

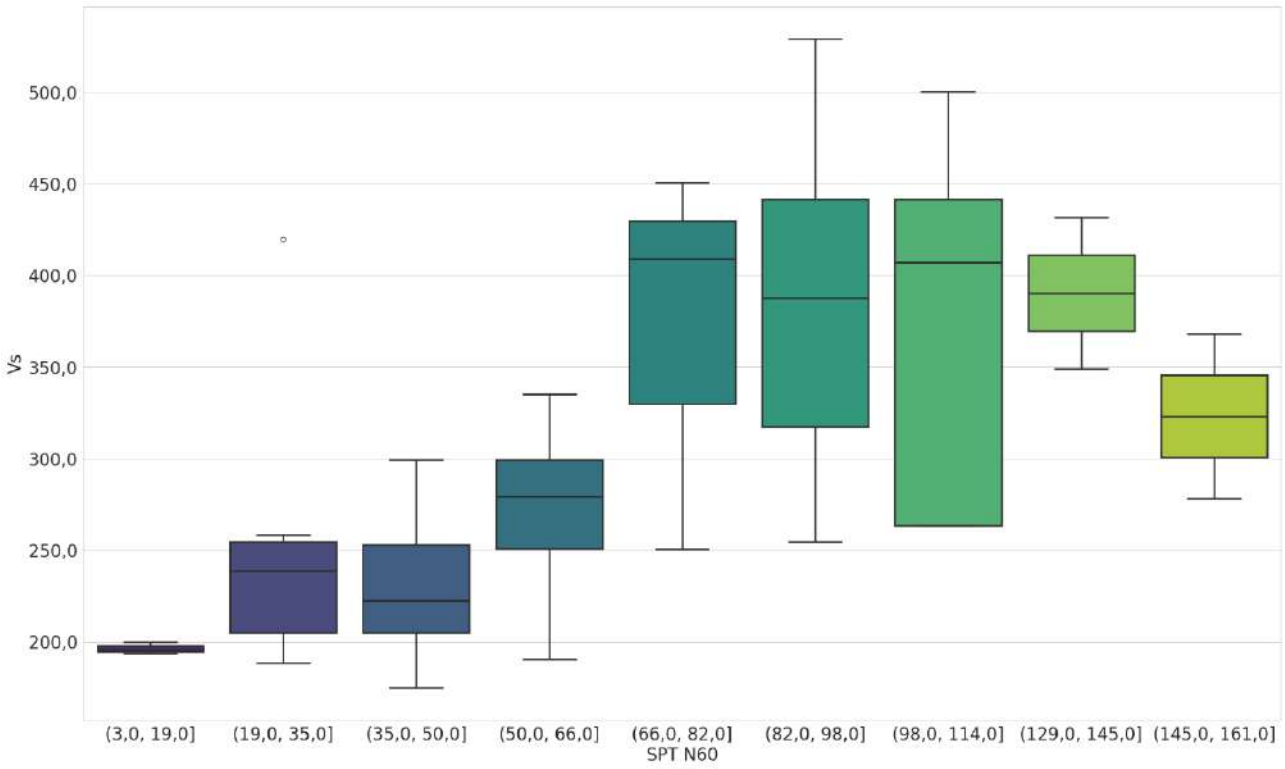


Figura 4: Boxplot para distribuição da V_S em relação ao parâmetro SPT N_{60}

Tabela 3: Tabela com a descrição dos valores encontrados no boxplot mostrado na Figura 4.

Intervalo de SPT N60	Número de amostras	Média de VS encontrada	Desvio padrão para VS medida
(3,0; 19,0]	3	196,56	3,32
(19,0; 35,0]	6	256,63	84,47
(35,0; 50,0]	6	230,30	44,73

(50,0; 66,0]	4	271,11	60,22
(66,0; 82,0]	3	370,19	105,44
(82,0; 98,0]	4	386,04	106.70
(98,0; 114,0]	6	375,10	107,32
(129,0; 145,0]	2	390,42	58,41
(145,0; 161,0]	2	323,22	63,37

4 Conclusão

O ensaio de CPTu e os levantamentos de MASW apresentaram uma grande correlação, com resultados convergentes, atingindo o principal objetivo do estudo que era comprovar que os dados obtidos por ambos os métodos podem ser relacionados. Os levantamentos de MASW passivo são menos invasivos, requerem menos tempo para ser executados, além atingirem maiores profundidades, porém por serem um método indireto carecem de informações diretas, como ensaios de piezocone, para serem calibrados. A partir deste estudo, e da equação de correção de V_s com SPT N_{60} obtida, será possível obter mais informações da estrutura através de um método mais ágil e com uma abrangência maior.

O estudo de caso deste artigo demonstra de maneira empírica que para maiores profundidades da pilha, o material apresentou-se com comportamento mais contrátil, com maiores valores de velocidade para ondas cisalhante e com parâmetros de resistência mais elevados, comportamento já esperado para estruturas de rejeito dispostas hidraulicamente.

Notou-se também que para a estrutura como todo os valores intermediários de SPT N_{60}, entre 66 e 114 golpes/30cm, são os que apresentam maiores variações de V_S. Este fato ocorre provavelmente por este intervalo conter uma combinação de amostras com sbtn classificadas como grupo 6 e 7, enquanto as extremidades, valores mais baixos e mais altos de SPT N_{60}, predominar apenas uma classificação.

Para os próximos passos desta pesquisa espera-se incorporar dados de litologia coletados através das campanhas de sondagem, além dos dados de MASW ativo 2D, a fim de comparação com os dados de VS medidos pelo MASW passivo aqui utilizado. Prevê-se também incrementar o banco de dados utilizados realizando ensaios de CPTU nos mesmos locais de coleta do MASW, para então ser gerado seções 2D de parâmetros de resistência para o empilhamento.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a VALE pela disponibilização dos dados e fornecimento de auxílio para realização deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

De Souza, L. A. P. (2012). Métodos geofísicos em geotecnia e geologia ambiental. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT

Dikmen U. Statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance for soils. Journal of Geophysics and Engineering 2009; 6(1):61–72.

MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. RESOLUÇÃO Nº 13, DE 8 DE AGOSTO DE 2019. Diário Oficial da União. 2019. Disponível em: https://www.in.gov.br/web/dou/- /resolucao-n-13-de-8-de-agosto-de-2019-210037027. Acesso em: 27 set. 2021.

Park, C.B., Miller, R, D. & Xia, J. (1999). Multichannel analysis of Surface waves, Geophysics, 64 (3): 800-808.

Schnaid, F., & Odebrecht, E. (2012). Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição. Oficina de Textos.

Robertson, P. K. (2010, May). Soil behaviour type from the CPT: an update. In 2nd International symposium on cone penetration testing (Vol. 2, No. 56, p. 8). Huntington Beach: Cone Penetration Testing Organizing Committee.

Robertson, P. K. (2009). Interpretation of cone penetration tests—a unified approach. Canadian geotechnical journal, 46(11), 1337-1355.

Wotherspoon, L. M., Li, Z., & Haycock, I. (2015). Assessment of SPT-CPT correlations using Canterbury site investigation database. In Proc. 12th Australia New Zealand Conference on Geomechanics.

Jafari, K. M., Shafiee, A., Razmkhah, A. Dynamic properties of fine grained soil sin south of Tehran. Journal of Seismology and Earthquake Engineering 2002;4(1):25–35.

Eslami, A., Moshfeghi, S., Molaabasi, H., & Eslami, M. M. (2019). Piezocone and cone penetration test (CPTu and CPT) applications in foundation engineering. Butterworth-Heinemann.

Wotherspoon, L. M., Orense, R. P., Bradley, B. A., Cox, B. R., Wood, C. M., & Green, R. A. (2015). Soil profile characterisation of Christchurch central business district strong motion stations. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 48(3), 146-156.

Verweerd,Arre. (2023, April). TAilings and IndustriaL waste ENGineering (Taileng), Lecture 4: field and laboratory ivestigations FOR WASTE S TORAGE FACILITIES, Geophysical testing: methods and interpretation.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/806

Desafios Geotécnicos em Obras de Arte Especial no Interior de São Paulo: Investigação e Diagnóstico de Recalques Excessivos

Mateus Porto Fleury
Engenheiro Civil, Solotechnique Engenharia e Consultoria Geotecnica, Jundiaí, Brasil, mateus.fleury@solotechnique.com.br
Professor, Instituto Mauá de Tecnologia (IMT), São Caetano do Sul, Brasil, mateus.fleury@maua.br

André Querelli
Sócio Diretor, Solotechnique Engenharia e Consultoria Geotecnica, Jundiaí, Brasil, andre.querelli@solotechnique.com.br

Tiago de Jesus Souza
Sócio Diretor, Solotechnique Engenharia e Consultoria Geotecnica, Jundiaí, Brasil, tiago.souza@solotechnique.com.br
Professor, Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), São Carlos, Brasil.

RESUMO: No interior de São Paulo, os encontros de duas obras de arte especiais (OAEs) apresentaram recalques excessivos (na ordem de 10cm). Diante desses recalques, tornou-se imperativo investigar suas causas. Este artigo visa apresentar os processos de diagnóstico aplicados a esses casos específicos. Inicialmente, foi proposta uma nova campanha de sondagem de simples reconhecimento (SPT). A revisão bibliográfica abrangente da região das OAEs revelou a possível presença de solo com comportamento colapsível, uma faceta não captada pelas campanhas de investigação disponíveis. Diante desse cenário, ensaios de cisalhamento direto foram conduzidos em duas amostras indeformadas obtidas de cada OAE, nas condições inundada e não inundada. Os resultados desses ensaios evidenciaram uma considerável redução nos parâmetros de resistência do solo (entre 50 e 60% o intercepto coesivo e 5 a 10% no ângulo de atrito) quando submetido à condição inundada, comparativamente à condição não inundada. Estes casos de obra enalteceram a importância da análise geológica da região de interesse para complementar as análises de investigação de campo. Ademais, embora ensaio oedométricos duplo seja a melhor ferramenta para diagnóstico de solos colapsíveis, a realização de ensaios de cisalhamento direto sob estas condições pode ser vista como uma ferramenta rápida capaz de identificar este tipo de solo.

PALAVRAS-CHAVE: Cisalhamento Direto, Inundação, Recalques Excessivos, Análise Geológica, Parâmetros de Resistência.

ABSTRACT: In the province of São Paulo, the abutments of two bridge structures showed excessive settlement (in the order of 10 cm). Faced with this level of settlement, it was necessary to evaluate its causes. The aim of this paper is to present the diagnostic procedures applied to these specific cases. Firstly, a comprehensive literature review of the subsoil revealed the possible presence of soil with collapsible behaviour, which had not been observed during the available investigation campaigns. Direct shear tests were then carried out on two undeformed samples taken from each bridge structure, in both flooded and non-flooded conditions. The results of these tests showed a significant reduction in the soil strength parameters (between 50 and 60 per cent in the cohesion and 5 to 10 per cent in the friction angle) in the flooded condition compared to the non-flooded condition. These case studies have highlighted the importance of geological analysis of the area of interest to complement the analysis of field investigations. Furthermore, although double oedometer tests are the best way to diagnose collapsible soils, performing direct shear tests under these conditions can be seen as a quick method capable of identifying this type of soil.

KEYWORDS: Direct Shear Test, Flooding, Excessive Settlement, Geological Analysis, Strength Parameters.

1 Introdução

No âmbito da engenharia civil, os projetos são concebidos considerando duas análises distintas: estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS). Assim, embora o dimensionamento de uma estrutura

indique a não ruptura de seus elementos (ou da estrutura como um todo; ELU), as deformações dos elementos e da estrutura devem ser avaliados (no ELS) a fim de garantir a funcionaldiade da referida obra. No que tange a engenharia de fundações, o mesmo se aplica, de modo que a avaliação dos recalques dos elementos de fundação são cruciais na concepção do projeto.

Em pontes e viadutos, aterros são comumente executados para formarem rampas de acesso a fim de atingir o nível da passagem superior. A ocorrência de recalques na região dos aterros dos encontros propcia o desenvolvimento de degraus ou ressaltos entre o pavimento da ponte e o pavimento do encontro (aterro). Segundo Briaud e Hoffman (1997), este desnível afeta cerca de 25% das OAEs dos Estados Unidos (EUA), e geram um custo de manutenção na ordem de US$ 100 milhões por ano. Além dos custos envolvidos em manutenção, Rodrigues (2019) enaltece que a qualidade da via e a segurança dos usuários são afetadas. A fim de evitar o desconforto dos usuários, níveis de recalques diferenciais, cujos os quais manutenções corretivas devam ser adotadas, foram propostos por Leonhardt (1979; 1/200 – lê-se "1 cm para 200 cm") e Ha et al. (2002; 1/125).

White *et al.* (2007) destacam que os recalques dos encontros podem decorrer de alguns fatores: i) deformação do material do aterro, ii) recalque do solo de fundação do aterro, iii) práticas de construção deficientes, iv) cargas de tráfego elevadas, v) drenagem deficiente, vi) material de aterro ruim, vii) erosão do aterro viii) juntas deficientes e ix) variação de temperatura. De particular relevância para este artigo, destaca-se a compressibilidade do material de aterro ou do solo de fundação.

Devido ao clima subtropical (com alternância entre estações chuvosas e secas) atuante em quase todo o território brasileiro, forças capilares, forças físico-químicas e agentes cimentantes presentes no contato entre os grãos provocam o surgimento de uma coesão aparente que contribui para a estabilidade temporária do solo (Dudley, 1970). Em alguns casos, o aumento no teor de umidade promove a quebra dessas ligações (sejam elas decorrentes de forças capilares ou físico-químicas) diminui a resistência ao cisalhamento, fazendo com que os grãos se desloquem um sobre o outro, provocando brusca redução volumétrica do solo, fenômeno conhecido como colapso (Araki, 1997; Peixoto, 1999).

O estudo do comportamento mecânico de solos colapsíveis é realizado através do índice de vazios do solo, cuja variação provoca o rearranjo estrutural do maciço, atribuindo a ele uma nova condição de equilíbrio (Ferreira e Villar, 2015). Comumente, ensaios oedométricos duplos, ou seja, com amostras na condição saturada e não saturada, são realizados para identificar e avalair o potencial de colpaso do solo. Neste sentido, Escario e Saez (1973), através de ensaios oedométricos com sucção controlada, comprovaram que não é necessária a completa saturação do solo para que ocorra o fenômeno de colapso.

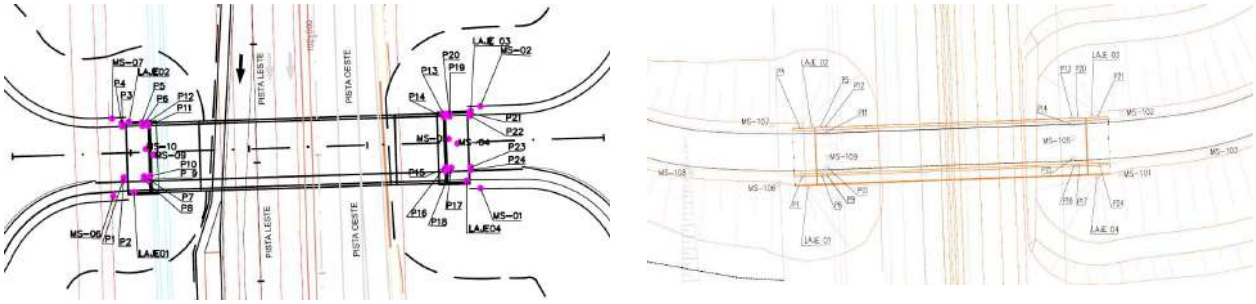
Alguns ensaios mais simples podem dar um indício da presença de solo com comportamento colapsível. Segundo Guimarães (2002), os solos com comportamento colapsível tendem a apresentar baixa resistência à penetração (N_{SPT}; inferior a seis golpes) e alto valor do coeficiente de permeabilidade (devido à alta porosidade). Santos *et al.* (2018) realizaram ensaios de cisalhamento direto na condição inundada e não inundada e reportaram redução de 37,5% do ângulo de atrito. Ademais, os autores relataram redução de 53,1% no coeficiente de empuxo no repouso do mesmo solo, quando submetido a condição de aumento no teor de umidade.

Neste contexto, este artigo objetiva apresentar um estudo geotécnico realizado para diagnosticar os recalques ocorridos nos tabuleiros de aproximação de duas obras de arte especiais (OAEs) localizadas no interior do estado de São Paulo. Cabe destacar que as demais análises geotécnicas (i.e., estabilidade de taludes, capacidade de carga dos elementos da fundação, entre outros) não estão no escopo do presente artigo.

2 Metodologia

2.1 Descrição das obras

Os dois casos de obra apresentados neste artigo referem-se a obras de arte especial (OAE) de dispositivos de retorno de uma rodovia estadual localizada no interior do estado de São Paulo. Por questões de confidencialidade, optar-se-á por não indicar a rodovia, a localização e as demais informações que venham a revelar as empresas envolvidas no projeto e execução das obras, concomitantemente com a empresa administradora da via. A Figura 1 apresenta a vista em planta das OAEs.



(a) (b)

Figura 1. Vista em planta, com pontos de monitoramento, dos dispositivos de retorno: (a) OAE 1; (b) OAE 2.

2.1.1 Caso de Obra 1

A superestrutura do Caso de Obra 1 é constituída por concreto armado convencional e estruturas pré-moldadas (vigas e pré-lajes), com quatro apoios (dois centrais e dois nos encontros). Deste modo, a estrutura é composta por três vãos retos de vigas pré-moldadas (bi apoiadas), com dois trechos de 9,04 m (entre apoios e tabuleiros de aproximação) e um trecho (intermediário) com 31,93 m de comprimento (entre os apoios centrais). Nos apoios centrais, há dois pilares de 100 cm de diâmetro apoias em blocos sob estacas (5xϕ50 cm; 13 m de comprimento) do tipo pré-moldada. As vigas são apoiadas sobre neoprenes e estes sobre calços de apoio.

Quanto à região dos encontros, a face frontal é constituída por paramentos e as abas laterais em concreto armado solidarizados com os blocos de coroamento das estacas de fundação. Deste modo, os calços estão sobre travessas que se apoiam em estacas pré-moldadas (5xϕ50 cm; 19 m de comprimento). Destaca-se que os aterros dos encontros possuem alturas na ordem de 9,20 m.

Quanto ao perfil estratigráfico da obra, foram realizadas três campanhas de investigação: a primeira realizada entre setembro de novembro de 2015, a segunda, em agosto de 2021, e a terceira, em agosto de 2023. Segundo essas campanhas (Figura 2a), até a cota de 580 m solo composto por argila areno-siltosa com valores de resistência à penetração abaixo de 20 golpes. Abaixo da cota 580 m, o solo é argiloso com significativa presença de areia e silte, e apresenta aumento gradativo dos valores de N_{SPT} com a profundidade. Quanto ao nível d'água, o mesmo encontra-se próximo a cota 577 m.

2.1.2 Caso de Obra 2

A superestrutura do Caso de Obra 2 é constituída por concreto armado convencional e estruturas pré-moldadas (vigas e pré-lajes), com quatro apoios (dois centrais e dois nos encontros). Deste modo, a estrutura é composta por três vãos retos de vigas pré-moldadas (bi-apoiadas), com dois trechos de 7,68 m (entre apoios e tabuleiros de aproximação) e um trecho (intermediário) com 26,22 m de comprimento (entre os apoios centrais). Nos apoios centrais, há dois pilares de 100 cm de diâmetro apoias em blocos sob estacas (4xϕ50 cm; 17 m de comprimento) do tipo pré-moldada. As vigas são apoiadas sobre neoprenes e estes sobre calços de apoio.

Quanto à região dos encontros, assim como no Caso de Obra 1, a face frontal é constituída por paramentos e as abas laterais em concreto armado solidarizados com os blocos de coroamento das estacas de fundação. Deste modo, os calços estão sobre travessas que se apoiam em estacas pré-moldadas (5xϕ50 cm; 20 m de comprimento). Destaca-se que os aterros dos encontros possuem alturas na ordem de 9,00 m.

Na região de interesse, foram realizadas duas campanhas de investigação: a primeira, entre setembro de agosto de 2021, e a segunda, em agosto de 2023. O subsolo desta OAE possui (Figura 2b), até a cota de 631,5 m, solo composto por argila silto-arenosa com valores de resistência à penetração acima de 10 golpes até a cota 638 m e abaixo de 10 golpes entre as cotas 631 m e 635 m. Abaixo da cota 630 m, o solo é predominante siltoso, ora com presença marcante de areia e outrora com argila. Em termos de valores de N_{SPT}, este apresenta um aumento com a profundidade, atingindo valores superiores a 50 golpes abaixo da cota 620 m. Quanto ao nível d'água, o mesmo encontra-se próximo a cota 630,5 m.

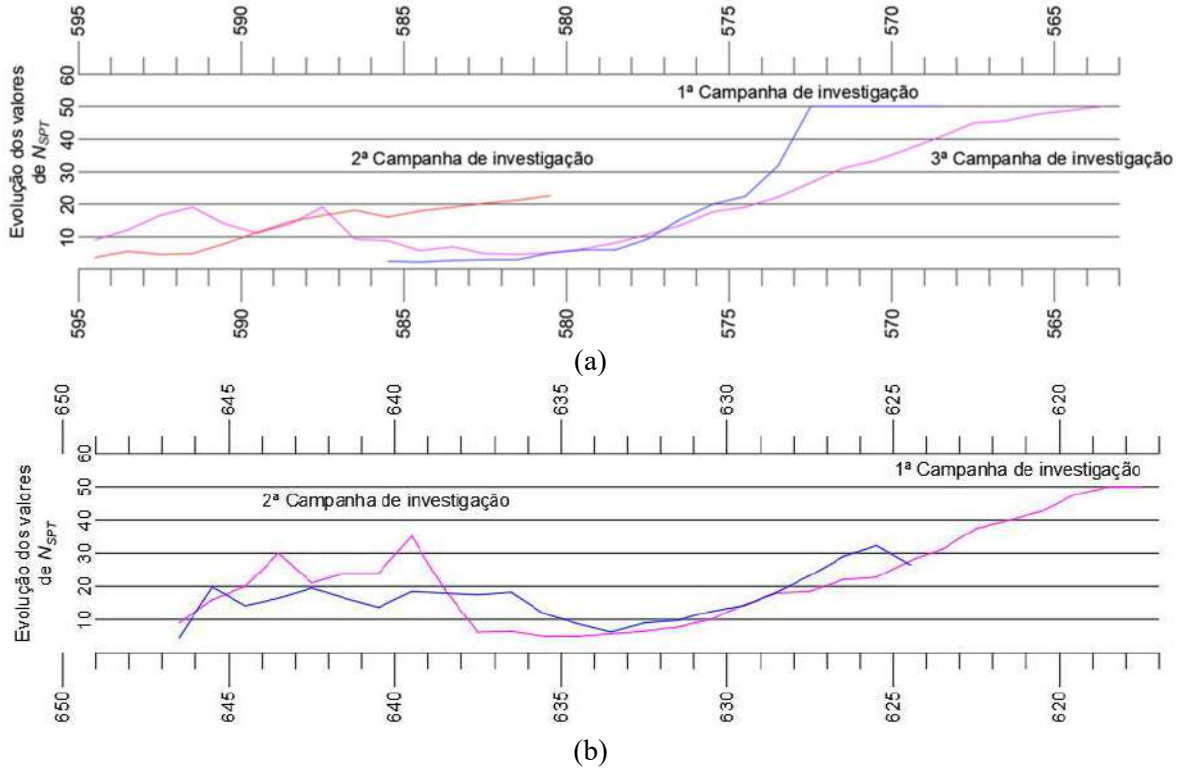


Figura 2. Variação dos valores de N_{SPT} da (a) OAE 1 e (b) OAE 2 com a profundidade.

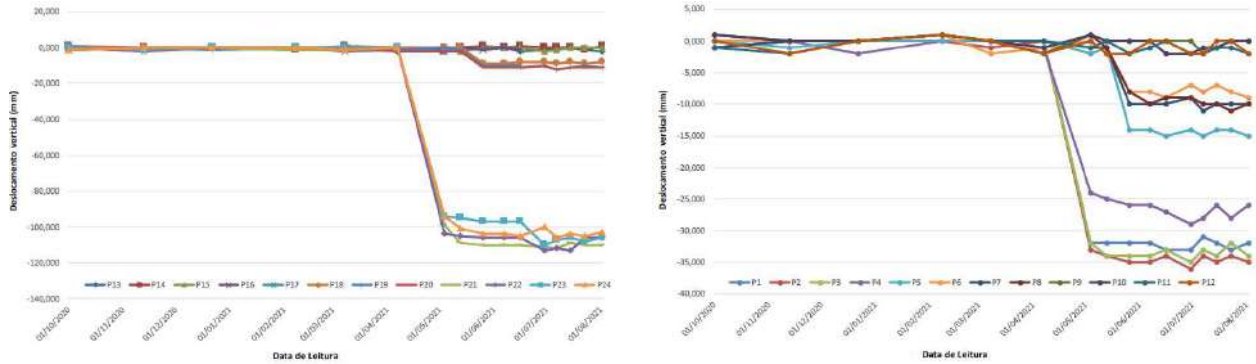
2.2 Descrição do problema

Ambas OAEs foram construídas no início de 2018 e tiveram monitoramento de recalques iniciado em outubro de 2020. Doze pontos em cada laje de aproximação (48 pontos no total, 24 para cada caso de obra; Figura 1) foram instrumentados. A partir de maio de 2021, as instrumentações revelaram recalques significativos sob a viga travessa dos encontros de ambas OAEs. Ademais, as lajes de aproximação, que conectam a estrutura da OAE com o aterro dos encontros, acompanharam os recalques (Figura 3). Deste modo, optou-se por intensificar as leituras das instrumentações para melhor acompanhamento da OAE. A Figura 4 apresenta a evolução dos recalques dos encontros de cada OAE.

Em virtude destes deslocamentos, análises de estabilidade dos aterros dos encontros foram realizadas para cada OAE. Simultaneamente, novas análises das leituras das instrumentações revelaram que os recalques desenvolvidos em maio de 2021 ocorreram de forma abrupta e a estrutura encontrava-se estabilizada, sem movimentações progressivas que pudessem indicar ruptura da mesma (estabilização dos deslocamentos na Figura 4). Outrossim, a análise de estabilidade de talude realizada revelou condição adequada de estabilidade, estando em concordância com as inspeções de campo realizadas (corpo do aterro sem evidências de instabilidade). Em complemento, a estrutura da OAE não apresentava indício de danos estruturais.

(a) (b)

Figura 3. Patologias decorrentes dos recalques ocorridos no aterro dos encontros da (a) OAE 1 e (b) OAE 2.



(a) (b)

Figura 4. Patologias decorrentes dos recalques ocorridos no aterro dos encontros da OAE 1 e OAE 2.

2.3 Estudo para diagnóstico do problema

Frente à problemática proposta, um novo estudo geotécnico foi realizado com a finalidade de diagnosticar a ocorrência de recalques observados no aterro dos encontros. Neste caso, recorreu-se a estudos geológico-geotécnicos que revelaram que o solo da região, em que estão construídas as OAEs, é geologicamente denominado de sedimento cenozoico. Este sedimento apresenta como principal característica o fenômeno de colapso (redução abrupta do volume de solo decorrente do aumento do teor de umidade do solo). A presença do solo com potencial colapsível na região em questão pode ser validada pela similitude dos recalques ocorridos nos encontros da OAE em questão e dos que ocorreram no campo experimental da UNICAMP, visto que ambas as regiões possuem mesma formação geológica.

À luz da provável presença de solo colapsível no subsolo das OAEs, uma nova campanha de sondagem foi realizada, contando com sondagens na cota do encontro e também na cota da base dos taludes (próxima às cotas da via abaixo das OAEs). Embora ensaios edométricos duplos, em amostras inundadas e não inundadas, sejam os ensaios mais adequados para a determinação da colapsibildiade do solo, optou-se por realziar ensaios de cisalhamento direto com duas amostras indeformadas de solo coletadas na base dos taludes de cada OAEs (quatro amostras indeformadas no total, duas para cada talude).

Os ensaios foram realizados nas condições não inundada e inundada em todos blocos de amostra indeformada coletados. Para cada bloco de amostra, os ensaios forma realziados nas tensões normais de 25, 50, 100, 200, e 400 kPa seguindo as recomendações da ASTM D3080 (2004).

3 Resultados e discussões

3.1 Resultado dos ensaios de cisalhamento direto

Nos ensaios de cisalhamento direto, obtêm-se curvas que relacionam a deformação horizontal, em %, e a tensão cisalhante aplicada, em kPa. Os resultados dos ensaios realizados nas amostras obtidas da OAE 1 (Figura 5) mostram-se bastante semelhantes. Nota-se que a redução da resistência ao cisalhamento é superior a 35% para tensões normais aplicadas abaixo de 100 kPa. Já no caso das tensão normais superiores a 100 kPa, as reduções ficaram entre 10 e 25%.

No caso dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados nas amostras indeformadas da OAE 2, as duas amostras apresentaram resultados diferentes. Para os corpos de prova ensaiados do primeiro bloco indeformado (Figura 6a e 6c) nota-se que a redução da resistência ao cisalhamento é superior a 35% para tensões normais aplicadas abaixo de 100 kPa. No caso da tensão normal de 400 kPa, a redução foi próxima de 22,5%. O ensaio realizado sob tensão normal de 200 kPa apresentou resultado distinto dos demais, com iguais valores de resistência ao cisalhamento (130kPa) independente da condição de inundação.

Os corpos de prova ensaiados do segundo bloco indeformado (Figura 6b e 6d) também indicaram redução da tensão cisalhante na ruptura quando em condição inundada. Para tensões normais inferiores a 50 kPa, as reduções na tensão cisalhante na ruptura foram superiores a 40%, enquanto esta redução se manteve entre 10% e 25% para as amostras ensaiadas com mais de 100 kPa de tensão normal.

Esta análise revela que o solo investigado, quando em condição de inundação, ou seja, após incremento do teor de umidade, apresenta uma significativa redução das tensões de cisalhamento. Tendo em vista que a resistência do solo é função das tensões cisalhantes que o mesmo consegue suportar, nota-se que o solo perde

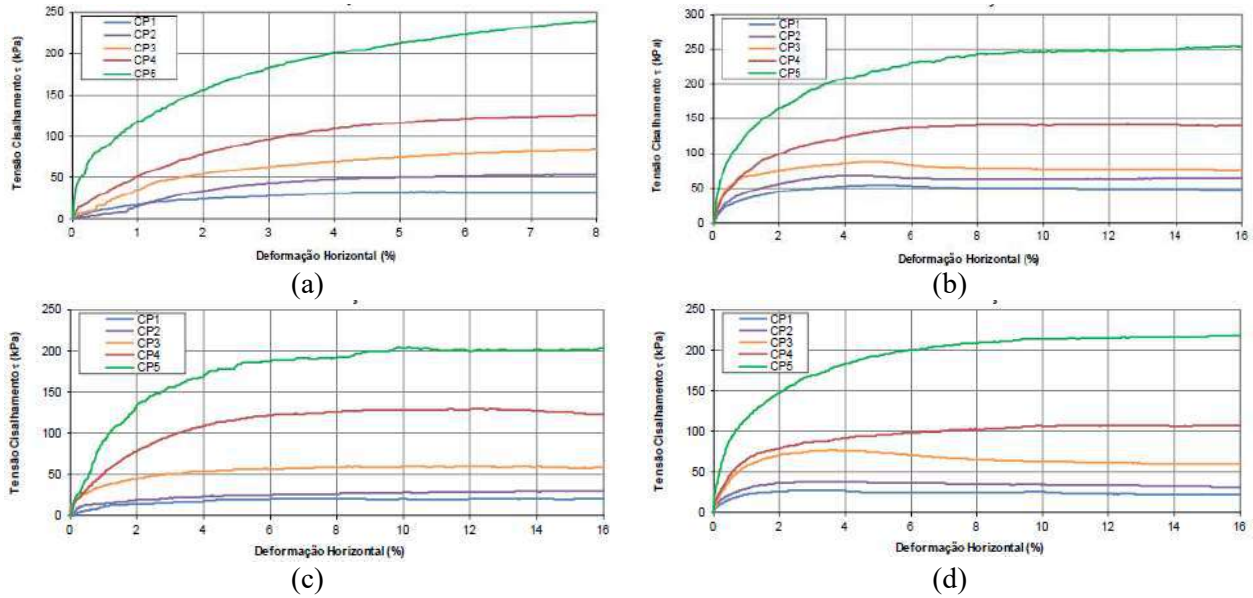


Figura 5. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizadas em amostras não inundadas (a e b) e inundadas (c e d) da OAE 1.

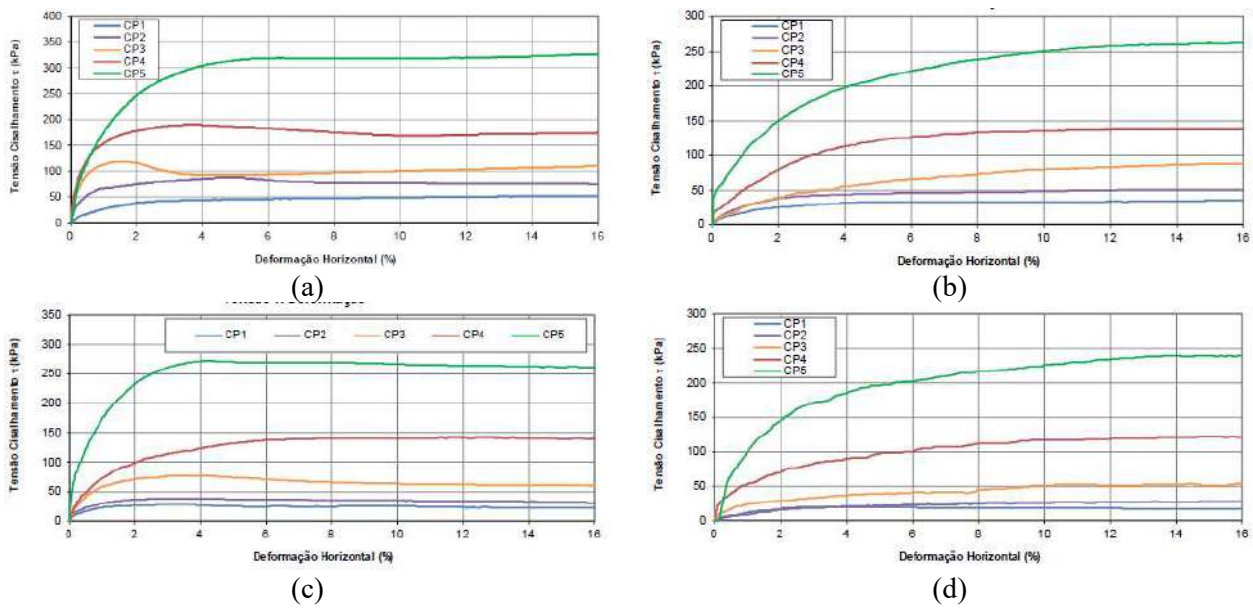


Figura 6. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizadas em amostras não inundadas (a e b) e inundadas (c e d) da OAE 2.

resistência sob condição de inundação, tornando-o mais suscetível às deformações volumétricas, ou seja, recalques.

3.1 Análise das envoltórias de ruptura

Os ensaios de cisalhamento direto também podem ser avaliados por meio da envoltória de ruptura. Tradicionalmente, o modelo de Mohr-Coulomb consiste em um modelo simplificado que é bastante utilizado para representar a envoltória de ruptura do solo em estabilidade de taludes, fundações, barragens e outros projetos geotécnicos. Para este modelo, a envoltória de ruptura do solo é dada por duas parcelas (coesão e ângulo de atrito) segundo a Equação 01.

$$\tau = \sigma . \tan \phi + c \qquad (1)$$

onde τ é a tensão cisalhante do solo; σ, a tensão normal aplicada ao solo, c, o intercepto coesivo, e ϕ, é o ângulo de atrito do solo.

Com base nesta hipótese, a Figura 7 apresenta a envoltória de ruptura obtida a partir dos ensaios de cisalhamento direto realizados em condição não inundada e inundada, nos blocos indeformados da OAE 1. A primeira vista, é notório que as envoltórias de ruptura do solo na condição inundada (representada pela reta em coloração cinza na Figura 7) encontra-se abaixo da envoltória de ruptura do solo na condição não inundada (representada pela reta em cor preta na Figura 7). Ao se comparar as envoltórias de resistência, fica mais evidente a influência da inundação na resistência do solo. Quanto ao intercepto coesivo, o mesmo apresenta uma redução de 52% e 57% nos blocos indeformados 1A (Figura 7a) e 1B (Figura 7b), respectivamente. Em termos do ângulo de atrito, a redução é inferior, entre 5 e 10%.

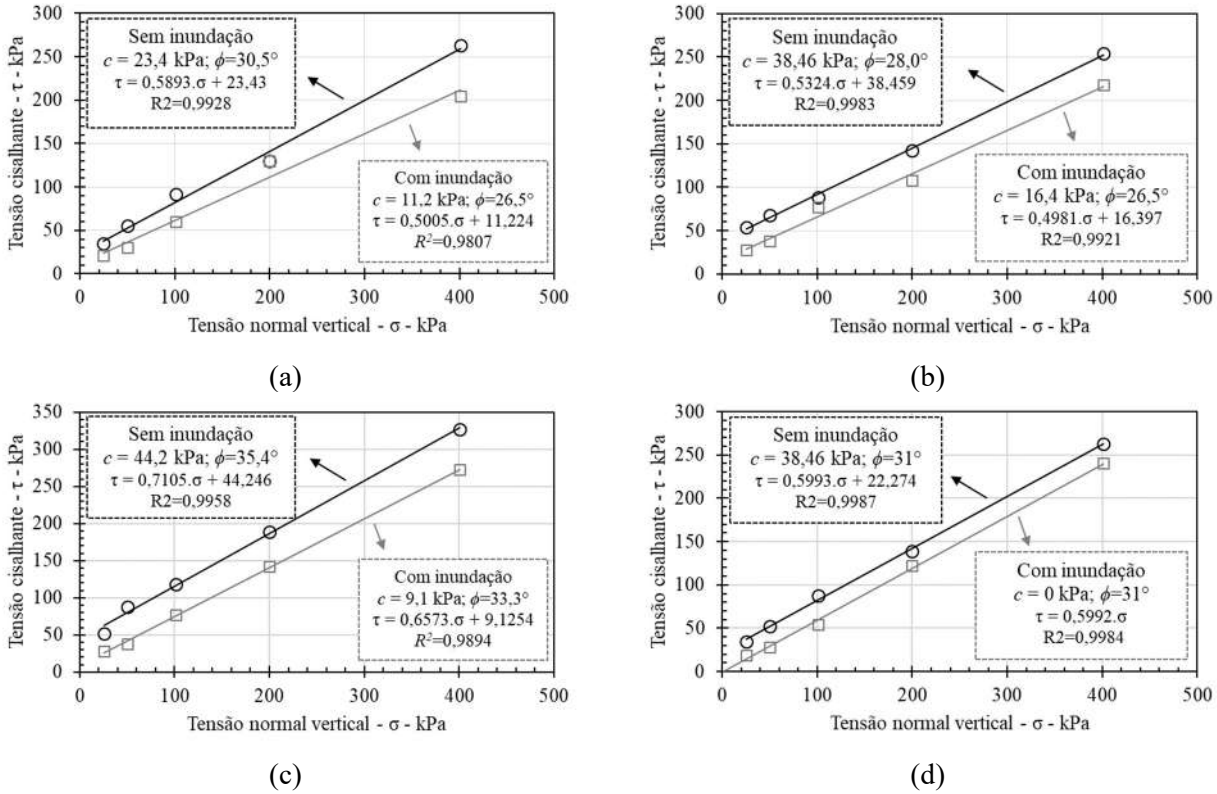


Figura 7. Envoltória de ruptura a partir dos ensaios de cisalhamento direto realizados nos blocos indeformados: 1A (a) e 1B (b) obtidas da OAE 1; e 2A (c) e 2B (d) obtidas da OAE 2.

Restultados semelhantes podem ser observado nas envoltórias obtidas a partir das amostras indeformadas da OAE 2. A comparação das envoltórias de ruptura nos estados não inundado e inundado revelam segnificativa redução do intercepto coesivo (entre 50% e 100% nos blocos indeformados 2A (Figura 8c) e 2B (Figura 8d), respectivamente), e redução superior do ângulo de atrito (7% a 13%) comparada a redução sofrida por este mesmo parâmetro no caso da OAE 1 (entre 5 e 10%).

Portanto, com valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito inferiores aos obtidos sob condição não inundada, constata-se que o solo presente na fundação da OAE sofre significativa perda de resistência quando em contato com água, ou seja, quando se eleva seu teor de umidade. Deste modo, constata-se que o solo em questão apresenta uma tendência de colapso, que é característico dos solos oriundos da formação geológica da região.

Com base nos resultados obtidos da campanha de investigação, análise geológica geoténcica e ensaios de cisalhamento direto realizados, tornou-se possível diagnosticar a causa dos recalques excessivos com maior acertividade. Verifica-se que os recalques evidenciados nos tabuleiros de aproximação da OAE decorrem de dois fatores: i) o espesso aterro (>7m) construído para acesso a OAE está assentado em solo compressível, ou seja, que tende a recalcar ao longo do tempo; e ii) este mesmo solo, além do problema de compressibilidade, possui comportamento colapsível oriundo da formação geológica que lhe deu origem.

5 Conclusão

Frente a recalques excessivos ocorridos em obras de arte especial (OAEs), que compõem um dipositivo de retorno de uma rodovia, viu-se a necessidade de diagnosticar a suas ocorrências. O diagnóstico foi realizado com base em i) nova campanha de investigação realizada, ii) avaliação geológico-geoténcica da região, e iii) ensaios de cisalhamento direto (inundado e não inundado) realizados em amostras indeformadas.

Os deslocamentos verticais dos encontros da OAE decorreram de uma brusca redução volumétrica do solo (recalque) em maio de 2021. Após este período, constata-se uma estabilização dos recalques, ou seja, pequenos incrementos de deslocamento além do que fora medido no mês de maio/2021. A campanha de investigação geotécnica realizada demostrou que os valores de resistência à penetração sofreram redução (de 20 golpes para menos de 10 golpes) ao longo de 5 metros do solo de fundação do aterro. Outra redução também ocorreu abaixo do nível d'água. Contudo, as análises a partir da campanha de investigação se mostraram insuficientes para determinar a causa dos recalques medidos.

De posse da campanha de investigação e da formação geológica da região, levantou-se a hipótese da presença de solo compressível e colapsível na fundação. Mediante os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras indeformadas na condição inundada e não inundada, verifica-se significativa redução de resistência da fundação quando ensaiado sob condição inundada (elevado teor de umidade). Em outras palavras, o material tem a tendência de perder, momentaneamente, sua resistência ao cisalhamento e, por conseguinte, sob atuação de tensões, ocorrem os recalques (redução do índice de vazios do maciço). Esta característica, comum a solos colapsíveis, está coerente com o solo da região e decorre da formação geológica.

Deste modo, os recalques medidos procedem da presença de um solo compressível na fundação da OAE que, devido à execução da espessa camada de aterro, é suscetível a recalques ao longo do tempo. Em acréscimo, uma intensa redução volumétrica decorreu do colapso do solo, quando sofreu aumento de seu teor de umidade.

Referências bibliográficas

Alexandrino Santos, B.N.; Teixeira, G.H.O.; Montenegro, A.F.; Constantino, C.S.; Pereira da Silva, I.M.; Freitas, M.L.R.A.; Lins, C.M.M.S.; Ferreira, S.R.M. (2018). Influência da inundação sobre a resistência ao cisalhametno e coeficiente de empuxo no repouso de um solo colapsível no município de Petrolina – PE. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2018. ABMS, Salvados, Bahia, 11p.

Araki, M. S. (1997). Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do distrito federal. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília.

Briaud, J.L.; Hoffeman, S.B. (1997). Settlement of Bridge Approaches: The bump at the end of the bridge. *Transportation Research Board*., p. 85.

Ferreira, S.R.M; VILLAR, O.M. (2015). Solos não saturados no contexto geotécnico. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Cap. 15, Pgs. 415 – 440.

Guimarães, R.C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília.

Ha, H.S.; Seo, J.; Briaud, J.L. (2002). *Investigation of settlement at bridge approach slab expansion joint: Survey and site investigations*. The Texas A&M University. College Station, p. 450.

Leonhardt, F. (1979). *Construções de Concreto: Princípios básicos da construção de pontes de concreto*. 1a. ed. Berlim: Interciência Ltda., v. 6.

Peixoto, R.J. (1999). Aplicação de Modelos Constitutivos na Avaliação do Comportamento Mecânico da Argila Porosa Colapsível do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília.

Rodrigues, J. (2019). Geoenrijecimento para melhorar solos moles sob aterros de encontros de pontes. Softsoil Brazilian Review, 4, p.4-13.

White, D.J.; Mekkay, M.M; Sritharan A.M.S.; Suleiman, M.T. (2007). "Underlying" causes for settlement of bridge approach pavement systems. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 21(4), p.273-282.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/807

Determinação de Parâmetros Geológicos-Geotécnicos por Correlações em Depósitos de Bauxita

Leonardo Martins Agripino
Estudante, Faculdade Arnaldo, Juruti-PA, Brasil, leonardo_agripino@yahoo.com.br

Marcio Fernandes Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte-MG, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: A determinação de parâmetros de resistência dos materiais, de forma consolidada, pode ser adquirida com investigação de campo e análise de laboratório. Em projetos de mineração a necessidade de resposta é praticamente imediata, principalmente em regiões tropicais onde solos dessa natureza são marcantes. Desta forma, o artigo buscou caracterizar os materiais geológicos-geotécnicos que compõem os platores comuns na região amazônica, que sobrepõem os depósitos e reservas de minas de bauxita, trazendo uma compreensão inicial (conceito) de como essas camadas podem ser abordadas nas atividades minerárias. Assim, buscou-se trazer por meio de correlações os parâmetros geotécnicos desses materiais, validadas em campo por meio da experiência dos autores em projetos dessa natureza. A metodologia foi baseada na compreensão de um perfil estratigráfico típico da região de Juruti (PA) onde foram executadas investigações geológico-geotécnicas e adoção de correlações para solos tropicais de um perfil de 18 m, composto inicialmente por camada de solo orgânico, seguido por uma camada de solo argiloso, com profundidade variada; essa sobreposta ao depósito de bauxita. Além disso, a partir de ensaios de campo os materiais dos platores foram parametrizados para diversos usos como: explotação e desenvolvimento de mina de bauxita na região amazônica em geral, apresentando coesão e ângulo de 30 kPa e 33°. Conclui-se que essa parametrização poderá tornar as operações mais viáveis, por meio da definição da compreensão do comportamento geotécnico desses materiais.
PALAVRAS-CHAVE: Bauxita; Amazônia; Geologia.

ABSTRACT: The determination of resistance parameters of materials, in a consolidated manner, can be acquired through field investigation and laboratory analysis. In mining projects, the need for a response is practically immediate, especially in tropical regions where soils of this nature are notable. In this way, the article sought to characterize the geological-geotechnical materials that make up the common plateaus in the Amazon region, which overlap the deposits and reserves of bauxite mines, bringing an initial understanding (concept) of how these layers can be approached in mining activities. Thus, we sought to bring the geotechnical parameters of these materials through correlations, validated in the field through the authors' experience in projects of this nature. The methodology was based on the understanding of a typical stratigraphic profile of the Juruti region (PA) where geological-geotechnical investigations were carried out and the adoption of correlations for tropical soils of an 18 m profile, initially composed of an organic soil layer, followed by a layer of clayey soil, with varying depths; this overlaps the bauxite deposit. Furthermore, based on field tests, the plater materials were parameterized for various uses such as: exploitation and development of bauxite mines in the Amazon region in general, presenting cohesion and an angle of 30 kPa and 33°. It is concluded that this parameterization can make operations more viable, by defining the understanding of the geotechnical behavior of these materials.
KEYWORDS: Bauxite; Amazon; Geology.

1 INTRODUÇÃO

Aspectos relacionados a investigação geológico-geotécnica acompanham a vida útil de qualquer empreendimento. Na mineração, os resultados desses trabalhos suportam projetos correntes e futuros, buscando sempre a segurança das pessoas, meio ambiente e operações. Atrelados a isso, os exercícios dos trabalhos de campo e ensaios de laboratórios são amplamente utilizados na obtenção de dados confiáveis e rastreáveis, sendo a engenharia geotécnica a disciplina guardiã de tais procedimentos e execução, em harmonia com padrões e normas vigentes.

Na região norte do país, alvo desse trabalho, a formação geológica se apresenta sob forma de platôs. Com a decomposição de silicatos e argilominerais, ocorre a remoção de grande parte da sílica, enquanto os óxidos de alumínio e ferro são concentrados. A formação é uma rocha rica em óxido de alumínio, de composição mineralógica variável de três minerais: gibbsita, diásporo e boehmita (oxi-hidróxidos de alumínio), com ocorrência subsidiária de óxidos de ferro, argila, sílica, dióxido de titânio, entre outras (AQUINO, 2007; SOUZA, 2008). A bauxita lavrada economicamente possui alumina (Al_2O_3) com teores variando entre 50 e 55%.

A necessidade de estudar o comportamento desses materiais constituintes, sob a ótica geotécnica, é de extrema importância e de grande relevância para operações cada vez mais seguras, dada a posição dessa *commodities* no cenário nacional e sua ocupação no ranking mundial. A determinação da melhor metodologia e melhor empregabilidade dos recursos necessários para aquisição de dados pode variar conforme vão se configurando os perfis geológicos-geotécnicos.

O Brasil é grande produtor de alumínio, ocupando a 15ª posição no ranking mundial, seguindo as principais empresas em solo brasileiro: Mineração Rio do Norte S.A.(MRN), maior produtora de bauxita no Brasil, seguida pela Companhia Brasileira de Alumínio (CBA) e a Hydro Mineração Paragominas (MPSA), cada uma com participações semelhantes no mercado nacional. Outras empresas produtoras são a Alcoa Alumínio S.A. e a Novelis do Brasil Ltda.

Simoni (2029) escreve segundo Mártires (2001) e Santana et al. (2014), que a maior parte das reservas de bauxita estão localizadas em regiões tropicais e subtropicais do mundo. As reservas mundiais de bauxita conhecidas são de aproximadamente 25.6 bilhões de toneladas (dados de 2013). Os maiores produtores são a Guiné e a Austrália, com aproximadamente 7 e 6 bilhões de toneladas, respectivamente.

O método de lavra corresponde à sistematização e coordenação dos serviços de exploração de uma jazida, ou seja, é a técnica de extração do material, e sua escolha é determinante durante o estudo de viabilidade econômica de um projeto de mineração. O principal objetivo de um método de lavra é a utilização completa, segura e econômica das substâncias minerais com o mínimo de impactos ambientais (LOBATO, 2012).

Manter as cavas estáveis, os acessos seguros e as operações em pleno regime de trabalho requer habilidades e conhecimentos geotécnicos. Independente da profundidade das cavas, no caso desse trabalho são cavas rasas, onde os parâmetros de resistências dos materiais e geometria dos taludes devem ser estabelecidos numa condição de satisfatória ao avanço da lavra.

O sistema de lavra em tiras consiste em remover o estéril de uma faixa ou bloco a ser lavrado para uma faixa ou bloco que já foi lavrado, tendo assim uma diminuição da distância de transporte do estéril e facilitação da exposição do minério, bem como agilidade nos processos de recuperação ambiental (PIMENTEL, 2009).

A área de estudo está localizada na região amazônica brasileira, no conhecido cinturão da bauxita, que compreende a região equatorial do planeta Terra. A região é parte de um sistema integrado de produção de bauxita, que inclui atividades de: mineração, beneficiamento e transporte do produto até destinatário final. Comumente, o método de lavra utilizado nas minas de bauxita na Amazônia é o método de lavra em tiras, o mais indicado para estes tipos de depósitos. O processo para extração da bauxita compreende operações unitárias cíclicas, realizadas em faixas sequenciais: supressão vegetal, decapeamento, lavra e recuperação ambiental. Por permitir nivelamento e reabilitação da área logo após a lavra do minério, o método de lavra em tiras apresenta menor impacto ambiental e visual. A Figura 1 ilustra as operações no processo de lavra da bauxita e que são resumidas na sequência:

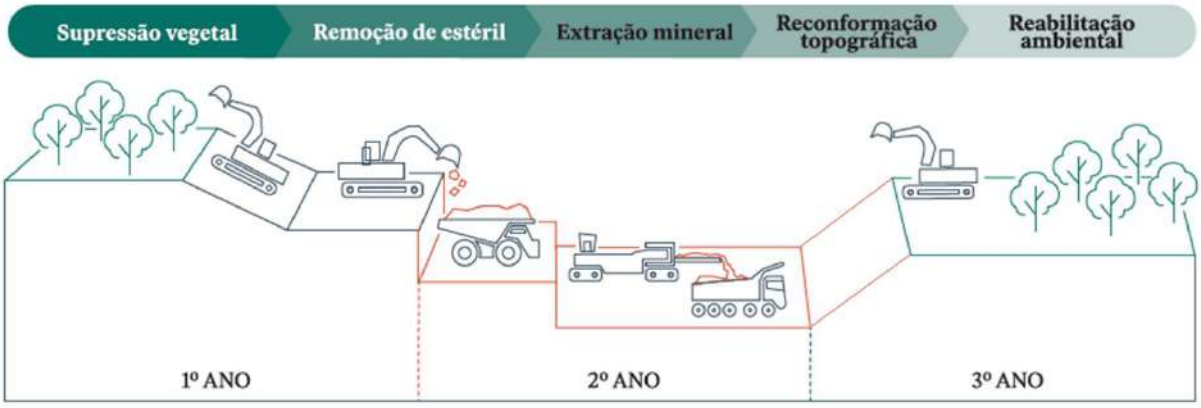


Figura 1 - Fluxo do processo de lavra da bauxita.

- Supressão vegetal: a supressão vegetal é a etapa de retirada da vegetação localizada na área de avanço da lavra;
- Decapeamento: etapa de remoção do estéril para expor a camada de bauxita. Na lavra em tiras, o capeamento não é transportado para um bota-fora ou pilhas de estéril, mas depositado dentro dos cortes formados nas etapas anteriores da lavra. O método de decapeamento a ser utilizado varia conforme a espessura do estéril na tira. A depender do método, o decapeamento pode ser feito com trator de esteiras ou com escavadeira de grande porte e caminhão fora-de-estrada;
- Lavra: etapa de extração minério, propriamente dito. A lavra pode ser feita pelo método contínuo em que o equipamento realiza a etapa de desmonte e carregamento simultaneamente, ou através do método tradicional, em que o desmonte é feito com trator e o carregamento com pá carregadeira e/ou escavadeira. O transporte do minério para o britador é feito através de caminhões rodoviários;
- Beneficiamento: a etapa de beneficiamento visa adequar a bauxita nas especificações granulométricas, podendo ser por um moinho, britador, peneira e ciclone;
- Reabilitação de áreas mineradas: na reabilitação, o relevo original é reproduzido, o solo rico em matéria orgânica é adicionado e o terreno é preparado para receber as mudas que restabelecerão a cobertura vegetal. A meta da empresa é recuperar na proporção de 1:1, ou seja, a cada 1 hectare disponibilizado no ano (área lavrada, menos a área utilizada para infraestrutura) será recuperado 1 hectare em até dois anos;

A elaboração de projetos de escavação e estabilidade dos taludes abertos apresenta elevado dinamismo e muitas das vezes a execução de ensaios de laboratório para determinação de parâmetros é tardia à necessidade operacional. Desta forma, o artigo buscou caracterizar os materiais geológicos-geotécnicos que compõem os platores comuns na região amazônica, que sobrepõem os depósitos e reservas de minas de bauxita, trazendo uma compreensão inicial (conceito) de como essas camadas podem ser abordadas nas atividades minerárias, utilizando uma região em Juruti como estudo de caso.

2 METODOLOGIA

A metodologia foi baseada na compilação de resultados de N_{SPT} para uma área de extração de bauxita na região norte do Brasil, por meio de 9 sondagens à percussão, espaçadas lateralmente em 20 m. Para essas sondagens foi realizado ensaio N_{SPT} de metro a metro. Para a confirmação do topo rochoso, ou melhor, a profundidade impenetrável à percussão foram utilizados furos de exploração mineral ordenados em malhas e dentre outros objetivos, que visaram determinar modelo geológico do corpo mineralizado (não apresentado devido ao sigilo das informações).

Nessa região ocorre a extração de bauxita em platores (Figura 1). Esses resultados foram corrigidos considerando eficiência de 60% da energia (N_{SPT60}).

A não execução de ensaios específicos para a determinação dos parâmetros de resistência de materiais não impede a aplicação de outros métodos determinísticos para obtenção desses. Assim, a definição desses parâmetros pode ser realizada através de correlações divulgadas na literatura, em conjunto com as características geológicas dos materiais, sendo essa a última etapa da metodologia. Considerando as etapas (Figura 1) foram selecionadas correlações para a obtenção desses parâmetros geotécnicos.
A partir da interpretação das sondagens e mapeamento geológico geotécnico foi possível verificar que a espessura e profundidade ao longo da região amazônica é variável podendo, em alguns casos, atingir 18 m. A composição dessas camadas não variam, sendo uma camada inicial composta de solo orgânico, seguido por uma camada de solo argiloso, essa sobreposta ao depósito de bauxita.

A resistência ao cisalhamento das argilas, acima da tensão de pré-adensamento é caracterizada pelo ângulo de atrito interno efetivo. O seu valor é variável conforme o teor de argila, de modo que ele é menor quando o solo é mais argiloso. Godoy (1983) apresenta (Equação 1) a correlação para a definição do ângulo de atrito:

$$\phi = 28° + 0{,}4 \times N_{SPT} \quad (1)$$

Na situação drenada para solos estruturados lateríticos Berberian (2015) propôs a seguinte correlação (Equação 2) para estimativa da coesão:

$$c' = N_{SPT}/0{,}35 \text{ (kPa)} \quad (2)$$

Ambas as equações (1 e 2) foram utilizadas para calibração dos resultados.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os depósitos de bauxita de Paragominas estão localizados na parte NE do estado do Pará. A região de Paragominas é marcada por tabuleiros e platôs dissecados e isolados, com cobertura de argilas amarelas (Argila Belterra) e crostas ferro-aluminosas sobrepostas aos sedimentos das Formações Ipixuna ao norte e Itapecuru, ao sul. Em geral, a altitude desses platôs não excede 200 m, apenas na parte sul em direção à cidade de Imperatriz pode chegar a 400 m. (KOTSCHOUBEY, *et* al. 2016). As bauxitas de Paragominas estão relacionadas ao horizonte laterítico ferro-aluminoso de idade Terciária inferior (Paleógeno) que é sotoposta a essas argilas creme amareladas, designadas Argila de Belterra e ao saprolito, formado de argilas cauliníticas variegadas ou manchadas. A Figura 2 mostra o perfil típico da região de Paragominas identificado.

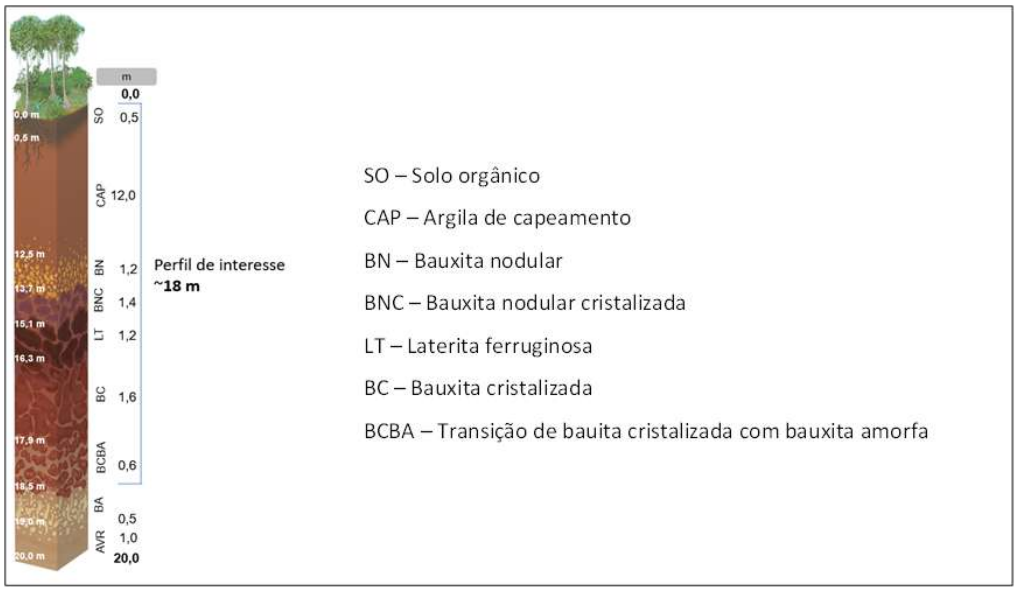


Figura 2. Perfil típico da região da cava da Mineração Paragominas

A fundação natural é caracterizada por argila, de textura argilo-siltosa, por vezes arenosa, podendo ocorrer fragmentos e concreções lateríticas, variando a silte argiloso. A cor é variável apresentando manchas irregulares, cores diversas (amarela, vermelha, róseo, marrom, branco etc.). A camada de argila é espessa, com espessura variada, em alguns casos com mais de 15,0 m.

A Figura 3 apresenta o número de golpes dos ensaios N_{SPT} nesse material em função da tensão vertical efetiva (σ'_v). Observa-se que a argila apresenta N_{SPT} superior a 10 golpes com média de 36 golpes, com consistência classificada como rija a dura. Eventualmente podem ocorrer trechos de menor resistência, principalmente na interface dos materiais.

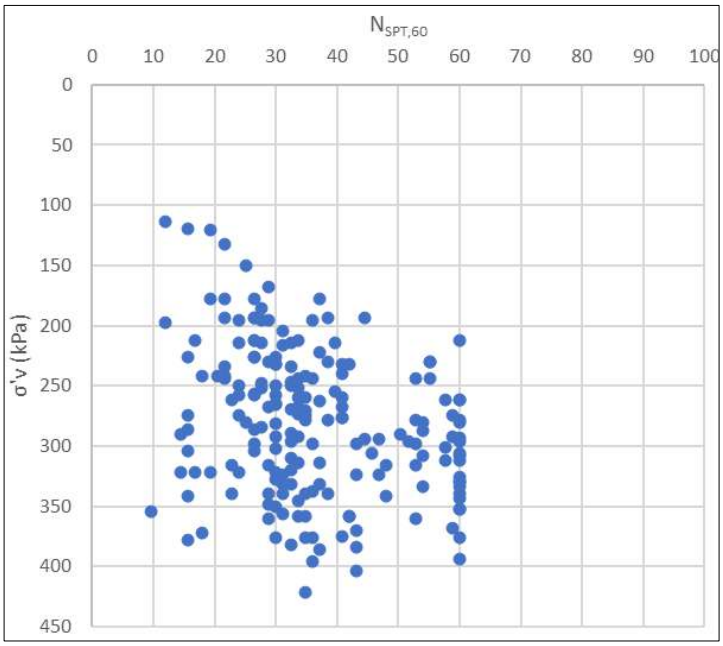


Figura 3. Relação entre a tensão vertical efetiva (σ'v) e valores do N_{SPT60}.

Os parâmetros médios de resistência definidos para a argila estão apresentados na Tabela 1 (obtidos pelas Equações 1 e 2). Dada a variabilidade dos resultados de N_{SPT} na argila, pode considerar, de forma conservadora, o N_{SPT} de 11 golpes nas equações 1 e 2. Assim, estimou-se o ângulo de atrito e a coesão efetiva da argila iguais a 33° e 30 kPa, respectivamente, estando bastante coerentes com solos tropicais típicos da região com certo nível de laterização. Destaca-se que amostras indeformadas locais podem alcançar até 60 kPa de coesão, conforme Souza (2008), fruto do elevado nível de laterização das amostras. Desta forma, a nível conceitual os resultados se mostram factíveis, considerando uma formação laterítica em estágio intermediário, conforme: dados geológicos, características geotécnicas e as sondagens.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos de resistência do material

Material	c' (kPa)	φ (°)
Argila	30	33

Em estágio intermediário de evolução, tornando essa camada superficial mais porosa e ainda rica de areia e siltes, justificando parâmetros de resistência inferiores a 60 kPa. Apesar dos grãos serem fortemente aderidos por óxido de ferro e óxido de alumínio, as aglomerações formadas comportam-se como grãos arenosos soltos, ou seja, as agregações não estão ligadas entre si, devido ao processo de laterização ainda em desenvolvimento. Isso é característico da formação pedológica conhecida como latossolo, ou geotecnicamente falando, devido à laterização e no caso ainda em evolução.

Essa evolução pedogenética na qual o subsolo, pela ação do intemperismo, permite que a sua porção superior externa se altere quimicamente prevalecendo óxidos hidratados de ferro, sobre a permanência do argilomineral do tipo caulinita, dando o aspecto de coloração vermelhado confere uma estrutura porosa com agregações estáveis conforme exposto anteriormente (COSTA, 1991). Portanto, o solo inicialmente formado

pela cominuição da rocha sofre transformações químicas. A partir daí, o processo de lixiviação se inicia com a água levando os elementos químicos (lixiviáveis) para o nível de base, porção mais baixa do terreno.

Por outro lado, durante esses processos, a camada de solo residual formada abaixo do solo laterítico irá se enriquecer desses sais com ligações fracas e estará composta por materiais menos estáveis, muitas vezes compostos por minerais ativos. Considerando a condição geomorfológica mais inclinada, verifica-se que o fluxo de água infiltrando pelo solo laterítico poroso entra em contato com a camada saprolítica, que praticamente aflora nas porções mais inferiores da região, causando instabilidade e intensificando o processo de perda de solo, principalmente nas regiões mais inclinadas onde esse fluxo atinge maiores velocidades, a este processo soma-se um cisalhamento laminar que ocorre na camada mais superficial, que apresenta um baixo peso específico, bastante poroso cuja coesão aferida em laboratório é praticamente nula.

Na maior parte do tempo, a área apresenta um comportamento não saturado, mas sob condições pluviométricas duradouras, sua camada superior pode apresentar uma queda brusca de sucção e, consequentemente, vir a saturar, apresentando-se como um material de baixa resistência que, em condições de ruptura, poderia se comportar sob solicitações drenadas, considerando a geometria do problema e a granulometria mais arenosa. Por se tratar de um perfil pré-adensado (devido à perda de solos no passado pelo processo erosivo), as análises de resistência geotécnica podem ser realizadas em condições efetivas.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A metodologia e resultados obtidos demonstraram que a proposta aqui apresentada se mostrou compatível com o atendimento às decisões geotécnicas e a necessidade de lavra. Assim, fazendo utilizando uma análise crítica e cruzada das informações (revisão bibliográfica, descrições em campo, juntamente com revisitação dos furos de exploração mineral do platô, sob os auspícios de avaliação tátil-visual) é possível promover deliberações para a determinação de parâmetros de resistência desses materiais laterizados. Entende-se que a estimativa dos parâmetros por meio do N_{SPT} pode subsidiar os projetos a nível conceitual dessa natureza, permitindo o desenvolvimento de correlações mais refinadas mediante a validação de ensaios em campanhas de amostragem complementares realizadas na localidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aquino, T.F. (2007) *Beneficiamento Químico da Bauxita de Santa Catarina*. Florianópolis: UFSC, 2007. 103p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Química, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Berberian, D (2015). Engenharia de Fundações. 2º. ed. Brasília: INFRASOLOS.

Costa, M.L (1991) *Aspectos Geológicos dos Lateritos da Amazônia. Revista Brasileira de Geociências*. 21(2): 146-160, junho de 1991.

Godoy, N. S. (1983). Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. Palestra. São Carlos (SP): Escola de Engenharia de São Carlos – USP.

Kotschoubey B., Truckenbrodt W. & Hieronymus B. (2016) *Bauxite deposits of Paragominas*. In: A. Carvalho, B. Boulangé, A.J. Melfi & Y. Lucas (eds.) *Brazilian Bauxites*. USP/FAPESP/ORSTOM, São Paulo, p. 75-106Congedo, L. *Semi-automatic classification plugin documentation. Release*, v. 4, n. 0.1, p. 29.

Lobato, R. S. (2012) *Análise de produtividade na operação de decapeamento de estéril da mina de bauxita de Juruti – PA. Marabá – PA*: UFPA- Universidade Federal do Pará. Trabalho de Conclusão de Curso – Graduação em Engenharia de Minas e Meio Ambiente, 36 p.

Mártires, Raimundo Augusto Corrêa (2001). *Balanço Mineral Brasileiro. DNPM*, 50p.

Pimentel, E. N. (2009) *Aspectos gerais da mina de bauxita de Paragominas. Estudo comparativo e elaboração de modelos ótimos de logística operacional – troca de turnos. Marabá – PA.* UFPA-

Universidade Federal do Pará. Trabalho de Conclusão de Curso – Graduação em Engenharia de Minas e Meio Ambiente, 51 p.

Santana, Andre Luiz (2014). *Sumário Mineral 2014: Departamento Nacional de Produção Mineral*. Ministério das Minas e Energia. Brasília, p. 28.

Simoni, Marcus Vinicius Barros de (2014). *Planejamento de longo prazo em mina de bauxita [manuscrito]: trade off entre a ordem da operação em platôs de bauxita*. 18 p.

Souza, W.B. (2008) - *Estudo da Adição de Lama de Bauxita em Polímero de Poli (Metacrilato de Metila) por meio de Polimerização em Massa e Moldagem em Casting*, Dissertação de Mestrado, Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares, autarquia vinculada á Universidade de São Paulo, São Paulo, 106 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/529

Determinação de Resistência Não Drenada a Partir de Ensaios de Campo e de Laboratório

Felipe Ruben Vieira Araújo
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte, Brasil, felipe.araujo@pimentadeavila.com.br

Guilherme de Mattos Galhardo
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte, Brasil, guilherme.galhardo@pimentadeavila.com.br

Ariane Braga Fachinetti Lopes
Graduanda em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, ariane.lopes@pimentadeavila.com.br

Guilherme Henrique da Silva Pinto
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte, Brasil, guilherme.henrique@pimentadeavila.com.br

RESUMO: Este artigo aborda a determinação da resistência não drenada de um solo aluvionar, a partir de ensaios de campo (piezocone) e de laboratório (triaxial e DSS). A definição de parâmetros de resistência adequados é de extrema importância nos projetos de engenharia geotécnica, uma vez que tais parâmetros governam a estabilidade de estruturas. Destaca-se a importância de escolher metodologias adequadas para garantir resultados precisos e confiáveis, considerando as características específicas do solo em questão. A análise comparativa foi realizada entre resultados de ensaios de campo e de laboratório, visando obter conclusões assertivas sobre a determinação de parâmetros. Dentre os principais resultados obtidos destaca-se: (i) foi observada a influência do modo de cisalhamento no parâmetro de resistência obtido; e (ii) a envoltória obtida pelo ensaio DSS foi a mais representativa se comparada ao ensaio de campo.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência ao cisalhamento não drenada, Ensaios de campo, Ensaios de laboratório

ABSTRACT: This paper evaluates the determination of the undrained shear strength of an alluvial soil, based on field (piezocone) and laboratory (triaxial and DSS) assessment. The definition of adequate shear strength parameters is extremely important in geotechnical engineering projects, since such parameters govern the stability of structures. The importance of choosing appropriate methodologies to ensure accurate and reliable results is highlighted, considering the specific characteristics of the soil in question. The comparative analysis was carried out between the results of field and laboratory tests, aiming to obtain assertive conclusions about the determination of parameters. Among the main results obtained, the following stand out: (i) the influence of the shear mode on the shear strength parameter obtained was observed; and (ii) the envelope obtained by the DSS test was the most representative compared to the field test.

KEYWORDS: Undrained shear strength, Field tests, Laboratory tests

1 INTRODUÇÃO

A determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento é essencial em projetos de engenharia geotécnica, uma vez que eles influenciam diretamente na estabilidade das estruturas. Eventos recentes de ruptura, como o incidente em Mount Polley em 2014, evidenciam a importância da avaliação precisa da resistência e do comportamento dos materiais, já que falhas podem resultar em danos irreparáveis.

Conforme descrito por Souza Pinto (2016), a resistência ao cisalhamento não drenada é a resistência que um material coesivo, como argilas ou solos argilosos, mobiliza sem que haja drenagem do excesso de poropressão gerado durante o processo. Tal condição ocorre num carregamento rápido em que o material se encontra saturado ou com elevado grau de saturação. Em materiais com resposta contrátil ao cisalhamento, como argilas normalmente adensadas, o excesso de poropressão gerado durante o cisalhamento é positivo, levando a uma redução da tensão vertical efetiva durante o cisalhamento. Por conseguinte, a condição não drenada torna-se crítica para avaliação, pois a tensão efetiva controla a resistência ao cisalhamento do material em avaliação. Cabe destacar que para materiais pré-adensados (dilatantes ao cisalhamento) o excesso de poropressão gerado durante o cisalhamento é negativo, aumentando a tensão efetiva durante o cisalhamento.

Brown e Guiliani (2016) ressaltam a necessidade de determinar parâmetros geotécnicos como resistência ou rigidez dos materiais por meio de diferentes métodos, visando comparar os resultados obtidos, especialmente no que se refere à resistência não drenada. Vários autores, incluindo Lunne *et al.* (1997), Mayne (2016) e Mayne e Peuchen (2018), demonstraram que a resistência não drenada não é uniforme e depende do modo de cisalhamento aplicado ao material. A Figura 1 apresenta os principais resultados obtidos por esses autores, ilustrando diferentes envoltórias de resistência conforme o modo de cisalhamento aplicado.

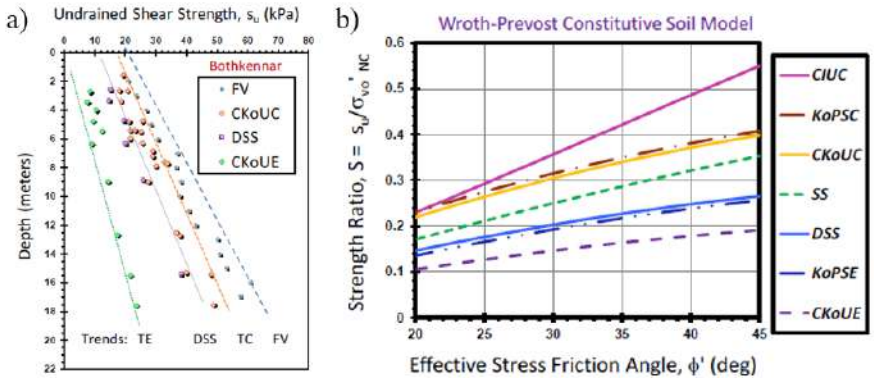


Figura 1. Envoltórias de resistência não drenada de pico: a) Adaptado de Mayne, 2016; e b) Mayne e Peuchen, 2018).

Dessa forma, o presente artigo tem por objetivo comparar a resistência não drenada de um aluvião argiloso de consistência mole que encontra-se como parte de fundação de uma barragem de contenção de rejeitos. Para realizar tal comparação, têm-se como banco de dados um ensaio de piezocone com dissipação de poropressão (CPTu), um ensaio de cisalhamento simples direto (*Direct Simple Shear* - DSS) e um ensaio triaxial de compressão saturado com cisalhamento não drenado e adensamento isotrópico (CIUC).

2 MATERIAL ANALISADO E METODOLOGIA ADOTADA

O material aluvionar em estudo apresenta granulometria majoritária argilosa, sendo 60% da sua composição, seguidos por 26% de silte e 14% de areia, classificado segundo a NBR 7181 (ABNT, 2018). Esse solo argiloso aluvionar contém em alguns trechos presença de material orgânico e possui LP (NBR 7180, ABNT 2016) médio de 25% e LL (NBR 6459, ABNT 2016) em torno de 55%.

O material foi identificado por meio de investigações de campo como parte da fundação de uma estrutura de contenção de rejeitos. Tendo em vista a extensão de ocorrência deste aluvião, a remoção do material em sua completude para a construção do barramento não foi possível. Dessa forma, fez-se necessária a avaliação detalhada do comportamento ao cisalhamento e dos parâmetros de resistência do litotipo. Neste sentido, foram realizadas campanhas de ensaios de campo e laboratório, as quais serviram como base de dados para a

elaboração deste trabalho. Foram selecionados resultados representativos de cada tipo de ensaio realizado, no presente artigo, conforme indicado no item 1 e detalhado nos itens a seguir.

2.1 Ensaio Triaxial (CIUC)

O ensaio triaxial foi realizado conforme as diretrizes da norma americana D4767-11 (ASTM, 2011). Este ensaio pode ser descrito em cinco etapas: i) moldagem dos corpos de prova a partir da amostra coletada em campo; ii) percolação da amostra com água deareada para elevar o grau de saturação de cada corpo de prova; iii) aplicação de contrapressão para garantir a saturação de cada corpo de prova; iv) aplicação do confinamento isotrópico de forma a simular o estado de tensões de campo, sendo que nesta etapa o corpo de prova varia de volume ao longo da aplicação do confinamento (adensamento); e v) ruptura de cada um dos corpos de prova por acréscimo de carga axial, sendo que nesta etapa os corpos de prova não variam de volume (ruptura não drenada).

Durante o ensaio triaxial, são registrados os valores de tensão axial, poropressões e deformações, permitindo a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Foram realizados ensaios para 4 corpos de prova, a diferentes tensões confinantes (50, 100, 150 e 300 kPa). Como critério para a determinação dos parâmetros de resistência foi utilizada a máxima tensão desviadora (de Souza Pinto, 2016).

2.2 Ensaio de Cisalhamento Simples Direto (DSS)

O ensaio de Cisalhamento Simples Direto (*Direct Simple Shear* - DSS) foi realizado seguindo as diretrizes da norma americana D6528-17 (ASTM, 2017). Este ensaio pode ser descrito em quatro etapas, sendo i) moldagem dos corpos de prova a partir da amostra coletada em campo; ii) percolação da amostra com água deareada para elevar o grau de saturação de cada corpo de prova; iii) aplicação da tensão vertical de forma a adensar a amostra nas tensões confinantes de ensaio, sendo que nesta etapa o corpo de prova varia de volume ao longo da aplicação do carregamento; e iv) ruptura dos corpos de prova por meio da aplicação de força horizontal, a qual dividida pela área do corpo de prova resulta numa tensão cisalhante horizontal aplicada. Cabe destacar que no ensaio DSS a tensão vertical aplicada é corrigida ao longo do ensaio de forma a manter o corpo de prova a volume constante, simulando uma condição não drenada (sem variação de volume). A variação da força aplicada então é convertida numa poropressão equivalente.

Assim como no ensaio triaxial, são registrados os valores de tensão cisalhante horizontal, poropressões e deformação ao longo do ensaio para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Foram realizados ensaios para 4 corpos de prova, a diferentes tensões confinantes (25, 50, 100 e 200 kPa). Como critério para a estimativa dos parâmetros de resistência, foi adotada a máxima tensão cisalhante de cada corpo de prova.

2.3 Ensaio de Piezocone (CPTu)

2.3.1 Avaliação Comportamental

Conforme descrito pela norma internacional 22476-1 (ISO, 2022) a realização do ensaio CPTu consiste na cravação de uma ponteira cônica (com 60º no ápice) de seção transversal média de 10 cm² com velocidade padronizada de 2,0 ± 0,5 cm/s, sendo registradas leituras a cada 2 a 5 cm, em média. Atrás do cone existe uma célula de medição do atrito lateral do solo com área transversal de 150 cm² aproximadamente e um sensor de pressão para a medida da poropressão gerada durante a cravação do cone. No ensaio de piezocone três grandezas são obtidas: (i) resistência de ponta (q_c), que consiste na resistência do solo à cravação do cone; (ii) atrito lateral (f_s), que mede a aderência do solo à luva de atrito; e (iii) poropressão (u_2), que é a medida a poropressão gerada durante a cravação do piezocone, usualmente medida na base do cone (u_2). Além disso, é comum a realização de ensaios de dissipação de poropressão para determinar a poropressão de equilíbrio do meio (u_0). Tal ensaio consiste na parada temporária da cravação do cone e medição da dissipação da poropressão no tempo.

Destaca-se que a resistência de ponta (q_c) é corrigida para a resistência de ponta total (q_t) por meio da equação $q_t = q_c*(1-a)\ u_2$ de forma a contemplar a geração das poropressões em áreas desiguais do cone. O valor do parâmetro "a" foi obtido conforme o certificado de calibração do cone, sendo este da ordem de 0,80.

Para a avaliação comportamental do aluvião, foram considerados os parâmetros base medidos pelo ensaio de CPTu (q_t, f_s e u_2), bem como a razão de atrito normalizada (F_R) e o parâmetro normalizado de poropressão (B_q), propostos por Robertson (2016). Tais parâmetros, calculados segundo as Equações 1 e 2, são recomendados pelo autor para avaliação comportamental, considerando à influência do confinamento nos parâmetros base medidos pelo cone.

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (1)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2)$$

Além dos parâmetros base do cone, foi aplicada a metodologia proposta por Robertson (2016) para a avaliação comportamental do material. O autor propõe a utilização da resistência de ponta normalizada (Q_t), a resistência de ponta normalizada pela pressão atmosférica (Q_{tn}), o índice de comportamento (IB) e do parâmetro contrátil dilatante (CD) para classificação de geomateriais quanto ao comportamento e resposta ao cisalhamento. Dessa forma, é sugerido pelo autor que solos com comportamento arenoso (*sand-like*) apresentem parâmetro IB maior que 32, solos de comportamento siltoso (*transitional*) apresentem valores de IB entre 22 e 32, e solos de comportamento argiloso (*clay-like*) apresentem valores de IB menor que 22.

A resposta ao cisalhamento do material pode ser avaliada a partir do parâmetro CD (Robertson, 2016), sendo valores menores que 70 um indicativo de comportamento contrátil e valores superiores a 70 um comportamento dilatante. Este critério foi determinado a partir do parâmetro de estado igual a -0,05 (ψ = -0,05) para materiais de comportamento arenoso e OCR igual a 4 para materiais de comportamento argiloso. Os parâmetros supracitados são definidos pelas Equações 3 a 5, indicadas abaixo. Destaca-se que o expoente "n" apresentado na Equação 3 é geralmente igual a 1 para solos argilosos, como o aluvião aqui avaliado.

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a}\right)\left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n \quad (3)$$

$$IB = 100\ \frac{Q_{tn}+10}{Q_{tn}.F_r+70} \quad (4)$$

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11)(1 + 0{,}06F_r)^{17} \quad (5)$$

2.3.2 Condições de Drenagem e Determinação da Resistência não Drenada de Pico

Conforme descrito por Schnaid (2009), considera-se como mobilização não drenada a partir do ensaio de piezocone trechos ensaiados que apresentem valores de B_q maiores que 0,30 (B_q > 0,30), sendo tal critério adotado neste artigo. Dessa forma, apenas para tal intervalo foram calculadas as resistências não drenadas.

Para a estimativa da resistência não drenada de pico, Lunne *et al.* (1997) apresenta as Equações 6 e 7 que permitem a estimativa da resistência não drenada de pico a partir da resistência de ponta total (q_t), a tensão vertical total (σ_{v0}) e o fator N_{kt}, assim utilizando o excesso de poropressão ($u_2 - u_0$) e o fator $N_{\Delta u}$.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (6)$$

$$S_u = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u}} \quad (7)$$

Diversas metodologias estão disponíveis na literatura para a estimativa do fator N_{kt} a partir de diferentes premissas, sejam elas empíricas, semiempíricas ou analíticas. A metodologia proposta por Mayne e Peuchen (2018), considera um banco de dados robusto de ensaios de piezocone e ensaios triaxiais não drenados de adensamento anisotrópico (CAUC) para propor uma correlação entre o fator N_{kt} e o parâmetro B_q. A Equação 8 apresenta a proposta dos autores.

$$N_{kt} = 10{,}5 - 4{,}6 \,.\, (B_q + 0{,}1) \quad (8)$$

Já para a estimativa do fator $N_{\Delta u}$ uma proposta é a utilização da metodologia de Battaglio *et al.* (1981) a qual correlaciona o excesso de poropressão com o fator do cone, conforme descrito na Equação 9.

$$N_{\Delta u} = 4 + 6\, B_q \quad (9)$$

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Ensaio Triaxial (CIUC)

A Figura 2 apresenta a interpretação do ensaio triaxial, sendo apresentados os gráficos de tensão desviadora, excesso de poropressão gerado e razão de resistência de pico obtida. Como critério para a determinação da resistência não drenada, foi utilizado a máxima tensão desviadora, a qual ocorre a aproximadamente 5% de deformação axial.

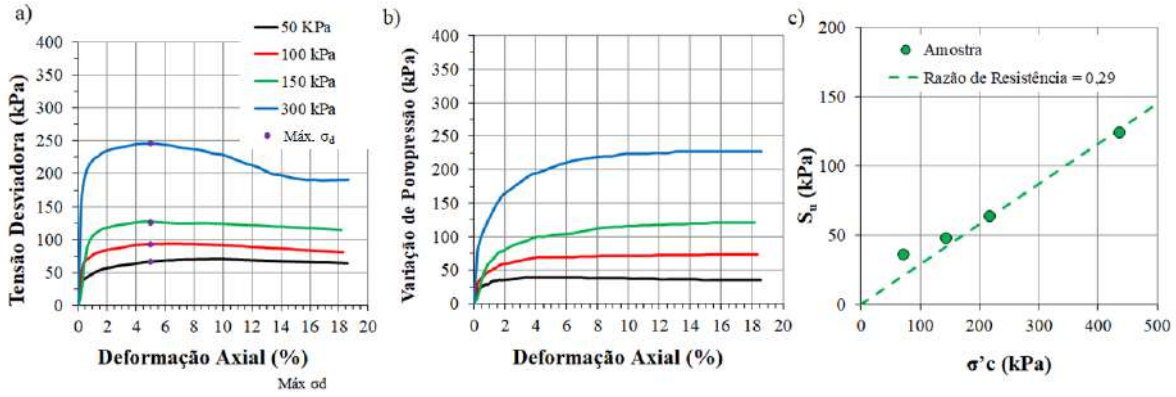


Figura 2. Interpretação do ensaio triaxial: a) Tensão desviadora; b) Excesso de poropressão; e c) Resistência não drenada de pico.

Os resultados dos ensaios triaxiais indicaram comportamento contrátil para o material, uma vez que todas as amostras ensaiadas apresentaram geração de excesso de poropressão positivo quando submetidas a esforços cisalhantes. No que tange a razão de resistência, foi obtido um valor da ordem de 0,29 ($Su/\sigma'_c = 0{,}29$).

Pelo gráfico da razão de resistência nota-se que a envoltória obtida se ajusta a todos os pontos, a exceção da tensão confinante de 50 kPa, no qual o resultado obtido pelo ensaio fica acima da envoltória. Para as demais tensões confinantes de 100 kPa, 150 kPa e 300 kPa a envoltória se ajusta muito bem, indicando o ganho de resistência proporcional ao confinamento. Tendo em vista que a resistência do material é proporcional ao confinamento, induz-se que o material seria normalmente adensado (De Souza Pinto, 2016).

3.2 Ensaio de Cisalhamento Simples Direto (DSS)

A Figura 3 apresenta os resultados obtidos para o ensaio DSS. Como pode ser observado, de forma similar ao ensaio triaxial, o aluvião apresenta comportamento contrátil ao cisalhamento tendo em vista o excesso de poropressão positivo gerado durante o cisalhamento. Além disso, pode-se notar que o material não apresenta perda de resistência, sendo obtido o mesmo valor de tensão cisalhante a partir da deformação cisalhante de 5%.

A partir da máxima tensão cisalhante, foi obtida uma razão de resistência de pico da ordem de 0,22 ($Su/\sigma'_{v0} = 0{,}22$), sendo esta inferior a obtida pelo ensaio triaxial. Tal resultado encontra-se dentro do esperado, visto que os valores de razão de resistência para o modo de cisalhamento do DSS são inferiores aos do ensaio triaxial (Figura 1).

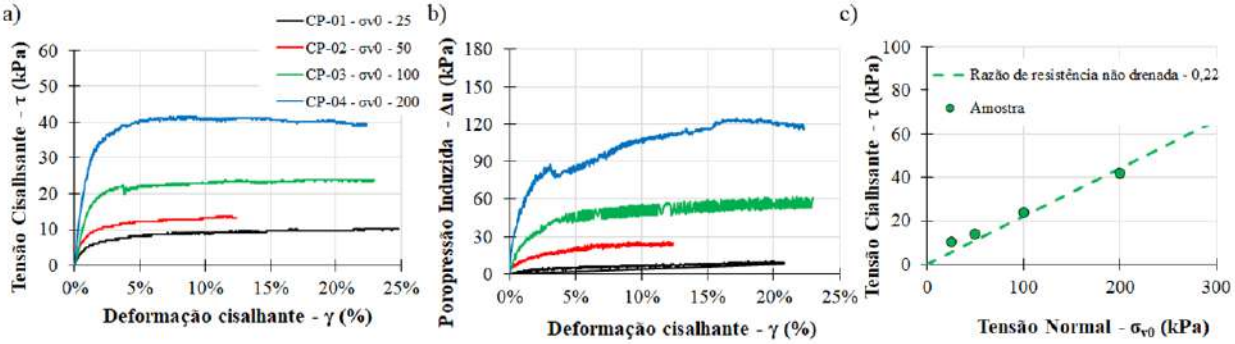


Figura 3. Interpretação do ensaio DSS: a) Tensão desviadora; b) Excesso de poropressão; e c) Resistência não drenada de pico.

A Tabela 1 apresenta a relação entre as razões de resistência obtidas por cada ensaio de laboratório, sendo a razão de resistência do DSS equivalente a 76% da obtida pelo ensaio triaxial. Tal relação encontra-se dentro do esperado conforme já reportado por Ladd e Foott (1974), sendo observado pelos autores valores próximos a 70%.

Tabela 1. Comparação das Razões de Resistência de Pico por Ensaios de Laboratório.

Ensaio	Su/σ'_{v0}	Razão (DSS/TXC)
TXC	0,29	0,76
DSS	0,22	

Ainda analisando os dados do ensaio DSS, de forma similar ao ensaio triaxial, apenas o ponto de menor tensão confinante apresentou resultado acima da envoltória proposta. Além disso, observa-se que a resistência ao cisalhamento do aluvião é proporcional ao confinamento aplicado, sendo mais um indício do comportamento normalmente adensado do litotipo em avaliação.

3.3 Ensaio de Piezocone (CPTu)

3.3.1 Classificação Comportamental por Robertson (2016)

O resultado do ensaio CPTu permitiu a compreensão das características geotécnicas do solo em estudo bem como a identificação do aluvião em profundidade. Acima do aluvião, foi identificada uma porção de aterro lançado que apresenta resistências de ponta da ordem de 2.000 kPa e praticamente não gera excessos significativos de poropressão em profundidade ($B_q \approx 0$).

A Figura 4 apresenta o resultado da vertical analisada. Como pode ser observado, o aluvião se mostrou com baixa capacidade de carga atingindo valores de resistência de ponta na ordem de 1000 kPa, praticamente de forma uniforme. Foi observada também uma alta taxa de geração de poropressão no material com valores de (u_2) que chegam a 900 kPa. Considerando tais dados, o aluvião apresentou valores de $B_q > 0,40$ em toda a profundidade, revelando o seu comportamento não drenado para a cravação com velocidade padrão do cone, conforme critério sugerido por Schnaid (2009).

Os gráficos de IB e CD de Robertson (2016) permitiram identificar comportamento majoritariamente de solo argiloso e contrátil na camada aluvionar. Além disso, os dados de Bq observados pelo ensaio de CPTu corroboram com os resultados dos ensaios triaxial e DSS que mostraram geração de poropressão positiva para o material, denotando sua natureza contrátil.

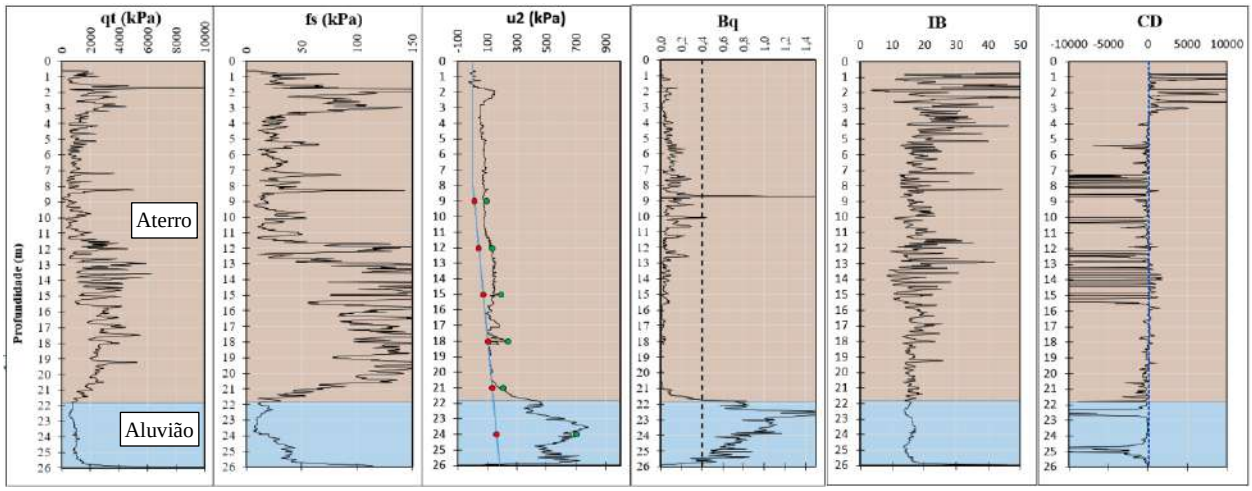


Figura 4. Gráficos Comportamentais CPTu com destaque para o aluvião em azul.

3.4 Comparação das Resistências Não Drenadas

Considerando apenas o trecho onde foi observado o aluvião (profundidade de 21,5m a 25,5 m) é apresentada na Figura 5 a comparação das resistências não drenadas de pico do material considerando as metodologias baseadas em ensaios de campo e laboratório. Conforme pode ser observado, os valores de resistência não drenada calculados via $N_{\Delta u}$ e N_{kt} encontram-se praticamente sobrepostos em profundidade, indicando que a utilização das poropressões ou da resistência de ponta indicariam a mesma conclusão sobre o parâmetro do material. Comparando-se o modo de cisalhamento do ensaio DSS, Triaxial e os resultados do ensaio de piezocone, denota-se que ambos resultados do CPTu se encontram mais próximos do modo de cisalhamento do DSS do que em relação ao obtido pelo ensaio triaxial. Ainda observam-se trechos (acima de 23,0m, majoritariamente) em que os dados do CPTu encontram-se abaixo da envoltória do DSS. Possivelmente, tal fato ocorre devido a variabilidade natural do parâmetro conforme descrito por Assis (2020).

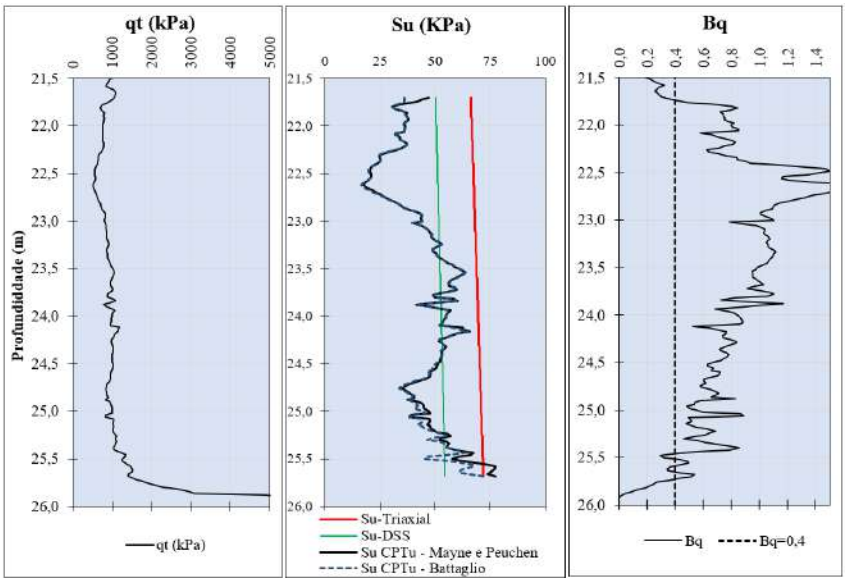


Figura 5. Comparação das Envoltórias de Resistência Não Drenada em Função da Profundidade

4 CONCLUSÕES

O presente artigo apresentou o comparativo da resistência não drenada de pico de um aluvião presente na fundação de uma barragem de contenção de rejeitos, a partir da interpretação de ensaios de campo e de laboratório. Conforme pode ser observado, o modo de cisalhamento mostrou influência na razão de resistência

não drenada obtida para o material em laboratório, sendo o valor de 0,22 ajustado para o ensaio DSS e 0,29 para o ensaio triaxial. A diferença entre os resultados de cada ensaio se mostrou dentro do esperado conforme já apresentado por Ladd e Foott (1974) para outros materiais.

Os dados obtidos em laboratório foram comparados com as resistências obtidas pelo ensaio de piezocone a partir da metodologia de Mayne e Peuchen (2018) e Battaglio *et al.* (1981). Os resultados indicaram que os dados de CPTu, seja baseado na resistência de ponta ou poropressões, se mostram mais próximos do resultado do ensaio DSS do que o próprio triaxial. Tais dados reforçam a necessidade de se determinar diferentes envoltórias de resistência para o material estudado, com o objetivo de se obter a mais representativa para cada problema/cenário de análise a ser avaliado, a depender do modo de cisalhamento esperado em campo. Neste caso, dada a variabilidade do parâmetro obtida, a envoltória calculada pelo DSS e pelo CPTu, configuram-se como a envoltória mais conservadora, possivelmente a ser adotada como referência de projeto.

É importante ressaltar que os resultados e conclusões obtidas para o aluvião aqui estudado não devem ser replicados diretamente sem estudos aprofundados a materiais que apresentem características geotécnicas diferentes (materiais com comportamento diferente do apresentado). Sendo assim, é sugerido que, para outros materiais, sejam avaliados dados de campo e laboratório de forma similar ao apresentado para a estimativa das resistências não drenadas, bem como a determinação do valor de B_q, de forma a confirmar se o material apresenta comportamento não drenado que justifique a definição deste tipo de parâmetro de resistência.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Pimenta de Ávila pelo apoio e incentivo a publicação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Assis, A. P. (2020). *Risk management for geotechnical structures: consolidating theory into practice*. Soils and Rocks, 43(3), 311-336.

ASTM International (2011). ASTM D4767-11, *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*, ASTM International.

ASTM International (2017). ASTM D6528-17, *Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils*, ASTM International.

Battaglio, M., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., & Maniscalco, R. (1981). *Piezometer probe test in cohesive deposits. In Cone penetration testing and experience* (pp. 264-302). ASCE.

Mayne, P. W. (2016) *Evaluating effective stress parameters and undrained shear strengths of soft-firm clays from CPT and DMT*. Australian Geomechanics Journal, v. 51, n. 4, p. 27-55,.

Brown, B.; Gillani, I. (2016) *Common errors in the slope stability analyses of tailings dams*. In: APSSIM: Proceedings of the First Asia Pacific Slope Stability in Mining Conference. Australian Centre for Geomechanics, 2016. p. 545-556.

Lunne, Tom; Powell, John JM; Robertson, Peter K. (1997) *Cone penetration testing in geotechnical practice*.

Mayne, P. W.; Peuchen, J. (2018) *Evaluation of CPTU N_{kt} cone factor for undrained strength of clays*. In: Cone Penetration Testing 2018. CRC Press, 2018. p. 423-429.

Schnaid, F. (2008). *In situ testing in geomechanics: the main tests*. CRC Press.

De Sousa Pinto, C. (2016). *Curso básico de Mecânica dos Solos*. Oficina de Textos.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION - ISO 22476-1. (2022): *Geotechnical investigation and testing — Field testing — Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test*.

Robertson, P.K. (2016). *Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — An update*. Canadian Geotechnical Journal, 53(12): 1910–1927. doi:10.1139/cgj-2016-0044

Ladd, C. C., & Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. Journal of the geotechnical engineering division, 100(7), 763-786.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/530

DPL sísmico na investigação de um perfil de solo tropical

Luis Pedro Rojas Herrera
Mestrando, Universidade do Estadual Paulista, Unesp, Bauru - SP – Brasil. luis.rojas@unesp.br

Caio Henrique de Castro Almeida
Mestre, Universidade de São Paulo, USP, São Carlos – SP – Brasil, caiocastro.almeida@usp.br

Breno Padovezi Rocha
Professor, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo, IFSP, Ilha Solteira - SP - Brasil. breno.rocha@ifsp.edu.br

Heraldo Luiz Giacheti
Professor, Universidade do Estadual Paulista, Unesp, Bauru - SP – Brasil. h.giacheti@unesp.br

RESUMO: A investigação do subsolo tem por objetivo a definição do perfil estratigráfico e de parâmetros mecânicos e hidráulicos das camadas de interesse. Os ensaios de campo apresentam-se como interessantes por possibilitam a estimativa de parâmetros do solo no local de projeto, menor custo, rápida execução, bem como a avaliação de grandes volumes de solo. Dentre os ensaios de campo, destaca-se o Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL), equipamento compacto e sensível à pequenas variações que ocorrem ao longo do perfil devida sua baixa energia de cravação. Esse fator, combinado a sua repetibilidade, permite empregá-lo na caracterização preliminar de solos tropicais. Este artigo apresenta e discute resultados de ensaios DPL realizados no Campo Experimental da Unesp de Bauru. Também apresenta os perfis de velocidade de onda cisalhante (V_s) determinados durante a realização desses ensaios por meio da incorporação da técnica *down-hole* utilizando um transdutor sísmico na ponteira do equipamento. Os resultados obtidos mostram que os valores de resistência de ponta do DPL (q_p) interpretados a partir da abordagem racional foram equivalentes aos valores de resistência de ponta do CPT (q_c). Além disso, os valores de V_s medidos com o DPL sísmico (SDPL) estão de acordo aqueles determinados pelo *cross-hole*, SDMT e SCPT realizados no local. Avaliou-se a presença de microestrutura (cimentação e envelhecimento) por meio da relação G_0/q_c a partir dos valores de q_p e do módulo de cisalhamento máximo (G_0) calculado a partir de V_s, conforme discutido na literatura.

PALAVRAS-CHAVE: Investigação do subsolo, DPL, Interpretação racional, Sísmica, Solos tropicais, Módulo de cisalhamento máximo.

ABSTRACT: The objective of site investigation is to define the stratigraphic profile and mechanical and hydraulic parameters of the layers of interest. In situ tests are interesting because they allow for the estimation of soil parameters at the project site, lower costs, quick execution, as well as the evaluation of large volumes of soil. Among all tests, the Dynamic Penetrometer Light (DPL) proves to be an interesting alternative, due to its compact equipment and sensitive to the small variations that occur along the profile due to its low penetration energy. This factor, combined with its repeatability, allows it to be used in the preliminary characterization of tropical soils. This article presents and discusses the results of DPL tests carried out at Unesp's Experimental Field in Bauru. It also presents the shear wave velocity profiles (V_s) determined during the tests by incorporating the down-hole technique using a seismic transducer on the tip of the equipment. The results obtained show that the DPL tip resistance values (q_p) interpreted using the rational interpretation were equivalent to the CPT tip resistance values (q_c). In addition, the V_s values measured with the seismic DPL (SDPL) are similar with the cross-hole, SDMT and SCPT seismic tests carried out on site. The presence of microstructure (cementation and ageing) present in tropical soils was assessed using the G_0/q_c ratio based on the q_p values and the maximum shear modulus (G_0) calculated from V_s, as discussed in the literature.

KEYWORDS: Site investigation, DPL, Rational interpretation, Seismic, Tropical soils, Maximum shear modulus.

1 INTRODUÇÃO

A investigação do subsolo é uma etapa de extrema importância em projetos geotécnicos no geral. Através dela é possível a definição do perfil estratigráfico do local investigado, identificando os horizontes do perfil, suas espessuras e diferentes tipos de solo, além da posição do nível d'água e os parâmetros mecânicos e hidráulicos das camadas de interesse, o que pode ser feito a partir de ensaios de campo ou de laboratório. A utilização de ensaios de campo mostra-se como uma interessante alternativa, pois possibilitam a determinação do perfil do subsolo e a estimativa de parâmetros mecânicos de cada camada (GIACHETI; QUEIROZ, 2004). Além disso, apresentam menor custo, rápida execução, bem como a avaliação de maiores volumes de solo.

A utilização de ensaios de campo no Brasil é bastante usual, com técnicas bem difundidas e resultados obtidos sendo base para estimativa de parâmetros de projeto de fundações e obras de terra (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Nesse sentido, a utilização do Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) se mostra interessante, uma vez que é um ensaio com equipamento compacto e de simples execução, similar ao SPT, que apresenta como resultado um índice de penetração, N_{10}, similar ao N_{SPT}, e que caso interpretado racionalmente (LOBO, 2005; ODEBRECHT et al., 2005; IBAÑÉZ et al., 2012; BASTOS, 2016; ALMEIDA, 2023) apresenta uma resistência de ponta (q_p) análoga a do CPT.

Ainda, pode-se associar ao equipamento do DPL um transdutor sísmico do tipo acelerômetro de alta sensibilidade na ponteira para determinação da velocidade de propagação de ondas S (V_s) e um adaptador para conexão do sistema de aquisição de dados. O sistema desenvolvido para realização do ensaio DPL Sísmico (SDPL) encontra-se mais bem detalhado em Almeida (2023). Rocha et al. (2023) ressaltam que como ensaios híbridos, como SDMT, SCPT e SDPL, possibilitam a determinação de mais de um parâmetro no mesmo ensaio, correlações entre parâmetros independentes (G_0/q_c, G_0/M_{DMT}, G_0/E_D, G_0/q_p) têm sido formuladas para avaliação da presença de materiais não convencionais.

Este trabalho avaliou o uso do DPL sísmico na investigação do subsolo e comparou seus resultados com os de ensaios CPT a partir da interpretação racional. Avaliou-se também a incorporação da técnica *down-hole* para determinação da velocidade de propagação de ondas S, comparando-as com valores de referência no local estudado, para avaliação da presença de microestrutura (cimentação e envelhecimento) a partir da relação G_0/q_p.

2 DPL

O ensaio de penetração com o DPL é um ensaio quase contínuo, sem coleta de amostra, que visa a obtenção de parâmetros de resistência e deformação do solo, bem como a determinação de seu perfil, com base nas mudanças do comportamento, com execução similar ao SPT.

O ensaio consiste na cravação dinâmica no solo de uma ponteira cônica de 10 cm^2 de área, com angulação do ápice de 60° a 90°, registrando o número de golpes para o avanço de 10 cm (N_{10}), normalizado pela ISO 22476-2:2005 (2011), sem restrições quanto sua profundidade. Borowczyk e Frankowski (1981) propuseram o conceito de profundidade crítica, no qual a influência do atrito entre solo e hastes compromete a qualidade dos dados, sendo que na maioria dos casos, esse atrito pode ser ignorado até 10 m de profundidade (SANGLERAT, 1972). Bastos (2016) afirma que o comportamento de ponteiras com os ângulos citados se sobrepõe, podendo assumir ponteiras de 60° para manter a geometria igual das ponteiras do CPT.

Uma grande vantagem do ensaio é sua acessibilidade, uma vez que pode ser realizado em áreas de difícil acesso, graças a sua configuração compacta (CUNHA; NILSSON, 2003). É um equipamento de simples operação e que permite um registro contínuo, com dados do subsolo a cada 10 cm, mesmo que haja pouco espaço operacional (BASTOS, 2016). Recentemente, autores vem incorporando conceitos de energia na interpretação racional do ensaio (LOBO, 2005; ODEBRECHT et al., 2005; IBAÑÉZ et al., 2012; BASTOS, 2016; ALMEIDA, 2023).

O equipamento DPL utilizado foi o modelo DPL-T_SM-v1.2.0, fabricado pela SOLOMAP, seguindo as especificações da EN ISO 22476-2:2005+A1 (2011), com levantamento e acionamento manual do martelo. A eficiência média do martelo utilizado, importante na interpretação racional do ensaio, foi medida de acordo com Bastos (2016). Almeida (2023) verificou que, para o equipamento utilizados, o valor da eficiência foi de aproximadamente 70%.

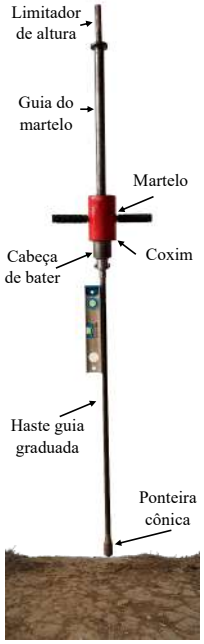


Figura 1. Equipamento DPL utilizado.

2.1 Interpretação Racional

A interpretação racional do ensaio consiste na consideração da energia efetivamente transferida em um ensaio dinâmico, resultando na obtenção de uma resistência de ponta unitária, q_p, e um atrito lateral unitário, τ_l, através de conceitos de propagações de ondas mecânicas e trabalho realizado pelo penetrômetro dinâmico considerado, descritos por Lobo (2005), Odebrecht et al. (2005) e Ibañéz et al. (2012).

O cálculo leva em consideração a eficiência do sistema e do martelo, parâmetros geométricos das hastes, como seus comprimentos, além da massa das hastes e do martelo, com sua metodologia, proposta inicialmente para o SPT e adaptada para o DPL, mais bem detalhada em Lobo (2005), Odebrecht et al. (2005), Ibañéz et al. (2012), Bastos (2016) e Almeida (2023), sendo resumidamente apresentada a seguir. O método inclui a divisão da força dinâmica (F_d) em duas partes, uma representando a contribuição lateral ($F_{d,l}$) e uma representando a força dinâmica da ponteira ($F_{d,p}$):

$$F_d = F_{d,l} + F_{d,p} \tag{1}$$

A força dinâmica média é dada como sendo:

$$F_d = \frac{E_{ponteira}}{e} \tag{2}$$

sendo: $E_{ponteira}$ representando a energia entregue à ponteira (J); *e* o avanço do penetrômetro por golpe (m). A energia $E_{ponteira}$ pode ser determinada teoricamente, utilizando conceitos de energia potencial total de um sistema, ou medida utilizando instrumentação do equipamento (LOBO, 2005; ODEBRECHT et al., 2005; BASTOS, 2016).

A partir de parâmetros estimados médios, formulações teóricas de capacidade de carga e expansão de cavidade esféricas, Lobo (2005) verificou que aproximadamente 70% da força dinâmica é fruto da mobilização da parcela de ponta, sendo que a resistência de ponta unitária pode ser calculada de acordo com a Equação 3, com a_p sendo a área da ponteira. A resistência de ponta unitária obtida a partir da interpretação racional do DPL mostrou-se análoga aos valores da resistência de ponta obtidos pelo ensaio CPT (q_c), conforme observado em Bastos (2016) e Almeida (2023). Lobo (2005) ainda propõe a metodologia para cálculo da resistência lateral unitária, função da força dinâmica lateral, que não foi abordada neste trabalho.

$$q_p = \frac{F_{d,p}}{a_p} = \frac{0{,}7 \times F_d}{a_p} \tag{3}$$

2.2 SDPL

A determinação da velocidade de propagação das ondas S a partir do DPL proposta por Almeida (2023) foi possível, a partir da incorporação de um transdutor sísmico do tipo acelerômetro de alta sensibilidade ICP da marca PCB Piezotronics. O modelo do transdutor foi o 333B32, com sensibilidade de 100 mV/g, faixa de medição de ± 50 g, largura de banda de 0,5 Hz a 3.000,0 Hz. O cabo utilizado também é da marca PCB Piezotronics, modelo 003C.

Uma nova ponteira, desenvolvida por Almeida (2023), foi utilizada para encaixe do transdutor sísmico, sendo dividida em duas peças, sendo uma responsável por fixar o transdutor sísmico dentro da ponteira, e a outra responsável por conectar a primeira às hastes guia. O *trigger* utilizado é um sensor de impacto da marca Murata Electronics, modelo PKS1-4A10, com uma sensibilidade de 40 mV/g.

Os registros do acelerômetro e do *trigger* foram captados por um amplificador de sinais modelo HBM MX410. Este equipamento conta com quatro canais de aquisição, taxa de amostragem por canal de até 100.000 amostras por segundo, largura de banda de 40 kHz e uma grande vantagem é sua compatibilidade com sensores do tipo ICP (HBM, 2020). Ainda, o amplificador conta com uma saída para a conexão de um sistema de aterramento, reduzindo o aparecimento de perturbações no sinal devido a interferências eletromagnéticas (HBM, 2020). Para a visualização e interpretação dos registros do HBM MX410 foi utilizado o *software* CatmanEasy AP versão 3.5. O sistema encontra-se mais bem detalhado em Almeida (2023).

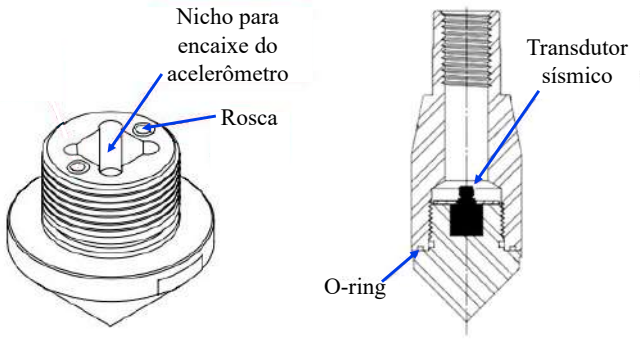


Figura 2. Esquema da ponteira sísmica para ensaio SDPL (adaptado de ALMEIDA, 2023).

3 IDENTIFICAÇÃO DE GEOMATERIAIS NÃO CONVENCIONAIS

Geomateriais não convencionais, como solos residuais, solos não saturados, solos colapsíveis e rejeitos, são aqueles que apresentam um comportamento peculiar em virtude de seus processos geológicos relacionados à sua origem (morfogênese e pedogênese). Rocha et al. (2023) ressaltam que a ligação entre partículas (cimentação) e a estrutura, a natureza coesiva-friccional, a sucção do solo e anisotropia derivada de estruturas relíquias regem o comportamento mecânico destes materiais. Sendo assim, métodos clássicos de interpretação de ensaios de campo podem não se mostrar adequados e conduzirem a previsões de comportamento irreais, uma vez que foram propostos desenvolvidos a partir de estudos em materiais que não apresentavam presença de microestrutura (SCHNAID et al., 2004; SCHNAID, YU, 2007).

A utilização de ensaios híbridos, tais como SCPT, SDMT e SDPL, possibilitam a determinação de mais de um parâmetro no mesmo ensaio, o que proporciona a formulação de correlações entre parâmetros independentes (G_0/q_c, G_0/M_{DMT}, G_0/E_D, G_0/q_p) para avaliação da presença de materiais não convencionais. A razão entre o módulo de cisalhamento máximo do solo (G_0) e um parâmetro tensão-deformação-resistência de campo, como q_c, q_p e/ou M_{DMT}, podem ser utilizados para identificar microestrutura presente no solo. A razão aumenta com cimentação e envelhecimento, principalmente devido ao maior efeito desses parâmetros no índice G_0 quando comparado ao efeito nos parâmetros de tensão-deformação-resistência.

Schnaid et al. (2004) propuseram um ábaco com fronteiras para classificação de geomateriais não convencionais, relacionando a razão G_0/q_c com o índice q_{c1}, resistência normalizada adimensional do cone, definida segundo Equação 4. Conforme observado por Almeida (2023), a resistência unitária do DPL é análoga à resistência de ponta do CPT, possibilitando a utilização da metodologia proposta por Schnaid et al. (2004) para avaliação da presença de microestrutura utilizando os dados obtidos no ensaio DPL.

$$q_{c1} = \frac{q_c}{p_a} \cdot \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_v}} \quad (4)$$

sendo: p_a a pressão atmosférica e σ'_v a tensão vertical efetiva.

4 LOCAL ESTUDADO E ENSAIOS REALIZADOS

Os ensaios DPL e *down-hole* foram executados no Campo Experimental da Unesp – Bauru, local com uma extensa base de dados de ensaios de campo (em especial, CPT) e dados de ensaios *cross-hole* e *down-hole* (em especial, SDMT) utilizados como referência para os valores obtidos.

O solo que ocorre no campo experimental de Bauru é constituído por uma areia fina a média pouco argilosa, porosa, colapsível, com sua compacidade aumentando com a profundidade. Esta camada de areia fina resulta da decomposição do Arenito Bauru, apresentando comportamento laterítico até cerca de 13 m de profundidade e não laterítico a partir dessa profundidade, sendo caracterizado por De Mio (2005) como sendo formado por um depósito de material arenoso de origem coluvionar muito poroso e colapsível e submetido ao processo de intemperismo tropical.

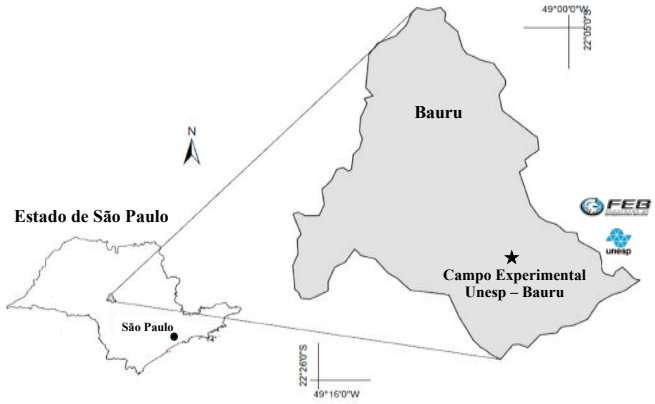


Figura 3. Localização da cidade de Bauru e do Campo Experimental da Unesp – Bauru.

Foram realizados três ensaios DPL no Campo Experimental estudado, sendo um deles com determinação da velocidade de onda cisalhante V_s, em uma área bem caracterizada por ensaios CPT, permitindo a comparação de q_p interpretado racionalmente com q_c, ensaios *cross-hole*, realizados por Giacheti (2001), e ensaios *down-hole* como SDMT, realizados por Rocha (2018) para comparação perfis de V_s obtidos nos ensaios SDPL com os valores de referência. Ainda, foram incorporados na análise resultados de 3 ensaios SDPL realizados por Almeida (2023).

5 RESULTADOS

5.1 DPL e Interpretação Racional

Foram realizados três ensaios DPL e quatro ensaios CPT até 7 m no Campo Experimental estudado entre outubro e novembro/2023. Verifica-se que os ensaios apresentaram um mesmo comportamento para área, o que fica claro ao observar os baixos valores de desvio padrão obtidos.

A partir da interpretação racional do ensaio foi possível determinar a resistência de ponta unitária do ensaio DPL, q_p, e a partir da média dos ensaios CPT, comparar as resistências de ponta dos dois ensaios. Os perfis apresentaram uma tendência de mesmo comportamento, crescente ao longo da profundidade, com baixa dispersão. Verificou-se que os valores médios de q_p e q_c para o local estudado são análogos, com um valor médio para a diferença relativa apresentando-se na faixa de 15%.

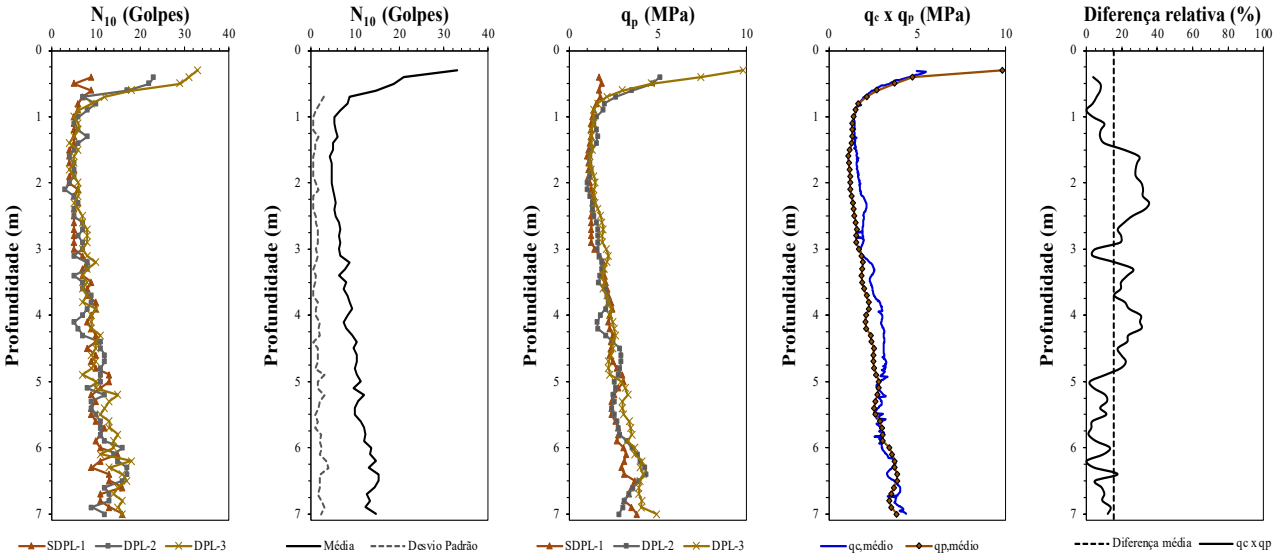


Figura 4. Perfis de N_{10} e q_p, com comparação de $q_{p,médio}$ com $q_{c,médio}$ de ensaios CPT próximos ao local.

5.2 SDPL e Comparação com Valores de Referência

Foi realizado um ensaio SDPL (SPDL-1) e, para comparação com valores de referência no local, foram incorporados resultados de três ensaios (SPDPL-A1, A2 e A3) realizados por Almeida (2023) até 8 m de profundidade. Ainda, como valor de referência, foram realizados 2 ensaios SCPT, além de serem considerados resultados do ensaio *cross-hole* realizados por Giacheti (2001) e 4 ensaios SDMT realizados por Rocha (2018). Os valores da velocidade da onda cisalhante, V_s, foram determinados espaçados a cada 0,5 m.

A média dos ensaios SDPL apresentou baixos valores de desvio padrão, com um acréscimo gradual a partir de 4 m. O valor médio de V_s obtido pelos ensaios SDPL foi comparado com valores de referência apresentaram uma diferença relativa de 7,57% quando comparados com os *cross-hole* (CH), 10,45% quando comparados aos SDMT e 7,07% quando comparados aos SCPT.

Ainda, verifica-se que para o SDPL-1, para 6,25 m de profundidade, o valor da velocidade de V_s apresentou-se abaixo da tendência esperada, o que pode estar associado com alguma falha na aquisição de dados na profundidade ou até mesmo com alguma irregularidade na camada estudada, uma vez que a resistência de ponta q_p na profundidade de 6,30 m foi relativamente inferior as demais para o SDPL-1, conforme verificado na Figura 4.

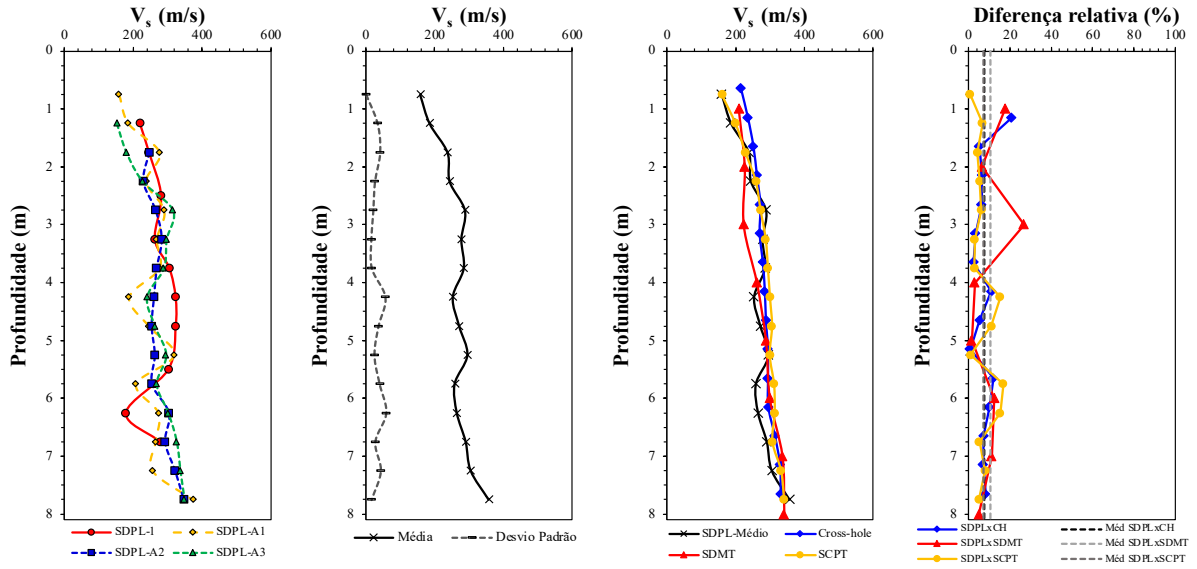


Figura 5. Perfis de V_s e comparação com valores de referência.

5.3 Identificação da Presença de Microestrutura

A partir da interpretação racional (Figura 4) e dos dados dos SDPL (Figura 5), foi possível utilizar o ábaco proposto por Schnaid et al. (2004) para identificação de microestrutura no solo estudado, admitindo que a resistência de ponta do ensaio DPL interpretada racionalmente é análoga à resistência de ponta do CPT. As equações dos limites das áreas do gráfico encontram-se mais bem descritas em Schnaid et al. (2004).

Para a determinação de G_0/q_p, e da resistência de ponta normalizada q_{p1}, segundo Equação 4, foram adotadas médias dos valores imediatamente superior e inferior à profundidade na qual foi determinada a velocidade da onda S. Analisando a Figura 6, foi possível verificar que a partir da análise com dados do SDPL pode-se avaliar a presença de microestrutura no material, com os dados indicando para o local estudado um comportamento de geomaterial cimentado, ou seja, não convencional. O par q_{p1} e G_0/q_p para o SDPL-1 correspondente à profundidade de 6,25 m apresentou-se na faixa de areias não cimentadas não envelhecidas, o que está associado ao baixo valor de V_s observado nesse ponto. Esse ponto, no entanto, pode ser interpretado como não representativo do ensaio, sendo que está associado à um valor de V_s muito inferior aos demais.

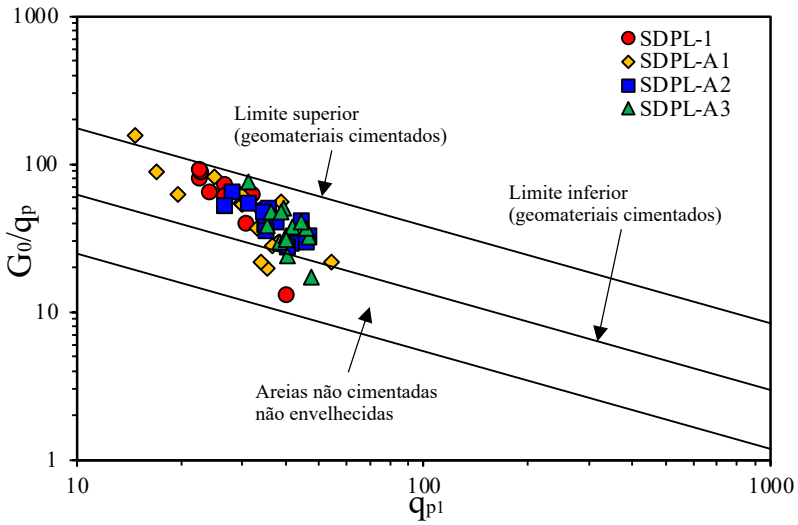


Figura 6. Relação G_0 e q_p a partir de ensaios SDPL para avaliação do comportamento do material.

6 CONCLUSÕES

Este trabalho avaliou a utilização do SDPL na investigação e caracterização de um perfil de solo tropical. Verificou-se que por meio da interpretação racional, a resistência de ponta do ensaio DPL é análoga a resistência de ponta do CPT e que os valores de V_s obtidos pelo SDPL apresentaram-se próximos aos valores de referência para o local estudado.

A partir da interpretação racional e utilizando o modelo proposto por Schnaid et al. (2004), foi possível verificar a presença de microestrutura, caracterizando esse material como não convencionais. Essa metodologia de investigação de solos tropicais deve ser empregada na fase inicial da investigação do subsolo, especialmente quando há dificuldade na coleta de amostras e realização de ensaios de laboratório.

A relação de um parâmetro de rigidez elástica (G_0) com um parâmetro de resistência (q_p, interpretado racionalmente) se mostra interessante na caracterização de solos tropicais. Sendo assim, destaca-se que a realização de mais ensaios SDPL é necessária para ajustar essa abordagem e incorporar a técnica para investigação de solos tropicais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo – FAPESP pela bolsa concedida ao primeiro autor (Processo 2023/01882-9) e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES pela bolsa concedida ao segundo autor (Processo 88887.482769/2020-00).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, C. H. C. (2023) *Ensaio com Penetrômetro Dinâmico Leve Sísmico (S-DPL) em Solo Não Saturado: Execução e Interpretação*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, USP de São Carlos, Brasil.

Bastos, N. J. (2016) *Interpretação racional do ensaio DPL*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia de Bauru - FEB/UNESP. Bauru. 172f.

Borowczyk, M., Frankopwski, Z. (1981) *Dynamic and static sounding interpretation*. Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm. 8 p.

Cunha, R. P., Nilsson, T. (2003) *Advantages and Equations for Pile Design in Brazil via DPL Tests*. 2nd International Conference on Geotechnical Site Characterization. Porto, Portugal.

De Mio G. (2005) *Geological conditioning aspects for piezocone test interpretation for stratigraphical logging in geotechnical and geo-environmental site investigation.* (PhD Thesis). São Paulo, Brazil: University of São Paulo.

EN ISO 22476-2:2005. (2011) *Geotechnical investigation and testing, Field testing, Part 2: Dynamic probing*.

Giacheti, H. L. (2001) *Os ensaios de campo na investigação do subsolo: Estudo e considerações quanto à aplicação em solos tropicais*. 2001. Livre-docência – Faculdade de Engenharia, UNESP, Bauru, 327 p.

Giacheti, H. L., Queiroz, R. C. (2004) *O Ensaio De Piezocone E De Minicone Na Investigação Do Subsolo: Alguns Exemplos De Aplicação*. Geociências, v. 23, p. 89-103.

HBM. (2020) *Quantum X MX410*. Disponível em: https://www.hbm.com/pt/2133/quantumx-mx410b-amplificador-altamente-dinamico-de-4-canais/?product_type_no=Módulo DAQ para Medições Altamente Dinâmicas. Acesso em 15 de março de 2023.

Ibáñez, S. J., Sagaseta, C., & López, V. (2012). *Measuring energy in dynamic probing*. Proc. 4th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Porto de Galinhas. 399–404.

Lobo, B. O. (2005) *Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

Odebrecht, E., Schnaid, F., Rocha, M. M., Bernardes, G. P. (2005) *Energy Efficiency for Standard Penetrations Tests.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 131: p.1252-1263.

Rocha, B.P. (2018) *Caracterização geotécnica de solos tropicais não saturados por meio de ensaios de campo*. São Carlos, SP: EESC-USP, 272p.

Rocha, B. P., Herrera, L. P. R., Rodrigues, R. A., Giacheti, H. L. (2023) *Identificação de Solos Colapsíveis por Meio de Ensaios SCPT e SDMT*. In: Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, 2023, São Paulo-SP. SEFE 10. São Paulo - SP: QE Eventos Especiais, p. 1-9.

Sanglerat, G. (1972) *The Penetrometer and Soil Exploration*. Elsevier Publishing Company.

Schnaid, F., Lehane, B. M. & Fahey, M. (2004) *In situ test characterisation of unusual soils*. Keynote Lecture. Proc. 2nd Int. Conf. Geotech. Geophys. Site Characterisation, Porto 1, p. 49–74.

Schnaid, F., Yu, H. S. (2007) *Interpretation of the seismic cone test in granular soils*. Geotechnique, v. 57, n. 3, p. 265-272.

Schnaid, F., Odebrecht, E. (2012) *Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações* - 2a ed., 2a Edição, Editora: Oficina de Textos, 223 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/531

Eficiência do Controle da Compactação de Solos de Suporte para Geomembrana em Aterro Sanitário em Campina Grande - PB

Danilo Brito da Costa
Doutorando, UFCG, Campina Grande, Brasil, danilo.bcosta@gmail.com

Wlysses Wagner Medeiros Lins da Costa
Doutorando, UFCG, Campina Grande, Brasil, wlysses06@hotmail.com

Esther Almeida Lima
Graduada, UFCG, Campina Grande, Brasil, estheralmeidalima@gmail.com

Thiago Fernandes da Silva
Professor, UFC, Crateús, Brasil, engthiagofernandes1989@gmail.com

Veruschka Escarião Dessoles Monteiro
Professora, UFCG, Campina Grande, Brasil, veruschkamonteiro@hotmail.com

RESUMO: As camadas de impermeabilização de base de aterros sanitários são projetadas com a finalidade de impedir o fluxo de contaminantes para o terreno natural. O controle e fiscalização para a correta execução das camadas de base dos aterros sanitários visa proporcionar uma maior segurança ambiental. O objetivo deste trabalho foi analisar a eficiência do controle de compactação do solo utilizado na camada de base do Aterro Sanitário em Campina Grande - PB (ASCG), localizado na região do semiárido. Para a caracterização do solo foram realizados ensaios em laboratório e para a determinação do grau de compactação foram realizados ensaios em campo de frasco de areia e cilindro de cravação. O solo analisado apresentou-se como de baixa plasticidade e uma permeabilidade acima do que é estabelecido pelas normas brasileiras vigentes para camadas de base de aterros sanitários. Entretanto, a camada de suporte apresentou grau de compactação médio superior a 90% pelos dois métodos analisados. O controle de compactação do solo utilizado em base de aterro sanitário pode ser monitorado por qualquer um dos dois métodos, porém o cilindro de cravação apresentou-se como uma alternativa rápida e de baixo custo. A camada de solo analisada não apresenta características que proporcionem impermeabilização, desempenhando em sua grande parte apenas o papel de suporte da geomembrana.

PALAVRAS-CHAVE: controle de compactação, camada de base, frasco de areia, cilindro de cravação.

ABSTRACT: Landfill base waterproofing layers are designed to prevent the flow of contaminants into the natural terrain. Control and inspection for the correct execution of the base layers of landfills aims to provide greater environmental safety. The objective of this work was to analyze the efficiency of soil compaction control used in the base layer of the Sanitary Landfill in Campina Grande - PB (ASCG), located in the semi-arid region. To characterize the soil, tests were carried out in the laboratory and to determine the degree of compaction, field tests were carried out using a sand bottle and a driving cylinder. The analyzed soil presented low plasticity and permeability above that established by current Brazilian standards for base layers of landfills. However, the support layer presented an average degree of compaction greater than 90% by the two methods analyzed. Soil compaction control used in landfills can be monitored using either of the two methods, but the piling cylinder is a quick and low-cost alternative. The soil layer analyzed does not present characteristics that provide waterproofing, largely playing only the role of supporting the geomembrane..

KEYWORDS: compaction control, base liner, sand bottle, driving cylinder.

1 INTRODUÇÃO

A execução de revestimento na base de aterros sanitários deve proporcionar o isolamento dos resíduos do contato direto com o terreno natural. Além disso, essa camada deve funcionar como um sistema selante à passagem de líquidos contaminantes provenientes da decomposição dos resíduos, satisfazendo condições previstas pelas normativas técnicas (ABNT, 1997). Quando bem executadas, essas camadas são capazes de reduzir o impacto ambiental decorrente do aparecimento de plumas de contaminação, que podem migrar em direção ao solo e às águas subterrâneas e superficiais (Leme e Miguel, 2018).

A utilização de solos compactados, que forneçam baixas permeabilidades à água ($< 10^{-9}$ m.s^{-1}), é comumente aplicado na confecção de camadas de base de aterros sanitários. Segundo Hamada et al. (2004), conhecer as condições de permeabilidade natural e do solo compactado diante do escoamento do lixiviado é imprescindível para definir a capacidade do solo de se comportar como um sistema selante e atenuador.

Muitas vezes, os solos compactados estão associados com geomembranas e/ou geotêxteis. Apesar de serem materiais de baixíssima permeabilidade, estudos comprovaram que a maior parte dos danos nas mantas ocorrem durante a deposição do solo de cobertura na geomembrana, podendo a densidade de danos variar de 4 a 22 por hectares (Zidan e Frigo, 2018). Esses danos podem estar relacionados com a presença de pedregulhos na superfície do solo de suporte da geomembrana, que acabam pressionados pela sobrecarga do solo e do maquinário utilizado na operação das células sanitárias, podendo ocasionar rasgos na manta. Em face disto, a busca por uma boa qualidade de compactação do solo de suporte, para aplicação da geomembrana, é necessária para que possam ser contidos eventuais fluxos de lixiviado, em caso de falhas na manta.

O controle de qualidade da camada de solo compactado na base de aterros sanitários envolve a verificação do Grau de Compactação (GC) alcançado após as etapas de homogeneização, umedecimento e aplicação dos rolos compactadores em campo. Em obras de aterros sanitários, não há referência normativa acerca de parâmetros ideais para controle dessa execução. Os padrões executivos para outros tipos de obras, como aterros de solos compactados e sub-base de rodovias, exigem valores de grau de compactação superiores a 95% (Pinto, 2006).

A garantia das condições técnicas ideais de execução da camada de base de aterros sanitários representa um desafio a ser alcançado, sobretudo pela vacância normativa. O monitoramento eficiente da obra torna-se essencial para evitar o comprometimento da qualidade final da compactação do solo. Situações como a má homogeneização do material, a perda de umidade do solo devido às altas taxas de evaporação, além da própria natureza heterogênea do solo, podem comprometer a qualidade final desejada para a obra.

O controle de compactação ocorre por meio da realização de sucessivos ensaios de densidade in situ nas camadas compactadas. O método do frasco de areia, descrito pela NBR 7185 (ABNT, 2016g), costuma ser o mais empregado em obras, especialmente nas de natureza rodoviária, por representar uma alternativa prática e de baixo custo. Possui como desvantagem o consumo de tempo na sua realização, quando comparado a outros métodos, o que pode acarretar elevação de custos operacionais (Vaillant et al., 2015).

Outro método bastante ágil e que fornece bons resultados é o método do cilindro de cravação, descrito pela norma NBR 9813 (ABNT, 2016h). Além dos métodos tradicionais, o estado de compactação do solo pode ser conhecido indiretamente por meio de relações com a resistividade elétrica (Kowalczyk et al. 2014; Pandey e Shukla, 2018). Ainda, equipamentos específicos que envolvem uso de sensores e densímetro eletromagnético podem ser empregados para determinação da compactação do solo; contudo, possui como principal desvantagem o maior custo de aquisição dos seus instrumentos comparado aos métodos tradicionais.

Os ensaios de densidade in situ são realizados após a compactação de um trecho da camada e seus locais são definidos estatisticamente, para garantir maior representatividade dos resultados. Como apenas uma pequena fração de toda a camada é verificada quanto ao grau de compactação do solo, quaisquer imperfeições no processo podem resultar em regiões com compactação ineficiente. Logo, o lixiviado que não foi capturado pelo sistema de drenagem poderá se espalhar em locais de danos das mantas e percolar em direção ao solo compactado, tornando iminente a contaminação do subsolo.

Considerando a insalubridade de um ambiente de aterro sanitário, aliado à necessidade de otimização do custo-benefício da obra e da sua celeridade para imediata disposição de resíduos, o controle de qualidade da compactação de solos em aterros sanitários deve demandar o menor tempo possível, diminuindo o grau de risco de exposição do operador ao ambiente degradante nas áreas de controle. Em face disso, é útil comparar a utilização dos métodos tradicionais de determinação da densidade in situ (frasco de areia e cilindro de

cravação) quanto ao tempo de ensaio e precisão dos resultados obtidos, com o intuito de definir qual o método mais adequado para o controle de qualidade da compactação em solos compactados de aterros sanitários.

Portanto, o presente trabalho tem como objetivo analisar a eficiência do controle de compactação do solo utilizado em camada de suporte para geomembrana de Aterro Sanitário em Campina Grande-PB (ASCG), considerando a comparação entre os métodos do frasco de areia e do cilindro de cravação.

2 METODOLOGIA

2.1 Campo experimental

O campo experimental deste trabalho está localizado no município de Campina Grande – PB, que apresenta uma população estimada de 413.830 habitantes (IBGE, 2022). O aterro sanitário deste município (ASCG) está distante 10 km do perímetro urbano da cidade sede, sendo localizado no distrito de Catolé de Boa Vista, sob as seguintes coordenadas geográficas: latitude 7° 16' 29.58" S e longitude 36° 1' 3.74" O. O aterro possui uma área total de 64 hectares para instalação de estruturas de disposição de resíduos e apoio técnico de operações.

O ASCG fica localizado no Semiárido nordestino, precisamente na região do Agreste paraibano, a 550 m de altitude sobre o Planalto da Borborema. Apresenta clima tropical chuvoso com verão seco e precipitação média anual de 600 a 800 mm. Foi localizado nível de lençol freático a 30 m de profundidade. A temperatura média anual é de 22° C, alcançando picos de máxima de 30° C e mínima de 15° C. A umidade relativa do ar na zona urbana varia de 75% a 83% (RIMA, 2010).

O ASCG recebe, em média, 850 toneladas de resíduos sólidos urbanos por dia, oriundo de 57 municípios dos Estados da Paraíba e de Pernambuco. Estes resíduos são dispostos em células sanitárias, nas quais os efluentes da biodegradação dos RSU são coletados. O biogás gerado é queimado em flyers, visando reduzir o impacto pelo lançamento de metano na atmosfera. No entanto, estudos estão sendo direcionados no sentido de verificar a viabilidade técnico-econômica do uso energético dos gases gerados. O lixiviado é coletado e transportado para 4 lagoas de tratamento, que se utilizam da alta taxa de evaporação desta região semiárida para redução dos volumes desse líquido.

A célula sanitária atualmente em operação no ASCG tem área de base de 350 por 220 m e aproximadamente 40 m de altura. A camada de base que foi monitorada para este trabalho trata-se da área de ampliação da referida célula, que está representada na Figura 1. A área de expansão da célula tem dimensões de 100 por 220 m, alcançando o limite direito da propriedade do empreendimento.

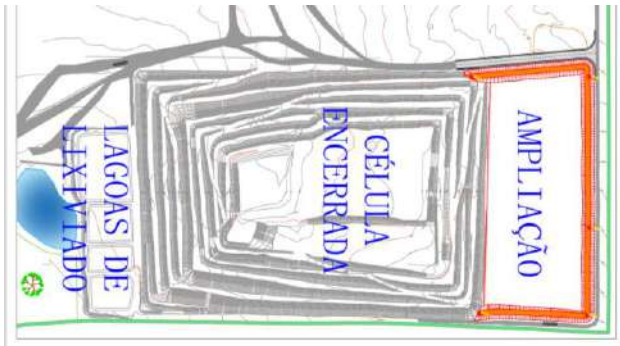


Figura 1 – Representação da célula em expansão do ASCG.
Fonte: adaptado de Benjamin (2022)

2.2 Configuração da camada de base

A camada de base monitorada foi executada com solos de jazidas da área do próprio empreendimento. Essa camada apresenta duas funções: regularização e nivelamento para suporte de geomembrana e proteção contra vazamento de lixiviado que possa ocorrer acidentalmente. Para isso, o controle de compactação é essencial para garantir capacidade de suporte e estanqueidade à camada executada.

Como pode ser verificado no detalhamento da Figura 2, a camada de suporte e regularização, objeto deste estudo, foi executada com solo compactado por processo mecanizado convencional com rolo pé-de-carneiro,

operado por etapas. As camadas finais de solo compactado apresentaram, em média, 0,30 m de espessura. Acima desta regularização, uma geomembrana de PEAD de 1,5 mm foi aplicada, tendo ainda uma camada de geotêxtil não-tecido e outra de solo compactado, para proteção dos materiais geossintéticos, com processo mecanizado em rolo vibratório.

Essas camadas são utilizadas para proteção ambiental da base da área ampliada, mostrada na Figura 1. Os materiais geossintéticos tem um alto controle tecnológico no seu processo de fabricação, garantindo desempenho satisfatório de diversas propriedades no quesito da permeabilidade (Boscov, 2008). No entanto, as camadas de solo compactados necessitam de controle de suas propriedades geomecânicas no processo de execução. Para tal, é necessário realizar a caracterização dos materiais utilizados.

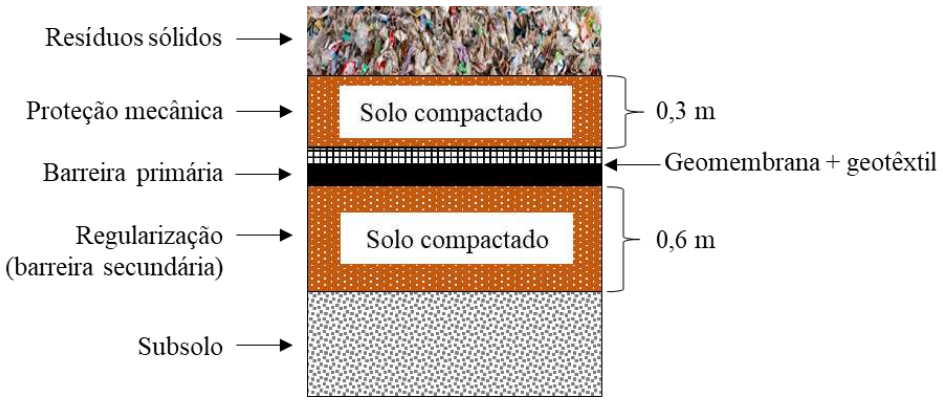


Figura 2 – Representação da composição da camada de base da célula em expansão do ASCG.
Fonte: adaptado de Benjamin (2022)

2.3 Caracterização do solo

Amostras do solo, utilizado na execução das camadas de base descritas anteriormente, foram coletadas na área de ampliação do ASCG e levadas ao Laboratório de Geotecnia Ambiental (LGA) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG) para caracterização geotécnica, de acordo com os ensaios descritos na Tabela 1. Os solos coletados passaram por processos de homogeneização, quarteamento, secagem e destorroamento, seguindo as recomendações da NBR 6457 (ABNT, 2016a), para cada ensaio especificado.

Ressalta-se que esta coleta e caracterização foi etapa prévia à execução da camada compactada, tendo em vista a necessidade de dados do solo para início das atividades de campo, como umidade ótima e máxima massa específica aparente do solo, por exemplo. A caracterização geotécnica foi essencial para controle da compactação do solo

Tabela 1 – Ensaios geotécnicos realizados e respectivas normas.

Ensaio	Referência
Massa específica dos grãos	NBR 6458 (ABNT, 2016b)
Análise granulométrica	NBR 7181 (ABNT, 2016e)
Limite de liquidez (LL)	NBR 6459 (ABNT, 2016c)
Limite de plasticidade (LP)	NBR 7180 (ABNT, 2016d)
Compactação	NBR 7182 (ABNT, 2016f)
Permeabilidade à água	D-5084 (ASTM, 2016)

2.4 Controle de compactação

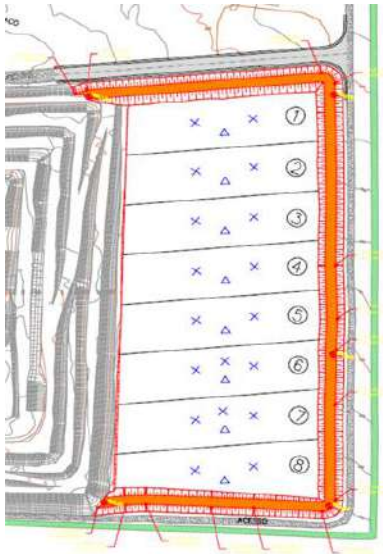
O controle de compactação da execução das camadas de solo, base da célula sanitária, foi realizado de acordo com o processo operacional da obra. Foram lançadas camadas de, no máximo, 20 cm, aradas e umedecidas, para posterior processo de compactação. O processo visou reproduzir as características de desempenho de solo compactado experimentado em laboratório.

Foram realizados ensaios de controle de compactação pelos métodos do frasco de areia e do cilindro de cravação, de acordo com a NBR 7185 (ABNT, 2016g) e a NBR 9813 (ABNT, 2016h), respectivamente. Apesar

do primeiro método ser muito utilizado em camadas de base de pavimentos rodoviários, o uso de dois métodos distintos visa comparar os dados obtidos em locais próximos no processo de execução.

Ao todo, foram realizadas 8 campanhas de ensaios de controle de compactação para a área de ampliação da célula sanitária, conforme mostra a Figura 3.

Em cada campanha foram executados, no mínimo, um ensaio de frasco de areia e dois cilindros de cravação, totalizando 8 e 18 ensaios, respectivamente, e ao todo 26 pontos de controle da camada. Os ensaios foram realizados durante os meses de abril e maio de 2022, em um período de chuvas esparsas.



Legenda: X – Cilindro de cravação Δ – Frasco de areia

Figura 3 – Representação ilustrativa da distribuição das campanhas de ensaios no solo da camada de regularização.
Fonte: adaptado de Benjamin (2022)

Os dados obtidos foram analisados com auxílio da estatística descritiva no software Excel, e posteriormente compilados e tratados para geração de um mapa de isolinhas com os valores do grau de compactação representativo da camada de solo estudada. Com isso, foi possível analisar eventuais regiões de vulnerabilidade de percolação de efluentes, direcionando cuidados na selagem das juntas dos geossintéticos e controle de rasgos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Caracterização do solo

O solo empregado na execução da camada de suporte da geomembrana apresenta a composição granulométrica e índices de consistência indicados na Tabela 2.

Tabela 2 – Percentuais das frações granulométricas e índices de consistência do solo.

Pedregulho	Areia	Silte	Argila	LL	LP
14	54	19	13	22	19

O solo foi classificado como uma areia siltosa (SM), segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), descrito pela norma D2487 (ASTM, 2000). Nota-se que este material apresenta uma baixa plasticidade, que pode ser explicada pela predominância da fração grossa (68%) diante dos finos (32%).

A Tabela 3 apresenta os valores da massa específica dos grãos do solo, da massa específica aparente seca, da umidade ótima e do coeficiente de permeabilidade à água à temperatura de 20°C, obtidos com o solo compactado na energia de Proctor Normal. Essa mesma energia foi utilizada na compactação do solo no ASCG, e os valores citados foram tomados como referência para o controle de qualidade da compactação do solo.

Tabela 3 – Índices físicos do solo.

γ	$\gamma_{d,máx}$	w_{ot}	$k_{20°C}$
g/cm³	g/cm³	%	m/s
2,67	1,96	11,6	$5{,}97.10^{-8}$

γ: massa específica dos grãos; ; $\gamma_{d,máx}$: massa específica aparente seca máxima, obtida pelo ensaio de compactação com Proctor Normal; w_{ot}: umidade ótima, obtida pelo ensaio de compactação com Proctor Normal; $k_{20°C}$: coeficiente de permeabilidade à água a 20°C.

Com relação à permeabilidade à água, o solo apresentou coeficiente de $5{,}97.10^{-8}$ m/s. Apesar de indicar baixa permeabilidade, o valor é superior ao limite recomendado pela NBR 13.896 (ABNT, 1997), que trata da utilização de solos para revestimento de base de aterros sanitários. Isso implica que, em um eventual escape de lixiviado através da geomembrana, o solo compactado poderá estar vulnerável ao deslocamento da pluma de contaminação pelo fluxo de lixiviado.

3.2 Controle de compactação

A maior parte dos ensaios de controle da compactação do solo foram realizados pelo método do cilindro de cravação, em razão do menor tempo de execução. Na prática, isso significou maior celeridade na tomada de decisão quanto à liberação ou não do trecho compactado.

Nos ensaios de campo com o método do frasco de areia, todos os valores de umidade obtidos estavam abaixo da umidade ótima de compactação, enquanto que nos ensaios com o cilindro de cravação apenas duas vezes a umidade obtida esteve acima do valor ótimo. Como o ASCG se localiza em região semiárida, a insolação presente influencia diretamente na retenção de umidade das camadas superficiais de solo. Além do mais, como o frasco de areia demanda mais tempo de execução, percebeu-se que isso resultou em maior perda de umidade do solo comparado com o método do cilindro de cravação, que é mais rápido. Inclusive, a predominância de solos grossos influencia também na baixa capacidade de retenção de líquidos pelo solo compactado.

A Figuras 4a e 4b mostram histogramas dos valores do grau de compactação das camadas, obtido pelos métodos de cilindro de cravação e frasco de areia, respectivamente.

De acordo com a curva de distribuição normal dos dados, mostrada no histograma da Figura 5, verifica-se que 95% dos dados estão num intervalo de GC de 89,7 a 97,0%, apresentando $GC_{médio}$ de 93,3%. Já para o método do frasco de areia (Figura 6), 95% dos dados ficam entre 90,6 e 105,66%, com $GC_{médio}$ de 98,1%.

A média dos valores foi satisfatória para os dois métodos, embora boa parte dos dados estejam abaixo do GC pretendido (GC=95%). Como há considerável variabilidade espacial e temporal nos dados dos solos, percebe-se ser natural que os dados apresentem tal amplitude. Percebe-se, ainda, que o método do frasco de areia representa valores mais próximos do desempenho do GC ideal. No entanto, deve-se levar em consideração as relevantes perdas de umidade do ensaio de frasco de areia, que pode ter afetado na obtenção do peso específico aparente seco da camada por este método.

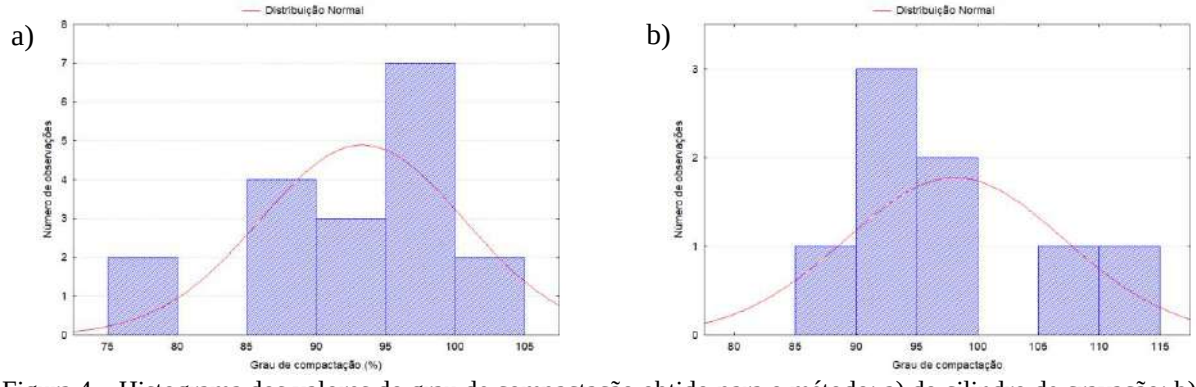


Figura 4 – Histograma dos valores do grau de compactação obtido para o método: a) do cilindro de cravação; b) do frasco de areia

A Figura 5 apresenta os valores, espacialmente distribuídos, referente ao grau de compactação da camada de regularização pelos dois métodos de ensaio (cilindro de cravação e frasco de areia).

Ao longo do período de monitoramento da camada, pode-se observar zonas de menor grau de compactação nas primeiras campanhas (1, 2, 3 e 4), com valores em torno de 90% e com zonas críticas de até 80%, como observado na Figura 6. Essas zonas com menor grau de compactação podem estar mais vulneráveis à percolação de contaminantes, pois a eficiência do grau de compactação pode reduzir a permeabilidade do solo ao lixiviado, conforme constatado por Naves (2019).

A superfície do solo compactada apresentou uma textura irregular (pedregulhos, pedriscos, entre outros), com a existência de possíveis zonas de pressão na geomembrana. Essa condição contribui para a ocorrência de furos, sendo o dano por punção como um dos mais recorrentes, conforme observado nas geomembranas do CTR (Centro de Tratamento de Resíduos)-Rio por Zidan e Frigo (2018).

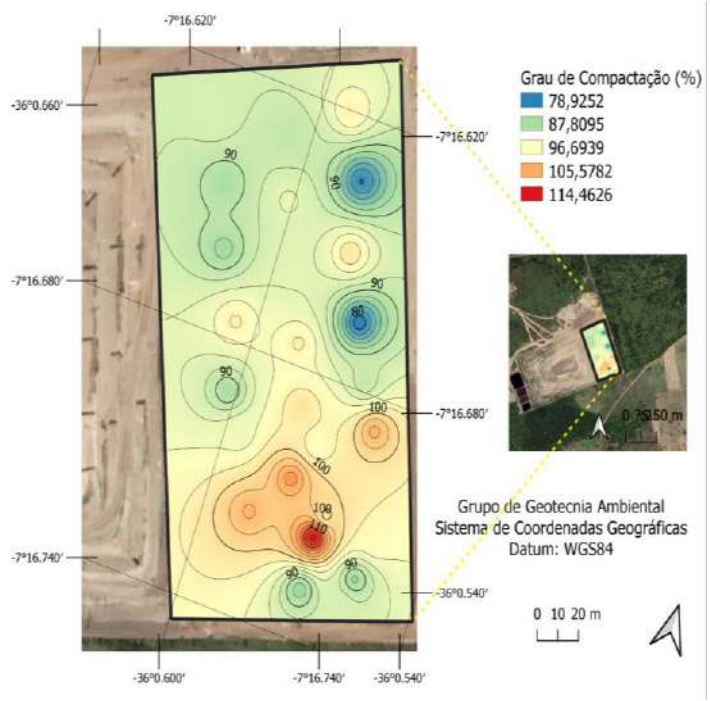


Figura 5 – Distribuição espacial dos valores do grau de compactação obtido pelos dois métodos empregados

4 CONCLUSÃO

Os métodos para verificação do controle de compactação em camada de regularização de base de aterros sanitários são essenciais para garantir capacidade de suporte e estanqueidade, caso haja rasgos nas mantas geossintéticas.

O controle de compactação da camada de regularização, utilizando o cilindro de cravação, apresentou-se como um método rápido e preciso quando comparado ao método do frasco de areia. Além disso, o método do cilindro de cravação é tido como de baixo custo e reflete também em menor custo com mão de obra especializada.

Neste trabalho, verificou-se que os dados ofertados pelo método do frasco de areia nem sempre correspondem aos valores reais, podendo superestimar o grau de compactação. O cilindro de cravação fornece bom controle da umidade, por ser um método rápido e simples.

Os métodos, apesar de distintos, podem ser utilizados de forma combinada para estimar um grau de compactação médio em cada zona compactada, sugerindo assim regiões para correções durante o processo de execução das camadas e auxiliando na tomada de decisões.

REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6457: *Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016a. 10 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6458: *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.* Rio de Janeiro: ABNT, 2016b. 10 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459: *Determinação do limite de liquidez.* Rio de Janeiro: ABNT, 2016c. 5 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.NBR 7180: *Determinação do limite de plasticidade.* Rio de Janeiro: ABNT, 2016d. 3 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181: *Análise granulométrica.* Rio de Janeiro: ABNT, 2016e. 12 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7182: *Compactação -Procedimento.* Rio de Janeiro: ABNT, 2016f. 9 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7185: *Solo – Determinação da massa específica aparente, "in situ", com emprego do frasco de areia.* Rio de Janeiro: ABNT, 2016g.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9813: *Solo – Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego do cilindro de cravação.* Rio de Janeiro: ABNT, 2016h.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 13.896: *Aterros de resíduos não perigosos - Critérios para projeto, implantação e operação.* Rio de Janeiro: ABNT, 1997.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D2487-00: *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).* 2000.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D5084-16a: *Standart Test Methods for Measurement of Hydraulic Condutivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter*. 2016.

Benjamin, C. V. *Projeto executivo – ampliação do Aterro Sanitário de Campina Grande – PB.* São Paulo, 2022.

Boscov, M. E. G. *Geotecnia ambiental.* São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

Hamada, J.; Calças, D. A. N. Q. P.; Ciacheti, H. L. *Influência da compactação de um solo arenoso na infiltração e retenção de carga orgânica de chorume.* Engenharia Sanitária e Ambiental, v. 9, n. 3, 7p., 2004.

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Cidades. 2022. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pb/campina-grande/panorama>. Acesso 21 setembro 2022.

Kowalczyk, S.; Maslakowski, M.; Tucholka, P. *Determination of the correlation between the electrical resistivity of non-cohesive soils and the degree of compaction.* Journal of Applied Geophysics. v. 110, 8p. 2014

Leme, M. A. G.; Miguel, M. G. *Permeability and retention to water and leachate of a compacted soil used as liner*. Water Air Soil Pollut, v. 229, n. 374, 19p., 2018.

Naves, L. C. *Influence of soil compaction on the production and potential pollution of leachate of urban solid waste.* Engenharia Sanitária e Ambiental. v. 24, 10p., 2019.

Pinto, C. S. *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*, 3ª ed.. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

Pandey, L.; Shukla, S.. *Effect of state of compaction on the electrical resistivity of sand-bentonite lining materials.* Journal of Applied Geophysics. v.155. 9p., 2018.

RIMA - RELATÓRIO DE IMPACTO AMBIENTAL. Projeto de implantação de um aterro sanitário para resíduos sólidos no município de Campina Grande – PB. 2010.

Vaillant, J. M. M.; Silva, L. A.; Teicianelli, G. R. *Avaliação do grau de compactação de solos com uso da condutividade elétrica.* Geotecnia. n. 134, 14p., 2015.

Zidan, P. M.; Frigo, L. P. A.. *Soil Survey: Metodologia Inovadora no Brasil, adotada pela CTR-Rio, para Controle de Qualidade da Instalação de Geomembranas.* XIX Congresso de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 2018.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/532

Ensaio Contínuo de DMT Medusa em uma Argila Muito Mole

Graziella Maria Faquim Jannuzzi
Professora, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, jannuzzi@coc.ufrj.br

Fernando Artur Brasil Danziger
Professor, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, danziger@coc.ufrj.br

Jonas Antunes de Souza
Engenheiro Geotécnico, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, jonas.souza@coc.ufrj.br

Arthur Veiga Silverio Pinheiro
Engenheiro Geotécnico, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, arthur_veiga@poli.ufrj.br

RESUMO: O ensaio de dilatômetro (DMT) tem se mostrado útil para fornecer uma série de parâmetros geotécnicos em diferentes tipos de solos. Esse ensaio é realizado regularmente a cada 20 cm, ou seja, é um ensaio descontínuo. Dessa forma sua capacidade de detectar variações no perfil geotécnico é condicionada pelo intervalo de realização de ensaios. O equipamento Medusa DMT, entretanto, é capaz de obter medições contínuas da leitura A, dessa maneira fornecendo um quadro melhor da estratigrafia do solo. Ensaios de Medusa DMT foram realizados no depósito de argila muito mole de Sarapuí II, próximo à Baía de Guanabara, no Rio de Janeiro, e um perfil detalhado do solo foi obtido. Uma comparação entre o ensaio de Medusa DMT e o ensaio de Piezocone foi realizada. A estratigrafia do depósito obtida por ambos os ensaios foi praticamente a mesma.

PALAVRAS-CHAVE: SDMT, SDMT Medusa, CPTU, Repetibilidade, Argila Mole

ABSTRACT: The dilatometer test (DMT) has been shown very useful in providing several geotechnical parameters, in different types of soils. The test is regularly carried out every 20 cm, i.e., it is a discontinuous test. Therefore, its capability of detecting variations in the geotechnical profile is conditioned by the test interval. The Medusa DMT, however, is able to obtain continuous measurements of the A reading, thus providing a much better picture of the soil stratigraphy. Medusa DMT tests have been carried out at Sarapuí II very soft clay deposit around Guanabara Bay, in Rio de Janeiro, and a detailed soil profile was obtained. A comparison was made with piezocone tests. The stratigraphy of the deposit obtained by both tests was almost the same.

KEYWORDS: SDMT, Medusa SDMT, CPTU, repeatability, soft clay

1 INTRODUÇÃO

O ensaio de dilatômetro (DMT) é realizado cravando-se inicialmente a lâmina do dilatômetro no solo, interrompendo a penetração na profundidade desejada e, sem demora, inflando a membrana por meio de gás pressurizado (Marchetti, 1980). São feitas duas leituras: A e B, em que A é a pressão aplicada do interior da membrana para expandi-la contra o solo a partir do contato com o sensor até a posição A (posição da membrana quando seu centro está a 0,05 mm de distância do sensor) e B é a pressão aplicada do interior da membrana para expandi-la contra o solo até a posição B (posição da membrana quando seu centro está a 1,10 mm de distância do sensor) (Marchetti et al., 2019, Mônaco, 2021). Uma terceira leitura C ("pressão de fechamento") também pode ser obtida opcionalmente esvaziando lentamente a membrana logo após B ser alcançado (Marchetti et al., 2001). A lâmina é então avançada para a próxima profundidade do ensaio, com um incremento de profundidade normalmente de 0,20 m. A velocidade de fluxo de gás para pressurizar a membrana deve ser regulada para obter a leitura da pressão A dentro de ≈ 15 s após atingir a profundidade de

ensaio e a leitura da pressão B dentro de ≈ 15 s após a leitura A (Marchetti et al., 2019). As leituras de pressão A, B (e C) são então corrigidas pelos valores ΔA, ΔB determinados pela calibração para levar em conta a rigidez da membrana e convertidos em p_0, p_1 (e p_2) (Marchetti et al., 2001).

O primeiro ensaio de dilatômetro (DMT) foi realizado no Brasil em 1985, por Tom Lunne (NGI) e Marcio Miranda Soares (COPPE/UFRJ) no depósito de Sarapuí I. Os ensaios foram conduzidos em um projeto de pesquisa conjunto a respeito de ensaios de campo em argilas muito moles entre o Instituto Norueguês de Geotecnia (NGI) e o Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ) (Soares et al., 1986, 1987, Danziger et al., 2015). Uma segunda série de ensaios foi realizada no mesmo depósito em 1992 (Vieira, 1994; Vieira et al., 1997).

Por razões de segurança, a área de pesquisa foi transferida para Sarapuí II, cerca de 1,5 km de Sarapuí I. O ensaio sísmico de dilatômetro (SDMT), conforme descrito por Marchetti et al. (2008), foi testado pela primeira vez na área em duas séries de ensaios em 2012. Os resultados desses ensaios foram relatados por Jannuzzi (2013) e Jannuzzi et al. (2014).

Uma análise da dispersão dos dados em séries anteriores de ensaios mostrou que, embora as leituras do ensaio de dilatômetro (DMT) p_0 e p_1 tenham fornecido uma repetibilidade razoável, uma dispersão inaceitável foi obtida para $\Delta p = p_1 - p_0$ e para todos os parâmetros geotécnicos derivados dessa diferença (Danziger et al., 2015). Isso foi atribuído a dificuldade em manter a velocidade de aumento de pressão durante os ensaios, mesmo com operadores experientes. Na tentativa de reduzir a dispersão, foram realizados ensaios com uma membrana de espessura reduzida (0,15 mm) em relação à membrana original (0,2 mm de espessura). De fato, a dispersão foi reduzida e os resultados correspondentes ainda serão publicados.

Uma alternativa para melhorar a repetibilidade foi realizar ensaios com o equipamento Medusa DMT, que utiliza óleo em vez de gás e é capaz de controlar o aumento de pressão durante os ensaios (Marchetti et al., 2019). Os ensaios com o Medusa DMT em Sarapuí II, realizados em 2018, apresentaram uma repetibilidade muito melhor, mostrando efetivamente o papel do aumento de pressão durante os ensaios (Marchetti et al., 2021).

Mais recentemente, o novo equipamento Medusa SDMT - com pequenas modificações em relação ao anterior, testado em 2018, também com o módulo sísmico - foi usado para realizar duas séries de ensaios em Sarapuí II, a primeira em dezembro de 2023 e a segunda em janeiro de 2024. Essa última série de ensaios teve como objetivo realizar ensaios contínuos de DMT. Um resumo de todos os ensaios realizados em Sarapuí I e II, incluindo os ensaios recentes realizados, está apresentado na Tabela 1.

O presente artigo tem como objetivo analisar a acurácia e a repetibilidade do Medusa DMT nos ensaios realizados em 2018 e 2023-2024, com diferentes equipamentos, bem como discutir o ensaio contínuo do DMT Medusa.

Tabela 1. Ensaios DMT realizados em Sarapuí.

Séries	Data	Local	N° de sondagens	Equipamento	Proprietário do equipamento
1	Out. 1985	Sarapuí I	4	DMT	NGI
2	Julho 1992	Sarapuí I	5	DMT	Geomecânica
3	Junho 2012	Sarapuí II	2	SDMT	COPPE/UFRJ
4	Dez. 2012	Sarapuí II	2	SDMT	COPPE/UFRJ
5	Julho 2019	Sarapuí II	2	SDMT	COPPE/UFRJ
6	Set. 2018	Sarapuí II	2	Medusa DMT	Marchetti inc.
7	Dez. 2023	Sarapuí II	1	Medusa DMT	COPPE/UFRJ
8	Jan. 2024	Sarapuí II	3	Medusa DMT	COPPE/UFRJ

2 MEDUSA DMT

Apesar do Medusa DMT ter sido descrito em publicações anteriores (por exemplo, Marchetti, 2018; Marchetti et al., 2019, 2021), foi considerado importante, para fins de clareza, incluí-lo no presente artigo.

O Medusa DMT é um aprimoramento do DMT, é a combinação entre uma lâmina dilatométrica e uma haste instrumentada conectada atrás dela. A haste contém uma placa eletrônica, baterias recarregáveis, um transdutor de pressão e uma seringa motorizada, composta por um motor, um pistão e um cilindro (Figura 1).

A seringa motorizada injeta óleo sob pressão diretamente dentro da lâmina, para expandir hidraulicamente a membrana do dilatômetro. O dispositivo é capaz de realizar automaticamente ensaios de DMT para obter as leituras padrões do dilatômetro (p_0, p_1 e p_2; Marchetti, 1980, 2015).

Comparado ao equipamento tradicional de DMT pneumático (Marchetti, 1980), o Medusa DMT não requer: i) um tanque de gás; ii) uma unidade de controle com válvulas de pressão; iii) cabos pneumáticos para transmitir a pressão da unidade de controle para a lâmina em profundidade (Marchetti et al., 2021).

Com o equipamento tradicional, a pressão é gerada e medida na superfície, embora opere na membrana da lâmina em profundidade. Qualquer diferença de equalização de pressão nas extremidades opostas do cabo introduz um erro nas leituras do ensaio. O Medusa DMT gera e mede a pressão diretamente em profundidade, eliminando qualquer possível problema de equalização de pressão (Marchetti et al., 2021).

A seringa motorizada do Medusa DMT aplica pressão com óleo, que é incompressível. Por esse motivo, é possível calcular e impor a velocidade de injeção de óleo com a seringa motorizada de modo a obter alta acurácia nas leituras de pressão do dilatômetro.

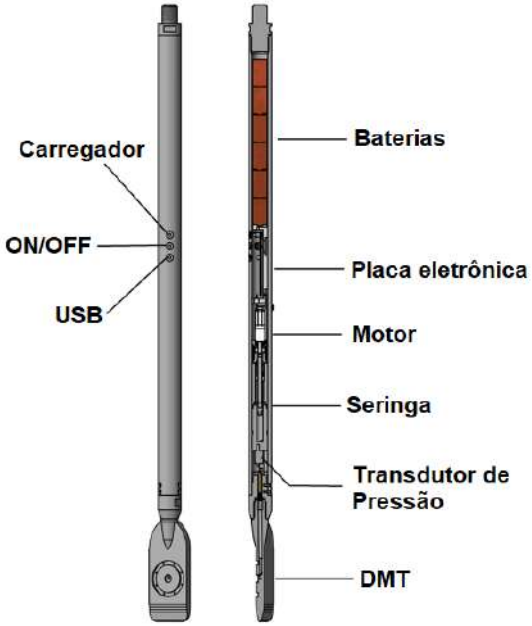


Figura 1. DMT Medusa (Adaptado de Marchetti, 2018).

3 ENSAIOS REALIZADOS NO DEPÓSITO DE ARGILA MUITO MOLE DE SARAPUÍ II

Nos últimos vinte e cinco anos, razões de segurança têm impedido o uso do local de ensaio Sarapuí I, cujas características foram relatadas em vários artigos (por exemplo, Lacerda et al., 1977, Werneck et al., 1977, Almeida e Marques, 2003). Uma nova área (denominada Sarapuí II) no mesmo depósito, a 1,5 km da área anterior e dentro de uma instalação da Marinha, tem sido utilizada desde então. Vários estudos (por exemplo, Alves, 2004, Francisco, 2004, Alves et al., 2009, Porto et al., 2010, Jannuzzi et al., 2012, 2021, Fernandes et al., 2022) foram realizados nesta nova área, que está sendo utilizada pelo Centro de Pesquisas, Desenvolvimento e Inovação Leopoldo Américo Miguez de Mello da Empresa Brasileira de Petróleo (CENPES/PETROBRAS) e pela Universidade Federal do Rio de Janeiro como um local de ensaios em argila orgânica muito mole. A argila muito mole na área de ensaio tem uma espessura média de 8 m, e uma camada de silte argiloso abaixo da argila muito mole. Um estudo abrangente sobre o depósito Sarapuí II foi realizado por Jannuzzi (2009, 2013), Jannuzzi et al. (2015) e Danziger et al. (2019). O depósito está levemente sobreadensado, abaixo da profundidade de aproximadamente 3 m, com OCR em torno de 2, devido ao adensamento secundário (Danziger et al., 2019). A permeabilidade in situ diminui com a profundidade, de $7x10^{-9}$ para $6x10^{-10}$ m/s (Vargas et al., 2023).

4 ENSAIOS DE DMT MEDUSA REALIZADOS NO DEPÓSITO DE ARGILA MUITO MOLE DE SARAPUÍ II

Conforme mencionado anteriormente, três séries de ensaios Medusa DMT (séries 6, 7, 8 na Tabela 1) foram realizadas na área de ensaios de Sarapuí II, com duas versões diferentes do equipamento. A Figura 2 ilustra o início de um ensaio durante a série 8. A máquina de cravação da COPPE/UFRJ foi utilizada nas séries de ensaio 1 a 6 e uma máquina de cravação da Pagani nas séries de ensaio 7 e 8. Em todos os ensaios, utilizou-se a velocidade de 20 mm/s, tanto para o ensaio tradicional de DMT quanto para o ensaio contínuo.

O ensaio contínuo não é realizado com o procedimento regular, mas é executado no modo de dissipação, ou seja, um ensaio de dissipação é simulado durante a cravação. A velocidade de cravação é calculada a partir dos resultados do ensaio. A leitura A é medida durante a penetração a cada 0,15 - 0,20 s aproximadamente, portanto, as leituras são obtidas a cada 3-4 mm. O perfil de A versus profundidade é obtido a partir do ensaio. Nos ensaios aqui descritos, todas as leituras A, B e C foram medidas a cada metro, antes da trocar as hastes.

Figura 2. Ilustração do início de um ensaio DMT Medusa durante a série 8.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados dos ensaios da série 6 foram descritos por Marchetti et al. (2021). Os ensaios da série 7 foram realizados com uma versão atualizada do equipamento, portanto, foi considerado importante verificar as diferenças entre os resultados obtidos nessas duas séries. Os valores registrados de A e p_0 são apresentados na Figura 3. Os gráficos foram limitados a 300 kPa, a fim de focar os resultados na camada de argila mole, a uma profundidade de aproximadamente 8 m. Pode ser observado que, apesar das diferenças nos valores de A, devido às diferenças nas espessuras e rigidezes da membrana, os valores de p_0 apresentam excelente repetibilidade.

Pode-se concluir através da Figura 3 a importância da velocidade de pressurização da membrana. Desde que seja devidamente controlada, os valores de p_0 podem ser obtidos com acurácia. Deve-se lembrar que, no caso do equipamento Medusa DMT, esse procedimento é independente do operador.

Deve-se enfatizar uma vantagem do DMT Medusa em relação ao DMT pressurizado com gás no caso de argila extremamente mole. Nesse caso, quando a lâmina é cravada no solo, a tensão horizontal do solo é tão baixa que não é capaz de levar a membrana à posição zero. Como consequência, por não haver contato com o sensor, nenhum sinal sonoro é ouvido durante a penetração, e sempre há dúvida se o equipamento tem algum problema, como, por exemplo, aterramento ineficaz. Se as condições de ensaio forem satisfatórias, a solução para realizar o ensaio é usar a seringa do equipamento e aplicar uma pressão negativa (ou seja, sucção), para levar a membrana à posição zero. No caso do Medusa, esse procedimento não é necessário, e o equipamento

aplica automaticamente a sucção. Isso é ilustrado em alguns ensaios realizados em profundidades inferiores a 1 m, mostrados na Figura 3. O mesmo ocorre no ensaio contínuo, como será apresentado a seguir.

Se os valores de p_0 do equipamento pneumático forem incluídos na comparação, os resultados correspondentes são mostrados na Figura 4 (a). Embora a dispersão de p_0 possa ser considerada satisfatória no caso do DMT pneumático, a repetibilidade no caso do Medusa DMT é melhor, considerando o número de ensaios realizados. Os valores correspondentes aos ensaios contínuos na figura são, na verdade, ensaios regulares realizados a cada metro, como mencionado anteriormente. Além disso, os valores de p_0 do DMT pneumático são ligeiramente maiores do que os do Medusa DMT.

Em relação aos ensaios contínuos, os valores de A dos 3 ensaios realizadas são apresentados na Figura 4 (b). Uma repetibilidade notável pode ser observada na argila muito mole, sendo difícil distinguir os resultados entre as três sondagens, exceto nos primeiros 0,7 m do perfil, influenciados pela presença de raízes. As diferenças das profundidades dos ensaios são devidas às heterogeneidades locais.

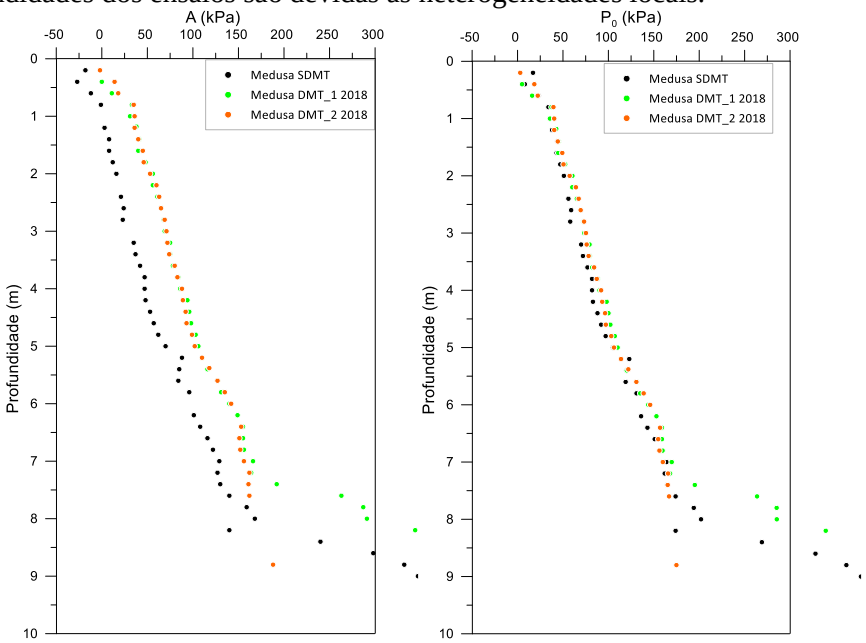


Figura 3. A e p_0 versus profundidade, series de ensaios 6 e 7, dois equipamentos DMT Medusa.

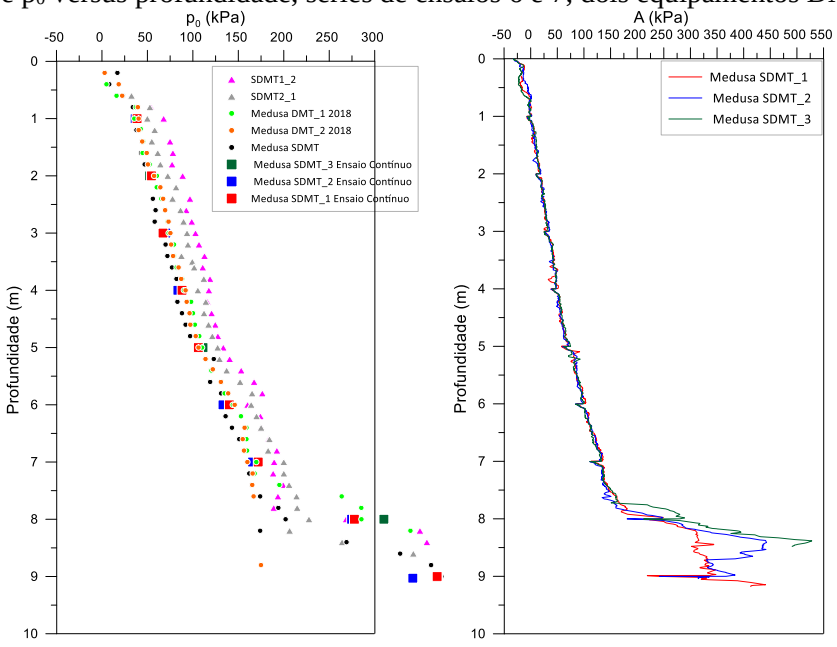


Figura 4. (a) p_0 versus profundidade, series de ensaios 3, 4, 6, 7 e 8; (b) A versus profundidade, 3 ensaios contínuos do Medusa.

Para verificar se os valores de A medidos pelos ensaios contínuos são consistentes com os valores de A obtidos nos ensaios realizados em um procedimento regular, ou seja, cada 0,2 m, efetuou-se uma comparação entre os resultados dos dois procediementos que são apresentados na Figura 5 (a). Os valores obtidos apresentam novamente uma notável repetibilidade, demonstrando a eficácia das leituras de A durante os ensaios contínuos. Os dados da Figura 5 (a) são apresentados em uma escala ampliada na Figura 5 (b). Pode-se observar que o ensaio contínuo é capaz de fornecer um detalhamento da estratigrafia melhor do que os ensaios regulares.

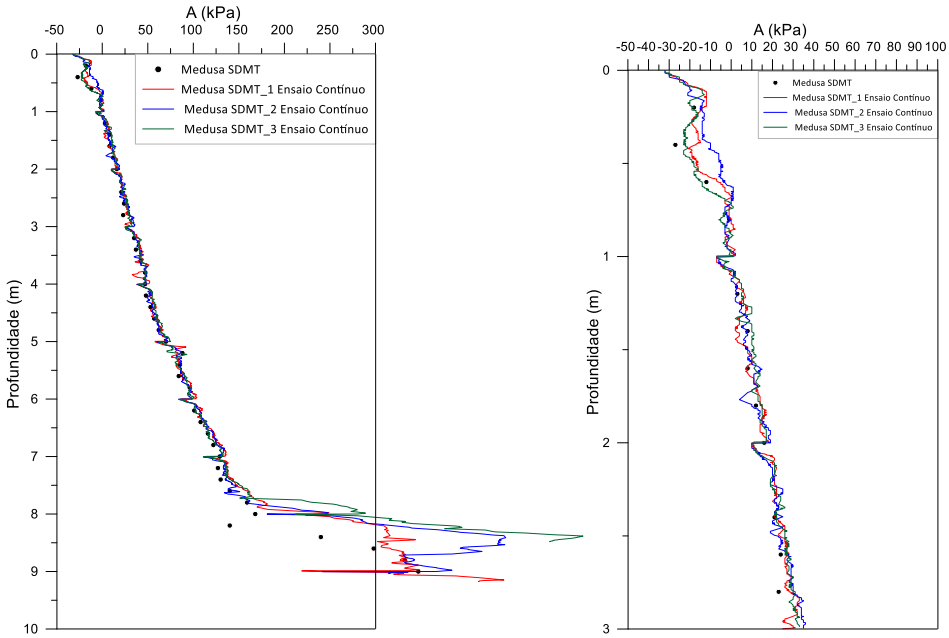


Figura 5. (a) A versus profundidade, comparação entre os ensaios contínuos e o procedimento regular, mesmo equipamento Medusa; (b) A versus profundidade, ensaios contínuos do Medusa, escala ampliada.

A Figura 6 compara os ensaios contínuos de Medusa DMT com os ensaios de piezocone, nos quais os traços de troca de hastes não foram removidos. A estratigrafia fornecida por ambos os tipos de ensaios é aproximadamente a mesma, com 3 subcamadas da argila mole, indicadas na figura. As diferenças no primeiro 1 m de profundidade foram atribuídas à presença de raízes grossas na área onde os ensaios de piezocone foram realizados.

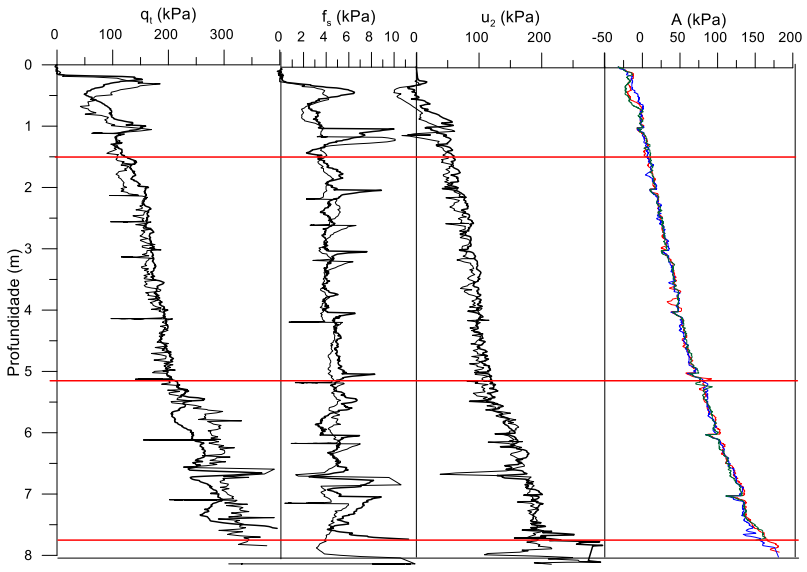


Figura 6. Resistência do cone qt, atrito fs, poro pressão u2, dos ensaios de piezocone, A dos ensaios contínuos do DMT Medusa.

6 CONCLUSÃO

Ensaios contínuos de Medusa DMT foram realizados no depósito de argila muito mole de Sarapuí II. As três séries de ensaios realizados proporcionaram uma notável repetibilidade dos resultados. Os valores de A medidos durante os ensaios contínuos foram comparados com aqueles obtidos em ensaios realizados em um procedimento regular, ou seja, realizados após interromper a penetração da haste a cada 0,2 m. Os valores obtidos também apresentaram uma notável repetibilidade, demonstrando a eficácia das leituras de A durante os ensaios contínuos.

Ensaios regulares (ou seja, a cada 0,2 m) foram realizados com dois equipamentos Medusa, tendo diferentes espessuras e rigidezes de membrana. Embora tenham sido obtidos valores de A diferentes, os valores de p_0 forneceram excelente repetibilidade, melhor do que o DMT pneumático. Portanto, foi demonstrado a importância da velocidade de pressurização da membrana, ou seja, desde que seja controlada adequadamente, os valores de p_0 podem ser obtidos com acurácia.

Os ensaios contínuos de Medusa DMT indicaram uma ótima definição da estratigrafia, quase a mesma obtida pelos ensaios de piezocone.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à equipe do Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Marcio Miranda Soares, um dos Laboratórios de Geotecnia Professor Jacques de Medina da COPPE/UFRJ pela ajuda e realização dos ensaios; ao Diego Marchetti e Cãtãlin Constantin Diaconu pela realização dos ensaios da série 6 e ao Simone Goracci pela assistência na realização do ensaio da série 7 com o Medusa DMT.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M.S.S. e Marques, M.E.S., 2003. *The behaviour of Sarapuí soft clay*. in: Tan, et al. (Eds.), Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils vol. 1. Swets & Zeitlinger, Lisse, 477–504.

Alves, A.M.L., Lopes, F.R., Randolph, M.F. e Danziger, B.R. 2009. *Investigations on the dynamic behaviour of a small-diameter pile driven in soft clay.* Canadian Geotechnical Journal, 46, no. 12: 1418-1430.

Danziger, F.A.B., Januzzi, G.M.F, Toniazzo, M.V.C.M.V. e Lunne, T. 2015. *DMT Tests at Sarapuí Soft Clay Deposit: from 1985 to 2012*, In 3rd Int. Conf. on the Flat Dilatometer DMT'15. Rome, Italy, paper 119.

Danziger, F.A.B, Jannuzzi, G.M.F. e Martins, I.S.M. 2019. *The relationship between sea-level change, soil formation and stress history of a very soft clay deposit.* AIMS Geosciences, no. 5: 461-479, https://doi.org/10.3934/geosci.2019.3.461.

Fernandes, B.B.L., Pinheiro, A.V.S., Guimarães, J.H.D., Dias, R., Cutrim, F.S., Gonçalves, C.J.C. e Danziger, F.A.B. 2022. *A Test Rig for Jetted Conductors in Soft Clays.* In Offshore Technology Conference, paper OTC-31965-MS. https://doi.org/10.4043/31965-MS.

Francisco, G.M. 2004. *Estudo dos efeitos do tempo em estacas de fundação em solos argilosos*. Tese de doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Jannuzzi, G.M.F. 2009. *Caracterização do depósito de solo mole de Sarapuí II através de ensaios de campo.* Tese de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Jannuzzi, G.M.F. 2013. *Inovadoras, modernas e tradicionais metodologias para a caracterização geológico-geotécnica da argila mole de Sarapuí II*. Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Jannuzzi, G.M.F., Danziger, F.A.B. e Martins, I.S.M. 2012. *Cyclic T-Bar Tests to Evaluate the Remoulded Undrained Shear Strength of the Sarapuí II Soft Clay.* Soils & Rocks no. 35: 279-294. https://doi.org/10.28927/SR.353279

Jannuzzi, G.M.F., Danziger, F.A.B. e Martins, I.S.M. 2014. *Seismic DMT in a very soft organic clay.* In 5th Int. Workshop CPTU and DMT in Soft Clays and Organic Soils, Poznan, 1: 119-136.

Jannuzzi, G.M.F, Danziger, F.A.B. e Martins, I.S.M. 2015. *Geological-geotechnical characterisation of Sarapuí II clay*. Engineering Geology, no 190: 77–86. http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.03.001

Jannuzzi, G.M.F., Danziger, F.A.B., Martins, I.S.M. e Lunne, T. 2021. *Penetration and retrieval forces during sampling in a very soft clay*. Soils and Foundations 61: 303–317. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2020.09.012

Lacerda, W.A., Costa Filho, L.M., Coutinho, R.Q. e Duarte, E.R. 1977. *Consolidation characteristics of Rio de Janeiro soft clay*. In. Conf. Geotech. Aspects of Soft Clays, Bangkok: 231-243.

Marchetti, S. 1980. *In Situ Tests by Flat Dilatometer*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 106, GT3: 299- 321.

Marchetti, S. 2015. *Some 2015 Updates to the TC16 DMT Report 2001* In. 3rd Int. Conf. on the Flat Dilatometer DMT'15. Rome, Italy, 43-65.

Marchetti, D. 2018. *Dilatometer and Seismic Dilatometer Testing Offshore: Available Experience and New Developments*. Geotechnical Testing Journal 41, no. 5: 967–977.

Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. e Marcheti, D. 2008. *In situ tests by seismic dilatometer (SDMT).* In ASCE Geotechnical Special Publication honoring Dr. John H. Schmertmann. From Research to Practice in Geotechnical Engineering, GSP (170).

Marchetti, D., Monaco P., Amoroso S. e Minarelli, L. 2019. *In situ tests by Medusa DMT.* In XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechncial Engineering. Reykjavik, Iceland.

Marchetti, D., Danziger, F.A.B. e Jannuzzi, G.M.F. 2021. *Comparison of DMT results using traditional pneumatic equipment and the Medusa DMT in the Sarapuí II soft clay deposit in Brazil.* In ISC´6, 6th International Conf. On Geotechnical And Geophysical Site Investigations, Budapest, paper 2020-350.

Porto, E.C., Medeiros Jr., C.J., Henriques Jr., P.R.D., Foppa, D., Ferreira, A.C.P., Costa, R.G.B., Fernandes, J.V.V., Danziger, F.A.B., Jannuzzi, G.M.F., Guimarães, G.V.M., Silva Jr., S.P. e Alves, A.M.L. 2010. *The development of the torpedo-piezocone.* In 29th Int. Conf. Ocean, Offshore and Arctic Engineering, OMAE 2010, ASME, New York.

Soares, M.M., Lunne, T., Almeida, M.S.S. e Danziger, F.A.B. 1986. *Ensaios de Dilatômetro em argilas moles.* In VIII Braz. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Porto Alegre, 1: 89-98.

Soares, M.M., Lunne, T., Almeida, M.S.S. e Danziger, F.A.B. 1987. *Piezocone and Dilatometer Tests in a Very Soft Rio de Janeiro Clay*. In: International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico, v. 2.

Vargas, J.W.S., Danziger, F.A.B., Lopes, F.R., Lunne, T. 2023. *Inflow and outflow permeability tests in a very soft clay under low stresses*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2023.11.009

Vieira, M.V.C.M. 1994. *Ensaios de Dilatômetro na Argila Muito Mole do Sarapuí.* Tese de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Vieira, M.V.C.M., Danziger, F.A.B., Almeida, M.S.S. e Lopes, P.C.C. 1997. *Dilatometer tests at Sarapuí soft clay site*. In XIV Int. Conf. Soil Mechanics Found. Eng., Hamburg, 1: 161- 162.

Werneck, M.L.G., Costa Filho, L.M. e França, H. 1977. *In-situ permeability and hydraulic fracture tests in Guanabara Bay clay.* In. Conf. Geotech. Aspects of Soft Clays, Bangkok: 399-416.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/533

Ensaio DMT na Previsão de Recalques de Pisos

Antônio Sérgio De Pietro Damasco Penna
Diretor Técnico, Damasco Penna, São Paulo, Brasil, penna@damascopenna.com.br

Luhan Alves Melo
Engenheiro Civil, Damasco Penna, São Paulo, Brasil, luhan@damascopenna.com.br

Anderson Diego Dardis de Macedo
Engenheiro Civil, Damasco Penna, São Paulo, Brasil, anderson@damascopenna.com.br

Gustavo Marques Freitas
Engenheiro Civil, Damasco Penna, São Paulo, Brasil, gustavo@damascopenna.com.br

RESUMO: Em galpões de logística é fator determinante no projeto do piso interno a avaliação das condições de apoio no terreno, visto os elevados carregamentos que serão impostos e os baixos valores de recalques admitidos para um desempenho satisfatório. A utilização de sondagens a percussão (SPT) não é eficiente para avaliação de deformações, sendo necessária a utilização de ensaios complementares para melhor estudo. O ensaio DMT tem-se mostrado importante na previsão de recalques de pisos, sendo proposto neste artigo um método simples para previsão de recalques em pisos, através da consolidação de mais de 25 anos de experiência com o ensaio DMT nesse tipo de aplicação. É apresentado um exemplo prático para utilização do método através de um DMT realizado em um terreno localizado no município de Três Lagoas/MS, investigado inicialmente apenas com sondagens a percussão. Conclui-se que o método proposto é uma alternativa expedita e de aplicação direta para utilização do ensaio DMT na previsão de recalques de pisos.

PALAVRAS-CHAVE: DMT, Dilatômetro de Marchetti, recalque, pisos, módulo edométrico.

ABSTRACT: In logistic condominiums, the assessment of the support conditions of the floors is a determining factor in the design, considering the high loads they are subjected to and the low values of allowed settlements. The use of percussion drillings (SPT) is not efficient for evaluating deformations, and it is necessary to use complementary tests for a better study. The DMT test has proven to be important in predicting floor settlements. This article proposes a method for predicting floor settlements through the consolidation of over 25 years of experience with the DMT test. A practical example is presented for the use of the method through a DMT test carried out in a terrain located in Três Lagoas/MS, initially investigated only with Standard Penetration Tests. It is concluded that the proposed method is an expeditious and directly applicable alternative for the use of the DMT test in predicting floor settlements.

KEYWORDS: DMT, Marchetti Dilatometer, settlement, floors, oedometer modulus.

1 INTRODUÇÃO

A crescente demanda por centros de distribuição e armazenagem de produtos tem resultado na expansão do número de condomínios logísticos em todo o território nacional. A localização desses empreendimentos requer regiões estratégicas, que possuam infraestrutura que otimize a eficiência logística, independente das condições geotécnicas.

Os condomínios logísticos muitas vezes atingem expressivas áreas brutas locáveis (ABL), com áreas superiores a 100.000 m², em muitos casos. Geralmente, para implantação desses empreendimentos são necessárias obras de terraplenagem com grandes volumes de movimentação de terra.

Para minimizar os custos, os projetos de terraplenagem preveem que os volumes geométricos estejam equilibrados, de tal maneira que é esperado que na projeção dos pisos dos galpões ocorrerão áreas de corte e áreas de aterro.

Em grande parte dos galpões logísticos, para o máximo aproveitamento da área de armazenagem, a sobrecarga solicitada nos pisos é elevada, atingindo valores da ordem de 60,0 kN/m² (6,0 tf/m²).

Devido à magnitude dos carregamentos, é necessário definir, na fase de projeto, as condições de apoio do piso, principalmente verificando a viabilidade do apoio diretamente sobre solo, seja em área de corte ou em área de aterro.

Por questões econômicas, o ideal é que os pisos sejam sempre apoiados diretamente sobre o solo. Para validação dessa solução, é fundamental que sejam realizadas campanhas de investigações geotécnicas anteriores e posteriores à execução da terraplenagem, para avaliação da deformabilidade dos solos. A utilização do ensaio de sondagem a percussão (SPT) não é capaz de fornecer diretamente parâmetros que sejam passíveis para a avaliação de recalques, dessa forma, há a necessidade da execução de ensaios geotécnicos complementares.

O ensaio com o Dilatômetro de Marchetti (DMT) pode ser utilizado para diversas aplicações em projetos, como para obtenção de parâmetros geotécnicos, previsão de recalques de fundações rasas, controle de compactação, entre outras, conforme apresentado por Totani et al. (2001), se mostrando também um aliado importante nas tomadas de decisões para previsão de recalques em pisos de galpões logísticos, principalmente através da análise do módulo edométrico (M), um dos parâmetros obtidos com a execução do ensaio DMT, que é capaz de fornecer resultados semelhantes aos ensaios de adensamento edométrico, a cada 20 cm ao longo da profundidade de execução do ensaio.

2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

As investigações geotécnicas *in situ* podem ser realizadas por diversos ensaios, a depender da problemática a ser estudada, cada ensaio disponível hoje tem a sua respectiva aplicabilidade e no Brasil o hábito é começar as investigações geotécnicas com sondagens a percussão.

Em áreas para implantação de galpões logísticos, a mesma situação não é diferente. A campanha de investigação geotécnica é iniciada com sondagens SPT, podendo ser utilizada para diversas finalidades dentro de um site logístico, seja para avaliação das áreas de corte e aterro, fundações, possíveis contenções, capacidade de apoio para redes de drenagem ou então avaliação da capacidade de apoio do piso interno.

As sondagens a percussão são amplamente utilizadas na prática da engenharia geotécnica, principalmente quando aplicadas a fundações. Entretanto, como a própria norma de fundações preconiza (ABNT NBR 6122), as sondagens são utilizadas como forma de investigação geotécnica preliminar, podendo ser muito conveniente a complementação com demais ensaios e coletas de amostras.

Uma das principais informações fornecidas pela sondagem a percussão é o Nspt, que traz uma noção de resistência do material investigado, por meio de uma determinada quantidade de golpes em função da cravação de um amostrador padrão.

O valor Nspt é indiscutivelmente de direta interpretação, mas para a solução de problemas mais complexos, como por exemplo a avaliação de recalques, não é adequado.

Nos casos dos pisos de galpões logísticos, é notável a intolerância de recalques que possam comprometer juntas ou ocasionar fissuras nas placas. Nessas condições é necessária uma análise rigorosa do terreno de apoio, principalmente devido à elevada sobrecarga atuante, da ordem de 60,0 kN/m². Dessa maneira, para apoio do piso, pode ser necessário o tratamento do solo ou até mesmo a utilização de estacas, soluções que elevam consideravelmente o custo da obra.

Os resultados de Nspt são de um certo modo simples de serem analisados. Na situação de apoio de piso interno em terrenos com valores muito baixos de Nspt, como Nspt=1 golpe, Nspt=2 golpes, já é direta a interpretação de que aquele solo não oferecerá capacidade de apoio direto. No outro extremo, valores altos de Nspt=10 golpes, Nspt=20 golpes, Nspt=30 golpes, determinam avaliação positiva, para apoio direto do piso.

A incerteza é gerada quando são obtidos valores baixos intermediários de Nspt=3 golpes, Nspt=4 golpes, Nspt=5 golpes, Nspt=6 golpes. Com esses valores, a dúvida é grande, em relação à solução a ser adotada, podendo variar a solução entre as mais comuns, como adotar apoio direto do piso, piso estaqueado ou realizar o tratamento do solo em que o piso estará apoiado. Estas situações mostram uma das limitações da sondagem

a percussão, sendo necessária a execução de ensaios complementares para a tomada de decisão de maneira assertiva.

Dentro dos diversos ensaios disponíveis, a utilização do ensaio com o Dilatômetro de Marchetti (DMT) tem sido efetiva para contribuir nas decisões em relação às condições para apoio de pisos, que estão diretamente ligadas às deformações (recalques) admissíveis.

Com o ensaio DMT é possível obter diversos parâmetros geotécnicos através de correlações empíricas e semi-empíricas já consolidadas, sempre com base nos *parâmetros intermediários* do DMT, sendo esses o índice do material (I_D), o índice de tensão horizontal (K_D) e o módulo dilatométrico (E_D), conforme apresentado por Marchetti (1980).

Desde 1997, quando iniciamos a operação desse ensaio no Brasil, adquirimos muita experiência na previsão de recalques de pisos, com a utilização do módulo de deformabilidade ou módulo edométrico (M), que pode ser calculado a partir do módulo dilatométrico (E_D) do ensaio DMT por meio da seguinte expressão:

$$M = R_M \times E_d \ [MPa] \quad (1)$$

Onde R_M é determinado a depender do valor de I_D e em função do valor de K_D, de acordo com o exposto por Marchetti (1980) e transcrito nas equações a seguir:

$$I_d \leq 0{,}6,\ R_M = 0{,}14 + 2{,}36 \times \log K_D \quad (2)$$

$$0{,}6 \leq I_d < 3,\ R_M = R_{MO} + (2{,}5 - R_{MO}) \times \log K_D \quad (3)$$

$$I_d \geq 3,\ R_M = 0{,}32 + 2{,}18 \times \log K_D \quad (4)$$

$$\text{Se } R_M < 0{,}85,\ R_M = 0{,}85 \quad (5)$$

$$\text{Se } K_D > 10,\ R_M = 0{,}32 + \log K_D \quad (6)$$

Sendo R_{MO} calculado pela seguinte equação:

$$R_{MO} = 0{,}14 + 0{,}15 \times (I_D - 0{,}6) \quad (7)$$

Conforme apresentado por Schnaid e Odebrecht (2012), a proposição de Marchetti já foi validada por diversos autores, em vastas campanhas de investigações geotécnicas em depósitos argilosos e arenosos.

Dessa forma, dado o procedimento de execução do ensaio DMT, são obtidos valores do módulo M do material estudado a cada 20 cm, sendo proposto um método para previsão de recalques de pisos, descrito no capítulo seguinte.

3 MÉTODO PROPOSTO PARA PREVISÃO DE RECALQUES DE PISOS

Na etapa de execução dos ensaios dilatométricos em campo, é necessário um cuidado em relação à profundidade mínima de execução do ensaio. O desejável é que o ensaio atinja profundidades que garantam, no mínimo, a penetração da ponteira de 3 m a 4 m em solos naturais resistentes. Dessa forma, o ensaio não deve ser interrompido em camada de solo fraco, ou então em profundidade em que ainda não tenha ultrapassado toda a espessura de aterro existente no local investigado.

O método prevê a adoção de algumas simplificações para o cálculo dos recalques.

Os recalques são obtidos em função da aplicação da sobrecarga nominal plena (em geral da ordem de 50,0 kN/m² ou 60,0 kN/m²).

No cálculo dos recalques o solo de apoio é subdividido em camadas de 20 cm de espessura, em toda a profundidade de realização do ensaio e dessa forma, não é excluído do cálculo nenhum valor do módulo edométrico (M) obtido.

Deve ser observado que valores de M menores do que 1 MPa devem ser substituídos, no cálculo, pelo valor mínimo nominal de M=1,0 MPa.

Na avaliação de deformações em profundidade, é de conhecimento que existem diversos métodos para o cálculo da propagação das tensões aplicadas na superfície, contudo no método proposto não é considerada a redução da tensão do piso em função da profundidade, ou seja, a tensão aplicada na cota de topo do ensaio é considerada em sua totalidade até o final do mesmo.

Sendo assim, a avaliação de recalque é feita levando em consideração o conceito do módulo edométrico M, que representa a relação entre o acréscimo de tensão efetiva vertical (Δσ'v) e a deformação axial específica (Δεv) correspondente, em condição de compressão unidimensional (confinada), conforme equação 8.

$$M = \frac{\Delta\sigma'_V}{\Delta\varepsilon_V} \tag{8}$$

A analogia do conceito de módulo edométrico é aplicada no método aqui sugerido, onde um elemento de solo submetido a um acréscimo de tensão vertical efetiva (Δσ'v), em condição confinada, experimenta uma variação de volume exclusivamente por efeito de redução da sua espessura, uma vez que a deformação transversal é impedida.

Assim, admitindo-se que a variação de volume unidimensional do elemento de solo corresponde a sua variação de volume, ou seja, sua deformação axial específica, tem-se:

$$\Delta\varepsilon_V = \frac{\Delta H}{H_i} \tag{9}$$

Onde:
Δεv é a deformação axial específica, do elemento de solo, devido à aplicação do acréscimo de tensão vertical efetiva (Δσ'v);
ΔH é a variação da altura do elemento de solo devido à aplicação do acréscimo de Δσ'v;
H_i é a altura inicial do elemento de solo.

Dessa forma, substituindo a equação 9 em 8:

$$M = \frac{\Delta\sigma'_V}{\Delta H} \times H_i \tag{10}$$

Isolando a altura ΔH, obtém-se:

$$\Delta H = \frac{\Delta\sigma'_V}{M} \times H_i \tag{11}$$

Na metodologia proposta o elemento de solo que sofre a variação de altura ΔH é tomado como sendo aquele onde a ponteira é estacionada e onde são aplicadas as deformações da membrana DMT. O perfil do solo ensaiado é então discretizado em camadas de 20 cm de espessura, que é a rotina padrão do ensaio, cada uma com o seu valor correspondente de módulo M.

Então, para uma dada tensão vertical aplicada sobre uma série de camadas com seus respectivos valores de módulo M, a deformação acumulada deste sistema de camadas discretizadas é obtida com o somatório das deformações individuais de cada camada.

Em nossa experiência obtida nos 27 anos de uso intenso desse ensaio para essa finalidade, recomendamos que, perante esse conjunto de simplificações do método proposto, o valor considerado como limite aceitável de deformação para o apoio diretamente sobre o terreno, é de 7,0 cm.

É importante destacar que esse valor é nominal, pois o método é simplificado.

Na Figura 1, é apresentado um esquema ilustrando este sistema.

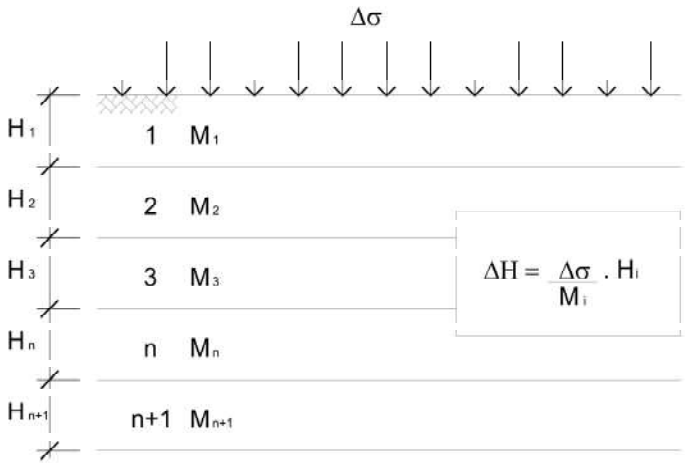


Figura 1. Esquema do modelo de discretização das camadas do perfil de solo.

Deste modo, o recalque total obtido pelo método é dado pela seguinte expressão:

$$\rho = \sum \frac{\Delta\sigma_V}{M_i} \times H_i \qquad (12)$$

Onde:
ρ recalque total calculado pelo método através da somatória dos recalques obtidos em todas as camadas discretizadas no ensaio DMT;
Δσv sobrecarga nominal do piso (acréscimo de tensão vertical efetiva);
M_i módulo edométrico obtido pelo ensaio DMT na camada discretizada;
H_i altura inicial da camada de solo ensaiada.

4 EXEMPLO

A abordagem proposta foi aplicada na avaliação das condições de apoio de um piso de um galpão que seria implantado sobre um horizonte de solo sedimentar arenoso, localizado no município de Três Lagoas no Mato Grosso do Sul (MS), onde nos primeiros 5,0 m de profundidade do terreno foram encontradas areias fofas a pouco compactas, com (NSPT < 9 golpes), levantando dúvidas sobre a viabilidade de uma fundação direta para o apoio do piso.

Foram realizados quatro ensaios DMT que avançaram até cerca de 20 m de profundidade, para avaliação das características geotécnicas do solo e consequente definição da viabilidade ou não do uso de piso apoiado diretamente sobre o terreno. O perfil típico da sondagem a percussão e os resultados do módulo M dos ensaios DMT realizados estão indicados na Fig. 2.

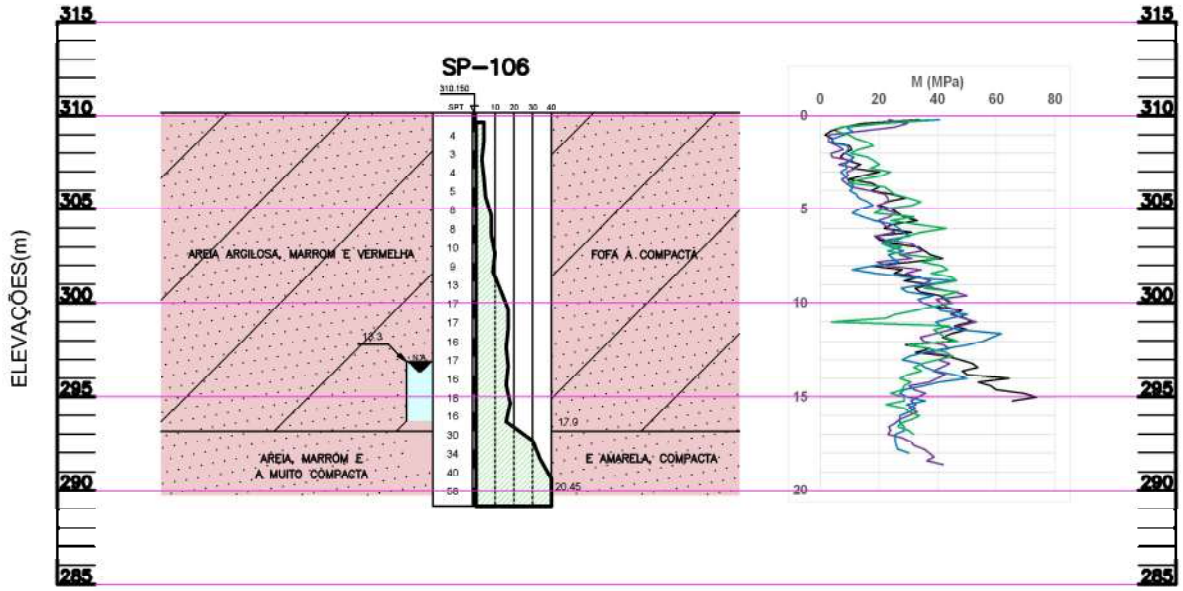


Figura 2. Sondagem a percussão e resultados de módulo M dos ensaios DMT

Os recalques foram avaliados seguindo a metodologia proposta, lançando-se mão de uma planilha de cálculo simplificada, conforme indicado na Tabela 1, que foi aplicada para um dos ensaios realizados.

Tabela 1. Planilha de avaliação de recalques devidos à aplicação de uma sobrecarga distribuída

Prof. (m)	Módulo M (MPa)	Acréscimo de pressão (kN/m²)	Espessura da camada (cm)	Variação de espessura da camada (cm)	Recalque acumulado (cm)
0,20	23,40	60,0	20,00	0,0513	0,0513
0,40	29,60	60,0	20,00	0,0405	0,0918
0,60	25,10	60,0	20,00	0,0478	0,1396
0,80	14,20	60,0	20,00	0,0845	0,2241
1,00	3,00	60,0	20,00	0,4000	0,6241
1,20	2,90	60,0	20,00	0,4138	1,0379
1,40	2,90	60,0	20,00	0,4138	1,4517
1,60	6,00	60,0	20,00	0,2000	1,6517
1,80	7,90	60,0	20,00	0,1519	1,8036
2,00	3,70	60,0	20,00	0,3243	2,1279
2,20	4,10	60,0	20,00	0,2927	2,4206
2,40	11,00	60,0	20,00	0,1091	2,5297
2,60	6,40	60,0	20,00	0,1875	2,7172
2,80	12,40	60,0	20,00	0,0968	2,8140
3,00	9,00	60,0	20,00	0,1333	2,9473
3,20	9,60	60,0	20,00	0,1250	3,0723
3,40	7,30	60,0	20,00	0,1644	3,2367
3,60	8,70	60,0	20,00	0,1379	3,3746
3,80	10,60	60,0	20,00	0,1132	3,4879
4,00	16,80	60,0	20,00	0,0714	3,5593
4,20	22,10	60,0	20,00	0,0543	3,6136
4,40	23,00	60,0	20,00	0,0522	3,6658
4,60	23,40	60,0	20,00	0,0513	3,7170
4,80	19,50	60,0	20,00	0,0615	3,7786
5,00	21,30	60,0	20,00	0,0563	3,8349
5,20	25,70	60,0	20,00	0,0467	3,8816
5,40	23,70	60,0	20,00	0,0506	3,9322
5,60	19,90	60,0	20,00	0,0603	3,9925
5,80	21,70	60,0	20,00	0,0553	4,0478
6,00	23,40	60,0	20,00	0,0513	4,0991
6,20	25,40	60,0	20,00	0,0472	4,1464
6,40	18,90	60,0	20,00	0,0635	4,2099
6,60	22,00	60,0	20,00	0,0545	4,2644

Continua

Continuação

Prof. (m)	Módulo M (MPa)	Acréscimo de pressão (kN/m²)	Espessura da camada (cm)	Variação de espessura da camada (cm)	Recalque acumulado (cm)
6,80	31,00	60,0	20,00	0,0387	4,3031
7,00	32,90	60,0	20,00	0,0365	4,3396
7,20	34,80	60,0	20,00	0,0345	4,3741
7,40	27,00	60,0	20,00	0,0444	4,4185
7,60	31,20	60,0	20,00	0,0385	4,4570
7,80	19,40	60,0	20,00	0,0619	4,5188
8,00	23,30	60,0	20,00	0,0515	4,5703
8,20	34,40	60,0	20,00	0,0349	4,6052
8,40	29,10	60,0	20,00	0,0412	4,6465
8,60	33,30	60,0	20,00	0,0360	4,6825
8,80	37,60	60,0	20,00	0,0319	4,7144
9,00	34,60	60,0	20,00	0,0347	4,7491
9,20	38,80	60,0	20,00	0,0309	4,7800
9,40	45,70	60,0	20,00	0,0263	4,8063
9,60	50,00	60,0	20,00	0,0240	4,8303
9,80	39,50	60,0	20,00	0,0304	4,8607
10,00	41,30	60,0	20,00	0,0291	4,8897
10,20	42,90	60,0	20,00	0,0280	4,9177
10,40	47,10	60,0	20,00	0,0255	4,9432
10,60	44,40	60,0	20,00	0,0270	4,9702
10,80	48,70	60,0	20,00	0,0246	4,9948
11,00	53,10	60,0	20,00	0,0226	5,0174
11,20	47,40	60,0	20,00	0,0253	5,0427
11,40	44,40	60,0	20,00	0,0270	5,0698
11,60	39,20	60,0	20,00	0,0306	5,1004
11,80	34,10	60,0	20,00	0,0352	5,1356
12,00	35,30	60,0	20,00	0,0340	5,1696
12,20	42,10	60,0	20,00	0,0285	5,1981
12,40	43,90	60,0	20,00	0,0273	5,2254
12,60	36,60	60,0	20,00	0,0328	5,2582
12,80	45,20	60,0	20,00	0,0265	5,2847
13,00	40,10	60,0	20,00	0,0299	5,3147
13,20	44,10	60,0	20,00	0,0272	5,3419
13,40	41,30	60,0	20,00	0,0291	5,3709
13,60	38,50	60,0	20,00	0,0312	5,4021
13,80	42,60	60,0	20,00	0,0282	5,4303
14,00	39,80	60,0	20,00	0,0302	5,4604
14,20	37,10	60,0	20,00	0,0323	5,4928
14,40	30,30	60,0	20,00	0,0396	5,5324
14,60	32,00	60,0	20,00	0,0375	5,5699
14,80	35,90	60,0	20,00	0,0334	5,6033
15,00	33,10	60,0	20,00	0,0363	5,6395
15,20	30,90	60,0	20,00	0,0388	5,6784
15,40	32,60	60,0	20,00	0,0368	5,7152
15,60	30,20	60,0	20,00	0,0397	5,7549
15,80	33,00	60,0	20,00	0,0364	5,7913
16,00	30,20	60,0	20,00	0,0397	5,8310
16,20	27,10	60,0	20,00	0,0443	5,8753
16,40	25,60	60,0	20,00	0,0469	5,9222
16,60	23,40	60,0	20,00	0,0513	5,9735
16,80	24,00	60,0	20,00	0,0500	6,0235
17,00	23,10	60,0	20,00	0,0519	6,0754
17,20	28,00	60,0	20,00	0,0429	6,1183
17,40	30,80	60,0	20,00	0,0390	6,1572
17,60	31,90	60,0	20,00	0,0376	6,1948
17,80	35,40	60,0	20,00	0,0339	6,2287
18,00	37,10	60,0	20,00	0,0323	6,2611
18,20	38,80	60,0	20,00	0,0309	6,2920
18,40	36,30	60,0	20,00	0,0331	6,3251
18,60	41,90	60,0	20,00	0,0286	6,3537

Os resultados dos ensaios DMT foram processados seguindo a metodologia sugerida, resultando em recalques avaliados entre 4,5 cm e 6,3 cm para uma sobrecarga nominal de 60,0 kN/m² (6,0 tf/m²).

Os resultados sinalizaram uma condição favorável para o apoio direto do piso sobre aquele pacote de solo arenoso fofo a pouco compacto, já que se limitaram a faixa de valor recomendada de até 7,0 cm.

5 CONCLUSÃO

O método apresentado representa a consolidação dos conhecimentos adquiridos em 27 anos de uso do ensaio com o dilatômetro de Marchetti (DMT), na aplicação da rotina de previsão de recalques para pisos de galpões logísticos.

A utilização apenas dos resultados obtidos em sondagens a percussão não trazem esclarecimentos de forma direta em relação às condições de apoio de pisos, principalmente quando os valores de Nspt são intermediários baixos, sendo necessários a utilização de outros ensaios.

A aplicação do método é realizada através dos resultados dos ensaios DMT de forma direta, por meio de um dos parâmetros obtidos no ensaio, o módulo edométrico (M).

Os critérios e as simplificações utilizados no método proposto visam trazer segurança e tornar mais expedita a sua aplicação.

O método proposto é apresentado como uma significativa alternativa de simples aplicação para previsão de recalques de pisos em galpões logísticos, de modo a contribuir nas tomadas de decisões na etapa de projeto de galpões logísticos.

A obtenção de valores de recalques maiores do que o limite superior recomendado, de 7,0 cm, determinam a necessidade de melhoria do terreno, como a recompactação de um horizonte superficial ou a aplicação de uma sobrecarga temporária de consolidação ou mesmo o uso de estacas para o suporte do piso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2006). ASTM D6635-15: *Standard test method for performing the Flat Dilatometer Test (DMT)*.

Eurocode 7 (2007). Geotechnical design - Part 3: Design Assisted by Field Testing. Section 9: *Flat Dilatometer Test (DMT)*.

Marchetti, S. (1980) *In Situ Tests by Flat Dilatometer*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol.106, pp. 299-321.

Schnaid, F., Odebrecht, E. (2012) *Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*, 2ª edição, Oficina de Textos, São Paulo.

Totani, G., Marchetti, S., Monaco, P., Calabrese, M. (2001) *Use of the Flat Dilatometer Test (DMT) in geotechnical design*. In: International Conference On In situ Measurement of Soil Properties, Bali, Indonesia.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/534

Ensaios de Arrancamento – Correlação Entre q_s, Tipo de Solo e Volume Injetado

Sheila Henn Moura
Tecnóloga, Solotrat Engenharia Geotécnica, São Paulo, Brasil, sheila@solotrat.com.br

George Joaquim Teles de Souza
Engenheiro Civil, Diretor, Solotrat Engenharia Geotécnica, São Paulo, Brasil, georgeteles@solotrat.com.br

Ricardo Brendolan
Engenheiro Civil, Diretor Comercial, Solotrat Engenharia Geotécnica, São Paulo, Brasil, ricardo@solotrat.com.br

RESUMO: Os ensaios de arrancamento em grampos injetados há muito tempo são utilizados para confirmar os parâmetros adotados em projetos de contenção em solo grampeado. Especialmente após a publicação da norma NBR 16920-2/2021, vêm sendo solicitados em maior quantidade. Com o objetivo de fornecer um banco de dados que possa ser utilizado como parâmetro para novos projetos, além de ratificar os parâmetros adotados nos projetos já executados, são apresentados neste trabalho resultados reais de ensaios de arrancamento realizados em diversas obras desde o ano 2006, até hoje, e sua correlação entre o q_s, o tipo de solo, e os volumes injetados.

PALAVRAS-CHAVE: Solo grampeado, Grampo injetado, Ensaio de Arrancamento.

ABSTRACT: Pullout tests on nails injected have been used for a long time to confirm the parameters adopted in containment projects in soil nails. And, especially after the publication of the NBR 16920-2/2021 standard, they have been requested in even larger quantities. In this paper we present real results of pullout tests carried out in several works, from 2006 to the present day, and its correlation between q_s, soil type, and injected volumes. With this we aim to provide a valuable database that can be used as parameters for new projects and can also ratify the parameters adopted in projects already executed.

KEYWORDS: Soil Nail, Injected Staple, Pullout Test.

1 INTRODUÇÃO

O ensaio de arrancamento em grampos injetados é utilizado há muito tempo, como ferramenta para ratificar os parâmetros adotados em projetos de Solo Grampeado. Trata-se do tracionamento de um grampo ancorado no terreno, com leituras de deslocamento da cabeça, carga a carga.

Antes da publicação da norma NBR 16920-2/2021, Muros e taludes em solos reforçados – Parte 2: Solos grampeados, cada projetista determinava uma forma diferente de execução do grampo destinado ao ensaio de arrancamento:

- Com ou sem trecho livre;
- No mesmo comprimento dos grampos de projeto ou mais curtos;
- Ensaio até a carga de escoamento do aço;

Para facilitar a análise, neste trabalho são comparados os dados por metro de grampo ancorado, uma vez que os comprimentos de grampo ensaiados não eram padronizados.

Os autores acreditam que a reinjeção dos grampos através de mangueiras setorizadas, além do preenchimento do furo (bainha), promove a melhoria do solo e aumenta a capacidade de carga dos grampos injetados. Sendo assim, todos os grampos analisados neste trabalho são providos de trecho ancorado com reinjeção setorizada, da mesma forma que são executados os grampos permanentes nas obras.

A Tabela 1 apresenta melhoria de resultados dos ensaios de arrancamento, de acordo com o acréscimo de reinjeções nos grampos, conforme trabalho publicado anteriormente (Souza; Pitta; Zirlis, 2005).

Tabela 1. Comparação de aumento de resistência ao arrancamento (Souza; Pitta; Zirlis, 2005)

Grampo nº	Tipo de Injeção	Ensaio de arrancamento			Aumento de carga comparado a bainha (%)
		Carga Total (kN)	Carga/m (kN/m)	Média (kN/m)	
7	Bainha	50,1	8,4	7,3	100
8	Bainha	37,6	6,3		
12	Bainha+1 Fase	100	16,7	13	178
10	Bainha+1 Fase	56,4	9,4		
9	Bainha+2 Fases	62,7	10,5	11,5	157
11	Bainha+2 Fases	75,2	12,5		

Os grampos destinados ao ensaio de arrancamento devem possuir:

a) Trecho ancorado de no mínimo 3,0 m de comprimento;
b) Trecho livre de pelo menos 1,0 m de comprimento;
c) Trecho para protensão com 1,0 m de comprimento;

Os grampos podem ser ensaiados contra um apoio de concreto, madeira ou até mesmo contra o solo. O ideal e mais comum, é executar o ensaio contra o próprio paramento de concreto projetado mas, para isso, a área em volta do grampo correspondente a bainha não pode ser preenchida com concreto projetado, como mostra a Figura 1.

Figura 1. Detalhe do apoio/reação, para o ensaio de arrancamento

2 MONTAGEM DO CONJUNTO PARA ENSAIO DE ARRANCAMENTO

Para a realização dos ensaios de arrancamento analisados neste trabalho, foram necessários:

- Conjunto hidráulico composto por macaco-bomba-manômetro, com capacidade 10% maior que a carga última da armação do grampo;
- Mesa com grau igual ao ângulo grampo x apoio/reação;
- Base de reação composta por viga e pranchas de madeira;
- Deflectômetros com precisão de 0,01 mm, providos de base magnética;

- Placa de referência para leitura dos deslocamentos da cabeça dos grampos;

As Figuras 2 e 3 apresentam o esquema de montagem do conjunto para ensaio de arrancamento.

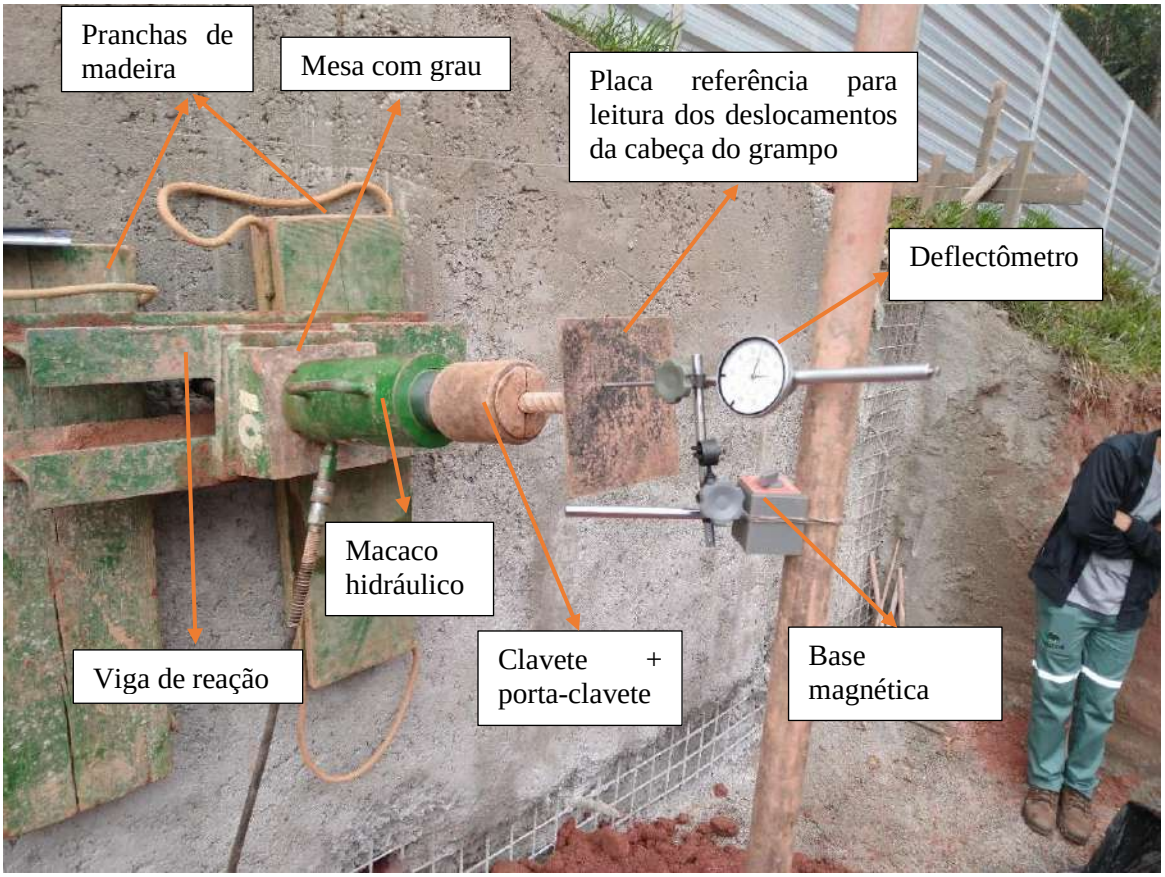


Figura 2. Esquema de montagem de conjunto para ensaio de arrancamento

Figura 3. Exemplos de montagem de conjunto para ensaio de arrancamento

3 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO REALIZADOS

Os dados apresentados foram extraídos de ensaios de arrancamento realizados em diversas obras executadas pelos autores, principalmente nas regiões Sudeste e Sul do Brasil, desde 2006, até este ano (2023).

Devido ao fato de não haver uma padronização nos ensaios solicitados pelos consultores antes da publicação da norma NBR 16920-2/2021, optou-se por apresentar os resultados por metro de grampo ancorado.

Os gráficos das Figuras 4 a 9 apresentam os valores de q_s (kPa) e volume injetado (litros/m), para cada grampo ensaiado.

O volume injetado (litros/m) é composto pela soma do volume correspondente ao preenchimento do furo (bainha), mais o volume aplicado nas reinjeções setorizadas, dividida pelo comprimento ancorado do grampo .

O valor de q_s é calculado de acordo com a equação 1:

$$q_s = T_{máx} / L_b \,.\, \pi \,.\, \phi_{perf} \qquad (1)$$

Onde:

q_s é a resistência da interface solo-grampo, expresso em quilopascals (kPa)
$T_{máx}$ é a carga máxima que se manteve estabilizada durante o ensaio, expressa em quilonewtons (kN)
L_b é o comprimento ancorado do grampo ensaiado, expresso em metros (m)
ϕ_{perf} é o diâmetro da perfuração do grampo ensaiado, expresso em metros (m)

Na Figura 4 é possível observar que, para solos não arenosos, assim como apresentado na Figura 1, o valor de q_s obtido nos ensaios de arrancamento aumenta com o acréscimo dos volumes injetados. Os valores de q_s apresentam grande variação de 24 kPa até 242 kPa, assim como os volumes injetados de 7 litros até 68 litros por metro de grampo ancorado. A Figura 5 apresenta resultados de grampos executados em siltes, com valores de qs variando entre 50 kPa e 213 kPa. É possível observar que os grampos onde os volumes injetados foram maiores, também obtiveram resultados mais elevados para o valor de q_s. Nota-se também que os volumes injetados são inversamente proporcionais ao número de golpes extraídos do relatório de sondagem, ou seja, para N_{spt} mais elevados, os volumes injetados são menores.

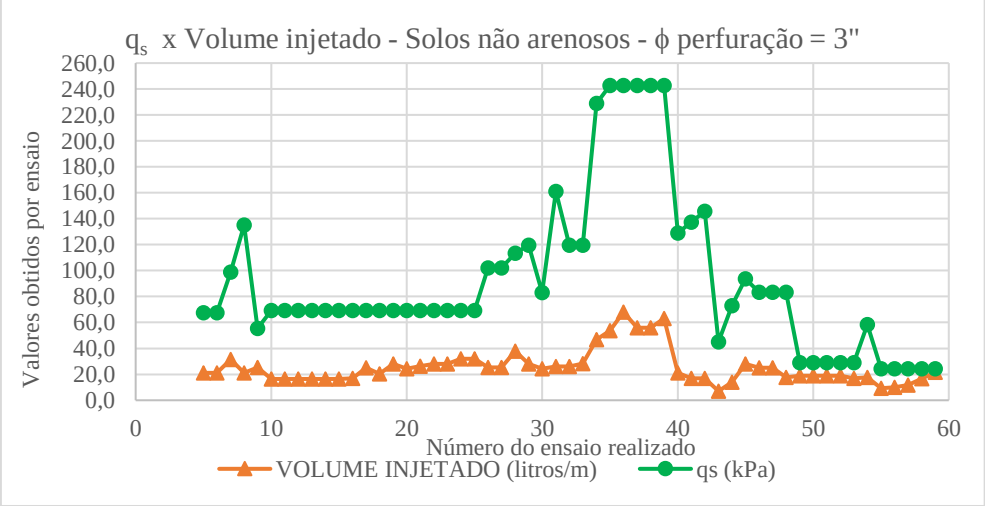


Figura 4. Correlação entre q_s e Volume injetado, para grampos executados em solos não arenosos, com perfuração ϕ=3”

Observa-se nas Figuras 4, 5 e 6 que nos grampos executados em solos não arenosos, o valor de q_s obtido através dos ensaios de arrancamento é diretamente proporcional ao acréscimo dos volumes injetados nos grampos.

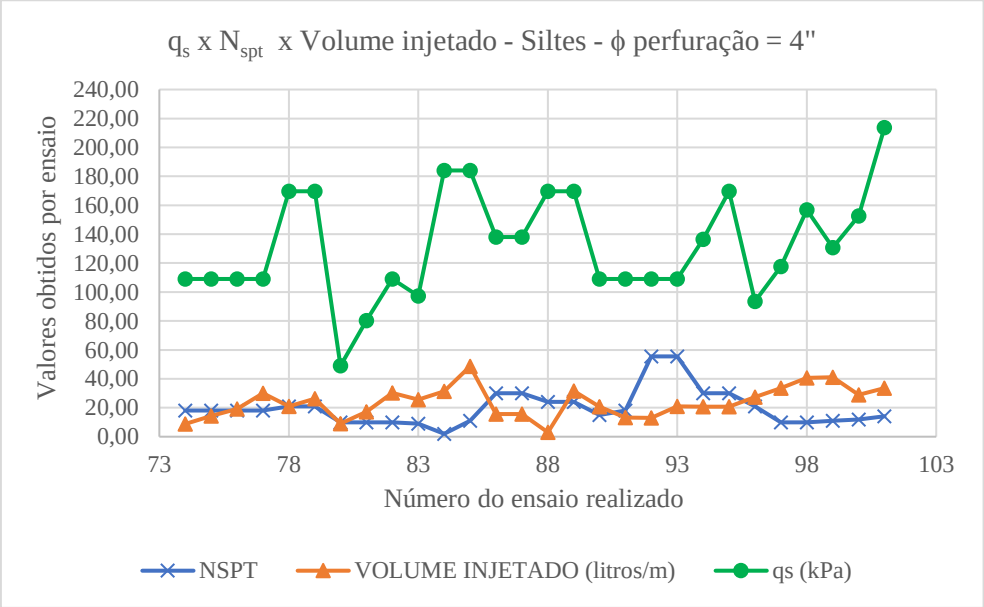


Figura 5. Correlação entre q_s, N_{spt} e volume injetado, para grampos executados em siltes, perfuração ϕ=4”

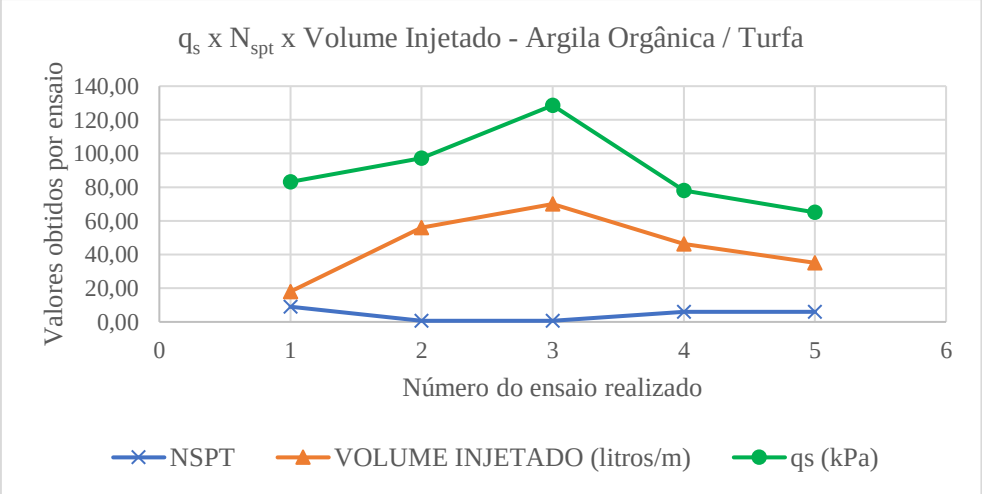


Figura 6. Correlação entre q_s, N_{spt} e Volume injetado, para grampos executados em argila orgânica / turfa

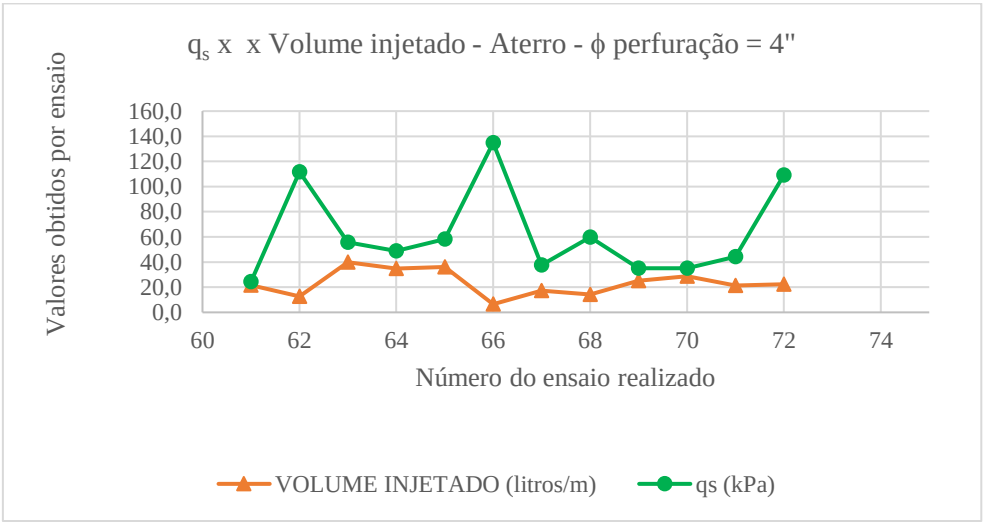


Figura 7. Correlação entre q_s e volume injetado, para grampos executados em aterro, perfuração ϕ=4”

Já na Figura 7, para grampos executados em aterro, o valor de q_s é inversamente proporcional ao volume injetado, ou seja, os grampos com maiores volumes injetados apresentaram valores de q_s mais baixos que aqueles com menores volumes injetados. Mesmo para volumes injetados muito baixos, o q_s atingiu 109 e 135 kPa.

Devido os aterros apresentarem grande variação, não é recomendável adoção de valores elevados para q_s de projeto, nesse caso.

Pode-se afirmar que os valores de q_s têm aumentado com o passar do tempo, possivelmente devido à evolução na forma de preparo, montagem, instalação e injeção dos grampos. Os ensaios apresentados na Tabela 1 (2005), tem a maior carga igual a 13,0 kN/m, enquanto na Tabela 2, com dados de até 2022, a menor carga é igual a 11,0 kN/m, chegando até 57,2 kN/m.

Tabela 2. Correlação entre tipo de solo, N_{spt} , q_s e Carga/m para os tipos de solo acima apresentados

Volume Injetado (litros/m)	q_s (kPa)	Carga/m (kN)	N_{spt}	Tipo de solo	Ano
28,8	35,0	11,0	5	Aterro argilo siltoso	2020
13,8	37,7	11,8	2	Aterro argila plástica arenosa	2022
7,2	49,0	15,4	10	Silte areno argiloso micáceo	2022
27,0	58,2	18,3	3	Aterro argila arenosa mole	2020
17,6	58,3	13,7	13	Silte arenoso pouco argiloso medianamente compacto	2017
11,4	59,9	18,8	3,3	Aterro argila siltosa pouco arenosa	2022
14,0	67,6	15,9	9	Argila siltosa pouco arenosa rija	2011
16,8	69,4	16,3	7	Argila siltosa arenosa variegada	2020
18,3	83,1	19,6	2,4	Argila siltosa	2021
25,1	83,2	19,6	4	Silte argiloso pouco arenoso pouco micáceo	2012
20,5	93,7	29,4	21	Silte argiloso duro	2017
19,3	97,3	30,6	9	Silte arenoso fofo	2020
17,8	109,1	34,3	2	Aterro silte argilo arenoso micáceo	2022
24,2	109,1	34,1	10	Silte areno argiloso micáceo	2022
24,0	109,3	34,3	18	Silte areno argiloso com caulim, pouco micáceo, medianamente compacto a compacto	2022
28,3	119,6	28,2	5	Silte micáceo de baixa plasticidade pouco arenoso	2021
30,8	130,7	41,1	11	Silte argiloso pouco arenoso	2011
5,2	134,9	42,4	1,5	Aterro de argila plástica arenosa	2022
16,6	136,6	42,9	30	Silte argilo arenoso, rijo a duro	2022
21,0	169,6	53,3	21	Silte areno argiloso com fragmentos de rocha, compacto	2022
16,2	184,0	57,8	11	Silte arenoso fofo a medianamente compacto	2020
23,6	242,8	57,2	10	Silte argiloso pouco arenoso pouco a medianamente compacto	2014

Em argilas orgânicas, embora tenham poucos ensaios realizados, observa-se a melhora no valor de q_s, quanto maior o volume injetado.

As Tabelas 2 e 3 não possuem todos os dados apresentados nos gráficos, devido infelizmente não haver dados de sondagem para muitos dos ensaios realizados. Estão lançados nas tabelas apenas os dados mais representativos.

Tabela 3. Correlação entre tipo de solo, N_{spt} , q_s e Carga/m para argila orgânica / turfa

Volume Injetado (litros/m)	q_s (kPa)	Carga/m (kN)	N_{spt}	Tipo de solo	Ano
38,7	39,0	12,3	6,0	Argila preta contaminada	2019
35,0	65,0	20,4	6,0	Argila preta contaminada	2019
46,2	78,0	24,5	6,0	Argila preta contaminada	2020
42,0	97,3	30,6	0,7	Argila orgânica, turfa, preta, muito mole	2020
52,5	128,6	40,4	0,7	Argila orgânica, turfa, preta, muito mole	2020

Observando as Figuras 8 e 9 não é possível estabelecer relação entre os valores de N_{spt} , q_s e volume injetado. O comportamento do grampo é bem diferente quando executado em solos arenosos comparado aos grampos executados em solos argilosos e/ou siltosos, como apresentado nos gráficos e tabelas deste trabalho.

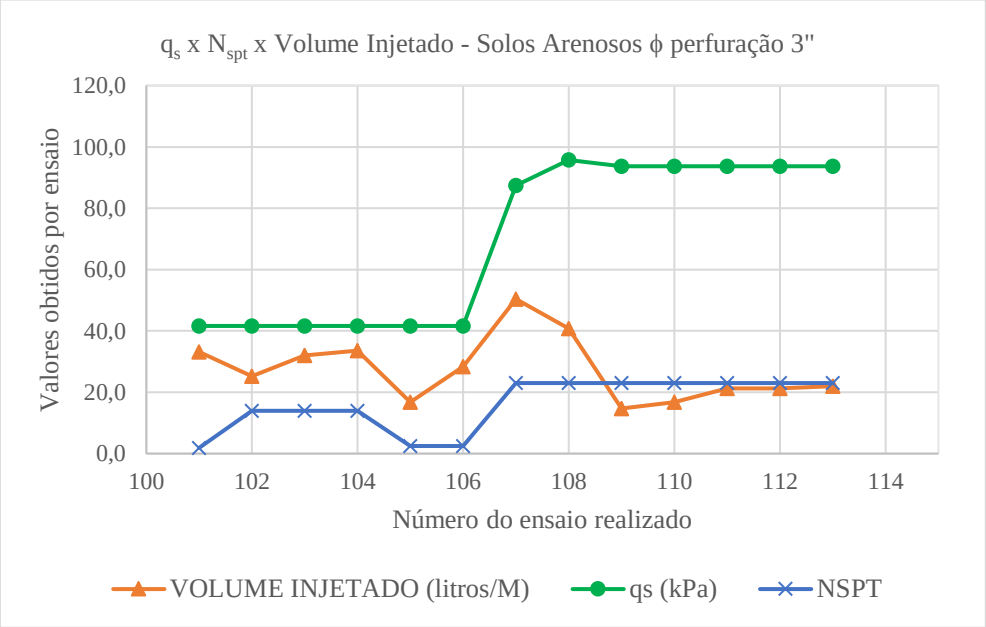


Figura 8. Correlação entre q_s, N_{spt} e Volume injetado, para grampos executados em solos arenosos, perfuração ϕ=3”

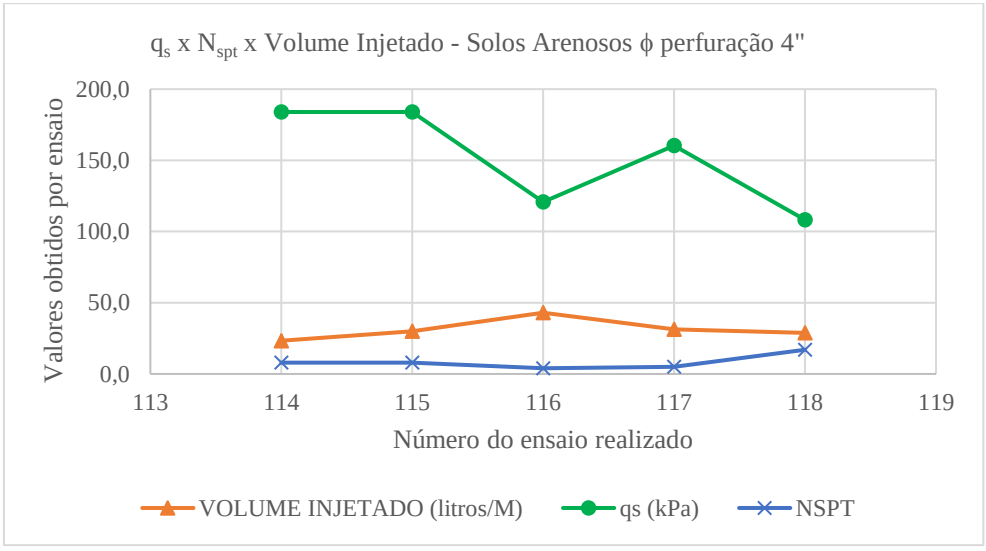


Figura 9. Correlação entre q_s, N_{spt} e volume injetado, para grampos executados em solos arenosos, perfuração ϕ=4

Quando se trata de solos arenosos, o valor de q_s não tem relação direta com o volume injetado, nem com o valor de N_{spt}. Muito provavelmente devido ao fato de que a injeção com os cimentos comuns em terrenos arenosos é pouco eficiente. Fica, então, com a possibilidade de melhoria com uma bainha bem executada, aumentando a área lateral de atrito calda x solo arenoso.

Tabela 4. Correlação entre tipo de solo, N_{spt} , q_s e Carga/m para solos arenosos

Volume Injetado (litros/m)	q_s (kPa)	Carga/m (kN)	N_{spt}	Tipo de solo	Ano
32,0	41,6	9,8	14	Areia fina siltosa pouco argilosa com mica medianamente compacta	2014
28,4	41,6	9,8	2,5	Areia média a grossa pouco siltosa com minerais pesados com mica fofa	2014
21,5	120,7	37,9	4	Areia fina siltosa fofo a medianamente compacto	2020
10,4	160,5	50,4	5	Areia fina siltosa fofo a medianamente compacto	2020
18,0	184,0	57,8	8	Areia fina com sinais de alteração fofo a muito compacto	2020
23,0	108,2	34,0	17	Areia fina siltosa com fragmentos de rocha	2022

4 CONCLUSÃO

De acordo com os dados apresentados, não foi possível estabelecer uma relação direta e proporcional entre o valor de N_{spt} obtido através de sondagens a percussão, e o valor de q_s obtido através dos ensaios de arrancamento analisados neste trabalho. Provavelmente deve-se ao fato das sondagens serem anteriores a execução dos grampos.

Pode-se afirmar que em solos não arenosos as injeções melhoram as características geotécnicas do maciço, do grampo e consequentemente o valor de q_s. Da mesma maneira que é necessário injetar o bulbo de um tirante, em fases, para que a ancoragem seja eficiente.

Um outro fator que também influencia a avaliação dos dados é que nem todos os grampos foram levados ao arrancamento. Isso aconteceu devido o ensaio atingir a capacidade de carga do aço antes do arrancamento do grampo, e sendo assim, não se sabe qual a carga final que aquele grampo suportaria. Sugere-se para realização dos ensaios de arrancamento, a utilização de aço com diâmetro maior que os grampos definitivos de projeto, e comprimento ancorado de até 4,0m.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-2. *Muros e taludes em solos reforçados Parte 2: Solos grampeados*. Rio de Janeiro.

Solotrat Engenharia Geotécnica. (2023) Manual de Serviços Geotécnicos Solotrat. São Paulo. 7ª Edição. p. 5-21.

Souza, G.J.T.; Pitta, C.A.; Zirlis, A.C. (2005) *Solo grampeado - Aspectos executivos do chumbador*. In: IV COBRAE – Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Salvador. Anais ABMS. p. 835-844.

Brendolan, R.; Moura, S.H.; Souza, G.J.T. (2023) Solo grampeado no Brasil: Histórico, aplicações práticas e avanços nas últimas décadas (2003 – 2023), ABMS. p. 31 - 46.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/535

Ensaios de Campo Combinados para Classificação e Análise de Cimentação em Solos Residuais

Fábio Krueger da Silva
Docente, Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, fabio.krueger@ifsc.edu.br

Fernanda Simoni Schuch
Docente, Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, fernandass@ifsc.edu.br

Ana Karolyna Silveira da Silva
Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, anajovitta@gmail.com

RESUMO: A cimentação nos solos residuais resulta da presença de ligações reliquiares das partículas remanescentes após o intemperismo da rocha matriz. Ainda durante o processo de decomposição pode haver lixiviação de minerais que podem incrementar a resistência adicional nestes pontos de contato das partículas. A microestrutura ou cimentação dos solos residuais tem forte influência no seu comportamento mecânico. Assim é importante identificar a sua presença e se, possível medir os distintos níveis de cimentação existentes nas camadas de solos. Esta pesquisa procura aplicar cartas de classificação de solos para identificação da cimentação a partir de resultados dos ensaios de CPT e medidas do módulo sísmico G_o. O trabalho foi realizado com a condução dos ensaios de campo (SPT, CPT e SDMT) num talude de solo residual silte arenoso de origem gnáissica. Ao final, conclui-se que os resultados obtidos mostraram similaridades nos perfis estratigráficos obtidos pelos diferentes ensaios de campo. Além disso, o emprego das relações entre G_o/q_c nos métodos propostos permitiram a avaliação da presença e do grau de cimentação do solo residual na presente pesquisa.

PALAVRAS-CHAVE: Cimentação, Solos residuais, Ensaio de Campo.

ABSTRACT: Cementation in residual soils results from the presence of relic bonds of particles remaining after weathering of the matrix rock. During the decomposition process, minerals may be leached, which may increase additional resistance at these particle contact points. The microstructure or cementation of residual soils has a strong influence on their mechanical behavior. Therefore, it is important to identify its presence and whether it is possible to measure the different levels of cementation existing in the soil layers. This research seeks to apply soil classification charts to identify cementation based on the results of CPT tests and G_o seismic module measurements. The work was carried out by conducting in situ tests (SPT, CPT and SDMT) on a soil slope residual sandy silt of gneissic origin. In the end, it is concluded that the results obtained showed similarities in the stratigraphic profiles obtained by the different in situ tests. Furthermore, the use of relationships between G_o/q_c in the proposed methods allowed the evaluation of the presence and degree of cementation of the residual soil in the present research.

KEYWORDS: Cementation, Residual soils, In situ tests.

1 INTRODUÇÃO

Os solos residuais são materiais de comportamento particular. Estas particularidades estão relacionadas ao tipo de rocha de origem, relevo, condições climáticas, tempo de exposição, entre outras. A partir da decomposição da rocha ocorre a formação do solo residual, contudo, durante este processo de alteração restam algumas ligações remanescentes da rocha-mãe, essas ligações reliquiares são chamadas de cimentação. A análise da cimentação em solos residuais é importante devido a contribuição sob a resistência ao cisalhamento e, ao modo particular de ruptura em baixas e altas tensões confinantes.

Os ensaios de campo são empregados para conhecimento do perfil e classificação das camadas, determinação do nível de água e topo rochoso, além de, estimar as propriedades geotécnicas dos solos. A estimativa da cimentação em solos residuais torna-se um desafio pois a penetração das ponteiras no solo acaba por destruir as ligações cimentantes no entorno do ensaio. Este trabalho trata da classificação e análise da cimentação em solos residuais de gnaisse com emprego dos ensaios de campo: Dilatômetro de Marchetti Sísmico (SDMT), Cone de Penetração Mecânico (CPT) e Penetração de Simples Reconhecimento à percussão (SPT).

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Solos Residuais

Segundo Krueger (2015), os solos residuais são formados a partir do intemperismo físico e químico das rochas existentes no local. Ou seja, a decomposição ou apodrecimento desta rocha dá origem a um tipo de solo que permanece no seu local de formação. O processo de formação influencia diretamente no comportamento geomecânico dos mesmos, pois a decomposição converte a rocha de origem ou rocha mãe em partículas menores e argilo-minerais, inevitavelmente tornando o material menos denso, menos resistente e mais compressível. Viana da Fonseca e Coutinho (2008) destacam a importância do desenvolvimento ou aprimoramento dos métodos de interpretação para caracterização geotécnica de solos residuais.

Um dos aspectos bastante estudados, mas ainda não perfeitamente explicados refere-se a identificação da cimentação entre as partículas presente em alguns solos residuais. Existem mecanismos principais que condicionam as cimentações em solos, alguns são minerais introduzidos na estrutura e acabam por enrijecer seus contatos e, outros processos alteram a estrutura física e química do material. A cimentação é um fenômeno natural, e em muitos solos tem um grau de ligação entre as partículas que, segundo Vaughan (1985), Maccarini (1987), Santamarina (2001), Krueger (2015) afeta drasticamente o comportamento tensão-deformação, rigidez, resistência e alterações de volume dos materiais.

2.1.1 Cimentação em solos residuais

Do processo de decomposição da rocha surgem estruturas reliquiares no solo residual formado, usualmente, são denominadas de macroestrutura e microestrutura. A microestrutura nos solos residuais é compreendida como uma cimentação natural que ocorre entre os grãos. Essa cimentação é uma contribuição extra na união entre os contatos das partículas. Dessa forma, essa cimentação afeta o comportamento mecânico do material. A cimentação nos solos residuais é anisotrópica e com diferentes graus ao longo do maciço. A estimativa do grau de cimentação é complexa. Pode ser feita através de ensaios de laboratório com cuidados na amostragem e preparação das amostras e/ou com os ensaios de campo desde que sejam considerados os efeitos do amolgamento estrutural causado pela penetração da ponteira.

Na interpretação dos ensaios de cone e dilatômetro devem ser considerados os efeitos da amolgamento do solo devido a cravação da sonda. As estimativas de parâmetros geotécnicos (ângulo de atrito, coesão, densidade, coeficiente de empuxo, entre outros) por meio dos ensaios de campo são afetadas pela penetração das ponteiras. Porém, mesmo assim é possível obter razoáveis estimativas se os efeitos da perturbação forem considerados no processamento dos resultados. Outra forma de analisar as cimentações é através do emprego de ondas sísmicas que são propagadas pelo solo permitindo a interpretação de materiais com distintos níveis de cimentação estando o material em condições não perturbadas (Krueger et al. 2021).

2.2 Ensaio de Cone de Penetração Dinâmico – CPT

O ensaio CPT mecânico consiste numa ponteira cônica cravada com velocidade constante no solo com objetivo de determinar a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s). Estes índices indicam, respectivamente, as pressões na ponta (MPa) e na luva lateral (kPa). O ensaio tem diversas aplicabilidades: além da estratigrafia

e classificação do solo por meio de interpretação dos dados de q_c e f_s, também possibilita através de correlações já estabelecidas, a estimativa de propriedades geotécnicas dos materiais analisados.

O princípio do ensaio é bastante simples, consistindo da cravação no terreno de uma ponteira cônica (60º de ápice) a uma velocidade constante de 20 mm/s. A seção transversal da ponteira é normalmente de 10 cm^2 e a luva de atrito tem área de 150 cm^2. Este cone também é conhecido como Cone Mecânico ou Cone de Begemann. A ponteira é cravada no solo por meio de um conjunto de hastes e, a cravação é realizada por um equipamento que possui um pistão hidráulico para empurrar o conjunto de haste e ponteira para o interior do solo.

O equipamento de cravação consiste numa estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. Sistemas hidráulicos são normalmente utilizados para esta finalidade, sendo o pistão acionado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor à combustão ou elétrico. Uma válvula reguladora de vazão possibilita o controle preciso da velocidade de cravação durante o ensaio. A penetração é obtida através da cravação contínua de hastes de comprimento de 1m, seguido da retração do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste. O conjunto pode ser montado sobre um caminhão, utilitário ou reboque, cuja capacidade varia normalmente entre 10 e 20 toneladas (100 e 200 kN). A reação aos esforços de cravação é obtida pelo peso próprio do equipamento e/ou através de fixação ao solo de hélices de ancoragem manual ou mecanizada.

2.3 Ensaio Dilatômetro de Marchetti Sísmico - SDMT

O ensaio Dilatômetro Sísmico (SDMT) opera de maneira similar ao DMT (Dilatômetro de Marchetti), contudo, são instalados na haste anterior a lâmina um conjunto de geofones. Esses sensores permitem que sejam feitas medidas de leituras das velocidades de ondas. As ondas de compressão e de cisalhamento são geradas na superficie através de um golpe mecânico, maiores detalhes em Krueger (2015). Este ensaio sísmico analisa o tempo necessário para determinado tipo de onda percorrer uma certa distância no maciço analisado.

Este conjunto de sensores posicionados estrategicamente na haste permitem que sejam determinadas as diferenças de tempo entre a emissão da onda e a respectiva captação de cada sensor. Isso pode ser conduzido em diferentes profundidades. As interpretações das diferenças de tempo que um determinado tipo de onda leva para atravessar o solo permite que seja calculado o módulo de cisalhamento máximo ($G_{o)}$. A seguir serão apresentados os resultados das relações entre G_o e outros índices obtidos nos ensaios de campo desta pesquisa. Este conceito será usado para avaliação da classificação e análise da cimentação nos solos residuais.

2.4 Interpretação das cimentações através de ensaios de campo

Diversas pesquisas ao redor do mundo tem procurado correlacionar o G_o obtido a partir de ensaios sísmicos com outros indices para avaliação das propriedades geotecnicas do solos (Robertson apud Lunne (1997), Mayne e Brown 2003, Schnaid et al. 2004, Viana da Fonseca et al. 2006, Giachetti e De mio (2008)). Neste trabalho será proposto uma relação entre o módulo de cisalhamento máximo do SDMT com a resistencia de ponta (q_c) do ensaio CPT.

Como já citado, a aplicação do módulo sísmico relacionado com índices do CPT e SDMT pode ser muito útil para classificação do comportamento do material, avaliação da história de tensões, idade geológica e do grau de cimentação (Eslaminizaad e Robertson, 1997). Uma carta de classificação baseada nos estudos de Robertson (1990) e, modificada por Lunne et al. (1997) propõe a avaliação do estado do material com base nos valores da resistência de ponta normalizada e a razão entre modulo sísmico e resistência de ponta. Esta carta mostra uma tendência de aumento de OCR e idade no mesmo sentido mostrado na carta.

Segundo Viana da Fonseca et al. (2006), a relação G_o/q_c fornece uma medida de razão entre a rigidez elástica e a resistência última, sendo de esperar que está mesma aumente com idade geológica no caso dos solos sedimentares (com reflexo nos imbricamentos secundários nas areias, por exemplo) e (ou) com a cimentação (no caso de solos residuais). Uma vez que estes aspectos afetam muito mais o valor de G_o que o de q_c. Esta razão deve ser adimensionada para que possa ter aplicação mais universal, portanto sugere-se que se faça a representação em função do parâmetro de estado:

$$q_{c1} = \left(\frac{q_c}{p_a}\right)\sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_v}} \quad (1)$$

Sendo:

q_{c1} a resistência de ponta normalizada e p_a a pressão atmosférica.

Em outras pesquisas feitas por Schnaid et al. (2004) e Viana da Fonseca et al. (2006) comprovam que a partir dos dados de G_o e q_c ao longo da profundidade é possível definir esta razão que pode ser aplicada para avaliação direta da história de tensões, grau de cimentação entre outros. Os resultados desses autores são provenientes de campos experimentais distintos de solos residuais e de areia *Monterey* artificialmente cimentada. Os autores propõem um gráfico que define os limites de diferentes graus de cimentação nos solos. Assim, se os solos residuais possuírem uma estrutura cimentada, os resultados dos pontos devem cair fora e acima do limite proposto por Eslaamizaad e Robertson (1997) para solos não cimentados. Buscando validar a aplicação destes gráficos, o atual trabalho irá usar esses dois métodos para verificação da presença e análise do grau de cimentação no solo residual de gnaisse.

3 MÉTODO DA PESQUISA

Essa pesquisa foi conduzida num solo residual de gnaisse existente na cidade de Santo Amaro da Imperatriz/SC. No local existe uma elevação natural que recebeu um retaludamento nos anos anteriores à data do trabalho. Atualmente, este talude tem mais de 30 metros desde do nível da rua até o seu topo. Nos trabalhos de retaludamento foram feitas bancadas para melhorar a estabilidade da encosta (Figura 2).

Os ensaios de campo usados neste trabalho foram agrupados. Ou seja, os 3 ensaios de campo (SPT, CPT e SDMT) foram locados numa posição triangular com distâncias de 1 metro entre si. O primeiro grupo de ensaios de campo foi conduzido no patamar defronte ao talude 2, denominado de Grupo 01 e, o segundo grupo de ensaios na cota do nível da rua, denominado de Grupo 04. Na Figura 1 é possível observar o referido talude e a realização dos ensaios de campo do Grupo 01

Figura 1. Fotos do talude e dos ensaios de campo.
Fonte: Krueger (2015).

4 RESULTADOS OBTIDOS

Na Figura 2, é possível visualizar o perfil do solo obtido pelo ensaio SDMT. Esta classificação do tipo de solo é feita no SDMT através do índice de material I_D que é obtido por meio das medidas de pressões registradas durante a expansão da lâmina do ensaio. Os ensaios de campo SPT e CPT conduzidos muito próximos, corroboraram com as informações geotécnicas obtidas pelo SDMT. Todos os ensaios confirmaram o perfil das camadas de solo e a ocorrência de um material com comportamento de silte arenoso à areia siltosa.

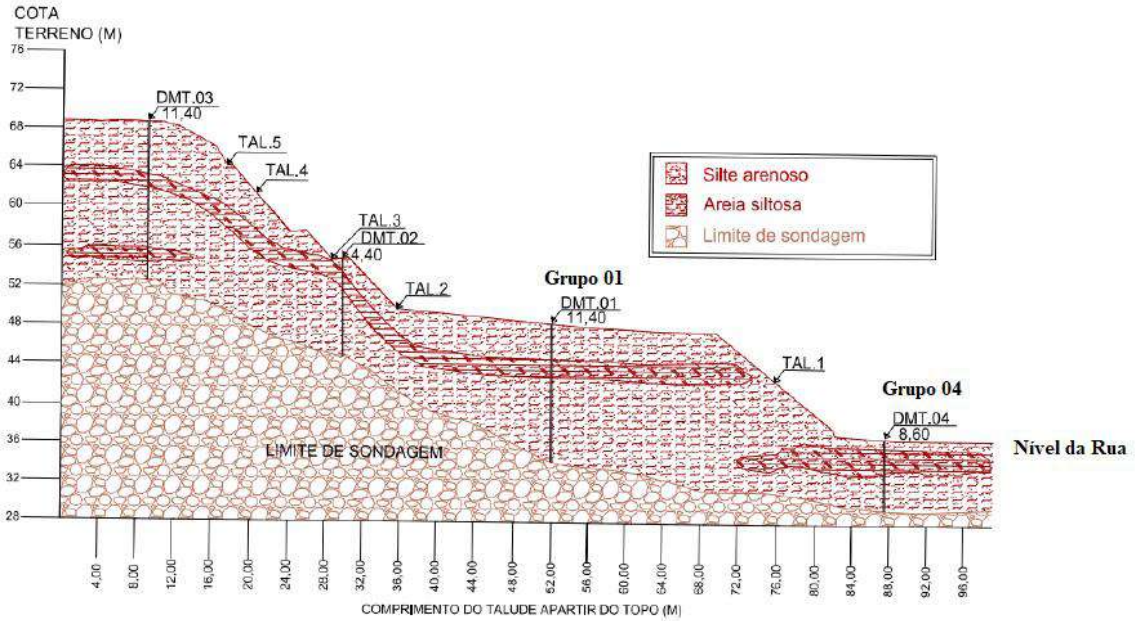


Figura 2. – Perfil estratigráfico obtido pelo SDMT
Fonte: Autor.

A elevada rigidez inicial e a baixa resistência das camadas mais superficiais (intemperismo físico e químico) são reflexos do processo de laterização que enriquecem os solos com alumínio e ferro e elementos associados que potencializam a formação de estruturas cimentadas com alta porosidade.

A razão entre a rigidez inicial à pequeníssimas deformações (G_o) e a resistência última (q_c) é uma boa relação para avaliação de uma estrutura de cimentação frágil e incipiente presente num arranjo estrutural meta estável. Qualquer perturbação, como a penetração do cone tem reflexo na queda do valor de resistência, quando comparada com a rigidez a muito baixa deformações (Krueger, 2021).

Na atual pesquisa, devido a inexistência de poro pressão positiva, assumiu-se que a tensão total é igual a tensão vertical efetiva, da mesma forma que a resistência de ponta corrigida (q_t) é igual a resistência de ponta (q_c). A relação G_o/q_c foi calculada com a média aritmética dos valores de q_c ao redor da cota onde G_o foi medido. Os resultados da relação entre o módulo sísmico obtido pelo SDMT e da resistência de ponta dos ensaios CPT realizados nos grupo de ensaios 01 (na cor azul) e 04 (na cor vermelha) são apresentados na Figura 3. Observando-se o agrupamento de pontos obtidos a partir dos resultados dos ensaios 01 e 04 fica confirmado um material com comportamento predominantemente arenoso ou misturas arenosas (com silte). Indicam também solos com idade geológica mais avançada e com evidências da presença de cimentação. Esta carta identifica a existência de cimentação, porém não quantifica este valor.

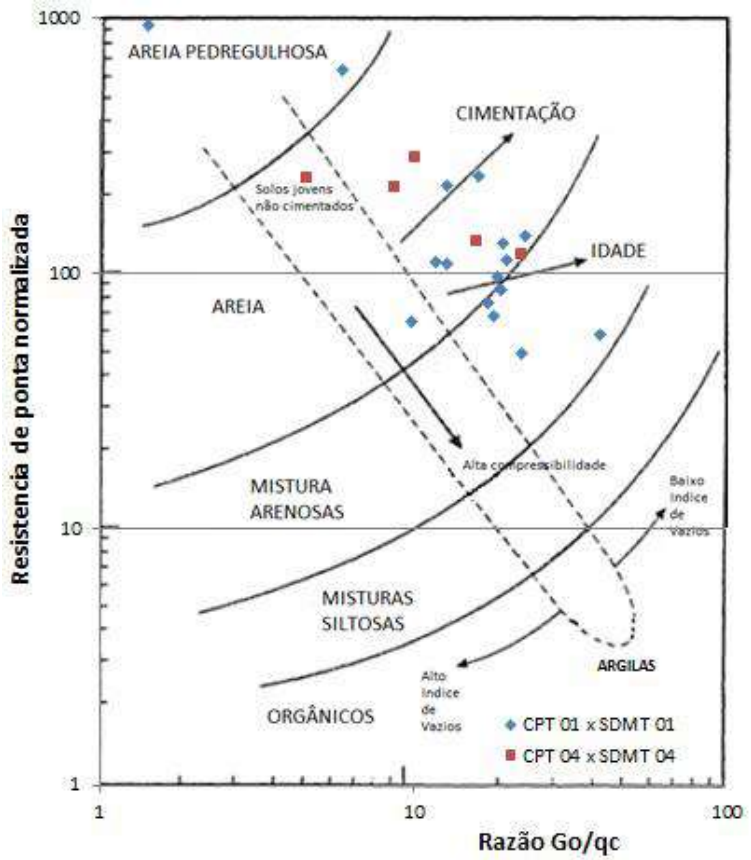


Figura 3. – Aplicação da carta proposta para avaliação da cimentação do solo residual silte arenoso de gnaisse.
Fonte: Autor.

Atraves da abordagem proposta por Schnaid et. al (2004) e Viana da Fonseca et al. (2006) é possível prever um grau de cimentação através das relações entre G_o e q_c, e definir limites para altos e baixos teores de cimentações. Analisando os dados obtidos (Figura 4), nota-se que os pontos encontram-se no limite inferior de solos cimentados indicando que o material possui um baixo grau de cimentação.

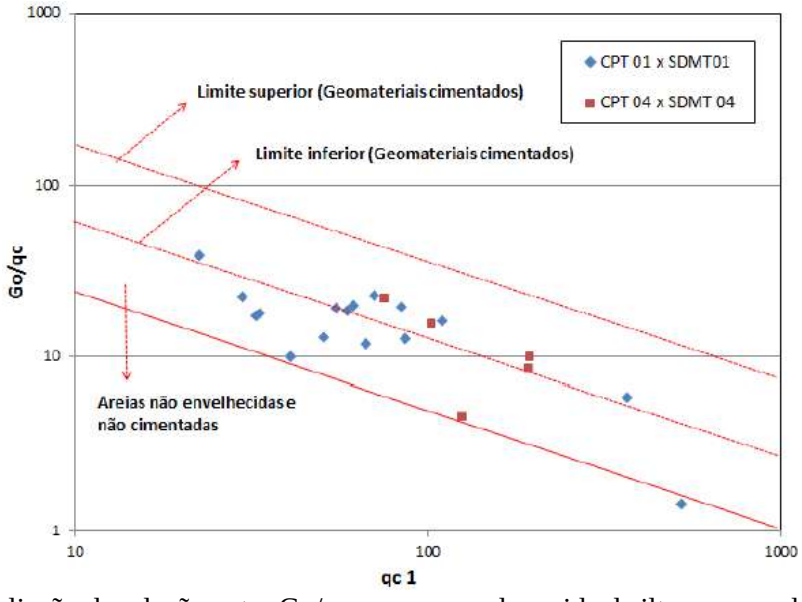


Figura 4. – Avaliação da relação entre Go/q_c x q_{c1} para solo residual silte arenoso de gnaisse.
Fonte: Autor (modificado de Schnaid, 2004).

Esses resultados corroboram com os obtidos por Krueger (2020) através de ensaios laboratoriais conduzidos no mesmo tipo de solo. Em laboratório, os ensaios de compressão diametral confirmaram que o material analisado nesta pesquisa tem um baixo níveis de cimentação. Nesta situação, a condução dos ensaios em laboratório requer cuidados extras na coleta de amostras indeformadas, transporte, preparação e moldagem dos corpos de prova, afim de manter a integridade das cimentações naturais.

5 CONCLUSÕES

Por fim, conclui-se que ensaios de campo associados a registros sísmicos têm potencial para classificar e avaliar a presença das cimentações num solo residual de gnaisse. Ressalta-se que a penetração de sondas em campo acaba por destruir a cimentação natural no solo do entorno da ponteira. Contudo, o ensaio SDMT é o método que provoca a menor perturbação do solo devido ao formato geométrico da lâmina e, que os geofones quando instalados nas hastes, permitem o G_o possa ser medido num material com condições muito próximas às naturais. As relações entre G_o com índices do CPT e do SDMT mostram alternativas para análise da microestrutura em solos residuais.

De maneira análoga a outras pesquisas conduzidas em solos cimentados, a aplicação desta metodologia busca definir limites para solos que possuem fortes cimentações e limites onde estas cimentações são muito baixas ou não existem. Utilizando o gráfico proposto por Robertson et al. (1997) foi identificado a presença de cimentação no solo residual desta pesquisa.

Observando os trabalhos de Schnaid (2004), Viana da Fonseca (2006) e Cruz (2010) percebe-se que não são incomuns alguns pontos obtidos nos solos analisados, ficarem fora dos limites pré-estabelecidos. Isto também ocorreu nesta pesquisa. Alguns pontos ficaram fora dos limites inferior e superior definidos nos métodos. Porém, existe uma tendência clara da maioria dos pontos analisados em solo residual de gnaisse situarem-se exatamente sobre a linha média, ou seja, próximo da fronteira entre solos cimentados e não cimentados. Acredita-se que isto indica a existência de um baixo grau de cimentação presente no solo residual silte arenoso de gnaisse.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cruz, N. *Modelling geomechanics of residual soils with DMT tests*. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto/Portugal, 2010.

Eslaamizaad, S., and Robertson, P.K. *Estimation of in-situ lateral stress and stress history in sands*. *In* Proceedings of the 49th Canadian Geotechnical Conference. St. John's, Newfoundland, pp. 439-448. 1996.

Giacheti, H.L., Peixoto, A.S., De Mio, G., Carvalho, D. (2006). *Flat Dilatometer Testing In Brazilian Tropical Soils*, Proceedings Second Flat Dilatometer Conference – Isc' 06, P. 103-111. Washington/Usa.

Krueger, F.S. (2015). *Caracterização Física e Mecânica de Solo Residual de Gnaisse por meio de Ensaios de Campo e Laboratório – Santo Amaro da Imperatriz/SC*. Tese de Doutorado. Curso de Pós-Graduação Em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis.

Krueger, F. S. (2020) *Cimentação em Solos Naturalmente Estruturados com Emprego do Ensaio de Compressão Diametral.* 9º Simpósio de Integração Científica e Tecnológica do Sul Catarinense – SICT-Sul. Evento online http://criciuma.ifsc.edu.br/9-sict-sul/

Krueger, F. S. (2021) *Uma discussão sobre os efeitos da cravação das sondas dos ensaios CPT e DMT em Solos Estruturados.* Congresso Brasileiro Interdisciplinar em Ciência e Tecnologia Evento online – 30 de agosto a 03 de setembro de 2021.

Lunne, T., Robertson, P.K., And Powell, J.J.M. *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Blackie Academic & Professional. 1997.

Maccarini, M. *Laboratory Studies of Weakly Bonded Artificial Soil*. Thesis, University of London, 1987.

Mayne, P.W., Brown, D.A. (2003). Site Characterization of Piedmont Residuum of North America. *Characterization And Engineering Properties of Natural Soils*, Vol. 2, Pp.1323–1339. Swets & Zeitlinger, Lisse.

Robertson, P. K. *Soil classification using the cone penetration test*. Canadion. Geotech. J., 27, 151–158. 1990.

Santamarina, J.C. 2001. *Soil Behavior at the Micro scale: Particle Forces*. Proc. Symp. Soil Behavior and Soft Ground Construction, in honor of Charles C. Ladd – October 2001, MIT.

Schnaid, F., Fahey, M., Lehane, B.(2004). *In Situ Test Characterization of Unusual Geomaterial*. Geotechnical & Geophysical Site Characterization. Isc'2. Keynote Lecture. Viana Da Fonseca, A. And Mayne, P.W. (Eds). Milpress, Rotterdam, Pp.49-74.

Vaughan, P.R. *Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soils*. Proceedings, First International Conference on Geomechanics in Tropical, Lateritic, and Saprolitic Soils, Brasília, Brazil, 1-33. 1985.

Viana Da Fonseca, A., Carvalho, C., Ferreira, C., Santos, J. A., Almeida, F. Perreira, E., Feliciano, J., Grade, J. & Oliveira, A. (2006). *Characterization of Profile of Residual Soil from Granite Combining Geological, Geophysical and Mechanical Testing Techniques*. Geotechnical And Geophysical Engineering, 25, Pp. 1307-1348.

Viana Da Fonseca, A., Coutinho, R.Q. *Characterization of residual soils*. Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Eds. Huang e Mayne, London, 2008.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/536

Estimativa de densidade relativa de solos granulares do Campus Carreiros da FURG a partir de sondagens SPT

Alana Stern Retzlaff
Técnica em Edificações e Graduanda em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Rio Grande, Brasil, alanasternr@gmail.com

Karina Retzlaff Camargo
Professora da Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Rio Grande, Brasil, karinacamargo@furg.br

RESUMO: O trabalho trata-se da continuidade de uma pesquisa anterior e utiliza dados de sondagens e dos perfis longitudinais apresentados para o Campus Carreiros da Universidade Federal do Rio Grande – FURG, o qual está localizado no extremo sul do estado do Rio Grande do Sul. Em quatro locais dos perfis foram realizadas saídas de campo, para determinação do peso específico natural do solo, com ensaio de frasco de areia, e coleta de amostras para a realização de ensaios de caracterização geotécnica tradicional e determinação do índice de vazios máximo e mínimo. A comparação entre a densidade relativa determinada em campo e a estimada por fórmulas tradicionais encontradas na literatura, mostrou-se adequada apenas para um dos quatro pontos avaliados. Atribui-se este comportamento à condição das amostras para determinação do peso específico natural do solo, as quais foram retiradas de regiões muito próximas à superfície. Entende-se que estes baixos valores de peso específico natural acabam elevando os valores das estimativas de densidade relativa. Assim, entende-se que uma das principais contribuições do trabalho é demonstrar que, para a adequada estimativa de parâmetros geotécnicos, é imprescindível a determinação, com a adequação precisão, de outros parâmetros geotécnicos necessários à estimativa.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio frasco de areia, Compacidade relativa, Interpolação.

ABSTRACT: The paper is a continuation of a previous research and uses geotechnical survey data and longitudinal profiles for the Carreiros Campus of the Federal University of Rio Grande – FURG, which is located in the extreme south of Rio Grande do Sul state. In four locations on the profiles, field trips were carried out to determine the natural specific weight of the soil, using sand bottle test, and samples were collected to carry out tradional geotechnical characterization test and to determine the maximum and minimum void index. The comparison between the relative density determined in the field and that estimated by trditional equations found in the literature proved to be adequated for only one of the four points evaluated. This behavior is attributed to the condition of the samples to determine the natural specific weight of the soil, which were taken from regions very close to the surface. It is understood that these low values of natural specific gravity end up increasing the values of relative density estimates. Thus, it is understood that one of the main contributions of the paper is to demonstrate that, for the adequate estimation of geotechnical parameters, it is essential to determine, with adequate precision, other geotechnical parameters necessary for the estimation.

KEYWORDS: Sand bottle test, Relative compacity, Interpolation.

1 INTRODUÇÃO

A sondagem de simples reconhecimento com ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) ou, simplificadamente, ensaio SPT é, segundo Odebrecht (2003), o sistema de investigação mais utilizado no Brasil pela Engenharia Geotécnica. O autor destaca que a simplicidade e robustez do ensaio, aliadas ao baixo custo do equipamento e a experiência empírica acumulada na execução e na sua interpretação fazem desta sondagem uma ferramenta indispensável na prática de Engenharia Civil. Esta sondagem é atualmente padronizada no âmbito nacional pela NBR 6484 (2020) e, segundo Velloso e Lopes (2010), consiste na

cravação de uma amostrador padrão através de um martelo padronizado e que permite a retirada de amostras do solo e medição do número de golpes necessários para cravar o amostrador padrão.

A PROINFRA (Pró-Reitoria de Infraestrutura) da FURG (Universidade Federal do Rio Grande) coordena as ações relativas à implatação, manutenção e ampliação da infraestrutura necessária ao desenvolvimento das atividades de Ensino, Pesquisa, Extensão e Administração da Universidade. Assim, entre outras atividades, a PROINFRA coordena a ocupação dos espaços físicos da instituição e, justamente por isso, possui em seu acervo relatório de sondagens SPT realizados por solicitação da Universidade. Em um trabalho anterior, Retzlaff *et al.* (2022) organizaram estes relatórios disponibilizados pela PROINFRA em um ambiente SIG (Sistema de Informações Geográficas) e, entre outros resultados, apresentaram dois perfis longitudinais do Campus Carreiros da FURG, localizado na cidade do Rio Grande, no extremo sul do estado do Rio Grande do Sul (Figura 1). Ambos os perfis, os quais estão apresentados na Figura 2, tem aproximadamente 1000 m de comprimento e profundidades que variam entre 13 e 18 m. Em síntese, os resultados revelaram a presença de um aterro de 0,5 m, mas observações em campo demonstraram que este aterro somente ocorre nos locais dos prédios da instituição. Abaixo deste aterro (onde ele ocorre), ocorre o predomínio de um solo granular fino pouco a medianamente compacto, seguido por uma camada granular fina argilosa com conchas e espessura variável. Logo abaixo, é identificada outra camada de solo granular, porém mais compacta que a anterior. Assim, fica evidenciado o predomínio do solo granular no Campus Carreiros da FURG.

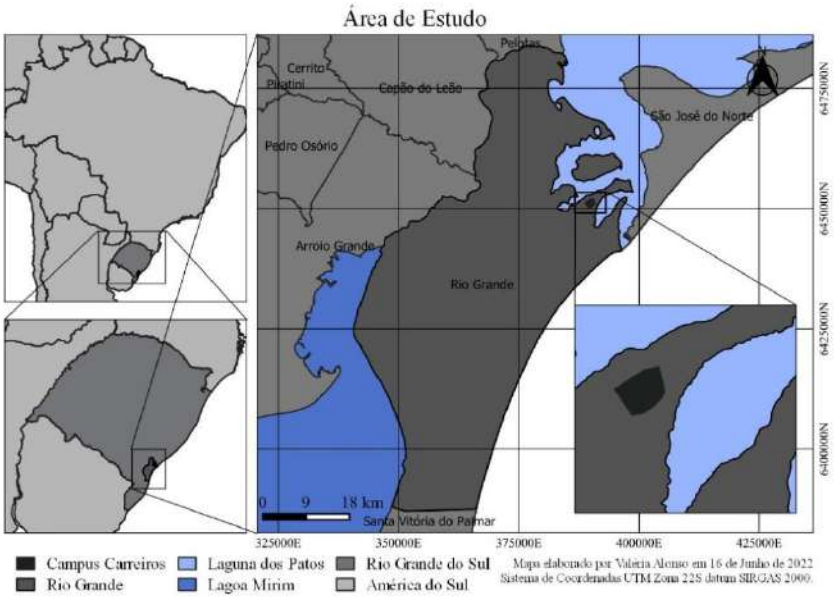


Figura 1. Localização do Campus Carreiros da FURG, no município do Rio Grande.

Um importante parâmetro geotécnico que pode ser estimado a partir de ensaios SPT é a densidade relativa (D_r) de solos granulares, como é o caso dos solos do Campus Carreiros da FURG. O D_r de um solo granular trata-se, segundo Pinto (2006), de uma relação entre o índice de vazios natural de uma areia (e), ou seja, a condição em que ela se encontra em campo, e seus índices de vazios máximo ($e_{máx}$) e mínimo ($e_{mín}$). Neste contexto, este trabalho tem por objetivo dar continuidade ao trabalho de Retzlaff *et al.* (2022) através da estimativa de *Dr* nos solos do Campus Carreiros da FURG com base em resultados de ensaios SPT e comparação com resultados de ensaio de frasco de areia em campo, para a determinação do D_r.

2 CENÁRIO DE ESTUDO

O município do Rio Grande, onde se encontra o Campus Carreiros da FURG, estudado por este trabalho, localiza-se no extremo sul do Rio Grande do Sul, na planície costeira daquele estado e, mais especificamente, no mais recente sistema deposicional que a forma, que é o Sistema Laguna-Barreira IV. Esta barrreira é caracterizada principalmente pelas areaias da faixa praial e o campo éolico adjacente. Segundo Tomazelli e Villwock (2005), esta barreira é a única holocênica e é o resultado da última grande transgressão pós-glacial,

quando o nível do mar alcançou um nível de 3 a 4 metros acima do atual. Estas informações justificam a informação de que os perfis avaliados neste trabalho são predominantemente granulares.

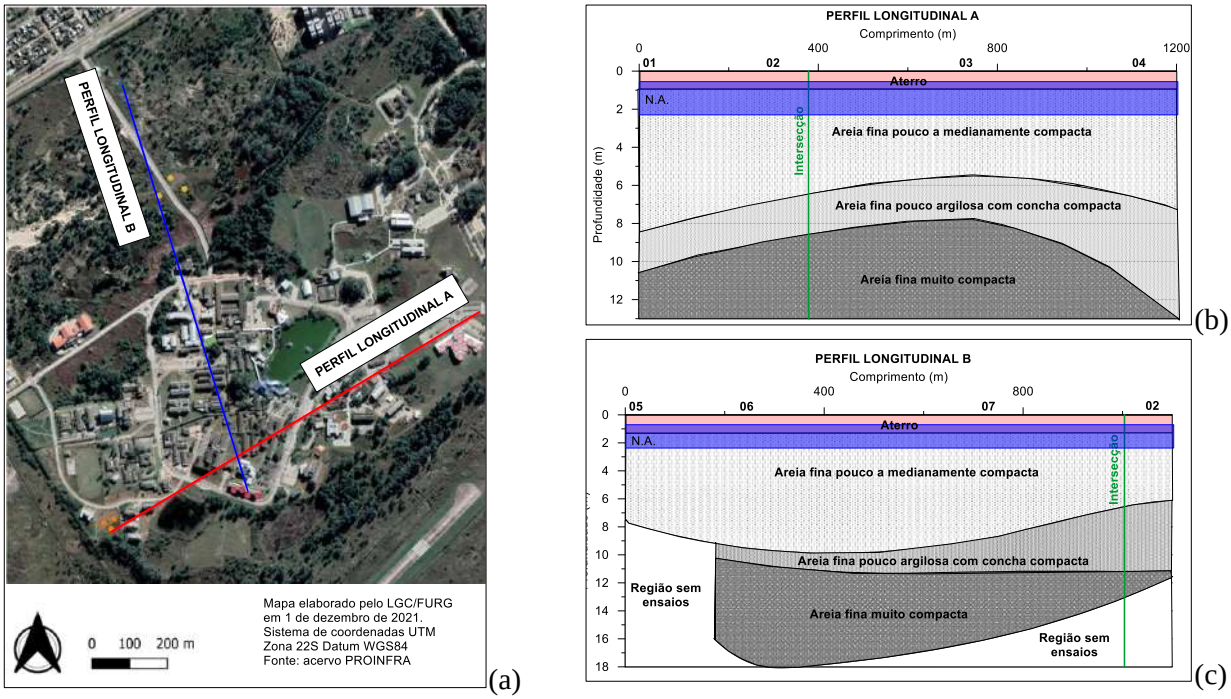


Figura 2. Perfis longitudinais do Campus Carreiros da FURG: (a) mapa de localização; (b) Perfil longitudinal A; e (c) Perfil longitudinal B. (RETZLAFF *et al.*, 2022).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Em síntese, os métodos utilizados neste trabalho podem ser agrupados em três grupos: (i) estimativa de D_r a partir de ensaios SPT; (ii) determinação de D_r através de ensaios; e (iii) comparação entre os resultados estimados e determinados. Para a estimativa de D_r foram utilizados os resultados de penetração do ensaio SPT (N_{SPT} – número de golpes necessários para cravar os 30 cm finais do amostrador padrão do ensaio), devidamente corrigidos em função da energia de cravação e estimativas da tensão vertical efetiva atuante, conforme proposta de Gibbs e Holz (1957) e Skempton (1986), apresentadas nas Equações 1 e 2, respectivamente, as quais são dependentes do N_{60} (número de golpes do ensaio SPT corrigido para 60% da energia teórica de cravação). Os ensaios SPT inventariados utilizaram o sistema manual para liberação da queda do martelo e, de acordo com Decourt *et al.* (1989), a eficácia, em termos médios, do SPT brasileiro nestas condições é 72%. Destaca-se que para a estimativa da tensão vertical efetiva (σ'_{v0}) foram utilizados os valores de peso específico natural do solo (γ_{nat}) determinados em campo.

$$D_r = \left(\frac{N_{60}}{0{,}23\times\sigma'_{v0}+16}\right)^{1/2} \quad (1)$$

$$D_r = \left(\frac{N_{60}}{0{,}28\times\sigma'_{v0}+27}\right)^{1/2} \quad (2)$$

Tomando-se como base os perfis longitudinais propostos por Retzlaff *et al.* (2022), foram realizadas saídas de campo a quatro pontos, os quais estão indicados na Figura 3 e foram denominados por PAV. 4, CIDEC, PÓRTICO e PAV. 6. Em cada um desses locais, a pequenas profundidades, foram realizados ensaios para a determinação do peso específico natural e coletadas amostras deformadas representativas (Figura 4a), as quais foram levadas ao Laboratório de Geotecnia e Concreto (LGC) da FURG para a realização de ensaios. Em função da natureza granular do solo, optou-se pela realização do ensaio de frasco areia para a determinação do $\gamma_{nat,}$, de acordo com a NBR 7185 (2016), conforme apresentado na Figura 4b. As amostras deformadas coletadas foram transportadas para o LGC-FURG, onde a preparação das amostras e determinação do teor de umidade higroscópico foram realizados de acordo com os procedimentos estabelecidos pela NBR 6457 (2016).

A análise granulométrica e a massa específica dos grãos foram determinadas conforme as recomendações da NBR 7181 (2016) e NBR 6508 (2016), respectivamente. O limite de liquidez e de plasticidade foram determinados de acordo com a NBR 6459 (2016) e NBR 7180 (2016), respectivamente. Com base nos resultados de peso específico aparente natural e teor de umidade, foi determinado o índice de vazios em campo, o qual aliado aos índices de vazios máximo e mínimo foi utilizado para determinação da densidade relativa. Como há uma grande variabilidade entre os valores médios e os máximos e mínimos considerados, entende-se como conveniente trabalhar com a análise geoestatística destes dados, ou seja, associar à análise estatística a geolocalização dos dados. Para isso, foi utilizado o software *Surfer*®, com o uso do interpolador Função de Base Radial, o qual é caracterizado por apresentar uma resposta que varia monotonicamente com a distância em relação a um ponto central.

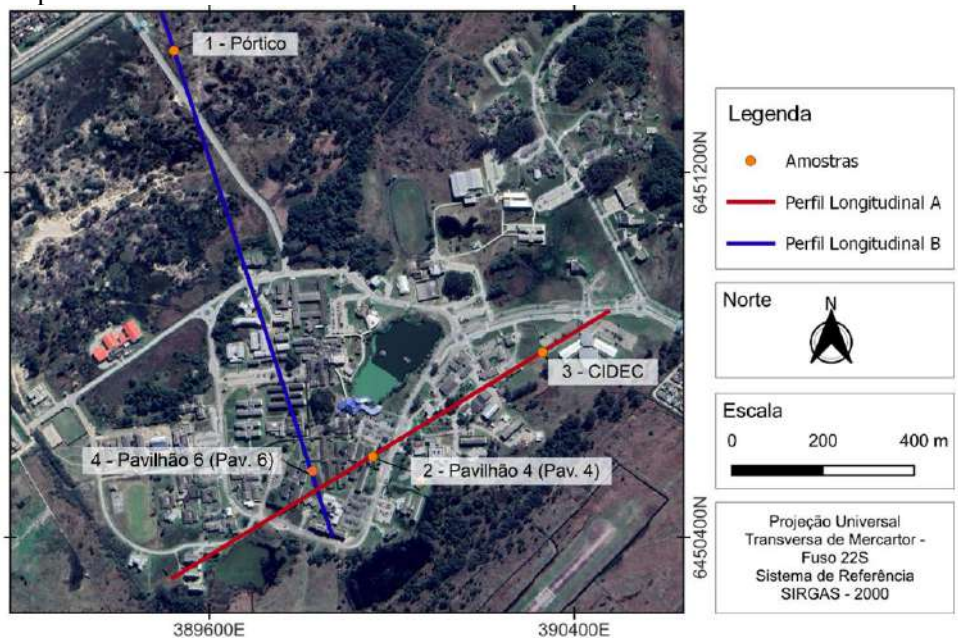


Figura 3. Localização dos pontos para retirada de amostras.

Figura 4. (a) Amostras deformadas representativas; e (b) ensaio de frasco de areia.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As curvas granulométricas obtidas estão apresentadas na Figura 5 e ratificam o comportamento granular do solo avaliado. A Tabela 1 sumariza os resultados da caracterização geotécnica, onde *d50* corresponde ao diâmetro médio das partículas, *wl* corresponde à limite de liquidez, *wp* corresponde à limite de plasticidade, *Cu* corresponde à coeficiente de uniformidade, *Cc* corresponde à coeficiente de curvatura, HRB corresponde à classificação pela *Highway Research Board*, SUCS corresponde à classificação pelo Sistema Unificado de Solos, *w* corresponde à umidade e γ_d corresponde à peso específico aparente seco.

Em síntese, os resultados indicam solos bastante parecidos, não plásticos e predominantemente formados pela fração areia.

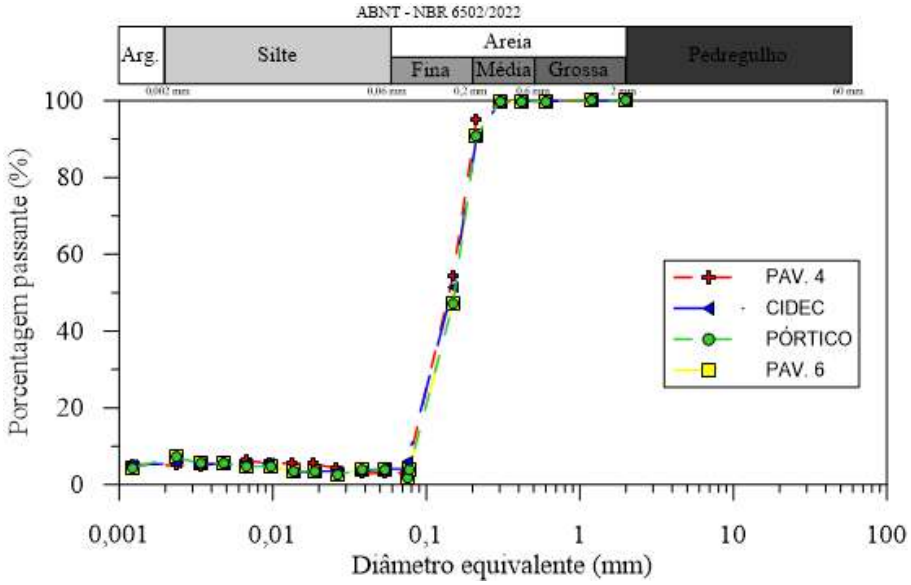
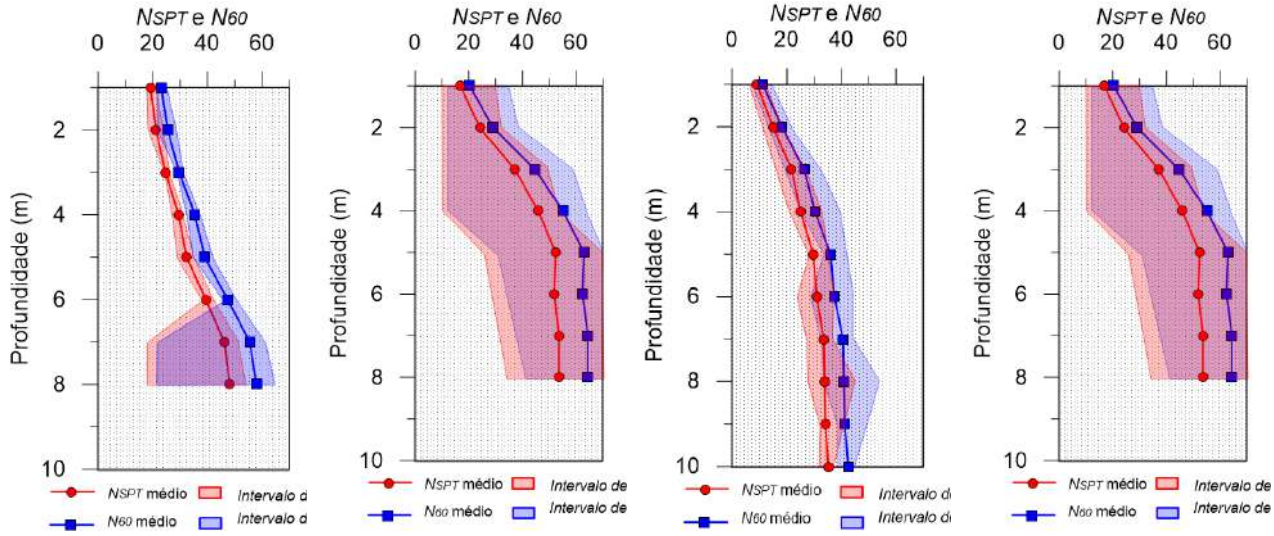


Figura 5. Curvas granulométricas.

Tabela 1. Caracterização geotécnica.

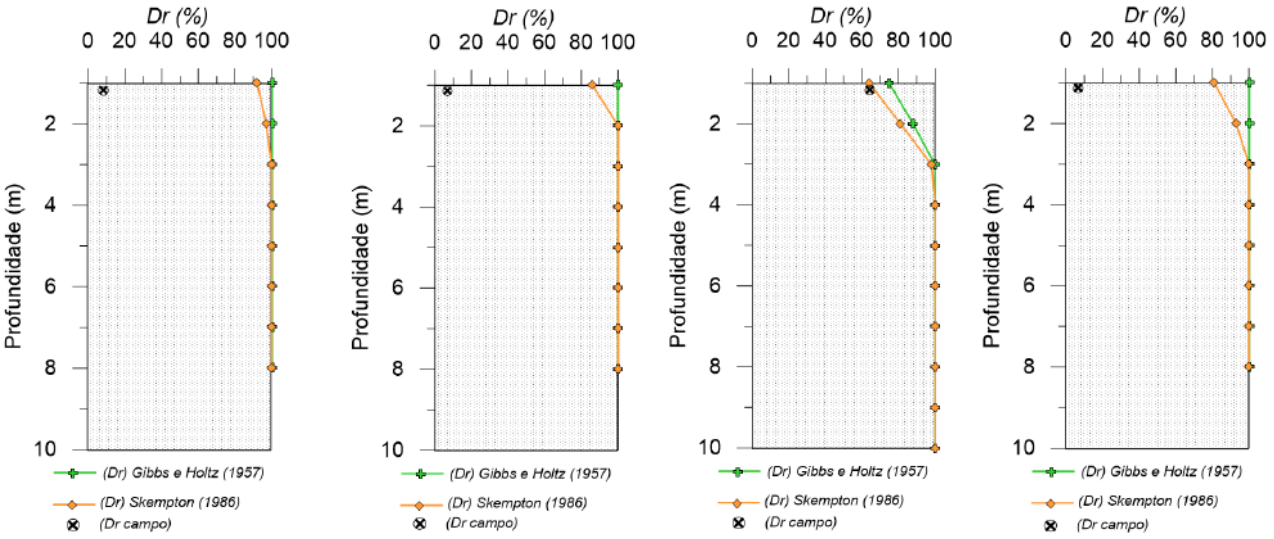
Propriedade geotécnica	Pórtico	Pav. 4	CIDEC	Pav. 6
d_{50}	0,16	0,15	0,15	0,14
wl (%)	NP	NP	NP	NP
wp (%)	NP	NP	NP	NP
Argila (%)	4	4	4	4
Silte (%)	0	2	1	0
Areia (%)	96	94	95	96
Pedregulho (%)	0	0	0	0
Cu	2	1,88	1,44	1,76
Cc	1,21	1,06	1,17	0,95
HRB	A-3 (0)	A-3 (0)	A-3 (0)	A-3 (0)
SUCS	SW-SP	SW-SP	SW-SP	SP
γ_{nat} (kN/m³)	15,76	15,37	16,81	15,40
w (%)	9,16	2,36	8,43	3,52
γ_d (kN/m³)	14,44	15,01	15,50	15,40
γ_s (kN/m³)	25,91	26,15	25,93	25,95
e_{campo}	0,79	0,74	0,68	0,68
$e_{mín}$	0,57	0,53	0,58	0,55
$e_{máx}$	0,82	0,76	0,83	0,70
Dr_{campo}	0,09	0,07	0,63	0,08

A Figura 6 apresenta os resultados de N_{SPT} em termos médios, máximos e mínimos inventariados pelo trabalho de Retzlaff *et al.* (2022). Também são apresentados na Figura 6 estes resultados transformados para 60% da energia teórica. A partir destes resultados, foram estimados valores de *Dr* ao longo da profundidade para os diferentes locais, conforme apresentado na Figura 7. Observa-se que, em geral, a partir dos três metros de profundidade, estima-se que o solo, em campo, esteja muito próximo do $e_{mín}$, ou seja, da sua condição mais densa. Apesar disso, esta estimativa foi confirmada em campo apenas para o CIDEC.



(a) (b) (c) (d)

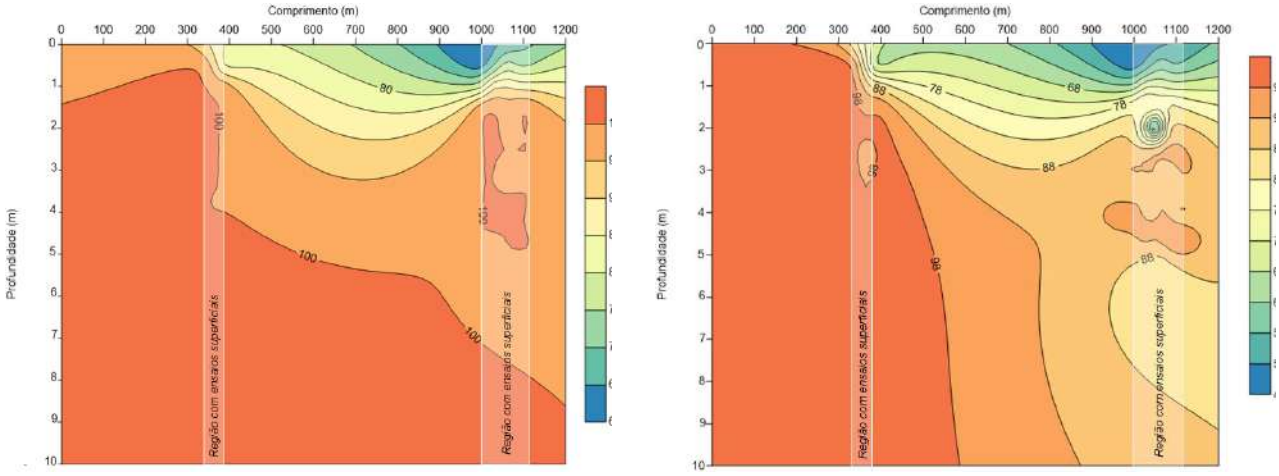
Figura 6. Resultados médios, mínimos e máximos ao logo da profundidade de N_{SPT} e N_{60}: (a) Pórtico; (b) Pav – 4; (c) CIDEC; (d) Pav – 6.



(a) (b) (c) (d)

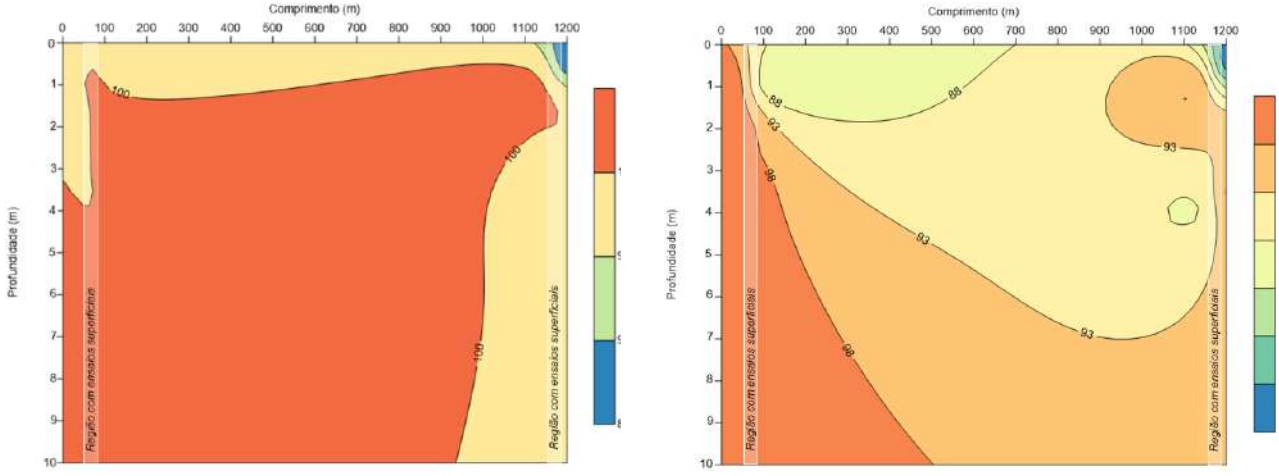
Figura 7. Densidade relativa estimada pelos dois métodos: (a) Pórtico; (b) Pav – 4; (c) CIDEC; (d) Pav – 6.

As Figuras 8 e 9 apresentam os resultados estimados de distribuição do *Dr* para os perfis longitudinais A e B, respectivamente, e observa-se, mais uma vez, valores bastante discrepantes entre os estimados e os medidos. Entende-se que, provavelmente, os resultados de peso específico natural, por terem sido determinados a pequenas profundidades, onde a tensão efetiva atuante é pouco significativa, estão subestimados. Entende-se que estes baixos valores de peso específico determinados, repercutem, seguindo as formulações utilizadas, nas altas densidades relativas estimadas.



(a) (b)

Figura 8. Estimativa da distribuição de D_r para o perfil longitudinal A: (a) Gibbs e Holtz (1957); (b) Skempton (1986).



(a) (b)

Figura 9. Estimativa da distribuição de D_r para o perfil longitudinal B: (a) Gibbs e Holtz (1957); (b) Skempton (1986).

4 CONCLUSÕES

O trabalho apresentado trata-se de uma continuação de um trabalho predecessor, o qual inventariou, em um ambiente SIG, resultados de sondagens SPT disponibilizadas pela PROINFRA-FURG. O presente trabalho utilizou os dados de sondagens e os dois perfis longitudinais apresentados para o Campus Carreiros da Universidade, o qual está localizado no município do Rio Grande, no extremo sul do estado do Rio Grande do Sul. Em quatro locais dos perfis longitudinais foram realizadas saídas a campo, para determinação do peso específico natural do solo, com ensaio de frasco de areia, e coleta de amostras para a realização de ensaios de caracterização geotécnica tradicional e determinação do índice de vazios máximo e mínimo.

A caracterização geotécnica demonstrou muita similaridade no comportamento geotécnico entre os solos avaliados, os quais são não plásticos e com predominância da fração granulométrica areia. A comparação entre a densidade relativa determinada em campo e a estimada por fórmulas tradicionais encontradas na literatura se mostrou adequada para apenas um dos quatro pontos avaliados. Em geral, atribui-se este comportamento à condição das amostras para determinação do peso específico natural do solo, as quais foram retiradas de regiões muito próximas à superfície. Entende-se que estes baixos valores de peso específico natural acabam elevando os valores das estimativas de densidade relativa. Assim, entende-se que uma das principais contribuições do trabalho é demonstrar que, para a adequada estimativa de parâmetros geotécnicos, é

imprescindível a determinação, com a adequação precisão, de outros parâmetros geotécnicos necessários à esttimativa. Pretende-se dar continuidade ao trabalho através da realização de mais e mais profundos ensaios para a determinação do peso específico natural do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT* – Método de ensaio. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7185. *Solo – Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024). NBR 6457. *Solos – Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo – Análise Granulométrica.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6508. *Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica,* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Solo – Determinação do limite de liquidez.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo – Determinação do limite de plasticidade.* Rio de Janeiro.

Décourt, L. (1989) *The standard penetration test. State-of-the-art report.* Proceedings of the XII ICSMFE, Rio de Janeiro, v. 4, p. 2405-2416.

Gibbs, H. J.; Holtz, W.G. (1957) *Research on determining the density of sands by spoon penetration testing*. Proceedings of the 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London, v. 1, p. 35-39.

Odebrecht, E. (2003). *Medidas de energia no ensaio SPT.* Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 230 p.

Pinto, C. S. (2006) *Curso básico de Mecânica dos Solos.* Volume 3. São Paulo: Oficina de texto, 367 p.

Retzlaff, A. S.; Alonso, V. V.; Camargo, K. R.; Rocha, R. G.; Bastos, C. A. B. (2022) Construção e interpretação de um SIG de sondagens de simples reconhecimento com circulação de água realizadas junto a FURG. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Campinas/SP. *Anais...* São Paulo, 2022. v.1, p.1-8.

Skempton, A. W. (1986) *Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation.* Géotechnique, v.36, n.3, p.425-447.

Tomazelli, L. J., Villwock, J.A. (2005) *Mapeamento geológico de planícies costeiras: o exemplo da costa do Rio Grande do Sul.* Gravel, 3(1), p. 110-115.

Velloso, D. de A.; Lopes, F. de R. (2010) Fundações: critérios de projetos, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. Volume 1. São Paulo: Oficina de Textos.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/537

Estratégias de Implementação de Monitoramento Automatizado com Estações Totais Robóticas na Mineração

Otávio Pataro Generoso Sales
Supervisor de Monitoramento, Hexagon, Belo Horizonte, Brasil, otavio.pataro@gmail.com

Pamela Lisboa Ferreira
Engenheira Sênior, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, pamelalisboa19@yahoo.com.br

RESUMO: A Estação Total Robótica é um equipamento de monitoramento de deslocamento superficial, utilizado para medir a magnitude e velocidade dos movimentos com o objetivo de avaliar tendências de deslocamentos em diversas estruturas, como barragens, pilhas e cavas de mineração e taludes de rodovias. Nesse sentido, é importante ter sistemas confiáveis que permitam analisar a movimentação real de uma estrutura geotécnica e distinguir de uma possível movimentação do próprio sistema de monitoramento. A instalação bem-feita da tecnologia de acordo com padrões definidos fortalece uma confiabilidade no monitoramento, porém, podem ocorrer movimentações no sistema e sua identificação através da análise de dados é crucial. Nesse cenário, a infraestrutura de instalação da estação exerce uma influência significativa na otimização do uso do equipamento. Este estudo, por meio de exemplos e análises de casos práticos, tem como objetivo fornecer orientações acerca das estratégias mais eficazes na implementação de um sistema de monitoramento automatizado através de Estações Totais Robóticas no contexto da mineração.

PALAVRAS-CHAVE: Monitoramento Automatizado, Geotecnia, Estação Total Robótica

ABSTRACT: The Robotic Total Station is surface displacement monitoring equipment, used to measure the magnitude and speed of movements with the aim of evaluating displacement trends in various structures, such as dams, mining piles and pits and highway embankments. In this sense, it is important to have reliable systems that allow analyzing the real movement of a geotechnical structure and distinguishing it from possible movement of the monitoring system itself. Properly installed technology in accordance with defined standards strengthens monitoring reliability, however, movements may occur in the system and their identification through data analysis is crucial. In this scenario, the station installation infrastructure has a significant influence on optimizing the use of the equipment. This study, through examples and analyzes of practical cases, aims to provide guidance on the most effective strategies in implementing an automated monitoring system through Robotic Total Stations in the mining context.

KEYWORDS: Automated Monitoring, Geotechnics, Robotic Total Station

1 INTRODUÇÃO

A imperativa demanda por abordagens altamente eficientes, precisas e robustas no monitoramento de deslocamentos na indústria de mineração tem impulsionado a adoção das Estações Totais Robóticas como um componente essencial no escopo do monitoramento geotécnico. Essa tecnologia estabeleceu-se como uma ferramenta indispensável, oferecendo uma resposta inovadora aos desafios complexos enfrentados no setor. Recomendadas especialmente para monitoramentos de longo prazo, como os relacionados a barragens, e em ambientes mais dinâmicos, como as cavas de mineração, as Estações Totais Robóticas destacam-se como soluções versáteis e adaptáveis.

No entanto, a implementação ideal dessas tecnologias enfrenta desafios, pois cada equipamento possui recomendações específicas de uso. Alcançar essas recomendações nem sempre é viável devido a diversas variáveis, como a condição de visada do equipamento para a região de interesse, a infraestrutura que o circunda, o preciso posicionamento e alinhamento da estação em direção ao alvo, e o método de orientação utilizado, entre outros.

Nesse contexto, a infraestrutura de instalação da estação desempenha um papel crucial na maximização da eficiência do equipamento. Em particular, a configuração geométrica da quina do abrigo onde o equipamento está instalado tem o potencial de reduzir a área de visada a depender de sua configuração. A compreensão e a mitigação desses desafios tornam-se cruciais para assegurar não apenas o desempenho ideal do equipamento, mas também resultados consistentes e práticos em suas operações.

Este estudo busca oferecer orientações sobre as estratégias mais eficazes para implementar um sistema de monitoramento automatizado usando Estações Totais Robóticas na indústria da mineração, por meio de exemplos e análises de casos práticos. Além disso, busca destacar os fatores relevantes que devem ser considerados ao planejar e executar um programa de monitoramento nesse ambiente específico.

1.1 Estação Total Robótica (ETR)

A Estação Total Robótica (ETR) é um equipamento eletro-óptico utilizada para monitorar os deslocamentos superficiais, com capacidade de mapear a evolução de deslocamentos a curto e longo prazo de forma automática. É um equipamento de alta precisão para realização do monitoramento de deslocamentos horizontais e verticais a partir de uma base georreferenciada e de pontos fixos instalados na estrutura, como marcos superficiais e prismas de monitoramento. Através desses sistema, georreferenciado, obtém-se a movimentação real nos três eixos de coordenadas (Leste, Norte e Cota), e o deslocamento do ponto nas variáveis: direção, grandeza e velocidade do movimento.

Na literatura, muitos estudos de caso de análise de monitoramento automatizado têm sido apresentados e discutidos (Crosta et al., 2015; Giordan et al., 2013; Loew et al., 2017). De acordo com esses trabalhos, o deslocamento da superfície (ou seus derivados, ou seja, velocidade e aceleração) recebe mais atenção, pois é amplamente utilizado no campo do monitoramento de deslizamentos de terra ou de rochas para estabelecer limiares de velocidade para fins de alerta precoce (Giordan et al., 2019; Intrieri et al., 2012; Segalini et al., 2018), e às vezes para prever o tempo de falha (Fukuzono, 1985; Intrieri et al., 2019). No entanto, há uma escassez de orientações específicas sobre as estratégias mais eficazes de implementação desses sistemas automatizados de monitoramento e suas consequências nos dados quando essas orientações não são seguidas. Os principais autores econtrados que discutem sobre o tema, tais como Afeni e Cawood (2013) e Thomas (2011), apresentam os seus estudos através de das lições e experiências aprendidas no monitoramento de cavas a céu aberto da África do Sul.

Para qualquer tecnologia de monitoramento, antes da realização de uma análise de dado ou tomada de decisão desencadeada por essa análise, um dos itens primordiais é a garantia da qualidade e confiabilidade da informação. Com isso, é fundamental que se tenha entendimento dos parâmetros relacionados a condições de normalidade e anormalidade nos dados, evitando-se assim conclusões subjetivas ou equivocadas.

Dentro os diversos motivos que podem gerar ruídos nas leituras ou perda dessas leituras durante o monitoramento da Estação Total Robótica, pode-se citar, por exemplo, o erro devido a precisão do aparelho, condições atmosféricas (temperatura, pressão e umidade), precisão de refletância dos prismas de alvo e referenciais, uma rede de referência mal projetada, locais instáveis para as estações de monitoramento e pontos de referência, pequena visão da área a ser monitorada e, por fim, consideração da distância entre a estação total e os prismas alvo e referenciais.

2 METODOLOGIA

A metodologia deste artigo baseia-se na compilação de informações provenientes de diversos exemplos de monitoramento utilizando Estações Totais, como a TM50 da Leica Geosystems, no ambiente de mineração da Vale S.A. Para isso, foram analisados casos práticos, bem como artigos e dissertações de mestrado publicados por referências reconhecidas no campo da engenharia geotécnica e da topografia.

A partir da revisão e análise dessas fontes, foram identificadas e discutidas orientações relevantes e estratégias eficazes para a implementação de sistemas de monitoramento automatizado por Estações Totais Robóticas no contexto da mineração. As informações obtidas foram sintetizadas e apresentadas neste artigo para fornecer diretrizes úteis e práticas para profissionais envolvidos no monitoramento de estabilidade de taludes em operações mineradoras.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Condição de Leitura e Posicionamento dos Prismas de Referência

A integridade de um sistema de monitoramento georreferenciado depende muito da precisão do levantamento das coordedanas dos prismas de referência e da base da estação, que fazem parte da rede de referência de levantamento, Sharon, R e Eberhardt, E (2020). Portanto, é importante ter uma rede de referência de levantamento confiável como base de qualquer sistema de monitoramento de deformação georreferenciado. A importância de ter um design de rede de controle robusto é enfatizada por Thompson (2005), que observou que uma rede mal projetada resultará em erros de orientação e causará resíduos que levarão o sistema para fora do limite de tolerância, o que afetará a precisão do levantamento.

Outro fator importante é a condição de leitura e posicionamento dos prismas de referência, que desempenha um papel crucial na precisão dos resultados obtidos a partir dos prismas de monitoramento. Como ilustrado na Figura 1, a proximidade de um único prisma de referência (40 metros de distância da estação total) influencia significativamente nos dados vetoriais coletados dos prismas de monitoramento. Além disso, durante dias chuvosos, observa-se um aumento na variação angular horizontal do prisma de referência, o que pode ter um impacto substancial nos resultados. Esta variação pode induzir as interpretações dos deslocamentos dos prismas de monitoramento em sentido transversal à linha de visada da ETR conforme é possível verificar nos gráficos de dispersão que foram separados em dois períodos, um com melhor qualidade e outro com condições adversas (período de chuva).

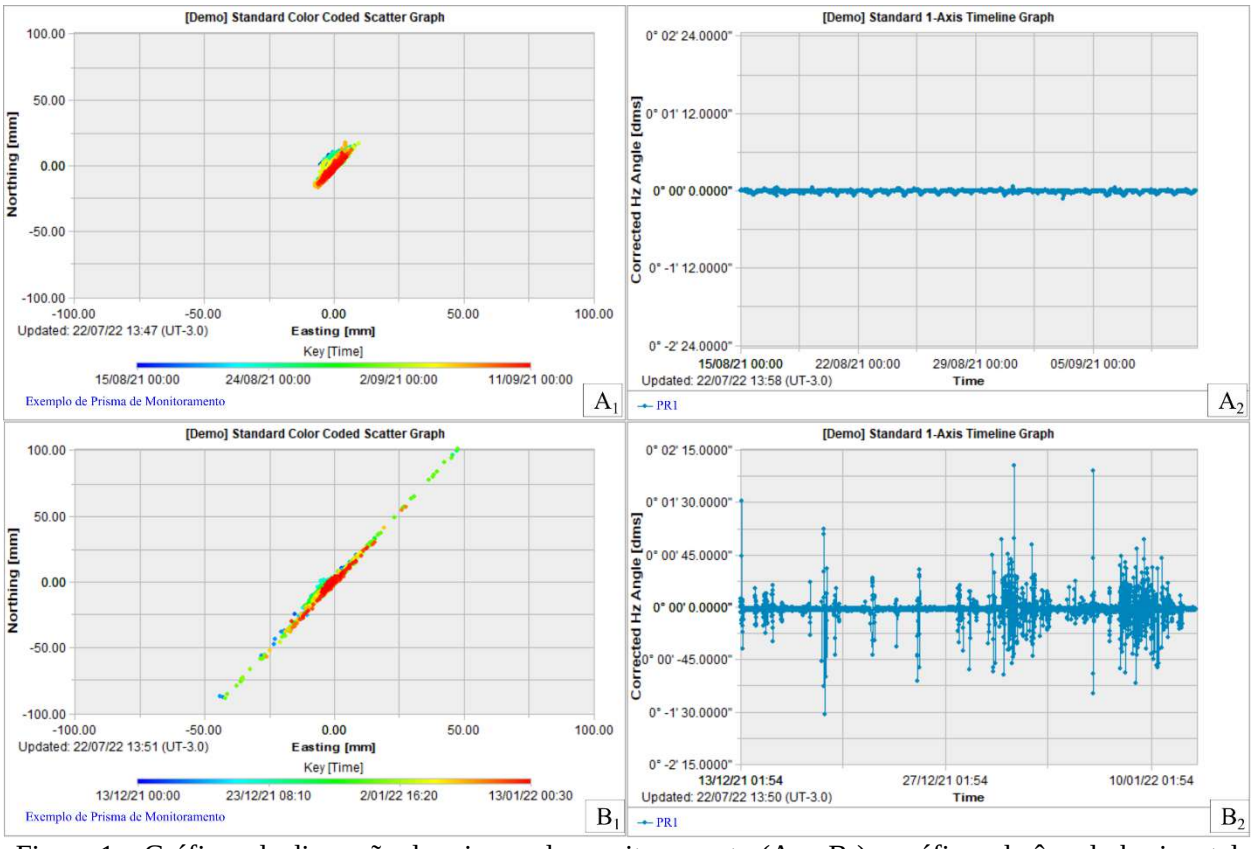


Figura 1 – Gráficos de dispersão de prismas de monitoramento (A_1 e B_1) e gráficos do ângulo horizontal corrigido (A_2 e B_2) do prisma de referência de um sistema de monitoramento. O momento "A" representa um período seco, e o momento "B" representa um período com chuvas. (Fonte: Vale & Hexagon)

Para exemplificar o efeito citado anteriormente, segue na Figura 2 uma representação gráfica do aumento da dispersão gerada nos prismas monitorados devido a proximidade de um prisma de referência em relação à estação total robótica. No esquema abaixo, as variações do Ângulo Horizontal Corrigido dentro da

geometria adotada para o prisma de referência PR1 encontra-se muito próximo à ETR o que maximiza os efeitos de oscilação das componentes 2D dos demais pontos de observação.

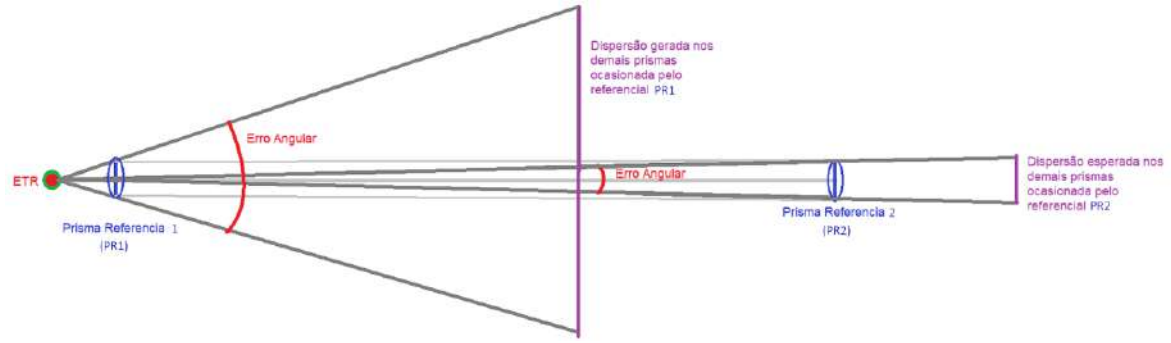


Figura 2 – Representação gráfica da influência da distância entre a estação total e os prismas alvo e referenciais nos dados angulares horizontais. (Fonte: Elaboração Própria.)

4.2 Local, Visada e Infraestrutura de Instalação do Equipamento

A localização onde o equipamento é instalado tem um impacto substancial nos resultados obtidos dos prismas de monitoramento. Se um equipamento de altíssima precisão for colocado em um local propenso a movimentos, esses movimentos serão transmitidos para todos os prismas monitorados. É crucial considerar a adoção de um método de orientação da estação total que ajude a identificar e mitigar esses movimentos, compensando vetorialmente o deslocamento calculado da estação em relação aos prismas monitorados. Para aplicar esse método, no entanto, é necessário instalar pelo menos três prismas de referência considerados estáveis, para calcular a posição da estação total usando o método de estação livre (FreeStation). Se os referenciais usados nesse método não estiverem estáveis, o cálculo da posição do instrumento será afetado, resultando na replicação parcial desses movimentos nos prismas monitorados, afetando assim a qualidade do monitoramento.

Por outro lado, se o local de instalação for bem planejado e estável, as medições feitas pelo instrumento não serão afetadas, e não será necessário instalar mais prismas de referência. Nesse caso, o uso do método de orientação única (Orientation Only) seria suficiente. Essas considerações destacam a importância de escolher cuidadosamente o local de instalação do equipamento e a diferença entre os métodos de orientação que podem auxiliar a garantir a precisão e confiabilidade dos resultados do monitoramento.

Portanto, é recomendável confirmar as posições finais dos marcos com uma avaliação no local realizada por um engenheiro geotécnico e um topógrafo antes do início da construção. Esse processo garante que as posições propostas dos marcos estejam em terreno estável e evitem características de movimento ativo ou potencial, que podem não ter sido identificadas nos mapas durante o reconhecimento da área. O topógrafo também deve assegurar que não haja obstrução ao longo da linha de visada. Essa metodologia é recomendada por Thomas (2011).

Outro aspecto crucial no planejamento do sistema de monitoramento é a infraestrutura de instalação da estação e dos prismas. Ambos desempenham um papel fundamental na maximização da eficiência do equipamento. Um exemplo de mau planejamento da infraestrutura que pode aumentar o risco associado ao trabalho em alturas e provocar movimentações devido à instabilidade do marco geodésico onde a estação foi instalada está representado na Figura 3A. Além disso, a configuração geométrica da quina do abrigo onde o equipamento está instalado tem o potencial de reduzir a área de visada do equipamento, devido às paredes que diminuem a abertura total de visada que a estação possui.

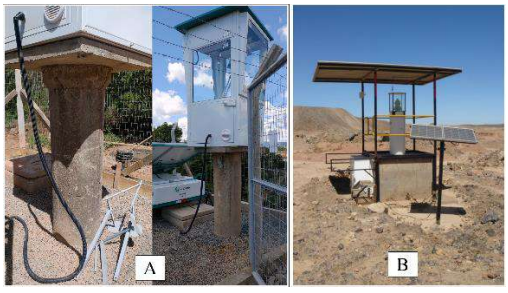


Figura 3 – Exemplos de marcos geodésicos mal (Figura A) e bem planejado (Figura B). (Fonte da Figura A: Própria & Fonte da Figura B: Thomas H.W. 2011)

Em contraste com a situação exemplificada na Figura 3A, segue na Figura 3B um exemplo de um abrigo com a fundação do marco geodésico que atende muito bem com relação a estabilidade, proteção solar, segurança e visibilidade.

Outro fator a ser considerado nas análises de infraestrutura de instalação desses intrumentos é a suscetibilidade da inclinação da ETR devido a variações de dilatação do dispositivo de centragem forçada que fixa o equipamento no monumento de concreto e a possibilidade de movimentação da própria estrutura do monumento. Um exemplo dessa influência em relação às variações encontradas ao longo de um ano é o demonstrado na Figura 4. Nela, é possível observar os impactos causados pela inclinação da ETR em Transverse Tilt ao compará-lo aos vetores 2D com média diária (não móvel):

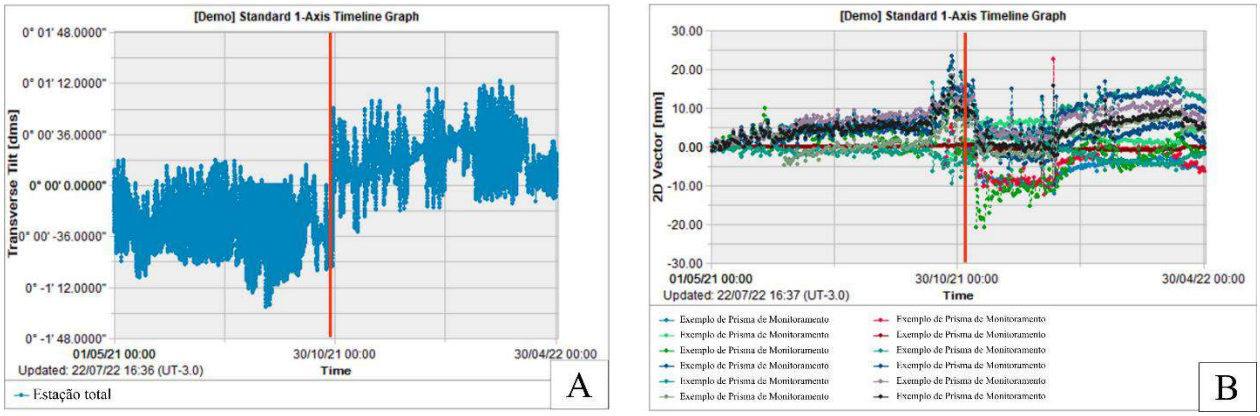


Figura 4 – Gráficos de *Transverse Tilt* (Nível transversal), Figura A, e *Vector 2D* de prismas de monitoramento de um sistema de monitorado por uma TM50, Figura B, impactados pelo desnivelamento do equipamento indicado através de uma linha vertical em vermelho na figura. (Fonte: Vale & Hexagon)

No caso mencionado na Figura 4, houve apenas um evento significativo de desnivelamento do instrumento, ocorrido por volta do dia 30/10/2021. No entanto, em situações mais extremas, em que a variação angular no nivelamento do equipamento excede 3’ 48”, limite padrão estabelecido pelo software, é necessário solicitar suporte de campo para nivelar o instrumento. Caso contrário, o sistema coletará distâncias enviesadas pelo movimento de inclinação da estação, ou poderá até mesmo parar de realizar qualquer leitura.

Em casos de movimentação constante, esse procedimento pode ser realizado várias vezes ao longo dos meses de monitoramento. A Figura 5 ilustra a leitura de um instrumento instalado sobre um aterro, onde o deslocamento da região causou um grande desnivelamento do equipamento, exigindo que fosse nivelado no campo três vezes ao longo de três meses (indicado através de uma linha vertical em vermelho na figura 5).

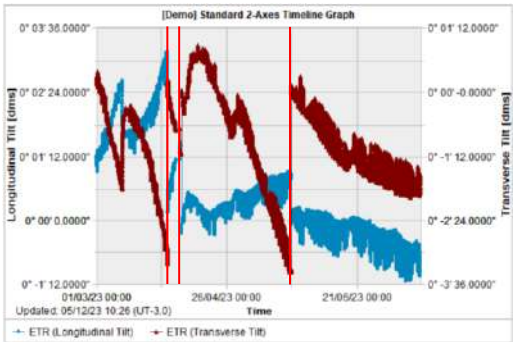


Figura 5 – Gráficos de *Longitudinal and Transverse Tilt* (Nível transversal e longitudinal) impactados pelo desnivelamento do equipamento indicado através das 3 linhas verticais em vermelho na figura. (Fonte: Vale & Hexagon)

4.3 Influência de Condições Atmosféricas

Alterações repentinas na temperatura e pressão podem ter um impacto significativo nos dados capturados pela estação total. Por exemplo, uma variação de apenas 1°C na temperatura pode resultar em uma mudança de 1ppm, equivalente a 1 mm por quilômetro. Supondo que, em um intervalo de 30 minutos, a temperatura mude de 30.3°C para 34.2°C a uma distância de 1km do prisma monitorado. Isso causaria uma variação de aproximadamente 3.9 mm nos dados. Portanto, é crucial sincronizar as medições dos sensores meteorológicos de temperatura ambiente e pressão atmosférica com os ciclos de monitoramento e leitura dos prismas de referência.

Além do cuidado com relação ao tempo de coleta dos dados de temperatura e pressão, deve-se estar atento com a forma e o local de fixação e ou instalação do sensor.

Geralmente, o sensor meteorológico usado para registrar medições de temperatura ambiente e pressão atmosférica fica posicionado dentro dos abrigos ou em proximidade ao telhado de metal dos abrigos, conforme mostrado na Figura 6.

Figura 6 – Exemplo do posicionamento do sensor de temperatura e pressão nos sistemas de monitoramento. (Fonte: Própria do Autor.)

O calor irradiado pela superfície de metal do abrigo ou pela a exposição não protegida do equipamento, terá um efeito sobre a temperatura registrada pelo sensor, pois não será representativo da temperatura ambiente. Como sabemos, a medição de distância da Estação Total é influenciada pela temperatura e pressão. Portanto, é essencial que a correção atmosférica (ppm) aplicada às distâncias medidas represente o mais precisamente possível as condições atmosféricas reais pelas quais as distâncias estão sendo medidas.

Observando a forma de instalação dos sistemas de monitoramento e comparando os dados coletados com outros intrumentos, é possível identificar problemas como este. Um exemplo desta situação aconteceu numa estrutura na qual existia uma estação meteorológica acoplada a um radar terrestre (IBIS-FM) na qual os valores de temperatura registrados estavam na faixa de 18°C a 35ºC, gráfico A da Figura 7. Neste mesmo local e intervalo de tempo (de 12/11/2023 até 21/11/2023) existe um estação total robótica cujo sensor de temperatura estava registrando valores na faixa 18°C a 40ºC, gráfico B da Figura 7. Após a instalação de um novo abrigo de PVC no dia 24/01/2024, os valores da estação metereológica do radar estavam na faixa de 18°C a 29ºC (gráfico A da Figura 8) dentro do intervalo de 24/01/2024 até 31/01/2024, e as novas temperaturas atingiram valores de 18 a 31°C (gráfico B da Figura 8).

Após a instalação do novo abrigo, os dados de distância inclinada, exemplificados no gráfico B da figura 9, melhoraram consideralvelmente. Além disso, como esta variável é utilizada nos cálculos de Cota, Vetor 2D, Vetor 3D, Coordenada Leste, Norte, deslocamento Longitudinal e Transversal, todas essas observações diminuiram suas respectivas amplitudes de variações.

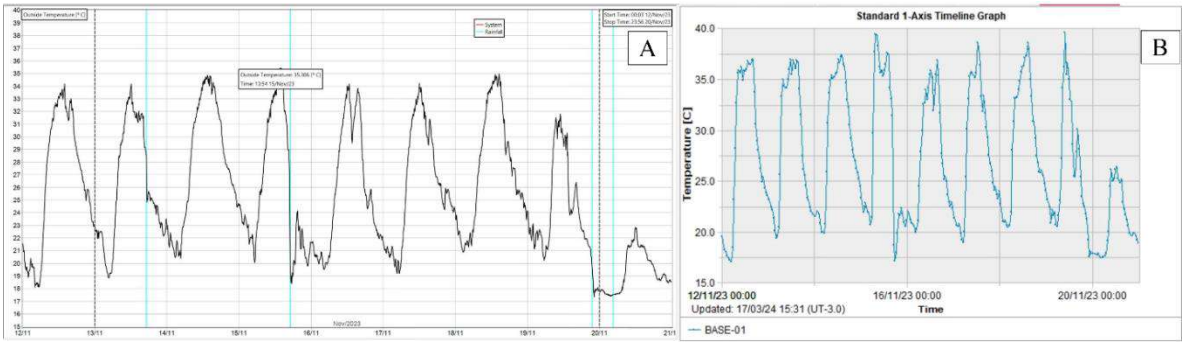


Figura 7 – Gráficos de Temperatura da estação meteorológica acoplada ao radar IBIS-FM (Figura A) e do sensor de temperatura e pressão da estação total robótica (Figura B). (Fonte: Vale & Hexagon)

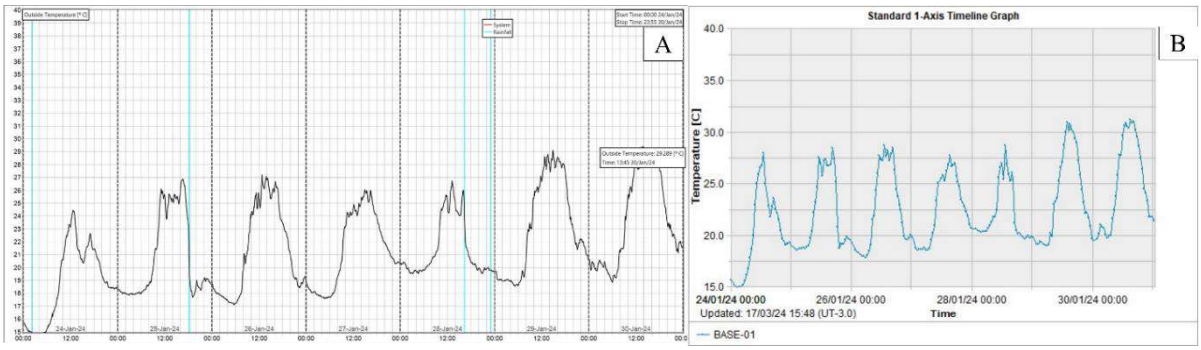


Figura 8 – Gráficos de Temperatura da estação meteorológica acoplada ao radar IBIS-FM (Figura A) e do sensor de temperatura e pressão da estação total robótica (Figura B). (Fonte: Vale & Hexagon)

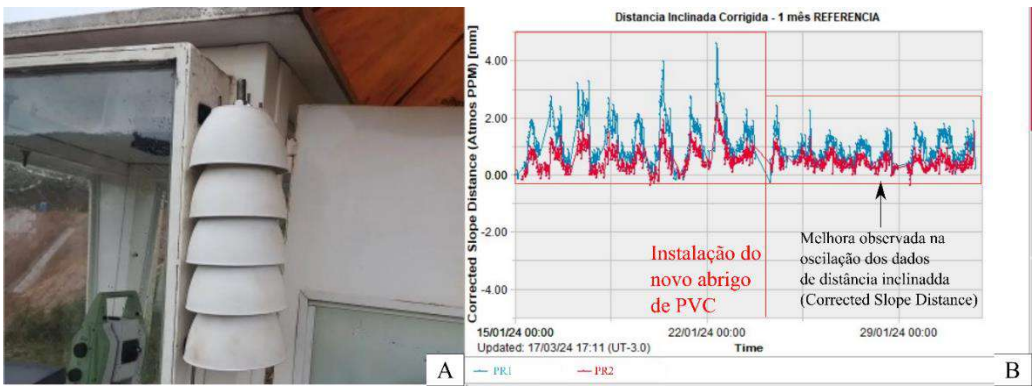


Figura 9 – Exemplo do abrigo feito de PVC para o sensor de temperatura e pressão e gráficos de *Corrected Slope Distance* (Distância Inclinada Corrigida) para os prismas referenciais da estrutura monitorada. (Fonte: Vale & Hexagon)

5 CONCLUSÕES

A confiabilidade de um sistema de monitoramento é fundamental para garantir um acompanhamento preciso e eficaz dos deslocamentos. Dados imprecisos podem levar a decisões equivocadas, impactando desnecessariamente os planos de ação e os custos relacionados à estrutura. Portanto, é essencial distinguir entre movimentações reais e irreais em taludes, o que ressalta a importância da análise criteriosa dos dados, com suporte do histórico de monitoramento e dos prismas de referência.

O propósito deste documento é orientar as equipes na instalação ou manutenção de sistemas de monitoramento de estabilidade de taludes. É crucial que consultores independentes em topografia realizem revisões periódicas desses sistemas para avaliar sua eficácia e garantir conformidade com legislações e procedimentos padrão.

Dentre os principais fatores discutidos neste artigo, destacam-se os seguintes tópicos:

- A precisão no levantamento das coordenadas dos prismas de referência e da base da estação;
- A condição de leitura e posicionamento dos prismas de referência;
- A escolha do local, a visada e a infraestrutura para a instalação do equipamento;
- A influência das condições atmosféricas.

Estes aspectos são cruciais para garantir a eficácia e precisão do sistema de monitoramento automatizado por Estações Totais Robóticas, conforme demonstrado por meio de exemplos e análises de casos práticos no contexto da mineração.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a VALE S.A, ao Centro de Monitoramento Geotécnico do Corredor Sul – VALE e a Hexagon pelo apoio para a publicação deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Afeni, Thomas Busuyi; Cawood, Frederick Thomas. *Slope monitoring using total station: what are the challenges and how should these be mitigated?*. South African Journal of Geomatics, v. 2, n. 1, p. 41-53, 2013.

Crosta, G.B., Frattini, P., Castellanza, R., Frigerio, G., Di Prisco, C., Volpi, G., De Caro, M.,Cancelli, P., Tamburini, A., Alberto, W., Bertolo, D., 2015. Investigation, monitoring and modelling of a rapidly evolving rockslide: The Mt. de la Saxe case study. In: Engineering Geology for Society and Territory - Volume 2. Landslide Processes. Springer International Publishing, pp. 349–354. https://doi.org/10.1007/978-3-319-09057-3_54.

FUKUZONO, Teruki. A method to predict the time of slope failure caused by rainfall using the inverse number of velocity of surface displacement. Landslides, v. 22, n. 2, p. 8-13_1, 1985.

Giordan, D., Allasia, P., Manconi, A., Baldo, M., Santangelo, M., Cardinali, M.,Corazza, A., Albanese, V., Lollino, G., Guzzetti, F., 2013. *Morphological and kinematic evolution of a large earthflow: the Montaguto landslide, southern Italy*. Geomorphology 187, 61–79. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2012.12.035.

Giordan, D., Wrzesniak, A., Allasia, P., 2019. *The importance of a dedicated monitoring solution and communication strategy for an effective management of complex active landslides in urbanized areas*. Sustain. 11, 946. https://doi.org/10.3390/su11040946

Intrieri, E., Gigli, G., Mugnai, F., Fanti, R., Casagli, N., 2012. *Design and implementation of a landslide early warning system*. Eng. Geol. 147–148, 124–136. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.07.017.

Intrieri, E., Carla, ` T., Gigli, G., 2019. *Forecasting the time of failure of landslides at slopescale: a literature review*. Earth-Sci. Rev. https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2019.03.019.

Loew, S., Gschwind, S., Gischig, V., Keller-Signer, A., Valenti, G., 2017. *Monitoring and early warning of the 2012 Preonzo catastrophic rockslope failure*. Landslides 14, 141–154. https://doi.org/10.1007/s10346-016-0701-y.

Segalini, A., Valletta, A., Carri, A., 2018. *Landslide time-of-failure forecast and alert threshold assessment: a generalized criterion*. Eng. Geol. 245, 72–80. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.08.003.

Sharon, R; Eberhardt, E (Ed.). *Guidelines for Slope Performance Monitoring*. Csiro Publishing, 2020.

Thomas H.W. (2011). *Slope stability monitoring: a guide for practicing mine surveyors*. Research Project submitted to the Faculty of Engineering and the Built Environment. University of the Witwatersrand, South Africa.

Thompson C. (2005). *Importance of Good-Quality Surveying Control Network in an Automated Slope Stability Monitoring Programme*. Circular. Geosystems Africa.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/538

Estudo comparativo entre a obtenção de ângulo de atrito (ϕ) para um parque solar por meio de correlações de SPT e cisalhamento direto

Lucas Quiocca Zampieri
Engenheiro Civil, Araxá Engenharia, Florianópolis, Brasil, lqzampieri@gmail.com

Gracieli Dienstmann
Professora, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, g.dienstmann@ufsc.br

José Carlos Bressan Júnior
Engenheiro Civil, Araxá Engenharia, Florianópolis, Brasil, jose.cbrssan@gmail.com

Alysson Rodrigues Marques Gomes Assis
Engenheiro Civil, Araxá Engenharia, Florianópolis, Brasil, alyssondeassis@gmail.com

RESUMO: A resistência a cisalhamento do solo define-se como a tensão cisalhante que ocorre em uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Os parâmetros de resistência do solo podem ser obtidos de maneira direta em laboratório por meio de ensaio de cisalhamento direto ou triaxial. Ensaios de campo, como o SPT, podem ser utilizados para estimativa dos parâmetros, utilizando diferentes correlações propostas em literatura. Este trabalho objetiva avaliar a aplicação entre métodos de estimativa dos parâmetros por meio do SPT (5 autores) e ensaio de laboratório (cisalhamento direto), os dados apresentados são de uma campanha de investigação geotenica para instalação de um parque fotovoltaico, na região nordeste do Brasil. Avaliam-se 25 pontos de ensaios com sondagem SPT na profundidade de 1,0 m e resultados de cisalhamento direto na mesma cota. A análise dos valores confirma as distribuições e valores de Cov condizentes com a literatura e as médias das correlações e cisalhamento direto apresentam variabilidade principalmente para baixos valores de SPT. Assim, conclui-se que, para o solo da região avaliada a 1,0 m de profundidade, é possível utilizar a correlação com certo grau de assertividade e cuidados, valendo-se sempre da avaliação do profissional e análise de confiabilidade dos dados.

PALAVRAS-CHAVE: Investigação geotécnica, Parâmetros de Resistência, SPT, Cisalhamento Direto.

ABSTRACT: Soil shear resistance is defined as the shear stress that occurs on a continuous shear surface within the soil mass. Soil resistance parameters can be directly obtained in the laboratory through direct shear or triaxial testing. Field tests, such as SPT, can be used to estimate parameters using different correlations proposed in the literature. This study aims to evaluate the application of methods for estimating parameters through SPT (5 authors) and laboratory testing (direct shear), with data from a geotechnical investigation campaign for the installation of a photovoltaic park in the northeastern region of Brazil. Twenty-five test points with SPT sounding at a depth of 1.0 m and direct shear results at the same level are evaluated. The analysis of the values confirms distributions and Cov values consistent with the literature, and the averages of correlations and direct shear show variability mainly for low SPT values. Thus, it is concluded that, for the soil in the evaluated region at a depth of 1.0 m, it is possible to use the correlation with a certain degree of assertiveness and caution, always relying on professional evaluation and data reliability analysis.

KEYWORDS: Geotechnical Investigation, Resistance Parameters, SPT, Direct Shear.

1. INTRODUÇÃO

As mudanças climáticas são em grande parte impulsionadas pela emissão de gases de efeito estufa resultantes da exploração de fontes de energia como petróleo, gás natural e carvão. Entretanto, a exploração desses recursos ainda domina o mercado energético. a energia nuclear surge como uma alternativa de baixa emissão de carbono, embora esteja sujeita a preocupações relacionadas à segurança e ao gerenciamento de resíduos (FIGUEIREDO, 2021).

Nesse cenário, a demanda por energia limpa tem se intensificado e movimentando o mercado de energia, levando os tradicionais combustíveis fósseis a um papel secundário e impulsionando investimentos em usinas fotovoltaicas (BEZERRA, 2023). De acordo com os dados da Associação Brasileira de Energia Solar Fotovoltaica - ABSOLAR (2024), já são mais de 37,2 GW operacionais no Brasil, correspondendo a 16,5% da matriz energética do país, ficando atrás apenas da fonte hídrica, tendo uma estimativa de 44,5 milhões de toneladas de CO2 evitadas.

Os processos executivos essenciais para a concepção de uma usina incluem as investigações geológico/geotécnicas, levantamento topográfico, instalação de suportes para os módulos fotovoltaicos, a remoção parcial da vegetação, movimentação de solo, a distribuição do sistema de drenagem e os acessos internos. As fundações e movimentações de terra são elementos fundamentais para o bom desempenho da obra, logo, os parâmetros do solo são essenciais para os dimensionamentos e tomadas de decisão. Visando o melhor desempenho dos projetos, é preciso ter confiança nos dados de entrada, qualidade nos processos de desenvolvimento e boa acuracia. Logo, uma boa campanha de investigação geotecnica pode minimizar as chances de erros e potencializar os bons resultados.

1.1 Ensaio de Cisalhamento Direto

De acordo com a ASTM D8030M (2023), o ensaio de cisalhamento direto consiste em submeter um corpo de prova (CP) ao cisalhamento através de um plano pré-determinado. Para tanto, inicialmente é aplicada umacarga normal predeterminada, sob a qual o CP é consolidado. Na sequência aplica-se oo cisalhamento deslocando uma metade da caixa de cisalhamento lateralmente em relação à outra a uma taxa constante de deformação por cisalhamento. Nessa etapa é medida a força de cisalhamento, o deslocamento lateral relativo e o deslocamento vertical.

O ensaio de cisalhamento direto, conforme Lambe e Whitman (1969), é a forma mais antiga para determinação de parâmetros de resistência, utilizado pela primeira vez por Coulomb em 1776.

O ensaio de cisalhamento direto é uma forma conveniente de testar areia, vários testes dessa natureza podem ser conduzidos variando a carga normal. O ângulo de atrito das areias, de acordo com o autor, geralmente varia de 26° a 45°, aumentando com a densidade relativa de compactação. Em geral, o ensaio de cisalhamento direto proporciona um ângulo de atrito mais elevado em comparação com o obtido pelo ensaio triaxial (DAS, 2012).

Com relação a envoltória, Das (2012) afirma que para um solo específico a envoltória não seria reta e sim, na realidade, curva. Portanto, o critério de falha de Mohr-Coulomb é na verdade apenas uma aproximação. Além disso, a ASTM D8030M (2023), ainda cita que existem algumas limitações no teste, como a não uniformidade das tensões cisalhantes no plano de falha e a possibilidade de não uniformidade do plano de falha devido a irregularidades dentro do solo e forças aplicadas

1.2 Correlações com SPT

Conforme a NBR 6484 (2020), o Standart Penetration Test (SPT) é o ensaio para determinação do Índice de Resistência à Penetração “N”, determinado pelo número de golpes correspondente à cravação de 30 cm do amostrador-padrão, após a cravação inicial de 15 cm, utilizando-se martelo de 65 kg de massa. O ensaio envolve a perfuração e cravação dinâmica de um amostrador-padrão a cada metro. A partir da amostra de solo retirada, é possível realizar a análise tátil visual e classificação granulométrica, além de ensaios de teor de umidade, entre outros. Como resultado do ensaio tem-se a caracterização do perfil estratigráfico (tipo

de solo), em conjunto com a obtenção de um índice de resistência. Ainda, a partir da observação da surgência de água é possível definir de forma diretao nível da água do terreno.

As vantagens desse ensaio com relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado por meio de propostas não sofisticadas, mas diretas, com regras empíricas de projeto. O ensaio de SPT é utilizado em diversas aplicações, desde a amostragem para identificação de horizontes até a previsão da tensão admissível de fundações. Correlações empíricas, embora inicialmente limitadas a condições específicas, são frequentemente extrapoladas na prática, nem sempre de maneira apropriada (SCHNAID, ODEBRECH, 2012).

O SPT é utilizado com frequência na prática brasileira de engenharia para a obtenção de parâmetros constitutivos a serem adotados em projetos geotécnicos. Para determinação Sabendo-se que o N_{SPT} fornece uma medida de resistência, é prática comum estabelecer correlações entre o N_{SPT} e o ângulo de atrito interno do solo (ϕ'). A Tabela 1 apresenta correlações de diferentes autores para estimativa do parâmetro de ângulo de atrito para solos granulares. Para facilitar a apresentação, neste artigo serão nomeadas as correlações dos 5 autores com letras de A até E, conforme consta na Tabela 1.

Tabela 1. Correlação para obtenção de ângulo de atrito a partir dos dados de SPT

Correlação	Equações	Autor(es)
A	$\emptyset' p \sim 15° + \sqrt{24 \times N_{SPT}}$	Teixeira (1996)[1]
B	$\emptyset' p \sim 20° + \sqrt{15{,}5 \times N_{SPT,60}}$	Hatanaka e Uchida (1996)[1]
C	$\emptyset' \sim 27{,}1° + 0{,}3N_{60} - 0{,}00054{N_{60}}^2$	Peck, Hanson, and Thornburn (1974)[2]
D	$\emptyset' \sim 28° + 0{,}4N_{SPT}$	Godoy (1983)[3]
E	$\emptyset' \sim 27{,}5° + 9{,}2logN_{60}$	Kulhawy and Chen (2007)[4]

[1] - Schnaid e Odebrech (2012)
[2] - Das (2012)
[3] - Cintra, Aoki e Albiero (2011)
[4] - Sivakugan (2021)

1.2 Análise estatística

1.2.1 Coenficiente de Variação (Cov)

Conforme consta em Barbetta, Reis e Bornia (2010) o coeficiente de variação (Cov) é adimensional, e se torna útil quando é necessário comparar a variabilidade de observações com diferentes unidades de medidas. Sendo uma medida estatística adimensional que expressa a variabilidade de uma amostra como uma porcentagem da média, calculada por:

$Cov = \left(\frac{s}{\bar{X}}\right)$ – onde s é o desvio padrão amostral e X é a média amostral.

De acordo Phoon e Kulhawy (1999), a maioria dos Covs relatados na literatura geotécnica baseia-se em análises de variabilidade total, os Covs podem ser consideravelmente maiores do que a variabilidade inerente real do solo devido a quatro problemas potenciais: (i) os dados do solo de diferentes unidades geológicas são misturados, (ii) os controles de equipamentos e procedimentos geralmente são insuficientes, (iii) tendências determinísticas nos dados do solo não são removidas e (iv) os dados do solo são coletados ao longo de um longo período de tempo.

Na literatura, para ângulo de atrito, indica-se em Lacasse e Nadim (1998) e Kulhawy e Phoon (2008) *apud* Phoon (2015), valores de Cov variando de 2 a 13% e 5 e 10% respectivamente, válido para ensaios e medições a partir de ensaios de campo ou laboratório de boa qualidade. Já os valores provenientes das correlações Kulhawy e Phoon (2008) *apud* Phoon (2015) indicam Cov de 15 a 20 para correlações indiretas com dados de SPT.

1.2.2 Análise de dados pareados e Wilcoxon-Mann-Whitney

De acordo com Barbetta, Reis e Bornia (2010), o chamado teste t de dados pareados é apropriado para comparar dois conjuntos de dados quantitativos, em termos de seus valores médios. Mais especificamente:

$$H_0 = \mu_1 = \mu_2 \; e \; H_1 = \mu_1 \neq \mu_2$$

Onde: μ_1 é o valor esperado da resposta sob a amostra 1 e μ_2 é o valor esperado da resposta sob a amostra 2.

Esse teste permite ao usuário estimar o tamanho do efeito e testar a hipótese nula de que a média populacional da diferença entre observações pareadas é igual a 0

O Intervalo de confiança para o parâmetro de localização, que por padrão, é definido como 95%. No entanto, isso pode ser alterado para a porcentagem desejada.

O teste de Wilcoxon-Mann-Whitney é usado para comparar a posição central de duas populações, com base em amostras independentes, extraídas aleatoriamente dessas populações. Os dados das duas amostras independentes são gerados por populações com distribuições contínuas, embora as variáveis não precisem ser observadas diretamente; pode ser observado apenas uma ordenação dos elementos. Sejam η1 a mediana da população 1 e η2 a mediana da população 2 (Barbetta; Reis; Bornia, 2010). As hipóteses podem ser colocadas como:

$$H_0 = \eta_1 = \eta_2 \; e \; H_1 = \eta_1 \neq \eta_2$$

Barbetta, Reis e Bornia (2010), informam que a hipótese nula do teste é de que não há diferença entre as posições centrais das duas populações. Sob essa hipótese, as somas dos postos referentes às duas amostras devem apresentar resultados aproximadamente iguais. Se for verificado u distante do valor esperado por H0, há indícios para rejeitar H0 (considerando a hipótese alternativa e o nível de significância do teste). Esses testes são comumente usados para comparar as médias de duas amostras pareadas quando os dados não atendem aos pressupostos de normalidade.

O valor-p indica a probabilidade de obter os resultados observados ou mais extremos, sob a hipótese nula de que não há diferença entre as medidas. Interpreta-se que um valor-p menor que o nível de significância escolhido (geralmente 0.05) sugere que há evidências suficientes para rejeitar a hipótese nula. Um valor-p maior que o nível de significância sugere que não há evidências suficientes para rejeitar a hipótese nula.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo apresentado neste artigo trabalha com os dados de uma campanha geotécnica realizada em um projeto para implantação de uma usina fotovoltaica na região nordeste do Brasil. Coforme consta no CPRM (2010), as condições geológico-geotécnicas que ocorrem na área de implantação do parque são predominantemente constituídas por 3 formações geológicas: Formação Jandaíra (área norte); Formação Açu (área central e norte); e Formação Barreiras (área sul).

A Figura 1 apresenta a localização dos pontos ensaiados e também as formações geológicas presentes dentro da área de estudo. Ao todo, para a obra, foram coletadas 51 amostras deformadas em campo, todas elas analisadas em laboratório para ensaios de caracterização completa (granulometria, densidade dos grão, índices de consistência, etc.). Adicionalmente, foram coletadas amostras indeformadas a 1,0 m de profundidade em relação ao nível do terreno e executados ensaios de Cisalhamento Direto (laboratório) para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em 25 amostras (todas arenosas).

Como evidenciado na Figura 1, a predominância granulométrica observada na classificação do solo é composto por frações de areia. A Tabela 2 apresenta os resultados dos 25 pontos de ensaios trabalhados neste artigo, ressalta-se que os valores de SPT são para a profundidade de 1,0 m, assim como a profundidade de coleta dos materiais para ensaios de laboratório.

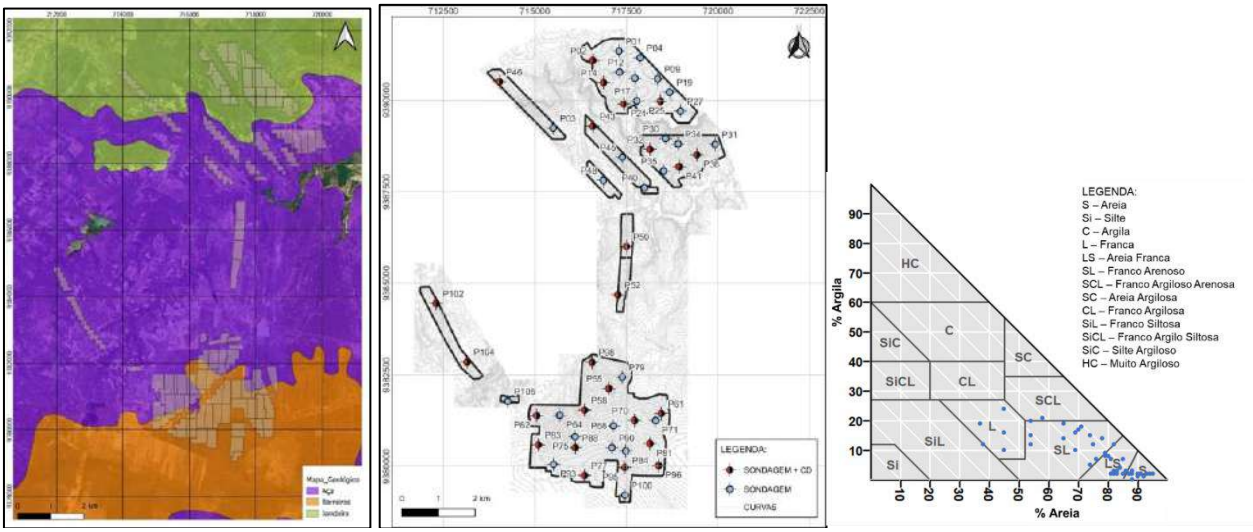
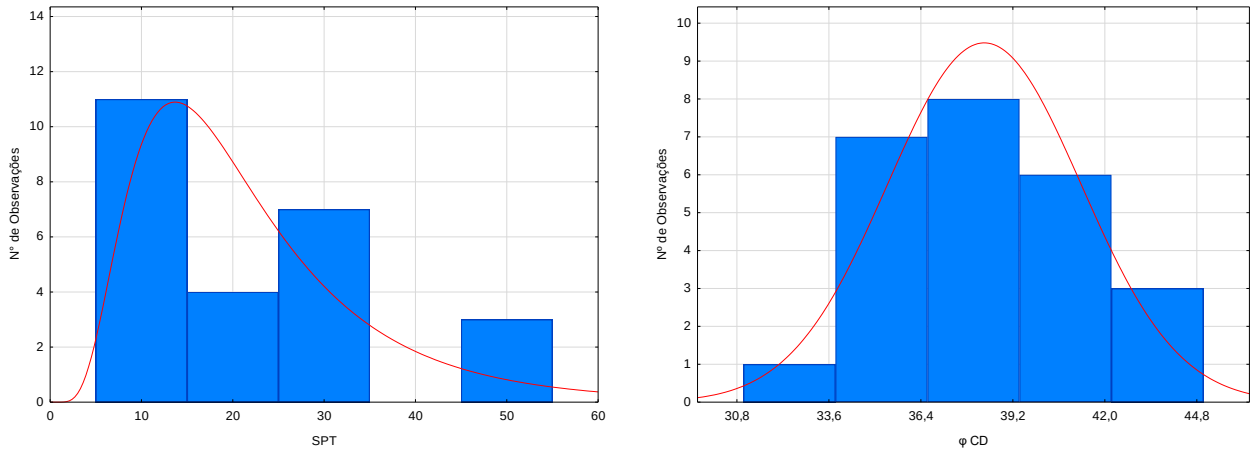


Figura 1. Mapa geológico, localização dos pontos de ensaio e classificação dos solos na região de estudo

Tabela 2. Resultados SPT e ângulo de atrito do solo

PONTO	SPT	ϕ (°)	Compacidade NBR 6484	PONTO	SPT	ϕ (°)	Compacidade NBR 6484
P01	17	35,4	Medianamente Compacta	P14	18	39,4	Medianamente Compacta
P02	50	43,7	Muito Compacta	P15	7	40,3	Pouco Compacta
P03	50	43,8	Muito Compacta	P16	11	37,7	Medianamente Compacta
P04	26	35,2	Compacta	P17	11	37,0	Medianamente Compacta
P05	34	35,9	Compacta	P18	14	32,8	Medianamente Compacta
P06	50	42,7	Muito Compacta	P19	14	34,6	Medianamente Compacta
P07	20	36,9	Compacta	P20	27	41,3	Compacta
P08	29	34,9	Compacta	P21	13	35,8	Medianamente Compacta
P09	27	36,3	Compacta	P22	12	37,9	Medianamente Compacta
P10	9	39,0	Medianamente Compacta	P23	10	40,5	Medianamente Compacta
P11	35	38,9	Compacta	P24	16	37,0	Medianamente Compacta
P12	11	41,0	Medianamente Compacta	P25	29	40,3	Compacta
P13	14	40,0	Medianamente Compacta				

A Figura 2 apresenta o histograma de distribuição dos valores de SPT e ângulo de atrito. Percebe-se uma distribuição com maior incidência de valores baixos para o SPT o que poderia aproximar o comportamento a uma distribuição log-normal (Figura 2a). Enquanto que para o ângulo de atrito tem uma maior quantidade de números intermediários, distribuição próxima a média o que poderia indicar uma tendência a distribuição normal (Figura 2b).



(a) (b)

Figura 2. Histograma de distribuição dos valores de SPT (a) e distribuição do ângulo de atrito (b)

Para se obter os valores de ângulo de atrito por meio de correlações com o SPT foram todos as equações apresentadas na Tabela 1 e os valores de SPT para o primeiro metro conforme descrito na Tabela 2.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Toma-se como base os resultados de campo e laboratório apresentados na Tabela 2, assumiu-se o valor apresentado para o ângulo de atrito e as correlações da Tabela 1 para obtenção do ângulo de atrito a partir dos números das sondagens SPT, todos correspondentes a amostras de solo granular e em uma profundidade de 1,0 m. A Tabela 3 apresenta os resultados das correlações para obtenção dos valores de ângulo de atrito do solo com os valores de SPT. As letras de A até E indicam as correlações conforme descrito na Tabela 1.

Tabela 3. Resultado das correlações

PONTO	SPT	φCD (°)	φA	φB	φC	φD	φE	PONTO	SPT	φCD (°)	φA	φB	φC	φD	φE
P01	17	35,4	35,2	37,8	33,2	34,8	39,5	P14	18	39,4	35,8	38,3	33,6	35,2	39,8
P02	50	43,7	49,6	50,5	45,1	48,0	43,9	P15	7	40,3	28,0	31,4	29,6	30,8	36,0
P03	50	43,8	49,6	50,5	45,1	48,0	43,9	P16	11	37,7	31,2	34,3	31,1	32,4	37,8
P04	26	35,2	40,0	42,0	36,4	38,4	41,2	P17	11	37,0	31,2	34,3	31,1	32,4	37,8
P05	34	35,9	43,6	45,1	39,3	41,6	42,3	P18	14	32,8	33,3	36,1	32,1	33,6	38,8
P06	50	42,7	49,6	50,5	45,1	48,0	43,9	P19	14	34,6	33,3	36,1	32,1	33,6	38,8
P07	20	36,9	36,9	39,3	34,3	36,0	40,2	P20	27	41,3	40,5	42,4	36,8	38,8	41,4
P08	29	34,9	41,4	43,2	37,5	39,6	41,7	P21	13	35,8	32,7	35,5	31,8	33,2	38,5
P09	27	36,3	40,5	42,4	36,8	38,8	41,4	P22	12	37,9	32,0	34,9	31,4	32,8	38,2
P10	9	39,0	29,7	32,9	30,3	31,6	37,0	P23	10	40,5	30,5	33,6	30,7	32,0	37,4
P11	35	38,9	44,0	45,5	39,7	42,0	42,4	P24	16	37,0	34,6	37,3	32,8	34,4	39,3
P12	11	41,0	31,2	34,3	31,1	32,4	37,8	P25	29	40,3	41,4	43,2	37,5	39,6	41,7
P13	14	40,0	33,3	36,1	32,1	33,6	38,8								

	φCD (°)	φA	φB	φC	φD	φE
Média	38,3	37,2	39,5	35,1	36,9	40,0
Máximo	43,8	49,6	50,5	45,1	48,0	43,9
Mínimo	32,8	28,0	31,4	29,6	30,8	36,0
Mediana	37.9	35.2	37.8	33.2	34.8	39.5
Variância	8,68	42,22	32,72	22,51	27,89	5,17
Desvio Padrão	2,9	6,5	5,7	4,7	5,3	2,3
Cov (%)	7,70	17,57	14,53	13,57	14,37	5,70

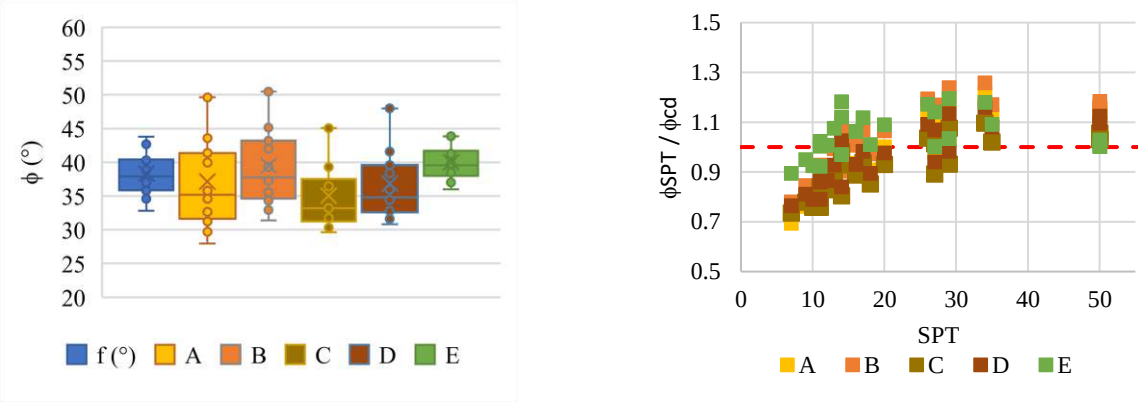
Como evidenciado, nenhuma das correlações apresenta valores precisamente idênticos aos obtidos pelo ensaio de cisalhamento direto. Os valores exibem dispersões na relação em comparação com o valor lido, sendo que os desvios máximos da correlação com os ensaios de cisalhamento direto variaram de 6,8 até 12,3 graus.

Considerando o coeficiente de variação, o valor obtido (7,7%) no ensaio de cisalhamento direto encontram-se dentro da faixa indicada pela literatura, conforme indicado por Lacasse e Nadim (1998) e Kulhawy e Phoon (2008) *apud* Phoon (2015), com a Cov variando de 2 a 13% e 5 e 10% respectivamente para ensaios e medições a partir de ensaios de campo ou laboratório de boa qualidade. No entanto, os valores provenientes das correlações exibem uma variação mais ampla, com Cov de 5,7 a 17,57%, ainda assim, dentro do intervaldo proposto por Kulhawy e Phoon (2008) *apud* Phoon (2015) de 15 a 20 para correlações indiretas com dados de SPT.

Os resultados apresentados na Figura 4 (a) revelam uma variação nos valores de ϕ obtidos pelo ensaio de cisalhamento direto, variando de 32,8° a 43,8°, com uma mediana de 37,8°. No entanto, os valores de ϕ obtidos por meio de correlações com o ensaio de SPT mostram uma variação mais ampla. A Figura 4 (b) ilustra o quociente entre os resultados de ϕ obtidos por meio das correlações com os valores de SPT e os obtidos pelo ensaio de cisalhamento direto. Valores acima de 1,0 indicam que os dados obtidos pela correlação são superiores aos medidos, enquanto valores abaixo de 1,0 são inferiores. Observa-se que os

ângulos de atrito obtidos por meio de correlação com N_{SPT} abaixo de 20 golpes tendem a subestimar os valores em relação aos medidos no ensaio de cisalhamento direto, chegando a ser até 30% inferiores para N_{SPT} abaixo de 10.

Para conduzir uma avaliação estatística das correlações, foram realizados as análises dos resultados fornecidos por teste t pareado e de um teste de Wilcoxon pareado (também conhecido como teste de Mann-Whitney-Wilcoxon). Assim, analisam-se os valores de ϕ obtidos no ensaio de cisalhamento direto com aqueles obtidos nas correlações do ensaio de SPT. Os resultados podem ser vistos na Tabela 4.



(a) (b)

Figura 3. Parametro ϕ (a) relação entre ϕ obtido por correlação SPT e ϕ medido em cisalhamento direto

Tabela 4. Resultado da análise estatística

Amostra 1		Amostra 2	Test	Statistic	z	df	Valor-p
φ(CD)	x	A	Student	0.969		24	0.342
			Wilcoxon	181.5	0.9		0.376
φ(CD)	x	B	Student	-1.092		24	0.286
			Wilcoxon	125	-1.009		0.319
φ(CD)	x	C	Student	3.799		24	< .001
			Wilcoxon	274.5	3.014		0.003
φ(CD)	x	D	Student	1.549		24	0.135
			Wilcoxon	213.5	1.372		0.174
φ(CD)	x	E	Student	-2.63		24	0.015
			Wilcoxon	69	-2.516		0.012

Assumindo-se um grau de significância de 0,05. Para Peck, Hanson e Thombum (1974) (C), tanto o teste t de Student quanto o teste de Wilcoxon mostram valores-p, menores que 0.001, indicando que há evidência estatística com grau de significância de 5% para afirmar que as amostras são diferentes. Para Kulhawy e Chen (2007) (E), os valores-p para ambos os testes são menores que 0.05, indicando que há evidência estatística com grau de significância de 5% para afirmar que as amostras são diferentes. Entretanto, para TeIxeira (1996) (A), Hatanaka e Uchida (1996) (B) e Godoy (1983) (C), os valores-p são maiores que 0.05, sugerindo que não há evidências suficientes para rejeitar a hipótese nula de que não há diferença entre as medidas para esses grupos. Tanto o teste t para amostras de distribuição normal quanto o teste de Wilcoxon para dados não paramétricos apresentaram resultados parecidos.

4. CONCLUSÃO

Fundamental na fase de projeto do sistema de fundação de usinas fotovoltaicas, a deteminação do ângulo de atrito pode ser realizada por meio de ensaios de laboratório e ou correlação com ensaios de campo. A utilização de correlações propostas para o ensaio SPT é atrativa, mas requer atenção.

Identificou-se uma distribuição normal para os resultados de ângulo de atrito por meio do ensaio de cisalhamento direto e uma distribuição log-normal para os resultados de SPT. Os resultados revelaram que as correlações não apresentam valores precisamente idênticos aos obtidos pelo ensaio de cisalhamento direto. Embora os desvios máximos das correlações com os ensaios de cisalhamento direto tenham variado de 6,8 a

12,3 graus, o coeficiente de variação para o ensaio direto (7,7%) está dentro da faixa indicada pela literatura. Embora, os valores provenientes das correlações exibem uma variação mais ampla, indicando uma maior dispersão os dados também estão aderentes a valores literarios. Percebeu-se que os ângulos de atrito obtidos por meio de correlação com o número de golpes SPT tendem a subestimar os valores em relação aos medidos no ensaio de cisalhamento direto, especialmente para valores de N_{SPT} abaixo de 20 golpes.

Com base na analise estatistica a correlação de Peck, Hanson e Thombum (1974) e Kulhawy e Chen (2007) indicam que há evidência estatística com grau de significância de 5% para afirmar que as amostras são diferentes. Nas correlações de Texeira (1996), Hatanaka e Uchida (1996) e Godoy (1983), indicam que não há evidências suficientes para rejeitar a hipótese nula de que não há diferença entre as medidas da correlação e o ângulo de atrito medido em cisalhamento direto.

AGRADECIMENTOS

Gostaríamos de expressar nosso sincero agradecimento à Araxá Engenharia pela sua disponibilidade e apoio na condução deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Energia Solar Fotovoltaica – ABSOLAR. (2024) *Panorama da solar fotovoltaica no Brasil e no mundo*. São Paulo. Disponível em: <https://www.absolar.org.br/mercado/infografico/>. Acesso em: 10 mar. 2024.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). *NBR 6484: Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT: Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2023). ASTM D8030: Standard Practice for Sample Preparation for GCCM – Redline.

Barbetta, P. A., Menezes, M. R., & Bornia, A. C. (2010). *Estatística: para cursos de engenharia e informática*. 3. ed., Adas, São Paulo.

Bezerra, A. L. M. (2023) *Energia solar corresponde a 11,6% da matriz energética brasileira*. Assembleia Legislativa do Estado do Piauí. Teresina. Disponível em: <https://www.al.pi.leg.br/tv/noticias-tv-1/energia-solar-corresponde-a-11-6-da-matriz-energetica-brasileira>. Acesso em 06 jan. 2024.

Cintra, J. C. A., Aoki, N., Albiero, J. H. (2011) *Fundações Diretas: Projeto Geotécnico*. 1. ed., Oficina de Textos, São Paulo – SP, 136 p.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil (2010). *Geodiversidade do Estado do Rio Grande do Norte - Programa Geologia Do Brasil: Levantamento Da Geodiversidade.* Rio de Janeiro.

Das, B. M. (2012). *Fundamentals of Geotechnical Engineering*.Cengage Learning, 656 p.

Figueiredo, F. P. (2021) *Armazenamento de energia solar e eólica por usinas hidráulicas reversas: Uma solução para o Brasil?*. Dissertação. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro/ Rio de Janeiro.

Lacasse, S.; Nadim, F. (1998) Risk and reliability in geotechnical engineering. *Proceedings 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St Louis, MO.

Lambe, T. W., Whitman, R. V. (1969) *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York, 553 p.

Phoon, K. K. (2015) Reliability of geotechnical structures. In: T*he 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Fukuoka.

Phoon, K. K.; Kulhawy, F. H. (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36 (4): 612–24.

Schnaid, F.; Odebrecht E. (2012) *Ensaios de campo e suas aplicações à engenhariade fundações*. Oficina de Textos, São Paulo.

Sivakugan, N. (2021) *Soil mechanics and foundation engineering: Fundamentals and applications*. McGraw Hill, New York.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/539

Estudo da Eficiência de Fundações com Solução em Radier Estaqueado para Prédios Altos

Marcos Fábio Porto de Aguiar
Professor, D.Sc., Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, marcosporto@ifce.edu.br

Luiz Kauã Grangeiro Barata
Estudante de Eng. Civil, Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, luiz.kaua.grangeiro@gmail.com

Sophia Petermuller
Graduada em Engenheira Civil, Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, sophiapetermuller@gmail.com

Marina Albuquerque Porto de Aguiar
Estudante de Eng. Civil, Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, marina.aportoa@gmail.com

RESUMO: O presente trabalho tem como objetivo verificar o desempenho da solução de fundação em radier estaqueado em prédio alto em Fortaleza-CE, por meio da análise do comportamento carga x recalque, durante o período de construção. Inicialmente, foi realizada uma revisão da literatura técnico-científica sobre radier estaqueado, seguida pela definição de um programa de monitoramento de recalque com altimetria de precisão. A partir de uma referência de nível profunda (*benchmark*), foram realizados nove nivelamentos utilizando-se nível de precisão com micrômetro, definidos como estágios de monitoramento, nas diversas etapas da obra. Foram monitorados, no referido programa, 13 pilares. Os resultados foram apresentados em gráficos de carga x deslocamento vertical, sendo as cargas estimadas pelo projetista da estrutura do prédio. A partir dos resultados, foi possível identificar o desempenho adequado da solução de fundação em radier estaqueado em escala real, assim como verificar a distribuição dos recalques na área do radier a cada estágio da construção.

PALAVRAS-CHAVE: Radier estaqueado. Prédio alto. Monitoramento de recalque. Desempenho de fundações.

ABSTRACT: The present work aims to verify the performance of the piled raft foundation solution in a tall building in Fortaleza-CE through the analysis of load-settlement behavior during the construction period. Initially, a review of the technical-scientific literature on piled raft foundations was conducted, followed by the definition of a settlement monitoring program with precision altimetry. Using a deep level reference (benchmark), nine levelings were performed using a precision level with a micrometer, defined as monitoring stages at various phases of the construction. In the referred program, 13 columns were monitored. The results were presented in load-vertical displacement graphs, with the loads estimated by the building's structural designer. Based on the results, it was possible to identify the adequate performance of the piled raft foundation solution at full scale, as well as to verify the distribution of settlements in the raft area at each stage of the construction.

KEYWORDS: Piled raft foundation. High-rise building. Settlement monitoring. Foundation performance.

1 INTRODUÇÃO

Ao longo dos anos, diante do rápido crescimento populacional nas metrópoles, tem-se observado uma tendência à verticalização das construções, especialmente em regiões litorâneas. A construção de edifícios altos com um elevado número de pavimentos implica em uma maior necessidade de capacidade de suporte dos elementos de fundação, responsáveis por transmitir as cargas da superestrutura para o solo. Para os engenheiros responsáveis pelo projeto de fundações, a habilidade de oferecer diferentes soluções para os diversos desafios que possam surgir durante as etapas de projeto e execução é essencial.

Nessa perspectiva, diferentes técnicas vêm sendo desenvolvidas a fim de possibilitar uma interação solo-estrutura mais eficiente, evitando assim a ocorrência de manifestações patológicas decorrentes de recalques excessivos. Uma dessas soluções é o radier estaqueado, um tipo de fundação mista que se destaca como uma opção técnica e economicamente viável para a construção de edifícios altos. Essa abordagem combina características de fundações profundas e superficiais, o que proporciona uma distribuição eficaz das cargas da superestrutura para o solo.

As estacas demonstram eficácia na redução de recalques. Ao combinar sua contribuição com a capacidade de carga do bloco ou radier, a fundação em radier estaqueado se mostra como um sistema que não apenas aprimora o desempenho, mas também pode gerar economia. A economia observada em projetos com fundações em radier estaqueado é possibilitada pela maior capacidade de carga do sistema em comparação com o sistema tradicional de grupo de estacas. Isso implica na possibilidade de reduzir o número de estacas necessárias ou o comprimento do estaqueamento (Basile, 2015).

2 CONTEXTUALIZAÇÃO TEÓRICA

Até o início da década de 60, a maior parte das pesquisas de campo e laboratório sobre estacas se concentrava exclusivamente no desempenho de estacas isoladas e grupos de estacas sem considerar o contato do bloco com o solo. As análises teóricas de grupos de estacas também costumavam evitar a investigação da interação entre o bloco e as estacas, buscando simplificar o número de interações envolvidas no problema (Butterfield e Banerjee, 1971).

Zeevaert (1957) é reconhecido como um dos pioneiros na utilização da técnica de radier estaqueado, visando mitigar os recalques em fundações por sapata através da inserção de um número específico de estacas para oferecer um suporte parcial. Por sua vez, Kishida e Meyerhof (1965) realizaram um dos primeiros estudos teóricos que contemplam a influência de um bloco apoiado no solo em um sistema de radier estaqueado.

Dentre os primeiros estudos teóricos sobre o comportamento carga *versus* recalque de uma fundação com a presença de um elemento superficial associado a uma estaca, destaca-se o trabalho de Poulos (1968). O autor analisou a interação estaca/bloco em um sistema onde uma estaca isolada está inserida em um radier em contato com o solo (Figura 1). Considerando o solo como um semiespaço elástico e o radier como elemento rígido em contato com o solo, Poulos analisou diferentes parâmetros (Figura 2), incluindo o comprimento (L) e o diâmetro (d) da estaca, e o diâmetro circular do radier em contato com o solo (d_c). Concluiu-se que a influência do contato na redução dos recalques é maior quando a relação entre o comprimento da estaca e seu diâmetro (L/d) é menor, destacando a importância de não negligenciar o contato para estacas curtas (L/d < 10). Essa situação se explica pela menor contribuição nas forças de resistência associadas ao fuste da estaca.

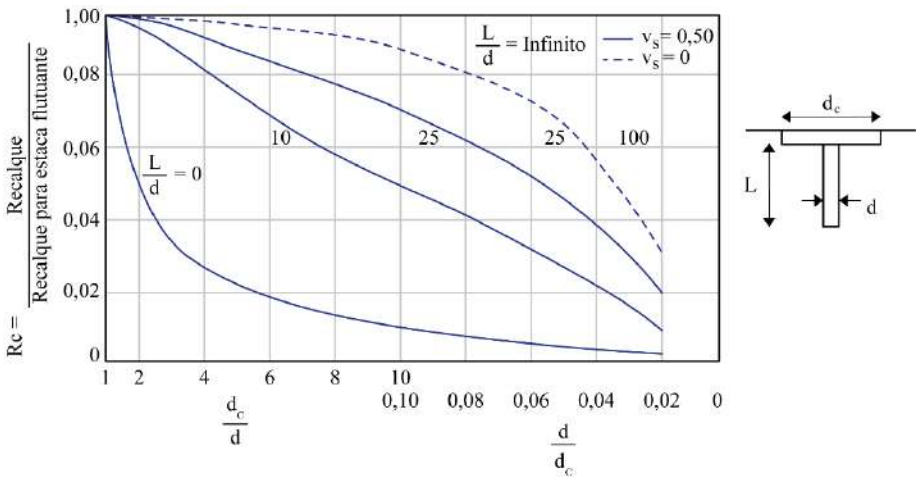


Figura 1. Efeito do contato em estaca isolada (adaptado de Poulos, 1968).

Para a avaliação simplificada do comportamento do sistema de radier estaqueado, Mandolini (2003) propôs a utilização do coeficiente α_{PR}. Esse coeficiente varia de 0 a 1, onde $\alpha_{PR} = 0$ indica que toda a carga é absorvida pelo radier isoladamente, enquanto $\alpha_{PR} = 1$ significa que toda a carga é suportada pelas estacas.

Portanto, o coeficiente α_{PR} do radier estaqueado reflete a proporção de distribuição de carga entre o radier e as estacas (Figura 2).

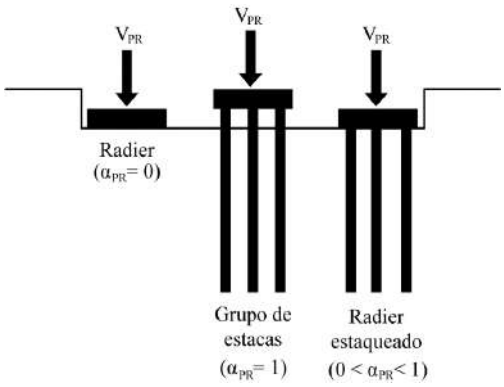


Figura 2. Diferentes sistemas de fundações (adaptado de Mandolini *et al*, 2003).

Mandolini, Di Laora e Mascarucci (2013) demonstraram que a porcentagem de carga recebida pelo radier da superestrutura varia conforme diversos fatores, como a distância entre estacas (s), o diâmetro das estacas (d), a área ocupada pelo grupo de estacas (a_g) e a área do radier (a_r). A análise dos resultados apresentados pelos autores (Figura 3) revela que a porcentagem de esforços suportados pelo radier não é inferior a aproximadamente 15%, podendo a sua contribuição superar a das estacas, resistindo a até 70% da carga total.

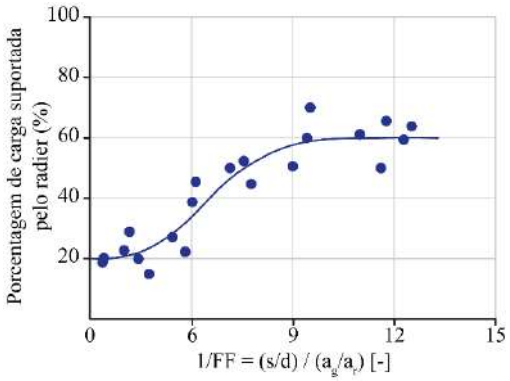


Figura 3. Porcentagem de carga resistida pelo radier (adaptado de Mandolini *et al*., 2013).

Burland *et al*. (1977), ressaltaram em seu estudo que, na maioria dos projetos de fundações em estacas, apenas o critério de capacidade de carga era considerado, apesar do baixo nível de recalques geralmente alcançados. Os autores sugeriram que seria mais econômico buscar, em um projeto, uma quantidade mínima de estacas que proporcionasse um recalque aceitável para a fundação em questão. Introduziram, assim, o termo "elementos redutores de recalque" para as estacas, em projetos de grupos de estacas, onde o critério de recalque aceitável se tornaria preponderante.

Para obras de grande porte, a norma NBR 6122 (ABNT, 2022) ressalta a importância da verificação do desempenho das fundações através do monitoramento de recalques. Além disso, a norma enfatiza os casos em que o monitoramento é obrigatório, incluindo estruturas onde a carga variável é significativa em relação à carga total, como silos e reservatórios; estruturas com altura superior a 55,00 m do piso do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável; relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro; e fundações ou estruturas não convencionais. O projeto de fundações deve detalhar o programa de monitoramento, incluindo elementos como a referência de nível (indeslocável), a precisão das medidas, a frequência e o período em que as leituras serão realizadas.

Alonso (2019) ressalta a importância de não apenas controlar os recalques diferenciais para garantir que permaneçam dentro de limites que não comprometam a integridade da estrutura, mas também de regular a

velocidade desses recalques. Abaixo são apresentados os parâmetros propostos pelo autor relativos à velocidade de recalque:

- Para edifícios construídos há mais de cinco anos, considerados estáveis: velocidades entre 20,00 e 40,00 µm/dia são consideradas moderadas a altas, enquanto velocidades acima de 40,00 µm/dia são classificadas como muito altas;
- Para edifícios construídos há mais de um ano e menos de cinco anos: são aceitáveis valores de até 30,00 µm/dia;
- Para edifícios em processo de construção e apoiados em fundação rasa, velocidades de até 200,00 µm/dia podem ser consideradas normais. No entanto, se apoiados em fundações profundas, essa velocidade admissível reduz-se para 100,00 µm/dia.

A norma NBR 13133 (ABNT, 2021) menciona que uma das técnicas empregadas para o monitoramento de recalques é denominada nivelamento geométrico. Esse método envolve a medição das discrepâncias de altura entre pontos selecionados, utilizando leituras vinculadas a visadas horizontais. Para isso, emprega-se um nível em miras verticalmente posicionadas nos pontos de interesse.

Segundo Alonso (2019), para mensurar os deslocamentos, procede-se com o nivelamento dos pontos de referência, que consistem em pinos fixados nos pilares e estão vinculados a uma referência de nível (RN) estática. Os pinos de monitoramento possuem uma parte fêmea, fixada na estrutura, e uma parte macho com uma extremidade esférica. A mira utilizada para medir o nível é posicionada acima da parte esférica, atuando como referência móvel durante a verificação (Figura 4).

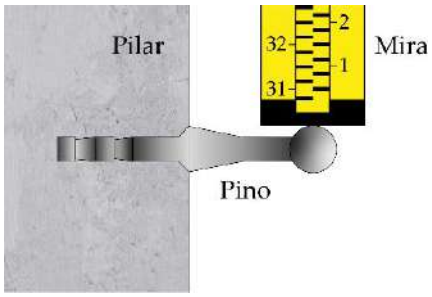


Figura 4. Desenho esquemático de um pino de referência engastado em um pilar.

Para analisar a interação solo-estrutura e monitorar os deslocamentos verticais, faz-se necessária a adoção de um ponto teoricamente fixo como referência de nível para todos os nivelamentos que serão realizadas. Em projetos de grande porte, recomenda-se estabelecer uma referência de nível profunda, também conhecida como *benchmark* (Figura 5), que consiste em um ponto fixo e imutável utilizado para monitorar recalques (Petrobras, 2005).

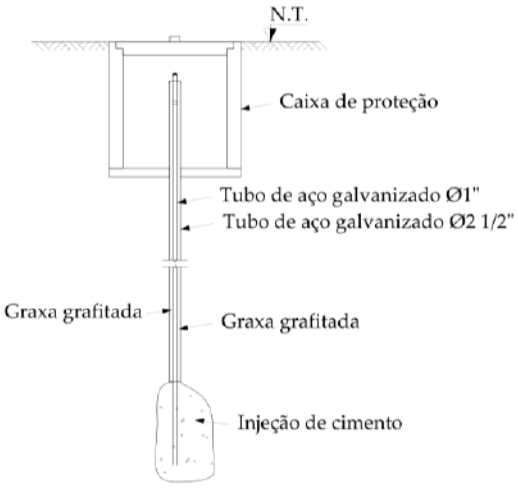


Figura 5. Desenho esquemático da referência de nível profunda.

A instalação da referência de nível profunda requer cuidado na escolha do local, garantindo sua proteção contra influências da obra ou outros fatores que possam comprometer sua estabilidade, como observado por Alonso (2019). Isso assegura a confiabilidade desse ponto de referência fundamental para a análise dos deslocamentos verticais na estrutura ao longo do tempo.

3 ESTUDO DE CASO

O presente estudo fundamenta-se no monitoramento de recalques realizado em uma obra localizada no bairro Meireles, na cidade de Fortaleza, Ceará. Utilizando altimetria de alta precisão, o monitoramento foi conduzido em uma construção na região litorânea da cidade. O edifício em questão possui 49 pavimentos, com estrutura em concreto armado e protendido (lajes), além de fundações compostas por estacas de 800,00mm de diâmetro na torre (radier estaqueado) e estacas de 500,00mm de diâmetro em estruturas secundárias (TECNOL, 2023).

O monitoramento dos recalques foi realizado em 13 dos pilares da torre (P-01 ao P-13) ao longo de um período de 18 meses, abrangendo os diversos estágios da construção. A Figura 6, em planta, ilustra a localização dos pilares no subsolo inferior, assim como a disposição dos pinos de referência instalados.

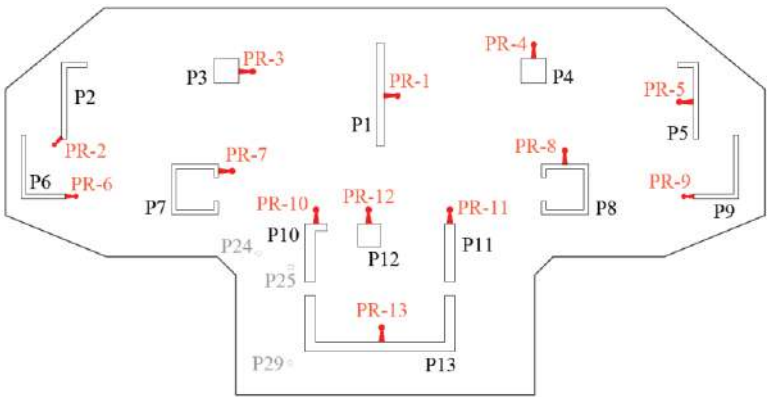


Figura 6. Planta de posicionamento dos pinos para medição de recalque (TECNOL, 2023).

Estabelecida uma cota arbitrária como referência de nível, foram calculadas as diferenças de altura dos pinos em relação a essa referência. Utilizando apenas diferentes pontos de visada, sem a necessidade de pontos auxiliares, foi possível determinar as cotas iniciais dos pinos, essenciais para medições subsequentes. A Figura 7, a seguir, ilustra uma seção do edifício em questão com a identificação dos pavimentos e números de tetos.

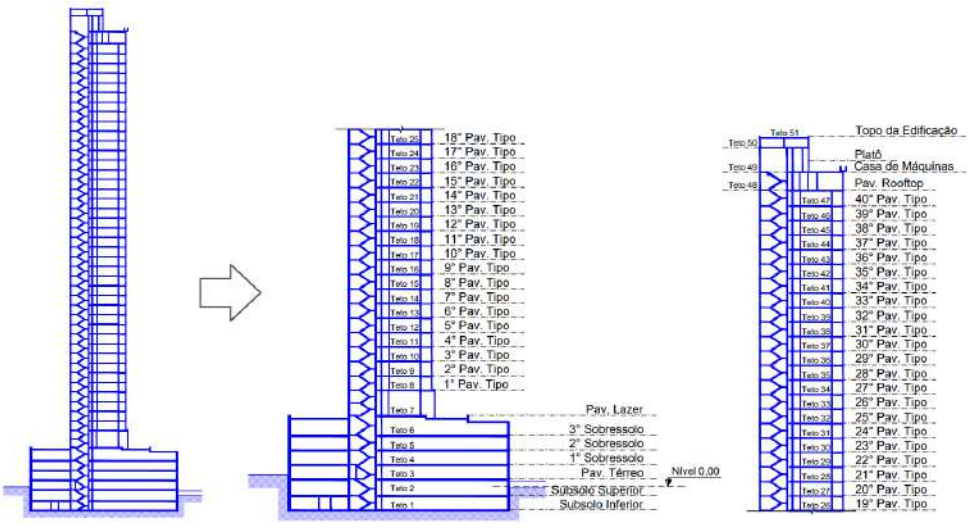


Figura 7. Esquema gráfico da obra no último nivelamento (TECNOL, 2023).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para todos os pilares instrumentados, houve uma tendência de aumento gradual nos deslocamentos verticais absolutos ao longo do período de construção devido aos incrementos de carga, conforme a Figura 8.

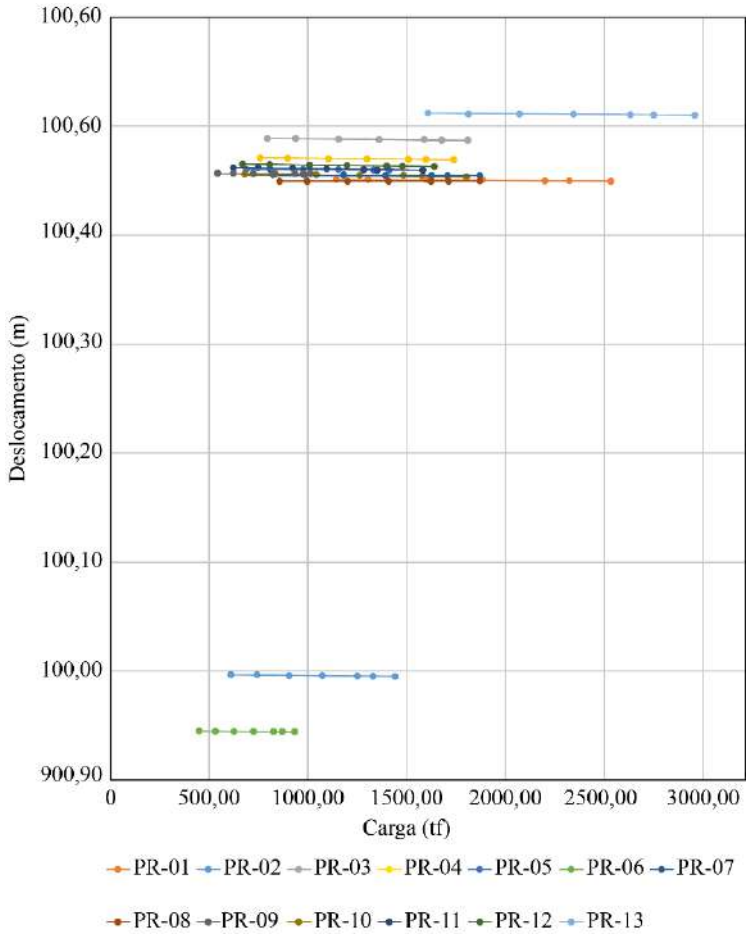


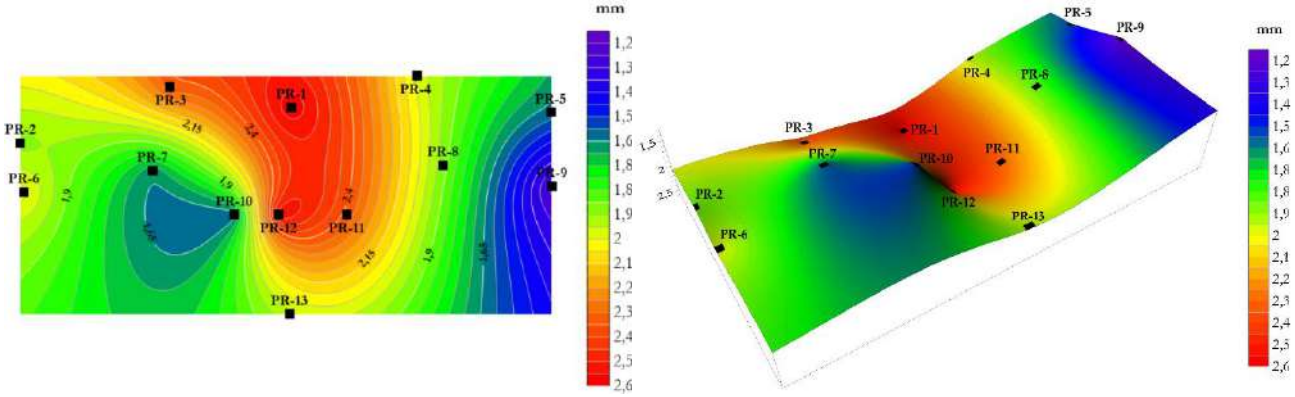
Figura 8. Gráfico carga x deslocamento (TECNOL, 2023).

Considerando os estágios da obra nos nivelamentos N-00 a N-08, a Tabela 1 apresenta os deslocamentos verticais de cada pino de referência ao longo do tempo. Foram realizados nove nivelamentos, resultando na medição de oito valores de recalque em relação ao nivelamento inicial para cada um dos pinos monitorados.

Tabela 1. Diferenças de cotas (deslocamentos verticais) em relação ao nivelamento de referência (N-00).

Pino	Deslocamento vertical no pilar (mm)							
	N-01 | N-00	N-02 | N-00	N-03 | N-00	N-04 | N-00	N-05 | N-00	N-06 | N-00	N-07 | N-00	N-08 | N-00
PR-01	0,23	0,34	0,71	1,07	1,15	1,97	2,12	2,64
PR-02	0,00	0,02	0,52	1,08	0,96	1,41	2,20	1,93
PR-03	0,19	0,25	1,02	1,12	1,20	1,68	1,75	2,38
PR-04	0,07	0,07	0,51	0,69	0,82	1,49	1,87	2,03
PR-05	0,01	0,19	0,58	0,92	0,85	1,24	1,55	1,63
PR-06	0,02	0,02	0,67	1,10	0,84	1,48	2,13	2,07
PR-07	0,06	0,11	0,39	0,81	0,92	1,07	1,20	1,66
PR-08	0,17	0,23	0,67	0,96	1,21	1,44	1,79	1,92
PR-09	-0,05	0,02	0,37	0,66	0,81	1,01	1,03	1,28
PR-10	0,04	0,52	0,83	0,87	1,32	1,52	1,76	1,62
PR-11	0,09	0,16	0,58	0,88	1,04	1,61	1,68	2,38
PR-12	0,13	0,37	0,79	1,29	1,50	1,87	2,02	2,59
PR-13	0,16	0,28	0,91	1,23	1,23	1,52	1,64	1,99

Para melhor ilustrar o comportamento dos deslocamentos verticais medidos, o *software* SURFER foi utilizado para gerar representações dos recalques em planta (Figura 9a) e em superfície tridimensional (Figura 9b). Essas representações foram baseadas nas coordenadas de cada pino nos pilares monitorados e nos valores de recalque obtidos no nivelamento N-08.



a) b)

Figura 9. Nivelamento N-08: a) superfície plana e b) superfície tridimensional.

5 CONCLUSÕES

Este estudo empregou técnicas de nivelamento geométrico para investigar o desempenho de um edifício alto com solução de fundação em radier estaqueado, durante sua fase de construção na região litorânea de Fortaleza-CE, no nordeste do Brasil. Dada a relevância da avaliação da interação solo-estrutura em edifícios altos, os resultados do monitoramento dos recalques foram apresentados.

Os resultados indicam que a utilização do sistema de nivelamento geométrico para análise de recalques proporcionou uma compreensão importante do comportamento da solução de fundação adotada ao longo do tempo, especialmente com o aumento das cargas provenientes da superestrutura do edifício monitorado, identificando-se uma variação mínima nos deslocamentos verticais durante o período de monitoramento, sugerindo um bom comportamento mecânico da solução de fundação empregada na edificação.

AGRADECIMENTOS

Esta pesquisa teve o apoio e colaboração do Grupo de Pesquisa em Geotecnia e Infraestrutura de Transportes (GPGEO) do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará, *Campus* Fortaleza. Os autores expressam seus agradecimentos a Normatel Engenharia, na pessoa do engenheiro Fernando Meirelles Cabral, Diretor, pela permissão concedida de divulgar os dados dessa obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. (2019) Previsão e Controle das Fundações. São Paulo: Edgard Blucher.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Solo - Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 13133. *Execução de levantamento topográfico*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. *Estacas - Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Basile, F. (2015) "Non-linear analysis of vertically loaded piled rafts". *Computers and Geotechnics*, vol. 63, pp. 73-82.

Burland, J. B., Broms, B. B., De Mello, V. F. B. (1977). Behaviour of foundations and structures. Proc. *9th ICSMFE*, Tokyo, 2: 495-546.

Butterfield, R.; Banerjee, P. K. (1971) The Elastic Analysis of Compressible Piles and Pile Groups. *Geotechnique*, v. 21, n. 1, p. 43-60.

Kishida, H.; Meyerhof, G. G. (1965) Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sand. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7., Toronto, 1965, *Anais* [...] Toronto: ICSMFE, p. 270-274.

Mandolini, A. (2003) Design of piled raft foundations: practice and development. In: International Seminar on Bored and Auger Piles, 6., Ghent, Belgium. *Anais* [...]. Ghent: Proceedings of Deep Foundations on Bored and Auger Piles–BAP IV, p. 59-82.

Mandolini, A., Di Laora, R., Mascarucci, Y. (2013) "Rational Design of Piled Raft".11th International Conference on Modern Building Materials, *Structures and Techniques*, MBMST.

PETROBRAS. (2005) N-1811: *Instalação de referência de nível profunda*. Brasil.

Poulos, H. G. (1968) "Analysis of the settlement of pile groups". *Geotéchnique*, 18:449-471.

TECNOL, Tecnol Tecnologia de Concreto, Solo e Pavimentação. *Relatório Técnico de Monitoramento de Recalques em Prédio Residencial por Meio de Altimetria de Alta Precisão:* RT-07, Fortaleza-CE. 2023.

Zeevaert, A. (1957) Behaviour of the Latinamerican Tower in Mexico City. *Geotéchnique*, 8(3): 115-113.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/540

Estudo da Energia Potencial e Cinética no SPT com Martelo Operado Manualmente

Matheus Eduardo Luza
Engenheiro Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Cascavel-PR, Brasil, matheusluza@alunos.utfpr.edu.br

Guilherme Alan Souza Costa
Professor Adjunto, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, Brasil, guilhermecosta@utfpr.edu.br

Eduardo Oliveira Muguet
Engenheiro Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, eduardomuguet@gmail.com

Flávia Sampaio Cabral
Engenheira Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, flavia.scabral@gmail.com

Fernando Artur Brasil Danziger
Professor Titular, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, danziger@coc.ufrj.br

RESUMO: O SPT tem sido alvo de críticas quanto à confiabilidade devido às variáveis de equipamentos e procedimentos executivos. Assim, a interpretação do ensaio através da compreensão das energias envolvidas se faz necessária para avaliar os resultados. Este artigo analisa a energia potencial máxima e a energia cinética de um martelo tipo pino guia erguido manualmente na iminência do impacto com a cabeça de bater, fator de eficiência e_1. Para isso, foram analisados um total de 332 golpes de três ensaios SPT utilizando o *software* livre Tracker, provenientes de duas fontes de filmagens, um *smartphone* e uma filmadora Casio EX-FH20. Nestes golpes foram determinadas a altura de queda e a velocidade de impacto. O resultado obtido foi: altura de queda e velocidade médias de 87,1 cm e 3,72 m/s para a filmadora e de 91,0 cm e 3,91 m/s para o *smartphone*. Obteve-se um fator e_1 de 0,95 para a filmadora e de 1,04 para o *smartphone,* sendo que o fator e_1* foi igual a 0,88 para ambas as fontes. Vale apontar que o método de análise, utilizando o *software*, apresenta limitações como sombras e objetos que cruzam a trajetória do martelo. Finalmente, as análises demonstraram-se válidas e práticas como um método de acompanhamento.

PALAVRAS-CHAVE: SPT, Eficiência, Energia Potencial, Energia Cinética, Altura de Queda, Velocidade de Impacto.

ABSTRACT: The SPT has been criticized for its reliability due to variable equipment and executive procedures. Therefore, the interpretation of the test through understanding the energies involved is necessary to evaluate the results. This article aims to analyze the maximum potential energy and kinetic energy of an hand lifted and released pinweight hammer at the imminence of impact against the anvil, efficiency factor e_1. To achieve this objective, a total of 332 blows from three SPT were analyzed using Tracker, a free software, from two filming sources, a smartphone and a Casio EX-FH20 camcorder. The drop height and velocity at the point of impact were determined for these blows. The experimental result obtained was: average drop height and velocity of 87.09 cm and 3.72 m/s for the camcorder and 91.01 cm and 3.91 m/s for the smartphone. An e_1 factor of 0.95 was obtained for the camcorder and 1.04 for the smartphone, with the e_1* factor being equal to 0.88 for both sources. It is worth pointing out that the analysis method, using Tracker software, has limitations such as shadows and objects crossing the hammer's path. Finally, the analysis proved to be valid and practical as a monitoring method.

KEYWORDS: SPT, Efficiency, Potential Energy, Kinetic Energy, Drop Height, Impact Velocity.

1 INTRODUÇÃO

As investigações do subsolo têm papel fundamental no projeto, execução e desempenho de qualquer tipo de estrutura, a partir delas se determinam as propriedades básicas do material explorado e, portanto, assim se define a estratigrafia do subsolo. Para tal, é prática comum a realização de ensaios *in situ*, entre os quais destaca-se o SPT (*Standard Penetration Test*), principalmente no cenário nacional, devido a sua robustez, simplicidade de execução e ainda, baixo custo envolvido (DÉCOURT, 1989). Contudo, apesar do ensaio possuir diretrizes normatizadas pela NBR 6484 (ABNT, 2020), a dependência do operador, adaptações fora de norma em procedimentos e variações nos equipamentos fazem com o que o SPT seja alvo de críticas quanto à confiabilidade dos resultados, principalmente ao valor tomado como índice de resistência à penetração (N_{SPT}), determinado pelo número de golpes necessários para penetração de 30 cm do amostrador no solo.

A interpretação dos valores de N_{SPT} para critérios de projetos geotécnicos podem ser aprimoradas com o entendimento das energias envolvidas. Dessa maneira, mais recentemente, com o objetivo de compreender como se dá a transferência de energia durante o ensaio, algumas pesquisas tem analisado o movimento do martelo para determinação da Energia Potencial e Energia Cinética no impacto, como Cavalcante et al. (2011), Santana e Danziger (2016) e Oliveira et al. (2020).

Nesse mesmo contexto, este trabalho aborda a determinação das energias potencial imposta ao sistema, (altura de queda do martelo), e a energia cinética na iminência do impacto do martelo com a composição de hastes, analisando filmagens em alta velocidade registradas em campo por duas fontes distintas, um *smartphone* e uma filmadora Casio EX-FH20 para um sistema com martelo pino-guia erguido e liberado manualmente.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Energias no SPT

Durante a realização do SPT a energia imposta ao sistema vai sendo transmitida até o momento em que o amostrador crava no solo. Em dois estágios a energia é teoricamente conhecida (energias potencial e cinética) e pode ser medida. A energia potencial máxima se dá quando o martelo atinge a altura máxima e após a liberação, aquela é convertida em energia cinética até o momento do impacto do martelo contra a cabeça de bater, quando é transferida para o conjunto de hastes e, finalmente, ao amostrador em forma de onda longitudinal de compressão. Na prática brasileira (ABNT, 2020), o martelo possui massa igual a 65 kg e altura de queda de 75 cm, resultando em uma energia potencial igual a 478,2 J.

Considerando variações às quais o ensaio está sujeito, é necessário padronizar o número de golpes *N* do SPT necessários para cravar os 30 cm finais, correspondente à 60% da energia de queda livre teórica do martelo, valor utilizado de referência internacional como N_{60} (DÉCOURT, 1989), conforme Equação 1.

$$N_{60} = N_i \frac{E_i}{E_{60}} \tag{1}$$

Onde:
N_i = número de golpes associado à E_i;
E_i = energia no topo da composição de hastes (J);
E_{60} = energia corresponde à 60% da energia normatizada (J).

Segundo Décourt (1989), a energia ENTHRU (E_i) como a energia que atinge a composição de hastes e pode ser calculada pela Equação 2.

$$E_i = e_1 e_2 e_3 E^* \tag{2}$$

Na qual "e_n" são fatores de correção que associam as perdas de energia desde o início do evento até uma seção de haste logo abaixo da cabeça de bater. O fator de e_1, conforme Décourt (1989) relaciona a maneira com que o martelo é erguido e liberado e pode ser obtido pela razão entre a energia cinética (E_k) e a energia

potencial nominal (E^*), ver Equação 3. Ainda, esse fator pode ser corrigido para valores reais e passa a ser denominado de e_1^* (SANTANA, DANZIGER, 2016), desde que se substitua a energia potencial nominal pela real (E_p), Equação 4.

$$e_1 = \frac{E_k}{E^*} \tag{3}$$

$$e_1^* = \frac{E_k}{E_p} \tag{4}$$

Já o fator e_2, como descrito por Santana et al. (2013) e Santana e Danziger (2016), é a razão entre a energia medida no topo de composição de hastes (E_i) e a energia cinética imediatamente anterior ao impacto (E_k), e está relacionado com a massa da cabeça de bater. Por fim, o fator e_3 relaciona-se ao comprimento do conjunto de hastes e como citado por Santana et al. (2014) estudos (como os de Cavalcante,2002; Odebrecht, 2003 e Daniel et al., 2005) têm mostrado que a energia transmitida às hastes é independente do comprimento, logo e_3 deveria ser tomado como 1.

No SPT, o martelo supostamente entra em regime teórico de queda livre a partir do momento de sua soltura, quando a energia potencial acumulada na altura máxima de queda se transforma em energia cinética até o momento de impacto. Logo, ao considerar um sistema perfeito, a energia cinética na iminência do impacto deve ser igual à energia potencial máxima. Assim, determina-se que a velocidade de impacto teórica é dada pela Equação 5, onde V_i é a velocidade de impacto, g é a aceleração da gravidade e h representa a altura de queda do martelo.

$$V_{\mathrm{i}} = \sqrt{2gh} \tag{5}$$

3 METODOLOGIA

Para a determinação das energias potencial e cinética, foram analisadas filmagens de três ensaios distintos com o mesmo equipamento SPT e três operadores, os quais não necessariamente foram os mesmos. Esse equipamento consiste em sistema convencional, composto por tripé, roldana fixa no topo e martelo tipo pino-guia erguido e liberado manualmente com auxílio de cabo de aço. As filmagens foram eventos práticos reais executados no município de Toledo, no estado do Paraná.

3.1 Material

A captura da trajetória do martelo durante a queda foi conduzida a partir de duas câmeras: uma filmadora Casio EX-FH20 e um *smartphone*. A primeira foi a mesma empregada por Santana et al. (2013), capaz de registrar até 1.000 fps (*frames* por segundo) e a segunda fornece filmagens de 240 fps em alta resolução. O uso do *smartphone* se fundamenta pelo fato de tal equipamento ser uma ferramenta poderosa, acessível e prática para o cotidiano. Há na filmadora uma limitação na qualidade de imagem fornecida quando a taxa de aquisição é muito alta, portanto, as filmagens em campo foram realizadas com 210 fps.

A avaliação da trajetória do martelo foi realizada com o *software* Tracker, capaz, de acordo com Mendes (2007), de analisar e armazenar a trajetória, posição e tempo para o objeto estudado. Assim, essa ferramenta é utilizada para a determinação da altura de queda e posição do martelo ao longo do tempo até o momento imediatamente anterior ao impacto. O *software* realiza o rastreamento de um determinado ponto utilizando a menor diferença de cores (dos pixels) entre os pontos da cena. Para utilização do programa, é necessária a calibração da cena com medidas de referência, para o trabalho em questão essa referência foi a altura de 22 cm do martelo pino guia utilizado. Na Figura 1 se ilustra a tela do programa onde se observa a medida usada como calibração da cena. Na direita desta figura é visível a evolução do deslocamento do ponto rastreado ao longo do tempo.

A critério do usuário, os dados podem ser analisados no próprio programa ou exportados para qualquer planilha eletrônica. Vale destacar que é necessário informar ao programa a velocidade de registro do vídeo, em fps, para que o intervalo de tempo entre duas posições consecutivas seja computado corretamente.

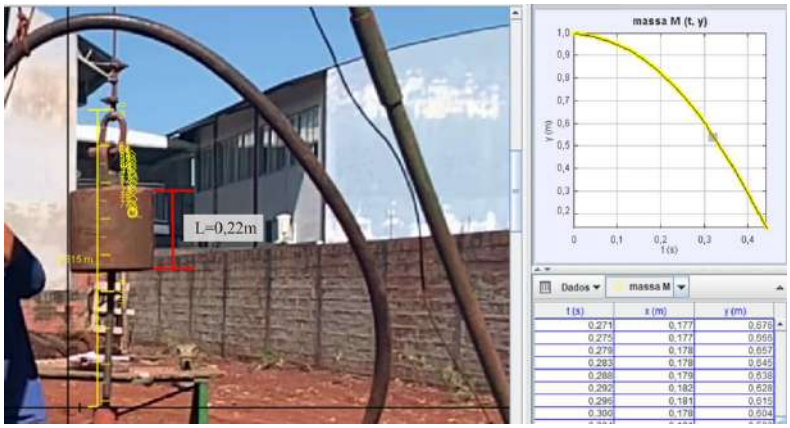


Figura 1. Tela do programa Tracker com análise de um golpe típico.

3.2 Processamento dos dados

A partir dos dados obtidos pela análise no *software*, (posição x tempo), estipulou-se uma equação polinomial de grau 2, para cada golpe, que melhor representasse o movimento de queda do martelo. O uso desse tipo de equação é corroborado pelo fato de que Santana e Danziger (2016) demonstraram ser possível construir um bom ajuste ao movimento para a determinação da posição pelo tempo.

A representação matemática da posição em função do tempo é dada pela Equação 6 onde $x(t)$ expressa a posição do martelo em um instante de tempo t do evento, e A, B e C são as constantes determinadas no ajuste da equação à trajetória obtida experimentalmente. A avaliação da velocidade se dá com a Equação 7, onde $v(t)$ é a derivada da Equação 6 em relação a t (velocidade instantânea do martelo no instante de tempo t da queda).

$$x(t) = At^2 + Bt + C \tag{6}$$

$$\dot{x}(t) = v(t) = \frac{dx}{dt} = 2At + B \tag{7}$$

Na Figura 2 é apresentada a tela de análise de dados, no próprio Tracker. Na direita constam os pares ordenados que deram origem ao gráfico. Na parte inferior da figura estão os parâmetros (A, B e C) conforme Equação 6. A velocidade foi calculada com a Equação 7, neste caso para o tempo t de 0,442 s (última linha da tabela do lado direito inferior da figura), o que leva a uma velocidade de impacto calculada igual a 3,92 m/s (o valor negativo da equação significa que o movimento é descendente).

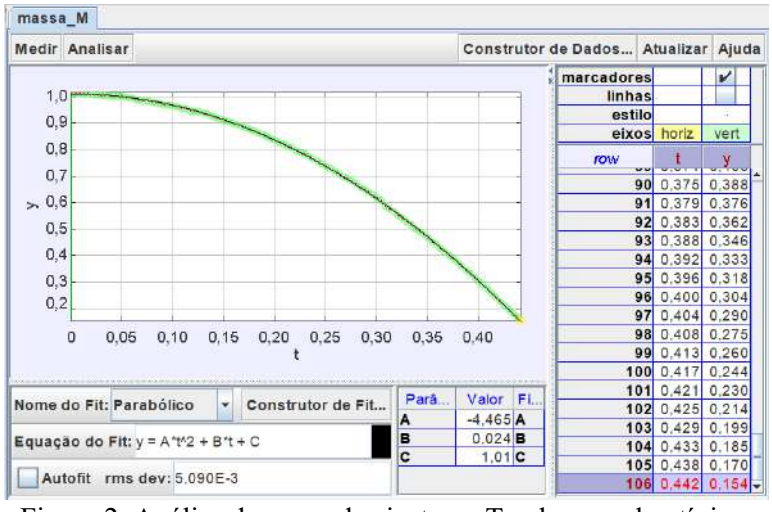


Figura 2. Análise da curva de ajuste no Tracker – golpe típico.

Assim, a energia cinética foi medida na iminência do impacto, ou seja, no quadro de filmagem anterior ao impacto o qual aconteceu em um tempo t, que foi utilizado para definir a velocidade nesse instante e consequentemente a energia cinética. Ainda, a energia potencial foi determinada pela análise quadro a quadro do levantamento do martelo por meio do uso de comandos como *slow motion* e *pause* de mesmo modo que realizado por Cavalcante et al. (2011) e Santana et al. (2013), sendo que o quadro no instante de soltura marca a altura de queda utilizada para a determinação da energia potencial.

Com a determinação das energias reais (potencial e cinética) foram realizadas as comparações com as respectivas energias nominais e avaliados os coeficientes de correção e_1 e e_1*, conforme as Equações (3) e (4).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para determinação das energias potencial e cinética e fatores de correção e_1 e e_1* foram analisados um total de 332 golpes de três ensaios distintos. Destes, 130 foram utilizados para determinação da energia cinética e fatores e_1 e e_1*, já para a energia potencial, todos os 332 golpes foram empregados.

4.1 Altura de queda

As alturas de queda registradas, para toda a série analisada, apresentaram valor máximo pela filmadora Casio de 103,1 cm e para o *smartphone* de 106,7 cm. Já a altura mínima, para a filmadora foi de 71,6 cm e para o *smartphone* foi de 75,6 cm. Elevações de aproximadamente 1,0 m de altura já eram esperadas, tendo em vista o acompanhamento de campo bem como resultados reportados na literatura para sistemas manuais como em Santana et al. (2013) e Oliveira et al. (2020), os quais registraram alturas de 99 cm e 94 cm, respectivamente.

Em relação às alturas médias para todo o universo de dados, obteve-se 91,0 cm para o *smartphone* com desvio padrão de 6,6 cm e de 87,1 cm com desvio padrão de 7,6 cm para a filmadora. Desvios estes em acordo com os relatados por Santana et al. (2013), Santana e Danziger (2016) e Oliveira et al. (2020).

Na Figura 3 são ilustradas todas as alturas de queda medidas, nela é possível notar que foram majoritariamente superiores à nominal. Em termos médios, as alturas de queda analisadas pela filmadora e pelo *smartphone* demonstraram superioridade de 16,1% e 21,4%, respectivamente em relação ao normatizado de 75 cm (ABNT, 2020).

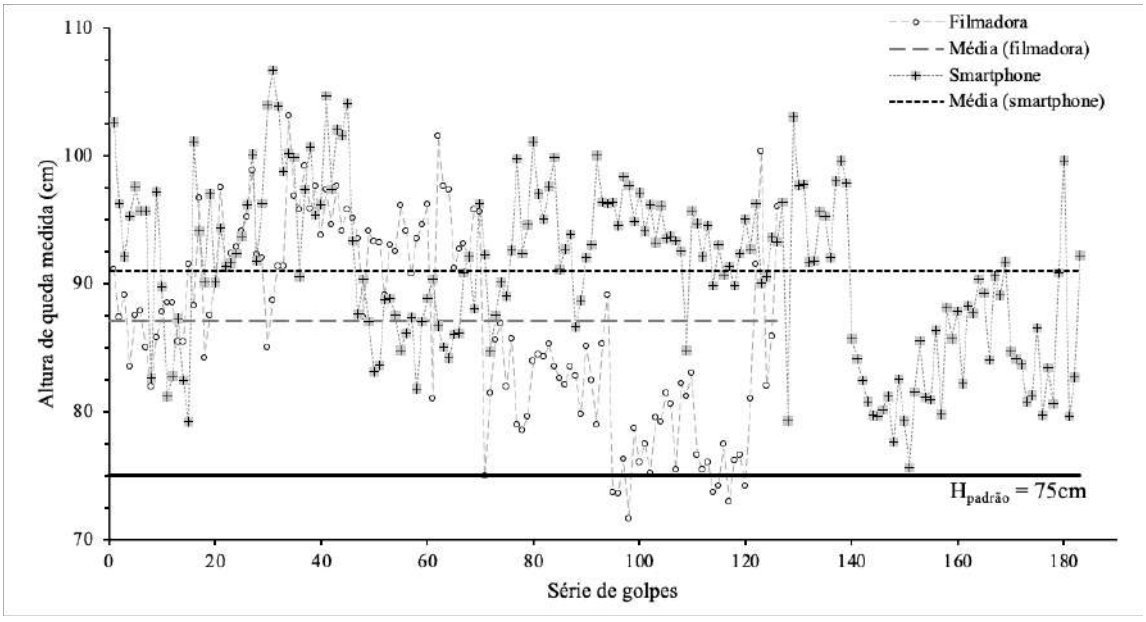


Figura 3. Variação das alturas de queda medidas.

Embora nem todas as alturas de queda tenham sido monitoradas simultaneamente e estes dados não estejam representados na Figura 3, é possível afirmar que a diferença nas medidas apresentadas pelas duas fontes de filmagem está atribuída à calibração da cena realizada dentro do *software* Tracker. Isto devido ao posicionamento das filmadoras (por mais próximas que estejam, há diferença no ângulo de visada) e também pelas distintas especificações das lentes, como ângulo de abertura por exemplo, ocasionando diferenças nas calibrações.

4.2 Velocidade de impacto

As velocidades de impacto calculadas variaram entre 3,12 m/s e 4,14 m/s para a filmadora com desvio padrão de 0,25 m/s e média de 3,72 m/s. Para o *smartphone*, as velocidades ficaram entre 2,93 m/s e 4,50 m/s, com desvio padrão de 0,26 m/s e média de 3,91 m/s.

É possível visualizar as distribuições das velocidades para os ensaios na Figura 4. Nesta figura constam as curvas teóricas da velocidade, conforme Equação 5 e as curvas de tendência das séries.

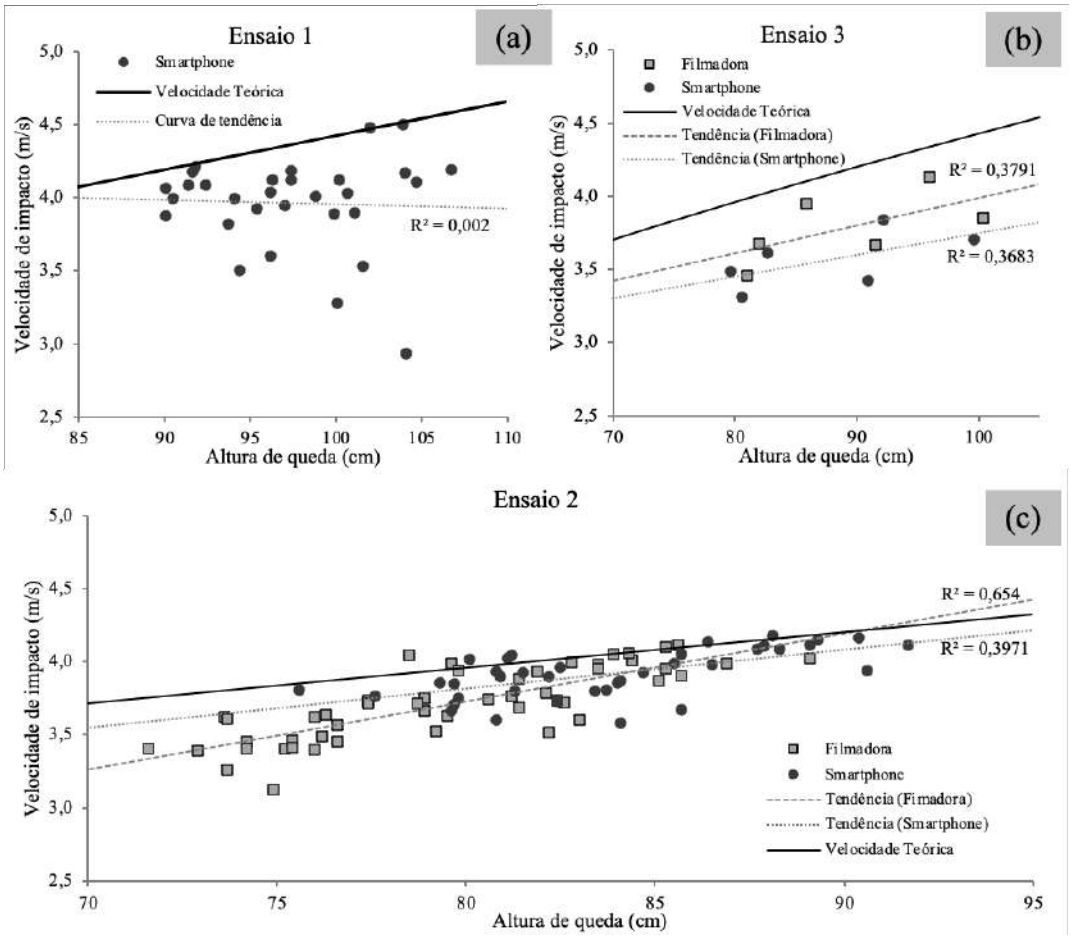


Figura 4. Relação velocidade x altura de queda. (a) Ensaio 1, (b) Ensaio 3, (c) Ensaio 2.

Para o ensaio 1, a princípio percebe-se a tendência de redução da velocidade com o aumento da altura de queda, contudo, o R^2 da curva de regressão ajustada (Figura 4.a) foi igual a 0,002, o que significa que há uma grande dispersão de dados, não havendo uma tendência bem definida. Como para esse ensaio não houve registro com a filmadora, não é possível afirmar como erro de leitura ou inconsistência do método, assim, o resultado pode ser assumido como não convencional para amostra analisada.

Para os ensaios 2 e 3 (Figuras 4.b e 4.c), as velocidades determinadas apresentaram comportamento de acordo com o esperado, na maioria dos casos abaixo da velocidade teórica e proporcional à altura de queda. Em relação aos pontos que superaram a velocidade teórica (Figura 4.c), estes foram reavaliados no programa Tracker e os resultados se mantiveram. Tendo em vista que não há como o martelo descer acelerado no sistema

em questão, a conclusão para estes dados é de que as condições de filmagem influenciaram a interpretação da trajetória ao longo do tempo. Sendo condicionantes como resolução, iluminação e temperatura influentes na aquisição das imagens e, consequentemente, na capacidade de rastreamento do programa computacional.

4.3 Energia Potencial e Cinética

A energia potencial é diretamente proporcional à altura de queda ($E_p = mgh$), no entanto, a velocidade de impacto se relaciona com a energia cinética através do seu quadrado ($E_k = 0{,}5mv^2$). Na Tabela 1 são apresentadas as energias potencial e cinética em termos de valores médios e também de desvio padrão (DP). A influência da variação das velocidades é evidente ao se observar a magnitude dos desvios padrões na energia cinética.

Tabela 1. Energia Potencial e Cinética – Martelo pino-guia erguido manualmente.

Ensaio	Quantidade de dados		Energia Potencial (J) média (DP)		Energia Cinética (J) média (DP)	
	Filmadora	*smartphone*	Filmadora	*smartphone*	Filmadora	*smartphone*
1	94	139	588 (30)	594 (35)	-	513 (79)
2	50	38	508 (27)	534 (25)	450 (59)	499 (42)
3	6	6	570 (50)	559 (50)	468 (59)	414 (44)
Toda a série	150	183	555 (49)	580 (42)	452 (59)	498 (65)

Em termos médios, a energia potencial disponível no sistema foi sempre superior ao normatizado (478 J). Analisando toda a série, no instante do impacto, houve para a filmadora uma perda de 5,4% e para o smartphone um aumento de 4,2% em relação a energia potencial teórica. Tal aumento consiste na superelevação do martelo. Destaca-se que estes dados médios não podem ser comparados diretamente, afinal não foram todos capturados simultaneamente pelas duas câmeras.

4.4 Fatores de correção e_1 e e_1*

A partir das magnitudes de E_P e E_k é possível determinar os fatores e_1 e e_1*, os quais constam na Tabela 2. Como previamente exposto, para e_1 não há necessidade de medir a altura de queda tendo em vista que esse fator considera a energia potencial nominal.

Tabela 2. Fatores e_1 e e_1* – Martelo pino-guia erguido manualmente.

Ensaio	Quantidade de dados		Fator e_1 média (DP)		Fator e_1* média (DP)	
	Filmadora	*smartphone*	Filmadora	*smartphone*	Filmadora	*smartphone*
1	0	30	-	1,07 (0,17)	-	0,83 (0,13)
2	50	50	0,94 (0,12)	1,04 (0,09)	0,88 (0,08)	0,93 (0,06)
3	6	6	0,98 (0,12)	0,85 (0,09)	0,82 (0,08)	0,74 (0,07)
Toda a série	56	86	0,95 (0,12)	1,04 (0,14)	0,88 (0,08)	0,88 (0,11)

É possível notar que para e_1 foram obtidos valores elevados (superiores a 1,0 em alguns casos). Tal fato já era esperado após a avaliação das alturas de queda que superaram o recomendado por norma. Esta superelevação permite que o martelo adquira velocidade final acima daquela pré-estabelecida para igualar a energia cinética à energia potencial normatizada.

Os valores de e_1* estão, satisfatoriamente, dentro do intervalo esperado, acima do encontrado por Cavalcante et al. (2011), que foi de 0,70, porém na mesma faixa apresentada por Santana et al. (2013) e Santana e Danziger (2016). A Tabela 3 apresenta os valores obtidos neste trabalho e as contribuições de outros autores.

Tabela 3. Fatores e_1 e e_1* para sistemas manuais – valores médios.

Referência	e_1	e_1*
Cavalcante et al. (2011)	0,74	0,70
Santana et al. (2013)	1,06	0,92
Santana e Danziger (2016)	0,78 a 1,10	0,86 a 0,99
Presente artigo	0,95 a 1,04	0,88

5 CONCLUSÕES

A partir dos 332 golpes analisados, define-se que as alturas de queda médias determinadas, tanto da filmadora como para o *smartphone* estão acima da preconizada pela ABNT (2020) e estão atreladas à maneira de levantamento do martelo (sistema manual). Consequentemente, as respectivas energias potenciais também extrapolam o limite normatizado.

As velocidades de impacto apresentaram leve distorção em relação à velocidade teórica de queda de 75 cm, acompanhadas das energias cinéticas, as quais ficaram na mesma faixa apresentada por Santana et al. (2013) e Santana e Danziger (2016).

O fator e_1 apresentou valores elevados, em alguns casos, superiores a 1,0. Já quando analisado o fator e_1*, obteve-se valor médio de 0,88 para ambas as fontes de aquisição de vídeo. Sendo assim, para o sistema manual em questão (martelo pino-guia erguido manualmente com roldana fixa) este fator pode ser considerado representativo para avaliar a relação das perdas entre energia potencial e cinética.

Finalmente, vale ressaltar a viabilidade do emprego desta técnica de monitoramento tendo em vista que se demonstrou eficaz, útil e pouco intrusiva para análises de ensaios que são executados diariamente, possibilitando maior conhecimento dos dados obtidos. Ainda, o uso de *smartphone* nesse processo também é válido, levando em consideração sua portabilidade, qualidade de imagem e os resultados obtidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Cavalcante, E.H., Danziger, B.R., Danziger, F.A.B. (2011) Measurement of Drop Height and Impact Velocity in the Brazilian SPT System. *Soils and Rocks*, 34(3), 207-218.

Décourt, L. (1989) SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments in in-situ testing – Part 2: The standard penetration test, state-of-the-art report. In: *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE)*, Rio de Janeiro. 12, 2405-2416.

Mendes, E. (2017) *Cálculo de Velocidade Baseado em Imagem de Vídeos Através de Software Livre*. Monografia (Pós-graduação Lato Sensu) – Especialização em Perícia de Acidentes - Instituto Federal de Santa Catarina, 77 p.

Oliveira, T.C.F., Lorenzi, V., Bogorni, J., Lorenzi, G.A. (2020) O Efeito da Automatização no Processo de Sondagem SPT – Uma Nova Perspectiva Sobre Equipamentos Mecanizados In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas. Anais... ABMS. 4551-4558. http://doi.org/10.4322/cobramseg.2022.0573

Santana, C.M., Danziger, F.A.B., Danziger, B.R. (2013) The measurement of energy reaching the sampler in SPT. *Proc. 4th Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, Porto de Galinhas, p. 921-926.

Santana, C.M., Danziger, B.R., Danziger, F.A.B. (2014) Energy Measurement in the Brazilian SPT System. Soils and Rocks, 37(3), 243-255. https://doi.org/10.28927/SR.373243

Santana, C.M., Danziger, F.A.B. (2016) Monitoramento da Energia em Ensaios SPT Realizados no Estado do Rio de Janeiro. In: *XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Belo Horizonte. Anais... ABMS. v. 1, 221-245.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/541

Estudo de Caso de Aterro Experimentaç de Estéril de Mineração em Mariana/MG

Rodrigo Inocêncio Vasconcelos
Engenheiro, Faculdade Arnaldo, Belo Horizonte, Brasil, rodrigo_inovas@yahoo.com.br

Marcio Fernandes Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: A implantação de estruturas geotécnicas sobre depósitos de estéreis de mineração constitui uma prática corriqueira em empreendimentos de mineração, particularmente no caso de construção de uma pilha ou realizar um reforço em uma barragem. Neste sentido, torna-se mandatório o estudo do comportamento geotécnico dos estéreis como material de construção e de fundação de tais estruturas, com ênfase na magnitude dos parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade. O objetivo do artigo foi apresentar a metodologia e resultados de execução do aterro experimental considerando o material de estéril de mineração para servir de base para a construção de uma pilha de estéril ou reforço de uma barragem. A metodologia contemplou: a seleção de equipamentos e procedimentos operacionais, seleção dos materiais para compor o aterro experimental, definição da geometria, realizado o tratamento da fundação, o manejo do estéril, elencadas as variáveis envolvidas bem como o planejamento construtivo, executada a instrumentação, bem como a execução de ensaios de laboratório e in situ, além de critérios de controle. Os resultados indicaram que o material é predominante não plástico e que o grau de compactação das camadas lançadas de 30 cm, 40 cm, 50 cm e 60 cm realizadas por dois tipos de equipamentos como o pé de carneiro e trator de esteira ficaram na faixa de 90% a 95%. Desta forma foi possível avaliar sobre os principais requisitos necessários para a avaliação do aterro experimental que devem ser considerados.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro experimental. Estéril. Implantação. Ensaios.

ABSTRACT: The implementation of geotechnical structures on mining waste deposits is a common practice in mining projects, particularly in the case of building a pile or reinforcing a dam. In this sense, it is mandatory to study the geotechnical behavior of waste rock as a construction and foundation material for such structures, with emphasis on the magnitude of the resistance, deformability and permeability parameters. The objective of the article was to present the methodology and results of carrying out the experimental landfill considering mining waste material to serve as a basis for the construction of a waste rock pile or reinforcement of a dam. The methodology included: selection of equipment and operational procedures, selection of materials to compose the experimental landfill, definition of the geometry, treatment of the foundation, waste management, listing the variables involved as well as construction planning, execution of instrumentation, as well as the execution of laboratory and in situ tests, in addition to control criteria. The results indicated that the material is predominantly non-plastic and that the degree of compaction of the layers laid at 30 cm, 40 cm, 50 cm and 60 cm carried out by two types of equipment such as the sheepsfoot and the crawler tractor were in the range of 90% to 95%. In this way, it was possible to evaluate the main requirements necessary for the evaluation of the experimental landfill that must be considered.

KEYWORDS: Experimental landfill, Tests, Waste, Monitoring.

1 INTRODUÇÃO

A construção de pilhas de estéril, rejeito ou mistas (com ambos os materiais) cada dia desafiam mais os limites do conhecimento da Engenharia, frente às necessidades volumétricas para essas estruturas que juntamente com a restrição de áreas, faz com que alturas superem 100 m. Estas estruturas, além de garantir os objetivos econômicos essas estruturas devem ser estáveis. Dada a grande variabilidade dos materiais que podem ser dispostos, a compreensão prévia desses coomportamentos é fundamental.

A exemplo dessas considerações podem ser mencionadas abordagens distintas visando a construtibilidade para distintos materiais. Solos saprolíticos e residuais jovens podem ser provenientes das frentes de lavras ou de outras origens devendo ser considerada a dificuldade em se trabalhar com este tipo de material desde a preparação de amostras até a realização de ensaios. Isso porque o material é destorroado e este procedimento faz com que ocorra a "descaracterização" do mesmo à condição de utilização na obra. Dessa forma, os resultados obtidos nos ensaios em laboratório podem não coincidir com as características do solo em campo. Outra dificuldade que ocorre durante os estudos de controle de laboratório é que geralmente o diâmetro de boa parte do material é superior ao previsto para os equipamentos convencionais de laboratório. Quando esses materiais são provenientes de outras pilhas de estéril (PDE) os solos são notoriamente heterogêneos, pois a aleatoriedade com que esses materiais foram e são dispostos acarretam na dispersão quantitativa dos valores de parâmetros geotécnicos. Definir de forma consistente esses parâmetros torna-se uma tarefa um tanto dispendiosa em todos os seus aspectos e de extremo desafio seu controle tecnológico. Por fim, existe a trabalhabilidade dos solos. Nos aterros experimentais a trabalhabilidade dos solos deve ser motivo de grande atenção e preocupação, principalmente quanto aos solos saprolíticos, tanto aqueles que são provenientes das frentes de lavra quanto àqueles oriundos das PDE's. Tempos e tipos de equipamentos utilizados nas operações de "homogeneização" podem ser elevados e bem solicitados, respectivamente.

Os aterros experimentais são de extrema importância para obras com áreas de empréstimos constituídas de solos heterogêneos visando a compreensão do seu comportamento geotécnico. São fundamentais, pois analisam até que ponto a modificação nos parâmetros envolvidos no problema (grau de compactação, teor de umidade, massa específica seca, por exemplo) têmcerta influência nas características finais das estruturas geotécnicas. Da mesma maneira, definem quais os equipamentos devem ser utilizados durante a obra e quais seriam os parâmetros mais adequados para que a estrutura seja, geotecnicamente, segura e estável.

Desta forma, o objetivo deste artigo é apresentar a metodologia construtiva envolvida nessas estruturas bem como o resumo dos ensaios de controle tecnológico de estudos utilizados para compreensão do comportamento dos estéreis que foram estudados, visando a sua utilização como material de construção para a construção de pilhas e reforço de barragens. Além disso, o artigo buscou contribuir com a definição operacional dos equipamentos de terraplenagem e sua produtividade, a avaliação dos parâmetros geotécnicos que governam a estabilidade da estrutura e a trabalhabilidade dos materiais estudados de forma a definir o "*modus operandi*" dos serviços de terraplenagem.

2 METODOLOGIA

Os aterros experimentais foram confeccionados com solos provenientes de várias áreas de empréstimo, lançados, espalhados e compactados mecanicamente, utilizando equipamentos convencionais de terraplenagem, na região de Mariana (MG). Para cada camada do aterro foram verificados: teor de umidade (h%) conforme a faixa de umidade especificada, por meio do ensaio "*Speedy*" ou balança higroscópica e, grau de compactação (G.C.) pela verificação da massa específica aparente seca com o ensaio de frasco de areia ou cilindro biselado. Foi indicado que os parâmetros de compactação do solo (GC e h%) fossem verificados pelo método de *Hilf*, buscando ajustar as curvas de compactação obtidas pelo ensaio de compactação de *Proctor* Normal para realizar a verificação desses parâmetros.

2.1 Preparação do Aterro Experimental

O aterro experimental foi realizado em duas pistas adjacentes construídas com o estéril na umidade ótima. Cada pista possuía cerca de 4,5 m de largura, sendo testado respectivamente em cada pista equipamentos esteirados e pneumáticos. O aterro contou com 4 camadas de estéril aparente (solto), sendo elas com espessuras de 30, 40, 50 e 60 cm, que foram compactadas com ±2% do teor de umidade ótimo. Foi avaliada a performance de dois equipamentos, ou seja, o rolo pé-de-carneiro (CA-250) e o Trator de esteira (D6X TL). Essa avaliação baseou-se na determinação: do número de passadas,velocidade e a espessura ideal para se atingir os índices físicos requeridos para na premissa. Foi prática usual e recomendada a realização de um aterro experimental, composto por no mínimo duas pistas (uma para equipamentos pneumáticos e outra para equipamentos esteirados) de modo a permitir a avaliação do comportamento das diversas camadas do

aterro sob a ação de diferentes níveis de energia de compactação.

Cada camada de aterro apresentou no topo a largura de 10 m, comprimento de 40 m, taludes laterais com inclinações de 1V:2H e duas rampas de acesso com inclinação de 10%, de maneira que foi possível a entrada e saída de caminhões e equipamentos, sem a necessidade de manobra (Figura 1). As dimensões finais propostas para ele, tendo como referência as camadas lançadas (Figura 1). Ressalta-se que a espessura final foi estimada em no mínimo 1,50 metros (após compactação das camadas), podendo ter alterações de acordo com as características do estéril.

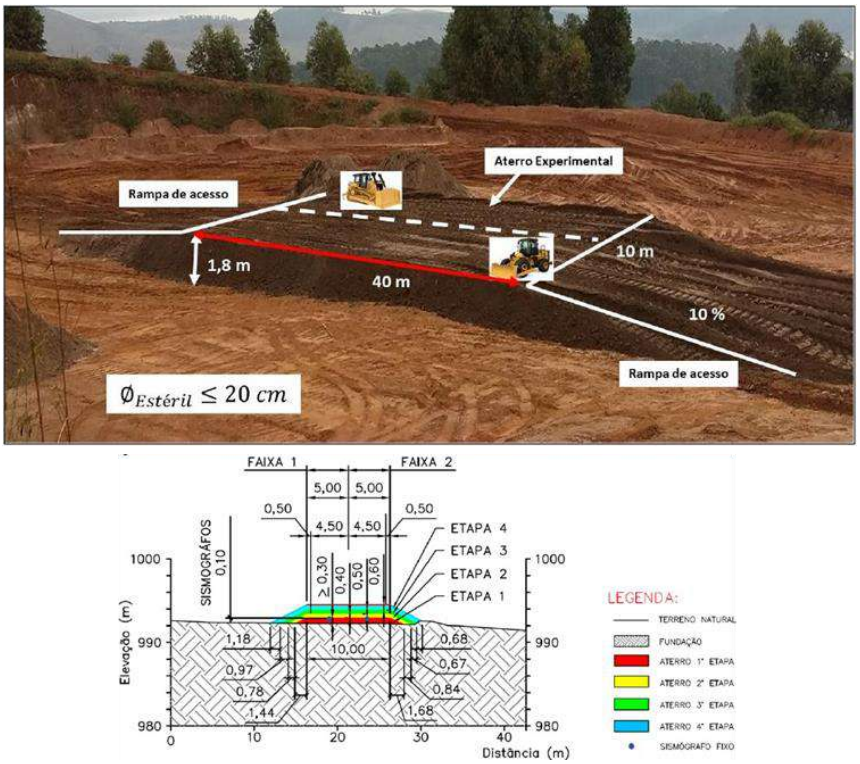


Figura 1. Arranjo esquemático do Aterro Experimental e seção transversal típica.

Antes da construção foi realizada a preparação da fundação. Em toda a área onde o aterro experimental foi executado foi necessária a remoção da vegetação existente (raízes), solos inconsolidados, matacões etc., juntamente com a regularização da superfície. Nas operações de destocamento (remoção de raízes), raspagem da vegetação rasteira e limpeza do terreno, foi empregado trator de esteiras com lâmina. O destocamento incluiu a remoção, transporte e "enleiramento" de todos os tocos e raízes abaixo do nível do solo.

Os principais recursos utilizados à execução e acompanhamento do aterro experimental de material de estéril foram: caminhão pipa (capacidade ≥ 10.000 litros); motonivelador tipo CAT12H (ou similar), rolo compactador CA250 (Dynapac) sem vibração, liso para solos com finos inferior a 35% (granulares) e rolo compactador, sem vibração, pé-de-carneiro para solos com finos acima de 35% (solos silto-argilosos); trator de esteira com lâmina frontal tipo CAT D6N (ou similar); trator de pneus com lâmina frontal tipo: CAT 814 ou trator agrícola valmet 1780 ou pá carregadeira de pneus; caminhão basculante trucado ou traçado com capacidade mínima de 25 ton; área de estocagem; laboratório de campo: para ensaios de Proctor Normal, Densidade/Umidade, Granulometria completa, Limites de Consistência (Atterberg), Densidade dos Grãos, índice de vazios máximo e mínimo e umidade de estufa; e equipe técnica.

2.2 Manejo do Estéril

O estéril utilizado está nas imediações do aterro experimental e foi transportado por caminhão até o local. Logo que o material foi descarregado na área prevista, foi realizada a coleta de cerca de ~70 kg para ensaios de caracterização em laboratório. Considerou-se 2.600 m³ de estéril empolado para a execução de cada aterro. Destaca-se que os diâmetros máximos permitidos para o aterro foram da ordemde 20 cm, cerca de 2/3 da espessura da camada esperada. Para a construção do aterro experimental, o estéril foi utilizado na

umidade ótima com variação máxima aceitável de 2% da própria umidade ótima. Caso o estéril estivesse com umidade distinta da prevista para execução da pista, esse foi trabalhado e secado/umedecido até atingir a umidade referente à da pista em execução, antes de sua compactação. Preferencialmente, os materiais tiveram suas umidades de lançamento corrigidas na própria região de empréstimo.

2.3 Planejamento da Execução

O aterro experimental foi construído em um espaço nivelado com área mínima aproximada de 1.260 m² adequada para a implantação. Para o local de espera e estocagem dos materiais foi previstauma área de aproximadamente 40 m x 60 m. A região de implantação escolhida foi de fácil acesso aos equipamentos e a segurança do tráfego de equipamentos e pessoal.

2.4 Variáveis Analisadas

O aterro experimental foi executado a fim de estabelecer a viabilidade, os métodos e os equipamentos mais convenientes, para organizar as operações e garantir a melhor trabalhabilidade dos materiais, de acordo com suas características. As principais variáveis que foram analisadas e controladas na execução do aterro foram:

- Umidade do solo (ω%): conhecido o teor de umidade ótima do estéril em referência, obtido dos ensaios de Compactação Proctor Normal;
- G.C.: o método de Hilf foi usado para avaliar o controle de compactação por meio dos parâmetros G.C. e ω%;
- Tipos de equipamento de compactação: Feita as eficiências dos equipamentos compactadores, de forma a compatibilizá-los com o projeto da pilha de estéril a ser implantada ou obra de reforço de barragem;
- Espessura das camadas soltas: foram testadas as seguintes espessuras de camadas soltas: 30, 40, 50 e 60 cm;
- Número de passadas: esta foi uma variável importante a ser determinada, posto que está relacionada com os prazos da compactação e o tipo de equipamento a ser utilizado na construção da pilha ou reforço de uma barragem. Para o aterro experimental foram avaliados os graus de compactação do estéril, para 4, 6 e 8 passadas. Eventualmente foram testadas passadas superiores a 8.;
- Velocidades dos equipamentos: buscou-se avaliar o comportamento das vibrações, em profundidade e superfície, através dos equipamentos compactadores durante a execução. Para o trator de esteira tipo D6T foram avaliadas as velocidades de 3,8, 6,6 e 11,4 km/h. Para Para o rolo CA250, podem ser testadas as velocidades de 3,5, 5,0 e 7,0 km/h.;
- Comportamento geotécnico dos materiais: foram exeutados ensaios de caracterização completa, Limites de Atterberg, grau de compactação e permeabilidade para os materiais lançados.
- G.C. resultante: a determinação do G.C. resultante de 4, 6 e 8 passadas dos equipamentos compactadores visou estabelecer as premissas de projeto, com atenção ao eventual gradiente de compactação ao longo de cada camada compactada; e
- Vibrações no maciço: Foram registradas as vibrações geradas no aterro experimental decorrentes do tráfego de veículos de terraplenagem e eventual abalo sísmico natural regional por meio de geofones.

2.5 Instrumentação

Os estudos de vibrações consistiram na medida do movimento, descritos em termos da Aceleração/Velocidade/Deslocamento de Pico da Partícula (respectivamente PGA, PGV, PGD, ou soma vetorial PVS), observadas em um dado ponto do espaço num certo intervalo de tempo. Para o referido estudo foi monitorado apenas a PGA, através de sismógrafos de engenharia.

No geral, as vibrações sísmicas, caracterizadas como fontes móveis/não estacionárias, foram monitoradas para controle das atividades de construção de pilhas de estéreis ou reforço de uma barragem. Esse monitoramento buscou garantir o diagnóstico e indicar as ações para contenção e/ou correção das condições e/ou efeitos gerados pelas vibrações induzidas, que estavam relacionadas com as atividades de

compactação, bem como com a estabilidade do solo, e podendo impulsionar os efeitos dessas vibrações na construção da pilha ou reforço de barragem.

2.6 Sismógrafos

Os estudos de vibração consistiram na medida do movimento do solo, descritos em termos da Aceleração/Velocidade/Deslocamento de Pico da Partícula (respectivamente, PPA "*Peak Particle Aceleration"*, PPV "*Peak Particle Velocity"* e PPD "*Peak Particle Displacement"*) ou soma vetorial (PVS "*Peak Vector Sum"*), observadas em um dado ponto do espaço num certo intervalo de tempo.

A análise e as medidas de vibração são essenciais para o gerenciamento de problemas de vibração (SVINKIN, 2004). Diversas atividades geram vibrações, causadas pela passagem das ondas por aquele meio. Dentre as ondas que viajam por esse meio, as principais foram das ondas de corpo P e S e as ondas Rayleigh (AMICK e GENDREAU, 2000). Portanto, a fim de se obter um monitoramento eficiente das atividades operacionais, com o entendimento das vibrações que foram geradas por essas atividades e como essas ondas se propagam, tal qual suas respectivas amplitudes, se faz necessário o acompanhamento das vibrações.

Para o caso do aterro experimental, foi prevista a instalação de 3 sismógrafos móveis em superfície e 3 sismógrafos fixos, abaixo do aterro. Esses sensores ficaram dispostos alinhados entre si, entre as pistas de tráfego de equipamentos. Buscou-se avaliar não apenas o comportamento das ondas em superfície, mas também quais variações serão ocasionadas pela compactação do material e aumento da profundidade, uma vez que o aterro terá sua altura aumentada. De maneira geral, os estudos foram conduzidos com a instalação de geofones em superfície. No caso do aterro, o arranjo contou com sensores instalados em profundidade, o que permitiu o estudo do comportamento e efeito da profundidade na atenuação, tendo em vista que o meio é heterogêneo e anisotrópico.

Segundo Caixeta (2018), a proposição metodológica envolve o ajuste de curvas de atenuação de vibração superficial na direção do rejeito, com base nas leituras de todos os sensores e no controle de horário de atividades de execução da obra. Na mesma proposição, também foi a análise do comportamento das vibrações, em termos de amplitude e frequência, em função da variação de espessura do aterro, com base nas leituras dos sensores de profundidade e no avanço da construção do aterro.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados de caracterização (Figura 2) do aterro experimental realizados nos materiais indicaram NP (Não Plásticos), heterogêneos, granulometria média de: 26% de pedregulho, baixa presença de argila, com média de 29% de Silte e 33,9% de areias. A massa específica mínima foi de 2,145 g/cm³, densidade real dos grãos média de 3,138 g/cm³, umidade ótima na média das 4 amostras de 13,6% e permeabilidade média de 1,21 x10^{-5} cm/s.

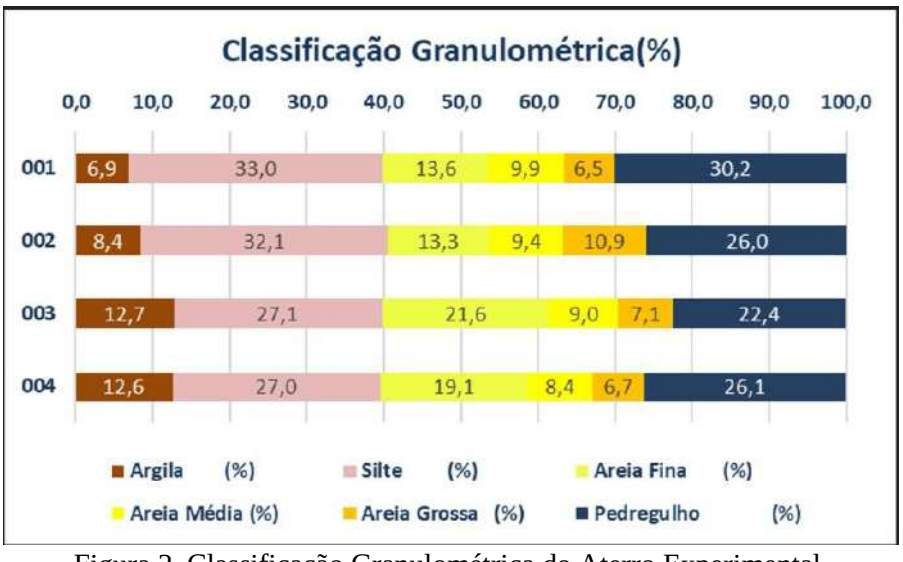


Figura 2. Classificação Granulométrica do Aterro Experimental.

Os Quadros 1 a 5 apresentam os resultados de G.C e massa específica seca para o equipamento Rolo CA 250, nas cinco camadas do aterro. Em vermelho, destaca-se o resultado que não atendeu a expectativa.

Quadro 1 – Estatística da camada por número de passadas – 1ª Camada 30 cm – G.C. resultante.

Grau de Compactação (%)							Massa Específica Seca (g/cm³)						
N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão	Número de Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão
4	Topo	2	98,1	97,8	98,0	0,21	4	Topo	2	2,078	2,071	2,075	0,00
	Base	2	97,1	97,0	97,1	0,07		Base	2	2,057	2,054	2,056	0,00
6	Topo	2	98,9	98,0	98,5	0,64	6	Topo	2	2,095	2,076	2,085	0,01
	Base	2	97,9	96,7	97,3	0,85		Base	2	2,074	2,048	2,061	0,02
8	Topo	2	100,7	99,7	100,2	0,71	8	Topo	2	2,133	2,112	2,122	0,01
	Base	2	98,8	97,4	98,1	0,99		Base	2	2,093	2,063	2,078	0,02

Quadro 2 – Estatística da camada por número de passadas – 2ª Camada 30 cm.

G.C. (%)							Massa Específica Seca (g/cm³)						
N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão	N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão
4	Topo	2	98,2	97,6	97,9	0,42	4	Topo	2	2,221	2,208	2,214	0,01
	Base	2	96,8	94,7	95,8	1,48		Base	2	2,190	2,142	2,166	0,03
6	Topo	2	99,8	96,3	98,1	2,47	6	Topo	2	2,257	2,178	2,218	0,06
	Base	2	98,1	94,6	96,5	2,26		Base	2	2,219	2,147	2,183	0,05
8	Topo	2	99,7	99,5	99,6	0,14	8	Topo	2	2,255	2,251	2,253	0,00
	Base	2	98,7	97,1	97,9	1,13		Base	2	2,233	2,196	2,214	0,03
10	Topo	2	100,3	99,7	100,0	0,42	10	Topo	2	2,269	2,255	2,262	0,01
	Base	2	98,6	98,2	98,4	0,28		Base	2	2,230	2,221	2,226	0,01
12	Topo	2	100,4	99,8	100,1	0,42	12	Topo	2	2,271	2,257	2,264	0,01
	Base	2	98,7	97,9	98,3	0,57		Base	2	2,233	2,214	2,224	0,01

Quadro 3 – Estatística da camada por número de passadas – 3ª Camada 40 cm.

G.C. (%)							Massa Específica Seca (g/cm³)						
N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão	N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão
4	Topo	2	95,3	94,2	94,8	0,78	4	Topo	2	2,192	2,167	2,179	0,02
	Base	2	93,0	92,7	92,8	0,21		Base	2	2,139	2,132	2,136	0,00
6	Topo	2	95,7	95,6	95,7	0,07	6	Topo	2	2,201	2,199	2,200	0,00
	Base	2	94,6	94,0	94,3	0,42		Base	2	2,176	2,162	2,169	0,01
8	Topo	2	97,3	96,8	97,1	0,35	8	Topo	2	2,238	2,226	2,232	0,01
	Base	2	94,9	94,4	94,7	0,35		Base	2	2,183	2,171	2,177	0,01
10	Topo	2	98,8	98,6	98,7	0,14	10	Topo	2	2,272	2,268	2,270	0,00
	Base	2	97,9	97,1	97,5	0,57		Base	2	2,252	2,233	2,243	0,01
12	Topo	2	100,2	99,3	99,8	0,64	12	Topo	2	2,305	2,284	2,294	0,01
	Base	2	98,5	98,4	98,5	0,07		Base	2	2,266	2,263	2,264	0,00

Quadro 4 – Estatística da camada por número de passadas – 4ª Camada 50 cm.

G.C. (%)							Massa Específica Seca (g/cm³)						
N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão	N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão
4	Topo	2	97,0	95,7	96,4	0,92	4	Topo	2	2,104	2,076	2,090	0,02
	Base	2	89,5	89,4	89,5	0,07		Base	2	1,941	1,939	1,940	0,00
6	Topo	2	95,7	94,6	95,2	0,78	6	Topo	2	2,076	2,052	2,064	0,02
	Base	2	94,2	92,4	93,3	1,27		Base	2	2,043	2,004	2,024	0,03
8	Topo	2	95,7	95,1	95,4	0,42	8	Topo	2	2,076	2,063	2,069	0,01
	Base	2	94,2	93,4	93,8	0,57		Base	2	2,043	2,026	2,035	0,01
10	Topo	2	96,0	95,9	96,0	0,07	10	Topo	2	2,082	2,080	2,081	0,00
	Base	2	94,5	93,6	94,1	0,63		Base	2	2,050	2,030	2,040	0,01

Quadro 5 – Estatística da camada por número de passadas – 5ª Camada 60 cm (Sem Energia).

G.C. (%)							Massa Específica Seca (g/cm³)						
N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão	N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão
Sem Energia	Topo	2	92,1	89,9	91,0	0,55	Sem Engengia	Topo	2	2,058	2,008	2,033	0,01
	Base	2	85,6	82,9	84,2	0,67		Base	2	1,912	1,852	1,882	0,01
4	Topo	2	93,8	92,6	93,2	0,30	4	Topo	2	2,095	2,069	2,082	0,01
	Base	2	86,0	84,0	85,0	0,50		Base	2	1,921	1,877	1,899	0,01
6	Topo	2	90,0	-	-	-	6	Topo	2	2,011	-	-	-
	Base	2	87,1	-	-	-		Base	2	1,946	-	-	-
8	Topo	2	92,1	91,7	91,9	0,10	8	Topo	2	2,058	2,049	2,054	0,00
	Base	2	84,8	84,0	84,4	0,20		Base	2	1,894	1,877	1,886	0,00

Os resultados apresentados para a 1° camada de 30 cm (Quadro) demonstram que G.C., topo e base atenderam ao mínimo de 95%. Já para a 2° camada de 30 cm (Quadro 2) apenas dois resultados na base ficaram abaixo do previsto, os demais resultados atenderam ao mínimo de 95%. Para a 3° camada (Quadro 3) ficou demonstrado que com 4 passadas não atingiu-se o grau mínimo previsto. Entretanto, já com 6 e 8 passadas não obteve-se o G.C. mínimo apenas na base. Desta forma, para a aplicação do material compactado de 40 cm de espessura foram necessárias 10 passadas. Para a 4° camada (Quadro 4) de 50 cm percebe-se que todos os graus de compactação da base ficaram abaixo do previsto. Com isso, não foi recomendável o lançamento de camadas com essa espessura. Por fim, a 5° camada de 60 cm apresentou todos os graus de compactação abaixo do previsto. Com isso, não foi recomendável o lançamento de camadas com essa espessura.

Os Quadros 6 a 10 apresentam os resultados de G.C e massa específica seca para o equipamento Trator de esteira D6, nas cinco camadas do aterro. Em vermelho, destaca-se o resultado que não atendeu a expectativa.

Quadro 6 – Estatística da camada por número de passadas – 1ª Camada 30 cm – G.C. resultante.

		G.C. (%)						Massa Específica Seca (g/cm³)				
N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão	N° Passadas	Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão
4	Topo	2	97,3	95,3	96,3	1,41	4	Topo	2	2,066	2,023	2,044	0,03
	Base	2	93,2	92,4	92,8	0,57		Base	2	1,979	1,962	1,970	0,01
6	Topo	2	97,8	97,1	97,5	0,49	6	Topo	2	2,076	2,061	2,069	0,01
	Base	2	96,2	93,9	95,1	1,63		Base	2	2,042	1,993	2,018	0,03
8	Topo	2	98,0	97,9	98,0	0,07	8	Topo	2	2,081	2,078	2,079	0,00
	Base	2	96,8	95,2	96,0	1,13		Base	2	2,055	2,021	2,038	0,002

Quadro 7 – Estatística da camada por número de passadas – 2ª Camada 30 cm.

		G.C. (%)						Massa Específica Seca (g/cm³)				
N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão	N° Passadas	Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão
4	Topo	2	96,8	92,4	94,6	3,11	4	Topo	2	2,190	2,090	2,140	0,07
	Base	2	90,0	89,4	89,6	0,57		Base	2	2,036	2,018	2,207	0,01
6	Topo	2	98,9	97,3	98,1	1,13	6	Topo	2	2,237	2,201	2,219	0,03
	Base	2	98,3	95,0	96,7	2,33		Base	2	2,224	2,149	2,186	0,05
8	Topo	2	98,2	97,8	98,0	0,28	8	Topo	2	2,221	2,212	2,217	0,01
	Base	2	97,4	96,5	97,0	0,64		Base	2	2,203	2,183	2,193	0,01
10	Topo	2	98,8	98,8	98,8	0,00	10	Topo	2	2,235	2,235	2,235	0,00
	Base	2	98,2	97,6	97,9	0,42		Base	2	2,221	2,208	2,214	0,01
12	Topo	2	99,0	98,6	98,8	0,28	12	Topo	2	2,239	2,230	2,235	0,01
	Base	2	98,4	98,0	98,2	0,28		Base	2	2,226	2,217	2,221	0,01

Quadro 8 – Estatística da camada por número de passadas – 3ª Camada 40 cm.

		G.C. (%)						Massa Específica Seca (g/cm³)				
N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão	N° Passadas	Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão
4	Topo	2	93,3	93,2	93,3	0,07	4	Topo	2	2,146	2,144	2,145	0,00
	Base	2	94,2	92,6	93,4	1,13		Base	2	2,167	2,130	2,148	0,03
6	Topo	2	95,3	95,0	95,2	0,21	6	Topo	2	2,192	2,185	2,188	0,00
	Base	2	94,3	93,3	93,8	0,71		Base	2	2,169	2,146	2,157	0,02
8	Topo	2	95,4	95,3	95,4	0,07	8	Topo	2	2,194	2,192	2,193	0,00
	Base	2	95,0	94,7	94,9	0,21		Base	2	2,185	2,178	2,182	0,00
10	Topo	2	97,4	96,1	96,8	0,92	10	Topo	2	2,240	2,210	2,225	0,02
	Base	2	96,0	95,5	95,8	0,35		Base	2	2,208	2,197	2,202	0,01
12	Topo	2	97,6	96,5	97,1	0,78	12	Topo	2	2,245	2,220	2,232	0,02
	Base	2	97,0	95,9	96,5	0,78		Base	2	2,231	2,206	2,218	0,02

Quadro 9 – Estatística da camada por número de passadas – 4ª Camada 50 cm.

		G.C. (%)						Massa Específica Seca (g/cm³)				
N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão	N° Passadas	Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão
4	Topo	2	95,0	94,2	94,6	0,57	4	Topo	2	2,061	2,043	2,052	0,01
	Base	2	90,4	89,3	89,9	0,78		Base	2	1,961	1,937	1,949	0,02
6	Topo	2	95,8	95,6	95,7	0,14	6	Topo	2	2,078	2,074	2,076	0,00
	Base	2	94,2	93,2	93,7	0,71		Base	2	2,043	2,022	2,032	0,02
8	Topo	2	95,6	94,6	95,1	0,71	8	Topo	2	2,074	2,052	2,063	0,02
	Base	2	93,9	93,6	93,8	0,21		Base	2	2,037	2,030	2,033	0,00
10	Topo	2	97,8	97,1	97,5	0,49	10	Topo	2	2,121	2,106	2,114	0,01
	Base	2	93,9	92,8	93,4	0,78		Base	2	2,037	2,013	2,025	0,02

Quadro 10 – Estatística da camada por número de passadas – 5ª Camada 60 cm.

G.C. (%)							Massa Específica Seca (g/cm³)					
N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão	N° Passadas		Quantidade de Ensaios	Máx.	Mín.	Média	Desvio padrão
4	Topo	2	92,4	91,6	92,0	0,20	4	Topo	2	2,064	2,046	2,055	0,00
	Base	2	85,1	82,5	83,8	0,65		Base	2	1,901	1,843	1,872	0,01
6	Topo	2	92,8	92,0	92,4	0,20	6	Topo	2	2,073	2,055	2,064	0,00
	Base	2	85	84,9	84,9	0,02		Base	2	1,899	1,897	1,898	0,00
8	Topo	2	92,5	-	-	-	8	Topo	2	2,066	-	-	-
	Base	2	84,5	-	-	-		Base	2	1,888	-	-	-

Para a 1° camada de 30 cm (Quadro 6) foi observada maior dispersão. Os ensaios realizados no topo atenderam ao grau de compactação previsto, porém com 4 e 6 passadas não atingiram o grau mínimo na base. Assim, para a aplicação do material com espessura de 30 cm compactadas, foi necessário o mínimo de 8 passadas. Para a 2ª camada de 30 cm (Quadro 7) também houve grande dispersão. Os resultados de ensaios de compactação realizados com 4 passadas não atenderam ao grau de compactação mínimo previsto, porém com 6, 8, 10 e 12 passadas os valores ficaram superiores ao esperado. Desta forma, para a aplicação do material compactado com espessura de 30 cm necessitou de no mínimo 6 passadas. Já para a 3° camada de 40 cm (Quadro 8) observou-se que com 4 passadas não foi atingido o grau mínimo previsto; já com 6 e 8 passadas não foi atingido o G.C. mínimo apenas na base. Desta forma, para a aplicação do material compactado de espessura de 40 cm foi necessário no mínimo de 10 passadas. No caso da 4° camada de 50 cm (Quadro 9) todos os G.C. da base ficaram abaixo do previsto, não sendo recomendado o lançamento de camadas com essa espessura. Por fim, para a 5° camada de 60 cm (Quadro 10) todos os graus de compactação ficaram abaixo do previsto. Com isso, não foi recomendável o lançamento de camadas com essa espessura.

4 CONCLUSÕES

Os aterros experimentais, geralmente, são recomendados em obras de grande porte. Os materiais provenientes da Mina e da PDE's, são considerados os locais de empréstimos e que por ventura podem apresentar natureza distinta do ponto de vista geológico e geotécnico. Consequentemente, heterogeneidade e anisotropia serão fatores relevantes e condicionantes no comportamento geotécnico da construção e reforço de uma estrutura. A metodologia aqui proposta permitiu avaliar a performance operacional para a construção dessas estruturas.

Espera-se que esse estudo possa vir a contribuir com projetos semelhantes, onde há a necessidade da avaliação do comportamento geotécnico de materiais dispostos em empilhamentos de estéril e/ou como elementos de reforço em barragens.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amick, H., Gendreau, M. (2000) *Construction vibrations and their impact on vibration-sensitive facilities*. In: Construction Congress VI: Building Together for a Better Tomorrow in an Increasingly Complex World. p. 758-767.

Caixeta, A. P. C. (2018) *Estudo de Viabilidade da Utilização de Estéreis de Mina em Obras de Alteamento a Jusante – estudo de caso: barragem de rejeito Mirim*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto.

Svinkin, M. R. (2004) *Minimizing construction vibration effects*. Practice periodical on structural design and construction, v. 9, n. 2, p. 108-115.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/542

Estudo de Caso: Avaliação do Monitoramento Piezométrico de Uma Barragem de Contenção de Sedimentos Minerários

Fabiana Aparecida Blanco
Engenheira Civil, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte - MG, Brasil,
fabiana.blanco@pimentadeavila.com.br

Guilherme Henrique da Silva Pinto
Engenheiro Civil, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte - MG, Brasil,
guilherme.henrique@pimentadeavila.com.br

Eduardo Souza Cândido
Professor – Escola de Engenharia, UFLA, Lavras - MG, Brasil,
eduardo.candido@ufla.br

Vitor Ferreira Junqueira
Engenheiro Civil, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte, Brasil,
vitor.ferreira@pimentadeavila.com.br

RESUMO: Os acidentes envolvendo barragens representam desastres que causam impactos socioeconômicos e ambientais significativos e irreparáveis. A avaliação de estruturas através do monitoramento geotécnico é de suma importância para sua segurança e o seu monitoramento é crucial para avaliar as reais condições de segurança dos barramentos. Dessa forma, este trabalho avaliou o comportamento piezométrico de uma barragem de contenção de sedimentos. É apresentada a interpretação do perfil de poropressão obtido a partir da linha freática estimada por meio do histórico de leituras. Foram avaliadas 3 seções geológicas com 19 instrumentos de medição de poropressão, sendo eles 8 piezômetros Casagrande e 11 piezômetros elétricos de corda vibrante. Além disso, a seção possui uma régua linimétrica para avaliação do nível de água de montante do reservatório. Por meio da análise da instrumentação existente foi possível avaliar o perfil da linha freática obtida para cada uma das seções, sendo observado a influência da pluviometria na variação do nível de água da fundação. Por final, também foi possível avaliar o impacto do sistema extravasor da estrutura bem como do sistema de drenagem interno no comportamento piezométrico e foi comparado a linha freática para cada uma das seções.

PALAVRAS-CHAVE: Engenharia Geotécnica, Monitoramento de Barragens, Instrumentação, Piezometria.

ABSTRACT: Accidents involving dams represent disasters that cause significant and irreparable socio-economic and environmental impacts. The assessment of structures through geotechnical monitoring is of paramount importance for their safety, and monitoring is crucial to evaluate the actual safety conditions of the dams. Thus, this work evaluated the piezometric behavior of a sediment containment dam. The interpretation of the pore pressure profile obtained from the water table estimated through the historical readings is presented. Three geological sections with 19 pore pressure measurement instruments were evaluated, including 8 Casagrande piezometers and 11 vibrating wire piezometers. Additionally, the section has a limnimetric ruler for assessing the upstream water level. Through the analysis of the existing instrumentation, it was possible to evaluate the water table profile obtained for each of the sections, observing the influence of rainfall on the variation of the foundation water level. Finally, it was also possible to assess the impact of the overflow system of the structure as well as the internal drainage system on the piezometric behavior and to compare the water table for each of the sections.

KEYWORDS: Geotechnical Engineering, Dam Monitoring, Instrumentation, Piezometry.

1 INTRODUÇÃO

Os acidentes com barragens, exemplificados pelos casos de Mariana em 2015 e Brumadinho em 2019 causaram danos socioeconômicos e ambientais significativos e irreparáveis. Dessa maneira, salienta-se a importância da avaliação precisa e constante da segurança dessas estruturas, ressaltando medidas preventivas como adoção normas e padrões técnicos mais rigorosos e monitoramento geotécnico.

A área de monitoramento geotécnico tem sido objeto de estudo por diversos pesquisadores renomados a mais de dois séculos. Dunniclif (1988), destaca que ainda no início do século foram fomentados os primeiros instrumentos geotécnicos. A partir de 1920 os instrumentos foram evoluindo e passando a se tornar cada vez mais empregados no monitoramento de estruturas geotécnicas. Em âmbito nacional, Silveira (2006) menciona que o crescimento se deu a partir da década de 70, impulsionado pelo crescimento das hidrelétricas brasileiras.

Um dos principais parâmetros a serem avaliados para a gestão da estabilidade das barragens são as variações das poropressões. Tal parâmetro é definido como as pressões de água presentes no arcabouço do solo, conforme detalhado por Pinto (2006). Nessa perspectiva, os piezômetros são instrumentos comumente empregados para esse fim. Tais instrumentos podem ser do tipo aberto ou fechado, a depender do tipo de equipamento utilizado.

Segundo Cerqueira (2017), na atualidade é observado que os instrumentos de monitoramento geotécnico se destacam pelo avanço tecnológico notável, conferindo maior precisão e eficiência na coleta de dados, tais como piezômetro elétricos (PZE). A integração de sensores avançados e sistemas de comunicação em tempo real possibilita respostas rápidas diante de alterações nas condições geotécnicas. Além disso, como destacado pelo autor, a interface simplificada desses instrumentos facilita a execução de tarefas de monitoramento, tornando o processo mais acessível e eficaz para profissionais da área, visto a possibilidade de automatização das leituras e armazenamento em nuvem com transmissão em tempo quase real dos dados.

Segundo Cerqueira (2017), o Piezômetro Casagrande (PZC) consiste num dispositivo de medição de pressão da água em solos e rochas do tipo aberto. Ele é composto por um tubo, que pode ser feito de PVC, metal ou material geomecânico, com ranhuras ou perfurações em trechos de cerca de 1 metro. No ponto de medida de pressão é realizado preenchimento de areia (material drenante), denominado célula de pressão. Acima de tal ponto, até a superfície, um selo de bentonita ou solo cimento é utilizado para evitar interferências de camadas de água superiores. A água subterrânea flui pelas ranhuras do tubo na região da célula de areia, sendo o nível de água mensurado pela pressão no ponto. Como instrumento mede tais pressões ao longo do tempo é possível mensurar o nível da água ao longo do tempo de vida da estrutura possibilitando mensurar as variações das condições de fluxo. Por fim, destaca-se que a célula de areia está conectada à superfície por meio da tubulação sendo as medidas relativas à pressão atmosféricas.

O piezômetro elétrico de corda vibrante (PZE), consiste em um sensor piezométrico de corda vibrante, inserido dentro de um furo de sondagem em profundidade. Em linhas gerais, seu funcionamento é simples, onde mede-se a frequência da tensão de um arame fixo a um diafragma e submetido às variações da poropressão da camada alvo. As mudanças de pressão no diafragma fazem com que ele se esvazie ou infle alterando a tensão no arame, mudando também a tensão e frequência de vibração do elemento de arame vibrante (Silveira, 2006). Por meio de tais variações, obtém-se a poropressão no ponto de medida do instrumento. Devido a propriedade do instrumento, uma de suas grandes vantagens é a resposta rápida às variações do nível de água, proporcionando uma tomada de decisão ágil por parte dos operadores.

Segundo Hvorslev (1951), dentre os fatores que podem influenciar nas leituras dos piezômetros, pode-se destacar: (i) tempo necessário à água percolar para dentro ou para fora do tubo (tempo de resposta); (ii) presença de bolhas de ar ou gás no solo, as quais provocam o aumento no tempo de resposta; e (iii) erosão interna do solo adjacente à célula de areia que provocar a diminuição inicial do tempo de resposta e subsequente sedimentação do instrumento até sua completa inutilização. Além disso, pode ocorrer erros na medição do nível da água no interior do tubo, especialmente os instrumentos manuais, e erros na construção do instrumento, no caso dos PZCs, ou na calibração de sensores no caso dos PZEs.

Mediante ao exposto, objetivo principal deste trabalho é avaliar o monitoramento piezométrico de uma barragem de contenção de sedimentos, analisando a influência da pluviometria na resposta dos instrumentos, bem como entender o comportamento da linha freática desenvolvida e sua relação com o sistema de drenagem da estrutura. Para tal, foram avaliadas três seções geológico-geotécnicas as quais contêm no total 19 instrumentos de medição de poropressão, sendo eles 8 PZCs e 11 PZEs. Além disso, a estrutura possui 1 régua

linimétrica para avaliação do nível de água de montante e um pluviômetro para monitoramento do regime de chuvas na região.

2 METODOLOGIA

2.1 Dados da Estrutura

A barragem presente no estudo de caso foi construída com a finalidade de reter sedimentos provenientes da exploração do minério de bauxita, recebendo água do processo minerário, incluindo a limpeza industrial e a drenagem dos pátios de estocagem. A água passa por bacias de sedimentação antes de ser direcionada para barragem e, posteriormente, para outra barragem a jusante. Após a segunda estrutura, ao final do processo de clarificação o efluente é finalmente direcionado para o rio próximo à cidade minerária.

Construída no início dos anos 2000, a barragem analisada passou por etapas como escavação, limpeza da fundação, construção do sistema de drenagem interno e construção do maciço em aterro compactado. A estrutura possui dados do projeto *As Built*, bem como uma ampla gama de campanhas de investigações contendo sondagens à percussão, ensaios de piezocone, ensaios de palheta, bem como retiradas de amostras do tipo bloco e amostras deformadas. Para o monitoramento geotécnico foram instalados instrumentos para medição de poropressão do tipo piezômetro Casagrande (PZC), piezômetro elétrico de corda vibrante (PZE), réguas linimétricas e um pluviômetro próximo a estrutura. incluindo informações de investigações de campo e laboratório, instalação de instrumentos e caracterização geotécnica do subsolo.

A Figura 1 demonstra perfil longitudinal da estrutura estudada, no qual é possível observar a disposição dos materiais, sua elevação e as espessuras de suas camadas. Vale salientar, que o perfil transversal para as seções escolhidas para análise é apresentado em detalhes no item de resultados e discussões.

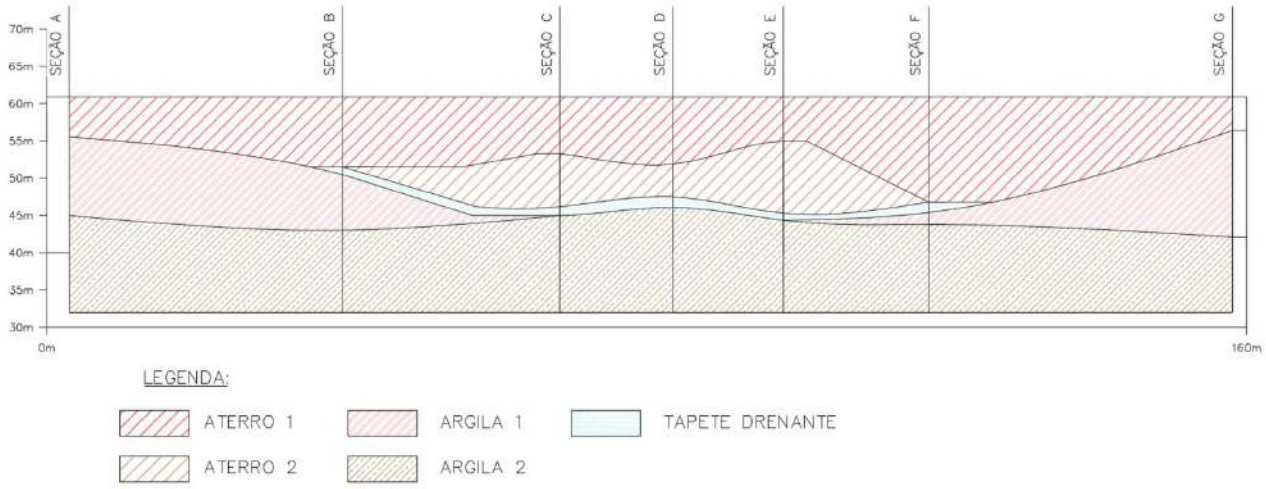


Figura 1. Seção longitudinal da Barragem analisada

2.2 Seções Analisadas

Para o desenvolvimento deste artigo, foram analisadas três seções instrumentadas, sendo elas:

i. Seção B que contém 3 instrumentos do tipo Piezômetro Casagrande e 4 (quatro) instrumentos do tipo Piezômetro Elétrico de Corda Vibrante (PZE);
ii. Seção C que contém 5 instrumentos do tipo Piezômetro Casagrande; e
iii. Seção D que contém 6 instrumentos do tipo Piezômetro Elétrico de Corda Vibrante.

O histórico de monitoramento dos instrumentos é composto de leituras correspondentes a um período de 3 ciclos hidrológicos (aproximadamente 3 anos de dados). Foi avaliado a sazonalidade e a pluviometria local, através dos dados de pluviometria e da régua linimétrica presente no reservatório. A partir dos dados obtidos, foi realizada a interpretação do comportamento da rede de fluxo estabelecida, sendo filtrados os

possíveis dados inconsistentes ocasionados por erros no funcionamento da instrumentação ou no registro das leituras pelo responsável em campo.

3 RESULTADOS

3.1 Seções transversais e gráficos de monitoramento

A seguir estão ilustradas as seções geológico-geotécnicas contendo os instrumentos analisados em cada uma das seções. Além disso, também é possível observar os gráficos de carga piezométrica para as seções analisadas os gráficos de cota piezométrica (carga total).

3.1.1 Seção B

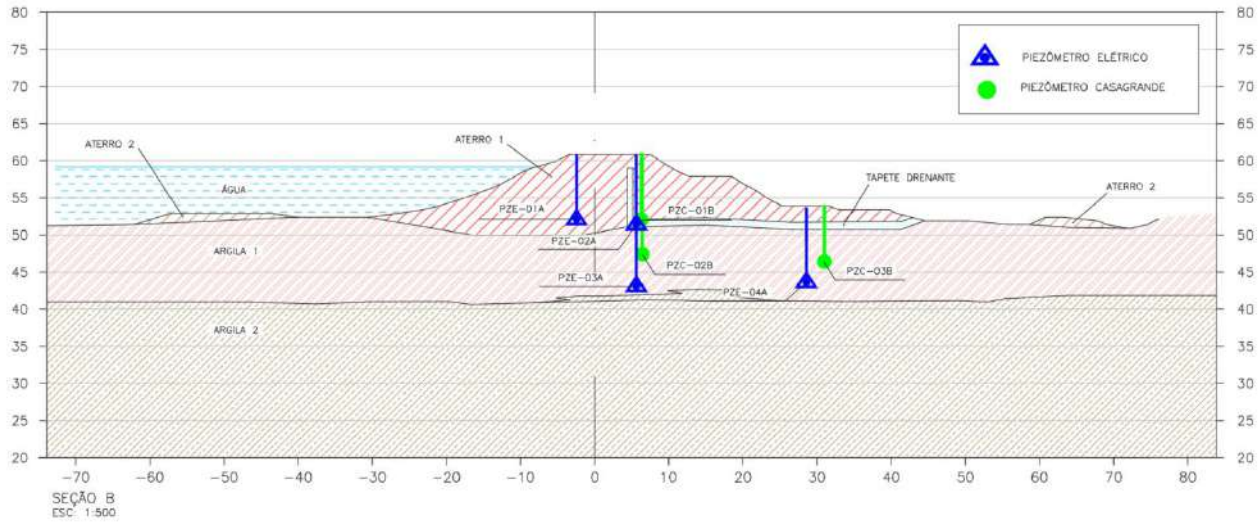


Figura 2. Seção B – Seção Geológico-Geotécnicas

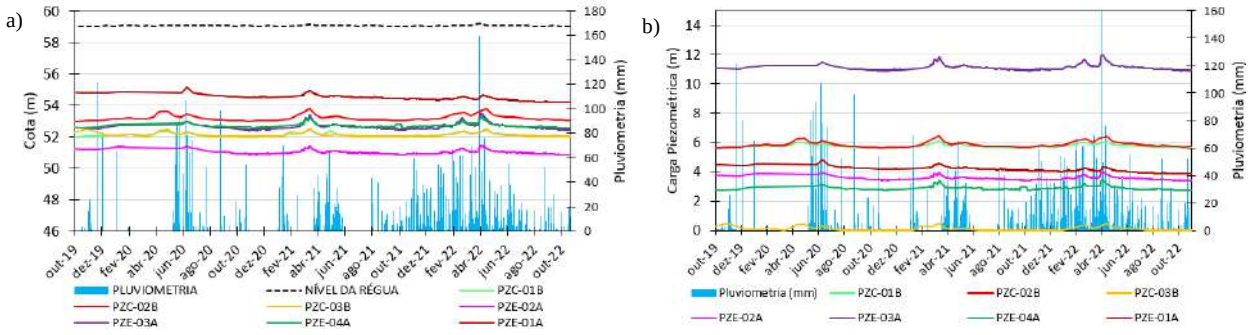


Figura 3. Seção A – Gráficos de a) Cota Piezométrica e b) Carga Piezométrica

É possível concluir que as leituras dos piezômetros instalados são influenciadas pela pluviometria local, uma vez que, nos períodos de estiagem, as leituras de cota e carga piezométricas atingem seus valores mínimos e nos períodos de cheia as leituras atingem seus valores máximos. Além disso, nota-se que o nível do reservatório não oscila significativamente entre os períodos de cheia e estiagem. Possivelmente, atrelado ao fato de que o sistema extravasor em pleno funcionamento, o qual mantém um nível de água praticamente constante ao longo do ano hidrológico. Dessa forma, a leitura dos instrumentos seria majoritariamente influenciada por um aumento das poropressões na fundação.

No pico de leituras pluviométricas, registrado entre os meses de fevereiro e abril de 2022, é possível constatar que as leituras dos instrumentos elétricos PZE 03A e PZE-04A respondem imediatamente ao evento. Em contrapartida, as leituras dos instrumentos analógicos PZC-02B e PZC-03B respondem ao evento de chuva em uma data posterior, demonstrando de forma prática o impacto do tempo de resposta dos instrumentos. Tal diferença é provocada pelo princípio de funcionamento dos instrumentos, como citado anteriormente. Cabe

destacar que tais instrumentos encontram-se no mesmo material, sendo eliminado a influência da permeabilidade do litotipo como variável no tempo de resposta dos instrumentos.

Com relação ao comportamento da linha freática na seção, é possível constatar a influência do filtro de drenagem. Quando as leituras históricas do instrumento PZE-01A (à montante do filtro) são comparadas com o PZC-01B (à jusante do filtro), constata-se que as leituras do primeiro possuem valores constantes maiores do que o segundo. Tal comportamento indica a eficiência do dispositivo de drenagem que reduz as poropressões à jusante se comparado à região de montante da estrutura.

3.1.2 Seção C

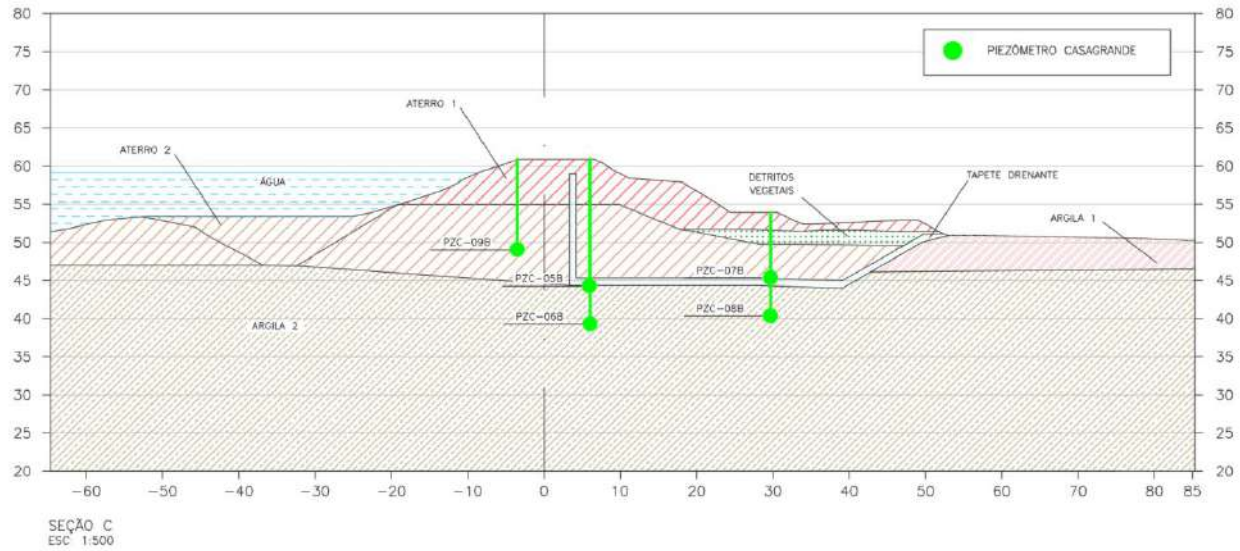


Figura 4. Seção C – Seção Geológico-Geotécnicas

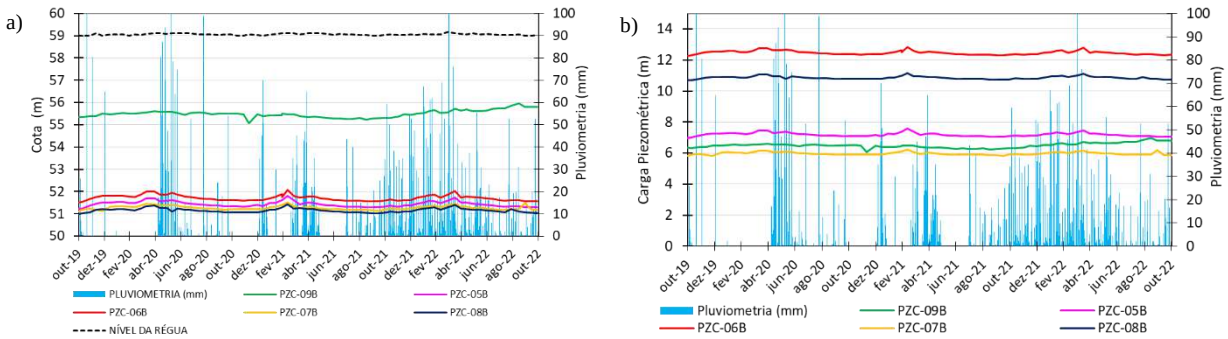


Figura 5. Seção C – Gráficos de a) Cota Piezométrica e b) Carga Piezométrica.

De forma similar a Seção B, é possível concluir que as leituras dos piezômetros instalados na Seção C também são influenciadas pela pluviometria local. Além disso, também é possível observar que o nível do reservatório não oscila significativamente entre os períodos de cheia e estiagem. Tal constatação, pode ser atribuída ao sistema extravasor, assim como mencionado para a Seção B. Dessa forma, atribui-se a variação das poropressões dos instrumentos possíveis variações do nível de água na fundação e não do reservatório.

Com relação ao comportamento da linha freática na seção, é possível também observar a influência do sistema de drenagem interno. Quando as leituras históricas do instrumento PZC-09B (à montante do filtro) são comparadas com o PZC-05B (à jusante do filtro), constata-se que as do primeiro possuem, constantemente valores superiores em relação ao segundo, indicando que o dispositivo de drenagem reduz as poropressões à jusante.

3.1.3 Seção D

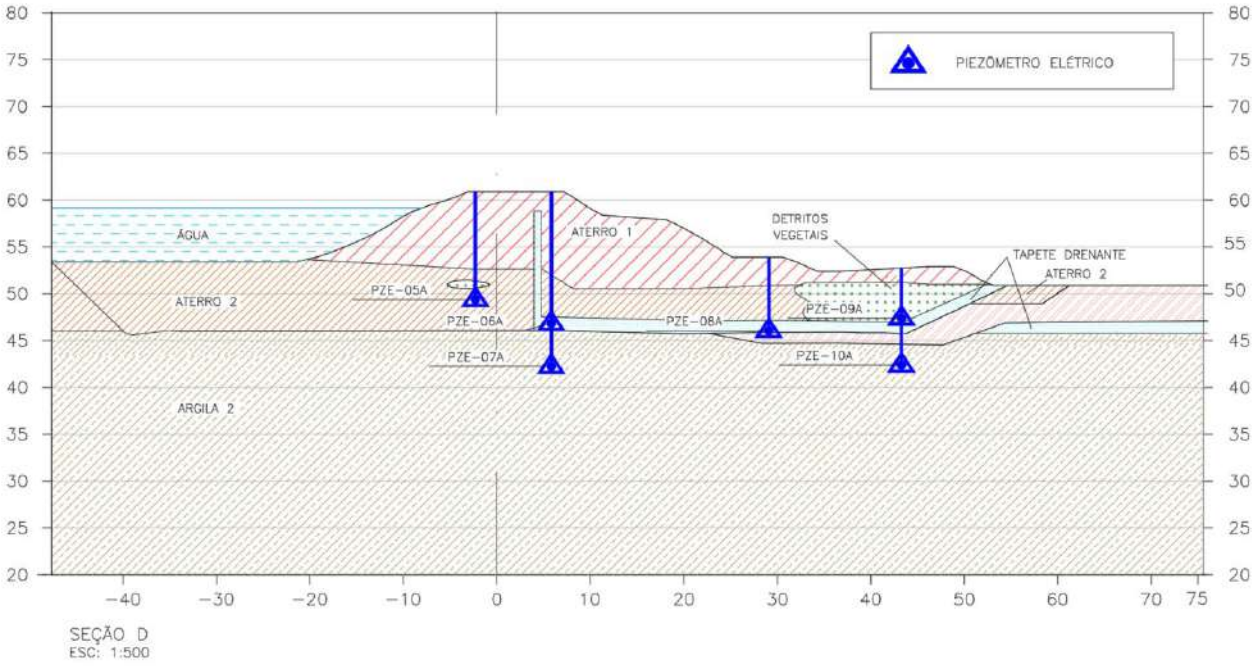


Figura 6. Seção D – Seção Geológico-Geotécnicas.

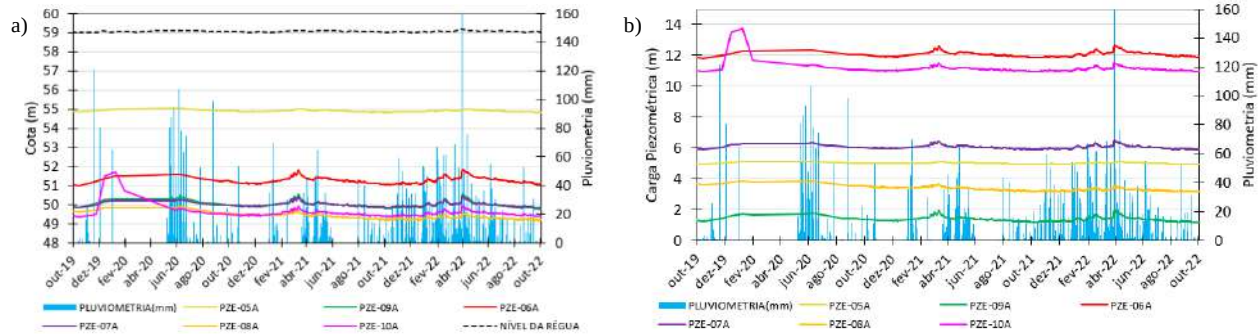


Figura 7. Seção D – Gráficos de Cota Piezométrica e Carga Piezométrica.

A partir das informações apresentadas, de forma similar as Seções B e C é possível concluir que as leituras dos piezômetros instalados na Seção D são influenciadas unicamente pela pluviometria local, e pelo fluxo na fundação, visto que o nível de água não apresenta variações significativas.

No que tange ao comportamento da instrumentação, é possível notar que no período de dezembro de 2019 a abril de 2020, o instrumento PZE-10A apresenta comportamento anômalo se comparado aos demais instrumentos localizados na seção. Tal observação advém de um aumento expressivo de leituras (aproximadamente 2,5 m.c.a.) e posterior redução, diferentemente dos demais instrumentos localizados na seção. Como esse comportamento não se repete em outros períodos dos ciclos hidrológicos em estudo, assumiu-se que as leituras foram causadas por alguma possível inconsistência como as mencionadas no item anterior. Possivelmente, tal anomalia pode ter sido causada por alguma obra na estrutura como construção de berma, regularização de crista, coleta de amostras, dentre outras intervenções.

Já no pico de leituras pluviométricas, registrado entre os meses de fevereiro e abril de 2022, é possível constatar que as leituras dos instrumentos elétricos PZE-05A, PZE-06A, PZE-07A, PZE-08A, PZE-09A e PZE-10A respondem de forma praticamente imediata ao evento de chuvas, demonstrando o curto tempo de resposta desse tipo de instrumento independente do litotipo no qual os instrumentos estão instalados.

Com relação ao comportamento da linha freática na seção, é possível constatar a influência do filtro de drenagem, de forma similar às demais seções, visto que as leituras históricas do instrumento PZE-05A (à montante do filtro) são superiores se comparadas com o PZE-07A (à jusante do filtro). Dessa forma, o sistema

de drenagem interno provoca uma perda de carga e redução das poropressões reduzindo o nível freático à jusante da seção.

3.2 Resultado das Análises

Nas quatro seções transversais, as leituras dos instrumentos instalados respondem ao período de chuvas entre os meses de novembro e junho, e ao período de estiagem entre os meses de julho e outubro. Tal comportamento se repete no histórico dos três ciclos hidrológicos analisados.

Na Seção B foi possível verificar a diferença no tempo de resposta das leituras dos diferentes tipos de instrumentos na ocorrência de um evento hidrológico, pois é a única seção dentre as analisadas que possui piezômetros Casagrande (PZC) e piezômetros elétricos de corda vibrante (PZE) instalados. Tal verificação foi realizada em instrumentos localizados no mesmo litotipo de forma a inibir efeitos da permeabilidade do material na comparação realizada.

Já, nas Seções B, C e D foi possível constatar a influência do sistema de drenagem interna, representada dreno chaminé e tapete drenante, no comportamento da linha freática. De forma geral, as leituras da instrumentação instalada a jusante do dispositivo de drenagem são menores em relação dos instrumentos à montante, indicando uma depreciação do nível freático em função da permeabilidade do dreno.

Em todas as seções foi possível constatar que o fator governante para o comportamento das leituras no histórico analisado é a pluviometria na região atuando nas poropressões da fundação, uma vez que a leitura da régua não varia significativamente no período. Dessa forma, torna-se essencial a presença, monitoramento e boa manutenção do pluviômetro na região. A correlação entre os dados de pluviometria e da piezometria permite o entendimento das causas de ocorrências de leituras críticas e permite uma melhor tomada de decisões a partir dos dados registrados.

Por se tratar de uma estrutura de aproximadamente 160 metros de crista da estrutura (de ombreira a ombreira), com os mesmos materiais na fundação, com parede construída com os materiais da mesma jazida, e submetida às mesmas condições de contorno espera-se que o comportamento da rede de fluxo nas seções seja similar. Ao comparar os dados de leituras das seções B, C e D, observa-se que essa hipótese é verdadeira, bem como é verificado a influência do sistema de drenagem no regime de poropressão.

4 CONCLUSÕES

Neste estudo sobre o monitoramento piezométrico de uma barragem de contenção de sedimentos resultantes do beneficiamento de bauxita, foram analisadas três seções instrumentadas da barragem usando dados de monitoramento, níveis de água e pluviometria local. A avaliação revelou a consistência operacional da maioria dos instrumentos, exceto durante um período de leituras anômalas do instrumento PZE-10A. Em geral, os instrumentos estão em bom estado de funcionamento, respondendo eficientemente às variações pluviométricas.

Observou-se que a pluviometria é o principal fator influenciador nas leituras dos instrumentos, uma vez que o nível de água permanece praticamente constante devido ao sistema extravasor. Além disso, foi destacada as diferenças nos tempos de resposta dos instrumentos PZE e PZC, instalados nos mesmos materiais, sendo os primeiros mais rápidos, ambos localizados na Seção B.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio e o incentivo da Pimenta de Ávila Consultoria e da Universidade Federal de Lavras na realização desta publicação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Burland, J.B. *The teaching of Soil Mechanics: a personal view. In: Proceedings of the 9th European conference on soil mechanics and foundation engineering,* Dublin, vol 3, pp 1427–1447. 1987.

Burland, J. B. ICE *Manual of Geotechnical Engineering: Geotechnical engineering principles, problematic soils and site investigation*. Institution Of Civil Engineers (Great Britain): Ice, 2012. 1537 p.

Cerqueira, M. L. H. Critérios de projeto para instrumentação piezométrica de diversas estruturas geotécnicas de mineração. 2017. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, [S. l.], 2017.

Dunnicliff, 1. *Geotechnical Instrumentation for Measuring Field Performance, New York, 1*. Wiley. Green, G.E. 2000. Geotechnical Field Instrumentation: What's New in 2000. Geotechnical News, VoL 18, No.4, Dec.: 26-30. 1988.

Hvorslev, M.J. 1971. *Time lag and soil permeability in ground-water observations. Bull. No. 36, Waterways Experiment Station.* Corps of Engineers, U.S. Army, Vicksburg, Mississippi, 50pp.

McKenna, G.T. *Grouted-in Installation of Piezometers in Boreholes*. Geotechnical Journal, Number 32, pp. 355-363.

Mikkelsen, P.E. *Cement-Bentonite Grout Backfill for Borehole Instruments.* Geotechnical News December 2002, pp. 38-42.

Morgenstern, N. R.; Vick, S. G.; Viotti, C. B.; WATTS, B. D. Fundão Tailings Dam Review Panel, Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam. 2016

Peck, R.B. *Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground. State-of-the-Art Report. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, 1969, 225-290

Pinto, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

Robertson, P.K., L.D. Melo, D.J. Williams, and G.W. Wilson. *Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I*. 2019

Silveira. J. F. A. Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 416 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/543

Estudo Experimental para Medição de Deformações em Tubo de Inclinômetro Utilizando Fibra Óptica Distribuída

Paula Tavares Pedrosa
Gerente de Engenharia (M.Sc Geotecnia), 3Geo Consultoria, Niterói-RJ, Brasil, paula.pedrosa@3geo.io

Mariana Meszaros Sousa
Engenheira (Engenheira civil), 3Geo Consultoria, Niterói-RJ, Brasil, mariana.sousa@3geo.io

Felipe Tinoco Simões
Analista de Engenharia (Engenheiro ambiental), 3Geo Consultoria, Niterói-RJ, Brasil, felipe.tinoco@3geo.io

Keylane Vieira Silva
Engenheira (Engenheira civil), 3Geo Consultoria, Niterói-RJ, Brasil, keylane.silva@3geo.io

Rodrigo Menezes Raposo de Almeida
Professor Associado do departamento de engenharia civil da Universidade Federal Fluminense e sócio da 3Geo Consultoria, Niterói-RJ, Brasil, rraposo@3geo.io

RESUMO: A fibra óptica distribuída para monitoramento de deformações em estruturas é estudada como uma solução inovadora alternativa à instrumentação convencional, possibilitando o monitoramento contínuo destes ativos. Esta tecnologia pode ser também utilizada no monitoramento de deslocamentos horizontais em profundidade, com o mesmo objetivo de inclinômetros. O presente estudo, refere-se a um experimento destinado à avaliação das leituras realizadas com fibra óptica distribuída em um tubo de inclinômetro. Quando ocorre a movimentação do solo, são gerados no tubo esforços de compressão e tração. Sendo assim, para simular a situação real de carregamento do tubo de inclinômetro, foram aplicados deslocamentos conhecidos ao longo do eixo longitudinal de um tubo fixado na horizontal em uma base estável. As deformações foram medidas com instrumento manual de medição e com a fibra óptica distribuída, permitindo o acompanhamento das deformações de maneira contínua por meio do interrogador BOTDR (Brillouin Optical Time-Domain Reflectometer), possibilitando a avaliação do seu comportamento quando sujeito aos esforços aplicados. Além dos resultados dos testes executados, o artigo apresenta preliminarmente uma breve revisão bibliográfica acerca dos conceitos principais da instrumentação com fibra óptica distribuída aplicada à geotecnia. Os resultados apresentam a metodologia de análise das leituras e a sua comparação com as deformações aplicadas.

PALAVRAS-CHAVE: Fibra óptica distribuída, inclinômetro, instrumentação geotécnica, BOTDR.

ABSTRACT: The use of distributed optical fiber for monitoring strains in large structures has been studied as an innovative alternative solution to conventional instrumentation, enabling continuous monitoring of these assets. This technology can also be used to monitor horizontal displacements at depth, with the same objective as inclinometers. The present study refers to an experiment aimed at evaluating readings taken with distributed optical fiber in an inclinometer tube. When soil movement occurs, compression and tension stresses are generated in the tube. Therefore, to simulate the real loading situation of the inclinometer tube, known displacements were applied along the longitudinal axis of a tube fixed horizontally on a stable base. The strains were measured with a manual measuring instrument and with the fiber, allowing the recording of the strains continuously using the BOTDR (Brillouin Optical Time-Domain Reflectometer) interrogator, enabling the evaluation of its behavior when subjected to the applied efforts. In addition to the results of the tests, the article preliminarily presents a brief bibliographical review about the main concepts of distributed fiber optic instrumentation applied to geotechnics. The results present the methodology for analyzing the readings and comparing them with the applied deformations.

KEYWORDS: Distributed optical fiber, inclinometer, geotechnical instrumentation, BOTDR.

1 INTRODUÇÃO

A tecnologia da fibra óptica distribuída (DFOS) para monitoramento de deformações em ambientes geotécnicos é uma prática que está em aceitação crescente em projetos de engenharia, superando as limitações das medições convencionais. Ainda que algumas inovações estejam disponíveis no mercado, a abordagem comumente utilizada para monitoramento geotécnico continua sendo a aplicação de sensores em pontos selecionados, realizada complementarmente aos modelos teóricos e simulações numéricas. Apesar da eficácia desta prática, a probabilidade de identificação de danos localizados pode ser reduzida (Bednarski et al., 2021).

É recente a aplicação de fibra óptica distribuída para monitoramento de deformações, principalmente aplicado ao meio geotécnico, representando uma inovação importante no campo da engenharia civil e geotécnica. Os autores, pela empresa 3Geo Consultoria, têm sido pioneiros nesta área de desenvolvimento, visando garantir monitoramento contínuo com qualidade, segurança e eficiência para estruturas de grande porte, como pontes, barragens, túneis, galerias, entre outros.

Neste contexto, o uso de DFOS como instrumento de medição de deformações oferece uma alternativa para um monitoramento mais abrangente e contínuo de estruturas. Esta metodologia permite não apenas monitoramento contínuo longitudinal na estrutura, como em profundidade, a exemplo da instrumentação de verticais de tubos inclinométricos. Esse sistema de aquisição de dados permite leituras em intervalos curtos, eliminando a necessidade de leitura manual.

A DFOS consiste em um cabo sensoriado ao longo de seu comprimento que oferece uma solução para o monitoramento contínuo de estruturas. A aplicação da fibra óptica distribuída é realizada a partir de seu lançamento ou fixação, de maneira contínua, sobre o local onde se deseja monitorar, seja para monitoramento geotécnico ou estrutural. Conforme Amirmojahedi *et al*. (2016), o sensor DFOS mede efetivamente pontos discretos espaçados de forma constante e o parâmetro medido é a média em determinado comprimento, conhecido como resolução especial.

A fibra é conectada a um interrogador que emite um pulso de comprimento conhecido, o qual se propaga através da fibra óptica, e então há o espalhamento de uma quantidade de energia em todas as direções. Monitora-se os espalhamentos de ida e volta, o que chamamos de espalhamento e retroespalhamento. Por ser realizado de forma contínua, a instrumentação com fibra óptica distribuída permite monitorar longitudinalmente uma estrutura geotécnica, conhecendo duas deformações na profundidade de lançamento.

É, ainda, possível realizar o monitoramento de deformações em profundidade, quando esta fibra está instalada em um tubo verticalmente embutido no solo, simulando o funcionamento de um inclinômetro. Visto o potencial dessa nova tecnologia aplicada a geotecnia este artigo apresenta o resultado dos testes de deformação realizados em um tubo de inclinômetro, com ênfase na medição da flexão no cabo de fibra óptica, reproduzindo uma deformação real em profundidade.

2 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é apresentar os resultados do teste para medição dos deslocamentos em um tubo de inclinômetro, quando submetido a esforços de flexão, a partir da deformação da fibra óptica distribuída ao longo do tubo, que foi lida pelo interrogador BOTDR (*Brillouin Optical Time-Domain Reflectometer*).

A avaliação das leituras pretende validar esta metodologia de monitoramento de deformações, comparando-a com as medições manuais dos deslocamentos, além de avaliar o erro associado aos resultados.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

O inclinômetro é um instrumento geotécnico que consiste em um tubo guia, através do qual um torpedo devidamente calibrado é introduzido para realização de leituras de modo a acompanhar as movimentações horizontais do local de instalação em profundidade.

De acordo com Dunniclif (1988), os tubos de inclinômetros devem possuir sua base inferior instalada em terreno estável, preferencialmente em fundação, com pelo menos 3 a 6 metros abaixo da zona esperada para deformação. Tendo em vista esta recomendação, uma vez que a parte inferior do tubo guia fica posicionada em local onde não é prevista a movimentação do solo, ao ocorrer movimentações do terreno acima desta camada, o perfil do inclinômetro sofre deformações. Ou seja, caso haja deslocamento horizontal no terreno, o tubo será forçado, promovendo seu desvio.

A montagem dos inclinômetros, portanto, consiste na instalação de um conjunto de tubo guia verticalmente no solo até a fundação. O tubo possui quatro ranhuras internas, a 90° em relação a sua geratriz, possibilitando a orientação em relação às direções preferenciais de movimentação. Com o tubo instalado, realiza-se o monitoramento a partir da introdução do torpedo de leitura, com as rodas encaixadas nas ranhuras do tubo, permitindo que sejam realizadas as leituras da inclinação a cada profundidade (Figura 1).

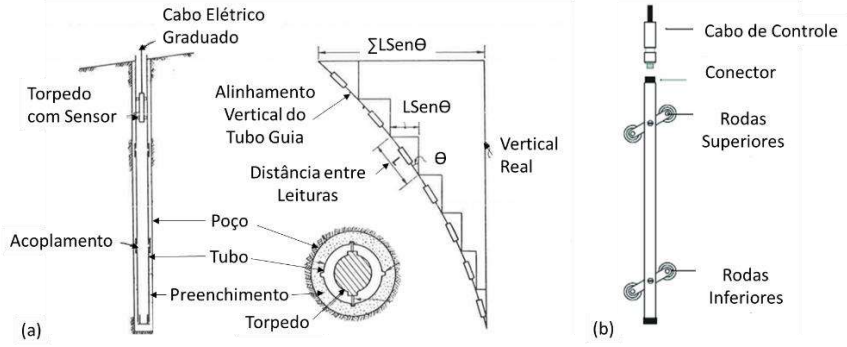


Figura 1. (a) Funcionamento (Dunniclif, 1982); (b) Torpedo de leitura (Machan & Bennett, 2008).

A instrumentação com inclinômetros, amplamente conhecida e utilizada por geotécnicos, é a solução convencional que permite o monitoramento manual e pontual das deformações horizontais do solo em profundidade, com espaçamento normalmente de 0,5 metro, sendo este o espaço entre as rodas do torpedo.

Para inclinômetros convencionais há erros associados à instalação e leitura do instrumento que podem reduzir a acurácia e precisão do monitoramento. Segundo Machan & Bennett (2008) a precisão do sistema inclui uma combinação de erros aleatórios e sistemáticos, sendo os erros aleatórios inerentes aos sensores, limitando a precisão da sonda, e os erros sistemáticos relacionados às ações humanas que afetam a condição dos sensores e do torpedo de leitura.

Com a utilização da tecnologia da fibra óptica distribuída (DFOS), é possível realizar o monitoramento contínuo em estruturas e, também, em tubos de instrumentos, como os inclinômetros, podendo reduzir, assim, os erros randômicos e sistemáticos associados aos inclinômetros convencionais.

Desta forma, é possível garantir maior abrangência na coleta de dados a partir dos sensores DFOS, que medem os parâmetros continuamente ao longo do comprimento da fibra óptica, em substituição aos sensores convencionais localizados pontualmente, conforme Figura 2a) e 2b) (Bednarski et al., 2021).

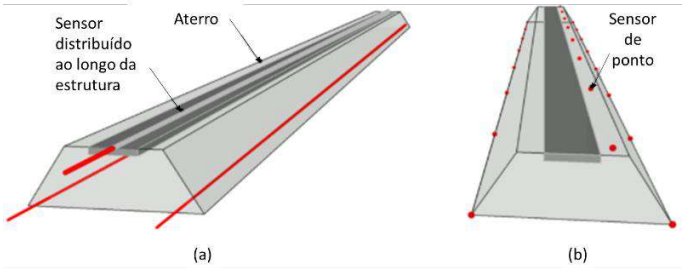


Figura 2. Modelo de monitoramento de taludes usando: (a) fibra óptica distribuída; (b) instrumentação convencional (Bednarski et al., 2021).

De acordo com o manual da Omnisens (2019), o monitoramento da fibra óptica distribuída ocorre a partir da emissão de um pulso de comprimento conhecido, que se propaga através da fibra óptica, gerando o espalhamento de uma quantidade de energia em todas as direções. Os três principais processos de espalhamento da luz são Rayleigh, Brillouin e Raman, conforme apresentado na Figura 3.

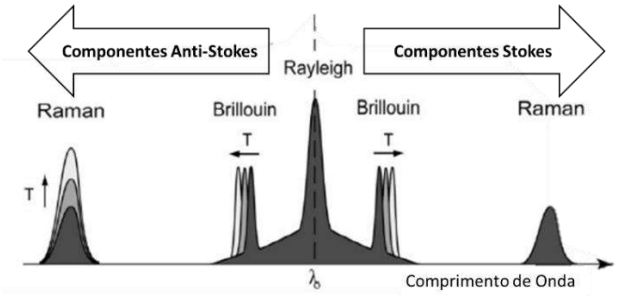


Figura 3. Espectro típico da luz retro espalhada de uma fonte monocromática de laser que se propaga em uma fibra óptica (Omnisens, 2019).

Este estudo utiliza o princípio de medição BOTDR, onde há emissão de um pulso de luz de Brillouin na fibra óptica, que retornará para a extremidade de entrada possibilitando a interpretação dos dados. De acordo com Sun et al. (2016), o espalhamento de luz de Brillouin é causado pela interação não linear entre a luz incidente e os fótons excitados no meio de propagação da luz e essa luz mudará de frequência por um deslocamento de Brillouin.

Tendo como base o princípio de funcionamento destes dois instrumentos, – inclinômetro e fibra óptica distribuída – é possível combiná-los em uma única tecnologia. Conforme a teoria clássica do feixe de Euler, o deslocamento lateral do tubo pode ser calculado com dados de deformação da fibra óptica (Sun et al., 2016). A movimentação de solo medida pelo inclinômetro atua como carga sendo aplicada no tubo. Essa carga lateral aplicada gera esforços de compressão e tração no tubo. Sendo assim, com a instalação da fibra óptica acoplada ao tubo para monitoramento da deformação, é possível identificar o quanto duas faces opostas foram deformadas, e, assim, obter o deslocamento.

Mohamad (2011), apresentou esta abordagem para medição de deformações em estacas em comparação com leituras de inclinômetros. De acordo com este autor, ao avaliar um trecho infinitesimal, sendo conhecidas as deformações em faces opostas, pode-se quantificar o deslocamento horizontal a partir das Equações 1 e 2.

$$k = \frac{1}{d}(\varepsilon_a - \varepsilon_b) \qquad \varphi = \int k\,\mathrm{d}z + A \qquad u = \int \varphi\,\mathrm{d}z + B \tag{1}$$

$$\bar{\varepsilon} = \frac{1}{2}(\varepsilon_a + \varepsilon_b) \qquad w = \int \bar{\varepsilon}\,\mathrm{d}z + c \tag{2}$$

Onde k é a curvatura; φ é o gradiente; u é o deslocamento lateral; e ε̄ é a deformação axial média; ε_a e ε_b são deformações nos pontos “a” e “b”; ω é o deslocamento vertical (desprezado neste trabalho); A, B e C são constantes calculadas com base em condições de contorno estabelecidas.

Sendo assim, a diferença nas deformações medidas nas fibras em lados opostos pode ser convertida em curvatura usando a Eq. (1) e Eq. (2). Obtém-se a inclinação pela integração da curvatura e, integrando-a duas vezes, obtém-se o deslocamento lateral.

Sun et al. (2016), apresenta também a aplicação da fibra óptica distribuída para monitoramento em tubos de inclinômetros (Figura 4), com uma metodologia similar à apresentada por Mohamed (2011).

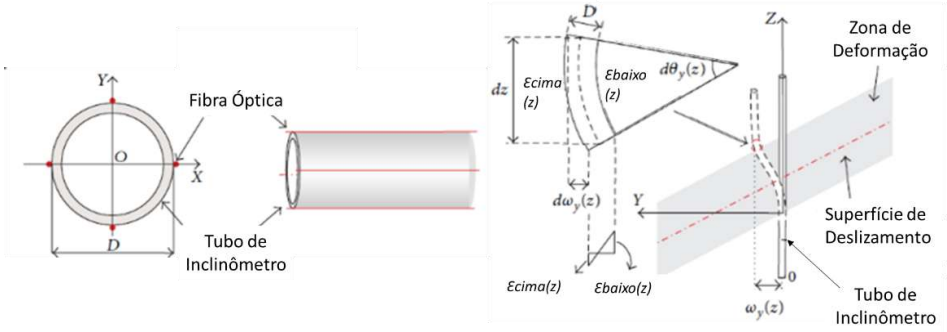


Figura 4. Princípio do cálculo de deslocamento (Sun, et al., 2016).

4 METODOLOGIA

A metodologia aplicada pelos autores consiste na instalação de fibra óptica distribuída ao longo da lateral externa do tubo de inclinômetro, descendo até o fundo do tubo pela posição A0 (A+) e retornando pela lateral oposta do tubo, A180 (A-). O conjunto tubo-fibra foi fixado em uma base de cavaletes, de forma a mantê-lo estável para que fosse imposta a deformação no tubo. A fibra óptica foi fixada com fita adesiva reforçada ao longo do eixo, e nos pontos onde estão posicionados os cavaletes de apoio, foram utilizados suportes de borracha aderidos ao tubo do inclinômetro, garantindo que a fibra não seja submetida a pressão por parte do cavalete, evitando interferência nas leituras. O esquema de montagem é apresentado na Figura 5.

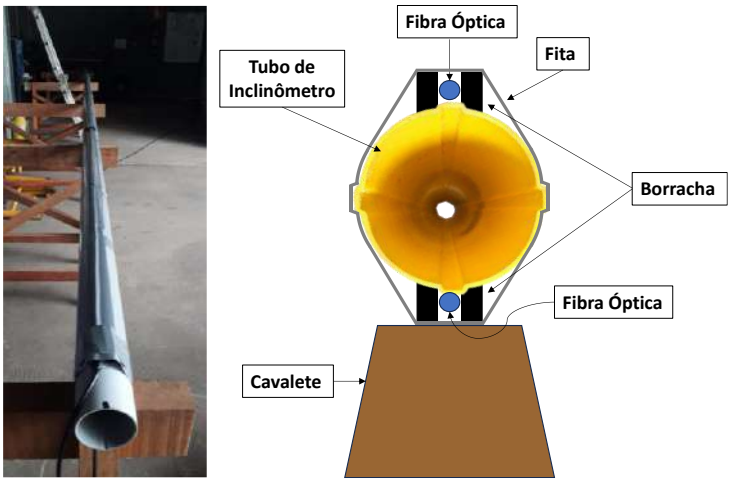


Figura 5. Representação da instalação da fibra óptica no ensaio.

Foi utilizado o tubo guia com diâmetro de 75 mm, e, para simulação da flexão do tubo, foram posicionados objetos de diâmetros conhecidos e crescentes entre o tubo de inclinômetro e o cavalete, em um ponto de distância conhecida do fundo do tubo, de forma a induzir um deslocamento no instrumento. A Figura 6 ilustra um esboço de como foi feita a montagem.

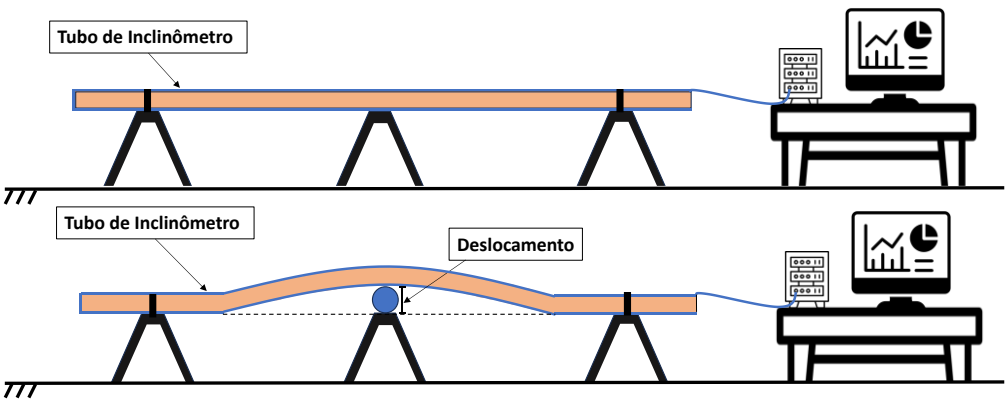


Figura 6. Representação do ensaio.

Para monitoramento das deformações obtidas pela fibra óptica, foi utilizado um interrogador DiTest para emissão dos pulsos de luz e leitura dos dados. Os dados obtidos foram tratados em programa específico para análise e interpretação em planilhas, possibilitando elaboração de gráficos de deslocamento.

Durante a execução do teste, foram registrados a hora e o diâmetro do objeto utilizado para induzir a deformação, bem como os pontos de início e final do tubo e o ponto de aplicação da deformação. Os dados obtidos pelo BOTDR, ao final do ensaio, foram descarregados e tratados.

Em uma situação real, sabe-se que o tubo pode sofrer compressão, tração e até mesmo torção em alguns trechos. No presente estudo, as análises estão sendo realizadas em função do deslocamento incremental, com base na direção preferencial do deslocamento. Uma vez que foi induzida a flexão do tubo, conforme

apresentado na Figura 6, espera-se que a fibra superior (direção preferencial do movimento – A+) seja tracionada, enquanto a fibra inferior (A-) seja comprimida (Figura 7).

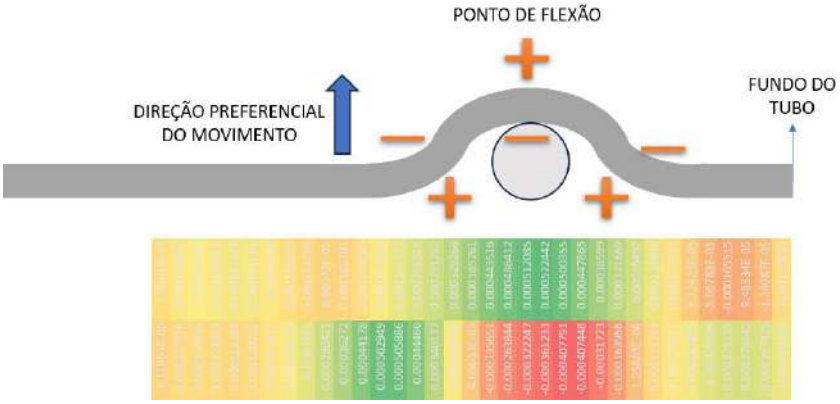


Figura 7. Esquema de análise das deformações no tubo.

A análise consistiu, portanto, na identificação dos pontos de tração e compressão das fibras superior e inferior. O ponto onde foi visualizada ocorrência de tração em uma das fibras e compressão na outra, foi identificado como o ponto de flexão, conforme apresentado na Figura 7. Tendo o ponto de flexão determinado, foram selecionados os pares de pontos exatos (ponto na fibra inferior e superior) de deformação máxima, ou seja, associado ao maior deslocamento. Para os pares de leituras foram, por fim, calculados os pontos de deslocamento do tubo de inclinômetro, conforme as equações 1 e 2.

Cabe ressaltar que a metodologia empregada para leitura por meio da fibra óptica distribuída ocorre em intervalos regulares de 0,255 metros. Esta condição pode atribuir imprecisões às leituras obtidas, visto que o ponto de medição pela fibra óptica pode não coincidir precisamente com o local de deslocamento máximo.
Por fim, após os cálculos dos deslocamentos, foram gerados os gráficos de deslocamento incremental, onde foi possível identificar o ponto de deslocamento máximo e comparados aos deslocamentos impostos pela deformação do tubo. Foram avaliados também os erros embutidos em cada resultado.

5 RESULTADOS

Os resultados obtidos a partir da metodologia proposta apresentaram valores de deslocamentos calculados próximos aos esperados, conforme deformação sofrida pelo tubo, imposta pela utilização dos objetos de diâmetro conhecido.

Os dados foram lidos pelo software DITEST Data Viewer da Omnisens, onde observa-se o sinal de ida da fibra óptica e o retro espalhamento (sinal de volta). O trecho de interesse (tubo do inclinômetro), representado no sinal de ida e no sinal de volta, é dividido entre os eixos A+ e A- do instrumento (Figura 8).

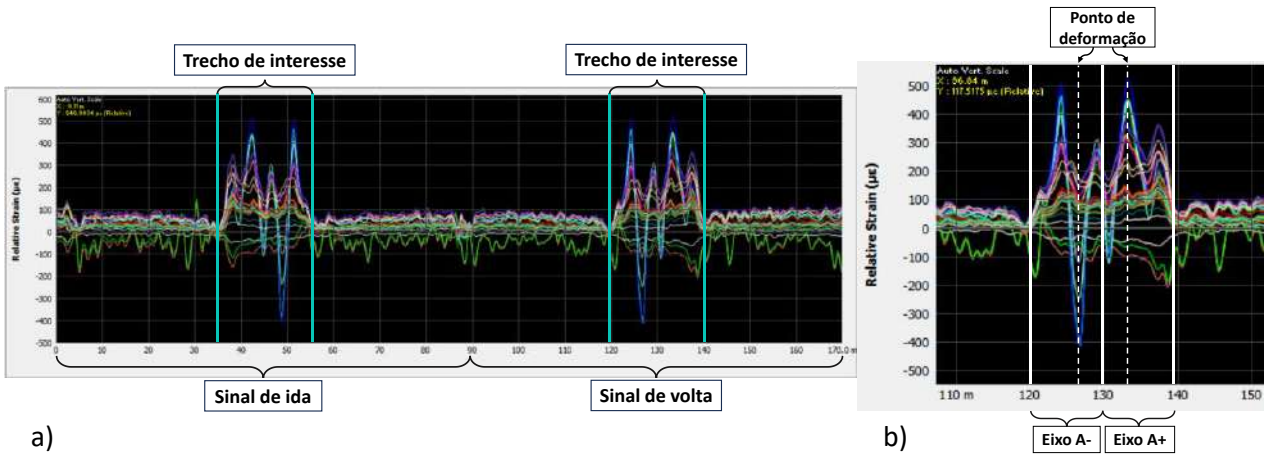


Figura 8. (a) Leitura dos dados no software DITEST Data Viewer da Omnisens. (b) Trecho de interesse.

É possível observar, ainda, na Figura 8 que, o ponto de deformação em cada eixo fica evidente, bem como os trechos de compressão no eixo A- e a tração no eixo A+, conforme esperado.

Os dados foram, então, submetidos ao tratamento proposto, visando obter os pares de pontos correspondentes na fibra em A+ e A- e, posteriormente, realizar o cálculo dos deslocamentos. Os deslocamentos incrementais calculados para cada diâmetro são apresentados na Figura 9.

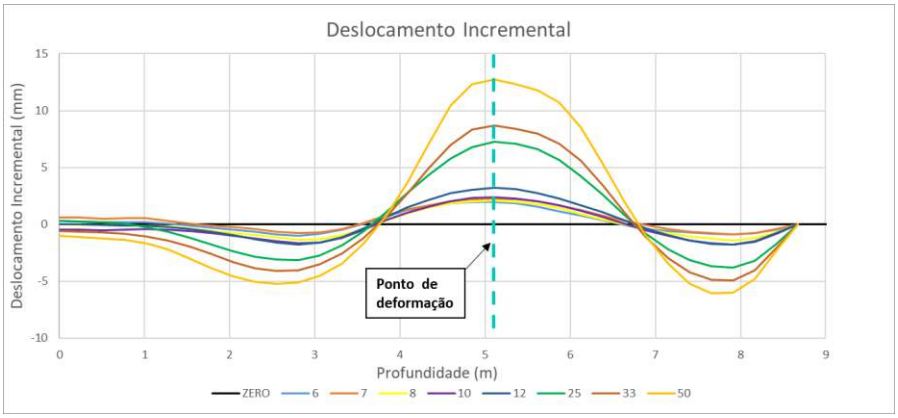


Figura 99. Deslocamentos incrementais calculados para cada diâmetro de deformação imposta.

A partir dos deslocamentos incrementais, foram calculados os deslocamentos acumulados apenas para a direção preferencial de deslocamento. Ou seja, do ponto a partir do qual há tração da fibra de cima e compressão da fibra de baixo, foi feito o acumulado dos deslocamentos incrementais até o ponto máximo de deformação. Sendo assim, a Tabela 1 apresenta os dados do ensaio, horário e diâmetro da deformação, e os resultados obtidos pelos cálculos. Os valores obtidos foram comparados com os deslocamentos aplicados pelos objetos de diâmetros conhecidos e apresentados graficamente na Figura 10.

Tabela 1 – Intervalo de tempo referente a cada deslocamento forçado.

Deslocamento Aplicado	Início	Final	Deslocamento Calculado	Erro (mm)	Erro (%)
5,5	13:35	13:45	5.602	-0,10183	1.85%
6,5	13:45	13:55	7.184	-0,68393	10.52%
7,5	13:55	14:05	6.532	0,967833	-12.90%
9,5	14:05	14:15	9.495	0,005419	-0.06%
11,5	14:15	14:25	10.858	0,641665	-5.58%
25	14:25	14:35	26.999	-1,99902	8.00%
32,8	14:35	14:45	32.509	0,290999	-0.89%
50	14:45	15:19	50.746	-0,74627	1.49%

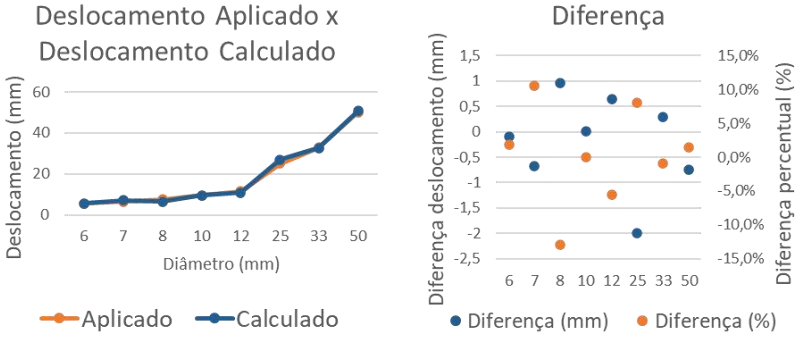


Figura 10. Gráfico do Deslocamento Aplicado pelo Deslocamento Calculado. Gráfico de Diferença.

6 CONCLUSÕES

Conlui-se com este trabalho que o desenvolvimento do inclinômetro automatizado com fibra óptica e lido por BOTDR (*Brillouin Optical Time-Domain Reflectometer*) com a emissão do pulso de luz de Brillouin é um complemento útil para o monitoramento de inclinômetros da maneira tradicional. O deslocamento aplicado em comparação com o deslocamento medido pela fibra óptica apresentou uma boa correlação, com valores próximos ao esperado e diferenças pequenas entre deslocamentos inclinométricos reais e calculados (máximo de 2 mm). O erro percentual chegou a aproximadamente 12%. Não há, no entanto, um padrão que indique que os erros estão associados com a magnitude da deformação.

Destre as possíveis causas levantadas pelos autores para os erros observados, destacam-se: a possível deformação dos materiais utilizados para deformar o tubo; a precisão na medição dos pontos de leitura da fibra; a precisão na determinação do comprimento do inclinômetro para as análises no software de tratamento de dados, além de erros intrínsecos à tecnologia e ao ensaio, que não foi realizado com controle de laboratório.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Propõe-se para trabalhos futuros a realização de ensaio considerando outros tipos de deformação, visto que a deformação ensaiada foi de flambagem de um tubo, movimento não convencional em inclinômetros, exceto quando submetidos a recalque. Desta forma, poderá ser aprofundada a análise dos deslocamentos acumulados.

Além disso, podem ser realizados novos testes com verificação exata do comprimento da fibra e seus pontos de medição, para que se tenha um protótipo com menor interferência de erros. Pode-se promover uma investigação detalhada acerca da influência de fatores como: precisão do instrumento BOTDR e posicionamento do ponto de deslocamento imposto, principalmente para determinação dos pares de pontos de medição na fibra inferior e superior.

Como não foi possível a medição com torpedo convencional para comparação dos deslocamentos, sugere-se em um novo teste a utilização do torpedo e, se possível, a realização do teste em tubo vertical.

AGRADECIMENTOS

Gostaríamos de expressar nossa sincera gratidão à 3Geo Consultoria pelo apoio. A expertise e dedicação da equipe foram fundamentais para o sucesso de nossos projetos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amirmojahedi, M., Saberizade, M., Sadeghi, M. & Keshtkar, M., 2016. *Fiber optical sensors in Geotechnical Engineering*. 5th International Conference on Geotechnical Engineering and Soil Mechanics. Tehran, Iran, November 15-17.

Bednarski, Ł.; Sieńko, R.; Grygierek, M.; Howiacki, T., 2021. *New Distributed Fibre Optic 3DSensor with Thermal Self-Compensation System: Design, Research and Field Proof Application inside Geotechnical Structure*. Sensors 2021, 21, 5089.

Dunniclif, J. 1988. *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. New York: John Willey.

Machan, G, Bennett, V., 2008. *Use of Inclinometers for geotechnical instrumentation in transportation Projects: state of the practice*. Transportations Research Circular nº E-C129.

Mohamad, H.; Soga, K.; Pellew, A.; Bennett, P. J., 2012. *Performance monitoring of a secant-piled wall using distributed fiber optic strain sensing.* Journal of Geotechnical&Geoenvironmental Engineering, vol. 137, no. 12, pp. 1236–1243, 2012.

Omnisens, S.A. (2019). DITEST INTERROGATOR - Fiber Optic Distributed Temperature and Strain Analyzer. User Manual, Version 1-10 – EN.

Sun, Y.; Shi, B.; Zhang, D.; Tong, H.; Wei, G.; Xu1, H., 2016. *Internal Deformation Monitoring of Slope Based on BOTDR*. Hindawi Publishing Corporation. Journal of Sensors. Vol 2016.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/544

Fluxos de Comunicação e Planos de Resposta para Situações de Emergência

João Marcos Ribeiro Miquilino
Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, joao.miquilino@vale.com

Lucas Amorim Muniz Soares
Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, lucas.muniz.soares@vale.com

Beatriz Mapa Clemente
Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, beatriz.clemente@vale.com

Miessa Ferreira de Souza
Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, miessa.souza@vale.com

RESUMO: Os riscos geotécnicos presentes na indústria de mineração devem ser mapeados e avaliados para manter um ambiente seguro para pessoas e equipamentos, visando ações proativas e uma operação com zero danos. O monitoramento geotécnico auxilia na avaliação do perigo e na mitigação de suas consequências. O plano de monitoramento é baseado nos riscos e consequências associados à estrutura geotécnica. Para garantir a sua eficiência, deve-se responder as seguintes perguntas: por que monitorar? onde monitorar? e como monitorar?
Após os dois últimos maiores eventos geotécnicos em barragens de rejeitos no Brasil, surgiu significativamente a necessidade de criação de Centros de Monitoramento Geotécnico em diversas mineradoras, com o objetivo de avaliar os dados de monitoramento geotécnico, comunicar quando os níveis de limite da instrumentação estão fora da normalidade. Depois disso, uma série de outras ações são realizadas em relação ao Plano de Ação de Resposta ao Gatilho (TARP, Trigger Action Response Plan), como análises geotécnicas, inspeções de campo e evacuação imediata da área.
Cada estrutura geotécnica tem suas particularidades ao detalhar seu fluxo de comunicação e gatilhos – como podem ser barragens de rejeitos, taludes de corte e aterro ou paredes a céu aberto. Este artigo descreve uma metodologia com seis etapas para a construção de um fluxo para monitoramento geotécnico: definição da área de interesse para monitoramento, estudo de comportamento da área, definição da tecnologia de monitoramento, definição de alarmes da instrumentação e níveis de controle, TARPs e, finalmente, controle de desvio e anomalias. Ainda, traz um exemplo de aplicação desta metodologia para uma mina a céu aberto com a utilização de um radar terrestre e uma estação total robótica automatizada.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, plano de comunicação, fluxo e segurança.

ABSTRACT: The geotechnical risks present in the mining industry must be mapped and assessed to maintain a safe environment for equipment and personnel, aiming proactive actions and a zero-harm operation. Geotechnical monitoring supports hazard evaluation and mitigates its consequences. The monitoring plan is based on the risks and consequences associated with the geotechnical structure. To ensure its efficiency, one must answer the following questions: why to monitor? where to monitor? and how to monitor?
After the last two biggest geotechnical events in tailings dams in Brazil, the need to create Geotechnical Monitoring Centers in several mining companies arose significantly, aiming to assess the geotechnical monitoring data and communicate when the threshold levels are out of normality. After that, a range of other actions are carried out regarding the Trigger Action Response Plan (TARP), such as geotechnical analyses, field inspections and immediate evacuation of the area.
Each geotechnical structure has its own particularities when detailing its communication flow and defining its threshold triggers – as they can be tailings dams, cut-and-fill slopes, or open pit walls.
This article describes a method with six steps to develop a flow for geotechnical monitoring: defining the area of interest for monitoring, studying the behavior of the area, choosing the monitoring technology, defining instrumentation alarms and reference levels, TARPs and, finally, controlling deviation and anomaly. In

addition, it provides an application of this method to an open-pit mine monitored by a ground-based radar and an automated robotic total station.

KEYWORDS: slope stability, communication plan, flow, and safety.

1 INTRODUÇÃO

Após a exaustão ou esgotamento da lavra de uma mina, inicia-se o processo de fechamento de mina seguindo um planejamento da desativação total do ativo. Esse plano contempla o conjunto de procedimentos para o descomissionamento da área da mina após a atividade de mineração, envolvendo a desmobilização das estruturas provisórias de suporte às operações de lavra e beneficiamento, a estabilização física e química das estruturas permanentes e seus monitoramentos, bem como a habilitação da área para um novo aproveitamento mineral ou outro uso futuro (ANM, 2021).

O empreendedor responsabiliza-se com a mitigação dos eventuais danos resultantes das atividades assim como sua estabilidade física associado a aspectos morfológicos e geomecânico. Para garantir os parâmetros do Plano de Fechamento de Mina (PFM), são realizadas obras de adequação como drenagens, instalações de canaletas, controle e monitoramento de freática, retaludamento, entre outras. Nesse sentido, com o objetivo de complementar e acompanhar essas obras da estrutura, o monitoramento geotécnico por diferentes tecnologias é fundamental para uma operação segura.

Níveis de controle são estabelecidos para as tecnologias de monitoramento visando a detecção de movimentação, alteração de freática, vibrações e deslocamentos. Atrelado aos níveis de controle, os TARPs (Trigger Action Response Plan - Plano de Resposta a Desvios), devem ser elaborados com o objetivo de agir de forma preventiva assim que os gatilhos forem acionados, evitando qualquer acidente\incidente.

Nesse sentido, este artigo apresenta as diretrizes para condução e criação de um caderno de TARPs aplicado em uma mina de minério de ferro exaurida, que passa por obras de estabilização de taludes para a fase final do PFM.

2 METODOLOGIA

Planejar um programa de monitoração utilizando instrumentação geotécnica é similar a outros projetos de Engenharia. Um projeto típico de Engenharia começa com a definição de um objetivo e se processa por meio de uma série de passos lógicos até a preparação dos desenhos, especificações e lista de materiais (Silveira, 2006). Na fase de projetos deve-se questionar o método e entrega do seu monitoramento, assim, para guiar o empreendedor existem alguns questionamentos que devem serem realizados:

Por que monitorar?
Deve-se traçar o objetivo do seu monitoramento e o porquê de monitorar esse ativo, geralmente são algumas particularidades como rupturas, deslocamentos, alteração de freática, acompanhamento ou atendimento de legislação.

Onde monitorar?
Deve-se definir a área de interesse ou ativo geotécnico a ser monitorado como taludes, pilhas, cavas, barragens, túnel entre outros.

Como monitorar?
Deve-se definir o parâmetro e limites do monitoramento, a tecnologia a ser utilizada e, principalmente, o que fazer com os dados obtidos e os planos de resposta para anormalidades encontradas.

O fluxo proposto na Figura 1 apresenta as etapas de um programa de monitoramento. O trabalho desenvolvido nesse artigo consiste na realização dessas etapas para o projeto de monitoramento de uma cava de minério de ferro exaurida e em processo de plano de fechamento de mina, porém pode ser aplicado a outros tipos de estruturas geotécnicas, como cavas em operação, taludes industriais, taludes de ferrovia, barragens e pilhas de estéril.

Figura 1: Fluxo estruturante para monitoramento geotécnico (Autor, 2023).

O primeiro passo é a definição da área ou local a ser monitorado, os monitoramentos podem ser em áreas específicas ou até mesmo em toda a estrutura. A inspeção de campo é uma excelente forma para definição da área de interesse, além de uma abordagem crítica sobre anomalias visuais como trincas, rachaduras, abatimentos entre outros.

O segundo passo é o estudo do comportamento da área, o conhecimento geológico geotécnico da área em estudo facilita a interpretação do modo de falha ou do acompanhamento que se deseja realizar. Projetos de sondagem, modelos de tensão x deformação, modelos litológicos auxiliam também nessa descrição. O intervalo entre a detecção do movimento e o colapso de uma estrutura depende, além das características geológicas geotécnicas, do tipo de instrumento de monitoramento, na maioria dos casos a detecção de uma ruptura pode chegar a um período de alerta de várias horas ou semanas antes (Read & Stacey, 2009).

Sendo assim, o terceiro passo consiste na definição da tecnologia a ser utilizada no monitoramento, baseado no estudo de comportamento da área. Esse estudo mostra o método a ser avaliado conforme o modo de falha, como deslocamento horizontais, recalques, acompanhamento de pressões de água e vazões de drenagem. Para o acompanhamento de deslocamentos, por exemplo, pode-se utilizar tecnologias que analisam deslocamentos superficiais ou subsuperficiais, a depender da necessidade, como estações totais, radares interferométricos terrestres, inclinômetros, marcos superficiais e extensômetros.

O monitoramento do talude para indicação do deslocamento da superfície deve-se estender para além do limite da zona de possível movimentação, até as áreas conhecidas como estáveis. Dessa forma, o possível deslocamento da superfície pode ser monitorado antes que ocorra a fissuração (Read & Stacey, 2009).

Porém, ressalta-se que a instrumentação não deve ser utilizada, a não ser que haja uma razão lógica para isso. Peck (1984) estabelece que “os usos legítimos da instrumentação são tantos, e as questões que os instrumentos e as observações podem responder são tão vitais, que não se deve promover seu descrédito, utilizando-os impropriamente ou desnecessariamente”. (Peck, 1984).

O quarto passo do fluxo estruturante para monitoramento geotécnico é a definição de alarmes e níveis de controle, os quais devem ser avaliados conforme os parâmetros escolhidos. Os parâmetros mais utilizados são a análise do histórico de leituras do equipamento e a aplicação de ferramentas estatística para definição do limiar. Para essa metodologia, deve-se aguardar um tempo de coleta de dados para posterior avaliação e definição dos limites. Pontua-se que aplicar o mesmo valor do nível de controle para uma tecnologia em duas estruturas diferentes não é indicado, devido a particularidade de cada estrutura. Os níveis de controle devem ser baseados na experiência do site, no tipo de instrumentação em que o alarme se baseia, na existência ou não de atividade próxima à área de alarme e o perigo potencial que o alarme indica. As limitações do equipamento quanto à precisão, alcance, máximo e mínimo velocidades devem ser levadas em conta, uma vez que influenciam na veracidade do alarme e podem afetar as TARPs (Sharon & Eberhardt, 2020).

Posteriormente, segue-se para o quinto passo, estabelecer planos de reposta (TARP) e treinamento para atingimento do gatilho ou parâmetro estabelecido no caderno de TARP. Uma ação sempre deve ser tomada seja de uma inspeção de campo até a paralisação e evacuação de toda estrutura, conforme o nível de alarme disparado e as características da própria estrutura como nível de emergência de PAEBM (Plano de Ação de Emergências para Barragens de Mineração) e DPA (Dano Potencial Associado) para barragens de mineração.

Para demais estruturas geotécnicas – cavas, taludes e encostas – avaliar o método construtivo, mecanismo de ruptura, modelo geológico-geotécnico, modelo litológico entre outros parâmetros. Essas características devem ser analisadas para dar criticidade nas ações geradas na elaboração do plano de resposta.

Concomitantemente, inicia-se também o plano de comunicação com os envolvidos diretos inseridos no plano de comunicação. É importante que exista um possível escalonamento da comunicação, conforme a

anomalia encontrada, que pode iniciar com o Geotécnico responsável pela estrutura e caminhar até mesmo ao presidente ou o responsável pelo risco, a depender do organograma de cada empresa. Pontua-se que no caso de obras e operações que funcionem 24 horas por dia, indica-se a existência de um responsável direto para realização do fluxo de evacuação, esse profissional deve estar no local onde ocorrem as operações e deve ter comunicação livre com toda a estrutura, geralmente via rádio de comunicação.

No que diz respeito ao monitoramento remoto, as instalações dos Centros de Monitoramento Geotécnicos (CMGs) são ambientes físicos projetados, estruturados e dedicados ao monitoramento de barragens e acionamento dos dispositivos de alerta e alarme, quando necessário, com equipe dedicada, tratando e analisando os dados advindos da instrumentação, câmeras e demais dispositivos inerentes à segurança das barragens ou estruturas geotécnicas, objetivando intervenção célere e imediata quando necessário, com operação ininterrupta 24 horas por dia, conforme solicitação da ANM (ANM, 2023). O CMG mencionado neste trabalho realiza monitoramento de barragens e demais ativos geotécnicos, como taludes industriais e minas a céu aberto.

O treinamento de todos envolvidos é de suma importância para que seja efetivo o plano da TARP, cada envolvido deve compreender perfeitamente o seu papel e seguir as diretrizes estabelecidas no plano. Simulados de evacuação ou de gatilho de alarmes devem ser constantes e a periodicidade estabelecida deve ser cumprida, os pontos de melhoria identificados no ato do simulado devem ser registrados e aplicados. A reciclagem do treinamento deve ser realizada com todos envolvidos no caso de atualização do plano, independente do motivo, como alteração de nível de controle, rota de fuga ou responsáveis por cada ação.

Por fim, o sexto passo corresponde a controle de desvio e anomalia. O acionamento de uma TARP, quando observado um desvio gerado por uma inspeção de campo, nível de instrumento atingido ou alarme cadastrado no caderno, pode ocasionar uma anormalidade que altere a condição da estrutura e possa gerar restrição de acesso de uma determinada área ou talude até que se adeque a tratativa da anomalia. O tratamento desse desvio é de grande importância para a perfeita operação e funcionalidade da estrutura. A área alarmada deve ser identificada e isolada, caso necessário, e a realização das tratativas devem seguir um cronograma de adequação e entrega, prevenindo a ruptura parcial ou total.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O estudo de caso apresentado, foi em uma mina a céu aberto de minério de ferro exaurida em 2006 na cidade de Nova Lima – Minas Gerais. Para monitoramento e definição de alarmes para gatilho das TARPs, foram utilizados as tecnologias Radar Interferométrico Terrestre e Estação Total Robótica (ETR). Como premissa do estudo realizado para a criação dos planos de respostas, os níveis de controle das tecnologias já devem estar definidos e implantados. Ressalta-se que não é objetivo do presente trabalho a definição de níveis de controle, mas sim a definição de planos de respostas para os níveis já definidos.

Os radares terrestres possuem precisão milimétrica e funcionam a partir da emissão de ondas eletromagnéticas, mesmo sob condições atmosféricas adversas. Neste tipo de monitoramento a diferença de fase entre o sinal emitido e refletido é utilizada para determinar os níveis de deslocamento (deformação) da estrutura geotécnica monitorada (Casagli et al., 2017). O funcionamento da ETR se baseia na leitura dos prismas por meio da emissão de ondas ópticas tipo laser (feixe de luz), consequentemente, seus resultados podem apresentar alterações em condições de variações atmosféricas. Esse equipamento realiza leituras em valores reais e deslocamentos contínuos, com leituras pontuais, e necessita de orientação em outros prismas, conhecido na topografia como prismas referenciais (ré). (Gonçalves et al., 2022).

Após definição de tecnologia e o estudo dos níveis de controle, o próximo passo á a construção de um fluxo de comunicação, iniciando pelo mapeamento dos envolvidos e suas devidas responsabilidades nos planos de resposta. Para cada ator envolvido, deve-se atualizar o contato telefônico e o e-mail, que devem estar presentes no caderno de TARP, também é necessário a descrição de escalonamento e responsabilidade de cada ator no fluxo. A Tabela 1 apresenta um exemplo de tabela com descrição de envolvidos no fluxo de comunicação e contato.

Tabela 1 Quadro com descrição de envolvidos no fluxo de comunicação e contato, Autor 2023.

GRUPO - LISTA CONTATOS			
NOME	**CARGO**	**TELEFONE**	**E-MAIL**
Equipe de Obra			
	Geólogo Geotécnico		
	Supervisor		
	Encarregado de Obra		
	Técnico de Segurança		
	Líder de abandono		
Geotecnia Operacional			
	Geólogo Geotécnico		
	Coodenador		
	Gerente		
Centro de Monitoramento Geotécnico			
	CMG Sala		
	CMG in Loco		
	Geotécnica CMG		
	Cordenadora		
	Gerente		
Equipe - Radar Terrestre e ETR			
	Analista Radar		
	Coordenador		
	Engenheiro Geotécnico		

A descrição das equipes envolvidas deve ser clara assim como a responsabilidade de cada envolvido. O organograma pode variar dependendo da estrutura organizacional e realidade de cada empresa. No presente estudo de caso, a descrição consiste em:

Equipe de obras: Equipe responsável pela execução do serviço ou operação. O líder de abando deve fazer parte dessa equipe e deverá conhecer todo o setor, esse ator deverá portar o mapa de setorização da cava.
Geotecnia Operacional: Equipe responsável pela estrutura nessa organização fica o Responsável técnico da cava além de responsabilidade de liberação de atividades. Esse ator realiza a comunicação da TARP.
Centro de Monitoramento Geotécnico: Equipe de monitoramento remoto que realiza o comunicado do atingimento de alarme para as tecnologias inseridas no TARP. Seu primeiro contato é para o líder de abandono em caso de evacuação e, sequencialmente, para o Geotécnico Operacional.
Equipe Radar Terrestre e ETR: Equipe dedicada ao monitoramento das tecnologias e fornece informações sobre a saúde dos equipamentos e seu monitoramento.

Atualmente, a estrutura em estudo passa por obras de estabilização de taludes e adequação para plano de fechamento de mina, conta com cerca de 200 colaboradores, distribuídos em áreas diferentes da estrutura. Um dos passos para construção do caderno de TARP é a setorização da estrutura, conforme Figura 2, separando por área, nome, criticidade de monitoramento e perfil geológico geotécnico para detecção de falhas. A setorização ajuda principalmente na evacuação da área desejada, uma vez que o alarme pode ser em uma região específica, não havendo necessidade da evacuação completa da estrutura, impactando positivamente no custo da obra e cronograma de entrega. Os pontos de área segura e a rota de deslocamento devem ser sinalizados e a realização de simulados de evacuação são essenciais para uma evacuação segura em caso de emergência.

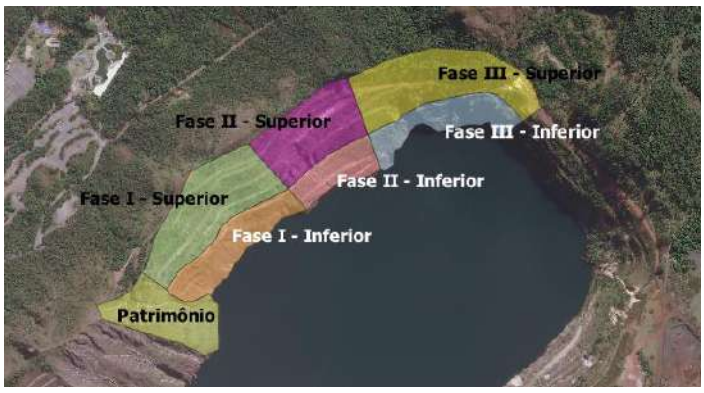


Figura 2 – Mapa setorizado das áreas de obras da Cava, Autor 2023.

Um TARP é um elemento chave da gestão de riscos e deve fornecer orientação clara sobre ações a serem implementadas quando o desempenho da estrutura se desviar da condição esperada. Esses definem os

procedimentos necessários para mitigar consequências significativas de um evento indesejado ou evitar sua ocorrência. Nesse sentido, os níveis de controle e as condições que possam levar a um evento indesejado precisam ser definidas e verificadas periodicamente. (Sharon & Eberhardt, 2020). No presente estudo, foram definidos níveis de controle para cada área e tecnologia, sendo que um conjunto de níveis de controle atingidos em conjunto desencadeiam o acionamento de um TARP. Sendo assim, os TARPs são inerentemente uma ferramenta preventiva de gestão de riscos, suportados pelo processo de inspeção e dados de monitoramento obtidos e avaliados pelo CMG e Geotecnia Operacional.

Os TARPs devem ser escritos de forma clara, de fácil compreensão e deve-se limitar a quantidade de subjetividade e interpretação envolvida na tomada de decisões. Apesar das melhores práticas de governança corporativa e de ter um robusto sistema de gerenciamento de risco e de segurança, ainda é possível que ocorra um evento não planejado ou de baixa probabilidade/alta consequência. O plano de resposta a emergências pode evitar que uma emergência se torne um desastre, minimizando o pânico e as consequências por meio de treinamento sobre os procedimentos, comunicação eficaz com os trabalhadores, implementação de protocolos de evacuação e disponibilidade de recursos para minimizar qualquer impacto nas operações. Cada cenário será diferente, por isso, é importante avaliar os riscos não apenas associados a evacuação de pessoas do local e dos bens que forem críticos para as operações, como também os impactos decorrentes das medidas de remediação (Sharon & Eberhardt, 2020).

O TARP está associado a uma série de níveis de referência, normalmente, e não diferente do presente estudo de caso, quatro níveis variando de condição normal, baixo, médio e alto risco. Cada nível é associado às várias ações e controles, incluindo os responsáveis pela implementação dessas ações. O risco e ação adotada em cada TARP, baseado em normas internas (VALE, 2021) da empresa do presente estudo de caso, corresponde à:

TARP 1 (Verde): condição de risco nominal. A área operacional mantém atividades de desenvolvimento de rotina.
TARP 2 (Amarelo): alerta de risco baixo, condições normais são ultrapassadas. O Responsável Técnico e a equipe operacional devem comunicar o EdR (Engenheiro de Registro) da estrutura, as atividades de rotina continuam, intensifica-se o monitoramento.
TARP 3 (Laranja): risco moderado, a área afetada é isolada para restrição de acesso e o Responsável Técnico notifica o Engenheiro de Registro para avaliar a situação de forma coletiva e propõe um processo corretivo. Quando as condições são compreendidas e aprovadas, a atividade pode retornar, de acordo com quaisquer requisitos condicionais. Se isso não for possível, o Responsável Técnico pode elevar o risco a um nível de TARP 4, seguindo-se novas ações e comunicados.
TARP 4 (Vermelho): risco alto, em que a área afetada é evacuada. O nível de alerta de risco alto requer que a comunicação seja escalada para níveis gerenciais superiores e que o dono do risco seja informado. O dono do risco é chamado para auxiliar no plano de resposta com o apoio do RT e do EdR, que devem avaliar a situação e elaborar recomendações corretivas. Mediante aprovação e autorização, deve-se executar a implementação bem-sucedida do plano de ação. A área deve continuar a ser monitorada e inspecionada cuidadosamente para garantir que a condição crítica seja resolvida antes de ser liberada da TARP 4.

Sendo assim, o modelo de TARP aplicado no estudo de caso, está apresentado na Figura 03. Pontua-se que para o acionamento da TARP, todas as condições relacionadas à precipitação, possíveis anomalia, alarmes de prismas e radar terrestre devem ser atingidas. Não será apresentado os níveis de controle utilizado na estrutura, uma vez que o objetivo principal está nas ações realizadas em cada gatilho de alarme.

TARP GLOBAL - CAVA XXXXXXX						
TARP	Descrição do gatilho	Controle para acionamento de TARP (um OU/E outro)				Ações
		Precipitação (WS Radar)	Anomalia	Prisma (se disponível)	Radar	
1	Condição normal, deformação dentro do nível de ruído	<XX mm/Xdia ou <XXmm/Xdias ou <XXmm/Xdias	sem anomalias de campo			Operação normal
2	Deformação acima do nível de ruído, que sinalize mudança de comportamento do talude	>XX mm/Xdia ou >XXmm/Xdias ou >XXmm/Xdias	sem anomalias de campo	> Y cm/semana (N2,N3, N4 long)	Velocidade N2/N3	Avaliação da área sem paralisação Avalição diária dos dados de monitoramento disponíveis
3	Defomação com taxa linear	>XXmm/Xdia ou >XXmm/Xdias ou >XXmm/Xdias	com anomalia de campo	< Y cm/dia (N2/N3 short)	Velocidade N4	Evacução preventiva e inspeção de campo Avalição diária dos dados de monitoramento disponíveis
4	Deformação progressiva	>XXmm/Xdias ou >XXmm/Xdias ou >XXmm/Xdias	aumento de anomalia de campo	> Y cm/dia (N3 short)	Velocidade e/ou Deslocamento N4	Evacução preventiva e inspeção de campo Avaliação da condição para bloqueio das áreas de influência Avalição diária dos dados de monitoramento disponíveis

Figura 03: TARPs associados a atingimento de limites e ações associadas, para a Cava em estudo, Autor 2023.

Ressalta-se que caso as áreas monitoradas atinjam os valores definidos para os níveis de TARPs não significa uma ruptura iminente dessas áreas, pois trata-se de limites preventivos. Essa ação é adotada para que haja maior atenção aos dados de monitoramento, garantindo uma adequada análise e investigação e, caso necessário, a implantação de controles adicionais para gerenciamento, de modo a evitar o aumento do risco. Estabelecer TARPs e respectivos responsáveis por sua implementação pode minimizar impactos, salvar vidas, evitar danos a equipamentos, outras possíveis perdas ou alterações indesejadas no plano de negócios

Outro ponto importante a se destacar está relacionado a operação das tecnologias de monitoramento. Uma vez que haja perda do monitoramento devido queda de conexão em que os dados não cheguem até a sala de controle em tempo real, ações de controle também devem ser tomadas. Em caso de falha dos equipamentos de monitoramento, um plano de resposta para perda de conexão com as tecnologias também deve ser acionado, envolvendo comunicações pelo CMG com os líderes de abandono via rádio/telefone solicitando evacuação, com consequente evacuação realizada e atividades paralisadas até que seja feita a comunicação de retorno de conectividade. Um exemplo de Plano de resposta desenvolvido no presente estudo de caso para essa situação é apresentado na Figura 04.

TARP - Perda de Conexão com tecnologia					
Id	Quem	Para	Cenário	Atividade	Observações
1	CMG	Líder de abandono	Conexão Perdida	Informar via rádio sobre a perda de conexão com o equipamento e local de cobertura do monitoramento.	Aguardar 15 minutos de queda de conexão do equipamento.
2	CMG	CMG/GO	Conexão Perdida	Registrar e enviar report padrão relatando situação.	Sem observações.
3	CMG	CMG/GO	Conexão Perdida	Comunicar retorno do equipamento via rádio.	Teste diário de rádio.
4	GO	Líder de abandono	Retorno da Conexão	Geotecnia realiza inspeção quando necessário e libera o retorno das atividades.	Avaliar cenário para realizar inspeção.

Figura 04: Fluxo de comunicação para perda de conexão com as tecnologias de monitoramento, Autor 2023.

O acúmulo de pluviometria também deve ser avaliado, uma vez que pode mudar o cenário e o comportamento dos taludes. Após a definição do acúmulo de chuva por dia, algumas ações são definidas e desencadeadas, envolvendo reporte de início de chuva ao CMG pelo Líder de abandono, acompanhamento do nível de pluviometria acumulada e reporte de acionamento de limites, evacuação de toda a estrutura pelo líder de abandono e posterior inspeção em campo pela Geotecnia Operacional. Por fim, deve ser realizado o reporte das condições de campo para o CMG e líder de abandono das condições de estabilidade, com consequente liberação ou não do retorno da atividade. A figura 05 apresenta o exemplo de plano de resposta para o acúmulo de pluviometria.

TARP - Pluviometria					
Id	**Quem**	**Para**	**Cenário**	**Atividade**	**Observações**
1	CMG	Líder/GO	Chuva	Caso o limite exceda XX mm/dia ou XX mm/3dias ou XX mm/5dias, necessário inspeção nas áreas de atividade.	Sem observações.
2	GO	CMG/Líder	Chuva	Caso o limite exceda XX mm/dia ou XX mm/3dias ou XX mm/5dias, necessário inspeção nas áreas de atividade.	Liberar atividade apenas após inspeção de campo.

Figura 05: Fluxo de comunicação para acúmulo de pluviometria, Autor 2023.

A realização de simulados de atingimentos de TARPs, devidas comunicações, e possíveis evacuações em campo são essenciais para um correto funcionamento do processo e uma melhor gestão riscos, além de uma evacuação segura em caso de emergência.

Nesse sentido, para efetividade do teste comunicação, são realizados testes de rádio no início de cada expediente, os testes envolvem o responsável pela obra e o CMG, esse é o fluxo direto para comunicação em um eventual cenário de emergência, os resultados dos testes são registrados e tratativas de correção e manutenção são acionados em caso de perda da comunicação.

Os simulados de rota de fuga são executados quinzenalmente, com o objetivo de capturar o tempo total de evacuação da Cava, é também uma forma de memorizar o trecho de fuga para situações reais. Todo ponto de ajuste é tratado como oportunidade de melhoria do processo.

Por fim, pontua-se a necessidade de atenção para algumas limitações e variáveis do processo, por exemplo, a quantidade de responsáveis envolvidos no fluxo e a constante rotatividade dessas pessoas nas empresas, faz-se indispensável atualizar constantemente os contatos envolvidos e os devidos treinamentos. Outro ponto é a importância da definição de papéis e responsabilidades para cada etapa, como a definição de um único responsável pela evacuação de uma estrutura em caso de acionamento TARPs, para evitar comunicação em duplicidade e ruídos. A análise da confiabilidade do dado do alarme é também indispensável, uma vez que pode evitar falsos acionamentos e consequentes evacuações desnecessárias, reduzindo a credibilidade das pessoas envolvidos no processo quanto aos alarmes, além do custo de obra paralisada devido a evacuação desnecessária.

4 CONCLUSÃO

Os TARPs são elementos chave da gestão de riscos e devem fornecer orientação clara sobre ações a serem implementadas quando o desempenho da estrutura se desviar da condição esperada. Esses definem os procedimentos necessários para mitigar consequências significativas de um evento indesejado ou evitar sua ocorrência. Os TARPs devem ser escritos de forma clara, de fácil compreensão e deve-se limitar a quantidade de subjetividade e interpretação envolvida na tomada de decisões. O plano de resposta a emergências pode evitar que uma emergência se torne um desastre, minimizando o pânico e as consequências por meio de treinamento sobre os procedimentos, comunicação eficaz com os trabalhadores, implementação de protocolos de evacuação e disponibilidade de recursos para minimizar qualquer impacto nas operações.

Pontua-se que a definição dos limites estabelecidos para as TARPs é um processo dinâmico, sendo necessário uma revisão regular de ajustes e refinamentos dos limites de gatilhos associados a esses planos de ação, assim como as ações desencadeadas e os cenários propostos. Ressalta-se a necessidade de manter atualizado a lista de contatos dos atores evolvidos na estrutura e no fluxo de comunicação, visando uma comunicação eficaz e rápida. As informações geradas pelas tecnologias e os dados das inspeções de campo são fundamentais para a tomada de decisões nas operações das obras e estabilização do ativo, dessa forma as tecnologias devem operar com o máximo de confiabilidade e a não operação dessa é critério de paralisação das obras ou restrição de acesso.

Sendo assim, os fluxos apresentados para o estudo de caso mostraram-se eficaz, desencadeando maiores análises e evacuações preventivas durante o período de obras. Observou-se maior frequência de evacuação ou paralisação de obras devido ao período de chuva, muitas das vezes devido acúmulo de pluviometria atingindo os parâmetros descritos no fluxo. Ressalta-se a importância da existência de planos de ação em todos os alarmes existentes, uma vez que a equipe de monitoramento remoto deve ter conhecimento de que fluxo seguir após esses acionamentos.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a VALE S.A, ao Centro de Monitoramento Geotécnico do Corredor Sul – VALE pelo apoio para a publicação deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM (2023). Agência Nacional de Mineração (Brasil). Resolução ANM nº 130 de 24 de fevereiro de 2023. Altera a Resolução ANM nº 95, de 7 de fevereiro de 2022, e dá outras providências.

ANM (2021). Agência Nacional de Mineração (Brasil). RESOLUÇÃO ANM nº 68, de 30 de abril de 2021. Dispõe sobre as regras referentes ao Plano de Fechamento de Mina - PFM e revoga as Normas Reguladoras da Mineração nº 20.4 e nº 20.5, aprovadas pela Portaria DNPM nº 237, de 18 de outubro de 2001.

Casagli, N., Frodella, W., Morelli, S., Tofani, V., Ciampalini, A., Intrieri, E., Raspini, F., Rossi, G., Tanteri, L., Lu, P. (2017) Spaceborne, UAV and ground-based remote sen-sing techniques for landslide mapping, monitoring and early warning. Geoenviron.Disaster, 4 (9), p 1–23.

Gonçalves, D. L., Ferreira. P. L., Clemente, B. M., (2022) Amplitude de Variação dos Dados da Estação Total Robótica na Criação de Alarmes. Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas COBRAE. Porto de Galinhas, Brazil.

Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Géotechnique* 33: 187–223.

Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. In Hammah et al. (eds.), *Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium, Toronto*. University of Toronto Press, Toronto, pp. 267–273.

Karzulovic, A., Read, J. (2009). Rock mass model. In Read & Stacey (eds.), *Guidelines for Open Pit Slope Design*. CSIRO Publishing, Collingwood, pp. 83–139.

Peck, R. B. (1984). Observation and Instrumentation, Some Elementary Considerations, 1983 postscript. Judgment in Geotechnical Engineering: The Professional Legacy of Ralph B. Peck, Dunnicliff, J. and Deere, D. U., eds., John Wiley & Sons, Inc., New York, 128-130.

Read, J., Stacey, P. (2009). *Guidelines for Open Pit Slope Design*. CSIRO Publishing, Collingwood.

Sharon, R.; Eberhardt, E. (2020). Guidelines for Slope Performance Monitoring, CSIRO Publishing, CRC Press/Balkema, 331 p.

Silveira, J. F. A. (2006). Instrumentação e Segurança de Barragens de Terra e Enrocamento. Oficina de Textos, São Paulo, pp 15.

Vale S/A - PGS – 03770 - *Interação, Fluxo de comunicação e Resposta a Desvios*, 2021 (Documento Interno).

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/545

Identificação de Solo Orgânico a partir de Ensaios CPTu e Ensaio Geofísico

Vitor Ferreira Junqueira
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila, Nova Lima, Brasil, vitor.ferreira@pimentadeavila.com.br

Fabiana Aparecida Blanco
Engenheira Geotécnica, Pimenta de Ávila, Nova Lima, Brasil, fabiana.blanco@pimentadeavila.com.br

RESUMO: O presente estudo aborda a identificação de estratos de solo orgânico por meio de ensaios de campo, destacando a relevância dessa determinação para garantir a estabilidade de estruturas. Um ensaio tradicionalmente utilizado é o de Piezocone com medida de poropressão (CPTu), que pode enfrentar desafios em regiões onde a presença de solo orgânico é heterogênea, associado a atividades antrópicas na região. Diante dessa complexidade, o estudo propõe a complementação do ensaio CPTu com ensaios geofísicos para obter uma análise mais abrangente. A metodologia adotada envolveu a realização de ensaios CPTu e geofísicos ao longo da crista de um maciço. Quatro ensaios CPTu foram realizados conforme as normas da ABNT NBR 12069:1991, enquanto um ensaio geofísico foi conduzido por caminhamento elétrico, seguindo as diretrizes da ABNT NBR 15935:2011. Para a identificação do solo orgânico nos ensaios CPTu, foram considerados parâmetros como resistência de ponta normalizada (qt), razão de atrito normalizada (Fr), geração de poropressão normalizada (Bq) e índice de classificação comportamental (Ic) de acordo com Robertson (2010). Já nos ensaios geofísicos, o solo orgânico foi identificado através de baixos valores de resistividade (0 a 150 Ohms.m), indicativos de materiais orgânicos deteriorados. Os resultados obtidos revelaram uma concordância satisfatória entre os métodos em algumas verticais. Por exemplo, na primeira vertical estudada, ambos os ensaios identificaram o solo orgânico entre elevações específicas, corroborando as características comportamentais esperadas do material. No entanto, em outras verticais, houve divergências, como na quarta vertical, onde o ensaio CPTu identificou a presença de solo orgânico, enquanto o ensaio geofísico não. Essas divergências foram atribuídas às condições de saturação do solo orgânico durante a realização dos ensaios, evidenciando a importância de considerar fatores temporais e ambientais na interpretação dos resultados. Em suma, o estudo destaca a complementaridade dos métodos CPTu e geofísicos na identificação precisa de solo orgânico em projetos geotécnicos, ressaltando a importância de uma abordagem integrada para uma avaliação mais robusta da subsuperfície.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio CPTu, Ensaio de Eletrorresistividade, Solo Orgânico, Ensaios de Campo.

ABSTRACT: The present study addresses the identification of organic soil layers through field tests, emphasizing the relevance of this determination in ensuring the stability of structures. A commonly used test is the Piezocone with pore pressure measurement (CPTu), which may face challenges in regions where the presence of organic soil is heterogeneous, often due to anthropogenic activities. Given this complexity, the study proposes complementing CPTu with geophysical tests to obtain a more comprehensive analysis. The adopted methodology involved conducting CPTu and geophysical tests along the crest of a massif. Four CPTu tests were conducted according to ABNT NBR 12069:1991 standards, while a geophysical test was conducted using electrical sounding, following ABNT NBR 15935:2011 guidelines. For the identification of organic soil in CPTu tests, parameters such as normalized tip resistance (qt), normalized friction ratio (Fr), normalized pore pressure generation (Bq), and Behavioral Classification Index (Ic) according to Robertson (2010) were considered. In geophysical tests, organic soil was identified through low resistivity values (0 to 150 Ohms.m), indicative of deteriorated organic materials. The results obtained revealed satisfactory agreement between the methods in some verticals. For example, in the first vertical studied, both tests identified organic soil between specific elevations, corroborating the expected behavioral characteristics of the material. However, in other verticals, there were discrepancies, such as in the fourth vertical, where the CPTu test identified the presence of organic soil while the geophysical test did not. These discrepancies were attributed to the saturation conditions of the organic soil during the tests, highlighting the importance of considering temporal and

environmental factors in interpreting the results. In summary, the study emphasizes the complementarity of CPTu and geophysical methods in accurately identifying organic soil in geotechnical projects, underscoring the importance of an integrated approach for a robust subsurface evaluation.

KEYWORDS: CPTu Test, Electrical resistivity survey, Organic Soil, Field Tests.

1 INTRODUÇÃO

O mapeamento amplo dos materiais presentes no subsolo é crucial em diversos projetos geotécnicos, abrangendo desde fundações de edifícios até a construção de infraestrutura de transportes e barragens de rejeito de mineração. Solos com características diferenciadas, como solos orgânicos, podem apresentar desafios significativos devido à sua baixa capacidade de suporte, alta compressibilidade e mudança de comportamento ao longo do tempo. Esses solos podem afetar a integridade estrutural de fundações, taludes e outros elementos construtivos.

Nesse contexto, os ensaios de Piezocone (CPTu – *Cone Penetration Test with porepressure measure*) emergem como alternativa de ensaio *in-situ*, devido à sua capacidade de ser utilizado tanto para a classificação comportamental de solos quanto para a estimativa de parâmetros geotécnicos baseada em métodos empíricos.

Atualmente, a maior parte da pesquisa publicada no campo da aplicação do CPTu se concentra em solos minerais. Contudo, as correlações existentes baseadas no ensaio para argilas minerais não capturam adequadamente o comportamento de argilas orgânicas e turfas em comparação com outros tipos de solo. Nesse contexto, Lengkeek (2022) propôs um avanço na identificação de materiais orgânicos com uma revisão do ábaco de classificação comportamental SBT proposto por Robertson (2016). Conforme observado pelo autor, os solos orgânicos frequentemente apresentam valores razão de atrito normalizada (Fr) acima de 10%, fora, portanto, do ábaco comportamental proposto em 2016 por Robertson.

No presente estudo, apresenta-se um estudo de caso de um maciço de uma barragem de rejeitos de mineração onde se verifica a existência de vários bolsões de material orgânico dispersos na matriz argilosa da fundação. Essa condição é resultado da atividade antrópica na região, incluindo a lavra e a deposição de estéril argiloso, juntamente com resíduos de vegetação desmatada e solo orgânico superficial removido. Assim, a fundação da estrutura analisada é caracterizada por uma distribuição totalemnte aleatória de material orgânico, o que dificulta substancialmente sua identificação e mapeamento precisos.

Para identificar de forma abrangente os bolsões de matéria orgânica na região, foi realizado um ensaio geofísico utilizando o método da eletrorresistividade na crista do maciço em estudo. As leituras históricas de piezômetros instalados em materiais orgânicos na área indicam que esses piezômetros registram aumento de carga durante o período chuvoso, demonstrando que o material orgânico frequentemente se encontra saturado, ao contrário da matriz argilosa circundante. Diante disso, o ensaio geofísico com caminhamento geoelétrico pelo método da eletrorresistividade apresenta-se como uma alternativa valiosa para a identificação de materiais em condição saturada, permitindo, assim, o mapeamento abrangente dos bolsões de matéria orgânica existentes na fundação do maciço.

Nesse contexto, pretende-se comparar os resultados obtidos em quatro verticais de ensaios Cone de Penetração com Piezocone (CPTu) e em uma poligonal de ensaio geofísico realizado por caminhamento elétrico, utilizando o método da eletrorresistividade. O objetivo é analisar a fundação de um maciço que é composta por uma matriz argilosa composta com bolsões de material orgânico. Essa comparação busca avaliar a eficácia na identificação e mapeamento de materiais orgânicos na estrutura investigada, apontando as vantagens e limitações de cada ensaio.

2 METODOLOGIA

Para a realização do trabalho, foi considerado um banco de dados composto por 4 (quatro) ensaios CPTu realizados ao longo da crista de um maciço, conforme ABNT NBR 12069:1991 e ASTM D6067/D6067M-17, e 1 (um) ensaio geofísico conduzido por caminhamento elétrico ao longo da mesma crista, conforme ABNT NBR 15935:2011. O ensaio geofísico foi executado pelo método geoelétrico da eletrorresistividade, com a técnica de imageamento elétrico e arranjo dipolo-dipolo, com espaçamento de 10 metros entre os eletrodos. A Figura 1 um croqui esquemático com a locação dos ensaios executados. Por questões de confidencialidade dos dados utilizados, não estão sendo apresentadas coordenadas dos ensaios de campo realizados.

Figura 1. Croqui esquemático com a locação dos ensaios realizados.

A identificação do solo orgânico por meio dos ensaios CPTu disponíveis no banco de dados estudado foi feita por meio da avaliação de alguns parâmetros que caracterizam o comportamento do material. O primeiro parâmetro estudado é a resistência de ponta normalizada (qt), que se caracteriza por apresentar valores abaixo de 2,5 MPa na matriz argilosa circundante aos bolsões de matéria orgânica, característica essaa que não é alterada no interior dos bolsões. A presença de raízes, fibras vegetais ou material orgânico em estágios de decomposição maiores podem ocasionar pequenas variações no parâmetro aferido, contudo, para identificar o material, considerou-se a premissa de qt ≤ 2,5 MPa.

Conforme pontuado por Lengkeek (2022), a razão de atrito normalizada (Fr) costuma apresentar valores acima de 10% em solos de origem orgânica, geralmente associado à presença de fibras de vegetação e às características compressivas desse tipo de material. A título de identificação do material, considerou-se como premissa de que valores de Fr elevados, por vezes acima de 10%, estão associados à presença de material orgânico.

O terceiro parâmetro utilizado na identificação do solo orgânico é a razão de poropressão normalizada (Bq) maior do que 0. A matriz argilosa mineral existente ao redor dos bolsões de matéria orgânica não possui a característica de geração de poropressão significativa na cravação do Piezocone, ao contrário de algumas regiões em que se identifica a presença de matéria orgânica, o que pode estar associada à degradação do material orgânico e consequente geração de poropressão no cisalhamento.

Índice de classificação comportamental (Ic), de Robertson (2010), maior do que 3,6. A alta compressibilidade do material orgânico associado confere aos bolsões uma razão de atrito normalizada (Fr) valores acima de 10%, o que faz com que os valores Ic (Robertson, 2010) sejam, geralmente, acima de 3,6. Cabe ressaltar que há uma limitação extensiva à classificação comportamental proposta por Robertson no que tange solos de origem orgânica. Sendo assim a variabilidade comportamental desse parâmetro é constatada nas verticais em estudo. Visando mitigar a limitação na classificação comportamental do material, foi considerado, como análise complementar, uma classificação orgânica no ábaco SBT proposto por Lengkeek (2022) apud Robertson (2016).

Para a identificação do solo orgânico nos ensaios geofísicos, foi considerado que este tipo de material está geralmente associado a baixos valores de resistividade elétrica, tipicamente variando entre 0 e 150 Ohms.m. Esse comportamento de baixa resistividade pode ser explicado por várias características intrínsecas do solo orgânico: (i) composição do material: solos orgânicos são predominantemente compostos por matéria orgânica em decomposição, como restos de plantas e outros materiais biológicos, o que contribui para uma maior retenção de água e eletrólitos, reduzindo a resistividade; (ii) textura e estrutura: em comparação com solos minerais, o solo orgânico possui uma textura mais macia e porosa, permitindo a presença de espaços intersticiais maiores, que são facilmente preenchidos com água e eletrólitos. A presença de água nos poros do solo diminui significativamente a resistividade, uma vez que a água é um bom condutor de eletricidade, especialmente quando contém sais dissolvidos.

A utilização desses valores baixos de resistividade como indicativo da presença de solos orgânicos permite uma identificação mais precisa e eficaz desses materiais em estudos geofísicos. Por meio da análise dos dados de resistividade, é possível mapear a distribuição e a extensão dos bolsões de solo orgânico na área de estudo.

3 RESULTADOS

Com base nos resultados obtidos, foi possível realizar uma análise comparativa entre os dados obtidos nos ensaios de campo conduzidos na crista do maciço estudado, e compreender como as informações fornecidas por cada um desses ensaios se tornam valiosas na identificação do solo orgânico.

Na primeira vertical estudada, verificou-se que o solo orgânico foi identificado satisfatoriamente no ensaio CPTu entre as elevações de 188,5 m e 181,0 m, conforme evidenciado pela correspondência com os padrões de comportamento característicos do material, como descrito no item 2. Nessas elevações, constatou-se uma geração de poropressão na cravação, Ic de Robertson por vezes maior que 3,6, Bq maior do que 0, Fr por vezes maior que 10% e qt majoritariamente menor do que 2,5 MPa.

Por outro lado, no ensaio geofísico, toda a zona abaixo da elevação de 187,0 m apresentou valores de resistividade inferiores a 150 Ohms.m. Considerando que o material abaixo da elevação de 181,0 m é um solo de fundação saturado, conclui-se que o material orgânico foi identificado no ensaio geofísico entre as elevações de 187,0 m e 181,0 m.

Ao analisar os resultados do ensaio CPTu, nota-se que a identificação do solo orgânico envolve diversos parâmetros do ensaio, tais como a resistência do material ao cisalhamento, o atrito lateral entre o cone e o material, bem como a geração de poropressão durante a cravação, ao passo que no ensaio geofísico, a identificação é realizada considerando apenas a sua condição de saturação. Essa diferença de abordagem explica o fato de que, na vertical 1, a espessura do material orgânico é maior no ensaio CPTu em comparação com o ensaio geofísico. No entanto, é importante ressaltar que ambos os ensaios identificaram de forma satisfatória a presença do material estudado. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 2.

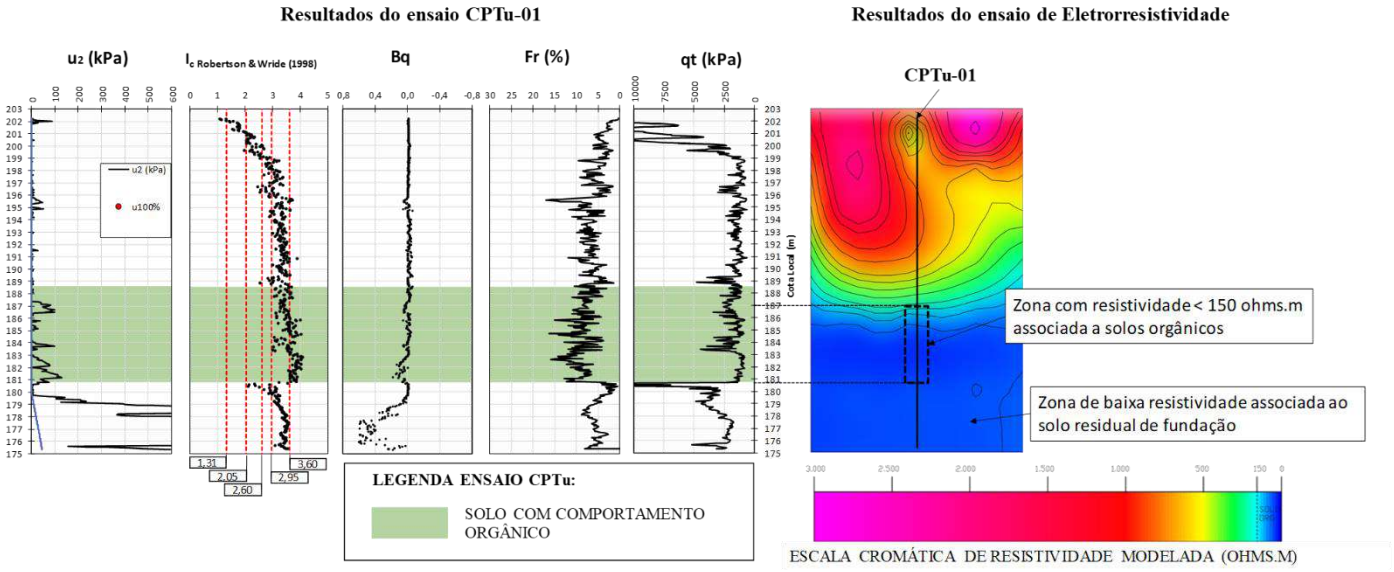


Figura 2. Resultados dos ensaios CPTu e de Eletrorresistividade na vertical 1.

Na segunda vertical estudada, verificou-se que o solo orgânico foi identificado no ensaio CPTu em duas regiões sendo a primeira compreendida entre as elevações 194,0 m e 198,0 m e a segunda entre as elevações 186,0 m e 191,0 m, conforme evidenciado pela correspondência com os padrões de comportamento característicos do material, como descrito no item 2. Nessas elevações, constatou-se uma significativa geração de poropressão na cravação, Ic de Robertson por vezes maior que 3,6, Bq maior do que 0, Fr por vezes maior que 10% e qt majoritariamente menor do que 2,5 MPa.

Já no ensaio geofísico, foi identificada uma zona de baixa resistividade entre as elevações 186,0 m e 194,0 m, sendo ela, portanto, associada a presença do solo orgânico entre essas elevações. Conforme explicado anteriormente, a identificação do solo orgânico por meio do ensaio CPTu envolve diversos parâmetros do ensaio, ao passo que no ensaio geofísico, a identificação é realizada considerando apenas a sua condição de saturação. Essa diferença de abordagem explica o fato de que, na vertical 2, as regiões identificadas como material orgânico são ligeiramente diferentes. No entanto, é importante ressaltar que, mais uma vez, ambos os

ensaios identificaram satisfatoriamente a presença do material de interesse. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 3.

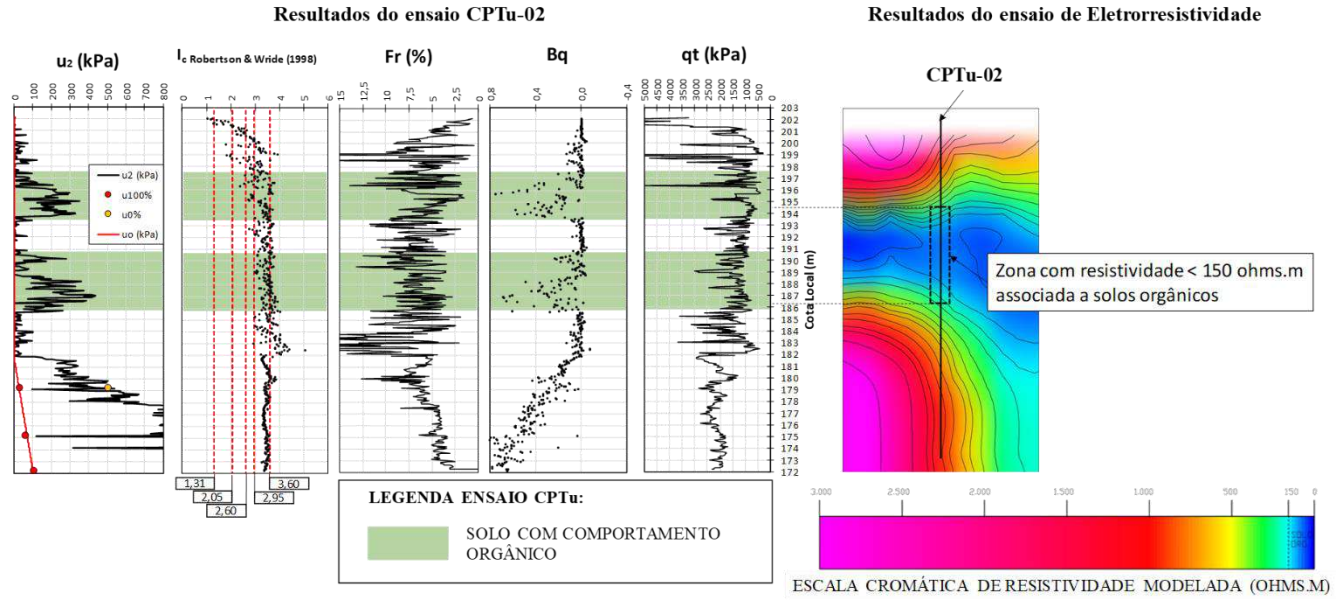


Figura 3. Resultados dos ensaios CPTu e Geofísico na vertical 2.

Na terceira vertical estudada, verificou-se uma aderência satisfatória entre os dois ensaios. O solo orgânico foi identificado no ensaio CPTu entre as elevações 198,0 m e 182,0 m, conforme evidenciado pela correspondência com os padrões de comportamento característicos do material, descritos no item 2. Já no ensaio geofísico, o solo orgânico foi identificado entre as elevações 199,0 m e 182,0 m.

Essa correlação pode ser explicada pelo fato de que, durante a época em que o ensaio geofísico foi conduzido, todo o material orgânico presente nessa vertical demonstrava uma saturação considerável. Esse estado de saturação foi fundamental para que o ensaio geofísico conseguisse delimitar o material orgânico de maneira satisfatória. Essa conclusão é corroborada pelo ensaio CPTu realizado, que confirmou a precisão da delimitação do material orgânico. A Figura 4 apresenta os resultados obtidos.

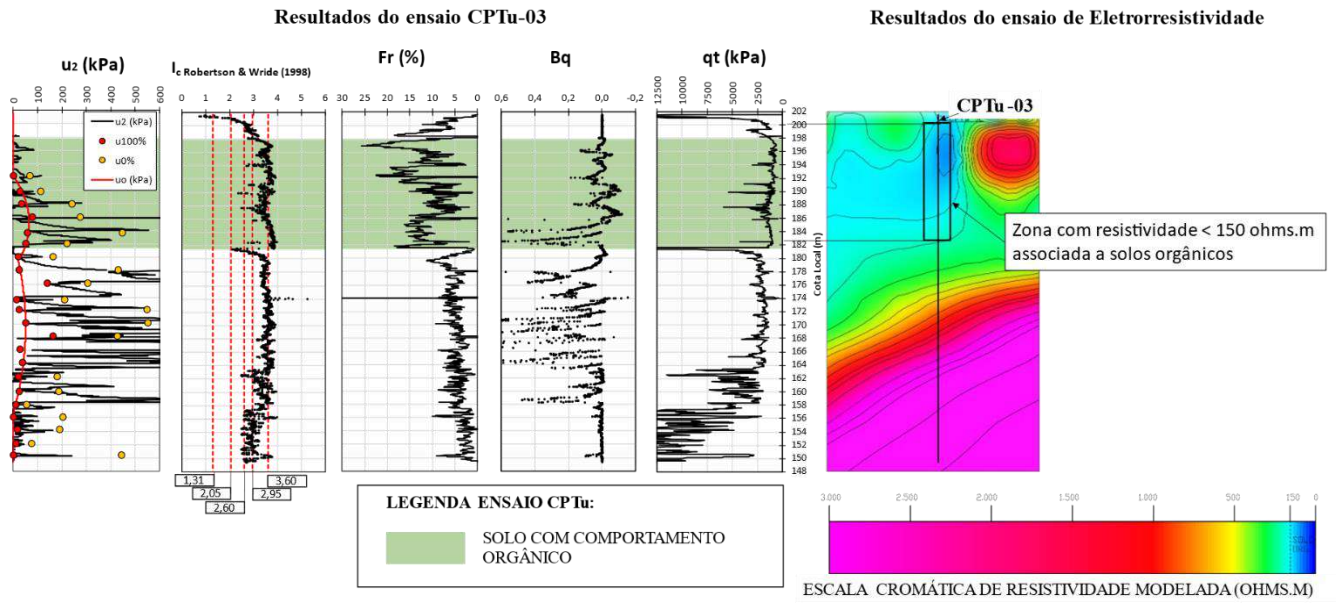


Figura 4. Resultados dos ensaios CPTu e Geofísico na vertical 3.

Na quarta vertical estudada, observou-se uma divergência entre os resultados obtidos nos ensaios. No ensaio CPTu foi possível identificar uma região com a presença de solo orgânico entre as elevações 185,5 m

e 182,0 m. Já no ensaio geofísico, não foi identificada a presença de material orgânico na vertical estudada. Essa discrepancia pode ser explicada pelo fato de que, durante a época em que o ensaio geofísico foi conduzido, todo o material orgânico presente nessa vertical não estava saturado. Esse estado foi fundamental para que o ensaio geofísico não conseguisse delimitar o material orgânico de maneira satisfatória. A Figura 5 apresenta os resultados obtidos.

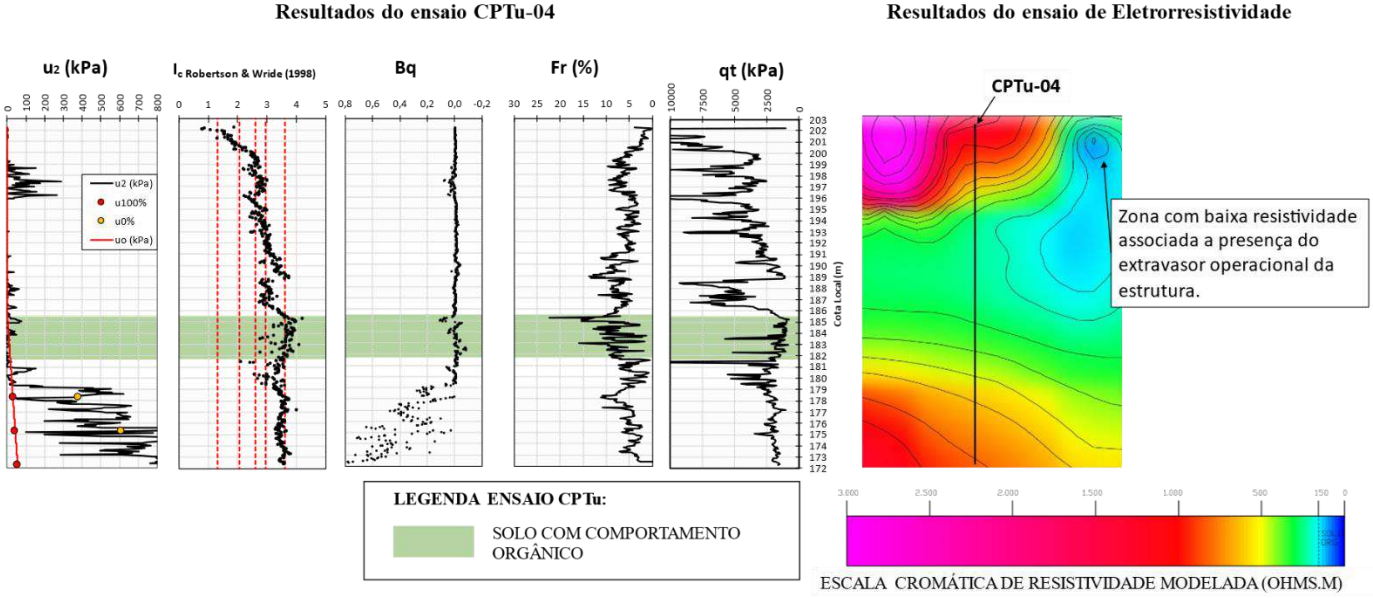


Figura 5. Resultados dos ensaios CPTu e Geofósico na vertical 4.

Os resultados dos quatro ensaios CPTu realizados foram plotados no ábaco de classificação comportamental SBT de Lengkeek (2022), com base em Robertson (2016), com o objetivo de identificar o material através do ensaio CPTu. Conforme mostrado na Figura *7*, todas as áreas estudadas foram predominantemente classificadas como turfa, um material orgânico altamente decomposto. Essa classificação está em concordância com a análise de parâmetros realizada em cada vertical.

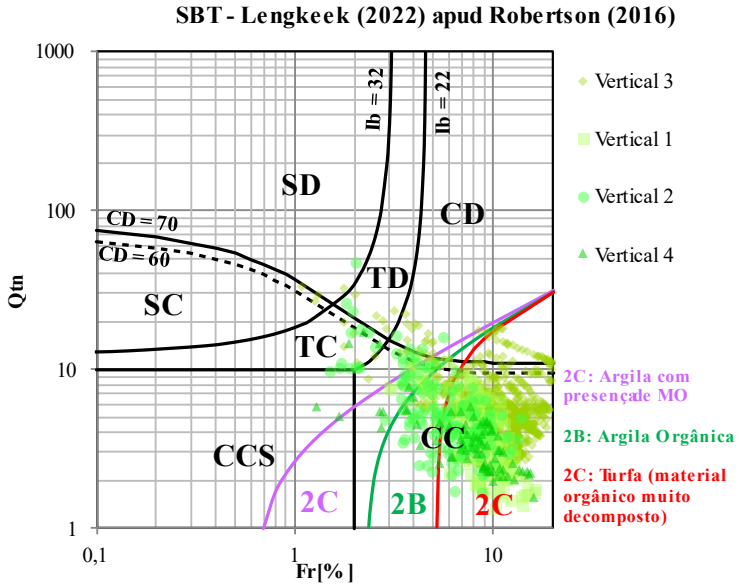


Figura 6. Ábaco de classificação comportamental SBT (Lengkeek, 2022 apud Robertson, 2016) com o resultado dos quatro ensaios CPTu realizados nos bolsões de matéria orgânica.

Com base nas metodologias adotadas e nos resultados obtidos, foi possível identificar a presença de solo orgânico ao longo do maciço, utilizando-se dados do ensaio de Eletrorresistividade. As áreas com resistividade

inferior a 150 Ohms.m foram destacadas e isoladas para uma análise mais detalhada da distribuição do material de interesse. A partir dos resultados, foi possível mapear uma série de bolsões de material orgânico dispersos ao longo da fundação do maciço, em regiões não detectadas pelos ensaios CPTu, que foram executados em apenas quatro verticais. Os resultados são apresentados na Figura 7.

Figura 7. Bolsões de material orgânico identificados no ensaio geofísico pelo método da eletrorresistividade.

4 CONCLUSÕES

A análise conduzida no presente estudo lança luz sobre a identificação de estratos de solo orgânico no âmbito de projetos geotécnicos, especialmente considerando os desafios apresentados pela identificação desses materiais quando sua distribuição se dá de forma heterogênea, como é o caso do maciço de barragem de rejeitos de mineração estudado, onde se verifica a existência de vários bolsões de material orgânico dispersos na matriz argilosa da fundação, resultado da atividade antrópica na região, incluindo a deposição de estéril argiloso juntamente com resíduos de vegetação desmatada e solo orgânico superficial removido.

Por meio de uma análise comparativa de ensaios de Piezocone com medida de poropressão (CPTu) e um levantamento geofísico, foram obtidas informações valiosas sobre a presença e a extensão do solo orgânico em um maciço.

A integração dos métodos CPTu e geofísicos mostrou-se fundamental para mapear a distribuição do solo orgânico ao longo da fundação do maciço. A partir dos dados do levantamento geofísico, foram delineadas e isoladas zonas com valores de resistividade abaixo de 150 Ohms.m, oferecendo uma compreensão refinada da distribuição espacial do material orgânico. Essa abordagem integrada não apenas aprimora a precisão da caracterização do solo, mas também destaca a natureza complementar dessas técnicas investigativas em avaliações geotécnicas.

Os resultados destacam a importância de adotar uma abordagem multifacetada para a identificação do solo, especialmente em regiões suscetíveis a atividades antrópicas que possam impactar a composição e o comportamento do solo. Ao transcender as limitações de metodologias individuais, o estudo demonstra a eficácia da integração de CPTu e levantamentos geofísicos para superar os desafios associados às condições heterogêneas do solo.

Em conclusão, este estudo enfatiza a importância de uma abordagem integrada em investigações geotécnicas, na qual a aplicação de ensaios CPTu e geofísicos oferece uma compreensão abrangente da composição e do comportamento do solo. Em áreas com características semelhantes, o ensaio geofísico pode ser utilizado como um mapeamento inicial de materiais de interesse, sendo complementado por campanhas de ensaios CPTu onde se identifica potencial presença de solo orgânico.

Ao aprimorar a capacidade de identificar e caracterizar estratos de solo orgânico, esta pesquisa contribui para o avanço das práticas de engenharia geotécnica, aprimorando, em última análise, a confiabilidade e a segurança de projetos de infraestrutura em diversos ambientes.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem todo o suporte dado pela Pimenta de Ávila Consultoria Ltda. para o desenvolvimento do trabalho.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1991). NBR 12069. Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT). Rio de Janeiro, 1991.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2011). NBR 15935. Investigações ambientais – Aplicação de métodos geofísicos. Rio de Janeiro, 2011.

ASTM D6067/D6067M-17 – Standard Practice for Using the Electronic Piezocone Penetrometer Tests for Environmental Site Characterization and Estimation of Hydraulic Conductivity.

ISO14688-1 2017. Geotechnical investigation and testing Identification and classification of soil - Part 1: Identification and description. International Organization for Standardization.

ISO14688-2 2017. Geotechnical investigation and testing Identification and classification of soil - Part 2: Principles for a classification. International Organization for Standardization.

Kulhawy, F. H. & Mayne, P. W. 1990. Manual on estimating soil properties for foundation design.; Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA). Geotechnical Engineering Group.
Lengkeek, H. J. 2022. CPT-based classification and correlations for organic soils. 4TU.ResearchData.

Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M., 1997. Cone penetration testing in geotechnical practice. Blackie Academic, EF Spon/Taylor & Francis Publ., New York, 1997, 312 pp.

Mayne, P. W. 2014. Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests. Proceedings, 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing.

Robertson, P.K., 1990. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 27(1): 151-158.

Robertson, P.K., 2009. CPT interpretation – a unified approach, Canadian Geotechnical Journal, 46: 1-19

Robertson, P. K; Cabal, K. L. *Guide to Cone Penetration Testing*. 7 ed. Signal Hill, CA (USA): Gregg Drilling and Testing Inc., 2022. 156 p.

Robertson. P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., and Greig, J., 1986. Use of Piezometer Cone data. In-Situ'86 Use of In-situ testing in Geotechnical Engineering, GSP 6 , ASCE, Reston, VA, Specialty Publication, SM 92, pp 1263-1280.

Robertson, P.K. Soil Behaviour Type from the CPT: an update. Signal Hill, CA (USA): Gregg Drilling and Testing Inc., 2010. 8 p.

Robertson, P. K. 2016. Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update. Canadian Geotechnical Journal, 53, 1910–1927.

Schneider, J. A., Randolph, M. F., Mayne, P. W. & Ramsey, N. R. 2008. Analysis of Factors Influencing Soil Classification Using Normalized Piezocone Tip Resistance and Pore Pressure Parameters. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134, 1569–1586.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/546

Instrumentação Geotécnica em Estruturas de Disposição de Rejeitos: Aplicações e Relevância

Thainá Rainho do Sacramento França
Engenheira Geotécnica, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte, Brasil, thaina.franca@pimentadeavila.com.br

Jéssica Pereira Duarte
MSc. em Geotecnia, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte, Brasil, jessica.duarte@pimentadeavila.com.br

RESUMO: Atualmente, várias ferramentas são utilizadas no controle da segurança de barragens nas fases de execução, operação e manutenção. O monitoramento por meio da instrumentação geotécnica é uma dessas ferramentas e assume diversas finalidades, a depender da etapa da obra. O presente estudo explora a relevância do monitoramento geotécnico em estruturas de disposição de rejeitos na mineração, proporcionando uma análise da aplicação, limitações e importância dos sistemas de monitoramento geotécnico. Além disso, correlaciona as variáveis de medição com os instrumentos, os principais modos de falha e a evolução e as tendências da instrumentação geotécnica. A metodologia empregada inclui uma revisão bibliográfica abrangente da instrumentação, bem como das legislações e normas brasileiras relacionadas ao monitoramento e aos modos de falha. Por fim, a pesquisa apresenta a correlação entre os modos de falha, as medidas de controle e a instrumentação geotécnica. Assim sendo, possibilita entender o propósito da instrumentação no monitoramento geotécnico, com o intuito de demonstrar a importância na segurança e na prevenção de acidentes, compreendendo a relação entre os tipos de instrumentos, as variáveis a serem monitoradas e os modos de falha.

PALAVRAS-CHAVE: Monitoramento Geotécnico; Instrumentação Geotécnica; Barragens; Modos de Falha.

ABSTRACT: Currently, several tools are used to control dam safety during the construction, operation, and maintenance phases. Monitoring using geotechnical instrumentation is one of these tools and serves various purposes, depending on the stage of the project. This study explores the relevance of geotechnical monitoring in mining tailings disposal structures, providing an analysis of the application, limitations and importance of geotechnical monitoring systems. In addition, it correlates the measurement variables with the instruments, the main failure modes and the evolution and trends of geotechnical instrumentation. The methodology employed includes a comprehensive bibliographic review of instrumentation, as well as Brazilian legislation and standards related to monitoring and failure modes. Finally, the research presents the correlation between failure modes, control measures and geotechnical instrumentation. Therefore, it allows understanding the purpose of instrumentation in geotechnical monitoring, aiming to demonstrate its importance in safety and accident prevention, comprehending the relationship between instrument types, monitored variables, and failure modes.

KEYWORDS: Geotechnical Monitoring; Geotechnical Instrumentation; Dams; Failure Modes.

1 INTRODUÇÃO

A instrumentação geotécnica desempenha um papel fundamental no controle da segurança de barragens, assumindo variadas finalidades conforme a etapa da obra. Segundo Silva (2022), durante a construção, visa ajustar as premissas do projeto ao método construtivo, verificar e validar os pressupostos do projeto e aferir se o desempenho das estruturas projetadas está conforme o esperado. Posteriormente, assume um caráter de controle de segurança, identificando variações no comportamento estrutural, hidráulico, geotécnico e operacional ao longo da vida útil e fechamentoda barragem.

Segundo Silveira (2013), os parâmetros a serem medidos em uma barragem englobam a pressão da água nos poros, a pressão da água na rocha de fundação, as pressões totais, os recalques, os deslocamentos horizontais, as cargas e a tensão nos elementos estruturais, a temperatura, as vazões de drenagem, entre outros.

A norma brasileira NBR 13028 (ABNT, 2017) determina que os projetos de estruturas de disposição de rejeitos devem incluir a instalação de instrumentos para controlar os níveis de água e poropressão no interior do maciço da barragem, suas fundações e deformações, além de monitorar as vazões da drenagem interna. Por conseguinte, ao projetar barragens de rejeitos, diversos fatores e parâmetros devem ser considerados.

Cavalcante (2023), aborda em sua pesquisa que a instrumentação geotécnica é parte essencial da engenharia geotécnica, sendo fundamental para a análise, monitoramento e controle de estruturas e ambientes subterrâneos. Complementa também que a partir de dispositivos específicos, fornece dados críticos sobre estabilidade, deformações, pressões e fluxos, auxiliando na tomada de decisões informadas em projetos de engenharia e na mitigação de riscos. De acordo com Silva (2022), os instrumentos têm a capacidade de alertar previamente sobre possíveis falhas iminentes, permitindo a evacuação segura da área e a implementação oportuna de ações corretivas.

O objetivo deste estudo é apresentar uma revisão bibliográfica de modo a ressaltar a aplicação e a relevância dos sistemas de monitoramento geotécnico em estruturas de disposição de rejeitos para diferentes modos de falha. O estudo explora o papel dos principais instrumentos geotécnicos no monitoramento de vazões, nível d'água, poropressão e deslocamento, enfatizando sua contribuição para o sistema de monitoramento. Além disso, discute como esses instrumentos são aplicados em barragens de rejeito para prevenir falhas, destacando sua relevância na segurança e na prevenção de acidentes.

2 METODOLOGIA

A metodologia empregada neste artigo envolve uma revisão bibliográfica com o intuito de compreender diversos aspectos relacionados ao monitoramento geotécnico em estruturas de disposição de rejeitos, incluindo os principais tipos de instrumentos geotécnicos para medição de vazão, nível d'água, poropressão e deslocamentos, além da legislação e normas brasileiras pertinentes e modos de falha em barragens de rejeitos. O processo de revisão seguiu as seguintes etapas:

- Definição do tema, escopo e objetivo do estudo;
- Busca e seleção de informações em bases de dados acadêmicos, incluindo repositórios de universidades brasileiras, referências de artigos relevantes sobre o assunto, bem como livros, legislação e normas pertinentes;
- Análise e síntese dos dados obtidos durante a pesquisa;
- Apresentação e avaliação dos resultados por meio de resumos e tabela;
- Considerações finais derivadas do estudo realizado.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Legislações e Normas Brasileiras

Barragens representam estruturas com potencial significativo de risco (Brasil, 2020). No Brasil, a primeira norma regulamentadora voltada especificamente para barragens de rejeitos foi a Portaria n° 237, de 18 de outubro de 2001, (DNPM, 2001). Desde então, diversas normas foram desenvolvidas com o intuito de aprimorar a gestão da segurança de barragens em todo o país (Souza, 2019).

Em 2003, iniciou-se a discussão no Congresso Nacional sobre o Projeto de Lei 1.181, visando estabelecer a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) para o Brasil. Contudo, apenas em 2010 essa política foi aprovada, resultando na promulgação da Lei Nacional 12.334, datada de 20 de setembro de 2010. A PNSB abrange a regulação das barragens destinadas à acumulação de água para diversos fins, além da disposição temporária ou final de rejeitos e resíduos industriais (Brasil, Lei nº 12.334, 2010). Ademais, define quais barragens devem ser regulamentadas, atribui responsabilidades legais aos proprietários das barragens em relação aos requisitos de segurança, estabelece o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB) e confere autoridade regulatória a instituições específicas.

Outrossim, a PNSB (Lei Federal nº 12.334/2010) define os critérios e diretrizes gerais para a segurança de barragens no país. Ela estabelece requisitos para o licenciamento, projeto, construção, operação, manutenção e desativação de barragens, incluindo a necessidade de identificar e avaliar os potenciais modos de falha. Segundo Santos (2019), a PNSB visa reduzir a probabilidade de acidentes e seus impactos, regular as medidas de segurança, além de monitorar e acompanhar as ações de segurança implementadas pelos responsáveis, reunindo informações e verificando conformidades técnicas.

Em maio de 2017, o Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM) emitiu a Portaria 70.389, estabelecendo que as empresas responsáveis por barragens de mineração deveriam implantar um sistema de monitoramento de segurança dentro de 24 meses após a publicação do documento. A complexidade desse sistema de monitoramento varia de acordo com a classificação do Dano Potencial Associado (DPA). Em casos de DPA alto, onde há presença de população e características de construção específicas, o monitoramento deve ser abrangente. A seleção de tecnologias, instrumentos e processos de monitoramento é de responsabilidade da empresa, e o empreendedor é encarregado de monitorar as barragens de mineração, manter registros e reportá-los aos órgãos reguladores competentes.

A norma ABNT NBR 13.028, em sua seção sobre requisitos para elaboração e apresentação de projetos, especificamente no capítulo 5.4.16, item "i", estipula que o manual de operação da estrutura deve incluir procedimentos de inspeção de campo e monitoramento geotécnico. Quanto ao monitoramento, a norma requer a identificação dos elementos a serem monitorados, a frequência das inspeções de campo, a coleta de dados dos instrumentos e os critérios de análise dos dados obtidos.

3.2 Instrumentação Geotécnica

O principal objetivo da instrumentação é fornecer dados que auxiliem na avaliação da segurança de uma estrutura, coletando informações quantitativas sobre seu desempenho e detectando problemas em estágios iniciais, que podem ser evitados (Dhawan al., 2017).

Segundo Silveira (2013), a seleção e instalação de instrumentos em um empreendimento devem atender a objetivos específicos, levando em consideração as questões geotécnicas que podem surgir durante as fases de projeto, construção e operação. Barragens, tanto de grande como de pequeno porte, possuem pontos suscetíveis a problemas na fundação ou estrutura, exigindo instrumentação específica para monitorar o desempenho da estrutura ao longo do tempo.

De acordo com Moura et al. (2018), o monitoramento por meio de instrumentos, como medidores de deslocamento, piezômetros, inclinômetros e marcos topográficos, permite compreender os dados de alerta, facilitando a tomada de decisões a fim de evitar acidentes que possam resultar em perdas de vidas, interrupções nas operações e impactos ambientais, sociais e financeiros.

A seguir são descritos os aspectos gerais referentes aos instrumentos de monitoramento das medidas de vazões, deslocamentos e poropressões, exigidos na NBR 13028 (2017) e focos do presente estudo.

3.2.1 Instrumentos para a Medição da Vazão

Segundo Castro (2013), a medição das vazões de drenagem e das infiltrações pela estrutura de uma barragem de contenção de rejeitos é crucial para garantir a segurança estrutural e deve ser uma das observações iniciais para supervisionar suas condições de segurança. De acordo com a Agência Nacional de Águas - ANA, esses medidores são instrumentos projetados para medir as vazões de drenagem através da fundação e as infiltrações através do aterro.

Medidores de vazão consistem em placas planas, geralmente de metal, instaladas perpendicularmente ao fluxo de água em canais livres de sólidos e sedimentos. Os sistemas de vertedouro desses instrumentos podem ser de seção triangular, trapezoidal ou calhas Parshall, com o fluxo de água à jusante concentrado em galerias metálicas ou de concreto (Silva, 2016). Ademais, acrescenta que para medir a vazão, a altura da coluna d'água passante na seção é aferida com o auxílio de uma régua fixada no equipamento.

Silva (2016) aborda que o medidor de vazão permite uma análise qualitativa da água e a detecção de possíveis locais comprometidos na estrutura. Além disso, ajuda a identificar obstruções de drenos, poropressões excessivas e erosões internas.

3.2.2 Instrumentos para a Medição do Nível de Água

Conforme Santos (2019) aborda em seu estudo, os medidores de nível d'água são os instrumentos mais básicos empregados em barragens, destinados principalmente a indicar o nível do lençol freático em maciços de terra. Através de furos de sondagem ou poços, é viável determinar a cota do nível d'água.

De acordo com Machado (2007), a medição é, normalmente, realizada manualmente, utilizando um dispositivo ou escala para identificar a superfície da água dentro do tubo (nível freático). Oliveira (2020)

acrescenta que a leitura em um medidor de nível d'água pode ser realizada através de um dispositivo equipado com um sensor sonoro que emite som ao entrar em contato com a água, conhecido como pio elétrico (Oliveira, 2020).

Fonseca (2003) destaca a importância de determinar com precisão a posição da linha freática no interior do maciço compactado de uma barragem, visto a relevação na análise de sua estabilidade e para a interpretação dos resultados da piezometria. Além disso, em barragens de terra, os medidores de nível d'água são empregados para avaliar possíveis colmatações e detectar cargas hidráulicas nos sistemas de drenagem interna, ombreiras e áreas a jusante. Esses instrumentos são essenciais para monitorar os riscos potenciais de saturação e de redução das condições de estabilidade do talude a jusante.

3.2.3 *Instrumentos para a Medição da Poropressão*

Os piezômetros são empregados para aferir a pressão da água (poropressão) em pontos específicos de barragens, fundações e ombreiras. Essas medições piezométricas têm como propósitoavaliar a pressão da água em locais determinados dentro de um solo, rocha ou concreto. (Dhawan et al., 2017).

Conforme mencionado por Silveira (2013), os piezômetros demandam algum fluxo de água para dentro ou para fora do dispositivo até que alcance um equilíbrio com a poropressão no solo. Dessa forma, o tempo de resposta do piezômetro diante de variações na poropressão está condicionado à quantidade de água necessária para sensibilizar o instrumento, podendo ser hidráulico, pneumático ou elétrico.

Ainda segundo Silveira (2013), a medição da poropressão é fundamental para compreender a resistência e a deformação dos solos, controladas pela tensão efetiva. Isso é crucial para determinar a posição da superfície freática e da rede de percolação no maciço e na fundação das barragens. Essa medida tem importantes aplicações, como na avaliação dos fatores de segurança dos taludes e no monitoramento do desempenho dos dispositivos de vedação, identificando infiltrações preferenciais que podem comprometer a estrutura.

As informações provenientes dos piezômetros são essenciais para detectar potenciais problemas, como deslocamentos na estrutura ou infiltrações não planejadas (Dhawan et al., 2017).

3.2.4 Instrumentos para a Medição de Deslocamento

Diversos deslocamentos e deformações são comuns em barragens. O deslocamento horizontal pode ocorrer tanto no sentido montante-jusante quanto ao longo do eixo da estrutura. Isso pode abranger desde o deslocamento de toda a barragem em relação às suas ombreiras ou fundação até o deslocamento de uma parte da barragem em relação a outra. Ao avaliar a segurança e o desempenho de uma barragem, é crucial observar minuciosamente esses movimentos (Dhawan et al., 2017).

De acordo com Machado (2007), os deslocamentos horizontais de uma barragem podem desenvolver:

- Fissuras transversais, trincas ou abatimentos no aterro;
- Ocorrência de erosão interna;
- A partir de uma erosão interna, pode induzir superfícies potenciais de ruptura.

Machado (2007) também enfatiza a importância de monitorar regularmente as várias variáveis de projeto, comparando os valores previstos com as leituras "in situ". Além disso, destaca a necessidade de detectar quaisquer fenômenos que possam colocar em risco a estabilidade da barragem.

Diversos instrumentos podem ser utilizados para quantificar os deslocamentos ocorridos em uma estrutura de contenção de rejeitos (Fonseca, 2003). Alguns dos principais citados por Fonseca (2003), são os marcos superficiais e os inclinômetros.

Silveira (2013) destaca que uma abordagem simples e antiga para monitorar os deslocamentos em barragens de terra e/ou enrocamento é a instalação de marcos superficiais ao longo das bermas e da crista. Ainda, Silveira (2013) ressalta que são instrumentos essenciais para acompanhar os recalques da barragem e identificar sinais de possível instabilidade no talude de jusante. Os deslocamentos são medidos por meio de levantamentos topográficos periódicos, em relação aos marcos de referência (fixos) instalados em pontos indeformáveis fora da região de influência da barragem (Fonseca, 2003).

Os inclinômetros são utilizados com o objetivo de mensurar deslocamentos horizontais, em profundidade e superficiais, e de acordo com Dhawan et al. (2017), esses instrumentos consistem em uma placa de base, sensor e dispositivo de leitura. A placa de base é cimentada ou aparafusada a qualquer superfície

horizontal ou vertical e mede a rotação vertical da superfície. Machado (2007), aborda que os inclinômetros podem medir deformações horizontais de massas de solo para detectar regiões de concentração de deformações, ou seja, potenciais superfícies de ruptura.

3.3 Modos de Falha

É fundamental caracterizar adequadamente os modos de falha aos quais uma barragem está exposta para uma gestão eficaz de riscos. O entendimento desses fenômenos é crucial para avaliar o desempenho das estruturas (Roca, 2019).

Portanto, é essencial compreender os principais modos de falha aos quais as estruturas geotécnicas estão sujeitas, os quais são apresentados a seguir.

3.3.1 Erosão Interna (Piping)

A erosão interna ocorre quando as partículas do solo são excessivamente carreadas pelo fluxo de percolação dentro do maciço, geralmente devido à ausência ou ao funcionamento inadequado do sistema de filtros (Pimenta Filho, 2009).

De acordo com Roca et al. (2019), o fenômeno da erosão interna pode ser segmentado em quatro etapas distintas: iniciação, continuação, desenvolvimento para formar um "tubo" e o surgimento de uma brecha.

Materiais heterogêneos ou mal compactados podem propiciar a formação de "tubos" internos na estrutura, criando caminhos preferenciais para o fluxo de água. Isso pode resultar no deslocamento de material dentro do talude. Além disso, o aumento desse fluxo pode gerar poropressões em algumas áreas, levando ao transporte de material através do duto que compõe o talude e/ou a fundação da barragem, aumentando o risco de erosão interna (piping) e possível ruptura (Guimarães Filho, 2021).

3.3.2 Galgamento

Conforme Roca et al. (2019), o galgamento pode manifestar-se de duas formas distintas, dependendo das causas envolvidas: por transbordamento (overtopping) e por galgamento (overflowing). O overtopping acontece quando as ondas atingem a crista da barragem, resultado de ventos fortes, deslizamentos de terra (instabilidade no talude) ou falhas de projeto no dimensionamento da estrutura (Roca, 2019). Por outro lado, segundo Guimarães Filho (2021), o overflowing ocorre quando o transbordamento persiste além da crista da barragem, fazendo com que o nível da água exceda a elevação do aterro e cause a ruptura.

Muitas barragens estão suscetíveis a este modo de falha, seja devido a um sistema de drenagem inadequado ou insuficiente, precipitação pluviométrica descontrolada (excedendo os registros históricos máximos) ou dimensionamento inadequado dos vertedouros de drenagem. Sob tais condições, a pressão hidrostática (e consequentemente a carga total) excede a capacidade de resistência da barragem. Consequentemente, o talude a jusante torna-se saturado, perde sua resistência e resulta na ruptura da barragem (Guimarães Filho, 2021).

3.3.3 Liquefação Estática e Liquefação Dinâmica

A liquefação, seja estática ou dinâmica, surge devido à perda substancial da resistência ao cisalhamento, desencada por um gatilho, resultando em uma fragilidade elevada, principalmente em solos arenosos saturados (Santos Júnior, 2021). Segundo Castilho (2017), os gatilhos estáticos envolvem carregamentos monotônicos no solo, como o aumento rápido do volume de uma barragem de rejeitos, infiltração de água durante chuvas intensas e deposição de rejeitos. Por outro lado, os gatilhos dinâmicos estão associados a carregamentos cíclicos, como abalos sísmicos, detonações ou tráfego de veículos. Ressalta-se que no caso doBrasil, em que a ocorrência de terremotos não é uma situação frequente, a avaliação do potencial de liquefaçãoestática é mais relevante (Freire Neto, 2009).

De maneira geral, a liquefação pode ser compreendida como um fenômeno no qual um material perde sua resistência devido ao aumento da pressão nos poros, resultando em uma absorção que não permite a drenagem. Esse fenômeno é frequentemente observado em solos finos, de baixa coesão, alta saturação e que tendem a se contrair quando submetidos a esforços de cisalhamento (Silva, 2010). O autor complementa quea liquefação pode representar um risco crítico em depósitos de rejeitos de mineração, pois a construção de

diques ou aterros sobre uma fundação que contém rejeitos fofos e saturados pode resultar em aumentos rápidos nos níveis de tensão em condições não drenadas.

Segundo Guimarães Filho (2021), ao submeter a estrutura a elevadas poropressões e cargas verticais, o material se move de forma repentina, devido a isso, os drenos não conseguem aliviar a pressão a tempo.

3.3.4 Instabilização

A falha por instabilidade do talude acontece quando a tensão de cisalhamento em uma barragem ultrapassa a resistência ao cisalhamento do material da estrutura. Isso geralmente resulta em uma falha rotacional ou deslizamento de uma porção do talude, podendo levar à ruptura local ou global da barragem (Roca, 2019).

É crucial considerar as forças geradas pelos fluxos de água ao avaliar a estabilidade do talude de uma estrutura. Isso ocorre porque o aumento da poropressão reduz as tensões efetivas e, portanto, a resistência do solo ao cisalhamento. Consequentemente, um aumento no fluxo de água pode diminuir o fator de segurança de uma estrutura e provocar falhas (Berrones et al., 2011).

Zonas críticas ao longo da barragem são áreas mais propensas a trincas e fissuras, representando um risco significativo. Essas fissuras, geralmente ocorrendo transversalmente ao eixo da barragem, criam um fluxo concentrado através do núcleo da estrutura, podendo resultar em erosão interna e eventual ruptura. Originadas pelo recalque diferencial entre segmentos adjacentes do maciço, essas fissuras são particularmente perigosas quando não são visíveis na superfície. Portanto, é crucial medir os recalques diferenciais transversais para determinar o máximo tolerável e prevenir a instabilidade do talude (Silveira, 2013).

Ademais, conforme apresentado pela Agência Nacional de Águas (ANA, 2016), as fundações, especialmente as aluvionares, podem experimentar recalques diferenciais no aterro, resultando em zonas de tração e fissuras. Essa movimentação pode levar a deslocamentos no maciço, especialmente se a fundação se mover ou romper.

A Tabela 1 apresenta de forma resumida o estudo da relação entre os instrumentos, as medidas de controle, as justificativas de instalação e os modos de falha apresentados nos itens acima.

Tabela 1. Relação entre modo de falha, medidas de controle, justificativa de instalação e instrumento geotécnico recomendado. Fonte: Autoria Própria.

Modo de Falha	Medida de Controle	Justificativa de Instalação	Tipo de Instrumento
Erosão Interna (Piping)	Vazões	Identificar a vazão permite compreender o fluxo de água subterrânea.	Medidor de Vazão
	Deslocamentos Verticais e Horizontais	Identificar deslocamentos que podem gerar “tubos” no solo, criando espaços vazios que podem ser preenchidos com água.	Marco Superficial / Inclinômetro
	Poropressão	Medir a pressão hidráulica da água que se acumula em camadas mais “fracas” do solo, visto que a força pode arrastar partículas de solo mais finas e leves, criando o canal de tubulação.	Piezômetro
Galgamento	Vazões	Medir o aumento do súbito da vazão.	Medidor de Vazão
	Nível Freático	Medir o nível de água, visto que a água pode se infiltrar no solo e criar uma pressão hidrostática e o fluxo de água pode aumentar a taxa de penetração no solo.	Medidor de Nível d'Água
Liquefação Estática	Vazões	Identificar a quantidade de água que está infiltrando no solo e se há alguma anomalia na distribuição da água.	Medidor de Vazão
	Deslocamentos em Profundidade	Detectar anomalias e variações que podem indicar a presença de água acumulada.	Inclinômetros

	Poropressão	Identificar se houve aumento da pressão da água, pois a resistência do solo pode diminuir	Piezômetro
Instabilização	Nível Freático	O aumento do volume de infiltração pode indicar uma falha na drenagem ou a presença de uma fonte de água não prevista.	Medidor de Nível d'Água
	Deslocamentos Verticais e Horizontais	Detectar deformações significativas que podem indicar a presença de cargas excessivas ou a perda de resistência do solo.	Marco Superficial / Inclinômetro
	Poropressão	Medir as poropressões para auxiliar na avaliação da performance de funcionamento do sistema de drenagem interna.	Piezômetro

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A abordagem metodológica adotada neste estudo possibilitou a identificação dos instrumentos geotécnicos empregados na medição de vazão, nível d'água, poropressão e deslocamento, assim como seus objetivos de monitoramento. Isso facilitou a identificação das variáveis críticas a serem monitoradas em barragens, com o propósito de prevenir potenciais modos de falha.

Portanto, observa-se a importância da segurança em barragens de terra por meio da instrumentação geotécnica, considerando os danos irreversíveis que falhas estruturais podem causar. Nesse contexto, é crucial reconhecer que cada tipo de barragem requer um conjunto específico de requisitos de monitoramento, adaptados às suas características individuais, incluindo a seleção adequada dos instrumentos de monitoramento.

As informações compartilhadas neste estudo, embasadas em sólidos fundamentos da engenharia de barragens, visam enriquecer os estudos relacionados ao monitoramento dessas estruturas e ressaltar a importância do monitoramento geotécnico na prevenção de falhas em estruturas de disposição de rejeitos.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos à Pimenta de Ávila Consultoria e aos colegas de trabalho pela colaboração, apoio e estímulo. Contribuições fundamentais para o enriquecimento do conhecimento compartilhado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 13028: Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água - Requisitos. Rio de Janeiro. 2017. Agência Nacional de Mineração. Resolução nº 32, de 11 de maio de 2020. Disponível em: <https://anmlegis.datalegis.net/action/ActionDatalegis.php?acao>. Acesso em: 09 abr. 2024

Agência Nacional de Mineração (ANM). Resolução nº 32, de 10 de abril de 2019. Dispõe sobre os procedimentos para a elaboração de planos de fechamento de mina 85 e dá outras providências.Disponível em: http://www.in.gov.br/web/dou/-/resolucao-n32-de-10-de-abril-de-2019-84736639. Acesso em:17mar. 2024.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). Guia de Orientação e Formulários para Inspeções de Segurança de Barragem. Brasília: ANA, 2016.

BERRONES, R. F.; ACOSTA, N. P. L. (2011). Internal Erosion due to Water Flow Through Earth Dams and Earth Structures. Soil erosion studies. Chapter 14. InTech.

BRASIL. Congresso. Senado. Lei Nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), Brasília, DF, 30 de Setembro de 2020. Disponível em: <https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/lei-n-14.066-de-30-de-setembro-de-2020-280529982>.

BRASIL. Congresso. Senado. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), 20 Setembro 2010. Disponivel em: https://www2.camara.leg.br/legin/fed/lei/2010/lei 12334-20-setembro-2010-608607-publicacaooriginal-129691-pl.html.

CASTILHO, Breno de Matos. Análise dos gatilhos de liquefação dinâmica e modelagem numérica da Barragem do Germano. 2017. 116 f. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2017.

CASTRO, L. M. A. de; MOREIRA, J. A. L.; GAMA, K. K. da; LIMA, A. A. de; COSTA, T. C. M. T. Avaliação das curvas-chaves de vertedores instalados para monitoramento de vazões de cursos de água de pequeno porte. [S.l.]: [s.n.], 2013. 7 p.

CAVALCANTE, Karina da Fonseca. Análise de encosta instrumentada com histórico de movimentações. 2023. 96 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculadade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

FONSECA, Alessandra da Rocha. Auscultação por instrumentação de barragens de terra e enrocamento para geração de energia elétrica - estudo de caso das barragens da UHE São Simão. 2003. 158 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.

FREIRE NETO, João Pimenta. Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade. 2009.

FROEHLICH, D.; DHAWAN, D. Guidelines for Instrumentation of Large Dams. 1. ed. Índia: Dam Rehabilitation and Improvement Project, 2017.

MACHADO, G. de F. Monitoramento de Barragens de Contenção de Rejeitos da Mineração. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

MOURA, Juliana Ester Martins; LEÃO, Márcio F. Automatização de instrumentos de monitoramento em barragens de rejeito no Pará–método construtivo, aplicabilidade e custo para mineradoras. In: XX Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas e XVIII Encontro Nacional de Perfuradores de Poços, 2018, Belo Horizonte. São Paulo: Associação Brasileira de Águas Subterrâneas, 2018. p. 1-10. Disponível em: https://www.abas.org/cbhsf2018trabalhos/194.pdf. Acesso em: 15 mar. 2024.

OLIVEIRA, Davidson Miguel Avelar; DA SILVA, Camila Aparecida Lebron Xavier. Estudo da Arte de Instrumentação Geotécnica, Modos de Falha e Recomendações para Auscultação. 2020.

ROCA, Marta. et al. (2019). A Review of the Risks Posed by the Failure of Tailings Dams. HR Wallingford, Howbery Park, Wallingford, Oxfordshire OX10 8BA, UK SPACE.

SANTOS, Laryssa Cortes. Estudo sobre a instrumentação de barragens de terra e rejeitos. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade de Uberlândia, Uberlândia, 2019.

SANTOS JUNIOR, Mauro Pio dos. Avaliação da susceptibilidade à liquefação de um rejeito silto-arenoso com base em ensaio CPTu. 2021.

SILVA, Lays Capingote Serafim et al. Gestão de resíduos industriais: um estudo do aproveitamento de rejeitos na mineração. Caderno Técnico de Economia e Gestão Ambiental, v. 4, n. 1, pág. 91-104, 2016.

SILVA, W. P. da. Estudo do potencial de liquefação estática de uma barragem de rejeito alteada para montante aplicando a metodologia de Olson (2001). 2010. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

SILVA, Armando Miguel Vieira da. Observação e instrumentação de obras geotécnicas: acompanhamento de um caso prático na região do Porto. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, Departamento de Engenharia Geotécnica, 2022.

SILVEIRA, João Francisco Alves. Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento. 2. Ed. [S. l.]: Oficina de textos, 2013.

SOUSA JÚNIOR, TF; MOREIRA, EB; HEINECK, KS. Barragens de contenção de rejeitos de mineração no Brasil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2018.

SOUZA, J. C. Avaliação da qualidade da água do Ribeirão Canaã em Uberlândia - MG. 2019. 58 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2019.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/547

Instrumentos de pluviometria para monitoramento de obras geotécnicas: desenvolvimento e calibração

Arthur Rafael Medeiros de Araújo
Engenheiro Civil, Imetame Logística Porto, Aracruz, Brasil, arthurrafael@hotmail.com

Marina de Paula Moura
Engenheira Hidrotécnica/Doutoranda em Hidrotecnia, TPF Engenharia/UFPE, Maceió, Brasil, marina.moura@tpfe.com.br

Luana Raquel Juvino da Silva
Engenheira Geotécnica, TPF Engenharia, Pindoretama, Brasil, luana.raquel.365@ufrn.edu.br

Riadny Patrícia de Souza Ferreira
Engenheira Geotécnica/Doutoranda em Geotecnia, TPF Engenharia/UFPE, Recife, Brasil, riadny.ferreira@ufpe.br

Fagner Alexandre Nunes de França
Docente, UFRN, Natal, Brasil, fagner.franca@ufrn.br

RESUMO: O acompanhamento de obras geotécnicas envolve a instalação de instrumentos e monitoramentos periódicos da estrutura. Para isso, a escolha e posicionamento dos equipamentos precisam ser estratégicos a fim de abranger uma área significativa da região. A verificação do funcionamento adequado dos instrumentos de monitoramento geotécnico apresenta uma importância relevante para o acompanhamento do desempenho eficiente destas obras. Além disso, a correlação dessas informações com o pluviógrafo pode tornar a análise mais assertiva e coerente. Neste contexto, este artigo tem o objetivo de ressaltar a importância dos testes de vida e calibração dos pluviógrafos desde o início da sua fabricação e instalação. Para isso, foi desenvolvido um pluviógrafo flutuador, com componentes eletrônicos e materiais de baixo custo como isopor e tubos de pvc. Para a calibração do equipamento de pluviometria foram verificadas três dimensões, sendo elas: tempo, volume e intensidade. Considerando o tempo, foi observado a velocidade da rotação do motor, quanto ao volume foi verificado através do registro da altura de lâmina de água no interior do tubo de armazenamento do equipamento. Por fim, considerando a dimensão da intensidade, foi observada a relação do volume em função do tempo. Os testes realizados abordaram a análise da rotação do motor interno e a calibração do volume da altura da lâmina. Os resultados indicaram uma boa correlação dos valores com coeficiente de determinação (R^2) próximo de 1 e boa aplicação para casos de usos de instrumentação de baixo custo.

PALAVRAS-CHAVE: Monitoramento geotécnico, Instrumentação, Calibração, Pluviógrafo.

ABSTRACT: Monitoring geotechnical works involves the installation of instruments and periodic monitoring of the structure. To achieve this, the choice and positioning of equipment needs to be strategic in order to cover a significant area of the region. Verifying the proper functioning of geotechnical monitoring instruments is of relevant importance for monitoring the efficient performance of these works. Furthermore, the correlation of this information with the pluviograph can make the analysis more assertive and coherent. In this context, this article aims to highlight the importance of life testing and calibration of rain gauges from the beginning of their manufacture and installation. To achieve this, a floating pluviograph was developed, with electronic components and low-cost materials such as Styrofoam and PVC pipes. To calibrate the rainfall equipment, three dimensions were checked, namely: time, volume and intensity. Considering time, the speed of rotation of the engine was observed, and the volume was verified by recording the height of the water depth inside the equipment's storage tube. Finally, considering the dimension of intensity, the relationship between volume and time was observed. The tests carried out covered the analysis of the rotation of the internal engine and the

calibration of the blade height volume. The results indicated a good correlation of values with a coefficient of determination (R^2) close to 1 and good application for low-cost instrumentation use cases.

KEYWORDS: Geotechnical monitoring, Instrumentation, Calibration, Rain gauge.

1 INTRODUÇÃO

As estruturas geotécnicas precisam de uma série de dispositivos para que a análise dos seus comportamentos seja bem multidisciplinar. Isto pode ser exemplificado desde a observação histórico de leituras de instrumentos locados em pontos mais críticos até a inspeção visual de campo para identificar situações rotineiras. Para complementar tais análises, existem alguns equipamentos que costumeiramente são estudados pela equipe hidrotécnica, mas precisam ser mais valorizados e inseridos no contexto holístico da análise. Exemplo disto é o pluviômetro, que registra o volume de água precipitada na região e pode se relacionar quanto ao comportamento e tempo de resposta de outros instrumentos locados em uma barragem, como piezômetro, indicador de nível de água (INA), por exemplo.

De acordo com a Resolução nº 95 (ANM, 2022), o sistema de monitoramento de segurança de barragens precisa conter instrumentos suficientes para que haja o acompanhamento correto, temporal e eficaz da estrutura. Neste sentido, desde a escolha de quais equipamentos serão usados até a determinação de localização de cada um deles, tudo precisa ser estratégico. Ao locar os instrumentos em regiões específicas, pode-se ter uma melhor representação do comportamento e fluxo de água na estrutura. Isto possibilita a verificação prévia de anomalias e resposta dos instrumentos às condições climáticas, por exemplo.

No tocante à entrada de água na estrutura, isto ocorre através da precipitação e ela precisa ser mensurada ao longo do tempo. A importância disto está na aplicação da análise conjunta da barragem aliada com as leituras dos instrumentos locados a montante e jusante. Além disso, é possível também acompanhar o desempenho da estrutura diante a solicitação externa, visto que elevados volumes de chuva podem potencializar a instabilidade geotécnica da estrutura.

A depender da região onde a estrutura é localizada, constantes eventos extremos de pluviometria podem ser registrados e, consequentemente, impactar significativamente, na estabilidade geotécnica da região, como os frequentes deslizamentos que ocorrem nas regiões serranas no sudeste brasileiro (D'orsi, R., 2011)
Dessa forma, a mensuração da precipitação se torna cada vez mais essencial para além de monitoramento e, quando possível, previsibilidade das condições extremas que podem gerar impactos sociais, ambientais e financeiros.

Em obras geotécnicas, os instrumentos de medição da pluviometria são utilizados principalmente para monitoramento do volume de água que aporta nas estruturas, dessa forma é possível compreender o comportamento dos piezômetros e entender o desempenho da rede de fluxo, por exemplo, em barragem com maciço de terra. Além disso, a estabilidade de taludes e encostas pode estar associada a infiltração da precipitação, existem diversos exemplos da ocorrência de movimentos de massa correlacionado ao volume da pluviometria.

Nesse sentido, além da disponibilidade de um dispositivo de mensuração de precipitação como os pluviômetros, ou também podem ser denominados pluviógrafos quando registram dados medidos em intervalos de tempo inferiores a um dia. Estes instrumentos devem, ser periodicamente calibrado, para manter a confiabilidade e precisão dos seus resultados, visto que estes ficam expostos e podem receber sujeiras e insetos dentro do seu recipiente de armazenamento interno, alterando o volume registrado.

Neste contexto, este trabalho tem o objetivo de ressaltar a importância dos testes de vida e calibração dos pluviógrafos desde o início da sua fabricação e instalação. Para isso, será desenvolvido um pluviógrafo flutuador, com componentes eletrônicos e materiais de baixo custo como isopor e tubos de Policloreto de Vinila (PVC), considerando para a calibração do equipamento três dimensões, sendo elas: tempo, volume e intensidade.

2 METODOLOGIA

2.1 Desenvolvimento do pluviógrafo

O pluviógrafo deste trabalho foi desenvolvido com alguns componentes eletrônicos e materiais de baixo custo como isopor e tubos de PVC (Figura 1). A caixa protetora externa do pluviógrafo foi feito com poliestireno, que possui boa rigidez e é um material leve, além disso foram utilizados componentes eletrônicos com as funções de regular a tensão e determinar a frequência da corrente no sistema e fazer o motor rotacionar a uma velocidade angular constante foram utilizados.

Figura 1. Pluviógrafo desenvolvido.

Para o sistema de rotação foram usados o motor de passo de 12 V e a caixa de redução automotiva de 12 V, sendo que todos estes componentes são alimentados por uma fonte de 12 V que é alimentada por qualquer saída de energia (tomada). Também foram utilizadas tubulações de pvc para os sistemas de captação, transporte, armazenamento e do extravasor do pluviógrafo, sendo que o tubo de captação e de armazenamento são de 100 mm e os de transporte e do extravasor de 20 mm, tendo um funil de 100 mm de diâmetro externo acoplado a superfície captadora. E o sistema de elevação é basicamente composto por isopor, que é utilizado como boia, e hastes metálicas.

Considerando o funcionamento do pluviógrafo, pode ser verificado que na parte superior do dispositivo existe um tubo para captação da precipitação e uma vez que a água entra nesse tubo ela é transportada para uma tubulação menor, com o funil fazendo essa conexão de tubulações de diâmetros diferentes. Essa tubulação de transporte leva a água para um cilindro onde será armazenada. No interior desse cilindro tem uma boia que sobe a medida que o nível de água sobe no interior do cilindro, e essa boia está conectada ao elemento registrador, ou seja, a medida que a boia se eleva o elemento registrador também é elevado na mesma proporção. A informação é registrada em um papel acoplado a um cilindro que está rotacionando a uma velocidade constante, pois o cilindro está conectado ao sistema do motor do pluviógrafo.

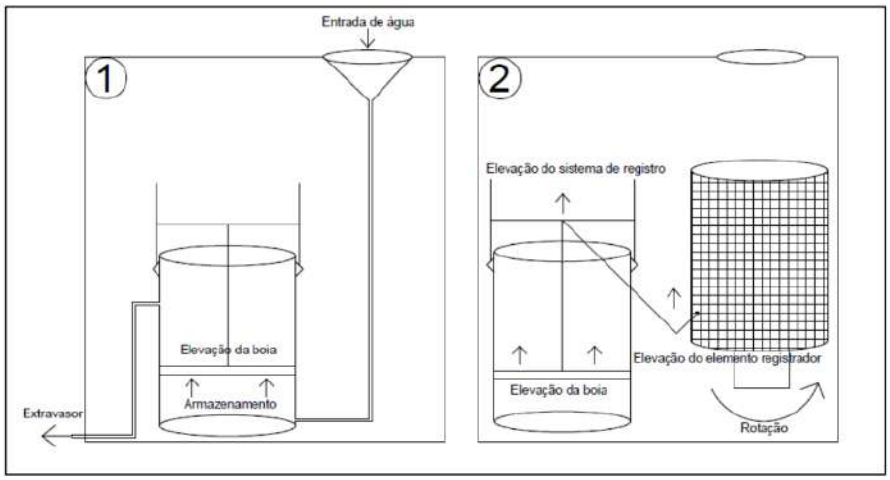


Figura 2. Esquema de funcionamento do pluviógrafo.

2.1 Calibração

O processo de calibração aplicado neste trabalho considerou três variáveis: tempo, volume e a intensidade (volume em relação ao tempo). Para analisar o fator tempo foi utilizado a frequência de rotação do motor se mantinha constante ao longo do tempo de forma a manter a velocidade linear, foram realizados cinco ensaios para os tempos de 10, 30, 60 e 120 minutos sendo que para cada foi verificado o comprimento registrado no eixo da abscissa do papel envolto no cilindro, a partir destes valores foi calculada a velocidade linear em centímetros por minuto.

Ainda é importante destacar que instrumento elaborado possui um dispositivo para alterar a velocidade de rotação do motor, no entanto, para os ensaios foram utilizados a velocidade mínima, visto que esta já foi suficiente para calibração do pluviógrafo e não houve necessidade de elevar o valor adotado.

O fator volume também foi considerado para a calibração, nesse sentido para o cálculo do volume registrado pelo instrumento é necessário identificar a altura da lâmina de água dentro do seu recipiente de armazenamento interno. Dessa forma, variando o volume de entrada no pluviógrafo deve haver a variação da altura da lâmina de água registrada, sendo assim o processo de calibração também considerou cinco ensaios para nove valores de volume de 100 a 900 ml, variando de 100 ml.

Para aferição do volume de entrada no dispositivo, com o objetivo de melhorar a precisão foi realizado a pesagem do mesmo em uma balança e posteriormente, inserido no pluviógrafo, sendo assim esse valor foi comparado com o registrado pelo instrumento. Para a conversão da altura da lâmina de água em volume foi realizado a multiplicação da altura de elevação da boia no interior do cilindro (recipiente de armazenamento interno), em centímetros e a área do cilindro de armazenamento no interior do pluviógrafo, em metros quadrados, com as devidas conversão de unidades.

O último fator avaliado para a calibração do pluviógrafo foi a intensidade, ou seja, a relação volume no tempo, para isso foi utilizado um regulador de vazão adaptado através de um equipo de soro hospitalar, foi imposto um fluxo de aproximadamente 6 mL/min, o que equivale a uma precipitação em torno de 50 mm/h, tendo um volume esperado de 357 mL em uma hora. Além disso, destaca-se que foi inserido um volume de 100 mL no pluviógrafo antes de iniciar os ensaios de calibração para a intensidade para evitar possíveis perdas dos volumes registrados.

Para a calibração da intensidade foi realizados cinco ensaios, considerando um tempo de 60 minutos e a aferição do volume também foi realizado através da pesagem. Dessa forma, após a inserção da vazão no instrumento considerando o tempo adotado foi realizada a pesagem do volume final, comparado com o volume verificado com o esperado através das alturas da lâmina água.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Através dos ensaios de calibração foram obtidos os dados apresentados na Figura 3, sendo que o gráfico (a) representa os dados de calibração do tempo, que está relacionado com a rotação do motor e o gráfico (b) está relacionado com a calibração do volume, verificando a altura de lâmina de água registrada. Os resultados

obtidos foram satisfatórios uma vez que era esperada uma linearidade nos resultados, que foi comprovada pelo bom ajuste.

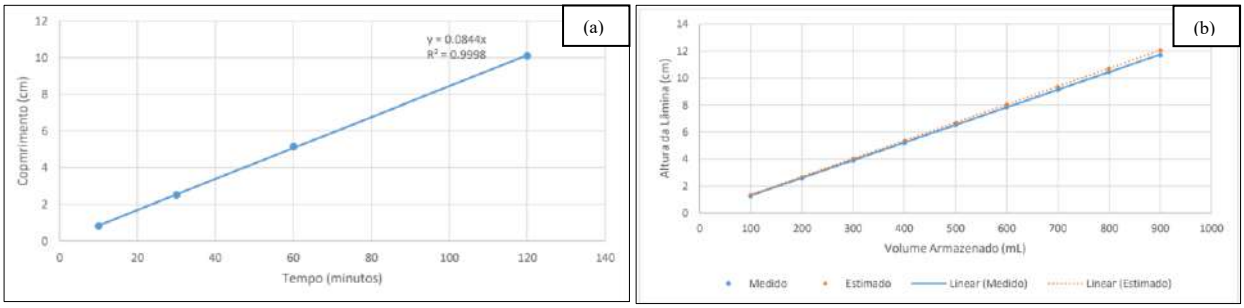


Figura 3. (a) Calibração do tempo – tempo x comprimento; (b) Calibração do volume – volume x altura;

Na calibração do tempo o maior erro absoluto em relação a média foi de 0,21 cm, o que equivale a 2,5 minutos. A velocidade mínima no início dos experimentos foi em torno de 0,855 cm/min, reduzindo para 0,1333 cm/min, sem razão aparente, mantendo-se constante por um longo período de tempo. No entanto, após 30 horas de experimentos foi verificado que a velocidade mínima novamente mudou de 0,1333 cm/min para em torno de 0,855 cm/min, que era a condição inicial.

Essa variação da velocidade mínima pode comprometer a precisão do registro do tempo, sendo que essa variação deve ter sido causada por falhas nos componentes eletrônicos que regulam a rotação do motor. Porém é válido destacar que a velocidade não se alterou durante os ensaios de calibragem, mantendo-se constante, além disso essas variações de velocidade não foram frequentes em mais de 70 horas de experimento. Em cada intervalo de tempo foram feitos cinco testes e os desvios-padrão, coeficiente de variação e erro absoluto máximo de cada grupo estão na tabela 1.

Tabela 1. Dados da calibração do tempo

Tempo (min)	Média (cm)	Desvio-padrão (cm)	Coef. Variação	Erro abs. Máx (cm)
10	0,82	0,03	0,03	0,03
30	2,50	0,00	0,00	0,00
60	5,14	0,15	0,03	0,21
120	10,01	0,14	0,01	0,20

Quanto ao volume os valores encontrados foram satisfatórios, uma vez que o maior erro absoluto calculado entre os valores medidos e estimados foi de 0,35 cm, o que equivale a uma precipitação de 3,5 mm, e o maior erro relativo de 4,4%. Os valores medidos foram obtidos com a leitura do registro do pluviógrafo devido ao volume inserido e os estimados foram calculados de acordo com as dimensões da área de armazenamento. Durante essa calibração foi observado que se perde 1 centímetro de lâmina de água registrada quando o recipiente se encontra vazio, sendo essa perda por causa do espaço entre a boia e o fundo do recipiente. Portanto, como forma de contornar essa condição, e para não haver perda de informação foi necessário inserir um volume mínimo de 75 mL antes colocar o pluviógrafo em operação, pois este corresponde a um centímetro de lâmina de água registrada, aproximadamente, 10 mm de chuva.

Na calibração da intensidade de precipitação os dados registrados nesses experimentos foram colocados em formato de gráfico (Figura 4), demonstrando que os valores registrados foram próximos de uma reta e perto dos valores da reta estimada. Foram calculados e comparados os valores estimados com os registrados pelo pluviógrafo e duas alturas diferentes foram estimadas, uma de acordo com o volume que era para ser inserido no tempo com o fluxo constante e a outra de acordo com o volume que era realmente inserido e pesado ao final do experimento.

Para o tempo, o valor estimado foi calculado de acordo com a velocidade mínima calculada nos ensaios de calibração do tempo. O erro absoluto máximo observado entre o estimado e o medido para o tempo foi de 0,17 cm, que equivale a 2 minutos. Para a altura estimada 1 (previsão do volume inserido pelo fluxo constante)

foi de 0,29 cm, o que equivale a uma precipitação de 3 mm, e para a altura estimada 2 (volume pesado ao final do experimento) de 0,16 cm, equivalente a 1,6 mm de chuva.

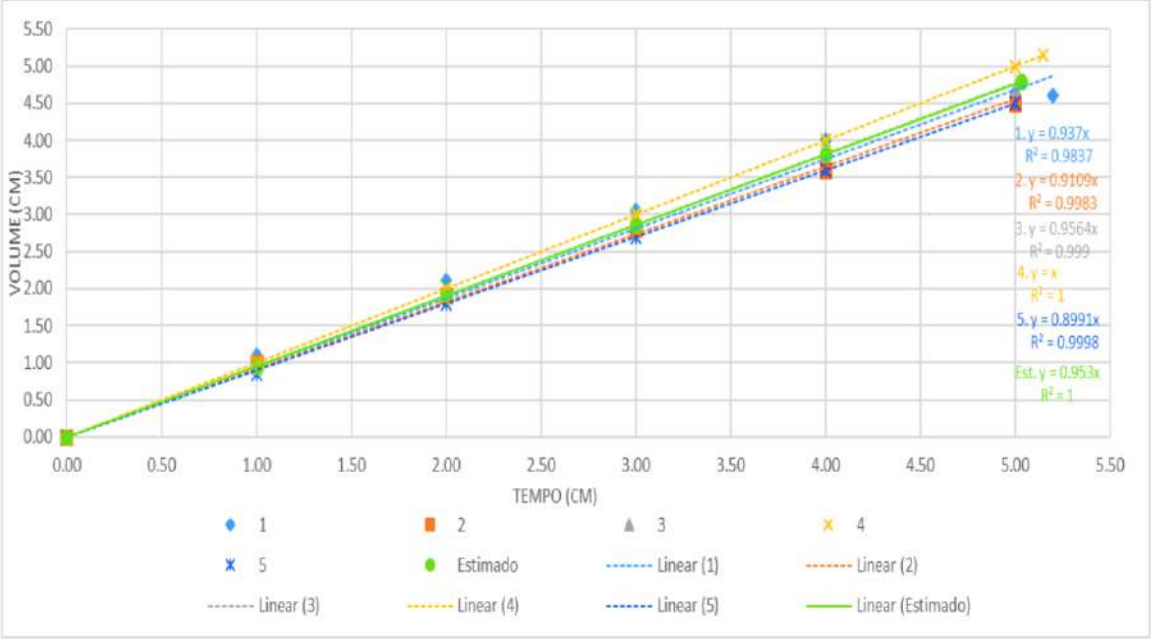


Figura 4. Retas de intensidade dos dados obtidos na calibração – tempo x volume

4 CONCLUSÃO

O pluviógrafo desenvolvido faz o registro dos dados da intensidade de uma forma adequada, pois o maior erro registrado nos testes foi de uma precipitação de 3 mm. Ainda quanto a calibração do tempo, apesar de terem ocorrido variações na velocidade mínima do motor, isso não impactou negativamente nos dados, visto que essas variações ocorreram duas vezes em mais de 70 horas de experimentos.

Na calibração do volume, foram abordados valores de altura de lâmina de água e os erros verificados não foram elevados, sendo o maior deles inferior a 5%. Além disso, os resultados encontrados apontaram uma boa correlação dos valores com coeficiente de determinação (R^2) próximo de 1 e indicaram uma boa aplicação em casos que haja necessidade de instrumentação de baixo custo.

Como sugestão para trabalhos futuros indica-se implantar o microcontrolador Arduino com sensor ótico nesse pluviógrafo e implantar um sistema de bateria ou placa fotovoltaica para alimentar o sistema elétrico do pluviógrafo, para que esse aparelho possa ser instalado em qualquer local.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Norte pelo acolhimento e interesse nesta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração - ANM. (2022) *Resolução n° 95*, de 7 de fevereiro de 2022.

Borges, E. M., Pina, N. V. M., Nascimento, C. F., Latuf, M. O. (2012) *Confecção e Calibração de Pluviômetro Alternativo como Subsídio à Medição de Precipitação*. Universidade Federal da Bahia, 11p.

Chappell, R.R., Colt, R.B. (1935) *Float type raingauge*, US2118459 A, 21 maio 1935.

Collischon, W., Dornelles, F. (2015) *Hidrologia para engenharia e ciências ambientais*. 2 ed. Porto Alegre: ABRH.

D'orsi, R. (2011) *Correlação entre pluviometria e escorregamentos no trecho da Serra dos órgãos da rodovia federal BR-116 RJ* (Rio – Teresópolis). Tese de doutorado em Ciências e Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE, Rio de Janeiro.

Dulnik, P. R. (2006) *Elaboração de um Pluviógrafo com Sensor Ótico*. Dissertação de Mestrado. Pós-Graduação de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual do Oeste do Paraná, 85p.

Garcez, L. N., Alvarez, G. A. (1988) *Hidrologia*. 2 ed. São Paulo: E. Blucher.

Godinho, F. L., Pereira, S. (2014) Pluviógrafo com Leitura em Tempo Real baseado no Microcontrolador Arduino. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola, *Anais...* v.42, Campo Grande.

Manríquez, I. A. G., Espinosa, O. L., De La Vega, J. A. (2016) Diseño y desarrollo de un pluviógrafo semiautomático tipo Hellman. *Revista Mexicana de Ciencias Agrícolas*, Texcoco, v. 7, n. 1, p. 95-101, janeiro./fevereiro.

Mendéz, A. J. L., González, A. H., Monagas, M. G., Gilbert, A. I. A. (2013) Captación de lluvia con pluviógrafos de cubeta y su postprocesamiento. *Ingeniería Hidráulica e Ambiental*, Havana, v. 34, n. 2, p.73-87, maio/agosto.

Pinto, N. L. S., Holtz, A. C. T., Martins, J. A., Gomide, F. L. S. (1976) *Hidrologia básica*. 2 ed. São Paulo: Edgard Blücher.

Tucci, C. E. M. (2009) *Hidrologia: ciência e aplicação*. 4 ed. Porto Alegre: UFRGS.

World Meteorological Organization – WMO. (2014) *Guide to Meteorological Instruments and Methods of Observation*. Geneva.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/548

Interpretação de Ensaios de Carregamento Dinâmico com Aplicação de Análise Bayesiana: Caso de Estacas Metálicas Cravadas no Rio de Janeiro

Caio Duque Estrada Amendola
Engenheiro Civil, Progen, Rio de Janeiro, Brasil, caiodeamendola@gmail.com

João Pedro Campos Pinto
Gerente Regional, DYWIDAG, Rio de Janeiro, Brasil, jpcpgeotecnia@gmail.com

RESUMO: A interação entre fundações profundas e as condições geológicas-geotécnicas de uma determinada região é fundamental para o desenvolvimento e execução adequada de projetos de Geotecnia. Grande parte da dubiedade inerente à concepção e execução destes tipos de estrutura está relacionada ao uso de metodologias determinísticas em fase de projeto, aliado às incertezas oriundas das sondagens de simples reconhecimento com SPT. O objetivo do trabalho visa contribuir ao estudo da confiabilidade de estacas metálicas, executadas em loteamentos adjacentes na Região da Zona Oeste do Rio de Janeiro, ensaiadas através de ensaios de carregamento dinâmico (ECD). O conjunto de dados utilizado foi composto por: projeto de estaqueamento, boletins de sondagem de simples reconhecimento associadas ao SPT e relatórios dos ECD. O cálculo da capacidade de carga geotécnica (com e sem a consideração do embuchamento) foi realizado pelos métodos estáticos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978, 1982). Aplicou-se a análise bayesiana, considerando como função "a priori" os métodos semiempíricos supracitados, e como função de verossimilhança o comportamento obtido na análise CAPWAP realizada no ECD, visando a atualização e verificação da qualidade dos dados "a posteriori". Também foi avaliado o indicador de falha "D", comparando-os com resultados de literatura. Os resultados apresentaram coerência com estudos pretéritos realizados no Rio de Janeiro, de maneira similar à proposta realizada no presente trabalho. A posterior calibração dos parâmetros dos modelos matemáticos adotados como estimativa "a priori" possui valor prático de elevada relevância para otimização técnica-financeira dos projetos e obras de fundações na região.

PALAVRAS-CHAVE: Análise Bayesiana, Estacas Metálicas, Ensaio de Carregamento Dinâmico.

ABSTRACT: The interaction between deep foundations and the geological-geotechnical conditions of a given region is fundamental for the development and adequate execution of Geotechnical projects. Most of the uncertainty inherent in the design and evaluations of deep foundations is related to the use of deterministic approaches, combined with the uncertainties arising from filed tests. This article aims to contribute to the study of the reliability of steel piles, by analyzing a few piles executed in the West Zone of Rio de Janeiro, tested through dynamic control methods. The data set used was composed of foundation's project and field tests reports. The estimates of load capacity by two methods (with and without consideration of bushing) – Aoki and Velloso (1975) and Décourt and Quaresma (1978, 1982) – and their comparison with the Dynamic Loading Tests are presented. Additionally, to verify the peculiarities of two semi-empirical methods, based on SPT results and assumed as prior distributions, the concepts of Bayesian analysis are used to estimate the subsequent updates of the pile load capacity, adopting as a likelihood function the results of the dynamic load tests interpreted by the CAPWAP computational tool. The article also discusses the failure indicator "D" in comparison with literature results. The subsequent calibration of the mathematical models' parameters, used as a prior estimation, suggests a practical value of great relevance for technical and financial optimization of the projects and foundations works.

KEYWORDS: Bayesian Theory, Steel Piles, Dynamic Loading Test.

1 INTRODUÇÃO

A interação entre fundações profundas e as condições geológicas-geotécnicas de uma determinada região é fundamental para o desenvolvimento e execução adequada de projetos de Geotecnia. As incertezas relacionadas à concepção e execução de fundações estão atreladas ao uso de metodologias determinísticas em fase de projetos, usualmente interpretadas através de ensaios de sondagens de simples reconhecimento com SPT. A capacidade de carga em estacas apresenta a influência de vários aspectos, a exemplo: característica dos solos, confiabilidade de informações, tempo de execução, dentre outros.

Considerando a enorme variabilidade de resultados habitualmente verificados em provas de carga executadas em estacas cravadas, o presente artigo tem por objetivo contribuir ao estudo da confiabilidade de dimensionamento, controle e verificação destas estruturas, por meio da Teoria de Bayes aplicado a fundações.

2 TEOREMA DE BAYES APLICADO À FUNDAÇÕES

Conforme Lacasse e Nadim (1994), a predição do desempenho de fundações não pode ser feita com precisão, tendo em vista à variabilidade das propriedades do solo, limitação de métodos de cálculo, incertezas nas cargas atuantes, dentre outros. Por intermédio do emprego de análises de confiabilidade, é possível ponderar as incertezas, atuando de maneira cabível para mitigar eventuais problemas.

A Análise Bayesiana, definida pelo conceito de probabilidade condicional, pode ser aplicada na engenharia de fundações para atualização de parâmetros relacionados à resistência do solo. Com essa finalidade, a metodologia assume que os parâmetros da distribuição probabilística são varáveis randômicas. Para caracterização da incerteza dos parâmetros, assume-se as distribuições “a priori” e “a posteriori” como modelos.

O Teorema de Bayes, segundo Pacheco (2007), promove elevada serventia em aplicações de Engenharia e considera a regra da multiplicação, como mostra a equação (1).

$$p\,(A_i/B) = \frac{p(B/A_i)\,.\,p(A_i)}{\sum_{i=1}^{m} p(B/A_i)\,.\,p(A_i)} \tag{1}$$

onde:

$p(A_i/B)$: probabilidade condicional de ocorrência do evento A_i, dado que o evento B ocorreu, também chamada de probabilidade posterior (ou “a posteriori”);

$p(B/A_i)$: probabilidade condicional de ocorrência do evento B dado que o evento A_i ocorreu, que representa a nova informação (ou função de verossimilhança);

$p(A_i)$: probabilidade de ocorrer o evento A_i, chamada também de probabilidade anterior, ou “a priori”.

Para obtenção da distribuição “a posteriori”, o Teorema de Bayes considera a estimativa da distribuição “a priori” e a confronta com a distribuição da função de verossimilhança. Lacasse et al. (1991) e Lacasse Goulois (1989) fundamentaram-se na Análise Bayesiana, desenvolvendo as equações (2) e (3) que possibilitam o cálculo da estimativa do valor expectável e da variância da atualização da resistência do solo no decorrer da cravação.

$$\mu_Q = \frac{\sigma_Q^{2L}.\,\mu_Q^P + \sigma_Q^{2P}.\,\mu_Q^L}{\sigma_Q^{2L} + \sigma_Q^{2P}} \tag{2}$$

$$\sigma_Q^2 = \frac{\sigma_Q^{2L}.\,\sigma_Q^{2P}}{\sigma_Q^{2L} + \sigma_Q^{2P}} \tag{3}$$

sendo:

μ_Q: valor da resistência atualizada das estacas ensaiadas, obtida “a posteriori”;

μ_Q^P e μ_Q^L: respectivamente, o valor da resistência estimada pelos métodos de capacidade de carga, “a priori”, e aquela obtida a partir das provas de carga, função de verossimilhança;

σ_Q^2: variância da distribuição atualizada da resistência das estacas ensaiadas, “a posteriori”;

σ_Q^{2L} e σ_Q^{2P}: variâncias da distribuição prevista pelos métodos de capacidade de carga, “a priori”, e a partir das provas de carga, função de verossimilhança, respectivamente.

3 INDICADOR DE FALHA (D)

A verificação da qualidade das atualizações provenientes da aplicação da Teoria Bayesiana pode ser realizada através do indicador de falha (D), conforme descrito por Guttormsen (1987). Para tal, realiza-se a diferença entre a estimativa "a priori" e a função de verossimilhança, normalizando-a com relação à raiz quadrada da soma da variância da estimativa "a priori" e da obtida por intermédio da função de verossimilhança, conforme equação (4).

$$D = \frac{\mu_Q^L - \mu_Q^P}{\sqrt{(\sigma_Q^{2L} + \sigma_Q^{2P})}} \tag{4}$$

onde:

μ_Q^L: valor da resistência mobilizada obtida pela função de verossimilhança;
μ_Q^P: valor da resistência mobilizada pela estimativa "a priori";
σ_Q^{2L}: variância da distribuição de verossimilhança;
σ_Q^{2P}: variância da distribuição "a priori".

Os valores de D são citados por Guttormsen (1987):

- Valores de D iguais a zero indicam que a estimativa "a priori" e a obtida da função de verossimilhança são iguais. Neste caso, a atualização somente poderá reduzir a estimativa "a posteriori" da variância.
- Valores de D entre ± 1,5 indicam uma atualização satisfatória da resistência mobilizada durante a cravação.
- Valores de D positivos indicam que a estimativa "a posteriori" será superior àquela obtida "a priori", já valores de D negativos indicam que será inferior.

4 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O objeto do presente estudo é composto por estacas metálicas, executadas em loteamentos adjacentes na Região da Zona Oeste do Rio de Janeiro. Neste estaqueamento foram realizados dez ensaios de carregamento dinâmico (ECD) para controle e verificação da obra.

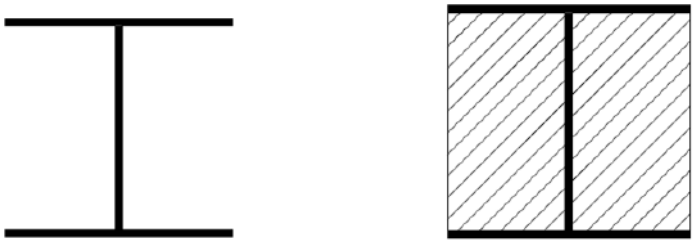
Segundo o mapeamento do Serviço Geológico do Brasil (CPRM, 2016), a região estudada é formada pelo Complexo Rio Negro e Corpo Leucogranito da Pedra Branca, com rochas ígneas e metamórficas, além de depósitos aluvionares recentes, constituídos por sedimentos nas margens, barras arenosas, planícies de inundações e fundos de canais, como também, areais, cascalheiras, argilas e siltes provenientes de transporte e deposição.

Foram executadas cinco sondagens a percussão e duas sondagens rotativas, apresentando resultados condizentes com a interpretação geológica citada no parágrafo anterior. Verificou-se a predominância de solos residuais arenossiltosos e siltoarenosos, como também, substratos superfíciais argiloarenosos, de características sedimentares.

5 METODOLOGIA

Inicialmente, para o desenvolvimento do presente artigo utilizou-se o conjunto de dados composto por: projetos de estaqueamento, boletins de sondagem de simples reconhecimento associadas ao SPT e relatórios dos Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD).

Para estimativa da capacidade de carga geotécnica das estacas ensaiadas foram adotados os métodos estáticos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978, 1982). Para ambos os métodos considerou-se dois cenários distintos para a resistência de ponta da estaca, vide Figura 1: (i) com a formação de bucha completa; (ii) sem a sua formação; conforme descrito Paikowsky e Whitman (1990).



(a) Sem a consideração de embuchamento na ponta

(b) Com a consideração de embuchamento total na ponta

Figura 1. Considerações de embuchamento nas estacas estudadas.

Em seguida, aplicou-se a Análise Bayesiana, considerando como função "a priori" os métodos semiempíricos já citados, e como função de verossimilhança os resultados da análise CAPWAP realizada no ECD, visando a atualização e verificação da qualidade dos dados "a posteriori".

Ademais, verificou-se o coeficiente de variação das funções *a priori*, verossimilhança e *a posteriori*, para os dois métodos semiempíricos e considerando ou não o embuchamento da ponta da estaca. A Figura 2 ilustra, conforme Guttormsem (1987), a metodologia empregada em fundações.

Por fim, foi avaliado o indicador de falha "D", proposto por Guttormsen (1987), o qual possibilita a avaliação da qualidade do resultado calculado, utilizando a estimativa "a priori" e a função de verossimilhança.

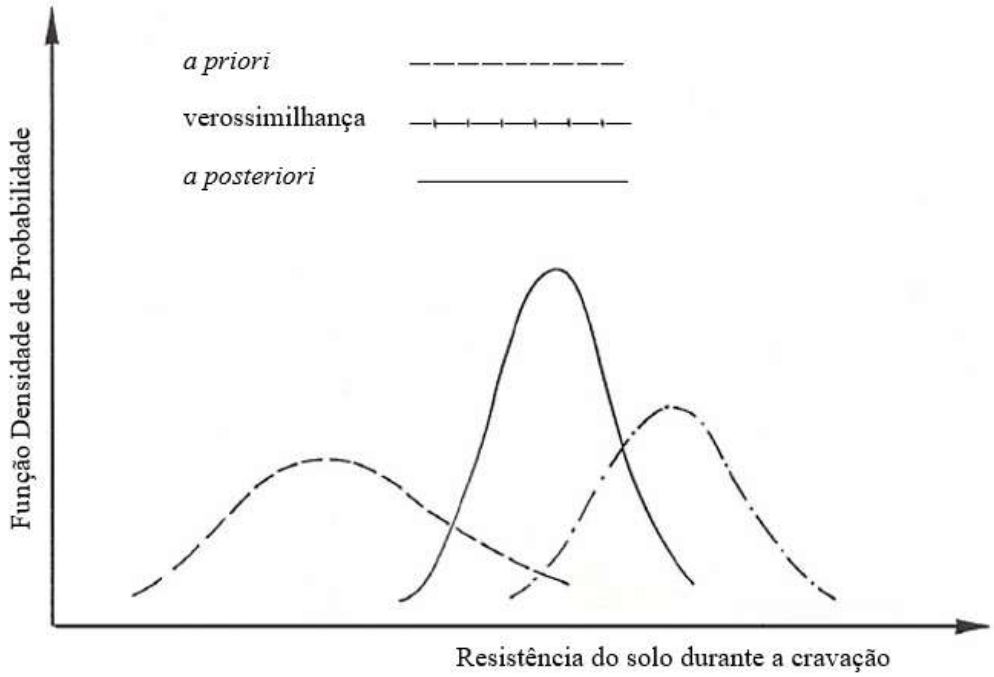


Figura 2. Relação entre as funções aplicadas com a Teoria de Bayes (CABRAL, 2008).

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 3 mostra um comparativo das estimativas "a priori" de capacidade de carga total geotécnica pelos métodos estáticos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978, 1982), com e sem a consideração de embuchamento da ponta da estaca, e os resultados da análise CAPWAP do Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD).

Percebe-se que todas as estimativas com a consideração de bucha total na ponta conduziram a valores superiores ao obtido no ECD. Além disso, para todas as estacas, os valores estimados pelo método de Aoki e Velloso (1975) considerando embuchamento foram os mais elevados.

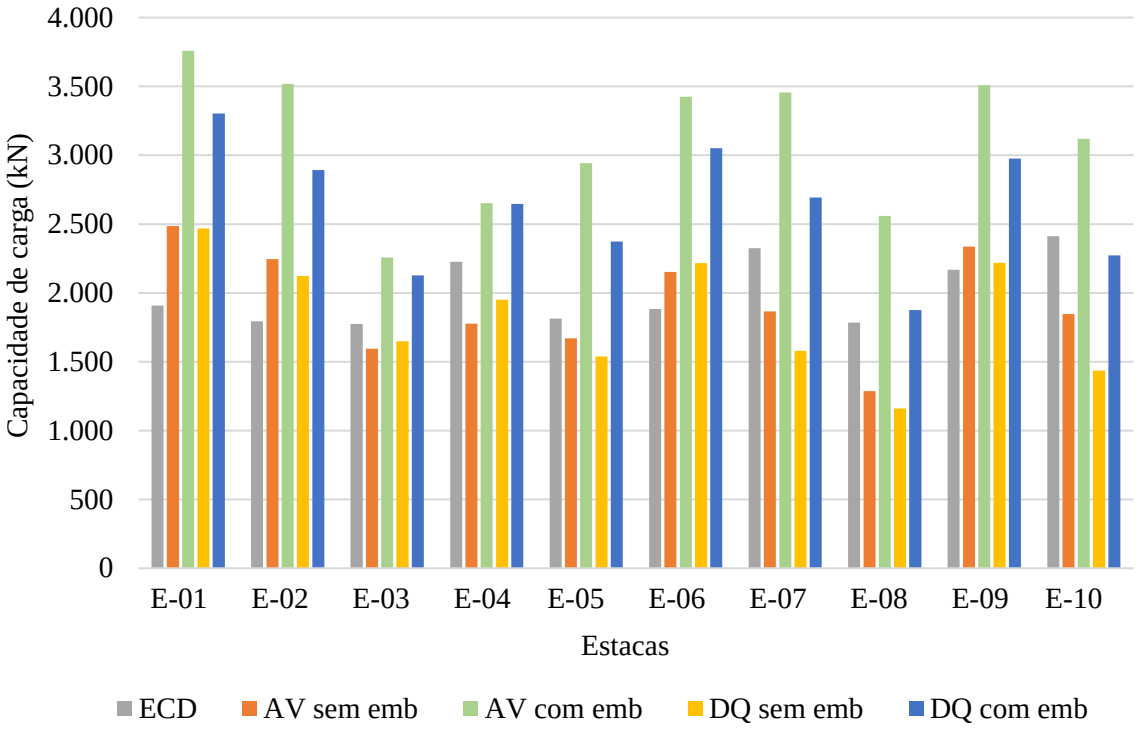


Figura 3. Estimativas de capacidade de carga total geotécnica pelos métodos semiempíricos, com e sem a consideração de embuchamento da ponta, e resultados da análise CAPWAP do ECD.

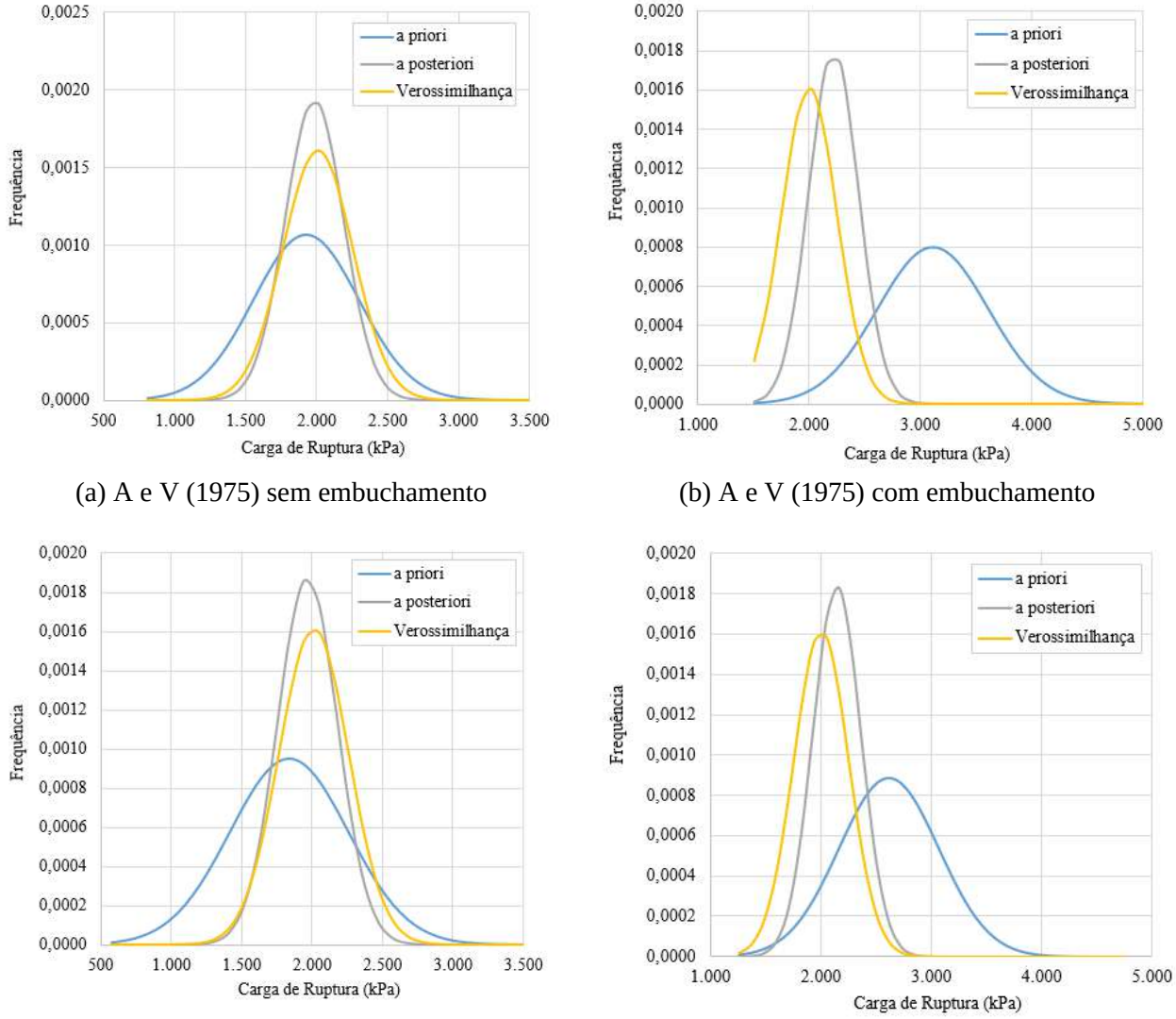
A Tabela 1, por sua vez, apresenta as informações gerais das estacas, os resultados da análise CAPWAP do ECD e as estimativas de capacidade de carga total geotécnica pelos métodos estáticos semiempíricos. Os comprimentos cravados variaram entre 9,0 e 15,0 metros.

Tabela 1. Informações gerais das estacas, resultados da análise CAPWAP do ECD e estimativas de capacidade de carga total geotécnica pelos métodos semiempíricos.

Tipo de estaca	Estaca	Comp. (m)	ECD (kN)	A e V s/ emb. (kN)	A e V c/ emb. (kN)	D e Q s/ emb. (kN)	D e Q c/ emb. (kN)
Estacas metálicas Perfil HP250x62	E-01	14,0	1.907	2.486	3.759	2.467	3.302
	E-02	14,0	1.795	2.246	3.519	2.124	2.892
	E-03	12,0	1.775	1.595	2.257	1.649	2.128
	E-04	12,0	2.226	1.777	2.652	1.950	2.646
	E-05	10,0	1.814	1.670	2.942	1.538	2.373
	E-06	13,0	1.883	2.152	3.425	2.215	3.051
	E-07	9,0	2.324	1.866	3.457	1.579	2.693
	E-08	11,0	1.785	1.287	2.560	1.161	1.876
	E-09	15,0	2.167	2.337	3.508	2.219	2.976
	E-10	10,0	2.412	1.846	3.119	1.436	2.272

LEGENDA: A e V = Aoki e Velloso (1975), D e Q = Décourt e Quaresma (1978, 1982).

A análise dos itens (a) e (c) da Figura 4 indica que os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978, 1982), analisado como estimativa "a priori" e sem a consideração de bucha total na ponta (curvas em azul), forneceram valores a favor da segurança, demonstrando capacidades de carga inferiores aos resultados da função de verossimilhança (curvas em amarelo). Por outro lado, os itens (b) e (d), cujas análises compreendem a consideração de embuchamento, apresentaram valores de estimativa "a priori" superiores à média da distribuição de verossimilhança.



(a) A e V (1975) sem embuchamento

(b) A e V (1975) com embuchamento

(c) D e Q (1978, 1982) sem embuchamento

(d) D e Q (1978, 1982) com embuchamento

Figura 4. Distribuições normais realizadas considerando os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978, 1982), com ou sem a consideração de embuchamento, como estimativas *a priori*, e as distribuições de verossimilhança e *a posteriori*.

A Tabela 2 apresenta um comparativo das médias, dos desvios padrão e dos coeficientes de variação das estimativas *a priori* pelos métodos adotados, para ambas as situações de embuchamento analisadas, da verossimilhança e da estimativa *a posteriori*.

Destaca-se que as diferenças dos valores das médias das estimativas *a priori* e da verossimilhança foram inferiores a -9% nos casos sem a consideração de embuchamento, ao passo que esta diferença foi de até +56% com a consideração de tal fenômeno. Já os desvios padrão e os coeficientes de variação reduziram das distribuições *a priori*, para a verossimilhança e para as distribuições *a posteriori*, isto é, demonstrando uma maior confiabilidade, devido à menor variância.

Os ajustes realizados na atualização da capacidade de carga permitiram reduzir os coeficientes de variação obtidos nas estimativas “a priori”, de 0,16 a 0,23, para 0,10 nas estimativas “a posteriori”, ou seja, redução de até 53%.

Tabela 2. Parâmetros das distribuições *a priori*, verossimilhança e *a posteriori* para os métodos adotados.

Método	Distribuição	Média μ (kN)	Desvio Padrão σ (kN)	Coeficiente de variação σ/μ
A e V sem embuchamento	a priori	1.926	373	0,19
	Verossimilhança	2.009	247	0,12
	a posteriori	1.984	206	0,10
A e V com embuchamento	a priori	3.120	498	0,16
	Verossimilhança	2.009	247	0,12
	a posteriori	2.228	221	0,10
D e Q sem embuchamento	a priori	1.834	420	0,23
	Verossimilhança	2.009	247	0,12
	a posteriori	1.964	213	0,11
D e Q com embuchamento	a priori	2.621	452	0,17
	Verossimilhança	2.009	247	0,12
	a posteriori	2.150	217	0,10

LEGENDA: A e V = Aoki e Velloso (1975), D e Q = Décourt e Quaresma (1978) e Décourt (1982).

A Tabela 3 exibe a comparação dos resultados obtidos dos indicadores de falha para as análises realizadas neste trabalho, considerando os dois métodos semiempíricos adotados, aplicados para as duas situações de embuchamento.

A interpretação demonstra a predominância de indicadores de falha dentro da faixa de valores recomendada (D entre ± 1,5) para os modelos de cálculo propostos, indicando uma atualização satisfatória da resistência mobilizada durante a cravação. A exceção se deu na estimativa pelo método de Aoki e Velloso (1975), para a situação com a consideração de embuchamento. Ressalta-se que valores de D positivos indicam que a estimativa "a posteriori" é superior àquela obtida "a priori", já os valores de D negativos indicam o contrário.

Tabela 3. Comparação dos indicadores de qualidade das atualizações.

Distribuição	Índice de Falha D
A e V (1975) sem embuchamento	0,18
A e V (1975) com embuchamento	-2,00
D e Q (1978, 1982) sem embuchamento	0,36
D e Q (1978, 1982) com embuchamento	-1,36

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para os métodos estudados, verifica-se a predominância, nas distribuições "a priori", de coeficientes de variação maiores para a consideração sem embuchamento, ratificados pelo maior grau de dispersão dos valores de estimativas de capacidade de carga, representado pelo desvio padrão. Na comparação entre os dois métodos avaliados, observa-se coeficientes de variação maiores para a proposição de Décourt e Quaresma (1978, 1982).

Quanto às estimativas "a posteriori", os coeficientes de variação sempre apresentaram-se menores que os estimados na função "a priori", como também aos observados a partir da função de verossimilhança, reduzindo a margem de incerteza inicialmente observada nas estimativas. Ainda no que tange os coeficientes de variação, para a distribuição "a posteriori" os valores calculados apresentaram-se praticamente similares.

A apreciação dos indicadores de falha assevera, no geral, a predominância de resutaldos satisfatórios, exceto na estimativa pelo método de Aoki e Velloso (1975), para a situação com a consideração de embuchamento, o qual apresentou-se ligeiramente fora da faixa de valores ideal.

Os resultados apresentaram coerência com estudos pretéritos realizados no Rio de Janeiro, de maneira similar à proposta realizada no presente trabalho, tal como apresentado por Cabral (2008) e Pinto (2018).

Por fim, a posterior calibração dos parâmetros dos modelos matemáticos adotados como estimativa "a priori" possui valor prático de elevada relevância para otimização técnica-financeira dos projetos e obras de fundações na região.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975) An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Pan. Conf. Soil Mech. Geot. Eng, Buenos Aires. *Proc.* , v.1, p. 367-376.

Cabral, E. V. (2008) Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia-UERJ, 136 p.

Décourt, L., Quaresma, A. R. (1978) Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6, Rio de Janeiro. *Anais.* Rio de Janeiro, v. 1, p. 45-54.

Décourt, L. (1982) Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of SPT. In: European Symposium of Penetration Test, 2, Amsterdam. *Proc.*, Amsterdam, v. 1, p. 29-34.

Guttormsen, T. R. (1987). *Uncertainty in Offshore Geotechnical Engineering. Application of Bayesian Theory to Pile Driving Predictions.* Research Report Société Nationale Elf Aquitaine. NGI Report 85307-9.

Pacheco, M. P. (2007). Notas de Aula do Curso de Métodos Probabilísticos em Geotecnia, UERJ.

Paikowsky, S. G., Whitman, R. V. (1990) The Effects of Plugging on Pile Performance and Design. In: *Canadian Geotechnical Journal*, 27 (3), pp. 429-440.

Pinto, J. P. C. (2018) *Contribuição à confiabilidade de estacas cravadas através da interpretação de provas de carga dinâmicas com aplicação da teoria bayesiana*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia / UERJ, 250 p.

Lacasse, S., Goulois, A. (1989) Reliability Analysis of Axial Pile Capacity. Proceedings of the XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, *Anais*, Rotterdam.

Lacasse, S., Nadim, F. (1994) *Reliability Issues and Future Challenges in Geotechnical Engineering for Offshore Structures*. NGI Publication, No 191, p. 1-30.

Lacasse, S., Tan, A. H., Keaveny, J. M. (1991). Expert Assistant for Updating Axial pile Capacity from Pile Driving observations. Proc. Field Measurements in Geotechnics.Sorum, Balkema.

Serviço Geológico do Brasil – CPRM (2016). *Geologia e Recursos Minerais do Rio de Janeiro.* Disponível em: < https://geosgb.cprm.gov.br/ >. Acesso em: 09 abr. 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/549

Mapeamento do perfil de solos residuais presentes no Canal da Piracema de Itaipu Binacional

Josiele Patias
Doutora em Geotecnia, Engenheira Civil Sênior, Itaipu Binacional, Foz do Iguaçu, Brasil, jpatias@itaipu.gov.br

Débora de Oliveira Fernandes
Mestre em Geotecnia, Geóloga, Fundação Parque Tecnológico Itaipu, Foz do Iguaçu, Brasil, deboraof@pti.org.br

Rodrigo de Lima Rodrigues
Mestre em Geotecnia, Engenheiro Civil, Fundação Parque Tecnológico Itaipu, Foz do Iguaçu, Brasil, rodrigo.lr@pti.org.br

RESUMO: O mapeamento do perfil de solos residuais em taludes é uma ferramenta importante para fornecer informações que podem ser utilizadas em análises de estabilidade, estudos de fluxo de água subterrânea, entre outros. Este levantamento permite uma compreensão aprofundada da geometria dos diferentes tipos de solo, além de auxiliar na definição de locais para coleta de amostras deformadas e indeformadas. O Canal da Piracema de Itaipu Binacional é um dispositivo de transposição de peixes para o permitir o fenômeno da piracema, que possui 10,3 km de extensão, sendo que dois terços correspondem ao leito do antigo rio Bela Vista e o restante é constituído de segmentos do tipo escadas, canais de concreto e lagoas artificiais. O presente estudo, tem como objetivo apresentar os procedimentos e resultados preliminares referentes ao mapeamento do perfil estratigráfico do solo residual do talude direito do referido canal, com objetivo de compreender melhor a composição do maciço que constitui a fundação da Barragem de Terra da Margem Esquerda (BTME) de Itaipu, localizada nas proximidades da tomada d'água deste canal, bem como da observância de afloramentos e fluxos de água a jusante. Por meio do mapeamento foi possível identificar o perfil de solo residual presente no referido talude. Identificou-se um perfil com presença de quatro camadas constituídas do topo para a base por solo orgânico, argila vermelha, saprólito e rocha alterada.

PALAVRAS-CHAVE: Investigação Geotécnica, Mapeamento Geológico, Barragem de Terra.

ABSTRACT: The mapping of residual soil profiles on slopes serves as a crucial tool for supplying data important to stability analyses, groundwater flow studies, and other investigations. It enables a comprehensive understanding of the geometric characteristics of different soil types, while also aiding in determining suitable locations for collecting both disturbed and undisturbed soil samples. The Piracema Channel of Itaipu Binacional is a fish passage device designed to allow the migration of fish. Spanning a length of 10.3 kilometers, two-thirds of its route aligns with the course of the former Bela Vista riverbed. The remaining portion consists of stair segments, concrete channels, and artificial lagoons. This study aims to present the procedures and preliminary results concerning the mapping phase of the residual soil stratigraphic profile of the Left Bank Earth Dam (BTME), along with the observation of outcrops and downstream water flows. Through mapping, it was identified the residual soil profile covering 2/3 of the Piracema Channel's height, encompassing the upper and intermediate benches.

KEYWORDS: Geotechnical Investigation, Geological Mapping, Earthfill Dam.

1 INTRODUÇÃO

A barragem de Itaipu possui aproximadamente 8 km de extensão, sendo que aproximadamente 65% desse comprimento corresponde às barragens de terra e enrocamento. A Barragem de Terra da Margem Esquerda

(BTME) possui aproximadamente 2 km de extensão e faz o fechamento entre a barragem de enrocamento e o terreno natural na ombreira esquerda da estrutura, onde está localizado o Canal da Piracema.

Além do monitoramento e manutenção convencionais para barragens de aterro, a BTME tem sido objeto de diversos estudos voltados a análises de fluxo (2D e 3D) e a estabilidade, com o objetivo de avaliar as condições atuais, considerando os parâmetros obtidos de amostras retiradas recentemente na barragem e na sua fundação. O estudo foi dividido em duas fases, sendo que a primeira consiste no mapeamento do perfil estratigráfico do solo de fundação da BTME, bem como da observância de afloramentos e fluxos de água a jusante. Para esse fim, foi selecionado o talude direito do Canal da Piracema. A segunda fase consiste na retirada de amostras deformadas e indeformadas tanto do maciço compactado como da fundação desta estrutura, para realização de ensaios de laboratório, considerando as condições atuais dos solos e técnicas mais modernas de testes, como a abordagem de solos não saturados e análises probabilísticas. O presente estudo, tem como objetivo apresentar os procedimentos e resultados preliminares referentes à fase de mapeamento do perfil estratigráfico do solo residual de fundação da Barragem de Terra da Margem Esquerda de Itaipu.

2 ÁREA DE ESTUDO

O Canal da Piracema possui 10,3 km de extensão, sendo que dois terços correspondem ao leito do antigo rio Bela Vista e o restante é constituído de segmentos do tipo escadas, canais de concreto e lagoas artificiais. A tomada d'água do canal localiza-se a aproximadamente 100 m da extremidade da BTME. Para construção desse trecho foi realizada uma escavação com profundidade variada, sendo que nas proximidades da BTME o canal possui em média 10 metros de profundidade, em bancadas com aproximadamente 3,5 metros de altura. Devido à proximidade do canal com a BTME, entende-se que é possível atribuir o perfil de solo residual de basalto que aflora no canal ao da fundação da BTME. A Figura 1 apresenta a visualização da Barragem de Itaipu, por meio de imagem de satélite, com destaque para a BTME e o trecho mapeado.

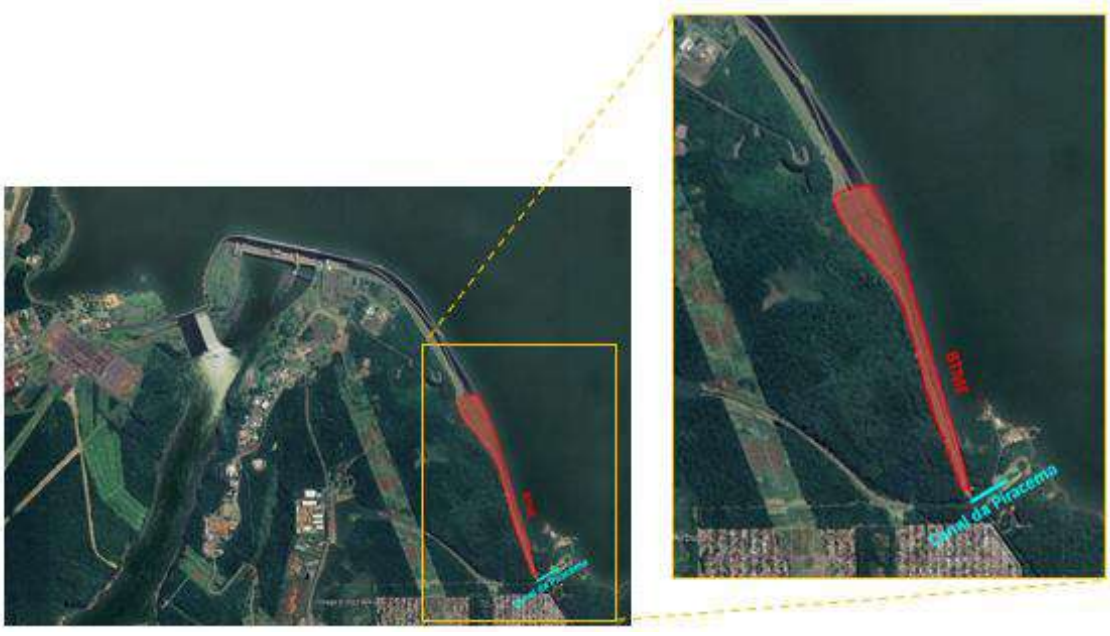


Figura 1. Localização da região mapeada.
Fonte: GoogleEarth (2024).

A área mapeada possui aproximadamente 230 m de extensão. O canal possui 3 bancadas, sendo aqui denominadas por: bancada superior, intermediária e inferior. A superfície das bancadas normalmente, apresenta vegetação rasteira, que foi suprimida para permitir a visualização e o mapeamento dos materiais.

3 METODOLOGIA APLICADA

Para o mapeamento foi realizado um caminhamento que iniciou na bancada superior, no sentido montante para jusante. Para cada faixa limpa, foi elaborado um croqui de campo com a geometria do talude e a indicação do tipo de material exposto, presença de fluxo de água ou variação visual na umidade do solo, bem como características estruturais, presença de raízes e outras informações. As coordenadas e cotas do topo e da base das rampas de cada trecho, foram obtidas por topografia. A Figura 2 apresenta uma representação das informações geométricas mapeadas para cada trecho. A Figura 3 apresenta o registro da realização do mapeamento em um dos trechos da bancada superior com o afloramento da camada de argila vermelha.

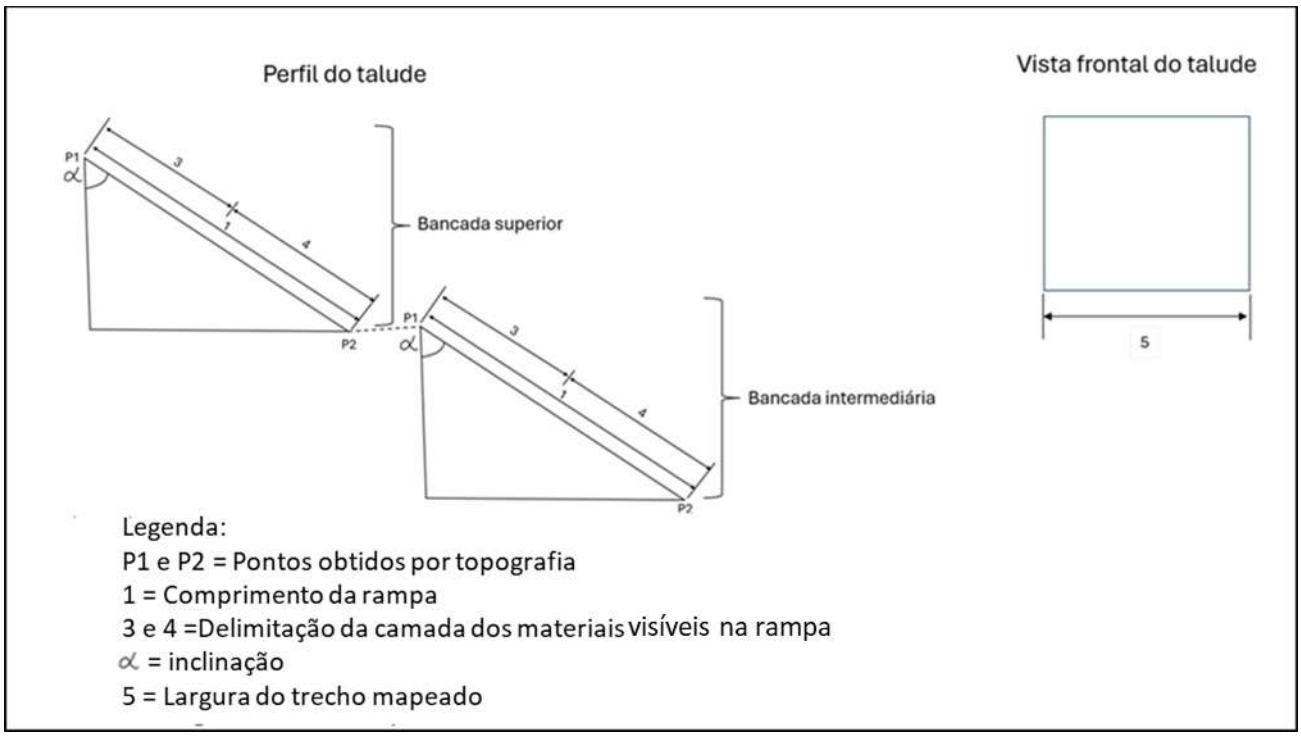


Figura 2. Ilustração com a indicação das informações obtidas em campo.

Para auxiliar na identificação das áreas mapeadas, foi elaborada uma codificação por meio da combinação da letra T, seguida do número representativo da ordem de mapeamento, mais a identificação da bancada: superior, intermediária ou inferior. Um detalhe importante é que o sentido do mapeamento foi diferente para cada bancada, sendo montante/jusante para a bancada superior e jusante/montante para a bancada intermediária. Por consequência, a nomenclatura também seguiu essa sequência. A Figura 4 apresenta uma vista do trecho do canal que foi mapeado, com as três bancadas preparadas para o mapeamento e um exemplo da indicação da codificação elaborada.

Figura 3. Registro fotográfico de um dos taludes da bancada superior mapeados. Observar a presença da argila vermelha

Figura 4. Vista do trecho do canal da Piracema mapeado, com as bancadas preparadas para o mapeamento e exemplo da codificação aplicada.

4 RESULTADOS

As observações realizadas em campo foram inseridas em um documento digitalizado em ambiente CAD. Cada trecho mapeado gerou um perfil do talude e a sua visualização frontal. De acordo com visualizações realizadas a distância, na camada inferior, provavelmente, há o contato do saprólito com a rocha alterada, com predomínio dessa última.

O perfil de solo obtido com o mapeamento, apresenta quatro materiais distintos, caracterizados de cima para baixo, quais sejam: solo superficial, argila vermelha, saprólito e rocha alterada.

A camada superficial é constituída por solos orgânicos com presença de raízes e restos de plantas, com espessura máxima de 10 centímetros. Na sequência é observada a camada de argila vermelha, que apresenta até 10 metros de espessura, estando presente em toda a extensão da bancada superior e estendendo-se até o topo da bancada intermediária. A Figura 5a apresenta o registro fotográfico dos materiais representativos do mapeamento na bancada superior, e a Figura 5b apresenta o registro dos materiais mapeados na bancada intermediária.

A argila encontrada na região da Barragem de Itaipu é dividida em dois grupos, tais como: argila altamente porosa, com plasticidade variando entre média a alta; e argila com coloração mais escura, com maior plasticidade e elevada umidade natural. Ensaios laboratoriais estão em fase de realização para identificar o tipo da argila observada nas bancadas em estudo.

Sotopostos às argilas vermelhas observam-se saprólitos formados a partir de brechas basálticas e basaltos. Os saprólitos, provenientes das brechas basálticas, exibem a composição heterogênea, herdada da rocha fonte. Sua textura é caótica e a coloração é variegada, apresentando manchas que podem oscilar entre tons amarelados, avermelhados e até esbranquiçados. Esse material apresenta uma resistência considerável à escavação manual. Já os saprólitos provenientes de basalto apresentam-se mais homogêneos em sua composição e coloração. Ambos os saprólitos podem ser encontrados na região inferior da bancada intermediária e, possivelmente, estende-se ao longo de todo topo da bancada inferior. A rocha alterada, conforme, tratado acima, está presente na bancada inferior, próximo do nível d'água do canal.

Não foram observadas surgências provenientes do fluxo interno no maciço nas bancadas mapeadas (superior e intermediária). Foram observadas em locais isolados, pequenas variações no teor de umidade do solo, o que provavelmente foi ocasionado pela umidade relativa ao sombreamento irregular causado pela vegetação ao longo da área de estudo.

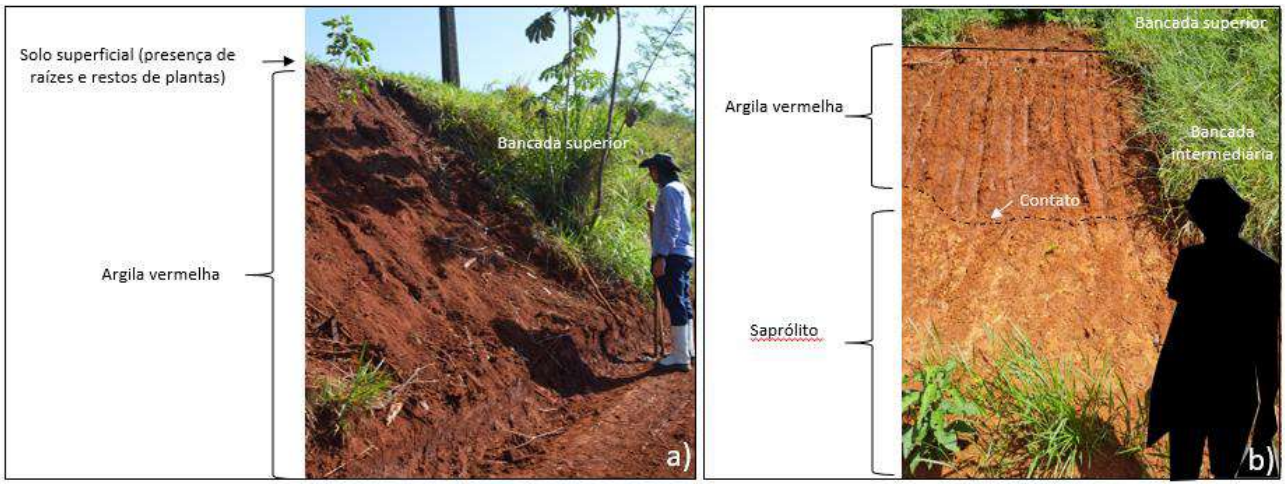


Figura 5. Registro fotográfico representativo dos materiais mapeados: a) bancada superior, com presença de argila vermelha em todos os taludes mapeados; b) bancada intermediária, apresentando o contado entre a argila vermelha e o saprólito.

A Figura 6 mostra um exemplo dos resultados parciais obtidos neste mapeamento, bem como as informações das trincheiras T09, T10, T11 e T12, das bancadas superior e intermediária, localizadas na região central do mapeamento. Cabe ressaltar que o padrão identificado se repete para as demais trincheiras.

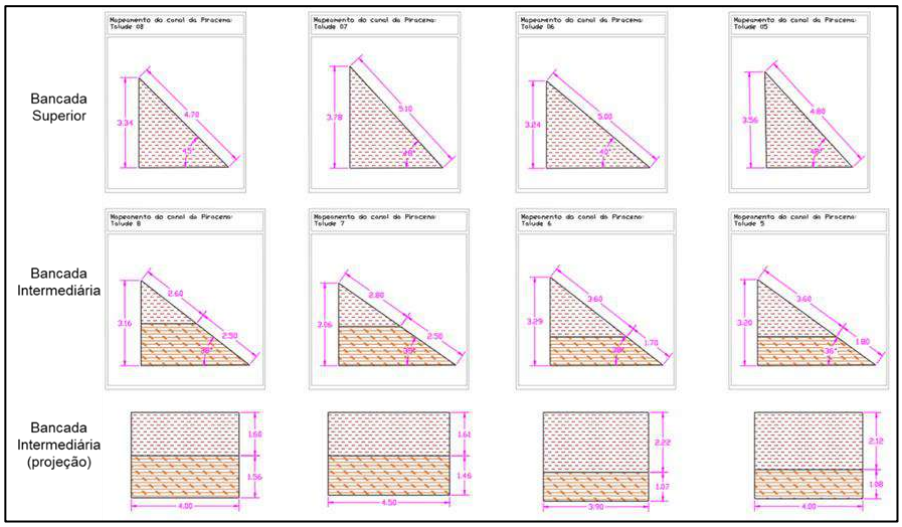


Figura 6. Exemplo dos resultados parciais obtidos pelo mapeamento do perfil de solos residuais presentes no Canal da Piracema.

O resultado do mapeamento, associado ao levantamento topográfico possibilitou uma comparação com os dados de sondagens e perfis de instrumentos da BTME. Na T15, localizada na direção do eixo, o contato entre argila e saprolito foi mapeado na bancada intermediária na Elevação 221,47 m, no perfil de instalação do instrumento PZ-L-11 (medidor de nível de água), localizado entre a barragem e a T15, a aproximadamente 15 m da T15, o contato entre argila e saprolito ocorre na Elevação 220,49 m. A Figura 7 apresenta o perfil de instalação do instrumento e o resultado do mapeamento.

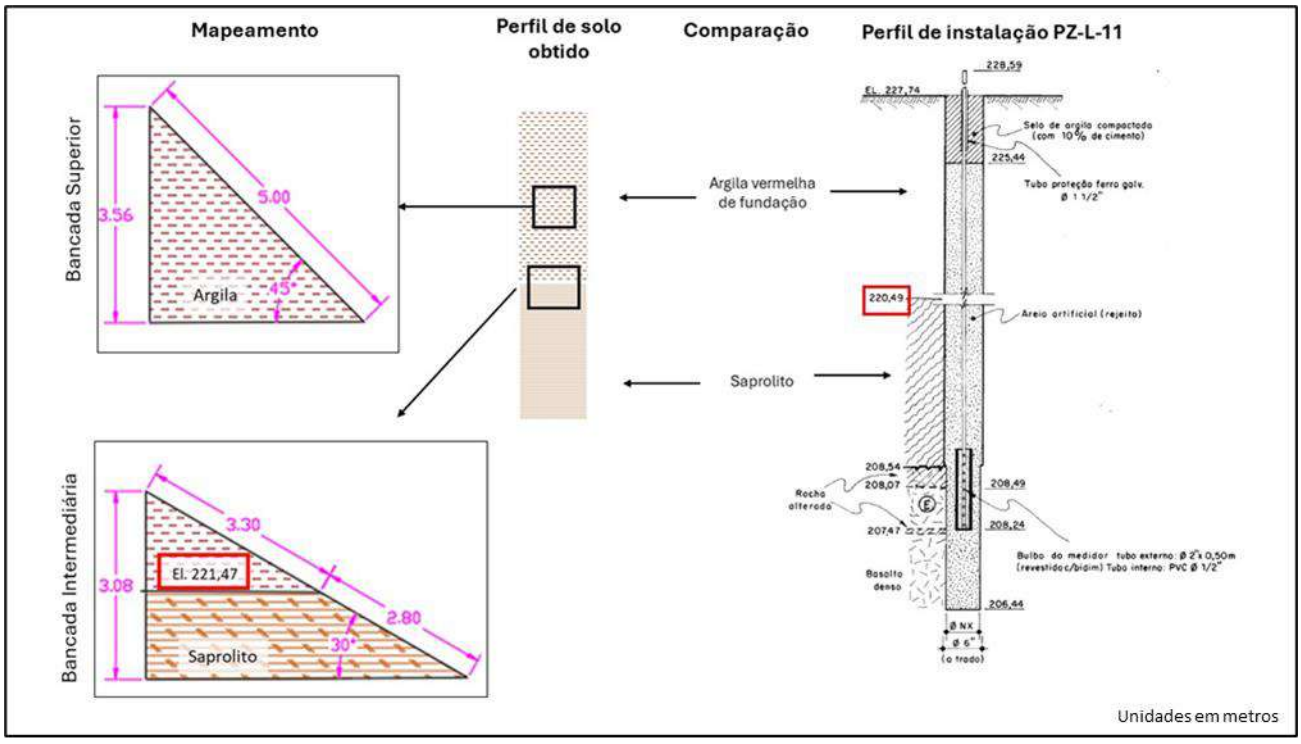


Figura 7 – Perfil do instrumento PZ-L-11 instalado próximo a T15.

5. CONCLUSÃO

Por meio do mapeamento apresentado foi possível identificar quatro materiais presentes no Canal da Piracema, quais sejam: solo orgânico; argila vermelha; saprólito e; rocha alterada. Esses materiais, por sua vez, são

compatíveis com os materiais apresentados nas investigações da BTME, localizada em seu ponto mais próximo a aproximadamente 100 m do local mapeado.

Assim, os materiais mapeados a partir do talude direito do Canal da Piracema, além de importantes para entendimento da geologia local, nortearão a coleta de amostras deformadas e indeformadas para a realização de ensaios e a caracterização atual dos materiais que compõem a fundação da BTME, permitindo obter maiores informações sobre a variabilidade de tais materiais para entendimento de alguns comportamentos indicados por instrumentos instalados na fundação desta estrutura. Ressalta-se que há registro de grande quantidade de informações obtidas durante o período construtivo, mas atualmente dispõe-se de novos tipos de ensaios e abordagens de estudo que necessitam coleta de material para aprofundar os estudos e monitoramento do comportamento do maciço.

Não foram encontradas umidades ou surgências provenientes de fluxos internos do maciço terroso nas bancadas estudadas até o momento (superior e intermediária).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Itaipu Binacional e à Fundação Parque Tecnológico Itaipu pelo apoio e incentivo à pesquisa aplicada em segurança de barragens.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Itaipu Binacional. (1982). *Perfil de instalação do medidor de nível de água, PZ-L-11*. Divisão de Geologia Mecânica das Rochas e Instrumentação, Foz do Iguaçu.

Itaipu Binacional (1976). *Investigação geotécnica do capeamento de solo a montante da Barragem de Terra*. Foz do Iguaçu.

Secretaria do Estado do Paraná (1996). *Parque da Barragem, Anexo 2: Geologia do terreno – Sondagens*. Foz do Iguaçu.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/550

Metodologia de QA/QC para piezômetros automatizados: procedimentos de instalação e aceitabilidade dos dados de monitoramento

Lilian T. Maier Swinka
Gerente de Inspeção e Monitoramento, Fugro, Curitiba, Brasil, lilian.maier@fugro.com

Laísa Berno Benetti
Engenheira de Obras, Fugro, Curitiba, Brasil, laisa.benetti@fugro.com

Renathielly F. Silva Brunetta
Consultor técnico, Fugro, Curitiba, Brasil, r.brunetta@fugro.com

Matheus Orchulhak de Oliveira
Assistente técnico, Fugro, Curitiba, matheus.oliveira@fugro.com

Vitor Pereira Faro
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, vitorpereirafaro@gmail.com

RESUMO: Piezômetros automatizados oferecem vantagens significativas para o monitoramento em tempo real dos níveis de água subterrânea e da pressão da água permitindo avaliar o comportamento e a estabilidade de estruturas geotécnicas. No entanto, garantir medições precisas e confiáveis desses piezômetros exige uma abordagem sistemática com procedimentos robustos de garantia e controle de qualidade (QA/QC). A demanda crescente por processos rigorosos e gestão de qualidade em projetos de mineração é impulsionada por mudanças regulatórias, avanços tecnológicos e expectativas da sociedade. A metodologia proposta enfatiza a adesão aos padrões estabelecidos por normas e as melhores práticas. Os procedimentos de QA envolvem um plano de instrumentação detalhado que respalda o processo de instalação, garantindo que todos os requisitos para a automação de piezômetros sejam atendidos e possíveis erros mitigados. Os procedimentos de QC concentram-se na verificação da instalação, no monitoramento contínuo, na validação dos dados e na avaliação de desempenho, assegurando que a implementação da metodologia de QA/QC atenda aos requisitos técnicos e operacionais para cada instrumento. Implementar essa abordagem resulta em benefícios como maior eficiência, precisão aprimorada dos dados e uma melhor compreensão do comportamento das estruturas geotécnicas. Nesta pesquisa, a metodologia foi aplicada à automação de seis piezômetros e o desempenho das leituras automatizadas foi avaliado com base em dois critérios de aceitabilidade propostos, com resultados indicando uma correlação satisfatória entre leituras manuais e automatizadas.

PALAVRAS-CHAVE: Instrumentação Geotécnica, Piezômetros, Automação, QA/QC, Mineração. Confiabilidade dos Dados.

ABSTRACT: Automated piezometers provide significant advantages in monitoring groundwater levels and water pressure, delivering real-time data for assessing the behavior and stability of structures. However, ensuring the accuracy and reliability of measurements from these automated piezometers requires a systematic approach and robust quality assurance and quality control (QA/QC) procedures. Demand for rigorous processes and quality management aimed at mining projects has increased in recent years due to changes in legislation, technological advancements, and societal expectations. The proposed methodology emphasizes the importance of adhering to established standards and best practices. Quality assurance procedures involve a meticulous instrumentation plan that supports the installation process, ensuring all requirements for piezometer automation are met and potential sources of error are mitigated. Quality control procedures focus on verify installation and post-installation, instrument monitoring, data validation, system maintenance, and performance evaluation, ensuring that the QA/QC methodology meets the technical and operational requirements for which it was designed. Implementing this approach offers benefits such as increased

efficiency, enhanced real-time data accuracy, and a better understanding of geotechnical structure behavior. In this research, the proposed methodology was applied to automate six piezometers, and the performance of automated readings was evaluated based on two proposed acceptability criteria, with results indicating satisfactory correlation between manual and automated readings.

KEYWORDS: Geotechnical Instrumentation, Piezometers, Automation, QA/QC, Mining, Data Reliability

1 INTRODUÇÃO

Pilhas de estéril e rejeito associados a grandes minas a céu aberto são as maiores construções feitas pelo homem na Terra em termos de volume e massa (Hawley; Cunning, 2017). Outras estruturas de apoio à mineração, como barragens e diques, também consistem em grandes obras de terra. Considerando a magnitude dessas instalações, é imperativo aplicar abordagens de controle de qualidade para o monitoramento destas estruturas.

No contexto das estruturas de disposição de rejeitos, o GISTM (2020) enfatiza a importância de gerenciar a qualidade e a adequação do processo de construção e operação por meio da implementação de mecanismos de controle de qualidade, garantia de qualidade e aderência entre o projeto x obra. Isso é considerado um requisito fundamental do princípio de planejar, construir e operar a estrutura de disposição de rejeitos de modo a garantir a gestão de riscos em todas as fases do ciclo de vida das estruturas.

A motivação para o uso da metodologia de QA/QC vem da necessidade de verificar e controlar atividades de instrumentação e monitoramento geotécnico para garantir que o resultado dos dados coletados em campo forneça uma avaliação representativa das condições das estruturas geotécnicas, que são então usadas para avaliação do desempenho e da segurança das estruturas (SWINKA, 2023).

Os estudos de QA/QC desempenham um papel importante especialmente em projetos de instrumentação e monitoramento geotécnico, pois não só contribuem para aprimorar a qualidade global do projeto, mas também asseguram sua execução de maneira padronizada.

O controle de qualidade em instrumentação geotécnica envolve um planejamento meticuloso, incluindo a seleção de instrumentos apropriados, o estabelecimento de procedimentos de calibração e a definição de protocolos de instalação. Esses métodos garantem que os instrumentos sejam precisos e capazes de fornecer dados confiáveis. O QA se concentra na implementação adequada dos planos de instrumentação, especificações técnicas, terminando no planejamento de como os dados serão utilizados. O QC tem o objetivo de assegurar que o projeto atenda aos requisitos técnicos estabelecidos. Durante a instalação, ferramentas de gestão da qualidade são utilizadas para verificar se os instrumentos estão instalados corretamente, calibrados e monitorados de forma a garantir funcionalidade e precisão contínuas. Eventuais desvios são identificados e corrigidos prontamente para manter a confiabilidade dos dados coletados. Ao integrar práticas de QA e ferramentas de QC, é possível aumentar a confiabilidade dos dados coletados de instrumentos, como piezômetros, e apoiar decisões críticas relacionadas à estabilidade das estruturas geotécnicas.

Ang e Tang (1984) foram pioneiros na aplicação de conceitos probabilísticos ao planejamento e projeto de engenharia e já destacavam a necessidade da redução de incertezas para tomadas de decisão. Na engenharia geotécnica, esses esforços são mais recentes. Gilbert, *et al.* (2017) defende a necessidade de estudar as incertezas inerentes aos materiais e condições do solo a fim de garantir a segurança das estruturas geotécnicas. No presente artigo, tem-se como objetivo apresentar uma proposta de metodologia de QA/QC para instalação de piezômetros automatizados e discutir os critérios de aceitabilidade, que podem ser utilizados como objetivos de qualidade na obtenção de informações, que são essenciais para tomadas de decisão no âmbito da geotecnia.

A metodologia proposta inclui etapas detalhadas de planejamento, instalação, calibração e manutenção, bem como a utilização de ferramentas de controle e procedimentos técnicos rigorosos para garantir a confiabilidade dos dados de monitoramento. Além disso, o artigo aborda a importância das auditorias internas regulares e das ações corretivas para manter a precisão e a integridade dos dados coletados. Desta forma, busca-se contribuir para a redução das incertezas e a melhoria contínua dos processos de monitoramento geotécnico, mantendo a segurança e a eficiência das operações.

2 APLICAÇÃO DA METODOLOGIA DE QA/QC

Para que a instrumentação assuma um papel importante na manutenção da segurança de estruturas geotécnicas é de fundamental importância combinar o uso de tecnologias, como a automação dos piezômetros, com a aplicação da metodologia de QA/QC para reduzir a magnitude dos erros nos projetos, especificações, instalação, obtenção, análise e tratamento dos dados coletados. A identificação precoce de problemas, a padronização de procedimentos e a documentação adequada podem melhorar a qualidade dos dados e a confiabilidade das informações geotécnicas.

2.1 Garantia de qualidade na instalação de piezômetros automatizados

Na busca da qualidade na instalação automatizada de piezômetros foi proposta uma metodologia abrangente de garantia da qualidade. Conforme ilustrado na Figura 1, esta abordagem compreende quatro etapas: Projeto, Instalação, Automação e Controle de Qualidade. Juntos, esses estágios formam a base para a precisão e a confiabilidade durante todo o ciclo de vida dos projetos de piezômetros automatizados. Desde as considerações iniciais do projeto até a análise dos dados coletados, essa metodologia estabelece uma diretriz estruturada para fornecer resultados confiáveis no domínio da instalação automatizada de piezômetros.

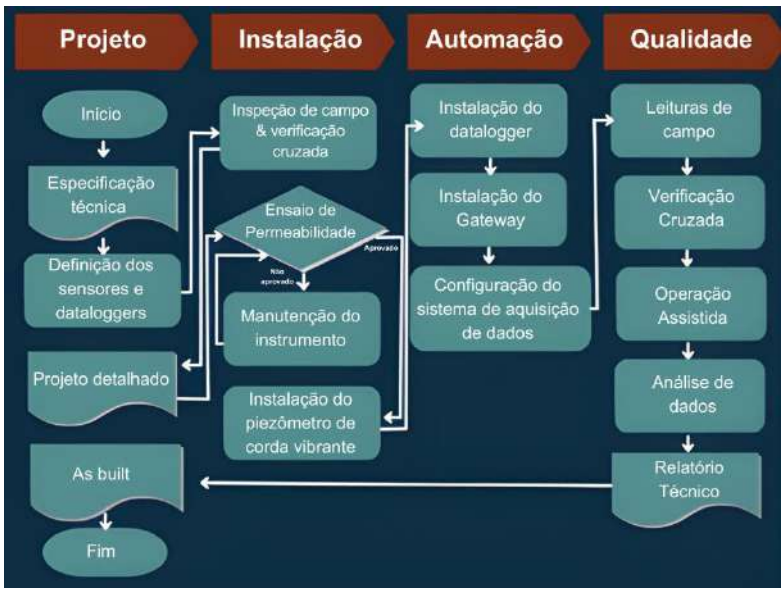


Figura 1. Processo esquemático da garantia da qualidade da instalação automatizada de piezômetros.

Além das etapas citadas anteriormente, é importante ressaltar a necessidade da realização de testes de bancada nos sensores e no sistema de aquisição e transmissão de dados para confirmar sua plena funcionalidade antes da instalação em campo.

Esses testes de bancada garantem que os sensores estejam corretamente calibrados e que o equipamento esteja operando de acordo com as especificações desejadas antes de sua instalação em campo. Isto contribui para garantir a qualidade e confiabilidade dos dados coletados pelo sistema automatizado de medição. Outro ponto importante é garantir que as especificações técnicas estejam alinhadas com os objetivos de monitoramento da estrutura. A descrição e explicação detalhada de cada uma dessas etapas são bastante extensas; portanto, não são apresentados neste artigo, mas podem ser referidos em Swinka (2023).

2.2 Controle de qualidade na instalação de piezômetros automatizados

A Figura 2 ilustra uma proposta de metodologia abrangente de controle de qualidade para piezômetros automatizados. Esta metodologia baseia-se em 4 etapas principais: estabelecimento de padrões, avaliação da

conformidade, ação corretiva quando necessária e o planejamento para a melhoria. Através da integração destes 4 pilares, esta abordagem fornece uma estrutura robusta para garantir a precisão e a confiabilidade dos dados dos piezômetros automatizados.

Figura 2. Controle de qualidade na instalação de piezômetros automatizados.

A estratégia envolve o uso de ferramentas de controle (fichas de registro, carta de controle, fluxograma de processos, diagrama de Ishikawa, etc.) e procedimentos técnicos. Na avaliação de conformidade, a comparação entre leituras manuais e automatizadas é fundamental para garantir a precisão e a confiabilidade dos dados coletados, com verificação cruzada regular dos dados para identificar possíveis anomalias no processo (outliers) de instalação. A realização de ações corretivas, sempre que necessário, inclui calibrações, reinstalações, manutenções, substituição de sensores ou equipamentos e treinamento da equipe. O planejamento para a melhoria pode envolver a realização de auditorias internas regulares para verificar a conformidade com os padrões estabelecidos e identificar oportunidades de melhoria. Ao implementar essa metodologia, torna-se possível manter a precisão e a confiabilidade na coleta e análise de dados geotécnicos.

3 CRITÉRIOS DE ACEITABILIDADE DA LEITURA AUTOMATIZADA

Esta seção apresenta o desempenho de seis piezômetros automatizados instalados em uma mineradora na região sudeste do Brasil. A Figura 3 apresenta a planta de locação da instrumentação.

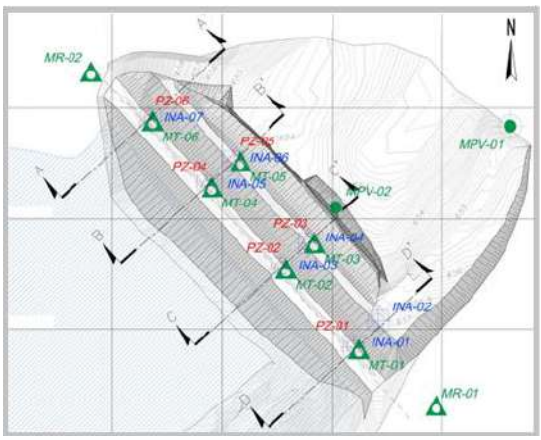


Figura 3. Planta da instrumentação

A Tabela 1 apresenta a profundidade dos piezômetros instalados.

Tabela 1. Profundidade de instalação dos piezômetros.

Instrumento	Profundidade (m)
PZ-01	17,13
PZ-02	20,10
PZ-03	14,18
PZ-04	18,28
PZ-05	12,04
PZ-06	16,08

Para avaliar a aceitabilidade das leituras automatizadas, este estudo apresenta comparações entre leituras automatizadas e manuais. Conforme mencionado anteriormente, a aplicação de metodologias de QA/QC ainda está em seus estágios iniciais na engenharia geotécnica, incluindo a instalação de instrumentos automatizados. Não existem critérios de aceitabilidade bem estabelecidos para leituras de nível piezométrico de instrumentos automatizados, portanto, profissionais da área de monitoramento de estruturas geotécnicas estão buscando defini-los (Oliveira & Chiste, 2023).

Este estudo propõe dois métodos para estabelecer critérios de aceitabilidade para piezômetros com leituras automatizadas. O primeiro método baseia-se na análise de aproximadamente cinco anos de dados históricos das diferenças absolutas entre leituras manuais de seis piezômetros. Dado que não ocorreram duas medições manuais consecutivas numa mesma data, a metodologia aplicada consistiu em calcular a diferença entre leituras manuais, subtraindo o valor cota (m) de uma data específica pelo valor da cota (m) da data de subsequente para cada piezômetro. O resultado representa a variação da cota (m) entre duas leituras consecutivas. Para calcular os limites de controle, utilizou-se a média e o desvio padrão das diferenças das leituras manuais, considerando um intervalo de confiança de 95%.

O segundo método baseia-se na comparação diária entre leituras manuais e automatizadas do mesmo piezômetro, avaliando as variações dentro dos limites de controle do processo ao compará-las com o valor-alvo da diferença das leituras manuais dos piezômetros.

3.1 Aceitabilidade baseada na diferença entre leituras manuais

Para analisar as diferenças entre as leituras, foi utilizado um conjunto de dados que compreende um total de 810 leituras obtidas manualmente de seis piezômetros Casagrande durante o período de 08/02/2017 a 17/06/2022. A periodicidade das leituras manuais era semanal até o início da automação dos piezômetros em fevereiro/2021. Após a automação, essa periodicidade passou a ser quinzenal e posteriormente mensal, otimizando os processos de monitoramento e permitindo uma análise de dados mais eficiente e contínua.

A Figura 4 apresenta essas diferenças plotadas ao longo do período analisado, juntamente com um limite inferior e um limite superior que correspondem a um intervalo de confiança de 95% (μ±2σ). Analisando a Figura 4, pode-se observar que, considerando os limites impostos, pode ocorrer uma variação de aproximadamente 20 centímetros acima ou abaixo da linha 0 nas leituras manuais.

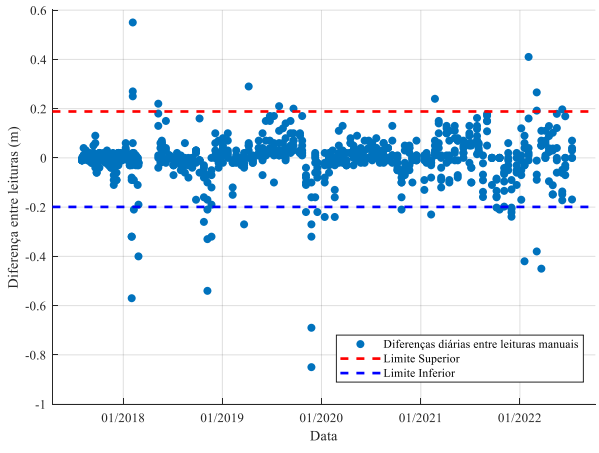


Figura 4. Série histórica de diferença entre leituras manuais.

Entre 09/02/2021 e 17/06/2022, foram realizadas leituras de nível piezométrico de forma manual e automática utilizando os seis instrumentos, resultando em um total de 120 leituras manuais e 120 leituras automatizadas. A Figura 5 (a) demonstra a relação entre leituras manuais e automatizadas durante o período em que os dados foram obtidos por ambos os métodos. A relação entre os valores obtidos nas leituras manuais e automatizadas resulta em um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,9966 e uma raiz do erro quadrático médio (RMSE) igual a 0,0825. A Figura 5 (b) apresenta o histograma da diferença entre os valores de leitura manual e

automatizada, os limites de 20 cm também estão delimitados na figura. Apenas dois valores ficaram fora da faixa considerada satisfatória.

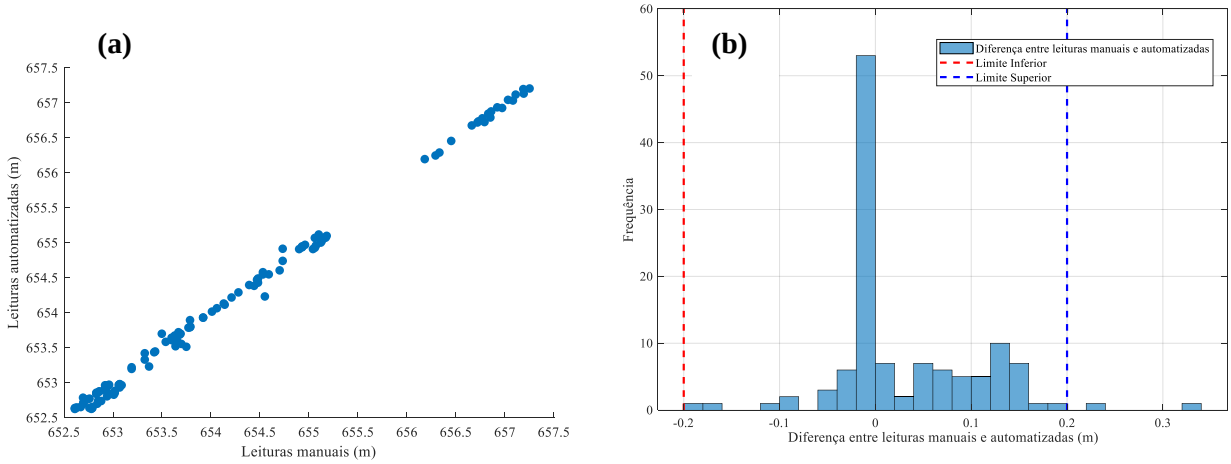


Figura 5. Relação entre a leitura manual e automatizada considerando todos os instrumentos analizados. (a) Gráfico de dispersão das leituras dos piezômetros manuais versus automatizados. (b) Histograma da diferença entre valores de leitura manual e automatizada.

3.2 Aceitabilidade com base em leituras manuais e automatizadas realizadas no mesmo período

Na Tabela 2 são apresentados os parâmetros estatísticos relativos ao histórico dos seis piezômetros, considerando leituras manuais (M) e leituras automatizadas (A), no mesmo período. Nesta tabela são apresentados o coeficiente de determinação (R^2) e a raiz do erro quadrático médio (RMSE) para todos os piezômetros. Isso permite avaliar quais piezômetros apresentam menores diferenças entre leituras manuais e automatizadas. Os valores de R^2 indicam que os piezômetros 2 e 3 apresentaram a correlação mais fraca entre os piezômetros analisados, o baixo coeficiente de determinação obtido nestes dois casos indica a necessidade de avaliar a confiabilidade das leituras. Porém, os valores de RMSE apresentam valores de 0,09 e 0,10 cm, como o RMSE é retornado na unidade de medida do modelo, esses valores estão em centímetros, indicando um erro relativamente pequeno quando comparado aos limites mostrados na Figura 4.

Tabela 2. Parâmetros estatísticos relativos às séries históricas de leituras manuais e automatizadas

	PZ1M	PZ1A	PZ2M	PZ2A	PZ3M	PZ3A	PZ4M	PZ4A	PZ5M	PZ5A	PZ6M	PZ6A
Média	654.95	654.91	652.96	652.91	652.75	652.70	654.13	654.11	653.54	653.53	656.81	656.79
Desvio padrão	0.20	0.17	0.09	0.05	0.11	0.07	0.32	0.29	0.19	0.18	0.31	0.31
Min	654.53	654.54	652.83	652.82	652.61	652.62	653.63	653.65	653.19	653.19	656.18	656.19
Q1	654.82	654.90	652.89	652.86	652.68	652.63	653.85	653.91	653.39	653.42	656.69	656.69
Mediana	655.00	654.94	652.95	652.92	652.75	652.69	654.14	654.12	653.60	653.56	656.84	656.81
Q3	655.11	655.04	653.04	652.96	652.81	652.75	654.46	654.39	653.68	653.67	657.06	657.03
Máx	655.18	655.11	653.09	652.98	652.97	652.83	654.59	654.54	653.79	653.80	657.25	657.20
R^2	0.85		0.29		0.39		0.95		0.75		0.99	
RMSE	0.09		0.09		0.10		0.08		0.09		0.04	

A segunda proposta deste artigo para definir os critérios de aceitabilidade para leituras automatizadas é apresentada na Figura 6, que exibe séries temporais comparativas para leituras manuais e automatizadas juntamente com limites inferior e superior referenciados na Figura 4, um intervalo de confiança de 95% (μ

±2σ). Nesta figura, o eixo x representa o período analisado, e o eixo y mostra um intervalo de 75 centímetros acima e 75 centímetros abaixo do valor médio das leituras manuais, resultando em uma variação de 1,5 metros. Essa padronização foi utilizada para que todos os gráficos apresentados estejam na mesma escala.

Comparando os gráficos apresentados na Figura 6, podemos observar que apesar da correlação mais fraca entre as leituras dos piezômetros 2 e 3, esses instrumentos apresentam a menor variação nas leituras. Isso pode ser verificado analisando os limites inferior e superior desses instrumentos na Figura 6 e os coeficientes de determinação desses instrumentos na Tabela 2. Os piezômetros 4 e 6 foram os instrumentos que apresentaram correlação mais forte e menor erro, resultando em um maior coeficiente de determinação.

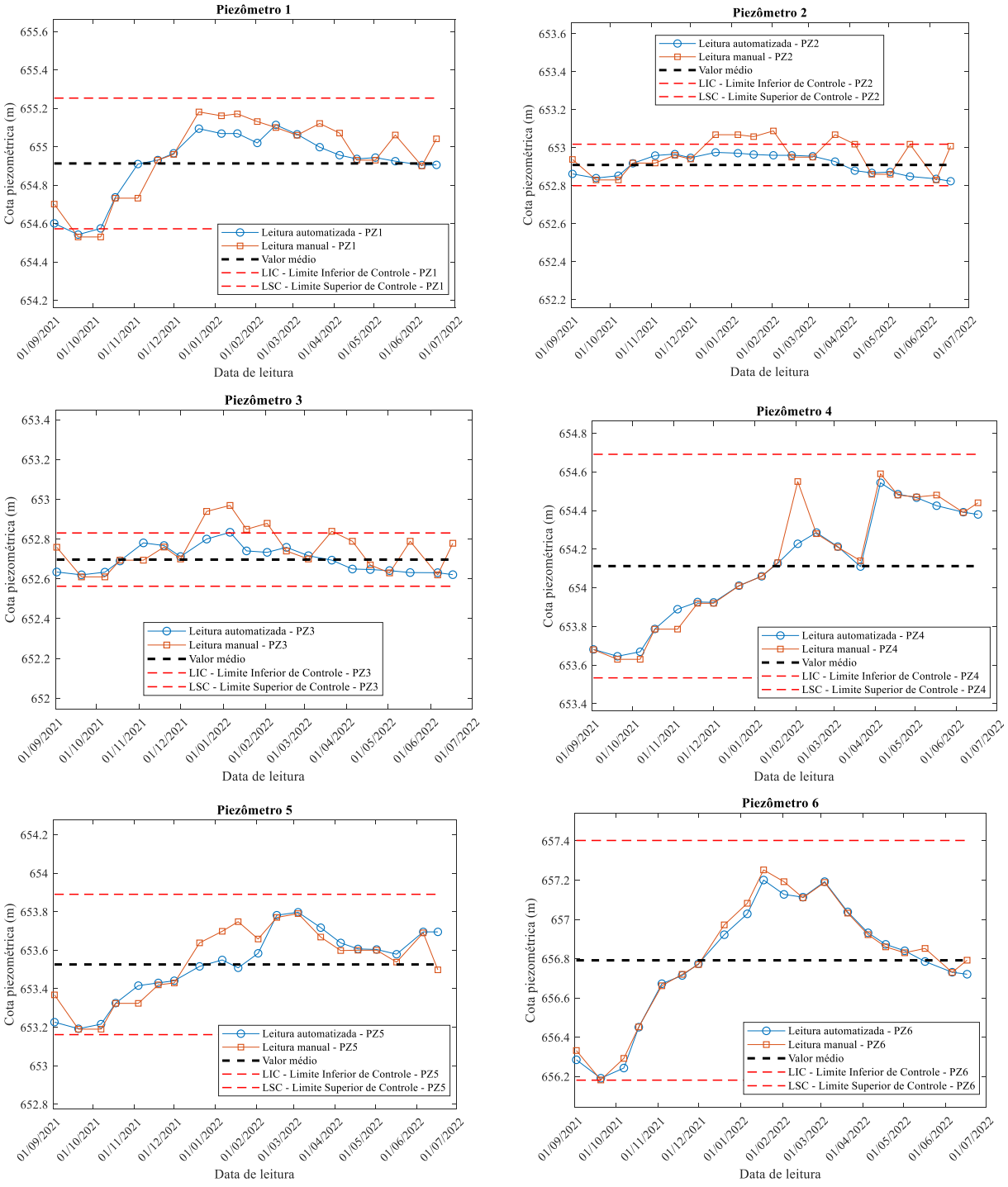


Figura 6. Comparação entre leituras manuais e automatizadas.

4 VANTAGENS E LIMITAÇÕES

Considerando os métodos apresentados, as principais vantagens e limitações na análise são:

Vantagens:

- O método é relativamente simples de ser aplicado e pode trazer resultados práticos e objetivos, no sentido de alertar a equipe responsável pelo monitoramento dos instrumentos e pela segurança da estrutura monitorada quando algo está fora da normalidade, como quando um instrumento atinge um valor pouco frequente e/ou até então nunca registrado no histórico de monitoramento.
- A aplicação da metodologia proposta permitiu identificar outliers das leituras manuais durante a análise dos dados das séries históricas, o que é útil na avaliação da consistência dos dados.
- Oferece suporte à rotina de verificação das leituras automatizadas, identificando o desempenho do processo por meio de análise estatística dos dados.

Limitações:

- Treinamento e Governança de Equipes: A metodologia apresentada pode encontrar limitações relacionadas ao treinamento de equipes, necessitando de treinamento especializado para garantir a execução eficaz de todos os processos. Além disso, há necessidade de um plano de governança adequado para garantir o compromisso entre as diferentes áreas envolvidas no projeto, o que pode representar um desafio em termos de coordenação e alinhamento de objetivos.
- Gerenciamento de banco de dados: Outra limitação diz respeito ao gerenciamento de banco de dados e da série histórica, principalmente na garantia de um fluxo claro de informações sobre a estrutura. A gestão eficaz da base de dados é essencial para facilitar o acesso contínuo a informações relevantes, mas podem surgir desafios na manutenção da consistência, organização e acessibilidade da informação em todo o projeto.

5 RESUMO E CONCLUSÕES

Este artigo apresenta uma proposta de metodologia QA/QC para instalação de piezômetros automatizados. Os principais destaques e conclusões são:

- Mesmo identificando uma pequena variabilidade no processo, os resultados obtidos com a implementação da metodologia acima mencionada, bem como o trabalho de sensibilização com os técnicos de campo, mostraram uma variação nas leituras dentro de uma faixa limite e que reflete a confiabilidade dos dados coletados após a automação e uma melhoria significativa no processo.
- Na busca pela qualidade na instalação automatizada de piezômetros, é introduzida uma metodologia abrangente de controle de qualidade desde a etapa de projeto até o monitoramento do dado usando ferramentas de controle que auxiliam na busca por resultados confiáveis no âmbito da instalação automatizada de piezômetros.
- Para garantir a qualidade da automação da instrumentação geotécnica, é fundamental estabelecer padrões e procedimentos, selecionar e treinar uma equipe competente, realizar auditorias internas regulares, verificar os dispositivos regularmente, confirmar a instalação correta dos instrumentos e garantir a coleta e registro precisos de dados. A calibração deve ser realizada por profissionais experientes seguindo as orientações do fabricante, e os dados devem ser verificados cruzadamente quanto à precisão e confiabilidade.
- Foram apresentados dois métodos para estabelecer critérios de aceitabilidade para leituras automatizadas. O primeiro método baseia-se nas diferenças entre leituras manuais de vários instrumentos, enquanto o segundo método envolve a comparação de leituras manuais do instrumento com leituras automatizadas do mesmo instrumento durante um período específico. A escolha do método depende dos dados disponíveis.

- Ressalta-se que a adoção dos critérios de aceitabilidade utilizados em cada abordagem de QA/QC deve ser tecnicamente fundamentada e justificada nos métodos de controle como um objetivo de qualidade.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à mineradora Anglo American pela sua contribuição fundamental ao fornecer os dados que possibilitaram esta pesquisa, e à Fugro pelo apoio técnico fornecido durante o estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ang, A.H.S., Tang, W.H. (1975). Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Decision, risk and reliability. *Califórnia:* Wiley. 572 p.

Gilbert, R. B., Najjar, S. S., Dellinger, G., Allen, J. M. M. (2017). The Probabilistic Aspects of QA-QC for Geotechnical Applications. Geotechnical Safety and Reliability, Austin, v. 1, n. 1, p. 325-349, jun. 2017. American Society of Civil Engineers. http://dx.doi.org/10.1061/9780784480731.027.

Hawley, M., Cunning, J. (2017). Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design. Leiden: Crc Press/Balkema, 369 p.

Oliveira, C. S., Chiste, J. P., (2023). Definition of statistical acceptance criteria for automated piezometer readings. *Proceedings of Tailings 2023.* Santiago, Chile. pp. 1–8.

GISTM (2020) *Padrão global da indústria para a gestão de rejeitos*. Disponível em: < https://globaltailingsreview.org/>. Acesso em: 03 de mai. 2024.

Swinka, L.T.M (2023) *Proposta de metodologia de QA/QC no processo de automação de piezômetros: estudo de caso em uma estrutura geotécnica da mineraçã*o. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 172 p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/551

Metodologia para a Definição de Níveis de Controle para Deslocamentos em Barragens de Terra e Enrocamento a Partir da Redução de Resistência ao Cisalhamento

Pablo Gonçalves
Engenheiro Geotécnico, Tetra Tech, América do Sul, Brasil, pablo.goncalves@tetratech.com

Renan Campos
Engenheiro Civil, Tetra Tech, América do Sul, Brasil, renan.campos@tetratech.com

Bernardo Silva
Engenheiro Geotécnico, Tetra Tech, América do Sul, Brasil, bernardo.silva@tetratech.com

Christine Alfradique
Engenheira Geotécnica, Tetra Tech, América do Sul, Brasil, christine.alfradique@tetratech.com

Hernán Carvajal
Engenheiro Geotécnico, Tetra Tech, América do Sul, Brasil, hernan.carvajal@tetratech.com

RESUMO: Ao longo da operação de uma barragem de terra e enrocamento é notória a necessidade de um sistema de monitoramento que seja robusto e eficaz para garantir a segurança deste tipo de estrutura geotécnica. De forma complementar aos instrumentos piezométrico/freático convencionais, verifica-se a necessidade de observações no campo das deformações e deslocamentos como garantia de atendimento ao critério de Estado Limite de Serviço. Inclinômetros, prismas e marcos superficiais são instrumentos comumente utilizados para esse fim, em uma análise usualmente avaliada como estatística ou qualitativa. Com o avanço dos modelos numéricos, é possível prever o comportamento dos deslocamentos em uma estrutura e determinar níveis de controle por meio de análises tensão x deformação acoplados com o fator de redução de resistência ao cisalhamento "Shear Strength Reduction" (SSR). No entanto, a priorização dos controles piezométricos sobre os deslocamentos muitas vezes resulta em uma abordagem estatística ou negligência desses dados. Neste contexto, o artigo propõe uma metodologia que utiliza modelagem por elementos finitos e a técnica SSR para simular cenários de falha e estimar deslocamentos finais. Essa abordagem será demonstrada na modelagem de uma barragem de aterro compactado, com resultados a serem discutidos em termos de vantagens e limitações e revelando que esta técnica pode ser uma estratégia interessante para a definição de níveis de controle para instrumentos de deformações e deslocamentos.

PALAVRAS-CHAVE: Níveis de Controle, Deslocamento, Barragens, Monitoramento, Redução de Resistência.

ABSTRACT:
Throughout the operational stages of an earthfill and rockfill dam, the need for a robust and effective monitoring system to ensure the safety of such geotechnical structures is evident. In addition to conventional piezometric/phreatic instruments, there is a need for CAMPO observations of strains and displacements to ensure compliance with the Serviceability Limit State criterion. Inclinometers, prisms, and surface markers are commonly used instruments for this purpose, typically evaluated through statistical or qualitative analysis. With the advancement of numerical models, it is possible to predict displacement behavior within a structure and determine control levels through stress-strain analyses coupled with the Shear Strength Reduction (SSR) factor. However, prioritizing piezometric controls over displacements often leads to a statistical approach or neglect of displacement data. In this context, the article proposes a methodology that utilizes finite element modeling and the SSR technique to simulate failure scenarios and estimate final displacements. This approach will be demonstrated in the modeling of a compacted earthfill dam, with results to be discussed in terms of advantages and limitations, revealing that this technique could be an interesting strategy for defining thresholds for strain and displacement instruments.

KEYWORDS: Thresholds, Displacement, Dams, Monitoring, Shear Strength Reduction.

1 INTRODUÇÃO

As operações diárias em barragens, principalmente as de rejeitos, requerem um sistema de monitoramento robusto e eficaz em prol da segurança. Para alcançar este resultado, instrumentos capazes de medir deslocamentos, como inclinômetros, prismas e marcos superficiais são elementos essenciais. No entanto, a medição por si só não é o suficiente para garantir a identificação de perigos que podem interferir com a segurança da barragens. Sendo assim, faz-se necessário interpretar os dados de campo e, como parte inerente à fase de projeto, definir previamente níveis de controle que acionarão automaticamente alertas e procedimentos em sitações críticas (TARPs).

Os níveis de controle para instrumentos são bastante comuns nos Manuais de Operação de Barragens. Entretanto, o foco é direcionado principalmente em piezômetros e indicadores de nível de água, pois os métodos de cálculo são relativamente mais simples, utilizando análises de equilíbrio limite em condições críticas de lençol freático/piezométrico para alcançar fatores de segurança de referência. Os instrumentos de deslocamento, por outro lado, geralmente são tratados apenas estatisticamente e empiricamente, ou até mesmo completamente negligenciados.

Para barragens existentes, os níveis de controle estatísticos são uma ferramenta eficaz. Medições com um grande tamanho de amostra, passando por vários anos hidrológicos, estações chuvosas e secas, podem fornecer ao projetista um importante referencial sobre que tipo de leituras de deslocamento podem ser esperadas para cada tipo de instrumento. Nesse contexto, valores fora da sequência histórica devem acionar alertas, com equipes operacionais avaliando mais minuciosamente o que levou à mudança de comportamento. Entretanto, os projetistas de novas barragens não podem contar com esse tipo de artifício, já que as estruturas ainda não estão construídas, não havendo medições de monitoramento de campo. O mesmo raciocínio pode ser aplicado a estruturas existentes que serão submetidas a mudanças de carregamento, como elevações, reforços, escavações e/ou modificações significativas no lençol freático/piezométrico.

Desenvolver níveis de controle para casos de estruturas novas ou sujeitas a mudanças de carregamento geralmente envolve lidar com a velocidade de deslocamento, o que pode ser alcançado comparando a diferença entre as leituras de um instrumento em uma escala de tempo. Esta estratégia tem muito mérito e pode fornecer aos engenheiros uma maneira tangível de prever tendências de falhas eventuais. Ter uma referência numérica alvo para cada leitura separada pode complementar a abordagem de velocidade e fornecer informações importantes sobre os mecanismos de falha identificados durante a fase de projeto.

Para alcançar valores numéricos únicos de referência para leituras de deslocamento, é importante desenvolver uma análise detalhada de tensões e deformações por meio de métodos de elementos finitos para a sequência de construção da barragem. A questão, então, é como usar o modelo para identificar esses níveis de controle, e é isso que este artigo visa responder. Desta forma, foi desenvolvida e apresentada uma metodologia baseada na ferramenta "Redução de Resistência ao Cisalhamento" (SSR, na sigla em inglês), com o objetivo de simular cenários de falha, utilizando os resultados para estimar as medidas de deslocamento final.

Para ilustrar a aplicabilidade do método proposto baseado em SSR, o procedimento de definição de níveis de controle será demonstrado na modelagem de uma barragem de aterro homogêneo de elevação única.

2 METODOLOGIA

De acordo com Hammah et al. (2005), a Redução de Resistência ao Cisalhamento (SSR) é conceitualmente uma técnica simples, que envolve a realização de análises de elementos finitos aplicando um fator de redução de estresse (SRF), responsável por reduzir a resistência ao cisalhamento para todos os materiais, até que o talude falhe. No contexto da modelagem numérica, assume-se que a falha ocorre no ponto em que o modelo de elementos finitos não consegue atingir a convergência dentro de uma tolerância especificada pelo usuário. Conforme mencionado por Brinkgreve & Bakker (1991), o SRF pode ser interpretado como um análogo para o Fator de Segurança determinístico, geralmente obtido por metodologias de equilíbrio limite.

Executar SSR em um modelo tensão-deformação necessariamente simulará uma falha na estrutura, pelo mecanismo de instabilidade devido à falta de resistência ao cisalhamento. Como ilustrado pela Figura 1, ao atingir a não convergência, o modelo se expande rapidamente na deformação por cisalhamento, fornecendo uma representação gráfica da superfície de falha. Tendo o mecanismo de instabilização, bem como uma aproximação para a geometria da falha, é razoável esperar que os projetistas sejam capazes de avaliar se essas características são tecnicamente coerentes com os riscos e o comportamento esperado de cada estrutura especificamente projetada.

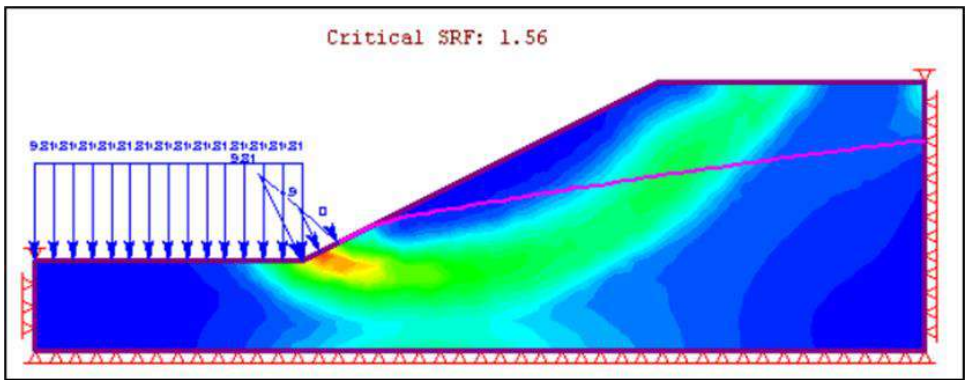


Figura 1. Exemplo de defor. cisalhante indicando o mecanismo da superfície potencial (Rocscience, 2023)

A lógica discutida é a origem para o primeiro passo da metodologia proposta, chamado de "triagem técnica". O objetivo desta fase é validar que a instabilidade física é um modo de falha para a estrutura estudada e que a superfície obtida através do SSR é representativa de uma massa deslizante cinematicamente viável.

Após o processo de triagem, quando os projetistas estão confiantes de que esta é uma metodologia aplicável, o passo 2 consiste em executar um modelo SSR detalhado. Um layout de instrumentos (inclinômetros e pontos de nivelamento) deve ser definido e suas posições inseridas no modelo. Os deslocamentos associados ao momento da falha são então medidos como consultas nas posições dos instrumentos e chamados de ∂_{SRF}.

Após atribuir valores de deslocamento em SRF (∂_{SRF}), o terceiro passo será definir os níveis de controle. Em barragens que estão na fase de projeto, neste ponto é importante levar em consideração os deslocamentos que são esperados devido à consolidação e acomodação. Esses deslocamentos são retirados do modelo tensão x deformação para a sequência de construção, utilizando valores finais de longo prazo ($\partial_{PROJETO}$).

As medições teóricas esperadas de deslocamento no ponto de falha, então, são alcançadas adicionando $\partial_{PROJETO}$ a ∂_{SRF}. No contexto do monitoramento, não é razoável definir um nível de controle ou um aviso de gatilho para valores que indicariam um colapso iminente. É importante determinar pontos de referência que seriam alcançados antes que a falha ocorra, fornecendo às equipes técnicas tempo para corrigir e/ou mitigar problemas identificados. Até esse ponto, os níveis de controle propostos são definidos pelo seguinte guia, onde ∂_{CAMPO} se refere às leituras de instrumentos medidas em campo:

- Operação Normal: $\partial_{CAMPO} < (\partial_{PROJETO} + 0{,}25\ \partial_{SRF})$
- Nível de Atenção: $(\partial_{PROJETO} + 0{,}25\ \partial_{SRF}) < \partial_{CAMPO} < (\partial_{PROJETO} + 0{,}50\ \partial_{SRF})$
- Nível de Alerta: $(\partial_{PROJETO} + 0{,}50\ \partial_{SRF}) < \partial_{CAMPO} < (\partial_{PROJETO} + 0{,}75\ \partial_{SRF})$
- Nível de Emergência: $\partial_{CAMPO} > (\partial_{PROJETO} + 0{,}75\ \partial_{SRF})$

3 ESTUDO DE CASO

Para ilustrar a metodologia proposta, os níveis de controle serão definidos para uma seção transversal típica hipotética com uma barragem de aterro homogêneo de elevação única. A altura máxima da estrutura é de cerca de 21 m, com dois patamares com inclinação de 2H:1V, uma crista com 6 m de largura e uma camada de solo de fundação que se estende até 10 m de profundidade sobre a rocha mãe. A Figura 2 representa a seção transversal mencionada.

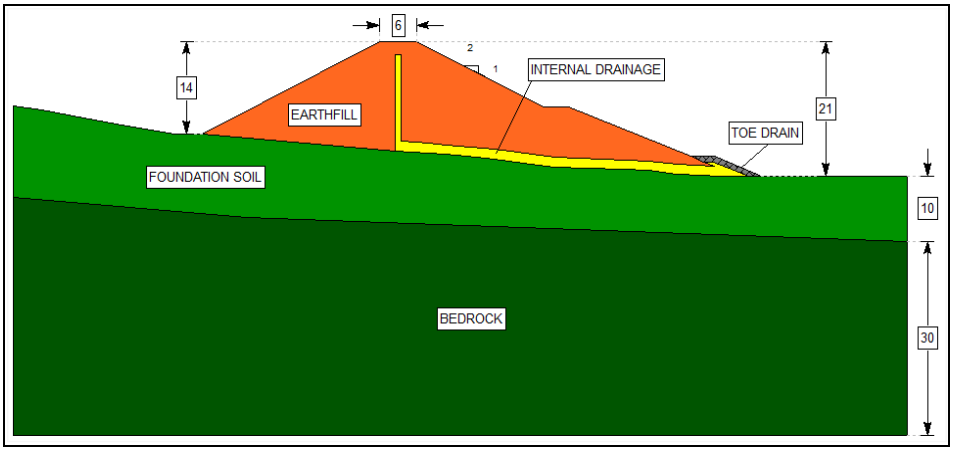


Figura 2. Seção transversal típica adotada para o estudo de caso

Parâmetros geotécnicos típicos também foram definidos para permitir a análise tensão x deformação. A Tabela 1 apresenta os valores adotados, onde γ representa o peso específico, c' é a coesão efetiva, φ' é o ângulo de atrito efetivo, E é o módulo de Young e v é o coeficiente de Poisson.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos adotados

Material	γ (kN/m³)	c’ (kPa)	φ' (°)	E (MPa)	v
Earthfill (Aterro)	20	10	30	30	0.2
Bedrock (Leito Rochoso)	20	30	45	100	0.3
Foundation Soil (Solo de fundação)	19	20	28	50	0.3
Internal Drainage (Drenagem interna)	20	0	33	40	0.3
Toe Drain (Dreno de Pé)	20	0	35	110	0.3

A instrumentação de deslocamento para a seção transversal típica consiste em dois pontos de nivelamento de superfície (MS-01 e MS-02) e dois inclinômetros com sensores espaçados verticalmente por 3,0 m (INC-01 a INC-12). A Figura 3 apresenta o layout.

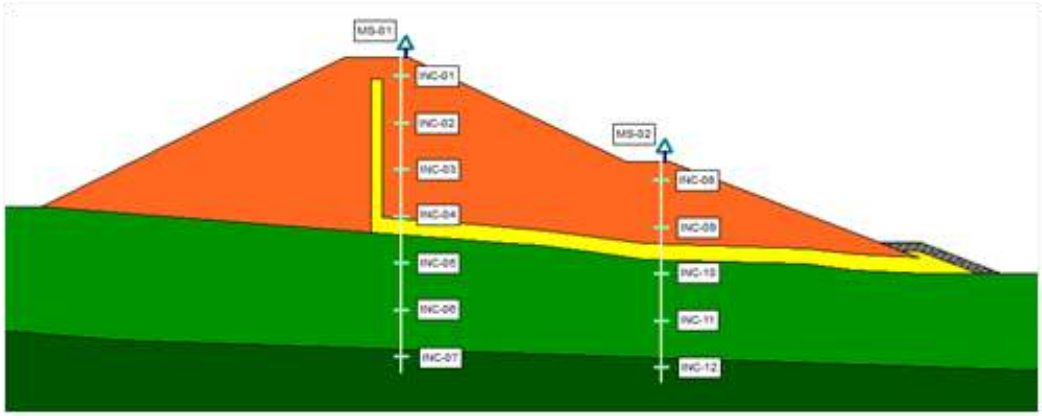


Figura 3. Layout da instrumentação de deslocamento

Com os parâmetros definidos, modelo numérico pronto e layout dos instrumentos disponível, a aplicação do método pode começar. Um exemplo será detalhado passo a passo. O software RS2 da Rocscience foi utilizado para realizar as análises.

3.1 Passo 1 – Triagem Técnica

Antes de considerar qualquer aspecto relacionado aos instrumentos, uma análise SSR é realizada para a condição operacional final esperada. A Figura 4 apresenta os resultados.

É possível notar a existência de uma superfície crítica global de falha. A máxima deformação por cisalhamento possui uma banda de valores mais altos que conecta o reservatório ao pé, passando pela camada de solo de fundação. Para a avaliação do nível de triagem, é razoável concluir que os mecanismos de falha capturados pelo SSR são coerentes com o comportamento esperado para esse tipo de estrutura geotécnica.

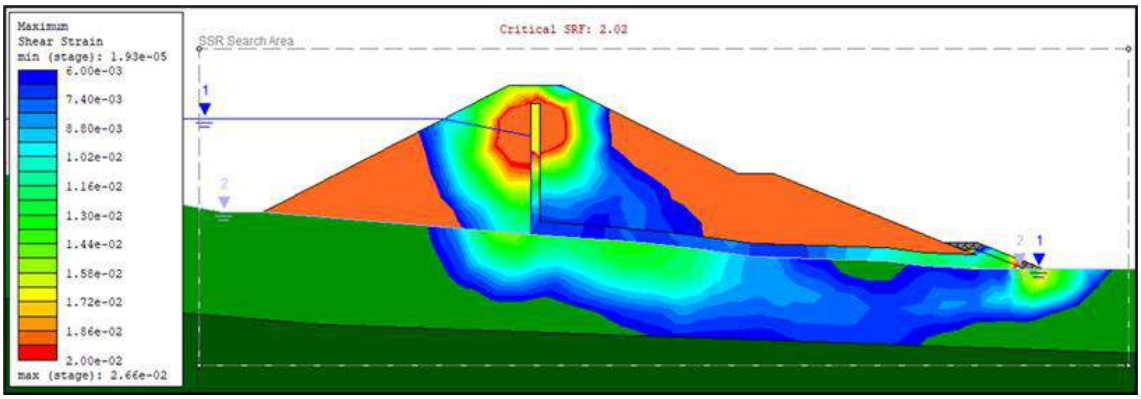


Figura 4. Deformações cisalhantes – Análise de Triagem

3.2 Passo 2 – Modelagem Detalhada SSR

O próximo passo é realizar uma análise detalhada completa de tensão x deformação para a sequência de construção da barragem, a fim de alcançar os deslocamentos de consolidação esperados ($\partial_{PROJETO}$) no ponto de cada instrumento/sensor. Em seguida, o SSR é executado novamente, com o objetivo de definir os deslocamentos no momento da falha (∂_{SRF}). A Tabela 2 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 2. Resultado das análises detalhadas SSR.

Instrumento	Direção	$\partial_{PROJETO}$ (cm)	∂_{SRF} (cm)
MS-01	Vertical	-9,58	-30,10
	Horizontal	6,17	15,10
MS-02	Vertical	-7,00	-5,20
	Horizontal	5,11	24,50
INC-01	Horizontal	6,03	18,10
INC-02	Horizontal	5,55	18,00
INC-03	Horizontal	5,08	15,10
INC-04	Horizontal	4,61	11,30
INC-05	Horizontal	4,18	6,49
INC-06	Horizontal	3,39	2,35
INC-07	Horizontal	2,54	6,79
INC-08	Horizontal	5,14	24,40
INC-09	Horizontal	4,87	23,50
INC-10	Horizontal	4,20	17,00
INC-11	Horizontal	3,54	7,12
INC-12	Horizontal	2,81	0,47

3.3 Passo 3 – Definição de Níveis de Controle

Com $\partial_{PROJETO}$ e ∂_{SRF}, os níveis de controle serão uma relação direta entre eles, seguindo as diretrizes previamente introduzidas. A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 3. Cálculo dos níveis de controle de deslocamentos

Instrumento	Direção	Normal	Atenção	Alerta	Emergência
MS-01	Vertic.	$\partial_{CAMPO} > -17,11$	$-17,11 > \partial_{CAMPO} > -24,63$	$-24,63 > \partial_{CAMPO} > -32,16$	$\partial_{CAMPO} < -32,16$
	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 9,95$	$9,95 < \partial_{CAMPO} < 13,72$	$13,72 < \partial_{CAMPO} < 17,50$	$\partial_{CAMPO} > 17,50$
MS-02	Vertic.	$\partial_{CAMPO} > -8,30$	$-8,30 > \partial_{CAMPO} > -9,60$	$-9,60 > \partial_{CAMPO} > -10,90$	$\partial_{CAMPO} < -10,90$
	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 11,24$	$11,24 < \partial_{CAMPO} < 17,36$	$17,36 < \partial_{CAMPO} < 23,49$	$\partial_{CAMPO} > 23,49$
INC-01	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 10,56$	$10,56 < \partial_{CAMPO} < 15,08$	$15,08 < \partial_{CAMPO} < 19,61$	$\partial_{CAMPO} > 19,61$
INC-02	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 10,05$	$10,05 < \partial_{CAMPO} < 14,55$	$14,55 < \partial_{CAMPO} < 19,05$	$\partial_{CAMPO} > 19,05$
INC-03	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 8,86$	$8,86 < \partial_{CAMPO} < 12,63$	$12,63 < \partial_{CAMPO} < 16,41$	$\partial_{CAMPO} > 16,41$
INC-04	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 7,44$	$7,44 < \partial_{CAMPO} < 10,26$	$10,26 < \partial_{CAMPO} < 13,09$	$\partial_{CAMPO} > 13,09$
INC-05	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 5,80$	$5,80 < \partial_{CAMPO} < 7,43$	$7,43 < \partial_{CAMPO} < 9,05$	$\partial_{CAMPO} > 9,05$
INC-06	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 3,98$	$3,98 < \partial_{CAMPO} < 4,57$	$4,57 < \partial_{CAMPO} < 5,15$	$\partial_{CAMPO} > 5,15$
INC-07	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 4,24$	$4,24 < \partial_{CAMPO} < 5,94$	$5,94 < \partial_{CAMPO} < 7,63$	$\partial_{CAMPO} > 7,63$
INC-08	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 11,24$	$11,24 < \partial_{CAMPO} < 17,34$	$17,34 < \partial_{CAMPO} < 23,44$	$\partial_{CAMPO} > 23,44$
INC-09	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 10,75$	$10,75 < \partial_{CAMPO} < 16,62$	$16,62 < \partial_{CAMPO} < 22,50$	$\partial_{CAMPO} > 22,50$
INC-10	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 8,45$	$8,45 < \partial_{CAMPO} < 12,70$	$12,70 < \partial_{CAMPO} < 16,95$	$\partial_{CAMPO} > 16,95$
INC-11	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 5,32$	$5,32 < \partial_{CAMPO} < 7,10$	$7,10 < \partial_{CAMPO} < 8,88$	$\partial_{CAMPO} > 8,88$

Instrumento	Direção	Normal	Atenção	Alerta	Emergência
INC-12	Horiz.	$\partial_{CAMPO} < 2{,}93$	$2{,}93 < \partial_{CAMPO} < 3{,}05$	$3{,}05 < \partial_{CAMPO} < 3{,}16$	$\partial_{CAMPO} > 3{,}16$

4 CONCLUSÃO

Este artigo apresentou um esboço breve, porém completo, para definir os níveis de controle aplicados aos instrumentos de medição de deslocamento. Três etapas foram propostas para alcançar esse objetivo, girando em torno da análise de tensão-deformação SSR para seções transversais de interesse. Um estudo de caso hipotético também foi apresentado para ilustrar a aplicação de cada etapa sugerida. Embora a metodologia seja abrangente, algumas considerações são importantes:

- A qualidade dos resultados é uma função direta do nível de detalhe do modelo, incluindo a caracterização dos parâmetros. Análises simplificadas de tensão-deformação sem informações geológico-geotécnicas confiáveis tendem a gerar resultados enganosos.
- Se os deslocamentos de consolidação pós-construção são esperados para se desenvolverem ao longo de vários anos, é importante definir uma faixa de valores para ∂DESIGN, visando ter uma linha do tempo de progressão para os níveis de controle que sejam compatíveis com esse comportamento. A definição pode ser alcançada por meio de análises transitórias de tensão-deformação acopladas.
- A metodologia é diretamente aplicável aos projetos de novas barragens ou para o contexto de estruturas passando por intervenções que resultarão em mudanças de carga. No entanto, o conceito geral pode ser expandido para barragens operacionais existentes, com alguns ajustes mínimos nos passos apresentados

Por fim, é essencial destacar que os valores fixos de deslocamento para os níveis de controle são uma ferramenta importante para o monitoramento de barragens, pois são capazes de agir em mecanismos de falha específicos, como a instabilização global. No entanto, a avaliação das medições dos instrumentos deve incorporar outras abordagens, incluindo comparação estatística, cálculos de velocidade e correlações entre múltiplos instrumentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brinkgreve, R.B.J., Bakker, H.L. (1991). Non-linear finite element analysis of safety factors. In Proc. 7th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomechanics. Cairns, Australia, 1117–1122.

Hammah, Reginald & Yacoub, Thamer & Curran, J. & Corkum, Brent. (2005). The Shear Strength Reduction Method for the Generalized Hoek-Brown Criterion.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/552

Monitoramento de Cortina de Estacas com Ancoragens no Distrito Federal

Rafael Lima de Carvalho
Engenheiro Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, Lc.rafael98@gmail.com

Emerson Batista Silva
Engenheiro Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, emersonbs.engcivil@gmail.com

Rafael Cerqueira Silva
Professor Adjunto, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, rafael.silva@unb.br

Renato Pinto da Cunha
Professor Titular, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, rpcunha@unb.br

Carlos Medeiros Silva
Engenheiro Civil, EMBRE Engenharia, Brasília, Brasil, carlos@embre.com.br

RESUMO: No Distrito Federal (DF), devido a determinações regulatórias, é comum a existência de subsolos profundos nos edifícios locais, com escavações frequentemente superiores a 10 metros. Entretanto, o solo predominante na região apresenta comportamento não saturado colapsível, que é suscetível a deformações bruscas devido às mudanças no grau de saturação e/ou no estado de tensão-deformação. Devido a essa peculiaridade geotécnica, a prática comum da engenharia de fundações no DF é a utilização de cortinas de estacas para minimizar os riscos inerentes à camada colapsível do maciço. A associação dessas estruturas com elementos ativos (ancoragens) é usual para estabilizar e minimizar as deformações. Contudo, adiciona-se uma maior complexidade ao dimensionamento geotécnico, em razão dos distintos comportamentos dos elementos estruturais. O dimensionamento tradicional é baseado em métodos de equilíbrio limite, que deixam em segundo plano a relação tensão-deformação. Consequentemente, o monitoramento dos deslocamentos durante a execução é necessário, pois possibilita a retroanálise de parâmetros e a verificação das premissas de projeto. Diante disso, apresentam-se resultados e análises do monitoramento por inclinometria e do lençol freático realizados em uma escavação no DF. Os resultados mostraram que o comportamento, nem sempre é previsível quando se associa elementos estruturais com funções distintas, estacas e ancoragens.

PALAVRAS-CHAVE: Escavação, Monitoramento, Cortina Ancorada.

ABSTRACT: In the Federal District (DF), due to regulatory requirements, it is common to have deep basements in local buildings, with excavations often exceeding 10 meters. However, the predominant soil in the region exhibits collapsible unsaturated behavior, which is susceptible to abrupt deformations due to changes in saturation degree and/or stress-strain state. Because of this geotechnical peculiarity, the common practice of foundation engineering in the DF is the use of pile walls to minimize the inherent risks associated with the collapsible layer of the mass. The association of these structures with active elements (anchors) is usual to stabilize and minimize deformations. However, it adds greater complexity to geotechnical design, due to the distinct behaviors of the structural elements. Traditional design is based on limit equilibrium methods, which place less emphasis on the stress-strain relationship. Consequently, monitoring displacements during execution is necessary, as it allows for the retro-analysis of parameters and verification of design assumptions. Therefore, results and analyses of inclinometry monitoring and groundwater level measurements conducted in an excavation in the DF are presented. The results showed that behavior is not always predictable when associating structural elements with different functions, such as piles and anchors.

KEYWORDS: Excavation, Monitoring, Anchored Wall.

1 INTRODUÇÃO

O uso de soluções de contenção em estacas espaçadas na região do Distrito Federal (DF) tem se tornado uma prática comum, visto que as condições não saturadas presentes no solo local proporcionam uma resistência adicional que viabiliza a implementação de um sistema descontínuo de estacas. Esse sistema combina a rigidez de várias estacas para combater os esforços de flexão gerados pelo empuxo do solo com a capacidade resistiva do tirante à tração. Ao permitir um espaçamento entre os elementos, essa solução oferece vantagens tanto econômicas quanto executivas em solos situados acima do nível da água e com certo grau de coesão (Falconi *et al*., 2019).

Entretanto, embora a não saturação do solo ofereça um acréscimo no intercepto coesivo, proveniente das forças interpartículas, no caso a sucção, adicionando uma parcela resistiva ao cisalhamento do solo. Blanco (1995), Araki (1997) e Guimarães (2002) apontam que o solo predominante no DF é caracterizado por uma argila porosa colapsível de granulometria típica de solos arenosos com estrutura bimodal. Devido a estas propriedades, algumas condições, como a alteração no estado tensões do solo ou a perda de sucção em períodos chuvosos, podem ocasionar movimentações excessivas, acarretando danos na estrutura e nas adjacências.

Nesse sentido, uma solução adequada para conter estes deslocamentos é por meio de um sistema complementar de suporte ativo, isto é, fixa-se a estrutura ao solo por meio de ancoragens protendidas com bulbos de ancoragem abaixo da zona ativa, região próxima a superfície e propensa a variação de umidade, consequentemente ao colapso. Estas ancoragens funcionam como elementos que induzem cargas concentradas na contenção, a fim de mobilizar a resistência passiva do solo. A execução destes elementos sucede a instalação das estacas, onde são realizadas escavações parciais e, então, instalam-se as ancoragens, comumente inclinadas para baixo, de forma a facilitar sua inserção no solo e atingir camadas de resistência adequada para a zona de ancoragem.

A adoção desse mecanismo, contudo, gera uma complexidade adicional ao cálculo do sistema de contenção, onde as estacas e as ancoragens devem trabalhar em conjunto de forma a suportar os empuxos, que passam a apresentar uma distribuição não linear ao longo da profundidade devido aos efeitos de arqueamento e a aderência solo-estrutura existente (Paik e Salgado, 2003). Apesar destes efeitos, Santos (2016) aponta que, para pequenos espaçamentos, o sistema de contenção em estacas pode ser considerado como contínuo, podendo assim ser analisado como estado plano de deformações.

Ainda que o uso de ancoragens contribua para estabilidade da estrutura de forma substancial, Dunnicliff (1993) ressalta que o engenheiro geotécnico trabalha com materiais muito heterogêneos, cujas propriedades *in situ* não podem ser precisamente determinadas, ainda que hajam ensaios laboratoriais. Em face destas incertezas, a execução de uma obra geotécnica deve ser acompanhada e as condições *in situ* devem ser constantemente atualizadas e analisadas. Dessa forma, pode-se ter a confirmação, ou invalidação, das premissas de cálculo.

Nesse contexto, é importante conhecer o comportamento de uma estrutura de contenção, principalmente quando há associação de elementos passivos (estacas) com ativos (ancoragens), visto que ocorre uma variabilidade de deslocamentos ao longo do processo executivo. Assim, o presente artigo tem como objetivo apresentar os resultados e análises do monitoramento de uma estrutura de contenção composta por estacas e ancoragens realizadas no Distrito Federal, a fim de determinar os níveis de deslocamentos e compará-los com previsões realizadas por meio de cálculos analíticos.

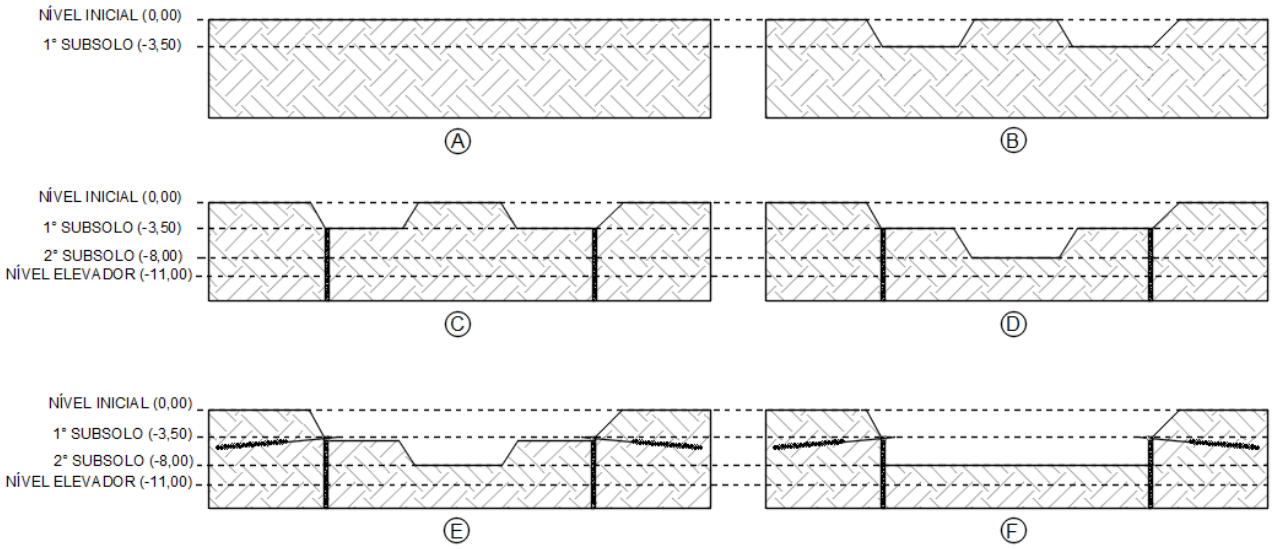
2 METODOLOGIA

2.1 Descrição do local

A obra em estudo (Figura 1) se situa na Asa Sul da cidade de Brasília/DF. A obra possui uma escavação com dois níveis de subsolo para um edifício comercial, totalizando 8 m de profundidade. Entretanto, na seção escolhida para análise, há mais um nível de escavação referente à instalação do poço de elevador, totalizando 11 m de profundidade. A seção corresponde a um talude inclinado com faceamento de concreto projetado, com 3,5 m de profundidade. Subjacente a este talude, instalou-se uma cortina de estacas do tipo hélice continua com espaçamento de 1 m entre eixos, diâmetro de 50 cm e 14 m de comprimento, sendo 7,5 m escavados e 6,5 m de ficha. Essa foi fixada ao solo com elementos ativos (ancoragens) posicionados no topo das estacas mediante uma viga de coroamento. As ancoragens foram instaladas em um ângulo de 20° com a horizontal e

com uma carga incorporada de 211,90 kN, sendo espaçadas a cada 3 m longitudinalmente. A Figura 2 ilustra o processo executivo adotado na obra.

Figura 1. Fotos da obra em execução: a) vista geral e b) vista de perfil.



A - Condição inicial.
B - Escavação das laterais até o nível do 1° subsolo, mantendo taludes com faceamento em concreto projetado.
C - Instalação das estacas.
D - Escavação da parte central até o nível do 2° subsolo, mantendo bermas de equilíbrio.
E - Instalação das ancoragens e aplicação das cargas.
F - Escavação completa, desconsiderando o elevador.

Figura 2. Esquema do processo executivo da escavação e estrutura de contenção.

2.2 Caracterização geotécnica

De forma a compreender as condições geotécnicas do local, é necessário conhecer inicialmente o perfil do solo escavado e contido pela cortina de estacas com ancoragens. Para isso, foi utilizado o resultado de sondagens à percussão (SPT) em seis furos ao longo do terreno como base para traçar o perfil geotécnico ilustrado na Figura 3. Observa-se que há presença de argila siltosa porosa com coloração vermelha, que se estende até uma profundidade média de 6 m. Em sequência há uma camada de transição de silte arenoso, de coloração vermelha-amarela até uma profundidade média de 9 m, subsequente tem-se o início de uma zona saprolítica com uma matriz siltosa de alta resistência. Nesta última camada da sondagem o N_{SPT} aumenta com a profundidade. O mesmo não é observado para as duas camadas sobrejacentes, em que a camada superior apresenta um valor médio de 6 e a de transição, um valor de 7, sendo o desvio padrão de 2 e 3, respectivamente.

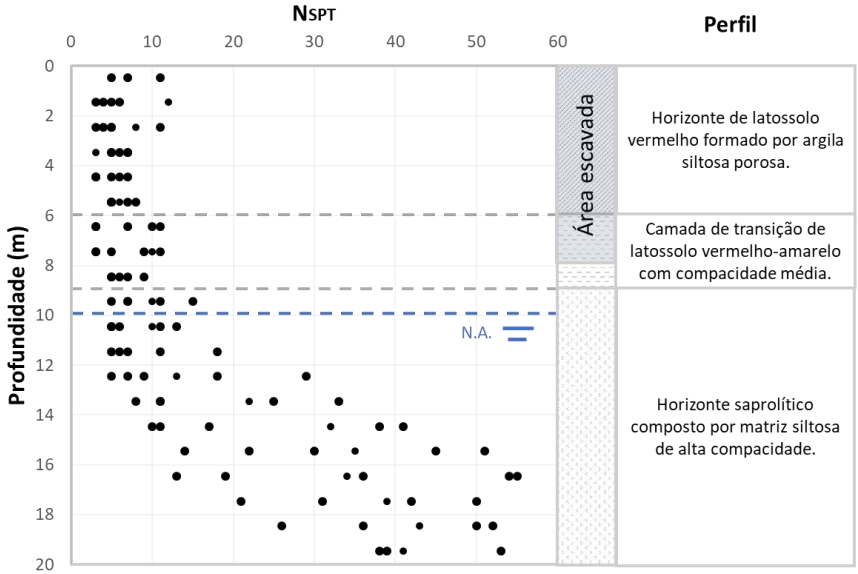


Figura 3. Perfil do solo (Carvalho, 2023).

Conhecida a extensão geológica da área em estudo, realizou-se uma investigação geotécnica mais detalhada por meio de ensaios laboratoriais. Em vista disto, foram retiradas amostras indeformadas antes do início das escavações nas cotas de 3 e 6 m de profundidade. Dessa forma, objetiva-se caracterizar o solo e observar a variabilidade dos parâmetros em diferentes profundidades. Logo, realizou-se a caracterização física do solo no intuito de determinar os índices físicos. Já para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c), foram executados ensaios do tipo Cisalhamento Direto com as amostras em condição inundada para as tensões normais de 10, 25, 50 e 100 kPa. Os índices físicos e parâmetros de resistência obtidos pelos ensaios são indicados na Tabela 1.

Tabela 1. Índices físicos e parâmetros de resistência dos solos nas profundidades de 3 m e 6 m.

Profundidade da amostra (m)	3	6
w (%)	18,2	26,64
γ_{sat} (kN/m³)	13,2	15,6
γ_d (kN/m³)	9,91	8,89
γ_{nat} (kN/m³)	11,02	11,26
G_S	2,82	2,75
e	2,07	2,04
w_L (%)	43	44
w_P (%)	31	37
IP (%)	12	7
ϕ (°)	30	27
c (kPa)	15,7	22,6

w (teor de umidade); γ_{sat} γ_d γ_{nat} (pesos específico saturado, seco e natural);
S_r (grau de saturação); G_s (densidade real dos grãos); e (índice de vazios);
w_L (limite de liquidez); w_P (limite de plasticidade); IP (índice de plasticidade).

2.3 Monitoramento da obra

O monitoramento da obra foi realizado por meio da técnica de inclinometria, com o objetivo de acompanhar os perfis de deslocamentos horizontais provocados pelo processo construtivo e mudanças na condição do solo, no particular, variações do teor de umidade. Assim, em complemento, tendo em vista a proximidade do lençol freático da laje da garagem subterrânea, também foi realizado o monitoramento da variação do lençol freático, por meio de Medidores de Nível d'Água (MNA) e Piezômetros de Casagrande (PZc).

Na obra em estudo, a tubulação-guia do inclinômetro foi instalada dentro de uma estaca de 14 m de profundidade, cujas leituras foram programadas nas seguintes situações: (1) leitura de referência após a instalação do tubo; (2) leitura após a instalação da linha de ancoragens; (3) leitura após a etapa de escavação. Ressalta-se que como o inclinômetro foi instalado na etapa de execução das estacas, os deslocamentos decorrentes da escavação sobrejacente do talude inclinado não foram observados. Assim, as deformações monitoradas não levam em consideração àquelas acumuladas pelo alívio de tensões mobilizado pela escavação que antecedeu à instalação das estacas.

A fim de possibilitar a instalação dos tubos no interior da estaca, estes foram amarrados juntos à armadura e, então, prosseguiu-se com a concretagem normalmente. A Figura 4 ilustra o processo executivo da instalação do tubo guia e da realização da leitura por meio de torpedo dos deslocamentos em profundidade.

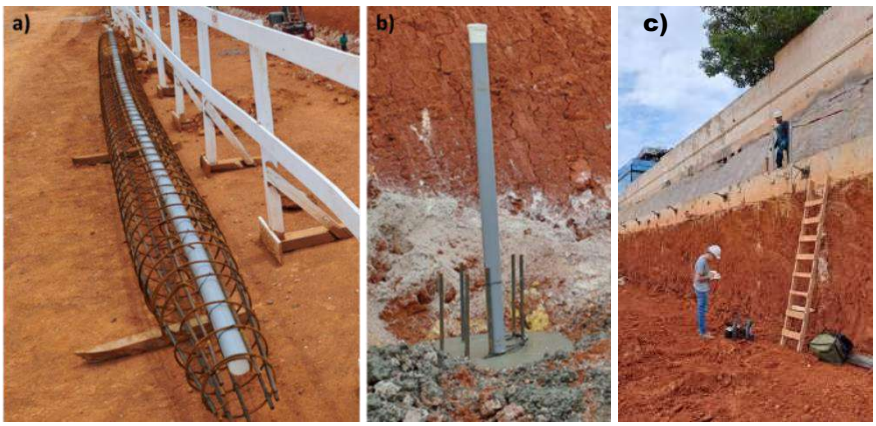


Figura 4. Inclinometria: a) Tubo-guia junto à armação, b) Estaca instrumentada e c) Execução das leituras.

Objetivando verificar variações dos níveis d'água e piezométrico foram implantadas ilhas de monitoramento do lençol freático, sendo cada uma composta por Medidor de Nível d'Água (MNA) e Piezômetros de Casagrande (PZc). Visando avaliar o fluxo da água subterrâneas, por ilha de monitoramento, os instrumentos foram instalados a 1 m de distância entre si (Figura 5). Por meio da comparação entre os níveis de água registrados no MNA e PZc, é possível verificar a ocorrência de subpressão. Foram implantadas 7 ilhas de monitoramento do lençol freático. Entretanto, para o presente artigo são apresentados e analisados somente os resultados encontrados na seção objeto das discussões.

Figura 5 – Ilha 03 de monitoramento do lençol freático, composta por MNA e PZc.

2.4 Análises Computacionais

As análises foram realizadas por meio do módulo Cortinas do *software* comercial Cypecad. O *software* utiliza uma análise não linear com comportamento elastoplástico, viabilizando o cálculo, verificação e dimensionamento de estruturas de contenções, com suporte à adição de elementos ativos e passivos. O cálculo dos empuxos é realizado mediante ao método de equilíbrio limite, utilizando a teoria de Coulomb. Já para calcular os deslocamentos da contenção, utiliza-se um modelo de molas discretas de Winkler. Conforme Clayton *et al*. (2013), os cálculos baseados nesse tipo de modelo são adequados quando se deseja conhecer deslocamentos, momentos ou cortantes apenas na face da parede de contenção, situação compatível com o

presente estudo. Caso necessário conhecer recalques superficiais ou outros movimentos do solo, deve-se utilizar recursos mais avançados, como método de elementos finitos.

Como a obra se encontra em execução, foi considerada a etapa da escavação referente à última leitura inclinométrica realizada, em que a profundidade da cortina se encontrava em 4,08 m. Tendo como base o perfil do solo, simplificou-se a geometria do problema em dois estratos: uma camada superior de latossolo vermelho e uma camada de saprólito abaixo da escavação. Os parâmetros geotécnicos foram inseridos conforme os dados dos ensaios supracitados, considerando para a camada superior os resultados da amostragem de 3 m e para a camada inferior os resultados da amostragem de 6 m. A Figura 6 ilustra a geometria obtida. Quanto ao módulo de reação horizontal, considerou-se os valores recomendados pelo próprio *software* com base nos tipos de solo, adotando-se uma constante de 10000 kN/m³ para a camada superior e de 15000 kN/m³ para a camada inferior.

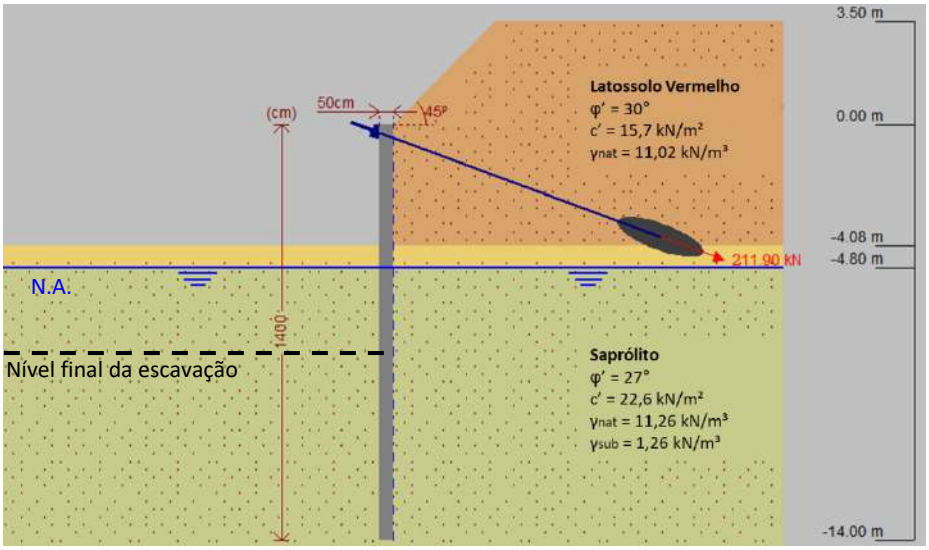


Figura 6. Geometria da seção considerada.

3 RESULTADOS

A Figura 7 mostra os resultados dos deslocamentos horizontais em profundidade de uma estaca, obtidos pelo monitoramento inclinométrico e cálculos das deformações pelo modelo de molas discretas de Winkler. Por sua vez, a Figura 8 ilustra as variações dos níveis d'água e piezométricos registrados na mesma seção do monitoramento inclinométrico.

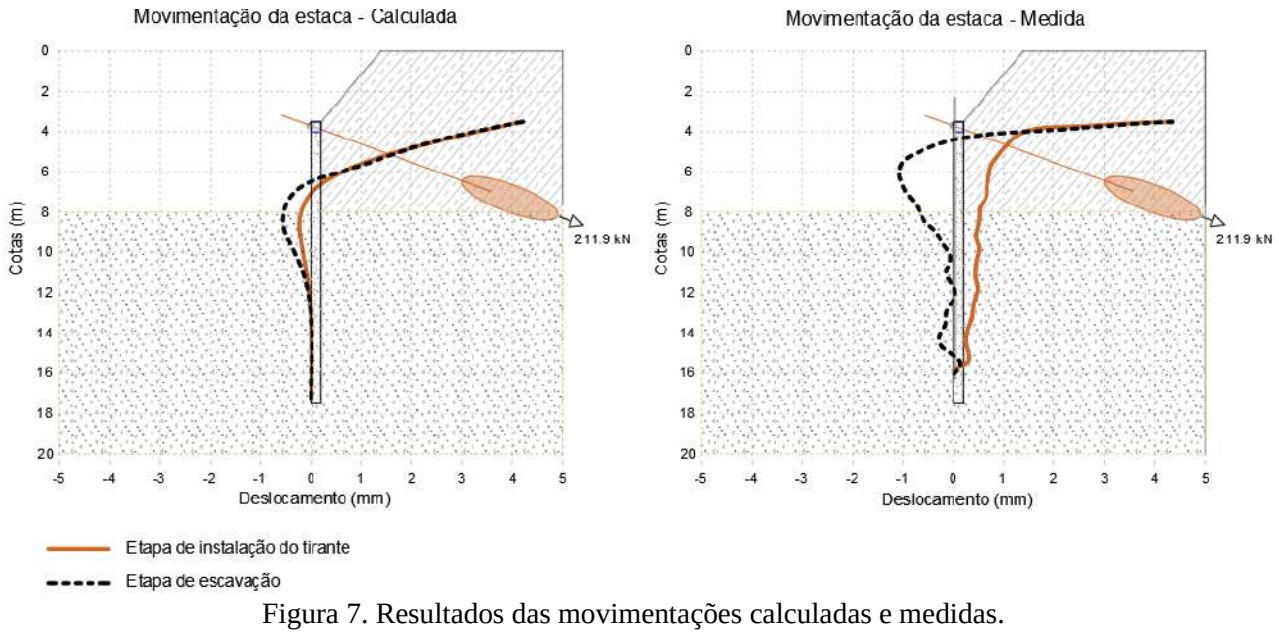


Figura 7. Resultados das movimentações calculadas e medidas.

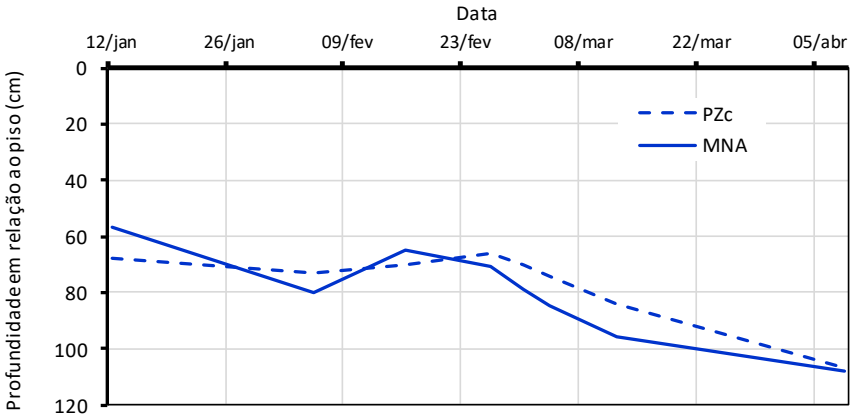


Figura 8 – Monitoramento dos níveis d'água e piezométrico.

O nível d'água observado sofreu elevação durante a execução da obra, variando entre 60 cm e 110 cm de profundidade em relação ao piso acabado da garagem. Assim, nas fichas das estacas o solo encontra-se saturado, com fluxo de água em direção paralela ao lado de maior dimensão da obra. Ainda que de magnitude baixa, observa-se a existência de subpressão, mas em profundidade afastada do piso.

O monitoramento dos deslocamentos horizontais em profundidade indica que o solo apresenta um comportamento complexo, dependente da geometria e processo construtivo adotados para a execução da estrutura de contenção. Como a carga nas ancoragens são aplicadas antes da escavação do terreno, no monitoramento observou-se inicialmente a compressão do terreno, mobilizando o estado tensões na condição passiva na interface estaca/solo. Salienta-se que, apesar de não ser comum, se a escavação fosse realizada antes do atirantamento, ocorreria a mobilização de um estado ativo, resultante dos deslocamentos na direção da descompressão do solo. Em análises por métodos de equilíbrio limite envolvendo escavação, em função do alívio de tensão, considera-se a condição de um estado ativo no solo, que consiste na configuração final da obra.

Como a viga de coroamento se localiza no topo das estacas, o confinamento no solo é mínimo. Consequentemente, há um deslocamento nesse ponto para o interior do maciço, havendo uma redução expressiva do deslocamento a uma curta profundidade da estaca, coincidente com a altura da viga de coroamento. Com o avanço da escavação, a tensão confinante abaixo da viga de coroamento é anulada, favorecendo um movimento de rotação no maciço impedido pela ficha da estaca, que causa uma flexão na estaca na direção da frente de escavação.

Mesmo com a limitação do modelo considerado para a análise, verifica-se uma consistência de comportamento. Em termos estruturais pode-se fazer uma analogia a uma viga em balanço com rigidez ponderada entre o concreto da estaca e solo, este último representado pelo modelo de molas discretas de Winkler. Verifica-se a deformação no sentido do carregamento, para o interior do maciço. Após a escavação, na cota do piso, por meio do confinamento do solo envolvendo a estaca, tem-se uma viga biapoiada, com apoios com diferentes condições de liberdade e rigidez. A pressão horizontal do solo contido e a sobrecarga do talude produzem empuxo na direção contrária à carga da ancoragem, gerando a deformada observada, tanto nos resultados do monitoramento, quanto da modelagem. A diferença entre os resultados do monitoramento e dos cálculos pode ser oriunda das constantes de mola consideradas, que podem ser ajustadas para se aproximar da medida de campo. Entretanto, a forma do perfil de deslocamentos horizontais em profundidade é coerente com o observado. Ademais, a definição do perfil de deformação da estaca pode permitir determinar o momento fletor e consequentemente a armação adequada para a estaca.

Em relação aos resultados, o perfil inclinométrico mostra que a profundidade em que o deslocamento se anula é praticamente a mesma verificada nos cálculos. A posição do deslocamento nulo indica que a ficha é suficiente para ser considerada um apoio fixo, no nível de escavação em que a obra se encontra. Entretanto, como a profundidade da escavação será maior, o ponto de rotação da estaca descerá e o tipo de apoio da ficha pode mudar.

4 CONCLUSÕES

A correta previsão das movimentações que ocorrem durante uma obra de escavação é fundamental para minimizar riscos, aumentar a compreensão sobre o comportamento da obra e também para dimensionar corretamente a estrutura, onde as deformadas podem permitir encontrar os momentos fletores e, consequentemente, a armação adequada. Os resultados mostraram que o comportamento não é totalmente previsível quando se associa elementos estruturais com funções distintas, estacas e ancoragens. O estado de tensão-deformação pode variar conforme o processo executivo, até para uma mesma solução. Nos cálculos tradicionais de cortina de estacas considera-se a condição de estado ativo no solo. Entretanto, como observado, a depender da geometria e do processo executivo da cortina de estacas com ancoragens, tal condição pode não ser mobilizada. Para o caso apresentado, ainda que a elaboração de modelagens pelo método de elemento finitos seja o ideal, a aplicação do modelo de molas discretas de Winkler apresentou resultados razoáveis, quando comparados com aqueles observados no monitoramento, considerando-se que não foi realizada calibração dos parâmetros. Mesmo sem ajuste nas constantes de molas sugeridas na literatura para o tipo de solo, a deformada da estaca e ordem de grandeza dos deslocamentos foram próximos. Naturalmente levando-se em consideração à particularidade do solo, onde parte da estrutura foi implantada em um horizonte de solo com arranjo estrutural bimodal e colapsível, é importante que as análises e os parâmetros do solo, bem como, modelo constitutivo, no caso de modelagens numéricas, estejam adequados com o perfil do solo em questão.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB), Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAP-DF), EMBRE Empresa Brasileira de Engenharia e Fundações Ldta e Supera Engenharia Ltda.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Araki, M.S. (1997) *Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121 p.

Blanco, S.B. (1995) *Aspectos de geologia de engenharia da escavação do metrô de Brasília*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 92 p.

Clayton, C.R.I., Woods, R.I., Bond, A.J., Milititsky, J. (2013) *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures*, 3rd. ed., CRC Press, 588 p.

Carvalho, R.L. (2023) *Análise da Estabilidade de Escavação em Solo Poroso do Distrito Federal. Seminário* de Mestrado, Universidade de Brasília, DF, 16 p.

Dunnicliff, J. (1993) *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*, John Wiley & Sons, New York, NY, USA, 608 p.

Falconi, F.; Corrêa, C.N.; ORLANDO, C.; Schimdt, C.; Antunes, W. R..; Albuquerque, P. J..; Hachich, W.; Niyama, S. (2019) *Fundações: teoria e prática*. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 804 p.

Gerscovich, D; Danziger, B.D; Saramago, R. (2016) *Contenções: Teoria e Aplicação em Obras*. São Paulo: Oficina de Textos, 320 p.

Guimarães, R.C. (2002) *Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

Paik, K.H., Salgado, R. (2003) Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects. *Géotechnique*, 53(7), p. 643–653.

Santos, K.R.M. (2016) *Contenções em Cortinas com Ficha Descontínua - Um Caso de Obra Contemplando Instrumentação, Modelagem Numérica e Métodos Usuais de Projeto*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 216 p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/553

Multichannel Analysis of Surface Waves with a Passive Roadside approach at a tailings dam

Claus Naves Eikmeier
Geophysicist, Tetra Tech, Belo Horizonte - MG, Brazil, claus.eikmeier@tetratech.com

Felipe Nascimento Jesus
Geophysicist, Tetra Tech, Belo Horizonte - MG, Brazil, felipe.jesus@tetratech.com

Daniel Hochheim Coelho
Geophysicist, Tetra Tech, Belo Horizonte - MG, Brazil, daniel.coelho@tetratech.com

Mariana Martins Corrêa
Geotechnical Engineer, J&F Mineração, Corumbá - MS, Brazil, mariana.correa@jfmin.com.br

Gabriel Wilke Saliba
Planning, Geology and Geotechnics Manager, J&F Mineração, Corumbá - MS, Brazil, gabriel.saliba@jfmin.com.br

RESUMO: O método sísmico MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) é um procedimento geofísico para obtenção do perfil de velocidade das ondas de cisalhamento (ondas S) nas camadas estratigráficas em subsuperfície, que está relacionado ao módulo de rigidez. Nesse procedimento, a escolha da fonte sísmica é fundamental para obtenção de resultados de alta qualidade. Fontes ativas (por exemplo, marretas) geram sinais de frequências mais altas, fornecendo informações sobre camadas rasas. Em contraste, fontes passivas (por exemplo, ruído ambiente) geram ondas de frequências mais baixas, oferecendo detalhes sobre camadas profundas. Idealmente, a combinação de dados ativos e passivos pode produzir uma resposta abrangente à pesquisa. Porém, na prática, existem dificuldades logísticas em trabalhar com fontes passivas. A abordagem denominada *Passive Roadside* é uma alternativa que utiliza o tráfego de veículos (fonte ativa) para induzir sinais de frequências intermediárias. Usando essa estratégia, apresentamos um estudo de caso no qual realizamos a investigação MASW em uma barragem de rejeitos no Brasil, utilizando um veículo passando por uma lombada portátil para gerar as ondas sísmicas, o que é incomum na indústria de mineração. No entanto, a estratégia apresentou resultados superiores em comparação com os dados obtidos por fonte ativa (marreta), que é a prática padrão. Consequentemente, concluímos que a abordagem *Passive Roadside* é aconselhável em levantamentos MASW sempre que possível.

PALAVRAS-CHAVE: MASW, *Passive Roadside*, Ondas S, Barragem de Rejeito.

ABSTRACT: The MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) seismic method is a geophysical procedure to obtain the velocity profile of shear waves (S waves) in the subsurface stratigraphical layers, which is related to the modulus of rigidity. The choice of the seismic source is critical to obtain high-quality results. Active sources (e.g. sledgehammers) generate higher frequency signals, providing insights into shallow layers. In contrast, passive sources (e.g. ambient noise) generate lower frequency waves, offering details about deep layers. Ideally, combining active and passive data can yield a comprehensive survey response. However, in practice, there are logistical difficulties working with passive sources. The so-called Passive Roadside is an alternative approach that uses vehicle traffic (active source) to induce intermediate-frequency signals. Using this approach, we conduct an MASW survey at a tailings dam in Brazil, employing a vehicle passing over a portable speed bump to generate seismic waves, which is uncommon in the mining industry. However, the approach delivered superior results compared to the active source (sledgehammer) data, which is the standard practice. Consequently, we conclude that the Passive Roadside approach in MASW surveys is advisable whenever possible.

KEYWORDS: MASW, Passive Roadside, S waves, Tailings Dam.

1 INTRODUCTION

The MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) method is based on the dispersive investigation of surface waves (Rayleigh and Love). It results in (1D) velocity profiles of shear waves (S waves), directly related to the modulus of rigidity and correlatable to SPT (Standard Penetration Test) tests (FATEHNIA; HAYDEN; LANDSCHOOT, 2015). One can integrate the profiles to generate sections (2D) or 3D models. This type of study began in seismology (EWING; JARDETZKY; PRESS, 1957) and, in engineering, applications gained importance with the SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) method (NAZARIAN; STOKOE; HUDSON, 1983) that uses only a pair of sensors. With the introduction of a methodology for using multiple sensors, the method became known as MASW and achieved popularity through the work of Park, Miller and Xia (1999).

To generate seismic waves, we can use different types of sources, active and passive. Active sources are those over which we have control, in contrast to the passive ones. Examples of active sources are: sledgehammer, soil compactor, weight dropper, seismic gun, and vibroseis, among others. In general, active sources generate waves with higher frequencies, with information from the shallower subsurface. The primary examples of passive sources are ambient noise and earthquakes. Human activities are the predominant cause of seismic ambient noise, but the interaction between seas and continents is also an origin. Passive sources generate mainly lower-frequency waves, bringing information from the deeper subsurface. Ideally, the combined use of active and passive data helps to achieve better results (PARK et al., 2007; EIKMEIER; PRADO; TAIOLI, 2016). However, whatever the type of source MASW has the characteristic of being a shallow investigation method, working well for the first tens of meters of depth (FOTI et al., 2017).

The seismic array geometry needs to be chosen according to the source. Linear arrays are the correct choice for active sources, and two-dimensional arrays for passive sources (EIKMEIER, 2018) since it is necessary to calculate the wavefront direction. Several two-dimensional arrays have been proposed over the years. However, two-dimensional arrays cause logistical problems due to space limitations to install the sensors. In this sense, the ideal is an active source that generates low and high frequencies, which is the proposal of the so-called Passive Roadside strategy.

Passive Roadside (PARK; MILLER, 2008) is a data acquisition technique that uses vehicle traffic to generate seismic waves. Ideally, the vehicle must pass through some depression or elevation on the road to promote the generation of waves in a specific location. Thus, we have control of the source and its location concerning the seismic array, allowing the use of a linear array. Although Passive Roadside is an active source, its advantage over traditional active sources is that it generally generates lower-frequency waves, which is the reason for its name.

This work presents part of a seismic data acquisition survey to obtain S-wave velocity profiles in a tailings dam in Brazil. We used a sledgehammer and the Passive Roadside strategy as seismic sources. The objective is to evaluate the contribution of using Passive Roadside compared to the data obtained with the sledgehammer since Passive Roadside is not standard in the mining industry.

The results show that the Passive Roadside data streamlined the interpretation of the dispersion curves of the fundamental mode and first higher mode. Additionally, the strategy brought a slight increase in information in the low frequencies of both modes. Since Passive Roadside is not common in the mining industry, this work shows its potential to improve the results in conditions like this.

Below, we present some methodological aspects of the study, followed by the results and conclusions.

2 METHODS

The objective of the geophysical survey presented partially in this document was to obtain S-wave velocity profiles at different points of a tailings dam in Brazil. The data was processed using the MASW method. Figure 1 shows the study area of the dam, highlighting the geometry of the relevant data acquisition elements. As our focus is to present the potential use of the Passive Roadside technique, we show only the data from one of the MASW acquisition lines.

The acquisition array was composed of 4.5 Hz, with 5 m spacing. As an active seismic source, we used a sledgehammer. In addition, we used a vehicle passing over a portable speed bump (Passive Roadside) aligned with the array line as a seismic source.

The sledgehammer shots were carried out in 8 different positions: 5, 10, 12.5, and 15 m to the first geophone (direct shots), and the same to the last geophone (reverse shots). Direct and reverse shots are important to validate the application of the method in the study area (FOTI et al., 2017). When the interpretations of the dispersion curves for direct and reverse shots have significant differences, the subsurface may have a pronounced lateral heterogeneity, which is a premise violation for applying the method. On the other hand, different shooting positions on the same side of the array stand to evaluate possible near and far field effects (STROBBIA, 2003). In addition, different shooting positions can help the interpretation of the dispersion curves.

For the Passive Roadside, we chose two positions to place the portable speed bump. The first position was 23.2 m from the first geophone (direct shots), and the second 151.5 m from the last geophone (reverse shots). The asymmetry between the positions occurred due to logistical limitations of the study area. The dashed white lines (Figure 1) show where the vehicle could pass.

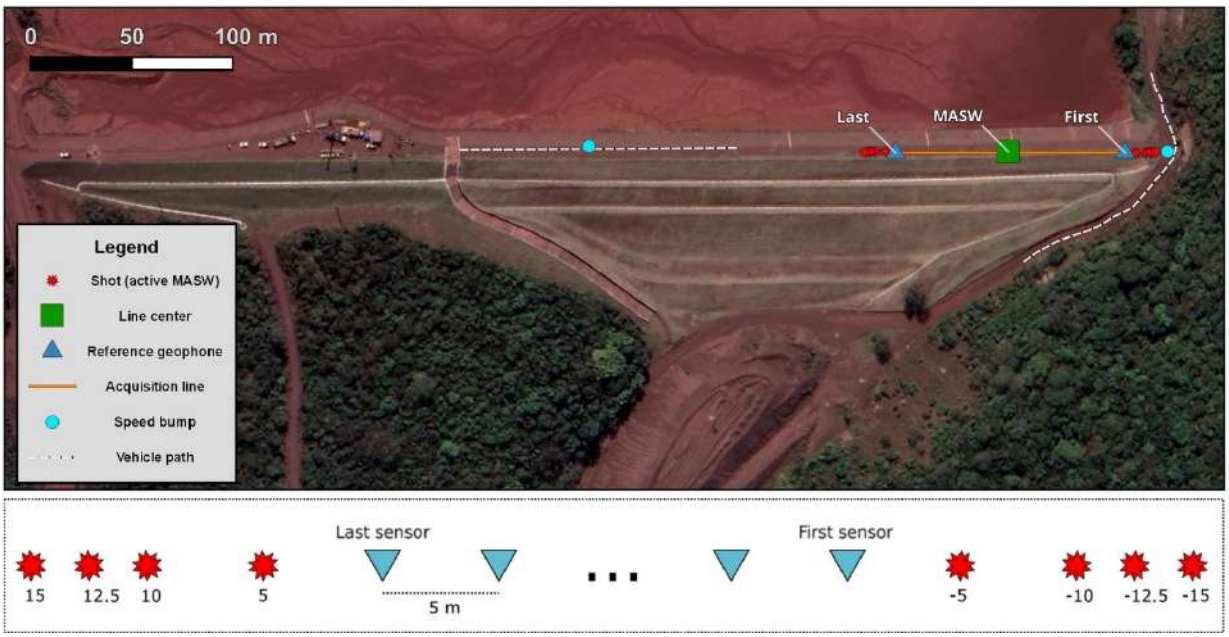


Figure 1. Study area (tailings dam) and seismic array.

Figure 2 presents three photos of the data acquisition. The photo on the left shows the acquisition line over the dam, the one in the center shows the use of the sledgehammer as an active source, and the photo on the right shows the vehicle and the portable speed bump used for the Passive Roadside.

The MASW data processing consists of two main steps. In the first, via a two-dimensional Fourier transform, we obtain the phase velocity spectrum, in which we interpret the dispersion curves based on the energy maxima. However, not all energy maxima are related to the dispersion curves, and several modes may be present. It makes the curve interpretation step one of the most sensitive in the method. The second and last step is the inversion of the interpreted curves to obtain the S-wave velocity profile. Before the inversion, it is necessary to set up a search space, also called parameter space (SAMBRIDGE, 1999; WATHELET, 2008). Based on prior information from the study area, we set a three-layer parameter space, as shown in Table 1.

Figure 2. Photo of the acquisition line, use of the sledgehammer as an active source and of the vehicle and the speed bumps used for the Passive Roadside acquisition strategy.

Table 1. Parameter space (search space) for the inversion process. V_P consists of the P wave (compressional wave) propagation velocity, and V_S of the S wave (shear wave) velocity.

Layer ID	Layer thickness (m)	V_P (m/s)	V_S (m/s)	density (kg/m^3)	Poisson
1	4 – 15	330 – 5000	200 – 1000	1200 – 2800	0.20 – 0.49
2	8 – 25	330 – 5000	200 – 1000	1200 – 2800	0.20 – 0.49
3	Half-space	490 – 5000	300 – 1500	1200 – 2800	0.20 – 0.49

3 RESULTS

Figure 3 presents the phase velocity spectra of the sledgehammer data. Each image shows the shot information and the dispersion curve interpretation. It is important to highlight that the interpretation of the curves was reached by analyzing all spectra together. For example, if we only had Figure 3c, the interpretation of the curve would be doubtful. It shows the importance of working with different shots, direct and reverse, at distinct positions.

The Passive Roadside data are shown in Figure 4. We notice that the dispersion curve of the fundamental mode (lower curve) is more easily interpreted in the spectra of images (a), (b), and (c) compared to any of the spectra in Figure 3 related to the sledgehammer. The same occurs for the first higher mode (upper curve). In Figure 4 (d) and (e) it is identified more clearly than in any spectrum from Figure 3.

Bringing together all the interpreted curves in the same graph (Figure 5a), we see that the interpretations are consistent considering the interpretation error. The blue curves are related to the sledgehammer source, and the red ones to Passive Roadside. The solid curves are the fundamental mode, and the dashed are the first higher mode of the dispersion curve. The regions highlighted by black ellipses show how the Passive Roadside data introduced a slight increase of information in the low frequency. Although, in this case, there was only a small contribution from the Passive Roadside data at low frequencies, the contribution may be higher in other cases. Considering all the curves related to their modes, the next step was to reach the mean curves, shown in Figure 5b.

The last processing step was to perform the joint inversion of the mean curves. We ran 100 independent inversions to ensure the robustness of the result, starting from different initial models in the parameter space. One way of presenting the results is to display all 100 results together on the same graph with the misfit values. However, as this is not the focus here, we chose to present only the best fit among the 100.

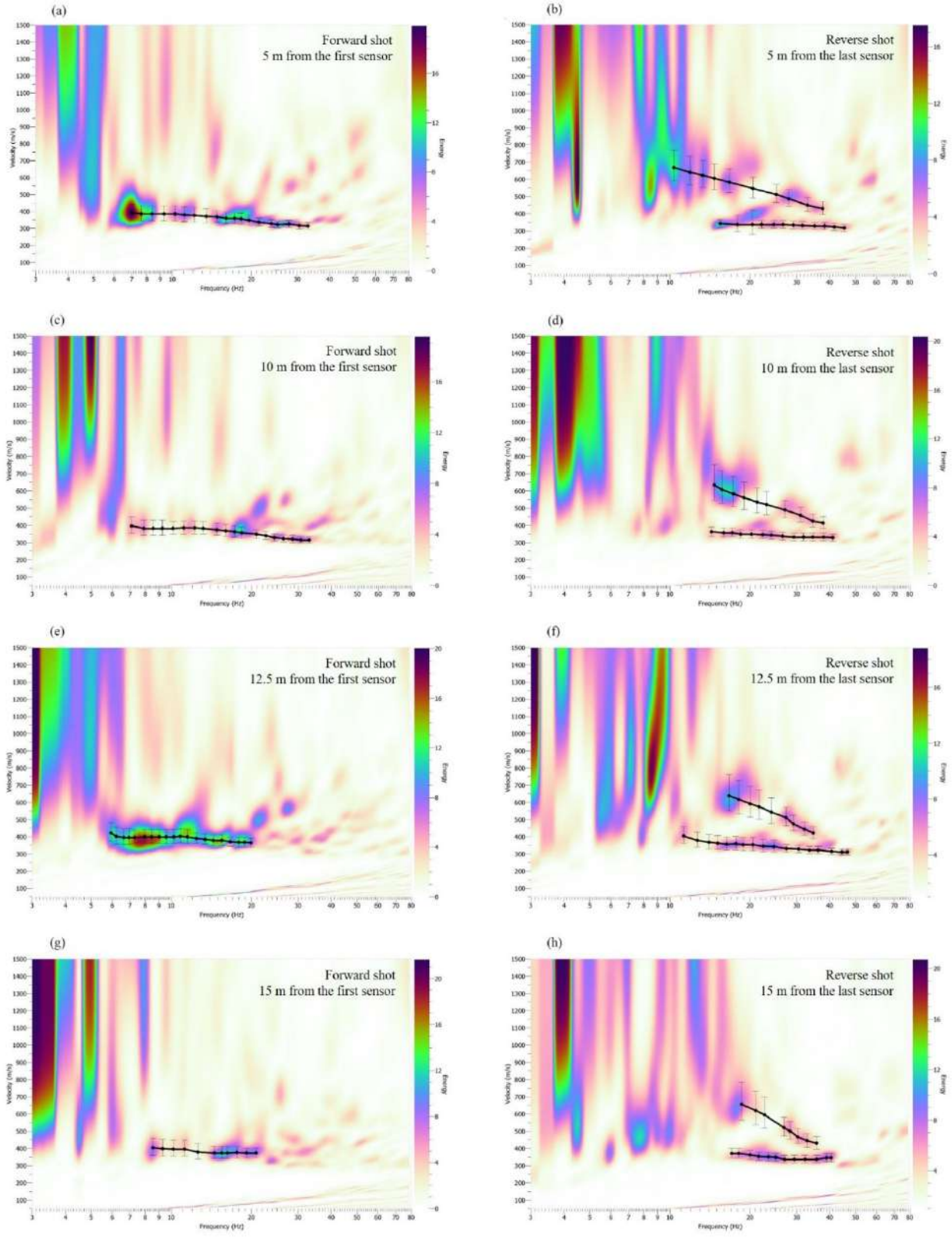


Figure 3. Active source phase velocity spectra. Each image shows the interpretation of the dispersion curves and the shot position.

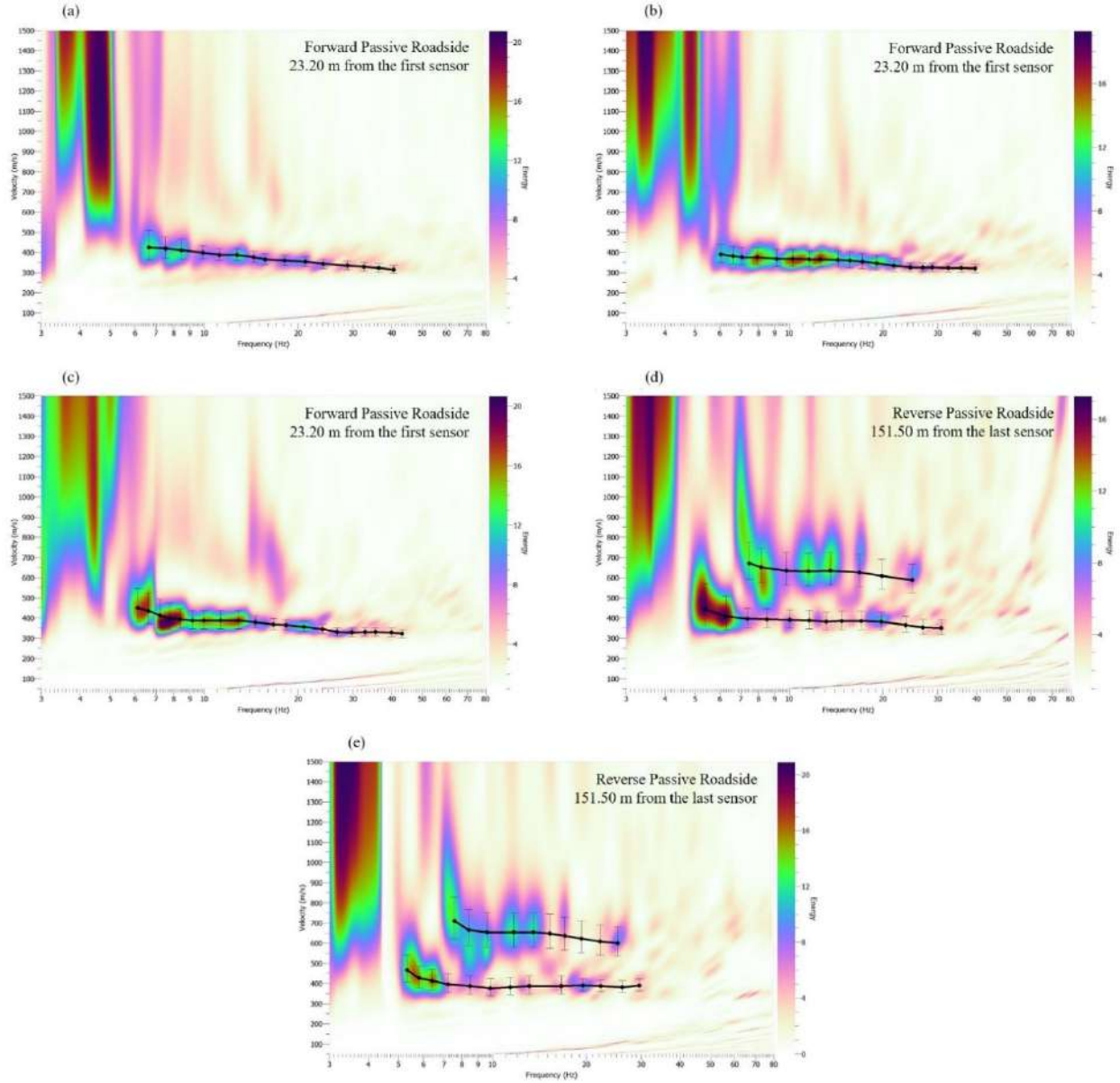


Figure 4. Passive Roadside phase velocity spectra. Each image shows the interpretation of the dispersion curves and the shot position.

Figure 6 (a) and (b) show in black the dispersion curves interpretation, respectively the fundamental and first higher mode, and in green, the inverted curves. We can see that the inverted curves are within the interpretative error. In (c) is shown the S wave velocity profile.

Regarding the Passive Roadside, there are two main conclusions: (i) the phase velocity spectra made the interpretation of the dispersion curves easier for both modes of the curves; (ii) there was a little increase of information in the low frequencies of the curves. We cannot generalize the result presented here by itself. However, other works corroborate such conclusions (PARK; MILLER, 2008). Therefore, we conclude that the Passive Roadside acquisition technique can be useful and should be used whenever field logistics allow it.

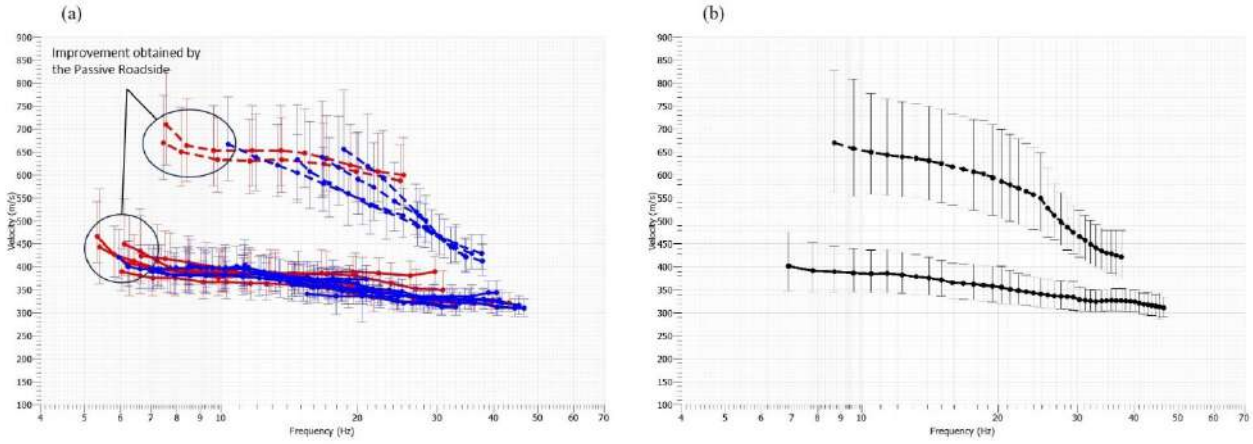


Figure 5. Interpreted dispersion curves. (a) in blue are the curves obtained by the active source, and in red by the Passive Roadside. The solid curves stand for the fundamental mode, and the dashed ones for the first higher mode. (b) the solid curve is the average of the fundamental mode, and the dashed curve is the average of the first higher mode.

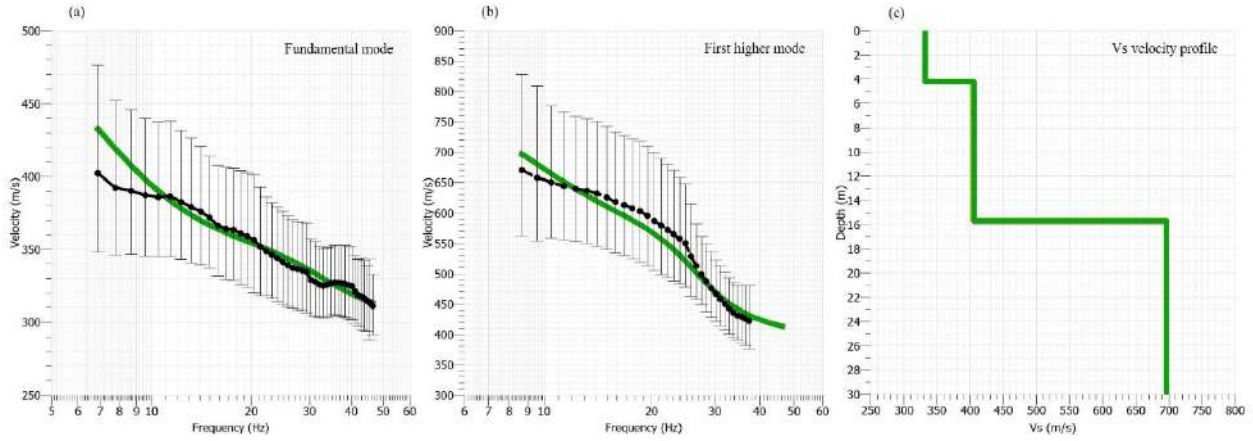


Figure 6. Results. In black the interpreted dispersion curves, and in green the best result (best fit) of 100 independent inversions.

4 CONCLUSIONS

This work presented part of a seismic data acquisition survey to obtain S-wave velocity profiles in a tailings dam in Brazil. We acquired the data with a linear seismic array and two seismic sources: a sledgehammer and vehicle traffic over a portable speed bump (Passive Roadside). The Passive Roadside strategy is uncommon in the mining industry, and therefore the objective of this work was to present how Passive Roadside data can provide benefits to the traditionally sledgehammer data. We showed that the frequency-phase velocity spectra of the Passive Roadside allowed a clearer interpretation of the fundamental and the first higher mode of the dispersion curves. Furthermore, there was a little increase in information in the low frequencies of the curves. Therefore, based on this study and other works, we conclude that the Passive Roadside strategy should be considered whenever possible as a complement to the standard acquisitions carried out with active sources, such as a sledgehammer.

ACKNOWLEDGMENTS
We gratefully acknowledge the support of Tetra Tech and J&F Mineração for their support and for releasing the data for publication.

REFERENCES

Eikmeier, C. N. (2018) *Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW): a comparative study with active and passive sources, Rayleigh and Love waves and different modes of propagation.* Master Thesis, Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas, Universidade de São Paulo, São Paulo, 130 p.

Eikmeier, C. N., Prado, R. L., Taioli, F. (2016) Combined use of active and passive surface waves for shallow subsurface investigation in noisy urban area of São Paulo city, Brazil. *Brazilian Journal of Geophysics,* v. 34, n. 01, p. 800-808.

Ewing, W. M., Jardetzky, W. S., Press, F. (1957) *Elastic waves in layered media*. New York: McGraw Hill Book Co. Inc., 380 p.

Fatehnia, M., Hayden, M., Landschoot, M. (2015) Correlation between Shear Wave Velocity and SPT-N Values for North Florida Soils. *EJGE*, v. 20, n. 22, p. 12421-12430.

Foti, S., Hollender, F., Garofalo, F., Albarello, D., Asten, M., Bard, P. Y., Comina, C., Cornou, C., Cox, B., Giulio, G., Forbriger, T., Hayashi, K., Lunedei, E., Martin, A., Mercerat, D., Ohrnberger, M., Poggi, V., Renalier, F., Sicilia, D., Socco, V. (2017) Guidelines for the good practice of surface wave analysis: a product of the InterPACIFIC project. *Bull Earthquake Eng*, p. 1-54. doi: 10.1007/s10518-017-0206-7

Nazarian, S., Stokoe, K. H., Hudson, W. R. (1983) Use of spectral analysis of surface waves method for determination of moduli and thicknesses of pavement systems. *Transportation Research Record*, v. Pavement design, performance, and rehabilitation, n. 930, p. 38-45.

Park, C. B., Miller, R. D., Xia, J. H. (1999) Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics*, v. 64, n. 3, p. 800-808. doi: 10.1190/1.1444590

Park, C. B.; Miller, R. D.; Xia, J.; Ivanov, J. (2007) Multichannel analysis of surface waves (MASW) - active and passive methods. *The Leading Edge*, v. 26, n. 1, p. 60-64. doi: 10.1190/1.2431832

Park, C. B., Miller, R. D. (2008) Roadside Passive Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW). *JEEG*, v. 13, n. 1, p. 1-11. doi: 10.2113/JEEG13.1.1

Sambridge, M. (1999) Geophysical inversion with a neighbourhood algorithm: I. Searching a parameter space. *Geophysical Journal International*, v. 138, p. 479–494. doi: 10.1046/j.1365-246X.1999.00876.x

Strobbia, C. (2003) *Surface Wave Method. Acquisition, Processing and Inversion.* PhD Dissertation, Politecnico di Torino, Torino, 317 p.

Wathelet, M. (2008) An improved neighborhood algorithm: parameter conditions and dynamic scaling. *Geophysical Research Letters*, v. 35, n. 9. doi: 10.1029/2008GL033256

XX I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/554

New Methodologies for the Determination of Yield Pressure of Marine Clays Through the CPTU

Faiçal Massad

Senior Full Professor, Polytechnic School of São Paulo University, São Paulo, Brazil, faical.massad@usp.br

ABSTRACT: The paper deals with the use of empirical formulas for the determination of the yield pressure of marine clays through the CPTU. Kulhawy and Mayne's formula is one of them, which has already been the subject of analysis by the author (Massad, 2010), who proposed a methodology for the determination of its empirical factor for soils with known stress history and with cone resistance (q_t) varying linearly with depth. These conditions have been observed in marine clays in Brazil and abroad. In the present work the author extends this methodology to two other formulas of Mayne (2017), which make use of q_t, pore water pressure (u_2) and hydrostatic pressure (u_o), adjusting the empirical factors for cases of linear relationships of q_t and u_2 with depth. The paper shows two successful cases of application to marine clays, in which the results of CPTUs and oedometer tests were available, as well as knowledge about their geological history.

KEYWORDS: yield pressure, CPTU, marine clays.

RESUMO. O artigo trata do uso de fórmulas empíricas para a determinação da pressão de preadensamento de argilas marinhas através do CPTU. Uma dessas fórmulas é a de Kulhawy e Mayne, que já foi objeto de análise pelo autor (Massad, 2010), que propôs uma metodologia para a determinação de seu fator empírico para solos com história de tensões conhecida e com resistência do cone (q_t) variando linearmente com a profundidade. Essas condições têm sido observadas em algumas argilas marinhas no Brasil e no exterior. No presente trabalho o autor estende essa metodologia para duas outras fórmulas de Mayne (2017), que fazem uso de q_t, da poropressão (u_2) e da pressão hidrostática (u_o), ajustando os fatores empíricos para casos de relações lineares de q_t e u_2 com profundidade. O artigo mostra dois casos bem-sucedidos de aplicação concomitante destes métodos em que se dispunha de resultados de CPTUs e de ensaios de adensamento, além de conhecimentos sobre as suas histórias geológicas.

PALAVRAS-CHAVE: pressão de preadensamento, CPTU, argilas marinhas.

1 INTRODUCTION

Piezocone tests (CPTU) have been used to determine the yield pressure (σ'_a) of marine soils in Brazil and around the world. And this is done with few mathematical models and many empirical correlations. But it is worthy to consider the geological and geotechnical contexts when establishing these correlations for a given soil, as suggested by Demers and Lerouiel (2002), and more recently re-emphasized by Mayne (2017).

One of the most used empirical correlations is that of Kulhawy and Mayne, quoted by Coutinho et al (2000), given by the equation:

$$\sigma'_a = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{\sigma t}} \quad (1)$$

where q_t is the corrected tip resistance, σ_{vo}, the total vertical pressure and $N_{\sigma t}$, an empirical factor equals to 3.3 (Mayne et al, 1998) or 3.4 (Demers and Lerouiel, 2002).

Mayne (2017) presented two other formulas, valid for inorganic clays, with low sensitivity, as follows:

$$\sigma'_a = k_2 \cdot (q_t - u_2) \quad (2)$$

$$\sigma'_a = k_3 \cdot (u_2 - u_o) \quad (3)$$

where u_o and u_2 are, respectively, the hydrostatic pressure and the pore-pressure measured at the base of the cone. And he indicated the following values $N_{\sigma t}$=3,0, k_2=0,60 and k_3=0, 54, warning on the possible need for adjustments for each "geomaterial".

Based on the geological history of marine clays, Massad (2009) showed that there is a parallelism between yield pressure (σ'_a) and the effective vertical initial pressure (σ'_{vo}), that is:

$$\sigma'_a = \sigma'_{vo} + \Delta p \quad (4\text{-a})$$

where Δp is a constant, which can be due to overloads from: a) lowering of the water level; b) sediment erosion; and d) dune weight.

This parallelism may suffer slight deviations, in cases of occurrence of the "aging" phenomenon, which implies the introduction of the term r in the expression (4-a) as follows:

$$\sigma'_a = r \cdot (\Delta p + \sigma'_{vo}) \quad (4\text{-b})$$

Massad (2009) proposed the following equation using expression of Mesri and Choi (1979):

$$r = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_{vo} + \Delta p} = \left(\frac{t}{t_p}\right)^{\frac{C_{\alpha e}/C_c}{1 - C_r/C_c}} \quad (4\text{-c})$$

where $C_{\alpha e}$ is the secondary consolidation coefficient; C_c, the soil compression index; C_r, the recompression index; t_p, the time required for the development of primary consolidation; and t, the time of aging. Usually r can range from 1 (without aging) to 1.4. It should be noted that if only aging were to be acted, with Δp=0, the term r of Eq. (4-c) would be equal to the OCR (Over-Consolidation Ratio), i.e., the yield pressure would be proportional to the initial effective stress. In other words, OCR would be constant with depth and greater than 1 (Massad, 2009).

In addition, it has been found that both q_t and u_2 vary linearly with depth in marine clays, that is:

$$q_t = a + b.z \quad (5)$$

$$u_2 = c + d.z \quad (6)$$

where a,b, c and d are constants. Assuming a water table at a depth equal to z_{wl}, the hydrostatic pressure (u_o) may be written as:

$$u_0 = \gamma_o.(z - z_{wl}) \quad (7)$$

The application of the Eqs. (1), (2) e (3) can be done in the context of geological and geotechnical history, or, in geotechnical terms, through the Eq. (4-b).

2 DETERMINATIONS OF THE EMPIRICAL FACTORS OF MAYNE´S FORMULAS

The empirical factors of Mayne's formulas can be determined based on the Eqs. (4-b), (5) e (6).

2.1 Determination of the factor $N_{\sigma t}$ of Eq. (1)

Assuming that the specific unit weight (γ_n) is constant along depth (z), the total and the effective initial

stresses can be written:

$$\sigma_{vo} = \sigma_{vo}^{z=0} + \gamma_n.z \quad (8)$$

$$\sigma'_{vo} = \sigma'^{z=0}_{vo} + \gamma'.z \quad (9)$$

where γ' is the submerged unit weight. If γ_n is not constant, it should be replaced at a depth z by $\bar{\gamma}_n$, the weighted average, given by:

$$\bar{\gamma}_n = \frac{\int_0^z \gamma_n.dz}{z} \quad (10)$$

Substituting Eq. (1) into Eq. (4-b) and considering Eqs (5), (8) and (9) the following expression may be derived, after some transformations:

$$N_{\sigma t} = \frac{b-\gamma_n}{r.\gamma'} \quad (11)$$

This equation was presented earlier by Massad (2009 and 2010).

2.2 Determination of the factor k_2 of Eq. (2)

Similarly, substituting Eqs (2) into Eq. (4-b) and bearing in mind Eqs. (5), (6) and (9), the following expression results, after some transformations:

$$k_2 = \frac{r.\gamma'}{(b-d)} \quad (12)$$

2.3 Determination of factor k_3 of Eq. (3)

Finally, replacing Eq. (3) in Eq. (4-b) and in view of Eqs. (6). (7) and (9), the following expression may be written, after some transformations:

$$k_3 = \frac{r.\gamma'}{(d-\gamma_o)} \quad (13)$$

2.4 Summary of the results so far

Table 1 summarizes the formulas of the 3 empirical factors.

Table 1: The empirical factors of Eqs. (1), (2) and (3)

Eq. (1)	Eq. (2)	Eq. (3)
$N_{\sigma t} = \frac{b-\gamma_n}{r.\gamma'}$	$k_2 = \frac{r.\gamma'}{(b-d)}$	$k_3 = \frac{r.\gamma'}{(d-\gamma_o)}$

See the attached list of symbols.

3 TWO CASE HISTORIES

Two cases of marine clays will be analyzed, namely: a) Bothkennar Clay (UK); e b) Torp Clay (Sweden).

3.1 Bothkennar Clay (UK)

The silty soft clay of Bothkennar is located on the banks of the River Forth between Edinburgh and

Glasgow (UK). It has been the subject of many studies over the years, due to its homogeneity and uniformity. In 1992, volume XLII, no. 2 of the Geotéchnique Journal was dedicated to it and, more recently, it was addressed by Mayne (2016), in an article on the determination of the history of stresses in soils through piezocone tests. In this same context, it was also the subject of studies by Ferreira (2021).

According to Nash et al. (1992-a), Bothkennar Clay is overconsolidated due to processes that occurred after its deposition between 8,500 and 6,000 years BP, including erosion, sea level fluctuation and surface drying, but that aging would have been its main cause. These authors presented three sets of consolidation tests (oedometer), which were entitled as: "First set (piston)", "Large increment" and "Laval". Only the first and third sets will be considered next.

Based on these tests and on settlement observation data, Ferreira, and Massad (2022-a and b) assigned the parameter r of Eq. (4-c) the value 1.33. In fact, data from Nash et al (1992-a and 1992-b) reveals $C_{\alpha e}/C_c$=0.04; C_r/C_c=0.1; t_p=10 years, than r=$(6{,}000/10)^{0.04/(1-0.1)}$=1,33 from Eq. (4-c). For t=8,500 years r=1.35.

Mayne (2016) analyzed the results of two CPTUs, presented by Nash et al (1992-b) and Powell and Lunne (2005), partially reproduced in Figure 1. The water level was at a depth of 0.8 m and the average natural specific unit weight of the clay (γ_n) was 16.7 kN/m^3.

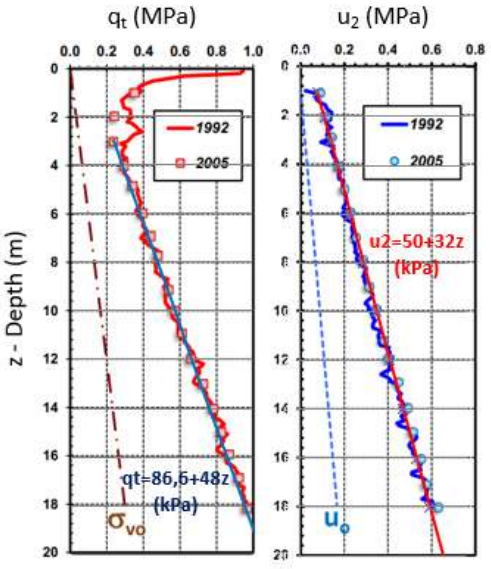


Figure 1. Two CPTUs in Bothkennar
Modified from Mayne (2016).

Below the desiccated crust, about 3.5 m thick, the values of q_t and u_2 vary linearly with depth, as shown in Figure 1, so Eqs (1), (2) and (3) can be used, with the corresponding empirical factors summarized in Table 1. The values of the empirical factors ($N_{\sigma t}$, k_2, k_3) and of the σ'_a, are presented in Table 2 and Figure 2, respectively.

Table 2: Results obtained for the 3 empirical factors of Eqs. (1), (2) and (3) - Bothkennar Clay

Item	$N_{\sigma t}$	k_2	k_3
Indicated by Mayne (2017)	3.0	0.60	0.54
Calculated	3.5	0.56	0.41

From the analysis of these results, it can be concluded that:

a) The σ'_a calculated through Eqs. (1), (2) and (3), with the empirical factors of Table 2, are very close to the values obtained through the consolidation tests, indicated in Figure 2; below the desiccated crust, the over consolidation ratios (OCR) vary roughly between 1.8 and 1.5, averaging around 1.6.

b) The empirical factors calculated for Bothkennar Clay (Table 2) differ from those indicated by Mayne (2017). The differences, in terms of σ'_a, would be +17%, -7% and -24% for Eqs. (1), (2) and (3), respectively.

c) Reporting again to Figure 2 and taking as reference the σ'_a from Eq. (1), the corresponding values of Eq. (2) average 4% below, as opposed to the σ'_a of Eq. (3), about 3% above.
d) Even on the dried crust, there is a good agreement between the σ'_a of the Eqs. (1) and (2) and those of the consolidation tests.

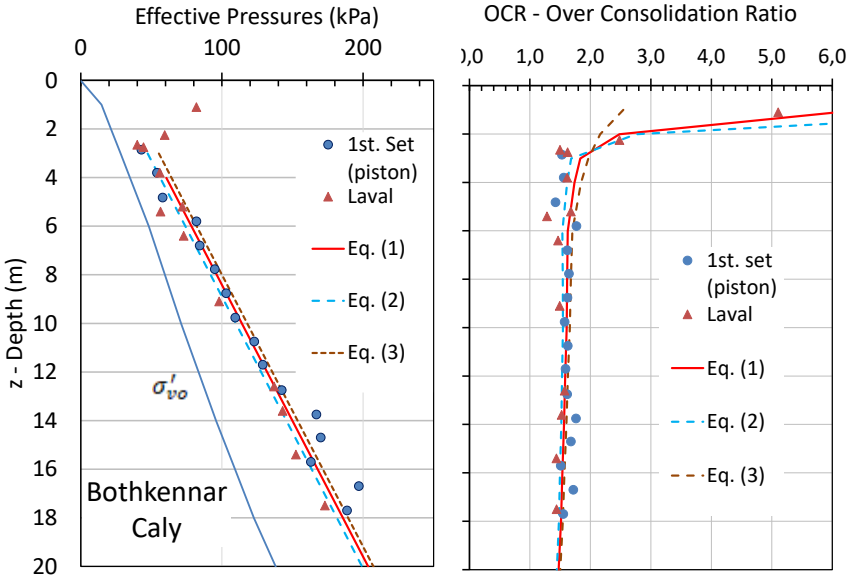


Figure 2: Pressures and OCR – Bothkennar Clay (UK)

3.2. Torp Clay, Sweden

Torp Clay, which occurs in Munkedal, Sweden, in the valley of the Örekilsälven River, was deposited in the post-glacial period. At the top there is a sandy layer, followed by clay, with silt and sand lenses, and, at greater depths, layers of silt and sand (Larsson and Åhnberg, 2003 and 2005). Originally, the clay was normally or only slightly overconsolidated. But it became overconsolidated due to erosive processes, landslides, and excavations in the 1980s. In summary, the overconsolidation is a result of recent real unloading. But they proposed for σ'_a an expression similar to Eq. (4-b), that is:

$$\sigma'_a = 1{,}15 \cdot (\sigma'_{vo} + 100) \tag{14}$$

However, creep effects could not be inferred from the test results (page 88 of Larsson and Åhnberg 2003). In view of this statement, it was adopted r=1 in this paper as a working hypothesis.

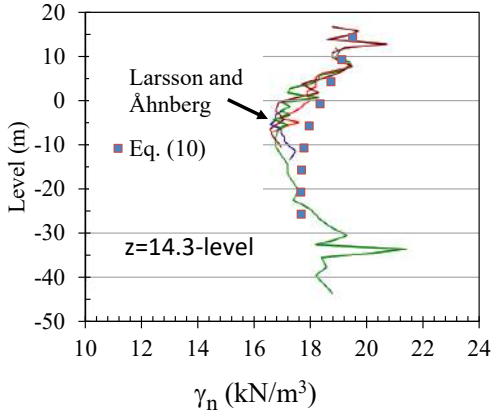


Figure 3: Laboratory Specific Unit Weight – Torp Clay - Modified from Larsson and Åhnberg (2003)

Unlike Bothkennar clay, Torp Clay presents a certain heterogeneity, which is manifested, for example, in the natural specific unit weights (γ_n) of good quality undisturbed samples, varying roughly between 16.5 and 20.0 kN/m^3, as shown in Figure 3.

Larsson and Åhnberg presented results from CPTUs done in various sections in the Torp area. Of interest to the present study is the CPTU-S9 (Figure 4), executed in an excavated area, with water level at a depth of 2m, and which was the object of studies by Mayne (2017) and Ferreira (2021), already mentioned. The values of q_t e u_2 vary linearly with depth, as shown in Figure 4, and the Eqs (1), (2) and (3) can be used again, with the corresponding empirical factors summarized in Table 1, with r=1.0, as admitted above.

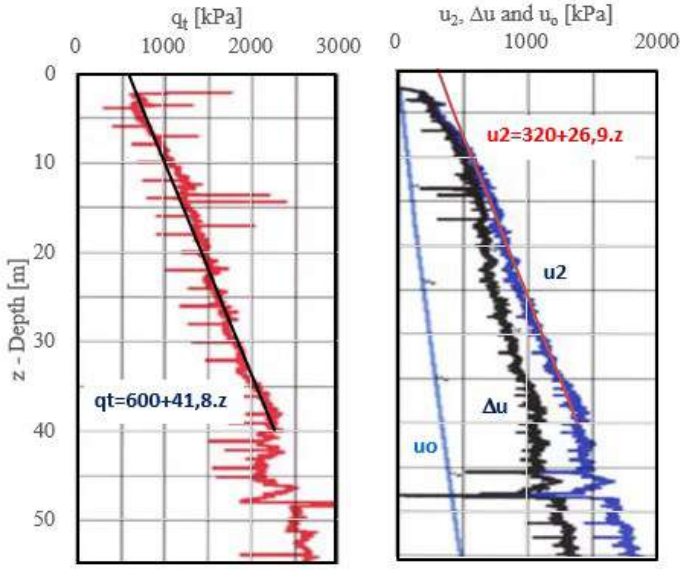


Figure 4: CPTU-S9 – Torp Clay (Sweden)
Adapted from Larsson e Åhnberg (2003) and Ferreira (2021).

Table 3: Results obtained for the 3 empirical factors of Eqs. (1), (2) and (3) - Torp Clay

Item	$N_{\sigma t}$	k_2	k_3
Indicated by Mayne (2017)	3.0	0.60	0.54
Calculated	2.35 to 3.15 Average=2,87	0.51 to 0.64 Average=0.56	0.45 to 0.56 Average=0.49

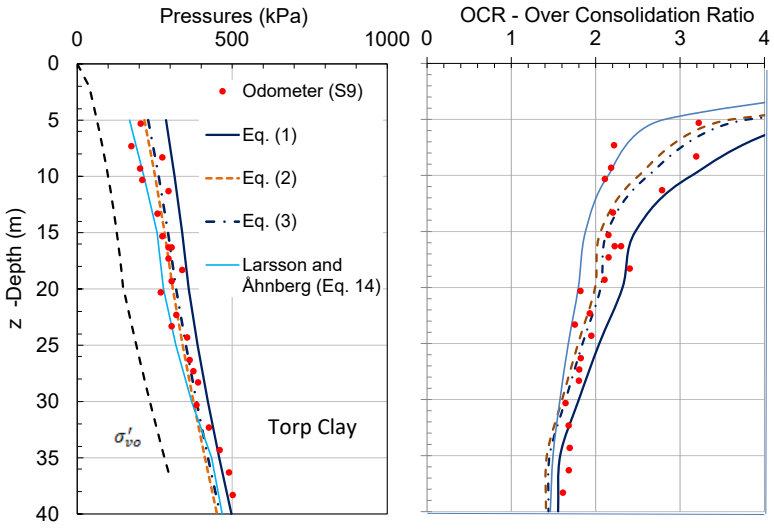


Figure 5: Pressures and OCR – Torp Clay (Sweden)

The values of the empirical factors ($N_{\sigma t}$, k_2, k_3) are presented in Table 3. Figure 5 shows how σ'_a and the OCR vary with depth. From these results it can be concluded that:

a) The working hypothesis that r=1 was validated.
b) Eqs. (1), (2) and (3), with the empirical factors of Table 1, can be used even for soils with a certain heterogeneity, with specific unit weights varying with depth as shown in Figure 3; hence the shape of the representative lines of the σ'_a have inflections and are curvilinear.
c) This heterogeneity affected the empirical factors, as shown in Table 3; in average terms, they deviate from the values indicated by Mayne (2017) by 7% for $N_{\sigma t}$, -13% for k_2 and -17% for k_3.
d) The σ'_a calculated by the Eq. (2) e (3) are better fitted to the oedometer points than Eq (1) in this case history.
e) The OCR (Over Consolidation Ratio) of Torp Clay ranges from 4.0 to 1.4.

4 CONCLUSIONS

The yield pressures can be determined based on the CPTU, through the 3 formulas indicated by Mayne, provided that their empirical factors are adjusted, considering the geological history of the marine soils with linearity between q_t and u_2 with depth.

These conditions were met in two cases of marine clays that have been widely studied, Bothkennar Clay and Torp Clay, which allowed a very good fitting between the calculated yield pressures and those obtained through oedometer tests.

The proposed empirical factors can be applied even to cases of marine clays with some heterogeneity as to their specific unit weights, as was the case of Torp Clay.

ACKNOWLEDGMENTS

The author would like to thank the Polytechnic School of São Paulo University for its support in the development of this work and, in particular, the Danielle Caroline Ferreira, for dedication, in all stages, to her MSc research.

LIST OF SYMBOLS

a; b	: Constants of Eq. (5)
c; d	: Constants of Eq. (6)
C_r, C_r	: Compression and recompression indexes
CPTU	: Cone Penetration Test
$C_{\alpha e}$	: Coefficient of secondary consolidation
k_2 e k_3	: Empirical factors (Eqs. 2 e 3)
$N_{\sigma t}$	: Empirical factor of Eq. (1)
q_t:	: Corrected Cone Point Resistance
r	: Term of Eq. (4-b)
OCR	: Over Consolidation Ratio
t	: Aging time
t_p	: Time for primary consolidation to occur
u_o	: Hydrostatic pressure
u_2	: Poro-pressure at the cone base
z; z_{wl}	Depth; depth of water level
Δp	: Overload
γ_o	: Specific weight of water
γ_n and γ'	: Natural and effective specific unit weights of soil
$\bar{\gamma}_n$	: Weighted average of γ_n (Eq. 10)

σ'_a : Yield pressure
σ_{vo} : Initial Total Vertical Pressure
σ'_{vo} : Initial Effective Vertical Pressure

REFERENCES

Coutinho, R. Q., Oliveira, J. T. R. e Oliveira, A . T. J. (2000). Geotechnical Properties of Recife Soft Clays. *Revista Solos e Rochas*, v. 23 (3): 177-203.

Demers, D. e Lerouiel, S. (2002). Evaluation of Preconsolidation Pressure and the Overconsolidation Ratio from Piezocone Tests of Clay Deposits in Quebec. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.39 (1): 174–192. 2002.

Ferreira, D. C. (2021). *Avaliação da história de tensões e da resistência ao cisalhamento não drenada de argilas marinhas através do CPTu. 2021*. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da USP. 194 páginas.

Ferreira, D. C and Massad F. (2022-a). Evaluation of stress history and undrained shear strength of three marine clays using semi-empirical methods based on Piezocone Test. *Soils and Rocks*, v.45, p.1 - 14, 2022.

Ferreira, D. C and Massad F. (2022-b). Evaluation of pre-consolidation pressure and undrained shear strength of marine clays from CPTu data In: *Proceedings* 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sydney.

Larsson, R. and Åhnberg, G, H. (2003). *Long-term effects of excavations at crests of slopes*. Report R-61, Swedish Geotechnical Institute, Linköping, p. 138. 2003.

Larsson, R. and Åhnberg, G, H. (2005). On the evaluation of undrained shear strength and preconsolidation pressure from common field tests in clay. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 42, n. 4, p. 1221-1231. 2005.

Massad, F. (2009). *Argilas Marinhas da Baixada Santista - Características e Propriedades Geotécnicas*. São Paulo: Oficina de Textos, 247 p. 2009.

Massad, F. (2010). Nova proposta para a estimativa das pressões de preadensamento de argilas marinhas com base no CPTU. *Anais* do XV COBRAMSEG*, Gramado, RS, Brasil*. 2010.

Mayne, P.W., Robertson, P.K., and Lunne, T. (1998). Clay Stress History Evaluated from Seismic Piezocone Tests. P*roceedings*, First International Conference on Site Characterization, Vol. 2, Atlanta, 1113-1118.

Mayne, P. W. (2016). Evaluating effective stress parameters and undrained shear strengths of soft-firm clays from CPT and DM*T*. *Australian Geomechanics Journal*, v. 51, n. 4, p. 27-55.

Mayne, P. W. (2017). Stress history of soils from cone penetration tests. In: 34th Manual Rocha Lecture, *Soils and Rocks*, v. 40, p. 203-218. 2017.

Mesri, G. and Choi, Y. K. (1979). Strain Rate Behavior of Saint-Jean Vianey Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, v.16 (4):831-834, Nov.1979.

Nash, D.F.T., Sills, G.C. and Davison, L.R. (1992-a). One-dimensional consolidation testing of soft clay from Bothkennar. *Geotéchnique* 42 (2): 241-256.

Nash, D.F.T., Powell, J.J.M. and Lloyd, I.M. (1992-b). Initial investigations of the soft clay test bed site at Bothkennar clay site. *Geotéchnique* 42 (2): 163–181.

Powell, J.J.M. and Lunne, T. (2005). A comparison of different sized piezocones in UK clays. *Proc*. ICSMGE, Vol. 1 (Osaka), Mill press/IOS, Rotterdam: 729-734.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/555

Obtenção de Parâmetros Geotécnicos Através da Análise de Pressiômetro e Comparação com Metodologias Baseadas em N_{SPT} para Pilhas de Estéril.

Naiala Fidelis Gomes
Engenheira Geotécnica, DF+ Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, ngomes@df+engenharia.eng.br

Luiz Vinicius Rangel
Engenheiro Geotécnico, Tellus Company, Belo Horizonte, Brasil, lrangel@telluscompany.com.br

Guilherme Ribeiro
Engenheiro Geotécnico, SRK, Belo Horizonte, Brasil, gribeiro@dfmais.eng.br

Junio Fagundes
Engenheiro Geotécnico, DF+ Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, jfagundes@dfmais.eng.br

Felipe Cruz
Engenheiro Geotécnico, DF+ Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, fcruz@dfmais.eng.br

RESUMO: Este estudo se concentra na obtenção de ângulo de atrito efetivo do maciço de duas pilhas de estéril por meio da interpretação de ensaios pressiométricos, para isso foram considerados três métodos encontrados na literatura, são eles: Hughes et al. (1977), Calhoon (1970) e Centre d'Études Ménard (1970). Tendo em vista que os métodos para correlações dos dados obtidos com pressiômetros de Menard são empíricas, foi realizadada uma comparação com os resultados obtidos por metodologias baseadas no ensaio de SPT (Standard Penetration Test) de modo a realizar uma análise geotécnica mais ampla e confiável do material que compõe as pilhas de estéril em estudo. As metodologias utilizadas para obtenção do ângulo de atrito efetivo por correlação com Nspt foram: Muromachi (1974), Shioi and Fukui (1982), Godoy (1983), Wolff (1989), Teixeira (1996), Hatanaka e Uchida (1996), Chen (2004), Schnaid (2009), Geofast (2018) e Mucheti & Albuquerque (2019). Os resultados indicaram que a utilização de pressiômetros de Menard fornece informações valiosas sobre a resistência do solo e quando realizado um tratamento estatístico, utilizando histogramas e definindo os parâmetros conforme a repetibilidade, pode ser representativo para utilização em pilha de estéril.

PALAVRAS-CHAVE: Ângulo de atrito efetivo, ensaio pressiométrico (PMT), ensaio SPT

ABSTRACT: This study focuses on obtaining the effective friction angle of the mass of two waste rock piles through the interpretation of Menard pressureometer tests. For this, three methods found in the literature were considered: Hughes et al. (1977), Calhoon (1970) and Center d'Études Ménard (1970). Considering that the methods for correlating data obtained with Menard pressuremeters are empirical, a comparison was made with the results obtained by methodologies based on the SPT test (Standard Penetration Test) in order to carry out a broader and more reliable geotechnical analysis. of the material that makes up the waste piles under study. The methodologies used to obtain the effective friction angle by correlation with nSPT were: Muromachi (1974), Shioi and Fukui (1982), Godoy (1983), Wolff (1989), Teixeira (1996), Hatanaka e Uchida (1996), Chen (2004), Schnaid (2009), Geofast (2018) e Mucheti & Albuquerque (2019). The results indicated that the use of Menard pressuremeters provides valuable information about soil resistance and when a statistical treatment is carried out, using histograms and defining parameters according to repeatability, it can be representative for use in waste piles.

KEYWORDS: Effective friction angle, pressuremeter test (PMT), SPT test

1 INTRODUÇÃO

A gestão de resíduos sólidos em áreas de mineração, como o estéril, é uma preocupação ambiental significativa. Pilhas de estéril, que consistem em disposição de materiais inertes provenientes das operações de mineração, requerem uma avaliação geotécnica adequada para garantir a segurança e estabilidade a longo prazo. O estéril é um agregado natural composto de um ou mais minerais, resultante da exploração mineral, porém desprovido de valor econômico, normalmente heterôgeneo principalmente a respeito da granulometria, podendo possuir de finos a blocos rochosos.

Os pressiômetros de Menard são instrumentos de campo utilizados para medir a resistência do solo *in situ*, obtenção de k_o e ângulo de atrito, entre outros parâmetros geotécnicos. Esse ensaio de campo consegue fornecer informações sobre a compressibilidade e a resistência do solo. A execução de ensaios de laboratório em solos com presença de matacões requer ensaios realizados em amostras de grandes dimensões para garantir a representatividade da amostra, já os ensaios *Standard Penetration Test* (SPT), em português Ensaio de Penetração Padrão, podem ter seus resultados mascarado pela resistência de blocos rochosos no solo.

Visto isso, o ensaio pressiométrico pode ser considerada uma excelente ferramenta de ensaio de campo para solos heterogêneos com a presença de blocos rochosos. No entanto, a correlação dos dados obtidos com pressiômetros de Menard são empíricas e há necessidade de uma avaliação de engenharia para permitir uma análise geotécnica mais ampla e confiável de pilhas de estéril.

2 ENSAIO PRESSIOMÉTRICO (PMT)

O ensaio pressiométrico é um ensaio realizado “in situ”, tendo maior aplicação nos solos e rochas brandas ou solos duros. Este consiste na introdução de uma sonda cilíndrica dentro de um furo aberto no solo, e na aplicação de uma pressão que levará à expansão da sonda - Figura 1,tendo como consequência uma compressão horizontal do solo na zona envolvente (Da Silva, 2001). O modelo apresentado por Ménard está esquematizado na Figura 1.

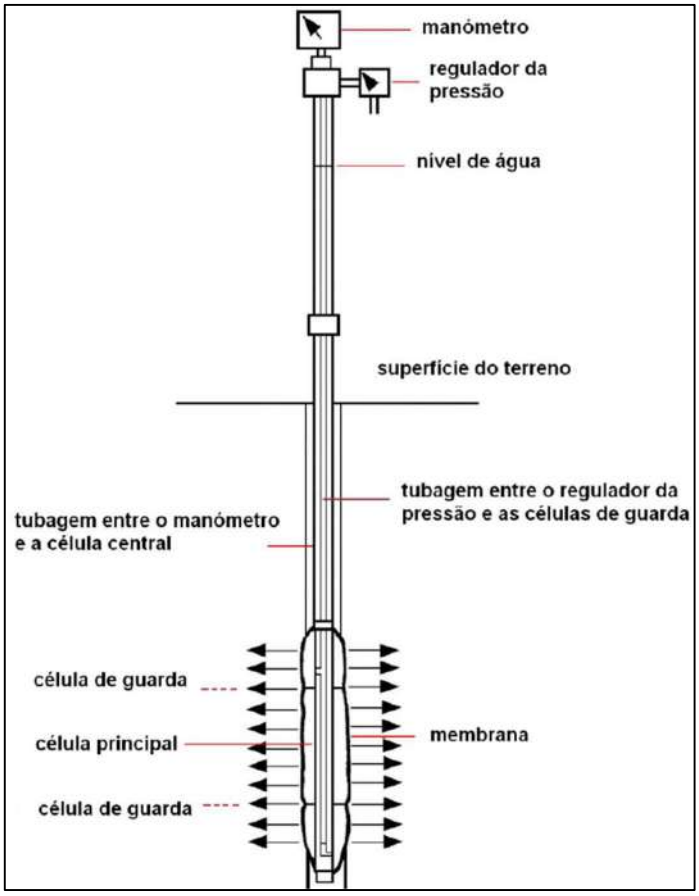


Figura 1. Esquema do pressiómetro de Ménard (Oliva, 2009).

Hoje em dia existem diferentes tipos de pressiômetros, sendo a principal diferença entre eles o resultado do processo de introdução da sonda no solo. Assim sendo, tem-se: com pré-perfuração (PBPMT – Preboring Pressuremeter); com autoperfuração (SBPMT – Selfboring Pressuremeter); com cone, cravado no local (DCPMT – Driven Cone Pressuremeter); com cone, penetração por pressão - (PCPMT – Pushed Cone Pressuremeter); e com tubo exterior de revestimento, penetração por pressão - (PSPMT–Pushed Shelby Tube Pressuremeter).

A utilização do pressiômetro de pré-furo requer a abertura prévia de um furo no terreno, ou seja, é necessário recorrer a equipamento de furação. O pressiômetro de Ménard é o modelo mais importante deste tipo de pressiômetro, razão pela qual alguma bibliografia denomina o ensaio pressiométrico com este tipo de aparelho por MPT, *Menard Pressuremeter Test* ou, PBPMT, *Preboring Pressuremeter*.

2.1 Interpretação do ensaio

Conforme normas ASTM D4719 (2020) e BS EN ISO 22476-4 (2012), a partir dos resultados obtidos pela calibração do pressiômetro de Menard, são realizadas as correções dos dados brutos de volume e pressão, conforme as Equações (1) e (2), respectivamente.

$$p = p_r - p_e.(V_r) + p_h \quad (1)$$

Onde:

- p: pressão corrigida, em MPa;
- p_r: pressão medida em 60 segundos, em MPa;
- $p_e(Vr)$: pressão em função do volume medido em 60 segundos conforme a curva de calibração de pressão, em cm³;
- p_h: pressão hidrostática entre a unidade de controle e a sonda, em MPa

$$V = V_r - p_e.a \quad (2)$$

Onde:

- V: volume corrigida, em cm³;
- V_r: volume medido em 60 segundos, em cm³;
- p_r: pressão medida em 60 segundos, em MPa;
- a: coeficiente de calibração, fator obtido a partir da calibração de volume.

A pressão limite (p_l) foi calculada por dois métodos, o primeiro foi o apresentado pela norma americana ASTM D4719 (2020), essa técnica consiste em plotar as três últimas leituras correspondentes à fase plástica numa escala P versus $Log_{10}V$. Os pontos plotados devem formar uma linha reta de acordo com a Figura 2, o prolongamento da reta até a ordenada correspondente ao dobro do volume inicial da cavidade, ou seja, $V = V_S + 2V_1$, fornecerá a pressão limite P_L. Considerando V_S o volume da sonda e V_1 o volume do início da fase pseudoelástica.

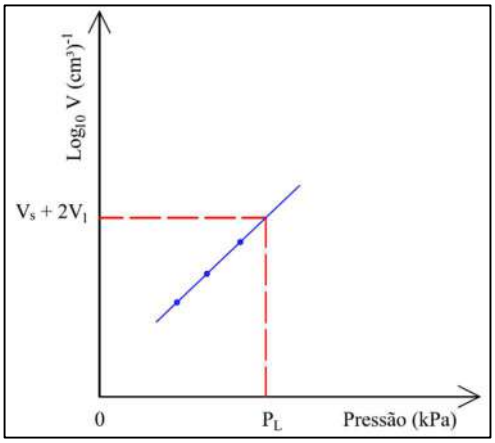


Figura 2. Técnica para obtenção da pressão limite – Ensaio Pressiométrico (Cândido, 2016).

O segundo método utilizado para cálculo da pressão limite foi o recíproco (1/V), conforme a norma BS EN ISO 22476-4 (2012). Os pares (p, V) de leituras são transformados em valores (p, 1/V) e então é realizada uma regressão linear utilizando as três últimas leituras. Esta extrapolação deve ser obtida pela seguinte transformação (Equação (3)):

$$V^{-1} = A.p + B \tag{3}$$

Onde:

- A e B: coeficientes obtidos por uma regressão de mínimos quadrados de Y em p.

Após a determinação destes coeficientes, a pressão limite é calculada pela Equação (4).

$$p_{LMR} = -\frac{B}{A} + \frac{1}{[A.(V_s+2V_1)]} \tag{4}$$

Onde:

- p_{LMR}: pressão limite do solo, em MPa;
- V_s: volume da célula central da sonda, em cm³;
- V_1: volume do ponto inicial do trecho pseudoelástico, em cm³.

Já o parâmetro de pressão (p_l^*) é definido pela Equação (5).

$$p_l^* = p_l - \sigma_{hs} \tag{5}$$

2.1 Determinação do Ângulo de Atrito

Para determinação do ângulo de atrito através do ensaio pressiométrico, foram considerados três métodos encontrados na literatura. O primeiro foi método de Hughes et al. (1977, apud Oliva, 2009), que se baseia na expressão da curva pressiométrica a partir da pressão de cedência, no entanto Briaud (1992, apud Oliva, 2009) avisa que este método foi desenvolvido para o pressiômetro auto perfurador.

O segundo método foi o empírico proposto por Calhoon (1970, apud Oliva, 2009) e determina o valor de ϕ' com base nos parâmetros módulo pressiométrico (E_M) e pressão limite (p_l) através do ábaco apresentado na Dissertação de Oliva (2009) na Figura 4.15. Este método não apresentou resultados satisfatórios, já que para encontrar a interseção entre os resultados de E_M e p_l encontrados nos ensaios análisados neste estudo, as isolinhas desses parâmetros teriam que ser expandidas.

O terceiro e último método considerado foi a correlação empírica proposta pelo Centre d'Études Ménard (1970, apud Oliva, 2009) é o ábaco que se baseia na Esquação (6). O parâmetro *b* é igual a 180 para

solos saturados e igual a 350 para solos secos. O valor da pressão p_l^* é expresso em kPa. Clarke (1995, apud Oliva, 2009) aconselha o uso do valor médio, *b* = 250, tal como proposto por Ménard. Este último método foi o que apresentou melhores resultados e, portanto, foi o adotado neste estudo para as correlações.

$$p_l^* = b \times 2^{\frac{\phi'-24}{4}} \quad (6)$$

3 CORRELAÇÕES ENTRE O ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO E O ÂNGULO DE ATRITO

Diante do cenário de escassez de ensaios de laboratório na prática de engenharia, muitos autores propuseram correlações entre o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) e o ângulo de atrito (ϕ), dentre eles, Muromachi et al.(1974, apud Mc Gregor e Ducan, 1998), Shioi and Fukui (1982, apud Bowles, 1997), Godoy (1983, apud Ribeiro et al. 2019), Wolff (1989, apud Mutjaba et al. 2017), Teixeira (1996, apud Ribeiro et al. 2019), Hatanaka e Uchida (1996, apud Ching, 2016), Chen (2004, apud Ching, 2016), Schnaid (2009), Geofast (2018, apud Bicalho, 2019) e Mucheti & Albuquerque (2019) conforme apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Metodologias para correlação entre o índice de resistência à penetração e o ângulo de atrito.

Metodologia	Formulação
Muromachi et al.(1974, apud Mc Gregor e Ducan, 1998)	$\phi = 20° + 3{,}5.\sqrt{N_{70}}$
Shioi and Fukui (1982, apud Bowles, 1997)	$\phi = 27° + 0{,}36.N_{70}$
Godoy (1983, apud Ribeiro et al. 2019)	$\phi = 28° + 0{,}4.N_{70}$
Wolff (1989, apud Mutjaba et al. 2017)	$\phi = 27° + 0{,}3.N_{60} + 0{,}00054.N_{60}^2$
Teixeira (1996, apud Ribeiro et al. 2019)	$\phi = 15° + \sqrt{24.N_{70}}$
Hatanaka e Uchida (1996, apud Ching, 2016)	$\phi = 20° + \sqrt{15{,}4.N_{1,60}}$
Chen (2004, apud Ching, 2016)	$\phi = 27{,}5° + 9{,}2.\log 10(N_{1,60})$
Schnaid et al. (2009)	$\phi = 18°.N_{1,60}^{0{,}234}$
Geofast (2018, apud Bicalho, 2019)	$\phi = 25° + \sqrt{24.N_{70}}$
Mucheti & Albuquerque (2019)	$\phi = (N_{70}/2{,}66) + 27{,}5$

É importante ressaltar que os resultados encontrados através das 10 metodologias apresentadas na Tabela 1 foram corrigidos em função da granulometria predominante do estéril (areia siltosa) pela metodologia Mucheti & Albuquerque (2019), visto isso, foi subtraido o valor de 0,71 nos ângulos de atritos obtidos.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

As Tabelas 2 e 3 apresentam os valores de ângulo de atrito efetivo para o estéril da Pilha I e II, respectivamente. Estes foram estimados a partir da consolidação de todos os furos de ocorrência desse material, a partir da correlação empírica proposta pelo Centre d'Études Ménard (1970) apud Oliva (2009). Os ensaios em negrito e sublinhado apresentaram maior discrepância para o valores de p_l^*, ou seja, ficaram fora do intervalo (média – 2 desvios padrão; média + 2 desvios padrão) e, consequentemente, os ângulos de atrito obtidos por esses ensaios, visto isso não foram desconsiderados para os dados estatísticos.

Tabela 2. Ângulo de atrito efetivo em função de p_l^* para o estéril da Pilha I.

Furo	Prof. (m)	p_l^* (kPa)	ϕ (°) Máximo b = 350	ϕ (°) Médio b = 250	ϕ (°) Mínimo b = 180
A	10,0	1780,7	37,2	35	33,3
A	18,5	294,8	26,9	24,6	23,0
A	20,0	943,3	33,6	31,3	29,7
A	25,0	1661,0	36,8	36,8	36,8
B	5,0	2131,9	38,3	36,1	34,4
C	5,0	2158,8	38,4	36,1	34,5
C	14,0	400,0	28,6	26,4	24,7
C	20,0	1598,5	36,6	34,4	32,7
D	10,0	2818,2	39,7	37,4	36,0

Tabela 3. Ângulo de atrito efetivo em função de p_l^* para o estéril da Pilha II.

Furo	Prof. (m)	p_l^* (kPa)	ϕ (°) Máximo b = 350	ϕ (°) Médio b = 250	ϕ (°) Mínimo b = 180
E	6	656,2	31,4	29,1	27,5
E	10	698,5	31,9	29,6	28,0
E	18	1.039,8	34,0	31,8	30,3
E	20	863,7	33,1	30,8	29,2
E	24	2.224,3	38,6	36,3	34,7
F	11	969,4	33,7	31,5	29,9
F	15	1.731,5	37,1	34,9	33,2
F	20	6.815,3	45,0	42,7	41,1
F	34	17.006,0	50,3	48,0	46,3
G	6	466,1	29,5	27,3	25,7
G	10	282,3	26,6	24,4	22,8
G	**15**	**44.120,6**	**55,9**	**53,5**	**52,0**
G	20	1.534,0	36,4	34,1	32,5
G	25	2.672,1	39,6	37,4	35,8
H	**5**	**94.800,7**	**60,1**	**57,9**	**56,2**
I	5	586,8	30,9	28,6	27,0
I	**10**	**31.074,4**	**53,8**	**51,7**	**49,7**

O tratamento estatístico dos dados de ângulo de atrito obtidos nos ensaios executados no estéril das Pilhas I e II (Tabelas 2 e 3) são apresentados nas Tabelas 4 e 5, respectivamente. Prevost et al. (1997) sugere a utilização de um percentil de 20%, já Olson (2001) sugere a utilização de um percentil de 33%, buscando valores representativos à moda. No âmbito deste estudo foi considerado o 1° quartil (considerando b médio, temos $\phi_{\text{Pilha I}} = 28,9$ e $\phi_{\text{Pilha II}} = 29,0$), tendo em vista que a utilização de percentil elevado reproduzirá valores muito elevados e com pouca repetibilidade.

Tabela 4. Dados estatísticos obtidos para o ângulo de atrito efetivo em função de p_l^* do estéril da Pilha I.

Ângulo de Atrito b	ϕ (°) Máximo	ϕ (°) Médio	ϕ (°) Mínimo
Mínimo	26,9	24,6	23,0
Máximo	39,7	37,4	36,8
Média	35,1	33,1	31,7
Desvio Padrão	3,6	3,8	3,9
1º Quartil	31,1	28,9	27,2

Tabela 5. Dados estatísticos obtidos para o ângulo de atrito efetivo em função de p_l^* do estéril da Pilha II.

Ângulo de Atrito b	ϕ (°) Máximo	Médio	Mínimo
Mínimo	26,6	24,4	22,8
Máximo	50,3	48,0	46,3
Média	35,6	33,3	31,7
Desvio Padrão	4,8	4,8	4,8
1º Quartil	31,3	29,0	27,4

Nos ensaios à percussão realizados em 14 furos da Pilha de Estéril I, observou-se grande variação nos valores de resistência à penetração, alcançando valores de N_{SPT} entre 2 e 50 golpes, devido da presença de blocos e matacões justapostos ao material inconsolidado. Esse material apresentou espessuras de 1,00 a 51,00 m, a depender do furo prospectado. Tal resultado deve-se à heterogeneidade nos materiais depositados na Pilha. Foi observado uma diferença considerável entre os valores calculados para o ângulo de atrito de acordo com correlações dos diversos autores apresentados no item 3. O ângulo de atrito efetivo, considerando o valor mínimo e máximo dos resultados de N_{SPT} ensaiados corresponde ao intervalo de 25º a 49º.

Assim como na Pilha I, observou-se grande variação nos valores de resistência à penetração nos ensaios realizados em 21 furos da Pilha II, alcançando valores de N_{SPT} entre 2 e 50 golpes, devido da presença de blocos e matacões justapostos a material inconsolidado. Esse material apresentou espessuras de 1,00 a 39,00 m, a depender do furo prospectado. Esse resultado também confirma a heterogeneidade no estéril da Pilha II.

A Figura 3 apresenta os histogramas de ângulo de atrito efetivo obtidos por correlações com N_{SPT} nas 10 metodologias indicadas no item 3 para o Estéril das Pilhas I (Figura 3(a)) e II (Figura 3(b)). Assim como para ensaios PMT, foi considerado o 1° quartil da análise estatística dos ângulos de atrito obtidos por correlação com N_{SPT}, com isso foram encontrados os valores de 32,5° para o estéril da Pilha I e 31,9° para o estéril da Pilha II.

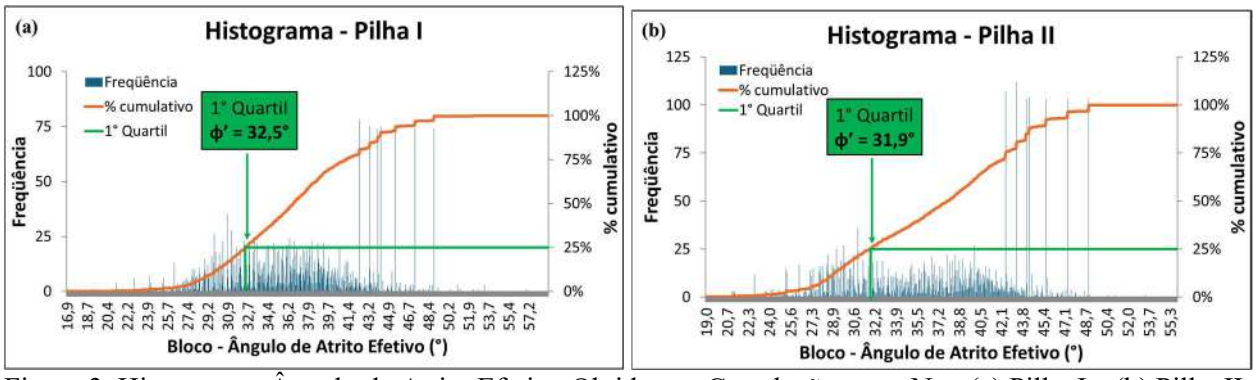


Figura 3. Histograma, Ângulo de Atrito Efetivo Obtido por Correlações com N_{SPT} (a) Pilha I e (b) Pilha II.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando a comparação entre os valores de ângulo de atrito encontrados para o estéril a partir dos ensaios pressiométricos e aqueles encontrados pelo tratamento estatísticos das 10 correlações apresentadas no item 3 ($\phi_{SPT\ Pilha\ I} = 32,5°$ e $\phi_{SPT\ Pilha\ II} = 31,9°$), verifica-se que para os estéreis das duas pilhas, independente do parâmetro b utilizado, os ângulos de atrito encontrados pelos ensaios PMT apresentaram menor variação nos resultados e foram inferiores aos obtidos através do N_{SPT}. Este fato pode estar correlacionado com a presença de blocos rochosos no estéril das duas pilhas, já estes podem tendenciar a um N_{SPT} elevado.

A diferença entres os resultados encontrados pelas correlações com N_{SPT} e pelos ensaios PMT ($\phi'_{SPT} - \phi'_{PMT}$), considerando o parâmetro b, variaram de 1,4° a 5,3° na Pilha I e de 1,2° a 5,1° na Pilha II, sendo os resultados da Pilha I ligeiramente mais discrepante que os da Pilha II, esse fato pode indicar maior heterogeneidade do estéril da Pilha I.

Também foi verificado que apesar dos ângulos de atrito efetivos obtidos através dos ensaios PMT serem ligeiramente maior na Pillha II, os resultados encontrados pelas correlações com N_{SPT} são maiores na Pilha I

com uma diferença entre os valores superior ao do PMT. Embora haja essa ligeira diferença entre os ângulos de atrito das pilhas encontrados pelos dois ensaios, esta diferença não é significativa. Pode-se correlacionar essa pequena diferença entre os ângulos de atritos da Pilha I e da Pilha II ao fato de que o estéril das duas estruturas são provenientes da mesma mina.

Pode-se concluir que a utilização de pressiômetros de Menard fornece informações valiosas sobre a resistência do solo, aparentemente se mostra menos sensível à heterogeneidade do material e quando realizado um tratamento estatístico, utilizando histogramas e definindo os parâmetros conforme a repetibilidade, pode ser representativo para utilização em pilha de estéril. Além disso, a correlação dos dados com metodologias baseadas em N_{SPT} permite uma parametrização, podendo comparar e avaliar a ordem de grandeza dos dados obtidos pelo ensaio pressiométrico, o que é crucial para a avaliação da estabilidade e segurança da pilha de estéril.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International (2020). ASTM D4719: *Standard test method for prebored pressuremeter testing in Soils.*

Bicalho, A.L.B.A. (2019) Análise de soluções para projeto de fundação de aterro sobre solo compressível no KM571+100 da pista norte da BR-381. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto/ UFOP, Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, 162 p.

Bowle, P.E. (1997). *Foundation Analysis And Design,* Fifth Edition, The McGraw-Hill Companies, Inc. New York, NY, USA, 1168 p.

BSI Standards Publication (2012). BS EN ISO 22476-4:2012: *Geotechnical investigation and testing — Field testing Part 4: Ménard pressuremeter test.*

Cândido, E. S. (2016) *Análise inversa do ensaio pressiométrico utilizando o modelo hiperbólico.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa/ UFV, 177 p.

Da Silva. E.M.J. (2001) O Ensaio Pressiométrico: Metodologia de Ensaio e Calibração do Equipamento. Disponível em: <http:// https://sapientia.ualg.pt/bitstream/10400.1/152/1/11_23.pdf>. Acesso em: 21 mar. 2024.

Ching, J., Lin, G., Chen, J., Phoon, K. (2016) Transformation models for effective friction angle and relative density calibrated based on a generic database of cohesionless soils. *Canadian Geotechnical Journal.* doi.org/10.1139/cgj-2016-0318.

McGregor, J. A., Duncan, J. M. (1998) Performance and Use of the Standard Penetration Test in Geotechnical Engineering Practice. Report of a study performed by the Virginia Tech Center for Geotechnical Practice and Research.

Mucheti, A. S. e Albuquerque, P. J. R. (2019) Desenvolvimento de correlação entre NSPT e ângulo de atrito efetivo e, também, ajuste de ângulos de atritos obtidos por correlação com NSPT em função da granulometria do material. Universidade Estadual de Campinas – Unicamp, Campinas, Brasil.

Mutjaba, Hassan; Farooq, Khalid; Sivakugan, Nagaratnam; Das, Braja M. (2017) Evaluation of Relative Density and Friction Angle Based on SPT-N Values. *KSCE Journal of Civil Engineering*, DOI 10.1007/s12205-017-1899-5.

Oliva, R.R.R.S (2009) *Caracterização do comportamento de materiais a partir do ensaio pressiométrico.* Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 125 p.

Olso, S.M. (2001) *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance.* Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, 566p.

Prevost, J. H.; Deodatis, G.; Popescu, R. (1997). *Effects of spatial variability on soil liquefaction: some design recommendations.* Géotechnique, 47(5), 1019–1036. doi:10.1680/geot.1997.47.5.1019.

Ribeiro, D. F. D., Aguiar, M. F. P., Mendes, G. C. M., Veríssimo, S. F. (2019) Estudo das Correlações entre os Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento dos Solos e o Índice de Resistência à Penetração (N_{SPT}). 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, Brasil.

Schinaid, F., Odebrecht, E., Rocha, M.M., Bernardes, G.P. (2009) Prediction of soil properties from the concepts of energy transfer in dynamic penetration tests. *J. Geotech. Geoenv. Eng., ASCE,* v. 135, n. 8, p. 1092-1100.

Shioi, Y., and J. Fukui (1982), "Application of N-Value to Design of Foundations in Japan," 2nd ESOPT, vol. l,pp. 159-164.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/556

Poços de grande diâmetro em meio urbano, Reservatórios Nado 1 e Vilarinho 2, Belo Horizonte - Modelo geotécnico
Large diameter deep excavations in urban environment, Nado 1 and Vilarinho 2 reservoirs, Belo Horizonte – Geotechnical model

Miriam Lopes
Engenheira Civil Geotécnica, JETsj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal, mlopes@jetsj.com

Nuno Braz da Silva
Coordenador de Projeto, JETsj Geotecnia Lda., Belo Horizonte, Brasil, nsilva@jetsj.com

André Henriques
Engenheiro Civil Estrutural, JETsj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal, ahenriques@jetsj.com

RESUMO: O presente artigo trata o modelo geotécnico empregue nas análises tensão-deformação das obras de escavação profunda para a execução dos reservatórios "Nado 1" e "Vilarinho 2" inseridos no sistema de controle de cheias da cidade de Belo Horizonte, Minas Gerais. O cenário geológico nas áreas de influência dos referidos reservatórios caracteriza-se pela presença de depósitos recentes de origem antrópica, aluvionar e coluvionar que recobrem a unidade litoestatigráfica "Complexo Belo Horizonte", composta por uma formação rochosa de gnaisse, com vários estados de alteração. Neste enquadramento foram efetuadas campanhas de sondagens, bem como de ensaios *in situ* de palheta, PMT, DMT e de permeabilidade. Foi ainda executada prospecção geofísica, em particular, ensaios do tipo *crosshole* e o levantamento de perfis MASW. Em complemento, foram executados ensaios laboratoriais de caracterização e de resistência ao corte em solos. A análise conjunta desta informação permitiu a elaboração de dois modelos geológicos e geotécnicos tridimensionais, incluindo parametrização geomecânica, que serviram de base aos projetos de ambos os reservatórios, e que serão posteriormente ajustados tendo por base a informação coletada durante a fase de obra, em particular, pelas retroanálises a desenvolver com base nos resultados do monitoramento previsto.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaios *in situ*, Ensaios de laboratório, Prospecção geofísica, Escavação profunda, Meio urbano, BIM.

ABSTRACT: The present work deals with the geotechnical model considered in the stress-strain analysis of the deep excavation works for the construction of the "Nado 1" and "Vilarinho 2" reservoirs inserted in Belo Horizonte's flood control system. The geological scenario in the areas of influence of the reservoirs is characterized by the presence of recent deposits of anthropogenic, alluvial and colluvial origin that cover the "Belo Horizonte Complex" lithostatigraphic unit, composed of a gneiss rock formation, with various degrees of weathering. In this context, geotechnical investigations were carried out, including mechanical boreholes, PMT, DMT and permeability *in situ* tests. Geophysical prospecting was also carried out, namely, crosshole tests and MASW profile surveys. In addition, laboratory tests were also carried out for soil characterization as well as evaluating shear strength in soils. The joint analysis of this information allowed the creation of two three-dimensional geological and geotechnical models, including geomechanical parameterization, which served as the basis for the designs of both reservoirs, and which will be subsequently confirmed and adjusted based on the information collected during the construction phase, in particular, through the retro-analyses to be developed based on the results of the planned monitoring.

KEYWORDS: *In situ* geotechnical investigations, Laboratory tests, Geophysical prospecting, Deep excavation, Urban environment, BIM.

1 INTRODUÇÃO

No presente artigo apresenta-se o modelo geotécnico elaborado no âmbito do projeto dos reservatórios subterrâneos "Nado 1" e "Vilarinho 2" inseridos no conjunto de obras de mitigação das inundações recorrentes dos córregos Vilarinho, Nado e Ribeirão Isidoro, integrados na bacia hidrográfica do Ribeirão do Onça. A presente obra insere-se na reestruturação do sistema de escoamento e macrodrenagem da cidade de Belo Horizonte, estado de Minas Gerais. Na Figura 1 e Figura 2, é possível identificar, respetivamente, a implantação dos reservatórios "Nado 1" e "Vilarinho 2", bem como algumas das mais relevantes confrontações e condicionantes.

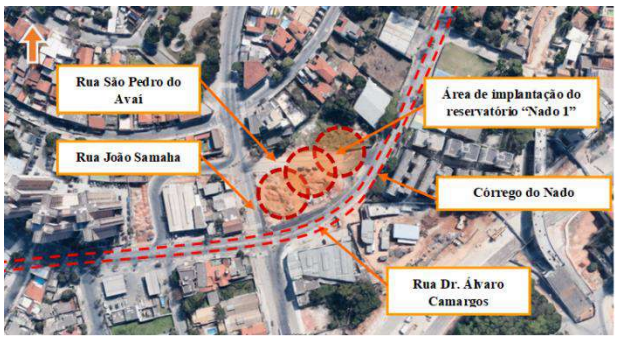


Figura 1. Vista aérea do local de intervenção – Reservatório "Nado 1" (imagem retirada do Google Earth, consultada a julho de 2021).

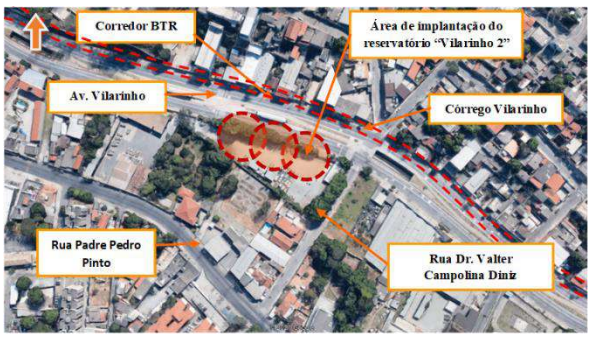


Figura 2. Vista aérea do local de intervenção – Reservatório "Vilarinho 2" (imagem retirada do Google Earth, consultada a julho de 2021).

A escavação de aproximadamente 3 500 m^2 e cerca de 35 m de profundidade necessária à construção de ambos os reservatórios, situada em uma área densamente povoada de Belo Horizonte, impõe um processo de dimensionamento caracterizado por uma interação solo-estrutura complexa. Diversos fatores devem ser considerados, como: a assimetria geológica, a simetria estrutural, as análises de fluxo e a estabilidade do fundo da escavação em formações permeáveis (ruptura hidráulica), o faseamento construtivo da obra e o controle da bacia de recalques na área circundante (Braz da Silva *et al*, 2022). Assim, são necessárias análises tridimensionais para obter resultados mais confiáveis, abordando adequadamente a interação solo-estrutura (Ou, 2006).

Neste enquadramento, procurando avaliar o efeito da assimetria geológica e da presença das estruturas e infraestruturas vizinhas, e, deste modo, estimar, da melhor forma possível, a variação espacial de impulsos atuantes nas paredes de contenção e, consequentemente, dos esforços e deformações atuantes na estrutura, procedeu-se à realização de análises de elementos finitos tridimensionais, recorrendo-se ao *software* PLAXIS 3D, simulando as principais fases construtivas. As referidas análises são descritas em (Braz da Silva *et al*, 2022) e (Henriques *et al*, 2022).

No presente artigo iremos abordar o modelo geotécnico desenvolvido com vista a alimentar corretamente a geometria e modelos constitutivos utilizados nas análises tensão deformação com vista a um correto dimensionamento da obra geotécnica e estrutural.

2 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

De acordo com a Carta Geológica de Belo Horizonte (folha SE.23-Z-C-V1, escala 1:100 000), ilustrada na Figura 3, e sua Nota Explicativa, desenvolvidas pelo "Programa levantamentos geológicos básicos do Brasil", a área de estudo está localizada em uma formação do período Arqueano, conhecida como "Complexo Belo Horizonte – Ab". Esta formação é composta por gnaisses cinzentos, que frequentemente exibem bandamento composicional e características de migmatização. Na região metropolitana, esses gnaisses geralmente apresentam alto grau de intemperismo devido ao relevo arrasado, com boas exposições em pedreiras. Essas rochas frequentemente formam estruturas como cúpulas ou pães-de-açúcar, como observado na região de Ravena. Os solos dessa área variam de arenosos a argilo-arenosos róseos, sendo por vezes um saibro esbranquiçado nos estágios iniciais de meteorização (Brandalise, 1999).

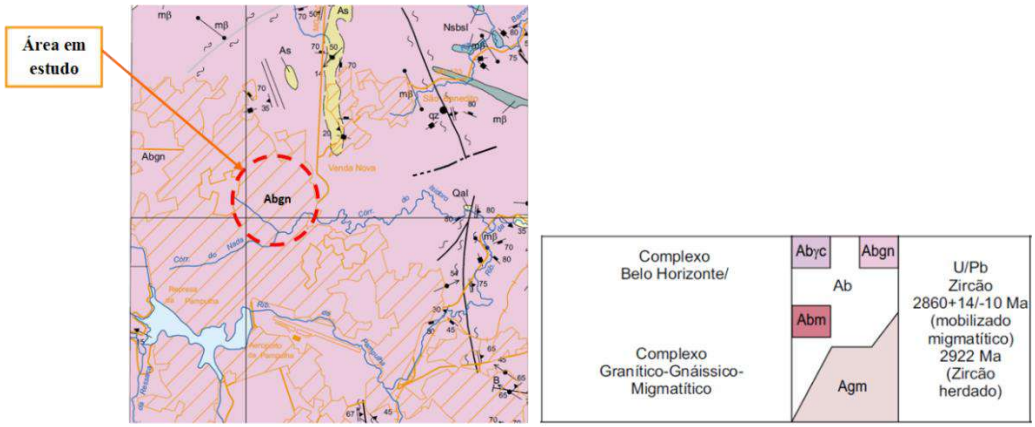


Figura 3. Extrato da Carta geológica Belo Horizonte SE.23-Z-C-V1, à escala 1:100 000 - CPRM - 2000 (Brandalise, 1999).

3 TRABALHOS DE PROSPECÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA REALIZADOS

Com o objetivo de identificar a natureza, espessura e estrutura geológica das formações que serão interceptadas pela escavação para a construção dos reservatórios "Nado 1" e "Vilarinho 2", bem como suas características geomecânicas, foi realizado um conjunto abrangente de trabalhos de prospecção nas áreas de interesse. Estes trabalhos incluíram prospecções mecânicas, geofísicas e ensaios *in situ*, especificamente: (14+9) sondagens percussivas e (18+18) sondagens mistas, ambas associadas a ensaios de penetração dinâmica do tipo SPT, atingindo uma profundidade de até 48m; ensaios de permeabilidade *in situ*, de infiltração em solos e de perda de água sob pressão em rocha; ensaios *in situ* de palheta (*Vane test*); ensaios *in situ* de pressiômetro (PMT); ensaios *in situ* de diatômetros de Marchetti (DMT); ensaios *in situ* do tipo *Crosshole*; e o levantamento *in situ* de perfis do tipo MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*).

Na Figura 4 e Figura 5, apresentam-se as plantas de implantação das investigações geotécnicas realizadas.

Em complemento, foi realizada uma campanha de ensaios de laboratório, incluindo a execução de ensaios de caracterização (análises granulométricas, determinação dos limites de Atterberg, avaliação da densidade específica e determinação do teor de humidade) e de ensaios de compressão triaxial do tipo adensado drenado (CID), sobre amostras indeformadas coletadas durante a furação associada às sondagens mecânicas.

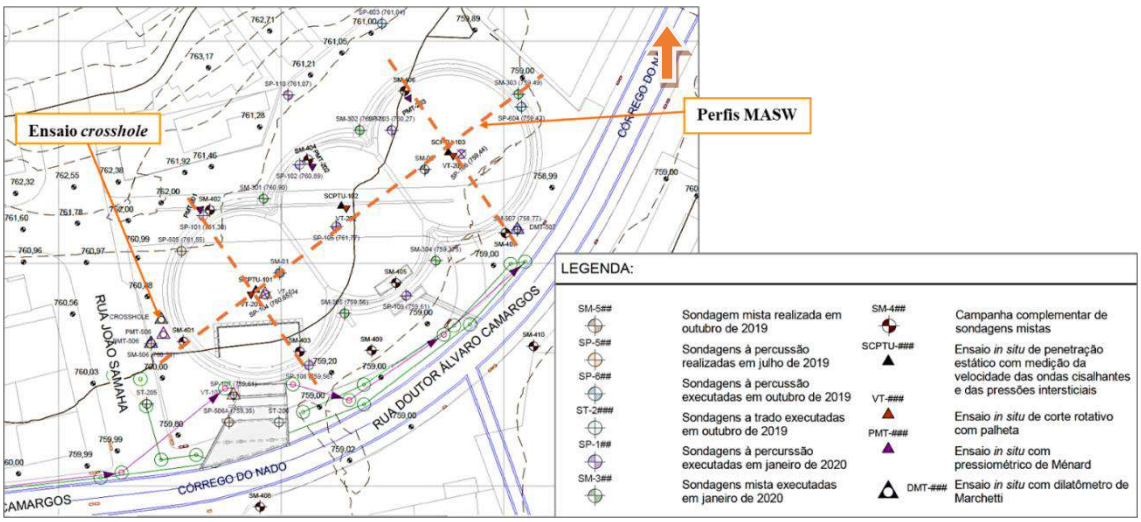


Figura 4. Planta de localização das investigações geotécnicas, na área de implantação do reservatório "Nado 1" (sem escala).

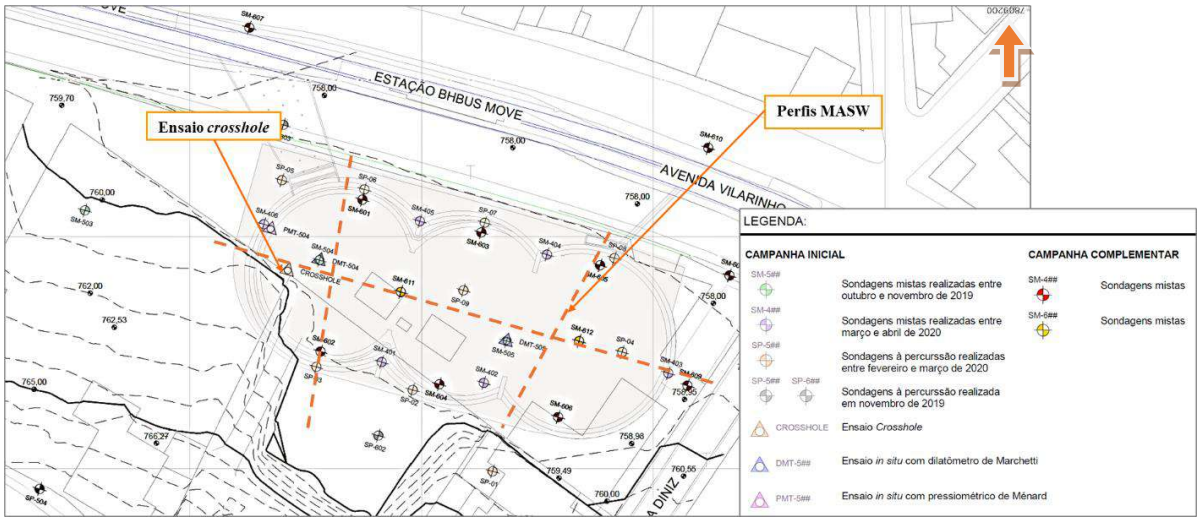


Figura 5. Planta de localização das investigações geotécnicas, na área de implantação do reservatório "Vilarinho 2" (sem escala).

4 MODELO GEOTÉCNICO

A análise do conjunto de informação proporcionada pelas campanhas de prospecção implementadas, convenientemente enquadrado pela consulta da carta geológica de Belo Horizonte, folha SE.23-Z-C-V1 (Brandalise, 1999), permitiu sistematizar as diferentes unidades lito-estratigráficas interferidas pelos terrenos onde se pretende proceder à implantação dos reservatórios "Nado 1" e "Vilarinho 2".

Verifica-se assim que o ambiente geológico local envolve, em geral, uma camada superficial de materiais modernos de origem antrópica, aluvionar e coluvionar, denominados como "depósitos de aterro" e "depósitos aluvionares/coluvionares" respetivamente. Subjacente a estas formações, encontra-se um substrato datado do Arqueano, representando a unidade lito-estratigráfica designada por "Complexo Belo Horizonte" (Ab), composto superficialmente por solos residuais/saprólitos que recobrem um maciço rochoso de gnaisse com um grau de alteração que varia de são a muito alterado.

4.1 Zonamento

Com base na análise e interpretação das informações obtidas no decorrer trabalhos de prospecção realizados nas áreas de implantação de ambos os reservatórios, foi definido um zonamento geotécnico considerando uma perspectiva uniformizadora e geotecnicamente coerente, centrada no objetivo central deste estudo: caracterizar as condições geológico-geotécnicas nos terrenos alvo de escavação e de fundação existentes nos locais de implantação dos reservatórios "Nado 1" e "Vilarinho 2".

Tal zonamento foi definido, como se referiu, com base nos resultados obtidos com os trabalhos de prospecção, na observação do local da obra e nos elementos bibliográficos existentes, ponderando todos estes dados juntamente com a tipologia das obras a construir, tendo sido individualizadas, genericamente, três zonas geotécnicas distintas, ZGA, ZGB e ZGC:

i. ZGC – Depósitos recentes;
ii. ZGB – Solos resultantes da alteração do maciço de rochoso (gnaisse);
iii. ZGA – Maciço rochoso de gnaisse.

Relativamente às unidades geológicas geotécnicas adotadas, na sequência da análise dos dados disponíveis, optou-se por subdividir as unidades ZGA, ZGB e ZGC de modo a melhor adequar e otimizar as soluções desenvolvidas, constituindo-se um zonamento geológico-geotécnico, essencialmente baseado em critérios pedológicos e de resistência.

Neste sentido, subdividiu-se a unidade ZGC (depósitos recentes) em ZGC2 – depósitos de aterro e ZGC1 – depósitos aluvionares/coluvionares.

Os depósitos de aterro (ZGC2), na área de implantação do reservatório "Nado 1", são constituídos por solos finos de consistência mole a dura, apresentando-se predominantemente como de consistência média. Na área de implantação do reservatório "Vilarinho 2", estes materiais são constituídos por solos finos de consistência mole a rija, sendo predominantemente de consistência mole e média.

No que concerne aos depósitos de materiais aluvionares (ZGC1), verifica-se que os mesmos, na área de implantação do reservatório "Nado 1", constituem materiais de consistência muito mole a duros, verificando-se, no entanto, tratar-se, na maior parte, de solos de consistência mole.

Relativamente à área de implantação do reservatório "Vilarinho 2", os depósitos de material aluvionar/coluvionar, apresentam-se com uma consistência classificada como muito mole a muito rija, verificando-se, no entanto, tratar-se na maior parte de solos de consistência mole.

Os solos resultantes dos processos de alteração/meteorização do gnaisse subjacente, em ambas as áreas prospetadas, são constituídos por solos fofos a muito compactos, revelando-se predominantemente compactos, deste modo, a unidade ZGB (solos resultantes da alteração do maciço de rochoso) foi subdividida, em função do valor de N_{SPT}, em três zonas distintas. Nomeadamente, ZGB3 que aglomera o conjunto de solos em que foram detectados valores de N_{SPT} inferior ou igual a 30 golpes; ZGB2 a que correspondem os materiais em que os valores registados de N_{SPT} são superiores a 30 golpes, mas inferiores a 60 golpes; e ZGB1 a que correspondem os materiais para os quais ainda foram realizados ensaios de penetração dinâmica, mas para os quais foi atingida a nega (penetração inferior a 15cm para 60 golpes).

Os gnaisses identificados no local (ZGA), foram também subdivididos, respetivamente em ZGA2 e ZGA1, em função do grau de alteração. Assim sendo, ZGA2 corresponde aos gnaisses muito alterados (A4/C4) e ZGA1 aos gnaisses moderadamente alterados (A3/C3) a sãos (A1/C1).

Deste modo, no zonamento considerado, distinguiram-se um total de 7 zonas geotécnicas (ZGC2, ZGC1, ZGB3, ZGB2, ZGB1, ZGA2 e ZGA1) separando neste zonamento os diferentes complexos lito-estratigráficos atravessados pela obra e algumas subunidades individualizadas em função de distintas características mecânicas. A Tabela 1 resume o zonamento geológico-geotécnico considerado.

Tabela 1. Tabela síntese do zonamento geotécnico

I.D.	Descrição	Litologia
ZGC.2	Depósitos de aterro	Argilas areno-siltosas por vezes com fragmentos líticos
ZGC.1	Depósitos aluvionares/coluvionares	Argilas, por vezes com matéria orgânica, argilas arenosas, argilas siltosas, siltes arenosos, siltes argilo-arenosas e areias
ZGB.3	Solos de alteração ($N_{SPT}\leq30$)	Siltes arenosos, siltes argilosos e areias com argila e silte
ZGB.2	Solos de alteração ($30<N_{SPT}<60$)	Siltes arenosos e siltes arenosos com argila
ZGB.1	Solos de alteração ($N_{SPT}\geq60$) / Gnaisse (A5/C5)	siltes arenosos, areias siltosas e areias médias a grossas
ZGA.2	Gnaisse (A4/C4)	Maciço rochoso muito alterado
ZGA.1	Gnaisse (A3/C3) a (A1/C1)	Maciço rochoso são a moderadamente alterado

4.2 Parametrização geomecânica

4.2.1 Resistência

No que concerne à caracterização da resistência dos materiais interessados, procurou-se definir, para solos, envoltórias de resistência tendo por base os critérios de rotura de Mohr-coulomb e de Tresca. Para rochas recorreu-se a envoltórias de resistência definidas tendo por base o critério de rotura de Hoek-Brown.

As envolventes de ruptura definidas em tensões totais, através do critério de ruptura de Tresca, caracterizado pela grandeza resistência não drenada, S_u, para ZGC1 e ZGC2, foram estimadas através dos resultados dos ensaios *in situ* de palheta, devidamente afetados pelo coeficiente de correção proposto por Bjerrum (1973) (Briaud, 2013), e a partir de correlações empíricas baseadas nos ensaios de penetração dinâmica (SPT), considerando a correlação $5=[S_u/N_{60}]$, correspondente ao valor médio proposto (4 a 6 $[S_u/N_{60}]$) por Stroud (1998) (Schnaid, 2012), respetivamente.

No que concerne às envoltórias de rotura de Mohr-Coulomb, em tensões efetivas, definidas pelo conjunto de parâmetros: ângulo de atrito interno, ϕ', e coesão efetiva, c', elas foram definidas tendo por base os resultados dos ensaios triaxiais bem como de informações presentes na literatura e de correlações baseadas nos ensaios de penetração dinâmica (SPT), em particular, propostas por Kulhawy & Mayne (1990), Hutanaka & Uchida (1996), Wolff (1989) e Teixeira (1996) (Schnaid, 2012; Kulhawy *et al*, 1990).

4.2.2 Rigidez

A estimativa dos valores do módulo de distorção inicial (na gama das muito pequenas deformações), partiu dos valores de velocidade de ondas cisalhantes aferidos por métodos geofísicos, em particular, tendo por base os resultados dos ensaios *crosshole* e levantamento de perfis MASW.

Os valores dos módulos de deformabilidade secante (E') e de compressão unidimensional (E_{oed}), para as zonas ZGB e ZGC, foram estimados com base nos resultados dos ensaios *in situ* realizados com pressiômetro de Ménard (PMT) e dilatômetro de Marchetti (DMT). Por outro lado, o módulo de deformabilidade secante do maciço rochoso para a zona geotécnica ZGA foi estimado com base em informações encontradas na literatura.

4.2.1 Estado de tensão in situ

Os valores do coeficiente de empuxo em repouso (K_0) e razão de pré-adensamento (OCR) foram estimadas, para os depósitos recentes (ZGC), através de correlações tendo por base os resultados dos ensaios de dilatômetro de Marchetti (DMT).

Para a definição do estado de tensão inicial das camadas resultantes da alteração do maciço de gnaisse (ZGB) considerou-se, a equação 1 proposta por Jaky.

$$K_0 = 1 - sen(\phi') \quad (1)$$

Relativamente aos materiais de natureza rochosa, a estimativa do coeficiente de empuxo em repouso foi realizada, recorrendo à expressão apresentada na equação 2, baseada na teoria da elasticidade, em que υ, corresponde ao coeficiente de poisson.

$$K_0 = \upsilon/(1 - \upsilon) \quad (2)$$

4.2.1 Permeabilidade

Na generalidade das zonas geotécnicas, com exceção de ZGC1 e ZGC2, a que correspondem, respetivamente, depósitos recentes de de origem sedimentar e antrópica, foi adoptada permeabilidade isotrópica. Para ZGC1 e ZGC2 foi adoptada uma relação de permeabilidade horizontal para vertical de dois. Os valores de permeabilidade horizontal estimados representam as médias dos valores obtidos nos ensaios de permeabilidade *in situ*, de infiltração em solos e de perda de água sob pressão em rocha.

Na Tabela 2 e Tabela 3, apresenta-se a síntese da parametrização geomecânica para rochas e solos respetivamente.

Tabela 2. Síntese de parametrização geomecânica para rochas

			Envoltória de rotura Hoek-Brown							Deformabilidade			Estado de tensão *in situ*	Parâmetros hidráulicos	
I.D.	γ_d	γ_{sat}	σ_{ci}	**GSI**	m_i	**D**	m_b	**s**	**a**	E_i	**E'**	**υ**	K_0	**kx**	**ky**
	[kN/m³]	**[kN/m³]**	**[Mpa]**	**[-]**	**[-]**	**[-]**	**[-]**	**[-]**	**[-]**	**[MPa]**	**[MPa]**	**[-]**	**[-]**	**[cm/s]**	**[cm/s]**
ZGA.2	24	25	160	25	28	0	1,923	0,00024	0,53127	42000	2753	0,22	0,28	2,81 x10^{-3}	2,81 x10^{-3}
ZGA.1	26	27	160	37	28	0	2,951	0,00091	0,51393	42000	5979	0,22	0,28	5,03 x10^{-3}	5,03 x10^{-3}

Tabela 3. Síntese de parametrização geomecânica para solos

			Envoltória de rotura				Deformabilidade					Estado de tensão *in situ*		Parâmetros hidráulicos	
			Mohr-Coulomb		Tresca		Grandes deformações			Muito pequenas deformações					
I.D.	γ_d	γ_{sat}	ϕ'	**c'**	S_u	$S_{u,r}$	**E'**	E_{oed}	υ	**Vs**	G_0	K_0	**OCR**	**kx**	**ky**
	[kN/m³]	**[kN/m³]**	**[°]**	**[kPa]**	**[kPa]**	**[kPa]**	**[MPa]**	**[MPa]**	**[-]**	**[m/s]**	**[MPa]**	**[-]**	**[-]**	**[cm/s]**	**[cm/s]**
ZGC.2	17	18	27	0	37,6	-	14	17,5	0,20	211	76	1	-	$1{,}96 \times 10^{-5}$	$9{,}82 \times 10^{-6}$
ZGC.1	16	17	30	0	60	25	12,5	15,6	0,30	228	83	1	2 a 3	$3{,}66 \times 10^{-5}$	$1{,}83 \times 10^{-5}$
ZGB.3	18	19	31	0	-	-	54	70,9	0,30	279	140	0,48	-	$3{,}28 \times 10^{-5}$	$3{,}28 \times 10^{-5}$
ZGB.2	20	21	34	0	-	-	96	120	0,30	579	670	0,44	-	$4{,}08 \times 10^{-5}$	$4{,}08 \times 10^{-5}$
ZGB.1	21	22	39	0	-	-	1056	-	0,30	597	748	0,37	-	$6{,}13 \times 10^{-4}$	$6{,}13 \times 10^{-4}$

3 MODELAÇÃO GEOMÉTRICA TRIDIMENSIONAL

Para uma avaliação mais precisa dos materiais a intersetar pelas paredes moldadas, assim como para determinar os volumes de escavação desses materiais e a posição do nível freático, optou-se por realizar uma modelagem tridimensional da estrutura geológica.

Essa modelagem foi desenvolvida utilizando a ferramenta de Estratigrafia do *software* GEO5, partindo das informações fornecidas pelo extenso plano de prospecção executado. A metodologia inclui a introdução de diversos dados de ensaios de campo pontuais (como sondagens, poços, CPT, DPT, SPT, DMT e PMT), que representam pontos de transição entre diferentes formações geológicas, juntamente com dados do levantamento topográfico. Isso permite interpretar e gerar um modelo geológico composto por superfícies de transição entre as várias formações que compõem o terreno na área dos reservatórios (ver Figura 6). A elaboração desse modelo é realizada de maneira iterativa, envolvendo a interpretação e análise contínuas do modelo obtido até que este apresente resultados confiáveis em conformidade com a interpretação do contexto geotécnico.

Toda esta informação foi colocada no programa através da georreferenciação com coordenadas X, Y e Z, por forma a possibilitar a exportação posterior para os programas de modelação numérica e geométrica da estrutura através do formato universal IFC (Figura 7). Neste âmbito, importa destacar que o projeto de ambos os reservatórios foi desenvolvido em ambiente BIM contemplando a integração geotécnica e estrutural a partir da interpolação dos modelos geológicos definidos no GEO5, a definição geométrica da obra em REVIT e a modelagem do aço em TEKLA. A descrição da metodologia BIM aplicada no presente Projeto encontra-se descrita em detalhe em (Henriques *et al*, 2024).

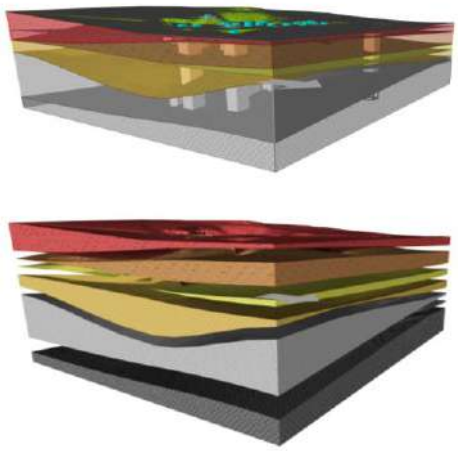


Figura 6. Modelo geológico tridimensional gerado pelo GEO5 após a inserção dos dados dos ensaios geotécnicos.

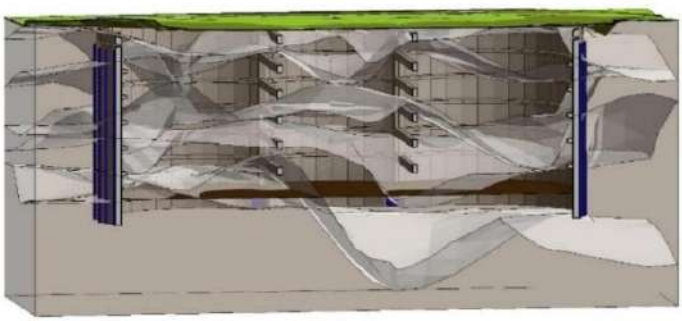


Figura 7. Interfaces entre unidades geotécnicas realizadas no GEO5 e exportadas para o modelo geométrico REVIT em formato IFC.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo abordou o modelo geotécnico elaborado no âmbito do projeto estrutural e geotécnico de dois reservatórios subterrâneos com cerca de 35 m de profundidade inseridos no sistema de controlo de cheias da cidade de Belo Horizonte, no Brasil

No zonamento considerado, distinguiram-se um total de 7 zonas geotécnicas (ZGC2, ZGC1, ZGB3, ZGB2, ZGB1, ZGA2 e ZGA1) separando neste zonamento os diferentes complexos lito-estratigráficos atravessados pela obra e algumas subunidades individualizadas em função de distintas características mecânicas.

As características mecânicas das subzonas foram estimadas essencialmente a partir da observação dos boletins de sondagem e respetivas fotografias, bem como dos resultados dos ensaios *in situ*, dos testemunhos das sondagens e da sua classificação em termos de estados de alteração, espaçamento da fraturação, das percentagens de recuperação e RQD.

Os modelos geológico-geotécnicos realizados bem como a sua integração (de uma forma iterativa) com os modelos numéricos e geométricos permitiram tirar partido de uma melhor visualização e de uma análise mais completa dos dados geotécnicos, conduzindo a uma correta simulação da interação solo-estrutura e, consequentemente, a soluções mais realistas e otimizadas.

À data de redação do presente artigo, os trabalhos de escavação estão ainda numa fase inicial, não existindo, como tal, informação suficiente que permita validar os modelos geotécnicos apresentados neste momento. Esta validação será posteriormente realizada comparando os resultados da monitoramento com as estimativas do comportamento da escavação obtidas nos modelos numéricos de cálculo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à SUDECAP e ao consórcio CME a autorização para a publicação do presente artigo e a colaboração e disponibilidade no envio dos dados necessários para a elaboração do documento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brandalise, Luíz Alberto. Folha SE.23-Z-C-VI. Estado de Minas Gerais. Escala 1:100 000. Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil. Belo Horizonte. Brasília: s.n., 1999.

Braz da Silva, N., Lopes, M., Henriques, A. (2022) Execução de poços de grande diâmetro em meio urbano Reservatórios "Nado 1" e "Vilarinho 2", em Belo Horizonte, Minas Gerais. In: ANAIS DO XX COBRAMSEG, 2022, Campinas. Anais eletrônicos... Campinas, Galoá, 2022. Disponível em: <https://proceedings.science/cobramseg-2022/trabalhos/execucao-de-pocos-de-grande-diametro-em-meio-urbano-reservatorios-nado-1-e-vilar?lang=pt-br> Acesso em: 14 Abr. 2024.

Briaud, Jean Louis. Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc, 2013. ISBN: 978-0-470-94856-9.

Henriques, A., Silva, N., Lopes, M., (2024) Uso da metodologia BIM em projetos geotécnicos. Caso de estudo: Construção de reservatórios enterrados. In: 5º Congresso Português de Building Information Modelling, 2024, Lisboa. Atas da conferência.

Henriques, A., Silva, N., Lopes, M., (2022) Reservatórios de grande diâmetro e profundidade em meio urbano, Brasil. In: 6as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estrutura, 2022, Lisboa. Atas da conferência.

Schnaid, Fernando e Odebrecht, Edgar. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações, 2ª edição. São Paulo: Oficina de textos, 2012. ISBN: 978-85-7975-059-5.

Kulhawy, F H, and Mayne. Manual on estimating soil properties for foundation design. Ithaca, Nova Iorque: s.n., 1990.

Ou, C.-Y. (2006). *Deep Excavation: Theory and Practice*, 1st ed., CRC Press. Londres.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/557

Potencial do Monitoramento Microssísmico na Localização de Máquinas Operando sobre Barragens de Rejeitos

Bruno Barauna
Geofísico, Tetra Tech, Belo Horizonte - MG, Brasil, bruno.barauna@tetratech.com

Felipe Jesus
Geofísico, Tetra Tech, Belo Horizonte - MG, Brasil, felipe.jesus@tetratech.com

Alonso Nolasco
Engenheiro Geotécnico, Vale S.A., Nova Lima - MG, Brasil, alonso.nolasco@vale.com

Carlos Gomes
Engenheiro Geotécnico, Vale S.A., Nova Lima - MG, Brasil, carlos.eduardo.gomes@vale.com

Luciano Assis
Engenheiro Geólogo, Vale S.A., Nova Lima - MG, Brasil, luciano.assis@vale.com

RESUMO: O sistema de monitoramento microssísmico se mostra como uma ferramenta para detectar e caracterizar vibrações geradas por máquinas em barragens de rejeitos durante obras de descaracterização. Simulações com uma escavadeira hidráulica, controlada remotamente, sobre o reservatório de uma barragem de rejeitos comprovaram a eficiência desse sistema. As amplitudes de vibração durante os golpes da pá do equipamento evidenciaram um contraste significativo nos períodos com e sem atividade (background), permitindo sua identificação e localização. Além disso, devido à assinatura sismográfica caraterística de pulso dos golpes com a pá, o sistema de monitoramento microssísmico permitiu a extração de parâmetros epicentrais dos testes, considerando um modelo de velocidade específico para a região da barragem previamente definido. Notou-se uma proximidade entre a posição real do teste de golpes, controlada por marcos topográficos previamente cadastrados na área de teste, e a localização epicentral estimada a partir dos dados microssísmicos considerando as incertezas de localização. Destaca-se que a utilização desse sistema não se restringe apenas à detecção de atividades operacionais de máquinas, mas também oferece um nível adicional de controle para garantir a segurança da barragem podendo ser utilizada para detectar e localizar outras fontes de vibração no ambiente minerário.

PALAVRAS-CHAVE: Monitoramento microssísmico; Barragem de rejeitos; Operação de máquinas

ABSTRACT: The microseismic monitoring system is a tool for detecting and characterizing vibrations generated by machines in tailings dams during decharacterization works. Simulations with a remotely controlled hydraulic excavator on the reservoir of a tailings dam proved the efficiency of this system. The vibration amplitudes during the blows of the equipment's blade showed a significant contrast in periods with and without activity (background), allowing its identification and location. Furthermore, due to the characteristic seismographic signature of the blade strike pulse, the microseismic monitoring system allowed the extraction of epicentral parameters from the tests, considering a previously defined specific velocity model for the dam region. A proximity was noted between the real position of the blow test, controlled by topographic landmarks previously registered in the test area, and the epicentral location estimated from microseismic data considering location uncertainties. It is noteworthy that the use of this system is not restricted only to the detection of operational activities of machines, but also offers an additional level of control to guarantee the safety of the dam and can be used to detect and locate other sources of vibration in the mining environment.

KEYWORDS: Microseismic Monitoring; Tailings Dam; Machine Operation

1 INTRODUÇÃO

O monitoramento microssísmico consiste no acompanhamento, em tempo real, dos registros das variações das amplitudes de vibração percebidas pelos sensores de um sistema microssísmico. Para o caso de barragens de rejeitos, esses sensores são estrategicamente posicionados ao longo do maciço da barragem e do reservatório, permitindo que o sistema monitore a exposição aos níveis de vibração decorrentes das atividades no ambiente minerário. Além disso, por meio do monitoramento, é possível identificar eventos microssísmicos que podem sinalizar possíveis anomalias na estrutura e regiões ao redor, servindo de subsídio para tomada de decisão sobre possíveis intervenções na estrutura e nas operações minerárias próximas.

No contexto minerário e geotécnico, verifica-se que a técnica é aplicada para monitorar as vibrações oriundas de máquinas e detonações, bem como atividades antrópicas relacionadas a esse contexto (PINNOCK, 2015; HE et al., 2023; ZHU et al., 2023). Também se verifica que, a técnica é utilizada para monitorar eventos microssísmicos que acontecem durante a injeção do fluido, no contexto de captura e armazenamento de CO_2, a fim de evitar a ocorrência ou expansão de vazamentos. Portanto, o monitoramento microssísmico já é uma ferramenta inserida em protocolos de segurança no contexto de controle de fenômenos de atividades antrópicas.

Ainda no contexto minerário e geotécnico, após as recentes falhas de estruturas geotécnicas ocorridas no Brasil, as mineradoras estão realizando obras de descaracterização de diversas barragens de rejeitos, as quais consistem na remoção parcial ou integral dessas estruturas, principalmente as construídas pelo método à jusante. Nesse cenário de descaracterização, nos últimos anos, a microssísmica passou a integrar parte dos sistemas de monitoramento dessas estruturas, contribuindo com a interferometria do ruído ambiente para a identificação de anomalias de variação de velocidade de onda de cisalhamento na estrutura e com o monitoramento de microssismos e desmontes com explosivos. Esse trabalho demonstra, adicionalmente, o potencial da microssísmica para a localização de atividades de máquinas durante essas obras.

2 OBJETIVOS

Esse trabalho tem como objetivos principais: (i) localizar a posição de uma máquina operando no reservatório de uma barragem de rejeitos utilizando o sistema de monitoramento microssísmico; e (ii) demonstrar o potencial do sistema como uma ferramenta adicional de controle para identificação de fontes de vibração relacionadas ou não às operações na estrutura monitorada, expandindo sua utilidade na segurança e gestão da barragem de rejeitos.

3 METODOLOGIA

3.1 Estudo controlado

Em outubro de 2022, conduziu-se um estudo controlado envolvendo uma escavadeira hidráulica (modelo CAT336) sobre o reservatório de uma barragem de rejeitos instrumentada com um sistema de monitoramento microssísmico. O teste consistiu em aplicar golpes com a pá do equipamento em um ponto específico do terreno, conforme é ilustrado na Figura 1.

3.2 Sistema de monitoramento microssísmico

O sistema microssísmico da barragem de rejeitos, composto por onze (11) geofones, sendo oito (8) uniaxiais e três (3) triaxiais (Figura 1), foi calibrado para registrar vibrações de baixa amplitude induzidas no terreno, da ordem de 10^{-7}m/s, em cada eixo de medida. Essa sensibilidade permite um monitoramento preciso das vibrações induzidas no terreno.

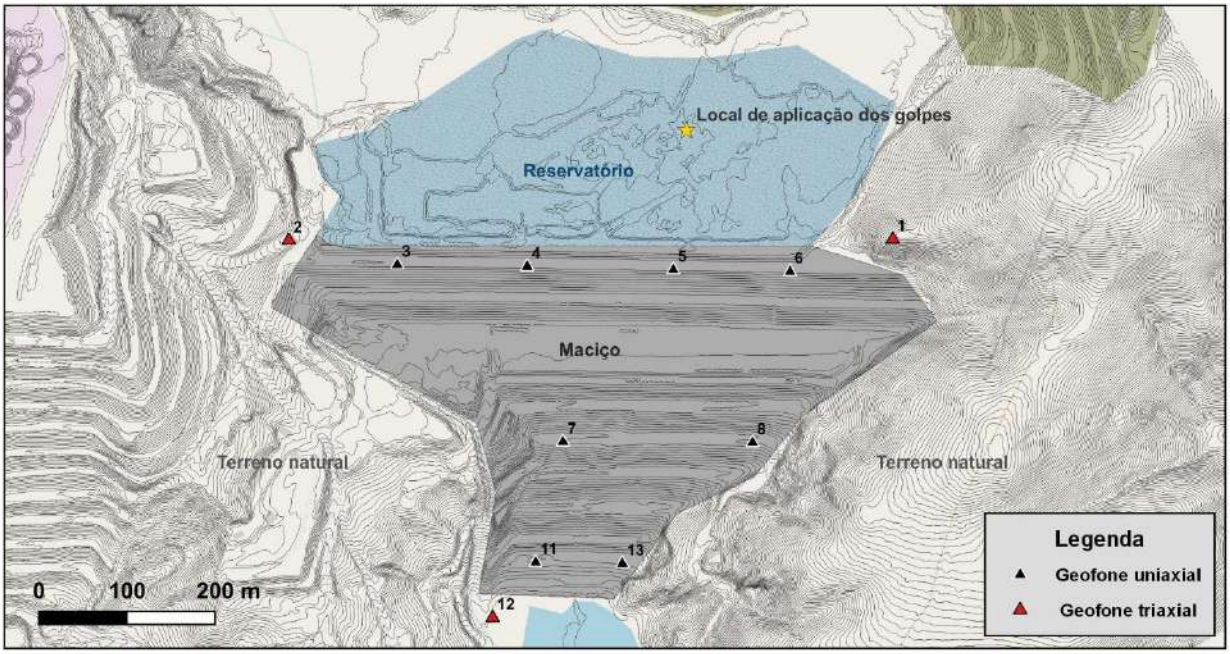


Figura 1. Esquema do sistema de monitoramento microssísmico na barragem de rejeitos. Sensores uniaxiais em cinza e triaxiais em vermelho.

3.3 Localização epicentral com o arranjo microssísmico

A localização de epicentro no sistema microssísmico da barragem de interesse utiliza o método de Geiger (GEIGER, 1912), usualmente aplicado nesse tipo de problema, que descreve uma solução para determinar as coordenadas do hipocentro de um sismo, isto é, o local de origem desse evento. Para realizar esse procedimento, identifica-se os tempos de chegada das ondas compressivas (P) e cisalhantes (S) em cada sensor do sistema microssísmico. Com os tempos de chegada conhecidos para as ondas P e S, torna-se possível calcular a distância de cada sensor até o epicentro do evento. Ao considerar os fatores de: (i) meio de velocidade homogênea, ou seja, com velocidades constantes das ondas P e S (V_P e V_S), (ii) uma propagação linear dos raios e (iii) que a diferença entre os tempos de chegada das ondas S e P se relaciona ao tempo que a onda leva para viajar do hipocentro até o sensor; determina-se a distância hipocentral. Repetindo esse procedimento para todos os sensores do sistema de monitoramento microssísmico, obtemos um conjunto de linhas imaginárias que se cruzam em um ponto no espaço. Esse ponto consiste na estimativa do hipocentro do sismo.

Para aumentar a precisão da estimativa, o método de Geiger utiliza um processo iterativo. Nesse processo, as linhas imaginárias são ajustadas para minimizar a soma dos quadrados das distâncias entre cada linha e o ponto de interseção. O processo termina quando a estimativa do hipocentro converge para uma solução estável. Após determinar o hipocentro, calcula-se a distância epicentral de um evento específico. A distância epicentral é a distância entre o sensor e a projeção em superfície do hipocentro. Essa distância é essencial para a localização de eventos gerados por máquinas nas obras de descaracterização, visto que essas operam diretamente na superfície do terreno.

A Figura 2 ilustra o processo de identificação das chegadas de ondas P e S em um sismograma genérico. As ondas P têm maior velocidade, sendo as primeiras a serem registradas, e se distinguem pelo alto conteúdo de frequência. Por outro lado, as ondas S têm menor velocidade quando comparadas com as ondas P, e apresentam menor conteúdo de frequência e maiores amplitudes.

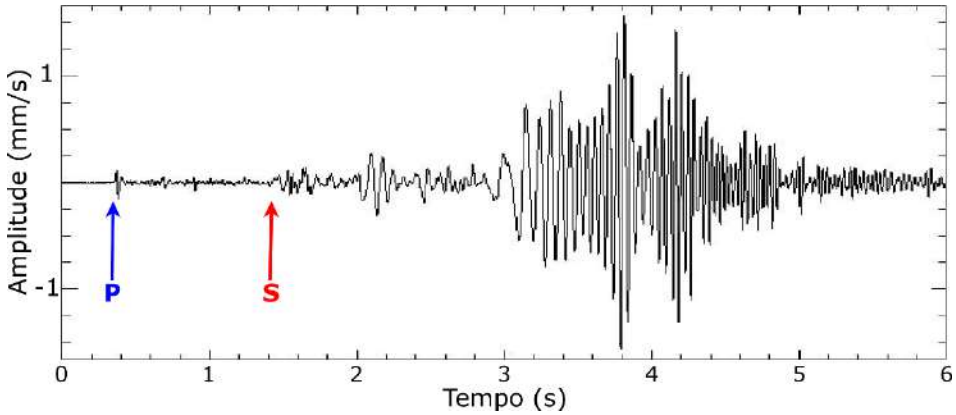


Figura 2. Identificação das chegadas das ondas P e S em um sismograma.

4 RESULTADOS

Nesta seção, apresentam-se os resultados obtidos após ajustar os parâmetros epicentrais do teste de golpes, com base nos registros do sistema de monitoramento microssísmico de uma barragem de rejeitos. Na Figura 3, apresenta-se uma comparação entre as chegadas teóricas (linha inclinada), derivadas do controle de posição da fonte, e as chegadas estimadas (linhas retas) durante o processo de identificação das ondas P e S. Destaca-se que as características do conjunto de pulsos, o contraste de amplitude desses eventos e a sincronização temporal dos sensores, realizada pelo Sistema de Posicionamento Global (GPS) em tempo real, permitiram a extração dos parâmetros por meio do método de identificação das ondas P e S nos dados do sistema microssísmico, conforme detalhado na seção anterior.

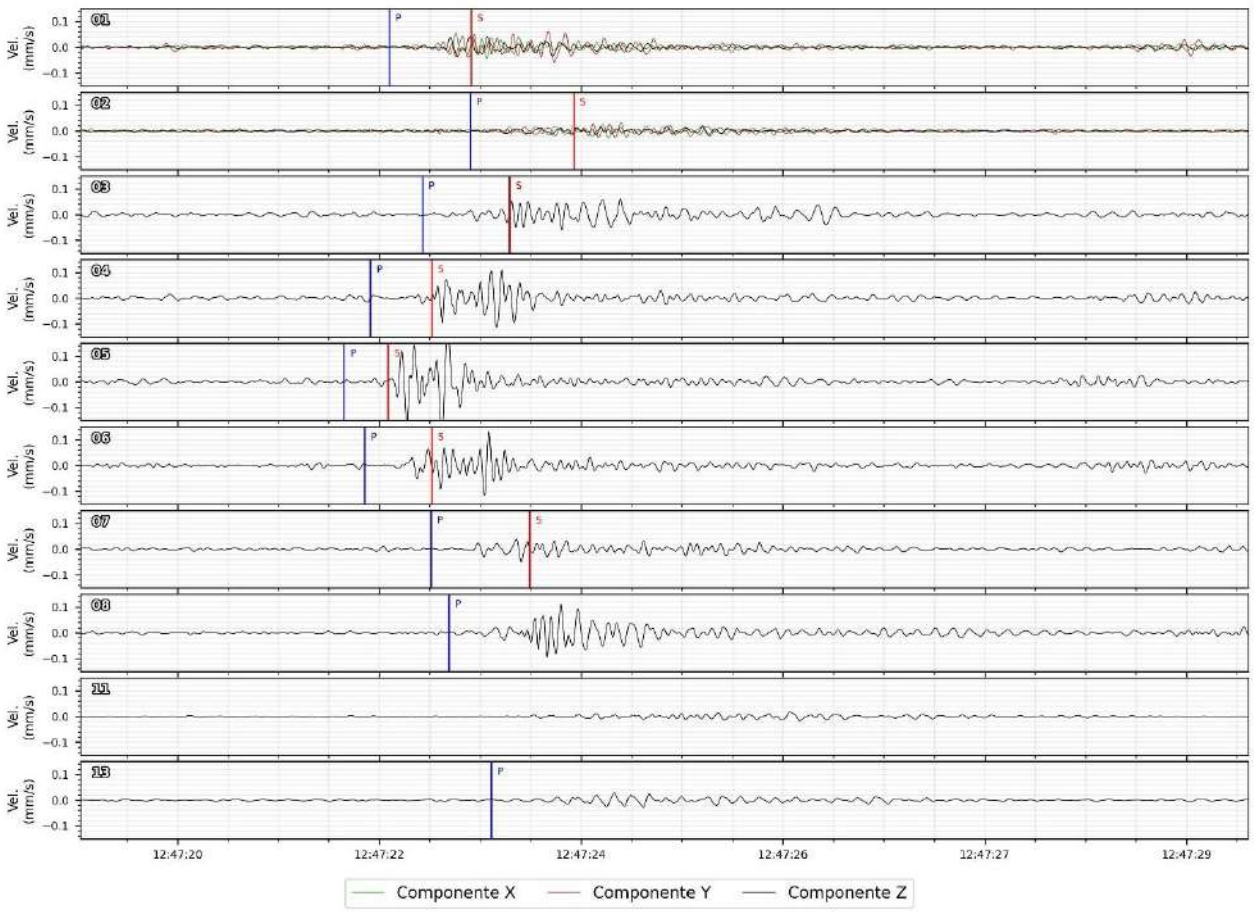


Figura 3. Processo de identificação das chegadas das ondas P e S durante o teste de golpes, que foi realizado entre as 12h46min50 e 12h47min55.

A Figura 4 apresenta a localização obtida para o golpe da pá da escavadeira por meio do sistema microssísmico. Salienta-se que o ajuste utilizou o modelo de velocidade calibrado para essa barragem de rejeitos. As velocidades de ondas P e S adotadas foram de 314 m/s e 184 m/s, respectivamente. O erro de localização encontrado foi de 15,2 m em ambos os eixos de coordenadas (X e Y).

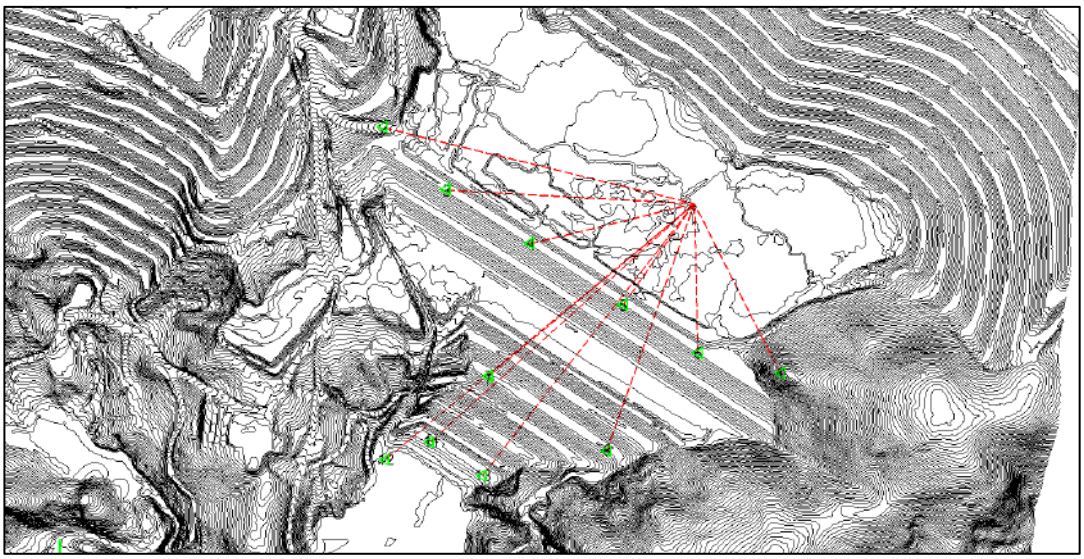


Figura 4. Localização estimada do golpe da pá da escavadeira, por meio do sistema de monitoramento microssísmico da barragem de rejeitos.

Na Figura 5, é exibida a comparação entre a posição de referência real do teste de golpes e a localização estimada por meio do sistema microssísmico. Nota-se a proximidade entre a posição real do teste e a localização estimada, com uma distância da ordem de 32 m (podendo chegar até 16 m, considerando o erro de localização). As discrepâncias podem ser atribuídas às incertezas inerentes ao processo de identificação das chegadas de ondas nos sismogramas, aos valores de velocidade de propagação de ondas assumidos no ajuste e na localização hipocentral, que leva em consideração os ajustes da profundidade.

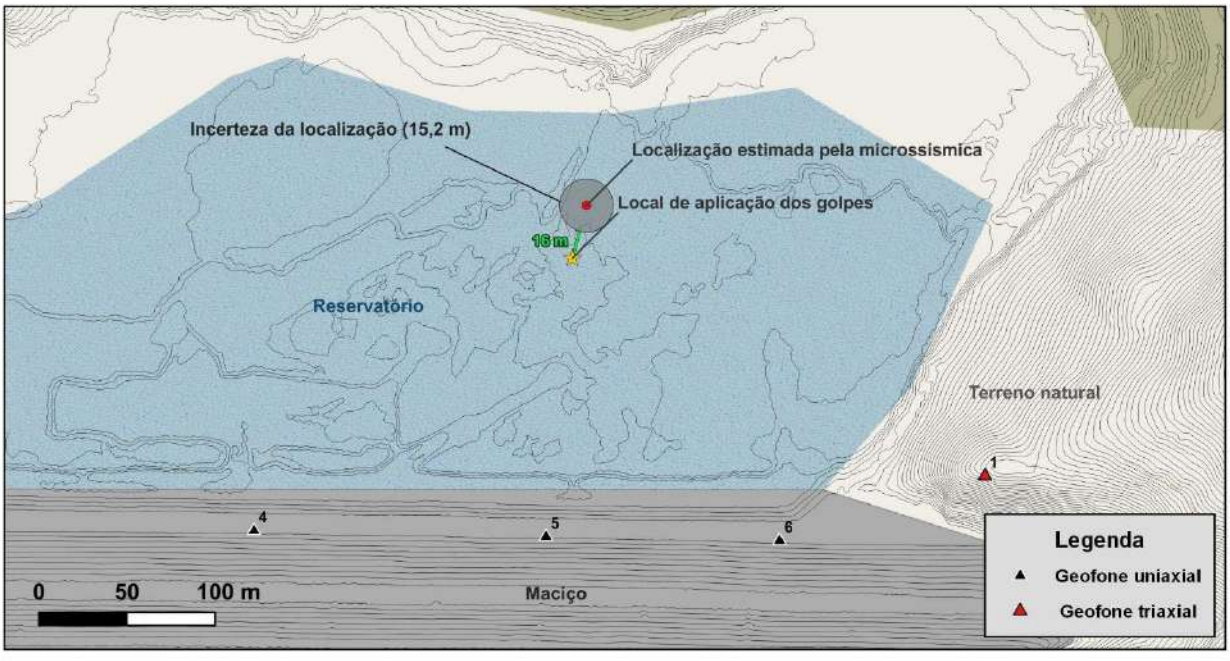


Figura 5. Comparação entre a posição do teste de golpes e a localização estimada pelo sistema de monitoramento microssísmico.

5 CONCLUSÕES

Esse trabalho demonstrou o potencial do sistema de monitoramento microssísmico de uma barragem de rejeitos para a localização de máquinas operando sobre o seu reservatório. A localização foi possível por meio da identificação das ondas P e S nos sismogramas registrados durante o teste de golpes com a escavadeira hidráulica, devido à natureza do sinal em forma de pulsos, conhecimento da posição dos sensores e da sua sincronização por sistema GPS.

Com o modelo de velocidade assumido para a estrutura, considerando valores de 314 m/s para V_P e 184 m/s para V_S, foi obtida uma margem de erro de localização da ordem de 15 m nos eixos das coordenadas X e Y. Em relação à posição real da fonte, encontrou-se uma diferença de 32 m quando comparada com a localização epicentral estimada. Considerando a margem de erro, essa diferença poderia chegar até 16 m. A diferença observada entre a localização real e a localização epicentral do teste de golpes pode ser atribuída aos fatores: (i) incertezas inerentes ao processo de identificação das chegadas de ondas P e S; (ii) modelo de velocidade de propagação de ondas assumido no ajuste; e (iii) algoritmo de localização hipocentral adotado, que leva em consideração eventos que ocorrem em profundidade.

Portanto, com os resultados apresentados nesse trabalho, reforçou-se que os sistemas de monitoramento microssísmico de barragens de rejeitos têm potencial para identificar e localizar eventos relacionados a ações antrópicas, mas, nesse caso, abrangendo operações de máquinas pesadas durante obras de descaracterização. Ressalta-se que os resultados partiram da premissa de tratamento de eventos com assinaturas sismográficas em formato de pulso, o que favorece a identificação de chegadas de ondas P e S, essenciais para a localização de eventos. Para trabalhos futuros, recomenda-se que sejam desenvolvidos testes focados em diferentes fontes de vibração no contexto de monitoramento de estruturas geotécnicas dentro do ambiente minerário, reforçando o potencial desses sistemas como mais de uma ferramenta para o controle de operações seguras em obras de descaracterização.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

GEIGER, Ludwig. Probability method for the determination of earthquake epicentres from the arrival time only. Bull. St. Louis Univ., v. 8, p. 60, 1912.

HE, Zhengxiang; JIA, Mingtao; WANG, Liguan. UACNet: A universal automatic classification network for microseismic signals regardless of waveform size and sampling rate. Engineering Applications of Artificial Intelligence, v. 126, p. 107088, 2023.

PINNOCK, I. et al. The use of microseismic acquisition for vibration monitoring applications. In: FMGM 2015: Proceedings of the Ninth Symposium on Field Measurements in Geomechanics. Australian Centre for Geomechanics, 2015. p. 581-587.

ZHU, Quanjie et al. Research on feature vector construction and classification recognition of typical mine microseismic waveforms. Journal of Loss Prevention in the Process Industries, v. 86, p. 105183, 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/558

PRENAC – Pressiômetro Nacional

Alessandro Cirone
Professor, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, acirone@puc-rio.br

RESUMO: O pressiômetro é o equipamento utilizado para a realização do ensaio pressiométrico, universalmente considerado um dos melhores ensaios in situ para a determinação de parâmetros geotécnicos. Para incentivar o seu uso no país, foi iniciado na PUC-Rio um projeto de desenvolvimento tecnológico visando criar um pressiômetro nacional e, ao mesmo tempo, garantir à sociedade o acesso gratuito, público e aberto ao desenho do equipamento e ao material científico produzido. O título escolhido para o projeto reflete o seu objetivo: PRENAC é o acrônimo de PREssiômetro NACional. O presente trabalho descreve o projeto, construção e calibração da sonda. São apresentados os resultados obtidos nos primeiros testes efetuados em solo residual do campo experimental da PUC-Rio, ressaltando alguns aspectos técnicos do protótipo deste novo equipamento.

PALAVRAS-CHAVE: pressiômetro, investigação in situ, solo residual.

ABSTRACT: The pressuremeter is the equipment used for performing the pressuremeter test, universally considered one of the best in situ tests for determining geotechnical parameters. To encourage its use in the country, a technological development project was initiated at PUC-Rio aiming to create a national pressuremeter while ensuring free, public, and open access to the equipment design and scientific material produced. The title chosen for the project reflects its objective: PRENAC stands for PREssiometro NACional (National Pressuremeter). This paper describes the project, construction, and calibration of the probe. The results obtained from the initial tests conducted in residual soil at the PUC-Rio experimental field are presented, highlighting some technical aspects of this new equipment prototype.

KEYWORDS: pressuremeter, in situ testing, residual soil.

1 INTRODUÇÃO

O pressiômetro é o equipamento utilizado para realizar o ensaio pressiométrico, amplamente considerado como um dos melhores ensaios para determinar parâmetros geotécnicos *in situ*. Apesar de ser comum na França, ainda não alcançou popularidade no Brasil devido aos elevados custos de mercado. Outros fatores que contribuem para sua limitada disponibilidade incluem a falta de cultura neste ensaio, a necessidade de uma sólida base acadêmica para obter parâmetros adequados e seu acesso quase exclusivo ao segmento acadêmico. Com o objetivo de incentivar seu uso no país, foi proposto o projeto PRENAC para desenvolver um pressiômetro nacional economicamente viável, que atendesse tanto a acadêmicos quanto a profissionais.

O projeto recebeu o apoio do Programa de Incentivo à Produtividade em Ensino e Pesquisa, promovido pela Vice-Reitoria para Assuntos Acadêmicos da PUC-Rio, através da Of. CCCD-10/2022, para o biênio 07/2022-06/2024.

Na primeira etapa do projeto, foram definidas as características gerais do equipamento: pressiômetro do tipo 'pré-furo', composto por uma sonda pressiométrica monocelular e uma unidade de controle com pistão hidráulico acionado manualmente. Ao contrário do pressiômetro francês, o presente modelo dispensa o uso de células de guarda devido à alta relação entre comprimento e diâmetro da sonda. Adicionalmente, optou-se por utilizar água sob pressão, em vez de gás, de modo a realizar ensaios a volume controlado. A escolha da água se justifica pelo fato de ser um fluido quase incompressível, ecologicamente compatível e de imediata disponibilidade.

O projeto completou o Marco 2, com a conclusão da redação do desenho CAD 3D da sonda pressiométrica, a elaboração dos detalhes de fabricação e a construção do protótipo da sonda.

Este trabalho apresenta as características da sonda pressiométrica projetada. Inclui informações sobre componentes da sonda e características técnicas. Dividido em três parte, o presente trabalho aborda o Projeto PRENAC, o desenvolvimento da sonda pressiométrica e os testes realizados até o momento.

2 O PROJETO PRENAC

Um pressiômetro desenvolvido anteriormente na PUC-Rio por Bello (2004) é utilizado como base para o equipamento do projeto PRENAC. A metodologia segue um faseamento clássico, composto por várias etapas de projeto. São elas:

- Marco 01 – Projeto conceitual
- Marco 02 – Projeto da sonda
- Marco 03 – Projeto do atuador
- Marco 04 – Projeto detalhado em CAD
- Marco 05 – Aquisição das peças/usinagem/montagem do protótipo

2.1 Etapas do projeto

- Marco 1 – Projeto conceitual. O projeto conceitual do pressiômetro visa definir as características principais da sonda e da unidade de controle do equipamento. Nesta fase, é escolhido o formato e o material da membrana, o sistema de injeção e os dispositivos de medição e controle.
- Marco 2 – Projeto da sonda. Uma vez definidas as características gerais do equipamento, neste marco é realizado o projeto da sonda e da membrana de borracha, com dimensões projetadas para furos de duas polegadas de diâmetro. É definido, inclusive, o sistema de fixação da membrana.
- Marco 3 – Projeto do atuador. Neste marco, é realizado o projeto do sistema de injeção do fluido. São definidos os dispositivos de medição de volume e pressão e as conexões hidráulicas.
- Marco 4 – Projeto detalhado em CAD. Neste marco, é realizado o projeto detalhado do equipamento, utilizando-se software específico para elaboração dos desenhos técnicos. O projeto detalhado reúne todo o material produzido no projeto conceitual e nos marcos anteriores.
- Marco 5 – Protótipo. Após a elaboração do projeto detalhado, são adquiridas as peças para usinagem e montagem do protótipo do equipamento. O protótipo do pressiômetro é submetido a diversos testes, que compreendem ensaios em solo residual de gnaisse dentro do campus da universidade.

2.2 Estado do projeto

No estágio atual, o projeto completou a realização do projeto CAD da sonda, a confecção do presente estudo e a realização de alguns testes preliminares no campo e em laboratório. Conforme mostrado na Tabela 1, foram concluídos os dois primeiros marcos, que são o Projeto Conceitual e o Projeto da Sonda. O próximo marco será o Projeto do Atuador, indispensável para controlar a sonda durante a execução do ensaio pressiométrico. A aquisição das peças e sua usinagem está em andamento, faltando apenas a assemblagem do atuador.

Tabela 1. Estado do projeto.

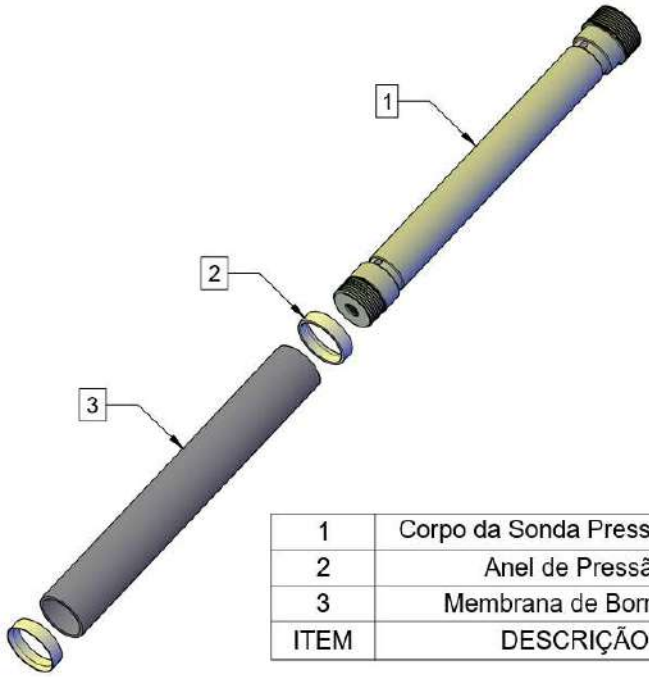
Marco	Progresso
Marco 1 – Projeto conceitual	100%
Marco 2 – Projeto da sonda	100%
Marco 3 – Projeto do atuador	45%
Marco 4 – Projeto CAD detalhado	30%
Marco 5 – Protótipo	50%

3 A SONDA PRESSIOMÉTRICA

A sonda projetada consiste em um corpo metálico revestido por uma membrana inflável monocelular, fixada em suas extremidades por anéis metálicos.

Quando montada, a sonda possui um diâmetro externo de 50 mm e um comprimento total de 380 mm. A sonda não é instrumentada, uma vez que as medições de pressão e deformação são realizadas por meio de sensores instalados na unidade de controle. A membrana é inflada através da injeção de água sob pressão. A deformação volumétrica é obtida através da medição da variação de volume d'água que entra ou sai da sonda. A Figura 1 apresenta os componentes da sonda pressiométrica. São eles:

1. Corpo metálico.
2. Anel de pressão para fixação da membrana, um em cada extremidade.
3. Membrana de borracha.



ITEM	DESCRIÇÃO	QUANT.
1	Corpo da Sonda Pressiométrica	01
2	Anel de Pressão	02
3	Membrana de Borracha	01

Figura 1. Visão geral da sonda pressiométrica – modelo A.

Corpo da sonda, anéis de pressão e membrana de borracha foram fabricados com a ajuda dos técnicos de laboratório da PUC. A Figura 2 mostra o protótipo realizado.

O protótipo foi submetido a testes rápidos no laboratório. Inicialmente, realizou-se a expansão ao ar livre, com o objetivo de medir expansibilidade da membrana. A Figura 2(b) mostra as boas características da membrana fabricada, apresentando expansão uniforme, ou seja, sem saliências, nem roturas.

4 TESTES PRELIMINARES

O protótipo da sonda foi submetido a testes rotineiros, no laboratório, avaliando as perdas de pressão e as perdas de volume. Em seguida, a sonda foi testada no solo coluvionar do campo experimental da PUC-Rio, localizado atrás do prédio do Rio Datacentro (RDC). Os testes foram conduzidos com o auxílio de uma unidade de controle TEXAM. Todos os procedimentos seguiram a norma ASTM D4719.

(a) (b)

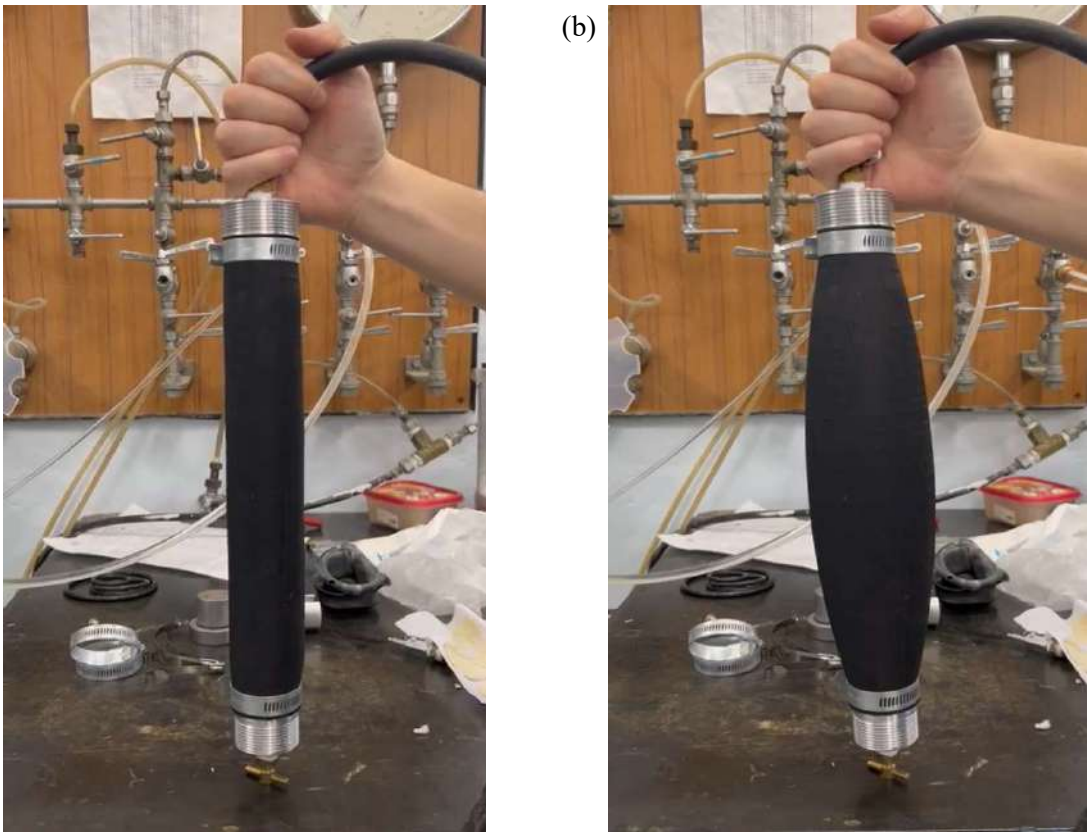


Figura 2. Protótipo da sonda. (a) Sonda despressurizada. (b) Sonda inflada.

4.1 Perdas de pressão

A calibração para perdas de pressão consiste em expandir a sonda ao ar livre, com o objetivo de medir a inércia da membrana. Para ensaios a volume controlado, a norma ASTM D4719 especifica aplicar incrementos de volume iguais a 5% do volume inicial da sonda, lendo a pressão após 30 segundos. A curva resultante, traçada em um gráfico de pressão *versus* volume, é a curva de calibração das perdas de pressão.

Levando em consideração que a célula expansível possui volume nominal de 520 cm³, dado o diâmetro de 4,7 cm e o comprimento de 30 cm, optou-se por aplicar incrementos de volume iguais de 25 cm³, bastante próximos do especificado por norma, até atingir a expansão máxima de 750 cm³. A curva obtida está mostrada na Figura 3(a), apresentando comportamento típico de material hiperelástico.

4.2 Perdas de volume

A calibração para perdas de volume consiste em expandir a sonda dentro de um tubo de aço, pressurizando o sistema hidráulico. Devido ao confinamento da sonda, o volume expandido corresponde diretamente à expansão das mangueiras hidráulicas, ao esmagamento da membrana, e à compressão das bolhas de ar aprisionadas no circuito hidráulico. Isso permite identificar vazamentos e avaliar a compressibilidade do sistema. O processo de calibração envolve a aplicação de diferentes níveis de pressão registrando o deslocamento volumétrico correspondente após 60 segundos. O bombeamento para manter a pressão constante é interrompido nos últimos 10 segundos antes da leitura. A curva obtida está mostrada na Figura 3(b), apresentando compressibilidade da ordem de 0.12% do volume nominal da sonda a cada 100 kPa, abaixo do limite de 0,5% imposto pela norma ASTM D4719.

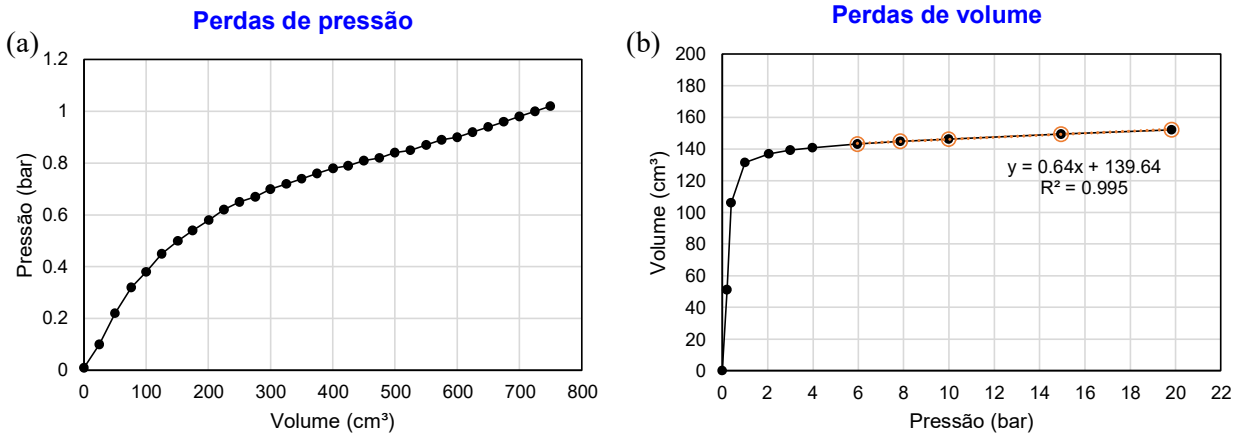


Figura 3. Calibração para perdas de pressão e volume.

Ainda conforme a norma, o intercepto da regressão linear (V_i = 139,64 cm³) pode ser usado para estimar o volume inicial (V_0) pela seguinte expressão:

$$V_0 = (\pi/4)LD_i^2 - V_i \quad (1)$$

onde D_i é o diâmetro interno do tubo de aço, utilizado na calibração, e L é o comprimento da célula expansível. Tendo utilizado um tubo Schedule 10s, com diâmetro de 2" polegadas, cujo diâmetro interno é de 54,8 mm, foi calculado o volume inicial V_0 = 568 cm².

4.3 Ensaio piloto

Como último teste foi realizado um ensaio piloto no solo coluvionar do campus experimental da PUC-Rio. O objetivo do ensaio foi avaliar o desempenho da sonda projetada, obtendo resultados para condições de campo "reais". O ensaio foi executado em cerca de meio metro de profundidade, em furo aberto mediante trado manual. O ensaio, a volume controlado, teve duas fases: a fase de carregamento (que coincidiu com a expansão da sonda), e a fase de descarregamento (que correspondeu ao esvaziamento da sonda). A máxima leitura de pressão atingiu cerca de 6,5 bar, e o volume máximo 650 cm³. O ensaio foi executado de acordo com o procedimento B, especificado na norma ASTM D4719, aplicando incrementos de volume de 25 cm³ a cada 30 segundos.

A curva corrigida obtida no teste piloto está mostrada na Figura 4. Qualitativamente, os resultados podem ser classificados como bons a excelentes. O gráfico apresenta o formato típico do ensaio pressiométrico de pré-furo, sendo possível analisá-lo de acordo com o método convencional, que fornece os seguintes resultados:

- Módulo pressiométrico E_P = 6202 kPa
- Pressão inicial p_0 = 16 kPa
- Pressão limite p_L = 607 kPa
- Pressão limite líquida p^*_L = 591 kPa
- Módulo na descarga E_D = 35956 kPa.

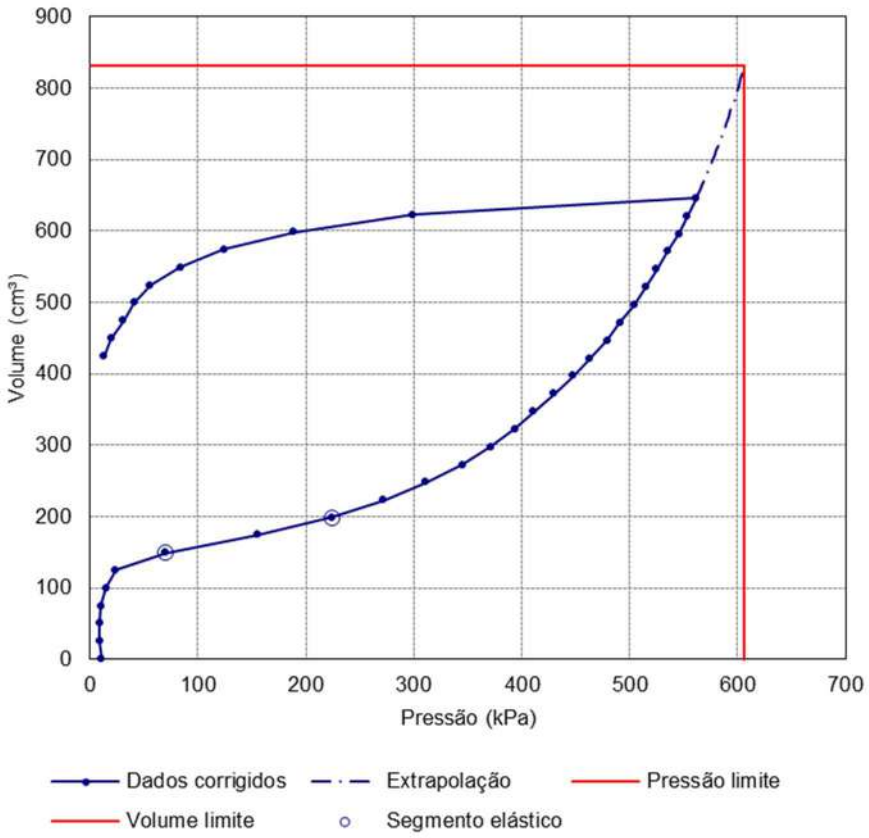


Figura 4. Curva pressiométrica do ensaio piloto.

5 CONCLUSÃO

A sonda projetada apresentou comportamento satisfatório, fornecendo resultados que variam de bons a excelentes em termos qualitativos. Em todos os testes realizados, a sonda atendeu aos requisitos estabelecidos pela norma ASTM D4719. Os próximos passos incluem a realização de ensaios em maiores profundidades, visando avaliar o desempenho da sonda em pressões mais elevadas, correspondentes às sondas comerciais para solos, que são projetadas para suportar pressões de trabalho de até 50 bar (5 MPa). O projeto PRENAC segue para o marco sucessivo, no qual será desenvolvido o projeto definitivo da unidade de controle.

AGRADECIMENTOS

O autor agradece aos professores Tácio de Campos e Eurípedes Vargas pelo apoio a este projeto. Agradecimentos são direcionados ao anônimo revisor por sua contribuição crítica. O autor agradece aos técnicos de laboratório da PUC, especialmente ao Amaury, Carlos e Josué.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International (2020). ASTM D4719: *Standard Test Methods for Prebored Pressuremeter Testing in Soils.*

Bello, L. A. L. (2004) *Desenvolvimento de um pressiômetro de cravação com aplicação na determinação de propriedades mecânicas de resíduos sólidos.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, 286 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/559

Prevenção às Rupturas e Modos de Falha Através da Inspeção Visual

Alice Lubiana Feriane
Engenheira de Minas, Faculdade Arnaldo, Belo Horizonte, Brasil, aliceferiane94@gmail.com

Márcio Fernandes Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: As barragens podem apresentar patologias que antecedem a ruptura e que muitas dessas podem estar associadas a problemas de instabilidade e desta forma, a tentativa de caracterização prévia do problema é positiva para qualquer projeto. O artigo objetivou correlacionar as principais anomalias que possam ocorrer em barragens de terra, com possíveis causas e ações corretivas que podem ser aplicadas na prevenção de modos de ruptura. Essas correlações motivaram o desenvolvimento de uma ficha de inspeção prática e que pudesse comportar todas as interferências. A metodologia utilizada para elaboração desse estudo foi baseada em referências bibliográficas publicadas, coleta de dados de estruturas e experiência dos autores, a fim de elaborar uma ficha para inspeção visual que buscasse identificar: patologias, causas e consequências em barragens de terra. A utilização do quadro de resultados associado com a ficha de inspeção permitiu o desenvolvimento de um checklist, contendo todos os itens especificados para a estrutura, considerando ainda a periodicidade a ser realizada conforme legislação vigente. Apesar das inspeções visuais possuírem limitações a metodologia se mostrou extremamente eficaz para integrar informações sobre o comportamento da estrutura de uma forma geral, bem como seu estado de conservação e operação.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens, Inspeção, Monitoramento.

ABSTRACT: Dams may present pathologies that precede the rupture and many of these may be associated with instability problems and, therefore, the attempt to characterize the problem beforehand is positive for any project. The article aimed to correlate the main anomalies that may occur in earth dams, with possible causes and corrective actions that can be applied to prevent failure modes. These correlations motivated the development of a practical inspection form that could accommodate all interferences. The methodology used to prepare this study was based on published bibliographical references, data collection on structures and the authors' experience, in order to prepare a form for visual inspection that sought to identify: pathologies, causes and consequences in earthen dams. The use of the results table associated with the inspection form allowed the development of a checklist, containing all the items specified for the structure, also considering the frequency to be carried out in accordance with current legislation. Although visual inspections have limitations, the methodology proved to be extremely effective in integrating information about the behavior of the structure in general, as well as its state of conservation and operation.

KEYWORDS: Dams, Inspection, Monitoring.

1 INTRODUÇÃO

Diversos são os motivos e objetivos que regem a construção de um barramento. Segundo a Resolução ANM 95/2022 as barragens de mineração são aquelas construídas em cota superior à da topografia original do terreno, podendo ser utilizada em caráter temporário ou definitivo. A finalidade pode ser: contenção, acumulação, decantação ou descarga de rejeitos ou de sedimentos provenientes de atividades de mineração com ou sem captação de água associada.

De acordo com o Inventário de Barragens do Estado de Minas Gerais, o total de estruturas cadastradas no Sistema de Informações de Gerenciamento de Barragens (Sigibar), no ano de 2022, foi de 313 barragens. Em sua maioria (252 barragens) relacionadas a atividades de mineração. Dentre elas, 128 são de

armazenamento de rejeitos. Medeiros & Pinto (2014) trazem que a maior parcela sobre as causas e efeitos com acidentes em barragens tem sido atribuído ao erro humano (falta de conhecimento, erros de avaliação, desatenção, incapacidade técnica, procedimentos incorretos) entre outros.

Após diversas catástrofes ocasionadas com ruptura de barragem de mineração, comprovou-se a necessidade da rigorosidade dos órgãos fiscalizadores e das empresas em fazer investimentos visando o maior grau de conhecimento e segurança da estabilidade dessas estruturas.

Os principais tipos de falhas nas estruturas de disposição de rejeitos são: instabilização de taludes, piping (erosão interna), galgamento e liquefação. É necessário que se tenha conhecimento dos principais modos de ruptura que a estrutura estará sujeita de forma a contribuir na melhoria dos julgamentos em situações que demandem correções de falhas na estrutura (VALERIUS, 2014).

Uma das maneiras de se detectar possíveis anomalias que possam impedir ou ao menos identificar patologias na estrutura é por meio da prática de inspeções visuais regulares. As inspeções regulares devem contemplar minimamente ao que diz respeito às condições de segurança de uma barragem, considerando: os aspectos operacionais, de manutenção e monitoramento, que afetem potencialmente a sua integridade física, eficiência e a vida útil da barragem. É importante destacar que deixar de implementar as recomendações, ou ações corretivas especificadas em relatórios técnicos é considerado infração gravíssima, como exposto no Decreto Estadual nº 47.383, de 02 de março de 2018.

Diante disso, o artigo objetivou correlacionar as principais anomalias que possam ocorrer em barragens de terra, com possíveis causas e ações corretivas que podem ser aplicadas na prevenção de modos de ruptura. Essas correlações motivaram o desenvolvimento de uma ficha de inspeção prática e que pudesse comportar todas as interferências.. Justifica-se a escolha desse tipo de barragem por serem as mais abundantes estruturas de contenção de água e rejeitos, no Brasil e no mundo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

A literatura traz alguns métodos construtivos de barragem, sendo eles “a montante”, “a jusante” e “linha de centro” (Figura 1), sendo o primeiro proibido de ser construído, conforme exposto no Art. 2º da Lei nº 14.066/2020.

De acordo com a Resolução ANM 95/2022, entende-se por alteamento a montante a metodologia construtiva em que os diques de contenção se apoiam sobre o próprio rejeito ou sedimento previamente lançados e depositados. O alteamento a jusante consiste na metodologia construtiva para jusante a partir do dique inicial, onde os maciços de alteamento são construídos com materiais de empréstimo ou com o próprio rejeito. Já o alteamento linha de centro utiliza a metodologia em que os alteamentos se dão de tal forma, que o eixo da barragem se mantém alinhado com o eixo do dique de partida; em razão da disposição do material construtivo, ocorre avanço parcial para jusante e parcial para montante, em relação à crista da etapa anterior.

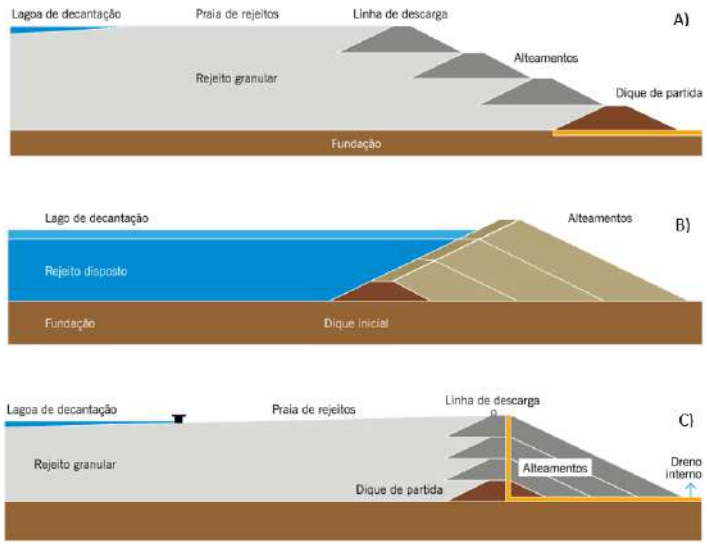


Figura 1. Métodos construtivos de barragens; A) Alteamento para montante; B) Alteamento para jusante e C) Alteamento por linha de centro (DUARTE. A. P, 2008 apud ICOLD, 2001).

Analisando uma séria histórica de acidentes/ocorrências de falhas em barragens, pode-se concluir que as principais causas de rompimentos de barragens se deram por problemas de: fundação, capacidade de vazão inadequada dos vertedouros, instabilidade dos taludes, falta de controle e monitoramento de anomalias e inspeção pós-tratamento, além de falta de instrumentos de monitoramento e segurança ao longo da vida útil da estrutura Duarte (2008 apud ICOLD, 2001). A depender de alguns fatores como: o tipo da barragem, método construtivo e materiais utilizados, a ruptura poderá ocorrer de diferentes formas, ou até mesmo por uma associação dos tipos de ruptura. Diante do exposto, o que pode ser observado dos inúmeros acidentes ocorridos nos últimos anos é a falta de monitoramento por parte das mineradoras em realizar procedimentos de segurança rotineiros e que possam reduzir os riscos de rupturas.

No "Manual de Operação", sendo esse parte integrante do Plano de Ação de Emergência (PAE), são apresentadas as diretrizes de operação (onde é detalhado cada elemento da estrutura) e manutenção, devendo considerar as principais anomalias que possam ser encontradas na referida estrutura.

Um programa efetivo de inspeções e manutenções nas estruturas é de extrema importância para a estabilidade e segurança de uma barragem, tanto para curto quanto longo prazo. A inspeção visa a detecção antecipada de alterações de padrões de performance ou indícios de patologias que denunciem danos a estrutura e que devem ser eliminados. Além disso, essas anomalias podem ser monitoradas até que seja possível realizar ações tratativas.

As inspeções regulares devem seguir algumas etapas, sendo: planejamento, execução, avaliação dos resultados e elaboração do relatório de inspeção e o atendimento das recomendações indicadas no relatório. A consequência em não realizar inspeções de segurança resultam na incapacidade indicativa, com antecedência e/ou urgência, de reabilitação de barragens que representem ameaças, considerando que o rompimento da mesma compromete a segurança e a vida da população, que se encontram em manchas de inundação, além de trazer prejuízos ambientais e econômicos às localidades afetadas (ANA, 2016).

Dentre as anomalias que podem ser encontradas em barragens, as mais frequentes são: fissuras, surgências, instabilidade de taludes, recalques, proteção deficiente dos taludes, erosões superficiais, ravinamentos, ocorrência de árvores/arbustos, tocas de animais, obstruções nas drenagens superficiais e presença de colóides nas saídas de drenos de fundos.

De forma a contribuir na orientação das inspeções visuais nas barragens de rejeitos de mineração, foi realizado um levantamento das principais anomalias que podem causar instabilidades nas estruturas, bem como associar a sua possível forma de ruptura.

3 METODOLOGIA

A metodologia utilizada para elaboração desse estudo foi baseada no levantamento de dados publicados e projetos que os autores possuem acesso, em torno de trinta estruturas, porém sem autorização para identificação das estruturas, a fim de identificar as principais anomalias ocorrentes em barragens de terra no Brasil. Foram utilizados os dados de ANA (2016) e Fernandes (2022). Após a compreensão dos modos de ruptura, foi possível fazer uma correlação entre as patologias e as causas e consequências. O tratamento dos dados, a partir da experiência dos autores em projetos de barramentos, definiu uma ficha de inspeção, buscando contribuir na orientação das inspeções visuais nas barragens de rejeitos de mineração, elencando: principais anomalias, causas, consequências e tratativas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O Quadro 1 apresenta as principais anomalias que podem ser observadas durante as inspeções visuais regulares em barramentos, suas possíveis causas, relacionando a possível ruptura associada (consequência), bem como as possíveis ações corretivas que devem ser implantadas. É importante destacar que as inspeções regulares devem ser realizadas por profissionais qualificados a função, de modo a se ter um olho humano habilitado para a avaliação das condições de uma barragem. A partir do Quadro 1 é possível pontuar as principais anomalias a serem observadas durante uma inspeção de segurança regular e sua correlação ao modo de ruptura, buscando trazer as causas dessas anomalias e propostas de ações corretivas a serem realizadas.

Quadro 1. Principais anomalias, causas, consequências e tratativas (adaptado de ANA, 2016).

Anomalia	Causa Provável	Possível Consequência	Ações Corretivas
Surgência de água[1]	1.Excesso de poropressão 2. Perda de resistência 3. Colmatação do dreno	Liquefação Piping	1.Implantação de filtros e drenos internos (verticais ou inclinados); 2.Implantação de Tapete horizontal; 3.Implantação de um Dreno de Pé.
Trincas e fissuras	Movimentação do maciço	Instabilidade Liquefação	1.Preenchimento de material argiloso, a fim de evitar sua propagação, em caso de trincas superficiais; 2.Monitoramento e análise de maior detalhe em trincas permanentes ou de maior extensão, buscando entender a causa de sua origem.
Recalques /Depressões, afundamentos e buracos	1.Distribuição dos esforços sobre suas fundações 2. Compactação inadequada ou associado a recalques em profundidade	1.Galgamento[2] 2.Instabilidade de taludes	1.Obras de reforço na estrutura; 2.Proteção com enrocamento.
Erosões ou ravinamentos	Desgaste sofrido na face dos taludes pela ação do escoamento de água pluvial, causado principalmente por falha na cobertura vegetal	Instabilidade de taludes	1.Realizar as tratativas nas erosões existentes; 2.Manter a cobertura vegetal em bom estado de conservação.
Deslizamentos (rupturas superficiais e profundas)	Desprendimento de matérias (solo ou rocha) caracterizados como queda, escorregamento, tombamento e escoamento.	1.Instabilidade de taludes 2.Galgamento[3]	1.Investigar as causas; 2.Inspecionar outras partes da barragem e verificar se há continuidade da anomalia; 3.Realizar as manutenções e reconformação do local.
Borba livre insuficiente	Nível de água do reservatório não respeitando o limite de borda livre mínima estabelecida em legislação	Galgamento	Adequação da borda livre mínima do reservatório.
Vegetação não controlada	O crescimento de árvores e arbustos nas estruturas podem causar danos devido ao crescimento de suas raízes, causando por exemplo direção preferencial de percolação, aumento de vazios no barramento pela decomposição de raízes, obstrução de tubos e estruturas, entre outros. Além de dificultar ou impedir a inspeção visual na estrutura	1.Piping 2.Instabilidade de taludes	Manter a vegetação controlada nas estruturas da barragem.
Falha na cobertura vegetal	A exposição do barramento às ações intempéricas podem	Instabilidade de Taludes	1.Realizar a semeadura de sementes de grama nas áreas com falhas na cobertura vegetal; 2.Manter a cobertura vegetal em bom estado

[1] Importante verificar se há carreamento de sólidos junto a água;
[2] Em casos onde se tem uma borda livre crítica;
[3] Em casos de deslizamento a montante da estrutura.

Anomalia	Causa Provável	Possível Consequência	Ações Corretivas
	acarretar em erosões e infiltrações excessivas de água da precipitação atmosférica na face dos taludes.		de conservação.
Presença de formigueiros ou cupinzeiros e tocas de animais	A presença desses insetos ou tocas de animais podem acarretar em percolações e erosões internas	Piping	1.Monitoramento e remoção dos insetos; 2. Tratamento de buracos nas estruturas;

Identificadas as patologias (causas e consequências) e formas de tratamento (ação corretiva), foi desenvolvida uma ficha de inspeção (Figura 2 e 3) contendo elementos interpretados como importantes e que buscassem rápida identificação e ação. Dentre os elementos podem ser citados: o tipo de inspeção, dados condições do reservatório, recursos disponibilizados para ações de manutenção corretiva e preventiva, comentários gerais para detalhar melhor os elementos e não permitir dupla intepretação, situações de acessos, revestimento vegetal, presença de insetos e animais, características das drenagens superficial e interna, presença de erosões e outras patologias, estado de conservação da estrutura com notas, permitindo ainda que sejam adicionadas fotos para melhor evidência da observação pontuada.

Destaca-se que a ausência de informações de projetos, seja na base consultada, seja nas estruturas que foram visitadas, limita em um primeiro momento a aplicação da ficha de inspeção. Nesses casos, a identificação de patologias necessita de investigação de forma a verificar as reais condições geotécnicas dos barramentos. A aplicação da ficha sem as informações supracitadas, acaba por gerar certo conservadorismo na interpretação e consequentemente pontuação para deliberação da tratativa.

Além dos dados apontados na ficha é importante trazer a regularidade de leitura dos intrumentos contendo: nome do instrumento, local desse instrumento na estrutura, a leitura atual (conforme data) e o nível.

Após o preenchimento da ficha é importante que se tenha um plano de ação para os elementos apontados. Nesse plano de ação é necessário trazer os itens listados numericamente bem como: a atividade, o responsável, o prazo e o status da tratativa.

Gestão de Barragens — **Identificação**

Ficha de Inspeção de Barragem

Tipo de Inspeção: ☐ Regular ☐ Especial ☐ Rotina

NA do Reservatório (m):	**Volume do Reservatório (m³):**
Situação com potencial de comprometimento da segurança da estrutura	☐ Sim ☐ Não
Estrutura em Nível de Emergência	☐ Sim ☐ Não **Nível:** ☐ 1 ☐ 2 ☐ 3
Necessidade de existência de linha de praia no reservatório	☐ Sim ☐ Não **Menor Comprimento:**
Recursos financeiros aplicados nesta quinzena:	**Investimentos estimados nesta quinzena:**

1. Comentários Gerais

2. Situação dos Acessos

Conservação Geral	☐ Bom	☐ Regular	☐ Deficiente	Observações:
Revestimento do Piso	☐ Bom	☐ Regular	☐ Deficiente	
Taludes	☐ Bom	☐ Regular	☐ Deficiente	
Dispositivos de Drenagem	☐ Bom	☐ Regular	☐ Deficiente	

3. Revestimento Vegetal

☐	Bom estado de conservação	Observações:
☐	Gramínea necessitando de poda	
☐	Presença de vegetação arbustiva/arbórea	
☐	Ausente	

4. Presença de Insetos/Animais

☐	Sim	Observações:
☐	Não	

5. Drenagem Superficial ☐ Inexistente/Não se aplica

☐	Em bom estado de limpeza conservação	Observações:
☐	Estrutura com necessidade de manutenção e/ou limpeza	

6. Erosões Superficiais

☐	Sim	Observações:
☐	Não	

7. Trincas ☐ Sim ☐ Não

Trinca	Comprimento (m)	Abertura (mm)	Longit. / Transv.	Observações
T1				
T2				

8. Recalques ☐ Sim ☐ Não

Local	Depressão / Abatimento	Recalque	Observações
Crista			
Bermas			
Taludes			

9. Surgências ☐ Sim ☐ Não

Surgência	Local	Carreamento visível de sólidos	Observações:
S1		☐ Sim ☐ Não	
S2		☐ Sim ☐ Não	

10. Drenagem Interna

Existente	☐ Sim	☐ Não	Alteração significativa da vazão	☐ Sim	☐ Não
Carreamento visível de sólidos	☐ Sim	☐ Não	Saturação ao redor do dreno	☐ Sim	☐ Não
Medidor de vazão operante	☐ Sim	☐ Não	Assoreamento da saída do dreno	☐ Sim	☐ Não

11. Estado de Conservação (no caso de pontuação igual a 10 em qualquer coluna, proceder inspeção especial)

Confiabilidade das estruturas extravasoras

Estruturas civis bem mantidas e em operação normal /barragem sem necessidade de estruturas extravasoras	Estruturas com problemas identificados e medidas corretivas em implantação	Estruturas com problemas identificados e sem implantação das medidas corretivas necessárias	Estruturas com problemas identificados, com redução de capacidade vertente e sem medidas corretivas
☐ 0	☐ 3	☐ 6	☐ 10

Observações:

Percolação

Percolação totalmente controlada pelo sistema de drenagem	Umidade ou surgência nas áreas de jusante, paramentos, taludes e ombreiras estáveis e monitorados	Umidade ou surgência nas áreas de jusante, paramentos, taludes ou ombreiras sem implantação das medidas corretivas necessárias	Surgência nas áreas de jusante com carreamento de material ou com vazão crescente ou infiltração do material contido, com potencial de comprometimento da segurança da estrutura
☐ 0	☐ 3	☐ 6	☐ 10

Observações:

Figura 2. Ficha de inspeção proposta (Parte 1).

Gestão de Barragens			**Identificação**
Ficha de Inspeção de Barragem			
Deformações e Recalques			
Não existem deformações e recalques com potencial de comprometimento da segurança da estrutura ☐ 0	Existência de trincas e abatimentos com medidas corretivas em implantação ☐ 2	Existência de trincas e abatimentos sem implantação das medidas corretivas necessárias ☐ 6	Existência de trincas, abatimentos ou escorregamentos, com potencial de comprometimento da segurança da estrutura ☐ 10
Observações:			
Deterioração dos Taludes / Paramentos			
Não existe deterioração de taludes e paramentos ☐ 0	Falhas na proteção dos taludes e paramentos, presença de vegetação arbustiva ☐ 2	Erosões superficiais, ferragem exposta, presença de vegetação arbórea, sem implantação das medidas corretivas necessárias ☐ 6	Depressões acentuadas nos taludes, escorregamentos, sulcos profundos de erosão,com potencial de comprometimento da segurança da estrutura ☐ 10
Observações:			

Variável	**Valor**	**EC**
Confiabilidade das Estruturas Extravasoras		
Percolação		
Deformações e Recalques		
Deterioração dos Taludes e Paramentos		

12. Fotos	
Foto 1:	**Foto 2:**

Figura 3. Ficha de inspeção proposta (Parte 2).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apesar das inspeções visuais possuírem limitações quanto: ao histórico/existência do projeto, ausência de estudos geológico-geotécnico-hidráulicos, bem como equipe permanente que acumule o conhecimento ao longo das visitas de acesso a projetos, a metodologia se mostra extremamente eficaz para integrar informações sobre o comportamento da estrutura de uma forma geral, bem como seu estado de conservação e operação. Uma inspeção regular bem realizada pode antever ações catastróficas no caso de uma ruptura da barragem. A inspeção deverá ser realizada com o auxílio de um *checklist*, contendo todos os itens especificados para a estrutura e sua periodicidade deve ser realizada conforme legislação vigente, sendo recomendado aumentar sua frequência em períodos chuvosos e em caso de detecção de anomalias na estrutura, a mesma deverá ser acompanhada até que o problema seja sanado.

Nota-se que segurança de barragens é um tema muito discutido na atualidade e altamente complexo, demandando estudos frequentes e busca por tecnologias para melhorar o conhecimento e gestão de barragens. Desta forma, ferramentas simples como as fichas de inspeção podem agregar conhecimento e devem buscar uma padronização, apesar das particularidades que cada estrutura possa apresentar.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Márcio Leão pela dedicação e apoio neste trabalho, bem como o apoio técnico da empresa Bio Rocha Consultoria Mineral Ltda.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional De Água (ANA). *Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens Volume II: Guia de Orientação e formulários para inspeção de segurança de barragem*. Brasília. DF. 2016.

Agência Nacional De Água (ANA). *Manual para Empreendedores Tomo II: Guia de Orientação e formulário para inspeção de segurança regular*. Brasília. DF. 2014.

Agência Nacional de Mineração Resolução n° 95, de 7 de fevereiro de 2022: consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Brasília, DF: ANM, 2022. Disponível em: https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens/legislacao/resolucao-no-95-2022.pdf. Acesso em: 05 abr. 2024.

BRASIL. Lei Nº 14.066, De 30 De Setembro De 2020. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração). Brasília, DF: Presidência da República, 2020. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2020/lei/L14066.htm. Acesso em: 05 abr. 2024.

Cardoso. I. F. et al. (2021). *Análise de Anomalias em Barragens da Bacia do Rio Itaúnas*. Vitória. ES, 23-49 p.

Duarte. A. P, 2008 apud ICOLD, 2001. *Classificação das barragens de contenção de rejeitos de mineração e de resíduos industriais no estado de minas gerais em relação ao potencial de risco*. Universidade Federal de Minas Gerais – Belo Horizonte. MG. 2008.

Fernandes. R. B. *Inspeção, monitoramento e estabilidade de barragens*, Volume II. 1. Ed. – Curitiba. PR. Appris, 2022.

Fundação Estadual Do Meio Ambiente (FEAM). *Inventário de Barragens Estado de Minas Gerais*, ano base 2022. Ed. Junho. Belo Horizonte. MG. 2023.

Instituto Brasileiro De Mineração (IBRAM). *Guia de Boas Práticas: Gestão de Barragens e Estruturas de Disposição de Rejeitos*. Brasília. DF. 2019.

Instituto Brasileiro De Mineração (IBRAM). *Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração*. Brasília. DF. 2016.

Medeiros, C. H. de A. C.; Pinto, A. A. V. *A Importância Dos Fatores Não Tecnológicos Na Avaliação Da Segurança De Barragens. Destaques Para O Erro Humano E Gestão De Risco*. Revista Brasileira de Engenharia de Barragens: Comitê Brasileiro De Barragens, Rio de Janeiro. RJ. 2014.

Valerius, M. B. *Cadastro E Análise Do Potencial De Risco Das Barragens De Rejeitos De Mineração Do Estado De Goiás*. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília. DF. 2014.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/560

Primeiros Ensaios com o Pressiômetro Ménard no Depósito de Argila Mole do Sarapui – RJ

Erinaldo Hilário Cavalcante
Professor Titular, Universidade Federal de Sergipe, Aracaju, Brasil, erinaldo@ufs.br

Fernando M. de Arruda Damasco Penna
Engenheiro Civil, Damasco Penna, São Paulo, Brasil, fernando@damascopenna.com.br

Graziella M. Faquim Jannuzzi
Professora Adjunta, Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, jannuzzi@poli.ufrj.br

Fernando Artur Brasil Danziger
Professor Titular, Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, danziger@coc.ufrj.br

RESUMO: O pressiômetro é, possivelmente, dos equipamentos de ensaios de campo, o mais indicado para a avaliação do comportamento tensão-deformação dos solos *in situ*. O pressiômetro de Ménard (PMT) foi desenvolvido na segunda metade da década de 1950 para uso em pré-furo, e, dependendo da qualidade da perfuração, com a menor perturbação possível do terreno, o módulo de deformabilidade obtido passa a ser a referência para os demais ensaios, podendo ser utilizado em qualquer tipo de solo e rocha. Em solos residuais, especialmente acima do nível do lençol freático, os dados obtidos invariavelmente são os melhores possíveis. Para o caso de solos argilosos saturados, como as argilas moles ou muito moles, as dificuldades de realização desse tipo de ensaio aumentam significativamente, e os cuidados com o processo de perfuração e instalação da sonda no solo devem ser muito maiores do que em solos residuais ou em solos compactados. Neste contexto, o presente trabalho tem o objetivo de publicar a primeira experiência de aplicação do PMT em um depósito de argila mole do Rio de Janeiro, na área de exploração do grupo de pesquisa em Geotecnia da COPPE/UFRJ, denominado Sarapuí II. Na presente campanha de ensaios foi possível estimar o módulo pressiométrico (E_M) numa vertical até à profundidade de 4,5 metros, aproximadamente a metade do depósito investigado. A comparação dos valores obtidos com o Módulo Dilatométrico (E_D), através dos ensaios de Dilatômetro Sísmico (SDMT) produziu uma boa concordância dos resultados.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaios de campo, pressiômetro Ménard, Módulo pressiométrico, Dilatômetro.

ABSTRACT: The pressuremeter test is, possibly, one of the field test equipments, the most suitable for evaluating the stress-strain behavior of soils in situ. The Ménard pressuremeter testing (PMT) was developed in the second half of the 1950s for use in pre-hole drilling, and, depending on the quality of the drilling, with the least possible disturbance of the ground, the deformability modulus obtained becomes the reference for the other tests, and can be used on any type of soil and rock. In residual soils, especially above the water table, the data obtained are invariably the best possible. In the case of saturated clayey soils, such as soft or very soft clays, the difficulties in carrying out this type of test increase significantly, and care must be taken with the drilling process and installation of the probe in the ground than in residual or compacted soils. In this context, the present work aims to publish the first experience of applying PMT in a soft clay deposit in Rio de Janeiro, in the exploration area of the Geotechnics research group at COPPE/UFRJ, called Sarapuí II. From the present test campaign it was possible to estimate the pressuremeter Ménard modulus (E_M) in a vertical up to a depth of 4.5 meters, approximately half of the deposit investigated. Comparison of the values obtained with the Dilatometric Module (E_D), through the Seismic Dilatometer (SDMT) tests, produced a good agreement of the results.

KEYWORDS: Site investigations, Ménard pressuremeter, Pressuremeter modulus, Flat Dilatometer.

1 INTRODUÇÃO

O ensaio pressiométrico se constitui em um dos poucos ensaios geotécnicos *in situ* com fundamentação teórica muito bem estabelecida, cuja interpretação está baseada na teoria da elasticidade aplicada aos solos (LAMÉ, 1852; BISHOP et al., 1945), conforme mencionado CLARKE (1995). Tal fato confere ao pressiômetro muita confiabilidade quando o objetivo é se avaliar o comportamento tensão x deformação dos solos em campo (Baguellin et al., 1978; Briaud, 1992, Clarke, 1995). Entretanto, o seu uso no mundo ainda é limitado, quando comparado a outros métodos de investigação mais comuns nos dias atuais no meio geotécnico, como, por exemplo, o Standard Penetration Test (SPT) e o Cone Penetration Test (CPT ou CPTU). Em que pese o fato do pressiômetro ter sido desenvolvido na França, ao longo dos anos 50, já na década de 1970 o equipamento começava a ser usado no Brasil no campo da pesquisa científica no meio acadêmico (p. ex. BRANDT, 1978; SCHNAID e ROCHA FILHO, 1994; MÁNTARAS, 1995; NAKAHARA, 1995; CAVALCANTE, 1997; DOURADO; 2005), de onde são provenientes as maiores experiências com a técnica pressiométrica nas investigações do subsolo. Desde aquela época, algumas universidades brasileiras adquiriram o equipamento para desenvolver trabalhos de pesquisa em seus cursos de mestrado e/ou doutorado, produzindo uma quantidade significativa de dissertações e teses que servem de referência para as gerações que se sucedem (por exemplo, BRANDT, 1978; ORTIGÃO e ALVES, 1994; SCHNAID e ROCHA FILHO, 1994; MÁNTARAS, 1995; NAKAHARA, 1995; CAVALCANTE, 1997; DOURADO; 2005; IAMAMURA, 2017; MACHADO, 2020; REZENDE 2020, entre outros). Como se observa, a maior parte dos trabalhos sobre o assunto se restringe quase que totalmente aos centros de pesquisa localizados nas regiões Sudeste, Sul e Centro-Oeste do país, a exemplo da Pontifícia Universidade Católica/RJ, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, da Universidade de São Paulo e UNICAMP/SP, da Universidade Federal de Goiás e a COPPE/UFRJ, exceto na região Nordeste, a Universidade Federal da Paraíba, no antigo Campus II, sediado na cidade de Campina Grande (CAVALCANTE, 1997; SOARES, 1999; Paiva, W., 2000). Além dos trabalhos já citados, outros como Bosch (1996), Iamamura (2017), Machado (2020), Rezende (2020), bem como algumas empresas privadas atuantes no ramo, têm contribuído de forma significativa para a disseminação do ensaio pressiométrico no Brasil, embora de maneira ainda bastante tímida. Apesar da pouca divulgação do ensaio pressiométrico no país, a literatura já registra o desenvolvimento de uma versão do pressiômetro Ménard na PUC/RJ, conforme citado por BRANDT (1978), e a utilização e aperfeiçoamento de uma outra versão utilizada pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/Geotecnia da UFRGS, a qual pertence à CIENTEC (Nakahara, 1995; Bosch, 1996). Ortigão e Alves (1994) relatam o uso de uma versão do Pressiômetro Ménard na região de Brasília. Quaresma *et al*. (1996) reportam a existência de um pressiômetro do tipo auto-perfurante de propriedade da Universidade de São Paulo, que até onde se sabe encontra-se inoperante. Recentemente foi adquirida um exemplar do pressiômetro de pré-furo, do tipo Ménard, pelo grupo de pesquisa em Geotecnia da Universidade Federal do Ceará, conforme informado por Moura (2023).

Visando contribuir com o uso do pressiômetro Ménard em depósitos de solos moles, o presente trabalho se vale de uma parceria em fase preliminar entre o grupo de Geotecnia da COPPE/UFRJ e uma empresa da área de ensaios geotécnicos *in situ* sediada em São Paulo, a Damasco Penna – Engenharia Geotécnica. Os ensaios iniciais foram realizados de maneira pioneira em um depósito de argila muito mole, denominado SARAPUÍ II, na área da baixada Fluminense, município de Duque de Caxias – RJ.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Características geotécnicas do terreno no local do estudo

O depósito no qual foram feitos os ensaios preliminares para este trabalho é composto eminentemente por argila orgânica muito mole. Na Figura 1 são apresentadas algumas características físicas do material. De acordo com Danziger *et al*. (2019), a espessura do depósito varia de 6,5 m a 10,0 m, e o nível do lençol freático oscila numa faixa de ± 0,3 m em relação ao nível do terreno natural, com teor de umidade na faixa de 130% a 180%.

Trata-se de uma argila siltosa orgânica muito mole, constituída de 60% de argila, 35% a 40% de silte e, no máximo, 5% de areia, características que conferem ao solo valores de índice de plasticidade variando em 60% e 170%, registrando-se teores de matéria orgânica entre 6% e 16% e atividade entre 1,4 e 2,2, aproximadamente. Na Figura 2 são mostradas a composição granulométrica do solo, o teor de matéria orgânica, de sais e as frações dos argilominerais presentes em sua microestrutura (esmectita, ilita e caulinita), com a predominância de ilita e caulinita.

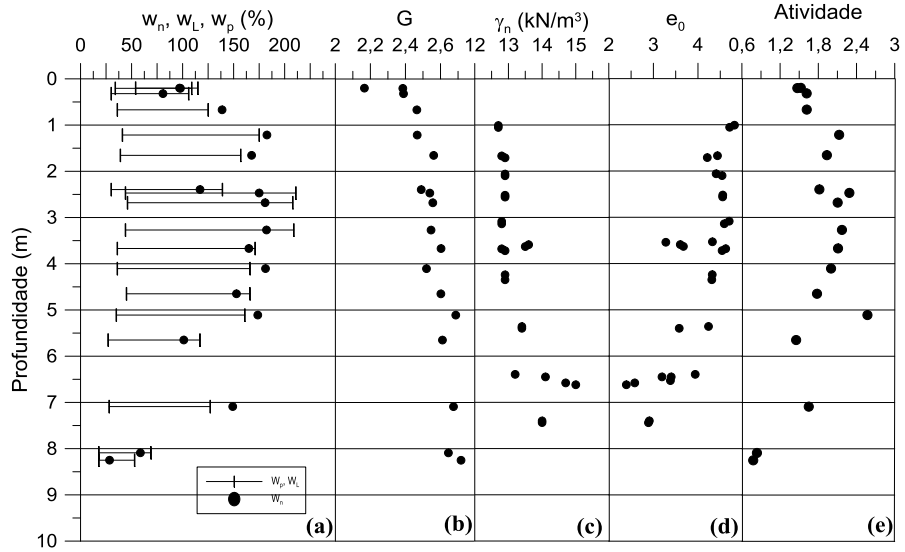


Figura 1. Caracterização geotécnica do depósito de argila muito mole do Sarapuí II (Adaptado de Januzzi *et al*., 2012a; Danziger *et al*., 2019).

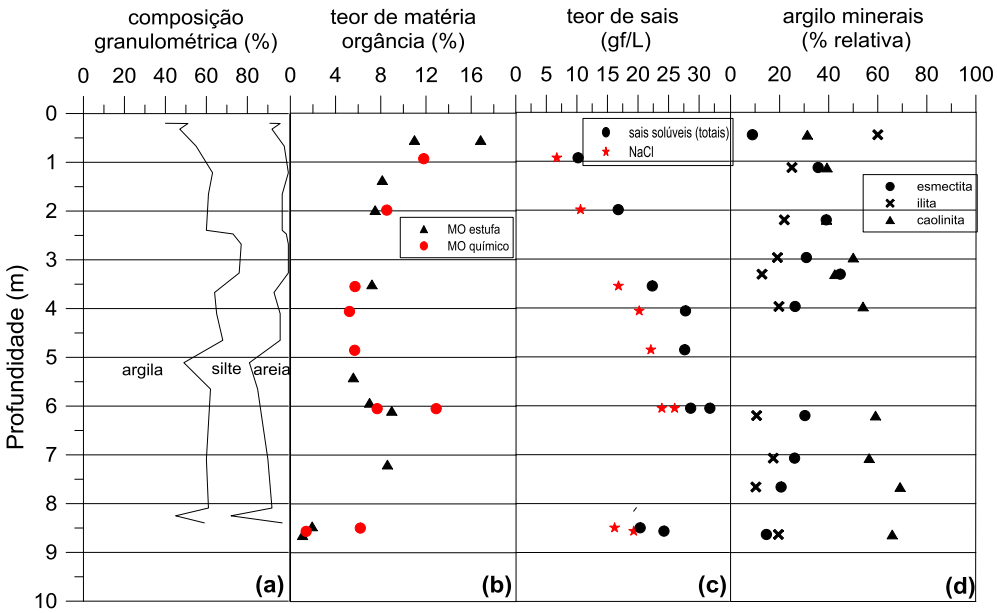


Figura 2. Caracterização geotécnica do depósito de argila muito mole do Sarapuí II: (a) granulometria; (b) teor de matéria orgânica; (c) teor de sais; (d) frações de argilominerais presentes na microestrutura (adaptado de Januzzi *et al*., 2015; Danziger *et al*., 2015).

2.2 Ensaios e metodologias empregadas

O ensaio pressiométrico do tipo Ménard, realizado em pré-furo, não possui norma brasileira. Para tanto, são empregadas no Brasil as normas francesa NF P94-110-1 (2000), a americana ASTM D-4719

(2000) ou a ISO 22476-4 (2021). Os ensaios com o PMT analisados neste trabalho foram realizados em vertical precedida de perfuração manual, fazendo-se uso de um trado helicoidal, de aproximadamente 66 mm de diâmetro. Imediatamente após ser alcançada a profundidade de cada ensaio, a sonda era inserida no terreno, com pouco esforço, sendo mantida na posição até o final do procedimento de expansão e esvaziamento. Apesar de se tratar de solo de difícil exploração (argila muito mole), especialmente com o emprego do pressiômetro de pré-furo, o método de perfuração empregado possibilitou a realização de ensaios em três profundidades do depósito: 2,77 m; 3,85 m e 4,50 m, uma faixa correspondente à porção central do depósito. A sonda empregada foi o tipo BX, de aproximadamente 60 mm de diâmetro externo e 450 mm de comprimento. Os ensaios foram realizados em estágios de tensão variando entre 0 e 100 kPa, com incrementos sucessivos de 12,5 kPa. As fotos da Figura 3 mostram detalhes de localização da área na qual foram realizados os primeiros ensaios de PMT num depósito de argila orgânica muito mole do Rio de Janeiro, situado às margens da BR 040 (Rodovia Whasington Luíz), sentido Niterói, uma área exaustivamente investigada pelo grupo de pesquisa em Geotecnia do LACI – Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares, da COPPE.

Figura 3. Localização do sítio experimental Sarapuí II (adaptado de Januzzi *et al*., 2012b).

A foto da Figura 4 mostra detalhes da aparelhagem do pressiômetro Ménard durante os procedimentos iniciais de preparação para a realização dos ensaios no campo experimental de Sarapuí II.

Figura 4. Posicionamento do equipamento para a realização do ensaio no campo experimental de Sarapuí II.

Para a interpretação dos dados dos ensaios pressiométricos, foram adotadas as metodologias disponíveis nas normas relacionadas ao ensaio. Ou seja, para a estimativa do módulo pressiométrico, E_M, empregou-se a equação:

$$E_M = 2(1+\nu)\cdot V_m \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \qquad (1)$$

em que,

ν = coeficiente de Poisson (adotado valor igual a 0,5);
V_m = volume médio da sonda expandida;
ΔP = variação da pressão na cavidade referente ao trecho pseudo-elástico da curva; e
ΔV = variação do volume da sonda expandida, referente ao trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica.

Com relação à pressão limite, P_L, pelo fato do solo ser de baixíssima resistência, fazendo com que o consumo de água na expansão da sonda tenha sido excessivo, sua estimativa ficou comprometida.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Figura 5 é mostrada uma curva típica do ensaio PMT obtida no depósito em estudo, na profundidade igual a 3,85m. Muito provavelmente esta é a primeira experiência brasileira relacionada ao emprego do PMT em solo de tão baixa resistência, com Su na faixa de 8 kPa a 15 kPa (Januzzi, 2009; Januzzi et al. 2012b). Conforme se pode observar (Fig. 5), para uma pressão da ordem de 100 kPa, a sonda do pressiômetro estava completamente inflada, consumindo praticamente todo o volume de água disponível no reservatório do equipamento, que tem capacidade de aproximadamente 700 cm^3. Observa-se ainda um comprometimento da curva na região de transição entre o final da parte em que a sonda toca as paredes da cavidade e o início do trecho considerado pseudo-elástico, o que se pode atribuir ao processo de perfuração com trado manual (sem revestimento), que pode resultar em amolgamento do solo nessa faixa de solicitação do terreno. Apesar disso, o trecho correspondente ao comportamento linear da curva possibilitou, com a devida correção da pressão consumida pela rigidez da membrana, uma avaliação do módulo pressiométrico, E_M.

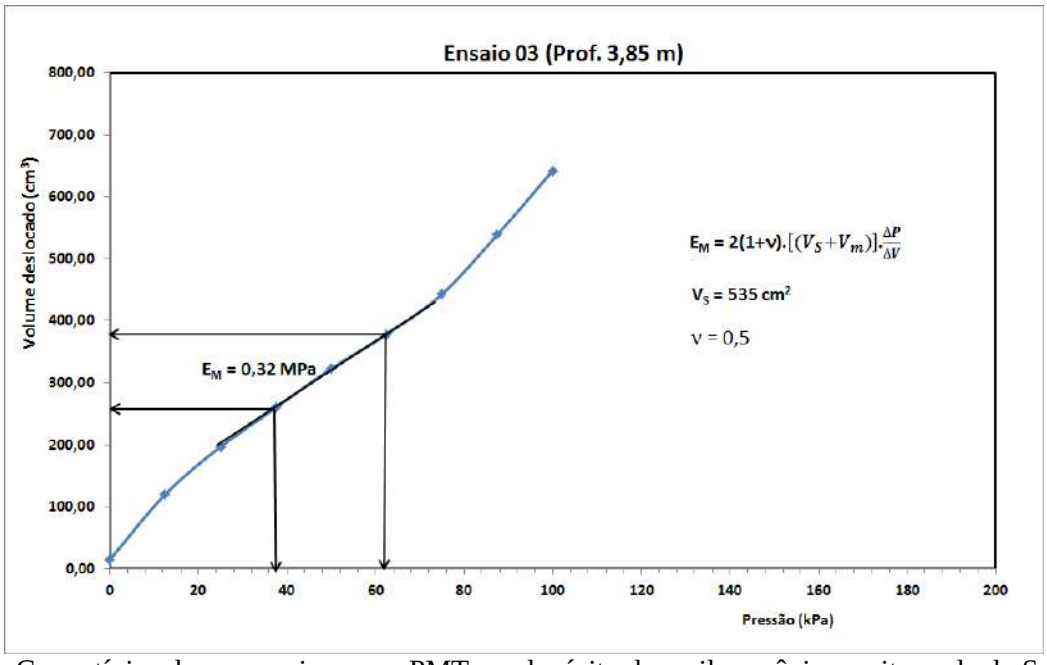


Figura 5. Curva típica de um ensaio com o PMT em depósito de argila orgânica muito mole do Sarapuí II.

A Tabela 1 mostra os valores de E_M estimados a partir dos ensaios PMT no depósito de argila orgânica muito mole do Sarapuí II. Pode-se observar valores muito baixos para o módulo de deformabilidade pressiométrico, variando de 0,03 MPa na menor profundidade (2,77 m) a valores praticamente constantes, na faixa de 0,32 – 0,33 MPa, entre 3,85 e 4,50 m de profundidade.

Tabela 1. Valores de E_M estimados a partir dos ensaios PMT no depósito do Sarapuí II.

Profundidade (m)	E_M (MPa)
2,77	0,03
3,85	0,32
4,50	0,33

A comparação dos valores de E_M mostrados na Tabela 1 com dados de ensaios provenientes de SDMT (dilatômetro sísmico) realizados no local por Januzzi *et al*. (2015) permitem avaliar que os ensaios pressiométricos realizados nesse solo em condições tão adversas ao uso do PMT produziram valores de módulo de deformabilidade relativamente satisfatórios, conforme mostrado na Figura 6. Na mencionada figura foram inseridos os valores de E_M obtidos com o pressiômetro Ménard para a comparação com os valores de E_D disponíveis na literatura, além dos outros índices do dilatômetro, como índice do material, I_D, índice de tensão horizontal, K_D, bem como o coeficiente de empuxo em resposo, K_0 (aplicando aos dados do DMT a correlação de Lacasse e Lunne, 1988), obtidos por Januzzi *et al*. (2015).

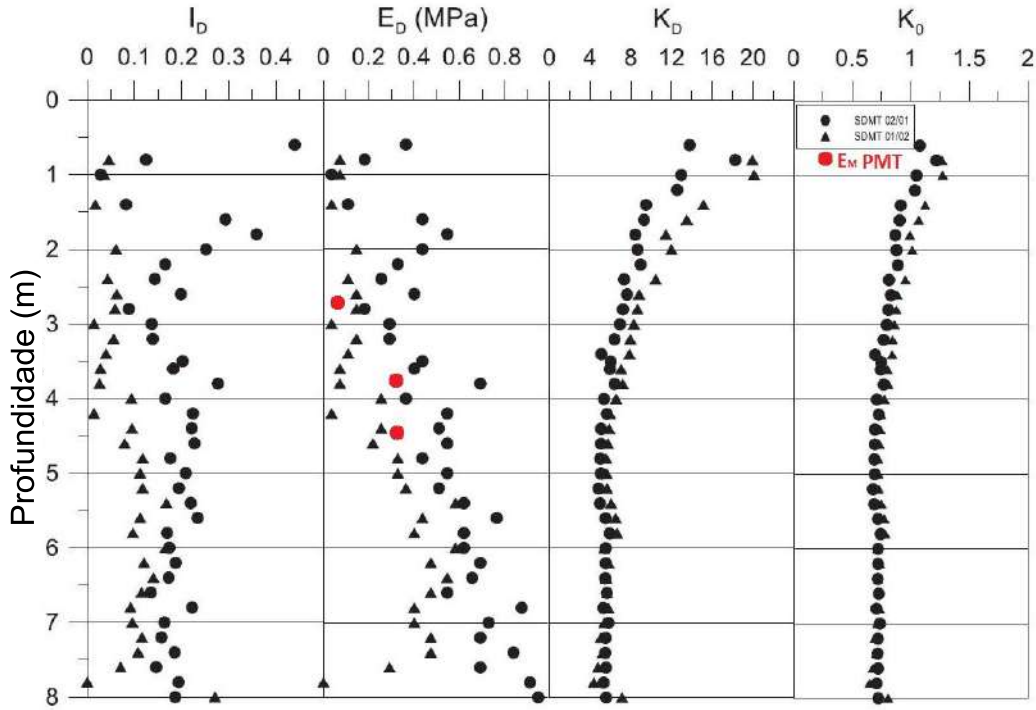


Figura 6. Valores de parâmetros dos ensaios de SDMT e PMT obtidos do depósito de argila orgânica muito mole Sarapuí II (adaptado de Januzzi *et al*., 2015).

Na segunda coluna do gráfico da Figura 6 ainda se pode destacar que, além da concordância nos valores entre E_M e E_D, a tendência de variação do módulo pressiométrico com a profundidade se assemelha bastante com o observado em relação ao módulo dilatométrico obtido por Januzzi *et al*. (2015). Por fim, vale ressaltar que os ensaios de pressiômetro apresentados neste trabalho são os primeiros resultados obtidos nesse campo experimental, mas que sugerem a ampliação das investigações com o pressiômetro no depósito, preferencialmente empregando um método de perfuração e de estabilização do furo que possibilite curvas de PMT mais bem definidas, avaliando-se também os valores da pressão limite até profundidades já alcançadas por outros métodos de investigação do depósito. Recomenda-se fortemente o emprego do pressiômetro autoperfurante, que pode superar os problemas relacionados ao pré-furo do PMT, mas, sobretudo, para uma avaliação mais acurada dos parâmetros E_M e P_L, bem como outros de igual importância, a exemplo da tensão horizontal *in situ*, o coeficiente de empuxo em repouso e a resistência ao cisalhamento não drenada.

4 CONCLUSÕES

Este trabalho apresenta resultados de ensaios preliminares com o pressiômetro Ménard em um depósito de argila orgânica muito mole da Baixada Fluminense, denominado Sarapuí II.

As peculiaridades locais do terreno se constituíram num fator desafiador para a realização de ensaios com o PMT, razão pela qual no dia escolhido apenas três ensaios numa vertical foram possíveis. Pelo fato do solo ser muito mole, ficou comprometida a avaliação da pressão limite.

Os valores de módulo pressiométrico obtidos a partir dos ensaios PMT quando comparados aos valores de E_D disponíveis na literatura apresentaram concordância satisfatória, assim como a tendência de variação com a profundidade no trecho do perfil analisado.

Em virtude das limitações referente à perfuração para realização de ensaios com o pressiômetro Ménard no tipo de solo investigado, sugere-se uma nova campanha de ensaios no depósito, preferencialmente empregando um método de perfuração e de estabilização das paredes da vertical que possibilite curvas de PMT mais bem definidas, avaliando-se também os valores da pressão limite, inclusive até profundidades já alcançadas por outros métodos de investigação do depósito.

Finalmente, recomenda-se fortemente o emprego do pressiômetro autoperfurante, que é capaz de superar os problemas relacionados ao pré-furo para o PMT, mas, sobretudo, para uma avaliação mais acurada dos parâmetros E_M e P_L, bem como outros de igual importância, a exemplo da tensão horizontal *in situ*, o coeficiente de empuxo em repouso e a resistência ao cisalhamnento não drenada.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação COPPETEC e à PETROBRÁS pelo suporte financeiro à pesquisa, bem como à empresa Damasco Penna Engenharia Geotécnica pela parceria durante a realização dos ensaios de PMT e à equipe do Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares da COPPE/UFRJ, pela ajuda na realização dos ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International (2000). ASTM D-4719. *Standard test method Standard Test Method for Prebored Pressuremeter Testing in Soils.*

Baguelin, F., Jezequel, J.F., Shields, D.H. (1978), *The Pressuremeter and Foundation Engineering*, 1sd ed. Clausthal, Germany: Trans. Tech. Publication, 617p.

Bishop, R.F.; Hill, R. & Mott, N.F. (1945). *The Teory of Identation and Hardness Test*. Proceedings of the Physical Society. London, Eng. v.57, n.321, p.147-159.

Brandt, J.R.T. (1978). *Utilização de um Novo Pressiômetro para Determinação do Comportamento Elástico de Solos Residuais e Gnáissicos Jovens e de Estratos do Terciário Paulista*, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro - RJ.

Bosch, D. R. (1996). *Interpretação do Ensaio Pressiométrico em Solos Coesivo-Friccionais Através de Métodos Analíticos.* Dissertação de Mestrado. UFRGS, Porto Alegre-RS.

Cavalcante, E. H. (1997). *Uma Contribuição ao Estudo do Comportamento Tensão-Deformação de um Depósito de Argila Mole da Cidade do Recife, Através da Utilização do Pressiômetro Ménard*. Dissertação de Mestrado. UFPB - Campus II, Campina Grande-PB.

Clarke, B. G. (1995). *Pressuremeter in Geotechnical Design*. Chapman & Hal. Cambridge, Grã-Bretanha, 362p.

Danziger, F. A. B., Jannuzzi, G. M. F. e Martins, I. S. M. (2019). *The relationship between sea-level change, soil formation and stress history of a very soft clay deposit*. Geosciences, 5(3): 461–479.

Dourado, K. C. A. (2005). Utilização do Pressiômetro Ménard na Identificação e Previsão de Recalques em Solo Colapsível. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFPE. Recife-PE.

Imamura, F. B. T. (2017). *Utilização do Pressiômetro de Ménard na Avaliação da Capacidade de Carga de Estacas em Solo Tropical.* Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, Campinas-SP.

ISO 22476-4 (2021). *Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 4: Prebored pressuremeter test by Ménard procedure*.

Jannuzzi, G. M. F. (2009). The Characterisation of Sarapuí II Soft Clay Site by In-Situ Testing. Dissertação de Mestrado. COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ.

Jannuzzi G. M. F, Danziger FAB, Martins I.S.M. e Guimarães, G. V. M. (2012a). *The ability of in situ tests to detect the soil region affected by an embankment on soft clay*. Proc. IV International Conference on Site Characterization, Porto de Galinhas, v. 1, pp. 515-521.

Jannuzzi G. M. F., Danziger, F.A.B. e Martins, I. S. M. (2012b). *Cyclic T-Bar Tests to Evaluate the Remoulded Undrained Shear Strength of the Sarapuí II Soft Clay*. Soils & Rocks, vol. 35, n. 3: 279–294.

Jannuzzi G. M. F., Danziger, F.A.B. e Martins, I. S. M. (2015). *Geological-geotechnical characterisation of Sarapuí II clay*. Eng. Geology 190: 77–86.

Lamé, G. (1952). *Leçons Sur la Théorie Mathématique L'élasticité des Corps Sol*ides. Bachelier, Paris, France (citado por CLARKE, 1995).

Machado, R. R. (2020). *Ensaios Pressiométricos para Estimativa de Parâmetros de Resistência e Deformabilidade em um Perfil se Solo Tropical*. Dissertação de Mestrado. UFG/PPGECON, Goiânia-GO.

Mántaras, F.M. (1995). *Análise Numérica do Ensaio Pressiométrico Aplicada à Previsão do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos não Saturados*. Dissertação de Mestrado. UFRGS, Porto Alegre-RS.

Medeiros, J. L. G. (1998). Estudo do Comportamento tensão-deformaçãode um depósito arenoso, através dos ensaios de SPT, Pressiômetro de Menárd e Placa Helicoidal. Dissertação de Mestrado. UFPB - Campus II, Campina Grande-PB.

Moura, A. S. (2023). Comunicação Pessoal aos autores.

Nakahara, S.M. (1995). *Determinação de Propriedades de um Solo não Saturado Através de Ensaios Pressiométricos e de Laboratório*. Dissertação de Mestrado. UFRGS, Porto Alegre-RS.

NF P94-110 (2000). Sols: reconnaissance et essais - Essai pressiométrique Ménard - Partie 1: essai sans cycle.

Ortigão, J.A.R. & Alves, L.S. (1994). Análise de Ensaios Pressiométricos na Argila Porosa de Brasilia, In: Anais X COBRAMSEF, ABMS, Vol. II, Foz do Iguaçu-PR.

Paiva, W. (2000). Influência do Processo de Instalação da Sonda nos Resultados de Ensaios com o Pressiômetro Ménard. Dissertação de Mestrado. UFPB - Campus II, Campina Grande-PB.

Rezende, C.H. (2000). Estudo do Comportamento Geotécnico de Material Assoreado em Cava Exaurida de Mineração através de Ensaios Pressiométricos. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas de Ouro Preto. Ouro Preto-MG.

Schnaid, F. e Rocha Filho, P. (1994). Experiência de Aplicação do Ensaio Pressiométrico em Solos Estruturados Parcialmente Saturados, X COBRAMSEF, ABMS, Vol. II, Foz do Iguaçu-PR.

Soares, J. M. (1999). Emprego do SPT-T e Pressiômetro de Ménard em Solo Arenoso no Litoral de João Pessoa. Dissertação de Mestrado. UFPB - Campus II, Campina Grande-PB.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/561

Proposta Para Definição de Níveis de Controle em Estruturas com Restrição de Acesso

Custódio Junio Reis
Engenheiro Geotécnico, DF+ Engenharia Geotécnica e Recursos Hídricos, Belo Horizonte, MG, Brasil, creis@dfmais.eng.br

Fabiano Jerônimo Moreira Sossai
Mestre em Geotecnia, BVP Geotecnia e Hidrotecnia, Belo Horizonte, MG, Brasil, fabiano.sossai@bvp.eng.br

Lucas Gonçalves de Faria
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia e Hidrotecnia, Belo Horizonte, MG, Brasil, lucas.faria@bvp.eng.br

Thiago Borges Gomes Moreira
Mestre em Geotecnia, BVP Geotecnia e Hidrotecnia, Belo Horizonte, MG, Brasil, thiago.moreira@bvp.eng.br

RESUMO: Os níveis de referência ou níveis de controle da instrumentação, que na mineração ficaram conhecidos pelo termo “Carta de Risco” são uma ferramenta importante para o acompanhamento dos níveis de segurança recomendados para as estruturas e tem como principal objetivo auxiliar no monitoramento e tomadas de decisões quanto ao comportamento esperado das estruturas geotécnicas. Em fevereiro de 2022, entrou em vigor a Resolução nº 95 da Agência Nacional de Mineração (ANM), que definiu com mais detalhes os aspectos que caracterizam cada um dos níveis de alerta e emergência, em potencial, que possam indicar o comprometimento da segurança de uma barragem. Uma situação específica que vem acontecendo é o caso das estruturas onde já foi acionado o nível de emergência por questões de fatores de segurança abaixo do preconizado e o acesso às estruturas é restrito, não possibilitando novas investigações para melhor entendimento da situação da barragem ou a implantação de obras de reforço para aumentar a segurança das estruturas. Nestes casos específicos, uma alternativa para a definição de níveis de controle da instrumentação é trabalhar com o histórico de informações de monitoramento para propor níveis de controle para os instrumentos existentes, de maneira que seja garantido que as situações de carregamento na estrutura sejam inferiores aos já observados historicamente e que a não causaram problemas. O objetivo desse trabalho é propor uma metodologia baseada nas variações máximas diárias já ocorridas no histórico da estrutura após atingir a geometria final e nos últimos anos de operação além dos níveis máximos identificados num histórico recente e após paralisação. As indicações se baseiam no fato de a estrutura já ter vivenciado tal situação em algum momento de sua existência e ainda continuar numa condição meta estável, mesmo que sabidamente não atingindo os fatores de segurança exigidos para uma barragem.

PALAVRAS-CHAVE: Níveis de Controle; Barragens; Segurança.

ABSTRACT:
The reference levels or instrumentation control levels, known in mining as the "Risk Chart," are an important tool for monitoring the recommended safety levels for structures and aim to assist in monitoring and decision-making regarding the expected behavior of geotechnical structures. In February 2022, Resolution No. 95 of the National Mining Agency (ANM) came into effect, which defined in more detail the aspects that characterize each of the alert and potential emergency levels that may compromise the safety of a dam. A specific situation that has been occurring is the case of structures where the emergency level has already been triggered due to safety factors below the recommended level, and access to the structures is restricted, preventing further investigations to better understand the dam's situation or the implementation of reinforcement works to increase the structures' safety. In these specific cases, an alternative for defining instrumentation control levels is to work with the monitoring information history to propose control levels for existing instruments, ensuring that the loading situations on the structure are lower than those historically observed and that did not cause problems. The aim of this work is to propose a methodology based on the

maximum daily variations that have already occurred in the structure's history after reaching the final geometry and in the last years of operation, in addition to the maximum levels identified in a recent history and after shutdown. The indications are based on the fact that the structure has already experienced such a situation at some point in its existence and still remains in a near-stable condition, even though it is known not to meet the safety factors required for a dam.

KEYWORDS: Control Levels; Dams; Safety

1 INTRODUÇÃO

Com o avanço do conhecimento técnico sobre comportamento mecânico dos rejeitos e sobre as estruturas construídas com este material, nos últimos anos tem-se observado um aumento expressivo de análises e revisões de condição de estabilidade de algumas barragens na mineração brasileira. O avanço no conhecimento técnico foi seguido pelo avanço na legislação vigente que aborda o tema no Brasil, com a publicação de leis, portarias, decretos etc.

A Agência Nacional de Mineração (ANM), em sua publicação mais abrangente sobre o tema (Resolução 95/2022) dentre outros temas, trata sobre os níveis de emergência de barragens de mineração e características para classificação e enquadramento no Nível de Alerta e nos dois Níveis de Emergência, sendo que no nível de emergência mais restritivo, não é possível acessar a estrutura ou sequer a região a jusante da barragem, caracterizada pela zona de Auto salvamento, inviabilizando uma possível aquisição de novas informações sobre as barragens que se enquadram no Nível de Emergência 3 (NE3).

O banco de dados da ANM, disponível para consulta pública, indica que em julho de 2024, oito estruturas se enquadram em uma condição de Nível de Emergência 02 e 03, essa classificação ocorre em alguns casos específicos, onde a barragem não atende aos critérios de segurança para condições não drenadas de carregamento, mas ainda está numa condição estável ou meta estável para as condições drenadas de carregamento.

O não atendimento ao critério de estabilidade a condições não drenadas, pode está relacionada a avaliação ao carregamento não drenado considerando resistências de pico, ou na simulação de uma condição de liquefação (residual).

A condição não drenada, ocorre quando os efeitos de carregamento sobre um solo, influem em uma alteração das condições de poropressão no meio, onde a ação do carregamento é superior ao tempo de drenagem do solo. Conforme descrito por Terzaghi e Peck (1996) em condições reais, esse fenômeno irá ocorrer quando um carregamento externo for aplicado sobre o solo, e a geração de poropressão devido a esse carregamento ocorre no tempo a uma taxa superior que a capacidade do solo de drenar/dissipar a poropressão, esse efeito também pode ser simulado em laboratórios, com a realização de ensaios de compressão triaxiais adensados e em condições não drenadas.

Para esses casos avalia-se as condições de resistência do solo sobre uma condição não drenada (Su), Duncan et. al (2014) a define como a resistência que o solo oferece quando carregado até a ruptura sobre as condições de carregamento não drenado.

O segundo caso de avalição de estabilidade sobre uma condição não drenada está ligado ao fenômeno de liquefação, tal fenômeno pode entendido como um efeito de amolecimento de solos contráteis, saturados e sem coesão durante o cisalhamento não drenado, (Pirete.W e Gomes. R, C,2013). Esse fenômeno pode ter como gatilho, carregamentos estáticos (ações de sobrepeso, elevações de nível d'agua, etc) ou carregamentos dinâmicos (eventos sísmicos, vibrações, etc.). Nesses casos simula-se a resistência do solo em uma condição de resistência não drenada residual.

O não atendimento ao critério de estabilidade sobre esses cenários é o caso de algumas barragens alteadas para montante, e nesses casos até que se execute a descaracterização/ descomissionamento da estrutura, é necessário manter o monitoramento da barragem e tentar prever situações de risco iminente e uma das ferramentas utilizadas para esse monitoramento é avaliando a instrumentação e seus níveis de referência, que devem ser propostos com base nas características de projeto, comportamento esperado para a barragem durante sua vida útil e revisado periodicamente com base nos históricos de leituras e eventos observados na barragem.

Com base nessa necessidade de definição de níveis de referência para a instrumentação e na impossibilidade de acessar uma estrutura NE3 para a aquisição de novas informações, neste artigo é proposta uma metodologia para utilizar na definição de níveis de referência de indicadores de nível d'água e piezômetros com base no comportamento histórico da estrutura e válido apenas para condições drenadas de carregamento, visto que para o exemplo apresentado, para a situação de avaliação de estabilidade com parâmetros não drenados a estabilidade já não era garantida.

2 MEDOTOLOGIA PROPOSTA

A metodologia proposta neste trabalho, tem por premissa a avaliação geotécnica de uma barragem de contenção de rejeitos, cuja perfomance da estrutura indica um não atendimento das condições estabelecidas na legislação vigente, perante os critérios da resolução de n° 95 da Agência Nacional de Mineração (ANM).

Surge-se uma hipotética necessidade de se estabelecer níveis de referência para piezômetros e inidicadores de nível d'água existentes, visando um monitoramento continuo e restabelecendo novos níveis de referência para verificação da perfomance da estrutura e suas condições estruturais, visto que os primeiros já foram suoperados.

Entende-se niveis de referência como intervalos contidos em uma carta de risco (carta de segurança), relacionado a fatores de segurança, onde cada intervalo normalmente representa a estabilidade global da estrutura em termos de sua resistência (Ribeiro e Espósito, 2016).

No Art. 40 da Resolução n° 95 da ANM em vigor desde fevereiro de 2022, são definidos os aspectos que caracterizam cada um dos níveis de referência em potencial, que possam comprometer a segurança de uma barragem, sendo eles:

I - Nível de Alerta:

a) Quando identificada situação descrita no inciso I do art. 40; II - Nível de Emergência 1 (NE1):
b) quando a barragem de mineração estiver com Categoria de Risco Alta;
c) Quando for detectada anomalia com pontuação 6 (seis) na mesma coluna do Quadro 3 - Matriz de Classificação Quanto à Categoria de Risco (1.2 - Estado de Conservação) do Anexo IV em 4 (quatro) EIR seguidos;
d) Quando for detectada anomalia com pontuação 10 (dez) no EIR;
e) Qualquer situação elencada no § 1º do art. 5º da Resolução;
f) Quando o Fator de Segurança drenado estiver entre $1{,}30 \leq FS < 1{,}50$ ou Fator de Segurança não drenado de pico estiver entre $1{,}20 \leq FS < 1{,}30$ ou quando o Fator de Segurança não drenado de pico estiver entre $1{,}20 \leq FS < 1{,}50$ para os casos elencados no inciso I, § 5º, do art. 54 da Resolução;
g) Para qualquer outra situação com potencial comprometimento de segurança da estrutura.

III - Nível de Emergência 2 (NE2):

a) Quando o resultado das ações adotadas na anomalia referida no inciso I for classificado como "não controlado", de acordo com a definição do § 1º do art. 31 desta Resolução;
b) Quando o Fator de Segurança drenado estiver entre $1{,}10 \leq FS < 1{,}30$ ou Fator de Segurança não drenado de pico estiver entre $1{,}00 \leq FS < 1{,}20$.

IV - Nível de Emergência 3 (NE3):

a) A ruptura é inevitável ou está ocorrendo;
b) Quando o Fator de Segurança drenado estiver abaixo de 1,10 ou Fator de Segurança não drenado de pico estiver abaixo de 1,00.

Portanto, quando o fator de segurança para condição não drenada, obtido por uma análise de estabilidade pelo método de equilíbrio limite, atingir valores inferiores a 1,0, em uma ou mais seções em análise, a barragem

deve se manter inacessível, incluindo também sua Zona de Alto Salvamento (ZAS), ficando assim impossibilitada a realização de novas investigações e a instalação de novos instrumentos.

Nesse caso específico, uma vez que quando a estrutura não apresenta perda de performance, deve-se determinar os níveis de controle em função de cenários hipotéticos simulando condições de perda de resistência ou condições anormais de operação com base no projeto, estabelecendo-se assim, horizontes com valores normais de operação, atenção, alerta e emergência. Quando a estrutura já se encontra em um nível de emergência, com os limites antes definidos já superados ou as condições esperadas em projeto não atendidas, faz-se necessário a definição de novos limites para que se estabeleça referências para um monitoramento contínuo de avaliação da perfomance da estrutura.

Para a elaboração da Carta de Risco para estruturas que já se encontram em nível de emergência, deverá ser considerado os instrumentos localizados nas regiões críticas, ou seja, os locais onde se encontram as seções críticas das análises de estabilidade.

Para o caso hipotético estudado, como as análises já apresentam um fator de segurança por equilíbrio limite inferior a 1.0 para o cenário não drenado de pico, o método para definição dos novos níveis de referência deverão ser aplicados para os cenários onde se simula as condições de estabilidade perante a um estado de carregamento drenado. Tal hipótese é válida, pois caso haja algum evento que mobilize a resistência não drenada da estrutura, neste caso, a barragem entraria em colapso.

Importante destacar que é interessante fazer essas avaliações com dados dos instrumentos no intervalo em que a estrutura estiver na condição similar ao vivenciado atualmente, por exemplo, em caso de uma estrutura desativada, esses valoresde referência devem ser indicados com base nos dados de instrumentação pós desativação. Da mesma forma, deve-se evitar utilizar dados de instrumentação de épocas em que a barragem tinha outra geometria (ex.: etapas anteriores de alteamento, antes de obras de implantação de aterros para reforço da barragem etc.)

Para fins de sensibilidade, recomenda-se analisar também a seção com as máximas leituras ocorridas nos últimos 3 anos de operação.

3 RESULTADOS

Com a aplicação da metodologia de avaliação e definição dos níveis de controle, traz-se um exemplo hipotético de uma seção crítica de uma Barragem, onde o Fator de Segurança por equilíbrio limite para o cenário “Não Drenado de Pico” se encontra com um Fator de Segurança menor do que 1,00. Se enquadrando nesse caso em em uma situação de emergência, Nível 3, perante os critérios de classificação da resolução n° 95 da ANM, como ilustrado na figura 1.

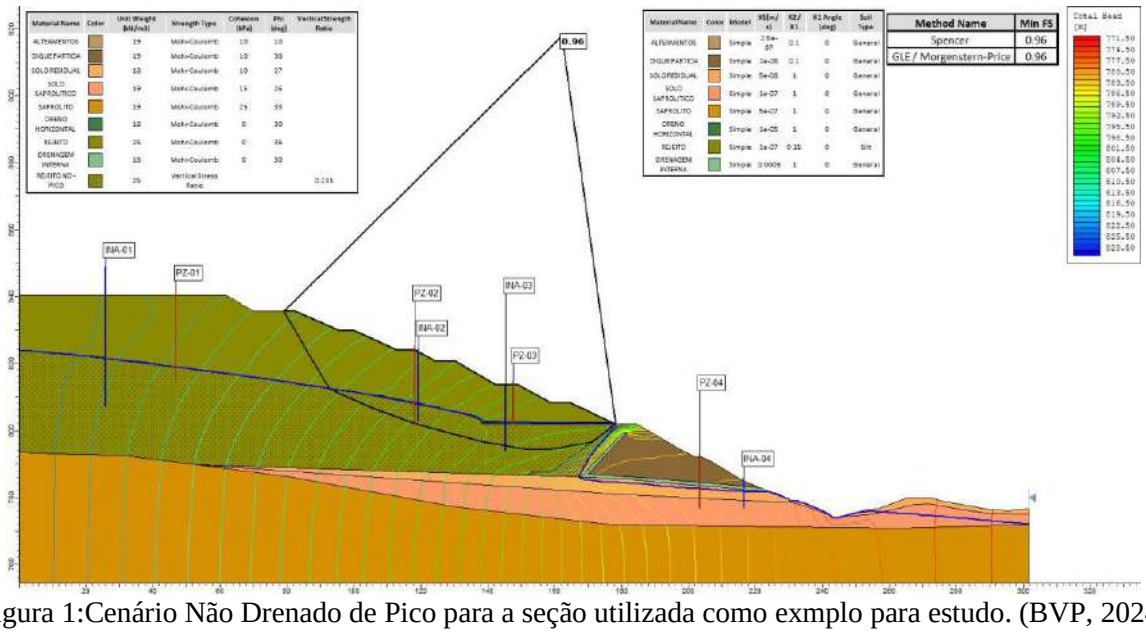


Figura 1:Cenário Não Drenado de Pico para a seção utilizada como exmplo para estudo. (BVP, 2024)

Na Tabela 1 são apresentadas as leituras registradas em cada instrumento locado na seção de análise e em seguida, uma análise de estabilidade para o cenário "Drenado", simulando as leituras registradas nos instrumentos indicados na tabela.

Tabela 1: Leituras indicadas atualmente pra os instrumentos locados na seção de análise. (BVP, 2024)

Instrumento	Leituras Atuais
PZ-01	818,60m
PZ-02	807,04m
PZ-03	802,36m
PZ-04	784,00m
INA-01	821,44m
INA-02	807,80m
INA-03	802,41m
INA-04	781,78m

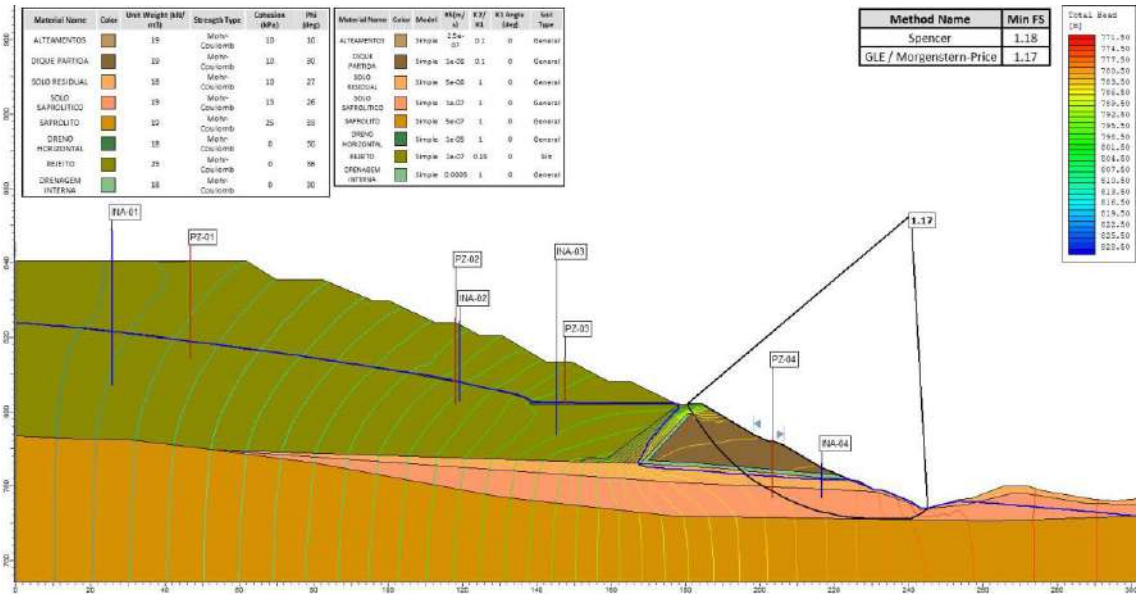


Figura 2: Análise de estabilidade para o cenário Drenado, com as atuais leituras dos instrumentos (BVP,2024)

As máximas leituras atingidas na estrutura após sua paralisação são apresentados na Tabela 2, juntamente com a análise do cenário drenado de pico para essa condição de leitura dos instrumentos.

Tabela 2: Leituras máximas registradas pra os instrumentos locados na seção de análise. (BVP, 2024)

Instrumento	Máximos Históricos
PZ-01	819,40m
PZ-02	808,15m
PZ-03	803,99m
PZ-04	785,12m
INA-01	822,00m
INA-02	808,00m

Instrumento	Máximos Históricos
INA-03	804,40m
INA-04	782,36m

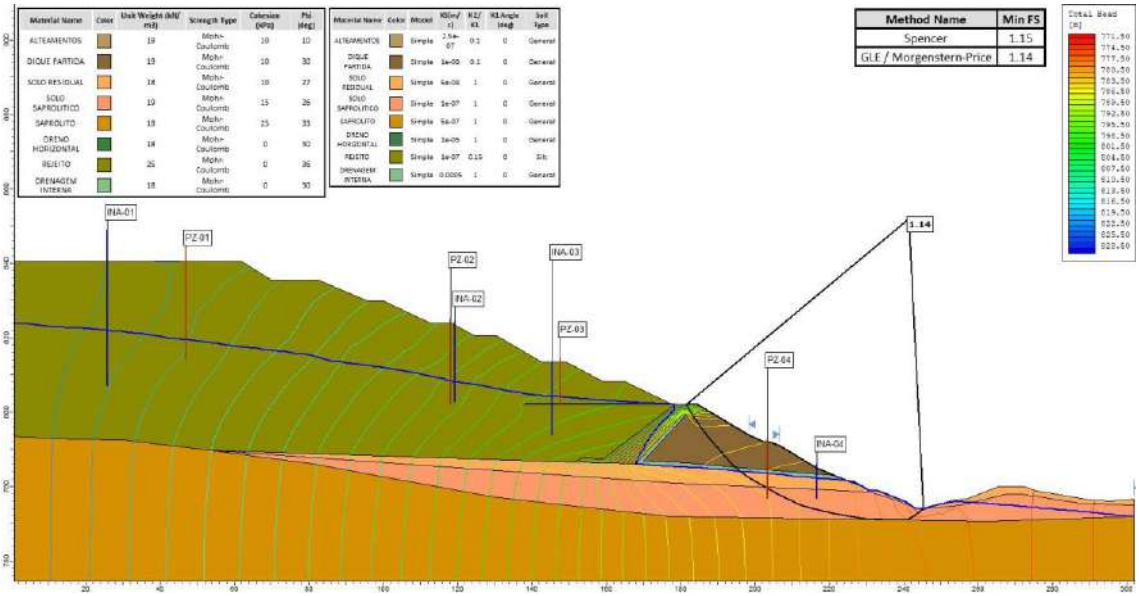


Figura 3: Análise cenário drenado com as máximas leituras históricas dos instrumentos. (BVP,2024)

Ficam definidos como níveis de referência as máximas leituras dos instrumentos localizados na região mais crítica para a barragem, após paralisação da operação na estrutura, sendo essa região o Dique de Partida da Barragem, nesse exemplo. Outra informação importante observada é que outras regiões da estrutura experimentaram um incremento de poropressão, influenciado pela aumento da carga piezômétrica, entretanto essa condição não alterou a região da superficie crítica de ruptura.

Para esse caso de aplicação da metodologia proposta, se estabeleceram como níveis de controle para seção apresentada as leituras máximas atingidas pelos instrumentos PZ-04 e INA-04, e, de acordo com o histórico de leitura dos intrumentos, a variação máxima atingida pelos instrumentos num período de 24 horas nos ultimos 3 anos, conforme apresnetado na Tabela 3, e os gráficos dos intrumentos a seguir:

Tabela 3: Níveis de controle definidos para os instrumentos críticos da seção analisada. (BVP,2024)

INSTRUMENTO	NÍVEL DE CONTROLE MÁXIMOS HISTÓRICOS	NÍVEL DE CONTROLE MÁXIMA VARIAÇÃO DIÁRIA
PZ-04	785,12m	0,29cm
INA-04	782,36m	0,76cm

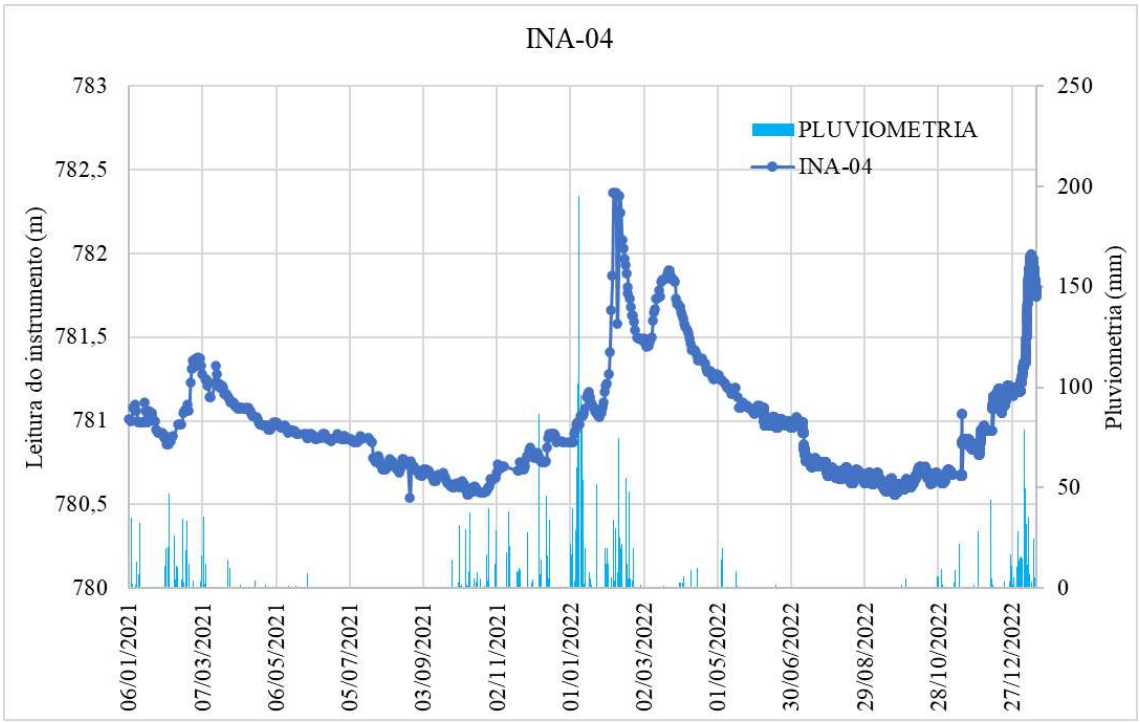


Figura 4: Histórico de leitura dos últimos três anos do INA-04 com indicação da Pluviometria. (BVP,2024)

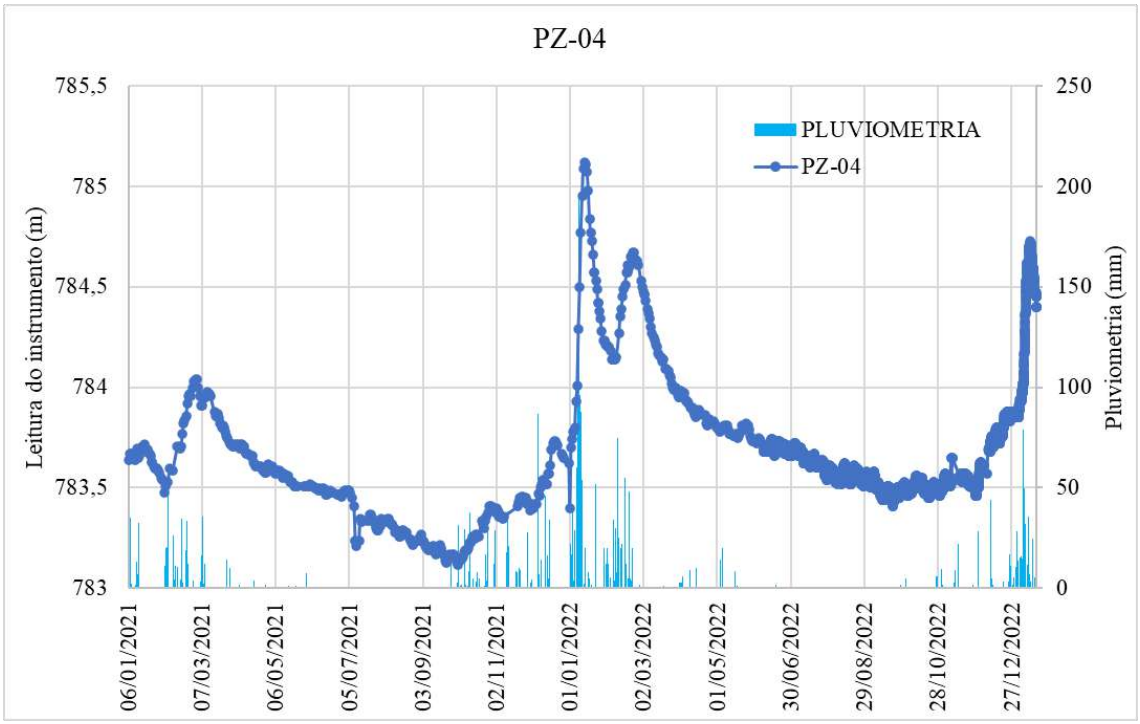


Figura 5: Histórico de leitura dos últimos três anos do PZ-04 com indicação da Pluviometria. (BVP,2024)

Observa-se que a mudança para os valores máximos históricos dos instrumentos, resulta numa queda do Fator de segurança da estrutura, porém não altera seu nível, nem sua condição de estabilidade.

4 CONCLUSÃO

O proposto trabalho deverá ainda ser aprimorado, a metodologia aqui apresentada é altamente particular, e para reaplicação do método, devem ser consideradas e avaliadas todas as particularidades da estrutura de contenção de rejeitos em questão.

Cabe salientar que não só de Piezômetros ou Indicadores de nível d'água devem ser constituidos os níveis de referência da instrumentação (carta de risco) quando elaborados, devem ser levados em consideração também outros instrumentos como medidores de deslocamento e medidores de vazão, além de fatores como precipitação pluviométrica que podem vir a ocorrer na estrutura, movimentações causadas por máquinas e obras na região ou próximo à barragem, dentre outros fatores a depender das particularidades da estrutura a ser estudada.

Os níveis de referência adotados para os instrumentos levaram em consideração os níveis máximos históricos observados na estrutura e a máxima variação diária observada num período de tempo em que a estrutura apresentou-se em condição similar de carregamento ao cenário atual. Tais indicações se baseiam no fato de a estrutura já ter vivenciado tal situação em algum momento de sua existência e não ter ocasionado um carregamento não drenado na estrutura, ainda continuando numa condição meta estável, mesmo que sabidamente não atingindo os fatores de segurança exigidos por norma.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13.028: Mineração - *Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos*. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

BRASIL. Resolução nº 95, de 7 de fevereiro de 2022. Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração.

Duncan, J.; Wright, S. G; Brandon, T.L.; (2014) Soil Strength and Slope Stability, 2rd ed., Wiley, Hoboken, New Jersey, USA.

Pirete, W; Gomes, R.C. Tailings Liquefaction Analysis Using Strength Ratios and SPT/CPT Results, Soils and Rocks, São Paulo, 36(1): 37-53, January-April, 2013.

Ribeiro, S.M; Espósito, T. Avaliação de Segurança de Barragens: Piping como Critério para Elaboração de Carta de Segurança - XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Belo Horizonte, MG, 2016

Terzaghi, K.; Peck, R.B.; (1996) Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 549 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/562

Quality Survey of Shotcrete for Underground Construction Using NDT Methods

Bernardo Lopes Poncetti
Doutorando, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Bernardoponcetti@usp.br

Dianelys Vega Ruiz
Pesquisadora, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, dvegaruiz@usp.br

Leandro Silva de Assis
Doutorando, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, leandroassis@usp.br

Lucas Bellini Machado
Doutorando, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, lucasbmachado@usp.br

Marcos Massao Futai
Professor Dr., Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, futai@usp.br

RESUMO: O uso de concreto projetado é uma solução comum para escavações de tuneis, essa técnica é usada tanto para estabilizar o maciço na etapa de escavação quanto como revestimento final de tuneis construídos. Esse sistema estrutural tem a importante função tanto na estabilização da escavação quanto no suporte blocos de rocha soltos. Sua capacidade de suporte depende de variáveis com elevadas incertezas incorporadas. Para verificar a qualidade e a confiabilidade das estruturas em concreto projetado diversos ensaios destrutivos são executados durante a construção do túnel para verificar sua espessura, aderência e propriedades mecânicas. Esse artigo apresenta a aplicação de Ensaios Não Destrutivos (ENDs) como possibilidade de otimizar a verificação de qualidade do concreto projetado, mostrando um estudo de caso real com aplicação de Ground Penetration Radar e Impacto Eco para estimar a espessura de concreto, a cobertura de proteção das armaduras e a aderência do concreto à rocha, além de discutir a aplicabilidade dos métodos.

PALAVRAS-CHAVE: Impacto Eco, Ground penetration radar, Inspeção, GPR, Concreto projetado.

ABSTRACT: A shotcrete layer is a common solution for underground excavation, used even to stabilize the excavation as a final layer of the constructed structures. The shotcrete has an important role in stabilizing the excavation and supporting loose blocks. The load-bearing capacity of this structural system depends on variables with large uncertainties incorporated. To verify the quality and reliability of this structural system several destructive tests are carried out during the tunnel construction to verify its layer thickness, adherence, and mechanical properties. This paper suggests the use of Non-destructive testing to improve the shotcrete quality survey, showing a real case study with real application of ground penetration radar and impact eco to estimate the concrete thickness, rebar covering, and shotcrete adherence, and discussing the applicability of the methods.

KEYWORDS: Impact-echo, Ground Penetration Radar, Inspection, GPR, Sprayed concrete.

1 INTRODUCTION

Guaranteeing the stability of an underground construction during tunnel excavation is a challenge. A common solution is the use of shotcrete (sprayed concrete) to support loose blocks (as an example the model of Barret and McCreath, 1995) and to help in the stabilization of the massive deformation (Einstein and Schwartz, 1979) working as a strengthening method for the surrounding massive (ITA, 2010). The sprayed

concrete may be a temporary stabilization solution or a permanent lining, being used as the final layer of tunnels.

However, there are large uncertainties incorporated in the variables involving the support capacity (Bjureland et al., 2019). The properties of a shotcrete structure have larger variability in its geometric and mechanical characteristics if compared to other concrete structures. This variation is inherent in its executive procedures. Thus, it is essential to perform testing in the shotcrete before the construction, during the tunnel construction, and after its adequate hardening and cure to guarantee its quality and reliability.

After hardening is common the extraction of concrete samples to verify the rebar covering, the layers thickness, and the adherence, and samples to perform some laboratory analysis to verify the concrete mechanical properties. For example, Bjureland et al. (2019) report a total of 354 adhesion tests, 6068 samples for thickness estimation, and 690 compressive strength tests during the railway tunnel construction in Stockholm, Sweden, all of them destructive testing.

The quality survey of shotcrete for tunnel support is usually made only by destructive testing, however, several Non-Destructive (NDT) methods can collect information about the subsurface without opening holes in the structures. Some examples are Ground Penetration Radar (GPR), Impact Echo (IE), Ultrasound, Ultrasonic Tomograph, and Infrared Thermography. Their ability to detect variation in the material can complement the quality evaluation of the shotcrete layer during the tunnel execution by providing fast and easy information about the concrete thickness, adherence, voids, water presence, and rebar spacing.

Therefore, this work presents a real case of the use of GPR and IE to verify the shotcrete quality. Both methods are explained, and different data analyses are explored to obtain better results. The objective is to use NDT methods to estimate the shotcrete thickness, verify the rebar covering, and have information about the adherence of the material to complement the quality survey.

2 Non-destructive methods

2.1 Impact-echo

The impact-echo (IE) method is an NDT method that consists of generating an elastic wave into the material by an impact force on the surface of the material. The generated wave propagates into de media being reflected by internal flaws, voids, and material layers depending on the acoustic impedance of the material interfaces. The reflected signal is recorded by a transducer placed close to the impact location (Gibson and Popovics, 2005; Sansalone and Carino, 1986). The signal analysis of the IE allows the estimation of the thickness of layers and the location of voids. For tunnel applications the method has been applied to verify the grouting quality (Aggelis et al., 2008), tunnel shotcrete bonding state (Song and Cho, 2009), layer thickness, void detection, and adherence analysis (Cao et al., 2019).

The equipment registers a signal in the time domain. Its data analysis can be done in the registered time domain, in the frequency domain using the Fourier Transform, or in the Time-Frequency domain using the Short-time Fourier Transform or the Wavelet Transform.

There are at least four main cases in the IE signal. The case with one layer of sound concrete (Figure 1(a)) generates a signal with one clear peak in the frequency domain which is the resonant frequency of the concrete layer. The case of a void in the concrete layer (Figure 1(b)) also creates a clear peak in the frequency domain, but in this case, the peak frequency is higher than the layer thickness frequency since the distance for wave propagation is lower. The third case is a void between the concrete and the massive (Figure 1(c)), it causes a peak in the frequency domain equal to the peak of the sound concrete, in this case, the presence of a void can be seen in the time domain or in the time-frequency domain because the difference in the impedance between the concrete/air and the concrete/massive interface. If there is a void, the impedance of the interface concrete/air is higher and reflects mostly of the energy, so the registered reflections will have a higher amplitude and lower attenuation during the time. Therefore, a void can be located by analysis in the time domain or with a time-frequency analysis by observing the reflection intensity over time, this analysis can also be used to indicate the concrete bond state (Cao et al., 2019). The last case is the multi-layered structure, which may cause multi-peaks in the frequency domain (Figure 1(d)).

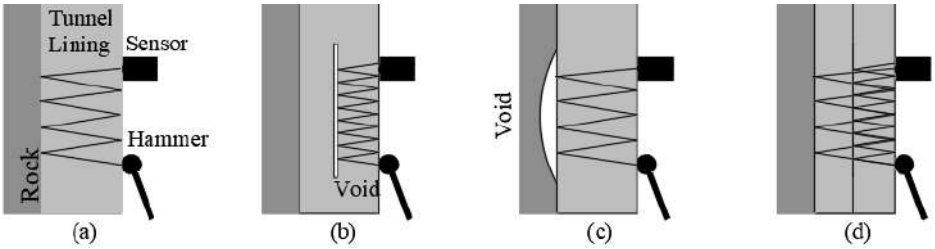


Figure 1 – Impact-Echo cases in tunnel evaluation.

With the resonant frequency of the material interface or a void, the depth of the reflector may be calculated by Equation 1. Where d_r is de deep of the reflector, C_P is the speed of the elastic compression wave in the media (m/s), f_r is the resonant frequency, β is a shape factor equal a 0.96 for solid place (ASTM C1383-04).

$$d_r = \beta \frac{C_P}{2f_r} \quad (1)$$

2.2 Ground Penetration Radar

Ground Penetration Radar is an NDT method able to generate images of the inside of structures. The method uses electromagnetic principles to detect objects, layer interfaces, material properties variation, voids, and water. The GPR antenna works by sending electromagnetic waves through the material and reading reflections that occur when there are variations in the electromagnetic properties of the medium.

As the radar is moved on the surface it sends electromagnetic pulses into the concrete. The energy is reflected to the radar when the wave finds a material with different electromagnetic properties than the medium of propagation. Because of the behavior of the pulse propagation, an object is detected before the radar is placed over the object, and it keeps being detected after the radar passes through the object (Figure 2(a)). As the travel time is higher when the radar is far from the object, and lower when it is closer, the received signal of an object registers a parabolic pattern in the radargram (Figure 2(b)), making the equipment a good option for rebar location.

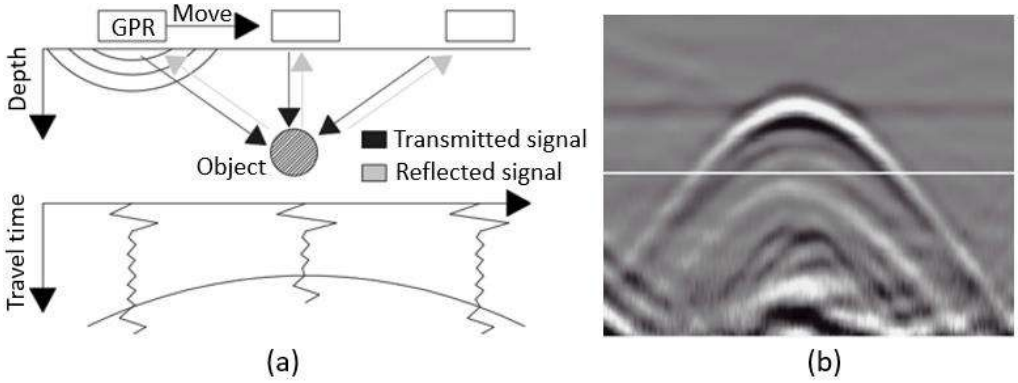


Figure 2 – (a) GPR principle. (b) Radargram patter of metallic object.

For tunnel inspection, the GPR can be used to locate and quantify rebars (Xiang et al., 2013; Zan et al., 2016), estimate the concrete layer thickness if there is a variation of the dielectric constant (Li et al., 2011; Punto et al., 2021; Ling et al., 2022), verify the grouting quality behind tunnel lining (Peng et al., 2021), and detect voids, water and some pathologies (Dawood et al., 2020; Nuñes-Nieto et al., 2015; Zan et al., 2016).

The position of the reflector (object or layer interface) can be calculated with the propagation velocity of the wave in the medium (V_M) and the travel time (t), using Equation 2. The velocity of the electromagnetic wave may be estimated with Equation 3, where c is the speed of light (approximately 300000 km/s) and ε_r is the relative dielectric constant of the medium.

$$d_r = 0.5V_M \times t \quad (2)$$

$$V_M = \frac{c}{\sqrt{\varepsilon_r}} \quad (3)$$

3 CASE STUDY

The GPR and IE were tested in a still under construction tunnel with shotcrete as the final layer. The Ground Penetration Radar used was the GSSI StructureScan Mini LXT, with 2700MHz center frequency, and the Impact Echo was the Pundit PI8000 from Proceq. The test was done in a passenger passage between two highway tunnels (Figure 3). A grid, with two horizontal lines (0.90m and 1.80m high) and six vertical lines spaced 1.0 meters each was used for the orientation of the testing. The GPR was passed in each line, and the IE was used at the intersection of each line.

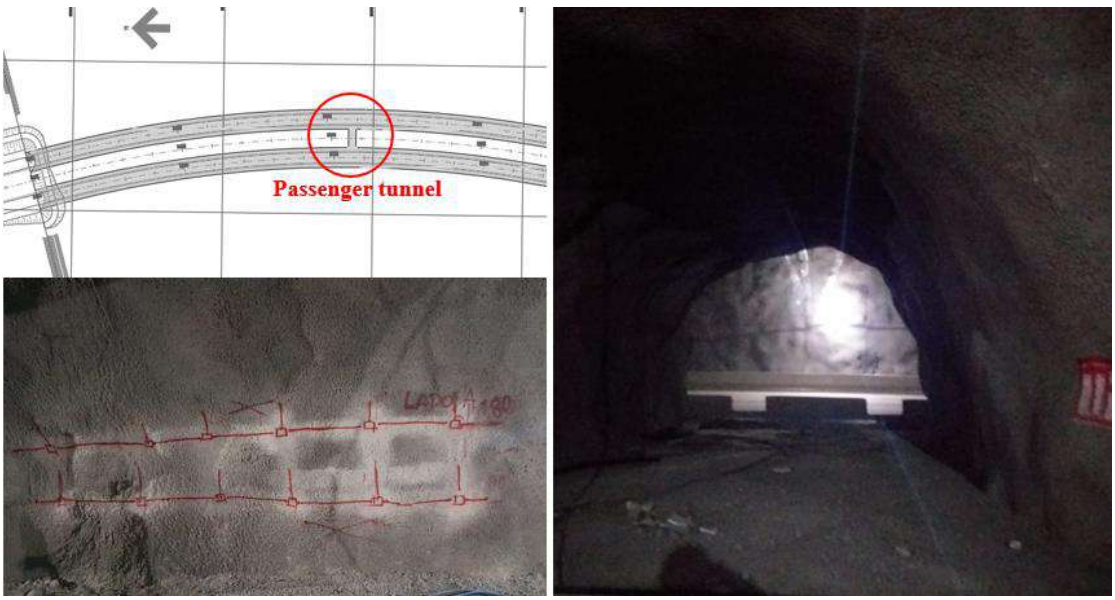


Figure 3. Test's location.

The tunnel blueprints specify for this pedestrian passage a structure with two reinforced shotcrete layers and rock bolts with 3.0 m length (Figure 4). For the first shotcrete layer, a regularization layer with a variable thickness (approximately 5cm) is specified, followed by a steel mesh and a shotcrete with 10 cm thickness. The second layer has a shotcrete layer of 15 cm with 7 cm of rebar covering. The complete concrete layer has approximately 30 cm thickness.

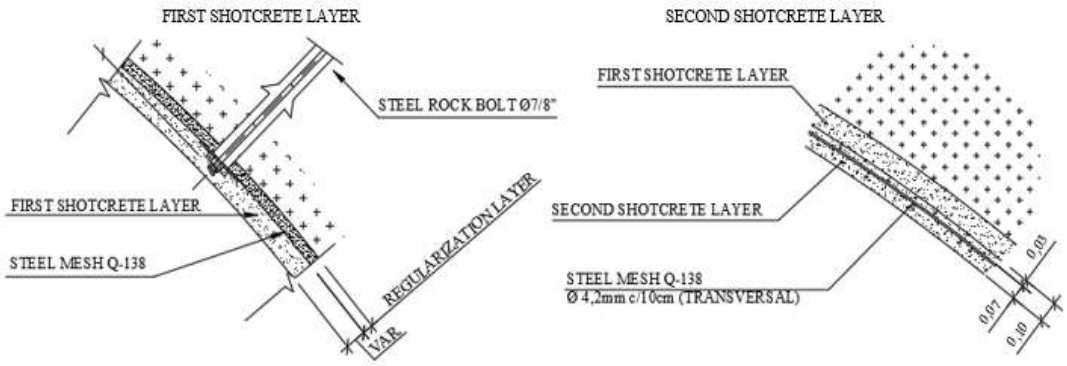


Figure 4. Shotcrete layer specifications.

4 RESULTS AND DISCUSSION

Figure 5 shows the GPR radargram of the 1.80 m high line on the top and 0.90 m on the bottom image. It is possible to easily identify the parabola shape of rebars to qualify and estimate their concrete covering. Some places have a signal attenuation and a variation in the parabola shape, one possible cause is a higher water content in these regions (Note N1 in the radargram). Note N2 (Figure 5) shows a pattern variation caused by a region with a steel mesh overlay.

The horizontal red line marks the 7cm covering specified by the executive project. There are 26 rebars with shotcrete covering lower than the project value. Although there is more than 2,5m of the scanned area with the shotcrete covering lower than the specified, according to the NBR 6118, the rebars should have a concrete covering of at least 3 cm for concrete in contact with soil and for concrete in urban areas. Mostly the rebars covering satisfy the normative value except the area on Note N3. In this region, the steel mesh covering is varying from 2.4 cm to 3.0 cm.

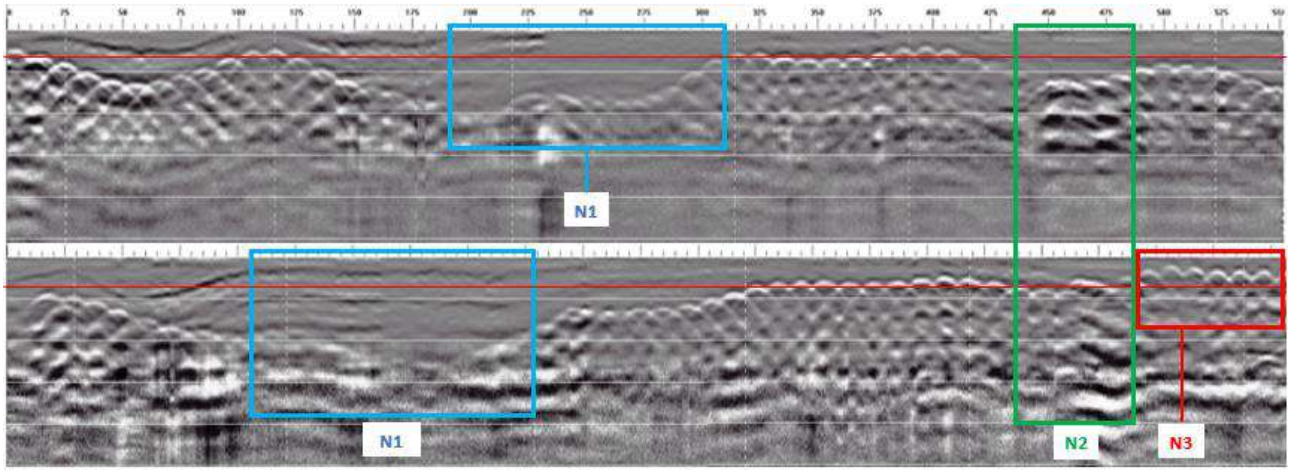
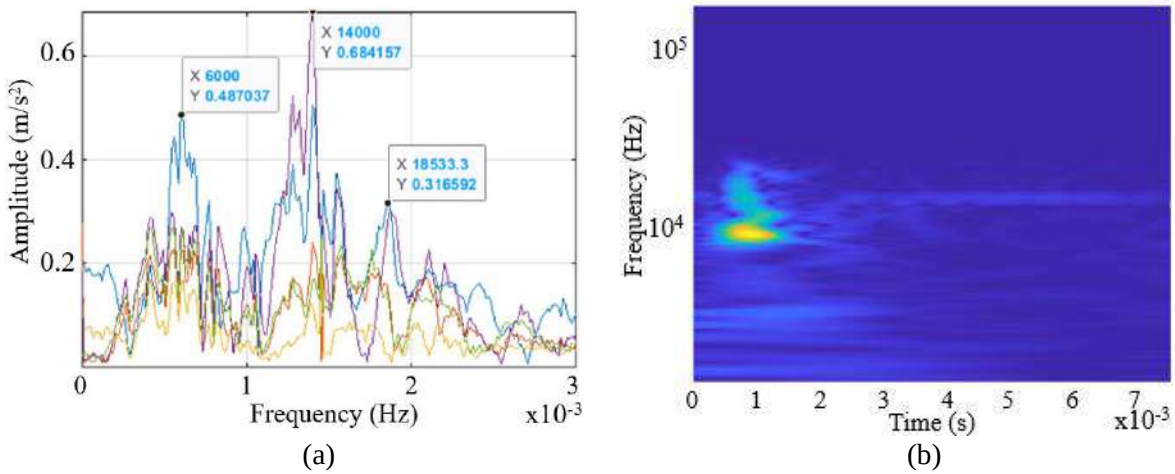


Figure 5. Radargram of the shotcrete in the passenger tunnel.

The Impact Echo data can be analyzed in the time-domain, frequency-domain, and time-frequency domain. The frequency obtained by the Fourier Transform (Figure 6(a)) or Wavelet Transform (Figure 6(b)) may be used to estimate the layer thickness. The multi-peaks that appear in the frequency spectra are caused by rough surfaces. Knowing the speed propagation of the wave in the concrete, is possible to estimate how deep is the interface that is generating the resonant peaks using the Equation (1). For this concrete, the measured velocity in laboratory is 4371m/s which means that the frequency of 6000 Hz refers to 0.34cm and 14000Hz to 0.14cm deep.



(a) (b)

Figure 6. (a) Fourie Transform. (b) Wavelet transforms.

The thickness analysis done in the Impact Echo and GPR data showed a variation in the shotcrete layer thickness of 22.5 cm to 34.9 cm. According to the project specification, it was expected values higher than 25 cm and close to 30 cm of shotcrete. Despite the regions with thicknesses lower than the specified, mostly the estimated values are in accordance with the project. As example, only two IE data registered values lower than 25 cm.

According to Song et al. (2019) the Time-domain and the Time-Frequency domain analysis can reveal the bonding condition of the shotcrete. The author uses the IE to classify the shotcrete bond condition into fully bonded condition, partially debonded, debonded, partially void, and void condition. The Figure 7 shows the Time-frequency analysis of a recorded signal classified in debonded condition. In comparison, the Figure 6(b) shows an example of bond condition.

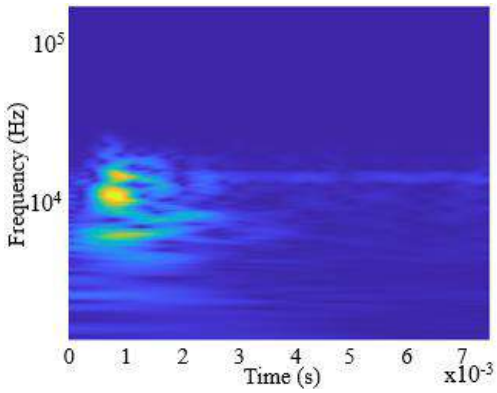


Figure 7. Time-energy analysis of IE signal of a debonded spot.

5 CONCLUSIONS

Comparing the use of both equipment, the GPR was easier to use since it can be applied on rough surfaces. The Impact Echo on the other hand showed high dependence on a smoother surface to get good results. To improve the IE data the shotcrete surface needed to be regularized with a grinder. However, even with the regularization some places still had a very noisy signal. For example, for the 12 spots measured in the testing wall, only 8 spots had useful readings.

With the data analysis of both equipment is possible to estimate the concrete layer thickness, quantify the number of rebars, verify the rebar covering, detect voids, and obtain information about the shotcrete bond condition. Table 1 lists the application of each method and the difficulties observed during the testing.

Table 1. Comparison of both methods.

Method	Application and advantages	Difficulties and disadvantages
Impact Echo	Layer thickness, void detection, and shotcrete bonding state. Easy to operate, fast application.	Hough surfaces produce multi-peaks making analysis difficult. Needs a regular surface to improve its results.
GPR	Easy to locate and quantify rebars. Useful to verify the rebar covering. Able to estimate the concrete layer thickness. Detect some voids, and water infiltration. Easy to operate, fast application.	The trade-off between frequency, deep detection, and resolution (see Alani and Tosti, 2018). Limited propagation in structures with high steel density. Needs variation in the dielectric constant of the material

The data analysis concluded that mostly the inspected area followed the project and the normative, with fill exceptions where the concrete layer thickness was lower than the specified and the rebar covering was lower than the normative recommendation. The data analysis also was able to find places with possible bonding issues.

The results showed the high variability of the geometric properties of a shotcrete structure. This variation justifies the necessity of testing the shotcrete after its hardening to verify the accordance with the project. The destructive testing can not be replaced, it is necessary to guarantee the quality of the process. However, the results show that the NDT methods may be useful to complement the quality survey of tunnels under construction improving the evaluation with fast measurements.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank the VALE Cathedra Under Rail for financing the project Tunnel 4.0.
This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Finance Code 001.

REFERENCES

ITA REPORT Nº005 (2010). Shotcrete for rock support, a summary report on state-of-the-art. *International Tunneling and Underground Space Association (ITA)*.

Barrett, S., McCreath, D. (1995) Shotcrete support design in blocky ground: towards a deterministic approach. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 10, p.79-89. DOI:10.1016/0886-7798(94)00067-U

Einstein, H. H., Schwartz, C. W. (1979) Simplified Analysis for Tunnel Supports. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105, p.499-518

ITA REPORT Nº24 (2020) Permanent Sprayed Concrete Linings. *International Tunnelling and Underground Space Association (ITA)*.

Bjureland, W., Johansson, F., Sjölander, A., Spross, J., Larsson, S. (2019) Probability distribution of shotcrete parameters for reliability-based analyses of rock tunnel support. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 87, p.15-26. DOI:10.1016/j.tust.2019.02.002

Gibson, A., Popovics, J. S. (2005) Lamb Wave Basis for Impact-Echo Method Analysis. *Journal of Engineering Mechanics*, 131(4), p.438-443. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9399(2005)131:4(438)

Sansalone, M., Carino, N. J. (1986) Impact-Echo: A Method for Flaw Detection in Concrete Using Transient Stress Wave. *National Bureau of Standards: Gaithersburg, MD, USA*.

Aggelis, D. G., Shiotani, T., Kasai, K. (2008) Evaluation of grouting in tunnel lining using impact-echo. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23, p.629-637. DOI:10.1016/j.tust.2007.12.001

Song, K-I., Cho, G-C. (2009) Bonding state evaluation of tunnel shotcrete applied into hard rocks using the impact-echo method. *NDT&E International, 42 p.487-500* DOI:10.1016/j.ndteint.2009.02.007

Cao, R, Ma, M., Liang, R., Niu, C. (2019) Detecting the Void Behind the Tunnel Lining by Impact-Echo Methods with Different Signal Analysis Approaches. *Applied Sciences*. 3280(9). DOI:10.3390/app9163280

ASTM International (). C1383-04: *Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the Thickness of Concrete Plates Using the Impact-Echo Method*.

Xuang, L., Zhou, H., Shu, Z., Tan, S., Liang, G. Zhum J. (2013) GPR evaluation of the Damaoshan highway tunnel: A case study. *NDT&E International*. DOI:10.1016/j.ndteint.2013.05.004

Li, C., Li, M-J., Zhao, Y-G., Liu, H., Wan, Z., Xu, J-C., Xu, X-P., Chen, Y., Wang, B. (2011) Layer recognition and thickness evaluation of tunnel lining based on ground penetration radar measurements. *Journal of Applied Geophysics*. DOI:10.1016/j.jappgeo.2010.11.004

Puntu, J. M., Ghang, P-Y., Lin, D-J., Amania, H. H., Doyoro, Y. G. (2021) A comprehensive Evaluation for the Tunnel Conditions with Ground Penetrating Radar Measurements. *Remote Sensing*, 4250(13) DOI:10.3390/rs13214250

Ling, T., He, W., Zhang, S., Liu, X., Huang, F., Liu, W. (2022) A new method for measuring the relative dieletric constant of porous mixed media using GPR, and its application. *Construction and Building Materials*. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2022.129042

Peng, M., Wang, D., Liu, L., Shi, Z., Shen, J., Ma, F. (2021) Recent Advances in the GPR detection of Grouting Defects Behind Shield Tunnel Segments. *Remote Sensing.* DOI:10.3390/rst13224596

Dawood, T., Zhu, Z., Zayed, T. (2020) Deterioration mapping in subway infrastructure using sensory data of GPR. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 103. DOI:10.1016/j.tust.2020.103487

Nuñez-Nieto, X., Solla, M., Prego, H. J., Lorenzao, H. (2015) Assessing the Applicability of GPR Method for Tunnelling Inspection Characterization and Volumetric Reconstruction. *IEEE Xplore*. DOI:10.1109/IWAGPR.2015.7292633

Zan, Y., Li, Z., Su, G., Zhang, X. (2016) An innovative vehicle-mounted GPR technique for fast and efficient monitoring of tunnel lining structural conditions. *Case Studies in Nondestructive Testing and Evaluation*, 6, p. 63-69. DOI:10.1016/j.csndt.2016.10.001

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Alani, A. M., Tosti, F. (2017) GPR application in structural detailing of a major tunnel using different frequency antenna systems. *Construction and Building Materials*. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2017.09.100

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/563

Regras de Ouro em Análises Tensão-Deformação: Princípios Essenciais para uma Avaliação

Mariana Alvarenga Ruas e Silva
Engenheira Geotécnica, Pimenta de Ávila, Nova Lima, Brasil, mariana.alvarenga@pimentadeavila.com.br

Aryane Silva Carvalho
Engenheira Civil, Pimenta de Ávila, Nova Lima, Brasil, aryane.carvalho@pimentadeavila.com.br

Jéssica Pereira Duarte
Engenheira Geotécnica, Pimenta de Ávila, Nova Lima, Brasil, jessica.duarte@pimentadeavila.com.br

Juliana Santos Fabre
Engenheira Geotécnica, Pimenta de Ávila, Nova Lima, Brasil, juliana.fabre@pimentadeavila.com.br

RESUMO: As análises do tipo tensão-deformação permitem a previsão da reação dos solos a forças externas, variando as tensões aplicadas e obtendo deformações resultantes dos carregamentos aplicados. Os modelos constitutivos, utilizados para tais análises, levam em consideração diversas propriedades dos solos, como a compressibilidade/deformabilidade e a resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito interno). Esse conjunto de parâmetros permite que sejam realizadas análises para projetar estruturas seguras, avaliando riscos geotécnicos e prevendo deformações e recalques. Existe atualmente no mercado softwares comerciais que auxiliam nos cálculos e interpretações dos comportamentos das deformações associadas à estabilidade. A diversidade de programas frequentemente desafia os engenheiros na escolha do mais apropriado para suas necessidades específicas. Além disso, a ausência de conteúdos especializados que ofereçam orientação clara na utilização dessas ferramentas de modelagem numérica representa certa dificuldade para alguns profissionais da geotecnia. Muitas vezes, a complexidade dessas ferramentas exige uma curva de aprendizado substancial, e a carência de recursos educativos específicos pode dificultar a compreensão detalhada de suas funcionalidades. Desta forma, o presente estudo tem como objetivo apresentar a aplicação de uma modelagem por elementos finitos com a utilização do software RS2 desenvolvido pela Rocscience pelo modelo constitutivo de Mohr Coulomb, possibilitando a interpretação dos resultados de deslocamento.

PALAVRAS-CHAVE: Tensão-deformação, Modelagem Por Elementos Finitos, Software RS2, Estabilidade de Barragens.

ABSTRACT: The Stress-strain analyses allow the prediction of soil response to external forces, varying the applied stresses and obtaining resulting deformations from the applied loadings. The constitutive models, used for such analyses, consider various soil properties, such as compressibility/deformability and shear strength (cohesion and internal friction angle). This set of parameters enables analyses to be conducted to design safe structures, evaluate geotechnical risks, and predict deformations and settlements. There are currently commercial software packages available on the market that assist in the calculations and interpretations of deformation behaviors associated with stability. The diversity of programs often challenges engineers in choosing the most appropriate one for their specific needs. Furthermore, the lack of specialized content providing clear guidance on the use of software for numerical modeling represents a significant challenge for some geotechnical professionals. Often, the complexity of these tools requires a substantial learning curve, and the shortage of specific educational resources can hinder a detailed understanding of their functionalities. Therefore, this study aims to present the application of finite element modeling using the RS2 software developed by Rocscience with the Mohr-Coulomb constitutive model, enabling the interpretation of the displacement results.

KEYWORDS: Stress-strain, Finite Element Modeling, RS2 Software, Dam Stability.

1 INTRODUÇÃO

Considera-se que os solos são classificados em dois grupos de deformação, sendo volumétricas ou de compressão e, as deformações de forma ou distorções. Um fenômeno que exemplifica essa ocorrência é o adensamento unidimensional, causado por uma redução de volume do solo em consequência da saída gradual da parcela de água em sua estrutura. (Bernardo et al. 2020).

Outra reação dos solos, os chamados recalques, são categorizados por Marangon (2018) como recalque inicial, aquele que ocorre em solos saturados com a possibilidade de ocorrência de deformações horizontais e verticais; recalque por consolidação primária ou de adensamento, aquele que acontece quando há transferência dos esforços entre água e sólido, com a eliminação de água, e; adensamento secundário, o que acontece após o adensamento primário e também é conhecido como fluência.

Ainda no que diz respeito ao comportamento dos solos, as movimentações sem grande expressividade são previstas, e como citado previamente, no que diz respeito as obras geotécnicas, estes fenômenos são causados pela expulsão de vazios dos solos, seja por compactação ou por adensamento dos materiais.

Considerando essas movimentações previstas, os modelos constitutivos foram desenvolvidos para descrever matematicamente o comportamento dos materiais, incluindo o comportamento tensão-deformação. Neste estudo, será apresentada a aplicação do modelo constitutivo elástico linear de Mohr-Coulomb, cuja relação tensão-deformação se apresenta na Figura 1.

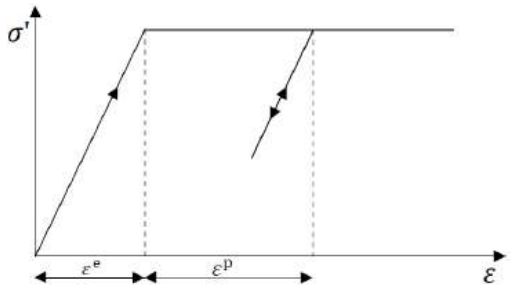


Figura 1. Modelo de relação tensão-deformação de Mohr-Coulomb.
Fonte: Brinkgreve et al., 2014.

Os critérios de ruptura deste modelo são definidos pelas seguintes equações:

$$\tau = c' + \sigma_n \tan(\varphi) \quad (1)$$

Onde:
τ é a tensão normal total no material;
c' é a coesão aparente do solo (ou resistência ao cisalhamento em tensão nula);
σ_n é a tensão normal efetiva (diferença entre a tensão total e a pressão da água);
φ (phi) é o ângulo de atrito ao cisalhamento, que é a medida da resistência do solo ao cisalhamento (propriedade intrínseca do material e expressa em graus).

Para utilização da equação em tensões normais, Coulomb posteriormente desenvolveu a equação:

$$\sigma_1\left(1 - \operatorname{sen}(\varphi)\right) - \sigma_3\left(1 + \operatorname{sen}(\varphi)\right) - 2c' \cos(\varphi) = 0 \quad (2)$$

Onde:
φ (phi) é o ângulo de atrito interno.
c' é a coesão aparente do solo.

Para realizar uma modelagem seguindo o modelo de Mohr-Coulomb, é necessário obter dois parâmetros elásticos: o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (ν). Ambos os coeficientes, podem ser obtidos através de resultados de ensaios triaxiais drenados ou de compressão simples.

O módulo de Young (E) representa a relação entre a tensão aplicada e a deformação resultante (alteração na forma do material por unidade de comprimento), na região elástica do material.

O coeficiente de Poisson (ν), indica como o material se deforma sob tensão. É uma propriedade do material que descreve a relação entre a deformação lateral e a deformação axial de um material quando ele é submetido a uma carga uniaxial e pode ser obtido através da relação:

$$\nu = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{\varepsilon_{vol}}{\varepsilon_1}\right) \quad (3)$$

Onde:
ε_{vol} é a deformação volumétrica;
ε_1 é a deformação na direção principal maior, normalmente a deformação axial.

Atrelado ao comportamento dos materiais, a instalação e o monitoramento de dispositivos de instrumentação em estruturas geotécnicas permite avaliar suas performances, verificando resultados de desempenho como deslocamentos, vazões, tensões, inclinações, entre outros. Como exemplo de aplicação, Silva et al. (2022) discutem a aplicação do histórico de monitoramento geotécnico como alternativa para, por meio de retroanálise, calibrar o comportamento tensão-deformação esperado para uma estrutura geotécnica.

2 METODOLOGIA

O objetivo deste artigo é apresentar, de forma prática, a aplicação de regras de ouro para realização de modelagem por elementos finitos em barragens. Serão abordados os principais passos e considerações envolvidos no processo de modelagem, incluindo os dados a serem incorporados e a análise dos resultados. Além disso, serão discutidas as vantagens e desafios associados à calibração de instrumentos de deformação no software, a importância de ajustes para correção de erros no modelo e, obtenção de resultados confiáveis em análises de tensão-deformação de barragens.

Para tal avaliação, foi desenvolvido o modelo de duas barragens hipotéticas, sendo a primeira de aterro compactado (Figura.2A) com aproximadamente 7 metros de altura e a segunda de núcleo argiloso e espaldares de enrocamento (Figura.2B). Ambas com a presenta de tapete drenante, apoiadas sob fundação rochosa e com a finalidade de contenção de rejeitos de minério de ferro. Além disso, como instrumentação o modelo possui uma régua linimétrica, instalada na região do reservatório, e um marco topográfico, conforme apresentado na Figura 2.

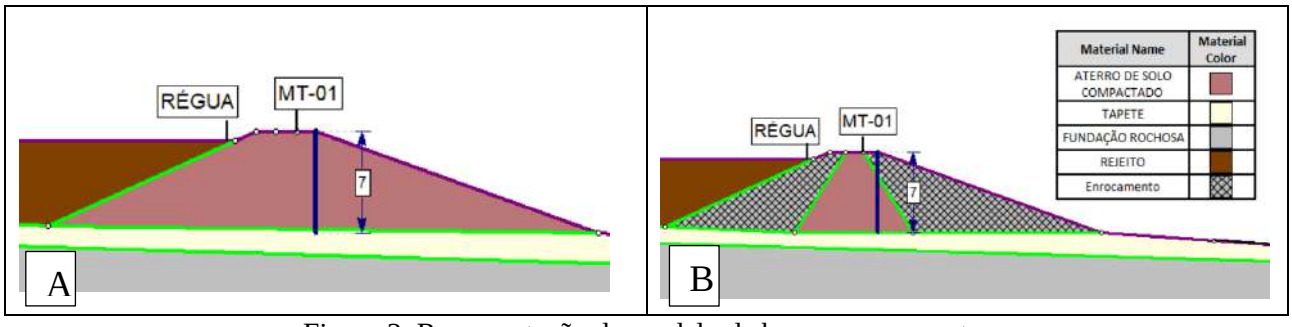


Figura 2. Representação do modelo de barragem proposto.
Fonte: das autoras.

3 MODELAGEM

No que diz respeito as etapas-chave para a elaboração de uma modelagem por elementos finitos, antes de iniciar o processo de modelagem de uma estrutura geotécnica, é imprescindível inserir os dados relativos a cada material a ser analisado, visando caracterizar o comportamento tensão-deformação. Para isso, é necessário realizar previamente ensaios de caracterização para determinar os parâmetros físicos, ensaios de permeabilidade in situ ou em laboratório para incorporar os dados necessários, bem como ensaios de resistência

para obter informações sobre as propriedades mecânicas. Adicionalmente, devem ser realizadas os ensaios de deformabilidade para compreender a resposta dos materiais a diferentes níveis de tensão e deformação.

3.3 Criação da malha

Após definir a geometria, estabelecer os horizontes de cada material e inserir os parâmetros dos materiais componentes da estrutura, o próximo passo é aplicar a malha na modelagem. Essa etapa é importante para discretizar a geometria do sistema em estudo, tornando o modelo mais adaptado às análises numéricas.

A subdivisão em triângulos, quadriláteros, tetraedros ou hexaedros simplifica o sistema modelado. Em seguida são atribuídas propriedades aos elementos e aplicadas equações que descrevem o comportamento físico do sistema através de resolução numérica.

Para os modelos tratados neste estudo, a malha foi projetada ao longo de toda a seção e concentrada nas regiões mais sensíveis e de maior interesse. Dado o objetivo de analisar as condições do maciço, optou-se por uma resolução mais alta nesta região, aumentando o número de pontos de dados no local de interesse e proporcionando uma análise mais precisa, especialmente em áreas com mudanças rápidas ou abruptas nas propriedades. Conforme apresentado na Figura 3.

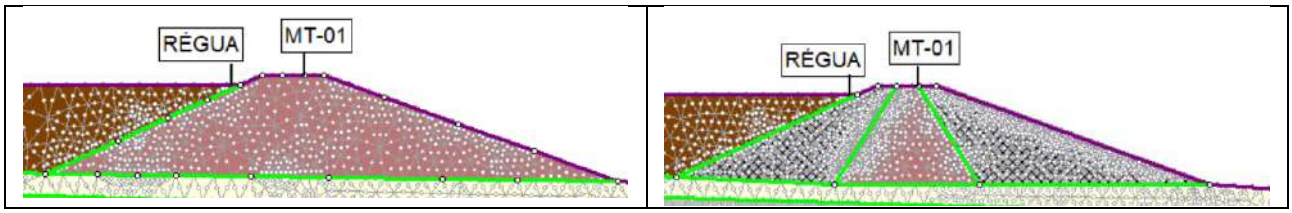


Figura 3. Representação da densidade da malha de pontos nas regiões dos maciços.
Fonte: das autoras.

Nesta etapa, é fundamental ser sensível ao nível de detalhamento das malhas, pois malhas mais densas implicam em maior esforço computacional. Recomenda-se avaliar gradualmente o aumento da densidade e determinar quanto este aumento é significativo para os resultados das análises.

Durante esta fase, é comum que surjam alguns problemas, como a geração de elementos invertidos, elementos com comprimentos excessivamente longos em relação uns aos outros e a sobreposição de nós em regiões com geometria muito delgada. Para auxiliar na identificação e correção desses possíveis erros, o software disponibiliza uma ferramenta que permite ao usuário visualizar a qualidade da malha, inclusive destacando esses problemas (Figura 4). Essa etapa é essencial para garantir que o modelo seja executado sem falhas e não apresente problemas de convergência.

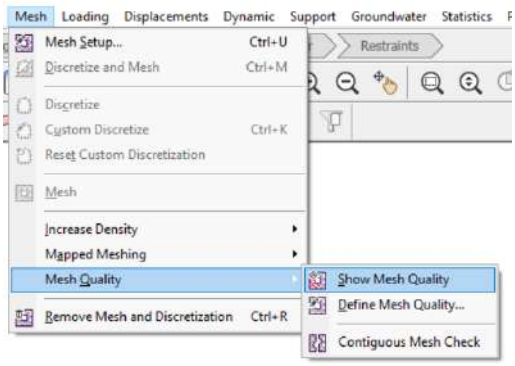


Figura 4. Ferramenta “Show Mesh Quality”.
Fonte: das autoras.

3.1 Limites de fronteira e condições de contorno

Devido à propagação dos efeitos das condições de fronteira próximas da estrutura modelada para o interior do modelo, com alto potencial de impacto na resposta global e ocorrência de distorções ou reflexões

indesejadas das ondas de tensão e deformação, um princípio fundamental na realização de modelagem numérica é o ajuste dos limites de fronteira.

Para os casos específicos dos modelos em estudo, o engenheiro encarregado da modelagem deve considerar que cada modelo apresentará características únicas quanto à distância dos limites de fronteira. Como boa prática, assim como na primeira regra de ouro, é essencial exercitar sensibilidade através de um aumento gradual dos limites de fronteira até que não sejam observadas alterações expressivas nas respostas da modelagem e não surjam distorções indesejadas no modelo.

As barragens analisadas tem como finalidade a contenção de rejeitos, e seu modelo prévio indicava uma geometria muito aproximada do objeto em estudo (barramento), não permitindo uma visualização abrangente do reservatório e da região de jusante. Portanto, para correção de seus limites obteve-se fronteiras de aproximadamente 35 m, o que representou limites compatíveis com a regra de ouro citada. A Figura 5 apresentam as condições de fronteira que foram adotadas para as duas seções hipotéticas objetos deste estudo

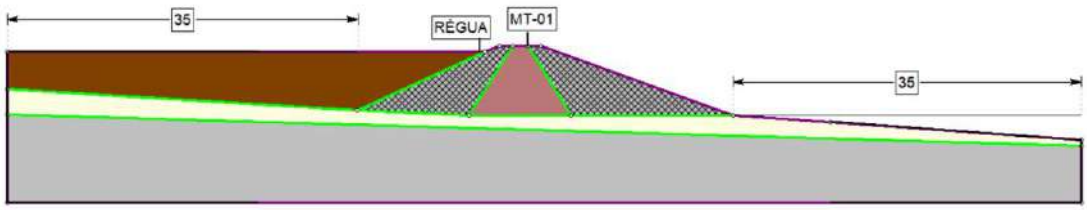


Figura 5. Representação das fronteiras do modelo.
Fonte: das autoras.

3.2 Condições de contorno

Antes de realizar uma modelagem numérica do comportamento de uma barragem, é essencial compreender como a estrutura está se comportando atualmente ou como se espera que ela se comporte. Isso inclui entender as condições de fluxo, a capacidade de suporte, as características de permeabilidade dos materiais, e como a estrutura irá se deformar ao longo do tempo. Todas essas características estão diretamente ligadas às propriedades dos materiais obtidas por meio de ensaios de campo ou laboratório, bem como às respostas dos instrumentos de monitoramento instalados na barragem.

Com esse conhecimento em mãos, ao realizar a modelagem, deve-se inserir essas informações no software, estas são as chamadas “condições de contorno”. No caso dos modelos em questão, as condições de contorno incluem restrições de movimento nos eixos X e Y nas extremidades, permitindo movimentações apenas nas áreas de interesse, a Figura 6 apresenta a condição de deslocamento adotada para os modelos. Além disso, para as condições de fluxo, os níveis d'água de montante são considerados com base nas leituras da régua linimétrica, já para o nível de jusante foi indicada condição de saída do fluxo próximo a superfície, a Figura 7 apresenta a condição de fluxo adotada para os modelos.

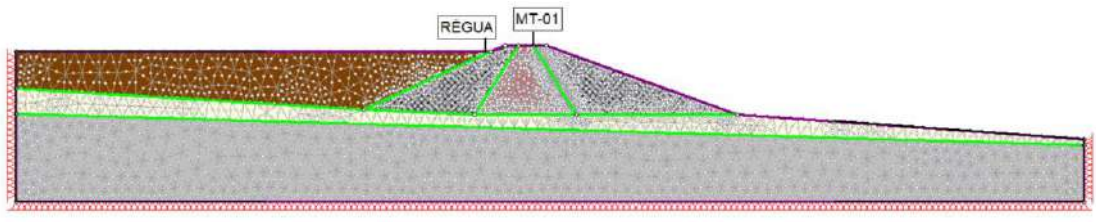


Figura 6. Condições de contorno de deslocamento.
Fonte: das autoras.

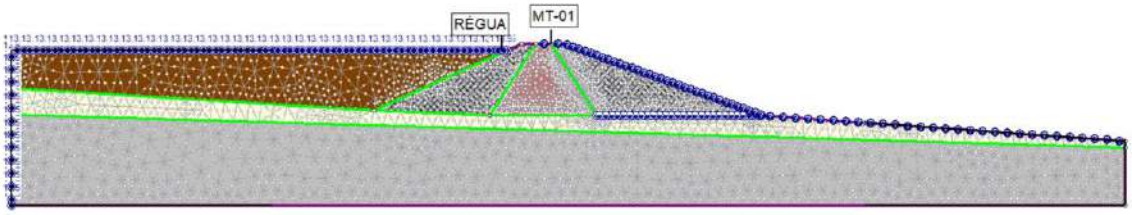


Figura 7. Condições de contorno de fluxo.
Fonte: das autoras.

3.4 Criação de etapas de análise

A fase de criação de etapas na modelagem é implantada para variar as condições ao longo do tempo ou de forma sequencial. Essa prática permite simular uma variedade de cenários dinâmicos, como escavações, construções ou mudanças nas condições de contorno ao longo do tempo.

Por exemplo, as etapas podem ser usadas para representar progressivamente evoluções construtivas ou de escavação. Além disso, podem ser aplicadas para modelar variações sazonais, como mudanças climáticas ao longo do ano. Também são úteis para simular atividades dinâmicas ou eventos transitórios, como passagem de veículos, carregamento temporário ou movimentos de solo, em diferentes momentos durante a análise. Outro uso é para a estabilização de fluxo, permitindo modelar o comportamento da estrutura ao longo do tempo após mudanças nas condições de contorno de percolação. As etapas podem possuir intervalos de segundos, minutos, horas, dias, meses ou anos entre si.

Para os modelos simulados, foram estabelecidas duas etapas distintas. Na primeira etapa, representa-se o marco zero após a conclusão da obra de construção, sem o enchimento do reservatório. Na etapa seguinte, é considerado o enchimento do reservatório. Entre essas duas etapas, foi aplicado um intervalo de seis meses, destinado à estabilização do fluxo interno, dissipação das poropressões e ao aumento gradual do nível freático. Essas etapas permitem simular o comportamento dinâmico da estrutura ao longo do tempo.

3.3 Sequência de calibração dos instrumentos

A sequência, para calibração dos instrumentos em um modelo numérico de tensão-deformação deve-se seguir uma ordem sucessiva de passos. Primeiramente, é necessário compreender a precisão dos instrumentos para determinar se as variações obtidas no modelo estão dentro de limites aceitáveis. Em seguida, deve-se estabelecer os resultados esperados da calibração. Posteriormente coletar esses dados experimentais, garantindo que correspondam às respostas esperadas na etapa analisada.

Após reunir os dados experimentais, é hora de compará-los com os resultados do modelo. Qualquer discrepância entre os dois conjuntos de dados pode exigir ajustes nos parâmetros dos materiais do modelo ou nas condições de contorno para minimizar as diferenças observadas, conforme exemplificado pelo fluxograma da Figura 8.

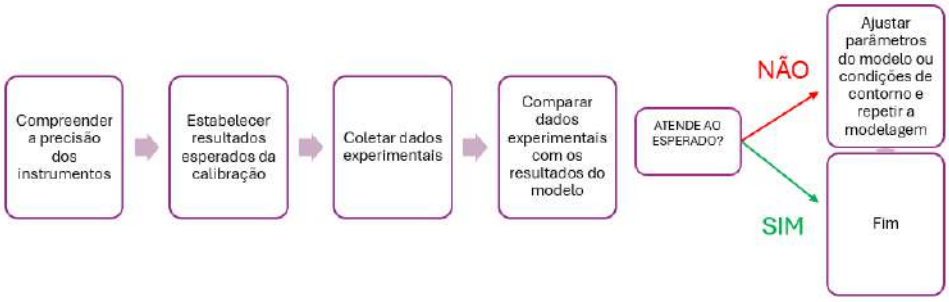
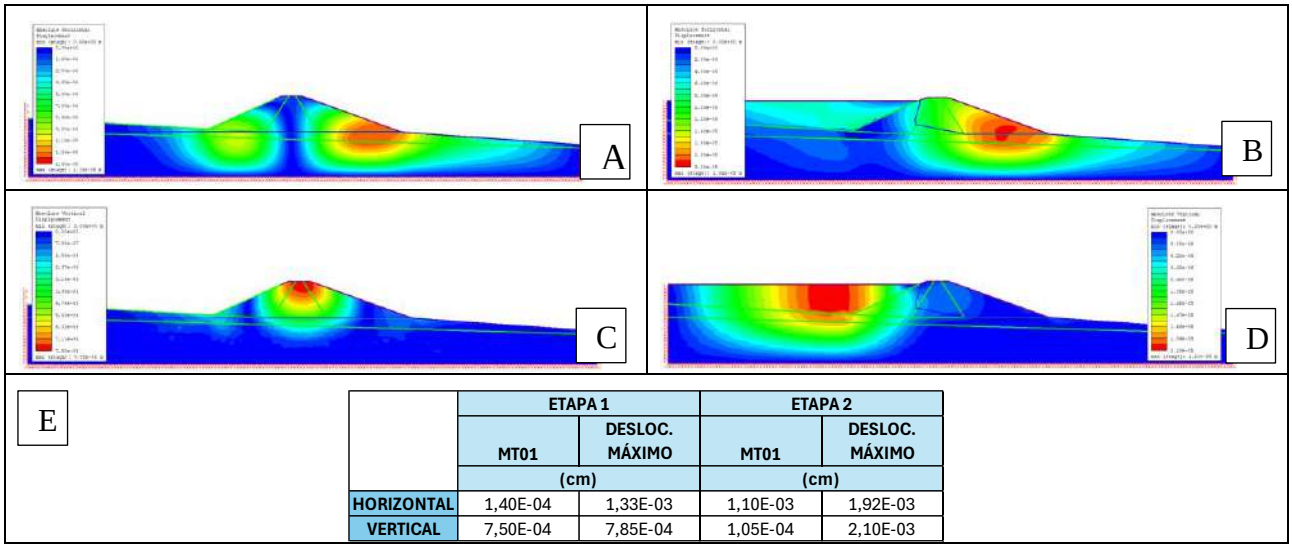


Figura 8. Fluxograma de comparação entre os dados experimentais e os resultados do modelo.
Fonte: das autoras.

4 RESULTADOS

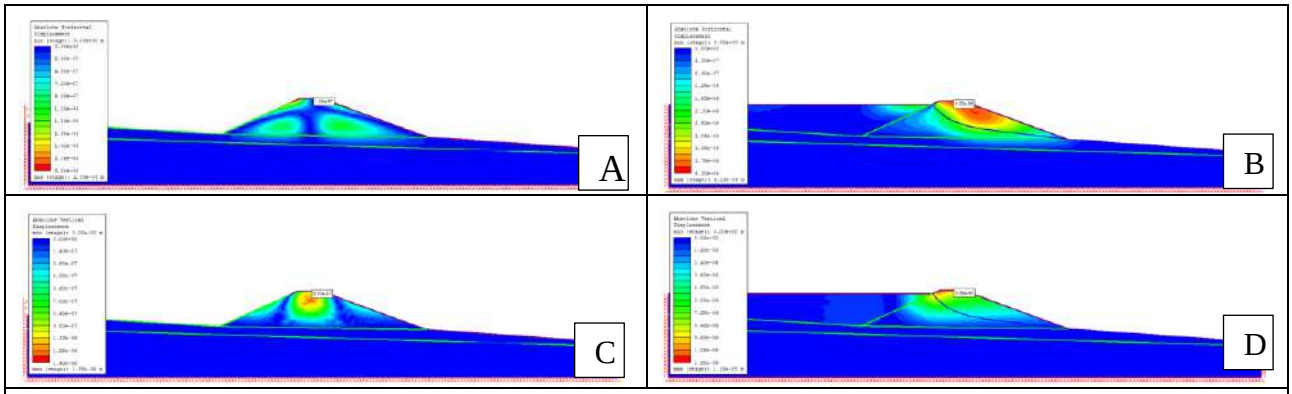
Na Figura 9 são exibidos os resultados do modelo realizado para a seção em núcleo argiloso e espaldar de enrocamento, apresentando as máximas deformações horizontais (Figura 9A e 9B) e verticais (Figura 9C e 9D), derivadas da modelagem realizadas nas duas etapas, acompanhadas por um resumo dos deslocamentos máximos observados das etapas (Figura 9E).



	ETAPA 1		ETAPA 2	
	MT01	DESLOC. MÁXIMO	MT01	DESLOC. MÁXIMO
	(cm)		(cm)	
HORIZONTAL	1,40E-04	1,33E-03	1,10E-03	1,92E-03
VERTICAL	7,50E-04	7,85E-04	1,05E-04	2,10E-03

Figura 9. Máximas deformações horizontais e verticais e deslocamentos máximos nas duas etapas para a seção de núcleo argiloso e espaldar de enrocamento.
Fonte: das autoras.

Na Figura 910 são exibidos os resultados do modelo realizado para a seção de aterro compactado apresentando as máximas deformações horizontais (Figura 10A e 10B) e verticais (Figura 10C e 10D), derivadas da modelagem realizadas nas duas etapas, acompanhadas por um resumo dos deslocamentos máximos observados das etapas (Figura 10E).



	ETAPA 1		ETAPA 2	
	MT01	DESLOC. MÁXIMO	MT01	DESLOC. MÁXIMO
	(cm)		(cm)	
HORIZONTAL	1,20E-05	2,39E-04	4,20E-04	4,13E-04
VERTICAL	9,10E-05	1,33E-04	9,60E-04	1,15E-03

Figura 10. Máximas deformações horizontais e verticais e deslocamentos máximos nas duas etapas para a seção de aterro compactado.
Fonte: das autoras.

Destaca-se que o fluxo calibrado, com superfície freática representada na linha azul, está em concordância com as variações esperadas no nível d'água do reservatório. Além disso, os deslocamentos

resultantes variaram de $1x10^{-3}$ a $1x10^{-5}$ cm, indicando baixos valores de recalque e coerentes com as expectativas relacionadas ao carregamento do modelo e às características mecânicas dos materiais da estrutura.

Para a seção com núcleo argiloso e espaldar de enrocamento, observou-se que os deslocamentos horizontais foram mais significativos na região de jusante em ambas as etapas. Já em relação aos deslocamentos verticais, na etapa 1, eles foram mais expressivos na região da crista, enquanto após o enchimento do reservatório, os maiores deslocamentos ocorreram no material do rejeito depositado no reservatório.

Por fim, verificou-se que a seção de aterro compactado apresentou maiores deslocamentos na região do coroamento da estrutura, tanto para os deslocamentos horizontais quanto para os verticais.

5 CONCLUSÃO

Este estudo apresentou uma aplicação dos elementos-chave necessários para a realização de uma modelagem de tensão-deformação utilizando o software RS2, através de uma modelagem sugerida em barragens hipotéticas, discutindo as particularidades do modelo proposto e indicando suas abordagens.

Os resultados obtidos revelaram que os dados de entrada aplicados na simulação responderam conforme o esperado, influenciando o desempenho da estrutura e permitindo a visualização dos deslocamentos obtidos do modelo constitutivo elástico linear de Mohr-Coulomb.

Embora este estudo tenha contribuído para a compreensão dos elementos essenciais para a aplicação de uma modelagem de tensão-deformação e demonstrado sua importância como uma introdução a esse tipo de abordagem, é crucial reconhecer que cada modelagem possui suas particularidades. Ao lidar com estruturas hipotéticas simplificadas e sem grandes complexidades, os problemas abordados neste estudo não englobam todas as possíveis dificuldades encontradas em uma modelagem numérica em estruturas reais.

Além disso, é fundamental considerar a avaliação e compreensão do modelo constitutivo apropriado para cada caso, assim como um conhecimento técnico adequado para interpretar as respostas fornecidas pelo software. Este estudo oferece um ponto de partida para futuras pesquisas e aplicações práticas, destacando a importância da análise minuciosa e da compreensão profunda dos processos envolvidos na modelagem de tensão-deformação.

AGRADECIMENTOS

As autoras agradecem o apoio da Pimenta de Ávila pelo apoio e incentivo na elaboração deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BERNARDO, A., S., B., GUTEMBERG, S., and Ribeiro, S. *Estudo Tensão Deformação Da Barragem Do Torto*. 2020.

BRINKGREVE, R.B.J. *Engin, E. & Swolfs* - W.M. PLAXIS 2014. Delft, the Netherlands: Plaxis bv. 2014

DA SILVA, P. H. A. et al. *Stress-Strain Behavior of a Bauxite Tailings Dam Based on Field Monitoring Data*. Proceedings of the 40th International ICSOBA Conference, p. 8, out. 2022.

MARANGON, M. *Mecânica dos solos* – Apostila com notas de aula – Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2018.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/564

Rejeitos Compactados de Minério de Ferro: Avaliação de Performance Através dos Resultados de Investigação CPTu e Ensaios Triaxiais

Jean Carlos Macson
Engenheiro Geotécnico, Conselheiro Lafaiete, Brasil, jean.carlo.cardoso@vale.com

Geydson Alves
Engenheiro Geotécnico, Belo Horizonte, Brasil, geydson.alves@vale.com

Lincoln Barony
Engenheiro Geotécnico, Congonhas, Brasil, lincolnbarony@gmail.com

Izabela Cavalieri
Geólogo, Conselheiro Lafaiete, Brazil, izabela.lopes@vale.com

RESUMO: A prática de empilhamento de rejeitos desempenha um papel crítico na gestão de resíduos sólidos em diversos setores, incluindo mineração, construção e indústrias relacionadas. Nesse contexto, a pesquisa em questão empreende uma investigação abrangente e multifacetada, com o objetivo de aprimorar a compreensão e o controle tecnológico em uma estrutura geotécnica. O estudo adota uma abordagem multidisciplinar, utilizando ensaios Piezocone (CPTu), procedimentos de controle de compactação e ensaios triaxiais para coletar dados geotécnicos detalhados. Essa abordagem investigativa visa caracterizar as propriedades físicas e mecânicas dos rejeitos empilhados, abrangendo aspectos como resistência, densidade, compressibilidade e comportamento sob carga. Os resultados desta pesquisa têm implicações significativas, fornecendo insights essenciais para otimizar as práticas de empilhamento de rejeitos, minimizar riscos ambientais e maximizar a eficiência operacional. Além disso, contribuirá para o desenvolvimento de diretrizes e estratégias de gestão de resíduos sólidos mais robustas e alinhadas com princípios de sustentabilidade e responsabilidade ambiental.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitos, Geotecnia, Resistência, Empilhamento Filtrado.

ABSTRACT: The practice of tailings stacking plays a critical role in solid waste management in a variety of sectors, including mining, construction, and related industries. In this context, the research in question undertakes a comprehensive and multifaceted investigation, with the aim of improving the understanding and control of this complex operation. The study adopts a multidisciplinary approach, using Piezocone (CPTu), Compaction control procedures and triaxial tests to collect detailed geotechnical data. This investigative approach aims to thoroughly characterize the physical and mechanical properties of stacked tailings, covering aspects such as strength, density, compressibility and behavior under load. In addition to a rigorous analysis of geotechnical properties, the research seeks to understand the complex interactions between stacked materials, environmental conditions and the structure of the tailings piles. The study also considers the potential impact of these factors on the stability, safety, and sustainability of tailings piles. The results of this research have significant implications, providing essential insights for optimizing tailings stacking practices, minimizing environmental risks, and maximizing operational efficiency. In addition, it will contribute to the development of more robust solid waste management guidelines and strategies and aligned with principles of sustainability and environmental responsibility.

KEYWORDS: Tailings, Geotechnics, Resistance, Filtered Stacking.

1 INTRODUÇÃO

A prática de empilhamento de rejeitos desempenha um papel crítico na gestão de resíduos sólidos em diversos setores, incluindo mineração, construção e indústrias relacionadas. Nesse contexto, a pesquisa em questão empreende uma investigação abrangente e multifacetada, com o objetivo de aprimorar a compreensão e o controle dessa complexa operação em uma estrutura geotécnica. O estudo adota uma abordagem multidisciplinar, utilizando ensaios Piezocone (CPTu), procedimentos de controle de compactação e ensaios triaxiais para determinar dados geotécnicos detalhados em um empilhamento de rejeitos. Esta pesquisa abordará a avaliação da performance de rejeitos compactados, apresentando a caracterização dos rejeitos e avaliando a eficácia da compactação por meio de ensaios de compactação, triaxiais e CPTu.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2014), os testes de cone e piezocone, conhecidos como CPT e CPTu, respectivamente, são ferramentas relevantes na investigação geotécnica de campo. Esses testes fornecem informações essenciais para determinar a estratigrafia do solo, identificar propriedades dos materiais investigados, e prever a capacidade de carga das fundações.

Ainda conforme Schnaid e Odebrecht (2014), no Brasil, o teste de cone começou a ser utilizado desde o final dos anos 1950, principalmente em projetos de plataformas marítimas para exploração de petróleo. No entanto, sua aplicação era limitada até a década de 1990, quando houve um aumento significativo no interesse comercial por esse teste. Desde então, tem havido um crescente número de pesquisas, desenvolvimentos e relatos de casos que refletem a prática brasileira. Atualmente, o teste é conduzido comercialmente por várias empresas estabelecidas no Brasil e na América do Sul.

Braja (2007) ressalta que o ensaio de compressão triaxial é um dos mais confiáveis métodos disponíveis para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento onde os testes podem ser realizados com adensamento e controle de drenagem.

A avaliação de performance através dos resultados de investigacação CPTu e ensaios triaxiais visa caracterizar as propriedades físicas e mecânicas dos rejeitos empilhados, abrangendo aspectos como resistência, densidade, compressibilidade e comportamento sob carga. Além de uma análise das propriedades geotécnicas, a pesquisa busca compreender as interações complexas entre os materiais empilhados, as condições ambientais e a estrutura das pilhas de rejeitos. O estudo também considera o impacto potencial desses fatores na estabilidade, segurança e sustentabilidade das pilhas de rejeitos. Os resultados desta pesquisa têm implicações significativas, fornecendo informações essenciais para otimizar as práticas de empilhamento de rejeitos, minimizar riscos ambientais e maximizar a eficiência operacional. Além disso, contribuirá para o desenvolvimento de diretrizes e estratégias de gestão de resíduos sólidos mais robustas e alinhadas com princípios de sustentabilidade e responsabilidade ambiental. Com isso, a introdução visa situar o leitor no contexto amplo e complexo do estudo, destacando sua relevância e potenciais contribuições para o avanço da área.

2 METODOLOGIA

O presente item contempla a descrição dos materiais utilizados na pesquisa, procedimentos adotados para execução dos ensaios de campo e laboratóriais.

2.1 Materiais

O estudo foi realizado no estado de Minas Gerais, no quadrilatero ferrifero, utilizando empilhamento de rejeito filtrado para demonstrar a performance do material compactado. Foram utilizados ensaios de projeto para determinação dos critérios para operação, ensaios de caracterização, granulometria, ensaio de compactação *in situ*, triaxial realizado em amostras indeformadas e ensaios CPTu. Foram executados ensaios de caracterização completa, ensaios de permeabilidade e ensaios triaxiais tipo CIU (consolidado não-drenado) e CID (consolidado drenado) em amostras oriundas do processos de desaguamento e amostragem. Os rejeitos ensaiados apresentaram características granulométricas de areia siltosa com pouca porcentagem de argila (<

2%) e material passante a peneira Nº 200 de 12% a 22%; Os resultados dos ensaios de Limites de Atterberg apresentam a característica não plástica de todos os materiais, confirmando resultados de granulometria descritos previamente. Todos os materiais têm características granulares e possuem baixas frações finas. A Tabela 1 apresenta um resumo dos ensaios de caracterização realizados. Estes critérios foram fundamentais para orientar os procedimentos de compactação e avaliar a eficiência do processo.

Tabela 1 Caracterização dos rejeitos.

Densidade dos Grãos (g/cm³)	W_{ot} (%)	M. especifica seca máxima (g/cm³)	E_{max}	E_{min}	Limites de Atteberg	K (cm/s)
3,258	11,1	1,804	1,163	0,718	NL/NP	2,90E-03

A metodologia adotada neste estudo foi delineada para investigar a performance dos rejeitos compactados de minério de ferro, com foco na avaliação detalhada de suas propriedades físicas, mecânicas e geotécnicas. Inicialmente, procedeu-se com a caracterização dos rejeitos, incluindo a análise da granulometria, teor de umidade, presença de materiais finos e densidade, por meio de ensaios laboratoriais.

Para avaliar a eficácia do processo de compactação, foram realizados ensaios de compactação utilizando o método Proctor modificado, permitindo a determinação da densidade máxima seca e umidade ótima dos rejeitos compactados. Esses ensaios foram conduzidos em diferentes condições de compactação para representar variações nas práticas operacionais.

Além disso, foram realizados ensaios triaxiais para avaliar as propriedades mecânicas dos rejeitos compactados contemplando ensaios com Grau de compactação (GC) de 85% (Figura 1) e 98% (Figura 2), incluindo resistência ao cisalhamento, deformabilidade e comportamento sob diferentes níveis de tensão, durante a operação de empilhamento dos rejeitos foram coletadas amostras indeformadas para realização de novos ensaios triaxiais para verificação quanto ao comportamento do solo compactado. Esses ensaios foram conduzidos de acordo com as normas e procedimentos estabelecidos para garantir resultados confiáveis e comparáveis.

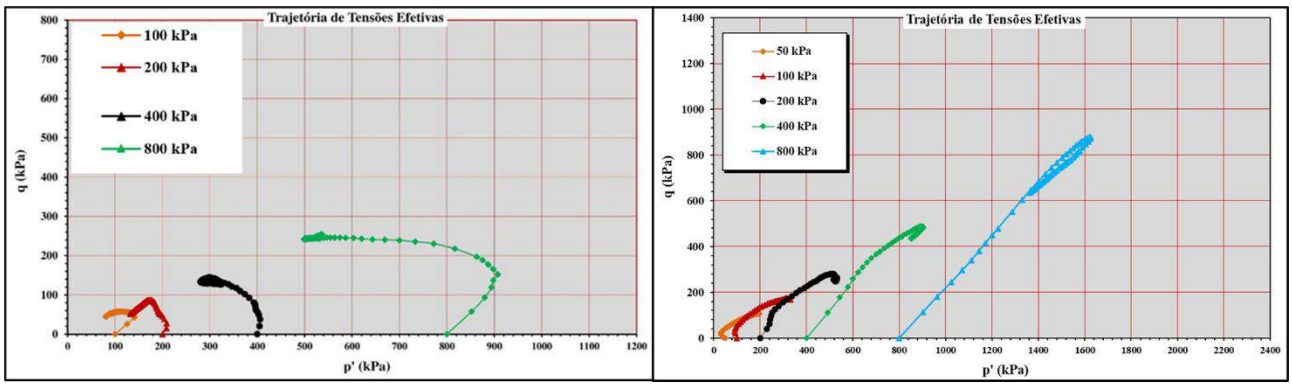


Figura 1. Triaxial CIU_{sat} – a) GC 85%; b) GC 98%

Com base nos ensaios é possivel classificar o comportamento do material em função do grau de compactação, essa interpretação é apresentada na Tabela 2.

Tabela 2. Comportamento dos Rejeitos.

Amostra	CIUsat GC=85%	CIUsat GC=98%
Rejeitos	Contrátil	Dilatante

Foram utilizados ensaios do tipo CPTu, que permitem a determinação da resistência ao cisalhamento, capacidade de suporte e compressibilidade do solo. O principal foco na analise do resultado dos ensaios CPTu é a classificação quanto a resposta do material ao carregamento (contratil ou dilatante) em comparação ao demais ensaios e projeto.

A análise dos resultados dos ensaios foi realizada de forma integrada, considerando as propriedades físicas, mecânicas e geotécnicas dos rejeitos compactados. Essa abordagem multidisciplinar permitiu uma compreensão abrangente da performance dos rejeitos empilhados, incluindo sua estabilidade, segurança e sustentabilidade em diferentes condições operacionais e ambientais.

Em suma, a metodologia adotada neste estudo proporcionou uma avaliação abrangente e detalhada dos rejeitos compactados de minério de ferro, fornecendo informações cruciais para otimizar as práticas de empilhamento, minimizar os impactos ambientais e promover uma gestão mais eficiente e sustentável dos resíduos sólidos na indústria mineradora.

3 CRITÉRIOS DE PROJETO

Com base nos resultados dos ensaios e na operação assistida em aterro teste, os critérios de projeto para a compactação dos rejeitos de minério de ferro foram robustamente estabelecidos. Considerando a necessidade de garantir uma estrutura estável e segura, os seguintes critérios foram definidos:

- Espessura das Camadas: As camadas de rejeitos devem ser compactadas com uma espessura de 70 cm. Esta espessura foi determinada com base na capacidade de compactação dos equipamentos disponíveis e na consideração da eficácia da compactação em profundidades controladas.

- Grau de Compactação Mínimo: Após a compactação, cada camada de rejeitos deverá atingir um Grau de Compactação (GC) mínimo de 98%, refletindo a necessidade de alcançar uma densidade adequada para garantir que o material apresente dilatância e resistência dos rejeitos empilhados. Ensaios devem ser realizados no topo, meio e base de cada camada.

- Controle da Umidade: Devido à grande capacidade de drenagem dos rejeitos e curva de compactação horizontalizada, a umidade não é considerada um critério para reprovação das camadas. No entanto, é essencial controlar a umidade junto ao Grau de Compactação em todas as camadas.

Esses critérios de projeto foram cuidadosamente desenvolvidos com base em uma análise abrangente dos resultados dos ensaios e em considerações práticas observadas durante a operação assistida em aterro teste. Eles visam garantir não apenas a conformidade com os padrões de qualidade e segurança, mas também a maximização da eficiência operacional e a minimização dos riscos ambientais associados ao empilhamento de rejeitos de minério de ferro.

4 ENSAIOS PARA CONTROLE DE COMPACTAÇÃO

Segundo FREIRE (2018), o controle de compactação em campo é essencial para obras de estruturas geotécnicas para garantir que o solo atinja o grau de compactação necessário. Durante o processo de compactação, é possível realizar esse controle para determinar o peso específico aparente seco e a umidade do solo, informações cruciais para calcular o grau de compactação (GC) e o desvio de umidade na camada compactada. Após a conclusão do processo de compactação em campo, deve-se comparar os resultados obtidos com aqueles dos ensaios realizados em laboratório para verificação do atendimento aos critérios de projeto.

4.1 Ensaio Proctor

O ensaio de compactação de Proctor é um procedimento padrão amplamente utilizado na engenharia geotécnica para determinar a densidade máxima seca e a umidade ótima de um solo. Esse ensaio é fundamental para avaliar a capacidade de compactação do solo e para projetar aterros, estradas e outras estruturas civis.

No ensaio de Proctor, uma amostra representativa do solo é compactada em um cilindro metálico em camadas sucessivas, utilizando um soquete padronizado. Cada camada é submetida a um número específico de golpes de compactação, geralmente 25 golpes para o Proctor normal e 56 golpes para o Proctor modificado. Após a compactação, a amostra é pesada e sua umidade é determinada. Os resultados do ensaio são utilizados para traçar uma curva de compactação, que relaciona a umidade do solo com sua densidade seca. Esta curva mostra como a densidade do solo varia com a umidade durante o processo de compactação. A partir dessa curva, é possível identificar dois parâmetros importantes:

A umidade ótima que é o teor de umidade que resulta na máxima densidade seca do solo. Esse ponto representa as condições ideais de umidade para a compactação do solo; e a densidade máxima seca: é a densidade do solo compactado na umidade ótima. Esse valor representa a máxima densidade que o solo pode atingir sob as condições de compactação especificadas. Com base nos resultados do ensaio Proctor, é possível selecionar as condições ideais de compactação para garantir a estabilidade e resistência necessárias das estruturas construídas sobre o solo.

4.2 Ensaio Triaxial

O ensaio triaxial CIU (Adensamento isotropico e ruptura não drenada) é um teste de laboratório utilizado na geotecnia para avaliar as propriedades mecânicas de solos coesivos. Ele simula as condições de carga em profundidade, como as encontradas em fundações, barragens e taludes.

Durante o ensaio, uma amostra de solo é preparada em um cilindro de amostra e saturada com água para simular as condições de campo. Em seguida, a amostra é confinada lateralmente com uma pressão controlada e submetida a uma carga axial também controlada. Importante ressaltar que a drenagem é bloqueada, o que significa que a água não é permitida escapar da amostra durante o carregamento, simulando condições de drenagem restrita encontradas em situações reais.

Além da resistência ao cisalhamento, o ensaio triaxial CIU também permite a determinação da dilatância ou contração do solo. A dilatância ocorre quando o solo se expande lateralmente durante o carregamento, enquanto a contração ocorre quando o solo se contrai lateralmente. Esses comportamentos são observados e analisados durante o ensaio, assim observamos o comportamento do solo em diferentes condições de carga.

4.3 Ensaio de Penetração de Cone com Medição de Poropressão (CPTu)

O ensaio de CPTu é uma técnica geotécnica amplamente utilizada para investigar as propriedades do solo em profundidades subsuperficiais. Consiste na penetração de um cone metálico no solo por meio de um equipamento de sondagem, enquanto são registradas diversas medidas, incluindo a resistência à penetração do cone (q_t), a fricção lateral (f_s), e a pressão de poros (u_2).

Durante o ensaio, o cone é empurrado para o solo a uma taxa constante de 2 cm/s, e as medidas são registradas continuamente à medida que o cone penetra. A resistência à penetração do cone (q_t) é uma medida da resistência do solo à penetração e é obtida a partir da força necessária para empurrar o cone para o solo. A resistência à ponta (qt) é uma medida da resistência encontrada na ponta do cone. A fricção lateral (fs) é a resistência ao longo do fuste do cone. A pressão de poros (u2) é a pressão da água nos poros do solo durante a penetração do cone.

Um estudo relevante é o de Robertson (2016), que investigou as correlações entre os parâmetros de estado do solo e os resultados do ensaio de CPTu. Essas correlações são importantes para interpretar os dados do ensaio e estimar as propriedades do solo em locais onde os ensaios de laboratório não são viáveis. Uma das principais aplicações do parâmetro de estado é na interpretação de resultados de ensaios de campo, como o CPTu, onde é possível correlacionar os parâmetros de estado com os resultados do ensaio para estimar as propriedades do solo, como a resistência ao cisalhamento não drenada, a permeabilidade, e a capacidade de carga.

5 RESULTADOS

5.1 Ensaio Proctor

A Figura 3 apresenta o resultado dos ensaios de controle de compactação realizados durante a operação de empilhamento de rejeito.

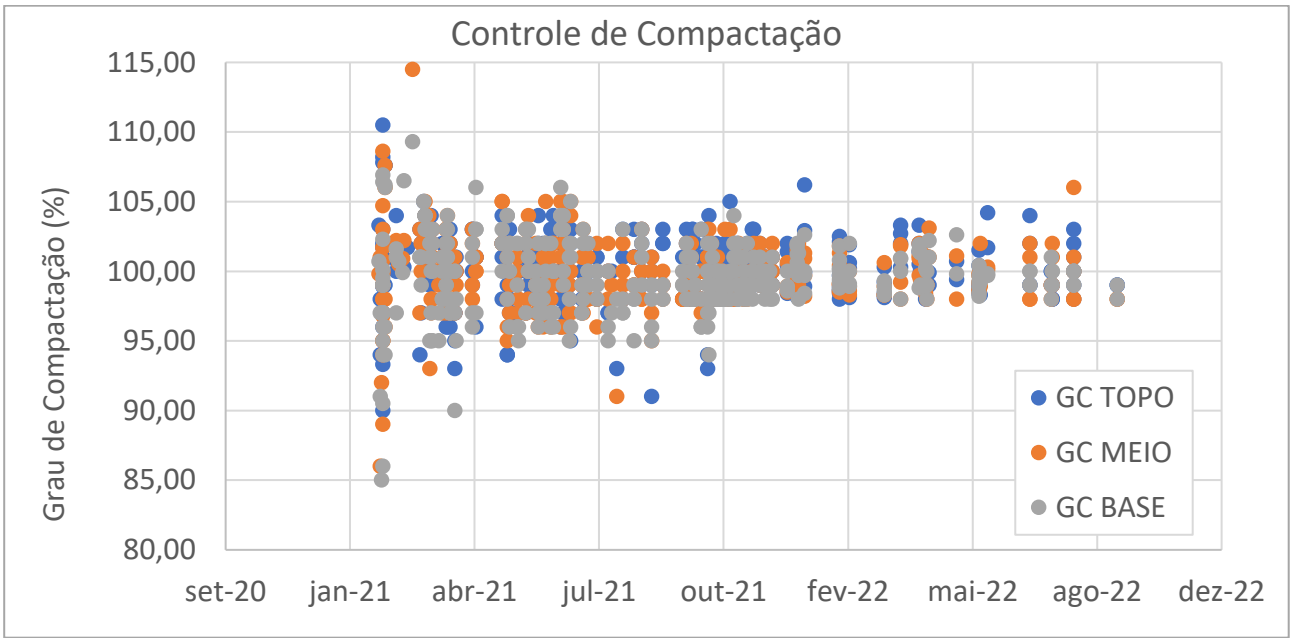


Figura 3 – Grau de compactação nas camadas de rejeito.

Como pode ser observado os menores valores de GC atingidos ocorreram entre fevereiro e outubro de 21, importante destacar que em fevereiro foram ensaiadas 03 (três) camadas com GC muito proximos de 85% na base e meio da camada compactada, conforme os critérios de projeto e ensaios triaxiais com este GC o rejeito passa a apresentar resposta contráctil no cisalhamento, os demais ensaios estão superiores e tendem a apresentar dilatância no cisalhamento.

5.2 Ensaio Triaxial

A Figura 4 apresenta ensaio CIU de amostra indeformada coletada no aterro da pilha, demonstrando que para o carregamento não drenado a compactação possibilitou a resposta dilatante do rejeito, foi incluida a envoltória de ruptura onde fica evidente a proximidade dos parâmetros de resistência de projeto.

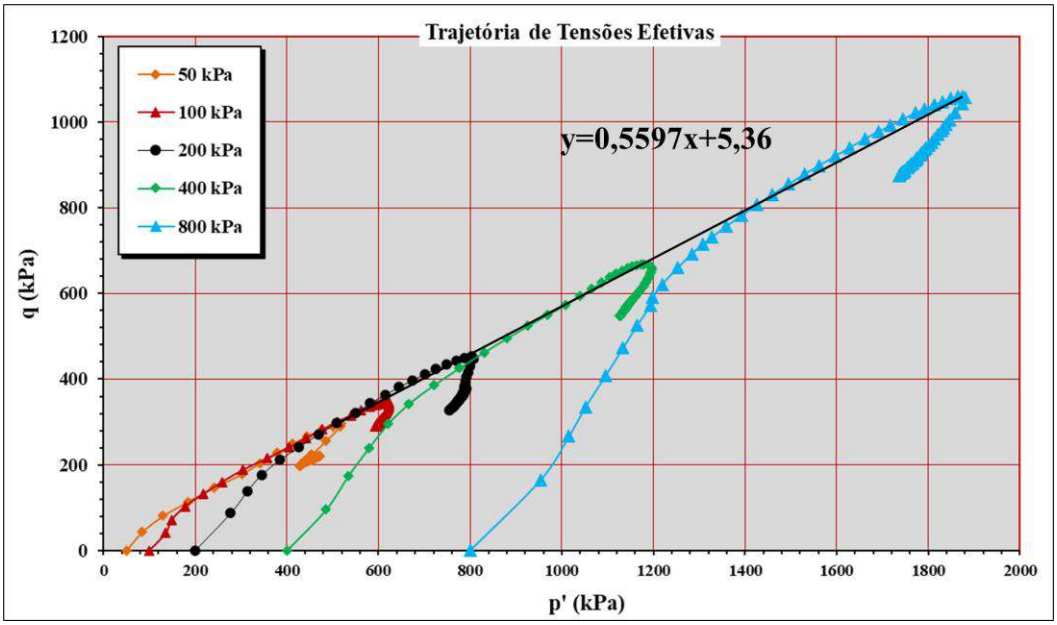


Figura 4. Triaxial CIU_{sat} – Amostra indeformada – Confinantes 50, 100, 200, 400 e 800kPa.

5.3 Ensaio de Penetração de Cone com Medição de Poropressão (CPTu)

Conforme Robertson (2016), a Figura 5 apresenta o ábaco SBTn (*Normalized soil behavior type*), em que a classificação é baseada no comportamento dos materiais. Esse ábaco se baseia em parâmetros normalizados obtidos a partir de ensaios CPTu, sendo eles a resistência de ponta normalizada (Q_{tn}) e a razão de atrito lateral normalizado (F_r). Através deste sistema é possivél definir o tipo de material e seu comportamento, para Pilha de Rejeito em análise fica evidente que o rejeito possui comportamento predominantimente arenoso-dilatante (SD), o que demonstra a importancia em manter a operação garantindo o grau de compactação (GC) maior ou igual à 98%. Também é observado a predominacia da dilatância quando avaliado o comportamento do rejeito pelo parâmetro de estado, sendo um parâmetro regulador no entendimento constitutivo moderno do solo. A Figura 6 apresenta os gráficos de resistência, poropressão e razão de atrito.

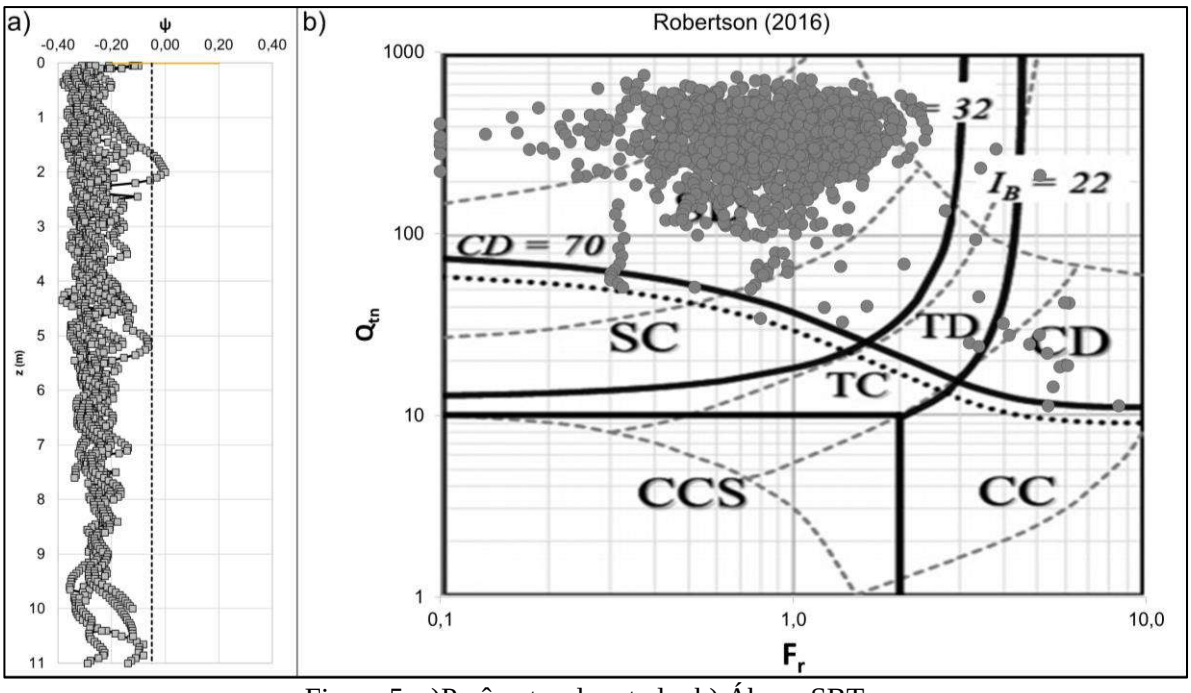


Figura 5. a)Parâmetro de estado; b) Ábaco SBTn.

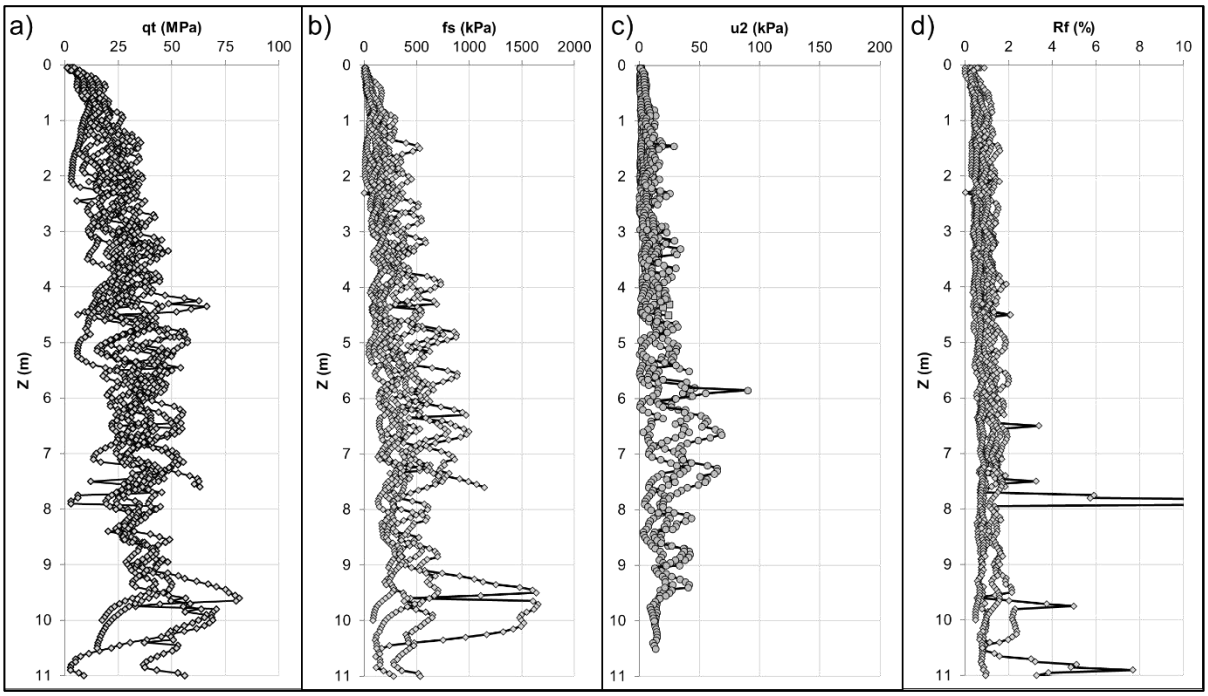


Figura 6. Resultado ensaios CPTu: a) Resistência de ponta (qt); b) Atrito Lateral; c) Poropressão; d) Razão de atrito.

6 CONCLUSÕES

Como conclusão deste estudo, é crucial ressaltar a importância de uma abordagem integrada na avaliação dos resultados obtidos por meio de ensaios de campo e ensaios laboratoriais. A análise conjunta desses dados é fundamental para uma conclusão precisa sobre as propriedades e comportamento do rejeito. Além disso, a observação cuidadosa e o controle do tipo de material incorporado na estrutura se mostraram aspectos essenciais. Essa prática possibilitou observar respostas em conformidade com o projeto, evidenciando a relevância do controle adequado dos materiais utilizados na construção de estruturas geotécnicas.

Os resultados obtidos nos ensaios CPTu e triaxial corroboraram as observações feitas durante o controle de compactação. Confirmamos que o solo apresenta comportamento dilatante e boa resistência, conforme evidenciado nos ensaios de campo e laboratoriais. Nesse sentido, é essencial que os engenheiros geotécnicos considerem todas as informações disponíveis, tanto dos ensaios de campo quanto dos ensaios laboratoriais, para tomar decisões fundamentadas e garantir a segurança e estabilidade das estruturas geotécnicas.

7 REFERÊNCIAS

Braja M. D. Fundamentos de Engenharia Geotécnica; Tradução all Tasks; revisão técnica Pérsio Leister de Almeida Barros. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

COMPACTAÇÃO DOS SOLOS - Scientific Figure on ResearchGate. Available from: https://www.researchgate.net/figure/Figura-2-Curva-de-compactacao_fig1_313703122 [accessed 21 Mar, 2024]

Proctor, R.R. (1933). Fundamentals Principles of Soil Compaction. Engineering News Record, New York, 3(9) pp. 245-248; 3(10) pp. 268-289; 3(11) pp. 348-351; and 3(12) pp. 372-376

Robertson, P. K. (2016). Soil Behavior Type from the CPT: An Update. Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'14), Las Vegas, USA.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/565

Resistência ao arrancamento de grampos executados em solo mobilizado e solo residual no Município de Duque de Caxias-RJ

João Pedro Campos Pinto
DYWIDAG, Rio de Janeiro, Brasil, jpcpgeotecnia@gmail.com

Caio Duque Estrada Amendola
Progen, Rio de Janeiro, Brasil, caiodeamendola@gmail.com

Tiago Proto da Silva
FGEO Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, tiagoproto@fgeo.com.br

RESUMO: O desempenho de grampos está diretamente relacionado à resistência ao cisalhamento desenvolvido na interface solo-elemento, conhecido como adesão (qs). As correlações empíricas que confrontam os valores de qs com índices de resistência a penetração (N_{SPT}) são frequentemente utilizados para concepção inicial de projetos, sendo fundamental a execução de ensaios de arrancamento para interpretação do real desempenho barra-solo e, consequente, aperfeiçoamento das estimativas iniciais de valores de adesão. O presente trabalho tem por objetivo comparar os valores de qs estimados a partir de resultados de ensaios de arrancamento em solo mobilizado e em solo residual, executados em sete grampos em uma obra no município de Duque de Caxias-RJ, com resultados usualmente observados na literatura técnica e correlações empíricas propostas. Mediante as cargas de ruptura obtidas em campo, foram estimados os valores de adesão. Os resultados dos ensaios de arrancamento realizados nos grampos apresentam coerência com as referências observadas na literatura técnica. Destaca-se que a determinação da resistência ao arrancamento por meio de ensaios de campo é fundamental para projetos de estruturas grampeadas, pelo fato deste parâmetro ser imprescindível na concepção da estrutura de contenção.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio de Arrancamento, Adesão, Grampos, Colúvio, Solo Residual.

ABSTRACT: The performance of nails is directly related to the shear strength developed at the soil-element interface, known as adhesion (qs). Empirical correlations that compare qs values with penetration resistance index (N_{SPT}) present themselves as relevant tools to initial design of retaining structures, and it is essential to execute pullout tests to interpret the real soil-reinforcement performance, improving the initial estimations. This article aims to compare the qs values obtained from pullout tests, performed in seven nails at a construction site in the city of Duque de Caxias-RJ, with results usually observed in the technical literature. Based on the failure loads obtained in the field, the adhesion values were estimated. The results of the pullout tests performed on the nails are consistent with the references observed in the technical literature. Determining the pullout resistance through field tests is fundamental for retaining structures projects, as this is the main parameter to define nail lengths.

KEYWORDS: Pull-out test, Adhesion, Nails, Colluvium, Residual Soil.

1 INTRODUÇÃO

Os ensaios de campo possuem grande relevância na validação de premissas assumidas em projeto e no controle de qualidade em obras geotécnicas, além de permitir a adequada aferição do comportamento dos elementos executados.

A eficiência de grampos está diretamente relacionada à resistência ao cisalhamento desenvolvida pela inserção destes no terreno e ao comportamento na interface solo-reforço, também conhecido como adesão (q_s). Diversos fatores podem influenciar os valores de q_s, dentre eles o tipo de perfuração, processo de injeção e

reinjeção, limpeza do furo, característica do material de preenchimento, uso de aditivos, tipo de ancoragem e características do solo.

As correlações empíricas são usualmente empregadas para fins de projeto, sendo relevantes instrumentos na concepção inicial, devendo constantemente serem confrontadas com resultados *in loco* de ensaios de arrancamento, de modo a aperfeiçoar as estimativas iniciais de valores de adesão (q_s).

O presente trabalho tem por objetivo a estimativa da resistência ao cisalhamento no contato solo-reforço, por meio de ensaios de arrancamento executados em sete grampos em uma obra no município de Duque de Caxias-RJ. Tais resultados foram posteriormente comparados com dados disponíveis na literatura técnica.

2 RESULTADOS TÍPICOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NO CONTATO SOLO-REFORÇO PARA O ESTADO DO RIO DE JANEIRO

Os ensaios de arrancamento são os mais utilizados para a determinação do parâmetro de resistência ao cisalhamento no contato solo-reforço, usualmente denominado de q_s. Entretanto, em geral, os valores de q_s utilizados para fins de projeto são inicialmente estimados por correlações empíricas disponíveis na literatura (baseado na experiência do projetista) para verificação, por meio de ensaios de arrancamento, na fase de obras posteriormente.

A Figura 1 apresenta o compilado de algumas correlações empíricas plotadas em função do número de golpes do ensaio de simples reconhecimento com SPT, disponíveis na literatura brasileira, bem como os resultados de ensaios de arrancamento realizados em três tirantes e em duas microestacas, em uma obra na Zona Sul da cidade do Rio de Janeiro, modificado do trabalho de Amendola, Pinto e Viana (2022).

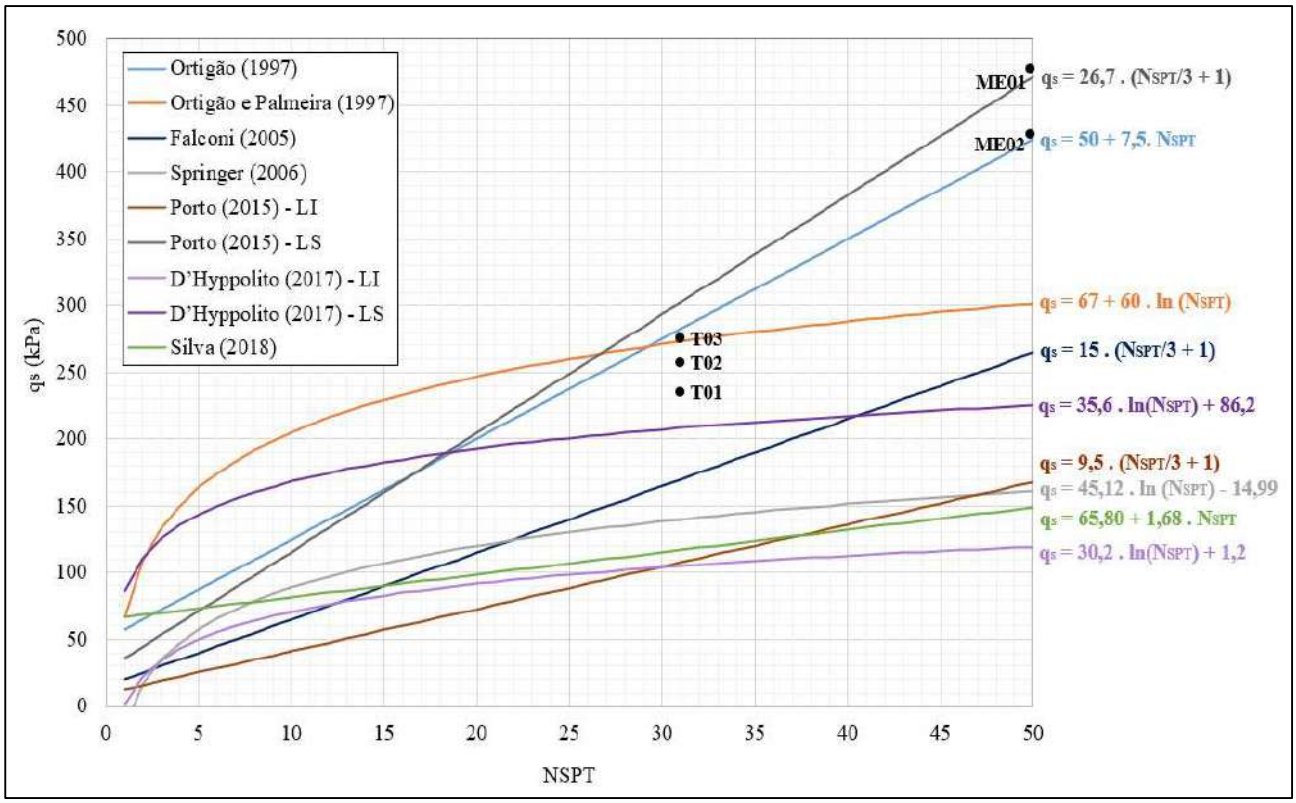


Figura 1. Comparativo entre os resultados de ensaios de arrancamento em três tirantes e duas microestacas com as curvas geradas a partir de correlações empíricas em função do número de golpes do ensaio SPT disponíveis na literatura técnica brasileira (modificado de AMENDOLA, PINTO E VIANA, 2022).

Complementarmente, a literatura nacional tem reportado resultados de ensaios de arrancamento em diversos locais do Brasil, principalmente na região Sudeste do país. A Tabela 1 mostra um compilado com alguns dos resultados disponíveis para o Rio de Janeiro, destacando a referência bibliográfica, a quantidade de ensaios realizados, a adesão, o N_{SPT} médio, o tipo de solo e o local de estudo.

Tabela 1. Alguns resultados de ensaios de arrancamento em grampos no Rio de Janeiro.

Referência	Nº de ensaios	q_s (kPa)	N_{SPT}	Tipo de solo	Local
Ortigão et al. (1992)	3	250kPa (1 injeção)	11	Residual silte arenoso	Morro da Formiga, Tijuca
Feijó e Erhlich (2001)	4	145 e 295kPa (L=3m) 185 e 205kPa (L=6m)	3 a 8	Residual de biotita-gnaisse, maduro, cor amarelada	Morro da Covanca, Jacarepaguá
Feijó e Erhlich (2001)	6	108, 148 e 248kPa (L=3m) 95, 120 e 190kPa (L=6m)	8 a 20	Residual de gnaisse leptinítico, silte arenoso, cor avermelhada	Morro Dona Marta, Laranjeiras
Pinto e Silveira (2001)	3	257 e 280kPa	ND	Residual de gnaisse	Linha Amarela
Soares e Gomes (2003)	5	262 a 374kPa (L = 3m, 1 injeção)	ND	Saprólito de gnaisse	BR-101, Angra dos Reis
Silva (2005)	8	166 a 280kPa (2 injeções)	13 a 35	Residual de gnaisse, argila arenosa	Morro do Palácio, Niterói
Springer (2006)	25	94 a 162kPa (1 injeção) 159 a 217kPa (2 injeções)	9 a 35	Residual de gnaisse	Morro do Palácio, Niterói
Passini et al. (2012)	6	493 a 534kPa (1 injeção)	45	Residual jovem de gnaisse e rocha alterada	ND

NOTA: q_s = resistência ao cisalhamento no contato solo-reforço; L = comprimento do trecho injetado; N_{SPT} = índice de resistência de penetração do solo; ND = não disponível.

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O local de estudo refere-se a um talude localizado no Município de Duque de Caxias, Estado do Rio de Janeiro. A área compreende um desnível aproximado de 60m, onde ocorreu, preteritamente, movimento de massa, do tipo subsidência, devido à exploração de minerais. Tal processo geológico-geotécnico originou a mobilização de uma grande massa de solo residual, estabilizado, ao longo do tempo, em decorrência da interrupção das atividades de mineração.

De acordo com CPRM e UERJ (2012), como ilustrado na Figura 2, o substrato da área está locado na unidade Gnaisse sienítico do Canaã, inserto no Complexo Rio Negro, abrangendo parte das rochas mais remotas da região da Baía de Guanabara. A região caracteriza-se, ainda, pela presença de gnaisses migmatíticos ou foliados, de predominância sienítica, com nefelina e sodalita. Vale destacar que a mineralogia das rochas encontradas apresenta significativamente menos quartzo que os demais gnaisses graníticos típicos do Estado do Rio de Janeiro.

As sondagens representativas à área em estudo apontam para a presença de siltes arenoargilosos, de origem residual, com cerca de 18m de espessura e resistência a penetração (N_{SPT}) variando entre 10 e 32 golpes. Acrescenta-se que a região mais a jusante do talude apresenta solo mobilizado, proveniente dos mesmos siltes arenoargilosos residuais destacados anteriormente, com até 8m de espessura, e N_{SPT} variável entre 5 e 9 golpes.

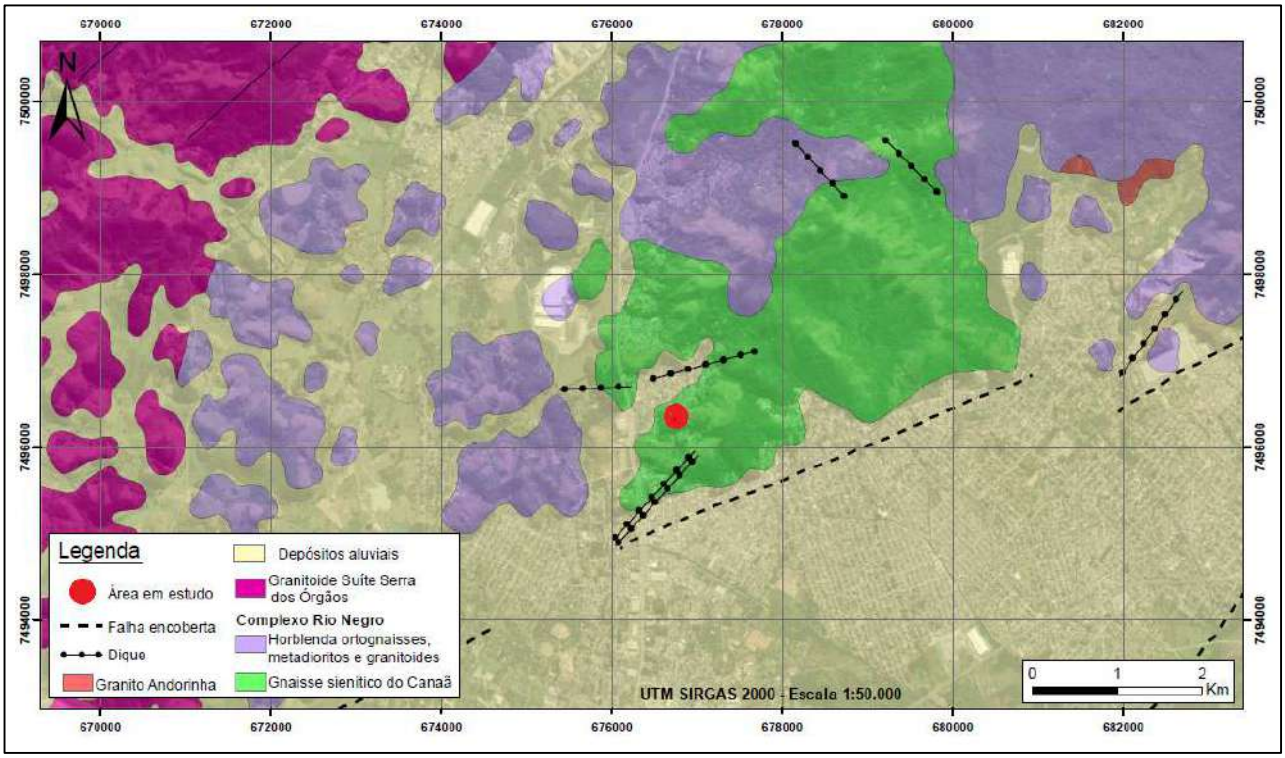


Figura 2. Mapa geológico simplificado da região (Fonte: adaptado de CPRM e UERJ, 2012).

4 METODOLOGIA

Os ensaios de arrancamento são caracterizados pela aplicação de cargas de tração ao componente estrutural executado no terreno, através da utilização de macacos hidráulicos. Os esforços aplicados são confrontados com os respectivos deslocamentos da "cabeça" dos elementos, concebendo uma curva carga *versus* deslocamento.

No presente estudo foram realizados ensaios em sete grampos, até a ocorrência do arrancamento nos substratos. Os grampos ensaiados apresentavam 3m de trecho ancorado e 1m de trecho livre, sendo realizado uma única fase injeção. Cabe destacar que, dos sete grampos avaliados, dois foram executados em solo residual. Os demais foram implantados em solo mobilizado. A Figura 3 exibe a execução dos ensaios em campo.

(a) Conjunto de ensaio. (b) Execução de ensaio de arrancamento.

Figura 3. Imagens de campo (Fonte: Acervo FGEO Engenharia)

A resistência ao arrancamento (q_s) correspondente foi calculada pela equação (1).

$$q_s = \frac{T_n}{\pi . \emptyset_{furo} . L_a} \quad (1)$$

sendo:
T_n é a força de tração máxima;
$\emptyset_{furo}$ é o diâmetro do furo;
L_a é o comprimento do trecho injetado.

De posse dos resultados, comparou-se graficamente os valores obtidos com associações empíricas entre q_s e o número de golpes do ensaio SPT (N_{SPT}), tal como outras referências de ensaios de arrancamento observadas tipicamente na literatura brasileira.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 2 mostra os dados gerais dos sete ensaios de arrancamento realizados nos grampos, ao passo que a Figura 4 representa as respectivas curvas carga *versus* deslocamento obtidas nos ensaios, ao passo que

Tabela 2. Dados gerais dos ensaios de arrancamento.

Nomenclatura	Barra utilizada	Característica do solo	Comprimento do trecho injetado (m)	Diâmetro do furo (m)	Carga de ruptura (kN)
Grampo 01	GEWI plus 19mm	Residual	3,00	0,075	119
Grampo 02	GEWI plus 19mm	Residual	3,00	0,075	158
Grampo 03	GEWI plus 19mm	Mobilizado	3,00	0,075	85
Grampo 04	GEWI plus 19mm	Mobilizado	3,00	0,075	72
Grampo 05	GEWI plus 19mm	Mobilizado	3,00	0,075	63
Grampo 06	GEWI plus 19mm	Mobilizado	3,00	0,075	67
Grampo 07	GEWI plus 19mm	Mobilizado	3,00	0,075	80

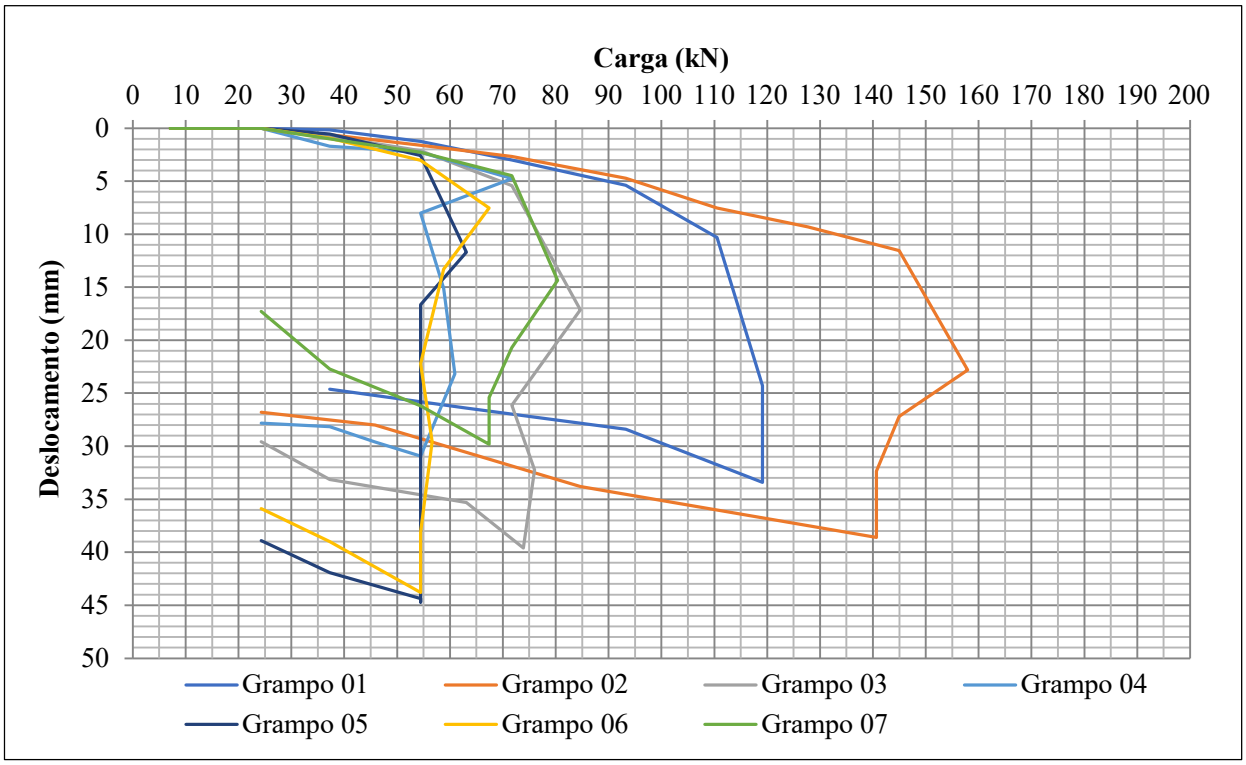


Figura 4. Curvas carga *versus* deslocamento obtidas nos ensaios de arrancamento.

Com os resultados obtidos a partir dos ensaios de arrancamento, estimou-se os valores de adesão (q_s) para cada grampo, conforme exibido na Tabela 3. As cargas de ruptura variaram entre 63 e 85kN, para os grampos executados em solo mobilizado, com os respectivos q_s calculados iguais a 89 a 120kPa, com média de 105kPa. Já para os grampos implantados em solo residual, as cargas de ruptura variaram entre 119 e 158kN, sendo os q_s calculados entre 169 e 223kPa, com média de 196kPa.

É válido destacar a coerência entre os valores apresentados na Tabela 1, para ensaios de arrancamento realizados no Rio de Janeiro, e as estimativas de adesão para os grampos do presente trabalho, mesmo quando considerados os grampos implantados em solo mobilizado.

Tabela 3. Resultados para a carga de ruptura e as estimativas de resistência ao arrancamento.

Nomenclatura	N_{SPT}	Comprimento do trecho injetado (m)	Diâmetro do furo (m)	Carga de ruptura (kN)	q_s (kPa)
Grampo 01	12	3,00	0,075	119	169
Grampo 02	17	3,00	0,075	158	223
Grampo 03	8	3,00	0,075	85	120
Grampo 04	7	3,00	0,075	72	101
Grampo 05	5	3,00	0,075	63	89
Grampo 06	5	3,00	0,075	67	95
Grampo 07	8	3,00	0,075	80	114

A Figura 5 mostra um comparativo entre os resultados deste trabalho e as curvas geradas a partir de correlações empíricas em função do número de golpes do ensaio SPT, cujas equações estão dispostas na Figura 1. Observa-se que os resultados dos Grampos 03 a 07, todos executados em solo mobilizado, ficaram próximos da correlação de Ortigão (1997). Ademais, o Grampo 01 ficou bem próximo do limite superior da correlação proposta por D'Hyppolito (2017), enquanto o Grampo 02 mais se aproximou da correlação proposta por Ortigão e Palmeira (1997). Ressalta-se que estes dois últimos citados são grampos executados em solo residual.

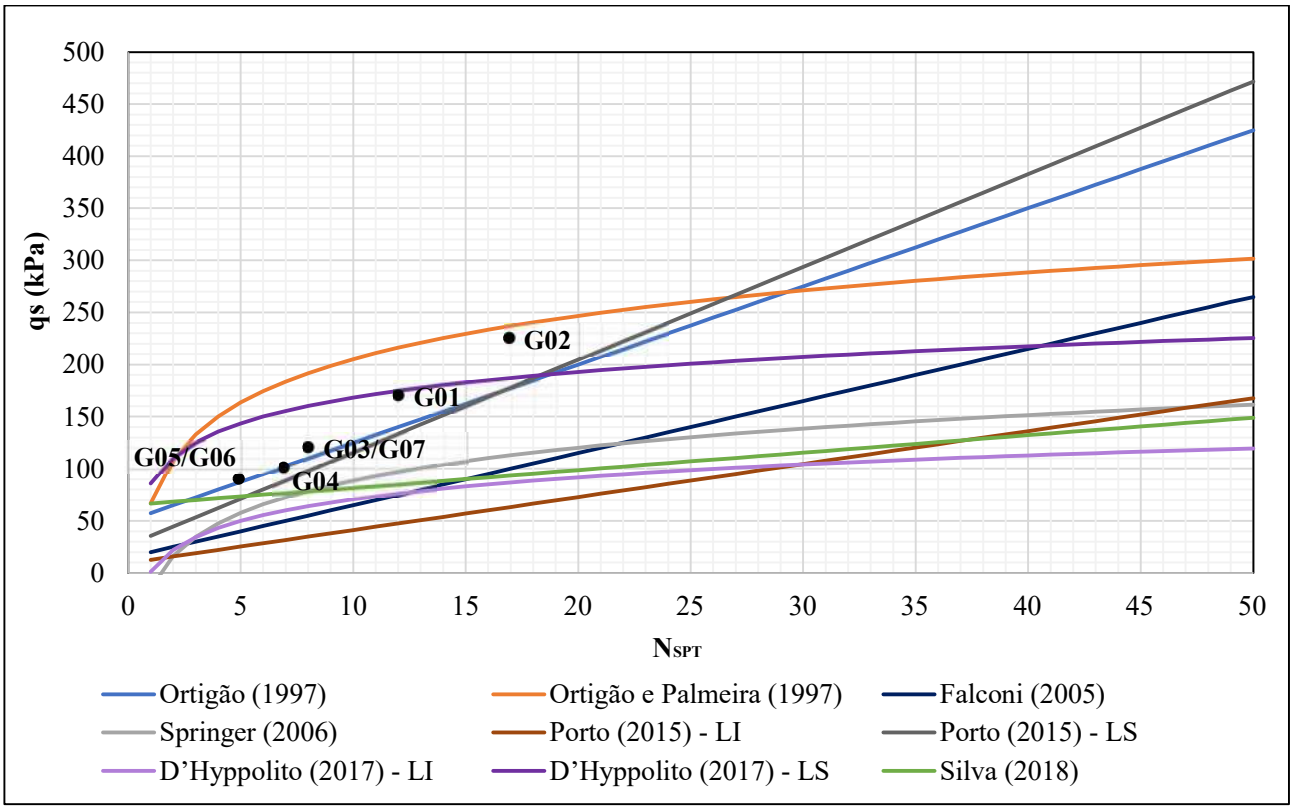


Figura 5. Comparativo entre os resultados do presente trabalho e as curvas geradas a partir de correlações empíricas em função do número de golpes do ensaio SPT.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados dos ensaios de arrancamento obtidos para os grampos deste trabalho apresentaram coerência com as referências reportados na literatura técnica para o estado do Rio de Janeiro.

Para os grampos executados em solo mobilizado, os valores de resistência ao cisalhamento no contato solo-reforço variaram entre 80 e 120kPa, com média de 105kPa. Já para os grampos implantados em solo residual, os q_s calculados variaram entre 169 e 223kPa, com média de 196kPa.

Ao comparar com as correlações empíricas em função do número de golpes do ensaio SPT, observa-se que os resultados de qs dos grampos executados em solo mobilizado (Grampos 03 a 07) ficaram próximos da correlação de Ortigão (1997), enquanto os grampos executados em solo residual (Grampos 01 e 02) ficaram mais próximos das correlações propostas por Ortigão e Palmeira (1997) e D'Hyppolito (2017).

Por fim, é importante dizer que os ensaios de arrancamento constituem uma ferramenta imprescindível para a determinação da resistência ao cisalhamento no contato solo-reforço, principalmente em projetos com grampos, tirantes e microestacas atuando à tração, pelo fato destes tipos de projetos serem baseados essencialmente neste parâmetro.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa FGEO Engenharia, responsável técnica pela execução dos ensaios de arrancamento, pela autorização para publicação dos resultados aqui apresentados. Também agradecem à empresa DYWIDAG pelo apoio no desenvolvimento do presente artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amendola, C. D. E., Pinto, J. P. C., Viana, A. F. (2022) Resistência ao arrancamento de tirantes e microestacas em solo residual e gnaisse da Suite Rio de Janeiro. In: VIII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - COBRAE, Recife, *Anais...* ABMS.

Serviço Geológico do Brasil - CPRM; Universidade Estadual do Rio de Janeiro - UERJ (2012) *Geologia e Recursos Minerais da Folha Baía de Guanabara SF-23 Z-B-IV*. Programa Geologia do Brasil, Belo Horizonte.

D'Hyppolito, L. C. B. S. (2017) *Relações Empíricas para Estimativa de Resistência ao Arrancamento de Ancoragens*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Falconi, F. (2005) *Capacidade Geotécnica de Ancoragens reinjetáveis.* In: IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - COBRAE, Salvador, *Anais...* ABMS.

Feijó, R. L.; Ehrlich, M. (2001) Resultados de ensaios de arrancamento em grampos injetados em dois pontos do município do Rio de Janeiro. In: III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - COBRAE, Rio de Janeiro, *Anais...* ABMS. p. 517-524.

Ortigão, J. A. R.; Dávila, C. J. R.; Silva, S. P.; Maia, H. S. (1992) Solo Grampeado no Morro da Formiga. In: I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - COBRAE, Rio de Janeiro, *Anais*...ABMS, 758p.

Ortigão, J. A. R. (1997) Ensaios de arrancamento para projetos de solo grampeado. Nota técnica, *Solos e Rochas*, ABMS. Vol. 20:1, p: 39-43.

Ortigão, J. A. R.; Palmeira, E. M. (1997) Optimised Design for Soil Nailed Walls. In: III International Conference on Ground Improvement Geosystems, London, *Proceedings*, p. 368-374.

Passini, L. B., Nunes, A. L. L. S., Sayão, A. S. F. J. (2012). Resistência ao Arrancamento de Grampos Convencionais e de Argamassa com Fibras de Polipropileno sem Barra. In: XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Porto de Galinhas, *Anais...* ABMS. v.1.

Pinto, C. P.; Silveira, J. (2001) Projeto e Execução de Contenções na Linha Amarela-RJ. In: III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - COBRAE, Rio de Janeiro, *Anais...* ABMS. p. 531-538.

Porto, T. B. (2015) *Proposta de metodologia via web para previsão e controle de ancoragens em solos*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais.

Silva, T. P. (2005) Resistência ao arrancamento de grampos em solo residual de gnaisse. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Silva, R. R. C. (2018) Determinação da adesão em solo grampeado a partir de correlações com ensaios SPT. *Revista Tecnologia*, v. 39, n. 2, p. 1-12.

Soares, J. E. S., Gomes, R. C. (2003) Um caso de obra de solo grampeado na encosta da BR-101 em Angra dos Reis, RJ. In: Workshop Solo Grampeado - Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, São Paulo, ABMS-SINDUSCON-SP.

Springer, F. O. (2006) *Ensaios de arrancamento de grampos em solo residual de gnaisse.* Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/566

Revisão Bibliográfica Sobre Instrumentação Geotécnica em Barragens: Vantagens e Desvantagens da Automação

Thainá Rainho do Sacramento França
Engenheira Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, thainafranca22@gmail.com

Clarissa Maria Silva Honório
Engenheira Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, clahonorio07@gmail.com

RESUMO: O presente artigo avalia de forma abrangente, através da revisão bibliográfica, as vantagens e desvantagens da automatização dos principais instrumentos geotécnicos utilizados no monitoramento de barragens. A instrumentação geotécnica exerce um papel fundamental na caracterização do desempenho e manutenção da segurança da estrutura. Com o avanço da tecnologia e a atualização de regulamentações de barragens, tem-se observado uma tendência na automação dos instrumentos geotécnicos. A automatização desse processo de monitoramento gera diversos benefícios, tais como a capacidade de coletar dados em tempo real, aprimorando a precisão, eficiência e a confiabilidade na aquisição de informações. Entretanto, o artigo também destaca as desvantagens, como o elevado custo de implementação e a complexidade operacional. Dessa forma, a partir de uma revisão bibliográfica, este estudo aborda: i) a legislação e as normas brasileiras direcionadas para o monitoramento; ii) os principais instrumentos geotécnicos e iii) as vantagens e as desvantagens da automação da instrumentação. A compreensão das tendências e limitações da evolução tecnológica são essenciais para a aplicação eficaz da instrumentação geotécnica em barragens.

PALAVRAS-CHAVE: Instrumentação Geotécnica; Monitoramento; Barragem; Automação

ABSTRACT: This article comprehensively evaluates the advantages and disadvantages of automating the main geotechnical instruments used to monitor dams. Geotechnical instrumentation plays a fundamental role in characterizing the performance and maintaining the safety of the structure. With the advance of technology and the updating of dam regulations, there has been a trend towards the automation of geotechnical instruments. The automation of this monitoring process generates several benefits, such as the ability to collect data in real time, improving the accuracy, efficiency and reliability of information acquisition. However, the article also highlights the disadvantages, such as the high cost of implementation and operational complexity. Based on a literature review, this study looks at: i) the main geotechnical instruments; ii) Brazilian legislation and standards for monitoring; and iii) the advantages and disadvantages of automating instrumentation. Understanding the trends and limitations of technological evolution is essential for the effective application of geotechnical instrumentation in dams.

KEYWORDS: Geotechnical Instrumentation; Monitoring; Dam; Automation

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, houve uma série de grandes acidentes em barragens no Brasil, como o rompimento da barragem de Fundão em Mariana/MG (2015) e da barragem Córrego do Feijão em Brumadinho/MG (2019). Estes eventos destacam a importância do monitoramento adequado das estruturas, o qual seria capaz de prevenir ou minimizar tais tragédias.

Em função desses e de outros acidentes ocorridos ao longo da história, a segurança e a estabilidade das barragens têm ganhado cada vez mais importância na engenharia civil. A instrumentação geotécnica desempenha um papel crucial no monitoramento das estruturas, fornecendo dados essenciais para avaliar seu desempenho e garantir sua integridade ao longo dos anos. Com o avanço da tecnologia e evolução das regulamentações associadas a essas estruturas, observa-se uma crescente adoção da automatização dos instrumentos geotécnicos.

Dentre os instrumentos mais utilizados na auscultação das barragens pode-se destacar os piezômetros, medidores de nível d'água, medidores de vazão e medidores de deslocamentos, tais como marcos superficiais e inclinômetros, os quais podem ser utilizados manualmente ou automatizados.

Granemann (2005) destaca que a coleta de dados da instrumentação geotécnica pode ser realizada manualmente ou por sistemas automatizados, com a escolha a depender das condições específicas do projeto, incluindo tamanho, localização e tipo de instrumento. É fundamental avaliar cuidadosamente todas as informações durante a coleta de dados, a fim de corrigir qualquer erro imediatamente, especialmente em coletas manuais. Compreender essas nuances é crucial para implementar efetivamente a instrumentação geotécnica, garantindo não apenas a segurança, mas também a eficiência operacional das barragens.

Desse modo, o objetivo deste trabalho é avaliar os principais instrumentos geotécnicos utilizados em barragens, as regulamentações e normas pertinentes ao monitoramento dessas estruturas e, principalmente, a implicação da automação nesse contexto. Compreender as tendências e limitações da evolução tecnológica é crucial para aplicar efetivamente a instrumentação geotécnica em barragens, visando sempre garantir a segurança e a estabilidade dessas estruturas.

2 DESENVOLVIMENTO

2.1 Metodologia

A metodologia utilizada no presente artigo consiste em uma revisão bibliográfica, com o objetivo de apresentar, discutir e analisar a literatura existente sobre as vantagens e desvantagens da automatização dos instrumentos geotécnicos em barragens. O processo de revisão bibliográfica seguiu as etapas descritas abaixo:

1. Definição do tema, escopo e objetivo do estudo;
2. Busca e seleção de informações em bases de dados acadêmicos, como repositórios de Universidades do Brasil, referências de artigos relevantes sobre o tema, além de livros e normas;
3. Análise e síntese da pesquisa;
4. Avaliação e apresentação dos resultados em resumo;
5. Considerações finais do estudo.

2.2 Resultados e Discussões

2.2.1 Legislação e Normas Brasileiras Direcionadas para o Monitoramento

Existem diversas legislações e normas que regem o monitoramento da instrumentação geotécnica em barragens. Essas regulamentações visam garantir a segurança das barragens e prevenir acidentes. No Brasil, a primeira norma regulamentadora voltada especificamente para barragens de rejeitos foi a Portaria n° 237, de 18 de outubro de 2001, (DNPM, 2001). A partir de então, foram criadas diversas normas para melhorar a gestão da segurança de barragens em nível nacional (SOUZA, 2019).

Em 2003, começou a ser debatido no Congresso Nacional o Projeto de Lei 1.181, o qual tinha o objetivo de criar a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) no Brasil. Entretanto, essa política foi aprovada em 2010, ocorrendo a promulgação da Lei Federal nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, a qual é destinada à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais,

A Lei Federal nº 12.334, de 20 de setembro de 2010 (BRASIL, 2010), determina a classificação das estruturas em operação quanto ao risco, ao dano potencial e determina a confecção de um Plano de Ação Emergencial, dependendo do resultado da classificação da barragem. Ela também é responsável pela criação do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança (SNISB). A finalidade dessa legislação é reconhecer os perigos potenciais oferecidos pelas barragens, estabelecer procedimentos para a classificação, fiscalização e monitoramento, buscando evitar desastres e garantir a segurança das comunidades e do meio ambiente.

Posteriormente, a Lei Federal nº 12.334 foi atualizada pela Lei Federal nº 14.066, de 30 de setembro de 2020 (BRASIL, 2020), que estabelece a obrigatoriedade da confecção de um Plano de Segurança de Barragens, ou seja, determina a obrigatoriedade da elaboração de relatório de segurança regular e especial e do Plano de Ação de Emergência (PAE) para barragens de médio e alto Dano Potencial Associado (DPA), determina a atualização do PSB e a sua disponibilização para os órgãos fiscalizadores. De acordo com Pereira (2021), a

PNSB com a readequação dessa legislação possibilitou uma maior abrangência quanto às responsabilidades do empreendedor, além do estabelecimento dos critérios de controle e monitoramento.

Em maio de 2017, o Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM) emitiu a Portaria 70.389, que estabelece que empresas detentoras das barragens de mineração devem implantar um sistema de monitoramento de segurança dentro de 24 meses após a publicação do documento. A complexidade desse sistema varia de acordo com a classificação do DPA, sendo integral para casos de DPA alto, ou seja, quando há risco significativo para populações a jusante da barragem. A escolha da tecnologia e dos processos de monitoramento é de responsabilidade da empresa, enquanto o empreendedor é encarregado de realizar e registrar o monitoramento, reportando os dados às autoridades competentes.

A Resolução nº 32/2020, aprovada pela Agência Nacional de Mineração (ANM), promoveu ajustes na portaria DNPM nº 70.389/2017. Essas mudanças incluem a exigência de acionamento automatizado de sirenes e alertas, além de critérios mais detalhados para classificação de risco e elaboração de estudos de ruptura hipotética (GOV, 2020). Dentre essas mudanças, é importante destacar o artigo 7° da seção 2, o qual prevê que para estruturas de mineração com DPA alto, o empreendedor é obrigado a manter um sistema de monitoramento automatizado de instrumentação, adequado à complexidade da estrutura, com acompanhamento em tempo real e período integral, seguindo critérios definidos pelo projetista.

A norma ABNT NBR 13.028, publicada em 2017, estipula requisitos para a elaboração e apresentação de projetos, exigindo a consideração do manual de operação da estrutura, incluindo procedimentos de inspeção de campo e monitoramento geotécnico. Para o monitoramento, a norma requer a especificação dos elementos a serem monitorados, a frequência das inspeções de campo, as leituras dos instrumentos e os critérios de análise dos dados obtidos (SILVA, 2016). Além disso, ela determina que devem ser instalados instrumentos para, no mínimo, controle das vazões da drenagem interna, dos níveis de água e poropressão no interior do maciço das barragens, das suas fundações e deformações.

Por fim, em 7 de fevereiro de 2022, a ANM emitiu a norma número 95, a qual define os níveis de controle para a instrumentação empregada em instalações e equipamentos de mineração. Conforme especificado na norma, a instrumentação nessas instalações deve ser classificada em três níveis de controle: básico, intermediário e avançado. Cada nível implica uma série de requisitos e procedimentos a serem seguidos para assegurar a operação com segurança. O principal objetivo dessa norma é assegurar a segurança dos trabalhadores e a preservação do meio ambiente durante as atividades de mineração.

2.2.2 Principais Instrumentos Geotécnicos

A norma brasileira NBR 13028 (2017), estabelece que projetos de estruturas de disposição de rejeito devem prever a instalação de instrumentos para, no mínimo, controle dos níveis de água e poropressão no interior do maciço da barragem, das suas fundações e deformações, bem como das vazões da drenagem interna.

O emprego da instrumentação, incluindo medidores de deslocamento, piezômetros, inclinômetros e marcos topográficos, viabiliza a interpretação de dados em tempo real, o que facilita a tomada de decisões proativas para prevenir acidentes que possam resultar em perdas humanas, interrupções operacionais e impactos ambientais, sociais e financeiros (MOURA *et al*., 2018).

A Tabela 1 apresenta os principais tipos de instrumentos utilizados no monitoramento de barragens de terra para as medidas de controle especificadas na NBR 13028 (2017).

Tabela 1. Instrumentos e medidas de controle.

Instrumento	**Medida de Controle**
Medidor de Vazão	Vazões da drenagem interna
Medidor de Nível d'Água	Nível freático
Piezômetro	Poropressão no interior do maciço e na fundação
Marco Superficial	Deslocamentos verticais e horizontais em superfície
Inclinômetro	Deslocamentos horizontais em superfície e subsuperfície

Fonte: Autores.

Medidor de Vazão

Segundo a Agência Nacional de Águas - ANA (2019), os medidores de vazão são projetados para mensurar as vazões de drenagem na fundação e as infiltrações no aterro.

Os dispositivos de medição de vazão são geralmente instalados perpendicularmente ao fluxo de água em canais livres de sólidos e sedimentos e recomenda-se sua instalação em locais com surgência de água

(SILVEIRA, 2013). O sistema de vertedouro dos medidores de vazão pode adotar diferentes geometrias, como seção triangular, trapezoidal ou calhas Parshall (SILVA, 2016).

Para calcular a vazão, a altura da lâmina d'água (carga hidráulica) é medida a montante do vertedor. Isso é feito utilizando uma fórmula experimental que leva em consideração o ângulo da lâmina do tipo de medidor (ANA, 2019).

Medidor de Nível d'Água

De acordo com Santos (2019), os medidores de nível d'água são os dispositivos mais básicos empregados em barragens. Sua principal finalidade é indicar a profundidade do lençol freático em aterros de terra. A partir de um furo de sondagem ou poço, é viável determinar a elevação do nível d'água.

O medidor de nível d'água é empregado para avaliar a profundidade ou altura do nível de água em relação a um ponto de referência, como a boca do furo. Esse dispositivo é composto por uma fita graduada conectada a um apito ou a uma sonda elétrica que emite sinais sonoros ao entrar em contato com a água (CERQUEIRA, 2017).

Fonseca (2003) destaca que a identificação do nível freático no maciço compactado de uma barragem é fundamental para a análise de sua estabilidade ou para a interpretação dos dados obtidos em instrumentos piezométricos.

Piezômetro

Os piezômetros são empregados para aferir a pressão da água (poropressão) em pontos específicos de barragens, fundações e encostas. A finalidade de uma medição piezométrica é registrar a pressão da água em um local determinado dentro de um maciço de terra, rocha ou concreto (DHAWAN *et al.*, 2017).

Conforme apresentado por Silveira (2013), todos os piezômetros demandam algum fluxo de água para dentro ou para fora do instrumento, até que seja alcançado o equilíbrio com a poropressão no solo. Por conseguinte, o tempo de resposta do piezômetro para detectar uma variação na poropressão está vinculado à quantidade de água necessária para sensibilizar o dispositivo, que pode ser hidráulico, pneumático ou elétrico.

A resistência e a deformação dos solos são influenciadas pela tensão efetiva. Portanto, a avaliação da poropressão é crucial para identificar a localização da superfície freática e da rede de percolação em todo o maciço e na fundação (SILVEIRA, 2013).

Marco Superficial

Segundo Silveira (2013), uma das abordagens mais antigas e diretas para monitorar os deslocamentos em barragens de terra e/ou enrocamento envolve a instalação de marcos superficiais ao longo das bermas e da crista, fundamentais para monitorar os recalques na barragem e identificar eventuais sinais de instabilidade no talude a jusante.

Os movimentos são registrados através de levantamentos topográficos periódicos, em relação aos marcos fixos instalados em locais não afetados pela barragem (FONSECA, 2003).

Inclinômetros

Os inclinômetros são empregados para quantificar deslocamentos horizontais em profundidade e superfície (MACHADO, 2007).

Conforme Dhawan *et al*. (2017), esses instrumentos são compostos por uma placa de base, sensor e dispositivo de leitura. A placa de base é fixada à superfície horizontal ou vertical, permitindo a medição da rotação vertical da superfície.

De acordo com Fonseca (2003), os tubos dos inclinômetros podem ser feitos de plástico, alumínio ou PVC rígido. A leitura da deflexão é realizada inserindo um torpedo no tubo guia até o fundo do furo. Após sua

estabilização à temperatura ambiente, o torpedo é puxado por um cabo de ligação que passa por uma polia no topo do furo e por uma catraca. Em cada ponto a ser medido, os deslocamentos horizontais são estimados integrando os deslocamentos relativos a um ponto fixo em profundidade.

Machado (2007) acrescenta que os inclinômetros podem medir deformações horizontais de massas de solo para detectar regiões de concentração de deformações, ou seja, potenciais superfícies de ruptura.

2.2.3 Tendências da Automação do Monitoramento Geotécnico

No setor de mineração, a automação da instrumentação está se tornando mais comum, especialmente devido à necessidade de monitoramento contínuo das estruturas de alteamento, além das exigências regulatórias mais rígidas após os recentes desastres de ruptura de barragens (SALOMÃO et. al, 2023).

Conforme o boletim de diretrizes e estudos de casos sobre Automação de Sistemas de Monitoramento de Barragens, divulgado pelo ICOLD (*International Commission on Large Dams*) (2000), a garantia da segurança das barragens exige a execução dos seguintes procedimentos:

1. Inspeções visuais periódicas das superfícies expostas e acessíveis da barragem, fundação, galerias, obras auxiliares e reservatório;
2. Monitoramento sistemático da barragem e sua fundação usando medição dispositivos instalados na barragem para avaliar a segurança da estrutura.

Além disso, descreve as principais operações envolvidas no monitoramento de uma barragem, sendo a execução de medições por meio de dispositivos de auscultação, a coleta e verificação de dados, o processamento e análise de dados e a interpretação e apresentação de resultados (ICOLD, 2000).

Segundo Moura *et al*. (2018), com o aumento da produção das mineradoras e consequente aumento na quantidade de estruturas a serem monitoradas, surge a necessidade de mudanças nos recursos de coleta e análise dos dados que facilitem as análises. Para que seja possível realizar a coleta de dados automatizada e de forma segura é necessário automatizar os instrumentos e integrá-los a um banco de dados ou a um software para que seja possível realizar a análise das informações coletadas (ZUCHERATTO JÚNIOR, 2021).

Silveira (2013) aborda que se tem avançado sobre automação dos medidores de vazão, para detecção rápida de qualquer aumento súbito das vazões de drenagem a jusante das barragens, visto que a partir de um eventual aumento de vazão há a possibilidade de ocorrência do fenômeno de erosão interna (*piping*).

Segundo Machado (2007), os piezômetros elétricos correlacionam sinais elétricos a grandezas físicas e pode-se automatizar suas leituras, possibilitando o monitoramento das poropressões remotamente. Silveira (2013), aborda que estes instrumentos são frequentemente utilizados para automação dos piezômetros Standpipe, havendo necessidade de instalação de um transdutor para cada local a ser utilizado e ter uma rotina de calibração do equipamento.

Conforme apresentado por Silveira (2013), os piezômetros de corda vibrante são muito usados na auscultação de barragens de terra, pois têm boa precisão, sensibilidade e podem ser lidos à distância, permitindo que sejam integrados a um sistema de automação. Niz (2010) acrescenta que podem ser instalados diretamente em furos de sondagem ou também utilizados para automação dos piezômetros Standpipe (Casagrande).

Os medidores de deslocamento citados no item 2.2.1 possuem versões automatizadas (QUISPE *et al*., 2018). Em relação aos marcos superficiais, com o avanço tecnológico, Saraiva *et al.* (2017) exploram em seu estudo o uso de Estações Totais Robóticas para avaliar deslocamentos. Essas estações possuem capacidade de localizar automaticamente prismas, os quais são rastreados pelo próprio equipamento, permitindo a gravação dos dados na memória do equipamento e enviá-los a um sistema online para que as medições feitas sejam gravadas e avaliadas em um terminal remoto. Ao contrário das Estações Totais Tradicionais, que requerem medições a partir da mira em cada prisma dos marcos superficiais instalados ao longo das estruturas e são necessárias anotações por parte do responsável.

Zucheratto Júnior (2021), acredita que é essencial automatizar os instrumentos de monitoramento de barragens e integrá-los a um único software ou banco de dados. Isso permite uma análise mais detalhada das informações, reduzindo o tempo de resposta a novos dados e aumentando a confiabilidade dos resultados.

2.2.4 Vantagens e Desvantagens da Automação

O boletim de diretrizes e estudos de casos sobre a Automação de Sistemas de Monitoramento de Barragens, divulgado pelo International Commission on Large Dams (ICOLD) em 2000, destaca várias vantagens do uso de sistemas de monitoramento remoto. Estas vantagens incluem a superação das limitações

de acesso devido a condições climáticas adversas e problemas de disponibilidade de equipes de intervenção em emergências. Além disso, o sistema permite a flexibilidade na escolha de intervalos de leitura diferentes para diferentes sensores, a ativação de alarmes e o envio de mensagens de advertência de forma remota. Ademais, a automação possibilita a detecção de pequenas variações nos parâmetros monitorados pela instrumentação, aumentando assim a sensibilidade e a precisão das medições. Isso também elimina possíveis erros humanos associados à leitura manual no campo e reduz os custos relacionados à necessidade de pessoal para realizar as leituras dos dispositivos e analisar os dados.

Entretanto, segundo o mesmo boletim ICOLD (2000), a automatização dos instrumentos das barragens pode ter algumas desvantagens, tais como o excesso de dados coletados, os quais podem não ser analisados corretamente, fazendo com quem anomalias não sejam detectadas e medidas mitigadoras não sejam realizadas, outrossim, podem fazer com que os dados gerados sejam errôneos. Além disso, a automação possui elevado custo de implementação e necessidade de calibração e manutenção em campo. Em função desses fatores, o boletim salienta a necessidade da possibilidade de se operar manualmente em um sistema de monitoramento de instrumentação geotécnica.

Salomão *et al.* (2023) apresentam no estudo que os instrumentos automatizados melhoram a qualidade do monitoramento ao eliminar erros humanos durante a coleta de dados. Ademais, leituras mais frequentes proporcionam análises mais precisas dos parâmetros medidos, contanto que haja um sistema informatizado robusto para gerir os dados. Acrescentam também que as informações estão sempre atualizadas e disponíveis para análise do comportamento da estrutura, permitindo decisões mais ágeis, mesmo durante eventos críticos ou excepcionais. Ramos *et al.* (2023) aborda que a automação do monitoramento contribui para a segurança, eliminando a exposição das equipes de campo a riscos comuns em estruturas de barragens, especialmente em locais que exigem trabalhos em altura ou acesso a espaços confinados para a coleta de dados.

Os sistemas exigem manutenção e verificações contínuas das estações em campo, com equipes mais especializadas. Além disso, é necessário realizar calibrações e verificações periódicas dos equipamentos, como dataloggers, sensores e acessórios, para garantir medições confiáveis. Também é importante realizar atualizações tecnológicas nos sistemas informatizados para gerenciar o grande volume de leituras automatizadas (SALOMÃO *et al.*, 2023). Ramos *et al.* (2023) discorre que a implementação de um sistema automatizado para coletar leituras em instrumentos de monitoramento de barragens demanda um investimento inicial significativo devido, em grande parte, à importação dos equipamentos, além dos custos contínuos de manutenção preventiva e corretiva para garantir sua operacionalidade.

Os sistemas automatizados de monitoramento estão se tornando amplamente utilizados e eficazes. No entanto, é importante compreender as limitações que essa mudança pode trazer. Por conseguinte, a Tabela 2 apresenta de forma resumida algumas vantagens e desvantagens da automação do monitoramento geotécnico.

Tabela 2. Resumo das vantagens e desvantagens da Automação do Monitoramento Geotécnico

Vantagens	**Desvantagens**
Previne restrições de acesso devido a condições meteorológicas adversas e problemas de disponibilidade de equipes de intervenção em situações imprevistas.	Uma grande quantidade de dados coletados pode resultar em falhas nas análises, levando à não detecção de anomalias e, por consequência, à não implementação de medidas mitigadoras.
Oferece flexibilidade na definição de intervalos de leitura variados para diferentes sensores, permite a ativação de alarmes e facilita o envio de mensagens de alerta de forma remota.	Alto custo de implementação em relação a instrumentação manual.
Aumenta a sensibilidade e a precisão das medições, facilitando a detecção de pequenas variações nos parâmetros monitorados.	Necessidade de calibração e manutenção constantes.
Elimina possíveis erros humanos associados à leitura manual no campo.	Custos contínuos de manutenção preventiva e corretiva para garantir sua operacionalidade.

As informações estão sempre atualizadas e disponíveis para análise do comportamento da estrutura, permitindo decisões mais ágeis.	Atualizações tecnológicas contínuas nos sistemas informatizados para gerenciar o grande volume de leituras automatizadas.
Diminui a exposição das equipes de campo a riscos comuns em estruturas de barragens, especialmente em locais que exigem trabalhos em altura ou acesso a espaços confinados para a coleta de dados.	Necessidade de equipe técnica especializada.

Fonte: Autores.

Conforme Quispe *et al*. (2018), muitos especialistas sugerem que, devido ao custo elevado e à relativa falta de familiaridade com a instrumentação automatizada, ela seja aplicada em até 25% do total de instrumentação em um projeto. Essa estratégia oferece uma nova abordagem de monitoramento, permitindo a comparação entre os resultados obtidos pela instrumentação manual e pela automatizada.

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em síntese, a implementação da instrumentação automatizada em barragens no Brasil proporciona diversos benefícios em termos de segurança, agilidade e confiabilidade na coleta dos dados. Entretanto, a adoção da automação enfrenta desafios significativos, especialmente em função dos elevados custos iniciais e a necessidade de uma infraestrutura de rede robusta.

Apesar dos obstáculos, a transição para automatização dos instrumentos gera melhorias substanciais em relação aos métodos manuais de monitoramento e consolida-se como um passo crucial rumo à eficiência e segurança das barragens no Brasil.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 13028: Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água - Requisitos. Rio de Janeiro. 2017.

Agência Nacional de Mineração (ANM). Resolução nº 32, de 11 de maio de 2020. Dispõe sobre os procedimentos para a elaboração de planos de fechamento de mina 83 e dá outras providências. Disponível em: <https://anmlegis.datalegis.net/action/ActionDatalegis.php?acao>. Acesso em: 09 abr. 2024

BRASIL. Congresso. Senado. Lei Nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), Brasília, DF, 30 de Setembro de 2020. Disponível em: <https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/lei-n-14.066-de-30-de-setembro-de-2020-280529982>.

BRASIL. Congresso. Senado. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), 20 Setembro 2010. Disponivel em: https://www2.camara.leg.br/legin/fed/lei/2010/lei-12334-20-setembro-2010-608607-publicacaooriginal-129691-pl.html.

CERQUEIRA, Hélio Márcio Lopes de. Critérios de projeto para instrumentação piezométrica de diversas estruturas geotécnicas de mineração. 2017. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, [S. l.], 2017.

FONSECA, Alessandra da Rocha. Auscultação por instrumentação de barragens de terra e enrocamento para geração de energia elétrica - estudo de caso das barragens da UHE São Simão. 2003. 158 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.

FROEHLICH, D.; DHAWAN, D. Guidelines for Instrumentation of Large Dams. 1. ed. Índia: Dam Rehabilitation and Improvement Project, 2017.

Granemann, D. C. (2005) Estabelecimento de uma Rede Geodésica para o Monitoramento de Estruturas: Estudo de Caso na Usina Hidrelétrica de Salto Caxias. Dissertação Apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, UFPR, Curitiba, 112p.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). Guidelines for Instrumentation of Large Dams. Beijing: ICOLD, 2000. Disponível em: <https://www.icold-cigb.org/GB/publications/publications.asp>.

MACHADO, G. de F. Monitoramento de Barragens de Contenção de Rejeitos da Mineração. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo – MG, 2007.

MOURA, Juliana Ester Martins; LEÃO, Márcio F. Automatização de instrumentos de monitoramento em barragens de rejeito no Pará–método construtivo, aplicabilidade e custo para mineradoras. In: XX Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas e XVIII Encontro Nacional de Perfuradores de Poços, 2018, Belo Horizonte. Anais do XX Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas e XVIII Encontro Nacional de Perfuradores de Poços. São Paulo: Associação Brasileira de Águas Subterrâneas, 2018. p. 1-10. Disponível em: https://www.abas.org/cbhsf2018trabalhos/194.pdf. Acesso em: 21 mar. 2024.

Niz, M. A. K. Análise da viabilidade da medição de níveis piezométricos por meio da técnica de borbulhamento. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2010.

PEREIRA, Flávio Godinho; FIRME, Paulo Henrique Camargos; COTTA, João Paulo Vieira. Plano de Ação de Emergência de barragens de mineração: evolução, conceito e discussões. Territorium, n. 28 (I), p. 53-66, 2021.

Quispe, C. C., Fontes, M. M. M., Cardoso, J. C. M., (2018) Instrumentação em barragens: a automatização é realmente uma necessidade? XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG): 28 de agosto a 1 de setembro. Salvador, Bahia, Brasil.

RAMOS, Juliano *et al.* XXXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Tema 127. Foz do Iguaçu – PR, 28 e 29 de agosto de 2023. AUTOMATIZAÇÃO DE INSTRUMENTOS DE MONITORAMENTO NA UHE ILHA SOLTEIRA. Engenheiro Civil - UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA UNESP; Engenheiro Civil - UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA UFV; Engenheiro Civil - UNIVERSIDADE PAULISTA UNIP; Engenheira Civil – UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ UFPR; Engenheiro Civil - UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA UFV.

SALOMÃO, Alciene; MELO, Alexandre Vaz de. XXXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, 127, 2023, Foz do Iguaçu – PR. AUTOMATIZAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO CIVIL DE UMA BARRAGEM DE TERRA E ENROCAMENTO: LIÇÕES APRENDIDAS. Engenheira de Segurança de Barragens- Cepemar, Engenheiro de Segurança de Barragens - Cemig G. Classificação: Público.

SANTOS, Laryssa Cortes. Estudo sobre a instrumentação de barragens de terra e rejeitos. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade de Uberlândia, Uberlândia, 2019

SILVA, Lays Capingote Serafim *et al.* Gestão de resíduos industriais: um estudo do aproveitamento de rejeitos na mineração. Caderno Técnico de Economia e Gestão Ambiental, v. 4, n. 1, pág. 91-104, 2016.

SILVEIRA, João Francisco Alves. Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento. 2. Ed. [S. l.]: Oficina de textos, 2013.

SNISB - Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens. Guia de Diretrizes para Elaboração de Projeto de Barragens e Revisão Periódica: Módulo 4 - Plano de Monitoramento e Instrumentação. Disponível em: https://www.snisb.gov.br/Entenda_Mais/capacitacao/Arquivos_Cursos/curso-guia-de-diretrizes-para-elaboracao-de-projeto-de-barragens-e-revisao-periodica-modulo-4-plano-de-monitoramento-e-instrumentacao.pdf/view. Acesso em: 25 mar. 2024.

SOUZA JÚNIOR, T. F. D., MOREIRA E. B., & HEINECK, K. S. (2018). Barragens de contenção de rejeitos de mineração no Brasil. Holos [recurso eletrônico]. Natal, RN. Vol. 5 (2018), p. 1-39.

ZUCHERATTO JÚNIOR, Luiz Nelson. Revisão bibliográfica sobre segurança em barragens de terra por meio de instrumentação geotécnica. 2021

XX I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/567

Sonda piezométrica como ferramenta de investigação geotécnica: o caso da Lagoa Rodrigo de Freitas

Diovana Patias Della Flora
Pesquisadora, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, diovana.flora@coc.ufrj.br

Arthur Veiga Silvério Pinheiro
Pesquisador, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, arthur.veiga@coc.ufrj.br

Graziella Maria Faquim Jannuzzi
Docente, Escola Politécnica e COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, jannuzzi@coc.ufrj.br

Fernando Artur Brasil Danziger
Docente, COPPE e Escola Politécnica, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, danziger@coc.ufrj.br

RESUMO: Ensaios com sonda piezométrica e piezocone permitem a obtenção da poro-pressão durante a penetração e a dissipação após interrupção da penetração. Embora a sonda piezométrica tenha como principal finalidade determinar a poro-pressão de equilíbrio, é possível através do excesso gerado durante a penetração avaliar o comportamento do solo, uma vez que os valores obtidos pela sonda e pelo piezocone apresentam a mesma tendência. De um modo geral, em areias a poro-pressão medida apresenta valores próximos à poro-pressão hidrostática, e em argilas a diferença entre a poro-pressão medida e a poro-pressão hidrostática apresenta valores significativos. O presente estudo compara as poro-pressões obtidas durante ensaios de sonda piezométrica e de piezocone realizados na Lagoa Rodrigo de Freitas, no estado do Rio de Janeiro, atravessando camadas de materiais argilosos e arenosos e atingindo cerca de 33 m de profundidade. Conclui-se que a sonda piezométrica, de custo muito menor que o piezocone e de mais fácil operação, é capaz de obter resultados de grande utilidade.

PALAVRAS-CHAVE: ensaio de sonda piezométrica, ensaio de piezocone, medida de poro-pressão, comportamento dos solos.

ABSTRACT: The use of piezometric probes and piezocone tests allows pore pressure to be obtained during penetration and dissipation after penetration has stopped. Although the main purpose of the piezometric probe is to determine the equilibrium pore pressure, it is possible to evaluate the behaviour of the soil through the excess pore pressure generated during penetration, since the values obtained by the probe and the piezocone show the same trend. In general, in sands the measured pore pressure is close to the hydrostatic pore pressure, and in clays the difference between the measured pore pressure and the hydrostatic pore pressure is significant. This study compares the pore pressures obtained during piezometric probe and piezocone tests carried out in the Lagoa Rodrigo de Freitas, Rio de Janeiro state, through layers of clay and sandy materials, reaching a depth of approximately 33 m. It is concluded that the piezometric probe, less costly than the piezocone penetrometer, and simpler to operate, is capable of obtaining useful results.

KEYWORDS: Piezometric probe test, piezocone test, pore pressure measurement, soil behaviour.

1 INTRODUÇÃO

A importância de estudar o comportamento geotécnico ganha especial relevância à medida que se projetam estruturas que solicitam cada vez mais a capacidade de carga do solo ou localizadas em regiões com presença de solos moles, consequentemente, o uso de equipamentos de investigação geotécnica com baixo custo e elevada aplicabilidade torna-se cada vez mais atrativo e estudado. Neste cenário, torna-se essencial a realização de ensaios de campo econômicos e confiáveis, que permitam a determinação precisa de parâmetros de projeto.

Este artigo tem como caso de estudo a Lagoa Rodrigo de Freitas, situada em área nobre de lazer na cidade do Rio de Janeiro. Há décadas, o entorno da lagoa sofre com recalques em diversos trechos, um problema diretamente relacionado à existência de aterros sobre solos moles de grande espessura. A análise dessas condições geotécnicas, aliada à necessidade de expansão urbana sustentável, evidencia a importância de uma abordagem técnica rigorosa no estudo do comportamento dos solos nas zonas costeiras do Brasil, com especial atenção aos desafios e soluções aplicáveis no entorno da Lagoa Rodrigo de Freitas. Dentre as alternativas existentes para tratamento do solo com a finalidade de estabilizar as movimentações em alguns trechos ao redor da lagoa, Mello (2013) apresenta em seu trabalho a execução da técnica de consolidação profunda radial (CPR) aplicada em região próxima as verticais de ensaio.

2 OJETIVO

O objetivo deste trabalho é avaliar o comportamento do solo através do perfil de poro-pressão obtido com a utilização do ensaio de sonda piezométrica e piezocone.

3 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

A sonda piezométrica foi introduzida por Torsntensson (1975) e Wissa et al. (1975). Sua característica principal é uma ponta afunilada, cujo objetivo é reduzir o tempo necessário para a dissipação das poro-pressões geradas durante a sua instalação e, consequentemente, obter a poro-pressão de equilíbrio mais rapidamente que por meio de um penetrômetro convencional. No que diz respeito saturação da sonda piezométrica e do elemento poroso utilizou-se como fluido de saturação água destilada e deaerada. A saturação foi realizada por meio da aplicação de vácuo em recipiente de calibração/saturação por um período de 24 horas (eg. Campanella e Robertson, 1988). O elemento filtrante utilizado na sonda piezométrica (figura 1a) foi fornecido pela fabricante da sonda (GROM acústica), fabricada de bronze sinterizado e com grãos de diâmetro da ordem de 100 mícrons.

O piezocone utilizado para este estudo, pertence ao Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Prof. Márcio Miranda Soares. Trata-se de um equipamento fabricado pela empresa holandesa Van den Berg. Os sinais de saída analógica dos sensores do piezocone são convertidos em sinais digitais dentro do próprio equipamento, de acordo com o fabricante. O equipamento possui dimensões padronizadas, seguindo as recomendações da norma ISO 22476-1 (2022), diâmetro de 35,7 mm, seção de 10 cm², comprimento total de 39,50 cm, incluindo o comprimento a luva de atrito. Denominado ICONE 10 cm², o equipamento possui um elemento poroso localizado na base da ponta cônica. O equipamento mede: a resistência de ponta (q_t), o atrito lateral (f_s), a poropressão (u_2) e a inclinação X e Y. A relação de área é de $\alpha = 0,75$. O elemento filtrante utilizado no cone (figura 1b) foi fornecido pela fabricante do piezocone, sendo confeccionado de aço sinterizado com abertura dos poros de 100 mícrons e a permeabilidade de 10^{-4} m/s. A deaeração e saturação do elemento poroso do piezocone foram realizadas de acordo com os procedimentos do fabricante. O fluido de saturação utilizado foi o Xiameter PMX-200 Silicone Fluid 50 cs (óleo de silicone).

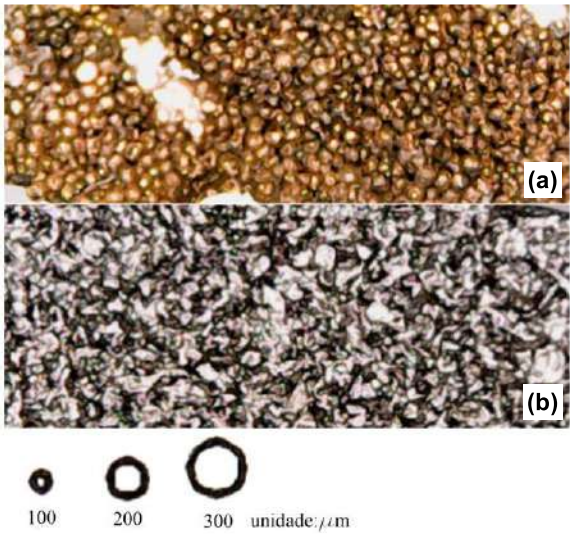


Figura 1. Imagem de microscópio digital dos elementos porosos da sonda piezométrica (a) e do piezocone (b).

4 ÁREA DE ESTUDO

A Lagoa Rodrigo de Freitas está localizada na zona sul da cidade do Rio de Janeiro (entre as latitudes 22°51’02” e 22°58’09” S e as longitudes 43°11’09” e 43°13’03” W) conforme apresentado na Figura 2. O local de realização dos ensaios fica às margens da lagoa, em frente ao Parque do Cantagalo. O Parque do Cantagalo é um parque urbano, com aproximadamente 14.000 m² de área, situado em uma das margens de um trecho da Avenida Epitácio Pessoa, a sudeste da Lagoa Rodrigo de Freitas.

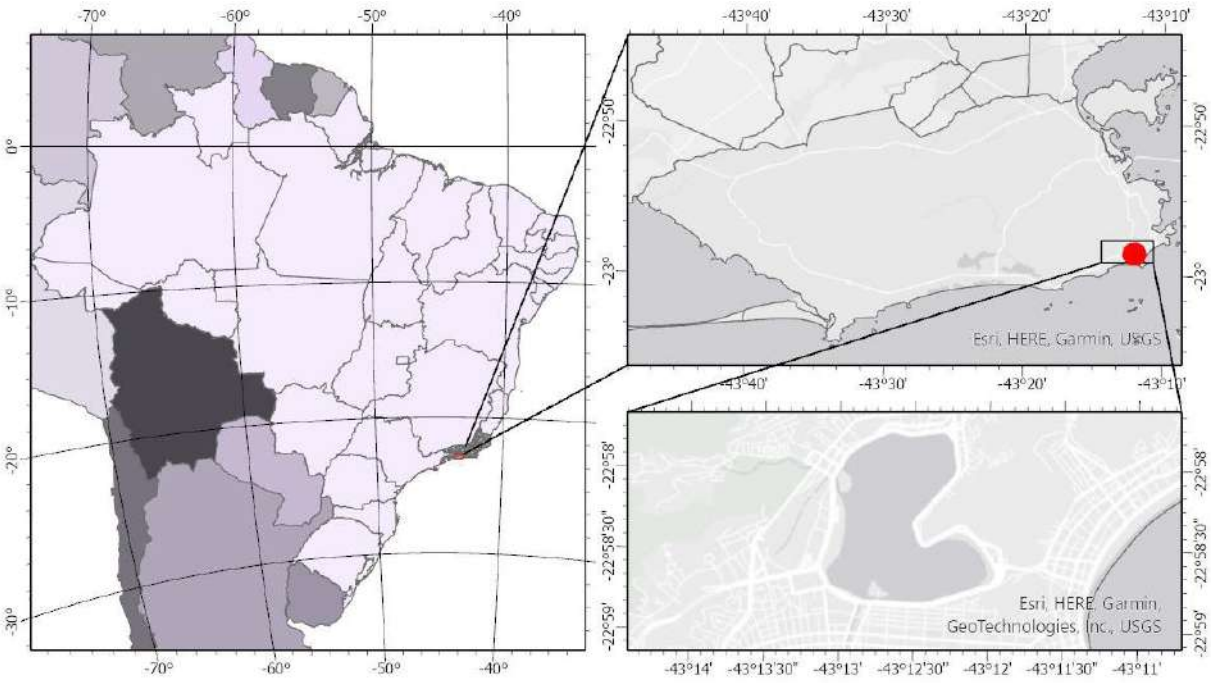


Figura 2. Localização da área de estudo (FLORA, 2023).

Com o aumento do nível do mar, os pequenos vales fluviais foram transformados em enseadas e sacos, que mais tarde seriam adornados por restingas e praias. Essas condições propiciaram o desenvolvimento da Lagoa Rodrigo de Freitas, assim como as lagoas de Maricá e Itaipu, que foram fechadas pelo desenvolvimento de cordões de restingas regressivos (AMADOR, 1997).

O processo de urbanização do Rio de Janeiro somado aos sucessivos aterros lançados às margens da Lagoa, de acordo com a Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (2002), fez com que cerca de 1/3 da área total da Lagoa tenha sido alterada, tendo como resultado a descaracterização do seu entorno, a perda da sua vegetação e fauna originais. A figura 3 apresenta o avanço dos sucessivos aterros ao longo dos anos na região.

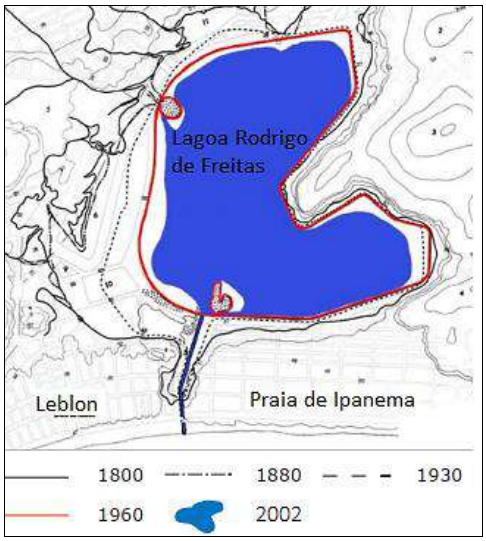


Figura 3. Sucessivos aterros realizados na região da Lagoa Rodrigo de Freitas. Fonte (AGRAR *apud* MELLO, 2013)

5 REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

Foram realizadas duas verticais de ensaio, uma de piezocone e outra de sonda piezométrica (figura 4) no aterro. A cravação dos penetrômetros foi realizada com a máquina de cravação modelo TG 63-150 da fabricante italiana Pagani. Os ensaios foram executados de forma contínua, com hastes de 1 m de comprimento e velocidade de 2 ± 0,5 cm/s, seguindo as diretrizes da ISO 22476-1 (2022).

Figura 4. Disposição dos ensaios na região do parque dos pedalinhos (FLORA, 2023).

O pré-furo no aterro, para ambos os ensaios, foi realizado com a própria máquina de cravação da Pagani, com o emprego de uma haste helicoidal. No caso da sonda piezométrica, o pré-furo foi conduzido até a profundidade de 6 m. Já para o ensaio de piezocone, até a profundidade de 7 m. Ao retirar a haste helicoidal, somente o trecho superior do pré-furo ficou estável, tanto na vertical do ensaio de piezocone como na vertical da sonda. Inseriu-se o revestimento de 3" no compriemento do pré-furo que ficou estável de 1,86 m (para o piezocone) e 2,50 m (para a sonda). A principal função do revestimento, mesmo que não tenha sido executado em todo o trecho do pré-furo, foi permitir elevar o nível da água até a superfície, de modo que o piezocone e a sonda fossem inseridos no pré-furo sem perda de saturação no início do ensaio. A máquina de cravação foi posicionada, ancorada e o furo preenchido com água. As figuras 5 (a) e (b) registram os procedimentos para manter a saturação do elemento poroso da sonda e as figuras 5 (c) e (d) do elemento poroso do piezocone.

Figura 5. Etapas que antecederam o início do ensaio conservação da saturação do elemento poroso da sonda piezométrica (a) e (b) e piezocone (c) e (d).

6 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

A figura 6 apresenta os perfis de poro-pressão obtidos nas duas verticais de ensaio, por meio dos quais pode-se identificar a presença de duas camadas distintas abaixo do aterro.

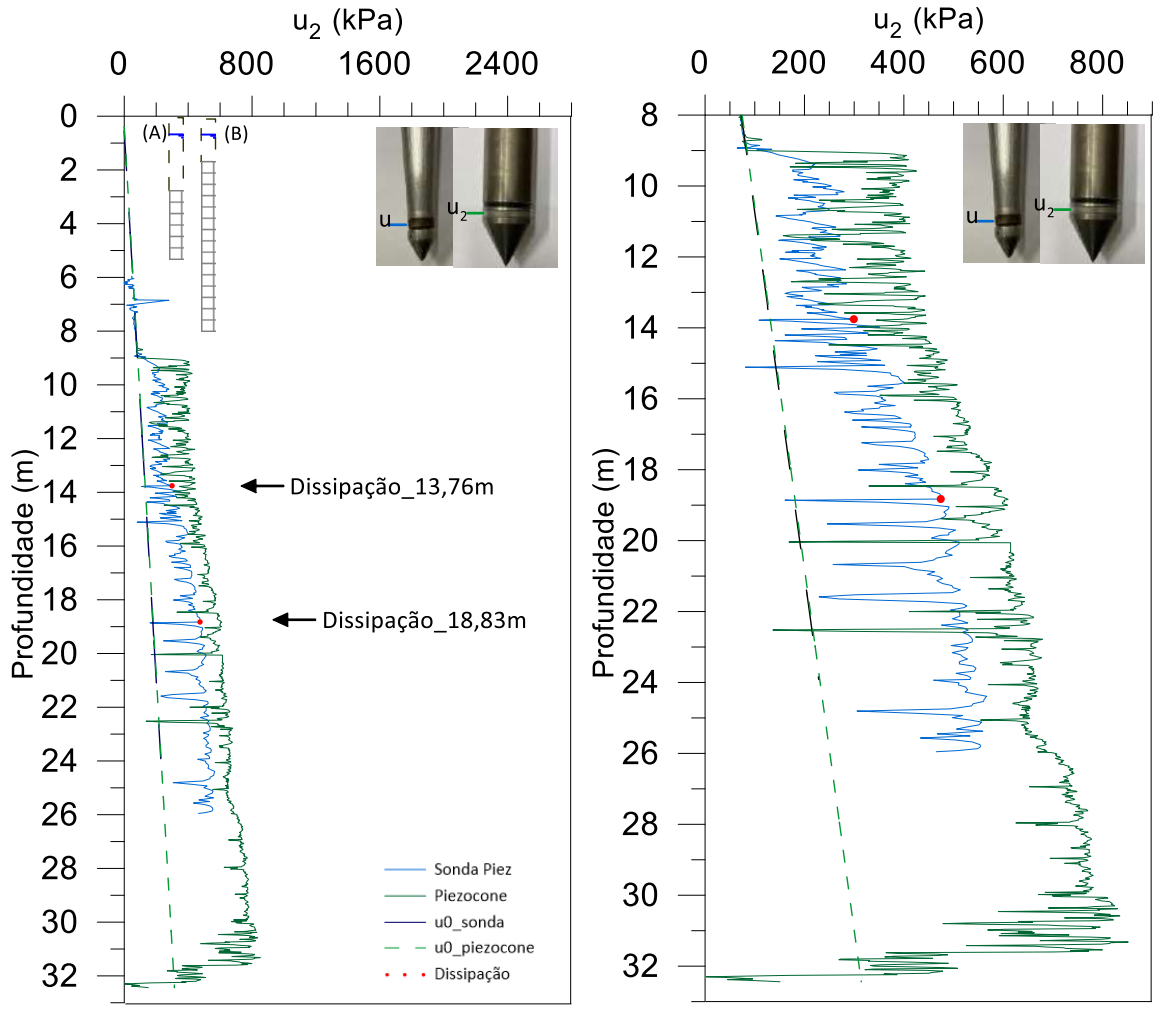


Figura 5. (a) Perfil estratigráfico com poro-pressão medida através do uso da sonda piezométrica e piezocone; (b) destaque para a camada de solo argilo.

Na figura 6 percebe-se que para as profundidades de 4,75 a 9,00 m, a poro-pressão medida pela sonda piezométrica apresentou valores muito próximos à poro-pressão hidrostática, com geração de poro-pressão negativa em alguns pontos, indicando uma camada de predominância arenosa. De 9 a aproximadamente 30 m observa-se excesso de poro-pressão positivo, com queda súbita até atingir pressão hidrostática indicando a presença de lentes de areia na camada de argila. Entre 31 e 32 m, a poro-pressão registrada pelo piezocone foi negativa em alguns pontos, o que de acordo com Torsntensson (1975) é um comportamento de areia com alto grau de compactação. A poropressão medida pela sonda piezométrica ao longo do perfil, de modo geral, foi menor do que a medida pelo piezocone, de acordo com Sills et al. (1988), esse comportamento pode ser atribuído a posição do elemento poroso.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

A partir do perfil de poro-pressão versus profundidade (figura 6) dos dois ensaios, verifica-se a mesma tendência de variação de poro-pressão com os dois equipamentos, apenas com diferença de magnitude. Essa diferença é atribuída às diferentes posições do elemento poroso na sonda e no piezocone, como observado por Vargas et al. (2023) e Sills et al. (1988). Danziger (1990) compara os valores de poropressão previstos teoricamente por Baligh e Levadoux (1980) com os medidos por Campanella e Robertson (1988) e demonstrou que o excesso de poro-pressão medido é menor à medida que se distancia da base do cone. Este é o caso da sonda, cujo elemento poroso está localizado a 1,6 raios da base do cone, enquanto a posição u_3 no ensaio de piezocone corresponde à relação 7,5, ou seja, o caso da sonda representa uma situação intermediária entre u_2 e u_3, porém muito mais próxima de u_2.

Portanto, percebe-se que os valores de poro-pressão medidos durante a penetração da sonda tiveram a mesma tendência que os medidos pelo piezocone, embora inferiores em magnitude. A diferença foi atribuída às distintas posições dos elementos porosos da sonda e do piezocone. Os resultados com a sonda piezométrica atestam a sua utilidade para investigações geotécnicas, especialmente no que diz respeito a sua sensibilidade para se avaliar a estratigrafia do local e o comportamento do solo, sendo um equipamento mais simples e de muito menor custo de fabricação do que o piezocone.

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq pelo auxílio financeiro e à Fundação Parques e Jardins por autorizar a utilização da área para a realização do estudo, a toda equipe do Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares por não medir esforços para a realização do estudo proposto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amador, E. S. (1997). *Baía de Guanabara e Ecossistemas Periféricos: Homem e Natureza*. Editora Reproarte. Rio de Janeiro.

Baligh, M.M., Levadoux, J.-N. (1980). *Pore Pressure Dissipation after Cone Penetration. Massachusetts Institute of Technology*, Department of Civil Engineering. Cambridge, Massachusetts. Research Report R80-11.

Campanella, R. G. R. P. (1988). Current status of the piezocone test. In Proc. 1st Int. Symp. on Penetration Testing Vol. 1. ISOPT.

Danziger, F. A. B. (1990). Desenvolvimento de equipamento para realização de ensaio de piezocone: aplicação a argilas moles. Tese de doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

Flora, D. P. D. (2023). *Caracterização geotécnica da argila da região do Parque do Cantagalo - Lagoa Rodrigo De Freitas/RJ através de ensaios de campo*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

ISO, E. (2022). 22476-1: 2022 *Geotechnical Investigation and Testing—Field Testing—Part 1: Electrical Cone and Piezocone Penetration Test*. International Organization for Standardization: Geneva, Switzerland.

Mello, M. A. de (2013). *A consolidação profunda radial aplicada em solo compressível na Lagoa Rodrigo de Freitas/RJ*. Dissertação de mestrado, Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro.

Robertson, P K, Campanella, R G, Gillespie, D and Greig, J, (1986). Use of piezometer cone data, *Proceedings of Use of In-situ Testing in Geotechnical Engineering* (IN-SITU'86).

Torstensson, B.A. (1975). Pore pressure sounding instrument. *Proc., Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties*, ASCE, Vol. II.

Vargas, J.W.S., Danziger, F.A.B., Lopes, F.R., Lunne, T. (2023). Inflow and outflow permeability tests in a very soft clay under low stresses, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.

Wissa, A.Z.E., Martin, R.T., Garlander, J.E. (1975). The piezometer probe. *Proc., Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties*, ASCE, Vol. I.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/568

Tratamento de Solo Mole Utilizando Aterro Com Sobrecarga e Geodrenos no Municipio de Itajaí-SC

Ana Karine Santos Dantas
Engenheira Civil, TPF Engenharia, Florianópolis, Brasil, ana.dantas@tpfe.com.br

Lucas Rodrigues Heckrath
Engenheiro Civil, Nova Engevix Engenharia, Florianópolis, Brasil, hebatistaec@gmail.com

Heitor Venancio Conceição de Lima
Engenheiro Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, luizfrnfarias@gmail.com

Gisele Marilha Pereira Reginatto
Engenheira Civil, Nova Engevix Engenharia, Florianópolis, Brasil, gisele.reginatto@novaengevix.com.br

RESUMO: O objeto de estudo deste trabalho trata-se do tratamento de solo necessário à ampliação de uma Estação de Tratamento de Esgoto no município de Itajaí-SC. A ETE estará assente sob espessos depósitos de argila mole intercalados por uma camada de areia. O tratamento do solo visa antecipar os recalques por adensamento da argila para o período construtivo da obra. A investigação geotécnica constitui-se por sondagens a percussão (SPT). Após a identificação do perfil do solo, verificou-se a necessidade de investigação complementar com coleta de amostras deformadas e indeformadas na primeira camada de argila para realização de ensaios de caracterização e adensamento, como também de ensaios de palheta nas duas camadas para obtenção da resistência ao cisalhamento. Avaliou-se, primeiramente, as alternativas para tratamento do solo, considerando prazo, custos e processos construtivos. A solução adotada para o tratamento foi a execução de um aterro com sobrecarga. Realizou-se análises de estabilidade e verificou-se a necessidade de construção deste aterro em duas etapas. Ademais, devido à baixa permeabilidade das argilas, utilizou-se geodrenos para aceleração do adensamento para um prazo aceitável. Por fim, é apresentado o plano de monitoramento com placas de recalques, piezômetros e inclinômetros, projetado para acompanhamento do aterro no período construtivo.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio de Palheta, Adensamento, Argila Mole, Geodrenos.

ABSTRACT: The object of study of this work is the soil treatment necessary for the expansion of a Sewage Treatment Station in the municipality of Itajaí-SC. The ETE will be based on thick deposits of soft clay interspersed with a layer of sand. Soil treatment aims to anticipate settlements due to clay densification during the construction period of the project. The geotechnical investigation consists of percussion surveys (SPT). After identifying the soil profile, there was a need for further investigation with the collection of deformed and undeformed samples in the first layer of clay to carry out characterization and densification tests, as well as reed tests on both layers to obtain resistance. to shear. Firstly, the alternatives for soil treatment were evaluated, considering deadlines, costs and construction processes. The solution adopted for the treatment was the execution of an overburdened landfill. Stability analyzes were carried out and the need to build this landfill in two stages was verified. Furthermore, due to the low permeability of the clays, geodrains were used to accelerate densification to an acceptable period. Finally, the monitoring plan is presented with settlement plates, piezometers and inclinometers, designed to monitor the landfill during the construction period.

KEYWORDS: Vane Test, Consolidation Test, Clay soils.

1 INTRODUÇÃO

Itajaí foi erguida no encontro do rio Itajaí-Açu com o mar e abriga um dos maiores complexos portuários do Brasil, com alta movimentação de cargas em contêineres, destacando-se como grande exportador de carnes congeladas do Brasil. A extensa ocupação urbana em áreas da costa brasileira, como em Itajaí, solicita a construção de obras sob espessas camadas de solos compressíveis, os quais demandam o uso de técnicas para melhorar a capacidade de carga e acelerar recalques por adensamento. Nesses casos, a atenção do projeto não se restringe ao estado limite último, ela também é direcionada ao estado limite de serviço.

Este tipo de projeto demanda um investimento especial à etapa de investigação, onde os ensaios de laboratório complementam os ensaios de campo. O projetista terá o o desafio de projetar com coeficientes de segurança relativamente baixos, quando comparado a outros projetos, sem deixar a obra antieconômica ou mesmo inexequível, como afirma Carlos Sousa Pinto em Almeida e Marques (2010), o que justifica os investimentos no conhecimento do solo.

Para a construção de aterros sobre solos moles, é necessário satisfazer os seguintes itens, segundo Coutinho (1986):

- Fator de segurança adequado quanto à ruptura do solo de fundação na construção e após;
- Deslocamentos totais e diferenciais compatíveis com o tipo de empreendimento;
- Evitar e/ou mitigar danos às estruturas adjacentes.

Neste trabalho serão estudadas alternativas para o tratamento de solo mole previamente às obras de ampliação de uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) em Itajaí/SC.

2 ÁREA DE ESTUDO

2.1 Localização

A área de estudo deste trabalho trata-se da região onde será ampliada uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) localizada em Itajaí, município situado no litoral norte de Santa Catarina, a cerca de 100 km da capital Florianópolis. Itajaí possui 264.054 habitantes distribuidos em 289,215 km² de área territorial e faz divisa com os municípios de Camboriú e Balneário Camboriú, ao sul, Brusque, a sudoeste, Gaspar e Ilhota, a oeste, e Navegantes, ao norte, conforme apresentado na Figura 1. A ETE situa-se às margens do canal antigo do rio Itajaí-Mirim, rio alfuente do Itajaí-Açu.

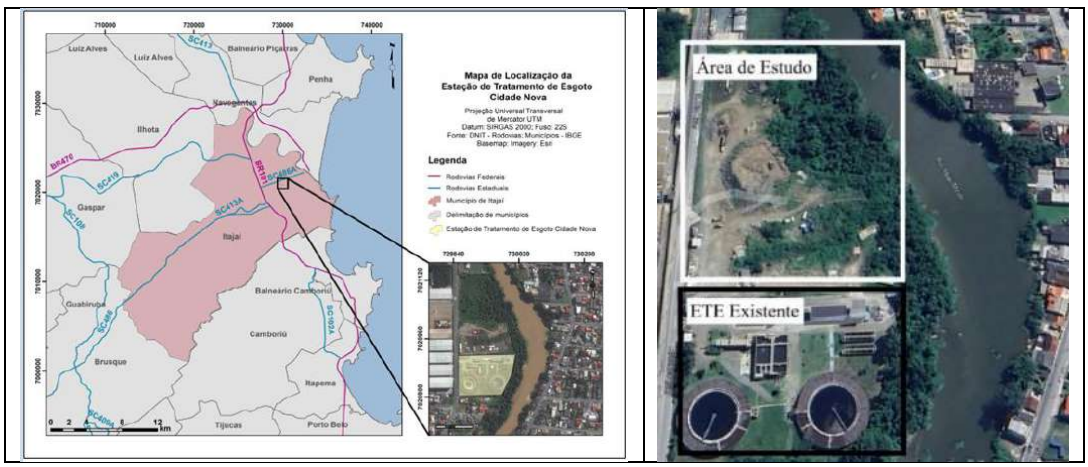


Figura 1. Localização de Itajaí, com destaque para a área de estudo.

2.2 Geologia

O município de Itajaí situa-se na interface entre o embasamento cristalino e a planície costeira. O embasamento cristalino é representado por rochas plutônicas e metamórficas as quais são responsáveis pelas serras do leste catarinense. Já a planície costeira consiste na deposição sedimentar ocorrida nos últimos milhares de anos por meio das regressões e transgressões marinhas. Conforme apresentado no mapa geológico da Figura 2, elaborado pelo Plano Estadual de Gerenciamento Costeiro de Santa Catarina (GERCO, 2010), a ETE encontra-se sobre depósitos aluviais e marinho praiais, como também depósitos eólicos.

Os depósitos de praia são compostos por areia quartzosa fina e bem selecionada de ambiente dominado por ondas. Os depósitos aluvionares são classificados como depósitos fluviais constituídos por areias e cascalhos das barras fluviais e sedimentos mais finos nas planícies de inundação. Além disso, os depósitos eólicos são constituídos por areia quartzosa muito fina a fina, bem arredondada e selecionada com rara laminação plano-paralela ou cruzada (GERCO, 2010).

Os depósitos aluvionares, caracterizados por areias e lamas e eventualmente cascalheiras, costumam apresentar estratificação evidente, refletindo disposição a partir de fluxos torrenciais canalizados e não canalizados; formam depósitos de grande extensão e espessura, com expressiva presença de matéria orgânica. Ocorre, frequentemente, o seu interdigitamento com depósitos marinhos praiais. O ambiente deposicional associado ao rio Itajaí-Açu encontra-se dividido em diversos sub-ambientes (depósitos de fundo de canal, de meandro, de planície de inundação e de rompimento de diques marginais), com alguns estando eventualmente saturados pelas inundações fluviais, correspondentes aos períodos de cheias das drenagens (GERCO, 2010).

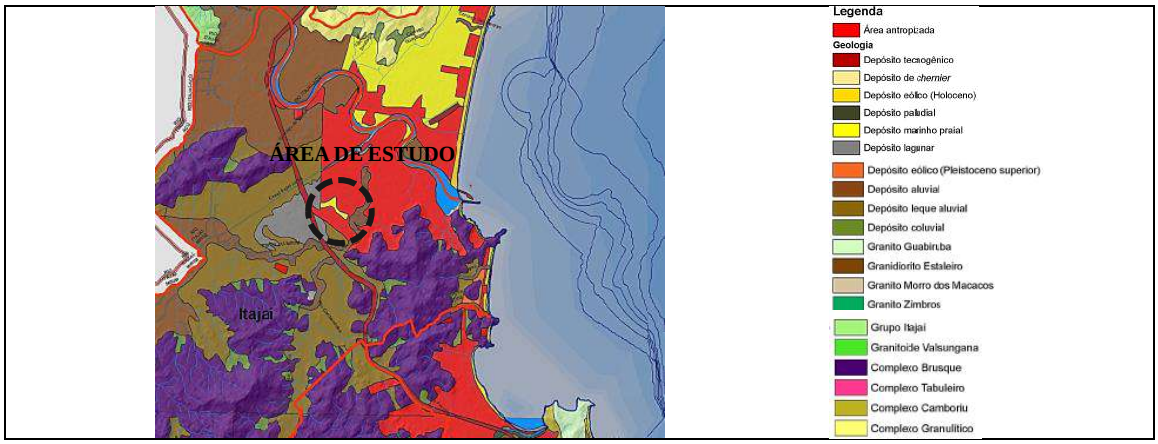


Figura 2. Mapa Geológico (Folha SD-22-Z-B-V-4), modificado de GERCO (2010).

3 SOLOS MOLES

3.1 Definição

Terzaghi & Peck (1967) definem como "argila muito mole" aquela que tem uma resistência não drenada inferior a 25 kPa e "argila mole" o solo que possui o mesmo parâmetro, variando entre 25 e 50 kPa. Pelas definições apresentadas por Futai (2010), Caputo (1987) e ABNT (2020), solos moles caracterizam-se, pela sua baixa resistência mecânica e elevada compressibilidade, como solos com problemáticas intrínsecas ao projeto e execução de obras de engenharia geotécnica. Assim, é de suma importância nos projetos desenvolvidos com a presença de solos moles, a previsão de recalques considerando o adensamento e as técnicas utilizadas para contornar esse fenômeno.

3.2 Cálculo do recalque a partir do adensamento

O cálculo do recalque devido ao adensamento primário unidimensional, segundo Das (2015), conjecturando uma argila saturada de espessura H e aplicada uma tensão efetiva de sobrecarga média, σ'_0 tem-se como resultado um acréscimo da tensão efetiva, $\Delta\sigma'$. Considere o recalque a partir do adensamento primário unidimensional como ρ. Assim, têm-se a Equação ():

$$\rho = \frac{H}{1+e_0} \times \left[C_c \times \log \frac{\sigma_{vf}}{\sigma_{vm}} + C_r \times \log \frac{\sigma_{vm}}{\sigma_{v0}} \right] \quad (1)$$

Onde,

ρ Recalque primário unidimensional (m)
H Espessura de solo mole (m)

e_0 Índice de vazios inicial
C_c Índice de compressão
C_r Índice de recompressão
σ_{vf} Tensão efetiva final (kPa)
σ_{v0} Tensão efetiva inicial (kPa)
σ_{vm} Tensão de pré-adensamento (kPa)

Desses parâmetros, e_0, C_c, C_r e σ_{vm} são valores obtidos através do ensaio de adensamento. O cálculo do recalque secundário é obtido com base na abordagem tradicional, segundo a Equação ().

$$\rho 2 = C2 \times (H - \rho 1) \times \log \frac{t2}{t1} \quad (2)$$

Em que,
$\rho 2$ Recalque secundário (m)
H Espessura da camada de solo mole (m)
$\rho 1$ Recalque primário (m)
$C2$ Índice de compressão secundário (obtido da literatura)
$t1$ Tempo para ocorrer 95% do adensamento primário (anos)
$t2$ Tempo para ocorrer o adensamento secundário (anos)

Determinados o recalque primário e o secundário, o recalque total é dado pela soma dos dois resultados. Para determinar o tempo necessário para que uma certa porcentagem (%) do recalque primário ocorra, é possível utilizar a Equação (3).

$$T = Cv \times \frac{t}{Hd^2} \quad (3)$$

Em que,
Cv Coeficiente de adensamento vertical (cm²/s)
T É o fator tempo
Hd Distância de drenagem (m)
t Tempo (anos)

3.3 Tratamentos para solos moles

Quando abordados os métodos construtivos de aterros sobre solos moles, é preciso considerar duas premissas: mitigar os problemas relacionados aos recalques e conseguir prover estabilidade para a estrutura (ALMEIDA e MARQUES, 2010). Entre as alternativas para o projeto de aterros sobre solos moles estão a substituição do solo mole (total ou parcial), aterro com sobrecarga, aterro construído em etapas, aterros com bermas laterais, aterros reforçados, aterros sobre drenos verticais, aterros sobre colunas de brita, aterros leves, sobre elementos de estacas e pré-carregamento por vácuo. Essa gama de soluções permitem ao projetista avaliar, a depender das propriedades do solo, disponibilidade de recursos e processos executivos, qual solução melhor se adequa a dinâmica do projeto (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

4 INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

4.1 Programa de Investigação

A definição do programa de investigação preliminar da área de ampliação da ETE teve como ponto de partida a verificação de seis ensaios CPTs realizados no terreno no ano de 2008. A partir destes ensaios, definiu-se um programa de investigação complementar. Observou-se que o perfil apresenta uma camada inicial de 3 metros de aterro assente em uma camada argilosa mole com espessura média de 10 metros. Esta argila

está sobre uma camada de areia, com cerca de 12 metros, que está sotoposta a uma segunda camada de argila de baixa consistência e bastante espessa, com aproximadamente 20 metros. Aos 45 metros de profundidade, foi identificada uma areia compacta impenetrável ao trépano.

Através da identificação de duas camadas de argila mole, evidenciou-se a necessidade de investigar de forma mais específica cada uma dessas camadas. Desse modo, solicitou-se a coleta de 3 amostras deformadas para realização de ensaios de laboratório de caracterização física completa e 3 indeformadas para realização de ensaios de adensamento e cisalhamento, definindo assim parâmetros de resistência e compressibilidade. Ademais, solicitou-se a a execução de Ensaios de Palheta (Vane Test) para obtenção da resistência não drenada (S_u) em dois pontos onde estão previsto a construção de estruturas com os maiores carregamentos. Em cada ponto, realizou-se um ensaio na camada superior de argila e um ensaio na camada mais profunda de argila, totalizando quatro ensaios. As amostras deformadas foram obtidas a partir da abertura de poços de inspeção, já as amostras indeformadas foram coletadas com amostrador do tipo Shelby. A Tabela 1 aparesenta os ensaios realizados:

Tabela 1. Local e quantidade dos ensaios de campo.

ENSAIO	LOCAL	Nº DE ENSAIOS
Ensaio de Palheta	VT-01 e VT-02	4
Ensaio de Adensamento	AD/AI-01, AD/AI-02 e AD/AI-03	3
Granulometria e Sedimentação		3
Limite de Liquidez		3
Limite de Plasticidade		3
Massa Específica Real de Grãos		3
Massa Específica Natural		3

Os ensaios realizados na argila atestaram a ocorrência de um solo com granulometria predominantemente fina (argilosa), altamente plástico e com umidade natural alta, características esperadas para um solo mole, cuja ocorrência foi identificada nos perfis das sondagens à percussão. Os resultados de adensamento identificaram a tensão de pré adensamento da primeira camada de solo mole, sendo o valor médio de 58,5 kPa, e o C_v da ordem de 10^{-3} cm^2/s. A Tabela 1 apresenta os dados da amostra indeformada (primeira camada de argila) utilizada nos cálculos de adensamento. A partir dos resultados do Ensaio de Palheta, verificou-se que a resistência ao cisalhamento não drenada aumenta com a profundidade, apresentando um valor de 17,1 MPa e de 52,3 MPa para a primeira e segunda camada de argila mole, respectivamente.

Tabela 1. Parâmetros utilizados na análise de deformabilidade dos solos (Primeira camada de argila mole).

Descrição	Símbolo	Valor	Unidade
Tensão de pré-adensamento	σp	54,50	KPa
Índice de vazios	e_0	1,98	-
Índice de compressão	C_c	0,82	-
Índice de recompressão	C_r	0,25	-
Índice de compressão secundária	C_2	0,03	-
Coeficiente de adensamento vertical	C_v	$2{,}80 \times 10^{-3}$	cm^2/s
Coeficiente de adensamento horizontal	C_h	$5{,}00 \times 10^{-3}$	cm^2/s

5 DEFINIÇÃO DO TRATAMENTO DO SOLO MOLE

5.1 Premissas de Projeto

Para a definição de um tratamento de solo mole exequível do ponto de vista técnico e financeiro, deve-se ter com base três pilares: as características geotécnicas, o prazo de execução e os custos associados. Dessa forma, adotou-se, como critério de projeto, um prazo de 8 meses para que o grau de adensamento desejado seja alcançado. Considerou-se que o fim do adensamento primário ocorre com 95% do adensamento total. Somente após a etapa de tratamento, as fundações das estruturas podem ser iniciadas.

Deve-se ter em mente que as fundações das estruturas da ETE foram definidas como estacas pré-moldadas. Diante da configuração do perfil do solo da área e do método executivo da fundação, é imprenscindível, como etapa inicial da obra, a escavação e remoção de toda a primeira camada do solo, caracterizada por um aterro com pedregulho e entulho, com espessura variando de 2 a 3 m. Esta remoção é demandada especialmente pela etapa de execução da fundação e tratamento do solo, visto que as estacas pré-moldadas e os geodrenos poderiam sofrer dano estrutural durante a suas cravações, ou mesmo não seria possível cravá-los. Este solo será subtituído pelo mesmo material do futuro aterro e deve ser considerados nos volumes de empréstimo.

Por fim, tem-se a definição da cota final de projeto do platô, definida com base na cota de inundação da área da ETE. Desse modo, parte-se para os estudos de alternativas.

5.2 Estudo de Alternativas

Em vista das características do perfil do terreno, algumas alternativas de tratamento do solo mole foram prontamente descartadas, como métodos de substituição e deslocamento, visto que estes tipos de tramento são indicados para camadas de solo mole de pequena espessura (até 4 m), o que não é o caso. Inicialmente, realizou-se análises de estabilidade e cálculos de adensamento das seções críticas (com maior altura de aterro) do cenário final de projeto (platô na cota de inundação:+ 4,30 m).

Considerando este cenário inicial (Cenário I - Tabela 2), com esta altura de aterro não seria possível antecipar os recalques e atingir o grau de adensamento necessário dentro do prazo esperado. Seguiu-se para a análise da utilização de sobrecarga (Cenário II, Tabela 2), entretanto o tempo necessário para o adensamento foi inviável para a obra. Como solução, para acelerar o processo de adensamento, optou-se pelo uso de geodrenos (Cenário III - Tabela 2), que, neste caso, o fator limitante é a estabilidade, pois a resistência não drenada da camada de argila é baixa e faz com que se limite a altura do aterro para garantir a estabilidade. Excluiu-se a possibilidade de um aterro com bermas laterais por conta da disposição da planta da ETE que já estava no limite da área de preservação.

Tabela 2. Alternativas verificadas para o tratamento do solo mole.

CENÁRIO I: Aterro		**CENÁRIO II:** Aterro + sobrecarga		**CENÁRIO III:** Aterro + sobrecarga + geodrenos	
Terreno natural:	El. +3,50 m	Terreno natural	El. +3,50 m	Terreno natural	El. +3,50 m
Aterro:	El. +4,30 m	Aterro + sobrecarga	El. +5,30 m	Aterro + sobrecarga	El. +5,30 m
Recalque total:	0,87 m	Recalque total	1,02 m	Recalque total	1,02 m
Prazo:	8 meses	Prazo	8 meses	Prazo	8 meses
Grau de Adensamento:	40,55% (NÃO ATENDE)	Grau de Adensamento	47,68% (NÃO ATENDE)	Grau de Adensamento	95,60% (ATENDE)
				Malha de geodrenos (m)	1,60 x 1,60
				Estabilidade:	FS < 1,30 (NÃO ATENDE)

Destarte, como solução para a estabilidade do Cenário III, verificou-se a possibilidade da construção do aterro em duas etapas, o que permite o ganho de resistência não drenada da argila com o tempo, para só então realizar uma segunda etapa de alteamento. O cálculo do adensamento é novamente realizado e foi verificado que a argila passa a ter S_u= 23,8 MPa após a primeira etapa. Como alternativa à construção em etapas, pode-se utilizar um reforço com geogrelha na base do aterro. Finalmente, chega-se a duas opções de execução do tratamento consolidadas. As características das duas alternativas são apresentadas na Tabela 3.

Ressalta-se que, entre as alternativas, ocorre uma avaliação de custos e prazos, visto que as duas atendem os requisitos técnicos (recalques e estabilidade). Quanto à primeira alternativa, temos um menor custo mas um maior prazo construtivo. Já para segunda, consegue-se obter menor prazo de execução, mas o custo é elevado. Ainda, a segunda alternativa implicaria num aumento do prazo de execução das estacas, uma vez que haveria uma redução da eficiência das fundações pela necessidade de recorte na geogrelha para cravação de estacas, ou ainda aumento do custo com a utilização de ponteiras metálicas nas estacas. Essa alternativa geraria a necessidade de um maior controle executivo dessas fases da obra.

Tabela 3. Alternativas a execução do tratamento de solo mole.

ATERRO + SOBRECARGA + GEODRENOS			
Terreno Natural:		El. +3,50 m	
Aterro + Sobrecarga:		El. +5,30 m	
Malha de Geodrenos:		1,60 x 1,60 m	
I - CONSTRUÇÃO EM DUAS ETAPAS		**II -CONSTRUÇÃO COM REFORÇO**	
1ª ETAPA:		**REFORÇO**	
El.:	+4,50 m (ESTÁVEL)	Geogrelha:	Bidirecional 200 kN/m
Período:	4 meses	Área:	3000 m²
El. Final:	+3,60 m		
2ª ETAPA:		**ETAPA ÚNICA:**	
El.:	+5,30 m (ESTÁVEL)	El.:	+5,30 m (ESTÁVEL)
Período:	4 meses	Período:	4 meses
El. Final:	+4,35 m	El. Final:	+4,28 m
Prazo Total:	8 meses	**Prazo Total:**	4 meses

Perante às análises aqui expostas, decidiu-se, como tratamento do solo mole para a área de ampliação da ETE, executar um aterro com sobrecarga, construído em duas etapas (durando 4 meses cada), com utilização de geodrenos. A Figura 3 traz detalhes construtivos do tratamento. Definiu-se, ainda, um sistema de valas de captação de drenagem superficial provenientes dos geodrenos esgotadas através de bombeamento.

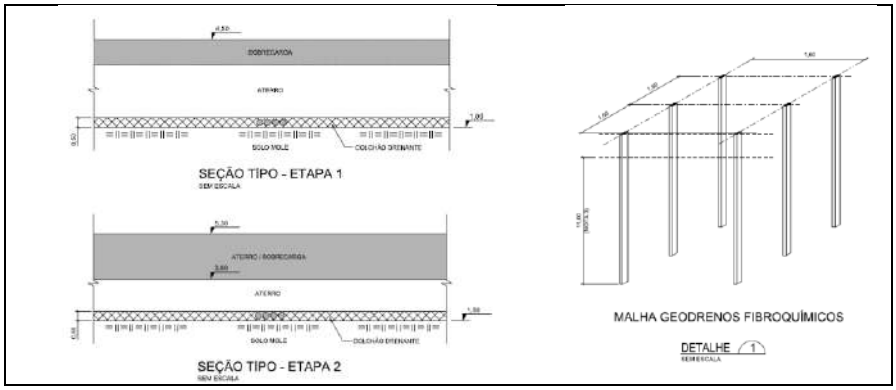


Figura 3. Detalhes construtivos das duas etapas de tratamento do solo mole.

Para a verificação da estabilidade, utilizou-se o software SLOPE/W (2007) da GEO-SLOPE International, pelo método de equilíbrio limite de Spencer. A Tabela 4 apresenta os resultados obtidos a partir das análises de estabilidade em cada etapa da obra, comparados com os FS mínimos permitidos.

Tabela 4. Fatores de segurança obtidos.

Descrição	F.S mín.	F.S.
1) Talude de escavação para remoção do aterro existente (condição provisória)	1,30	1,37

2) Talude do aterro de 1ª etapa, na EL. 4,50 m (condição provisória)	1,30	1,46
3) Talude do aterro de 2ª etapa, na EL. 5,30 m (condição provisória)	1,30	1,39
4) Talude do aterro acabado, na EL. 4,30 m (condição definitiva)	1,40	1,82

6 MONITORAMENTO DE RECALQUES

A área de ampliação da ETE vem sendo utilizada como área de recebimento de bota-fora de outras obras. Dessa forma, ocorre uma certa defasagem dos ensaios e cálculos de adensamento, pois a camada de argila vem recebendo uma sobrecarga e adensando. Definiu-se um sistema de monitoramento do aterro para acompanhamento da evolução dos recalques com o tempo e, ao final do prazo de adensamento da primeira etapa de alteamento, deve-se reavaliar a execução da segunda. Recomenda-se ainda a avaliação da resistência não drenada, através da realização de ensaios de Palheta, antes da colocação da segunda etapa. O sistema de monitoramento almeja verificar as premissas de projeto e auxiliar o planejamento da obra. O sistema é composto por placas de recalque (para monitoramento dos deslocamentos verticais), inclinômetros (para monitoramento dos deslocamentos horizontais), e piezômetros Casagrande (para monitoramento das poropressões).

7 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou o estudo das alternativas para o tratamento de solo necessário à ampliação de uma Estação de Tratamento de Esgoto no município de Itajaí-SC. As estruturas da ETE serão assentes sob espessos depósitos de argila mole intercalados por uma camada de areia. O tratamento do solo visa antecipar os recalques por adensamento da argila para o período construtivo da obra. A investigação geotécnica preliminar constituiu-se por sondagens a percussão (SPT) e foi complementada com a coleta de amostras deformadas e indeformadas para realização de ensaios de caracterização e adensamento. Ademais, realizou-se ensaios de palheta nas duas camadas para obtenção da resistência ao cisalhamento. A partir dos resultados de ensaio, previu-se o comportamento do solo e analisou-se alternativas de tratamento.

Avaliou-se, primeiramente, as alternativas considerando os critérios técnicos, mas também prazos, custos e processos construtivos. A solução adotada para o tratamento foi a execução de um aterro com sobrecarga e geodrenos. Realizou-se análises de estabilidade e verificou-se a necessidade de construção deste aterro em duas etapas. Como alternativa à construção em etapas, poderia ser utilizado um reforço com geogrelha na base do aterro, mas esta alternativa foi descartada pelas desvantagens relacionadas a custo e processos executivos. Por fim, foi apresentado o plano de monitoramento com placas de recalques, piezômetros e inclinômetros, projetado para acompanhamento do aterro no período construtivo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. S. S.; Marques, M. E. S. (2010) Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos.

Caputo, H. P. (1987) *Mecânica dos Solos e suas Aplicações: fundamentos.* 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1987. 1 v.

Coutinho, R. (1986) Q. *Aterro experimental instrumentado levado à ruptura sobre solos orgânicos – Argilas moles da Barragem de Juturnaíba*. 1986. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1986.

Das, B. M. (2015) *Fundamentos De Engenharia Geotécnica*. São Paulo: Cengage Learning.

Futai, M. M. (2010) *Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles*. Tese de livre docência – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1987) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/569

Uso combinado de ensaios geofísicos e geotécnicos para avaliação de parâmetros do solo

José Thiago da Silva Maciel
Terrasol Engenharia Geotécnica, Cajazeiras, Brasil, j.thiagoumari@gmail.com

Bruno Andrade de Freitas
IFPB-Campus Patos, Patos, Brasil, andrade.bruno@ifpb.edu.br

Tiago de Jesus Souza
UFSCAR, São José dos Campos, Brasil, souza.tj@gmail.com

Antônio Felipe de Souza Machado Reis
Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, felipe.m.reis2@gmail.com

RESUMO: Este trabalho trata de uma análise comparativa entre resultados obtidos por meio de ensaios geotécnicos convencionais e os resultados de ensaios geofísicos para a caracterização do solo, no intuito de compreender como a utilização da geofísica pode contribuir para a determinação de parâmetros geotécnicos quando combinada aos métodos de investigações tradicionais. Assim, buscou-se por trabalhos consagrados na literatura que abordam essas duas metodologias de investigação geotécnica, de forma utilizar os dados desses estudos como base. Foram selecionados dois estudos de caso, sendo o primeiro referente à caracterização do solo da Asa Sul de Brasília, e o segundo sendo realizado no campo experimental da Escola de Engenharia de São Carlos. Através da aplicação de correlações entre os resultados obtidos nos ensaios sísmicos com parâmetros de projeto, foi realizada a caracterização do solo, apresentando uma boa acurácia nos resultados quando confrontados com os resultados obtidos através de investigações convencionais como ensaios SPT e ensaios de laboratório. Foi possível obter um comparativo entre os parâmetros estimados através dos resultados de ensaios Cross-hole, Down-hole e cone sísmico, permitindo avaliar a aplicabilidade desses ensaios em pequenas profundidades, bem como constatar a viabilidade dos ensaios sísmicos para a determinação dos parâmetros geotécnicos.

PALAVRAS-CHAVE: Métodos Geofísicos, Ensaios Sísmicos, Ensaios Geotécnicos, Correlações.

ABSTRACT: This work deals with a comparative analysis between results obtained through conventional geotechnical tests and the results of geophysical tests for soil characterization, with the aim of understanding how the use of geophysics can contribute to the determination of geotechnical parameters when combined with methods of traditional investigations. Therefore, we searched for established works in the literature that address these two geotechnical investigation methodologies, in order to use the data from these studies as a basis. Two case studies were selected, the first referring to the characterization of the soil of Asa Sul de Brasília, and the second being carried out in the experimental field of the São Carlos School of Engineering. Through the application of correlations between the results obtained in seismic tests with project parameters, the characterization of the soil was carried out, presenting good accuracy in the results when compared with the results obtained through conventional investigations such as SPT tests and laboratory tests. It was possible to obtain a comparison between the estimated parameters through the results of Cross-hole, Down-hole and seismic cone tests, allowing to evaluate the applicability of these tests at small depths, as well as verify the feasibility of seismic tests for determining geotechnical parameters.

KEYWORDS: Geophysical Methods, Seismic Tests, Geotechnical Tests, Correlations.

1 INTRODUÇÃO

Devido à variabilidade do solo, um bom programa de investigação geotécnica é imprescindível para a elaboração de projetos de Engenharia. Dentre os métodos de investigação mais utilizados destacam-se os métodos diretos de campo (como sondagem à percussão) e laboratório (caracterização geotécnica, cisalhamento direto e triaxial); investigação semi-direta (ensaio da palheta e piezocone). São necessários vários testes de campo e laboratório para a determinação de parâmetros selecionados, o que envolve um alto custo além de demandar um longo tempo para a execução. Nas últimas décadas o uso de métodos indiretos de investigação têm ganhado espaço para complementar a investigação do subsolo.

Alguns autores têm sugerido a utilização de técnicas híbridas, com a utilização da geofísica, para a estimativa de parâmetros do solo sem a necessidade da aplicação de correlações empíricas (MAYNE, 2000; SOUZA, 2011; POULOS, 2021). Esses métodos apresentam como vantagem uma investigação em área, ao contrário de outros ensaios, que tratam de uma investigação pontual. Assim, os métodos geofísicos oferecem um bom suporte para encontrar parâmetros de forma a melhorar o entendimento sobre o comportamento dos solos. Eles consistem em caracterizar o solo a partir das características físicas indiretas tais como a velocidade de propagação de ondas mecânicas ou a resistividade elétrica (CASTRO et al., 2016). Fonseca (2008) classifica estes como sísmicos, elétricos, eletromagnéticos e técnicas mistas (geotécnicas e geofísicas), podendo atuar na superfície ou entre sondagens no solo.

Nesse sentido, em virtude da grande variedade de métodos geofísicos, é necessário que se conheça quais os métodos que oferecem uma maior contribuição ao projeto geotécnico, de forma a se obter um dimensionamento mais assertivo e com um menor custo, já que projetos desse tipo normalmente são feitos utilizando fatores de segurança elevados devido às incertezas do solo, o que encarece ainda mais a obra.

Assim, este trabalho tem como objetivo realizar uma análise do uso combinado de ensaios geofísicos e geotécnicos na estimativa de parâmetros do solo utilizados em projeto geotécnicos, identificando como eles podem complementar os métodos de investigação mais comumente utilizados para otimizar o dimensionamento geotécnico de forma segura e econômica, por meio de correlações diretas entre os resultados obtidos por esses ensaios e os parâmetros desejados, com ênfase nos métodos que utilizam de prospecção sísmica

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A primeira etapa desse trabalho consistiu em uma pesquisa bibliográfica sobre os métodos geofísicos de investigação, com ênfase nos métodos sísmicos que trabalham com a leitura da velocidade das ondas P (ondas de compressão) e S (ondas de cisalhamento).

Em seguida, buscou-se na literatura estudos que apresentassem correlações entre o valor da velocidade de onda de cisalhamento (V_S) e parâmetros obtidos nos métodos de investigação convencionais, como sondagem SPT e CPT, bem como parâmetros obtidos em ensaios de laboratório como módulo de cisalhamento (G_0), reisistência ao cisalhamento não drenada (S_u), módulo de Poisson (υ) e o módulo de deformabilidade (E).

Foram selecionados dois estudos envolvendo investigações geofísicas e ensaios SPT e CPT, que correspondem aos estudos de Fernandez (2017) em que foram utilizadas sondagens SPT, e o estudo de Souza (2011) que utilizou o ensaio de cone sísmico (SCPT).

Com base nos dados de V_S desses trabalhos, foram estimados os valores de G_0, S_u, υ e E a partir do valor da velocidade de onda cisalhante e onda de compressão (V_P).

A seguir, serão apresentadas as principais correlações utilizadas, além de serem caracterizados os estudos de caso, bem como os dados que serão utilizados para este trabalho.

3 CORRELAÇÕES ENTRE RESULTADOS DE INVESTIGAÇÕES GEOFÍSICAS E GEOTÉCNICAS

3.1 Correlações entre G_0 e V_S

A determinação de G_0 é feita através da Teoria da Elasticidade, ao medir os tempos de chegada da

onda de cisalhamento em sensores posicionados a uma determinada profundidade no solo e em seguida calculando a velocidade do percurso da onda entre os dois sensores (SCHNAID, ODEBRECHT, 2012).

Nesse sentido, como aponta Fonseca (2008), é com base em conceitos elásticos da Teoria de Onda que se tem a simples relação entre a velocidade de ondas sísmicas de corte, de pouca amplitude, e o módulo de deformação cisalhante como apresentado na Equação 1.

$$G_0 = \gamma \cdot V_S^2 \quad (1)$$

Onde γ é o peso específico em kN/m³.

O valor do módulo de cisalhamento pode ser influenciado por diversos fatores, como apontam os estudos de Giacheti (2001) e Hardin e Drnevich (1972) (*apud* SOUZA, 2011), em que os enquadrados como mais importantes são a amplitude de deformação, a tensão normal efetiva e o índice de vazios do solo. Além destes, nos solos coesivos o grau de saturação também representa um fator de grande influência no módulo de cisalhamento.

3.2 Correlações entre S_u e V_S

Assim como no CPTU, correlações entre a velocidade das ondas de cisalhamento e o valor de S_u para argilas podem ser determinadas, uma vez que ambas dependem de parâmetros em comum (L'HEUREUX, LONG, 2016). Assim, L'Heureux e Long (2016) apresentam a Equação 2, em que exibe a correlação entre esses parâmetros. Outra correlação também é apresentada por Agaiby e Mayne (2015, *apud* POULOS, 2021), como indicado na Equação 3. Em ambas equações, V_S é dada em m/s e S_u em kPa.

$$S_u = 0{,}02 \cdot V_S^{1{,}45} \quad (2)$$

$$S_u = 0{,}152 \cdot V_S^{1{,}142} \quad (3)$$

3.3 Correlações entre υ e V_S

O módulo de Poisson do solo pode ser obtido através da Equação 4, apresentada por Fernandez (2017) em que $k = (V_P / V_S)^2$, sendo V_P a velocidade da onda P ou de compressão.

$$\upsilon = \frac{k-2}{2k-2} \quad (4)$$

3.4 Correlações entre E e V_S

O Módulo de Young ou Módulo de Deformabilidade (E) pode ser obtido através de υ e de G_0 utilizando a Teoria da Elasticidade, como apresentado na Equação 5:

$$E = 2 \cdot (1 + \upsilon) \cdot Go \quad (5)$$

Como já apresentado, esses parâmetros podem ser obtidos através do valor de V_S, com o G_0 dado em MPa e υ adimensional, obtendo o valor de E em MPa. Assim, temos que E também pode ser obtido diretamente através de V_P e V_S, além do peso específico (γ em kN/m³), como se pode constatar pela Equação 6, apresentada por Duarte (1997 *apud* FERNANDEZ, 2017):

$$E = \gamma \cdot V_S^2 \cdot \left(\frac{3\,V_P^2 - 2V_S^2}{V_P^2 - V_S^2/3} \right) \quad (6)$$

4 ESTUDOS DE CASO

4.1 Caracterização Geológico-Geotécnica da Asa Sul de Brasília

O estudo realizado por Fernandez (2017) consistiu na realização de sondagens sísmicas por meio do MASW (*Multistation Analysis of Surface Wave*, Análise em Multi-estações de Ondas de Superfície), realizadas na Asa-Sul de Brasília. O autor definiu dois perfis principais onde foram locados pontos de sondagem geofísica de forma que se pudesse ter uma boa comparação com os perfis de sondagem que já haviam sido realizados na área. Os perfis definidos correspondem às quadras 215 Sul e 115 Sul, como mostra a Figura 1, onde foram realizadas as sondagens SPT por Oliveira (1996, *apud* FERNÁNDEZ, 2017). O autor então realizou sondagens utilizando métodos geofísicos nessa área de forma a gerar um novo perfil geológico-geotécnico a partir da integração de parâmetros obtidos por meio da geofísica e do ensaio SPT. A locação das sondagens utilizando a sísmica é mostrada na Figura 1.

a) b)

Figura 1. Croqui com localização das sondagens Sísmicas da Quadra (a) 215 Sul e (b) 115 Sul. Fonte: FERNÁNDEZ, 2017.

Os resultados da sondagem SPT apontaram a presença de um solo argilo-siltoso, com N_{SPT} 4 na camada inicial, que na quadra 115 se estende até a profundidade de 5,0m e na quadra 215 ocorre somente nos 2,0m iniciais. Conforme a profundidade aumenta, os valores de N_{SPT} se mantém no intervalo de 5 a 15.

4.1.1 Sondagem Geofísica

A Tabela 1 mostra os perfis de solo obtidos a partir dos valores de V_S obtidos por meio do ensaio MASW, realizado por Fernandez (2017) nas quadras 215 Sul e 115 Sul, respectivamente. Assim, o autor definiu três pontos em cada perfil para registrar os valores máximos e mínimos de V_S em cada metro de profundidade. É possível notar que os perfis dos solos da quadra 215 apresentam uma maior estratificação, sendo possível identificar 5 camadas de solo com valores de V_S relativamente próximos e com pequena taxa de variação.

Tabela 1. Valores de V_S e de peso específico obtidos por meio de MASW na SQS 215 e SQS 115. Fonte: FERNÁNDEZ, 2017 (Adaptado).

Prof. (m)	SQS 215				SQS 115			
	γ (kN/m³)	$V_{S,MED}$ (m/s)			γ (kN/cm³)	$V_{S,MED}$ (m/s)		
		Perfil 1/215	Perfil 2/215	Perfil 4/215		Perfil 1/115	Perfil 2/115	Perfil 4/115
1 – 2	17,6	117,5	121	122	17,6	123,5	119	122
3 – 4	17,7	147	141	141,5	17,7	151	150,5	153
5 – 8	17,8	176	180,5	178,5	17,7	151	150,5	153
9 – 11	17,9	220	206	212	17,8	206	221,5	221,5
12 – 14	18,0	258	206	249	17,8	206	221,5	221,5

Além dos valores de V_S, as sondagens através do MASW permitiram obter os valores de onda de compressão (V_P). As Tabelas 2 apresenta os valores de V_P encontrados para as quadras 215 Sul e 115 Sul.

Tabela 2. Valores de V_P obtidos por meio de MASW na SQS 215 e SQS 115. Fonte: FERNÁNDEZ, 2017 (Adaptado).

Prof. (m)	SQS 215			SQS 115		
	Perfil 1/215	Perfil 2/215	Perfil 4/215	Perfil 1/115	Perfil 2/115	Perfil 4/115
1 – 11	411	411	411	405	405	405
12 – 14	1601	1601	1601	405	405	405

4.2 Campo Experimental de São Carlos

O estudo realizado por Souza (2011) envolveu a análise de várias campanhas de ensaios realizadas no campo experimental de EESC-USP São Carlos, com o intuito de aplicar um método para a previsão da curva tensão-recalque de fundações diretas assentes em solos tropicais arenosos a partir de resultados de ensaios de cone sísmico. Foram executados dois ensaios *down-hole* (DH1 e DH2) com o sistema desenvolvido por Vitali (2011), um ensaio SCPT (SCPT3) com cone sísmico comercial e três ensaios CPT (CPT1, CPT2 e CPT3), além de dois ensaios *cross-hole* (CH1 e CH2) e de três ensaios SCPT (SCPT1, SCPT2 e SCPT3). A Figura 2 apresenta a locação dos ensaios realizados.

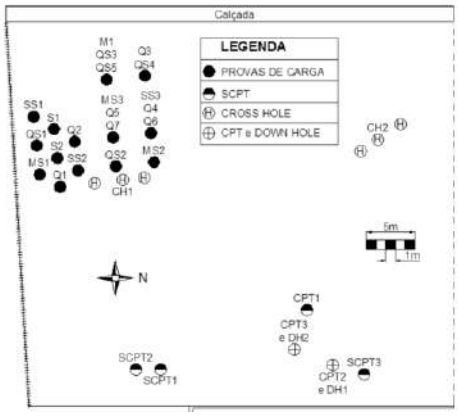


Figura 2. – Locação dos ensaios de campo realizados no campo experimental da EESC/USP – São Carlos. Fonte: SOUZA, 2011.

4.3.1 Ensaios de Laboratório

Para esse estudo, foram realizados diversos ensaios de laboratório para caracterizar os solos que ocorrem neste local. Como o foco do trabalho de Souza (2011) foi a análise do comportamento de fundações diretas, então só foram obtidos os índices físicos para as camadas superiores do solo, como mostra a Tabela 3.

Tabela 3. Índices físicos médios para o campo experimental de São Carlos. Fonte: SOUZA, 2011.

Prof. (m)	γ (kN/m³)	W (%)	e	n (%)	S (%)
1	14,2	13,7	1,174	54	38
2	15,6	14,6	0,993	50	52
3	16,0	15,8	0,965	50	58
4	16,7	16,8	0,943	49	70
5	14,8	16,4	0,822	47	60

4.3.2 Sondagens Geofísicas

Os dados obtidos por Souza (2011) para os valores de V_S são mostrados nas Tabelas 4 à 6, sendo divididos entre cada método utilizado para a obtenção dos dados.

Tabela 4. Resultados de V_S do ensaio *Down-hole* para o campo experimental de São Carlos. Fonte: SOUZA, 2011.

Prof. (m)	DH1 Vs (m/s)	DH2 Vs (m/s)	DH3 Vs (m/s)
2,5	310,71	329,18	-
3	285,05	314,29	391,16
3,5	292,70	335,83	-
4	297,04	317,76	352,43
4,5	335,40	316,29	-
5	330,65	317,03	314,34

Tabela 5. Resultados de V_S do ensaio *Cross-hole* para o campo experimental de São Carlos. Fonte: SOUZA, 2011.

Prof. (m)	CH1 – Vs (m/s)	Prof. (m)	CH2 – Vs (m/s)
0,7	238	0,5	193,33
1,2	260	1,5	223,58
1,7	263	2,5	254,42
2,2	270	3,5	269,12
2,7	266	4,5	293,42
3,2	277	5,5	304,62
3,7	311	-	-
4,2	311	-	-
4,7	317	-	-
5,2	308	-	-
5,7	282	-	-

Tabela 6. Resultados de V_S do ensaio SCPT para o campo experimental de São Carlos. Fonte: SOUZA, 2011.

Prof. (m)	SCPT 1 – Vs (m/s)	SCPT 2 – Vs (m/s)
1,4	185,30	149,97
2,4	264,84	221,08
3,4	298,67	288,68
4,4	293,39	281,29
5,4	300,04	303,74

5 RESULTADOS

5.1 Parâmetros de Projeto Estimados a Partir de V_S

Os parâmetros de projeto foram estimados a partir das correlações apresentadas anteriormente. Foram utilizados os valores de V_S do estudo de Fernández (2017) para se estimar os valores dos parâmetros analisados. Os resultados encontrados foram comparados com os valores de referência encontrados na literatura para os tipos de solos encontrados nas sondagens.

Através da análise dos resultados obtidos, foi possível dividir o perfil do solo em camadas distintas baseadas nos valores dos parâmetros encontrados. Na quadra 215 Sul foi possível dividir em 5 camadas, já a quadra 115 Sul apresentou 3 camadas distintas de solo.

A Tabela 7 apresenta os resultados para os valores médios estimados para os parâmetros do solo a partir das correlações representadas pelas Equações 1 à 6.

Tabela 7. Caracterização do perfil de solo da quadra 115 Sul e 215 Sul a partir dos ensaios sísmicos.

	115 Sul					215 Sul				
Camada	Prof. (m)	G_0 (MPa)	Su (kPa)	υ	E (MPa)	Prof. (m)	G_0 (MPa)	Su (kPa)	υ	E (MPa)
1	1 – 2	25,99	28,79	0,45	75,47	1 – 2	25,42	28,40	0,45	73,95
2	3 – 8	40,63	38,00	0,42	115,59	3 – 4	36,29	35,39	0,43	104,07
3	9 – 14	83,40	59,61	0,30	220,14	5 – 8	56,61	46,67	0,38	157,58
4	-	-	-	-	-	9 – 12	81,02	58,33	0,32	216,18
5	-	-	-	-	-	13 – 14	119,75	74,48	0,49	356,08

A caracterização do solo, utilizando parâmetros determinados a partir das correlações com o valor de V_S obtido em ensaios sísmicos, mostrou-se similar com a caracterização tátil visual encontrada no relatório de sondagem SPT apresentado por Fernández (2017).

5.3 Parâmetros de Projeto Estimados por Diferentes Ensaios Sísmicos

A partir dos dados obtidos do estudo de caso realizado por Souza (2011) no campo experimental de São Carlos, foi possível estimar os valores de G_0, Su e o valor de E através do valor da velocidade de onda cisalhante obtida por ensaios *cross-hole*, *down-hole* e SCPT. Os resultados podem ser visualizados graficamente na Figura 3.

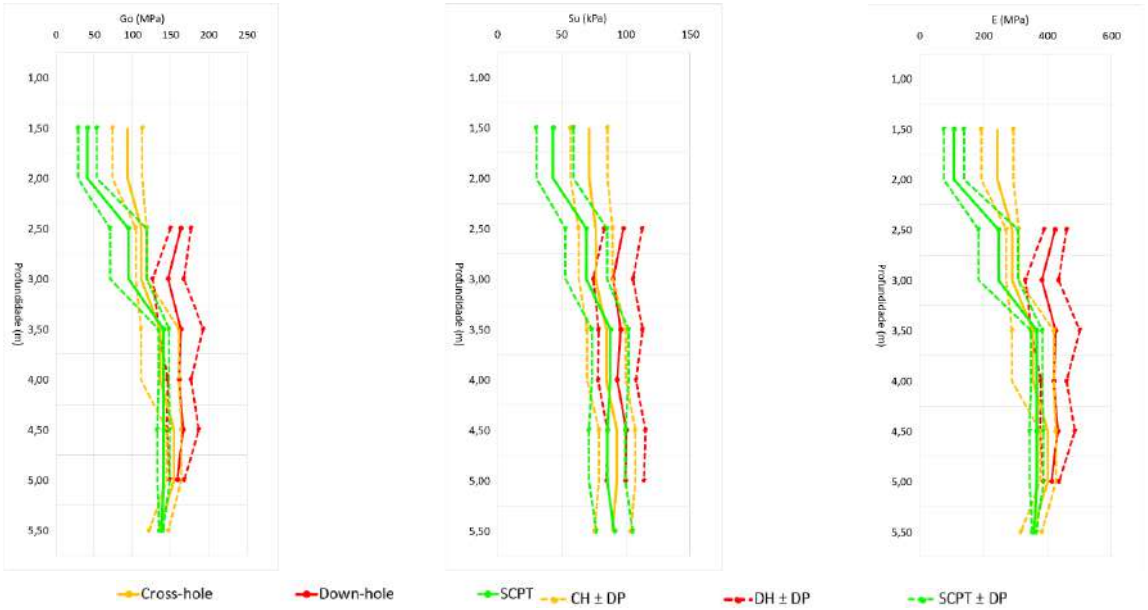


Figura 3. Resultados de G_0, S_u e E obtidos através de diferentes ensaios no campo experimental de São Carlos. Fonte: Autores.

Através da análise dos gráficos, é possível notar uma grande variação entre os dados nas camadas superiores do solo. No entanto, conforme avança na profundidade, os resultados tornam-se mais homogêneos entre os métodos, além de apresentarem uma menor dispersão entre si, com um coeficiente de variação inferior a 30%. Essa variação nas camadas superiores, segundo Souza (2011), pode ser atribuída à variação na compactação da camada superficial do solo, na sua composição, na variação da sucção matricial ou de uma possível interferência de ondas de superfície na interpretação dos valores de V_S. Além disso, devido às camadas iniciais geralmente se tratarem de camadas de aterro, estas tendem a apresentar uma variabilidade em seus parâmetros comparado ao que se espera de um solo natural, o que também pode refletir em divergências nos resultados obtidos por diferentes ensaios.

6 CONCLUSÃO

Foi possível obter uma caracterização dos parâmetros geotécnicos do solo para os perfis das quadras 115 Sul e 215 Sul a partir de métodos geofísicos de aquisição sísmica. O resultado demonstrou ser coerente, considerando o caráter do solo analisado, comparado com os resultados de sondagens SPT.

Já no campo experimental de São Carlos, foi possível realizar um comparativo entre os valores dos parâmetros estimados por diferentes métodos de aquisição sísmica. Para as camadas superiores de solo, verificou-se uma divergência considerável entre os valores, o que pode ser atribuído a variáveis como a compactação superficial do solo, ressecamento e sucção matricial ou a fato de existir uma divergência na aquisição dos registros de ondas S por conta da interferência de ondas de superfície. Tal divergência, entretanto, não se mostra em camadas inferiores, onde se verifica que os parâmetros obtidos a partir dos resultados de ensaios *cross-hole* e *down-hole* se mostraram próximos aos determinados por ensaios de cone sísmico, indicando que estes ensaios podem ser realizados para a determinação dos valores de G_0, E e S_u. Assim, recomenda-se que em estudos futuros seja feita uma análise comparativa entre esses métodos em investigações mais profundas, buscando também uma análise para estimativa de parâmetros de resistência do solo como coesão e o ângulo de atrito.

REFERÊNCIAS

Castro, Bruno Carrilho de, *et al*. (2016). *Perfis geotécnicos da Cidade de Palmas-TO por meio de sondagens SPT e ensaios geofísicos*. Anais XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (XVIII COBRAMSEG), Belo Horizonte.

Fernández, B. P. (2017). *Caracterização geológico-geotécnica de solos da Asa Sul a partir de métodos de aquisição sísmica*. Brasília, Distrito Federal-Brasil. Dissertação (Mestrado em Geociências Aplicadas). Instituo de Geociências da Universidade de Brasília. Brasília, 2017.

Fonseca, A. Viana da. (2008). *Caracterização de solos residuais em projeto geotécnico assistido por ensaios*. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal. Disponível em https://hdl.handle.net/10216/67289. Acesso em 12 out 2021.

L'heureux, J.S.; Long, M. (2016). *Correlations between shear wave velocity and geotechnical parameters in Norwegian clays*. J. Geotech. Geoenvir. Eng., ASCE, 04017013-1 to 20. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/317759597_Correlations_between_shear_wave_velocity_and_geotechnical_parameters_in_Norwegian_clays. Acesso em 20 fev. 2022.

Mayne, Paul W. (2000). *Enhanced geotechnical site caracterization by seismic piezocone penetration tests*. Invited Lecture, Fourth International Geotechnical Conference, Cairo University, janeiro 2000, pp. 95-120

Poulos, Harry George. (2021). *Use of Shear Wave Velocity for Foundation Design*. 2021. Disponível em: https://doi.org/10.21203/rs.3.rs-493427/v1. Acesso em 20 fev. 2022.

Schnaid, Fernando; Odebrecht, Edgar. (2012). *Ensaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

Souza, Luiz Antonio; Gandolfo, Otavio. (2012). *Métodos geofísicos em geotecnia e geologia ambiental*. Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental. 2. 9-27. 2012. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/268799604_Metodos_geofisicos_em_geotecnia_e_geologia_ambiental. Acesso em 20 fev. 2022.

Souza, Tiago de Jesus. (2011). *Previsão da curva tensão-recalque em solos tropicais arenosos a partir de ensaios de cone sísmico*. 2011. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. doi:10.11606/D.18.2011.tde-25042012-163755. Acesso em: 27 fev. 2022.

Vitali, Osvaldo Paiva Magalhães. (2011). *Desenvolvimento de um sistema para a realização de ensaios sísmicos down-hole em com conjunto com o CPT*. São Carlos, São Paulo. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação e Área de concentração em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia. DOI: 10.11606/D.18.2011.tde-01122011-100235.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/570

Uso de Vant para Análise Geotécnica

Mabile Rodrigues Bombassaro
Engenheira Civil, Faculdade Arnaldo, Cascavel-PR, Brasil, mabilerb@gmail.com

Marcio Fernandes Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: Os Veículos Aéreos Não Tripulados (VANTs) emergem como uma alternativa promissora, tanto no âmbito acadêmico quanto profissional, impulsionando avanços significativos. A pesquisa destacou a importância dos VANTs em análises geotécnicas preliminares, enfatizando a agilidade, precisão e redução de custos e riscos que esta tecnologia oferece para a construção civil. Este estudo focou na aplicação de VANTs de baixo custo para investigar a estabilidade de taludes, demonstrando que a utilização de imagens verticais e oblíquas captadas por esses dispositivos facilita procedimentos mais eficientes e precisos em comparação com métodos tradicionais. A pesquisa descreveu o processo de captura fotográfica e a criação de um modelo tridimensional via fotogrametria digital, utilizando o software Agisoft Metashape para processar as imagens aéreas. Os resultados alcançados, incluindo o Modelo Digital de Elevação (MDE) obtido, provaram ser satisfatórios para análises detalhadas, reforçando a viabilidade de VANTs como ferramenta de coleta de dados topográficos para análise de estabilidade de taludes. Essa abordagem não apenas oferece um método de análise mais abrangente e preciso, mas também destaca o potencial dos VANTs em fornecer perspectivas únicas e melhorar a qualidade dos projetos de engenharia, ao mesmo tempo que reduz tempo e custos associados ao trabalho de campo.
PALAVRAS-CHAVE: VANT; Levantamentos fotogramétricos; Fotogrametria digital; Modelo tridimensional; Ortomosaico.

ABSTRACT: The Unmanned Aerial Vehicles (UAVs) emerge as a promising alternative, advancing significant progress both academically and professionally. The research highlighted the importance of UAVs in preliminary geotechnical analyses, emphasizing the agility, precision, and cost and risk reduction this technology brings to the construction industry. This study focused on the application of low-cost UAVs to investigate slope stability, showing that the use of vertical and oblique images captured by these devices facilitates more efficient and accurate procedures compared to traditional methods. The research described the process of photographic capture and the creation of a three-dimensional model through digital photogrammetry, using Agisoft Metashape software to process the aerial images. The results achieved, including the Digital Elevation Model obtained, were deemed satisfactory for detailed analyses, reinforcing the viability of UAVs as a tool for collecting topographic data for slope stability analysis. This approach not only offers a more comprehensive and accurate analysis method but also highlights the potential of UAVs to provide unique perspectives and improve the quality of engineering projects while reducing the time and costs associated with fieldwork.

KEYWORDS: UAVs; Photogrammetric surveys; Digital photogrammetry; Three-dimensional model; Orthomosaic.

1 INTRODUÇÃO

O avanço tecnológico impulsionou a Geotecnia, especialmente na gestão de riscos de barragens inativas (SÁNCHEZ, 2019). Os Veículos Aéreos Não Tripulados (VANTs) emergem como ferramentas poderosas, proporcionando imagens detalhadas, identificação de instabilidades e coleta de dados do solo. Ágeis e seguros, permitem levantamentos rápidos e eficientes, cobrindo vastas áreas (SITHOLE & VOSSELMAN, 2005). Equipados com diversos sensores, contribuem para análises geotécnicas precisas. A fotogrametria é essencial, garantindo sobreposição para resultados de qualidade. Essa abordagem inovadora promete melhorar a segurança e a qualidade dos projetos, representando um avanço significativo na Geotecnia (BONNEVAL, 1972; KRAUS, 1993; ZUCATELLI *et* al., 2017).

Os VANTs são amplamente reconhecidos na monitorização de taludes, destacando-se pela precisão,

rapidez e acessibilidade (DJI, 2023). A combinação desses veículos com a fotogrametria digital possibilita a coleta rápida e precisa de dados, auxiliando estudos geotécnicos com agilidade, suporte a decisões rápidas e acesso a áreas remotas (PIX4D, 2019). No planejamento de voo, a altura é calculada para garantir sobreposição entre imagens, com cobertura longitudinal acima de 80% e transversal acima de 60%. A distância focal da câmera influencia a perspectiva e ampliação da imagem, enquanto a resolução e a Ground Sample Distance (GSD) são cruciais na fotogrametria, impactando na qualidade da imagem e na precisão dos dados (WINGTRA, 2023). A aplicação de novas tecnologias, como os VANT, tem se mostrado valiosa para análises geotécnicas preliminares, permitindo levantamentos topográficos e identificação de áreas de instabilidade de forma ágil e precisa. Além disso, o uso de VANTs reduz custos e riscos para os profissionais, contribuindo para a melhoria da segurança e da qualidade dos projetos de engenharia no setor de construção civil (TRINDADE, 2022).

O presente artigo teve como objetivo descrever uma abordagem técnica para a utilização de dispositivos VANT como uma ferramenta essencial na investigação da estabilidade de taludes. A análise de informações espaciais e temporais provenientes de imagens verticais e oblíquas permitiu obter procedimentos mais eficientes, rápidos e precisos em comparação com os métodos convencionais.

2 METODOLOGIA

2.1 Metodologias para o plano de voo

O processo fotogramétrico, conforme descrito por Rosado (2014), abrange diversas etapas, desde a captura fotográfica até a obtenção das coordenadas tridimensionais, com erros e precisão acumulados ao longo do trabalho de campo e de escritório (TEIXEIRA *et* al., 2006). O planejamento de voo é fundamental, considerando área de cobertura, altura e rota do VANT, com o software Drone Harmony sendo utilizado para criar e ajustar o plano, observando restrições e parâmetros específicos. As condições climáticas e geográficas devem ser consideradas durante o voo, assim como a conformidade com regulamentações locais e garantia de segurança. O plano de voo não só assegura a eficiência na coleta de dados, mas também fornece um registro dos parâmetros utilizados para rastreabilidade dos dados. A realização de voos requer conformidade com leis locais e priorização da segurança. Em resumo, o planejamento de voo é crucial para garantir a qualidade e precisão dos resultados fotogramétricos, facilitado por ferramentas como o Drone Harmony (BEGLEY, 2023).

2.2 Execução do plano de voo

Para esse estudo, o voo programado em plano (Figura 1) teve área de cobertura aproximada de 125.571,00 m² de levantamento, distância de voo 6.712 m percorridos.

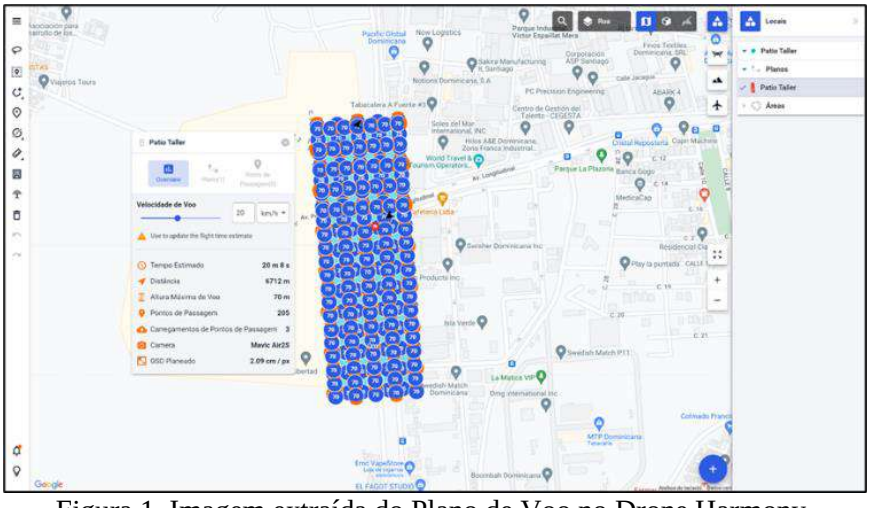


Figura 1. Imagem extraída do Plano de Voo no Drone Harmony.

Foi realizada 01 única missão de voo, para cobrir toda a área em estudo, altura de voo 70 m, com um total de 205 fotografias aéreas tiradas pelo aparelho e o tempo em campo foi de aproximadamente 1 hora de atividade com 26 minutos de voo, GSD de 2,09 cm/px. Se utilizou um smartphone com sistema operacional Android (SONY, 2023).

2.3 Orientação absoluta dos pontos

Pontos de apoio são referências (Figura 2) fixas em imagens fotogramétricas, fundamentais para georreferenciar as imagens e garantir precisão. Distribuídos uniformemente, devem ser facilmente identificáveis, estáveis no terreno e marcados de forma visível, geralmente com placas metálicas ou tinta. Rosado (2014) destaca sua importância na correção de erros e recomendações para marcação e localização, incluindo a consideração de obstáculos para a precisão do GPS.

Figura 2. Imagem extraída do Plano de Voo no Drone Harmony.

2.4 Processamento e alinhamentos dos dados

Para processar as imagens (Figura 3), foi escolhida a ferramenta METASHAPE Professional, que cria modelos tridimensionais a partir de fotos. O software alinhou automaticamente as imagens, identificando pontos de correspondência comuns e calculando suas posições. As coordenadas foram convertidas para o sistema UTM-WGS 1984, Zona 19 Norte, em cerca de 10 minutos.

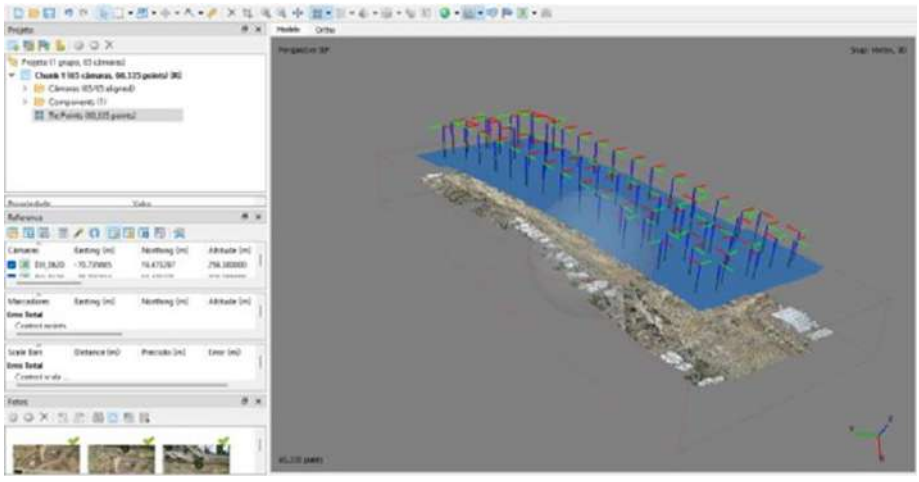


Figura 3. Fotos alinhadas e sobrepostas.

2.4.1 Importação do dados e pontos de controle

As coordenadas dos pontos de controle foram lançadas em uma planilha, convertidas em formato CSV e importadas para o Metashape, são apresentadas na Tabela 1. As coordenadas foram convertidas para o sistema UTM-WGS 1984, Zona 19 Norte, conforme Figura 4.

Tabela 1. Coordenadas dos pontos de controle.

Identificação	E	N	Elevação (m)
SCL03-07C7	317.770,26	2.154.493,40	192.98
SCL03-11C3	317.776,90	2.154.356,15	194.28
SCL03-11C4	317.778,36	2.154.326,18	193.58
SCL03-12C2	317.780,87	2.154.274,24	192.37
SCL03-12C4	317.783,77	2.154.214,31	190.97

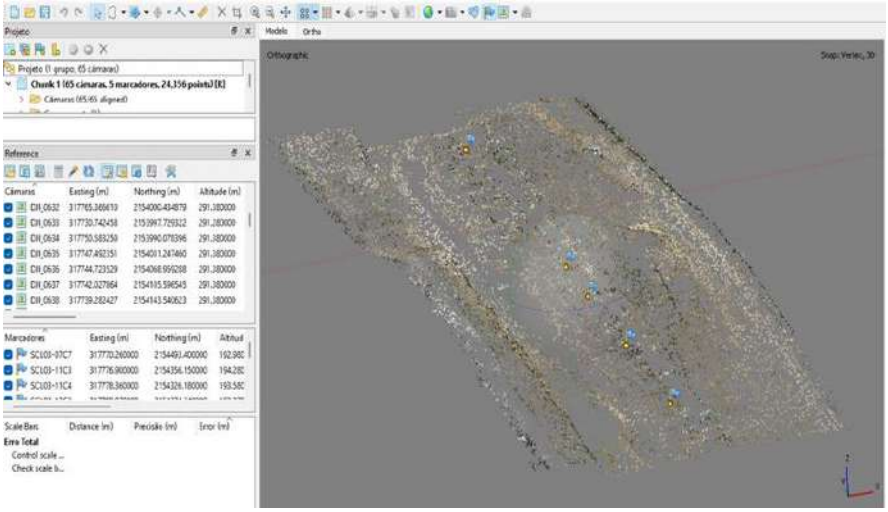


Figura 4. Pontos de controle lançados.

2.4.2 Importação do dados e pontos de controle

Optou-se por gerar inicialmente uma nuvem densa de pontos de baixa qualidade para agilizar o processo. Posteriormente, ajustou-se os pontos de controle à nuvem densa, usando um GPS RTK para georreferenciar. Esse ajuste é crucial para a precisão e qualidade do modelo final, permitindo a integração de informações externas. Após a geração da nuvem densa, os pontos de controle são visualizados sobre a imagem alinhada, facilitando sua sobreposição com as fotos correspondentes, contribuindo para a confiabilidade das reconstruções tridimensionais, conforme Figura 5.

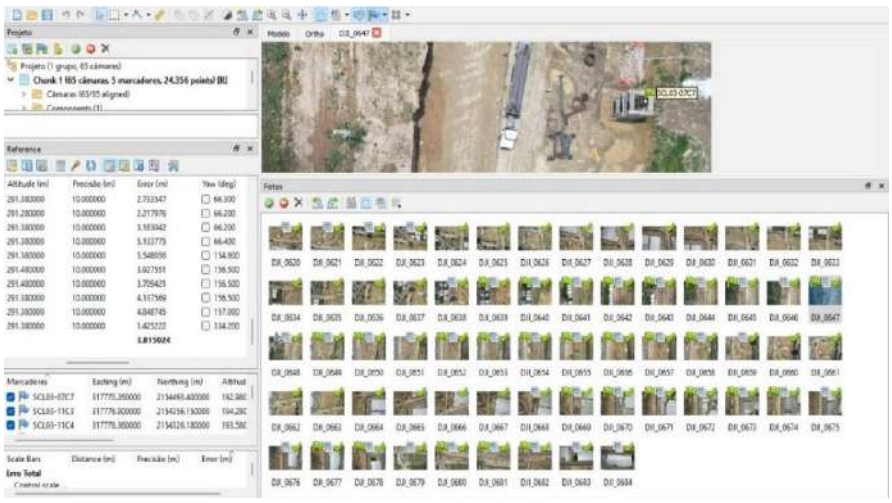


Figura 5. Ajuste do ponto de controle na nuvem densa.

2.4.3 Gerando a segunda nuvem de pontos

A Figura 6 mostra a geração da nuvem densa de alta qualidade demanda 2,5 horas; essa etapa precede a geração do modelo tridimensional texturizado.

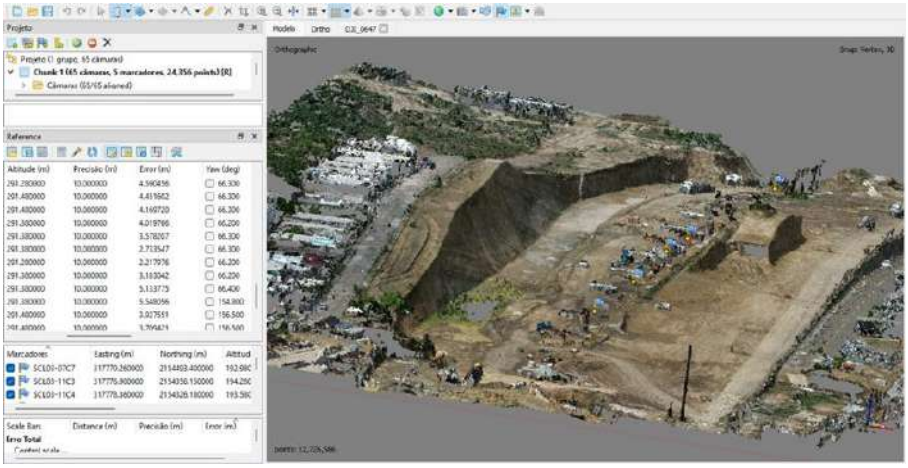


Figura 6. Resultado da nuvem densa de alta qualidade.

2.3.4 Gerando a segunda nuvem de pontos

A classificação da nuvem é crucial para isolar elementos indesejados em modelos tridimensionais. A ferramenta Metashape utiliza parâmetros como ângulo máximo, distância máxima e tamanho para classificar objetos. Algoritmos de filtragem, baseados em um modelo geométrico local, distinguem superfícies do terreno de objetos como construções e vegetação. Para serem classificados como parte do terreno, os pontos devem atender aos três parâmetros de filtragem: ângulo máximo, distância máxima e tamanho, conforme Figura 7.

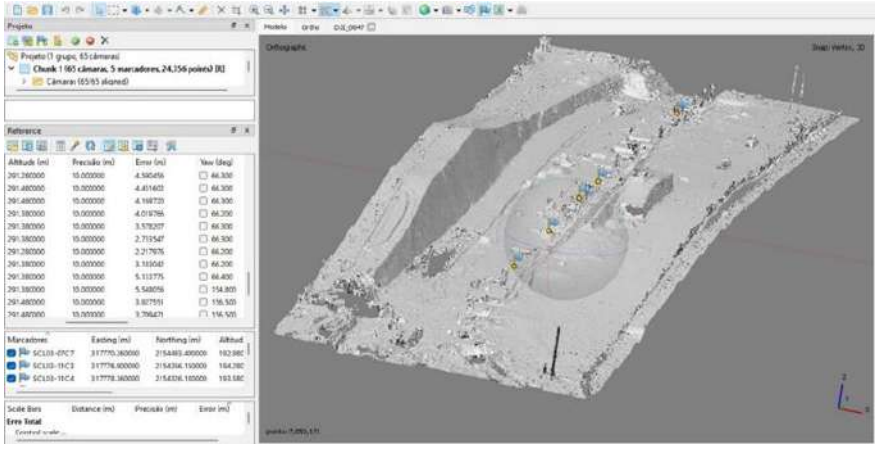


Figura 7. Nuvem de pontos ainda não classificada.

2.3.5 Modelo tridimensional

Após filtragem e refinamento da nuvem de pontos, o software texturiza as superfícies tridimensionais para realismo visual; o Metashape Professional suporta medições, extração e análise de dados (Figura 8).

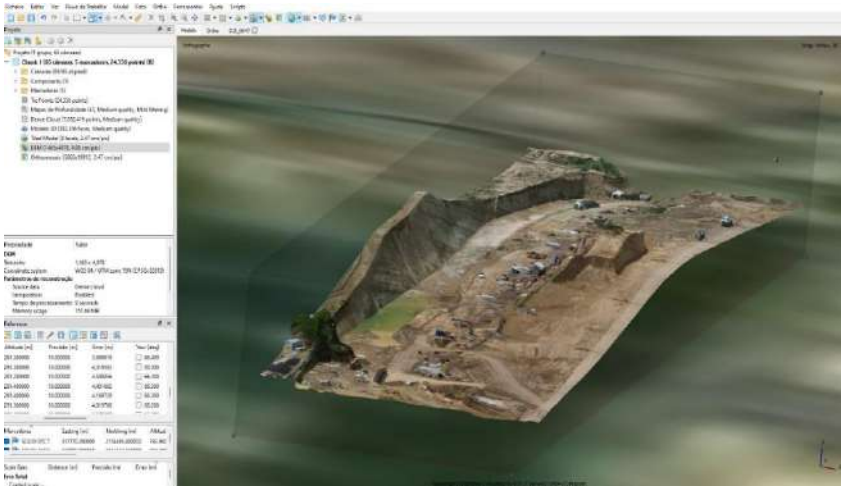


Figura 8. Modelo texturizado.

O processamento fotogramétrico produziu um MDE, útil para análises geológicas, fluxo de água e estabilidade, oferecendo detalhes precisos da topografia da região.

3 RESULTADOS

Através da utilização do processamento fotogramétrico, foi possível obter um MDE, conhecido também como Modelo Digital do Terreno (MDT), que ofereceu uma representação altamente detalhada e precisa da topografia da região na superfície. O MDE pode ser empregado em diversas atividades, como a análise de configuração geológica, fluxo de acumulação de água, sendo relevante como dado geométricos e de entrada para análises de estabilidade.

3.1 Configuracão geológica de taludes avaliados por Modelo 3D

A análise do modelo tridimensional renderizado com a textura fotogramétrica possibilitou visualizar a configuração geológica do talude. É possível identificar dois (2) extratos de materiais de origem sedimentar claramente diferenciados, onde nos primeiros metros do primeiro extrato são caracterizados por argilas siltosas de coloração amarela em estado compacto. Subjacente à primeira camada o solo é representado por xistos amarelo-acastanhados com veios arenosos de 10 - 12 centímetros e equidistantes entre 1,50 - 2,0 m, conforme Figura 9.

Figura 9. Modelo 3D texturizado.

De acordo com a ficha geológica 6074 - II do Serviço Geológico Nacional (SGN) a profundidade do Folhelho desta unidade é da ordem dos 300 m, estimativa baseada em dados regional. Os materiais que compõem o talude são de idade Mioceno e pertencem à formação Gurabo que se interdigitam com o xisto da formação Mao.

3.1.1 Dados Geométricos

Ainda para a análise de estabilidades, com o modelo tridimensional gerado, foi possível obter seções que correspondem a trechos representativos do cenário atual. Esta informação permite a interpretação das seções representadas como as que correspondem aos modelos geológicos a utilizar na análise de estabilidade.

Com os dados obtidos pela fotogrametria, pode-se calcular ângulos de inclinação, perfis de terreno, declividades e demais características geométricas que são essenciais para avaliar a estabilidade da área. Além disso, a fotogrametria permite o monitoramento contínuo das mudanças topográficas ao longo do tempo, identificando movimentações do terreno e possibilitando a tomada de ações preventivas para evitar problemas de instabilidade.

3.1.2 Fluxo de acumulação

Os resultados obtidos a partir das fotografias adquiridas no levantamento planialtimétrico usando técnicas de aerofotogrametria, juntamente com o MDE obtido no ortomosaico com resolução de 2,09 cm/pixel, foram considerados satisfatórios para a geração das curvas de nível necessárias na análise dos modelos temporais.

A técnica de Fluxo de Acumulação de Água tem sido amplamente utilizada na análise geotécnica para avaliar o comportamento hidrológico de uma área e fornecer informações relevantes para o planejamento e o gerenciamento de recursos hídricos. Essa técnica utiliza modelagem hidrológica computacional para simular o movimento da água em uma bacia hidrográfica, levando em consideração parâmetros topográficos, hidrológicos e ambientais.

Uma das principais vantagens do uso da técnica de Fluxo de Acumulação de Água é a capacidade de identificar áreas de escoamento concentrado, direcionando a água para áreas específicas e potencialmente problemáticas. Isso é especialmente relevante em análises geotécnicas, pois ajuda a identificar possíveis locais de erosão, deslizamentos de terra ou acumulação de água que podem comprometer a estabilidade do terreno.

Neste caso, a fotogrametria é uma técnica que pode ser utilizada em conjunto com a técnica de Fluxo de Acumulação de Água para melhorar as análises geotécnicas.

4 CONCLUSÃO

A tecnologia, aqui discutida, apresenta-se como uma alternativa promissora, impulsionando o avanço na área acadêmica e profissional. A análise de informações espaciais e temporais provenientes de imagens verticais e oblíquas permite obter procedimentos mais eficientes, rápidos e precisos em comparação com os métodos convencionais. Esta pesquisa demonstrou-se que tanto a utilização de aeronaves quanto o processamento de dados são acessíveis e fáceis de realizar usando a técnica estabelecida neste estudo. As fotografias aéreas, antes e depois do processamento, são capazes de fornecer informações qualitativas sobre as características e feições da superfície da área em estudo, permitindo uma cobertura abrangente de toda a área de influência com apenas uma saída a campo. Isso facilita e oferece uma perspectiva diferenciada ao Engenheiro que utiliza essa técnica para analisar e estudar a região instável.

Pelo uso do VANT é possível reduzir o tempo necessário para o trabalho de campo e obter resultados de alta qualidade a um custo acessível. Além disso, eles são mais precisos e detalhados em comparação com os métodos convencionais, proporcionando todas as vantagens mencionadas ao longo desta pesquisa. proposta para esse tipo de estudo é fácil de pilotar, transportar e possui uma ampla variedade de modelos disponíveis no mercado, fabricados por diversas empresas. Isso facilita a aquisição do equipamento aéreo necessário.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Begley, T. (2023) ESC Electronic Speed Controllers: An introduction; https://www.rcgeeks.co.uk/blogs/news/what-is-an-esc-electronic-speed-controller, Acessado em jun/2023.

Bonneval, H. (1972) Photogrammétrie générale. 1ª ed. France: Eyrolles.

DJI. Inside a VANT - ESC, 2016. Disponível em: https://www.dji.com/newsroom/news/inside-a-VANT-esc/. Acesso em: jun. 2023.

Kraus, K. (1993). Photogrametry – Fundamentals and Standard Processes. Vol I. Dümmler, Bonn, Alemanha.

Pix4D (2019) What is accuracy in an aerial mapping project?; Disponível em: https://www.pix4d.com/blog/accuracy-aerial-mapping; Acesso em: jun. 2023

Rosado, E. Q. (2014) *Introducción a la Fotogrametría y Cartografía aplicadas a la Ingeniería Civil*; Cáceres (España), Universidad de Extremadura para esta 1ª edición.

Sánchez, L. E. (2019) É Urgente Gerenciar Melhor Riscos das Barragens de Rejeitos Inativas.POLITÉCNICA USP.

Sithole, G.; Vosselman, G. (2005) Filtering of airborne laser scanner data based on segmented point clouds. In: International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, v. 36, n. part 3, p.

SONY (2023) Distância Focal. Disponível em: https://www.sony.es/electronics/support/articles/00267921. Acesso em: jun. 2023.

Teixeira, A. A.; Silva, A. M.; Pires, A. C. B. (2006) Fotointerpretação Geológica de Imagens Multifontes e sua Aplicação no Greenstone Belt Rio das Velhas, Quadrilátero Ferrífero, MG, Revista Brasileira de Geociências, 36 (l - Suplemento): 93-103.

Trindade, E. G. B. (2022). Disponível em: GEOSENSE Baterias de VANTs (LiPo): Tudo o Que Você Precisa Saber; https://geosense.net.br/; Acesso em: jun. 2023

Wingtra A. G. (2023). Puntos de apoyo fotogramétricos: ¿Cuántos necesitas (y cuándo son suficientes los puntos de control)? Disponível em: https://wingtra.com. Acesso em: jun. 2023

Zucatelli, G. F.; Philips, J. W.; Watashi, D. B. (2017). Fotogrametria Aplicada ao Monitoramento de Taludes em Lotea-mentos Urbanos – Estudo de Caso. In: VII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. Florianópolis.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/571

Utilizaçao de Novas Tecnologias no Monitoramento de Pilha de Rejeito: Monitoramento Térmico com Uso de Drone

Jean Carlos Macson
Engenheiro Geotécnico, Conselheiro Lafaiete, Brasil, jean.carlo.cardoso@vale.com

Geydson Alves
Engenheiro Geotécnico, Belo Horizonte, Brasil, geydson.alves@vale.com

Dieggo Soares
Engenheiro Geotécnico, Itabirito, Brasil, dieggo.soares@vale.com

Lincoln Barony
Engenheiro Geotécnico, Congonhas, Brasil, lincoln.barony@aluno.ufop.edu.br

Edicarlos Silva
Engenheiro Geotécnico, Congonhas, Brasil, edicarlos.silva@vale.com

RESUMO: O estudo em questão aborda uma abordagem inovadora no monitoramento de pilhas de rejeito, utilizando drones equipados com câmeras termográficas. O principal objetivo desse método é detectar e identificar possíveis problemas, como excesso de umidade e surgências, que são fatores críticos para a segurança dessas estruturas. Ao empregar câmeras termográficas, capazes de detectar variações de temperatura, os drones podem mapear com precisão áreas suspeitas, revelando variações térmicas que indicam a presença de umidades ou surgências em áreas mais frias das pilhas. Essas informações são cruciais, pois podem sinalizar problemas no sistema de drenagem interno, infiltrações superficiais ou até mesmo indicar caminhos preferenciais de fluxo que poderiam levar a falhas estruturais. Uma das principais vantagens desse método é a eficiência e agilidade no monitoramento. Os drones podem cobrir grandes áreas em curtos períodos de tempo, eliminando a necessidade de acesso físico a áreas de difícil alcance ou perigosas para os profissionais. Além disso, o monitoramento em tempo real proporciona uma tomada de decisão ágil e precisa, permitindo a identificação imediata de problemas e a implementação de medidas corretivas de manutenção.

PALAVRAS-CHAVE: Pilha de Rejeito; Drone; Monitoramento; Tecnologia; Inspeção Geotécnica.

ABSTRACT: The study in question addresses an innovative approach to monitoring waste piles, using drones equipped with thermal cameras. The main objective of this method is to detect and identify potential issues, such as excess moisture and seepage, which are critical factors for the safety of these structures. By employing thermal cameras, capable of detecting temperature variations, drones can accurately map suspicious areas, revealing thermal variations indicating the presence of moisture or seepage in cooler areas of the piles. This information is crucial as it can signal problems in the internal drainage system, surface infiltrations, or even indicate preferential flow paths that could lead to structural failures. One of the main advantages of this method is the efficiency and agility in monitoring. Drones can cover large areas in short periods of time, eliminating the need for physical access to hard-to-reach or dangerous areas for professionals. Additionally, real-time monitoring provides agile and precise decision-making, allowing for the immediate identification of problems and the implementation of maintenance corrective measures.

KEYWORDS: Waste Piles; Drones; Monitoring; Technology; Geotechnical Inspection

1. INTRODUÇÃO

As pilhas de rejeito desempenham um papel crucial na indústria de minério de ferro, sendo uma parte essencial do processo de beneficiamento mineral. No entanto, a gestão inadequada dessas estruturas pode acarretar sérios riscos ambientais e de segurança. Com o aumento da produção mineral e o consequente crescimento das

instalações de armazenamento de rejeitos, torna-se imperativo implementar medidas eficazes de monitoramento e manutenção para garantir a integridade dessas estruturas.

As inspeções visuais periódicas emergem como uma ferramenta fundamental na identificação precoce de potenciais problemas e no acompanhamento da evolução das condições das pilhas de rejeito. Estas inspeções permitem a detecção de sinais de instabilidade, erosão, infiltração de água e outros danos que possam comprometer a estabilidade e segurança das pilhas.

Hawley M. e Cunning J. (2017) ressaltam que a inspeção visual é fundamental para a operação segura contínua de uma pilha, e é o método mais fácil, mais comum e mais prático de monitoramento. A inspeção visual é um componente chave de um programa eficaz de monitoramento pilhas de rejeito. Potenciais sinais de instabilidade em desenvolvimento podem ser detectados através de inspeções visuais, incluindo: trincas; deformação; inclinação excessiva; ravinamentos; surgências. Observações de qualquer um desses indicadores devem ser trazidas à atenção do corpo técnico de geotecnia para ajudar a identificar potenciais instabilidades que possam estar se desenvolvendo.

Neste contexto, este artigo explora a importância das inspeções visuais periódicas nas pilhas de rejeito da indústria de minério de ferro, destacando os benefícios de uma abordagem proativa na gestão e manutenção dessas estruturas vitais. Será discutido o método para o monitoramento térmico com uso de drone para a realização dessas inspeções, bem como os desafios enfrentados e as melhores práticas para garantir a segurança e integridade das pilhas de rejeito.

Drone é o termo mais comum usado para se referir a aeronaves leves sem pilotos humanos a bordo. Por serem leves, não muito caros e, em termos de pilotagem, não muito exigentes, o uso civil desses veículos tem sido exponencial, especialmente nos últimos anos. Este artigo apresenta uma aplicação que explora seu uso como portador de câmeras digitais, permitindo a aquisição de imagens infravermelhas a partir da inspeção em uma pilha de rejeito.

2. METODOLOGIA

O drone utilizado para a realização das inspeções na pilha de rejeito é chamado de Matrice 300 da plataforma de drone industriais da DJI conforme apresenta a Figura *1*, possui até 55 minutos de tempo de voo, habilidades avançadas de insteligência artificial, sistemas de detecção e posicionamento em 6 direções.

A metodologia empregada neste estudo envolveu várias etapas para a realização de uma inspeção visual detalhada em uma pilha de rejeito selecionada, seguida pela identificação de possíveis pontos de umidade por meio de imagens infravermelhas adquiridas pelo drone equipado com a câmera H20T.

Figura 1. Drone Matrice 300 a esquerda e câmera H20T a direita. Fonte: DJI

A primeira etapa do estudo foi a realização da seleção da pilha de rejeito com base em critérios como o tamanho da estrutura, sua importância para as operações mineradoras e a disponibilidade de acesso para inspeção. A Figura *2* apresenta a estrutura de armazenamento de rejeito que possui 50 m de altura que ocupa uma área de aproximadamente 57000,00 m².

Figura 2. Estrutura de armazenamento de rejeito. Fonte: Os autores.

Em seguida, foi realizada uma inspeção visual minuciosa da estrutura. Essa inspeção foi conduzida por profissionais treinados, os quais avaliaram diversos aspectos, incluindo a presença de trincas, deformações, inclinações anormais, e quaisquer outros sinais de potencial instabilidade. Após a inspeção visual, foram identificados possíveis pontos de atenção. Esses pontos foram marcados para posterior análise.

Utilizou-se então, o drone Matrice 300 equipado com a câmera H20T para a aquisição de imagens infravermelhas da pilha de rejeito. O drone foi programado para sobrevoar a área de interesse de forma sistemática, capturando imagens em alta resolução. A câmera H20T, com sua capacidade de capturar imagens térmicas, foi essencial para identificar variações de temperatura associadas à presença de umidade na superfície da pilha.

As imagens infravermelhas capturadas foram analisadas para identificar áreas com variações significativas de temperatura, indicativas de possíveis pontos de umidade na pilha de rejeito. Essas áreas foram posteriormente comparadas com os pontos marcados durante a inspeção visual para corroborar os resultados.

Essa abordagem metodológica permitiu uma avaliação abrangente da integridade da pilha de rejeito, combinando técnicas tradicionais de inspeção visual com tecnologias avançadas de imagem infravermelha proporcionadas por drones.

3. RESULTADOS

3.1 Inspeção de campo

A inspeção de campo foi realizada a fim de observar o estado de conservação da estrutura e obter os pontos de atenção para a realização do voo de drone posteriormente. A Figura 3 apresenta os pontos inspecionados onde pode-se constatar o estado de conservação a que se encontra.

Figura 3. Imagens da inspeção visual realizada na estrutura. Fonte: Os autores.

Alguns aspectos de rotina podem ser identificados como necessidade de conformação de alguns pontos dos taludes e correção em algumas bermas no que se refere a declividade para o correto direcionamento das drenagens.

3.2 Voo de drone

Durante o curso da pesquisa, foi conduzido o voo de drone com o objetivo de obter imagens detalhadas para análise posterior. Antes de iniciar o voo, realizou-se uma inspeção visual minuciosa da área de interesse. Esta etapa foi fundamental para identificar os pontos críticos que requeriam atenção especial durante o voo do drone. Fatores como a presença de obstáculos, condições meteorológicas, e possíveis interferências eletromagnéticas foram cuidadosamente avaliados.

Ao operar o drone, foram adotadas precauções para garantir a segurança e o sucesso da missão. Entre essas precauções, destacam-se a verificação prévia do equipamento para garantir seu correto funcionamento, a definição de um plano de voo detalhado, incluindo altitudes e trajetórias de voo seguras, e a realização de testes de conectividade e calibração do GPS.

Durante o voo, manteve-se constante atenção aos pontos de interesse previamente identificados durante a inspeção visual. Além disso, a equipe ficou atenta a possíveis mudanças nas condições ambientais que pudessem afetar a segurança do voo, como variações repentinas de vento ou mudanças na iluminação.

3.3 Avaliação das imagens coletadas

Conforme apresenta a Figura 4, o drone é capaz de fornecer as imagens em alta resolução da estrutura onde a vista abrangente da pilha permite uma avaliação geral de seu estado de conservação. As inspeções com o uso de drone utilizando a tecnologia de câmera infravermelha fornece informações que auxiliam na detecção de anomalias que seriam difíceis de serem constadas somente por inspeção visual em campo.

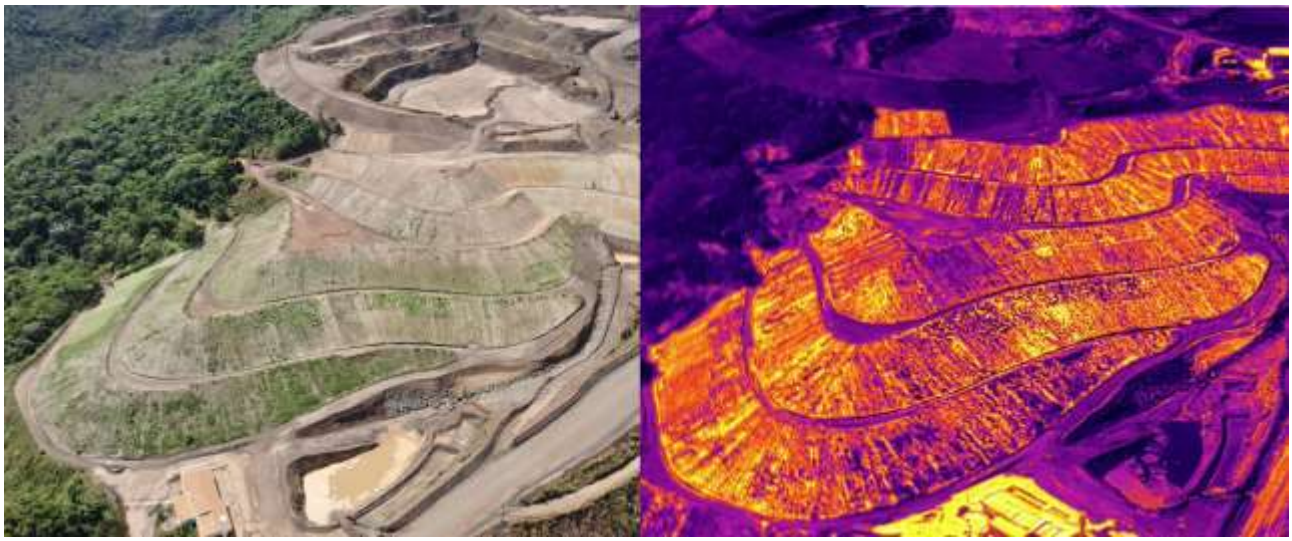


Figura 4. Imagens de drone da pilha de rejeito. Fonte: Os autores

O objetivo do voo foi a aquisição de fotografias infravermelhas de alta qualidade de diferentes pontos de vista. A avaliação de imagens infravermelhas fornece uma série de informações em diversas áreas, incluindo a detecção de anomalias térmicas, onde as imagens infravermelhas podem revelar variações de temperatura em uma superfície, indicando a presença de anomalias térmicas, como calor, infiltração de água ou falhas estruturais. A Figura 5 apresenta os pontos observados em campo que foram possíveis de serem mapeados pelo drone.

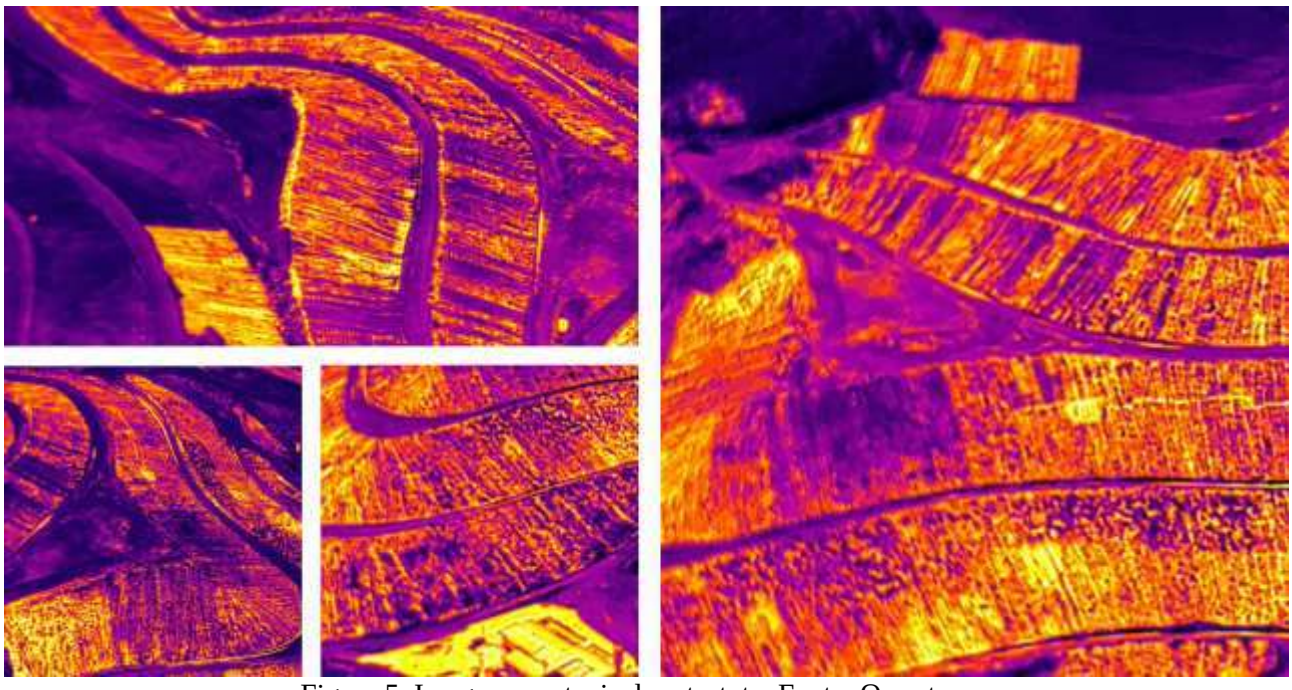


Figura 5. Imagens pontuais da estrututa. Fonte: Os autores.

Observa-se que a umidade geralmente tem uma temperatura diferente da superfície seca, permitindo a identificação de áreas úmidas na estrutura. Isso é especialmente útil em pilhas de rejeito, onde o excesso de umidade pode indicar potenciais problemas de estabilidade e eventuais falhas no sistema de drenagem interna da pilha. As regiões mais claras são pontos secos e as regiões com coloração mais escura foram identificados como pontos de atenção, onde pode estar ocorrendo excesso de umidade ou alguma falha na drenagem superficial que direciona o fluxo para a face do talude.

O vermelho, o laranja e o amarelo são percebidos como cores quentes, enquanto o verde, o azul e o violeta como cores frias. A imagem da pilha de rejeitos apresentada na Figura 6 revela uma distribuição de cores significativa, com a maioria dos pontos aparecendo em tons de amarelo, enquanto alguns estão destacados em violeta. Essa variação de cores pode ser interpretada com base em princípios de termografia. Os pontos amarelos na imagem geralmente indicam áreas com temperaturas mais elevadas. Isso pode ser atribuído à exposição direta ao sol ou à falta de cobertura vegetal ou água, o que resulta em maior absorção de calor e consequentemente temperaturas mais altas.

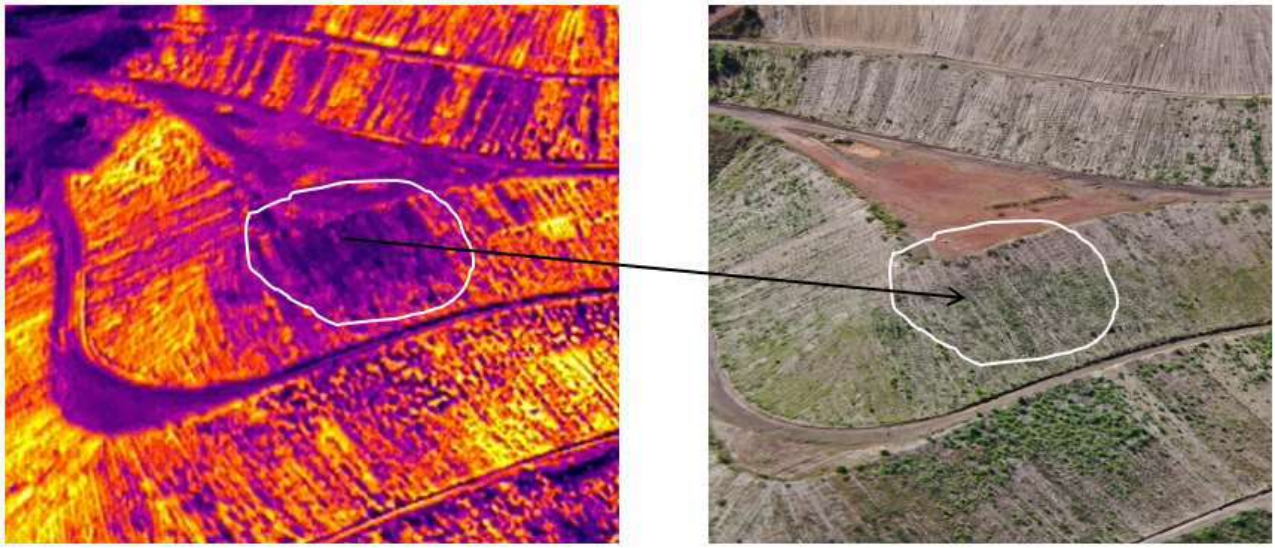


Figura 6. Ponto de variação da temperatura com incidência de cor fria. Fonte: Os autores.

Foi registrada uma área onde houve uma maior incidência de cor fria. Em inspeção de campo essa situação não pode ser constatada. O que se nota é uma falha na drenagem da berma da pilha o que mostra que situações que em inspeção visual não podem ser notadas, podem ser facilmente identificadas com o uso da câmera térmica.

3. CONCLUSÃO

A realização de inspeções de campo na pilha de rejeito foi fundamental para identificar pontos críticos, especialmente em relação ao excesso de umidade. Durante essas inspeções visuais, foram observadas áreas suspeitas de concentração de umidade, indicando a necessidade de uma investigação mais aprofundada.

Após a identificação desses pontos de atenção, realizamos um voo de drone equipado com câmera infravermelha para obter imagens detalhadas da superfície da pilha de rejeito. Essas imagens foram posteriormente avaliadas e comparadas com as observações feitas durante as inspeções visuais de campo.

A análise das imagens infravermelhas revelou padrões de temperatura que corroboraram com as áreas identificadas como suspeitas durante as inspeções visuais. A detecção de variações térmicas significativas em áreas específicas forneceu evidências adicionais do potencial de umidade excessiva nessas regiões da pilha de rejeito.

Essa abordagem integrada, que combina inspeções visuais de campo com o uso de tecnologia de drone e imagens infravermelhas, demonstrou ser altamente eficaz na identificação precoce de problemas e na avaliação da integridade estrutural das pilhas de rejeito. Ao unir o conhecimento prático adquirido durante as inspeções visuais com as capacidades avançadas de sensoriamento remoto do drone, foi possível obter uma compreensão abrangente do estado da pilha de rejeito e tomar medidas preventivas para garantir sua segurança e estabilidade a longo prazo.

A abordagem integrada utilizada neste estudo demonstrou ser uma ferramenta valiosa para a avaliação da integridade das pilhas de rejeito. No entanto, existem diversas oportunidades para estudos futuros que podem aprimorar ainda mais o entendimento e abordagem em relação a este sistema.

Um aspecto importante para futuras pesquisas seria a realização de estudos longitudinais para monitorar as mudanças na umidade e nas condições estruturais das pilhas de rejeito ao longo do tempo. Isso permitiria uma compreensão mais profunda dos padrões de comportamento das pilhas de rejeito e poderia ajudar a identificar tendências ou padrões de degradação.

Outra área promissora para estudos futuros seria a aplicação de técnicas avançadas de processamento de imagem e análise de dados, como a inteligência artificial, para automatizar e aprimorar a interpretação das imagens coletadas. Isso poderia facilitar a detecção e identificação de anomalias com maior precisão e eficiência.

Por fim, seria importante realizar estudos comparativos entre diferentes métodos de monitoramento e inspeção de pilhas de rejeito, incluindo não apenas abordagens visuais e de sensoriamento remoto, mas também técnicas tradicionais, como ensaios de laboratório e análises de amostras de rejeito. Aspectos como erros em medição devido ao ângulo de visada combinado com o campo de visão também devem ser levados em consideração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Hawley, M., Cunning, J. (2017). *Guidelines for Mine Waste Dump and* Stockpile Design. CSIRO Publishing.

Henriques, M. J., Roque, D. (2015). *Unmanned Aerial Vehicles (UAV) as a Support to Visual Inspections of Concrete Dams. Second International Dam World Conference*. Portugal – Lisboa LNEC.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/572

Utilização de tiltímetros com comunicação satelital como alternativa ao monitoramento de taludes ao longo da Estrada de Ferro Vitoria-Minas

Henrique Andrade Penido
Vale S.A., Belo Horizonte, Brazil, henrique.penido@vale.com.br

Guilherme Passos Ribas
MecRoc Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, guilherme.ribas@mecroc.com.br

Alexandre Assunção Gontijo
MecRoc Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, alexandre.gontijo@mecroc.com.br

Renan Ebenezer Alves Santana
Vale S.A., Belo Horizonte, Brazil, renan.santana@vale.com.br

Guilherme Botrel de Vasconcellos
Vale S.A., Belo Horizonte, Brazil, guilherme.vasconcellos@vale.com

RESUMO: A Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM), operada pela Vale, é uma extensa rede ferroviária com mais de um século de história, conectando os estados de Minas Gerais e Espírito Santo e desempenhando um papel fundamental no transporte de minério de ferro e outras mercadorias. Este estudo busca apresentar as práticas de monitoramento de taludes adotadas ao longo da EFVM, utilizando tiltímetros com comunicação via satélite. Esses instrumentos são projetados para medir continuamente a inclinação em dois eixos, fornecendo informações essenciais sobre o comportamento dos taludes. O modelo de tiltímetro escolhido possui um logger de comunicação via satélite, permitindo a análise remota de dados e reduzindo a necessidade de visitas frequentes ao local, especialmente em áreas remotas com cobertura limitada de sinal celular ou de rádio. A integração bem-sucedida desses tiltímetros para monitoramento de taludes na EFVM permite a mitigação proativa de riscos, melhorando a segurança operacional da ferrovia. O estudo também explora a metodologia de seleção de taludes, planos de monitoramento através de levantamentos aéreos com drones e modelagem 3D para otimização da alocação instrumentos, além de compartilhar dados de monitoramento obtidos.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, tiltímetros, comunicação via satélite, monitoramento remoto, EFVM

ABSTRACT: The Vitória-Minas Railway (EFVM), operated by Vale, is an extensive railway network with over a century of history, connecting the states of Minas Gerais and Espírito Santo and playing a fundamental role in the transportation of iron ore and other goods. This study seeks to present the slope monitoring practices adopted along the EFVM, using tiltmeters with satellite communication. These instruments are designed to continuously measure the inclination in two axes, providing essential information about the slope behavior. The chosen tiltmeter model has a satellite communication logger, allowing for remote data analysis and reducing the need for frequent site visits, especially in remote areas with limited cellular or radio signal coverage. The successful integration of these tiltmeters for slope monitoring on the EFVM enables proactive risk mitigation, improving the operational safety of the railway. The study also explores the methodology for selecting slopes, monitoring plans through aerial surveys with drones, and 3D modeling to optimize instrument allocation, as well as sharing obtained monitoring data.

KEYWORDS: Slope Stability, Tiltímeters, Satelite comunication, remote monitoring, EFVM.

1 INTRODUÇÃO

A estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM) é uma linha férrea brasileira centenária, que conecta Vitória, a capital do estado do Espírito Santo, a Belo Horizonte, capital do estado de Minas Gerais. Além da linha principal, ramais secundários fazem a ligação com outras regiões de abastecimento de minério e outros produtos. A linha principal segue o vale do Rio Piracicaba em sua porção mais próxima a Belo Horizonte, e então segue pelo vale do Rio Doce até o estado do Espírito Santo, cruzando ambos os estados em direção aproximadamente Leste-Oeste. Ao longo de sua existência, esta ferrovia assumiu várias formas, adaptando-se aos interesses de seus proprietários e limitações técnicas em diferentes períodos históricos. Atualmente operada pela Vale, a ferrovia desempenha um papel crucial no transporte não apenas de minério de ferro, mas também de uma variedade de outras commodities de uma das maiores regiões produtoras de minério de ferro do país, conhecida como Quadrilátero Ferrífero, até a costa do estado do Espírito Santo (Carvalho 2021).

Ao longo de toda a sua extensão, a EFVM atravessa inúmeras encostas naturais e taludes construídos, onde rupturas e movimentos de massa que representam riscos para a operação da ferrovia são frequentemente observados. A extensão total da EFVM é de 905 km, totalizando 2141 km de linha férrea. Ao longo da linha existem um total de 1997 taludes em corte, e 2021 taludes de aterro, além de diversas infraestruturas construídas, sendo 51 pontes, 50 túneis e 138 elevados e pontes.

O extenso trecho da ferrovia apresenta um grande desafio para o monitoramento geotécnico de encostas, devido às dificuldades de se conduzir inspeções frequentes nessas estruturas. Além disso, a ferrovia atravessa muitas áreas sem cobertura de sinal de telefone ou rádio, dificultando ainda mais a implementação de sistemas convencionais de monitoramento e telemetria dependentes desses métodos de comunicação tradicionais.

A Figura 1 apresenta a extensão da EFVM, desde Vitória, na região costeira do estado do Espirito Santo, até a o estado de Minas gerais, região conhecida como Quadrilátero Ferrífero (QF), região de extensiva produção de minério de ferro:

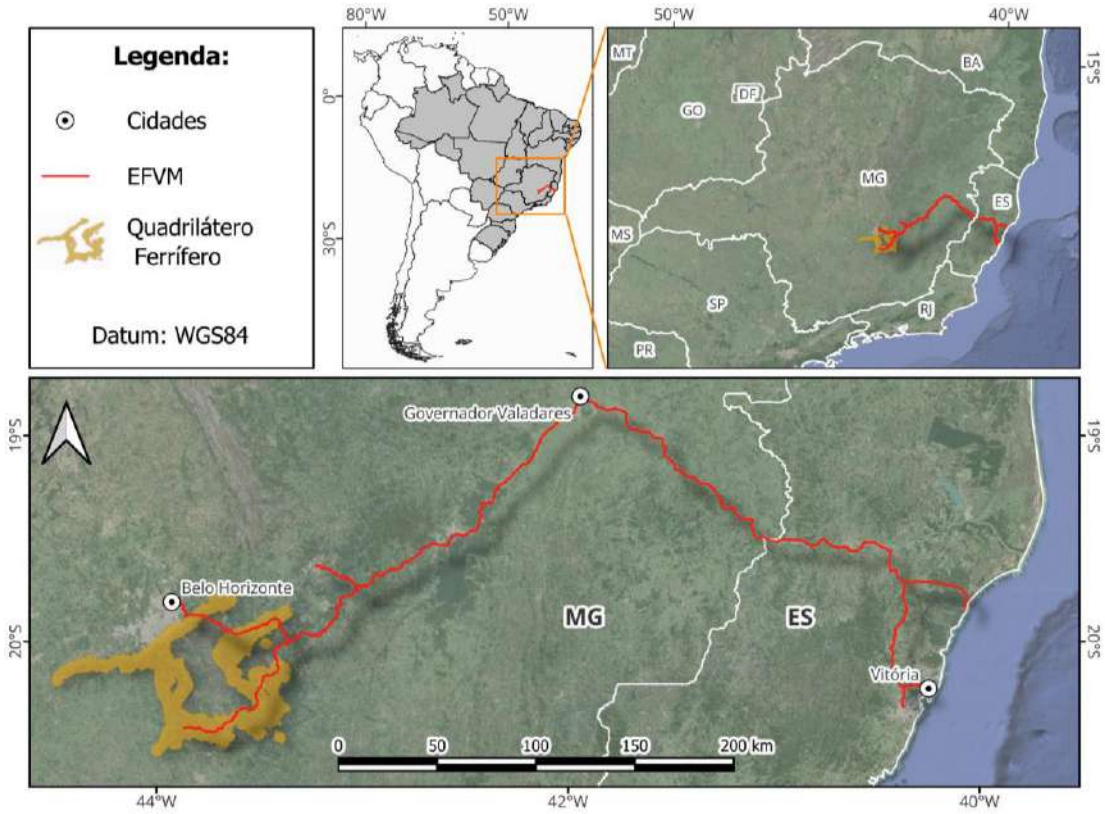


Figura 1. Localização da Estrada de Ferro Vitória-Minas.

Deslizamentos de terra e rupturas em taludes, induzidos por eventos de chuva intensa, frequentemente apresentam uma ameaça substancial para os assentamentos humanos e infraestruturas em escala global. O monitoramento de encostas é um fator crucial na avaliação dos riscos associados a essas estruturas. Seu papel

principal é servir como um alarme para eventos adversos e fornecer informações valiosas para prevenção ou redução dos impactos de rupturas e movimentos de massa. O monitoramento de fatores hidrogeológicos, climáticos e de deslocamento desempenha um papel central nessas análises (Chae, 2017).

O monitoramento de encostas pode ser dividido em três categorias principais. A primeira consiste em inspeções visuais para identificar trincas, fluxos de água e outras mudanças na superfície. A segunda categoria envolve a medição *in situ* de parâmetros hidrogeológicos, parâmetros do solo e deslocamento do solo. Instrumentos instalados em campo incluem pluviômetros, extensômetros, inclinômetros, tiltímetros e GPS para monitorar movimentos e deformações. A terceira categoria é composta por sensoriamento remoto, incluindo imagens de satélite, radar de abertura sintética (SAR), interferometria e detecção e varredura a laser (LiDAR) (Chae, 2017).

Para monitoramento terrestre em áreas remotas, os sensores precisam ser portáteis e exibir maior robustez em termos de resistência à água e variações climáticas, além de baixo consumo de energia. O monitoramento é geralmente baseado em leituras manuais de instrumentos *in situ*, onde a frequência de aquisição de dados depende das condições de acesso a esses locais (Reid et al., 2008).

Este trabalho se concentra principalmente na implementação de instrumentação terrestre, especificamente tiltímetros com comunicação via satélite, ao longo de longo da EFVM. A adoção desses instrumentos para o monitoramento de taludes visa superar os diversos desafios apresentados pelo monitoramento de encostas ao longo da ferrovia.

Os tiltímetros EWS, usados nas instalações ao longo da EFVM, apresentam um sistema automático de coleta de dados em horários programados e transmitem dados via satélite, também em horários programados. Esse sistema permite uma longa vida útil da bateria sem a necessidade de acesso no local, fornecendo informações de diversas medições realizadas ao longo do dia. Além disso, o equipamento possui uma resolução de leitura extremamente alta, permitindo a avaliação de tendências de movimento mesmo em pequenas escalas. Um sistema de alerta pré-programado permite que alarmes sejam acionados para os principais tomadores de decisão caso as leituras excedam os limites estabelecidos pelas equipes técnicas.

Como alternativa à extensa ferrovia, a primeira fase da implementação deste sistema de monitoramento, discutida neste trabalho, foi precedida por uma fase de diagnóstico geotécnico realizada pela equipe da Vale e empresas terceirizadas para categorizar os taludes com base em sua criticidade. Os taludes com maior risco foram escolhidos para a instalação inicial de instrumentos, onde novas inspeções e levantamentos aéreos também foram realizados para analisar as melhores condições de instalação. Este processo é apresentado nos capítulos seguintes.

2 OBJETIVOS

O objetivo do artigo é detalhar o processo de implementação do sistema de monitoramento de taludes ao longo da EFVM, utilizando tiltímetros com comunicação via satélite, e apresentar resultados dos monitoramentos, incluindo sua integração ao Centro de Monitoramento Geotécnico (CMG) da Vale. O trabalho também pretende apresentar a metodologia proposta utilizada na seleção de taludes, elaboração de planos de monitoramento e instalações nos taludes ao longo da EFVM.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A seleção dos taludes para instrumentação e monitoramento, teve início com uma inspeção geotécnica abrangente realizada pela equipe da Vale e empresas especializadas externas ao longo de toda a ferrovia. Aquelas encostas identificadas com mais alto risco geotécnico e criticidade em relação à ferrovia foram priorizadas para monitoramento utilizando tiltímetros. Posteriormente, foram realizados levantamentos aéreos detalhados nos taludes selecionados, para geração de dados tridimensionais, formando a base para o desenvolvimento de planos de monitoramento individualizados para cada estrutura. Nas etapas finais, os tiltímetros foram instalados, e os dados passaram a ser monitorados remotamente no Centro de Monitoramento Geotécnico da Vale. Os detalhes de cada etapa são discutidos neste capítulo. A Figura 2 apresenta as principais fases na implementação dos instrumentos:

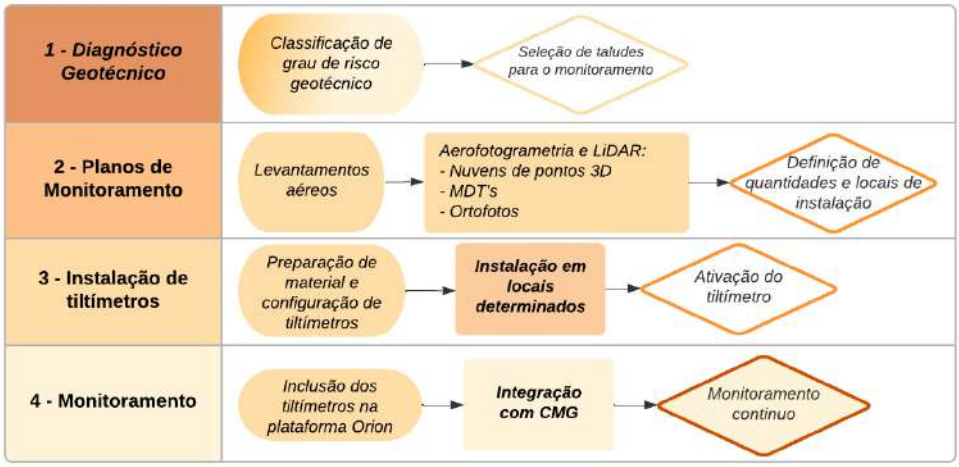


Figura 2. Quadro geral da metodologia utilizada na implementação do sistema de monitoramento.

A fase inicial da implementação do sistema de monitoramento, que envolveu o diagnóstico geotécnico ao longo de toda a ferrovia para classificação de risco dos taludes, não constitui o objetivo principal deste trabalho, e não será discutido em detalhe. Para a primeira fase da instalação, foram selecionados 20 taludes para a instrumentação, e até a data de publicação deste artigo, 30 tiltímetros já se encontram instalados em 10 taludes ao longo da ferrovia. A Figura 3 apresenta a localização dos taludes onde foram realizadas as instalações até a data da publicação do artigo:

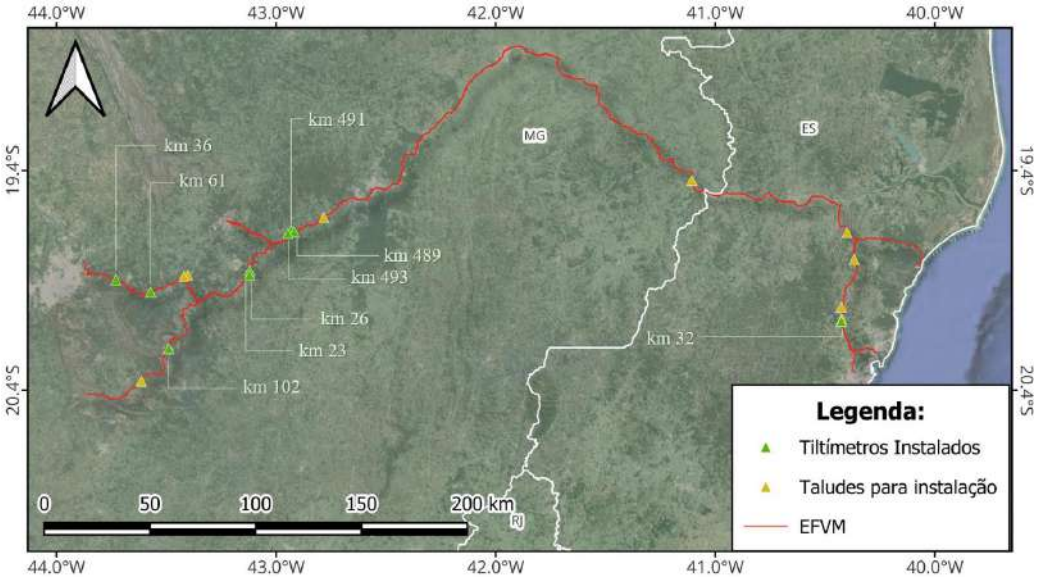


Figura 3. Locais de instalação de tiltímetros ao longo da EFVM.

Nos taludes selecionados, foram realizados levantamentos com veículos aéreos não tripulados (Drones) para geração de dados tridimensionais de cada talude selecionado. Esses modelos foram utilizados para análise do terreno em um ambiente computacional, medições de distância e volume, análise de possíveis acessos aos locais de instalação e geração de Modelos Digitais de Terreno (MDTs) e Ortomosaicos, que foram então utilizados para definir, com maior detalhe, as localizações exatas para a instalação dos instrumentos.

Para os levantamentos aéreos, foi utilizado o drone DJI Matrice 300 RTK, com a câmera fotogramétrica DJI P1 embarcada. As imagens capturadas nos levantamentos foram processadas no software Agisoft Metashape com a técnica de aerofotogrametria, para gerar os dados tridimensionais mencionados acima. Outros softwares de *Computed Aid Design* (CAD) e de Sistemas de Informação Geográfica (SIG) também foram utilizados para análises de dados e geração de mapas. Mais detalhes sobre os produtos desses levantamentos são apresentados na seção "Resultados" do artigo.

Após a etapa de inspeções e levantamentos aéreos, foram elaborados planos de monitoramento para cada talude selecionado, onde foram descritas as principais características de cada ativo, identificadas as principais fragilidades geotécnicas e então determinados os melhores locais para instalação de tiltímetros.

A etapa seguinte, consistiu na instalação dos instrumentos em cada ativo. A metodologia de instalação consiste em 4 etapas:

1. Perfuração do solo com furadeira e broca helicoidal (Profundidade de 500mm e diâmetro de 50mm)
2. Injeção de calda de cimento na perfuração, e inserção da haste metálica de sustentação.
3. Fixação de suporte metálico ajustável na haste, através de parafusos e brocas.
4. Fixação do Tiltímetro ao suporte, e ajuste na posição horizontal.

Os tiltímetros realizam a medição da inclinação em duas dimensões (dois eixos horizontais, A e B), e foram instalados convencionalmente com seu eixo B paralelo à ferrovia. Este padrão torna mais intuitiva a interpretação dos dados, caso variações angulares sejam observadas em algum instrumentos. A Figura 4 (A, B e C) ilustra o modelo de tiltímetro utilizado nas instalações, os principais materiais empregados na instalação e suas dimensões (em mm), e a orientação do tiltímetro em relação à ferrovia, respectivamente.

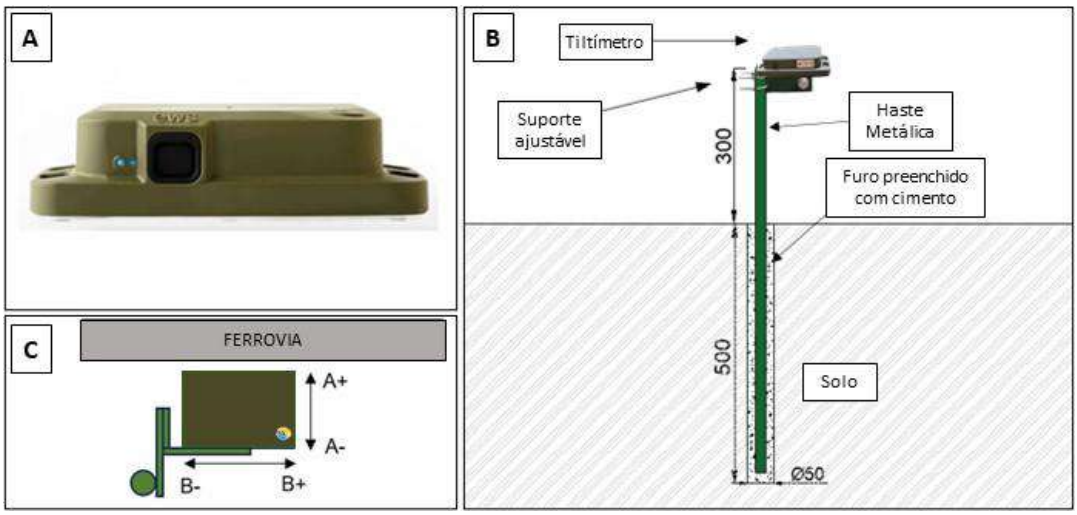


Figura 4. A) Tiltímetro EWS utilizado nas instalações. B) Principais componentes da instalação dos tiltímetros. C) Orientação dos tiltímetros em relação à ferrovia.

Uma vez instalados, os tiltímetros podem ser acessados via Bluetooth utilizando um aplicativo compatível com as plataformas IOS e Android. A ativação inicial envolve a realização da primeira leitura e a realização de um teste de comunicação para garantir a transmissão dos dados a partir da leitura inicial. Os tiltímetros são configurados para realizar leituras e transmitir dados em taxas predefinidas, visando obter uma alta amostragem diária e otimizar o consumo de bateria para maior durabilidade menor necessidade de manutenções.

Para as instalações da EFVM, os tiltímetros foram programados para realizar medições a cada hora, o que resulta em um total de 24 leituras diárias. Posteriormente, os dados adquiridos são armazenados na memória do instrumento, e sua transmissão via satélite ocorre a cada 3 horas. Os dados são então disponibilizados em plataforma online da própria fabricante do instrumento, denominada Orion. Para aumentar a capacidade de resposta, um recurso de alarme é incorporado em cada instrumento, onde caso medições acima de um valor pré-determinado para cada estrutura seja atingido, um alarme é acionado pela plataforma Orion. Esse alarme envia alertas por e-mail e SMS aos principais tomadores de decisão. Esses alertas servem como

um mecanismo de notificação proativo, permitindo uma ativação mais rápida do plano de ação predeterminado para cada estrutura.

A Figura 5 apresenta uma linha do tempo para um cronograma diário de aquisição e transmissão de dados, configurado nos tiltímetros:

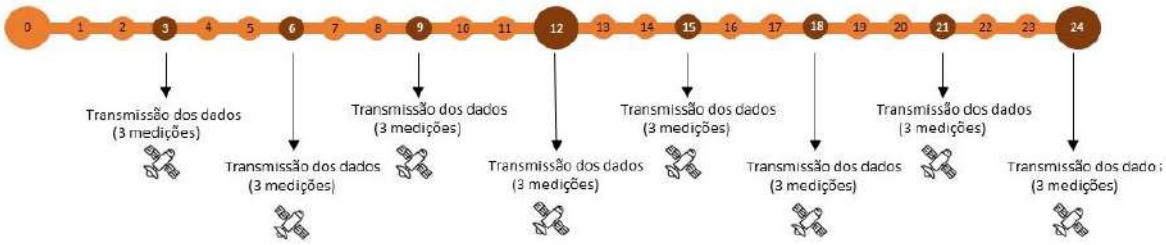


Figura 5. Linha do tempo diária de coleta de dados e transmissão via satélite

Para um monitoramento mais eficaz por parte do Centro de Monitoramento Geotécnico da Vale, foi realizada uma integração de dados entre o servidor da fabricante dos tiltímetros, e softwares de monitoramento geotécnico já utilizados pela Vale. Esta integração, realizada por protocolos de comunicação (API), permitiu que o monitoramento com tiltímetros fosse integrada à rotina de monitoramento da equipe de forma mais ágil, e orgânica com outros monitoramentos já em andamento anteriormente à utilização de tiltímetros com comunicação satelital.

4 RESULTADOS

4.1 Planos de monitoramento e Instalações

A fase inicial das atividades de instalação envolveu levantamentos aéreos utilizando drones para gerar dados cartográficos tridimensionais, que serviram como base para o desenvolvimento de planos de monitoramento detalhados para cada talude. Os principais resultados dos levantamentos, produzidos por meio de técnicas aerofotogramétricas, incluem nuvens de pontos tridimensionais, modelos digitais de terreno e ortofotos. Além desses produtos, fotos aéreas detalhadas permitem uma análise mais abrangente do cenário de cada talude, identificação dos principais fatores de risco geotécnico e mecanismos de ruptura de cada talude.

Uma vez que a posição dos tiltímetros foi determinada para as instalações, eles foram instalados de acordo com a metodologia desenvolvida para uma instalação prática e robusta, descrita no capítulo anterior. A Figura 6 apresenta os principais produtos dos levantamentos com aéreos com drones, utilizados na elaboração dos planos de monitoramento, o método de perfuração e instalação, e o tiltímetro instalado no talude da ferrovia:

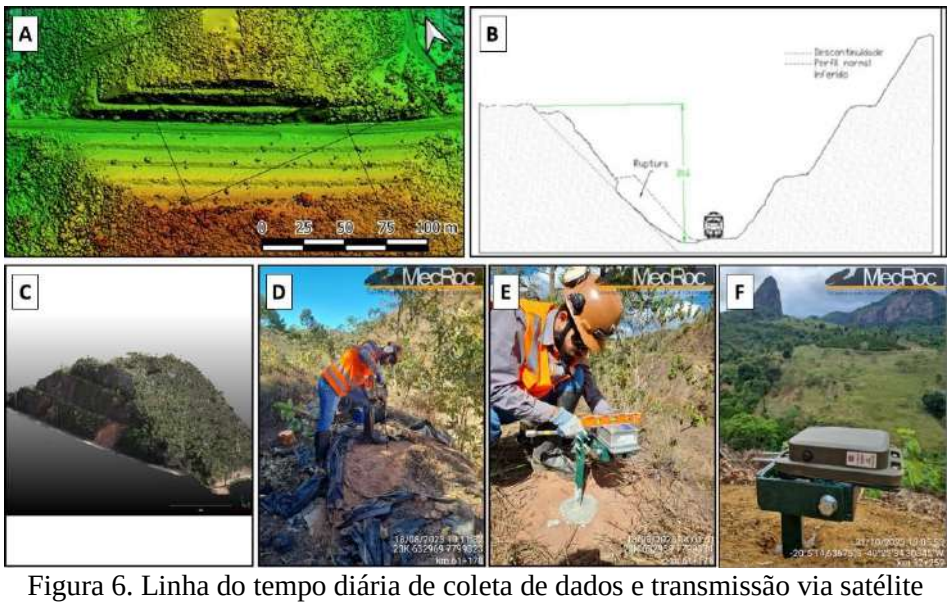


Figura 6. Linha do tempo diária de coleta de dados e transmissão via satélite

4.2 Dados dos sensores

As instalações ocorreram em várias etapas, abrangendo de dezembro de 2022 a março de 2024, englobando um total de 28 instalações de tiltímetros em 10 taludes diferentes (Figura 3). As demais instalações em andamento, têm término agendado para junho de 2024.

O período de monitoramento mais longo é o do talude do “km61", onde 3 tiltímetros foram instalados em 01/11/2023, completando 140 dias de monitoramento até a data de publicação do artigo (20/03/2024). Posteriormente foram instalados outros 4 tiltímetros neste mesmo ativo, para aumentar a redundância e área de monitoramento do talude.

Com o monitoramento contínuo das medições realizadas pelos tiltímetros, e transmitidas via satélite 8 vezes ao dia, também foi possível observar o percentual de falhas de transmissão de dados pelos equipamentos. Apesar de os tiltímetros apresentarem alta robustez a capacidade de transmissão remota de dados, a transmissão via satélite depende de condicionantes geográficos, eletrônicos, e de posicionamento de satélites, que muitas vezes fogem ao controle do usuário final da tecnologia. Uma vez que os tiltímetros realizar 8 transmissões de dados por dia, foram registrados todos os momentos em que não houve transmissão de dados nos horários programados, para cada instrumento instalado. Em relação ao total de transmissões realizadas por cada tiltímetro, o percentual de falhas de transmissão encontrado foi menor que 3% em todos os equipamentos monitorados, o que demonstrou uma boa performance do sistema de monitoramento.

Variações mínimas nas leituras foram observadas diariamente, embora em uma escala muito pequena. Estas flutuações estão associadas às variações diárias de temperatura, que têm por consequência uma expansão e contração natural do terreno e dos componentes metálicos da instalação. Notavelmente, o instrumento EWS 455 exibiu uma variação total de inclinação de 0,01° em relação ao seu valor de instalação inicial, em 3360 leituras, indicando alta resolução do sensor e baixos níveis de ruído nas leituras.

Tabela 1. Dados de medições dos tiltímetros

Talude	Tiltímetro	Instalação	Transmissões	Falhas de Transm. (%)	Incl. Max. (A)	Incl. Max. (B)
Km 23	EWS 333	01/02/2024	384	2,61	0.05	0.13
	EWS 351	01/02/2024	348	0,0	0.05	0.07
Km 26	EWS 417	01/03/2024	152	0,0	0.03	0.11
	EWS 440	01/03/2024	152	0,0	0.02	0.07
	EWS 449	01/03/2024	152	0,0	0.03	0.11
	EWS 455	01/03/2024	152	0,0	0.01	0.08
Km 32	EWS 328	04/11/2023	1096	1,05	0.14	0.41
	EWS 329	04/11/2023	1096	1,05	0.02	0.09
Km 36	EWS 313	02/11/2023	1112	0,0	0.14	0.15
	EWS 319	02/11/2023	1112	0,0	0.11	0.19
	EWS 416	16/02/2024	264	0,0	0.03	0.13
	EWS 436	16/02/2024	264	0,0	0.03	0.06
	EWS 448	16/02/2024	264	0,0	0.02	0.09
	EWS 462	16/02/2024	264	0,0	0.04	0.13
Km 61	EWS 310	01/11/2023	1120	0,53	0.13	0.15
	EWS 314	01/11/2023	1120	0,21	0.03	0.13
	EWS 317	01/11/2023	1120	0,0	0.18	0.10
Km 102	EWS 320	17/11/2023	992	1,16	0.07	0.11
	EWS 325	17/11/2023	992	1,05	0.03	0.15
	EWS 330	17/11/2023	992	0,42	0.12	0.09
	EWS 352	17/11/2023	992	0,11	0.10	0.15
Km 489	EWS 337	18/01/2024	496	0,31	0.04	0.21
	EWS 338	18/01/2024	496	2,1	0.04	0.15
	EWS 354	18/01/2024	496	1,39	0.03	0.14
Km 491	EWS 331	14/11/2023	1016	1,05	0.05	0.26
	EWS 345	14/11/2023	1016	0,0	0.05	0.19
Km 493	EWS 408	28/02/2024	168	0,0	0,09	0,08
	EWS 444	28/02/2024	168	0,0	0.03	0.08

5 CONCLUSÕES

A análise dos dados dos tiltímetros instalados em locais remotos, sem sinal de ráido ou celular ao longo da Estrada de Ferro Vitória-Minas permitiu à equipe técnica da Vale monitorar taludes críticos para a segurança operacional da ferrovia. Em taludes onde foram identificados movimentos, foi possível tomar decisões rapidamente, facilitando o rápido envio de uma equipe técnica para inspecionar os taludes onde foram detectadas movimentaçõs.

Foi observada uma alta consistência nos dados, com medidas precisas e baixo nível de ruído nas leituras. A variação mínima foi registrada no tiltímetro EWS455, registrando uma variação máxima de 0,01° ao longo de todo o período de monitoramento de 140 dias, abrangendo 3360 leituras. Essa alta resolução nas leituras permite a análise precoce de variações mínimas, aprimorando a capacidade de prever com maior precisão uma situação de risco iminente.

Apesar de estar sujeito a fatores atmosféricos e climáticos, bem como a problemas de cobertura de sinal que podem levar a falhas ocasionais na transmissão de dados, o sistema demonstrou bom desempenho, com um percentual de falhas de transmissão abaixo de 3% em todos os casos observados. Estes fatores permitem que sejam monitorados os taludes de maneira completamente remota, e sem a necessidade de frequentes visitas para manutenção ou inspeção nos equipamentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Carvalho, A. S. (2021). A geografia histórica da Estrada de Ferro Vitória a Minas (1904–2020): um registro. Terra Brasilis (Nova Série). Revista da Rede Brasileira de História da Geografia e Geografia Histórica, (16).

Chae, B. G., Park, H. J., Catani, F., Simoni, A., & Berti, M. (2017). Landslide prediction, monitoring and early warning: a concise review of state-of-the-art. *Geosciences Journal*, *21*, 1033-1070.

Reid, M. E., Baum, R. L., LaHusen, R. G., & Ellis, W. L. (2008). Capturing landslide dynamics and hydrologic triggers using near-real-time monitoring. *Landslides and engineered slopes*, 179-191.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/573

Viabilidade de Utilização de Tecnologia INSAR na Verificação de Deslocamentos Verticais Terrestres

Elana Andrade de Oliveira Farias
Mestranda em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, elana@poli.ufrj.br

Graziella Maria Faquim Jannuzzi
Engenheira Geotécnica e Professora, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, jannuzzi@coc.ufrj.br

RESUMO: A utilização de imagens obtidas por radar é relativamente recente nos estudos de deslocamentos terrestres, mas permitem um controle de obras diversas onde outras tecnologias são mais custosas e demoradas na obtenção de resultados. Este estudo traz como objetivo uma reprodução de treinamento da metodologia InSAR (Interferometria por Radar de Abertura Sintética, do inglês *Interferometric Synthetic Aperture Radar*), usando como modelo, resultados já conhecidos da região de Katowice, Polônia e com isso a descrição das dificuldades encontradas na metodologia, bem como suas facilidades de utilização. Os resultados obtidos no programa de processamento da Agência Espacial Europeia (ESA), chamado SNAP, foram posteriormente processados no *Google Earth* e no *ArcGIS PRO* para melhor visualização dos valores e posterior comparação com os resultados já disponibilizados no tutorial fornecido pela ESA. Os resultados encontrados mostram que a reprodução foi bem-sucedida e que foi possível mapear os prós e contras da utilização da metodologia fornecida para verificação de deslocamentos verticais na superfície terrestre.

PALAVRAS-CHAVE: Deslocamentos Terrestres, InSAR, Sensoriamento Remoto, Radar, SIG, Validação de metodologia.

ABSTRACT: The use of radar images in the study of land displacements is relatively recent, but it allows for the monitoring of various construction projects where other technologies are more costly and time-consuming to yield results. This study aims to replicate the InSAR (*Interferometric Synthetic Aperture Radar*) methodology using known results from the Katowice region, Poland, and to describe the difficulties encountered in the methodology, as well as its ease of use. The results obtained from the European Space Agency's (ESA) processing program, called SNAP, were subsequently processed in Google Earth and ArcGIS PRO for better visualization of the values and for comparison with the results already provided in the ESA tutorial. The findings indicate that the replication was successful and that it was possible to map the pros and cons of using the provided methodology for verifying vertical displacements on the earth's surface.

KEYWORDS: Land Displacements, InSAR, Remote Sensing, Radar, GIS, Methodology Validation.

1 INTRODUÇÃO

As fontes científicas brasileiras têm resultados limitados em estudos com a tecnologia "InSAR" (Interferometria por Radar de Abertura Sintética, do inglês *Interferometric Synthetic Aperture Radar*). Isso sugere uma escassez de pesquisas ou uma menor produção científica nessa área no Brasil. No entanto, a relevância do tema para a detecção de movimentos de terra em estruturas como pontes, encostas e barragens é reconhecida. O potencial do uso do InSAR em várias áreas do país é significativo, trazendo benefícios importantes para o monitoramento e prevenção de desastres naturais, entre outras aplicações de interesse público. Investimentos nessa área são considerados promissores (Gama, 2023).

O uso de InSAR, sendo reconhecidamente uma tecnologia de sensoriamento remoto, possui uma grande vantagem econômica, já que possui menor custo do que investigações realizadas no local (Ferreti et al, 2001), e um menor tempo de pesquisa. O monitoramento de áreas em movimento é crucial para a tomada de decisões

preventivas e a mitigação de riscos, minimizando danos potenciais. Este estudo visa avaliar a metodologia InSAR como ferramenta para estudar subsidência. Os objetivos específicos incluem a revisão da teoria subjacente e a validação de um estudo de caso existente, replicando-o para avaliar a disponibilidade de imagens e a facilidade de uso da metodologia em software gratuito.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Histórico SAR

Entendendo que, na maioria das vezes, o tema pode parecer complexo é importante salientar suas origens, que passam por equações essenciais da física. Além da base, também é importante conceituar os aspectos mais relevantes do tema da Interferometria SAR.

2.1.1 Eletromagnetismo

A história do eletromagnetismo está relacionada a eventos importantes, que vão desde a primeira afirmação da velocidade constante e finita da luz, por Ole Römer (Helerbrock, 2023), até a unificação das teorias que descrevem as forças da eletricidade e magnetismo. Este último fato se deu por conta das Equações de Maxwell (Millar, 1996), que demostravam as perturbações ocorridas entre os campos elétrico e magnético ao mesmo tempo. Com base nas leis já existentes na época, James Maxwell unificou as equações que auxiliam na compreeensão das interações entre os dois campos.

2.1.2 Equações de Maxwell

A variação de cargas elétricas resulta em ondas eletromagnéticas ao longo do tempo, sendo tais ondas propagadas com velocidade constante. As equações propostas por Maxwell possuem quatro leis, a saber:

Tabela 1. Leis que compõem as Equações de Maxwell.

Nome da Equação	Fórmula Diferencial	
Lei de Gauss para campos elétricos	$\nabla \cdot \vec{E} = \frac{\rho}{\varepsilon_0}$	(1)
Lei de Gauss para campos magnéticos	$\nabla \cdot \vec{B} = 0$	(2)
Lei de Faraday	$\nabla \, x \, \vec{E} = -\frac{\partial \vec{B}}{\partial t}$	(3)
Lei de Ampère-Maxwell	$\nabla_x \vec{B} = \mu_0 \vec{J} + \mu_0 \varepsilon_0 \frac{\partial \vec{E}}{\partial t}$	(4)

Em que:
E = campo elétrico; B = campo magnético; ρ = densidade de carga elétrica; μ_0= constante magnética $\left(1{,}2566x10^{-6}\frac{H}{m}\right)$; $\vec{J}$= densidade de corrente; ε_0= constante elétrica $\left(8{,}854187x10^{-12}\frac{F}{m}\right)$.

As ondas eletromagnéticas, com comprimentos de onda entre 1 mm e 100 cm, são usadas em radares e viajam à velocidade da luz, seguindo um movimento retilíneo e uniforme.

2.2 Conceitos Norteadores

Alguns conceitos no InSAR são importantes de serem pontuados, principalmente quando toda a estrutura da metodologia se baseia nos dados obtidos por radares para que a interferometria seja aplicada nas imagens que trarão os resultados de possíveis deslocamentos terrestres.

2.2.1 Radares

Os radares são um tipo de sensor ativo que transmitem energia eletromagnética, atingindo um alvo e retornando o eco para registro. Os radares utilizam micro-ondas para medir distâncias entre o radar e o alvo. Parte das ondas é refletida e processada para determinar a posição espacial do alvo, enquanto apenas uma pequena porção retorna ao emissor.

Os radares de abertura sintética (do inglês *Synthetic Aperture Radar* – SAR) possuem uma técnica que simula uma antena de radar maior do que a original, obtendo imagens de alta resolução mesmo à grandes distâncias do objeto de estudo.

O SAR utiliza, majoritariamente, a geometria de passada (ou visada) lateral (*side looking*), onde o radar faz medições de forma lateral, ao invés de forma perpendicular ao alvo. Os impulsos emitidos lateralmente são retornados com tempos diferentes, o que permite discriminar os objetos. O atraso no tempo do sinal recebido em relação ao sinal transmitido permite saber a distância do objeto ao radar (Henderson & Lewis, 1998).

Um exemplo de imagens SAR são as provenientes da missão Sentinel-1, que é composta por uma constelação de dois satélites de operação contínua. Eles operam na banda C de frequências (entre 3,75 – 7,5 GHz). Os dados adquiridos são disponibilizados gratuitamente pela Agência Espacial Europeia (do inglês *European Space Agency* – ESA) e algumas de suas aplicações são: monitoramento geofísico de riscos naturais: terremotos, vulcões e deslizamentos de terra; análise de séries temporais da deformação da superfície: subsidência e estabilidade estrutural; análise de movimentação de geleiras; mapeamento de elevação digital (ESA, 2022b). O ciclo de captura de imagens de um mesmo local é de aproximadamente 12 dias, e na linha do Equador este intervalo cai para 6 dias entre duas aquisições (ESA, 2023).

2.2.2 Interferometria

A interferometria compara a diferença de fase entre duas imagens, revelando mudanças na superfície terrestre ao longo do tempo, como subsidência. Isso é feito estudando a interferência das ondas eletromagnéticas emitidas e comparando-as entre as imagens. Uma das vantagens de utilização da interferometria por técnicas de radar, comparativamente às ópticas, é a capacidade de operação à noite, bem como através de nuvens. O radar é um sensor ativo, não necessitando de iluminação, já que produz iluminação própria (Carvalho, 2022).

A frequência do sinal emitido (GHz) pelo radar na captura de imagens define a penetração das micro-ondas na superfície de análise. Também há a dependência da umidade da região de estudo e a densidade de vegetação local (DPI/INPE 2022). Diferentes frequências de radar são aplicadas para diversos fins, com menor frequência oferecendo maior penetração na superfície. Durante a captura dos sinais de retorno, a característica da superfície é refletida na amplitude e fase da micro-onda de retorno, contribuindo para a formação de pixels na imagem. A informação de fase pode sofrer interferência destas características da superfície, o que é considerado um ruído (ESA, 2022a), já que o sinal interagiu com muitos espalhadores de sinais. Estes ruídos geram um efeito granular na imagem, fazendo com que não possuam forma tão nítida. Ao longo da análise das imagens é necessário o uso de alguns algoritmos para reduzir este efeito (DPI/INPE 2022).

Outra característica da interferometria é o tipo de polarização da imagem estudada, que se relaciona com a direção do campo eletromagnético e a direção de propagação da onda do sinal. As antenas SAR podem emitir e receber sinais em mais de uma polarização, e a direção da propagação do campo elétrico que determina a polarização recebida pelo sensor. Uma polarização do tipo VV (emite Vertical e recebe Vertical) será mais adequada para identificação de objetos verticais, já uma polarização tipo HH (emite Horizontal e recebe Horizontal) será mais adequada para identificação de objetos horizontais (Pantoja, 2018).

3 METODOLOGIA

3.1 Área de Estudo

A área de estudo está na região metropolitana de Katowice, na Polônia, e foi usada para fins de treinamento do programa e de percepções da metodologia InSAR para subsidência. Todo o tutorial foi

fornecido pela ESA (Braun & Veci, 2021), assim como os dados de entrada. A região sofre de subsidência há anos devida intensa exploração de minas de carvão na área, com posterior inundação destas. Na figura 1 é mostrada a área de interesse indicada em azul e a imagem de satélite adquirida em vermelho.

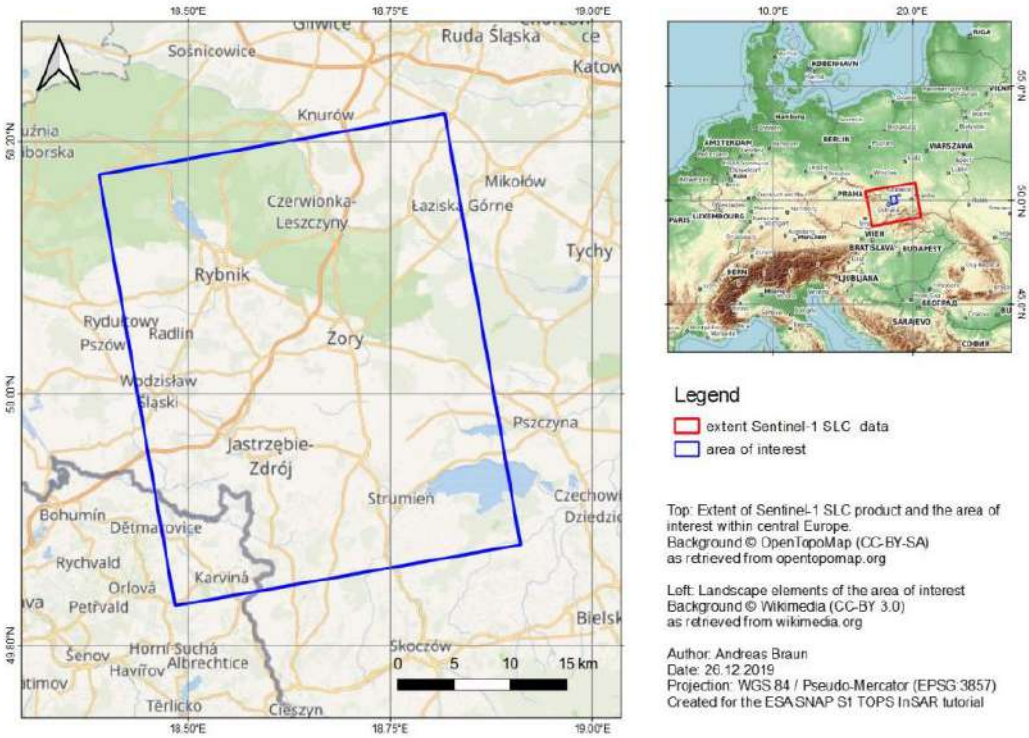


Figura 1. Mapa de localização da primeira área de estudo (Katowice, Polônia).

3.2 Programas Utilizados

Os dois programas utilizados foram o SNAP (*Sentinel Application Platform*) e o Google Earth. O software SNAP, desenvolvido por várias empresas, incluindo *Brockmann Consult* e distribuído pela ESA, é uma aplicação gratuita para processamento de dados de satélites Sentinel, com ferramentas para análise de imagens de outros satélites. Lançado em 2003 como uma caixa de ferramentas específica, hoje é amplamente utilizado para análise de imagens de radar do satélite Sentinel-1, especialmente para interferometria em imagem SAR (InSAR) (ESA, 2022c).

O Google Earth, lançado em 2004 após a aquisição da *Keyhole* pelo *Google*, é um programa de mapeamento gratuito que oferece imagens de satélite e modelos 3D de diversos locais do planeta. A versão para desktop foi usada neste trabalho, destacando-se por recursos avançados para análises em Sistemas de Informações Geográficas (SIG). Ele permite importação rápida de imagens para georreferenciamento e visualização de arquivos SIG, facilitando a criação de feições como linhas, polígonos e pontos (Mota, 2021).

4 VALIDAÇÃO DO TUTORIAL

Com a replicação do tutorial, algumas anotações e estudos foram realizados, entre eles a esquematização da cadeia de funções utilizadas no programa SNAP. Com aproximadamente 16 etapas, na figura 2 é mostrada a sequência indicada no tutorial para a aplicação da metodologia InSAR no estudo de subsidência em Katowice.

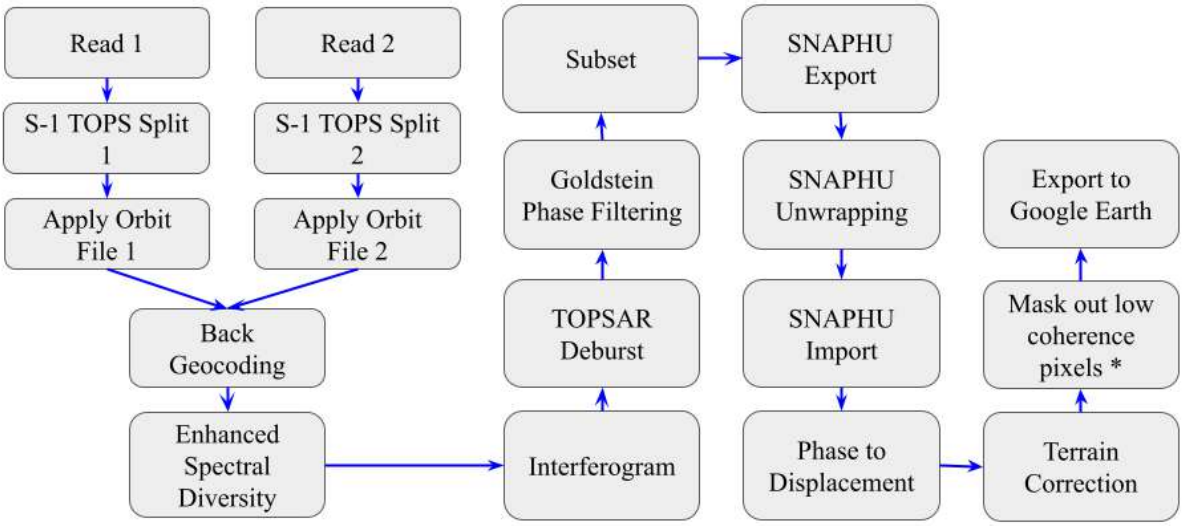


Figura 2. Cadeia de funções utilizadas nas análises.

A esquematização das funções ajuda a compreender as etapas da metodologia e sua aplicação em outras áreas usando o programa SNAP. O estudo começa com o download de duas imagens Sentinel-1 do mesmo local (datas de 08/12/2019 e 20/12/2019) do site *Copernicus Open Access Hub*. É necessário um cadastro para obtenção das imagens. Como intuito de auxiliar em uma das etapas, houve necessidade de baixar um plugin para o SNAP.

As primeiras etapas incluem selecionar as partes relevantes da imagem do radar e obter informações de posicionamento da órbita do satélite no momento da captura das imagens. Em seguida, as imagens são sobrepostas considerando a elevação do local e ajustes no posicionamento baseados na captura pelo radar.

Após uma validação visual da sobreposição, o processo continua com a formação do interferograma e a estimativa de coerência da imagem, tendo a coerência informações sobre a qualidade da imagem com base na fase, com cores mais claras indicando alta coerência e cores mais escuras indicando menor coerência, variando de 0 a 1. Áreas densamente arborizadas, como florestas, tendem a ter valores de coerência mais baixos, tornando-os menos úteis para análise nessas regiões.

As próximas etapas incluem aprimoramento do interferograma, redução de ruídos, remoção de linhas entre imagens, transformação de fases em topografia com um plugin específico, conversão de unidades de medida e correções de distorções geométricas. Em seguida, áreas com baixa coerência são filtradas para evitar resultados equivocados. O resultado é exportado para o Google Earth após selecionar uma paleta de cores no SNAP para melhor visualização. A imagem final pode ser salva e visualizada no programa.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O resultado da análise InSAR foi satisfatório e bem próximo das indicações de deslocamentos mostrados no tutorial e a comparação pode ser vista a seguir, onde na imagem 3 é mostrado o resultado do tutorial e na imagem 4 é mostrado o resultado da reprodução do tutorial.

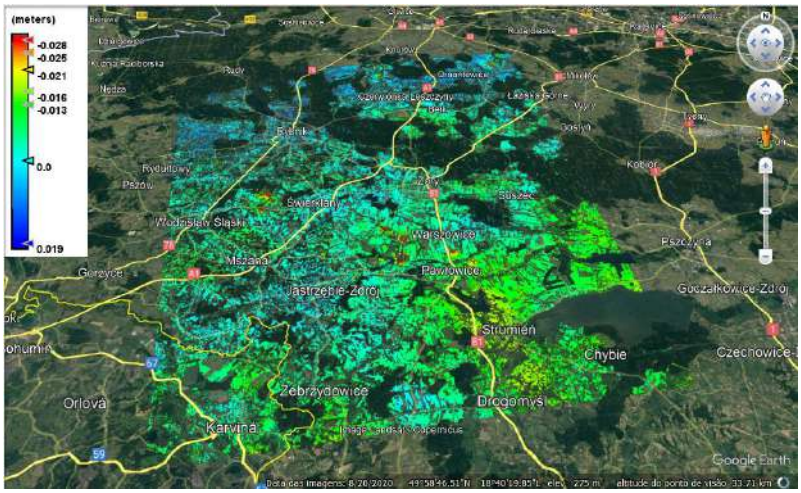


Figura 3. Imagem do resultado mostrado no tutorial.

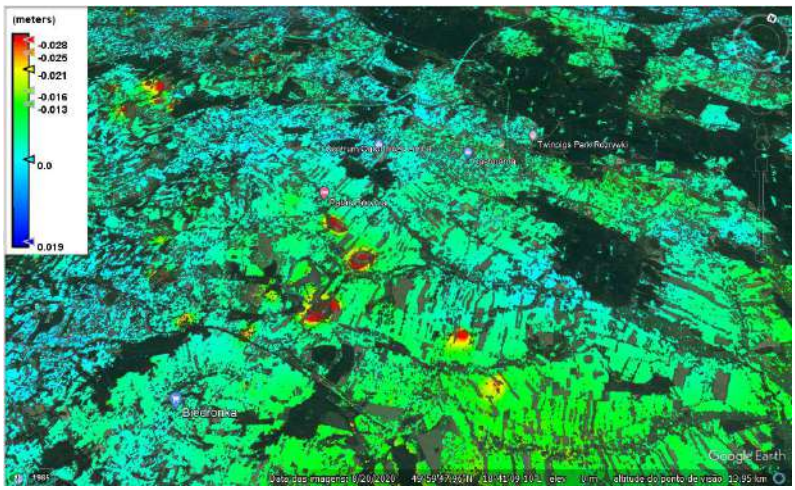


Figura 4. Imagem no Google Earth do resultado da reprodução do tutorial.

Os resultados de deslocamentos verticais variam de -0,028 a +0,019 m, onde valores negativos indicam subsidência (destacadas em vermelho) e valores positivos, soerguimento do terreno (tons de azul claro e verde claro). É possível construir, dentro do programa SNAP, um gráfico que mostra os deslocamentos verticais ao longo de um trajeto. Fazendo uma reprodução desta função, foi desenhada uma linha na área de maior subsidência (figura 5), que gerou a imagem 6 com um gráfico de deslocamentos.

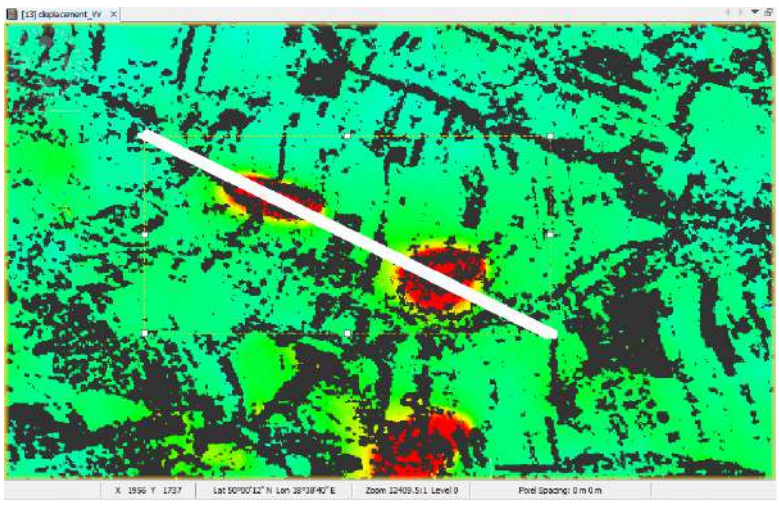


Figura 5. Linha desenhada em área de subsidência no SNAP.

A linha, em sua totalidade, passa por determinados pixels da imagem, que foram classificados entre 0 a pixel 338. Para cada um desses, foram colocados os respectivos deslocamentos (figura 7).

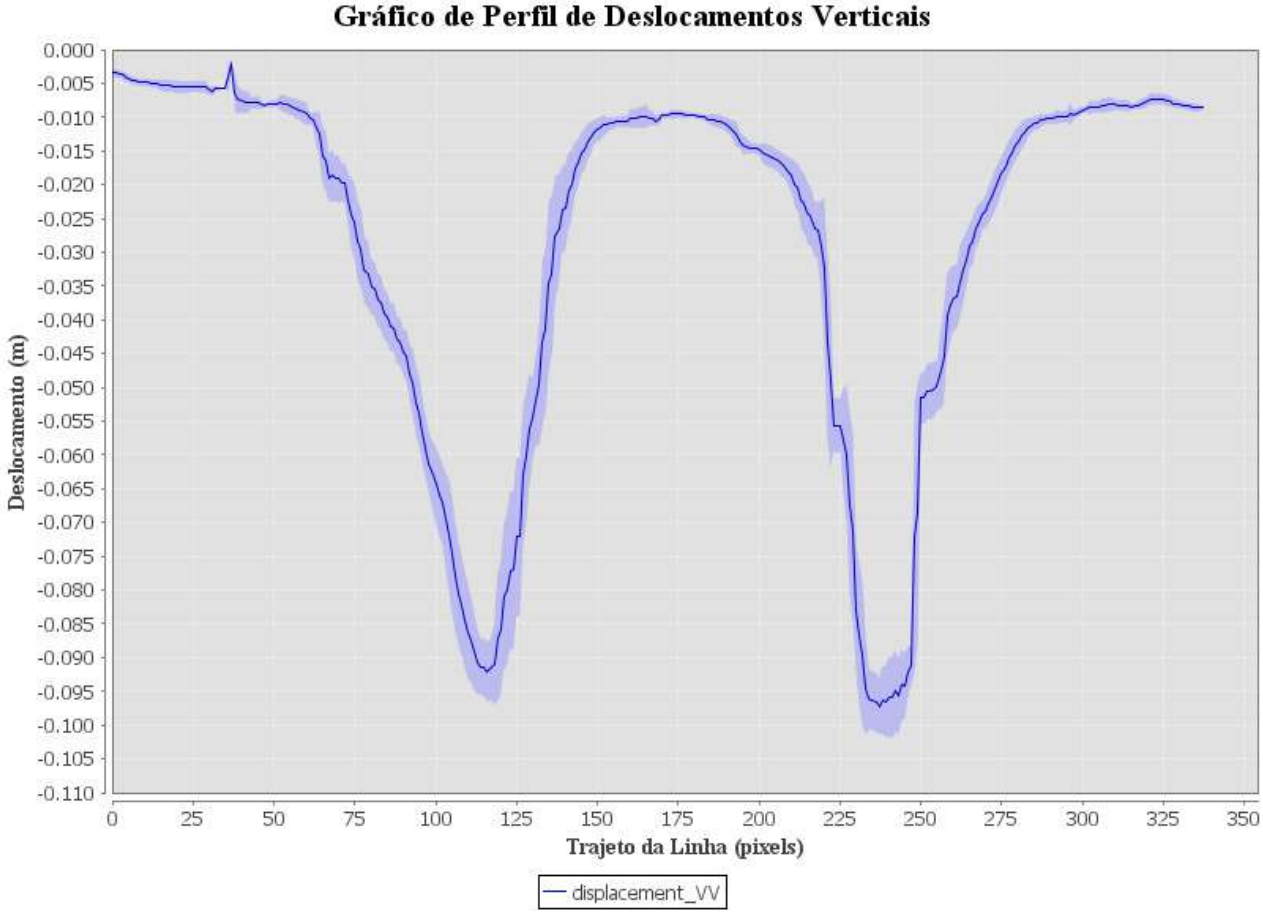


Figura 6. Perfil de deslocamentos verticais na trajetória desenhada na imagem.

Os resultados mostrados indicam que nas áreas em vermelho há um maior deslocamento do que nas áreas de cores mais esverdeadas/azuladas e o maior valor de subsidência encontrado é de -0,097m.

6 CONCLUSÕES

Diante dos resultados obtidos, entende-se que a utilização do programa SNAP possui várias etapas de tratamento das imagens, essenciais para a metodologia e o resultado final. A atenção aos detalhes de cada etapa é crucial, pois erros podem impedir o avanço ou gerar resultados equivocados.

Apesar da metodologia ser recente, os materiais disponíveis datam de anos próximos ao lançamento do SNAP, o que pode ocasionar falta de informações recentes. Além disso, a maioria dos tutoriais foi produzida em regiões de clima temperado, causando diferenças na aplicação em climas tropicais, como o Brasil.

As imagens gratuitas geralmente possuem menor resolução que as pagas, dificultando estudos detalhados.

Por fim, o uso de InSAR neste trabalho, com a reprodução do tutorial fornecido pela ESA, se mostrou muito positivo, visto que o passo-a-passo auxilia nas muitas etapas a serem aplicadas nos estudos e os resultados mostram, de fato, as regiões com indicação de deslocamentos verticais, uma informação relevante a nível governamental e social, podendo ter a inclusão de seus resultados em tomadas de decisões sobre o território e auxiliando na preservação da integridade da população local.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRAUN, Andreas; VECI, Luis. (2021) ESA. *TOPS Interferometry Tutorial. Sentinel-1 Toolbox*. Disponível em: < https://step.esa.int/docs/tutorials/S1TBX%20TOPSAR%20Interferometry%20with%20Sentinel-1%20Tutorial_v2.pdf>. Acesso em: 17 dez. 2021.

CARVALHO, N. C. R. L. (2022) PGCAP INPE. *Mini-curso: Fundamentos de Imagem SAR* - Naiallen Carvalho (9 de Abril). Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=nWh12Y89JUs&t=15825s>. Acesso em: 22 ago. 2022.

DPI/INPE. (2022) *Sistemas de Radar*. Disponível em: <http://www.dpi.inpe.br/spring/portugues/tutorial/radar.html>. Acesso em: 22 ago. 2022.

ESA. (2022a) Eduspace. *Radar de Abertura Sintética (SAR - Synthetic Aperture Radar*). Disponível em: <https://www.esa.int/SPECIALS/Eduspace_Global_PT/SEMFX5D6UQH_0.html#:~:text=As%20imagens%20SAR%20s%C3%A3o%20%C3%BAteis,pontos%22%20para%20imageim%20SAR>. Acesso em: 10 ago. 2022.

ESA. (2022b) Copernicus. *About Copernicus Sentinel-1...* Disponível em: <https://sentinel.esa.int/documents/247904/4603794/Sentinel-1-infographic.pdf> Acesso em: 23 out. 2022.

ESA. (2022c) *SNAP spurs Earth observation innovation with one million downloads.* Disponível em: <https://www.esa.int/Applications/Observing_the_Earth/FutureEO/SNAP_spurs_Earth_observation_innovation_with_one_million_downloads??haha>. Acesso em: 10 mar. 2023.

ESA. (2023) *Sentinel-1 Observation Scenario*. Disponível em: <https://sentinels.copernicus.eu/web/sentinel/missions/sentinel-1/observation-scenario>. Acesso em: 10 mar. 2023.

FERRETTI, A., PRATI, C., & ROCCA, F. (2001) Permanent scatterers in SAR interferometry. IEEE *Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 39 (1), p.8-20.

GAMA, F. F. et al. (2020) *Deformations prior to the Brumadinho dam collapse revealed by Sentinel-1 InSAR data using SBAS and PSI techniques*. Disponível em: <https://www.preprints.org/manuscript/202008.0391/v1> Acesso em: 12 mar. 2023.

HELERBROCK, R. (2023) *Velocidade da luz*. Mundo Educação. Disponível em: <https://mundoeducacao.uol.com.br/fisica/velocidade-luz.htm>. Acesso em: 09 mar. 2023.

HENDERSON, F. M.; Lewis, A. J. (1998) *Radar. In: Manual of remote sensing: principles and application of imaging radar*. New York: John Wiley & Sons, v. 2, Cap. 1, p. 1-6.

MILLAR, D. et al. (1996) The Cambridge Dictionary of Scientists. *Cambridge University Press*. Globo. Enciclopédia da Ciência. Editora Globo, 1996. Disponível em: <https://www.fem.unicamp.br/~em313/paginas/person/maxwell.htm>. Acesso em 08 mar. 2023.

MOTA, PH. (2021) R7. Segredos do Mundo. *Google Earth – História e tecnologia do aplicativo de exploração do planeta*. Disponível em: <https://segredosdomundo.r7.com/google-earth/>. Acesso em: 10 mar. 2023.

PANTOJA, L. M. A (2018) *Importância do Radar de Visada Lateral na Cartografia da Amazônia Brasileira. Um estudo de caso na serra do Acaraí – PA.* Trabalho de Conclusão de Curso. Graduação em Engenharia Cartográfica e de Agrimensura. Universidade Federal Rural Da Amazônia. Belém. Disponível em: <https://graduacaoeca.ufra.edu.br/images/___Novos_documentos/TCC_LARISSA.pdf>. Acesso em: 02 mar. 2023.

ÁREA 09.

Mecânica dos Solos Experimentais

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/574

A Diferença nos Resultados dos Ensaios de Caracterização Realizados com e sem Secagem Prévia em Solo Saturado.

Luiz Carlos de Oliveira
Técnico do Laboratório de Geotecnia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, lcarlos@coc.ufrj.br

Graziella Maria Faquim Jannuzzi
Professora, Escola Politécnica e COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, jannuzzi@coc.ufrj,br

Carolina Buzato Maciel Barreiros Neves
Graduanda, Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, carolbarreiros@poli.ufrj.br

Matheus Araujo Pereira
Graduando, Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, matheus.araujo@poli.ufrj.br

Maurício do Espírito Santo Andrade
Professor, Instituto Politécnico da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, mandrade@ufrj.br

RESUMO: Os ensaios de caracterização são fundamentais na classificação dos solos. Ensaios mais sofisticados como Triaxiais, Triaxiais cíclicos, DSS, DSS cíclico, adensamento edométrico, CRS, entre outros, utilizam a densidade real dos grãos de solo (G_s) para o cálculo do índice de vazios e do grau de saturação. Adicionalmente, várias correlações utilizam os Limites de Atterberg para estimar os parâmetros do solo. Os ensaios apresentados neste trabalho foram realizados de acordo com as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). O presente trabalho tem por objetivo realizar ensaios de caracterização sem secagem e com secagem prévia, no solo mole, mostrando as diferenças obtidas nos parâmetros de caracterização.Todos os ensaios foram realizados com temperatura controlada de (20±1)°C. Pôde-se observar grande diferença nos resultados realizados sem e com secagem, respectivamente: LL, 127% e 99%; LP 46%, 36%; G_s, 2,440 e 2,547, granulometria com sedimentação, fração argila 84%, 58%, silte 14% e 33%, areia 2% e 7%. Cabe ressaltar que nos ensaios realizados com secagem prévia, o solo foi seco ao ar.

PALAVRAS-CHAVE: Densidade Real dos Grãos de Solo, Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade, Ensaio de Granulometria com Sedimentação, Solo Mole

ABSTRACT: Characterization tests are fundamental tests used in soil classification. More sophisticated tests such as Triaxial, cyclic Triaxial, DSS, cyclic DSS, oedometer consolidation tests, CRS, among others, use specific gravity (Gs) for void index calculation and degree of saturation. Additionally, several correlations use Atterberg Limits to estimate soil parameters. The tests presented in this work were carried out in accordance with the standards of the Brazilian Association of Technical Standards (ABNT). This work aimed to carry out characterization tests with and without pre-drying on soft soil, showing the difference between the results. All tests were carried out at controlled temperature of (20±1)°C. It can be observed a big difference in the results obtained without and with drying, respectively: LL, 127% and 99%; LP 46%, 36%; Gs, 2.440 and 2.547, grain size distribution, clay fraction 84%, 58%, silt 14% and 33%, sand 2% and 7%. It should be noted that in the tests carried out with pre-drying, the soil was air-dried.

KEYWORDS: Specific Gravity, Liquid Limit, Plastic Limit, Grain size distribution, Soft Clay.

1 INTRODUÇÃO

Os ensaios de caracterização são fundamentais na Mecânica dos Solos e na Engenharia Geotécnica. Tais ensaios como limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP), densidade real dos grãos (G_s) e granulometria com sedimentação são utilizados na classificação dos solos. Ensaios mais sofisticados como Triaxiais, Triaxiais cíclicos, direct simples shear (DSS), DSS cíclico, adensamento edométrico, constant rate of strain (CRS), entre outros, utilizam a densidade real dos grãos de solo para o cálculo do índice de vazios e do grau de saturação. Adicionalmente, várias correlações utilizam os Limites de Atterberg para estimar parâmetros do solo. No que diz respeito ao estudo do efeito de velocidade, pode-se citar, por exemplo, a influência do índice de plasticidade (IP) no comportamento não drenado das argilas moles.

Os ensaios, apresentados neste trabalho, foram realizados de acordo com as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT): NBR 6457/2016 Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização; NBR 6459/2017 Solo - Determinação do Limite de Liquidez; NBR 7180/2016 Solo - Determinação do Limite de Plasticidade; NBR 6458/2017 Grãos de Pedregulhos Retidos na Peneira de Abertura 4,8 mm - Determinação da Massa Específica, da Massa Específica Aparente e da Absorção de Água; NBR 7181/2018 - Solo - Análise Granulométrica.

O presente trabalho aborda as diferenças obtidas nos resultados dos ensaios de caracterização realizados sem secagem e com secagem ao ar. A amostra ensaiada foi coletada no depósito de solo mole de Sarapuí II, na região Metropolitana do Rio de Janeiro.

2 OBJETIVO

O objetivo do presente trabalho é comparar os diferentes parâmetros de caracterização obtidos a partir de ensaios realizados com e sem secagem prévia, no solo mole de Sarapuí II, na profundidade nominal de 3 m.

3 O CAMPO EXPERIMENTAL DE SARAPUÍ II

O campo experimental de Sarapuí II está localizado na região Metropolitana do Rio de Janeiro, onde existe um depósito de argila orgânica muito mole. As duas primeiras pesquisas em Sarapuí II foram relacionadas a fundações (Francisco, 2004 e Alves, 2004). Várias outras se seguiram, relacionadas à caracterização e estudo de comportamento do depósito através de ensaios de campo (Jannuzzi, 2009) e laboratório (e.g., Jannuzzi, 2013, Aguiar, 2014, Tortureli, 2016,), ao desenvolvimento do piezocone torpedo (e.g., Porto et al., 2010) e ao desenvolvimento da estaca-torpedo (Freitas, 2014, Guimarães, 2015). Projetos de pesquisas em cooperação com a Petrobras estão em andamento e.g., estaca torpedo, subsidência, início da cabeça de poço, onde teses, dissertações e projetos finais de curso estão sendo desenvolvidos. As características geotécnicas deste depósito podem ser vistas em Jannuzzi et al. (2015) e Danziger et al. (2019). Na Figura 1 são apresentadas algumas destas características. Cabe ressaltar a elevada plasticidade do depósito, com IP entre 60% e 170%.

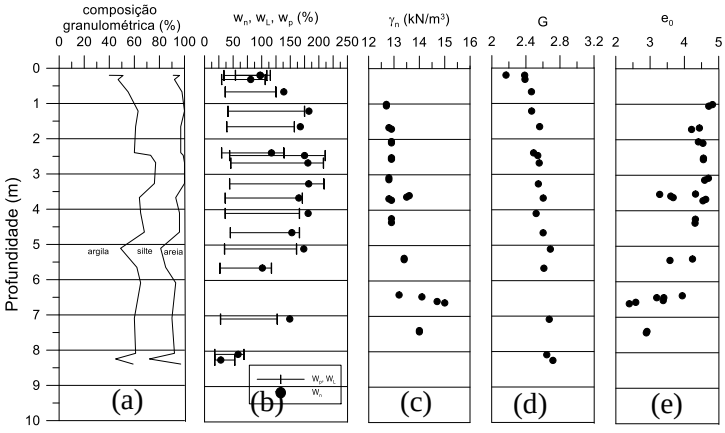


Figura 1. Dados de Sarapuí II: (a) composição granulométrica; (b) teor de umidade natural (w_n), limites de liquidez (w_L)e plasticidade (w_P), (c) peso específico natural (γ_n); (d) densidade real dos grãos (G_s) e (e) índice de vazios (e)(adaptado de Jannuzzi, 2013)

4 METODOLOGIA

Os ensaios de caracterização com e sem secagem prévia foram realizados no Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Prof. Márcio Miranda Soares, da COPPE/UFRJ, com temperatura controlada de (20±1)°C, de acordo com as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

4.1 Limite de Liquidez

No que diz respeito aos ensaios de Limite de Liquidez a norma brasileira que padroniza esse ensaio é intitulada Solo - Determinação do Limite de Liquidez (LL) – NBR 6459/2017.

O Limite de Liquidez é definido como o teor de umidade do solo com o qual uma ranhura nele feita com o cinzel, numa concha, requer 25 golpes para se fechar, ao longo de 13mm de comprimento. A velocidade empregada é de 2 voltas por segundo e o intervalo é de 35 a 15 golpes. O solo ensaiado é o passante na peneira com abertura de 0,425mm.

A ISO 17892-12:2018 Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 12: Determination of liquid an plastic limits, descreve dois métodos para a determinação do Limite de Liquidez: fall cone e Casagrande. Essa norma menciona que: i) sempre que possível o ensaio deve ser realizado com o solo no estado natural; ii) os solos normalmente não devem ser secos em estufas antes dos ensaios, mas se necessário o seu uso, o mesmo deve ser relatado; iii) Para solos que são suscetíveis à oxidação quando expostos ao ar, os ensaios devem ser realizados imediatamente após a extrusão, ou se realizado mais tarde, o corpo de prova deve ser selado até a realização do ensaio.

A Figura 2 ilustra algumas etapas do ensaio de Limite de Liquidez

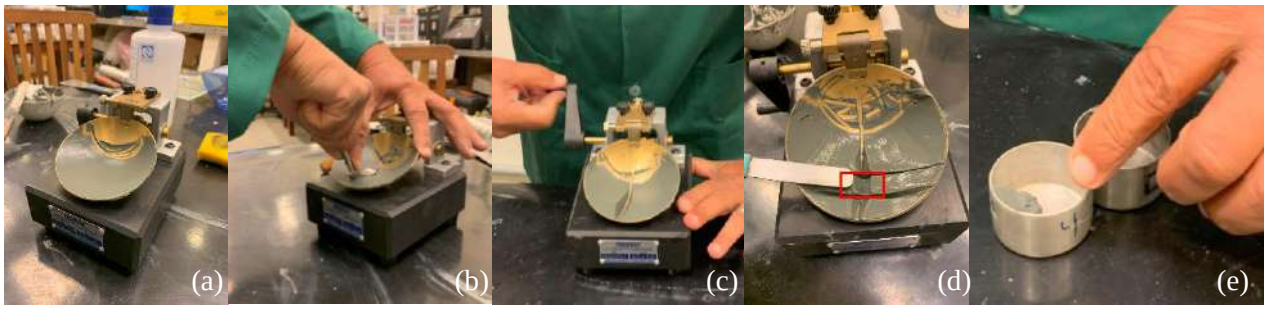


Figura 2. Algumas etapas do ensaio de Limite de Liquidez: (a) moldagem do solo na concha, (b) ranhura sendo realizada com o cinzel, (c) ensaio sendo realizado com a velocidade de 2 voltas por seg, (d) fechamento da ranhura ao longo dos 13 mm, (e) retirada da parte da ranhura que fechou para a determinação da umidade.

4.2 Limite de Plasticidade

No que concerne ao Limite de Plasticidade a norma brasileira que padroniza esse ensaio é intitulada Solo - Determinação do Limite de Plasticidade (LP) – NBR 7180/2016. A amostra utilizada é cerca de 200 gf passante na peneira 0,42mm.

O Limite de Plasticidade é o teor de umidade correspondente à amostra de solo que ao ser moldada no formato de um cilindro com diâmetro de 3 mm e comprimento da ordem de 100 mm (o que se verifica com o gabarito de comparação) necessariamente fissura, tornando, portanto, o referido cilindro um meio descontínuo. As partes fragmentadas devem ser transferidas para um recipiente para se determinar a umidade conforme a ABNT NBR 6457. A Figura 3 ilustra algumas etapas do ensaio de Limite de Plasticidade.

De acordo com a ISO 17892-12:2018 Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 12: Determination of liquid an plastic limits para cada determinação de LP são necessários 3 corpos de prova. Como a norma prescreve a média de 2 determinações, são necessários no mínimo 6 corpos de prova. Ainda de acordo com a ISO 17892-12:2018, se dois resultados de determinações do teor de umidade do limite de plasticidade diferirem mais do que 2 % em valores absolutos para valores de LP menores ou iguais a 40%, ou mais do que 5% para valores de LP maiores do que 40%, o ensaio de limite de plasticidade deve ser repetido.

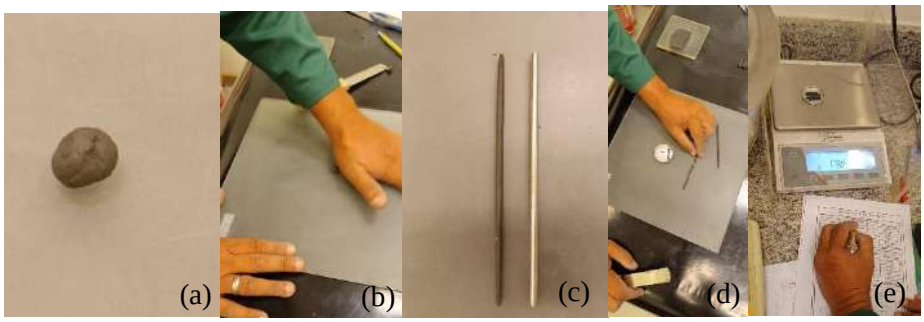


Figura 3. Algumas etapas do ensaio de Limite de Plasticidade: (a) amostra de solo a ser moldada; (b) moldagem do corpo de prova; (c) cilindro fissurado com 3mm de diâmetro e 10 mm de comprimento; (d) separação das partes fissuradas para determinação da umidade; (e) pesagem do cilindro de solo fissurado para determinação da umidade após a secagem com constância de peso em estufa.

4.3 Densidade real dos grãos

A norma brasileira que padroniza este ensaio é intitulada - Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água (NBR 6458/2017). Deve-se destacar que a NBR 6508 foi cancelada, e o conteúdo desta norma encontra-se descrito no anexo B da NBR 6458/2017 que trata da determinação da massa específica dos grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm por meio de picnômetro, com realização de pelo menos 2 ensaios. Na preparação da amostra para o ensaio, toma-se cerca de 250 g da amostra preparada de acordo com a ABNT NBR 6457, quantidade tal que a massa seca esteja em torno de 50 g para solos argilosos e siltosos, e de 60 g para solos arenosos, quando for empregado picnômetro de 500 cm³. Se for utilizar o picnômetro de 1 000 cm³, tomar o dobro da quantidade. Esta norma prescreve o método por meio de picnômetro, através de pelo menos dois ensaios. Cabe salientar a importância da calibração dos picnômetros para a realização do ensaio. A massa específica dos grãos do solo pode ser calculada através da equação (1).

$$\rho_s = \frac{M_1 \cdot \frac{100}{(100+W)}}{\left[M_1 \cdot \frac{100}{(100+W)}\right] + M_3 + M_2} \cdot \rho_{W(T)} \quad \text{.....(1)}$$

Onde:
ρ_s é a massa especifica dos grãos do solo, expressa em g/cm³;
M_1 é a massa do solo úmido;
M_2 é a massa do picnômetro ou balão volumétrico adicionado de solo e água, à temperatura T de ensaio;
M_3 é a massa do picnômetro ou balão volumétrico preenchido com água até a marca de referência, à temperatura T de ensaio;
w é a umidade inicial da amostra;
$\rho_{w(T)}$ é a massa específica da água, à temperatura T de ensaio, obtida na Tabela A.1 da NBR 6458/2017.
A densidade real dos grãos, Gs, é definida como a razão entre a massa específica do solo sobre a massa específica da água na temperatura de 4°C. Assim, a expressão para a determinação do G_s é dada por:

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$$

A Figura 4 apresenta algumas etapas do ensaio de densidade real dos grãos.

Figura 4. Algumas etapas do ensaio de determinação da densidade real dos grãos: (a) solo imerso em água; (b) dispersão por 15 min; (c) introdução da amostra no picnômetro, (d) aplicação de vácuo; (e) banho maria para estabilizar a temperatura, (f) pesagem do picnômetro contendo água destilada e solo.

4.4 Granulometria com sedimentação

A norma brasileira que padroniza este ensaio é intitulada - Solo – Análise Granulométrica (NBR 7181/2018). Esta norma descreve o procedimento do peneiramento grosso, da sedimentação e do peneiramento fino.

Em linhas gerais no que concerne ao peneiramento grosso, o material retido na peneira de 2,0 mm, é lavado a fim de eliminar o material fino aderente e, em seguida, seco, até constância de peso, em estufa a (105±5)°C. O material assim obtido é usado no peneiramento grosso.

No que diz respeito à sedimentação de forma geral, toma-se, do material passado na peneira de 2,0 mm, cerca de 120 g, no caso de solos arenosos, ou, 70 g no caso de solos siltosos e argilosos para fins de realização dos ensaios de sedimentação e peneiramento fino. A umidade higroscópica (w) do material é determinada de acordo com a ABNT NBR 6457/2024. Na sequência, o material assim obtido é transferido para um béquer de 250 cm³ e acrescido o defloculante, com auxílio de proveta; Posteriormente, o béquer é agitado até que todo o material fique imerso e, em seguida, mantido em repouso, por no mínimo 12 h; Em seguida, a mistura é vertida no copo de dispersão e adiciona-se água destilada até que seu nível fique 5 cm abaixo das bordas do copo. A mistura é submetida à ação do aparelho dispersor durante 15 min; Toda a dispersão é então transferida para a proveta, onde adiciona-se água destilada até se atingir nela o volume correspondente a 1 000 cm³.A proveta é em seguida colocada no tanque para banho ou em local com temperatura constante com o objetivo de que a dispersão atinja a temperatura de equilíbrio. Posteriormente, a proveta é tomada e, tampando-lhe a boca com uma das mãos, executam-se, com o auxílio da outra, movimentos enérgicos de rotação durante 1 min. Imediatamente após a referida agitação, a proveta é colocada sobre uma mesa e anota-se a hora exata do início do ensaio sedimentação, o densímetro é então mergulhado cuidadosamente na dispersão. A seguir, leituras do densímetro correspondentes aos tempos de sedimentação são feitas sendo que as três primeiras leituras são repetidas.

Com relação ao peneiramento fino, após a última leitura do ensaio de sedimentação, o material da proveta é vertido na peneira de 0,075 mm. O material é ainda lavado na peneira mencionada empregando-se água potável a baixa pressão. O material retido na peneira de 0,075 mm é então seco em estufa, até constância de peso, à temperatura de (105±5)°C. O material assim obtido é usado no peneiramento fino.

A Figura 5 apresenta algumas etapas do ensaio de granulometria com sedimentação.

Figura 5. Algumas etapas do ensaio de granulometria com sedimentação: (a) material utilizado; (b) material retido na peneira de 2mm para o peneiramento grosso; (c) leituras iniciais do ensaio; (d) material sendo colocado na série de peneiras do peneiramento fino; (e) agitador de peneiras.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A Figura 6 apresenta os resultados do ensaio de Limite de Liquidez realizados (a) sem secagem prévia e (b) com secagem prévia ao ar. Observa-se que o erro relativo foi de 22% tanto para os resultados do Limite de Liquidez quanto para os de Plasticidade, sendo os valores superiores dos ensaios sem secagem prévia.

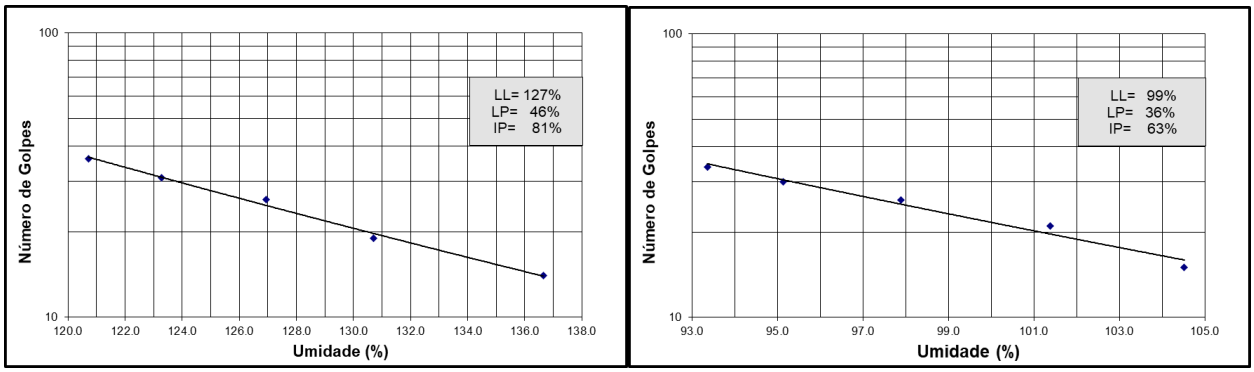


Figura 6. Resultado do ensaio de Limite de Liquidez sem secagem prévia (a) e com secagem prévia (b).

A Figura 7 apresenta as curvas de distribuição granulométrica obtidas em amostras realizadas com (curva em vermelho) e sem (curva em azul) secagem prévia, plotados em conjunto. A Tabela 1 resume os resultados obtidos dos ensaios de caracterização realizados no Campo Experimental de Sarapuí II na profundidade nominal de 3m.

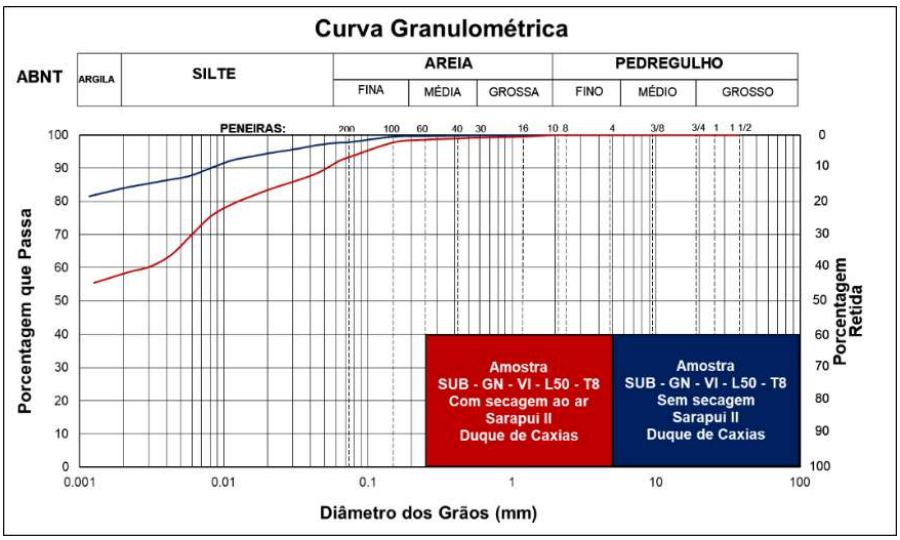


Figura 7. Resultado do ensaio de granulometria com sedimentação sem secagem prévia e com secagem prévia.

Analisando a figuras 6 e a tabela 1, observa-se que o erro relativo foi de 22% tanto para os resultados do Limite de Liquidez, 127% e 99 % sem e com secagem prévia respectivamente, quanto para os de Plasticidade, 46% e 36% sem e com secagem prévia ao ar respectivamente. Valores superiores foram encontrados nos ensaios sem secagem prévia. Este fato pode ter origem em diversos fatores, entre eles a impossibilidade de destorroar o solo de modo a fragmentá-lo nas dimensões de suas partículas originais e ou na oxidação da amostra no caso dos ensaios realizados com secagem prévia.

Na determinação da densidade real dos grãos (G_s) a diferença encontrada foi de 4%, 2,440 e 2,547, ensaios realizados sem e com secagem prévia ao ar respectivamente. O ensaio realizado com secagem prévia pode conter fragmentos de conchas que não foram possíveis de serem removidos na peneira número 0,425mm, peneira número 40, conforme ocorre quando o ensaio é realizado sem a secagem prévia.

Avaliando a figura 7 e a tabela 1, observa-se que os ensaios de granulometria com sedimentação realizados sem e com secagem prévia ao ar mostraram resultados distintos. Pode-se verificar que parte da

fração de argila constatada no ensaio sem secagem prévia (84%) foi depositada como silte e areia no ensaio realizado com secagem.

Tabela 1. Resumo dos ensaios de caracterização com e sem secagem prévia ao ar.

Ensaio	Via Úmida	Via Seca secagem ao ar	Erro relativo (%)
LL (%)	127	99	22
LP(%)	46	36	22
IP(%)	81	63	22
G_s	2,440	2,547	4
Granulometria com sedimentação			
Argila (%)	84	58	31
Silte (%)	14	33	136
Areia Fina (%)	2	7	250
Areia Média (%)	0	1	
Areia Grossa (%)	0	1	
Pedregulho (%)	0	0	

Pode-se verificar através da Carta de Plasticidade de Casagrande, Figura 10, que embora os resultados dos índices de consistência sejam distintos, os mesmos encontram-se no interior de uma mesma faixa, sendo então classificados como argila de alta plasticidade.

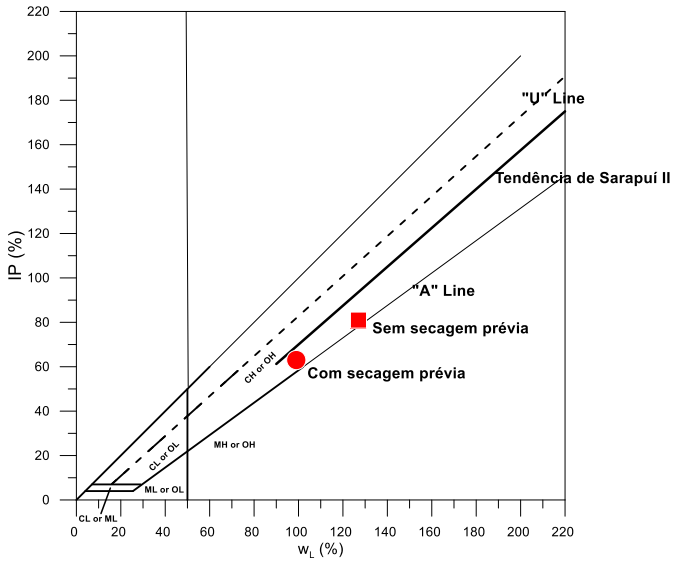


Figura 10. Carta de Plasticidade de Casagrande

6 CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS

Ensaios de limites de liquidez e plasticidade, densidade real dos grãos, granulometria com sedimentação foram realizados no solo mole de Sarapuí II na profundidade nominal de 3m. As normas brasileiras permitem que os ensaios de caracterização sejam realizados com e sem secagem prévia. Assim, para verificar a influência das duas metodologias nos resultados dos ensaios de caracterização, ensaios foram realizados previamente com secagem ao ar e sem secagem. Nos ensaios para a obtenção dos índices de consistência, o erro relativo encontrado foi de 22% tanto para os resultados do Limite de Liquidez, 127% e 99 % sem secagem e com secagem prévia ao ar respectivamente, quanto para os de Plasticidade, 46% e 36% sem e com secagem prévia respectivamente. Na determinação da densidade real dos grãos (G_s) a diferença encontrada foi de 4%, 2,440 e 2,547, nos ensaios realizados sem secagem e com secagem prévia respectivamente. Ensaios de granulometria com sedimentação realizados sem e com secagem prévia mostraram resultados distintos. As diferenças entre

as duas metodologias permitidas não são desprezíveis. Os autores recomendam, portanto, que os ensaios de caracterização em solos saturados sejam realizados sem secagem prévia. No entanto, caso o ensaio seja realizado com secagem, que o fato seja mencionado no relatório de ensaio.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos colaboradores do Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares, um dos Laboratórios de Geotecnia Professor Jacques de Medina da Universidade Federal do Rio de Janeiro, pela ajuda na coleta de amostras e realização dos ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguiar, V.N. (2014). *Contribuição ao Estudo das Relações Tensão-Deformação-Resistência-Tempo das Argilas Moles*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Alves, A.M.L. (2004). *A influência da Viscosidade do Solo e do Tempo após a Cravação na Interação Dinâmica Estaca-solo em Argilas*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024). NBR 6457. *Solos – Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo — Determinação do limite de plasticidade.* RJ.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 6459. Solo - Determinação do limite de liquidez. RJ.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 6458. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7181. Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro.

Danziger, F.A.B., Jannuzzi, G.M.F, and Martins, I.S.M. (2019). *The relationship between sea-level change, soil formation and stress history of a very soft clay deposit*. AIMS Geosciences, no. 5: 461-479. Disponível em: <https://doi.org/10.3934/geosci.2019.3.461>. Acesso em: 10 abr. 2024.

Francisco, G.M. (2004). *Estudo dos Efeitos do Tempo em Estacas de Fundação em Solos Argilosos*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Freitas, A.C. (2014). *Comportamento à Tração de Estaca-Torpedo - Modelo Em Argila Mole*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Guimarães, G.V.M. (2015). *Comportamento de Estaca-Torpedo Modelo Instrumentada em Prova de Carga Horizontal em Argila Mole*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

International Organization for Standardization (2018). ISO 17892-12. *Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 12: Determination of liquid and plastic limits*.

Jannuzzi, G.M.F. (2009). *Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II através de Ensaios de Campo*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Jannuzzi, G.M.F. (2013). *Inovadoras, modernas e tradicionais metodologias para a caracterização geológico-geotécnica da argila mole de Sarapuí II*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Jannuzzi, G.M.F., Danziger, F.A.B., Martins, I.S.M. (2015). *Geological-geotechnical characterization of Sarapuí II clay*. Engineering Geology, 190, p. 77–86.

Porto, E.C., Medeiros Junior, C.J., Henriques Junior, P.R.D., Foppa, D., Ferreira, A.C.P., Costa, R.G.B., Fernandes, J.V.V., Danziger, F.A.B., Jannuzzi, G.M.F., Guimarães, G.V.M., Silva Junior, S.P., Alves, A.M.L. (2010). *The Development of the Torpedo-Piezocone*Proc., 29th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, Shanghai. Paper No. OMAE2010-20820, June.

Tortureli de Sá, M. R. (2016). *Ensaio de cisalhamento simples (DSS) cíclico na argila mole de Sarapuí II*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, 304 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/575

A importância da fonte de cálcio para a precipitação de carbonato de cálcio induzida por microrganismos (MICP)

Isabelle Joanne Viana Coelho César
Discente, Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Brasil, isabellecesarufrr@gmail.com

Victor Carlos Vital Cavalcanti
Discente, Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Brasil, victorcarlos2909@gmail.com

Érika Cristina Morais Carneiro
Discente, Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Brasil, eriika_morais12@hotmail.com

Mariana Ramos Chrusciak
Professora Adjunta, Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Brasil, mariana.chrusciak@ufrr.br

Bruna de Carvalho Faria Lima Lopes
Lecturer, Newcastle University, Newcastle upon Tyne, Reino Unido, bruna.lopes@newcastle.ac.uk

RESUMO: A estabilização de solos representa um desafio crítico na engenharia geotécnica, especialmente quando se busca incorporar práticas sustentáveis em face dos impactos ambientais negativos associados aos métodos convencionais de melhoramento de solos. Este artigo aborda a Precipitação de Carbonato de Cálcio induzida por microorganismos (MICP) como uma alternativa viável e ambientalmente amigável, focando na importância da fonte de cálcio para a eficácia do processo. Utilizando amostras de areia padrão enriquecidas com o meio B4, com diferentes concentrações de cálcio, este estudo visa elucidar a influência da fonte de cálcio na precipitação de carbonato de cálcio ($CaCO_3$). A análise estende-se a variáveis adicionais como o tipo de glicose utilizada e o tempo de incubação, fatores determinantes para a quantificação do carbonato de cálcio biologicamente produzido. Além do potencial de melhoramento das propriedades geotécnicas dos solos, este processo oferece a perspectiva de capturar CO_2 atmosférico, contribuindo assim para esforços de mitigação das mudanças climáticas. Os resultados indicam a capacidade do meio B4 de precipitar $CaCO_3$, destacando a relevância das condições experimentais na otimização da bioprecipitação para aplicações geotécnicas sustentáveis. Este estudo pavimenta o caminho para futuras pesquisas focadas em maximizar a eficiência do MICP e explorar seu potencial tanto para a estabilização do solo quanto para a captura de carbono.

PALAVRAS-CHAVE: MICP, Precipitação de carbonato de cálcio, biocimentação, biomineralização, captura de carbono.

ABSTRACT: Soil stabilization represents a critical challenge in geotechnical engineering, especially when seeking to incorporate sustainable practices in the face of negative environmental impacts associated with conventional soil improvement methods. This paper addresses Microbially Induced Calcium Carbonate Precipitation (MICP) as a viable and environmentally friendly alternative, focusing on the importance of the calcium source for the process's efficiency. Using standard sand samples enriched with B4 medium, with different calcium concentrations, this study aims to elucidate the influence of calcium sources on the precipitation of calcium carbonate ($CaCO_3$). The analysis extends to additional variables such as the type of glucose used and the incubation time, key factors for the quantification of biologically produced calcium carbonate. Beyond the potential for improving the geotechnical properties of soils, this process offers the perspective of capturing atmospheric CO_2, thus contributing to efforts to mitigate climate change. The results indicate the capability of the B4 medium to precipitate $CaCO_3$, highlighting the relevance of experimental conditions in optimizing bioprecipitation for sustainable geotechnical applications. This study paves the way

for future research focused on maximizing the efficiency of MICP and exploring its potential for both soil stabilization and carbon capture.

KEYWORDS: MICP, Calcium carbonate precipitation, biocementation, biomineralization, carbon capture.

1 INTRODUÇÃO

Um dos maiores desafios no setor geotécnico na atualidade é a implementação de princípios de sustentabilidade na prática. Solos marginais, como areias fofas, argilas moles, solos orgânicos e sedimentos dragados, são materiais que carecem das características de engenharia necessárias para a construção. Esses solos precisam ser tratados ou estabilizados antes de serem utilizados como material de construção (Firoozi et al., 2017). Métodos tradicionais para enfrentar os desafios relacionados à solos marginais incluem a substituição do solo, compactação do solo, injeção de calda de cimento (grouting), drenagem e pré-compressão, entre outros. Dezenas de milhares de projetos de melhoria de solo são executados a cada ano, com um custo total superior a R$30 bilhões por ano em todo o mundo (DeJong et al., 2010). Os métodos convencionais de estabilização de solos apesar de amplamente utilizados, estão sob crescente escrutínio principalmente devido às suas implicações ambientais. Isso porque a indústria de cimento, um componente chave dessas técnicas, é responsável por 10% das emissões globais de CO_2 (Firoozi et al., 2017). Nesse contexto, a biogeotecnologia que explora processos biogeoquímicos que acontecem naturalmente no solo, apresenta-se como alternativa promissora aos métodos tradicionais de estabilização de solos (Dejong et al., 2013).

Entre as tecnologias emergentes nesse campo, a Precipitação de Carbonato de Cálcio Induzida por Microorganismos (MICP) mostra-se como uma alternativa ambientalmente viável para melhorar as propriedades do solo. As aplicações da MICP dentro da biogeotecnia estão relacionadas principalmente ao aumento da resistência do solo, à mitigação da liquefação do solo, à melhoria da permeabilidade do solo e ao controle de erosão (Bu et al., 2022; He et al., 2019). Há diversos processos biogeoquímicos capazes de induzir a precipitação de carbonato de cálcio como, por exemplo, a hidrólise de ureia, a desnitrificação, a amonificação, a redução de sulfato, a fotossíntese e a oxidação de metano. No entanto, a maioria deles geram subprodutos indesejados (Osinubi et al., 2020), limitando sua aplicabilidade. A hidrólise de ureia, apesar de gerar amônio, um subproduto tóxico que precisa ser remediado, continua sendo o processo biogeoquímico mais utilizado para precipitação de carbonato de cálcio (Van Paassen, 2009).

Nesse contexto é importante destacar os processos naturais de intemperização como forma alternativa de precipitação de carbonatos, não apenas por sua importância biogeoquímica, mas também pelo seu potencial na captura de CO_2 atmosférico. Este fenômeno natural inicia-se com a dissolução de dióxido de carbono (CO_2) na água, formando ácido carbônico (H_2CO_3).

$$CO_2 + H_20 \rightarrow H_2CO_3 \quad (1)$$

O ácido carbônico é instável e rapidamente se dissocia, liberando íons bicarbonato (HCO_3^-) e íons hidrogênio (H^+):

$$H_2CO_3 \rightarrow HCO_3^- + H^+ \quad (2)$$

Os íons hidrogênio liberados desempenham um papel crucial na quebra de cátions, um processo que depende fundamentalmente da disponibilidade de fontes de cátions, como o cálcio (Ca^{2+}), no sistema. Esses cátions ao serem mobilizados, podem reagir com íons bicarbonato, levando à formação de carbonatos.

$$M^{2+} + 2HCO_3^- \leftrightarrow MCO_3 + CO_2 + H_2O \quad (3)$$

Onde M representa cátions que podem ser cálcio, magnésio, e ferro, por exemplo.

A contribuição das bactérias à esse processo (biointemperismo), especialmente na formação de carbonato de cálcio no solo, apresenta aspectos ainda não totalmente elucidados. Enquanto a disponibilidade de CO_2 dissolvido é um fator chave para a carbonatação natural do solo (Renforth et al., 2011; Washbourne et al., 2012), as bactérias podem desempenhar várias funções que influenciam esse processo. Por um lado, elas podem produzir substâncias poliméricas extracelulares (SPE) (Hao et al., 2024), que aceleram a formação de carbonato de cálcio, ou até mesmo produzir o CO_2 necessário para facilitar essa precipitação. Por outro lado, as bactérias podem atuar fornecendo sítios de nucleação na superfície celular bacteriana facilitando assim as reações químicas necessárias (Stocks-Fischer et al., 1999). No entanto, a eficácia desses mecanismos bacterianos na promoção da precipitação de carbonato de cálcio pode ser limitada em ambientes com baixa concentração de matéria orgânica, onde a atividade bacteriana tende a ser reduzida (Castanier et al., 2000). Isso aponta para a importância de entender melhor como a interação entre bactérias e condições geoquímicas pode ser otimizada para capturar CO_2 atmosférico, realçando o potencial da biomineralização induzida biologicamente para aplicações geotécnicas sustentáveis.

Assim, este artigo dedica-se a explorar como diferentes concentrações da fonte de cálcio influenciam na capacidade de precipitação de carbonato de cálcio, por meio do processo de biomineralização. Para isso, utilizou-se o meio de enriquecimento B4, reconhecido pela sua eficácia em promover a bioprecipitação. Além da concentração da fonte de cálcio, este estudo também avaliou o impacto de variáveis como o tipo de glicose e o período de incubação na eficiência da biomineralização. A análise desses fatores é crucial para aprofundar o entendimento sobre os mecanismos subjacentes à bioprecipitação de carbonato de cálcio, abrindo caminho para otimizar esta tecnologia para aplicações geotécnicas sustentáveis.

2 METODOLOGIA

Amostras de solo de uma areia padrão foram compactadas em seringas de 60 ml, em 3 diferentes camadas, na qual cada camada continha 17 g de solo, ocupando um volume de aproximadamente 10 ml. Para a confecção do *setup* Figura 1, a parte inferior das seringas foi cortada e, com auxílio de rolhas de borracha, a parte inferior das seringas foi devidamente vedada. As rolhas possuíam um furo central, permitindo o encaixe de um tubo capaz de realizar a drenagem de líquidos do sistema. Além disso, entre a rolha de borracha e a amostra de solo, havia uma camada de fibra abrasiva e outra de papel filtro, para evitar passagem de areia da seringa para o tubo durante a percolação de soluções (Roth et al., 2022).

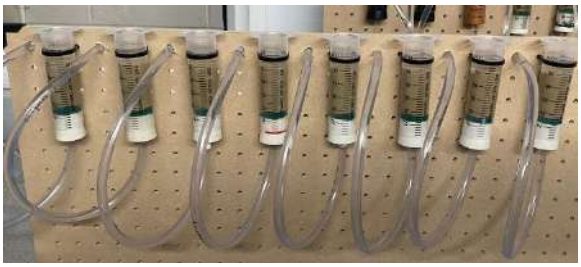


Figura 1. *Setup* das amostras montado

Para a produção do meio de enriquecimento B4 foram utilizados, para 1 L de água destilada, 4 g de extrato de leveduras, 5 g de glicose e 2,5 g e 15 g de acetato de cálcio para concentrações de 0,25% e 1,5% da fonte de cálcio, respectivamente. Duas variações da solução para a concentração de 1,5% de acetato de cálcio foram realizadas, uma usando dextrose pura e outra utilizando o composto de alta concentração de glicose *Modified Eagle Medium* (DMEM), enquanto a solução de 0,25% foi produzida apenas com o uso de dextrose. Além disso, foi adicionada às soluções uma pequena quantidade de hidróxido de sódio (NaOH), à 0,5M, a fim de ajustar o pH entre 8,2 e 8,5 e propiciar um ambiente favorável para a proliferação bacteriana (Boquet et al., 1973; Lee Y, 2003).

Após a montagem do *setup* das seringas, as amostras de solo foram saturadas com água destilada, e drenadas pelo tubo inferior até que não houvesse mais presença de bolhas de ar. Posteriormente, em se tratando

das soluções B4 feitas com dextrose, foram produzidas duas duplicatas (4 amostras) para cada proporção, sendo uma delas incubada por 15 dias e outra por 22 dias. Já para solução de B4 de 1,5% feita com DMEM, foram feitas três duplicatas (6 amostras) para incubação de 15, 22 e 29 dias. É válido destacar que, para cada duas amostras de solo tratadas com a solução de enriquecimento, havia uma amostra controle tratada apenas com água destilada. 60ml da solução de tratamento (ou água destilada para o caso das amostras controle) foi aplicada e drenada de forma com o que nível da solução se mantivesse 5 ml acima do nível do solo e, conforme a necessidade, foram feitas reaplicações para que esse nível permanecesse constante.

Ao final do tempo de incubação, as amostras foram submetidas ao ensaio de perda de massa por ignição, a fim de quantificar o carbonato de cálcio ($CaCO_3$) presente no solo tratado. Para isso, as amostras de solo foram retiradas das seringas e divididas em três camadas (superior, intermediária e inferior) a fim de conferir a heterogeneidade do processo e depois colocadas para secar na estufa à 105°C por 24 horas. Posteriormente, as amostras secas foram transferidas para cadinhos de massa conhecida e a massa do conjunto 1 (M_{105}) foi registrada. Os cadinhos foram então aquecidos na mufla à 550°C por 5 horas para queimar a matéria orgânica e à 950°C por 3 horas a fim de liberar o dióxido de carbono, transformando-se, de acordo com a equação 4, apenas em óxido de cálcio de composto sólido.

$$CaCO_{3\,(s)} \xrightarrow{950\,°C} CaO_{(s)} + CO_{2(g)} \quad (4)$$

As massas das amostras submetidas à mufla, em ambas as temperaturas, também foram registradas (M_{550} e M_{950}). Os cálculos do percentual de perda por ignição (LOI_{950}) à 950°C da amostra de solo foram realizados de forma semelhante ao processo feito por (Heiri et al., 2001), conforme equação 5, representando a massa de CO_2 perdida devido à reação térmica. Posteriormente, para determinar o percentual de carbonato de cálcio, o valor da LOI_{950} foi dividido por 0,44, que corresponde à fração de CO_2 no $CaCO_3$ (Dean, 1974).

$$LOI_{950} = \left(\frac{M_{550} - M_{950}}{M_{105}}\right) * 100 \quad (5)$$

Por fim, a partir da comparação dos resultados dos percentuais de $CaCO_3$ obtidos através do ensaio de perda por ignição, foi possível correlacionar a influência da fonte de cálcio do meio de enriquecimento e as demais variáveis envolvidas tanto no processo de biocimentação quanto no processo de quantificação do carbonato de cálcio.

3 RESULTADOS

Este estudo examinou o impacto de diferentes tratamentos em amostras de areia, com foco na precipitação de carbonato de cálcio ($CaCO_3$). Os resultados de perda de ignição apresentados na Figura 2 destacam as análises conduzidas na parte superior das seringas. Adicionalmente, é importante ressaltar que os resultados das amostras tratadas com a solução B4 representam as médias das medições realizadas nas partes superiores das duplicatas produzida e o desvio padrão entre as duas amostras.

Amostras de solo não tratado (solo natural) revelaram um teor de carbonato de cálcio de aproximadamente 0,023%. Todas as amostras submetidas a tratamentos, com exceção da amostra de B4 com 0,25%, superaram o teor de $CaCO_3$ do solo natural após 15 dias de incubação (Figura 2a). Destaca-se que as amostras tratadas com a solução B4 com concentração de 1,5%, principalmente aquelas com adição de DMEM, mostraram uma precipitação de $CaCO_3$ consideravelmente maior em comparação com aquelas tratadas com solução de 0,25%. É válido mencionar que a média das amostras superiores tratadas com B4 de 0,25%, com tempo de incubação de 15 dias, foi negativa. Isso ocorreu porque uma das amostras obteve valor de massa após a perda de ignição de 950°C superior à massa após a perda de ignicão de 550°C, quando na verdade o esperado seria o inverso.

Após 22 dias de incubação (Figura 2b), as amostras tratadas com solução B4 a 0,25% obtiveram um pequeno aumento no percentual de $CaCO_3$ em relação ao solo natural enquanto que aquelas tratadas com água

destilada não apresentaram carbonato de cálcio. Em contrapartida, as amostras tratadas com B4 a 1,5%, independente da composição da glicose utilizada, obtiveram um desempenho melhor, beneficiando-se de uma semana adicional de incubação.

Para o período de incubação estendido até 29 dias, dispondo apenas de dados para a concentração de 1,5% com uso de DMEM (Figura 2c), observou-se que esse tratamento alcançou o maior nível de precipitação de $CaCO_3$ entre todas as amostras testadas.

A partir da Figura 2d é possível observar que as amostras tratadas com maiores proporções de acetato de cálcio apresentaram maiores quantidades de $CaCO_3$. Além disso, o fator tempo de incubação também influenciou diretamente na capacidade de precipitação de $CaCO_3$, tendo em vista que os resultados provenientes das amostras de 1,5% com uso de DMEM incubadas por 29 dias foram maiores do que os resultados referentes às amostras incubadas por 15 dias. Adicionalmente, observou-se que o tipo de glicose também interfere nos resultados, já que todas as amostras com adição de DMEM, independemente do período de incubação, destacaram-se em relação às demais.

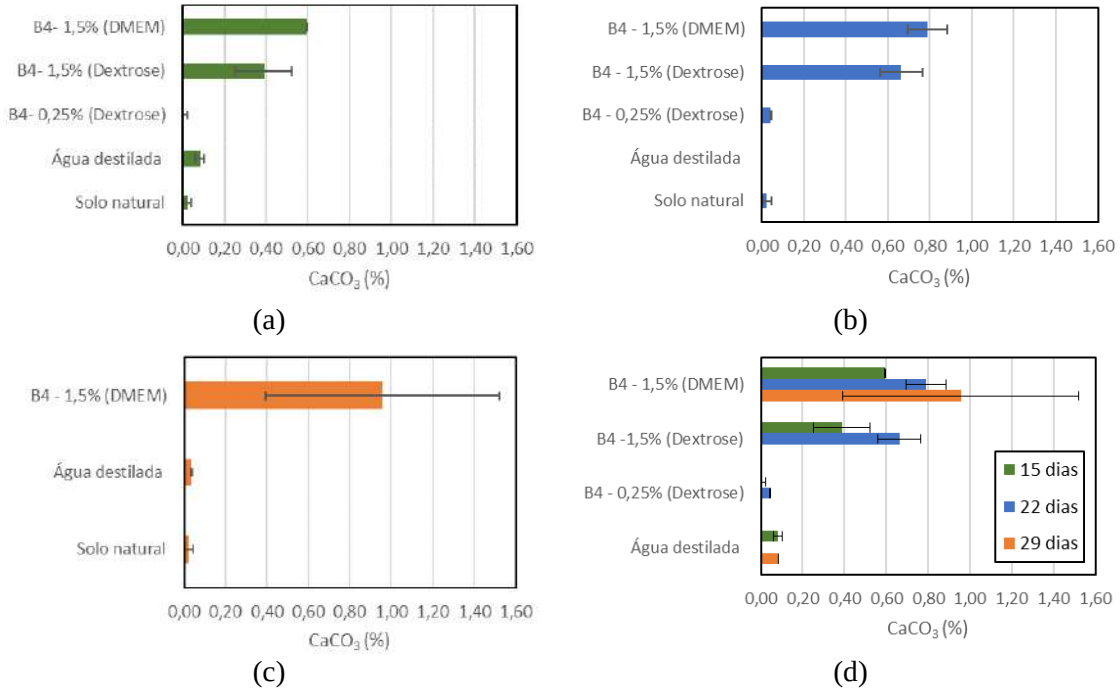


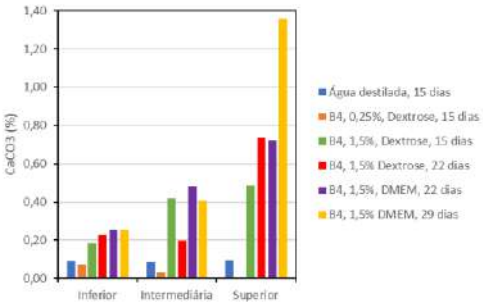
Figura 2. Percentual médio de carbonato de cálcio das amostras superiores tratadas (a) por 15 dias, (b) por 22 dias, (c) por 29 dias e (d) sob uma perspectiva geral ao longo do tempo

5 DISCUSSÕES

É importante destacar que os resultados apresentados acima correspondem às partes superiores das seringas, visto que o ensaio de perda de massa por ignição, confirmou a hipótese de que o processo de bioprecipitação de carbonato de cálcio não é homogênio. A Figura 3a ilustra essa heterogeneidade em 6 amostras distintas. Acredita-se que a presença de um biofilme na parte superior das amostras (Figura 3b) contribuiu para uma maior concentração de $CaCO_3$ nessas áreas.

A precisão do método de perda de ignição para determinar a porcentagem de $CaCO_3$ em amostras de solo leva a questionamentos, especialmente diante da evidente heterogeneidade no processo de bioprecipitação. O estudo realizado por Heiri et al. (2001) lança luz sobre esta questão, indicando que variáveis tais como o tamanho da amostra, manuseio e pesagem nos laboratórios, duração e temperaturas aplicadas na mufla, bem como a configuração física dentro desta, podem influenciar os resultados obtidos. Neste contexto, o presente estudo adotou as diretrizes propostas por Heiri et al. (2001), empregando amostras com massas

pequenas (inferiores a 6g) e submetendo-as à temperaturas de 550°C e 950°C durante períodos de 5 e 3 horas, respectivamente, visando maximizar a precisão do ensaio.



(a)

(b)

Figura 3. (a) Distribuição de $CaCO_3$ nas diferentes camadas da amostra, e (b) Presença de biofilme na parte superior de uma amostra tratada durante 22 dias com B4 a 1,5% e uso de DMEM.

Contudo, a presença de $CaCO_3$ indicada nos resultados do teste de perda de ignição, tanto para o solo natural, composto 100% de quartzo, quanto nas amostras controle - nas quais fontes adicionais de cálcio seriam inesperadas - destaca a complexidade adicional para interpretação dos resultados desse ensaio.

Dentre os questionamentos acerca das variáveis capazes de influenciar os resultados da perda de ignição, notou-se que o manuseio da amostra durante a pesagem está intrinsecamente ligado à precisão dos resultados. Nesse viés, o possível ganho de umidade durante as medições que sucedem as perdas de ignição de 550°C e 950°C podem caracterizar resultados negativos ou nulos, devido ao ganho de massa indesejado durante o processo, especialmente quando o ensaio é feito por meio de balanças de alta precisão.

Além disso, a heterogeneidade da bioprecipitação evidenciada pela variável distribuição de biofilmes, pode comprometer a representatividade e, por conseguinte, a confiabilidade dos dados de perda de ignição. Assim, a interpretação dos resultados requer cautela, e há uma clara necessidade de métodos analíticos complementares que permitam uma avaliação mais precisa e holística do conteúdo de $CaCO_3$ em futuras investigações.

No entanto, ainda que a técnica utilizada esteja sob escrutínio e o percentual máximo de $CaCO_3$ precipitado com o tratamento indicado por este ensaio seja de apenas 1,36%, observa-se visualmente que as amostras tratadas com a solução B4 a 1,5% não desagregam facilmente. De fato, após o tratamento e a secagem na estufa à 105°C por 24 horas, enquanto as amostras com água destilada se desagregaram (Figura 4a), as amostras tratadas com a solução de enriquecimento permaneceram com o formato cilindrico, precisando de uma leve pressão para serem desagregadas (Figura 4b).

(a)

(b)

Figura 4. Comparação entre as amostras tratadas, durante 29 dias, com (a) água destilada e (b) B4 a 1,5% e uso de DMEM.

Adicionalmente, é importante considerar o papel crucial do CO_2 dissolvido no solo para a eficácia da precipitação de $CaCO_3$, um aspecto fundamental no processo de biomineralização induzida biologicamente. A escolha de utilizar areia padrão, caracterizada por baixos níveis de CO_2 dissolvido, em vez de uma amostra indeformada de solo, que naturalmente contém quantidades maiores de CO_2, pode ter influenciado negativamente o potencial de precipitação de $CaCO_3$. Esse fator, possivelmente limitante, reforça a necessidade de avaliações mais detalhadas sobre as condições ótimas para a biomineralização.

Por último, é válido apontar ainda que a ocorrência da precipitação de carbonato de cálcio no solo não necessariamente se traduz em aumento de resistência. Isso porque o aumento de resistência está diretamente ligado à capacidade do carbonato de cálcio de criar ligações nos contatos intergranulares do solo, tornando-o mais coesivo. Por isso, a depender dos índices de vazios do solo a ser tratado, somado ao fato de a bioprecipitação do carbonato de cálcio ser heterogênea, há a possibilidade de o carbonato de cálcio precipitado não ser suficiente para proporcionar essa coesão. Assim, esse estudo focou na quantificação de $CaCO_3$ bioprecipitado. Entretanto, embora seja evidente que o solo tratado com B4 tornou-se consideravelmente mais coesivo, a avaliação precisa de seu aumento de resistência é algo a ser investigado em pesquisas futuras.

5 CONCLUSÕES

A aplicação do meio de enriquecimento B4 mostrou-se capaz de precipitar carbonato de cálcio ($CaCO_3$) em amostras de areia padrão. Foram analisados, por meio desta pesquisa, os fatores capazes de influenciar no processo e nos resultados de determinação do percentual de $CaCO_3$, tais como: a heterogeneidade da bioprecipitação, a escassez de CO_2 nas amostras de areia, as intercorrências enfrentadas durante os ensaios de perda de ignição, a escolha do tipo de glicose a ser utilizada no meio de enriquecimento e a proporção da fonte de cálcio.

O percentual máximo de $CaCO_3$ precipitado com o tratamento, indicado pelo ensaio de perda de ignição, foi de 1,36% para a amostra com 1,5% de acetato de cálcio e glicose composta *Modified Eagle Medium* (DMEM) incubada por 29 dias. Por fim, ainda que os resultados de quantificação tenham sido menores do que o esperado, as amostras mostraram-se visualmente mais resistentes após a bioestimulação. Por essa razão, espera-se investigar em pesquisas futuras a relação entre a precipitação de carbonato induzida por microorganismos e o aumento de resistência do solo, bem como a associação de outros métodos capazes de quantificar o $CaCO_3$.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi financiado pela ISPF ODA institutional funding da Newcastle University e pela Coalition for Disaster Resilient Infrastructure (CDRI) por meio da CDRI Fellowship 2023/24, como parte do projeto "NATURE: Nature-based solutions To Unpaved Roads Engineering". Os autores expressam seu agradecimento ao CDRI e ISPF ODA (Newcastle University) pelo apoio recebido, fundamental para a realização deste trabalho. Além disso a primeira autora também gostaria de agradecer a Universidade Federal de Roraima pelo apoio financeiro recebido através da bolsa de iniciação científica (Programa PIBIC/UFRR).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Boquet E, B. A. R.-C. A. (1973). Production of Calcite (Calcium Carbonate) Crystals by Soil Bacteria is a General Phenomenon. *Biochem. Biophys. Res. Commun*, *25*(1), 527–529.

Bu, C., Lu, X., Zhu, D., Liu, L., Sun, Y., Wu, Q., Zhang, W., & Wei, Q. (2022). Soil improvement by microbially induced calcite precipitation (MICP): a review about mineralization mechanism, factors, and soil properties. *Arabian Journal of Geosciences*, *15*(9). https://doi.org/10.1007/s12517-022-10012-w

Castanier, S., Le Metayer-Levrel, G., Orial, G., Loubiere, J.-F., & Perthuisot, J.-P. (2000). Bacterial carbonatogenesis and applications to preservation and restoration of historic property. In *Of Microbes and Art* (pp. 203–218).

Dean, W. E. (1974). Determination of carbonate and organic matter in calcareous sediments and sedimentary

rocks by loss on ignition: comparison with other methods. *Journal of Sedimentary Petrology*, *44*, 242–248.

DeJong, J. T., Mortensen, B. M., Martinez, B. C., & Nelson, D. C. (2010). Bio-mediated soil improvement. *Ecological Engineering*, *36*(2), 197–210. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2008.12.029

Dejong, J. T., Soga, K., Kavazanjian, E., Burns, S., Van Paassen, L. A., AL Qabany, A., Aydilek, A., Bang, S. S., Burbank, M., Caslake, L. F., Chen, C. Y., Cheng, X., Chu, J., Ciurli, S., Esnault-Filet, A., Fauriel, S., Hamdan, N., Hata, T., Inagaki, Y., … Weaver, T. (2013). Biogeochemical processes and geotechnical applications: Progress, opportunities and challenges. *Geotechnique*, *63*(4), 287–301. https://doi.org/10.1680/geot.SIP13.P.017

Firoozi, A. A., Guney Olgun, C., Firoozi, A. A., & Baghini, M. S. (2017). Fundamentals of soil stabilization. *International Journal of Geo-Engineering*, *8*(1). https://doi.org/10.1186/s40703-017-0064-9

Hao, Z., Su, Y., Liu, S., & Zhang, X. (2024). Roles of bacteria and extracellular polymeric substance in calcium carbonate formation: insights from the effects of calcium source and deposition rate on nucleation. *Biochemical Engineering Journal*, *202*. https://doi.org/10.1016/j.bej.2023.109160

He, J., Chu, J., Gao, Y., & Liu, H. (2019). Research advances and challenges in biogeotechnologies. *Geotechnical Research*, *6*(2), 144–155. https://doi.org/10.1680/jgere.18.00035

Heiri, O., Lotter, A. F., & Lemcke, G. (2001). Loss on ignition as a method for estimating organic and carbonate content in sediments: reproducibility and comparability of results. *Journal of Paleolimnology*, *25*, 101–110.

Lee Y. (2003). Calcite prodution by bacillus amyloliquefacies CMB01. *The Journal of Microbiology*, *41*(4), 345–348.

Osinubi, K. J., Eberemu, A. O., Ijimdiya, T. S., Yakubu, S. E., Gadzama, E. W., Sani, J. E., & Yohanna, P. (2020). Review of the use of microorganisms in geotechnical engineering applications. *SN Applied Sciences*, *2*(2). https://doi.org/10.1007/s42452-020-1974-2

Renforth, P., Washbourne, C. L., Taylder, J., & Manning, D. A. C. (2011). Silicate production and availability for mineral carbonation. *Environmental Science and Technology*, *45*(6), 2035–2041. https://doi.org/10.1021/es103241w

Roth, M. J. S., Asce, M., Caslake, L. F., & Mcguire, M. P. (2022). Biocementation for All, Anywhere: A New Experiment for Introductory Soil Mechanics Courses. In *Advances in monitoring and sensing; embankments, slopes, and dams; pavements; and geo-education* (pp. 472–484).

Stocks-Fischer, S., Galinat, J. K., & Bang, S. S. (1999). Microbiological precipitation of CaCO 3. *Soil Biology and Biochemistry*, *31*, 1563–1571.

Van Paassen, L. (2009). *Biogrout Ground Improvement by Microbially Induced Carbonate Precipitation*. Technische Universiteit Delft.

Washbourne, C. L., Renforth, P., & Manning, D. A. C. (2012). Investigating carbonate formation in urban soils as a method for capture and storage of atmospheric carbon. *Science of the Total Environment*, *431*, 166–175. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2012.05.037

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/576

A Importância do Contato e das Correções nas Fases de Adensamento e Cisalhamento no Ensaio DSS em Solos Moles

Clarisse Tamanqueira do Couto
Mestranda COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, clarisse.couto@coc.ufrj.br

Rhamira Duarte Gautério Pascual
Doutoranda COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, rhamira.pascual@coc.ufrj.br

Graziella Maria Faquim Jannuzzi
Professora Adjunta, Escola Politécnica da UFRJ, Brasil, jannuzzi@poli.ufrj.br

RESUMO: Ensaios de cisalhamento simples (*direct simple shear, DSS)* monótono e cíclico estão sendo realizados no solo mole do depósito de Sarapuí II com o equipamento de fabricação GDS Instruments. Para materiais com baixa resistência os procedimentos de ensaio devem garantir a realização da moldagem meticulosa do corpo de prova, o correto posicionamento no equipamento, o contato (*docking*) do *top cap* com o corpo de prova, bem como considerar as devidas correções, i.e., na fase de adensamento e na fase de cisalhamento. Este trabalho apresenta um procedimento especial para realização da etapa de *docking* tendo como alvo o deslocamento. As correções foram realizadas de acordo com as normas que padronizam os ensaios ASTM D6528/17 e ASTM D8296/19. Os resultados indicam que para solos moles e muito moles cujos valores de tensão vertical de campo e resistência ao cisalhamento são muito baixos, as correções são imprescindíveis.

PALAVRAS-CHAVE: DSS cíclico, solo mole, *docking*, correção de atrito vertical, correção fase do cisalhamento.

ABSTRACT: Monotonic and cyclic direct simple shear tests (DSS) are being carried out on the Sarapuí II soft clay with the GDS Instruments equipment. For materials with low resistance, test procedures must ensure meticulous sampling of the specimen, correct positioning in the equipment, docking of the top cap with the specimen, as well as taking into account the appropriate corrections, in the consolidation phase and in the shear phase. This work presents special procedure for carrying out the docking stage with displacement as its target. The corrections were made according to ASTM D6528/17 and ASTM D8296/19. The results indicate that for soft and very soft soils whose vertical field stress and shear stress values are very low, corrections are essential.

KEYWORDS: cyclic DSS, soft soil, docking, vertical friction correction, shear phase correction.

1 INTRODUÇÃO

Ensaios de cisalhamento simples (*direct simple shear, DSS*) monótono e cíclico já consagrados internacionalmente, estão sendo utilizados cada vez mais no Brasil. O estudo do carregamento cíclico ganhou maior destaque quando associado a estruturas de fundações *offshore*, principalmente se tratando de fundações nos setores de energia eólica, óleo e gás (ANDERSEN, 2015).

Os ensaios realizados em laboratório, que melhor representam o comportamento dos solos quando submetidos a carregamentos cíclicos, são: triaxial cíclico e cisalhamento cíclico. Em ambos, realiza-se a etapa de adensamento do corpo de prova para posteriormente realizar a etapa de cisalhamento (ANDERSEN, 2015). As normas ASTM D6528/17 e ASTM D8296/19 padronizam os procedimentos dos ensaios DSS monótono e cíclico, respectivamente.

Compreendendo a necessidade de garantir resultados representativos do comportamento do solo, a presente pesquisa tem por objetivo abordar as particularidades do ensaio no que diz respeito as etapas preliminares do ensaio de DSS, o próprio estabelecimento do contato entre o *top cap* e o corpo de prova

(denominada *docking)* e as correções necessárias a serem feitas tanto na fase de adensamento quando na fase de cisalhamento, uma vez que em se tratando de solos moles e muito moles qualquer interferência há de ser considerada no cômputo geral da análise.

2 METODOLOGIA

2.1 Equipamento

O equipamento *Direct Semples* Shear (DSS) cíclico, fabricação GDS Instruments modelo EMDCSS I, foi recentemente adquirido pelo Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares um dos laboratórios de Geotecnia Professor Jacques de Medina da COPPE UFRJ. Este equipamento é composto por três caixas de controle, bomba, peças para montagem do ensaio e máquina de cisalhamento simples, conforme ilustrado na sequência, Figura 1 (COUTO, 2023).

O ensaio de DSS é composto por duas etapas preliminares: contato do *top cap* com corpo de prova (*docking*) e a saturação do corpo de prova, e duas etapas principais, adensamento e cisalhamento, que pode simular eventos cujas solicitações sejam monótonas ou cíclicas.

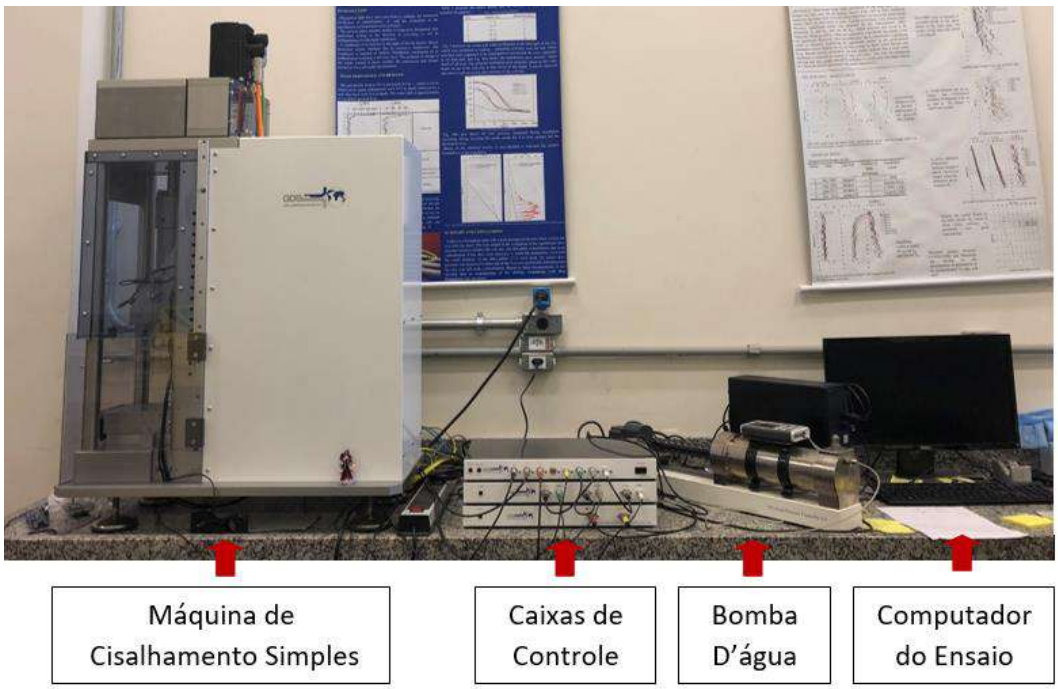


Figura 1. Equipamento DSS fabricação GDS Instruments (COUTO, 2023).

2.2 Material

O material de estudo é o solo mole do campo experimental de Sarapuí II localizado na Estação Rádio da Marinha em Duque de Caxias (RJ). Este solo é classificado como muito mole e apresenta alta plasticidade. Valores de referência são apresentados na Figura 2.

Os corpos de prova ensaiados neste trabalho foram provenientes de amostras indeformadas coletadas com o amostrador do tipo pistão estacionário NGI/GEONOR 76mm de diâmetro interno na profundidade nominal de 3m.

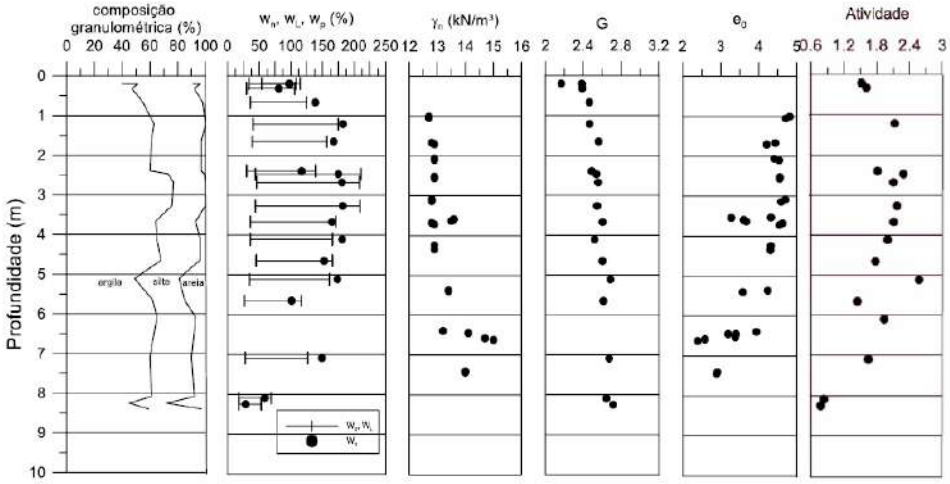


Figura 2. Composição granulométrica, limite de liquidez, limite de plasticidade, teor de umidade natural, peso específico natural, densidade dos grãos, índice de vazios inicial e atividade (JANNUZZI *et al.*, 2015).

2.3 Procedimento Docking

Chama-se *docking* o contato estabelecido entre o *top cap* do equipamento com o corpo de prova de solo. No equipamento de fabricação GDS este procedimento pode ser realizado de duas formas distintas, são elas: (1) fornecer um alvo de carga (kN) ou (2) fornecer um alvo de deslocamento (mm) (Couto *et al*., 2022).

Para executar esta etapa é necessário acoplar ao *top cap* o conjunto composto por pedra porosa e anéis de vedação (o-rings) na parte superior do equipamento. E na parte inferior, deve-se acoplar a base o conjunto composto pelo *bottom cap*, pedra porosa, corpo de prova e anéis justapostos, conforme ilustra a Figura 3a. Na sequência, realiza-se a centralização do conjunto, conforme Figura 3b.

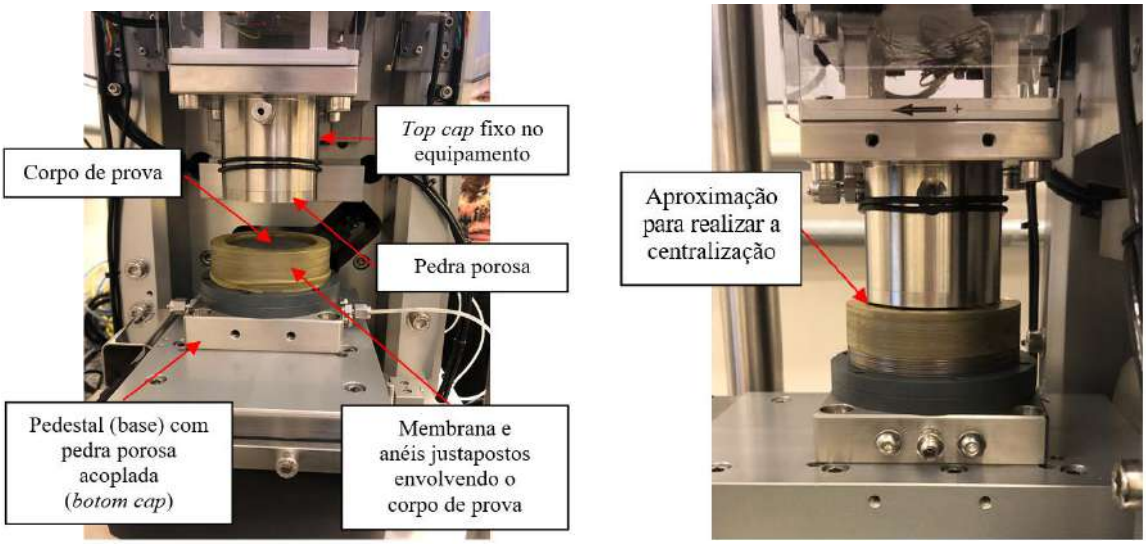


Figura 3. (a) Conjunto montado no equipamento de DSS cíclico.
(b) Centralização entre *top cap* e *bottom cap*. (COUTO *et al*., 2022)

A centralização do conjunto envolve a movimentação vertical do *top cap* de modo que fique perto suficientemente do topo dos anéis justapostos sem qualquer contato e a movimentação horizontal de modo que o correto alinhamento seja garantido. Salienta-se que é imprescindível realizar a etapa de aproximação com cautela, pois esta é efetuada de modo visual e o não alinhamento pode implicar em danos ao equipamento.

No procedimento seguinte, movimenta-se o *top cap* de modo mais sutil até facear o primeiro anel justaposto, Figura 4a. Finalmente, realiza-se propriamente o *docking*, Figura 4b.

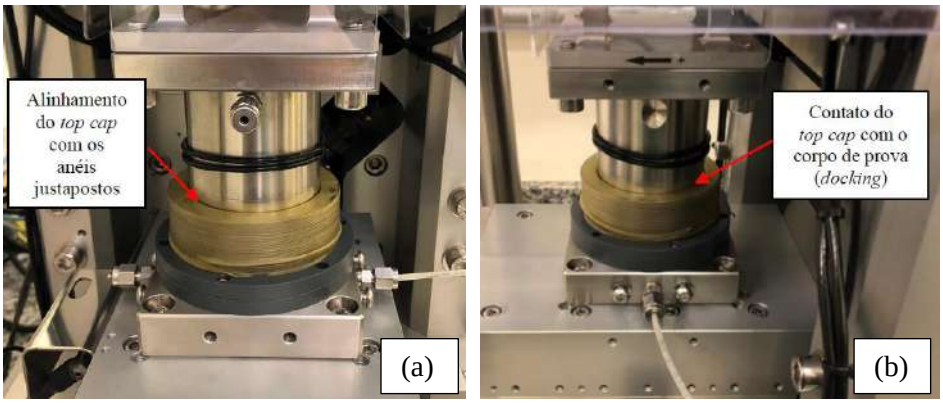


Figura 4. (a) Alinhamento do *top cap* com os anéis justapostos;
(b) Contato do *top cap* com a amostra vista frontal (*docking*) (COUTO *et al.*, 2022).

Cabe salientar que o *docking* automatizado, é realizado sem que seja possível registrar os dados durante o procedimento. Contudo, para efetuar a etapa do adensamento é necessário restabelecer o contato, e para isso, configura-se o primeiro estágio do ensaio aquisitando tais dados. Na configuração desta etapa, é fornecido um alvo de carga de 20 N, valor mínimo para vencer o atrito e restabelecer o contato do *top cap* com o corpo de prova, porém, os valores de deslocamentos são registrados e altura do corpo de prova é devidamente corrigida antes da etapa de cisalhamento.

2.4 Correções

Para solos moles e muito moles duas correções são necessárias no equipamento da GDS: i) correção na fase de adensamento devido ao atrito vertical; ii) correção na fase de cisalhamento devido à rigidez da membrana e ao atrito dos anéis justapostos. Esses valores devem ser conhecidos e utilizados na correção dos resultados dos ensaios.

2.4.1 Correção na Fase de Adensamento

A correção na fase de adensamento é fundamental quando a carga aplicada na fase de adensamento tem a mesma magnitude da correção. A correção realizada fornece o valor do atrito vertical da movimentação do *top cap*. Este valor deve ser incrementado ao valor da tensão que se deseja aplicar sobre o corpo de prova nos estágios de adensamento.

O procedimento executado consiste em acoplar ao equipamento o *top cap* com o elemento poroso e dois *o-rings* e configurar um total de 21 estágios que visam a realização de 10 ciclos completos de descida e subida do equipamento.

Os gráficos de deslocamento *versus* tempo, Figura 5a, e tensão normal *versus* tempo, Figura 5b, são gerados durante a realização da correção pelo programa GDSLAB do equipamento.

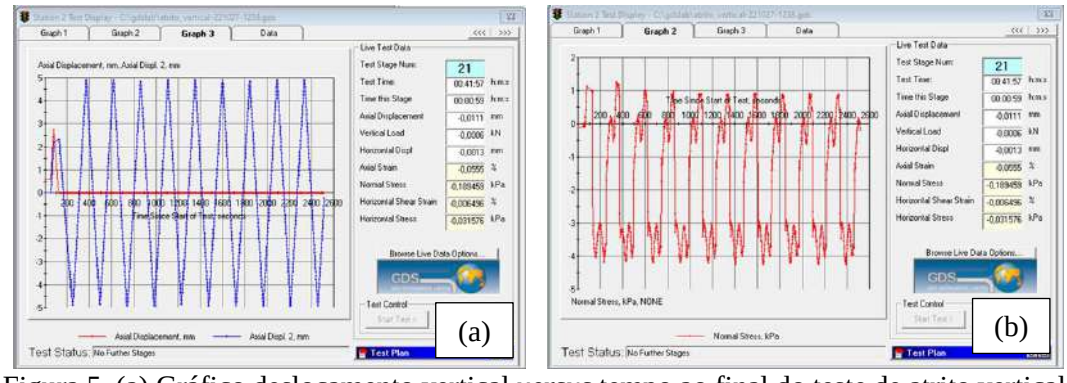


Figura 5. (a) Gráfico deslocamento vertical *versus* tempo ao final do teste de atrito vertical;
(b) Gráfico tensão vertical *versus* tempo ao final do teste de atrito vertical (COUTO, 2023).

A configuração do procedimento realizado encontra-se detalhada em Couto (2023).

2.4.2 Correção na Fase de Cisalhamento

A correção na fase de cisalhamento é referente à rigidez da membrana e ao atrito dos anéis justapostos. Sua correção é indispensável e sua não realização fornece resultados superestimados de resistência não drenada do solo.

A correção da fase de cisalhamento pode ser realizada conforme descrito na sequência. Faz-se necessário acoplar ao equipamento o *top cap* com elemento poroso e dois *o-rings*, montar o *bottom cap* de maneira similar à montagem com o corpo de prova de solo, porém, colocar água no sistema ao invéz de solo, Figura 6.

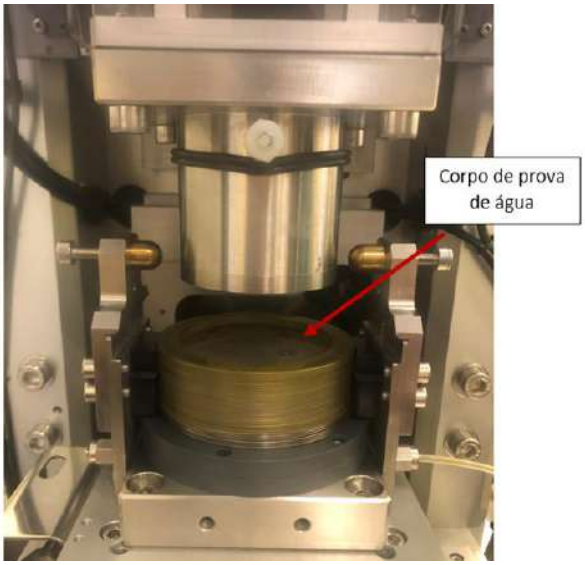


Figura 6. Pedestal montado com água para realizar teste de cisalhamento (COUTO, 2023).

O procedimento executado para correção da fase de cisalhamento consiste em realizar o alinhamento do conjunto e na sequência realizar o *docking* sem aquisição de dados. Após, configura-se 2 estágios: (i) *docking* com aquisição de dados e (ii) cisalhamento monótono. O gráfico de resistência cisalhante *versus* distorção angular pode ser visualizado no programa instantaneamente conforme ilustra a Figura 7.

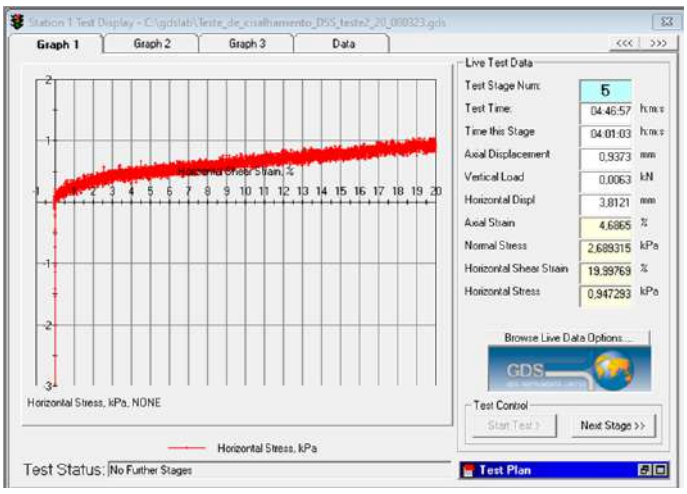


Figura 7. Gráfico resistência cisalhante *versus* distorção angular na correção do cisalhamento. (COUTO, 2023).

A configuração e os detalhes para a realização deste ensaio encontram-se em Couto (2023).

3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com o intuito de analisar a influência do contato do *top cap* com o corpo de prova, foram realizados dois ensaios preliminares na profundidade nominal de 3m. No primeiro foi definido um alvo de carga de 20 N e no outro um alvo de deslocamento de 3mm. Para o alvo inicial de 20 N, observou-se um deslocamento de aproximadamente a espessura de um anel, ou seja, 1mm. Para o alvo de deslocamento de 3mm, nenhuma deformação foi constatada.

Destaca-se que na etapa preliminar não é possível registrar os dados, logo o deslocamento gerado ao realizar o contato preliminar com o alvo de carga gera um erro que se propagará durante o ensaio. Assim, conclui-se que a melhor forma de se efetuar o *docking* na etapa preliminar, principalmente quando se trata de solos moles e muito moles é definindo um alvo de deslocamento de 3mm.

O resultado apresentado na Figura 8 foi obtido definindo na etapa preliminar, um alvo de 3 mm e no restabelecimento do contato um alvo de 20 N. É evidente que a soma dos dois alvos definidos gerou um deslocamento de 1mm. Assim, o valor desse deslocamento deve ser corrigido da altura do corpo de prova antes da etapa do cisalhamento. Ademais, verifica-se que se o alvo estabelecido na etapa preliminar fosse a carga de 20 N e o restabelecimento do contato também fosse definindo um alvo de 20 N, o erro na correção da altura do corpo de prova seria grande.

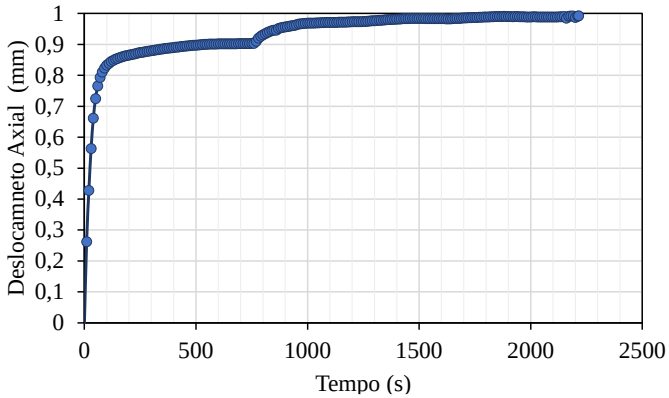


Figura 8. Restabelecimento do contato *top cap* corpo de prova (COUTO *et al*., 2022).

Os resultados dos ensaios de correção na fase de adensamento, referente ao atrito vertical, Figura 9, indicam que é importante corrigir a carga adotando um incremento de carga para o cálculo da tensão vertical correspondente ao valor do atrito do sistema. Foram realizados 3 ensaios de atrito. Em todos os ensaios observou-se que o valor de 3,2 kPa representa o atrito vertical a ser vencido pelo sistema. Portanto, tal valor deve ser acrescido à tensão vertical na etapa de adensamento do corpo de prova.

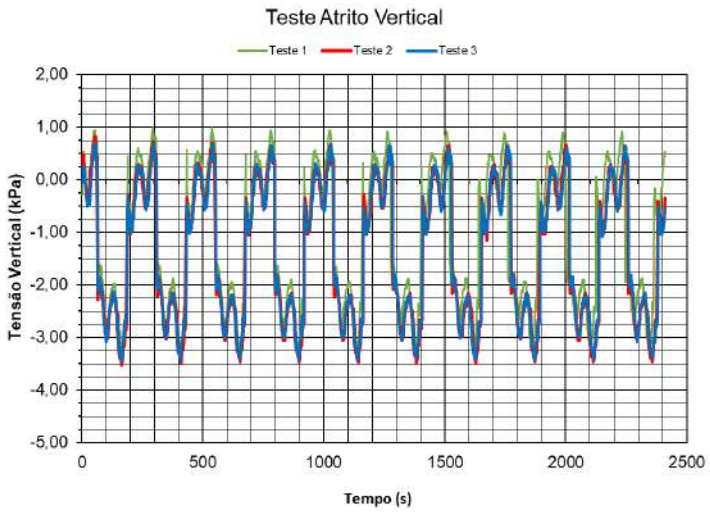


Figura 9. Testes da correção do atrito vertical *versus* tempo.

Ambas as normas ASTM D6528/17 e D8296/19 preconizam que estas correções são necessárias sempre que o atrito exceder 0,2% do valor máximo para um determinado ensaio.

A correção realizada na fase de cisalhamento é importante, principalmente quando a resitência do material é baixa, pois o valor a ser corrigido torna-se expressivo. Na figura 10 é possível observar os resultados encontrados para os ensaios realizados. Considerando uma altua do corpo de prova de 16 mm, velocidade de deformação de 5%/h e distorção angular máxima de 20%, observa-se uma correção máxima em torno de 1kPa.

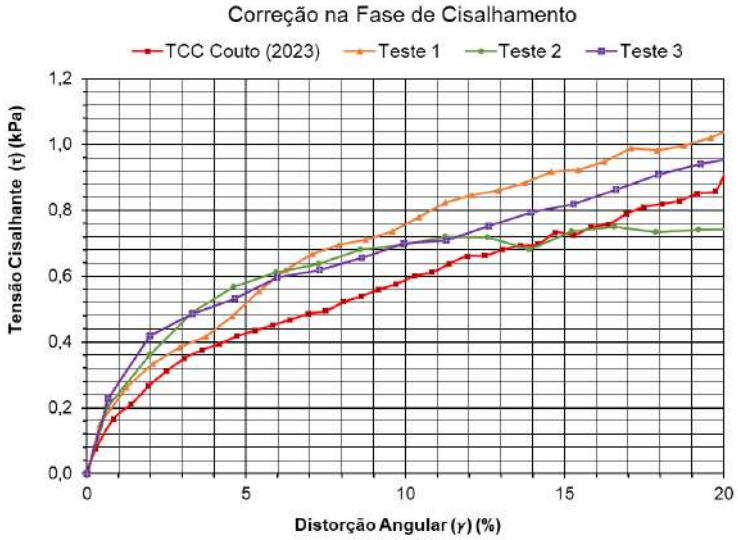


Figura 10. Curva tensão cisalhante da membrana *versus* distorção angular.

No caso dos ensaios monótonos, a norma ASTM D6528/17 recomenda que a força cisalhante medida no ensaios deve ser corrigida para a resistência do confinamento lateral sempre que este valor excede 1% do valor de ruptura medido. A Figura 11a apresenta uma curva típica de resistência ao cisalhamento *versus* distorção angular na profundidade nominal de 3m. Neste caso, a correção se faz necessária e a curva corrigida é apresentada na Figura 11b. A correção é da ordem de 10% para a resistância de pico que ocorre com distorção angular de 7%.

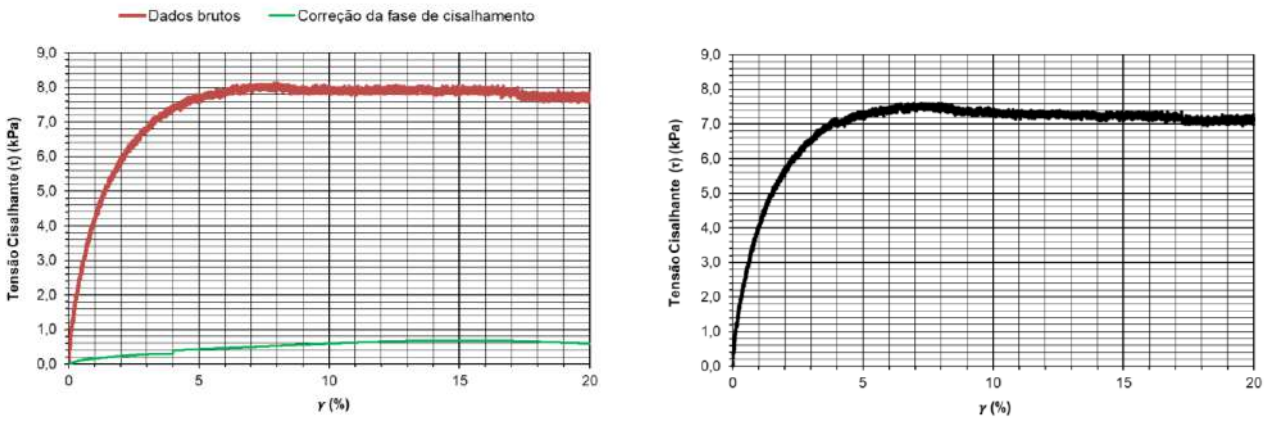


Figura 11. (a) Curva tensão cisalhante *versus* distorção angular;
(b) Curva tensão cisalhante *versus* distorção angular corrigida.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho buscou elucidar detalhes importantes que devem ser observados na execução de ensaios DSS monótono ou cíclico em solos moles e muito moles. Pode-se concluir para o caso analisado, argila mole de Sarapuí II, que as correções são importantes tanto na fase de adensamento quanto na de cisalhamento, conforme prescrito nas normas ASTM D6528/17 e D8296/19. Salienta-se que estabelecer o *docking* (contato entre equipamento e corpo de prova) por meio de um alvo de deslocamento resulta menor perturbação na amostra. Conclui-se que a tensão necessária para vencer o atrito vertical é de 3,2 kPa. Este valor deve ser acrescido na etapa de adensamento. No que diz respeito à fase de cisalhamento, a curva tensão cisalhante *versus* distorção angular dever ser corrigida. Esta correção é importante não somente para o cálculo da resitência não drenada, mas também para o módulo cisalhante.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à equipe técnica do Laboratório de Ensaios de Campo de Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares, um dos laboratórios de Geotecnia Professor Jacques de Medina da COPPE/UFRJ.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils*. ASTM Standard D6528, West Conshohocken, PA, EUA, 2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Method for Consolidated Undrained Cyclic Direct Simple Shear Test under Constant Volume with Load Control or Displacement Control*. ASTM Standard D8296, West Conshohocken, PA, EUA, 2019.

Andersen, K. H. (2015) *The Third ISSMGE McClelland Lecturer Frontiers in Offshore Geotechnics III* – Meyer (Ed.) Taylor & Francis Group, London.

Couto. C.T. *et al.* (2022). *A importância do contato top cap - corpo de prova no ensaio de DSS – cíclico em solos moles*. In: Anais do XI Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul, 2022, Santa Maria. Anais eletrônicos... Campinas, Galoá, 2022. Disponível em: <https://proceedings.science/geors-2022/trabalhos/a-importancia-do-contato-top-cap-corpo-de-prova-no-ensaio-de-dss-ciclico-em-solo?lang=pt-br> Acesso em: 22 fev. 2024.

Couto, C.T. (2023). *Direct simple shear (DSS) e cycle direct simple shear em solos moles adensados para baixas tensões*. Trabalho de conclusão de curso, UFRJ Macaé, Macaé, RJ, Brasil.

Jannuzzi, G. M. F.; Danziger, F. A. B.; Martins, I. S. M. *Geological-geotechnical characterisation of Sarapuí II clay*. Engineering Geology, v. 190, pp. 77 - 86, 2015.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/577

Adaptação do Dispositivo Inderbitzen e Avaliação das Taxas de Erodibilidade de um Solo da Região Norte do Brasil.

Victor do Vale Ramos
Graduando em Engenharia civil, Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Brasil, victordovaleramos@gmail.com

Rian Victor Flores Almeida
Graduando em Engenharia civil, Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Brasil, Rianflores.almeida@gmail.com

Mariana Ramos Chrusciak
Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Brasil, Mariana.chrusciak@ufrr.br

Alex Bortolon de Matos
Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Brasil, Alex.matos@ufrr.br

Bruna de Carvalho Faria Lima Lopes
Professor, Civil and Geospatial Engineering – Newcastle University, Newcastle Upon Tyne, Reino Unido, Bruna.Lopes@newcastle.ac.uk

RESUMO: Diante dos crescentes impactos das mudanças climáticas, como chuvas intensas e aumento da frequência de eventos extremos, a erosão torna-se um desafio significativo para a sustentabilidade das infraestruturas rodoviárias, especialmente nas regiões com predominância de estradas não pavimentadas. Este estudo apresenta a caracterização geotécnica e a investigação da erodibilidade de um solo proveniente de um aterro de estrada não pavimentada localizada na Região Norte do Brasil. No Brasil, a erosão representa um risco acentuado para a integridade estrutural das estradas e a segurança dos usuários. Isso é particularmente evidente na região Norte, que registra 62,95% de suas estradas sem pavimentação e enfrenta problemas severos de degradação devido à erosão. Para abordar este problema, o equipamento de Inderbitzen foi adaptado utilizando o conhecimento existente, com modificações como a liberdade de ajuste da angulação da rampa e o aumento do comprimento da rampa, visando garantir testes mais padronizados e confiáveis. Os resultados dos ensaio com o equipamento enfatizam a alta erodibilidade do solo estudado, reforçando a importância deste estudo para melhorar a resiliência das infraestruturas rodoviárias. A contribuição deste estudo vai além da avaliação técnica, fortalecendo a infraestrutura de pesquisa na região Norte e apoiando o desenvolvimento de estradas mais resilientes e sustentáveis.
PALAVRAS-CHAVE: erosão, estradas não-pavimentadas, escoamento superficial, Inderbitzen.

ABSTRACT: In light of the increasing impacts of climate change, such as intense rainfall and the rising frequency of extreme events, erosion becomes a significant challenge to the sustainability of road infrastructure, especially in regions with a predominance of unpaved roads. This study presents the geotechnical characterization and investigation of the erodibility of a soil from an embankment of an unpaved road located in the Northern region of Brazil. In Brazil, erosion poses a substantial risk to the structural integrity of roads and the safety of users. This is particularly evident in the Northern region, which has 62.95% of its roads unpaved and faces severe degradation problems due to erosion. To address this problem, the Inderbitzen device was adapted using existing knowledge, with modifications such as adjustable ramp angles and increased ramp length, aiming to ensure more standardized and reliable tests. The test results with the equipment emphasize the high erodibility of the studied soil, reinforcing the importance of this study to improve the resilience of road infrastructures. The contribution of this study goes beyond technical evaluation,

strengthening the research infrastructure in the Northern region and supporting the development of more resilient and sustainable roads.
KEYWORDS: erosion, unpaved roads, surface runoff, Inderbitzen

1 INTRODUÇÃO

À medida que os impactos crescentes das mudanças climáticas exigem ações mais efetivas, a resiliência das infraestruturas, especialmente as rodoviárias, assume uma importância crítica. Em 2022, o Brasil contabilizou 1.720.909 km de rodovias, com a grande maioria (86%) não pavimentada (CNT, 2022; DNIT, 2022), cifra que se assemelha à realidade da região Norte, onde 62,95% das estradas não possuem pavimentação.

Essas estradas, fundamentais para o transporte de cargas e pessoas, enfrentam desafios significativos devido à erosão, exacerbada por eventos climáticos extremos. A erosão não apenas compromete a estrutura das vias, mas também aumenta os riscos para a segurança do tráfego, destacando a necessidade de compreender e mitigar seus efeitos, especialmente nas estradas não pavimentadas, que podem apresentar patologias em curto prazo de tempo, como buracos, atoleiros e erosões, principalmente se não receberem manutenção preventiva (Pinheiro et al., 2020).

Os processos erosivos ocorrem naturalmente em qualquer superfície terrestre, bastando apenas que existam solos e agentes transportadores, como água, vento, gelo e mar. Em estradas, os principais tipos de processos erosivos são as de ocorrência hídrica, que possuem características que são afetadas, não só pelas características do agente hídrico, como tipo de chuva e formato da gota, mas também pela topografia do terreno (declividade e comprimento do talude do aterro), e suas propriedades físicas (teor de silte e argila, densidade real e aparente, estabilidade dos agregados) (Guerra & Botelho, 1996; Toy et al., 2002; Camapun et al., 2006).

A avaliação da erodibilidade nas estradas não pavimentadas apresenta desafios, incluindo a falta de ferramentas precisas e/ou adaptáveis que atendam aos variados contextos geográficos e climáticos. Esses desafios se devem à variabilidade dos solos e condições climáticas em diferentes regiões, que exigem ferramentas adaptáveis para garantir medições precisas. As ferramentas atuais muitas vezes falham em capturar todas as variáveis necessárias para uma avaliação precisa, especialmente em contextos diversos.

A erodibilidade do solo é um indicador da sua vulnerabilidade aos processos erosivos. Esta medida pode ser realizada de duas formas: indiretamente, através de ensaios de caracterização do solo como granulometria, coeficiente de permeabilidade, índices físicos, limites de consistência (Silva & Melo, 2016; Stephan, 2010) ou diretamente com ensaios específicos. Entre os testes diretos, destaca-se o ensaio de Inderbitzen (1961) que simula o escoamento superficial sobre um corpo de prova a uma dada vazão e inclinação do terreno.

O ensaio de Inderbitzen consistia em colocar uma amostra de solo rente a uma rampa com um fluxo laminar de água e assim analisar a desagregabilidade superficial do solo sob a ação hídrica. A introdução do aparelho no Brasil for realizada por Rego (1978) em estudos de taludes com gnaisse. A implementação e adaptação deste aparelho representam avanços que contribuem ao entendimento e consequente melhoria da resiliência de infraestruturas de transporte, que enfrentam desafios relacionados à erosão.

Assim, este artigo apresenta o processo de adaptação do equipamento de Inderbitzen e a avaliação das taxas de erodibilidade de amostras de solo da região Norte do Brasil, com o objetivo de investigar a erosão superficial em taludes, essencial para a manutenção de estradas não pavimentadas. Este estudo contribui significativamente para o fortalecimento da infraestrutura de pesquisa na região Norte, ampliando as capacidades locais para estudar e mitigar a erosão em uma região significativamente dependente de estradas não pavimentadas.

2 O ENSAIO INDERBITZEN

O dispositivo originalmente desenvolvido por Inderbitzen possuía uma rampa metálica de 76,2 cm de comprimento e 34 cm de largura, utilizando uma amostra cilíndrica de 15,24 cm de diâmetro (Inderbitzen, 1961) e ao longo do tempo foi sofrendo pequenas alterações para melhoria da reprodução do fenômeno, conforme descrito nos estudos de Fácio (1991), Bastos (1999), Stephan (2010), Campos (2014), Soares et al. (2019) e Alves (2023).

O ensaio consiste em cinco etapas principais: preparação das amostras; definição dos parâmetros de ensaio; execução do ensaio; coleta de dados e análise dos resultados. Na preparação das amostras, o operador

deve posicionar o solo no amostrador do equipamento. A amostra pode ser indeformada, ou deformada e compactada nas características desejadas (umidade, massa específica e energia de compactação).

Na segunda etapa definem-se os parâmetros de ensaio como a vazão do fluxo laminar e a inclinação da rampa. Estudos como Bastos (1999) e Fácio (1991) sugerem uma vazão entre 0,5 L/min e 6 L/min e uma inclinação de até 45º para evitar perda rápida de solo, o que pode tornar a coleta de solo erodido desafiadora (Alves, 2023). Inicialmente Inderbitzen (1961) propôs uma duração de teste de 120 minutos, no entanto Bastos (1999) demonstrou que a maior parte da erosão ocorre nos primeiros 20 minutos do ensaio.

Para iniciar o ensaio, o corpo de prova deve ser colocado com a superfície a ser erodida rente a rampa de escoamento para que o fluxo laminar carregue o material desprendido. Utilizar baldes no final da rampa permite coletar todo o material erodido, que é posteriormente seco em estufa e pesado.

Os resultados são apresentados como massa seca de solo erodido acumulado por área da amostra (g/cm²) em função do tempo (min). A erodibilidade é calculada usando a tensão cisalhante τ_h (Pa), que depende do peso específico da água γ (N/m³), a altura da lâmina da água h (m) e a inclinação da rampa I (m/m), conforme apresentado na Equação 1.

$$\tau_h = \gamma . h . I \tag{1}$$

A altura da lâmina da água pode ser estimada combinando a equação de Manning para canais hidráulicos com a vazão. A equação de Manning é expressa na Equação 2, onde v é a velocidade do fluxo (m/s), η é o coeficiente de rugosidade da rampa (adimensional), R é raio hidráulico (m) e I é a inclinação da rampa (m/m).

$$\mathrm{v} = \frac{1}{\eta} . \mathrm{R}^{\frac{2}{3}} . \mathrm{I}^{\frac{1}{2}} \tag{2}$$

Sabendo que a vazão em um conduto pode se calculada pela Equação 3, onde Q e a vazão (m³/s), A é a área da seção transversal do conduto (m²) e v é a velocidade do fluxo (m/s).

$$\mathrm{Q} = \mathrm{A} . \mathrm{v} \tag{3}$$

Combinando a equação (2) com a equação de vazão (3):

$$\frac{\eta . \mathrm{Q}}{\mathrm{I}^{\frac{1}{2}}} = \frac{(\mathrm{h.L})^{\frac{5}{3}}}{(2\mathrm{h}+\mathrm{L})^{\frac{2}{3}}} \tag{4}$$

Onde: η é o coeficiente de rugosidade da rampa (adimensional), h é a altura da lâmina da água (m), Q é a vazão do fluxo laminar (m³/s), I é a inclinação da rampa (m/m), L é a largura da rampa (m).

Para avaliação da erodibilidade e da tensão cisalhante crítica de uma amostra, é necessário realizar pelo menos três testes com amostras idênticas, porém variando ligeiramente os parâmetros do ensaio em cada um. A partir dos resultados desses testes, traça-se uma reta que passa pelos três pontos obtidos. O coeficiente angular dessa reta representa a taxa de erodibilidade (K em g/cm²/min/Pa), e o ponto onde a reta intercepta o eixo y em zero corresponde à tensão cisalhante crítica.

Para avaliação da taxa de erodibilidade K, Bastos (1999) propôs o seguinte critério apresentado na Figura 1.

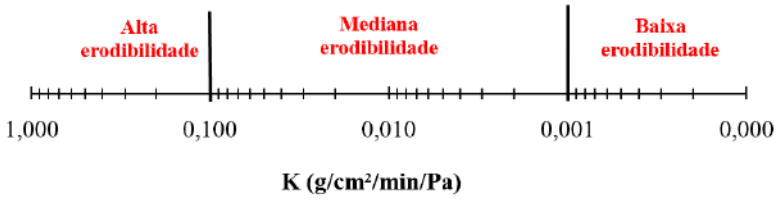


Figura 1. Critério de avaliação da taxa de erodibilidade proposto por Bastos (1999) (Adaptado de Bastos, 1999).

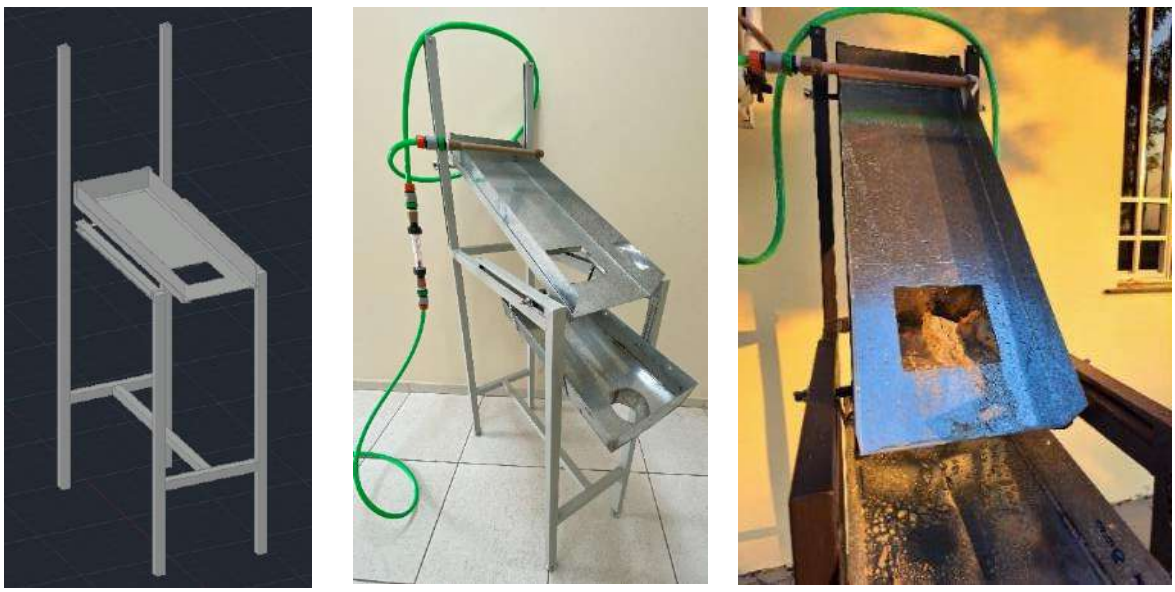
3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Caracterização da amostra

Para a realização deste projeto, o solo utilizado na pesquisa foi coletado em um aterro de uma estrada não pavimentada no interior do município de Boa Vista. Para a caracterização das amostras foi realizado o ensaio de densidade in situ e amostras foram coletadas para determinação da umidade gravimétrica. Já no laboratório, ensaios de caracterização geotécnica foram realizados incluindo: massa específica dos grãos, granulometria, limites de liquidez e plasticidade, todas seguindo os procedimentos das normas NBR6508, NBR7181, NBR6459 e NBR7180, respetivamente.

3.2 Desenvolvimento do equipamento de Inderbitzen

Para o desenvolvimento do equipamento de Inderbitzen, foi realizada uma revisão bibliográfica detalhada. Esse processo foi fundamental para estabelecer as dimensões e os materiais necessários para a construção do equipamento, além de definir as dimensões e a forma da amostra. Os trabalhos como os de Inderbitzen (1961), Bastos (1999), Stephan (2010), Campos (2014), Soares et al. (2019), Alves (2023) serviram de base para o desenvolvimento e definição das características do equipamento, considerando que não existe uma padronização e que adaptações são feitas por diferentes autores. Assim, a Figura 2 apresenta o processo de desenvolvimento do equipamento (idealização digital, montado e em funcionamento).



(a) (b) (c)

Figura 2. Inderbitzen modificado: (a) Modelo 3D do aparelho; (b) aparelho montado; e (c) ensaio em andamento.

Este equipamento teve sua rampa dimensionada para ficar a uma altura de 1 m do solo, com estrutura de suporte que permite ajustar a inclinação de 0º a 60º. O molde retangular, com dimensões de 133x133 mm e altura de 100 mm, dimensionado desta forma para garantir que a água flua de maneira uniforme sobre a amostra, e a rampa, com 80 cm de comprimento, para assegurar um fluxo laminar antes de entrar em contato com a amostra.

Optou-se pelo uso de aço galvanizado e chapas metálicas para a construção da rampa de escoamento e dos moldes do corpo de prova. A escolha do aço para a construção da rampa foi devido a rugosidade superficial do material e pela ampla disponibilidade desse material.

Também foi elaborado um molde circular com 150 mm de diâmetro e 100 mm de altura, porém todos os resultados deste trabalho decorreram do uso do molde retangular. Para proteger o equipamento da oxidação, a estrutura foi revestida com primer anticorrosivo, exceto a rampa para não causar interferência no escoamento

laminar. A Tabela 1 mostra as características do equipamento em comparação ao aparelho de Inderbitzen (1961). Além disso, uma calha foi adicionada ao final da rampa para melhorar a coleta do material erodido.

Tabela 1. Comparação entre as características dos aparelhos deste trabalho e Inderbitzen (1961).

Características	Inderbitzen (1961)	Este trabalho
Material da rampa	metálica	metálica
Dimensões da rampa	76,2 cm x 34 cm	80 cm x 25 cm
Corpo de prova	cilíndrico	retangular e cilíndrico
Dimensões do Corpo de prova	15,24cm de diâmetro	13,3 cm de largura e 15 cm de diâmetro
Tempo de ensaio	120 min	20 min
Vazão	sem dados	0,5 L/min a 6,5 L/min
Inclinação	sem dados	1° a 60°

As amostras foram compactadas com umidade e densidade determinadas in situ. A compactação do solo foi feita diretamente nos moldes, dividida em 5 camadas. Foram realizados 3 ensaios, todos com uma vazão de 2 L/min, o que é o equivalente a uma precipitação de 10,79 mm/h para um talude sem cobertura vegetal, variando apenas a inclinação da rampa em 10º, 20º e 30º para cada teste. O molde foi posicionado na rampa de tal forma que a superfície da amostra ficasse rente a rampa e ao fluxo laminar. Inicialmente a amostra era coberta com uma camada plástica para regular da vazão antes do início do ensaio. O ensaio tem início com a retirada da camada plástica.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As características in situ determinadas foram: densidade de 1,214 g/cm³, umidade de 6,01%, índices de vazios igual a 1,31 e saturação de 12,16%. Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica são apresentados na Tabela 2, enquanto a análise granulométrica, incluindo testes duplicados com e sem defloculante, totalizando 4 amostras, é apresentada na Figura 3. Os testes de peneiramento e sedimentação com defloculante seguiram as recomendações da NBR 7181/2018. A motivação para a realização de ensaios sem defloculante é baseada na característica dos solos tropicais que tendem a apresentar agregações. O uso do defloculante pode apagar essa característica importante dos solos tropicais, fornecendo resultados que não representam completamente o comportamento natural do solo.

Tabela 2. Caracterização Geotécnica do solo.

Granulometria			Limite de liquidez	Limite de plasticidade	IP	Massa específica
Areia	silte	Argila	(%)	(%)	(%)	δ (g/cm³)
83%	7%	10%	34	26	8	2,64
D10 (mm)	D30 (mm)	D60 (mm)	Coeficiente de curvatura	Coeficiente de uniformidade	Atividade coloidal	
0,0013	0,18	0,3	7,7	21,4	0,8	

A classificação do solo estudado de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) é uma areia mal graduada (SP) e pelo Highway Research Board (HRB) é considerado um solo A-2-5.

As curvas granulométricas das amostras sem defloculante mostram uma distribuição diferente das amostras com defloculante. O defloculante dissocia as partículas agregadas, resultando em uma curva que representa partículas individuais. Em contraste, as amostras sem defloculante mantêm suas agregações, refletindo uma granulometria que pode ser mais representativa do comportamento natural do solo em campo.

Durante os testes iniciais, notou-se algumas peculiaridades durante o uso do equipamento de Inderbitzen, destacando-se a importância de garantir que a água percorra toda a extensão da rampa. Isso exigiu uma limpeza cautelosa para a retirada de qualquer vestígio de óleo que pudesse afetar o escoamento de água. Outro cuidado importante se refere ao monitoramento da vazão da água, especialmente por estar conectada à rede pública de distribuição de água. Cada ensaio foi realizado com pequenas variações de seus parâmetros para obter velocidades de fluxo e tensões cisalhantes diferentes (Tabela 3).

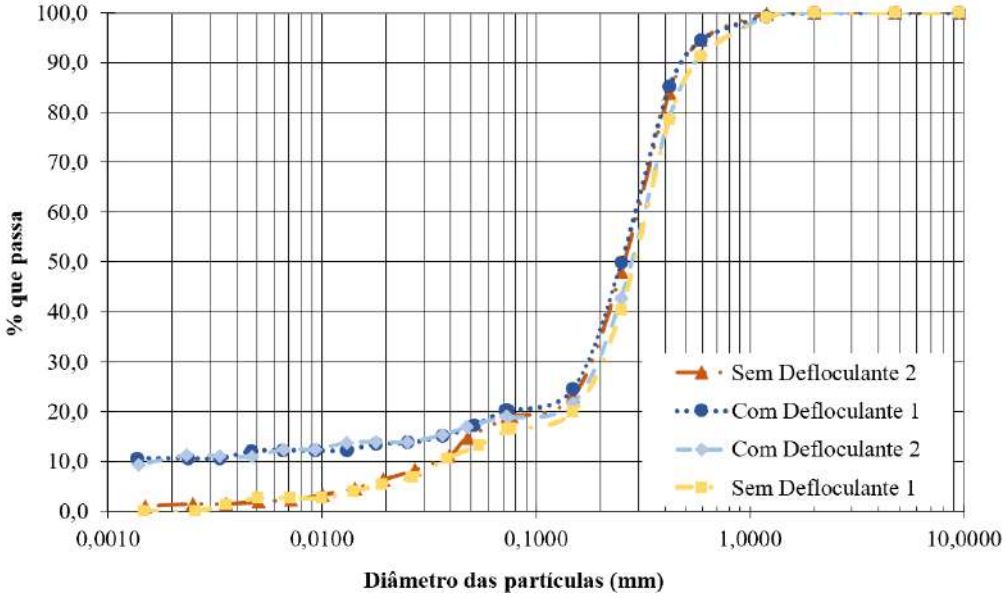


Figura 3. Curva granulométrica.

Tabela 3. Parâmetros dos ensaios.

Amostra	Vazão (L/min)	Inclinação (graus)	Altura da lâmina d'água (cm)	Velocidade de fluxo (cm/s)	Tensão cisalhante (Pa)
A	2	30	0,09	14,20	0,53
B	2	20	0,11	12,46	0,38
C	2	10	0,13	9,94	0,23

A Figura 4 apresenta a perda de solo acumulada ao longo do tempo para diferentes inclinações (10°, 20° e 30°) e a Figura 5 apresenta a curva de erodibilidade e a comparação de K do solo à referencia de escala de Bastos (1999). Os resultados indicam que a taxa de erosão aumenta significativamente com o aumento da inclinação. A maior inclinação (30°) resulta na maior perda de solo, seguida pelas inclinações de 20° e 10°, respectivamente, o que é esperado. Este comportamento pode ser atribuído à maior energia do fluxo em superfícies mais inclinadas, que facilita a desagregação e o transporte de partículas de solo. Esses resultados destacam a importância de considerar a inclinação do terreno em estudos de erosão e planejamento de medidas de conservação do solo.

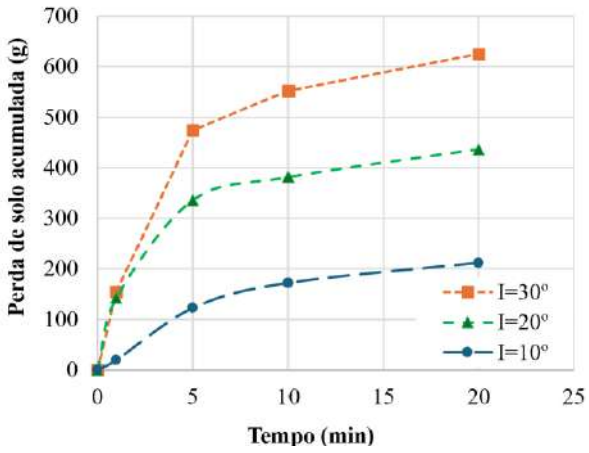
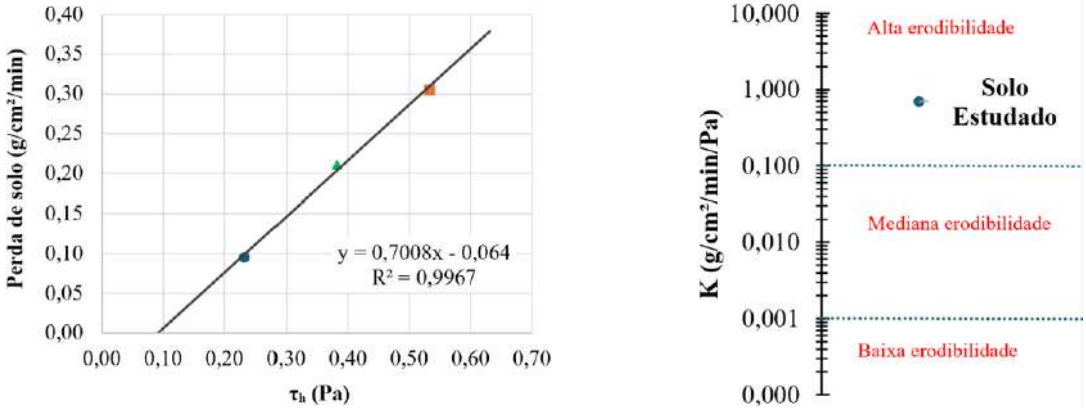


Figura 4. Perda de solo acumulada (g) *versus* tempo (min).

Ao plotar a relação entre perda de solo em g/cm²/min e tensão cisalhante de cada uma das 3 amostras (Figura 4a) foi possível determinar a taxa de erodibilidade e a tensão cisalhante crítica. Assim a taxa de erodibilidade obtida foi de 0,7 g/cm²/min/Pa (K, coeficiente angular da reta de ajuste das 3 amostras),

indicando alta susceptibilidade à erosão (Figura 4b). A tensão cisalhante crítica, necessária para o início do processo de erosão do solo, foi determinada em 0,098 Pa (interseção da reta de ajuste e o ponto de perda de solo igual a 0 g/cm²/min).



(a) (b)

Figura 5. Resultados dos ensaios de erosão: (a) Curva de erodibilidade; e (b) Verificação de K conforme escala de Bastos (1999) (BATOS, 1999).

Assim, os resultados dos ensaios dessas amostras revelaram que o solo com as características de compactação observadas em campo é altamente erodível e instável, característica visualmente observável no aterro estudado, que apresenta sinais de deterioração devido às condições climáticas da região e da composição arenosa. Reforça-se que para uma análise mais detalhada, é essencial realizar estudos adicionais considerando diferentes condições, como saturação da amostra antes do início do ensaio e uma avaliação do comportamento do solo em condições de compactação na umidade ótima e densidade seca máxima, por exemplo, além de variação de outros parâmetros do ensaio.

5 CONCLUSÕES

Este estudo apresentou o processo de adaptação do equipamento de Inderbitzen, e avaliou as taxas de erodibilidade de um solo da região Norte do Brasil com o objetivo de investigar erosão superficial em taludes, essencial para a manutenção de estradas não pavimentadas. Uma extensa revisão da literatura levou à construção de um equipamento com pequenas modificações, que incluem ajustes na angulação (de 1º a 60º), um comprimento ligeiramente ampliado da rampa (80 cm) para facilitar um escoamento laminar mais consistente e uma disposição que diminui a interferência de turbulência nas bordas sobre o corpo de prova. Essas melhorias foram projetadas para aumentar a precisão dos testes e a confiabilidade dos resultados.

Para validar o equipamento, amostras de solo de um aterro em uma estrada não pavimentada de Boa Vista foram analisadas. Os resultados revelaram que o solo com as características de compactação observadas em campo é altamente erodível e instável, característica visualmente observável no aterro estudado.

O desenvolvimento de dispositivos como este é crucial para a formação de infraestrutura e a introdução dessa tecnologia oferece meios eficientes para avaliar a susceptibilidade do solo à erosão. Isso é fundamental para o planejamento e aplicação de estratégias de conservação e manutenção de estradas. Esse progresso não apenas contribui para a preservação da infraestrutura existente, mas também auxilia na implementação de medidas corretivas mais precisas e efetivas, abordando diretamente os desafios enfrentados na manutenção de estradas em áreas susceptíveis à erosão.

AGRADECIMENTOS

Este estudo faz parte do projeto "NATURE: Nature-based solutions To Unpaved Roads Engineering", financiado pela Coalition for Disaster Resilient Infrastructure (CDRI) por meio da CDRI Fellowship 2023/24. Os autores expressam seu agradecimento ao CDRI pelo apoio recebido, que foi fundamental para a realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alves, E. C. (2023). Proposta de mudança do ensaio inderbitzen empregando solos do cerrado goiano com diferentes densidades. *ACTA GEOGRÁFICA*, *16*(42), 15–38. https://doi.org/10.18227/2177-4307.acta.v16i42.6474

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1984). NBR 6508. *Grãos de Solos Que Passam Na Peneira de 4,8 Mm - Determinação Da Massa Específica*, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016a). NBR 6459. *Solo - Determinação Do Limite de Liquidez*, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016b). NBR 7180. *Solo - Determinação Do Limite de Plasticidade*, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2018). NBR 7181. *Solo - Análise Granulométrica*, Rio de Janeiro.

Bastos, C. A. B. (1999). *Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados* [Universidade Federal do Rio Grande do Sul]. http://hdl.handle.net/10183/2978

Camapun de Carvalho, J., Sales, M. M., Mortari, D., Fázio, J. A., Motta, N. O. da, & Francisco, R. A. (2006). Processos Erosivos. In *Processos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro* (pp. 39–89). FINATEC.

Campos, C. J. M. de. (2014). *Avaliação da erodibilidade pelo método Inderbitzen em solo não saturado da região de Bauru - SP*. Universidade Estadual Paulista.

CNT - Confederação Nacional do Transporte. (2022). *Anuário CNT do Transporte 2022*. https://anuariodotransporte.cnt.org.br/2022/Inicial

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte. (2022). *National Road System – SNV*. https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/atlas-e-mapas/pnv-e-snv

Fácio, J. A. (1991). *Proposição de uma Metodologia de Estudo da Erodibilidade dos Solos do Distrito Federal*. Universidade de Brasília.

Guerra, A. J. T., & Botelho, R. G. M. (1996). Características e propriedades dos solos relevantes para os estudos pedológicos e análise dos processos erosivos. *Anuário Do Instituto de Geociências*, *19*, 93–114. https://doi.org/10.11137/1996_0_93-114

Inderbitzen, A. L. (1961). An erosion test for soils. *Materials Research and Standards*, *1*, 553–554. https://doi.org/10.4236/jpee.2015.312001

Pinheiro, A. V. S., Silva, M. F. de S., & Salomão, P. E. A. (2020). *Patologias em estradas vicinais: A importância da manutenção e conservação de vias rurais para o desenvolvimento regional*. https://orcid.org/0000-0002-5815-8287

Rego, J. J. V. do. (1978). *Erosão superficial em taludes de corte em solo residual de gnaisse* [Universidade Federal de Roraima]. http://hdl.handle.net/11422/2920

Silva, A. P. do N., & Melo, M. T. da S. (2016). Análise do histórico de desenvolvimento de modelos de aparelho de Inderbitzen para a confecção de tabelas comparativas. In *Estudos Interdisciplinares em Ciências Biológicas, Saúde, Engenharias e Gestão* (pp. 51–64). Editora Blucher. https://doi.org/10.5151/9788580391619

Soares, L. A. C., Queiroz, A. C. G., & Alencar, P. M. S. de. (2019). Ensaios de Inderbitzen na Avaliação do Fenômeno Erosivo em umSolo do Município de Anápolis (GO). *Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica Na Região Centro-Oeste*.

Stephan, A. M. (2010). *Análise de processos erosivos superficiais por meio de ensaios de Inderbitzen* [Universidade Federal de Viçosa]. http://locus.ufv.br/handle/123456789/834

Toy, T. J., Foster, G. R., & Renard, K. G. (2002). New books. *Journal of Soils and Sediments*, *2*(3), 157–157. https://doi.org/10.1007/BF02988470

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/578

Adensamento Térmico: Proposta para Melhoria de Resposta Mecânica de Ancoragens Offshore em Solos Marinhos Moles

Hiden Jaime Machaca Huancollo
Catholic University of San Pablo and Continental University, Arequipa, Peru, hjmachaca@ucsp.edu.pe

Poliana do Carmo Jorge
Mestranda, UENF - Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, Brasil, polianac.jorge@gmail.com

Jheyce Souza Moreira Oliveira
Doutoranda, UENF - Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, Brasil, jheyce.souza@gmail.com

Sérgio Tibana
Professor, UENF - Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, Brasil, stibana@gmail.com.

Fernando Saboya Jr.
Professor, UENF - Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, Brasil, saboya@uenf.br

RESUMO: Em razão da profundidade de instalação das ancoragens offshore e pela baixa resistência do solo em leito marinho torna-se imperativo desenvolver metodologias para incrementar a eficiência dessas ancoragens. É sabido que o incremento de temperatura em solos finos pode melhorar consideravelmente seus parâmetros mecânicos. Os efeitos da temperatura na melhoria da resposta mecânica de solos argilosos moles são investigados nesta pesquisa, através de ensaios triaxiais térmicos. O estudo experimental foi realizado em amostras reconstituídas de argila marinha brasileira. É evidenciado na literatura, que solos de baixa permeabilidade exibem variação de poropressão quando submetidos a incrementos de temperatura em situações não drenadas, as quais, quando dissipadas resultam em deformação volumétrica contrativa. Os resultados demonstraram que a variação de temperatura interfere na resposta mecânica do solo, uma vez que o adensamento resultante do aquecimento drenado induz uma aceleração das deformações volumétricas. Neste estudo, observou-se que um acréscimo de 32ºC provocou um aumento da resistência ao cisalhamento não drenada de 98% em relação àquela obtida em temperatura ambiente controlada de 23ºC±1ºC. Com base nas análises, melhorar a resposta mecânica de solos moles através da consolidação térmica torna-se uma solução atrativa e demonstra o seu potencial para contribuir com a capacidade de permanência de âncoras offshore instaladas em águas profundas.

PALAVRAS-CHAVE: Adensamento Térmico, Fundações Offshore, Argila Marinha, Triaxial Térmico.

ABSTRACT: Due to the depth of installation of offshore anchors and the low soil strength in the seabed, it becomes imperative to develop methodologies to enhance the efficiency of these anchors. It is known that the increase in temperature in fine soils can significantly improve their mechanical parameters. The effects of temperature on the improvement of the mechanical response of soft clayey soils are investigated in this research through thermal triaxial tests. The experimental study was conducted on reconstituted samples of Brazilian marine clay. It is evidenced in the literature that low permeability soils exhibit pore pressure variation when subjected to temperature increments in undrained situations, which, when dissipated, result in contractive volumetric deformation. The results demonstrated that temperature variation interferes with the soil's mechanical response, as the resulting consolidation from drained heating induces an higher rates of volumetric deformations. In this study, it was observed that an increase of 32°C caused an increase in the undrained shear strength of 98% compared to that obtained at a controlled ambient temperature of 23°C ± 1°C. Based on the analyses, improving the mechanical response of soft soils through thermal consolidation becomes an attractive

solution and demonstrates its potential to contribute to the load-bearing capacity of offshore anchors installed in deep waters..

KEYWORDS: Thermal consolidation, Offshore Foundation, Marine Clay, Thermal Triaxial.

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, o comportamento termomecânico dos solos argilosos tem sido amplamente investigado. Observações na literatura indicam que aumentos de temperatura exercem grande influência, sobretudo nas mudanças volumétricas dos solos de granulação fina (Sultan; Delage; Cui, 2002; Abuel-Naga; Bergado; Bouazza, 2007; Coccia; McCartney, 2016).

As primeiras pesquisas sobre este tema foram publicadas por Campanella e Mitchell (1968), onde os autores observaram que o incremento de temperatura levava a uma variação volumétrica permanente dos solos normalmente adensados, e consequentemente melhorando a sua resposta mecânica. Nesse aspecto, Campanella e Mitchell (1968) destacam que, ao se aquecer um solo argiloso, saturado e normalmente adensado, este desenvolve um excesso positivo na poropressão (devido expansão volumétrica diferencial experimentada pela água dos poros em relação aos minerais sólidos do solo) que posteriormente é dissipado, levando a reorganização das partículas e consequente redução de seu volume. Além disso, observou-se na literatura que as mudanças na viscosidade do fluido dos poros também são um mecanismo presente na contração termoplástica dos solos. De acordo com Ze-Jian Chen e Jian-Hua Yin (2023), temperaturas mais altas transformam a água adsorvida em água livre, reduzindo a viscosidade do contato mineral x mineral. Dessa maneira, uma consolidação adicional é induzida pelo aquecimento provocando uma compressão.

Esses estudos são de grande importância para o entendimento do comportamento do solo frente a diversas aplicações geotécnicas, tais como, o isolamento de resíduos nucleares, atividades de perfuração, injeção e produção de petróleo e solos adjacentes a cabos eletrificados (Cekerevac e Laloui, 2004), estacas geotérmicas (McCartney e Murphy, 2012; Casagrande et al., 2022), drenos verticais pré-fabricados (PVD) (Abuel-Naga; Bergado; Chaiprakaikeow, 2006; Chen et al., 2023), estabilidade de taludes (Loche e Scaringi, 2023) em que, o efeito da temperatura no comportamento mecânico dos geomateriais se mostra relevante.

Dentre aplicações descritas, a capacidade de permanência das ancoragens tipo torpedo se apresenta como mais uma área de enfoque para os estudos sobre a resposta dos solo sob influência da temperatura. Sabe-se que as argilas marinhas brasileiras apresentam baixa qualidade mecânica. Os estudos no campo geotécnico marinho envolvem muitas complexidades, entre as quais, nenhuma das técnicas de melhoramento de solos finos disponíveis podem ser aplicadas nesses ambientes. Dessa maneira, a compreensão clara dos efeitos da temperatura no comportamento desses solos, torna-se crucial para promover uma técnica térmica de melhoria da capacidade de permanência, permitindo que fundações offshore, como as estacas do tipo torpedo atuem também como a fonte de calor, objetivando causar adensamento térmico em seu entorno, e possam assim apresentar melhor resposta mecânica às solicitações.

Portanto, esse estudo propõe o adensamento témico como técnica de melhoramento da resistência ao cisalhamento de solos marinhos moles.

2 METODOLOGIA

2.1 Amostragem e preparação do material

O comportamento termomecânico de uma argila marinha localizada na costa sul brasileira foi avaliado nesse estudo por meio de ensaios triaxiais especiais com controle de temperatura. As amostras usadas foram coletadas por meio de amostradores do tipo Shelby, que após serem extraídas e totalmente amolgadas foram posterioriormente homogenizadas e reconstituídas em laboratório.

Os ensaios de caracterização seguiram os procedimentos preconizados nas normas brasileiras e as propriedades geotécnicas relevantes para esse solo são descritas na Tabela 1. Pela análise granulométrica (ABNT NBR 7181/84), o solo apresenta frações de 2,4% de areia fina, 27,5% de silte e 70,1% de argila.

Os corpos de prova desse estudo foram preparados com 230g de solo e dimensões de 76,2mm de altura e 38,0mm diâmetro em um molde cilindrico bipartido utilizando consolidação anisotrópica sob tensão vertical de 100kPa, até atingir consistência suficiente para ser levado à célula triaxial..Após esta etapa, as amostras de solo seguiram para a célula triaxiais onde foram realizados os ensaios triaxiais tipo CIU.

Tabela 1 . Resumo das propriedades geotécnicas da argila marinha.

Norma	Parâmetro	Valor
ABNT NBR 6457/86	Umidade higroscópica	71.9 %
ABNT NBR 6508/84	Densidade Real dos Grãos	2.69 g/cm³
ABNT NBR 6459/84	Limite de Liquidez (LL)	106.0 %
ABNT NBR 7180/84	Limite de Plasticidade (LP)	40.7 %

2.2 Programa Experimental

A campanha experimental visa caracterizar a resposta volumétrica termomecânica do solo por meio de ensaios triaxiais convencionais e térmicos.

Os ensaios ensaios triaxiais convencionais adensados hidrostaticamente não drenados (CIU) foram realizados em temperatura ambiente controlada de 23ºC ±1ºC a fim de evidenciar o efeito da variação de temperatura na resistência do solo. Três testes, no total, foram executados para essa etapa, cada um sob tensão confinante efetiva constante diferente (100 kPa, 200 kPa e 400 kPa), sendo posteriormente cisalhados a uma velocidade constante de 0,06 mm/minuto..

Os ensaios térmicos foram realizados no equipamento triaxial térmico, que possui capacidade de induzir incrementos de temperatura em qualquer momento do ensaio. Este equipamento além das partes de um triaxial convencional possui uma célula resistente ao calor e um sistema de medição de temperatura autônomo com termopares e controle de temperatura interna. Um esquema do equipamento é mostrado na Figura 1.

A etapa térmica consistiu em seis testes, onde as variáveis controladas foram a temperatura, com ciclos de aquecimento e resfriamento e tensões efetivas constantes. Os ensaios triaxiais CIU consistiram em fases de saturação, adensamento mecânico, adensamento térmico a temperaturas de 40ºC e 55ºC, resfriamento e cisalhamento não drenado à temperatura ambiente, seguindo a mesma velocidade do ensaio triaxial convencional.

3 RESULTADOS

3.1 Adensamento térmico

Os resultados do adensamento térmico e incremento de temperatura em função da normalização dos índice de vazios, ef2 - índice de vazios final depois do adensamento térmico sob tensão efetiva constante e ef1- índice de vazios final depois do adensamento mecânico, e a raiz do tempo dos ensaios triaxiais térmicos são mostrados na Figura 2. A normalização do indice de vazios foi utilizada devido aos estágios de consolidação, sendo a primeira uma consolidação mecânica isotrópica (100kPa) por cerca de 18 a 24 horas e após a consolidação térmica drenada por aproximadamente 24 horas.

A análise dos resultados revela que a temperatura influenciou fortemente na mudança de volume do solo. Observa-se que todas as amostras exibiram contração com o aumento da temperatura para um solo submetido a aquecimento drenado em condição normalmente adensada, o que coincide com as descobertas mencionadas em estudos anteriores (Campanella e Mitchell, 1968; Abuel-Naga; Bergado; Bouazza, 2007).

Comparando-se as deformações atingidas para uma mesma tensão confinante, nota-se que as deformações volumétricas induzidas por aquecimento foram maiores para a temperatura de 55ºC. Esse comportamento se repetiu para as tensões de 200 kPa e 400 kPa.

Evidencia-se que fases mais longas do aquecimento provocarão uma fluência adicional e por consequência maiores reduções do volume.

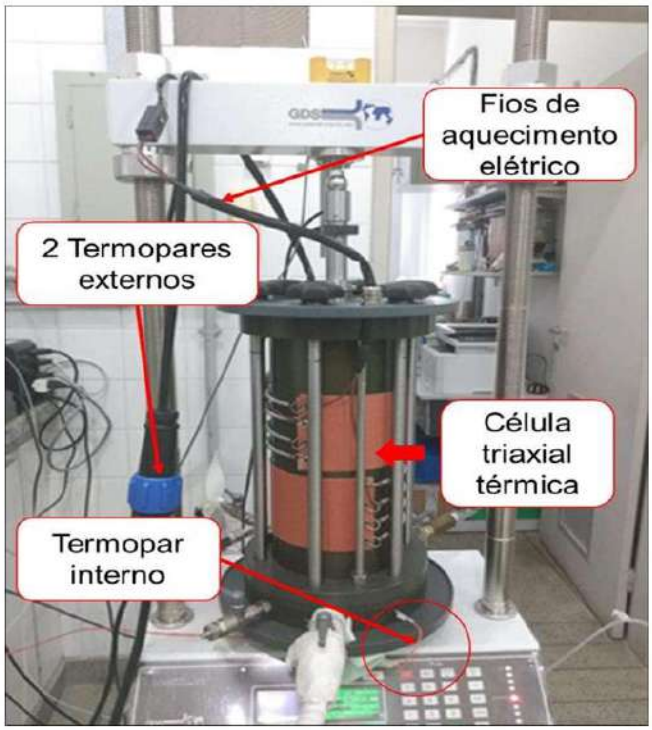


Figura 1. Equipamento triaxial térmico (Huancollo, 2020).

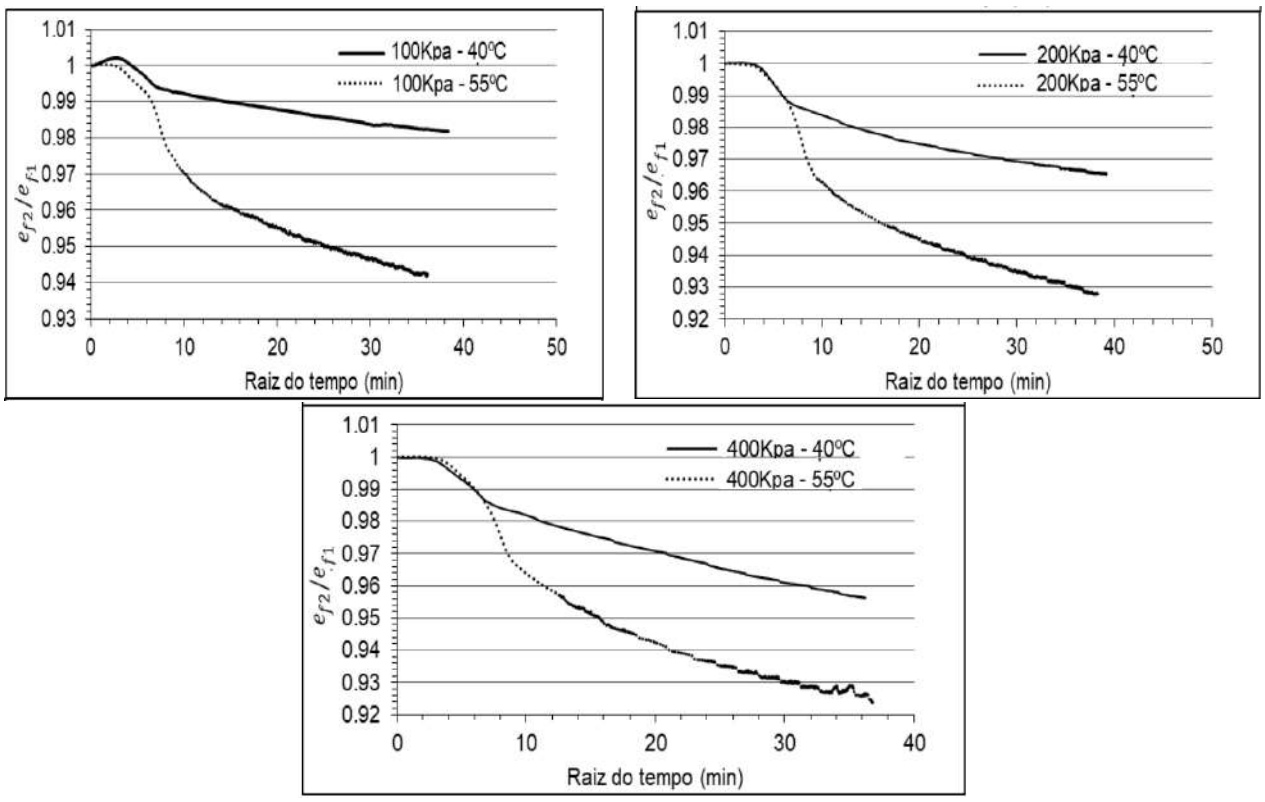


Figura 2. Curvas de adensamento térmico submetidas a incremento de temperatura 40ºC e 55ºC com diferentes tensões efetivas (Huancollo, 2020).

3.2 Efeito da temperatura na resistência ao cisalhamento do solo

A Figura 3 apresenta as curvas de tensão do desviadora versus deformação axial (σ_d x ε_1) e poropressão versus deformação axial (Δu x ε_1) para a argila adensada termicamente a 40°C e a 55°C. Os resultados são apresentados juntamente com os resultados os ensaios convencionais, a fim de que sejam realizadas comparações entre eles.

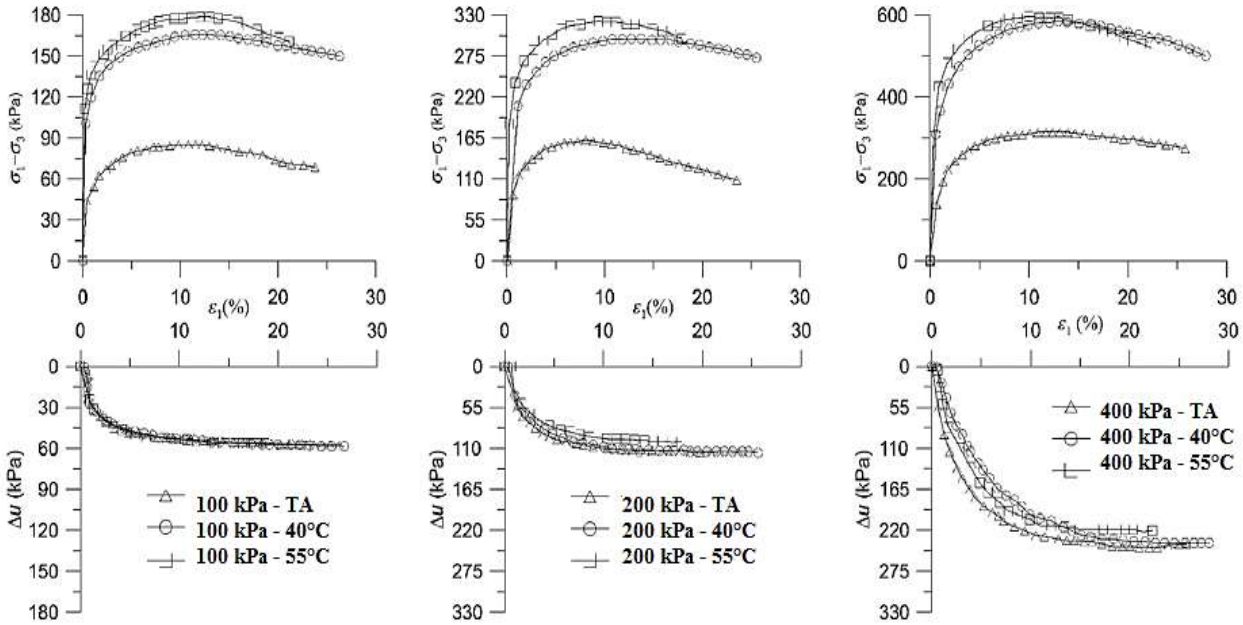


Figura 3. Curvas de tensão desviadora tensão versus deformação axial (σ_d x ε_1) e poropressão versus deformação axial (Δu x ε_1) (Huancollo et al., 2023)

Através das curvas pode-se observar que, em relação aos ensaios triaxiais convencionais à temperatura ambiente, os ensaios triaxiais térmicos realizados para a mesma tensão efetiva apresentaram resistência superiores, além de maior rigidez. Em relação a resistência ao cisalhamento não drenada o solo submetido a aquecimento drenado com temperatura de 40ºC e posterior resfriamento, apresentou um aumento de 88% quando comparado a temperatura ambiente. Essa tendência continua com a temperatura de 55°C apresentando um acréscimo de 98% comparada a temperatura ambiente.

Quanto, a poropressão o incremento de temperatura não causou mudanças significativas em nenhuma das tensões analisadas.

3.3 Caminhos de tensão efetiva

Os caminhos de tensão efetiva (q x p') dos ensaios CIU esão apresentados na Figura 5. Pode-se notar um aumento da tensão efetiva as amostras submetidas a diferentes temperaturas. Esse aumento foi maior para todos os casos comparados ao cisalhamento à temperatura ambiente, independente da tensão aplicada. Conforme discutido no item 3.1 do artigo, ocorre uma redução da resistência viscosa da água sob incremento de temperatura, desta forma, solos adensados termicamente tendem a possuir maior contato partícula-particula da argila, apresentando uma maior rigidez inicial e por consequência deformações adicionais ocorreriam na fase inicial de cisalhamento. Em termos de tensões, isso significa que a tensão efetiva coincidiria com a tensão total até que ocorra a geração da poropressão. Como resultado obtém-se um aumento da resistência ao cisalhamento não drenada.

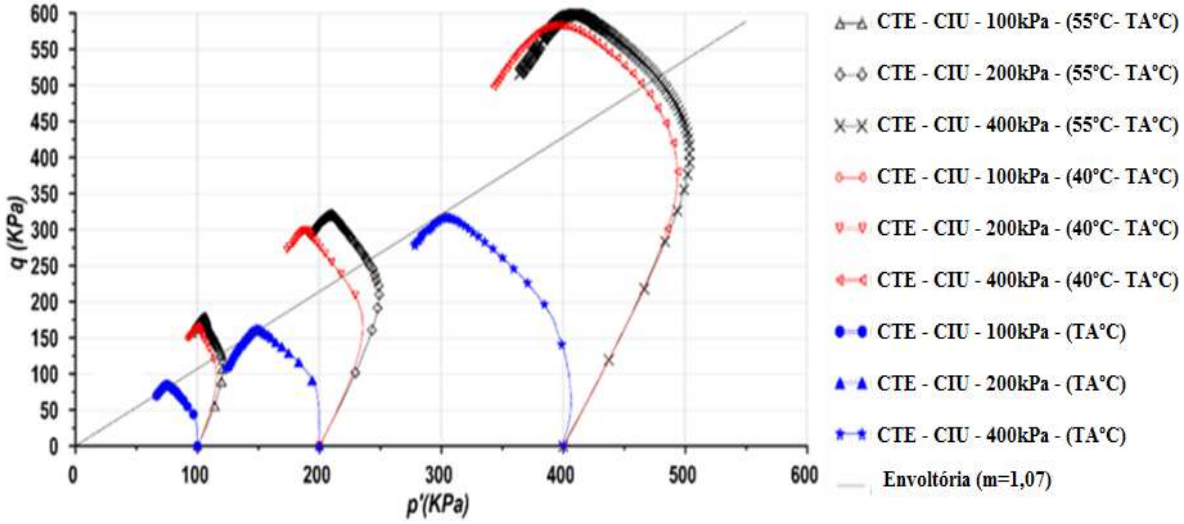


Figura 5. Trajetória de tensão efetiva sob variação de temperatura (Huancollo, 2020).

4 CONCLUSÕES

Os ensaios triaxiais térmicos mostraram importantes modificações na resposta sob solicitações não drenadas do material após o adensamento térmico sob diferentes tensões efetivas. Observa-se uma clara redução do índice de vazios após o ciclo térmico de aquecimento-resfriamento independente da tensão atuante. Nesse contexto, destaca-se quando a temperatura de adensamento sobe de 40ºC para 55°C, apresentando essa última maiores deformações térmicas.

O material adensado termicamente apresentou maior rigidez inicial e maior resistência não drenada quando comparado ao mesmo teste realizado à temperatura ambiente. Por outro lado, não houve diferença significativa de resistência entre o material adensado a 40ºC e a 55°C, apesar deste último ter mostrado maior redução de índice de vazios durante a fase de adensamento térmico. Uma comparação entre a tensões, danota que a resistência ao cisalhamento não drenada torna-se mais evidente com tensões confinantes mais altas. Para amostras adensadas termicamente a 400 kPa maiores valores resistência nao drenada são atingidas.

Os resultados indicam que a técnica é promissora quando se visa ao melhoramento de solos em geral, principalmenmte em locais onde a presença humana não é possível. Conclui-se que o adensamento térmico apresenta potencial de ser utilizado como técnica de melhoramento de argilas moles objetivando o incremento da capacidade de permanência de ancoragens em águas profundas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Capes, a Petrobras e a UENF pelo apoio ao desenvolvimento deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABUEL-NAGA, H.; BERGADO, D.; CHAIPRAKAIKEOW, S. Innovative thermal technique for enhancing the performance of prefabricated vertical drain during the preloading process. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 24, n. 6, p. 359–370, dez. 2006.

ABUEL-NAGA, H. M.; BERGADO, D. T.; BOUAZZA, A. Thermally induced volume change and excess pore water pressure of soft Bangkok clay. **Engineering Geology**, v. 89, n. 1–2, p. 144–154, 12 jan. 2007.

CAMPANELLA, R. G.; MITCHELL, J. K. Influence of temperature variations on soil behavior. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 94, n. 3, p. 709–734, 1968.

CASAGRANDE, B. et al. Investigation of a field-scale energy micropile in stratified soil under cyclic temperature changes. **Geomechanics for Energy and the Environment**, v. 29, p. 100263, 1 mar. 2022.

CEKEREVAC, C.; LALOUI, L. Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 28, n. 3, p. 209–228, 29 mar. 2004.

CHEN, Z. J. et al. Experimental and molecular dynamics studies on the consolidation of Hong Kong marine deposits under heating and vacuum preloading. **Acta Geotechnica**, v. 18, n. 5, 2023.

COCCIA, C. J. R.; MCCARTNEY, J. S. Thermal volume change of poorly draining soils I: Critical assessment of volume change mechanisms. **Computers and Geotechnics**, v. 80, p. 26–40, 1 dez. 2016.

HUANCOLLO, H. J. M. **Melhoramento de Solos Moles Através da Técnica de Adensamento Térmico**. Dissertação de Mestrado—Campos dos Goytacazes -RJ: Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, 28 out. 2020.

HUANCOLLO, H. J. M. et al. Thermal Triaxial Tests to Evaluate Improvement of Soft Marine Clay through Thermal Consolidation. **Geotechnical Testing Journal**, v. 46, n. 3, p. 579–597, 1 maio 2023.

LOCHE, M.; SCARINGI, G. Temperature and shear-rate effects in two pure clays: Possible implications for clay landslides. **Results in Engineering**, v. 20, 1 dez. 2023.

MCCARTNEY, J. S.; MURPHY, K. D. Strain Distributions in Full-Scale Energy Foundations (DFI Young Professor Paper Competition 2012). **DFI Journal - The Journal of the Deep Foundations Institute**, v. 6, n. 2, p. 26–38, 23 dez. 2012.

SULTAN, N.; DELAGE, P.; CUI, Y. J. Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay. **Engineering Geology**, v. 64, n. 2–3, 2002.

ZE-JIAN CHEN; JIAN-HUA YIN. A New One-Dimensional Thermal Elastic-Viscoplastic Model for the Thermal Creep of Saturated Clayey Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 149, n. 4, abr. 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/579

Análise Comparativa da Resistência ao Cisalhamento de Areia e de Solo Areno-siltoso Reforçados com Fibras Naturais e Sintéticas

Vital Matos Batista
Mestrando, PPEC-UFBA, Salvador-BA, Brasil, vitalmatosbatista@gmail.com

Italo Santos Silva
Mestrando, PPEC-UFBA, Salvador-BA, Brasil, italosantossilva5@gmail.com

Sandro Lemos Machado
Professor, UFBA, Salvador-BA, Brasil, sandrolemosmachado@gmail.com

Miriam de Fátima Carvalho
Professora, UFBA, Salvador-BA, Brasil, mfcmachado@gmail.com

RESUMO: O comportamento mecânico de solo reforçado depende das características individuais do solo e da fibra, além da interação entre eles. Neste contexto este artigo apresenta um estudo comparativo do ganho de resistência obtido para dois solos (SP e SM) com dois tipos de fibras (coco e polipropileno), no teor de 1% em relação a massa do solo seco. Resultados de ensaios triaxiais consolidados drenados (CD) executados para a areia com fibra de coco e solo areno-siltoso com fibra de polipropileno são apresentados e analisados conjuntamente com dados já publicados por Pinto (2021) e Reis (2022) para estes materiais. O tipo de fibra (coco ou polipropileno) não alterou o comportamento tensão-deformação nos compósitos de areia, porém para o solo areno-siltoso com fibras de polipropileno, as curvas tensão-deformação apresentaram leve endurecimento por deformação. A adição de fibras melhorou a resistência ao cisalhamento em ambos os solos, sendo que os melhores resultados ocorreram em compósitos reforçados com fibras de polipropileno. O comportamento de deformação volumétrica não foi alterado, e as amostras apresentaram, de forma geral, compressão seguida de dilatação.

PALAVRAS-CHAVE: Compósito, Solo reforçado, ensaios triaxiais, fibras.

ABSTRACT: The mechanical behavior of reinforced soil depends on the soil and fiber's individual characteristics, and the interaction between them. In this context, this paper presents a comparative study of the resistance gain obtained for two soils (SP and SM) with two types of fibers (coir and polypropylene) at a content of 1% (dry mass). Results of drained consolidated triaxial tests (CD) performed for sand with coir fiber and silty sandy soil with polypropylene fiber are presented and analyzed together with data already published by Pinto (2021) and Reis (2022) for these materials. The type of fiber (coir or polypropylene) did not change the stress-strain behavior in the sand composites; however, for the sandy-silty soil with polypropylene fibers, the stress-strain curves showed slight strain hardening. The addition of fibers improved the shear resistance in both soils, with the best results occurring in composites reinforced with polypropylene fibers. The volumetric deformation behavior was not changed, and the samples generally showed compression followed by expansion.

KEYWORDS: Composite, Reinforced soil, triaxial test, fibers.

1 INTRODUÇÃO

A execução de obras de terra é um campo da engenharia civil que exige conhecimentos dos engenheiros sobre o solo e seu comportamento mecânico. Nestes casos, a realização bem-sucedida destas obras só será possível se os materiais utilizados possuírem propriedades e características hidromecânicas

adequadas, as quais devem ser determinadas previamente em laboratório. Em algumas situações os solos não possuem os comportamentos necessários na execução destas obras. Assim, a substituição do solo local por provenientes de outras jazidas pode inviabilizar a obra. Desse modo, o uso de processos para estabilização é uma opção aplicável e muitas vezes viável para a solução destas situações.

Os processos de estabilização dos solos podem se dar por meio mecânico - como a compactação, que propicia o aumento da resistência por meio da redução do índice de vazios -, químico - que causa a melhoria das propriedades dos solos por meio da adição de componentes como cimento e cal - e físicos - por meio de inclusões nos solos, que podem ser isoladas como grampos, direcionadas como geossintéticos e imersas na matriz como as fibras, combinando dois ou mais materiais. Esta última gera o compósito fibrosolo ou solo reforçado com fibra (SRF), que é constituído da combinação de uma matriz de enchimento, neste caso o solo e um material de reforço, as fibras, juntos formarão um compósito com propriedades distintas dos materiais iniciais, promovendo a melhora das propriedades mecânicas do solo, como aumento da sua resistência de pico, redução da queda pós pico e prevenção na propagação de trincas e fissuras.

O uso de fibras como material de reforço dos solos é uma alternativa atraente para atender as características geotécnicas necessárias à execução de obras de terra, empregando o solo local. As fibras podem ser sintéticas ou vegetais. Dentre as fibras sintéticas, as de polipropileno se destacam e são bastante utilizadas em diversas pesquisas para solos reforçados, pois os compósitos formados com o uso destas fibras costumam apresentar alta resistência de pico e pós-pico quando submetidos a ensaios de cisalhamento. Entre as fibras vegetais, as de coco são bastante promissoras, uma vez que possuem alta concentração de lignina, a qual retarda o processo de degradação, sendo de ótima aplicação em reforços de obras provisórias, (SUBAIDA, CHANDRAKARAN, SANKAR, 2009). As fibras vegetais têm o inconveniente de absorverem água do solo, sofrerem variações dimensionais, inchamento/retração, reduzindo a interação solo-fibra (GHAVAMI et al., 1999), além de estarem sujeitas aos ataques de micirorganismos do solo. Diversos estudos realizados nas últimas décadas contribuem para entender o mecanismo de reforço das fibras em solos (CASAGRANDE, 2005; DIAMBRA *et al.*, 2010; SILVEIRA *et al.*, 2021; CONCEIÇÃO *et al.*, 2023; REIS *et al.*, 2023).

Os compósitos provenientes da adição de fibras ao solo têm seu comportamento regido pela interação entre suas duas fases constituintes. A falta de adesão entre a matriz e o reforço, na zona onde efetivamente ocorre o contato entre os elementos do compósito, ou seja, a interface solo-fibra, é um dos principais fatores que influenciam na falha no comportamento mecânico desses materiais. Em solos arenosos, o mecanismo de adesão é controlado pelo atrito entre a matriz e o reforço, que por sua vez sofre influência das características da fibra e de sua superfície, propriedades e textura do solo utilizado. Já em solos argilosos, além da parcela do atrito, existe também uma parcela devido à coesão, uma vez que muitas partículas de solo se fixam à superfície da fibra o que contribui para a resistência da interface (MCGOWN; ANDRAWES; AL-HASANI, 1978; IOZZI *et al.*, 2010; WANG *et al.*, 2018).

Gray e Ohashi (1983) realizaram uma série de ensaios de cisalhamento direto em areias fofas e densas reforçadas com fibras naturais, sintéticas e fios metálicos. A partir de seus estudos foi possível criar um modelo teórico de reforço, com análise simples do equilíbrio de forças, para as fibras em areia. Primeiro toma-se uma longa fibra elástica que se estende por um comprimento igual em ambos os lados do plano de cisalhamento potencial em uma areia, de tal modo que as fibras possam ser orientadas perpendicularmente ao plano de cisalhamento ou em um ângulo qualquer, i, conforme apresentado na Figura 1. O cisalhamento provoca a distorção da fibra, mobilizando assim a sua resistência à tração, que por sua vez pode ser decomposta em componentes normais e tangenciais.

A componente normal tem o papel de aumentar a tensão de confinamento no plano de ruptura, contribuindo para a mobilização da resistência ao cisalhamento da matriz, enquanto a componente tangencial resiste diretamente ao cisalhamento. A fibra é fina a ponto de ser desconsiderada ou pouco considerada na resistência ao deslocamento causada pela sua rigidez à flexão. A presença abundante de fibras exige o cálculo da área de seção transversal das mesmas, e a razão de área das fibras pela área total da seção transversal é dada por A_R/A.

A tração desenvolvida na fibra ao longo do plano cisalhante é condicionada por muitos parâmetros e variáveis. O tipo e comprimento da fibra é um deles, de modo que a fibra deve ter um comprimento longo o suficiente para evitar o seu arrancamento do solo e deve ser capaz de curvar em torno dos grãos de solo. A tensão confinante é outra variável que deve ser levada em consideração, e esta deve ser suficiente para evitar

o arrancamento das fibras pelos esforços cisalhantes desenvolvidos na interface entre as partículas sólidas e as fibras.

Algumas variáveis das fibras como o índice de aspecto (dado pela razão entre comprimento e diâmetro), a rigidez, a porcentagem de fibras na matriz, a variação do comprimento, a interação da interface dos grãos do solo com a fibra e a orientação das fibras em relação ao plano de ruptura, afetam significativamente o comportamento mecânico dos solos reforçados com fibras (MICHALOWSSKI; CERMÁK, 2003; CONSOLI; CASAGRANDE; COOP, 2005; CONCEIÇÃO et al., 2023). O carregamento é um outro fator que afeta a interação solo/fibra, quando as fibras estão posicionadas no sentido perpendicular à direção do carregamento elas trabalham sob tração e contribuem consideravelmente para a resistência do compósito, contudo quando submetidas à compressão não podem contribuir adequadamente para a resistência (DIAMBRA et al., 2007, IBRAIM et al., 2012, DIAMBRA et al., 2010; GAO & ZHAO, 2013; MICHALOWSKI & CERMAK, 2002).

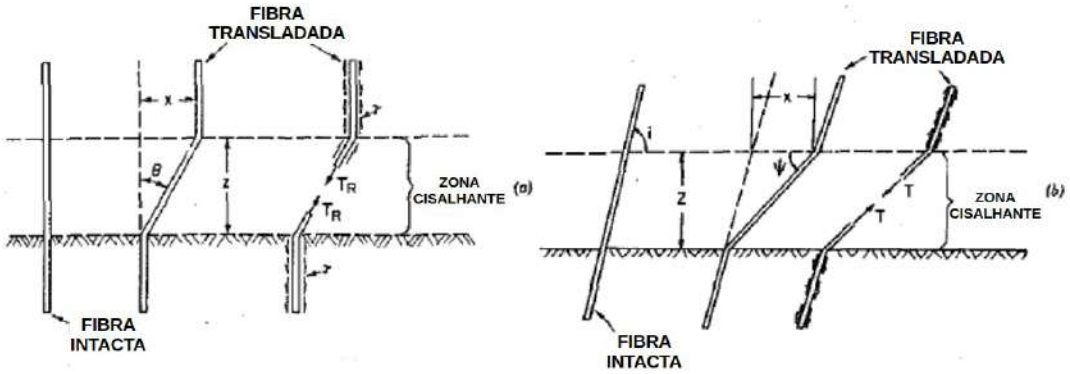


Figura 1. Modelo de reforço de fibra: (a) Orientação perpendicular à superfície de cisalhamento; (b) Fibra orientada em ângulo *i* à superfície de cisalhamento. Adaptado de GRAY E OHASHI (1983).

Neste contexto este artigo apresenta um estudo comparativo do efeito da adição de reforços, fibras de coco e polipropileno, no teor de 1%, para dois tipos de solos (areia aluvionar e solo areno-siltoso), objetivando avaliar a influência do tipo de fibra no comportamento tensão-deformação do compósito.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Os solos estudados são encontrados no estado da Bahia, os quais possuem distribuição granulométrica distintas e serão referidos como areia de rio e solo barreiras. A areia de rio, obtida na região de Maragogipe-BA e o solo areno-siltoso, proveniente dos Sedimentos Terciários da Formação Barreiras obtido no Aterro Metropolitano Centro, Salvador-BA, foram caracterizados geotecnicamente segundo as normas brasileiras (NBR 6458-2016, NBR 7181-2016, NBR 12004-1990, NBR 12051-1991, NBR 7182-2016) por Pinto (2021) e Reis (2022), respectivamente, conforme consta na Tabela 1. Estes resultados são valores médios obtidos a partir de 4 amostras ensaiadas. A areia de rio tem 10% de pedregulho fino, 62% de areia grossa e 28% de areia fina e grãos com forma subangular e foi classificada segundo o Sistema Unificado de classificação de solos – SUCS, como SP (areias mal graduadas e muito uniforme). Já o solo Barreiras segundo a SUCS foi classificado como uma areia-siltosa (SM), apresentando valores médios de 70% de areia, 8% de silte, e 22% de argila e índice de plasticidade de 4%.

Duas fibras foram usadas na produção dos compósitos, uma natural, de coco (obtida na Saturno fibras-Conde-BA) e a outra sintética, de polipropileno (Empresa Viapol). A fibra de polipropileno, constituída de um copolímero 100% virgem, composta por monômeros de etileno e propileno, é considerada inerte e por ser industrializada apresenta dimensões regulares, com comprimento de 51 mm e diâmetro médio de 0,51 mm, massa específica de 0,91 g/cm³, módulo de elasticidade de 5 GPa e resistência a tração média de 500 MPa (parâmetros indicados pelo fabricante). Já a fibra de coco tem dimensões variadas, apresentando em sua maior parte (cerca de 85%) comprimento entre 1 e 5 cm, aproximadamente 13% com comprimentos inferiores a 1 cm e apenas 1% com comprimento superior a 5 cm, massa específica de 1,492 g/cm³, resistência a tração média de 75 MPa e absorção de água de 147%, segundo ensaios realizados por Reis

(2022). As fibras vegetais quando expostas ao ambiente absorvem água, na maioria das vezes sofrem variações dimensionais e processos de degradação com o tempo. Dentre as fibras naturais, a de coco são as mais resistentes por apresentarem em sua composição teor de lignina variando de 20 a 40%.

Tabela 1. Caracterização geotécnica dos solos.

Parâmetros	Areia de rio	Parâmetros	Solo Barreiras
Forma das partículas	Subangular	Areia Grossa (%)	6
ρ_s (g/cm³)	2,650	Areia Média (%)	34
e_{max}	0,790	Areia Fina (%)	30
e_{min}	0,520	Silte (%)	8
$e_{DR=60\%}$	0,628	Argila (%)	23
ρ_d (g/cm³)	1,628	ρ_s (g/cm³)	2,676
C_c	0,84	Limite de liquidez (%)	21
C_u	2,24	Limite de plasticidade (%)	17
d_{10} (mm)	0,43	Índice de plasticidade (%)	4
d_{30} (mm)	0,59	Atividade de Skempton	0,156
d_{50} (mm)	0,83	Umidade ótima (%)	11,05
d_{60} (mm)	0,96	ρ_{dmax} (g/cm³)	1,936

Fonte: Pinto (2021) e Reis (2022).

Os compósitos de solo-fibra foram compactados no mesmo índice de vazios do solo sem reforço, considerado como amostra controle. Quando a matriz empregada foi a areia de rio, incorporou cerca de 3% de água para facilitar a aderência entre as fibras e a areia. O material foi acomodado em quatro camadas, num cilindro bipartido de dimensões nominais de 100 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento, buscando obter o índice de vazios de 0,623, valor que correspondente a uma densidade relativa (Dr) de 60% para a areia. A fibra foi considerada como parte dos sólidos e calculou-se a massa específica dos sólidos ponderada para obter 1% de fibra nos compósitos e as massas em cada camada. E quando a matriz foi o solo areno-siltoso, os compósitos foram compactados no mesmo índice de vazios obtido para o ponto de umidade ótima e massa específica seca máxima determinado para o solo no ensaio de compactação na Energia Proctor Normal (EPN). A fibra também foi considerada como parte dos sólidos e calculada a massa necessária para atender a condição de mesmo índice de vazios (0,382). Os compósitos com fibra de polipropileno foram compactados em 10 camadas, já que em ensaios preliminares observou a ocorrência de limitação da superfície de ruptura apenas na última camada quando se usava 4 camadas compactadas. Todos os compósitos foram fabricados com 1% de fibra (em relação a massa seca do solo).

Os compósitos de ambos os solos foram submetidos a ensaios de compressão triaxial do tipo CD em três confinantes (50, 100 e 200 kPa) e em duplicata, sendo considerado válido dois resultados similares. Os CPs foram saturados por fluxo e foi realizada a medida do coeficiente de permeabilidade, parâmetro adotado como o indicador de qualidade do processo de moldagem, devido a ser um parâmetro muito sensível às variações no índice de vazios. Atendendo o quesito de permeabilidade, as amostras eram saturadas por contrapressão até atingir um parâmetro B de Skempton acima de 0,90 e então eram confinadas com a pressão de interesse. Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios triaxiais seguiram os princípios descritos por Head e Epps (2014).

A velocidade de ruptura foi de 0,67 mm/mim para os compósitos areia + fibra e de 0,33 mm/min para o areno siltoso + fibra até atingirem deformação axial de 20%.

3 RESULTADOS

As Figuras 2 e 3 apresentam para cada tensão confinante de ensaio (50, 100 e 200 kPa), curvas de tensão desviadora e de variação volumétrica *versus* deformação axial obtidas para compósitos de areia de rio e areno-siltoso, respectivamente, reforçados com 1% de fibras de coco e polimérica. Nestas figuras, para cada situação, também estão apresentados, para efeito de comparação, os resultados obtidos por Pinto (2021)

para mesma areia sem reforço e para compósitos com 1% de fibras de polipropileno e, no caso do solo areno-siltoso, dados publicados de Reis (2022) para solo sem reforço e compósitos com 1% de fibra de coco.

Para os compósitos fabricados com areia (Figura 2), as curvas de tensão versus deformação apresentam comportamento de pico pouco expressivo e, como esperado, quanto maiores as tensões confinantes maiores são as resistências apresentadas sejam qual for a combinação analisada. No caso de compósitos fabricados com solo areno-siltoso (Figura 3), as curvas tensão-deformação obtidas para o solo puro e solo com fibras de coco não apresentam pico para a tensão confinante de 200 kPa e apresentam um leve pico para as menores confinantes (50 kPa e 100 kPa). Esse comportamento está associado à tensão aplicada pelo processo de compactação que leva as amostras ensaiadas nas confinantes mais baixas a terem um desempenho similar a solos pré-adensados. No caso de compósitos preparados com o solo barreiras e fibras de polipropileno, até as deformações medidas, as curvas tensão-deformação exibiram um comportamento de leve endurecimento, assim, o ponto de ruptura foi admitido como o último ponto medido. O tipo de fibra (coco ou polipropileno) não alterou o comportamento tensão-deformação nos compósitos de areia. No entanto, para os compósitos com solo barreiras + fibras de polipropileno, o comportamento tensão-deformação passou a indicar um leve endurecimento por deformação.

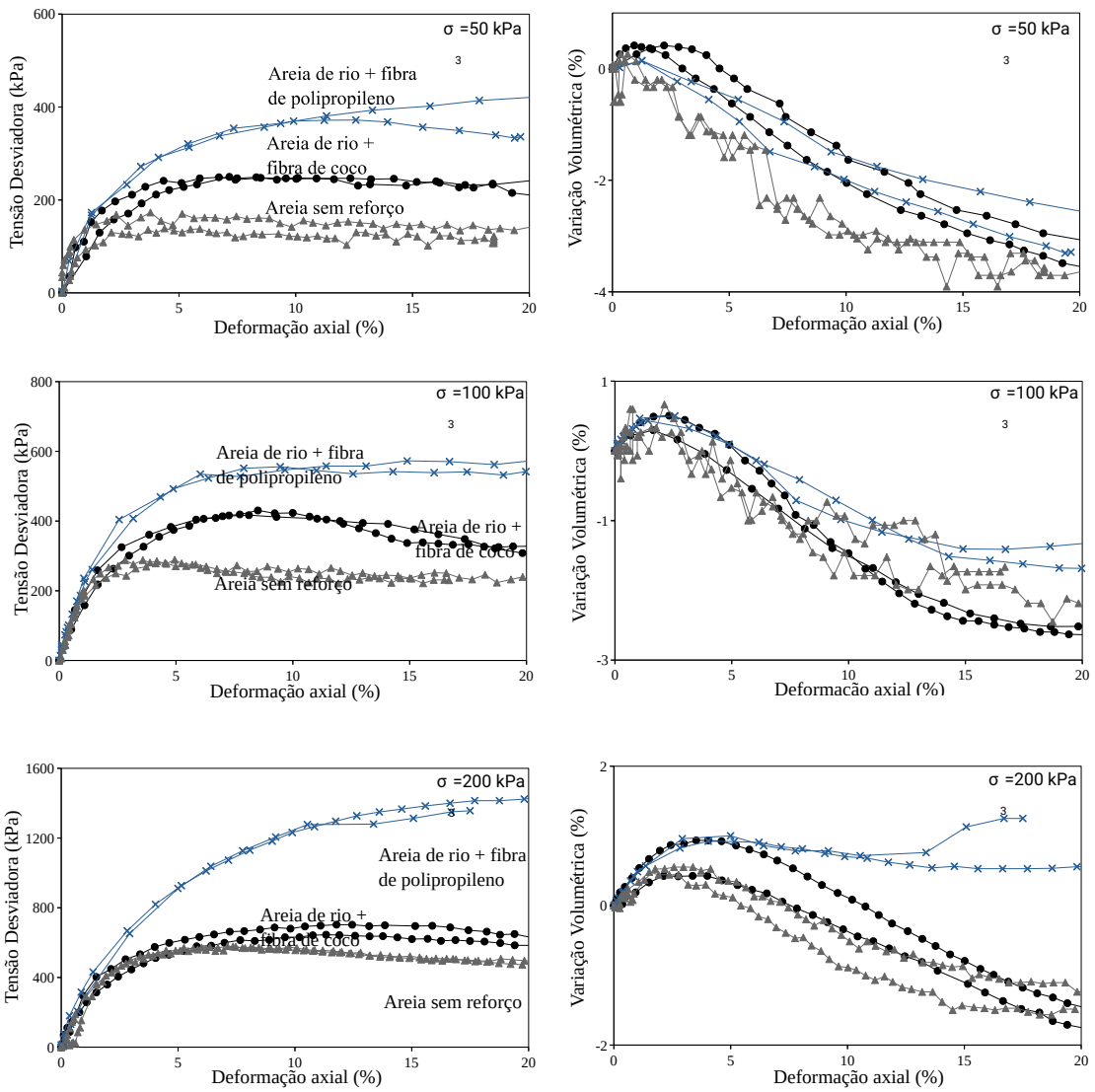


Figura 2. Curvas tensão desviadora e variação de volume *versus* deformação axial para areia de rio com e sem reforço, nas tensões confinantes (σ_3) de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

(b)

A adição de fibras melhorou a resistência ao cisalhamento em ambos os solos, sendo que os melhores resultados ocorreram em compósitos reforçados com fibras de polipropileno. Nos compósitos de solo barreiras + polipropileno, a tensão desviadora de ruptura aumentou aproximadamente 5 vezes em relação à do solo puro. Já nos compósitos de areia+ polipropileno o aumento foi superior a 2 vezes.

No que se refere às curvas de deformação volumétrica *versus* deformação axial, os compósitos mostram uma redução do volume inicial seguida de expansão da amostra, sendo que as maiores expansões foram obtidas para as menores tensões confinantes. No caso dos compósitos de areia de rio reforçados com fibras de polipropileno na tensão confinante de 200 kPa, não ocorreu expansão da amostra e isso pode ser explicado pelo fato do ganho de rigidez dessas amostras com a adição das fibras, fazendo com que o compósito tenda a se comportar como um solo normalmente adensado.

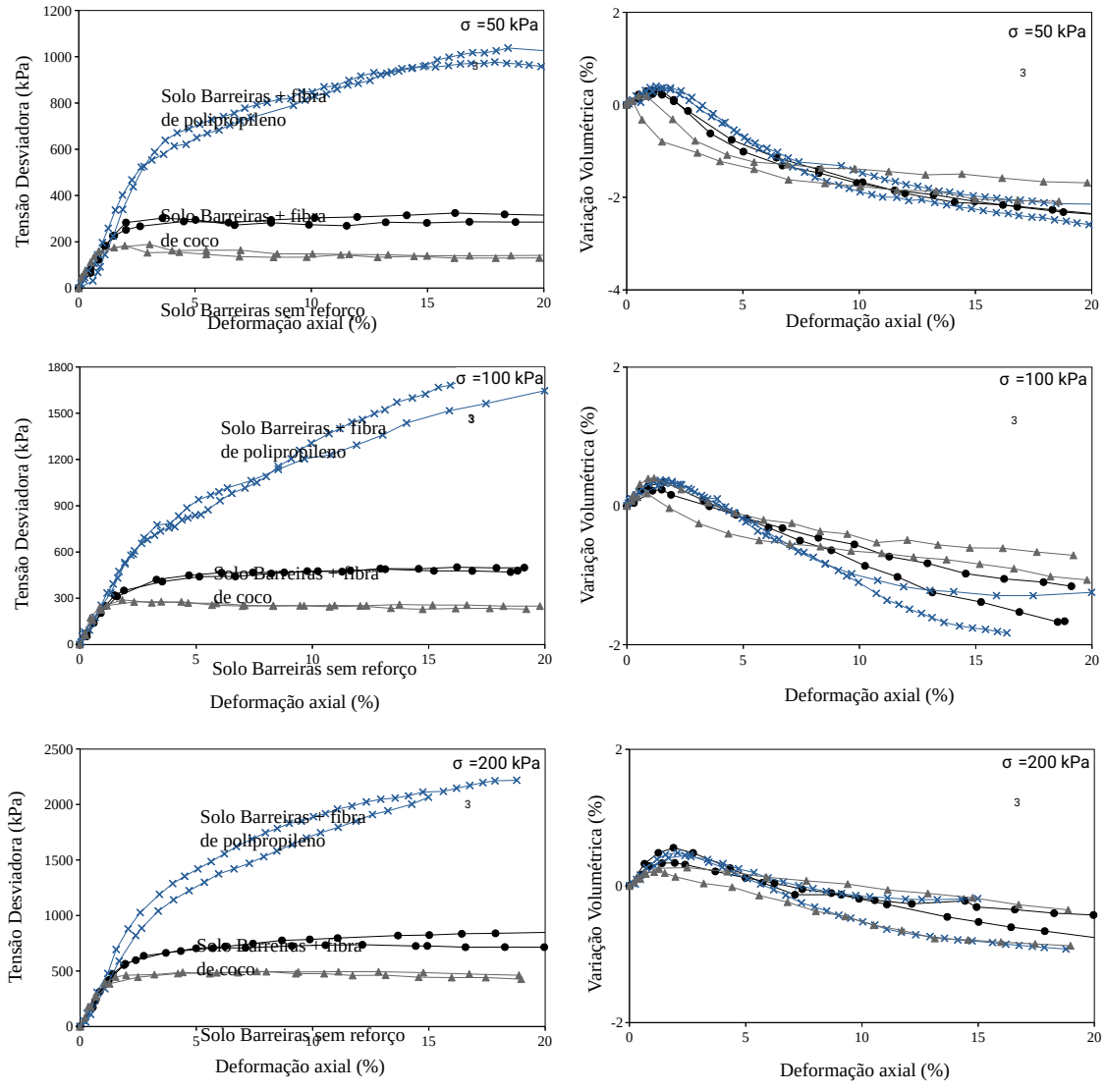


Figura 3. Curvas tensão desviadora e variação de volume *versus* deformação axial para solo areno-siltoso com e sem reforço, nas tensões confinantes (σ_3) de 50 kPa; 100 kPa e 200 kPa.

Na Figura 4 são apresentados os módulos de deformabilidade inicial para os diferentes compósitos, calculados considerando uma deformação em torno de 1%, dado pela inclinação inicial das curvas tensão-deformação. Como esperado em todos casos estudados, o módulo de deformabilidade aumenta com o confinamento da amostra. Para a areia pura variou de 12 a 25 MPa para as confinantes de 50 a 200 kPa e para o solo barreiras de 15 a 36 MPa nas mesmas confinantes.

Os compósitos preparados com o solo barreiras, com ambas as fibras, apresentaram pequena variação no valor de módulo de deformabilidade em relação ao do solo puro para a confinante de 100 kPa, nas demais não houve alteração. Assim, a adição das fibras não proporcionou mudanças significativas na deformabilidade inicial, sendo a tensão confinante o principal fator de alteração desse parâmetro. Já no caso da areia, o módulo de deformabilidade aumentou com a inserção das fibras, sendo que no caso do reforço com fibras de polipropileno o aumento foi maior que em fibras de coco. Com o aumento da tensão confinante, eleva se também o atrito entre as fibras e as partículas de areia e isto provoca aumento do módulo de deformabilidade dos compósitos.

Na literatura não há consenso sobre a influência do reforço de fibras no módulo de deformabilidade do compósito, alguns autores, como Sivakumar e Vasudevan (2008) e Zhao *et al.*, (2020), apontam que o módulo inicial aumenta com o reforço e Falorca *et al.*, (2011) apontam a redução. Esta diferença pode ser atribuída aos materiais ensaiados e/ou as condições de ensaio.

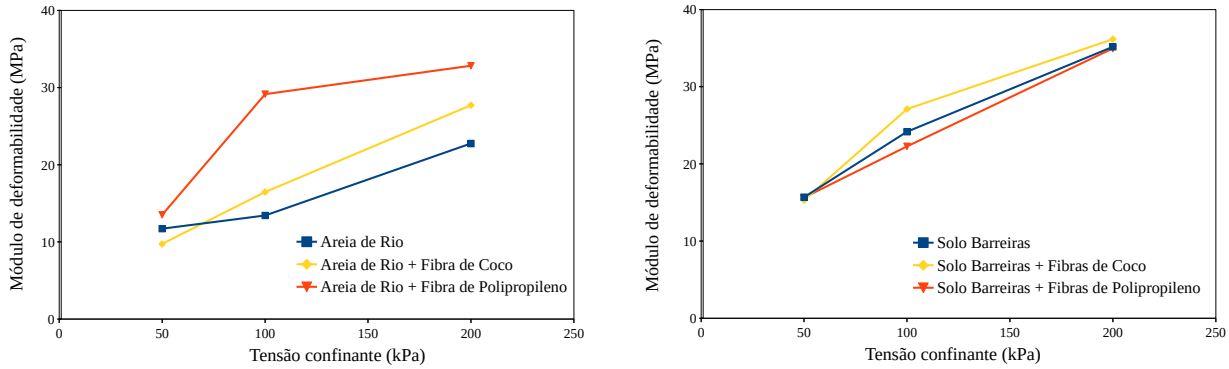


Figura 4. Módulo de deformabilidade inicial *versus* tensão confinante para areia de rio e o solo barreiras.

4 CONCLUSÕES

Este artigo apresenta um estudo comparativo do comportamento mecânico obtido para dois solos (SP e SM) reforçados com dois tipos de fibras (coco e polipropileno), no teor de 1% em relação a massa do solo seco. Resultados de ensaios triaxiais consolidados drenados (CD) executados para a areia com fibra de coco e solo areno siltoso com fibra de polipropileno são apresentados e analisados conjuntamente com dados já publicados por Pinto (2021) e Reis (2022) para estes materiais.

A adição de fibras melhorou a resistência ao cisalhamento em ambos os solos, sendo que os melhores resultados ocorreram em compósitos reforçados com fibras de polipropileno. Nos compósitos de solo barreiras + polipropileno, a tensão desviadora de ruptura aumentou aproximadamente 5 vezes em relação à do solo puro. Já nos compósitos de areia de rio + polipropileno o aumento foi superior a 2 vezes. O formato da curva tensão-deformação não apresentou modificação nos compósitos de areia para ambas as fibras. Para o caso do solo areno siltoso + fibra de polipropileno, a curva tensão-deformação passou a apresentar um leve endurecimento por deformação. Não houve mudança nos comportamentos de deformação volumétrica dos compósitos, marcado por pequena compressão seguida de expansão.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior pela concessão de bolsas de mestrado, ao PPEC/UFBA – Prog. de Pós Grad. em Eng. Civil e GEOAMB - Laboratório de Engenharia Ambiental pelo apoio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6458. Grãos de Pedregulho Retidos Na Peneira de Abertura 4,8 Mm - Determinação Da Massa Esp., da massa esp. Aparente e Da Absorção de Água. RJ.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. Solo: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182 - Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1990). NBR 12004. Solo: Determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1991). NBR 12051. Solo: Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos. Rio de Janeiro.

Casagrande, M. D. T. Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos à grandes deformações. Tese de doutorado, PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, p. 219, 2005.

Conceição. M. P. S; Pinto, C. M. T; Carvalho, M. F.; Machado, S. L. (2023). Fiber reinforcement effectiveness in two different sand specimens. Soils and Rocks, v. 46, p. e2023012422.

Conceição, M. P. d. S. Análise do comportamento tensão-deformação de um solo reforçado com fibra. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal da Bahia, Salvador., p. 93, 2021.

Consoli, N. C.; Casagrande, M. D.; Coop, M. R. Effect of Fiber Reinforcement on the Isotropic Compression Behavior of a Sand. J. Geotech. Geoenviron. Eng., v. 131, n. 11, p. 1434–1436, 2005.

Diambra, A., Ibraim E, Muir Wood D and Russell AR, (2010). Fibre reinforced sands: experiments and modelling. Geotextiles and Geomembranes, 28 (3), 238–250.

Falorca, I.M.C.F.G; Gomes, L. M. F.; Pinto, M. I. M. A full-scale trial embankment construction with soil reinforced with short randomly distributed polypropylene microfibres. Geosynthetics International, v. 18, n. 5, p. 280-288, 2011.

Ghavami, K.; Toledo, R. D.; Barbosa, N. P. (1999). Behaviour of composite soil reinforced with natural fibres. Cement and Concrete Composites, v. 21, n. 1, p. 39–48. ISSN 09589465.

Gray, D. H.; Ohashi, H. Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand. Journal of geotechnical engineering, v. 109, n. 3, p. 335–353, 1983.

Iozzi, M. A. et al. Estudo da influência de tratamentos químicos da fibra de sisal nas propriedades de compósitos com borracha nitrílica. Polimeros, v. 20, n. 1, p. 25–32, 2010.

Mcgown, A.; Andrawes, K. Z.; Al-hasani, M. M. Effect of inclusion properties on the behaviour of sand. Géotechnique, v. 28, p. 327–346, 1978.

Michalowski, R. L.; Čermák, J. Triaxial Compression of Sand Reinforced with Fibers. J. Geotech. Geoenviron. Eng., v. 129, n. 2, p. 125–136, fev. 2003

Pinto, C. M. T. Estudo do comportamento mecânico de uma areia aluvionar reforçada com fibras. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal da Bahia, Salvador., 2021.

Reis, A. F. d. S. M. Análise do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibra de coco. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal da Bahia, Salvador., p. 111, 2022.

Reis, A.F.S.M; Freitas, T. M; Carvalho, M.F; Machado, S. L. (2023). Long-term behaviour of coir-fibre-reinforced soils. Environmental Geotechnics, 1–14.

Silveira, M. V., and M. D. T. Casagrande. (2021). Effects of degradation of vegetal fibers on the mechanical behavior of reinforced sand. Geotech. Geol. Eng. 39 (5): 3875–3887.

Sivakumar Babu, G. L.; Vasudevan, A. K. Strength and stiffness response of coir fiber-reinforced tropical soil. Journal of materials in civil engineering, v. 20, n. 9, p. 571-577, 2008.

Subaida, E.; Chandrakaran, S.; Sankar, N. Laboratory performance of unpaved roads reinforced with woven coir geotextiles. Geotextiles and Geomembranes, v. 27, n. 3, p. 204–210, jun. 2009.

Wang, Y. et al. Behavior and Modeling of Fiber-Reinforced Clay under Triaxial Compression by Combining the Superposition Method with the Energy-Based Homogenization Technique. International Journal of Geomechanics, v. 18, 2018.

Zhao, Yingying et al. Mechanical properties of fiber-reinforced soil under triaxial compression and parameter determination based on the Duncan-Chang model. Applied Sciences, v.10, n.24, p.9043, 2020.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/580

Análise da capacidade de suporte de um solo reforçado com fibra de coco

Antonio Felipe de Souza Machado Reis
Doutorando PPEC - UFBa, Salvador, Brasil, felipe.m.reis2@gmail.com

Paulo Burger
Engenheiro Civil - UFBa, Salvador, Brasil, pauloburger22@gmail.com

Miriam de Fátima Carvalho
Professora, UFBa, Salvador, Brasil, miriam.machado@ufba.br

Sandro Lemos Machado
Professor, UFBa, Salvador, Brasil, smachado@ufba.br

RESUMO: O presente trabalho avalia por meio de ensaios de Índice de Suporte Califórnia (ISC) a influência da inserção de fibras de coco na capacidade de suporte de um solo areno siltoso. Análises do material fibroso apontaram que cerca 85% das fibras de coco tem comprimento entre 1 a 5 cm, 13% inferior a 1 cm, massa específica de 1,492 g/cm³. Um solo com cerca de 70% de areia e IP de 4%, classificado segundo SUCS como SM foi usado para confecção dos compósitos com teores de fibra de 0; 0,5; 1,0 e 1,5% em relação ao peso seco de solo. Todos os compósitos foram compactados no mesmo índice de vazios. Os resultados apontam aumento significativo da capacidade de suporte do material com o aumento de fibras. O solo não reforçado apresentou ISC de 33%, enquanto o material reforçado, nos teores de 0,5, 1,0 e 1,5% apresentaram ISC de 39, 56 e 55%, respecivamente. O teor de 1,0% foi o que apresentou melhores resultados considerando a trabalhabilidade da mistura e o incremento no ISC (ganho de cerca de 70% em relação ao solo puro). Nenhum dos compósitos estudados apresenou expansão.

PALAVRAS-CHAVE: Solo reforçado, Fibra de coco, Índice de Suporte Califórnia.

ABSTRACT: The present work evaluates, through California Bearing Ratio (CBR) tests, the influence of the insertion of coir fibers on the bearing capacity of a sandy soil. Analysis of the fiber showed that around 85% of coirt fibers are between 1 and 5 cm long, 13% less than 1 cm, with a specific mass of 1.492 g/cm³. A soil with around 70% sand and IP of 4%, classified according to SUCS as SM, was used to make the composites with fiber content of 0; 0.5; 1.0 and 1.5% in relation to the dry weight of soil. All composites were compacted to the same void ratio. The results indicate a significant increase in the material's CBR with the increase in fibers. The unreinforced soil presented a CBR of 33%, while the reinforced material, at levels of 0.5, 1.0 and 1.5%, presented a CBR of 39, 56 and 55%, respectively. The 1.0% content showed the best results considering the workability of the mixture and the increase in CBR (gain of around 70% in relation to pure soil). None of the composites studied showed expansion.

KEYWORDS: Reibfirced soil; Coir fiber; California Bearing Ratio.

1 INTRODUÇÃO

O solo é um material de formação natural, de composição variável, abundante e de baixo custo, na maioria dos casos. Na Engenharia Civil pode ser utilizado como fundação e também como elemento construtivo, como é o caso de pavimentos flexíveis, nas camadas de base e cobertura de aterros sanitários ou em barragens. Apesar de ser um material abundante no planeta e com uma gama de possibilidade de uso, um solo nem sempre atende às necessidades impostas para determinada aplicação, o que faz engenheiros geotécnicos buscarem alternativas eficientes, como técnicas de estabilização e reforço (geotêxteis,

geogrelhas, tiras e fibras). O uso de um reforço em uma matriz, como no caso de fibras no solo, resulta em um material compósito, que possui características de engenharia diferentes e superiores ao da matriz que lhe deu origem. Em linhas gerais, as fibras contribuem na resistência da mistura, pois promovem aumento na tenacidade, fazendo com que o compósito apresente ganho de resistência à tração e ruptura mais dúctil, bem como aumento da resistência ao cisalhamento, capacidade de suporte e redução de propagação de fissuras. Observa-se aumento de até 50% na capacidade de suporte de solos reforçado com fibras, nas pesquisas de Nataraj e McManis (1997); Kar, Pradhan e Naik (2014); Ayininuola e Oladotun (2016); Butt, Mir e Jha (2016); Peter et al. (2016)

O reforço (fibra) comporta-se como um elemento passivo, ou seja, necessita que a matriz (solo) sofra um certo nível de deformação para que o solo possa transmitir o carregamento até a fibra, fazendo com que tanto a matriz quanto o reforço contribuam simultaneamente na resistência do compósito. A aderência entre matriz e reforço é extremamente importante no comportamento mecânico de um compósito. A interface fibra/matriz é o local onde ocorre contato entre os componentes do compósito, é a região interfacial quem rege a transferência de tensões entre matriz e fibra. Além das propriedades individuais de matriz e reforço, a interface deve ser adequada para que se obtenha o melhor comportamento possível.

Na segunda metade do século passado houve significativo avanço em pesquisas envolvendo solos reforçados com fibras sintéticas, como poliéster, polietileno e polipropileno, por conta do custo acessível e possibilidade de fornecimento em grande escala, além da regularidade das propriedades, visto que tratam-se de produtos de origem industrial. Contudo, devido às questões ambientais voltadas à preservação do ambiente e a valorização de resíduos, pesquisas com fibras vegetais surgiram nas ultimas duas décadas, como Aguilar (2015), Anggraini et al (2016), Oliveira Júnior (2018), entre outros.

A Tabela 1 apresenta características físicas e propriedades de algumas fibras. Pode-se observar que as fibras poliméricas e as vegetais apresentam baixo módulo de elasticidade, grande deformação e tenacidade em comparação com as de vidro e aço. Além disso, as fibras poliméricas apresentam maior sensibilidade à luz solar, reduzida aderência à matriz de solo e maior resistência ao ataque químico e a álcalis que as vegetais, que são muito atacadas pelo processo de degradação e variação de umidade. No caso das fibras vegetais, suas propriedades variam em função da quantidade de lignina e celulose que possuem. Fibras naturais como sisal, curauá, açaí, juta e coco têm sido utilizadas nos últimos anos pela sua grande disponibilidade e boa resistência à tração. Como desvantagem, as fibras naturais sofrem degradação ao longo do tempo, algo inerente ao material, por isso, fibras com maior durabilidade ao longo do tempo, como as fibras de coco, ganham destaque. Devido ao seu alto teor de lignina, em torno de 40%, as fibras de coco possuem maior durabilidade. Pesquisas indicam que fibras de coco possuem vida útil em campo entre 2 e 10 anos, o que encoraja sua aplicação em obras geotécnicas, especialmente em obras temporáriras (BABU e VASUDEVAN, 2008; HEJAZI et al, 2012).

Tabela 1: Características físicas de algumas fibras, Bledzki e Gassan (1999).

Fibra	Diâmetro (μm)	Massa específica (g/cm³)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência à tração (GPa)	Deformação na ruptura (%)
Aço	5-500	7,84	190-210	0,5-2	0,5-3,5
Vidro	9-15	2,6	70-80	2-4	2-3,5
Polipropileno	20-200	0,9	1-7,7	0,5-0,75	8
Polietileno	-	0,95	0,3	0,7	10
Coco	100-300	1,25	4-6	0,175	23,9-51,4
Sisal	100-300	1,5	9,4-22	0,51-0,63	2-2,5
Juta	26,5	1,3	10-30	0,4-0,8	1,5-1,8

Dado o potencial uso das fibras de coco e sua grande disponibilidade no território brasileiro, este trabalho pretende avaliar a influência do uso de fibras de coco na capacidade de suporte de compósitos solo/fibra submetidos à ensaios de Índice de Suporte Califórnia.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O estudo foi desenvolvido com um solo derivado da Formação Barreiras, recorrente na cidade de Salvador e Região Metropolitana, conhecido regionalmente como Solo Barreiras; e fibras de coco, utilizadas como reforço no material compósito, apresentados na Figura 1.

O solo empregado foi subdividido em quatro amostras, todas elas submetidas aos ensaios de caracterização geotécnica, seguindo as normas vigentes: Solo - Análise granulométrica - Método de ensaio (NBR 7181/2016), Figura 2 (a) e (b); Grãos que passam na peneira 4,8mm - Determinação da Massa específica - Método de ensaio (NBR 6508/2017); Solo - Determinação do Limite de liquidez - Método de Ensaio (NBR 6459/2016), Figura 2 (c); Solo - Determinação do Limite de plasticidade - Método de Ensaio (NBR 7180/2016). Esses ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia Ambiental (GEOAMB) da Universidade Federal da Bahia (UFBA). Além disso, foram realizados ensaios de compactação, na Energia do Proctor Normal, seguindo as diretrizes da NBR 7182/2016.

A fibra de coco foi fornecida pela Saturno Fibras, empresa localizada no litoral norte da Bahia, cerca de 150 km de Salvador. Este material é comercializado de três formas diferentes: fibras longas, fibroso e granulado. Nesta pesquisa, foi utilizado o material fibroso, que não possui comprimentos pré definidos. O material fibroso foi submetido a secagem ao ar para evitar deterioração e amostras de cerca de 10 g, selecionadas aleatoriamente foram submetidas a avaliação do percentual de ocorrência nos tamanhos correspondentes a pó e fibras curtas (L < 1 cm); fibras médias (entre 1 e 5 cm) e fibras longas (maiores que 5 cm), realizando a medida manualmente com paquímetro.

Também foram realizados ensaios de massa específica das fibras utilizando um picnômetro de Gás Hélio (AccuPyc II 1340, Micrometrics, Estados Unidos), que mede a densidade ou volume do material através da técnica do deslocamento de gás inerte. O aparelho realiza dez medições e entrega a média dos resultados obtidos. Para realização desse ensaio três amostras de 10 g de fibra seca a 70°C por 24 horas foram analisadas.

Figura 1. Solo Barreiras e Fibra de coco. Autores (2024).

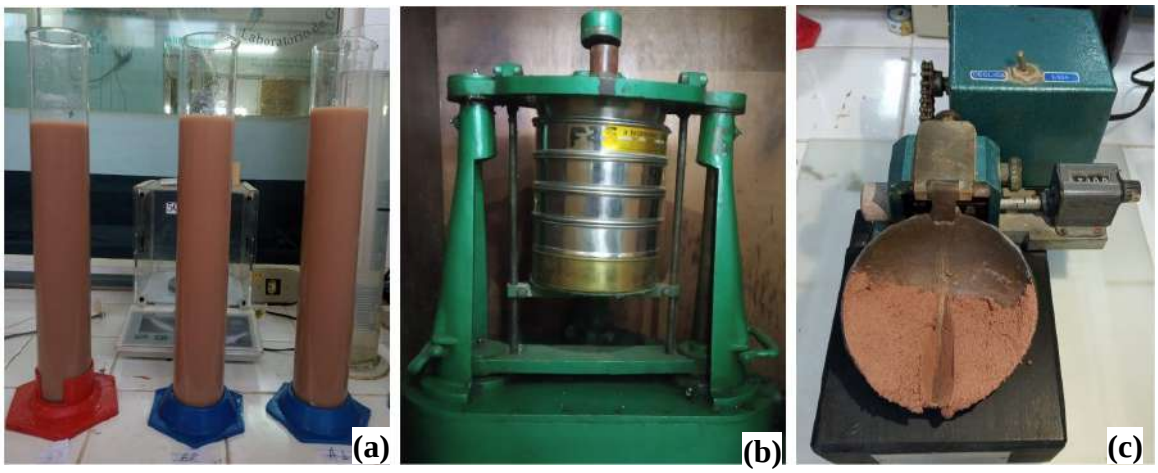


Figura 2. Ensaios de caracterização geotécnica. (a) Sedimentação. (b) Peneiramento. (c) Limite de liquidez. Autores (2024).

Os ensaios de ISC foram realizados seguindo as diretrizes da ABNT NBR 9895 (2016), usando corpos de prova moldados na massa específica seca máxima e na umidade ótima obtida para o solo na EPN e, em duas amostras. Todos os corpos de prova usados para obtenção da curva de compactação foram empregados na determinação do ISC, possibilitando analisar de que forma as condições de compactação influi na capacidade de suporte do solo.

2.1 Preparação das amostras reforçadas com fibras de coco

Os compósitos foram compactados no mesmo índice de vazios obtido para o ponto de umidade ótima e massa específica seca máxima determinado no ensaio de compactação na energia normal (EPN) do solo sem reforço. Foram realizados cinco ensaios para cada teor, visando conferir a repetibilidade das amostras. A fibra foi considerada como parte dos sólidos e a Equação 1 foi usada para obtenção do peso específico dos grãos dos compósitos.

Na presente pesquisa foram utilizados os seguintes teores: 0% (solo puro), 0,5%, 1,0% e 1,5%. Os percentuais adotados foram definidos com base na literatura existente, como Aguilar (2015), Oliveira Júnior (2018), Menezes et al (2019). Mantendo-se o índice de vazios constante (0,383) e com os respectivos valores de massa específica dos sólidos para os diferentes compósitos, foi possível determinar a massa específica seca corresponde para cada teor de fibra.

$$\gamma_{sc} = \frac{\left(1+\%_f\right).\gamma_s.\gamma_{sf}}{\gamma_{sf}+\left(\gamma_{sf}.\%_f\right)} \quad (1)$$

onde: γ_{sc}: peso específico dos sólidos do compósito (kN/m³); γ_s: peso específico dos grãos do solo (kN/m³); γ_{sf} : peso específico da fibra (kN/m³); $\%_f$: teor de fibras (%).

Para preparação das misturas, o solo foi molhado em sua umidade ótima, obtida no ensaio de compactação e ensacado por 24h. As fibras foram colocadas em estufa a 70 °C por 24 h, para garantir que a massa utilizada esteja livre de água e, portanto, toda a massa incorporada seja apenas referente aos grãos. Após a conferência de umidade do solo e secagem das fibras, os materiais foram pesados e separados em três partes, onde cada uma correspondia a uma camada do processo de compactação. A porção de solo e fibra de cada camada foi homogeneizada em uma bandeja, individualmente, antes da compactação, para garantir que todas as camadas tivessem a mesma quantidade de fibra, possibilitando a obtenção de amostras homogêneas.

Foi utilizado um compactador (tarugo de aço de 10 cm de diâmetro e 7 cm de altura, rosqueado em uma haste metálica), com compactação manual, sem o auxílio do dispositivo de aplicação dos golpes. Os Corpos de Prova foram moldados em 3 camadas, controlando a massa compactada até atingir a altura necessária para obter o índice de vazios desejado. A quantidade de camadas baseou-se na altura útil do cilindro, de forma que cada uma possuísse altura similar as usadas nos corpos de prova moldados para os ensaios triaxiais da pesquisa desenvolvida por Reis (2022). Após a moldagem as amostras foram imersas em água por 96 h e seguida de ruptura.

Em relação à trabalhabilidade das amostras, os teores de 0,5 e 1,0% mostraram facilidade para mistura e as fibras se distribuíram de forma mais homogênea apresentando melhor trabalhabilidade. O teor de 1,5% mostrou maior dificuldade durante o processo de homogeneização, dado o grande volume de fibras e certa aglomeração em alguns pontos do compósito, contudo, a distribuição permaneceu aleatória e aparentemente, sem planos preferenciais de acomodação. Como a metodologia empregada neste trabalho consiste na manutenção do índice de vazios constante, a energia empregada para obtenção do grau de compactação desejado variou em cada compósito. Observou-se necessidade de um número maior de golpes nas camadas com o aumento do teor de fibras, o que pode ser explicado pela capacidade de absorção de energia pelo reforço.

3 RESULTADOS E ANÁLISES

Em relação às fibras, sua maior parte (cerca de 85%) tem comprimento entre 1 e 5 cm, aproximadamente 13% com comprimentos inferiores a 1 cm e apenas 1% com comprimento superior a 5 cm. Esses resultados foram similares aos obtidos por Oliveira Júnior (2018), que também utilizou um material fibroso de coco e constatou que cerca de 80% das suas fibras possuíam comprimento entre 1 e 5 cm. A

massa específica obtida para a fibra foi de 1,492 g/cm³, sendo levemente superior as apontadas na literatura (variando de 1,20 e 1,30 g/cm³), (Bledzki e Gassan, 1999; Motta e Agopyan, 2007; Oliveira Júnior, 2018) e de acordo com a reportada por Anggraini et al. (2016). Esta variabilidade ocorre devido a fatores como idade da planta e da fibra, condições do local de cultivo da planta e forma de extração das fibras.

A Figura 3 apresenta resultados médios das quatro amostras do solo utilizadas para caracterização geotécnica. O solo Barreiras tem aproximadamente 70% de areia em sua composição, sendo classificado pela pela NBR 6502 como areia argilosa com pouco silte, pela USCS como SM e pela HRB como A-2-4. A massa específica dos grãos foi de 2,676 g/cm³. O material é considerado pouco plástico (IP<7), possuindo umidade ótima de 11,05% e massa específica seca máxima de 1,936 g/cm³ na Energia do Proctor Normal (EPN).

A Figura 4 apresenta os resultados dos I.S.C. realizados para todos pontos da curva de compactação, para duas amostras. A capacidade de suporte média obtida para o solo puro é de 33% na condição de umidade ótima e nenhuma expansão foi medida. Como esperado, à medida que os teores de umidade se afastam da umidade ótima o valor de I.S.C. decresce, principalmente nos pontos do ramo úmido da curva, chegando a um I.S.C. de 3%.

A Tabela 2 apresenta os valores obtidos nos ensaios de Índice de Suporte Califórnia do solo puro e reforçado. Nenhuma das amostras analisadas apresentou expansão. A amostra reforçada com 0,5% apresentou pequeno aumento no valor de I.S.C., saindo de um valor médio de 33% para média de 39%, cerca de 18% de ganho. As amostras reforçadas com teor de 1,0% apresentaram I.S.C. médio de aproximadamente 56%, indicando um ganho de pouco mais 70% em relação ao solo não reforçado. Já as amostras reforçadas com o teor de 1,5% apresentaram I.S.C. médio de aproximadamente 55%, um ganho médio de quase 70%.

Parâmetros do solo		Valor Médio	Desvio Padrão
Composição (%)	Areia Grossa	6	0,577
	Areia Média	34	1,155
	Areia Fina	30	0,957
	Silte	8	0,577
	Argila	23	0,577
ρs (g/cm³)		2,676	0,016
Limite de Liquidez (%)		21	0,957
Limite de plasticidade (%)		17	0,500
Índice de plasticidade (%)		4	1,291
Atividade de Skempton		0,16	0,056
ρdmáx (g/cm³)		1,936	0,015
W ótima (%)		11,05	0,087

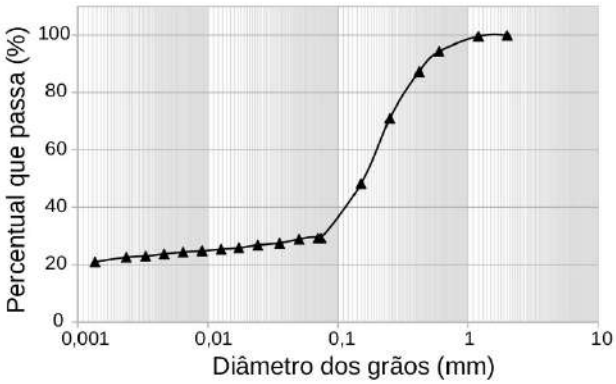


Figura 3. Caracterização geotécnica e curva granulométrica do solo estudado, Autores (2024).

Apesar do grande ganho de I.S.C. com a adição de fibras, especialmente nos teores de 1,0 e 1,5%, o valor atingido ainda não é suficiente para o uso do compósito em bases de pavimento, pois para essa aplicação o material deve possuir I.S.C. de pelo menos 80%. Por outro lado, mesmo o solo não reforçado apresenta propriedade adequada para sua aplicação como sub-base de pavimentos (I.S.C. > 20%).

A Figura 5 apresenta, para efeito de ilustração, os valores médios de I.S.C. dos compósitos em função do teor de fibras. A melhoria de uma propriedade de um solo reforçado com fibras acontece com o aumento do teor até um limite e varia conforme as propriedades da matriz e do reforço, como observado por Ayininuola e Oladotun (2016) e Butt, Mir e Jha (2016). Esses autores, assim como no presente trabalho, observaram aumento do I.S.C. do solo até um teor próximo de 1,0%. Acima disso, não há aumento significativo.

Os valores obtidos no ensaio de I.S.C. no presente trabalho, nos teores de 1,0 e 1,5% assemelham-se aos reportados por Ayininuola e Oladotun (2016). Esses autores, estudando um solo areno-argiloso reforçado com fibras de coco (I.S.C. natural de 32%), obtiveram I.S.C. de 55% nos teores de 1,0 e 1,5%. Por outro lado, para o teor de 0,5% foi observado pelos pesquisadores um I.S.C. em torno de 47%, acima do observado no presente trabalho para o mesmo teor (I.S.C. de 39%).

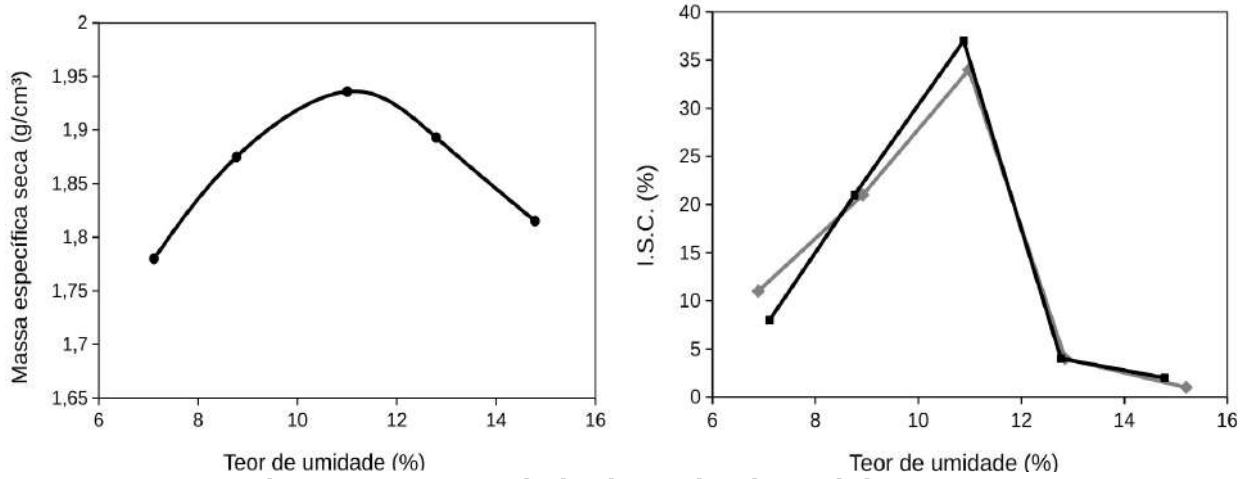


Figura 4. Curva de compactação e resultados de ISC do solo estudado, Autores (2024).

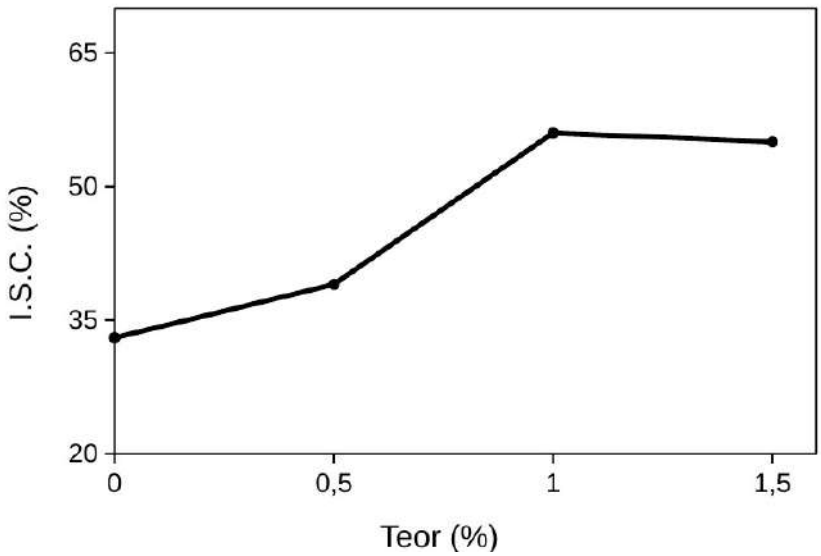


Figura 5. ISC dos compósitos em função do teor de fibras, Autores (2024).

Tabela 2: Valores do I.S.C. do solo e material compósito, Autores (2024).

Corpo de prova	Teor (%)			
	0	0,5	1,0	1,5
	I.S.C.			
A	37	33	58	58
B	34	38	57	56
C	29	40	57	50
D	36	43	54	54
E	31	39	52	54
Média	33	39	56	55
Desvio	3,36	3,65	2,51	2,97
Variância	9,04	10,64	5,04	7,04

3.1. Tratamento estatístico

No presente trabalho foi utilizado o teste t de Student para investigar se há uma diferença significativa entre as amostras reforçadas nos teores de 1,0 e 1,5%. O teste t de Student pode ser utilizado para comparar as médias de dados de dois grupos, e esses dados precisam ser do tipo intervalar com amostras aleatórias, podendo ser aplicado em amostras dependentes ou independentes. Para o método, utiliza-se a variância dos dois grupos como medida de dispersão, além de suas médias. Observa-se da Tabela 2 as médias e as variâncias dos dois grupos. Com a média e variância dos grupos, pode ser calcularr a variância combinada. Com isso, determinou-se o valor de t_{obs}. A Tabela 3 apresenta um resumo dos dados estatísticos encontrados para os grupos.

Adotando um nível de significância de 5%, o valor do t_{cri} é 2,306. Existem duas possibilidades de conclusão para o teste t de Student. A primeira delas é para valores de t_{obs} se encontra no intervalo entre ($-t_{cri}$, $+t_{cri}$). Nesse caso, a conclusão é que não há diferença estatisticamente significativa entre o valor encontrado para os dois grupos. Por outro lado, quando o valor de t_{obs} se encontra fora deste intervalo, a conclusão é de que há uma diferença estatisticamente significativa entre os dois grupos. No caso deste trabalho, em que são analisados os grupos com teores de 1,0% e 1,5%, pode-se concluir pelo teste t que: O valor do ISC para os compósitos estudados com teores de 1,0% e 1,5% de fibra de coco apresentam valores estatisticamente semelhantes para um nível de significância de 5%, pois o valor t_{obs} para o grupo foi de 0,276, o qual se encontra dentro do intervalo entre $-t_{cri}$ e $+t_{cri}$.

Tabela 3: Dados estatísticos utilizados, Autores (2024).

Variância combinada	4,34
t_{obs}	0,276
Graus de liberdade	8
t_{cri}(5%)	2,306

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos nos ensaios com o solo, fibra e material compósito permitiram que se chegasse a algumas conclusões sobre as propriedades dos materiais estudados. A fibra analisada possui massa específica de 1,492 g/cm³ e a maior parte do material fibroso possui comprimento entre 1 e 5 cm. O solo residual utilizado é composto essencialmente por areia e silte, é pouco plástico e possui valores de umidade ótima e massa específica seca máxima, na Energia Normal, de 11,05% e 1,936 g/cm³, respectivamente, com um I.S.C. médio de 33%, sem nenhuma expansão. Verificou-se ainda, conforme esperado, redução do valor de I.S.C. do solo à medida que a umidade de compactação se distanciava do teor ótimo, reduzindo o I.S.C. até 3%.

Em relação à trabalhabilidade das amostras, o solo reforçado nos teores de 0,5 e 1,0% apresentou boa trabalhabilidade, com a fibra se distribuindo de forma satisfatória. No caso do teor de 1,5% houve dificuldade de homogenização e as fibras se aglomeraram em alguns pontos. Em relação à moldagem, devido ao método empregado (índice de vazios constante), constatou-se que quanto maior o teor de fibras, maior a energia necessária para atingir o índice de vazios, visto que as fibras absorvem parte da energia.

Através dos ensaios de Índice de Suporte Califórnia constatou-se que a inclusão de fibras no teor de 0,5% proporcionou pequeno ganho em relação a amostra não reforçada (cerca de 16%). Para os teores de 1,0 e 1,5% houve ganho muito significativo, elevando essa propriedade para 56 e 55% respectivamente. Apesar do expressivo aumento, esses valores não atendem às exigências para aplicação como base de pavimentos (ISC >80%).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES pelas bolsas de pesquisa concedidas e a Saturno Fibras pelas fibras cedidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguilar, J.R.T. *Análise do comportamento mecânico de um solo arenoso reforçado com fibras de coco.* Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Informática da PUC-Rio, 114 p, 2015.

Anggraini, V.; Asadi, A.; Huat, B.J.K,; Nahazanan, A. Effects of coir fibres modified with $Ca(OH_2)$ and $Mg(OH_2)$ nanoparticles on machanical properties of lime-treted marine clay. *Geosynthetics International*, v 23, p. 206-218, 2016.

Associação brasileira de normas técnicas (2016).NBR 7181. Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro.

Associação brasileira de normas técnicas (2016). NBR 7180. Solo - Determinação do limite de plasticidade.

Associação brasileira de normas técnicas (2017) NBR 6508. Solo - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro.

Associação brasileira de normas técnicas (2016) NBR 6459. Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro.

Associação brasileira de normas técnicas (2016) NBR 7182. Solo - Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro.

Associação brasileira de normas técnicas (2016) NBR 9895. Solo – Índice de Suporte Califórnia (ISC – Método de ensaio). Rio de Janeiro.

Associação brasileira de normas técnicas (1995) NBR 6502. Solos e Rochas. Rio de Janeiro.

Ayininuola, G. M.; Oladotun, P. O. Geotechnical Properties of Coconut Coir Fiber Soil Mixture. *Journal of Civil Engineering Research*, v. 6, n. 4, p. 79–85, 2016.

Babu, G.L.S.; Vasudevan, A.K. Strenght and stiffness response of coir fiber soil mixture. *Journal of Materials in Civil Engineering* v 23, p. 571-577, 2008.

Bledzki, A.; Gassan, J. Composites reinforced with cellulose. *Progress in Polymer Science*, v. 24, p. 221–274, 1999.

Butt, W. A.; Mir, B. A.; Jha, J. N. Strength Behavior of Clayey Soil Reinforced with Human Hair as a Natural Fibre. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 34, n. 1, p. 411–417, 2016.

Hejazi, S.M.; Sheikhzadeh, M.; Abtahi, S.M.; Zadhoush. A. A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers. *Construction and Building Materials*, Elsevier Ltd, v30, p 110-116, 2012.

Kar, R.K.; Pradhan. P.K.; Naik, A. Effect of randomly distributed coir fiber on strength characteristics of cohesive soil. *The Eletronic Journal of Geotechnical Engineering* v19, p 1567-1583, 2014.

Motta, L.C.M.; Agopyan, V. *Caracterização de fibras curtas empregadas na construção civil.* Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia de Construção Civil. 23 p. 2007.

Menezes, L.C.P.; Sousa, D.B.; Fucale, S.; Ferreira, S.R.M.. Analysis of the physical-mechanical behavior of clayey sand soil improved with coir fiber. *Soils and Rocks.* v42, p 31-42, 2019.

Nataraj, M.; McManis, K. Stength and deformation properties of soils reinforced with fibrillated fibers. *Geosynthetics International*, v. 4, n. November, p. 65–79, 1997.

Oliveira Júnior, A.I. *Influência de ciclos de secagem-molhagem no comportamento hidráulico-mecânico de misturas compactadas de solo argiloso com fibras de coco verde.* Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, 112 p, 2018.

Reis, A.F.S.M. *Análise do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibra de coco.* Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal da Bahia, 128 p, 2022.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/581

Análise da Influência do Tamanho das Fibras de Cana-de-açucar na Curva de Compactação de Solos Modificados

Thais Moura de Souza
Graduanda Engenharia Civil, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, thais.mour@uol.com.br

Ana Carolina Moraes Rangel
Mestranda Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, anacarolinamrangel@gmail.com

Adinele Gomes Guimarães
Professora do Magistério Superior, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, adinele@unifei.edu.br

RESUMO: Em algumas situações a modificação do solo com adição de fibras se torna a opção mais apropriada. Considerando ainda o grande volume de resíduos gerados pela produção de cana-de-açúcar no Brasil e a importância do emprego de solos compactados na engenharia, motivou-se a investigação da influência do tamanho de fibras de cana-de-açúcar nos solos. Este trabalho avaliou o comportamento da curva de compactação de dois solos argilosos, um vermelho e outro amarelo, com o acréscimo de três comprimentos de fibra (menor que 0,0425 cm; 0,5 cm e 1,0 cm), no ensaio de Proctor Normal, sem reuso das amostras, com concentração de 1,5% de fibra. Observou-se que a adição de fibra, em todos os tamanhos, diminuiu a densidade seca máxima das amostras e para as fibras de 0,5 cm e 1,0 cm ocorreu um deslocamento da umidade ótima. O uso da fibra de cama para obras com solo compactado mostrou-se vantajosa por diminuir em todos os casos a densidade seca máxima, diminuindo a quantidade de material para a execução de aterros, por exemplo. Recomenda-se principalmente o uso da fibra menor que 0,0425 cm em função se sua maior facilidade de produção e maior aproveitamento do resíduo da cana-de açúcar.

PALAVRAS-CHAVE: fibras naturais, solos compactados, reaproveitamento de resíduos, solos com fibras.

ABSTRACT: In some situations, soil modification with the addition of fibers becomes the most appropriate option. Considering the large volume of waste generated by sugarcane production in Brazil and the importance of using compacted soils in engineering, the investigation of the influence of the size of sugarcane fibers on soils was motivated. This work evaluated the behavior of the compaction curve of two clayey soils, one red and the other yellow, with the addition of three fiber lengths (less than 0.0425 cm; 0.5 cm and 1.0 cm), in the Proctor Normal, without reuse of samples, with 1.5% fiber concentration. It was observed that the addition of fiber, in all sizes, reduced the maximum dry density of the samples and for the 0.5 cm and 1.0 cm fibers there was a displacement of the optimum humidity. The use of fiber litter for works with compacted soil proved to be advantageous as it reduced the maximum dry density in all cases, reducing the amount of material for carrying out landfills, for example. It is mainly recommended to use fiber smaller than 0.0425 cm due to its greater ease of production and greater use of sugar cane residue.

KEYWORDS: natural fibers, compacted soils, reuse of waste, soils with fibers.

1 INTRODUÇÃO

O solo é um elemento fundamental nos processos de planejamento de projetos na Engenharia Civil, sendo usado como material para as construções ou servindo de base para transferências dos esforços das obras. Várias de suas propriedades devem ser analisadas na fase de dimensionamento dos empreendimentos e dentre essas características estão granulometria, permeabilidade, compressibilidade, entre outras.

Posto isso, verifica-se a necessidade, em alguns casos, de alterar alguns desses atributos através da realização de determinados procedimentos no solo. Um processo comum dentro da engenharia é a compactação, capaz de alterar, por exemplo, a permeabilidade e a compressibilidade desse material, sendo essa metodologia essencial para obras tais como barragens, aterros, estradas e contenções.

No entanto, alguns terrenos em suas condições naturais tornam os projetos inviáveis tecnicamente ou financeiramente, sendo necessário realizar modificações em sua composição. Existem inúmeros métodos de

modificação dos solos na literatura, como, por exemplo, mistura de outro tipo de solo, adição de compostos químicos ou adição de fibras.

Porém, no ramo de estudos do acréscimo de fibras ao solo, existe uma carência de trabalhos em relação a fibras naturais, sendo a maioria dos estudos encontrados sobre fibras sintéticas.

Paralelamente a essa insuficiência de informações sobre fibras naturais, considerou-se o grande volume de resíduos gerados pela produção de cana-de-açúcar, sendo o Brasil o maior produtor mundial desse produto, de acordo com a Organização das Nações Unidas para Alimentação e Agricultura. Também a importância da compactação na engenharia civil como motivação para o estudo da influência de fibras de cana-de-açúcar na compactação do solo.

Esse trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento das curvas de compactação de dois solos argilosos, um vermelho e outro amarelo, com acréscimos de diferentes tamanhos de fibras de cana-de-açúcar (menor que 0,0425cm; 0,5 cm e 1,0 cm).

Para essa análise, primeiramente realizou-se uma revisão bibliográfica sobre o assunto, em seguida, realizou-se a parte experimental, em que se confeccionou as fibras e fez-se a coleta dos solos. Na etapa de pesquisa experimental determinou-se a curva granulométrica de ambos os solos sem adição de fibras, em seguida elaborou-se a curva de compactação de cada solo com o acréscimo de fibras de cana-de-açúcar e, por fim, definiu-se o peso específico das partículas dos solos e das fibras

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Solos Compactados

Define-se compactação de um solo qualquer redução, em um espaço relativamente curto de tempo, do índice de vazios, por processos mecânicos (MASSAD, 2003). Esse processo consiste na expulsão de ar dos vazios presentes na estrutura do solo, o que a diferencia do processo de adensamento, definido como a expulsão lenta da água desses vazios. A compactação tem como objetivo aumentar o contato entre os grãos e tornar o maciço de terra mais homogêneo (PINTO, 2006), resultando em um solo com melhores propriedades físicas para as aplicações da engenharia.

Então em 1933, Proctor aprimorou a técnica empírica criando um ensaio padronizado em que se é possível traçar uma curva de compactação, relacionando o peso específico seco com a variação do teor de umidade (MASSAD, 2003). Esse ensaio é ainda muito utilizado no ramo da engenharia e é regularizado no Brasil pela ABNT NBR 7182:1996 (Ensaio de Compactação).

O objetivo deste ensaio é determinar a umidade ótima de compactação, a qual resulta em um peso específico seco máximo para uma determinada energia, sendo este o ponto máximo da curva de compactação. Os parâmetros determinados no ensaio são utilizados para o controle da compactação no campo.

O formato da curva de compactação é explicado pelo fato de que até certa concentração a água serve como lubrificante, diminuindo o atrito entre os grãos e facilitando a acomodação das partículas de solo. Após o ponto de umidade ótima o excesso de água acaba por afastar as partículas, pois os vazios preenchidos com ar ficam envoltos por água dificultando sua saída, portanto, diminuindo o peso especifico seco da amostra (PROCTOR,1933).

Como os resultados são experimentais e variam de amostra para amostra, podem ocorrer alguns erros durante o processo experimental. Conforme Massad (2016), as principais fontes de erros no ensaio de compactação são: mistura ou homogeneização incompleta; destorroamento incompleto; distribuição não uniforme da energia de compactação; teor de umidade não representativo da amostra toda; número insuficiente de pontos para definir o ponto ótimo e reuso do solo durante o ensaio.

De acordo com Pinto (2006), o ensaio em que se utilizam novas amostras a cada ponto apresenta um resultado mais fiel, principalmente nos casos em que as partículas são quebradiças, influenciando no resultado. E, apesar das opiniões dadas por autores especialistas na área de geotecnia, de que um dos fatos que podem influenciar na presença de erros ser o reuso de solo para mais de um ponto, a norma permite que o ensaio de compactação seja realizado com aproveitamento ou não do solo. Assim ao se realizar esse tipo de ensaio é necessária uma análise criteriosa sobre qual aplicação mais adequada.

2.2 Solos Modificados

Segundo Mogrovejo (2013), os engenheiros têm algumas alternativas quando se deparam com um solo sem as características necessárias para a construção, são elas: aceitar as condições do local e desenvolver um projeto a partir das restrições ocasionadas pela qualidade do material; substituir o solo presente por outro com

características mais favoráveis; ou modificar as propriedades do solo de forma que este material apresente características favoráveis à obra.

Em muitas situações, por conta da limitação de matéria-prima da região, requisitos do projeto e fatores econômicos, modificar o solo se torna a opção mais apropriada. Com essa finalidade existem alguns procedimentos, como, por exemplo, a utilização de aditivos químicos ou o acréscimo de fibras.

No caso de misturas com compostos químicos, pode-se citar a utilização da cal hidratada e do cimento Portland. O primeiro confere ao solo maior trabalhabilidade, bem como ganho de resistência; já o segundo, além da ampliação das características promovidas pela cal, reduz a plasticidade e a variação volumétrica do material (SILVA,2016).

De acordo com Trindade, Iasbik, Lima, Silva e Barbosa (2004), o atual uso das fibras na geotecnia está relacionado à técnica de reforço com fitas e mantas, bem como a reparação granulométrica com a combinação de dois ou mais tipos de solos.

Conforme Feuerharmel (2000), as alterações nas propriedades dos solos com a adição de fibras já relatadas na bibliografia são referentes à compactação, resistência à compressão e tração, deformabilidade, variação volumétrica, modo de ruptura e condutividade hidráulica.

No estudo de Bolaños (2013), sobre a utilização de fibras de coco verde cortadas para alteração de solos argilosos constatou-se que esse material aumenta a resistência mecânica do solo e coesão em relação ao solo puro, tornando-o uma alternativa sustentável para o processo de reforço de solos argilosos.

Também apresentando melhorias nas propriedades mecânicas de amostras de solos com adição fibras, cita-se a pesquisa de Festugato (2008), sobre o comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno com diferentes comprimentos.

No entanto, existem inúmeros tipos de fibras no mercado, bem como em fase experimental, variando entre si em tamanho, forma e material. De acordo com a literatura sobre o assunto, não existe um comportamento padrão para a mistura desse material no solo. Os resultados desse tipo de modificação variam de acordo com a interação entre o solo e a fibra, assim, dependendo das características de ambos os elementos. Sendo assim, cabe ao engenheiro uma análise na literatura sobre qual material deverá ser usado de acordo com o solo e o resultado esperado para determinado projeto.

2.3 Características da Fibra de Cana-de-açúcar

Como já explanado nesse texto, existem inúmeros tipos de fibras utilizadas para o reforço dos solos. Essas podem ser classificadas de diferentes maneiras, dependendo do autor. Para Feuerharmel (2000), as fibras são rotuladas em naturais, poliméricas, minerais ou metálicas. Já para Silva (2007), as fibras são classificadas em orgânicas ou inorgânicas, tendo como subcategorias naturais ou artificiais.

O foco de estudo desse trabalho é a fibra de cana-de-açúcar, sendo essa uma fibra natural e orgânica de origem vegetal.

Já existe uma ampla literatura sobre o reuso da cana-de-açúcar na construção civil, em relação à utilização das cinzas do bagaço na substituição da areia para a produção de concreto ou tijolos. O mesmo não ocorre em relação a sua fibra em solos modificados. Esse assinto é amplamente discutido em relação a fibras poliméricas em detrimento à fibras naturais.

Ao se analisar referências sobre fibras naturais, pode-se enumerar algumas vantagens, como abundância de matéria-prima, baixo custo e não apresentar risco à saúde (SILVA,2007).

Já como desvantagem, alguns autores apresentam o fato desse material se decompor ao longo do tempo. Porém, esse fato pode ser contestado ao se analisar os resultados obtidos no estudo de Rangel (2018). Nessa pesquisa, verificou-se um ganho de resistência à compressão não confinada as amostras de solos com a adição de fibra de cana-de-açúcar, seis meses após a compactação. A resistência final dessas amostras foi maior que a resistência das amostras de solo puro, demonstrando a eficiência desse material para o reforço.

3 METODOLOGIA

3.1 Amostragem dos Solos

Para a elaboração do estudo, foram utilizadas amostras deformadas de dois tipos de solo, um de coloração vermelha e outro amarela. Os dois materiais foram extraídos na cidade de Delfim Moreira, região sul do estado de Minas Gerais, em julho de 2016. O solo vermelho foi coletado no ponto com coordenadas 23K 04684475m S e 7511706m E, a uma profundidade de 0,90m a 1,80m (Figura 1), e o amarelo no ponto

23K 0467057m S e 7511674m E, a uma profundidade de 0,70m a 1,70m (Figura 2), referentes ao Datum SAD69.

Figura 1: Local de coleta do solo vermelho
Fonte: RANGEL, 2018.p.29

Figura 2: Local de coleta do solo amarelo
Fonte: RANGEL, 2018.p.29

Após sua coleta os materiais foram levados ao Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de Itajubá (Campus Itajubá), onde foram homogeneizados e armazenados em sacos plásticos até serem utilizados nos ensaios.

3.2 Preparação da Fibra de Cana-de-açúcar

O material utilizado nesse estudo para a produção das fibras foi obtido no Mercado Municipal de Itajubá-MG, onde o bagaço da cana-de-açúcar iria ser descartado após sua prensagem no engenho. Em seguida, o bagaço foi transportado para laboratório de recepção de amostras para sua higienização com água corrente, e posterior deposição em estufa de Secagem e Esterilização (SOLAB modelo SL100), à 75°C por cinco dias. Na sequência, extraiu-se as cascas desse material, passando o remanescente pelo Moinho de Facas (LOGEN Scientific modelo LSW 5000).

O resultado desse procedimento era composto por fibras de diversos tamanhos. Assim, com o objetivo de padronizar os comprimentos das fibras, as mesmas passavam por um processo de peneiramento.

Para as fibras de menor dimensão utilizou-se o agitador de peneiras, utilizando apenas o material passante na peneira de 425µm. Já para as fibras de 0,5cm e 1,0cm conduziu-se um processo de peneiramento e separação manual, tendo uma tolerância de 0,2cm para mais ou menos nos comprimentos. A Figura 3 ilustra as amostras dos três tamanhos de fibras. As fibras eram armazenas em sacos plásticos até o momento dos ensaios.

Figura 3: Amostras da fibra- da esquerda para direita -menor que 0,0425 cm; 0,5 cm e 1,0 cm.

3.3 Determinação da Curva Granulométrica

Para a classificação das amostras, elaborou-se a curva granulométrica dos solos utilizando os procedimentos indicados pelas normas de Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização (ABNT NBR 6457/86) e a de Análise Granulométrica (ABNT NBR 7181/84). Essa etapa foi repetida três vezes, considerando a média entre os três ensaios como resultado dos diâmetros dos grãos.

3.4 Ensaios de Compactação

As curvas de compactação foram construídas de acordo com a metodologia descrita na ABNT NBR 7182/1986. Segundo Rangel (2018), o teor de 1,5% de fibra na massa de solo compactado apresenta os maiores valores de resistência não confinada para os solos estudados. Sendo assim foi utilizada essa proporção nos ensaios deste trabalho (Figura 4). Cabe ressaltar que, buscando evitar a interação de outros fatores na análise, realizou-se o ensaio de compactação de Proctor normal, sem reaproveitamento das amostras. Para isso, determina-se a umidade do solo antes do ensaio, separou-se as cinco porções de solo e armazenava-os em sacos plásticos vedados (Figura 5), para melhor controle da umidade de cada ponto da curva. Os ensaios foram realizados com o solo puro e com o acréscimo de fibras de cada tamanho separadamente.

3.5 Determinação da Densidade das Partículas

Nessa etapa do estudo, realizou-se uma metodologia diferente para a definição do peso específico das partículas de solo e das fibras. Essa diferenciação foi feita ao perceber qual metodologia se adaptava melhor a cada material. No caso da determinação da densidade dos grãos dos solos, utilizou-se o procedimento de Densidade de Partículas, especificada pela EMBRAPA (2017). Foram realizadas 6 repetições desse ensaio para cada solo e assumiu-se como resultado, a média entre os valores obtidos. Para o caso da determinação da densidade das fibras realizou-se a metodologia descrita na norma regularizada pelo Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER), Solos – Determinação da densidade real (ME-093/94). Esse processo foi realizado para cada comprimento de fibra.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As curvas granulométricas das amostras de solo vermelho e amarelo são mostradas na Figura 4 e Figura 5, respectivamente. De acordo com a textura mostrada pelas curvas constata-se que o solo vermelho consiste em uma argila arenosa e o solo amarelo em uma argila siltosa.

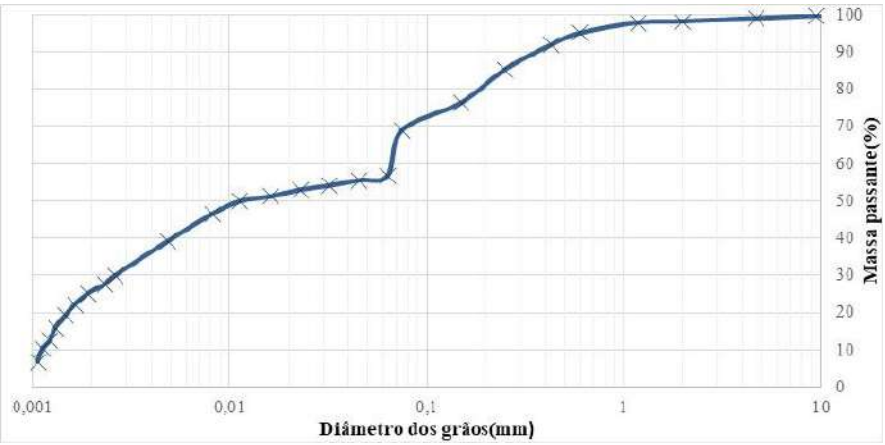


Figura 4: Curva Granulométrica - Solo Vermelho

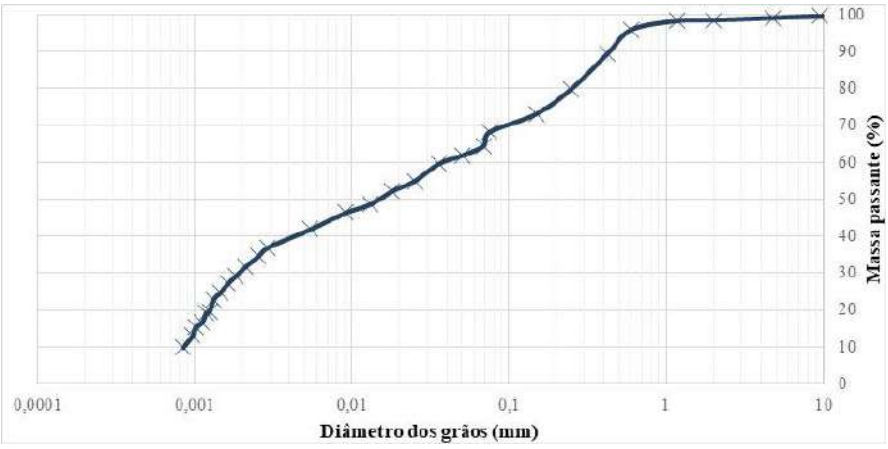


Figura 5:Curva Granulométrica - Solo Amarelo

Em relação a densidade das partículas sólidas, os resultados são apresentados na Tabela 1. Identifica-se que as fibras menores apresentam maior densidade por serem mais homogêneas e que as fibras de 0,5cm e 1,0cm apresentam pouca diferença entre si por terem características físicas muito semelhantes.

Tabela 1. Densidade das partículas sólidas.

Material	Densidade (g/cm^3)	Material	Densidade (g/cm^3)
Solo Amarelo	2,5	Fibra menor de 0,0425 mm	1,06
Solo Vermelho	2,53	Fibra 0,5 cm	0,77
		Fibra 1,0 cm	0,71

Nas Figuras 6 e 7 estão apresentados os gráficos com as curvas de compactação realizadas com amostras dos dois solos, com e sem adição de fibras. Na Tabela 2 são mostrados os parâmetros determinados pelas curvas de compactação, teor de umidade ótimo e massa específica aparente seca máxima, bem como os percentuais destes parâmetros para as amostras com adição de fibras em comparação para os solos puros (sem fibra).

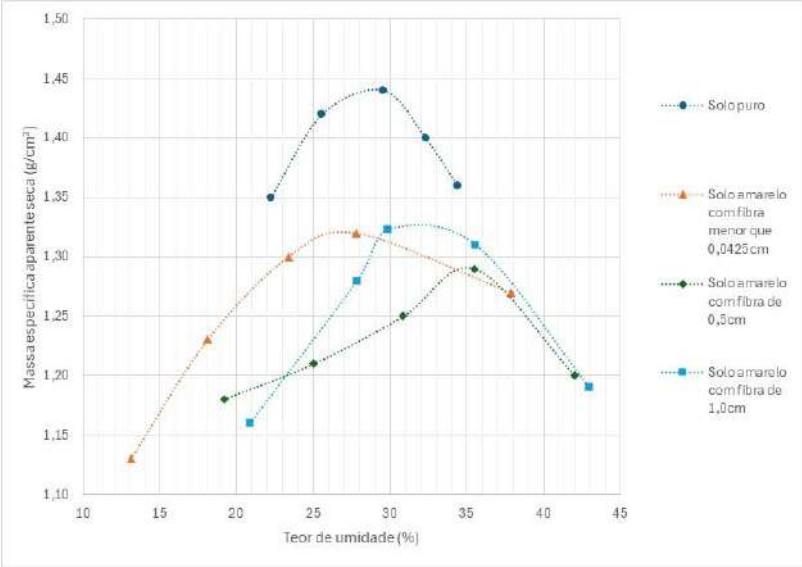


Figura 6: Curvas de Compactação - Solo Amarelo

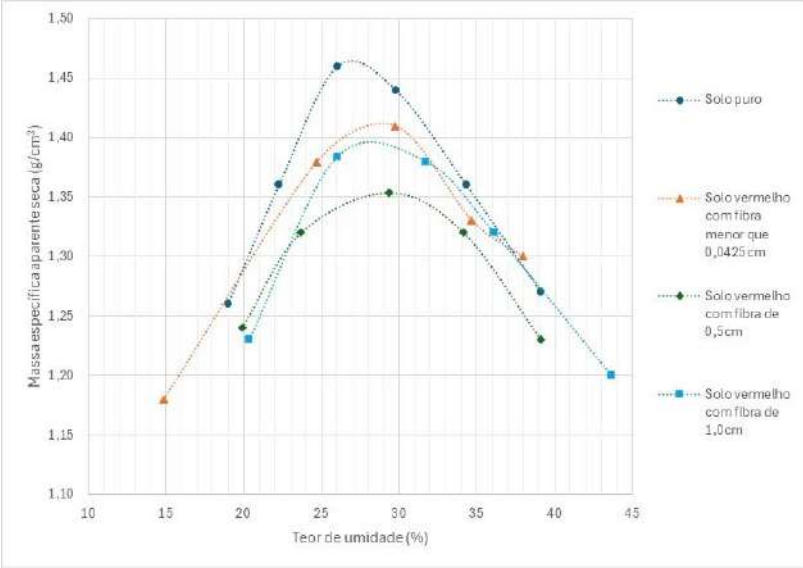


Figura 7: Curvas de Compactação - Solo Vermelho

Tabela 2: Parâmetros das curvas de compactação para os solos amarelo e vermelho

Amostra	Massa específica aparente seca máxima (g/cm³)	Relação entre as massas específicas aparentes (%)	Umidade ótima (%)	Relação entre as umidades ótimas (%)
Solo amarelo puro	1,44	-	29,5	-
Solo amarelo com adição de fibra menor que 0,0425cm	1,32	92	27,1	92
Solo amarelo com adição de fibra de 0,5cm	1,29	90	35,5	120
Solo amarelo com adição de fibra de 1,0cm	1,32	92	29,9	101
Solo vermelho puro	1,46	-	26,0	-
Solo vermelho com adição de fibra menor que 0,0425cm	1,41	97	28,7	92
Solo vermelho com adição de fibra de 0,5cm	1,35	92	29,4	120
Solo vermelho com adição de fibra de 1,0cm	1,38	95	31,7	101

Inicialmente, ao analisar o solo amarelo, percebe-se uma queda significativa da massa específica aparente seca máxima ao se adicionar fibra ao solo, não variando significativamente entre os tamanhos de fibra, devido ao fato de um acréscimo de material com menor densidade à amostra. Também se observa um alongamento da curva no caso da amostra de solo com acréscimo de fibra menor que 0,0425cm, se comportando como um solo com maior porcentagem de grãos finos. Em relação ao teor de umidade ótimo, percebe-se um deslocamento dos valores nas adições de 0,5cm e 1,0cm. As fibras com essas dimensões eram mais grossas, absorvendo mais a umidade da amostra e dificultando o fator de lubrificação da água na amostra no ramo seco, precisando de mais umidade para que as partículas estivessem sua acomodação de densidade máxima.

Fazendo-se as mesmas interpretações das curvas e valores obtidos para o solo vermelho, observa-se que estas amostras não apresentaram grandes variações nos valores das massas específicas aparentes secas máximas e dos teores de umidade ótimos as curvas mais alongadas foram para os casos com adição de fibras de 0,5cm e 1,0cm.

O decréscimo para ambos os solos na massa específica aparente seca máxima nas amostras com mistura de fibra, se deve ao fato que o material adicionado apresenta menor densidade das partículas. A diminuição da massa específica aparente seca máxima e o aumento da umidade ótima, ao se adicionar fibras naturais, também foi encontrado no estudo, de Bolaños (2013), sobre fibra de coco verde. Ao se comparar os dois solos, percebe-se um comportamento mais padronizado nas amostras de solo vermelho.

5 CONCLUSÃO

De acordo com os resultados experimentais, pode-se concluir que o solo vermelho é mais indicado para obras de terra por conta de sua facilidade em determinar um padrão comportamental do solo. Recomenda-se principalmente o uso da fibra menor que 0,0425cm em função da maior facilidade de utilização na mistura e para maior aproveitamento do resíduo da cana-de-açúcar, com a possibilidade de passar os materiais maiores novamente pelo moinho de facas até que se padronize a totalidade do material em fibras de menor comprimento.

Considerando que no controle das compactações em campo utiliza-se a razão entre a massa específica aparente seca máxima determinada em laboratório e a densidade seca determinada em campo, denominado grau de compactação, o uso da fibra em obras com solos compactados mostra-se vantajosa, tendo em vista que em todos os casos analisados houve uma diminuição da massa específica aparente seca, o que leva a diminuição da quantidade de solo para a execução de obras tais como bases de estradas e aterros.

Vale ressaltar que o presente trabalho avaliou apenas os parâmetros de compactação, devendo ser analisado pelo engenheiro a relevância da alteração de outras propriedades, como, por exemplo, coeficiente de permeabilidade, com a diminuição da densidade seca máxima, mesmo que esse decréscimo não tenha ultrapassado 10% em nenhum dos casos.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Instituto de Recursos Naturais (IRN) e a Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI) pelo apoio ao desenvolvimento do trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2015). NBR 5681 – *Controle tecnológico da execução de aterros em obras de edificações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). NBR 6457 – *Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 7181 – *Solo – Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). NBR 7182 – *Ensaios de Compactação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 9313 – Solo — *Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação*. Rio de Janeiro.

Almeida, F. M. (2017) *Energias para compactação de solos destinados a estruturas de pavimentos asfálticos*. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Civil - FECIV, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 101p.

Bolaños, R. E. Z. (2013). *Comportamento Mecânico de um Solo Argiloso Reforçado com Fibras de Coco*. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Puc-rio, Rio de Janeiro, 143 p.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem – DNER (1994). ME 093 – *Solos – Determinação da densidade real*..

Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA (2017). Centro Nacional de Pesquisa de Solos. Manual de métodos de análise de solo. 2 ed. Rio de Janeiro: EMBRAPA Solos, 2017. 575 p.

Festugato, L. (2008) *Análise do comportamento mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos índices e aspectos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 145p.

Feuerharmel, M. R. (2000). *Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 128p.

Massad, F. (2016) Mecânica dos Solos Experimental. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 288 p.

Massad, F. (2003) *Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia*. São Paulo: Oficina de Textos, 2003. 170 p.

Massocco, N.S. (2013) *Determinação de parâmetros de compressibilidade e de resistência não drenada de argila mole - estudo de caso*. Trabalho de conclusão de curso (Graduação), Universidade Federal de Santa Catarina. SC, 2013. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/115428>.

Mogrovejo, D. R. L. (2013) *Avaliação das propriedades geotécnicas de um solo argiloso e outro arenoso com adição de fibras de papel kraft*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, 2013, 193p.

Perboni, J. P. (2003) *Análises de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles: caso dos aterros de encontro da ponte sobre o rio dos peixes (BR 381)*. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Outro Preto, 124 p.

Pinto, C. S. (2006) *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p.

Proctor, R.R. (1933) *Fundamental Principles of Soil Compaction*. Engeneering News Record, 1933, p. 20-28.

Rangel, A. C. M. (2018) *Avaliação pedológica e geotécnica de solos modificados com fibra de cana de açúcar*. Dissertação (Mestrado) - Curso de Ciências em Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Instituto de Recursos Naturais, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, 72p.

Silva, C. C. (2007) *Comportamento de solos siltosos quando reforçados com fibras e melhorados com aditivos químicos e orgânicos*. Dissertação (Mestrado) - Curso de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná., Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 170 p.

Silva, M. F. (2016) *Estudo da estabilização com cal de um solo laterítico e um solo não laterítico*. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 118 p.

Trindade, T. P.; Iasbik, I.; Lima, D. C.; Silva, C. H. C.; Barbosa, P. S. A. (2004) *Latossolo vermelho-amarelo reforçado com fibras de polipropileno de distribuição aleatória: estudo em laboratório*. Rem: Revista Escola de Minas, [s.l.], v. 57, n. 1, p.53-58, mar. 2004. FapUNIFESP.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/582

Análise das Dosagens de Cimento e Cal na Estabilização do Solo Saprolítico em Mato Grosso: Impacto no CBR.

Juliana Ritter
Discente, Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, julianaritter@sou.ufmt.br

Lucas Rodrigues Santos
Discente, Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, lucas.santos12@sou.ufmt.br

João Pedro de Oliveira Alves Neto
Discente, Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, joao.neto8@sou.ufmt.br

Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa
Docente, Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, fabiani.barbosa@ufmt.br

Marina Donato
Docente, Universidade Federal de São João del-Rei, São João del-Rei, Brasil, donato@ufsj.edu.br

RESUMO: O solo desempenha um papel crucial na construção civil, porém, nem sempre apresenta as características geotécnicas ideais. Logo, os solos tropicais brasileiros, como os saprolíticos, representam desafios devido às suas características granulométricas e mineralógica, assim como a capacidade de expandir. Para estabilizá-los, técnicas como a estabilização química são empregadas. Assim, o objetivo deste estudo é avaliar CBR (*California Bearing Ratio*) de materiais compostos de solo saprolítico estabilizados quimicamente com adição de cimento CP II Z-32 e cal CH-I. Os ensaios para obtenção da proporção mínima para estabilizar o solo seguiram as normas DNIT 414/2019-ME para o cimento e DNIT 419/2019-ME para a cal, seguida do CBR. Os resultados obtidos indicaram que a dosagem de 2,5 a 3,5% de cal seria suficiente para alcançar o pH desejado de 12,4, enquanto a estabilização com cimento exigiria mais de 4,5%. A adição de 2,5% de cal ao solo elevou o CBR o suficiente para cumprir os critérios de subleito de pavimentação do IPR 719 (DNIT, 2006). Já a adição de 4,5% de cimento aumentou o CBR em 10 vezes, superando os valores da brita padrão e atendendo os requisitos para uso como base de pavimento.
PALAVRAS-CHAVE: Melhoramento de Solo; Estabilização de solo Saprolítico; Solo-cal; Solo-cimento; Dosagem de cal; Dosagem de cimento.

ABSTRACT: The soil plays a crucial role in civil construction; however, it does not always exhibit ideal geotechnical characteristics. Consequently, Brazilian tropical soils, such as saprolitic soils, pose challenges due to their granulometric and mineralogical characteristics, as well as their expansion capacity. To stabilize them, techniques like chemical stabilization are employed. Thus, the objective of this study is to evaluate the CBR (California Bearing Ratio) of saprolitic soil materials chemically stabilized with the addition of CP II Z-32 cement and CH-I lime. The tests to obtain the minimum proportion for soil stabilization followed DNIT 414/2019-ME standards for cement and DNIT 419/2019-ME standards for lime, followed by the CBR test. The results indicated that a dosage of 2.5 to 3.5% lime would be sufficient to achieve the desired pH of 12.4, while stabilization with cement would require more than 4.5%. The addition of 2.5% lime to the soil increased the CBR enough to meet the subgrade criteria for pavement as per IPR 719 (DNIT, 2006). In contrast, the addition of 4.5% cement increased the CBR by 10 times, surpassing the values of standard crushed stone and meeting the requirements for use as pavement base.

KEYWORDS: Soil Improvement; Saprolitic Soil Stabilization; Lime-soil; Cement-soil; Lime Dosage; Cement Dosage.

1 INTRODUÇÃO

Para a construção civil, o solo desempenha um papel fundamental, usado como material construtivo e de suporte. Portanto, é essencial compreendê-lo tanto em seu estado natural e quanto como componente construtivo. Embora tão essencial, nem todos os solos apresentam naturalmente as características geotécnicas adequadas para todos os tipos de obra (CAMAPUM DE CARVALHO, 2010; GUIMARÃES, 2002).

Os solos brasileiros, assim como em outros países de climas tropicais úmidos, apresentam características singulares, denominados solos tropicais. Nestas regiões, as altas temperaturas e elevada pluviosidade aceleram a decomposição das rochas locais, resultando em processos de lateralização que concentram óxidos de ferro e/ou alumínio, gerando comportamentos mecânicos e hidráulicos distintivos dos solos não tropicais (NOGAMI e VILLIBOR, 1995; SANTOS, 2006).

O manto de intemperização tropical é dividido em dois grandes grupos de acordo com suas características: os solos encontrados superficialmente, denominados solos lateríticos, e os solos resultantes da decomposição e desagregação *in loco* de rochas, denominados solos saprolíticos (CAMAPUM DE CARVALHO, 2010; NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

Camapum de Carvalho et al. (2023) pontuam que as construções de infraestruturas viárias, como ferrovias ou pavimentação, enfrentam desafios significativos devido à movimentação de grandes volumes de solo para a construção das bases, sub-bases e lastros e sub-lastros. Essas obras, frequentemente, exigem o uso de solo de jazidas distantes, gerando custos substanciais. Logo, uma solução para tal ocorrência é a aplicação de técnicas de estabilização dos solos locais, como granulométricas, mecânicas ou químicas, para reduzir custos e garantir a durabilidade das estruturas, promovendo a eficiência e sustentabilidade dos projetos.

O objetivo deste estudo é analisar os valores de CBR, a partir dos teores de cal CH-I e cimento CP II Z-32 obtidos conforme as normas DNIT 414/2019-ME para adição de cimento e DNIT 419/2019-ME para adição de cal. Desse modo, ambas as normas determinam a quantidade de aglomerante necessária para estabilização química de solos. Assim, o solo em estudo é saprolítico e está localizado no estado de Mato Grosso, especificamente localizado no Câmpus Universitário de Várzea Grande da Universidade Federal de Mato Grosso (UFMT).

2 SOLO SAPROLÍTICO

De acordo com Camapum de Carvalho et al. (2023) os solos saprolíticos possuem uma evolução recente, onde a alteração da rocha proporcionou a criação de um material pulverulento, inconsolidado, conservando a estrutura da rocha, porém com baixa coesão. Diante disso, como o padrão de precipitação dessas regiões é intenso, a erosão ocorre de modo mais acelerado em relação a alteração em locais de topografia mais acentuada e em regiões mais planas, os saprólitos se apresentam em profundidade

Camapum de Carvalho et al. (2023) constatou que os argilominerais primários, que contém nesse solo, possuem um potencial de expansão e, ao serem expostos às intempéries, esses solos liberam as pressões que continham as suas partículas, gerando tensões de expansão no solo.

Futai (1999) afirma que os horizontes que compõem este solo, subjacentes aos lateríticos, possuem grandes variações em relação a extensão da profundidade e variados comportamentos e cores. Desse modo, macroscopicamente são identificados pela presença de material laminado, vazios e características herdadas da rocha matriz. Além disso, pela herança a composição mineralógica também possui variedades, dependendo também do grau de alteração sofrido. Logo, subjacente à parcela saprolítica do solo, há uma transição gradual em diferentes níveis da rocha alterada até chegar à rocha matriz.

3 SOLO DE ESTUDO

O solo em estudo foi coletado no Câmpus Universitário de Várzea Grande da Universidade Federal de Mato Grosso (CUVG/UFMT). O solo pertence geologicamente, ao grupo Cuiabá, caracterizado predominantemente por filitos, com ocorrências intercaladas de quartzitos, metagrauvacas, metarenitos, metaparaconglomerados e, raramente, metacalcários e filitos calcíferos. Compõe a formação Miguel Sutil, correspondente à subunidade 5 do projeto Coxipó, pertencente ao conjunto litofácies pelítica com laminação plano-paralela e correspondendo a metargilitos ou filitos de cor cinza esverdeada a marrom avermelhada. Encontram-se intercalados com metapelitos maciços e camadas tabulares de arenitos finos a médios,

predominantemente quartzosos e de cor branca com tons róseos (MIGLIORINI, 2000).

De acordo com Luz et al. (2015), a área que compõe o campus Várzea Grande apresenta 5 compartimentos morfopedológicos, do qual o quinto, topo de colina, representa o compartimento morfopedológico do solo em questão. Assim, correspondendo a uma superfície aplainada de inclinação inferior a 6%, apresentando uma velocidade de escoamento baixa, resultando em uma moderada suscetibilidade à erosão. Sua constituição é predominante de Plintossolo Pétrico, além de Neossolo Litólico, e a camada superficial apresenta abundância de cascalho.

4 ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DO SOLO

A estabilização do solo pode ocorrer por meio de diversos métodos, como mecânico, granulométrico e químico. Em especial, a estabilização química envolve interações físicas e reações químicas dos agentes estabilizantes com as partículas do solo, que conduzem as partículas a uma condição de aglomeração (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2023)

Gondim (2008) complementa que essas reações químicas modificam as propriedades físicas, resultando na melhoria e estabilidade das propriedades mecânicas e hidráulicas do solo. Os agentes estabilizantes podem ser cimento, cal, produtos betuminosos, polímeros, entre outros.

De acordo com Bauer (2019), a estabilização química do solo com aglomerante hidráulico ocorre por meio da hidratação do aglomerante, resultando em uma alteração da carga elétrica das partículas argilosas devido à troca de cátions, promovendo a atração entre as partículas e levando à sua aglomeração em partículas maiores. Diante disso, resulta na perda da plasticidade da mistura. Logo, o resultado desse processo é a formação de estruturas em formato de cadeias hexagonais, que encapsulam partículas que não se aglutinam completamente, impedindo assim sua expansão devido à impermeabilidade.

5 METODOLOGIA

Para esta pesquisa, foi coletada uma amostra representativa do solo no CUVG/UFMT, localizado na região do Chapéu do Sol, Várzea Grande, especificamente, nas coordenadas geográficas 15º 35’ 4” S, 56º 11’ 52” W no sistema Datum SIRGAS, obtidas a partir do aplicativo TimesTamp Camera Free, em uma altitude média de 170 m.

A amostra foi coletada, acondicionada, devidamente identificada e transportada para o Laboratório Multidisciplinar em Geotecnia e Infraestrutura de Transportes - GEOINFRA (UFMT) para análises subsequentes.

No desenvolvimento da pesquisa, foram utilizados como estabilizantes químicos o Cimento Portland CP II Z-32 e Cal CH-I. Assim, a escolha fundamenta-se no fato de serem os tipos de cimento e cal produzidos no Estado de Mato Grosso, facilitando a aplicação em pavimentos devido à comercialização a granel, favorecendo a compra nas indústrias locais. Os ensaios realizados para caracterização do solo e definição da dosagem estão descritos na Tabela 1.

Tabela 1: Ensaios realizados e suas respectivas normas técnicas/referências.

ABNT NBR 6457	Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização
ABNT NBR 7181	Análise granulométrica
ABNT NBR 6459	Determinação do limite de liquidez
ABNT NBR 7180	Determinação do limite de plasticidade e para o cálculo do índice de plasticidade dos solos
EMBRAPA	Determinação do pH do solo
DNIT 414/2019-ME	Determinação do teor de cimento a fim de estabilizar o solo
DNIT 419/2019-ME	Estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo
NBR 9895 (ABNT, 2017).	Determinação do valor do índice de suporte Califórnia e da expansão de solos

A granulometria foi realizada com o peneiramento da parcela grossa e a sedimentação da parcela fina.

A análise foi seguida de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2018). A sedimentação foi realizada com e sem defloculante. Para entender melhor as diferenças nos resultados apresentados pelos solos tropicais, é essencial conduzir ensaios granulométricos tanto com defloculante quanto sem, dada a ocorrência microagregados em seu estado natural, (BURGOS e CONCIANI, 2023).

Para determinar o pH do solo e das misturas de solo com cal, seguiram-se as especificações do Manual de Métodos de Análise de Solos (Embrapa, 2017). Este manual objetiva a determinação do potencial hidrogeniônico (pH) por meio de um eletrodo combinado imerso em uma suspensão solo: líquido (água, KCl ou $CaCl_2$), na proporção de 1:2,5. Para tal, foram utilizadas água e KCl, totalizando 4 amostras em cada solução.

Para a definição da dosagem do cimento Portland ao solo, adotou-se as especificações da norma DNIT 414/2019-ME, que tem como objetivo determinar oteor mínimo de cimento necessário para estabilizar físico-quimicamente um determinado tipo de solo. A norma foi elaborada conforme a proposta de Casanova et al. (1992), a qual indica uma quantidade mínima de cimento necessária para satisfazer físico-quimicamente as características mineralógicas do solo e possivelmente atingir 2,1 MPa de resistência à compressão simples, critério este imposto na época da publicação.

O objetivo do ensaio é identificar o ponto de máxima variação volumétrica associado ao teor mínimo de cimento necessário para atender ao equilíbrio físico-químico do solo, por meio da interação entre o cimento e as partículas argilosas. Assim, essa interação com os coloides carregados negativamente, juntamente com a hidratação do cimento, provoca mudanças físico-químicas rápidas no sistema, resultando em variações volumétricas significativas quando a mistura é suspensa em água (Casanova et al., 1992).

É notório destacar que foram testadas sete quantidades de cimento adicionadas ao solo: 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5%, todas medidas em massa e comparadas com o solo sem adição de cimento. Logo, os ensaios foram realizados ao longo de um período de 72 horas.

Para a definição da dosagem de cal, seguiram-se as especificações da norma DNIT 419/2019-ME, que visa determinar o teor mínimo de cal para a estabilização físico-química do solo. Desse modo, este método baseia-se na abordagem proposta por Eades e Grim (1966), que mede o pH do solo com diferentes teores de cal, visando atingir um pH de 12,4. Assim, pode-se afirmar, que este método simplifica a determinação do teor mínimo de cal necessário para a realização das misturas, e posteriormente, a definição de outras características, como resistência, expansão, permeabilidade, entre outras. Além disso, foram avaliadas treze doses de cal, começando em 0,5% até 6,0%, com incrementos de 0,5%. A quantidade de cal foi medida em massa e comparada com o solo sem adição de cal.

Quanto ao ensaio de CBR, este foi conduzido de acordo com a norma NBR 9895 (ABNT, 2017). Esse ensaio avalia a capacidade de suporte do solo em relação a um valor padrão obtido a partir de uma mistura de britas padronizadas. Os resultados são expressos como uma porcentagem da capacidade de suporte da brita padrão.

Os pesquisadores Ribeiro et al. (2005) encontraram dificuldades para estimar valores semelhantes em ensaios de compactação quando reutilizado as amostras de solos da Baixada Cuiabana. Diante disto, visto que o Manual de Pavimentação DNIT (2006) sugere a utilização da energia intermediária para obras de pavimentação, os ensaios de CBR foram compactados na energia intermediária e sem reuso do material.

6 RESULTADOS

Após a realização dos ensaios de granulometria, traçou-se as curvas granulométricas do solo, sendo a sedimentação realizada com e sem o uso de defloculante, conforme exposto os resultados na Figura 1. A pequena diferença observada nas curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante sugere que o solo seja saprolítico. Ainda, a caracterização geológica da área, juntamente com os resultados da granulometria, confirma essa classificação como saprólito.

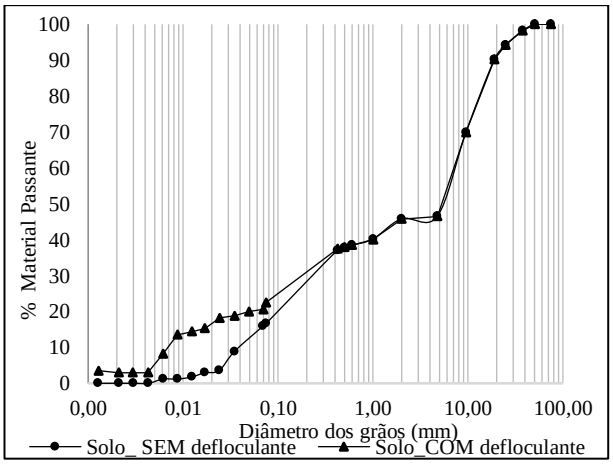


Figura 1: Curvas granulométricas do solo com e sem o uso de defloculante.

Quanto aos valores do limite de liquidez (LL), do limite de plasticidade (LP) e o índice de plasticidade (IP) do solo analisado, apresentaram 26%, 18% e 8% respectivamente. Assim, tratando-se de um material com baixa plasticidade. De acordo com a classificação TRB, o solo se enquadra na categoria A-2-4.

O solo apresenta um pH ácido de 5,8 quando testado com água e 4,4 quando testado com solução de KCl. Segundo os pesquisadores Camapum de Carvalho et al. (2023), em solos predominantemente compostos por minerais do tipo 2:1, os coloides têm a capacidade de trocar íons hidrogênio adsorvidos na superfície por íons de potássio. Desse modo, resultando em um pH medido menor quando utilizado KCl em comparação com água destilada.

A dosagem da quantidade de cimento seguiu a norma DNIT 414/2019-ME. Assim, os resultados estão demostrados na Figura 2, onde se observa que a maior variação volumétrica ocorreu com a dosagem de 4,5% de cimento CP II Z-32.

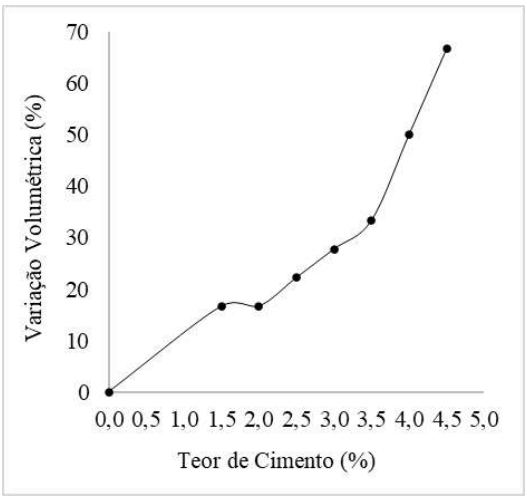


Figura 2: Estimativa da porcentagem de cimento CP II Z-32 para estabilizar o solo.

Contudo, não foi possível determinar um valor mínimo para a dosagem de cimento capaz de estabilizar o solo, pois a variação continuou aumentando conforme a quantidade testada. Cabe destacar que não houve redução na variação de volume, indicando que a porcentagem mínima de dosagem, de acordo com o critério estabelecido na norma DNIT 414/2019-ME, pode ser superior a 4,5%. De acordo com o IPR 719 (DNIT, 2006), em solos estabilizados com cimento, as dosagens variam de 2 a 4%, enquanto para solos-cimento convencionais, a faixa usual é de 6 a 10%. Logo, os resultados de CBR obtidos posteriormente demonstraram valores superiores aos encontrados para a brita padrão com 4,5% de cimento.

A dosagem de cal seguiu a norma DNIT 419/2019-ME, que estabelece o pH de 12,4 como ideal, conforme apresentados os resultados na Figura 3.

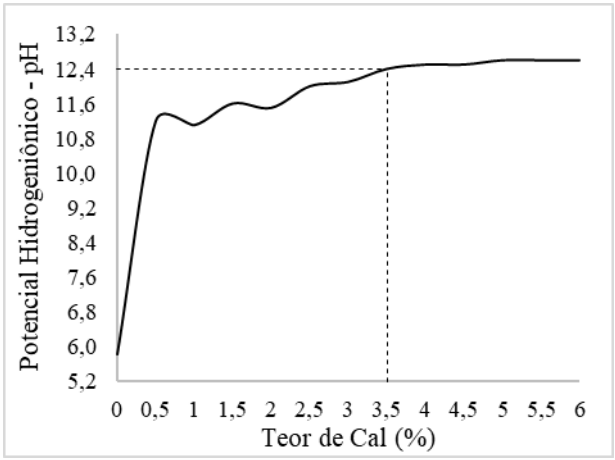


Figura 3: Estimativa da porcentagem de cal CH-I a ser adicionada ao solo.

O pH foi medido para várias dosagens de cal, variando de 0,0 a 6,0% de adição em massa ao solo. A menor adição de cal, de 0,5 %, elevou o pH do solo de 5,8 para 11,2. Após a adição de 3,5% de cal, observou-se uma tendência de estabilização dos valores medidos de pH, que se mantiveram entre 12,4 e 12,6 até a quantidade de 6% de cal. A Tabela 3 apresenta e resume os resultados dos valores de pH em relação às diversas dosagens de cal.

Os resultados do método de pH indicaram que, para estabilizar o solo da pesquisa, foram requeridos 3,5% de cal CH-I para atingir o pH de 12,4. Entretanto, é relevante salientar que a mistura contendo 2,5% de cal apresentou um pH de 12,1, valor próximo ao ideal proposto pelo método. Nesse cenário, seria viável explorar a possibilidade de reduzir a quantidade de cal em 1%, o que contribuiria conforme mencionado por Guimarães (2002) e Rezende (2003) para uma redução dos custos do transporte, indo de encontro com isso, foi realizado o ensaio de CBR com a mistura de solo com cal em uma proporção de 2,5% assim como Frezza (2016) optando por avaliar uma proporção distinta da encontrada pelo ensaio da norma DNIT 419/2019-ME com o intuito de verificar cientificamente o resultado.

Em seguida, a Tabela 2 apresenta os valores obtidos no ensaio de CBR para o solo adicionado de 4,5% de cimento e solo adicionado de 2,5% de cal.

Tabela 2: Resultado dos valores de expansão e CBR do solo e das misturas com cal e cimento

	Solo			Solo+4,5% de cimento			Solo+2,5% de cal		
Amostras	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Expansão (%)	0,2	0,1	0,2	0,1	0,0	0,1	0,05	0,04	0,04
Expansão média (%)	0,17			0,07			0,04		
CBR (%)	11	17	19	220	173	186	21	35	23
CBR médio (%)	18			180			22		

Em relação ao CBR, observou-se pouca variação entre o valor obtido com a adição de 2,5% de cal e o solo natural. No entanto, conforme as diretrizes do IPR 719 (DNIT, 2006), para que um material seja utilizado como subleito, é necessário que o CBR seja igual ou superior a 20% e que a expansão seja igual ou inferior a 1%. Portanto, mesmo com uma variação de apenas 4%, essa diferença permite que o material seja empregado como subleito de pavimentação, caso seja necessário.

Com a adição de cimento, o valor de CBR aumentou em 10 vezes em relação ao solo natural, ultrapassando até mesmo o valor de CBR da brita padrão. Os resultados obtidos com a adição de 4,5% de cimento permitem que o material seja utilizado como base de pavimento, atendendo aos requisitos mínimos de CBR exigidos pelo IPR 719 (DNIT, 2006), que especifica um valor mínimo de 80% de CBR e uma expansão inferior a 0,5%.

8 CONCLUSÃO

A estabilização do solo com adição de cal e cimento mostrou-se eficaz. Com 2,5% de cal, o solo atingiu os critérios necessários para subleitos de pavimentação, enquanto 4,5% de cimento elevou o CBR a níveis

superiores aos da brita padrão, permitindo seu uso como base de pavimento. Estes resultados indicam que ambas as técnicas melhoram significativamente as propriedades geotécnicas do solo.

testar outras dosagens inferiores a 4,5% de cimento é uma alternativa valiosa, uma vez que o CBR excedeu o valor mínimo exigido. Além disso, os resultados de CBR e expansão das dosagens de 3,0% e 3,5% de adição de cal afim de comparar para determinar a eficiência relativa dessas proporções.

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Mato Grosso por disponibilizar o laboratório durante a pesquisa, às professoras doutoras Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa e Marina Donato pela paciência e atenção dedicado à nossa pesquisa e aos colegas que colaboraram.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2016). NBR 6457: *Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2016). NBR 7180: *Solo - determinação do limite de plasticidade*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2017). NBR 6459: *Solo - determinação do limite de liquidez*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2018). NBR 7181: *Solo - análise granulométrica.* Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (1017). NBR 9895: *Solo: índice de suporte Califórnia (ISC): método de ensaio*. Rio de Janeiro.

BAUER, L. A. F. (2019) *Materiais de construção*, v. 2. 6 ed. Rio de Janeiro: LTC.

BURGOS, P. C.; CONCIANI, W. (2023) *Índices físicos, textura, consistência e classificação de solos.* Capítulo 09. (p.265-294). Camapum de Carvalho, J., Gitirana Junior, G. de F. N., Machado, S. L., Mascarenha, M. M. dos A., Silva Filho, F. C. da, Rodrigues, R. A. (Organizadores). Solos não saturados no contexto geotécnico. 2 ed. – São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – ABMS, São Paulo. https://doi.org/10.4322/978-65-992098-3-3.cap09

CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (org). (2023) *Estruturas de pavimento no contexto dos solos não saturados.* Capítulo 28. (p.970-1021). Camapum de Carvalho, J., Gitirana Junior, G. de F. N., Machado, S. L., Mascarenha, M. M. dos A., Silva Filho, F. C. da, Rodrigues, R. A. (Organizadores). Solos não saturados no contexto geotécnico. 2 ed. – São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – ABMS, São Paulo. https://doi.org/10.4322/978-65-992098-3-3.cap28

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2010) Solo como material de construção. In: ISAIA, G. C. (ed.). *Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais*. 2 ed. v. 1. São Paulo: IBRACON.

CASANOVA, F. J.; Ceratti, J. A. Rodrigues, M. G. M. (1992) *Procedimento para dosagem físico-química do solo cimento*. In: *Reunião Anual de Pavimentação*, 26ª, Aracaju, Anais, Aracaju, ABPV, p. 82-86.

DNIT IPR 719/2006. *Manual de Pavimentação.* 3. Ed. Rio de Janeiro.

DNIT 414/2019 *ME: Pavimentação – Solo-Cal* – Estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo – Método de ensaio. Brasília.

DNIT 419/2019-ME: *Pavimentação – Solo-Cimento* – Dosagem físico-química de solo-cimento – Método de ensaio. Brasília.

EADES, J. L.; GRIM, R. E. A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. *Highway Research Record*, Washington, DC, n. 139, p. 61-72, 1966.

EMBRAPA. *Manual de métodos de análise de solos*. 3. ed. rev., atual. e ampl. Brasília, DF: Embrapa Informação Tecnológica, 2017. Disponível

em: https://www.infoteca.cnptia.embrapa.br/infoteca/bitstream/doc/1087312/1/Pt2Cap1pHdosolo.pdf. Acesso em: 20 out. 2023.

FREZZA, B. S. *Estabilização de solo arenoso com aditivo CON-AID® CBR-PLUS®*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2016.

FUTAI, M. M. (1999) *Propriedades geotécnicas de solos saprolíticos e rochas alteradas de filito*.IX Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia (CBGE).

GONDIM, L. M. (2008) *Estudo experimental de misturas solo-emulsão aplicado às rodovias do agropólo do Baixo Jaguaribe*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) -Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará. Ceará.

GUIMARÃES, J. E. P. (2002) *A cal: fundamentos e aplicações na engenharia civil*. 2. ed. São Paulo: PINI.

LUZ, T. E. et al. (2015) *Morfopedologia aplicada à concepção de obras em microbacia do perímetro urbano de Várzea Grande-MT*. Rev. Ambient. Água, Taubaté, v. 10. 3.

MIGLIORINI, R, B. (2000) *Hidrogeologia em meio urbano: região e Cuiabá e Várzea Grande-MT*. Tese (Doutorado em Recursos Minerais e Hidrogeologia), Universidade de São Paulo. São Paulo.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1995) *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo: ed. Villibor.

REZENDE, L. R. *Estudo do comportamento de materiais alternativos utilizados em estruturas de pavimentos flexíveis*. 2003. 372 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2003

RIBEIRO JÚNIOR, I. et al. (2005) Estudo do comportamento da curva de compactação e dos índices físicos do solo saprolítico de filito com adição de cal hidratada cálcica. In: *SIMPÓSIO SOBRE SOLOS TROPICAIS E PROCESSOS EROSIVOS NO CENTRO-OESTE*. II., Goiás.

SANTOS, E. F. (2006) *Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificação geotécnicos aplicados aos solos tropicais*. São Carlos. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18137/tde-29052007-163758/publico/EFS.pdf>. Acesso em: 20 set. 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/583

Análise do Ensaio de Cisalhamento Direto de Areias Sob a Perspectiva Energética

Lucas Marques Pires da Silva
Engenheiro, Benthic, Rio de Janeiro, Brasil, lucas.silva@coc.ufrj.br

Gustavo Vaz de Mello Guimarães
Professor, Instituto Politécnico/UFRJ, Macaé, Brasil, guimaraes@macae.ufrj.br

RESUMO: O objetivo deste estudo foi realizar uma análise do ensaio de cisalhamento direto, considerando primariamente o conceito de trabalho, ou seja, o gasto de energia dissipado pelo movimento dos grãos de areia durante a realização do ensaio. A partir de um banco de dados de ensaios de cisalhamento direto na areia da praia de Cavaleiros (Macaé/RJ) e da areia de Hokksund na Noruega, para diversos graus de compacidade e tensões verticais, verificou-se o trabalho realizado por cada amostra durante toda a fase de cisalhamento até o ponto de ruptura. A comparação de amostras com compacidades distintas e sob a mesma tensão vertical mostrou uma relação entre o trabalho até a ruptura e a tensão vertical independente da compacidade. Vale destacar que esses resultados mostram que o valor da tensão de cisalhamento na ruptura e o deslocamento horizontal correspondente a rutura possuem uma relação constante.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio de Cisalhamento Direto, Areias, Energia, Ruptura, Trabalho.

ABSTRACT: The aim of this study was to conduct an analysis of direct shear testing, primarily considering the concept of work, i.e., the energy expended dissipated by the movement of sand grains during the test. Using a database of direct shear tests on sand from Cavaleiros Beach (Macaé/R.J.) and Hokksund sand in Norway, for various degrees of compactness and vertical stresses, the work performed by each sample throughout the shear phase until the point of failure was determined. Comparing samples with different compactnesses under the same vertical stress revealed a relationship between the work until failure and the vertical stress independent of compactness. It is worth noting that these results indicate that the shear stress value at failure and the corresponding horizontal displacement have a constant relationship.

KEYWORDS: Direct Shear Test, Sands, Energy, Failure, Work.

1 INTRODUÇÃO

O conceito de energia é amplamente utilizado nos conceitos de física sendo a base da mecânica quântica através da equação de Schrodinger em 1926 e primordial na relatividade de Einstein, em 1905. De acordo com Feynman (1963) a variação de energia potêncial de uma particula para ir do ponto A ao B é o oposto do trabalho realizado pela particula. Ainda segundo Feynman (1963) o trabalho para movimentar um bloco do ponto A até o ponto B é a força multiplicada pela distância percorrida.

O ensaio de cisalhamento direto é um ensaio fundamental na geotecnica para avaliar a resistência ao cisalhamento dos solos. Em sua execução, uma amostra do material é preparada, frequentemente em formato de paralelepípedo ou cilindro, com uma superfície específica designada para o cisalhamento. Um deslocamento horizontal é imposto na amostra e a carga horizontal é medida perpendicularmente ao plano de cisalhamento na seção transversal da amostra.

Durante o ensaio, são medidas tanto a carga horizontal aplicada quanto os deslocamentos verticias e horizontais resultante para uma determinada carga vertical atuante. Esses dados permitem calcular a resistência ao cisalhamento do material. Essa resistência representa a quantidade de energia necessária para deformar o material por cisalhamento. Quanto maior a resistência ao cisalhamento, mais energia é requerida para causar a deformação.

Um fato muito importante observado primeiramente por Casagrande (1936) esta associado ao comportamento das areias na ruptura. O autor percebeu que as amostras de areias compactas, quando

cisalhadas, aumentavam de altura, ou seja, tinham um comporatmento dilatante. Já as amostras de areia fofas tendiam a ter sua altura reduzida quando cisalhadas, ou seja, um comportamento compressivo. Posteriormente, Lee e Seed (1967) fizeram ensaios triaxiais drenados para enteder melhor aquele comportamneto. Os autores verificaram que além da compacidade, as tensões normais aplicadas nas amostras também interferiam nos comportamentos dilatantes ou compressiveis.

A figura 1 apresenta de forma simples o comportamento dilatante para uma areia compacta e o comportamento compressivel para uma areia fofa.

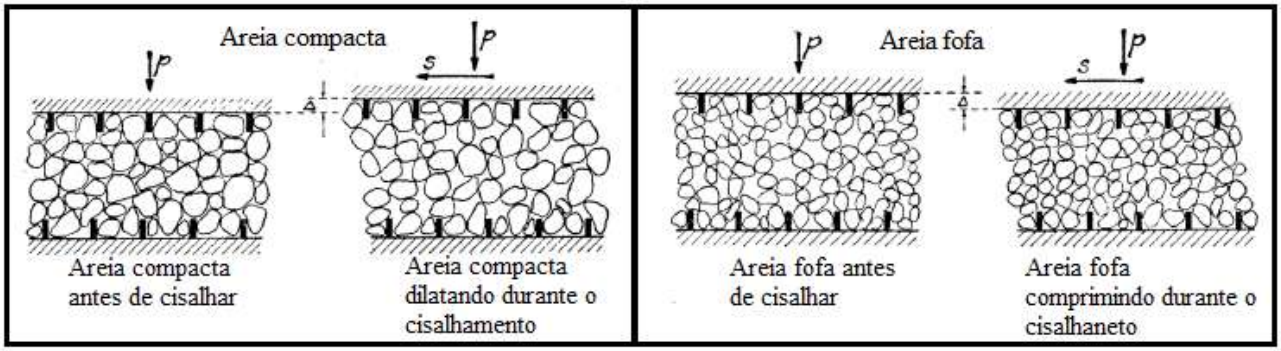


Figura 1 – Comportamento de areia – Adaptado de Casagrande (1936).

2 BANCOS DE DADOS

2.1 Pinheiro (2018)

Um trabalho de conclusão de curso do instituto politécnico da UFRJ em Macaé realizado por Pinheiro (2018) estudou a areia da praia de Cavaleiros na cidade de Macaé/RJ. A pequisa contou com a caracterização completa de amostras deformadas da areia, determinação dos indices de vazio minimo e máximo e a execução de ensaios de cisalhamento direto em diferentes compacidades.

As curvas granulométricas realizadas por peneiramento de uma amostra da areia, seca em estufa, mostrou que é uma areia média. A figura 2 mostra as três curvas granulométricas da mesma amostra realizadas na ocasião por Pinheiro (2018).

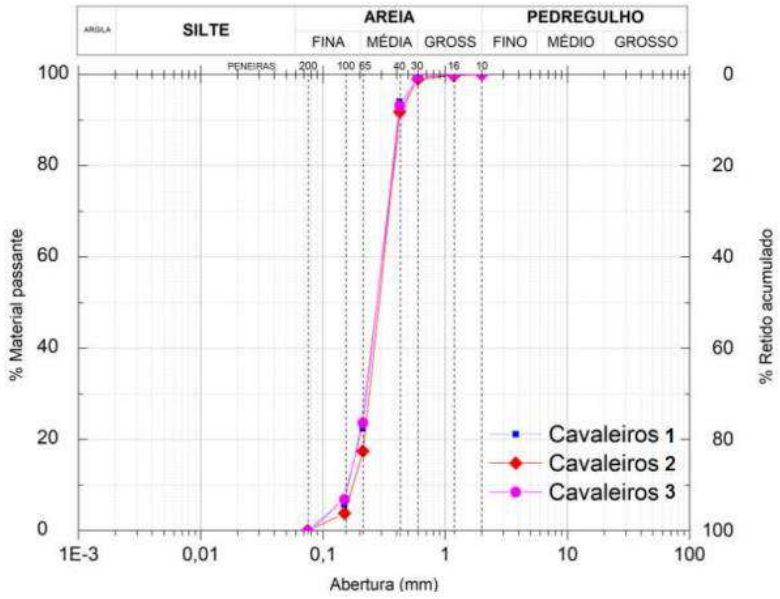


Figura 2 – Curvas granulométricas da areia da praia de Cavaleiros – Adaptado de Pinheiro (2018).

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com compacidade relativa média de 18%, sendo a compacidade fofa associado a um indice de vazios de 0,712; e com compacidade relativa média de 41% sendo

a compacidade medianamente compacta associado a um indice de vazios de 0,637. Por fim foram realizados ensaios com compacidade relativa média de 88%, sendo considerada uma areia compacta associado a um indice de vazios de 0,490. As tensões verticais aplicadas variaram de 12,5 kPa até 1600 kPa.

A Figura 3 apresenta as curvas de tensão cisalhamento versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto para as amostras fofas (compacidade relativa média de 18%).

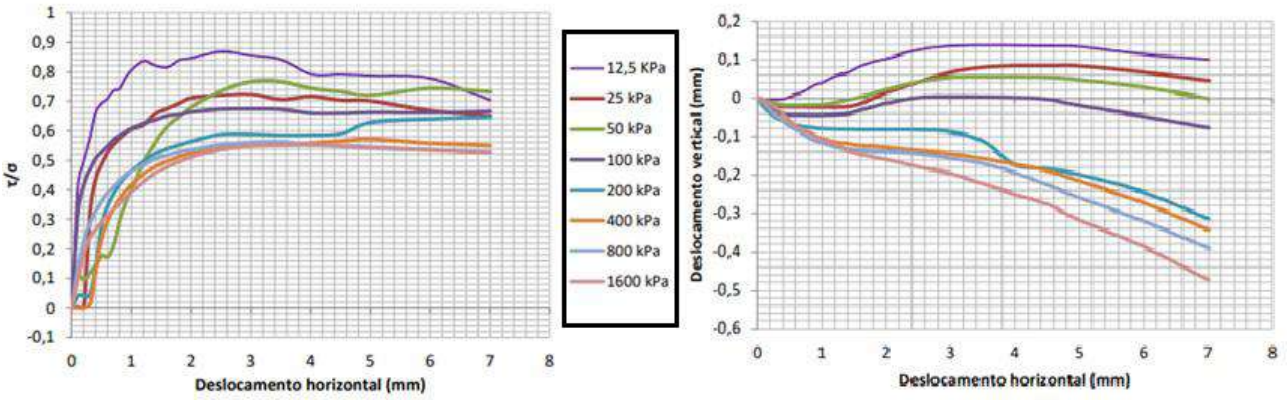


Figura 3 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para compacidade fofa da areia da praia de Cavaleiros - adaptado de Pinheiro (2018).

A Figura 4 apresenta as curvas de tensão cisalhamento versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto para as amostras medianamente compactas (compacidade relativa média de 40%).

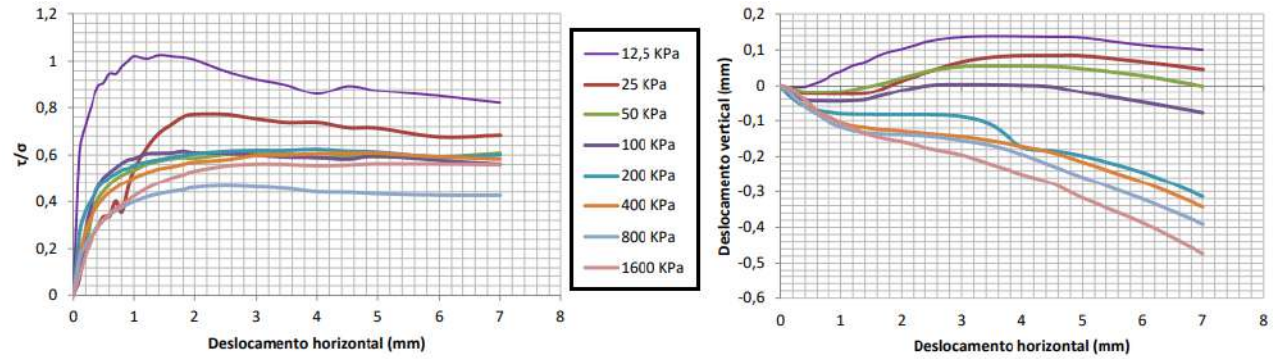


Figura 4 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para compacidade medianamente compacta da areia da praia de Cavaleiros - adaptado de Pinheiro (2018).

A Figura 5 apresenta as curvas de tensão cisalhamento versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto para as amostras compactas (compacidade relativa média de 88%).

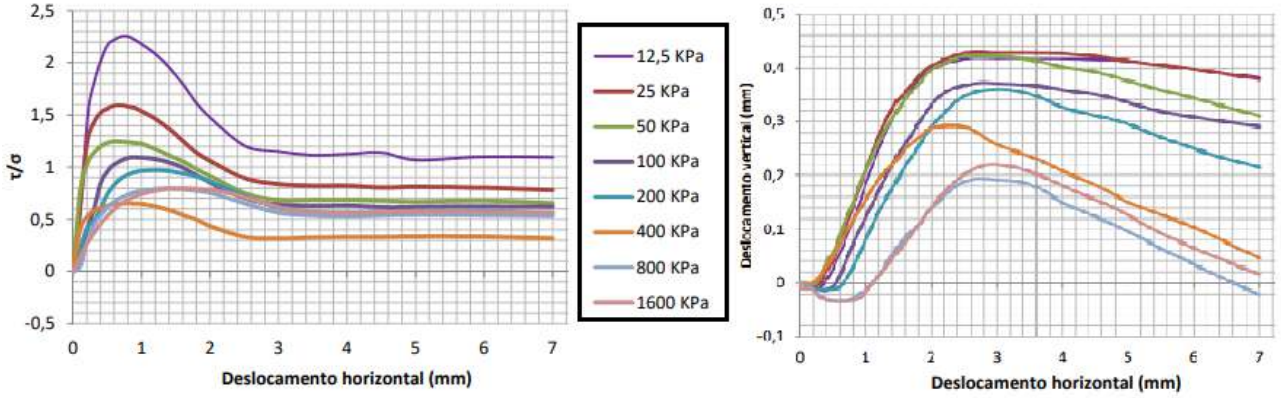


Figura 5 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para compacidade compacta da areia da praia de Cavaleiros - adaptado de Pinheiro (2018).

2.2 Parkin e Lunne (1982) e Marques e Oliveira (2009)

Uma pesquisa realizada por Parkin e Lunne (1982) no NGI (Norewegian Geothecnical Institute) realizou uma série de ensaios de carcaterização da areia de Hokksund, um rio na Noruega. Posteriormente, Marques e Oliveira (2009), em um projeto de iniciação científica na escola Politécnica da UFRJ fizeram novos ensaios na mesma areia de Hokksund, mas desta vez com a execução de ensaios de cisalhamento direto em diferentes compacidades.

A granulometria realizada por Parkin e Lune (1982) mostrou que essa é uma areia média e bem graduada. A figura 6 mostra a curva granulométrica adaptada de Parkin e Lunne (1982) para a areia de Hokksund.

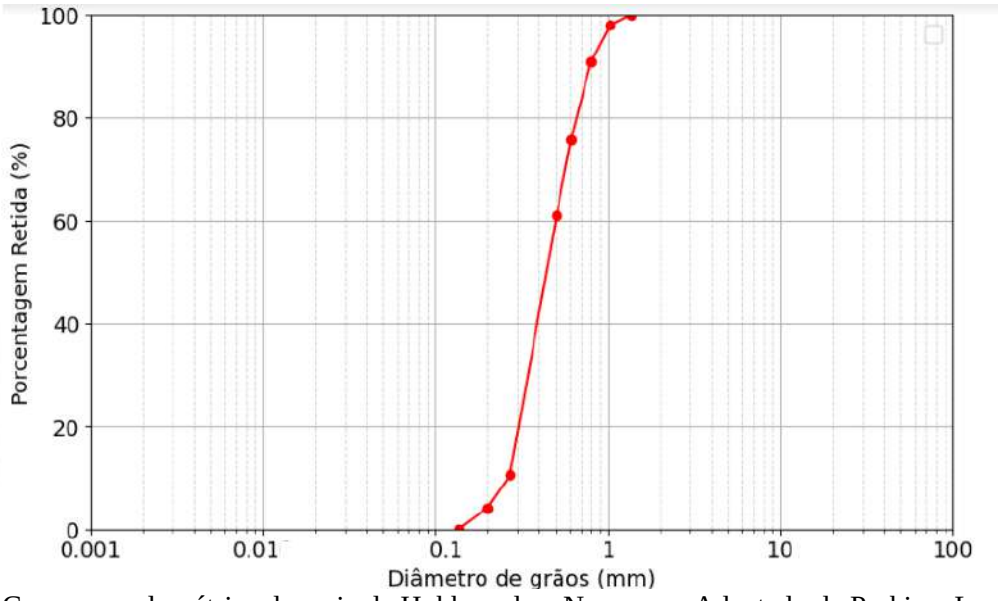


Figura 6 – Curva granulométrica da areia de Hokksund na Noruega – Adaptado de Parkin e Lunne (1982)

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com compacidade relativa média de 40%, sendo a compacidade medianemente compacta associado a um indice de vazios de 0,709; e com compacidade relativa média de 69% sendo a compacidade compacta associado a um indice de vazios de 0,620. Por fim foram realizados ensaios com compacidade relativa média de 90%, sendo também considerada uma areia compacta associado a um indice de vazios de 0,554. As tensões verticais aplicadas variaram de 25 kPa até 200 kPa.

A Figura 7 apresenta as curvas de tensão cisalhamento versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto para as amostras medianamente compactas (compacidade relativa média de 40%).

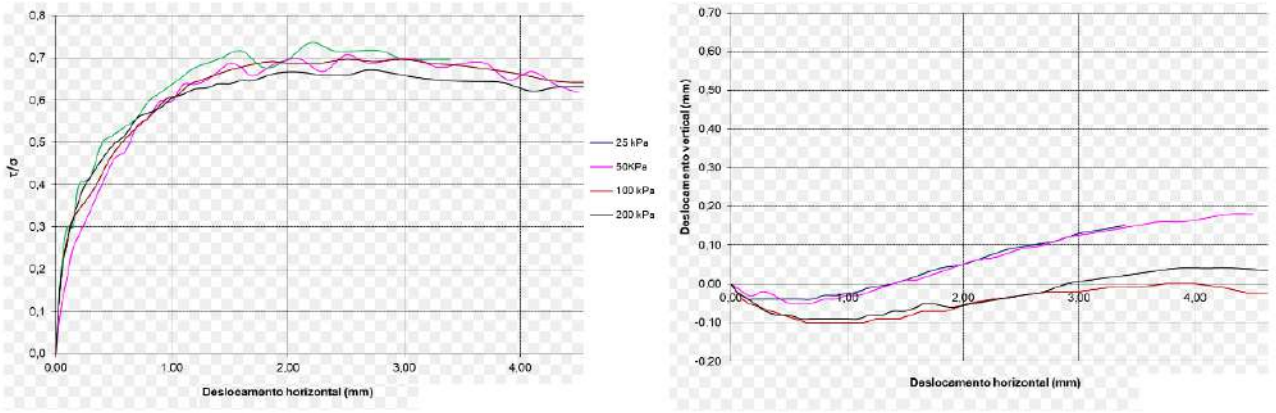


Figura 7 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para compacidade medianemente compacta da areia de Hokksund - adaptado de Marques e Oliveira (2009).

A Figura 8 apresenta as curvas de tensão cisalhamento versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto para as amostras medianamente compactas (compacidade relativa média de 69%).

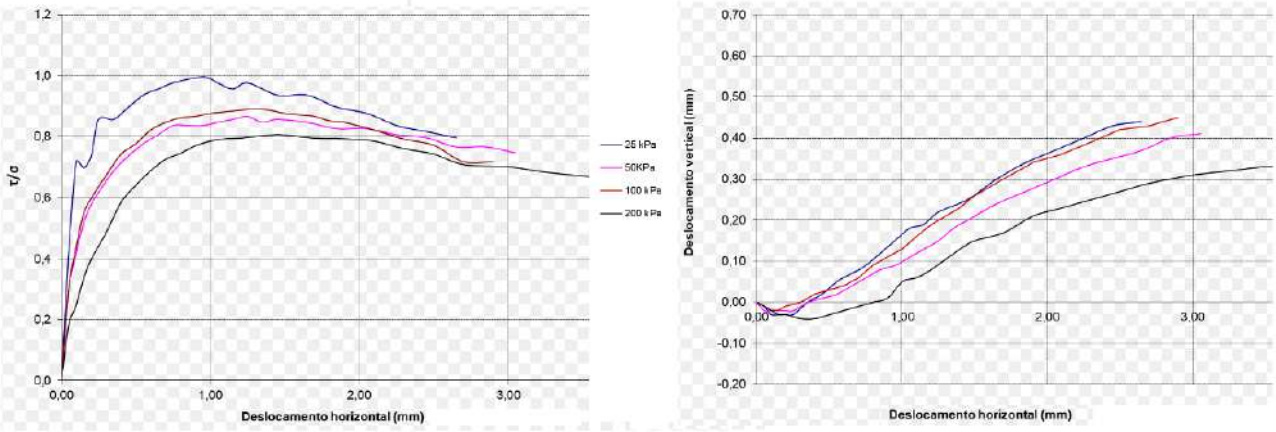


Figura 8 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para compacidade medianemente compacta da areia de Hokksund - adaptado de Marques e Oliveira (2009).

A Figura 9 apresenta as curvas de tensão cisalhamento versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto para as amostras compactas (compacidade relativa média de 90%).

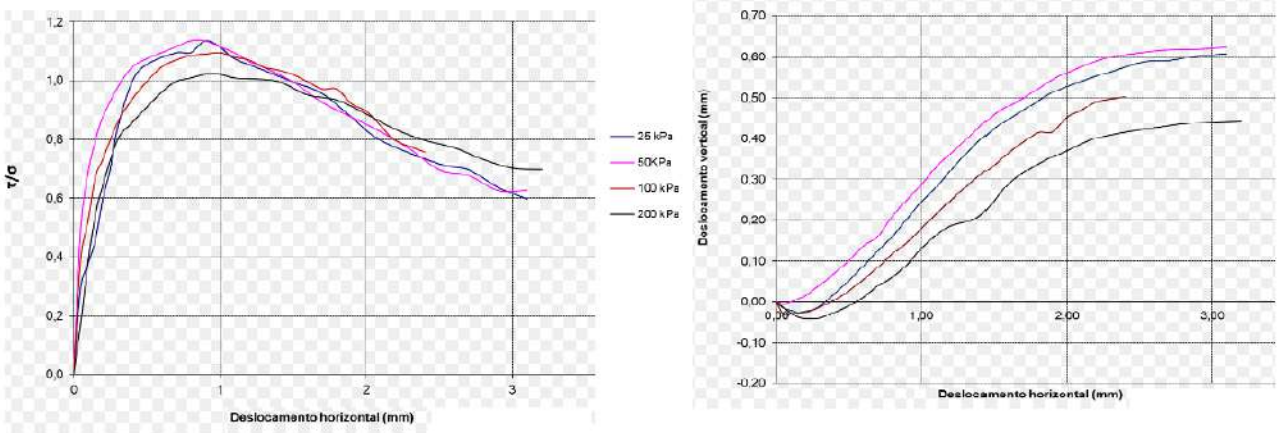


Figura 9 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para compacidade compacta da areia de Hokksund - adaptado de Marques e Oliveira (2009).

2.3 Perspetiva Energética

O cálculo do trabalho realizado até a ruptura segue a equação 1 que quantifica o trabalho na direção horizontal e na direção vertical. Note que os trabalhos na diferentes direções são somados, apesar de ortogonais, pois a grandeza desejada é o trabalho realizado pelo solo até a ruptura.

$$W = \left(\vec{F_v} \cdot \delta_v \cdot \hat{\imath}\right) + \left(\vec{F_h} \cdot \delta_h \cdot \hat{\jmath}\right) \quad (1)$$

Onde W é o trabalho, F_v é a força na direção vertical e F_h a força na direção horizontal no momento da ruptura, δ_v é o deslocamento na direção vertical e δ_h o deslocamento horizontal até o momento da ruptura e $\hat{\imath}$ e $\hat{\jmath}$ são os versores da direção vertical e horizontal respectivamente.

Observa-se que a força e o deslocamento horizontal estão sempre na mesma direção devido a natureza do ensaio de cisalhamento direto, todavia na direção vertical isso não é verdade, pois o solo pode contrair ou dilatar o que deixaria a força vertical na mesma direção ou na direção contrária do deslocamento vertical, respectivamente. Quando o solo tende a dilatar na ruptura, esse efeito pode gerar um trabalho "negativo" o que seria um absurdo sob qualquer ótica que não a convenção matemática adotada para analisar o resultado do experimento.

3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A Figura 10 mostra o resultado do trabalho para alcançar a ruptura em função das tensões normais (vertical) para a areia da praia de Cavaleiros e para a a areia de Hokksund.

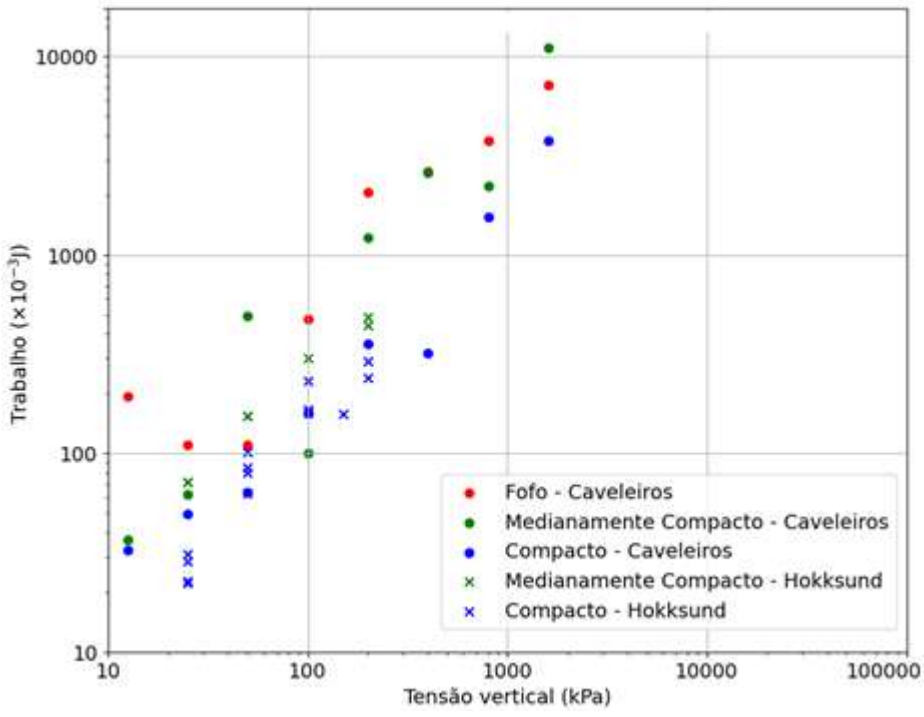


Figura 10 – Trabalho para chegar na ruptura pela tensão vertical

No presente estudo, uma análise de regressão de ordem logarítmica foi empregada para modelar a relação entre a tensão vertical e o trabalho. Após o ajuste do modelo aos dados experimentais, foram determinadas margens de incerteza para representar a variabilidade esperada dos dados em relação à linha de regressão.

As margens de incerteza foram calculadas considerando a magnitude dos valores ajustados e aplicando uma abordagem percentual em torno desses valores. Especificamente, margens inferiores e superiores foram

definidas multiplicando os valores ajustados pela linha de regressão por fatores de 0.6 e 1.2, respectivamente. Com efeito, a Figura 11 ilustra essa análise. Um ponto, destacado em vermelho, foi retirado de análise devido a disparidade do valor do trabalho.

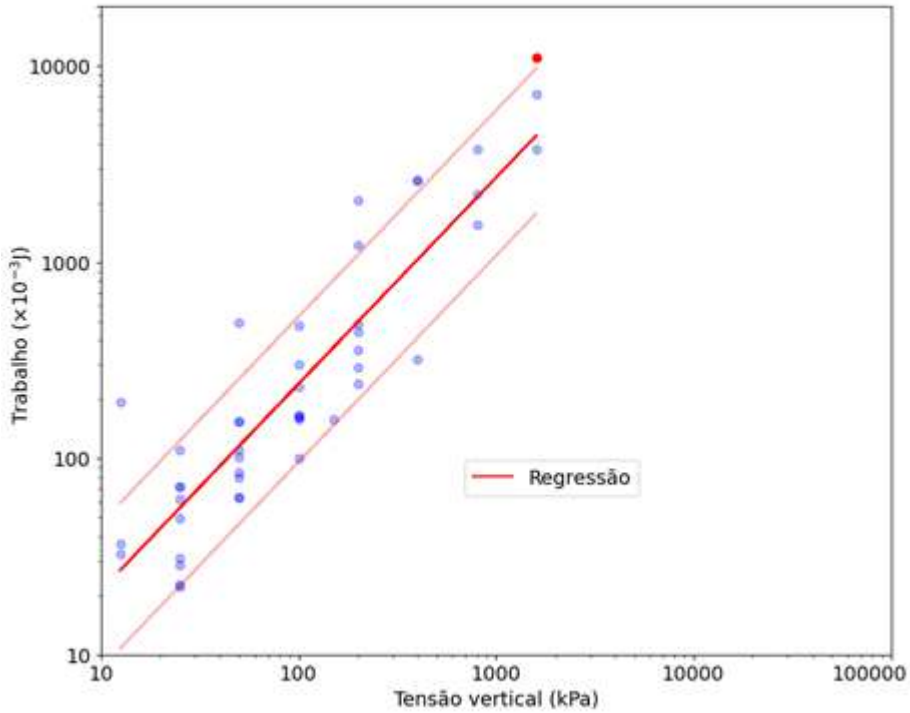


Figura 11 – Linha de tendência linear com margem de erro.

A fim de esclarecer os resultados obtidos na análise dos ensaios de cisalhamento direto das areias da praia de Cavaleiros e Hokksund sob a ótica de uma perspetiva energética, concebeu-se um modelo gráfico. A Figura 12 apresenta a relação entre as áreas (trabalhos) necessárias para alcançar a ruptura de amostras de areias com diferentes compacidades sob a mesma tensão vertical.

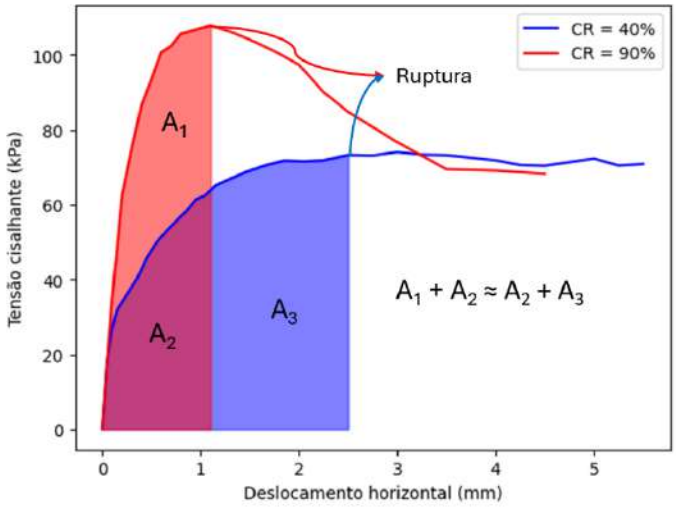


Figura 12 – Áreas associadas aos trabalhos para alcançar a ruptura.

Destaca-se que, a primeira vista, as áreas abaixo das curvas (integral) até o ponto de ruptura (associado a tensão cisalhamento) é igual para qualquer compacidade relativa das areias ensaiadas, naturalmente, sob a mesma tensão vertical.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO

Resultados de ensaios de cisalhamento direto na areia da praia de Cavaleiros em Macaé/RJ e na areia do rio Hokksund na Noruega, sob diferentes tensões normais e distintas compacidades relativas, foram utilizados como banco de dados para quantificar o trabalho necessário até essas amostras alcançarem a ruptura.

Sabe-se que a areia exibe tanto comportamento contrátil quanto dilatante, o que influencia a presença de um pico na curva de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal (ensaio de cisalhamento direto).

Com efeito, a análise dos dados desta pesquisa sugere que a tensão cisalhante relacionada à ruptura é inversamente proporcional ao deslocamento horizontal necessário para romper o solo, ou seja, quanto maior a tensão cisalhante na ruptura menor será o deslocamento horizontal associado àquela tensão cisalhante.

Uma maneira alternativa de entender esse fenômeno é considerar a área sob a curva de tensão versus deslocamento. Mesmo sob a mesma tensão vertical, a areia pode manifestar comportamentos distintos devido à sua compacidade relativa. No entanto, de acordo com os dados analisados, a área sob a curva de tensão versus deslocamento é constante, independentemente da compacidade.

Assumindo que o trabalho realizado para a ruptura é o mesmo conforme a Figura 12, pode-se utilizar essa metodologia para deteminar o ponto (tensão-deformação) de ruptura de curvas quando não há presença de pico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Casagrande, A. (1936) *Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. Journal of the Boston Society of Civil Engineers 23*, p.13–32.

Feynman, R.P. (1963) *The Feynman Lectures on Physics*, 1st ed., CalTech, Los Angeles, CA, USA, 1552 p.

Lee, K.L., Seed, H.B., (1967) *Drained Strength Characteristics of Sands*. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 93, NºSM6, pp. 117-141.

Marques, F. de L., Oliveira, F. da S. (2009) Ensaios com a Areia de Hokksund para Projeto de Revitalização da Câmara de Calibração. XXXI Jornada Giulio Massarani de Iniciação Científica, Artística e Cultural, n. 856, Rio de Janeiro, 5-9 de outubro

Parkin, A.K., Lunne, T. (1982) *Boundary Effects in the Laboratory Calibration of a Cone Penetrometer for Sand, Norwegian Geotechnical Institute Publication*, n. 138.

Pinheiro, G. P. (2018) *Caracterização Geotécnica em Laboratório da Areia da Praia dos Cavaleiros-Macaé/RJ.* Trabalho de conclusão de curso, Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia, UFRJ-Macaé, 124 p.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/584

Análise dos Comportamentos Físico-químico e Mecânico de Areias de Dunas Melhoradas com Cimento Portland

Douglas Domingues Kaípo
Engenheiro Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, douglasdomingues1712@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa
Professor, UFSC, Florianópolis, Brasil, naloan.sampa@ufsc.br

Humberto Cosmos Ferreira de Sales Silveiro da Silva Volpato
Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, humberto.cosmos@grad.ufsc.br

RESUMO: O artigo estudou os principais comportamentos físico-químicos e mecânicos de uma mistura de areia e cimento. Os ensaios realizados abrangem granulometria, massa específica, limites de Atterberg, pH, Fluorescência de Raios-X, Difração de Raios-X, além dos ensaios de resistência à compressão simples e diametral. A influência do tempo de cura, teor de cimento e peso específico seco na resistência mecânica das misturas foi analisada. Os resultados indicam uma melhoria na resistência mecânica com o aumento das variáveis investigadas, em consonância com pesquisas anteriores. Várias expressões foram propostas como metodologia de dosagem, relacionando as resistências à compressão simples e diametral com a razão entre porosidade e teor volumétrico de cimento. Os resultados deste estudo servirão como base para pesquisas em andamento e futuras sobre o comportamento de areias de dunas de Florianópolis melhorados com adição de diferentes agentes cimentantes, visando à proteção das dunas e à redução do impacto da erosão costeira.

PALAVRAS-CHAVE: Cimento Portland, Areia, Resistência à Compresão Simples, , Resistência à Compresão Diametral, Melhoramento dos Solos.

ABSTRACT: The paper investigated the main physicochemical and mechanical behaviors of a mixture of sand and cement. The conducted tests cover particle size distribution, specific gravity, Atterberg limits, pH, X-ray Fluorescence, X-ray Diffraction, as well as the unconfined compression and splitting tensile tests. The influence of curing time, cement content, and dry specific weight on the mechanical strength of the mixtures was analyzed. The results indicate an improvement in mechanical strength with the increase of the investigated variables, in line with previous research. Several expressions were proposed as dosing methodology, relating unconfined compression and splitting tensile strengths with the ratio between porosity and volumetric cement content. The findings of this study will serve as basis for ongoing and future research on the behavior of Florianópolis dune sands enhanced with the addition of different cementitious agents, aiming at dune protection and reducing the impact of coastal erosion.

KEYWORDS: Portland Cement, Sand, Unconfined Compression Strength, Splitting Tensile Strength, Soil Improvement.

1 INTRODUÇÃO

Os solos são amplamente utilizados na engenharia como suporte para fundações e materiais de construção, devido à sua abundância na natureza e baixo custo. No entanto, os solos classificados como moles, expansíveis, fofos, colapsáveis, orgânicos, entre outros considerados problemáticos, podem apresentar desafios para a implantação e bom desempenho de obras de engenharia.

Para lidar com essas limitações, é comum recorrer à remoção parcial ou total do solo, ajustes nos projetos ou melhoramento das propriedades do solo para atender aos requisitos do projeto (Cristelo, 2001).

Várias técnicas são empregadas para o melhoramento dos solos, incluindo a estabilização por processos físico-químicos. Essa técnica envolve a adição de agentes cimentantes como cimento Portland, cal, pozolanas, materiais betuminosos, resinas, entre outros, ao solo, promovendo reações químicas ou interações

físicas que melhoram uma ou mais propriedades do solo natural. Dentre esses agentes cimentantes, o cimento Portland e a cal são os mais utilizados.

Diversos autores investigaram as principais reações que ocorrem em uma mistura solo-cimento-água, incluindo Herzog e Mitchel (1963), Moh (1965), Ingles e Metcalf (1972), Bergado et al. (1996), Mindess et al. (2003). Currin et al. (1976) e a NBR 11798:2012 identificaram solos suscetíveis à estabilização com cimento com base nos resultados das análises granulométricas e dos limites de Atterberg, enquanto a NBR 12253:2012 recomenda proporções de cimento para a estabilização de vários tipos de solo. Por outro lado, Croft (1967), Kosmatka et al. (2002), PCA (2002), e a NBR 12253:2012 discutem a dosagem da mistura solo-cimento e a resistência à compressão simples (q_u) mínima necessária para considerar essas misturas como estabilizadas.

Vários métodos racionais de dosagem foram propostos por diferentes autores, como Larnach (1960), Kézdi (1979), Foppa (2005), Diambra et al. (2017), Consoli et al. (2017a), Consoli et al. (2017b), e Consoli et al. (2018). Esses métodos visam relacionar a resistência à compressão simples (q_u) ou outros comportamentos com parâmetros como volume absoluto de vazios ((V_v)), volume absoluto de cimento (V_c), porosidade (η) ou teor volumétrico de cimento (C_{iv}). Por exemplo, as Equações 1 e 2 foram propostas por Foppa (2005) e Diambra et al. (2017), respectivamente, para relacionar $q_u$do solo melhorado com a razão entre a η e o C_{iv}. Esses autores também apresentam a expressão para o cálculo da η e do C_{iv} e discutem o significado dos expoentes k e B.

$$q_u = A\left(\frac{\eta}{{C_{iv}}^k}\right) \quad (1)$$

$$q_u = A\left(\frac{\eta}{{C_{iv}}^k}\right)^{-B} \quad (2)$$

Dada a heterogeneidade dos solos, é necessário realizar estudos mais aprofundados sobre os comportamentos dos solos regionais para evitar erros de extrapolação. Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo investigar o comportamento das areias das dunas de Florianópolis e estabelecer métodos racionais de dosagem de sua mistura com cimento, considerando diferentes tempos de cura e densidades.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

A areia utilizada neste estudo foi coletada de uma duna em Florianópolis, sul do Brasil. Foi lavada com água, peneirada com uma peneira de 2,0 mm e secada em estufa a 50°C até constância de umidade.

A Figura 1 mostra as curvas granulométrica do solo obtidas por peneiramento e difração a laser. Ambas indicam uma predominância de partículas do tamanho de areia (>88%). O solo é classificado como areia silto-arenosa não-plástica, uniforme a mal graduada (SP-SM com Cu < 5) de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS). A Tabela 1 resume as principais propriedades físicas da areia, enquanto a Tabela 2 apresenta resultados da análise de Espectrometria de Fluorescência de Raio X – FRX, com destaque do quartzo (SiO_2).

O cimento Portland CP V-ARI utilizado no estudo é um cimento de alta resistência inicial conhecido por sua alta reatividade em pouco tempo. O rápido desenvolvimento de resistência facilitou a seleção de tempos de cura de 7 dias e 28 dias. A curva granulométrica do cimento é ilustrada na Figura 2, onde se observa predominância de partículas finas cuja densidade real dos grãos é de 3,13. As principais propriedades químicas e físicas são mostradas nas Tabelas 2 e 3, respectivamente.

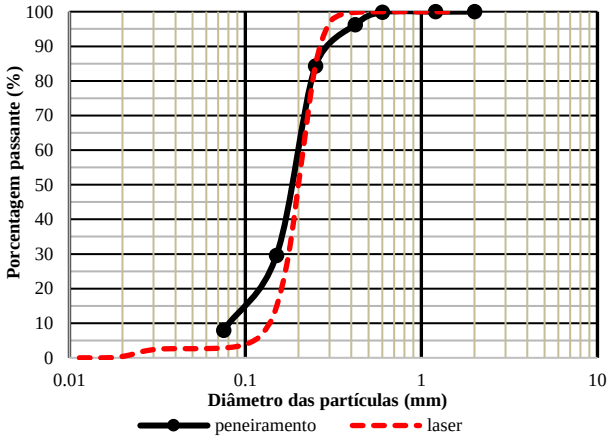


Figura 1. Curva granulométricas do solo.

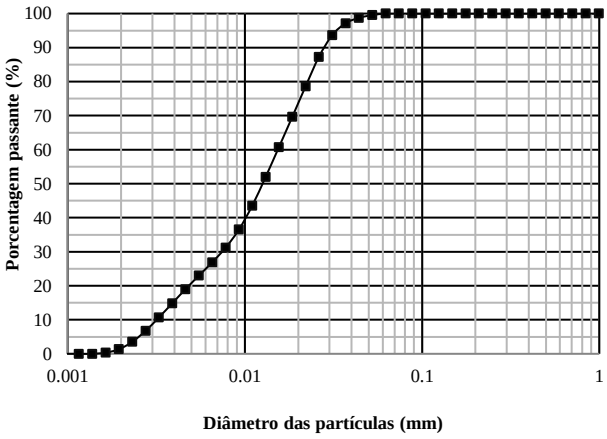


Figura 2. Curva granulométrica do cimento Portland.

Os espectros de difração de raios-X (DR-X) da areia e do cimento, além das propriedades físicas e mecânicas do cimento CP-V, podem ser encontrados em Domingues (2023). Os resultados de DR-X indicam presença de óxido de cálcio (CaO), que é essencial para ocorrência da reações pozolânicas e aumentar significativamente a resistência de misturas de solo-cimento. Os resultados de fluorescência de raios-X (FR-X) apresentados na Figura 2 mostram uma concentração de mais de 73% de CaO no cimento, corroborando os resultados da FR-X.

Tabela 1.1 Propriedades físicas da areia.

Propriedades	Areia
Limite de Liquidez (%)	-
Limite de Plasticidade (%)	-
Índice de Plasticidade (%)	Não plástico
Massa específ. dos grãos (g/cm³)	2,65
% Areia Grossa	0,0
% Areia Média	3,76
% Areia Fina	88,31
% Argila e Silte	7,93
Diâmetro D_{10} (mm)	0,08
Diâmetro D_{30} (mm)	0,16
Diâmetro D_{60} (mm)	0,20
Coeficiente de Uniformidade (C_U)	2,50
Coeficiente de Curvatura (C_C)	1,60
Peso unitário seco máximo para a energia intermediária de Proctor (kN/m³).	16,35
Teor de umidade ótimo para energia intermediária de Proctor (%).	16,9
Classificação SUCS	SP-SM
Classificação AASHTO	A-3 (0)

Tabela 2. Porcentagem de óxidos de átomos dos elementos químicos – ensaio FR-X.

Areia		Cimento CP-V	
Analito (óxidos)	%	Analito (óxidos)	%
SiO_2	92,74	CaO	73,037
Al_2O_3	3,044	SiO_2	17,102
CaO	1,673	SO_3	4,529
K_2O	1,542	Fe_2O_3	3,302
Fe_2O_3	0,568	K_2O	1,200
TiO_2	0,169	SrO	0,342
SO_3	0,145	TiO_2	0,342
Sm_2O_3	0,039	MnO	0,047
MnO	0,024	$V2O_5$	0,027
CuO	0,018	CuO	0,026
ZrO_2	0,009	Cr_2O_3	0,021
Au_2O	0,008	ZnO	0,018
SrO	0,005	Rb_2O	0,007
Rb_2O	0,005	NiO	0,001

2.2 Métodos

2.2.1 Moldagem e Cura de Corpos-de-Prova

Os corpos-de-prova (CPs), com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, foram utilizados nos ensaios de compressão simples e diametral. A moldagem dos CPs começou com a pesagem de areia, cimento e água. Em seguida, areia e cimento foram misturados manualmente para obter uma mistura homogênea. A água foi gradualmente adicionada para hidratar uniformemente todas as partículas do solo-cimento. Após a mistura, o

material de cada camadas foi pesado e armazenado em recipiente fechado para evitar perda de umidade. O material remanescente foi colocado em duas cápsulas para determinação de umidade.

A compactação foi realizada por meio de acionamento manual de um macaco hidráulico, que empurrA verticalmente o molde tripartido contendo solo-cimento contra um pistão de 5 mm de diâmetro preso a uma estrutura metálica. O processo continuou até alcançar 3,3 cm de espessura para cada camada e a densidade seca especificada. Antes da compactação, as partes do molde foram lubrificadas, unidas e fixadas à base do molde. As superfícies da primeira e da segunda camada foram levemente escarificadas antes de adicionar o material da próxima camada. O CP foi retirado do molde imediatamente após a compactação, e seu peso e dimensões (diâmetro e altura) foram medidos com precisão de 0,01 g e 0,1 mm, respectivamente. Três CPs foram moldados para cada combinação de mistura para antecipar a dispersão esperada dos resultados.

Os pesos específicos secos de 14 kN/m³, 15 kN/m³ e 16 kN/m³ e a umidade de 16,8% considerados nos ensaios com tempo de cura de 7 dias, foram determinados por meio do ensaio de compactação Proctor intermediário. Para o tempo de cura de 28 dias, os CPs foram moldados com o mesmo teor de umidade, mas com peso específico seco de 16 kN/m³ e teor de cimento de 5%. Os teores de cimento em relação à massa seca da areia foram determinados com base nos valores de pH medidos de acordo com ASTM D6276/2019, usando um medidor de pH portátil DIGIMED DM-20P com faixa de medição de -2 a 20. O pH do cimento puro é de 12,14, enquanto o pH do solo com teores de cimento de 3%, 5% e 7% varia entre 9,5 e 12,11.

A preparação dos CPs, incluindo a mistura, a compactação, o acondicionamento e o armazenamento na câmara úmida, levou menos de uma hora. Esse tempo é inferior ao tempo de pega inicial do cimento, que é de 2 horas e 37 minutos.

2.2.2 Ensaios de Compressão Simples e Diametral

Após o sexto dia de cura (ou vigésimo sétimo dia) dos CPs na câmara úmida, eles foram imersos ainda em um tanque de água por 24 h para minimizar o efeito da sucção. Antes dos ensaios de compressão, eles foram removidos do tanque e superficialmente secos com papel-toalha. Em seguida, um CP foi posicionado verticalmente (ou horizontalmente no ensaio de compressão diametral) no centro da prensa de compressão, com capacidade de 50 kN. Após os ajustes necessários, o CP foi comprimido até a ruptura a uma taxa constante de 1,14 mm/min. Um relógio comparador fixo ao anel dinamométrico de 10 kN e resolução de 0,005 kN foi utilizado para medir os deslocamentos, que foram posteriormente convertidos em cargas.

Um total de 90 corpos de prova (72 com tempo de cura de 7 dias e 18 com tempo de cura de 28 dias) foram considerados válidos e testados, conforme mostra a Tabela 3.

Tabela 3. Quantidade de ensaios realizados.

Mistura	Ensaio	Tempo de cura	Quantidade (un.)
Solo - Cimento	Compressão Simples (CS)	7 dias	36
	Compressão Diametral (CD)		36
	Compressão Simples (CS)	28 dias	9
	Compressão Diametral (CD)		9
		Total	90

3 RESULTADOS

As Figuras 3 e 4 mostram a variação da resistência à compressão simples (q_u) e à compressão diametral (q_t) em função do teor de cimento (CP) para diferentes pesos específicos secos. Por sua vez, as Figuras 5 e 6 demonstram a variação de q_u e q_t em função do peso específico seco para diferentes teores de cimento (CP). Todas as figuras referem-se a um tempo de cura de 7 dias.

Os valores de q_u *e* q_t aumentaram de forma não linear com o aumento tanto do teor de cimento quanto do peso específico seco. A influência do peso específico seco nos valores de q_u *e* q_t está relacionada à redução dos vazios e ao maior entrosamento entre as partículas devido à densificação. Já a influência do teor

de cimento nos valores de qq_u *e* q_t está associada à maior disponibilidade de CaO para as reações pozolânicas responsáveis pelo aumento da resistência.

Por exemplo, com um teor de cimento de 7%, os valores de q_u são 306 kPa, 436 kPa e 863 kPa para pesos específicos secos de 14 kN/m³, 15 kN/m³ e 16 kN/m³, respectivamente. Considerando um peso específico seco de 16 kN/m³, os valores de q_u são iguais a 10,6 kPa, 165 kPa, 451 kPa e 863 kPa para os teores de cimento de 0%, 3%, 5% e 7%, respectivamente. Para um teor de cimento de 7%, os valores de q_t são 52,8 kPa, 56,5 kPa e 71,4 kPa para pesos específicos secos de 14 kN/m³, 15 kN/m³ e 16 kN/m³, respectivamente. Considerando um peso específico seco de 16 kN/m³, observa-se que os valores de q_t são iguais a 20 kPa, 19 kPa, 48,8 kPa e 71,4 kPa para teores de cimento de 0%, 3%, 5% e 7%, respectivamente. Os valores de q_u e q_t aos 7 dias são inferiores aos 2,1 MPa recomendados por PCA (2002) e NBR 12253/2012 para solos estabilizados com cimento, indicando a necessidade de tempos de cura mais longos ou teores de cimento mais elevados para atender aos critérios de estabilidade.

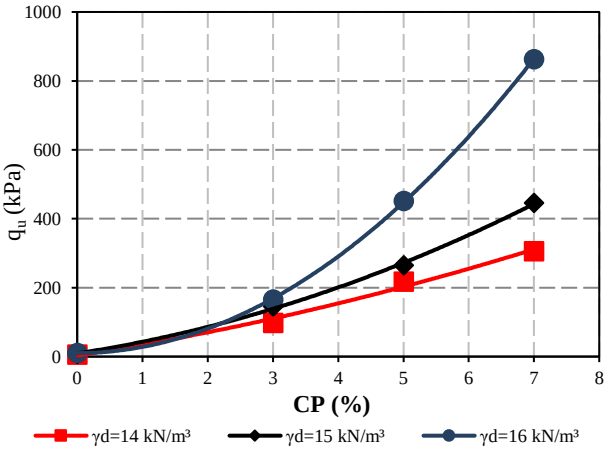


Figura 3. q_u *versus* CP - tempo de cura de 7 dias.

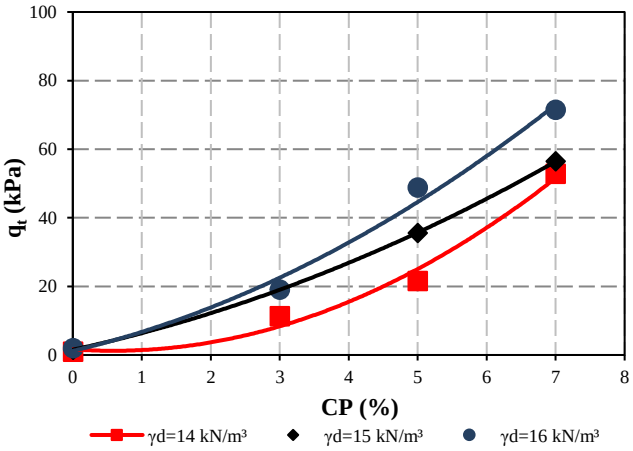


Figura 4. q_t *versus* CP - tempo de cura de 7 dias.

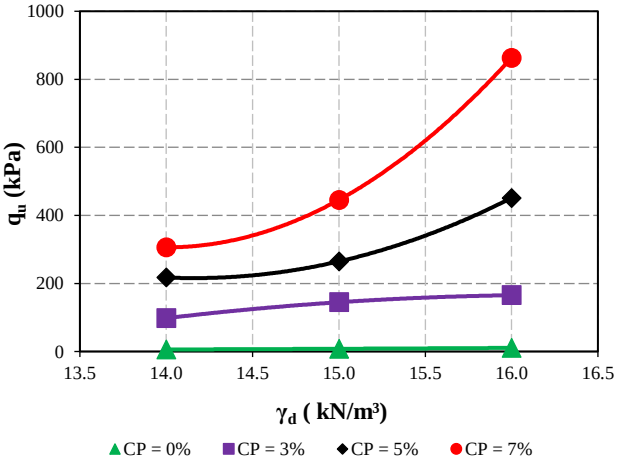


Figura 5. q_u *versus* γ_d - tempo de cura de 7 dias.

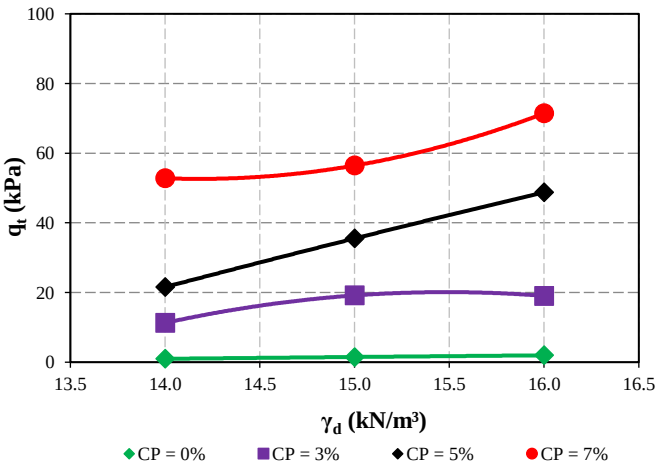


Figura 6. q_t *versus* γ_d - tempo de cura de 7 dias.

As Figuras 6 e 7 demonstram a influência do tempo de cura nos valores de q_u e q_t, respectivamente. Como era esperado, os valores de q_u e q_t aos 28 dias são superiores aos de 7 dias devido às reações pozolânicas que continuam ocorrer ao longo do tempo. As resistências à compressão simples e diametral aumentam de forma não linear com o teor de cimento em ambos os tempos de cura.

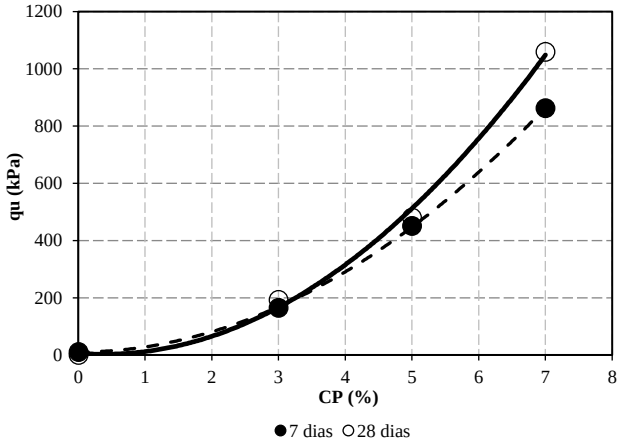


Figura 6. q_u versus CP – tempos de cura de 7 e 28 dias.

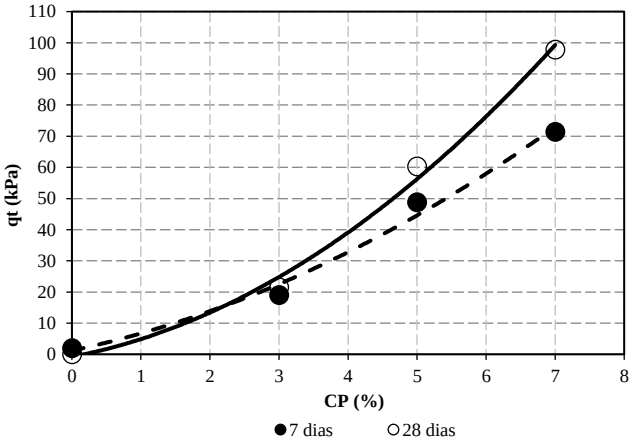


Figura 7. q_t versus CP – tempos de cura de 7 e 28 dias.

As Figuras 8 e 9 apresentam a razão q_t/q_u para tempos de cura de 7 e 28 dias, respectivamente. Na Figura 8, a razão varia entre 8,28% e 18,87% para diferentes teores de cimento e pesos específicos. As médias da razaão q_t/q_u são de 18,1% para 0% de cimento, 12,1% para 3%, 11,4% para 5% e 12,7% para 7%.

Na Figura 9, com 28 dias de cura, a razão q_t/q_u varia entre 9,23% e 12,56%. Os valores das razões q_t/q_u em ambos os tempos de cura estão dentro da faixa de 10% a 20% encontrada na literatura para solos estabilizados com cimento.

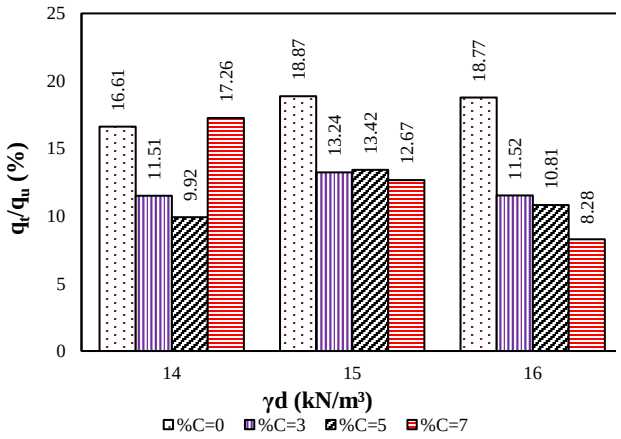


Figura 8. q_t/q_u *versus* γ_d – 7 dias.

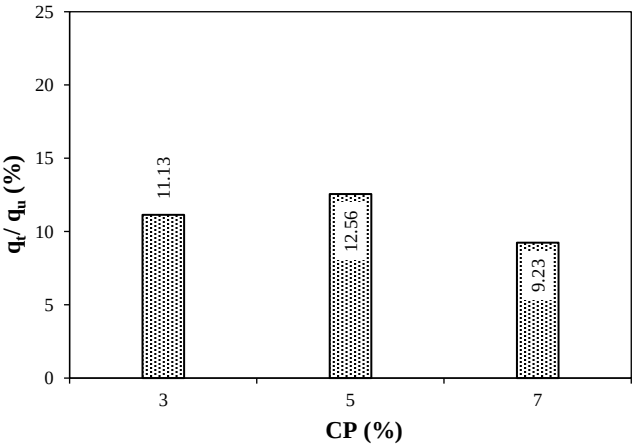


Figura 9 - q_t/q_u *versus* CP - 28 dias.

As Figuras 10 a 13 ilustram a variação das resistências à compressão em função da razão entre a porosidade (η) e o teor volumétrico de cimento (C_{iv}). Todas as figuras indicam uma redução de q_u ou q_t com o aumento da razão η/C_{iv}, e aind mostram uma forte correlação entre q_u ou q_t com a razão η/C_{iv}, conforme evidenciado por valores de R^2 superiores a 0,92.

Os coeficientes k nas relações de q_u são 0,29 e 0,95 para tempos de cura de 7 e 28 dias, respectivamente. Nas relações de q_t, os valores de k são 1,04 e 1,22 para os mesmos tempos de cura. Coeficientes k menores que 1 indicam uma influência maior da porosidade do que do teor de cimento, enquanto valores superiores a 1 sugerem o contrário.

Conforme discutido anteriormente, essas normalizações servem como métodos racionais de dosagem, permitindo uma estimativa rápida dos valores de q_u ou q_t com base na porosidade (η) e no teor volumétrico de cimento (C_{iv}).

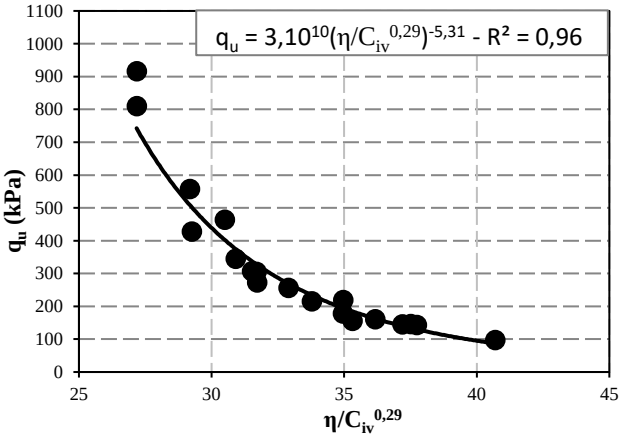


Figura 10. q_u *versus* η/C_{iv} - 7 dias.

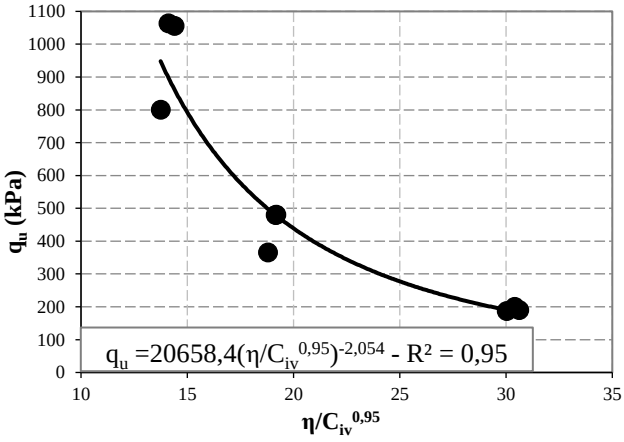


Figura 11. q_{u} *versus* η/C_{iv} - 28 dias.

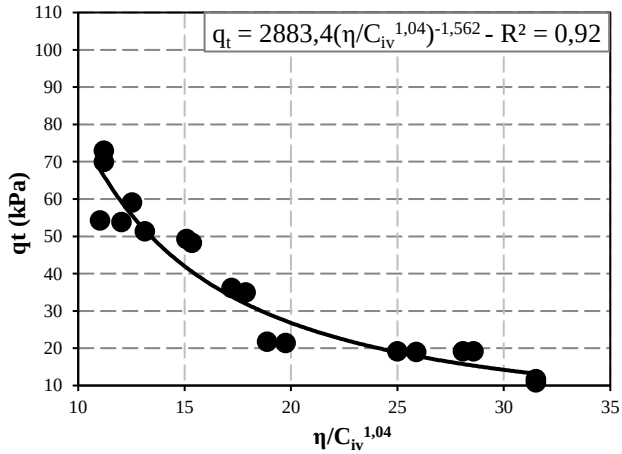


Figura 12. q_{t} *versus* η/C_{iv} - 7 dias.

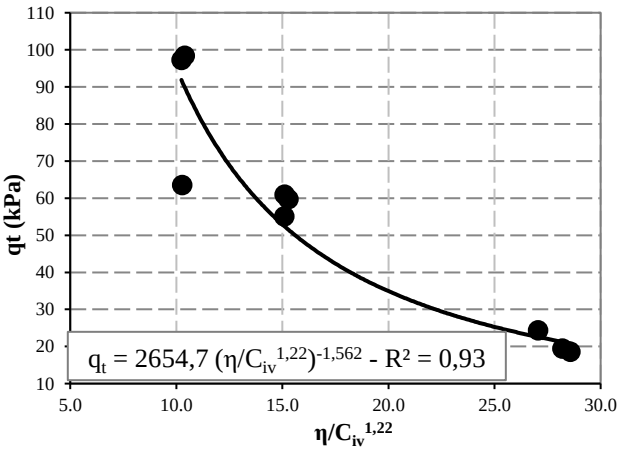


Figura 13. q_{t} *versus* η/C_{iv} - 28 dias.

4 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo investigar os comportamentos físico-mecânicos de um solo arenoso melhorado com cimento Portland e estabelecer métodos racionais de dosagem. A partir dos resultados obtidos, são apresentadas as seguintes conclusões:

- o solo em estudo é predominantemente arenoso, composto por partículas de quartzo, sendo classificado como não plástico, uniforme a mal graduado. Seu peso específico seco máximo e a umidade ótima são iguais a 16,35 kN/m³ e 16,8 %, respectivamente;
- o pH do solo sem a adição de agente cimentante é de 9,53. Com a adição de teores de cimento entre 3% e 7%, observa-se um aumento substancial, variando de 11,94 a 12,14;
- as análises químicas por meio de DR-X e FR-X indicam a predominância de quartzo (SiO_2) na areia e de óxido de cálcio (CaO) no cimento;
- As resistências à compressão simples (q_{u}) e compressão diametral (q_{t}) aumentam consideravelmente com o aumento do teor de cimento, do peso específico seco e do tempo de cura. Contudo, para todas as combinações de mistura, os valores de q_u são inferiores à 2,1 MPa recomendados para solos estabilizados;
- os valoes da razão q_t/q_u estão dentro da faixa de 10% a 20% apresentada na literatura para solos estabilizados com cimento;
- expressões propostas para estimar as resistências a partir da razão entre a porosidade (η) e o teor volumétrico de cimento (C_{iv}) demontram boas correlações e podem ser utilizadas como métodos racionais de dosagem para misturas similares;

- para futuras pesquisas, recomenda-se realizar análises de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) para entender a evolução da cimentação ao longo do tempo. Além disso, deve-se investigar o comportamento das misturas solo-cimento sob temperaturas mais altas e tempos de cura mais longos, bem como avaliar a durabilidade das misturas..

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 11798 (2012) Materiais para base de solo-cimento – Requisitos.*

_____. *NBR 12253 (2012) Solo-cimento – Dosagem para eprego como camada de pavimento – Procedimento.*

Bergado, D.T., Anderson, L.R., Muira, N., Balasubramaniam, A.S. (1996) *Soft ground improvement*. In: Lowland and Other Environments. New Work: American Society of Civil Engineers.

Consoli, N.C., Da Silva, A.P., Nierwinski, H. P., Sosnoski, J. (2017a) Durability, strength and stiffness of compacted gold tailings-cement mixes. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 55(10), p. 486-494.

Consoli, N.C., Da Silva, J.K., Scheuermann Filho, H.C., Rivoire, A.B. (2017b) Compacted clay-industrial wastes blends: long term performance under extreme freeze-thaw and wet-dry conditions. *Applied Clay Science*, v. 146, p. 404-410.

Consoli, N.C., Winter, D., Leon, H.N., Scheuermann Filho, H.C. **(**2018**)** Durability, strength and stiffness of green stabilized sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 144(9), p. 1-10.

Cristelo, N. (2021) *Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal*. Dissertação (Mestrado em Eng. Civil) – Universidade do Minho, Braga, Portugal.

Croft, J.B. (1967) The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization. *Geotechnique*, v. 17(2), p. 119-135.

Currin, D.D., Allen, J.J., Little, D.N. (1976) Validation of soil stabilization index system with manual development, *Transportation Research Board*. Technical Report No. FJSRL-TR-76-0006.

Diambra, A., Ibraim, E., Consoli, N.C., Festugato, L. (2017) Theoretical derivation of artificially cemented granular soil strength. *Journal of Geotechnicaland Geoenvironmental Engineering*, v. 143(5), p. 1-9.

Foppa, D. (2005) *Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados.* Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC, UFSC, Porto Alegre.

Herzog, A., Mitchell, J.K. (1963) Reactions accompanying stabilization of clay with cement. *Highway Research Record*, v. 36, p. 146-171.

Domingues, D.K. (2023) *Análise do Comportamento Mecânico de uma Areia Estabilizada com Ligantes Convencionais e Sustentáveis.*. Trabalho de Conclusão do Curso – Departamento de Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil.

Mindess, S., Young, J.F., Darwin, D. (2003) *Concrete*. New Jersey: Pearson Education.

Kezdi A. (1979) *Stabilized earth roads development in geotechnical engineering*. Elsevier, London

Kosmatka, S.H., Kerkhoff, B., Panarese, W.C. (2002) *Design and control of concrete mixtures.* EB001. Portland Cement Association PCA. 14. Illinois: Skokie, 372 p.

Larnach, W.J. (1960) *Relationship between dry density, voids/cement ratio and strength of soil-cement mixtures.* Civil Engineering and Public Works Reviews. London: Lomax Erskine and Co., v.55(648), p. 903-905.

Moh, Z.C. (1965) Reactions of Soil Minerals with Cement and Chemicals. *Highway Research Record*, Washington, O. C. v. 6a: p. 39-61.

Ingles, O.G., Metcalf, J.B. (1972) *Soil stabilization: principle and practice*. Melbourne: Butterworths.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/585

Análise dos Parâmetros de Resistência de um Solo Melhorado com Aditivo a Base de Hidróxido de Cálcio

Thais Menezes Santana
Graduada em Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, Brasil, thaismenezes159@gmail.com

Guilherme Bravo de Oliveira Almeida
Professor, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, Brasil, gboa@academico.ufs.br

Erinaldo Hilário Cavalcante
Professor, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, Brasil, erinaldohc@gmail.com

Robert Matheus Santos Santana
Graduado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, Brasil, engrobertsantana@gmail.com

RESUMO: A garantia da segurança em obras geotécnicas é de extrema relevância, uma vez que os colapsos causados por suas rupturas podem acarretar perdas materiais e humanas. Em virtude disso, a análise da estabilidade dos taludes a serem executados é crucial para as obras de terra. Muitas técnicas podem ser aplicadas para contornar situações de instabilidade. Uma das soluções empregadas é a realização do melhoramento do solo destinado ao corpo do talude, com o objetivo de aumentar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, correspondendo ao ângulo de atrito interno e intercepto coesivo. Dessa forma, com o objetivo de observar a influência que um estabilizante químico a base de hidróxido de cálcio transmite aos parâmetros de resistência do solo, foi realizado um programa experimental que envolveu ensaios triaxiais CU em misturas de solo fino adicionado a 5% do aditivo, em relação à massa de solo seco. O tempo de cura foi de sete dias. A análise realizada levou em destaque as variações do ângulo de atrito interno e do intercepto coesivo em relação ao solo sem aditivo. Foi observado um comportamento cimentante do estabilizante, o que forneceu às misturas um aumento de 170% no valor do intercepto coesivo e um discreto aumento no valor do ângulo de atrito interno. Por fim, a aplicação dos parâmetros do solo melhorado em uma seção de talude acarretou o aumento do fator de segurança em 65%. Portanto, o estabilizante químico, testado na porcentagem indicada com um solo fino, promoveu melhorias significativas na parcela de resistência coesiva do solo.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização de Solo, Ângulo de Atrito, Intercepto Coesivo, Ensaio Triaxial.

ABSTRACT: The assurance of safety in geotechnical works is of utmost importance, as collapses caused by their failures can lead to material and human losses. Therefore, the analysis of slope stability to be executed is crucial for earthworks. Many techniques can be applied to overcome instability situations. One of the solutions employed is soil improvement for the slope body, aiming to increase shear strength parameters, corresponding to the angle of internal friction and cohesive intercept. Thus, in order to observe the influence that a calcium hydroxide-based chemical stabilizer imparts on soil strength parameters, an experimental program was conducted involving consolidated undrained triaxial tests on mixtures of fine soil added with 5% of the additive, relative to the dry soil mass. The curing time was seven days. The analysis highlighted variations in the angle of internal friction and cohesive intercept compared to soil without additive. A cementitious behavior of the stabilizer was observed, which provided mixtures with a 170% increase in cohesive intercept value and a slight increase in the value of angle of internal friction. Lastly, the application of improved soil parameters in a slope section resulted in a 65% increase in the safety factor. Therefore, the chemical stabilizer, tested at the indicated percentage with fine soil, brought significant improvements in the cohesive resistance portion of the soil.

KEYWORDS: Soil Stabilization, Friction Angle, Cohesive Intercept, Triaxial Test.

1 INTRODUÇÃO

A engenharia civil possui diversas vertentes de atuação. Todas elas têm em comum o interesse em atender parâmetros, diga-se pilares, de qualidade, otimizar os custos e, principalmente, garantir a segurança dos futuros usuários que irão usufruir da edificação.

A geotecnia, área de atuação da engenharia civil que trabalha com enfoque no solo, não seria diferente. A preocupação pela qualidade, custo e segurança são prioridades no momento de execução de projetos geotécnicos, tais como fundações, barragens, contenções e aterros. Todas são obras de grande responsabilidade, já que geralmente são de alto custo e requerem elevado conhecimento técnico ao lidar com um material tão heterogêneo como o solo.

É comum a verificação de ocorrências de ruptura de aterros rodoviários em todo o Brasil. Muitos erros de projeto e construtivos podem culminar na ruptura de um aterro: desleixo no planejamento ou execução dos aparelhos de drenagem, estudo precário do solo de fundação, determinação incorreta dos parâmetros de resistência a partir de correlações empíricas pouco representativas na região em estudo e inexistência de análises de estabilidade.

Existem diversas intervenções que podem ser adotadas para aumentar o fator de segurança de um talude, sendo que cada uma delas irá depender das características da obra e de seu entorno. Inicialmente, pode-se pensar na solução de retaludamento, em que se diminui o ângulo de inclinação do talude. Essa solução pode ser inviável devido a questões de espaço e custo.

Antes de estudar as possíveis soluções, é recorrente realizar o estudo das jazidas mais próximas da obra que atendam aos requisitos de projeto. O estudo da viabilidade é de suma importância, visto que as ocorrências de jazidas com materiais que atendem aos requisitos das normas podem estar em grandes distâncias, aumentando os custos, sendo necessário pensar em soluções como a estabilização.

Com o intuito de otimizar a solução, o emprego da estabilização de solos pode ser adotado com a intenção de melhorar alguns parâmetros de interesse para o projeto de engenharia. Materiais com características cimentantes são exemplos de estabilizantes que fornecem o melhoramento mecânico muitas vezes desejado para os projetos geotécnicos.

Em função da importância do estudo de soluções que melhorem os parâmetros condizentes com a análise de estabilidade de taludes, esta pesquisa tem o objetivo de verificar a eficácia do uso do estabilizante químico à base de hidróxido de cálcio. Tal estudo se mostra pertinente, uma vez que os fornecedores garantem o aumento do módulo do material, podendo, comumente, ser representado pelo ISC (Índice de Suporte Califórnia), mas nada é mencionado a respeito de ganhos nos valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito. A hipótese sugerida é que a adição de um certo teor do estabilizante tornará o solo mais resistente, mais coeso e menos susceptível a deformações, levando em consideração, por exemplo, os resultados obtidos por Santana (2023) e Júnior (2016). Tal verificação será comprovada por meio de ensaios laboratoriais e análises dos fatores de segurança por meio de simulações em software.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O programa experimental desta pesquisa consiste na realização de ensaios com amostra de solo puro e com mistura de solo e estabilizante químico, permitindo a determinação dos parâmetros de resistência necessários para avaliar o fator de segurança de um aterro rodoviário através do método de Bishop, que consiste em um método de equilíbrio limite que considera as forças verticais entre as fatias correspondendo a zero, com o intuito de diminuir incógnitas e tornar possível o cálculo do equilíbrio estático entre as cargas atuantes e resistentes (GERSCOVICH, 2016).

Neste tópico são apresentadas informações sobre o solo, tais como localização de coleta e as normas técnicas para realização dos ensaios. Além disso, estão descritas as características do estabilizante químico utilizado na pesquisa. No item Resultados e Discussão serão apresentados todos os resultados dos ensaios do solo puro e das misturas com o aditivo, incluindo a simulação com o software GeoStudio.

2.1 Materiais

O solo escolhido foi proveniente da região do município de Siriri, estado de Sergipe, a cerca de 51 km da capital Aracaju. A escolha desse material foi feita devido a sua possível utilização para finalização de trecho de aterro rodoviário da BR-101, localizado na entrada do município. Segundo levantamento geológico realizado por Jacomine et al. (1975), esse solo faz parte da Formação Barreiras, pertencendo à classe PV1 (podzólico vermelho amarelo) (GEOINFO, 2018), através do mapa exploratório de reconhecimento de solos do estado de Sergipe.

O estabilizante químico utilizado é um composto constituído a base de hidróxido de cálcio, de cor acinzentada e pulverulento, semelhante ao pó de cimento Portland. Segundo informações dos fornecedores, suas características químicas o permitem ser armazenado a céu aberto, sem alteração da qualidade e eficiência. Também são informadas suas principais aplicações práticas, sendo uma delas a estabilização de camadas nobres do pavimento, por proporcionar melhoramento em parâmetros geomecânicos, impermeabilização e cimentação das partículas. O teor desse estabilizante foi de 5% em relação à massa de solo seco, porcentagem utilizada por Santana (2023), pesquisa realizada em paralelo a esta, que fez uso da mesma amostra de solo. Na Figura 1 é apresentada a amostra de solo e o estabilizante químico antes da realização da mistura.

Figura 1. Amostra de solo e do 5% de estabilizante químico antes da mistura.

2.2 Métodos

A amostra enviada ao laboratório foi preparada de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 2016a), colocando o material em bandejas para secagem até a umidade higroscópica, destorroamento com o almofariz e mão de gral e repartição de amostras. Após o preparo dessas, a caracterização física do solo teve início, seguida da determinação dos parâmetros de compactação e de resistência necessários ao tipo de estudo de estabilidade de taludes escolhido para a pesquisa, com escolha do ensaio triaxial CU (Consolidated Undrained).

Seguindo os procedimentos descritos na NBR 7181 (ABNT, 2016e), as etapas de peneiramento e sedimentação foram realizadas, sendo a sedimentação com uso do defloculante (hexametafosfato de sódio). Para determinação da massa específica dos grãos, foi realizado o ensaio normatizado pela NBR 6458 (ABNT, 2016b). Por fim, os limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP) foram executados seguindo as normas NBR 6459 (ABNT, 2016c) e NBR 7180 (ABNT, 2016d), respectivamente.

Como descrito através da DNER-ME 228/94 (DNER, 1994), o ensaio de compactação em equipamento miniatura tem como objetivo determinar a massa específica aparente seca máxima e umidade ótima do material passante na peneira de 2 mm de abertura, através de corpos de prova miniatura. Para essa finalidade, realizaram-se cinco compactações na energia intermediária tanto para o solo puro como para a mistura.

Para o ensaio triaxial adensado não-drenado (CU), foi utilizada como referência a norma americana ASTM D4767-11 (ASTM, 2020). Foram compactados na umidade ótima quatro corpos de prova (CPs) de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, mantidos na câmara úmida durante sete dias de cura ao invés de vinte e oito dias, devido ao curto intervalo de tempo para realização dos ensaios. As tensões confinantes para os quatros CPs da mistura foram de 50, 100, 200 e 400 kPa, respectivamente. Após a realização das etapas de saturação e adensamentos, a etapa de rompimento foi executada para cada um dos CPs com a deformação constante de 0,50 mm/min, permitindo com que após 40 minutos os CPs deformem 20%. A norma ASTM D4767-11 (ASTM, 2020) afirma que, com 15% de deformação, a maioria dos CPs já são considerados rompidos.

Foram realizadas leituras de poropressão durante a realização dos ensaios da mistura. Porém, para fins de comparação com os resultados previamente disponíveis no laboratório referentes ao solo puro, os parâmetros obtidos a partir dos ensaios foram relacionados às tensões totais, pois o solo puro também foi ensaiado através do ensaio triaxial CU, mas sem medir a poropressão.

Os ensaios triaxiais CU para o solo puro executados previamente no laboratório foram realizados com três CPs variando a tensão confinante em 50, 100 e 200 kPa. A escolha da execução do quarto CP para a mistura, com tensão confinante correspondente a 400 kPa, decorre do interesse de verificar o comportamento do solo, quando aditivado quimicamente, ao se aplicar tensões confinantes maiores.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Caracterização dos Materiais

A Figura 2 ilustra as curvas granulométricas das amostras de solo puro e da mistura (solo e 5% de estabilizante químico). Outras informações referentes aos materiais estão apresentadas na Tabela 1.

Para ambas as amostras, percebe-se uma semelhança na fração passante pela peneira #200 (0,075 mm), indicando um solo fino, como também na massa específica dos grãos. Quanto aos limites, observa-se uma redução na plasticidade quando foi adicionado 5% do aditivo.

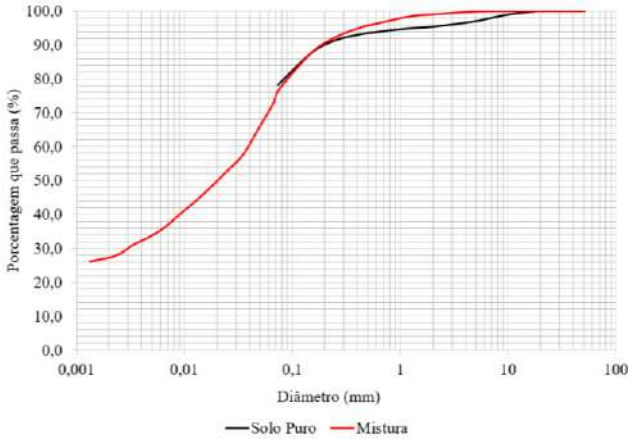


Figura 2. Curvas granulométricas do solo e da mistura.

Desses resultados, é possível notar que o estabilizante químico reduziu a plasticidade do solo. Levando isso em consideração, juntamente com a tendência da curva granulométrica do solo puro apresentar uma elevação nas frações de silte e argila, em comparação ao solo aditivado com o estabilizante (Figura 2), pode-se deduzir que a parcela fina do solo passou pelo processo de aglutinação, devido ao estabilizante químico, aumentando assim o tamanho das partículas. Resultados semelhantes podem ser observados por Portelinha et al. (2012) na verificação da mudança granulométrica e da plasticidade de dois solos tropicais melhorados com cimento e cal. Cruz e Jalali (2010) também explicam o processo de aglutinação das partículas do solo misturado com cimento, descrevendo uma modificação na fração argilosa. Porém, esse resultado (para o solo puro) não pôde ser confirmado com a etapa de sedimentação, em virtude da pequena quantidade de material restante da amostra em estudo. Por este motivo, não foi realizada a etapa da sedimentação e a curva apresentada para o solo puro não apresentou uma continuidade após a peneira #200.

Com o objetivo de determinar a massa específica aparente seca (ρ_d) máxima e a umidade ótima (W_{otm}) das amostras de solo puro e da mistura, foram realizados ensaios de compactação mini-proctor (Figura 3). Observa-se das curvas que houve uma redução na ρ_d e aumento na W_{otm} quando o solo foi aditivado com o estabilizante químico. A Tabela 1 resume os resultados de caracterização descritos.

Tabela 1: Resultados de caracterização para solo puro e solo melhorado.

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Classificação SUCS	ρ_S (g/cm³)	W_{otm} (%)	ρ_d (g/cm³)
Solo puro	44	25	19	CL (argila de baixa plasticidade com areia)	2,70	16,1	1,90
Solo melhorado	38	27	11	ML (silte com areia)	2,77	17,4	1,85

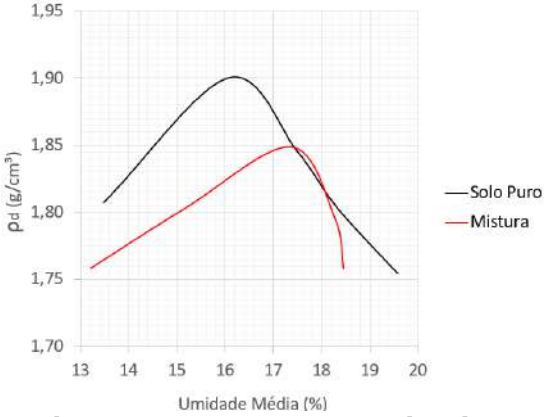
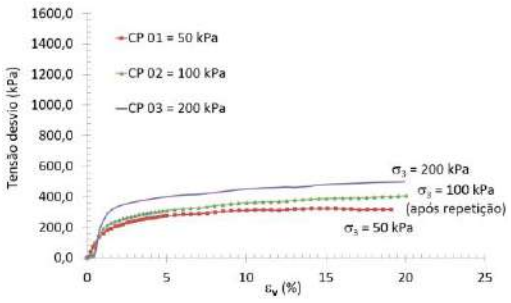


Figura 3. Curvas de compactação mini-Proctor do solo puro e da mistura.

3.2 Parâmetros de Resistência

Os resultados dos gráficos tensão desvio x deformação do solo puro e da mistura encontram-se na Figura 4 (a) e (b), respectivamente. Vale ressaltar que na época do ensaio triaxial com o solo puro, foi necessário repetir o ensaio do CP-02 e que as rupturas dos CPs do solo puro foram consideradas na deformação de 5%.

(a)



(b)

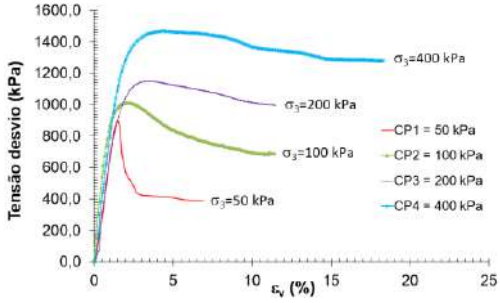


Figura 4. Gráfico tensão desvio x deformação axial para (a) solo puro e (b) solo + 5% de estabilizante.

Ao se observar a Figura 4, é possível notar alguns comportamentos destoantes. Os três gráficos correspondentes ao solo puro apresentaram comportamento de solos com ruptura dúctil (Figura 4 (a)), que seriam solos que apresentam grandes deformações com uma pequena variação na tensão desvio. Para os gráficos correspondentes à mistura (Figura 4 (b)), percebe-se que o CP-01 apresentou um pico acentuado com um valor de deformação pequeno. Dessa forma, é notório o comportamento frágil, comprovado pela forma de ruptura do CP, ilustrado na Figura 5 (a). Análogo a ele, o CP-02 da mistura, também apresentou pico de ruptura, entretanto, com maior suavidade. Já os CP-03 e CP-04 da mistura exibiram comportamento dúctil na ruptura. Como apontado por Pinto (2006) e Martins (2001), esse comportamento se deve à tensão de cedência que o estabilizante químico concedeu ao solo. Vale ressaltar que, segundo Pinto (2006), a tensão de cedência corresponde a uma tensão referente aos solos cimentados, fazendo com que as tensões de confinamento inferiores a esse valor permitam que a coesão proporcionada pela cimentação seja mobilizada inicialmente, fornecendo uma ruptura com pouca deformação. Os gráficos tensão desvio x deformação apresentados pelos autores Pinto (2006), Martins (2001) e Maccarini (1987) apud Martins (2001) se assemelham com os obtidos nesta pesquisa ao se adicionar o aditivo químico.

Adotando para comparação os CPs-01 do solo puro e da mistura, é possível observar a mudança de comportamento mecânico que o estabilizante químico transfere para o solo, devido à cimentação das partículas. Ainda em relação à Figura 5, é possível visualizar como ocorreu o rompimento dos CPs para cada tensão de confinamento.

A partir dos ensaios triaxiais CU é possível traçar a envoltória de ruptura, fornecendo os parâmetros de resistência totais de interesse da pesquisa. A Figura 6 ilustra o resultado das envoltórias de ruptura para o solo puro e a mistura, a partir do traçado dos círculos de Mohr. Observa-se que o valor de intercepto coesivo (c) para o solo puro já é consideravelmente alto, por ser um solo argiloso compactado na energia intermediária.

(a) (b) (c) (d)

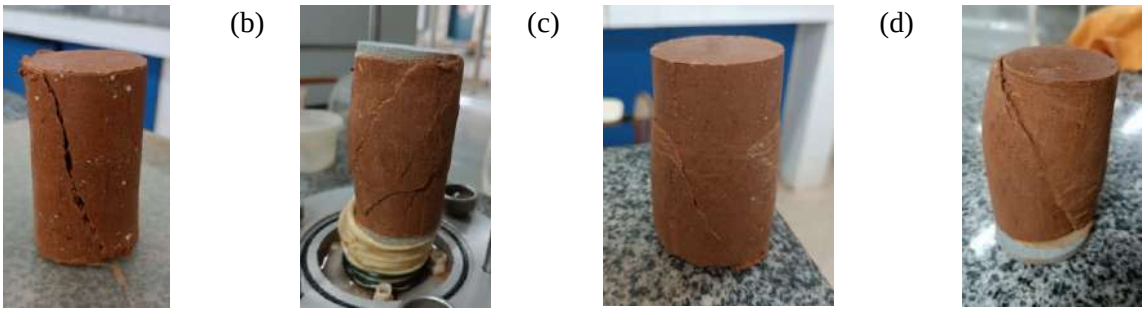


Figura 5. Ruptura dos CPs para a mistura com confinamento de 50 (a), 100 (b), 200 (c) e 400 kPa (d).

Dos resultados obtidos, percebe-se um aumento expressivo no valor do intercepto coesivo (c), como também um crescimento no ângulo de atrito (Ø), quando comparado ao solo puro. Portanto, o resultado obtido está coerente com valores alcançados pelos pesquisadores Sachetti (2014), Junior (2011) e Aguiar (2014), ao trabalharem com outros materiais estabilizantes. Uma suposição que pode ser levantada em relação ao aumento no ângulo de atrito é referente a aglutinação das partículas argilosas, tornando a área de contato maior e permitindo um melhor entrosamento entre os grãos.

(a) (b)

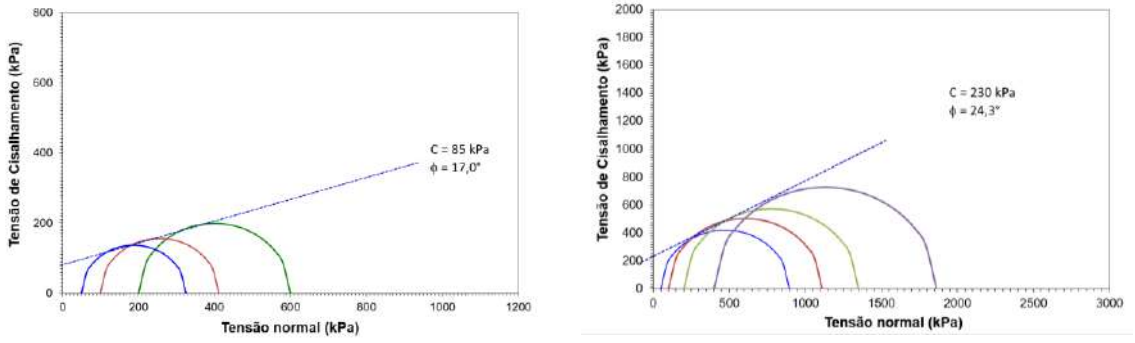


Figura 6. Envoltória de ruptura para (a) o solo puro e (b) solo + 5% de estabilizante.

É de suma importância destacar que os CPs foram ensaiados com sete dias de cura e mesmo assim o aumento no intercepto coesivo foi considerável. Pode-se deduzir então que, o estabilizante químico utilizado nesta pesquisa fornece elevado aumento no intercepto coesivo em poucos dias, semelhante ao cimento Portland, como apresentado por Sachetti (2014). Isso se deve à característica cimentante que ambos materiais possuem.

3.3 Análise de Estabilidade

Nesta pesquisa foi utilizada como exemplo uma das seções preliminares propostas para uma obra rodoviária, como apresentada na Figura 7.

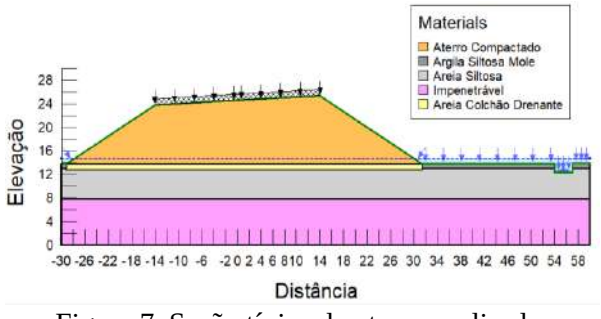


Figura 7. Seção típica do aterro analisado.

Para determinação dos fatores de segurança associados aos parâmetros do solo puro e mistura de solo com estabilizante, foi utilizado o software GeoStudio, em específico o módulo SLOPE/W, capaz de analisar a estabilidade de um talude através de diversos métodos e condições designadas pelos usuários. O método escolhido foi o de Bishop. A sobrecarga aplicada no aterro corresponde a 20 kN/m². Além disso, foi inserida uma linha piezométrica à simulação.

3.4 Fator de Segurança

Para verificação da influência do estabilizante químico no fator de segurança na análise da estabilidade de taludes, a seção da Figura 7 foi utilizada, alterando o corpo do aterro pelos parâmetros do solo puro e da mistura (Figura 8). A declividade padrão da seção típica é de 1:1,5 (V:H). Os parâmetros utilizados para o corpo de aterro com solo puro e para a mistura estão presentes na Tabela 2. Os valores de peso específico (γ_d) foram obtidos multiplicando a ρ_d máxima pela aceleração da gravidade (g = 10 m/s²).

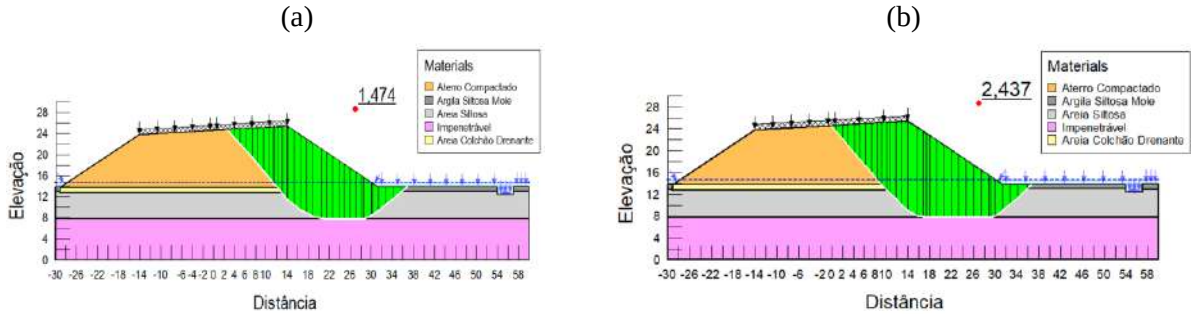


Figura 8. Fator de segurança com (a) solo puro e (b) solo + 5% de estabilizante.

Tabela 2: Parâmetros de resistência totais do solo puro e do solo + 5% de estabilizante.

Amostra	Modelo	γ_d (kN/m³)	Ângulo de atrito (º)	Intercepto coesivo (kPa)
Solo puro	Mohr-Coulomb	19,00	17	85
Solo + 5% de estabilizante	Mohr-Coulomb	18,50	24,3	230

Após realizar as análises com auxílio do software, é possível notar um aumento considerável no fator de segurança do aterro rodoviário, ao observar a Figura 8, partindo de 1,474 para 2,437.

4 CONCLUSÕES

A partir dos resultados e análises, foi possível observar as mudanças adquiridas nos parâmetros de resistência ao se melhorar um solo com 5% de estabilizante químico a base de hidróxido de cálcio. A adição do estabilizante altera as características físicas do solo ao mudar sua classificação e plasticidade. Também foi observado um aumento na umidade ótima e uma diminuição na massa específica aparente seca máxima. Além disso, comprova-se o comportamento cimentante do estabilizante químico a partir do aumento da tensão desviadora de ruptura para uma mesma tensão confinante, como também altera o comportamento de ruptura do solo, tornando o mesmo frágil para tensões confinantes abaixo da tensão de cedência. Por fim, percebe-se o aumento no fator de segurança na análise de estabilidade de taludes ao utilizar os parâmetros obtidos pelo solo melhorado com 5% de estabilizante.

Portanto, ficou comprovado que o estabilizante químico utilizado nessa pesquisa proporciona aumento no intercepto coesivo para a faixa de tensão em estudo para o solo estudado e o teor analisado, confirmando a hipótese inicialmente tomada como verdadeira.

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Sergipe, ao Departamento de Engenharia Civil e em especial ao Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UFS.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguiar, L. A. de (2014) *Análise do comportamento mecânico de solos compactados e estabilizados quimicamente para uso em barragens.* Tese de Doutorado, Universidade de Brasília.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016a). NBR 6457. *Amostra de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016b). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, de massa específica aparente e da absorção de água.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016c). NBR 6459. *Solo – Determinação do limite de liquidez.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016d). NBR 7180. *Solo – Determinação do limite de plasticidade.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016e). NBR 7181. *Solo – Análise granulométrica.* Rio de Janeiro.

ASTM International (2020). ASTM D-4767-11: *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.*

Cruz, M. de L., Jalali S. (2010) Melhoramento do desempenho de misturas de solo-cimento com recurso a activadores de baixo custo. *Revista Geotecnia ABMS*, No. 120, p. 49-64.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (1994). DNER-ME 228/94. *Solos – compactação em equipamento miniatura.* Rio de Janeiro.

Geoinfo (2018) *Mapa exploratório – reconhecimento de solos do estado de Sergipe.* Disponível em: <http://geoinfo.cnps.embrapa.br/layers/geonode%3Asolos__sergipe_wgs84>. Acesso em: 01 fev. 2023.

Gerscovich, D. M. S. (2016) *Estabilidade de taludes*, 2ª Edição, Oficina dos Textos, São Paulo.

Jacomine, P. K. T. et al. (1975) *Levantamento exploratório – reconhecimento de solos do estado de Sergipe*. Embrapa, Centro de Pesquisas Pedológicos, Recife.

Júnior, C. M. A. (2016) *Estudo da influência da utilização de estabilizante a base de hidróxido de cálcio aditivado em amostras de solos para fins de pavimentação*. Trabalho de Conclusão de Curso, UFAC.

Junior, L. da S. L. (2011) *Metodologia de previsão do comportamento mecânico de solos tratados com cal.* Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS.

Martins, F. D. (2001) *Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado.* Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS.

Pinto, C. S. (2006) *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas*, 3ª Edição, Oficina dos textos, São Paulo.

Portelinha, F. H. M. et al. (2012) Influência dos mecanismos de reação nas propriedades físicas e químicas de dois solos tropicais melhorados com cimento e cal. *Revista Geotecnia ABMS*, No. 124, p. 5-30.

Sachetti, A. S. (2014) *Nova abordagem para previsão de parâmetros de resistência ao cisalhamento de uma areia artificialmente cimentada.* Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS.

Santana, R. M. S. (2023) *Análise da eficiência de estabilizante químico em solos utilizando a metodologia MCT*. Trabalho de Conclusão de Curso, UFS.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/586

Análise Experimental de Índices de Vazios Mínimos da Areia da Praia do Futuro em Fortaleza por Diferentes Métodos de Determinação

Paulo Rubens Melo Camelo
Técnico de laboratório, M.Sc., Univ. Federal do Ceará, Crateús, Brasil, paulo.rubensmelo@hotmail.com

Marcos Fábio Porto de Aguiar
Professor, D.Sc., Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, marcosporto@ifce.edu.br

Juceline Batista dos Santos Bastos
Professora, D.Sc., Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, juceline.santos@ifce.edu.br

Judite Georgia Pereira Sombra
Estudante de Eng. Civil, Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, juditesombra00@gmail.com

Márcia Vitória Coutinho Miranda
Estudante de Eng. Civil, Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, vitoria.coutinho61@aluno.ifce.edu.br

RESUMO: Considerando os sistemas de classificação, procura-se agrupar os solos pelo tamanho das partículas e características referentes ao seu comportamento mecânico e hidráulico. Areias puras ou predominantemente arenosas possuem características específicas. Quando utilizadas em suporte ou para verificar o comportamento hidráulico em análises ambientais, sua compacidade, avaliada pelo índice de vazios, é relevante. O presente artigo tem por objetivo apresentar diferentes formas de determinação dos parâmetros para obtenção da compacidade relativa, considerando a areia da Praia do Futuro na cidade de Fortaleza, Estado do Ceará. Foram selecionados pontos de coleta de amostras ao longo da extensão da região de estudo. Na sequência, foram determinados os índices de vazios máximo e mínimo em laboratório, considerando diferentes procedimentos indicados na literatura técnica e científica. Adotando-se os métodos de Miura e Toki (1982), NBR 16840 (ABNT, 2020a) e NBR 16843 (ABNT, 2020b), foram determinados os índices de vazios mínimo e máximo de 5 das amostras coletadas. Observou-se que diferentes metodologias fornecem resultados distintos para o índice de vazios mínimo, observando-se uma maior eficiência no método de Miura e Toki (1982). A partir dos resultados, obteve-se a compacidade relativa *in situ* e confirmou-se a concordância dos índices com algumas areias da literatura.

PALAVRAS-CHAVE: Areias. Ensaios de laboratório. Compacidade relativa. Índice de vazios.

ABSTRACT: Considering the classification systems, an attempt is made to group soils by particle size and characteristics related to their mechanical and hydraulic behavior. Pure or predominantly sandy soils have specific characteristics. When used for support or to verify hydraulic behavior in environmental analyses, their compactness, evaluated by the void ratio, is relevant. This article aims to present different methods for determining parameters to obtain relative compaction, considering the sand from Praia do Futuro in the city of Fortaleza, state of Ceará. A literature review on the subject was conducted, and sampling points were selected along the length of the beach. Subsequently, maximum and minimum void ratios were determined in the laboratory. It was observed that different methodologies provide different results for the minimum void ratio. Adopting the methods of Miura and Toki (1982), NBR 16840 (ABNT, 2020a), and NBR 16843 (ABNT, 2020b), the minimum and maximum void ratios were determined for 5 of the collected samples. The results were analyzed, with greater efficiency observed in the Miura and Toki (1982) method. From the results, in situ relative compaction was obtained, confirming the agreement of the indices with some sands from the literature.

KEYWORDS: Sands. Laboratory tests. Relative compaction. Void ratio.

1 INTRODUÇÃO

Para a resolução de problemas geotécnicos, há uma constante necessidade em caracterizar diferentes tipos de solo para a determinação do seu comportamento frente a diversas solicitações. Diante do crescimento de obras de infraestrutura no Brasil, o entendimento a respeito do comportamento do solo se torna relevante para a elaboração de projetos e otimização de estudos. Essa compreensão aprofundada resulta em economia substancial e análises mais precisas.

Na literatura técnico-científica, várias pesquisas foram conduzidas para caracterizar e determinar as propriedades físicas e hidráulicas de diferentes tipos de solo. Por exemplo, Guia (2018) investigou o comportamento da Areia de Coimbra, em Portugal, comparando-a com amostras de areia de referência de outros pesquisadores em locais diversos, como Leighton Buzzard, na Inglaterra; Toyoura, no Japão; Nevada, nos EUA; e Hostun, na França. No Brasil, estudos sobre o comportamento do solo refletem uma abordagem semelhante à observada em outros lugares do mundo. Isso é evidente nos trabalhos de Goldbach (2016), que caracterizou a areia da Praia de Copacabana; Nunes (2014), que investigou a areia da Praia de Itaipuaçu; Simões (2015), Costa (2020) e Soares (2021), os quais realizaram estudos de caracterização e comparação com amostras de areia da Praia de Ipanema, no estado do Rio de Janeiro.

O presente artigo visa apresentar métodos para determinar os parâmetros de obtenção da compacidade relativa de areias, considerando a região Praia do Futuro, em Fortaleza-CE, e comparar as diversas metodologias para a determinação dos índices de vazios mínimo e máximo, por meio dos métodos de Miura e Toki (1982), NBR 16840 (ABNT, 2020a) e NBR 16843 (ABNT, 2020b), visando avaliar a eficiência de cada abordagem.

2 ÁREA DE ESTUDO

Para este estudo, a Praia do Futuro foi escolhida como a área de pesquisa, situada no município de Fortaleza (Figura 1a), a capital do estado do Ceará (Figura 1c), localizada na região nordeste do Brasil (Figura 1b). A cidade é conhecida por suas 12 praias (SEMACE, 2022) e abriga aproximadamente 2,50 milhões de habitantes, ocupando uma área de cerca de 312,40 km².

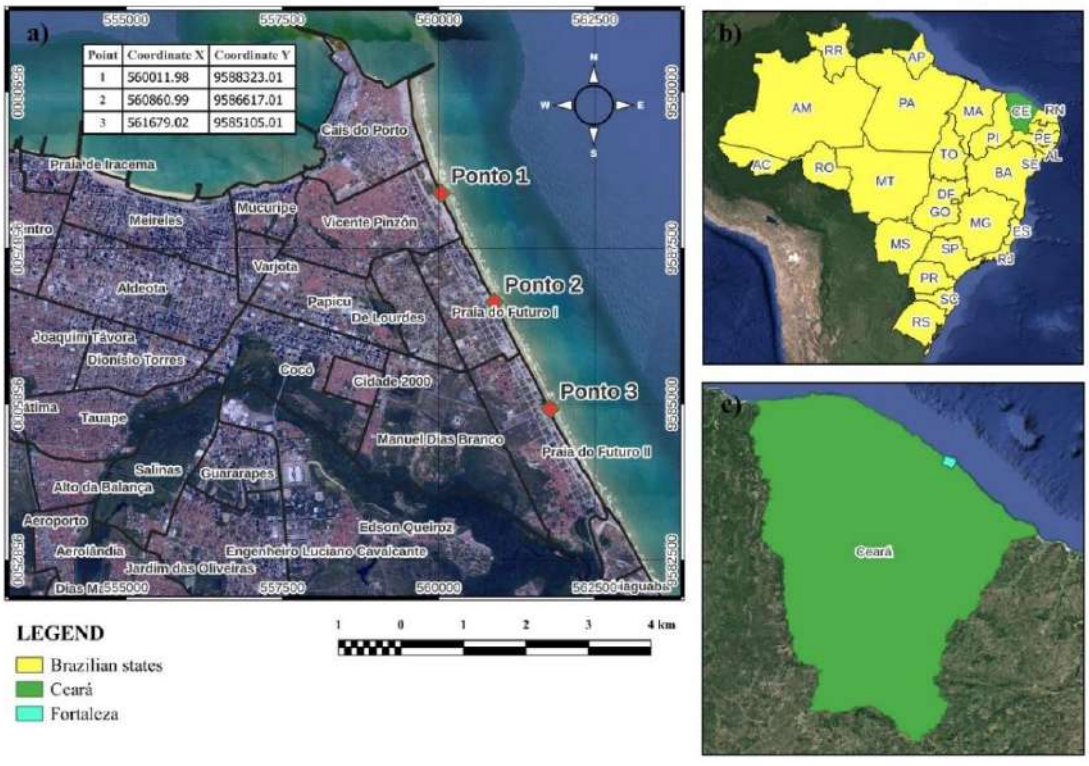


Figura 1. Localização dos pontos amostrais: (a) localização dos pontos em Fortaleza; (b) localização do Ceará no Brasil; (c) localização de Fortaleza no Ceará.

A praia selecionada estende-se por aproximadamente 8,00 km, localizada no lado leste da cidade de Fortaleza. Essa região, cujo solo comporta-se como um material de deposição natural devido à pouca presença de intervenções antropogênicas para aumentar a faixa de areia com materiais externos, como observado na Praia de Iracema. Essa praia atrai cerca de 660 mil visitantes anualmente, além disso, o rio Cocó, que atravessa a cidade, contribui com 80% da bacia hidrográfica local, canalizando afluentes de outros cursos d'água e desaguando suas águas na área costeira adjacente à Praia do Futuro (Albuquerque *et al*., 2009).

3 METODOLOGIA

Considerando a vasta extensão da região de estudo, optou-se por dividir as coletas em três pontos equidistantes, alinhados com a extensão da praia selecionada. O primeiro ponto amostral foi escolhido em uma área com baixo fluxo turístico, enquanto os segundo e terceiro pontos foram selecionados próximos a duas barracas de praia com alto movimento de visitantes. A região em análise é caracterizada pela presença de estruturas costeiras, sistemas de drenagem urbana com descarga de efluentes domésticos e acúmulo de resíduos sólidos tanto nas proximidades da praia quanto em sua areia.

Para o estudo, foram coletadas 21 amostras, distribuídas em três pontos amostrais, sete em cada ponto. Para uma melhor organização das amostras coletadas, optou-se por nomeá-las conforme a sua proximidade em relação a pontos de referência estabelecidos na praia, a saber: Areninha Praia do Futuro, Barraca Órbita Blue e Barraca Chico do Carangueijo.

Em cada um dos três pontos de coleta, foram obtidas sete amostras, cada uma pesando aproximadamente 35,00 kg, seguindo os protocolos descritos por Thompson *et al*. (2004), Hidalgo-Ruz *et al*. (2012) e Besley *et al*. (2017). As amostras foram retiradas com um espaçamento de 10,00 m entre cada ponto de coleta, em uma área de 1,00 m², e a uma profundidade de 3,00 cm. Embora os autores não tenham observado diferenças significativas entre os locais de coleta (zona entre marés, linha de maré alta, supralitoral), o estudo conduzido por Besley *et al*. (2017) indicou uma preferência pela coleta na região da linha de maré alta. Portanto, esta pesquisa optou por coletar as amostras nessa área específica da praia.

Para a determinação do índice de vazios nesta pesquisa, realizou-se ensaios em laboratório para a obtenção das massas específicas aparente seca máxima e aparente seca mínima. Esses valores são necessários para calcular os índices de vazios mínimo e máximo, respectivamente.

A determinação do índice de vazios máximo ($e_{máx}$) seguiu as diretrizes da norma NBR 16840 (ABNT, 2020a). Para o ensaio, foram separados 2,50 kg do material coletado e levados à estufa, onde permaneceram por 24 horas. Em seguida, o material foi homogeneizado e submetido ao procedimento normatizado.

O molde empregado foi o cilindro de compactação Proctor Normal, com diâmetro de 10,00 cm e altura de 12,73 cm. O volume e a massa foram calibrados antes do início dos ensaios. O tubo de parede delgada, conforme especificado pela norma, foi preparado utilizando um tubo de PVC com diâmetro interno de 7,00 cm e volume aproximado de 1300,00 cm³.

O ensaio consiste em preencher uniformemente um tubo de parede fina com areia e removê-lo rapidamente na direção vertical. Em seguida, o excesso de material acima da borda superior do cilindro Proctor é removido, e sua superfície é nivelada. Posteriormente, todo o material que se acumulou nas bordas do molde é removido com um pincel. O molde, contendo o material em seu interior, é então pesado.

Para a determinação do índice de vazios mínimo ($e_{mín}$), conforme especificado pela norma NBR 16843 (ABNT, 2020b), é necessário seguir um procedimento que envolve o uso de uma mesa vibratória, um suporte para fixação de um cilindro Proctor adaptado com seu colarinho, e um segundo cilindro Proctor sobre o colarinho. Além disso, a norma estabelece a aplicação de uma sobrecarga de 13,80 kPa sobre a amostra.

Antes de iniciar o procedimento para a determinação do $e_{mín}$, a norma estabelece critérios para calibrar a mesa vibratória utilizada, visando determinar o tempo necessário de vibração para cada amostra de características semelhantes. Para a calibração, uma amostra de 2,50 kg foi preparada conforme descrito pela norma NBR 16843 (ABNT, 2020b): saturada com 500,00 cm³ de água para cada 2,00 kg, deixada em repouso por 30 minutos, inserida no molde em camadas finas, e compactada até observar a formação de uma película de água sobre o material. Em seguida, a amostra foi inserida no molde até que ultrapassasse o cilindro Proctor inferior em 1,00 a 2,00 cm. Uma sobrecarga de 13,80 kPa foi aplicada sobre a amostra e a mesa vibratória foi ligada. Valores de massa específica aparente seca foram determinados para tempos de vibração de 1 a 7 minutos. O tempo de 5 minutos foi determinado durante a calibração, quando não se observou mais variação na massa específica aparente seca, conforme apresentado na Figura 2.

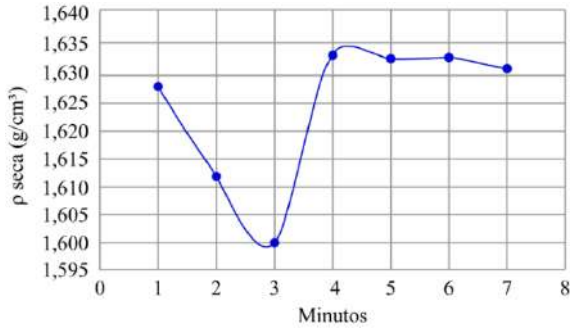


Figura 2. Curva de calibração da mesa vibratória obtida.

Após definir o tempo de vibração adequado, o procedimento para determinar a massa específica aparente seca máxima de cada amostra foi conduzido de forma semelhante ao descrito durante o processo de calibração.

Um segundo método foi utilizado para a determinação do índice de vazios mínimo, baseado na metodologia porposta por Miura e Toki (1982), denominada como *Multiple Sieving Pluviation* (MSP). A técnica envolve a pluviação da areia usando um sistema de peneiramento múltiplo, onde a areia é despejada de um funil sobre um conjunto de peneiras posicionadas acima do molde do corpo de prova. De acordo os autores, o valor do índice de vazios varia com a taxa de pluviação, controlada pelo diâmetro da abertura inferior do funil. Portanto, o operador deve realizar o procedimento com diferentes diâmetros de abertura do funil, ajustando a altura das peneiras em relação ao molde, para obter os valores desejados (Tabela 1).

Tabela 1. Razões entre os diâmetros das peneiras utilizadas no método MSP e o D_{50} da amostra e quantidade de peneiras utilizadas e sua sequência, por diferentes autores.

Autores	Miura e Toki (1982)	Simões (2015)	Costa (2020)	Soares (2021)	Esta pesquisa		
	Areia de Toyoura, Japão	Areia da Praia de Ipanema-RJ	Areia da Praia de Ipanema-RJ	Areia da Praia de Ipanema-RJ	Areia da Praia do Futuro-CE		
Ponto amostral	1	1	1	1	1	2	3
D_{50} (mm)	0,18	0,38	0,39	0,41	0,21	0,26	0,25
Abertura da peneira superior (mm) (#ps)	1,41	4,75	4,75	4,75	2,00	2,00	2,00
#ps/D_{50}	7,83	12,50	12,20	11,60	9,52	7,69	8,00
Abertura da peneira inferior (mm) (#pi)	3,66	12,50	9,25	8,00	4,75	4,75	4,75
#pi/D50	20,30	32,90	23,70	19,51	22,62	18,27	19,00
Número de peneiras	7	6	6	7	7	7	7
Sequência de aberturas (mm)	1,41	4,75	4,75	4,75	2,00	2,00	2,00
	3,66	9,50	8,00	4,75	4,75	4,75	4,75
	3,66	9,50	8,00	4,75	4,75	4,75	4,75
	3,66	12,50	9,50	4,75	4,75	4,75	4,75
	3,66	12,50	9,50	8,00	4,75	4,75	4,75
	3,66	12,50	9,50	8,00	4,75	4,75	4,75
	3,66	-	-	8,00	4,75	4,75	4,75

Procurou-se seguir as relações #ps/D_{50} e #pi/D_{50}, bem como o sequenciamento de peneiras utilizado por Miura e Toki (1982). No entanto, observou-se que adaptações foram feitas por Simões (2015), Costa (2020) e Soares (2021), os quais concluíram que tais modificações não afetavam significativamente os resultados pretendidos. Assim, foi desenvolvido um projeto para a construção de um equipamento para pluviação com peneiramento múltiplo, a fim de obter a massa específica aparente seca máxima e o índice de vazios mínimo das amostras, conforme as informações fornecidas pelos respectivos autores (Figura 3).

Figura 3. Equipamento de pluviação com peneiramento múltiplo.

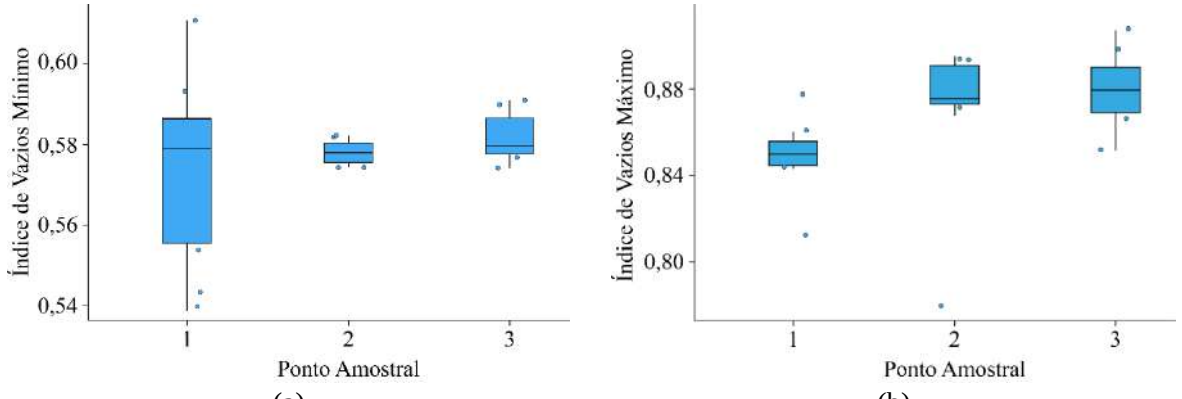
Os funis utilizados para controlar a vazão do material durante o ensaio foram montados conforme descrito por Miura e Toki (1982), Simões (2015), Costa (2020) e Soares (2021). Estes funis tinham diâmetros inferiores de 0,50 cm, 1,00 cm, 2,00 cm, 3,00 cm, 4,00 cm e 5,00 cm. A inclinação dos funis foi de 60°, com uma abertura superior de 22,50 mm.

O processo de pluviação seguiu as etapas a seguir: primeiramente, separou-se um volume correspondente a cinco vezes o volume do molde a ser utilizado, o qual foi previamente submetido à secagem em estufa até atingir a constância de massa. Posteriormente, o material foi disposto no funil e submetido à pluviação por meio das peneiras, com a remoção do excesso de material do molde e a subsequente pesagem em uma balança para determinar a massa específica aparente seca.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados desta pesquisa foram submetidos a análise estatística utilizando o *software* Jamovi (2022). Os dados referentes aos índices de vazios mínimo e máximo, conforme o método MSP, foram avaliados através do teste de Kruskal-Wallis, devido à ausência de normalidade na distribuição dos dados. Por outro lado, os dados relativos ao índice de vazios natural e à compacidade relativa, obtidos pelos métodos de NBR 16843 (ABNT, 2020b) e Miura e Toki (1982), foram analisados utilizando o teste de análise de variância (ANOVA), pois apresentaram uma distribuição normal. Os resultados medianos, conforme determinados pelo método proposto por Miura e Toki (1982), foram consistentes, registrando um valor de 0,58 para os três pontos considerados, conforme apresentado na Figura 4a.

O índice de vazios máximo foi avaliado em pontos específicos da seguinte maneira: 0,85 no Ponto 1, 0,88 no Ponto 2 e novamente 0,88 no Ponto 3 (Figura 4b). Em comparação, estudos anteriores revelam uma média de 0,73 para a areia da Praia de Ipanema, conforme registrado por Simões (2015), enquanto Costa (2020) obteve valores ligeiramente superiores, atingindo 0,75 para a mesma localidade. Por outro lado, em praias do Espírito Santo, Polido *et al*. (2020) identificaram índices médios variando de 0,87 a 0,96.



(a) (b)

Figura 4. Índice de vazios mínimo e máximo:
(a) Método Miura e Toki (1982); (b) Método NBR 16840 (ABNT, 2020a).

Apesar de compartilhar características mineralógicas e granulométricas semelhantes à areia do deserto de Nafud, na Arábia Saudita, conforme destacado por Almajed *et al*. (2020), a areia da Praia do Futuro apresentou um índice de vazios máximo observado entre 0,85 e 0,88. Em contrapartida, a areia do deserto de Nafud revelou vazios máximos de 0,66.

Os resultados médios obtidos para o índice de vazios natural foram os seguintes: Ponto 1 = 0,76; Ponto 2 = 0,78; e Ponto 3 = 0,82. Esses valores são consistentes com encontrados na literatura. Por exemplo, Román-Sierra, Muñoz-Perez e Navarro-Pons (2014) identificaram valores variando entre 0,34 e 0,77 para areias em seu estado natural. Da mesma forma, Polido *et al*. (2020) encontraram índices entre 0,62 e 0,72 ao analisar seis regiões diferentes. Essa semelhança com pesquisas prévias ressalta a confiabilidade dos resultados obtidos.

Com base na Figura 5, não houve diferença significativa no estado natural da areia entre os três pontos de amostragem. Assim, pode-se inferir que não houve diferença significativa na compacidade relativa da areia nos três pontos amostrais ao utilizar o equipamento de pluviação.

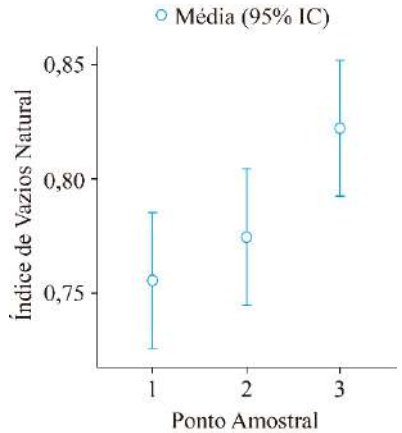


Figura 5. Índice de vazios natural.

A Figura 6a apresenta os valores de compacidade relativa obtidos utilizando o equipamento de pluviação descrito por Miura e Toki (1982). Para o Ponto 1, foi observado um valor de 33%; para o Ponto 2, 31%; e para o Ponto 3, 20%. Os dados indicam que não houve diferença significativa na compacidade relativa utilizando o método de Miura e Toki (1982) entre os três pontos amostrais. Segundo Das (2019), a classificação do estado de compacidade das areias foi determinada como estado fofo.

Na Figura 6b são apresentados os resultados de compacidade relativa conforme os procedimentos definidos pela norma NBR 16843 (ABNT, 2020b). No Ponto 1, foi registrado um valor de 44%; no Ponto 2, 50%; e no Ponto 3, 29%. Apesar da variação nos resultados, a análise do gráfico sugere que não há diferença significativa entre os três pontos. Notavelmente, a classificação do estado de compacidade foi consistente com a determinada pelo método de Miura e Toki (1982), indicando um estado de compacidade fofo.

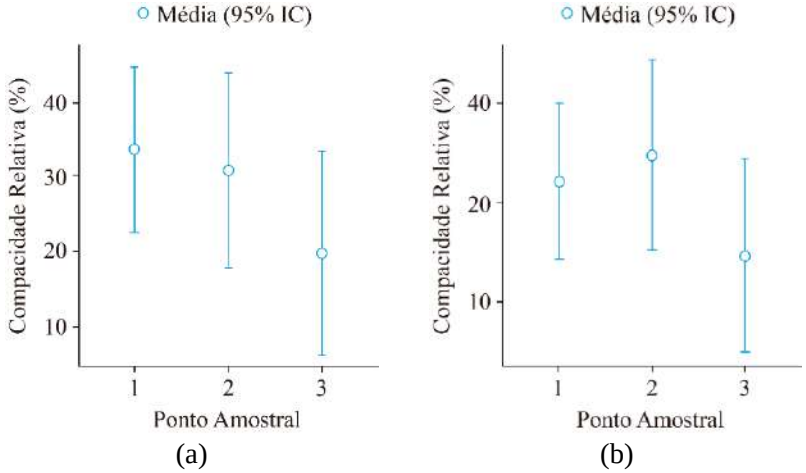


Figura 6. Compacidade relativa: (a) Método Miura e Toki (1982); (b) Método NBR 16843 (ABNT, 2020b).

Dado que o método descrito por Miura e Toki (1982) não é normatizado no Brasil, optou-se por compará-lo com os resultados obtidos utilizando o método da norma NBR 16843 (ABNT, 2020b). Nos testes estabelecidos pela norma, foram registrados os seguintes valores: Ponto 1 = 0,64; Ponto 2 = 0,69; e Ponto 3 = 0,68. Entretanto, utilizando o método de Miura e Toki (1982), os valores obtidos foram de 0,58 nos três pontos.

Embora seja esperado que métodos distintos resultem em divergências nos resultados, é notável que o método de Miura e Toki (1982) tenha produzido valores de índice de vazios inferiores em comparação com o método normatizado (Figura 7), o que corrobora as observações feitas por Costa (2020).

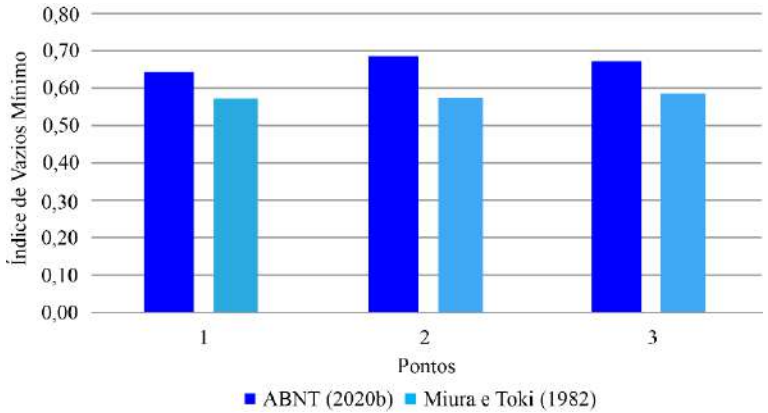


Figura 7. Índice de vazios mínimo.

5 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos por meio da metodologia proposta por Miura e Toki (1982) apresentaram valores mais homogêneos do que os determinados pelo método NBR 16843 (ABNT, 2020b), fato que confere maior acurácia em relação a realidade. Além disso, foi possível constatar que os valores de índice de vazios mínimo obtidos por Miura e Toki (1982) são inferiores ao obtido pelo método NBR 16843 (ABNT, 2020b). O método de Miura e Toki (1982) apresenta-se como mais viável para a determinação do índice de vazios mínimo ao se considerar custo, operação, reprodutiblidade e repetibilidade.

Durante as análises comparativas das areias em cada ponto de amostragem, foram identificadas diferenças quantitativas significativas nos valoes de índice de vazios máximo NBR 16843 (ABNT, 2020b) e índice de vazios natural ao se comparar os três pontos amostrais, conforme indicado pelos testes estatísticos aplicados. Quanto à compacidade relativa da areia em sua condição natural nos três pontos de coleta, não foram identificadas diferenças significativas, todas as três areias foram classificadas como fofa.

No entanto, estudos conduzidos por Camelo (2023) destacaram variações nas características granulométricas e de densidade da areia da Praia do Futuro entre os pontos de amostragem. Isso sugere a existência de um padrão de deposição de sedimentos no qual o estado de compacidade resultante é fofo para a areia da Praia do Futuro, independentemente das suas características granulométricas e de densidade.

AGRADECIMENTOS

Esta pesquisa foi conduzida com a participação do Grupo de Pesquisa em Geotecnia e Infraestrutura de Transportes (GPGEO) do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará, *Campus* Fortaleza. Os autores agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pelos recursos disponibilizados para bolsas de iniciação científica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020a). NBR 16840. *Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020b). NBR 16843. *Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.

Albuquerque, M. *et al*. (2009) *Morfodinâmica da praia do Futuro, Fortaleza-CE: uma síntese de dois anos de estudo*. Quaternary and Environmental Geosciences, v. 1, n. 2, abr.

Almajed, A. *et al*. (2020) Mitigating wind erosion of sand using biopolymer-assisted EICP technique. *Soils and Foundations*, v. 60, p. 356-371.

Besley, A *et al*. (2017) *A standardized method for sampling and extraction methods for quantifying microplastics in beach sand*. Marine Pollution Bulletin. v. 114, p. 77-83, set.

Camelo, P.R.M. (2023) *Avaliação da ocorrência de microplásticos e dados geotécnicos da areia da Praia do Futuro em Fortaleza, Ceará, Brasil*. Dissertação (Mestrado em Tecnologia e Gestão Ambiental) - Departamento de Construção Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará, Fortaleza, CE, 156 f.

Costa, R.C. (2020) *Ensaios de Caracterização e Permeabilidade na Areia da Praia de Ipanema*, RJ. 2020, 258 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

Das, B.M., Sobhan, K. (2019) *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 8. ed. São Paulo, Cengage Learning.

Goldbach, R. (2016) *Caracterização geotécnica da areia da Praia de Copacabana a partir de ensaios de campo*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 208 f.

Guia, J.E.L.G.H. (2018) *Influência da granulometria no comportamento de solos arenosos*. 2018. 75 f. Dissertação (Mestrado Integrado em Engenharia Civil) – Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, 2018.

Hidalgo-ruz, V. *et al*. (2012) Microplastics in the marine environment: A Review of the Methods Used for Identification and Quantification. *Environmental Science & Technology*. v. 46, p. 3060-3075, fev.

The Jamovi Project. (2022) *Jamovi*. (versão 2.3) [Computer Software]. Disponível em: <https://www.jamovi.org>.

Miura, S., Toki, S. (1982) A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand. *Soils and foundations*, v. 22, n. 1, p. 61-77.

Nunes, V. P. (2014) *Ensaios de caracterização geotécnica da areia da Praia de Itaipuaçu*. 148 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

Polido, U.F. *et al*. (2020) *Areias litorâneas da grande Vitória–ES*. Trabalho apresentado ao XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas, SP.

Román-Sierra, J., Muñoz-Perez, J. J., Navarro-Pons, M. (2014) Beach nourishment effects on sand porosity variability. *Coastal Engineering*, v. 83, p. 221-232.

Superintendência Estadual do Meio Ambiente. (2022) *Resultados do Plano Plurianual - PPA*. Fortaleza, CE: Secretaria do Meio Ambiente do Estado do Ceará, 2022. Disponível em: <https://www.semace.ce.gov.br/wpcontent/uploads/sites/46/2022/04/RESULTADOS_PPA.pdf>. Acesso em: 17 de setembro de 2023.

Simões, F.B. (2015) *Caracterização geotécnica da areia da praia de Ipanema*. 124 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

Soares, B.R. (2021) *Ensaios de Permeabilidade de Laboratório na Areia da Praia de Ipanema e em uma Amostra de Microesferas de Vidro*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 211 f..

Thompson, R.C. *et al*. (2004) Lost at sea: where is all the plastic?. *Science*, New York, v. 304, p. 838, maio.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/587

Análise experimental do comportamento térmico de argilas moles com variação da velocidade de cisalhamento

Priscila Pessanha Abreu
Mestranda, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, RJ- Brasil.
E-mail: priscila.pa@yahoo.com

Fernando Saboya Jr
Professor, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, RJ- Brasil.
E-mail: saboya@uenf.br

Sérgio Tibana
Professor, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, RJ- Brasil. tibana@uenf.br

RESUMO: A influência da velocidade de cisalhamento na resistência não drenada de solos argilosos é fundamental para compreender o comportamento desses materiais em situações extremas. Devido à sua composição fina e alta plasticidade, esses solos manifestam um comportamento viscoso durante a deformação cisalhante. Esse fenômeno permite estudar o comportamento da interação solo x estrutura em cenários onde a velocidade de cisalhamento é parte importante do problema. Esta pesquisa visa contribuir com estudos para indicar solução de melhoria de resposta mecânica de ancoragens tipo estaca torpedo e assim contribuir para redução do excesso de linhas de ancoragem de plataformas de petróleo, na região marinha explorada. O estudo foi realizado por meio de ensaios triaxiais em temperatura ambiente e em condições não isotérmicas, não drenadas com variação de velocidade de cisalhamento afim identificar a componente viscosa da resistência não drenada. A temperatura foi usada como fator de modificação da viscosidade e assim evidenciar o mecanismo envolvido no comportamento. Os resultados mostraram a grande influência da parcela viscosa na resistência não drenada e na deformação na ruptura..

PALAVRAS-CHAVE: Taxa de Cisalhamento. Fundações Offshore, Viscosidade, Triaxial Térmico

ABSTRACT: The influence of shear rate on the undrained strength of clayey soils is fundamental for understanding the behavior of these materials in extreme situations. Due to their fine composition and high plasticity, these soils exhibit viscous behavior during shear deformation. This phenomenon allows studying the interaction behavior of soil and structure in scenarios where shear rate is a significant part of the problem. This research aims to contribute to studies indicating solutions for improving the mechanical response of torpedo pile anchors and thus reducing the excess of mooring lines of offshore oil platforms in the explored marine region. The study was conducted through triaxial tests at room temperature and under non-isothermal, undrained conditions with varying shear rates to identify the viscous component of undrained strength. Temperature was used as a modifier of viscosity to highlight the mechanism involved in the behavior. The results demonstrated the significant influence of the viscous component on undrained strength and deformation at failure.

KEYWORDS: Shear Rate, Offshore Foundation, Viscosity, Triaxial Test.

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, dentre os principais sistemas de ancoragem para as plataformas de exploração de petróleo incluem-se o sistema taut-leg e o sistema por catenária. As ancoragens tipo "*taut-leg*" utilizam ancoras de arraste tipo VLA, estacas de sucção, estacas torpedo entre outras. Essas ancoragens são, em geral, conectadas por cabos inclinados, proporcionando resistência aos esforços horizontais e verticais. A Catenária é uma ancoragem convencional fixada no solo por uma âncora permanente, resistindo a esforços majoritariamente

horizontais. As ancoragens em águas profundas, acima de 2000 metros quando são do tipo catenária, causam grandes congestionamentos na região de exploração em razão da quantidade de linhas necessárias à ancoragem da estrutura. Este inconveniente leva a necessidade de se buscar condições que propiciem maior verticalização das linhas, tendendo a um sistema tipo "*taut-leg*". No entanto, como, em geral, as argilas marinhas brasileiras não possuem resposta mecânica suficiente para uso de ancoragens verticalizadas, uma das alternativas reside na melhoria estrutural do conjunto âncora x solo. Uma das técnicas estudadas para este fim, é proporcional um adensamento adicional no entorno da âncora por meio de incrementos de temperatura no local. Para desvendar o mecanismo envolvido no processo, é fundamental estudar a componente viscosa da resistência ao cisalhamento não drenado do solo marinho, uma vez que a temperatura local é de cerca de 4°C e a água apresenta alta viscosidade. Investigando-se a influência da velocidade de cisalhamento na resistência do solo sob várias temperaturas busca-se entender seu comportamento sob diferentes velocidades de cisalhamento onde a viscosidade se mostra relevante. A metodologia inclui ensaios triaxiais térmicos com quatro incrementos de velocidades e três temperaturas: 24°C, 40°C e 55°C. Os resultados visam comparar a resistência não drenada, a resistência viscosa e a compressibilidade do solo argiloso diante dos incrementos de velocidades de cisalhamento sob variação de temperatura.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Comportamento termomecânico de solos moles

Uma das consequências do aquecimento da argila é o sugimento do excesso de poropressão, que pode ocorrer quando o solo é exposto às condições não drenadas. Alguns autores verificaram este fenômeno ao submeter a argila a variações de temperatura. Campanella e Mitchell (1968) observaram que quando um solo saturado em condições normalmente adensadas é exposto a um aumento de temperatura, pode ocorrer uma poropressão termicamente induzida. Isso se dá devido à diferença de expansão relativa entre a água e o esqueleto sólido do solo, resultando em uma redução da tensão efetiva, especialmente em solos de baixa permeabilidade.

Esrig (1969), Houhou et. al.(2021) e outros explicam que o aumento da temperatura em solos moles resulta em um aumento na distância entre suas partículas e uma redução na espessura de sua camada dupla.

Portanto, no aquecimento não drenado, alguns autores perceberam um aumento na expansão da água nos poros, ao contrário do aquecimento drenado, o que causa naturalmente uma diminuição no índice de vazios após dissipação. (Kuntiwattanakul et. al. 1995, apud Campanella e Mitchell, 1968; Baldi et al., 1988).

A definição de viscosidade para solos argilosos se dá pela observação em que as partículas de argila estão revestidas por uma camada de água adsorvida que se encontra firmemente aderida aos grãos. À medida que se afasta da superfície da partícula, a viscosidade da água adsorvida diminui até que essa água se torne livre a partir de uma determinada distância.

Diante disso, os solos argilosos, devido à sua composição fina e elevada plasticidade, exibem comportamento viscoso durante processos de deformação. A resistência viscosa desses solos é fortemente influenciada pela taxa na qual são submetidos a esforços de cisalhamento. À medida que a velocidade de cisalhamento aumenta, observa-se uma variação significativa na sua resistência viscosa. Esse comportamento está associado ao rearranjo das partículas do solo durante o processo de deformação, segundo o modelo definido por Therzaghi (1941), onde a resistência do solo corresponde à soma de uma parcela de atrito e uma parcela viscosa. (Taylor, 1948; Martins, 1992).

Martins et al. (2021), demonstraram este modelo em seus estudos e evidenciaram no diagrama p'x q o caminho trajetória de tensão efetiva onde destaca-se salto de viscosidade que acompanha o caminho de tensões totais (parcela viscosa) até que esta parcela seja vencida.

Martins et al. (2021), ainda enfatizaram em seu estudo a seguinte afirmativa sobre a velocidade de cisalhamento: "A resistência não-drenada, além da parcela de atrito, é composta de uma parcela viscosa dependente da velocidade de deformação. Quanto maior a velocidade, maior a resistência não-drenada (...)"

Godoy (2022) também estudou os efeitos da viscosidade no comportamento geomecânico e no seu estudo menciona: "(...) no início da etapa de cisalhamento, caso a prensa seja ligada com certa velocidade, ocorrerá um salto inicial da CTE em direção a CTT, devido a mobilização instantânea da viscosidade (...)" essa afirmação explica o modelo disponibilizado por Martins et al. (2021).

Mecca (2004), ao estudar provas de carga, tipo statnamic, de alta velocidade em estacas, realizou ensaios com várias velocidades em argila Speswhite e observou que a maior velocidade apresentou maior resistência não drenada e menor desenvolvimento de poropressão.

Observa-se diante do resultado do Mecca (2004), que maiores velocidades de cisalhamento apresentaram maiores resistências não drenadas e que com o acréscimo de velocidade nos ensaios, os caminhos de tensão efetiva e totais coincidiam até um certo ponto (salto viscoso) seguindo-se a retomada da trajetória convencional para solos normalmente adensados, com geração de poropressão positiva.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

No estudo aqui presente, utilizou -se uma argila caulim branca moldada e adensada a 100 kPa por 24 horas em um consolidômetro. Após adquirir consistência, a amostra foi levada à câmara triaxial para ser ensaiada convencionalmente em ensaios tipo CIU. Os ensaios iniciais foram executados à temperatura ambiente à 100, 200 e 400 kPa de tensão hidrostática à temperatura ambiente de 23,5°C. Seguindo a bateria dos ensaios convencionais, executaram-se os ensaios térmicos com adensamento mecânico a 200 kPa e adensamento térmico nas temperaturas de 44° e 55°C, mantendo-se constante a tensão hidrostática de 200 kPa. Após esta etapa, todas as amostras adensadas a 200 kPa foram cisalhadas com velocidades de 0,02, 0,2, 2 e 20 mm/min de deformação axial, sob condições não drenadas. A Figura 1 mostra o esquema para os ensaios convencionais e térmicos:

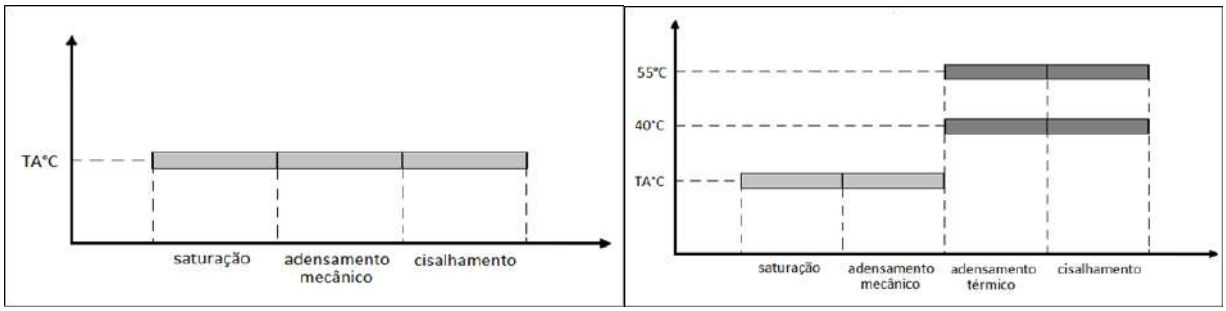


Figura 1. Diagrama do procedimento padrão para os ensaios triaxiais convencionais tipo CIU: (a) temperatura ambiente (TA 23°C), e (b) ensaios térmicos.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os caminhos de tensão efetiva (CTE) para as amostras ensaiadas à temperatura ambiente e cisalhadas a diferentes velocidades podem ser vistas na Figura 2. Nas Figura 3 e 4 estão apresentados os caminhos de tensão efetiva dos ensaios executados em amostras com adensamento térmico adicional nas temperaturas de 40°C e 55°C respectivamente, e levadas à ruptura nas mesmas temperaturas de adensamento.

Observam-se nos resultados um acréscimo de resistência para cada incremento de velocidade de cisalhamento para todas as temperaturas e também um aumento no salto viscoso com a velocidade. No entanto, a envoltória não parece ser afetada pelo processo do adensamento térmico nem pela velocidade de cisalhamento, mas a resposta do solo mostra-se susceptível à combinação da velocidade com a temperatura.

Ao analisar as deformações na resistência máxima, verificou-se uma diferença considerável entre os valores obtidos nas temperaturas ambiente (TA 23,5°C) e aqueles apresentados nos ensaios a 40°C e 55°C, independente da velocidade de cisalhamento (Figura 5).

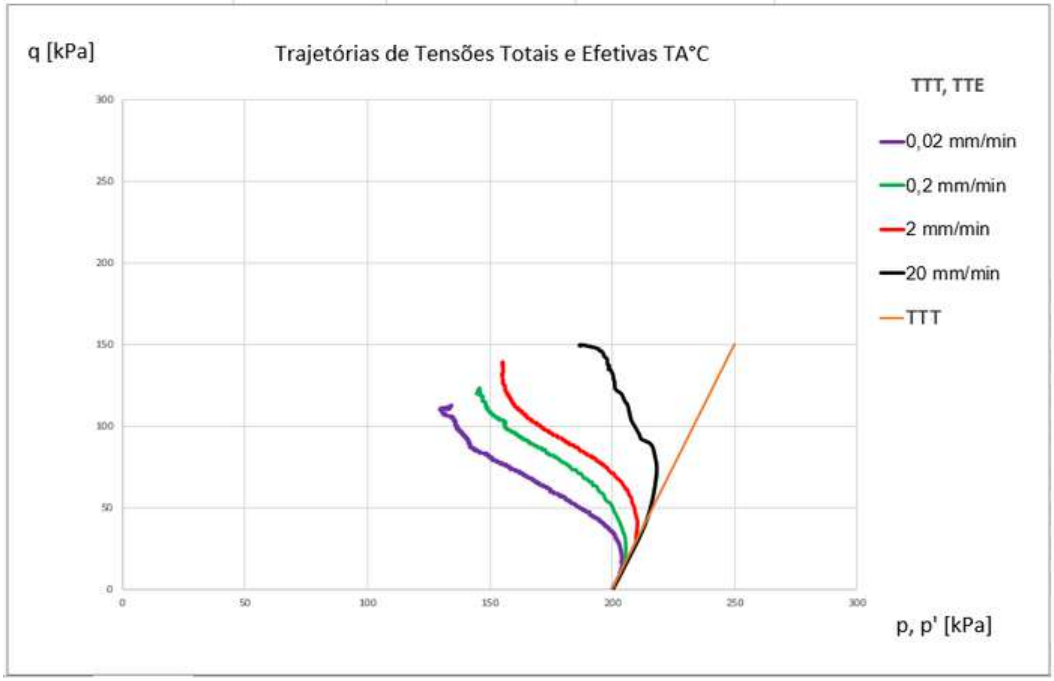


Figura 2. Caminho de tensões totais e efetivas para os ensaios na temperatura ambiente (TA 23,5°C) sob várias velocidades de cisalhamento.

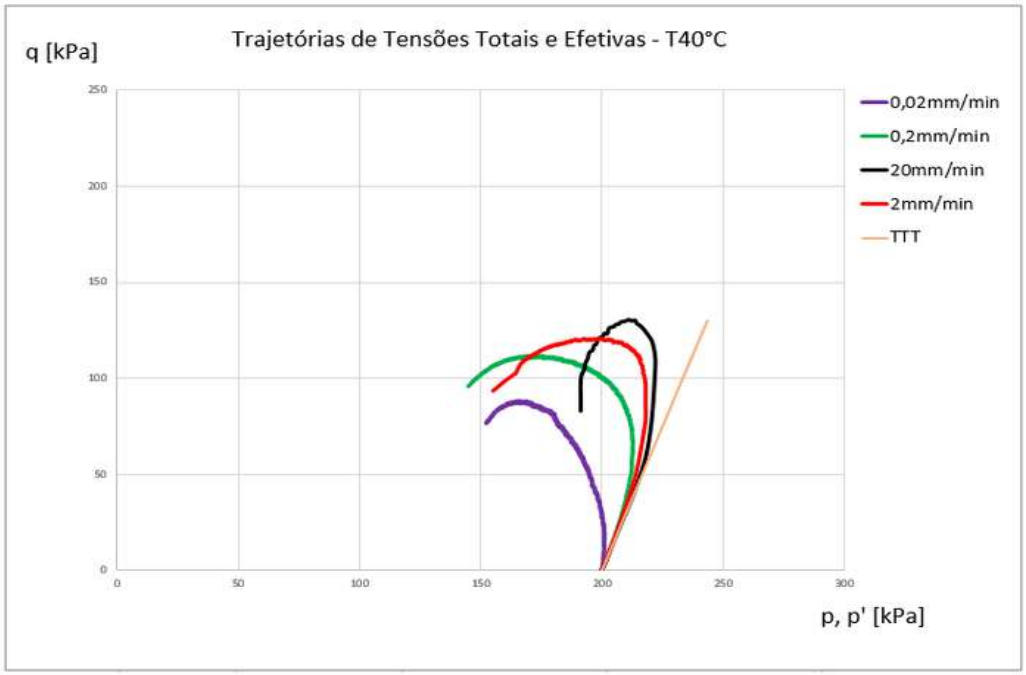


Figura 3. Caminho de tensões totais e efetivas para os ensaios adensados e levados à ruptura na temperatura de 40°C sob várias velocidades de cisalhamento.

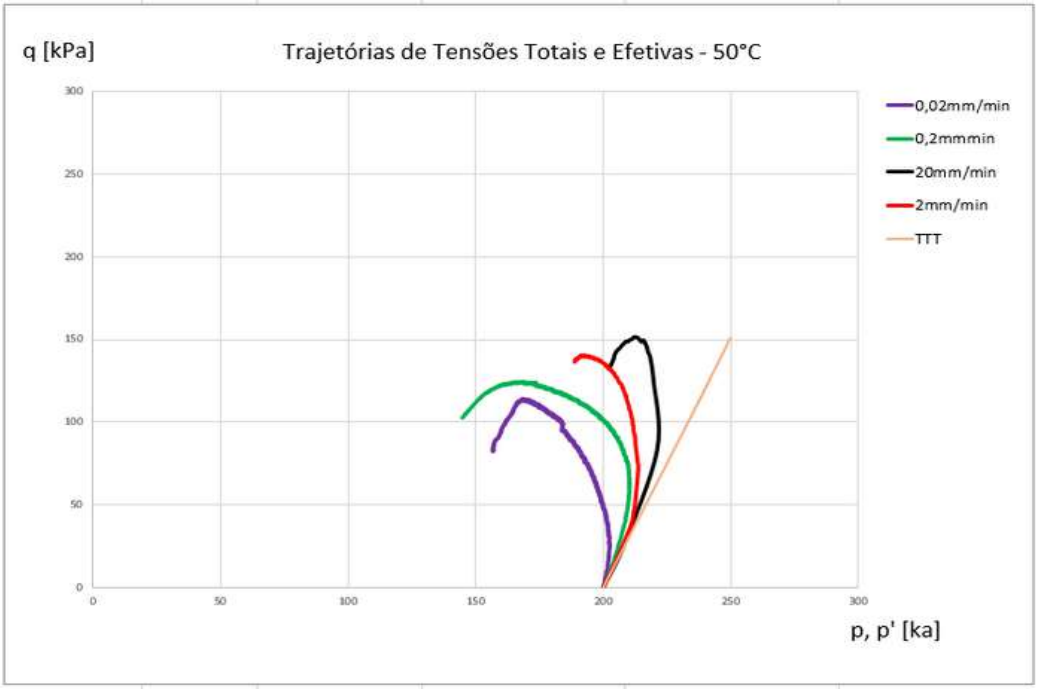


Figura 4. Caminho de tensões totais e efetivas para os ensaios adensados e levados à ruptura na temperatura de 55°C sob várias velocidades de cisalhamento.

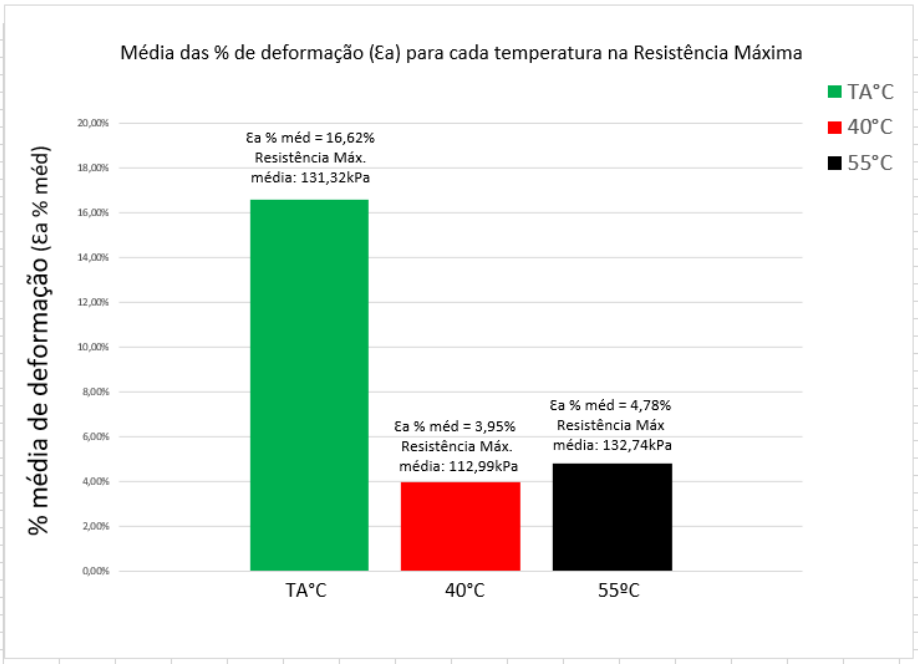


Figura 5. Porcentagem média de deformação axial na ruptura (ε_a) para cada velocidade de cisalhamento para cada temperatura na resistência máxima.

Nota-se se que na temperatura ambiente, para atingir o valor médio de resistência máxima, as amostras tiveram que se deformar axialmente, em média, 16,62%. Para amostras ensaiadas à temperatura de 55ºC, as deformações axiais na ruptura foram da ordem de 4,78%. Nas amostras ensaiadas sob temperatura de 40°C, a deformação axial na ruptura foi de mesma ordem de grandeza das amostras cisalhadas a 55°C, aproximadamente 4%, independente da velocidade de cisalhamento.

Analisando os resultados em função das velocidades de cisalhamento (Figura 6), observou-se um

aumento de 11% na resistência não drenada para cada incremento de velocidade de cisalhamento, mantendo essa proporção para todas as temperaturas.

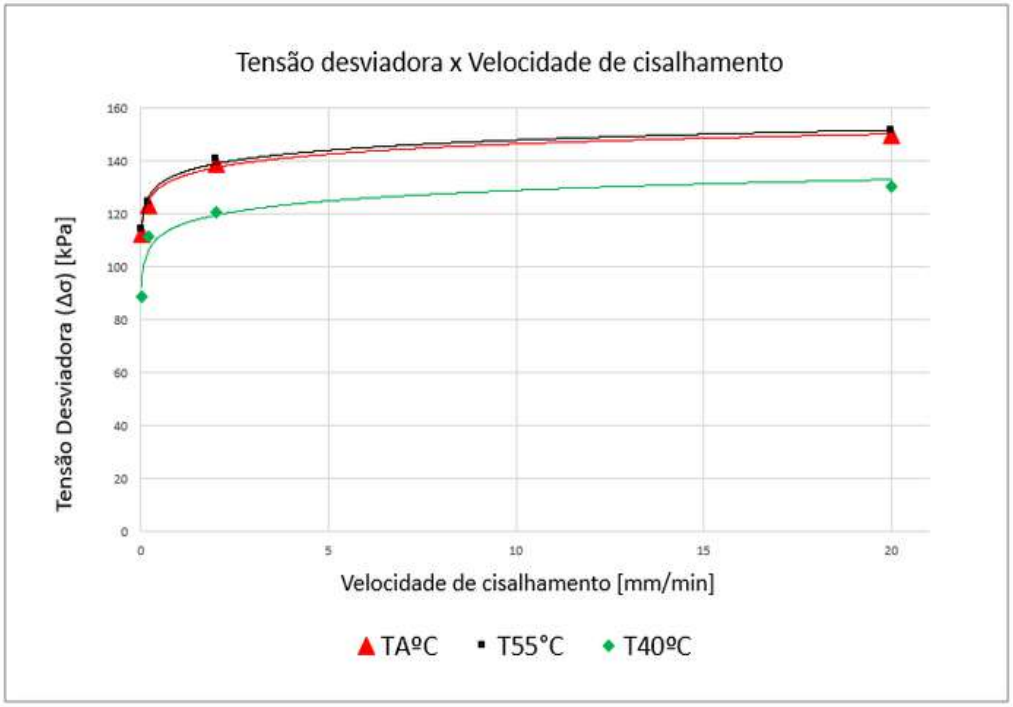


Figura 6. Comparação da resistência ao cisalhamento em relação às temperaturas e velocidade de cisalhamento.

Por outro lado, as resistências viscosas mostraram um decréscimo médio de 80% em relação aos ensaios na temperatura ambiente e nas temperaturas de 45° e 55°C, sendo proporcional para todas as velocidades de cisalhamento. Para cada incremento de velocidade de cisalhamento, houve um acréscimo da resistência viscosa para todas as temperaturas como mostra a Figura 7. Para as amostras ensaiadas nas temperaturas de 40°C e 55°C, há uma tendência de estabilização das resistências viscosas a partir da velocidade de 20mm/min. Esta tendência não é observada para os ensaios sob temperatura ambiente (23,5°C)

5 CONCLUSÃO

Para os ensaios na temperatura ambiente (TA) com variação de velocidade de cisalhamento, houve um acréscimo de resistência não drenada com incremento de velocidade de cisalhamento destacando-se a parcela viscosa. Para os ensaios nas temperaturas de 40° e 55°C houve um acréscimo de resistência não drenada com incremento de velocidade de cisalhamento para ambas, no entanto não se observa influência na envoltória de resistência.

Na temperatura ambiente para chegar ao valor médio de resistência máxima, as amostras se deformaram em média de 16,62% ao contrário das amostras rompidas aquecidas que apresentaram deformações axiais na ruptura da ordem de 4 a 5%, demonstrando claramente a influência da viscosidade na mobilização da resistência e na compressibilidade do material.

A resistência viscosa entre as temperaturas de 40°C e 55°C apresentou uma diminuição considerável referente a TA de 80%. Já para a variação de velocidade, há uma tendência de estabilização do salto viscoso a partir da velocidade de 20mm/min, o que não se observa para os ensaios executados na temperatura ambiente, onde a parcela viscosa ainda se mostra crescente com a velocidade de cisalhamento.

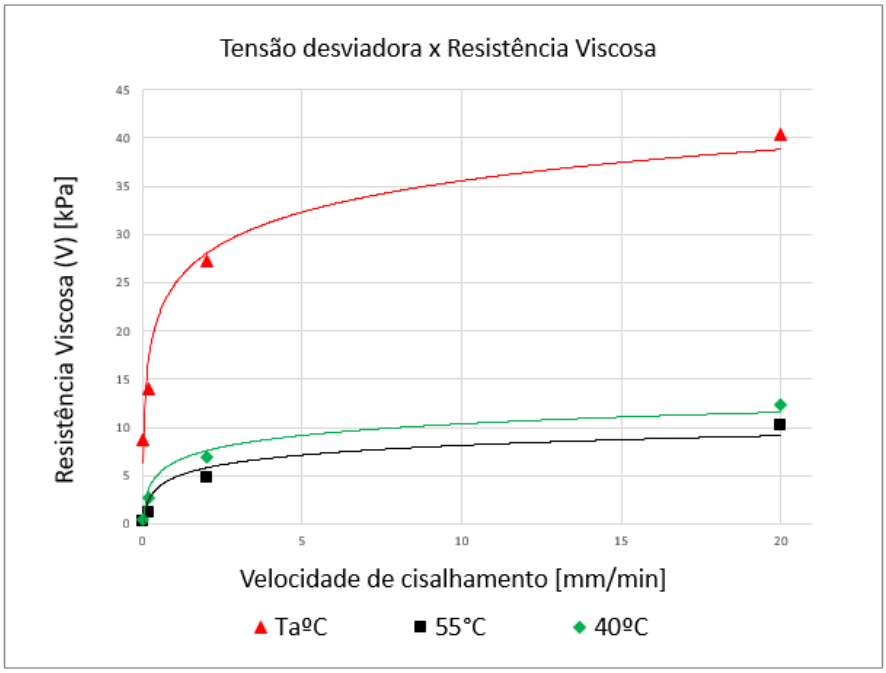


Figura7. Comparação da resistência viscosa em relação às temperaturas e velocidade de cisalhamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abuel-Naga, H. M.; Bergado, D. T.; Lim, B. F. Effect of Temperature on Shear Strength and Yielding Behavior of Soft Bangkok Clay. v. 47, n. 3, p. 423–436, 2007.

Bai, B.; Guo, L.; Han, S. Pore pressure and consolidation of saturated silty clay induced by progressively heating/cooling. Mechanics of Materials, v. 75, p. 84– 94, 2014.

Baldi, G; Hueckel, T.; Pellegrini, R. "Thermal volume changes of the mineral-water system in low-porosity clay soils." Canadian Geotechnical Journal. 25, p. 807–825, 1988.

Campanella, R.G.; Mitchell, J. K. Influence of temperature variations on soil behavior, 1968.

Esrig, M. I. (1969). Some temperature effects on soil compressibility and pore water pressure. Special Report, (103), 23.

Godoy, V. Efeito da Viscosidade no Comportamento Geomecânico de Solos offshore. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2022.

Houhou, R.; Sutman, M.; Sadek, S.; Laloui L.; Microstructure Observations in Compacted Clays Subjected to Thermal Loading. Engineering Geology, p. 287, 2021.

Kuntiwattanakul, P. et. al. Temperature effects on undrained shear characteristics of clay. Soils and Foundation 1995;35(1):147–62.

Martins, I. et, al. Velocidade de carregamento na estimativa de parâmetros geotécnicos. Geotecnia nº 152 – julho/julio/july 2021 – pp. 405-434. 2021 Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

Martins, I.S.M. (1992) Fundamentos de um modelo de comportamento de solos argilosos saturados. Tese de doutorado COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro.

Mecca, J. *Rate Effects of Rapid Loading In Clay Soils*. Department of Civil and Structural Engineering University of Shef field, March2004.

Taylor, D.W. (1948) Fundamentals of soil mechanics. John Wiley & Sons., New York, 700p., pp. 208-405.

Terzaghi, K. (1941) Undisturbed clay samples and undisturbed clays, Contributions to soil Mechanics, pp. 45-65. Journal of the Boston Society of Civil Engineers - July, 1941

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/588

Análise Granulométrica das Areias da Praia de Ponta Negra/RN

Iago Carlos Brito Morais
Engenheiro Civil, Alçar Engenharia, Assu, Brasil, iagoc.brito@gmail.com

Luana Raquel Juvino da Silva
Engenheira Geotécnica, TPF Engenharia, Pindoretama, Brasil, luana.raquel.365@ufrn.edu.br

Riadny Patrícia de Souza Ferreira
Engenheira Geotécnica/Doutoranda em Geotecnia, TPF Engenharia/UFPE, Recife, Brasil, riadny.ferreira@ufpe.br

Maria Clara Rodrigues
Engenheira Civil, TPF Engenharia, São João Del-Rei, Brasil, maria.rodrigues@tpfe.com.br

Fagner Alexandre Nunes de França
Docente, UFRN, Natal, Brasil, fagner.franca@ufrn.br

RESUMO: A Praia de Ponta Negra, localizada no Rio Grande do Norte (RN), possui um dos maiores cartões-postais do Estado, popularmente conhecido como Morro do Careca. Devido ao avanço do mar nesta região, recomenda-se a interferência nas estruturas taludadas no sentido da segurança da população litorânea. Para o planejamento na implantação de obras de engenharia geotécnica nesta região, é imprescindível a realização de um estudo para evitar a incompatibilização dos materiais no processo de "engordamento" da praia. Neste contexto, o estudo deste artigo realizou a caracterização do material disposto na localidade. A pesquisa de campo foi dividida em duas etapas: reconhecimento de campo com definição dos pontos representativos de coleta do material em trechos homogêneos e a realização dos ensaios. A amostragem foi realizada de acordo com a norma NBR 10007 (2004), por meio de um plano de amostragem, no qual se determinou a retirada de amostras a cada 250 metros ao longo da praia de Ponta Negra, tendo como início o Morro do Careca. A análise granulométrica demonstrou uma areia extremamente uniforme, segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), com o coeficiente de uniformidade (Cu) igual a 2 e diâmetro máximo igual a 0,42mm. Desta forma, os resultados demonstraram que o procedimento de engorda da praia deve ser feito com uma areia de curva granulométrica média muito uniforme subangular, predominantemente fofa e fina.

PALAVRAS-CHAVE: Praia, Caracterização granulométrica, Areias, Engordamento.

ABSTRACT: Ponta Negra Beach, located in Rio Grande do Norte (RN), has one of the greatests postcards in the state, popularly known as Morro do Careca. Due to the advance of the sea in this region, interference with embanked structures is recommended for the safety of the coastal population. For planning the implementation of geotechnical engineering works in this region, it is essential to carry out a study to avoid the incompatibility of materials in the process of "nourishment" of the beach. In this context, the study in this article characterized the material available in the location. The field research was divided into two stages: field reconnaissance with definition of representative points for collecting the material in homogeneous sections and carrying out the tests. Sampling was carried out in accordance with standard NBR 10007 (2004), through a sampling plan, in which samples were taken every 250 meters along Ponta Negra beach, starting at Morro do Careca. The granulometric analysis demonstrated an extremely uniform sand, according to the Unified Soil Classification System (SUCS), with a uniformity coefficient (Cu) equal to 2 and a maximum diameter equal to 0.42mm. Thus, the results demonstrated that the beach nourishment procedure must be carried out with sand with a very uniform subangular average particle size curve, predominantly soft and fine.

KEYWORDS: Beach, Granulometric characterization, Sands, Nourishment.

1 INTRODUÇÃO

Na zona sul do município de Natal/RN está localizada a praia de Ponta Negra, que se destaca devido aos atrativos paisagísticos, como o Morro do Careca. Sendo assim, essa região torna-se bastante procurada por turistas, envolvendo a implantação de infraestruturas de hotéis, edifícios residenciais e comerciais na orla marítima.

Até a década de 80, a Praia de Ponta Negra era considerada como praia de veraneio, quando passou a ser classificada como uma praia urbana (Silva, 2017). Na década de 90, o Programa de Desenvolvimento do Turismo no Nordeste (PRODETUR – NE I), potencializou investimentos de grupos imobiliários na região, sobretudo, os estrangeiros. Na contramão desse rápido crescimento, estava o pouco investimento em infraestrutura pública e no plano diretor do município. Como consequência disto, são evidentes as problemáticas frente a uma instalação desordenada da orla marítima de Ponta Negra, evidenciados por meio de intensos processos erosivos, avanço do mar e deposição de esgoto diretamente da praia.

Neste contexto, Bowen e Inman (1966) explicam que a troca de sedimentos entre a praia e o mar, por meio das correntes marítimas ao longo de toda a costa, ocorre por meio de um balanço sedimentar litorâneo. Essa dinâmica possibilita determinar o balanço final de uma praia entre deposição e erosão, considerando perdas e ganhos de sedimentos.

Em 2018, foi veiculado na mídia local que seria realizada uma intervenção na praia de Ponta Negra com o intuito de aumentar o pós-praia, que é a região de praia localizada fora do alcance das ondas e marés. Entretanto, para a execução de tais obras é necessário realizar o transporte de areia compatível com aquela existente no local de origem. Esta recomendação deve-se ao fato de que o depósito de areia com diâmetro de partículas e comportamento mecânico diferente poderá afetar a dinâmica original do ambiente praieiro, como por exemplo, a arrebentação das ondas.

De acordo com o relatório nomeado Panorama da Erosão Costeira no Brasil (Muehe, 2018), a erosão costeira atinge aproximadamente 40% do litoral brasileiro, sendo os maiores impactos nas praias do Norte e Nordeste do país, com 60% e 65% de seu litoral atingido pela erosão, respectivamente. A Praia de Ponta Negra é impactada pela erosão costeira, apresentando alteração no balanço sedimentar litorâneo, sendo que em alguns locais não é observada a região de pós-praia (região acima das marés altas normais).

Além disso, de acordo com Krumbein & James (1965), uma das maiores problemáticas relacionadas ao engordamento de faixas de areia é encontrar jazidas próximas o suficiente para diminuir os custos relacionados ao transporte. Neste sentido, o presente artigo apresenta o estudo de caracterização geotécnica da areia da Praia de Ponta Negra, com o objetivo de verificar a compatibilidade com outras areias da região para possível uso no alargamento da faixa desta praia.

2 METODOLOGIA

2.1 Plano de retirada de amostras

A metodologia utilizada para retirada das amostras na região foi baseada na NBR 10.007 (ABNT, 2004). Isto consistiu no plano de amostragem com retirada a cada 250 m, partindo do Morro do Careca até uma extensão de 3 km da praia, ao longo do estirâncio (região entre os níveis de marés alta e baixa). Assim, foram retiradas 13 amostras utilizando uma pá de jardineiro, acomodando em um balde de polietileno. No total, foi extraído um volume de 5 L armazenados em sacos com identificação.

2.2 Caracterização do material

A curva granulométrica foi realizada baseada nas diretrizes da NBR 7181 (ABNT, 2016). Isto consistiu na separação de 120 g de material das amostras e a utilização das peneiras com agitador por um período de 10 minutos. Pontua-se que não foi necessária a sedimentação neste processo pois as amostras apresentaram um percentual inferior a 5% de finos.

As recomendações da NBR 6508 (ABNT, 1984) foram seguidas para a realização do ensaio do picnômetro e determinação da massa específica dos sólidos do material. Quanto ao índice de vazios, foram

realizados os procedimentos recomendados por Fontoura (2016): o método "A" da NBR 12.004 (ABNT, 1990) para índice de vazios máximo; método "B.1" da NBR 12.051 (ABNT, 1991) para o índice de vazios mínimo.

Para a determinação do formato dos grãos, utilizou-se um microscópio digital com ampliação de até 500x. Aprimorando a qualidade das imagens, as amostras separadas em frações foram fotografadas para posterior comparação com o gabarito de Lambe & Whitman (1969).

Para a caracterização das areias, Fontoura (2016) realizou ensaios de caracterização nas areias do Parque das Dunas (Natal-RN), sendo que os mesmos ensaios foram realizados por Cruz (2008), para a caracterização da areia da Praia de Osório (Porto Alegre-RS). Sendo assim, os estudos de Fontoura (2016) e Cruz (2008) podem ser utilizados como base comparativa para os resultados deste trabalho.

Segundo Pinto (2006), considerando o fato de o solo ser composto pela fração de vazios (fase líquida e gasosa) e de partículas sólidas (grãos do solo), é possível calcular o índice de vazios pela Equação 1.

$$e = \frac{Vv}{Vs} \tag{1}$$

onde V_v é o volume de vazios e V_s é o volume de partículas sólidas. Visto que o índice de vazios não é suficiente para caracterizar a condição do solo, considerando que dois solos com o mesmo índice de vazios podem apresentar compacidades diferentes, calcula-se o índice de compacidade relativa pela Equação 2.

$$CR = \frac{emáx - enat}{emáx - emín} \tag{2}$$

onde $e_{máx}$ é o índice de vazios máximo que pode ser apresentado por um dado solo, $e_{mín}$ é o índice de vazios mínimo e e_{nat} é o índice de vazios que representa os vazios que ocorrem naturalmente em uma dada amostra.

A classificação das areias quanto à compacidade relativa é descrita por Pinto (2006), sendo as relações descritas na Tabela 1.

Tabela 1. Classificação das areias quanto a compacidade relativa.

Classificação	CR
Areia fofa	Abaixo de 0,33
Areia de compacidade média	Entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	Acima de 0,66

Fonte: Pinto, 2006.

O estudo granulométrico do solo é um fator importante para sua caracterização, considerando que diferentes tipos de solo possuem variadas faixas granulométricas, ou seja, são constituídos por grãos em quantidades e dimensões diferentes entre si. Além disso, os solos podem considerados como bem graduados quando suas partículas possuem uma heterogeneidade de dimensões, ou mal graduados, quando possuem grãos de dimensões muito próximas.

A classificação do solo também pode ser feita de acordo com o formato dos grãos, que pode ser averiguado com microscópio. De acordo com Pinto (2006), os formatos dos grãos influenciam no comportamento mecânico dos solos por determinar o entrosamento entre as partículas, impactando na forma com que elas se comportarão quando solicitadas por forças externas.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Curva granulométrica

De acordo com a Figura 1, percebe-se que a curva de distribuição dos grãos é uniforme. Sabendo que, segundo Caputo (1996), este valor diminui com o aumento da uniformidade do material e que o coeficiente de uniformidade é igual a 2, este material apresenta uniformidade média ($Cu < 5$). Além disso, ao observar a curva, identifica-se que o d_{30} do solo da areia de Ponta Negra é inferior a 1, ou seja, ainda segundo o autor

supracitado, solos bem graduados estariam com valores entre 1 e 3. Logo, este solo pode ser considerado mal graduado.

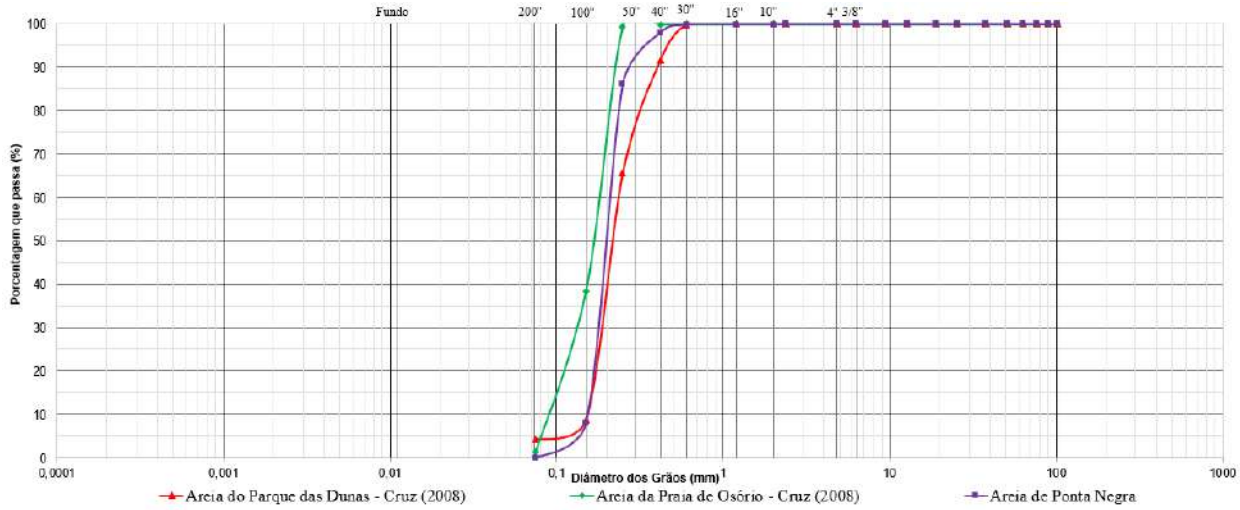


Figura 1. Curva granulométrica dos materiais.

O trabalho de Fontoura (2015) também realizou a caracterização da areia desta região e os resultados apresentaram semelhanças nas curvas granulométricas do presente estudo e de Cruz (2008). Nesta comparação, percebe-se que a curva da areia de Ponta Negra aproxima-se da aparência da curva da Praia de Osório.

3.2 Índices físicos

No tocante aos dados dos índices físicos, a Tabela 2 apresenta os resultados obtidos para a areia de Ponta Negra e para as areias do Parque das Dunas (Fontoura, 2015) e Praia de Osório (Cruz, 2008). Comparativamente, observou-se que o resultado para a massa específica dos sólidos da areia de Ponta Negra não possui grande variação relacionada aos resultados obtidos para as areias estudadas por Fontoura (2015) e Cruz (2008).

Quanto ao coeficiente de uniformidade e aos índices de vazios máximo e mínimo, foi possível notar que a areia de Ponta Negra possui maior semelhança com a areia da Praia de Osório, em detrimento da areia do Parque das Dunas.

Tabela 2. Parâmetros das areias.

Índices físicos	Parque das Dunas (Fontoura, 2015)	Praia de Osório (Cruz, 2008)	Ponta Negra (Autor, 2024)
Massa específica dos sólidos (g/cm³)	2,62	2,65	2,67
Diâmetro máximo (mm)	0,60	0,30	0,42
Coeficiente de uniformidade	1,86	2,11	2,00
Índice de vazios máximo	0,80	0,85	0,86
Índice de vazios mínimo	0,59	0,60	0,64

O índice de compacidade relativa (CR) para a areia estudada, obtido em função dos índices de vazios máximos e mínimos, resultou no valor de 0,32. Segundo a classificação para a compacidade (Pinto, 2006), a areia de Ponta Negra é classificada como areia fofa, considerando que sua compacidade relativa é menor que 0,33.

Ainda, segundo Pinto (2006), é possível relacionar de forma aproximada o índice de vazios máximo e mínimo com o formato dos grãos das areias. Considerando a relação proposta, a areia de Ponta Negra se aproxima de uma areia uniforme de grãos angulares. Entretanto, ressalta-se que o índice de vazios máximo para esta areia não está próximo do valor descrito por Pinto (2006), correspondente a 1,10. Essa relação

preliminar pode ser comparada com o resultado obtido posteriormente para o formato dos grãos a partir da análise microscópica.

3.3 Formato dos grãos a partir da análise microscópica

O formato dos grãos da areia de Ponta Negra, averiguado por microscópio, se configurou predominantemente como subangular, apresentando ainda configuração angular e subarrendondada de forma representativa nas amostras. Esse resultado apresentou diferença em relação à correlação proposta por Pinto (2006), o que provavelmente ocorreu pelo fato de que a classificação do autor possui uma menor quantidade de subdivisões. Isto causou uma certa dificuldade no uso desta metodologia para a areia de Ponta Negra. Dessa forma, conclui-se que esta classificação preferencialmente deve ser utilizada apenas para correlações preliminares, como realizado anteriormente.

Os grãos retidos na peneira 0,42 mm para a areia de Ponta Negra foram comparados com a areia da praia de Itaipuaçu (Nunes, 2014), a qual apresentou partículas de diversos tamanhos com diâmetros máximos de 2 mm. Conforme apresentado na Figura 2, observou-se que a areia de Ponta Negra possui grãos mais angulares, enquanto a areia de Itaipuaçu possui grãos mais arredondados.

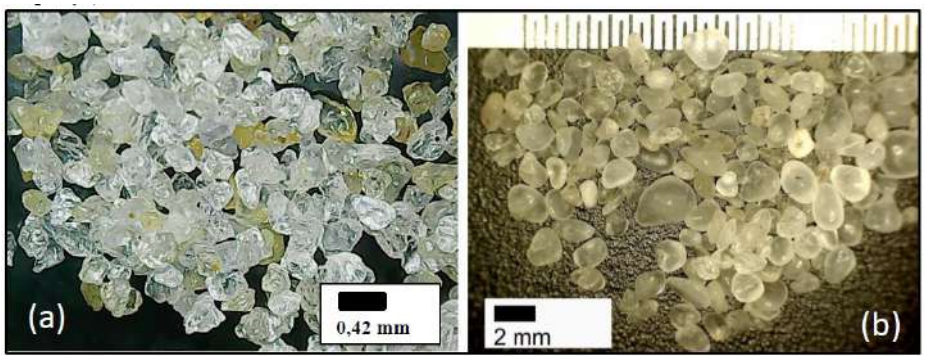


Figura 2. Comparação entre o formato das areias de (a) Ponta Negra e (b) Itaipuaçu.

A Tabela 3 apresenta as descrições relacionadas ao formato dos grãos das areias de Ponta Negra e Itaipuaçu, de acordo com os grãos retidos em cada peneira.

Tabela 3. Descrição das areias de Ponta Negra e Itaipuaçu quanto ao formato dos grãos.

Peneira de retenção	Areia de Ponta Negra	Areia de Itaipuaçu
#10 (2,00 mm)	-	Partículas bem arredondadas com presença de partículas arredondadas
#30 (0,60 mm)	Partículas subarredondadas com presença de partículas subangulares	Partículas arredondadas com presença de partículas subarredondadas
#40 (0,42 mm)	Partículas angulares com presença de partículas subangulares	Partículas subarredondadas com presença de partículas subangulares e arredondadas
#50 (0,30 mm)	Partículas subangulares	-
#100 (0,15 mm)	Partículas subangulares com presença de partículas angulares	-

De forma geral, observou-se que os grãos da areia de Ponta Negra são mais angulares do que os grãos da areia de Itaipuaçu, diferença que pode ser justificada pela energia à qual as partículas são submetidas e pela mineralogia dessas areias.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo apresentou a caracterização geotécnica da areia proveniente da praia de Ponta Negra, em Natal – RN, constituindo um dos principais pontos turísticos da cidade. Essa praia possui a problemática do avanço do mar e consequente diminuição da faixa de areia do local, impactando diretamente na vida dos comerciantes e banhistas que a frequentam.

Foi realizada a caracterização da areia de Ponta Negra por meio de ensaios laboratoriais e foi comparado com bibliografias de referência. Observou-se que a areia é majoritariamente fina e possui curva granulométrica muito uniforme, ou seja, mal graduada, com compacidade fofa e grãos com formato predominantemente subangulares. Assim, para as possíveis intervenções relacionadas ao engordamento da faixa de areia, é importante que seja utilizada areia com características semelhantes às da areia já existente na praia, apresentadas neste trabalho. A importância da compatibilização está relacionada com a redução das mudanças no processo de balanço dos sedimentos do ambiente costeiro, que pode ser maior com materiais de características diferentes.

Por fim, o trabalho poderá auxiliar na prospecção de jazidas para obras de intervenção na praia de Ponta Negra, bem como servir como base para a estudos futuros.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte pelo acolhimento e interesse nesta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1990) NBR 12004: *Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2004) NBR 10007: *Amostragem de resíduos sólidos*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016) NBR 7181: *Solo - Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1984) NBR 6508: *Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1991) NBR 12051: *Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Bowen A. J., Inman D. L. (1966) Budget of littoral sands in the vicinity of Point Arguello, California. *U.S. Army Coastal Engineering Research Center Tech*. Memo., 6 p.

Caputo, H. P. (1996) *Mecânica dos Solos e suas aplicações - Fundamentos*. 6ª ed. Editora LTC, Rio de Janeiro.

Cruz, R. C. (2008) *Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada*. Tese de Doutorado. Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 216p.

Fontoura, T. B. (2015) *Comportamento tensão – deformação e resistência ao cisalhamento de uma areia de duna cimentada artificialmente*. Dissertação de Mestrado. Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 146p.

Krumbeim, W. C., James W. R. (1965) *A Lognormal Size Distribution Model for Estimating Stability of Beach Fill Material*. TCC de Graduação. Engenharia Civil, Northwestern Univ Evanston Ill, Washington, Dc, 117p.

Lambe, T. W., Whitman, R. V. (1969) *Soil Mechanics*. Cambridge: Paperback, 576 p. 15

Muehe, D. (2018) *Panorama da erosão costeira no Brasil*. Brasília, DF: Ministério do Meio Ambiente, 823p.

Nunes, V.P. (2014) *Ensaios de caracterização geotécnica da areia da praia de Itaipuaçu*. TCC de Graduação. Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 148p.

Pinto, C. de S. (2006) *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 367 p.

Silva, R. V. de M. (2017) *Sensoriamento remoto e análise de conteúdo no estudo da ocupação humana, dados de precipitação e morfodinâmica costeira na praia de Ponta Negra, Natal/RN*. Dissertação de Mestrado. Ciências Climáticas, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 150p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/589

Análise microestrutural de amostras de rejeito de mineração reconstituídas por diferentes técnicas

Rose Carvalho Rocha Elias
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, rcre.1904@gmail.com

Marina Bellaver Corte
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, marina@puc-rio.br

Elaine Cristina Gomes Barreto
Universidade Federal Fluminense, Rio de Janeiro, Brasil, elainecgbarreto@gmail.com

Tácio Mauro Pereira de Campos
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, tacio@puc-rio.br

RESUMO: Frequentemente enfrenta-se grandes desafios na recuperação de amostras intactas de rejeitos com características mais arenosas para a realização de ensaios laboratoriais. Tais dificuldades muitas vezes limitam a caracterização desses materiais ao uso de amostras reconstituídas, cuja capacidade de reproduzir o comportamento *in situ* dos rejeitos está inerentemente ligada à capacidade de reproduzir a estrutura do material. Assim, a pesquisa buscou avaliar uma amostra de rejeito de minério de ferro filtrado, reconstituido por três diferentes técnicas: Compactação Úmida (MT), Pluviação Úmida (WP) e Deposição de lama (SD), avaliando a alteração na resposta da microestrutura do material frente às diferentes técnicas de moldagem. Realizou-se análise de microtomografia computadorizada de raios X do material preparado com distintos índices de vazios, sendo: 0,70, 0,75 e 0,80. Como conclusão, observou-se variações significativas entre os métodos de preparação de amostras do estudo, no que tange à disposição das partículas no meio, espaços vazios e influência da saturação do corpo de prova. A técnica de MT tende a formar grumos durante o processo de compactação com soquete, já a técnica SD apresentou densificação e uniformidade na distribuição dos grãos e espaços vazios independente do teor de umidade e, por fim, a técnica WP, que devido ao seu processo de sedimentação natural, tende a formar espaços vazios não uniformes, porém, não se observa formação de grumos nas amostras.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeito de minério de ferro filtrado; Análise microestrutural; Reconstituição de amostras.

ABSTRACT: Great challenges are often faced in recovering intact samples of tailings with more sandy characteristics for carrying out laboratory tests and these difficulties often limit the characterization of these materials to the use of reconstituted specimen, whose ability to reproduce the in-situ behavior of tailings is inherently linked to the ability to reproduce the structure of the material. Thus, the research sought to evaluate a sample of filtered iron ore waste, reconstituted by three sample reconstitution techniques: Moist Tamping (MT), Water Pluviation (WP) and Slurry Deposition (SD), evaluating the change in the response of microstructure of the material in relation to different molding techniques. X-ray microcomputed tomography analysis was performed on the prepared specimen with different void ratios: 0.70, 0.75 and 0.80. In conclusion, it was observed significant variations between the sample preparation methods in the study, regarding the arrangement of particles in the medium, empty spaces and the influence of the saturation of the specimen. The MT technique tends to form lumps during the socket compaction process, the SD technique showed densification and uniformity in the distribution of grains and voids regardless of the moisture content and, finally, the WP technique, which due to its natural sedimentation process, tends to form non-uniform voids, however, no lump formation is observed in the samples.

KEYWORDS: Filtered iron tailings; microstructural analysis; specimen reconstitution techniques.

1 INTRODUÇÃO

Métodos de reconstituição de amostras em solos não coesivos tem sido estudados no mundo todo em razão da necessidade de se reproduzir amostras representativas das condições *in situ*, com uniformidade e reprodução de qualidade. Observa-se que não há uma medotologia única para a reconstituição de amostras granulares, por esse motivo verifica-se que a matriz do material depositado e/ou compactado, bem como a influência no comportamento geomecânico, poderão sofrer influência do tipo de preparação. Várias técnicas de reconstituição de amostras foram desenvolvidas ao longo dos anos e tem-se observado que variações na matriz do solo são diretamente influenciadas pela microestrutura. Realizar ensaios de mineralogia e de caracterização morfológica das partículas tem sido uma alternativa a fim de se verificar a possível influência da microestrutura no comportamento dos materiais em ensaios.

A presente pesquisa buscou investigar métodos de reconstituição de corpos de prova em um rejeito arenoso de minério de ferro filtrado, reproduzido pelas técnicas de Compactação com Soquete (*Moist Tamping*, MT), Deposição de lama (*Slurry Deposition*, SD) e Pluviação Úmida (*Water Pluviation*, WP), buscando reproduzir a matriz do material em conjunto com a caracterização microestrutural em condições controladas de laboratório. Estudos realizados utilizando tais técnicas tem indicado que MT, devido ao processo de compactação com soquete, tende a formar uma estrutura tida como favo de mel. Isso também pode ocorrer com a técnica WP, devido ao seu processo de sedimentação natural. Em contrapartida, a técnica SD tem apresentado resultados mais uniformes em nível microestrutural, com estrutura mais densa e menos porosa.

Após a preparação das amostras, a avaliação da matriz do rejeito foi realizada através da microtomografia computadorizada de raios X, identificando a forma dos grãos e o seu arranjo estrutural. Outros critérios também foram utilizados, como a busca pelo peso específico desejado, uniformidade no índice de vazios e evitar ao máximo a segregação de partículas, conforme orienta Kuerbis e Vaid (1988).

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Descrição das técnicas de reconstituição de amostras

Segundo Corrêa (2018), as técnicas mais populares de reconstituição utilizadas para areias contendo finos são: compactação com soquete (MT), pluviação no ar e em água (AP/WP), e suas variantes, tais como técnicas de deposição de lama (SD). Todas essas técnicas são aplicáveis para areias contendo finos e materiais artificiais com granulometria similar (CARRARO e PREZZI, 2007).

O método de compactação úmida (MT) ou compactação com soquete foi formalizado por Ladd (1978), motivado pela necessidade de estudos sobre o comportamento de liquefação das areias, uma vez que o mesmo é capaz de ser preparado suficientemente fofo, conforme também apresentado no trabalho de Castro (1969), para exibir liquefação estática e permitir a medição bem sucedida da *Critical State Line* – Linha do estado crítico (CSL) (BEEN, JEFFERIES e HACHEY, 1992).

O método MT é frequentemente empregado na reconstituição de amostras de areia, possibilitando a moldagem de corpos de prova com diferentes valores de índice de vazios, dependendo da energia de compactação utilizada. Essa abordagem viabiliza a atuação das forças capilares entre os grãos do solo, conforme destacado por Vaid, Sivathayalan e Stedman (1999). No entanto, vale ressaltar que esses mesmos autores também mencionam a possibilidade de não uniformidade na densidade das amostras quando utilizado o método.

O primeiro método de reconstituição de amostras voltado para rejeitos de mineração lançados foi apresentado por Donaldson (1965), que despejou uma pasta espessa em um molde dividido revestido por uma membrana, em seguida, adensou o corpo de prova, depois removeu os suportes e, assim que a amostra conseguiu manter seu formato, prosseguiu com o ensaio de resistência ao cisalhamento (REID, FANNI e FOURIE, 2022). O método de deposição de lama (SD) conhecido atualmente, onde o solo é imerso em água, agitado e deixado assentar em um molde, foi proposto pela primeira vez por Kuerbis e Vaid (1988) mas foi continuamente modificado ao longo dos anos. Posteriormente, Carraro e Prezzi (2007) conseguiram desenvolver um método que produziu corpos de prova homogêneos de areias bem graduadas e areias siltosas.

O procedimento SD sugerido por Carraro e Prezzi (2007) e, mais recentemente, por Abreu (2016) para preparação de corpos de provas consiste no prenchimento do cilindro bipartido de dimenções de 5,0 cm x 10,0 cm (D x H) com água e posterior deposição do material seco dentro do molde. Após vedar o topo do molde,

prossegue-se com a agitação da amostra movimentando o tubo de acrílico contendo a polpa virando-o de cabeça para baixo por um período 5 minutos. Após a agitação, a amostra se mantem em repouso por 20 minutos para deposição da mistura.

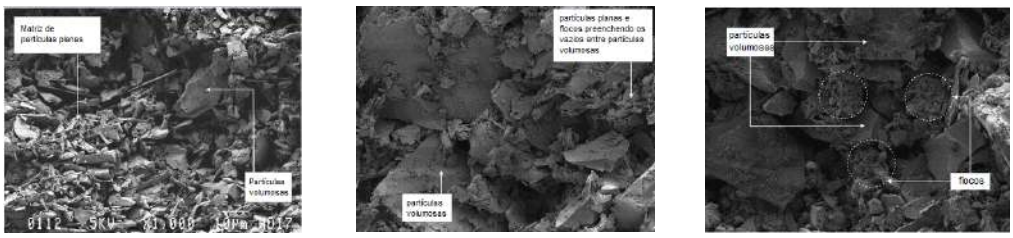
As primeiras informações disponibilizadas na literatura a respeito da técnica de pluviação foi publicada por Bishop e Henkel (1962). Ela consistia na preparação de corpos de prova de solos sem coesão preparados pelo método de Pluviação Úmida (WP) e Pluviação a seco (AP). Na técnica, foi utilizado um aparato contendo um molde bipartido envolvendo uma membrana de borracha presa à base da célula e o topo do molde, selado com um tampão de borracha e um funil. O método se assemelha à sedimentação natural em água, observados em ambientes aluviais. Vaid e Negussey (1988) citam que a altura de queda nesta técnica não possui influência significativa na densidade da amostra, uma vez que a areia atinge uma velocidade terminal de queda a distâncias relativamente curtas. Desta forma, é possível se obter corpos de prova relativamente uniformes e em estado geralmente fofo.

Bruschi (2023) avaliou a resistência ao cisalhamento de amostras de rejeito filtrado preparados por diferentes técnicas de reconstituição de amostras e alterações na gradação devido à compressão e ao cisalhamento foram observados através do ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV). Neste estudo, chegou a conclusão de que as características de moldagem pareceram ter influenciado significativamente na resposta tensão-deformação dos ensaios triaxiais realizados, indicando necessidade de se aprofundar nos estudos acerca das técnicas de reconstituição de amostras de rejeito.

2.2 Influência da microestrutura na preparação de corpos de prova

Os primeiros estudos relacionados à matriz do solo e propriedades de materiais granulares foram desenvolvidos por Oda (1972). Amostras de areia foram secas em estufa, depositadas em um molde cilíndrico (5,0 cm x 10,0 cm, D x H) e, posteriormente, compactadas de forma direta (técnica MT) e de forma indireta (com o soquete batendo na parede do molde). No estudo de Oda, observou-se que as características das relações de configuração de partículas não esféricas são determinadas não apenas pela forma das partículas, mas também pelo método de compactação.

Chang (2011) realizou uma pesquisa que buscou avaliar as estruturas de amostras de rejeito reconstituídas comparadas com as das amostras indeformadas coletadas em campo, em uma barragem de rejeitos de ouro em Joanesburgo, África do Sul. As amostras foram reconstituídas com o método SD e MT. Como resultado, as amostras indeformadas e as reconstituídas por SD tinham semelhantes arranjos estruturais das partículas, com partículas planas presentes ao redor e entre as partículas maiores, enquanto a amostra produzida com a compactação úmida criou uma matriz onde conjunto de partículas estavam dispersos ao redor de partículas maiores, muitas vezes impedindo seu contato, conforme observado nos resultados obtidos por meio de MEV da Figura 1 e a representação gráfica dos respectivos arranjos estruturais na Figura 2.



(a) (b) (c)

Figura 1. Resultados de MEV realizados em amostras de rejeitos: (a) Indeformada; (b) SD; (c) MT. Fonte: adaptado de (CHANG, 2011).

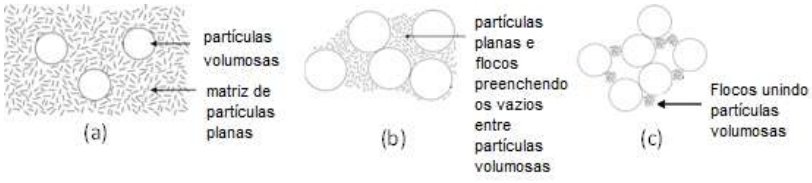


Figura 2. Representação dos arranjos estruturais de amostras de rejeitos: (a) Indeformada; (b) SD; (c) MT. Fonte: adaptado de (CHANG, 2011).

Recentemente, Quinteros e Carraro (2023) compararam amostras reconstituídas e indeformadas de uma areia fluvial bem graduada (teor de finos ≈ 5%) recuperada por congelamento do solo. As amostras foram reconstituídas por pluviação a seco (AP), compactação com soquete (MT), pluviação úmida (WP) e deposição de lama (SD). O tecido foi avaliado por meio microtomografia computadorizada por raios X. Os autores realizaram uma análise quantitativa de imagens para descrições de matriz de solo e concluíram que o arranjo estrutural obtido com o método SD ofereceu a melhor aproximação da amostra indeformada de areia.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Materiais

O material em estudo se trata de um rejeito de minério de ferro filtrado advindo de uma mineradora localizada no quadrilátero ferrífero de Minas Gerais. Os resultados da caracterização física indicam que o material possui curva granulométrica bem graduada, sendo classificado como areia siltosa não plástica. O valor da densidade relativa dos grãos (Gs) foi de 2,99 considerando o material passante na peneira #40.

3.2 Procedimentos adotados

Os intervalos de índices de vazios para a reconstituição das amostras foram definidos com base nas prescrições segundo ABNT (2020) NBR 16843 - Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos e ABNT (1990) NBR 12004 - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Obteve-se um valor de índice de vazios mínimo de 0,64 e índice de vazios máximo de 0,85. Desta forma, definiu-se o intervalo de índice de vazios para a reconstiuição das amostras de 0,7; 0,75 e 0,8 de forma a se obter compacidades relativas exequíveis em todos os métodos de preparação de amostras do estudo (CR variando de 24% a 71%). Valores muito próximos dos limites de CR condicionaria a um estado extremamente fofo ou extremamente compacto, inviabilizando a execução do ensaio. Outro ponto de atenção é quanto à limitação das normas supracitadas à areias limpas, podendo ocorrer maiores variações nos resultados para o rejeito em estudo.

Inicialmente realizou-se a reconstituição das amostras de rejeito pela técnica de MT seguindo os procedimentos desenvolvidos por Castro (1969) e Casagrande (1979). O processo consistiu na mistura do rejeito seco em estufa a 60ºC e previamente destorroado na peneira #4,8 mm, misturado com água destilada no teor de umidade ótimo (w = 12,72%) antes da compactação. Foi utilizado molde tripartido com diâmetro de 3,81 cm e altura de 7,78 cm, no qual foram utilizadas 3 camadas contendo a mesma quantidade da mistura de água e rejeito, em alturas igualmente controladas com paquímetro. O controle de umidade foi feito com pesagem do rejeito úmido antes do ensaio e, após o ensaio e após a secagem da mistura em estufa.

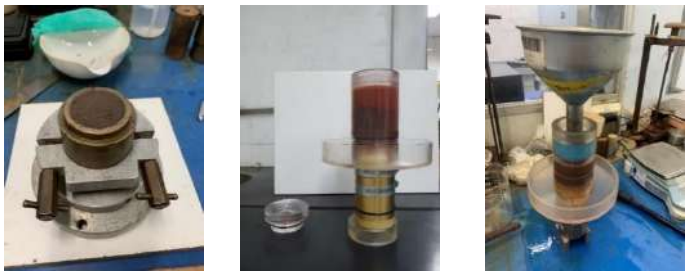
A segunda técnica adotada, denominada SD, foi realizada seguindo as orientações sugeridas por Carraro e Prezzi (2007). O processo consistiu na preparação do molde com o rejeito previamente seco em estufa a 60ºC e destorroado na peneira #4,8 mm. Posteriormente, colocou-se 140 ml de água destilada, enchendo o molde. Fechou-se a tampa do aparato e prosseguiu-se com a homogeneização do corpo de prova por 5 minutos. Após, o corpo de prova ficou em repouso decantando. Por fim, a coluna de material formada dentro do molde foi preparada para se obter o corpo de prova de ensaio.

A última técnica, WP, seguiu as orientações sugeridas por Vaid e Negussey (1988). O ensaio foi realizado utilizando os mesmos materiais do método SD, com modificação apenas na etapa final, onde foi instalado o funil com vedação em borracha. Inicialmente realizou-se a mistura do rejeito (previamente seco em estufa a 60ºC e destorroado na peneira #4,8 mm) com 250 ml de água destilada, em um béquer. Em seguida, colocou-se a água da mistura com material sobrenadante dentro do aparato. Após, o tampão foi instalado para colocação dos sólidos dentro do funil. Na sequência, removeu-se o tampão e deixou-se a mistura decantar por 10 minutos.

Buscando reduzir ao máximo a perturbação do corpo de prova durante a extração das amostras para análise microestrutural, foi desenvolvido um apetrecho que fosse facilmente instalado dentro do molde utilizado para as técnicas de reconstituição de amostra – SD e WP. Para a reconstituição utilizando a técnica Moist Tamping (MT), optou-se apenas por posicionar o molde em acrílico na região central do corpo de prova, antes do lançamento e compactação da segunda camada. Esse molde em acrílico em formato circular possuiu dimensões médias de 11 mm de diâmetro e 15 mm de altura. Logo após a moldagem dos corpos de prova para

análise microestrutural, as amostras foram instantaneamente congeladas com nitrogênio líquido (-170º C) para a realização do ensaio de Microtomografia Computadorizada de raios X.

A Figura 3 apresenta a condição final dos corpos de prova reconstituídos por cada técnica, sendo (a) MT, (b) SD e (c) WP respectivamente.



(a) MT (b) SD (c) WP

Figura 3. Amostras reconstituídas por diferentes técnicas.

3.3 Microtomografia computadorizada de raios X

A microtomografia computadorizada é uma técnica de imageamento radiográfico que busca caracterizar a microestrutura interna de um material em três dimensões em uma resolução espacial de nível mícron (BARRETO, 2021). Essa técnica possibilita uma melhor visualização do comportamento e alterações da estrutura do solo como forma, tamanho e distribuição dos poros, os quais auxiliam na compreensão de muitos fenômenos na área de ciência do solo (PASSONI, 2013).

O ensaio consiste na emissão de feixes uniformes de Raios X em posição fixa e com geometria cônica diretamente sobre a amostra fixada sobre uma base giratória. Parte da energia é absorvida pela amostra e parte atravessa o objeto, de acordo com a densidade do material. À medida em que a base de suporte do equipamento gira, é possível se obter múltiplas projeções radiográficas, capturadas em diferentes ângulos. A partir das projeções verticais adquiridas com a rotação 360º da amostra, o software do equipamento gera uma pilha de imagens brutas seccionadas na horizontal em fatias 2D, em escala de cinza, formando um objeto digital 3D.

Prosseguiu-se com o ensaio posicionando uma amostra por vez no interior do microtomógrafo para aquisição das imagens. A resolução tomográfica é obtida através da relação entre a distância da fonte, distância do detector, escolha da lente de aumento e razão BIN (binning), relacionado pela seguinte equação.

$$R = \frac{S}{S+D} F \quad (1)$$

Onde:
R – resolução tomográfica;
S – distância da fonte;
D – distância do detector;
F – parâmetro que leva em conta o detector, lente e razão BIN, sendo 68,926 µm para BIN 2 e F = 3,3684 µm para BIN 1 (lente de 4x).

O pixel size é determinado pela largura do feixe e pelo passo linear que o suporte das amostras realiza para obter uma varredura completa na região de interesse. O tamanho do voxel é obtido pelo tamanho do pixel no detector de imagem. O binning é o processo de se combinar um conjunto de pixels em um pixel. Para razão BIN 1, os pixels não são combinados e atribui-se esse valor a um único pixel, gerando-se imagens de tamanho 2048x2048x2048 voxels. Com razão BIN 2, calcula-se a média de 4 pixels (matriz 2x2) gerando-se imagens de tamanho 1024x1024x1024 voxels.

Neste trabalho, cada amostra foi tomografada em alta resolução usando a lente 4X e tamanho de voxel = 2,0094 µm. A imagem foi reconstruída com 2048^2 pixels por fatia e em escala de cinza de 16 bit. Foram analisadas no total 9 amostras congeladas e reconstituídas pelos métodos apresentados, com variação de índice de vazios de 0,7; 0,75 e 0,8 em cada método e os resultados são apresentados nos tópicos a seguir.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Avaliação da influência da microestrutura na reconstituição de amostras

As amostras são advindas das técnicas de reconstituição abordadas neste trabalho, variando o índice de vazios inicial em 0,7, 0,75 e 0,8 através da relação de massa de rejeito seco e água para a mistura. O teor de umidade final foi obtido através da confirmação da umidade por cápsulas retiradas das amostras reconstituídas na região central do corpo de prova, observando-se um teor de umidade final próximo do calculado inicialmente para a técnica MT e divergências obtidas para as demais técnicas. Isso se deve a dois fatores principais, sendo o primeiro a quantidade de água não controlada acrescentada durante a execução do ensaio para limpeza da parede do aparato do SD e do funil do WP e o segundo relacionado à perda de massa e umidade após a retirada da membrana para extração dos corpos de prova para a análise de microestrutura. Essas questões também interferiram no índice de vazios final para esses métodos, pois após a extração do corpo de prova do molde, as amostras adensavam instantaneamente.

Na Figura 4, é apresentado o resultado da vista ortogonal de uma das amostras analisadas através do ensaio de microtomografia computadorizada de raios X. Nela, é possível observar as tonalidades cinza clara a branca relacionadas aos minerais de maior densidade, como o minério de ferro, a tonalidade cinza médio relacionada a minerais de menor densidade como a sílica proveniente do quartzo e as tonalidades cinza escuro a preto ligadas à distribuição de vazios (ausência de matéria para atenuação dos raios X).

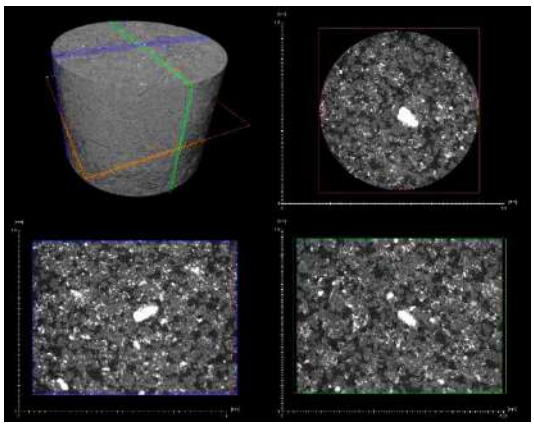


Figura 4. Microtomografia computadorizada - Vistas ortogonais de uma das amostras – Técnica MT, e=0,7.

Os resultados obtidos dos ensaios de microtomografia computadorizada de raios X indicaram homogeneidade ao longo do perfil vertical das amostras para todas as técnicas de reconstituição, quando se avalia as projeções em três vistas ortogonais. Essa constatação visual indica uma boa repetibilidade dos métodos para análise microestrutural, não sendo observada segregação de partículas ou variação de densidade ao longo do perfil da amostra. Apesar disso, a possibilidade de ocorrência de segregação deve ser melhor avaliada, com retirada de amostras para análise microestrutural em outras partes de um mesmo corpo de prova em estudo para confirmação.

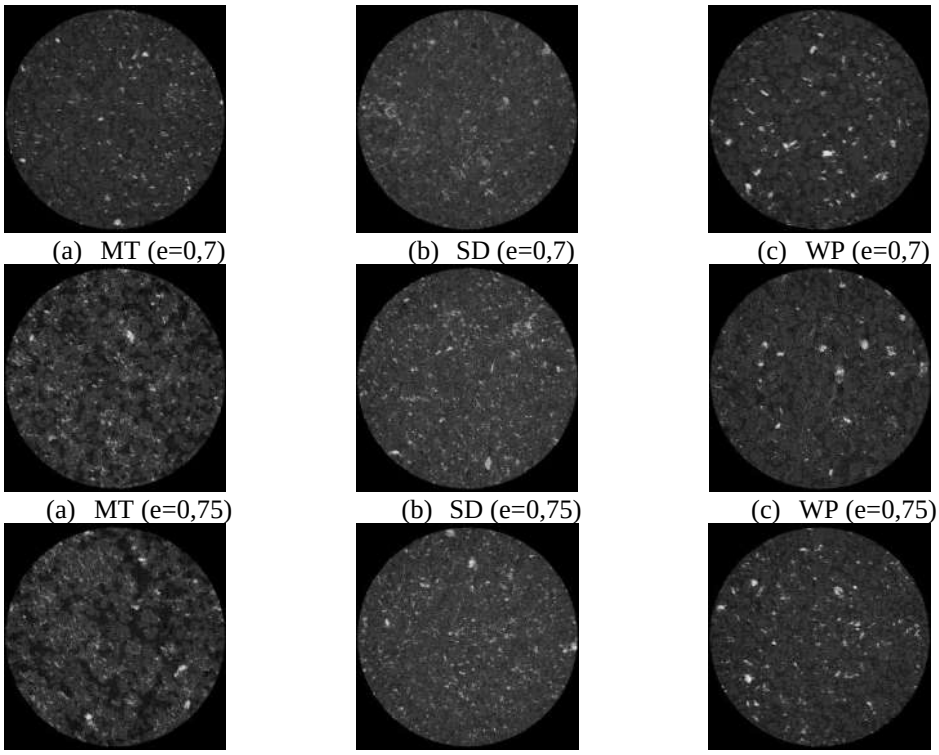
Realizando-se uma comparação entre os métodos de reconstituição de amostras e considerando o mesmo índice de vazios inicial, algumas observações interessantes podem ser identificadas nas imagens da Figura 5 (a) MT, (b) SD, e (c) WP.

Para a técnica MT, foi possível observar formação de grumos devido ao processo de compactação estática, que tendem a se manter mesmo com o aumento do índice de vazios inicial da amostra. Essa condição pode ser denominada “favo de mel” e “metaestável” segundo apresentado no trabalho de Corrêa (2018). Isso também pode estar relacionado ao teor de umidade da amostra, compactada próxima da umidade ótima do material, que gera capilaridade entre os grãos, contribuindo para o aumento de forças de contato e formação dos grumos.

Com a técnica SD, mesmo com a variação do índice de vazios, observou-se uniformidade na distribuição dos grãos e contato interpartículas para todas as amostras nos ensaios de microestrutura bem como a formação de amostras reconstituídas menos porosas e mais densas que as dos demais métodos. Isso pode estar associado ao processo de agitação da mistura, que gera homogeneização do corpo de prova. Nesse ensaio, há também a

possibilidade de perda de água e massa durante a movimentação do aparato, mesmo utilizando vedação com *o-rings* e isso também pode influenciar na variação da densidade final obtida nos resultados.

Por fim, a técnica WP não apresentou distribuição de partículas e espaços vazios tão homogênea quanto a técnica SD, porém a formação de grumos foi menos pronunciada que a técnica MT, indicando, para esse material e nas condições de execução do ensaio descritas neste trabalho, ser uma técnica intermediária com relação a variações em índice de vazios e densificação das partículas. Essa condição dos espaços vazios é inerente à própria técnica, devido ao processo de sedimentação natural das partículas sem qualquer esforço de compactação.



(a) MT (e=0,7) (b) SD (e=0,7) (c) WP (e=0,7)
(a) MT (e=0,75) (b) SD (e=0,75) (c) WP (e=0,75)
(a) MT (e=0,8) (b) SD (e=0,8) (c) WP (e=0,8)

Figura 5. Microtomografia computadorizada de Raios X - Comparação entre amostras com e =0,7, 0,78 e 0,8 (condição da amostra fofa, medianamente compacta e compacta respectivamente).

5 CONCLUSÕES

Buscando complementar estudos na área de mecânica de rejeitos arenosos, o presente trabalho focou na avaliação da microestrutura de amostras de rejeito de minério de ferro filtrado, reconstituída por diferentes técnicas, buscando compreender os efeitos observados em cada uma das técnicas e como eles podem auxiliar no entendimento de divergências de comportamento encontradas na literatura e prática da mecânica dos solos.

Com base nos resultados apresentados, foi possível observar diferentes arranjos de aglomerados de partículas como resultado de diferentes métodos de preparação e a forte influência do geomaterial na forma das partículas e gradação. Desta forma, seria importante também avaliar a microestrutura de como o rejeito está disposto *in situ*, para que a técnica de reconstituição de amostras mais fiel ao campo fosse identificada.

Conclui-se, finalmente, que o trabalho realizado pode fomentar um melhor direcionamento de estudos de comportamento de geomateriais não coesivos para a análise da matriz de rejeito de cada tipo de amostra reconstituída, avaliando a contribuição de cada uma das técnicas adotadas no trabalho quanto à forma de arranjo estrutural dos grãos e distribuição das partículas e poros no meio.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES e à FAPERJ pelo apoio financeiro e à Geomecânica S.A pela disponibilização dos aparatos para a preparação das amostras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abreu, I. C. E. A. (2016). *Slurry deposition method for reconstituting specimens in triaxial and consolidation tests*. XVIII Brazilian Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering - COBRAMSEG.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1990). NBR 12004. *Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16843. *Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.

Barreto, E. C. G. (2021). *Avaliação da influência da presença de microfósseis de diatomáceas no desenvolvimento de argilas de alta sensibilidade*. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

Been, K.; Jefferies, M. G.; Hachey, J. (1992). *Discussion: the critical state of sands*. Géotechnique 42, No. 4, 655–663, https://doi.org/10.1680/geot.1992.42.4.655.

Bishop, A. Q.; Henkel, D. J. (1962). *The measurement of soil properties in the triaxial test*.

Bruschi, G. J. E. A. (2023). *Mechanical and microstructural response of iron ore tailings under low and high pressures considering a wide range of molding characteristics*. Mining, https://doi.org/10.3390/.

Carraro, J. A.; Prezzi, M. (2007). *A New Slurry-Based Method of Preparation of Specimens of Sand Containing Fines*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 31, No. 1.

Casagrande, A. (1979). *Liquefaction and cyclic deformation of sands - a critical review*. Argentina 5th Pan-American, p.81-133.

Castro, G. (1969). *Liquefaction of Sands.* Ph.D. Thesis, Harvard University., Cambridge, MA.

Chang, N. G. (2011). *The effect of fabric on the behaviour of gold tailings*. Géotechnique 61: 187–197.

Corrêa, M. M. (2018). *Impacto da reconstituição de amostras de laboratório na avaliação do potencial de liquefação em depósitos de rejeito*. Dissertação de Mestrado, Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Donaldson, G. W. (1965). *The effects of capillary action on the consolidation and shear strength of silt in a hydraulic fill dam*. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

Kuerbis, R.; Vaid, Y. P. (1988). *Sand Sample preparation-The Slurry Deposition Method.* Soils Found. Vol. 28, No. (4). 107–118 p.

Ladd, R. S. (1978). *Preparing Test Specimens Using Undercompaction*. Geotech. Test. J., Vol.1, p. 16–23.

Oda, M. (1972). *Initial Fabrics and Their Relations to Mechanical Properties of Granular Material*. Soils Found. Vol. 12, No. 1, pp. 17–36.

Passoni, S. (2013). *Microtomografia de raios X na caracterização micromorfológica de solo submetido a diferentes manejos*. Dissertação de mestrado, Universidade Estadual de Ponta Grossa. Ponta Grossa, RS.

Quinteros, V. S.; Carraro, J. A. H. (2023). *The initial fabric of undisturbed and reconstituted fluvial sand*. Géotechnique 73(1), 1-15.

Reid, D.; Fanni, R.; Fourie, A. B. (2022). *Slurry deposition preparation method for tailings characterization - history, debates, techniques and benefits*. Tailings 2022.

Vaid, Y. P.; Negussey, D. (1988). *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*. Preparation of Reconstituted Sand Specimens, Philadelphia.

Vaid, Y. P.; Sivathayalan, S.; Stedman, D. (1999). *Influence of Specimen-Reconstituting Method on the Undrained Response of Sand*. Geotech. Test. J., Vol. 22, No. 3, p.187–196.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/590

Análise Morfológica De Materiais Granulares Utilizando Diferentes Métodos

Amandda Lara Moreira Braga
Doutoranda em Geotecnia, Universidade de Brasília , Goiânia-GO, Brasil, amanddalara@gmail.com

Bruno Dos Santos Pereira
Engenheiro de Transportes, Universidade Federal de Goiás, Goiânia-GO, Brasil, brunodssantosp@gmail.com

Robinson Andrés Giraldo Zuluaga
Professor, Universidade Federal de Goiás , Goiânia-GO, Brasil, roangizu@gmail.com

Márcio Muniz De Farias
Professor, Universidade de Brasília , Brasília-DF, Brasil, mmuniz94@gmail.com

RESUMO: Os agregados são amplamente utilizados em diferentes áreas da Engenharia Civil devido às suas dimensões e propriedades, sendo crucial conhecer suas características. Estudos recentes indicam que essas características podem influenciar significativamente o comportamento e a qualidade dos compósitos. Nesse contexto, a avaliação das propriedades de tamanho e forma das partículas de um agregado é essencial. No entanto, as metodologias tradicionais para caracterizar essas propriedades têm limitações. Por essa razão, novos métodos de caracterização morfológica, baseados no Processamento Digital de Imagens (PDI), foram propostos. Esta pesquisa utilizou técnicas convencionais e dois métodos de PDI para caracterizar as propriedades de forma de agregados, empregando equipamentos de alta tecnologia, softwares gratuitos e equipamentos de fácil acesso e baixo custo. Foram analisadas duas frações de areia normal brasileira e duas de pedra britada, materiais amplamente utilizados em laboratório e em várias áreas da engenharia. O equipamento *PartAn3D MAXI* foi usado para o método de análise de imagem dinâmica, enquanto um *smartphone* convencional, com o *software ImageJ*, foi empregado como técnica alternativa de baixo custo. Os resultados demonstraram que a técnica de PDI foi adequada, permitindo a caracterização dos agregados com resultados consistentes, especialmente com o equipamento especializado. Por outro lado, o uso de *smartphone* com o *ImageJ*, embora eficaz, ainda apresenta algumas imprecisões que devem ser investigadas para aperfeiçoar o método.

PALAVRAS-CHAVE: Materiais granulares, Morfologia das partículas, Análise de imagens, Caracterização.

Aggregates are widely used in various areas of Civil Engineering due to their dimensions and properties, making it crucial to understand their characteristics. Recent studies indicate that these characteristics can significantly influence the behavior and quality of composites. In this context, evaluating the size and shape properties of aggregate particles is essential. However, traditional methodologies for characterizing these properties have limitations. For this reason, new morphological characterization methods based on Digital Image Processing (DIP) have been proposed. This research utilized conventional techniques and two DIP methods to characterize the shape properties of aggregates, employing high-tech equipment, free software, and low-cost, easily accessible equipment. Two fractions of standard Brazilian sand and two of crushed stone, materials widely used in laboratories and various engineering fields, were analyzed. The PartAn3D MAXI equipment was used for the dynamic image analysis method, while a conventional smartphone with the ImageJ software was employed as a low-cost alternative technique. The results demonstrated that the DIP technique was adequate, allowing for consistent aggregate characterization, especially with specialized equipment. On the other hand, the use of a smartphone with ImageJ, although effective, still presents some inaccuracies that need to be investigated to improve the method.

KEYWORDS: Granular materials, Particle morphology, Image analysis, Characterization.

1 INTRODUÇÃO

O uso de materiais granulares é amplamente aplicado em diversas áreas da engenharia, exigindo estudos para otimizar e facilitar sua aplicação. Na mecânica dos solos, os solos granulares são definidos como uma combinação de sólidos classificados com base em sua granulometria, e mais recentemente, em sua morfologia. A estrutura morfológica das partículas, juntamente com a distribuição granulométrica, influencia significativamente o comportamento físico e mecânico do solo.

Pesquisadores destacam a importância de relacionar os materiais granulares com suas propriedades microscópicas para compreender a influência de suas características na resposta mecânica. Devido as suas propriedades, os agregados são componentes predominantes em revestimento asfáltico, lastro ferroviário, concreto, filtros, entre outros (Liu *et al.*, 2011; Diógenes, 2018).

A forma e o tamanho das partículas do solo revelam as características do processo de formação do material. Na geotecnia tradicional, o tamanho das partículas é um parâmetro crucial para entender o comportamento do solo, sendo utilizado em classificações como indicador de potenciais fenômenos físicos (Norsyahariat *et al.*, 2016). Os métodos tradicionais para determinar os tamanhos das partículas que constituem um solo incluem a análise granulométrica para partículas maiores que 0,075 *mm* e análise por sedimentação para partículas menores. No entanto, o tamanho de uma partícula que não tem forma esférica ou cúbica não pode ser definido exclusivamente por uma dimensão linear (Lambe e Whitman, 2004), pois o significado de tamanho depende da dimensão medida e do método de medição.

Diversos parâmetros adimensionais são cruciais para caracterizar a forma de uma partícula, incluindo arredondamento, circularidade, solidez e razão de aspecto, entre outros (Zuluaga, 2016). O arredondamento se refere ao grau de suavidade das bordas de uma partícula, indicando quão próximo sua forma está de uma esfera. A circularidade mede a semelhança do contorno de uma partícula com um círculo perfeito, indicando sua regularidade. A solidez avalia a relação entre o volume da partícula e o volume de uma forma geométrica que a circunscreve, fornecendo uma medida da densidade ou compactação da partícula. Por último, a razão de aspecto se refere à razão entre o comprimento e largura de uma partícula, indicando quão alongada ou achatada.

Diversas pesquisas destacam a importância da forma das partículas, embora essa característica raramente seja considerada nas avaliações geotécnicas (Golchert *et al.*, 2004; Hanaor *et al.*, 2016; Liu *et al.*, 2019; Pereira,2022; Braga, 2022). Os métodos tradicionais para caracterizar essas propriedades apresentam várias limitações, exigem trabalho manual intenso e não fornecem resultados precisos. Contudo, a literatura apresenta métodos baseados em Processamento Digital de Imagens (PDI) que promovem análises mais completas, rápidas, realistas e confiáveis. O PDI envolve um conjunto de técnicas para capturar, representar e transformar imagens por meio de software. Por meio desse método, é possível obter informações e características de qualquer imagem analisada, incluindo aquelas capturadas por *smartphones*.

As técnicas de Processamento Digital de Imagens (PDI) permitem descrever a morfologia das partículas e caracterizar o solo de forma mais realista. Um exemplo dessas técnicas é a análise dinâmica de imagens, que determina parâmetros geométricos por meio do processamento de imagens capturadas durante o fluxo de partículas. Essa técnica permite a caracterização de dezenas de milhares de partículas em poucos minutos. Essa tecnologia envolve a passagem do material por uma área com uma fonte de luz LED e câmeras que capturam imagens simultaneamente, processadas por um software de análise. Para obter resultados válidos, é fundamental que o material esteja completamente disperso.

Outra tecnica PDI, que elimina a necessidade de aquisição de equipamentos de alto valor e o uso de *smartphones* e software para caracterização de agregados. No entanto, os equipamentos utilizados para a execução desses métodos têm um custo elevado, dificultando o acesso à tecnologia para a maioria dos laboratórios e empresas. Assim, alternativas mais acessíveis foram propostas, como o uso de *smartphones* para a caracterização de agregados. Esta alternativa, de acordo com a literatuta, pode eliminar a necessidade de aquisição de equipamentos de alto valor.

Portanto, o objetivo deste trabalho foi comparar técnicas de caracterização de agregados por meio de caracterização física, caracterização por meio de Processamento Digital de Imagens (PDI) com equipamentos destinados a esse fim, além de softwares gratuitos e equipamentos de baixo custo, como *smartphones*.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a condução da pesquisa, foram selecionados agregados amplamente utilizados em laboratórios e diversas áreas da engenharia, como areias e lastros. A análise desses agregados foi conduzida por meio de ensaios de granulometria, ensaios com paquímetro e análises de imagem utilizando o equipamento *PartAn 3D MAXI*. Além disso, foram realizadas análises de imagens capturadas por *smartphones*, com posterior processamento digital das imagens por meio do software *ImageJ*.

2.1 Materiais

Os agregados utilizados neste estudo foram: areia normal brasileira, abrangendo duas frações distintas do agregado miúdo, e pedra britada, incluindo duas frações do agregado graúdo, evidenciadas na Figura 1.

Figura 1. Materiais usados no estudo.

2.2 Caracterização Física

Foram realizados ensaios de granulometria convencional para todas as amostras. Para os agregados miudos, os ensaios seguiram a ABNT NBR 7181/16, utilizando aproximadamente 1,5 kg de amostras de areia. A granulometria das britas foi conduzida conforme as especificações da ABNT NBR 17054/2022, enquanto a forma dessas partículas foi determinada pelo método do paquímetro.

A forma dos agregados utilizados em lastro ferroviário é caracterizada com base em ensaios normatizados pela ABNT e ASTM. A norma ABNT NBR 5564/2011 avalia a esfericidade das partículas com base em suas dimensões perpendiculares, classificando-as como cúbicas, alongadas, lamelares ou alongadas-lamelares. A norma ASTM D4791/2010 avalia a forma dos agregados pela relação entre largura e espessura, ou largura e comprimento, classificando as partículas em quatro tipos: não alongada e não lamelar; alongada; lamelar; ou alongada-lamelar. É recomendado evitar agregados alongados ou lamelares em lastros ferroviários.

Os métodos tradicionais de caracterização apresentam limitações e requerem trabalho manual intenso, resultando em imprecisões. Portanto, dois métodos distintos foram empregados para caracterização das partículas: paquímetro e análise de imagem dinâmica. A caracterização da forma das partículas pelo método do paquímetro, conforme a ABNT NBR 5564/2021, envolveu a medição de três dimensões de 100 partículas do lastro ferroviário.

2.3 Parâmetros de Forma por Análise Imagem no *PartAn3D Maxi*

A análise de imagem dinâmica é um método moderno e eficiente para caracterizar a morfologia das partículas. Equipamentos baseados nesse método geralmente consistem em um sistema óptico composto por câmeras, lentes objetivas e fontes de luz. Entre as vantagens desse método, em comparação com métodos estáticos e tradicionais, estão a capacidade de analisar as partículas individualmente e fornecer medições mais precisas (Wei *et al*., 2020).

Um exemplo comum de equipamento utilizado para esse método é o analisador de imagens dinâmico *PartAn3D Maxi*, desenvolvido pela *Microtrac MRB*. O sistema emprega uma câmera de alta velocidade e resolução para capturar múltiplas imagens de cada partícula em diferentes posições e orientações espaciais. Essas imagens são digitalizadas e analisadas pelo *software* do sistema para medir o comprimento, largura, espessura, perímetro e área das partículas, calculando seus parâmetros morfológicos.

A quantidade de material usada nesse ensaio deve ser representativa, embora não haja uma quantidade especificada. O equipamento pode analisar milhares de partículas em poucas horas, facilitando a obtenção de amostras representativas.

Os ensaios foram realizados no *INFRALAB*, onde as frações de agregados foram ensaiados no *PartAn3D Maxi*. A Figura 2 mostra as imagens geradas pelo software do equipamento para uma areia.

Cada amostra passou por cinco análises, que evidenciou a quantidade de material necessario para detecção de estabilidade de resultados. Assim, convencionou-se usar 500 gramas de areia em cada determinação e 2000 gramas de brita.

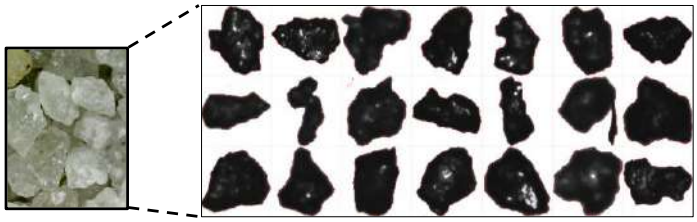


Figura 2. Imagens retiradas com o *PartAn3D Maxi*.

2.4 Parâmetros de Forma por Análise Imagem no *ImageJ*

A amostragem dos agregados foi realizada retirando-se cinco amostras de cada material. As quantidades foram definidas de acordo com a norma DNIT 432 (2020), que estabelece a quantidade mínima de partículas de agregados por fração. Foram coletadas 50 partículas para agregados graúdos e 200 partículas para agregados miúdos. Além disso, o processo de quarteamento foi conduzido conforme a norma DNER-PRO 199 (1996).

Para caracterizar os agregados com o software *ImageJ*, primeiramente, as amostras foram preparadas de acordo com as diretrizes das normas pertinentes. Após a preparação, foram capturadas imagens de alta resolução das amostras, garantindo uma representação precisa das partículas do lastro, utilizando um *smartphone* convencional da marca *Motorola* e modelo *One macro*. As imagens foram processadas no *ImageJ*, onde análises de segmentação identificaram e quantificaram propriedades morfológicas das partículas.

O *ImageJ* trata-se de um *software* livre, de processamento e análise de imagens, baseado em *Java*. O *software* pode ser utilizado como um aplicativo em um navegador *Web* ou como um programa instalado ao computador. O software possibilita exibir, editar, analisar, processar, salvar e imprimir imagens RGB.

No *ImageJ*, técnicas de binarização e limiarização foram aplicadas para separar as partículas do fundo da imagem. Além disso, filtros foram usados para remover ruídos, melhorando a precisão da análise, evidenciado na Figura 3. Com a imagem segmentada, ferramentas de análise de imagem permitiram calcular a circularidade, arredondamento e rugosidade das partículas. Os resultados obtidos foram analisados estatisticamente para entender a distribuição e variação dessas propriedades. Os resultados foram interpretados à luz das condições reais do material e comparados com os resultados de outros ensaios de caracterização.

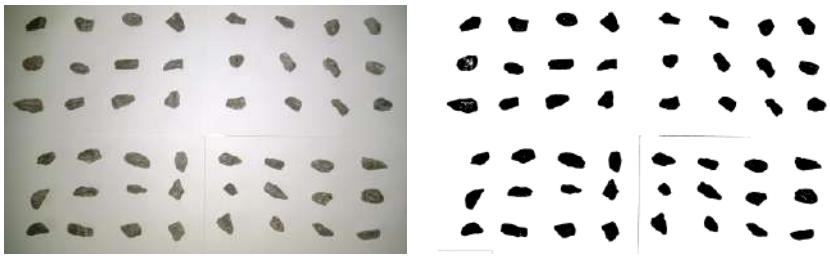


Figura 3. Captura e Renderização das Imagens do Agregado Graúdo.

3 RESULTADOS

As curvas granulométricas obtidas em ensaios convencionais foram comparadas com aquelas determinadas por meio das análises de imagem do *PartAn3D MAXI* e do *ImageJ*. Além disso, os resultados de dimensões das amostras e os parâmetros de forma foram extraídos dos ensaios mencionados anteriormente, incluindo o ensaio com paquímetro, conduzido com o lastro denominado de Brita #1.1/4.

3.1 Granulometria

A Figura 4 mostra os resultados das curvas granulométricas das quatro amostras analisadas. Em todas as amostras, o peneiramento foi realizado para determinar a distribuição granulométrica. As curvas de distribuição de tamanho das areias foram obtidas por meio de análises de imagem realizadas tanto com o *PartAn3D MAXI* quanto com o *ImageJ*. No caso do lastro, a amostra denominada Brita #3/4 foi analisada com o *ImageJ*, enquanto a amostra Brita #1.1/4 foi submetida à análise de imagem por meio do *PartAn3D MAXI*.

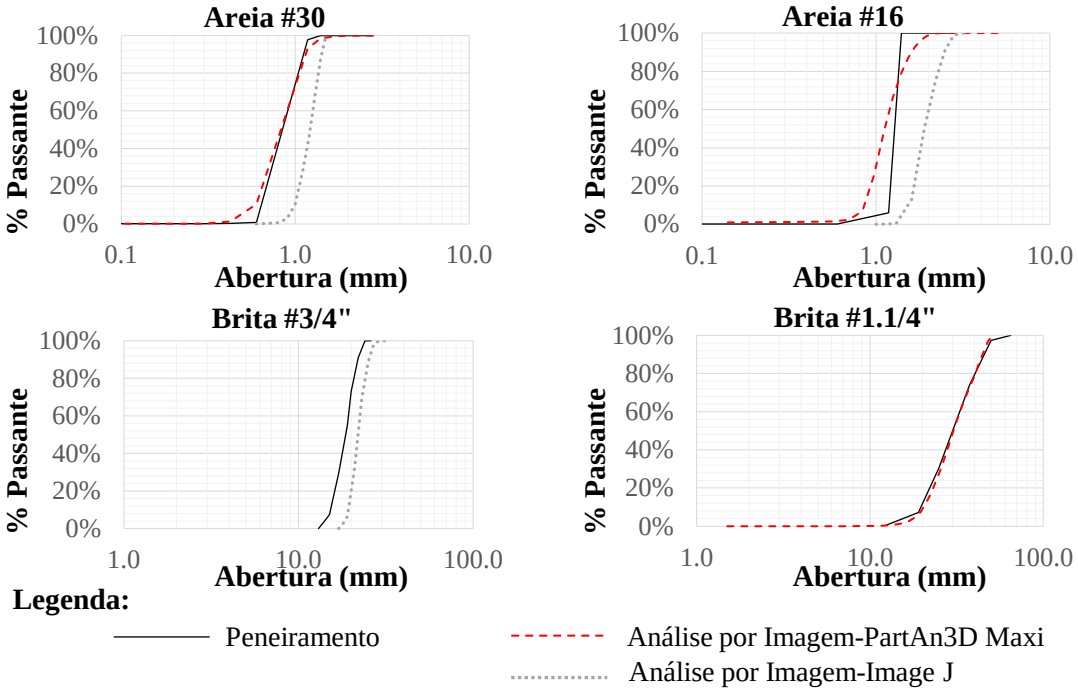


Figura 4. Determinação das Granulometrias.

A Tabela 1 apresenta os valores de D_{50} obtidos pelos três métodos utilizados. Observou-se que os desvios padrão, em relação ao ensaio de peneiramento, foram maiores em relação ao ensaio realizado com um *smartphone* e o *software ImageJ*. Os resultados das curvas obtidos com o *PartAn3D MAXI* apresentaram desvios inferiores a 0,2, enquanto os desvios associados ao uso do *ImageJ* atingiram até 1,13.

Tabela 1. Resultados dos D_{50} das amostras para cada ensaio.

Amostra	Peneiramento (mm)	*PartAn3D MAXI* (mm)	*ImageJ* (mm)
Areia #30	0,832	0,820	1,100
Areia #16	1,281	1,028	1,950
Brita #3/4	18,80	-	20,40
Brita #1.1/4	30,00	30,00	-

3.2 Tamanho das Partículas

O método tradicional de determinação da granulometria não considera aspectos de dimensão, classificando o grão com base no tamanho do seu menor lado. Já as análises de imagem permitem avaliar dimensões como comprimento e largura das partículas. Além disso, o *PartAn3D MAXI* possibilita a análise da espessura das partículas.

A Figura 5 e a Tabela 2 apresenta as comparações dos métodos de análise de imagem. Neste caso, não é possível determinar qual método é o mais adequado, pois as partículas são muito pequenas para serem medidas com um paquímetro ou outro método tradicional.

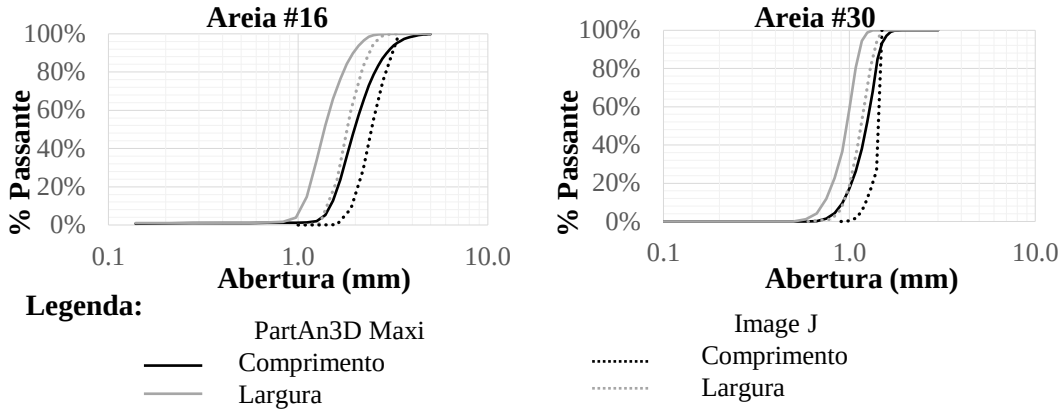


Figura 5. Determinação das Dimensões das Partículas.

Tabela 2. Resultados dos D_{50} das amostras para cada ensaio.

Amostra	*PartAn3D MAXI*	*ImageJ*	*PartAn3D MAXI*	*ImageJ*
	Largura (*mm*)		*Comprimento* (*mm*)	
Areia #30	0,980	1,100	1,100	1,450
Areia #16	1,150	1,850	2,050	2,300

A amostra Brita #1.1/4 foi submetida a análise de imagem com o *PartAn3D MAXI* e também analisada em relação às suas dimensões com o método do paquímetro, conforme mostrado na Figura 6. Nesse caso, tanto os comprimentos quanto as espessuras apresentaram valores bastante semelhantes, conforme ilustrado na Tabela 3. No entanto, as larguras não apresentaram a mesma compatibilidade.

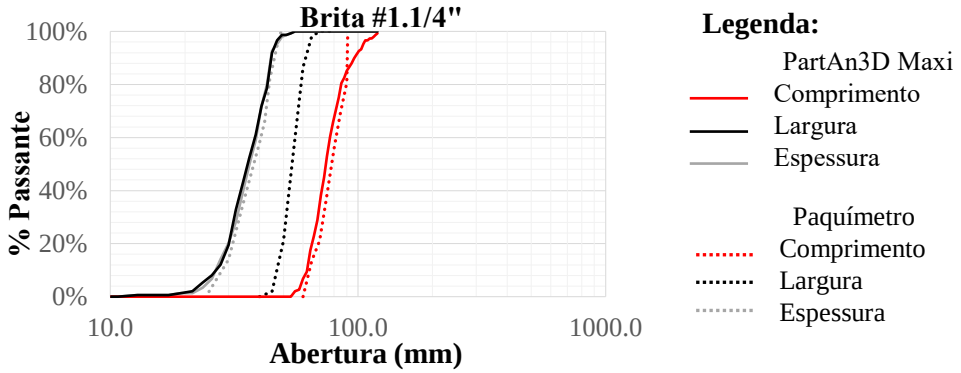


Figura 6. Determinação das Dimensões dos Lastros.

Tabela 3. Resultados dos D_{50} das amostras para cada ensaio.

Amostra	*PartAn3D MAXI*	Paquímetro	*PartAn3D MAXI*	Paquímetro	*PartAn3D MAXI*	Paquímetro
	Espessura (*mm*)		*Largura* (*mm*)		*Comprimento* (*mm*)	
Areia #16	46,0	48,0	47,0	53,0	74,0	77,0

3.3 Determinação da Forma

Os índices de forma das partículas foram calculados pelos softwares com base nas dimensões das partículas. A Figura 7 apresenta os índices de forma das amostras de Areias e da Brita #3/4, obtidos a partir dos métodos de análise de imagem. Observa-se uma diferença significativa nos resultados entre os dois métodos. Os resultados encontrados pelo *ImageJ* sugerem que as partículas são mais próximas de círculos do que as obtidas pelo *PartAn3D MAXI*.

A amostra de Brita #1.1/4 foi submetida a uma medição das partículas pelo método do calibre. As dimensões encontradas foram relacionadas entre si, calculando-se as relações largura/comprimento e

espessura/largura. Esses mesmos índices também foram fornecidos pelo *PartAn3D MAXI*. Os resultados foram bastante semelhantes, conforme ilustrado na Figura 08.

Ferreira (2022) realizou uma classificação de acordo com a norma ABNT NBR 5564 (2011), que determina a forma dos fragmentos com base na esfericidade das partículas de agregado. Essa avaliação é feita por meio das relações entre dimensões perpendiculares entre si, como comprimento, largura e espessura. Com base nessas relações, cada partícula é classificada em quatro tipos de forma: cúbica, alongada, lamelar ou alongada-lamelar. Em sua pesquisa, concluiu que o método de análise dinâmica é bastante fiel a outros métodos, como o paquímetro, conforme apresentado na Tabela 4.

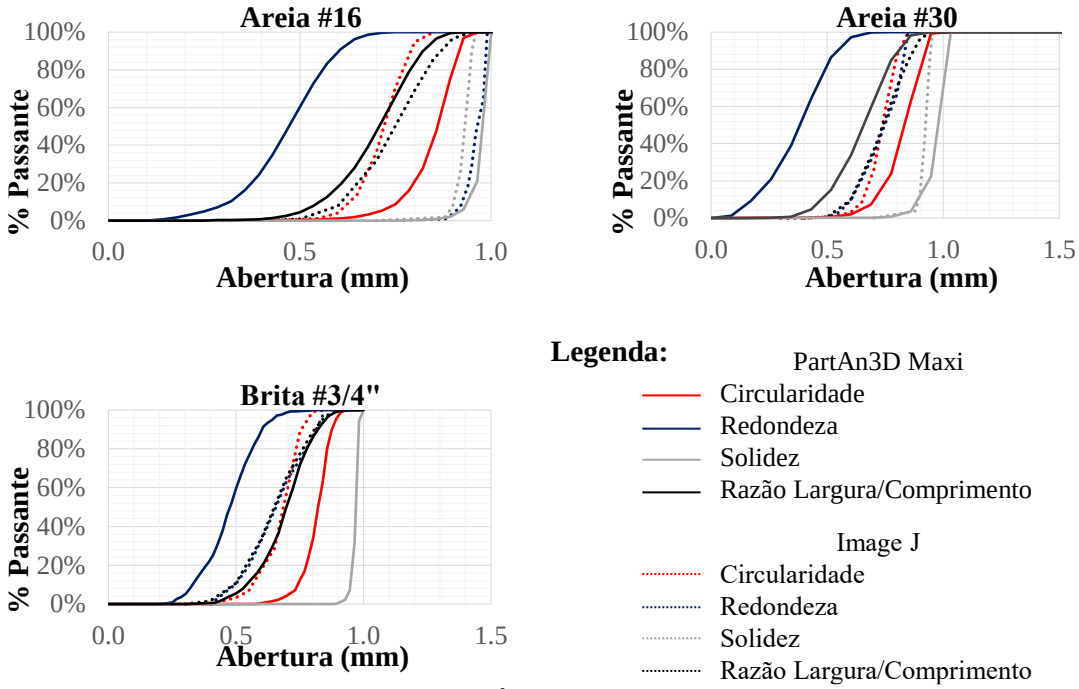


Figura 7. Índices de Forma.

Tabela 4. Classificação da Brita #1.1/4 de acordo com a ABNT NBR 5564 (Ferreira,2022).

Forma /Método	Paquímetro	Análise de Imagem Dinâmica
Lamelares e Alongadas	0%	0%
Alongadas	2%	2%
Lamelares	11%	8%
Não Lamelares e Não Alongadas	87%	90%

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A compreensão das propriedades morfológicas dos agregados empregados em obras de construção é amplamente reconhecida como necessária. No entanto, os métodos tradicionais de obtenção desses parâmetros ainda apresentam desafios para a caracterização adequada desses agregados.

O objetivo desta pesquisa foi avaliar as possibilidades oferecidas pelos métodos disponíveis atualmente para caracterizar agregados de forma eficiente. A elucidação das propriedades desses materiais por meio de ensaios convencionais é uma prática comum, mas a demora para obter uma caracterização representativa de grandes quantidades de materiais ainda é um obstáculo para obras que utilizam agregados graúdos.

No caso de agregados miúdos, como as areias, é comum que laboratórios de geotecnia se limitem à caracterização por granulometria. No entanto, descobrir a morfologia desses materiais ainda é uma tarefa dispendiosa. Nesta pesquisa, foram analisados três métodos distintos de caracterização morfológica. O método padrão utilizou peneiramento para encontrar a granulometria e um paquímetro para caracterizar a morfologia dos lastros. O segundo método empregou um equipamento de análise de imagem dinâmica, que realiza toda a

caracterização por meio de equipamento e processa os dados com software associado. Por fim, foi utilizado um método de análise de imagem com um smartphone para capturar fotografias das partículas, que foram analisadas por software livre para gerar parâmetros de tamanho e forma.

Os resultados encontrados foram satisfatórios, especialmente com o equipamento de análise de imagem dinâmica. Os resultados obtidos com o *ImageJ* apresentaram maiores dispersões, possivelmente devido à capacidade do smartphone de gerar imagens precisas ou à capacidade de processamento do dispositivo.

O uso do método de análise de imagem dinâmica para realizar a composição granulométrica apresentou resultados satisfatórios quando comparado ao método convencional de peneiramento. Na caracterização da forma dos agregados, o método também produziu resultados semelhantes aos métodos atualmente utilizados, como o calibre e o paquímetro. Assim, deve-se avaliar a viabilidade da aplicação desses ensaios, considerando o tempo e o custo de uso dessa nova técnica.

A pesquisa foi concluída de forma satisfatória, dentro das limitações enfrentadas ao longo do projeto. A caracterização de agregados por meio do processamento digital de imagens com software gratuitos e equipamentos convencionais proporcionou resultados consistentes, ainda que não precisos. Além disso, os resultados permitiram obter a noção da granulometria morfologia do material. Em conclusão, as técnicas utilizadas para a caracterização de agregados mostraram-se adequadas para algumas propriedades de forma, mas ainda há espaço para avanços na caracterização completa.

Como sugestões para pesquisas futuras, recomenda-se explorar o uso de equipamentos e softwares mais avançados para obter uma caracterização mais completa das propriedades morfológicas dos agregados. Além disso, o desenvolvimento de métodos automáticos para a análise de partículas pode otimizar o processo de caracterização e fornecer resultados mais precisos e consistentes.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Furnas Centrais Elétricas S.A. pelo apoio financeiro desta pesquisa, mediante o Projeto de P&D BRAMS II, a qual é uma empresa estatal e subsidiária da Eletrobrás, e da Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 16915: Agregados – Amostragem. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2021.

ABNT NBR 17054: Agregados – Determinação da composição granulométrica – Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2022.

ABNT NBR 5564: Via Férrea – Lastro-Padrão – Requisitos e Métodos de Ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2014.

DNIT 432/2020. Pavimentação – agregado – determinação das propriedades de forma por meio de processamento digital de imagens (PDI) – método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2020.

Braga, A. L. M. (2022). Estudo da influência do tamanho e forma das partículas no comportamento mecânico de solos granulares. xx 114 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2022). DISSERTAÇÃO de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Diógenes, L. M. (2018). Avaliação das relações entre propriedades de agregados minerais com base nas características do processo de britagem e da rocha de origem.

Liu, Q. B., Xiang, W., Budhu, M., & Cui, D. S. (2011). Study of particle shape quantification and effect on mechanical property of sand. Yantu Lixue/Rock and Soil Mechanics, 32(1), 190–197.

Norsyahariati, N. D. N., Hui, K. R., Juliana, A. G. A., (2016). The Effect of Soil Particle Arrangement on Shear Strength Behavior of Silty Sand. EDP Sciences.

Pereira, B. S. (2022). Avaliação da Influência do Intemperismo nas Propriedades de um Lastro Ferroviário.

Zuluaga, R. A. G., (2016). Relação entre características microestruturais e o comportamento macroscópico de solos granulares. Tese (Doutorado em Geotecnia). Universidade de Brasília, Brasília.

Wei, H. (2020) Quantifying the morphology of calcareous sands by dynamic image analysis. International.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/591

Análise Química e Mineralógica de Solo Estabilizado com Lama de Cal

Gissele Souza Rocha
Engenheira Geotécnica, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG, Brasil, gisselerocha@hotmail.com

Dario Cardoso de Lima
Professor Adjunto, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG, Brasil, declima@ufv.br

Matheus Vasconcelos Joviano dos Santos
Engenheiro Metalúrgico, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto-MG, Brasil, matheusjoviano1996@gmail.com

RESUMO: A estabilização ou melhoramento químico dos solos possui importante relevância na engenharia geotécnica. Modifica certas características dos solos tais como, teor de umidade, resistência mecânica, durabilidade, e outras, de maneira a melhorar o seu comportamento, tornando-os capazes de responder de forma satisfatória às solicitações previstas. No entanto, para atender a estas solicitações, é necessário conhecer o comportamento químico e mineralógico que ocorre durante as reações de estabilização do solo. O objetivo desta pesquisa é entender o comportamento dos aspectos químicos e mineralógicos que ocorrem em um solo fino proveniente da Estação de Tratamento de Água (ETA) da Universidade Federal de Viçosa (UFV) tratado quimicamente mediante incorporação de lama de cal. Para tal, as análises químicas foram realizadas de acordo com os procedimentos da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA, 1997) e a análise mineralógica do solo foi realizada via difração de raios X, utilizando duas frações de solo separadas pela peneira de 53 µm. Como resultado comprovou-se a basicidade do estabilizante químico e quantificou-se as somas de bases responsáveis pelas reações de troca catiônica na mistura solo-lama de cal que visa promover a melhora da sua trabalhabilidade. Estes resultados destacam o potencial da estabilização com lama de cal como uma técnica eficaz para melhorar as propriedades do solo, tornando-o mais adequado para diversas aplicações em engenharia civil e geotécnica.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização Química, Lama de Cal, Mineralogia.

ABSTRACT: The chemical stabilization or improvement of soils holds significant relevance in geotechnical engineering. It modifies certain soil characteristics such as moisture content, mechanical strength, durability, among others, to enhance their behavior, enabling them to respond satisfactorily to anticipated demands. However, to meet these demands, it is necessary to understand the chemical and mineralogical behavior that occurs during soil stabilization reactions. The objective of this research is to comprehend the behavior of chemical and mineralogical aspects in a fine soil from the Water Treatment Plant (ETA) at the Federal University of Viçosa (UFV), chemically treated through the incorporation of lime-mud. For this purpose, chemical analyses were conducted following the procedures of the Brazilian Agricultural Research Corporation (EMBRAPA, 1997), and the soil's mineralogical analysis was performed using X-ray diffraction, employing two soil fractions separated by a 53 µm sieve. The expected outcome is to confirm the alkalinity of the chemical stabilizer and quantify the sums of bases responsible for cation exchange reactions in the soil-lime-mud mixture, aiming to enhance its workability. These results highlight the potential of lime-mud stabilization as an effective technique to improve soil properties, making it more suitable for various civil and geotechnical engineering applications.

KEYWORDS: Chemical Stabilization, Lime-Mud, Mineralogy.

1 INTRODUÇÃO

Modificar as propriedades dos solos, mediante estabilização ou melhoramento, consiste na alteração de suas características de maneira a otimizar o seu comportamento, tornando-os capazes de responder de forma satisfatória às solicitações previstas. Conforme definido por Palmeira (1990), estabilizar ou reforçar um solo é utilizar algum meio/procedimento físico ou químico com a intenção de alterar certas propriedades e condições do solo diante de diversos propósitos no âmbito da Geotecnia.

O uso da cal como aditivo no tratamento de solos é um dos mais antigos métodos de estabilização química conhecidos, tendo sido utilizado nas mais variadas aplicações. A cal interage com as partículas amorfas de argila por meio de reações endotérmicas, promovendo uma série de transformações de natureza físico-química, que resultam em maior capacidade de suporte e maior estabilidade da mistura face à ação da água (CRISTELO, 2001).

Em misturas solo-cal é comum se associar a melhoria na trabalhabilidade do solo às reações de troca catiônica com a consequente floculação-aglomeração das partículas finas, bem como o ganho de resistência mecânica à ocorrência de reações pozolânicas (LIMA, 1981).

A mineralogia dos solos argilosos estabilizados com lama de cal é influenciada pelas interações entre os argilo-minerais do solo e os componentes da lama de cal, como o óxido de cálcio e hidróxido de cálcio, que reagem com os minerais argilosos para formar novos compostos que melhoram as propriedades do solo (LIU et al., 2019).

Segundo Mishra et al. (2020), alguns dos efeitos da estabilização com lama de cal incluem: (i) melhoria da estabilidade estrutural com a adição de lama de cal promovendo a formação de agregados mais estáveis o que reduz a susceptibilidade do solo à erosão e à deformação; (ii) aumento da resistência mecânica, ou seja, a reação entre os componentes da lama de cal e os minerais argilosos pode aumentar a resistência do solo à compressão, cisalhamento e desgaste; (iii) redução da plasticidade, tornando o solo mais adequado para construção; e (iv) melhoria da durabilidade com o aumento da resistência do solo aos processos de intemperismo e degradação.

Considerando-se que o uso adequado de misturas solo-lama de cal em obras geotécnicas depende de um adequado conhecimento das suas propriedades de engenharia, o presente estudo se reveste de aplicabilidade e tem por objetivo analisar o tratamento de um solo fino proveniente da Estação de Tratamento de Água (ETA) da Universidade Federal de Viçosa (UFV), mediante incorporação de lama de cal, com ênfase nos aspectos químicos e mineralógicos desse procedimento, a partir da estabilização ou melhoramento químico de suas propriedades.

2 METODOLOGIA

2.1 Materiais

Neste estudo, utilizou-se um solo argiloso coletado em um talude de corte da rodovia que liga os municípios de Viçosa e Paula Cândido, localizado nas proximidades da ETA. As amostras foram extraídas entre 0,40 e 0,80 metros de profundidade. Trata-se de um solo residual de gnaisse maduro, classificado como Latossolo Vermelho-Amarelo, representativo do manto superior maduro, horizonte B, bastante intemperizado (TRINDADE, 2006). É um solo poroso, bem drenado, com granulometria argilo-areno-siltosa e predominância de argilominerais 1:1, óxidos de ferro e alumínio (OLIVEIRA, 2015), de ocorrência na Zona da Mata de Minas Gerais.

Empregou-se como agente estabilizante do solo a lama de cal, resíduo sólido proveniente da clarificação do licor branco, durante o ciclo de recuperação da soda cáustica no processo de extração de celulose de madeiras de eucalipto. A lama de cal é constituída por carbonato de cálcio ($CaCO_3$) e 0,70%; hidróxido de sódio (NaOH), possui granulometria fina, é friável e de coloração acinzentada (MACHADO et al., 2007), sendo classificada como resíduo classe II A (material não inerte), segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 10004 (ABNT, 1987).

2.2 Métodos

Este estudo investiga os efeitos da estabilização do solo com lama de cal na mineralogia e microestrutura do solo. Foram ensaiadas amostras de solo antes e após o tratamento com lama de cal. As análises químicas foram realizadas de acordo com os procedimentos da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA, 1997). A determinação do pH feita em água (H_2O) por um potenciômetro, usando proporções de solo e solução de 1: 2,5 (volume / volume). Os cátions trocáveis, Ca^{2+} e Mg^{2+} foram extraídos em KCl (1 mol / L) e determinados por espectrometria de absorção atômica. O Al^{3+} proveniente foi extraído também por KCl (1 mol / L) e determinou-se volumetricamente por titulação com solução de NaOH de 0,025 mol / L. A acidez potencial ($H^+ + Al^{3+}$) foi realizada pela extração com 0,5 mol / L-acetato de cálcio a pH 7,0 e depois titulado com a solução salina de NaOH. Os cátions K^+ e Na^+ foram extraídos pelo Extrator de Mehlich-1 e determinados por fotometria de chama.

A mineralogia do solo foi realizada via difração de raios X, utilizando duas frações de solo separadas pela peneira de 53 µm. A difratrometria de raios-X foi efetuada pela varredura da amostra utilizando um tubo que produz radiação de CoKα equipado com um filtro de níquel irradiado com cobalto.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

De acordo com a composição mineralógica apresentada por Oliveira (2015) o solo estudado apresenta predominância da fração argila, contendo minerais como, gibbsita, goethita e hematita, que podem ser observados no difratograma apresentado na Figura 1.

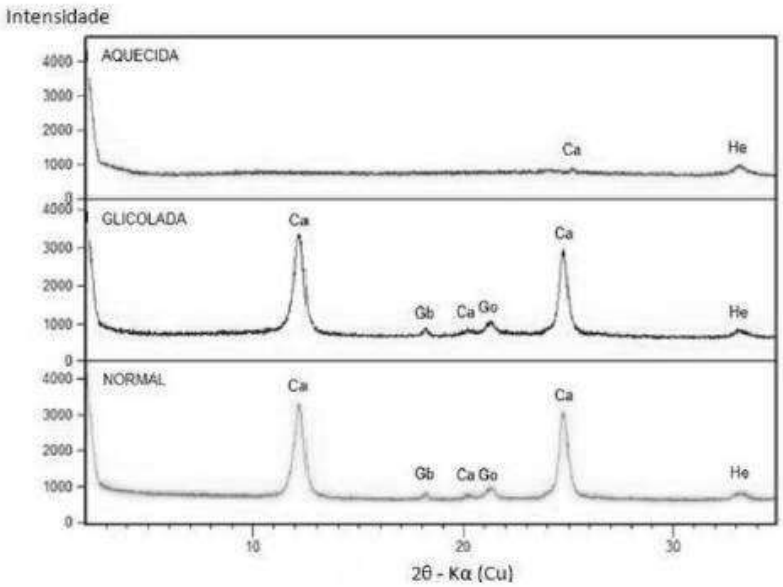


Figura 1 – Difratograma da fração argila do solo.
Legenda: Ca - Caulinita; He – Hematita; Gb – Gibbsita; Go – Goethita.

A presença dos óxidos de ferro e alumínio, hematita, goethita e gibbsita, indicam o elevado grau de intemperismo químico do solo, no qual ratifica a sua classificação de solo tropical como Latossolo. Os óxidos de ferro possuem alta capacidade de troca catiônica (CTC) o que contribui para as reações de troca catiônica dos argilominerais com consequente floculação/aglomeração das partículas. Já a presença da caulinita, mineral mais presente nos solos brasileiros, na fração argila dos horizontes subsuperficiais deste solo se deve ao fato destes pedoambientes serem bastante ácidos.

As análises químicas e físico-químicas do solo e da mistura solo-lama de cal (Tabela 1) confirmam a classificação da mistura em relação ao pH, sendo o valor encontrado igual a 10,17. A mistura solo-lama de cal é alcalina e segundo a NBR 10004 (ABNT, 1987) situa-se na Classe II A, correspondente aos materiais não inertes. O solo, na sua condição natural, possui pH correspondente a 4,92 (ácido), no qual se enquadra entre

intermédio da faixa 4,0 < pH < 5,5 para solos tropicais. O pH em KCl menor que o pH em água indica predomínio de cargas superficiais líquidas negativas neste solo. Essas cargas negativas se devem a matéria orgânica do solo (MOS), uma vez que os teores de argila são baixos e não foram identificadas argilas mais ativas nos mesmos.

Tabela 1 – Análises químicas e físico-químicas do solo e da mistura solo-lama de cal.

Amostra \ Análise	**pH H_2O**	**pH KCl**	**pH $CaCl_2$**	**P (mg/dm³)**	**K (mg/dm³)**	**Na (mg/dm³)**	**Ca^{2+} ($cmol_c/dm^3$)**	**Mg^{2+} ($cmol_c/dm^3$)**
Solo + Lama de Cal	10.17	-	-	40.60	36.00	1259.30	0.44	0.19
Solo	4.92	4.50	-	0.60	6.00	-	0.14	0.01

Amostra \ Análise	**V (%)**	**m (%)**	**ISNa (%)**	**MO (Dag/Kg)**	**p-Rem (mg/L)**	**Cu (mg/dm³)**	**Mn (mg/dm³)**	**Fe (mg/dm³)**
Solo + Lama de Cal	100.00	0.00	88.31	1.14	4.50	0.32	8.20	0.30
Solo	22.10	0.00	-	0.13	3.60	0.31	0.80	21.40

Amostra \ Análise	**Al^{3+} ($cmol_c/dm^3$)**	**H+Al ($cmol_c/dm^3$)**	**SB ($cmol_c/dm^3$)**	**t ($cmol_c/dm^3$)**	**T ($cmol_c/dm^3$)**
Solo + Lama de Cal	0.00	0.00	6.20	6.20	6.20
Solo	0.00	0.60	0.17	0.17	0.77

Legenda: SB = Soma de Bases Trocáveis; T - Capacidade de Troca Catiônica a pH 7,0; m= índice de saturação por Alumínio; MO (Mat. Orgânica) = C.Org x 1,724 - Walkley-Black; P - Na - K - Fe - Zn = Mn - Cu - Cd - -Pb - Ni - Cr – Extrator Mehlich-1; S - Extrator – Fosfato monocálcico em ácido acético; N – N total – Digestão sulfúrica – Destilação Kjeldhal; H = Al – Extrator Acetato de Cálcio 0,5 mol/L – pH 7,0; t – Capacidade de Troca Catiônica Efetiva; V= Índice de Saturação por Bases; ISNa – Índice de Saturação por Sódio; P-rem = Fósforo Remanescente.

Dentre as análises realizadas, a soma de bases é de extrema importância nas reações de troca catiônica nas misturas solo/lama de cal (CHEN et al., 2021). A soma de bases é obtida pelo somatório das bases trocáveis (Ca^{2+}, Mg^{2+}, K^+ e Na^+) para a definição das capacidades de troca catiônica efetiva e potencial. Como pode se observar, a mistura solo-lama de cal possui um valor significativo de soma de bases indicando o número de cargas negativas dos colóides do solo que estão sendo ocupados pelos cátions básicos trocáveis. A troca catiônica ocorrida na permutação iônica através das reações com o cálcio (Ca^{2+}) presente na lama de cal substitui os íons monovalentes tais como, sódio e hidrogênio na superfície das partículas de argila o que promove o fenômeno de floculação/aglomeração dos argilominerais melhorando suas propriedades.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos resultados obtidos, observou-se que a estabilização com lama de cal resultou em mudanças significativas na mineralogia do solo. Observou-se uma diminuição na quantidade de minerais argilosos e uma maior presença de novos compostos, indicando reações químicas entre a lama de cal e os minerais do solo. Além disso, a análise da microestrutura, revelou uma maior agregação do solo após o tratamento com lama de cal, sugerindo uma melhoria na estabilidade estrutural do solo.

A mineralogia da fração argila do solo identificou o alto grau de intemperismo deste solo no qual auxiliou na compreensão dos dados obtidos. Além disso, vale ressaltar que as caracterizações químicas corroboraram o efeito do processo de troca catiônica para a estabilização ou melhoramento deste solo.

Estes resultados destacam o potencial da estabilização com lama de cal como uma técnica eficaz para melhorar as propriedades do solo, tornando-o mais adequado para diversas aplicações em engenharia civil e geotécnica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT (1987). NBR 10004: *Classificação de resíduos sólidos*. Rio de Janeiro, 63p.

Chen, F., Xie, H., & Liu, F. (2021). *Influence of Quicklime and Slaked Lime on the Soil Microstructure and Engineering Properties*. In Proceedings of the International Conference on Sustainable Infrastructure (pp. 86-94). Springer, Singapore.

Cristelo, N. M. C. (2001) *Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade do Minho, Portugal.

Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (1997) *Manual de métodos de análise de solo*. Rio de Janeiro, RJ: EMBRAPA – CNPS, 212p. (Documentos, 1).

Lima, D.C. (1981) *Algumas Considerações Relativas à Estabilização dos Solos, em Particular à Estabilização Solo-Cal*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), São Carlos-SP, Escola de Engenharia de São Carlos-USP.

Liu, F., Chen, F., & Wu, H. (2019). *Influence of Lime-Mud Stabilization on Soil Mineralogy and Microstructure*. In Advances in Materials Science and Engineering.

Machado, C. C.; Pereira, R. S.; Trindade, T. P.; Lima, D. C.; Carvalho, C. A. B.; Santos, S. L. M. (2007) *Análise técnica e avaliação de trechos experimentais de misturas solo-lama de cal com vistas a aplicações em estradas florestais.* Rev. Árvore, Viçosa, v. 31, n. 2, p. 265-274.

Mishra, A. K., & Kumar, A. (2020). *Soil Stabilization Using Lime Mud: A Review. In Handbook of Research on Innovations in Civil Engineering* (pp. 193-205). IGI Global.

Oliveira, F. S. D. (2015) *Utilização de resíduos de construção e demolição reciclados na sorção de Pb2+, Cd2+, Cr3+ e As5+*. 2015. 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais.

Palmeira, E.M. (1990) *Estradas de Acesso*. Manual Técnico Geotêxtil Bidim, 30 p.

Trindade, T. P. (2006) *Caracterização tecnológica de três solos residuais estabilizados quimicamente com vistas a aplicações em geotecnia rodoviária e ambiental*. Viçosa, MG. 2006. 254p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil - Geotecnia) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/592

Aplicação de Difração a Laser Via Seca para Estudo Granulométrico de um Solo Residual de Basalto do Oeste do Paraná

Emanuelle Cristina Vitória Brandt Frühauf
Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, PR, Brasil, efruhauf@alunos.utfpr.edu.br

Yrys Sophya Lins Barreto
Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, PR, Brasil, yrys@alunos.utfpr.edu.br

Ricardo Schneider
Docente, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, PR, Brasil, rschneider@utfpr.edu.br

Patrícia Casarotto Oliveira
Docente, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, PR, Brasil, patriciac@utfpr.edu.br

Guilherme Alan Souza Costa
Docente, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, PR, Brasil, guilhermecosta@utfpr.edu.br

RESUMO: A análise granulométrica do solo é um ensaio de caracterização de grande importância, uma vez que é possível identificar o tipo de solo através da dimensão das partículas que o constitui e prever, mediante correlações ou banco de dados, informações sobre os parâmetros geotécnicos. No entanto, este tipo de ensaio apresenta certas limitações, tais como a precisão e a duração. Nesse sentido, uma alternativa para a realização da análise granulométrica do solo é o método de difração a laser, executado por um granulômetro a laser, o qual é capaz de fornecer resultados mais precisos, em tese, em um período menor em relação aos ensaios convencionais. Com base no exposto, propõe-se comparar os resultados de análise granulométrica de rotina com o método de difração a laser. O estudo contemplou a aplicação do método de difração via seca. Constatou-se que o método de difração a laser via seca demonstrou divergências em comparação ao procedimento convencional, neste primeiro estudo, para o solo residual de basalto da região Oeste do Paraná. Dentre as possíveis causas da divergência cita-se a quantidade de amostras ensaiadas e a provável floculação de partículas resultantes do processo de preparação das mesmas.

PALAVRAS-CHAVE: Análise Granulométrica, Sedimentação, Difração à Laser, Solo Residual de Basalto.

ABSTRACT: Soil granulometric analysis is a paramount characterization test, since it is possible to identify the type of soil through the size of the particles that constitute it and predict, through correlations or databases, information about the geotechnical parameters. However, this type of test has certain limitations, such as accuracy and duration. In this sense, an alternative for carrying out soil particle size analysis is the laser diffraction method, performed by a laser granulometer, which is capable of providing more accurate results, in theory, in a shorter period compared to conventional tests. Based on the above, it is proposed to compare the results of routine granulometric analysis with the laser diffraction method (LDM). The study included the application of the dry diffraction method. It was found that the dry laser diffraction method demonstrated differences in comparison to the conventional procedure, in this first study, for the residual basalt soil in the western region of Paraná. Among the possible causes of the divergence are the number of samples tested and the probable flocculation of particles resulting from their preparation process.

KEYWORDS: Granulometric Analysis, Sedimentation, Laser Diffraction Method, Basalt Residual Soil.

1 INTRODUÇÃO

O tamanho das partículas do solo é a primeira característica em que se pode diferenciar os materiais geológicos, uma vez que os sistemas de classificação se baseiam na dimensão dos grãos para identificar o tipo do solo e definir sua granulação, tal como o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) proposto por Casagrande. Além disso, a análise granulométrica permite a avaliação de parâmetros indispensáveis para a engenharia, visto que a dimensão das partículas do solo influencia no seu comportamento. Para a determinação desses parâmetros que definem uma curva granulométrica – como Diâmetros Efetivos (D_{10}, D_{30} e D_{60}), o Coeficiente de Uniformidade (C_u) e o Coeficiente de Curvatura (C_c) – realiza-se usualmente o ensaio de granulometria composto por peneiramento e sedimentação, padronizado pela NBR 7181 (ABNT, 2016b).

Os ensaios convencionais de granulometria necessitam de preparação da amostra (destorroamento e defloculação) no intuito de evitar que a interação entre as partículas influencie o resultado. Assim, é necessário realizá-los em duas etapas: uma delas consiste na sedimentação para avaliar a fração fina e a outra no peneiramento mecânico para a caracterização da fração mais grossa. Além disso, o método considera a densidade média das partículas, desprezando haver diferenças entre densidades e tem como base teórica a Lei de Stokes (OLIVEIRA et al., 2015). A Lei de Stokes permite calcular a taxa de sedimentação a partir do "diâmetro equivalente" das partículas do solo, consideradas esféricas. Essa consideração pode ser uma fonte de erro, pois as partículas do solo têm formato irregular, sendo mais lamelares quanto mais próximas da fração argila (BIEGANOWSKI et al., 2018).

O tempo de duração do ensaio, bem como possíveis fontes de erros intrínsecas e extrínsecas ao ensaio convencional tornam interessante a utilização de novos métodos disponíveis em áreas afins, como a aplicação de difração a laser para o estudo granulométrico - *Static Laser Scattering* (SLS) ou *Laser Diffraction Method* (LDM). Esta técnica tem capacidade de medida de grãos entre 0,0001 e 2 mm, o que pode variar conforme a precisão do equipamento utilizado (OLIVEIRA et al.,2015). Além do fato do ensaio promover maior celeridade na avaliação granulométrica, Pinheiro et al. (2018) apontam a alta repetibilidade, pequena quantidade de amostra necessária e possibilidade de identificar particular da ordem de 1 μm como outros pontos positivos.

No entanto, todo método tem suas vantagens e desvantagens, áreas de aplicação e limitações específicas. Em Bieganowski et al. (2018) é mostrada uma ampla revisão bibliográfica comparando os métodos convencionais de granulometria por sedimento com a técnica de difração a laser, a partir de vários autores citados. Os autores classificam as incertezas ou possíveis erros da difração a laser em seis grupos, alguns sendo duplamente dependentes, a saber:

- Pré-tratamento do solo: tamanho da amostra, dispersão do solo, manuseio da amostra pós-coleta, possível remoção de componentes do solo;
- Construção do equipamento (fabricante): número e localização de detectores, potência das sondas ultrassônicas, comprimento de onda da luz, tamanho do porta-amostra, construção das unidades de dispersão;
- Modelo de cálculo: pressupostos das Teorias de Mie e Fraunhofer;
- *Software*: forma da partícula, largura da distribuição e distribuição unimodal;
- Configurações dependentes do operador: fonte de luz, tempo de medição, velocidade da bomba e do agitador, poder do ultrassom;
- Pressupostos da difração a laser: carga superficial, esfericidade e isotropia das partículas do solo, conhecimento preliminar dos índices ópticos do solo, aleatoriedade na orientação das partículas do solo em relação ao laser.

O método de análise via seca por difração se demonstrou, segundo Papini (2003), satisfatório em relação ao método via úmida para pós-metálicos. Essa conclusão se deu pela redução considerável do tempo de preparação das amostras, além de garantir melhor dispersão devido a não aglomeração de partículas. Além disso, em amostras preparadas por via seca a avaliação a laser ocorre uma única vez, contrapondo partículas em meio líquido, o que concerne ao objetivo deste estudo. Britto et al. (2023) observaram que este método permite maior captação de partículas de siltes em comparação com o ensaio tradicional, constatando porcentagens de siltes significativamente maiores em relação à sedimentação.

Assim, este artigo tem como finalidade avaliar os resultados de análises granulométricas realizadas convencionalmente em comparação com o método de difração a laser com amostras preparadas por via seca, no qual o ar é o agente dispersante. Este método corresponde ao espalhamento de luz em que o tamanho da

partícula influencia no ângulo e intensidade do feixe de luz, sendo inversamente proporcionais (PAPINI, 2003).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O solo utilizado neste estudo foi coletado em um talude de corte nas obras da Rodovia José Neves Formighieri (BR-467), Toledo, Paraná. Esta região está localizada no contexto geológico da Bacia do Paraná, Grupo Serra Geral, Formação Cascavel, Membro Toledo (MINEROPAR, 2006). Trata-se de um solo residual de basalto, classificado como um silte de alta compressibilidade, definição obtida por meio dos ensaios de caracterização como granulometria e limites de consistência em amostra no mesmo local de estudo (WEISHEIMER et al., 2023).

Para este artigo, os resultados dos ensaios conduzidos por Weisheimer et al. (2023) foram utilizados para fins de comparação com os resultados obtidos pela difração a laser via seca. No trabalho citado, as amostras foram tratadas segundo a NBR 6457 (ABNT, 2016a), a qual determina o modo de preparo das amostras de solos submetidas a ensaios de caracterização, compressão e umidade. Ou seja, para análise granulométrica convencional, foram realizados ensaios de peneiramento e sedimentação, em que a amostra foi destorroada e passada na peneira de 2 mm. Todo material maior que 2 mm foi lavado, seco em estufa e submetido ao peneiramento grosso. Posteriormente, cerca de 70 g de solo passado na peneira de 2 mm foi dissolvido em 125 cm³ de solução de hexametafosfato de sódio com concentração de 45,7 g de sal por 1.000 cm³ de solução (dispersão química) por 12 horas, e por fim submetido a dispersão mecânica, no copo dispersor por 15 minutos, obtendo-se assim, amostras para o ensaio de sedimentação e peneiramento fino.

Existem várias normas recomendadas para o método de ensaio de difração a laser, como a ISO 13320, ISO 14488, ISO 14887, ASTM B 822-97, ASTM E 1458-92 (Jillavenkatesa et al., 2001). No entanto, em seu Guia Prático "*Particle Size Characterization*" (2001), Jillavenkatesa et al. (2001) afirma que o ideal é que sejam seguidas as recomendações do fabricante do equipamento utilizado, neste caso, a LA-960 Horiba. No site do fabricante é enfatizada a importância da amostragem representativa, para a qual as ISOs 13320 3 14488 recomendam a técnica de divisão de amostras, como principal objetivo a minimização de erros (HORIBA AN 154, 2018). Ademais, a ISO 13320/2020 informa que para a fase de dispersão da preparação da amostra o procedimento pode ser ajustado conforme o objetivo do ensaio, podendo ser dispersos em ar ou líquido.

Sendo assim, para os ensaios executados pelo granulômetro a laser decidiu-se por preparar as amostras também conforme a NBR 6457/2016. As amostras em questão correspondem aos solos residuais Jovem e Maduro da região Oeste do Paraná — identificados como SRJ e SRM, respectivamente — e separadas em 70g de material destorroado, peneirado na peneira de 2 mm e seco ao ar. A partir disso, as amostras foram particularizadas da seguinte forma:

- SRJ e SRM: passaram apenas pelo processo de peneiramento e destorroamento;
- SRJH e SRMH: foram imersas em 125 cm³ de hexametafosfato de sódio — dispersão química — por no mínimo 12 horas (Figura 1.a), e dispersão mecânica por 15 minutos (mesmo tratamento que o convencional). Por fim, passaram pelo processo de secagem a 105 °C e novamente destorroadas.

Desta maneira, obteve-se duas amostras via seca de cada tipo de solo. Para a realização do ensaio, separou-se cerca de 5g de cada amostra em tubos tipo falcon.

O equipamento utilizado foi o analisador de tamanho de partículas a laser LA-960 Horiba, do Laboratório Central Analítica (LABCA) da UTFPR/Toledo, exibido na Figura 1.b. Ele é capaz de medir partículas, por via seca, em uma faixa que varia de 0,0001 mm até 3 mm. O método de medição do equipamento se baseia na Teoria do Espalhamento de Mie, recomendado para partículas menores que o comprimento de onda (λ = 830,625 nm), a partir do índice de refração do solo. O princípio do método de espalhamento de luz é que partículas menores dispersam luz em ângulos maiores, ao passo que com as partículas de diâmetro maior ocorre o oposto (HORIBA, 1996-2024).

(a) (b)

Figura 1. Ensaios de granulometria. (a) Solos em imersão em hexametafosfato de sódio para dispersão. (b) Granulômetro a laser LA-960.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após submeter as frações das amostras ao Analisador de Tamanho de Partículas, os resultados foram obtidos em poucos minutos. O *software* do equipamento fornece os dados em formato de texto que podem ser convertidos facilmente para qualquer planilha eletrônica. Separou-se os dados em dois gráficos, sendo referentes à comparação dos tratamentos das amostras de cada tipo de solo (solo residual jovem e residual maduro).

Inicialmente, notou-se pouca concordância entre as três curvas e uma melhor captação de grãos menores na amostra SRJH (Figura 2) em relação à amostra SRJ. Isso se deve ao processo de preparação das amostras SRJH, pelo uso de dispersão química e mecânica. Além disso, os resultados das duas curvas de difração apresentaram um afastamento entre si, indicando a necessidade de separação das partículas através do uso de hexametafosfato de sódio e agitação. Oliveira et al. (2015) já haviam reportado esta condição em que as amostras sem preparação prévia com hexametafosfato distanciavam-se das curvas granulométricas esperadas.

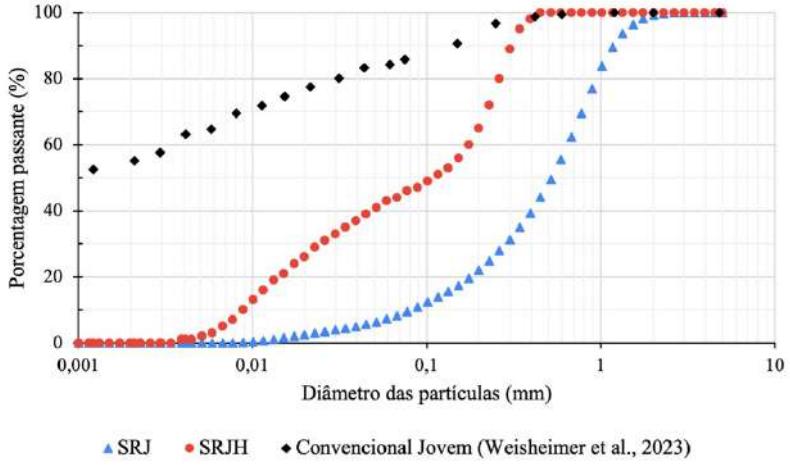


Figura 2. Comparação entre os métodos – solo residual jovem.

Posteriormente, na avaliação do solo residual maduro pode-se observar um comportamento análogo. Entretanto, apesar das curvas de difração se apresentarem próximas, é possível notar que a amostra SRM, a qual passou somente por processo de destorroamento e peneiramento, apresentou grãos aglutinados em maior proporção que o outro tratamento prévio, conforme apresentado na Figura 3. Este dado pode estar relacionado ao processo de preparação das amostras e a quantidade de argila, ou sua atividade, pois o SRM deve apresentar um material mais alterado quimicamente, portanto, mais passível de formação de torrões e grãos aglutinados.

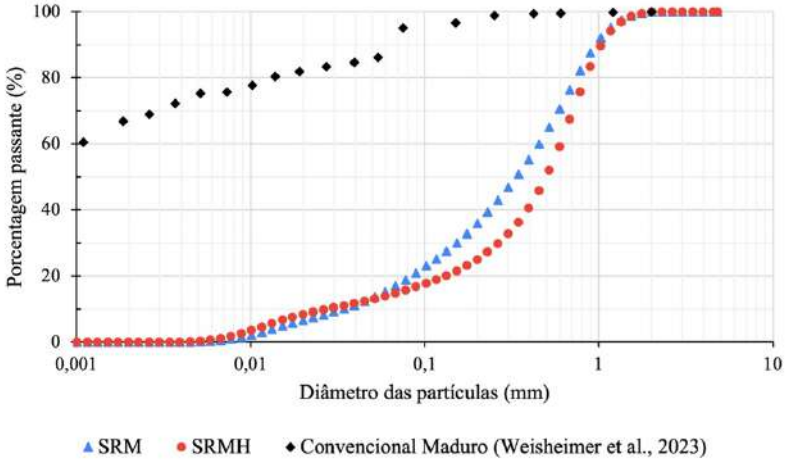


Figura 3. Comparação entre os métodos – solo residual maduro.

Avaliando a Figura 2 e Figura 3, pode-se notar que a dispersão química desempenhou papel importante na definição da granulometria do solo residual jovem (representado pelo afastamento estre as curvas SRJ e SRJH da Figura 2). Em contrapartida, tal efeito não se manifestou no solo residual maduro conforme se observa pelas curvas SRM e SRMJ da Figura 3. Ademais, neste ensaio não foi identificado partículas menores que 0,002 mm, as quais caracterizam os grãos argilosos (ABNT NBR 6502, 2022), o que explica a divergência entre as curvas convencionais e de difração. Vale destacar que o equipamento utilizado é capaz de identificar partículas de até 0,0001 mm com amostras por via seca. Esta discordância pode ser explicada pela aglutinação dos grãos, com a formação de partículas maiores e então classificadas como outro tipo de material (areia, por exemplo).

De acordo com Britto et al. (2023), no ensaio de difração ocorre subestimação das partículas de argila proveniente da aglutinação dos grãos, favorecendo a identificação de grãos de silte em todas as amostras. Esta constatação vai parcialmente de acordo com os resultados compilados da Figura 4. Nela, observa-se que apesar da granulometria convencional ter caracterizado o material predominantemente como argila, as análises via difração a laser não identificaram nenhuma porcentagem de argila. Contudo, neste caso, houve um maior aumento da parcela de areia. As amostras SRJ e SRJH apresentaram, respectivamente, 7% e 43% de silte, 93% e 57% de partículas de areia. Em relação ao solo maduro, o uso de defloculante para o método de ensaio empregado, não influenciou o resultado. Neste caso as amostras SRM e SRMH apresentaram respectivamente 15% e 14% de silte e 85% e 86% de areia (Figura 4).

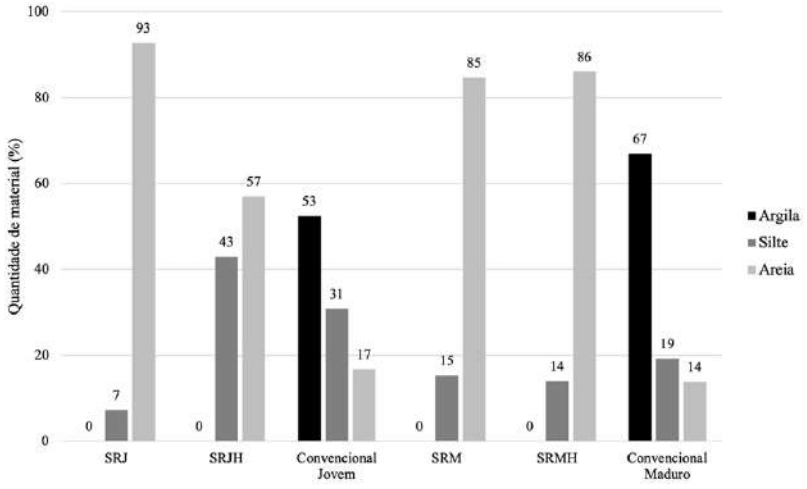


Figura 4. Descrição das amostras em porcentagem de partículas.

No ensaio convencional de sedimentação usado como referência, padronizado pela NBR 7181, encontrou-se material predominantemente argiloso. Identificou-se 53% como argila, 31% de silte e 17% de areia no solo residual jovem, enquanto o residual maduro apresentou 67% de argila, 19% e 14% de silte e areia, respectivamente (Figura 4).

A principal discrepância do ensaio realizado com o convencional se mostra na proporção de argila para a areia, sendo essa última encontrada em abundância nas amostras utilizadas no ensaio de difração enquanto não foi possível sequer identificar partículas menores que 0,002mm, tamanho tal que caracteriza o solo argiloso (ABNT NBR 6502, 2022). Diante disso, verificou-se novamente que os processos de secagem e destorroamento podem ser apontados como fatores determinantes para a aglutinação dos grãos. Desse modo, a incompleta dispersão das partículas determinou menor teor de argila neste ensaio se comparado à sedimentação, assim como constatou Britto et al. (2023).

Além disso, outra disparidade entre os ensaios está relacionada à classificação final do solo em questão, em que na granulometria convencional o solo analisado foi definido como material de granulação fina com base nos ensaios de sedimentação e peneiramento. Todavia, no ensaio de difração a laser via seca, o material apresentou porcentagem inferiores a: 10% (SRJ), 46% (SRJH) e cerca de 18% (SRM e SRMH) de grãos menores que 0,075 mm, classificando-se como solo de granulação grosseira, condizente também com a alta porcentagem de areia.

4 CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos, verificou-se que partículas argilosas não foram identificadas pelo granulômetro a laser através do processo de preparação de amostras via seca. Em primeiro momento, pode-se apontar as etapas de preparação das amostras como fator determinante na não detecção de grãos menores. Assim, os processos de secagem e o destorroamento mostraram-se ineficazes e influenciaram na curva granulométrica. Por outro lado, o uso do defloculante e dispersão mecânica teve efeito na amostra de solo residual jovem, resultando em 43% de silte. Já no solo residual maduro, as diferentes metodologias de preparação não apresentaram influência no resultado.

Ao comparar com o ensaio convencional, a principal diferença observada se deu na detecção de argila na porção fina, a qual no método convencional é identificada no ensaio de sedimentação. É importante ressaltar que o método utilizado restringe a representatividade da amostra ensaiada, que passa a ser de cerca de 5g. Portanto, são necessários estudos adicionais para investigar como o processo de preparação das amostras e a limitação da representatividade podem influenciar na análise granulométrica deste solo.

Os resultados obtidos reforçam que a subestimação de partículas mais finas usando a técnica do granulômetro a laser pode ocorrer, conforme reportado por outros estudos, como Britto et al. (2023). Por fim conclui-se que o método de difração a laser é uma ferramenta viável desde que sejam adotados métodos de preparação de amostras adequados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016a). NBR 6457. *Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016b). NBR 7181. *Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6502. *Solo e Rochas - Terminologia*. Rio de Janeiro.

Bieganowski, A.; Ryzak, M.; Sochan, A.; Barna, G.; Hernádi, H.; Beczek, M.; Polakowski, C.; Makó, A. (2018) Laser diffractometry in the measurements of soil and sediment particle size distribution. Advances in Agronomy, v. 151, p. 215-279. https://doi.org/10.1016/bs.agron.2018.04.003

Britto, T. S. S., Muñoz, Y. O., Costa, W. G. S., Perretto, F., Izzo, R. L. S. (2023) Análise comparativa de curvas granulométricas obtidas pelo método de sedimentação e por difração a laser. *XIII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul*, Ponta Grossa. *Anais...* ABMS. v. 1, p. 312-316. Disponível em:

<https://drive.google.com/file/d/1Euos29WqRnqVbSx3W9BGe5cKdyK9PIN6/view?usp=sharing>. Acesso em: 21 mar. 2024.

Horiba, Ltd. (2018) *Application Note 154 - Dry Method Development*. Disponível em: <https://static.horiba.com/fileadmin/Horiba/Technology/Measurement_Techniques/Material_Charaterization/Static_Light_Scattering__SLS_/AN154_Dry_Method_Development_for_Laser_Diffraction.pdf>. Acesso em: 01 abr. 2024.

Horiba, Ltd. (1996-2024). Disponível em: <https://www.horiba.com/int/scientific/>. Acesso em: 01 abr. 2024.

ISO/FDIS 13320 (2020) *Particle Size Analysis - Laser Diffraction Methods*, International Organization for Standardization, Geneva.

Jillavenkatesa, A.; Dapkunas, S. J.; LU M L.H. Goetzel, G. C. (2001) *Particle Size Characterization, NIST Recommended Practice guide - Special Publication 960-1, Washington*. Disponível em: <https://nvlpubs.nist.gov/nistpubs/Legacy/SP/nistspecialpublication960-1.pdf>. Acesso em: 24 abr. 2024.

Mineropar. (2006) *Atlas Geológico do Estado do Paraná*. Secretaria de Estado da Indústria, do Comércio e do Turismo. Minerais do Paraná S/A – Mineropar, Curitiba.

Oliveira, T. G., Mendes, G. da C., Pereira, E. L., Ferreira, L. D. (2015) Análise Comparativa entre o Granulômetro a Laser e o Método Convencional de Granulometria por Sedimentação. *XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, [s. l.]. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/309219852_Analise_comparativa_entre_o_granulometro_a_laser_e_o_metodo_convencional_de_granulometria_por_sedimentacao>. Acesso em: 19 mar. 2024.

Papini, C. J. (2003) *Estudo comparativo de métodos de determinação do tamanho de partícula*. 129f. Dissertação de Mestrado, Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares, Universidade de São Paulo,São Paulo. Disponível em: <http://pelicano.ipen.br/PosG30/TextoCompleto/Claudemir%20Jose%20Papini_M.pdf>. Acesso em: 25 mar. 2024.

Pinheiro, P. O., Arantes, L. A., Pereira, E. L., Ferreira, L. D., Gomes, R. C. (2018) Proposta de utilização do granulômetro a laser para a determinação da distribuição granulométrica de rejeitos finos de mineração. *XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/346713726_Proposta_de_utilizacao_do_granulometro_a_laser_para_a_determinacao_da_distribuicao_granulometrica_de_rejeitos_finos_de_mineracao>. Acesso em: 19 mar. 2024.

Weisheimer, S.I., Barreto, Y.S.L., Costa, G.A.S., Oliveira, P.C., Ito, W.H. (2023) Amostragem e caracterização preliminar de um solo residual de basalto do oeste do Paraná – práticas de campo e laboratório. In: *XIII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul - GEOSUL*, Ponta Grossa. *Anais...* ABMS. v. 1, p. 317-324.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/593

Assessing Hoek-Brown Parameters For Cemented Materials: A Cost-Effective And Time-Efficient Methodology

Sérgio Filipe Veloso Marques
Pesquisador Pós-doutorado, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, smarques@ufrgs.br

Nilo Cesar Consoli
Professor Titular, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, consoli@ufrgs.br

Lucas Festugato
Professor Associado, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, lucas@ufrgs.br

ABSTRACT: The assessment of the strength behavior of rocks poses a challenge of intricate determination. The Hoek-Brown failure criterion for rock masses stands as the prevailing solution to this quandary and has found application in numerous global projects. However, estimating Hoek–Brown parameters is intricately tied to elaborate and time-consuming tests (e.g., triaxial tests), requiring substantial investments and complex analyses. This paper introduces a novel method for calculating Hoek-Brown parameters and establishing the nonlinear failure envelope for various types of artificially cemented materials, ensuring sample integrity. The proposed approach is then compared with real laboratory data. By utilizing basic tests like unconfined compression tests and Brazilian tests, the method estimates the maximum shear strength of materials in triaxial tests with effective confining pressures up to 400 kPa. The results from the proposed methodology exhibit a precise and conservative fit with the experimental strength results, showcasing the applicability of the approach across a broad spectrum of artificially cemented materials. Importantly, this method does not eliminate the necessity of conducting triaxial tests; however, it enables a reliable evaluation of strength parameters without the need for such tests or other intricate and time-intensive procedures.

KEYWORDS: Hoek-Brown failure criterion, shear strength, ground improvement, laboratory tests

RESUMO: A avaliação do comportamento de resistência das rochas representa um desafio de determinação intricada. O critério de ruptura de Hoek-Brown para massas rochosas surge como a solução prevalente para este dilema e encontrou aplicação em inúmeros projetos globais. No entanto, a estimativa dos parâmetros de Hoek-Brown está intimamente ligada a testes elaborados e demorados (por exemplo, testes triaxiais), exigindo investimentos substanciais e análises complexas. Este trabalho introduz um novo método para calcular os parâmetros de Hoek-Brown e estabelecer a envoltória de ruptura não linear para vários tipos de materiais artificialmente cimentados, somente quando a integridade da amostra é garantida. O método proposto é então comparado com dados reais de laboratório. Ao utilizar testes básicos como ensaios de compressão não confinada e ensaios de compressão diametral, o método estima a resistência máxima ao cisalhamento dos materiais em testes triaxiais com tensões efetivas de até 400 kPa. Os resultados da metodologia proposta exibem um ajuste preciso e conservador com os resultados de resistência experimental, demonstrando a aplicabilidade da abordagem em uma ampla gama de materiais artificialmente cimentados. Importante ressaltar que este método não elimina a necessidade de realizar testes triaxiais; no entanto, permite uma avaliação confiável dos parâmetros de resistência sem a necessidade de tais testes ou outros procedimentos intricados e demorados.

PALAVRAS-CHAVE: Critério de Ruptura de Hoek-Brown, Resistência de Materiais cimentados, Melhoramento de solos, Ensaios de Laboratório

1 INTRODUCTION

The determination of rock strength is a complex task, often hindered by the limitations of laboratory tests in representing larger rock masses. The Hoek-Brown failure criterion, widely accepted in the rock mechanics community, addresses this challenge by utilizing rock mass classification to estimate parameters. However, continual reassessment and refinement are necessary to accommodate practical complexities. Saroglou and Tsiambaos (2008) introduced modifications to the criterion to address anisotropy in intact rocks, while Arshadnejad and Nick (2016) proposed empirical formulations for evaluating the m_i Hock-Brown parameter. Aladejare and Wang (2019) applied Bayesian methods to estimate m_i, highlighting the need for alternatives due to the cost and complexity of triaxial tests.

Consoli (2014) proposed a methodology for determining Mohr-Coulomb failure envelope parameters based on simple tests for artificially cemented soils, offering a practical approach without the need for complex testing. However, there is a need to explore similar methodologies for estimating the m_i parameter using simplified tests from soil mechanics, as cemented soils resemble intact rock.

This study addresses this gap by conducting compressive strength tests to calculate Hoek-Brown parameters and derive failure envelopes for various types of artificially cemented soils with different treatments. Comparison with measured Mohr-Coulomb parameters and determination of shear strength parameters using Consoli's methodology reveal the potential of basic tests like unconfined compression tests for estimating maximum shear strength. The results indicate a conservative fit between the proposed methodology for estimating Hoek-Brown parameters and experimental shear strength results.

2 BACKGROUND

2.1 Hoek & Brown criterion

The Hoek-Brown failure criterion, introduced by Hoek and Brown (1980), stands as a pivotal empirical model in rock mechanics, offering insights into the intricate behavior of rock masses under stress. This criterion, derived through the analysis of extensive triaxial test data, encompasses a relationship between major and minor effective principal stresses (σ'1 and σ'3 respectively) and the uniaxial compressive strength of intact rock material (σc). It's encapsulated in Equation (1), where constants m_i and s represent critical parameters that vary with rock properties.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \sqrt{m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s} \quad (1)$$

Essentially, the criterion serves a dual purpose: first, to accurately describe the response of intact rock material under a spectrum of stress conditions commonly encountered in practical engineering scenarios; second, to accommodate the inherent anisotropic strength behavior associated with discontinuities within rock masses. The parameter s, ranging from 0 to 1, signifies the degree of fracturing within the rock mass, with 0 indicating highly fractured material and 1 representing intact rock. Meanwhile, the constant m, always positive, encompasses a broad spectrum from 0.001 to 25, reflecting the quality of the rock mass. Notably, m is indicative of the rock's strength characteristics, with higher values associated with harder, intact rocks and lower values indicative of weaker, less coherent materials.

In determining the crucial parameter m_i, which is synonymous with frictional strength in the Mohr-Coulomb, Hoek and Brown (1980) advocated for its estimation through rigorous statistical analysis of triaxial tests on carefully prepared core samples. Equation (2) provides a mathematical framework for calculating m_i, incorporating σc and the principal stresses at failure (σ'1 and σ'3). However, given the resource-intensive nature of triaxial testing, alternative methods for estimating m_i have been explored, particularly for projects where such tests are not feasible.

$$y = m \cdot x \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c \quad (2)$$

Where $x = \sigma'_3$, $y = (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2$ and $s = 1$ (for intact rocks)
For n specimens the uniaxial compressive strength σ_c and the constant m_i are calculated from:

$$\sigma_c^2 = \frac{\Sigma y}{n} - \left[\frac{\Sigma xy - \left(\Sigma x \Sigma y / n\right)}{\Sigma x^2 - \left((\Sigma x)^2 / n\right)}\right] \frac{\Sigma x}{n} \quad (3)$$

$$m_i = \frac{1}{\sigma_c} - \left[\frac{\Sigma xy - \left(\Sigma x \Sigma y / n\right)}{\Sigma x^2 - \left((\Sigma x)^2 / n\right)}\right] \quad (4)$$

In such cases, rock type becomes a key determinant in estimating m_i, considering factors such as foliation, mineral composition, texture, and grain size. Hoek and Brown (1980) and subsequently Hoek (2007) collated data from diverse rock types and authors to establish correlations between m_i and rock properties. Notably, m_i is inversely related to grain size, with coarse-grained rocks exhibiting higher m_i values, translating to greater friction angles, and finer-grained rocks presenting lower m_i values and consequently lower friction angles.

In essence, the Hoek-Brown criterion, while empirically derived, serves as a robust tool for understanding the complex interplay of stresses within rock masses. Its ability to incorporate anisotropic behavior and provide insights into rock strength across various geological contexts underscores its significance in geotechnical engineering and rock mechanics.

2.2 Methodology

2.2.1 Procedures for estimating Mohr-Coulomb failure criterion parameters

Consoli (2014) pioneered a methodology to assess the Mohr-Coulomb failure envelope of artificially cemented soils by analyzing splitting tensile strength (σt) and unconfined compressive strength (σc). This approach facilitated the estimation of effective cohesion intercept (c') and effective friction angle (ϕ') for any artificially cemented material, eliminating the need for triaxial testing.

The Mohr-Coulomb Failure Theory, depicted in the shear strength (τ) versus effective normal stress (σ′) space, is characterized by plotting Mohr semi-circles representing stress states at failure and drawing tangents to these semi-circles, forming the Mohr-Coulomb failure envelope. Equation (5) describes the linear relationship between shear strength (τ) and effective normal stress (σ′), incorporating effective cohesion intercept (c′) and effective friction angle (ϕ′).

Consoli (2014) provided Equations (6) and (7) based on the straight envelope defined by Equation (5) and Mohr semi-circles obtained from simple compression and splitting tensile strength tests. For stress semi-circles, minimum and maximum effective principal stresses (σ'3 and σ'1) are determined based on test conditions.

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan\phi' \quad (5)$$

$$\sin\phi' = \frac{\sigma_c/2}{\left(\frac{\sigma_c}{2} + \frac{c'}{\tan\phi'}\right)} \quad (6)$$

$$\sin\phi' = \frac{-2\sigma_t}{\left(-\sigma_t + \frac{c'}{\tan\phi'}\right)} \quad (7)$$

Further investigations (Consoli et al., 2010; Consoli et al., 2013; Consoli et al., 2012a; Consoli et al., 2012b; Floss 2012, Consoli et al., 2014) confirmed the -σt/σc ratio as a scalar for various soil-cement mixtures, independent of dosage. This led to the proposal that -σt = ξ·σc, where ξ is a scalar typically ranging from -0.09 to -0.18. Incorporating this into Equations (6) and (7) yields expressions for ϕ′ and c′ (Equations 8 and 9), where ϕ′ depends only on ξ and c′ depends on ξ and σc.

$$\phi' = \arcsin\left(\frac{1+4\xi}{1+2\xi}\right) \quad (8)$$

$$c' = \frac{\sigma_c\left[1-\left(\frac{1+4\xi}{1+2\xi}\right)\right]}{2\cos\left[\arcsin\left(\frac{1+4\xi}{1+2\xi}\right)\right]} \quad (9)$$

In essence, for a given soil-cement blend, ξ remains a scalar, making ϕ′ constant and independent of σc, -σt, and dosage. However, c′ varies with ξ and σc, reflecting the nuanced interplay between soil properties and cementing agents.

2.2.2 Proposal for estimating Hoek-Brown parameters

As mentioned, the Hoek-Brown parameters consist of three stresses (σ'1, σ'3, and σc) and two constants (m_i and s). Considering artificially cemented soils as intact rocks (s=1), the original Hoek-Brown equation (Equation 1) can be reformulated.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c\sqrt{m_i\frac{\sigma'_3}{\sigma_c}+1} \quad (10)$$

In the unconfined compression test $\sigma'_3 = 0$, thus Eq. (10) is rewritten as:

$$\sigma'_1 = \sigma_c \quad (11)$$

Similarly, for the splitting tensile test $\sigma'_1 = -3\cdot\sigma_t$ and $\sigma'_3 = -\sigma_t$ (Jaeger et al. 2007) the Eq. (10) is rewritten as follows:

$$-\sigma_t = 0.125\,\sigma_c\left(m_i + \sqrt{m_i^2+16}\right) \quad (12)$$

Remembering that for artificially cemented soils the tensile/compression ratio (ξ) is a scalar, Eqs. (11) and (12) can be related through the Eq. (13).

$$\xi = \frac{-\sigma_t}{\sigma_c} = \frac{0.125\,\sigma_c\left(m_i+\sqrt{m_i^2+16}\right)}{\sigma_c} \quad (13)$$

By reformulating Eq. (13) it is possible to obtain the parameter m_i, as follows

$$m_i = \frac{(4\xi^2-1)}{\xi} \quad (14)$$

Using these formulations and having values of unconfined compression strength (σc) and diametrical tensile strength (-σt) for calculating ξ, it is possible to estimate the Hoek-Brown strength parameters and establish the corresponding rupture envelope.

Previous investigations by Consoli et al. (2010, 2013, and 2014) indicated a scalar ξ ranging from -0.09 to -0.18. Based on Equation 14, m_i falls within a range from 10.75 (for ξ = -0.09) to 4.84 (for ξ = -0.18). This methodology provides a practical approach for estimating Hoek-Brown parameters in artificially cemented soils, contributing to the understanding and characterization of their strength behavior.

2.3 Validation of the proposed methodology

To validate and compare the methodology for determining Mohr-Coulomb and Hoek-Brown parameters, experimental data were meticulously selected from relevant literature. Studies focusing on artificially cemented mixtures, regardless of soil type, binder, or other additives, were chosen. The selection criterion ensured the integrity of the materials (s=1) and the availability of unconfined compression, splitting tensile, and triaxial compression test data.

A comprehensive dataset of 144 well-rounded triaxial tests on artificially cemented specimens was collated, considering effective confining pressures up to 400 kPa. This range aligns with realistic assumptions in engineering applications like pavement structures and foundation reinforcement.

The compiled data encompassed diverse soils with various binders and curing periods, providing a broad spectrum for evaluating the proposed model. Mixtures included sands with cement [Monterey sand (Bachus et al. 1981), Toyoura sand (Hirai et al. 1989), Osório sand (Consoli et al. 2009)], residual soils with cement (Schnaid et al. 2001), cement and fiber (Specht, 2000), lime with industrial by-products (Consoli et al. 2014), dispersive soils treated with cement (Samaniego, 2015) and fine clay (kaolin) mixed with cement (Velászquez, 2016) These mixtures exhibited variability in molding parameters such as dry specific weight, void ratio, cement content, lime content, fiber content, water content, and curing time.

To ensure representativity, all tests-maintained saturation levels above 85%, as studies (Fredlund et al. 2011 and Consoli et al. 2007) have shown that at these levels, suction's influence on strength is negligible. Analysis was divided into three phases: data collection, determination of strength parameters, and evaluation of model fitting. Mohr-Coulomb parameters were determined by constructing Mohr semi-circles on a shear strength versus effective normal stress plot, while Hoek-Brown parameters were estimated using equations derived from the proposed methodology.

The validation process demonstrates the effectiveness of the proposed methodology in estimating Hoek-Brown parameters for artificially cemented soils. By comparing theoretical and experimental values, the model's accuracy and suitability for practical engineering applications can be evaluated.

2.4 Verification of the proposed method

The strength parameters of Mohr-Coulomb (MC) (Consoli 2014) (c' and ϕ') and Hoek-Brown (HB) (this study) (m_i) failure envelopes were calculated using unconfined compressive strength (σc) and tensile fracture strength ($-\sigma t$) values. The aim was to demonstrate the suitability of these methodologies for estimating the respective strength parameters of the studied mixtures without the need for triaxial or other time-consuming tests.

Figures 1a to Figure 1d, in the σ' vs τ plane, presents the results of four different mixtures from various researchers. For comparison, the MC and HB (1980) failure envelopes were calculated using triaxial, unconfined compression, and Brazilian tests and added to the figures.

The reliability of the analyzed methodologies was evaluated through a statistical analysis of the quotient between observed (q^{test}) and calculated (q^{model}) peak strength values. Quotient values equal to or greater than one indicates conservative values. Figure 2 and Table 1 summarize the statistical analysis, showing the observed frequency and a comparison with a normal distribution curve. The analysis revealed a reasonable adjustment between the peak values of the tests and the failure envelopes. Evaluation of the mean (μ), standard deviation (s) and calculation of the coefficient of variation (CoV) showed that, on average, the failure envelopes defined by the HB (this study) present a more conservative values with less variation compared to MC methodology (Consoli 2014).

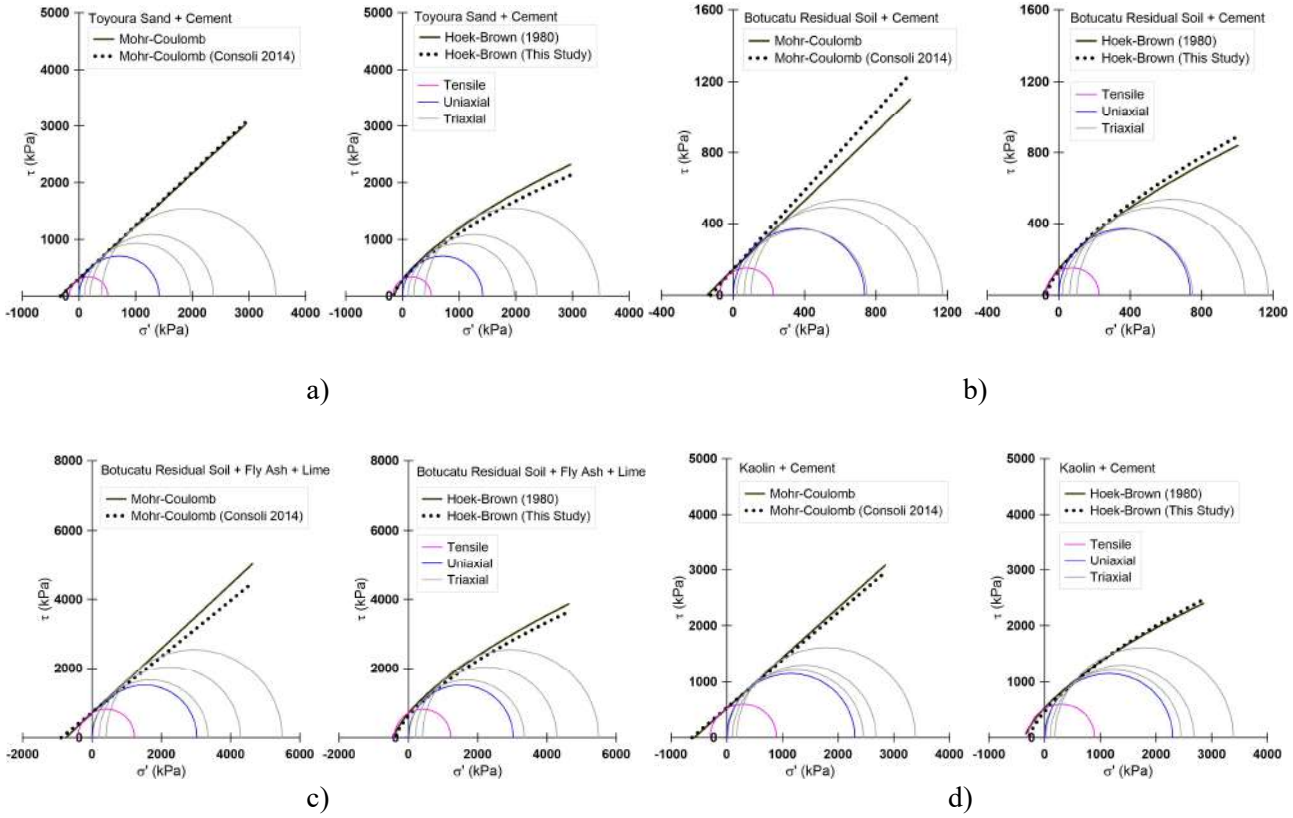


Figure 1 – Mohr-Coulomb and Hoek-Brown failure envelopes of a) Toyoura sand + cement (data from Hirai et al. 1989); b) Botucatu residual soil + cement (Data from Schnaid et al. 2001); c) Botucatu residual soil + fly ash + lime (data from Consoli et al. 2015); d) Kaolin + cement (data from Velásquez 2016)

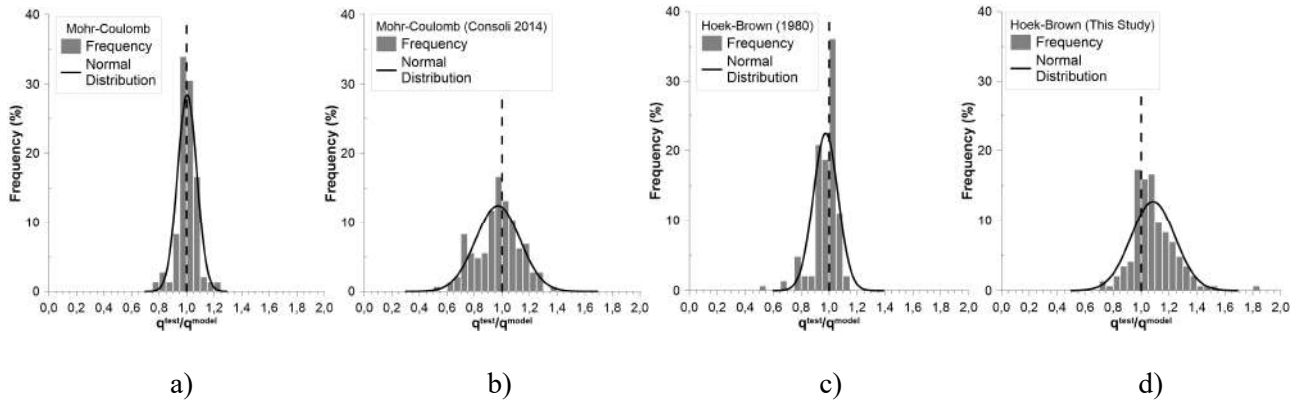


Figure 2 – Observed frequency of qtest/qmodel and normal distribution curve of failure envelopes: (a) Mohr-Coulomb, (b) Mohr-Coulomb (Consoli 2014), (c) Hoek-Brown (1980) and (d) Hoek-Brown (this study).

Table 1 – Summaries of statistical analysis results

Methodology	Mean (μ)	Standard Deviation (s)	Coef. Variation (CoV)	Confidence Interval (95%) [min,max]
Mohr-Coulomb	1.00	0.07	7.0%	[0.99,1.02]
Mohr-Coulomb (Consoli 2014)	0.97	0.16	16.5%	[0.94,1.00]
Hoek & Brown (1980)	0.98	0.09	9.1%	[0.96,0.99]
Hoek & Brown (this study)	1.09	0.16	14.4%	[1.06,1.11]

Analysis of the statistical data demonstrated that regardless of the failure envelope used, equivalent results were expected, with calculated values near those observed in the tests. The strength parameters estimated using HB (this study) showed slightly more conservative responses, with the average value slightly higher than one. This indicates that the methodology yields conservative safety results, aligning with standard geotechnical design practices.

Overall, the verification process confirmed the effectiveness and reliability of the proposed methodology in estimating Hoek-Brown parameters for artificially cemented soils, providing valuable insights for geotechnical engineering applications.

3 CONCLUSIONS

This study introduced a novel formulation for estimating the m-parameter of the Hoek-Brown rupture envelope for artificially cemented materials. The following conclusions can be drawn from the results:

- A methodology for establishing the m-parameter of the Hoek-Brown failure envelope based on unconfined compressive strength (σc) and splitting tensile strength (σt) of various treated soils was proposed and successfully validated.
- The proposed methodology is potentially applicable to a wide range of artificially cemented materials, provided that sample integrity is ensured (s=1).
- The presented methodology enables conservative estimation of Hoek-Brown's failure envelope without the need for triaxial or other complex and time-consuming tests. However, it should be noted that this study is limited to effective confining pressures (σ'3) up to 400 kPa.
- While it may be sufficient to perform only one splitting tensile strength (σt) and one unconfined compressive strength (σc) test for the same mixture, it is advisable to conduct at least three tests of each type and utilize the average of the results for applying the methodology.

Overall, this study provides a valuable contribution to the field of geotechnical engineering by offering a practical and efficient methodology for estimating Hoek-Brown parameters in artificially cemented materials, thereby facilitating the design and analysis of engineering structures.

REFERENCES

Aladejare, A.E., Wang, Y. 2019. Probabilistic characterization of Hoek–Brown constant m_i of rock using Hoek's guideline chart, regression model and uniaxial compression test. *Geotech. Geol. Eng.* 37, 5045–5060. https://doi.org/10.1007/s10706-019-00961-7.

Arshadnejad, S., Nick, N. 2016. *Empirical models to evaluate of "m_i" as an intact rock constant in the Hoek-*

Brown rock failure criterion. 19th Southeast Asian Geotech. Conf. 2, 943–948.

Bachus, R.C., Clough, G.W., Sitar, N., Shafii-Rad, N., Crosby, J., Kaboli, P. 1981. *Behavior of weakly cemented soil slopes under static and seismic loading conditions*. Stanford University.

Consoli, N.C. 2014. A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils. *Eng. Geol.* 169, 61–68. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.11.016.

Consoli, N.C., Corte, M.B., Festugato, L. 2012a. Key parameter for tensile and compressive strength of fibre-reinforced soil–lime mixtures. *Geosynth. Int.* 19, 409–414. https://doi.org/10.1680/gein.12.00026.

Consoli, N.C., Cruz, R.C., Floss, M.F., Festugato, L. 2010. Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 136, 759–763. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000278.

Consoli, N. C., Festugato, L., Consoli, S. B., Lopes Jr, L. S. 2015. Assessing Failure Envelopes of Soil-Fly Ash-Lime Blends. *Journal of Materials in Civil Enginnering*. 27(5), 1-8

Consoli, N.C., Johann, A.D.R., Gauer, E.A., dos Santos, V.R., Moretto, R.L., Corte, M.B. 2012b. Key parameters for tensile and compressive strength of silt–lime mixtures. *Géotechnique Lett.* 2, 81–85. https://doi.org/10.1680/geolett.12.00014.

Consoli, N.C., Lopes Jr., L.S., Consoli, B.S., Festugato, L. 2014. Mohr–Coulomb failure envelopes of lime-treated soils. *Géotechnique* 64, 165–170. https://doi.org/10.1680/geot.12.P.168.

Consoli, N.C., Moraes, R.R., Festugato, L. 2013. Variables controlling strength of fibre-reinforced cemented soils. *Proc. Inst. Civ. Eng. - Gr. Improv.* 166, 221–232. https://doi.org/10.1680/grim.12.00004.

Consoli, N.C., Viana da Fonseca, A., Cruz, R.C., Heineck, K.S. 2009. Fundamental parameters for the stiffness and strength control of artificially cemented sand. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 135, 1347–1353. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000008.

Consoli, N.C., Samaniego, R. A. Q., Villalba, N. M. K. 2016. Durability, Strength, and Stiffness of Dispersive Clay–Lime Blends. *Journal of Materials in Civil Eng.* 28(11), 04016124, 1-11

Eberhardt, E., 2012. The Hoek–Brown failure criterion. *Rock mechanics and rock engineering*, *45*, 981-988.

Hirai, H., Takahashi, M., Yamada, M. 1989. An elastic-plastic constitutive model for the behaviour of improved sandy soils. *Soils and Found*. 29, 69–84.

Hoek, E., 2007. Practical Rock Engineering. e-book

Hoek, E., Brown, E.T. 1980. Empirical strength criterion for rock masses. *J. Geotech. Eng. Div.* ASCE. https://doi.org/10.1016/0148-9062(81)90766-x.

Jaeger, J.C., Cook, N.G.W., Zimmerman, R.W. 2007. *Fundamentals of rock mechanics, practice of intramedullary locked nails: New developments in techniques and applications*. Blackwelll Publishing. https://doi.org/10.1007/3-540-32345-7_3.

Saroglou, H., Tsiambaos, G. 2008. A modified Hoek-Brown failure criterion for anisotropic intact rock. Int. *J. Rock Mech. Min. Sci.* 45, 223–234. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2007.05.004.

Schnaid, F., Prietto, P.D.M., Consoli, N.C. 2001. Characterization of cemented sand in triaxial compression. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 127, 857–868.

Velázquez, L.E.G. 2016. *A influência da umidade de compactação na durabilidade, rigidez e resistência de um solo fino artificialmente cimentado*. M.Sc. dissertation, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil (in Portuguese).

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/594

Assessment of Geogrid Application in Reduced-Scale Footing with Transparent Soil

Rodrigo Cesar Pierozan
Professor, Federal University of Technology – Paraná, Campo Mourão, Brasil, rodrigopierozan@utfpr.edu.br

Giovanna Monique Alelvan
Professor, Federal University of Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, giovannaalelvan@etg.ufmg.br

Valeria Costa de Oliveira
Professor, Federal Institute of Rondônia, Brasil, valeria.oliveira@ifro.edu.br

Lidia Bruna Teles Gonzaga
Professor, Federal Institute of Rondônia, Brasil, lidia.bruna@ifro.edu.br

Celso Romanel
Professor, Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro, celso.romanel@gmail.com

ABSTRACT: This study presents an experimental investigation into the application of geogrids for basal reinforcement of footings. To achieve this, a series of reduced-scale load tests were conducted on a transparent granular soil foundation. These tests involved the strategic placement of a single layer of geogrid at varying depths. In addition to the load tests, a suite of geotechnical characterization assessments and transparency quantification measurements were meticulously performed to gain insights into the complex behavior of the transparent soil medium. This comprehensive characterization provided valuable information regarding the soil's response to the geogrid reinforcement. Furthermore, the study included a detailed investigation of the geogrid material itself, with a focus on measuring its tensile strength properties. The results derived from this research effort not only contributed to determining the optimal depth for geogrid embedment, accounting for geometric constraints, but also unveiled the substantial influence of the geogrid positioning on the reinforcement strategy. These findings offer valuable insights into the practical implementation of geogrids for footing reinforcement, ultimately advancing our understanding of soil-engineering interactions and their implications for structural stability and safety.

KEYWORDS: Geogrids, Basal Reinforcement, Footings, Transparency Quantification.

RESUMO: Este estudo apresenta uma investigação experimental sobre a aplicação de geogrelhas para reforço basal de fundações. Para alcançar esse objetivo, uma série de testes de carga em escala reduzida foram conduzidos em uma fundação de solo granular transparente. Esses testes envolveram a colocação estratégica de uma única camada de geogrelha em profundidades variadas. Além dos testes de carga, uma série de avaliações de caracterização geotécnica e medidas de quantificação de transparência foram realizadas para obter entendimento sobre o comportamento complexo do meio de solo transparente. Essa caracterização abrangente forneceu informações relevantes sobre a resposta do solo ao reforço com geogrelha. Além disso, o estudo incluiu uma investigação sobre o próprio material da geogrelha, com foco na medição de suas propriedades de resistência à tração. Os resultados derivados deste esforço de pesquisa não apenas contribuíram para determinar a profundidade ideal para a incorporação da geogrelha, levando em consideração as condições geométricas, mas também revelaram a influência substancial da posição da geogrelha na estratégia de reforço. Essas descobertas oferecem uma melhor compreensão para a implementação prática de geogrelhas no reforço de fundações, avançando assim no entendimento das interações solo-engenharia e suas implicações para a estabilidade e segurança estrutural.

PALAVRAS-CHAVE: Geogrelhas, Reforço Basal, Sapatas, Quantificação da Transparência.

1 INTRODUCTION

Soils, as defined for engineering purposes, consist of loose or weakly bound mineral particles responsible for supporting foundations. The study of soil encompasses a wide range of variables and can be highly complex. Generally, soils tend to possess low tensile strength and undergo significant deformations when subjected to loading, particularly in shallow foundation scenarios. In such circumstances, the level of deformation induced by shallow foundations can be considerable, often necessitating the adoption of more robust solutions, such as deep foundations, which can substantially increase project costs (Ferreira & Zornberg, 2015).

The utilization of geogrids for basal reinforcement of footings has garnered considerable attention in geotechnical engineering owing to their potential to increase the stability and load-bearing capacity of soil foundations. Geogrids, typically composed of high-strength polymer materials, are distinguished by their capacity to distribute loads, and restrain soil movement, consequently enhancing the performance of shallow foundations under vertical and horizontal loading conditions. However, further studies in this regard are necessary to gain a deeper understanding of the geotechnical behavior of this solution.

In this context, various techniques have been employed to study basal reinforcement of footings, including numerical analyses and experimental studies, both in laboratory and field settings. In terms of laboratory studies, the use of transparent soils has emerged as a particularly intriguing investigative alternative, providing valuable insights into soil dynamics.

Transparent soils constitute a biphasic medium comprising solid particles immersed in a saturation fluid, both characterized by their transparency and compatible refractive indices (Iskander & Liu, 2010). One of the significant implications of this unique characteristic is that light beams passing through this medium follow a linear trajectory due to the equivalence of refractive indices, creating a homogeneous medium for light transmission. This phenomenon allows detailed visualization of relative movements among solid-phase particles, providing insight into their interactions and their interactions with other objects. Notable applications of transparent soils include analyzing soil-structure-geosynthetic interaction (Ezzein & Bathurst, 2011, 2014; Ferreira & Zornberg, 2015), investigating pile penetration in clayey and sandy soils (Ni et al., 2010; Hird et al., 2011; Stanier et al., 2014), and conducting centrifuge tests for foundation modeling (Song et al., 2009; Black, 2015).

In this context, this study presents an experimental investigation focused on assessing the effectiveness of geogrids in basal reinforcement of footings. Specifically, a series of reduced-scale load tests were conducted on a transparent granular soil foundation, allowing for direct observation and analysis of soil-structure interactions. The utilization of transparent soil models offers a unique advantage by providing visual access to the underlying soil behavior, enabling a detailed examination of reinforcement mechanisms and load transfer mechanisms.

2 MATERIALS AND METHODS

The materials utilized in this research comprised transparent sandy soil and reduced-scale geogrids. The key properties of interest for the research are described subsequently, followed by detailed explanations of the 1-g reduced scale load tests.

2.1 Transparent Soil

The solid matrix utilized to produce the transparent sand in this research consisted of high purity fused quartz. The supplier reported that the fused quartz contained over 99.995% amorphous silica (SiO_2), with a refractive index of 1.4585 and a specific gravity of 2.2. Prior to use, the material underwent a cleaning process with isopropyl alcohol followed by grinding. Details of the quartz fragment processing are presented in Figure 1.

Particle size distribution was determined through sieving (NBR 7181, as in ABNT, 2016), with grains ranging from 2.36×10^{-3} m to 2.0×10^{-3} m diameter selected for subsequent tests. The scaling factor adopted in this research was equal to 10, resulting in quartz grain dimensions ranging from 2.36×10^{-2} m to 2×10^{-2} m in prototype dimensions.

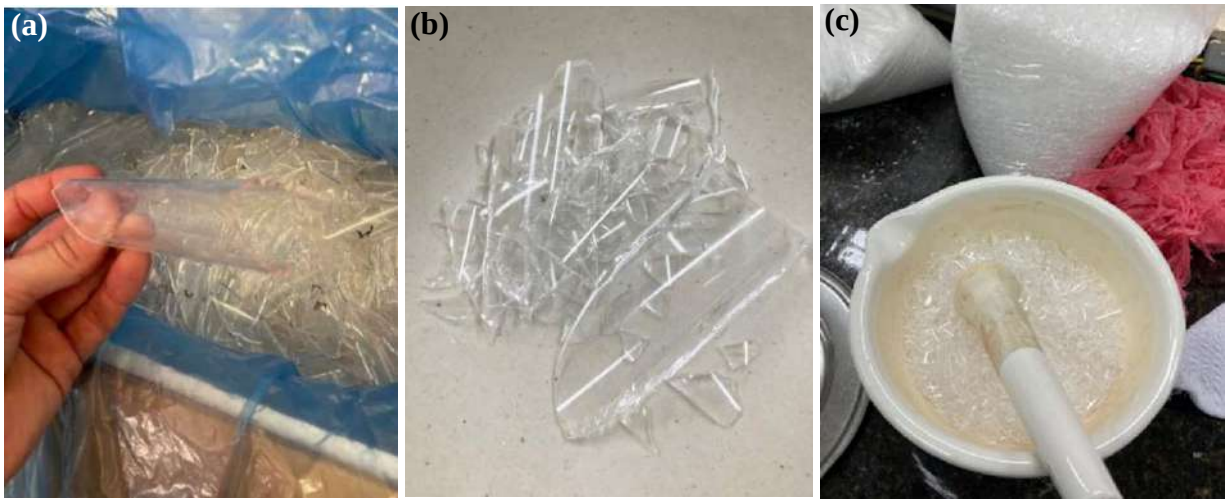


Figure 1. Preparation of transparent sand: (a) Quartz fragments prior to processing; (b) After cleaning with isopropyl alcohol; and (c) During the grinding process.

Sample saturation was achieved by mixing mineral oil and solvent (turpentine) in various concentrations. A digital refractometer measured the refractive indices of mineral oil (1.4746) and solvent (1.4287), while values for the mixtures are presented in Fig. 2(a). Transparency assessment was conducted using a benchtop turbidimeter, with results depicted in Fig. 2(b).

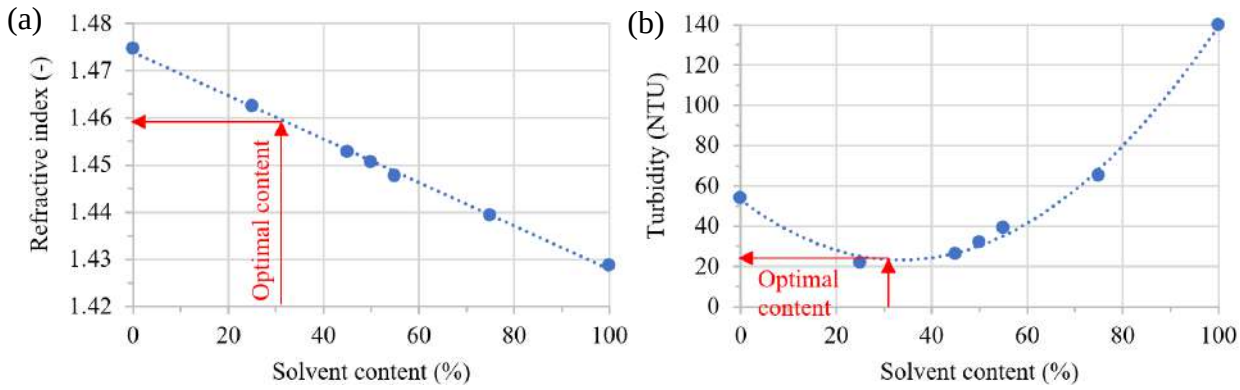


Figure 2. Mixtures of mineral oil and solvent (Pierozan et al., 2023): (a) Refractive indices; and (b) Turbidity.

Based on the data in Figure 2, the optimal mixture ratio for transparency was determined to be 69.2% mineral oil and 30.8% solvent. This ratio closely approximates the refractive index of fused quartz (1.4585) and coincides with the minimum turbidity determined for the mixture.

The minimum and maximum void ratios of the crushed fused quartz were determined according to technical standards, yielding values of 0.46 (NBR 16843, as in ABNT, 2020a) and 0.76 (NBR 16840, as in ABNT, 2020b), respectively.

2.2 Geogrid

Given the need to simulate a real geogrid on a reduced scale, a polyester screen with a nominal opening of 0.002 m was used, commonly employed as waterproofing reinforcement in the construction industry. This implies that, considering the scaling factor of 10 adopted in this research, the prototype-scale geogrid has dimensions of 2×10^{-2} m, which is typical of commercially available geogrids.

To better understand the stress-strain behavior of geogrids, an EMIC universal testing machine was utilized [Fig. 3(a)]. On the side of the equipment, there is a suitable grip available for sample fixation, as indicated in Fig. 3(b). The uniaxial tensile tests (NBR ISO 10319, as in ABNT, 2013) were conducted at a

constant speed of 1.667×10^{-5} m/s, with loadings measured using a 5 kN load cell connected to a data acquisition system. A total of 5 samples were tested.

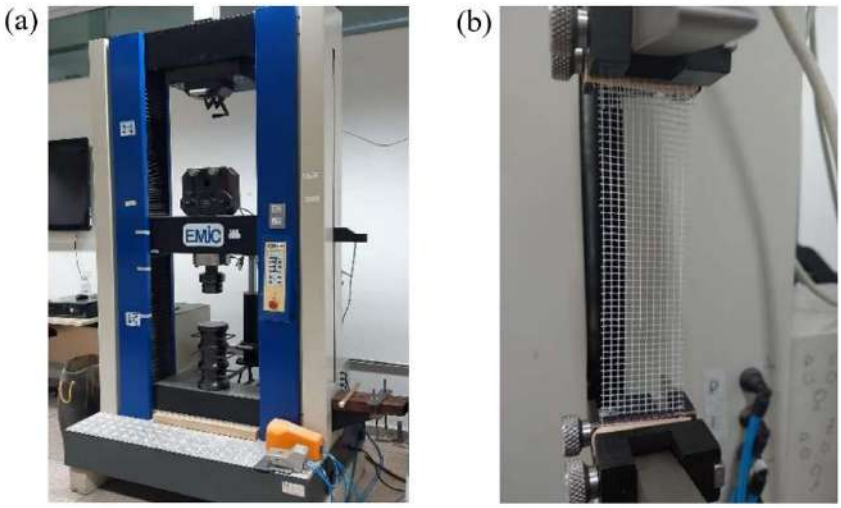


Figure 3. Uniaxial tensile tests of the reduced-scale geogrid: (a) EMIC universal testing machine; and (b) Sample during the test.

Based on the uniaxial tensile tests conducted with samples of the reduced-scale geogrid, average secant stiffness values were determined to be 0.41 kN/m, 0.83 kN/m, and 1.37 kN/m at axial deformations of 2%, 5%, and 10%, respectively.

2.3 1-g Reduced Scale Load Tests

Before assembling the essay, the quartz grain drop height was calibrated using the sand rain technique to achieve a homogeneous material in terms of relative density. For this purpose, the material was poured from various heights, and the resulting relative compactness was determined for each height. These values were then used to construct the calibration curve presented in Figure 4.

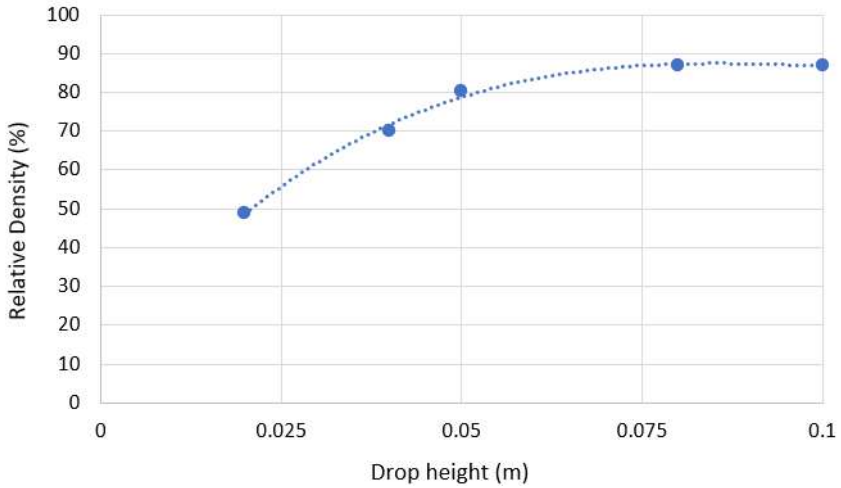


Figure 4. Calibration curve of quartz grain drop height.

Based on the results presented in Figure 4, a drop height of 0.05 m was adopted for the quartz grains, resulting in a relative compactness of approximately 80%. The material placement was carried out in stages, with enough material poured in each stage to fill a 0.01 m height inside the acrylic cube (Figure 5), followed by the saturation fluid being evenly spread. This procedure was necessary to prevent the incorporation of air bubbles.

Regarding strength parameters, Nelsen (2018) found friction angles of fused quartz grains to be 45° and 44° for dry and saturated conditions, respectively. Given the similarities between the materials used in both studies, these values were adopted in the present work.

Figure 5 displays an image of the acrylic cube used for the reduced-scale (1-g) experiments, indicating the internal dimensions of the cube with sides of 0.15 m, the base dimensions of the square footing (0.04 m x 0.04 m), and the height of quartz used in the experiments, which was 0.1 m. The geogrid used in the experiments had dimensions of 0.1 m x 0.1 m and was centrally positioned below the footing, with distances between the base of the footing and the geogrid set at 0 m, 0.01 m, 0.02 m, 0.03 m, and 0.04 m. Each test was conducted with only one layer of reinforcement.

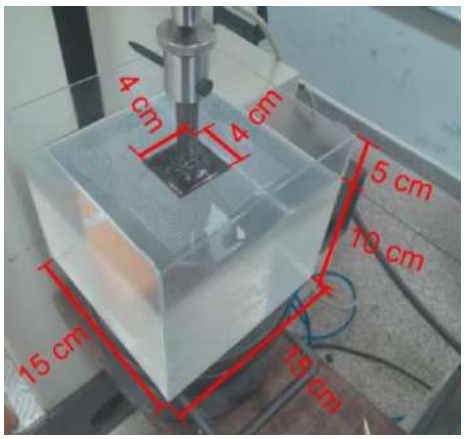


Figure 5. Physical model of a shallow foundation reinforced with geogrids.

The load tests were conducted using the same universal testing machine as previously indicated. The rate of load application was set to 1.667×10^{-5} m/s, and the load monitoring was carried out automatically with the assistance of a load cell with a capacity of 5 kN and a data acquisition system connected to it.

3 RESULTS AND DISCUSSION

In Figure 6, the results of the 1-g reduced scale load tests are presented in terms of stresses at the base of the footing versus vertical displacements.

Based on the results presented in Figure 6, it can be observed that the unreinforced solution, designated as unreinforced quartz, exhibited the lowest resistance values, as expected. However, when a layer of geogrid was included immediately below the footing (referred to as embedding equal to 0 m), there was a slight increase in resistance; nevertheless, the values approached those measured for the unreinforced quartz. On the other hand, considering an embedding equal to 0.01 m resulted in a significant increase in the measured stresses, indicating this as the most favorable geometry in terms of resistance. Similarly, embedding equal to 0.02 m also showed high resistance values, although lower than those observed with an embedding of 0.01 m. Likewise, embedding equal to 0.03 m resulted in lower values than those measured with an embedding of 0.02 m, and embedding of 0.04 m exhibited even lower values compared to embedding of 0.03 m. It is worth noting that in the case of embedding equal to 0.04 m, the stress values approached those measured in the case of unreinforced quartz and zero embedding.

Considering that the footing has a lateral dimension equal to B, with this value being equal to 0.04 m, and that the embeddings of 0.01 m, 0.02 m, 0.03 m, and 0.04 m correspond to B/4, B/2, (3×B)/4, and B, respectively, it can be concluded that the geometry that best favored the mobilization of resistance by the geogrid was that corresponding to B/4, making it the most economical solution. On the other hand, considering an embedding with a value equal to B resulted in a very small increase in resistance, approaching the situation where there is no reinforcement, making it not an economically and technically advantageous solution. Furthermore, it is important to note that increasing the depth of installation of the geogrid incurs costs and greater construction difficulties, highlighting the importance of adopting the most economical configuration.

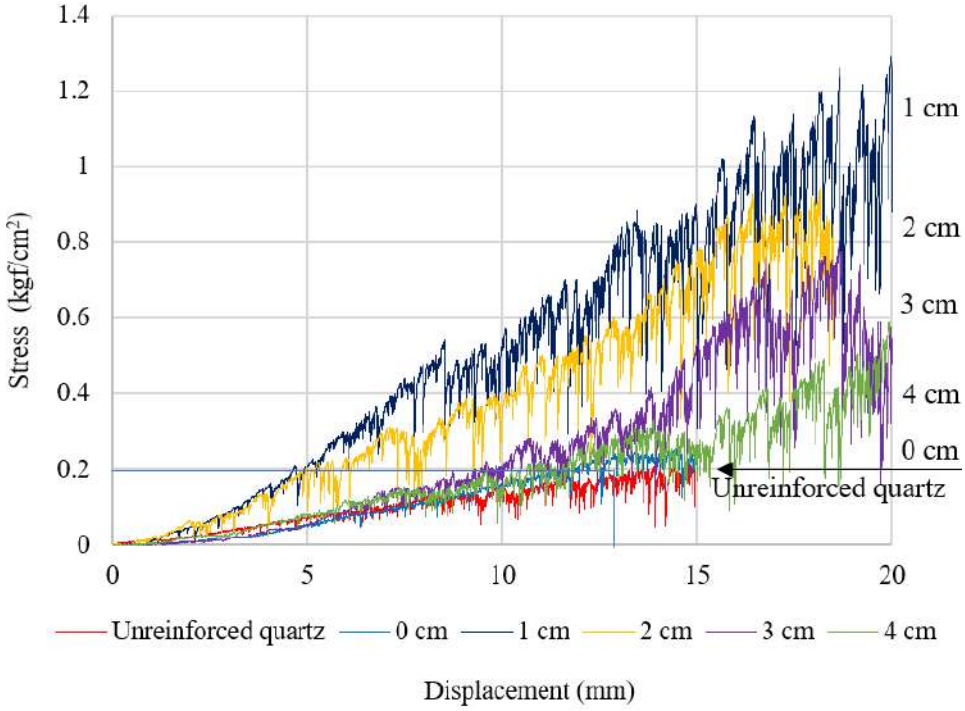
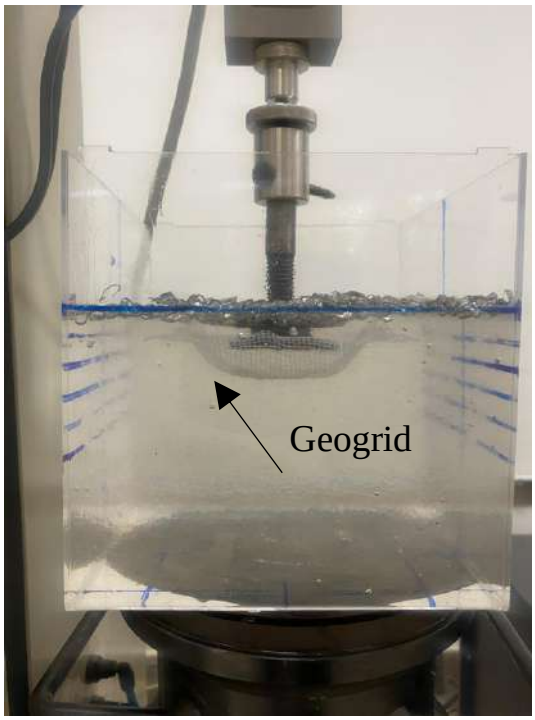


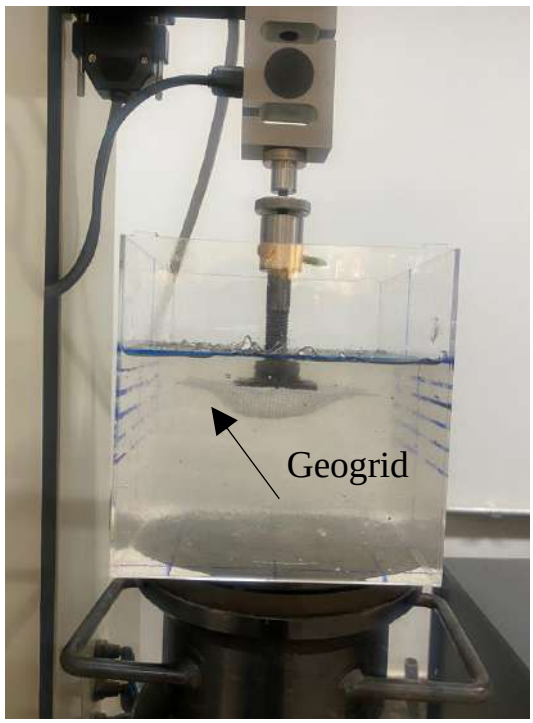
Figure 6. Stresses measured at the base of the footing in relation to the vertical displacements of the footing, considering the unreinforced quartz and depths of geogrid embedding equal to 0 m, 0.01 m, 0.02 m, 0.03 m, and 0.04 m.

To complement the presented results, Figure 7 depicts the geogrid configurations for vertical displacements of 0.015 m.

(a)



(b)



(c) (d)

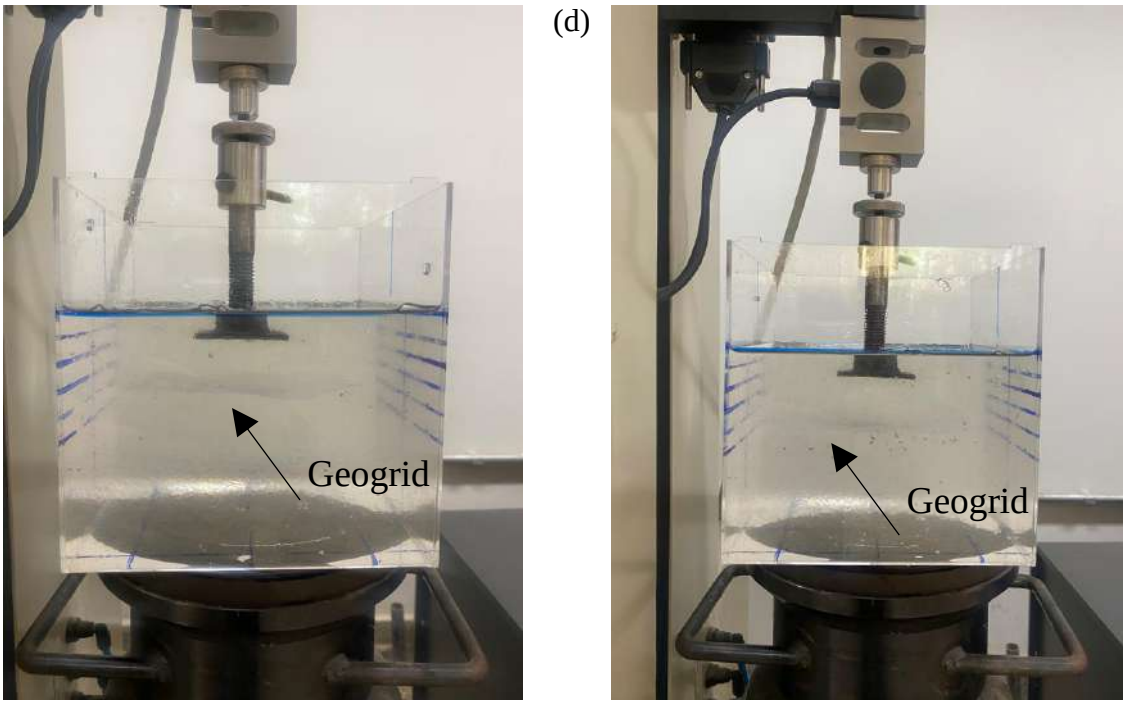


Figure 7. Geogrid configuration for a footing displacement of 0.015 m, considering embedment of: (a) 0.01 m; (b) 0.02 m; (c) 0.03 m; and (d) 0.04 m.

Based on Figure 6, as previously shown, it is evident that the embedding equal to 0.01 m was the one that most effectively favored the reinforcement element's solicitation. This factor carries significant technical implications as it can facilitate the use of geogrids as basal reinforcement for shallow foundations, especially when considering an embedding corresponding to B/4, where B is the width of the footing base. Additional studies should be conducted to assess the influence of different geometries and materials with varying strength parameters, as well as the influence of test scale.

4 CONCLUSIONS

This study investigated the behavior of shallow foundations reinforced with geogrids in transparent soil, using a reduced-scale (1-g) methodology. The research provided relevant insights into the properties and effectiveness of using geogrids to enhance the resistance of shallow foundations, considering different reinforcement embedment depths. Based on the obtained results, the following conclusions can be highlighted:

- The transparent sand produced from high purity fused quartz exhibited suitable optical properties, with a refractive index close to that of quartz (1.4585) and a specific gravity of 2.2. These characteristics allowed for accurate assessment of the interaction between the soil and the geogrid.
- The polyester geogrid used, with a nominal aperture of 0.002 m, proved to be an effective representation of commercially available geogrids in real scale, exhibiting average secant stiffness values of 0.41 kN/m, 0.83 kN/m, and 1.37 kN/m for axial strains of 2%, 5%, and 10%, respectively.
- The reduced-scale tests revealed that the foundation resistance increased with the inclusion of the geogrid. The maximum resistance was achieved with the geogrid positioned at a depth of 0.01 m (B/4), where B is the width of the foundation base.
- Greater embedment depths than 0.01 m resulted in progressive reductions in resistance, with the embedment at 0.04 m showing values close to those of the unreinforced foundation.
- The geogrid configuration with an embedment depth of 0.01 m was the most effective in mobilizing resistance, indicating that using an embedment depth equivalent to B/4 is the most economical and technically advantageous solution.
- The results suggest that the inclusion of geogrids as basal reinforcement can be an efficient strategy to enhance the resistance of shallow foundations, especially when adopting embedment depths corresponding to B/4.

In summary, the research confirms the effectiveness of geogrids in improving the resistance of shallow foundations in transparent soil, emphasizing the importance of optimizing embedment depth to maximize economic and technical benefits. These findings have the potential to guide foundation engineering practices, promoting more efficient and cost-effective solutions for construction projects. Further studies are recommended to explore the influence of different embedment geometries and materials with varying strength parameters, as well as the influence of test scale.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors extend their gratitude to the Federal University of Technology - Paraná, the Federal Institute of Rondônia, and the Federal University of Minas Gerais for their unwavering support and provision of resources during the course of this research endeavor.

REFERENCES

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013). NBR ISO 10319. *Geossintéticos – Ensaio de tração faixa larga*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020a). NBR 16843. *Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020b). NBR 16840. *Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.

Black, J. A. (2015). Centrifuge modelling with transparent soil and laser aided imaging. *Geotechnical Testing Journal*, 38 (5), p. 1-14.

Ezzein, F. M.; Bathurst, R. J. (2011). A transparent sand for geotechnical laboratory modelling. *Geotechnical Testing Journal*, 34 (6), p. 590-601.

Ezzein, F. M.; Bathurst, R. J. (2014). A new approach to evaluate soil-geosynthetic interaction using a novel pullout test apparatus and transparent granular soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 42 (3), p. 246-255.

Ferreira, J. A. Z.; Zornberg, J. G. (2015). A transparent pullout device for 3D evaluation of soil-geogrid interaction. *Geotechnical Testing Journal*, 38 (5), p. 686-707.

Hird, C. C.; Ni, Q.; Guymer, I. (2011). Physical modelling of deformations around piling augers in clay. *Geotechnique*, 61 (11), p. 993-999.

Iskander, M.; Liu, J. (2010). Spatial deformation measurement using transparent soil. *Geotechnical Testing Journal*, 33 (4), p. 1-8.

Nelsen, C. W. L. (2018). *Experimental evaluation of geocell reinforcement behavior using transparent soil techniques*. Master's Thesis, Science Engineering, The University of Texas at Austin, 170 p.

Ni, Q.; Hird, C. C.; Guymer, I. (2010). Physical modelling of pile penetration in clay using transparent soil and particle image velocimetry. *Géotechnique*, 60 (2), p. 121-132.

Pierozan, R. C.; Silva, R. da S. e; Silva, E. D. da; Antunes, E. H.; Romanel, C. (2023). Avaliação de estacas granulares encamisadas com geogrelha por meio da técnica dos solos transparentes. In: IX Congresso Brasileiro de Geossintéticos – Geossintéticos'23, Salvador. *Anais*... IGS-Brasil, v. 2, p. 124-131.

Stanier, S. A.; Black, J. A.; Hird, C. C. (2014). Modelling helical screw piles in soft clay and design implications. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 167 (5), p. 447-460.

Song, Z.; Hu, Y.; O'Loughlin, C.; Randolph, M. F. (2009). Loss in anchor embedment during plate anchor keying in clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135 (10), p. 1475-1485.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/595

Avaliação da condição não drenada liquefeita em rejeitos de mineração

Anderson Nascimento Milagres
Eng. Geotécnico, Fonntes Geotécnia, Belo Horizonte, Brasil, anderson.nascimento@fonntesgeotecnica.com

Gladys Hurtado Aquino
Eng. Geotécnica, Fonntes Geotécnia, Belo Horizonte, Brasil, gladys.hurtado@fonntesgeotecnica.com

Fernanda Sasdelli Figueiredo Sales
Eng. Geotécnica, Fonntes Geotécnia, Belo Horizonte, Brasil, fernanda.figueiredo@fonntesgeotécnica.com

Raphael Zanotti do Carmo
Eng. Geotécnico, Fonntes Geotécnia, Belo Horizonte, Brasil, raphael.carmo@fonntesgeotecnica.com

Michel Moreira Morandini Fontes
Eng. Geotécnico, Fonntes Geotécnia, Belo Horizonte, Brasil, michel@fonntesgeotecnica.com

RESUMO: A análise não drenada em solos é um método utilizado na geotecnia para avaliar o comportamento de solos saturados sob condições de carregamento rápido, onde não há tempo suficiente para a dissipação de pressões intersticiais. Se o solo estiver saturado e seu comportamento for contrátil, com base nas recomendações dadas por Olson (2009) e Robertson (2016), eles podem apresentar um amolecimento, ou seja, queda da sua resistência ao cisalhamento não drenada de pico para uma resistência não drenada liquefeita ou residual. Quanto mais contrátil o solo, maior será seu potencial para perda dessa resistência. De acordo com Robertson (2010), a liquefação pode ocorrer em qualquer solo contrátil e saturado ou próximo da saturação, tais como areias e siltes fofos e argilas muito sensíveis. Contudo, nem todo solo apresentaria perda da resistência não drenada (de pico) até alcançar uma resistência não drenada residual, a condição não drenada residual dos materiais contráteis deverá ser avaliada em conjunto com outros ensaios para comprovação do seu comportamento. Nesse contexto, o artigo se propõe a avaliar a condição não drenada, em especial a susceptibilidade à liquefação, de um rejeito de mineração, por meio sondagens CPTu associado à ensaios triaxiais não drenados CIU.

PALAVRAS CHAVES: contrátil, não drenada, CPTU, triaxial.

ABSTRACT: Undrained soil analysis is a method used in geotechnics to evaluate the behavior of saturated soils under conditions of rapid loading, where there is not enough time for pore pressure to dissipate. If the soil is saturated and its behavior is contractile, based on the recommendations given by prof. Olson (2009) and Robertson (2016), they may exhibit softening, that is, a drop from their peak undrained shear strength to a liquefied or residual undrained strength. The more contractile the soil, the greater its potential for loss of resistance. According to Robertson (2010), liquefaction can occur in any contractile and saturated soil or close to saturation, such as soft sands and silts and very sensitive clays. However, not all soil would show a loss of undrained resistance (peak) until reaching a residual undrained resistance, the residual undrained condition of the contractile materials must be evaluated in conjunction with other tests to prove their behavior. In this context, the article proposes to evaluate the undrained condition, in particular the susceptibility to liquefaction, of a mining tailing, using CPTu surveys associated with undrained CIU triaxial tests.

KEYWORDS: contractive, undrained, CPTU, triaxial.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação da condição não drenada do rejeito foi realizada mediante a caracterização do seu comportamento sob cisalhamento, isto é, se seu comportamento é contrátil ou dilatante, por meio de correlações com os ensaios CPTu e triaxiais realizados. Se o solo estiver saturado e seu comportamento for contrátil, com base nas recomendações dadas por Olson (2009) e Robertson (2016), eles podem apresentar um amolecimento, ou seja, queda da sua resistência ao cisalhamento não drenado de pico para uma resistência não drenada liquefeita ou residual. Quanto mais contrátil o solo, maior será seu potencial para perda dessa resistência.

Ressalta-se que, de acordo com Robertson (2016) a liquefação ocorre em materiais saturados ou quase saturados, sejam eles soltos e de nula coesão como as areias, bem como em argilas sensíveis de baixa plasticidade. Algumas argilas de alta plasticidade também podem apresentar amolecimento quando saturada e sob efeito de carregamento, no entanto, essa resposta é de maneira mais gradual. Nesse sentido, é importante sinalizar que esta caracterização de susceptibilidade à liquefação está integralmente ligada ao comportamento arenoso dos materiais de baixa densificação. Contudo, como sinalizado pelos dois autores, Olson e Robertson, solos com comportamento argiloso e contráteis também geram excessos de poropressão significativos que podem levar a queda da sua resistência ao cisalhamento não drenado, sendo sinalizados para este tipo de material outras áreas dentro dos gráficos para definição dessa condição e outras fórmulas para definição dos parâmetros não drenados residuais.

Contudo, a avaliação da condição não drenada por meio de ensaios CPTU permite a definição do comportamento do material, sendo ele contrátil ou dilatante. A confirmação da contratibilidade de um material não significa necessáriamente queda da sua resistência ao cisalhamento não drenada de pico para uma resistência não drenada liquefeita ou residual. Dessa forma, torna-se importante a avaliação conjunta das sondagens CPTu com os resultados externados por ensaios triaxiais não drenados CIU, uma vez que, por meio da avaliação da curva tensão – deformação e das trajetórias de tensão efetiva é possível identificar a susceptibilidade, ou não, de um material, sendo alvo deste estudo o rejeito de mineração.

2 DESENVOLVIMENTO

2.1 Avaliação da condição não drenada por meio de ensaios CPTU

Para avaliação do material do rejeito foram utilizados os ensaios CPTu, com base na aplicação das envoltórias propostas por Fear & Robertson (1995), conforme proposto por Olson (2009). A metodologia de Olson (2009) estabelece novos limites em relação às formulações de Fear & Robertson (1995), baseados na compressibilidade de materiais não coesivos, estabelecendo que materiais mais resistentes têm menor susceptibilidade à perda de resistência quando não drenado, se comparados com materiais mais contráteis para uma mesma tensão efetiva e valor de NSPT/qc1. Essa definição de maior ou menor compressibilidade é estabelecida como a inclinação da linha de estado crítico do material, avaliada em gráficos de índice de vazios x log na base 10 de tensões principais efetivas. Logo, está diretamente relacionada com a variação de índice de vazios, denotando melhor a característica contrátil/dilatante do material.

Ainda, os ensaios CPTu foram avaliados também pelo método proposto por Robertson (2016), que apresentou uma atualização do sistema de classificação de solos SBTn (*Soil Behavior Type*) proposto por Robertson (2009). Com o objetivo de apresentar uma classificação prática, o foco esteve na determinação de classes de comportamento e não na separação de materiais por características físicas. O autor utilizou uma classificação do comportamento *in situ* observado nos materiais analisados, apresentando os grupos de comportamento arenoso, transicional e argiloso. Em geral os materiais com comportamento arenoso não apresentam plasticidade, e podem ter comportamento não drenado em função da velocidade de aplicação do carregamento e do nível de tensões. De acordo com Robertson, materiais que apresentam comportamento argiloso tendem a dissipar poropressão mais lentamente sob condições não drenadas, quando comparado aos materiais de comportamento arenoso, ou seja, sua tensão efetiva sobre efeito de carregamento cíclico não chega a zero. Já os materiais transicionais são aqueles que podem apresentar comportamento variando entre o grupo arenoso e argiloso e é típico de materiais finos de baixa plasticidade, como siltes. Para estes últimos materiais

quando saturados, o recomendado por Robertson é, após definir o comportamento contrátil, avaliar a sua resistência não drenada pelas duas formulações, de areia e argila, e adotar a mais conservadora.

As Figura 1 e Figura 2 apresentam os resultados gráficos para avaliação da suscetibilidade à perda de resistência quando submetido a carregamento não drenado utilizando ensaios CPTu realizados em uma camada íntegra eme rejeitos de uma estrutura pelas metodologias de Olson (2009) e Robertson (2016) respectivamente.

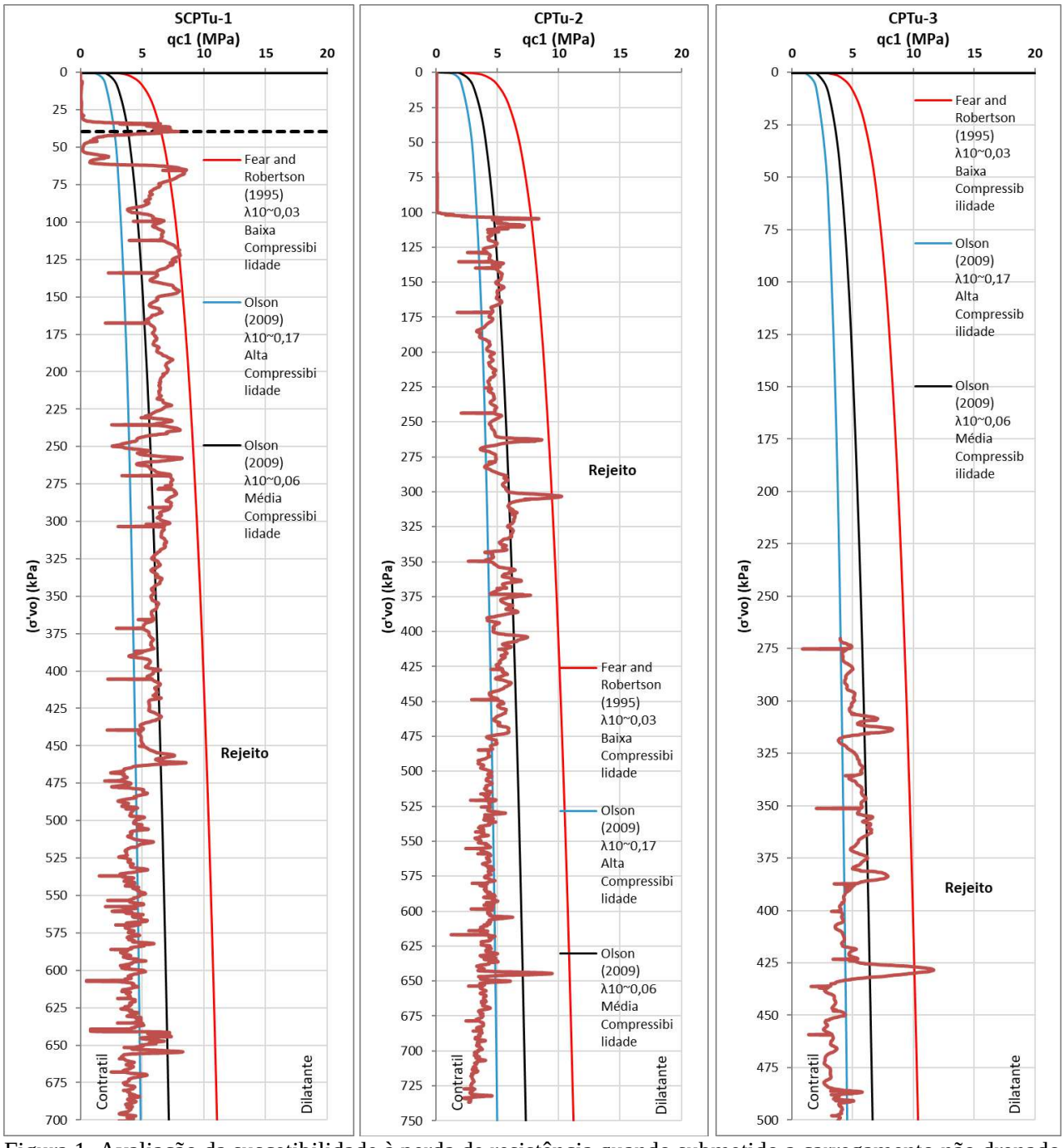


Figura 1. Avaliação da suscetibilidade à perda de resistência quando submetido a carregamento não drenado - Correlação com ensaios CPTu – Metodologia de Olson (2009)

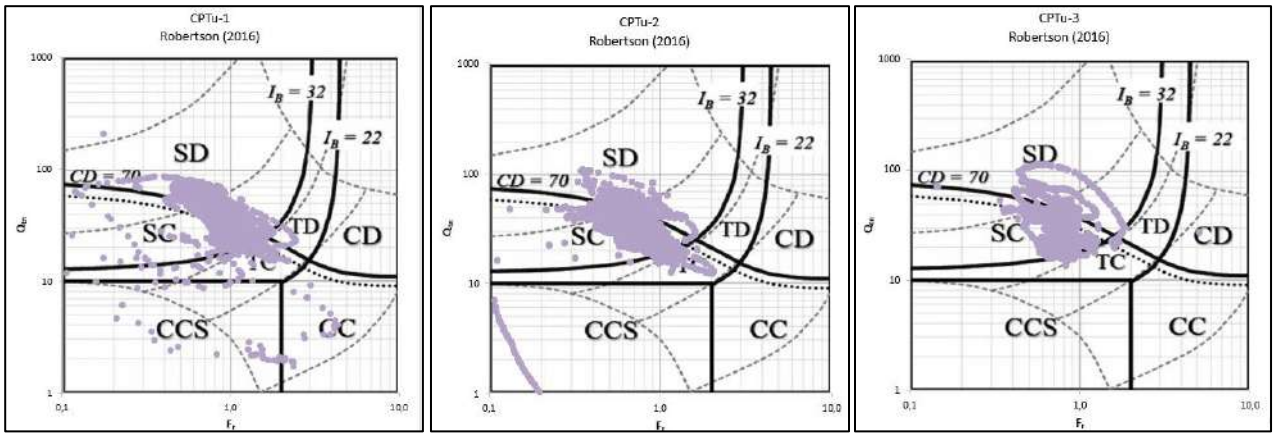


Figura 2. Avaliação da suscetibilidade à perda de resistência quando submetido a carregamento não drenado - Correlação com ensaios CPTu – Metodologia de Robertson (2016)

Na avaliação dos CPTu's apresentados, considerando a curva para materiais de baixa compressibilidade pela metodologia de Olson (2009), observa-se que o rejeito em estudo apresenta comportamento principalmente contrátil, mostrando queda da resistência de ponta, à medida que o nível de tensão aumenta, externando contratibilidade ainda maior. Ainda, o comportamento contrátil do rejeito reitera, quando observado o gráfico de Robertson (2016), ocupando, majotitariamente, a zona de comportamento arenoso contrátil.

2.2 Avaliação da condição não drenada por meio de ensaios triaxiais CIU

A avaliação do comportamento contrátil ou dilatante do rejeito por meio dos ensaios triaxiais, consiste na avaliação dos excessos de poropressão gerados durante o cisalhamento para diferentes níveis de tensões nos quais foi submetida a amostra durante o ensaio. Dessa forma, um material com comportamento contrátil apresenta elevados excessos de poropressão na ruptura e indica pouca ou nula dissipação após ruptura para determinado nível de tensão. Sendo assim, o material deverá ser modelado com parâmetros de resistência não drenada durante o carregamento no nível de tensão especificado. No caso contrário, rejeito com comportamento dilatante apresenta poropressão negativa para determinado nível de tensões; sendo assim, o material deverá ser modelado com parâmetros de resistência efetiva durante o carregamento no nível de tensão especificado.

Nos ensaios triaxiais, esse comportamento pode ser observado no gráfico de trajetórias de tensões efetivas p'-q em conjunto com a trajetória de tensões totais p-q, onde é possível observar a geração dos excessos de poropressão durante o carregamento e no cisalhamento. Geralmente, materiais dilatantes apresentam a trajetória de tensões p'-q para a direita da linha p-q. ou muito próximas no ponto de ruptura. Em contrapartida, materiais contráteis se comportam de maneira contrária ao descrito, apresentando a trajetória de tensões efetivas voltada para esquerda, representando o acréscimo de poropressão gerado.

A Figura 3 apresenta a curva de tensão-deformação que caracteriza um material com comportamento não drenado, onde é possível observar a passagem da resistência não drenada de pico para a residual. A resistência residual é atingida quando o solo passa para o seu estado crítico, as poropressões não são dissipadas, em consequência não há mais variação volumétrica. O amolecimente do material após atingir a resistência de pico classifica o comportamento *strain-softening.*

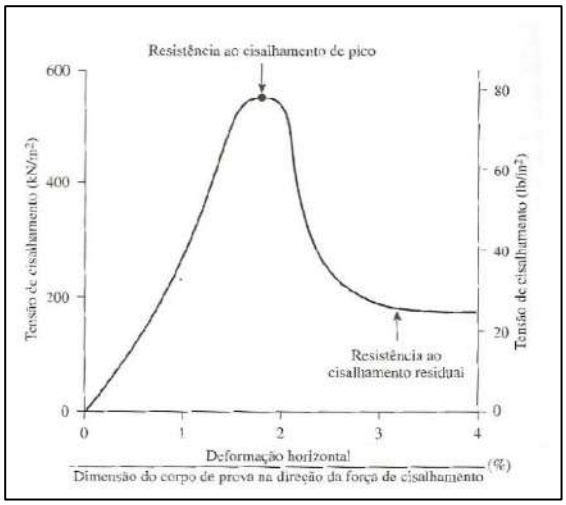


Figura 3. Curva tensão-deformação característica de solos com comportamento não drenado (DAS, 2006).

De acordo com o comportamento observado nas Figura 4 e Figura 5 das trajetórias de tensões p'-q e p-q, para as duas amostras de rejeito coletadas próximos do pontos onde foram realizados os ensaios CPTu e em diferentes profundidades, o rejeito demonstrou ser dilatante, gerando baixos excessos de poropressão e conseguindo dissipá-los após cisalhamento. Cabe mencionar que para tensão confinante de 1000 kPa, o material apresenta maiores acréscimo de poropressão mostrando-se sempre positiva ao longo do ensaio, a diferença dos outros corpos de prova ensaiados a menores tensões de confinamento onde a proropressão vira negativa próximo do ponto de ruptura (B). Ainda, é possível observar pela curva de tensão-deformação (A), que para todos os níveis de tensão confinante as amostras apontam um comportamento *strain-hardening*, sem amolecimento após a ruptura.

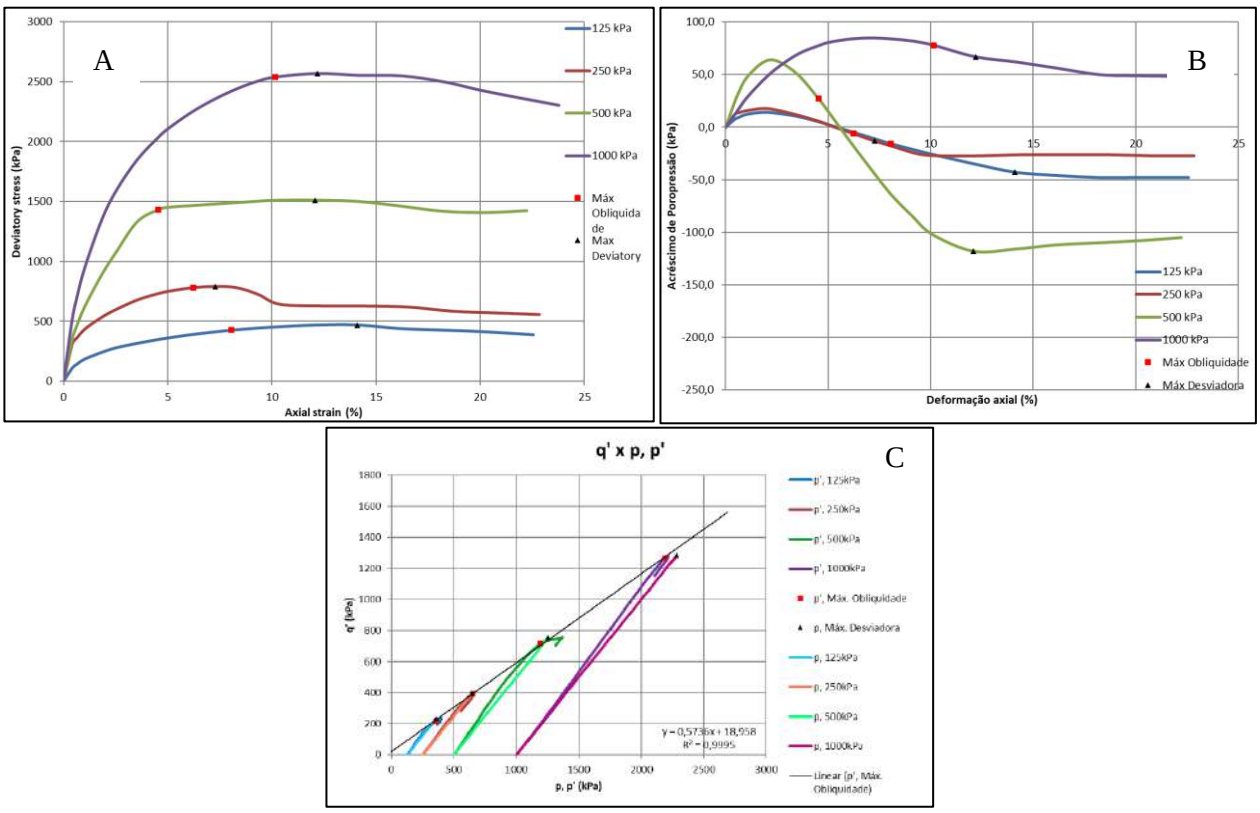


Figura 4. (A) Curva Tensão-deformação; (B) Acréscimo de poropressão x deformação; (C) trajetória de tensões q' x p, p' do rejeito – Amostra 1.

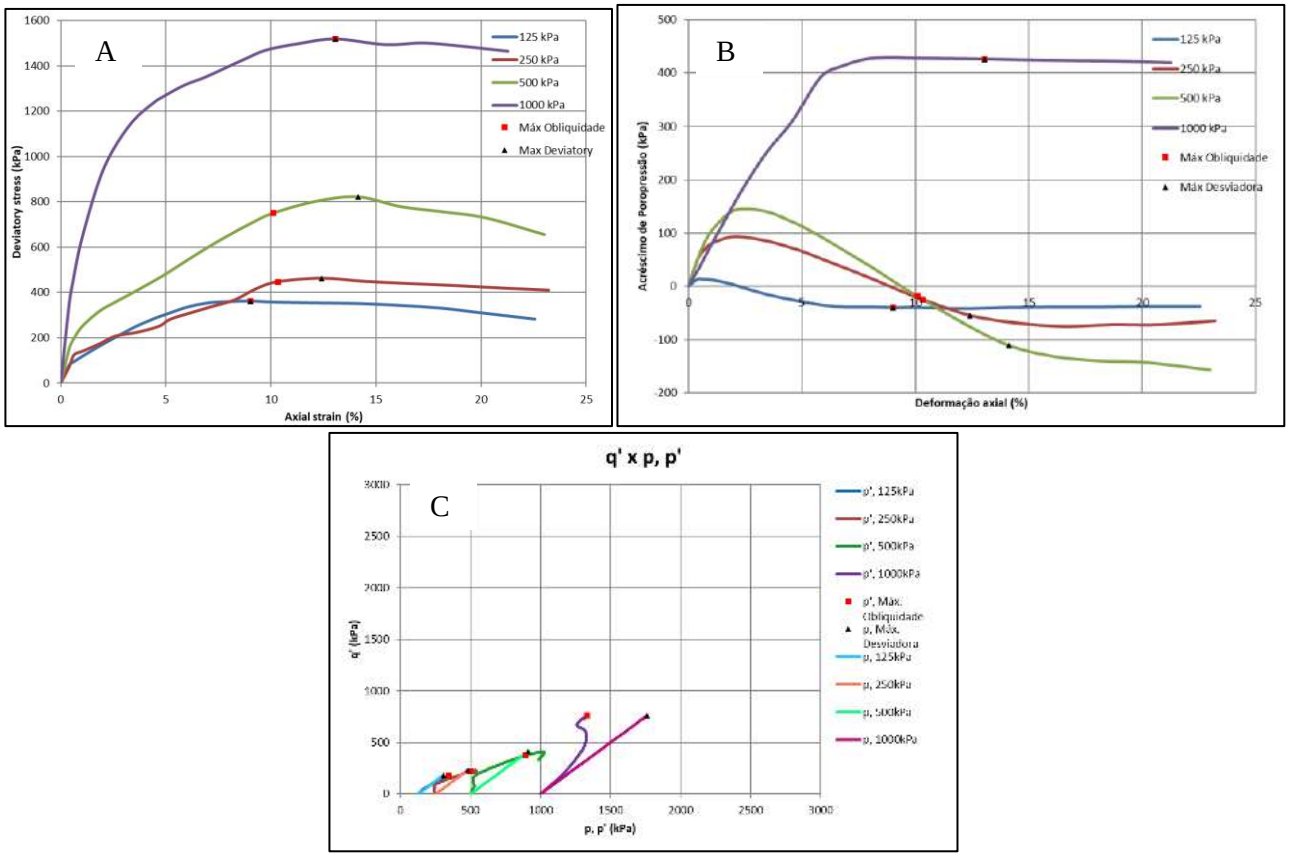


Figura 5. (A) Curva Tensão-deformação; (B) Acréscimo de poropressão x deformação; (C) trajetória de tensões q' x p, p' do rejeito – Amostra 2.

3 CONCLUSÃO

O rejeito em estudo apresenta comportamento contrátil quando observado os resultados externados pelas sondagens CPTu, onde também é possível observar que quanto maior o nível de tensão, menor é a resistência de ponta e maior a contratibilidade do solo. No entanto, a identificação do comportamento contrátil do rejeito não é suficiente para classificá-lo como susceptível a liquefação. Dessa forma, é importante a associação à outros ensaios, como os triaxiais, onde seja possível identificar, ou não, a susceptibilidade do material a condição não drenada residual.

O comportamento tensão deformação e as trajetória das tensões totais e efetivas dos ensaios triaxiais mostraram que o rejeito para baixo nível de tensão apresenta comportamento majoritariamente dilatante. Ainda, não foi identificado, por meio da curva de tensão-deformação, queda da resistência não drenada de pico para resistência não drenada residual (*strain-softening*) para deformações de até 20%, observando estabilização da curva após ruptura. No que tange à análise das trajetórias de tensões totais e efetivas, as trajetórias efetivas apesar de estarem levemente voltadas para esquerda das trajetórias totais, estas viram para o lado direito após ou próximo do ponto de ruptura, indicando a dissipação dos poucos acréscimos de poropressões positivas, reiterando a distância do rejeito.

Em contrapartida, para o nível de tensão de 1000 kPa, apesar de mostrar poropressão positiva durante todo o ensaio, estas são baixas quando se comparando com o nível de tensão a que foi submetida, apresentando ainda, dissipação para maiores deformações. Dessa forma, uma condição não drenada poderá existir para esses níveis de tensões, contudo, hesita-se que um fenômeno de liquefação possa acontecer.

Por fim, conclui-se que, para o rejeito estudado esse apresenta comportamento contrátil para determinada profundidade, aumentando a susceptibilidade à medida que o nível de tensão aumenta. No entanto, quando associado os ensaios CPTu's com os ensaios triaxiais não é identificado comportamento *strain-softening* do rejeito. Sendo assim, em modelagens numéricas em projetos geotécnicos apenas a consideração da resistência residual de pico do rejeito é suficiente para níveis de tensões elevadas.

De forma geral, é importante a avaliação conjunta de ensaios de campo com ensaios de laboratório, bem como caracterização geral, para determinação do comportamento do material. Apenas a identificação da contratibilidade de um material não é suficiente para classificação deste como susceptível à liquefação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DAS, B. M., (2006). *Fundamentos da Engenharia Geotécnica*, Ed. Thomson Learning, 6ª edição, São Paulo, SP, Brasil.

FEAR, C.E. & ROBERTSON, P.K (1995). Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, 859-870.

OLSON, S. M. (2009) Strength ratio approach for liquefaction analysis of tailings dams. In: *Proceedings of the 57th Annual Geotechnical Engineering Conference*. Minneapolis, Minnesota, USA.

ROBERTSON, P. K. (2009) Interpretation of cone penetration tests—a unified approach. *Canadian geotechnical journal*, v. 46, n. 11, p. 1337-1355.

ROBERTSON, P. K. (2010) Avaliação da liquefação de fluxo e resistência liquefeita usando o teste de penetração do cone. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 136, n. 6, pág. 842-853.

ROBERTSON, P. K. (2016) *Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system - an update*, NRC Research Press, Julho.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/596

Avaliação da Condição Não Drenada Liquefeita em Solos Residuais Maduros

Emily Cristina da Silva, Engenheira Geotécnica, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, emily.cristina@fonntesgeotecnica.com

Gladys Celia Hurtado Aquino Engenheira Geotécnica, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, gladys.hurtado@fonntesgeotecnica.com

Rodrigo Pereira de Almeida, Engenheiro Geotécnico, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, rodrigo.almeida@fonntesgeotecnica.com

Henrique Lomasso Perche Costa, Engenheiro Geotécnico, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, henrique.lomasso@fonntesgeotecnica.com

Michel Moreira Morandini Fontes, Sócio Diretor, Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, michel@fonntesgeotecnica.com

RESUMO: A análise não drenada em solos é um método utilizado na geotecnia para avaliar o comportamento de solos saturados sob condições de carregamento rápido, onde não há tempo suficiente para a dissipação dos excessos de pressões intersticiais. Esse tipo de análise assume que a capacidade de drenagem do solo é inferior à velocidade do carregamento, dessa maneira a água presente nos vazios do solo não sai a tempo. Isso gera poropressões que reduzem o contato entre as partículas dos solos, reduzindo assim sua resistência aos esforços de cisalhamento. Se o solo estiver saturado e seu comportamento for contrátil, eles podem apresentar um amolecimento, ou seja, queda da sua resistência ao cisalhamento não drenada de pico para uma resistência não drenada liquefeita ou residual. Quanto mais contrátil o solo, maior será seu potencial para perda dessa resistência. Em situações não drenadas, como em casos de carregamentos sísmicos, construção de aterros rápidos ou fundações de estruturas, a análise não drenada se torna crucial para compreender a estabilidade do solo. Nesse contexto, destaca-se a análise liquefeita em solos, um fenômeno em que um solo saturado perde temporariamente sua capacidade de suporte devido ao aumento das pressões intersticiais durante carregamentos cíclicos ou estáticos. A liquefação pode ocorrer em qualquer solo contrátil e saturado ou próximo da saturação, tais como areias e siltes fofos e argilas muito sensíveis. Contudo, nem todo solo apresentaria perda da resistência não drenada (de pico) até alcançar uma resistência não drenada residual, a condição não drenada residual dos materiais contráteis deverá ser avaliada em conjunto com outros ensaios nesses materiais para comprovação de tal comportamento. Nesse contexto, o artigo se propõe avaliar a condição não drenada, em especial a suscetibilidade a liquefação de solos residuais maduros, por meio de ensaios triaxiais associados a ensaios CPTu (Cone Penetration Test with measure of pore pressure). O estudo propõe a avaliação por diversos autores em função dos solos residuais maduros originados em região tropical serão avaliados em relação ao seu comportamento não drenado aos esforços de cisalhamento.

PALAVRAS-CHAVE: Liquefação, Solos Residuais, CPTu, Mineração, Triaxial.

ABSTRACT: Undrained soil analysis is a method used in geotechnics to evaluate the behavior of saturated soils under conditions of rapid loading, where there is not enough time for excess pore pressure to dissipate. This type of analysis assumes that the soil's drainage capacity is lower than the loading speed, meaning that the water present in the soil voids does not escape in time. This generates pore pressures that reduce contact between soil particles, thus reducing their resistance to shear stress. If the soil is saturated and its behavior is contractile, they may exhibit softening, that is, a drop from their peak undrained shear strength to a liquefied or residual undrained strength. The more contractile the soil, the greater its potential for loss of resistance. In undrained situations, such as seismic loading, construction of rapid embankments or foundations of structures,

undrained analysis becomes crucial to understanding soil stability. In this context, liquefied soil analysis stands out, a phenomenon in which a saturated soil temporarily loses its bearing capacity due to increased pore pressures during cyclic or static loading. Liquefaction can occur in any contractile and saturated soil or close to saturation, such as soft sands and silts and very sensitive clays. However, not all soil would show a loss of undrained resistance (peak) until reaching a residual undrained resistance, the residual undrained condition of the contractile materials must be evaluated in conjunction with other tests on these materials to prove such behavior. In this context, the article proposes to evaluate the undrained condition, in particular the susceptibility to liquefaction of mature residual soils, through triaxial tests associated with CPTu tests (Cone Penetration Test with measurement of pore pressure). The study proposes evaluation by different authors of mature residual soils originating in tropical regions will be evaluated in relation to their undrained behavior under shear stresses.

KEYWORDS: Liquefaction, Residual Soils, CPTu, Mining, Triaxial.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação da condição não drenada de materiais de fundação, nesse caso o Solo Residual Maduro originados de regiões tropicais, será realizada mediante a caracterização do seu comportamento sob cisalhamento, isto é, se seu comportamento é contrátil ou dilatante, por meio de correlações com os ensaios CPTU, SPT, triaxiais e ensaios de caracterização realizados nas campanhas de investigação da estrutura. Se o solo estiver saturado e seu comportamento for contrátil, com base nas recomendações dadas por Olson (2009) e Robertson (2016), eles podem apresentar um amolecimento, ou seja, queda da sua resistência ao cisalhamento não drenado de pico para uma resistência não drenada liquefeita ou residual. Quanto mais contrátil o solo, maior será seu potencial para perda dessa resistência.

Ressalta-se que, de acordo com Robertson (2016) a liquefação ocorre em materiais saturados ou quase saturados, sejam eles soltos, de nula coesão como as areias, bem como em argilas sensíveis de baixa plasticidade. Algumas argilas de alta plasticidade também podem apresentar amolecimento quando saturada e sob efeito de carregamento, no entanto, essa resposta é de maneira mais gradual. Nesse sentido, é importante sinalizar que esta caracterização de susceptibilidade à liquefação está integralmente ligada ao comportamento arenoso dos materiais – *sand like* de baixa densificação. Contudo, como sinalizado pelos dois autores, Olson e Robertson, solos com comportamento argiloso – *clay like* e contráteis também geram excessos de poropressão significativos que podem levar a queda da sua resistência ao cisalhamento não drenado, sendo sinalizados para este tipo de material outras áreas dentro dos gráficos para definição dessa condição e outras fórmulas para definição dos parâmetros não drenados residuais.

Contudo, a avaliação da condição não drenada por meio de ensaios CPTU permite a definição do comportamento do material, sendo ele contrátil ou dilatante. A confirmação da contratibilidade de um material, amolecimento, não significa necessariamente queda da sua resistência ao cisalhamento não drenada de pico para uma resistência não drenada liquefeita ou residual. Dessa forma, torna-se importante a avaliação conjunta dos ensaios de campo, como por exemplo o CPTu com os resultados externados por ensaios de laboratório como ensaios de caracterização e dos triaxiais não drenados CIU uma vez que, por meio da avaliação das trajetórias de tensão é possível identificar a susceptibilidade, ou não, de um material.

2 DESENVOLVIMENTO

2.1 Avaliação da condição não drenada por meio de ensaios CPTU

Para avaliação do material de solo residual maduro foram utilizados os ensaios CPTu, com base na aplicação das envoltórias propostas por Fear e Robertson (1995), conforme proposto por Olson (2009). A metodologia de Olson (2009) estabelece novos limites em relação às formulações de Fear e Robertson (1995), baseados na compressibilidade de materiais não coesivos, estabelecendo que materiais mais resistentes têm menor susceptibilidade a perda de resistência quando não drenado, se comparados com materiais mais contráteis para uma mesma tensão efetiva e valor de NSPT/qc1.

Ainda, os ensaios CPTu foram avaliados também pelo método proposto por Robertson em 2016, que apresentou uma atualização do sistema de classificação de solos SBTn (Soil Behavior Type) proposto por Robertson (2009). Com o objetivo de apresentar uma classificação prática, o foco esteve na determinação de

classes de comportamento e não na separação de materiais por características físicas. O autor utilizou uma classificação do comportamento in situ observado nos materiais analisados, apresentando os grupos de comportamento *sand-like*, *transicional* e *clay-like*.

O critério de estado é um importante identificador de suscetibilidade à liquefação, devido a que esta suscetibilidade depende fortemente do estado inicial do solo. Grande progresso no entendimento deste fenômeno deve-se principalmente ao avanço desta metodologia que vem desde o pioneiro Casagrande (1936) como o "índice do estado crítico", Ishihara et al. (1975) com "a linha de transformação de fase"; Castro e Poulos (1977), Poulos (1981) com "o estado permanente de deformação" até Been & Jefferies (1987) e Jefferies & Been (2016) com "os parâmetros de estado".

A Figura 1 apresenta os resultados gráficos para avaliação da suscetibilidade à perda de resistência quando submetido a carregamento não drenado pelas metodologias de Robertson (2016), Jefferies & Been (2016) e Olson (2009) respectivamente.

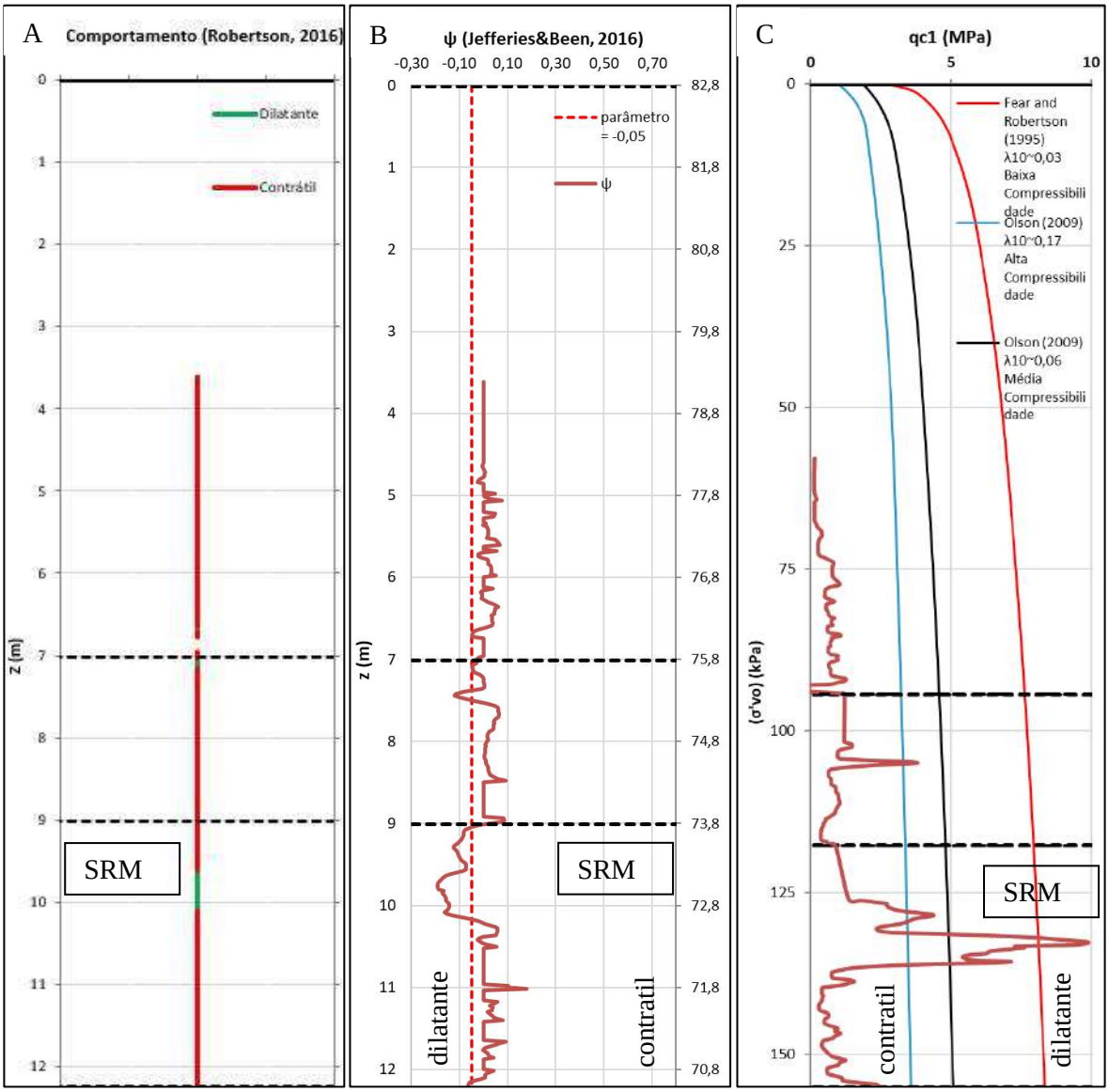


Figura 1. Avaliação da suscetibilidade à perda de resistência quando submetido a carregamento não drenado - Correlação com ensaios CPTu. (A) Robertson, 2016. (B) Jefferies & Been, 2016. (C) Olson, 2009.

Na avaliação dos CPTu apresentados, considerando as três metodologias citadas, o Solo Residual Maduro (SRM) apresenta comportamento majoritariamente contrátil.

2.2 Avaliação da condição não drenada por meio de ensaios de caracterização

Conforme resultados apresentados na Tabela 1, o solo residual foi caracterizado principalmente como areia silto argilosa com pedregulhos, exceto a amostra coletada na barragem A-1 que foi caracterizada como areia silto argilosa variando até argila areno siltosa. Os resultados dos limites de plasticidade, indicaram que o Solo Residual Maduro apresenta comportamento de argila de baixa plasticidade e silte de alta plasticidade.

Esses resultados serviram de base para avaliação da susceptibilidade à liquefação, adotando o critério definido por Perlea et al. (1999), onde indica que para um solo ser suscetível à liquefação deve apresentar fração de finos (< 0,005 mm) < 20% e índice de plasticidade (IP) ≤ 13%. Sendo assim, os resultados indicaram que o SRM não é susceptível à liquefação, com exceção da amostra 02.

Ainda, Perlea indica um gráfico de correlação do limite de liquidez (LL) com a umidade natural do solo para verificação das condições de saturação na susceptibilidade à liquefação. Esse gráfico é apresentado na Figura 2, plotando os resultados dos ensaios obtidos, voltando a confirmar a não susceptibilidade à liquefação, novamente com exceção da amostra 02.

Tabela 1. Granulometria do Solo Residual Maduro

Amostra	Argila (%)	< 0,005mm (%)	Silte (%)	Areia (%)			Pedregulho (%)
				Fina	Média	Grossa	
01	41,0	46,0	25,0	8,0	7,0	13,0	6,0
02	7,2	8,7	33,7	13,6	9,1	8,1	28,3
03	14,9	31,0	29,3	11,7	11,6	22,1	10,5

Tabela 2. Limites de Plasticidade e Umidade Natural (%)

Amostra	LL	LP	IP	W
01	55	32	23	11
02	28	18	10	30
03	39	22	17	19

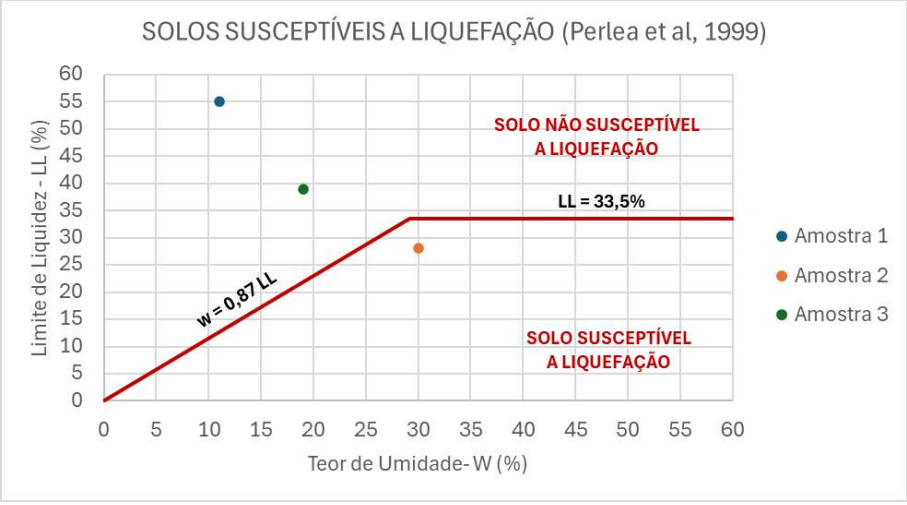


Figura 2. Influência da plasticidade na liquefação dos solos finos (Perlea et al., 1999)

2.3 Avaliação da condição não drenada por meio de ensaios triaxiais CIU

A avaliação do comportamento contrátil ou dilatante por meio dos ensaios triaxiais, consiste na avaliação dos excessos de poropressão gerados durante o cisalhamento para diferentes níveis de tensões nos quais foi submetida a amostra durante o ensaio. Dessa forma, um material com comportamento contrátil apresenta elevados excessos de poropressão na ruptura e indica pouca ou nula dissipação após ruptura para determinado nível de tensão. Sendo assim, o material deverá ser modelado com parâmetros de resistência não drenada durante o carregamento no nível de tensão especificado. No caso contrário, material com comportamento dilatante apresenta poropressão negativa para determinado nível de tensões; sendo assim, o

material deverá ser modelado com parâmetros de resistência drenada durante o carregamento no nível de tensão especificado.

Nos ensaios triaxiais, esse comportamento pode ser observado no gráfico de trajetórias de tensões efetivas p'-q em conjunto com a trajetória de tensões totais p-q, onde é possível observar a geração dos excessos de poropressão durante o carregamento e no cisalhamento. Geralmente, materiais dilatantes apresentam a trajetória de tensões p'-q para a direita da linha p-q. ou muito próximas no ponto de ruptura. Em contrapartida, materiais contráteis se comportam de maneira contrária ao descrito, apresentando a trajetória de tensões efetivas voltada para esquerda, representando o acréscimo de poropressão gerado.

De acordo com o comportamento observado nas Figura 3, Figura 4 e Figura 5 das trajetórias de tensões p'-q e p-q, para as três amostras ensaiadas, o SRM demonstrou ser dilatante até 200 kPa, gerando baixos excessos de poropressão e conseguindo dissipá-los após cisalhamento. Cabe mencionar que para tensão confinante de 400 kPa e 600 kPa, o material apresenta comportamento contrátil, exibindo maiores acréscimo de poropressão e trajetória de tensões efetivas voltada para esquerda da trajetória total. Ainda, é possível observar pela curva de tensão-deformação (A), que para todos os níveis de tensão, exceto 600 kPa, as amostras apontam um comportamento *strain-hardening*, sem amolecimento após a ruptura. Para 600 kPa de nível de tensões, o material apresenta comportamento *strain-softening*, com amolecimente do material após atingir a resistência de pico.

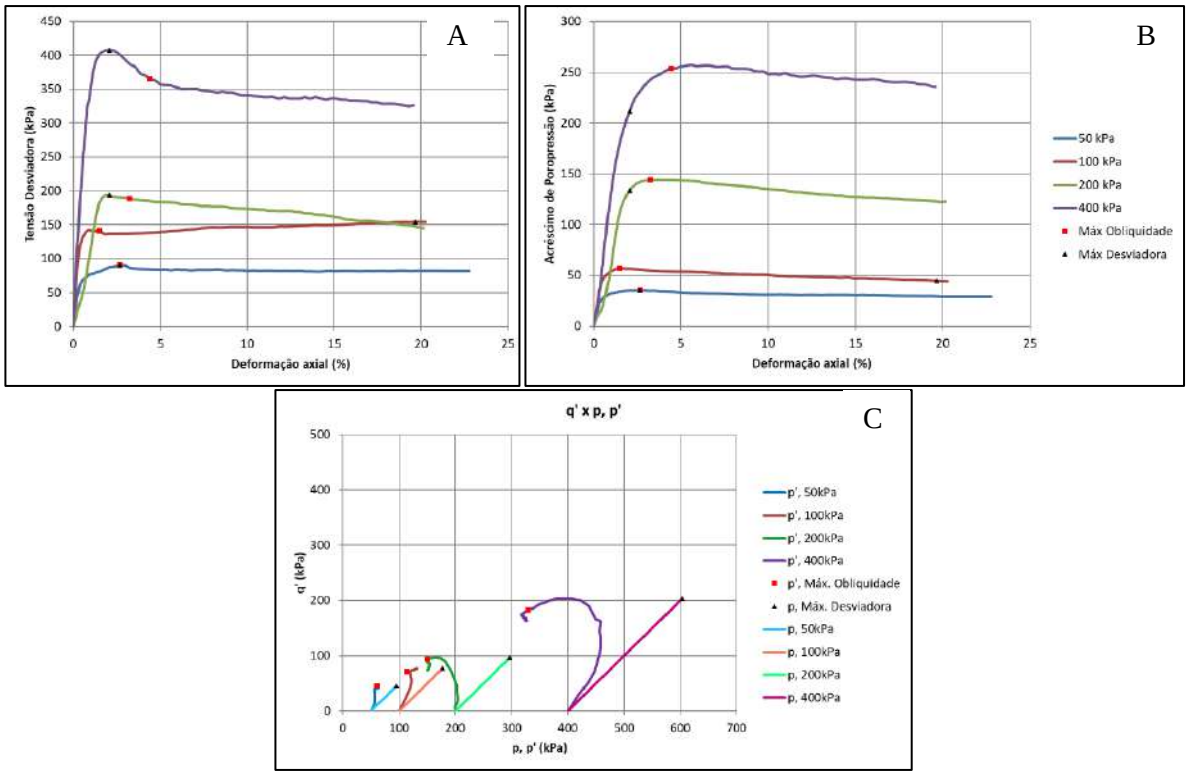


Figura 3. (A) Curva Tensão-deformação; (B) Acréscimo de poropressão x deformação; (C) trajetória de tensões q' x p, p' - Amostra 01

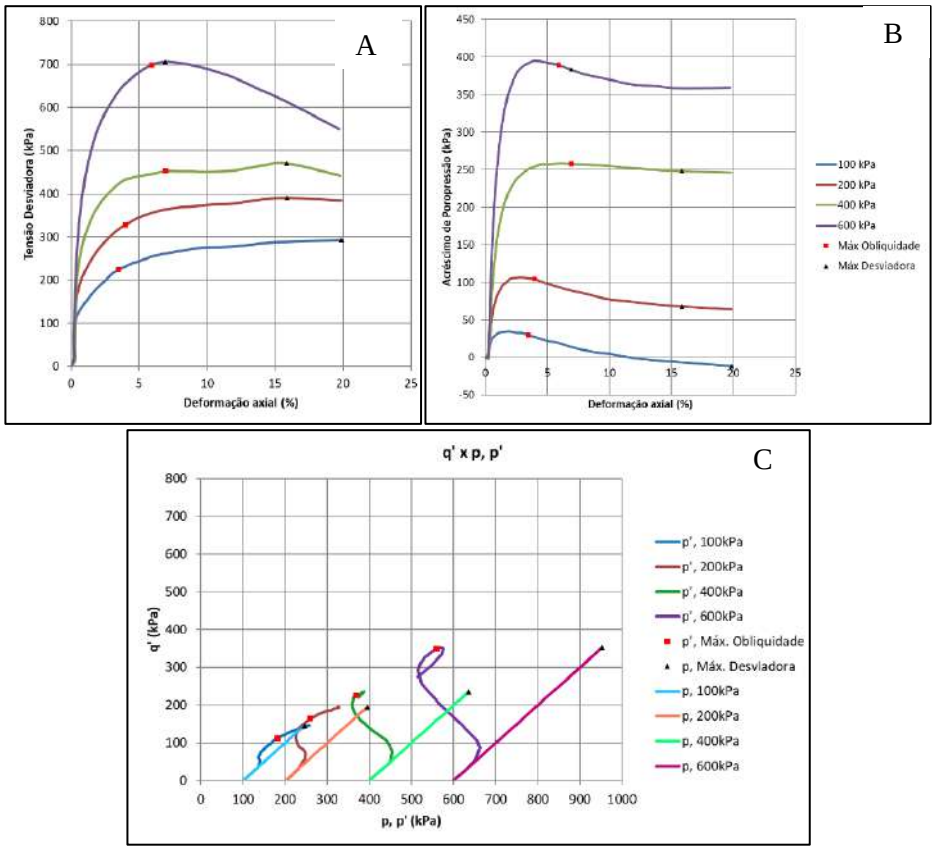


Figura 4. (A) Curva Tensão-deformação; (B) Acréscimo de poropressão x deformação; (C) trajetória de tensões q' x p, p' - Amostra 02

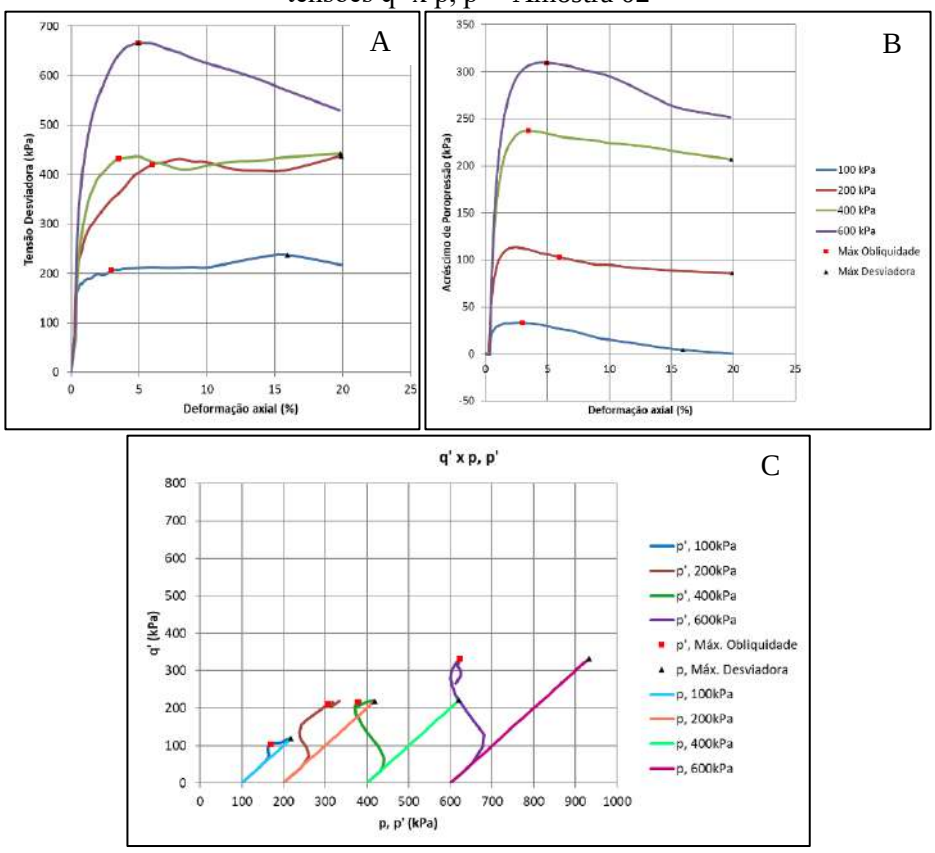


Figura 5. (A) Curva Tensão-deformação; (B) Acréscimo de poropressão x deformação; (C) trajetória de tensões q' x p, p' - Amostra 03

3 CONCLUSÃO

O solo residual maduro em estudo apresenta comportamento contrátil quando observado os resultados externados pelo CPTu. No entanto, a identificação do comportamento contrátil não é suficiente para classificá-lo como susceptível a liquefação. Dessa forma, é importante a associação à outros ensaios, como os ensaios de caracterização e triaxiais, onde seja possível identificar, ou não, a susceptibilidade do material a condição não drenada residual.

Conforme ensaios de caracterização, adotando o critério definido por Perlea et al. 1999, o SRM apresenta não ser um solo suscetível à liquefação por apresentar fração de finos (< 0,005 mm) > 20% e índice de plasticidade (IP) ≥ 13%. Sendo assim, os resultados indicaram que o SRM não é susceptível à liquefação, com exceção da amostra 02. Ainda de acordo com Perlea et al. 1999, pelo gráfico de correlação do limite de liquidez (LL) com a umidade natural do solo para verificação das condições de saturação na susceptibilidade à liquefação, plotando os resultados dos ensaios obtidos, voltando a confirmar a não susceptibilidade à liquefação, novamente com exceção da amostra 02.

O comportamento tensão deformação e as trajetória das tensões totais e efetivas dos ensaios triaxiais mostraram que o rejeito para baixo nível de tensão apresenta comportamento majoritariamente dilatante. Ainda, não foi identificado, por meio da curva de tensão-deformação, queda da resistência não drenada de pico para resistência não drenada residual (*strain-softening*), observando estabilização da curva após ruptura. No que tange à análise das trajetórias de tensões totais e efetivas, as trajetórias efetivas estão voltadas para direita das trajetórias totais, reiterando a dilatância do material para baixos níveis de tensão. Em contrapartida, para o nível de tensão de 400 kPa e 600 kPa, apresenta trajetória efetiva voltada para esquerda da trajetória total, comportamento esse característico de materiais contráteis. Para 600 kPa de nível de tensões, o material apresenta comportamento *strain-softening*, com amolecimento do material após atingir a resistência de pico. Dessa forma, é importante que se avalie o nível de tensão e deformação que ocorrerá a ruptura desse material, bem como as condições *in situ* que estão submetidos, para assim determinar como deverá ser considerado seu comportamento.

De forma geral, é importante a avaliação conjunta de ensaios de campo com ensaios de laboratório, bem como caracterização geral, para determinação do comportamento do material. Apenas a identificação da contratibilidade de um material não é suficiente para classificação deste como susceptível à liquefação.

4 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BEEN, K & JEFFERIES, M.G., CROOKS, J.H.A., and ROTHENBURG, L. (1987). “The cone penetration test in sands: part II, general inference of state.” *Geotechnique* 37(3), 285-299.

CASAGRANDE, A. (1936). “The Determination of the Pre-Consolidation Load and Its Practical Significance,” *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics*, Harvard, Vol. 3.

CASTRO, G. & POULOS, S.J. (1997). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(GT6), 501-516.

FEAR, C.E. & ROBERTSON, P.K. (1995). Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, p. 859-870.

ISHIHARA, K. TATSUOKA, F, AND YASUDA, S (1975). “Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses” *Soils and Foundations*, 15 p. 29-44.

JEFFERIES, M.G & BEEN, K. (2016). *Soil liquefaction: a critical state approach*, 2nd edition · Volume 75, article number 1014.

OLSON, S. M. (2009). Strength ratio approach for liquefaction analysis of tailings dams. In: *Proceedings of the 57th Annual Geotechnical Engineering Conference*. Minneapolis, Minnesota, USA.

PERLEA, V.G, KOESTER, J.P. AND PRAKASH, S. (1999). “How liquefiable are Cohesive Soils?” Proc. *Second Int Conf on Earthquake Geotechnical Engg*., Lisbon, Portugal, Vol. 2, 611-618.

POULOS, S.J. (1981) The Steady State of Deformation. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 17, 553-562.

ROBERTSON, P. K. (2009). Interpretation of cone penetration tests—a unified approach. *Canadian geotechnical journal*, v. 46, n. 11, p. 1337-1355, 2009.

ROBERTSON, P. K. (2016). *Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system - an update*, NRC Research Press.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/597

Avaliação da Granulometria de Materiais de Filtros para Rejeito de Mineração

Ana Clara Ceschim Perim 1
Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, ana.perim@ufv.br

Bruno Pereira de Queiroz 2
Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, bruno.queiroz@ufv.br

Rejane Nascentes 3
Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, rejane.nascentes@ufv.br

Roberto Lopes Ferraz 4
Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, rlferraz@ufv.br

RESUMO: A drenagem de uma obra de terra é essencial para controlar o alívio de tensões de um maciço. Sua eficiência depende da determinação do material filtro utilizado, de modo a atender o dimensionamento granulométrico, que é calculado com base em critérios de permeabilidade e retenção. Considerando dois materiais filtros, sendo um deles uma areia natural com mais de 90% de fração arenosa e o outro uma areia grossa com quase 60% de areia, e um material base, sendo um rejeito com alta porcentagem constituinte de silte, o presente trabalho estuda a diferença de comportamento de percolação da água quando associados, permitindo assim a análise do carreamento de partículas para o interior do filtro e consequente compreensão do surgimento ou não de uma zona de auto filtragem, da colmatação dos finos, e da infiltração de partículas. A discussão principal deste estudo se fez através da realização de um ensaio de percolação do material base em contato direto com material filtro, onde além dos dados de vazão recolhidos, o fluido de saída foi ensaiado para medir as partículas em suspensão carreadas com o escoamento. A análise do comportamento drenante utilizando diferentes granulometrias permitiu considerar mais adequada a utilização da areia natural como material filtro constituinte da drenagem de uma obra de terra com esse rejeito de mineração. Utilizando a areia grossa como material filtro, a análise do carreamento de partículas pelo interior da areia grossa através do ensaio de sólidos totais apresenta resultados quantitativos significativos que, junto aos dados mineralógicos, indicam a presença de hematita que não existia na mineralogia individual das areias antes de submetidas à percolação em contato com rejeito.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem de rejeitos, Drenagem, Carreamento de partículas, Filtros em barragens.

ABSTRACT: The drainage of an earthwork is essential to control the stress relief of a massif. Its efficiency depends on the determination of the filter material used in order to meet the particle size dimensioning calculated based on permeability and retention criteria. Considering two filter materials, one of them a natural sand with more than 90% of sandy fraction and the other a coarse sand with almost 60% of sand, and the base material being a waste with a high percentage of silt, the present work studies the difference in water percolation behavior when associated, thus allowing the analysis of the carriage of particles into the filter and consequent understanding of the emergence or not of a self-filtering zone, the clogging of the fines, and the infiltration of particles. The main discussion of this study was made possible by performing a percolation test of the base material in contact with filter material where in addition to the collected flow data, the outlet fluid was tested to measure the suspended particles carried with the flow. The analysis of the draining behavior using different granulometries allowed us to consider more appropriate the use of natural sand as a filter material constituting a drainage of earthworks with this mining tailings. Using coarse sand as a filter material, the analysis of the carriage of particles within the coarse sand through the total solids test presents significant quantitative results that, together with the mineralogical data, indicate the presence of hematite that did not exist in the individual mineralogy of the sands before being subjected to percolation in contact with tailings.

KEYWORDS: Tailing Dam, Drainage, Particle transportation, Dam Filters.

1 INTRODUÇÃO

Em busca de exercer uma mineração responsável, o IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração divulgou em 02 de setembro de 2019 uma Carta Compromisso Perante a Sociedade enfatizando os desafios e incentivos relacionados as atividades mineradoras, que atualmente ainda geram uma grande quantidade de resíduos. Os rejeitos tratam-se de produtos dos processos de beneficiamento do minério. Usualmente são depostos em pilhas, e consideram os dimensionamentos e premissas das obras de terra, incluindo a utilização de drenagem, para garantir o grau de segurança dos projetos que o utilizam. Entretanto, por se tratar de um material de origem fabricada, não pode ser classificado como solo, permitindo o questionamento se a utilização dos critérios de Terzaghi no dimensionamento do material filtro seria a mais adequada.

Os sistemas de drenagem constituem a principal defesa contra fluxos concentrados e preferenciais. Nas barragens homogêneas, além do controle do fluxo, eles são importantes para a estabilidade do espaldar de jusante, já que abatendo a linha freática, anulam-se os efeitos das poropressões de percolação em praticamente toda a região a jusante do eixo da barragem. Além deste benefício, a drenagem regulariza a saída do fluxo, tanto da própria barragem como da fundação, atenuando as pressões e disciplinando seu escoamento para jusante da barragem. Nas fundações muito permeáveis ou com feições preferenciais de fluxo, a drenagem é o elemento que proporciona o controle efetivo das pressões de saída d'água (Silva, 2016).

Para que um projeto geotécnico seja dimensionado e executado com excelência, é necessária uma drenagem eficiente e segura. O dreno que possui um filtro bem dimensionado e um bom canal de direcionamento de fluxo consegue controlar as tensões do maciço, sendo parte essencial do bom funcionamento e desempenho de uma estrutura de contenção de terra. Esta garantia advém da compreensão dos mecanismos de filtragem e dos critérios de dimensionamento difundidos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A escolha dos materiais a serem utilizados nesta pesquisa considerou o rejeito como material base, ou seja, material a ser protegido, devido a presença frequente do rejeito no meio da mineração, e duas areias com granulometrias diferentes como material filtro. Quanto à origem dos materiais, o rejeito de extração de minério de ferro foi cedido pela mineradora CSN - Companhia Siderúrgica Nacional, através de uma parceria de pesquisa entre a empresa e a UFV – Universidade Federal de Viçosa. Os ativos da CSN Mineração encontram-se no Quadrilátero Ferrífero do estado de MG - Minas Gerais. A areia, comercializada como média, foi adquirida na cidade de Viçosa / MG. A primeira variante do material filtro selecionada foi a areia natural, diretamente como é fornecida. O segundo material filtro selecionado foi a areia grossa, obtida através da correção granulométrica com peneiramento, utilizando a porção passante na peneira de 4,75 mm e retida na peneira de 1,18 mm, podendo então ser caracterizada como areia grossa mal graduada (Figura 1).

Figura 1. Fotos do material base, rejeito, e dos materiais filtro, areia natural e areia grossa.

Na primeira etapa da pesquisa foram realizados ensaios de carcterização, realizados no LEC - Laboratório de Engenharia Civil da UFV Campus Viçosa, sendo eles, ensaio de compactação segundo NBR – Norma Brasileira 7182 (2020), ensaio de granulometria segundo NBR 7181 (2017) e ensaio de massa específica dos sólidos segundo NBR 6458 (2017). O fluxograma na Figura 2 ilustra as etapas da metodologia adotada. A segunda etapa engloba os ensaios dedeterminação dos coeficientes de permeabilidade com carga constante, utilizando o difundido por Caneschi (2012) para o rejeito, e a norma NBR 13292 (1995) para as

areias. E também ensaios de determinação da percolação em materiais combinados. Com o recolhimento do fluido passante no ensaio de percolação foi determinada a quatificação individual dos sólidos em suspensão, nos moldes do ensaio 2540D (APHA - *American Public Health Association*, 1998). Já a determinação dos sólidos, foi feita segundo 2540G (APHA, 1998) com o fluido decorrente da lavagem do material filtro depois de retirado do ensaio de percolação. Por fim, utilizando os resíduos finais do ensaio de sólidos totais, foram realizados DRX - Difratogramas de Raios-X de lâminas escavadas para obtenção dos dados mineralógicos.

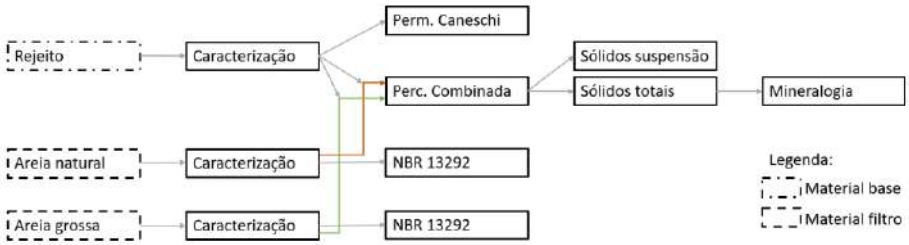


Figura 2. Fluxograma das etapas de ensaio e suas conexões.

O equipamento utilizado para definição da permeabilidade do rejeito foi montado no LEC / UFV, e desenvolvido por Caneschi em 2012 para estudo publicado. No presente trabalho ensaiaram-se 4 corpos de prova do material base para obtenção do coeficiente de permeabilidade. Com o rejeito devidamente umidificado (w_{ot} ± 1 %) e homogeneizado, a moldagem de cada CP - Corpo de Prova foi realizada através de compactação estática, considerando grau de compactação variando no intervalo de -2 % < 99 % > +1 % e umidade variando até 2 % no valor da ótima (w_{ot} ± 2 %). Para a execução do ensaio foi adotado o valor do gradiente igual a 15,2, e o fluido adotado para percolação em todos os corpos de prova foi a água destilada.

Com auxílio e instrução técnica do LESA - Laboratório de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFV, foram realizados os ensaios de sólidos em suspensão e totais. Os fluidos para análise dos sólidos em suspensão foram recolhidos na saída do corpo de prova de percolação combinada, acondicionados em garrafas plásticas etiquetadas e mantidos em ambiente climatizado em torno de 20 ºC. Para realização deste ensaio foi utilizado filtro de fibra de vidro (GF/C 47 mm x 1,2 um) e um volume de filtragem de 3 litros. Já os fluidos para análise dos sólidos totais foram recolhidos, da lavagem na peneira # 200 (0,75 mm) do material filtro extraido do interior do corpo de prova ao final do ensaio de percolação combinada, acondicionados e mantidos da mesma maneira. Tal realização foi feita com secagem total do material em estufa a 110 °C de cerca de 2 litro de fluido.

Afim de recolher os dados mineralógicos das partículas lavadas do interior dos materiais filtro, depois de ensaiado combinadamento com o rejeito, foram realizados no Laboratório de Mineralogia de UFV os ensaios de DRX Rigaku (radiação CoKα, λ = 1,78901 Å) utilizando lâminas escavadas montadas com o material seco retirado do ensaio de sólidos totais quando finalizado. Foram ensaiadas 4 lâminas, sendo uma para rejeito combinado com areia natural, outra para o rejeito combinado com areia grossa, outra da lavagem individual da areia natural, sem ter sido combinada e ensaiada, a última da lavagem individual da areia grossa.

2.1 Dimensionamento do material filtro

Os filtros devem ser dimensionados para atender aos critérios básicos de retenção e permeabilidade, que a princípio parecem ser critérios antagônicos. No entanto, estas condições supõem que as dimensões dos vazios no material do filtro devem ser suficientemente pequenas para reter as partículas maiores do material protegido e, ao mesmo tempo, o material deve ter permeabilidade suficiente para impedir a indução de forças elevadas de percolação e pressões hidrostáticas aplicadas aos filtros (Silva, 2016).

O estudo precursor de dimensionamento de filtro de drenagem foi proposto em 1926 por Terzaghi e é conhecido como Critérios Clássicos de Dimensionamento. Ele se baseia no comportamento das vazões em materiais não coesivos e uniformes, ou seja, granulares. O primeiro deles é o critério de retenção, critério de estabilidade ou critério de *piping*, que define uma relação onde as dimensões dos vazios entre os grãos do filtro sejam pequenas o suficiente para que as partículas do material protegido não consigam se infiltrar. O segundo critério, é o critério de permeabilidade, e define uma relação onde o filtro tenha condutividade hidráulica suficiente para garantir as condições de escoamento esperadas. Depois de Terzaghi (1926), foram publicados

diversos estudos complementares, entre eles os publicados pela USBR - *United States Bureau of Reclamation* (1977) e por Sherard e Dunningan (1985 e 1989).

O dimensionamento da faixa granulométrica do filtro adotado nesta pesquisa foi definido a partir das diretrizes propostas por USDA SCS - *United States Department of Agriculture Soil Conservation Service* em 1986, revisadas por NRCS - *Natural Resources Conservation Service* em 1994, e em consonância com ICOLD - *International Commission on Large Dams* em 1994, as quais são comumente interpretadas como critérios suficientemente adequados aos projetos de filtros em barragens. E está disponíveis no trabalho Fell *et al* (2005).

2.2 Ensaio de percolação com materiais combinados

O ensaio de percolação com materiais combinados foi proposto para análise do fluxo percolante e dos parâmetros permeáveis de dois materiais dispostos em contato direto dentro de um permeâmetro. O ensaio segue a mesma ideologia executiva do ensaio de permeabilidade de Caneschi (2012) e utiliza um o corpo de prova diferente sendo este de PVC - Policloreto de Vinila, altura de 20 cm, 9,7 cm de diâmetro, com frisos diametrais para impedimento de fluxo preferencial, e saídas laterais para avaliação de perda de carga. Os parâmetros adotados foram grau de compactação de 60 % ± 2 % para o rejeito, e 95 % ± 2 % para o material filtro. Na preparação do material filtro as areias foram lavadas na peneira # 200 (0,75 mm) e posteriormente secadas em estufa, a fim de diminuir possiveis solidos em suspensão. O material resultante deste ensaio (fluido percolado) foi devidamente acondicionado para ser utilizados nos ensaios de sólidos em suspensão.

(a) (b) (c)

Figura 3. (a) Montagem do material filtro no corpo de prova; (b) Montagem do material base no corpo de prova; (c) Ensaio em andamento.

Na montagem de cada corpo de prova o material filtro foi colocado por baixo, em contato direto com a base, compactado estaticamente com peso de 500 g em três camadas iguais. Imediatamente acima foi compactado o material base da mesma forma, resultando num contato direto entre areia e rejeito (Figura 3). Ao todo foram preparados e ensaiados 4 corpos de prova com rejeito combinado com areia natural e 2 corpos de prova com rejeito combinado e areia grossa, em condição descendente de fluxo. No sistema, a perda de carga no material filtro foi considerada desprezível, e o gradiente foi de 9,61. Os valores determinados são da vazão do fluido percolante em um sistema com material base e filtro atuando simultaneamente, e seguiram as mesmas equações de cálculo de Caneschi (2012).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Considerando a execução dos ensaios de caracterização, segundo as normas brasileiras difundidas, a Tabela 1 exibe os dados obtidos do rejeito, material base, e das respectivas areias natural e grossa, materiais filtro. A curva granulométrica do material base é determinante para os cálculos dos critérios de dimensionamento de filtro. A partir dela é definido o intervalo granulométrico do material filtro. Na Figura 4 estão destacadas as curvas granulométricas individuais dos materias e o respectivo intervalo. Comparando a curva granulométrica dos dois materiais filtro observa-se uma diferença de mais de 30 % na fração arenosa, o que condiz com a ideia de a areia natural ser mais bem graduada e ter mais finos preenchendo seus vazios.

Ainda na Figura 4 estão ilustradas as análises de dimensionamento propostas por Terzaghi, USBR, Sherard e Dunningan em suas faixas granulométricas correspondentes. Compatibilizando as granulometrias

das areias, propostas para os materiais filtro, nos intervalos granulométricos dimensionados, observa-se que nenhuma das duas estão completamente compreendidas. A areia grossa ficou dentro do intervalo na parte superior da curva, já a areia natural ficou dentro do intervalo na parte inferior da curva. Analisando o intervalo granulométrico em d15 – Diâmetro equivalente à 15 % de material passante, apenas a areia natural atende aos critérios clássicos propostos por Terzaghi, USBR e Sherard e D., e pode ser dita adequada como material filtro.

Tabela 1. Resultados de caracterização dos materiais.

	Compactação		Caracterização				
	w_{ot} (%)	$\gamma_{d,máx}$ (kN/m³)	ρ_s (g/cm³)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
Rejeito	12,30	20,90	3,27	11	58	31	0
A. Natural			2,68	0	0	91	9
A. Grossa			2,66	0	0	57	43

w_{ot} – umidade ótima; $\gamma_{d,máx}$ – peso específico seco máximo; ρ_s – massa específica dos sólidos.

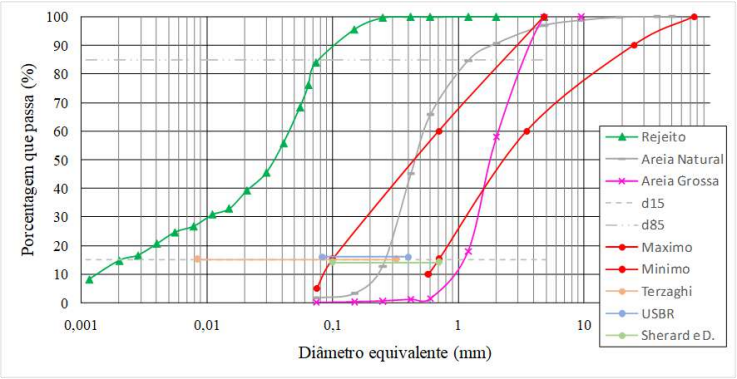


Figura 4. Dimensionamento do material filtro para o rejeito.

3.1 Resultados de permeabilidade

A média dos valores obtidos para o coeficiente de permeabilidade a 20 °C dos ensaios de permeabilidade de Caneschi (2012), assim como o respectivo desvio padrão e o coeficiente de variação são apresentados na Tabela 2. Observando os resultados, o primeiro dado encontra-se com maior discrepância se comparado com os demais. Logo, considerando apenas as três repetições mais convergente, o coeficiente de permeabilidade médio do rejeito de 2,08 $x10^{-6}$ cm/s. Correlacionando a permeabilidade encontrada com as frações granulométricas presente neste rejeito, sua condutividade hidráulica é alta comparado com 30 % de areia constuinte, distanciando-se das correlações de mecânica dos solos clássicas.

Tabela 2. Análise descritiva dos ensaios de permeabilidade do Rejeito.

	Repetição A			Repetição B			Repetição C			Repetição D		
	k_{20} [1]	S [1]	CV [2]	k_{20} [1]	S [1]	CV [2]	k_{20} [1]	S [1]	CV [2]	k_{20} [1]	S [1]	CV [2]
Rejeito	248	11,5	0,05	205	11,3	0,05	209	13,8	0,07	209	11,7	0,06

k_{20} – coeficiente médio de permeabilidade a 20 ºC; S – desvio padrão; CV – coeficiente de variação; [1] – 10^{-8} cm/s; [2] – %.

Fazendo a média dos valores individuais de permeabilidade recolhidos para as areias (Tabela 3), o coeficiente médio de permeabilidade da areia natural é de 8,55x10^{-3} cm/s, e para a areia grossa é de 2,59x10^{-2} cm/s. Sendo assim, a areia natural, que contém maior fração de finos na sua granulometria, apresentou menor condutividade hidráulica que a areia grossa.

Na Tabela 4 os resultados dos ensaios de percolação com materiais combinados utilizando a areia grossa compreenderam intervalos próximos de valores apresentando então baixos coeficientes de variação. Visualmente, o comportamento da determinação do parâmetro de cada material seguiu o mesmo desenvolvimento.

Tabela 3. Coeficientes de permeabilidade dos materiais granulares.

	Repetição A			Repetição B		
	k (cm/s)	S (cm/s)	CV	k (cm/s)	S (cm/s)	CV
Areia Natural	$8{,}58x10^{-3}$	$0{,}09x10^{-3}$	0,010%	$8{,}53x10^{-3}$	$0{,}15x10^{-3}$	0,018%
Areia Grossa	$2{,}59x10^{-2}$	$0{,}01x10^{-2}$	0,005%	$2{,}59x10^{-2}$	$0{,}01x10^{-2}$	0,006%

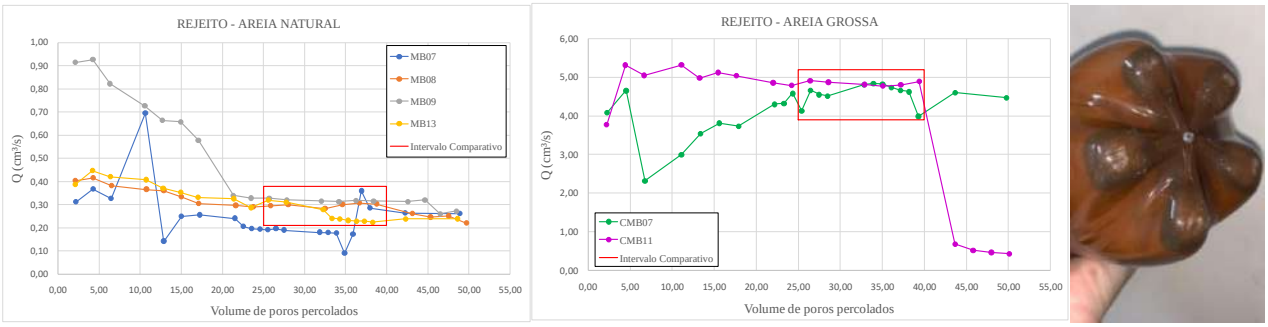
k – coeficiente de permeabilidade; S – desvio padrão; CV – coeficiente de variação.

Tabela 4. Dados médios de percolação para cada corpo de prova de Rejeito ensaiado com cada areia.

	Repetição A			Repetição B			Repetição C			Repetição D		
Material	Q^1	S^1	CV^2	Q^1	S^1	CV^2	Q^1	S^1	CV^2	Q^1	S^1	CV^2
Rejeito + AN	0,25	0,12	0,48	0,31	0,05	0,17	0,47	0,23	0,49	0,31	0,07	0,24
Rejeito + AG	4,25	0,63	0,15	3,97	1,86	0,47	-	-	-	-	-	-

AN – Areia Natural; AG – Areia Grossa; Q – vazão de percolação; S – desvio padrão; CV – coef. de variação; [1] – cm^3/s; [2] – %.

Analisando os resultados obtidos para a vazão de percolação do fluido (Figura 5 a,b), tanto no caso do rejeito combinado com areia natural como com areia grossa, a inconstância da fase inicial dos dados pode ser atribuída à anisotropia do material, à fase de saturação, e ao rearranjo das partículas. E assim é interpertado até que houvesse início da estabilização dos valores de leitura seguida por certa estabilização. Essa sequencia de valores relativamente estabilidados só é quebrada com uma brusca queda na vazão do corpo de prova denominado CMB11, um pouco antes de atingir o volume de 40 poros percolados. Essa alteração comportamental coincidiu com uma interrupção da percolação para abastecimento de água na célula de interface. Nesse momento o corpo de prova teve um "congelamento" de fluxo. Observando a facilidade de decantação das partículas no fluido recolhido do ensaio (Figura 5 c), uma possível justificativa seria a ocorrência da acomodação de partículas nos poros, diminuindo a facilidade de escoamento do fluido.



(a) (b) (c)

Figura 5. (a) Dados dos ensaios de percolação do rejeito com areia natural; (b) Dados dos ensaios de percolação do rejeito com areia grossa; (c) Foto do fluido percolado.

O intervalo visivelmente mais estável do ensaio acontece no intervalo de 25 a 40 volumes de poros percolados. Assim, nesse período, a média das vazões do material combinado com areia natural é igual a 0,291 cm^3/s, considerando os corpos de prova denominados MB08, MB09 e MB13, e com areia grossa é igual a 4,715 cm^3/s. Observa-se que a diferença dos valores de percolação quase atingiu um acréscimo de 4,5 cm^3/s da vazão com a utilização da areia grossa, o que acresce ao fato do fluido percolante recolhido com essa alta vazão ter apresentado partículas sólidas visíveis em suspensão de coloração escura característica do rejeito. O fato dessa vazão ter sido mais expressiva e com maior quantidade de partículas em suspensão, infere a interpretação de maior tendência ao carreamento de partículas e não de colmatação. Acredita-se também que, atrelado ao comportamento da vazão de percolação estão o valor do grau de compactação adotado no ensaio, e o surgimento do mecanismo de filtragem, onde os finos se distribuem confortavelmente nos vazios da zona de contato da areia com o solo formando caminhos preferenciais para a passagem do fluido.

As interpretações dos dados do ensaio de sólido em suspensão (Figura 6 a,b) mostram que, no intervalo volumétrico P1, de ambas situações, pode ser observado valores consideraveis de sólidos em suspensão devido a percolação inicial e consequente lavagem das particulas. Os comportametos sequentes apresentam certa estabilidade nos dois casos combinados (Figura 6). No período P4 do rejeito com areia natural destaca-se um

aumento de partículas em suspensão do MB07. Esse valor medido superou todos os valores de concentração até então determinado no gráfico, sendo mais significativo. Compatibilizando com os dados de percolação, o MB07 sofre uma queda de vazão seguida de um aumento imediatamente sequencial. Uma interpretação pode ser feita de maneira que, estava acontecendo uma colmatação dos poros até que, com o impedimento da vazão, o fluido se represou e gerou uma descarga, que aumentou instantaneamente a energia aplicada na percolação e expulsou muitas partículas que estavam depositadas nos vazios por onde o fluido voltou a passar.

Quanto à queda brusca de vazão destacada em CMB11, conectando os comportamentos, a percolação do fluido no sistema estava carreando partículas, tanto do material base para o material filtro quanto para fora da célula. O volume de partículas reacomodadas e movimentadas estava grande, ocasionando, portanto, obstrução dos poros, o que diminuiu bruscamente a vazão. Com essa grande quantidade, partículas de maior dimensão devem ter sido expulsas, sendo acusadas então no ensaio de sólidos em suspensão.

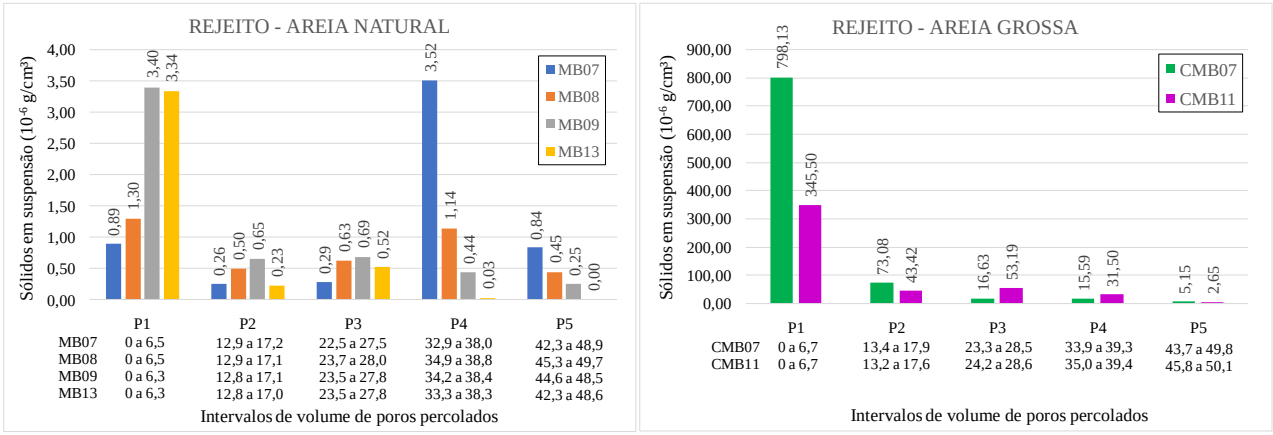


Figura 6. Gráfico dos sólidos em suspensão do fluido dos ensaios rejeito e areia natural, e grossa.

O ensaio de sólidos totais foi realizado com a intenção de medir a quantidade de partículas finas infiltraram para dentro do material filtro. Assim, obeteve-se 0,000914 g/cm³ de partículas retirada da lavagem da areia natural em contato direto com rejeito, depois de aplicado o fluxo de água percolado, e 0,013224 g/cm³ de partículas retirada do mesmo contexto só que com areia grossa. Também foi relizado o ensaio com o fluido recolhido da lavagem das areias puras para fins comparativos, resultando em 0,000586 g/cm³ de particulas lavadas da areia natural sem combinação, e 0,00034 g/cm³ de particulas lavadas da areia grossa sem combinação. Esses dados afirmam a interpretação de carreamento de partículas de rejeito para o interior do material filtro, sendo mais significativo no corpos de prova combinado com areia grossa como função de filtro.

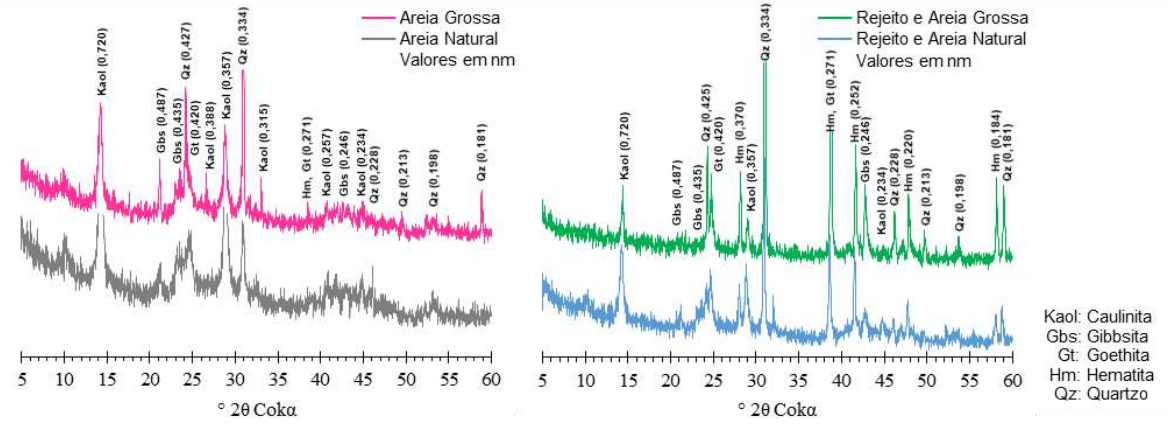


Figura 7. Mineralogia dos sólidos totais presentes no interior dos materias filtro.

Quantitativamente, o ensaio de sólidos totais confirma maior presença de partículas de rejeito infiltradas no interior no material filtro areia grossa. Em termos de qualitativos, os dados mineralógicos (Figura 7) destacam a presença acentuada de hematita na análises dos materiais provenientes da percolação combinada, tanto com areia natural como com a grossa. O rejeito é um material com maior teor de óxidos de ferro

(hematita, goethita) que os demais materiais, que apresentam composição sobretudo de caulinita e quartzo. Na literatura é discutido que a massa específica dos minerais de hematita (5,30 g/cm³) e goethita (4,37 g/cm³) é superior a quartzo (2,7 g/cm³) e da caulinita (2,6-2,7 g/cm³) (Abulnaga, 2021). Daí, a maior massa específica do rejeito pode ser atribuída a sua composição mineralógica. Por fim, é possível associar o aparecimento da hematita ao carreamento de partículas do rejeito para o interior das areias ao longo da percolação do fluido.

4 CONCLUSÃO

Quanto a permeabilidade do rejeito, que mesmo tendo quase 70% de finos, no caso dessa pesquisa, teve alta condutividade hidráulica. Se comparada as vazões do ensaio de permeabilidade e percolação, os valores foram maiores nas situações em que o material base foi submetido à percolação em conjunto com material filtro. Portanto, o contato do material protegido com um material de granulometria diferente, com maior volume de vazios e sem coesão, facilitou a percolação do fluido. Considerando o material base rejeito, com silte como grande constituinte granulométrico e predomínio de óxidos de ferro na sua mineralogia, houveram carreamento de partículas tanto para o interior do filtro quanto em suspensão no fluido de saída, em ambas utilizações de materiais filtro, entretanto com diferentes intensidades. Logo, pelos critérios clássicos de dimensionamento e pelas análises dos comportamentos, tanto na percolação do fluido quanto na retenção das partículas sólidas, apenas a areia natural seria eficiente como material filtro do rejeito estudado.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento a Deus, familiares, amigos, professores, técnicos do LEC, CAPES, CNPq, FAPEMIG e, em especial, a UFV que oportuniza e contribui com o avanço em pesquisas e formações superiores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abulnaga, Baha. (2021). *Appendix E: specific gravity and hardness of minerals*. Slurry Systems Handbook, 2nd ed, McGraw Hill, New York, USA.

American Public Health Association (1998). *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*, 20th ed, American Public Health Association, American Water Works Association and Water Environmental Federation, Washington, DC, USA, 874p.

Caneschi, F. P. (2012). *Estudos geoambientais em solos modificados quimicamente*. Dissertação de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, 136p.

Fell, R., Macgregor, P., Stapledon, D., Bell, G. (2005). *Geotechnical Engineering of Dams.* Taylor & Francis Group plc. London, UK, 905p.

Natural Resources Conservation Services. (1994). *Gradation design of sand and gravel filters*. National Engineering Handbook, United States Department of Agriculture, Washington, DC, USA, 633p.

Sherard, J. L., Dunnigan, L. P. (1985). *Filters and Leakage Control, in Embankment Dams*. Seepage and Leakage from Dams and Impoundments, ASCE Symposium, Denver, CO, USA, 1-30.

Sherard, J. L., Dunnigan, L. P. (1989). *Critical Filters for Impervious Soils*. Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol.115(7), 927-947 p.

Silva, D. E. *Estudo de filtro aplicado ao controle de erosão interna em barragens.* Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 162p.

Terzaghi, K., (1926) *Soil Physical Basis of Mechanics of Earth Structures*. Publisher F. Deuticke, Wien (in German).

United States Bureau of Reclamation. (1977). *Design of Small Dams*. United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, CO, USA, 904p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/598

Avaliação da Propriedade de Expansão Livre de um Solo Expansivo Submetido a Ciclos Sucessivos de Umidade

Larissa da Silva Oliveira
MSc. Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe - UFS, São Cristóvão-SE, Brasil, loliveira.engenharia@gmail.com

Erinaldo Hilário Cavalcante
DSc. Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe - UFS, São Cristóvão-SE, Brasil, erinaldo@ufs.br

RESUMO: Uma amostra indeformada de solo argiloso, da região metropolitana de Aracaju-SE, teve sua caracterização geotécnica, química e mineralógica realizada para avaliação do seu potencial de expansão. Constatada a presença de argilominerais altamente expansivos, a expansão livre da amostra foi analisada durante oito sucessivos ciclos de umidade. Isto é, a amostra foi saturada e deixada expandir livremente e depois ressecada, em temperatura controlada, até atingir a umidade inicial de ensaio e novamente saturada. O objetivo desse trabalho consistiu em verificar se a propriedade de expansão livre da amostra se mantinha constante ou sofria algum tipo de alteração com o aumento do número de ciclos de umidade. Como resultados, verificou-se que o potencial de expansão da amostra é muito alto e seu grau de atividade, analisado pelo ensaio de adsorção de azul de metileno, muito ativo. A análise mineralógica evidenciou a presença de argilominerais instáveis, como esmectita e montmorilonita. A amostra apresentou uma expansão livre de 47,8%, no primeiro ciclo, a uma sobrecarga de 0,5 kPa. Nos sucessivos ciclos de umidade, observou-se uma diminuição do percentual de expansão livre da amostra, que chegou ao oitavo ciclo com 63% de redução do valor inicial. Como conclusão, nota-se que os ciclos de umidade influenciam a propriedade de expansão livre do solo expansivo e que apenas um ciclo de umidade não é capaz de representar com fidedignidade o comportamento de expansão do solo expansivo.

PALAVRAS-CHAVE: Solo não Saturado, Solo Expansivo, Ciclagem de Umidade.

ABSTRACT: An undisturbed sample of clayey soil, from the metropolitan region of Aracaju-SE, had its geotechnical, chemical and mineralogical characterization carried out to evaluate its swelling potential. Once the presence of highly expansive clay minerals was confirmed, the free swelling of the sample was analyzed during eight successive moisture cycles. That is, the sample was saturated, allowed to expand freely, and then dried at a controlled temperature until it reached the initial test moisture and was saturated again. The objective of this work was to verify whether the free swelling property of the sample remained constant or underwent some type of change with the increase in the number of moisture cycles. As a result, it was found that the swelling potential of the sample is very high, and its degree of activity, as analyzed by the methylene blue adsorption test, is very active. The mineralogical analysis showed the presence of unstable clay minerals, such as smectite and montmorillonite. The sample showed a free swelling of 47.8%, in the first cycle at an overload of 0.5 kPa. In successive moisture cycles, a decrease in the percentage of free swelling of the sample was observed, which reached the eighth cycle with a 63% reduction in the initial value. In conclusion, it is noted that moisture cycles influence the free swelling property of expansive soil and that only one moisture cycle is unable of reliably representing the expansion behavior of expansive soil.

KEYWORDS: Unsaturated Soil, Expansive Soil, Moisture Cycling.

1 INTRODUÇÃO

O solo expansivo é um solo não saturado, tipicamente argiloso, com forte presença de argilominerais expansivos, tais como a montmorilonita e esmectita. Sua principal característica é a predisposição à variação volumétrica decorrente de variação de umidade. Quando umedecido, o solo expansivo apresenta elevado

valor de expansão; quando ressecado, se contrai. Por conta disso, o solo expansivo é responsável por causar diferentes tipos de danos às edificações construídas sobre ele, sendo, por esse motivo, considerado mundialmente um solo problemático (Oliveira; Costa, 2018). *In situ*, o solo expansivo é exposto a ciclos bem definidos de umedecimento e secagem, provocados respectivamente por estações chuvosas e período de estiagem. Desta forma, é de se esperar que a variação volumétrica do solo expansivo seja influenciada por esses ciclos de umidade.

Conforme Tripathy, Rao e Fredlund (2002), os ensaios de expansão livre cíclicos em solos expansivos mostraram que o potencial de expansão pode reduzir ou mesmo aumentar por um fator de dois quando comparado com o primeiro ciclo de umidade. Segundo Al-Taie *et al.* (2020), solos expansivos apresentam valores mais elevados de expansão livre após o segundo ciclo de umidade, alterando o grau de expansão de "moderado" para "muito alto". Já de acordo com Rao e Rao (2010) e Al-Homould *et al.* (1995), o solo expansivo sofre fadiga a cada ciclo, o que resulta em valores de expansão livre menores. Ambas as pesquisas, contudo, relatam encontrar uma condição de equilíbrio, onde após determinado ciclo de umidade, o valor de expansão livre deixa de apresentar significativas alterações.

Desta forma, é possível afirmar que na literatura há evidências de que os ciclos de umedecimento são diretamente responsáveis pelas variações nos valores de expansão livre de solos expansivos. Assim sendo, o objetivo desse trabalho consistiu em verificar se a propriedade de expansão livre de um solo potencialmente expansivo se mantinha constante ou sofria algum tipo de alteração com o aumento de ciclos de umidade.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Amostragem

A amostra de solo estudada nesta pesquisa foi coletada da cidade de Nossa Senhora do Socorro, município pertencente ao território da Grande Aracaju, localizado no centro-leste do estado de Sergipe (Figura 1). As coordenadas geográficas do ponto de coleta são 10°53'26,7" S, 37°07'01,5" W. O solo foi retirado de uma extensão horizontal de 10 m, a uma profundidade média de um metro abaixo da superfície do terreno. A amostragem (deformada e indeformada) foi realizada durante a estação seca, época em que se observavam facilmente inúmeras fissuras de contração, uma característica comum a solos expansivos.

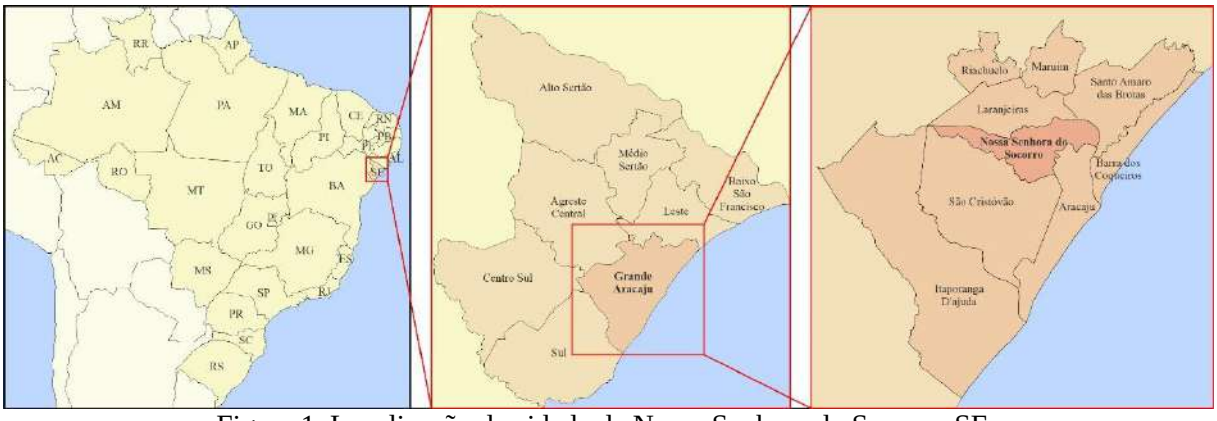


Figura 1. Localização da cidade de Nossa Senhora do Socorro-SE.

2.2 Caracterização da Amostra

Para caracterizar e classificar a amostra do solo objeto da presente pesquisa foram realizados os ensaios de laboratório listados na Tabela 1 (ensaios de caracterizações geotécnica, química e mineralógica).

Tabela 1. Ensaios de caracterização geotécnica, química e mineralógica realizados.

Ensaio	Abreviatura	Procedimento Empregado
Análise granulométrica	-	ABNT NBR 7181/2016
Densidade real dos grãos	D_{20}	DNER-ME 093/1994
Limite de liquidez	LL	ABNT NBR 6459/2016
Limite de plasticidade	LP	ABNT NBR 7180/2016
Limite de contração	LC	DNER-ME 087/1994
Potencial de hidrogênio	pH	Embrapa (2019)
Teor de matéria orgânica	MO	Embrapa (2009)
Capacidade de troca de cátions	CTC	Embrapa (2009)
Adsorção de Azul de Metileno	-	Fabbri (1994)
Difração de raios-X	DRX	Jackson (1979)

2.3 Ensaio de Expansão Livre Cíclico

Após a classificação da amostra como potencialmente expansiva, esta teve sua expansividade avaliada pelo ensaio de expansão livre de forma cíclica. O corpo de prova empregado no ensaio foi moldado em anel metálico de 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura. A etapa de confecção do corpo de prova contou com auxílio de serra mármore (Figura 2a) e esmerilhadeira (Figura 2b), dada a elevada rigidez do material e consequente dificuldade de confecção manual. Adotou-se como método de ensaio os procedimentos descritos na norma americana ASTM D4546/2014, com as devidas adaptações necessárias.

a) b)

Figura 2. Confecção do corpo de prova: (a) corte com serra mármore; (b) acabamento com esmerilhadeira.

Conforme o esquema ilustrado na Figura 3, o corpo de prova foi posicionado em uma cápsula metálica, entre discos de papéis filtros e pedras porosas. Sobre este, um cabeçote foi adicionado, aplicando uma sobrecarga de 0,50 kPa à amostra. No cabeçote, por sua vez, foi posicionado um deflectômetro para aferir as variações verticais de altura do corpo de prova ao longo do experimento. O conjunto, por fim, foi posicionado em uma câmara de secagem, apresentada na Figura 4a, confeccionada exclusivamente para esse ensaio. A câmara de secagem consiste em uma caixa térmica de poliestireno expandido, duas lâmpadas halógenas incandescentes, um termostato e um termômetro higrômetro.

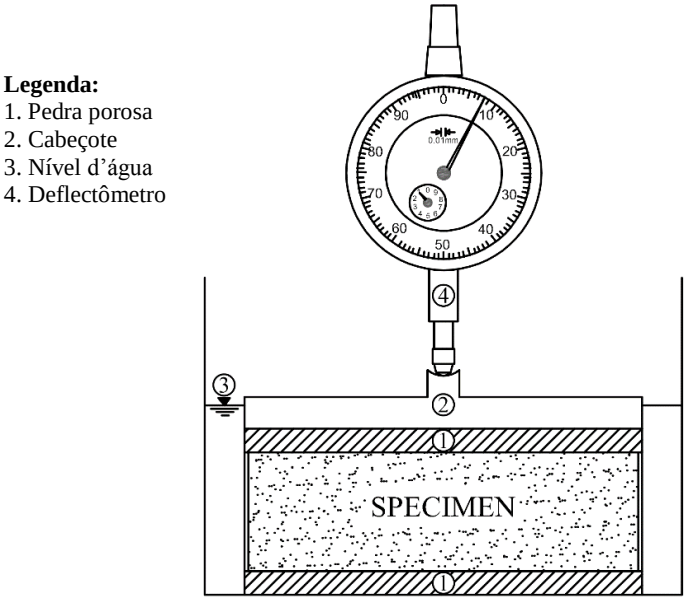


Figura 3. Configuração de ensaio.

O ensaio iniciou-se com a completa saturação do corpo de prova (Figura 4b), através da adição de água destilada à cápsula metálica. As aferições da variação de altura do corpo de prova foram realizadas nos intervalos de tempo determinados pela ASTM D4546/2014. Estabilizados os valores de leitura de expansão, a água responsável por manter o corpo de prova saturado foi removida da cápsula metálica com o emprego de seringas. Em seguida, a câmara de secagem foi ligada na temperatura de 35 °C (reprodução da temperatura de secagem *in situ*). Desta forma, o corpo de prova foi deixado para secar (Figura 4c) até que o conjunto retornasse à massa inicial, onde novamente o corpo de prova era saturado e um novo ciclo de umidade iniciado. Ao todo, a propriedade de expansão livre da amostra foi avaliada em oito ciclos sucessivos de umidade.

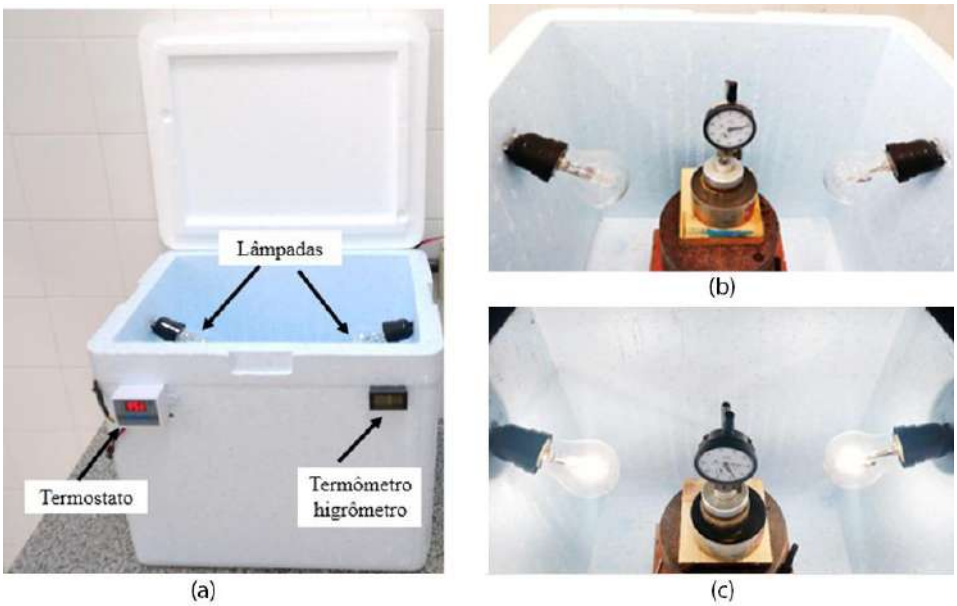


Figura 4. Fases do ensaio de expansão livre cíclico: (a) câmara de secagem; (b) fase de saturação; (c) fase de secagem.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 2 apresenta os resultados obtidos dos ensaios de caracterização geotécnica e química da amostra.

Tabela 2. Resultados dos ensaios de caracterização geotécnica e química.

Propriedade	Abreviatura	Valor	Unidade
Pedregulho*	-	0,10	%
Areia*	-	12,50	%
Silte*	-	41,01	%
Argila*	-	45,39	%
Densidade real	D_{20}	2,679	-
Umidade	W	5,26	%
Limite de liquidez	LL	72	%
Limite de plasticidade	LP	26	%
Limite de contração	LC	14	%
Índice de plasticidade	IP	46	%
Índice de contração	IC	1,45	-
Classificação da SUCS**	-	CH	-
Potencial de hidrogênio em KCl***	pH	5,42	-
Matéria orgânica	MO	3,56	g/dm³
Capacidade de troca de cátions total	CTC total	34,6	cmolc/dm³
Superfície específica	S	196	m²/g
Coeficiente de atividade	CA	153,5	10^{-3}g/g
Grau de atividade	-	Muito ativo	-
Índice de Skempton	IA	1,00	-

*Classificação conforme a ABNT NBR 6502 (2022).
** Sistema Unificado de Classificação de Solos.
*** Cloreto de potássio.

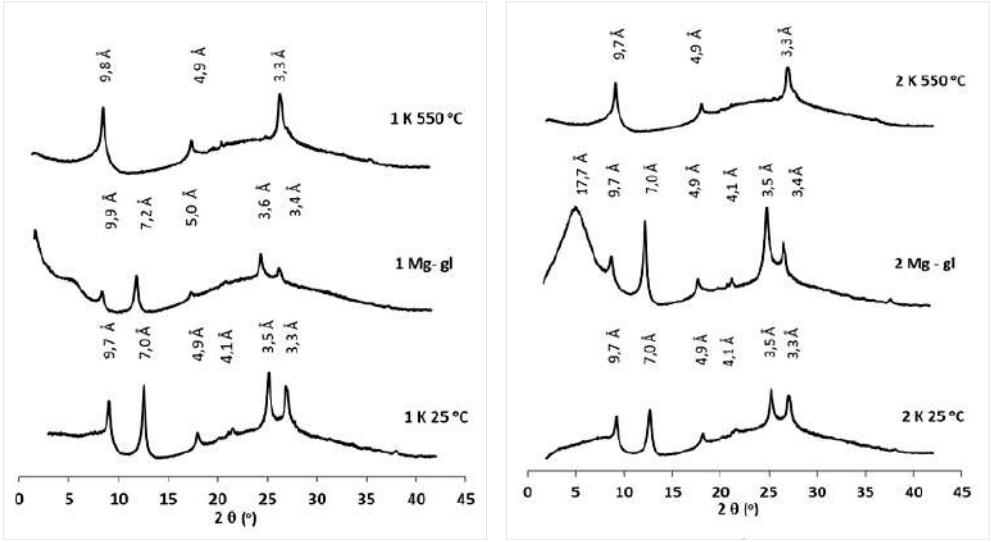
Conforme a composição granulométrica da amostra, o solo foi classificado pela ABNT NBR 6502 (2022) como argila siltosa com pouca areia. A análise dos limites de Atterberg permitiu classificar o solo como altamente plástico. O índice de consistência, de 1,45, caracterizou o solo como uma argila dura. Enquanto a classificação adotada pelo SUCS foi de argila inorgânica de alta plasticidade. Segundo os parâmetros adotados pelos autores Chen (1965), Seed *et al*. (1962), Dakshanamurthy e Raman (1973), o solo possui um potencial de expansão muito alto.

O solo foi classificado como pobre em matéria orgânica, ao mesmo tempo que seu pH ácido pressupõe a presença de argilas silicatadas e indica a elevada capacidade de reter cátions. Esta última foi comprovada na análise de CTC total que apresentou o valor de 34,6 cmolc/dm³. Valores dessa magnitude, segundo a Embrapa (2015), são indicativos da presença de argilominerais de estruturas 2:1.

Do ensaio de adsorção de azul de metileno obtiveram-se os seguintes resultados: superfície específica (S) de 196 m²/g e coeficiente de atividade (CA) de 153,5 x 10^{-3}g/g. Com consequência, por esses parâmetros, o grau de atividade da fração fina do solo recebeu a classificação de muito ativo; o que difere do índice de atividade de argila de Skempton, igual a 1, equivalente a uma atividade normal da fração de argila.

O ensaio de difração de raios-X foi realizado em duplicata. O ensaio 1, indicado pelo difratograma da Figura 5a, evidenciou a presença de argilominerais expansivos pertencentes ao grupo da esmectita, além de apontar a presença de argilominerais dos grupos mica e caulinita. As distâncias basais do ensaio 2, difratograma da Figura 5b, também indicou a presença de grupos de argilominerais expansivos como o da montmorilonita e da mica expansiva, além de apontar a presença do grupo da caulinita.

Observa-se, portanto, que para o solo em análise, o índice de atividade de Skempton mostrou-se ineficiente para classificar a atividade da fração de argila presente no solo. Uma justificativa para esse fato são as limitações existentes nos ensaios de limites de Atterberg, visto que estes são realizados com a fração de solo que passa na peneira de malha n.º 40 (0,42 mm), na qual é comum a existência de material inerte. Em contrapartida, infere-se que o ensaio de adsorção de azul de metileno classificou de forma mais fidedigna a fração de argila do solo em questão.



a) b)

Figura 5. Difratogramas de raios-X: (a) difratograma do ensaio 1; (b) difratograma do ensaio 2.

A Figura 6 exibe o gráfico de expansão livre *versus* tempo encontrado como resultado do ensaio de expansão livre cíclico. Os valores de expansão livre observados nos oito ciclos de umidade realizados foram notoriamente elevados e classificaram o solo com grau de expansão muito alto. Valores dessa magnitude já eram esperados dada a constatação da presença de grupos de argilominerais altamente expansivos, como os da montmorilonita e da esmectita, indicados no ensaio de DRX.

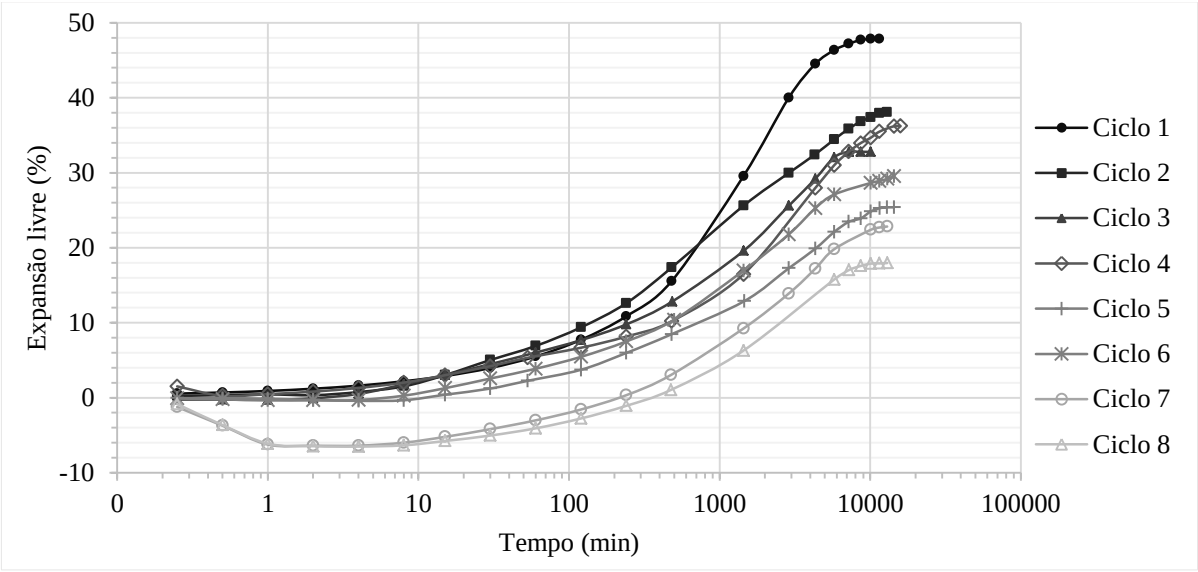


Figura 6. Curvas de expansão livre.

A Figura 7 exibe os valores de expansão livre e os percentuais de redução observados para cada ciclo de umidade. No ciclo 1, o valor de expansão livre foi 47,84%. No ciclo 2, foi observada uma redução de 20% no percentual de expansão livre da amostra. Em comparação com o ciclo 1, todos os oito ciclos de umidade apresentaram reduções significativas nos valores de expansão livre. Como descrito por Rao e Rao (2010), a amostra de solo parece sofrer uma espécie de "fadiga" a cada novo ciclo de umidade. A maior redução observada, porém, foi a do último ciclo, visto que, em comparação com o primeiro, a expansão livre reduziu 62% do seu valor. Infere-se ainda que a redução não se deu de forma gradual ao número de ciclos, pois os ciclos 4 e 6 apresentaram percentuais de expansão livre maiores que os ciclos anteriores. Essa intercorrência, entretanto, pode estar atrelada ao novo estado de sucção da amostra naqueles ciclos. Não

obstante, a tendência constatada é de diminuição do percentual de expansão livre com o aumento do número dos ciclos de umidade; não apresentando, até o número de ciclos de umidade avaliados, o indicativo de condição de equilíbrio.

Entende-se, no entanto, que essa previsão de novas reduções está baseada nas condições de ensaio trabalhadas nessa pesquisa; onde a amostra após ser umedecida foi ressecada até seu estágio inicial de umidade. Todavia, é de se esperar que, caso a amostra seja seca a uma umidade inferior à inicial, e com isso induzida a uma sucção maior do que ela já apresentava, seu percentual de expansão livre aumente.

Cabe ainda salientar que apesar da presente pesquisa não avaliar a repetibilidade de seus resultados, estes corroboram com os encontrados pelos autores Al-Homoud *et al*. (1995), Basma *et al*. (1996), Tripathy, Rao e Fredlund (2002), Rao e Rao (2010) e Al-Omari, Ibrahim e Al-Bayati (2010), o que por sua vez, validam o comportamento observado.

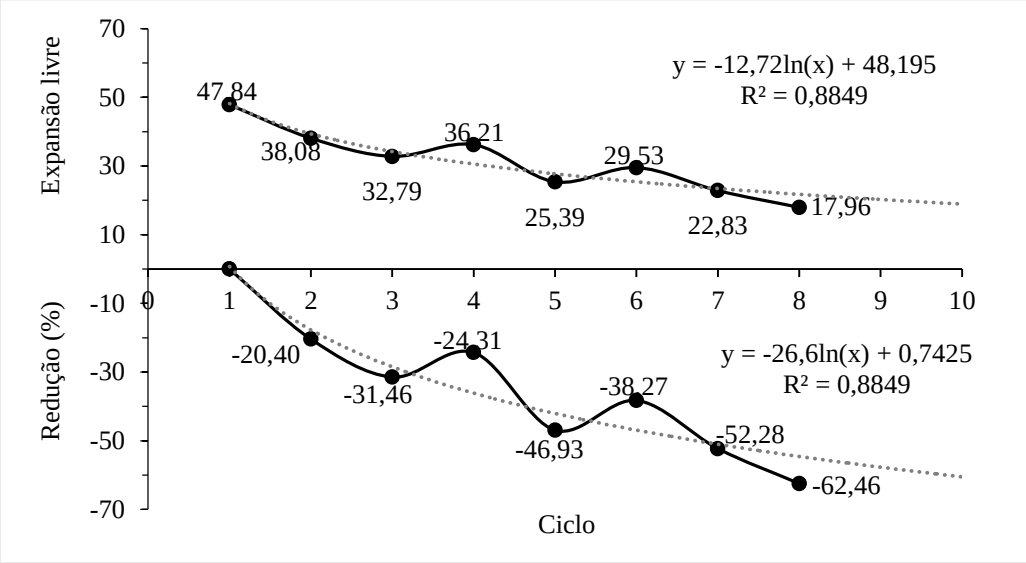


Figura 7. Percentuais de redução da expansão livre a cada ciclo.

4 CONCLUSÕES

A partir do estudo realizado nessa pesquisa, infere-se que a amostra de solo trabalhada trata-se de uma argila inorgânica de alta plasticidade, com elevado potencial de expansão e presença marcante de argilominerais instáveis, como a montmorilonita e a esmectita. O percentual de expansão livre encontrado, para uma sobrecarga de 0,5 kPa, foi de 47,87%; um valor considerado elevado e capaz de acarretar pressões adicionais a estruturas construídas sobre esse solo e ocasionar danos estruturais.

Observou-se, contudo, que cada vez que a mesma amostra de solo era ressecada e novamente umedecida, com a realização de um novo ciclo de umidade, sua propriedade de expansão livre sofria significativas reduções de valores. No entanto, mesmo após oito consecutivos ciclos de umidade, ainda se observou um percentual de expansão livre alto. Ainda cabe ressaltar que as reduções percebidas estão associadas à secagem da amostra ao valor inicial de umidade. Desta forma, não se espera que o mesmo comportamento seja evidenciado em amostras ressecadas a umidade inferior e sucção superior às iniciais. Assim, à vista do exposto, conclui-se que os ciclos de umedecimento são responsáveis por influenciar a propriedade de expansão livre do solo expansivo e que apenas um ciclo de umidade não é capaz de representar com fidedignidade o comportamento de expansão do solo expansivo *in situ*.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Al-Homould, A. S. *et al.* (1995). Cyclics welling behavior of clays. *Journal of Geotechnical Enginnering*, v. 121, p. 562-565.

Al-Omari, R. R; Ibrahim, S. F; Al-Bayate, I. K. (2010). *Effect of potassium chloride on cyclic behavior of expansive clays*. International Journal of Geotechnical Engineering. v. 4:2, p. 231-239.

Al-Taie, A. *et al.* (2020). Effect of Expansão-contração Cycleson Volumetric Behavior of Compacted Expansive Clay Stabilized Using Lime. *Int. J. Geomech*, 20(11):04020212.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6502. *Rochas e solos – Terminologia*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2014). ASTM D4546: *Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils.*

Basma, A. A. *et al*. (1996). *Swelling-shrinkage behavior of natural expansive clays*. Applied Clay Science, v. 11, p. 211-227.

Chen, F. H. (1965). The Use of Piers to Prevent the Uplifting of Lightly Loaded Structures Founded on Expansive Soils. *Proceedings, First International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils*, Texas A&M University, College Station, Tex. p. 152-171.

Dakshanamurthy, V., Raman, V. (1973). A Simple Method of Identifying an Expansive Soil. *Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 13, n. 1, p. 97-104.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 087. *Solo – determinação dos fatores de contração.*

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 093. *Solo – determinação da densidade real.*

Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (2009). *Manual de Análises Químicas de Solos, Plantas e Fertilizantes.* 2 ed. Brasília, DF: Embrapa Informação Tecnológica.

Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (2015). *Guia prático para interpretação de resultados de análises de solos*. Aracaju: Embrapa Tabuleiros Costeiros. Disponível em: <https://www.infoteca.cnptia.embrapa.br/infoteca/bitstream/doc/1042994/1/Doc206.pdf>. Acesso em: 13 abr. 2022.

Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (2019). *Sistema Brasileiro de Classificação de Solos*. 5. ed., rev. e ampl. Brasília, DF.

Fabbri, G. T. P. (1994). *Caracterização da fração fina de solos tropicais através da adsorção de azul de metileno*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos/USP.

Jackson, M. L. (1979). *Soil Chemical Analysis* – Advanced course. Madison, Prentice-Hall.

Oliveira, L. S., Costa, S. C. F. E. (2018). Caracterização de um Solo Tipo Massapê para Verificação do seu Potencial Expansivo. *In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.*

Rao, A., Rao, M. (2010). Behavior of expansive soils under stabilized fly ash cushions during cyclic wetting and drying. *International Journal of Geotechnical Engineering*, v. 4:1, p. 111- 118.

Seed, H. B., *et al*. (1962). Study of Swell and Swell Pressure Characteristics of Compacted Clays. *Highway Research Board Bulletin*, n. 313, p.12-39.

Tripathy, S., Rao, K. S. S., Fredlund, D. G. (2002). Water content – void ratio swell–shrink paths of compacted expansive soils. *Can. Geotech. J*, v. 39, p. 938-959.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/599

Avaliação da Resistência à Compressão Simples de Solo Expansivo Estabilizado com Cal e Politereftalato de Etileno (PET)

Plácido de Sousa Santana
Egresso do Curso de Engenharia Civil, Campina Grande, Brasil, placidosouza40@gmail.com

Carina Silvani
Professora, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, carinasilvani@gmail.com

Juliette Macena de Souza
Doutoranda, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, juliette-souza@hotmail.com

Vitor Braga de Azevedo
Mestrando, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, vitorba.eng@gmail.com

João Pedro Camelo Guedes
Doutorando, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, joaopedro_guedes@hotmail.com

RESUMO: Grande parte dos resíduos gerados na atualidade são produtos plásticos, principalmente politereftalato de etileno (PET). Uma opção sustentável para reaproveitamento é incorporá-los na construção civil para estabilização de solos expansivos. Os solos expansivos se caracterizam pelo aumento de volume quando há aumento na umidade e são responsáveis por inúmeros prejuízos financeiros ao redor do mundo. Nesse sentido, o presente trabalho visa avaliar a resistência à compressão simples de um solo expansivo estabilizado com o PET e cal. O solo expansivo utilizado nesta pesquisa foi estabilizado com adições de PET micronizado iguais a 5% e 10%, e adições de cal iguais a 2%, 4% e 6%. O ensaio realizado para a obtenção dos resultados foi o de compressão simples e as misturas de solo-cal-PET foram compactadas com peso específico aparente seco igual a 15 kN/m³, com umidade de 19%. Os resultados mostraram que maiores teores de cal nas misturas resultam em maiores resistências. A adição de PET nas misturas gerou menores valores de resistência à compressão simples do que as misturas com solo-cal. Isso ocorre porque o PET micronizado, em temperaturas ambientes, é quimicamente inerte, não reagindo com o solo ou com a cal. Entre as misturas avaliadas, a combinação que gerou melhores resultados foi com 10% de PET e 6% cal que se aproximou da resistência do solo-cal com 6% de cal, propiciando assimum uso sustentável para a imensa quantidade de PET que existe nos aterros sanitários e na natureza.

PALAVRAS-CHAVE: Solo Expansivo, Estabilização Química, Estabilização Física, Reutilização de Resíduos.

ABSTRACT: Much of the waste generated today is plastic products, mainly polyethylene terephthalate (PET). A sustainable option for reuse is to incorporate them into civil construction to stabilize expansive soils. Expansive soils are characterized by an increase in volume when there is an increase in humidity and are responsible for countless financial losses around the world. In this sense, the present work aims to evaluate the simple compression resistance of an expansive soil stabilized with PET and lime. The expansive soil used in this research was stabilized with additions of micronized PET equal to 5% and 10%, and additions of lime equal to 2%, 4% and 6%. The test carried out to obtain the results was simple compression and the soil-lime-PET mixtures were compacted with an apparent dry specific weight equal to 15 kN/m³, with a humidity of 19%. The results showed that higher lime contents in the mixtures result in greater resistance. The addition of PET to the mixtures generated lower values of simple compressive strength than mixtures with soil-lime. This occurs because micronized PET, at room temperatures, is chemically inert, not reacting with soil or lime. Among the mixtures evaluated, the combination that generated the best results was with 10% PET and 6% lime, which approached the resistance of soil-lime with 6% lime, thus providing a sustainable use for the immense amount of PET that exists in landfills and in nature.

KEYWORDS: Expansive Soil, Chemical Stabilization, Physical Stabilization, Waste Reuse.

1 INTRODUÇÃO

Segundo Ferreira (1995) os solos expansivos podem ser definidos como solos argilosos que têm seu comportamento relacionado à instabilidade volumétrica ao sofrer variação de umidade ou sucção. De maneira geral, o comportamento desses solos caracteriza-se pelo acréscimo de volume (expansão) quando há aumento na umidade e redução de volume (contração) ao perderem umidade.

A execução de obras de engenharia em solos que apresentam instabilidade volumétrica, quando umedecidos podem causar sérios problemas. As edificações construídas sobre esse solo podem apresentar fissuras diagonais abaixo das janelas e acima das portas, ondulações e rupturas nos pavimentos, além de fissuras generalizadas longitudinais e transversais. Em campo, solos expansivos apresentam fissuras ou fendas características, que podem ser observados principalmente nas estações mais secas do ano (PAIVA, 2016).

Neste sentido, um solo expansivo não apresenta as características técnicas apropriadas para o uso em obras de engenharia. Uma alternativa viável em muitos projetos geotécnicos é a utilização de técnicas de estabilização de solos, que incluem abordagens mecânicas, químicas, físicas. Dentre as diversas técnicas, destaca-se o melhoramento do solo através da inserção de aditivos químicos, como o cimento Portland e a cal. A estabilização química provoca no solo mudanças nas características de compactação, plasticidade, variação de volume, resistência mecânica e tensão-deformação (LIMA *et al.*, 1993).

Na tentativa de soluções sustentáveis, tem-se estudado a possibilidade do uso de polímeros, especificamente, o Politereftalato de Etileno (PET) na estabilização de solo expansivos. De acordo com o 11º Censo da Reciclagem do PET no Brasil, o país descartou no ano de 2019 aproximadamente 565 toneladas de embalagens de PET, desse montante foram recicladas cerca de 55%, que em volume equivale a 311 mil toneladas do produto (ABIPET, 2020).

É importante ressaltar que a utilização do PET na mesma cadeia produtiva de embalagem de alimentos e bebidas é inviável, visto que os recipientes PET são propensos a absorver contaminantes que podem ser liberados e contaminar os produtos ao serem embalados (TAREFDER; ZAMAN, 2010). Diante disso, é importante que haja o estímulo à utilização de produtos recicláveis e o incentivo ao desenvolvimento de pesquisas que deem destino ao plástico que seria descartado.

Neste sentido, o presente trabalho atua em duas frentes. A primeira delas visa estabilizar um solo expansivo melhorando suas propriedades mecânicas a fim de tornar o seu uso tecnicamente viável em obras de engenharia. A segunda frente do trabalho aborda uma temática ambiental, ao utilizar o resíduo de PET na mistura com solo busca-se dar destino a uma imensa quantidade de material que é muitas vezes é descartada de forma irregular na natureza, e que é responsável por ocupar uma significativa parcela do espaço nos aterros sanitários.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

2.1.1 PET

O PET utilizado nesta pesquisa apresenta-se na forma de pó, ou seja, cominuído em partículas cuja dimensão máxima é de 0,6 mm. O material foi adquirido em indústria de reciclagem, localizada na cidade de Campina Grande – PB. A empresa responsável realiza o beneficiamento e reaproveitamento de resíduos sólidos plásticos, oriundas do pós-consumo, produz em média, 350 ton/mês de flakes de PET, os flakes são flocos de PET resultantes do processo de moagem.

Neste estudo, utilizou-se o PET em pó, com dimensões entre 0,074mm e 0,6 mm, que para fins comerciais é denominado de PET micronizado. Os dados de caracterização do PET micronizado utilizados nesta pesquisa foram obtidos por Silva *et al.*, (2015), Almeida (2016) e Souza Junior (2021). Almeida (2016) observou, através da caracterização física, que PET micronizado é classificado como um material muito fino, com módulo de finura de 1,29. O material apresenta dimensão máxima dos agregados de 0,6mm, sendo a massa unitária no estado solto igual a 629 kg/m³ e massa unitária no estado compactado igual a 768 kg/m³.

Souza Junior (2021) determinou a massa específica do PET por meio do frasco volumétrico de Le Chatelier utilizando a norma NBR 16605 (ABNT, 2017) para cimento Portland e outros materiais em pó. O autor obteve o resultado de massa específica do PET de 1,40 g/cm³.

Silva *et al.* (2015) realizaram a caracterização química do PET: ensaios de difração de raios X, análise termo gravimétrica derivada e análise térmica diferencial.

2.1.2 Solo

O solo expansivo utilizado nesta pesquisa é oriundo da região rural do município de Paulista-PE. As amostras foram coletadas conforme a NBR 9820 (ABNT, 1997) entre as profundidades de um 1 e 1,4 metros e transportadas ao laboratório de engenharia de pavimentação (LEP) da Universidade Federal de Campina Grande. As propriedades físicas do solo são apresentas na Tabela 1, a seguir:

Tabela 1. Propriedades físicas do solo.

Ensaio	Propriedade	Valor
Limites de Atterberg	Limite de liquidez (%)	49
	Limite de plasticidade (%)	21
	Índice de plasticidade (%)	28
Massa específica dos grãos	Peso específico das partículas do solo (kN/m³)	26,50
Distribuição granulométrica	Areia (%)	10,58
	Silte (%)	43,96
	Argila (%)	45,46
Compactação (Proctor normal)	Peso específico máximo (kN/m³)	15,4
	Umidade ótima (%)	23
Azul de metileno	Capacidade de troca catiônica (meq/100 g)	59,20
	Superfície específica do solo (m^2/g)	462,01
Classificação SUCS	Argila de alta compressibilidade	-
Classificação HRB	Solo fino de alta compressibilidade (A-7-6)	-

O ensaio de fluorescência de raio X foi realizado por Tenório (2019) com atmosfera de vácuo e utilizou catodos de cobre. Os principais componentes do solo são dióxido de silício (SiO_2), óxido de alumínio (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3). Os óxidos silício, alumínio e ferro representam 85% dos constituintes do solo, essa característica permite que este material tenha potencial para reagir com a cal e desenvolver reações pozolânicas.

Os resultados do ensaio de difração de raios X obtidos por Tenório (2019) apresentam picos de quartzo e bandas de muscovita e esmectita, essas últimas são argilominerais expansivos. A forma amorfa dos argilominerais, indicada pelas bandas, possibilita a reação com íons de cálcio, originando silicatos de cálcio hidratados e o aumento da resistência do solo ao ser estabilizado com cal.

2.1.3 Cal

A cal hidratada utilizada na pesquisa foi adquirida no comércio local de Campina Grande – PB. A cal foi utilizada como aditivo do solo para garantir um melhor desempenho das propriedades mecânicas das misturas solo-PET. Com relação a densidade, Silvani *et al.* (2020) observou que corresponde a 2,41 g/cm³, apresentando, estequiometricamente, 82,0% de $Ca(OH)_2$ e 8,7% de $CaCO_3$.

2.2 Métodos

2.2.1 Planejamento experimental

As variáveis controláveis do programa experimental, são representadas pelos teores de PET (2%; 4%; 6%) e os teores de cal (5%; 10%) . Os teores de cal foram definidos com base no ensaio do Consumo Inicial de Cal (ICL), que é de 6% e foi obtido por Tenório (2019), já os teores de PET foram obtidos do estudo de Souza Junior (2021).

As variáveis fixas deste estudo são o peso específico seco aparente (15 kN/m³) que foi definido através da curva de compactação do ensaio de compactação Proctor Normal obtida por Tenório (2019) e Silvani *et al.*, (2020). O teor de umidade de moldagem utilizado para todas as amostras que foi igual a 19% e baseou-se no mesmo ensaio. E o tempo de cura adotado foi de 56 dias, devido às reações pozolânicas serem lentas.

2.2.2 Moldagem dos corpos de prova

Os corpos de prova utilizados para o desenvolvimento deste trabalho possuem formato cilíndrico tendo altura de 100 mm e diâmetro de 50 mm. Para a confecção dos corpos de prova, inicialmente ocorreu a pesagem do solo, da cal e do PET de acordo com teores pré-definidos de cada um desses materiais. Em seguida, foi preparada a mistura: adicionando em um recipiente o solo, a cal, o PET e a água e, os materiais foram misturados até a completa homogeneização.

2.2.3 Ensaio resposta

O ensaio utilizado para mensurar a resistência mecânica dos corpos de prova foi o de compressão simples seguindo o método da NBR 12025 (ABNT, 2012). O detalhamento dos ensaios de compressão simples encontra-se disposto na Figura 1. Ressalta-se que os ensaios para cada teor de cal e PET foram feitos em triplicata, totalizando 18 ensaios de compressão simples.

Os ensaios de compressão simples foram realizados com os corpos de prova curados por 56 dias. Antes da ruptura os corpos de prova foram inundados em água por 24 horas, visando elevar a saturação dos corpos de prova e minimizar os efeitos da sucção na resistência à compressão simples (SALDANHA; CONSOLI, 2016). O equipamento utilizado na ruptura dos corpos de prova foi a prensa hidráulica *Shimadzu*, os corpos de prova foram rompidos com velocidade de carregamento de 1,14mm/minuto.

Peso específico	Teor de PET	Teor de cal	Nº de repetições	TOTAL DE ENSAIOS
15 kN/m³	5%	2%	3	**18**
		4%	3	
		6%	3	
	10%	2%	3	
		4%	3	
		6%	3	

Figura 1. Detalhamento do ensaio de compressão simples

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Resistência à Compressão Simples

Os corpos de prova apresentam peso específico fixo de 15kN/m³, umidade de 19% e os teores de cal e de PET variáveis. Os resultados do ensaio de compressão simples mostraram que ocorreu o rompimento dos corpos de prova com 2% de cal com a inundação.

3.2 Efeito do Teor de Cal

Tenório (2019) realizou ensaios de resistência à compressão simples com o mesmo solo estudado nesta pesquisa. Para fins de análises e comparações dos resultados da mistura solo-cal com a mistura solo-cal-PET serão utilizados os dados de ruptura dos corpos de prova obtidos pelo autor.

A Figura 2 apresenta as retas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função do teor de Cal nas misturas.

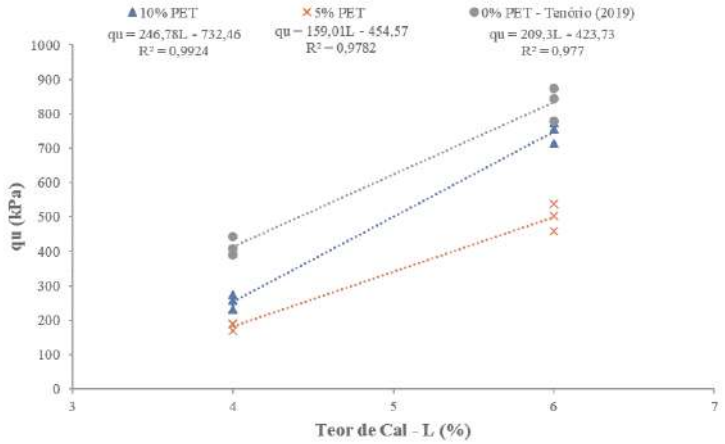


Figura 2. Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal das amostras

Observando isoladamente cada curva da Figura 3 é possível perceber que o aumento do teor de cal de 4% para 6%, independente do teor de PET, promove ganhos na resistência mecânica dos corpos de prova. Esse comportamento é esperado e amplamente reportado na literatura (INGLES E METCALF, 1972; LOVATO, 2004; SILVANI, 2017; TENÓRIO, 2019). O ganho de resistência pela adição de cal ocorre através das reações pozolânicas, devido à formação de produtos cimentantes. Os géis de silicato resultantes da reação cobrem e ligam as partículas de argila, bloqueando os vazios e melhorando a resistência do solo estabilizado.

Os corpos de prova CP1, CP2, CP3, CP10, CP11 e CP12 que continham 2% de cal independentemente do teor de PET da mistura não resistiram ao processo de inundação. Isso se deve, provavelmente, ao fato de toda a cal adicionada ao solo (para esse teor) ser consumida nas primeiras etapas da reação. Na primeira etapa ocorre a troca catiônica e a floculação e, como a cal é inteiramente consumida nessa etapa, não há cal disponível na mistura para a etapa da cimentação que seria responsável pelo aumento da resistência mecânica.

3.3 Efeito do Teor de PET

Na Figura 3 estão dispostas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função do teor de PET das misturas, cada curva isoladamente possui o mesmo teor de cal. Considerando o mesmo teor de cal, a inserção de PET na mistura provocou uma redução na resistência à compressão simples dos corpos de prova quando comparados com os corpos de prova estabilizados apenas com a cal. Para o teor de 4% de cal, a adição de 5% de PET ocasionou uma redução na resistência de aproximadamente 56,1%, já a adição de 10% de PET provocou uma redução de 38,4% na resistência da mistura. Avaliando o teor de 6%de Cal, pode-se observar que a adição de 5% de PET provocou uma redução de 40% da resistência dos corpos de prova analisados, enquanto a adição de 10% de PET reduziu a resistência dos CPs em 10,1%.

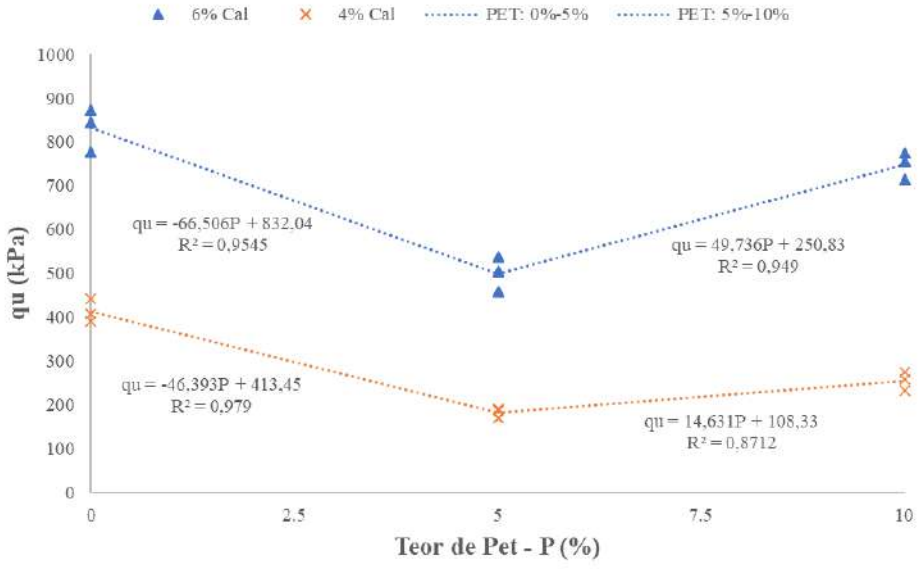


Figura 3. Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de PET das amostras.

A Figura 4 apresenta uma foto dos CP2, CP3, CP11 e CP12 ainda imersos pouco antes da ruptura. Embora o teor de PET na mistura dos CPs com 2% de cal não impeça que eles se deteriorem durante o processo de imersão,o CP11 e o CP12 (com 10% de PET) visualmente apresentam maior capacidade de resistir a inundação quando comparados com os CP2 e CP3 (com 5% de PET). Isso ocorre porque o solo que tem propriedades expansivas é substituído pelo PET que é um material volumetricamente estável, ou seja, nos CPs com maiores percentuais de PET existe proporcionalmente menos solo e, portanto, menor potencial de expansão.

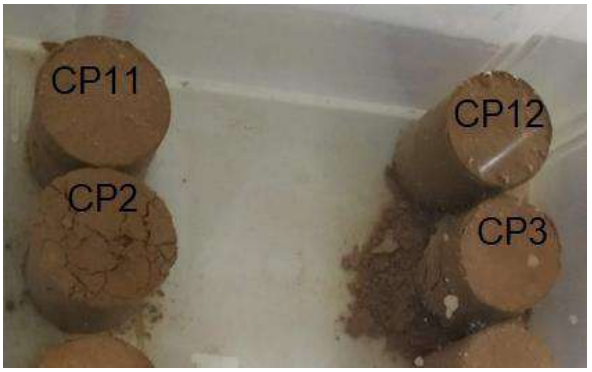


Figura 4. CPs com 2% de Cal antes da ruptura

Como observado, o PET provoca uma redução na resistência à compressão simples dos corpos de prova. Essa redução ocorre, possivelmente, porque o PET é quimicamente inerte em temperatura ambiente, ou seja, ele atua apenas alterando a granulometria na mistura. Dessa maneira, não há relação linear entre a variação do teor de PET na mistura e a variação da resistência dos corpos de prova.

3.4 Comparação de diferentes estabilizantes no solo expansivo

Assim como a cal, o cimento também pode ser utilizado como estabilizante na tentativa de melhorar as propriedades geotécnicas de um solo. Braz (2018) estudou o mesmo solo utilizado nesta pesquisa, e utilizou o cimento como estabilizante químico. Na Figura 5 são apresentadas as informações da variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cal ou de cimento dasmisturas.

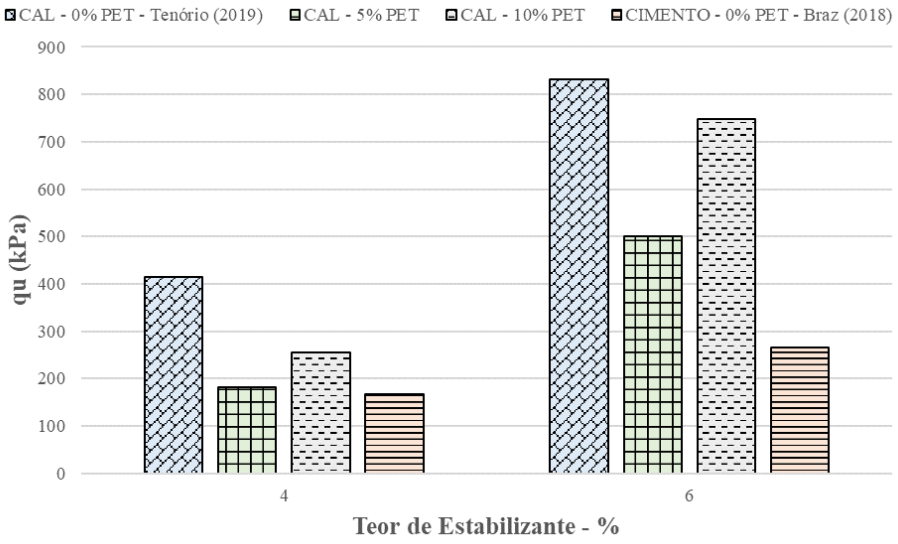


Figura 5. Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de estabilizante das amostras.

A inserção do PET na mistura reduz a resistência quando comparado com a mistura solo-cal, mas apresenta melhores resultados quando comparados com a mistura solo-cimento. Considerando o teor 4% de estabilizante (cal ou cimento) e em relação a mistura solo-cimento, as misturas de solo-cal-pet com 5% e 10% de PET apresentam maiores valores de resistências, respectivamente, 8,22% e 34,59%. Ao avaliar o teor de 6% de estabilizante, as misturas de solo-cal-pet com 5% e 10% de PET apresentam em relação mistura solo-cimento um aumento na resistência de 47,03% e 64,63%, respectivamente. Para o teor de 6% de estabilizante

a resistência do solo com 10% de PET se aproxima da resistência do solo estabilizado apenas com a cal (0% de PET) o que reforça a hipótese da não linearidade entre a variação do teor de PET e a variação resistência da mistura.

Para o solo estudado, é possível observar que o solo-cal apresenta melhores resultados de resistência que o solo-cimento. Isso ocorre porque o solo estudado tem propriedades expansivas, de modo que as primeiras reações desencadeadas pela cal (troca catiônica e floculação) conseguem controlar melhor a tendência de expansão do solo em relação a reação de hidratação gerada pela adição do cimento.

4 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos pelos pesquisadores mostram que houve uma redução na resistência à compressão simples dos corpos de prova para os teores de PET de estudados (5% e 10%) em relação ao solo estabilizando somente com cal. A redução na resistência ocorre devido à natureza quimicamente inerte do PET em temperaturas ambientes. Nesse sentido, o PET não reage nem com o solo e nem com a cal na mistura. Assim sendo, o PET provocou uma pior interação entre as partículas do solo ocasionando a diminuição da resistênciaquando comparada com a mistura solo-cal.

A variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cal utilizado nos corpos de prova se comportou como esperado: maiores teores de cal geraram maiores valores de resistência à compressão simples. Esse comportamento é amplamente reportado na literatura e ocorre porque em misturas com maiores teores de cal a etapa rápida das reações (troca catiônica e floculação) ocorre nas misturas e, ainda há no solo cal disponível para que haja as reações pozolânicas que geram agentes cimentantes e provocam aumentos na resistência. Os resultados mostraram que os corpos de prova que continham 2% de cal não resistiram ao processo de inundação. Isso ocorre porque toda a cal adicionada ao solo (para esse teor) é consumida nas primeiras etapas da reação, portanto não há cal disponível na mistura para a etapa da cimentação que seria responsável pelo aumento da resistência mecânica. Nesse sentido, quanto mais agentes cimentantes são formados no solo maiores são as melhorias na resistência.

Para os teores de PET estudados nesta pesquisa, as misturas solo-cal-PET, em todos os cenários, apresentaram piores resultados de resistência à compressão simples quando comparados com os resultados produzidos pelamistura solo-cal. Como não há relação linear entre a variação do teor de PET nas misturas e a variação da resistência dos corpos de prova, é preciso testar empiricamente outros teores de PET na mistura para analisar os resultados por eles produzidos. Nesse contexto, é mais viável, tecnicamente, utilizar o solo estabilizado somente com cal do que adicionar PET nos teores de 5% e 10%. Entretanto, as misturas com 5% e 10% de PET apresentaram melhores resultados de resistência do que as misturas solo expansivo-cimento. Nesse sentido, a estabilização com PET e cal (para os teores avaliados) é uma alternativa para a estabilização com cimento.

A mistura com 6% de cal e 10% de PET apresentou resultados próximos ao da mistura estabilizada apenas com 6% de cal. Para esse teor, a estabilização com PET é vantajosa pois garante uma destinação adequada para um resíduo que existe em abundância, que não pode ser reinserido na mesma cadeira produtiva e que ocupa considerável parcela de espaço nos locais de posição final. Além disso, a inserção desseteor de PET não gera expressivas reduções na resistência do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABIPET. Associação Brasileira da Indústria de PET. 11º Censo de Reciclagem do PET no Brasil. 2020. Disponível em: </ https://www.abipet.org.br/ />. Acesso em 25 de agosto de 2021.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2012). NBR 12025. *Solo-cimento — Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos — Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2017). NBR 16605. *Cimento Portland e outros materiais em pó — Determinação da massa específica. — Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (1997). NBR 9820. Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consitência em furos de sondagem – Procedimento. Rio de Janeiro.

Almeida. S, P. Uso de politereftalato de etileno (pet) como agregado em peças de concreto para pavimento intertravado. Tese (Doutorado) da Universidade Federal de Campina Grande. 119p. 2016.

Braz, R. I. F. Avaliação da resistência de um solo expansivo do município de Paulista-PE melhorado com cimento Portland. Monografia da Universidade Federal de Campina Grande. 2018.

Consoli, N. C.; Quiñonez, R. A.; Villalba, N. M. K. Durability, strength and stiffness of dispersive clay-lime blends. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 28, n. 11, 2016.

Ferreira, S. R. M. Colapso e expansão de solos naturais não saturados devido à inundação. Tese (Doutorado) da Universidade Federal do Rio de Janeiro. 401 p. 1995.

Ingles, O.G.; Metcalf, J.B. Soil Stabilization: Principles and Practice. Sidney: Butterworths, 1972.

Lima, D. C. Rohm, S. A. Barbosa, P. S. A. Estabilização dos Solos III (Misturas Solo-Cal para Fins Rodoviários). Universidade Federal de Viçosa. Revista Universitária - publicação n° 334, 46 p. 1993.

Lovato, R. S. Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado à pavimentação. Dissertação (Mestrado) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 144p. 2004.

Paiva, S. C. Estudo do comportamento geomecânico dos solos expansivos dos municípios de Cabrobó, Paulista e Ipojuca - PE e de suas misturas com cal. Tese (Doutorado) da Universidade Federal de Pernambuco. 190 p. 2016.

Saldanha, R.B., Consoli, N. C. Accelerated Mix Design of Lime Stabilized Materials, Journal of Materials in Civil Engineering, 28 (3), 2016.

Silva, J. A. A.; Rodrigues, J. K. G.; Carvalho, M. W.; Lucena, L. C. F. L.; Costa, D. B. Use of Micronized Polyethylene Terephthalate (Pet) Waste in Asphalt Binder. Petroleum Science and Technology, v. 33, p. 150 81515, 2015.

Silvani, C. Solos Artificialmente Cimentados em Célula Cúbica: Isotropia a Pequenas Deformações e na Ruptura. Tese (Doutorado) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 194p. 2017.

Silvani, C.; Lucena, L. C. F. L.; Tenorio, E. A. G.; Scheuermann Filho, H. C.; Consoli, N. C. Key Parameter for Swelling Control of Compacted Expansive Fine-Grained Soil-Lime Blends. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 146, p. 06020012, 2020.

Souza Junior, A. Avaliação da adição de polietileno tereftalato (pet) na expansibilidade dos solos. Dissertação (Mestrado) da Universidade Federal de Campina Grande. 118 p. 2021.

Tarefder Rafiqul A., Zaman Arif M. Nanoscale Evaluation of Moisture Damage in PolymerModified Asphalts", Journal of Materials in Civil Engineering. v. 22, n.2, pp. 714-725, 2010.

Tenório, E. A. G. Controle da expansão dos solos com resíduos de mármore e cal. Dissertação (Mestrado) da Universidade Federal de Campina Grande. 108 p. 2019.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/600

Avaliação da Resistência à Compressão Simples de Solo Expansivo Estabilizado com Cinza do Bagaço da Cana-de-Açúcar e Cimento Portland

Hanna Gabrielly dos Santos Gomes
Graduada em Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, hannagabrielly383@gmail.com

Carina Silvani
Professora na Unidade Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, carinasilvani@gmail.com

Vitor Braga de Azevedo
Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, vitorba.eng@gmail.com

Juliette Macena de Souza
Doutoranda em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, juliette-souza@hotmail.com

RESUMO: Visando controlar a expansão e aumentar a resistência mecânica de solos expansivos, estudos anteriores já apontaram a estabilização química com cimento Portland como uma opção viável. Ademais, estudos recentes mostram que a cinza do bagaço da cana-de-açúcar (CBCA) apresenta potencial pozolânico e relatam seu uso satisfatório em concretos e argamassas, porém poucos trabalhos analisam o uso desse material para estabilização de solo. Diante disso, o objetivo do trabalho é avaliar a influência da CBCA na estabilização de um solo expansivo com cimento. O solo expansivo utilizado na pesquisa foi uma mistura de areia/bentonita na proporção 75/25. O solo foi estabilizado com 6% de cimento Portland CP V ARI e, em conjunto, foram adicionados os teores de CBCA de 0%, 12,5% e 25,0%. A resistência à compressão simples foi analisada para os tempos de cura de 7 e 14 dias, sendo analisado, também, com 28 dias para o teor médio de CBCA. Os resultados da pesquisa mostraram o efeito positivo que o aumento do teor de CBCA e do tempo de cura exercem sobre a resistência à compressão simples das mistura solo-cimento-CBCA. Para a amostra com 7 dias de cura, os incrementos de 12,5% e 25% de CBCA no solo, desencadearam, respectivamente, um aumento de 156% e 238% na resistência à compressão simples, em relação ao solo sem adição da CBCA. Para a amostra com 12,5% de CBCA, o aumento do tempo de cura de 14 para 28 dias representou um ganho de resistência de 56%. Assim, conclui-se que a CBCA tem potencial para uma estabilização sustentável de solos.

PALAVRAS-CHAVE: Melhoramento de Solo, Reações Pozolânicas, Bentonita, Tempo de Cura, Cinza do Bagaço da Cana-de-Açúcar.

ABSTRACT: In order to control swelling and increase the mechanical strength of expansive soils, previous studies have already pointed out chemical stabilization with Portland cement as a viable option. Furthermore, recent studies show that sugarcane bagasse ash (SCBA) presents pozzolanic potential and report its satisfactory use in concretes and mortars, although few works analyze the use of this material for soil stabilization. Therefore, the objective of this study is to evaluate the influence of sugarcane bagasse ash on the stabilization of an expansive soil with cement. The expansive soil used in the research was a sand/bentonite mixture in a 75/25 proportion. The soil was stabilized with 6% Portland cement CP V ARI and SCBA contents of 0%, 12.5%, and 25.0% were added. The unconfined compressive strength was analyzed for curing times of 7 and 14 days, also analyzed at 28 days for the average SCBA content. The research results showed the positive effect that increasing the CBCA content and curing time have on the unconfined compressive strength of the soil-cement-CBCA mixture. For the sample with 7 days of curing, increases of 12.5% and 25% of CBCA in

the soil triggered, respectively, an increase of 156% and 238% in unconfined compressive strength, compared to the soil without ash addition. For the sample with 12.5% of CBCA, increasing the curing time from 7 to 14 days represented a strength gain of 3%, while from 14 to 28 days the gain was 56%. Thus, it is concluded that CBCA has the potential for sustainable soil stabilization.

KEYWORDS: Soil Improvement, Pozzolanic Reactions, Bentonite, Curing Time, Sugarcane Bagasse Ash.

1 INTRODUÇÃO

O material mais utilizado na Engenharia Geotécnica é o solo e este apresenta características muito complexas e variáveis (DALLA ROSA, 2009). Apesar de ser um material de extrema abundância, ocasionalmente não possui propriedades mecânicas adequadas para ser empregado diretamente em projetos de engenharia. Nesse contexto, técnicas de melhoramento do solo podem ser utilizadas para viabilizar sua utilização (VERMA et al., 2021).

Os solos expansivos possuem grande complexidade de utilização, pois, apresentam instabilidade volumétrica quando submetidos a mudanças na umidade, podendo acarretar no surgimento de tensões de expansão e recalques acentuados (KULANTHAIVEL et al., 2021). No final da década de setenta, nos Estados Unidos, foram gastos cerca de dois bilhões de dólares anuais para resolver problemas ligados à expansibilidade dos solos (COSTA; CRAIZER, 1978). No Brasil, esse problema é de grande importância, pois atinge regiões economicamente ativas, como por exemplo o nordeste brasileiro, distribuídas nos estados do Pernambuco, Rio Grande do Norte, Alagoas e Bahia, onde foi constatada a ocorrência de solos potencialmente expansivos. (FERREIRA, 1995).

A estabilização de solos expansíveis comumente é feita com processos químicos, que consistem na adição de um material que reage com o solo, aumentando sua resistência e diminuindo sua deformabilidade. Como exemplo, tem-se as misturas solos-cimento, que são empregadas na pavimentação rodoviária desde fins da década de 30 (TRINDADE et al., 2004). Segundo Firoozi et al. (2017), o cimento altera as propriedades do solo, como redução do potencial de contração e expansão e o aumento da resistência e do módulo de elasticidade. Porém, a produção do cimento Portland possui elevada demanda energética, bem como, é responsável por significativa emissão de poluentes atmosféricos. Por esse motivo, vem-se ganhando destaque estudos que buscam alternativas mais sustentáveis, como resíduos agrícolas e industriais (ATHIRA et al., 2021).

A cinza do bagaço da cana-de-açúcar (CBCA) é um resíduo produzido pela indústria sucroalcooleira, a partir da queima do bagaço de cana-de-açúcar para aquecimento de caldeiras de vapor da própria indústria. A destinação da CBCA é um problema, pois, o descarte adequado da CBCA acarreta em um custo ao processo de produção, enquanto que o descarte inadequado pode gerar problemas ambientais, devido altos teores de metais pesados (THOMAS et al., 2021). Com isso, encontrar usos para a CBCA é uma forma de agregar valor ao resíduo e trazer mais sustentabilidade para a indústria sucroalcooleira. (CACURO; WALDMAN, 2015).

A CBCA é um aditivo latente para estabilização de solos. Farias (2005) avaliou que a adição de CBCA aumenta a capacidade de suporte do solo, diminui a sua expansividade, reduz a massa específica aparente seca e deixa a mistura pouco sensível à umidade. Com isso, é possível averiguar que a CBCA pode provocar uma melhoria nas características geotécnicas dos solos expansivos.

Nesse contexto, objetivou-se analisar o impacto da CBCA em um solo expansivo estabilizado com cimento, com vistas a propor uma possível solução para a destinação final da CBCA em obras geotécnicas.

2 METODOLOGIA

2.1 Materiais

2.1.1 Solo Expansivo

O solo expansivo utilizado na pesquisa foi uma mistura de areia/bentonita na proporção em massa de 75%/25%. A areia utilizada foi adquirida no comércio local de Campina Grande - PB e foi passada na peneira #4,8 mm. A bentonita adquirida foi produzida na cidade de Boa Vista - PB, seguindo a norma NBR ISO 9001 (2015).

Na Tabela 1, estão dispostas as informações da caracterização do solo expansivo e da CBCA, realizada por Guedes (2022). Para o solo expansivo, é possível observar nas frações granulométricas o alto teor de areia fina (46,51%) e, em seguida, a fração argila (29,73%). O Índice de plasticidade (IP) de 37,80% indica a alta plasticidade do solo, propriedade comum em solos finos e expansivos. O solo é classificado como uma argila de alta compressibilidade (CH), segundo o Sistema Unificado de Classificação do Solo (SUCS). Os altos valores de superfície específica e da capacidade de troca catiônica (CTC) são comuns em solos expansivos e indicam uma maior reatividade do solo, com potencial para reagir com cal e desencadear reações pozolânicas (CERATO; LUTENNEGGER, 2002).

Tabela 1. Caracterização do solo expansivo e da CBCA

Ensaio	Propriedade	Solo Expansivo	CBCA	Norma
Distribuição granulométrica	Areia grossa (%)	4,70	-	ABNT NBR 7181/2018
	Areia média (%)	17,00	-	
	Areia fina (%)	46,51	20,12	
	Silte (%)	2,05	50,23	
	Argila (%)	29,73	29,65	
Limites de Atteberg	LL (%)	65,0	-	ABNT NBR 6459/2017
	LP (%)	27,2	-	
	IP (%)	37,8	Não Plástico	ABNT NBR 7180/2016
Peso específico dos grãos	Peso específico dos grãos (kN/m³)	26,5	25,01	ABNT NBR 6458/2016
Adsorção do Azul de Metileno	Capacidade de Troca catiônica (meq/100g)	131,31	15,76	ASTM C837/2009
	Superfície específica (m²/g)	1024,78	123,00	
Compactação (Proctor Normal)	Peso específico seco máximo (kN/m³)	16,75	-	ABNT NBR 7182/2020
	Umidade ótima (%)	19,50	-	

Fonte: Guedes (2022)

A Figura 1 expõe o resultado do ensaio de difração dos raios-X (DRX) do solo expansivo. É possível observar picos de quartzo, anortita, caulinita, muscovita e montmorilonita, sendo os dois últimos argilominerais expansivos. Os picos de quartzo e montmorilonita são decorrentes da areia e da bentonita, respectivamente, uma vez que são os principais minerais desses materiais.

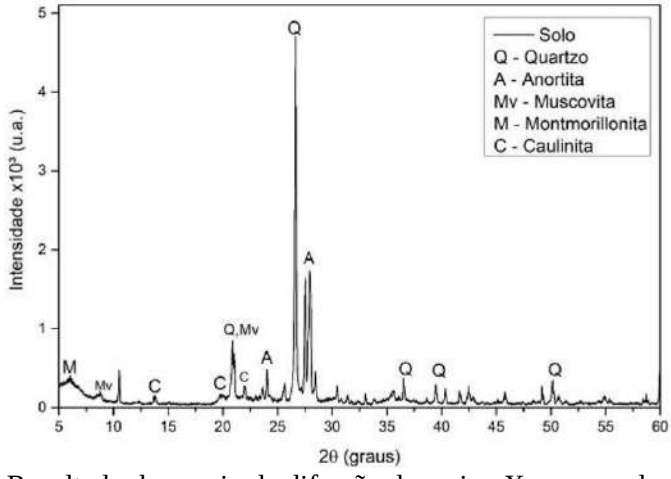


Figura 1. Resultado do ensaio de difração dos raios-X para o solo expansivo

O ensaio de fluorescência de raios-X (FRX) foi realizado por Guedes (2022), de acordo com a ABNT NBR 16137/2016, para o solo expansivo e seu resultado está disposto na Tabela 2. O solo apresenta altos

teores de sílica e alumina, favorecendo a ocorrência das reações pozolânicas juntamente com a cal para gerar compostos cimentante como C-S-H e C-A-H.

Tabela 2. Resultado do ensaio de fluorescência de raios-X para o solo expansivo

Elemento	**SiO_2**	**Al_2O_3**	**MgO**	**Fe_2O_3**	**K_2O**	**CaO**	**TiO_2**	**SO_3**	**Outros**
Fração (%)	70,08	20,46	2,74	2,67	1,7	1,48	0,6	0,14	0,13

Fonte: Guedes (2022)

2.1.2 Cimento

Neste trabalho foi utilizado o cimento Portland CP V-ARI. A escolha deu-se em função da alta resistência inicial, e também pelo desempenho apresentado conforme estudo de Jonatan et al. (2012). Além dos parâmetros de economia, tempo de execução e componentes químicos conferirem maior coesão aos solos devido à cimentação e aglutinação das partículas, firmando a estrutura e diminuindo o tamanho dos poros.

O desenvolvimento da alta resistência inicial do cimento é dado pela utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como pela moagem mais fina do cimento, de modo que, ao reagir com a água, ele adquire elevadas resistências, com maior velocidade. Além disso, segundo a NBR 16697 (ABNT, 2018) de Cimento Portland, o CP V-ARI também não contém adições significativas (pode conter até 10% em massa de material carbonático).

2.1.3 Cinza do bagaço da cana-de-açúcar (CBCA)

A CBCA foi obtida numa indústria sucroalcooleira de pequeno porte, localizado no distrito de Galante na Paraíba. A CBCA foi peneirada na peneira #15mm para eliminar as impurezas, tais como prego, pedaços de madeira e de vidro. A caracterização da CBCA, realizada por Guedes (2022), está disposta na Tabela 1. É possível observar a presença majoritária da fração granulométrica silte. A CBCA foi classificada como um silte de baixa compressibilidade (ML).

O ensaio de difração dos raios-X (DRX) também foi realizado para a CBCA, com seu resultado disposto na Figura 2. O difratograma indicou picos de quartzo, silvita, calcita, dolomita e periclásio. Além disso, é possível ver a característica de um material amorfo, ou seja, com potencial para reagir com a cal e desenvolver reações pozolânicas.

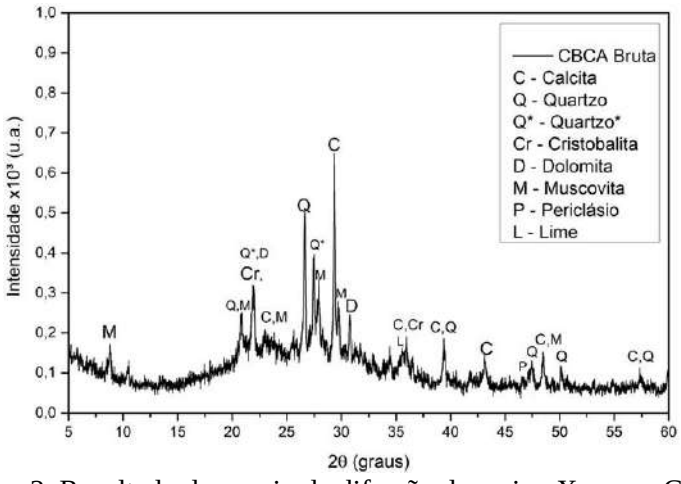


Figura 2. Resultado do ensaio de difração dos raios-X para a CBCA

O ensaio de fluorescência de raios-X (FRX) da CBCA, realizado por Guedes (2022), de acordo com a NBR 16137 (ABNT, 2016), tem seu resultado disposto na Tabela 3. Foi observada uma elevada presença de sílica, que sugere que o material apresente propriedades pozolânicas. Além disso, destaca-se o alto teor de magnésio que pode contribuir para a diminuição da expansão do solo, através das trocas catiônicas do íon de Na^+ presente na montmorilonita pelo íon Mg^{2+}.

Tabela 3. Resultado do ensaio de fluorescência de raios-X para a CBCA

Elemento	SiO_2	MgO	K_2O	Al_2O_3	CaO	P_2O_5	SO_3	Fe_2O_3	Cl	TiO_2	MnO	Outros
Fração (%)	57,3	11,49	8,81	7,75	6,89	5,08	2,68	2,46	1,98	0,34	0,18	0,18

Fonte: Guedes (2022)

2.2 Métodos

2.2.1 Planejamento Experimental

Visando planejar os ensaios, foram definidas as variáveis independentes (teor de CBCA e tempo de cura), que tiveram seus níveis variados a fim de avaliar seu impacto sobre a variável dependente (resistência à compressão simples). Os níveis adotados para o teor de CBCA foram de 0%, 12,5% e 25%, definidos com base nos valores adotados para estudos similares com cinza volante (CONSOLI et al., 2015; CONSOLI et al., 2019). Os períodos adotados para o tempo de cura foram de 7, 14 e 28 dias, definidos com base na demora para desenvolvimento das reações pozolânicas.

As variáveis fixadas (teor de cimento, umidade de compactação e peso específico seco) são mantidas iguais para todas as amostras ensaiadas. Nesse sentido, o teor de cimento utilizado foi de 6%, baseado no teor de cal utilizado no estudo semelhante de Guedes (2022). A umidade de compactação foi de 19% e o peso específico seco foi de 13,75 kN/m^3, ambos escolhidos visando a viabilidade de moldagem dos corpos de prova, então, foram definidos como um ponto no ramo seco da curva de compactação da mistura solo-CBCA (25% de CBCA), com energia Proctor Normal. A Tabela 4 expõe o programa experimental adotado para realização dos ensaios de resistência à compressão simples.

Tabela 4 Programa experimental para os ensaios de resistência à compressão simples

Peso Específico Seco	**Teor de CBCA**	**Tempo de Cura**	**Número de repetições**	**Total de ensaio**
13,75 kN/m^3	0%	7 dias	2	17 amostras
		14 dias	2	
	12,5%	7 dias	3	
		14 dias	3	
		28 dias	3	
	25%	7 dias	2	
		14 dias	2	

2.2.2 Preparação de Amostras

Visando a confecção dos corpos de prova para o ensaio de resistência, inicialmente foi feita a mistura do solo expansivo com a CBCA conforme teores definidos no planejamento experimental. Seguido da adição de água para correção da umidade e as amostras foram acondicionadas em sacos plásticos por três dias, para a bentonita entrar em equilíbrio com os demais componentes. Então, foi feita a adição do cimento Portland e procedeu-se com a compactação estática de corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm.

2.2.3 Ensaio de Resistência

O ensaio realizado para mensurar a resistência mecânica dos corpos de prova foi o de compressão simples seguindo o método da NBR 12025 (ABNT, 2012). No penúltimo dia de cura, os corpos de prova foram submersos em água, por 24 horas, para minimizar os efeitos da sucção na resistência final. Posteriormente, os corpos de prova foram rompidos com auxílio de uma prensa hidráulica Shimadzu, com velocidade de carregamento de 1,14 mm/minuto. A resistência à compressão simples é definida como a máxima tensão axial suportada pela amostra, até sua ruptura.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 3 apresenta as curvas de ajuste e as respectivas equações da resistência à compressão simples (qu) em função do teor de CBCA, para cada um dos tempos de cura analisados. Assim, pode-se observar que o incremento da CBCA gerou aumento da resistência à compressão simples das amostras, para 7 e 14 dias de cura. Não foi possível obter o comportamento para 28 dias de cura, pois somente o teor médio de CBCA foi estudado.

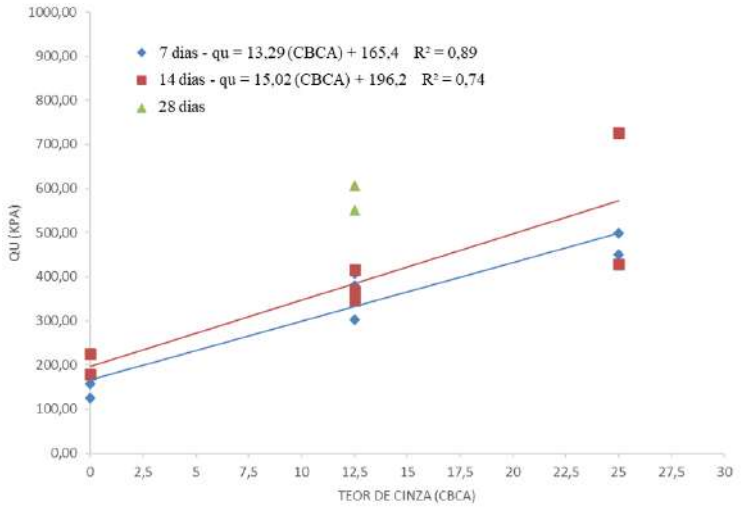


Figura 3. Resistência à compressão simples em função do teor de CBCA

No presente trabalho, foram utilizados três de teores de CBCA (0%, 12,5% e 25,0%) e quanto maior o teor de CBCA maior a resistência encontrada. Analogamente, Dang et al. (2021) obtiveram uma melhora significativa na resistência à compressão simples de um solo expansivo tratado com CBCA e cal. Eles utilizaram os teores de CBCA de 6%, 10%, 18% e 25% e observaram que, quanto maior o incremento, maior a resistência à compressão simples obtida. Essa mesma observação foi feita por Dalla Rosa (2009), em seu estudo com solo estabilizado com cal e cinza volante nos teores de 0% a 25%. Como justificativa, a CBCA é uma fonte de sílica amorfa e, portanto, vai servir como componente para reagir com a cal, desencadeando as reações pozolânicas, que formam compostos cimentantes entre os grãos de solo, melhorando sua resistência.

A taxa de crescimento das duas curvas, representadas pelo coeficiente angular, foram de 13,29 e 15,02 para 7 e 14 dias de cura, respectivamente. Então, é possível observar uma tendência de aumento da taxa de crescimento conforme aumenta-se o tempo de cura, indicando que o efeito da CBCA é ligeiramente mais relevante para maiores tempos de cura. Isso se deve a uma maior demanda de tempo para que ocorreram as reações pozolânicas que foram induzidas pelo incremento de CBCA. A Figura 4 apresenta as curvas de ajuste da resistência à compressão simples (qu) em função do tempo de cura, para cada teor de CBCA analisado. Ademais, as três curvas seguem uma tendência crescente e proporcional, independente do teor de CBCA.

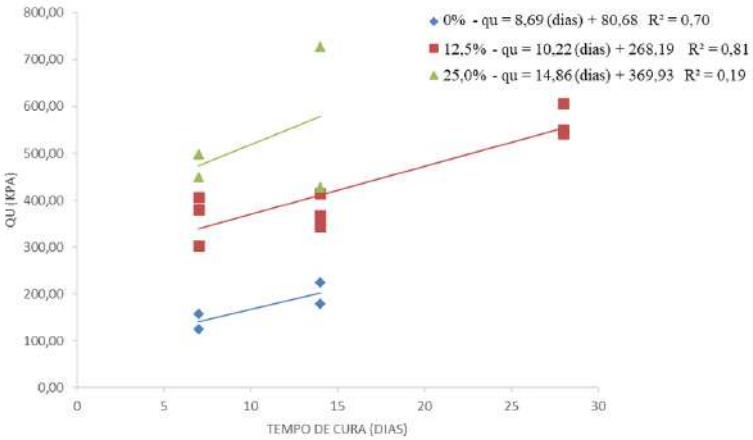


Figura 4. Resistência à compressão simples em função do tempo de cura

É possível observar que, para as condições estudadas, a taxa de crescimento (coeficiente angular) das retas é maior conforme o teor de CBCA cresce, logo, observa-se que o tempo de cura é mais impactante no ganho de resistência conforme se incrementa CBCA no solo. Isso se dá pois, quanto maior o teor de CBCA, mais sílica em estado amorfo está disponível para reagir com a cal proveniente da reação de hidratação do cimento, assim, as reações pozolânicas irão acontecer em maior intensidade e, consequentemente, a cimentação entre partículas será maior. Ao analisar o coeficiente linear, é possível perceber que ele aumenta com o teor de CBCA, indicando que a resistência à compressão simples aumenta, quando o teor de CBCA também aumenta. Cabe destacar que, essas observações acerca do ganho de resistência são validas para os teores de CBCA e tempos de cura estudados.

Assim, pode-se afirmar que quanto maior o teor de CBCA e quanto maior for o tempo de cura, maior será a resistência à compressão simples do solo. Em termos comparativos, Alvaréz-Ramirez et al. (2012) realizou ensaios de compressão simples para blocos de solos compactados, com tempo de 7, 14 e 28 dias para avaliação a adição de cal e CBCA. Foi indicado que blocos sem a aplicação da CBCA obtiveram menores valores de resistência, e os que possuíram maior tempo tiveram uma maior resistência, que é atribuível a progressiva densificação da matriz como resultado da hidratação e das reações pozolânicas.

4 CONCLUSÕES

Os ensaios de compressão simples permitiram observar que o solo expansivo estabilizado com CBCA e cimento apresentou resistência crescente com o aumento do teor de CBCA adicionado. Obteve-se, com 7 dias de cura, que o incremento de 12,5% e 25% de CBCA geraram em relação a amostra sem o aditivo, respectivamente, um aumento de 156,74% e 238,84% na resistência à compressão simples. Para a amostra com 12,5% de CBCA, o aumento do tempo de cura de 7 para 14 dias representou um ganho de resistência de 3%, enquanto, de 14 para 28 dias o ganho foi de 56%. Esse comportamento deve-se provavelmente à constituição química do solo expansivo e da CBCA, ricos em sílica no estado amorfo e alta superfície específica, facilitando as reações pozolânicas. O tempo de cura também influenciou positivamente a resistência a compressão simples da mistura solo expansivo/cimento/CBCA, pois as reações pozolânicas acontecem de maneira lenta. Além disso, a utilização da CBCA é uma alternativa promissora para uma estabilização sustentável de solos.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a Laboratório de Engenharia de Pavimentos e Universidade de Federal de Campina Grande pela disponibilização dos laboratórios e equipamentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alvaréz-Ramírez, R., Montes-García, P., Martínez-Reyes, J., Altamirano-Juárez, D. C., & Gochi-Ponce, Y. (2012) The use of sugarcane bagasse ash and lime to improve the durability and mechanical properties of compacted soil blocks. *Construction and building materials*, 34, 296-305.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2012). NBR 12025. *Solo-cimento — Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos — Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2015). NBR ISO 9001. *Sistema de Gestão de Qualidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2016). NBR 16137. *Ensaios não destrutivos - Identificação de materiais por teste por pontos, espectrometria por fluorescência de raios X e espectrometria por emissão óptica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2018). NBR 16697. *Cimento Portland – Requisitos*. Rio de Janeiro.

Athira, V. S., Charitha V., Athira G., Bahurudeen A. (2021) Agro-waste ash based alkali-activated binder: Cleaner production of zero cement concrete for construction. Journal of Clean Production, 286, 125429.

Cacuro, T. A., & Waldman, W. R. (2015). Cinzas da queima de biomassa: aplicações e potencialidades. *Revista virtual de Quimica*, 7(6), 2154-2165.

Cerato, A., Lutennegger, A. (2002). Determination of surface area of fine-grained soils by the ethylene glycol monoethyl ether (EGME) method, *Geotechnical Testing Journal*, 25 (2), 315-321

Consoli, N. C., Bittar Marin, E. J., Quiñónez Samaniego, R. A., Heineck, K. S., & Johann, A. D. R. (2019). Use of sustainable binders in soil stabilization. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 31(2), 06018023.

Consoli, N. C., Festugato, L., Consoli, B. S., & da Silva Lopes, L. (2015). Assessing Failure Envelopes of Soil–Fly Ash–Lime Blends. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(5), 04014174. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001134

Costa, N., & Craizer, W. (1978) Micro-ancoragens e Fundações em solos Expansivos. In: 1º Seminário de mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Salvador. *Anais...* 16-192p.

Dalla Rosa, A. (2009) *Estudo dos parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 200 p.

Dang, L. C., Khabbaz, H., & Ni, B. J. (2021) Improving engineering characteristics of expansive soils using industry waste as a sustainable application for reuse of bagasse ash. *Transportation Geotechnics*, 31, 100637.

Farias, E. R. D. (2005) *A utilização de misturas solo/cinza pesada na pavimentação: análise de aspectos de comportamento mecânico e ambiental*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 107 p.

Ferreira, S. R. M. (1995) Colapso e expansão de solos naturais não saturados devidos à inundação, Tese de Doutorado, Pós-Graduação em Engenharias, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 379p.

Firoozi, A. A., Guney Olgun, C., Firoozi, A. A., & Baghini, M. S. (2017). Fundamentals of soil stabilization. *International Journal of Geo-Engineering*, 8, 1-16.

Guedes, J. P. (2022) *Influência da umidade de compactação na resistência de solo expansivo estabilizado com cal e cinza do bagaço da cana-de-açúcar*. Trabalho de Conclusão de Curso, Unidade Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, 58 p.

Jonatan, J., Stracke, F., Korf, E., & Consoli, N. (2012) A influência do tipo de cimento na resistência à compressão simples de uma areia artificialmente cimentada. *Geotecnia*, (125), 87-94.

Kulanthaivel, P., Soundara, B., Velmurugan, S., & Naveenraj, V. (2021) Experimental investigation on stabilization of clay soil using nano-materials and white cement. *Materials Today: Proceedings*, 45, 507-511.

Thomas B., Yang J., Bahurudeen A., Abdalla J., Hawileh R., Hamada H., Nazar S., Jittin V., Ashish D (2021) Sugarcane bagasse ash as supplementary cementitious material in concrete – a review. *Materials Today Sustainability*, 15, 100086.

Trindade, T. P. D., Iasbik, I., Lima, D. C. D., Silva, C. H. C., & Barbosa, P. S. D. A. (2004). Latossolo vermelho-amarelo reforçado com fibras de polipropileno de distribuição aleatória: estudo em laboratório. *Rem: Revista Escola de Minas*, 57, 53-58.

Verma, H., Ray, A., Rai, R., Gupta, T., & Mehta, N. (2021) Ground improvement using chemical methods: A review. *Heliyon*, 7(7).

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/601

Avaliação da resistência não drenada residual de rejeito de minério de ferro através de ensaios de campo e laboratório

Pedro de Carvalho Thá
Engenheiro Civil, Intertechne Consultores, Curitiba, Brasil, pdct@inttpartner.com.br

Kauane Caroline Dubiella
Engenheira Civil, Intertechne Consultores, Curitiba, Brasil, kcd@intertechne.com.br

Thatyane Martins Gonçalves
Engenheira Master, Vale, Nova Lima, Brasil, thatyane.goncalves@vale.com

Frank Pereira
Diretor de Engenharia – Projetos Geotécnicos, Vale, Nova Lima, Brasil, frank.pereira@vale.com

RESUMO: A avaliação da resistência não drenada residual de rejeitos susceptíveis a liquefação é etapa fundamental para a avaliação da segurança da estrutura. Na maior parte dos casos práticos a avaliação é feita utilizando-se somente dados de ensaios de campo, a partir de metodologias como a de Sadrekarimi (2014) ou Olson (2001). No entanto, de acordo com a mecânica dos solos no estado crítico, a razão de resistência não drenada residual depende do estado de tensões e dos parâmetros M_{tc}, λ_e e ψ. Dos parâmetros indicados anteriormente, M_{tc} e $\lambda_e$são definidos a partir de ensaios de laboratório e o estado de tensões e ψ são estimados a partir de ensaios de campo. No presente estudo, realizou-se a comparação entre a razão de resistência não drenada residual para um rejeito de minério de ferro, estimada integralmente a partir de ensaios CPTu, utilizando os método de Sadrekarimi (2014), Olson (2001) e Robertson (2022) e a estimativa feita a partir de resultados de ensaios de laboratório para a definição de M_{tc} e λ_e e de campo para a estimativa de ψ. Os resultados obtidos indicaram valores de resistência superiores quando definidos utilizando os resultados de ensaios de laboratório e campo, em comparação com os obtidos exclusivamente a partir de dados de ensaios de campo.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitos de minério de ferro, razão de resistência não drenada residual.

ABSTRACT: Assessment of residual undrained shear strength ratio for tailings susceptible to liquefaction is essential to safety evaluations. In most practical cases, the evaluation is done using solely field test data, using methods such as Olson (2001) or Sadrekarimi (2014). However, according to critical state soil mechanics, residual undrained shear strength is a function of stress state and M_{tc}, λ_e e ψ. The afore mentioned parameters defined based on laboratory tests (M_{tc}, λ_e) and field tests (ψ and stress state). The present study compared residual undrained shear strength for a iron ore tailings using CPTu data and Olson (2001), Sadrekarimi (2014) and Robertson (2022) methods and an estimation done using laboratory tests to define M_{tc} and λ_e and field tests to estimate ψ. Results indicated very similar values for the tree methods based solely on CPTu data and higher values for the laboratory and field data method,

KEYWORDS: Tailings, residual undrained shear strength.

1 INTRODUÇÃO

Estruturas de armazenamento de rejeitos como barragens alteadas para montante, são estruturas com alto potencial de risco quando contém rejeitos em estado contrátil, saturados e com potencial para perda de resistência significativa. Quando da ocorrência de carragemanto não drenado, caso a resistência de pico seja atingida, a resistância pode cair abruptamente para o valor residual, também chamado de liquefeito, alterando consideravelmente a consição de estabilidade. Nessa situação, normalmente a queda de resistência é tão

expressiva que a estrutura não é mais capaz de suportar o carregamento e entra em colapso. Comumente essas rupturas apresentam caráter bastante regressivo, chegando a mobilizar parcela significativa do volume armazenado.

A prática atual da engenharia tem considerado que, se existe a possibilidade de ocorrência de liquefação, ela irá ocorrer (Fouri et al 2022). Nesse contexto, faz-se imperativo o conhecimento da resistência residual (liquefeita). A resistência não drenada residual geralmente é avaliada através da chamada razão de resistência residual, que é a razão entre a resistência não drenada no estado de deformação permanente, ou última, ($Su_{,res}$) e a tensão vertical efetiva inicial, ou pré ruptura.

Na maioria dos casos práticos, a razão de resistência não drenada residual é estimada através de ensaios de campo, sendo o ensaio CPTu o mais utilizado. Dado que o ensaio CPTu não mede diretamente nenhum parâmetro mecânico do solo, sua utilização é baseada em correlações com comportamentos de interesse.

Dentre os métodos comumente utilizados na prática da engenharia para a estimativa da razão de resistência residual, estão os métodos de Olson (2001), Sadrekarimi (2014) e Robertson (2022). Esses métodos baseiam-se em correlações entre resistência de ponta e resistência não drenada. Consideram também, de forma implícita ou mais explícita, a avaliação do comportamento do material (contrátil ou dilatante), e a aplicabilidade do conceito de resistência não drenada residual.

A mecânica dos solos no estado crítico apresenta conceitos que permitem definir a razão de resistência não drenada resisual através do estado de tensões, parâmetro de estado (ψ), inclinação da linha de estado crítico (λ_e) e razão de tensões no estado crítico (M_{tc}). Sua aplicação é, no entanto, difícil na prática comum, dada a recorrente indisponibilidade de resultados de ensaios de laboratório realizados com os cuidados necessários.

De forma a avaliar as similaridades e diferenças entre os métodos, aplicou-se os métodos de Olson (2001), Sadrekarimi (2014), Robertson (2010, 2022) e conceitos de mecânica dos solos no estado crítico a um rejeito de minério de ferro, proveniente de uma estrutura de contenção de rejeitos. Para o caso em questão, foram utilizados dados de 22 ensaios CPTu, sendo 4 sísmicos, e 47 ensaios de laboratório (triaxiais CIU, CKU, CID, CKD e DSS).

Nos itens a seguir são apresentadas as características do rejeito, os resultados dos ensaios de laboratório e as estimativas da razão de resistência liquefeita.

2 CARACTERIZAÇÃO DO REJEITO

Os rejeitos objeto do estudo são rejeitos de minério de ferro, de granulometria pedominantemente arenosa. A Tabela 1 mostra o resumo da classificação do material.

Tabela 1. Resumo dos ensaios de caracterização dos rejeitos

Argila (%)	Silte (%)	Areia Fina (%)	Areia Média (%)	Areia Grossa (%)	Pedregulho (%)	LL	LP	Massa esp. grãos (g/cm³)	Classificação UCS
1.9	14.6	60.4	18.6	3.6	0.9	NL	NL	3.65	SM

Para a caracterização da resistência dos rejeitos, foram realizados uma série de ensaios triaxiais drenados e não drenados, adensados isotropicamente e anisotropicamente, com diferentes índices de vazios de moldagem. Também foram realizados ensaios DSS em amostras com diferentes índices de vazios.

Os ensaios de laboratório foram realizados com amostras moldadas pela técnica de moist tamping e vibração. Nos ensaios triaxiais utilizou-se câmara com base lubrificada. Foi realizado congelamento das amostras, juntamente com a base da câmara triaxial, ao final dos ensaios, de forma que o índice de vazios final de todas as amostras foi calculado através do teor de umidade.

Os resultados dos ensaios foram utilizados para avaliação da razão de resistência não drenada e também para a calibração de parâmetros de modelo Norsand. Os parâmetros obtidos após calibração são mostrados na Tabela 2.

De acordo com a mecânica dos solos nos estado crítico, a razão de resistência não drenada residual é dada pela Equação (1).

$$\frac{Su_{res}}{\sigma'_{v0}} = \frac{1+2K_0}{3}\frac{M_{tc}}{2}\exp\left(-\psi_0/\lambda_e\right) \quad (1)$$

Na Equação (1), ψ_0 é o parâmetro de estado inicial, pré-cisalhamento, λ_e é a inclinação da linha de estado crítico, M_{tc} é a razão de tensões q/p' no estado crítico e K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso.

Tabela 2. Parâmetros calibrados modelo Norsand

Parâmetro	Valor
M_{tc}	1,38
λ_e	0,043
χ	2,95
N	0,40
H_0	58
H_ψ	142

Como os ensaios triaxiais com adensamento anisotrópico foram realizados com K = 0,5 e o ângulo de atrito efetivo dos rejeitos é de 34°, adotou-se coeficiente K0 = 0,5.

A Figura 1 mostra a razão de resistência não drenada residual obtida para os ensaios, em termos de p'_0 e σ'_{v0}, como pontos, e a curva de resistência teórica (Equação 1), como linha tracejada. Observa-se ajuste bastante bom entre os dados experimentais e a curva teórica.

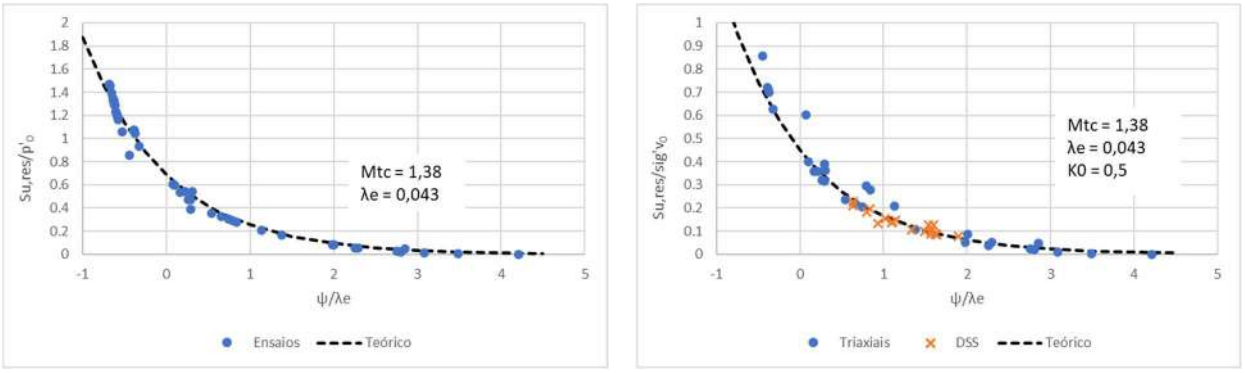


Figura 1. Razões de resistência não drenada medidas e teóricas obtidas nos ensaios

3 ESTIMATIVA DA RAZÃO DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA IN SITU

3.1 MÉTODO DE OLSON

O método proposto por Olson (2001) para a estimativa da razão de resistência não drenada residual baseia-se em correlação com a resistência de ponta normalizada medida no ensaio CPTu. A correlação foi obtida através de retro-análises de casos históricos de rupturas, onde existiam dados de ensaios CPTu ou onde valores de resistência de ponta de ensaios CPTu foram calculadas através de correlações com SPT. A correlação é indicada na Equação 2 abaixo.

$$\frac{Su_{res}}{\sigma'_{v0}} = 0{,}03 + 0{,}0143q_{c1} \pm 0{,}03 \quad (2)$$

Na Equação 2, q_{c1} é a resistência de ponta normalizada, dada por:

$$q_{c1} = q_c \frac{1{,}8}{0{,}8+(\sigma'_{v0}/pa)} \quad (3)$$

Na Equação 3, q_c é a resistência de ponta medida no ensaio CPTu, σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva de campo e pa é a pressão atmosférica (100 kPa).

Olson indica que a Equação 2 é válida para q_{c1} menor ou igual a 6,5 MPa. Todavia, em muitas referências não fica claro o motivo dessa limitação. Tal limitação está relacionada ao fato de que, para tensão vertical efetiva de 100 kPa e, considerando material de baixa compressibilidade, 6,5 MPa é o limite da resistência de ponta normalizada em que o material é considerado contrátil. Resistências de ponta normalizadas superiores a 6,5 MPa, para tensão vertical efetiva de 100 kPa, estariam relacionadas a material dilatante, em que não faz sentido se falar em resistência não drenada.

Para que essa relação fique clara, deve-se observar o limite de comportamento contrátil e dilatante proposto por Olson (2001), indicado pela Equação 4.

$$(\sigma'_{v0})limite = 1{,}1047.10^{-2}(q_{c1})^{4{,}7863} \quad (4)$$

Considerando σ'_{v0} = 100 kPa na Equação 4, obtém-se q_{c1} = 6,7 MPa, que é aproximadamente o limite proposto para a aplicação da Equação 2.

Existe, entretanto, outro aspecto extremamente relevante que muitas vezes não é levado em consideração quando se utiliza o método de Olson, que é a consideração da compressibilidade do material.

A compressibilidade do material afeta diretamente o limite entre comportamento contrátil e dilatante.

Olson *apud* Muhammad (2012) propõe que a resistência de ponta seja corrigida por um fator que leva em conta a compressibilidade do material, definido por:

$$C_\lambda = \frac{q_c(incompressível)}{q_c} = 4{,}15(\lambda_{10})^{0{,}37} \quad (5)$$

Na Equação 5, λ_{10} é a inclinação da linha de estado crítico na base 10. Observar que, aplicando-se na Equação 5 valor de λ_{10} = 0,17, obtém-se limite de q_{c1} = 3,0 MPa, para tensão vertical efetiva de 100 kPa. Ou seja, para um material de alta compressibilidade, com λ_{10} = 0,17, resistências de ponta normalizadas superiores a 3,0 MPa indicariam comportamento dilatante, onde não faz sentido se falar em resistência não drenada.

Conforme mostrado, a consideração da compressibilidade é um aspecto importante no método de Olson, muitas vezes desprezada. Isso pode levar à estimativa de parâmetros demasiadamente conservadores.

3.2 MÉTODO DE SADREKARIMI

Sadrekarimi (2014) apresenta metodologia para estimativa de razão de resistência de pico e residual através de ensaios CPTu. São propostas equações para estimativa da resistência por analogia a ensaios de compressão triaxial, extensão triaxial e DSS.

A metodologia baseia-se na relação observada entre o índice de fragilidade (IB), definido na Equação 6, e a razão de resistência não drenada. Esse método, considera, portanto, intrinsicamente, a relação entre a razão (ψ_0/λ_e) e a resistência residual. Conforme pode ser observado na Figura 1, quanto maior a razão (ψ_0/λ_e), menor a resistência residual, uma vez que a fragilidade é elavada.

$$Ib = \frac{Su_{pico} - Su_{residual}}{Su_{pico}} \quad (6)$$

A equação porposta por Sadrekarimi (2014), pela analogia ao ensaio DSS, para estimativa da razão de resistência residual através de ensaios CPTu é dada por:

$$\frac{Su_{res}}{\sigma'_{v0}} = 0{,}017 + 0{,}015q_{c1} \pm 0{,}006 \quad (7)$$

Na Equação 7, q_{c1} é definido conforme Equação (3). O limite de validade da Equação (7) é q_{c1} = 8,0 MPa. Esse limite está relacionado a Ib ≈ 0,4, onde considera-se que a perda de resistência pós pico não seria significativa, considerado fragilidade baixa, e não existem dados de casos históricos para validar a equação.

Assim, o método proposto por Sadrekarimi incorpora um limite para o comportamento do material, porém não aborda explicitamente sua compressibilidade. No entanto, esta última é indiretamente contemplada pela relação entre Ib e a razão de resistência residual.

3.3 MÉTODO DE ROBERTSON

De acordo com a metodologia proposta por Robertson (2022), a razão de resistência residual pode ser estimada através da Equação 8:

$$\frac{Su_{res}}{\sigma'_{v0}} = 0{,}0007\exp\left(0{,}084Q_{tn,cs}\right) + 0{,}3/Q_{tn,cs} \quad (8)$$

A equação 8 é válida para materiais arenosos ou transicionais, com Ic ≤ 3,0 e para $Q_{tn,cs} < 80$. Na Equação 8, $Q_{tn,cs}$ é a resistência de ponta normalizada equivalente de areia limpa. Para maiores detalhes sobre sua definição, ver Robertson (2022).

O método de Robertson considera, de forma mais explícita, o limite de comportamento contrátil e dilatante. O limite de comportamento contrátil-dilatante é dado por $Q_{tn,cs} = 70$. Valores acima de 70 significam parâmetro de estado inferior a -0,05 e, portanto, comportamento dilatante. Para valores de $Q_{tn,cs}$ entre 70 e 80, considera-se que existe transição. Valores acima de 80 indicam que a resistência é governada pela resistência drenada (ângulo de atrito efetivo).

3.4 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

Conforme indicado na Equação 1, a razão de resistência não drenada residual é função de K_0, M_{tc}, ψ_0 e λ_e. Para que possa ser utilizada, é necessário dispor de resultados de ensaios de laboratório para a definição de M_{tc} e λ_e. O parâmetro K_0 pode ser estimado através de ensaios de campo. O parâmetro de estado inicial precisa ser estimado através de ensaios de campo. Existem diferentes formulações para a estimativa do parâmetro de estado *in situ*. A proposta de Robertson (2022) para a estimativa do parâmetro de estado *in situ*, através de ensaios CPTu é indicada na Equação 9, onde $Q_{tn,cs}$ é a resistência de ponta normalizada equivalente de areia limpa.

$$\psi = 0{,}56 - 0{,}33 log Q_{tn,cs} \quad (9)$$

Been et al (1987), com base em resultados de ensaios em câmara de calibração, propõe que a relação entre o parâmetro de estado e a resistência de ponta normalizada do ensaio CPTu seja dada por:

$$\psi = \frac{-1 \ (Q_p/k)}{m} \quad (10)$$

Onde: $Q_p = 3Q_t/(1 + 2K_0)$ e $Q_t = (q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$

Na Equação 10, os parâmetros m e k são específicos para cada solo e dependem da compressibilidade do material. Existem correlações proposta relacionando os parâmetros m, k e λ_{10}. No entanto, essas correlações foram desenvolvidas para para areias limpa de quartzo e devem ser utilizadas com cautela para rejeitos.

Uma forma de se definir os parâmetros m e k é através de simulações numéricas de ensaios CPTu em câmara de calibração (Shuttle e Jefferies, 2016). A inconveniência dessas simulações é a necessidade de disponibilidade de parâmetros de modelo Norsand. Para o presente estudo, como se dispõe de parâmetros de modelo Norsand, utilizou-se o software CPTWidget v2.5 (Shuttle, 2019) para a realização de simulações numéricas para a definição dos parâmetros m e k. As relações obtidas, com a rigidez do material, são mostradas indicadas a seguir: $k = 2{,}45\ln(I_r) + 15{,}6$ e $m = 0{,}52\ln(I_r) + 3{,}73$

De posse dessas relações, estimou-se a rigidez *in situ* ($I_r = G_0/p'$) a partir de ensaios CPTu sísmicos. O valor representativo obtido para Ir foi de 300. Com esse valor de Ir, obtém-se k = 29,6 e m = 6,7.

A distribuição estatística dos parâmetros de estado estimados com a Equação 10 e parâmetros k e m calibrados é mostrada na Figura 2 e na Tabela 3, considerando os dados dos 22 ensaios CPTu.

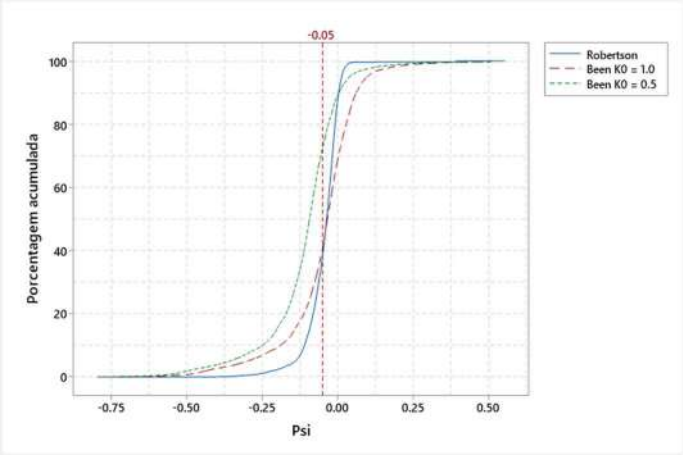


Figura 2. Frequência acumulada parâmetro de estado

Tabela 3. Estimativa parâmetro de estado *in situ*

Percentil	ψ		
	Robertson	Been (K_0 = 1,0)	Been (K_0 = 0,5)
20	-0,081	-0,112	-0,171
50	-0,037	-0,034	-0,093
80	-0,009	0,028	-0,031

4 ESTIMATIVA DA RAZÃO DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA RESIDUAL

Com os dados dos 22 ensaios CPTu, calculou-se a razão de resistência não drenada residual para os métodos de Olson, Sadrekarimi (DSS) e Robertson. As razões de resistência pelos métodos de Olson e Sadrekarimi foram calculadas levando em consideração que, a partir do valor limite de q_{c1} a resistência é dada pela resistência drenada, considerada igual a 0,60 no presente estudo. O limite de q_{c1} considerado no método de Sadrekarimi foi de 8,0 MPa e no método de Olson calculou-se o valor em função da tensão vertical efetiva, utilizando-se as Equações 4 e 5.

Optou-se por essa abordagem para permitir uma comparação direta com o método de Robertson, que não trunca os valores de resistência na passagem da zona não drenada para a zona drenada.

Os valores de percentis de interesse são mostrados na Tabela 4.

Tabela 4. Percentis razões de resistência Olson, Sadrekarimi e Robertson

Percentil	$Su_{,res}/Sig'_{v0}$		
	Olson	Sadrekarimi	Robertson
20	0,076	0,065	0,065
50	0,099	0,090	0,159
80	0,131	0,123	0,672

Utilizando-se os resultados dos ensaios de laboratório, para o percentil 20 da resistência, deve-se utilizar o percentil 80 da distribuição do parâmetro de estado. Utilizando-se os valores de parâmetro de estado indicados na Tabela 3 na Equação 1, obtém-se os parâmetros de resistência indicados na Tabela 5. Como o parâmetro de estado resulta em valores mais conservadores utilizando-se K_0 = 1,0 no método de Been, manteve-se esse valor na Equação 1 para o cálculo da razão de resistência liquefeita.

A Tabela 5 mostra os valores obtidos de razão de resistência residual calculada utilizando-se toda a distribuição de valores de parâmetro de estado para a avaliação dos valores referentes ao percentil 80 e considerando somente a distribuição de valores acima de -0,05.

Tabela 5. Razão de resistência residual obtida através de parâmetros de campo e laboratório

	Toda distribuição		Somente $\psi > -0{,}05$	
Método	ψ (percentil 80)	$Su_{,res}/Sig'_{v0}$	ψ (percentil 80)	$Su_{,res}/Sig'_{v0}$
Robertson	-0,009	0,839	0,000	0,690
Been	0,028	0,375	0,053	0,218

5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Conforme pode ser observado na Tabela 4, os três métodos que utilizam diretamente a resistência de ponta dos ensaios CPTu, normalizadas de forma distinta, resultam em praticamente os mesmos valores para o percentil 20. De acordo com Jefferies e Been (2016), a resistência dos rejeitos é governada pela parcela corresponde ao material com cerca de 20% da resistência. Por essa razão indicam que o parâmetro de estado deve ser avaliado no percentil 80 para efeito de avaliação de resistência à liquefação.

O motivo de os três métodos baseados diretamente em dados de CPT terem indicado resultados semelhantes no percentil 20 está relacionado ao fato de que todos correspondem à envoltória inferior de casos históricos retro-analisados, como mostrado na Figura 3. Apesar de a avaliação apresentada se referir à versão de 2010 do método de Robertson, o critério é o mesmo. Na Figura 3 também fica explícita a relação de limite do método de Olson a valores de q_{c1} de 6,5 MPa.

A diferença entre o método de Robertson e os métodos de Olson e Sadrekarimi, em termos da faixa de valores de resistência, é que, o método de Robertson apresenta claramente o limite de comportamento contrátil-dilatante e formulações para estimativa da resistência drenada e não drenada. Os métodos de Olson e Sadrekarimi apresentam os limites de validade da avaliação da resistência não drenada, mas não indicam explicitamente que a resistência a ser considerada para além do limite é a resistência drenada.

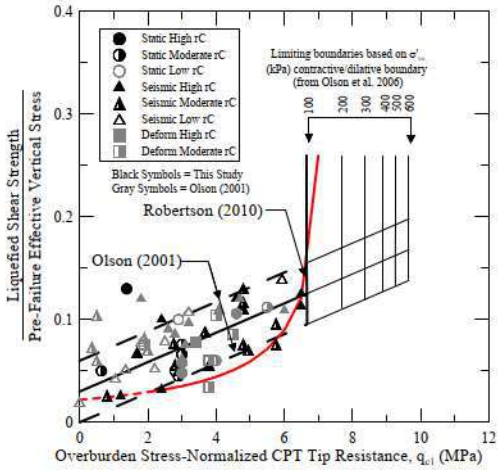


Figura 3. Razão de resistência residual em função de q_{c1} (Muhammad, 2012)

O fato de a estimativa de razão de resistência residual ter resultado em valores bem mais altos não está exatamente relacionada ao método, mas ao fato de a relação ψ_0/λ_e ter resultado em valor baixo. Quando se considera somente a distribuição do parâmetro de estado acima de -0,05, pelo método de Been, a relação ψ_0/λ_e resulta em 0,053/0,046 = 1,15. A Figura 4 mostra relação entre ψ_0/λ_e e índice de fragilidade para diferentes materiais. Considerando que a relação ψ_0/λ_e seja da ordem de 1,15 ou até menor, espera-se que os rejeitos apresentem pouca fragilidade e a resistência residual seja bastante próxima à resistência de pico. O valor de 0,22 obtido para a razão de resistência residual é coerente com essa condição. Esses resultados também são

coerentes com os obtidos nos ensaios de laboratório (Figura 1), que só indicam valores baixos de razão de resistência residual para relações ψ_0/λ_e superiores a 2,5.

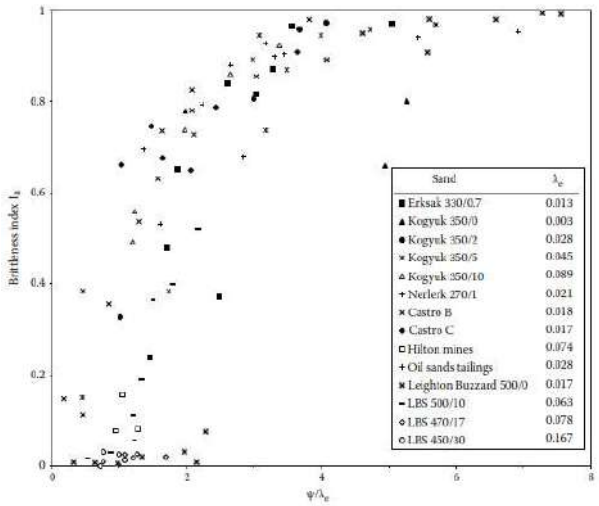


Figura 4. Relação entre ψ_0/λ_e e índice de fragilidade (Ib) (Jefferies e Been, 2016)

Considerando os resultados obtidos, e que a estimativa do parâmetro de estado in situ seja representativa, por ter sido obtida pelo método de Been com parâmetros m e k calibrados especificamente para o material, verifica-se que a estimativa de parâmetros de resistência residual baseada puramente em correlações inespecíficas com resultados em ensaios CPTu, pode resultar em valores demasiadamente conservadores.

Dentro do possível, o ideal é que as estimativas de parâmetros de resistência de rejeitos sejam feitas considerando tanto resultados de ensaios de campo, quanto de laboratório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Been K, Lingnau BE, Crooks, JHA and Leach B. (1987) *Cone penetration test calibration for Erksak (Beaufort Sea) sand*. Canadian Geotechnical Journal 24(4): 601–610.

Fourie, A., Verdugo, R., Bjelkevik, A., Torres-Cruz, L. A., Znidarcik, D. (2022). *Geotechnics of mine tailings: a 2022 State of the Art*. Proceedings of the 20th ICSMGE-State of the Art and Invited Lectures– Rahman and Jaksa (Eds) Australian Geomechanics Society, Sydney, Australia.

Jefferies M., and Been K. (2016). *Soil Liquefaction: A critical state approach*. Second Edition. CRC Press.

Muhammad, K. (2012). "*Case history-based analysis of liquefaction in sloping ground*." Ph.D. thesis, Univ. of Illinois at Urbana–Champaign, Urbana, IL.

Olson, S. M. (2001). *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*, Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois.

Robertson, P. K. (2022). *Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test: an update*. Canadian Geotechnical Journal 59 (4).

Sadrekarimi, A. (2014). *Effect of the mode of shear on static liquefaction analysis*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140(12).

Shuttle, D., Jefeeries, M. (2016*). Determining silt state from CPTu*. Geotechnical Research, 3(3): 90–118.

Shuttle, D. (2019). *CPTwidget: A finite element program for soil-specific calibration of the CPT*. London: ICE Virtual Library.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/602

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE DUAS AMOSTRAS DE ARGILA EXPANDIDA COM DIFERENTES TEXTURAS

Jose Anibal Alves Filho
Engenheiro Civil, Foa Construção e Projetos Ltda., Salvador, Brasil, anibaleng@hotmail.com

Sandro Lemos Machado
Professor, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, sandrolemosmachado@gmail.com

Antonio Felipe de Souza Machado Reis
Aluno de Doutorado, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, felipe.m.reis2@gmail.com

RESUMO: Na geotecnia, os engenheiros se deparam não raro com condições de subsuperfície desafiadoras para execução de uma obra de terra. Tal é o caso dos aterros sobre solos moles, onde a substituição do material de fundação e o uso de materiais leves, seja como parte do aterro ou como substituição das camadas superficiais do terreno, são alternativas possíveis. O uso de agregados leves de argila expandida (ALAE ou LECA, *lightweight expanded clay aggregates*), tem ganhado impulso recente por possuir como vantagens a sua alta resistência ao cisalhamento, baixa compressibilidade e alta estabilidade química. Entretanto, sob determinadas condições de carregamento, as altas tensões nos contatos entre as partículas causam microfissuras, que se propagam até que as partículas de ALAE se fragmentem, podendo causar redução significativa da sua resistência ao cisalhamento e permeabilidade. O entendimento do comportamento mecânico dos materiais de construção é indispensável para o correto desempenho das obras de engenharia. Sendo assim, entender o comportamento mecânico da ALAE é essencial para se garantir a estabilidade de um Aterro e o bom desempenho geral de uma obra de terra. O principal ensaio laboratorial para a estimativa das características mecânicas de solos em geotecnia é o ensaio triaxial, pois este oferece um maior controle das condições de contorno das amostras e dos carregamentos aplicados. Neste trabalho, resultados de ensaios triaxiais são analisados para a determinação das propriedades de compressibilidade e de resistência das argilas expandidas, considerando seu uso em aterros leves sobre solos de alta compressibilidade ou de baixa capacidade de suporte. Além disso, ensaios de CBR foram executados para auxiliar no entendimento dos mecanismos de quebra das partículas, assim como ensaios de absorção de água a 100 kPa de pressão. Foi estudado o comportamento mecânico de duas amostras de argilas expandida com granulometrias distintas produzidas pela CINEXPAN (grãos entre 22 e 32 mm e entre 15 e 22 mm). Foram obtidos valores de absorção de água em torno de 23,5% e 26,7%, de CBR de cerca de 14% e 10%, sem expansão, e de ângulo de atrito de 39,7° e 39,5° para as amostras de maior e menor textura, respectivamente. Ambas as amostras se apresentaram como não coesivas e com envoltória de resistência levemente curva. Os resultados obtidos apontam para um grande potencial de aplicação da ALAE em aterros leves.

PALAVRAS-CHAVE: Agregado leve, ALAE, resistência ao cisalhamento.

ABSTRACT:
Geotechnical Engineers often face challenging subsurface conditions when carrying out earthworks, such as the embankments over soft soils. In such scenarios, the soil foundation replacement and the use of lightweight materials, either as part of the embankment or as a replacement for the subsurface layers, are possible alternatives. The use of lightweight expanded clay aggregates (LECA or ALAE) has gained impetus in recent years because of their attractive mechanical properties, such as high shear strength and permeability, low compressibility, and chemical stability. However, certain loading conditions can induce very high stresses in the contacts between the particles and cause micro-cracks, which propagate until the material particles break up, causing a significant reduction in its shear strength and permeability. Understanding the mechanical behavior of any construction materials is essential for correctly performing

engineering works. Therefore, studying the LECA hydromechanical behavior is essential for ensuring the stability of embankments and good overall earthwork performance. Triaxial tests are commonly used to estimate the hydromechanical characteristics of earth construction materials, as they offer adequate control over the boundary conditions and loading applied to the specimens. This work analyzes the triaxial tests performed on LECA specimens to determine their compressibility and strength properties for light embankments on soils with low bearing capacity. In addition, CBR tests were carried out to help understand the mechanisms of particle breakage, and water absorption tests were performed under 100 kPa water pressure. Two LECA specifications were studied, with grain size distributions ranging from 22 to 32 mm and 15 to 22 mm, produced by CINEXPAN. Water absorption values of 26.7% and 23.5%, CBR values of 14% and 10%, and friction angles of 39.7° and 39.50° were obtained for coarser and finer LECA specimens, respectively. Both LECA specifications presented a cohesionless nature and a slightly curved shear strength envelope.

KEYWORDS: Lightweight aggregates, shear strength, LECA.

1 INTRODUÇÃO

Nem sempre as condições de subsuperfície são adequadas para a obra que se deseja construir no local. Os aterros sobre solos moles são exemplos de obras realizadas sob difíceis condições de subsuperfície, sendo o bom desempenho da obra dependente da correta avaliação dos processos de compressão no tempo que a camada de solo venha a apresentar e sua compatibilização com a execução das obras de arte do entorno. Em situações em que as características do solo de fundação são julgadas incompatíveis com a obra que se deseja construir, pode-se optar pela sua melhoria *in loco*, ou substituição, até uma profundidade julgada como viável técnica e economicamente. O próprio projeto ou materiais da obra a ser implantada podem ser modificados de forma a apresentarem solicitações que melhor sejam absorvidas pelo solo de subsuperfície. Em ambos os casos, o uso de agregados leves tem ganhado impulso, tanto em substituição ao material de construção (diminuição do peso próprio) quanto em substituição ao solo natural de fundação (melhoria das condições de fundação). Dentre os agregados leves, aqueles formados por partículas de argila expandida (ALAE), têm ganhado destaque nos últimos anos (KULKARNI; SATYANARAYANA; SUKUMARAN, 1981; MLIH et al., 2020; MOVAHEDI; LINUL, 2018). Em comparação com o EPS (Poliestireno Expandido), a ALAE possui vantagens, como a sua alta resistência ao cisalhamento e baixa compressibilidade. Entretanto, sob determinadas combinações de carregamento, as altas tensões nos contatos entre as partículas causam microfissuras nos grãos de argila expandida, que se propagam até que estes se fragmentem, causando uma redução significativa da resistência ao cisalhamento e permeabilidade do material. Desta forma, como no caso de qualquer outro material de construção, para a sua correta utilização como agregado leve em estruturas geotécnicas, é de extrema importância a realização de ensaios que auxiliem entender como e sob quais condições estas fraturas se propagam. Pode-se assim dizer que, com relação à ALAE, ainda se busca um maior conhecimento do seu comportamento geotécnico, considerando o seu uso em aterros sobre solos de baixa capacidade de suporte, em substituição aos materiais de construção convencionais do aterro ou em substituição aos solos de fundação, diminuindo os recalques previstos e o tempo para a sua obtenção, haja vista a alta capacidade drenante apresentada pelo material.

A avaliação de desempenho hidromecânico dos materiais de construção para as obras de terra é normalmente realizada pela execução de ensaios triaxiais, em diferentes trajetórias de tensão, drenados ou não. Nestes ensaios, em comparação com outros ensaios comuns na rotina geotécnica, existe um maior controle das condições de contorno das amostras e dos carregamentos e taxas de deformação aplicados. A sua realização permite a obtenção de parâmetros de permeabilidade, compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo que podem ser utilizados diretamente em obras geotécnicas ou serem utilizados para alimentar modelos constitutivos mais elaborados. Como não existe norma Brasileira que regule a sua realização, estes ensaios são realizados seguindo as orientações de livros textos consagrados e normas internacionais (ASTM-D7181; HEAD, 1994). Desta forma, esse trabalho visou a estudar o comportamento resistente e mecânico de duas amostras de argilas expandida com granulometrias denominadas de 3222 e 2215, produzidas pela CINEXPAN em Jundiai- SP.

2 MATERIAL E MÉTODOS

As amostras de ALAE utilizadas para a realização dos ensaios foram recebidas no Laboratório de Geotecnia Ambiental (GEOAMB) da EPUFBA), tendo a coleta e transporte ocorridos sob a responsabilidade da CINEXPAN. Trata-se de material caracterizado como um agregado leve e isolante, constituído de uma crosta microporosa rígida e de alta resistência, com o interior formado por uma massa cerâmica porosa. As amostras utilizadas foram do tipo 3222 e 2215 (grãos entre 22 e 32 mm e entre 15 e 22 mm, respectivamente). No GEOAMB, as amostras foram dispostas em pilha e homogeneizadas (Figura 1a). Em seguida, estas foram levadas à estufa e secadas a 110° C para determinação da umidade higroscópica.

Foram executados ensaios de absorção de água em duas condições. Na primeira condição cerca de 500 g de material foi levado a um recipiente com água (Figura 1b), ficando submerso por um período de 24 horas. Na segunda condição, o material foi pressurizado de forma hidrostática com uma pressão de 100 kPa em uma câmara triaxial (Figura 1c), notou-se com o passar do tempo que os grãos começaram a se depositar no fundo da câmara, indicando aumento da densidade, uma vez que os poros começaram a ser ocupados por água. Após este período, as amostras foram levadas a uma peneira por cerca de 5 minutos para retirar o excesso de água em sua superfície (Figura 1d). Em seguida, a amostra foi pesada para determinação do ganho de massa no período de submersão.

(a) (b) (c) (d)

Figura 1: Argila expandida. 1(a) Homogeneização do material. (b) Abosrção de água sem pressão. (c) Absorção de água com pressão de 100 kPa. (d) Amostras em peneiras após imersão em água.

As amostras foram caracterizadas fisicamente, realizando-se ensaios de densidade mínima e máxima (ABNT-NBR-12004, 1990; ABNT-NBR-12051, 1991), absorção de água, com o uso de uma pressão hidrostática de 100 kPa, Índice de Suporte Califórnia (ISC) (ABNT-NBR-9895, 1987) e triaxiais consolidados isotropicamente drenados (ASTM-D7181, 2011; HEAD, 1994). Os ensaios de ISC e triaxiais foram realizados com compacidade relativa de 60%.

Foram realizados ensaios de densidade máxima e mínima das amostras. Para os ensaios de densidade seca máxima a amostra foi inserida em um cilindro PVC (ϕ= 20cm e h= 60cm), o qual foi posicionado sobre um agitador de grande porte (Figura 3a), com o objetivo de vibrar a amostra, de forma que os seus índices de vazios chegassem ao seu menor valor. Foi usado um contrapeso de cerca de 20 kg auxiliar no processo de densificação (Figura 2a). Foram feitas marcações internas no tubo para identificar a constância da altura da amostra (Figura 2b), condição para que o ensaio fosse finalizado. A cada cinco minutos de vibração a amostra era verificada e uma nova marcação era feita. Quando em três intervalos de vibração a altura não apresentava variação, o ensaio era encerrado. Com as dimensões da amostra e sua massa, foi determinado a densidade máxima. O processo foi repetido para as amostras 3222 e 2215.

Para determinação da densidade mínima foi usado um cone de borracha (d= 10 cm, D=30 cm e h= 60 cm) para lançar a amostra em um cilindro PVC (ϕ= 20cm e h= 60cm) até sua altura total, com o menor impacto e sem vibração (Figura 2c). O material foi colocado manualmente pelo lado de maior diâmetro do cone, passando cuidadosamente por toda sua extensão, entrando em contato com o material presente no cilindro pelo lado de menor diâmetro do cone. O processo foi feito lentamente, sendo o cone rotacionado seguindo a circunferência do cilindro, estando sempre em contato com a amostra presente no fundo do cilindro, para que não houvesse descida brusca de material (Figura 4). O procedimento foi repetido três vezes e o menor valor de massa encontrado foi utilizado para o cálculo de densidade seca mínima.

(a) (b) (c)

Figura 2: Ensaio de densidade seca máxima e mínima. (a) Aparato utilizado. (b) Amostra após vibração. (c) Ensaio de densidade seca mínima

Os ensaios de ISC foram realizados para as amostras 2215 e 3222, em duplicata, utilizando valor de densidade relativa de 60% correspondente de cada amostra. Os corpos de prova foram moldados em três camadas com o objetivo de facilitar a moldagem (Figura 3a). Em seguida, o cilindro foi levado para um tanque com água para imersão durante quatro dias (Figura 3b), com medidas de expansão a cada 24h. Após o período de imersão, o corpo de prova foi levado à ruptura com uma taxa de deslocamento de 1,27mm/min (Figura 3c). O sistema do Laboratório de Geotecnia Ambiental da UFBA (GEOAMB) conta com um atuador hidráulico, com motor de passo, que aplica taxas de deslocamentos constantes, possibilitando a execução do ensaio.

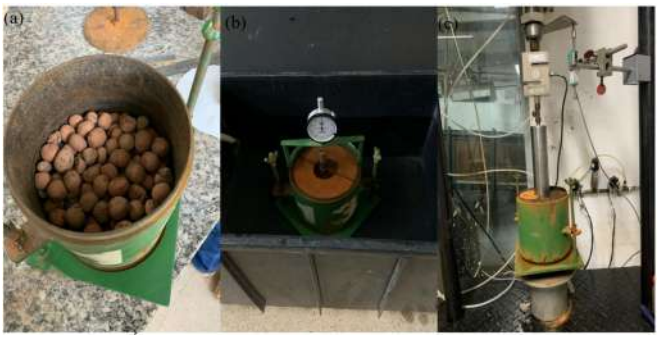


Figura 3: Ensaio de ISC. (a) Moldagem de uma amostra. (b) Amostra imersa no tanque. (c) Ruptura da amostra

Como a argila expandida é um material granular, não coesivo, o processo de preparação e moldagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais ocorreu utilizando um molde PVC (Figura 4a). A moldagem iniciou-se com a determinação da massa necessária para alcance densidade relativa de 60%, conforme acordado anteriormente com o contratante. Em seguida, o molde foi revestido internamente por uma membrana de látex e fixado na base da câmara triaxial, com dimensões de 20 x 40 cm.

A confecção dos corpos de prova foi feita em quatro camadas com a mesma altura para facilitar a moldagem, para isso, a membrana foi marcada internamente para controle de altura e densidade (Figura 4b). Foi aplicado uma sucção pela base do corpo de prova, com um auxílio de uma bomba de vácuo, com pressão de 20 kPa. Essa sucção foi mantida constante durante todo o processo de montagem dos corpos de prova. Colocou-se um filtro geotêxtil em seu topo e em sua base para evitar eventuais obstruções nas linhas de pressão. Após a compactação foi colocado o cabeçote da câmara triaxial para a drenagem superior. Ainda sob ação da aplicação de vácuo no interior da amostra, o molde foi retirado, observando-se a integridade do corpo de prova (Figura 4c). Em seguida, a câmara foi fechada e preenchida com água. Com a câmara preenchida, a bomba de vácuo foi desligada e a amostra foi posicionada no pórtico para início do ensaio (Figura 4d). Após a montagem da amostra, o corpo de prova passou pelo processo de saturação por fluxo, no sentido base-topo. Devido à sua alta permeabilidade, o processo ocorreu rapidamente, em cerca de 30 minutos a amostra já começa a drenar água.

Devido à natureza do material estudado, foi elaborada uma sistemática para o processo de saturação por contrapressão (Figura 4e). Conforme apresentado anteriormente, os grãos da argila expandida

apresentam capacidade de absorção de água. Por isso, optou-se por utilizar um reservatório d'água, com pressão de 180 kPa, para aplicar a pressão interna no corpo de prova. Um reservatório com a mesma pressão, elevado a 2 metros em relação ao reservatório de pressão neutra, totalizando 200 kPa, foi utilizado para aplicação da pressão externa (tensão efetiva de 20 kPa). Este processo ocorreu durante 12 horas ou até que a câmara de pressão interna não apresentasse borbulhamento. Em seguida, iniciou-se o processo de contrapressão convencional para leitura do parâmetro B de Skempton. Por conta da natureza da amostra, houve dificuldade de atingir altos valores de parâmetro B, variando entre do valor de 0,8 e 0,9.

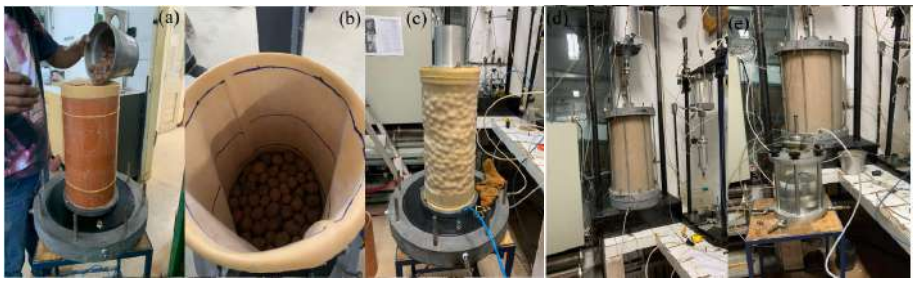


Figura 4: Procedimento para moldagem do ensaio triaxial. (a) Molde utilizado. (b) Procedimento de controle de densidade. (c) Amostra moldada com aplicação de vácuo em sua base. (d) Câmara triaxial pronta para ensaio. (e) Sistema utilizado para saturação por contrapressão.

Após a saturação por contrapressão as amostras foram levadas à fase de adensamento. As tensões confinantes utilizadas foram de 40, 60, 100 e 200 kPa. Por se tratar de um material de alta permeabilidade, com adensamento ocorrendo rapidamente, foi adotada uma taxa de deslocamento de 8 mm/min. Após a ruptura do corpo de prova todo o seu material constituinte foi colocado em uma bandeja e levado à estufa, para a remoção do excesso de umidade. Um ensaio de peneiramento foi realizado nas amostras, de forma a avaliar a evolução da quebra das partículas em função da tensão confinante aplicada.

3 RESULTADOS

3.1 Análise dos Resultados : umidade e absorção de água

Na Tabela 1, apresenta-se os resultados de unidade e absorção de água. Nota-se, que não houve grande variação de umidade entre as amostras, com o teor, em termo de massa seca, próximo de 1,0%.

Tabela 1: Resultados de umidade e absorção de água das amostras.

Condição	Amostra 2215	Amostra 3222
Umidade higroscópica	0,91	1,10
Sem pressão	9,5	8,38
Pressão 100 kPa	23,55	26,74

Em relação ao ganho de massa após 24 horas das amostras sob uma pressão de 100 kPa. O ganho de massa das amostras submetidos à pressão de 100 kPa foi mais expressivo quando comparado à primeira condição. A amostra da argila 3222, na condição sem pressão, alterou a massa de 8,38% para 26,74% e a amostra 2215 passou de 9,50% para 23,55%. Observa-se que a absorção de água, à pressão atmosférica, correspondeu a uma condição de infiltração de água no maciço seguida de leve deficiência no sistema de drenagem, enquanto a submersão pressurizada representou situações em que as amostras de argila expendida foram submetidas a uma coluna de água de cerca de 10 metros. Nesta simulação fica demostrado que o material terá um ganho de massa em 26,74% com a presença de água a uma condição de pressão provocada por um lençol freático ou aumento de nível do mar. Esta característica já comprovada em trabalhos de caracterização microestrutural da argila expandida como agregado em concretos estruturais leves, em ensaios

de absorção, onde a alta porosidade do grão aliado a quebra de partículas, está absorção não se estabilizou durante um intervalo de 24 horas (MORAVIA et al, 2006).

3.2 Análise dos Resultados da densidade seca máxima e mínima

A Tabela 2 apresenta os valores de densidade seca máxima e mínima das amostras. Observa-se a pequena variação entre os valores de densidade máxima e mínima das amostras, característica típica de solos granulares uniformes (mal graduado). Com base no ensaio realizado , as amostras foram lançadas com menor impacto e sem vibração como forma de simular uma condição de aplicação como lançamento do material por caminhões e sua arrumação com menor impacto e sem vibração, apenas um aperto de ajuste como um espalhamento de uma máquina leve, com uma compacidade acima de 60% de densidade relativa.

Tabela 2: Valores de densidade seca máxima e mínima das amostras.

Parâmetro	Amostra 2215	Amostra 3222
ρdmax (g/cm³)	0,563	0,458
ρdmin (g/cm³)	0,482	0,389
ρd (DR=60%) (g/cm³)	0,528	0,428

Com estes resultados este material pode ser utilizado no mesmo conceito dos aterros leves em EPS tão empregados para situações de diminuir as tensões do aterro sobre uma camada de argila mole, sendo observados as condições de drenagem e confinamento dos grãos dentro da cava com uso de um geotêxtil de gramatura alta . (PATRIARCA, 2012; FIRMINO, 2013; CORREIA et al, 2018).

3.3 Análise dos Resultados dos ensaios de Expansão Livre e Suporte California (CBR)

Em relação aos ensaios de expansão livre, nenhuma das amostras apresentaram variação de expansão ao longo da imersão. Comportamento já esperado, visto que há uma grande presença de vazios entre os sólidos, além da capacidade de absorção de água dos grãos devido à sua porosidade, como apresentado nos resultados da seção 3.1

Os resultados de ISC das amostras e seus gráficos ao longo do ensaio são apresentados, respectivamente, na Tabela 3 e Figura 5a e 5b, amostra 2215 e 3222, respectivamente. O GEOAMB/UFBA possui um sistema supervisório para aquisição de dados, com leituras de tensão e deslocamento ao longo do tempo que permite a plotagem do gráfico em todo o ensaio, com intervalo de 3 segundos entre cada ponto. Para elaboração dos ensaios de ISC e Triaxiais foi necessário a construção de um novo pórtico, com a capacidade de aplicação de cargas de até 6.000 kg.

Tabela 3: Resultados do ensaio de ISC.

ISC (%)		
Amostra	2215	3222
01	12	14
02	7	14

Como pode ser observado na Tabela 3, o valor de ISC da amostra 2215 ficou entre 7 e 12% e da amostra 3222 foi de 14%. Esses valores são determinados baseados no valor da tensão de uma brita padrão para as penetrações de 2,54 e 5,08 mm, dividindo-se a tensão encontrada por 70 e 105 kgf/cm², respectivamente. No entanto, durante a execução do ensaio de ISC observou-se quebra dos grãos de argila (ver Figura 5a e 5b). Este comportamento do material faz com que ocorra quedas nos valores de resistência da amostra, seguido por uma ascensão nos valores de tensão, que ocorre após a reacomodação dos grãos. Recomenda-se, para fins de projeto, o uso dos valores de tensão antes da ocorrência das quebras, de modo que este comportamento peculiar do material não afete a estabilidade do maciço construído. Nesse caso, sugere-se

para a amostra 2215 o uso de tensão máxima de 5,6 kgf/cm² e 7,6 kgf/cm² para a amostra 3222.

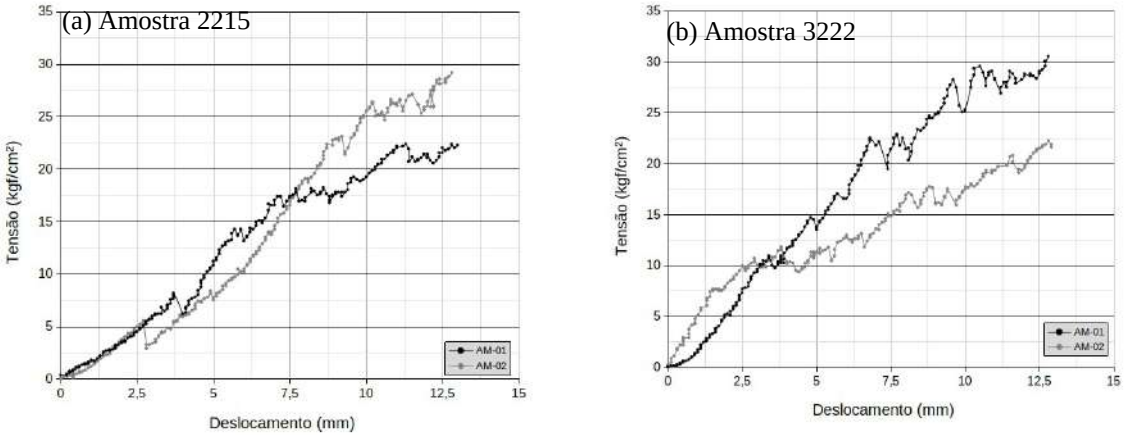


Figura 5: Resultados dos ensaios de ISC. (a) Amostra 2215. (b) Amostra 3222.

3.4 Análise dos Resultados dos ensaios Triaxias

Os resultados dos ensaios executados na argila expandida 3222 estão apresentados na Figura 6 e da argila 2215 na Figura 7. Os gráficos de tensão-deformação (Figura 6a e Figura 7a) , deformação axial x deformação volumétrica (Figura 6b e Figura 7b) . Ambas apresentam elevados valores de ângulo de atrito interno, em torno de 40 graus, e um valor de coesão que pode ser ajustado como nulo, apesar de, para pequenas tensões confinantes, notar-se que a resistência dos corpos de prova foi maior que a prevista pela envoltória ajustada, indicando a ocorrência de uma envoltória de resistência curvilínea, comportamento comum em areias, visto que essas se comportam como compactas em tensões confinantes menores e como fofas em tensões confinantes mais elevadas.

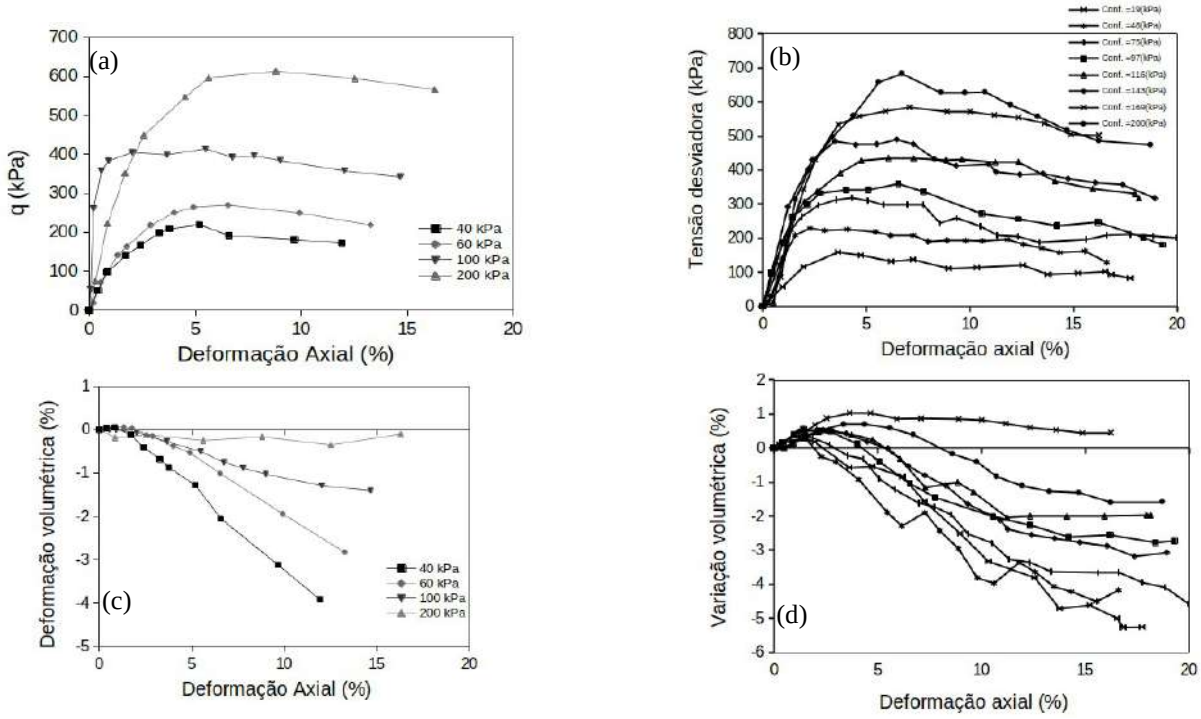


Figura 7: Resultados dos ensaios triaxiais. (a) Tensão-deformação da argila 3222. (b) Tensão-deformação da argila 2215. (c) Deformação axial x deformação volumétrica da argila 3222. (d) Deformação axial x deformação volumétrica da argila 2215.

Isto nos leva a um uso de parâmetros de resistência a favor da segurança e dispensa o uso de envoltórias bilineares. O elevado valor de ângulo de atrito deve estar relacionado ao caráter deformável das partículas sólidas do material, os quais são responsáveis por gerar áreas de contato não desprezíveis em relação à área total do plano de ruptura. Todas as amostras apresentaram comportamento equivalente a areias densas, com pico na ruptura e o comportamento volumétrico caracterizado por uma compressão inicial, experimentando expansão em seguida, com maior expansão em menores tensões confinantes.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados foi possível avaliar que o material apresentou elevado angulo e atrito interno para valor de coesão nulos, indicando uma envoltória curvilínea sendo possível avaliar o seu comportamento similar a uma areia. Os resultados obtidos são promissores e encorajam futuras pesquisas que possam avaliar: o comportamento deste material a longo prazo; ensaios com diferentes granulometrias; implementação de aterros experimentais com uso de ALAE para análise do comportamento desse material sob diferentes tensões.

AGRADECIMENTOS

Ao GEOAMB/UFBA, a Foa Construção e Projetos Ltda e a CINEXPAN .

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT-NBR-9895. Solo - Índice de suporte califórnia - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.

ABNT-NBR-12004. Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1990.

ABNT-NBR-12051. Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

ASTM-D7181. Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. [s.l.] ASTM, 2011.

Correia et al. Análise do custo benefício da utilização de argila expandida em pontes de concreto armado. *X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*. Rio de Janeiro, 2018.

Firmino, R.M. Análise do comportamento de aterros sobre solos moles: um estudo de caso de um aterro leve com poliestireno expandido na Rodovia BR-101, Goiana-Pe. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, 125 p, 2013.

Head, K. H. Manual of soil laboratory testing, vol 2, permeability, shear strength and compressibility tests. [s.l.] John Wiley and SonS, INC., 1994.

Kulkarni, A. G.; Satyanarayana, K. G.; Sukumaran, K. Mechanical behaviour of coir fibres under tensile load. *J Mater Sci*, v. 16, p. 905–914, 1981.

Mlih, R. et al. Light-expanded clay aggregate (LECA) as a substrate in constructed wetlands – A review. *Ecological Engineering*, v. 148, p. 105783, abr. 2020.

Moravia et al. Caracterização microestrutural de argila expandida para aplicação como agregado em concreto estrutural leve. *Cerâmica*, v.52, p. 193-199, 2006

Movahedi, N.; Linul, E. Mechanical properties of Light Expanded Clay Aggregated (LECA) filled tubes. *Materials Letters*, v. 217, p. 194–197, abr. 2018.

Patriarca, M.A.B. Utilização de materiais de aterro leves no domínio das obras geotécnicas. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 148 p, 2012.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/603

Avalição Preliminar do Comportamento Geomecânico de Areias Calcáreas de Regiões Costeiras do Ceará

Gabriela França Azevedo
Doutoranda, Universidade de Brasília – UNB. Distrito Federal. Brasil. gabrielaazevedotn@hotmail.com

Matheus Vasconcelos do Nascimento
Mestrando, Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. matheusvasna@gmail.com

Rosiel Ferreira Leme
Professor, Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. rosielferreira@gmail.com

Roberto Antônio Cordeiro Silva
Técnico de Laboratório, Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. roberto@det.ufc.br

Francisco Chagas da Silva Filho
Professor, Universidade Federal do Ceará – UFC. Fortaleza. Brasil. fchagas@ufc.br

RESUMO: Embora a região costeira do Brasil apresente uma alta incidência de solos compostos por sedimentos carbonáticos, as areias carbonáticas naturais permanecem pouco estudadas. Esses solos apresentam um comportamento complexo, caracterizado por grandes mudanças de densidade e alto índice de vazios. Além disso, são normalmente frágeis e altamente compreensíveis, o que influenciam diretamente no comportamento das fundações. Compreender o comportamento geomecânico desses solos é de suma importância para o desenvolvimento de projetos geotécnicos adequados levando em consideração as propriedades específicas desses tipos de solos. Nesse sentido, esse estudo investigou os parâmetros de resistência de areias carbonáticas do litoral cearence em diferentes teores de carbonato de cálcio ($CaCO_3$) por meio de ensaios de cisalhamento direto. Uma tendência no aumento da resistência ao cisalhamento à medida que teor de $CaCO_3$ aumenta foi observado, especialmente para baixas tensões normais. Além disso, observou-se um aumento no ângulo de atrito com o aumento do teor de $CaCO_3$, mas isso ocorreu apenas a um certo limite de $CaCO_3$, além do qual o ângulo de atrito não é significativamente aumentado.

PALAVRAS-CHAVE: Areia Calcárea, Solo Carbonático, Parâmetros de Resistência, Carbonato de Cálcio

ABSTRACT: Although the coastal region of Brazil has a high incidence of soils composed of carbonate sediments, natural carbonate sands remain little studied. These soils have highly variable behavior, characterized by large variations in density and a high level of voids. Furthermore, they are normally fragile and highly comprehensible, which directly influences the behavior of the foundations. Understanding the geomechanical behavior of these soils is of utmost importance for the development of appropriate geotechnical projects taking into account the specific properties of these types of soils. In this sense, this study investigated the resistance parameters of carbonate sands from the Ceará coast at different levels of calcium carbonate ($CaCO_3$) through direct shear tests. A trend toward increasing shear strength as $CaCO_3$ content increases was observed, especially at low normal stresses. Furthermore, an increase in the friction angle was observed with increasing $CaCO_3$ content, but this occurred only at a certain limit of $CaCO_3$, beyond which the friction angle is not significantly increased.

KEYWORDS: Carbonate sands, Carbonatic Soil, Strength Parameters, Calcium Carbonate

1 INTRODUÇÃO

A ocorrência de solos carbonáticos, em zonas tropicais e intertropicais do planeta, são muito comuns, incluindo o litoral brasileiro, em especial, na região nordeste. O estudo das propriedades geotécnicas desse

tipo de solo ainda não está totalmente esclarecido. Compreender as propriedades geotécnicas das areias carbonáticas é de extrema importância, por exemplo, para a construção de estruturas off-shore com projetos eficientes, em especial, torres eólicas, dada a alta incidência de ventos e a extensão litorânea. A instalação de parques eólicos, em ambiente marítimo, é cada vez mais comum dado o potencial de produção de energia elétrica brasileira e das mudanças ocorridas na matriz energética com a introdução de formas de geração de energia alternativas. Cabe salientar que atualmente o Brasil conta com vários projetos offshore em andamento, até o mês de dezembro de 2023, totalizam-se 96 processos de licenciamento ambiental de torres eólicas offshore abertos no Ibama distribuídas nas regiões Sul, Sudeste e Nordeste. Parte considerável desses processos, cerca de 26%, estão localizados nos estados do Ceará (25 processos) e Rio Grande do Norte (14 processos).

As areias carbonáticas naturais possuem propriedades geotécnicas diferentes das areias quartzosas, embora ainda existam poucos estudos sobre o seu comportamento quando sujeitos a carregamentos, como o das torres eólicas off-shore. Dentre as principais características observadas nos solos carbonáticos estão: alta variabilidade, alta densidade, baixo índice de vazios, e alta fragilidade e compressibilidade. No Brasil, há uma carência de estudos sobre os solos carbonáticos naturais, embora existam algumas pesquisas, estas, geralmente são conduzidas com solos carbonáticos artificiais que não representa fielmente o comportamento dos solos naturais.

O aspecto geomecânico das areias carbonatadas marinhas é extremamente dependente de vários fatores, que por sua vez, dominam o seu comportamento. Huang & Airey, (1993) estudaram o comportamento das areias carbonáticas da plataforma no noroeste da Austrália através de ensaios triaxiais e oedométricos. A pesquisa mostrou que a compressibilidade varia conforme diferenças na mineralogia, forma e química do solo. A deformação plástica durante a compressão é devido, em grande parte, a quebra das partículas, o que explica as grandes deformações quando submetidos a tensões normais baixas.

Le Tirant e Nauroy (1994), estudaram sobre os solos carbonáticos visando projetos de fundações. Em seu trabalho, o tipo de partícula, distribuição do grão, grau de cimentação e as propriedades mecânicas tais como resistência ao cisalhamento, compressibilidade e permeabilidade podem ser bastante variáveis, de região para região, mesmo para curtas distâncias. Esta variação não dificulta apenas a interpretação de resultados de investigação, mas também na previsão do comportamento de fundações. Hyodo et. al. (1996) relata que os solos carbonáticos já foram responsáveis por graves problemas de fundação em projetos offshore. O que incentivou o desenvolvimento de pesquisas nesses solos. Nota-se que é de suma importância uma melhor compreensão dos fatores que influenciam a capacidade de suporte de fundações nos subsolos offshore carbonáticos e, em particular, nos solos carbonáticos nordestinos devido a demanda por projetos eólicos.

Nesse sentido, o presente artigo tem como objetivo principal avaliar a influência do teor de carbonato de cálcio nos parâmetros de resistência de areias carbonáticas naturais encontradas no litoral nordestino. Para isso, realizou-se uma avaliação preliminar do comportamento geomecânico das areias calcáreas em regiões costeiras do Ceará a partir de ensaios de cisalhamento direto com amostras em diferentes teores carbonáticos, coletadas em diferentes locais, com o objetivo de explorar a relação entre o teor de Carbonato de Cálcio e o comportamento das areias.

2 AREIAS CARBONÁTICAS

Segundo Tucker e Wright (1990), rochas carbonáticas são rochas sedimentares constituídas por mais de 50% de minerais carbonáticos, sendo os mais importantes: calcita ($CaCO_3$; trigonal), dolomita ($Ca{\cdot}Mg\,(CO_3)_2$; trigonal) e aragonita ($CaCO_3$; ortorrômbica). Diferentemente, Zuffa (1985) denomina rochas que possuam entre 1/3 e 2/3 de grãos carbonáticos em relação aos siliciclásticos de arenitos híbridos, e arenitos carbonáticos ou calcarenitos aquelas com 2/3 ou mais de constituintes primários carbonáticos.

De um modo geral, as areias carbonáticas são formadas a partir de processos químicos e, principalmente, bioquímicos, que ocorrem em regiões onde o nível de profundidade é raso, as águas são quentes e de cor clara (Wilson, 1975). Formados a partir da deposição de carbonato de cálcio em corais, por algas e fragmentos de conchas. São solos que possuem características variáveis quando comparados a solos quartzosos. Dentre as características deste tipo de solo estão a alta densidade, o alto índice de vazios, e uma maior fragilidade e compressibilidade. Quando submetidos à carregamentos apresentam módulo de elasticidade elevados para baixas cargas aplicadas.

Conforme Xin-Zhi Wang (2011) a maior parte das deformações que ocorrem são plásticas, ou seja, são

irreversíveis. No que se refere a compressibilidade, os solos carbonáticos apresentam redução de volume quando submetidos a baixos carregamentos e isso se deve ao alto índice de vazios, considerando que é um solo formado pela deposição de sedimentos. Entretanto, quando submetidos a carregamentos elevados, os solos carbonáticos tendem a apresentar uma maior capacidade de carga em virtude do maior contato, entre as partículas, provocado pelo aumento de tensão normal.

2.1 Areias Carbonáticas no Ceará

No nordeste brasileiro verifica-se uma alta incidência de solos carbonáticos na região litorânea. No mapa faciológico da Figura 1 é possível observar que existe uma quantidade considerável de areias bioclásticas na faixa compreendida entre os municípios de Fortaleza e Cruz, no litoral Oeste. Nessa região há uma extensa área com areias cujo os teores de $CaCO_3$ são maiores que 50%. Segundo Maia de Almeida (2021), alguns locais da plataforma interna continental podem apresentar formação de carbonato de cálcio e o teor dessa substância aumenta à medida que se aproxima do talude continental. Ressalta-se que o teor de carbonato de cálcio ($CaCO_3$) influencia diretamente na resistência e no comportamento dos solos carbonáticos. Importante salientar que ainda há poucos estudos sobre o comportamento dos solos carbonáticos brasileiros.

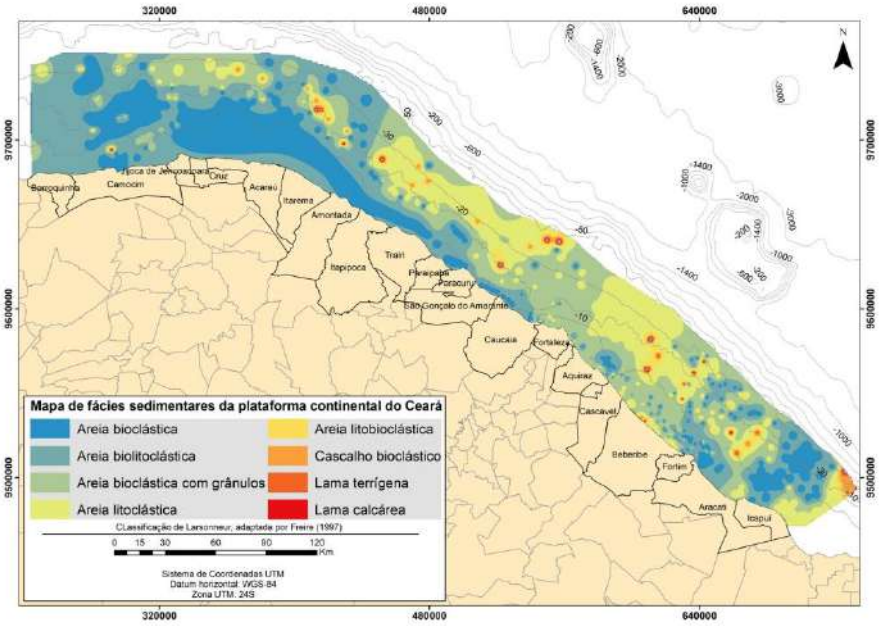


Figura 1 – Mapa faciológico da Plataforma Continental do Ceará, (Maia de Almeida, 2021).

3 LOCAIS DE COLETA

Foram coletadas amostras em três locais ao longo do litoral cearense: amostra on-shore na Praia do Pacheco (PCH2), no Município de Caucaia, distante 15 Km da capital Fortaleza e amostras on-shore (MT1 e MT2) e off-shore (PC1) na Praia de Moitas, no município de Amontada a uma distância de 192 km de Fortaleza, conforme ilustrado na Figura 2.

Figura 2 – Localização dos locais de coleta das amostras.

4 ENSAIOS LABORATORIAIS

Para avaliar o comportamento do solo carbonático, foram realizados os seguintes ensaios laboratoriais: ensaios de Calcimetria de Bernárd e ensaios de Cisalhamento direto.

4.1 Análise Química

Os teores de carbonato de cálcio ($CaCO_3$) das amostras naturais analisadas foram determinados utilizando o método do Calcímetro de Bernard, que se baseia na titulação ácido-base para quantificar o $CaCO_3$ presente na amostra de solo. A determinação do teor de carbonato de cálcio é feita pela leitura da variação de volume devido a liberação do gás carbônico na reação química que ocorre entre o ácido clorídrico em contato com o carbonato de cálcio da amostra de solo.

De acordo com os teores encontrados, as amostras foram classificadas conforme a proposta de Larsonneur (1977) para os depósitos de sedimentos na plataforma francesa, adaptada por Dias (1996) para os sedimentos da plataforma continental brasileira. Essa classificação define quatro categorias em função do teor de carbonato de cálcio conforme a Tabela 1.

Tabela 1: Concentração de $CaCO_3$ nas amostras.

Classificação	$CaCO_3$ %
Litoclásticos	$CaCO_3 < 30\%$
Litobioclástico	$30\% < CaCO_3 < 50\%$
Bilitoclástico	$50\% < CaCO_3 < 70\%$
Bioclástico	$CaCO_3 > 70\%$

4.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Segundo Pinto (2006), o ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento. Baseia-se diretamente na aplicação da equação de Mohr-Coulomb (Equação 1):

$$\tau = c + \sigma \text{ tg } \Phi \quad (1)$$

Inicialmente, aplica-se uma tensão normal a um plano conhecido e mede-se a tensão de cisalhamento que provoca a ruptura. O mesmo procedimento é repetido para outras tensões normais, de modo que é possível construir a envoltória de ruptura por interpolação desses pontos em um sistema de eixos tensão normal (σ) *versus* tensão cisalhante (τ).

Os ensaios de cisalhamento direto, determinação de densidade e índices de vazios máximos e mínimos foram conduzidos com material passante na peneira de 4,8 mm da ABNT. Os ensaios para determinação de $e_{máx}$ e $e_{mín}$ foram realizados para nortear a definição da compacidade dos corpos de prova que foram ensaiados

no cisalhamento direto. Os ensaios de cisalhamento foram realizados com deslocamento constante, a uma velocidade de, aproximadamente, 0,2 mm/min com interrupção do equipamento quando o deslocamento horizontal atingiu 16% da dimensão do corpo de prova. As tensões normais aplicadas foram de 50, 100 e 200 kPa, respeitando os estágios de inundação e adensamento das amostras.

5 RESULTADOS E ANÁLISES

Nesta seção, são apresentados os resultados dos ensaios laboratoriais realizados nas amostras naturais.

5.1 Análise Química

Na Tabela 2, são mostrados os teores de Carbonato de Cálcio ($CaCO_3$) das amostras, determinados por meio do ensaio com o Calcímetro de Bernard. Observa-se que as amostas obtidas apresentam teores que variam de 4,1% a 93,7 % de $CaCO_3$. Essa variação nos valores reflete a significativa variação na composição das amostras em relação ao teor de $CaCO_3$, fornecendo uma melhor compreensão da distribuição desse componente nas diferentes localidades estudadas.

Tabela 2: Concentração de $CaCO_3$ nas amostras do Pacheco, Moitas e da Plataforma Continental (PC).

Local	Nomenclatura	CaCO3 (%)	Classificação
Pacheco	PCH 2	4,1	Litoclástico
Moitas	MT2	22	Litoclástico
	MT1	30,2	Litobioclástico
PC	PC 1	93,7	Bioclástico

5.2 Ensaios de caracterização

Na tabela 3 são apresentados a densidade real dos grãos (Gs), os índices de vazios máximo e mínimo ($e_{máx}$ e $e_{mín}$) e as densidades mínima e máxima ($\rho_{mín}$ e ρ_{max}) das amostras ensaiadas. Notavelmente, observa-se que a densidade real dos grãos (Gs) tende a aumentar conforme o teor de carbonato de cálcio ($CaCO_3$) aumenta. Destaca-se que os valores encontrados para o Gs e os índices de vazios são consistentes com as referências da literatura, conforme citado em estudos anteriores como Salem et al., (2013) nas areias do Egito, Gomes (2020) e Barroso & Moura (2023) nos solos do litoral nordestino brasileiro.

Tabela 3: Índices físicos das amostras.

	PCH2 4,1%	MT1 22%	MT2 30,2%	PC1 93,7%
Gs	2,64	2,66	2,65	2,71
$e_{máx}$	0,81	0,84	1,16	0,85
$e_{mín}$	0,52	0,63	0,91	0,69
$\rho_{mín}$ (g/cm³)	1,51	1,45	1,23	1,48
ρ_{max} (g/cm³)	1,80	1,64	1,39	1,62

5.3 Ensaio de Cisalhamento Direto

Nas Figuras 3, 4 e 5, estão apresentadas as curvas de tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal para as amostras analisadas, em diferentes valores de tensão normal: 50, 100 e 200 kPa, respectivamente. No geral, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto revelaram que os solos carbonáticos estudados apresentam deformação volumétrica consideravel para baixos valores de tensão normal. Tal fato se deve a alta compressibilidade provocada pela porosidade, irregularidades na forma dos grãos e fragilidade dos mesmos.

Observa-se que para uma tensão normal de 50 kPa (Figura 3), os corpos de prova (cps) de areias com teores de $CaCO_3$ até 22% apresentaram menor resistência em comparação aos que possuem teor de $CaCO_3$ superior a 30%. Destaca-se também uma resistência maior para o teor de 30% em relação ao de 93% de $CaCO_3$. Além disso, os teores mais baixos de $CaCO_3$ resultaram em deslocamentos mais pronunciados sob tensões cisalhantes baixas, como evidenciado nas amostras PCH2 e MT2, com teores de 4,1% e 22,0% de $CaCO_3$, respectivamente. Essa tendência se altera com o aumento da tensão normal para 100 e 200 kPa (Figuras 4 e 5), onde os cps com teores entre 20% e 30% de $CaCO_3$ mostraram maior resistência ao cisalhamento em comparação à amostra com mais de 90% de $CaCO_3$. Os resultados indicam que para tensões normais mais elevadas, como 200 kPa, as tensões cisalhantes de ruptura tendem a se igualar. Entretanto, para cps com 93,7% de $CaCO_3$, a ruptura ocorreu em deformações mais elevadas. Por outro lado, os cps com 4,1% de $CaCO_3$ apresentaram as menores tensões cisalhantes de ruptura em todas as tensões normais consideradas.

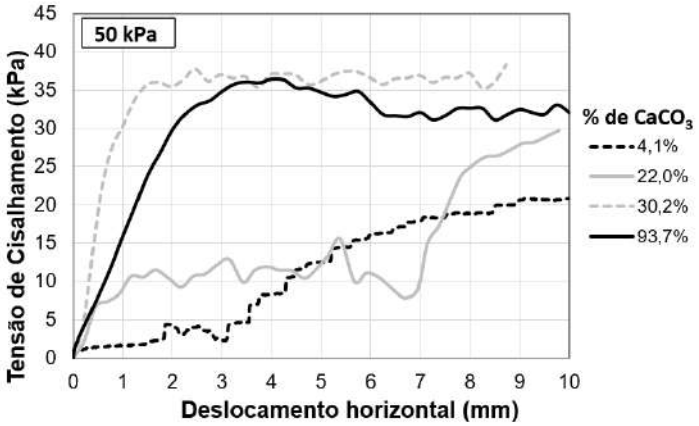


Figura 3 – Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal para tensão normal de 50 kPa.

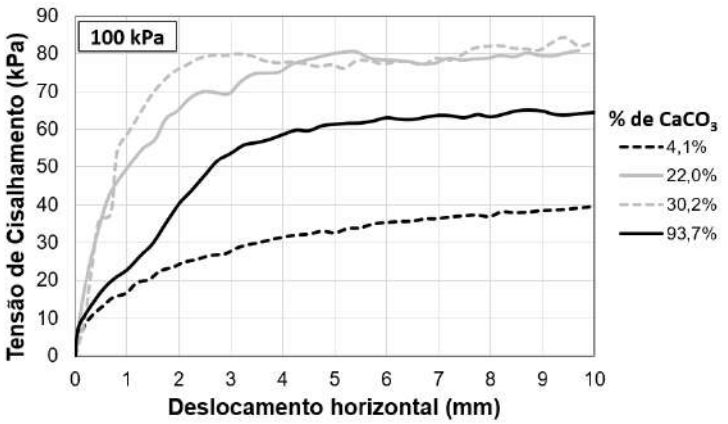


Figura 4 – Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal para tensão normal de 100 kPa.

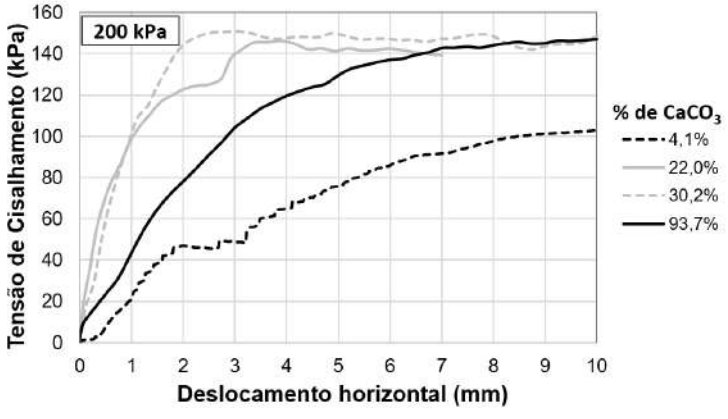


Figura 5 – Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal para tensão normal de 200 kPa.

Na análise das envoltórias de ruptura, conforme ilustrado na Figura 6, observa-se uma variação no ângulo de atrito das amostras em relação ao teor de carbonato de cálcio presente em sua composição. Adicionalmente, nota-se que não há intercepto coesivo em nenhuma das amostras, o que está de acordo com os resultados esperados para areias fofas. De modo geral, verifica-se uma tendência no aumento no ângulo de atrito conforme o teor de $CaCO_3$ aumenta. Entretanto, entre as amostras analisadas, aquela com teor de carbonato em 22% exibiu um ângulo de atrito superior às demais, possivelmente devido à angularidade dos grãos e embricamento entre as partículas devido as suas rugosidades. Resultados indicam valores mais elevados no solos com maior teor de $CaCO_3$. Destaca-se que os ângulos de atrito entre as amostras com 22%, 30% e a amostra com 93,7% de $CaCO_3$ não apresentaram alteração significativa, o que pode-se sugerir que, após um determinado percentual de $CaCO_3$, pode ocorrer uma possível uma redução na resistência, indicando uma possível mudança na resposta mecânica do solo.

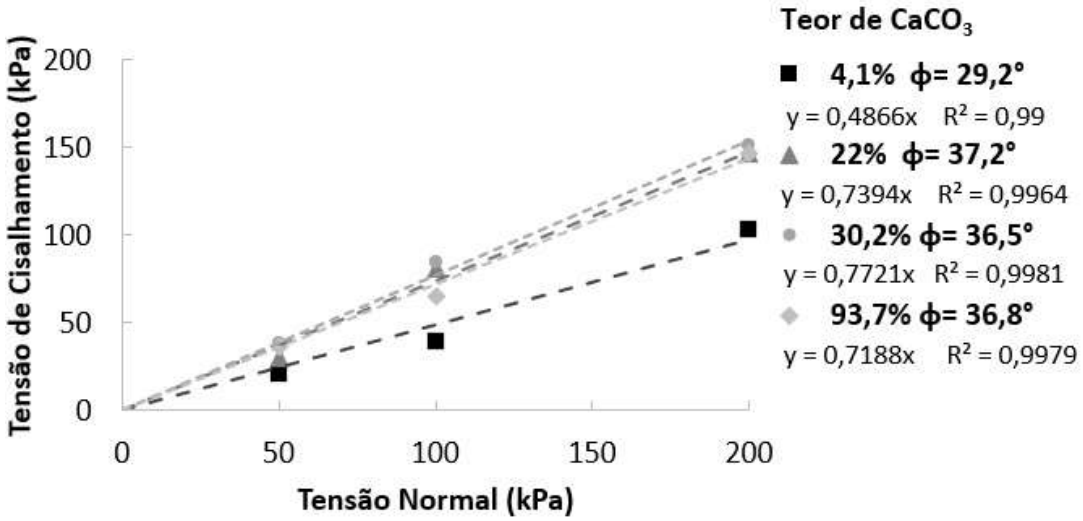


Figura 6 – Envoltória de ruptura e ângulos de atrito (ϕ).

5 CONCLUSÕES

Com base nas análises realizadas, conclui-se que o teor de carbonato de cálcio exerce influência nas propriedades mecânicas das areias carbonáticas estudadas, especialmente no que diz respeito à resistência ao cisalhamento. A partir dos resultados de cisalhamento direto, observou-se uma tendência no aumento da tensão cisalhante de ruptura com o teor de $CaCO_3$ para baixas tensões normais (50 kPa). Essa tendência se modifica para maiores tensões normais. Para tensões normais mais elevadas as tensões de cisalhante de ruptura tendem a ficar muito próximas. No entanto, para os CP's de 93,7% de $CaCO_3$, a tensão cisalhante de ruptura ocorreu em deformações mais elevadas

Os resultados obtidos revelam uma tendência clara de aumento no ângulo de atrito à medida que o teor de $CaCO_3$ aumenta nas amostras de solo. No entanto, chama atenção o fato de que, após atingir um certo percentual de $CaCO_3$, não foi observada uma alteração significativa nos ângulos de atrito. Isso sugere a existência de um limite no teor de $CaCO_3$, além do qual o ângulo de atrito não apresenta elevação significativa. Ademais, é de fundamental importância a realização de estudos mais aprofundados com uma maior variedade de amostras abrangendo diferentes teores de carbonato de cálcio. Resultados indicam valores mais elevados nos solos com mais teor de $CaCO_3$. Os resultados indicam a complexidade do comportamento mecânico dos solos carbonáticos. Dessa forma, observa-se a importância de pesquisas mais amplas de forma a obter-se uma compreensão mais precisa desses tipos de solos.

Os resultados obtidos são importantes, sobretudo, para a elaboração de projetos de engenharia mais confiáveis, destacadamente para estruturas offshore, como aerogeradores. Dessa forma, ressalta-se a necessidade premente de estudos mais amplos sobre o comportamento dos solos carbonáticos, principalmente, no litoral nordestino cuja perspectiva de instalação de parques eólicos offshore já se transformou em realidade.

Dessa forma, estudos nesses tipos de solos fornecerão uma base mais consistente para o desenvolvimento de projetos adaptados às características específicas desses tipos de ocorrências.

AGRADECIMENTOS

Este estudo recebeu apoio financeiro da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES), do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e da PETROBRÁS, a quem os autores expressam o seu sinceros agradecimentos. Agradecimentos especiais são estendidos ao Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental – DEHA, da Universidade Federal do Ceará (UFC) pelo seu apoio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Dias, G.T.M. – 1996 - *Classificação de sedimentos marinhos proposta de representação em cartas sedimentológicas.* Anais do XXXIX Congresso Brasileiro de Geologia Vol.3.

Barroso & Moura (2023). *Proposition of correlations for the dynamic parameters of carbonate sands. Soil. Rocks*, São Paulo, 2023. Doi: 10.28927/SR.2023.001422

Gomes, N. F. (2020). *Parâmetros Geotécnicos Estáticos E Dinâmicos De Areias Quartzosa E Carbonatadas*. [Dissertação de Mestrado]. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Huang, J. T. & Airey, D. W. (1993). *Effects of cement and density on an artificially cemented sand*, Proc. Int. Conf Hard Soils and Soft Rocks, Athens 1, 553- 560

Hyodo, M., Aramaki, N., Itoh, M., & Hyde, A. F. L. (1996). *Cyclic strength and deformation of crushable carbonate sand*. In Soil Dynamics and Earthquake Engineering (Vol. 15).

Le Tirant, P., Nauroy, J. F., *Foundations in Carbonate Soils*, Éditions Technip, Paris, 1994.

Larsonneur, C. – 1977 - La cartographie de's dépots meubles sur le plateau continental français: méthode mise du points et utilisée em Manche.

Maia De Almeida, N.; Freire, G.S.S.; Morais, J.O.; Ximenes Neto, A.R.; Abreu Neto, J.C.; Pessoa, P.R.S.; Ferro, I.M.M.; Pinheiro, L.S. 2021. Plataforma Continental do Ceará. In: Vital, H.; Dias, M.S.; Bastos, A.C. (Org). Plataforma Continental Brasileira, Série II. Rio de Janeiro: P2GM, 2021, v.1, p. 71-121.

Pinto, C. De S. Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 246 p.

Poulos, H.G. (1988). "*The Mechanics Of Calcareous Sediments*". Submitted to John Jaeger Memorial Address.

Salem, M., Elmamlouk, H., & Agaiby, S. (2013). *Static and cyclic behavior of North Coast calcareous sand in Egypt. Soil Dynamics and Earthquake* Engineering, 55, 83–91. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.001

Tucker, M. E., and V. P. Wright, 1990, *Carbonate sedimentology: Oxford, Blackwell* Scientific Publication, 492p.

Wilson, J.L. 1975. *Carbonate facies in geologic history*. Berlin: Springer-Verlag.

Xin-Zhi Wang, Yu-Yong Jiao, Ren Wang, Ming-Jian Hu, Qing-Shan Meng, Feng-Yi Tan, 2011. *Engineering characteristics of the calcareous sand in Nansha Islands, South China Sea*, Engineering Geology, Volume 120, Issues 1–4, 2011, Pages 40-47, ISSN 0013-7952, https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.03.011.

Zuffa, G. G., 1985, *Optical analyses of arenites: influence of methodology on compositional results*, in G. G. Zuffa, Provenance of Arenites: Dordrecht, NATO-ASI Series, v. 148 p. 165-189.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/604

Caracterização de Areias Carbonáticas do Litoral Cearense

Diana Rodrigues de Lima Gonçalves
Doutoranda, Universidade de Brasília – UnB, Brasília, Brasil, diana.lima@ufca.edu.br

Dalila Almeida do Nascimento
Engenheira civil, Universidade Federal do Ceará – UFC, Fortaleza, Brasil, dalila.almeida.mk@gmail.com

Victor Luiz da Silva Alves,
Mestrando, Universidade Federal do Ceará – UFC, Fortaleza, Brasil, victorluizalves@alu.ufc.br

Jorge Fiori Fernandes Sobreira
Geofísico Sênior, CENPES, Petrobras, Rio de Janeiro, Brasil, fiori@petrobras.com.br

Alfran Sampaio Moura
Professor, Universidade Federal do Ceará - UFC, Fortaleza, Brasil, alfransampaio@ufc.br

RESUMO: Solos carbonáticos (ou solos calcários) diferem dos solos siliciclásticos em vários aspectos, como no processo de formação, na mineralogia, na estrutura e no comportamento. Esse último está relacionado às propriedades físicas e mecânicas desses sedimentos que possuem em sua composição o carbonato de cálcio ($CaCO_3$). Em zonas costeiras, esse carbonato é geralmente proveniente da deposição de conchas marinhas, fragmentos de corais, algas calcárias e outros organismos marinhos. As propriedades físicas e mecânicas desses materiais podem ser bastante variáveis de região para região, mesmo para curtas distâncias. Neste estudo, foram avaliadas propriedades físicas como granulometria, densidade, umidade higroscópica e índice de vazios de amostras de areia da faixa litorânea cearense, a partir de ensaios de laboratório. Verificou-se que a presença de conchas e sedimentos marinhos (algas calcáreas e esqueletos de animais marinhos) compõem a fração mais grossa desse tipo de areia. A maioria significativa das amostras apresenta uma umidade higroscópica muito baixa e as amostras com menor teor de carbonato apresentaram maior teor de finos. A densidade dos grãos e o índice de vazios máximo apresentaram expressiva variabilidade espacial.

PALAVRAS-CHAVE: Propriedades físicas, teor de carbonato, areias calcárias.

ABSTRACT: Calcareous soils (or limestone soils) differ from siliciclastic soils in several aspects, such as in the formation process, mineralogy, structure, and behavior. The latter is related to the physical and mechanical properties of these sediments that contain calcium carbonate ($CaCO_3$) in their composition. In coastal zones, this carbonate is usually derived from the deposition of marine shells, coral fragments, calcareous algae, and other marine organisms. The physical and mechanical properties of these materials can vary significantly from region to region, even over short distances. In this study, physical properties such as particle size distribution, density, hygroscopic moisture, and void ratio of sand samples from the coastal strip of Ceará were evaluated through laboratory tests. It was found that the presence of shells and marine sediments (calcareous algae and marine animal skeletons) constitutes the coarser fraction of this type of sand. A significant majority of the samples exhibit very low hygroscopic moisture, and samples with lower carbonate content showed higher fines content. Grain density and maximum void ratio showed significant spatial variability.

KEYWORDS: Physical properties, carbonate content, calcareous sands.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Claudino-Sales (2016), a zona litorânea corresponde à área de ação direta das ondas, das marés e dos ventos, sendo principalmente constituída de praias, falésias ativas e inativas, dunas frontais,

lagoas costeiras, barreiras e flechas litorâneas. As pontas litorâneas, as desembocaduras fluviais e os cordões de beach-rocks criam diversificação e rupturas na extensão da área. A faixa litorânea cearense situa-se sobre a Formação Jandaíra, que corresponde a uma seqüência de sedimentação carbonática, caracterizada pela predominância de carbonatos marinhos, de águas rasas e agitadas, tanto em superfície como em subsuperfície (Tibana e Terra, 1981).

Existem diferenças importantes de propriedades físico-mecânicas relacionadas à composição mineralógica e às variações faciológicas presentes nas camadas calcárias da Formação Jandaíra. Assim, são pertinentes estudos relacionados ao comportamento físicomecânico e composicional das solos sedimentares da região, uma vez que o litoral cearese, em função de seu alto potencial para geração de energia limpa e renovável, tem sido alvo de grandes investimentos em parques eólicos, como aponta o relatório apresentado pelo IBAMA (2024). Com isso, surge o desafio de otimizar os projetos de fundações dessas estruturas, a partir da conhecimento das caracteríistivas físicas e comportamentais do solos que predominam nessa faixa litorânea, como as areias carbonáticas, caracterizadas por depósitos sedimentares compostos principalmente de grãos de areia e partículas de carbonato de cálcio (geralmente na forma de calcita ou dolomita), podendo ser encontradas próximo a recifes de coral, plataformas continentais rasas e lagunas. Nesse contexto, a presente pesquisa investiga as caracteríticas físicas e mecânicas de três amostras de areias do litoral cearense com diferentes teores de carbonato de cálcio ($CaCO_3$), a partir de ensaios de laboratório, com o objetivo de contribuir para a base de dados referente aos solos carbonáticos da região supracitada.

Segundo Kuang et. al (2020), as areias carbonáticas podem ser encontradas em áreas tropicais ou subtropicais em todo o mundo e é composta principalmente por restos de corais e caracóis. Cataño (2006) realizou ensaios com areias carbonáticas e mostrou que as areias carbonáticas apresentam mais volume de vazios em relação ao volume de sólidos do que areias típicas (quatzosas). Le Tirant e Nauroy (1994) destacam que nas areias carbonáticas, os grãos individuais são extremamente angulares e fracos. Essas características associadas à porosidade, tornam esses solos altamente compressíveis. As propriedades físicas e mecânicas podem ser bastante variáveis de região para região, mesmo para curtas distâncias, como mostra o estudo de alguns índices físicos obtidos em amostras de areias carbonáticas oriundas de diferentes localidades, apresentada por Salém et al. (2013).

Em solos tropicais, a porosidade interagregado é um aspecto relevante que deve ser considerado na análise do comportamento mecânico do solo e, portanto, é essencial o conhecimento da estrutura das areias carbonáticas quando da determinação dos parâmetros a serem utilizados como dados de entrada para as análises que consistem em um projeto de fundações para estruturas assentes nesse tipo de solo. Nascimento (2023 concluiu, a partir de um estudo para avaliação dos parâmetros de resistência de areias litoclásticas ($\%CaCO_3 < 30\%$) do litoral do cearense, que a concentração de $CaCO_3$ influencia os parâmetros de resistência internos do solo, bem como os parâmetros de resistência da interface solo-concreto.

Convém ressaltar que o presente trabalho é parte de uma investigação ampla que contempla o estudo do comportamento estático e dinâmico de solos carbonáticas provenientes de diversas áreas do litoral nordestino, a partir de ensaios de campo e de laboratório e portanto, os resultados apresentados aqui são preliminares.

2 ÁREAS DE ESTUDO

Foram selecionadas duas praias cearenses para o desenvolvimento do estudo: Praia da Barra do Ceará, em Fortaleza e a Praia de Moitas, em Amontada. A praia da Barra do Ceará é caracterizada por uma faixa pouco espessa de areia litoclástica sobrejacente um depósito de arenito rígido com cimento carbonático e a zona entre-marés apresenta extensos afloramentos de beach-rocks. A areia depositada entre os beachrocks têm grande quantidade de conchas, restos de esqueletos de animais marinhos e algas. A Foz do Rio Aracatiaçu, por sua vez, localiza-se a aproximadamente 230 km de Fortaleza, jà oeste da Praia de Moitas. Nas margens do Rio há um banco de areia carbonática pedregulhosa, com presença de rodolitos e algas coralíneas. É possível encontrar ainda pedaços de arenitos cimentados por algas do tipo halimedas. Nas Figura 1 eFigura 2 estão apresentados os registros fotográficos dos sedimentos e/ou afloramentos encontrados na Praia da Barra do Ceará e na Foz do Rio Aracatiaçu, respectivamente.

Figura 1. Elementos da Praia da Barra do Ceará. (a) Areia litocllástica sobrejacente aos aretidos rígidos, (b) Areia com conchas, esqueletos e algas entre os beach-rocks, (c) detalhe da camada heterogênea do beach-rock e (d) depósito calcário muito cimentado.

Figura 2. Sedimentos encontrados na Foz do Rio Aracatiaçu. (a) Areia carbonática com presença de rodolitos. (b) Alga calcária, (c) e (d) Pedaços de arenitos cimentados por carbonato e (e) Farinha de halimeda.

3 METODOLOGIA

A presente pesquisa foi desenvolvida com base nas seguintes etapas: revisão bibliográfica; coleta de amostras, ensaios de laboratório e análises de resultados. Foram coletadas 2 amostras (BC e FOZ) na condição onshore, ao longo da zona entre-marés das áreas de estudo, e 1 amostra (PCO) na condição offshore, a 7m de profundidade em relação ao nível do mar, já na Plataforma Continental Cearense, cujo acesso se deu por barco a partir da praia de Moitas. Na Figura 3 identifica-se a localização das áreas de estudo (em vermelho), e destaca-se os pontos de coleta (em amarelo).

Figura 3. Localização das áreas de estudo, com detalhamentos dos pontos de coleta.

As amostras foram submetidas aos ensaios de caracterização física e química (análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, determinação da massa específica dos grãos, determinação dos limites de liquidez e de plasticidade, determinação do índice de vazios máximo e mínimo, e determinação do teor de carbonato), ensaios de caracterização mineralógica (fluorescência de raio-x e análise mineralógica com lupa) e ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova medindo 50mm x 50mm no estado fofo, sob tensões normais 50 kPa (0,5 kg/cm^2); 100 kPa (1,0 kg/cm^2); e 200 kPa (2,0 kg/cm^2), conforme norma internacional ASTM.

Nos ensaios de cisalhamento direto as amostras foram saturadas com água destilada e as cargas foram aplicadas em um único estágio. Após a estabilização das deformações sob o carregamento, precedeu-se a fase de cisalhamento sob velocidade constante de 0,1 mm/min. Os ensaios de caracterização física foram realizados segundo às normativas técnicas nacionalmente padronizadas pela ABNT. Na determinação do teor de carbonato utilizou-se método do calcímetro de Bernad. Os ensaios de fluorescência de raio X em amostras de areia foram realizados no equipamento para FRX marca PANALYTICAL modelo Epsilon 1. Nas análise mineralógicas foi utilizada a Lupa Binocular Eletrônica Nikon 5218. Os resultados foram analisados e organizados por grupos de ensaio, com objetivo de descrever as características de cada amostra.

4 RESULTADOS

As curvas granulométricas obtidas estãoa presentadas na Figura 4. Na Tabela 1 apresenta-se um resumo da caracterização física, os parâmetros obtidos e a classificação de acordo com o SUCS para as amostras ensaiadas. Nota-se que a as amostras mais carbonatadas são aquelas que apresentam grãos maiores, maior umidade higroscópica e maior intervalo do índice de vazios. A maior quantidade de pedregulhos nas amostras FOZ E PCO está associada à grande quantidade de rodolitos presentes nessas amostras. As amostras BC, FOZ e PCO foram classificadas em areia malgraduada, areia bem-graduada com pedregulhos e areia bem-graduada com silte e pedregulhos, respectivamente.

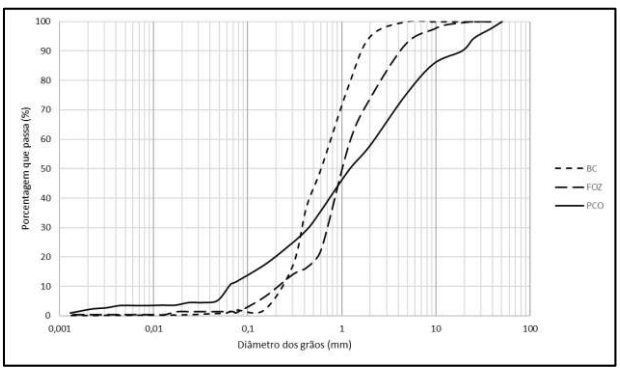


Figura 4. Curvas granulométricas

Tabela 1. Caracterização física

Amostra		BC	FOZ	PCO
Teor de carbonato de cálcio (%)		9,2	49,8	89,8
Composição textural (%)	Pedregulho	5	26	42
	Areia grossa	45	52	22
	Areia média	42	14	16
	Areia fina	7	6	15
	Silte	1	1	3
	Argila	0	1	2
Umidade higroscópica (%)		0,14	0,19	0,98
Massa específica dos grãos (g/cm³)		2,660	2,657	2,690
Índice de vazios mínimo		0,40	0,53	0,60
Índice de vazios máximo		0,59	0,73	0,89
índice de Plasticidade		0	0	0
Classificação (SUCS)		SP	SW	SW-SM

A partir dos ensaios de fluorescência de raio-x foi possível determinar a composição química elementar das amostras e identificar os elementos presentes e suas concentrações, bem como determinar teor dos óxidos presentes nas amostras. Tal identificação pode ajudar na identificação dos minerais presentes no solo e no entendimento do seu comportamento, uma vez que a presença de óxidos de cálcio e magnésio pode indicar a presença de carbonatos que afetam a capacidade de troca iônica do solo e sua suscetibilidade à dilatação e/ou contração. Os resultados estãos apresentados nas Tabelas 2 e 3.

Identificou-se, de diferentes formas, a presença dos carbonatos na amostras, sendo a amostra PCO, coletada na condição offshore, a que obteve quantidade mais expressiva de cálcio e óxido de cálcio, e consequentemente, maior teor de carbonato. Ambas as amostras apresentam a sílica (típica das areias) e o carbonato de cálcio como principais componentes, sendo que quanto maior é o teor carbonato, menor é a

quantidade de sílica. Além desses, os óxidos de aumínio e ferro foram encontrados nas três amostras e podem estar associadas à formação sedimentar dos materiais estudados.

Tabela 2. Composição química elementar (em %)

Elemento		BC	FOZ	PCO
Alumínio	Al	4,6	5,2	3,4
Bromo	Br	2,2	-	-
Cálcio	Ca	11,8	28,3	53,4
Cloro	Cl	2,6	-	-
Ferro	Fe	0,8	1,6	3,0
Fósforo	P	0,5	-	-
Magnésio	Mg	-	7,3	2,7
Molibidêdio	Mo	-	-	1,0
Potássio	K	6,2	4,9	3,1
Silício	Si	73,3	52,4	33,0
Titânio	Ti	-	0,3	0,5

Tabela 3. Composição de óxidos (%)

Óxidos	BC	FOZ	PCO
Al_2O_3	2,8	6,3	4,6
As_2O_3	1,1	-	-
CaO	5,5	16,6	38,9
Fe_2O_3	0,3	0,8	1,9
K_2O	2,7	-	2,1
MgO	-	8,6	3,3
MoO_3	-	-	0,9
P_2O_5	0,5	-	-
Rb_2O	5,2	-	-
SeO_2	0,3	-	-
SiO_2	72,0	64,9	47,9
SO_3	0,2	-	-
SrO	1,8	-	-
Ta_2O_5	1,0	-	-
TiO_2	-	0,2	0,4

Na análise mineralógica com a lupa binocular eletrônica foi possível observar minerais em detalhes, facilitando a identificação de suas propriedades ópticas, estrutura cristalina, clivagem, cor, brilho e outras características que são úteis na identificação mineralógical. As principas características identificadas estão apresentadas na Tabela 4.

Tabela 4. Caracterização mineralógica

Amostra	BC	FOZ	PCO
Ambiente	Praia onshore	Foz de Rio	Praia Offshore
Grau de seleção	Mal selecionado	Baixo selecionado	Moderado a baixo selecionado
Arredondamento	Anguloso	Subanguloso	Subarredondado
Mineralogia	Quartzo, feldspatos, fragmento de rocha e bioclastos	Mica, fragmentos de rocha, bioclastros, quartzo e conchas	Fragmentos de rocha, quartzo, conchas e bioclastos
Brilho	Grãos brilhosos	Grãos brilhosos	Grãos foscos
Esfericidade	Baixa	Baixa	Intermediária
Designação	Areia litobioclástica com grânulos	Areia litobiocástica	Areia litobioclática
Fotografia			

É importante observar a presença de bioclastos, que são fragmentos ou restos de organismos que foram incorporados às areias durante o processo de deposição. Esses organismos podem ser conchas, esqueletos, carapaças, fragmentos de plantas, entre outros materiais orgânicos. Quanto à forma dos grãos caracterizada a partir da avaliação do arredondamento e da esfericidade, pode-se afirmar que esta característica tem influência direta no comportamente mecãnico do material. As amostras BC e FOZ possuem grãos com angulares e têm baixa esfericidade, o que pode contribuir para ângulos de atrito mais elevados e portanto, maior resistência ao cisalhamento.

Para avaliar os parâmetros de resistência das amostras no estado fofo, ou seja, com o índice de vazios em torno do máximo, foram realizados os ensaios de cisalhamento direto. As curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal e deslocamento vertical x deslocamento horizontal podem ser observados na Figura 5.

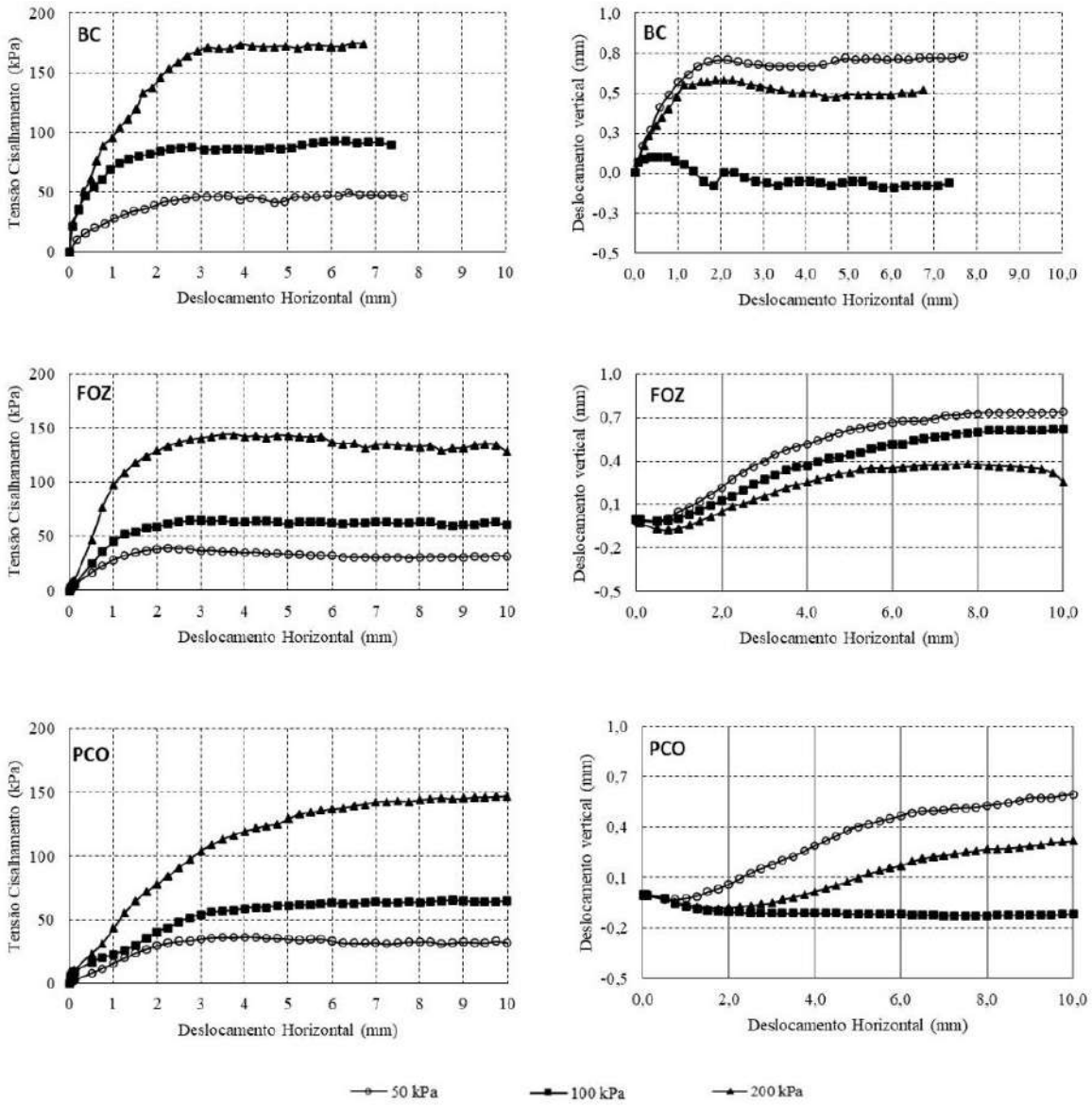


Figura 5. Curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal e deslocamento vertical x deslocamento horizontal

As curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal apresentaram comportamento de resistência residual, conforme esperado. Durante o cisalhamento, a amostra BC, com menor teor de carbonato, apresentou comportamento inicialmente expansivo, comprimindo-se em seguida até estabilização. Tal comportamento foi mais acentuado para a tensão intermediária de 100kPa. Já as amostras FOZ e PCO, com teor de carbonato mais elevado, apresentaram comportamento inicialmente compressivo e posteriormente expansivo para

praticamente todos as tensões, exceto para a tensão de 100 kPa, em que a amostra PCO apenas contraiu durante do cisalhamento. Tal comportamento pode estar associado à heterogeneidade do material devido à maior presença de bioclastros.

A partir dos valores obtidos para as tensões cisalhantes máximas construiu-se os gráficos de tensão de cisalhamento x tensão normal que correspondem às envoltórias de ruptura apresentadas na Figura 6. Os valores obtidos para o ângulo de atrito interno do solo, estão apresentados na Tabela 5.

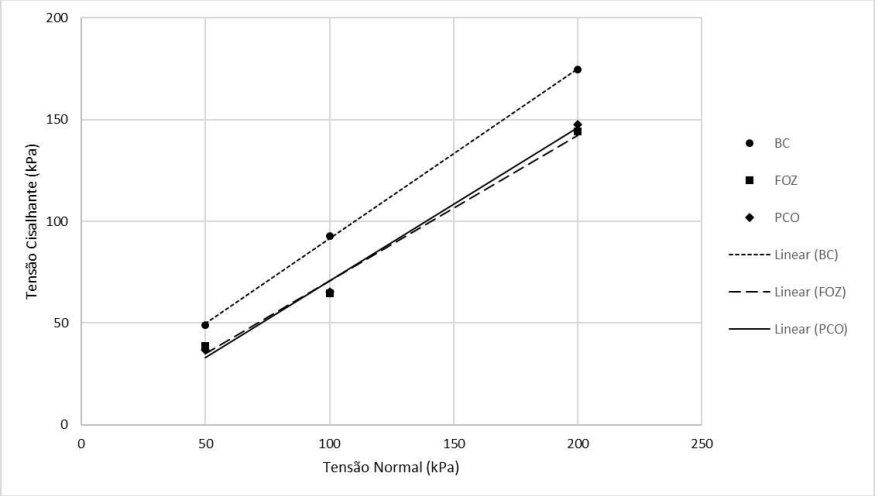


Figura 6. Envoltórias de ruptura

Tabela 5 - Valores obtidos para o ângulo de atrito interno

Amostra	Ângulo de atrito - φ
BC	42º
FOZ	35º
PCO	37º

A amostra com menor teor de carbonato apresentou ângulo de atrito interno mais elevado, o que não é uma tendência de acordo com a literatura. Entre as amostras mais carbonatadas, aquela com maior teor de carbonato, obteve maior ângulo de atrito interno.

5 CONCLUSÕES

A partir da caracterização física e mineralógica pode-se afirmar que as amostras BC, FOZ e PCO são classificadas como areia malgraduada, areia bem-graduada com pedregulhos e areia bem-graduada com silte e pedregulhos, respectivamente. A amostra com maior percentual pedregulhoso, associado a rodolitos, foi encontrado na amostra PCO, coletada offshore. As areias coletadas no litoral cearense e na plataforma continental (em águas rasas), apresentam carbonato em sua composição, sendo as amostras FOZ E PCO aquelas com maior teor de carbonato de cálcio. Em todas as amostras o carbonato de cálcio está associado à presença de bioclastos como fragmentos de animais (ossos e conchas) e de algas calcárias (halimeda e coralínea). Amostras com teor de carbonato intermediário e elevado tendem a se contrair e depois dilatar, durante o processo de cisalhamento. Neste estudo a amostra com menor teor de carbonato apresentou-se mais resistente. No entanto, entre as amostras mais carbonatadas, quanto maior o teor de carbonato, maior é a resistência apresentada pelo material, quando submetida ao ensaio de cisalhamento direto no estado fofo. Com isso, fica ressaltada a importância de um estudo específico para descrever as características dos solos carbonáticos, a fim de desenvolver modelos geotécnicos mais realistas, que possam ser aplicados em projetos de fundações nas regiões litorâneas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agracem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e à PETROBRAS, pelo apoio financeiro; à Universidade de Brasília pelo apoio acadêmico; ao Departamento de Pós-graduação DEHA e ao Departamento de Geologia, ambos da Universidade Federal do Ceará (UFC), pelo suporte estrutural da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura de 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ABNT. NBR 7181: Solo - Análise granulométrica. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ABNT. NBR 16840: Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. 1 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ABNT. NBR 16843: Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. 1 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ABNT. NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 3 p.

ABNT. NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2017. 5 p.

ASTM. ASTM D3080/D3080M − 11: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken: ASTM, 2011. 9 p. Disponível em: https://www.astm.org/d3080-04.html. Acesso em: 14 out. 2023.

Cataño, Arango J. (2006) Stress strain behavior and dynamic properties of Cabo Rojo calcareous sands. Dissertação de Mestrado / Universidade de Porto Rico, Mayagüez Campus, 250p.

Claudino-Sales, Vanda. (2016). Megageomorfologia do Estado do Ceara. 1. ed. São Paulo: Novas Edições Acadêmicas, v. 1. 90p.

Nascimento, D. A. (2023). Estudo da resistência da interface solo-concreto de areias carbonáticas do litoral cearense. Monografia / Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, 52p.

IBAMA (2024). Usinas Eólicas Offshore. Disponível em: <www.gov.br/ibama> Acessado em: 22 fev. 2024.

Kuang, D., Long, Z., Wang, J. Zhou, X. Yu, P. (2020). Experimental study on particle size effect on mechanical behaviour of dense calcareous sand. Soils and Rocks 43(4): 567-574.

Le Tirant, P, And Nauroy, J F. (1994) Foundations in carbonate soils. Éditions Téchnip. Paris, France, 204p.

Salem, M.; Elmamlouk, H.; Agaiby, S. (2013). Static and cyclic behavior of North Coast calcareous sand in Egypt. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 55 (2013): 83–91.

Tibana, P. & Terra, G.J.S. (1981). Seqüências carbonáticas do Cretáceo na Bacia Potiguar. Boletim Técnico da Petrobrás, 24, p.174-183.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/605

Caracterização de Depósitos de Solos Moles do Sudeste do Brasil: Contribuições para o Desenvolvimento de um Banco de Dados Geotécnico

Luisa Muylaert de Menezes Póvoa
Professor do Ensino Básico, Técnico e Tecnológico, Instituto Federal do Espírito Santo, Colatina, Brasil, luisa.povoa@ifes.edu.br

Paulo César de Almeida Maia
Professor da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, Brasil, maia@uenf.br, maia@uenf.br

Lara Médici Martinelli
Aluno, Instituto Federal do Espírito Santo, Colatina, Brasil, laramedicimartinelli@gmail.com

RESUMO: O litoral brasileiro, notável por sua vasta extensão, é marcado pela presença de extensivos depósitos de solos moles, originários do período Quaternário. Esses solos são caracterizados pela predominância de partículas argilosas, valores de NSPT que geralmente variam entre 3 e 5 golpes, alta compressibilidade, baixa permeabilidade, alto teor de matéria orgânica e capacidade de carga reduzida. Essas características representam desafios consideráveis em termos de recalque e estabilidade estrutural. Especificamente, a região Sudeste do Brasil, e mais notavelmente o estado do Rio de Janeiro, se sobressai pela considerável acumulação de depósitos de solo mole, e essa região apresenta uma extensa quantidade de pesquisas realizadas na área, refletindo a complexidade do solo da região. Embora existam diversos estudos na área, ressalta-se a importância de manter atualizado um banco de dados geotécnicos específico para os solos moles da região em questão. Nesse contexto, o presente estudo tem como objetivo contribuir com parâmetros geotécnicos e perfis geotécnicos dos solos moles ao longo do litoral da região Sudeste. Para isso, será utilizado os documentos fundamentais da literatura técnica da região para abarcar os estudos mais importantes, fornecendo parâmetros geotécnicos e perfis geotécnicos desses depósitos de solos moles. Os resultados alcançados nesta pesquisa podem ser aplicados na elaboração de anteprojetos para uma variedade de projetos de engenharia sobre esses depósitos de solo mole. Contudo, é fundamental ter cuidado na utilização dos dados em contextos práticos.

PALAVRAS-CHAVE: solo mole, SPT, perfil geotécnico.

ABSTRACT: The Brazilian coast, noted for its vast extent, is characterized by the presence of extensive deposits of soft soils, originating from the Quaternary period. These soils are typified by a predominance of clay particles, Standard Penetration Test (SPT) values that generally range between 3 and 5 blows, high compressibility, low permeability, high organic matter content, and reduced bearing capacity. These attributes pose considerable challenges in terms of settlement and structural stability, constituting an essential field of study for geotechnical engineering. Specifically, the Southeast region of Brazil, and more notably the state of Rio de Janeiro, stands out for the considerable accumulation of soft soil deposits, and this region presents an extensive amount of research conducted in the field, reflecting the soil's complexity in the region. Although numerous studies exist in this area, it is emphasized the importance of maintaining an up-to-date geotechnical database specific to the soft soils of the region in question. In this context, the present study aims to contribute geotechnical parameters and geotechnical profiles of the soft soils along the Southeastern coastal region. For this purpose, fundamental documents from the technical literature of the region will be utilized to encompass the most important studies, providing geotechnical parameters and profiles of these soft soil deposits. The results achieved in this research can be applied in the preparation of preliminary designs for a variety of engineering projects on these soft soil deposits. However, caution must be exercised in the practical application of these data.

KEYWORDS: soft soil, SPT, geotechnical profile.

1 INTRODUÇÃO

O litoral brasileiro, notável por sua vasta extensão, é marcado pela presença de extensivos depósitos de solos moles, originários do período Quaternário. Esses solos são caracterizados pela predominância de partículas argilosas, valores de NSPT que geralmente variam entre 3 e 5 golpes, alta compressibilidade, baixa permeabilidade, alto teor de matéria orgânica e capacidade de carga. Essas características representam desafios consideráveis em termos de recalque e estabilidade estrutural, constituindo um campo de estudo essencial para a engenharia geotécnica.

Nos últimos, uma série de estudos tem sido publicados na literatura técnica sobre esses depósitos de solos moles, com foco na análise de perfis geotécnicos e na caracterização de suas propriedades. Estas pesquisas são notáveis na região litorânea do Sudeste do Brasil, incluindo contribuições significativas de pesquisadores como Cunha (1988), Almeida e Marques (2002), Francisco (2004), Aragão (1975), Campos (2006), Carvalho (1980), Coutinho (1986), Vilela (1976), Lins e Lacerda (1980), Crespo Neto (2004), Sandroni e Deotti (2008), Spannenberg (2003), Baroni (2010), Queiroz (2013), Marques *et al.* (2008), Lima (2007) e Carneiro (2014). Ademais, trabalhos recentes de destaque incluem os de Conte (2019), Cobe *et al.* (2018), Nietiedt (2018), Nascimento (2016), Souza (2017), Paes (2017), Baroni (2016), Castello (2019), Abreu (2020) e Lima (2020).

Particularmente no Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), no período de 2002 a 2022, observou-se uma gama significativa de trabalhos publicados importantes sobre solos moles, principalmente no ano de 2016, que extrapolam os limites da região Sudeste do Brasil. Esse crescimento evidencia a implementação de uma série de projetos de infraestrutura no país, impulsionados principalmente pelos preparativos para as Olimpíadas do Rio 2016. A evolução do quantitativo dos trabalhos apresentados ao longo do período de 2002 a 2022 é claramente ilustrado na Figura 1.

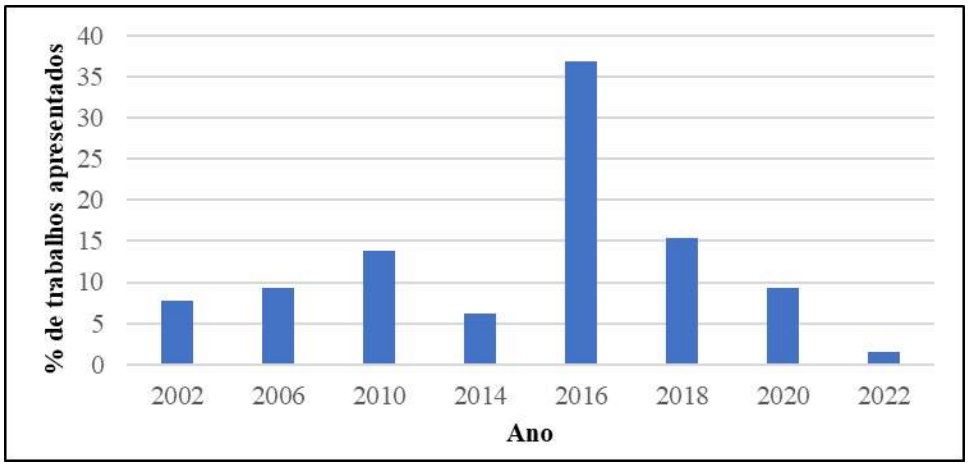


Figura 1. Evolução de trabalhos apresentados no COBRAMSEG no período de 2002 a 2022.

Verifica-se que apesar da quantidade expressiva de pesquisas sobre esses depósitos, é fundamental a atualização contínua de um banco de dados geotécnicos dedicado aos solos moles desta região específica. Nesse contexto, o presente estudo tem como objetivo visa contribuir com parâmetros geotécnicos e perfis geotécnicos dos solos moles ao longo do litoral da região Sudeste. Para isso, será utilizado os documentos fundamentais da literatura técnica da região para abarcar os estudos mais importantes, fornecendo parâmetros geotécnicos e perfis geotécnicos desses depósitos de solos moles.

2 PERFIS TÍPICOS DE SOLO MOLE DA REGIÃO SUDESTE

Mediante uma revisão dos principais documentos na literatura técnica, foi possível compilar os perfis de solos dos depósitos localizados na região Sudeste do Brasil, conforme ilustrado na Figura 2. Esta avaliação sistemática indicou uma predominância de estudos e dados na região do Rio de Janeiro. Em contrapartida, nas áreas de São Paulo e Espírito Santo, observa-se uma notável deficiência publicações que abordem especificamente os parâmetros geotécnicos dos depósitos de solo mole.

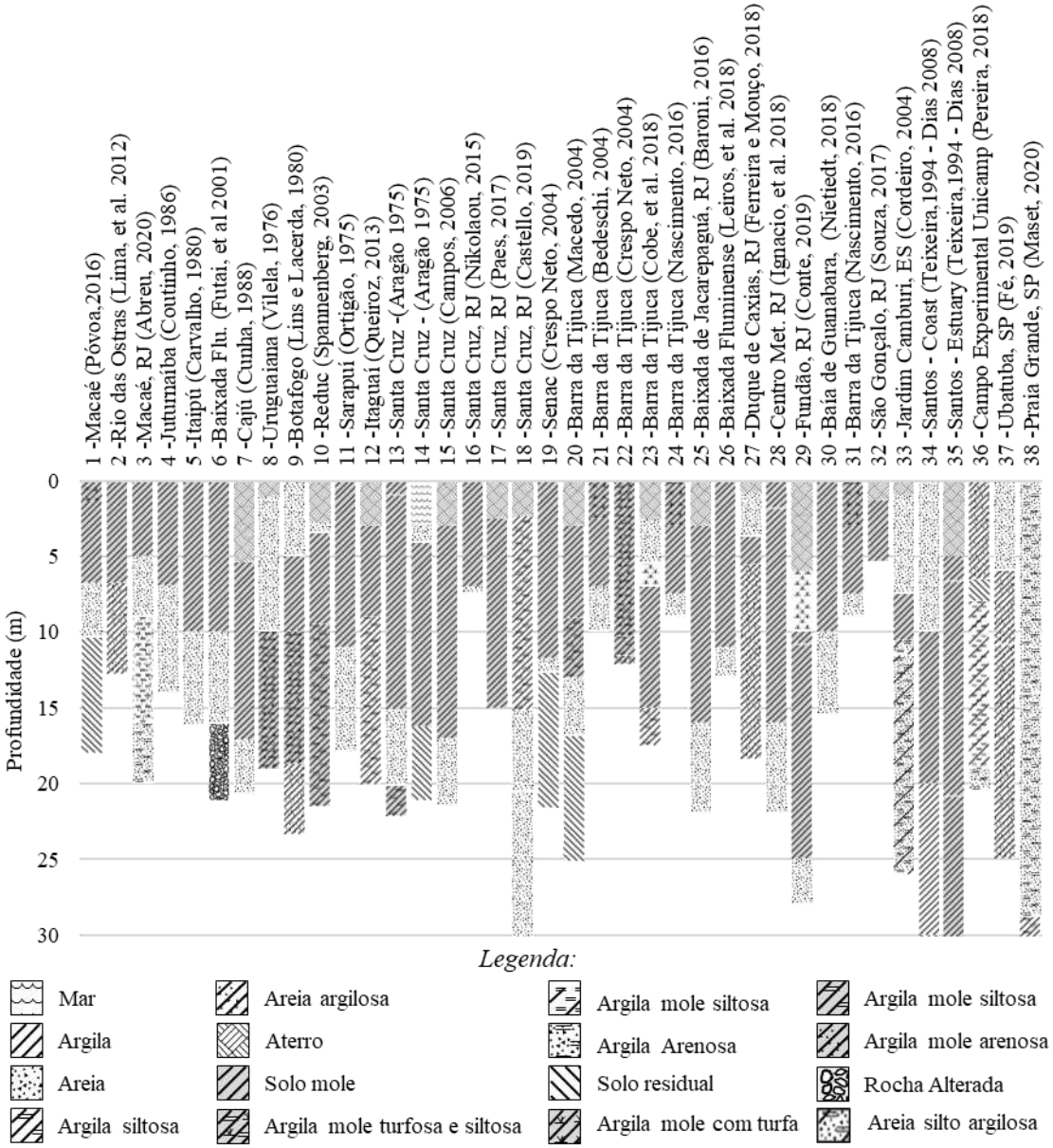


Figura 2. Perfis típicos de solo mole da região Sudeste

Nota-se na Figura 2 que, nos perfis estudados, é comum encontrar camadas de solo mole sobrepondo-se a outras camadas de solo mais resistentes, como areias e argilas arenosas. Especificamente na região do Rio de Janeiro, essas camadas de solo mole apresentam espessuras que variam consideravelmente entre 5 e 15 metros. As camadas de solo mole, caracterizadas por sua alta compressibilidade e baixa capacidade de suporte, estão presentes em diversas profundidades nos perfis analisados. No Centro Metropolitano do Rio de Janeiro e na Baixada de Jacarepaguá, assim como na região do Fundão, observamos camadas de argila mole de maior espessura, alcançando até 15 metros de profundidade.

Em contraste, na área de Santos, as camadas de solo mole são ainda mais pronunciadas, atingindo espessuras de até 25 metros. Este aumento significativo na espessura das camadas de solo mole em Santos indica uma maior complexidade geotécnica.

No Espírito Santo, especificamente na região de Jardim Camburi, em Vitória, as camadas de solo mole também são bastante pronunciadas. As investigações geotécnicas na área mostram que as camadas de solo mole podem alcançar espessuras significativas, similarmente àquelas observadas no Rio de Janeiro e em Santos.

A variabilidade observada nas camadas de solo mole, tanto em termos de espessura quanto de profundidade, ressalta a importância de investigações geotécnicas específicas para cada projeto específico.

3 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DO SOLO MOLE DA REGIÃO SUDESTE

Complementarmente à Figura 1, as Tabelas 1, 2 e 3 oferecem uma síntese dos parâmetros geotécnicos obtidos a partir das investigações em algumas das áreas representadas na figura. Estas tabelas consolidam os parâmetros geotécnicos fundamentais, tais como espessuras dos solos moles, umidade natural (w_{nat}), limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP), porcentagem de argila, peso específico natural (γ_{nat}), matéria orgânica (M.O), índice de vazios inicial (e_o), relação entre coeficiente de recompressão (C_s) e coeficiente de compressibilidade (C_C) e coeficiente de adensamento vertical (C_v). As observações a partir daqui são baseadas nas informações contidas nessas tabelas.

Tabela 1. Propriedades Geotécnicas de Depósitos de Solos Moles do Sudeste do Brasil (Parte-1)

	Macaé, RJ	Rio das Ostras, RJ	Juturnaíba, RJ	Itaipú, RJ	Caju	Uruguaiana
Referências	Póvoa, 2016	Lima *et al*., 2012	Coutinho, 1986	Carvalho, 1980	Cunha, 1988	Vilela, 1976
Espessuras (m)	5-12	1-6,8	7	10	12	9
w_{nat} (%)	200	100-200	154±95,6	240±110	88	54,8±19,5
LL (%)	180	99-150	132±44	175±83	107	71±30
IP(%)	110	53-106	64±22	74±30	67	11
% argila	60-80	47-66	60,7±12,74			39,4±10,11
γ_{nat} (kN/m³)	12,6	12-15	12,5±1,87	12±1,85	14,81	16,1±1,39
% M.O	7	07-11	19±10,63	32,63±20,46		2,56±1,04
e_0	5,2	2,6-5,2	3,74±1,98	6,72±3,1	2,38	1,42±0,36
$CR=C_c/1+e_0$	0,46	0,4-0,46	0,31±0,12	0,41±0,12	0,267	0,31±0,15
C_s/C_c	0,07	0,09-0,14	0,07±0,06		0,21	
c_v (cm²/s)	$1,2x10^{-7}$	$1-9x10^{-4}$	$1-10x10^{-4}$	$5x10^{-4}$		

As espessuras dos solos moles variam significativamente entre as localidades, de 1 a 6 metros em Rio das Ostras (Lima *et al*., 2012) até mais de 50 metros no Porto de Santos, conforme descrito por Massad (1994). Os dados da Tabela 1 mostram que essas espessuras estão em consonância com os valores apresentados nos perfis típicos na Figura 2. Essa variação reflete a diversidade dos ambientes deposicionais e históricos geológicos, influenciando as propriedades geotécnicas dos solos.

Os índices de vazios iniciais (e_0) e os teores de umidade natural (w_{nat}) dos solos moles analisados variam significativamente entre as diferentes localidades, evidenciando uma correlação entre esses parâmetros. Na Barra da Tijuca, RJ, o w_{nat} varia entre 500-600%, enquanto o e_0 é de 10,2 (Nascimento, 2016). Em Itaipú, RJ, o w_{nat} é de 240±110% e o e_0 é de 6,72±3,1 (Carvalho, 1980). Em Sarapuí, RJ, o w_{nat} é de 143±21,7% e o e0 é de 3,71±0,57 (Almeida e Marques, 2002). Esses valores altos de w_{nat} estão associados a maiores índices de vazios. Por outro lado, em locais como Uruguaiana, o w_{nat} é de 54,8±19,5% e o e_0 é de 1,42±0,36, e em Botafogo, RJ, o w_{nat} é de 35% e o e_0 é de 1,1 (Lins e Lacerda, 1980). Esses menores teores de umidade estão correlacionados com menores índices de vazios, indicando solos com menor compressibilidade.

Skempton (1970) observou que em solos argilosos normalmente adensados, o aumento do teor de umidade resulta em um aumento do índice de vazios, uma conclusão que é consistente com os dados observados nas tabelas analisadas. Esta variação está também associada à atividade coloidal da argila, onde maior superfície específica das partículas leva a uma maior retenção de água, resultando em um maior índice de vazios.

Os limites de liquidez (LL) dos solos moles variam significativamente, indo de 38% em Botafogo (Lins e Lacerda, 1980) a 540% na Barra da Tijuca (Nascimento, 2016). Da mesma forma, os índices de plasticidade (IP) também apresentam ampla variação, de 11% em Botafogo (Lins e Lacerda, 1980) a 336% na Barra da

Tijuca (Nascimento, 2016). Os dados indicam que os limites de liquidez são superiores ao teor de umidade natural em várias localidades, o que é característico de solos sensitivos, conforme descrito por Almeida e Marques (2002).

Tabela 2. Propriedades Geotécnicas de Depósitos de Solos Moles do Sudeste do Brasil (Parte-2)

	Botafogo, RJ	REDUC	Sarapuí, RJ	Itaguaí	Santa Cruz, RJ	Guaratiba (Fidei) RJ	SENAC
Referências	Lins e Lacerda, 1980	Spannenberg, 2003	Almeida e Marques, 2002	Queiroz, 2013	Campos, 2006	Lima, 2020	Crespo Neto, 2004
Espessuras (m)	6	11-13	12	2-7	5-15	5-10	3-12
w_{nat} (%)	35	74,9-133,87	143±21,7	84	114,97-119	21-185	72-500
LL (%)	38	113,7	120±18	70	56-121	26-148	70-450
IP(%)	11	85	73±16	40	25-77	12-101	47-250
% argila	28	35	70		36,7-64,6	15,7-66,2	28-80
γ_{nat} (kN/m³)	17,04	13-14,3	13,1±0,49	14,7	13,13	13,1-19,28	12,5
% M.O		6,6±1		1,3-15,8	1,2-4,13	0,32-0,69	
e_0	1,1	1,94±3,55	3,71±0,57	2	3,16-4,79	0,6-4,7	1-11,1
$CR=C_c/1+e_0$	0,16	0,54	0,41±0,07	0,25	0,19-0,45	0,24-0,46	0,29-0,52
C_s/C_c	0,19	0,1	0,15±0,02		0,07-0,14	0,08-0,24	0,17-80
c_v (cm²/s)	$30x10^{-4}$	$2x10^{-4}$	$9x10^{-4}$	$1x10^{-4}$		$0,1\text{-}1x10^{-3}$	

Tabela 3. Propriedades Geotécnicas de Depósitos de Solos Moles do Sudeste do Brasil (Parte-3)

	Barra da Tijuca, RJ	Baixada de Jacarepaguá	Fundão, RJ	Baía de Guanabara	São Gonçalo, RJ	Porto de Santos Argilas SFL
Referências	Nascimento (2016)	Baroni (2016)	Conte (2019)	Nietiedt (2018)	Souza (2017)	Massad (1994)
Espessuras (m)	7,5	13	19	10	4	<50
w_{nat} (%)	500-600	72-1200	90,33	60-125	146,3	75 -150
LL (%)	536-540	88-218	154	92-149	141	40 - 150
IP(%)	300-336	47-133	101	70-114	96	20 - 90
% argila	49	19-60	73			
γ_{nat} (kN/m³)	18,89	11,5	14,65			13,5 -16,3
% M.O	50-56	10	3,8			
e_0	10,2	2-11,6	2,26	1,6 - 3,2		2 - 4
$CR=C_c/1+e_0$		0,27-0,38	0,48	0,308 - 0,452	0,4	0,33 - 0,51
C_s/C_c		0,13	0,09	0,175 - 0,594		8 - 12
c_v (cm²/s)		$1,3\text{-}6,3x10^{-4}$		$1x10^{-4}$- $2x10^{-3}$	$2x10^{-4}$	

Em relação, a porcentagem de argila nos solos moles observa-se que ela também varia. Os maiores valores de argila são encontrados em Macaé (até 80%), e os menores na Baixada de Jacarepaguá (19%). A porcentagem de matéria orgânica nos solos moles varia de 1,2% a 56%. Esses valores indicam uma ampla

variação na quantidade de matéria orgânica presente nos solos analisados. Valores acima de 10% são considerados altos, sugerindo que alguns desses solos possuem uma quantidade significativa de matéria orgânica.

A variação dos valores de CR indica que a compressibilidade dos solos varia consideravelmente entre as localidades. Solos com maior CR tendem a ser mais compressíveis, resultando em maiores recalques. Por exemplo, na REDUC, o CR é de 0,54 (Spannenberg, 2003), indicando alta compressibilidade. Em contraste, em Botafogo, RJ, o CR é de 0,16 (Lins e Lacerda, 1980), sugerindo menor compressibilidade.

Martins e Lacerda (1994) ressaltam que a razão de compressão (CR) é crucial para avaliar o recalque por adensamento e que a precisão dessa avaliação depende da qualidade das amostras. Erros significativos podem ocorrer devido à forma da curva do ensaio ser afetada pelo amolgamento, ressaltando a importância de amostras de alta qualidade para análises precisas.

Observa-se que a relação entre o coeficiente de recompressão (C_s) e o coeficiente de compressibilidade (C_c), expressa como C_s/C_c, varia entre as localidades. Valores altos de C_s/C_c indicam uma maior capacidade do solo de recuperar elasticamente após a remoção da carga, enquanto valores baixos sugerem menor capacidade de recuperação elástica. Os menores valores de C_s/C_c são observados em Juturnaíba (0,07), e os mais altos em Rio das Ostras (0,14).

Em relação aos valores do coeficiente de adensamento vertical (C_v), verifica-se uma considerável variação entre as diferentes regiões analisadas. O valor mínimo de C_v é de $1{,}2\text{x}10^{-7}$ cm²/s em Macaé, RJ (Póvoa, 2016), enquanto o valor máximo é de $2\text{x}10^{-3}$ cm²/s na Baía de Guanabara, RJ (Nietiedt, 2018). Outros valores intermediários incluem $1\text{-}9\text{x}10^{-4}$ cm²/s em Rio das Ostras, RJ (Lima et al., 2012) e $30\text{x}10^{-4}$ cm²/s em Botafogo, RJ (Lins e Lacerda, 1980). Esses dados demonstram uma diferença de ordem de grandeza de aproximadamente 10^4, indicando uma significativa variação na capacidade de adensamento dos solos nas diferentes regiões analisadas. Segundo Aragão (1975), essa dispersão dos valores de Cv está relacionada aos diferentes graus de pré-adensamento ao longo da camada. Essas variações refletem a heterogeneidade das condições do solo, onde o grau de pré-adensamento pode causar dispersões significativas nos valores de Cv.

4 CONCLUSÃO

Conclui-se que este estudo contribuiu significativamente para a sistematização de perfis estratigráficos e parâmetros geotécnicos, servindo como base para avaliações de viabilidade e planejamento de obras em depósitos sedimentares. No entanto, há uma expressiva falta de dados publicados sobre o Espírito Santo, destacando a necessidade de expandir o banco de dados geotécnicos dessa área. É essencial uma análise cuidadosa dos dados apresentados em contextos práticos.

AGRADECIMENTOS

Ao Instituto Federal do Espírito Santo, campus Colatina, por tornar possível esta pesquisa, e pela bolsa ofertada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abreu, A. D. V., (2020) *Parâmetros geotécnicos do depósito de solo mole para o projeto da nova pista do aeroporto de Macaé/RJ*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro/ UFRJ, 235 p.

Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S. (2002) *The Behavior of Sarapui Soft Organic Clay*, International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils.

Aragão,C. J. C. (1975) *Propriedades Getécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro/ UFRJ.

Baroni, M. (2010) I*nvestigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro / UFRJ, 270p.

Baroni, M. (2016) *Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da baixada de Jacarepaguá.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro/ UFRJ, 292p.

Campos, A. C. S. L. D. (2006) *Características de compressibilidade de uma argila mole da Zona Industrial de Santa Cruz, Rio de Janeiro.* Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro –RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro/ PUC-Rio, 175p.

Carneiro, R. (2014) *Previsão do comportamento da argila mole da Baixada de Jacarepaguá: o efeito da submersão do aterro e do adensamento secundário.* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Rio de Janeiro-RJ, Universidade Estadual do Rio de Janeiro/ UFRJ, 140p.

Carvalho, J. (1980) *Estudo da compressão secundária em depósito de argila mole de Itaipu*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro-RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro/ PUC-Rio.

Castello, J. P. (2019) *Avaliação das características de compressibilidade e adensamento de um depósito de argila mole de Santa Cruz, Rio de Janeiro*. Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro-RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio, 213p.

Cobe, R. P., Sayão, A. D. S. F. J., Sandroni, S. S. (2018) *Considerações sobre deslocamentos em estacas causados por sobrecargas assimétricas*. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador, Bahia, Brasil.

Conte, M. A. G. (2019) *Investigação da relação índice de vazios-tensão vertical efetiva na compressão edométrica de uma argila mole da ilha do Fundão, RJ*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro/ UFRJ, 238p.

Cordeiro, D. D. (2004) *Obtenção de parâmetros geotécnicos de areias por meio de ensaios de campo e de laboratório*. Dissertação de Mestrado, Vitória, ES, Universidade Federal do Espírito Santo/ UFES, 198p.

Coutinho, R. Q, (1986) *Aterro experimental instrumentado levado a ruptura sobre solos orgânicos de Juturnaíba*. Tese de Doutorado, Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ, 646p.

Crespo Neto, F.N. (2004). *Efeito da velocidade de rotação na tensão cisalhante obtida em ensaio de palheta*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro/ UFRJ, 302p.

Cunha, R.P. (1988) *Análise de Ruptura de um Aterro Sanitário Sobre a Argila Mole do Caju*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ.

Dias, M. S. (2008) *Cidade de Santos: Comparação entre as propriedades geotécnicos do subsolo de alguns trechos da orla de Santos*, 6° SEFE, Vol. 2, p.331 -342.

Fé, G. E. S. S. (2019) *Avaliação da solicitação lateral em estacas. Estudo paramétrico a partir do caso do Condomínio Anêmona, Ubatuba/SP*. Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro-RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro/ PUC-Rio, 125p.

Ferreira, C. V., Mouço, D. L. (2018) *Aterro por carregamento A vácuo para aceleramento de recalque sobre solos moles: sistema membrana impermeável ou dreno-a-dreno*. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador, Bahia, Brasil.

Francisco, G.M. (2004). *Estudo dos efeitos do tempo em estacas de fundação em solos argilosos*. Tese de D.Sc, Rio de Janeiro, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro /UFRJ.

Futai, M.M, Almeida, M.S.S & Lacerda, W.A. (2001) *Propriedades geotécnicas das argilas do Rio de Janeiro.* Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, Rio de Janeiro, p.138-165.

Leiros, L. H. M., Freitas Neto, O. D., Santos Junior, O. F. D. (2018) *Estimativa de recalques em aterro sobre solo mole.* XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador, Bahia, Brasil.

Lima, B. (2007) *Modelagem numérica da construção de aterro instrumentado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Rio de Janeiro-RJ, Universidade Estadual do Rio de Janeiro/ UERJ, 136p.

Lima, B.; Almeida, R.; Barreto, E.C. (2012) *Caracterização geotécnica de depósito de argila mole em Rio Das Ostras – RJ*, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Porto de Galinhas.

LIMA, I. S. (2020) *Caracterização do Solo Mole do Campus Fidei, Rio de Janeiro - RJ.* Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2020. 179 f.: il.; 29,7 cm.

Lins, A. H. P., Lacerda, W. A. (1980) *Ensaios triaxiais de compressão e extensão na argila cinza do Rio de Janeiro em Botafogo*, Solos e Rochas, Revista Brasileira de Geotecnia, Vol.3, n°2, p.5 – 29.

Marques, M. E. S; Lima, B. T.; Oliveira, J.R.M., Antoniutti Netto, L., Almeida, M. S. S.; (2008) Caracterização geotécnica de um depósito de solo compressível de Itaguaí, Rio de Janeiro. In: Congresso Luso-Brasileiro De Geotecnia, 4., Coimbra, Portugal. Anais... Coimbra.

Martins, I.S.M. & Lacerda, W.A. (1994). *Sobre a relação índice de vazios-tensão vertical efetiva na compressão unidimensional.* Solos e Rochas, Revista Brasileira de Geotecnia, 17(3):157-166.

Maset, V. L. (2020) *Modelo para análise do comportamento de estacas escavadas de grande diâmetro com fluido estabilizante na Baixada Santista submetidas a cargas axiais.* Dissertação de Mestrado, São Paulo – SP, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/ USP, 152 p.

Nascimento, T. Z. (2016) *Comportamento em laboratório e em campo de uma argila muito mole estabilizada com cimento*. Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro/ UFRJ, 165 p. Rio de Janeiro,

Nietiedt, J. A. (2018) *Análise da confiabilidade de estaqueamento através da teoria bayesiana.* Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro/ UFRJ, 159 p.

Paes, I. T. (2017) *Características geotécnicas de uma argila mole de Santa Cruz, Rio de Janeiro*. Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro – RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro/ PUC-Rio, 203 p.

Póvoa, L. M. D. M. (2016) *Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ*. Dissertação de Mestrado, Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual Do Norte Fluminense Darcy Ribeiro/ UENF, 157 p.

Queiroz, C.M. (2013) *Propriedades geotécnicas de um depósito de argila mole da região de Itaguaí-RJ*. Dissertação de Mestrado, Belo Horizonte – MG, Universidade Federal de Minas Gerais/ UFMG, 118p.

Sandroni, S. S., Deotti,L.O.G. (2008) Instrumented test embankments on piles AND geogrid platforms at the Panamerican Village, Rio de Janeiro. In: PAN AMERICAN GEOSYNTHETICS CONFERENCE & EXHIBITION, 1.,2008, Cancún Mexixo.Proceedings… Cancún, 1 CDROM.

Skempton, A.W. (1970). *The Consolidation of Clays by Gravitational Compaction.* Q.J. Geo. Soc., London, 125, 373–412.

Souza, G. L. A. D. (2017) *Estudo da influência da duração do carregamento em projetos de aterros sobre solos moles destinados à construção de vias sujeitas ao tráfego de veículos especiais ultra-pesados.* Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro – RJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro/ UERJ, 111 p.

Spannenberg, M (2003) *Caracterização geotécnica de um depósito de argila mole da baixada fluminense.* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Rio de Janeiro - RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro/ PUC-Rio, 183p.

Vilela, T. F., (1976) *Determinação dos parâmetros de resistência, "Creep" e de relaxação de tensões de uma argila mole do Rio de Janeiro*, Dissertação de Mestrado, COPPE/ UFRJ.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/606

Caracterização Geotécnica da Areia de Arraial do Cabo

Bruno Teixeira Lima
Professor Adjunto, Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, Departamento de Estruturas e Fundações, Rio de Janeiro, Universidade Federal Fluminense – UFF, Departamento de Engenharia Civil. Niterói. Brasil, bruno.lima@eng.uerj.br

Douglas de Jesus Pereira
Engenheiro Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, dougaledavi@gmail.com

Vagner Pessoa e Silva Filho
Engenheiro Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, vagnerpsf@gmail.com

RESUMO: Com objetivo de contribuir na determinação das propriedades geotécnicas de areias do litoral do Estado do Rio de Janeiro este trabalho caracterizou a areia do município de Arraial do Cabo-RJ, referente a Praia dos Anjos. A fim conhecer o comportamento do solo em relação a resistência ao cisalhamento, permeabilidade e compressibilidade realizou-se ensaios de permeabilidade em carga constante e ensaios de cisalhamento direto nas compacidades relativas (CR), muito fofa, fofa, mediamente compacta e compacta, sob tensões normais de 50 kPa a 500 kPa. Para exemplificar a aplicação dos dados geotécnicos coletados em obras de engenharia civil, determinou-se os coeficientes de reação horizontal do solo, em um projeto de ampliação do Porto do Forno, situado no local. A areia da Praia dos Anjos (Arraial do Cabo-RJ) foi caracterizada como fina, mal graduada e uniforme, constituída por grãos de quartzo (Gs=2,708) subangulares e arredondados, com e_{min}= 0,463 e $e_{máx}$= 0,885. O ângulo de atrito a volume constante mostrou-se entre 31,4° e 39,8° e o coeficiente de permeabilidade (k) variou entre 2,8 x 10^{-3} cm/s e 3,0 x 10^{-3} cm/s.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência ao Cisalhamento; Permeabilidade; Arraial do Cabo; Porto do Forno; Praia dos Anjos.

ABSTRACT: With the aim of contributing to the determination of the geotechnical properties of sand from the coast of the State of Rio de Janeiro, this work characterized the sand from the municipality of Arraial do Cabo-RJ referring to Praia dos Anjos. In order to know the behavior of the soil in relation to shear resistance, permeability and compressibility, permeability tests were carried out at constant load and direct shear tests at relative compactness (CR), very soft, soft, medium compact and compact, under stresses normal ranges from 50 kPa to 500 kPa. To exemplify the application of geotechnical data collected in civil engineering works, the horizontal soil reaction coefficients were determined in a project to expand Porto do Forno, located at the site. The sand at Praia dos Anjos (Arraial do Cabo-RJ) was characterized as fine, poorly graded and uniform, consisting of subangular and rounded quartz grains (Gs=2.708), with e_{min}=0.463 and e_{max}= 0.885. The friction angle at constant volume was between 31.4° and 39.8° and the permeability coefficient (k) varied between 2.8 x 10^{-3} cm/s and 3.0 x 10^{-3} cm/s.
KEYWORDS: Shear strength; Permeability; Sands; Laboratory Tests.

1 INTRODUÇÃO

O trabalho objetivou a caracterização geotécnica e resistência ao cisalhamento de uma areia da Praia dos Anjos localizado em Arraial do Cabo, sendo a influência da areia estudada em diferentes compacidades.

A literatura técnica nacional é carente de dados de solos arenosos, ainda mais os que tem domínio de dunas que se limitam a região litorânea, podendo estes conter características únicas. Por isso esta pesquisa se presta num programa de pesquisa da caracterização geotécnica de solos arenosos litorâneos fluminenses.

A escolha da Praia dos Anjos (Figura 1) como alvo, levou em consideração a sua relevância local devido sua densidade habitacional, intensidade turística e presença de estruturas como o Cais da Praia dos Anjos e o

Porto de Arraial do Cabo. Além disso, o local acolhe instituições como o Museu Oceanográfico da Marinha do Brasil e o Instituto de Estudos do Mar Almirante Paulo Moreira com foco regional.

Figura 1. Praia dos Anjos (Google Earth)

2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A curva granulométrica da amostra de Arraial do Cabo (Figura 2) foi extraída através de ensaios de peneiramento e sedimentação, através desta informação foi determinado o coeficiente de não uniformidade, CNU = 1,69 e curvatura, CC = 1,13. Diante disto classificada como areia uniforme. Percebe-se alguns diâmetros de interesse como D10 = 0,13 mm, D30 = 0,18 mm e D60 = 0,22mm.

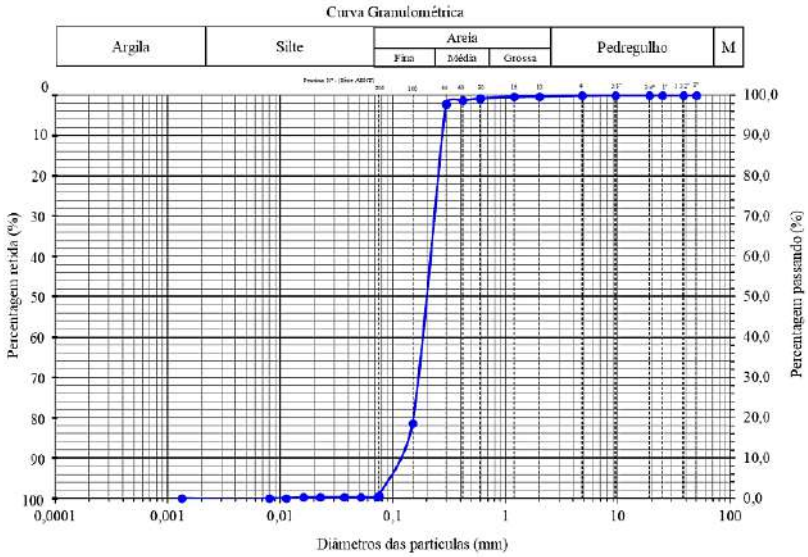


Figura 2 - Curva granulométrica da areia de Arraial do Cabo

O material granular pode ser classificado como areia fina (98% passante na peneira #50 – 0,3 mm, 19% passante na peneira #100 – 0,15 mm e 1% passante na peneira #20 – 0,075 mm).

Através da análise da Figura 3 os grãos são classificados como subangulares e arredondados, compostos de quartzo e mineral máfico, possivelmente biotina. Existirem outros métodos para classificação do formato destas partículas, sendo assim proposto para futuros trabalhos.

O quartzo apresenta densidade relativa dos grãos (G_s) de 2,65 (LAMBE e WHITMAN, 1969) e biotita (G_s) de 3,2 (LAMBE e WHITMAN, 1969), após a média de três ensaios de laboratório, tomando-se a metodologia do picnômetro encontrou-se o valor de 2,708 para amostra em estudo.

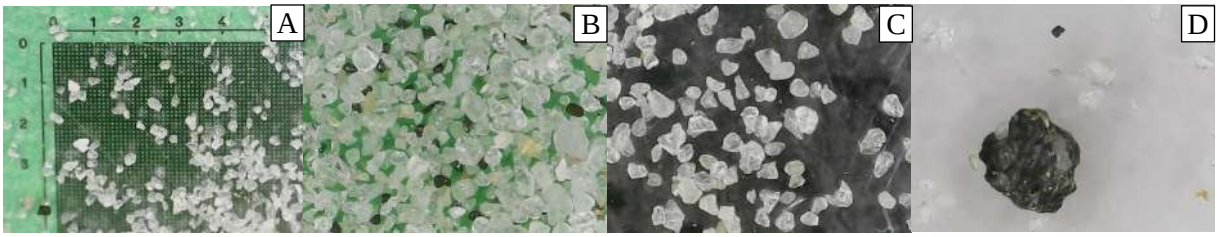


Figura 3. Fotografia da areia de Arraial do Cabo obtida por microscópio digital portátil. A - Areia com aumento equivalente a 20x; B - Areia com aumento equivalente a 40x em fundo verde; C - Areia com aumento equivalente a 40x em fundo preto; D - Mineral máfico com aumento equivalente a 60x. (Autor)

Para alcançar o índice de vazios mínimo de forma imediata foram realizados os procedimentos da norma NBR 16843 (ABNT, 2020), assumindo o método B.1, com isto alcançou e = 0,588, entretanto valores menores foram revelados pela pluviação ao ar sobre peneiras em abertura de funil de 5 mm, sendo este e = 0,573. Ademais, índices inferiores a estes foram verificados na caixa de cisalhamento após aplicação da carga, sendo este o menor com modulo, captando e = 0,430.

O índice de vazios máximos foi estudado para este solo por quatro diferentes metodologias, posto isto pela norma NBR 16840 (ABNT, 2020), culminou em valores iguais de índices de vazios igual a 0,843, tanto para o método A e o B, refletindo boa repetibilidade devido ao pequeno desvio padrão para esta areia. No método de Kolbuszewski (1948), usando diâmetro de 100 mm de abertura, obteve-se 0,859, contudo a pluviação ao ar sobre peneiras limitou-se abertura de funil de 80 mm, correspondendo a 0,837 em seu índice físico.

3 COLETA E PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

A areia de Arraial do Cabo foi estudada em diferentes compacidades, entretanto coletar amostra indeformada do solo é complexo, por este não apresentar coesão, logo as condições locais tornam-se mais complexo de ser determinado.

Para obter diferentes densidades dos corpos de prova para o cisalhamento utilizou-se a pluviação ao ar sobre peneiras, concebido por Miura e Toki (1982). O emprego de 5 peneiras se deu na seguinte ordem: #4 (4,75mm), 3/8# (9,5 mm), 3/4” (19,0 mm), 3/4" (19,0 mm) e 3/8# (9,5 mm), com nove aberturas de funis (5 mm ,10 mm, 20 mm, 30 mm, 40 mm, 50 mm, 60 mm, 70 mm e 80 mm). Os dados foram representados na Figura 4, em um gráfico Índice de Vazios Intermediários X Diâmetro de abertura, ficando claro o crescimento linear até abertura de 40 mm seguido por uma tendencia de lateralização.

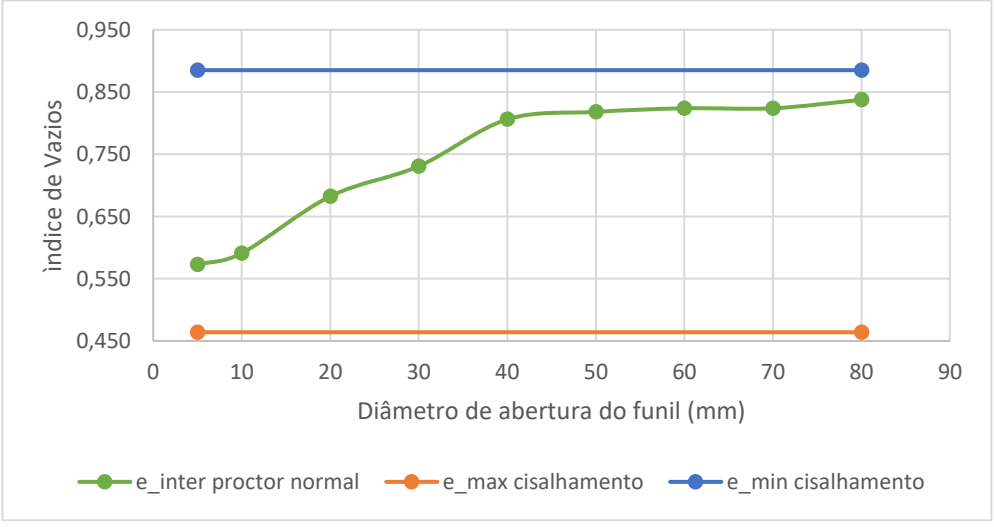


Figura 4. Variação dos índices de vazios intermediários de acordo com a abertura do funil no ensaio de pluviação sobre peneiras

A análise dos índices foi feita em corpos cilíndricos de 100 cm^3 com colarinho removível. A altura de queda do método de Kolbuszewski foi de 60 cm e das peneiras foi de 30 cm. A realização da abertura de funil se restringiu a 80 cm, pois acima deste valor o material acumulava-se nas peneiras, rompendo assim a concepção de fluxo constante.

Apesar da aparente facilidade de moldagem dos corpos de prova, conforme a diminuição dos índices de vazios na caixa de cisalhamento, maior se tornava a dificuldade de repetibilidade da compacidade. Os corpos de prova com menor desvio padrão nas massas são os que apresentaram menor compacidade relativa.

4 CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto aplicados à areia de Arraial do Cabo consideraram quatro domínios de compacidade relativa (CR), tendo em vista os índices de vazios iniciais das amostras, classificadas como: Muito fofa (MO), fofa (FO), medianamente compacta (MC) e compacta (CO) (Tabela 1). Para cada domínio de compacidade foram realizados quatro ensaios com níveis diferentes de tensões normais nominais (50 kPa, 150 kPa, 300 kPa e 500 kPa), totalizando 16 ensaios de cisalhamento direto. Todos os ensaios tiveram deslocamento de aproximadamente 20 mm com velocidade de deslocamento horizontal igual 0,13 mm/min.

Tabela 1. Valores médios de acordo com a denominação

Denominação das areias segundo a compacidade relativa	$e_{0,\,médio}$ *	$CR_{0,\,médio}$ *	$e_{a,\,médio}$ **	$CR_{a,\,médio}$ **
Muito fofa	0,811	17,5%	0,735	35,5%
Fofa	0,687	47,1%	0,623	61,1%
Medianamente compacta	0,632	60,0%	0,584	70,7%
Compacta	0,565	75,9%	0.519	85,5%

*$e_{0,\,médio}$ e $CR_{0,\,médio}$ Compacidade Relativa inicial média e Índice de vazios inicial médio na moldagem.
**$e_{a,\,médio}$ e $CR_{a,\,médio}$ Índice de vazios médio e Compacidade Relativa média após aplicação carga vertical.

Na Figura 8 em 50 kPa, observa-se um patamar lateralizado, mais proeminente na curva (FO), apesar de a curva MF apresentar CR_0 de 0,43, inferior ao 0,50 da amostra FO. A amostra compacta (CO) submetidas a 50 kPa não apresentarou degrau, indicando uma maior probabilidade de ocorrência desse fenômeno em amostras mais fofas.

As amostras de 50 kPa apresentaram ângulo de dilatância na amostra Muito Fofa (MF) de 4,4°, enquanto que a Compacta (CO) obteve-se 7,7°. As amostras Fofa (FO) e Medianamente compacta (MC) não apesentaram picos tão significativos.

Os ensaios de 50 kPa apresentaram singularidades, seguida de expansão, sendo este registro uma indicação de tendência anômala que deverá ser pesquisada para compreender sua origem, mesmo que origem dos grãos seja conhecida, ou seja, proveniente de dunas e região litorânea, produzindo um excessivo polimento dos grãos.

A Envoltória de Ruptura representada na Figura 9 para o domínio de CR muito fofa apresentou constância do ângulo de atrito interno (29° a 30°) para as tensões de 150 kPa, 300 kPa e 500 kPa, sem ocorrência de picos de resistência e patamar constante. Para o ensaio referente a 50 kPa, a curva τ/σ x δh indicou presença de pico de resistência, atingindo ângulo de atrito interno efetivo de 39, 8º. A envoltória de ruptura para o domínio de CR compacta apresentou ângulo de atrito interno na faixa de 34° a 40°, demonstrando-se a influência da compacidade no ângulo de atrito para esta amostra. O ângulo de atrito efetivo variou de em sua menor compacidade de 29,4º até 36,8º na sua maior compacidade.

O patamar inicial observado nas curvas curva tensão cisalhante (τ) sobre tensão normal (σ), em magnitudes muito pequenas da deformação vertical (ε_v), principalmente em níveis de tensão menores, podem ser explicados pela acomodação inicial da amostra, ou efeito de rolagem dos grãos ou atrito do sistema. Se faz necessário mais estudos para um melhor entendimento do fenômeno

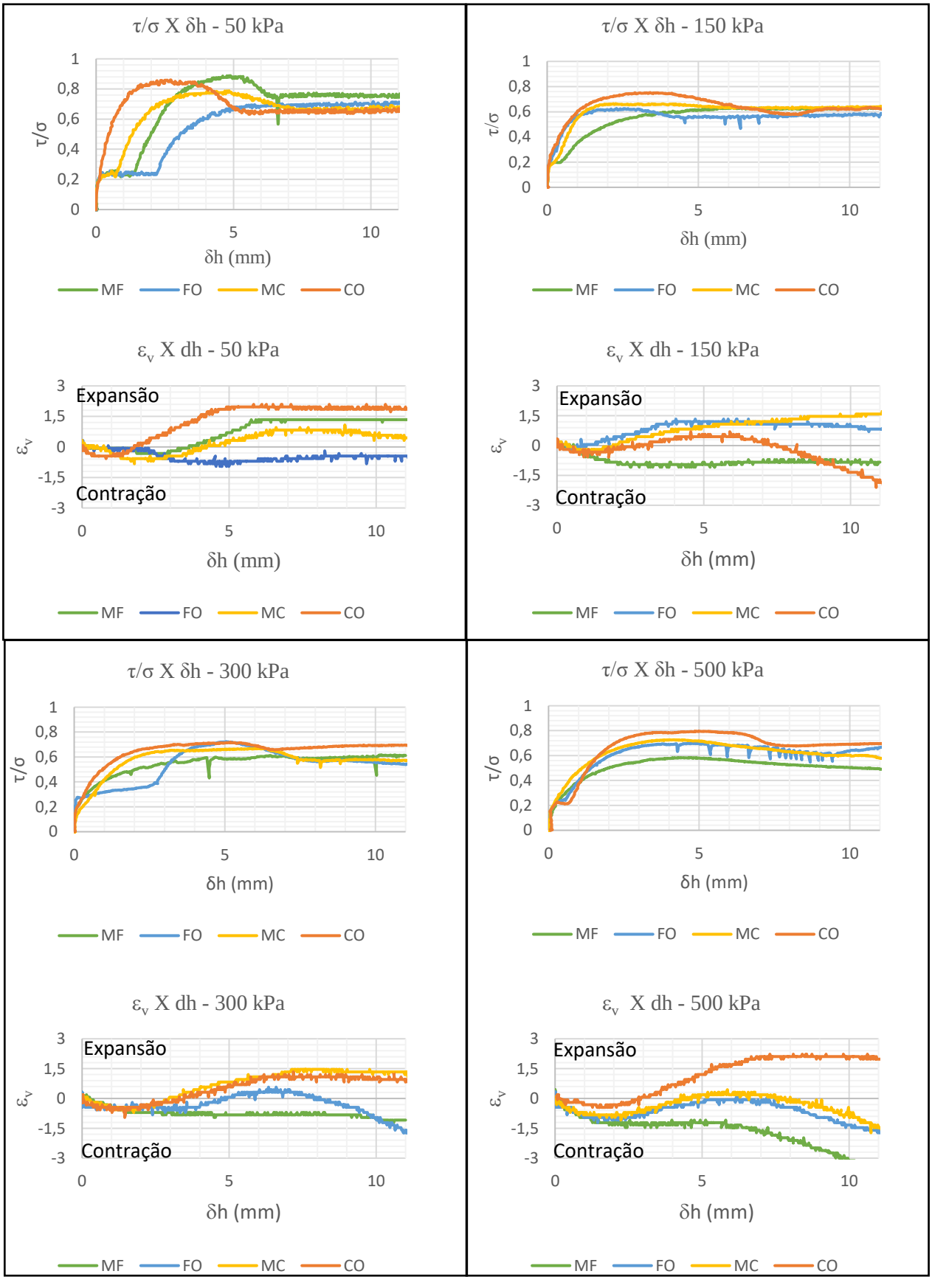


Figura 8. Ensaios de cisalhamento direto agrupando por tensão normal nominal aplicada

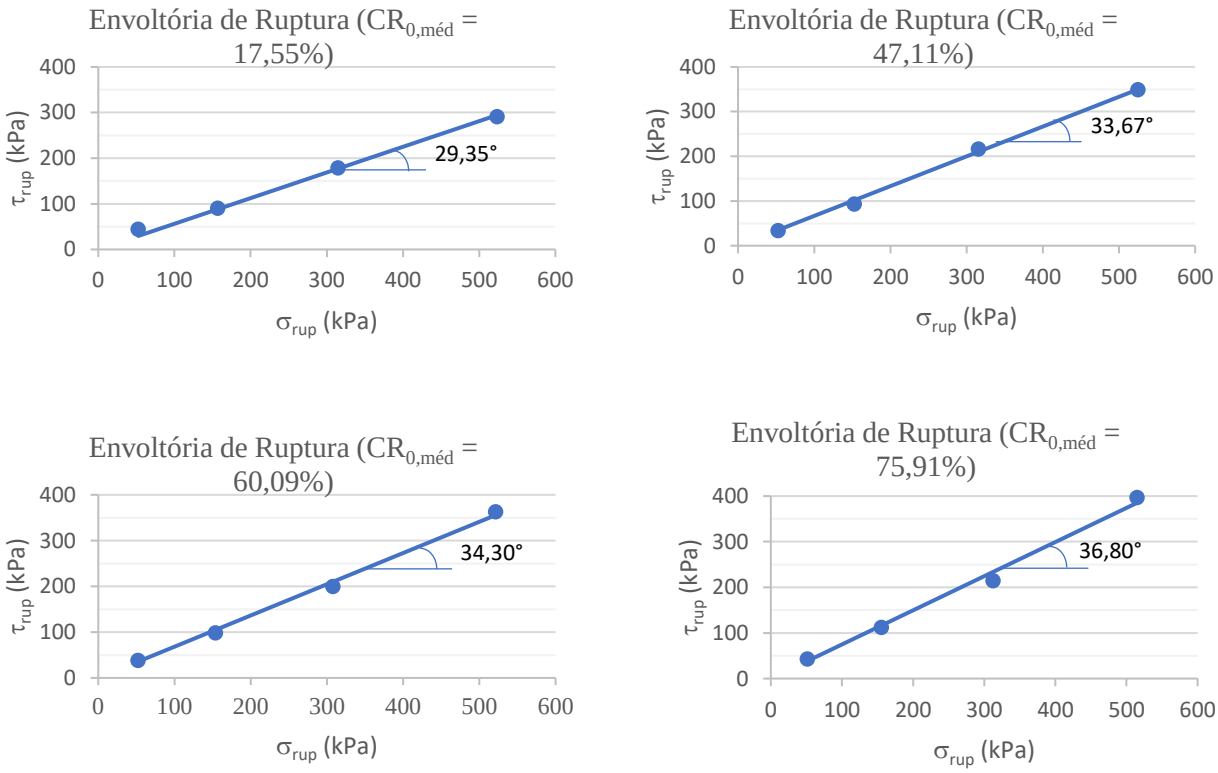


Figura 9. Envoltória de Ruptura para os domínios de compacidade relativa

O traçado na Figura 10 constitui a curva "índice de vazios críticos (e_{cr}) versus tensão normal crítica (σ_n)", delineando por interpolação logarítimica dos pontos de 150 kPa, 300 kPa e 500 kPa, dividiu-se a área de plotagem em duas regiões. A área situada acima da curva indica comportamento contrátil, entretanto se a combinação (e_a; σ_n) estiver abaixo da curva o comportamento do solo será dilatante.

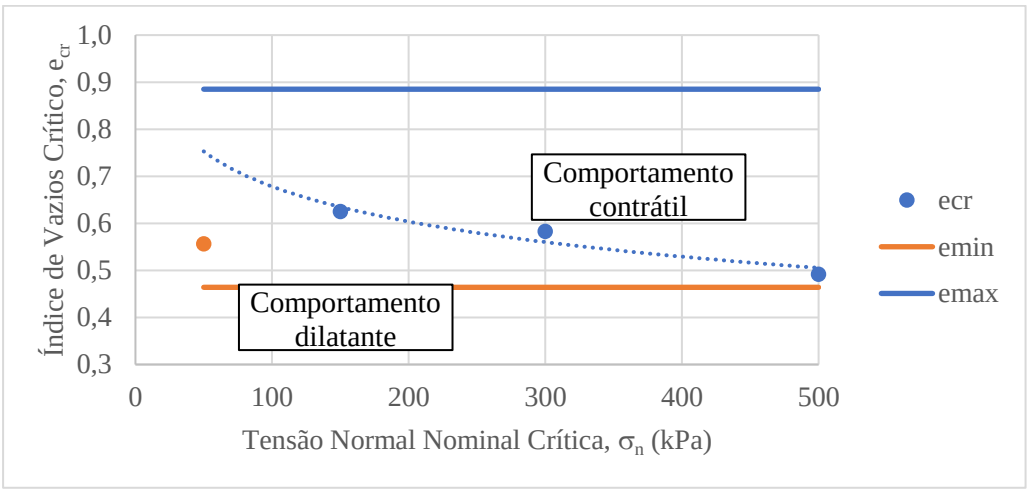


Figura 10. Curva "índice de vazios crítico x tensão normal nominal crítica"

Para o traçado da curva crítica, que relaciona "índice de vazios crítico versus tensão normal nominal crítica" foi aplicada a metodologia apontada por Pinto (2006), adaptada para os resultados obtidos em ensaios de cisalhamento direto. Para cada nível de tensão normal foi obtido o valor de índice de vazios crítico, para o

qual ocorre variação nula no volume do corpo de prova deformação vertical relativa ($\varepsilon_v = 0$).

As amostras com tensão normal nominal (σ_n) de 50 kPa apresentaram comportamento anômalo, com índice de vazios crítico inferior ao esperado, por isto não foi considerado na definição da curva crítica. Devido a singularidade destas amostras durante o cisalhamento é importante a realização de mais estudos em tensões abaixo de 150 kPa para um melhor estudo dos fenômenos expostos neste artigo.

5 PERMEABILIDADE

Foram realizados quatro ensaios de permeabilidade com corpos de provas de diferentes compacidades relativas (CR de 12,2%, 31,2%, 50,5% e 72,2%). Os resultados coletados (Tabela 2) demostraram pouca variação de permeabilidade, enquadrando-se dentro dos valores típicos de uma areia fina, conforme determinado por Souza Pinto (2006), ocorrendo tendência de aumento de coeficiente de permeabilidade para amostras com maior índice de vazios.

Tabela 2. Valores médios de acordo com a denominação

Denominação das areias segundo a compacidade relativa	e_0	CR	$e^3/(1+e)$	k (m/s)
Muito fofa	0,834	12,1%	0,316	3,02E-05
Fofa	0,753	31,2%	0,244	2,90E-05
Medianamente compacta	0,672	50,5%	0,181	3,44E-05
Compacta	0,580	72,2%	0.124	2,79E-03

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. NBR 16840 - Solo — Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. ABNT. [S.l.]. 2020.

ABNT. NBR 16843 - Solo — Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. ABNT. [S.l.]. 2020.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. Soil Mechanics. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1969. LEE, K. L.; SEED, H. B. Drained Strength Characteristics of Sands. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM6. [S.l.], p. 117-141. 1967.

KRUMBEIN, W. C.; SLOSS, L. L. Stratigraphy and Sedimentation. 2ª. ed. San Francisco: Freeman and Company, 1963.

MONTEIRO, D. P. Caracterização Geotécnica das Areias do Porto do Açu. Dissertação (a ser defendida - Mestrado em Engenharia Civil - Geotecnia). Universidade do Estado do Rio de Janeiro - PGECIV, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, p. 222. 2023.

PINTO, C. D. S. Curso Básico de Mecânica do Solos. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SILVA FILHO, VAGNER PESSOA. Caracterização geotécnica e resistência ao cisalhamento da areia de Arraial do Cabo para utilização em obras de engenharia

TAYLOR, D. W. Fundamental of Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1948.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/607

Caracterização Geotécnica Das Areias da Barra da Tijuca.

Thais Ferreira de Souza
Aluna de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Rio de Janeiro, Brasil, thaisferreira.delta4@gmail.com

Bruno Teixeira Lima
Professor Adjunto, Universidade Federal Fluminense – UFF, Departamento Engenharia Civil, Niterói - Rio de Janeiro – Brasil
Professor Adjunto, Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, Departamento de Estruturas e Fundações, Rio de Janeiro - Rio de Janeiro – Brasil, bruno.lima@eng.uerj.br

RESUMO: Diante da escassez dos dados referentes às propriedades geotécnicas das areias naturais no território nacional, o presente estudo apresenta uma campanha de ensaios laboratoriais amplos. O objetivo principal é caracterizar, do ponto de vista geotécnico, as areias litorâneas da Barra da Tijuca em dois locais distintos situados na Zona Oeste do Rio de Janeiro. A pesquisa relata uma análise abrangente das propriedades regionais, incluindo a dimensão e o formato dos grãos, a composição mineralógica das amostras e a densidade do solo. Além disso, são apresentadas análises comportamentais, abordando aspectos como resistência ao cisalhamento direto, permeabilidade, compressibilidade, módulo edométrico e índices de vazios máximo, intermediário e mínimo, por meio do método de pluviação no ar com peneiras. Foram conduzidos 32 ensaios de cisalhamento direto em quatro diferentes compacidades relativas (CR), variando desde muito fofa até compacta, com tensões entre 50 kPa, 150 kPa, 300 kPa e 500 kPa. A análise desses ensaios, considerando as variações induzidas pelas mudanças de CR e de tensões normais, permitiu a determinação do ângulo de atrito e o volume constante. Destaca-se ainda a identificação da curva que relaciona o índice de vazios crítico e a tensão normal nominal crítica. Tal curva apresenta semelhanças com a linha de estado crítico. Por fim, realiza-se uma síntese comparativa dos resultados finais obtidos nas duas amostras distintas da Barra da Tijuca.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência ao Cisalhamento, Areias, Caracterização, Permeabilidade.

ABSTRACT: Given the scarcity of data regarding the geotechnical properties of natural sands in the national territory, the present study presents a campaign of extensive laboratory tests. The main objective is to characterize, from a geotechnical point of view, the coastal sands of Barra da Tijuca in two different locations located in the West Zone of Rio de Janeiro. The research reports a comprehensive analysis of regional properties, including grain size and shape, mineralogical composition of samples, and soil density. In addition, behavioral analyzes are presented, covering aspects such as resistance to direct shear, permeability, compressibility, oedometric modulus and maximum, intermediate and minimum void indices, using the air pluviation method with sieves. 32 direct shear tests were conducted at four different relative compactities (CR), ranging from very soft to compact, with stresses between 50 kPa, 150 kPa, 300 kPa and 500 kPa. The analysis of these tests, considering the variations induced by changes in CR and normal stresses, allowed the determination of the friction angle and constant volume. Also noteworthy is the identification of the curve that relates the critical void index and the critical nominal normal stress. This curve has similarities with the critical state line. Finally, a comparative synthesis of the final results obtained in the two different samples from Barra da Tijuca is carried out.

KEYWORDS: Shear strength, Sands, Characterization, permeability.

1 INTRODUÇÃO

Frente ao crescimento exponencial de infraestrutura e estrutura no Brasil, principalmente na região litorânea do Rio de Janeiro, é de se esperar que as investigações geotécnicas acompanhem e suplantem a demanda desempenhando o papel fundamental na etapa preliminar de execução de projetos, de acordo com as condições e características geológicas peculiares apresentadas em cada região.

Esta pesquisa almeja, primordialmente, realizar uma caracterização geotécnica de dois locais distintos na Barra da Tijuca, bairro da zona oeste da capital do Rio de Janeiro, mediante a execução de ensaios de cisalhamento direto. Um desiderato secundário da pesquisa consistiu em efetuar ensaios de caracterização em laboratório, a fim de complementar e auxiliar as análises procedidas por meio dos ensaios, sendo estes: a caracterização geotécnica das amostras de areia em dois pontos distintos para comparação, obtendo através de ensaios laboratoriais índice de vazios máximos, mínimos e intermediários; apresentar as resistências e o comportamento das areias com variação da compacidade relativa e tensão normal nominal 50 kPa, 150 kPa, 300kPa e 500 kPa variando os índices de vazios. Futuramente, com a pesquisa em andamento, pretende-se compendiar resultados dos ensaios de adensamento e permeabilidade para as duas areias.

As amostras a serem estudadas foram extraídas em dois distintos pontos da Barra da Tijuca e transportadas para o laboratório de engenharia da UERJ (Universidade do Estado do Rio de Janeiro). Sendo a primeira amostra coletada no dia 03/04/2023 na altura da Avenida das Américas, 6101. Já a segunda amostra, areia da praia da Barra, localizada na Avenida Lúcio Costa, posto oito, próximo ao número 6300, foi recolhida no dia 13/04/2024 a uma distância de, aproximadamente, 30 metros do calçadão, como indicado na Figura 1.

Figura 1- Distância entre os dois pontos de coleta das areias (Google Maps).

2 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

Após a coleta das amostras para as pesquisas, ambas obtidas em profundidades inferiores a três metros, sendo a areia da Av. das Américas proveniente de uma obra em curso, estas foram acondicionadas em sacos de ráfia de aproximadamente 30 litros, previamente revestidos com lonas para evitar perdas durante o transporte até o LMS – FEN/UERJ (Laboratório de Mecânica do Solos – Faculdade de Engenharia/Universidade do Estado do Rio de Janeiro). Impurezas eram observadas a olho nu, procedeu-se o peneiramento das amostras a serem utilizadas a fim de separar detritos grosseiros, tendo sido utilizadas as peneiras de #4 e #10.

3 CARACTERIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA E FORMATO DOS GRÃOS

De acordo com as pesquisas de Silva (2017), a granulometria é a análise das diferentes frações de tamanho das partículas presentes em um solo, permitindo a classificação e a compreensão de suas propriedades físicas.

A curva granulométrica do material foi determinada a partir da execução dos ensaios de peneiramento realizados conforme descrito na NBR 7181/1988 (2016). A curva granulométrica das areias foi obtida através dos ensaios, que consistem em despejar, aproximadamente, 100g da amostra seca sobre uma sequência de peneiras com aberturas que decrescem e são vibradas como um todo, pesando as quantidades retidas individualmente em cada peneira. Obtém-se a quantidade acumulada não passante em cada uma delas, sendo estes dados apresentados nas Figuras 2 e 3.

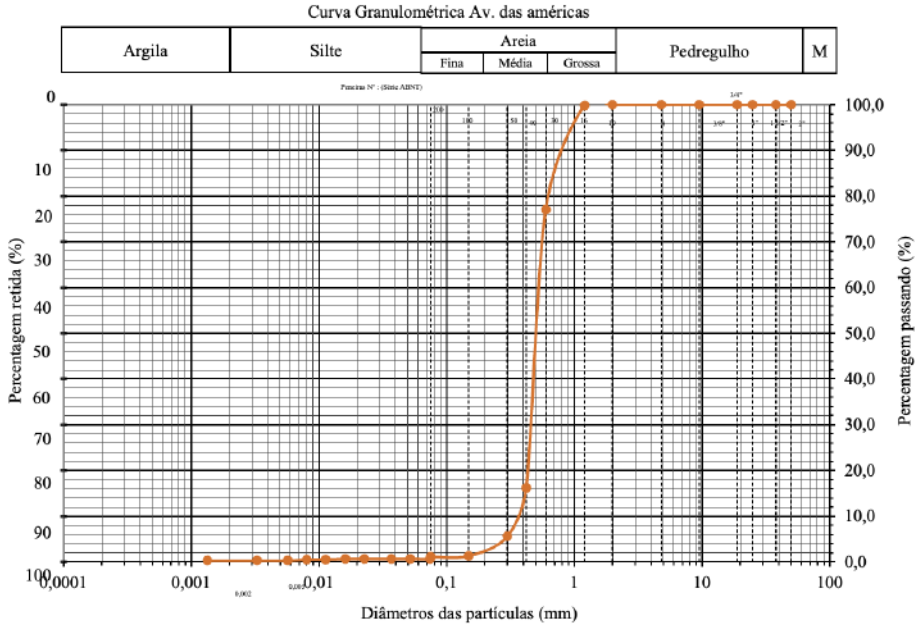


Figura 2 - Curva granulométrica das areias da Av. das Américas.

O coeficiente de curvatura (CC) com valores menores que 1 indicam uma descontinuidade na curva granulométrica devido a ausência de grãos com determinado diâmetro. Caso o coeficiente seja maior que 3 trata-se de uma curva homogênea em seu eixo. Resultados que variam de 1 a 3 indicam curvas com inclinações brandas. Para a NBR 6502 (2016), o coeficiente de não uniformidade (CNU) < 5,0 é classificado como uniforme, para 5,0 ≤ CNU ≤ 15,0 a areia é medianamente uniforme e quando o CNU > 15,0 denomina-se desuniforme.

Neste caso, as areias da Av. das Américas serão classificadas como uniformes e mal graduadas e denominadas como Areia Média com 78% passante na peneira #30 – 0,6mm (areia média) com pequeno percentual na faixa de areia fina (3% dos grãos com diâmetros inferiores a 0,2mm).

Para as areias coletadas no Posto 8 a classificação é dita como uniforme e mal graduada. Classificadas como Areia Média com 100% passante na peneira #30 – 0,6mm conforme indicado na Figura 3.

Solos classificados como bem graduados possuem um melhor comportamento mecânico em relação às tensões aplicadas (Medeiros, 2018). Isto ocorre porque as partículas de grãos menores preenchem os espaços vazios existentes entre as partículas maiores, que contribui para um aumento do atrito entre os contatos dos grãos e, consequentemente, aumenta a resistência do solo. A distribuição adequada das partículas de diferentes tamanhos resulta em uma estrutura mais estável, ao contrário dos mal graduados que promovem uma menor coesão interna do solo, aumentando sua compressibilidade e diminuindo a sua resistência ao cisalhamento. Nos solos, as deformações correspondem às variações na forma ou no volume do conjunto, resultantes do deslocamento relativo das partículas (Pinto, 2006).

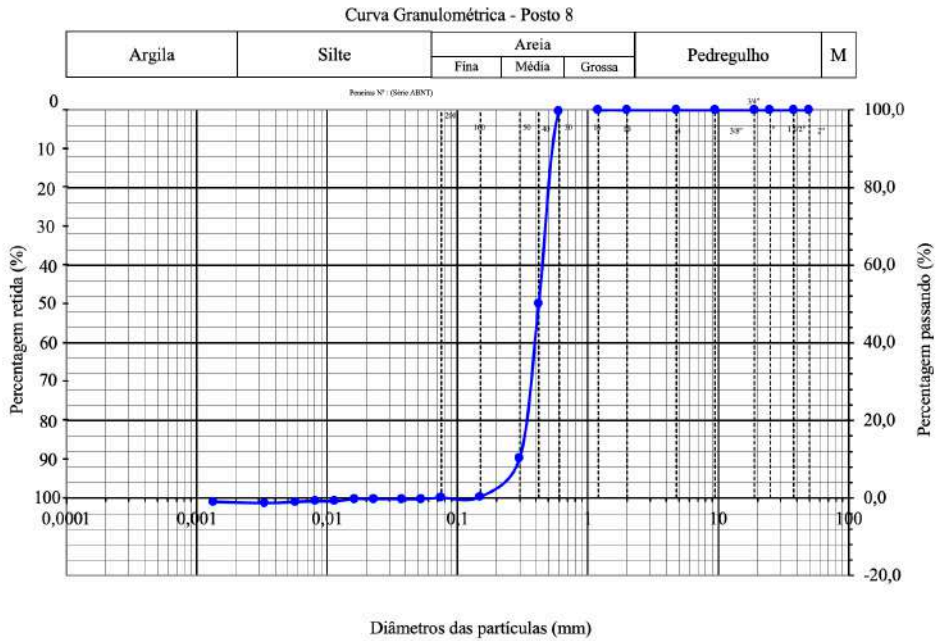


Figura 3 - Curva granulométrica das areias da praia – Posto 8.

O formato dos grãos de ambas as areias se classifica, em sua grande maioria, por ser subangular e subarredondado, de acordo com as imagens coletadas pelo microscópio em laboratório Figuras 4 e 5.

O valor obtido para a densidade relativa dos grãos (G_s) para a areia das Américas foi de 2,694 e constituída, majoritariamente, por quartzo. Para o segundo caso, as areias da praia tiveram a densidade relativa dos grãos igual a 2,682 - valor próximo ao obtido nas Américas e da densidade relativa da clorita (Lambe & Whitman, 1969).

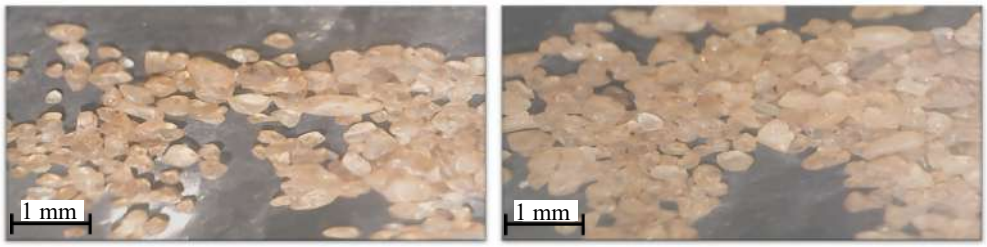


Figura 4 - Captura de tela obtidas através do microscópio das areias da Av. das Américas no LMS.

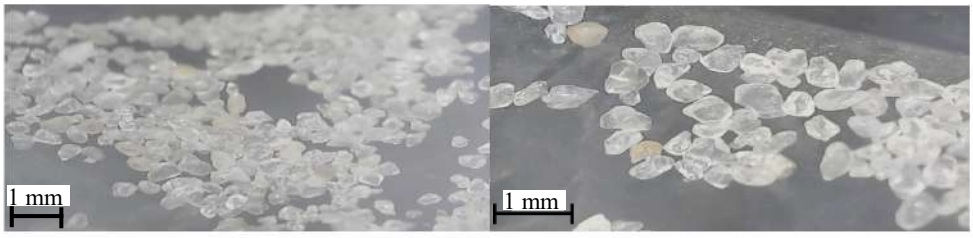


Figura 5- Captura de tela obtidas através do microscópio das areias da Praia no LMS.

4. ÍNDICE DE VAZIOS

Todos os solos permitem a percolação de água no seu interior e o tempo de percolação do fluido permite definir se um solo é mais permeável que o outro. O estudo da permeabilidade dos solos, em geral, é imprescindível, pois a percolação da água intervém em muitos problemas práticos, como no cálculo das vazões, análise dos recalques, estudos da estabilidade referente à tensão efetiva, entre outros (Pinto, 2006).

Cada solo apresenta um índice de vazios máximo $[\![(e]\!]_{máx})$ e um índice de vazios mínimo $[\![(e]\!]_{mín})$. Em estudos de solos arenosos, em particular, é conveniente saber o estado em que a areia se encontra, compacta ou fofa, isto é, se dentro da faixa possível de variação de seu índice de vazios, ela se encontra respectivamente com um índice de vazios mais próximo do mínimo ou do máximo. A variável que permite quantificar o grau de compacidade que uma determinada areia pode exibir dentro do domínio possível da variação do seu índice de vazios é denominada compacidade relativa (CR), como define Simões (2015), sendo esta definida pela Equação 1, onde:

$$CR = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100\% \quad (1)$$

Para ensaios com diversos índices de vazios intermediários foi utilizado o método MSP (*Multiple Sieving Pluviation* – pluviação sobre múltiplas peneiras, em tradução livre) apresentado por Miura & Toki (1982).

Conforme descrito por Simões (2015), para a determinação do índice de vazios mínimo foi adotado o método de pluviação ao ar por meio de peneiras. Este método é utilizado para moldar corpos de prova de areia, apresentando boa repetibilidade e precisão nos resultados obtidos para as compactações relativas. No procedimento a areia é disposta em um funil e, por meio da força da gravidade, flui de maneira contínua em um fluxo vertical passando por uma sequência de peneiras. Ao passar pelos crivos o fluxo se distribui uniformemente em forma de "chuva" sobre um molde posicionado abaixo da última peneira da sequência preenchendo-o com a areia pluviada.

Nesses ensaios foram adotadas as mesmas peneiras, superior e inferior, empregadas por Simões (2015), Costa (2020) e Monteiro (2023), que estudaram a areia de Ipanema e Porto de Açu, obtendo-se relações entre essas aberturas e o diâmetro médio semelhante, com um total de cinco peneiras na seguinte ordem: #4 (4,75mm), 3/8# (9,5 mm), 3/4” (19,0 mm), 3/4" (19,0 mm) e 3/8# (9,5 mm). Contudo, a partir do funil com abertura de 80 mm nota-se um acúmulo de areia na primeira peneira, formando um montante e impedindo o fluxo constante dos grãos; as ordens destas foram alteradas para ensaios com funil de 80 mm, 90 mm e 100 mm estipulando-se a seguinte ordem: 3/4" (19,0 mm) #4 (4,75mm), 3/8# (9,5 mm), 3/4” (19,0 mm), e 3/8# (9,5 mm).

Os índices de vazios mínimos obtidos através da pluviação, com altura constante de 30 cm, em funil de 5 mm de diâmetro (Posto 8 = 0,346 e Américas = 0,522) são inferiores àqueles obtidos pelo método B.1, tanto para o Posto 8 quanto para as Américas, conforme prescrito na NBR 16843 (2020), com valores de 0,468 e 0,658 respectivamente.

No decorrer da pesquisa, ao iniciar os processos para o ensaio de cisalhamento direto no LMS, foi constatado a obtenção de índice de vazios menores que ambos apresentados anteriormente após a aplicação de cargas com valores de 0,315 e 0,473 (Posto 8 e Américas) que serão adotados como referência no cálculo da compacidade das areias. O valor de $e_{máx}$ empregado no cálculo de CR é baseado pelo método B da norma NBR 16840 (2020) para as duas areias, com valores iguais a 0,594 e 0,802.

A sintetização dos ensaios foi feita através da plotagem dos gráficos, separados por localidade, contendo índice de vazios intermediário X diâmetro de abertura do funil conforme Figura 6. Autores como Simões (2015), Costa (2020) e Monteiro (2023), salientam obter uma corva “S” na compilação de dados do ensaio, porém nesta pesquisa optou-se pela troca de arranjo das peneiras a partir do momento em que foi observada a obstrução do fluxo de areia, como relatado anteriormente. Observa-se então, simplórias nuances dos últimos ensaios conduzidos, que podem justificar a anomalia no gráfico.

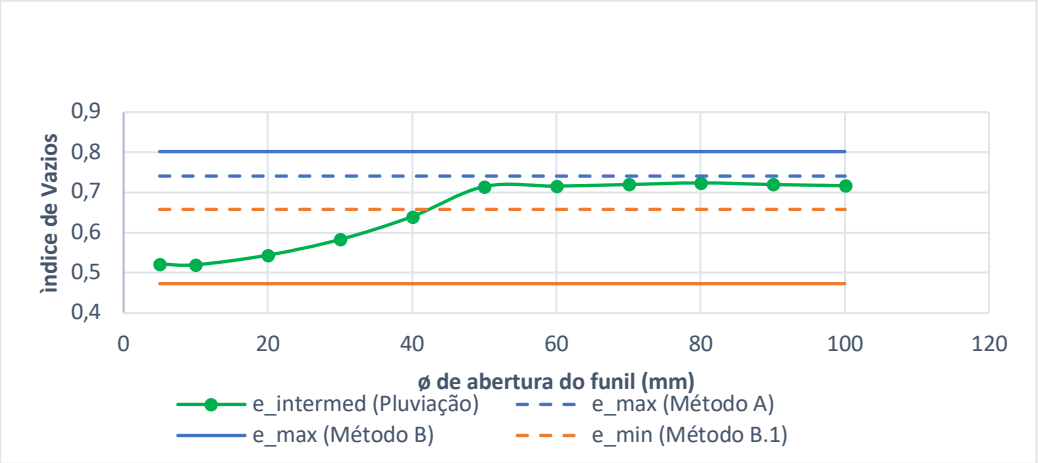


Figura 6– Índice de vazios x diâmetro do funil, Av. das Américas– Barra da Tijuca.

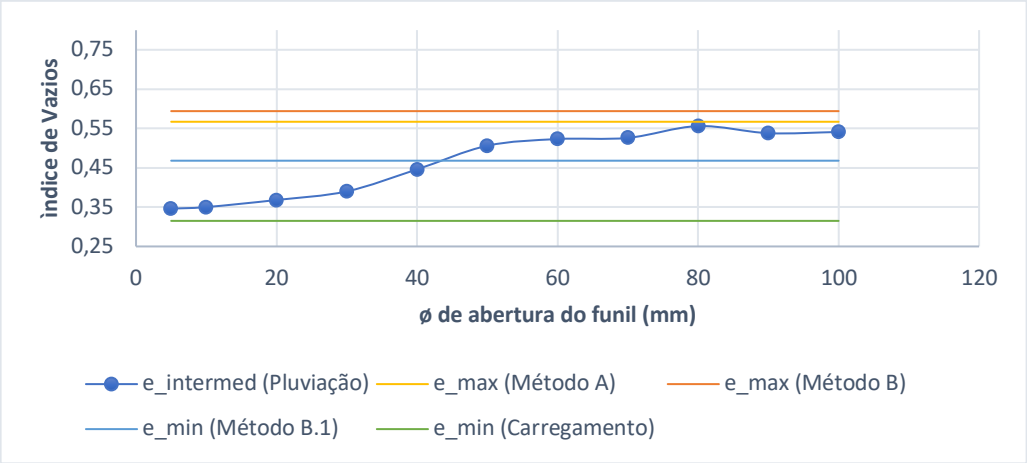


Figura 7 - Índice de vazios x diâmetro do funil, Posto 8.

O índice de vazios mínimo pelo método da pluviação na amostra das Américas foi superior em, cerca de, 34% se comparado ao resultado das areias do Posto 8. O mesmo ocorre para os demais ensaios empregados através dos métodos A da NBR 16840 (2020) e B da NBR 16843 (2020), com valores da Figura 6 superiores aos índices de vazios da Figura 7.

5. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Após uma campanha de ensaios para obtenção de índice de vazios (máximo, mínimo e intermediários), inicia-se os ensaios de cisalhamento direto, uma vez definidos quais funis e métodos a serem utilizados para os ensaios de ruptura no equipamento.

Para cada domínio da compacidade relativa foram aplicadas quatro variáveis de tensões normais verticais: 50 kPa, 150 kPa, 300 kPa e 500 kPa. Estas tensões normais verticais são análogas às aplicadas por Nunes (2014), Simões (2015), Coutinho (2021) e Monteiro (2022). Em todos os ensaios a velocidade de deslocamento da caixa de cisalhamento foi de 0,13 mm/min.

Confeccionou-se quatro corpos de prova para cada compacidade relativa (CR), sendo compacta, medianamente compacta, fofa e muito fofa, totalizando 32 ensaios. O ensaio corresponde a cada uma das tensões normais verticais empregadas na campanha de ensaios relatas anteriormente, com abertura de 5 mm, 40 mm e 70 mm e o método B conforme CR.

No domínio da compacidade relativa compacta (Tabela 1), as areias do P8 tiveram um deslocamento horizontal na ruptura variando entre 1,14 mm e 2,80 mm, enquanto nas areias das Américas varia de 1,78 mm a 2,30 mm. O maior ângulo de atrito obtido para o mesmo domínio foi de 48,52º nas Américas e 38,04º no P8.

Para compacidades relativas tidas como medianamente compactas, as areias da praia da Barra tiveram o deslocamento horizontal máximo na ruptura de 2,41 mm com tensão de 300 KPa variando o ângulo de atrito interno entre 34,56º e 38,41º, enquanto nas Américas obteve um deslocamento horizontal máximo de 3,56 mm com tensão de 500 KPa variando o ângulo de atrito entre 32,98º e 36,81º.

Tabela 1 - Resultados de ensaios de cisalhamento direto de acordo com a CR

Ângulo de Atrito Obtido em Ensaios de Cisalhamento Direto com variação de tensões e CR

	a) Areia da Praia - P8					b) Areia das Américas				
Tensão normal de ensaio amostra no domínio da CR compacta.	Deslocamento horizontal na ruptura (mm)	Tensão Normal corrigida	Tensão ruptura maior	Tensão normal/tensão de ruptura (σff/τff)	Ângulo de atrito ϕ"	Tensão normal de ensaio amostra no domínio da CR compacta.	Deslocamento horizontal na ruptura (mm)	Tensão Normal corrigida	Tensão ruptura maior	Tensão normal/tensão de ruptura (σff/τff)	Ângulo de atrito ϕ"
50	1,14	50,57	57,20	1,13	48,52	50	2,39	51,20	40,06	0,78	38,04
150	2,67	154,03	140,07	0,91	42,28	150	2,01	153,02	82,82	0,54	28,42
300	1,91	305,73	288,48	0,94	43,34	300	1,78	305,35	202,86	0,66	33,60
500	2,80	514,15	459,04	0,89	41,76	500	2,30	511,55	263,09	0,51	27,22
Tensão normal de ensaio amostra no domínio da CR medianamente compacta	Deslocamento horizontal na ruptura (mm)	Tensão Normal corrigida	Tensão ruptura maior	Tensão normal/tensão de ruptura (σff/τff)	Ângulo de atrito ϕ"	Tensão normal de ensaio amostra no domínio da CR medianamente compacta	Deslocamento horizontal na ruptura (mm)	Tensão Normal corrigida	Tensão ruptura maior	Tensão normal/tensão de ruptura (σff/τff)	Ângulo de atrito ϕ"
50	1,67	50,83	40,30	0,79	38,41	50	1,18	50,59	32,83	0,65	32,98
150	1,70	152,54	121,60	0,80	38,56	150	2,26	153,41	111,72	0,73	36,06
300	2,41	307,26	219,05	0,71	35,49	300	2,38	307,18	209,95	0,68	34,35
500	2,04	510,22	351,41	0,69	34,56	500	3,56	518,09	387,79	0,75	36,81
Tensão normal de ensaio amostra no domínio da CR fofa	Deslocamento horizontal na ruptura (mm)	Tensão Normal corrigida	Tensão ruptura maior	Tensão normal/tensão de ruptura (σff/τff)	Ângulo de atrito ϕ"	Tensão normal de ensaio amostra no domínio da CR fofa	Deslocamento horizontal na ruptura (mm)	Tensão Normal corrigida	Tensão ruptura maior	Tensão normal/tensão de ruptura (σff/τff)	Ângulo de atrito ϕ"
50	3,26	51,65	39,19	0,76	37,19	50	4,10	52,10	54,05	1,04	46,05
150	3,52	155,38	101,52	0,65	33,16	150	3,34	155,10	144,16	0,93	42,91
300	3,01	309,15	45,44	0,15	8,36	300	3,76	311,50	287,76	0,92	42,73
500	3,62	518,43	310,20	0,60	30,89	500	4,29	521,97	440,15	0,84	40,14
Tensão normal de ensaio amostra no domínio da CR muito fofa	Deslocamento horizontal na ruptura (mm)	Tensão Normal corrigida	Tensão ruptura maior	Tensão normal/tensão de ruptura (σff/τff)	Ângulo de atrito ϕ"	Tensão normal de ensaio amostra no domínio da CR muito fofa	Deslocamento horizontal na ruptura (mm)	Tensão Normal corrigida	Tensão ruptura maior	Tensão normal/tensão de ruptura (σff/τff)	Ângulo de atrito ϕ"
50	3,07	51,56	32,59	0,63	32,30	50	2,78	51,40	34,39	0,67	33,78
150	3,07	154,67	32,59	0,21	11,90	150	2,82	154,28	110,67	0,72	35,65
300	3,52	310,76	101,52	0,33	18,09	300	4,83	314,95	223,43	0,71	35,35
500	4,68	524,09	314,52	0,60	30,97	500	8,10	543,22	332,50	0,61	31,47

Para CR das areias fofas, o deslocamento horizontal máximo nos ensaios de cisalhamento direto obtido foi de 3,62 mm no P8 e 4,29 mm nas Américas, ambas em tensões de 500 kPa. Nota-se que o maior ângulo de atrito obtido é encontrado nas Américas, cerca de 46,05º e 37,19º nas areias da Barra.

Por último, para corpos de provas tidos como muito fofas, nos ensaios de tensões de 500 kPa o deslocamento horizontal máximo em ruptura foi de 4,68 mm nas areias do P8, com ângulo de atrito variando entre 11,90º e 32,30º; enquanto nas Américas obteve-se quase o dobro de deslocamento, cerca de 8,10 mm e ângulo de atrito variando entre 31,47º e 35, 65º.

6. CONCLUSÃO

Os índices de vazios mínimos obtidos através da NBR 16843 (2020), pelo método B1, com valores no P8 igual a 0,468 e nas Américas 0,658 foram superiores ao método da pluviação em funil de 5 mm diâmetro, tendo resultados no P8 0,346 e Américas 0,522.

Para uma mesma tensão normal nominal, variando entre 50 kPa e 500 kPa, observou-se que no ensaio de cisalhamento direto as compacidades relativas fofas e muito fofas apresentaram maiores valores de deslocamento horizontal na ruptura, atingindo o ápice nas tensões de 500 kPa, tanto para areias das Américas, que apresentam maiores valores, quanto para o Posto 8 com resultados de 4,68 mm e 8,10 mm, respectivamente.

O intervalo de variação do ângulo de atrito interno, com CR fofa, apresenta maior valor para tensão normal nominal de 50 KPa nas duas areias estudadas, sendo o ângulo de atrito maior nas Américas (46,1º) e menor no P8 (37,2º).

O mesmo ocorre para CR muito fofa. Américas apresentou ângulo de atrito interno maior em tensões de 150 KPa, no valor de 35,7º e 32,3º no P8, com tensão aplicada de 50 kPa.

Em CR medianamente compacto, o maior valor de deslocamento horizontal foi apresentado no ensaio das areias nomeadas Américas, com 3,56 mm em tensões de 500 KPa e 2,41 mm para P8 em tensões de 300 KPa.

Para a compacidade compacta, há uma inversão do que se relata anteriormente. Os maiores valores apresentados de deslocamento horizontal estão presentes nos ensaios das areias do P8, com valor máximo de 2,80 mm em 500 kPa e ângulo de atrito 48,5º, enquanto nas Américas 2,30 mm de deslocamento na mesma tensão e 38,0º de ângulo de atrito.

Ensaios de permeabilidade e adensamento das areias aqui apresentadas estão em andamento para fins comparativos e enriquecimento da pesquisa.

5. AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos professores e técnicos Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. (2016). NBR 7181/1988 - Solo - Análise Granulométrica.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT ABNT. (2020). NBR 16840 - Solo — Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Norma, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT ABNT. (2020). NBR 16843 - Solo — Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. ABNT.

Costa, R. C. (2020). Ensaios de Caracterização e de Permeabilidade na Areia da Praia de Ipanema, RJ. Dissertação de Mestrado, Dissertação (Mestrado em Engeharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Coutinho, J. V. (2021). Ensaios de cisalhamento direto na areia da Praia de Ipanema. Dissertação (Mestrado em Engeharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental (Dissertação de Mestrado).

Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). Soil Mechanics. New York: John Wiley and Sons, Inc.

Medeiros, M. C. (2018). AVALIAÇÃO DE MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DE ÍNDICES DE VAZIOS MÁXIMO E MÍNIMO DE MATERIAIS GRANULARES. Rio de Janeiro.

Miura, S., & Toki, S. (1982). A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation – strenght properties of sand. Artigo, Soils and Foundations, Vol. 22, No 1.

Monteiro, D. P. (2023). Resistência ao Cisalhamento da Areia do Porto do Açu. Rio de Janeiro.

Nunes, V. P. (2014). Ensaios de Caracterização Geotécnica da Areia da Praia de Itaipuaçu. Trabalho de Conclusão de Curso, Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro/Escola Politécnica, Rio de Janeiro.

Pinto, C. d. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos. São Paulo: Oficina de Textos.

Silva, A. C. (2017). Efeito da concentração de sais na resistência ao cisalhamento de amostras de areia das Dunas do Peró, Cabo Frio, RJ. Rio de Janeiro.

Simões, F. B. (2015). Caracterização Geotécnica da Areia da Praia de Ipanema. Trabalho de Conclusão de Curso, Trabalho de conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/608

Caracterização Geotécnica de argilas da Formação Serra de Santa Helena, em Montes Claros, MG.

Rodrigo Marques do Nascimento
Doutorando, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil, nascimento.rodrigo@aluno.unb.br

Newton Moreira de Souza
Professor, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil, nmsouza@unb.br

Patrícia de Araújo Romão
Professor, Universidade Federal do Goiás, Goiás-GO, Brasil, patricia_gusmao@ufg.br

RESUMO: A caracterização dos solos é fundamental para qualquer projeto de engenharia que envolva a geotecnia. Esse processo se torna ainda mais necessário, haja vista a grande variabilidade espacial dos solos e rochas que é condicionada pelo intemperismo local. Diante disso, esse trabalho objetiva realizar caracterização geotécnica de argilas da Formação Serra de Santa Helena, localizadas na cidade de Montes Claros, norte de Minas Gerais. Para tanto, utilizam-se dados de ensaios de laboratório para determinação da massa específica, da umidade natural, da granulometria, dos limites de Atterberg e dos parâmetros de compactação. São analisadas 3 amostras, a partir das informações dos ensaios supracitados, e realizam-se considerações sobre a classificação textural, conforme os sistemas de classificação dos solos: SUCS - Sistema Unificado de Classificação dos Solos e TRB - *Transportation Research Board*. Além disso, os solos são analisados em relação à atividade da fração argila, com base em Skempton, e no que se refere às principais características das curvas de compactação. Constata-se que as argilas possuem comportamento regular a mau, quando utilizadas como material de subleito, de acordo com a classificação TRB e possuem compressibilidade que se classifica em baixa ou alta, pelo sistema de classificação SUCS. No que diz respeito à atividade, as argilas foram consideradas de baixa atividade.

PALAVRAS-CHAVE: Análise Geotécnica, Ensaios de Laboratório, Classificação Textural, Compactação.

ABSTRACT: Soil characterization is essential for any engineering projects involving geotechnics. This process becomes even more critical due to the significant spatial variability of soils and rocks influenced by local weathering. Therefore, this study aims to perform geotechnical characterization of clays from the Serra de Santa Helena Formation, located in Montes Claros, northern Minas Gerais. To achieve this, laboratory test data are used to determine specific gravity, natural moisture content, particle size distribution, Atterberg limits, and compaction parameters. Three samples are analyzed based on the aforementioned tests, and considerations are made regarding textural classification according to soil classification systems: SUCS (Unified Soil Classification System) and TRB (Transportation Research Board). Additionally, the soils are analyzed in terms of clay fraction activity and the main characteristics of compaction curves are assessed. It is observed that the clays exhibit fair to poor behavior when used as subgrade material, according to the TRB classification, and have compressibility that varies from low to high according to the SUCS classification system. With respect to activity, the clays were classified as having low activity.

KEYWORDS: Geotechnical Analysis, Laboratory Tests, Textural Classification, Compaction.

1 INTRODUÇÃO

A concepção e o dimensionamento de qualquer obra geotécnica devem ser antecedidos pelo estudo geológico-geotécnico do terreno onde se implantará a estrutura em questão. Essa etapa de caracterização ou prospecção geotécnica é responsável, em suma, por indicar os parâmetros que controlam o comportamento

mecânico e hidráulico do material que compõe o terreno e suas nuances em relação aos tipos de solicitações existentes no projeto.

A partir da caracterização, tem-se um série de classificações que visam agrupar o material em um conjunto onde se possam atribuir propriedades ao material analisado. Essas classificações se devem à grande variabilidade dos solos e, assim, busca-se reunir em determinados grupos os materiais que possuam características semelhantes, na tentativa de prever o comportamento do solo.

Dentre as classificações, destacam-se o Sistema Unificado de Classificação (SUCS), o Sistema Rodoviário de Classificação, denominado de *Transportation Research Board* (TRB) e o sistema Miniatura Compactada Tropical (MCT). É importante salientar que essas classificações possuem particulariedades e foram idealizadas a partir da análise de grupos específicos de solos formados por clima, temperatura e litologia distintos. Portanto, ao utiliza esses sistemas para compreender o comportamento do solo, e crucial considerar essas limitações.

Nesse sentido, o sistema de classificação TRB, ou sistema rodoviário, por exemplo, é utilizado na engenharia rodoviária de diversos países, embora tenha sido elaborado com base em solos de clima temperado dos Estados Unidos. Essa classificaçao leva em consideração a granulometria e os limites de Atterberg. Para classificar os solos, a metodologia inicialmente os divide em dois grandes grupos: solos finos, que têm mais de 35% passando pela peneira número 200 (0,075 mm); e solos grosseiros, que têm 35% ou menos passando por esta peneira. Os solos de granulação grosseira pertencem aos grupos A-1, A-2, A-3, que podem ser subdivididos de acordo com a porcentagem de solo que passa na peneira de malha número 10, 40 e 100, assim como pelo índice de plasticidade. Para os solos finos, os grupos são A-4, A-5, A-6 e A-7, também contendo subdivisões conforme variação do índice de plasticidade (PINTO, 2006).

Nessa classificação é adotada ainda o parâmetro denominado de índice de grupo (IG) para estimar a capacidade de suporte do material. Esse índice é calculado de conforme a Equação (1).

$$IG = 0{,}2a + 0{,}005ac + 0{,}01bd \quad (1)$$

Onde:
a = F – 35 (Valor varia de 0 a 40);
b = F – 15 (Valor varia de 0 a 40);
c = LL – 40 (Valor varia de 0 a 20);
d = IP – 10 (Valor varia de 0 a 20);

O valor de F corresponde à porcentagem de solo passante na peneira de número 200, o LL refere-se ao limite de liquidez e o IP ao indice de plasticidade. É importante destacar que, se o IG for negativo, adota-se o valor de IG igual a zero. Quanto menor o valor de IG, melhor será a capacidade de suporte do solo. Em geral, os solos granulares têm índice de grupo entre 0 e 4, os siltosos entre 1 e 12, e os argilosos entre 1 e 20.

O Sistema de Classificação Unificada divide inicialmente os solos em dois grupos, granulação grossa e fina. Ao contrário do TRB, estipula-se que a porcentagem de solos que passa na peneira número 200 seja igual ou maior que 50% para classificar os solos em finos. Grosso modo, essa classificação estabelece o principal tipo de solo, como pedregulho (G), areia (S), silte (M), argila (C), solo orgânico (O), se o solo é bem graduado (W) ou mal graduado (P) e se possue alta (H) ou baixa compressibilidade (L).

Na literalura geotécnica é possível encontrar também classificações para a plasticidade dos solos e em relação a atividade das argilas, com base em Skempton (1953). Esse conjunto de classificações é de grande valia para permitir um bom entendimento das propriedades geotécnicas do solo. Nesse contexto, foram analisados dados de ensaios de caracterização de três argilas da Formação Serra de Santa Helena, localizadas na cidade de Montes Claros, MG, com objetivo de identificar suas características e tecer comentários sobre suas propriedades geotécnicas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Os solos analisados foram extraídos da área mapeada pelo Serviço Geológico do Brasil – SGB em relação a litologia como Formação Serra de Santa Helena, que é composta por rochas do tipo: Argilito, Folhelho, Siltito e Marga (CPRM, 2014; JUNIOR, 2016). As amostras foram coletadas como parte do estudo

realizado pelo Departamento de Estradas de Rodagem – DER/MG para o projeto de construção do contorno rodoviário norte da cidade. Essas amostras foram caracterizadas com base nos ensaios de granulometria (NBR 7181), teor de umidade (NBR 6457), massa específica dos grãos (NBR 6458), limite de liquidez (NBR 6459), limite de plasticidade (NBR 7180) e compactação dos solos (NBR 7182). É importante ressaltar que os ensaios foram realizados em 2009, seguindo as normas NBR mencionadas, vigentes na época.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir da análise dos ensaios, elaborou-se a Tabela 1, que apresenta os índices e parâmetros encontrados para os solos analisados, quais sejam: solo A (Argila areno-siltosa de cor marrom), solo B (Argila silto-arenosa de cor avermelhada) e solo C (Argila silto-arenosa com pedregulho de cor avermelhada).

Tabela 1. Índices físicos dos solos analisados.

Propriedades	Solo (A)	Solo (B)	Solo (C)
Umidade Natural (%)	9,4	16,2	17,1
Massa específica dos grãos (g/cm³)	2,719	2,757	2,790
Limite de Liquidez (%)	29	48	52
Limite de Plasticidade (%)	12	32	32
Índice de Plasticidade (%)	17	16	20
Pedregulho (%)	0,24	3,19	10,43
Areia (%)	38,25	12,01	8,11
Silte (%)	20,98	18,73	29,58
Argila (%)	40,53	66,97	51,88
Índice de Atividade	0,42	0,24	0,38
Umidade Ótima	16,0	22,5	22,8
IG	7	12	14
Classificação T.R.B	A-6	A-7-5	A-7-5

Ainda de posse dos resultados dos ensaios de análise granulométrica, elaborou-se as curvas texturais dos solos A, B e C, apresentadas na Figura 1.

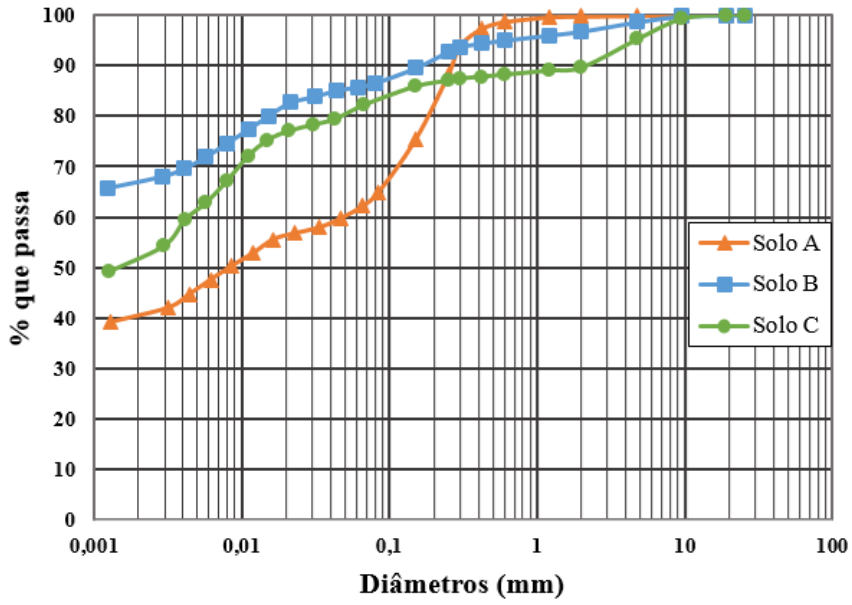


Figura 1. Curvas granulométricas dos solos analisados.

Diante dessas informações, são descritos analises e comentários na tentativa de descrever características geotecnicas básicas dos solos, a começar pela plasticidade das argilas.

Segundo a classificação proposta por Jenkins, conforme citado por Caputo (1981), os solos podem ser categorizados em fracamente plásticos ($1 < IP < 7$), medianamente plásticos ($7 < IP < 15$) e altamente plásticos ($IP > 15$). Portanto, pode-se afirmar que os solos são altamente plásticos. Além disso, segundo a relação estabelecida por Lambe e Whitman (1969), que comparou os tipos de minerais (montmorilonita, ilita e caulinita) dos solos com seus respectivos valores de limites de Atterberg, o mineral predominante nas argilas estudadas é a caulinita. Esses minerais estão associados a solos de clima temperado, que possuem um alto grau de intemperismo e são pouco expansivos.

No que se refere a atividade dos solos, os solos A, B e C possuem índice de atividade (Ac) igual a 0,42, 0,24 e 0,38, respectivamente, conforme Equação (2), desenvolvida por Skempton (1953).

$$Ac = IP / (\%\ \text{fração de partículas} < 2\mu) \quad (2)$$

Para Skempton (1953) as argilas que possuem índice de atividade entre 0,75 e 1,25 são classificadas em normais. As que possuem o índice superior a 1,25, são consideradas ativas e as que têm índices menores que 0,75 são consideradas inativas. Com base nos referidos valores pode-se qualificar os solos analisados em inativos, o que demonstra que provavelmente eles não apresentam significativa expansão quando umidificados, nem consideráveis contrações no processo de secagem.

Considerando os valores dos limites de Atterberg, os materiais foram classificados de acordo com a classificação SUCS, resultando na classificação do solo A como CL (argilas de baixa compressibilidade), solo B como ML (silte de baixa compressibilidade) ou OL (solos orgânicos de baixa compressibilidade) e o solo C como MH (silte de alta compressibilidade) ou OH (solo orgânico de alta compressibilidade), conforme Figura 2. Dado que os solos não apresentam evidências de serem solos orgânicos, exclui-se a classificação OL e OH, e os solos A, B e C, exibem comportamento típicos de argila de baixa compressibilidade, silte de baixa compressibilidade e silte de alta compressibilidade, respectivamente. Observa-se que, embora os solos B e C tenham argila como fração predominante, foram classificados com comportamento provável de silte. Conforme destacado por Pinto (2006), a designação M(silte), C(argila) não depende apenas da porcentagem das frações de silte e argila, pois o comportamento do solo depende também da atividade da fração argila.

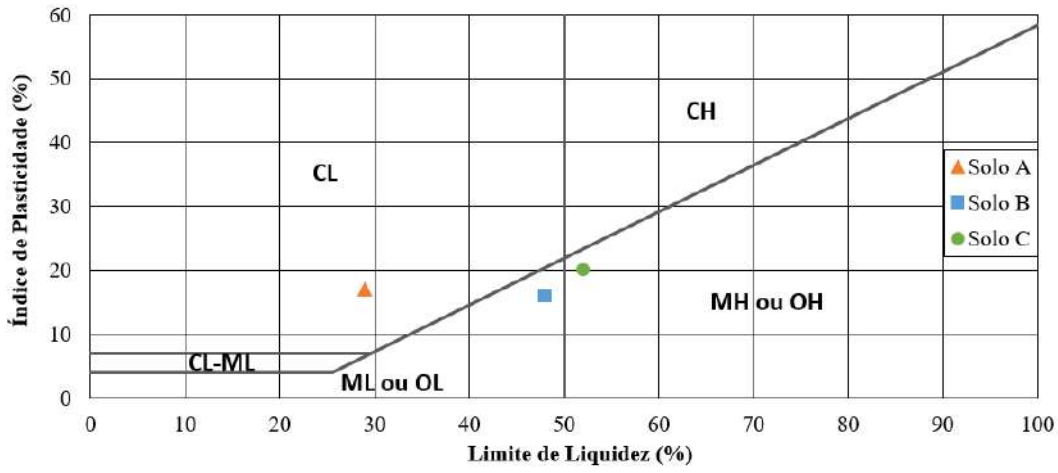


Figura 2. Carta de plasticidade de Casagrande.

Em relação a compressibilidade, uma vez que o solo A e B, possuem LL inferior a 50, são classificados como solos de baixa compressibilidade, enquanto o solo C, se enquadra na classificação de solo de alta compressibilidade, por apresentar LL superior a 50.

Com os resultados do ensaios de granulometria e limites de Atterberg, os solos A, B e C foram classificados também pelo sistema TRB, conforme Figura 3. As classificações para os solos A, B e C, foram A-6, A-7-5 e A-7-5, respectivamente. A categorização A-6 se refere a solos finos siltosos e a A-7-5 a solos argilosos.

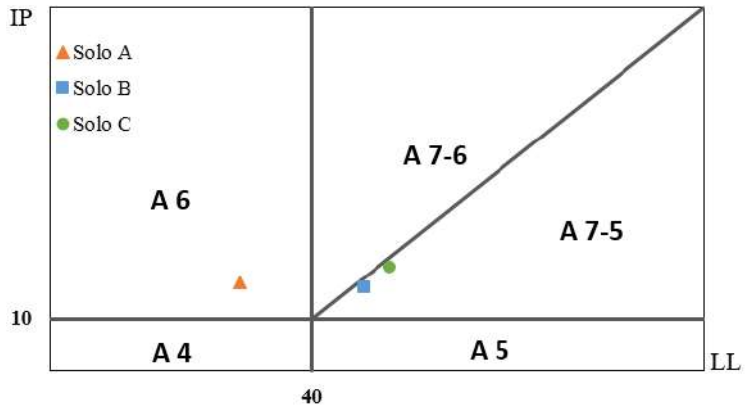


Figura 3. Classificação pelo sistema TRB.

Em síntese, o sistema indica que esses grupos de solo apresentam mau comportamento quando utilizados em subleitos de pavimentos e, portanto, não são indicados para tal uso.

Na Figura 4 estão representados os resultados do ensaio de compactação e a curva de saturação (S = 100%) de cada solo. Esse ensaio é executado para identificar a umidade que confere a densidade seca máxima ao solo, a partir de uma energia de compactação definida e, com isso, melhorar as propriedades de resistência, compressibilidade e permeabilidade do solo.

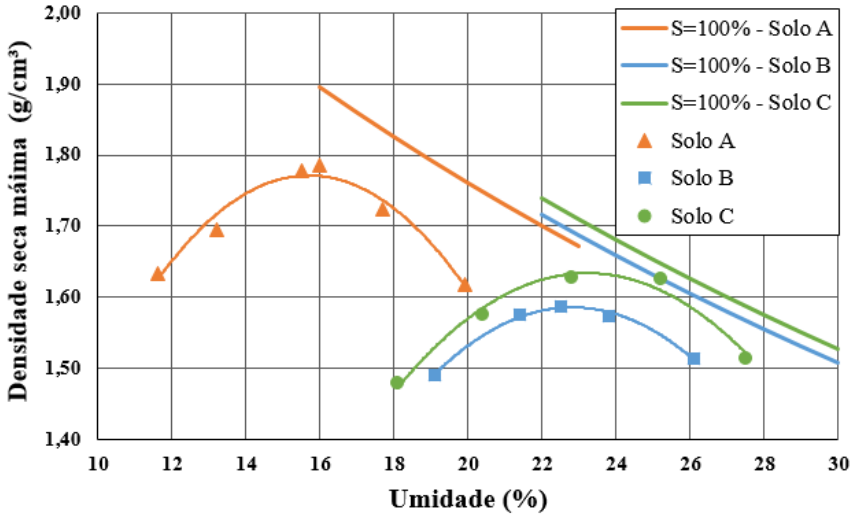


Figura 4. Curvas de compactação dos solos analisados.

Observa-se que o solo A possui teor de umidade ótimo de 16,0%, enquanto o solo B tem 22,5% e o solo C, 22,8%. Em relação à densidade seca máxima, o solo A atinge 1,775 g/cm³, o solo B alcança 1,591 g/cm³ e o solo C possui 1,639 g/cm³.

Ao analisar as curvas de compactação, nota-se que o solo A, composto principalmente por solos finos e com um percentual significativo de areia, apresenta a maior densidade seca máxima e o menor valor de umidade ótima. Por outro lado, os solos B e C, predominantemente compostos por finos e com baixo percentual de areia, necessitam de maior umidade para atingir a densidade seca máxima, a qual é menor em comparação ao solo A.

De acordo com Massad (2010), considerando uma mesma energia de compactação, solos arenosos possuem teores de umidade ótima menores e densidades secas máximas maiores do que os solos siltosos e argilosos, o que é compatível com os resultados observados.

Constata-se também que os solos com predominância de argila e silte, solo B e C, apresentam curvas de compactação com maior abatimento, em comparação à curva do solo A (argila arenosa), indicando que são menos sensíveis ao teor de umidade durante o processo de compactação.

5 CONCLUSÕES

A análise dos resultados permitiu identificar as principais características dos solos analisados. Embora possuam localização próximas e estejam inseridos num contexto geológico semelhante, apresentam diferenças, sobretudo, em relação à plasticidade e à composição textural, que variam entre as amostras. A amostra de solo C, argila silto-arenosa com pedregulhos é apontada a partir da carta de plasticidade de Casagrande como sendo de alta compressibilidade, sugerindo a necessidade de ensaios específicos para quantificar essa propriedade.

Quanto à atividade, constatou-se que as argilas são inativas, o que diminui o risco de aparecimento de trincas em edificações que possuam fundações sob influência desse solo, visto que a possibilidade de expansão e contração do material se mostra reduzida.

Dessa forma, a partir do cumprimento dos objetivos do trabalho, as análises elaboradas contribuem para expandir o conhecimento sobre os solos da região, colaborando com profissionais e estudantes ligados à geotecnia, tendo em vista que o conhecimento das características dos solos permite melhor embasamento para soluções de problemas no âmbito da engenharia geotécnica.

AGRADECIMENTOS

Nossos agradecimentos ao Departamento de Estradas e Rodagens – DER do estado de Minas Gerais pela disponibilização dos dados para que esse estudo fosse realizado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. S*olo – Determinação do limite de liquidez - procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo – Determinação do Limite de Plasticidade.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024). NBR 6457. *Amostra de solo – preparação paa ensaios de campactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6458. *Solo – Determinação da massa específica dos grãos*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo – Analise Granulométrica – método de ensaio.* Rio de Janeiro.

Caputo, H. P., 1981, *Mecânica dos Solos e suas Aplicações.* Ed. Livros Técnicos e Científicos S.A., 5ª Ed. Rio de Janeiro, 219 p.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil. (2014). UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais. Geologia e Recursos Minerais da Folha Montes Claros* SE.23-X-A-VI. Programa geologia do Brasil. Belo Horizonte.

Pinto, C. de S. (2016*). Curso básico de Mecânica dos Solos*. Oficina de Textos.

Junior, W. R. (2016). Caracterização das unidades geotécnicas da porção leste da Região Metropolitana de Belo Horizonte, Minas Gerais. 2016. 163 f. 96 Dissertação (Mestrado) - Instituto de Geociências, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte.

Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. New York: J. Wile.

Massad, F. (2010). *Mecânica dos solos experimental*. São Paulo: Oficina de Textos.

Santos, E. F. dos., Parreira, A. B. (2015). *Estudo Comparativo de Diferentes Sistemas de Classificações Geotécnicas Aplicadas aos Solos Tropicais*. São Carlos.

Skempton, A.W. (1953). The colloidal activity of clays. In: *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics on Foundation Engeneering*. London (UK). 3 (1): 587-595.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/609

Caracterização geotécnica de solo residual de gabro com potencial expansivo

José Arthur do Nascimento Ramalho [1]
Estudante de mestrado da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, arthur.ramalho.094@ufrn.edu.br

Taís Moreira de Lisboa [2]
Consultora independente, Natal, Brasil, taislisboa@yahoo.com.br

Ana Beatriz Stefany Santos Campos [3]
Estudante de graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, abstefany23@gmail.com

Valteson da Silva Santos [4]
Professor do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Patos, Brasil, valtesomdasilva3@gmail.com

Fagner Alexandre Nunes de França [5]
Professor da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, fagnerfranca@ufrn.edu.br

RESUMO:
Os solos expansivos, encontrados principalmente em regiões áridas e semiáridas, são um desafio global para a engenharia civil, devido aos problemas causados pela expansão e contração em resposta às variações de umidade. Apesar do vasto território semiárido no Rio Grande do Norte, há poucos estudos sobre solos expansivos no estado. Este artigo tem o objetivo de reduzir essa lacuna ao caracterizar geotecnicamente um solo residual de gabro, próximo ao Rio Ceará-Mirim, bem como analisar seu potencial expansivo e aplicabilidade em uma barragem de terra. Ensaios laboratoriais, incluindo análise granulométrica, limites de Atterberg, expansibilidade pelo Índice de Suporte Califórnia e ensaio de expansão livre, foram conduzidos. O solo foi classificado como argila silto-arenosa, com destaque para a fração argila (46,5%), foi identificado como CH, pela classificação unificada, indicando alta compressibilidade e plasticidade. Apesar do baixo índice de atividade (0,68), o ensaio de expansão unidimensional com carga constante de 10kPa demonstrou expansão de 15% que foi corroborado pelo Índice de Suporte Califórnia que revelou uma expansão de 7,06%, resultados que demonstram uma expansão expressiva no seu volume tornando-o inadequado a variadas aplicações em obras civis, caso não sejam tomadas medidas mitigadoras para a expansibilidade. Esses resultados destacam a importância de considerar a sazonalidade e variações climáticas ao lidar com solos expansivos, especialmente em regiões propensas a processos de expansão e contração que afetam a estabilidade de estruturas civis.

PALAVRAS-CHAVE: Caracterização geotécnica, Solo expansivo, Solo residual, Rio Grande do Norte.

ABSTRACT:
Expansive soils, primarily found in arid and semi-arid regions, pose a global challenge for civil engineering due to issues arising from their expansion and contraction in response to moisture variations. Despite the vast semi-arid territory in Rio Grande do Norte, there are few studies on expansive soils in the state. This paper aims to fill this gap by geotechnically characterizing residual soil from gabbro, near the Ceará-Mirim River, and analyzing its expansive potential and applicability in an earth dam. Laboratory tests, including grain size analysis, Atterberg limits, expansibility by the California Bearing Ratio, and free swell test, were conducted. The soil was classified as silty-sandy clay, with clay fraction predominating (46.5%), identified as CH according to unified classification, indicating high

compressibility and plasticity. Despite the low activity index (0.68), the one-dimensional expansion test with a constant load of 10kPa demonstrated an expansion of 15%, which was corroborated by the California Bearing Ratio, which revealed an expansion of 7.06%, results that demonstrate a significant expansion in its volume, making it unsuitable for various applications in civil works, if mitigating measures are not taken for expandability. These results underscore the importance of considering seasonality and climatic variations when dealing with expansive soils, especially in regions prone to expansion and contraction processes affecting the stability of civil structures.

KEYWORDS: Geotechnical characterization; Expansive soil; Residual soil; Rio Grande do Norte.

1 INTRODUÇÃO

Solos expansivos são caracterizados como solos argilosos não saturados que, no ambiente, devido a variações sazonais apresentam uma dinâmica cíclica de aumento de volume durante o período chuvoso seguido da redução durante o período seco. Essas variações de volume podem ocasionar graves problemas estruturais, à medida que provocam tensões indesejadas (Barbosa et al. 2022)

Essa instabilidade volumétrica observada nos solos expansivos resulta da interação complexa entre diversos fatores, tais como o tipo de solo, condições climáticas, estado de tensões, variação da umidade e a estrutura laminar dos argilominerais tipo 2:1, que compreendem as montmorilonitas ou vermiculitas (Silva et al. 2020).

Diversos tipos de solos estão sujeitos ao fenômeno de expansão. Essas categorias abrangem solos derivados de rochas ígneas, principalmente basalto, diabásio, gabro, piroxênio e feldspato, bem como solos originados de rochas sedimentares que contêm o mineral argiloso montmorilonita, como folhelhos, margas e calcários, que se desintegram facilmente. Essa ampla gama de solos sujeitos à expansão destaca a diversidade de fatores geológicos que contribuem para a manifestação desse fenômeno (Ferreira et al. 2013).

Solos expansivos são encontrados em várias partes do Brasil, como nos estados São Paulo, Mato Grosso, Paraná, Santa Catarina, Rio Grande do Sul, porém a região mais propensa a formação desse tipo de solo é a região nordeste, sendo bastante encontrado em vários estados como Pernambuco, Bahia, Ceará, Maranhão, Rio Grande do Norte, Alagoas, Sergipe (Ferreira et al. 2013).

Na literatura geotécnica, diversas abordagens são utilizadas para avaliar a expansividade do solo, incluindo métodos indiretos baseados em ensaios de granulometria e Índice de Plasticidade, e também métodos diretos como ensaios de pressão de expansão e expansão livre também são empregados para determinar o grau de expansividade do material (de Oliveira et al. 2006).

Dessa forma, o presente trabalho tem por objetivo realizar uma caracterização geotécnica de um solo residual de gabro, localizado próximo ao Rio Ceará-Mirim, e investigar suas características expansivas. Pois, embora o estado no qual o solo foi coletado possua uma extensa área de clima semiárido, há uma escassez de estudos sobre solos expansivos neste estado, bem como a literatura carece de estudos sobre solos residuais de gabro. Sendo assim, pertinente a realização desse tipo de estudo para reduzir essa lacuna.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Área de Estudo

As amostras de solo foram obtidas na região do município de Jardim de Angicos, localizado no estado do Rio Grande do Norte, Brasil, próximo ao leito do Rio Ceará-Mirim, nas coordenadas geográficas: -5°38’44,692”S; -36°2’52,509”O (Figura 1). Essa área está inserida em uma região que apresenta as características climáticas típicas do semiárido brasileiro.

Figura 1. Mapa de localização do ponto de coleta da amostra de solo.

De acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2001), o solo na área em estudo é classificado como planossolo hidromórfico. Além disso, a vegetação predominante é identificada como Estepe Arbóreo Aberto, característica do bioma Caatinga (RADAMBRASIL, 1992). Quanto à geologia local, os metassedimentos síltico-argilosos são a formação predominante, com ocorrências intercaladas de metagrauvacas. No entanto, também são encontradas outras formações geológicas, como Monzodiorito, Quartzo diorito, Quartzo monzodiorito, Gabronorito, Diorito e Gabro (Serviço Geológico do Brasil - CPRM, 2009).

2.2 Metodologia do ensaios de laboratório

Foram coletadas amostras de solo residual de Gabro no local da Figura 1 para a realização da caracterização geotécnica. Para isso, foram realizados ensaios em laboratório conforme os parâmetros e metodologias listadas na Tabela 1. Além disso, a partir dos resultados obtidos nos ensaios, foi calculado o Índice de atividade das argilas (IA) (Holtz & Kovacs, 1981) de acordo com a Equação 1, como também o potencial de expansão pelo Diagrama de Van der Merwe (Merwe, 1965).

Tabela 1. Ensaios e metodologias utilizadas para caracterização do solo.

Ensaio	Parâmetro	Metodologia
Peneiramento e Sedimentação	Granulometria	ABNT, 1984 e ABNT, 1989
Ensaios de Limites de Atterberg	Massa específica dos sólidos Limite de Liquidez Limite de Plasticidade	ABNT, 2016b ABNT, 2016c
Ensaio Proctor Normal	Massa específica aparente seca máxima, umidade ótima e compactação.	ABNT, 2016a
CBR	Expansão	NORMA DNIT 172/2016
Edométrico	Expansão	ASTM D4546/1996

$$Indice\ de\ atividade = \frac{índice\ de\ plasticidade\ (IP)}{\%argila(menor\ que\ 0{,}002mm)} \quad (1)$$

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Análise Granulométrica

O solo apresenta um percentual de argila expressivo, sendo assim classificado como uma argila silto-arenosa. Além disso, pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos, este foi enquadrado como CH, por ter preponderância de partículas finas e o Limite de Liquidez superior a 50%, ou seja é uma argila inorgânica de alta compressibilidade. Na literatura existe uma grande diversidade de características para os solos residuais de gabro, a depender da sua gênese, localização ou da profundidade no qual foi coletado (Soares, 2012). Devido a essa grande variabilidade os resultados encontrados nesta amostragem (Tabela 2) não diferem de forma significativa dos solos encontrados na literatura (Tabela 3).

Tabela 2. Resumo dos resultados de caracterização do solo residual de gabro estudado.

Parâmetro	Valor
Pedregulho (%)	0,71
Areia Grossa (%)	3,96
Areia Média (%)	10,14
Areia Fina (%)	13,47
Silte (%)	25,20
Argila (%)	46,5
L_L (%)	53,26
L_P (%)	21,50
I_P (%)	31,76
w (%)	11,54
ρ (g/cm³)	2,80
ρseca (g/cm³)	1,55
IA	0,68
USCS	CH

Tabela 3. Caracterização de solos residuais de gabro encontrados na literatura.

Parâmetro	Soares, 2012 1	Soares, 2012 2	Soares, 2012 3	Alves, 2018 1	Alves, 2018 2
Pedregulho (%)	5	45,5	3,3	0,44	1,17
Areia Grossa (%)	42			3,97	1,91
Areia Média (%)	31,5	36,8	26,3	17,52	11,68
Areia Fina (%)				12,72	4,85
Silte (%)	21,5	11,6	29,8	52,75	64,36
Argila (%)		6,2	40,6	12,59	16,04
L_L (%)	30	32,9	45,9	49,34	49,48
L_P (%)	19	21,9	26,1	NP	47,37
I_P (%)	11	9	19,8	49,34	2,11
w (%)	-	4,8	15,5	42,23	31,78
ρ (g/cm³)	-	-		2,68	2,66
ρseca (g/cm³)	2,3	-			1,72
IA	-	1,45	0,49	3,91	0,13
USCS	CH		CL, MH e SC	CL	ML

O índice de atividade (IA) de um solo refere-se à sua capacidade de reter água em relação à porcentagem de argila presente na amostra. Uma argila é considerada com atividade normal quando seu Índice de Atividade está entre 0,75 e 1,25. Quando o Índice de Atividade é inferior a 0,75, a argila é classificada como inativa, enquanto valores acima de 1,25 indicam que a argila é ativa (da Motta et al,

2022). Esse índice indiretamente oferece uma ideia do potencial expansivo do solo, o qual, no caso do solo em estudo, o resultado desse índice foi de 0,68 o que significa inatividade das argilas.

3.2 Análise da Compactação

No ensaio de compactação obteve-se como teor de umidade ótima 23,5%, neste ponto, a massa específica aparente seca foi de 1,56 g/cm³, como pode ser observado na Figura 2. Logo, esses são os parâmetros que aumentam a resistência e diminuem a deformabilidade e permeabilidade do solo. Além disso, o solo compactado na umidade ótima apresentou como resultado 44,30% de porosidade a um grau de saturação de 83,12% (Tabela 4).

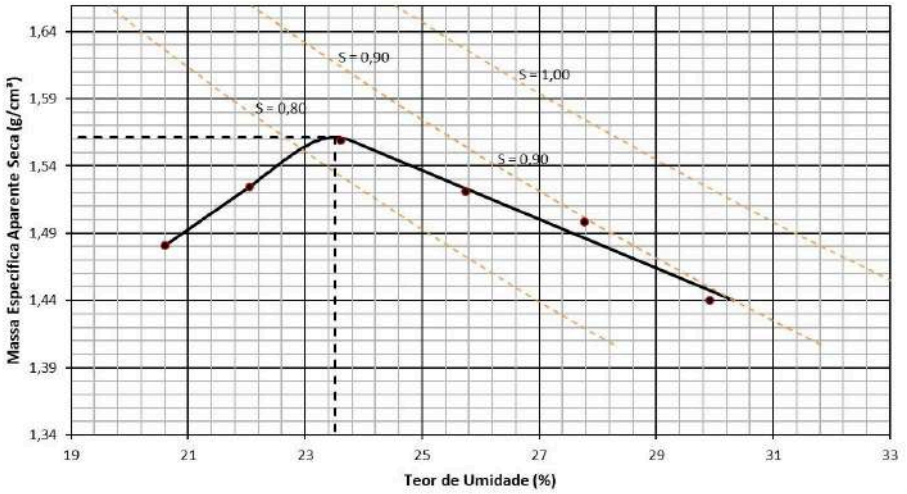


Figura 2: Curva de compactação do solo residual de gabro.

Tabela 4. resultados dos parâmetros de compactação no teor de umidade ótimo.

Parâmetro	Valor
Teor de Umidade Médio (%)	23,6
Massa Específica Aparente Seca (g/cm³):	1,56
Índice de Vazios	0,80
Porosidade (%)	44,30%
Grau de Saturação (%)	83,12%

3.3 Análise da Expansão

Mesmo com o índice de atividade da argila tendo como resultado uma argila inativa, os resultados da análise da expansão vão por outro caminho, ao utilizarmos a metodologia de Van de Merwe o resultado é que o solo tem um potencial de expansão muito alto (Figura 3).

Como métodos de determinação direta da expansão do solo foram realizados o ensaio de expansão unidimensional a 10kPa e a etapa de expansibilidade para a determinação do Índice de Suporte Califórnia. A realização do ensaio de expansão unidimensional com a utilização de uma pequena carga para controle do ensaio teve como resultado a expansão de 15%, como pode-se observar na Figura 4, no qual o índice de vazios antes da inundação era 0,8 e após o final do ensaio o índice de vazios passou para 1,07. Pelo critério de Vijayvergiya e Ghazzaly (1973), isto indica um grau de expansividade muito alto, o que corrobora com a determinação indireta pelo método de Van der Merwe. Esses resultados seguem na mesma linha do ensaio da expansão pelo método do CBR no qual obteve-se uma expansão ao final dos 4 dias de 7,06% (Figura 5).

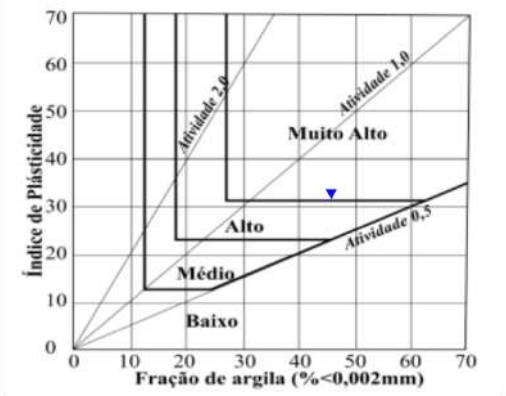


Figura 3: Diagrama de Van der Merwe com a indicação (triângulo azul) do potencial de expansão do solo em estudo.

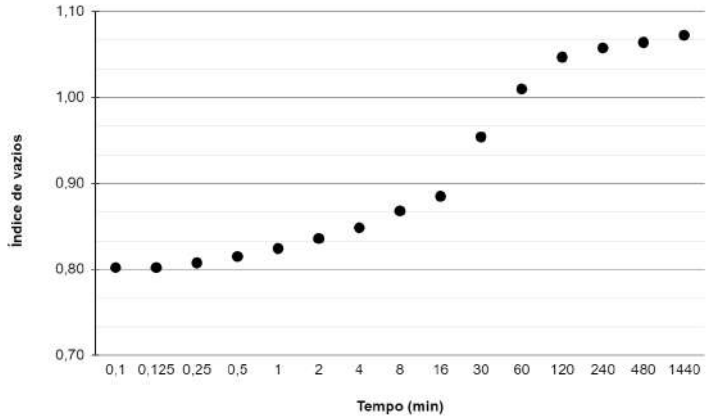


Figura 4. Ensaio de expansão unidimensional com carga de 10kPa.

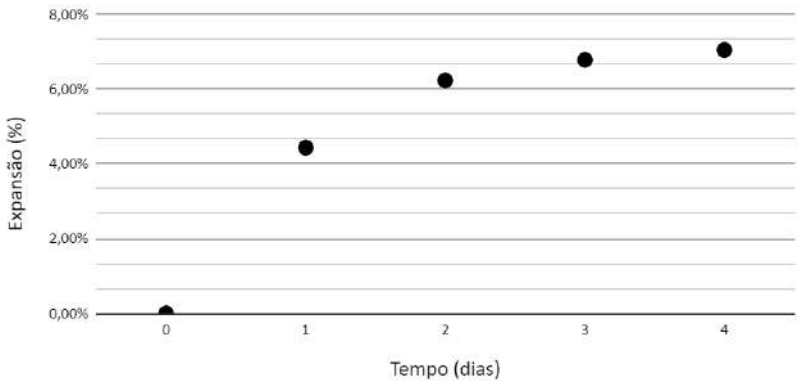


Figura 5. Curva de expansão do ensaio CBR.

Pode-se inferir, que mesmo com o resultado para IA desfavorável a expansão, a quantidade de argila no solo compensou a baixa atividade da argila, e dessa maneira o solo manifestou alto potencial de expansão.

3.4 Discussão e aplicação em obras

Solos com características de expansividade em geral apresentam problemas quando utilizados em taludes, devido a queda dos valores de coesão na condição saturada ocasionados pela perda de sucção (de Oliveira et al, 2006). Entretanto, em barramentos de terra, devido à extensão e ao peso da obra, as

características de expansibilidade são pouco expressivas, sendo preponderante observar a retenção de água neste tipo de solo, a qual pode ser relacionada ao índice de plasticidade, por expressar a adsorção de águas às partículas do solo (Bortolini, 2016). O índice de plasticidade desse solo é alto e portanto espera-se que a retenção desse solo seja alta.

A partir do resultado do ensaio da expansibilidade do CBR, ao confrontarmos com a norma de aplicação para estradas, este solo não é indicado para dada aplicação em nenhuma camada visto que, os solos indicados para a utilização em estradas seguem os seguintes limites: Sub-base: Expansão < 1%, Subleito: Expansão < 2%, e Reforço do subleito: Expansão < 2% (de Souza et al, 2019).

Além disso, as pressões de expansão atuam de forma diferencial ao longo de estruturas assentadas sobre o solo, no caso de edificações podem ocorrer levantamentos ou rebaixamentos diferenciais gerando como consequência fissuras na estrutura podendo levar até mesmo a falha caso a alteração do volume seja distribuída de forma desigual abaixo da fundação (Jones & Jefferson, 2012), portanto deve-se atentar a natureza expansiva desse solo ao utilizá lo em edificação, tendo em vista que pode causar sérios danos às estruturas.

4 CONCLUSÃO

Como conclusão deste estudo, verifica-se que o solo residual de gabro analisado neste trabalho, trata-se de uma argila silto-arenosa, de alta compressibilidade, com índice de plasticidade alto, porém baixa atividade das argilas. Demonstrou expansão significativa, o que pode resultar em sérios problemas para as estruturas construídas sobre ele. Além disso, com relação à aplicação em obra de barramento ressalta-se a importância da medição da retenção de água no solo para indicar o potencial do solo para este tipo de construção. Com relação a utilização em rodovias, a expansibilidade pode causar problemas como deformações na pavimentação comprometendo a durabilidade e a segurança das estradas. Sendo fortemente contraindicada sua utilização como sub-base, subleito ou reforço do subleito.

Além disso, o índice de atividade não foi um bom indicador indireto da expansividade para o solo em estudo, que possui grande percentual de argila, visto que o IA resultou inativo para um solo expansivo. Por outro lado, o método indireto de Van der Merwe foi condizente com o resultado encontrado nos métodos diretos.

Dessa forma, esse trabalho destaca a importância de compreender e gerenciar adequadamente os desafios geotécnicos associados a esse tipo de solo, visando mitigar potenciais impactos adversos em obras civis e infraestrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 5734: *Peneiras para ensaio – Especificação.* Rio de Janeiro: ABNT, 1989.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6457. *Amostra de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, 2016a.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 7181: Solo – *Análise granulométrica.* Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7180: *Determinação do limite de plasticidade.* Rio de Janeiro, 2016b. 3 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459: *Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, 2016c. 5 p.

ASTM D4546/1996. *Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils*. ASTM, 1996.

Barbosa, V. H. R., Marques, M. E. S., Guimarães, A. C. R. (2022). Avaliação do Potencial expansivo de solos da Formação Solimões no Estado do Acre para uso em pavimentação. *Revista Matéria*, 27 (2).

Bortolini, D. (2016). Estimativa da retenção e disponibilidade de água em solos de Santa Catarina. 2016. 239 f. (Doutorado em Ciência do Solo) - Centro de Ciências Agroveterinárias, Universidade do Estado de Santa Catarina, Lages.

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. Mapa Geodiversidade do Estado do Rio Grande do Norte. 2009.

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. NORMA DNIT 172/2016 - ME: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. DNIT, 2016.

Ferreira, S.R.M., Costa, L.M., Guimarães, L.J.N., Pontes Filho, I.D.S. (2013). Volume Change Behavior due to Water Content Variation in an Expansive Soil from the Semiarid Region of Pernambuco - Brazil. *Soils and Rocks*, 36(2), p. 183-193.

Holtz, R. D., Kovacs, W. D. (1981). An introduction to geotechnical engineering. New Jersey: Prentice-Hall. 733p.

IBGE, EMBRAPA. Mapa de Solos do Brasil. Rio de Janeiro: IBGE, 2001. Escala 1:5.000.000.

Jones, L D., Jefferson, I. Expansive soils. 2012. p. 413-441

Merwe, D.H.V. (1965). "*The Prediction of Heave from the Plasticity index and percentage clay fraction of soils", The British Journal of Psychiatry*, v. 111, n. 479, p. 1009-1010.

Motta, F. D., Neto, P. P. C., da Silva, F., Pires, R. C. S. (2022). Geotecnia: Análise dos Solos: caracterização dos solos moles e técnicas de reforço para construção de aterros, com ênfase nos geotêxteis. Editora Epitaya, Rio de Janeiro, Brasil, p 46-65.

Oliveira, A.G.S.; Jesus, A.C.; Miranda, S.B. (2006) Estudo Geológico – Geotécnico dos Solos Expansivos da Região do Recôncavo Baiano. In: *II Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos Geojovem.* Rio de Janeiro.

Projeto RADAMBRASIL. O Mapa de Vegetação do Brasil. 1992. Escala 1:250.000.

Souza, W. M., Ribeiro, A. J. A., de Pontes Xavier, I. W., dos Santos, M. V. (2019). *Resíduos de cerâmica vermelha como um material ambientalmente sustentável para uso na pavimentação. Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais*, , [S.L.], v. 7, n. 2, p. 202, 19 dez. 2019. Universidade Federal da Bahia. <http://dx.doi.org/10.9771/gesta.v7i2.32540> Acesso em: 18 mar. 2024

Silva, J. A., Bello, M. I. M. C., Ferreira, S. R. M. (2020). Comportamento geotécnico de um solo expansivo estabilizado com cinza de casca de arroz e cal hidratada. *Journal of Environmental Analysis and Progress* 5 (2), p. 232-256

Soares, S. M. M. (2012). *Contribuição para o conhecimento das características geotécnicas dos gabros de Beja, faixa entre Beringel e Beja*. Tese de doutorado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 184 p.

Vijayvergiya, V. N., Ghazzaly, O. I. (1973). *Prediction od Swelling Potencial for Natural Clays. Proceedings of the 3rd Intenational Conference on Expansive Soils, Hayfa*, Vol. 1, p. 227-236.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/610

Comparação de Valores de Coeficiente de Adensamento Obtidos de Ensaio Oedométrico e Ensaios de Piezocone em um Perfil de Solo

Eduardo Cassiano Michelon
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, eduardo1michelon@gmail.com

Lúcio Flávio de Souza Villar
Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, lvillar@etg.ufmg.br

Giovani Costa
Chammas Engenharia, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil, giovani.costa@chammasengenharia.com.br

Ecidinéia Pinto Soares de Mendonça
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, ecidineia@etg.ufmg.br

Antônio Ananias de Mendonça
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, aananias@etg.ufmg.br

RESUMO: O coeficiente de adensamento pode ser calculado utilizando parâmetros encontrados em ensaios do tipo piezocone o CPTu, atráves da medição e acompanhamento da dissipação do excesso de poropressões causados pela cravação e, também, e mais usualmente, com o ensaio oedométrico no laboratório. No ensaio de laboratório, podem ocorrer dificuldades na preparação das amostras, devido ao amolgamento, sem mencionar a sua longa duração. O presente artigo comparou os resultados de ensaios de campo do tipo piezocone ou CPTu e ensaios convencionais de adensamento unidimensional de laboratório. Foram analisados os resultados obtidos de uma campanha de investigação geotécnica em solo argiloso, que permitiu a comparação dos valores de coeficiente de adensamento obtidos pelo ensaio de dissipação utilizando a metodologia de Houlsby e Teh (1991), do ensaio oedométrico convencional, e os obtidos com a aplicação da metodologia proposta por Pereira (2017). Os três métodos forneceram valores de coeficiente de adensamento vertical de grandeza média da ordem de 10-3 cm²/s, mas, ao aplicar a metodologia de Pereira (2017), não se observou uma diminuição no valor do coeficiente de adensamento com a profundidade, o que foi observado quando utilizado os métodos mais usuais.

PALAVRAS-CHAVE: ensaio CPTu; ensaio oedométrico; coeficiente de adensamento.

ABSTRACT: The coefficient of consolidation of soils can be calculated from piezocone or CPTu tests. This requires the measurement of the excess pore pressures caused by driving the conic tip into the soil and monitoring its dissipation. In the laboratory, the determination of the coefficient of consolidation is usually done by the oedometer test. In the laboratory test, difficulties may occur with the samples, because of disturbance, not to mention its long duration. This article compares the results of the coefficient of consolidation interpreted from CPTu tests and conventional oedometer tests. The results were obtained from a geotechnical investigation campaign in a clayey soil. The coefficient of consolidation values from the CPTu tests were obtained from dissipation tests interpreted using the Houlsby and Teh (1991) and Pereira (2017) methodologies. The three methods provided coefficients of vertical consolidation values around 10-3 cm²/s. However, when applying the Pereira (2017) methodology, a decrease in the coefficient of consolidation value with depth was not observed, as expected with the increase of effective stresses. This is observed when using the usual methods to determine the coefficient of consolidation of clay soils.

KEYWORDS: CPTu tests, dissipation of excess porepressure tests, oedometric consolidation test, coefficient of consolidation.

1 INTRODUÇÃO

O ensaio de piezocone do tipo CPTu pode ser usado para traçar perfis estratigráficos bem detalhados e estimar parâmetros geotécnicos. Ele possui vantagens em comparação com ensaios de laboratório, que dependem de amostragem (SOUZA, 2018), o que pode ser um problema para o caso de solos sensíveis, devido ao processo de amolgamento. A caracterização de solos sedimentares, especialmente solos intermediários (areias siltosas, siltes não plásticos, argilas siltosas e rejeitos de mineração de granulometria fina) se torna, muitas vezes, desafiadora devido à dificuldade de amostragem e interpretação de dados de campo (CAMPOS, 2021).

A determinação do coeficiente de adensamento de materiais com comportamento argiloso é necessária para estimar o comportamento do solo durante e após construções. O ensaio de dissipação de excessos de poropressão devido a cravação do piezocone é um método muito utilizado para esse objetivo. Essa técnica é oferece uma alternativa aos ensaios de laboratório e reduz os custos globais do programa de investigação geotécnica (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Porém, neste ensaio, o tempo necessário para que ocorra a dissipação dos excessos de poropressão pode durar horas. No laboratório, as formas comuns de determinar o coeficiente de adensamento são através do ensaio oedométrico ou daquele com velocidade de deformação controlada (CRS), sendo este, menos comum na prática brasileira e mais presente em trabalhos acadêmicos (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

O presente artigo compara os resultados do coeficiente de adensamento determinado através do ensaio oedométrico com os resultados obtidos da aplicação de dois métodos diferentes aos resultados de ensaios de dissipação de excessos de poropressão medidos em ensaios CPTu. Um dos métodos foi o proposto por Houlsby e Teh (1991), e, o outro, o método proposto por Pereira (2017), que procura reduzir o tempo destes ensaios de dissipação.

2 REVISÃO TEÓRICA

2.1 Determinação do Coeficiente de Adensamento em Laboratório

Segundo Pinto (2006), os ensaios edométricos representam bem as condições do terreno, tendo a vantagem de possuir um baixo custo quando comparado a outras técnicas. O ensaio convencional é considerado um dos mais demorados, sendo essa sua grande desvantagem (ROSA E MARQUES, 2019) e (DAS, BRAJA M., 2015). Além disso, não se aplica a solos muito moles, já que estes solos experimentam grandes deformações, e não é possível vedar a passagem de sólidos nessa situação (LIMA, 1996). A norma que rege este ensaio é a NBR16853 05/2020 (ABNT, 2020). Das dificuldades relacionadas ao ensaio, destaca-se a necessidade de retirada de amostras indeformadas ao longo do perfil de solo, com um complicador adicional dependendendo da sensibilidade do mesmo, e a demora para obtenção da curva completa (todos os estágios de carregamento sugeridos). Além disso, como já mencionado, se aplica somente ao caso de solos com deformações infinitesimais.

O coeficiente de adensamento no ensaio oedométrico convencional é obtido através dos valores de variação do altura (recalque) pelo tempo em cada estágio de carregamento. O método que utiliza a raiz quadrada do tempo em comparação com a variação de altura foi determinado por Taylor (1948), enquanto que o método que utiliza o logaritmo do tempo em comparação com a variação da altura foi determinado por Casagrande (1936). Carvalho (2019) e Rodrigues (2014) verificaram a impossibilidade de calcular o coeficiente de adensamento vertical pelo método de Casagrande (1936) para os estágios iniciais do ensaio, uma vez que a curva que define o fim do adensamento primário não fica bem definida, impossibilitando sua interpretação. Estes métodos são efetivamente adotados em projetos de engenharia civil e são bastante usados na determinação deste coeficiente de adensamento vertical no laboratório (RODRIGUES, 2014).

Netto (2006) expõe alguns métodos alternativos para a obtenção do coeficiente de adensamento. Entre eles, cita-se o de Smith (1967), que é uma variação ao método de Casagrande (1936), onde a determinação do coeficiente de adensamento se dá através da linearização de deformação finita na curva típica de Casagrande (1936), que utiliza o logaritmo do tempo. Wissa et al. (1971) apresentaram duas formulações na obtenção do coeficiente de adensamento, sendo uma para ensaios de adensamento com carregamento contínuo (CRS), uma alternativa ao ensaio convencional na tentativa de diminuir o tempo de ensaio. Sridharam e Pakash (1985)

propuseram o ajuste retangular hiperbólico da curva típica para o cálculo do coeficiente de adensamento. Estes autores apresentam valores médios do coeficiente de adensamento da mesma ordem de grandeza aos obtidos através dos métodos de Taylor (1948) e Casagrande (1936), sendo que Netto (2006) concluiu que Taylor (1948) é um método menos subjetivo e mais preciso.

2.2 Determinação do Coeficiente de Adensamento via Ensaios CPTu

Os ensaios de piezocone ou CPTu vem sendo mais frequentemente utilizados em obras de complexidade e risco geotécnico, especialmente nas áreas de mineração. Ele permite a determinação do perfil estratigráfico do solo com boa precisão, permitindo definir vários parâmetros geotécnicos, entre eles, o coeficiente de adensamento de solos argilosos. Como a norma brasileira NBR 12069/91 (ABNT, 1991) foi cancelada em 2015 sem substituição, os procedimentos dos ensaios tem seguido, no Brasil, a norma americana ASTM D 5778/20 (ASTM, 2020).

O ensaio consiste na cravação de uma ponteira cônica com ângulo de 60º a uma velocidade constante de 20mm/s (+/- 5mm/s). A seção transversal do cone é, em geral, de 10cm², podendo atingir 15 cm² ou mais para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga, e 5cm² ou menos para condições especiais. (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). Durante a cravação, é comumente medida a resistência de ponta, o atrito lateral e a poropressão, havendo equipamentos especiais que fazem medidas adicionais.

Segundo Mayne (2007 apud PEREIRA, 2017), quando se interrompe a cravação, o excesso de poropressão decai com o tempo, e a leitura do transdutor eventualmente atingirá a poropressão de equilíbrio do ponto ensaiado. Este procedimento pode demorar em função da permeabilidade do solo em questão. As medidas de poropressão podem ser feitas diretamente na ponta cônica, logo após da mesma (u_2) ou no fuste, em posição mais afastada da ponta cônica. O valor medido do excesso de poropressão devido a cravação e o tempo de dissipação vão ser influenciados pela localização deste elemento de medição de poropressão. Lunne et al. (1997) afirmam que a posição preferível para a instalação do elemento poroso é na base do cone (u_2) pois as leituras seriam menos influenciadas pela compressibilidade do elemento poroso e menos influenciada pelo procedimento de ensaio.

Para determinar o coeficiente de adensamento horizontal através do ensaio de dissipação do excesso de poropressão devido a cravação, é preciso atingir pelo menos 50% de dissipação do excesso de poropressões, o t_{50}, ou tempo para 50% de dissipação das poropressões (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). A obtenção deste t_{50} pode demandar demasiado tempo, em alguns casos, dificultando bastante o processo (PEREIRA, 2017). Uma curva típica de dissipação de excessos de poropressão do ensaio CPTu pode ser vista na Figura 1.

Como a poropressão inicial depende do índice de rigidez do solo (quanto maior o índice de rigidez, maior a área onde a poropressão se desenvolve), as curvas de dissipação não são únicas. Para contornar esse problema, Houlsby e Teh (1991) propuseram a utilização de um fator tempo modificado adimensional (T*), dividindo o fator tempo pela raiz do índice de resistência do solo (Ir) (PEREIRA, 2017) (ver a equação 1). Os valores de T* propostos pelos autores deste método podem ser vistos na Tabela 1. O Índice de Rigidez utilizado pelo método pode ser definido pela relação entre o módulo cisalhante e a resisitência ao sisalahmento não dreando (Su), bem como pela equação 2, que depende da inclinação da linha de estado crítico no espaço p'x q (M) (Agaby e Mayne, 2018).

$$c_h = \frac{T^* R^2 \sqrt{I_r}}{t} \tag{1}$$

Onde, R é o raio do piezocone; t, o tempo; de dissipação (usualmente adotado como $t_{50\%}$); Ir, o índice de rigidez (=G/Su), obtidos via os resultados do ensaio CPTu, sendo que G é o módulo cisalhante e Su, a resistência ao cisalhamento não drenado, e T* o fator tempo, segundo Houlsby e Teh (1991).

$$I_R = \exp\left[\frac{1{,}5+2{,}925 \cdot M \cdot a_q}{M \cdot (1-a_q)}\right] \tag{2}$$

Onde: a_q – é determinado pela inclinação do gráfico de $(u_2 - \sigma_{vo})/(q_t - \sigma_{vo})$, sendo u_2 a poropressõa medida logo atrás da ponta cônica, σ_{vo} a tensão vertical total e a resistência de ponta interpretada dos ensaios CPTu.

Tabela 1. Fator Tempo T* em função da porcentagem de dissipação da poropressão u (%) e da posição de leitura do transdutor. Fonte: adaptado de HOULSBY e TE (1991).

u (%)	Fator tempo T* em função da posição do transdutor de poropressão	
	Face do cone (u_1)	Logo atrás da base do cone (u_2)
20	0,014	0,038
30	0,032	0,078
40	0,063	0,142
50	0,118	0,245
60	0,226	0,439
70	0,463	0,084
80	1,040	1,600

De acordo com Rosa e Marques (2019), os valores do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) obtidos a partir das dissipações de excessos de poropressões correspondem às propriedades de solo na faixa de tensão pré adensada. Durante a penetração do CPTu, o material ao redor do cone é submetido a elevados níveis de deformações, e a partir deste estado comporta-se como um solo em recompressão (SILVA, 2017). A estimativa do c_h na faixa normalmente adensada, é realizada através da abordagem semi-empírica proposta por Jamiolkowski et al. (1985) (ver a equação 3). Após a realização da conversão do coeficiente horizontal de adensamento na região pré adensada para a região normalmente adensada, esse pode ser transformado em em um coeficente de adensamento vertical aplicando a equação 4.

$$c_{h(NA)} = \frac{c_s}{c_c} \cdot c_{h(SA)} \tag{3}$$

Onde, $c_{h(SA)}$ é o coeficiente de adensamento horizontal na faixa sobreadensada, $c_{h(NA)}$ é o coeficiente de adensamento horizontal na faixa normalmente adensada, c_s é o índice de expansão e c_c o índice de compressão.

$$\frac{c_{h(NA)}}{c_{v(NA)}} = \frac{k_h}{k_v} \tag{4}$$

Onde k_h é a permealidade horizontal, k_v é a premeabilidade vertical, e a relação, dá o grau de anisotropia de permeabilidade no solo, que pode ser significativa, especialmente para camadas de solos sedimentares.

2.2.1 Metodologia proposta por Pereira (2017)

Pereira (2017) determina o valor de t_{50} através de um ajuste polinomial da curva de dissipação. Assim, busca solucionar dois problemas enfrentados na interpretação dos ensaios de dissipação de excessos de poropressão durante a execução dos ensaios CPTu. O primeiro é o tempo para que ocorra a dissipação deste excesso de poropressão naturalmente, o que torna o ensaio muito lento e caro. O segundo é a dificuldade na medição da poropressão de equilíbrio, uma vez que medidas confiáveis de poropressão de equilíbrio nem sempre são facilmente obtidas.

A metodologia consiste em executar o ensaio de dissipação até ao menos 40% de dissipação do excesso de poropressão máximo, realizar uma extrapolação do trecho linear da curva poropressão versus logaritmo do tempo até um percentual de 70% e, por fim, ajustar a curva de dissipação por um polinômio de grau 8 para identificar o ponto de inflexão da curva, correspondente a 50% da dissipação (t_{50}; u_{50}). O seguinte procedimento é adotado para o cálculo de t_{50}: 1 – importar os dados do ensaio de dissipação (t) e (u) para uma planilha Excel e escolher os dados utilizados como base para o ajuste; 2 – fazer os ajustes da curva experimental de dissipação de poropressão e determinar os coeficientes da regressão linear através do Excel; 3 – extrapolar a curva experimental (linear no espaço poropressão versus logaritmo do tempo) até o percentual de dissipação limite; 4 – calcular o logaritmo do tempo; 5 – realizar o ajuste polinomial da curva de dissipação no espaço poropressão versus logaritmo do tempo, utilizando a função PROJ.LIN do Excel; 6 – calcular a primeira e a segunda derivada do polinômio; 7 - determinar o ponto de inflexão, identificando o ponto onde a primeira derivada é um mínimo e a segunda derivada é zero. Esse ponto corresponde a (u_{50}; t_{50}). A Figura 2 exemplifica o processo.

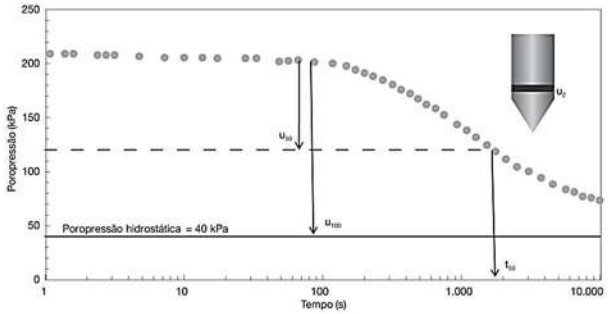


Figura 1. Exemplo de resultado de um ensaio de dissipação destacando valores de poropressão e tempos de dissipação específicos utilizados para cálculo de Ch. Fonte: SCHNAID e ODEBRECHT (2012)

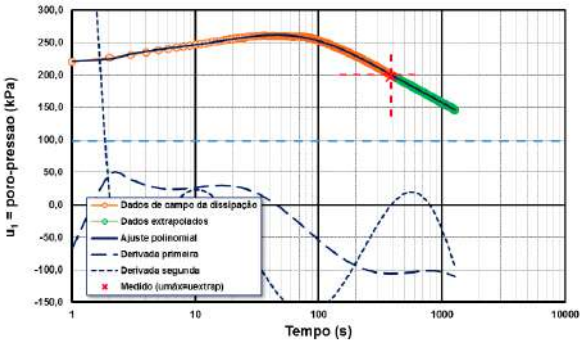


Figura 2. Exemplo de ajuste polinomial utilizando extrapolação de dados para a curva de dissipação. Fonte: PEREIRA (2017).

Segundo o autor, a metodologia proposta apresenta estimativas de t_{50} com mesmo nível de acurácia que a do método de Housby e Teh (1991), considerada por ele como consagrada na engenharia geotécnica, mas com a vantagem de ser independente da poropressão de equilíbrio e de demandar menos tempo de ensaios. Na maioria dos casos analisados por Pereira (2017), foi encontrada uma diferença relativa máxima de aproximadamente 15% entre a resposta do seu método e o considerado tradicional. As exceções ficaram para os casos onde foram identificados ruídos nos ensaios, ou quando o ajuste polinomial não conseguiu representar adequadamente a curva de ensaio.

2.2.2 Estimativa Da Poropressão Inicial (u_i) Para Cálculo De t_{50}.

O valor da poropressão inicial (u_i), que é o valor medido pelo cone durante a penetração, interfere no valor do coeficiente de adensamento. Segundo Lunne et al. (1997), em solos pré adensados, seria normal haver uma variação no decaimento do excesso de poropressão, pois durante esse processo, ocorreria um elevado gradiente de poropressão indo da ponta do cone para o fuste. Por isso, antes do início da dissipação da poropressão, haveria uma redistribuição local de poropressão, acarretando um aumento inicial dela na base do cone. Isso poderia levar alguns segundos até haver uma estabilização da dissipação, para que, só assim, ocorrer a dissipação. Por isso, seria necessária a correção do valor inicial medido pelo ensaio.

Sully et al. (1999) propuseram dois métodos para a correção dos reflexos dessa redistribuição de poropressão local. No primeiro método, tem-se os dados em escala de raiz quadrada do tempo com uma extrapolação linear da curva de dissipação. O segundo método apresenta os dados com o tempo em escala logaritimica, deslocando o eixo da poropressão ao máximo valor da curva de dissipação, adotando-o como poropressão inicial. Pereira (2017) e Rosa e Marques (2019) indicaram que os resultados de t_{50} utilizando o método 01 apresentam uma porcentagem de erro menor nos valores do coeficiente de adensamento calculados se comparada com o método de valor máximo de dissipação. Este método é exemplificado pela Figura 3.

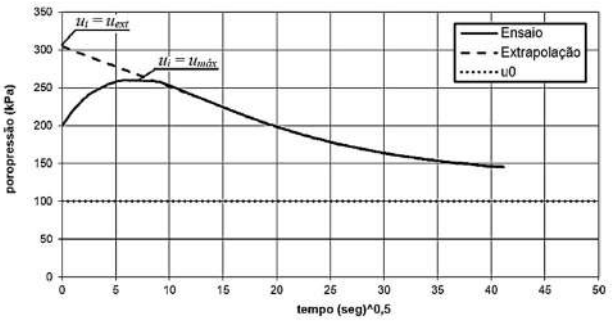


Figura 3. Exemplo de ajuste para correção do valor da poropressão inicial a ser considerado nos ensaios de dissipação. Fonte: PEREIRA (2017).

Berbert (2015) cita que fatores como amolgamento das amostras, dimensão do corpo de prova, razão do incremento de carga, nível de tensão e temperatura ambiente, podem influenciar nos valores dos coeficiente de adensamento obtido em laboratório, explicitando que, no campo, dificilmente as condições de contorno serão as mesmas das do laboratório, existindo velocidades e incrementos de cargas diferentes. Serafim (2017), calculando coeficiente de adensamento vertical através do ensaio oedométrico e do CPTu, encontrou valores , a partir do ensaio de piezocone cerca de dez vezes maior do encontrado no laboratório. No entanto, ele considerou esta diferença aceitável pois, para ele, os valores do coeficiente de adensamento obtidos em laboratório apresentariam valores inferiores aos de campo. Borges et al (2019) constaram que os valores de coeficiente de adensamento obtidos no ensaio oedométrico estavam de acordo com os fornecidos pelo ensaio CPTu. Lima (2020) fez a comparação do coeficiente de adensamento obtido pelo ensaio oedométrico e ensaio CPTu, usando o método de Houlsby e Teh (1991) e concluiu que obteve valores da mesma ordem de grandeza em 80% das amostras, e que os valores seriam mais compatíveis para amostras mais profundas.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

As sondagens e coletas de amostras foram realizadas em um solo da região da cidade de Belo Horizonte. Os ensaios de caracterização geotécnica em laboratório foram realizados dentro das normas da ABNT vigentes. Também foram realizados três ensaios de permeabilidade com carga variável, de acordo com a NBR 14545 (ABNT, 2021).

Os ensaios oedométricos foram feitos de acordo com a norma NBR16853 05/2020 (ABNT, 2020). A campanha de ensaios contou com apenas um ensaio oedométrico, realizado com amostras indeformadas, coletadas na profundidade 1,50 a 1,90 metros, a aproximadamente 10 metros dos furos dos ensaios do tipo CPTu com ensaios de dissipação de poropressão. Os parâmetros necessários para o cálculo do coeficiente de adensamento vertical para cada carregamento foram definidos de acordo com o Méotodo de Taylor (1948).

A campanha de sondagem consistiu na realização de oito sondagens do tipo CPTu, onde apenas duas contaram com ensaios de dissipação, de CPTu-02 e CPTu-02-A. Eles são furos gêmeos, já que na primeira cravação a equipe de sondagem verificou alguma dificuldade e deslocou alguns centímetros para fazer outra perfuração. Foram feitos ensaios de dissipação nas cotas 2,00 e 4,00 metros (CPTu-02) e 10,00, 12,00 e 14,00 metros (CPTu-02-A). Tais furos foram realizados, integralmente, segundo a norma americana ASTM D 5778/20 (ASTM, 2020) e mediram a poropressão logo atrás da ponta cônica. O perfil foi classificado pelo método proposto por Robertson (2016), através do ábaco SBTn. Os ensaios de dissipação foram interpretados pelos métodos de Houlsby e Teh (1991) e Pereira (2017). A poropressão inicial foi corrigida de acordo com o método 1, proposto por Sully et a. (1999) e exemplificado na Figura 3.

Com relação ao valor do índice de rigidez necessário no cálculo do coeficiente de adensamento via os resultados do ensaio CPTu, Bihs et al. (2021) mostraram que estes valores variam entre 100 e 300 em um solo de siltoso. Já, de acordo com Houlsby e Teh (1991), as curvas de dissipação obtidas pelo seu método são satisfatórias entre valores de índice de rigidez (Ir) de 25 a 500. Portanto, foi considerado um índice de rigidez igual a 300 para fins de cálculo, por se tratar de um valor satisfatório considerando as observações de Houlsby e Teh (1991) e Bihs et al. (2021). As correções necessárias para definição do coeficiente de adensamento vertical foram feitas de acordo com o descrito no item 2.2.

4 RESULTADOS

Os ensaios de granulometria indicaram o solo como sendo uma areia silto argilosa de cor marrom escuro com pouco pedregulho, com porcentagens de areia de 40,73% e silte + argila de 40,92%. O ensaio de permeabilidade à carga variável resultou em em valor na casa de 10^{-6} cm/s, o que, segundo Das (2015) e Pinto (2002), se enquadraria na classificação de solo argiloso. Porém, não foi possível a determinação dos Limites de Atterberg (nem do LL e nem do LP).

O ensaio de adensamento forneceu uma tensão de pré-adensamento de 149 kPa pelo Méotodo de Pacheco Silva. O coeficiente de adensamento vertical calculado foi verificado de diminuir com o aumento da pressão a cada etapa de carregamento, tendo valores da ordem de grandezas entre 10^{-2} e 10^{-4} cm²/s. Os resultados dos coeficientes de adensamento vertical pela tensão efetiva aplicada estão demonstrados na Figura 4. A variação do coeficiente de permeabilidade vertical obtido do ensaio oedométrico é apresentada na Figura 5.

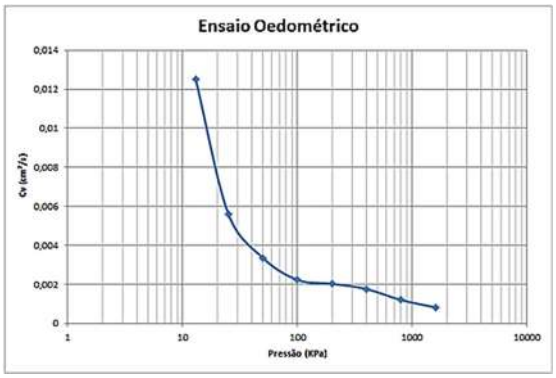


Figura 4. Valores de coeficientes de adensamento vertical obtidos do ensaio oedométrico.

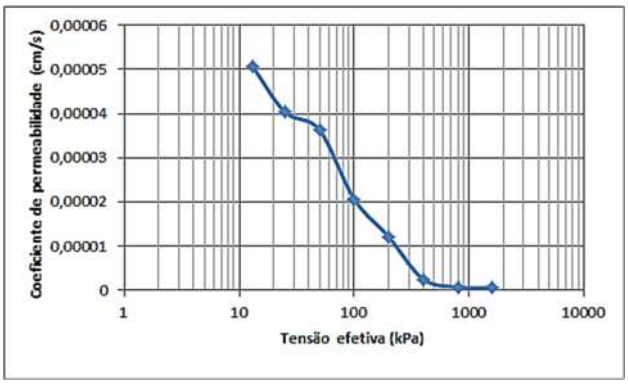


Figura 5. Valores de coeficientes de permebailidade vertical obtidos do ensaio oedométrico.

Os ensaios CPTu nos quais foram feitos os ensaios de dissipação tiveram seus resultados interpretados pelo método de Robertson (2016) (ábaco SBT) para fazer a classificação do solo. Percebe-se que ambos os furos mostraram, em seu perfil, a predominância de solo classificado como argiloso. O primeiro furo, que atingiu menores profundidades, apresentou a predominância do solo classificado como dilatante. Já o segundo furo, que atingiu profundidades maiores, apresentou predominância de solo classificado como contrátil. O conhecimento desse comportamento do solo é importante, uma vez que o solo contrátil e o dilatante tendem a gerar excessos de poropressão diferentes. Foi verificada uma dispersão dos resultados no ábaco, indicando uma transição de comportamento entre solos argilosos para solos arenosos, principalmente nas cotas próximas da superfície. Mas houve a predominância do solo *clay-like*, ou seja, argiloso, o que é coerente com os resultados dos ensaios realizados em laboratório.

Os resultados dos ensaios CPTu indicaram uma estratigrafia variada, com lentes de solo arenoso ao longo da profundidade do perfil, especialmente entre 1 a 2,5 metros de profundidade. Foram realizados ensaios de dissipação os 2, 4, 10 12 e 14 metros, mas apenas três foram utilizados, uma vez que na profundidade 4,00m e 14,00m, o gráfico de dissipação de poropressão não apresentou um padrão com uma curva bem definida e possível de ser interpretada adequadamente pelos métodos utilizados. Os outros ensaios de dissipação apresentaram a curva de dissipação de acordo com o gráfico de dissipação de poropressão pela raiz do tempo, segundo a Figura 3.

Os valores dos coeficientes de adensamento horizonal e vertical, bem como o t_{50} obtidos pelo método de Housby e Teh (1991) e Pereira (2017) estão apresentados na Tabela 2. Para o primeiro método, percebe-se que o valor do coeficiente de adensamento diminui aproximadamente 60% com o aumento da profundidade (de 2 a 12 metros), assim como o ensaio oedométrico. No caso do método proposto por Pereira (2017), os resultados do ensaio feito a 10 metros de profundidade não atenderam as exigências para a aplicação do método. Porém, por este método, pode ser percebido que os valores não reduziram com a profundidade, como no caso do ensaio oedométrico e do método de Houlsby e Teh (1991).

3 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou a comparação dos resultados dos cálculos de coeficientes de adensamento entre os ensaios oedométrico (laboratório) e CPTu interpretado pelos métodos de Houlsby e Teh (1991) e Pereira (2017), no perfil de um solo classificado como areia silto-argilosa pela curva granulométrica mas como solo com comportamento argilos pela classificação SBT, proposta por Robertson (2016) a partir dos ensaios do tipo CPTu. O perfil estratigráfico fornecido pelos ensaios CPTu também indicaram presenças de lentes de solo arenoso, mostrando heterogeneidade do perfil. Esta mistura pode ter influenciado nos ensaios de dissipação de poropressão, já que a sua geração é influenciada pela presença de solo arenoso. Em termos de valores, os resultados fornecidos pelo ensaio oedométrico foram mais próximos ao do método proposto por Houlsby e Teh (1991). No caso do método proposto por Pereira (2017), além de ter apresentado valores mais diferentes dos fornecidos pelo ensaio oedométrico, ele não apresentou uma diminuição no valor dos coeficientes de

adensamento com a profundidade, característica apresentada tanto pelo ensaio oedométrico e o método de Houlsbu e Teh (1991). Porém, devido ao número escasso de resultados, nenhuma foi possível ter nenhuma conclusão definitiva sobre este tipo de comportamento.

Tabela 2. Valores de coeficientes de adensamento vertical e horizontal obtidos nesta pesquisa.

	Houlsby e Teh (1991)			Pereira (2017)		
	CPTu-02	CPTu-02-A		CPTu-02	CPTu-02-A	
	2m	10m	12m	2m	10m	12m
t_{50}	407	956	1057	751	-	573
c_h (cm^2/seg)	0,0350	0,0149	0,0135	0,0184	-	0,0236
c_v (cm^2/seg)	0,0052	0,022	0,002	0,00273	-	0,0035
c_v (cm^2/seg) (oedométrico)	0,004	0,0020	0,0020	0,004	0,0020	0,0020

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa Chammas Engenharia Ltda, de Belo Horizonte, por ter disponibilizado os dados apresentados neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, M. S. S. e MARQUES, M. E. S. Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho. São Paulo, Oficina de Textos, 254p. 2010.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D5778-20: Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. West Conshohocken, PA: 2020.

CHAI, J.; Sheng, D.; Carter, J. P.; Zhu, H. (2012) Coefficient of consolidation from nonstandard piezocone dissipation curves. Computers and Geotechnics. v.41, p. 13-22. 2012.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C.C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils. In: ICSMFE, 11th, 1985, San Francisco. Proceedings. San Francisco, 1985.

LUNNE, T.; Robertson, P. K.; Powell, J. J. M. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 46, No. 6, 2009

MAYNE, P. W. National Cooperative Highway Research Program synthesis 368: Cone Penetration Testing. Washington D.C.: Transportation Research Board, 2007.

NETTO, Ygor Almeida. Estudo Experimental das Características de Compressibilidade e Adensamento de uma Argila Mole. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

PEREIRA, Francisco Silva. Nova Metodologia para Interpretação de Ensaios de Dissipação do Piezocone. 2017. Dissertação – Engenharia Civil, UFRGs, Porto Alegre, p.158. 2017.

ROBERTSON, P.K. (2016). Cone penetration test (CPT) - based soil behaviour type (SBT) classification system — an update, Canadian Geotechnical Journal, v. 53, n.12. p. 1910-1927

ROSA, Artur Cortês e Marques, E. Estimativa de coeficiente de adensamento a partir de ensaios de dissipação de piezocone. XII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul, ABMS. Joinville, v. 1, p.1 a 9, Outubro de 2019.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações. 2a ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SMITH, R. E. A Study of Consolidation of Cohesive Soils Under Constant Rates of Strain. PHD Dissertion, Department of Engeineering, North Califórnia State University, Raleigh, 1967.

SULLY, J. P.; ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; WOELLER, D. J. An approach to evaluation of field CPTU dissipation data in overcosolidated fine-grained soils. Canadian Geotechnical Journal, v. 36, n. 2, p. 269-381, 1999.

TAYLOR, Donald W. Fundamentals of soil mechanics. LWW, (Vol. 66, No. 2, p. 161) 1948.

TEH, C. I.; HOULSBY, G. T. An analytical study of the cone penetration test in clay. Geotechnique, v. 41, n. 1, p. 17-34, 1991.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/611

COMPARAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ATERROS SOBRE ESTACAS E SOBRE COLUNAS GRANULARES ENCAMISADAS

Andréa Maria Pereira Vieira
Mestranda, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil, andrea.vieira@estudante.ufscar.br

Dhionata Wyllian Moreira Santos
Mestre, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil, dhionata.wsantos@gmail.com

Gregório Luís Silva Araujo
Professor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, gregorio@unb.br

Fernando Henrique Martins Portelinha
Professor, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil, fportelinha@ufscar.br

RESUMO: Modelagem física com uso de solos transparentes, associados a técnicas de imagens digitais, têm sido frequentemente utilizados em modelagens de problemas geotécnicos. Atualmente, o entendimento dos mecanismos de transferência de carga envolvidos no uso de geogrelhas em aterros estaqueados tem avançado significativamente, enquanto tal conhecimento é escasso para fundações em colunas encamisadas. Dessa forma, o presente artigo visa comparar o comportamento de bases granulares apoiadas em elementos de fundação compostos por estacas rígidas e colunas granulares encamisadas. O material granular de base, também chamada de plataforma de transferência de carga (PTC), foi simulado por uma areia transparente confeccionada com quartzo fundido saturado em líquido compatível, enquanto o solo mole foi simulado por meio de uma argila sintética transparente produzida com uso da Laponite RD®. A análise do padrão de deformação e os mecanismos de transferência de carga dos solos transparentes foram avaliados com o uso de correlação de imagem digital (DIC). Os resultados mostraram que o uso de solos transparentes em modelos de escala reduzida pode auxiliar significativamente no entendimento de mecanismos em problemas envolvendo aterros sobre solos moles. Os resultados mostraram que os mecanismos de transferência de cargas de um sistema de aterro sobre colunas podem ser diferentes em relação ao tradicional sistema de aterros estaqueados.

PALAVRAS-CHAVE: Arqueamento, Transferência de cargas, Solos transparentes, DIC.

ABSTRACT: Transparent materials with characteristics similar to natural soils, combined with digital imaging techniques, have been frequently employed in modeling geotechnical problems, facilitating the analysis and interpretation of soil behavior, as they enable wide visualization and quantification of internal displacements. This allows for observing mechanisms that are impossible to observe using other experimental techniques. Furthermore, this is a technique that holds great potential for studying problems involving embankments on soft soils, including understanding mechanisms in structured or improved systems. The main difficulty in applying transparent soil techniques for simulating embankments lies in the contrast between the properties of the embankment soil and the foundation soil, which makes it challenging within the scope of transparent soil technique as a transparent stratified system must be developed. Thus, this paper proposes and reports on the development of a stratified system of transparent soils to investigate the behavior of load transfer platforms (PTCs) supported by foundation elements composed of rigid piles and encased granular columns. The granular material of the PTC was simulated by transparent sand made from fused quartz saturated with a mixture of mineral oils, while the soft soil was simulated using transparent synthetic clay produced using Laponite RD®. The analysis of deformation patterns and load transfer mechanisms of transparent soils was evaluated using digital image correlation (DIC). The results showed that the use of transparent soils in reduced-scale models can significantly aid in understanding mechanisms in problems involving embankments on soft soils. The PTCs constructed atop rigid supports exhibited notably smaller vertical displacements compared to those with semi-rigid columns. The addition of geosynthetics as reinforcement in the PTC notably contributed to reducing the occurrence of differential settlements. In the model with rigid supports, the mobilization of the geosynthetic was more pronounced, resulting in a notable stiffening effect within the PTC.

KEYWORDS: Arching effect, Load Transfer, Transparent Soils, DIC.

1 INTRODUÇÃO

Construções sobre solos moles tendem a enfrentar recalques excessivos, grandes deformações laterais e instabilidade local e global. Como forma de solução para esses problemas, são comumente utilizados aterros apoiados em estacas reforçadas com geossintéticos (GRPS) ou apoiados em colunas reforçadas com geossintéticos (GRCS), uma vez que ambas as técnicas são executadas de forma rápida e não necessitam da substituição do solo (Wu et al., 2022). Plataformas de transferências de cargas (PTC), constituídas de uma camada de material granular, são comumente construídas em bases de aterros sobre estacas para facilitar a transferência de carga das superestruturas (Ghosh et al., 2021). De forma semelhante, em aterros apoiados sobre colunas granulares, é comum a utilização de uma camada granular sobre as colunas, visando a distribuição de tensões no topo da coluna e drenagem do sistema (Mitchell, 1981). Estudos afirmam que a presença da camada granular proporciona a redução da concentração de tensões próximo ao topo do elemento, aumenta a capacidade de carga do solo mole e reduz recalques diferenciais (Shahu et al., 2000; Deb, 2008). No entanto, os mecanismos envolvidos na transferência de cargas em PTCs reforçadas e não reforçadas sobre colunas granulares podem se diferenciar em relação aos aterros estaqueados, devido a diferença de rigidez entre os apoios. Assim, faz-se importante o entendimento dos mecanismos de transferência de cargas entre a PTC reforçada e colunas granulares.

O desenvolvimento de materiais transparentes com características semelhantes ao solo natural permite a modelagem de problemas geotécnicos, facilitando a análise e interpretação do comportamento do solo (Liu & Iskander, 2010). Estudos mostram que grãos de quartzo fundido saturados com líquidos com compatível índice de refração resulta em um solo transparente com propriedades semelhantes às de areias (Ezzein & Bathurst, 2011). Outras pesquisas recentes investigaram uma nova família de solos transparentes, produzidos com Laponite RD® saturada com água, que apresenta características compatíveis com a simulação de argila mole (Iskander et al., 2015). Os solos transparentes têm sido utilizados para modelagem física em diversos estudos relacionados à geotecnia. Ademais, pesquisas recentes apresentam a possibilidade da utilização da técnica para simulação de solos reforçados com geossintéticos (J. Chen et al., 2021; J. F. Chen et al., 2019; Ding et al., 2020; Gao, Liu, et al., 2022; Gao, Xie, et al., 2022; Souza et al., 2023; Zhao et al., 2019) Ainda assim, não foram encontrados, na literatura, estudos acerca dos mecanismos de transferência de cargas de PTCs reforçadas com geossintéticos utilizando a técnica dos solos transparentes.

Tendo em vista o potencial dos solos transparentes quanto a modelagem física de problemas geotécnicos, em especial de solos reforçados com geossintéticos, o presente estudo propõe o monitoramento de quatro modelos físicos em escala 1:10 (campo:laboratório), utilizando um sistema estratificado de solos transparentes, para estudar o efeito da rigidez da fundação em aterros sobre solos moles. O comportamento dos modelos foi investigado com o auxílio da técnica de correlação de imagem digital (DIC), utilizando o software *Ncorr*.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização dos materiais

Para simular a argila mole, foi utilizada uma argila sintética transparente produzida pela mistura de Laponite RD®, pirofosfato de sódio decahidratado (PSD) e água destilada, utilizando um misturador mecânico, preparada com Laponite RD® e PSD. Para a caracterização do material, foram conduzidos ensaios de compressão triaxial do tipo UU (Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils, 2015). Foram aplicadas tensões confinantes de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, e os ensaios foram realizados a uma velocidade de 0,05 mm/min. Os ensaios resultaram em um valor de Su médio igual a 2,21 kPa.

O material transparente utilizado para confecção da plataforma de transferência de carga consiste na combinação de partículas de quartzo fundido grosso, saturadas com uma mistura líquida compatível (Santos, 2023). Esses componentes possuem índices de refração compatíveis, garantindo assim, a transparência do material. A caracterização da areia transparente foi conduzida por meio de ensaios de granulometria (NBR 718, 2016), determinação do índice de vazios máximo (NBR 16840, 2021), determinação do índice de vazios mínimo (NBR 16843, 2020) e ensaios de compressão triaxial do tipo CU (ASTM, 2020). Os ensaios de compressão triaxial foram realizados com tensões confinantes de 25 kPa, 50 kPa, 75 kPa e 100 kPa. O material utilizado como preenchimento das colunas granulares encamisadas consistiu em quartzo fundido de

granulometria fina, cujas características foram avaliadas de forma semelhante ao quartzo fundido utilizado na PTC. O resumo das propriedades obtidas nos ensaios está apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Propriedades do quartzo fundido

Propriedade		PTC	Coluna granular
Diâmetro da partícula (mm)	D_{60}	1,90	0,70
	D_{50}	1,75	0,65
	D_{30}	1,55	0,42
	D_{10}	1,30	0,20
Coeficiente de curvatura	C_c	0,97	1,26
Coeficiente de uniformidade	C_u	1,46	3,50
Massa específica aparente seca máxima (g/cm^3)	$\rho_{d,máx}$	1,3	1,11
Índice de vazios mínimo	e_{min}	0,71	0,98
Massa específica aparente seca mínima (g/cm^3)	$\rho_{d,min}$	1,12	0,92
Índice de vazios máximo	$e_{máx}$	0,99	1,38
Ângulo de atrito (º)	ϕ	47,23	49,64

Quanto aos materiais escolhidos para a simulação de geossintéticos, foi utilizado um tecido não tecido (TNT) de polipropileno como geotêxtil de encamisamento das colunas granulares e para substituir a geogrelha de reforço da PTC, foi utilizada uma tela comercial de polietileno com aberturas de 2 mm (transversal) por 5 mm (longitudinal). A caracterização desses materiais foi conduzida por meio de ensaio de tração de faixa larga (NBR ISO 10319, 2013). Dada a necessidade da realização de emendas no TNT, devido ao formato tubular da camisa, também foi analisada a eficácia da emenda por colagem com adesivo termoplástico (NBR ISO 10321, 2013). As principais propriedades dos materiais estão listadas na Tabela 2.

Tabela 2. Propriedades dos materiais de simulação de geossintéticos

Propriedade	Tecido não tecido			Tela de polietileno	
	Transversal	Longitudinal	Emenda	Transversal	Longitudinal
Resistência à tração (kN/m)	1,58	3,00	2,55	2,94	4,00
Módulo de rigidez (kN/m) a 2% de deformação	9,39	36,20	20,78	3,26	10,16
a 5% de deformação	8,31	23,33	19,85	4,65	10,19
Deformação na ruptura (%)	95,22	126,05	86,04	53,56	39,80
Gramatura g/m^2	74,850	-	-	58,362	-
Espessura (mm)	0,421	-	-	0,813	-

2.2 Modelo físico transparente

Foram executados modelos físicos em escala reduzida de 1g, na proporção de 1:10 (laboratório:campo), com o objetivo de simular o comportamento de aterros sobre solos moles, apoiados em estacas e colunas granulares, com plataforma de transferência de cargas reforçada com geogrelhas. O modelo foi alojado dentro de uma caixa de acrílico com dimensões internas de 400 mm de comprimento, 200 mm de largura e 400 mm de altura (Figura 1). Uma camada de espuma D28, com 6 cm de altura, foi colocada na base do modelo com o objetivo de permitir o deslocamento do solo mole quando sujeito à aplicação de carga. Para simular o solo mole, foi empregada uma camada de 150 mm de argila sintética transparente, composta de Laponite RD® e Pirofosfato de sódio decahidratado (PSD), reforçada por duas estacas rígidas com capitel (a) de 50 mm x 50 mm ou duas colunas granulares encamisadas de 50 mm de diâmetro (a), com espaçamento entre apoios (s) de 200 mm e vão livre entre apoios (s-a) de 150 mm. A relação da altura da PTC com o vão livre entre apoios (H/s-a) é de 0,5. A fim de reduzir o atrito entre o solo mole e a caixa de acrílico, as paredes internas da caixa foram revestidas com uma camada fina de vaselina líquida, seguida por uma folha de filme de poliéster. A PTC foi constituída por camadas alternadas de areia artificial transparente e geossintético de reforço no topo das estacas e colunas. Para garantir a perfeita ancoragem do reforço no modelo 2D, prolongou-se o reforço de forma a subir verticalmente no contato do solo granular com a parede da caixa de ensaios conforme ilustrado na Figura 1. No sentido transversal do problema, nenhuma fixação foi realizada de forma a garantir o estado

plano bidimensional de deformações e tensões idealizada na modelagem. Foi implementado um plano vertical composto por partículas opacas na camada de solo mole e nas camadas granulares da PTC. Esse plano foi empregado para analisar os deslocamentos por meio da correlação de imagens digitais (DIC), utilizando o software *Ncorr*. O modelo foi submetido a tensões por meio de uma máquina de ensaios universais que aplicou carga com taxa de deslocamento controlada. Para simular a carga no aterro, o modelo foi submetido a um ensaio de compressão a uma velocidade de 0,5 mm/min, em que as forças são transmitidas por meio de uma placa rígida e medidas por uma célula de carga. Os registros fotográficos foram capturados a cada três segundos durante todo o período de aplicação da carga. As partículas pretas marcadoras presentes nos modelos são necessárias para captura dos campos de deslocamento.

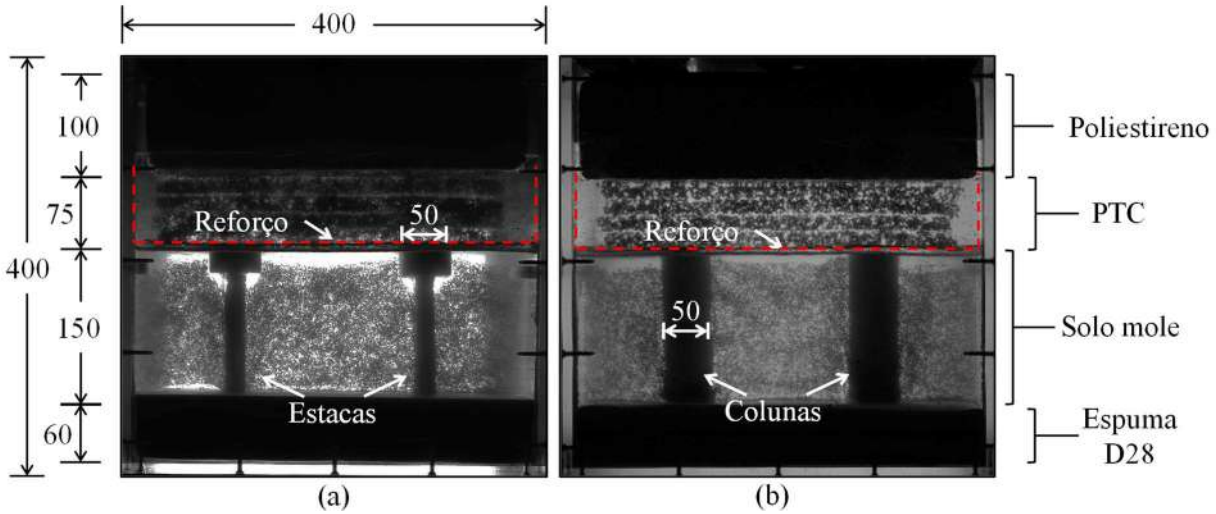


Figura 1. Esquema dos modelos físicos ensaiados: (a) aterro estaqueado; (b) aterro sobre colunas granulares encamisadas.

2.3 Programa de ensaios

No presente programa experimental foram propostos quatro modelos físicos com o objetivo de analisar a influência da rigidez do elemento de apoio e da presença de camadas de geossintéticos no reforço da PTC. Foram elaborados dois modelos com PTCs apoiadas em estacas rígidas (GRPS) e dois modelos com colunas granulares encamisadas (GRCS), com e sem a presença do reforço geossintético (Tabela 1).

Tabela 1. Programa de ensaios

Nº	Ensaio	Tipo de suporte	Número de camadas de reforço
1	GRPS-R00	Estaca rígida	0
2	GRPS-R01	Estaca rígida	1
3	GRCS-R00	Coluna granular encamisada	0
4	GRCS-R01	Coluna granular encamisada	1

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir da observação dos deslocamentos internos dos modelos físicos de solos transparentes, por meio das imagens geradas pelo software Ncorr, foi possível analisar o efeito da rigidez da fundação no comportamento das PTCs. A Figura 2 apresenta os campos de recalques dos modelos de aterros estaqueados e sobre colunas encamisadas, respectivamente, analisados sob uma tensão de 35 kPa, correspondente ao último estágio de carregamento dos ensaios. Os modelos que empregaram apoios rígidos exibiram menores deslocamentos verticais, como esperado, com valores máximos no centro do modelo, mais precisamente no espaço entre as estacas. Os recalques no topo da PTC foram observados com valores de 14,54 mm e 11,89 mm nos modelos GRPS-R00 e GRPS-R01, respectivamente. Além disso, foi notada a presença de uma massa estacionária bem definida, pois os recalques na PTC, acima das colunas, foram praticamente inexistentes.

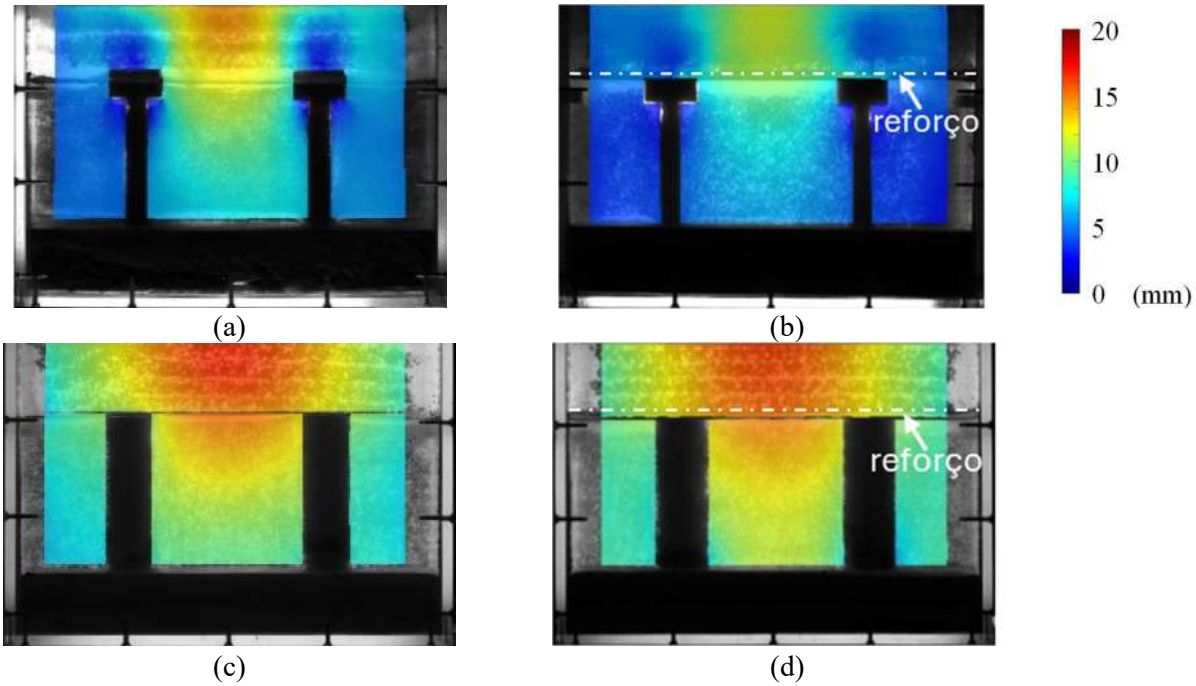
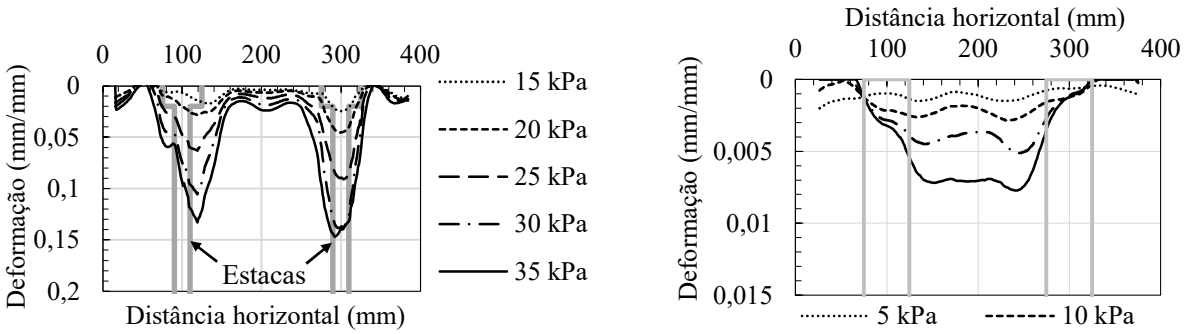


Figura 2. Campo de deslocamentos verticais: (a) GRPS-R00, (b) GRPS-R01, (c) GRCS-R00, (d) GRCS-R01

Por outro lado, nos modelos em que a PTC foi apoiada em colunas encamisadas que, comparados aos modelos estaqueados, podem ser consideradas semirrígidas. Nesse caso, foram registrados maiores deslocamentos verticais no topo da PTC, com valores de 16,5 mm e 15,1 mm nos modelos GRCS-R00 e GSCS-R01, respectivamente. Embora esses deslocamentos ainda estivessem concentrados na região central do modelo, eles se propagaram na PTC em direção à área sobre as colunas. A grande diferença entre os dois sistemas está no fato de que os mecanismos de transferência de carga decorrente do efeito de arqueamento e/ou efeito membrana ocorrem somente que houve deslocamento relativo entre a massa estacionária (acima das estacas e colunas) e a massa ativa (entre colunas). Com isso, pode-se dizer que o sistema de aterro sobre colunas sobre um recalque uniforme inicial, resultado da mobilização da tração no encamisamento, até que o deslocamento relativo entre as massas ativas e estacionárias ocorram. Em contraste, os aterros estaqueados, por serem sistemas mais rígidos, tem os mecanismos de transferência ocorrendo para menores recalques totais. No entanto, é importante observar que, em ambas as situações, é perceptível a ocorrência de recalques diferenciais entre o solo mole e os elementos de fundação muito semelhantes, indicando uma possível semelhança nos mecanismos de transferência, porém de magnitude diferentes. No que tange ao uso de geogrelhas como sistemas de transferência, observou-se uma redução de 18,22% do deslocamento vertical no topo da PTC dos modelos GRPS (estaqueados), como contribuição do efeito membrana proporcionado pela presença da geogrelha (Figura 2b). No caso dos modelos GRCS (colunas encamisadas), os recalques na PTC apresentaram uma redução de 8,48%, mostrando que a contribuição do efeito membrana é reduzido ao aplicar a geogrelha sobre colunas encamisadas (Figura 2d).

Para entendimento da contribuição do efeito membrana, a Figura 3 apresenta uma comparação da distribuição das deformações ao longo do comprimento da geogrelha nos modelos reforçados, que podem ser entendidas como as cargas mobilizadas. No modelo GRPS, observa-se que a geogrelha sofreu maior deformação na região sobre as colunas, onde o geossintético é sujeito a cargas de tração mais elevadas devido à diferença entre os deslocamentos verticais no topo das colunas e no topo da camada de solo mole. Esse pico de deformação (e mobilização de tração) é típico de mecanismos de efeito membrana (Figura 3a). No modelo GRCS (Figura 3b), o padrão de comportamento é semelhante ao observado, porém o pico de deformação na proximidade da coluna é bastante inferior. É interessante notar que, embora a deformação máxima no reforço do modelo de aterro estaqueado seja quase que 20 vezes maior, os níveis de recalques não seguem a mesma proporção, sendo a diferença de somente 4 mm entre ambos os modelos. Isso indica que a diferença do comportamento de deslocamentos verticais do modelo de aterros sobre colunas pode estar favorecendo (ou potencializando) a contribuição do arqueamento em relação aos modelos GRPS. Em outras palavras, ao mobilizar o efeito

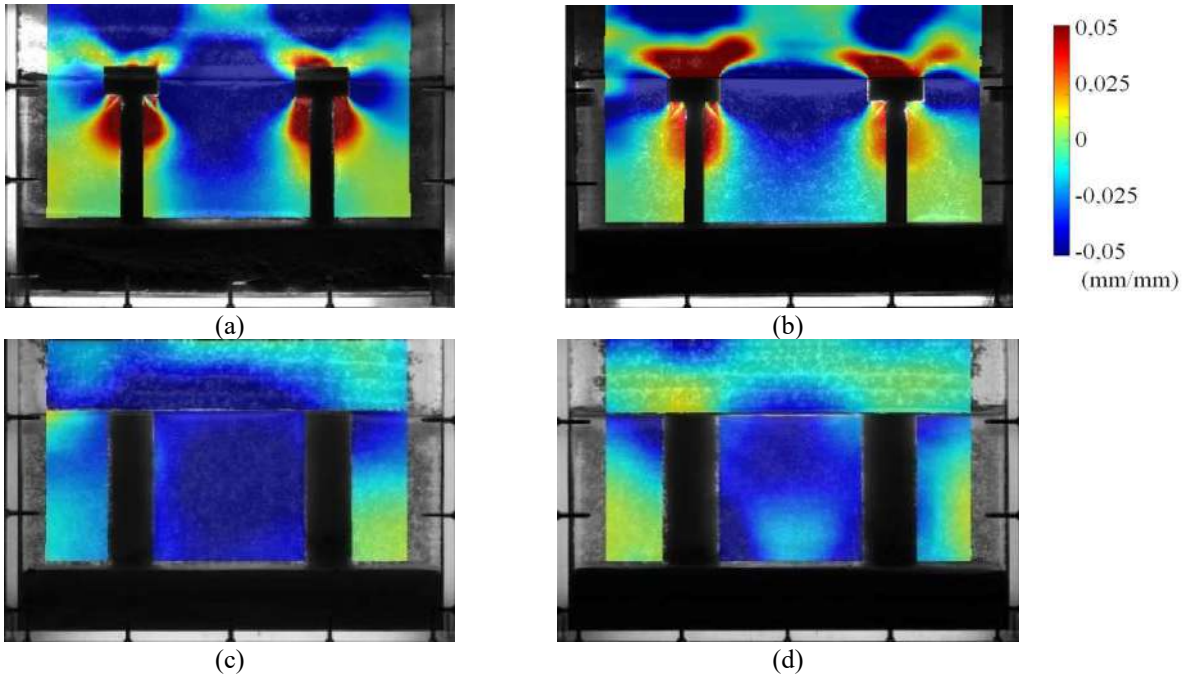
membrana, o efeito do arqueamento, que necessita de maiores deslocamentos para ocorrer pode ser reduzido no caso do modelo GRPS, enquanto nos modelos GRCS, cujos deslocamentos são maiores podem estar invertendo o mecanismo. Assim, nota-se que o reforço geossintético desempenha um papel distinto em aterros sobre solos moles apoiados em elementos rígidos ou semirrígidos.



(a) (b)

Figura 3. Deformação na geogrelha de reforço: (a) GRPS-R01, (b) GRCS-R01.

Uma medida importante para o entendimento do papel dos mecanismos de transferência é quanto ao nível de carga transferida para as estacas ou colunas. Tal quantificação permite discutir sobre o papel da geogrelha na eficiência do sistema. As cargas em aterros sobre solos moles reforçado com geogrelhas são divididas em três componentes: A, o carregamento transferido diretamente para as colunas pelo arqueamento do solo; B, o carregamento no reforço geossintético transferido para as colunas pelo efeito membrana; e C, o carregamento transmitido para o solo mole. Na Figura 4 são mostrados os campos de deformações verticais como representante das tensões transferidas às colunas ou estacas.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 4. Campo de deformações verticais: (a) GRPS-R00, (b)GRPS-R01, (c) GRCS-R00, (d) GRCS-R01

Na mencionada figura, as deformações positivas indicam tração, e as positivas deformações de compressão. Primeiramente, nota-se o arqueamento atuando isoladamente no modelo estaqueado não reforçado (Figura 4a), gerando zonas de alta tração nas proximidades dos capitéis. Tal fenômeno foi indicado por Khatami et al. (2019) como um efeito decorrente do arqueamento do solo. Segundo os autores, ao formar

o arco de tensões, há um desprendimento da massa de solo abaixo do arco. Ao inserir a camada de geogrelha, nota-se nitidamente um aumento expressivo das zonas de tração demonstrando a contribuição do reforço na formação do arqueamento (Figura 4b). Nota-se ainda que no sistema estaqueado sem geogrelha, as deformações no solo mole são de compressão e maiores que no sistema reforçado com geogrelha (Figura 4b). Nota-se ainda que as tensões não reduzem com a profundidade tal como ocorreu para o modelo reforçado o que ressalta o benefício de usar a geogrelha em aterros estaqueados. Na base do modelo, as deformações reduziram significativamente ao usar a geogrelha.

Ao analisar o modelo sobre colunas (Figuras 4c e 4d), é observado um comportamento bastante distinto em relação ao sistema estaqueado. O modelo sem geogrelha mostrou uma uniformidade de deformações indicando que o fenômeno de arqueamento foi prejudicado. Ao inserir a geogrelha (Figura 4d) as tensões no solo mole reduziram significativamente, muito provavelmente, fruto da mobilização das tensões pelo efeito membrana. É importante destacar que a altura crítica do problema é de 120 mm, o que corresponderia a uma tensão de aproximadamente 30 kPa, considerando a altura crítica como 80% da distância entre capitéis, sem a presença do reforço. Logo, o presente artigo trata de um sistema submetido a uma tensão de 35 kPa. Pela Figura 4a, pode-se afirmar que a altura crítica do sistema sem geogrelhas é maior que a teórica uma vez que se visualizou com exatidão o fenômeno de arqueamento. No entanto, para o modelo de aterros sobre colunas, a altura crítica é inferior a teórica, uma vez que o arqueamento não foi visualizado na Figura 4c.

4 CONCLUSÃO

Com base nos resultados deste estudo, fica evidente que os modelos construídos com estacas rígidas e colunas granulares encamisadas demonstraram o comportamento esperado na simulação de aterros sobre solos moles com plataforma de transferência de cargas. Da mesma forma, os solos transparentes exibiram propriedades equivalentes aos solos reais, quando considerado o fator de redução de escala, além de comportamento adequado na simulação desses materiais em modelos em escala reduzida.

Em resumo, a análise dos deslocamentos internos nos solos transparentes, por meio das imagens geradas, possibilitou uma avaliação detalhada do comportamento desses solos e a comparação entre diferentes modelos. Os resultados sugerem que a rigidez do elemento de suporte afeta a transferência de cargas pela PTC, influenciando a quantidade de tensão transmitida para a camada de solo mole. A incorporação da geogrelha como reforço geossintético na plataforma de transferência de cargas resultou em redução de recalques tanto nos modelos GRPS quanto GRCS. Ressalta-se que o reforço mobilizou mais carga de tração nos modelos com estacas rígidas. Portanto, pode-se concluir que a mobilização de cargas de tração pelo reforço geossintético está diretamente relacionada aos recalques diferenciais entre os apoios e o solo mole. Observou-se que a inclusão do reforço foi responsável por enrijecer a PTC e reduzir recalques diferenciais por meio do efeito membrana do geossintético.

De maneira geral, os modelos demonstraram bom desempenho na simulação do problema geotécnico em questão e proporcionaram resultados relevantes para a análise da transferência de tensões em aterros sobre solos moles apoiados em estacas rígidas e colunas granulares encamisadas, bem como para o entendimento da função do reforço geossintético em plataformas de transferência de cargas.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa de pesquisa de mestrado e à empresa Huesker do Brasil pelo suporte à pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM. (2020). Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils (D 4767 – 95). *Astm*, *04*(January), 1–15. https://doi.org/10.1520/D4767-11R20.2

Chen, J. F., Guo, X. P., Xue, J. F., & Guo, P. H. (2019). Load behaviour of model strip footings on reinforced transparent soils. *Geosynthetics International*, *26*(3), 251–260. https://doi.org/10.1680/jgein.19.00003

Chen, J., Guo, X., Sun, R., Rajesh, S., Jiang, S., & Xue, J. (2021). Physical and numerical modelling of strip footing on geogrid reinforced transparent sand. *Geotextiles and Geomembranes*, *49*(2), 399–412.

https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.10.011

Deb, K. (2007). Modeling of granular bed-stone column-improved soft soil. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *32*, 1267–1288. https://doi.org/10.1002/nag

Ding, X., Wu, Q., Huang, Y., & Zhang, Y. (2020). Model test on the soil arching effect of pile-supported embankments using transparent soil. *Geotechnical Testing Journal*, *44*(3), 705–721. https://doi.org/10.1520/GTJ20190347

Ezzein, F. M., & Bathurst, R. J. (2011). A transparent sand for geotechnical laboratory modeling. *Geotechnical Testing Journal*, *34*(6), 590–601. https://doi.org/10.1520/GTJ103808

Gao, J., Liu, L., Zhang, Y., & Xie, X. (2022). Deformation mechanism and soil evolution analysis based on different types geogrid reinforced foundation. *Construction and Building Materials*, *331*(March), 127322. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127322

Gao, J., Xie, X., Lu, Y., & Zhang, Y. (2022). Failure Mechanism Analysis of Reinforced Foundation from Experimental and Numerical Simulations. *KSCE Journal of Civil Engineering*. https://doi.org/10.1007/s12205-022-0186-2

Ghosh, B., Fatahi, B., Khabbaz, H., Nguyen, H. H., & Kelly, R. (2021). Field study and numerical modelling for a road embankment built on soft soil improved with concrete injected columns and geosynthetics reinforced platform. *Geotextiles and Geomembranes*, *49*(3), 804–824. https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.12.010

Iskander, M., Bathurst, R. J., & Omidvar, M. (2015). Past, Present, and Future of Transparent Soils. *Geotechnical Testing Journal*, *38*(5), 557–573. https://doi.org/10.1520/GTJ20150079

Liu, J., & Iskander, M. G. (2010). Modelling capacity of transparent soil. *Canadian Geotechnical Journal*, *47*(4), 451–460. https://doi.org/10.1139/T09-116

Mitchell, J. K. (1981). Soil Improvement: State-of-the-Art Report. *In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10*, *4*, 509–565. https://www.issmge.org/uploads/publications/1/35/1981_04_0022.pdf

NBR 16840: Solo — Determinação Do Índice de Vazios Máximo de Solos Não Coesivos, 12 (2021).

NBR 16843: Solo - Determinação Do Índice de Vazios Mínimo de Solos Não Coesivos, 20 (2020).

NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica, 16 (2016).

NBR ISO 10319: Geossintéticos - Ensaio de Tração Faixa Larga, 15 (2013).

NBR ISO 10321: Geossintéticos - Ensaio de Tração de Emendas Pelo Método Da Faixa Larga, 15 (2013).

Santos, D. W. M. (2023). *Modelagem física de plataformas de transferência de carga reforçadas com geossintéticos utilizando um sistema estratificado de solos transparentes*. Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), São Carlos.

Shahu, J. T., Madhav, M. R., & Hayashi, S. (2000). Analysis of soft ground-granular pile-granular mat system. *Computers and Geotechnics*, *27*(1), 45–62. https://doi.org/10.1016/S0266-352X(00)00004-5

Souza, H. P. de, Araújo, G. L. S., & Zornberg, J. G. (2023). Análise Experimental de Colunas Granulares Encamisadas com o Uso de Laponite RD®. *In: Congresso Brasileiro de Geossintéticos, 9*, 214–221.

Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils, D2850 − 15 ASTM International 1 (2015). https://doi.org/10.1520/D2850-23.2

Wu, D., Luo, C., Gao, Z., Li, D., & Xu, C. (2022). Effect of Different Reinforced Load Transfer Platforms on Geosynthetic-Reinforced Pile-Supported Embankment: Centrifuge Model Test. *KSCE Journal of Civil Engineering*, *26*(2), 630–649. https://doi.org/10.1007/s12205-021-0623-7

Zhao, L. S., Zhou, W. H., Geng, X., Yuen, K. V., & Fatahi, B. (2019). A closed-form solution for column-supported embankments with geosynthetic reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes*, *47*(3), 389–401. https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.01.006

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/612

Comportamento de Solos Colapsíveis: parque eólico na região Nordeste do Brasil

Sophia Kallena Borba Claro
Engenheira Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, sopclaro@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa
Professor, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, naloan.sampa@ufsc.br

Katharyna do Carmo Macedo
Graduanda em Engenharia Civil, Univ. Fed. de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, katharynadc@gmail.com

Heitor Venâncio Conceição de Lima Batista
Graduando em Engenharia Civil, Univ. Fed. de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, hevenancio@gmail.com

RESUMO: A região Nordeste do Brasil é propícia para a implantação de parques eólicos, porém a presença de extensas áreas de solo colapsíveis, traz desafios para investigações geotécnicas e projetos de fundações devido as suas características específicas. Este estudo busca caracterizar e analisar o comportamento geotécnico desses solos por meio da interpretação de resultados de ensaios de campo e laboratório. Foram analisados ensaios como granulometria, limites de Atterberg, oedométrico simples com inundação, triaxial, de placa e SPT. Os resultados apresentam e discutem a classificação qualitativa e quantitativa dos solos quanto à colapsibilidade, parâmetros dos solos colapsíveis, influência do grau de saturação e a dificuldade de aplicação do SPT na análise da colapsibilidade. As conclusões fornecem insights valiosos para futuras investigações geotécnicas e considerações preliminares de projeto, contribuindo para uma compreensão mais profunda dos solos colapsíveis na região.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Colapsíveis, Parâmetros Geotécnicos, Ensaios de Campo, Ensaios de Laboratório.

ABSTRACT: The Northeastern region of Brazil has a large area with collapsible soils. Although these soils are suitable for wind farms, they present challenges for geotechnical investigations and foundation designs due to their specific characteristics. The purpose of this study is to characterize and analyze the geotechnical behavior of these soils by interpreting field and laboratory test results. The analysis included tests such as grain size analysis, Atterberg limits, simple oedometer with flooding, triaxial, seismic, plate load, and SPT. The results discuss the qualitative and quantitative classification of soils in terms of collapsibility, parameters of collapsible soils, the influence of the degree of saturation, and the difficulty of applying the SPT in the analysis of collapsibility. The conclusions offer valuable insights for future geotechnical investigations and preliminary design considerations, contributing to a deeper understanding of collapsible soils in the region.

KEYWORDS: Collapsible Soils, Geotechnical Parameters, Field Tests, Laboratory Tests.

1 INTRODUÇÃO E CONTEXTUALIZAÇÃO TEÓRICA

A energia eólica produzida no Nordeste brasileiro representa mais de 11,5% da matriz elétrica nacional, com a região abrigando cerca de 75% das usinas renováveis (MME, 2021). Muitas áreas no Nordeste onde são implantados os parques eólicos, de clima semiárido, apresentam solos colapsíveis e expansivos, exigindo investigação geotécnica detalhada para projetar fundações de torres eólicas (Souza Neto, 2013).

Esses solos, geralmente não saturados, possuem estrutura porosa metaestável e propriedades como baixa densidade inicial, baixo teor de umidade, baixa plasticidade e alta rigidez e resistência no estado seco (Clemence; Finbarr, 1981; Mitchell; Soga, 2005; Howayek *et al*., 2011). Apresentam mais de 60% de finos, porosidade entre 50% e 60%, limite de liquidez em torno de 25% e limite de plasticidade entre 0 e 10% (Howayek *et al*., 2011).

O aumento de grau de saturação e/ou a redução da sucção, com ou sem aplicação de carregamento externo, pode provocar a diminuição significativa de volume e resistência dos solos colapsíveis (Clemence; Finbarr, 1981; Militisky *et al*., 2013; Militisky, 2019; Ferreira, 2011). Os solos verdadeiramente colapsíveis não suportam o seu próprio peso quando inundados, enquanto os solos condicionados a esse fenômeno colapsam após a aplicação de um certo nível de tensão (Reginatto; Ferrero, 1973). A ocorrência do colapso provoca a ruptura localizada, porém sem o cisalhamento geral (Maswoswe, 1985).

A maioria dos solos colapsíveis é encontrado em depósitos eólicos, aluviais, coluviais, residuais e turfas vulcânicas (Howayek *et al*., 2011). No entanto, tais solos podem originar-se de qualquer tipo de solo, desde que o solo seja não saturado e de baixa densidade. A formação dos solos colapsíveis depende tanto do ambiente geológico quanto de fatores climáticos, sendo sua ocorrência frequentemente associada a climas quente, áridos e semiáridos ou regiões com baixa precipitação pluviométrica (Souza Neto, 2004). Militisky (2019) destaca a presença de solos colapsíveis em várias as regiões do país, relacionando os locais de ocorrência com a origem dos solos.

Os processos de colapso do solo estão ligados à sua estrutura, composição granulométrica e mineralógica, bem como à organização dos elementos. Lawton *et al*., 1992 identificaram fatores desencadeadores do colapso, enquanto Medero *et al*. (2005) relacionaram a velocidade do colapso a diferentes tipos de ligações estruturais. Por outro lado, Howayek *et al*. (2011) e Militisky *et al*. (2013) enumeram várias causas de inundação ou saturação dos solos colapsíveis que podem desencadear colapso. Cintra (1998), Houston *et al*. (2002) e Guimarães Neto (1997) apresentaram um histórico de problemas com esses solos registrados na literatura brasileira e internacional. Dependendo do grau de colapsibilidade, as consequências incluem ruína de estruturas, problemas em fundações, recalque diferenciais em aterros, patologias em pilares, alvenarias, acabamentos, esquadrias, etc. (Lollo, 2008). Souza Neto (2004) destacou os altos custos associados aos danos decorrentes de solos colapsíveis, justificando investimentos em pesquisa geotécnica para identificação, obtenção de parâmetros de projeto e desenvolvimento de métodos de previsão de recalques por colapso.

Segundo Howayek *et al*. (2011), a prevenção dos problemas em solos colapsíveis envolve quatro questões-chave: 1) identificação e caracterização de solos colapsíveis, 2) avaliação do recalque e do potencial de colapso; 3) estimativa do grau de saturação; e 4) análise de alternativas de projeto e estratégias de mitigação.

A complexidade dos solos colapsíveis motivou vários estudos para estabelecer critérios e métodos de ensaio que permitem avaliar comportamento de solos colapsíveis. No entanto, as particularidades desses solos podem limitar a utilização desses critérios em muitas regiões (Nuñes, 1975). A identificação de solos colapsíveis pode ser feita por métodos diretos e indiretos. Os métodos indiretos, segundo Howayek *et al*. (2011), incluem critérios baseados em parâmetros como índice de vazios, peso específico, grau de saturação e limites de Atterberg, bem como microscopia eletrônica. Os principais critérios desses métodos podem ser consultados em Ferreira (2011).

Os métodos diretos, tanto de campo quanto de laboratório, visam identificar solos colapsíveis através da medição direta da variação de volume ou de resistência após a inundação, com ou sem aplicação de carga externa. Lawton *et al*. (1992) explica que os ensaios oedométricos simples e duplos, e ensaios triaxiais são comumente utilizados por possibilitarem o controle e a medição dos três fatores que influenciam o potencial de colapso: grau de saturação, densidade seca e a sobrecarga. Resultados de ensaios oedométricos permitem calcular o potencial de colapso e classificar a gravidade do problema utilizando equações propostas por Jennings e Knight (1975) e Vargas (1978).

Reznik (1989) apresentou uma equação do código de obras da U.R.S.S. (1977) para analisar a colapsibilidade por meio de ensaios CPT. Décourt e Quaresma Filho (1994) propuseram uma equação baseada nos valores de torque máximo ($T_{máx}$) medidos durante o ensaio SPT com medição de torque para prever solos com potencial de colapso. Ferreira *et al*. (2002) desenvolveram equações relacionadas ao ensaio expansocolapsômetro, similar a um ensaio de placa em miniatura, para estimar o potencial de colapso em campo e laboratório.

Com o objetivo de estudar o comportamento dos solos colapsíveis, este artigo analisou um conjunto de resultados de laboratório e campo para caracterizar geotecnicamente o subsolo de um parque eólico e avaliar a susceptibilidade ao colapso.

2 METODOLOGIA

O Complexo Eólico, situado no estado do Rio Grande do Norte, compreende 4 parques - PEO I, PEO II, PEO III e PEO IV - projetados para gerar aproximadamente 90,09 MW de potência. A área de implantação do complexo é caracterizada por um clima semiárido, com dias quentes, altas temperaturas, baixa variação térmica anual, baixa umidade relativa do ar e longos períodos de estiagem. Essa região está localizada na Serra dos Martins, abrangendo unidades geológicas do Pré-Cambriano e Coberturas Continentais Cenozóicas.

A caracterização geotécnica envolveu a coleta de amostras indeformadas, ensaios de caracterização física, ensaio SPT, 6 ensaios oedométricos simples com inundação, ensaios de placa e ensaios triaxiais do tipo CU (consolidado não drenado). Claro (2021) fornece detalhes adicionais sobre as normas e procedimentos adotados durante a execução dos ensaios de campo e laboratório. É importante destacar que 6 amostras indeformadas do tipo bloco foram coletadas para realização de ensaios em laboratório.

Os ensaios oedométricos foram conduzidos de acordo com a norma NBR 16853/2020, aplicando tensões verticais de 10, 25, 50, 100, 250, 500 e 1000 kPa durante a fase de carregamento, e 500, 100, 50 e 25 kPa durante a fase de descarregamento. As amostras foram inundadas a uma tensão vertical efetiva de 250 kPa para avaliar a colapsibilidade do solo.

Os ensaios triaxiais do tipo CU (consolidado não drenado) foram realizados em corpos-de-prova com 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro, seguindo a norma ASTM D2850–15/2016. O parâmetro B de Skempton foi superior a 0,95 na saturação por contrapressão, sendo as tensões confinantes iguais a 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, e taxa de cisalhamento igual a 0,2 mm/min.

A realização do ensaio SPT baseou-se nas normas NBR 6484:2001 e DNER-PRO 102:1997, respectivamente. Foram realizadas 31 sondagens mistas na etapa preliminar, 25 na etapa executiva e 4 sondagens mistas adicionais (2 com solo na umidade natural e 2 com solo na condição inundada).

Os ensaios de placa do tipo SML (Slow Maintained Load) seguiram a norma NBR 6489:2019. Utilizou-se uma placa circular de aço com 25 mm de espessura e 0,45 m de diâmetro. A carga foi aplicada em 10 estágios sucessivos por meio de um cilindro hidráulico de 500 kN. Após o quinto estágio, o solo ao redor da placa foi inundado e a carga foi mantida constante por 12 horas para analisar o recalque por colapso. A tensão máxima aplicada foi o dobro da tensão admissível (5,760 kgf/cm²). A descarga foi realizada em 5 estágios de 20% da carga máxima, com intervalos de 15 minutos entre eles. Os recalques foram medidos em intervalos estabelecidos, e os critérios de aplicação da carga foram a estabilização dos recalques ou um tempo de aplicação superior a 30 minutos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 1 exibe as curvas granulométricas, enquanto a Tabela 1 apresenta as propriedades físicas do solo. Os solos são classificados predominantemente como areia argilosa (SC – Sistema Unificado de Classificação dos Solos) de baixa a média plasticidade, com fração de areia variando entre 47 e 76%, fração de silte entre 1 e 9%, fração de argila entre 21 e 44%, e índice de plasticidade (IP) entre 7 e 12%. Comportamentos similares aos esperados em solos colapsíveis.

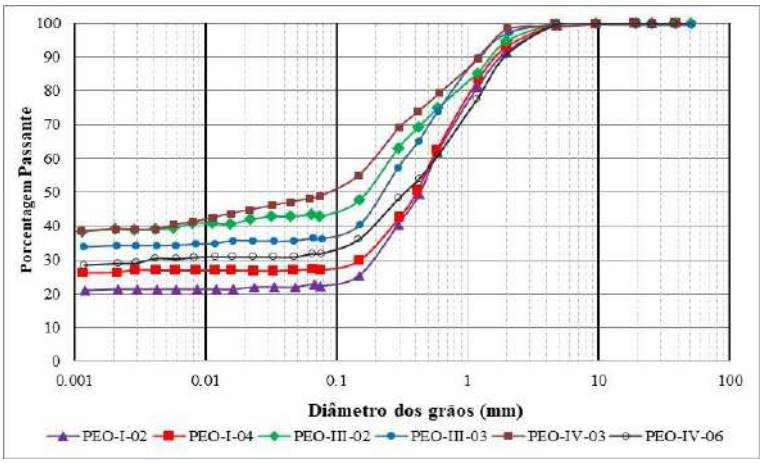


Figura 1. Curva granulométrica.

Tabela 1. Propriedades físicas.

Local da amostra	% areia % areia	% areia média	% areia fina	% silte 4	% argila 5	LL	LP	IP	γ (kN/m³),	e_0	w_0 (%)	γ_d (kN/m³)	n	S_0 (%)
PEO-I-02	6,00	29,0	41,0	3,0	21,0	21,0	14,0	7,0	15,0	0,82	3,40	14,51	0,45	0,45
PEO-I-04	4,0	30,0	38,0	1,0	27,0	25,0	14,0	11,0	15,2	0,79	3,90	14,63	0,44	0,44
PEO-III-02	3,0	20,0	31,0	6,0	40,0	30,0	18,0	12,0	16,2	0,76	8,20	14,97	0,43	0,43
PEO-III-03	1,0	22,0	38,0	4,0	35,0	27,0	16,0	11,0	15,8	0,79	7,80	14,66	0,44	0,44
PEO-IV-03	1,0	17,0	29,0	9,0	44,0	30,0	18,0	12,0	16,0	0,75	7,30	14,91	0,43	0,43
PEO-IV-06	5,0	31,0	30,0	4,0	30,0	27,0	17,0	10,0	15,1	0,84	5,40	14,33	0,46	0,46

A Tabela 2 mostra a análise qualitativa de susceptibilidade ao colapso com base em diferentes critérios, utilizando as propriedades físicas apresentadas na Tabela 1. Com exceção dos critérios 6 e 8, os demais indicam que os solos são colapsíveis (C), altamente colapsíveis (AC) ou com probabilidade de colapso (PdC). As equações e condições dos critérios utilizados estão detalhados em Claro (2022).

Tabela 2.1 Análise qualitativa de susceptibilidade ao colapso.

Amostra	1	2	3	4	5	6	7	8	9
PEO-I-02	-1,51 (AC)	2,38 (C)	49,32 (C)	10,06 (C)	7,37 (C)	Recalque pequeno	PdC	Não colapsa	Colapsa
PEO-I-04	-0,92 (AC)	1,42 (C)	57,05 (C)	9,50 (C)	6,72 (C)		50% PdC		
PEO-III-02	-0,82 (AC)	0,88 (C)	122,77 (C)	7,94 (C)	4,91 (C)		LC		
PEO-III-03	-0,75 (AC)	1,23 (C)	114,32 (C)	9,38 (C)	6,58 (C)		LC		
PEO-IV-03	-0,89 (AC)	0,85 (C)	108,85 (C)	8,22 (C)	5,23 (C)		LC		
PEO-IV-06	-1,16 (AC)	1,46 (C)	77,36 (C)	10,88 (C)	8,33 (C)		50% PdC		

1 – Kd PRIKLONSKIJ (1952), 2 – Kl FEDA (1966), 3 - Kassif e Henkin (1967), 4- South Africa Criteria Aeolian Sand (Brink 1958), 5 - South Africa Criteria Mixed Origin (Brink 1958), 6 – Clevenger (1958), 7 – Handy (1973), 8 - Klukanova e Frankovaska (1994) (Silte> 60%; Argila <15%), 9 - Klukanova e Frankovaska (1994) (S<60% e LL <32; n>40%; Wn<40%)

A Figura 2 ilustra as curvas do ensaio de adensamento simples com inundação. Antes da inundação, observa-se uma leve e linear redução no índice de vazios conforme aumenta a tensão. Após a inundação do solo mantendo a carga constante por 12h, ocorre uma redução significativa do índice de vazios, caracterizando o colapso do solo. O aumento da tensão após a inundação também resulta em uma redução adicional do índice de vazios, o qual aumenta levemente com a remoção da tensão aplicada.

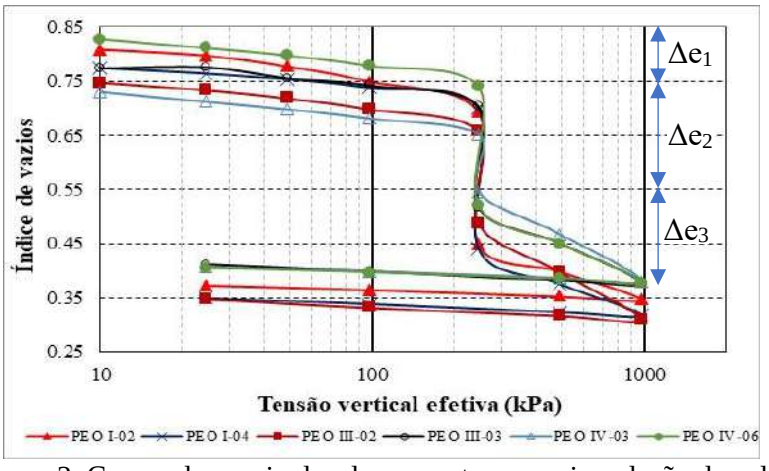


Figura 2. Curvas do ensaio de adensamento com a inundação do solo.

A Tabela 3 apresenta os valores das umidades inicial (w_{i}) e final (w_{f}), índices de compressão (C_{c}) e de recompressão (C_{r}), índice de vazios inicial (e_0), índice de vazios antes da inundação (e_i) e a variação do índice de vazios (Δe_2) após a inundação com a tensão constante.

Os valores de e_0 e Δe_2 variam entre 0,75 e 0,82 e entre 0,11 e 0,26, respectivamente. Observa-se que as maiores influências de inundação ocorrem nos solos com maiores valores de Δe_2, indicando maiores recalques por colapso. Quanto aos valores de C_{c} e C_{r}, estes variam entre 0,15 e 0,27 e entre 0,015 e 0,03, respectivamente.

Tabela 3. – Resultados dos ensaios de adensamento simples com inundação.

Amostra	W_i (%)	W_f (%)	e_0	C_c	C_r	e_i	Δe_2
PEO-I-02	3,4	13,5	0,82	0,15	0,015	0,69	0,24
PEO-I-04	3,9	12,5	0,79	0,17	0,02	0,70	0,26
PEO-III-02	8,2	15,0	0,76	0,27	0,025	0,66	0,17
PEO-III-03	7,8	13,5	0,79	0,23	0,03	0,704	0,19
PEO-IV-03	7,3	16,3	0,75	0,27	0,02	0,66	0,11
PEO-IV-06	5,4	13,6	0,84	0,22	0,02	0,74	0,22

A Tabela 4 apresenta o potencial de colapso (PC) na faixa entre 6,63% e 15,29%, além das classificações dos solos conforme os métodos de Jennings e Knight (1975) e Lutenegger e Saber (1988). Também são fornecidos os índices de compressão do trecho da curva antes da inundação (C_{c-AI}) e do trecho da curva após a inundação (C_{c-DI}), assim como a razão entre eles C_{c-DI}/C_{c-AI}.

O método de Jennings e Knight (1975) classifica a maioria dos solos como muito problemáticos devido ao PC > 10%, enquanto a proposta de Lutenegger e Saber (1988) indica um elevado grau de susceptibilidade ao colapso na maioria das amostras. Essas conclusões estão alinhadas com os resultados da maioria dos critérios qualitativos apresentados na Tabela 2.

A razão entre os índices (C_{c-DI}/C_{c-AI}) varia entre 3,40 e 7,67, indicando um aumento da taxa de compressibilidade do solo após a inundação, mesmo após a brusca redução do índice de vazios com a carga constante. Observa-se ainda que a razão $\Delta e_2/\Delta e_1$ varia entre 1,10 e 2,89, e $\Delta e_2/\Delta e_3$ varia entre 0,65 e 2,40.

Tabela 4. Potencial de colapso, grau de problema e susceptibilidade ao colapso.

Amostra	PC (%)	Grau de Problema (Jennings e Knight, 1975)	Grau de susceptibilidade ao Colapso (Lutenegger e Saber, 1988)	C_{c-AI}	C_{c-DI}	C_{c-DI}/C_{c-AI}
PEO-I-02	14,20	Muito problemático	Elevado	0,05	0,17	3,40
PEO-I-04	15,29	Muito problemático	Elevado	0,04	0,21	5,25
PEO-III-02	10,24	Muito Problemático	Elevado	0,04	0,30	7,50
PEO-III-03	11,15	Muito problemático	Elevado	0,03	0,23	7,67
PEO-IV-03	6,63	Problemático	Moderado	0,04	0,27	6,75
PEO-IV-06	12,64	Muito problemático	Elevado	0,04	0,24	6,00

A Figura 3 exibe os resultados dos ensaios de placa para análise dos recalques por inundação e a pressão que leva à ruptura devido ao excesso de recalque. Observa-se deslocamentos verticais (recalques) de diferentes magnitudes devido ao colapso do solo após a inundação, com deslocamentos menores nas áreas dos parques 1 e 2 devido à presença de uma camada rochosa. No entanto, deslocamentos mais significativos foram observados nas áreas dos parques 3 e 4. É importante notar que os deslocamentos apresentados na área do parque 3 estão subestimados devido ao limite dos relógios comparadores utilizados.

Antes da inundação, observa-se pouca variação nos deslocamentos verticais com as tensões aplicadas. No entanto, com a inundação do solo, ocorre um aumento nos valores da variação dos deslocamentos verticais devido à quebra das estruturas do solo. Geralmente, a maior variação de deslocamento ocorre na tensão correspondente ao primeiro carregamento na condição inundada. Embora não haja uma tendência clara na variação do deslocamento para diferentes tensões aplicadas, em muitas curvas há uma tendência de redução na variação do deslocamento com o aumento da tensão aplicada.

Essas observações levam à conclusão de que o recalque por colapso é mais influenciado pela variação da umidade do solo do que pela variação de certos níveis de tensão aplicada. Isso ocorre porque a água pode facilmente destruir a estrutura do solo, enquanto a magnitude da carga deve ser suficientemente grande para superar as tensões internas no solo e provocar o colapso.

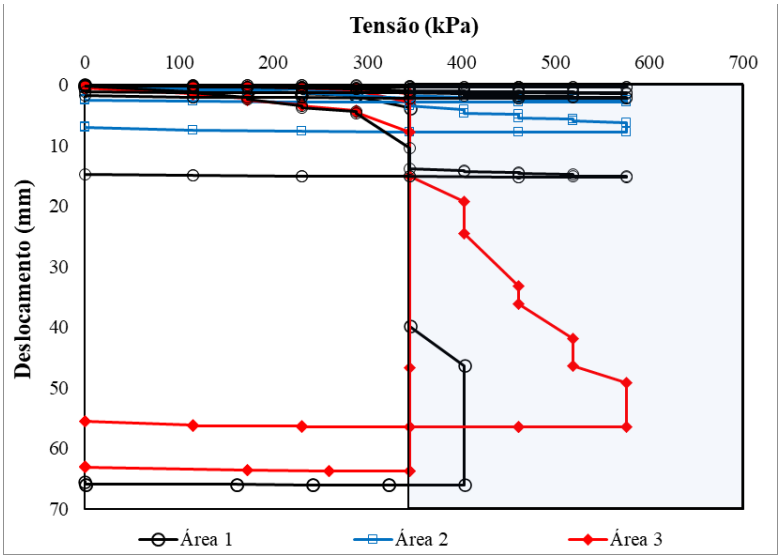


Figura 3. Curva tensão *versus* deslocamento – ensaio de placa.

Embora não apresentados aqui, os resultados de Claro (2022) demonstram um comportamento esperado: o aumento da variação de deslocamento com o tempo de aplicação de carga. Em uma escala semilogarítmica, a maioria das curvas tempo *versus* variação de deslocamento exibe um comportamento não linear, que pode ser atribuído ao efeito da inundação na quebra das estruturas do solo. Isso ocorre porque o aumento do tempo permite uma maior variação de umidade, resultando na quebra das estruturas e no rearranjo das partículas.

A Tabela 5 mostra a faixa de variação dos deslocamentos verticais e da recuperação elástica medidos nas áreas dos quatro parques.

Tabela 5 – Valores de recalque através do ensaio de placa.

Local	Deslocamento antes da inundação (mm)	Deslocamento após a inundação (mm)	Deslocamento total (mm)	Tensão máxima (kPa)	Recuperação elástica (mm)
PEO - 1	0,38 – 2,95	0,84 – 64,23	1,24 – 66,03	460,8 – 576,0	0,50 – 1,17
PEO -II	0,98 – 1,70	45,79 – 51,97	2,85 – 7,74	576,0	0,50 – 0,85
PEO – III	0,60 – 4,53	1,87 – 63,22	46,70 – 63,82	345,6 – 576,0	1,08 – 2,28
PEO - IV	0,71 – 3,03	0,72 – 72,37	1,43 – 74,97	460,8 – 576,0	0,52 – 0,87

Os valores de deslocamento total em muitos pontos foram significativos e potencialmente capazes de causar instabilidade em estruturas apoiadas no solo. É crucial destacar que os recalques das fundações de aerogeradores são limitados pelos fabricantes dos equipamentos. Para estruturas comuns de aço ou concreto, Burland *et al*. (1977) consideram aceitáveis os seguintes limites de recalque total: 40 mm e 65 mm para sapatas isoladas em areias e argilas, respectivamente; 40 a 65 mm e 65 a 100 mm para radiers em areias e argilas, respectivamente.

Com relação aos resultados do ensaio SPT, eles permitiram a identificação do tipo dos materiais do subsolo, porém não permitem estabelecer padrões de comportamentos bem definidos de solos colapsíveis ou chegar a uma conclusão sólida sobre a influência da inundação do solo nos valores de N_{spt}. Alguns ensaios mostram valores mais altos de N_{spt} em certas profundidades em ensaios com solo na umidade natural, enquanto outros apresentam um comportamento oposto. O mesmo comportamento foi observado nos resultados dos ensaios SPT com medição de torque.

Considerando que a energia transmitida ao solo com o impacto da queda do martelo no ensaio SPT pode gerar deslocamentos suficientes para quebrar as estruturas do solo, tanto na condição de umidade natural como na condição inundada, torna-se difícil estabelecer um procedimento plausível para quantificar o efeito da inundação. Ou seja, o procedimento de cravação dinâmica do amostrador em ensaios SPT pode não ser adequado para avaliar a influência da variação de umidade no comportamento de solos colapsíveis. Além do efeito da cravação dinâmica, a profundidade da camada inundada é outro fator que deve ser bem analisado. Geralmente, não há um controle rigoroso no campo que permita afirmar que todas as camadas do solo ensaiado possuem a mesma faixa de umidade ou grau de saturação devido à inundação, nem que houve aumento ou

redução de sucção com a inundação. Esses e outros fatores contribuíram para a recomendação de medição de torque em análises de solos colapsíveis e reforçam a necessidade de melhorar os procedimentos para investigar o comportamento de solos colapsíveis por meio do ensaio SPT.

Os ensaios triaxiais do tipo CU (consolidado não drenado) foram conduzidos para determinar os parâmetros de resistência do solo e não para quantificar ou classificar o grau de colapsibilidade do solo. A Tabela 6 apresenta os estados de tensões utilizados para traçar as envoltórias de ruptura (Figuras 4a e 4b) e determinar os parâmetros de resistência do solo - coesão e ângulo de atrito.

Tabela 6 – Resumo das tensões.

Amostra	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$q = q'$ (kPa)	p (kPa)	u (kPa)	σ'_3 (kPa)	σ'_1 (kPa)	p' (kPa)
PEO I – 04	100,00	194,09	94,09	47	147,05	75,79	24,21	118,30	71,26
	200,00	347,61	147,61	74	273,80	137,56	62,44	210,05	136,24
	400,00	595,67	195,67	98	497,84	260,59	139,41	335,09	237,25
PEO III - 03	100,00	170,63	70,63	35	135,32	49,08	50,92	121,56	86,24
	200,00	295,54	95,54	48	247,77	133,56	66,44	161,98	114,21
	400,00	616,56	216,56	108	508,28	261,11	138,89	355,45	247,17

$$\Delta\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3)\ (\text{kPa}) \mid q = q' = \frac{\Delta\sigma}{2}\ (\text{kPa}) \mid p = \frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}\ (\text{kPa}) \mid p' = \frac{\sigma'_1-\sigma'_3}{2}\ (\text{kPa})$$

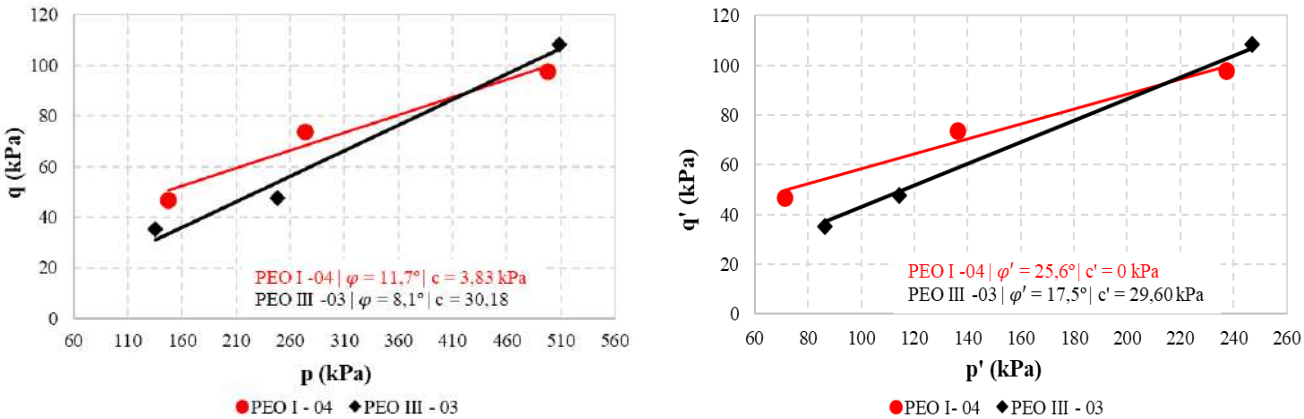


Figura 4. Envoltórias de ruptura – a) condição não drenada, b) condição drenada.

As envoltórias de ruptura nos planos p × q (condição não drenada) e p' × q' (condição drenada) permitiram obter os parâmetros de resistência totais e efetivos, respectivamente, conforme apresentado na Tabela 7. A diferença observada nos valores dos parâmetros de resistência é atribuída principalmente à heterogeneidade dos materiais do subsolo, considerando as amplas áreas ocupadas por cada parque.

Tabela 7 – resumo dos parâmetros de resistência das amostras.

Amostra	Parâmetros efetivos		Parâmetros totais	
	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)
PEO I – 04	25,60	0,00	11,66	3,83
PEO III - 3	17,50	29,60	8,08	30,18

4 CONCLUSÕES

As principais conclusões deste trabalho, baseadas na análise e interpretação dos resultados de ensaios de campo e laboratório, são resumidas a seguir:

- Ensaios sísmicos não foram adequados para analisar colapsibilidade de solos e identificar a presença de estruturas metaestáveis, apesar de serem úteis para análise de outros comportamentos.
- A maioria dos critérios qualitativos utilizados tende a concordar na classificação de solos quanto à colapsibilidade. Tanto os ensaios de laboratório e de campo indicam a colapsibilidade do solo.

- Não há um método consolidado na literatura para estimar o potencial de colapso com base em ensaios de placa e SPT.
- Os ensaios SPT não foram adequados para analisar o comportamento do solo devido a variáveis a influência da energia de impacto do martelo na estrutura do solo e dificuldades em controlar a profundidade da zona inundada.
- - Análises químicas e microscópicas são essenciais para entender a estrutura do solo e interpretar outros ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2020) *NBR 16853: Solo – ensaio de adensamento unidimensional*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2019) *NBR 6484: Solo de simples reconhecimento com SPT: Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Burland, J.B., Broms, B.B., Mello, V.F.B. (1977) *Behaviour of foundations and structures.* In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering., 9., Tóquio, Anais …, Ico-somef: Tóquio, v. 2, p. 495-546.

Cintra, J.C.A. (1998) *Fundações em Solos Colapsíveis*. Escola de Engenharia de São Carlos, 125p.

Claro, S.K.B. (2022) *Caracterização Geotécnica e Análise do Comportamento de Solos Susceptíveis ao Colapso por Meio de Ensaios de Campo e de Laboratório: parque eólico no Rio Grande do Norte*. Trabalho de Conclusão do Curso, Departamento de Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, SC, 105p.

Clemence, S.P., Finbarr, A.O. (1981) Design Considerations for Collapsible Soils. *Journal of Geot. Eng*. Div. A.S.C.E., v. 107 (3), p. 305-307.

Décourt, L., Quaresma Filho, A.R. (1994) Practical applications of the standard penetration test complemented by torque measurements, spt-t; present stage and future trends. In 13th *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Proceedings, ISSMGE. New Delhi. India, v. 1, p. 143-146.

Ferreira, S. (2011) Hydraulic conductivity and soil interaction with percolating fluid. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, v. 35 (5).

Houston, S.L., Houston, W.N., Spadola, D.J. (1988). Prediction of Field Collapse of Soils Due to Wetting. *Journal of Geotechnical Engineering Division,* ASCE, v. 114(1), p. 40-58.

Guimarães Neto, J.S. (1997) *Análise de Alguns Fatores que Podem Influenciar a Colapsibilidade de um Solo Compactado Devido à Inundação*. Dissertação de Mestrado, PPG em Engenharia Civil, UFPE, Recife – PE, 105p.

Howayek, A.E., Huang, P.T., Bisnett, R., Santagata, M.C. (2011) *Identification and behavior of collapsible soils*. Publication FHWA/IN/JTRP-2011/12. Indiana Department of Transportation and Purdue University, Indiana.

Jennings, J.E., Knight, K. (1975) *A Guide to Construction on or with Materials Exihbiting Additional Settlement due to 'Collapse' of Grain Structure.* Proceedings, VI Regional Conference for Africa on Soil Mech. and Found. Engineering, Durban, p. 99-105.

Lawton, E.C., Fragaszy, R.J., Hetherington, M.D. (1992) Review of wetting induced collapse in compacted soil. *Journal of Geotechnical Engineering Division*. v. 118(9), p. 1137-1394.

Lutenegger, A.J., Saber, R.T. (1988) Determination of Collapse Potential of Soils. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*. v. 11(3), p. 173-178.

Maswoswe, J. (1985) *Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting*. London: Imperial College London.

Medero, G.M. (2005) *Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado.* Tese de Doutorado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

Milititsky, Jarbas. (2019) *Fundações de Torres: aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicações.* São Paulo: Oficina de Textos.

Milititsky, J., Consoli, N.C., Schnaid, F. (2013) *Patologia das Fundações.* São Paulo: Oficina de Textos, 256p.

Mitchell, J.K., SOGA, K. (2005) *Fundamentals of Soil Behavior.* John Wiley & Sons, Inc, 3rd Edition.

MME. Ministério de Minas e Energia. (2021) *Plano decenal de expansão de energia 2030.* Empresa de Pesquisa Energética, Brasília: MME/EPE.

Souza Neto, J.B. (2013) *Utilização de ensaios de campo na identificação de solos colapsíveis.* In: 3º Simpósio de Geotecnia do Nordeste GEONE. Anais, Fortaleza.

Nuñes, E. (1875) *Suelos especiales: colapsibles, expansivos, preconsolidados por desecación.* In: Congreso Panamericano de Mecánica dos Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Proceedings... Buenos Aires, v. 4(II), p. 43-73.

Reginatto, A.R., Ferrero, J.C. (1973) *Collapse Potencial Of Soils And Soil Water Chemistry.* Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscow, v. (2), p. 177-183.

Reznik, Y.M. (1989) Discussion of 'Determination of Collapse Potential of Soils. *Geotechnical Testing Journal,* ASTM, v.12(3), p. 248-249.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/613

Comportamento de um solo residual utilizado como plataforma de transferência de carga em aterros estaqueados

Julian Asdrubal Buritica Garcia
Professor, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, julianburitica@gmail.com

Juan Félix Rodríguez Rebolledo
Professor, Universidade de Brasília, Brasil, jrodriguezr72@hotmail.com

Bernardo Caicedo
Professor, Universidad de los Andes, Colômbia, bcaicedo@uniandes.edu.co

RESUMO: A construção de obras de infraestrutura em solos moles, solos colapsáveis, areias fofas, entre outros solos complexos, tem se tornado um desafio para a engenharia geotécnica. Nas regiões litorâneas do Brasil se destacam os problemas relacionadas com fundações de diversas obras de infraestrutura assentes em solos moles de origem sedimentar marinho. Diversas técnicas têm sido utilizadas para controlar os recalques como é o caso da substituição parcial e total do solo mole, aterros de pré-carga, drenos verticais, aterros com materiais leves e inclusões rígidas e flexíveis. O mecanismo de transferência de carga das inclusões rígidas é muito complexo. O objetivo desta pesquisa é apresentar uma visão geral sobre mecanismos de transferência de carga e mecanismos de ruptura para Plataformas de transferência de carga conformadas por solos coesivos e friccionais e analisar de forma subjetiva o resultado experimental de um modelo físico em centrífuga geotécnica. O modelo avalia o comportamento da plataforma de transferência de carga conformada por um solo residual, assente em um grupo de 14 inclusões rígidas. O recalque da argila mole foi simplificado utilizando o conceito da placa móvel, uma placa que se desloca verticalmente a uma velocidade constante simulando o recalque do solo, enquanto a carga aplicada em superfície é mantida constante. Foi possível obter a distribuição de cargas no grupo de estacas enquanto a célula de carga instalada na placa móvel registra o alívio da carga. Algumas rupturas pontuais acontecem quando se forma o mecanismo de transferência de carga e se desenvolve o arqueamento do solo. A distribuição de cargas nas estacas não é uniforme, as inclusões centrais recebem a maior parte da carga. Os recalques são iguais na superfície devido à forma de aplicação da carga e resultam principalmente da deformação de um cone de transferência de carga em formato de cone truncado que se forma acima da cabeça da inclusão.

PALAVRAS-CHAVE: Aterros estaqueados, Modelagem Física, Centrífuga Geotécnica, Inclusões Rígidas, Solos Moles.

ABSTRACT: Infrastructure projects on soft soils, collapsible soils, and loose sands, among other complex soils, has become a challenge for geotechnical engineering. In coastal regions of Brazil, problems related to the foundations of various infrastructure works on soft marine sedimentary soils stand out. Various techniques have been used to control settlements, such as partial and total soil removal and replacement, pre-loading fills, prefabricated vertical drains, fills with lightweight materials, and rigid and flexible inclusions. The load transfer mechanism of rigid inclusions is highly complex. This research aims to provide an overview of load transfer mechanisms and failure mechanisms for load transfer platforms formed by cohesive and frictional soils and to subjectively analyze the experimental results of a physical model in geotechnical centrifuge testing. The model evaluates the behavior of the load transfer platform formed by residual soil, supported by a group of 14 rigid inclusions. The settlement of the soft clay was simplified using the concept of a mobile plate, which vertically displaces at a constant rate, simulating soil settlement. At the same time, the applied surface load is kept constant. It was possible to obtain the load distribution on the pile group while the load cell installed on the moving plate records the load relief. Some localized failures occur when the load transfer mechanism forms and soil arching develops. The load distribution on the piles is not uniform; the central inclusions receive most of the load. Settlements are uniform at the surface due to the load application form and mainly result from the deformation of a truncated cone-shaped load transfer cone that forms above the head of the inclusion.

KEYWORDS: Piled embankments, physical modelling, Geotechnical Centrifuge, Rigid inclusions, Soft soils.

1 INTRODUÇÃO

Devido à evolução econômica e crescimento populacional, é imprescindível construir diferentes obras de infraestrutura para facilitar a comunicação entre cidades e facilitar a logística de armazenamento e transporte de mercadorias. Nesta expansão, torna-se necessário construir obras de grande porte como estradas, viadutos, pontes, galpões e ferrovias em locais com ocorrências de solos complexos como é o caso de solos moles argilosos, areias fofas, solos colapsáveis, entre outros.

No caso Brasileiro, os solos colapsáveis se encontram em diferentes regiões, especialmente nas regiões Sul, Sudeste e Centro-Oeste (Cintra e Aoki, 2009) e os solos moles são abundantes especialmente em regiões litorâneas e lacustres. Os solos moles apresentam baixa resistência ao cisalhamento, elevada compressibilidade e baixa permeabilidade. Os principais problemas associados com este tipo de ocorrências são a instabilidade de taludes, ruptura por capacidade de carga e recalques excessivos durante a construção e operação.

Diversas técnicas têm sido utilizadas para melhorar a estabilidade e controlar os recalques como é o caso do reforço com geossintéticos (Figura 1.a), construção de bermas de equilíbrio (Figura 1.b), construção por etapas (Figura 1.c), aterros com materiais leves (Figura 1.d), substituição parcial ou total do solo mole (Figura 1.e), aterros de pré-carga (Figura 1.f), , e nos casos mais complexos ou com limitação de tempo de execução, as técnicas de inclusões flexíveis (Figura 1.g) e inclusões rígidas (Figure 1.h)

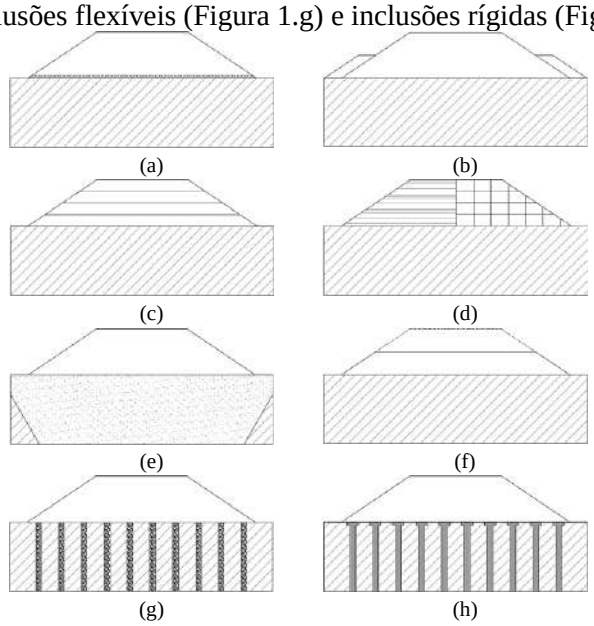


Figura 1. Técnicas construtivas em solos moles.

As inclusões rígidas têm mostrado um bom desempenho em problemas complexos com grandes cargas, grandes espessuras de solos moles e obras com limitações no cronograma. A execução das inclusões rígidas e flexíveis é consideravelmente muito mais rápida quando comparadas com técnicas convencionais.

A técnica de inclusões rígidas (Figura 2) também é conhecida como aterros estaqueados ou aterros estruturados, consiste em transferir uma parte importante das cargas superficiais para estratos mais profundos e resistentes. A técnica visa aumentar a capacidade de carga e controlar recalques. Nesta técnica é feita uma associação de elementos rígidos verticais que podem ser cilíndricos ou prismáticos (estacas) em contato com uma camada de material compactado conhecido como Plataforma de Transferência de Carga (PTC) com ou sem o uso de geossintéticos. Comumente a plataforma de transferência de carga é conformada por materiais granulares, mas em alguns lugares devido à escassez de materiais granulares, tem sido utilizado alguns solos residuais coesivos friccionais (Almeida et al., 2010).

Apesar de que existem vários métodos de análise e dimensionamento, o mecanismo de transferência de carga desenvolvido na plataforma de transferência de carga é complexo e ainda não é bem compreendido.

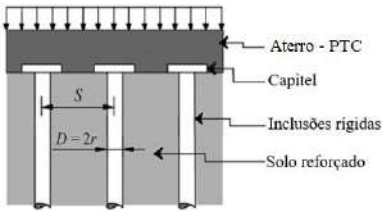


Figura 2. Esquema geral de uma fundação reforçada com inclusões rígidas (Modificado Rebolledo et al., 2019)

2 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

A plataforma de transferência de carga pode ser conformada por materiais granulares como brita, pedregulho, areia ou qualquer tipo de material cimentado (Okyay et al., 2014). O objetivo da plataforma de distribuição de carga (PTC) é distribuir as cargas aplicadas até a cabeça das inclusões rígidas por meio do efeito de arqueamento do solo com o objetivo de transferir as cargas a estratos mais profundos e mais resistentes minimizando as tensões no solo mole, reduzindo os recalques (Briançon & Simon, 2012).

As principais referências normativas são a norma inglesa BS8006 "*Code of practice for strengthened / reinforced sois and other fills*" do ano 2010, que é um código geral para solos reforçados e construção de aterros (British Standard, 2010); as recomendações alemãs EBGEO "*German recommendations for geosynthetics*" do ano 2011; o manual nórdico de solo reforçado: *Nordic handbook-reinforced soils and fills* (NGG, 2003) e o manual de projeto Holandês "*Dutch Design guideline for piled enbankments*" do ano 2009. No Brasil existe a norma DNIT 381/2022-PRO "Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias – Procedimento".

Para aterros estruturados convencionais, quando a carga é transmitida de forma flexível, Chevalier et al. (2012), Nunez et al. (2013) e Briançon et al. (2015) concordam com que os mecanismos de transferência de carga podem ser classificados em três grupos principais: métodos de arqueamento do solo, métodos prismáticos (Elementos volumétricos de concentração de tensões) e métodos de colunas fictícias (atrito negativo) como apresentado na Figura 3. Para sistemas com aplicação de carga por meio de uma placa rígida, o mecanismo de transferência de carga pode ser diferente e tem sido menos estudado na literatura técnica.

A Figura 3a representa os métodos de colunas fictícias: Low et al. (1994), Jenck et al. (2007), Chen et al. (2008), Combarieu (1990), A Figura 3b representa os métodos que abordam o fenômeno de arqueamento do solo com formato predefinido em domos semicilíndricos, Hewlett and Randolph (1988), Kemperft et al. (2004), e BS80006 (2010). Os métodos prismáticos (Figura 3c) baseados na analogia com uma prova de carga de placa também conhecidos como métodos de arcos rígidos ou escandinavos como Carlsson (1987), Guido et al. (1987), Svano et al. (2000).

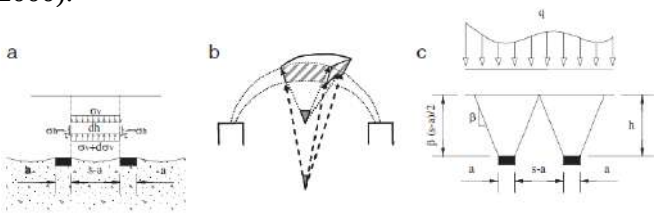


Figura 3. Grupos de métodos analíticos (Nunez et al., 2013)

Segundo Briançon et al. (2015) os métodos de projeto atual proporcionam resultados muitos diferentes (elevada dispersão) para as mesmas situações e nenhum deles representa o real comportamento do sistema.

O efeito do arqueamento do solo é a principal vantagem da técnica de inclusões rígidas. As tensões verticais no solo mole diminuem porque as tensões horizontais dentro da PTC aumentam para transferir a maior parte das cargas às cabeças das inclusões, ou seja, acontece o fenômeno de rotação de tensões direcionando as cargas até os elementos rígidos verticais.

Para analisar o fenômeno de arqueamento muitos autores propuseram métodos para calcular a altura crítica. A altura crítica é a altura da PTC necessária para desenvolver corretamente o efeito de arqueamento do solo que aumenta a eficiência do sistema e mitiga ou elimina totalmente os recalques diferenciais. De acordo com Edries et al. (2023) existem três abordagens para avaliar o arqueamento do solo e altura crítica (Figura 4), cunhas, cúpulas hemisféricas e geometrias prismáticas.

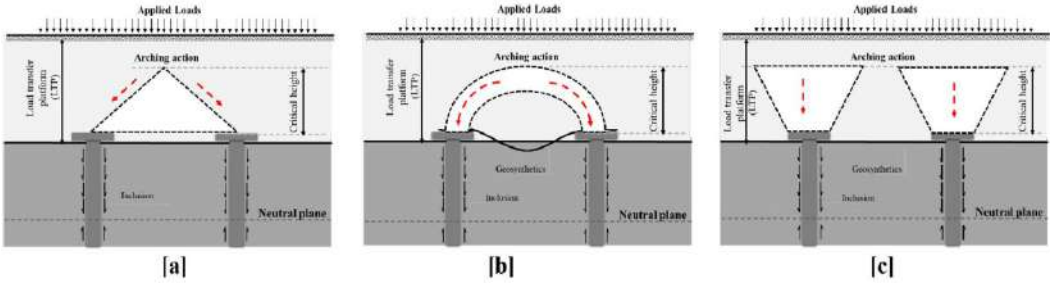


Figura 4. Diferentes abordagens dos arcos desenvolvidos na cabeça das inclusões rígidas (Edries et al., 2023).

Outros autores têm estudado com detalhes a "forma" ou geometria do arqueamento. Segundo Van Eekelen & Han (2020) os modelos de arqueamento mais utilizados na Europa São o modelo simples de arqueamento (Figura 5a) de Hewlett & Randolph (1988), e o modelo de Zaeske (Figura 5b) citado em Kempfert et al. (2004). Ainda existe uma versão modificada de arcos concêntricos (Figura 5c) apresentado por Van Eekelen et al. (2013).

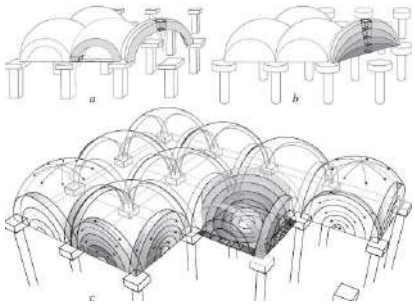


Figura 5. Diferentes abordagens de modelos de arqueamento (Van Eekelen et al., 2013).

A aplicabilidade dos modelos de arqueamento depende do espaçamento entre inclusões. Quando a distância entre os elementos se tornam muito grandes, o arqueamento é menos eficiente (Hong et al., 2014).

Na avaliação dos sistemas de inclusões rígidas existem alguns conceitos de eficiência e desempenho que devem ser mencionados.

A taxa de cobertura ou área de substituição (α) é a relação entre a área da cabeça da inclusão (ou capitel) e a área da célula tributária (área de influência).

$$\propto = \frac{Área\ incusão}{Área\ célula\ tributária}(\%) \quad (1)$$

A eficiência relaciona a carga transmitida na cabeça de cada inclusão com a carga aplicada e o peso próprio da camada de distribuição na área de contribuição, a eficiência se expressa em porcentagem, uma eficiência de 100% indica que toda a carga transmitida está sendo recebida pelas inclusões e não estão sendo transmitidas tensões ao solo reforçado.

A Eficiência do sistema pode ser obtida conforme apresentado na equação (2) e (3).

$$E = \frac{qi}{Q} \quad (2)$$

$$E = \frac{qi}{(h.\gamma_n + q)A_t} \quad (3)$$

Onde

A_t = Área tributária da inclusão, Q = carga total aplicada, qi = carga medida na cabeça da inclusão.

2.1 Altura crítica da Plataforma de Transferência de carga

A altura crítica tem sido utilizada de forma extensiva em vários métodos analíticos para sistemas de inclusões rígidas. É aceito que existe uma altura mínima (altura crítica H_{crit}) a partir da qual os recalques diferenciais são consideravelmente reduzidos ou totalmente eliminados. Muitos dos métodos apresentam fórmulas para calcular a altura crítica e na maioria dos casos dependem do espaçamento livre (s-a) mas até

hoje não existe um consenso na prática profissional. Algumas das formulações foram apresentadas por Lai et. (2018) e Riyad et al. (2021) e são sumarizados na Tabela 1.

Zhang et al. (2022) realizaram uma análise de sensitividade para identificar os parâmetros mais importantes que afetam a definição de altura crítica e o recalque. A pesquisa mostrou que os parâmetros mais importantes são: Propriedades do material da PTC como módulo de elasticidade, coesão, ângulo de atrito, seguidos por algumas variáveis como carregamento, espessura da PTC e excentricidade da carga.

Tabela 1. Cálculo de altura crítica de acordo com vários autores

Referência técnica	**Recomendação**	**H_{crit} para o modelo (cm)**
British Standard-BS8006 (2010)	$H_{crit} \geq 0.7(s\text{-}a)$	72,6
German Standard-EBGEO	$H_{crit} \geq 0.8(s_d\text{-}a)$	83,0
Nordic Handbook-NGG	$H_{crit} \geq 1.87(s\text{-}a)$	194,1
Dutch Design Guideline-CUR 226	$H_{crit} \geq 0.66(s_d\text{-}a),\ a/s_d \geq 0.15$	68,5
Terzaghi (1943)	$H_{crit} \geq 2.0(s\text{-}a)$	207,6
Jenck et al. (2007)	$H_{crit} \geq 1.5(s\text{-}a)$	155,7
Chen et al (2008)	$H_{crit} \geq 1.4\text{–}1.6(s\text{-}a)$	166,0
Rui et al (2016)	$H_{crit} > 1.75(s\text{-}a),\ (s\text{-}a)/a \geq 2.5$	24,1
Hewlett and Randolph (1988)	$H_{crit} \geq 1.4\ (s\text{-}a)$	145,3
Van Eekelen et al. (2003)	$H_{crit} \geq 1.87\ (s\text{-}a)$	194,1
Kempfert et al (2004)	$H_{crit} \geq s/2$	90,0

De acordo com Naughton (2007) quando a altura da PTC é maior que a altura crítica, as tensões de cisalhamento terminam num plano horizontal dentro da PTC. Quando a altura do PTC é menor que a altura crítica, as tensões de cisalhamento se estendem além da fronteira da superfície do aterro ou PTC. Várias pesquisas mostram que com o aumento da altura de aterro, são diminuídos os recalques diferenciais na superfície, no entanto, os estudos também mostram que ao superestimar a altura do aterro, aumenta o recalque total do sistema.

3 MECANISMOS DE RUPTURA DE SISTEMAS DE INCLUSÕES RÍGIDAS

O mecanismo de ruptura do sistema de inclusões rígidas pode ser estudado como um problema geométrico de cisalhamento de uma cunha de solo ou como um problema invertido da teoria da capacidade de carga de fundações superficiais, o equilíbrio limite antes da ruptura pode ser entendido com a teoria clássica de Terzaghi (1943), a partir de um volume de material em forma de pirâmide ou cone invertido acima da cabeça da inclusão (Figura 6).

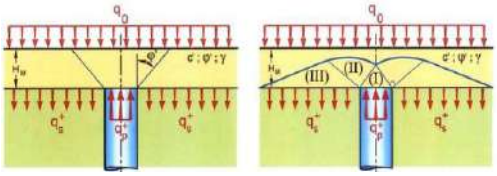


Figura 6. Diagrama de ruptura da camada de distribuição a) Cone de cisalhamento b) problema invertido capacidade de carga fundações superficiais, diagrama Prandtl (Irex, 2012)

Os métodos baseados no diagrama de Prandtl (Figurab) associam o domínio do empuxo ativo de Rankine (I), acima da cabeça da inclusão com um domínio delimitado por uma espiral logarítmica (II) e o empuxo passivo de Rankine na região (III).

O equilíbrio limite com formato de cone (Figuraa) começando na cabeça da inclusão, forma um ângulo com respeito ao plano vertical que depende das características do material. Segundo Irex (2012) o modelo de ruptura de Prandtl é aplicável quando se consideram grandes deformações do material compactado e o método de cone de cisalhamento é mobilizado para pequenas deformações. Alguns métodos propostos especificamente para inclusões rígidas e alguns métodos clássicos adaptados são descritos a seguir.

Elis & Aslam (2009a,b) e Zhuang et al. (2014) discorrem sobre três mecanismos de ruptura presentes nos sistemas de inclusões rígidas baseado no método de Hewlett & Randolph (1988).

O primeiro mecanismo de ruptura consiste em uma condição onde não existe arqueamento do solo, ou seja, que a tensão no solo reforçado é igual ao peso próprio + sobrecarga. O segundo mecanismo de ruptura representa uma condição de ruptura no topo do arco baseado numa condição de equilíbrio limite no topo dos domos. A tensão no solo reforçado $\sigma_s=\gamma$ (s-d)/$\sqrt{2}$ que corresponde ao peso nominal do solo abaixo do domo que não é suportado pelo arqueamento. O terceiro mecanismo é a ruptura por puncionamento no topo da inclusão, o puncionamento está representado por um deslocamento excessivo do topo da inclusão penetrando na camada de distribuição de carga.

4 MODELO FÍSICO CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

Com o objetivo de avaliar o mecanismo de transferência de carga de uma PTC conformada por material residual coesivo friccional, foi realizado um modelo físico em escala reduzida em centrífuga geotécnica, com aceleração da gravidade de 30g. Foi avaliada a interação de um grupo de 14 inclusões rígidas (instrumentadas). O recalque da argila mole foi simplificado utilizando o conceito da placa móvel, uma placa que se desloca verticalmente a uma velocidade constante simulando o recalque do solo, enquanto a carga aplicada em superfície é mantida constante. O modelo foi desenvolvido na centrífuga geotécnica de braço do laboratório de modelos geotécnicos da *Universidad de los Andes* em Bogotá, Colômbia.

(a) (b)

Figura 7. Modelo físico em centrifuga geotécnica 30 g a) Centrífuga de braço utilizada b) Modelo físico

4.1. Material Plataforma de Transferência de Carga

O material utilizado para a plataforma de transferência de carga foi um solo tropical residual abundante em depósitos superficiais da região centro oeste do Brasil. O material foi classificado pelo sistema unificado de classificação de solos como uma CL (argila arenosa de baixa plasticidade) quando realizado com defloculante e quando é ensaiado sem defloculante como uma SC (areia argilosa). O limite de plasticidade do solo é de 45% e o limite índice de plasticidade de 19%. A classificação MCT tradicional e expedita, classifica o solo como LA'-LG' (solo arenoso laterítico e argiloso laterítico). O material da PTC foi compactado de forma estática, a partir de um ensaio de compactação foi definida a w= 24% e o $\gamma_{dmáx}$= 15,9 kN/m3.
Os parâmetros de resistência e deformabilidad (Tabela 2) foram obtidos por meio de ensaios triaxiais tipo CD e ensaios de adensamento. Detalhes do solo coesivo friccional podem ser encontrados em Garcia et al. (2021).

Tabela 2. Parâmetros de resistência e deformabilidade do material da PTC

Material	σ_3 kPa	Resistência pico c' kPa	Resistência pico ϕ' °	Resistência residual c' kPa	Resistência residual ϕ' °	ψ °	ε_f %	q_f kPa	E_{50} MPa
SN	50	51	26	34	28	5	4.0	231	13
	100					0	4.0	340	17
	200					0	4.7	465	26

4.2 Procedimento de ensaio

O ensaio foi realizado considerando 14 inclusões de 2,54 cm de diâmetro no modelo que representam 76,2 cm no protótipo; separação entre inclusões de 6 cm no modelo e 180 cm no protótipo e altura da PTC no modelo de 3,4 cm que representa 102 cm no protótipo. A taxa de cobertura α do modelo foi 17,9%. A PTC com diâmetro de 25 cm no modelo representa 7,5 m de diâmetro no protótipo.

A instrumentação do ensaio consiste num grupo de células de carga para avaliar a eficiência na transferência e a porcentagem de carga que é direcionada às inclusões centrais e de borda, além da carga transferida à placa. Também foram monitorados os recalques do topo da placa rígida de aplicação de carga. No ensaio foram usadas 7 células de carga e um transdutor de deslocamento linear LVDT.

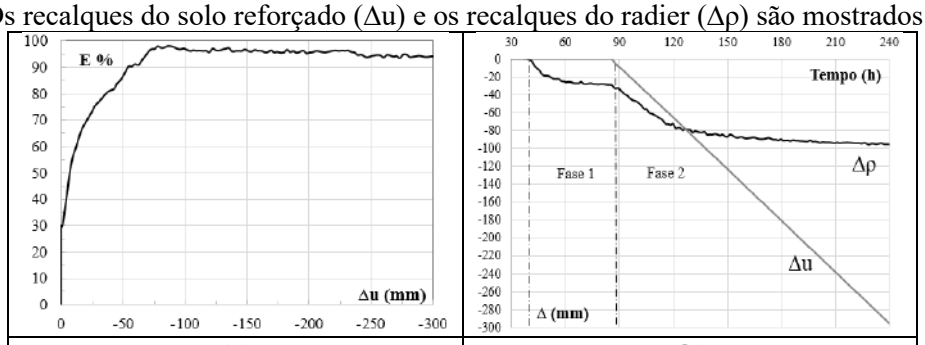
O procedimento do ensaio consistiu na rotação do cesto da centrífuga até atingir 30 g; aplicação de carga na placa superior de 172 kgf (1,7 kN) no modelo (1518 kN no protótipo, pressão de 34,4 kPa); e Deslocamento vertical da placa móvel (placa 2) a uma velocidade de 0.016 mm/s até atingir 10 mm de deslocamento; fim do ensaio, se desacelera a centrífuga e se verifica a geometria da ruptura.

5 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Identificam-se duas fases, a primeira fase consiste na aplicação do carregamento máximo possível, limitado a 1500 kN pela capacidade do equipamento durante o voo, a segunda fase do ensaio consistiu em manter a carga constante e deslocar a placa móvel a uma velocidade constante para verificar como funciona a redistribuição de cargas nas inclusões após os recalques ocorrerem. Na Figura 8 se observa que no início do ensaio a carga aplicada F1 e a carga na inclusão aumentam até atingir um patamar de 1500 kN, a carga aplicada se apoia totalmente na placa móvel. Após o final da etapa 1, mantendo a carga constante se inicia o deslocamento da placa móvel que representa o recalque e a carga é transferida às inclusões rígidas.

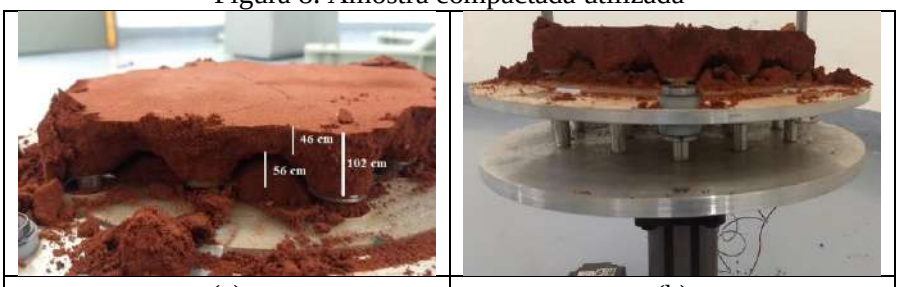
Os valores registrados pela célula de carga instalada na placa Fp durante a fase 2 indicam valores negativos próximos de 600 kN, que correspondem ao peso próprio da camada de distribuição, devido a que os instrumentos foram zerados após o início do ensaio. Durante o ensaio foi possível observar que as inclusões centrais receberam a maior parte da carga. A eficiência do sistema atingiu valores próximos a 100%.

Durante a fase 1 de aplicação de cargas, acontece uma parcela do recalque total Δρ por compressão da camada de distribuição de carga sob cargas atuantes (30 mm, 2.9% da altura total do aterro), depois, durante a fase 2 quando a placa tem um deslocamento de 300 mm (Δu) mantendo a carga de 1500 kN constante, o restante dos recalques acontece totalizando recalques próximos a 96 mm (9.4% da altura da camada de distribuição). Os recalques do solo reforçado (Δu) e os recalques do radier (Δρ) são mostrados na Figura 8b.



(a) (b)

Figura 8. Amostra compactada utilizada



(a) (b)

Figura 9. Amostra compactada utilizada

Na Figura 9 é possível observar que a altura do arqueamento completo ($H_{crítica}$) foi de 56 cm no protótipo, observa-se a formação integral de arcos concentricos 3D. O material abaixo dos domos fica sem confinamento e se apoio na placa móvel que neste ensaio, representa o solo mole.

6 CONCLUSÕES

Foi observado o fenômeno de arqueamento nos solos na maioria dos ensaios. Na parte inferior dos domos uma porção da camada de distribuição se apoia na placa. A eficiência durante o ensaio foi entre 80% e 100 %, o que quer dizer que com recalques elevados (condição crítica) a eficiência aumenta

A partir da análise do mecanismo de ruptura e mecanismo de transferência de carga da camada de distribuição nos modelos físicos, foi observado um volume com formato de cone truncado começando na cabeça da

inclusão e terminando na superfície da camada de distribuição. O cone truncado de concentração de tensões transmite a carga do peso próprio e das sobrecargas diretamente às cabeças das inclusões. A zona que fica fora do cone truncado pode gerar pressões no solo reforçado.
A altura crítica observada no ensaio é coerente com o método British Standard-BS8006 (72,6 cm) e Dutch Design Guideline-CUR 226 (68,5 cm).

AGRADECIMENTOS

À Universidade de Brasília, Universidade Federal de Santa Catarina e *Universidad de los Andes*.
Á Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal FAPDF e a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior CAPES pelo apoio financeiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M.S.S. & Marques, M.E.S. (2010). Aterros sobre solos moles - projeto e desempenho. São Paulo, Oficina de Textos, 254 p.
Briançon, L. & Simon, B. (2012). Performance of pile-supported embankment over soft soil: full-scale experiment. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138, No. 4, 551–561.
Briançon, L., Dias, D., & Simon, C. (2015). Monitoring and numerical investigation of a rigid inclusions–reinforced industrial building. Canadian Geotechnical Journal, 52(10), 1592-1604.
Briançon, L. and Simon, B. (2017). Pile-supported embankment over soft soil for a high-speed line. Geosynthetics International.
British Standard, (2010). BS 8006. Code of practice for strengthened/reinforced soils and others fills, section 8.
Carlsson, B. 1987. "Armerad jord beräkningsprinciper för vertical väggar, branta slänter, bankar på lös undergrund, bankra på pålar," Linköping, Sweden: Terrateam AB.
Chen, Y.M., Cao, W., Chen, R.P., (2008b). An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments. Geotextiles and Geomembranes 26, 164–174.
Cintra, J. C. A. & Aoki, N. (2009) Projeto de fundações em solos colapsíveis. São Carlos: EESC-USP.99 p
Chevalier, B., Villard, P., and Combe, G. (2011). Investigation of load transfer mechanisms ing geotechnical earth structures wigh thin fill platforms reinforced by rigid inclusions. International Journal of Geomechanics. 11 (3): 12
Combarieu O. (1990) Foundations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales. Revue française de géotechnique, n° 53, 33-44.
EBGEO. (2011). Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements, Wiley, Berlin.
Edries, N.M., Al-Atroush, M.E., Rashed, A., Ahmed, S.M. (2023) Estimation of the piled embankment critical height: a systematic review. Innovative infrastructure solution, 8 (84), p.2-29.
Garcia, J. A. B., Rodríguez Rebolledo, J. F., dos Santos Mützenberg, D. V., Caicedo, B., & de Farias, Neves Gitirana, G. (2021). Experimental investigation of a load-transfer material for foundations reinforced by rigid inclusions. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 147(10), 1–14, https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002649.
Guido, V.A., Knueppel, J.D., Sweeney, M.A., 1987. Plate loading test on geogrid reinforced earth slabs. Proc. of Geosynthetics'87, New Orleans, USA, février 1987. Industrial Fabrics Association International, St Paul, MN, USA, pp. 216–225.
Hewlett, W.J. & Randolph, M.F. (1988). Analysis of piled embankment. Ground Eng. 21 (3), pp 12-18.
Jenck, O., Dias, D., and Kastner, R. (2007a). Two-Dimensional Physical and Numerical Modeling of a Pile-Supported Earth Platform Over Soft Soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 133:3 (295), ASCE.
Kempfert H. G, Göbel C, Alexiew D and Heitz C. (2004) German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements. Proceedings of EuroGeo 3, Munich, Germany, pp. 279–284.
Lai, H.J., Zheng, J.J., Zhang, R.J., & Cui, M.J. (2018). Classification and characteristics of soil arching structures in pile supported embankments. Computers and Geotechnics 98, 153-171 pp
Low, B.K., Tang, S.K Choa, V. (1994). Arching in piled enbankments. ASCE Journal of Geot Engineering 120 (11), 1917-1938.
NGG. (2003). Nordic handbook-Reinforced soils and fills, Nordic Geotechnical Society, Stockholm.
Nunez, M., Briançon, L., and Dias, D. 2013. Analyses of a pile-supported embankment over soft clay: full-scale experiment, analytical and numerical approaches. Engineering Geology, 153: 53–67.
Okyay, U.S., Dias, D., Thorel, L. & Rault, G. (2014). Centrifuge modelling of a pile-supported granular earth-platform. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140, No. 2, 1–12
Rebolledo, J.F.R; León, R.F.; Camapum De Carvalho, J. (2019b). Performance Evaluation of Rigid Inclusion Foundations in the Reduction of Settlements. Soils and Rocks, 42(3):265-279
Riyad, A.S.M, Ferreira, F.B., Indraratna, B. & Ngo, T. (2021). A Critical Review on the Performance of Pile-Supported Rail Embankments under Cyclic Loading: Numerical Modeling Approach. Sustainability 13, 2509.
Rui, R., A. F. van Tol, X. L. Xia, S. J. M. van Eekelen, G. Hu, and Y. Y. Xia. (2016). “Evolution of soil arching; 2D DEM simulations.” Comput. Geotech. 73: 199–209.
Svano, G., Ilstad, T., Eiksund, G., and Want, A. (2000). Alternative calculation principle for design of piles embankments with base reinforcement. In Proc of the 4th International Conference of Ground Improvement Geosystem, Helsinki, Finland.
Van Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A & Van Tol, A.F. (2013) Validation of analytical models for the design of basal reinforced piled embankments, Geotextiles and Geomembranes 43 56-81 pp
Zhang J, Dias D, An L, Li C (2022) Applying a novel slime mould algorithm- based artificial neural network to predict the settlement of a single footing on a soft soil reinforced by rigid inclusions. Mech Adv Mater Struct.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/614

Contribuição ao Estudo de alguns Massapês do Recôncavo Baiano

Paulo Cesar Burgos
Professor, UCSAL, UNEB, Pesquidador-Técnico, UFBA, Salvador, Brasil, paulo.burgos@pro.ucsal.br

Armando José da Silva
Técnico de Laboratório, UFBA, Salvador, Brasil, armandojsilva@gmail.com

RESUMO: Regionalmente, os solos reconhecidamente expansivos do Recôncavo Baiano são denominados de massapês e esses ocupam uma área da ordem de 20% do total da área da Bacia Sedimentar desse recôncavo, constituindo-se na mais expressiva região de solos expansivos do Brasil. Com o objetivo de melhor conhecer algumas propriedades e comportamentos desses solos, foi realizada uma campanha de ensaios de laboratório contemplando granulometria conjunta, limites de consistência, peso específico das partículas sólidas, adsorção de azul de metileno, potencial hidrogeniônico, cisalhamento direto, expansão livre, tensão de expansão e sucção matricial. Os resultados obtidos revelaram alguns parâmetros característicos desses solos e o seu carater expansivo.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Expansivos, Massapês, Vertissolos, Ensaios de Laboratório.

ABSTRACT: Regionally, the recognized expansive soils of the Recôncavo Baiano are called massapês and they occupy an area of the order of 20% of the total area of the Sedimentary Basin of this recôncavo, constituting the most expressive region of expansive soils in Brazil. With the aim of better understanding some properties and behaviors of these soils, a campaign of laboratory tests was carried out covering joint granulometry, consistency limits, specific weight of solid particles, adsorption of methylene blue, hydrogen potential, direct shear, free expansion, matrix expansion and suction tension. The results obtained revealed some characteristic parameters of these soils and their expansive nature.

KEYWORDS: Expansive Soils, Massapês, Vertisols, Laboratory Tests.

1 INTRODUÇÃO

Regionalmente, os solos reconhecidamente expansivos do Recôncavo Baiano são denominados de massapês e esses ocupam uma área da ordem de 20% do total da área da Bacia Sedimentar desse recôncavo, constituindo-se na mais expressiva região de solos expansivos do Brasil. Em termos pedológicos esses solos são classificados como vertissolos, que se manifestam com sequência de horizonte do tipo A-C, sem diferença significativa no teor de argila entre a parte superficial e subsuperficial. Caracterizam-se pela presença predominante de argilominerais de atividade muito alta.

Justino da Silva (2005) comenta que os problemas provenientes do comportamento de solos expansivos não foram reconhecidos até 1930. Antes desta data os danos produzidos por esses solos eram atribuídos a erros de construção ou a recalques diferenciais ocorridos entre o centro e as bordas das estruturas. A partir dessa data se procurou compreender e interpretar corretamente os princípios que regem o comportamento das argilas expansivas.

Fredlund et al. (1995) comentam que na China as perdas de ordens econômicas devidas as ações de solos expansivos têm sido estimadas em cerca de quinze bilhões de dólares por ano, afetando aproximadamente trezentos milhões de pessoas.

De acordo com Simões e Costa Filho (1981) os solos expansivos da região do Recôncavo Baiano são provenientes da intemperização das rochas que compõem os Grupos Ilhas e Santo Amaro e Formação São Sebastião. Esses autores ainda comentam que as rochas sedimentares que originam os massapês são geralmente de natureza básica, ricas em carbonato de cálcio e magnésio.

As contribuições iniciais referentes ao estudo dos masspês do Recôncavo Baiano estão relacionadas com as obras para implantação da BR 324 que faz a ligação entre a capital baiana e a cidade de Feira de

Santana, com destaque aos trabalhos de Sobral (1956), Arimathea (1960) e Sobral e Menezes (1962). Após esses estudos pioneiros outros pesquisadores continuam desenvolvendo estudos com esses solos, visando a identificação de propriedades geotécnicas e de comportamento.

Cabe destacar que esse trabalho está inserido em uma pesquisa mais ampla, estando em andamento diversos outros ensaios laboratoriais.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Os solos estudados neste trabalho são provenientes do munícipio de Candeias, que integra a Região Metropolitana de Salvador, estando a sede desse município distante da capital baiana da ordem de 46 quilômetros. A cidade de Candeias, localiza-se a uma latitude de 12º40'04'' sul e a uma longitude 38º33'02'' oeste, estando a uma altitude média de 97 metros acima do nível do mar. Em termos geológicos, no munícipio de Candeias ocorrem a Formação São Sebastião e o Grupo Ilhas. As três amostras dos tipos deformadas e indeformadas (blocos com arestas de 30 centímetros) foram obtidas a partir da escavação de três poços, sendo todas coletadas a um metro de profundidade em relação ao nível do terreno.

2.2 Caracterização Geotécnica

A caracterização geotécnica dos três solos estudados compreendeu a realização de um elenco de ensaios laboratoriais, dentre esses os ensaios de caracterização convencional e de caracterização alternativa, indicados a seguir.

2.2.1 Caracterização Convencional e Alternativa

Visando a caracterização convencional dos solos, foram realizados ensaios de granulometria conjunta, peso específico das partículas sólidas, limite de liquidez e limite de plasticidade, conforme as normas técnicas da ABNT. Para a caracterização alternativa dos solos, foi empregada a técnica do ensaio de adsorção de azul de metileno, seguindo as orientações do procedimento de Fabbri (1994), que utiliza a fração de solo passante na #200 (abertura de 0,075 mm), tendo a solução padrão de azul de metileno a concentração de um grama por litro de água destilada. Esse procedimento possibilita determinar parâmetros acerca da atividade da fração fina dos solos.

O corante denominado azul de metileno possui a nomeclatura cloridrato de metiltiamina, de composição química $C_{16}H_{18}N_3SCl.3H_2O$. Caracteriza-se como um corante catiônico, ou seja, em solução aquosa apresenta-se dissociado em ânions cloreto e cátions azul de metileno. Adicionalmente foi determinado o potencial hidrogeniônico desses solos em água, conforme o procedimento descrito por Camargo et al. (1989).

2.3 Permeabilidade

O estudo da permeabilidade do tipo carga variável dos solos, para a condição de corpos de prova obtidos de amostras indeformadas obedeceu aos procedimentos constantes na NBR 14545:2000 (ABNT, 2000).

2.4 Compressibilidade

O estudo da compressibilidade ocorreu apenas para a amostra de solo identificada como solo 2, sendo o ensaio realizado em corpo de prova no teor de umidade natural obtido a partir de amostra do tipo indeformada, seguido-se as recomendações da NBR 16853:2000 (ABNT, 2000).

Como esse trabalho está inserido em uma pesquisa mais abrangente, essa contempla, também, a condução do estudo da compressibilidade em corpos de prova submetidos ao processo de inundação prévia,

não sendo possível apresentar os resultados, por esses se encontrarem em andamento.

2.5 Resistência ao Cisalhamento

O estudo da resistência ao cisalhamento do solo ocorreu apenas para a amostra identificadas como solo 2, sendo os corpos de prova obtidos a partir da amostra indeformada. Estando em andamento os ensaios para o solo 3. Com a finalidade de estudar os parâmetros de resistência ao cisalhamento desse solo associado ao tempo de ruptura, por se tratar de solo dotado de permeabilidade muito baixa, foram conduzidos ensaios de cisalhamento direto convencional, em corpos de prova previamente inundados e submetidos as tensões normais iniciais de 25, 70 e 150 kPa. Os ensaios foram realizados com valores de velocidades de rupturas distintas, a saber, 1,0000 mm/min, 0,0300 mm/min e 0,0060 mm/min, indicando os respectivos tempos de ruptura da ordem de 5 minutos, 170 minutos e 850 minutos que são correspondentes a um deslocamento horizontal de 10 % do lado da amostra de seção transversal quadrada. Os ensaios foram realizados de acordo com as orientações da norma da ASTM D3080/D3080M.

2.6 Expansão Livre e Tensão de Expansão

O estudo da expansão livre e da tensão de expansão ocorreu apenas para o solo 2, sendo os corpos de prova obtidos a partir de amostra indeformada, conforme já reportado, outros ensaios se encontram em andamento. Os ensaios de expansão livre foram realizados em células edométricas convencionais, fazendo uso de sistema automatizado que permite a medição da variação de altura do corpo de prova, após o processo de inundação. Os ensaios de tensão de expansão, também foram realizados em células edométricas convencionais, utilizando-se de um sistema automatizado que possibilita a determinação da carga necessária para manter o volume do corpo de prova constante, após o processo de inundação.

2.7 Sucção Matricial

O estudo da sucção matricial ocorreu apenas para o solo 2, sendo o corpo de prova obtido de amostra indeformada, estando em andamento, também, outros ensaios. Para essa finalidade foi empregado o método do papel filtro que consiste em um instrumento de medida indireta da sucção matricial e/ou total.

Esse procedimento se fundamenta no princípio de que um solo que se manifeste com um dado teor de umidade e, quando posto em contato com o papel filtro que possua umidade inferior, o papel absorverá um volume de água do solo, até que o sistema encontre equilíbrio. O papel filtro utilizado nos ensaios foi do tipo quantitativo Whatman No. 42. A determinação da sucção matricial ocorreu pela aplicação das equações sugeridas por Chandler *et al*. (1992).

3 RESULTADOS E ANÁLISES

Neste tópico são apresentados os principais resultados obtidos dos ensaios realizados e suas respectivas análises, seguindo-se a mesma sequência que foi adotada no tópico anterior, excetuando-se os índices físicos iniciais médios e representativos que foram determinados a partir da moldagem dos corpos de prova das amostras indeformadas para os ensaios de permeabilidade, compressibilidade, resistência ao cisalhamento, expansão livre, tensão de expansão e sucção matricial que são mostrados na Tabela 1, abrangendo peso específico aparente natural, peso específico aparente seco, teor de umidade natural, índice de vazios, porosidade e grau de saturação, referentes à epoca da amostragem.

Tabela 1. Resumo dos índices físicos.

Solo	γ (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	w (%)	e	n (%)	S_r (%)
1	17,1	11,7	46,16	1,32	56,90	94,77
2	17,0	11,7	45,60	1,33	57,08	93,26
3	16,9	11,7	43,98	1,29	56,33	91,37

Nota-se que esses materiais se revelam com propriedades índices equivalentes, chamando atenção o elevado grau de saturação.

3.1 Caracterização Geotécnica

3.1.1 Caracterização Convencional e Alternativa

A Tabela 2 resume a granulometria dos solos de acordo com a escala granulométrica adotada pela ABNT, peso específico das partículas sólidas, limite de liquidez e limite de plasticidade.

Tabela 2. Resumo da granulometria, peso específico das partículas sólidas, limites de liquidez e plasticidade.

Solo	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	γ_s (kN/m^3)	LL (%)	LP (%)
1	0	5	21	74	27,1	71	43
2	0	2	14	84	27,2	87	43
3	0	4	17	79	26,8	85	48

Verifica-se, como era de se esperar a predominância de granulometria muito fina e os elevados teores da fração argila, acompanhada dos percentuais relativamente baixos da fração silte e vestígios de areia. A Figura 1 reúne as curvas de distribuição granulométrica dos solos estudados, podendo-se observar a similaridade existente entre suas morfologias. Enquanto a Figura 2 mostra a carta de plasticidade com o posicionamento dos solos, nota-se que esses se posicionaram abaixo da linha A, região essa característica dos solos predominantemente siltosos de acordo com o sistema de classificação geotécnica USCS. Contudo esses solos são altamente argilosos, revelando teores de argila entre 74 % e 84 % e elevadíssimas percentagens passantes na peneira 200 (abertura de 0,075 mm) entre 96 % e 99 %.

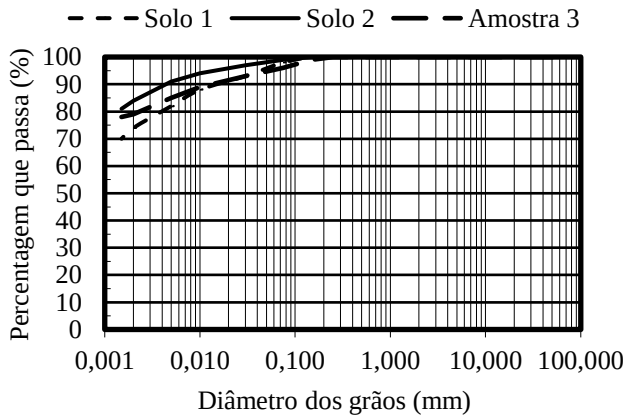


Figura 1. Curvas granulométricas.

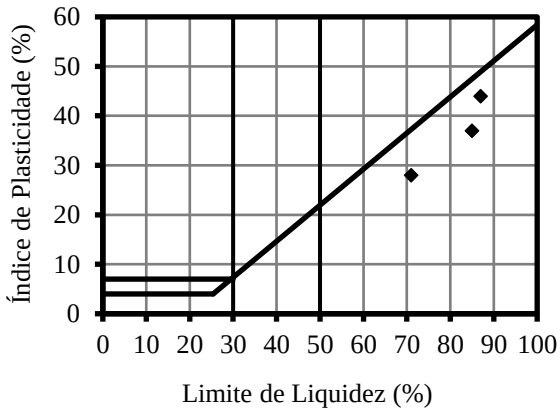


Figura 2. Carta de plasticidade.

Os valores encontrados para os limites de liquidez e plasticidade denotam as propriedades consideráveis da fração argila. Quanto ao índice de atividade mineralógica (A), proposto por Skempton (1953) que é fundamentado nos resultados dos ensaios laboratoriais de limites de consistência e de granulometria, sendo esse índice definido como a relação entre o índice de plasticidade e a percentagem de argila (< 0,002 mm), indicaram que esses solos foram classificados como inativos (A < 0,75), logo, revelando por esse critério resultados incoerentes, pois trata-se de solos reconhecidamente expansivos. De acordo com a literatura técnica que correlaciona o valor numérico do índice de atividade mineralógica com o tipo de argilomineral, nota-se que os solos 1 e 3 apresentaram valores típicos de caulinita que está compreendido no intervalo entre 0,3 e 0,5. O solo 2 exibiu valor característico de ilita, que está situado no intervalo de 0,5 a 1,5, observando-se que o valor obtido de 0,52 situa-se próximo do limite de transição entre os grupos mineralógicos da caulinita e da ilita.

A estimativa preliminar de identificação do potencial de expansão dos solos obedeceu aos critérios denominados no meio técnico por métodos indiretos, que são considerados como de caráter orientativo. Foi adotado neste trabalho os critérios de Seed et al. (1962), Van der Merwe (1964), Chen (1965) e Daksanamurthy e Raman (1973) que utilizam para essa identificação o teor de argila, o limite de liquidez e o índice de plasticidade que são parâmetros resultantes de ensaios laboratoriais comumente realizados nos estudos geotécnicos. Um resumo correspondente à classificação do grau de expansão para o universo dos solos estudados é apresentado na Tabela 3, conforme as proposições indiretas supracitadas.

Tabela 3. Resumo da classificação do grau de expansão.

Solo	Seed et al. (1962)	Van der Merwe (1964)	Chen (1965)	Daksanamurthy e Raman (1973)
1	Alto	Baixo/Alto	Muito alto	Muito alto
2	Muito alto	Muito alto	Muito alto	Muito alto
3	Muito alto	Muito alto	Muito alto	Muito alto

Pode-se observar que todos os critérios indiretos empregados indicaram o caráter expansivo desses materiais, havendo significativa concordância do grau de expansão entre esses, de muito alto. Com base nos valores de limite de liquidez e de peso específico aparente seco de campo, utilizou-se o critério empírico de Holtz e Kovacs (1981), visando a estimativa preliminar do comportamento de colapso ou de expansão para esses solos. A Figura 3 ilustra essa carta com o posicionamento dos solos, observando-se que todos os materiais se posicionaram na região de materiais expansivos.

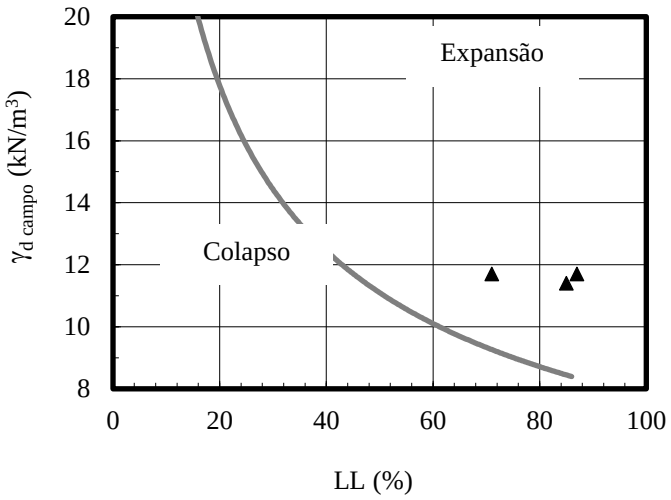


Figura 3. Resultados dos solos investigados na Carta de Holtz e Kovacs (1981).

Encontra-se na Tabela 4 um resumo dos resultados da caracterização alternativa, pela aplicação da técnica química de adsorção de azul de metileno, muito difundida na França, mas ainda pouco utilizada em nosso meio técnico, constando o valor de azul (Va), o coeficiente de atividade (CA) e a capacidade de troca de cátions (CTC), adicionalmente, o potencial hidrogeniônico em água. De acordo com Fabbri (1994), quando o valor de CA se manifesta superior a 80 o solo é considerado com grau de atividade muito ativo, compreendendo à predominância dos argilominerais dos grupos das montmorilonitas e vermiculitas, notando-se que esse parâmetro se manifestou com valores na faixa numérica de 178 a 194. Os valores de capacidade de troca de cátions encontrados são típicos da montmorilonita. No critério pedológico a argila é considerada de atividade alta quando a CTC é igual ou maior a 17 cmol/kg.

Tabela 4. Resumo do ensaio de adsorção de azul de metileno.

Solo	Va (10^{-3}g/g)	CA (10^{-3}g/g/%)	CTC (cmol/kg)	pH (H_2O)
1	159,2	194,1	68,5	6,5
2	166,4	182,8	61,2	5,9
3	151,6	178,3	62,4	5,6

3.2 Permeabilidade

A Tabela 5 apresenta os valores dos coeficientes de permeabilidade, carga variável para os solos estudados.

Tabela 5. Coeficientes de permeabilidade.

Solo	k_{20} (cm/s)
1	7,73 x 10^{-8}
2	3,52 x 10^{-8}
3	2,74 x 10^{-7}

Nota-se que os valores obtidos estão coerentes com a textura do solo, predominantemente argilosa.

3.3 Compressibilidade

Apresentam-se na Tabela 6 os valores do índice de compressão (C_c), índice de recompressão (C_r) e tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) resultante do ensaio conduzido com o solo 2, na condição de teor de umidade natural sem o procedimento de inundação.

Tabela 6. Parâmetros de compressibilidade.

Solo	w(%)	S_r (%)	C_c	C_r	σ'_{vm} (kPa)
2	45,60	93,26	0,346	0,037	330

Constata-se que o o índice de recompressão está na faixa comumente comentada na literatura em termos percentuais em relação ao índice de compressão.

3.4 Resistência ao Cisalhamento

Encontram-se na Tabela 7 os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para as diferentes velocidades de ruptura empregadas.

Tabela 7. Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Solo	Ensaio	Tempo de ruptura (min)	Intercepto da coesão (kPa)	Ângulo de atrito interno (^{0})
2	Rápido CRI	5	30,2	21,6
2	Lento CLI int	170	12,0	16,4
2	Lento CLI	850	15,5	24,6

Com base nesses resultados, percebe-se uma diminuição do intercepto da coesão com a redução da velocidade de ruptura, contudo, o ensaio com velocidade intermediária exibiu coesão ligeiramente inferior àquela do ensaio mais lento. Quanto ao ângulo de atrito interno, nota-se que com a redução da velocidade de ruptura ocorreu um aumento desse parâmetro de três graus, referente a menor velocidade, enquanto para a velocidade intermediária, houve redução dessa propriedade, da ordem de cinco graus.

A Figura 4 ilustra as envoltórias de resistência ao cisalhamento para os valores de pico.

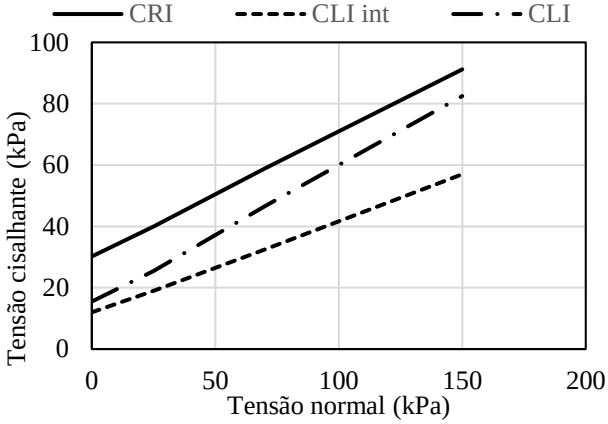


Figura 4. Envoltórias de resistência.

3.5 Expansão Livre e Tensão de Expansão

Apresenta-se na Tabela 8 um resumo dos ensaios de expansão livre e tensão de expansão para o solo 2, observando-se as condições inicias dos corpo de prova em termos do teor de umidade e grau de saturação iniciais.

Tabela 8. Parâmetros de expansão livre e tensão de expansão.

Solo	w (%)	S_r (%)	E. Livre (%)	T. Exp. (kPa)
2	45,60	93,26	5,1	22,6
2	27,57	57,28	39,1	1793,5

Constata-se a significativa influência do teor de umidade inicial no potencial de expansão do solo, necessitando-se de um monitoramento dessa propriedade ao longo de um período visando quantificar essa faixa de variação.

3.6 Sucção Matricial

A Tabela 9 apresenta para o solo 2 os valores do teor de umidade e grau de saturação inicial, acompanhado do valor obtido para a sucção matricial resultante da medida na base e medida no topo do corpo de prova.

Tabela 9. Sucção matricial.

Solo	w (%)	S_r (%)	Sucção matricial (kPa)	
2	45,60	93,26	6,2	5,8

Diante do elevado grau de saturação, a sucção matricial exibiu valor baixo.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os ensaios de granulometria e de limites de consistência confirmaram o caráter fino e plástico desses solos. O critério de atividade de Skempton (1953) não foi eficiente, pois solos recohecidamente ativos como os massapês foram classificados como inativos. Os outros critérios indiretos empregados para uma avaliação preliminar do potencial de expansão dos solos se revelaram coerentes, pois todos esses indicaram solo potencialmente expansivo, com predominância de grau muito elevado. A técnica de adsorção de azul de metileno se revelou coerente, pois esses materiais apresentaram parâmetros associados aos argilominerais dos grupos da montmorilonita e da vermiculita. O critério empírico de Holtz e Kovacs (1981), também, se revelou eficiente para identificação preliminar do potecial de expansão.

Os ensaios de permeabilidade confirmaram a baixa condutividade hidráulica dessses solos. Em relação à compressibilidade, destaca-se que foi apresentado apenas o resultado de um único ensaio conduzido no teor de umidade natural, indicando para essa condição uma tensão de pré-adensamento de 330 kPa. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para condições distintas de velocidade de ruptura apresentaram variações, provavelmente pela condição de drenagem imposta nos experimentos, necessitando ainda de outros estudos. Em termos de expansão livre e tensão de expansão verificou-se a grande diferença entre esses parâmetros, sugerindo a influência significativa do teor de umidade inicial.Quanto a sucção matricial, foi apresentado apenas um único resultado, revelando um valor baixo dessa propriedade que está associada ao elevado grau de saturação inicial da amostra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2000). Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável. NBR 14545, Rio de Janeiro, 16 p.

ABNT (2000). Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. NBR 16853, Rio de Janeiro, 22 p.

Arimathea, J. (1960). Rodovia Federal BR28, trecho Salvador - Feira de Santana, Revista Rodovia, Fevereiro.

Camargo, O. A.; Moniz, A. C.; Jorge, A. J. Valadares, J. M. S. (1989). Métodos de Análise Químicas, Mineralógicas e Física dos Solos. Instituto Agronômico de Campinas – Boletim Técnico 106, 94 p.

Chandler, R.J.; Crilley, M.S. e Montgomery-Smith, G. (1992). A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineering*, 92: p. 89-89.

Chen, F. H. (1965). The use of piers to prevent the uplifiting of the lightly loaded structures founded on expansive clays, 1st 3rd International Conference on Expansive Soils, Texas, p. 152-171.

Daksanamurthy, V. e Raman, V. (1973). A simple method of identifying an expansive soils, Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 13(1): p. 97-104.

Fabbri, G.T.P. (1994). *Caracterização da Fração Fina dos Solos Tropicais através do Ensaio de Azul de Metileno*. Tese de Doutoramento, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 176 p.

Fredlund, D.G.; Vanapalli, S.K.; Xing, A. e Pufahl, D.E. (1995). *Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve*, 1st Inter. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, Vol.1, p. 77-87.

Holtz, R. D. e Kovacs, W. D. (1981). An introduction to geotechnical engineering, *Prentice-Hall*, New Jersey, 733 p.

Justino da Silva, J.M. (2005). *Geotecnia no Nordeste*, UFPE, Recife, Brasil, 543 p.

Seed, H. B. Woodward, R. J. and Lundgran, R. (1962). Prediction of swelling potential of compacted clays, *Proceedings ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 88(SM3): p. 53-87.

Simões, P.R.M. e Costa Filho, L. M. (1981). Características Mineralógicas, Químicas e Geotécnicas de Solos Expansivos do Recôncavo Baiano. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais para Engenharia, PUC-RJ, Rio de Janeiro, p. 569-588.

Sobral, H.S. (1956). *Contribuição ao estudo do massapê como solo para construção*. Tese de Concurso para Cadeira de Materiais de Construção. Escola de Belas Artes. UFBA.

Sobral, H.S. e Menezes, M.S. (1962). Influência da umidade no comportamento dos massapês. Publicação do IPTUB.

Skempton, A. W. (1953). The colloidal activity of clays, Proceedings of 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, p. 57-61.

Van der Merwe, D. H. (1964). Prediction of heave from the plasticity index and percentage clay fraction of soils, *Civil Engineer in Africa South*, 6: p.103-107.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/615

Correlações Geotécnicas de Ensaios de Laboratório Com Ensaios de Campo em Solos de Cascavel-PR

Thays Car Feliciano de Oliveira
Eng.ª Civil Mestre em Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, thayscarf@gmail.com

Thiago Bomjardim Porto
Docente Doutor em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, thiagoportoeng@gmail.com

RESUMO: Um dos grandes desafios para elaboração de projetos de fundações e contenções de obras urbanas é a definição adequada dos parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço geotécnico, uma vez que dificilmente são realizados ensaios geotécnicos especiais. Normalmente, uma das únicas informações disponíveis são as sondagens SPT (Standard Penetration Test), se existirem. Portanto, o objetivo deste trabalho foi elencar as correlações a partir de dados de N_{SPT} para estimativa de parâmetros de resistência do terreno mais aplicáveis para o contexto geotécnico do município de Cascavel-PR, onde o solo em geral é caracterizado como argila e argila siltosa (solos residuais de basalto). Para tanto, foram realizados ensaios triaxiais consolidados não drenados (CIU) em duas amostras distintas do município, nas tensões confinantes de 75, 150 e 300 kPa para obtenção da envoltória de ruptura e os resultados de coesão e ângulo de atrito foram comparados com as correlações de N_{SPT}. Ademais, as amostras também foram caracterizadas quanto a seus índices físicos, principalmente a granulometria, para confirmação da descrição tátil visual indicada nos boletins de sondagem SPT. As correlações da literatura mais aderentes aos parâmetros de resistência obtidos dos ensaios CIU foram as de Joppert Jr (2007) para a coesão e o ângulo de atrito em termos de tensões efetivas, bem como a de Berberian (2018) para a coesão efetiva. Para os parâmetros em termos de tensões totais, as correlações testadas de Teixeira (1996) e Godoy (1983) e Teixeira e Godoy (1996) apresentaram desvios de 30 a 80% e não são aplicáveis para o contexto estudado. Os resultados obtidos na pesquisa foram valiosos para compreensão de faixas de valores de resistência do solo coerentes para o local de estudo.

PALAVRAS-CHAVE: Mecânica dos Solos, Ensaios triaxiais, Geotecnia, Projetos.

ABSTRACT: One of the greatest challenges in developing foundation and retaining walls projects for urban areas is the adequate definition of resistance and deformability parameters of the geotechnical mass, since special geotechnical tests are rarely carried out. Typically, only SPT reports are available, if they exist. Therefore, this work aims to list the correlations from N_{SPT} to estimate soil resistance parameters applicable to the geotechnical context of Cascavel-PR, where the soil in general is characterized as clay and silty clay (residual basalt soils). So undrained consolidated (CIU) triaxial tests were carried out on two different samples of the city, at confining pressures of 75, 150 and 300kPa in order to obtain failure envelopes and cohesion and friction angle results were compared to N_{SPT} correlations. In addition, the samples were also characterized in terms of their physical indices, mainly particle size, to confirm the visual tactile description indicated in the SPT reports. The most consistent correlations with the resistance parameters of the CIU tests were those of Joppert Jr (2007) for effective parameters, as well as Berberian (2018) to effective cohesion. For total parameters, Teixeira (1996), Godoy (1983) and Teixeira and Godoy (1996) correlations presented deviations from 30 to 80% and are not applicable to the studied context. The research results were valuable for understanding coherent ranges of soil resistance in the study site.

KEYWORDS: Soil Mechanics, Triaxial tests, Geotechnics, Projects.

1 INTRODUÇÃO

Os projetos geotécnicos são projetos naturalmente complexos devido à variabilidade natural dos maciços terrosos e rochosos, que podem ocorrer inclusive dentro de pequenos espaços amostrais. Portanto, as investigações de campo são essenciais e um pré-requisito para viabilizar os diferentes tipos de projetos geotécnicos: fundações, contenções, estabilização de encostas, estradas, entre outros (Shukla e Sivakugan, 2002).

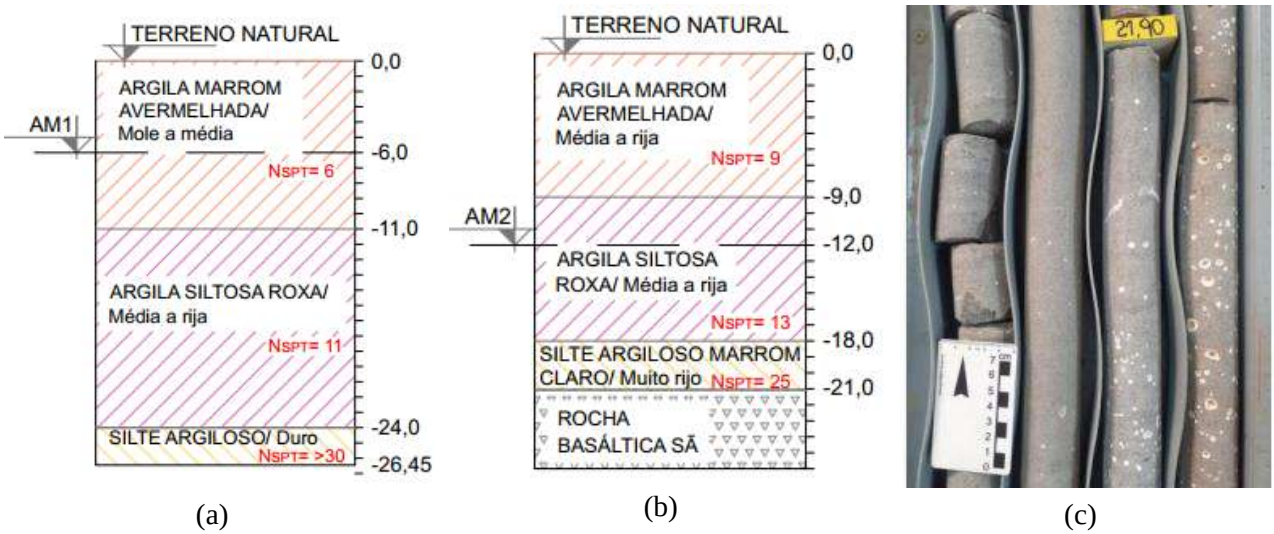
Infelizmente, na prática, apesar da relevância do processo de investigação de campo, é comum que a única informação disponível sejam as sondagens SPT, devido a sua ampla disponibilidade, simples execução e baixo custo (Almeida e Oliveira, 2018; Shukla e Sivakugan, 2002). Neste caso, os projetistas utilizam correlações disponíveis na literatura para obtenção de alguns parâmetros específicos requeridos para cada tipo de projeto, por exemplo, no caso de contenções, os parâmetros de resistência (c, φ) e de deformabilidade (E, ν). Cabe ressaltar que estas definições de parâmetros devem ser embasadas em informações relevantes e validadas para as condições geológicas e geotécnicas em análise, ou seja, é recomendável que os parâmetros atribuídos sejam comparados a dados e experiências locais (Clayton *et al.*, 2013).

Não são raros os casos em que se fazem necessárias investigações complementares mais detalhadas após o início das obras, diante da ocorrência de situações não previstas. A exemplo, em obra de contenção para escavação de 31m no Rio de Janeiro (Ehrlich e Silva, 2015), as investigações iniciais que embasaram os projetos falharam em indicar uma camada de solo menos resistente e houve necessidade de investigações complementares, revisão do projeto, tomada de medidas urgentes de reforço e monitoramento contínuo da contenção durante o processo executivo.

Nesse sentido, o objetivo deste trabalho foi a apresentação de dados relativos aos parâmetros de resistência do solo em amostras de Cascavel-PR, visando identificar as correlações de N_{SPT} mais aplicáveis para a região, bem como contribuir para a geotecnia local.

2 METODOLOGIA

Este artigo caracteriza-se por um fragmento dos resultados da dissertação de Oliveira (2023), que realizou dois estudos de casos de obras de contenções atirantadas no município de Cascavel-PR. Aqui, serão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização e de resistência de amostras de solo extraídas de cada uma das obras, bem como comparações com correlações da literatura. Na Figura 1 apresentam-se os perfis de sondagem simplificados de cada uma das obras, em conjunto com a cota de extração das amostras.



(a) (b) (c)

Figura 1. Perfis de sondagem simplificados (N_{SPT} médio por camada).
Amostras das obras (a) 1 (AM1) e (b) 2 (AM2). (c) Testemunho da rocha basáltica matriz, obra 2 (AM2).

A seção de metodologia deste trabalho está divida em três etapas: (1) extração das amostras de solo das obras; e, realização dos ensaios (2) de caracterização e (3) triaxiais.

2.1 Extração das amostras

As amostras de solo foram extraídas de duas obras no município de Cascavel-PR, conforme prescrições da NBR 9604 (ABNT, 2016a). Tais amostras foram utilizadas para caracterização quanto aos índices físicos e parâmetros de resistência (por meio de ensaios triaxiais).

Para os ensaios triaxiais foram extraídas amostras indeformadas, blocos de 30x30x30cm, esculpidos em cotas de escavação próximas ao centro dos bulbos dos tirantes das estruturas de contenção. O processo pode ser observado na Figura 2.

(a) (b) (c)

Figura 2. Extração das amostras indeformadas. (a) Amostra 1 (AM1). (b) Amostra 2 (AM2). (c) Armazenagem.

As amostras foram envoltas por filme plástico PVC e armazenadas em caixa de madeira, forrada com serragem. O bloco foi imediatamente transportado ao laboratório, onde em seguida foram iniciados os procedimentos de ensaio. A etapa de selagem com parafina indicada em norma foi suprimida.

Para os ensaios de caracterização foram obtidas amostras deformadas no entorno da região de extração do bloco indeformado (mesma profundidade), sendo estas acondicionadas em sacos plásticos e também imediatamente transportadas ao laboratório.

2.2 Ensaios de caracterização

A partir das amostras deformadas foram realizados ensaios de caracterização, visando confirmar a classificação tátil-visual fornecida nos relatórios de sondagem, bem como a obtenção dos parâmetros de massa específica dos grãos e peso específico aparente. Os ensaios realizados, bem como as normativas utilizadas são listados na Tabela 1.

Tabela 1. Ensaios de caracterização realizados nas amostras de solo.

Ensaio	Normativa
Preparo de amostras para caracterização	NBR 6457 (ABNT, 2016b)
Teor de umidade	NBR 6457 (ABNT, 2016b)
Limite de plasticidade	NBR 7180 (ABNT, 2016c)
Limite de liquidez	NBR 6459 (ABNT, 2016d)
Granulometria	NBR 7181 (ABNT, 2016e)
Massa específica dos grãos [1]	NBR 6458 (ABNT, 2016f)
Peso específico natural [2]	ASTM D7263-21 (ASTM, 2021)

[1] Anexo B da norma
[2] Em específico para este ensaio, utilizou-se amostra indeformada.

Todos os ensaios listados na Tabela 1 foram realizados no laboratório de Mecânica dos Solos do Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz (FAG), em Cascavel-PR.

2.3 Ensaios triaxiais

Os ensaios triaxiais também foram realizados no laboratório de Mecânica dos Solos do Centro Universitário FAG em Cascavel-PR. O equipamento utilizado foi o triaxial estático tipo ar comprimido servo controlado I-1077, marca Pavistest, Contenco; prensa dotada de sistema servo controlado com indicação e controle de velocidade de avanço monitorado digitalmente, capacidade de até 5000 kg (50 kN) e quatro aplicadores de pressão de capacidade de 1000 kPa. O sistema de medição de deslocamentos desta prensa constitui-se de sensor de deslocamento linear (LVDT).

Optou-se pelo ensaio tipo CIU (Consolidated Isotropic Undrained), i.e., consolidado não drenado, tendo em vista o tipo de solo, argiloso e de permeabilidade baixa, que favorece o excesso de poropressões diante de carregamentos.

Para realização dos ensaios foram moldados corpos de prova (CPs) cilíndricos 5x10cm e o preparo e execução do ensaio foi realizado conforme ASTM D4767-11 (ASTM, 2020), nas três etapas principais de (i) saturação, (ii) consolidação e (iii) cisalhamento.

Devido a limitações de equipamento, não foi possível aplicar contrapressão na câmara, portanto na etapa de saturação aplicou-se fluxo ascendente de água no CP com tensão efetiva confinante de 30 kPa até passagem de um volume mínimo de 4 vezes o volume do CP. O adensamento foi realizado por período de cerca de 12h para cada CP, tempo suficiente para estabilização das medidas de variação de volume. Por fim, para o cisalhamento realizou-se aplicação de carga a velocidade de 0,1mm/min, com as pressões confinantes de 75, 100, 150 e 300 kPa. Maiores detalhes podem ser observados na dissertação de Oliveira (2023).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados dos ensaios de caracterização são apresentados na Tabela 2 e confirmam a descrição das sondagens SPT quanto à granulometria argilosa e/ou siltosa, com porcentagens passantes na peneira #200 (0,075mm) de cerca de 90% e 80% para os solos AM1 e AM2, respectivamente.

Tabela 2. Resultados dos ensaios de caracterização para as amostras de solo. (Fonte: Oliveira, 2023).

Parâmetro	**AM1**	**AM2**
Limite de liquidez (LL)	66%	68%
Limite de plasticidade (LP)	60%	62%
Índice de plasticidade (IP)	6%	6%
Massa específica dos grãos (ρ_s)	2,90 g/cm³	3,06 g/cm³
Passante na peneira #200	92%	79%
Peso específico natural (γ)	16,0 kN/m³	17,0 kN/m³
Umidade natural (w)	54,0%	41,5%
Índice de vazios (e)	1,76	1,59
Porosidade (η)	64%	62%

Ademais, as curvas granulométricas das amostras são apresentadas na Figura 3. Observa-se que o solo da obra 1 (AM1) de fato trata-se de um solo predominantemente argiloso. Para a obra 2 (AM2) observa-se que as frações silte e argila apresentam porcentagens semelhantes. Na descrição da sondagem SPT, o solo nesta camada foi classificado como uma argila a argila siltosa.

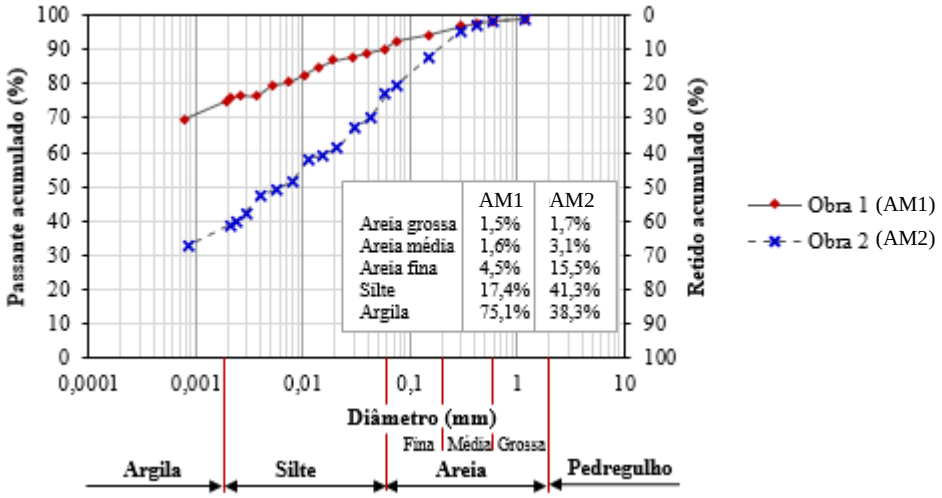


Figura 3. Curvas granulométricas. (Fonte: Oliveira, 2023).

Em geral, os parâmetros de caracterização obtidos para as amostras estão próximos ou dentro dos limites observados em outros trabalhos desenvolvidos na região de Cascavel-PR. Faixas de valores observadas na literatura (Zen e Almeida, 2018; Almeida et al., 2019; Venson et al., 2019; Venson e Sousa, 2020; Venson et al., 2020a; Venson et al., 2020b) foram de:

- Massa específica dos grãos entre 2,70 e 2,96 g/cm³;
- Fração argila entre 50 e 75%;
- Peso específico natural de 15 a 17,5 kN/m³;
- IP entre 8 e 24.

Em específico para os limites de consistência do solo, possivelmente os valores obtidos carregam erros observacionais ou aleatórios, correntes em experimentos laboratoriais.

Os resultados dos ensaios triaxiais podem ser observados na Figura 4 e na Figura 5.

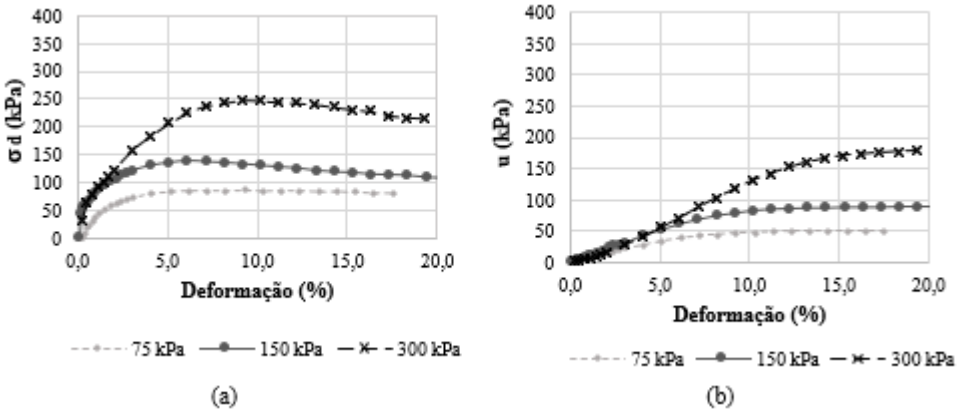


Figura 4. Resultados do ensaio triaxial para a AM1. (Fonte: Oliveira, 2023).
(a) Tensão desviadora x Deformação. (b) Poropressões x Deformação.

Os resultados estão coerentes com o esperado para ensaios triaxiais CIU. Observa-se uma proporcionalidade entre os níveis de tensões desviadoras e poropressões à medida que o ensaio é realizado com maiores tensões confinantes, ou seja, quanto maior as tensões confinantes, maiores as tensões desviadoras e poropressões resultantes. Ademais, o solo AM2 apresentou níveis de tensão desviadora superior para uma mesma tensão confinante, ou seja, maior resistência. Isto pode ser explicado pela diferença de cotas de extração das amostras (AM1 extraída de -6,0m e AM2 -11,50m), ou também pela constituição e estrutura do solo (há uma diferença de composição granulométrica nas amostras).

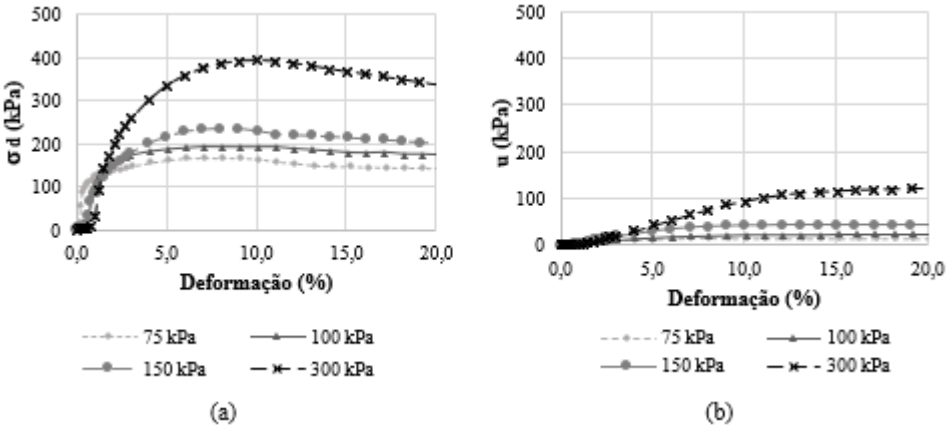


Figura 5. Resultados do ensaio triaxial para a AM2. (Fonte: Oliveira, 2023).
(a) Tensão desviadora x Deformação. (b) Poropressões x Deformação.

A maior resistência da AM2 foi confirmada pelos parâmetros de resistência c e φ para cada uma das amostras, obtidos através das trajetórias de tensão, conforme Figura 6 e Figura 7.

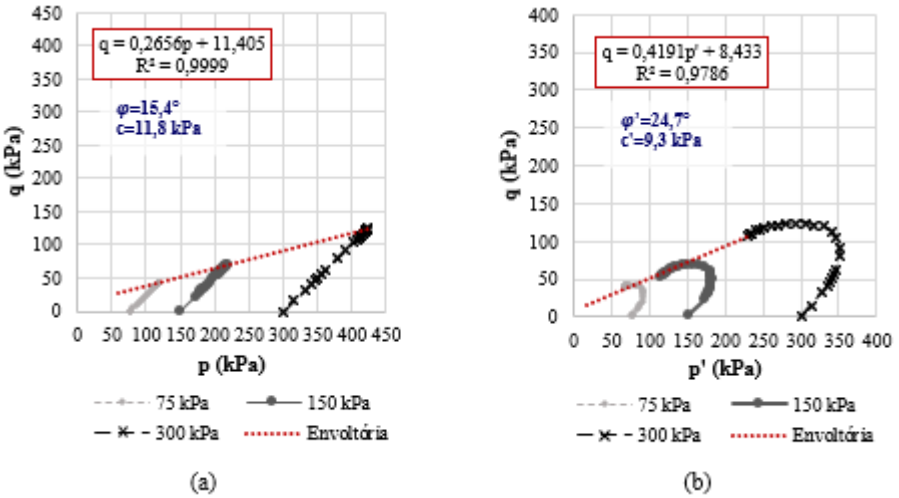


Figura 6. AM1. Trajetórias de tensão. (a) Totais. (b) Efetivas. (Fonte: Oliveira, 2023).

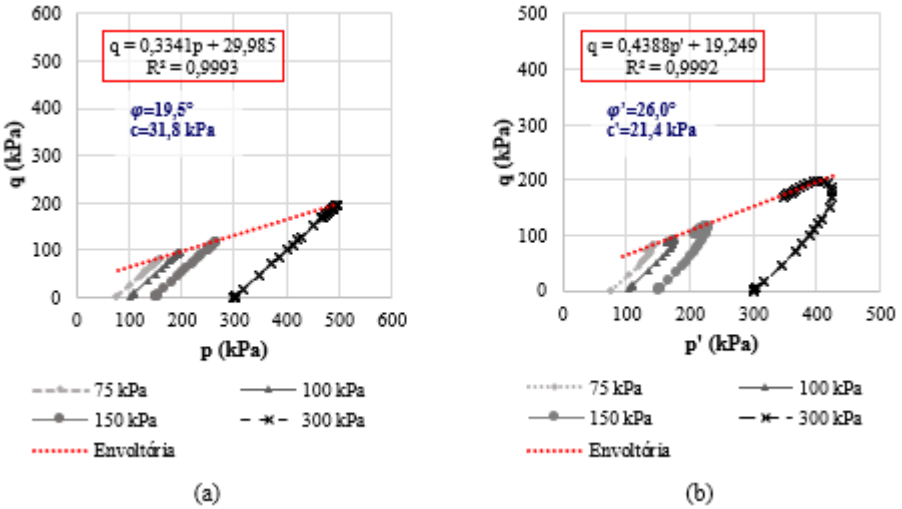


Figura 7. AM2. Trajetórias de tensão. (a) Totais. (b) Efetivas. (Fonte: Oliveira, 2023).

Os resultados são comparados à literatura, com trabalhos desenvolvidos a partir de amostras do mesmo município (Tabela 3). Observa-se que quando considerados os parâmetros efetivos, os valores de coesão divergem um pouco, mas o ângulo de atrito resultou em valores semelhantes. Ao considerar os parâmetros em termos de tensões totais, os valores obtidos neste trabalho estão dentro da faixa de valores encontrada na literatura.

Tabela 3. Resultados dos parâmetros de resistência comparados à literatura. (Fonte: Oliveira, 2023).

Descrição	**Obra 1**	**Obra 2**	**Literatura** [1]
Tensões efetivas	c'=9,3 kPa φ'=24,7°	c'=21,4 kPa φ'=26,0°	c'=31,0 kPa φ'=25,0°
Tensões totais	c=11,8 kPa φ=15,4°	c=31,8 kPa φ=19,5°	c=2 kPa a 64 kPa φ=14,1° a 30,4°

[1] Para tensões efetivas: Venson *et al.* (2019) // Para tensões totais: Almeida e Oliveira (2018)

Por fim, os resultados também foram comparados à algumas correlações da literatura, aplicáveis para solos argiloso e argilo-siltosos, conforme apresentado na Tabela 4 e na Tabela 5.

Tabela 4. Comparação dos resultados de φ e φ' com correlações. (Fonte: Oliveira, 2023).

		φ			**φ'**		
	N_{SPT} médio [1]	Triaxial dissertação	Godoy (1983)	Teixeira (1996)	Triaxial dissertação	Joppert (2007)	Jr.
Obra 1	6 (4 a 8)	15,4°	30,4º	26°	24,7°	23 a 25°	
Obra 2	9 (5 a 12)	19,5°	31,6°	28,4°	26,0°	25°	

[1] Na cota de extração da amostra indeformada.

Tabela 5. Comparação dos resultados de c e c' com correlações. (Fonte: Oliveira, 2023).

		c (kPa)		**c' (kPa)**			
	N_{SPT} médio [1]	Triaxial dissertação	Teixeira e Godoy (1996)	Triaxial dissertação	Berberian (2018) [2]	Joppert (2007)	Jr.
Obra 1	6 (4 a 8)	11,8	60	9,3	17,1	15 – 30	
Obra 2	9 (5 a 12)	31,8	90	21,4	25,7	30 – 70	

[1] Na cota de extração da amostra indeformada. // [2] Citado no trabalho de Pereira (2022).

A partir das comparações realizadas na Tabela 4 e Tabela 5, observa-se um desvio considerável entre os resultados obtidos por meio de ensaios triaxiais e as correlações utilizadas no caso de parâmetros para tensões totais. Para o ângulo de atrito, os resultados laboratoriais diferiram de 30 a 50% das correlações, enquanto para a coesão, de 60 a 80%. Ou seja, as correlações de Godoy (1983) e Teixeira (1996) para φ e de Teixeira e Godoy (1996) para a coesão não seriam adequadas para solos com as características apresentadas neste trabalho, observação distinta ao que foi apresentado por Almeida e Oliveira (2018).

Por outro lado, no caso de parâmetros efetivos, as correlações utilizadas de Joppert Jr. (2007) para φ' e c'e de Berberian (2018) para c' são mais coerentes com a realidade observada nos ensaios.

Na dissertação de Oliveira (2023) também foram estudadas correlações para o módulo de deformabilidade das amostras, que podem ser consultadas no texto na íntegra.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho apresentou-se um fragmento da dissertação de Oliveira (2023), no qual pôde-se verificar os resultados de caracterização e de resistência para amostras de solo argiloso e argilo-siltoso de Cascavel-PR, solos residuais do basalto da Serra Geral Centro-Norte, Formação Paranapanema. Os resultados de resistência (φ e φ', c e c') foram comparados à correlações da literatura. Observou-se que:

- Os parâmetros de resistência obtidos estão de acordo com o esperado para amostras argilosas e argilo-siltosas, com base em comparações com a literatura.
- Uma comparação dos resultados com correlações de sondagens SPT indica que as correlações de Godoy (1983) e Teixeira (1996) para φ e Teixeira e Godoy (1996) para coesão não são adequadas para solos

com as características apresentadas neste trabalho. As correlações mais coerentes foram as de Joppert Jr. (2007) para o φ' e de Berberian (2018) e Joppert Jr. (2007) para a coesão efetiva.

Em suma, os resultados obtidos no decorrer desta pesquisa foram satisfatórios no sentido de auxiliar em definições básicas de faixas de resistência coerentes para o solo da região. Ademais, estudos mais extensivos para compreensão da aplicabilidade de cada tipo de correlação com o N_{SPT} são necessários, tendo em vista a divergência entre as observações realizadas a partir deste trabalho, em comparação com outros da região.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) e do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG) na viabilização deste artigo; ao Centro Universitário FAG pela disponibilização do espaço e equipamentos do Laboratório de Mec. Solos; à Fungeo Fundações e Geologia pelo suporte para retirada das amostras; e, ao prof. Guilherme Venson da UNIOSTE (Cascavel) pelo suporte técnico para realização dos ensaios triaxiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M.A.A., e Oliveira, R.M.M. (2018). Estimativa do ângulo de atrito e coesão através de índices de resistência obtidos pela sondagem SPT em solo laterítico e colapsível característico da cidade de Cascavel no estado do Paraná. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Cobramseg, Salvador. *Anais*... ABMS.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016a). NBR 9604. *Abertura de poco e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimiento*. Rio de Janeiro.

ABNT (2016b). NBR 6457. *Amostras de solo – Preparação para ensayos de compactação e ensaios de caracterização.* Rio de Janeiro.

ABNT (2016c). NBR 7180. *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro

ABNT (2016d). NBR 6459. *Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

ABNT (2016e). NBR 7181. *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

ABNT (2016f). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de agua.* Rio de Janeiro.

ASTM International (2021). ASTM D7263-21: *Standard test methods for determination of density and unit weight of soil specimens.* West Chonshohocken.

ASTM International (2020). D4767-11: *Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils*. West Chonshohocken.

Oliveira, T. C. F. (2023). *Desempenho geotécnico de cortinas atirantadas executadas em Cascavel-PR*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, UFOP. 132 p. Disponível em: <https://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/17467>.

Pereira, D. M. (2022). *Retroanálise de talude rodoviário – abordagens determinísticas e probabilística*. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, UFOP. 121 p.

Shukla, S. K., Sivakugan, N. (2002). *Site investigation and In Situ Tests – chapter 10*. In: Das, B.M (eds). Geotechnical Engineering Handbook. J.Ross Publishing, Florida, USA.

Venson, G.I., e Sousa, P.G.B. (2020). Razão porosidade/teor volumétrico na estimativa do comportamento mecânico de um solo argiloso tratado com cal. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Cobramseg. Campinas. *Anais*... ABMS.

Venson, G.I., Sousa, P.G.B., e Mota, A.L.F. (2020a). Uso da Razão Porosidade por Teor Volumétrico na Estimativa do Comportamento Mecânico de um solo argiloso com adição de cimento. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Cobramseg. Campinas. *Anais*... ABMS.

Venson, G.I., Sousa, P.G.B., Moura, J.P. (2020b). Influência da razão porosidade/teor volumétrico na variação do módulo de elasticidade de uma argila melhorada com cal. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Cobramseg, Campinas. *Anais*... ABMS.

Venson, G. I. et al. (2019). Estudo de caso: análise de estabilidade de talude em uma ruptura com soterramento em Cascavel/PR. In: X Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul – GEORS, Santa Maria. *Anais*... UFSM.

Zen, B.A.B., e Almeida, M.A. (2018). Implantação e caracterização geotécnica do campo experimental de engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz em Cascavel/PR. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Cobramseg, Salvador. *Anais*... ABMS.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/616

Definição de Parâmetros de Resistência para Corpo de Aterro Previsto em Projeto de Duplicação da BR-386/RS

Brenda de França Santoro
Estagiária de Geotecnia, Sondotécnica, Rio de Janeiro, Brasil, brenda.santoro@sondotecnica.com.br

Natalia Moschen Bottecchia
Engenheira Geotécnica, Sondotécnica, Rio de Janeiro, Brasil, natalia.bottechia.ext@sondotecnica.com.br

Érica Pereira Affonso Guedes
Engenheira Geotécnica, Sondotécnica, Rio de Janeiro, Brasil, erica.guedes@sondotecnica.com.br

Rafael Junqueira Villela
Engenheiro Geotécnico, Sondotécnica, Rio de Janeiro, Brasil, rafael.villela@sondotecnica.com.br

Luis Diego Moraes Sousa
Geólogo, Sondotécnica, Rio de Janeiro, Brasil, diego.moraes@sondotecnica.com.br

RESUMO: Este estudo busca analisar e correlacionar resultados de ensaios de cisalhamento direto em solo residual (a ser utilizado como corpo de aterro) em projeto de duplicação de trecho da BR-386 que corta a região noroeste do estado do Rio Grande do Sul. A região estudada está inserida no contexto geológico do Grupo Serra Geral, caracterizado por uma sequência de eventos magmáticos que recobrem a bacia do Paraná. Estes derrames vulcânicos são compostos principalmente por basalto, riodacitos e riolitos, indicando a prevalência do magmatismo básico na região durante o período Cretáceo. Com o entendimento do contexto geológico, buscou-se conhecer melhor as características geotécnicas do solo que comporá o corpo de aterro para a elaboração do estudo de estabilidade. A investigação geotécnica englobou a coleta de amostras deformadas de locais representativos do material que será utilizado no corpo de aterro da duplicação da rodovia. Após a coleta, o solo foi transportado para o laboratório, onde foram realizados ensaios de caracterização completa e compactação utilizando 100% da energia Proctor Normal. Dada a classificação do solo estudado e os parâmetros de coesão e ângulo de atrito obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto no solo compactado, foi possível comparar os resultados de resistência com aqueles indicados em trabalhos comumente utilizados como referência nos estudos de solos brasileiros compactados. A diferença entre os parâmetros indicados em literatura e os obtidos a partir dos ensaios foi inferior a 7%.

PALAVRAS-CHAVE: Grupo Serra Geral, Cisalhamento Direto, Parâmetros de Resistência, Aterros Compactados.

ABSTRACT: This study aims to analyze and correlate the results of direct shear tests on residual soil (intended for use as embankment material) in the duplication design of BR-386, which traverses the northwest region of the state of Rio Grande do Sul. The studied region is situated within the geological context of the Serra Geral Group, characterized by a sequence of magmatic events covering the Paraná Basin. These volcanic eruptions are mainly composed of basalt, rhyodacites, and rhyolites, indicating the prevalence of basic magmatism in the region during the Cretaceous period. With an understanding of the geological context, efforts were made to better acknowledge the geotechnical characteristics of the soil to be used in the embankment for stability analysis. The geotechnical investigation included the collection of disturbed samples from representative locations of the material to be used in the highway duplication embankment. After collection, the soil was transported to the laboratory, where complete characterization and compaction tests were conducted using 100% of the standard proctor energy. Given the classification of the studied soil and the cohesion and friction angle parameters obtained from direct shear tests on the compacted soil, it was possible to compare the strength

results with those indicated in commonly used references in brazilian compacted soil studies. The difference between the parameters indicated in the literature and those obtained from the tests was less than 7%.

KEYWORDS: Serra Geral Group, Direct Shear, Resistance Parameters, Compacted Embankment.

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento de um país está intrinsecamente ligado à expansão de sua rede de transporte. No Brasil, o modal rodoviário desempenha um papel significativo, respondendo por aproximadamente 65% do transporte de cargas e 95% do transporte de passageiros em todo o território nacional, dados da Confederação Nacional do Transporte (2023). Para garantir a manutenção e desenvolvimento desse modal, uma alternativa viável é a concessão de rodovias à iniciativa privada. Sob essa concessão, as empresas privadas assumem a responsabilidade pela administração e execução de obras de melhoria, tais como duplicações, inclusão de novas faixas, construção de acessos e marginais, além de outros projetos essenciais.

Os projetos rodoviários envolvem uma variedade de estudos e disciplinas, conforme estabelecido no Guia de Análise de Projetos Rodoviários, publicado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). Nesse contexto, os projetos geotécnicos desempenham uma função crucial na área de infraestrutura rodoviária, uma vez que são responsáveis por caracterizar o solo local, conduzir estudos de estabilidade de taludes e fundações, e recomendar materiais adequados para utilização durante a etapa de terraplenagem (que engloba a execução de cortes e aterros).

Os aterros rodoviários têm função de nivelar o terreno natural com o greide de projeto e de distribuir as cargas impostas pelo tráfego de maneira eficiente e segura. O material utilizado para o aterro é comumente obtido a partir de compensação lateral de material (ou seja, utilizar o material proveniente de cortes esperados no projeto para a execução dos corpos de aterro) ou de áreas de empréstimos naturais ou comerciais. A utilização desse material é condicionada ao cumprimento de valores mínimos de CBR (> 4%) e expansão (< 2%), compactado em energia correspondente a 100% do proctor normal (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT, 2009).

Os parâmetros de resistência do material empregado em aterros rodoviários devem garantir a estabilidade dos taludes dos mesmos, em conformidade com a NBR 11682 (2009). Nesse contexto, os ensaios de resistência em solos compactados desempenham um papel crucial na determinação dos valores de coesão e ângulo de atrito do material a ser utilizado no projeto. Os ensaios de cisalhamento direto são amplamente utilizados para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dada sua simplicidade e velocidade, se comparado com os outros testes disponíveis. Após moldagem dos corpos de prova na caixa bipartida, aplica-se a estes uma tensão normal. Em seguida, o solo é submetido a uma tensão cisalhante crescente em uma superfície pré-determinada até que se caracterize a ruptura do material. A precisão da envoltória de ruptura do solo aumenta com o número de corpos de prova testados, cada um com diferentes tensões normais aplicadas.

Diversos estudos têm sido conduzidos com o intuito de estabelecer valores preliminares de parâmetros de resistência com base na classificação geotécnica do solo. Além da revisão da literatura disponível, é imprescindível realizar ensaios de resistência nos solos que serão empregados no corpo do aterro para aumentar a confiabilidade dos parâmetros adotados no projeto.

2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

2.1 Geologia Local

A região de implementação do projeto de duplicação da Rodovia BR-386, está situada na Região Central do estado do Rio Grande do Sul. A descrição das características geológicas locais foi amparada pela análise dos mapas geológicos disponíveis, como o Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul (Serviço Geológico do Brasil (SGB), 2006) e o Atlas Geológico da Província Costeira do Rio Grande do Sul (Centro de Estudos de Geologia Costeira e Oceânica (CECO) & Instituto de Ciências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1984).

A unidade litoestratigráfica do trecho é a Formação Serra Geral, pertencente ao Grupo São Bento ($K1\beta\ sg$), notadamente marcada por derrames basálticos, riodacitos e riolitos. De acordo com o SGB (2006), as particularidades litológicas e paleontológicas do segmento o caracterizam por um trecho com derrames de composição intermediária a ácida, riodacitos a riolitos, micro granulares a vitrofíricos, textura esferulítica comum (tipo carijó), mesocráticos, forte disjunção tabular no topo dos derrames e maciço na porção central, dobras de fluxo e auto brechas frequentes, vesículas preenchidas dominantemente por calcedônia e ágata, fonte das mineralizações da região, resultado de seu enquadramento na Fáceis Caxias ($K1\alpha\ cx$). O início do trecho estudado também sofre a influência da Formação Paranapanema (K1β pr). Esta é caracterizada, de forma geral, por derrames basálticos de granulometria fina. Já ao longo do percurso, o trecho é influenciado pela Fácies Gramado (K1β gr), que apresenta derrames basálticos de granulometria fina a média, além de intercalações com os arenitos da Formação Botucatu.

Durante o levantamento geomecânico, observou-se que a região é predominantemente constituída de cortes em rochas basálticas/dacíticas, com cobertura de solo residual e/ou coluvial em algumas áreas. Ademais, foram identificadas seções onde predominam depressões sedimentares, com uma camada superficial de argila arenosa variando de 1 a 3 metros de espessura, seguida por estratos mais firmes à medida que a profundidade aumenta.

2.2 Caracterização geotécnica

A prospecção geotécnica é a área responsável pela verificação das condições do solo disponível, que através das investigações geotécnicas, como os ensaios de laboratório e de campo, fornecem informações sobre compressibilidade, resistência, permeabilidade e outros parâmetros do solo (Pinto, 2006).

A caracterização geotécnica do local foi composta por uma campanha de investigações, que contou com a execução de sondagens a percussão e mista, além de coletas de material deformado (com trado) e indeformado (moldagem de blocos). Os materiais amostrados foram submetidos a ensaios de caracterização geral (classificação tátil-visual, granulometria, teor de umidade, densidade, limites de Atterberg, compactação e CBR, classificação MCT), além de ensaios de cisalhamento direto (condição natural e inundada) para determinação de parâmetros de resistência.

Para determinação dos parâmetros geotécnicos dos aterros projetados para a duplicação da Rodovia BR-386/RS, foram programadas coletas utilizando trado manual nos 5 pontos mais representativos do material a ser utilizado no corpo do aterro. Os ensaios de teor de umidade e de densidade (realizado a partir do método Hilf) foram realizados *in situ*. Para a execução dos ensaios em laboratório, foram realizadas coletas de 60 kg no horizonte presente entre 1 e 2 m de profundidade.

Os resultados das investigações indicaram que a área de estudo é majoritariamente composta por solos residuais resultantes da intemperização do basalto e riodacito, exibindo uma tonalidade marrom avermelhada. Os resultados dos ensaios de caracterização realizados nas amostras coletadas por meio das sondagens a trado (ST-ATP) foram compilados e são apresentados a seguir em forma de gráficos (Figura 1, Figura 2 e Figura 3). O sufixo ATP foi utilizado para diferenciar as sondagens a trado destinadas aos estudos de material de aterro do projeto.

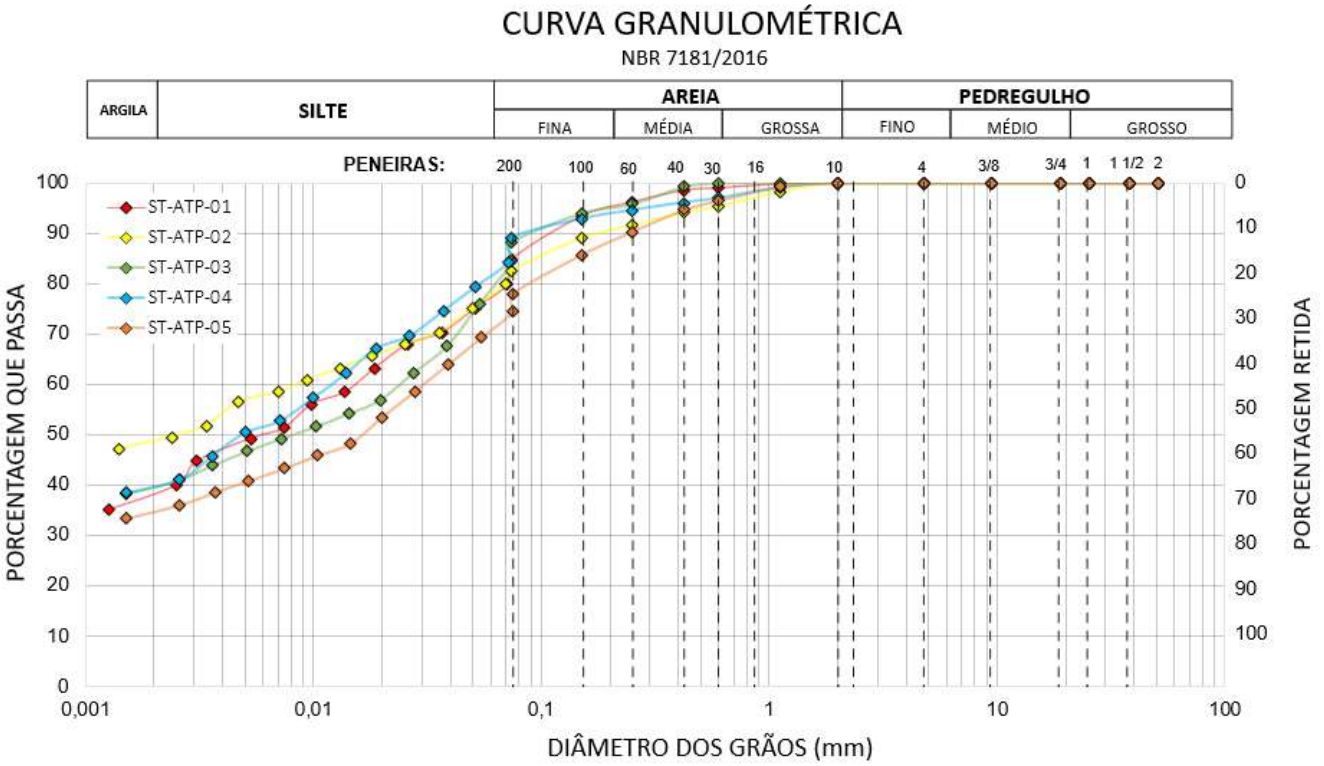


Figura 1 - Composição granulométrica.

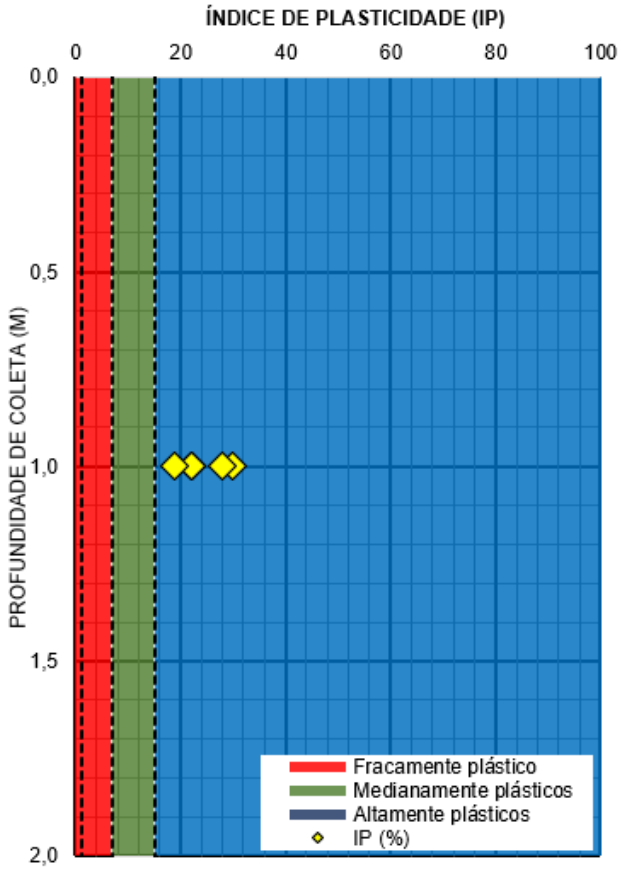


Figura 2 – Índice de Plasticidade.

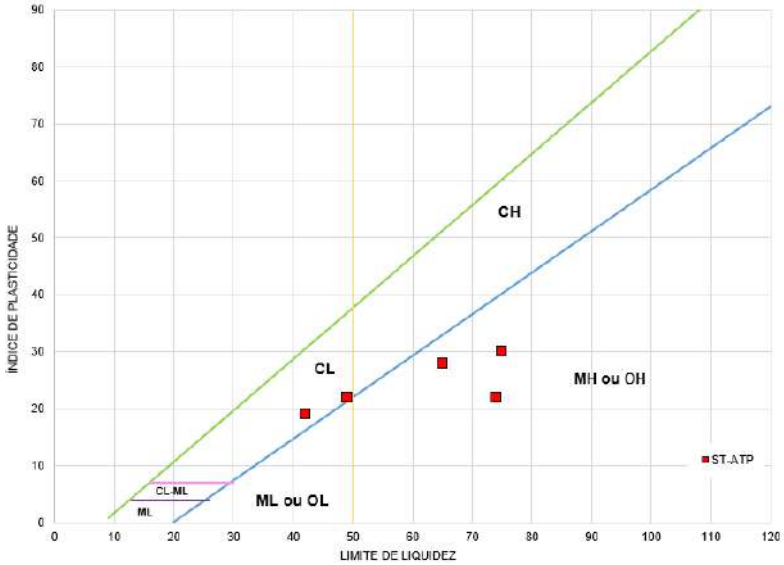


Figura 3 - Carta de plasticidade.

De maneira geral, ao examinar o padrão evidenciado, nota-se o predomínio do material fino (argilas e siltes) que correspondem a cerca de 75% de todo o solo. O índice de plasticidade e a classificação USCS indicam a presença de material plástico.

4 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

De modo a buscar por parâmetros efetivos, minimizando efeitos de sucção, os parâmetros de resistência dos aterros de projeto foram definidos a partir dos resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas (processo de submersão em água por pelo menos 24 horas), seguindo as orientações da norma ASTM D 3080 (American Society for Testing and Materials, 2023). As envoltórias de resistência foram obtidas a partir de quatro pontos nas tensões normais de 14kPa, 27,90kPa, 55,80kPa e 111,60kPa para as cinco amostras ensaiadas: ST-ATP-01, ST-ATP-02, ST-ATP-03, ST-ATP-04 e ST-ATP-05. As tensões normais foram definidas com base nas tensões *in situ*, que variam em função da profundidade analisada. A determinação dessas tensões, conforme aplicadas em laboratório, considerou múltiplos da tensão vertical efetiva em campo na profundidade de 1,0 m, resultando em valores equivalentes a 1x, 2x, 4x e 8x a tensão *in situ*. Os resultados estão dispostos na Tabela 1 e nas Figura 4 e Figura *5*.

Tabela 1 - Relação de parâmetros, classificação USCS e R^2 dos ensaios.

Ensaio[1]	Classif. Unific.	c (KPa)	φ (º)	R^2
ST-ATP-01	CL	32,8	25	0,9775
ST-ATP-02	MH	30,0	24	0,9982
ST-ATP-03	MH	33,2	24	0,9957
ST-ATP-04	CL	34,4	24	0,9874
ST-ATP-05	MH	31,5	25	0,9973

[1] Ensaios realizados na profundidade de 1,00 metro.

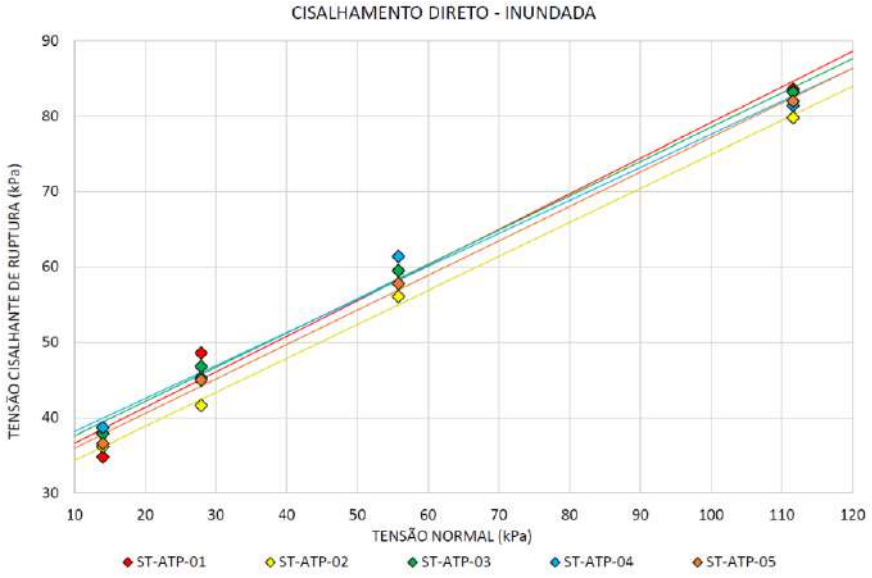


Figura 4 - Envoltórias de resistência de pico com tendência linear individual das amostras inundadas: ST-ATP-01, ST-ATP-02, ST-ATP-03, ST-ATP-04 e ST-ATP-05.

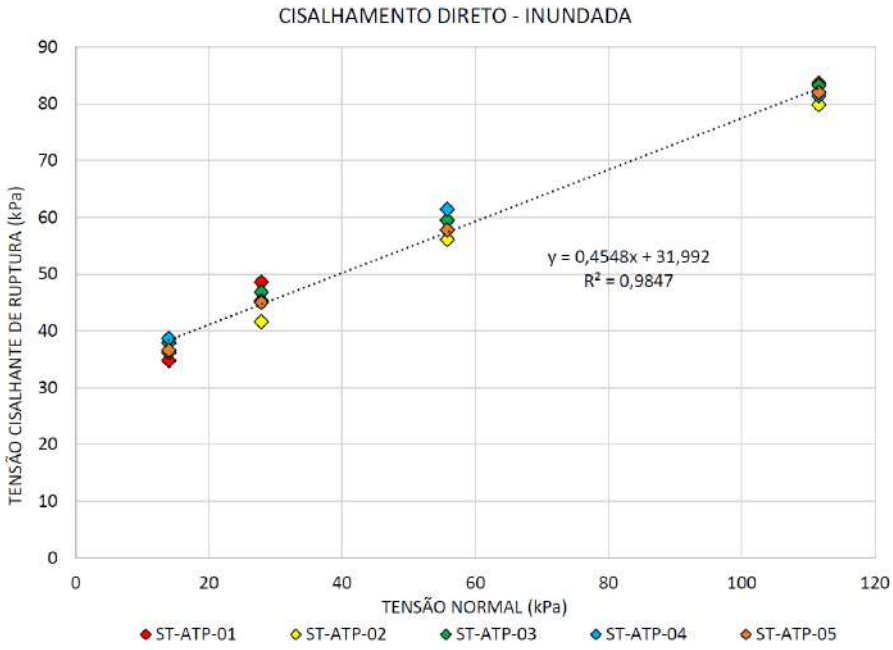


Figura 5 - Envoltórias de resistência de pico das amostras inundadas: ST-ATP-01, ST-ATP-02, ST-ATP-03, ST-ATP-04 e ST-ATP-05.

Foram obtidos (Tabela 1) valores de ângulo de atrito entre 24° e 25° associados a coesões entre 30 kPa e 34,4 kPa, indicando pequena dispersão entre as amostras ensaiadas. Pelo comportamento homogêneo entre as diferentes amostras, os dados também foram tratados em conjunto, sendo traçada uma linha de tendência (Figura 5) para determinar os valores dos parâmetros de coesão c' e ângulo de atrito φ' do conjunto de ensaios. Os resultados obtidos foram: c' = 32 kPa e φ' = 24,4°. O peso específico adotado foi determinado pela média dos pesos específicos úmidos do material compactado, totalizando 17,6 kN/m³.

Os parâmetros obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto foram comparados com os estudos de Marques, Ehrlich & Riccio (2006), conforme Figura 6, que apresenta parâmetros conservativos para solos

brasileiros compactados. Em azul, estão destacados os parâmetros propostos pelos autores para os tipos de solo em estudo, majoritariamente MH, para grau de compactação de 100% Proctor Normal, a saber, c' = 30kPa e φ' = 25°, valores estes que corroboram com os obtidos em ensaio.

Classif. Unific.	Grau de Compactação (%)	Peso Específico Seco Máximo - γ_m (kN/m³)	Ângulo de atrito - φ (°)	Intercepto Coesivo - c (kPa)
SM (Areia Siltosa)	100	21	36	20
	95	20	34	15
	90	19	32	10
	85	18	30	5
SM-SC (Areia Silto-Argilosa)	100	21	33	25
	95	20	33	20
	90	19	33	15
	85	18	33	10
ML (Silte de baixa compressibilidade)	100	19	28	25
	95	18	28	20
	90	17	28	15
	85	16	28	10
MH (Silte de alta compressibilidade)	100	17	25	30
	95	16	25	25
	90	15	25	15
	85	14	25	10
CL (Argila de baixa compressibilidade)	100	19	28	25
	95	18	28	20
	90	17	28	15
	85	16	28	10
CH (Argila de alta compressibilidade)	100	17	25	30
	95	16	25	25
	90	15	25	20
	85	14	25	10

Figura 6 - Parâmetros Conservativos para Solos Brasileiros Compactados (Adaptado de MARQUES, EHRLICH, & RICCIO. 2006)

Verifica-se que, para os materiais estudados, é adequada a adoção do valor de ângulo de atrito igual a 25° associado a um intercepto coesivo de 30 kPa e peso específico de 17 kN/m³, uma vez que esta envoltória, proposta por Marques, Ehrlich, & Riccio (2006), se ajusta de forma conservativa (limite inferior) aos resultados obtidos nos ensaios. A Figura 7 apresenta a comparação entre as envoltórias de resistência obtidas a partir de ensaios de cisalhamento direto com o adotado para o aterro projetado.

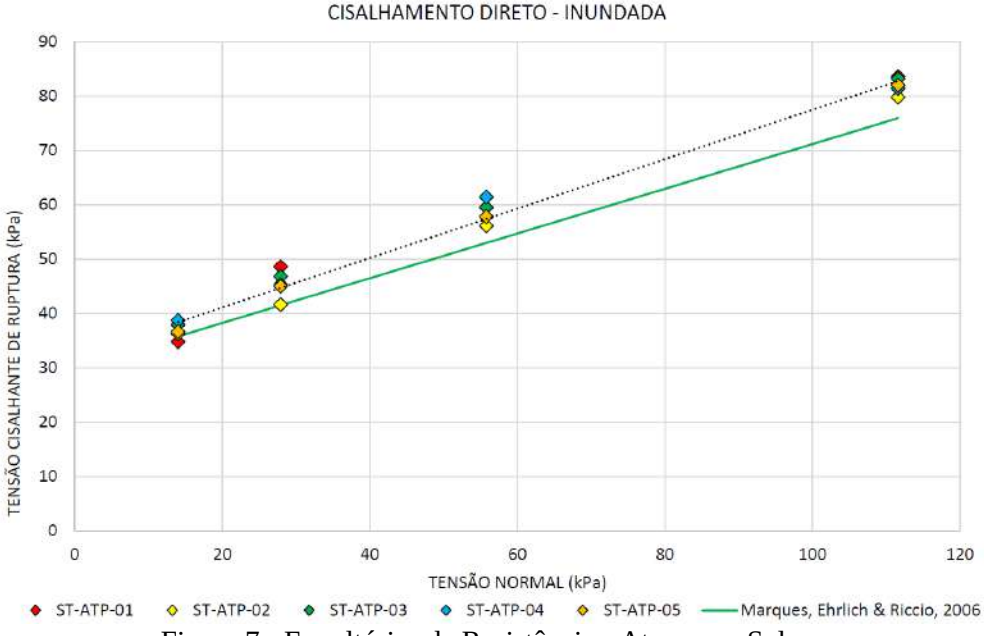


Figura 7 - Envoltórias de Resistência - Aterro em Solo.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente estudo buscou definir parâmetros de resistência para o corpo de aterro previsto para a duplicação de trecho da BR-386/RS. Inserido no contexto geológico do Grupo Serra Geral, o solo residual encontrado na região demonstrou características geotécnicas específicas, influenciadas pelos derrames basálticos, pelos riodacitos e riolitos presentes na área.

A partir de uma campanha de investigação geotécnica, foram coletadas amostras deformadas de locais representativos do material a ser utilizado nos aterros da duplicação, realizados ensaios de caracterização e de ensaios cisalhamento direto em material compactado utilizando 100% PN, de modo a se determinar os parâmetros de coesão e ângulo de atrito. Os resultados obtidos foram consistentes com valores encontrados em literatura especializada, como Marques, Ehrlich, & Riccio, (2006), sustentando a escolha desses parâmetros para o projeto em questão.

A confiabilidade dos dados foi evidenciada por uma diferença inferior a 7% entre os parâmetros obtidos nos ensaios realizados e aqueles indicados em literatura, proporcionando uma base sólida para a concepção e execução do aterro rodoviário.

Portanto, os resultados deste estudo não apenas contribuem para a segurança e eficiência da obra de duplicação da BR-386/RS, mas também para a obtenção e publicação dos parâmetros de resistência dos solos residuais de basalto e/ou riolito provenientes da região, os quais ainda foram pouco explorados na literatura existente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Society for Testing and Materials. (2023). *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.*

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. (2009). *ABNT NBR 11682 - Estabilidade de encostas.*

Centro de Estudos de Geologia Costeira e Oceânica (CECO) & Instituto de Ciências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. (1984). *Atlas Geológico da Província Costeira do Rio Grande do Sul.*

Confederação Nacional do Transporte (CNT). (2023). Parcerias - A provisão de infraestrutura de transporte pela iniciativa privada - Rodovias., (p. 116). Brasília.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. (1995). *DNER-PRO 014/95 - Mapeamento geológico-geotécnico para obras viárias* .

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. (2009). *NORMA DNIT 108/2009 - Terraplanagem - Aterros - Especificação de Serviço.*

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). (2018). *Guia de Análise de Projetos Rodoviários.*

Marques, H. C., Ehrlich, M., & Riccio, M. V. (2006). *Parâmetros de Resistência e Tensão-Deformação por Análise de Elementos Finitos para Obras de Terra com Solos Tropicais Compactados do Brasil.* COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Pinto, C. d. (2006). *Curso Básico de Mecânica dos Solos.* Oficina de Textos.

Serviço Geológico do Brasil (SGB). (2006). *Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul - Escala 1:750.000.*

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/617

Desempenho de Quatro Dispersantes Químicos na Análise Granulométrica da Fração Fina dos Solos Tropicais Lateríticos

Whilison Marques Mendonça
Técnico de laboratório, Universidade Federal de Ouro Preto -UFOP, Ouro Preto, Brasil, whilison@ufop.edu.br

Mariana Queiroz Pinho
Técnica de laboratório, UFOP, Brasil, mariana.pinho@ufop.edu.br

Diogo Reis Stavaux Baudson
Técnico de laboratório, UFOP, Ouro Preto, Brasil, diogo.baudson@ufop.edu.br

Karinna Furst Ferreira
Graduanda em Engenharia Urbana, UFOP, Ouro Preto, Brasil, karinna.ferreira@aluno.ufop.edu.br

Lucas Deleon Ferreira
Professor Adjunto, UFOP, Ouro Preto, Brasil, lucas@ufop.edu.br

RESUMO: Os solos tropicais possuem peculiaridades típicas da sua pedogênese, incluindo classes que apresentam perfis de solo residuais altamente intemperizados, caracterizados pela concentração de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, além de argilas não expansivas do tipo 1:1. A análise granulométrica da fração fina dos solos no Brasil, para fins de geotecnia, é comumente obtida pela velocidade de sedimentação das partículas em uma solução aquosa utilizando um agente químico dispersante que promove a defloculação das partículas de solo aglutinadas por meio da repulsão dos íons. O hexametafosfato de sódio é o agente dispersante indicado pela norma brasileira para análise granulométrica dos solos por sedimentação dos grãos - NBR 7181 (ABNT, 2016), sendo o mesmo agente recomendado pela norma americana D7928 (ASTM, 2021), embora vários estudos indiquem que esse defloculante não é o mais eficiente para solos tropicais com alto grau de intemperização. O objetivo desse trabalho foi comparar as porcentagens das frações silte e argila obtidas pelo método da sedimentação utilizando quatro agentes químicos. Os dispersantes utilizados foram o hexametafosfato de sódio, o trifosfato de sódio, o pirofosfato de sódio e o hidróxido de sódio. Para realização das análises, dez solos tropicais foram selecionados de diferentes localidades de Minas Gerais. De forma complementar, foi realizada a análise granulométrica por difração a laser para cinco amostras, utilizando os mesmos defloculantes adotados na análise por sedimentação. O pirofosfato de sódio mostrou-se o defloculante mais eficiente na dispersão dos solos finos, seguido pelo hexametafosfato de sódio. O ensaio de granulometria a laser apresentou significativa variação dos resultados em relação ao processo de sedimentação para todos os defloculantes.

PALAVRAS-CHAVE: Agente Dispersante, Sedimentação, Análise Granulométrica, Solo Tropical

ABSTRACT: The tropical soils exhibit typical characteristics of their pedogenesis, including the presence of highly weathered residual soils, characterized by the concentration of iron and aluminum oxides and hydroxides, as well as non-expansive 1:1 type clays. Granulometric analysis of the fine fraction of soils in Brazil for geotechnical purposes is commonly obtained by the sedimentation rate of particles in an aqueous solution, which utilizes a chemical dispersing agent that promotes the deflocculation of soil particles aggregated through ion repulsion. Sodium hexametaphosphate is the dispersing agent indicated by the Brazilian standard for sedimentation grain size analysis, and it is also recommended by the American standard D7928 (ASTM). However, several studies indicate that this deflocculant is not the most efficient for tropical soils with a high degree of weathering. The aim of this study was to compare the percentages of silt and clay fractions obtained by the sedimentation method using four chemical agents. The dispersants used were sodium hexametaphosphate, sodium tripolyphosphate, sodium pyrophosphate, and sodium hydroxide. For the analyses, ten tropical soils were selected from different locations in Minas Gerais. Additionally, laser

diffraction granulometric analysis was performed for five soils with the same deflocculants used in the sedimentation analysis. Sodium pyrophosphate proved to be the most efficient deflocculant in dispersing fine soils, followed by sodium hexametaphosphate. The laser granulometry test showed significant variation in results compared to the sedimentation process for all dispersants.

KEYWORDS: Dispersing Agent, Hydrometer Analysis, Grain Sizes Analysis, Tropical Soil.

1 INTRODUÇÃO

Os solos tropicais lateríticos são conhecidos não só por se localizarem nas regiões tropicais, mas também por apresentarem propriedades físico-químicas e comportamento mecânico muito distintos da mecânica dos solos clássica (Carvalho et al., 2015). Decorrentes da evolução pedogenética de solos residuais superficiais em regiões tropicais úmidas, os solos lateríticos sofrem elevado intemperismo químico, em consequência das altas temperaturas e intenso regime de chuvas aos quais estão submetidos (Santos, 2006; Reschetti Jr, 2008). Em razão das diversas condições de formação desses solos, associadas a processos pedológicos e geológicos distintos, torna-se imprescindível o conhecimento de suas características e propriedades nos estudos geotécnicos.

A fração argilosa destes solos é marcada pela presença de argilominerais do grupo caulinita (de baixa atividade coloidal) e de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Estes constituintes têm a capacidade de conferirem uma coloração característica, como o vermelho e/ou amarelo, além de agirem como agentes cimentantes entre as partículas, desempenhando importante papel na formação dos agregados (torrões) e concreções lateríticas. Em algumas situações, os agregados podem apresentar dimensões muito pequenas, exibindo argilominerais aglutinados em formas de “nuvens” ou “pipocas” (Nogami e Villibor, 1995).

Análises de microscopia eletrônica de varredura, destinadas a avaliar a microestrutura desses solos, mostraram que as partículas individuais de argila não são, no geral, distinguíveis. Quando são, aparecem com pouca nitidez (Nogami e Villibor, 1995). Considerando as particularidades desses solos, especialmente relacionadas às partículas finas, ensaios considerados triviais nos laboratórios de mecânica dos solos, como a análise granulométrica, demandam maior cautela na escolha de algumas metodologias, bem como na análise e interpretação dos resultados.

Os ensaios granulométricos são fundamentais para caracterização e classificação dos solos, possibilitando determinar a distribuição do tamanho das partículas e a compreensão de propriedades físicas importantes, sendo constituídos das etapas de peneiramento (fração grossa) e sedimentação (fração fina). As análises via sedimentação podem ser executadas pelo método da pipeta ou através de leituras em um densímetro graduado (Arora, 2003). O princípio físico do ensaio é baseado na lei de Stokes, na qual a velocidade de queda dos grãos é diretamente proporcional ao quadrado do diâmetro das partículas. Entretanto, devido à presença de cargas elétricas na superfície das argilas, há predisposição para formação de flocos, tornando necessária a adição de agentes dispersivos que promova a individualização dos grãos (Ranjan e Rao, 1991). No Brasil, a metodologia utilizada para o ensaio de granulometria é padronizada pela NBR 7181 (ABNT, 2016), que sugere a utilização do agente químico hexametafosfato de sódio dissolvido em água destilada e tamponado com carbonato de sódio para separação das partículas.

Existem ao menos três normativas internacionais que utilizam o mesmo defloculante adotado na norma brasileira, porém, em diferentes concentrações: BS 1377/2 (BS, 1990), IS 2720/4 (IS, 1985), *e International Soil Reference and Information Center* (ISRIC, 2002). Além do hexametafosfato de sódio, outros agentes dispersivos foram avaliados em diversos estudos da literatura, com destaque para o silicato de sódio, oxalato de sódio, pirofosfato de sódio e o tetrapirofosfato de sódio (Lambe, 1951; TMH1, 1986; Schuurman & Goedewaagen, 1971; Yoo & Boyd, 1994; Kaur e Fanourakis, 2016).

Em relação aos estudos nacionais, destacam-se os trabalhos de Sousa et al. (2009) e Rodrigues et al. (2011), que comparam diferentes dispersantes químicos e suas combinações em solos tropicais, sendo eles: hidróxido de sódio, hexametafosfato de sódio e carbonato de sódio, ácido clorídrico e hidróxido de sódio e hidróxido de lítio. Segundo Donagemma et al. (2019), o dispersante mais indicado para análises granulométricas em solos brasileiros tem sido o hidróxido de sódio. No entanto, para solos com pH mais elevado (> 6,0), devido à presença de cátions floculantes como o Ca^{2+} e Mg^{2+}, recomenda-se o hexametafosfato de sódio.

Diante das dificuldades inerentes à determinação textural do solo, principalmente para fração fina, técnicas como a difração a laser (granulometria a laser), têm se apresentado como uma alternativa para o ensaio, sendo amplamente discutida por diversos pesquisadores (Eshel et al., 2004; Falheiro et al., 2011; Dias, 2014; Capelli, 2016). Segundo estes autores, o método apresenta vantagens em relação à sedimentação, como a alta repetibilidade, necessidade de pouca quantidade de amostra, rapidez nas análises e maior eficiência para avaliação de partículas finas (< 2 μm). A metodologia é baseada no princípio da absorção e difração da luz do laser na amostra, sendo a concepção da técnica fundamentada pelos modelos óticos de Fraunhofer e Mie, devido ao refinamento que considera os fenômenos de absorção, refração e reflexão do laser nas partículas do solo (Pinheiro et al. 2018).

O objetivo deste estudo consistiu na investigação do efeito de quatro agentes dispersantes químicos no ensaio de sedimentação em dez solos tropicais lateríticos. Visando comparar os resultados da sedimentação com uma metodologia diferente para determinação do diâmetro das partículas, também foram realizados ensaios de granulometria a laser.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Solos

As amostras de solo utilizadas nessa pesquisa fazem parte do banco de amostras do Centro Tecnológico de Geotecnia Aplicada da Escola de Minas (Universidade Federal de Ouro Preto), onde foram realizados todos os experimentos dessa pesquisa. Os solos selecionados de pesquisas anteriores foram todos coletados no estado de Minas Gerais e são de comportamento tipicamente laterítico, sendo identificados como S1 a S10. Resultados anteriores apresentaram diferenças significativas nas análises de sedimentação desses solos, quando utilizado (ou não) o defloculante químico, evidenciando a presença de partículas aglomeradas.

2.2 Agentes químicos defloculantes

A escolha dos agentes químicos defloculantes e suas concentrações em solução aquosa foi baseada em indicações de estudos anteriores consultados na bibliografia. Wintermyer e Kinter (1995) utilizaram 19 diferentes agentes químicos em solução padrão 0,4N (normalidade) na análise por sedimentação de 16 tipos de solos, incluindo um solo laterítico de Porto Rico. De acordo com os autores, o fosfato trissódico (Na_3PO_4) e o pirofosfato de sódio ($Na_4P_2O_7$) foram os mais efetivos para o solo laterítico. Para Borja et al. (2015), o hidróxido de sódio (NaOH) foi o dispersante mais eficiente em análises comparativas realizadas utilizando nove amostras de solo. A mistura de hexametafosfato de sódio ($[NaPO_3]_6$) com carbonato de sódio (Na_2CO_3) – calgon – e o pirofosfato de sódio mostraram-se mais efetivos nos estudos realizados por Kaur e Farnourakis (2016).

A partir dos resultados obtidos de estudos anteriores, nas recomendações de norma e em manuais da Embrapa (Sá, 2021) foram escolhidos quatro dispersantes químicos para as análises de sedimentação dos solos tropicais. A concentração química em solução aquosa foi fixada com normalidade igual a 0,4N, ou seja, uma concentração baseada em íons equivalentes do soluto, à exceção do hexametafosfato de sódio, sendo utilizada a concentração recomendada pela NBR 7181 (ABNT, 2016). A Tabela 1 apresenta a descrição dos agentes e a concentração das soluções utilizadas nessa pesquisa.

Tabela 1. Descrição e concentração dos agentes dispersantes

Nome	Fórmula Química	Concentração molar (mol/L)	Concentração em massa (g/L)
Hexametafosfato de sódio[1]	$[Na_6(PO_3)]_6$	0,07	45,70
Fosfato trissódico dodecahidratado	$Na_3PO_4.12H_2O$	0,13	50,68
Pirofosfato de sódio	$Na_4P_2O_7$	0,10	26,61
Hidróxido de Sódio	NaOH	0,40	16,00

[1] Carbonato de sódio (Na_2CO_3) foi acrescentado até que o pH da solução atingisse 9,0.

2.3 Procedimentos de Ensaio

Os ensaios de sedimentação foram executados conforme os procedimentos descritos na NBR 7181 (ABNT, 2016). Previamente à execução, foi realizado a calibração da altura de queda das partículas na proveta, função da leitura do densímetro e do tipo de defloculante utilizado, sendo gerada para cada defloculante uma curva de calibração, modelada por uma função polinomial de 3º grau. A altura de ascensão do menisco também foi utilizada na correção das leituras efetuadas.

Para cada amostra seca ao ar, destorroada e passada na peneira #10 (2 mm), foram separadas quatro frações de 70 g (± 0,1) que foram adicionadas a 125 mL das soluções com o defloculante. Após um período de 12 h, o material foi disperso a 10.000 rpm durante 15 min. Posteriormente, o material foi transferido para uma proveta com água destilada (completando-se o volume até 1.000 mL) e sendo agitado por um minuto (Figura 1). As leituras de densidade relativa e temperatura foram realizadas conforme os intervalos sugeridos pela norma brasileira NBR 7181 (ABNT, 2016).

Figura 1. Ensaio de sedimentação em andamento

Os dados gerados durante os ensaios foram tratados em planilha eletrônica, sendo realizadas as devidas correções de leituras para a geração das curvas granulométricas. Apesar de terem sido realizadas as etapas de peneiramento grosso e fino dos materiais, os resultados serão apresentados apenas em termos da fração correspondente à sedimentação, ou seja, menor que 0,075 mm (faixa granulométrica que sofre efeito direto da ação dos defloculantes).

Os ensaios comparativos realizados via difração a laser foram executados com cinco amostras de solos, para cada um dos quatro defloculantes. Nesse procedimento, 1,0 mL da solução de defloculante foi adicionado a 0,5 g de solo. A quantidade de solo adotada foi a que mostrou mais adequada para atingir a taxa de obscurescência ideal indicada pelo software do aparelho. Para circulação do material por via úmida nas lentes de difração do laser foi utilizado uma taxa de 3000 rpm na bomba de água Hydro 2000 MU. O granulômetro a laser utilizado foi o modelo Mastersizer 2000, da Malvern Panalytical. O tratamento dos dados para obtenção dos diâmetros e porcentagem em volume das partículas foi realizado segundo o modelo óptico de Franhoufer.

O parâmetro adotado para avaliar a eficiência dos defloculantes utilizados nessa pesquisa foi a porcentagem passante dos materiais em três diferentes diâmetros: 0,002 mm (fração argila), 0,06 mm (fração silte) e 0,075 mm (fração fina). Dessa forma, quanto maior a porcentagem de material passante nos respectivos diâmetros, melhor a dispersão das partículas, o que pode estar associado a uma maior eficiência do defloculante.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os ensaios de sedimentação foram executados com êxito utilizando as concentrações propostas inicialmente para cada defloculante, ou seja, não ocorreu reação adversa que levasse à floculação visível das partículas. Entretanto, os solos dispersos com hidróxido de sódio apresentaram duas peculiaridades após a dispersão mecânica. As soluções com esse defloculante, após serem vertidas na proveta, formaram uma quantidade de espuma que impossibilitava a leitura no densímetro, sendo necessário a adição de álcool isopropílico em quantidade inferior a 1 mL para eliminar a espuma formada. Além da espuma, as leituras

iniciais de temperatura nas soluções com o hidróxido de sódio foram, em média, um grau Celsius acima das demais. Após o período de uma a duas horas, a temperatura se equalizava com as outras soluções. Os outros defloculantes não apresentaram comportamento atípico.

Os valores de densidade relativa e temperatura registrados durante o processo de sedimentação de todos os 40 ensaios foram utilizados para elaborar as curvas granulométricas da fração fina dos solos, conforme a Lei de Stokes expressas nas fórmulas que constam na NBR 7181 (ABNT, 2016). A Tabela 2 apresenta os resultados sintetizados das curvas granulométricas geradas para os dez solos, exibindo a porcentagem de material menor que os diâmetros 0,002 mm (argila), 0,06 mm e 0,075 mm.

Tabela 2: Porcentagem passante por fração granulométrica para cada defloculante no ensaio de sedimentação

Identi-ficação	Fração (mm)	Porcentagem passante (%)					
		$[Na(PO_3)]_6$	Na_3PO_4	$Na_4P_2O_7$	NaOH	Média	Desvio Padrão
S1	0,002	25,83	13,25	29,28	22,37	22,68	6,89
	0,06	29,95	28,28	35,36	26,47	30,02	3,84
	0,075	31,08	29,44	36,33	27,35	31,05	3,84
S2	0,002	52,04	62,89	71,05	56,75	60,68	8,22
	0,06	73,46	77,30	86,27	82,18	79,80	5,60
	0,075	74,18	77,66	86,64	82,91	80,35	5,52
S3	0,002	38,68	35,77	42,92	8,42	31,45	15,63
	0,06	80,64	77,83	85,78	78,82	80,77	3,54
	0,075	63,28	72,60	71,49	76,52	70,97	5,56
S4	0,002	56,93	55,85	65,04	50,76	57,15	5,91
	0,06	71,48	68,51	75,98	68,44	71,10	3,55
	0,075	76,61	67,53	76,23	64,08	71,11	6,29
S5	0,002	65,30	63,56	74,59	64,14	66,90	5,18
	0,06	77,69	73,77	83,74	73,99	77,30	4,66
	0,075	86,33	83,87	88,35	80,89	84,86	3,22
S6	0,002	39,32	51,27	50,24	42,86	45,92	5,78
	0,06	61,09	71,16	69,30	74,27	68,96	5,63
	0,075	72,23	68,89	76,36	68,83	71,58	3,56
S7	0,002	47,19	13,97	70,29	23,29	38,69	25,29
	0,06	84,58	82,81	87,42	80,35	83,79	2,98
	0,075	81,40	78,97	87,29	80,34	82,00	3,66
S8	0,002	71,23	64,19	76,50	60,97	68,22	6,99
	0,06	96,56	85,66	95,04	85,08	90,59	6,06
	0,075	79,21	75,23	85,61	74,35	78,60	5,13
S9	0,002	62,88	53,25	66,54	44,58	56,81	9,90
	0,06	75,55	66,37	75,12	63,17	70,05	6,24
	0,075	98,39	87,77	98,04	87,35	92,89	6,16
S10	0,002	18,93	17,87	24,66	16,55	19,50	3,57
	0,06	51,63	49,96	57,00	47,15	51,44	4,15
	0,075	53,40	51,49	58,94	47,71	52,89	4,68

A média da porcentagem de argila dos solos analisados variou de aproximadamente 20% (S1 e S10) até 70% (S5 e S8), entretanto, houve uma significativa dispersão nos resultados apresentados pelos diferentes defloculantes. A fração 0,002 mm apresentou maior desvio padrão entre os defloculantes para oito dos dez

solos estudados. Dessa forma, a alteração do tipo de defloculante é mais sensível nos resultados das partículas mais finas (argila). Já nas porcentagens referentes às frações 0,06 e 0,075 mm, os desvios registrados foram menores, na faixa de 3 a 7%.

Na determinação da fração argila, o $Na_4P_2O_7$ apresentou maiores porcentagens para nove das dez amostras de solo analisadas. Desempenho semelhante foi registrado nas frações 0,06 e 0,075 mm. A maior porcentagem de finos pode significar uma dispersão mais eficiente das soluções com esse tipo de defloculante. O $[Na(PO_3)]_6$ e o Na_3PO_4 apresentaram desempenho intermediários nas análises, enquanto o NaOH apresentou o pior desempenho, dentre os defloculantes analisados. Para alguns solos, como o S3, após algumas horas de ensaio, a solução com NaOH apresentou turbidez visivelmente menor em relação às demais, refletindo porcentagens de argila significativamente menores.

Para solos mais argilosos, a variação no comportamento das curvas granulométricas foi mais acentuada em relação aos solos mais arenosos. Os gráficos da Figura 2 mostram as curvas granulométricas para solos de textura argilosa e arenosa. O solo S1 (arenoso) apresentou curvas mais próximas, enquanto o S2 (argiloso) exibiu maior espaçamento entre as curvas e consequente maior variação na porcentagem de finos. Para ambos os solos, a curva com o Na_3PO_4 teve comportamento atípico em relação às demais. Nos solos S9 e S10 essa variação é ainda mais nítida, sendo as curvas do solo S10 (arenoso) com comportamento padronizado, enquanto as curvas do solo S9 (argiloso) apresentaram maior variação, especialmente no trecho final que representa as partículas mais finas do solo.

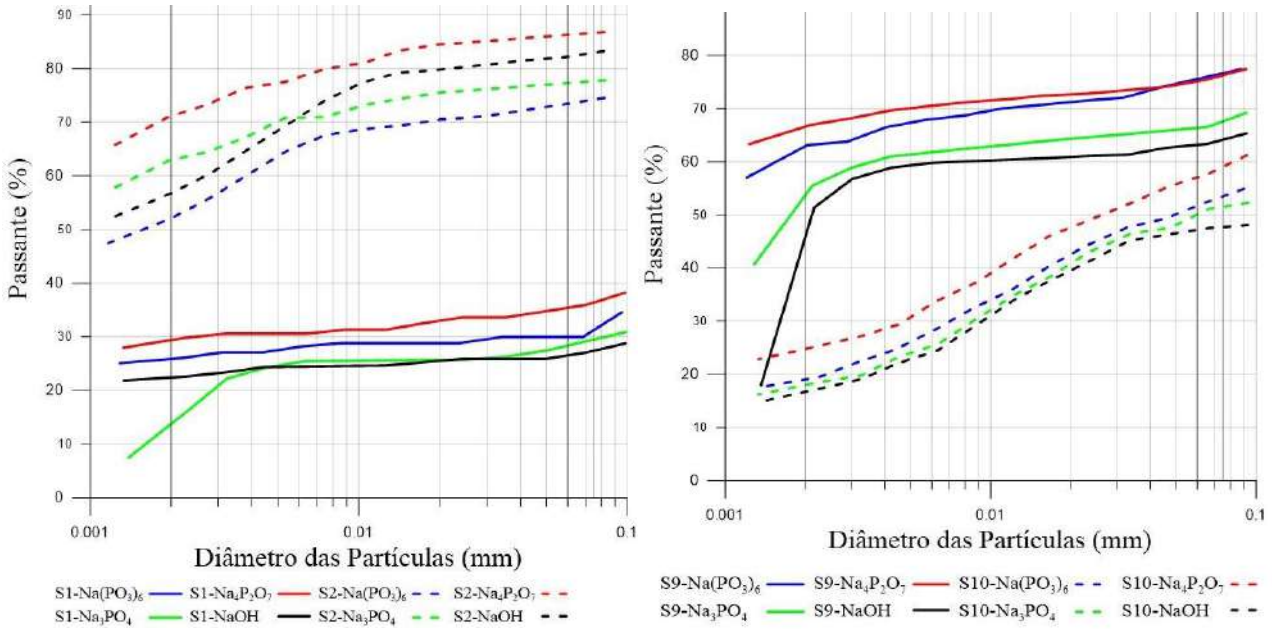


Figura 2. Curvas granulométricas dos solos S1 e S2 (esquerda) e S9 e S10 (direita)

Na Tabela 3 são apresentados os resultados obtidos na granulometria a laser. Neste ensaio, foram ensaiadas cinco amostras: S1, S4, S5, S6 e S9. A porcentagem de argila variou de 6% (S6), passando pela faixa de 13% (S1 e S4) e chegando a 23% (S5 e S9). Esta mesma fração granulométrica apresentou menor desvio padrão entre os defloculantes para quatro dos cinco solos estudados, resultado oposto ao ensaio de sedimentação, que apresentou maior desvio padrão dos resultados para esta faixa granulométrica.

Comparando os dois ensaios, percebe-se que amostras apresentaram maior porcentagem de argila nos ensaios de sedimentação. Apenas a amostra S1 com o defloculante Na_3PO_4 apresentou porcentagem maior de argila no granulômetro a laser. Desta forma, percebe-se que o uso do equipamento não foi tão eficiente quanto a sedimentação para a fração 0,002 mm. Já em relação a fração de 0,06 mm, as amostras S5 e S6 apresentaram valores superiores para todos os defloculantes no ensaio de granulometria a laser, quando comparada com a sedimentação. Este mesmo comportamento foi observado na fração de 0,075 mm.

Na determinação da fração argila (0,002 mm), o $Na_4P_2O_7$ apresentou maior porcentagem em três dos cinco solos analisados. Já nas frações de 0,06 e 0,075 mm, o NaOH apresentou três solos com maior porcentagem. O defloculante $[Na(PO_3)]_6$ não apresentou nenhum valor superior em nenhuma fração dos solos analisados.

Tabela 3: Porcentagem passante por fração granulométrica no ensaio de granulometria a laser

Identificação	Fração (mm)	Porcentagem passante (%)					
		$[Na(PO_3)]_6$	Na_3PO_4	$Na_4P_2O_7$	NaOH	Média	Desvio Padrão
S1	0,002	11,83	15,46	13,99	10,01	12,82	2,40
	0,06	29,05	47,55	34,59	55,33	41,63	11,98
	0,075	30,88	49,23	37,42	56,64	43,54	11,57
S4	0,002	16,44	16,14	17,69	5,32	13,90	5,76
	0,06	88,38	89,26	86,77	55,18	79,90	16,51
	0,075	89,52	90,53	87,79	62,79	82,66	13,29
S5	0,002	25,72	25,34	25,73	13,79	22,65	5,91
	0,06	86,84	86,14	86,87	89,14	87,25	1,31
	0,075	88,75	87,78	89,11	91,23	89,22	1,45
S6	0,002	5,46	6,14	5,27	7,7	6,14	1,10
	0,06	33,61	34,6	32,31	40,86	35,35	3,79
	0,075	38,4	39,28	36,93	46,11	40,18	4,07
S9	0,002	26,1	26,05	36,77	3,65	23,14	13,94
	0,06	76,64	85,25	86,57	37,87	71,58	22,90
	0,075	78,36	86,64	87,45	44,47	74,23	20,26

4 CONCLUSÕES

As seguintes conclusões podem ser inferidas da pesquisa realizada:

- A determinação da porcentagem de argila dos solos é altamente sensível quanto ao tipo de defloculante utilizado;
- O defloculante pirofosfato de sódio apresentou o melhor desempenho quanto à dispersão dos materiais estudados, seguido pelo hexametafosfato de sódio e fosfato trissódico, respectivamente. O bom desempenho do pirofosfato de sódio corrobora os resultados já relatados anteriormente por Wintermyer e Kinter (1955) e Kaur & Fanourakis (2016);
- O hidróxido de sódio apresentou maior variação nos resultados e, no geral, mostrou a pior dispersão;
- O método de análise por difração a laser pelo modelo de Franhoufer não demonstrou bons resultados quando comparado com a análise por sedimentação, subestimando a porcentagem de argila para todos os solos analisados.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001. Agradecemos o apoio institucional da Universidade Federal de Ouro Preto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arora, K.R. (2003) *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Standard Publishers Distributors, New Delhi.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 7181 (2016) *Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

British Standard - BS. (1990). *Methods of test for soils for civil engineering purposes*. BS Designation 1377 Part 2, BSI, London.

Capelli, R.B. (2016) *Comparação de métodos na análise granulométrica de rejeitos de mineração*. Monografia de Graduação. 31f. Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto.

Carvalho, J. C. et al. (2015) *Solos não saturados no contexto geotécnico*. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Dias, K.A. (2014) *High-resolution methodology for particle size analysis of naturally occurring sand size sediment through laser diffractometry with application to sediment cores: kismet, fire island, New York* Disertação de Mestrado. 82f. Stony Brook University.

Donagemma, G.K. et al. (2019) *Granulometria: análise convencional e teste de dispersantes químicos em solos da IX RCC*.

Eshel, G., Levy, G.J., Mingelgrin, U., Singer, M.J. (2004) Critical evaluation of the use of laser diffraction for particle-size distribution analysis. *Soil Science Society of America Journal*, 68(3), 736-743.

Falheiro, P.F., Abuchacra, R.C., Pacheco, C.E.P., Figueiredo, A.G., Vasconcelos, S.C. (2011) *Comparação de diferentes métodos de preparação de amostras de sedimento para granulometria a laser*. XIII Congresso da Associação Brasileira de Estudos do Quaternário ABEQUA, Armação de Búzios-RJ.

Indian Standard - IS. (1985) *Methods of tests for soils*. IS Designation 2720 Part IV, BIS, New Delhi.

International Soil Reference and Information Centre - ISRIC. (2002) *Procedures for soil analysis*. Technical paper 9, Netherlands.

Kaur, A., Fanourakis, G. C. (2016) The effect of type, concentration and volume of dispersing agent on the magnitude of the clay content determined by the hydrometer analysis. *Journal of South African Institution of Civil Engineers*.

Lambe, T. W. (1951) *Soil testing for engineers*, New York: John Wiley & Sons, Inc.

Nogami, J. S., Villibor, D. F. (1995) *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*. Editora Villibor, São Paulo, SP.

Pinheiro, P. O., Arantes, L. A., Pereira, E. L., Ferrreira, L. D., Gomes, R. C. (2018) Proposta de utilização do granulômetro a laser para a determinação da distribuição granulométrica de rejeitos finos de mineração. In *XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador*.

Ranjan, G., Rao, A.S.R. (1991). Basic and applied soil mechanics, Wiley Eastern Limited, New Delhi.

Reschetti Junior P. R. (2008) *Avaliação do Comportamento Mecênico de um Solo Arenoso Fino Laterítico Reforçado com Fibras para Uso em Pavimentação*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

Rodrigues, C., Oliveira, V. Á. D., Silveira, P. M. D., & Santos, G. G. (2011) Chemical dispersants and pre-treatments to determine clay in soils with different mineralogy. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, *35*, 1589-1596.

Sá, M. A. C. (2021) Dispersão do solo para análise granulométrica: uma breve revisão. DF: *Embrapa Cerrados*. 25p.

Santos, E. F. (2006) *Estudo Comparativo de Diferentes Sistemas de Classificações Geotécnicas Aplicadas aos Solos Tropicais*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

Schuurman, J. J., Goedewaagen, M. A. J. (1971) *Methods for the examination of root systems and roots.* Wageningen, The Netherlands: Pudoc.

Sousa N, E. L. D., Figueiredo, L. H. A., Beutler, A. N. (2009) Dispersão da fração argila de um Latossolo sob diferentes sistemas de uso e dispersantes. *Revista Brasileira de Ciência do solo*, *33*, 723-728.

TMH1 (1986) *Standard methods of testing road construction materials*. Method A6. Pretoria: National Transport Commission.

Wintermyer, A. M., Kinter, E. B. (1955). Dispersing agents for particle-size analysis of soils. *Highway Research Board Bulletin*, (95).

Yoo, K. H., Boyd, C. E. (1994) *Hydrology and water supply for pond aquaculture*, USA: Springer.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/618

Desenvolvimento de uma Ferramenta Computacional para Otimização de Misturas Granulares

Valteson da Silva Santos
Professor, IFPB, Patos, Brasil, valteson.santos@ifpb.eu.br

Allan Benício Silva de Medeiros
UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, allanbenicio08@gmail.com

Romário Stéffano Amaro da Silva
UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, romario.tw@gmail.com

Ana Beatriz Stefany Santos Campos
UFRN, Natal, Brasil, abstefany23@gmail.com

Osvaldo de Freitas Neto
Professor, UFRN, Natal, Brasil, osvaldo.neto@ufrn.br

RESUMO: Este estudo propõe o desenvolvimento e teste de uma ferramenta computacional para otimização de misturas granulares em engenharia civil. A metodologia envolveu a criação de uma planilha eletrônica que permite a inserção das curvas de distribuição granulométrica de até dez materiais, juntamente com a curva granulométrica alvo desejada para a mistura. Foi empregado o método dos mínimos quadrados e a ferramenta Solver do Microsoft EXCEL®, com automatização dos cálculos por meio da linguagem *Visual Basic for Applications* (*VBA*). Os principais aspectos analisados incluem a eficácia da ferramenta na otimização das misturas granulares e sua adaptabilidade a diferentes cenários. Os resultados dos testes realizados em uma central dosadora de agregados para pavimentação demonstraram um ajuste bem-sucedido das faixas granulométricas, com tempo de processamento rápido. Além disso, a ferramenta foi avaliada em cinco projetos de pesquisa, evidenciando sua robustez e eficácia na otimização de misturas binárias e ternárias. Conclui-se que a ferramenta desenvolvida é uma solução prática e eficiente para otimização de misturas granulares com base na distribuição granulométrica dos materiais constituintes.

PALAVRAS-CHAVE: Agregados, Faixa Granulométrica, Pavimentação, Solos.

ABSTRACT: This study proposes the development and testing of a computational tool for optimizing granular mixtures in civil engineering. The methodology involved the creation of an electronic spreadsheet allowing the insertion of the particle size distribution curves of up to ten materials, along with the desired target particle size distribution curve for the mixture. The least squares method and the Solver tool in Microsoft EXCEL® were employed, with automation of calculations through the Visual Basic for Applications (*VBA*) language. The key aspects analyzed include the effectiveness of the tool in optimizing granular mixtures and its adaptability to different scenarios. The results of tests conducted at an aggregate batching plant for pavement indicated successful adjustment of particle size distribution ranges, with rapid processing time. Additionally, the tool was evaluated in five research projects, demonstrating its robustness and effectiveness in optimizing binary and ternary mixtures. It is concluded that the developed tool is a practical and efficient solution for optimizing granular mixtures based on the particle size distribution of constituent materials.

KEYWORDS: Aggregates, Particle size distribution, Pavement, Soils.

1. INTRODUÇÃO

A granulometria dos materiais constituintes de um compósito afeta o seu desempenho de forma que a otimização da sua granulometria é uma das formas de melhorar suas propriedades (Wang, 2013). De fato, diversos normativos sugerem faixas granulométricas utilizáveis para materiais granulares comercializados como materiais de construção. Cita-se como exemplo as faixas para agregado graúdo e as faixas utilizável e ótima de agregado miúdo para concreto prevista pela NBR 7211:2009. A norma 141:2010 – ES do DNIT também sugere faixas granulométricas às quais solos ou misturas de solo devem se adequar. Por fim, cita-se as faixas granulares de material para concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ), conforme norma 031:2006 do DNIT.

Esse trabalho surgiu a partir de uma demanda de uma central dosadora de agregados para CAUQ. Rotineiramente o ajuste do material era feito por tentativa e erro. O responsável pela central apontava proporções adequadas de cada material (pedrisco, pó de pedra, areia) e realizava a mistura. Após a mistura dos materiais era feito o ensaio granulométrico e verificada a adequabilidade às faixas normatizadas, caso não fosse possivel encaixar a mistura na faixa adequada, era então repetido o processo até que se encontrasse resultado satisfatório. Esse procedimento demandava um tempo significativo, devido à necessidade de repetição, chegando em algumas situações a ser necessárias semanas de tentativas.

Esse trabalho, propôs-se, a princípio, automatizar esse processo de adequabilidade da granulometria resultante da mistura de materiais através de uma planilha eletrônica. Ao longo do desenvolvimento, percebeu-se o potencial da ferramenta para outras aplicações.

2. METODOLOGIA DE DESENVOLVIMENTO DA FERRAMENTA COMPUTACIONAL

A ferramenta computacional foi desenvolvida na forma de uma planilha eletrônica compatível com o MS EXCEL® da Microsoft. Os dados de entrada são as curvas granulométricas dos materiais a serem misturados. A entrada de dados para cada projeto foi habilitada para ser realizada de forma massiva ou manual. Para entrada de dados massiva, foi desenvolvido um código em *VBA* (*Visual Basic for Applications*) a partir do qual o usuário importa os arquivos das curvas granulométricas dos materiais em formato de planilha eletrônica. O código foi desenvolvido de forma que seja possível uma compatibilização com qualquer formato de planilha granulométrica. Desta forma, a planilha permite trabalhar com até 10 amostras de uma mesma vez. O Quadro 1 representa os dados consolidados de três amostras importadas para a planilha.

Quadro 1. Dados de entrada da planilha.

Amostra	Granulometria													
	Material passando nas peneiras (%)												Sedimentação	
	1'	3/8	-	4	8	10	16	32	64	100	40	200		
	25,4	9,5	6,3	4,8	2,36	2	1,18	0,6	0,42	0,3	0,15	0,074	0,06	0,002
Areia	100%	100%	100%	100%	78%	75%	60%	50%	40%	30%	20%	6%	3%	2%
RPP	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	97%	27%
Cal	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	95%	34%

Uma vez que a ferramenta desenvolvida tem potencial para ser aplicada em diversas situações, foi implementada uma função de escolha pelo usuário da curva granulométrica desejada, conforme apresentado na Figura 1. Foi utilizada uma ferramenta de validação de dados do MS EXCEL® para restringir a escolha curva desejada apenas àquelas cadastradas. A escolha da curva carrega internamente os dados que serão utilizados na otimização. Foi implementado na planilha um banco de dados para as faixas granulométricas previstas na norma 141:2010 – ES do DNIT, na norma NBR 7211:2009 e na norma 031:2006 do DNIT. De forma complementar, foi implementada a curva ótima prevista pelo modelo de empacotamento de Alfred conforme recomendações de Funk & Dinger (1994).

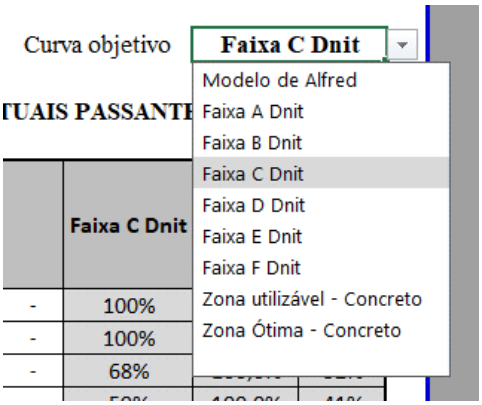


Figura 1. Caixa de seleção para a escolha da curva granulométrica desejada.

Para implementação do modelo de Alfred, utilizou-se a equação 1.

$$CPFT = \left(\frac{D^q - D_s^q}{D_L^q - D_s^q}\right) \quad (1)$$

Onde:
CPFT é a porcentagem acumulada de partículas menores que o diâmetro D;
q é uma constante, designada por coeficiente ou módulo de distribuição;
D_L é o diâmetro da maior partícula da amostra;
D_S é o diâmetro da menor partícula da amostra.

Uma vez que algumas curvas são apresentadas como limites superiores e inferiores, optou-se por utilizar como referência para o processo de otimização a média desses limites calculada para cada diâmetro. A metodologia de implementação adotada permite a inserção de outros modelos de empacotamento assim como outras curvas granulométricas.

Após escolhida a curva objeto, a planilha já apresenta em um gráfico as curvas granulométricas dos materiais inseridos, a curva granulométrica escolhida para otimização e uma curva teórica com a mistura dos materiais granulares, conforme apresentado na Figura 2.

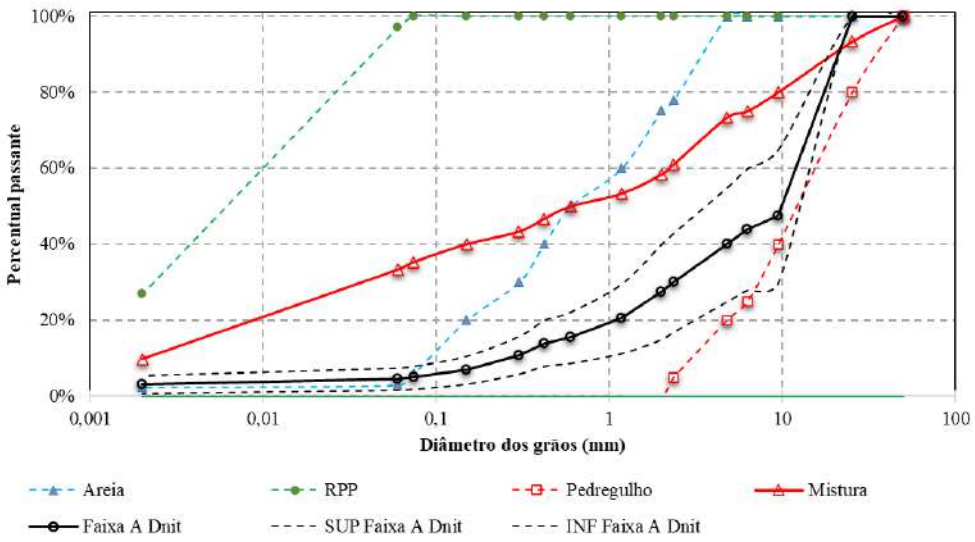


Figura 2. Gráfico extraído da planilha que mostra as curvas granulométricas analisadas.

Foi desenvolvido um algoritmo em *VBA* para que a curva inicial da mistura tenha proporções iguais de cada um dos seus componentes. A Figura 3 exemplifica a mistura de areia, Resíduo de polimento de porcelanato (RPP) e Pedregulho em quantidades iguais de 33,33%. Adotou-se esse valor como parâmetro de

partida para otimização. O cálculo do percentual passante da mistura para cada diâmetro foi feito através do somatório do produto da proporção de cada material passante pela porcentagem do mesmo na mistura, conforme Equação 2.

$$CPFT = \sum_{i=1}^{n} P_i . CPFT_i \quad (2)$$

Onde:

CPFT é a porcentagem acumulada de partículas menores que o diâmetro D;
P_i é a proporção do material i na mistura;
n é o total de materiais misturados;
$CPFT_i$ é a porcentagem acumulada de partículas do material i menores que o diâmetro D.

O objetivo principal da otimização realizada pela planilha é aproximar ao máximo as curvas da mistura e a curva objeto. A quantificação dessa distância foi feita a partir da soma das raízes dos quadrados das distâncias no eixo das abscissas entre os pontos das duas curvas. De forma adicional, implementou-se um método análogo ao método dos mínimos quadrados (MMQ) com o objetivo de encontrar as proporções de materiais que resultem em uma curva de mistura que mais se assemelhe à curva objetivo.

Segundo Guidorizzi (2014), o uso de uma função para aproximar um conjunto de dados implica em um erro E_i, indicado pelos traços verticais na Figura 3, que será nulo apenas quando a função passa em todos os pontos. O método dos mínimos quadrados determina a função cuja soma dos quadrados dos erros seja mínima. A soma dos quadrados é uma alternativa ao fato de que a soma de erros positivos com erros negativos resultaria em soma nula ou quase nula, mesmo quando o conjunto de dados apresenta valores dispersos.

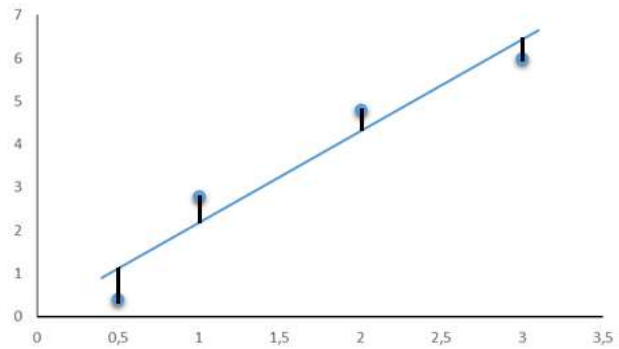


Figura 3. Erros de aproximação (E_i) entre uma função e um conjunto de dados experimentais.

Para otimização dos percentuais dos materiais da mistura foi implementado na programação *VBA* o módulo SOLVER do MS EXCEL®. O método utilizado no SOLVER foi o *Generalized Reduced Gradient* (*GRG*), destinado a resolver problemas suaves e não lineares das variáveis de decisão, com variáveis irrestritas não negativas. A Figura 4 apresenta a tela de configuração do SOLVER.

Foi definido como objetivo do SOLVER a célula da planilha que contém a somo das raízes dos quadrados das distâncias entre as curvas, Célula O32. Para esse objetivo, requereu-se o valor mínimo. Para atingir o objetivo, o SOLVER irá alterar os valores das células que contém a proporção de cada material na mistura. Esses dados estão no intervalo de células C32:L32. Adicionalmente, foram impostas três restrições para o processo de otimização. As restrições um e dois delimitam a proporção de cada material entre 100% e 0%. A terceira restrição adicionada ao SOLVER define que a soma das proporções dos materiais deve ser sempre igual a 100%. Ademais, para tornar o processo computacional mais rápido, limitou-se as variáveis como positivas.

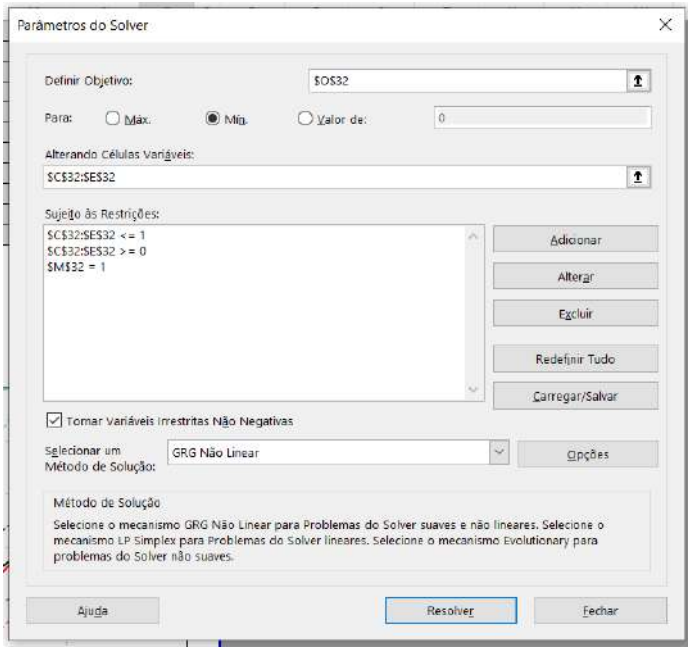


Figura 4. Tela de configuração do módulo SOLVER do MS EXCEL®.

O processo de configuração do SOLVER foi integralmente implementado em *VBA*, evitando configurações manuais por parte do usuário da planilha, Figura 5. Uma vez que a planilha trabalha com quantidades de amostras entre duas e dez, foi necessário implementar um cálculo para o intervalo a ser alterado que pode variar entre os intervalos C32:D32 a C32:L32. Da mesma forma, foi implementado o cálculo para o percentual inicial de cada material na mistura.

```
Sub Otimiza()
Dim colunas As Integer 'Total de amostras a serem misturadas
Dim letra As String    'Intervalo variável

colunas = Application.WorksheetFunction.CountIf(Sheets("Resumo").Range("b5:b100"), ">0")
letra = Sheets("Auxiliar").Cells(colunas + 1, 4).Value

Range("C32:L32").Value = 0 'Zera cálculos anteriores
Range("C32: " & letra & "32").Value = 1 / colunas 'Define as proporções iniciais dos materiais

    SolverReset 'Zera o solver
    SolverOk SetCell:="$O$32", MaxMinVal:=2, ValueOf:=0, ByChange:="$C$32:$" & letra & "$32", _
    Engine:=3, EngineDesc:="Evolutionary"
    SolverAdd CellRef:="$C$32:$" & letra & "$32", Relation:=1, FormulaText:="1"
    SolverAdd CellRef:="$C$32:$" & letra & "$32", Relation:=3, FormulaText:="0"
    SolverAdd CellRef:="$M$32", Relation:=2, FormulaText:="1"
    SolverSolve (True) 'Clica no botão OK do solver

End Sub
```

Figura 5. Tela de configuração pelo *VBA* do módulo SOLVER do MS EXCEL®.

Ao final do processo iterativo do SOLVER, a planilha apresenta a melhor combinação de materiais que vai resultar na menor soma das raízes das distâncias ao quadrado em relação à curva objetivo, ou seja, a melhor proporção de mistura dos materiais possível de ser alcançada, Figura 6.

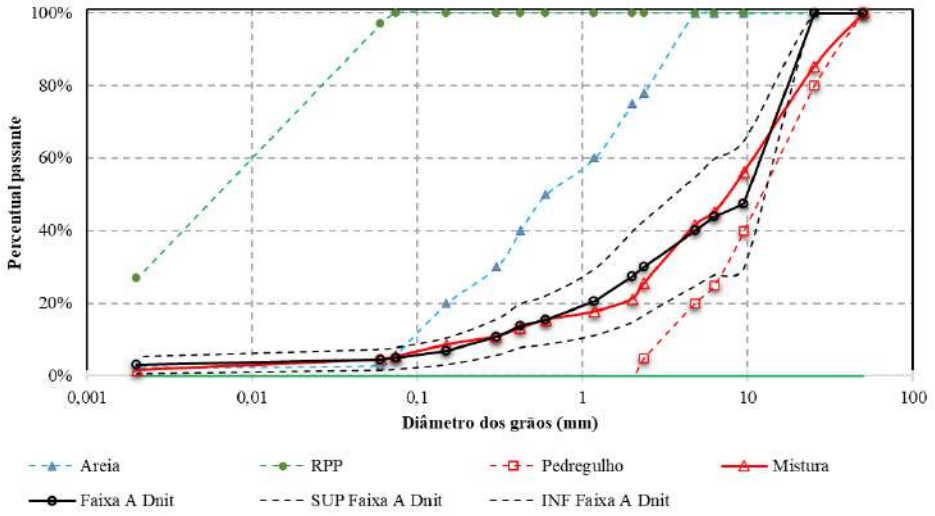


Figura 6. Gráfico extraído da planilha que mostra as curvas granulométricas otimizadas.

3. TESTES DE DESEMPENHO E VALIDAÇÃO DA FERRAMENTA

A ferramenta foi testada inicialmente em âmbito de laboratório por trabalhos como Medeiros et. al (2021) para ajustar uma mistura de areia, resíduo de polimento de porcelanato (RPP) e resíduo de schelita (RS). O objetivo dos autores era ajustar a mistura à zona ótima de areia para concreto prevista pela NBR 7211:2009. Adicionalmente, desejava-se que o teor de RPP fosse o maior possível. Conforme relatado pelos autores, a ferramenta permitiu encontrar uma mistura ideal teórica que foi confirmada, posteriormente, experimentalmente.

A ferramenta computacional também foi testada de forma retroativa com os dados experimentais do trabalho publicado por Silva, Santos Junior e Paiva (2022). Os autores estudaram parâmetros físicos e geotécnicos de misturas granulares de uma areia eólica com cal e RPP. Foram inseridas as curvas granulométricas de cada material e solicitado um ajuste pelo modelo de Alfred. A planilha apontou como melhor ajuste um teor de 20% de finos (cal + RPP) e 80% de areia. Para o teor de cal, foi obtido um valor de 6%. Os testes ANOVA realizados sobre valores de resistência e empacotamento apontaram valores semelhantes. Mesmo com o efeito da pozolanicidade da cal, o ajuste puramente granulométrico feito pela ferramenta foi eficiente.

Em campo, a ferramenta foi testada em uma central dosadora de agregados para pavimentação com resultados imediatos de ajuste dos materiais misturados às faixas granulométricas normatizadas. Após o ensaio granulométrico dos materiais componentes da mistura, procedia-se à importação dos dados para a planilha e otimização. Com as proporções ideais era feita a mistura com o ligante asfáltico e coletada uma amostra para análise granulométrica da mistura. Após extração do ligante asfáltico era realizada a granulometria do material que confirmava a adequação da curva de distribuição granulométrica à faixa desejada. Utilizando o método GRG não linear, o tempo de processamento médio é de 4 segundos. Para o método evolucionário, o tempo de processamento médio é de 45 segundos.

Freire (2019) e Santos (2022) estudaram o efeito do teor de finos nas propriedades geotécnicas de uma mistura de finos plásticos e uma areia lavada. Os autores realizaram ensaios de cisalhamento direto e triaxiais. Foram medidos todos os índices físicos dos corpos de prova ensaiados. Os resultados das curvas granulométricas obtidas por Freire (2019) e Santos (2022) foram importados para a planilha de otimização. Utilizando o modelo de empacotamento de Alfred implementado na planilha obteve-se as proporções ideais da mistura de areia e finos que mais se aproxima da curva objetivo. Experimentalmente, foi verificado que as amostras moldadas com teores de finos próximos do teor ótimo obtidos pela planilha tiveram os maiores valores de densidade aparente seca e resistência.

Outros trabalhos não publicados também utilizaram a ferramenta para estimativa de valores ideais de mistura antes de realizarem procedimentos experimentais.

4. APLICAÇÕES PRÁTICAS E POTENCIAIS BENEFÍCIOS

Ao longo de mais de quatro anos de testes e implementações, a ferramenta computacional desenvolvida foi aplicada em ajuste de curvas granulométricas de agregados e misturas de solos. Com a possibilidade de implementação de modelos de empacotamento e faixas granulométricas foi possível substituir métodos experimentais de dosagem por tentativa e erro por um método teórico de ajuste. Essa equipe de pesquisa vislumbra a aplicação da planilha desenvolvida em ajuste de faixas granulométricas de agregados para concreto e argamassas, insumos da indústria cerâmica, agregados para pavimentação, solos de bases e sub-bases de rodovias, agregados não convencionais como cinzas, resíduos da construção civil e agregados leves. Não foram feitos testes usando essa ferramenta para misturas com fibras minerais ou vegetais.

5. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo desenvolver e validar uma ferramenta computacional na forma de uma planilha eletrônica capaz de otimizar misturas granulares. Foi possível implementar uma rotina em *VBA* que permite otimizar uma mistura de até 10 materiais de forma que esta se aproxime ao máximo de uma curva objetivo. O tempo de processamento da otimização foi sempre inferior a 45 segundos. A ferramenta computacional foi validada em laboratório e em campo ao longo de quatro anos. Os resultados da etapa de validação permitiram aprimorar a ferramenta. Conclui-se que a ferramenta desenvolvida está pronta para uso por usuários diversos. O acesso ao produto desse projeto é aberto e gratuito, e pode ser obtido entrando em contato com o autor principal deste artigo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao IFRN, ao departamento de Engenharia Civil e Ambiental da UFRN e ao Departamento de engenharia Civil do IFPB/Patos e pelo fornecimento da infraestrutura física para o desenvolvimento desse projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 7211. *Agregados para concreto – Especificação*. Rio de Janeiro, Brasil.

Freire, Lisyanne de Vasconcelos (2019). *Comportamento mecânico de misturas de areia e finos de um sedimento pós-barreiras da cidade de Natal/RN*. 113 f.: il. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Pós-Graduação em Engenharia Civil, Natal, RN.

Funk, J. E.; Dinger, D. R. (1994). Predictive Process Control of Crowded Particulate Suspensions. *Springer US*. https://doi.org/10.1007/978-1-4615-3118-0

Guidorizzi, Hamilton Luiz (2014). *Um curso de cálculo*.Vol 2 - 5. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 476 p.

Medeiros, Alisson G.; Gurgel, Marcelo T.; SILVA, Walney G. da; Oliveira, Marilía P. de; FERREIRA, Ruan L.s.; LIMA, Francisco J.N. de. (2021) Evaluation of the mechanical and durability properties of eco-efficient concretes produced with porcelain polishing and scheelite wastes. *Construction And Building Materials*, [S.L.], v. 296, p. 123719, ago. 2021. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123719.

Santos, Valteson da Silva (2022). *Efeito do teor de finos nos parâmetros de estados críticos de solos transicionais.* Orientador: Olavo Francisco dos Santos Júnior. 2022. 77f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

Silva, José; Santos Júnior, Olavo; Paiva, William (2022). Compressive and tensile strength of aeolian sand stabilized with porcelain polishing waste and hydrated lime. *Soils And Rocks*, [S.L.], v. 46, n. 1, p. 1-15, 1 dez.

2022. ABMS - Brazilian Association for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. http://dx.doi.org/10.28927/sr.2023.002322.

Wang, Jun-Jie et al. (2013) Effects of particle size distribution on shear strength of accumulation soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 139, n. 11, p. 1994-1997.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/619

Efeito do Tempo de Cura na Expansão de Um Solo Estabilizado com Cinza do Bagaço de Cana-de-Açúcar e Cal

Carina Silvani
Professora na Unidade Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande-PB, Brasil, carinasilvani@gmail.com

Pedro Raimundo Santana Junior
Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande-PB, Brasil, engpejota@gmail.com

Samuel Gadelha Guimarães
Professor Campus Afogados da Ingazeira, Instituto Federal de Pernambuco, Afogados da Ingazeira-PE, Brasil, samuel.guimaraes@afogados.ifpe.edu.br

Gilson Gabriel Teixeira Varela
Doutorando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande-PB, Brasil, eng.gabriel.tex@gmail.com

RESUMO: A estabilização de solos expansivos é um desafio na construção e infraestrutura, especialmente na região Nordeste do Brasil, conhecida por sua produção de cana-de-açúcar. Uma solução promissora é o uso da cinza do bagaço de cana-de-açúcar (CBCA), rica em sílica, que pode reagir com cal para formar compostos cimentantes. Essas reações são lentas e exigem períodos prolongados de cura. Neste contexto, esta pesquisa foi conduzida para avaliar o efeito do tempo de cura na estabilização de solos expansivos usando CBCA e cal. Foram realizadas análises químicas e físicas da CBCA e do solo expansivo, seguidas por ensaios de expansão unidimensional em misturas com 4% de cal, peso específico seco de 15 kN/m³, umidade de 19% e 0, 6,25 e 12,5% de CBCA curados por 0, 14 e 28 dias. Os resultados indicaram que, embora o teor de CBCA não tenha uma influência significativa devido à estabilização proporcionada pelo teor de cal, o tempo de cura reduziu a expansão do solo. Sugere-se que as reações pozolânicas entre a cal e a CBCA cimentaram as partículas do solo, destacando o potencial dessa técnica para mitigar problemas de solos expansivos na região nordestina e além, com importantes implicações para projetos de construção e infraestrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Reações pozolânicas, Resíduo agroindustrial, Estabilização química.

ABSTRACT: The stabilization of expansive soils is a challenge in construction and infrastructure, especially in the Northeast region of Brazil, known for its sugarcane production. A promising solution is the use of sugarcane bagasse ash (CBCA), rich in silica, which can react with lime to form cementitious compounds. These reactions are slow and require extended curing periods. In this context, this research was conducted to evaluate the effect of curing time on the stabilization of expansive soils using CBCA and lime. Chemical and physical analyses of CBCA and the expansive soil were performed, followed by unidirectional expansion tests on mixtures with 4% lime, a dry unit weight of 15 kN/m³, 19% moisture, and 0%, 6.25%, and 12.5% CBCA cured for 0, 14, and 28 days. The results indicated that, although the CBCA content did not have a significant influence due to the stabilization provided by the lime content, the curing time reduced soil expansion. It is suggested that the pozzolanic reactions between lime and CBCA cemented the soil particles, highlighting the potential of this technique to mitigate expansive soil problems in the northeastern region and beyond, with important implications for construction and infrastructure projects.

KEYWORDS: Pozzolanic Reactions, Agro-industrial Residue, Chemical Stabilization

1. INTRODUÇÃO

Solos que apresentam variação volumétrica devido a alterações em sua umidade são denominados solos expansivos. O aumento do volume ocorre com o aumento da umidade do solo e a contração devido a secagem, esse fenômeno geralmente está associado as variações sazonais de umidade. (Barman e Dash, 2022). Logo, regiões semiáridas, como parte do Nordeste brasileiro, são muito atingidas pelo comportamento de solos expansíveis devido ao ciclo anual composto por épocas chuvosas e secas (Petry e Armstrong, 1989).

O problema de solos expansivos pode ser resolvido pela remoção do solo problemático e substituição por material com estabilidade volumétrica ou através da estabilização química. A remoção de solo somente é economicamente viável quando o volume de solo expansivo é baixo, devido aos custos ligados ao transporte e a geração de áreas de descarte.

O uso de cinza do bagaço de cana de açúcar (CBCA) como fonte de sílica para as reações pozolânicas em concreto já foi demostrado por diversos autores (Cordeiro *et.al*. 2008; Chusilp *et.al*. 2009; Khan *et al*. 2015; Joshaghani e Moeini, 2017; Zareei *et al*. 2018; Thomas *et al*. 2021; Athira e Bahurudeen, 2022). A CBCA é um resíduo da indústria sucroalcooleira. O bagaço de cana-de-açúcar é o resíduo obtido da extração do melaço da cana-de-açúcar e, devido ao seu alto potencial calorífero, é queimado para produção de energia, gerando a CBCA (Drumond, 2019).

Segundo Barman e Dash (2022), entre os parâmetros que afetam a estabilização com cal, o tempo de cura tem grande importância, pois permitem a ocorrências das reações pozolânicas entre o solo e os aditivos pozolânicos, como a CBCA, e a cal. Vários autores avaliaram parâmetro como o tempo de cura influenciam resistência à compressão, resistência à tração, rigidez e durabilidade de misturas com solo, cal e aditivos (Consoli *et.al*. 2009; Consoli *et. al*. 2019; Leon *et al*. 2019; Rosene *et al*. 2020). Entretanto, a avaliação das alterações da expansão com o aumento do tempo de cura de solo ainda não foi investigada. Logo, a presente pesquisa visa investigar o efeito do tempo de cura e do teor de CBCA na expansão unidimensional da mistura Solo/CBCA/Cal.

2. MATERIAIS

Para desenvolvimento do estudo, utilizou-se solo expansivo, cal e CBCA descritos e caracterizados nesta seção. As metodologias empregadas também são apresentadas, bem como as normas e métodos utilizados na condução dos ensaios.

A água utilizada neste trabalho foi fornecida pela Companhia de Água e Esgotos da Paraíba (CAGEPA), o solo expansivo foi oriundo da região rural do município de Paulista-PE, e utiliza-se cal hidratada.

A cinza proveniente do resíduo do bagaço de cana-de-açúcar foi adquirida no Engenho Bruma Leve, uma usina sucroalcooleira de pequeno porte situada na Fazenda Floresta, região rural de Campina Grande-PB. Após a coleta, a cinza passou por uma peneira de malha #100 para remover impurezas, em seguida, foi submetida a um processo de recalcinação na mufla a uma temperatura de 700 ºC por um período de 1 hora e 30 minutos, onde foi verificado na literatura que essa temperatura e tempo de calcinação se mostraram eficazes para a ativação.

2.1. Caracterização da cinza do bagaço da cana de Açucar e do Solo Expansivo

A caracterização da CBCA e do solo utilizada nesta pesquisa foi realizada através dos ensaios apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Ensaios de caracterização da cinza do bagaço de cana e do solo.

Ensaio	Norma
Análise Granulométrica	ABNT NBR 7181/2018
Limites de Atterberg	ABNT NBR 6459/2017 ABNT NBR 7180/2016
Fluorescência de Raios X	ABNT NBR 16137/2016
Difração de Raios X	-
Massa específica dos grãos do solo	ASTM D854:2014

2.2. Planejamento experimental

A Tabela 2 apresenta as variáveis controláveis do programa experimental. O teor de CBCA foi escolhido com base em teores de cinza volante (composto com características e origens próximas a CBCA) estudados por Consoli et al., (2019). Os tempos de cura foram fixados com base no tempo necessário para ocorrência das reações pozolânicas.

Tabela 2. Variáveis controláveis.

Variáveis	Níveis
Teor de CBCA (%)	0; 6,5; 12,5
Tempo de cura (Dias)	0; 14; 28

A Tabela 3 apresenta as variáveis fixas neste estudo. O peso específico seco e a umidade serão definidos com base na curva de compactação para o ensaio de Proctor Normal executados por Silvani et al. 2020. Os teores de cal serão escolhidos com base no ensaio de consumo inicial de cal (ICL) (Silvani et al. 2020).

Tabela 3. Variáveis fixadas.

Variáveis	Níveis
Tipo de agente cimentante	Cal hidratada
Peso específico seco aparente (kN/m³)	15
Tipo de solo	Argiloso
Umidade (%)	19
Teor de cal (%)	4

A variável resposta dos experimentos será a expansão unidimensional, segundo o Método A da ASTM D4546:1996, visando a avaliação da influência do teor de CBCA e do tempo de cura na estabilização de um solo expansivo.

2.3. Moldagem e cura dos corpos de prova

Os corpos de prova foram moldados com 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura. Estes foram moldados com a mistura dos materiais secos (cal, solo e CBCA), adição de água e posterior compactação estática em uma camada. Após a moldagem, os corpos de prova foram transferidos diretamente para o equipamento edométrico para a realização do ensaio de expansão as amostras ensaios com 0 dias. As amostras com período de cura de 14 e 28 dias foram embaladas em filme plástico e armazenadas em caixas térmicas até o ensaio.

2.4. Ensaios de expansão unidimensional

O ensaio de expansão em uma dimensão seguiu o método A apresentado na ASTM D4546:1996 adotando-se uma sobrecarga de 10 kPa. Este valor para sobrecarga foi escolhido por ser preconizado por Vijayvergiya e Ghazzaly (1973) e amplamente utilizado por pesquisadores brasileiros (Ferreira; Ferreira, 2009; Ferreira *et al*. 2017; Silvani *et al*. 2020). Os ensaios foram realizados em equipamento edométrico, mesmo equipamento utilizado nos ensaios de adensamento. O ensaio é realizado através do acoplamento do corpo de prova a célula de adensamento, aplicação da carga de 10 kPa durante 10 minutos, inundação da célula de adensamento e leitura da altura do corpo de prova nos tempos, após inundação, de 0,5, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480 e 1.440 minutos, conforme preconizados pela ASTM D4546:1996.

2.5. Propriedades Físicas do Solo Expansivo e CBCA

A Tabela 4 apresenta as propriedades físicas como Limites de Atterberg e Análise granulometria do solo utilizado e da CBCA.

Tabela 4. Características físicas da CBCA.

Características	Solo		CBCA #0,15mm 700°C
Limite de liquidez (LL)	49%		-
Limite de plasticidade (LP)	21%		-
Índice de plasticidade (IP)	28%		Não plástica
Peso específico das partículas	26,50 kN/m³		25,01 kN/m³
Granulometria	Sem Defloculante	Com Defloculante	
Areia	19,84%	10,58%	28%
Silte	76,14%	43,96%	46%
Argila	4,02%	45,46%	26%

O solo é classificado pelo SUCS como uma argila de baixa compressibilidade ou argila de alta compressibilidade. Pelo sistema rodoviário, é classificado como A 7-6, um solo fino com alta compressibilidade. Segundo Tenório (2019), o solo em estudo apresentou umidade ótima de 23% e densidade seca máxima de 15,4 kN/m^3 (Figura 1) para o ensaio de compactação na energia Proctor Normal. A umidade ótima elevada é uma característica de solos coesivos, bem como a densidade máxima entre 15 kN/m^3 e 16 kN/m^3 e a forma da curva de compactação.

A ausência de resultados para os limites de consistência, apresentados na Tabela 4, indica que os ensaios não puderam ser realizados. Portanto, a CBCA foi classificada como não plástica, fato comum em cinzas como as estudadas por Consoli *et al.* (2014, 2019).

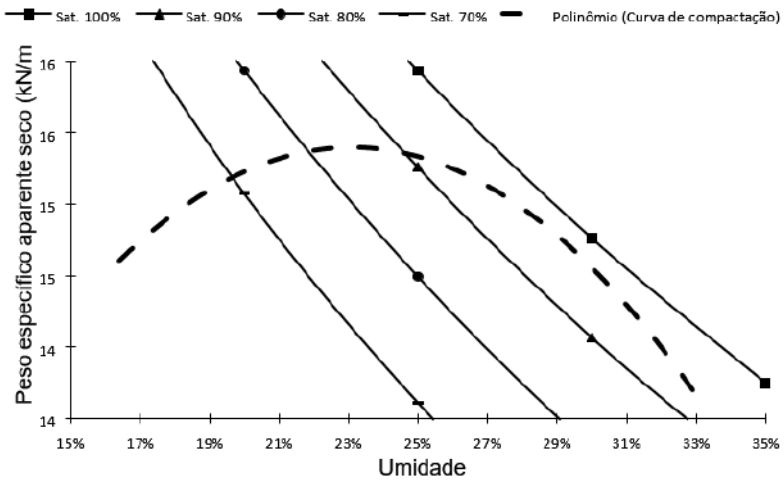


Figura 1. Curva de compactação do solo em estudo.

2.6. Composição Química do Solo e CBCA

O resultado do ensaio de eflorescência de raios-X (FRX)é apresentado na Tabela 5. Os principais componentes do solo são dióxido de silício (SiO_2), óxido de alumínio (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3). Os óxidos de silício e alumínio representam 80% dos constituintes do solo, essa característica permite que este material reaja com a cal e desenvolva reações pozolânicas.

A Tabela 5 apresenta também o resultado da FRX para a CBCA. Os elementos com maiores frações são o óxido de silício (SiO_2), óxido de magnésio (MgO) e óxido de cálcio (CaO). A quantidade considerável de óxido de silício sugere que o material pode apresentar propriedades pozolânicas, e a elevada presença de óxido

de magnésio ajuda a cal a conter a expansão do solo. O alto teor de CaO na cinza é devido, provavelmente, ao processo de adição de calcário realizado na cana-de-açúcar durante seu plantio.

Tabela 5. Fluorescência de raios-X do solo e da CBCA.

Elemento	Solo Fração (%)	CBCA Fração (%)	Elemento	Solo Fração (%)	CBCA Fração (%)
Al_2O_3	25	7,75	**MnO**	-	0,18
CaO	-	6,89	**P_2O_5**	-	5,08
Cl	-	1,98	**SiO_2**	55	47,53
Fe_2O_3	5	2,46	**SO_3**	-	2,68
K_2O	2	8,81	**TiO_2**	1	0,34
MgO	1	-	**Outros**	-	0,18
MgO	-	16,12	**PR***	10	-

*PR: perda ao rubro

A Figura 2 apresenta a difração de raios-X (DRX) do solo. O difratograma indicou picos de quartzo e bandas de muscovita e esmectita, esta última é um argilomineral expansivo. As bandas sugerem que os argilominerais estão em forma amorfa. Essa forma dos argilominerais permite a reação com os íons de cálcio que originam silicatos de cálcio hidratados (CSH) e conferem resistência ao solo estabilizado com cal (Tenório, 2019).

A Figura 3 apresenta o DRX da cinza do bagaço da cana-de-açúcar. Esse material apresenta um halo amorfo entre os 17° e 32°, logo é capaz de reagir com a cal e desenvolver reações pozolânicas. Os picos de quartzo, silvita, calcita, dolomita e periclásio condizem com os resultados encontrados na FRX pois são compostos por SiO_2, K_2O, CaO, CaO e MgO, respectivamente.

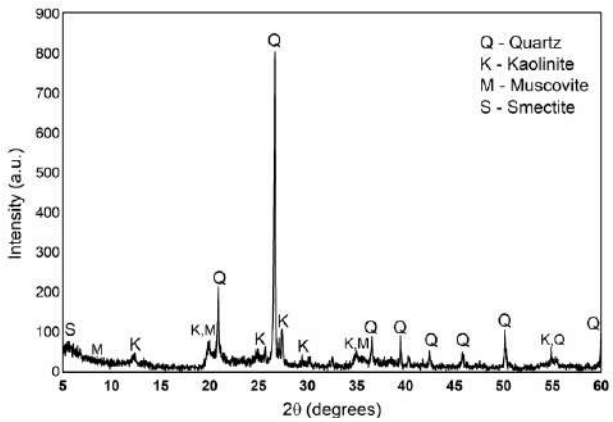


Figura 2. Difração de raios-X do solo.

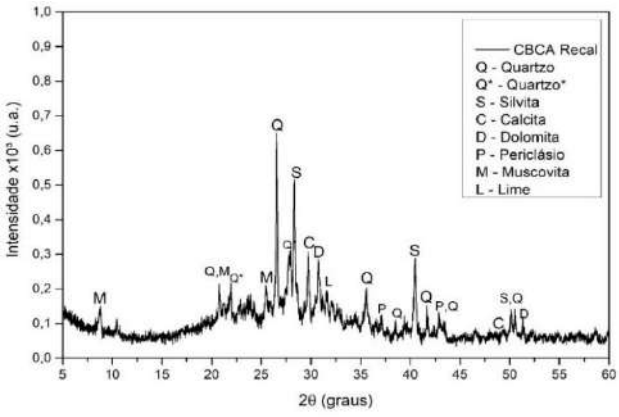


Figura 3. Difração dos Raios-X da CBCA.

Por meio do ensaio de azul de metileno foi possível estimar a capacidade de troca catiônica (CTC) e a superfície específica do solo. Os valores obtidos para CTC e a superfície específica do solo estudado são, respectivamente 59,20 meq/100 g e 462,01 m^2/g. A elevada superfície específica e CTC indicam que o solo é capaz de reagir com a cal e desencadear reações pozolânicas.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. Efeito do teor de CBCA

Amostras compactadas com um peso específico seco de 15,00 KN/m³ (Solo + Cal) com 0 dias de cura apresentaram um potencial de expansão em torno de 0,001%. No entanto, ao adicionar 6,5% de CBCA, observou-se um aumento nas expansões amostrais para valores aproximados de 0,004%, refletindo um acréscimo de cerca de 66% no índice de expansão do solo. Para adições de 12,50% de CBCA, o solo analisado demonstrou uma expansão em torno de 0,012%, conforme apresentado na Figura 4. Em relação às misturas

com 14 e 28 dias de cura (Figura 6 e Figura 8, respectivamente), os deslocamentos verticais se mantiveram abaixo de 0,001%, indicando que podem ser considerados praticamente nulos em todas as dosagens de CBCA consideradas. O acréscimo de expansão observado nas misturas a 0 dias de cura e teores de CBCA de 6,5 e 12,5% pode estar associado ao maior nível de permeabilidade da mistura, facilitando assim a infiltração de água pelo corpo de prova e, consequentemente, facilitando também a expansão do mesmo pelo contato com a umidade.

3.2. Efeito do tempo de cura

O tempo de cura demonstrou ser um fator eficaz na contenção das expansões do solo. As amostras compactadas com um peso específico seco de 15,00 KN/m³ (Solo + Cal) exibiram uma expansão variando de aproximadamente 0,001% a 0,002% quando os tempos de cura considerados são 0 e 14 dias. Amostras com as mesmas características, porém curadas por 28 dias apresentaram expansão negligenciável devido ao baixo valor. As amostras compactadas com um peso específico seco de 15,00 KN/m³ (Solo + Cal +6,5 CBCA) apresentam expansão de 0,004% para 0 dias de cura, 0,001% para 14 dias de cura e negligenciável para 28 dias de cura. Os corpos de prova executados com 12,5% (Figura 9) exibiram 0,012% de expansão quando ensaiadas a 0 dias de cura, entretanto sua expansão foi negligenciável quando submetidos a ensaio de expansão após 14 e 28 dias de cura. Com base na evidência dos dados representados nas Figura 5, 7 e 9, observa-se que com o tempo de cura de 28 dias todas as amostras estudadas apresentaram uma expansão das amostras da ordem de 0,000%, a qual pode ser considerada nula para todas as diferentes dosagens de CBCA. A redução da expansão com o tempo de cura deve-se às reações pozolânicas entre a CBCA e a cal que geram materiais cimentantes (Cordeiro *et al*., 2008).

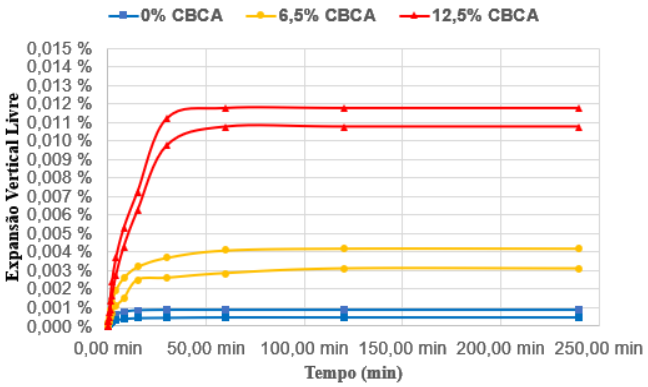


Figura 4: Expansão do solo com 0 dias de cura.

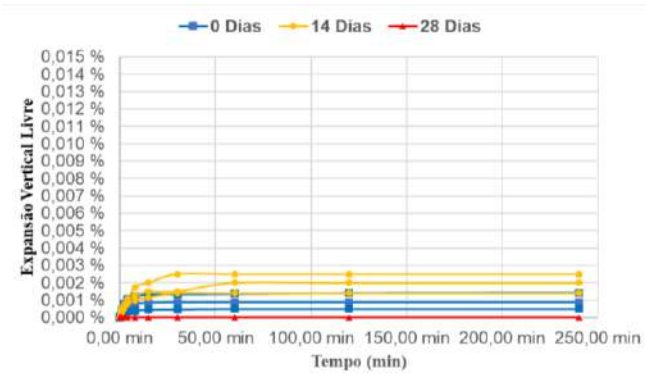


Figura 5: Expansão do solo com 0% de CBCA.

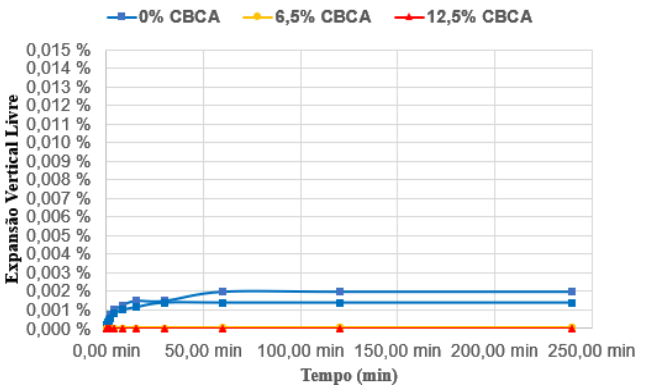


Figura 6: Expansão do solo com 14 dias de cura.

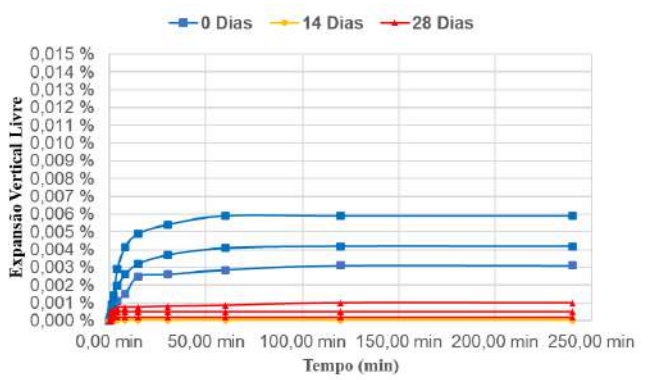


Figura 7: Expansão do solo com 6,5% de CBCA.

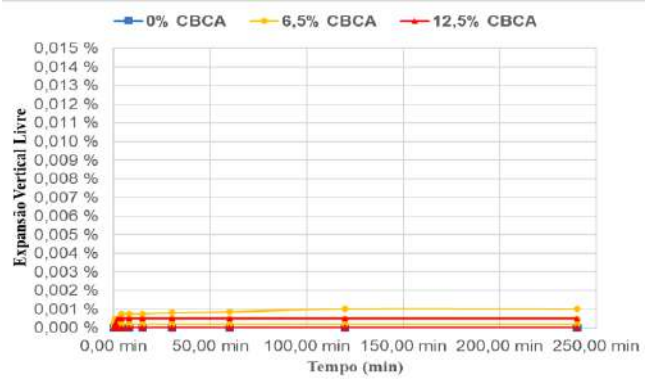


Figura 8: Expansão do solo com 28 dias de cura.

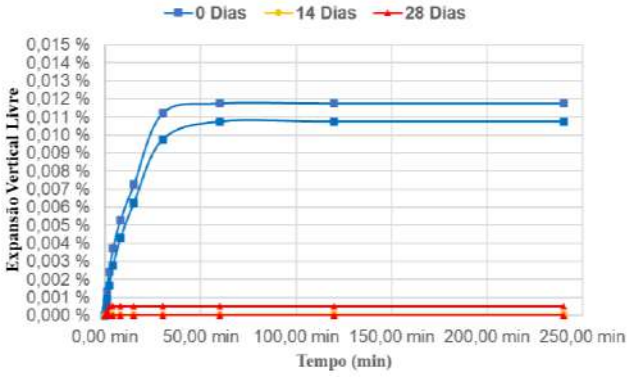


Figura 9: Expansão do solo com 12,5% de CBCA.

4. CONCLUSÃO

O teor de cinza do bagaço de cana-de-açúcar não apresentou influência considerável na expansão do solo estudado estabilizado com 4% de cal, provavelmente pois este teor de cal sozinho é capaz de tratar a expansão de solo. Melhores avaliações da influência do teor de CBCA na mistura podem ser conseguidas com a utilização de menores teores de cal. O tempo de cura diminuiu a expansão das amostras para todas as situações estudas, provavelmente devido ao tempo de cura permitir as reações pozolânicas entre a cal e a CBCA gerando assim cimentação para conter a expansão. A utilização de CBCA na estabilização de solo gera uma destinação adequado a este material, evitado seu descarte na natureza.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio do CNPq, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – Brasil, através Programa Institucional de Bolsas de Iniciação Científica PIBIC/CNPq - UFCG.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Athira, G.; Bahurudeen, A., Rheological properties of cement paste blended with sugarcane bagasse ash and rice straw ash, Construction and Building Materials, v.332, p.127377, 2022.

Barman D, Dash SK (2022) Stabilization of expansive soils using chemical additives: a review. J Rock Mech Geotech Eng 14:1319–1342. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2022.02.011

Bahurudeen, A.; Santhanam, M. Performance evaluation of sugarcane bagasse ash blended cement in concrete. Cement and Concrete Composites, v. 59, p. 77–88, 2015.

Chusilp, N.; Jaturapitakkul, C.; Kiattikomol, K.; Utilization of bagasse ash as a pozzolanic material in concrete. Construction And Building Materials, v. 23, p. 3352-3358, 18 jun. 2009.

Consoli, Nilo Cesar; Da Rocha, Cecília Gravina; Silvani, Carina. Devising dosages for soil-fly ash-lime blends based on tensile strength controlling equations. Construction & Building Materials, v. 55, p. 238-245, 2014.

Consoli, N.C.; Lopes Junior L.; Heineck, K.S., Key parameters for the strength control of lime stabilized soils. Journal of Materials in Civil Engineering. V. 21, p 210-216. 2009.

Consoli, N. C.; Marin, E.J.B.; Samaniego, R. A. Q.; HEINECK, K. S.; JOHANN, A.D.R.; Use of Sustainable Binders in Soil Stabilization. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 31(2), p. 06018023(1)-06018023(7), 2019.

Cordeiro, G.C.; Barroso, T.R.; Toledo Filho, R.D. E KS Enhancement the Properties of Sugar Cane Bagasse Ash with High Carbon Content by Controlled Re-calcination Process. CE Journal of Civil Engineering, v. 22, p. 1250–1257 .2018

Drumond, M.A.M. Avaliação da aplicação da cinza resultante da queima do bagaço da cana-de-açúcar sobre o potencial expansivo de uma argila proveniente do município de Paulista-pe. 2019. 65 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2019.

Ferreira, S. R. M.; Paiva, S. C.; Morais, J. J. O.; Viana, R. B.; Avaliação da expansão de um solo do município de Paulista-PE melhorado com cal. Revista Matéria, 2017.

Ijaz, N.; Rehman, Z.U.; Ijaz, Z.; Recycling of paper/wood industry waste for hydromechanical stability of expansive soils: A novel approach. Journal of Cleaner Production, v. 348, p.131345,2022.

Joshaghani, A.; Moeini A. M.; Evaluating the effects of sugar cane bagasse ash (SCBA) and nano silica on the mechanical and durability properties of mortar. Construction and Building Materials v.152, p. 818-831,2017.

Khan, S.; Haroon, M.; Kamal, M.; Potential of cement-treated sugar cane bagasse ash (SCBA) as highway construction material. Road Trans. Res., 24 (3) (2015), p. 35.

Kulanthaivel, P.; Soundara, B.; Velmurugan, S.; Naveenraj, V. Experimental investigation on stabilization of clay soil using nano-material and white cement. Materials Today: proceedings, 2020.

Kumar, A., Walia, B.S., Bajaj, A., Influence of fly ash, lime, and polyester fibers on compaction and strength properties of expansive soil. Journal of Materials in Civil Engineering. v.19, p. 242- 248. 2007.

Leon, H. B.; Carretta, M. S.; Azevedo, M.; Conti, M.; Consoli, N. C. Statistical Analysis of the Influence of Curing Time and Temperature on Compressive Strength of Sandy Soil Stabilized with Sustainable Binder. JOURNAL OF TESTING AND EVALUATION, v. 48, p. 20180763, 2019.

Petry, T.M; Armstrong, J. C., Stabization of Expansive Clay Soils. Transportation Research Record, n. 1219, p. 103-112, 1989.

Phanikumar, B.R., Singla, R., Swell-consolidation characteristics of fibre-reinforced expansive soils. Soils and Foundations. v 56, p. 138–143,2016.

Puppala, A.J., Manosuthikij, T., Chittoori, B.C.S., 2013. Swell and shrinkage characterizations of unsaturated expansive clays from Texas. Engineering. Geology. 164, 187–194.

Santos, M.G.; Estudo do Comportamento Histérico de uma Argila Expansiva Não Saturada. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2008.

Silvani, C.; Lucena, L. C. F. L.; Tenorio, E. A. G.; Scheuermann Filho, H.C; Consoli, N. C. Key Parameter for Swelling Control of Compacted Expansive Fine-Grained Soil-Lime Blends. JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, v. 146, p. 06020012, 2020.

Soltani, A., A. Taheri, M. Khatibi, And A. R. Estabragh. "Swelling Potential of a Stabilized Expansive Soil: A Comparative Experimental Study". Geotechnical and Geological Engineering, 35 (4). 2017. Disponível: https://doi.org/10.1007/s10706-017-0204-1.

Thomas, B.S.; Yang, J.; Bahurudeen, Aabdalla, J.A.; Hawileh, R. A.; Hamada, H.M., Nazar, S.; Jittin, V.; Ashish, D.K, Sugarcane bagasse ash as supplementary cementitious material in concrete – a review, Materials Today Sustainability, v. 15, p.100086, 2021.

Vijayvergiya, V.; Ghazzaly, O. Prediction of Swelling Potencial for Natural Clays. 3rd International Conference on Expansive Soils, v. v, p. 227–236, 1973.

Zarrei, S. A.; Bahrami, F. Q. N.; Microstructure, strength, and durability of eco-friendly concretes containing sugarcane bagasse ash. Construction and Building Materials. v. 184, p. 258-268, 2018.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens 24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/620

Ensaio Free Swell Index Para Avaliação De Expansão De Solo

Thanyle Maria Silva de Siqueira
Graduanda em Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, mariathanyle@gmail.com

Alisson do Nascimento Lima
Doutorando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, alissonnascimentolim@gmail.com

Carina Silvani
Professora na Unidade Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, carinasilvani@gmail.com

Pedro Raimundo Santana Junior
Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, pedro.raimundo@estudante.ufcg.edu.br

RESUMO: Solos expansivos podem causar grandes problemas na construção civil devido às variações volumétricas com a alteração da umidade. Sua identificação é dificultada pois os ensaios de campo, como o Standart Penetration Test (SPT), não detectam solos expansivos. Logo, análises laboratoriais são geralmente necessárias, mas podem ser inviáveis pela falta de instalações próximas. Uma abordagem emergente para superar esse desafio é o método indiano Free Swell Index (FSI), reconhecido mundialmente. Dessa forma, o objetivo deste estudo foi avaliar a adequabilidade do FSI para medir expansão de solos brasileiros. Foram investigados os solos A, B e C, provenientes das regiões de Paulista-PE e Agrestina-PE e os resultados foram comparados com ensaios de expansão uni-dimensional para as mesmas amostras realizados em pesquisa prévias. O solo B, uma mistura de areia e bentonita, foi analisado com diferentes teores de cinza de bagaço de cana-de-açúcar (CBCA). Os resultados revelaram que os solos A e C exibiram baixa expansão (FSI de 30% e 27,77%, respectivamente), enquanto o solo B mostrou uma expansão significativa (FSI de 240%). A introdução de CBCA no solo B reduziu seu potencial de expansão, exceto na amostra com 12,5% de CBCA. Porém, o ensaio FSI apresentou imprecisões se comparado com resultados de expansão unidimensional, especialmente para o solo B, sendo necessário explorar mais amostras e métodos alternativos, como o modified free swell index (MSFI), para uma avaliação mais confiável da expansão do solo.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio Indiano, Free Swell Index (FSI), Expansão Unidirecional.

ABSTRACT: Expansive soils can cause significant problems in civil construction due to volumetric variations with changes in moisture content. Their identification is challenging because field tests, such as the Standard Penetration Test (SPT), do not detect expansive soils. Therefore, laboratory analyses are often necessary, but they can be impractical due to the lack of nearby facilities. An emerging approach to overcome this challenge is the Indian Free Swell Index (FSI) method, recognized worldwide. Thus, this study aimed to evaluate the suitability of the FSI for measuring the expansion of Brazilian soils. Soils A, B, and C, from the regions of Paulista-PE and Agrestina-PE, were investigated, and the results were compared with one-dimensional swelling tests for the same samples conducted in previous research. Soil B, a mixture of sand and bentonite, was analyzed with different contents of sugarcane bagasse ash (CBCA). The results revealed that soils A and C exhibited low expansion (FSI of 30% and 27.77%, respectively), while soil B showed significant expansion (FSI of 240%). The introduction of CBCA into soil B reduced its expansion potential, except in the sample with 12.5% CBCA. However, the FSI test showed inaccuracies when compared to one-dimensional expansion results, especially for soil B, making it necessary to explore more samples and alternative methods, such as the Modified Free Swell Index (MFSI), for a more reliable evaluation of soil expansion.

KEYWORDS: Indian test, Free swell index (FSI), One-dimensional Expansion

1 INTRODUÇÃO

Solos expansivos são solos argilosos que tem seu comportamento relacionado à instabilidade volumétrica ao sofrer variação de umidade ou sucção. O comportamento desses solos caracteriza-se pelo acréscimo de volume (expansão) quando há aumento na umidade e redução de volume (contração) ao perderem umidade. Com a presença de solos expansivos na construção civil, estruturas levemente carregadas como fundações de pequenas edificações, pavimentos e leitos de canais construídos nesses solos podem causar severos problemas estruturais (Morais, 2017; Chen 1998).

Solos expansivos estão presentes em vários países no mundo, como Cuba, México, Marrocos, Turquia, Estados Unidos, Argentina, China, África do Sul, Austrália, dentre outros. No Brasil, os solos expansivos são encontrados em várias regiões: no centro-sul, nos estados do Paraná, São Paulo e Santa Catarina; no Nordeste, no norte da Bahia passando por Pernambuco até atingir o Ceará. (Ferreira *et al*, 2015).

A identificação do solo expansivo é uma etapa importante no sucesso de um projeto de engenharia. A identificação visual desses solos no campo e laboratório não é fácil, pois se trata de simplificação de um processo complexo e deve-se ter cautela ao estimar a reatividade do solo em função de parâmetros convencionais do solo (Devkota *et al*., 2022). Ensaios de campo e índices tradicionais usados para caracterizar solos, como Standard Penetration Test (SPT), granulometria e índice de consistência, podem não identificar solos potencialmente expansivos. Para identificar a expansão do solo de uma maneira direta é preciso fazer ensaios de expansão realizado em laboratório (Ferreira, 1995).

A aplicação desses ensaios, na maioria das vezes tem um custo alto associado ao dispêndio de tempo e disponibilidade de laboratórios. De maneira a reduzir o custo e diminuir esse problema, um dos métodos que podem ser utilizados na identificação dos solos expansivos, é o método indiano, que é mundialmente conhecido *Free Swell Index* (FSI) e segue especificações da IS (*Indian Standard*): 2720 Part XL (1977). O FSI abrange um teste simples para a identificar o potencial de expansão de um solo, para que se identificado possa-se proceder uma investigação mais detalhada sobre a expansão e as tensões de expansão sob diferentes condições de campo.

Deste modo, o processo de validação da capacidade de identificação de solos expansivos por ensaios práticos como o FSI é de alta relevância, especialmente no Brasil, onde possui diversas áreas de solos potencialmente expansivos. Nesse sentido, o presente trabalho objetivou avaliar o uso do FSI na identificação do potencial expansivo atraves de sua comparação com resultados de ensaio de expansão unidimensional.

2 METODOLOGIA

2.1 Materiais

Os materiais utilizados nesta pesquisa foram os solos expansivos A, B e C estudados por Tenório (2018), Silva (2022) e Medeiros (2023), respectivamente, que realizaram o ensaio de expansão em uma dimensão normalizada pela ASTM D4546 (Método A). O solo A é um solo expansivo oriundo da região rural do município de Paulista-PE, o solo B é obtido pela mistura de areia e bentonita 75/25 com substituição de diferentes teores de cinza do bagaço de cana-de-açúcar (CBCA), variando entre 6,25%, 12,5%, 18,5% e 25%. Já o solo C é um solo expansivo oriundo da cidade de Agrestina-PE.

A Tabela 1 apresenta o peso específico seco e a expansão dos solos A, B e C segundo a ASTM D4546(Metodo A).

Tabela 1. Caracterização dos Solos.

Solo	CP	γ_d (kN/m³)	Expansão	Fonte
A	SPA01	14	4,61%	Tenório (2018)
	SPA02	14	4,97%	
	SPA03	14	5,16%	
	SPA04	15	6,22%	
	SPA05	15	6,42%	
	SPA06	15	7,04%	
	SPA07	16	7,59%	
	SPA08	16	7,82%	
	SPA09	16	8,14%	
B	100% solo B + 0,0% de CBCA	16,75	16,12%	Silva (2022)
	93,75% solo B + 6,25% de CBCA	16,75	5,93%	
	87,5% solo B + 12,5% de CBCA	16,75	0,4%	
	81,5% solo B + 18,5% de CBCA	16,75	0,11%	
	75% solo B + 25% de CBCA	16,75	0,1%	
C	SPC01	18,35	1,21%	Medeiros (2023)

2.2 Métodos

A determinação do FSI seguiu a normativa indiana IS 2720-41 (1977): Métodos de teste para solos. Para o ensaio FSI, foram necessárias duas amostras de 10 g de solo seco em estufa e passante na peneira de malha 0,420 mm. Logo, após o solo ser colocado em duas provetas de 100 mL, uma amostra para cada proveta, foi realizado o preenchimento com água e querosene, respectivamente para cada proveta. Os resultados foram obtidos depois de transcorridos 24 horas de ensaio, em que as amostras inundadas permaneceram em repouso. Assim, foram feitas as leituras do volume final de solo em cada proveta (para valores abaixo de 10 mL, a medição foi feita com o auxílio de uma régua graduada).

O querosene sendo um líquido apolar não causa expansão do solo, logo o nível de variação volumétrica do solo na proveta com água destilada deve ser lido como o nível de expansão livre. O índice de expansão livre (FSI) do solo foi calculado de acordo com a Equação (1):

$$FSI = \frac{(V_d - V_k)}{V_k} * 100 \quad (1)$$

onde:
V_d = o volume da amostra de solo lida no medidor graduado cilindro contendo água destilada, e
V_k= o volume da amostra de solo lida no graduado cilindro contendo querosene.

Posteriormente, se procedeu a comparação com os resultados obtidos a partir de ensaios pelo método ASTM D4546 (2021) Método A.

3 RESULTADOS

O FSI calculado para o solo A, pela Equação 1, foi de 30%. Esse resultado foi obtido a partir das leituras realizadas pelo ensaio da Figura 1. Para a proveta contendo querosene, essa leitura foi de 10 mL e para a proveta contendo água, a leitura foi de 13 mL.

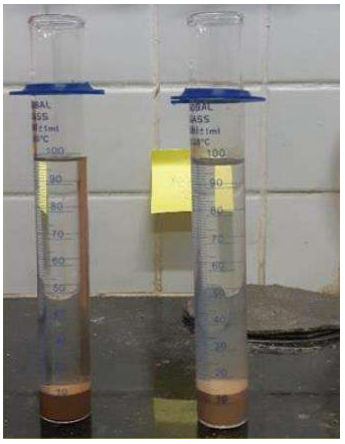


Figura 1. FSI para o solo A.

Para o solo B, sem adição de CBCA, foi obtido um FSI de 240%, onde as leituras das provetas apresentadas na Figura 2 foram de 10 mL e 34 mL para o solo em querosene e água, respectivamente.

Figura 2. FSI para solo B sem adição de CBCA (a) proveta com solo e querosene (b) proveta com solo em água.

A Figura 3 apresenta o solo B com 6,25% de cinza de bagaço de cana-de-açúcar (CBCA). As leituras realizadas para solo com água e com querosene foram de 36 mL e 10 mL, respectivamente. O FSI para essa mistura foi de 260%.

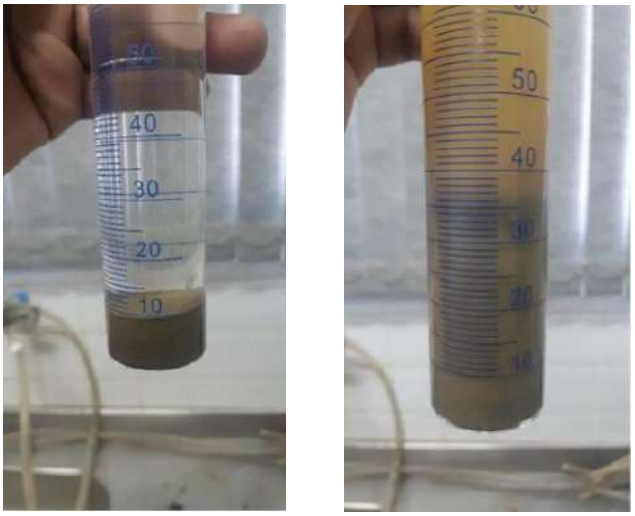


Figura 3. FSI para solo B com substituição de 6,25% CBCA (a) proveta com solo e querosene (b) proveta com solo em água.

A Figura 4 apresenta o solo B com substituição de 12,5% de cinza do bagaço de cana-de-açúcar (CBCA). A proveta com solo e querosene apresentou leitura de 10 mL e a proveta contendo solo e água apresentou leitura de 52 mL. O resultado do FSI foi 420%.

Figura 4. FSI para solo B com substituição de 12,5% CBCA (a) proveta com solo e querosene (b) proveta com solo em água.

O FSI para o solo B (Figura 5), contendo 18,5% de CBCA foi de 204,35%. As leituras para solo com querosene e água foram de 11,5 mL e 35 mL, respectivamente.

A Figura 6 apresenta o ensaio para o solo B contendo 25% de CBCA. Para a proveta contendo água foi obtida uma leitura de 37 mL e a leitura para a proveta contendo querosene foi de 12 mL. Dessa forma, o FSI calculado foi de 208,33%.

A Tabela 2 apresenta os valores de FSI para os solos A, B e C estudados, além de apresentar os valores de expansão pelo método ASTM 4546 (Metodo A). Obte-ve um único FSI para cada solo pois não há compactação nesse ensaio.

O solo A pelo ensaio FSI é classificado, de acordo com a Tabela 3, como um solo com índice de expansão baixa por ter 30%. Entretanto, de acordo com Constantino (2018), um solo é considerado expansivo quando apresenta variação de volume superior a 1% nos ensaios regidos pela ASTM D4546 (Método A), e dentre os resultados apresentados na Tabela 1 para este solo a menor expansão observada foi de 4,61%. Desta forma, para esta amostra houve divergência quanto à categorização do material como expansivo, entre os métodos.

Figura 5. FSI para solo B com substituição de 18,5% CBCA (a) proveta com solo e querosene (b) proveta com solo e água.

Figura 6. FSI do solo B com substituição de 25% de CBCA.

A Figura 7 apresenta o ensaio FSI para o solo C. A proveta contendo querosene apresentou leitura de 9 mL e a proveta contendo água apresentou leitura de 11,5 mL. O FSI calculado foi de 27,77%.

Figura 7. FSI do solo C.

Tabela 2. Resultados dos ensaios FSI e os valores de expansão pelo método ASTM 4546 (Método A).

Solo	Expansão ASTM 4546 (Método A)	FSI
Solo A	4,61% (mínimo)	30%
100% solo B + 0,0% de CBCA	16,12%	240%
93,75% solo B + 6,25% CBCA	5,93%	260%
87,5% solo B + 12,5% de CBCA	0,4%	420%
81,5% solo B + 18,5% de CBCA	0,11%	204,35%
75% solo B + 25% de CBCA	0,1%	208,33%
Solo C	1,21%	27,77%

Tabela 3. Classificação do potencial de expansão pelo FSI

FSI	Potencial expansivo
< 50	Baixo
50 - 100	Médio
100 - 200	Elevado
>200	Muito elevado

Fonte: Indian Standard 1498 (1970)

Os resultados referentes ao solo B, apresentados na Tabela 2 indicam o potencial de expansão considerado como muito elevado, conforme a Tabela 3. Ainda entre as amostras com distintos teores de CBCA é possível observar uma diminuição da potencial expansão, exceto pela amostra com 12,5% de CBCA. Os resultados que se adequam parcialmente com os resultados encontrados por Silva (2022) se referem apenas às duas primeiras amostras (com 0 e 6,25 % de CBCA, respectivamente) como solo expansivo. No entanto, os resultados deste estudo se assemelham, em parte, com os de Rajakumar e Meenambal (2015) que também ao avaliarem misturas de solo expansivo como CBCA. Estes autores observaram a redução do FSI com o aumento de CBCA na mistura, e assim como neste estudo os resultados apresentaram uma não-linearidade dos resultados, com variações positivas e negativas dado o aumento do teor de cinza.

Esse comportamento pode ser associado a dificuldade nas leituras de variação de volume nas provetas que continham água que pode ser vista nas Figuras 2, 3, 4, 5 e 6. Isso pode estar associado à composição do solo, ao ser colocado na água, cada componente do solo, a saber bentonita, cinza e areia, ficaram separados dificultando a leitura. E a turbidez visualizada pode ser referir a dispersão da bentonita em forma coloidal, impossibilitando uma adequada correlação com o FSI.

No que se refere ao solo C, de acordo com os resultados apresentados na Tabela 2, este apresentou um potencial de expansão baixo de acordo com o FSI (Tabela 3) e de acordo com o ensaio de expansão unidimensional regido pela ASTM D4546 este apresenta expansão da ordem de 1,21%, que poderia ser considerado como um solo de baixo potencial expansivo. Para esta amostra, os resultados apresentaram maior convergência, ao que se pode atribuir as características do solo.

Assim, como aponta Forouzan (2016) em alguns casos, para solos ricos em caulinita, este método resulta em índices FSI baixos ou até negativos; subsequentemente, esta técnica pode subestimar o potencial de expansão do solo montmorilonítico se estes incluírem uma grande quantidade de material argiloso de caulinita. Desta forma os resultados deste estudos podem ter sofrido consideráveis efeitos da variação da mineralogia das amostras, sendo assim seriam necessário outros ensaios ou uso de metodologias mais adequadas com o modified free swell index (MFSI) proposto por Sridharana (1985).

4 CONCLUSÃO

A partir das amostras analisadas foi possível verificar que os solos A e C apresentaram baixa expansão, com um FSI de 30% e 27,77%, respectivamente, enquanto o solo B apresentou uma expansão significativamente alta, com FSI de 240%. A introdução de cinza de bagaço de cana-de-açúcar (CBCA) como substituto parcial do solo B mostrou uma tendência de redução no seu potencial de expansão, exceto na amostra com 12,5% de CBCA.

Os resultados do ensaio FSI mostraram-se imprecisos, especialmente para o solo B, onde houve a suspensão de parte do material. As comparações com os resultados dos métodos da ASTM 4546 revelaram discrepâncias, evidenciando as limitações do ensaio FSI. Diante disso, torna-se necessário avaliar ensaios alternativos e que podem ser métodos mais adequados, como modified free swell index (MFSI), para uma avaliação mais confiável do potencial de expansão do solo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e à Universidade Federal de Campina Grande (UFCG).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International (2021). *ASTM D4546*. Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils.

Constantino, C. S. (2018). *Estabilização de um solo expansivo do município de Paulista com uso de cinza de casca de arroz.* Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.

Devkota, B.; Karim, M.R.; Rahman, M. M.; Nguyen, H.B.K. (2022). Accounting for Expansive Soil Movement in Geotechnical Design—A State-of-the-Art Review. *Sustainability*, v. 14 n. 23: 15662.

Chen, F. H. (1998) *Foundation on Expansive Soils*, New York: Elsevier, 463 p.

Ferreira, S. R. M. (2015). Propriedades geotécnicas de um solo expansivo tratado com cal. *Revista Matéria.* UFRJ, Rio de Janeiro pp. 437 a 449.

Ferreira, S. R. de M. (1995). *Colapso e Expansão em Solos Naturais não Saturados Devido à Inundação*. Tese de Doutorado. COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Forouzan, A. M.. (2016). *Prediction of Swelling Behavior of Expansive Soils Using Modified Free Swell Index, Methylene Blue And Swell Oedometer Tests*. Thesis. Master of Science in Civil Engineering. Middle East Technical University.

IS 1498 (1970). *Classification and Identification of Soils for General Engineering Purposes* [CED 43: Soil and Foundation Engineering] in India.

IS 2720-41 (1997). *Testing Methods for Soils, Part 41:* Measuring Soil Expansion Pressure [CED 43: Soil and Foundation Engineering] in India.

Medeiros, L. D. (2023) *Melhoramento do comportamento mecânico de um solo estabilizado com cinza de lenha de algaroba.* Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.

Morais, J. J. O. (2017) *Caracterização geotécnica da expansividade de um solo argiloso do município de Paulista - PE*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.

Rajakumar C. Meenambal T. (2015). Experimental Study of Bagasse Ash Utilisation for Road Application on Expansive Soil. *Nature Environment and Pollution Technology.* v. 14 n. 4 p. 903-90.

Silva, J. C. (2022) *Estabilização de solos expansivos com cinza do bagaço de cana-de-açúcar.* Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Campina Grande.

Sridharan., Raos. M., Murthyn. S. (1986) A rapid method to identify clay type in soils by the free-swell technique. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, v. 9, n. 4, p. 193-203.

Indian Standard, I. S. 2720 (Part XL)-1977: *Methods of test for soils: Part 40 Determination of free swell index of soils*. India, BIS, 2002.

Tenório, E. A. G. (2018) *Controle da expansão dos solos com resíduos de mármore e cal*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Campina Grande.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/621

Ensaios de Adensamento CRS com dimensões de corpos de prova reduzidas

Rhamira Duarte Gautério Pascual
Doutoranda COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, rhamira.pascual@coc.ufrj.br

Graziella Maria Faquim Jannuzzi
Professora Adjunta, Escola Politécnica da UFRJ, Brasil, jannuzzi@poli.ufrj.br

Fernando Artur Brasil Danziger
Professor titular COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, danziger @coc.ufrj.br

George Lício Vieira Telles
Engenheiro Civil, COPPETEC/UFRJ, Brasil, georgeteles@coc.ufrj.br

RESUMO: Este trabalho apresenta os resultados de ensaios de adensamento do tipo CRS (*constant rate of strain*) executados em corpos de prova com dimensões reduzidas, comparando-os com ensaios realizados com dimensões em conformidade com as especificações da norma ASTM D4186/2012. Destaca-se que a máxima razão H/D (altura/diâmetro) igual a 0,4 é respeitada. O solo ensaiado é a argila mole do campo experimental de Sarapuí II. Os resultados indicam boa concordância entre as curvas deformação *versus* tensão vertical efetiva de ensaios com dimensões padrões e aqueles realizados com dimensões reduzidas. Ambos satisfizeram a condição da norma ASTM que estabelece que a razão entre o excesso de poro-pressão desenvolvido na base e a tensão vertical total atuante no corpo de prova, $^{u_b}/_{\sigma_v}$, deve situar-se entre 3% e 15%, no domínio normalmente adensado. Ademais, indicam também que a velocidade de deformação do ensaio pode ser aumentada em corpos de prova com altura drenante menor, obtendo-se resultado similar ao do ensaio realizado com velocidade de deformação menor e altura drenante maior. Este fato implica diretamente na redução do tempo de ensaio. Conclui-se, portanto, que realizar ensaios de adensamento CRS com corpos de prova de dimensões reduzidas permite dimunir o tempo de ensaio sem afetar a qualidade dos resultados.

PALAVRAS-CHAVE: ensaio de adensamento, CRS, solo mole, geometria do corpo de prova.

ABSTRACT: This work presents the results of CRS (constant rate of strain) consolidation tests carried out on reduced specimen geometry, comparing them with tests carried out with standard specimen geometry according to ASTM D4186/2012. Despite unusual specimen geometry, the maximum height-to-diameter ratio 0.4 is satisfied. The soil tested is soft clay from the Sarapuí II. The results indicate good agreement between the axial strain versus effective vertical stress curves of tests with standard specimen geometry and those carried out with reduced specimen geometry. Both caused a base excess pressure ratio between 3% and 15%, according to ASTM, in the normally consolidated range during the loading phase of the test. Furthermore, they also indicate that the strain rate can be increased in specimens with a lower drainage height, obtaining a result like that of the test carried out with a lower strain rate and a greater drainage height. This fact directly implies a reduction in testing time. It is concluded, therefore, that carrying out CRS consolidation tests with specimens of reduced geometry allows to decrease test time without affecting the quality of the results.

KEYWORDS: consolidation test, CRS, soft soil, specimen geometry.

1 INTRODUÇÃO

Os programas de investigações geotécnicas envolvem dentre várias técnicas a obtenção de amostras indeformadas. Atualmente, existem equipamentos e ferramentas que possibilitam a realização deste procedimento. Contudo, a obtenção de amostras indeformadas de boa qualidade não é tarefa simples, podendo envolver custos elevados, principalmente tratando-se de amostras offshore.

Lambe (1951) afirma que a dimensão do corpo de prova do ensaio de adensamento é importante por vários motivos: i) economia: geralmente, o custo das operações de amostragem aumenta consideravelmente à medida que o diâmetro da amostra de solo aumenta. ii) tempo de adensamento: quanto mais fino for o corpo de prova, menor será a distância que a água dos poros percorrerá e, portanto, menor será o tempo necessário para o adensamento; iii) atrito lateral: quanto mais fino for o corpo de prova para um determinado diâmetro, menor será o atrito lateral; isto é verdade devido à menor área de superfície lateral em contato com a parede do anel. Por outro lado, uma consideração de grande importância que aponta para a utilização de corpos de prova maiores é a perturbação na estrutura do solo que ocorre durante o preparo dos corpos de prova, quanto mais fina a amostra, mais importante é o efeito da perturbação. Por este motivo, Lambe (1951) recomenda uma relação entre o diâmetro da amostra e a espessura, ou seja, altura do corpo de prova, de cerca de três a quatro.

O objetivo do presente trabalho é apresentar resultados de ensaios de adensamento do tipo CRS (*constant rate of strain*) executados em corpos de prova com dimensões reduzidas, comparando-os com ensaios realizados com dimensões em conformidade com as especificações da norma ASTM D4186/2012, que padroniza este ensaio. Cabe destacar que, apesar de se tratar de dimensão reduzida, a máxima razão H/D (altura/diâmetro) igual a 0,4 é respeitada.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Os ensaios de adensamento CRS foram realizados com equipamento de fabricação GEOTAC modelo Sigma 1. O conjunto é composto por uma câmara de adensamento, bomba e prensa, dispondo dos seguintes elementos de medição: uma célula de carga, um LVDT e dois transdutores de pressão, conforme ilustram as Figuras 1a e 1b. Todos os ensaios foram executados nas instalações do Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Prof. Márcio Miranda Soares, da COPPE/UFRJ, com temperatura controlada de 20°+/-1°C.

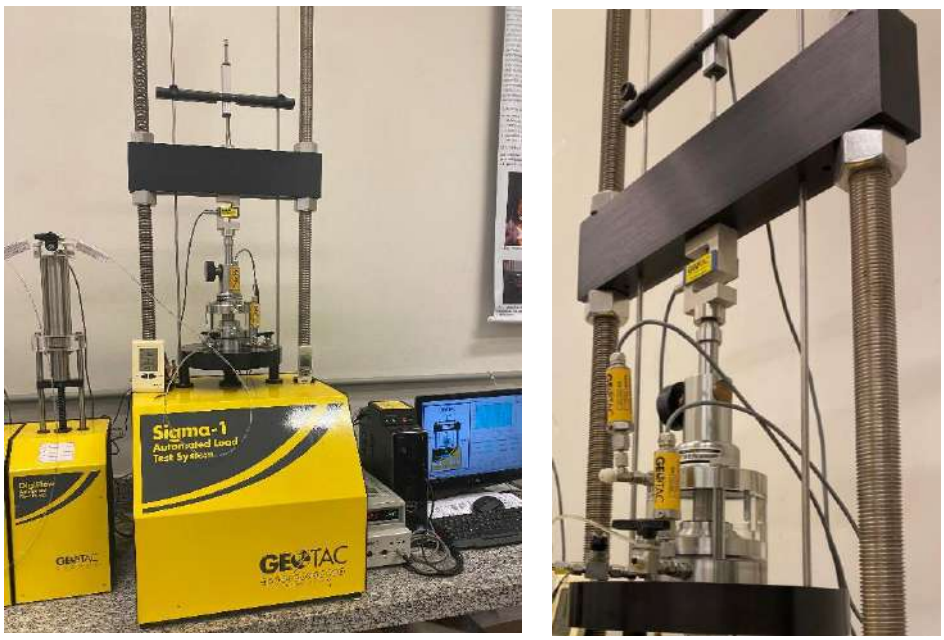


Figura 1. a) Visão geral do equipamento; b) Detalhes da instrumentação do equipamento.

O solo ensaiado é a argila mole do campo experimental de Sarapuí II, localizado na Estação Rádio da Marinha do Brasil em Duque de Caxias/RJ. Para maiores informações ver: Jannuzzi, (2009), Jannuzzi, (2013), Jannuzzi et al. (2015) e Danziger et al. (2019). Na Figura 2 são apresentadas algumas destas características. Cabe ressaltar a elevada plasticidade do depósito, com IP atingindo o valor de 170%.

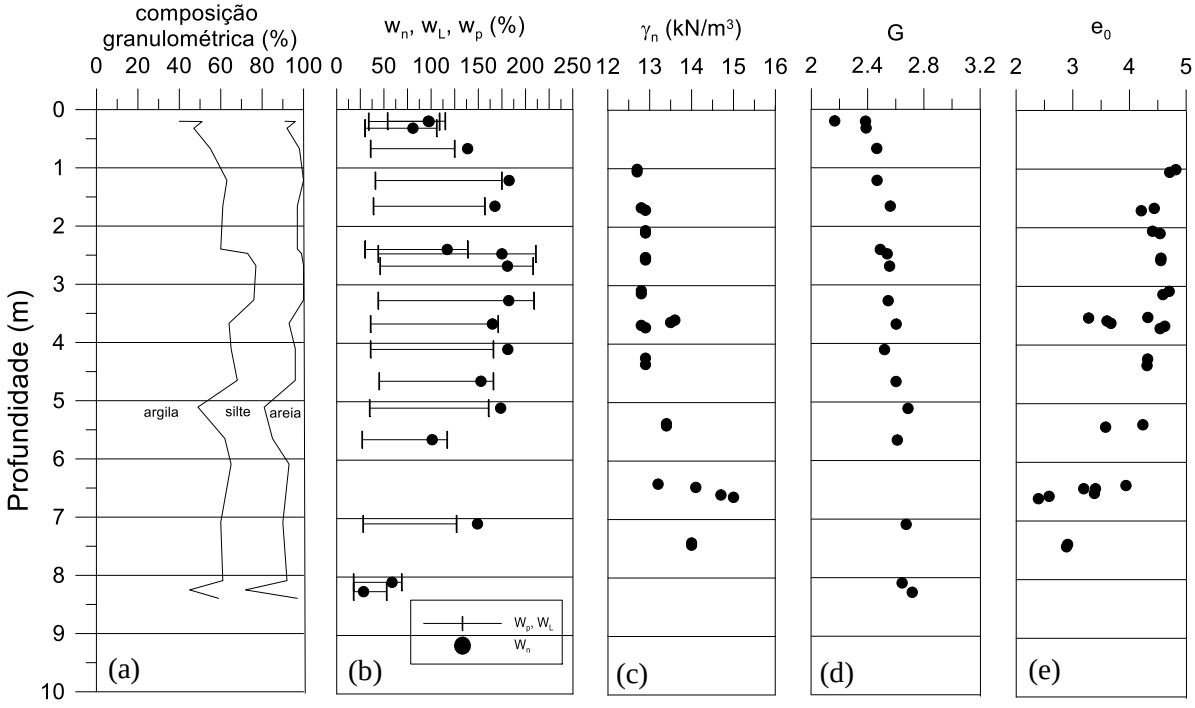


Figura 2. Dados de Sarapuí II: (a) composição granulométrica; (b) teor de umidade natural (w_n), limites de liquidez (w_L)e plasticidade (w_P), (c) peso específico natural (γ_n); (d) densidade real dos grãos (G_s) e (e) índice de vazios (e) (adaptado de Jannuzzi, 2013)

As amostras indeformadas foram coletadas com o amostrador do tipo pistão estacionário NGI/GEONOR 76mm de diâmetro interno na profundidade nominal de 3m.

Sobre a geometria da amostra a norma ASTM D4186/2012 estabelece que as dimensões devem estar em conformidade com as seguintes especificações: i) diâmetro mínimo deve ser de cerca de 50 mm [2,0 pol.]; ii) a altura mínima deve ser de cerca de 20 mm [0,75 pol.], mas não deve ser inferior a 10 vezes o diâmetro máximo da partícula, conforme determinado de acordo com o Método de Ensaio D6913. Se, após a conclusão deste ensaio, for constatado, com base na observação visual, que partículas de tamanho grande (> 2 mm [0,075 pol.]) estão presentes, tal informação deve ser inserida no relatório do ensaio; iii) a relação altura-diâmetro máxima deve ser de 0,4.

Com base nessas premissas dois conjuntos de anéis de adensamento com seus respectivos *top caps* foram adquiridos: (i) o anel padrão GEOTAC 2,5" (63,5 mm) de diâmetro e 1" (25,4 mm) de altura, que resulta no corpo de prova de mesmo diâmetro e altura de 22,5 mm, em função da espessura da pedra porosa superior; (ii) o anel especial de 40mm de diâmetro por 1" de altura (25,4 mm) também fabricado pela GEOTAC, que permite corpo de prova com 40 mm de diâmetro e 13 mm de altura, conforme Figura 3. A relação altura/diâmetro (H/D) foi respeitada para evitar problemas com atrito lateral entre o anel e o corpo de prova. A Tabela 1 resume estas informações.

Tabela 1. Geometria dos anéis de adensamento utilizados.

Anel CRS	**Diâmetro Interno(mm)**	**Altura (mm)**	**Dimensões do Corpo de prova**	**H/D***
Padrão	63,5	25,4	63,5 x 22,5	0,35
Especial	40,0	25,4	40,0 x 13,0	0,32

* A relação altura diâmetro recomendada deve ser inferior a 0,4 (ASTM D4186/2012)

Figura 3. À esquerda anel padrão 2,5" e seu top cap, no centro anel especial 40mm e seu top cap e à direita anel auxiliar de 40mm.

O anel especial fabricado pela GEOTAC possui 40 mm de diâmetro por 25,4 mm de altura, além da base alargada com 76 mm. Essas dimensões são necessárias para o encaixe perfeito na câmera de acrílico, no entanto, torna a moldagem extremamente difícil. A solução encontrada foi a fabricação um anel auxiliar em aço inox com 40 mm de diâmetro por 13 mm de altura. Assim, que o corpo de prova é moldado no anel auxiliar e transferido para o anel fabricado pela GEOTAC onde será ensaiado. O procedimento de moldagem e montagem do equipamento é descrito em detalhe no trabalho de Pascual (2020).

O ensaio consiste em três etapas: seating, saturação por contrapressão e adensamento propriamente dito. No presente trabalho configurou-se 0,2% de deformação axial durante a etapa de seating, 200 kPa de contrapressão na etapa de saturação e adotou-se as velocidades de 0,72 %/h (para os corpos de prova de dimensão 63,5mm x 22,5mm) e 1,8%/h (para os corpos de prova de dimensão 40mm x 13mm), determinadas nos trabalhos de Pascual (2020) e Pascual *et al.*(2022).

3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados apresentados nas Figuras 4a e 4b indicam boa concordância entre as curvas de compressão (deformação *versus* tensão vertical efetiva e índice de vazios *versus* tensão vertical efetiva) dos ensaios realizados com dimensões padronizadas (65,3mm x 22,5mm) e dimensões reduzidas (40mm x 13mm). Os resultados obtidos são semelhantes aos dos ensaios convencionais do tipo carregamento incremental (incremental loading) realizados em amostras de 70mm de diâmetro e 20mm de altura moldados em segmentos de tubo amostrador shelby extraídos na mesma profundidade do depósito. Os valores correspondentes ao fim do primário (EOP – end of primary), dos ensaios do tipo incremental loading realizados por Jannuzzi (2013) são plotados juntamente com os resultados dos ensaios CRS.

No que diz respeito à seleção das velocidades dos ensaios é possível afirmar que ambas satisfizeram a condição da norma ASTM que estabelece que a razão entre o excesso de poro-pressão desenvolvido na base e a tensão vertical total atuante no corpo de prova, $^{u_b}/_{\sigma_v}$, deve situar-se entre 3% e 15%, no domínio normalmente adensado (NA), conforme apresentado na Figura 5a. Conclui-se portanto, que houve uma compensação entre velocidade adotada e a altura drenante. Uma vez que, a velocidade de deformação do ensaio de 1,8%/h realizado no corpo de prova de 13mm resultou na razão média $^{u_b}/_{\sigma_v}$ de 6% no domínio NA, valor igual à razão média $^{u_b}/_{\sigma_v}$ do ensaio executado com velocidade de deformação 0,72%/h no corpo de prova de 22,5 mm. A evolução das poropressões na base dos corpos de prova pode ser vista na Figura 5b e mostra comportamento coerente com as observações anteriores apresentando valor ligeiramente superior de excesso de poropressão para o ensaio padrão.

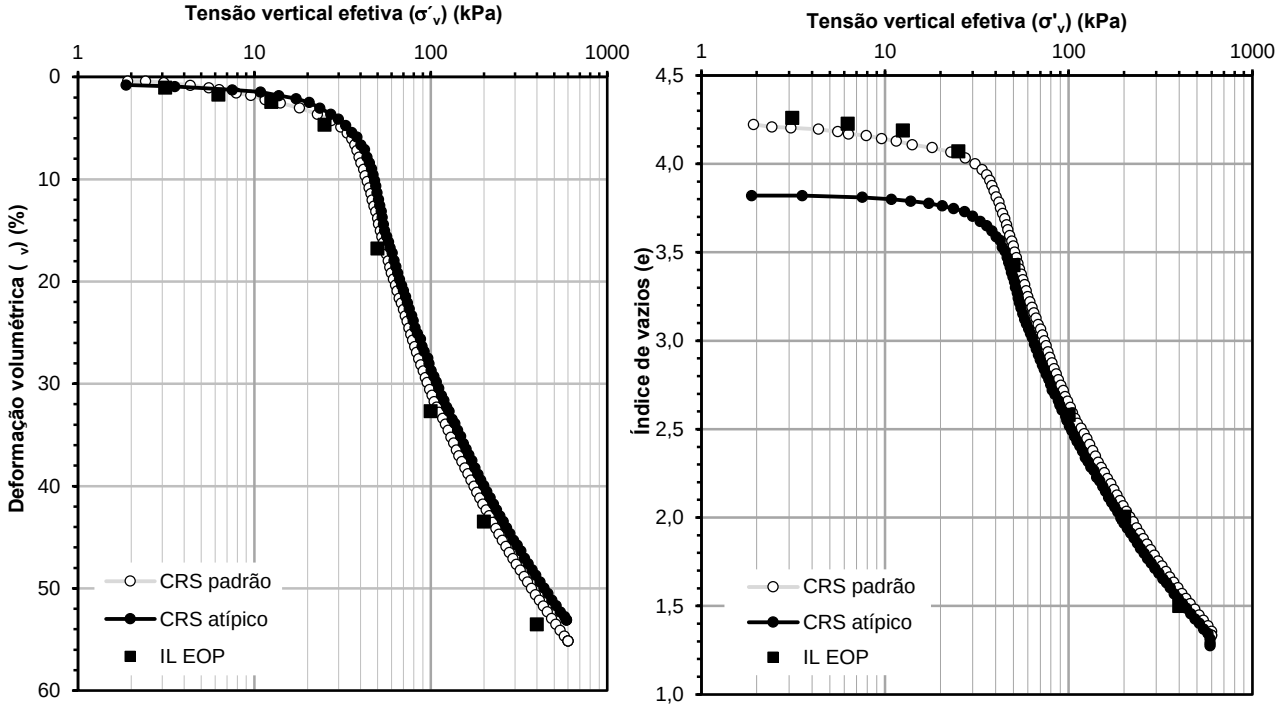


Figura 4. a) Curva de Compressão $\varepsilon \times log\ \sigma'_v$; b) Curva de Compressão $e \times log\ \sigma'_v$.

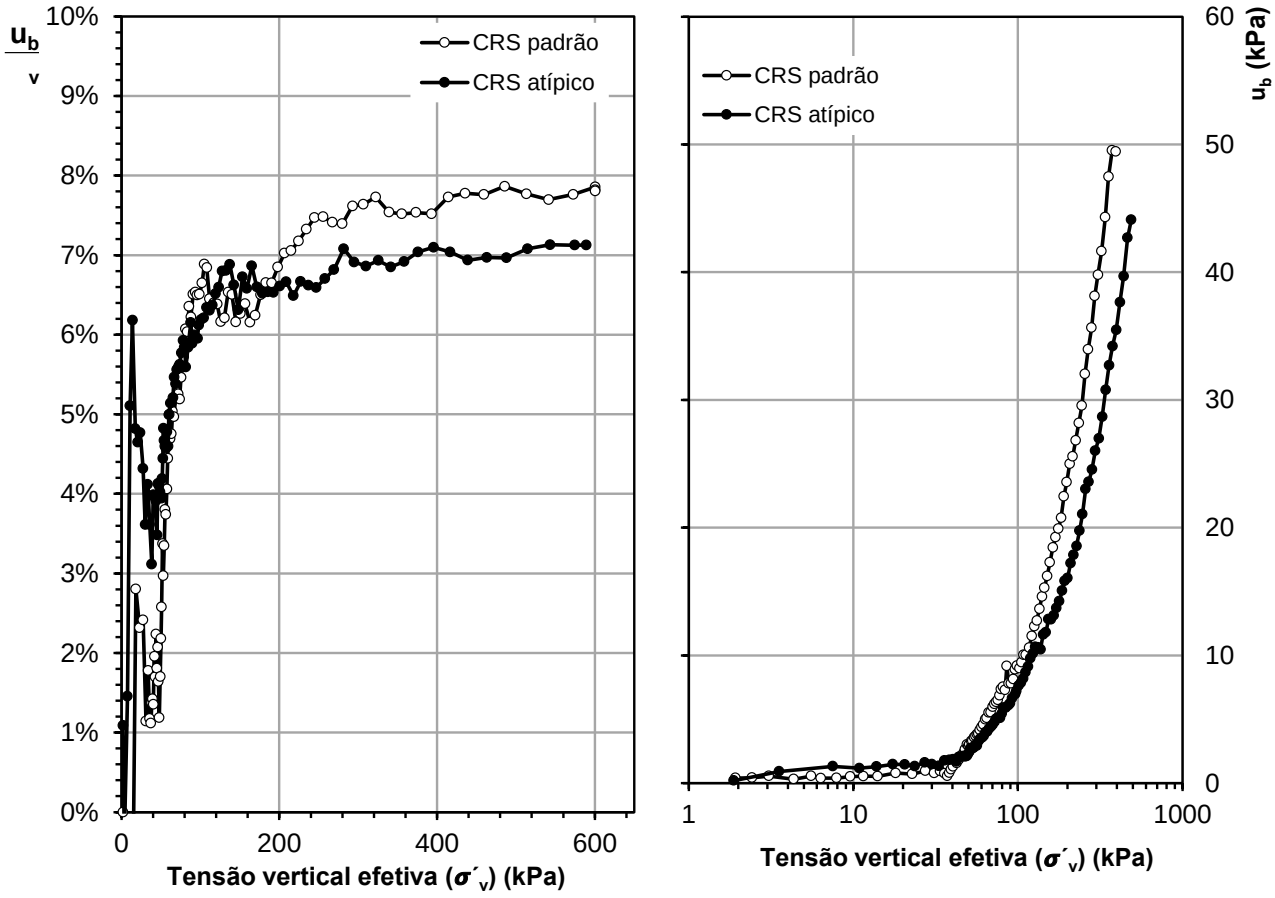


Figura 5. a) Valores $^{u_b}/_{\sigma_v}$ para ensaios CRS; b) Evolução de u_b durante ensaios CRS.

As amostras apresentaram teores de umidade e índice de vazios inciais próximos: 157% e 4,24 respectivamente para o ensaio CRS dimensão padrão e 147% e 3,85 para CRS de dimensão reduzida.

Com relação a qualidade da amostra é possível concluir considerando a Figura 4b que o ensaio de dimensão reduzida apresentou qualidade superior. Este fato pode ser explicado em virtude da maior dimensão da amostra em relação ao corpo de prova. Nos ensaios CRS deste trabalho as amostras foram moldadas em segmentos extrudados do tubo amostrador de pistão estacionário GEONOR/NGI de 76mm de diâmetro, logo na moldagem do corpo de prova menor dimensão, diâmetro de 40mm, foram excluídas as influências na interface solo/tubo e possíveis pertubações e/ou amolgamento. Cabe salientar que todas as amostras foram classificadas como sendo de boa a excelente qualidade pelo método de Lunne *et al* (1997). Conclusão semelhante foi encontrada por Lopes *et al* (2022) quando os autores avaliaram a influência do diâmetro na qualidade da amostra de ensaios adensamento usando corpos de prova de 70mm de diâmetro moldados em amostras de pistão estacionário GEONOR/NGI de 76 mm de diâmetro.

A partir das curvas de compressão foram calculadas as tensões de sobreadensamento pelo método do engenheiro Pacheco Silva resultando valor de 35 kPa para ensaio CRS padrão e 35,5 kPa para ensaio CRS atípico. Os índices de recompressão (C_r) e compressão (C_c), foram respectivamente para o ensaio padrão (0,31 e 1,64) e para o ensaio atípico (0,20 e 1,83).

A Figura 6 a seguir apresenta a distribuição do coeficiente de adensamento (c_v) ao longo dos ensaios CRS com dimensão padrão, dimensão reduzida e ensaio incremental loading. É possível afirmar que há consoância entre todos os ensaios. Contudo, os valores de c_v para os ensaios CRS foram ligeiramente superiores ao ensaio IL. Este fato esta de acordo com a literatura. Smith (1967) *apud* Wissa e Heiberg (1969) afirma que o valor de c_v obtido no ensaio CRS geralmente fica acima do valor obtido pelo ensaio convencional. Wissa e Heiberg (1969) afirmam ainda que o valor de c_v aumenta com a velocidade de deformação. Segundo dados experimentais para a argila de Sarapuí II a curva de compressão final do primário está associada à velocidade 10^{-6}/s ou 0,37%/h (considerando corpos de prova de 20 mm de altura e distância de drenagem de 10 mm). Logo, a distribuição de c_v na Figura 6 está coerente com essa afirmativa.

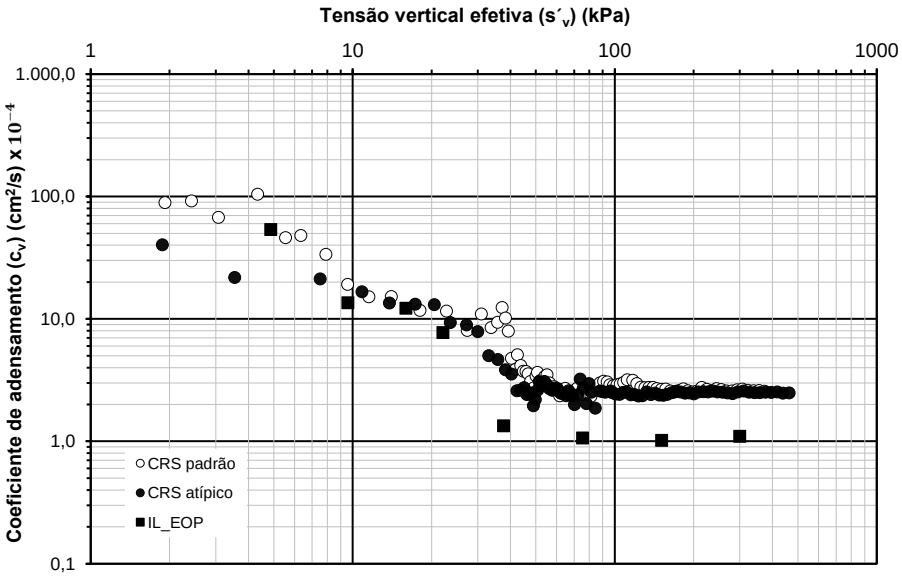


Figura 6. Distribuição do coeficiente de adensamento ao longo do ensaio.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos dados apresentados é possível concluir que o ensaio de adensamento CRS com dimensões reduzidas apresentou bons resultados para o solo testado.

Parâmetros geotécnicos como a tensão de sobreadensamento (σ'_m), os índices de recompressão (C_r) e compressão (C_c), bem como, o coeficiente de adensamento (c_v) podem ser obtido sem prejuízo quando comparado a ensaios padrões, desde que seja respeitada a relação H/D e utilizada uma velocidade de deformação adequada.

Observou-se que a velocidade de deformação pode ser aumentada em corpos de prova com altura drenante menor, obtendo-se resultado similar ao do ensaio realizado com velocidade de deformação menor e altura drenante maior. Isto implica diretamente na redução do tempo de ensaio. Conclui-se, portanto, que

realizar ensaios de adensamento CRS com corpos de prova de dimensões reduzidas permite aumentar a produtividade sem afetar a qualidade dos resultados.

Cabe ressaltar a importância da saturação do corpo de prova, elementos porosos e transdutores de poropressão, uma vez que a análise dos resultados é baseada nos valores de poropressão aquisitados durante o ensaio. Este ensaio não se aplica para o caso dos solos não saturados no qual deseja-se ensaiar o material na condição natural, ou seja, sem a saturação.

Sugere-se que trabalhos futuros incluam uma variedade maior de solos e condições de teste a fim de generalizar os resultados para diferentes contextos geotécnicos.

AGRADECIMENTOS

À PETROBRAS pelo subsídio e colaboração para realização deste trabalho. À equipe do Laboratório de Ensaios de Campo Instrumentação Prof. Márcio Miranda Soares pela coleta das amostras indeformadas e a todos os envolvidos na execução dos ensaios de laboratório. Este trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil(CAPES) - Cód de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Society for Testing and Materials. (2012) *Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Saturated Cohesive Soils Using Controlled-Strain Loading*. ASTM D4186/D4186M-12, West Conshohocken, PA, EUA.

Danziger, F.A.B., Jannuzzi, G.M.F, and Martins, I.S.M. (2019). *The relationship between sea-level change, soil formation and stress history of a very soft clay deposit*. AIMS Geosciences, no. 5: 461-479. Disponível em: <https://doi.org/10.3934/geosci.2019.3.461>. Acesso em: 05 jul. 2024.

Jannuzzi, G.M.F. (2009). *Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II através de Ensaios de Campo*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Jannuzzi, G.M.F. (2013). *Inovadoras, modernas e tradicionais metodologias para a caracterização geológico-geotécnica da argila mole de Sarapuí II*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Jannuzzi, G.M.F., Danziger, F.A.B., Martins, I.S.M. (2015). *Geological-geotechnical characterization of Sarapuí II clay*. Engineering Geology, 190, p. 77–86.

Lambe, T. William. (1951) Soil Testing for Engineers. Volume 9. Wiley Series in Geotechnical Engineering.

Lopes, V. G., Aguiar, V. N., Martins, I. S. M., Jannuzzi, G. M. F., Danziger, F. A. B. (2022) Avaliação da qualidade de amostras da Argila do Sarapuí II extraídas com amostradores tubulares de pistão estacionário Geonor/NGI 76 mm. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas-SP. *Anais...*ABMS.

Lunne, T.; Berre, T.; Strandvik, S. (1997) *Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay*. In: Proceedings of the Symposium on Recent developments in Soil and Pavement Mechanics, pp. 81– 102, Rio de Janeiro.

Pascual, R. D. G. (2020) Efeito das Deformações Cisalhantes nas Propriedades de Adensamento da Argila Mole De Sarapuí II. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, COPPE/UFRJ, 269 p.

Pascual, R. D. G., Martins, I. S. M., Jannuzzi, G. M. F., Danziger, F. A. B. (2022) Sobre a determinação da velocidade de ensaios CRSC: um exemplo de caso. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica , Campinas-SP. *Anais...*ABMS.

Wissa, E. Z.; Heiberg, S. (1969) A New One-dimensional Consolidation Test. School of Engineering Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/622

Estudo Comparativo de Solo Reforçado com Geocélula Convencional e Geocélula Confeccionada com Garrafa PET

Jéssica Horta Menezes Barros
Msc. Engenheira Civil, Universidade Federal de Sergipe, Aracaju, Brasil, jessicahorta.civil@gmail.com

Guilherme Bravo de Oliveira Almeida
Professor Dsc., Universidade Federal de Sergipe, Aracaju, Brasil, gbravo1982@gmail.com

Emiliana de Souza Rezende Guedes
Professor Dsc., Instituto Federal de Sergipe, Aracaju, Brasil, emiliana.guedes@ifs.edu.br

Geverson de Jesus Moura
Msc. Engenheiro Civil, Instituto Federal de Sergipe, Aracaju, Brasil, geverson.moura@gmail.com

RESUMO: Ao considerar a crescente demanda por espaço devido ao rápido crescimento populacional e expansão industrial, a necessidade de técnicas de melhoramento de solos para viabilizar construções em locais desfavoráveis se torna evidente. Este estudo aborda a utilização de geocélulas como uma alternativa para reforçar fundações, destacando a busca por soluções ambientalmente conscientes, como a reciclagem de garrafas PET na construção civil. O objetivo principal foi avaliar o desempenho mecânico de geocélulas feitas de PET. Para isso, foi desenvolvido um equipamento de ensaios de carga estática e um cortador de tiras circulares. Os ensaios envolveram comparar geocélula convencional com geocélulas de PET em alturas de 5 e 10 cm. Ao analisar as variações de tensão aplicada, os resultados revelaram que tanto a geocélula convencional quanto as de PET promoveram um aumento significativo na resistência do solo, com aumentos de tensão de 116% para a convencional, 127% para a de PET de 5 cm e 207% para a de 10 cm. Isso indica uma possibilidade de utilização das geocélulas de PET como uma solução eficaz e sustentável para o reforço de solos em projetos de construção civil.

PALAVRAS-CHAVE: Geossintéticos, Reforço de Solo, Geocélula, PET.

ABSTRACT: When considering the growing demand for space due to rapid population growth and industrial expansion, the need for soil improvement techniques to enable construction in unfavorable locations becomes evident. This study addresses the use of geocells as an alternative to reinforce foundations, highlighting the search for environmentally conscious solutions, such as recycling PET bottles in construction. The main objective was to evaluate the mechanical performance of geocells made from PET. For this, equipment for static load testing and a circular strip cutter were developed. The tests involved comparing conventional geocells with PET geocells at heights of 5 and 10 cm. When analyzing the variations in applied tension, the results revealed that both the conventional and PET geocells promoted a significant increase in soil resistance, with tension increases of 116% for the conventional one, 127% for the 5 cm PET one and 207% for the 10 cm one. This indicates the possibility of using PET geocells as an effective and sustainable solution for soil reinforcement in civil construction projects.

KEYWORDS: Geosynthetics, Soil reinforcement, Geocell, PET.

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento de empreendimentos segue etapas, desde a definição dos projetos até a entrega final do produto. Os projetos preliminares permitem avaliar o sucesso da empreitada, considerando as condições geotécnicas do local, muitas vezes desfavoráveis, o que demanda o reforço do solo (Meneses, 2004).

O avanço dos geossintéticos introduziu sistemas como as geocélulas, que oferecem confinamento tridimensional ao solo, aumentando sua resistência ao cisalhamento e permitindo seu uso em locais desafiadores (Bomfim, 2019). Particularmente no caso de obras sobre solos moles, a utilização de geocélulas pode muitas vezes ser bastante vantajosa. Soluções tradicionais como a retirada e substituição do material mole podem ser prescindidas pela sua utilização (Bomfim, 2019).

Não obstante, a cadeia produtiva da construção civil é responsável pela transformação do ambiente natural em ambiente construído que precisa ser permanentemente atualizado e mantido. E, por isso, é necessária uma maior conscientização das questões ambientais e políticas estatais sobre preservação ambiental que vêm fazendo com que surjam novas propostas de reciclagem e redução de resíduos gerados (John, 1996).

Entre os benefícios ambientais, merece destaque a redução do volume de garrafas nos aterros. Um levantamento realizado por CEMPRE (2020) mostrou que 23,1% de todo plástico produdizo no Brasil, pós-consumo foram recicladas, totalizando 224 mil toneladas. E o volume de PET reciclado seguiu crescendo em 2022. De 1994 á 2002, o percentual de reciclagem das embalagens PET pós-consumo no Brasil subiu de 19% para 35% do total comercializado. De 2003 a 2006 subiu de 43% para 51% e desde então a alta anual tem variado de 1,5 % a 2,0 %. Em 2022, o percentual de reciclagem foi 53,6%. (PICPLAST, 2023)

Diante disso, estão as tentativas de utilização das garrafas de PET na construção civil, sempre com o intuito de minimizar os custos e redução de impacto ambiental. Diversos experimentos estão sendo realizados, como por exemplo: a utilização de garrafas PET para constituir superfícies refletores para ambientes enclausurados (Fantinelle, 2008) e a substituição de blocos convencionais na produção de lajes nervuradas (Brocaneli et al., 2008)

Neste contexto, esta pequisa utiliza a garrafa PET cortada em tiras circulares empregadas na produção de geocélulas, com definições reduzidas em relação à geocélula convencional. A hipótese deduzida é que, quando as geocéluclas confeccionas estiverem preenchidas com areia, comportam-se como uma placa sob efeito de confinamento, laje e membrana, distribuindo as cargas uniformemente. Consequentemente, haverá um aumento na capacidade de suporte.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Equipamento de prova de carga

Para determinar a capacidade de carga foi construído um equipamento de prova de carga com os seguintes elementos: pórtico de reação, caixa de ensaios, sistema de aplicação de carga e instrumentação.

O pórtico é uma estrutura composta por uma viga metálica em perfil "I" parafusada em dois pilares, projetada para suportar cargas de até 10 toneladas. Para confinar o solo, uma caixa foi construída com duas placas de madeira compensada, resultando em uma espessura final de 4 cm, reforçada e travada com caibros de madeira e perfis metálicos em "U". A superfície interna da caixa foi pintada e o carregamento do solo foi realizado com um macaco hidráulico monitorado por um anel dinamométrico, enquanto três relógios comparadores foram utilizados para monitorar os recalques durante o ensaio (Figura 1).

Figura 1. a) Detalhe das marcações das camadas de solo; b) Visão geral dos instrumentos utilizados; c) Baia de condicionamento do solo utilizado.

2.2 Geocélula de garrafa de PET

Como elemento de reforço do solo procurou-se utilizar uma geocélula não-convencional a partir de garrafas PET com geometria circular. Dessa forma, foi desenvolvido um cortador de tiras circulares de PET com peças encontradas no ferro velho para facilitar o corte com maior eficiência e precisão (Figura 2a). O cortador de PET possui uma lâmina e suporte para fixação do material, com um anel de acrílico interno (9,9 cm de diâmetro) para evitar flexibilidade, permitindo cortes precisos ao girar a manivela.

As geocélulas foram feitas com garrafas PET de 2 litros, selecionando aquelas com diâmetro uniforme. A montagem ocorreu com cola instantânea devido à sua rápida cura, enquanto as dimensões almejadas foram 100 x 100 x 5 cm e 100 x 100 x 10 cm (L x C x A), adequadas à caixa de confinamento (Figura 2b).

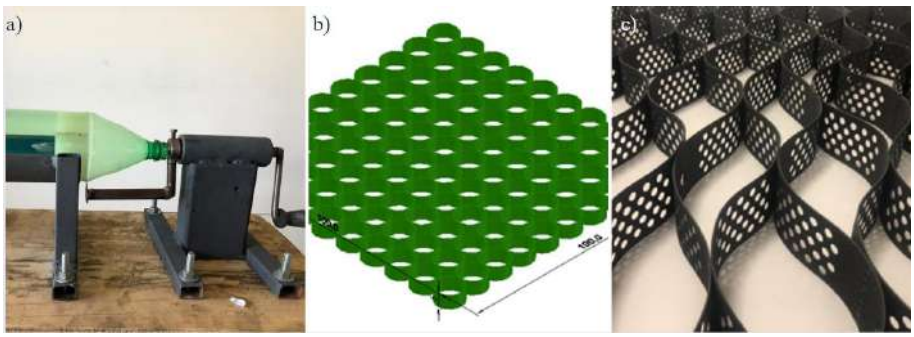


Figura 2. a) Garrafa PET no cortador de tiras; b) Esquema da geocélula de PET; c) Geocélula convencional.

2.3 Geocélula convencional

Para comparar os resultados do comportamento da geocélula de PET, foi analisado o solo reforçado com uma geocélula convencional (Figura 2c), fabricada com resina virgem de Polietileno de Alta Densidade (PEAD). Essa geocélula possui um design tipo colmeia de abelhas, com faixas conectadas por linhas de solda ultrassônica, paredes texturizadas e perfuradas para aumentar o atrito com o material de preenchimento. A tela foi cortada com dimensões idênticas à geocélula de PET (100 x 100 cm), e os detalhes técnicos do modelo estão na Tabela 1.

Tabela 1 – Propriedades físicas da geocélula convencional utilizada nesta pesquisa.

Propriedades Físicas	**Valor**	**Unidade**
Espessura nominal da parede	1,25 (-10%)	mm
Espessura total (incluindo textura)	1,50 (- 5% + 10%)	mm
Diâmetros de perfurações	10	mm
Altura da célula	75 (± 2%)	mm
Dimensões da célula	259 x 224 (± 2%)	mm

2.4 Caracterização do solo

Para compor o solo de fundação foi utilizado um total de 1.900 kg, proveniente da área de estoque de materiais do Instituto federal de Sergipe (Figura 1c). Os seguintes ensaios foram executados: determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água de grãos de pedregulho (NBR 6458, 2017); análise granulométrica do solo (NBR 7181, 2018); determinação do limite de liquidez do solo (NBR 6459, 2017); determinação do limite de plasticidade do solo (NBR 7180, 2016).

2.5 Ensaios de prova de carga

A prova de carga foi realizada seguindo as recomendações da NBR 6489 (2019), com exceção na dimensão da placa (área não inferior a 0,5 m²), visto a limitação dada pela caixa de ensaio. A placa utilizada tem 30 cm de diâmetro.

Os reforços foram deliberadamente colocados nos primeiros 15 cm, seguindo a sugestão de Dash et al. (2001) de que o topo do reforço deve estar próximo da superfície. Isso ocorre porque ao posicionar a geocélula a essa profundidade, a carga é distribuída em uma área maior, evitando o contato direto da parede da célula com a placa e prevenindo flambagem inicial. Aumentar a profundidade de assentamento pode resultar em recalque do solo entre a placa e a geocélula, reduzindo a eficácia do reforço. A Figura 3 ilustra o posicionamento dos materiais de reforço na caixa de ensaios, proporcionando uma melhor compreensão da configuração e disposição das camadas ao longo do perfil da caixa.

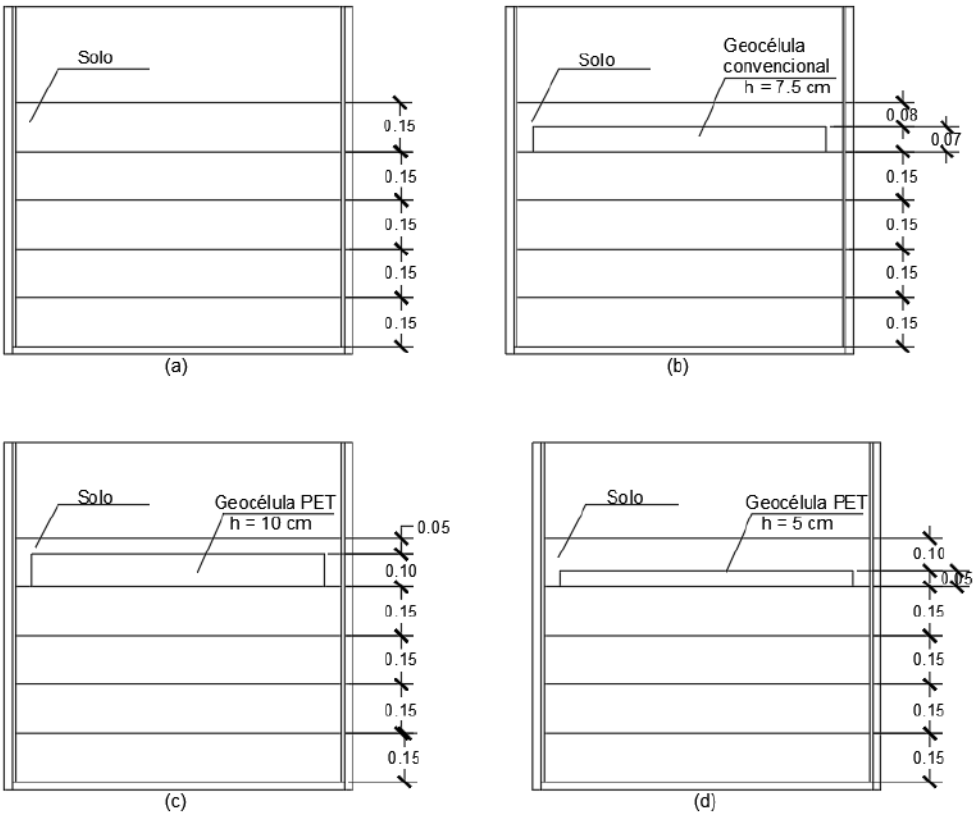


Figura 3. Posicionamento dos materiais de reforço: (a) solo sem reforço, (b) solo com geocélula convencional, (c) solo com geocélula h = 10 cm e (d) solo com geocélula h = 5 cm.

2.6 Preparação das amostras

Os ensaios foram conduzidos mediante o preenchimento da caixa e a compactação do solo em camadas de 15 cm, atingindo uma altura final de 75 cm em todos os experimentos. A determinação da massa de solo/camada teve por base a umidade higroscópica, a massa específica dos sólidos e nos índices máximo e mínimo de vazios. Esses parâmetros possibilitaram o cálculo da densidade relativa, estabelecido em 85%. Tal escolha foi condicionada pela capacidade de compactação manual com os equipamentos disponíveis.

No procedimento de compactação foi utilizado um soquete manual de madeira com massa de 6,5 Kg e altura de queda de 30 cm. A Figura 4 apresenta as etapas de preenchimento da caixa com o solo. Após compactar a quarta camada, o reforço foi instalado. Ao atingir a altura de 75 cm, a instrumentação foi instalada, o ensaio iniciado e finalizado seguindo as diretrizes da norma (NBR 6489, 2019), até que atingisse um recalque de 25mm.

Figura 4. Preenchimento da caixa de ensaios: (1) determinação da massa do solo, (2) – (3) lançamento do solo em camadas, (4) distribuição do solo, (5) nivelamento e (6) compactação do solo.

3 RESULTADOS E ANÁLISES

3.1 Caracterização do solo

A curva granulométrica do solo utilizado no estudo é apresentada na Figura 5, o que indica frações de 4,06% de pedregulho, 90,53% de areia e 5,41% de silte e argila. De acordo com a classificação SUCS, é caracterizado como uma areia mal graduada com silte (SP-SM), apresentando um coeficiente de uniformidade (Cu) de 2,72 e um coeficiente de curvatura (Cc) de 1,05. Rajagopal et al. (1999) destacam que solos granulares são ideais para preenchimento devido ao aumento da coesão sob confinamento, promovendo melhor capacidade de carga e distribuição de tensões no solo de fundação. Ainda, o solo apresenta massa específica dos sólidos de 2,66 g/cm³, com índices de vazios mínimo e máximo de 0,508 a 1,956, respectivamente.

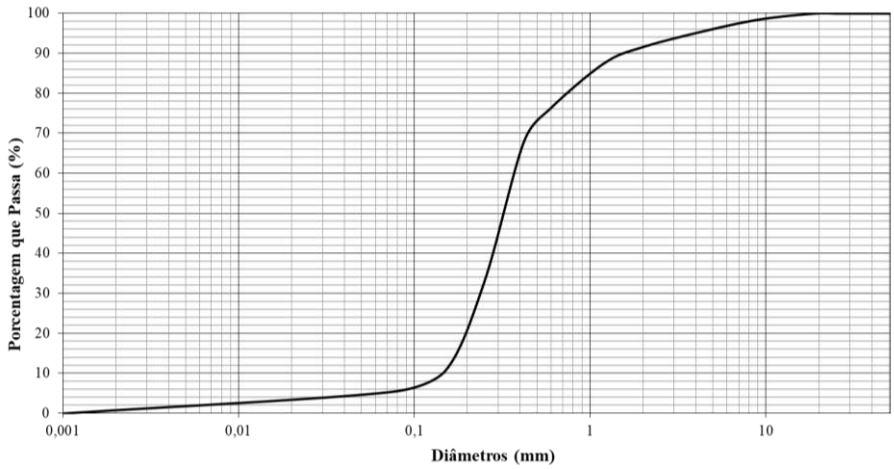


Figura 5. Curva granulométrica do solo

3.2 Comparativo entre as configurações de reforço

A Figura 6 apresenta os resultados da curva tensão x recalque dos ensaios sem reforço (S), solo com geocélula convencional (SGC1), solo com a geocélula de altura de 5 cm (SGCP1) e solo com a geocélula de altura de 10 cm (SGCP2). Percebe-se que há um aumento na capacidade resistente do solo na presença da geocélula convencional. Há uma elevação da tensão de ruptura de 221,4 KPa (S) para 477,4 kPa (SCG1), dessa forma a porcentagem de ganho de resistência é igual a 116 %. Estudos anteriores, como o de Mhaiskar &

Mandal (1996), indicam que a densidade relativa da areia influencia no desempenho do reforço, com melhorias observadas em solos mais compactos. Dash et al. (2001) atribui tal desempenho, também, ao aumento no atrito entre as partículas e as paredes da geocélula, e à maior dilatação que os mesmos apresentam, de forma a transferir as tensões do solo para a geocélula.

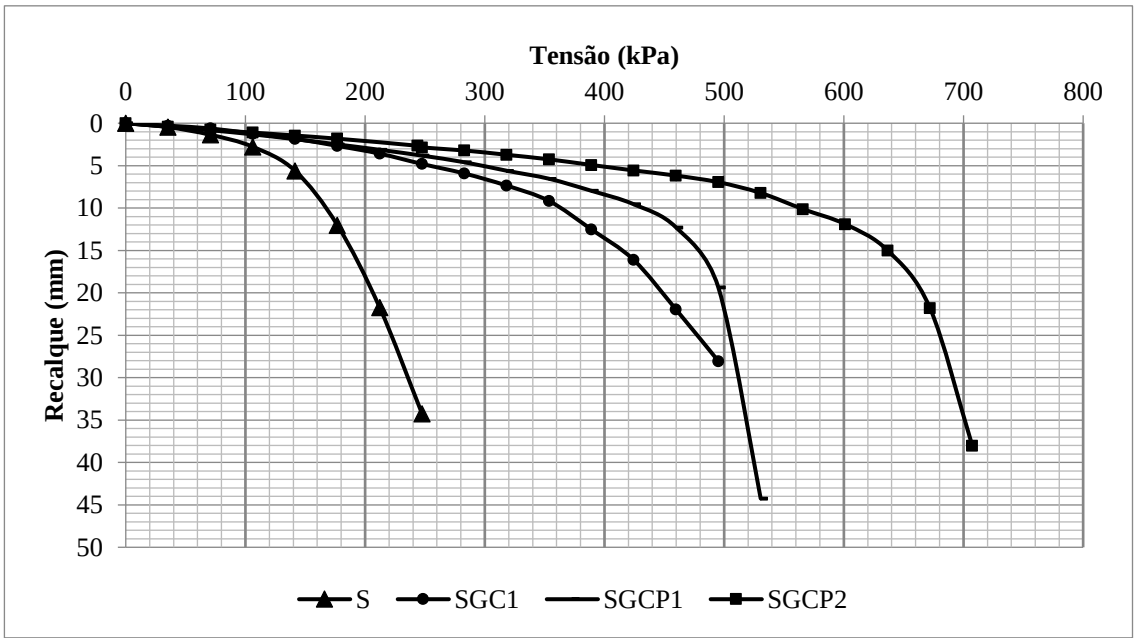


Figura 6. Comparativo entre todas as soluções de reforço.

Análises das geocélulas de PET mostraram aumentos de 130% e 210%, aproximadamente, na tensão de ruptura em relação ao solo puro, com alturas de geocélula de 5 cm e 10 cm, respectivamente. Comparando com estudos anteriores, como o de Meneses (2004), observou-se que o aumento da altura da geocélula implica em maior capacidade de carga e redução dos recalques, especialmente até uma altura igual ao dobro da largura da base ou diâmetro, sendo que acima desse ponto, o aumento no desempenho é marginal (Dash et al., 2001).

A Tabela 2 apresenta o resumo da capacidade de carga. O ganho de resistência máximo, das situações propostas, quando comparado ao solo sem reforço, é de cerca de 207% (CGCP2). Além disso, mesmo a geocélula convencional apresentou um ganho de resistência menor que a geocélula PET de 5,0 cm, destacando a influência do tamanho das células na capacidade de carga do reforço (Dash et al., 2001). O que pode ser atribuído nesse ganho de resistência são às células menores das geocélulas confeccionadas, como a SGCP1, as quais proporcionam maior confinamento do solo, aumentando sua resistência ao cisalhamento e flexão devido ao maior número de colmeias por unidade de área.

Tabela 2. Resumo dos resultados para um recalque de 25 mm.

Configuração	Material	Ensaio	Tensão (kPa)	% de ganho de resistência
Sem reforço	Areia	S	221,4	-
Solo reforçado	Areia + Geocélula convencional h= 7,5 cm	SGC1	477,4	116
	Areia + Geocélula PET h= 5,0 cm	SGCP1	503,2	127
	Areia + Geocélula PET h= 10,0 cm	SGCP2	679,0	207

Na confecção de geocélulas, é comum analisar a altura e largura das células, sendo o índice adimensional resultante da divisão dessas medidas (h/d) um parâmetro crucial, conhecido como razão de forma ou fator de forma (Avesani, 2013), como detalhado na Tabela 3. A comparação entre as Tabelas 2 e 3 revela que a geocélula SGC1 possui um fator de forma (Ff) de 0,29, enquanto a SGCP1 registra 0,50. A observação dessa relação indica que um fator maior está correlacionado a uma maior resistência, corroborando estudos anteriores de Mandal & Gupta (1994) e Dash et al. (2001), assim como as conclusões de Meneses (2004) sobre a eficácia das geocélulas no reforço de solos arenosos e moles.

Tabela 3. Razão de forma - Ff (h/d).

Geocélula	Altura (h) m	Largura da célula (d) - m	Ff (h/d)
SGC1	0,075	0,26	0,29
SGCP1	0,05	0,10	0,50
SGCP2	0,10	0,10	1,00

Na análise do sistema de reforço, a relação entre a abertura da célula (d) e o diâmetro da placa (D) é crucial. Segundo Rai (2010) e Dash et al. (2003), essa relação deve ser menor que 0,8 para garantir uma cobertura eficaz da célula pela placa. No presente estudo, todas as configurações de reforço atendem a essa condição, com a célula convencional apresentando abertura média de 24 cm e a de PET, 10 cm, enquanto a placa possui diâmetro de 30 cm. É relevante notar que a quantidade de células cobertas pela placa foi maior com a geocélula de PET, evidenciando sua influência no desempenho do reforço, pois a placa abrange a dimensão da célula. Por outro lado, na geocélula convencional, a quantidade de células cobertas foi maior que uma porém, não abrengendo duas células consecutivas em contato com placa.

É possível avaliar, também, o desempenho dos sistemas reforçados com geocélulas através do fator adimensional (Fd), que representa a relação entre a carga aplicada sobre o sistema reforçado (qr) e o equivalente não reforçado (q0) para um determinado valor de recalque (Dash et al., 2003). Os resultados estão detalhados na Tabela 4, fornecendo uma visão clara da eficácia do reforço com geocélulas.

Tabela 4. Fator adimensional Fd e a carga equivalente aplicada sobre o solo não reforçado.

Recalque (mm)	SGC1	SGCP1	SGCP2	S
	Fd (%)			q_0
5	1,90	2,22	2,94	9,46
10	2,19	2,60	3,40	11,71
15	2,20	2,52	3,39	13,27
20	2,18	2,41	3,22	14,55
25	2,16	2,27	3,07	15,65

Os valores de Fd revelam que o reforço pode aumentar a capacidade de carga do sistema em até 3,4 vezes (SGCP2) para recalques de até 10 mm e cerca de 3,1 vezes (GCP2) para recalques de 25 mm, enquanto sempre eleva a capacidade de carga em pelo menos 1,9 vezes em todas as configurações.

3 CONCLUSÕES

O estudo buscou avaliar o desempenho mecânico de uma geocélula feita de garrafas PET por meio de ensaios experimentais e análises geotécnicas. Os resultados revelaram que, para um recalque de 25 mm, as geocélulas confecionadas com garrafa PET apresentaram ganhos de resistência superiores à geocelula convencional. Apesar das tensões mais altas na geocélula de PET, as relações h/d e d/D explicam os resultados favoráveis, indicando que a escala de tamanho da colmeia da geocélula de PET foi maior. A análise sugere que geocélulas mais altas e com mais colmeias na projeção da placa oferecem maior confinamento e resistência do solo reforçado. Assim, os resultados indicam uma possibilidade de a geocélula de PET ser uma alternativa viável como material geossintético. Porém, são necessários estudos mais detalhados sobre seu método de ligação, variações de dimensão e durabilidade.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos professores, alunos e técnicos do Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UFS e do IFS, por toda a infraestrutura disponibilizada durante a realização desta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 6458*: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 6459: *Solo – Determinação do limite de liquidez.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6489: *Prova De Carga Direta Sobre Terreno De Fundação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180: *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7181: *Solo: Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro.

Avesani, J. O. N. (2013). *Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas na melhoria da capacidade de carga de solos reforçados com geocélula*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo/USP, 336p.

Bomfim, T. A. dos S. (2019). *Estudo de Materiais de Preenchimento para Geocélula de Tubos de PVC*. Dissertação de Mestrado, Coordenadoria de Engenharia civil. Instituto Federal de Ciência e Tecnologia de Sergipe - Campus Aracaju, 62p.

Brocaneli, P. F., Stuermer, M. M., & Vieira, J. H. (2008). *Lâmpadas de Água - Litros Transformados em LUX*(Z). São Paulo, 2008.

CEMPRE. (2020). *Taxas de Reciclagem.* São Paulo, 2020. Disponível em: <https://cempre.org.br/taxas-de-reciclagem/>. Acesso em: 13 fev. 2024.

Dash, S. K., Rajagopal, K., & Krishnaswamy, N. R. (2001). *Strip footing on geocell reinforced sand beds with additional planar reinforcement*. Geotextiles and Geomembranes, 19(8), 529–538.

Dash, S. K., Saride, S., & Sitharam, T. G. (2003*). Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay. Geotextiles and Geomembranes*, 21(4), 197–219.

Fantinelle, J. T. (2008*). A Iluminação Natural Através De Dutos De Sol Em Ambientes Enclausurados*. II Encontro de Sustentabilidade Em Projeto Do Vale Do Itajaí, Maceió, 1–10, abril, 2008.

John, V. M. (1996). *Pesquisa E Desenvolvimento De Mercado Para Pesquisa*. In: Reciclagem E Reutilização De Resíduos Como Material De Construção Civil. São Paulo. Vol.1. P. 21-30. abril, 1996.

Mandal, J. N., & Gupta, P. (1994). *Stability of geocell-reinforced soil*. Construction and Building Materials, 8(1), 55–62. https://doi.org/10.1016/0950-0618(94)90009-4

Meneses, L. A. de. (2004). *Utilização de Geocélulas em reforço de solo mole*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo/USP, 99p.

Mhaiskar, S. Y., & Mandal, J. N. (1996). *Investigations on soft clay subgrade strengthening using geocells*. Construction and Building Materials, 10(4), 281–286. https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00083-6

PICPLAST (2023). *Monitoramento Dos Índices De Reciclagem Mecânica De Plásticos Pós Consumo No Brasil*. Disponível em:<https://www.picplast.com.br/portal/picplast/arquivos/Estudo%20e%20Reciclagem/Indices%20Reciclagem%202022_PICPlast_Webinar_20out23_Revisado_2.pdf>.Acesso em: 13 fev. 2024

Rai, M. (2010). *Geocell-sand matress overlying soft clay subgrade: Behavior under circular loading*. Tese de Doutorado em Engenharia civil. Indian Institute of Technology Guwathati, India, 261p.

Rajagopal, K., Krishnaswamy, N. R., & Madhavi Latha, G. (1999). *Behaviour of sand confined with single and multiple* geocells. Geotextiles and Geomembranes, 17(3), 171–184. https://doi.org/10.1016/S0266-1144(98)00034-X

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/623

Estudo comparativo entre ensaios de palheta e cilindros concêntricos com amostras de argila marinha utilizando o reômetro de bancada

Larissa Barbosa de Lima
Mestranda do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE/UFRJ), Laboratório de Geotecnia (LabGeo), Rio de Janeiro, Brasil, larissa.lima@coc.ufrj.br

Marcelo Mutta Hotta
Doutor pesquisador do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE/UFRJ), Laboratório de Geotecnia (LabGeo), Rio de Janeiro, Brasil, hottamar@gmail.com

Lucas Chinem Takayassu
Doutorando do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE/UFRJ), Laboratório de Geotecnia (LabGeo), Rio de Janeiro, Brasil, lucas.takayassu@coc.ufrj.br

Priscilla Velloso de Albuquerque Nunes
Engenheira pesquisadora do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE/UFRJ), Laboratório de Geotecnia (LabGeo), Rio de Janeiro, Brasil, priscilla.nunes@coc.ufrj.br

Márcio de Souza Soares de Almeida
Professor Titular do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE/UFRJ), Laboratório de Geotecnia (LabGeo), Rio de Janeiro, Brasil, marciossal@gmail.com

Ricardo Garske Borges
Pesquisador do Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello (CENPES) da Petróleo Brasileiro S.A. – Petrobras, garske@petrobras.com.br

RESUMO: A presente pesquisa apresenta discussões acerca do comportamento reológico da argila marinha da Bacia de Campos (RJ) a partir de ensaios com reômetro de bancada utilizando geometria de palheta e cilindros concêntricos, sendo ensaiadas amostras com Índice de Liquidez variando entre 1,1 e 2,0. Objetivou-se comparar resultados obtidos a partir dos diferentes métodos descritos e discorrer sobre eles utilizando conceitos de reologia e de mecânica dos solos. O principal aspecto analisado foi a existência de uma correlação entre o parâmetro reológico de tensão de escoamento, utilizando o modelo de Bingham, e do parâmetro geotécnico de resistência não drenada. Dessa forma, foi possível verificar que há um significado físico para a tensão de escoamento do modelo de Bingham e utilizar conceitos da mecânica dos solos para discutir sobre os resultados reológicos.

PALAVRAS-CHAVE: Reologia, Resistência não drenada, Argila marinha, Ensaios de laboratório.

ABSTRACT: This research presents discussions about the rheological behavior of marine clay from the Campos Basin (RJ), based on bench rheometer tests using vane geometry and concentric cylinders, testing samples with a Liquidity Index varying between 1.1 and 2.0. The aim was to compare the results obtained from the different methods described and to discuss them using concepts from rheology and soil mechanics. The main aspect analyzed was the existence of a correlation between the rheological parameter of flow stress, using the Bingham model, and the geotechnical parameter of undrained strength. In this way, it was possible to verify that there is a physical meaning to the flow stress of the Bingham model and to use soil mechanics concepts to discuss the rheological results.

KEYWORDS: Rheology, Undrained strength, Marine clay, Laboratory tests.

1 INTRODUÇÃO

O termo reologia foi apresentado em 1929 pelo professor Eugene Bingham que definiu como sendo o estudo da deformação e fluxo da matéria, conceito que deu origem ao entendimento de diversos fenômenos em várias áreas do conhecimento. Nesse contexto, a curva de fluxo reológica trata-se da relação entre tensão de cisalhamento versus taxa de cisalhamento e permite a compreensão do comportamento do material e determinação de propriedades reológicas.

Ao longo da história da geotecnia, nota-se a importância dos conceitos de reologia para a concepção de dispositivos de campo e de laboratório. Um exemplo é o ensaio de limite de liquidez definido por Atterberg e padronizado por Casagrande, descrito na NBR 6459 (ABNT, 2016), uma vez que no teste a concha cai a uma altura constante de 10 mm e a uma razão constante de duas voltas por segundo, de maneira que as metades do solo divididas por um cinzel possam fluir a constante tensão de cisalhamento (altura) e taxa de cisalhamento (razão de queda). Quando o teor de água é alto, o solo se comporta como líquido em virtude do enfraquecimento da interação entre partículas.

O resultado do ensaio é gerado em termos de teor de umidade versus número de golpes (em escala logarítmica). O limite de liquidez refere-se então ao teor de umidade relativo a 25 golpes, que é equivalente à resistência não drenada na faixa de 1,7 a 2,0 kPa, conforme apresentam Mitchell e Soga (1993) com base em diversos estudos. Dessa forma, o limite de liquidez trata-se de uma fronteira entre os estados líquido e plástico de consistência e o seu resultado apresenta o comportamento do fluxo do solo em função do teor de umidade sob tensão de cisalhamento e taxa de cisalhamento constantes, tratando-se de uma curva de fluxo geotécnica (Tsugawa *et al.*,2019).

Ensaios de palheta de campo e de laboratório também fazem uso de conceitos da reologia em seus dispositivos e metodologias, estes ensaios são normatizados pela NBR 10905 (ABNT, 1989) e D4648/4648M (ASTM, 2024), consistindo na inserção vertical de uma palheta cruciforme a partir de uma velocidade de rotação constante enquanto o torque é medido regularmente. A análise do ensaio em questão, sob o ponto de vista da reologia, resulta em um único ponto na curva reológica, uma vez que todo o ensaio ocorre com taxa de cisalhamento constante e é obtido um valor de tensão de cisalhamento.

Nesse contexto, um ensaio largamente utilizado na reologia é o de cilindros concêntricos, que visa a obtenção de curvas de fluxo e análises a partir de modelos reológicos, tendo a correlação direta entre parâmetros reológicos e geotécnicos como um grande desafio pouco explorado na literatura. Dessa forma, visando preencher essa lacuna, a presente pesquisa objetivou a determinação de parâmetros reológicos a partir do modelo de Bingham e estabelecer uma correlação com o parâmetro geotécnico de resistência não drenada do solo. Cabe destacar que o trabalho em questão é um recorte de um estudo mais abrangente que visa o entendimento da reologia no contexto de fluxo de detritos submarinos.

2 METODOLOGIA

As análises foram realizadas utilizando cinco amostras de argila marinha provenientes da Bacia de Campos (RJ). Inicialmente, procederam-se com ensaios de caracterização (ABNT NBR 6457:2016; ABNT NBR 7181:2016) e de limites de Atterberg (ABNT NBR 6459:2017; ABNT NBR 7180:2017). Em seguida, as amostras foram preparadas para os ensaios reológicos, o que consistiu na: retirada do solo dos amostradores; pesagem das amostras; adição de água destilada para alcançar as umidades de ensaio – escolhidas a partir da determinação do Índice de Liquidez (I_L) desejado; homogeneização fazendo uso de misturador mecânico.

Posteriormente, foi utilizado o reômetro RST-CC-SST, fabricado pela *Brookfield Viscometers e Rheometers*, para os ensaios de cilindros concêntricos e de palheta, conforme a montagem consta na Figura 1, ambos realizados com a configuração para controle da taxa de cisalhamento.

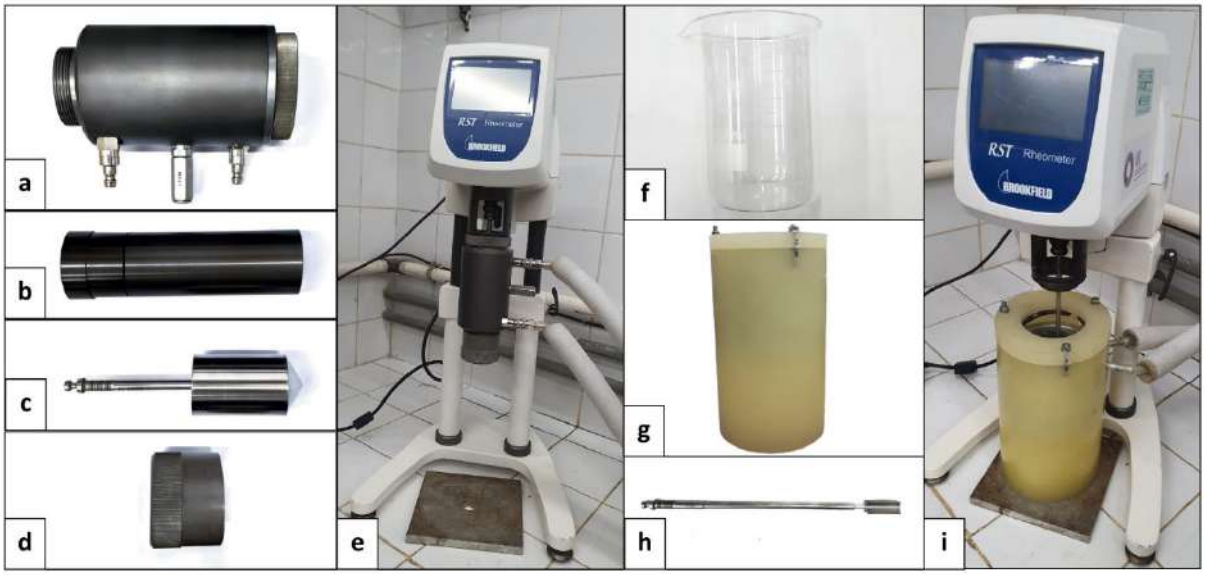


Figura 1. (a) jaqueta térmica; (b) cilindro externo; (c) cilindro interno; (d) tampa da jaqueta térmica; (e) equipamento preparado para o ensaio de cilindros concêntricos; (f) béquer; (g) cápsula térmica; (h) palheta; (i) equipamento preparado para o ensaio de palheta.

O reômetro em questão pode ser utilizado para obtenção de resultados com alta precisão em diferentes faixas de tensões, alterando apenas os tamanhos das geometrias a serem utilizadas. Posto isso, nos ensaios realizados fazendo uso do sistema de cilindros concêntricos foram utilizadas as geometrias para os cilindros internos CCT-25 (25mm de diâmetro) e CCT-40 (40 mm de diâmetro) e os ensaios de palheta foram realizados com as geometrias VT 30-15 (30 mm de altura e diâmetro de 15 mm) e VT 60-30 (60 mm de altura e diâmetro de 30 mm).

A configuração quanto ao controle da taxa de cisalhamento se dá de maneira diferente nos dois ensaios realizados. Visando a obtenção das curvas de fluxo, que é resultado do ensaio de cilindros concêntricos, foi aplicada uma taxa de cisalhamento com aumento linear de $0s^{-1}$ a 100 s^{-1} e monitoramento da tensão de cisalhamento. A escolha da faixa de valores para a taxa de cisalhamento foi embasada em estudos relacionados a fluxos de detritos submarinos (Du *et al*., 2022; Guo *et al*., 2021; Liu *et al*., 2020; Shakeel *et al*., 2022). O que também justifica a escolha de valores de I_L acima de 1,0 para as amostras ensaiadas.

Os ensaios de palheta foram realizados a uma taxa de cisalhamento constante de 0,1 s^{-1}, com o objetivo de evitar a mobilização da parcela viscosa e obter a resistência não drenada do solo, que corresponde a tensão de cisalhamento máxima. O ensaio realizado sob as condições descritas, considerando o uso de um béquer com 86 mm de diâmetro e a palheta 15mm de diâmetro, apresenta velocidade linear de $3{,}61x10^{-5}$ m/s. Por sua vez o ensaio de palheta de campo, padronizado pela NBR 10905 (ABNT, 1989) para a palheta de 65mm de diâmetro a velocidade linear é de $5{,}67x10^{-5}$ m/s.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Ensaios de caracterização

Os resultados obtidos dos ensaios de caracterização constam na Tabela 1. Observa-se que as amostras possuem composição granulométrica semelhante, com predominância da fração fina. A partir do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) tratam-se de argilas de alta compressibilidade (CH). Todas as amostras possuem limite de liquidez superior a 54% e índice de plasticidade entre 26 e 44%, valores que convergem com os presentes na literatura para argilas marinhas (Randolph; Gourvenec, 2017). Além disso, apresentam índice de atividade das argilas segundo o critério de Skempton (1953), em sua maioria entre normal e inativa.

Tabela 1. Resultado dos ensaios de caracterização.

Nomenclatura adotada	Prof. (m)	Composição granulométrica (%)			G_s	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	w (%)
		Argila	Silte	Areia fina					
Amostra 01	49	55	41	4	2,70	70	26	44	42,3
Amostra 02	22	34	56	10	2,65	54	20	34	35,8
Amostra 03	27	30	53	17	2,65	69	25	44	33,9
Amostra 04	39	29	49	22	2,72	69	26	43	46,4
Amostra 05	33	40	55	5	2,71	57	31	26	35,9

3.2 Ensaios reológicos

3.2.1 Palheta

Uma curva típica para o teste de palheta – torque versus rotação - é apresentada na Figura 2 para as amostras ensaiadas. Os resultados demonstram um aumento no torque até o valor de pico (M_o) seguido por um declínio gradual até atingir resistência residual.

Os ensaios reológicos com geometria de palheta permitem a determinação da tensão de escoamento a partir de uma formulação clássica apresentada por Steffe (1996), mostrada na Equação 1. Segundo o autor, sendo aceitável que o valor da constante m seja igual a zero, uma vez que o erro associado é pequeno.

Além disso, cabe destacar que altura/diâmetro (h/d) é igual a 2 em todas as geometrias do ensaio de palheta no reômetro, possibilitando essa simplificação. Ademais, considerando a hipótese de que os valores de resistência não drenada (S_u) são iguais ao longo dos planos verticais e horizontais (Almeida; Marques, 2010), tem-se que Tensão de cisalhamento de pico (σ_o) = Resistência não drenada (S_u). Assim, é possível encontrar a Equação 2.

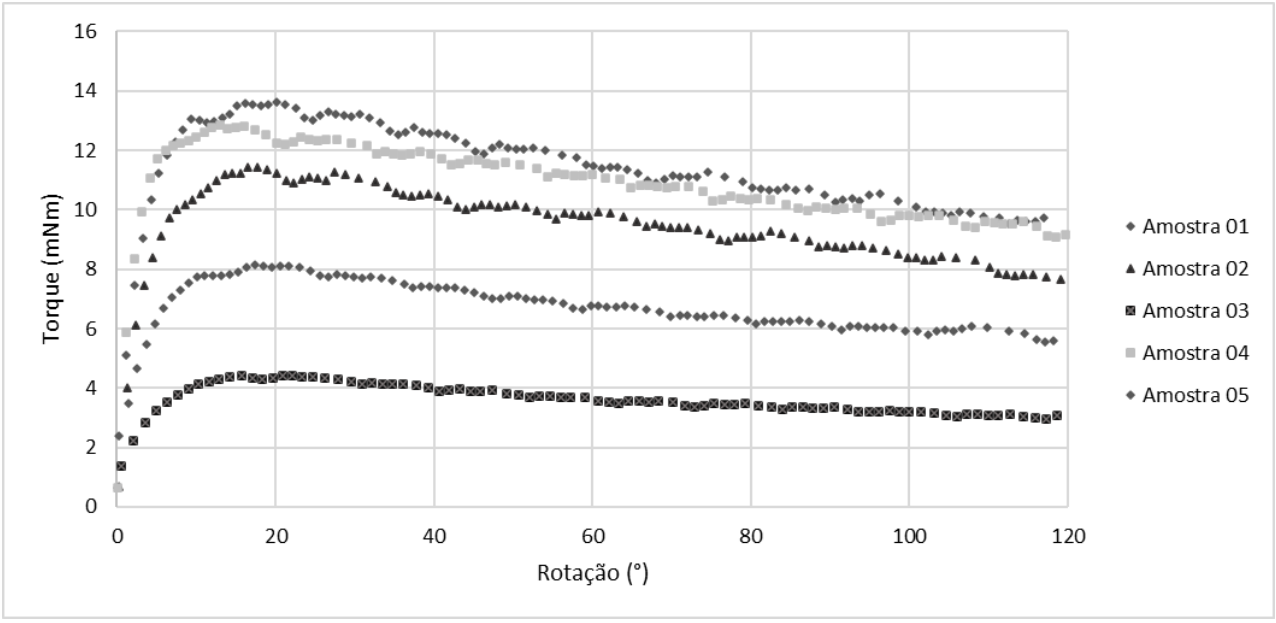


Figura 2. Torque versus tempo obtido no ensaio de palheta para as amostras com I_L = 1,1.

$$\sigma_o = \frac{2M_o}{\pi d^3}\left(\frac{h}{d} + \frac{1}{m+3}\right)^{-1} \quad (1)$$

$$S_u = 0{,}86\frac{M_o}{\pi d^3} \quad (2)$$

Outro resultado que pode ser obtido no ensaio de palheta utilizando o reômetro é o gráfico correlacionando tensão de cisalhamento e tempo, cujo aspecto é semelhante ao gráfico anterior. No entanto, este resultado fornece de forma direta a resistência não drenada do solo, valor de pico, o que se apresenta como uma vantagem em virtude da facilidade de obtenção. Ao realizar um comparativo entre os valores calculados a partir da formulação exposta anteriormente e os valores de pico, obtidos de tensão de cisalhamento, são encontrados praticamente os mesmos valores, variando na ordem de 0,0002 Pa.

3.2.2 Cilindros concêntricos

A Figura 3 apresenta as curvas de fluxo obtidas a partir dos ensaios de rampa realizados com o sistema de cilindros concêntricos. Ao analisá-las, é possível notar explicitamente a influência da taxa de deformação na resistência ao cisalhamento do solo estudado e discorrer sobre a manifestação das duas componentes referentes a resistência ao cisalhamento do solo (de atrito e viscosa), amplamente discutidas por Martins (2023).

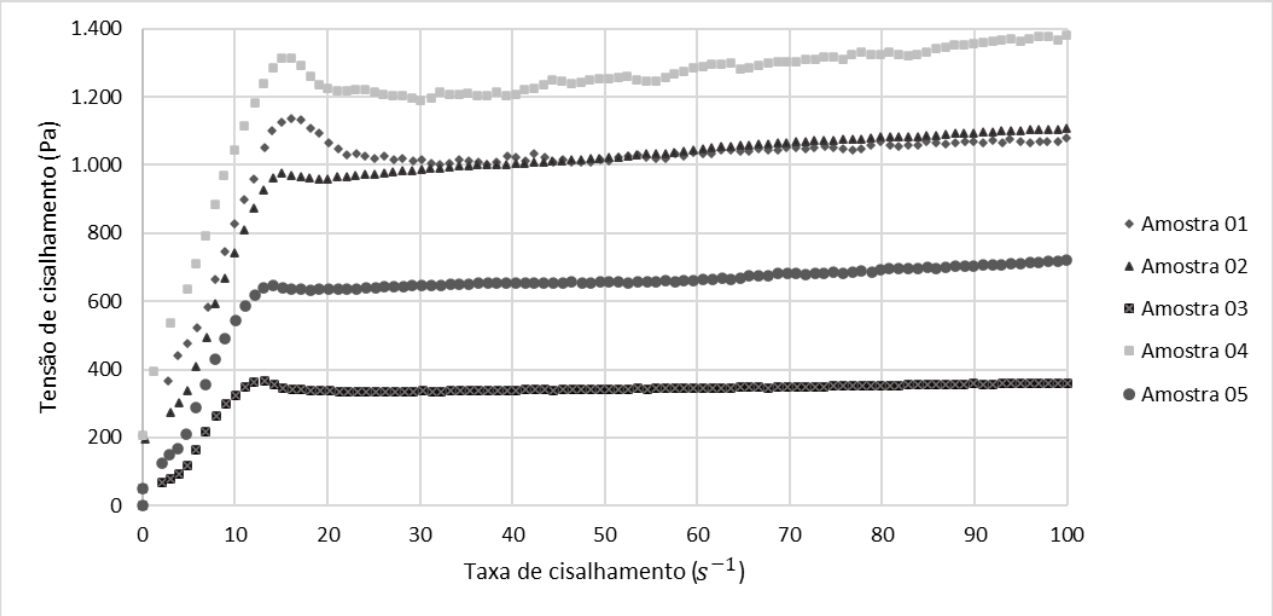


Figura 3. Tensão de cisalhamento versus taxa de cisalhamento obtido no ensaio de cilindros concêntricos para as amostras com I_L = 1,1.

Os resultados encontrados são semelhantes aos obtidos por Hotta (2019) ao analisar a argila marinha da Bacia de Santos (SP). É notório em todas as amostras ensaiadas que a tensão de cisalhamento aumenta até atingir um valor máximo, correspondente a uma taxa de cisalhamento crítica. Embasado no modelo reológico de Bingham é possível analisar quantitativamente os resultados, sendo os principais parâmetros: tensão de escoamento de Bingham ($\tau_{0,B}$); viscosidade (μ); tensão de escoamento crítica (τ_c); e taxa de cisalhamento crítica ($\dot{\gamma}$). Conforme apresentado na Figura 4 e descrito pela Equação 3.

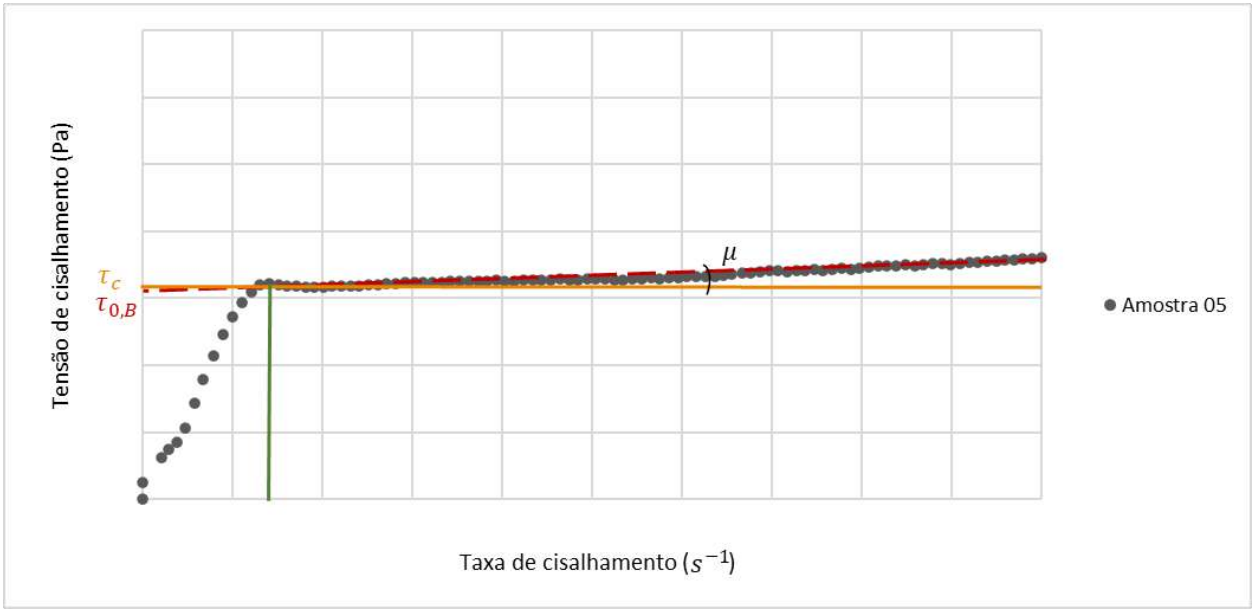


Figura 4. Representação gráfica do modelo de Bingham a partir do resultado obtido no ensaio de cilindros concêntricos para a Amostra M5, com I_L = 1,1.

$$\tau = \tau_{0,B} + \mu\dot{\gamma} \quad (3)$$

No início do ensaio, a resistência ao cisalhamento aumenta de maneira linear com a taxa de cisalhamento e o material apresenta apenas deformações elásticas. O trecho em questão não é visto de forma pronunciada na curva de fluxo, por se tratar de um intervalo muito pequeno que ocorre a taxas de cisalhamento baixíssimas (próximo a 0). Posteriormente, com o aumento da taxa de cisalhamento passam a ser manifestadas deformações plásticas, sendo estas observadas.

A mobilização da parcela referente ao atrito comanda a resistência ao cisalhamento do solo ao longo desse intervalo e o valor de pico demonstra a ruptura do solo (ou início do fluxo). Cabe destacar que os ensaios da presente pesquisa equivalem ao estudo do solo em aceleração e uma das consequências disso é a verificação de efeitos inerciais, que tornam o pico mais pronunciado como é visto nas curvas de fluxo. No comportamento pós-pico, nota-se a componente de atrito se torna constante e a parcela viscosa permanece sendo mobilizada, tornando possível separar as duas parcelas referentes a resistência ao cisalhamento do solo.

Ademais, é interessante enfatizar que o conceito de tensão de escoamento da mecânica dos solos é diferente do que equivale a tensão de escoamento do modelo de Bingham. Conforme já descrito, na curva de fluxo mostrada não é possível verificar a tensão de escoamento que se refere ao ponto a partir do qual aparecem deformações plásticas. Em contrapartida, é visível o ponto que está relacionado com a mudança de comportamento de um sólido rígido para um fluido viscoso, tratando-se da definição de tensão de escoamento do modelo de Bingham.

3.2.3 Comparativo entre ensaios

Para cada I_L, variando entre 1,1 e 2,0, foram realizados um ensaio de palheta e um ensaio de cilindros concêntricos, totalizando 26 ensaios com 13 umidades diferentes. A comparação dos valores obtidos para a resistência não-drenada (palheta) versus a tensão de escoamento de Bingham (cilindros concêntricos) está apresentada na Figura 5. A apresentação desses dados tem a finalidade de discutir a semelhança entre os valores obtidos através das curvas de fluxo para $\tau_{0,B}$ e o S_u do ensaio de palheta, mesmo tratando-se de ensaios com metodologias e condições de contorno distintas.

A equação de correlação entre o $\tau_{0,B}$ e o S_u possui um coeficiente angular de 1,0251 (ângulo de 45,71°) e um coeficiente linear de 31,356 Pa para um R^2 de 0,9808, indicando a equivalência entre esses valores para um mesmo I_L. A diferença entre as tensões medidas em média é de apenas 31,35 Pa, o que pode ser explicado devido a resistência não drenada do ensaio de palheta ser obtida com a taxa de cisalhamento diferente de zero e a tensão de escoamento do ensaio de cilindros concêntricos é obtida com a extrapolação da reta da curva de

fluxo até o eixo vertical (taxa de cisalhamento zero). Dessa forma, o ensaio de cilindros concêntricos pode ser utilizado para a obtenção da resistência não drenada desses materiais e a grande vantagem disso está na possibilidade do parâmetro ser obtido com acurácia para diferentes faixas de velocidade de cisalhamento.

Além disso, é possível observar que as tensões representadas na curva de fluxo, obtidas no ensaio de cilindros concêntricos, possuem significado físico mensurável a partir da mecânica dos solos, e que o comportamento do solo pós-ruptura é comandado pela mobilização da parcela viscosa citada e explicada por Martins (2023).

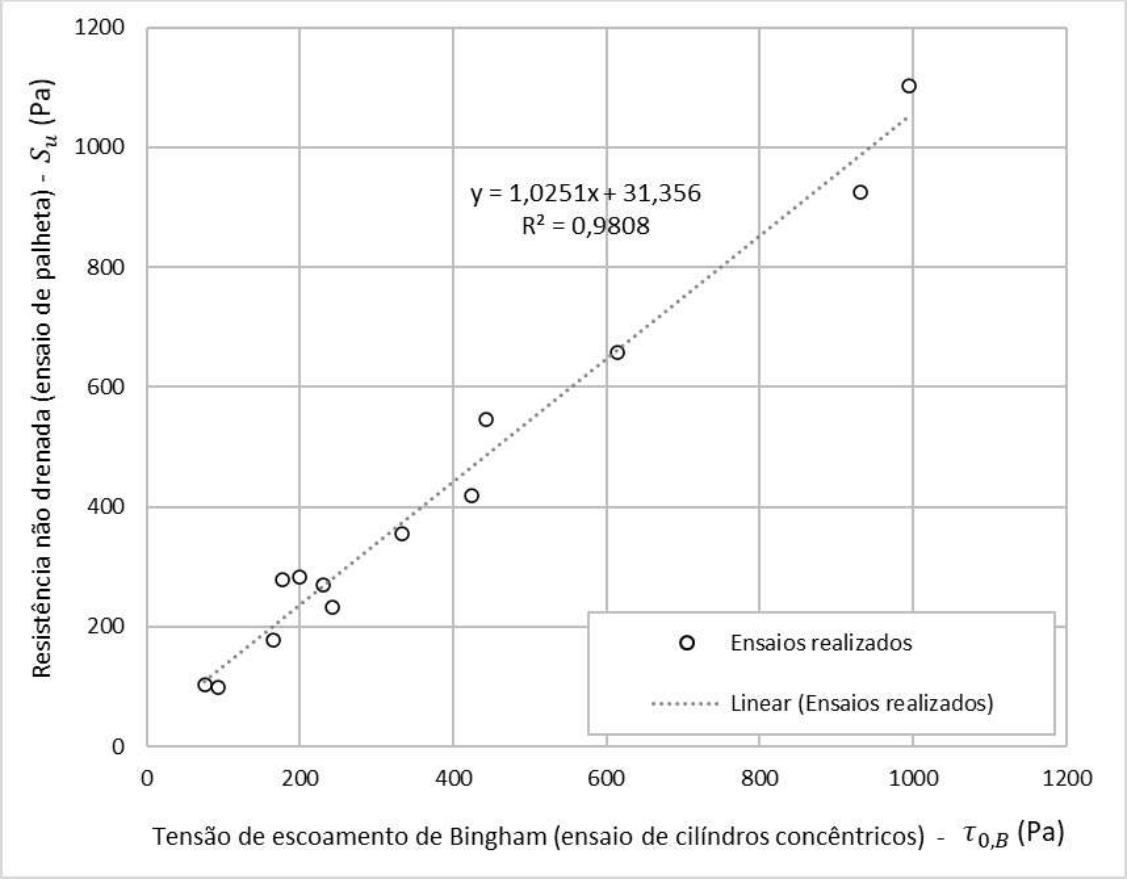


Figura 5. Comparativo entre os resultados dos ensaios de palheta e cilindros concêntricos.

5 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos no presente estudo permitiram avaliar o comportamento reológico de amostras de argila marinha a partir de ensaios de palheta e cilindros concêntricos utilizando reômetro de bancada. Ao observar o comportamento do solo em termos de torque versus rotação no ensaio de palheta, foi visto que o cálculo da resistência não drenada a partir do torque máximo, utilizando a formulação clássica, atingiu aproximadamente os mesmos valores dos resultados experimentais, obtidos em termos de tensão de cisalhamento versus tempo.

As curvas de fluxo obtidas nos ensaios com o sistema de cilindros concêntricos permitiram a observação da existência de dois comportamentos do solo: inicial e posterior a ruptura. De maneira que as componentes de atrito e viscosa que compõem a resistência ao cisalhamento do solo foram detalhadas para cada estágio, podendo ser estudadas quantitativamente a partir do modelo reológico de Bingham.

Posteriormente, foram apresentados resultados que demonstram a equivalência existente entre a tensão de escoamento de Bingham e a resistência não drenada do ensaio de palheta. Quando correlacionados, a reta possui inclinação próxima de 45° e um *offset* aproximado de 31 Pa. Dessa forma, correlacionando os parâmetros reológicos de Bingham com a resistência ao cisalhamento da mecânica dos solos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem as seguintes instituições: Laboratório Multiusuário em Modelagem Centrífuga (LM²C), por todo o apoio em termos de estrutura e equipe de profissionais; Petrobras, pelo fornecimento das amostras e financiamento da pesquisa; Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP) pelo incentivo e colaboração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024). NBR 6457. *Solo – Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7181. *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 6459. *Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Solo – Determinação do limite de liquidez.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1989). NBR 10905. *Solo – Ensaios de palheta in situ*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2024). ASTM D2166: *Standard test methods for laboratory miniature vane shear test for saturated fine – grained soil.*

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. (2010) *Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho*, 2nd ed., Oficina de Textos, São Paulo, BRA, 256 p.

DU, J. et al. (2022) Mechanisms of submarine debris flow growth. *Journal of geophysical research. Earth surface*, v. 127, n. 3.

GUO, X.-S. *et al.* (2021) Evaluation methodology of laminar-turbulent flow state for fluidized material with special reference to submarine landslide. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, v. 147, n. 1.

HOTTA, M. M. (2019) *Estudos de fluxo de detritos submarinos através de métodos experimentais, analíticos e numéricos*. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

LIU, D. et al. (2020) Investigating the effects of clay/sand content on depositional mechanisms of submarine debris flows through physical and numerical modeling. *Landslides*, v. 17, n. 8, p. 1863–1880.

MARTINS, I. (2023) The 8th Victor de Mello lecture: role played by viscosity on the undrained behaviour of normally consolidated clays. *Soils and Rocks*, v. 46, n. 3, p. e2023006123, 2023.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. (2005) *Fundamentals of soil behavior*. 3. ed. Nashville, TN, USA: John Wiley & Sons.

RANDOLPH, M.; GOURVENEC, S. (2017) *Offshore Geotechnical Engineering*. Londres, England: CRC Press.

SHAKEEL, A. et al. (2022) Effect of organic matter degradation in cohesive sediment: a detailed rheological analysis. Journal of soils and sediments, v. 22, n. 11, p. 2883–2892.

SKEMPTON, A.W. (1953) *The colloidal "Activity" of clays. In: international conference on soil mechanics and foundation engineering*, 3., Zurich, 1953. Proceeding. Zurich. p.57-61.

STEFFE, J. F. (1996) Rheological methods in food process engineering. 2807 Still Valley Dr. East Lansing, MI 48823: Freeman Press.

TSUGAWA, J. K. et al. (2019) Review: Rheology concepts applied to geotechnical engineering. Applied rheology (Lappersdorf, Germany: Online), v. 29, n. 1, p. 202–221.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/624

Estudo da Influência do Envelhecimento e Tratamento de Fibras de Coco no Comportamento Tensão-Deformação de Solo Reforçado

Laíse de Jesus Almeida
Estudante, UFBa, Salvador, Brasil, laisej.almeida@gmail.com

Luana dos Santos Reinaldo
Estudante, UFBa, Salvador, Brasil, luanadsantosr@outlook.com

Sandro Lemos Machado
Professor, UFBa, Salvador, Brasil, smachado@ufba.br

Miriam de Fátima Carvalho Machado
Professora, UFBa, Salvador, Brasil, miriam.machado@ufba.br

RESUMO: Este artigo avalia como as curvas tensão-deformação obtidas de amostras de solo puro e de compósitos fabricados com fibras de coco tratadas e não tratadas foram afetadas pelas intempéries ao longo do tempo. Resultados de ensaios triaxiais consolidado drenado (CD) realizados em compósitos expostos há quase dois anos nas condições ambientais foram avaliados e comparados com dados já publicados por Reis *et al. (*2023) no tempo zero e com 5 meses de exposição, para o mesmo compósito, variando o tratamento das fibras (hornificação, tratamento com NaOH, tratamento acoplado - hornificação + NaOH e fibras sem tratamento). Todas as condições estudadas apresentaram redução significativa de resistência ao fim do período de exposição, significando que o envelhecimento natural reduziu a contribuição das fibras de coco para a resistência ao cisalhamento do compósito, quer sejam em virtude da degradação e/ou perda de interação da matriz reforço.

PALAVRAS-CHAVE: Fibas envelhecidas, Reforço de solos, Degradação de fibras, Ensaio triaxial.

ABSTRACT: This article evaluates how the stress-strain curves obtained from pure soil samples and composites manufactured with treated and untreated coconut fibers were affected by weathering over time. Results of drained consolidated triaxial tests (CD) carried out on composites exposed for almost two years under environmental conditions are evaluated and compared with data already published by Reis *et al.* (2023) at time zero and with five months of exposure for the same composite, varying the treatment of the fibers (hornification, treatment with NaOH, coupled treatment hornification + NaOH and fibers without treatment). All conditions studied showed a significant reduction in strength at the end of the exposure period, meaning that natural aging reduced the contribution of coconut fibers to the strength of the composite, whether due to degradation or loss of interaction with the reinforcement matrix.

KEYWORDS: Agede fibers, Soil reinforcement, Fiber degradation, Triaxial test.

1 INTRODUÇÃO

No caso de inserção de fibras em solo, sintéticas ou naturais, muitos estudos (Casagrande, 2005; Diambra *et al.*, 2010; Bolaños, 2013; Castilho, 2017; Oliveira Jr. *et al.*, 2019; Menezes *et al.*, 2019; Silveira *et al.*, 2021; Conceição *et al.*, 2023) reportam ganho significativo das propriedades mecânicas dos compósitos em relação as do solo, com aumento de resistência de pico, da ductilidade e tenacidade, redução das perdas de resistência pois pico, além de redução na possibilidade de trincamento e propagação de fissuras pré existentes, já que as fibras trabalham resistindo as tensões de tração. Muitos fatores contribuem para

obtenção desta melhoria: a) fatores relacionados à fibra como teor, comprimento, resistência à tração, módulo de elasticidade e orientação; b) relacionados à matriz, como tipo do solo, umidade, densificação, tensão de confinamento e aderência entre fibra e matriz. Contudo, o emprego dessa técnica é acompanhado por obstáculos em aplicações práticas, por exemplo, métodos de mistura, compactação em campo e a degradação natural com o tempo no caso das fibras vegetais.

As fibras naturais (coco, juta, sisal, dentre outras) tem o inconveniente em relação às fibras sintéticas (PET, polipropileno, fibra de vidro) de sofrer alterações dimensionais devido a absorção de água do solo e das mudanças das condições ambientais. De acordo com Ghavami *et al.* (1999), ao absorver água, a fibra natural incha, afastando o solo à sua volta e ao perder umidade, retorna ao seu tamanho inicial, deixando vazios ao seu redor, ainda que de forma microscópica, prejudicando assim a interação matriz reforço, como mostrado esquematicamente na Figura 1.

Figura 1. Representação esquemática da perda de interação matriz reforço devido as variações dimensionais da fibra resultantes de ciclos de umedecimento e secagem do solo

Com o passar do tempo e exposição às condições ambientais além da variação de umidade, as fibras estão sujeitas aos ataques de microrganismos presente no solo, causando não apenas redução das propriedades mecânicas da própria fibra, mas também, perda massa Silveira *et al.* (2021) e, consequentemente, o envelhecimento natural das fibras vegetais. Esse processo dificulta a utilização das fibras naturais como elemento de reforço, pois reduz sua eficácia e afeta sua durabilidade. As fibras vegetais possuem uma alta capacidade de absorção de água (entre 100% e 200% para a fibra de coco, por exemplo) que, conforme já exposto, é o principal fator contribuinte para sua degradação (Jairaj *et al.* (2018).

Segundo Babu e Vasudevan (2008), as fibras de coco mesmo quando umedecidas retém grande parte das tensões de tração, com redução de até 20% na retenção quando estão incorporadas em argila por pelo menos 6 meses (Hejazi *et al.*, 2012). Contudo, de acordo com Chauhan *et al.* (2008) as fibras de coco apresentam-se mais resilientes e com maior atrito que as fibras sintéticas. Em comparação com outras fibras naturais, a fibra de coco é a que apresenta o melhor desempenho mecânico a longo prazo, devido ao teor de lignina de 38,0% - 45,84%, que age como uma barreira protetiva contra a degradação própria e de outros componentes celulares (Tomczak, 2010; Mukkulath e Thampi, 2012).

Para amenizar os efeitos advindos da degradação da fibra vegetal com o tempo, quase todos relacionados à absorção de água, alguns tratamentos superficiais são propostos para a fibra, como por exemplo, imersão em soluções alcalinas com hidróxido de cálcio ou hidróxido de sódio (Toledo *et al.*, 2000; Jaraij *et al.*, 2018), aplicação de polímeros (Fidelis, 2014; Jaraij *et al.*, 2018), sílica (Silveira *et al.*, 2022), betume (Ramesh, Krishna e Mamatha, 2010), hornificação (Ferreira *et al.*, 2017), entre outros. A mercerização (nome dado a tratamentos com soluções alcalinas) é um dos processos de modificação de fibras naturais mais utilizados, é um tratamento químico superficial no qual as fibras são imersas em uma solução alcalina que permite a remoção de impurezas e a solubilização de hemicelulose e lignina, possibilitando a cristalização da fibra, aumentando a rugosidade da superfície da fibra e, consequentemente, melhorando sua aderência (Freitas, 2022). Além disso, há um aumento da área superficial efetiva, causado pela separação das fibras, afetando positivamente o comportamento mecânico do compósito (Saha *et al.*, 2012). A hornificação é um tipo de tratamento que consiste na aplicação de ciclos de molhagem e secagem alternados nas fibras, controlando o tempo de saturação e secagem, bem como a temperatura de secamento (cerca de 80°C), (Ferreira *et al.*, 2017). Esse tratamento promove a redução na capacidade de absorção de água, melhoraria na interação solo-fibra e, consequentemente, na instabilidade volumétrica e nas suas propriedades mecânicas, retardando o envelhecimento.

O desempenho dos tratamentos e durabilidade das fibras a longo prazo podem ser avaliados por métodos comparativos de comportamento antes e depois do envelhecimento natural (exposição dos compósitos às condições ambientais) ou acelerado (ciclagem de umedecimento/secagem em laboratório ou uso de agentes agressivos). Contudo, os efeitos biológicos resultantes da ação de fungos e bactérias nas fibras são difíceis de serem reproduzidos nos métodos acelerados. Neste contexto, o objetivo desta pesquisa é investigar o efeito do envelhecimento natural no comportamento tensão-deformação de solo reforçado com fibra (SRF) de coco com e sem tratamento a longo prazo. Um extenso programa laboratorial para levantar o comportamento mecânico foi executado em compósitos expostos em condições climáticas tropicais. Neste artigo são apresentados resultados de compósitos com 20 meses de exposição, que são analisados conjuntamente com os publicados por Reis *et al.* (2023) para os mesmos compósitos no tempo zero e 5 meses de exposição.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais utilizados

O solo utilizado no estudo é um solo areno-siltoso proveniente dos Sedimentos Terciários da Formação Barreiras, oriundo do Aterro Sanitário Metropolitano Centro, Salvador. A caracterização geotécnica, realizada por Reis (2022) a partir de 4 amostras ensaiadas, permite classificar o solo, segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos – SUCS, como uma areia-siltosa (SM), apresentando valores médios de 70% de areia, 8% de silte, 22% de argila, massa específica dos grãos (ρs) de 2,676 g/cm³, índice de plasticidade (IP) de 4% (WL=21% e WP=17%) e pH igual a 6. Quando compactado na energia do proctor normal (EPN) obteve uma umidade ótima de 11,05% e massa específica seca máxima (ρd) de 1,936 g/cm³ para o solo.

As fibras vegetais de coco usadas, conhecidas como fibroso, são provenientes de resíduos das cascas do fruto e foram fornecidas pela empresa Saturno Fibras, localizada em Conde-BA. Apresentam composição gravimétrica com 80 % das fibras com comprimentos (L) entre 1 e 5 cm, 16 % com L < 1 e apenas 4% com L > 5 cm Reis *et al.* (2023), massa específica de 1,492 (g/cm³) e capacidade de absorção de água de 147%.

As fibras passaram por três tipos de tratamento: hornificação com 10 ciclos de molhagem e secagem em estufa por 16 horas à 70°C, a mercerização com solução de 1% de NaOH por 60 minutos e o tratamento duplo que consiste na aplicação em conjunto dos dois citados anteriormente, também foram utilizadas fibras sem tratamento para servir como parâmetro de comparação. Detalhes sobre as técnicas adotadas nos tratamentos pode ser encontrada em Freitas (2022).

O estudo foi realizado em compósitos de solo puro e solo reforçado com 1% de fibra de coco (em relação ao peso seco do solo), nas condições não tratada e com tratamento por hornificação, com solução alcalina de NaOH e com tratamento duplo (hornificação +NaOH) e mantidas nas condições ambientais para envelhecimento por tempos distintos (t=0 ensaiadas logo após moldadas, t=5 meses e t=20 meses). Os corpos de prova usados nos testes foram moldados de amostras compactadas em caixas de madeira com 35x100x35 (largura x comprimento x altura), com teor de umidade de 11,05% e mantendo o índice de vazios de 0,383 em todas as situações (valor obtido para o ponto de máximo da curva de compactação do solo na EPN), 1% de fibra (considerando a fibra como um sólido). As caixas foram expostas às condições ambientais no prédio anexo da Escola Politécnica da UFBA por um período de 20 meses, monitorando a média de precipitações, umidade relativa do ar e temperatura de Salvador durante esse mesmo período. Os resultados obtidos foram comparados com os encontrados por Reis *et al.* (2023) que abrange os períodos de 0 e 5 meses de exposição. A Figura 2 mostra as condições climáticas mensais no período de exposição às intempéries.

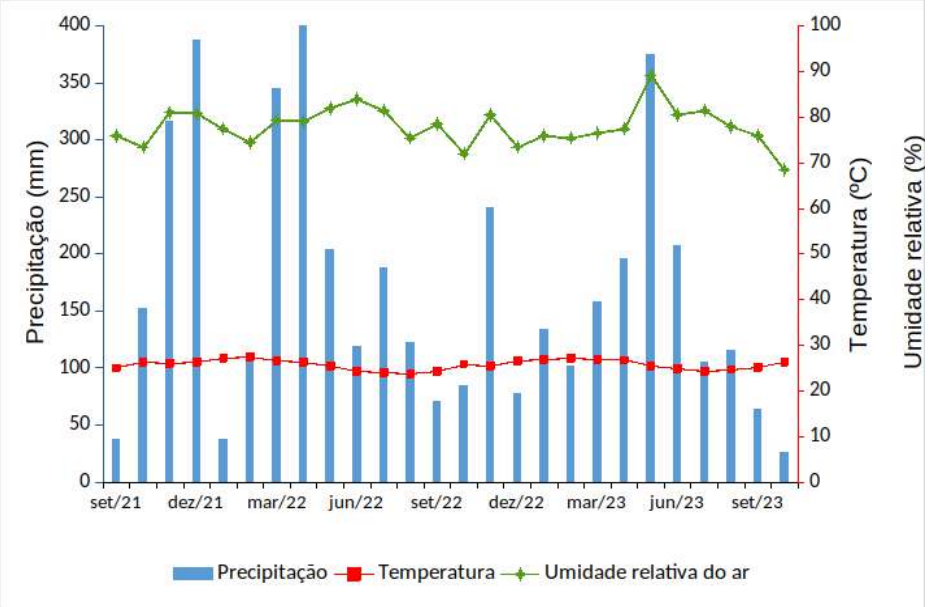


Figura 2. Condições climáticas mensais durante os meses de exposição dos compósitos ao meio ambiente.

2.2 Ensaios triaxiais

Ensaios de compressão triaxial consolidados drenados do tipo CD foram executados em corpos de provas talhados das caixas expostas ao ambiente, com dimensões de 200 mm de altura de 100 mm de diâmetro em diferentes tempos de exposição (0, 5 e 20 meses). Neste trabalho refere-se a parte do estudo para o tempo de 20 meses de exposição, cujos resultados foram analisados conjuntamente com os publicados por Reis *et al.* (2023) para os tempos de 0 e 5 meses. Os dados do solo puro e de compósitos no tempo zero foram considerados como base de comparação para o estudo da eficácia do reforço.

O ensaio consistiu na saturação dos corpos de prova por percolação de água. Para isso, as amostras foram submetidas à uma tensão efetiva de cerca de 20 kPa e o fluxo ascendente. Após a saturação por percolação, foi realizada a saturação por contrapressão, objetivando eliminar as bolhas de ar existente e obter uma adequada saturação da amostra. Foi adotado um parâmetro B (razão entre o excesso poro-pressão gerado e o acréscimo de pressão externa aplicado) acima de 0,90 como adequado para prosseguimento do ensaio para a fase de consolidação.

Tensões confinantes efetivas de 50, 100 e 200 kPa foram usadas. Nessa etapa, notou-se que as variações volumétricas por adensamento cessavam nos primeiros dez minutos de ensaio, assim adotou-se um tempo de adensamento mínimo de 60 minutos. Em seguida, inicia-se a fase de cisalhamento por meio da aplicação da tensão desviadora. De acordo com Head (1994), a velocidade do cisalhamento para ensaios do tipo CD deve levar a um tempo de ruptura de cerca de 8,6 vezes o tempo de consolidação (t100), respeitando o tempo de ruptura mínimo de 120 minutos. Logo, foi determinado o tempo de 120 minutos para o solo concluir a fase de cisalhamento. A taxa de deslocamento utilizada foi de 0,33 mm/min e o critério utilizado para conclusão do ensaio foi o de deformação axial de 20%.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 3 apresenta, para uma mesma tensão confinante, os resultados de tensão desviadora e deformação volumétrica em função da deformação axial para o solo sem reforço (Pf=0%), sem e com envelhecimento e para os compósitos com diferentes tipos de fibras (sem tratamento, hornificada, NaOH, hornificada + NaOH), envelhecidos no tempo de 20 meses. Para as amostras envelhecidas não foi possível realizar repetições de cada ensaio, devido a quantidade limitada de material.

Observa-se que após 20 meses de envelhecimento natural, as amostras reforçadas com fibras sem tratamento e tratadas com NaOH (submetidas a confinantes mais altas) apresentaram tensões desviadoras inferiores à do solo sem reforço. Quanto às deformações volumétricas, de uma forma geral as amostras

foram menos dilatantes com o aumento da confinante, exceto nos compósitos com a fibra tratada com o NaOH e tensão confinante de 200 kPa, onde obteve apenas dilatância. Já nos compósitos formados pelas fibras hornificadas e não tratadas também para a confinante de 200 kPa obteve apenas comportamento de compressão volumétrica.

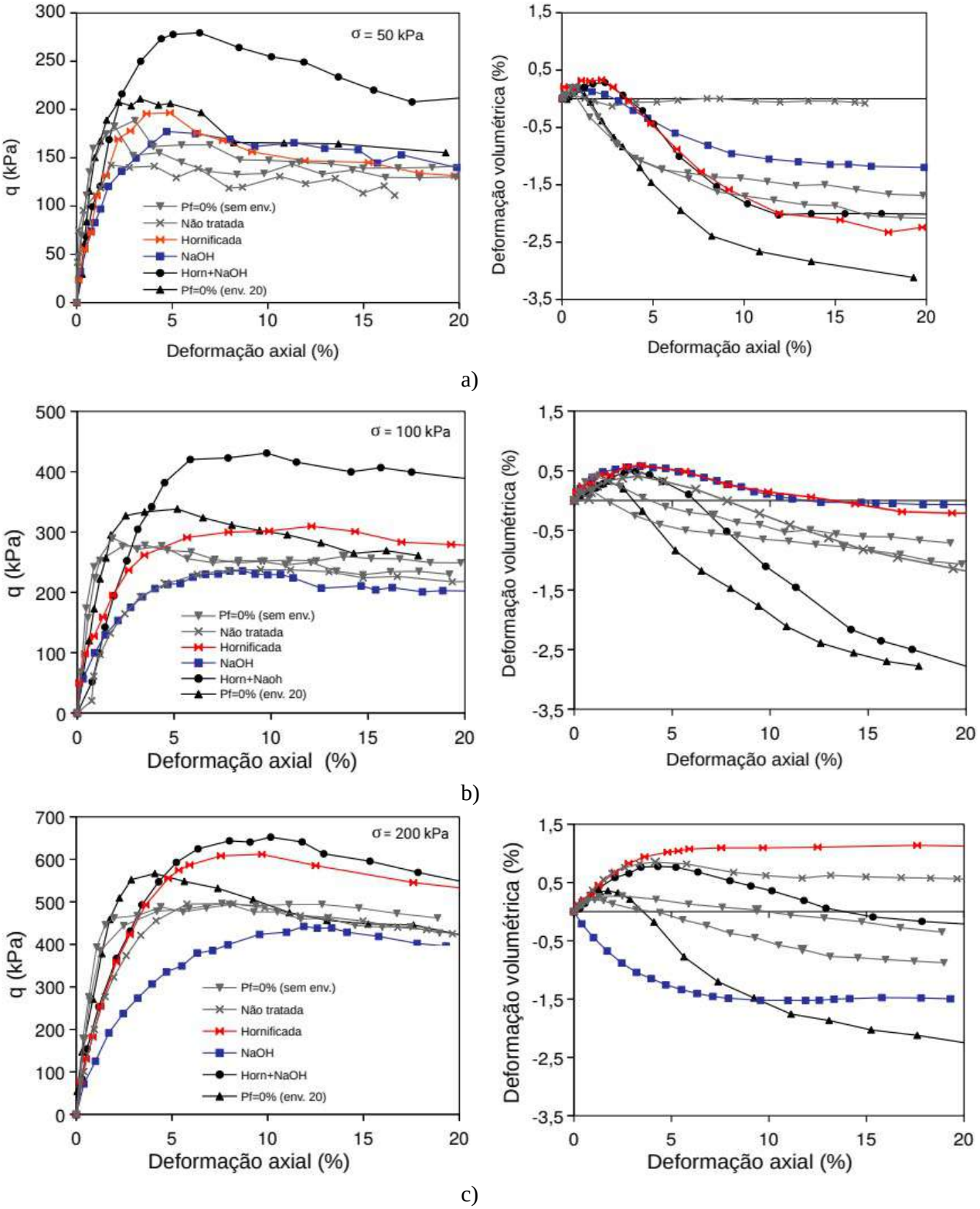


Figura 3. Curvas tensão-deformação de compósitos envelhecidos por 20 meses, bem como solo puro sem e com envelhecimento para diferentes confinantes. a) 50 kPa, b)100 kPa, c) 200 kPa

Resultados de tensões desviadoras apresentadas nas Tabelas 1 e 2 são usados para analisar o efeito do envelhecimento da fibra na resistência ao cisalhamento do compósito e o efeito do tratamento. Os dados obtidos para 20 meses de exposição são acrescentados aos dados publicados por Reis *et al (*2023) referente às condições de tempo zero (sem evelhecimento) e 5 meses de exposição às intempéries. Nestas tabelas os dados em tom de cinza foram usados como referência para calcular a variação na tensão desviadora, sendo que na Tabela 1 foi usado os dados do solo puro, sem reforço e sem envelhecimento e na Tabela 2 foram usados como referência os dados iniciais (t = 0) para cada tipo de compósito (fibras tratadas ou não no tempo zero).

Tabela 1. Valores de tensão desviadora máxima para o solo puro e para os compósitos e variação da tensão desviadora em relação ao solo puro em diferentes tempos de envelhecimento natural.

Tempo exposição	σ_3	Solo Puro	Tratamento das Fibras							
			Sem tratamento		Hornificada		NaOH		Horn+NaOH	
(mês)	(kPa)	σd(kPa)	σd (kPa)	$\Delta\sigma_{d\,(\%)}$	σd (kPa)	$\Delta\sigma_{d\,(\%)}$	σd (kPa)	$\Delta\sigma_{d\,(\%)}$	σd (kPa)	$\Delta\sigma_{d\,(\%)}$
0	50	188,8	314,2	66,4	360,8	91,1	289,1	53,1	277,6	47,0
	100	284,0	493,6	73,8	540,7	90,4	457,4	61,1	408,3	43,8
	200	494,9	751,3	51,8	800,4	61,7	703,7	42,2	703,9	42,2
5	50	144,1	275,2	45,8	319,7	69,3	248,5	31,6	216,6	14,7
	100	286,1	436,1	53,6	475,1	67,3	369,3	30,0	309,0	8,8
	200	483,9	726,8	46,9	821,2	65,9	629,8	27,3	505,3	2,1
20	50	211,1	142,6	-24,5	196,5	4,1	177,3	-6,1	279,5	48,0
	100	338,2	237,7	-16,3	309,5	9,0	235,5	-17,1	430,8	51,7
	200	566,8	495,9	0,2	611,9	23,6	442,4	-10,6	652,4	31,8

σd: tensão desviadora (σ_1-σ_3); Δσd: variação da tensão desviadora em %

Tabela 2. Valores de tensão desviadora máxima para o solo puro e para os compósitos e variação da tensão desviadora em relação as condições iniciais de cada compósito em diferentes tempos de envelhecimento natural.

Tempo de exposição	σ3	Solo Puro	Tratamento das Fibras							
			Sem tratamento		Hornificada		NaOH		Horn+NaOH	
(mês)	(kPa)	σd(kPa)	σd (kPa)	$\Delta\sigma_{d\,(\%)}$	σd (kPa)	$\Delta\sigma_{d\,(\%)}$	σd (kPa)	$\Delta\sigma_{d\,(\%)}$	σd (kPa)	$\Delta\sigma_{d\,(\%)}$
0	50	188,8	314,2		360,8		289,1		277,6	
	100	284,0	493,6		540,7		457,4		408,3	
	200	494,9	751,3		800,4		703,7		703,9	
5	50	144,1	275,2	-12,4	319,7	-11,4	248,5	-14,0	216,6	-22,0
	100	286,1	436,1	-11,7	475,1	-12,1	369,3	-19,3	309,0	-24,3
	200	483,9	726,8	-3,2	821,2	2,6	629,8	-10,5	505,3	-28,2
20	50	211,1	142,6	-54,6	196,5	-45,5	177,3	-38,7	279,5	0,7
	100	338,2	237,7	-51,8	309,5	-42,8	235,5	-48,5	430,8	5,5
	200	566,8	495,9	-34,0	611,9	-23,6	442,4	-37,1	652,4	-7,3

σd: tensão desviadora (σ_1-σ_3); Δσd: variação da tensão desviadora em %

Da Tabela 1, observa-se que, logo após compactação (t=0), todos os tratamentos produziram considerável ganho de tensão desviadora (acima de 40%) quando comparado ao solo e, aos 5 meses de exposição, embora tenham sofrido reduções nas tensões deviadoras, elas continuavam com desempenho acima do solo puro. Os compósitos com fibras hornificadas + NaOH foram os que apresentaram menor resistência aos 5 meses de envelhecimento. Aos 20 meses de exposição, observa-se que apenas os compósitos com fibras tratadas com hornificação + NaOH e com fibras hornificada apresentaram desempenho superior ao do solo sem reforço e sem envelhecimento (t=0). Contudo, contrariando o esperado, aos 20 meses de exposição, os compósitos com hornificação + NaOH apresentaram tensões desviadoras maiores quando comparadas com as obtidas em 5 meses de exposição. Este resultado pode ser em decorrência destas amostras e, também as de solo envelhecido, terem apresentado mais densas com o

envelhecimento (cerca de 4% mais densa que a condição inicial de moldagem). Ainda não se tem nenhum argumento que possa explicar esta densificação. Os demais compósitos apresentaram massas específicas secas levemente menores aos 20 meses de exposição. Isto pode ser fruto de amostras retiradas mais na borda da caixa de compactação, onde a densificação pode ficar prejudicada, bem como alguma influência da perda de massa pela decomposição da fibra. Os compósitos com fibras sem tratamento e tratadas com NaOH apresentaram grande redução na tensão desviadora de ruptura com o tempo de exposição, sendo que aos 20 meses o ganho de resistência foi completamente anulado. Provavelmente a degradação da fibra devido a exposição às condições tropicais severas (ver Figura 2), como intensa precipitação (acima de 2000 mm por ano), alta umidade relativa (cerca de 80%) e alta temperatura (cerca de 26ºC) são fatores importantes neste processo. Além disso, a perda de interação matriz reforço devido as variações dimensionais da fibra resultantes de ciclos de umedecimento e secagem do solo, como exposto por Ghavami *et al.* (1999) na Figura 1 estão sendo consideradas como as principais causas desta redução de resistência.

Da Tabela 2, considerando as condições inicias (t=0) dos compósitos com fibras tratadas como referência, observa-se que a exposição às condições ambientais (envelhecimento natural) para os compósitos com fibras não tratadas, hornificadas e tratadas com NaOH uma redução significativa na resistência ao cisalhamento em relação a mesma condição não envelhecida. Contudo, para o tratamento acoplado, hornificação+NaOH não houve alteração significativa, o que pode ser em virtude das amostras terem se apresentado mais densas, como já apontado anteriormente. Os tratamentos com NaOH e hornificação não foram efetivos pois após a exposição, as fibras já perderam todo o acréscimo de resistência advindo do tratamento. Ensaios de tração e absorção de água nas fibras estão sendo realizados a fim de elucidar os achados. Similarmente, Silveira *et al.* (2022) obteve redução de resistência ao longo do tempo (8 meses de experimento) em compósitos com fibras de sisal sem e com tratamento a base de polímero e de sílica, sendo este último o mais eficiente.

4 CONCLUSÃO

Da comparação de desempenho mecânico obtido de compósitos com fibras com o mesmo tratamento superficial, com e sem exposição às intempéries obteve-se que as fibras não tratadas e para todos os tratamentos uma redução significativa de resistência ao fim do período de exposição, significando que o envelhecimento natural reduziu a contribuição das fibras de coco para a resistência do compósito, quer sejam em virtude da degradação e/ou perda de interação da matriz reforço. Estes efeitos estão sendo avaliados por meio de ensaios de tração nas fibras e absorção de água pelas fibras.

Quando o desempenho dos compósitos envelhecidos é comparado com os do solo puro sem envelhecimento, excluindo os dados obtidos para o tratamento acoplado com hornificação + NaOH que foram considerados anômalos, todas as outras situações estudadas mostram que os benefícios de reforço foram reduzidos com exposição às intempéries por 20 meses, aproximando do solo sem reforço.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES pelas bolsas de pesquisa concedidas e a Saturno Fibras pelas fibras cedidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Babu, G. L. S.; Vasudevan, A. K. (2008). Strength and stiffness response of coir fiber-reinforced tropical soil. J*ournal of Materials in Civil Engineering*, v. 20, n. 9, p. 571–577. ISSN 08991561. 3, 4

Bolaños, R. E. Z. (2013) Comportamento mecânico de um solo argiloso reforçado com fibra de coco. Dissertação de Mestrado, Prog. de Pós-Graduação em Eng. Civil, Dep. de Eng. Civil da PUC/Rio, 143 p.

Casagrande, M. D. T. (2005). *Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 219 p.

Castilho, T. (2017). Resistência ao Cisalhamento de Solos com FIbras de Politereftalato de Etileno Reciclado. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, Unesp, 82 p.

Conceição. M. P. S; Pinto, C. M. T; Carvalho, M. F.; Machado, S. L. (2023). Fiber reinforcement effectiveness in two different sand specimens. *Soils and Rock*s, v. 46, p. e2023012422.

Diambra, A., Ibraim E, Muir Wood D and Russell AR, (2010). Fibre reinforced sands: experiments and modelling. *Geotextiles and Geomembranes*, 28 (3), 238–250.

Ferreira, S. R; Silva, F. A; Lima, P. R. L; Toledo Filho, R. D. (2017). Effect of hornification on the structure, tensile behavior and fiber matrix bond of sisal, jute and curauá fiber cement based composite systems. *Construction and Building Materials*, v. 139, p. 551–561.

Fidelis, M. E. A. (2014). *Desenvolvimento e caracterização mecânica de compósitos cimentícios têxteis reforçados com fibras de juta*. Tese (Doutorado) — UFRJ/COPPE, 266 p.

Freitas, T. M. (2022). *Comportamento Mecânico a Longo Prazo De Um Solo Reforçado Com Fibras De Coco.* Dissertação de Mestrado. Prog. de Pós-Graduação em Eng. Civil, Escola Politécnica/UFBA, 95 p.

Ghavami, K.; Toledo, R. D.; Barbosa, N. P. (1999). Behaviour of composite soil reinforced with natural fibres. *Cement and Concrete Composites*, v. 21, n. 1, p. 39–48. ISSN 09589465.

Head KH. (1994). *Manual of Soil Laboratory Testing*. Vol. 2. Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests. John Wiley & Sons, Inc., New York.

Hejazi, S. M; Sheikhzadeh. M; Abtahi, S. M; Zadhoush, A. (2012). A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fiber. *Construction and Building Mat.*, v.30, p.100–116. Pub: Elsevier Ltd.

Jairaj, C., M. T. Prathap Kumar, and M. E. Raghunandan. 2018. Compaction characteristics and strength of BC soil reinforced with untreated and treated coir fibers. *Innovative Infrastruct. Solutions* 3(1): 1–11. https://doi.org/10.1007/s41062-017-0123-2.

Menezes, L.C.P.; Sousa, D.B; Fucale, S.; Ferreira, S.R.M. (2019). Analysis of the Physical-Mechanical Behavior of Clayey Sand Soil Improved with Coir Fiber. *Soils and Rocks*, São Paulo, 42(1): 31-42.

Mukkulath, G.; Thampi, S. G. (2012) Biodegradation of Coir Geotextiles Attached Media in Aerobic Biological Wastewater Treatment. *Journal of Bioremediation & Biodegradation*, v. 3, n. 11.

Oliveira Jr, A.I.; Jucá, J.F.T.; Ferreira, J.A.; Guilherme L.C. (2019). Geotechnical Behavior and Soil-Fiber Interaction of Clayey Soil Mixed with Randomly Dispersed Coconut Fibers. *Soils and Rocks*, 42(2):127-138.

Ramesh, H.; Manoj, K.; Mamatha, H. (2010). *Effect of Lime-Coir Fiber on Geotechnical Properties of Black Cotton Soil*. Indian Geotechnical Conference-, v. 1, n. 1, p. 485–490,

Reis, A. F. d. S. M. (2022). *Análise do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibra de coco*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil, Escola Politécnica /UFBA, 111 p.

Reis, A.F.S.M; Freitas, T. M; Carvalho, M.F; Machado, S. L. (2023). Long-term behaviour of coir-fibre-reinforced soils. *Environmental Geotechnics*, 1–14.

Saha, P; Roy, D; Manna, S; Adhikari, B; Sen, R; Roy, S. (2012). Durabilityof transesterified jutegeotextiles. *Geotextiles and Geomembranes*, v.35, p.69–75.

Silveira, M. V., and M. D. T. Casagrande. (2021). Effects of degradation of vegetal fibers on the mechanical behavior of reinforced sand. *Geotech. Geol. Eng.* 39 (5): 3875–3887.

Silveira, M.V., Ferreira, J.W.S, Casagrande, M.D.T. (2022). Effect of Surface Treatment on Natural Aging and Mechanical Behavior of Sisal Fiber–Reinforced Sand Composite. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 34(6), DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004237.

Tolêdo Filho RD, Scrivener K, England GL, Ghavami K. Durability of alkalisensitive sisal and coconut fibres in cement mortar composites. *Cement & Concrete Composite* 2000;22:127–43.

Tomczak, F. (2010). *Estudos sobre a estrutura e propriedades de fibras de coco e curauá do Brasil.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciência dos Materiais - PIPE. Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, 135 p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/625

Estudo da Influência dos Índices de Vazios na Condutividade Hidráulica de Amostras de Solos Arenosos

Desireé Alves Oliveira
Engenheira Civil, Mestre, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, desiree.alves@ufersa.edu.br

Myllena Cardoso Couto Maia
Engenheira Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, myllenacardoso96@gmail.com

Patrícia Figuereido de Sousa
Engenheira Civil, Mestre, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, patriciafiguereidodesousa@gmail.com

André Luís Brasil Cavalcante
Professor Associado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, albrasilc@gmail.com

Kauã da Silva Gomes
Estudante de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, kauagomes555@gmail.com

RESUMO: Na Mecânica dos Solos, o conhecimento da condutividade hidráulica saturada é de extrema importância para a previsão do comportamento do solo, medindo a facilidade com que um fluido escoa através dele. Ela pode ser determinada diretamente, por meio de ensaios de campo e/ou laboratório ou, indiretamente, correlacionando-a com as propriedades do solo em modelos semi-empíricos. E depende, principalmente, do índice de vazios do solo e das características dos seus poros, como sua quantidade, continuidade e tamanho. Neste trabalho, determinou-se a condutividade hidráulica de corpos de prova de uma areia fina, com diferentes compacidades relativas, empregando o ensaio do permeâmetro à carga constante e por meio de correlações semi-empíricas, de acordo com dados de ensaios de caracterização em laboratório. Os resultados obtidos mostraram que o coeficiente de permeabilidade para o mesmo solo aumenta com o índice de vazios, confirmando a teoria já consolidada pela bibliografia. E que as expressões semi-empíricas aplicadas neste trabalho, originais e modificadas, forneceram uma boa correlação estatística entre os valores de condutividade hidráulica saturada estimados e medidos. Concluiu-se que o modelo Chapuis Modificado (2004) apresentou a melhor aproximação aos dados experimentais, pois obteve uma boa concordância entre a curva ajustada e esses dados.

PALAVRAS-CHAVE: Condutividade hidráulica, Solos Arenosos, Ensaio de Permeabilidade, Compacidade.

ABSTRACT: In Soil Mechanics, knowledge of saturated hydraulic conductivity is paramount for predicting soil behavior and measuring the ease with which a fluid flow through it. It can be determined directly through field and/or laboratory tests or indirectly by correlating it with soil properties in semi-empirical models. It mainly depends on the soil void ratio and the characteristics of its pores, such as quantity, continuity, and size. In this study, the hydraulic conductivity of specimens of fine sand with different relative densities was determined using the constant head permeameter test and semi-empirical correlations based on laboratory characterization test data. The results showed that the permeability coefficient for the same soil increases with the void ratio, confirming the theory already established in the literature. Additionally, the semi-empirical expressions applied in this study, both original and modified, provided an excellent statistical correlation between estimated and measured saturated hydraulic conductivity values. It was concluded that the Modified Chapuis model (2004) presented the best approximation to the experimental data, as it achieved good agreement between the fitted curve and these data.

KEYWORDS: Hydraulic conductivity, Sandy Soils, Permeability Test, Compactness.

1 INTRODUÇÃO

Os mais graves desastres ocasionados em obras de engenharia civil e ambiental estão relacionados com o movimento da água no solo. Para garantir a segurança das estruturas e, assim, a proteção contra danos humanos, materiais e ambientais, deve-se considerar corretamente o coeficiente de permeabilidade nos projetos de engenharia, tornando-os mais eficientes e sustentáveis. O conhecimento desse parâmetro é imprescindível na análise de: estabilidade, recalques, adensamento, infiltração em escavações, filtração de poluentes pelo solo, proteção das águas contra contaminação, identificação de áreas suscetíveis à erosão, projetos de drenagem, estradas, fundações, barragens de terra, aterros sanitários, sistemas de tratamento de água, túneis, rebaixamento do nível d'água e outros.

O coeficiente de permeabilidade do solo, k (L/T), é definido como a velocidade de percolação da água no solo no decorrer do tempo e, mede a facilidade de escoamento no solo. Todos os solos são mais ou menos permeáveis devido aos vazios formados entre as partículas, através dos quais a água percola de posições de maior para de menor energia. Esta propriedade foi postulada por Darcy (1856), para escoamento laminar em solos saturados, sendo definido como a velocidade de descarga sob gradiente hidráulico unitário ($k = v/i$). A velocidade de fluxo ($v = Q/A$), onde, Q (L^3/T) é vazão de percolação e A (L^2) é a área transversal ao escoamento, e o gradiente hidráulico ($i = h/L$), a carga que dissipa na percolação por unidade de comprimento.

A permeabilidade depende, principalmente, da densidade e da macro e microporosidade do solo (Mesquita & Moraes, 2004), e para um mesmo solo, do índice de vazios, e. Quanto maior a macroporosidade do solo maior a permeabilidade, pois ela favorece o fluxo de água, a citar os solos granulares. Por outro lado, quanto maior a microporosidade do solo menor a permeabilidade, pois poros menores retêm e armazenam água por capilaridade, como é o caso dos solos finos e coesivos.

A determinação do coeficiente de permeabilidade do solo pode ser feita em laboratório por meio de medidas diretas de ensaios com permeâmetros (carga variável para os materiais menos permeáveis e carga constante para os mais permeáveis). Neste trabalho, determinou-se o coeficiente de permeabilidade, em laboratório, de uma areia fina, moldada com diferentes compacidades relativas, empregando o ensaio do permeâmetro de carga constante, e avaliou-se a influência de variações no índice de vazios na permeabilidade do material. Também, foram empregadas correlações semi-empíricas para estimar e retroanalisar a permeabilidade, visando avaliar aplicabilidade das equações dísponiveis na Literatura.

2 CARACTERIZAÇÃO EM LABORATÓRIO

2.1 Caracterização Geotécnica Básica

A preparação das amostras para os ensaios de caracterização geotécnica básica e o ensaio de umidade higroscópica do solo seguiram a norma NBR 6457/2016. A areia fina estudada neste trabalho foi adquirida em fornecedor local de material de construção da cidade de Brasília-DF. Todos os ensaios foram executados no laboratório da Universidade de Brasília. Primeiramente, todo o material foi seco ao ar, por 7 dias, até atingir a umidade higroscópica, após isso, foi destorroado, homogeneizado e repartido.

Para verificação do formato das partículas foi utilizado o microscópio eletrônico LCD Modelo #44345 da Marca Celestron, e selecionada a lente ampliação de 40x. A análise granulométrica seguiu as orientações da norma NBR 7181/2016. Realizou-se o peneiramento fino de uma fração de 120 g, pois estimou-se que os maiores grãos do solo possuíam valor médio de 1 mm de diâmetro. Para determinação do peso específico dos grãos, utilizou-se o método da picnometria do gás hélio, conforme a norma NBR 12154/2022, e, realizou-se o ensaio de DRX para determinar os minerais constituintes.

De acordo com a NBR 16840/2020, o índice de vazios máximo, $e_{máx,}$ foi obtido por meio da deposição cuidadosa da areia, totalmente seca, em um recipiente, por meio de um funil, com altura de queda menor que 1 cm, impedindo o empolamento e a segregação de partículas. Já os ensaios de índice de vazios mínimo seco e úmido, $e_{mín\ seco}$ e $e_{mín\ úmido}$, basearam-se na NBR 16843/2020, nos quais vibrou-se a areia, dentro de um molde, sob uma sobrecarga, até sua acomodação no estado mais compacto possível.

2.2 Ensaio de permeabilidade à carga constante

O ensaio de determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante é regulamentado pela NBR 13292/2021. O esquema e a aparelhagem utilizados para este ensaio estão mostrados na Figura 1. Inicialmente, a base do aparelho era acomodada em um apoio sólido nivelado, sobre a qual era colocada a câmara de acrílico, uma tela metálica em inox, uma camada de pedregulho com cerca de 3 cm de altura, outra tela metálica e papel filtro e, então, era moldado o corpo de prova. A massa seca total utilizada para moldagem do corpo de prova era calculada a partir dos valores de densidade seca desejados, conforme indicado na Tabela 3, na seção 4 de resultados.

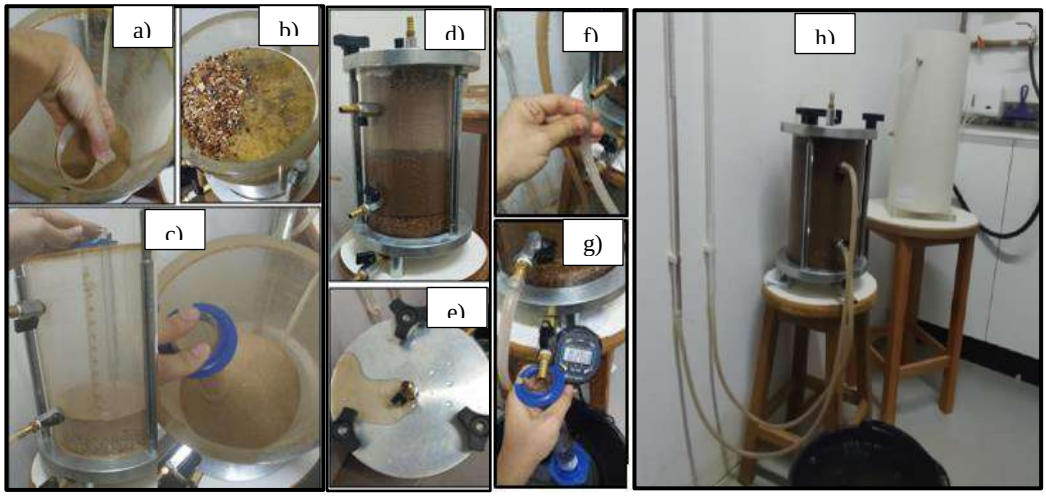


Figura 1. Procedimento do ensaio de permeabilidade: a) Utilização de um funil para lançamento da areia no molde. b) Colocação de papel filtro, tela metálica e pedregulho sobre o solo. c) Compressão da areia com a base de um tubo de proveta. d) Saturação do corpo de prova de areia. e) Saída de água pela abertura superior do permeâmetro. f) Colocação das mangueiras dos tubos cheios de água nas válvulas. g) Medições da vazão do fluxo e h) Aparelhagem e esquema do ensaio de permeabilidade.

Para e = 1,00 era utilizado um funil para lançamento da areia no molde, com altura de queda de até 1 cm (Figura 1a). Para os demais corpos de prova era realizada uma compactação proporcional às características a serem adquiridas (Tabela 3). A massa de solo era densificada em 5 camadas, a partir da compressão da base de um tubo de proveta (Figura 1c), até se obter a altura prevista por cálculo. Visto que solos menos compactos sofreram densificação durante o processo de preparação e de realização do ensaio, a altura do corpo de prova era verificado, ao final do ensaio.

Era colocado sobre o solo, papel filtro, tela metálica e outra camada de pedregulho (Figura 1b), o permeâmetro era fechado e o corpo de prova era saturado com água. A válvula da tampa era aberta para saída do ar e a mangueira era ligada na válvula da base, promovendo um fluxo ascendente (Figura 1d), para um processo de saturação mais eficiente. O estado de saturação do corpo de prova era atingido quando saia água pela abertura da válvula superior (Figura 1e). E então, a mangueira era conectada à válvula superior e o fluxo era invertido. Inicialmente, eram abertas esta válvula da entrada de água, e as que estavam conectadas aos tubos manométricos, que funcionavam como um medidor de carga hidráulica desses pontos do corpo de prova (Figura 1f e 1h). A colocação das mangueiras era feita com os tubos e as válvulas cheios de água de forma a interromper a entrada de ar (Figura 1f). Caso houvesse bolhas de ar nessas conexões, o fluxo era interrompido parcial ou totalmente e o ensaio era impossibilitado.

Antes de iniciar o fluxo, era preciso aguardar a estabilização das cargas hidráulicas dos tubos manométricos, que ocorria quando os níveis de água dos dois tubos se igualavam, indicando que não ocorria fluxo. Com isso, a válvula da base, de saída da água, era aberta, e o fluxo era iniciado, acarretando queda e diferença nas cargas hidráulicas medidas pelos tubos. A estabilização das cargas manométricas ocorria depois de 60 minutos (Figura 1h), quando eram realizadas as medições de vazão do fluxo, por cinco vezes, por meio do volume de água percolado em um intervalo de tempo de 30 segundos (Figura 1g), também, eram anotados o nível de água nos tubos manométricos e a temperatura da água.

A carga hidráulica era imposta ao corpo de prova pelo nível de água do reservatório, que era mantido constante durante as medições do ensaio e era limitado a um máximo, para não vir a causar erosão interna na amostra, nem um regime de fluxo turbulento. O ensaio consistia em se obter vários pares de valores de velocidade e gradiente hidráulico, de forma a se construir o gráfico v *versus* i (Figura 3), no qual a permeabilidade configura a inclinação da reta formada pelos pontos do ensaio ($v = ki$). Por isso, eram aplicadas diferentes cargas hidráulicas ao corpo de prova, inicialmente, uma carga maior, obtida pela elevação da altura do reservatório com 6 placas em acrílico (1 cm cada) e, progressivas reduções na carga, com a remoção de uma placa ao final de cada ensaio (Figura 1h). Dessa forma, obtinham-se, por corpo de prova, até 7 pontos para no gráfico de permeabilidade. Considerando os dados de temperatura da água, determinava-se o fator de correção da viscosidade da norma $\mu_T/\mu_{20°}$, e a velocidade de fluxo obtida era corrigida à temperatura de 20ºC, o v_{20}.

3 MODELOS SEMI-EMPÍRICOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

Existem diversas relações semi-empíricas que correlacionam as características físicas dos solos com o coeficiente de permeabilidade. Neste trabalho, analisou-se a aplicabilidade das equações válidas para areias e que o relacionassem com o índice de vazios. Para isso, realizou-se um estudo bibliográfico sobre o tema a fim de levantar as principais relações publicadas. Dentro desta linha, Hazen (1911) desenvolveu uma equação ($k = D_e^2$), válida para areias uniformes na condição de índice de vazios próximo do seu valor máximo ($e_{máx}$), onde D_e é o diâmetro efetivo dos grãos ou D_{10}. Chapuis (2004), fez uma aplicação mais apropriada desta equação, para condições normais de laboratório, a 20°C, ($k = 1{,}5D_e^2$), e citou que Kozeny-Carman a estendeu para diferentes índices de vazios, conforme a Equação 1. Segundo Caputo (1988), Casagrande expressa essa relação pela Equação 2, que determina utilizar o $k_{0,85}$, ou seja, o k para e = 0,85, esse valor foi adotado como o $k_{0,83}$ obtido em laboratório. Todas as equações citadas utilizam as seguintes unidades $k(\mathrm{cm/s})$ e $D_e(\mathrm{mm})$.

$$k = 1{,}5D_e^2 e^3 \frac{1 + e_{max}}{e_{max}^3(1 + e)} \quad (1)$$

$$k = 1{,}4k_{0,85}^2 e^2 \quad (2)$$

A relação proposta por Terzaghi (1925) para areia é expressa em função da porosidade total (Equação 3), com $D_e(mm)$. A fim de comparar os resultados com os outros modelos utilizados neste trabalho, foi necessário converter a porosidade para índice de vazios utilizando a relação ($n = e/(1 + e)$), chegando-se à Equação 4. Em que, a constante C_0 é 4,6 para grãos irregulares. Para condições de laboratório, em T = 20°C, em que μ = viscosidade do líquido, a proporção de viscosidades μ_{10}/μ_t é 1,30 (Chapuis, 2004).

$$k = C_0^2 D_{10}^2 \frac{\mu_{10}}{\mu_T} \left(\frac{n - 0{,}13}{\sqrt[3]{1 - n}} \right)^2 \quad (3)$$

$$k = C_0^2 D_{10}^2 \frac{\mu_{10}}{\mu_T} \left(\frac{0{,}87e - 0{,}13}{\sqrt[3]{(1 + e)^2}} \right)^2 \quad (4)$$

Carrier (2003) propôs modificações na equação de Kozeny-Carman publicada por Chapuis (2003), a Equação 5, que realiza uma espécie de interpolação entre os diâmetros passantes em cada uma das peneiras. Considerando que a 20°C, $\gamma w/\eta$ é aproximadamente 9,93x10^4 (1/cm.s) e (CT^2) é aproximadamente 5. Sendo, f_i = fração de partículas entre dois tamanhos de peneira, em porcentagem; $D_{(méd)i}$ (cm) = média dos tamanhos das partículas entre duas peneiras = $D_{(ai)}^{0,5}$ x $D_{(bi)}^{0,5}$, $D_{(ai)}$ e $D_{(bi)}$, em cm. Fair e Hatch (1933 *apud* Carrier, 2003) apresentam valores para o fator de forma *SF* (1/cm), e para angulares é 7,7 (Figura 2). Já Chapuis (2004), aperfeiçoou a Eq. de Kozeny-Carman através da Equação 6, com $D_e(\mathrm{mm})$, utilizada para areias, pedregulhos e siltes arenosos (siltes de baixa plasticidade), para previsão de *k* entre 10^{-1} e 10^{-3} cm/s, que pôde prever um valor *k*, geralmente, entre 0,5 e 2,0 vezes o valor *k* medido para os dados considerados em seu trabalho.

$$k = 1{,}99.10^4[\frac{100\%}{\left(\sum\frac{f_i}{D_{(ai)}^{0,5}xD_{(bi)}^{0,5}}\right)}]^2\left(\frac{1}{SF}\right)^2\left(\frac{e^3}{1+e}\right) \quad (5)$$

$$k(cm/s) = 2{,}4622[D_e^2\frac{e^3}{1+e}]^{0{,}7825} \quad (6)$$

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Caracterização Básica

As imagens obtidas pelo o microscópio eletrônico, conforme a Figura 2, mostram que os grãos da areia estudada apresentam superfícies irregulares, que caracteriza o formato angular. Este formato promove maior entrosamento entre grãos, gerando um solo mais denso, com poros menores. A partir da curva granulométrica, obteve-se a fração das partículas entre duas peneiras consecutivas (nº 100 e nº 200 = 28,93%; nº 60 e n º 100 = 40,33%; nº 40 e nº 60 = 13,84%; e 30 e 40 = 4,66%), necessária na aplicação do modelo de Carrier (2003), a porcentagem das faixas granulométricas de grãos (Tabela 1), obtida de acordo com a classificação textural indicada pela NBR 6502/2022, podendo-se adotar a nomenclatura do solo como Areia Fina a Média. Também, obteve-se os valores dos parâmetros listados na Tabela 2 e a classificação deste solo com base na Norma ASTM D-2487/2017, que trata do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

Figura 2. Representação do formato dos grãos em imagens (ampliação de 40x) de microscópio eletrônico.

Tabela 1. Caracterização Parâmetros de Classificação do Solo.

Classe de solo	Faixa (mm)	Porcentagem (%)	Parâmetro	Valor
Finos	< 0,06	5,00	D_{10} (mm)	0,086
Areia Fina	0,06 – 0,20	51,00	D_{30} (mm)	0,150
Areia Média	0,20 – 0,60	36,10	D_{60} (mm)	0,210
Areia Grossa	0,60 – 2,0	8,00	CU	2,440
Pedregulho	2,0 – 60	0,00	CC	1,250

O valor obtido para a umidade higroscópica foi de 0,0011, ou seja, indicando um teor de umidade residual que pode ser considerado aproximadamente igual a 0%. Para massa específica dos grãos de areia (ρ_s), o valor médio das 5 leituras foi de 2,78 g/cm³. Este resultado está próximo do valor médio de massa específica de grãos provenientes de minerais que compõem esta areia. De acordo com o resultado do ensaio de DRX, majoritariamente os grãos da amostra de areia estudada são formados pelo mineral quartzo e, a fração fina é composta quase completamente de micas de moscovite.

Quanto à disposição dos vazios, os resultados obtidos dos 3 métodos para definiçãodo intervalo de valores possíveis de índice de vazios indicaram: $e_{máx}$ = 1,11, $e_{mín\ seco}$ = 0,64 e $e_{mín\ úmido}$ = 0,65 com umidade média do solo no ensaio de 22,47%, assim para este solo a diferença entre $e_{máx}$ e $e_{mín}$ é de 0,46. A diferença encontrada corrobora com os valores apresentados por Das *et al.* (2012) que indica uma diferença de 0,25 a 0,55 para areias com percentual de finos inferiores a 10%.

4.2 Ensaio de Permeabilidade à carga constante

Na Tabela 2, são mostrados os resultados dos coeficientes de permeabilidade do solo conforme os ensaios em laboratório, para os corpos de prova nas diferentes densidades. Na Figura 3, são mostrados os gráficos de regressão linear que puderam ser obtidos, confirmando que o escoamento caracterizou-se como laminar, pela relação linear existente entre a velocidade de descarga e o gradiente hidráulico, e pelo fato das retas obtidas partirem da origem dos eixos (0,0), validando a equação ($k= v/i$). Conforme mostram os resultados, o coeficiente de permeabilidade para o mesmo solo aumenta com o índice de vazios, confirmando a teoria já consolidada por diversos autores e ensaios laboratoriais da literatura que indicam que *k* aumenta com o incremento de *e*.

Tabela 2. Resultados dos ensaios de permeabilidade à carga constante.

Corpo de Prova	e_1	e_2	e_3	e_4	e_5	e_6
Índice de Vazios Adotado (*e*)	1,00	0,93	0,88	0,83	0,75	0,68
Compacidade Relativa (*CR*)	26,53	40,82	51,02	61,22	77,55	91,84
Estado de Compacidade	Fofa	Fofa	Med Compacta	Med Compacta	Compacta	Muito Compacta
Porosidade (*n*)	50,00	48,19	46,81	45,35	42,86	40,48
Densidade Aparente Seca (ρ_d, g/cm^3)	1,39	1,44	1,49	1,52	1,57	1,66
Permeabilidade Saturada (*k*, $x10^{-5}m/s$)	8,92	7,37	6,61	4,63	2,90	2,09

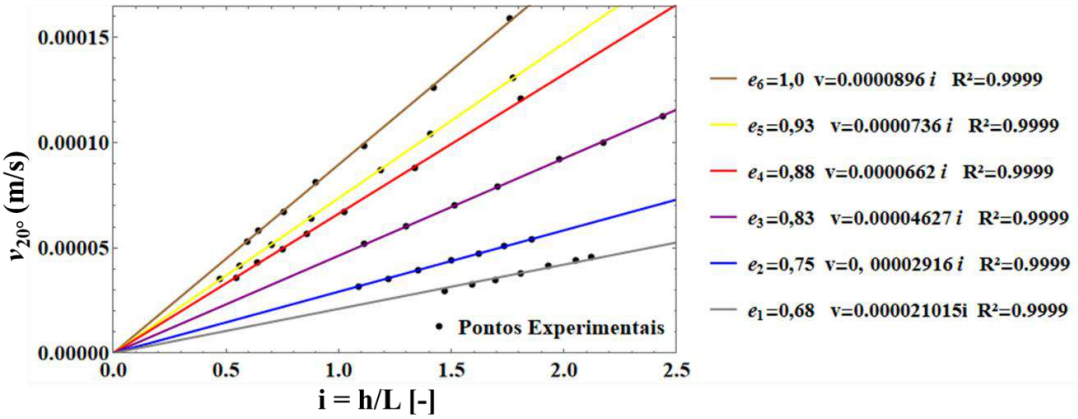


Figura 3. Gráficos de regressão linear obtidos pelos ensaios de permeabilidade do solo em laboratório.

Aplicando-se a proposta de Hazen (1911) modificada por Chapuis (2004), obtém-se um k = 1,1 x 10^{-4} m/s para a areia estudada neste trabalho. Como ela é considerada válida apenas para uma condição de índice de vazios próximo do seu valor máximo, $e_{máx}$, comparou-se com o valor k = 8,9 x 10^{-5} m/s, obtido em laboratório para a areia no estado fofo, de índice de vazios igual a 1 e verificou-se uma excelente aproximação.

Também, foram usadas as outras equações semiempirícas apresentadas na seção 3, que relacionam o coeficiente de permeabilidade (*k*) com o índice de vazios (*e*), considerando T=20°C, temperatura padrão utilizada nos resultados dos ensaios de laboratório. A comparação dos valores de permeabilidade obtidos em laboratório com os resultados obtidos pelos métodos empíricos apresentados na seção 2, estão apresentadas na Figura 4b e Tabela 3.

Conforme observado pelas comparações realizadas, as equações de Casagrande e de Hazen estendida por Kozeny-Carman, forneceram uma melhor correlação estatística entre os valores de condutividade hidráulica saturada estimados e medidos na areia avaliada pela autora. Já as formulações propostas por Kozeny-Carman modificado por Carrier (2003) e Chapuis (2004), apresentaram resultados cujas ordens de grandeza encontradas se diferem dos valores medidos, no entanto todas estão dentro do intervalo correspondente às areias médias de $10^{-4}m/s$ e finas de $10^{-5}m/s$, encontrado na literatura.

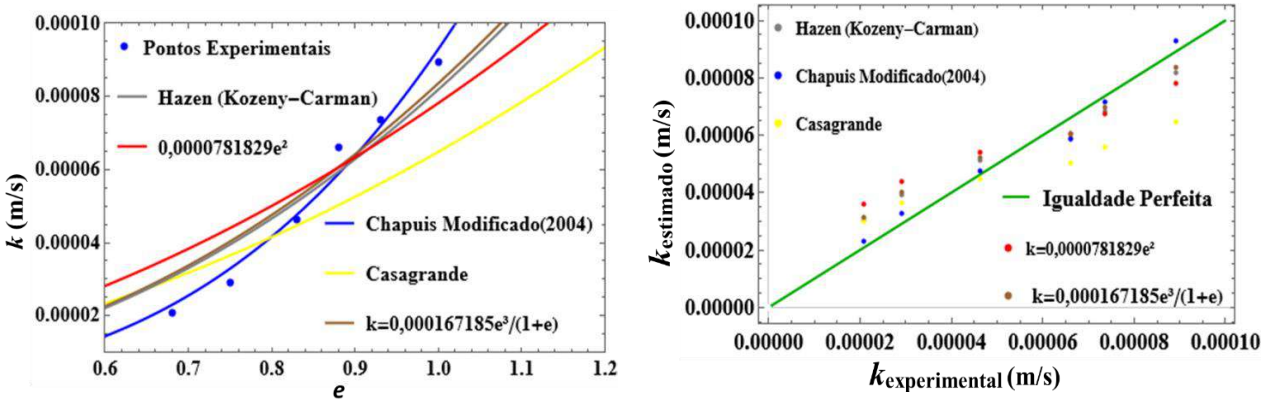
Observa-se que, nos resultados experimentais utilizados por esses diversos estudiosos na definição de seus modelos, há uma proporcionalidade do coeficiente de permeabilidade e o índice de vazios de areias

conforme as expressões $(e^3/(1+e))$ e (e^2). Dessa forma, realizou-se um ajuste matemático utilizando estas expressões e os resultados experimentais para obtenção de um coeficiente multiplicador que melhor se adequasse à elas, a fim de explicar a relação (*k versus e*) para a areia estudada neste trabalho (Equações 11 e 12). Além disso, realizou-se um ajuste matemático na equação proposta por Chapuis (2004), conforme a Equação 13. A Figura 4a apresenta as curvas ajustadas dessas 3 expressões, obtendo-se excelentes propostas, especialmente para o modelo Chapuis Modificado (2004), que apresentou a melhor aproximação dos resultados experimentais, quando comparada aos outros modelos analisados, conforme pode ser observado, também, na Figura 4b e na Tabela 3.

$$k = 0{,}0000781829e^2 \tag{11}$$

$$k = 0{,}000167185\frac{e^3}{1+e} \tag{12}$$

$$k = 0{,}000249614\left(\frac{e^3}{1+e}\right)^{1{,}42513} \tag{13}$$



a) b)

Figura 4. a) Curvas das expressões semi-empíricas e resultados experimentais obtidos para *k*. b) Comparação do *k* obtido em laboratório e com aplicação das equações semi-empíricas.

Tabela 3. Resultados para o coeficiente de permeabilidade (k, $x10^{-5}m/s$) de laboratório e das equações.

e	k medido	$\frac{e^3}{1+e}$	e^2	Chapuis Modif.	Casagrande	Hazen (Kozeny-Carman)	Kozeny-Carman (Carrier)	Chapuis
0,68	2,09	3,13	3,61	2,29	3,00	3,06	14,27	19,87
0,75	2,90	4,03	4,40	3,29	3,65	3,95	17,39	25,59
0,83	4,63	5,22	5,39	4,76	4,47	5,12	21,30	33,17
0,88	6,61	6,06	6,05	5,88	5,02	5,94	23,93	38,48
0,93	7,37	6,97	6,76	7,17	5,61	6,82	26,69	44,24
1	8,92	8,36	7,82	9,29	6,48	8,19	30,78	53,08
R^2		0,9836	0,9668	0,9957				

5 CONCLUSÕES

As comparações realizadas mostraram que a equação de Casagrande e de Hazen estendida por Kozeny-Carman forneceram uma melhor correlação estatística entre os valores de condutividade hidráulica saturada estimados e medidos. Já as formulações propostas por Kozeny-Carman modificado por Carrier (2003) e Chapuis (2004), apresentaram resultados cujas ordens de grandeza encontradas se diferem dos valores medidos, no entanto todas estão dentro do intervalo encontrado na literatura. Realizou-se, ainda, um ajuste

matemático utilizando três expressões e concluiu-se que o modelo Chapuis Modificado (2004) apresentou a melhor aproximação, quando comparada aos outros modelos analisados, pois obteve ajuste tanto no valor do expoente como do coeficiente do termo índice de vazios.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi financiado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES 88887.843993/203-00), pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq 305484/2020-6) e pela Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAPDF Projeto 00193-00001609/2023-44).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457. *Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16840. *Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16843. *Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6502. *Solos e rochas - Terminologia.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 13292. *Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 12154. *Solo - Determinação da densidade por deslocamento volumétrico - Densidade-esqueleto por picnometria a gás.* Rio de Janeiro.

ASTM International (2017). ASTM D2487: *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).*

Caputo, H, P. (1988) *Mecânica dos solos e suas aplicações. Fundamentos.* 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos,.

Chapuis, R. P., Aubertin, M. (2003) *On the use of the Kozeny– Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils.* Canadian Geotechnical Journal, 40: 616–628.

Chapuis, R.P. (2004) *Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio.* Canadian Geotechnical Journal, 41: 787–795.

Carrier, W. D. (2003) *Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman.* Journal of Geotechnical e Geoenvironmental Engineering, v. 129, n. 11, p. 1054-1056. ISSN 1090-0241

Darcy, H. (1856) *Les fontaines publiques de la ville de Dijon.* Victor Dalmont, Paris.

Das, B. M. *et al*. (2012) *Maximum and minimum void ratios and median grain size of granular soils: their importance and correlations with material properties.* 3º International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Near East University, Nicosia, North Cyprus, p. 37-54.

Hazen, A. (1911) *Discussion of "Dams on sand formations," by A.C. Koenig.* Transactions of the American Society of Civil Engineers, 73: 199–203.

Mesquita, M. G. B. F.; Moraes, S. O. A (2004) *A dependência entre a condutividade hidráulica saturada e atributos físicos do solo.* Ciência Rural, Santa Maria, v. 34, n.3, p. 963969.

Terzaghi, K. (1925) *Principles of soil mechanics: III. Determination of permeability of clay.* Engineering News Records, 95(21): 832–836.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/626

Estudo das Condicionantes Ambientais para Mitigação de Biofilme de Ocre em Filtros Geotêxteis

Luiza Gabriela Cruz dos Santos Correia
Doutora em Eng. Civil, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, lgcorreia@coc.ufrj.br

Mauricio Ehrlich
Professor, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, me@coc.ufrj.br

Marcos Barreto de Mendonça
Professor, Escola Politécnica/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, mbm@poli.ufrj.br

Carolina Neumann Keim
Professora, Instituto de Microbiologia/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, cnkeim@micro.ufrj.br

RESUMO: A colmatação de sistemas drenantes pela formação de ocre é considerada uma grande ameaça ao desempenho dos filtros e sistemas de drenagem. Visando compreender os fatores que levam a tal fenômeno, ensaios de coluna foram realizados utilizando filtros geotêxteis sob três diferentes condições de submersão e com percolação de citrato férrico, composto utilizado para estimular a produção de ocre. Após 76 dias de ensaio, em metade dos testes de coluna o citrato férrico foi trocado por D-glicose no fluido de percolação, com o objetivo de remover o ocre pela dissolução redutiva do ferro. Parâmetros como concentrações de oxigênio dissolvido (OD), Fe(II), Fe(III) e pH foram monitoradas em função do tempo. Além disso, os filtros geotêxteis foram observados por microscopia eletrônica de varredura (MEV) acoplada à espectroscopia de energia dispersiva (EDS). Os resultados indicam que a formação de ocre foi substancialmente inferior nos filtros submersos devido à menor disponibilidade de oxigênio para atividades aeróbicas microbianas. Além disso, a percolação com D-glicose acarretou baixas concentrações de OD, reduziu o pH no fluido de percolação e estimulou uma população pré-existente de bactérias redutoras de ferro, que reduziu o Fe(III) a Fe(II) solúvel, revertendo parcialmente a colmatação em geotêxteis filtros.

PALAVRAS-CHAVE: Geotêxtil, Colmatação, Ocre.

ABSTRACT: The clogging of drainage systems due to the formation of ochre is considered a major threat to the performance of filters and drainage systems. To understand the factors leading to clogging, column tests were conducted using geotextile filters under three different filter submersion conditions and ferric citrate percolation to stimulate ochre production. After 76 days, in half of the column tests, the ferric citrate was changed to D-glucose in the percolation fluid to remove the ochre by reductive dissolution of iron. The concentrations of dissolved oxygen (DO), Fe(II), Fe(III), and pH were monitored as a function of time. In addition, geotextile filters were observed by scanning electron microscopy (SEM) coupled to energy-dispersive spectroscopy (EDS). The results indicate that ochre formation was substantially smaller in the submerged filters due to the lower availability of oxygen for microbial aerobic activities. Additionally, percolation with D-glucose led to low DO concentrations, reduced pH in the percolation fluid, and stimulation of a pre-existing population of iron-reducing bacteria, which reduced the Fe(III) to soluble Fe(II), partially reversing the clogging in the geotextile filters.

KEYWORDS: Geotextile, Clogging, Ochre.

1 INTRODUÇÃO

O ocre é um material gelatinoso de coloração alaranjada, composto de microrganismos, polímeros secretados e oxi-hidróxidos de ferro (Kuntze, 1982). O crescimento de microrganismos, a secreção de substâncias poliméricas e a precipitação de minerais de ferro levam à formação deste biofilme que reveste as superfícies sólidas dos sistemas de drenagem, reduzindo os vazios disponíveis para infiltração de água. Como

resultado, ocorre a colmatação, comprometendo a eficiência operacional do sistema de drenagem (Ford, 1979; Forrester, 1995; Kuntze, 1982; Puig et al., 1986; Mendonça et al., 2003; Mendonça e Ehrlich, 2006; Fannin, 2010; Koerner e Koerner, 2015).

Estratégias para a mitigar a colmatação por ocre têm sido propostas, como a eliminação da interface ar-água ou a produção de fluxo turbulento no sistema (Abromeit, 2002). A principal rota para a precipitação de óxidos de ferro na natureza ocorre quando o Fe(II) dissolvido de ambientes anóxicos encontra condições favoráveis à oxidação para Fe(III), levando à precipitação de minerais. O estado de oxidação do ferro no meio ambiente depende de vários fatores, incluindo o oxigênio dissolvido (OD); pH; produtos químicos, como sulfeto de hidrogênio; e microorganismos. Sob condições estagnadas, o OD é reabastecido por difusão. Assim, a formação de ocre é mais intensa nas proximidades da interface ar-água devido à maior disponibilidade de OD. Portanto, a formação de ocre diminui com a profundidade do filtro em relação à interface ar-água, e acompanha a redução esperada do OD disponível, conforme demonstrado por Correia et al. (2017).

Em ambientes micro-óxicos com pH próximo ao neutro, a taxa de reação de oxidação química de Fe(II) em Fe(III) é relativamente baixa. No entanto, a oxidação do Fe(II) em Fe(III) que acarreta a precipitação do oxihidróxido de ferro pode ocorrer pela ação de microrganismos, aumentando a taxa de reação. Estes microrganismos são conhecidos como bactérias oxidantes de ferro.

Analogamente, em ambientes anóxicos, as bactérias redutoras de ferro dissimilatórias realizam respiração anaeróbica reduzindo Fe(III) a Fe(II) acoplada à oxidação de produtos orgânicos sob condições anóxicas. O presente estudo tem como objetivo verificar experimentalmente a eficácia da promoção de condições redutoras de ferro para desobstruir filtros geotêxteis revestidos com ocre.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para os testes realizados, foi utilizado um filtro geotêxtil de polipropileno tecido de 0,4 mm de espessura (ASTM D5199) com permeabilidade de 0,36 mm/s, permissividade de 0,9 seg-1 (ASTM D4491) e abertura de filtração ou tamanho de abertura aparente (AOS - ASTM D4751) 0,8 mm.

Amostras de ocre foram coletadas em ambiente natural para obtenção do inóculo de microrganismos precipitadoras de ferro para a cultura bruta que foi utilizada nos testes. As amostras foram coletadas em frascos plásticos da superfície do solo na Floresta da Tijuca, no Rio de Janeiro, onde foram avaliadas a umidade, temperatura, condições de água doce e a presença de ferro solúvel favorável à presença de bactérias precipitadoras de ferro. Uma sub-amostra foi preparada para observação em microscopia óptica.

Para investigar a produção de ocre, a colmatação do filtro geotêxtil e, posteriormente, a possibilidade de utilização de D-glicose para desobstrução, foram realizados ensaios de coluna com fluxo ascendente. A primeira parte dos ensaios consistiu na percolação do fluido nas colunas e através dos filtros geotêxteis para estimular a formação do ocre. Em cada coluna o meio de cultura descrito acima foi diluído 1:50 em água da torneira e usado como fluido de percolação e, em seguida, 50 mL de cultura bacteriana bruta de bactérias precipitadoras de ferro enriquecidas em laboratório foram introduzidas como inóculo (t = 0). O reservatório do fluido percolado (Fig.1) foi reabastecido uma vez por semana.

Foram realizados seis ensaios de coluna de filtração, cujo cronograma é descrito na Tabela 1. Cada coluna foi equipada com filtros geotêxteis e colocada em diferentes profundidades de submersão (L) (Fig. 1). Para um par de colunas, o filtro foi colocado na interface ar-água (L= 0 mm), onde ocorreu a saturação máxima de oxigênio. Nos outros dois pares de colunas, os filtros geotêxteis foram submersos nas profundidades (L) de 20 mm e 45 mm. Essas profundidades de submersão foram as mesmas adotadas por Correia et al. (2017), que foram estabelecidas para produzir diferentes concentrações de OD. Os testes foram realizados durante um período de 76 dias em duplicata. Em seguida, as duplicatas tornaram-se diferenciadas, pois a D-glicose foi inserida em apenas um ensaio de cada par para avaliar seu efeito na remoção do ocre, enquanto o outro ensaio foi interrompido para analisar o ocre nos geotêxteis. Durante os ensaios, foram monitoradas as concentrações de OD, Fe(II), Fe(III) e o pH. O OD e o pH foram medidos diariamente por meio de eletrodos (sonda multiparâmetro AKSO AK87), enquanto as concentrações de Fe(II) e Fe(total) nos fluidos de entrada e saída foram avaliadas uma vez por semana pelo método da ortofenantrolina. A concentração de Fe(III) foi calculada como a diferença entre as concentrações de Fe(total) e Fe(II).

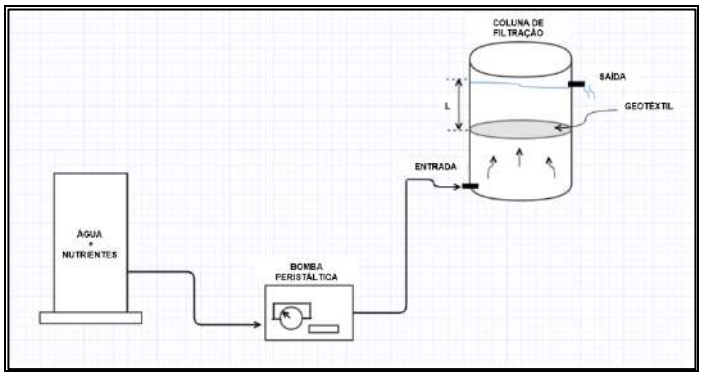


Figura 1. Representação esquemática dos ensaios de percolação. Foram utilizadas seis colunas, com 3 pares a 0, 2 e 4,5 cm de profundidade em relação à interface ar-água.

Tabela 1. Cronograma de ensaios.

Ensaio	Profundidade do filtro L (mm)	Citrato férrico (76 dias)	D-glicose (21 dias)
1	0	x	
2		x	x
3	20	x	
4		x	x
5	45	x	
6		x	x

Para observar a presença de colonização por microrganismos e avaliar a formação de ocre nos filtros geotêxteis ao final dos testes, foram utilizadas microscopia óptica e microscopia eletrônica de varredura (MEV).

Amostras dos filtros geotêxteis foram utilizadas para medir as concentrações de Fe(total) e Fe(II) no material aderido às suas superfícies. As concentrações de Fe(II) e Fe(total) foram avaliadas usando o método da ferrozina segundo Keim et al. (2021). As concentrações de Fe(III) foram calculadas como a diferença entre Fe(total) e Fe(II).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 2 apresenta fotomicrografias da amostra de ocre utilizada como inóculo em microscopia de campo claro e fluorescência. A cor de ferrugem indica a presença de óxidos de ferro (Fig. 2a, d). A fluorescência azul mostra DNA dentro dos microrganismos com morfologias de bastonetes e cocos (Fig. 2b), distribuídos dentro de uma massa de exopolímeros e óxidos de ferro (Fig. 2c). Algumas estruturas lembram as bainhas de microrganismos do gênero *Leptothrix*, comuns em ambientes ricos em ferro, em solos alagados e de água doce. A fluorescência vermelha da clorofila indicou a presença de microalgas (Fig. 2d-f). As observações ilustram a diversidade de microrganismos do ocre que podem ser responsáveis pela colmatação dos sistemas de drenagem.

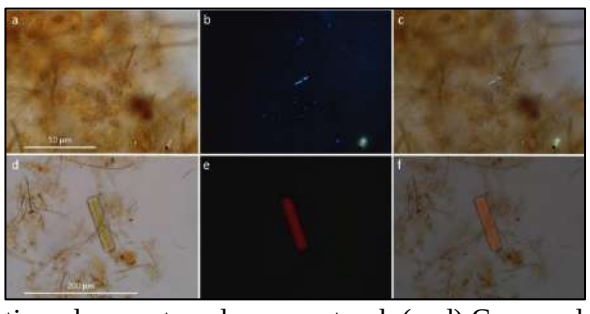


Figura 2. Micrografias ópticas de amostras de ocre natural. (a, d) Campo claro; (b, e) microscopia de fluorescência; (c, f) superposição das imagens de campo claro e fluorescência.

A Figura 3 mostra as variações de OD e pH em função do tempo nas colunas durante a percolação com citrato férrico seguido por D-glicose. O OD e o pH da solução influente foram medidos regularmente e os valores registrados ao longo do tempo estão dispostos na Figura 3.

A Figura 4 apresenta as curvas de massa acumulada de Fe(II) e Fe(III) de entrada ($Fe(II)_{ac\ entrada}$ e $Fe(III)_{ac\ entrada}$) e saída ($Fe(II)_{ac\ saída}$ e $Fe(III)_{ac\ saída}$) durante o tempo de percolação para cada teste. As massas acumuladas de Fe(II) e Fe(III) foram determinadas considerando as concentrações de ferro na entrada e na saída e o volume de percolação acumulado calculado para cada tempo específico. A massa retida de Fe (Fe_R) representa a massa acumulada de Fe(II) ou Fe(III) que permaneceu no interior da coluna, considerando a massa de ferro que entrou e saiu dela. Observe que Fe(II) e Fe(III) são intercambiáveis devido à oxidação e redução, e que a maior parte do Fe provavelmente fica retida no filtro como Fe(III). Os ensaios duplicados para cada profundidade de submersão (L = 0, 20 e 45 mm) mostram uma grande variabilidade na massa de ferro retida, o que provavelmente está relacionado à dinâmica de formação do ocre, que não é muito reprodutível. No entanto, uma tendência semelhante para a evolução do ferro retido em função do tempo pôde ser observada para cada teste duplicado. Em todos os casos, houve um aumento na retenção de Fe(II) e Fe(III) ao longo do tempo, o que foi relacionado às atividades microbianas e à precipitação de minerais, como observado anteriormente (Mendonça e Ehrlich, 2006).

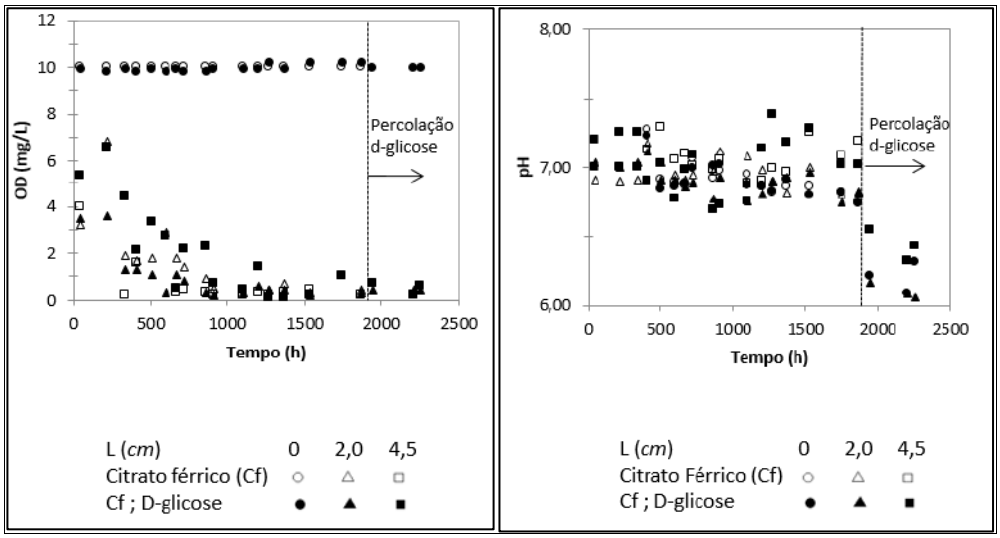


Figura 3. Medições de (a) oxigênio dissolvido (OD) e (b) pH ao longo do tempo em cada experimento, diferenciados pela profundidade (L) e pela presença ou ausência de D-glicose.

A Figura 5 mostra os resultados das massas retidas de Fe(II) e Fe(III) em função do tempo, conforme definido pelas Eqs. 1 e 2. Nas Figuras 5b, 5d e 5f foram incluídos os valores normalizados de Fe_R/Fe_{Rmax}, onde Fe_{Rmax} é o valor máximo de Fe_R medido no respectivo teste:

$$Fe(II)_R = Fe(II)_{ac\ entrada} - Fe(III)_{ac\ saída} \quad (1)$$

$$Fe(III)_R = Fe(III)_{ac\ entrada} - Fe(III)_{ac\ saída} \quad (2)$$

Na Figura 5, os resultados indicam que, após o período inicial (cerca de 400 horas), o Fe(II) e o Fe(III) foram efetivamente retidos no sistema, indicando o crescimento do biofilme de ocre. Nota-se que a maior retenção de Fe(III) e formação de ocre ocorreram nos filtros da interface ar-água (L = 0), enquanto uma maior retenção de Fe(II) foi observada naqueles que estavam submersos (L = 20 e 45).

A Figura 5 mostra ainda como a proporção da massa retida de ferro apresentou períodos que aumentaram rapidamente intercalados com períodos que tiveram uma variação muito pequena nessa massa retida, incluindo alguns momentos onde houve uma ligeira diminuição. Esses períodos com pequena variação podem indicar que, quando o biofilme de ocre ficou mais espesso e estruturado, parte dele foi sendo liberado para o fluido percolante, devido ao enfraquecimento de sua adesão. Os resultados reportados por Mendonça e Ehrlich (2006) confirmam tal comportamento.

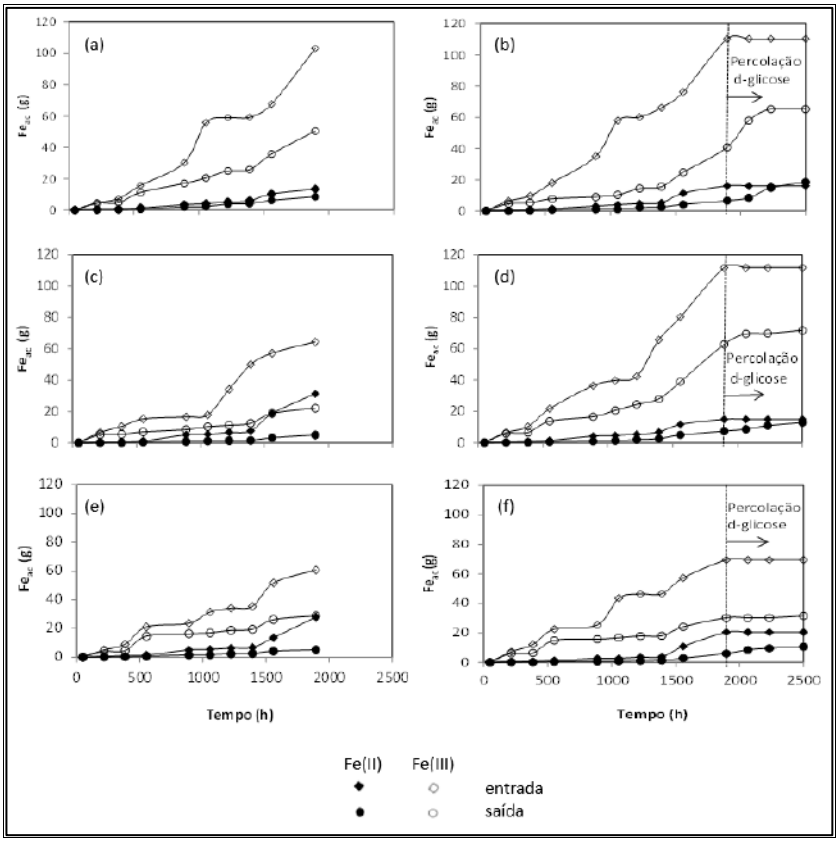


Figura 4. Curvas de entrada e saída de massas acumuladas de Fe(II) e Fe(III). (a-b) L=0; (c-d) L=20 mm; (e-f) L=45 mm; (a, c. e) Percolação apenas com citrato férrico; (b, d, f) Percolação com D-glicose após percolação com citrato férrico.

A Figura 6 apresenta a massa de ferro Fe(II), Fe(III) e Fe(Total) retida nas amostras de geotêxtil por área superficial (valor médio) ao final dos ensaios. A Figura 6a mostra uma maior deposição de ferro no teste com filtros geotêxteis no nível da água L= 0 como resultado da maior disponibilidade de oxigênio. Os valores medidos nos testes com L= 20 mm e L= 45mm foram cerca de 20% a 25% do valor medido em L=0, respectivamente. Os resultados podem indicar que existe um limite máximo de profundidade de submersão, a partir do qual a influência da profundidade é insignificante.

A Figura 6b exibe uma diminuição notável no ferro retido nos filtros após percolação com D-glicose para as três profundidades de submersão (~ 2 a 3 ordens de grandeza). Os valores de Fe(II) e Fe(III) representaram cerca de 0,5, 0,2 e 0,2% dos valores medidos nos testes correspondentes sem percolação de D-glicose para L= 0, L = 20 e L = 45mm, respectivamente (Figura 6a). Como os testes correspondentes foram realizados sob condições semelhantes antes da percolação com D-glicose, estes resultados indicam que a percolação de D-glicose promoveu uma remoção significativa de ferro do ocre. Entretanto, os resultados da Figura 5 não mostram diferenças tão grandes no ferro retido entre as amostras correspondentes percoladas ou não por D-glicose, como mostra a Figura 6. A diferença entre esses resultados pode ser devido ao uso de métodos distintos.

A Tabela 2 apresenta as relações Fe(II)/Fe(Total) e Fe(III)/Fe(Total) para o ferro retido nos geotêxteis ao final dos ensaios com percolação apenas de citrato férrico, e para os ensaios com citrato férrico seguido por D-glicose.

Ao final dos ensaios, as amostras de geotêxteis dos Ensaios 1 e 2 foram observadas em microscópio de fluorescência (Fig. 7).

Foram utilizadas as técnicas de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) e de Espectroscopia de Dispersão de Energia de raios X (EDS) para observar amostras dos filtros geotêxteis mantidos na interface ar-água (L=0) após a realização dos testes (Fig. 8). O EDS forneceu uma análise qualitativa dos elementos químicos presentes no ocre, que foram expressos como mapas elementares. As Figuras 8a e 8b mostram as áreas com ocre das amostras relacionadas aos Ensaios 1 e 2, respectivamente.

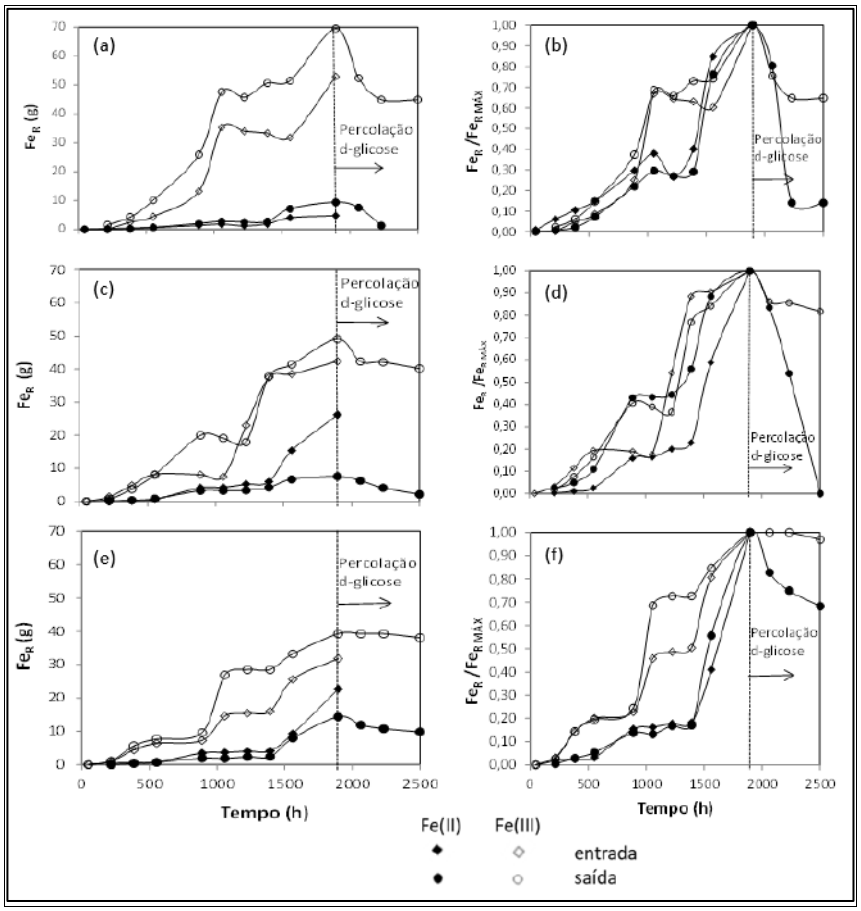


Figura 5. Massa retida de Ferro ($Fe_R = Fe_{ac\ entrada} - Fe_{ac\ saída}$) versus tempo de percolação. (a-b) L=0; (c-d) L=20 mm; (e-f) L=45 mm.

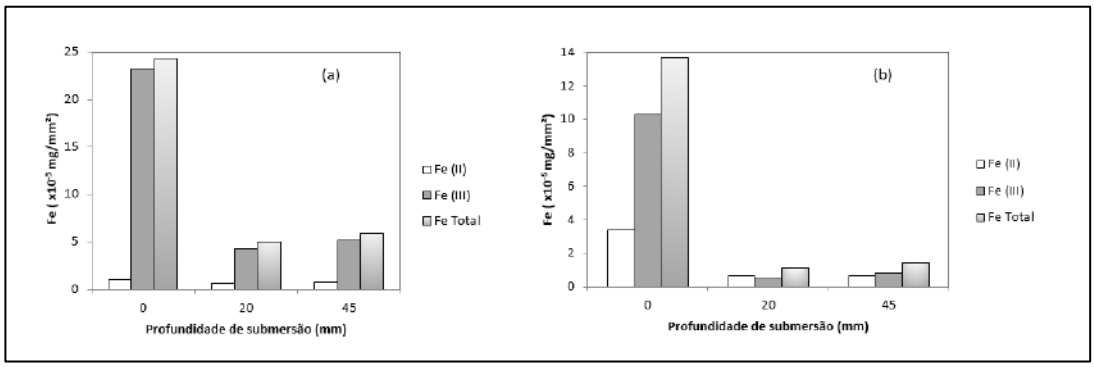


Figura 6. Massas de ferro nos filtros geotêxteis ao final dos ensaios. (a) Amostras 1, 3 e 5 com percolação apenas de citrato férrico (b) Amostras 2, 4 e 6 com percolação de citrato férrico seguida de D-glicose.

Tabela 2. Razões Fe(II)/Fe Total e Fe(III)/Fe Total em filtros localizados a diferentes profundidades de submersão ao final dos ensaios, calculadas por medições diretas do ocre.

Ensaio	Profundidade do filtro, L (mm)	Citrato férrico (76 dias)	D-glicose (21 dias)	Fe(II)/Fe(Total) (%)	Fe(III)/Fe(Total) (%)
1	0	x		4,2	95,8
2		x	x	24,8	75,2
3	20	x		13,7	86,3
4		x	x	56,5	43,5
5	45	x		11,9	88,0
6		x	x	44,7	55,3

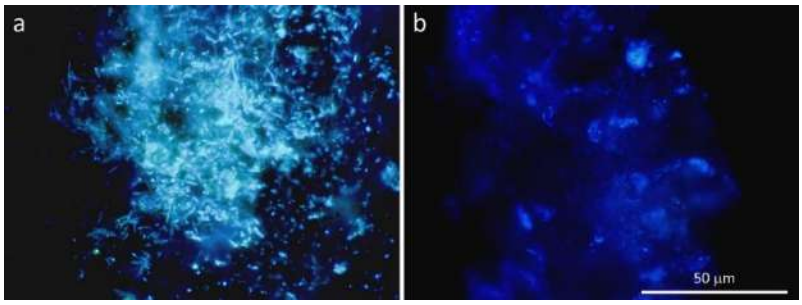
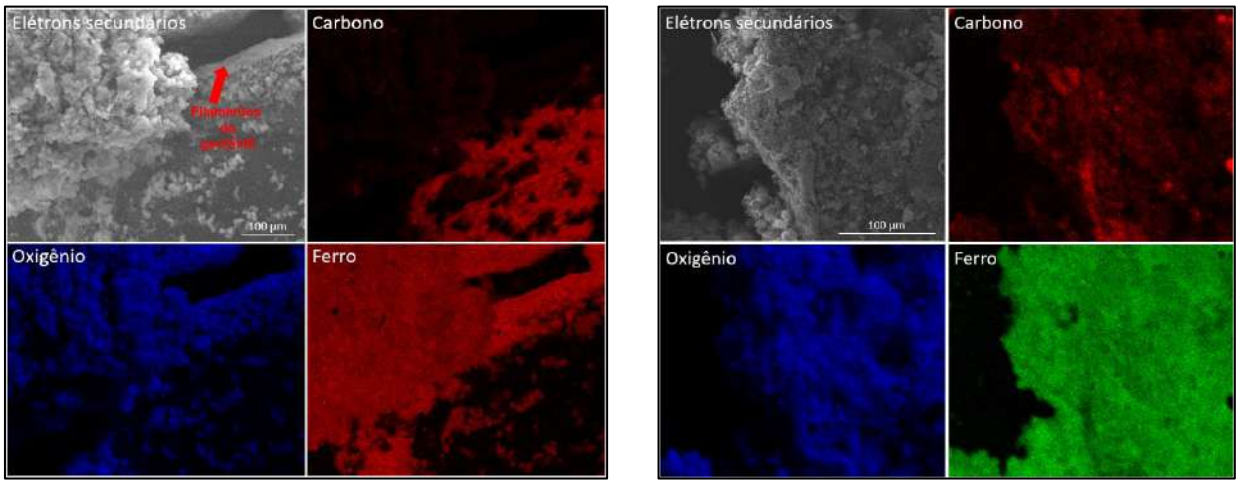


Figura 7. Fotomicrografias de fluorescência de amostras de geotêxteis para L = 0 tiradas ao final dos ensaios, tingidas com DAPI para observação de DNA. (a) Ensaio 1, percolado com citrato férrico; (b) Ensaio 2, percolado com citrato férrico seguido de D-glicose.



(a) (b)

Figura 8. Imagem de MEV e mapas elementares obtidos por EDS de amostras representativas de geotêxtil. (a) amostra percolada com solução de citrato férrico por 76 dias (Ensaio 1, L = 0); (b) amostra percolada com solução de citrato férrico seguida de D-glicose (Ensaio 2, L = 0)

Os mapas da Figura 8 mostram carbono concentrado no polipropileno do geotêxtil exposto, o que significa que o ocre possuía menos carbono que o geotêxtil. As imagens de elétrons secundários mostram que a amostra retirada do Ensaio 2 (Fig. 8b), esta percolada com D-glicose, era aparentemente menos áspera do que a amostra retirada do Ensaio 1 (Fig. 8a).

4 CONCLUSÕES

O monitoramento do pH, OD e concentrações de Fe(II) e Fe(III) foi crucial para avançar na compreensão da dinâmica de formação e remoção do ocre. A formação de ocre foi mais intensa no filtro localizado na superfície da água, onde o oxigênio estava prontamente disponível. A diminuição do OD levou a uma degradação mais lenta do citrato pelos microrganismos aeróbios, levando a uma liberação mais lenta de Fe(III) e à precipitação de óxido de ferro nos filtros submersos.

A inserção de D-glicose estimulou uma população pré-existente de bactérias redutoras de ferro, que reduziu Fe(III) a Fe(II) em bolsas anóxicas dentro do biofilme ocre, levando à dissolução parcial de oxi-hidróxidos de ferro e alguma perda da integridade estrutural do biofilme. A percolação de D-glicose promoveu, portanto, uma remoção significativa de ferro do ocre.

A pesquisa apresenta-se como básica ao indicar alternativas para novos procedimentos de mitigação e remoção do ocre dos sistemas de drenagem. No entanto, testes de campo precisam ser realizados para avaliar a viabilidade desta estratégia de remediação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o financiamento deste estudo fornecido pelo Conselho Nacional de Pesquisa, CNPq e pela Agência Federal de Apoio e Avaliação do Ensino de Pós-Graduação, CAPES.

DECLARAÇÕES

O presente trabalho é uma versão resumida do artigo de Correia et al. (2022).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abromeit, H.-U., 2002. Revetment damage as a result of geotextile colmation by flocculated ochreous products and possible repair methods, in: Proc. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Balkema Publisher, Nice, France, 1085–1088.

Correia, L.G.C.S., Ehrlich, M., Mendonca, M.B., 2017. The effect of submersion in the ochre formation in geotextile filters. J. Geotext. Geomembranes., 45, 1–7.

Correia, L.G.C.S., Ehrlich, M., Mendonca, M.B., Keim, C.N., 2022. Laboratory studies on ochre formation and removal from geotextile filters. Can. Geotech. J. 60: 31-43.

Fannin, R.J., 2010. On the clogging of geotextile filters, in: 9th Int. Conf. on Geosynthetics, Guarujá, Brazil. 401–412.

Ford, H.W., 1979. Biological clogging of synthetic drain envelopes, in: Proc. 2nd Int. Drainage Workshop. Washington, D.C.

Forrester, K., 1995. Ochre clogging in subsoil drains, in: D.H. Bell, (Ed.), Landslides. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1761–1766.Koerner, R.M., Koerner, G.R., 2015. Lessons learned from geotextile filter failures under challenging field conditions. J. Geotext. Geomembr. 43(1), 272–281.

Keim, C.N., Serna, J.D.P., Acosta-Avalos, D., Neumann, R., Silva, A.S., Jurelevicius, D.A., Pereira, R.S., de Souza, P.M., Seldin, L., Farina, M., 2021. Dissimilatory Iron-Reducing Microorganisms Are Present and Active in the Sediments of the Doce River and Tributaries Impacted by Iron Mine Tailings from the Collapsed Fundão Dam (Mariana, MG, Brazil). Minerals, 11, 244.

Koerner, R.M., Koerner, G.R., 2015. Lessons learned from geotextile filter failures under challenging field conditions. Geotextiles and Geomembranes, 43(1): 272–281.

Kuntze, H., 1982. Iron clogging in soils and pipes, analysis and treatment, in: German Association for Water Resources and Land Improvement, Bulletin 10, Pitman.

Mendonca, M.B., Ehrlich, M., 2006. Column test studies of ochre biofilm formation in geotextile filters. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 132, 1284–1292.

Mendonca, M.B., Ehrlich, M., Camarota, M.C., 2003. Conditioning factors of iron ochre formation on geotextile filters. Can. Geotech. J. 40(6), 1225–1234.

Puig, J., Gouy, J.L., Labroue, L., 1986. Ferric clogging of drains. in: Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles, v.4, pp. 1179–1184, Viena, Áustria.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/627

Estudo Sobre a Eficiência no Armazenamento de Amostras para Ensaios de Laboratório

Clarisse Tamanqueira do Couto
Mestranda COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, clarisse.couto@coc.ufrj.br

George Lício Vieira Teles
Pesquisador, Fundação COPPETEC, Rio de Janeiro, Brasil, george.teles@poli.ufrj.br

Graziella Maria Faquim Jannuzzi
Professora Adjunta, Escola Politécnica UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, jannuzzi@poli.ufrj.br

RESUMO: Na realização dos ensaios de laboratório é imprescindível obter amostras representativas ou indeformadas de qualidade e armazená-las de forma adequada, em câmara climática para preservar o teor de umidade. Visando avaliar a melhor forma de armazenar as amostras foi realizado um experimento na câmara climática acondicionando amostras de 3 formas distintas: apenas envolvidas por filme de PVC (Método A), envolvidas em filme de PVC e armazenadas em recipiente plástico furado (Método B) e envolvidas em filme de PVC e armazenadas em recipiente plástico fechado (Método C). Foram realizados ensaios de longa duração em uma amostra do Campo Experimental de Sarapuí II e ensaios curta duração, com dois materiais de diferentes teores de umidade que foram amolgados, homogeneizados e armazenados na câmara climática, das 3 formas descritas. A determinação da umidade foi feita para tempos variados de armazenamento. O estudo avalia quanto tempo cada uma das formas preserva satisfatoriamente a umidade natural e a partir de quando a perda de umidade é significativa. Conclui-se que a maneira mais indicada para preservar a umidade é envolvendo a amostra em filme PVC e colocando-as em recipiente plástico furado, para até 30 dias; e em plástico fechado, para 280 dias.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaios de laboratório, câmara climática, solos moles, armazenamento de amostras.

ABSTRACT: For performing laboratory tests, it is essential obtain representative or intact quality samples and storage it properly in climate chamber in order to preserve the sample moisture. Aiming to evaluate the best manner for storing the samples it was carried out an experiment in a climate chamber where samples were stored in 3 different manners: only wrapped in PVC film (Method A), wrapped in PVC film and stored in a perforated plastic container (Method B) and wrapped in PVC film and stored in a closed plastic container (Method C). Long term tests were performed in Sarapuí II test site sample and short term tests, with two different moisture materials, which were remolded, homogenized and stored in the climatic chamber by the 3 described manners. The moisture determination was realized for varying storage times. This study evaluates how much time each method preserve the natural moisture properly and from when moisture loss is significant. It was concluded that the best method to preserve moisture is by wrapping the sample in PVC film and placing them in a plastic container with holes, for up to 30 days; and in closed plastic, for 280 days.

KEYWORDS: Laboratory tests, climate chamber, soft soils, sample storage.

1 INTRODUÇÃO

A propriedade que a argila possui, após sofrer amolgamento, de recuperar toda ou parte de sua resistência ao cisalhamento, tixotropia, foi estudada por diversos pesquisadores, como Burgers e Scott Blair (1948) e Skempton e Northey (1953). Casos de aterro construídos sobre argilas sensíveis ou de estacas pré-moldadas tornam evidente a importância de se conhecer o efeito tixotrópico e como ele pode ser útil na prática da Engenharia Geotécnica (Braga *et al.*,2006). Para a realização dos ensaios de laboratório é imprescindível

obter amostras de qualidade e armazená-las de forma adequada, em câmara climática (com controle de temperatura e umidade relativa do ar) a fim de garantir a preservação das condições da amostra *in situ* e obter resultados que sejam, de fato, representativos do solo. Este tema é especialmente importante na avaliação de ganho de resistência do solo devido à tixotropia e da razão de resistência tixotrópica. No que diz respeito aos ensaios de tixotropia, que têm longa duração, manter a umidade do corpo de prova é um requisito do ensaio. O presente trabalho aborda o estudo de distintas maneiras de acondicionar a amostra visando a determinação da melhor forma de armazena-las.

2 MATERIAIS E METODOLOGIA

2.1 Metodologia

Foram realizados ensaios de curta e longa duração na câmara climática, com controle de temperatura e umidade, com o objetivo de se determinar a melhor forma de armazenar a amostra para preservar a umidade natural.

A metodologia aplicada para avaliar a melhor maneira de armazenar as amostras, consiste em realizar ensaios de determinação de umidade, acondicionando as amostras de 3 maneiras distintas: apenas envolvidas por papel filme de PVC (Método A), envolvidas em papel filme de PVC e armazenadas em um recipiente plástico furado (Método B) e envolvidas em papel filme de PVC e armazenadas em um recipiente plástico fechado (Método C). A Figura 1, a seguir, mostra a preparação de amostras de cada um dos três métodos.

Figura 1. Métodos de armazenamento das amostras: a) envoltas em plástico filme PVC; b) envoltas em plástico filme PVC e armazenadas em um recipiente plástico furado; c) envoltas em plástico filme PVC e armazenadas em um recipiente plástico fechado.

A câmara climática utilizada foi configurada para manter temperatura constante de 20°C e a umidade relativa do ar dentro câmara foi mantida acima de 90% ao longo de todo o ensaio.

Para avaliar os três métodos de armazenamento propostos, a umidade higroscópica foi determinada ao longo do tempo de armazenamento das amostras na câmara climática. Todas as determinações de umidade higroscópica foram realizadas de acordo com a norma NBR 6457:2024 (ABNT, 2024).

Realizou-se um ensaio de longa duração com a argila mole de Sarapuí II. Comparou-se a umidade natural medida na data de preparação das amostras (dia zero) com a umidade das amostras após um armazenamento em câmara climática de 9 meses.

No segundo ensaio realizado, os materiais ensaiados foram a argila mole de Sarapuí II, Figura 2a, e argila do pré-sal da Bacia de Santos, Figura 2b. Comparou-se a umidade de referência obtida no dia zero com as umidades obtidas entre 1 e 30 dias de armazenamento. Cabe salientar que, a fim de garantir a homogeneidade do solo, foram realizados amolgamentos manuais de 30 min em ambos os materiais (Figura 3a) e, por conseguinte, o armazenamento em câmara climática, pelos três métodos descritos (3b).

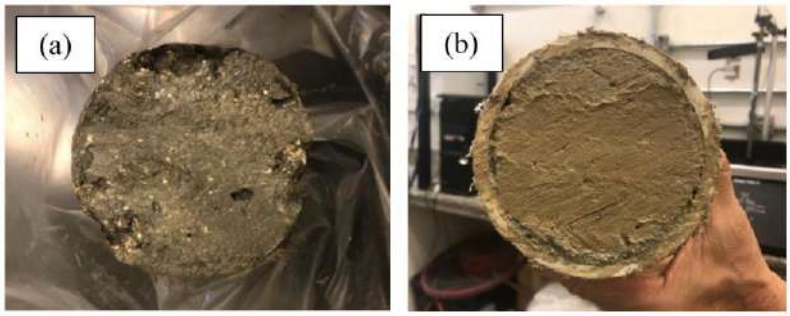


Figura 2. Materiais utilizados no segundo ensaio de avaliação de armazenamento em câmara climática: a) Argila mole de Sarapuí II; b) Argila da Bacia de Santos.

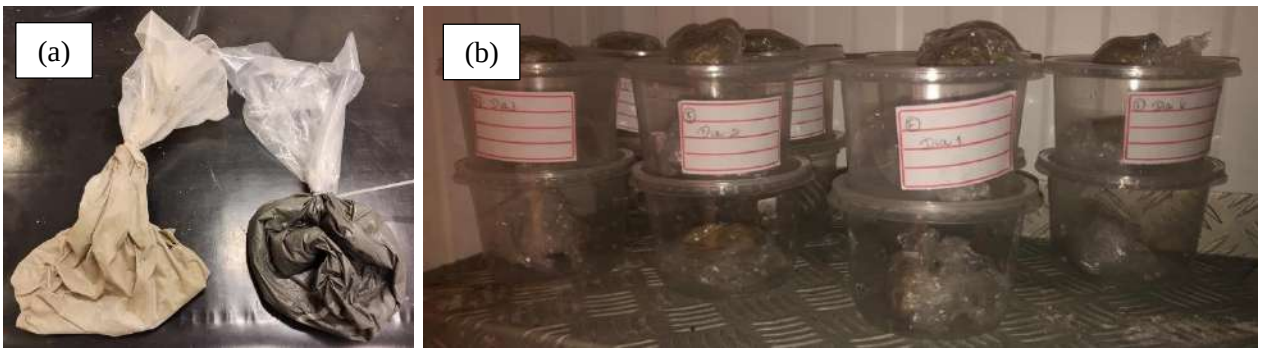


Figura 3. (a) Amostras após processo de amolgamento manual para posterior condicionamento por diferentes métodos de armazenamento: Bacia de Santos (à esquerda) e Sarapuí II (à direita); (b) Armazenamento das amostras na câmara climática pelos métodos abordados.

2.2 Características dos materiais ensaiados

Na região do Campo Experimental de Sarapuí II, o solo é, predominantemente, uma camada espessa de argila mole sedimentar orgânica. O material desta região foi utilizado tanto nos ensaios de longa quanto nos de curta duração. As características geotécnicas deste depósito foram abordadas em detalhes nos trabalhos, por exemplo, de Jannuzzi (2009, 2013) e Jannuzzi *et al.* (2015).

No ensaio de longa duração foi utilizada amostra de Sarapuí II da profundidade nominal de 3 m e a caracterização do material desta região foi feita por Jannuzzi *et al.* (2015). Já no ensaio de curta duração foram ensaiadas amostras superficiais, profundidade nominal de 1 m, tendo sido feita também a caracterização completa do material. A Figura Figura 4 mostra a curva granulométrica do solo de Sarapuí II, profundidade de 1 m, e da Bacia de Santos, profundidade de 1 m.

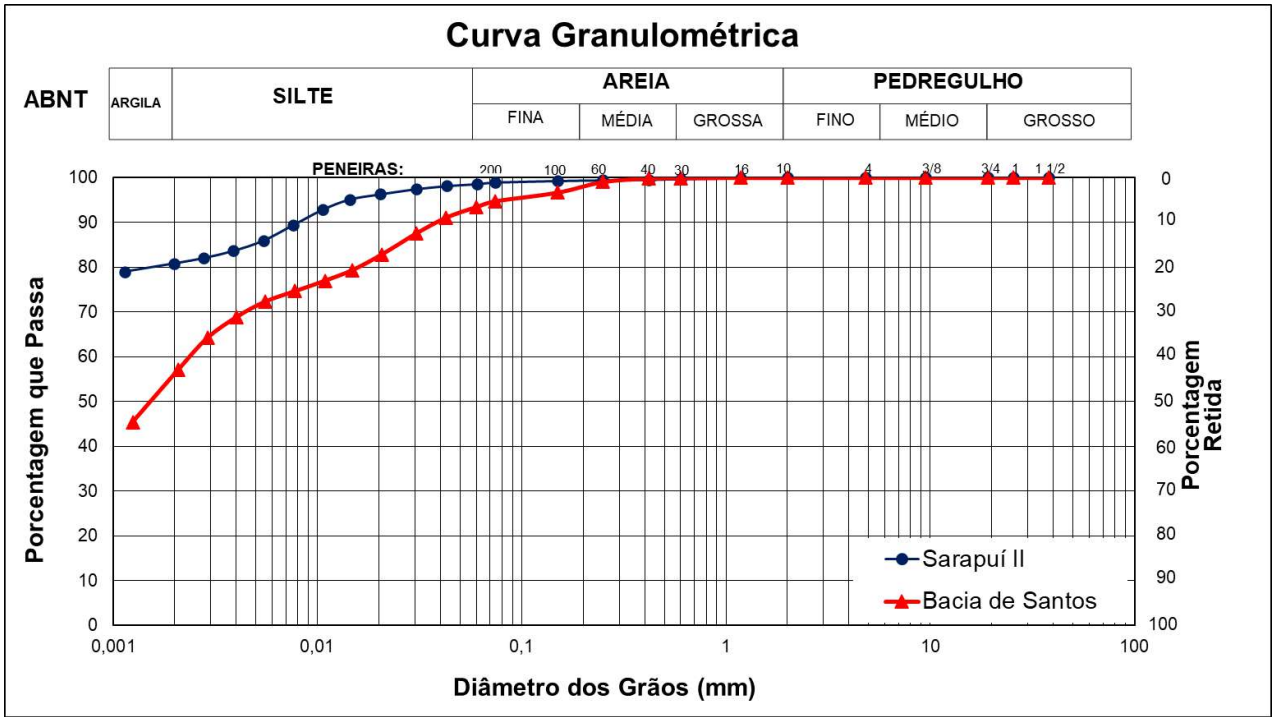


Figura 4. Curva granulométrica das argilas utilizadas nos testes de curta duração.

O material coletado na Bacia de Santos trata-se de uma amostra superficial (profundidade nominal de 1 m) onde, em uma análise preliminar tátil-visual, identificou-se uma argila silto-arenosa de coloração marrom claro. Também foi feita caracterização completa do material, donde foi obtida a curva granulométrica (em vermelha) da Figura 4.

Através dos ensaios de caracterização realizados para os ensaios de curta duração, concluiu-se que tanto o material de Sarapuí II quanto o da Bacia de Santos são classificados como argilas de alta compressibilidade (CH) pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), o que de fato pôde ser constatado pela consistência mole de ambos os solos. Os resultados de caracterização dos materiais utilizados neste trabalho apresentam-se resumidos na Tabela 1 a seguir:

Tabela 1. Dados de caracterização obtidos com os materiais utilizados no presente trabalho.

Tipo de ensaio	Curta duração		Longa duração
Local do depósito de argila	Sarapuí II (1m)	Bacia de Santos	Sarapuí II (3m)
Referência	Presente trabalho	Presente trabalho	Jannuzzi *et al* (2015)
Limite de Plasticidade (%)	54	34	40
Limite de Liquidez (%)	171	90	200
Índice de Plasticidade (%)	117	56	160
Densidade real dos Grãos	2,584	2,639	2,550
Fração argila (%)	81	56	72
Fração silte (%)	18	37	27
Fração areia (%)	1	7	1

3 ANÁLISE E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

3.1 Ensaios de Longa Duração

Os resultados do ensaio de longa duração, apresentados na Tabela 2, mostram que acondicionar as amostras pelo Método C (envolvidas com papel filme de PVC armazenadas em um recipiente plástico fechado) é a maneira que melhor preservou a umidade natural do solo. No entanto, é importante ressaltar que a perda percentual de umidade para este teste é de 19%.

Acondicionar as amostras apenas com papel filme PVC (Método A) e com papel filme de PVC armazenadas em um recipiente plástico furado (Método B), tratando-se de ensaios de longa duração, apresentam as maiores perda de umidade higroscópica.

Tabela 2. Umidade e perda percentual de umidade em cada uma das três distintas maneiras de acondicionar as amostras em câmara climática.

Tempo de Armazenamento (dias)	Umidade (%)		
	Método A	Método B	Método C
0	185	185	185
280	100	85	149
Perda percentual (%)	46	54	19

3.2 Ensaios de curta duração

Os ensaios de curta duração, tanto solo mole de Sarapuí II quanto da amostra de solo do pré-sal da Bacia de Santos apresentaram a mesma tendência nos resultados. Em ambos os materiais, acondicionar as amostras envolvidas em papel filme de PVC armazenadas em um recipiente plástico furado (Método B) e envolvidas em papel filme de PVC armazenadas em um recipiente plástico fechado (Método C) apresentaram os melhores resultados. Já as amostras armazenadas apenas com filme PVC (Método A) apresentaram as maiores perdas de umidade.

A Figura 5 mostra o gráfico da umidade higroscópica medida ao longo do tempo de armazenamento do solo mole de Sarapuí II. Já a Figura 6 mostra a umidade higroscópica ao longo do tempo de armazenamento para a argila da Bacia de Santos.

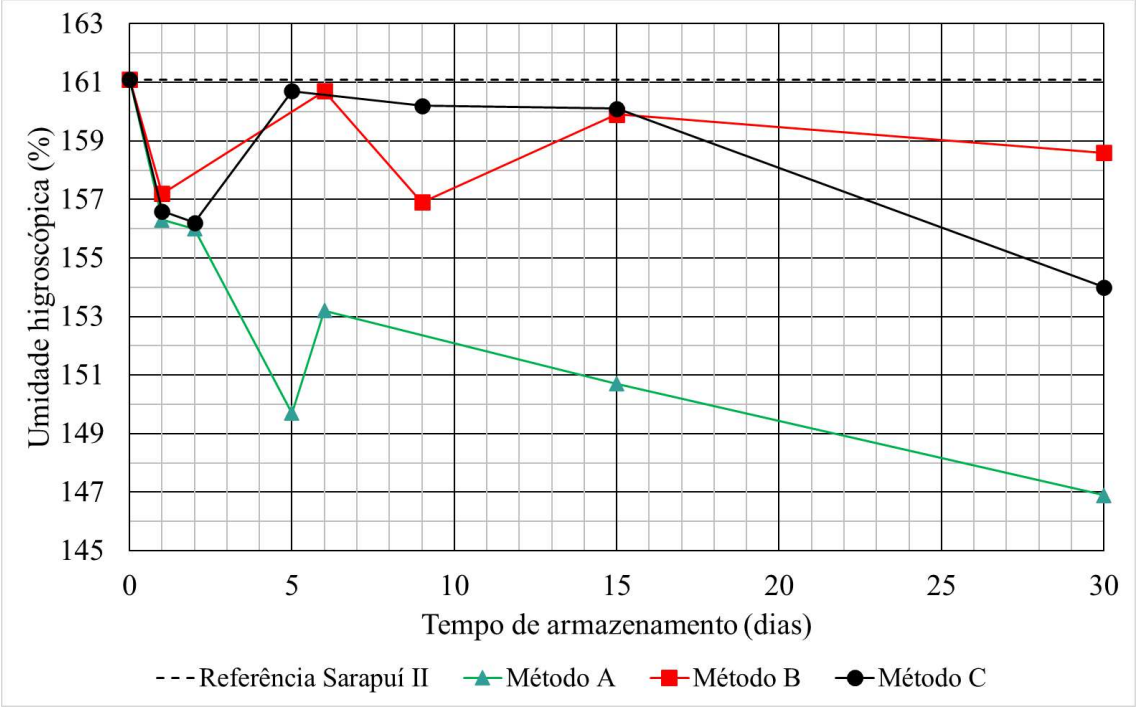


Figura 5. Umidade higroscópica *versus* tempo de armazenamento para a argila mole do Depósito de Sarapuí II.

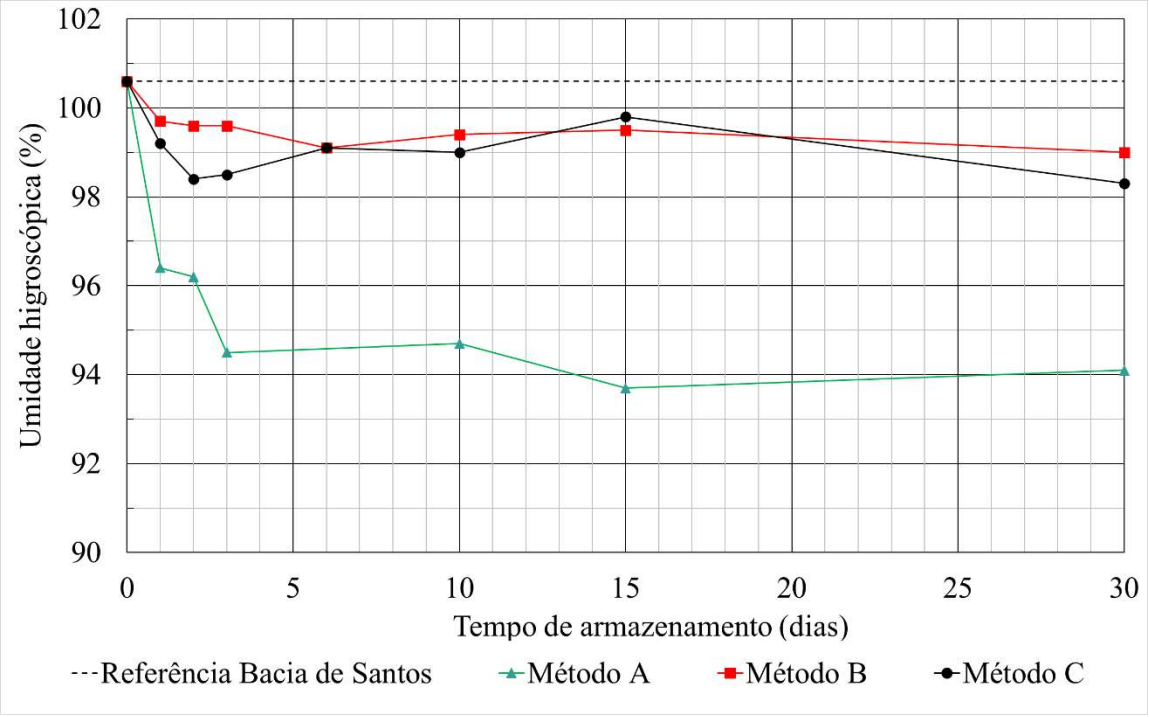


Figura 6. Umidade higroscópica *versus* tempo de armazenamento para a argila da Bacia de Santos.

O comportamento esperado era a manutenção da umidade ao longo do tempo. Como pode ser visto nas Figura 5 e Figura 6, houve oscilações nos valores medidos ao longo do tempo. No caso de Sarapuí II, é possível que a oscilação nas determinações de umidade tenha sido provocada pela alta incidência de fragmentos de conchas no material. Alguns pontos foram descartados por estarem nitidamente divergentes do comportamento global observado com o conjunto de dados. Por outro lado, de modo geral, os gráficos também mostram tendência de queda no valor medido da umidade ao longo do tempo, de modo que as pequenas oscilações observadas não comprometeram a avaliação do desempenho dos Métodos A, B e C.

A Figura 5, considerando o método B, pode-se observar, no caso de Sarapuí II, a variação da umidade atingiu uma queda da ordem de 2,6% (de 161,1%, no dia zero; até 158,6% após os 30 dias). Pela Figura 6 observa-se que, para a Bacia de Santos, essa queda se restringiu a cerca de 1,6% (de 100,6%, no dia zero, até 99%, após os 30 dias). Este comportamento está de acordo com o esperado, tendo em vista que a umidade de referência (dia zero) da argila de Sarapuí II (w=161,1%) é consideravelmente maior que a da Bacia de Santos (w=100,6%), de modo que o primeiro solo tende a perder umidade mais facilmente.

Na Figura 7 é apresentada a perda percentual da umidade (módulo da variação de umidade medida dividida pela respectiva umidade de referência) para ambos os materiais. Observa-se que os resultados obtidos são similares para os dois solos estudados, ou seja, conclui-se que independentemente do teor de umidade inicial, Sarapuí II de 161,1% ou Bacia de Santos de 100,6%, a perda percentual da umidade é da mesma ordem de grandeza.

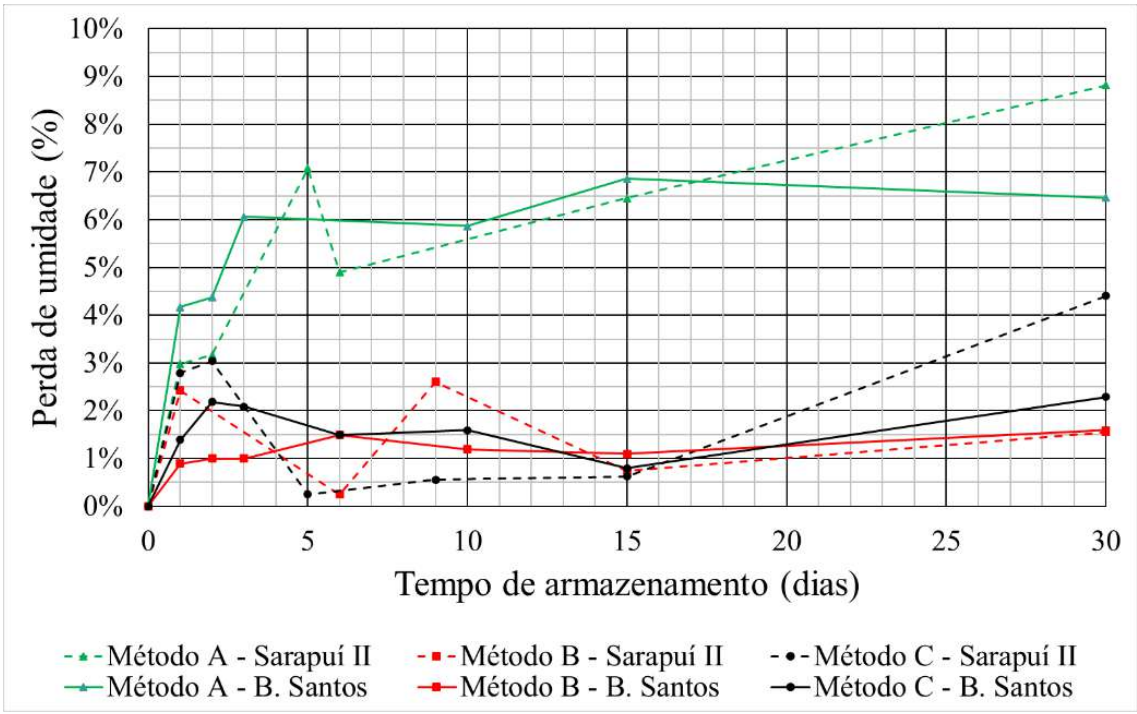


Figura 7. Perda de umidade *versus* tempo de armazenamento para Sarapuí II e Bacia de Santos.

Nos dois casos, o Método A apresentou perdas percentuais da ordem de 6 a 9%, mostrando que armazenar amostras apenas envolvendo-a em filme de PVC é a maneira mais inadequada dentre os métodos analisados. Já os Métodos B e C apresentaram perdas percentuais da ordem de 1 a 2%, até 15 dias, para os dois materiais ensaiados, donde conclui-se que acondicionar as amostras envolvidas em papel filme de PVC armazenadas em um recipiente plástico furado (Método B) ou fechado (Método C) constituem os procedimentos mais adequados para o armazenamento do solo em câmara climática. Já entre 15 e 30 dias, a perda percentual do Método B manteve-se entre 1% e 2% para os dois materiais, já o Método C teve aumento da perda percentual para até 4,5% no solo de Sarapuí II. Pode-se concluir que o Método B foi o mais eficiente para preservar a umidade da amostra. O Instituto Norueguês de Geotecnia (NGI) adota, para os ensaios de tixotropia, uma variação do teor de umidade de no máximo 2% (SHAOLI, 2019). Pode-se concluir que o Método B foi o que atendeu ao requisito de ensaio prescrito pelo NGI de variação máxima da umidade de 2% para o caso do solo da Bacia de Santos.

4 CONCLUSÃO

Foram realizados ensaios em câmara climática para avaliação do desempenho de três métodos de armazenamento de amostras: apenas envolvidas por papel filme de PVC (Método A), envolvidas em papel filme de PVC e armazenadas em um recipiente plástico furado (Método B) e envolvidas em papel filme de

PVC e armazenadas em um recipiente plástico fechado (Método C). Foram avaliadas as eficiências dos métodos, com material argiloso, a curto prazo (até 30 dias) com dois materiais, e a longo prazo (280 dias) em um material.

Observou-se que, quanto maior a umidade higroscópica do solo, maior a perda medida ao longo do tempo, o que de fato era esperado. Já ao analisar a perda percentual das medições ao longo do tempo em relação à umidade de referência, observou-se que os valores nos dois materiais foram similares, apesar de Sarapuí II apresentar umidade de referência consideravelmente maior que a da Bacia de Santos.

No caso dos ensaios de curta duração, acondicionar as amostras envolvidas em papel filme de PVC armazenadas em um recipiente plástico furado (Método B) ou fechado (Método C), mostraram ser os mais adequados para tempo de armazenamento de até 15 dias. Já para tempo entre 15 e 30 dias, o Método B apresentou melhor desempenho. Pode-se concluir que o Método B foi o mais eficiente para preservar a umidade da amostra. Este resultado é especialmente relevante no que diz respeito à realização de ensaios de tixotropia cujo requisito do ensaio é a manutenção do teor de umidade ao longo do tempo.

Em relação aos ensaios de longa duração, cujo período de armazenamento atingiu 9 meses, o Método C apresentou melhor resultado.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a todos os colaboradores que contribuíram para a realização deste trabalho, em especial ao Luís Carlos de Oliveira, técnico da COPPE, pela realização dos ensaios de caracterização e à Petrobras por todo o suporte e confiança desenvolvidas na parceria com o LACI.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2024). *Solos – Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Braga, R.M.Q.L., Pinto, C.S., & Boscov, M.E.G. (2006). *Tixotropia em solos remoldados*. Solos e Rochas, 29(2):247-257.

Burgers, J. M.; Scott Blair, G. W. *Report on the principles of rheological nomenclature. Joint Committee on Rheology of the International Council of Scientific Unions*. Proc. Int. Rheol. Coug. Amsterdam, 1948.

Jannuzzi, G.M.F. (2009), *Caracterização do depósito de solo mole de Sarapuí II através de ensaios de campo*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Jannuzzi, G. M. F. (2013) *Inovadoras, modernas e tradicionais metodologias para a caracterização geológico- geotécnica da argila mole de Sarapuí II*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Jannuzzi, G.M.F., Danziger, F.A.B. & Martins, I.S.M. (2015). *Geological-geotechnical characterization of Sarapuí II clay*. Engineering Geology, 190, 77–86.

Shaoli, Y. (2019). Comunicação pessoal à Jannuzzi, G. M. F. durante visita técnica ao Instituto Norueguês de Geotecnia.

Skempton, A.W.; Northey, R.D. *The sensitivity of clays*. Géotechnique v.3 n. 1, pp. 30-53, London, 1953.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/628

Estudo sobre adensamento térmico na capacidade de permanência de estacas torpedo por meio de modelos centrífugos

Marina de Souza Ferreira
Engenheira Civil, UENF, marinadesferreira@gmail.com

Fernando Saboya Jr.
Prof., UENF, Campos - RJ, Brasil, saboya@uenf.br

Sérgio Tibana
Prof., UENF, Campos – RJ, Brasil, tibana@uenf.br

Rodrigo Martins Reis
Prof., UENF, Campos – RJ, Brasil, reis@uenf.br

Ricardo Garske Borges
Engenheiro Civil, Petrobras, Rio de Janeiro, Brasil, garske@petrobras.com.br

RESUMO: O uso de estacas torpedo como elemento de ancoragem de estruturas offshore, alia simplicidade, baixo custo, quando comparados com outras alternativas, e logística trivial para sua instalação. No entanto, sua baixa capacidade de permanência puramente vertical impõe seu uso considerando o trabalho sob cargas inclinadas para se atingir a resistência requerida. Portanto, tornam-se importantes ações que resultem em uma melhor resposta do sistema de ancoragens e, dentre elas, o adensamento térmico é uma das alternativas, tendo a própria âncora como elemento de propagação de calor. O aquecimento de solos finos, tal como argilas marinhas, ocasiona o aparecimento de excesso de poropressão que, após dissipado resulta no adensamento térmico do solo adjacente ao torpedo, melhorando significativamente a sua capacidade de permanência. Ensaios em centrífuga geotécnica foram executados para se estudar a influência do gradiente térmico no melhoramento da resposta mecânica do solo e consequentemente do arranjo solo x torpedo. Os resultados são promissores, onde ganho de resistência não drenada, por meio de ensaios T-bar, são consideráveis.

PALAVRAS-CHAVE: Ancoragens Offshore, Estacas Torpedo, Centrífuga Geotécnica, Melhoramento Térmico.

Torpedo piles as anchoring elements for offshore structures combines simplicity, low cost compared to other alternatives, and straightforward logistics for installation. However, their low purely vertical load-bearing capacity implies them to work under inclined loads to achieve the required resistance. Therefore, interferences leading to a better performance of the anchoring system are necessary, and among them, thermal consolidation is one alternative, with the anchor itself acting as a heat propagation element. Heating fine soils, such as marine clays, causes excess pore pressure to appear, which, once dissipated, results in thermal consolidation of the soil adjacent to the torpedo, significantly improving its mechanical response. Geotechnical centrifuge tests were conducted to study the influence of thermal gradient on the enhancement mechanical response and consequently on the soil-torpedo arrangement. The results are promising, with considerable gains in undrained strength detected by T-bar tests carried out during the centrifuge tests.

KEY-WORDS: Offshore Anchoring, Torpedo Pile, Geotechnical Centrifuge, Thermic Reinforcement.

1 INTRODUÇÃO

A exploração de petróleo em ambiente offshore tem avançado tecnologicamente nas ultimas décadas abrindo horizontes para exploração em águas ultra-profundas. Uma das áreas mais impactadas pelo desenvolvimento tecnológico é aquela referente à ancoragem de estruturas, principalmente, as permanentes como a própria plataforma. As estacas torpedo, já bastante usadas no Brasil em ancoragens de estruturas

temporárias, surgem como alternativa de grande interesse pois apresentam grandes vantagens em relação às demais ancoragens mais usadas no mundo. As estacas torpedo não necessitam de aparto especial para seu lançamento, é cravada pelo peso próprio e tem baixo custo de fabricação. No entanto, sua baixa capacidade de permanência sob tração pura é a principal desvantagem em relação à sua concorrente mais próxima, a estaca de sucção, cuja instalação é muito mais complexa e onerosa. Por este motivo, as estacas torpedo tem que trabalhar sob cargas inclinadas em catenárias, ao contrário do sistema taut-leg usado nas estacas de sucção. Como consequência desse arranjo a área ocupadas pelas amarras em catenária é excessivamente alta, o que traz grandes riscos e dificuldades de operações durante à exploração e produção de petróleo, especialmente em águas ultra profundas.

Em geral, o leito marinho brasileiro é constituído de argilas levemente a normalmente adensadas, plásticas e com baixa capacidade de suporte ou baixa resistência não drenada. As soluções adotadas para instalação de ancoragens nesses solos reside simplesmente no aumento de âncoras ou no incremento de suas dimensões. Ambas as possibilidades têm grandes inconveniente de logística e do aumento do números de amarras, congestionando sobremaneira o espaço submarino usado para atividades de exploração e produção.

Assim, uma alternativa seria promover a melhoria da resposta mecânica do solo do leito marinho. No entanto, técnicas plenamente dominadas e usadas em ambiente onshore, tais como inclusões rígidas, sobreadensamento mecânico, vácuo, eletro-osmose entre outros não são viáveis em águas ultra-profundas.

Por outro lado, estudos desenvolvidos nas ultimas décadas, inicialmente voltados para elucidar a consequência do incremento da temperatura no solo devido à passagem de cabos elétricos subterrâneos e armazenamento de rejeitos radioativos, mostraram efeito benéfico a longo prazo no que diz respeito à compressibilidade e resistência. Com a popularização das estacas trocadoras de calor, esses estudos foram impulsionados corroborando com os efeitos positivos do incremento de temperatura sob algumas situações específicas.

Baseado nesses estudos, o trabalho aqui propõe a aplicação de gradiente térmico para promover o adensamento nas zonas adjacentes à estaca torpedo aumentando assim a resistência não drenada nesta zona. Para isso ensaios em centrífuga geotécnica foram executados para elucidar os mecanismos envolvidos no melhoramento do solos bem como aferir o ganho de resistência não drenada, uma vez que a parcela de atrito na estaca torpedo depende diretamente deste parâmetro. Nesses estudos, a estaca torpedo é a própria fonte da calor a ser ativada depois ou durante a cravação. O modelo foi instrumentado com termopares e transdutores de poropressão em locais estratégicos e a resistência não drenada foi obtida por meio de quatro ensaios T-bar executados simultaneamente no modelo.

2 REVISÃO BILBIOGRÁFICA

Os primeiros estudos sobre o efeito da temperatura em solos em geral foi conduzido por (Campanella; Mitchell, 1968). Os autores observaram respostas diferentes de um solo argiloso após este sofrer um ciclo de aquecimento e resfriamento, resposta essa que por sua vez era dependente da sua história de tensão. Para os solos normalmente ou levemente sobreadensados havia uma contração volumétrica plástica, enquanto aumento de volume era observado em argilas fortemente sobreadensadas. Em aquecimento rápido, esta tendência de variação de volume se refletia no desenvolvimento do excesso de poropressão, positivo para solos NA e negativos para solos PA.

Posteriormente, diversos estudos (Delage; Sultan; Cui, 2012; Houston; Houston; Williams, 1985; Huancollo Et Al., 2023; Maghsoodi; Cuisinier; Masrouri, 2020; Samarakoon; Ghaaowd; Mccartney, 2019; Sultan; Delage; Cui, 2002) entre outros mostraram ganhos consideráveis de resistência e diminuição da compressibilidade, indicando a potencialidade da técnica de adensamento térmico. Ghaaowd; Mccartney; Saboya, (2022) e Ghaawod; Mccartney, (2018) realizaram ensaios em centrífuga e observaram incremento de poropressão no momento em que a temperatura é aumentada e com posterior dissipação após estabelecimento de fluxo térmico permanente.

Outros pesquisadores, Abuel-Naga et al., 2007; Trani; Bergado and Abuel-Naga, 2008 observaram que a poropressão retornava a valores negativos para argilas fortemente sobreadensadas.

Alguns autores propuseram soluções numéricas/analíticas para o problema do adensamento em torno de uma fonte pontual de calor em uma massa de solo saturado (Booker; Savvidou, 1984; Chaudhry et al., 2019; Savvidou; Booker, 1989) com boa aderência aos estudos experimentais.

Huancollo et al., 2023; Reis et al., 2023 realizaram ensaios triaxiais com controle de temperatura e concluíram que o aquecimento rápido não drenado seguido pelo adensamento e posterior resfriamento leva ao incremento significativo de resistência não drenada de solos plásticos, além da diminuição drástica da deformação axial para atingir a ruptura.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Os ensaios foram executados em um container cilíndrico de 464mm de diâmetro interno e 500mm de altura (Figura 1a). Para monitoramento do processo de adensamento, três transdutores de poropressão (PP C) foram instalados na parede do container e dois transdutores de deslocamentos à laser indicavam os recalques nessa fase de confecção do modelo.
A estaca torpedo foi confeccionada em alumínio, com 250mm de comprimento e 19mm de diâmetro externo, tendo no seu interior uma resistência elétrica com potência de 750W e comprimento de 200mm (Figura 1b).
Três estações de monitoramento foram instaladas a 30, 60 e 120mm de distância da fonte da calor (estaca torpedo) para monitorar a distribuição de temperatura e também de poropressão durante o aquecimento, por meio de termopares e transdutores de poropressão, respectivamente.

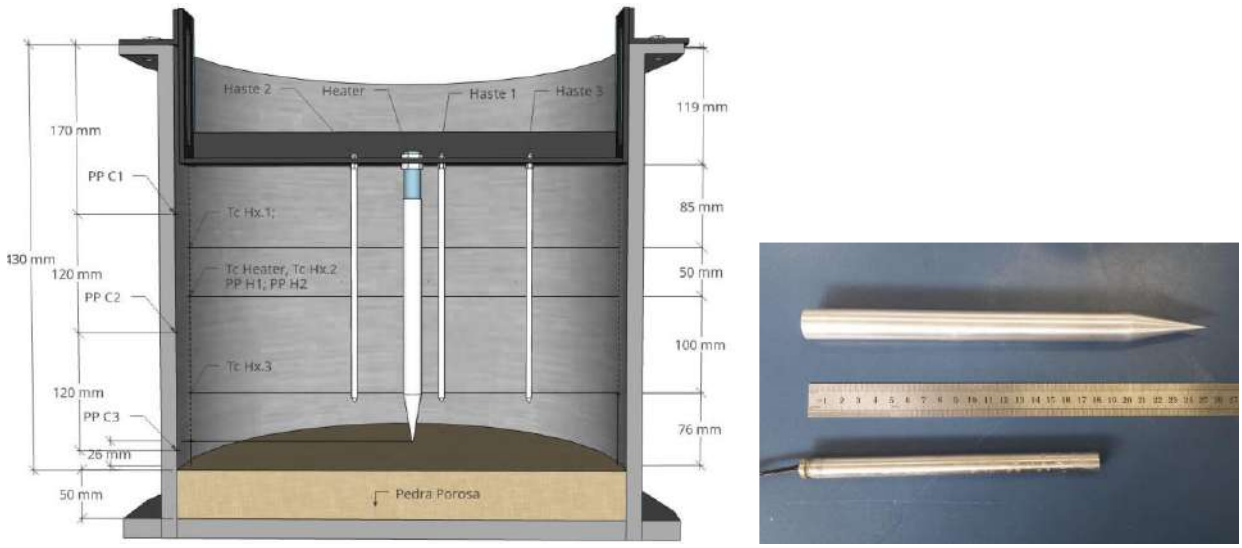


Figura 1. a) Arranjo geral do container, heater e estações de monitoramento; b) Detalhe do heater (torpedo)

Os termopares estão instalados nas estações nas profundidades de 50, 100 e 200mm. Nas estações 2 e 3 (afastadas de 60 e 120mm) estão instalados transdutores de poropressão na profundidade de 100mm, como pode ser visto na Figura 2.

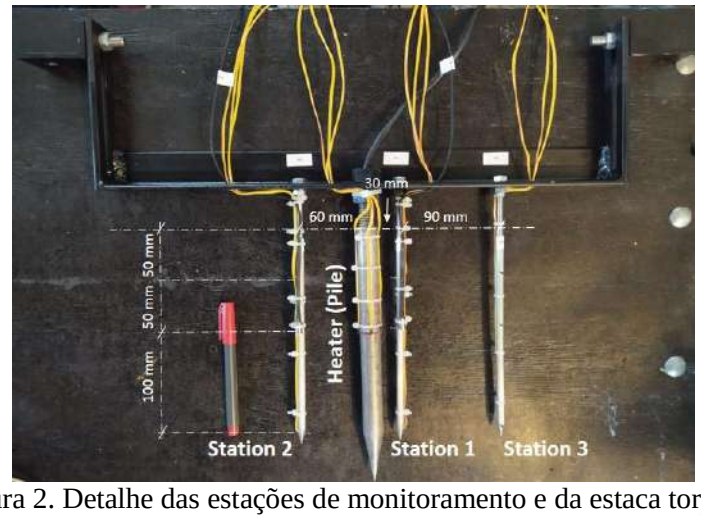


Figura 2. Detalhe das estações de monitoramento e da estaca torpedo

Para determinação da resistência não drenada durante o voo na centrífuga, foram utilizados penetrômetros do tipo T-bar. Como um dos objetivos do estudo era determinar o ganho de resistência com a distância da fonte de calor, quatro ensaios T-bar eram executados simultaneamente, para isso, foi desenvolvido um sistema de cravação onde cada T-bar era posicionado em uma distância especifica da fonte de calor (Figura 3). Essas distâncias correspondem a 2, 3, 4 e 8 vezes o diâmetro da estaca.

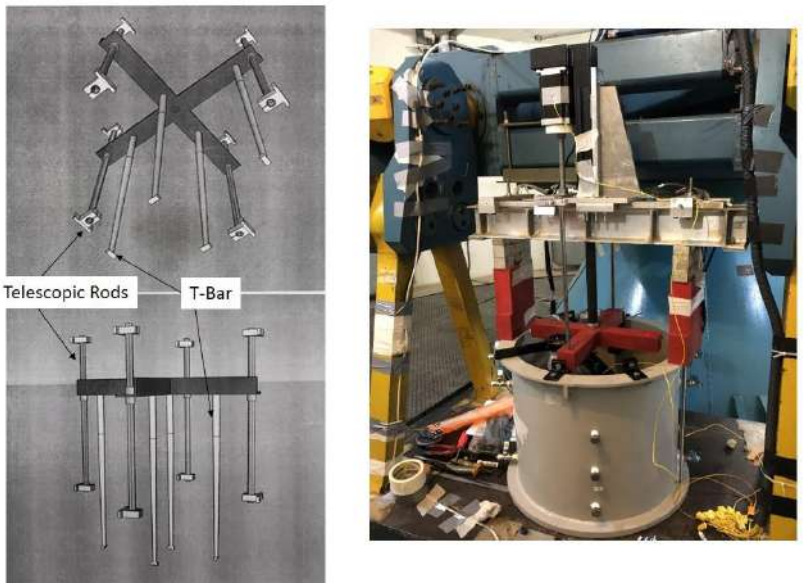


Figura 3. Detalhe do sistema de cravação dos T-bars e após instalado na centrífuga geotécnica

3.1 Preparação do modelo

O solo usado nos ensaios é resultante de uma mistura de caulim (40%) e metacaulim (60%) e moldado inicialmente com teor de umidade de 1,5 vezes o limite de liquidez. Após homogeneização, o solo apresentava 63% da fração silte e 35,5% de fração argila com IP de 19%. Para acelerar o processo de adensamento na centrífuga, procedeu-se previamente o adensamento mecânico em um consolidômetro de grandes dimensões.

Após a preparação, uma quantidade de solo necessária para formar uma camada de 70mm após adensamento, era adicionada ao container cilíndrico e adensada sob uma tensão levemente superior à tensão geostática equivalente à alcançada na centrífuga naquela profundidade. Usando o mesmo procedimento, as três camadas sobrejacentes foram formadas, para totalizar uma altura de 280mm de solo e obter um OCR médio de 2,5 durante vôo da centrífuga, tal como mostrado na Figura 4.

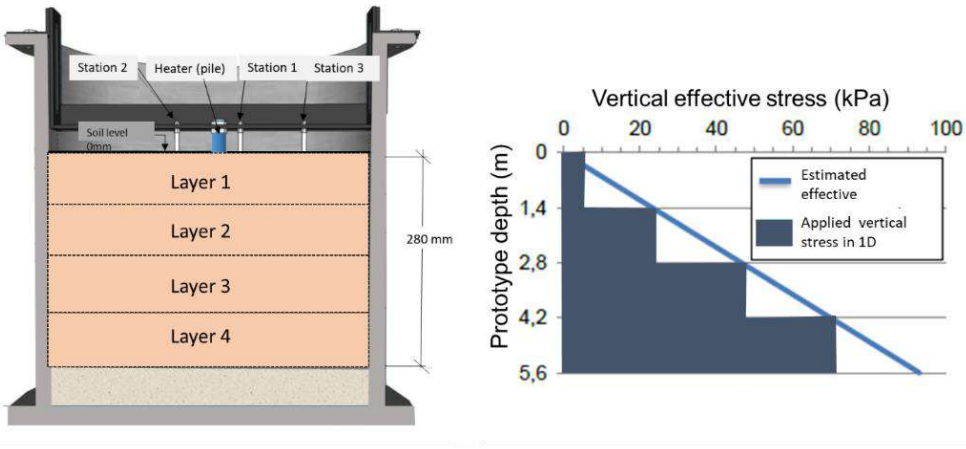


Figura 4. Preparação do modelo com adensamento prévio no consolidômetro

3.2 Ensaios Centrífugos

Após o adensamento no consolidômetro, a estaca (fonte de calor) e as hastes de monitoramento com os instrumentos são cravadas estaticamente no solo. Posteriormente, o sistema de cravação dos T-bars é posicionado no container e o modelo re-adensado na centrífuga geotécnica a uma aceleração de 20g.

Ao todo foram executados três ensaios na centrífuga geotécnica, sendo um de referência, à temperatura ambiente e outros dois com aquecimento e posterior resfriamento da estaca a 65°C e a 45°C, denominados ensaios E1, E2 e E3, respectivamente.

No ensaio E1 ao se atingir a aceleração de 20g e as leituras dos instrumentos mostrarem estabilização no readensamento, o sistema de T-bar é acionado a uma velocidade de 20mm/s para assegurar condições não drenadas, para execução de 4 ensaios simultâneos a diferentes distâncias da estaca.

No ensaio E1, de referência, os quatro T-bars eram esperados apresentar resultados iguais, no entanto, devido ao efeito de bordo e da própria variabilidade do solo, foi definida uma média entre eles que será usada para comparação com os ensaios E2 e E3. A Figura 5 mostra os perfis de s_u bem como a média obtida no ensaio E1 de referência.

Os ensaios E2 e E3 são preparados de maneira semelhante ao ensaios E1, sendo que esses incluem a etapa de adensamento térmico, isto é, a estaca sofre aquecimento de 65°C e 45°C respectivamente, e depois da estabilização das poropressões térmicas, são deixadas esfriarem naturalmente. A distribuição de temperatura com o tempo, em cada estação de monitoramento de E2 e E3 em função da distância normalizada está mostrada na Figura 6.

Nas estações de monitoramento 1 e 2 há, em cada, um sensor de poropressão instalado na profundidade de 100mm (escala do modelo). As poropressões devido ao aquecimento estão apresentadas na Figura 7, onde nota-se um pico no momento do aquecimento e posterior dissipação durante o adensamento térmico. Após resfriamento, observa-se um aumento na poropressão, comportamento típico de solos levemente sobreadensados.

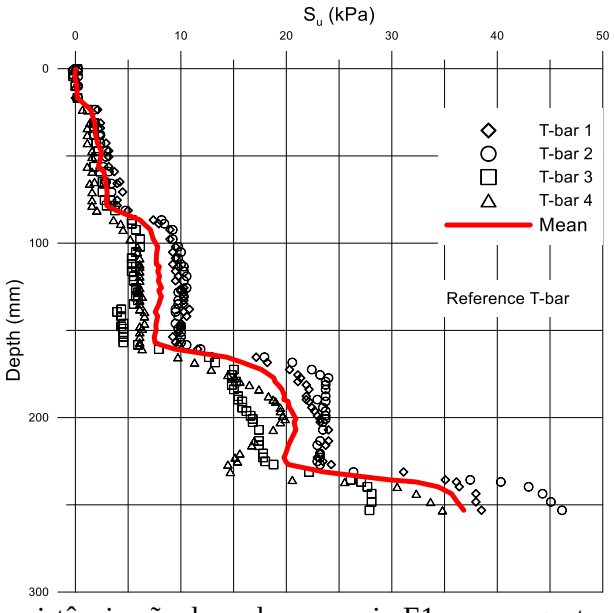


Figura 5. Perfil de resistência não drenada no ensaio E1 para os quatro T-bars executados

Após o adensamento térmico e total resfriamento do modelo, ensaios de T-bar foram executados, onde percebe-se um ganho considerável de resistência, sendo este mais evidente nas profundidades compreendidas entre 100 e 200mm e para o T-bar mais próximo à fonte de calor (estaca), onde o ganho de resistência atinge valores de 280% quando comparado com os valores de referência (Figura 8)

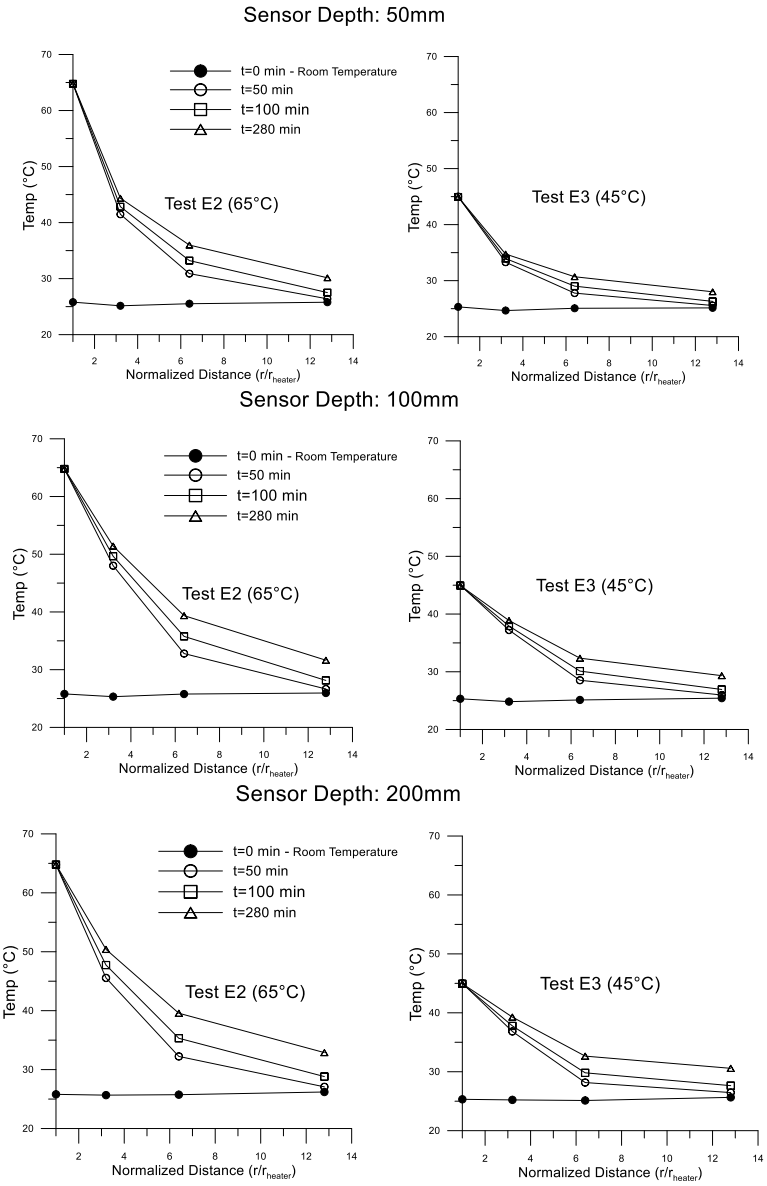


Figura 6. Distribuição de temperatura com o tempo em função da distância normalizada da fonte de calor

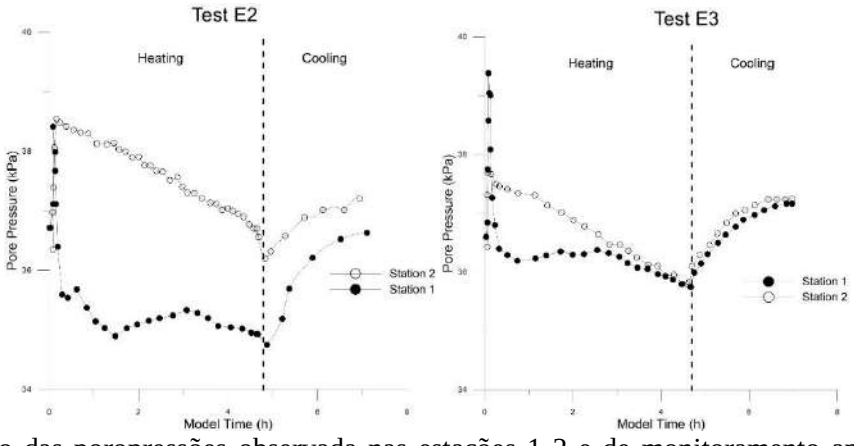


Figura 7. Variação das poropressões observada nas estações 1 2 e de monitoramento após aquecimento e resfriamento

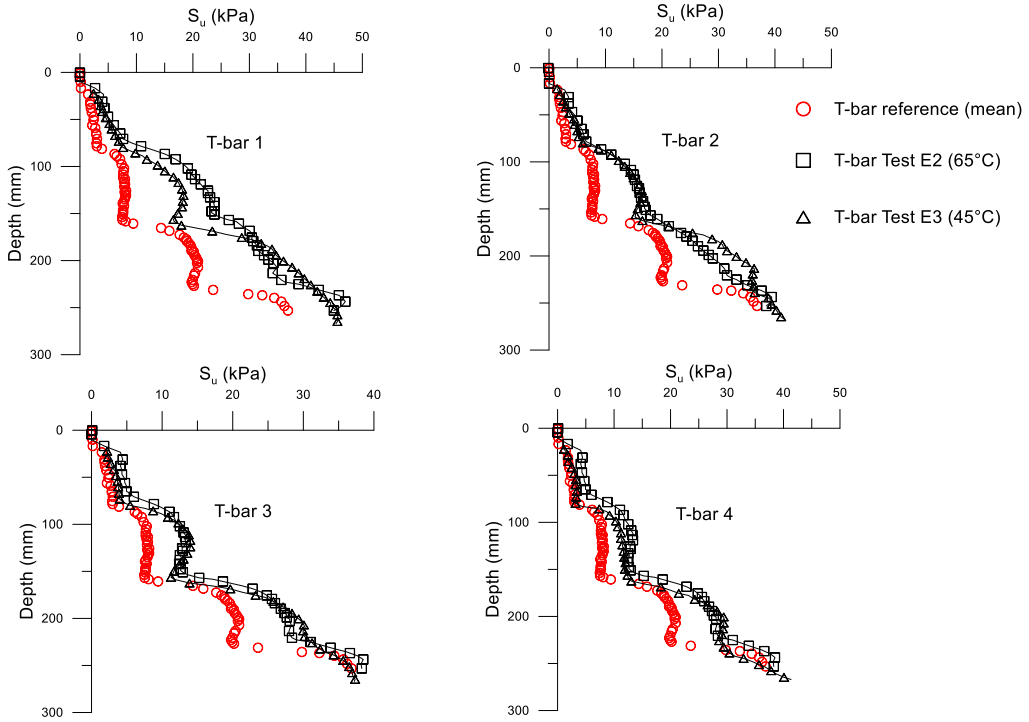


Figura 8. Comparação entre os perfis de resistência não drenada entre os ensaios E1, E2 e E3.

4 CONCLUSÕES

O efeito do adensamento térmico, sob variação de temperatura em solos moles, vem sendo comprovado ao longo da última década por meio de ensaios especiais em laboratório, mais especificamente ensaios triaxiais e oedométricos. Aqui, usou-se a modelagem física em centrífuga geotécnica, para comprovar o efeito da temperatura no ganho da capacidade de permanência de ancoragens tipo torpedo, cujo valor é diretamente ligado à resistência não drenada do solo onde estão inseridas. Assim, para verificar a eficiência do método e sua aplicação em ancoragens offshore, foram realizados 3 ensaios em centrífuga, sendo um de referência e os outros dois com adensamento térmico sob níveis de temperatura diferentes, 65°C e 45°C.

Observa-se um ganho considerável em ambos os casos, no entanto os ganhos de resistência não drenada após adensamento térmico, foram mais robustos no caos E2 sob temperatura mais elevada. Ainda assim, observou-se ganhos de 200% no ensaio E3, de temperatura mais baixa nas zonas mais próximas à fonte de calor.

Os ensaios mostraram e eficiência da técnica e sua possibilidade de uso em águas profunda onde a fonte de calor é a própria ancoragem tipo torpedo. Isso tem como consequência a diminuição de números de estacas no sistema de ancoragens bem como a verticalização das amarras, diminuindo consideravelmente o congestionamento submarino que tanto impacta negativamente as operações de exploração.

AGRADECIMENTOS

Os autores são gratos à Petrobras, ao CENPES e à CAPES pelo financiamento da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abuel-Naga, H. M., Bergado, D. T., Bouazza, A., Pender, M., Ramana, G. V., Bellia, Z., Ghembaza, M. S., Belal, T., Cheng, W., Hong, P. yun, Pereira, J. M., Cui, Y. J. Y. jun, Tang, A. M., Chen, R. peng, Coccia, C. J. R., McCartney, J. S., Cui, W., Potts, D. M., Zdravković, L., … Ng, C. W. W. (2007). Volume change behaviour of saturated clays under drained heating conditions: experimental results and constitutive modeling H.M. *Computers and Geotechnics*, *30*(13), 1303–1336. https://doi.org/10.1002/nag

Booker, J. R., & Savvidou, C. (1984). Consolidation around a spherical heat source. *International Journal of Solids and Structures*, *20*(11–12), 1079–1090. https://doi.org/10.1016/0020-7683(84)90091-X

Campanella, R., & Mitchell, J. (1968). Influence of Temperature Variations on Soil Behavior. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, *94*(3), 609–734.

Chaudhry, A. A., Buchwald, J., Kolditz, O., & Nagel, T. (2019). Consolidation around a point heat source (correction and verification). *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *43*(18), 2743–2751. https://doi.org/10.1002/nag.2998

Delage, P., Sultan, N., & Cui, Y. J. (2012). On the thermal consolidation of Boom clay. *Canadian Geotechnical Journal*, *37*(2), 343–354. https://doi.org/10.1139/t99-105

Ghaaowd, I., McCartney, J. S., & Saboya, F. (2022). Centrifuge modeling of temperature effects on the pullout capacity of torpedo piles in soft clay. *Soils and Rocks*, *45*(1). https://doi.org/10.28927/SR.2022.000822

Ghaawod, I., & McCartney, J. S. (2018). Centrifuge Modeling of Temperature Effects on the Pullout Capacity of Energy Piles in Clay. *Proceedings of the 43rd Annual Conference on Deep Foundations*, 24–27.

Houston, S. L., Houston, W. N., & Williams, N. D. (1985). Thermo-mechanical behavior of seafloor sediments. *Journal of Geotechnical Engineering*, *111*(11), 1249–1263. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:11(1249)

Huancollo, H. J. M., Saboya Jr, F., Tibana, S., McCartney, J. S., & Borges, R. G. (2023). Thermal Triaxial Tests to Evaluate Improvement of Soft Marine Clay through Thermal Consolidation. *GEOTECHNICAL TESTING JOURNAL*, *46*(3), 579–597. https://doi.org/10.1520/GTJ20220154

Maghsoodi, S., Cuisinier, O., & Masrouri, F. (2020). Thermal effects on mechanical behaviour of soil–structure interface. *Canadian Geotechnical Journal*, *57*(1). https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0583

Reis, F. B., Saboya, F., Tibana, S., Borges, R. G., & Abreu Fernandes, R. D. (2023). Physical modelling of subsea structure removal via thermally induced pore pressure. *Ocean Engineering*, *288*. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2023.116044

Samarakoon, R., Ghaaowd, I., & McCartney, J. S. (2019). Impact of drained heating and cooling on undrained shear strength of normally consolidated clay. *Springer Series in Geomechanics and Geoengineering*, *0*(217729), 243–249. https://doi.org/10.1007/978-3-319-99670-7_31

Savvidou, C., & Booker, J. R. (1989). Consolidation around a heat source buried deep in a porous thermoelastic medium woth anisotropic flow properties. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *13*, 75–90.

Sultan, N., Delage, P., & Cui, Y. J. (2002). Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay. *Engineering Geology*, *64*(2–3), 135–145. https://doi.org/10.1016/S0013-7952(01)00143-0

Trani, L. D. O., Bergado, D. T., & Abuel-Naga, H. M. (2008). *Thermal Effects on Undrained Shear Strength of Normally Consolidated Soft Bangkok Clay*. *40972*(April 2015), 1069–1076. https://doi.org/10.1061/40972(311)134

XX Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica
X Simposio Brasileño de Mecánica de Rocas
X Simposio Brasileño de Jóvenes Ingenieros Geotécnicos
24 al 27 de septiembre de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/629

Experimental study of high plasticity clays reinforced with mixtures of plastic waste and lime in flexible pavement subgrades

Yafet Olmedo
Carrera de Ingeniería Civil, Universidad de Lima, Lima, Perú, 20193179@aloe.ulima.edu.pe

Mauricio Cano
Carrera de Ingeniería Civil, Universidad de Lima, Lima, Perú, 20190356@aloe.ulima.edu.pe

Marko López
Instituto de Investigación Científica, Carrera de Ingeniería Civil, Universidad de Lima, Lima, Perú, mlopezb@ulima.edu.pe

ABSTRACT: The amount of plastic waste in the environment is increasing steadily, leading to the rise in the use of improper disposal methods such as open burning. Consequently, associated environmental and pollution issues are observed. This situation is exacerbated by the absence of a deeply ingrained recycling culture in Peru and the limited implementation of circular economy principles. Using controlled compaction or soil stabilization through the addition of stabilizing agents such as cement, lime, fly ash, bitumen, tar, etc., improves the capacity of weak subsoil. However, these additions are not always viable or economical. Consequently, this study aims to experimentally evaluate mixtures of residual polyethylene terephthalate (PET) plastics with lime in tropical clays from Pucallpa, located in eastern Peru, to enhance their mechanical properties and thus promote the use of PET plastics in subgrades. A crushed PET layer of width of 1–2 mm at 2.5% by weight is used in the study experiments. Tests are conducted for evaluating physical characterization, modified Proctor compaction, California Bearing Ratio (CBR), unconfined compression, and resilient modulus. The results indicate that the addition of low PET content to clays improves their mechanical behavior; thus, it is concluded that the PET-lime mixture can be used in flexible pavement subgrades.

KEYWORDS: Clay, lime, PET, resilient modulus, soil reinforcement.

1. INTRODUCTION

Currently, the production of solid waste, especially plastic waste, is adversely impacting the environment. To resolve this issue, research and development of plastic alternatives and plastic waste reuse are being pursued, particularly in the field of geotechnical engineering, such as in the works of Peddaiah (2018), Hassan et al. (2021), Mishra & Kumar (2023), among others.

The presence of clay soil in the subgrade of a pavement can cause deformations that affect the quality of the pavement, leading to issues such as sinkholes or cracks in the road. These complications are mainly attributed to the high plasticity of clay soil, its sensitivity to moisture changes, and its expansive behavior. Clays are soils that mainly comprise fine and highly cohesive particles; thus, during pavement construction processes, it is challenging to manipulate and compact these soils. However, these difficulties can be overcome through appropriate soil stabilization using various methods, which, if implemented appropriately, can enable soils to acquire valuable and useful long-term properties.

The inclusion of PET in these soils emerges as a promising alternative, given that PET is an inert, resistant material with good chemical stability; more importantly, it enhances the mechanical properties of soils for soil stabilization purposes. Its application in road construction and design primarily aims to improve the load-bearing capacity, shear strength, and soil deformability of soils, resulting in increased road durability. Furthermore, crushed PET presents advantages such as resistance to chemical degradation and water absorption.

By using crushed PET, the need to extract and utilize natural materials for enhancing the mechanical properties of soils is reduced, implying less resource exploitation and a decrease in associated environmental impacts. Additionally, the use of this recycled material contributes to appropriate management of plastic waste, promoting circular economy principles and reducing the amount of plastic waste disposed in landfills.

In contrast, soils that have undergone chemical stabilization, wherein chemical additives such as hydrated lime (1%-8%) are used as stabilizers for clayey soil, respond positively when combined with soils reinforced with PET (hereinafter referred to as "PET-reinforced soils"). The use of lime as a stabilizer chemically transforms PET-reinforced soils into usable soils, improving their mechanical properties such as compression strength and load-bearing capacity, while also reducing their plasticity index, thus enhancing resistance to atmospheric agents, and reducing permeability.

In this context, this study aims to experimentally evaluate the mechanical behavior of clayey soil extracted from the city of Pucallpa, Callería district and compare it with two mixtures: mixture 1 (clay + 2.5% PET) and mixture 2 (clay + 2.5% PET + 1.5% lime). The percentage of crushed PET was chosen based on previous research (Álvarez et al., 2019; Hassan et al., 2021; Mishra & Kumar, 2023), that used percentages below 4% and yielded optimal results for percentages between 2%–3%, while the percentage of hydrated lime was chosen based on the recommended CE-020 standard. The purpose of this study was to determine whether there is an improvement in soil behavior due to the integration of PET and lime that can be applied in the design of road subgrades, thus contributing to relevant knowledge for assisting future road works in the region.

2. MATERIALS

2.1. Clay

The clay selected for this study is sourced from the central east region of Peru, specifically, from the Amazon rainforest, Ucayali department, city of Pucallpa, Callería district, Coronel Portillo province. The study area is located on a river terrace used for agriculture, at an altitude of 154 meters above sea level, and experiences a warm tropical climate throughout the year. The term "Pucallpa" comes from Quechua words "puca" and "allpa," that translate to "red earth." This name is due to the distinctive color of the predominant clayey soils in the region, that have a pH of 5.11. The soils exhibit a reddish hue due to the minerals present in their composition. The acidity of these soils is evidenced by the presence of aluminum oxide (Al2O3), while its coloration is due to iron oxide (Fe2O3) (López & Quevedo, 2022). Samples were dried to facilitate the disintegration process for physical characterization and PET-lime mixture analyses.

2.2. PET

The crushed PET used was obtained from non-biodegradable plastic, primarily from bottles, that are currently reintegrated into various economic processes for reuse as raw material. Despite being an inert material, the crushed material may contain biological residues and/or contaminants that could affect soil quality. Consequently, the polymer was washed before use. Subsequently, the crushed PET ranging from 1-2 mm (in fiber and powder forms) was used at a concentration of 2.5% by weight relative to the dry weight.

2.3. Lime

Hydrated lime, containing Road Lime (CaO), is a non-regulated product known for its highly alkaline pH, ranging between 11 and 12. In terms of its chemical properties, its purity is maximum at 39.9%, with a calcium carbonate (CaCO3) percentage of <25.00%. Additionally, it contains silicon dioxide (SiO2) in a concentration of <12.00%, magnesium oxide (MgO) < 2.00%, aluminum oxide (Al2O) below 0.05%, and iron oxide (Fe2O) in quantities less than 0.05%. Regarding its physical properties, the retained particle size on a #70 sieve (212 µm) is maximum at 20.0%, and its specific gravity is 2.15 g/cm³. It is worth noting that, due to its Road Lime content (40% purity), only the fraction of lime that effectively reacts with the clayey soil was used in the research. Figure 1 depicts the clay, crushed PET, and lime used for the tests

2.4. Mixtures

The clayey soil was mixed in two different proportions: the first included only 2.5% PET and the second included a mixture of 2.5% PET and 1.5% lime. Table 1 summarizes the materials used for each mixture

Table 1: Soil and Mixtures Characteristics.

Material	Clay (%)	PET (%)	Lime (%)
Clay	100	0	0
Mixture 1	97.5	2.5	0
Mixture 2	96	2.5	1.5

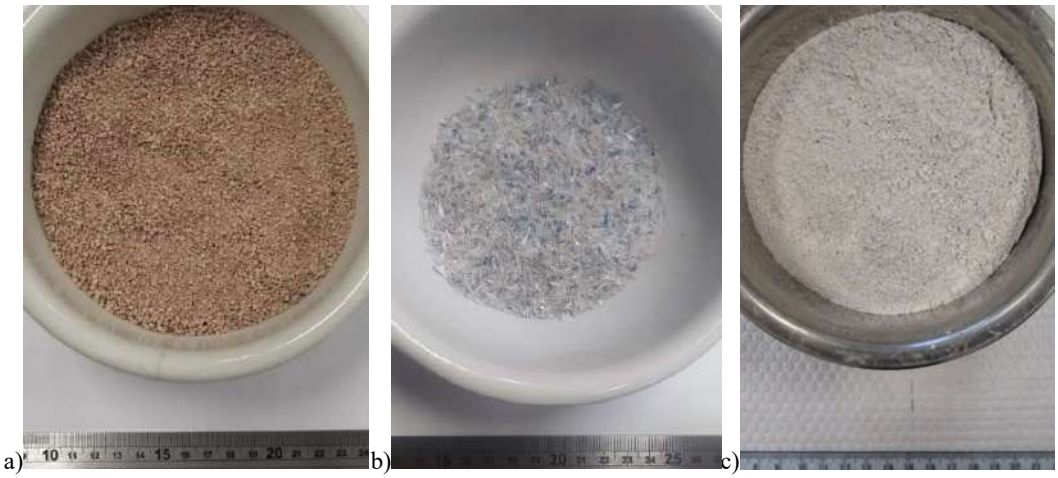


Figure 1: a) Clay from Pucallpa, b) Crushed PET and c) Hydrated lime.

3. EXPERIMENTAL PROCEDURE

The Atterberg limits were determined according to ASTM D4318, while the specific gravity of solids (Gs) was measured following ASTM C128. Additionally, a granulometric analysis was conducted following ASTM D422.

Modified Proctor compaction tests were performed on the natural soil and the soil samples containing the different mixtures in accordance with ASTM D1577. Method A was used, that employs a soil with a maximum nominal particle size of 4.57 mm and a compaction energy of 26996 kN-m/m³, achieved using a standard 2.5 kg hammer dropped from a height of 304.8 mm. This method results in a controlled effort simulating compaction conditions that the soil would experience in the field under static or dynamic loads. It allows for obtaining a compaction curve showing how the dry density of the soil varies with different moisture content levels.

The California Bearing Ratio (CBR) value is a mechanical parameter expressing the ability of a compacted soil to withstand axial loads. Initially, it involves determining the ratio between the pressure required to produce a piston penetration in the compacted sample and comparing it to the pressure required to produce the same penetration (in inches) in a granulometrically stabilized crushed stone according to ASTM D1883. The test for obtaining the CBR was conducted on the three study samples to determine the optimal size and dosage of PET as a subgrade reinforcement material. The samples were compacted in the laboratory at the optimal moisture content and different compaction levels. This method involved preparing three compacted soil samples with different compaction energies of five layers of soil compacted with 12, 25, and 56 blows per layer. Subsequently, the molds were clamped, disassembled, and reassembled in reverse. Subsequently, they were submerged in water for a period of 4 days (96 hours) to determine their expansion using a dial gauge tripod. Finally, the sample was removed from the water for drying, and pressure was applied to the penetration piston using the CBR press, recording the readings of the penetration pressure curve.

The CBR is commonly used in roadworks in Peru, where pavement thickness design based on traffic is determined based on this value. However, for determining the pavement thickness, the resilient modulus value is the most appropriate methodology to be used because it considers the actual cyclic loads to which the soil is subjected.

Currently, the most commonly used test procedure used to determine the resilient modulus (Mr) of base and subgrade pavement materials is the American standard AASHTO T 307-99, that uses variable confinement stresses. Monzón (2012) reported that samples compacted statically, compared to those compacted by the kneading technique, generated higher Mr values. Therefore, a HiKOKI vibratory hammer was used to perform the resilient modulus test by the cyclic triaxial equipment UTM 30-PV70B12/I12 manufactured by the company IPC Global, with dimensions of 2750 × 920 × 900 mm.

The resilient modulus is one of the main mechanical input parameters for characterizing fine and coarse granular materials and for designing pavements using mechanistic-empirical design methods. Tanimoto and

Nishi (1970) introduced the term resilient modulus as the ratio between the magnitude of cyclic deviator stress in triaxial compression ($q = \sigma1 - \sigma3$) and the recoverable (elastic) axial deformation.

Unconfined compressive strength tests were conducted on samples at a one percent per minute axial strain rate according to ASTM D2166. This test was used to determine the ultimate load that a soil could withstand under conditions of axial load without lateral confinement. This ultimate load indicated the shear strength of the soil samples and provided a conservative estimate of the maximum load that could be applied before soil collapse or failure occurs.

4. RESULTS AND DISCUSSION

4.1. Soil Characterization

For the clay, it was found that the Liquid Limit (LL) was 58, Plastic Limit (PL) was 25, and Plasticity Index (PI) was 33, verifying that the clay had high compressibility according to the plasticity chart. For Mixture 2, that contained lime, a decreasing trend in PI was observed from the obtained results. The inclusion of lime in the clay produced a change in the internal structure of the sample because lime accelerated the drying process of the clay, resulting in a reduction in plasticity.

Table 2 shows the results of the variation in the specific gravity of solids (Gs) and Atterberg limits, namely, LL, PL, and PI, of the natural soil, Mixture 1, and Mixture 2. An increase in the values of Gs and PI was observed in Mixture 2 as compared to that of the natural soil, while these values decreased in Mixture 1.

It is observed that the Gs value of Mixture 1 (2.5% PET), the Gs value decreased by 8.46% as compared to that of the natural soil; this can be attributed to the lower density of PET as compared that of the natural soil. Meanwhile, in Mixture 2 (that contained only 2.5% PET and 1.5% lime) increased by 1.15% as compared to that of the natural soil because lime acts as a binding material, promoting the interlocking of soil particles.

Figure 2 shows the particle size distribution of the natural soil, PET, and lime obtained through sieving and sedimentation tests (only for clay). According to the Unified Soil Classification System, the soil is a highly compressible clay (CH), with the following particle distribution: 10.2% sand, 38.7% silt, and 51.1% clay. The classification according to AASHTO is A-7-6 (33), that is considered a soil with poor behavior, making it ineligible for application in pavements.

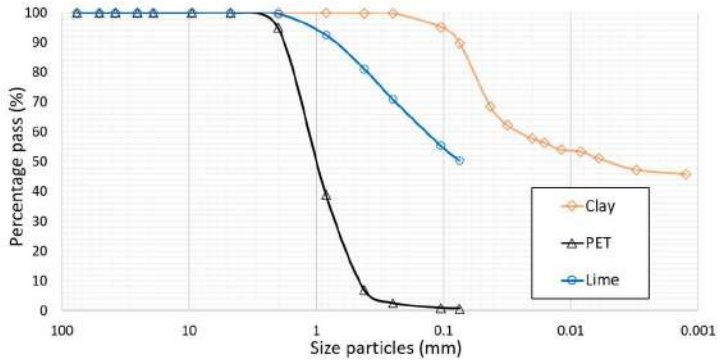


Figure 2: Particle Size Distribution.

Table 2: Specific Gravity and Atterberg Limits Results.

Material	G_s	LL	LP	IP
Clay	2.60	58	25	33
Mixture 1	2.38	69	24	45
Mixture 2	2.63	33	21	12

4.2. Modified Proctor

The results of the compaction tests are presented in Figure 3. The observed trend for both mixtures during the Proctor test revealed that an increase in the optimum moisture content led to a decrease in the dry density of the material.

The natural soil exhibited a higher degree of compaction than Mixture 1 and Mixture 2. The dry density value of the natural soil, Mixture 1, and Mixture 2 was 1.791 g/cm3, 1.758 g/cm3, and 1.698 g/cm3, respectively. The optimum moisture content of the natural soil, Mixture 1, and Mixture 2 was 15.7%, 17%, and 18.30%, respectively. These soil moisture-density curves revealed that an increase in moisture content led to a decrease in dry density, as shown by the trend line in Figure 3.

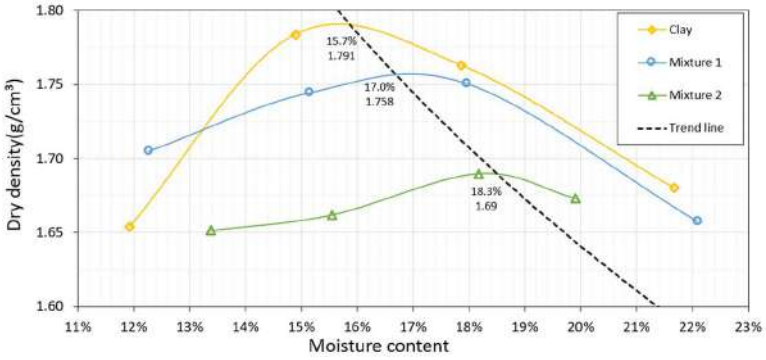


Figure 3: Compaction Test Curves.

4.3. CBR Index

Figure 4 depicts the results of the CBR test on the three soil samples with different compaction energies (55, 25, and 12 blows) for penetrations of 0.1" and 0.2". In Figure 4a, the evolution of expansion over time is represented, with minimum expansions of 6.5%, 4.6%, and 1.37% for the natural soil, Mixture 1, and Mixture 2, respectively, with a compaction energy of 56 blows per layer. It is noteworthy that Mixture 2 (2.5% PET and 1.5% lime) shows the lowest expansion at 0.39%. The inclusion of lime reduces the soil's plasticity through chemical reactions, counteracting expansion and improving stability. In contrast, the crushed PET.

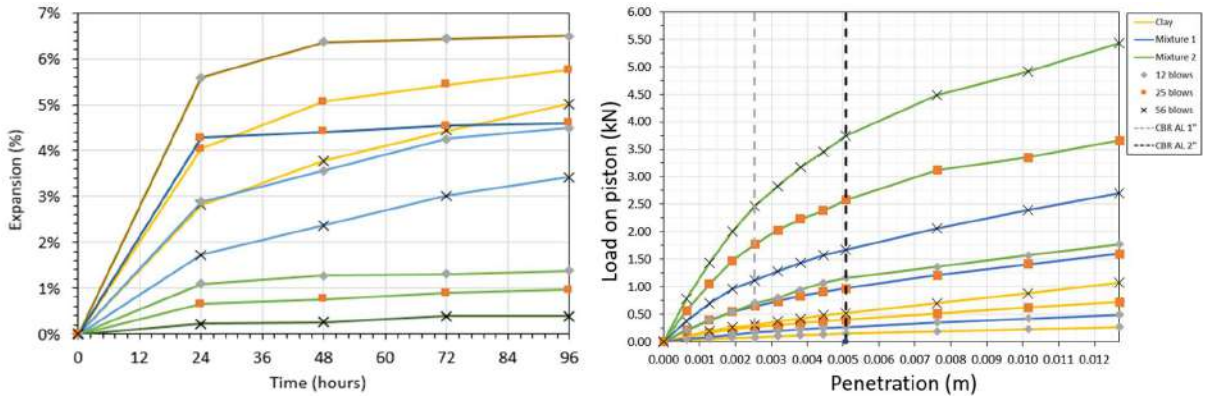


Figure 4: a) Expansion Evaluation and b) Stress vs. Penetration.

In Figure 4b, the CBR values obtained for a penetration of 0.1" (0.254 mm) for the samples are shown, being 2.25, 8.39 and 18.50 for the natural soil, Mixture 1, and Mixture 2, respectively. Additionally, it is observed that as the compaction energy increased (number of blows per layer), greater interlocking between soil particles was encouraged. This increased interaction between particles led to further reduction in soil expansion, further reinforcing its stability and structural resistance.

4.4. Resilient Modulus

Figure 5 presents the results of the resilient modulus test for the tested samples. The resilient modulus (Mr) test applied pressure variations every five cycles, with constant values of 41.4, 27.6, and 13.8 kPa, generating different Mr values that needed to be averaged. For the clay, values of 128.56, 130.96, and 138.31 MPa were obtained; for Mixture 1 (2.5% PET), the values were 146.41, 144.86, and 142.51 MPa; and, for Mixture 2 (2.5% PET and 1.5% lime), the values were 221.04, 213.12, and 220.56 MPa. These values are averaged to obtain a reference data. The resulting averages for the natural soil, Mixture 1, and Mixture 2 were 132.61, 144.59, and 218.24 MPa, respectively

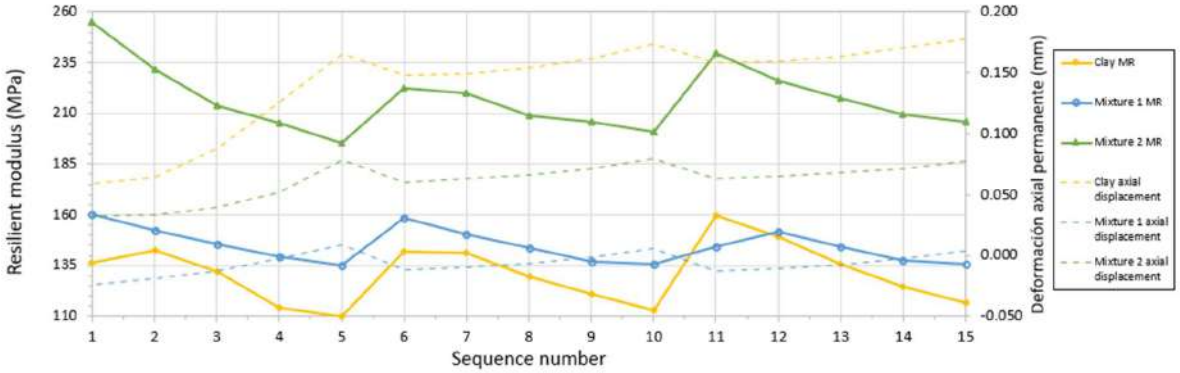


Figure 5: Variation of Mr and Deformation.

The representation of Mr is performed using trend lines, as it is not an exact value but rather a range of values that vary within a bounded range according to different variables. Thus, to observe the improvement in soil properties, the trend shows how the increase in these curves depends on the type of additive used. The highest value of Mr for different confinement pressures was obtained in Mixture 2 (2.5% PET and 1.5% lime), within a range of 210–230 MPa, as shown in Figure 6a.

Similarly, the same trend is observed regarding the improvement of Mr properties for the deviator stress; however, there is a decrease in the obtained values, as shown in Figure 6b. This is because the deviator stress directly influenced the vertical load applied through the automated piston. Consequently, greater visible deformation occurred in the tested sample, both externally (manifested in cracks and fissures) and internally (affecting the behavior and internal properties of the sample, as shown in Figure 7), that reduced the Mr values.

There was an increase of 9.04% in the Mr value for Mixture 1 and an increase of 64.57% in the Mr value for Mixture 2 as compared to that of the natural soil.

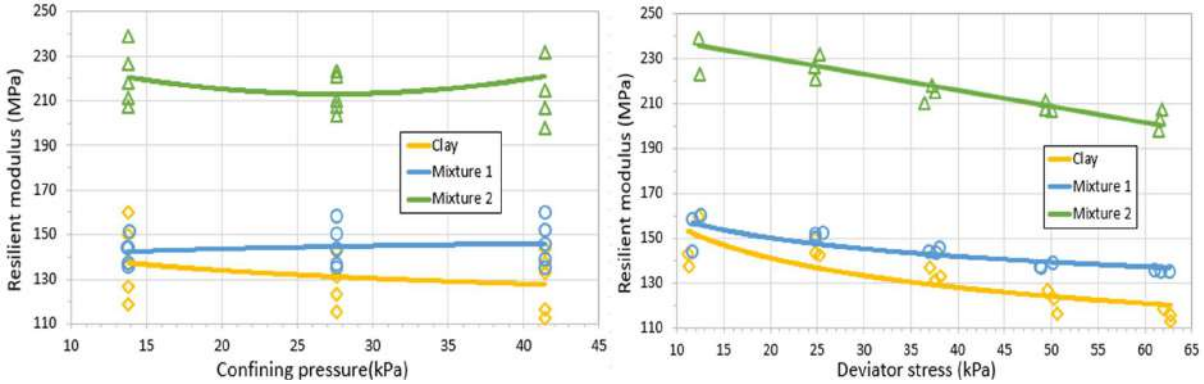


Figure 6: a) Variation of Mr vs. Confining Pressure and b) Variation of Mr vs. Shear Stress.

Figure 7: Cracks and fissures with mixture 2.

4.5. Unconfined Compressive Strenght

The unconfined compression test was repeated three times to improve the reliability of the results by averaging, as shown in Figure 8a. The values of the unconfined compression strength (qu) obtained for the natural soil, Mixture 1, and Mixture 2 were 414.5, 616.3, and 355.8 kPa, respectively, with a maximum strain (ε) of 1.82%, 4.8%, and 3.41% for each sample. From these values, the value of undrained cohesion (cu) could be extrapolated, that represented half the value of unconfined compression. Finally, the unconfined shear strength (qs) was indirectly calculated, represented by the last point on the graph when the test was completed. In the case of Mixture 1, the increase in strength occurred due to the stiffness and hardness provided by the PET, that acted as mechanical reinforcement within the clay structure when subjected to compression. In contrast, in Mixture 2, there was a reduction in strength because the drying effect of lime reduced the workability of the specimens, resulting in accelerated material failure as compared to that of Mixture 1.

In Figure 8b, the results in the Mohr circle are presented, facilitating the visualization of the value at which the failure envelope occurs. This value relates the maximum values of shear and normal stress, that is useful for assessing the sensitivity of clay behavior. The average values obtained for the natural soil, Mixture 1, and Mixture 2 were 207 kPa, 308 kPa, and 178 kPa, respectively. According to Skempton and Northey (1953), the values correspond to a "sensitive" sensitivity for the natural soil and Mixture 1, while considering the value for Mixture 2, the sensitivity is termed "insensitive".

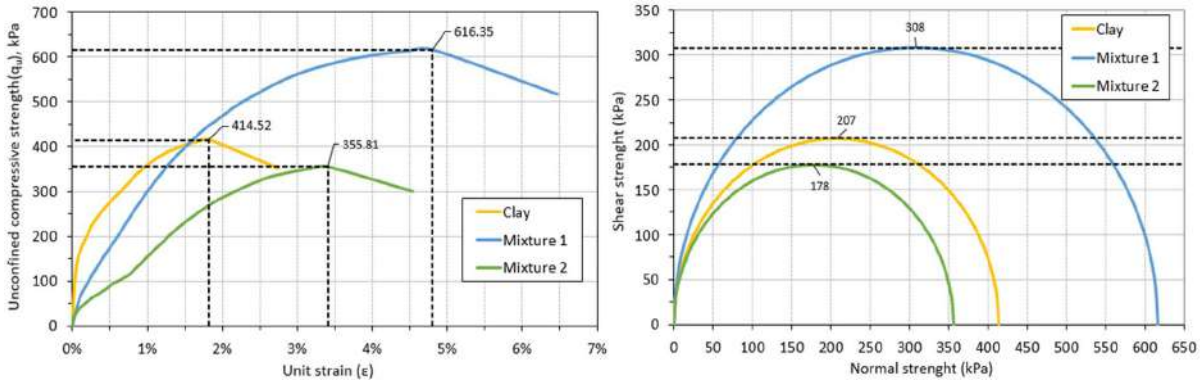


Figure 8: a) Unconfined Compressive Strength and b) Mohr-Coulomb Circles

5. CONCLUSIONS

The results lead to the conclusion that the addition of low-content crushed PET (approximately 2.5%) to a highly plastic clayey soil from the tropical city of Pucallpa modifies its properties and can be used as an alternative material for flexible pavement subgrades. Thus, mixtures of PET and the natural soil and that containing the natural soil, PET, and lime represent an alternative for stabilizing clayey soils for constructing rural roads.

Both mixtures exhibited a considerable improvement in the mechanical behavior of the soil, increasing the Mr value, consequently leading to a reduction in subgrade thickness in pavement design.

The evaluation of Mixtures 1 and 2, comprising different proportions of PET and lime, revealed that Mixture 2 (2.5% PET and 1.5% lime) exhibited the highest values in terms of the CBR, along with a notable reduction in soil expansion. Additionally, it achieved the highest penetration strength compared to other mixtures. Mixture 2 also excelled in the resilient modulus test, showing the highest values of resilient modulus in each loading sequence, as well as in shear stress and confining pressure evaluations. In contrast, Mixture 1 (2.5% PET) proved to be the next best option, suggesting that its application carries comparative advantages with respect to the natural soil, although not as pronounced as those provided by the addition of lime to the natural soil. However, it is important to note that these trends were not reflected in the unconfined compression test.

For cases where there are no confining stresses, it is recommended to use purely physical stabilization (via PET) instead of physicochemical stabilization (via PET and lime), due to the higher q_u values. Consequently, direct mechanical improvement is achieved without the need for additional chemical reaction processes. The reduction in the values for unconfined compression strength evaluated for samples with lime does not reflect

improvement values as in the other properties and tests, as there is a considerable reduction in the natural soil binder due to particle agglomeration and reduction in its moisture content.

Finally, using recycled polymers (PET) as subgrade improvement provides added value because it represents a good solution for its disposal and, consequently, for mitigating the significant negative impact it currently has on the environment.

ACKNOWLEDGEMENT

This research was made possible thanks to the support of the *Instituto de Investigación Científica* (IDIC) and the *Laboratorio de Geotecnia de la Universidad de Lima*, to which the authors express their heartfelt gratitude.

REFERENCES

Álvarez A. et al. (2019). *Improved mechanical properties of a high plasticity clay soil by adding recycled PET*. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 758, 1-7. http://doi:10.1088/1757-899X/758/1/012075

ASTM International (2010). ASTM D1557 *American Society for Testing and Materials*

Hassan, H. et al. (2021). *Effects of Plastic Waste Materials on Geotechnical Properties of Clayey Soil*. Transportation Infrastructure Geotechnology, 1-24. https://doi.org/10.1007/s40515-020-00145-4

Kassa, R. et al. (2020). *Soil Stabilization Using Waste Plastic Materials*. Open Journal of Civil Engineering 10, 55-68. https://doi.org/10.4236/ojce.2020.101006

López, M.; Quevedo, R. (2022). *Modeling of settlement and bearing capacity of shallow foundations in overconsolidated clays*. Journal of GeoEngineering, 17, 1-10. http://dx.doi.org/10.6310/jog.202203_17(1).1

Mishra, M.; Kumar, S. (2023). *Effect of NaOH Treated Polyethylene Terephthalate (PET) Plastic Bottle Strips on Stabilization of Soil*. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering, 1-10. http://doi:10.1088/1757-899X/1273/1/012013

Monzón Chaparro, J. S. (2012). *Influencia Del Comportamiento Viscoso De Arcillas Sobre El Módulo Resiliente Y La Deformación Permanente De Subrasantes* (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Pontificie Universidad Javeriana

Peddaiah, S.; Burman, A.; Reedeep, S. (2018). *Experimental Study on Effect of Waste Plastic Bottle Strips in Soil Improvement*. Geotech Geol Eng, 1-15. https://doi.org/10.1007/s10706-018-0512-0

Skempton & Northey (1953). *Consistencia y plasticidad*

Tanimoto, K.; Nishi, M. (1970). On resilience characteristics of some soils under repeated loading. Soils and Foundations Volume 10, Issue 1, 1970, Pages 75-92. https://doi.org/10.3208/sandf1960.10.75

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/630

Exploring the Potential of Natural Fibers to Enhance Stability and Load-Bearing Capacity in Shallow Foundations

Rodrigo Cesar Pierozan
Professor, Federal University of Technology – Paraná, Campo Mourão, Brasil, rodrigopierozan@utfpr.edu.br

Valeria Costa de Oliveira
Professor, Federal Institute of Rondônia, Brasil, valeria.oliveira@ifro.edu.br

Lidia Bruna Teles Gonzaga
Professor, Federal Institute of Rondônia, Brasil, lidia.bruna@ifro.edu.br

Thaynara da Silva e Silva
Civil Engineer, Federal Institute of Rondônia, Porto Velho, Brasil, dthayss720@gmail.com

Celso Romanel
Professor, Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro, celso.romanel@gmail.com

ABSTRACT: This study investigates innovations in soil reinforcement in civil engineering, employing sisal natural fibers. The primary objective is to enhance load-bearing capacity, stability, and prevent settlements. The research utilized the transparent soil technique, presenting a scaled-down model of a shallow foundation on sand reinforced with varying concentrations of sisal fibers (0%, 0.5%, 1%, and 2%). In the experimental phase, comprehensive tests were conducted, encompassing the physical characterization of materials, fiber tensile strength tests, and load-bearing capacity assessments of the studied solution. Results indicated a substantial enhancement in load-bearing capacity with increasing concentrations of sisal fibers, underscoring the effectiveness of these natural fibers as reinforcement agents. The sustainable and eco-friendly approach of these plant fibers emerges as a promising alternative for soil reinforcement, aligning with principles of sustainability in civil engineering. The conclusion emphasizes the significance of laboratory tests as indispensable tools to evaluate and validate the performance of these innovative solutions, providing valuable insights for future practical applications in engineering projects.

KEYWORDS: Soil Reinforcement, Natural Fibers, Shallow Foundations, Load-Bearing Capacity.

RESUMO: Este estudo investiga inovações em reforço de solo na engenharia civil, utilizando fibras naturais de sisal. O objetivo principal é aprimorar a capacidade de suporte de carga, estabilidade e prevenir recalques. A pesquisa empregou a técnica de solo transparente, apresentando um modelo em escala reduzida de uma fundação rasa sobre areia reforçada com concentrações variadas de fibras de sisal (0%, 0,5%, 1% e 2%). Na fase experimental, foram realizados testes laboratoriais, englobando a caracterização física dos materiais, testes de resistência à tração das fibras e avaliações da capacidade de suporte de carga da solução estudada. Os resultados indicaram um aprimoramento substancial na capacidade de suporte de carga com o aumento das concentrações de fibras de sisal, destacando a eficácia dessas fibras naturais como agentes de reforço. A abordagem sustentável e ecologicamente amigável dessas fibras vegetais surge como uma alternativa promissora para o reforço de solo, alinhando-se aos princípios de sustentabilidade na engenharia civil. A conclusão enfatiza a importância dos testes laboratoriais como ferramentas indispensáveis para avaliar e validar o desempenho dessas soluções inovadoras, fornecendo contribuições para futuras aplicações práticas em projetos de engenharia.

PALAVRAS-CHAVE: Reforço de Solos, Fibras Naturais, Fundações Rasas, Capacidade de Carga.

1 INTRODUCTION

At the outset of any construction project, one of the primary considerations is the condition of the soil, given the pathological manifestations that may arise due to its geotechnical properties. As highlighted by Das

(2016), the soil at a construction site is not always in suitable conditions for building, often due to issues related to soil type or its presentation, necessitating the preparation of the material through compaction or soil modification to ensure its suitability for construction.

Generally, sandy soils exhibit bearing capacity and permeability compatible with shallow foundations. However, the magnitude of settlements can be significant for such solutions, depending on the applied loads, sometimes necessitating the use of deep foundations. One potential technique to address or at least control this characteristic is soil reinforcement using fibers, which, when incorporated into the soil, can enhance its strength and cohesion, thereby enabling safer construction practices.

Among the various types of fibers that can be utilized, sisal fiber stands out due to its low cost, high production rate, and natural origin, thereby avoiding any chemical contamination of the soil and enhancing the bearing capacity of sandy soil. It can be applied directly to the soil or through the use of geotextiles and geogrids for further support enhancement.

Indeed, adding fiber can significantly increase the load-bearing capacity and strength of the soil, as concluded by Silva (2016) from compaction and compression tests, considering that there is a limit to the amount of fiber that can be added to the soil before it reaches its maximum strength.

Several soil reinforcement techniques have been studied, and the choice among them depends on the characteristics of the soil being addressed. As noted by Vertematti (2015), various ancient structures such as those in the Roman Empire, the ziggurats of Mesopotamia, and the Great Wall of China employed plant materials consisting of fibers to enhance soil quality, such as bamboo fibers.

Casagrande (2005) suggests that the inclusion of fibers in the soil contributes to the development of a new geotechnical material with unique properties, based on the improvement of the mechanical properties of the new material.

Visualizing the interior of soil typically involves advanced techniques such as magnetic resonance imaging, which incur high costs. To overcome these challenges, the transparent soil technique allows visualization of soil interiors during laboratory tests, facilitating the assessment of soil behavior under specific loads and corresponding deformations (Lopes, 2019).

The basic concept of transparent soil involves creating a homogeneous medium for the passage of light, employing transparent saturated aggregates with a refractive index fluid equivalent to that of the aggregate, allowing a significant portion of light to be transmitted through the medium, enabling non-intrusive internal visualization (Iskander et al., 2002).

This study aims to analyze the load-displacement behavior of reinforced transparent sand with sisal fibers for potential applications in civil engineering projects, utilizing the transparent soil technique. For this purpose, the research methodology is predominantly experimental, involving scaled-down tests using transparent soils to evaluate the proposed solutions, as well as geotechnical and optical characterization tests of the materials involved.

2 MATERIALS AND METHODS

The following section outlines the main materials and methods employed in the research.

2.1 Transparent Soil

Fused quartz was utilized in this study to simulate a granular soil. This material, according to the supplier, possesses a content of amorphous silica greater than 99.995%, granting it high transparency and a refractive index of 1.4585.

The fused quartz was obtained in fragments of various dimensions, requiring a cleaning process with isopropyl alcohol, followed by fragmentation using a mortar and pestle. The material passing through a 2.36 mm sieve and retained on a 2 mm sieve was adopted for testing. The saturation fluid consisted of mineral oil and turpentine. Seven samples with different concentrations of the solvent and mineral oil mixture (Table 1) were prepared to evaluate the transparency achieved with each mixture. These measurements were conducted to determine the refractive index and turbidity for each sample, aiming to identify the mixture concentration where the refractive index closely matched that of the fused quartz, thus ensuring transparency. Based on the results, an optimal mixture ratio of 69.2% mineral oil and 30.8% solvent was adopted.

Table 1. Mixture ratios between turpentine and mineral oil.

Sample	Turpentine concentration (%)	Mineral oil concentration (%)	Turbidity (NTU)	Refractive index (-)
1	0	100	54	1.4746
2	25	75	22	1.4624
3	45	55	26	1.4528
4	50	50	32	1.4506
5	55	45	39	1.4476
6	75	25	65	1.4393
7	100	0	140	1.4287

The test to determine the minimum void ratio was conducted according to NBR 16843 (ABNT, 2020a), resulting in a value of 0.76. Conversely, the maximum void ratio was determined in accordance with NBR 16840 (ABNT, 2020b), yielding a value of 0.46. Based on these values, the relative compactions were determined using the sand raining method, employing a funnel for soil deposition. The calibration for this method considered drop heights ranging from 2 cm to 10 cm. Based on the relative compaction calibration, a drop height of 5 cm was adopted, corresponding to a relative compaction of 80%.

In order to quantify the transparency of the materials involved in the research, a transmittance test was conducted using the PHOX UV-12 spectrophotometer [Fig. 1(a)]. With this equipment, the analysis was performed on the amount of light transmitted through the samples. This test is conducted at different wavelengths, ranging from 200 nm to 800 nm, to determine the range of values where the highest transmittance occurs, as higher transmittance values indicate greater transparency of the material. The optical lengths used in the research were 10 mm, 20 mm, and 50 mm, corresponding to the cuvettes shown in Fig. 2(b).

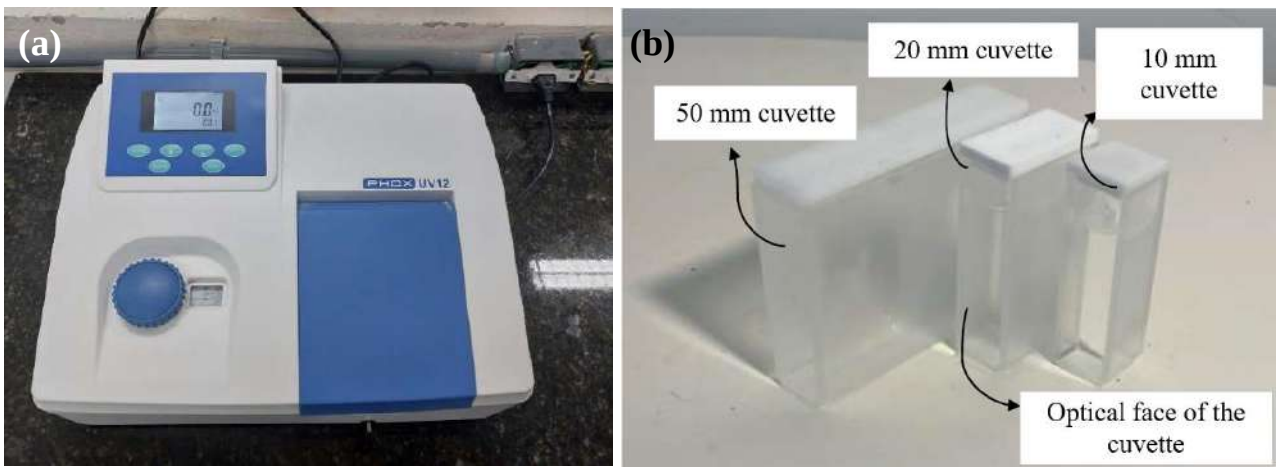


Figure 1. Determination of transmittance of transparent soil: (a) Spectrophotometer; and (b) Cuvettes with optical lengths of 10 mm, 20 mm, and 50 mm.

The results of the spectrophotometry test are presented in Figure 2, indicating that visibility distances around 5 cm are suitable for constructing the reduced model. In particular, this study considered a visibility distance of 7.5 cm, which corresponds to half the width of the acrylic box used for constructing the reduced models.

2.2 Sisal Natural Fibers

The sisal fibers used in this research were acquired from a company in the state of Bahia, as indicated in Fig. 3(a). Initially, the sisal fibers were cut to lengths of 5 cm, then weighed and separated for use as sand reinforcement, as shown in Fig. 3(b). Measurements of fiber diameter using image analysis indicated an average diameter of 0.112 mm. Evaluation of the linear mass of the fibers, on the other hand, indicated a value of 0.042 g/mm.

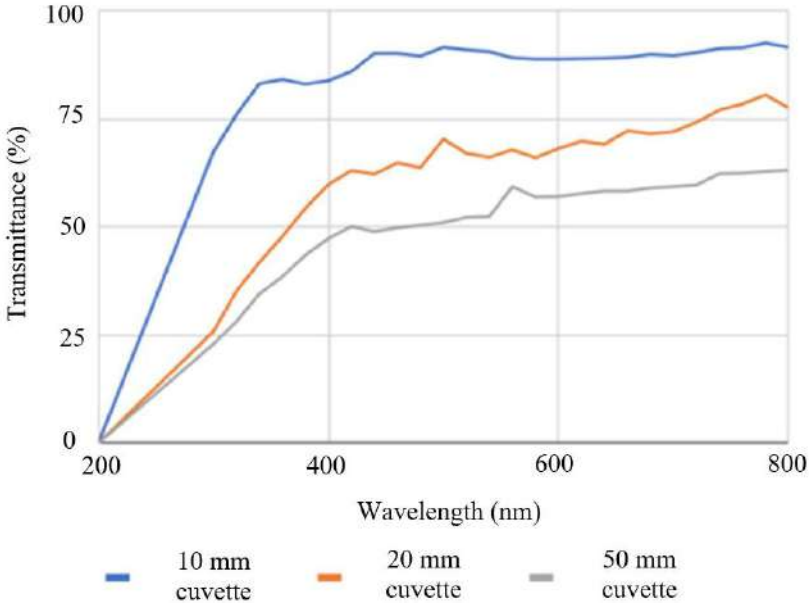


Figure 2. Transmittance of transparent soil samples at different optical lengths.

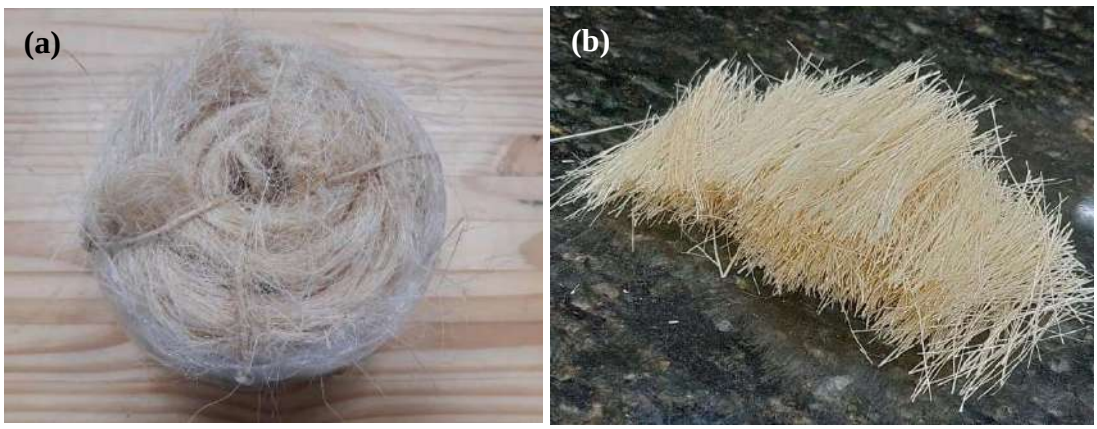


Figure 3. Natural sisal fibers: (a) Visual appearance of commercially available fibers; and (b) Fibers after preparation for testing.

The natural sisal fibers were also subjected to tensile testing to assess the strength of these elements, for which the EMIC universal press shown in Fig. 4(a) was employed. It is noteworthy that the testing device is located on the right-hand side of the equipment, with a load cell compatible with the low level of applied loading (0.1 kN). In Fig. 4(b), a detail of the grip used to secure the fibers during the tensile tests is presented. The results of this analysis are presented in Figure 5.

2.3 1-g Load Tests

The physical model was constructed in an acrylic cube with sides measuring 15 cm. Initially, a layer of approximately 1 cm of quartz was added to the cube using the sand raining technique, and the saturation fluid was poured. A metal rod was used to remove air bubbles trapped by the solid skeleton of the material. This process was carried out in consecutive layers. In the case of the reinforced soil samples, compaction was performed using a properly calibrated manual compactor to achieve a relative compaction of 80%. The experiment on reinforced sands involved the use of sisal fibers at concentrations of 0%, 0.5%, 1.0%, and 2.0% relative to the mass of quartz. Subsequently, a load test was conducted using a universal testing machine (EMIC) equipped with a displacement transducer and load cell to collect displacement and applied force data, respectively.

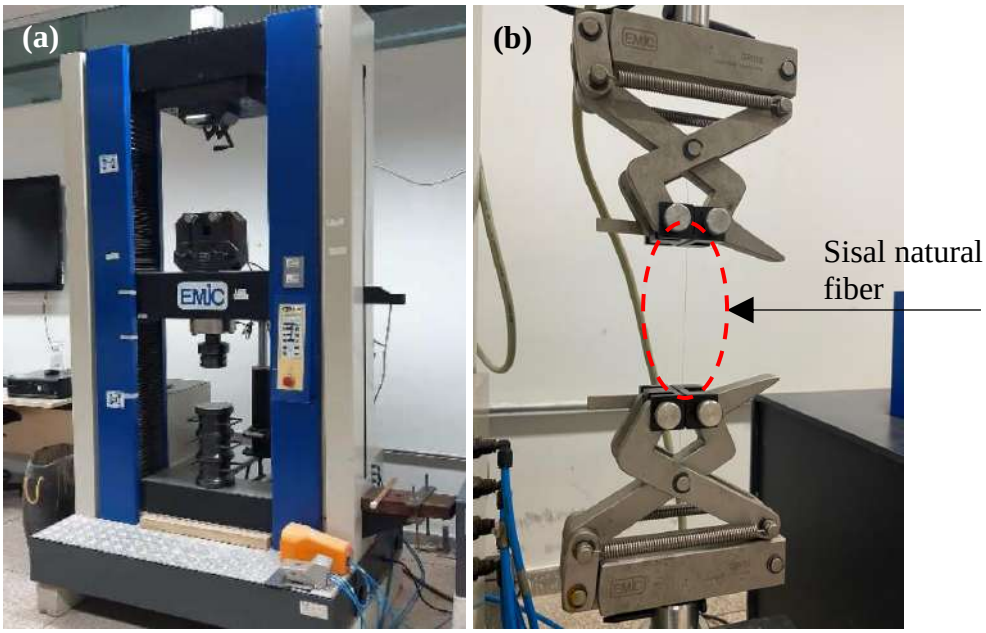


Figure 4. Tensile testing on natural sisal fibers: (a) EMIC universal press; and (b) Grip used for fiber fixation.

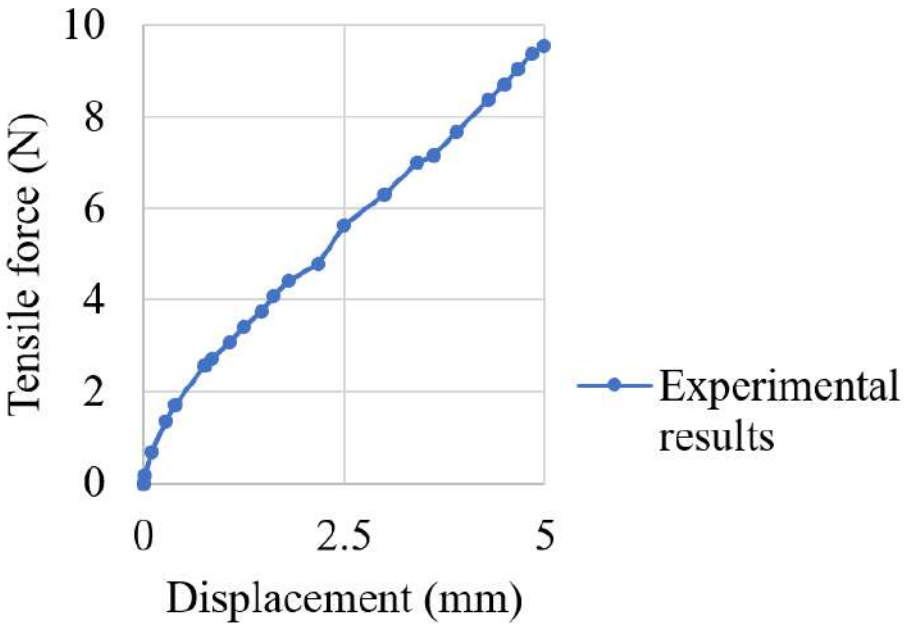


Figure 5. Force-displacement behavior of sisal fibers, considering the average of results from 5 samples.

The press was set up with a displacement speed of 1 mm/min, using a load cell with a capacity of 5 kN. The force application was carried out through a circular cross-section surface with a diameter of 4 cm, simulating a shallow foundation. Each test had an approximate duration of 20 minutes, allowing for the observation and recording of the variables of interest during the test. In Fig. 6(a), an overview of the physical model at the beginning of the test is presented, while in Fig. 6(b), an overview of the model at the end of the test is shown.

3 RESULTS AND DISCUSSION

The load-displacement behavior of sand without fibers and of composites formed by sand reinforced with natural sisal fiber, at concentrations of 0.5%, 1.0%, and 2.0%, is depicted in Figure 7.

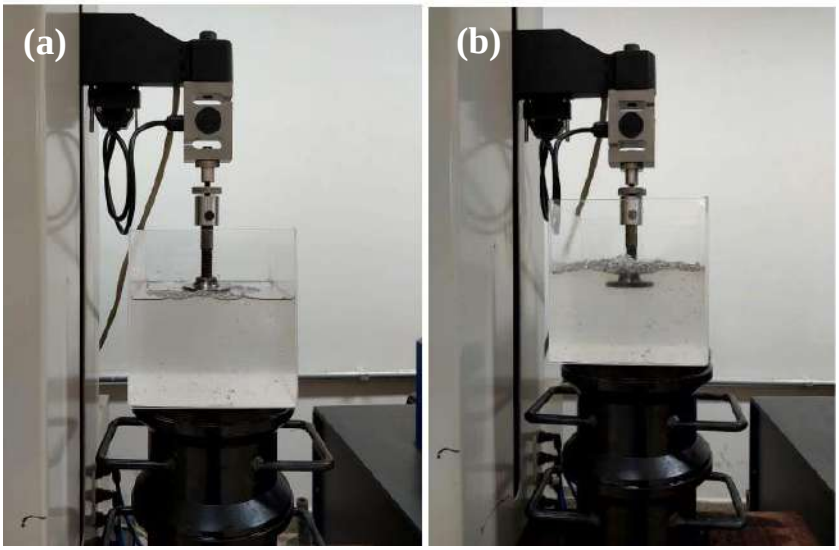


Figure 6. Test on a physical model of shallow foundation on sand reinforced with sisal fibers: (a) Beginning of the test; and (b) End of the test.

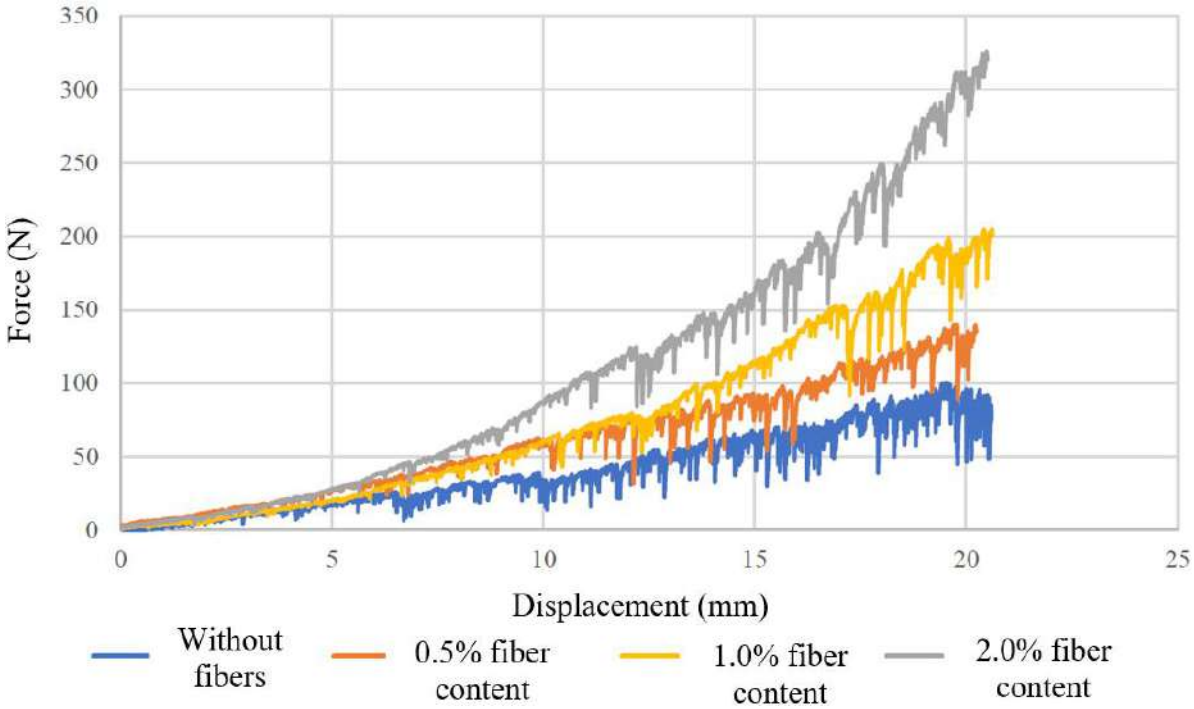


Figure 7. Load-displacement behavior of sand without fibers and of composites formed by sand reinforced with fibers, at concentrations of 0.5%, 1.0%, and 2.0%.

As illustrated in Figure 7, it is concluded that the increase in fiber content is directly related to the enhancement of the load-bearing capacity of the composites. Based on these findings, it was possible to tabulate the values of strength associated with a displacement of 20 mm, as depicted in Table 2.

Table 2. Summary of the results of the load test experiments considering a displacement of 20 mm.

Sisal fiber content (%)	Rupture force (N)	Displacement (mm)
0	75	19.53
0.5	125	19.72
1.0	180	20.43
2.0	300	20.48

The results of this analysis indicate that the use of sisal fibers can be viable for soil reinforcement, especially under the application of stresses from shallow foundations. However, it is worth noting that this solution is particularly suitable for temporary structures, as sisal fibers tend to degrade over time. Further studies are needed to quantify the influence of untreated fibers and fibers treated with any specific treatment in this regard.

It is worth highlighting that Carvalho (2019), when evaluating the mechanical behavior of a sandy soil reinforced with sisal, curauá, and coconut fibers through medium-scale direct shear tests, observed that sisal fibers significantly contribute to the material's strength, even during preliminary stages of the test, such as for horizontal displacements of less than 5 mm. Thus, the proposed solution can be considered a viable alternative for the development of sustainable projects.

4 CONCLUSIONS

This study addressed the load versus displacement behavior of reinforced a transparent sand. The methodology involved constructing physical models using transparent soil, allowing the researchers to investigate the proposed solutions. Additionally, tests were conducted to characterize the different materials used in the research. Based on the results of this study, the following conclusions can be drawn:

- Inclusion of sisal fibers: This contributed to increasing the load-bearing capacity of the foundation soil by restricting vertical deformations, resulting in improved soil stability.
- Controlled inclusion of sisal fibers: This can be an effective strategy for strengthening soil and improving its mechanical properties, especially for temporary solutions, as it does not generate environmental liabilities.
- Use of transparent soils: This provided a viable alternative to conventional laboratory testing methods, both for transparent sand and transparent clay, as long as the inherent limitations of these techniques are respected.

Physical modeling using transparent soil techniques is a promising approach for analyzing soil behavior under different loading conditions and considering various reinforcement methods. To further advance this line of research, it is suggested to investigate other factors such as:

- Use of other polymeric or natural materials as soil reinforcement: This includes exploring other types of plant fibers, polypropylene fibers, and geogrids with different dimensions.
- Utilization of soils with distinct geotechnical properties: This includes employing transparent soil techniques to facilitate internal visualization of models during tests.

By exploring these factors, future research can provide valuable insights into the effectiveness of soil reinforcement techniques and contribute to the development of sustainable and resilient infrastructure solutions.

AKNOWLEDGEMENTS

The authors express their appreciation to the Federal University of Technology - Paraná, the Federal Institute of Rondônia, and the Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro for their support and provision of resources throughout the duration of this research endeavor.

REFERENCES

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020a). NBR 16843. *Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020b). NBR 16840. *Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.

Carvalho, L. M. de C. de. (2019) *Comportamento mecânico de um solo arenoso reforçado com fibras naturais submetido a ensaios de cisalhamento direto em média escala*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília – UnB, 91 p.

Casagrande, M. D. T. (2005) *Comportamento de solos reforçados com fibras submetidas a grandes deformações*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, 219 p.

Das, B. J. (2016) *Princípios de engenharia de fundações*, 8ª ed., Cengage Learning Brasil, São Paulo, SP, Brasil, 360 p.

Iskander, M., Liu, J, Sadek, S. (2002) Transparent amorphous silica to model clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128 (3), p. 262-273.

Lopes, A. C. de C. (2019) *Estudo de interação solo-geogrelhas-estrutura de fundações rasas utilizando modelagem física com solos transparentes*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense, 124 p.

Silva, R. B. (2016) *Reforço de solo com adição de fibra de sisal impermeabilizada com tinta asfáltica*. Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, 48 p.

Vertematti, J. C. (2015) *Manual brasileiro de geossintéticos*, 2ª ed., Blucher, São Paulo, SP, Brasil, 570 p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/631

Implementação e Cálculo da Escala de Flutuação e caracterização estatística em ensaios SPT e CPT

Fernando Pinheiro Weber
Engenheiro de projetos, UFSC/Vibra Energia, Porto Alegre/RS, Brasil, fp_weber@yahoo.com.br

Tamires dos Santos
Graduanda, UFSC, Florianópolis, Brasil, tamires.frutuoso@gmail.com

Arthur Felisbino Phelippe
Graduando, UFSC, Florianópolis, Brasil, arthur.phelippe1@gmail.com

Cláudio Cesar Zimmermann
Prof. Dr. Docente/Pesquisador, UFSC, Florianópolis, Brasil, claudio.ufsc@gmail.com

Gracieli Dienstmann
Prof. Dra. Docente/Pesquisadora, UFSC, Florianópolis, Brasil, g.dienstmann@ufsc.br

RESUMO: O presente artigo visa definir a variabilidade geotécnica utilizando os dados obtidos através de ensaios de sondagens de simples reconhecimento (SPT) e ensaio de cone (CPT) executados em um depósito de solos moles da região portuária de Itajaí. Foram utilizadas sondagens SPT executadas até profundidades médias de 45 m e ensaios CPT executadas até 50 m. Para a execução desta análise foi utilizado a linguagem de programação python e algumas de suas bibliotecas como o scipy, numpy e pandas com o intuito de automatizar os cálculos de análise para a obtenção das medidas estatísticas básicas, análise de aderência da função densidade de probabilidade e escala de flutuação vertical. Serão avaliados e utilizados para cálculo os parâmetros básicos de cada sondagem (Nspt, q_c, f_s). O objetivo é encontrar os valores de média, desvio padrão, escala de flutuação e coeficiente de variação dos dois ensaios para caracterização estatística e comparativo entre métodos. O conjunto de informações caracterizado poderá alimentar futuras análises de confiabilidade.

PALAVRAS-CHAVE: SPT, CPT, Escala de Flutuação, Python

ABSTRACT: The objective of this article is to define geotechnical variability using data obtained through Standard Penetration Test (SPT) and Cone Penetration Test (CPT) carried out in soft soil deposit in the region of Itajaí/SC. The SPT were executed in the average it's in a deep of 45 meters and the CPT carried out in a deep of 50 meters approximately. For the analysis Python programming language and some of these libraries were used, such as spicy, numpy and pandas, with the aim of automating statical analysis calculations to obtain basic statical measurements, analysis of adherence of the probability density function and the fluctuation scale. The basic parameters of each test (Nspt, qc, fs) will be evaluated and used for calculation. The objective is to find the mean, standard deviation, fluctuation scale and coefficient of variation values of the two tests for statistical characterization and comparison between methods. The characterized set of information can feed future reliability analyzes.

KEYWORDS: SPT, CPT, scale of fluctuation, Python

1 INTRODUÇÃO

É bastante natural a interpretação de que as propriedades dos solos se modificam no próprio local, tanto verticalmente como também na horizontal do maciço. Assim caracteriza-se de forma mais ampla a incerteza e a variabilidade envolvida na geotecnia. (Cao *et. al* 2017). Vanmarcke (1977, 1983) desenvolveram a teoria do campo aleatório *Randon Field Model* (RFM) para caracterizar a variabilidade de materiais geotécnicos, pela qual a correlação de uma propriedade do solo em locais diferentes (autocorrelação) é levada em consideração racionalmente. No contexto dos campos aleatórios, uma propriedade de solo dentro de uma camada homogênea é descrita por uma série de variáveis aleatórias com a mesma média e desvio padrão e a autocorrelação entre essas variáveis aleatórias depende do comprimento da correlação, conhecido como escala de flutuação.

Pospescu *et. al* (1997), executaram análises probabilísticas de elementos finitos utilizando dados de ensaios SPT e CPT para caracterizar a variabilidade do solo e explorar a sua influência sobre a geração do excesso de poropressão. Uzielli *et. al* (2005) desenvolveram simulações numéricas para análise de parâmetros com RFEM utilizando como base para caracterização estatítica ensaios de piezocone.

O objetivo desta pesquisa é fornecer a caracterização detalhada da variabiliade espacial com a profundidade da região de estudo utilizando ensaios SPT e CPT. Ambos tem a premissa de caracterizar a estatigrafia do terreno, porém, com resultados e interpretações diferentes. Será realizado um comparativo entre a caracterização estatística obtida pelos diferentes ensaios com ênfase na análise da escala de flutuação determinada pelo método da função de autocorrelação da amostra (AMA), além de dados resultantes da estatística descritiva em comparação com funções densidade de probabilidade teóricas (PDFs).

2 METODOLOGIA

2.1 Referencial teórico

Como já mencionado, as incertezas na obtenção de propriedades de mecânica dos solo são intrínsecas a geotecnia. De acordo com Phoon *et. al* (1999), a variação espacial pode ser convenientemente decomposta em uma função de tendência [t(z)] e um componente flutuante [w(z)], figura 1, ambas as componentes variando com a profundidade, podendo ser descrita conforme a equação 1.

$$\xi\,(z) = t(z) + w(z) \tag{1}$$

Em que:
ξ = parâmetro do solo a ser modelado;
z = profundidade;
t (z) = função de tendência de z;
w(z) = Componente flutuante, caracterizado estatisticamente por uma variável aleatória;

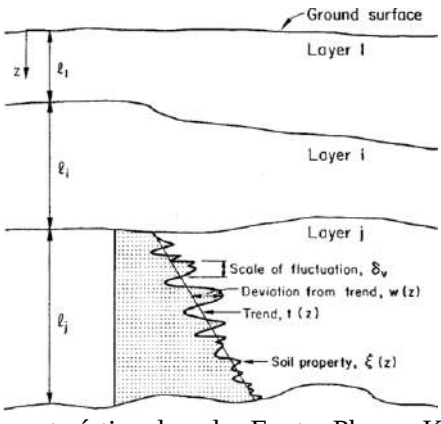


Figura 1. Variabilidade característica do solo. Fonte: Phoon, K.K.; Kulhawy F.H., 1999

Para início de tratamento dos dados será realizada a análise descritivas com os dados disponíveis englobando medidas de tendência central (média) e de dispersão como desvio padrão e coeficiente de variação, calculado conforme equação 2.

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1}} \sum_{i=1}^{n} [w(zi)]^2 \quad (2)$$

Onde:
n = número de dados disponíveis;
$w(z_i)$ = componente flutuante na profundidade z;

O desvio padrão pode ser normalizado em função da tendência com a profundidade (tz) criando uma medida adimensional conforme equação 3.

$$COV = \frac{\sigma}{t} \quad (3)$$

Onde:
COV = coeficiente de variação;
σ = desvio padrão;
t = média da tendência da propriedade do solo;

Para medida de autocorrelação espacial de dados diferentes, formulações estatísticas podem ser utilizadas, como a autocorrelação e a covariância, ambas as medidas são caracterizadas em função da distância entre dois pontos. Para a obtenção da autocorrelação é necessário o cálculo da covariância, equação 4, em função da distância τ_j equação 5.

$$C(\tau_j) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n-j+1} (x_i - \mu_x)(x_{i+j-1} - \mu_x) \quad (4)$$

Onde:
$C(\tau_j)$ = covariância;
n = número de pontos onde o parâmetro X = X(z) assume valor;
x_i = valor do parâmetro "X" na profundidade z;
μ_x = média;
j = valor inteiro que varia de 1 a n em função da distância de separação τ_j;

$$\tau_j = (j-1)\Delta_z \quad (5)$$

Onde:
Δ_z = distância mínima entre pontos consecutivos;
j = valor inteiro que varia de 1 a n em função da distância de separação τ_j;
τ_j = distância de separação entre dois pontos x_i e x_{i+j-1};
Calculada a covariância da amostra a autocorrelação pode ser determinada:

$$\rho(\tau_j) = \frac{C(\tau_j)}{C(\tau_1)} \quad (6)$$

Onde:
$\rho(\tau_j)$ = Auto correlação da amostra
$C(\tau_1)$ = covariância para a distância de separação nula.

Com base na autocorelação (ρ) plotada em relação a distância de separação entre pontos, pode ser determinada a escala de flutuação, ou comprimento de correlação. A escala de flutuação indica a distância dentro da qual a propriedade do solo apresenta forte correlação (Phoon *et. al*, 1999). Para Uzielli *et. al* (2006) o valor da escala de flutuação pode ser calculado a partir de modelos teóricos de autocorrelação, identificando assim o modelo que melhor se ajusta as dados de campo caracterizados pela Equação 6. Este tipo de modelo para o cálculo da escala é chamado de Adequação do modelo de Autocorrelação (AMA) o qual será empregado neste trabalho. Os modelos mais encontrados na literatura geotécnica são o exponencial, exponencial quadrático, cosseno exponencial e Markov de segunda-ordem. As funções de autocorrelação podem ser observados na tabela 1 em que τ é a distância de separação e δ é a escala de flutuação. Um exemplo de aplicação dos modelos AMA considerando leituras de resistência de ponta de ensaios de piezocone, pode ser observado na Figura 2, de Perini (2019). A escala de flutuação caracterizada pela autora foi de 0,20m pelo método AMA e de 0,18m considerando o método IAA- Integração da Função de Autocorrelação. Esse último não será abordado no trabalho.

Tabela 1 – Modelos teóricos de funções de autocorrelação

Modelo	Função de Autocorrelação
Exponencial	$\rho(\tau) = \exp\left(-\frac{2\lvert\tau\rvert}{\delta}\right)$
Exponencial quadrático	$\rho(\tau) = \exp\left(-\pi\left(\frac{\tau}{\delta}\right)^2\right)$
Cosseno exponencial	$\rho(\tau) = cos\left(\frac{\tau}{\delta}\right)\exp\left(-\frac{\lvert\tau\rvert}{\delta}\right)$
Markov de segunda ordem	$\rho(\tau) = \left(1+\frac{4\lvert\tau\rvert}{\delta}\right)exp\left(-\frac{4\lvert\tau\rvert}{\delta}\right)$

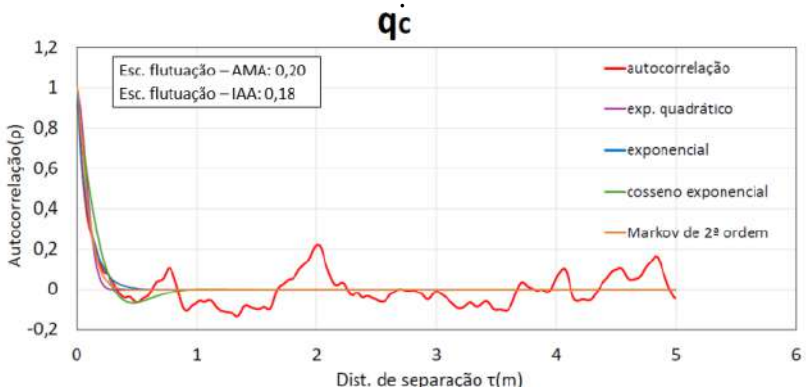


Figura 2 - Exemplo escala de flutuação através da plotagem de autocorrelação da amostra com diferentes modelos. Fonte: Perini (2019)

2.2 Materiais e métodos

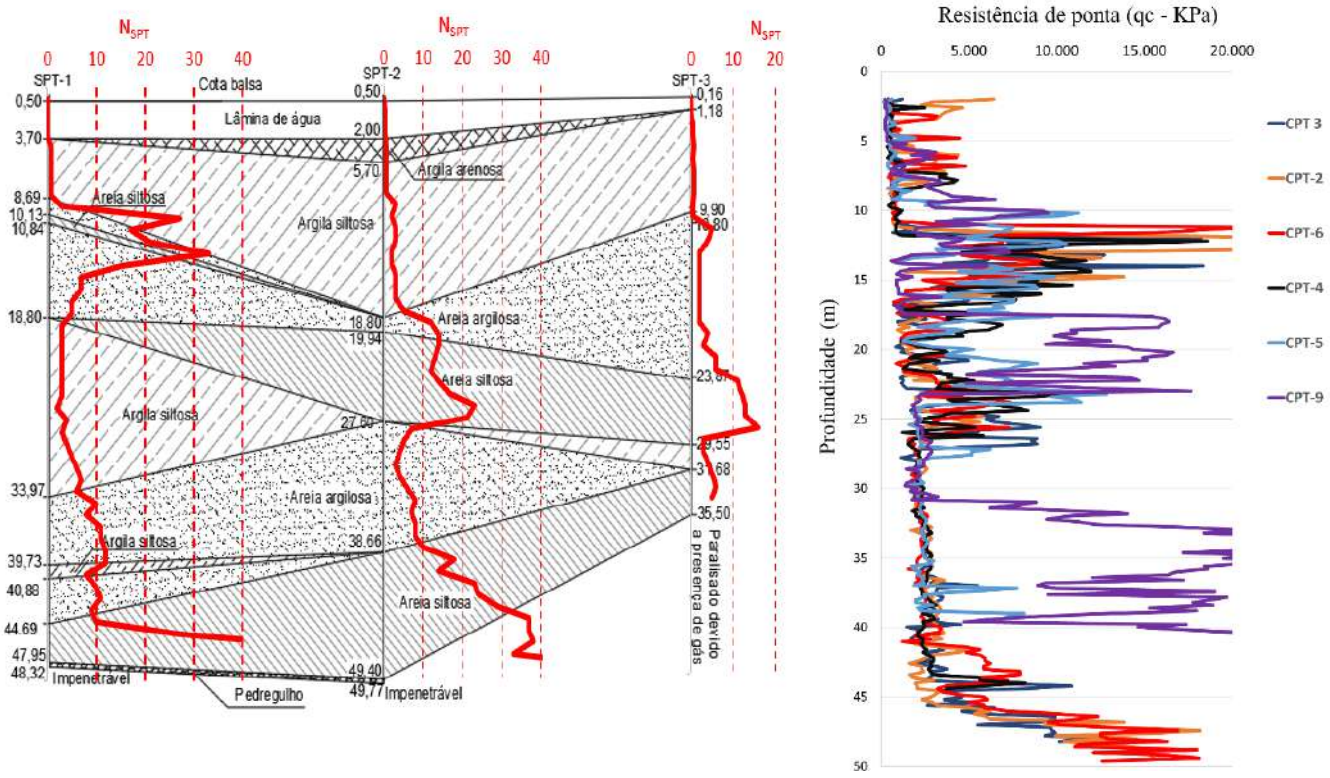
Os ensaios foram realizados em uma região portuária situada junto a margem direita, sentido foz do rio Itajaí-Açu, região portuária do município de Itajaí localizado no estado de Santa Catarina. A figura 3a indica o local de realização dos ensaios de forma mais ampla, mostrando todo o município e o canal de navegação. Na figura 3b estão locados os pontos de SPT e CPT.

(a) (b)

Figura 3. (a) Cidade de Itajaí/SC, (b) Locação dos pontos de sondagem SPT e CPT. Fonte: Google Maps (2022)

No total foram realizados 6 ensaios do tipo CPT e 3 sondagens SPT, a figura 4 mostra a compilação dos resultados de sondagens SPT, estabelecendo uma ideia de estatigrafia do terreno. Para melhor análise o perfil do terreno foi dividido em 4 camadas com objetivo de realizar um melhor tratamento de dados devido a camadas intercaladas de areia e argila. A camada 1 foi até a profundidade de -12 metros, camada 2 de -12 a -17 metros, camada 3 -17 a -37 metros e camada 4 de -37 a -50 metros. Percebe-se um perfil bastante

estratificado, formado com camadas de solo argiloso intercaladas com camadas de solo arenoso com diferentes espessuras. Os primeiros metros são formados por uma camada de argila mole, seguido de horizontes mais arenosos quando ocorre um aumento a penetração (CPT e SPT) e reduz quando se atinge novamente o substrato de argila. Próximo ao impemetrável volta a ser arenoso, atingindo o impenetrável a aproximadamente 49 metros.



(a) (b)

Figura 4. (a) Perfil estatigráfico estimados através de sondagens de SPT, (b) gráfico da resistência de ponta (qc) CPT na margem do canal do rio Itajaí-Açu. Fonte: Autoria Própria

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Média, desvio padrão, coeficiente de variação e escala de flutuação

A tabela 2 consolida os resultados gerais de média, desvio padrão, coeficiente de variação e escala de flutuação nos ensaios de CPT. A caracterização estatística foi relizada após a definição de camadas características, de acordo com o descrito no item 3, e Figura 2. A comparação de resultados com a literatura é bastante complexa, podemos citar Perini (2019) e Campelo (2020).

Tabela 2 – Valores estimados de média, desvio padrão, COV e escala de flutuação – CPT

Ensaio	qc (KPa)				fs (KPa)			
	Média	Desvio Padrão	COV	Escala Flutuação	Média	Desvio Padrão	COV	Escala Flutuação
CPT 3								
Camada 1	865,99	315,94	0,36	0,56	31,47	14,44	0,45	0,38
Camada 2	7055,60	4171,71	0,59	0,50	109,61	65,65	0,59	0,25
Camada 3	2898,16	1610,59	0,55	2,35	91,75	46,36	0,51	2,62

Camada 4	7137,39	3001,91	0,42	7,89	162,64	84,01	0,52	0,83
CPT 5								
Camada 1	1761,04	1400,70	0,79	0,98	125,47	33,68	0,55	0,52
Camada 2	10836,00	8126,02	0,74	3,41	242,50	189,95	0,78	3,59
Camada 3	2597,06	974,39	0,37	1,11	107,43	47,85	0,44	4,91
Camada 4	8580,35	5530,16	0,64	14,39	216,04	155,64	0,72	6,31
CPT 6								
Camada 1	2021,25	3881,16	1,92	0,52	53,82	53,01	0,98	0,56
Camada 2	5810,00	3252,38	0,55	1,82	113,54	66,90	0,58	1,64
Camada 3	2859,12	1511,82	0,23	2,67	118,29	76,45	0,64	5,39
Camada 4	10006,00	4530,81	0,45	19,89	322,00	154,79	0,48	8,25
CPT 7								
Camada 1	1050,42	990,74	0,94	0,93	40,33	24,40	0,61	0,33
Camada 2	8222,80	3781,86	0,45	0,71	136,03	105,07	0,77	0,52
Camada 3	3052,00	1586,90	0,51	2,05	100,89	47,64	0,47	1,06
Camada 4	5860,00	1842,55	0,31	5,91	188,03	77,45	0,41	6,27
CPT 8								
Camada 1	1927,29	2624,85	1,36	1,68	68,26	51,54	0,75	1,69
Camada 2	5570,40	2847,37	0,49	1,20	89,20	52,11	0,58	1,27
Camada 3	3785,40	2584,02	0,68	3,45	120,93	71,55	0,59	2,42
Camada 4	3826,67	2402,52	0,62	3,61	118,59	130,02	1,09	2,27
CPT 9								
Camada 1	2251,04	2324,42	1,03	2,70	44,14	33,47	0,75	1,04
Camada 2	2450,00	2033,28	0,83	1,61	62,26	35,17	0,56	0,88
Camada 3	9102,08	7219,28	0,79	4,70	237,21	172,46	0,72	3,53
Camada 4	14308,50	5008,44	0,35	3,40	303,78	145,96	0,48	1,99

A tabela 3 resume os valores obtidos nas análises das songens SPT. Veirifica-se que a escala de flutuação pelo ensaio SPT apresentou uma variação de 0,82 a 8,52m, de forma geral valores superiores aos obtidos pelo ensaios CPT. Em estudo comparativo entre SPT e CPT, Huang *et. al* (2022) também encontraram escalas de flutuação maiores nos ensaios SPT. De fato a distância de medidas do ensaio a cada metro implica em uma menor capacidade do ensaio em estabeler de forma adequada a distância de correlação. No entanto, para o local de estudo os valores mostraram-se de certa forma condizentes.

Tabela 3 – Valores estimados de média, desvio padrão, COV e escala de flutuação - SPT

Ensaio	**Nspt Média**	**Desvio Padrão**	**COV**	**Escala Flutuação**
SPT 01				
Camada 1	1,00	1,00	1,00	2,21
Camada 2	18,1	9,7	0,54	1,27
Camada 3	6,2	3,4	0,55	8,52
Camada 4	40,8	27,8	0,68	1,21
SPT 02				
Camada 1	0,4	0,2	0,46	2,21
Camada 2	2,9	0,9	0,30	1,1
Camada 3	10,5	5,58	0,53	3,52
Camada 4	38,5	9,7	0,25	0,82

SPT 03				
Camada 1	0,5	0,1	0,22	1,38
Camada 2	3,2	1,6	0,49	2,23
Camada 3	8,3	4,8	0,58	2,49

4.1 Análise das funções de densidade de probabilidade (PDF)

Para todos os ensaios, SPT e CPT, foram plotados gráficos de distribuição de densidade para verificar a distribuição dos dados coletados, adicionalmente foram simuladas curvas de distribuição normal, lognormal, exponencial, gamma e weibull conforme figura 5. Da mesma forma, gráficos do tipo quantis-quantis (Q-Q) foram plotados para melhor visualização de associação entre variáveis com o objetivo de verificar se os valores mais baixos, médios e mais altos de "x" estão relacionados aos seus correspondentes de "y", o afastamento da linearidade representa a diferença entre as distribuições "x" e "y", figura 6. As figuras são representativas de resultados típicos.

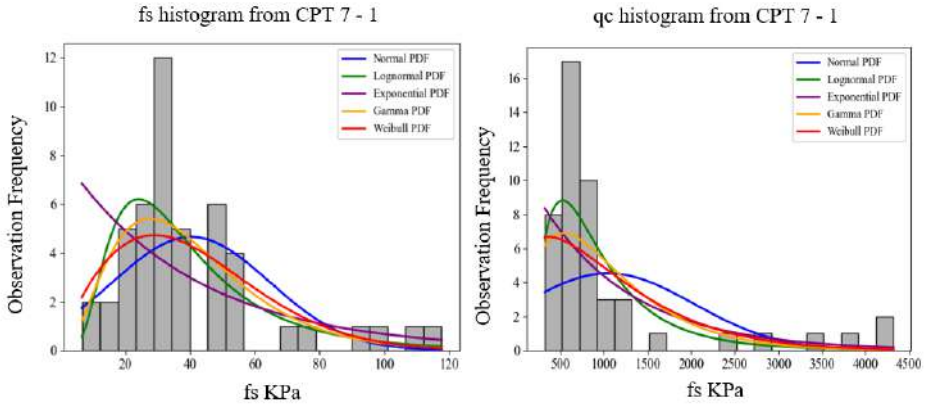


Figura 5. Distribuição de densidade para ensaio CPT 7 para qc e fs, distribuição normal e lognormal. Fonte: Autoria própria

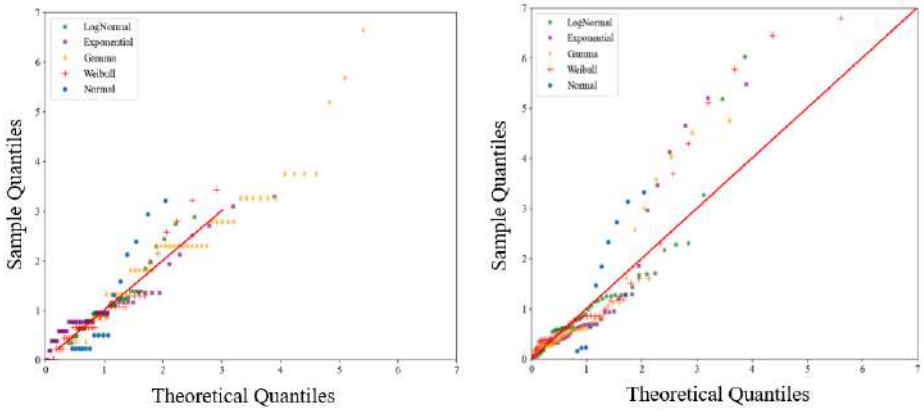


Figura 6. Gráfico Q-Q para distribuição do parâmetro qc, CPT 07. Fonte: Autoria própria

5 CONCLUSÃO

Compilando os resultados, a variação da escala de flutuação para o CPT quando retirado os valores discrepantes da análise, especialmente alguns da camada 4 quando o ensaio está indo para o limite, o resultado para COV ficou entre 0,36 e 1,36. Para a escala de flutuação o valor varia de 0,36 a 4,70 ambos para o qc. Para o fs o COV variou de 0,45 a 1,09 enquanto a escala de flutuação teve variação de 0,38 a 5,39. Na análise de SPT o COV ficou entre 0,22 e 1,30. Para a escala de flutuação os valores variam de 1,27 e 8,52. Os resultados

corroboram o estudo realizado por Huang *et. al* (2022), pois indicam uma maior acurária na escala de flutuação do CPT em relação ao SPT, devido ao espaçamento entre leituras de cada ensaio. Outro ponto importante de mencionar é o COV entre as camadas de SPT, exemplo a camada 2 que varia de 0,22 a 1,00 indicando um terreno bastante heterogêneo. De forma geral, o conjunto de resultados apresentado no presente trabalho pode ser utilizado em trabalhos futuros para os solos da mesma região, indicando a validade da utilização da distribuição log-normal. Tendo em vista que a incerteza está presente de maneira natural na geotecnia a introdução destes índices em análises probabilisticas está alinhada com a necessidade de projetos cada vez mais inseridos no "Reability-Base Design", baseados em confiabilidade e na probabildade de falha da estrutura e não apenas concebidos por coeficientes determinísticos o que pode ser um erro, inclusive contrário a segurança, especialmente em terrenos com COV elevados na qual a estatigrafia não é homogênea.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho é resultado do grupo de pesquisa em engenharia geotécnica (GESEG) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Campelo, I.C.; (2020). *Abordagem probabilística aplicada ao estudo da variabilidade geotécnica dos solos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Geotecnia e Transportes, área de concentração geotecnia, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais / UFMG, 158p.

Cao, Z.; Wang Y.; Li, D.; *Probabilistic Approaches for Geotechnical Site Characterization and Slope Stability Analysis*. Springer, ISBN 978-3-662-52912-6. DOI 10.100/978-3-662-52914-0

Carvalho, L.O.; Riveiro, D.B.; A multiple model machine learning approach for soil classification from cone penetration test data. *Soils and Rocks*. V. 44(4).

Huang, W., Dijkstra, T., Loveridge, F., Hughes, P., Blake, A. P., Dobbs, M., & Trinidad Gonzalez, Y. (2022). Spatial Variability of London Clay Using CPT and SPT Data. *Proceedings of the 8th International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR)*, doi: 10.3850/978-981-18-5182-7_03-015-cd

Perini, L. (2021). *Caracterização da variabilidade de rejeitos de mineração de ouro e sua influência na análise do efeito da velocidade no ensaio CPTu*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, área de concentração geotecnia e infraestrutura, Universidade Federal de Santa Catarina / UFSC, 157 p.

Popescu, R., Prevost, J.H., Deodatis, G. (1997). Efects of spatial variability on soil liquefaction: *Geotechnique*, v. 55(1).

Phoon, K.-K. and F. H. Kulhawy. (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal* 36 (4):612–24. doi:10.1139/t99-038

Uzielli, M.; Lacasse, S.; Nadim, F.; Phoon, K. (2006). Soil variability analysis for geotechnical practice. *Proceedings of the 2nd International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore*. DOI: 10.1201/NOE0415426916.ch3

Vanmarcke, E.H. (1977). Probabilistic Modeling of soil Profiles. *Journal of Geotechnical Engineering*. v103 (11).

Vanmarcke, E.H. (1983). *Random Fields: Analysis and Synthesis*. Cambridge: M.I.T.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/632

Influência da compactação nos parâmetros de resistência de um solo saprolítico gabroide

Paula de Moura Estevão Peroba
Geóloga, Me. em Engenharia Civil e Ambiental, UFRN, Natal/RN, Brasil, paula.peroba@ufrn.br

Olavo Francisco dos Santos Junio
Prof. Titular, Depto de Engenharia Civil/UFRN, Natal/RN, Brasil, olavo.santos@ufrn.br

Maria del Pilar Durante Ingunza
Prof. Titular, Depto de Engenharia Civil/UFRN Natal/RN, Brasil, maria.ingunza@ufrn.br

Valteson da Silva Santos
Professor, IFPB, Patos/PB, Brasil, valtesomdasilva3@gmail.com

Osvaldo de Freitas Neto
Professor, Depto de Engenharia Civil/UFRN Natal/RN, Brasil, osvaldo.neto@ufrn.br

RESUMO: A história de tensões sofridas pelo solo tem significativa influência no seu comportamento de tensão-deformação. Neste trabalho, investigou-se a influência da compactação no comportamento de tensão-deformação de um solo saprolítico, originado de rochas gabroides do semiárido do nordeste brasileiro. O solo foi compactado na umidade ótima, obtida do ensaio Proctor Normal e posteriormente, submetido a teste edométrico e uma série de ensaios triaxiais não drenados. Os resultados indicaram que a tensão des escoamento imposta pela compactação gerou um comportamento semelhante ao de solo sobreadensado, com um incremento da resistência ocasionado pela geração de poropressão negativa. A tendência dilatante tendeu a diminuir com o aumento da tensão confinante efetiva. Sob tensões de confinamento maiores, entretanto, o comportamento passou a ser contrativo e o atingimento da resistência máxima foi seguido de uma significativa queda da resistência, ocasionada pelo acréscimo contínuo de poropressão positiva. Entretanto, a análise da LEC mostrou que o solo compactado em questão apresenta boa estabilidade, sem susceptibilidade à liquefação estática. Assim, considerando os parâmetros de resistência obtidos, concluiu-se que o solo possui propriedades geotécnicas compatíveis com a sua utilização em obras, no contexto da sua área de ocorrência.

PALAVRAS-CHAVE: solo saprolítico, caracterização geotécnica, resistência ao cisalhamento, ensaios triaxiais, dilatância.

ABSTRACT: The stress history of soil significantly shapes its stress-strain behavior. This study investigated the influence of compaction on the stress-strain behavior of saprolitic soil, sourced from gabbroic rocks in the semi-arid northeast region of Brazil. Compacted at optimum moisture content determined by the Standard Proctor test, the soil underwent oedometer and a series of undrained triaxial compression tests. Mechanical analyses uncovered that the yield stress induced by compaction resulted in soil behavior resembling that of overconsolidated soil, triggering negative pore pressures that bolstered soil strength. Dilatant behavior decreased with escalating effective confining stress. However, under heightened confining stresses, the behavior shifted towards contractive, witnessing peak strength followed by a significant decline due to escalating positive pore pressure. However, the CSL analysis showed that the compacted soil in question has good stability, without susceptibility to static liquefaction. Thus, considering the obtained strength parameters, it was concluded that the soil has geotechnical properties compatible with its use in construction projects, within the context of its occurrence area.

KEYWORDS: saprolitic soil, geotechnical characterization, shear strength, triaxial tests, dilatancy.

1. INTRODUÇÃO

O fato de que a história de tensões sofridas pelo solo tem significativa influência no seu comportamento de tensão-deformação já é um conhecimento bastante consolidado no campo de estudos da mecânica dos solos experimental. No caso do solo residual saprolítico, a despeito das suas propriedades físicas e mecânicas serem significativamente controladas pela rocha que o originou (Frazier e Graham 2000; Scarciglia et al. 2005; Blight e Leong, 2012), particularmente no caso do solo indeformado (Elkamhawy, Zhou e Wang, 2020), a alta anisotropia de tais propriedades – que tendem a variar localmente de acordo com as condições ambientais, rocha parental, e grau de intemperismo – e as dificuldades inerentes à coleta de amostras indeformadas, em solos deste tipo, tornam os ensaios mecânicos em amostras deformadas referências mais robustas na investigação do comportamento geotécnico destes materiais naturais (Yan e Li, 2012) em diferentes contextos.

Testes triaxiais drenados realizados em amostras perturbadas e saturadas de solos saprolíticos graníticos mostraram comportamentos de endurecimento para todos os ensaios, e com dilatância atrelada à razão de sobreadensamento (RSA) do espécime: os normalmente adensados a levemente sobreadensados apresentaram resposta contrativa, enquanto os intensamente sobreadensados mostraram resposta dilatante (Ng e Chiu, 2003; Ng et al., 2004; Yan e Li, 2012; Liu et al., 2015).

Os testes não drenados em amostras do mesmo tipo, entretanto, mostraram trajetórias de tensões mais complexas. Em espécimes normalmente consolidados a levemente sobreadensados observou-se um comportamento de amolecimento com resposta contrativa; enquanto aqueles intensamente sobreadensados tiveram comportamento de endurecimento, com mais de uma transformação de fase – tendência dilatante, contrativa e novamente dilatante até atingir o estado crítico, nesta ordem – se assemelhando ao comportamento observado em solos arenosos compactos (Yan e Li, 2012). Ng e Chiu (2003) também reportou o comportamento de amolecimento, sendo com resposta contrativa no caso dos corpos de prova moldados no estado fofo, e com resposta dilatante no caso dos espécimes moldados no estado compacto.

Este trabalho teve por objetivo a investigação da influência da compactação no comportamento de tensão-deformação de um solo saprolítico, originado de rochas gabroides aflorantes em uma área de 31 km^2 (CPRM, 2014) entre os municípios de Lajes e Jardim de Angicos, do Estado do Rio Grande do Norte. A escolha do objeto de estudo deveu-se à sua relevância para região, sendo utilizado em aplicações construtivas pelos habitantes locais, como estradas vicinais. Com os estudos aqui propostos, pretende-se fomentar a discussão sobre o comportamento de tensão-deformação de um tipo de solo residual compactado pouco abordado em pesquisas geotécnicas, em relação àqueles derivados de rochas graníticas, gnáissicas ou basálticas.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização geológica e geotécnica do solo

O solo estudado foi originado de rochas gabronoríticas, de massa específica dos sólidos (ρs) 2,929 g/cm3, cujo valor elevado é devido à predominância de minerais ferro-magnesianos em sua composição. A Figura 1 mostra a sua curva granulométrica segundo a classificação do Massachusetts Institute of Technology – M.I.T (Lambe e Whitman, 1969). Quanto aos limites de Atterberg, o solo tem comportamento não plástico, o que é indicativo do seu baixo grau de intemperismo químico, tendo em vista a mineralogia da rocha matriz, cuja propensão de alteração inclui a neoformação de argilominerais (Buol e Weed, 1991; Santos et. al, 2016;Tsozué e Ndjigui, 2017a; Tsozué, Nzeukou e Azinwi, 2017b; Santos et. al, 2021). A classificação SUCS do solo é SW-SM (areia siltosa bem graduada).

2.2 Programa e procedimentos experimentais

O programa experimental realizado consistiu em um ensaio edométrico e testes triaxiais não drenados em amostras compactadas na umidade ótima. Os corpos de prova dos ensaios triaxiais foram moldados em molde tripartido cilíndrido de diâmetro e altura de 50,06 e 99,97 mm, respectivamente. O corpo de prova do ensaio de adensamento foi moldado diretamente no anel da célula edométrica, com diâmetro e altura de 50,03 e 19,4 mm, respectivamente.

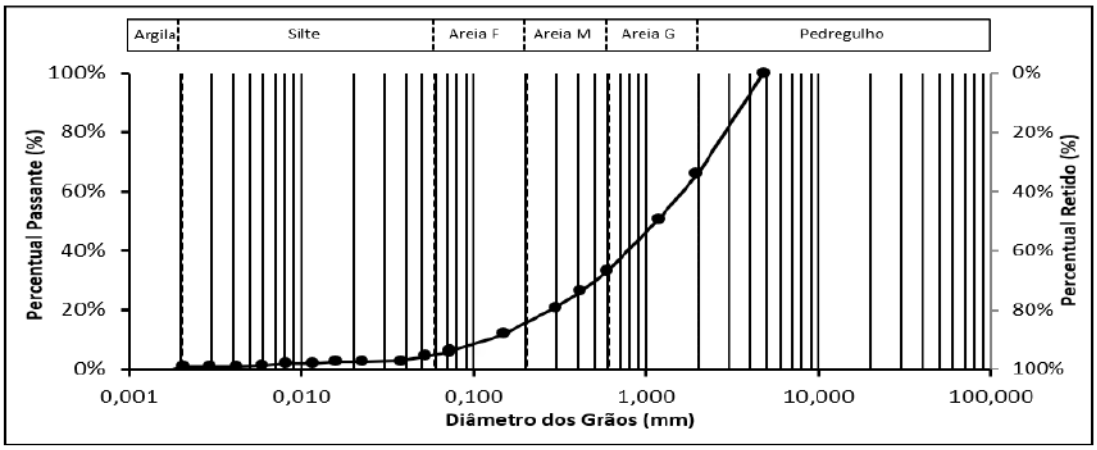


Figura 1. Curva granulométrica do solo natural.

2.2.1 Ensaio de compactação

Para o ensaio de compactação, as amostras deformadas do solo foram preparadas em sua umidade natural, com destorroamento e posterior homogeneização do material. Tendo em vista a norma ASTM D7181-20 (2020) – referente aos ensaios triaxiais, segundo a qual a maior partícula do material ensaiado não deve ter diâmetro maior que 1/6 do diâmetro do corpo de prova – utilizou-se apenas a fração do material passante na peneira #4. O ensaio de compactação Proctor Normal foi executado conforme a norma ASTM D0698-12 (2021), sem reuso de amostra, devido à constatação prévia da ocorrência de modificações texturais relevantes no solo quando submetido à compactação com reuso.

2.2.2 Ensaio edométrico

O ensaio de adensamento foi realizado na condição saturada, conforme a norma ASTM D2435/D2435M-11 (2020), com a aplicação de tensões graduais de 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 kPa, em que cada estágio de carregamento durou 24h.

2.2.3 Ensaios triaxiais

Os ensaios triaxiais de resistência ao cisalhamento não drenada foram em condições saturadas, conforme a norma ASTM D4767-11(2020b). Utilizou-se as tensões confinantes efetivas (σ_c') de 25, 50, 100, 200 e 400 kPa. Os ensaios CIU de 200 kPa e CID de 25 e 100 kPa foram executados duas vezes para verificar a repetibilidade dos resultados.

As etapas de saturação e adensamento duraram, em média 4h e 30min, respectivamente, apesar da estabilização da variação volumétrica de todos os espécimes ter ocorrido em até 8 min. Os corpos de prova foram saturados por contrapressão e adensados isotropicamente quando o parâmetro B de Skempton atingiu o valor mínimo de 95%. As variações volumétricas durante a etapa de adensamento foram medidas por um medidor digital de volume do tipo britânico. Na etapa de cisalhamento, a velocidade de ensaio utilizada foi de 0,17. A tensão desviadora foi medida através de uma célula de carga externa; as deformações axiais foram medidas por um transdutor de deslocamento variável linear (LVDT); e as variações de poropressão foram medidas através de um transdutor de poropressão.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Curva de Compactação

Os valores *de* $\rho_{dmáx}$ e $w_{ót}$ obtidos da curva de compactação foram de 2,061 g/cm^3 e 7,38% (Figura 2).

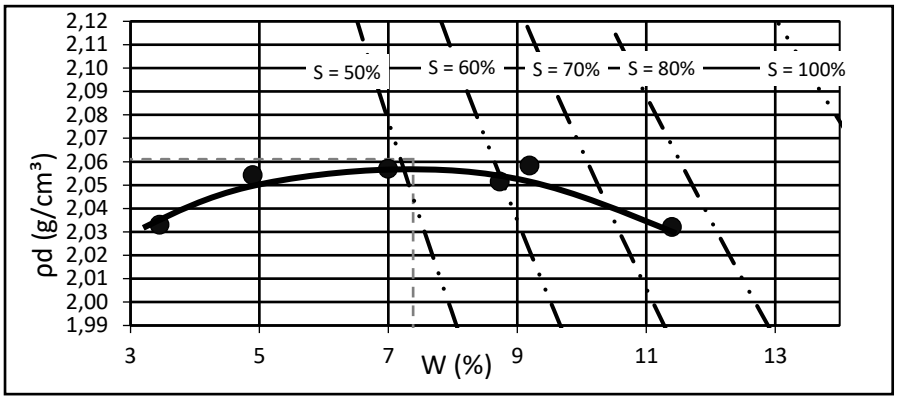


Figura 2. Curvas de compactação obtidas do ensaio Proctor Normal.

3.2 Compressibilidade

Os resultados obtidos nos ensaios edométricos são mostrados na Figura 3, e os índices físicos iniciais e finais do corpo de prova são mostrados na Tabela 1. Os índices de recompressão, compressão, e descarregamento foram de Cr= 0,02, Cc = 0,1, e Cs= 0,02. Tendo em vista os resultados obtidos e a classificação SUCS do solo, considerou-se este como sendo pouco compressível. Observou-se, também, que a compactação conferiu ao solo uma tensão de escoamento de 141,0 kPa e 156,0 kPa, pelos métodos Pacheco Silva e Casagrande, respectivamente, tornando o seu comportamento similar ao de um solo sobreadensado.

Tabela 1. Índices físicos iniciais e finais do corpo de prova do ensaio edométrico.

Condição	ρ_s (g/cm³)	ρ (g/cm³)	ρ_d (g/cm³)	S (%)	w (%)	h (mm)
Inicial	2,929	2,185	2,035	49,18	7,38	19,44
Final		2,324	2,114	82,22	9,92	18,28

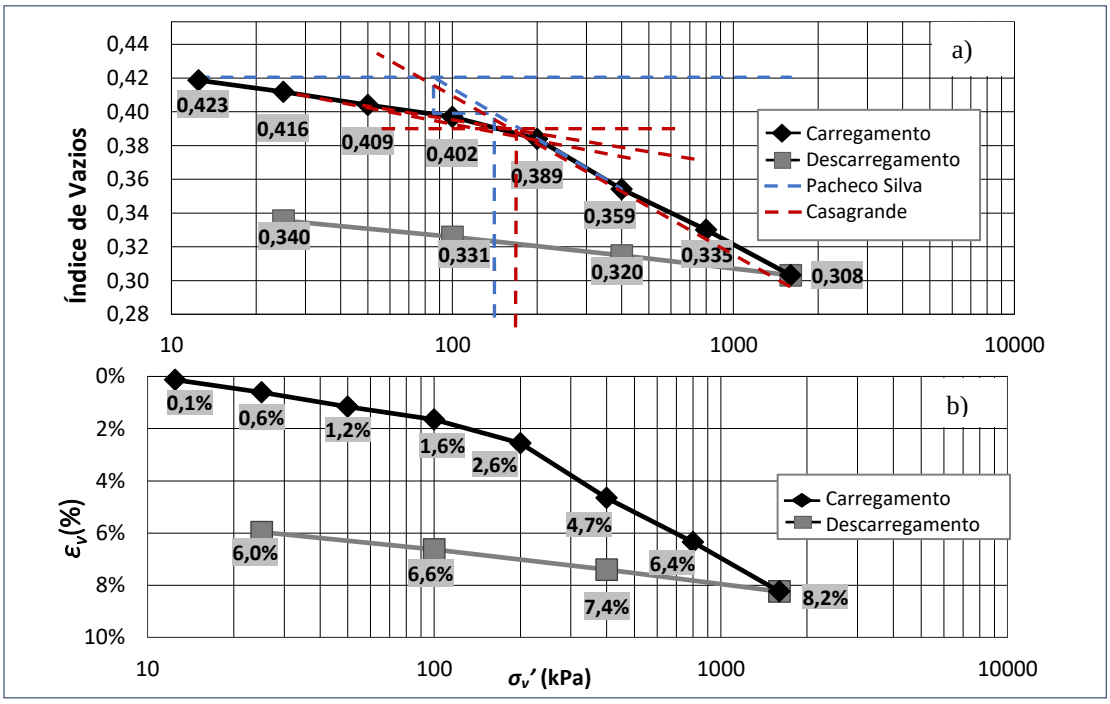


Figura 3. Variação, em função da tensão vertical efetiva: a) do índice de vazios; b) da deformação específica.

3.3 Resistência ao Cisalhamento e Estados Críticos

A Tabela 2 apresenta as condições iniciais e finais dos corpos de prova utilizados, incluindo os principais

índices físicos. A Figura 4 mostra o comportamentos não drenado de tensão-deformação do solo, em termos de tensão desviadora (σ_d) e tensão normalizada (σ_1'/σ_3') em função dos acréscimos de deformação axial específica (ε_a); e de variações de poropressão (Δu) em função da ε_a.

Tabela 2. Índices físicos dos corpos de prova (CPs) dos ensaios de compressão triaxial, em cada etapa.

CPs	Etapa	ρ (g/cm³)	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S (%)	w (%)
CIU–25	moldagem	2,188	2,038	0,437	30,43	49,42	7,38
	pós-cisalhamento	2,196	2,045	0,432	30,18	100,00	14,76
CIU–50	moldagem	2,18	2,038	0,438	30,44	49,39	7,38
	pós-cisalhamento	2,202	2,051	0,428	29,98	100,00	14,62
CIU–100	moldagem	2,182	2,032	0,442	30,63	48,96	7,38
	pós-cisalhamento	2,212	2,060	0,422	29,66	100,00	14,40
CIU–200a	moldagem	2,188	2,038	0,437	30,43	49,43	7,38
	pós-cisalhamento	2,238	2,085	0,405	28,84	100,00	13,83
CIU–200b	moldagem	2,184	2,034	0,440	30,57	49,11	7,38
	pós-cisalhamento	2,234	2,080	0,408	28,98	100,00	13,93
CIU–400	moldagem	2,191	2,040	0,436	30,36	49,59	7,38
	pós-cisalhamento	2,254	2,099	0,396	28,36	100,00	13,51

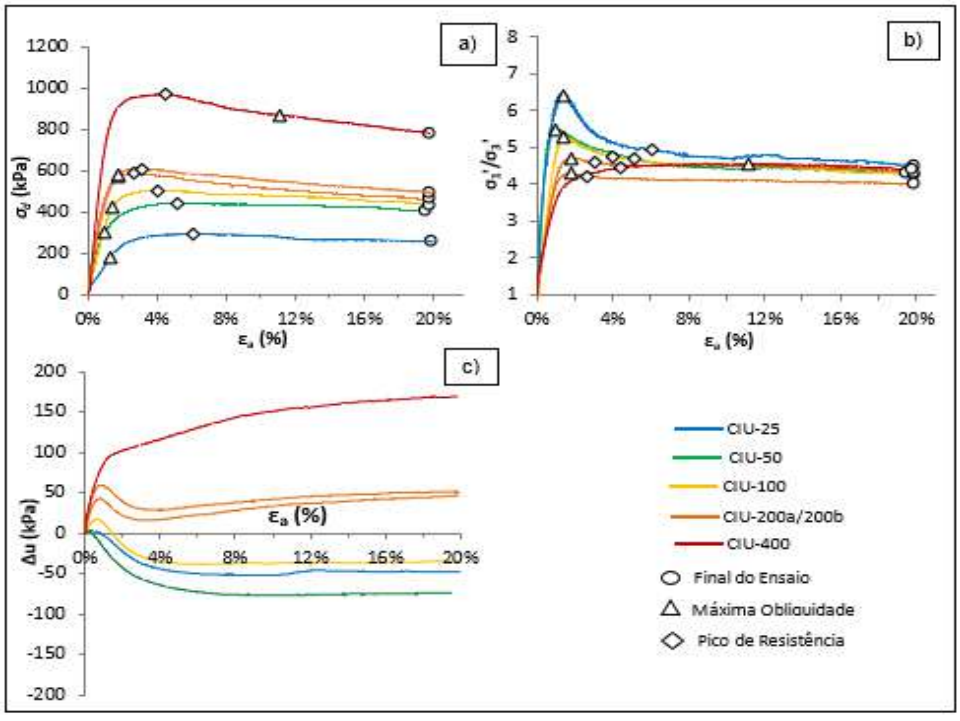


Figura 4. Comportamento de tensão-deformação não drenado do solo, em termos de deformação axial *versus*: a) tensão desviadora; b) tensão normalizada; e c) variação de poropressão.

O comportamento de resistência do solo foi de amolecimento, com a $\sigma_{dmáx}$ sendo atingida sem formar picos identificáveis, em estágios de deformação baixos a moderados ($\varepsilon_a \leq 6{,}1\%$). Sob $\sigma_c' \leq 200$ kPa, o ponto de escoamento do solo ocorreu sob baixas deformações ($\varepsilon_a < 1{,}8\%$), coincidindo com a $(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$; e os acréscimos de ε_a em $\sigma_{dmáx}$ mostraram uma tendência decrescente com o aumento de σ_c'. Sob σ_c'=400 kPa, entretanto, a ε_a em $\sigma_{dmáx}$ tornou a aumentar, indicando a inversão desta tendência em algum momento; e a $(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$ só foi atingida com deformações maiores (ε_a=11,2%), tendendo posteriormente a um valor constante. Observou-se, também, a tendência de aumento da razão $(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$ com a diminuição da tensão confinante efetiva.

Em relação à variação de poropressão, sob $\sigma_c' \leq 100$ kPa, após a geração inicial de poropressões positivas de baixa magnitude (ou seja, tendência contrativa), Δu passou a crescer negativamente, ocasionando uma tendência dilatante no solo e um acréscimo na sua resistência mesmo após $(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$ ser atingida. No ensaio de σ_c'=200 kPa, a poropressão se manteve no campo positivo em todo o ensaio, e continuamente crescente

após $\sigma_{dmáx}$ ser atingido; porém, a queda abrupta no instante de $\varepsilon_a \approx 1\%$ pode denotar um comportamento intermediário. Finalmente, no ensaio de σ_c'=400 kPa, ocorreu apenas a tendência contrativa, com a geração de poropressão positiva e crescente por todo o ensaio, o que ocasionou uma significativa diminuição gradual da resistência com o aumento da deformação.

O comportamento observado do solo foi ao encontro dos achados de Yan e Li (2012) e Ng e Chiu (2003) para solos residuais graníticos. Os espécimes de comportamento intensamente sobreadensado ($\sigma_c' \leq 100$ kPa) demonstraram pelo menos uma transformação de fase, apresentando tendência inicialmente contrativa e, em seguida, dilatante, a qual predomina até o final do ensaio. Os espécimes de comportamento levemente sobreadensado a normalmente adensado ($\sigma_c' \geq 200$ kPa), por outro lado, demonstraram apenas tendência contrativa.

A Figura 5 mostra as trajetórias de tensões efetivas (TTE) e totais (TTT) e as envoltórias transformadas de resistência (ou linhas K_f) para grandes deformações (interpretada como a condição de estado crítico) e para os dois critérios de ruptura, $\sigma_{dmáx}$ e $(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$. Os parâmetros a' e α' – das linhas K_f – e os parâmetros c' e Φ' – das envoltórias reais – são mostrados na Tabela 3. Pelo fato da resistência do solo tornar-se estritamente friccional em grandes deformações, o intercepto coersivo da respectiva K_f foi ajustado por função linear para zero. As envoltórias de ruptura foram essencialmente coincidentes. Atribuiu-se o intercepto coesivo ao aumento do imbricamento dos grãos, ocasionado pela compactação. Os parâmetros de resistência do solo estudado foram próximos dos encontrados para solos residuais graníticos (Φ'=34° a 37°), no estudo realizado por Cruz e Maiolino (1983), que conceberam parâmetros de resistência típicos para vários tipos de solo através de mais de mil ensaios triaxiais realizados em 90 amostras de solos compactados. Isto demonstra que o aspecto textural da rocha de origem é mais determinante no comportamento de tensão deformação do solo saprolítico do que sua mineralogia.

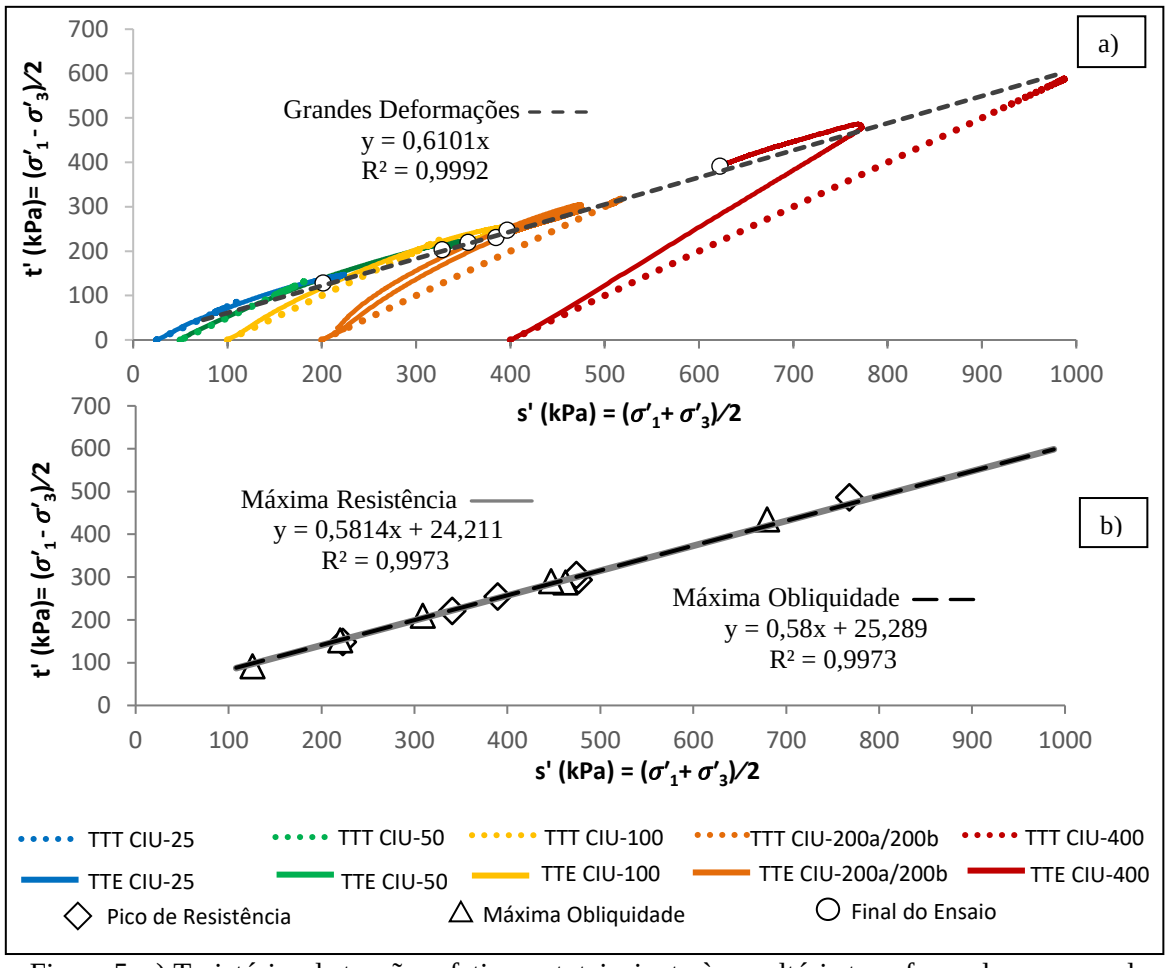


Figura 5. a) Trajetórias de tensões efetivas e totais, junto à envoltória transformada para grandes deformações. b) Envoltórias transformadas de resistência.

Tabela 3. Parâmetros das K_f e das envoltórias de resistência reais do solo saprolítico de gabronorito.

Critério	*a'(kPa)*	*α(°)*	*c'(kPa)*	*Φ'(°)*
$\sigma_{dmáx}$	24,2	30,2	29,76	35,6
$(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$	25,3	30,1	31,04	35,5
Grandes Deformações (Estado Crítico)	0	31,4	0	37,6

A Figura 6 mostra as condições inicial e final de cada ensaio no espaço *e:s´*. Observou-se que os pontos representantes da condição inicial de todos os espécimes se encontraram abaixo da Linha de Estado Crítico (LEC), o que indica parâmetros de estado negativos e, portanto, que o solo não é susceptível à liquefação estática.

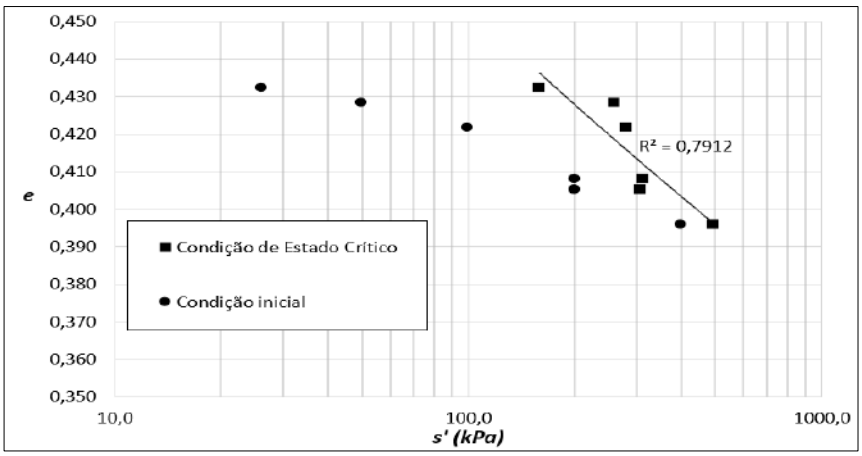


Figura 6. Linha de Estado Crítico do solo no espaço *e:s´*.

3.4 Parâmetro *A* de poropressão de Skempton

A Figura 7 mostra a variação do Parâmetro *A* de Skempton em função de ε_a e σ_d, respectivamente. Observou-se que a geração de poropressões positivas no início dos ensaios é relativamente rápida, com *A* chegando a 0,26 para $\varepsilon_a \leq 0{,}3\%$. Sob $\sigma_c' \leq 100$ kPa, *A* alcança valores negativos de até -0,19, tendendo a se manter constante após $\sigma_{dmáx}$. Sob σ_c' de 200 kPa e 400 kPa, entretanto, a $\sigma_{dmáx}$ é seguida de uma variação positiva abrupta dos valores de *A* (0,06 e 0,09, respectivamente), devido à diminuição da resistência e o acréscimo contínuo de poropressão positiva, uma tendência de comportamento que requer especial atenção no dimensionamento e execução de projetos geotécnicos.

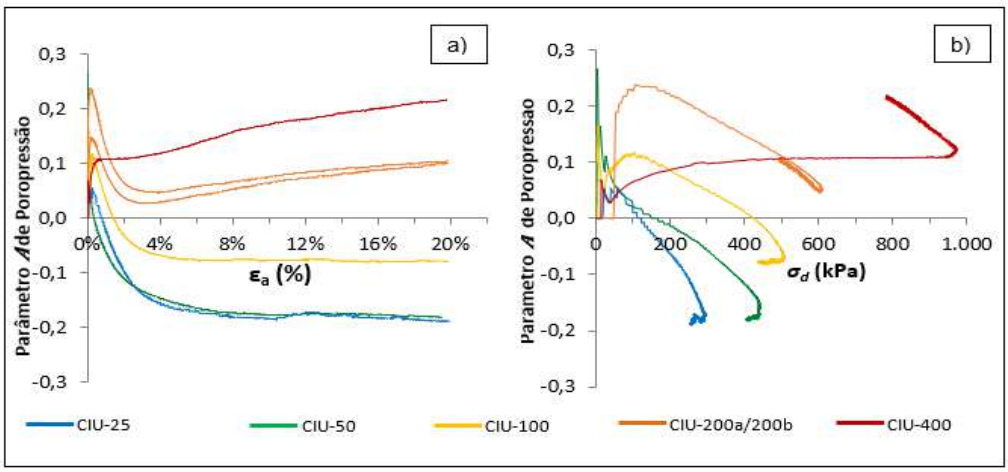


Figura 7. Variação de *A* em função da: a) deformação axial específica; e b) da tensão desviadora.

4. CONCLUSÕES

Os resultados dos ensaios de compressão triaxial mostraram que os corpos de prova foram compactados

com um índice de vazios inferior ao do estado crítico do solo, assumindo um comportamento similar ao de um solo sobreadensado, em que tendência dilatante tende a diminuir com o aumento de σ_c', até a inversão para o comportamento contrativo. Em todos os ensaios, o comportamento foi de amolecimento, com a $(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$ ocorrendo em baixas deformações (ε_a <1,8%) e antes da $\sigma_{dmáx}$, o que foi atribuído ao acréscimo de resistência conferido pela geração de poropressões negativas, para $\sigma_c' \leq 100$ kPa. Sob σ_c' maiores, entretanto, o atingimento da $\sigma_{dmáx}$ é seguido de uma gradual, porém, significativa queda da resistência, ocasionada pelo acréscimo contínuo de poropressão positiva. Entretanto, a análise da LEC mostrou que o solo compactado em questão apresenta boa estabilidade, sem susceptibilidade à liquefação estática. Assim, considerando os parâmetros de resistência obtidos, concluiu-se que o solo possui propriedades geotécnicas compatíveis com a sua utilização em obras, no contexto da sua área de ocorrência.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao revisor anônimo que, com suas criteriosas observações, contribuiu significativamente no escopo do presente trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International. (2020b). ASTM D4767–11: *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.*

ASTM International. (2021). ASTM D698–12R21: *Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort [12 400 ft-lbf/ft3 (600 kN-m/m3)]*.

Blight, G.E., Leong, E.C. (2012). *Mechanics of Residual Soils*, 2nd ed., A. A. Balkema Publishers, The Netherlands, 392 p.

Buol SW & Weed SB. (1991). Saprolite-soil transformations in the Piedmont and Mountains of North Carolina. *Geoderma*, 51:15-28

Cruz, PT da; Maiolino, ALG. (1983). Materiais de construção. In: Simpósio Sobre A Geotecnia Da Bacia Do Alto Paraná, São Paulo. Anais [...] ABMS/ABGE/CBMR.

Cruz PT da. (2006). *100 Barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção e projeto*, Oficina de Textos, São Paulo, 648 p.

Elkamhawy E, Zhou B & Wang H. (2020). Experimental investigation of both the disturbed and undisturbed granitic saprolite soil. *Environmental Earth Sciences*, 79 (276). https://doi.org/10.1007/s12665-020-09026-y

Frazier C, Graham R. (2000). Pedogenic transformation of fractured granitic bedrock, southern California. *Soil Science Society of America Journal*, 64(6), p. 2057–2069.

Lambe TW & Whitman RV. (1969). *Soil Mechanics: SI Version*. John Wiley and Sons Inc., New York, 578 p.

Liu P, Zhou X, He Y (2015) Bond yield characteristics of undisturbed completely decomposed granite. *Adv Mater Sci Eng*, 2015 (325162), 7 p. http://dx.doi.org/10.1155/2015/325162

Ng CWW, Chiu ACF (2003) Laboratory study of loose saturated and unsaturated decomposed granitic soil. *J Geotech Geoenviron Eng*, 129(6), p. 550–559. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:6(550)

Ng CWW, Fung WT, Cheuk CY, Zhang L (2004) Influence of stress ratio and stress path on behavior of loose decomposed granite. *J Geotech Geoenviron Eng*, 130(1), p. 36–44. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:1(36)

Santos A do C, Pereira MG, Dos Anjos LHC, Bernini TA & Cooper M. (2016). Genesis of Soils Formed from Mafic Igneous Rock in the Atlantic Forest Environment. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 40. https://doi.org/10.1590/18069657rbcs20150056

Santos A do C, Silva RC da, Silva Neto EC da, Anjos LHC dos & Pereira MG. (2021). Weathering and pedogenesis of mafic rock in the Brazilian Atlantic Forest. *Journal of South American Earth Sciences*, 111. https://doi.org/10.1016/j.jsames.2021.103452

Scarciglia F, Le Pera E & Critelli S. (2005). Weathering and pedogenesis in the Sila Grande Massif (Calabria, South Italy): from field scale to micromorphology. *CATENA* 61(1), p. 1–29

Serviço Geológico do Brasil - SGB. (2014). *Geologia e recursos minerais da folha de Lajes-SB.24-XD-VI. Escala 1:100.000*.http://dspace.cprm.gov.br/xmlui/handle/doc/20238. Acesso 03 de Março de 2023.

Tsozué D & Ndjigui PD. (2017a). Geochemical Features of the Weathered Materials Developed on Gabbro in a Semi-Arid Zone, Northern Cameroon. *Geosciences*, 7(16). https://doi:10.3390/geosciences7020016

Tsozué D, Nzeukou AN & Azinwi PT. (2017b). Genesis and classification of soils developed on gabbro in the high reliefs of Maroua region, North Cameroon. *Eurasian Journal of Soil Science*, 6(2), p. 168-177.

Yan WM & Li XS. (2012). Mechanical response of a medium–fine–grained decomposed granite in Hong Kong. *Engineering Geology*, 129, p. 1–8.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/633

Influência da Granulometria na Suscetibilidade à Liquefação de Areias

Melissa Goulart de Carvalho
Aluno de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, melissanow@outlook.com

Bruno Teixeira Lima
Professor Adjunto, Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, Departamento de Estruturas e Fundações, Rio de Janeiro, Brasil, bruno.lima@eng.uerj.br

Yasmin Bolelli de Souza
Aluno de Graduação, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, boleliyasmin@outlook.com

RESUMO: Ao longo do tempo, importantes registros documentam diversos incidentes de colapsos devastadores em depósitos de solos arenosos, acarretando sérios danos financeiros, perda de vidas humanas e impactos sobre o meio ambiente, resultantes da liquefação de areias saturadas. A ocorrência da liquefação estática, investigada neste estudo, tem lugar em solos saturados ou altamente saturados que sofrem uma diminuição de resistência sob esforços de cisalhamento sem drenagem, sendo comum em terrenos arenosos, siltes extremamente porosos e argilas sensíveis. Esse fenômeno é essencialmente caracterizado pela perda de resistência e rigidez do solo, agravada pelo carregamento exercido. O propósito desta pesquisa é demonstrar como a distribuição granulométrica do solo pode impactar o índice de vazios e, por conseguinte, sua suscetibilidade à liquefação. Para isso foram desenvolvidos ensaios triaxiais não-drenados em dois tipos de amostras, puramente arenosa e arenosa com adição de finos, investigado seu angulo de ruptura por meio de ensaios de cisalhamento direto e por fim apresentado a linha de estados críticos para ambas as amostras, moldadas por deposição úmida. Contudo não foi observado contribuição significativa da parcela de finos adicionada.

PALAVRAS-CHAVE: Liquefação, Indice de vazios, Granulometria, Ensaio triaxial.

ABSTRACT: Over time, important records document several incidents of devastating collapses in sandy soil deposits, causing serious financial damage, loss of human life and impacts on the environment, resulting from the liquefaction of saturated sands. The occurrence of static liquefaction, investigated in this study, takes place in saturated or highly saturated soils that suffer a decrease in resistance under shear stresses without drainage, being common in sandy soils, extremely porous silts and sensitive clays. This phenomenon is essentially characterized by the loss of soil strength and stiffness, aggravated by the load exerted. The purpose of this research is to demonstrate how the particle size distribution of the soil can impact the void content and, consequently, its susceptibility to liquefaction. For this purpose, undrained triaxial tests were developed on two types of samples, purely sandy and sandy with the addition of fines, their rupture angle was investigated through direct shear tests and finally the line of critical states for both samples was presented, molded by wet deposition. However, no significant contribution was observed from the added portion of fines.

KEYWORDS: Liquefaction, Void index, Granulometry, Triaxial test.

1 INTRODUÇÃO

O termo "Liquefação", inicialmente introduzido por Mogami e Kubo (1953), foi empregado para descrever diversos fenômenos, incluindo a deformação do solo sob carga monotônica ou cíclica. Durante a ocorrência desse fenômeno, a resistência e rigidez do solo diminuem devido ao aumento da pressão neutra que contrabalança a tensão efetiva estabelecida. Essa situação ocorre em solos saturados, sem coesão, sob condições que não permitem a drenagem. A liquefação pode ser categorizada em dois tipos: liquefação estática e liquefação cíclica.

A liquefação, demonstrada na Figura 1, ocorre quando a estrutura do solo se desintegra devido a uma carga aplicada rapidamente. Partículas com baixa compactação tendem a se rearranjar em uma configuração mais densa, reduzindo o volume dos espaços vazios. No entanto, durante vibrações como um terremoto, não há tempo suficiente para a água nos espaços vazios ser expelida.

Antes de se empreender qualquer avaliação relacionada à liquefação do solo, é de extrema importância examinar a possível ocorrência desse fenômeno. Para atingir esse objetivo, torna-se imperativo avaliar a predisposição dos solos à liquefação. Em casos em que o solo não demonstra ser suscetível, a perspectiva de risco de liquefação se dissiparia, eliminando a necessidade de investigações adicionais. Em contraste, se a suscetibilidade for identificada, torna-se necessário aprofundar a análise do "início da liquefação", juntamente com a exploração das implicações decorrentes (Kramer, 1996).

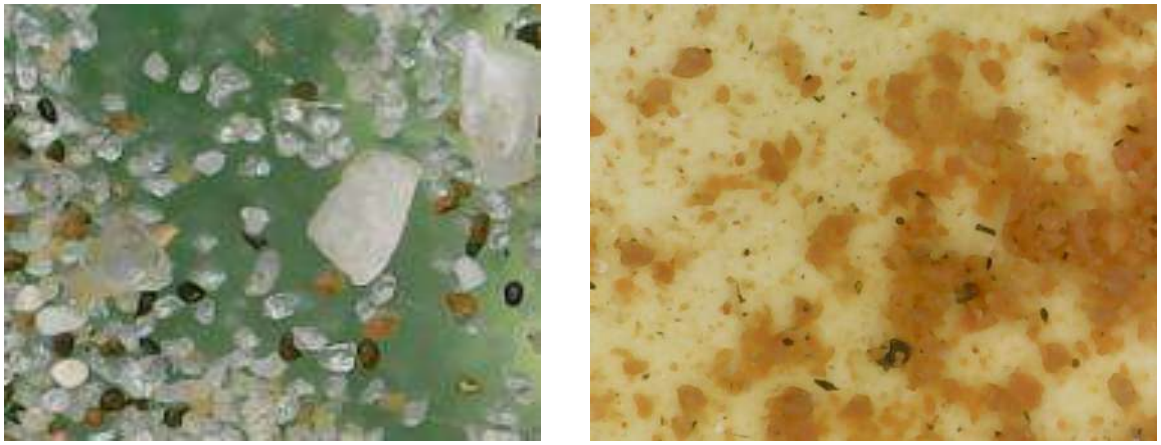
Figura 1. Liquefação em solo arenoso (Fonte: Amanda Fuccio (2019)).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Este estudo se concentra na análise da areia da Praia Rasa, localizada em Búzios, cuja curva granulométrica sugere um alto potencial para a ocorrência de liquefação. Para determinar se esse fenômeno ocorre ou não, foram conduzidos ensaios triaxiais não drenados, envolvendo fases de adensamento e carregamento axial. Somado a isso, corpos de prova com diferentes densidades relativas foram moldados através do método de deposição úmida, o qual será abordado ao longo do artigo.
Foram utilizados dois tipos de solos distintos, onde em um primeiro momento foram realizados ensaios para o solo 1, amostra arenosa (Figura 2a), e após a qualificação da suscetibilidade ou não à liquefação, foi adicionado parcela de finos oriundos do Solo 2, amostra siltosa (Figura 2b). A adição de finos a amostra puramente arenosa resulta do objetivo de apresentar como a granulometria de uma determinada amostra pode influenciar na sua propensão a se liquefazer.

2.1 Caracterização Física do Material

Para fins de visualização do formato dos grãos do solo existente, foi utilizado um microscópio eletrônico simples. Após análise das imagens constatou- se que se trata de um solo com partículas arredondadas. Esse tipo de característica torna o material ainda mais propício a liquefação já que possui tendência de atingir menores valores de densidade relativa (Figura 2a).

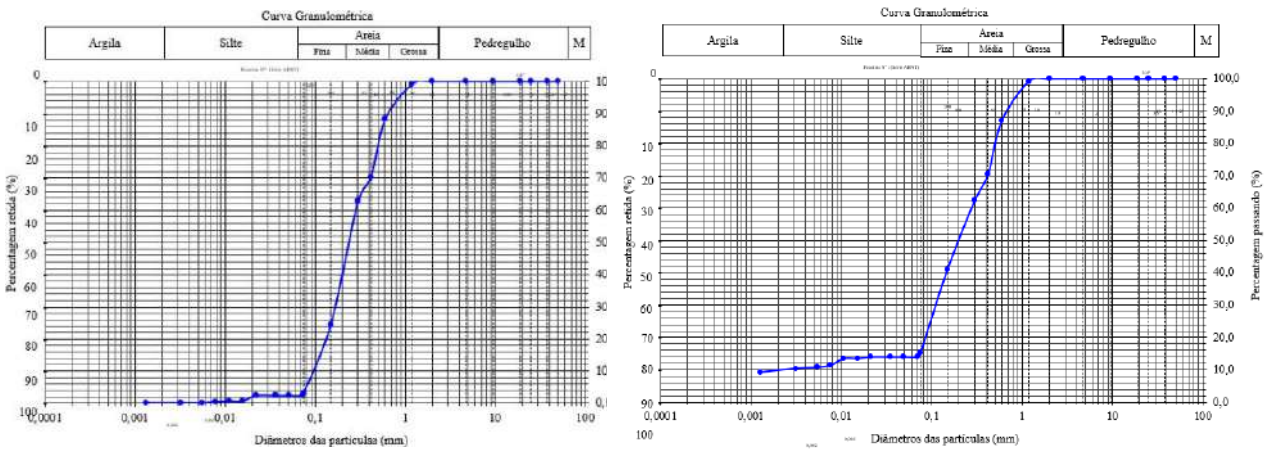


(a) (b)

Figura 2. (a) Areia observada em Microscópio, (b) Silte Passante na peneira # 200.

2.1.1 Análise Granulométrica

O ensaio para caracterização do solo e obtenção da sua análise granulométrica foi baseado na NBR 7181/2016. O ensaio de granulometria é utilizado para determinar a porcentagem em peso que cada faixa especificada de tamanho de partículas representa na massa total ensaiada. Para análise dos dados obtidos a partir da curva granulométrica, foram determinados os coeficientes de não uniformidade, CNU, e o coeficiente de curvatura, CC.



(a) (b)

Figura 3. (a) Curva Granulométrica da Amostra Arenosa, (b) Curva Granulométrica da Amostra arenosa com adição de 10% de finos.

Desta forma quando comparado com Tsuchida (1970), pode-se constatar que se trata de um solo com granulometria considerada suscetível à liquefação (Figura 3).

2.1.2 Índice de Vazios Máximo e Mínimo

Para obtenção do índice de vazios máximo foram realizados ensaios de acordo com a NBR 16840 (ABNT, 2020). Foram realizados os dois métodos previstos em norma, descritos como método A e método B.

Para obtenção do índice de vazios mínimo foi utilizado o método de pluviação sobre peneiras. Para a realização do método de pluviação sobre peneiras, foram utilizados funis com aberturas de 10 mm a 90 mm de diâmetro do bocal, variando em intervalos de 10 mm. Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 1.

Tabela 1. Índice de vazios máximo e mínimo para areia de Búzios

	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
$e_{\text{Máx}}$	0,91	0,9	0,9
$e_{\text{Mín}}$	0,75	0,74	0,75

Segundo Lambe & Whitman (1969), solos fofos apresentam densidade relativa (DR) abaixo de 35%, o que apresenta ser um grande desafio para a pesquisa em questão, já que o intervalo entre o índice de vazios máximo e mínimo é relativamente pequeno.

2.2 Deposição Úmida (“Moisty Tamping”)

O método de moldagem dos corpos de prova utilizados se baseou no método de deposição úmida, pois dentre os métodos estudados foi o mais eficaz na produção de amostras de baixa densidade relativa, de acordo com (Arthur 2020). A metodologia se baseia na preparação do solo seco em estufa, onde foi adicionado uma quantidade de água destilada que fizesse o solo atingir aproximadamente 6% de umidade, e em seguida colocado em 4 fases dentro do molde.
Assim foram separadas 5 amostras, das quais 4 tinham o mesmo peso para confecção do corpo de prova, e a quinta tem por objetivo a confirmação da umidade do material utilizado. Cada camada foi colocada e compactada dentro do molde bipartido por um compactador padrão (Figura 4). O molde utilizado foi desenvolvido pela Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), e se mostrou eficaz na produção de corpos de prova de areia em condição fofa, como apresentado em PEREIRA (2005)

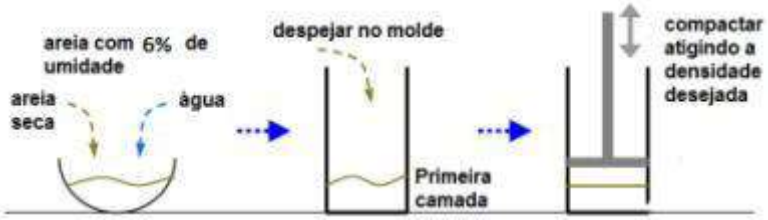


Figura 4. Método de deposição úmida

2.3 Saturação do Corpo de Prova

Na etapa de saturação utilizou-se saturação por percolação e por contrapressão. A saturação por percolação foi realizada com utilização de fluxo de água destilada ascendente sendo o valor da diferença de pressão entre topo e base igual a 5,0 kPa. A água percolava pelo corpo de prova e era então descartada.
A saturação por contrapressão foi realizada com pressão uniforme, sendo que o valor da tensão confinante aplicada excedia o valor da contrapressão em 10kPa. Por fim, a saturação foi verificada por meio do cálculo do parâmetro B de Skempton, cujo valor não poderia ser inferior à 0,97.
Esse limite mínimo de saturação foi sugerido por Jefferies & Been (2016). O teste do parâmetro B é feito fechando a linha de drenagem do corpo de prova, aumentando a pressão hidrostática confinante (câmara triaxial) de um certo valor ($\Delta\sigma$) e medindo a variação correspondente na poropressão (Δu).

2.4 Velocidade do Ensaio

A velocidade de cisalhamento do ensaio triaxial sob condições não drenadas deve ser estabelecida para garantir a equalização dos excessos de poropressão no interior do corpo de prova. A definição da velocidade de cisalhamento foi baseada na sugestão de Head (1986).

Head (1986) afirma ainda que o menor valor usado para o tempo mínimo de ruptura em minutos (tf) deve ser de 120 minutos, assim como a deformações axial estimada na ruptura (ε_{af}), que no caso de areias fofas, saturadas e cisalhadas de maneira não drenada, deve ser igualada a um valor entre 12 e 18%, resultando em uma velocidade de 0,08 mm/min.

As velocidades adotadas por outros pesquisadores que também desenvolveram ensaios similares foram de 0,04 mm/min e 0,08 mm/min, Abreu (2012) e Pereira (2005), respectivamente.

3 RESULTADOS E ANÁLISES

Dentro dos testes realizados no programa experimental, foram desenvolvidos ensaios não drenados moldados através do método de deposição úmida. Os valores de tensão confinante aplicados foram limitados a uma faixa de 30 a 100 kPa, considerando que o fenômeno da liquefação ocorre para baixas tensões.
Ensaios triaxiais não drenados em areias muito fofas tem sido usados com preferência para a determinação de parâmetros de estado permanente. Amostras muito fofas são contrativas durante o cisalhamento e exibem aumento contínuo de poropressão sob condições não drenadas. Isso minimiza o desenvolvimento de não uniformidade dentro da amostra (Sladen et al., 1985).

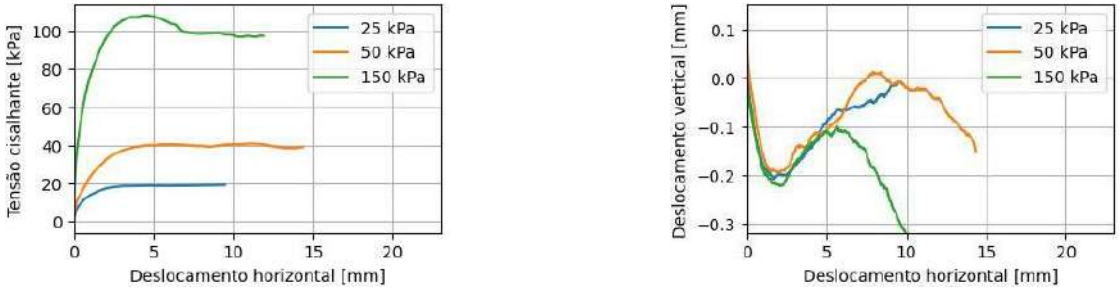
3.1 Ensaios de Cisalhamento Direto

Inicialmente, com o objetivo de entender o comportamento da areia e obter o ângulo de atrito (φ), foram realizados ensaios de cisalhamento direto tanto para areia pura quanto para a mistura de areia com finos (Tabela 2). Desta forma, considerando o maior valor de tensão na ruptura obteve-se o ângulo de atrito da amostra, o que facilitou o entendimento do comportamento desse solo estudado e auxiliou no traçado da linha de ruptura para esses materiais.
As tensões utilizadas para esse ensaio bem como sua velocidade foram as mesmas utilizados nos ensaios triaxiais, para que seu ângulo, quando cisalhado, fosse próximo nos dois ensaios e pudesse embasar a linha de ruptura.

Tabela 2. Ângulo de atrito obtido em ensaio de cisalhamento direto para areia fofa

Ensaios	Tensão normal corrigida (kPa)	Tensão ruptura maior (kPa)	σff/ τff	φ
Cisalhamento areia pura_25kPa	25,72	18,47	0,74	36,54
Cisalhamento areia pura_50kPa	52,45	40,33	0,72	35,7
Cisalhamento areia pura_150kPa	157,27	107	0,68	34,22
Cisalhamento areia com 10% de finos_25kPa	27,42	26	0,92	42
Cisalhamento areia com 10% de finos_50kPa	53,69	45	0,84	40

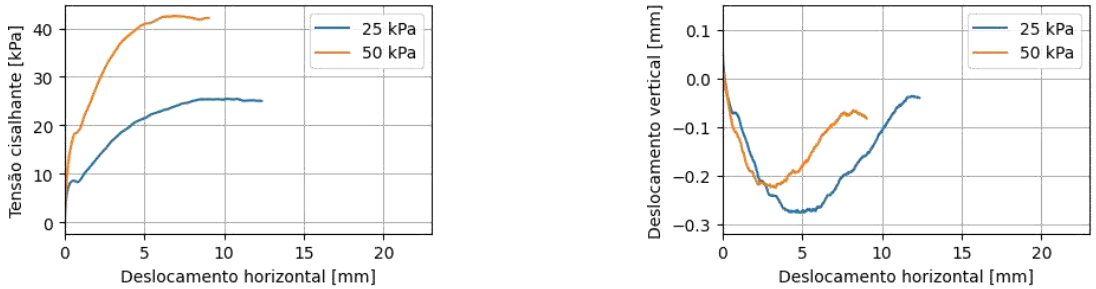
Na Figura 5 são apresentados os resultados obtidos para o cisalhamento direto em areia pura. Foi possível perceber que as amostras ensaiadas para tensões de 25 e 50kPa apresentaram comportamento fofo durante o ensaio, caracterizado pela ausência de picos de resistência (Figura 5a) e pela baixa deformação nos valores negativos no deslocamento vertical (Figura 5b), enquanto para tensão de 150kPa apresentaram um leve pico durante o ensaio.



(a) (b)

Figura 5. Ensaio de cisalhamento direto em amostra fofa sob tensões variadas para solo puramente arenoso.

As amostras com adição de silte (Figura 6) também apresentaram comportamento fofo durante o cisalhamento, possibilitando assim a utilização do seu ângulo de atrito (φ) na fase de ensaios triaxiais.



(a) (b)

Figura 6. Ensaio de cisalhamento direto em amostra fofa sob tensões variadas para solo arenoso com adição de 10% de finos.

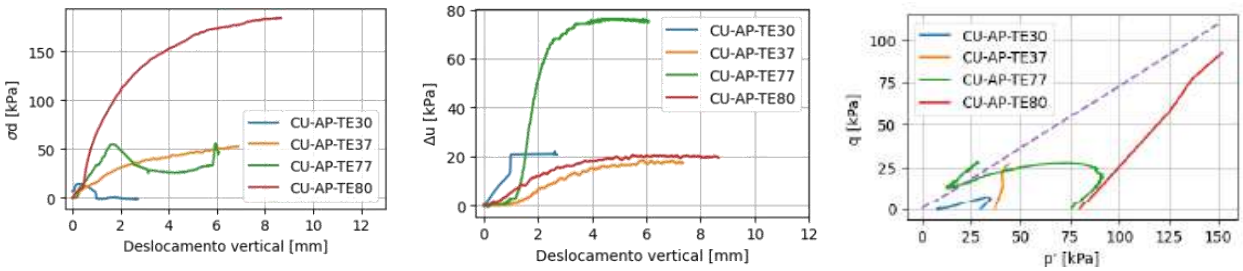
3.2 Ensaios não Drenados (CIU)

Ensaios foram realizados, como demostrado na Tabela 3, para areias puras e com adição de finos, e como resultado obtiveram se liquefação limitada e liquefação completa para amostras com baixa densidade relativa, enquanto para amostras compostas de areia com finos não foi possível alcançar o mesmo fenômeno.

Tabela 3. Dados amostras de Areia pura e com fração de finos ensaiadas

Dados de entrada					Adensamento		
Amostra	h(mm)	Φ méd(mm)	Peso(g)	e inicial	Δ Vol(mm3)	e	p' ruptura(kPa)
CU_AP_TE37	80	35,5	92,2	1,48	8087	1,22	50
CU_AP_TE77	80	35,5	96,4	1,44	10871	0,98	10
CU_AP_TE30	80	35,5	101,54	1,27	1000	1,25	8
CU1_AS_TE30	80	35,5	98,5	1,37	300	1,36	12
CU2_AS_TE30	80	35,5	99,1	1,33	500	1,32	13
CU_AP_TE80	80	35,5	104,2	1,22	5966	1,05	160
CU3_AS_TE50	80	35,5	99,76	1,30	730	1,28	20

A fase de ensaios não drenados teve por objetivo alcançar liquefação total da amostra, tanto para a amostra arenosa quanto para amostra com parcela de finos. Inicialmente foram ensaiados corpos de prova de areia pura (Figura 7). Os resultados obtidos demostram que somente a amostra CU-AP-TE30 (Tabela 3), amostra essa puramente arenosa, ensaiada para uma tensão efetiva de 30kPa apresenta perda total de resistência (Figura 7a), com seu gráfico de trajetória de tensões (p' vs q) se encaminhando de encontro a origem, apresentando a liquefação completa como descrito por Carrera et al. (2011). A amostra CU-AP-TE77 (Tabela 3), também puramente arenosa e ensaiada para uma tensão de 77kPa apresenta comportamento similar inicialmente, porém observa-se que a tensão desviadora (σd) se recupera e apresenta novamente aumento do seu valor, caracterizando o fenômeno de liquefação limitada. As outras amostras não apresentam liquefação se encaminhando somente para linha de ruptura representado pela linha tracejada, e apresentando ganho de resistência (Figura 7c).



(a) (b) (c)

Figura 7. Ensaio triaxial não drenado para diversas tensões em solo puramente arenoso.

Posteriormente foram ensaiados os corpos de prova com adição de silte (Figura 8), com o objetivo de entender a contribuição da parcela de finos ao material puramente arenoso. Após diversos ensaios pode-se concluir que nenhum dos corpos de prova apresentaram liquefação completa de seu material.

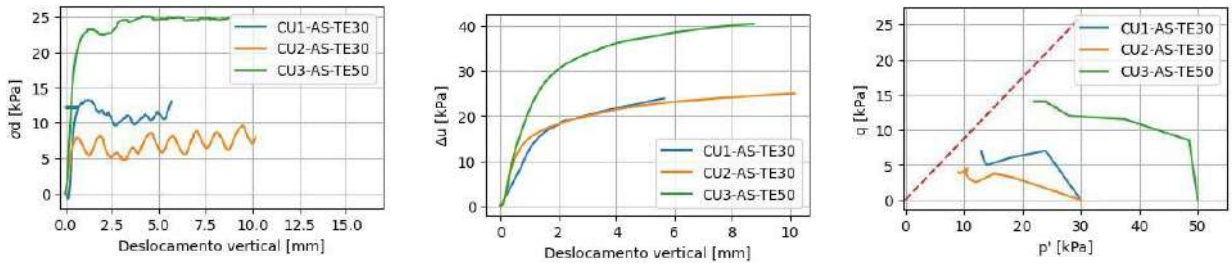


Figura 8. Ensaio Triaxial Não Drenado para Diversas Tensões em solo arenoso com 10% de finos.

Com base nos resultados apresentados foi possível concluir que as linhas de estado crítico para areais puras e para areias com parcelas de finos tem comportamentos diferentes, afetando assim diretamente na sua suscetibilidade à liquefação. A linha de estados críticos para areias, tracejada azul e para areia com adição de finos, tracejada laranja, demonstram a relação índice de vazios (e) vs p' para as amostras ensaiadas (Figura 9).

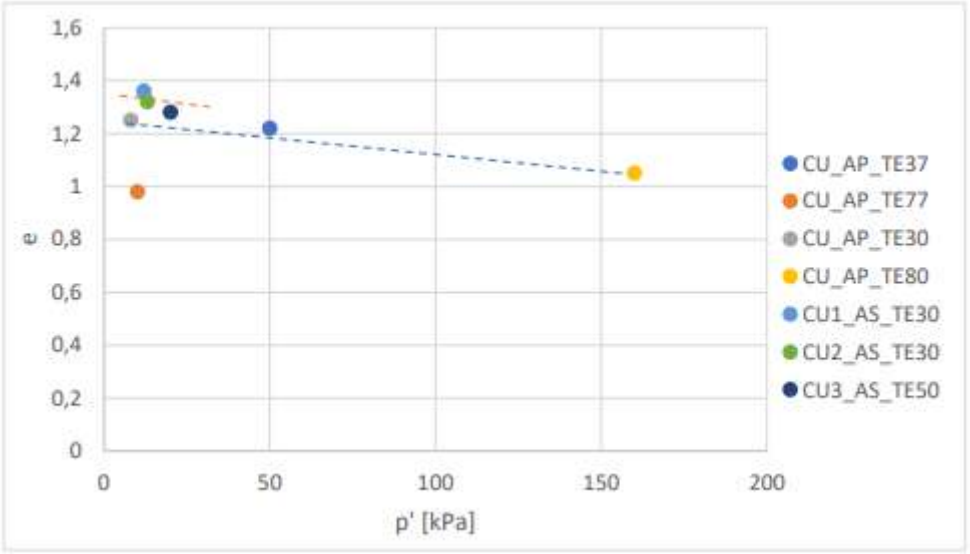


Figura 9. Linha de estado crítico para areias puras e com adição de silte.

4 CONCLUSÕES

Conforme destacado na literatura técnica, o teor de finos nos materiais não é considerado uma variável decisiva para desencadear o fenômeno de liquefação, o que foi corroborado pelos resultados obtidos neste estudo. No entanto, não foi possível estabelecer uma correlação direta entre esse teor e a suscetibilidade à liquefação do material estudado. É essencial ressaltar que a presença de finos pode influenciar significativamente a efetivação desse fenômeno, especialmente no que diz respeito à capacidade de dissipação das poropressões geradas durante os carregamentos cíclicos. De fato, os finos tendem a reduzir as taxas de dissipação das poropressões induzidas, o que pode aumentar o risco de liquefação em certos contextos geotécnicos.

Além disso, é importante considerar que amostras com uma quantidade reduzida de partículas finas geralmente exibem maior condutividade hidráulica. Isso não apenas facilita a permeabilidade do material, mas também pode contribuir para uma dissipação mais eficiente das poropressões geradas por carregamentos dinâmicos, diminuindo assim a probabilidade de ocorrência de liquefação. Portanto, entender como a distribuição e o comportamento dos finos afetam a resposta geotécnica dos materiais é crucial para avaliar e mitigar os riscos associados à liquefação em estruturas e obras geotécnicas.

Com base nos resultados apresentados foi possível concluir que as linhas de estado crítico para areais puras e para areias com parcelas de finos tem comportamentos diferentes, afetando assim diretamente na sua suscetibilidade à liquefação.

Ensaios foram realizados, como demostrado (Figura 9), para areias puras e com adição de silte, e como resultado obtiveram- se liquefação limitada e liquefação completa para amostras com baixa densidade relativa puramente arenosas, enquanto para amostras compostas de areia com finos não foi possível alcançar o mesmo fenômeno.

Assim conclui-se que a adição de 10% de finos, como apresentado na presente pesquisa, em uma amostra arenosa não contribuiu com o aumento da sua tendência a se liquefazer. Para um melhor entendimento de como o silte pode contribuir com esse potencial é aconselhável testar outros métodos de moldagem para um intervalo maior de amostras, com densidades relativas e tensões efetivas diferentes.

AGRADECIMENTOS

Agradeço o apoio a Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ) e a Universidade Pontifícia Católica (PUC RIO), bem como a todos professores e orientadores que possibilitaram a presente pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREU, E. J. A. Estudo das Condições de Liquefação da Areia de Coimbra em Triaxial Estático e Cíclico. 145f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2012.

AMANDA FUCCIO. Liquefação dos solos: um dos grandes responsáveis pelo rompimento de barragens de rejeito. Disponível em: <https://www.minasjr.com.br/liquefacao-dos-solos-rompimento-de-barragens/>. Acesso em: 05/01/2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT, NBR. 7181: 2016 Análise Granulometrica. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR, ABNT. NBR 16840. Solo—Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 2020.

CORRÊA, ARTHUR AMARAL et al. Determinação do potencial de liquefação estática de uma areia fina. 2020.

CARRERA, A.; COOP, M.; LANCELLOTTA, R. Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings. Géotechnique, v. 61, n. 11, p. 935-946, nov/2011.

HEAD, K. H. Manual of soil laboratory test. London: Pentech Press, 1986.

JEFFERIES, M.; BEEN, K. Soil Liquefaction - A Critical State Approach. Florida: CRC Press, 2016.

KRAMER, S. L.; SIDERAS, S. S.; GREENFIELD, M. W. The timing of liquefaction and its utility in liquefaction hazard evaluation. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 91, p. 133-146, 2016.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V.; Soil mechanics. John Wiley & Sons, Inc. Editorial, New York, 1969. p. 29-39.

PEREIRA, E. L. Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático. 185 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

SLADEN, J.A.; D'HOLLANDER, R.D. & KRAHN, J. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. Canadian Geotechnical Journal, 22, 1985, p. 564-578

TSUCHIDA, H. Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits. In: Abstract of the seminar in the Port and Harbor Research Institute. 1970. p. 31-333.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/634

Influência da Sucção nos Parâmetros de Compressibilidade de uma Areia Argilosa Laterítica

Renan Felipe Braga Zanin
Docente, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, renanzanin@uel.br

Alana Dias de Oliveira
Docente, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, Brasil, alanaoliveira@utfpr.edu.br

Flávia Gonçalves Pissinati Pelaquim
Docente, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, Brasil, fgoncalves@professores.utfpr.edu.br

Pedro Henrique Lopes Dal-Cól
Docente, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, eng.pedro.dalcol@uel.br

Raquel Souza Teixeira
Docente, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, raquel@uel.br

RESUMO: Os recalques do solo podem resultar em uma série de problemas para as construções, podendo causar desconforto aos usuários ou, até mesmo, representar riscos para a própria estrutura. Diante disso, este trabalho tem como objetivo identificar a influência da sucção sobre os parâmetros de compressibilidade do solo de Tuneiras do Oeste/PR, classificado como areia argilosa, por meio de ensaios edométricos inundados e não inundados em amostras indeformadas não amolgadas. Ao todo, foram feitos 3 ensaios edométricos inundados e 4 não inundados, sendo trabalhadas 4 umidades iniciais: 5%, 7%, 9% e 11%. Observou-se uma grande influência da sucção sobre a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e o índice de compressão (C_c). Para a primeira, quanto maior a sucção, maior a σ'_{vm}. Já o segundo mostrou-se maior para os ensaios inundados e os não inundados com maiores umidades, ou seja, quanto menor a sucção, maior o C_c e, consequentemente, mais compressível o solo. Além disso, notou-se que existe um valor limite de sucção a partir do qual o C_c se mantém relativamente constante. Em relação ao coeficiente de compressibilidade (a_v) e coeficiente de variação volumétrica (m_v), os corpos de prova com teores de umidade mais baixos apresentaram valores menores devido à maior rigidez e sucção.

PALAVRAS-CHAVE: Sucção, Solo Não Saturado, Parâmetros de Compressibilidade, Curva Característica.

ABSTRACT: Soil settlement can result in a series of problems for buildings, causing discomfort to users or even posing risks to the structure itself. Therefore, this work aims to identify the influence of suction on the compressibility parameters of the soil of Tuneiras do Oeste/PR, classified as clayey sand, through flooded and non-flooded oedometric tests on undisturbed samples. In total, 3 flooded and 4 non-flooded oedometric tests were carried out, with 4 initial humidity levels being worked on: 5%, 7%, 9% and 11%. A great influence of suction on the pre-consolidation tension (σ'_{vm}) and the compression index (C_c) was observed. For the first, the greater the suction, the greater the σ'_{vm}. The second was higher for flooded and non-flooded tests with higher humidity, that is, the lower the suction, the higher the C_c and, consequently, the more compressible the soil. Furthermore, it was noted that there is a suction limit value beyond which C_c remains relatively constant. Regarding the compressibility coefficient (a_v) and volumetric variation coefficient (m_v), the specimens with lower moisture contents presented lower values due to greater stiffness and suction.

KEYWORDS: Suction, Unsaturated Soil, Compressibility Parameters, Characteristic Curve

1 INTRODUÇÃO

Os solos, devido à sua estrutura, podem sofrer deformações sob efeito de solicitações internas e externas, porém a magnitude e tempo de estabilização destas deformações são dependentes de fatores como o valor da tensão aplicada, a condição de umidade e as características intrínsecas a cada tipo de solo (GUTIERREZ, 2005).

Vargas (1978) define a compressibilidade do solo como a mudança de forma ou volume quando submetido a cargas externas. O resultado desta mudança física, denominado de recalque, pode acarretar prejuízos às edificações construídas sobre o solo, por meio de danos à estrutura e acabamentos, além de desconforto e risco ao usuário. Quando se analisa o comportamento de solos não saturados, a situação pode ser ainda mais complexa, uma vez que nesta condição existe uma pressão negativa na água dos poros, chamada de sucção, que diminui gradativamente com a saturação do meio (SOUZA NETO, 2004).

Os parâmetros mecânicos utilizados em projetos de fundações frequentemente são generalizados a partir de investigações pontuais do subsolo, o que muitas vezes desconsidera variações sazonais. Enquanto na Mecânica dos Solos clássica a variabilidade espacial ocorre na geometria das camadas e nas propriedades físicas e mecânicas dos solos totalmente secos ou saturados, nos solos não saturados essa variabilidade é ainda mais complexa, incluindo variações sazonais devido aos ciclos de umedecimento e secagem (SAAB e RODRIGUES, 2018).

Portanto, este trabalho tem como objetivo analisar a influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade do solo de Tuneiras do Oeste, Paraná, Brasil, por meio de ensaios edométricos inundados e não inundados, com variação do teor de umidade inicial, utilizando como ferramenta complementar a curva característica solo-água.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

O solo utilizado é do tipo residual, originário da região noroeste do estado do Paraná, próximo ao município de Tuneiras do Oeste, região sul do Brasil. Foram coletadas amostras indeformadas de um talude localizado no km 111+400 LD da Rodovia Federal BR-487, cujas coordenadas geográficas são 23°48’50,3”S e 52°59’58,8”W, a uma altitude de 410 metros.

Gonçalves *et al.* (2018) realizaram ensaios para determinação dos limites de liquidez e plasticidade, segundo as normas NBR 6459 (ABNT, 1984a) e NBR 7180 (ABNT, 1984c), respectivamente, e para obtenção da massa específica dos sólidos, segundo a NBR 6508 (ABNT, 1984b), cujos resultados são mostrados na Tabela 1.

Tabela 1. Características físicas do solo de Tuneiras do Oeste.

Característica física	Valor
Limite de Liquidez – LL (%)	20
Limite de Plasticidade – LP (%)	13
Índice de Plasticidade – IP (%)	7
Massa Específica dos Sólidos – ρ_s (g/cm³)	2,89

Fonte: Adaptado de Gonçalves *et al.* (2018)

Zanin *et al.* (2024) realizaram ensaios de granulometria conjunta com e sem defloculante, segundo a NBR 7181 (ABNT, 1984d), obtendo os resultados mostrados na Tabela 2. A diferença de classificação entre os diferentes ensaios se dá devido à microagregação natural das partículas de argila que é destruída quando o solo é exposto ao defloculante, comportamento também observado por Araki (1997), Peixoto *et al.* (2001) e Teixeira *et al.* (2004).

Tabela 2. Composição e classificação granulométrica do solo de Tuneiras do Oeste.

Ensaio	Fração Granulométrica			Classificação Granulométrica
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	

Com defloculante	21	4,7	32	Areia argilosa
Sem defloculante	2	23,7	34	Areia siltosa

Fonte: Adaptado e traduzido de Zanin *et al.* (2024)

Os mesmos autores publicaram a curva característica do solo de Tuneiras do Oeste, em sua estrutura indeformada, em função do teor de umidade volumétrico, como mostra a Figura 1. A curva foi obtida pela trajetória de secagem e a determinação da sucção matricial foi feita por meio de dois métodos diferentes: câmara de pressão de Richards (para sucções abaixo de 1000 kPa) e papel filtro. Os pontos experimentais foram ajustados pelo modelo de Gitirana e Fredlund (2004).

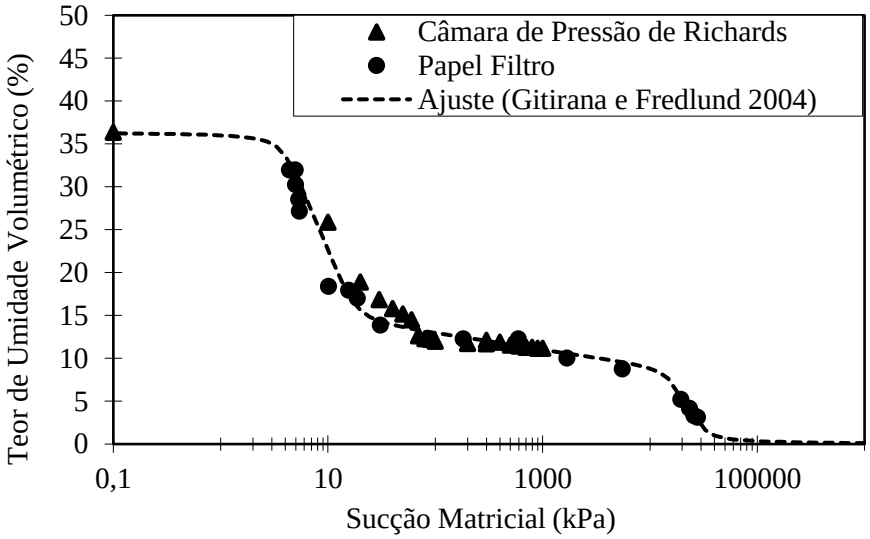


Figura 1. Curva característica do solo de Tuneiras do Oeste.
Fonte: Traduzido de Zanin *et al.* (2024)

2.2 Métodos

2.2.1 Escolha dos Teores de Umidade de Ensaio

Foram definidos valores de teores de umidade gravimétricos para a avaliação da influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade do solo. Definiu-se os teores de umidade de campo (w ≈ 9 %) e mais três, dois situados abaixo e um acima da umidade de campo (w ≈ 5 e 7 %, e 11 %). Os corpos de prova foram talhados na umidade de campo e, para os ensaios não inundados, umedecidos ou secados para que atingissem as umidades escolhidas.

Estes teores de umidade gravimétricos foram convertidos em valores volumétricos para estimativa da sucção a partir da curva característica, apresentada na Figura 1. Sendo assim, obteve-se um ponto com sucção baixa, próximo do VEA_1 e do início do patamar intermediário, ainda no trecho de dessaturação dos macroporos; dois pontos no patamar intermediário, onde não há grandes variações de teor de umidade com o acréscimo de sucção; e um ponto próximo do final do patamar intermediário, no início do trecho de dessaturação dos microporos, conforme Tabela 3, onde w é o teor de umidade gravimétrico definido, θ é o teor de umidade volumétrico convertido e $\Psi_{estimada}$ é a sucção matricial estimada pela curva característica.

Tabela 3. Teores de umidade adotados e respectivos valores de sucção.

w (%)	θ (%)	$\Psi_{estimada}$ (kPa)
11,0	16,1	18

9,0	13,2	80
7,0	10,3	2500
5,0	7,3	16000

2.2.2 Ensaios Edométricos

Os corpos de prova de amostras indeformadas usados nos ensaios edométricos foram talhados com o auxílio de um anel metálico de aproximadamente 8 cm de diâmetro e 3,2 cm de altura, garantindo o não amolgamento dos mesmos. Foi utilizado uma prensa de compressão confinada unidirecional (Figura 2), com a seguinte sequência de montagem da câmara: base, pedra porosa seca ao ar, papel filtro, corpo de prova dentro do anel, papel filtro, pedra porosa seca ao ar, cilindro centralizador do conjunto e cabeçote. As pedras porosas têm a função de faces drenantes do corpo de prova ensaiado e o papel filtro tem apenas a finalidade de impedir a colmatação das pedras porosas por partículas de solo.

Os ensaios foram realizados com estágios de carregamento de 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa e descarregamentos de 640, 320, 160 e 10 kPa, segundo a norma D2435 (ASTM, 2011), com intervalos de 15 minutos por carregamento, a fim de se evitar o máximo de perda de umidade. Ao todo, foram realizados 3 ensaios inundados e 4 não inundados.

No caso dos ensaios inundados, a câmara foi preenchida com água destilada até que o corpo de prova estivesse completamente submerso, sendo feita uma leitura de deformação vertical depois, de no mínimo, 12 horas, a fim de se obter a variação da altura do corpo de prova apenas sob a influência da inundação. Decorridas as 12 horas, os carregamentos foram iniciados. Já os ensaios não inundados, para que o corpo de prova perdesse o mínimo de umidade possível, a câmara foi coberta com filme plástico logo após sua montagem e posicionamento na prensa, permanecendo assim ao longo de todo o procedimento.

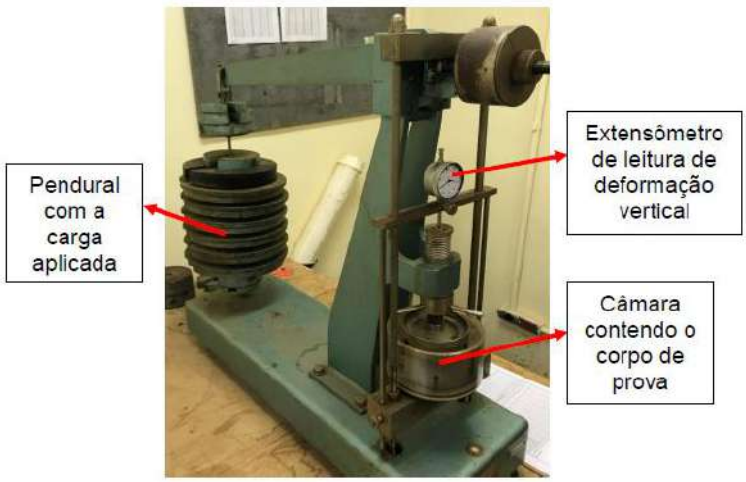


Figura 2. Prensa de compressão confinada unidirecional montada.

A partir das curvas de compressão obtidas das leituras dos ensaios, foram encontrados os parâmetros de compressibilidade do solo de Tuneiras do Oeste nas condições não inundada e inundada. A tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) foi obtida pelo método de Pacheco Silva (SILVA, 1970), o índice de compressão (C_c) e o coeficiente de compressibilidade (a_v) foram obtidos graficamente; e o coeficiente de variação volumétrica (m_v), foi calculado a partir da relação com o a_v por meio da Equação 1, onde e_0 é o índice de vazios inicial do corpo de prova.

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_0} \quad (1)$$

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para melhor entendimento dos diferentes corpos de prova e ensaios, foi definido uma sigla para cada um, conforme mostrado na Tabela 4, onde também estão os índices físicos antes e depois dos ensaios edométricos. Observa-se a semelhança entre os corpos de prova, indicada pelos baixos valores de coeficiente de variação (PHOON e KULHAWY, 1999; DUNCAN, 2000; BAECHER e CHRISTIAN, 2003; BRANCO *et al.*, 2014), quando se compara os valores de massa específica, massa específica seca, índice de vazios e porosidade antes dos ensaios, garantindo a homogeneidade entre as amostras.

Tabela 4. Índices físicos dos corpos de prova.

Índice Físico		Ensaio							CV (%)
		Inundado			Não Inundado				
		I - 1	I - 2	I - 3	NI - 11	NI - 09	NI - 07	NI - 05	
w (%)	Antes	8,89	8,48	8,59	10,98	9,12	6,96	4,95	-
	Depois	15,33	15,08	15,11	10,71	9,15	6,48	5,17	-
ρ (g/cm³)	Antes	1,54	1,56	1,61	1,56	1,52	1,60	1,49	2,73
	Depois	2,11	2,11	2,18	1,92	1,86	1,69	1,57	-
ρ_d (g/cm³)	Antes	1,41	1,44	1,49	1,41	1,40	1,49	1,42	2,66
	Depois	1,83	1,84	1,89	1,73	1,71	1,59	1,50	-
e	Antes	1,05	1,01	0,95	1,05	1,07	0,94	1,03	5,02
	Depois	0,59	0,57	0,52	0,66	0,68	0,82	0,92	-
η (%)	Antes	51,17	50,31	48,59	51,28	51,69	48,40	50,83	2,62
	Depois	37,10	36,11	34,37	39,92	40,61	45,01	47,93	-
Sr (%)	Antes	24,56	24,20	26,27	30,16	24,63	21,45	13,82	-
	Depois	75,10	77,12	83,39	46,56	38,67	22,88	16,24	-

Nota: I = Ensaio Inundado, NI = Ensaio Não Inundado, CV = Coeficiente de Variação.

A Figura 3 mostra as curvas de compressão obtidas pelos ensaios edométricos. Nota-se que, no geral, não é possível definir claramente o ponto de mudança entre as deformações elásticas (trecho de recompressão) e elasto-plásticas (reta virgem). Tal comportamento também foi observado por Vaughan (1988) e Souza Neto (2004), sendo justificado pela existência de estágios intermediários de escoamento do solo à medida que as ligações entre as partículas são destruídas, até alcançar o trecho da reta virgem, onde as deformações são mais significativas. Além disso, é possível observar que o solo se torna mais compressível com valores menores de sucção, tendendo a convergir para as curvas dos ensaios inundados, com sucção próxima de 0 kPa.

Nota-se que, como discutido por Jennings e Knight (1957), Gutierrez (2005) e Lollo (2008), o início das curvas não coincidem devido à variação do índice de vazios inicial entre os corpos de prova. Para se resolver tal questão, fez-se a normalização das curvas, dividindo os índices de vazios de cada estágio de carregamento pelo índice de vazios inicial de cada corpo de prova, resultando nas curvas apresentadas na Figuras 4

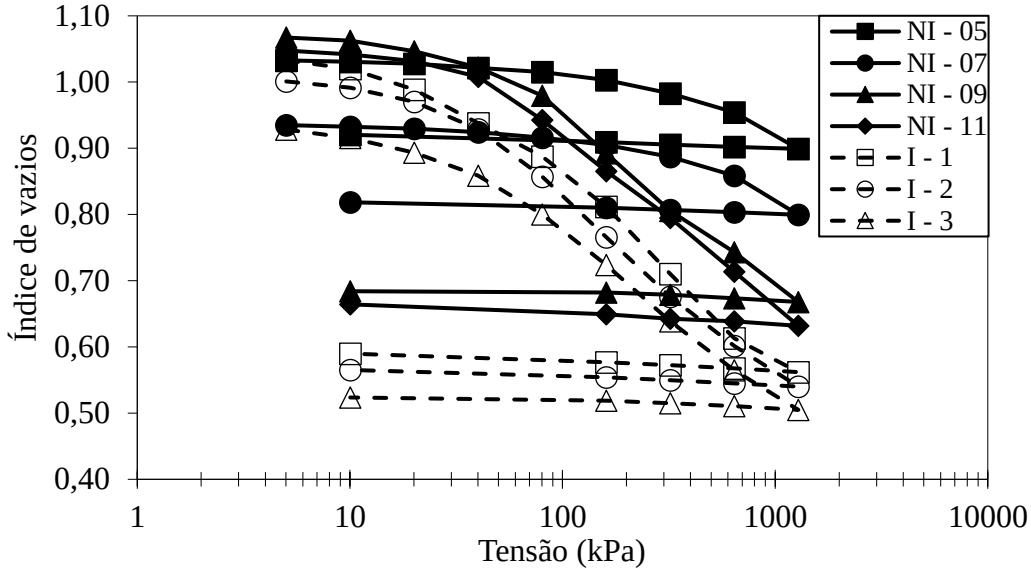


Figura 3. Curvas de compressão.
Nota: I = Ensaio Inundado, NI = Ensaio Não Inundado

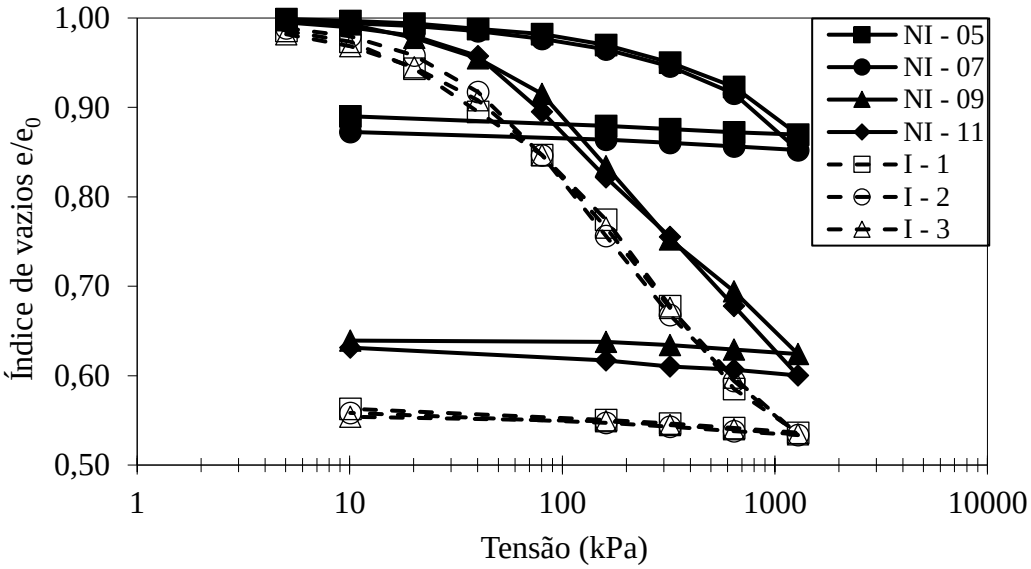


Figura 4. Curvas de compressão normalizadas.
Nota: I = Ensaio Inundado, NI = Ensaio Não Inundado

A partir das curvas, obteve-se os valores dos parâmetros de compressibilidade do solo: tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), índice de compressão (C_c), coeficiente de compressibilidade (a_v) e coeficiente de variação volumétrica (m_v), apresentados na Tabela 5.

Tabela 5. Parâmetros de compressibilidade do solo de Tuneiras do Oeste.

Condição de Inundação	Ensaio	Parâmetros			
		σ'_{vm} (kPa)	C_c	a_v (kPa^{-1})	m_v (kPa^{-1})
Não Inundado	NI - 05	167,06	0,12	9.10^{-5}	$4{,}42.10^{-5}$
	NI - 07	161,43	0,12	1.10^{-4}	$5{,}16.10^{-5}$
	NI - 09	73,54	0,34	2.10^{-4}	$9{,}66.10^{-5}$
	NI - 11	68,87	0,33	2.10^{-4}	$9{,}74.10^{-5}$
Inundado	I - 1	44,31	0,35	2.10^{-4}	$9{,}77.10^{-5}$
	I - 2	49,31	0,37	2.10^{-4}	$9{,}94.10^{-5}$

I - 3	45,51	0,32	2.10^{-4}	$1,03.10^{-4}$

A tensão de pré-adensamento foi maior para a condição não inundada, sugerindo a influência das forças das ligações cimentícias e da sucção em tal parâmetro, além de indicar que o solo inundado sofre maiores deformações submetido a menores sobrecargas. Além disso, quando se observa a σ'_{vm} dos ensaios não inundados com diferentes umidades, nota-se uma relação direta entre este parâmetro e a sucção, ou seja, quanto maior a sucção (solo mais seco), maior a tensão de pré-adensamento (GUTIERREZ *et al.*, 2008; VILAR e RODRIGUES, 2011; BENATTI e MIGUEL, 2013; SAAB e RODRIGUES, 2018).

O índice de compressão se mostrou maior para os ensaios inundados e os não inundados com maiores umidades, cujos valores de sucção ao fim do ensaio foram próximos, indicando que a presença de uma maior quantidade de água tornou a estrutura do solo mais compressível devido à redução da sucção e da quebra das ligações entre os grãos (SOUZA NETO, 2004; ARAUJO *et al.*, 2016; SAAB e RODRIGUES, 2016; SOARES e RODRIGUES, 2018). Este comportamento indica novamente a influência da sucção neste parâmetro e mostra que existe um valor de sucção a partir do qual, mesmo reduzindo-o, o C_c se mantém relativamente constante.

Em relação ao coeficiente de compressibilidade (a_v) e ao coeficiente de variação volumétrica (m_v), o comportamento foi o mesmo: para os ensaios com menores umidades (e maiores sucções), estes parâmetros se mostraram menores, indicando a maior rigidez do solo e apresentando menores deformações ao longo do ensaio.

4 CONCLUSÕES

Primeiramente, pôde-se observar a semelhança entre todos os corpos de prova utilizados, mesmo havendo certa heterogeneidade do solo. Os coeficientes de variação dos índices físicos iniciais foram baixos, validando a comparação entre as amostras.

Em relação aos ensaios edométricos, os corpos de prova ensaiados na condição inundada se mostraram mais deformáveis, com valores de índice de compressão maiores e tensões de pré-adensamento menores, indicando que a perda de sucção interferiu nos valores desses parâmetros.

Observando o coeficiente de compressibilidade e o de variação volumétrica, o mesmo comportamento foi observado, onde os ensaios com menores umidades apresentaram menores valores deste parâmetro, indicando a maior rigidez devido à sucção.

Por fim, os resultados mostraram a influência da sucção sobre o comportamento compressível do solo de Tuneiras do Oeste, mostrando que as análises em relação à condição não saturada são importantes a fim de se ter maior precisão e eficiência no uso do solo nas obras de engenharia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Araujo, A.G., Borges, C.R., Alves, E.C., Alves, R.C., Correchel, V. (2016) Análise da colapsividade de um solo tropical da região de Goiânia-GO. *Revista Mirante*, 9 (1), p. 216-226.

Araki, M.S. (1997) *Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 121 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984a) NBR 6459. *Solo - Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984b) NBR 6508. *Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984c) NBR 7180. *Solo - Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984d) NBR 7181. *Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2011) ASTM D2435: *Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading*.

Baecher G., Christian J. (2003) *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. John Wiley&Sons Ltd., Chichester, England.

Benatti, J.C.B., Miguel, M.G. (2013) A proposal of structural models for colluvial and lateritic soil profie from southwestern Brazil on the basis of their collapsible behavior. *Engineering Geology*, p. 1-11.

Branco L.P., Gomes A.T., Cardoso A.S., Pereira C.S. (2014) Natural variability of shear strength in a granite residual soil from Porto. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32, p.911–922.

Bulut, R., Lytton, R.L., Wray, W.K. (2001) Soil suction measurements by filter paper. *Expansive Clay Soils And Vegetative Influence On Shallow Foundations*, p. 243-261.

Duncan J. (2000) Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(4), p.307–316.

Gitirana, G.F.N., Fredlund, D.G. (2004) Soil-water characteristic curve equation with independent properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130 (2), p. 209-212.

Gonçalves, F., Zanin, R.F.B., Somera, L.F., Oliveira, A.D., Ferreira, J.W.S., Branco, C.J.M.C., Teixeira, R.S. (2018) Caracterização físico-química e mineralógica de três solos do estado do Paraná. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - Geotecnia e Desenvolvimento Urbano, Salvador, BA. *Anais…* ABMS.

Gutierrez, N.H.M. (2005) *Influência de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 325 p.

Gutierrez, N.H.M., Nóbrega, M.T., Vilar, O.M. (2008) Influence of the microstructure in the collapse of a residual clayey tropical soil. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 68 (1), p. 107-116.

Jennings, J.E., knight, K. (1957) The Additional Settlement of Foundations due to a Collapse of Structure of Sand Subsoils on Wetting. In: 4th ISSMFE. *Anais…* p. 316-319.

Lollo, J.A. (2008) *Solos colapsíveis: identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas*. Cultura Acadêmica, São Paulo, SP, Brasil.

Marinho, F.A.M. (1997) Medição de Sucção em Solos. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro. *Anais*… Freitas Bastos, p. 373-397.

Peixoto, R.J., Feitosa, J.H.P., Gitirana, G.F.N., Cunha, R.P., Carvalho, J.C. (2001) Superfície de estado do solo poroso colapsível do Distrito Federal (Brasil**)**. In: 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre. *Anais…* ABMS, p. 96-109.

Phoon K-K., Kulhawy F.H. (1999) Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), p.612–624.

Saab, A.L., Rodrigues, R.A. (2016) Análise da colapsibilidade de um solo arenoso por meio de ensaios com sucção controlada. In: 8th Congreso Uruguayo de Geologia, Montevideu, Uruguai. *Anais*...

Saab, A.L., Rodrigues, R.A. (2018) Parâmetros de compressibilidade de um perfil de solo arenoso colapsível. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - Geotecnia e Desenvolvimento Urbano, Salvador, BA. *Anais…* ABMS.

Silva, P.F. (1970) Um novo método para determinação da pressão de pré-adensamento. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro. *Anais…* ABMS.

Soares, F.V.P., Rodrigues, R.A. (2018) Análise dos parâmetros de resistência e de compressibilidade de uma areia argilosa não saturada nos estados natural e compactado. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - Geotecnia e Desenvolvimento Urbano, Salvador, BA. *Anais…* ABMS.

Souza Neto, J.B. (2004) *Comportamento de um Solo Colapsível avaliado a partir de Ensaios de Laboratório e Campo, e Previsão de Recalques devidos à Inundação (Colapso).* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro / COPPE, 468 p.

Teixeira, R.S., Belincanta, A., Lopes, F.F., Gutierrez, N.H.M.; Branco, C.J.M.C. (2004) Avaliação do Colapso do Solo da Camada Superficial da Cidade de Londrina/PR. In: V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos. *Anais…* ABMS, p. 495-499.

Vargas, M. (1978) *Introdução à Mecânica dos Solos*, vol. 1, McGraw-Hill do Brasil, São Paulo, SP, Brasil, 509 p.

Vaughan, P.R. (1988) Characterizing the mechanical properties of in situ residual soil. General report, session 2. In: 2nd International Conference on Geomechanics Tropical Soils, Cingapura. *Anais…*

Vilar, O.M., Rodrigues, R.A. (2011) Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. *Canadian Geotechnical Journal*, 48 (2), p. 226-233.

Zanin, R.F.B., Kondo, A.M., Pelaquim, F.G.P., Oliveira, A.D., Machado, S.L., Andrello, A.C., Teixeira, R.S. (2024) The impact of gradual increase in moisture on the collapse of Brazilian clayey sand soil. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 82:36, p. 1-15.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/635

Influência da umidade de compatação na resistência de solo expansivo estabilizado com cal e cinza do bagaço de cana-de-açúcar

João Pedro Camelo Guedes
Doutorando em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, joaopguedes99@gmail.com

Carina Silvani
Professor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, carinasilvani@gmail.com

Jucimara Cardoso da Silva
Doutorando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, jucimara.engenhariacivil@gmail.com

João Vítor Azambuja Carvalho
Doutorando em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, carvalho.jv@ufrgs.br

Alexia Cindy Wagner
Doutorando em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, alexia-wagner@hotmail.com

RESUMO: Solo expansivos sofrem variação volumétrica quando submetidos à variação na umidade, podendo causar danos às obras da engenharia assentadas sobre a camada expansiva. Consequentemente, a umidade inicial é um dos fatores que interferem diretamente na expansão e na resistência mecânica. Visando controlar a expansão do solo e aumentar sua resistência mecânica, alguns materiais surgem como alternativa para a estabilização: a cal e a cinza do bagaço da cana-de-açúcar (CBCA). A CBCA é um resíduo da indústria sucroalcooleira com alto potencial pozolânico e, quando disposto de forma inadequada, é prejudicial ao meio ambiente, tornando-se objeto de estudo para fins de sustentabilidade. Portanto, o objetivo do trabalho é avaliar a influência da umidade inicial no comportamento mecânico de um solo expansivo estabilizado com cal e CBCA. O solo foi estabilizado com teores de cal de 3%, 6% e 9% e com 25% de CBCA. As umidades de compactação variaram entre 18,5%, 19,5% e 20,5%, escolhidas com base na curva de compactação Proctor normal e peso específico seco fixo de 14,75 kN/m³. Os resultados da pesquisa mostraram que a resistência à compressão simples aumenta com o acréscimo da umidade. Além disso, a resistência também aumenta quando é acrescentada cal à mistura. Concluiu-se que o uso da CBCA na estabilização do solo expansivo com cal foi viável e o uso de uma metodologia de dosagem permitiu prever a resistência à compressão simples do solo expansivo estabilizado com CBCA e cal estudado.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização de solos; Porosidade/Teor volumétrico de cal; Resíduo da Indústria Sucroalcooleira.

ABSTRACT: The volumetric changes in swelling soils are due to moisture variation damaging engineering works settled in expansive layers. Hence, the moisture content in swelling soils is one of the key parameters dictating soil swelling and mechanical strength. In order to control the soil swelling and increase its mechanical strength, materials like lime and sugarcane bagasse ash (SCBA) come up as alternatives to soil stabilization. SCBA is a sugarcane industry waste with high pozzolanic potential and, when disposed of improperly, it can endanger the global environment, becoming an object of study for sustainability purposes. Therefore, the main

target of this work is to evaluate the influence of moisture content on the mechanical behavior of a swelling soil stabilized with SCBA and lime. The soil was stabilized with 3%, 6% and 9% of lime content and 25% of SCBA. The moisture content ranged from 18,5%, 19,5% and 20,5% based on the standard Proctor compaction curve and a dry unit weight of 14,75 kN/m³ was established. The results showed that the unconfined compressive strength increases when moisture content. Furthermore, the unconfined compressive strength increases when lime is added to the blend. Thus, some conclusions can be drawn: the use of SCBA in soil swelling soil stabilization with lime was feasible and a dosage methodology allowed to forecast unconfined compressive strength of swelling soil stabilized with SCBA and lime studied in this work.

KEYWORDS: Soil stabilization; Porosity/lime volumetric content; Sugarcane industry waste.

1 INTRODUÇÃO

O solo serve de suporte para todas as obras da engenharia civil. As características desse solo podem mudar dependendo da sua rocha origem, tipo e clima de formação. Em vista disso, é possível que determinados solos não atendam às necessidades de projeto, podendo ser tratados com técnicas de melhoramento de solo. Solos expansivos, em geral, não atendem aos requisitos de projeto, por apresentar variação volumétrica, quando submetidos a mudanças na umidade, podendo acarretar diversas patologias através de recalques diferenciais nas obras de engenharia como canais, rodovias e edifícios. Para esse tipo de solo, a técnica de melhoramento de solo mais utilizada é a estabilização química com cal. A cal tem potencial para reduzir a expansão e aumentar a resistência mecânica (KUMAR; KUMAR, 2019).

Para que as reações pozolânicas ocorram, são necessárias uma fonte de sílica ou alumina e uma fonte de íons de cálcio, juntamente com água. Além da sílica já presente na composição do solo, uma forma de tornar essas reações mais eficazes é através da adição de materiais pozolânicos, os quais apresentam altos teores de sílica e de alumina em estado amorfo. Juntamente com cal, os materiais pozolanicos conseguem produzir os elementos cimentantes, como o C-S-H (Silicato de Cálcio Hidratado) que possuem elevada resistência mecânica. (BELL, 1996).

Algus autores, como Cordeiro *et al.* (2009), avaliaram a cinza do bagaço de cana de açúcar (CBCA) como alternativa para material pozolânico. Os resultados das pesquisas mostraram que a CBCA pode ser utilizada como material pozolânico pelo alto teor de sílica (SiO_2) em sua composição. Por se tratar de um resíduo prejudicial ao meio ambiente e à saúde (LE BLONDE *et al.*, 2014), a CBCA também se torna objeto de estudo para fins de sustentabilidade.

Dentre os fatores que influenciam a expansão do solo, Consoli *et al.* (2020) analisaram a influência da umidade inicial em misturas bentonita-caulim-cimento. Os autores relatam que a umidade inicial é um dos fatores que interfere diretamente no comportamento expansivo. Além da umidade, o teor de cal e a porosidade também influenciam na expansão, conforme mostrado por outros autores (SILVANI *et al.*, 2020).

Para obter-se uma curva de dosagem para solos estabilizados, Consoli *et al.* (2007) desenvolveram uma metodologia de dosagem racional através do índice η/C_{iv} (porosidade/teor volumétrico de cimento) para prever a resistência à compressão simples de um solo argiloso estabilizado com cimento. O índice surge como uma alternativa similar ao fator água/cimento utilizado para dosagem de concreto, a fim de prever parâmetros como resistência à compressão simples, objeto de estudo deste trabalho. A fim de analisar outros solos e outro estabilizante, Consoli *et al.* (2011) utilizaram do mesmo índice porosidade/teor volumétrico de aditivo com cal (η/L_{iv}) para estabilizar uma argila arenosa

Em vista do exposto, este estudo visa analisar o uso da cinza do bagaço de cana de açúcar como material pozolânico na estabilização de solos expansivos compactados em diferentes umidades iniciais e teores de cal.

2 METODOLOGIA

2.1 Caracterização dos materiais

Os materiais usados na pesquisa foram o solo expansivo, a cal, a CBCA e água destilada. O solo expansivo utilizado na pesquisa foi uma mistura de areia/bentonita na proporção 75/25, chamado de mistura areia e bentonita. A areia utilizada foi adquirida no comércio local de Campina Grande-PB e passada na peneira #4,8 mm. A bentonita é da marca Bentonisa, produzida na cidade de Boa Vista-PB. A CBCA foi calcinada a 700°C, pois é a temperatura ideal para otimizar o potencial pozolânico da cinza (CORDEIRO et al., 2008,

2009). A CBCA foi peneirada em malha de #100 para eliminar as impurezas. A Tabela 1 apresenta a caracterização física do solo e da CBCA estudados, sendo classificados, com base no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), como argila de alta plasticidade (CH) e silte não-plástico (ML), respectivamente.

Tabela 1: Caracterização geotécnica do solo e da CBCA

Ensaio	Propriedades	Solo	CBCA	Norma
Distribuição granulométrica dos grãos	Areia grossa (%)	4,70	-	ABNT NBR 7181/2018
	Areia média (%)	17,00	-	
	Areia fina (%)	46,51	20,12	
	Silte (%)	2,05	50,23	
	Argila (%)	29,73	29,65	
Limites de Atteberg	LL (%)	65,00	-	ABNT NBR 6459/2017
	LP (%)	27,20	-	
	IP (%)	37,80	NP*	ABNT NBR 7180/2016
Massa específica dos grãos do solo	Peso específico dos grãos do solo (kN/m³)	26,5	25,01	ABNT NBR 6458/2016

NP* – Não Plástica

O planejamento experimental foi baseado em ensaios de resistência à compressão simples das misturas MAB-CBCA-cimento. O teor de CBCA em relação à massa seca do solo expansivo foi mantido constante em 25% enquanto os teores de cal variaram entre 3%, 6% e 9%. Esses valores da CBCA estão entre os teores usualmente utilizados para estabilização de solos com materiais pozolânicos (Horpibulsuk et al., 2010; Silvani et al., 2023a). Já os teores de cal foram baseados no ensaio de consumo inicial de cal (ICL), o qual consiste em adicionar cal ao solo até obter-se um pH constante (ROGERS; GLEDINNING; ROFF, 1997). O valor de ICL foi de 6% e, portanto, foram adotados dois outros teores: um abaixo (3%) e outro acima (9%).

Os pontos de moldagem (γ_d e w) foram definidos com base na curva de compactação da mistura solo expansivo. Foram escolhidos um ponto de umidade referente à umidade ótima do solo, uma maior e outra menor (19,5%; 20,5%; 18,5%, respectivamente) e o mesmo γ_d da mistura solo expansivo-CBCA (14.75 kN/m³). A Figura 1 apresenta as curvas de compactação, juntamente com os pontos de moldagem adotados, demarcados por um x.

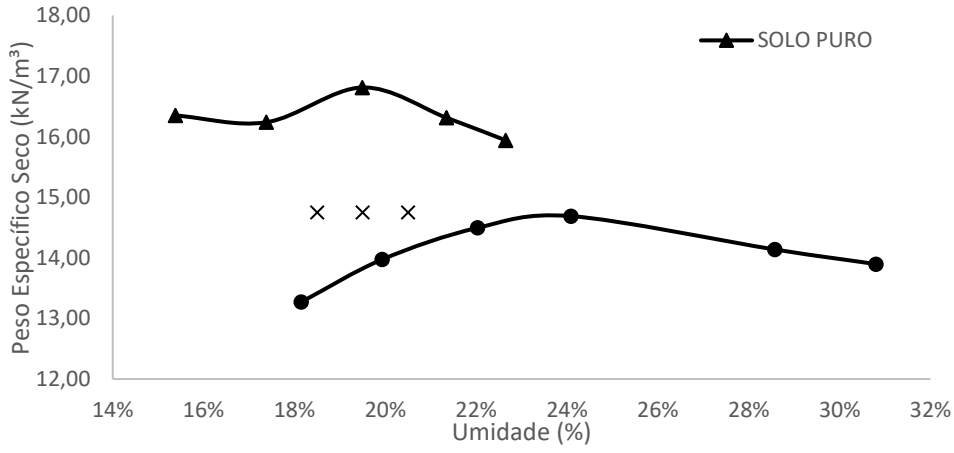


Figura 1 – Curva de compactação para as misturas solo expansivo-CBCA

No que se refere à moldagem dos corpos de prova, inicialmente, a areia e a bentonita, na proporção 75/25, foram misturadas até adquirir uma consistência homogênea. Logo em seguida, adicionou-se a CBCA e, após a homogeneização, a cal. Posteriormente, adicionou-se a água para atingir o teor de umidade inicial

desejada e realizou-se a mistura manual com uma colher. Após obtenção de uma massa homogênea, a mistura foi dividida em três porções de igual massa e seguiu-se para a compactação estática em um molde tripartido, dividida em três camadas com escarificação entre elas. Além disso, foram retiradas três pequenas amostras da mistura para verificar a umidade de moldagem.

Após o desmolde, os corpos de prova foram pesados em uma balança na precisão de 0,01 g e medido com paquímetro com precisão de 0,01 mm. Em seguida, foram embalados em sacos plásticos e mantidos em câmera úmida a temperatura constante de 25°C. Os corpos de prova que apresentaram γ_d e *w* fora do intervalo entre 99% e 101% foram descartados. A porosidade (η) das amostras foi calculada pela Equação 1 e o teor volumétrico de cal (L_{iv}) das amostras pela Equação 2. (SILVANI et al., 2023a).

$$\eta = 100 - \frac{100\left\{\frac{\frac{\gamma_d Vs}{1+\frac{L}{100}}\left(\frac{S}{100}\right)}{\gamma_{sS}} + \frac{\frac{\gamma_d Vs}{1+\frac{L}{100}}\left(\frac{CBCA}{100}\right)}{\gamma_{sCBCA}} + \frac{\frac{\gamma_d Vs}{1+\frac{L}{100}}\left(\frac{L}{100}\right)}{\gamma_{sL}}\right\}}{Vs} \quad (1)$$

$$L_{iv} = \frac{V_C}{V} = \frac{m_{C/\gamma sL}}{V} \quad (2)$$

Sendo, m_L o peso da cal, V o volume da mistura, *L* o teor de cal; γ_{ss} e γ_{sL} o peso específico solo e da cal, respectivamente. Após o período de cura de seis dias, os corpos de prova foram imersos em água por 24 horas para reduzir os efeitos da sucção (CONSOLI et al., 2007). Após as 24 horas, completaram-se os sete dias de cura, e os corpos de prova foram submetidos à ruptura, em uma prensa hidráulica, em uma velocidade constante de 1,14 mm/min.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados com base nos ensaios de resistência à compressão simples serão apresentados nessa seção, juntamente com as discussões.

3.1 Efeito do teor de cal

A Figura 2 apresenta as curvas da variação da resistência à compressão simples (q_u) em função do teor de cal para as umidades (*w*) de 18,5%, 19,5% e 20,5%. As três curvas seguem a mesma tendência de crescimento linear da resistência à compressão simples quando ocorre o aumento do teor de cal da mistura.

As equações das retas de ajuste para os teores de 18,5%, 19,5% e 20,5% de umidade estão apresentadas abaixo nas Equações (3), (4) e (5), respectivamente.

$$qu = 104{,}11L + 1142{,}50 \quad (3)$$
$$qu = 95{,}31L + 1310{,}30 \quad (4)$$
$$qu = 104{,}72L + 1438{,}80 \quad (5)$$

A taxa de crescimento das três curvas, representada pelo coeficiente angular, é constante para uma mesma curva e é similar para os três teores de umidade, próximo a 100. Isso indica que as retas da resistência à compressão simples pelo teor de cal de cada umidade são praticamente paralelas. Ao analisar a segunda parcela da equação, o coeficiente linear, percebe-se um aumento da resistência à compressão simples quando aumenta a umidade.

Ainda em relação às curvas da Figura 2, pode-se analisar o acréscimo percentual da resistência, ao aumentar o teor de cal de 3% para 9%. Os valores encontrados foram de 43,30%, 36,36% e 36,40%, em média, para os teores de 18,5%, 19,5% e 20,5% de umidade, respectivamente, reiterando o comportamento paralelo das retas de ajuste.

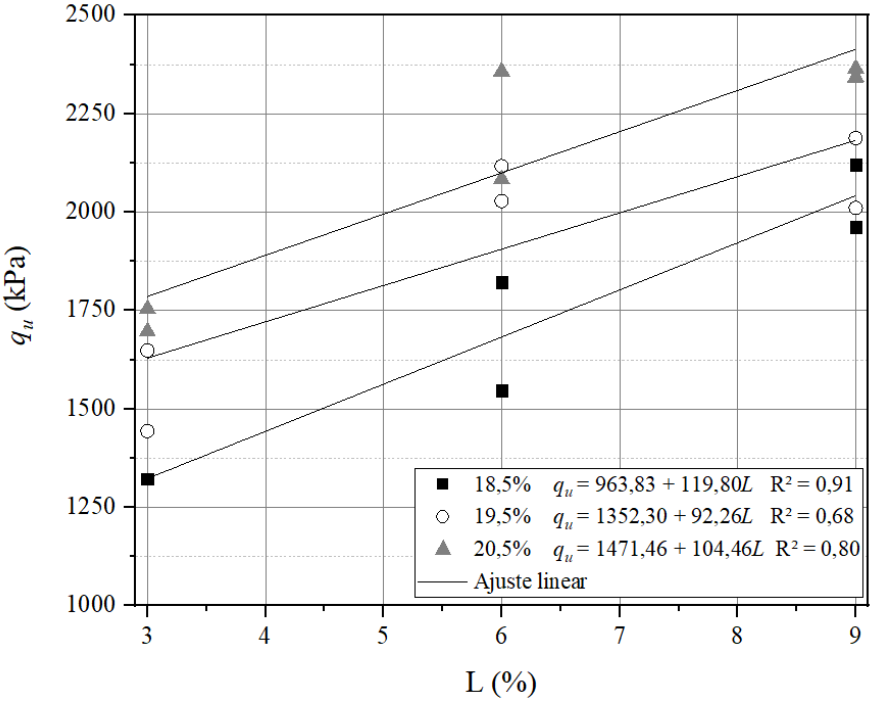


Figura 2 – Influência do teor de cal na resistência à compressão simples do solo expansivo

3.2 Efeito da umidade inicial

A Figura 3 apresenta os resultados da resistência à compressão simples pelo teor de umidade das misturas para os teores de cal de 3%, 6% e 9%. Assim como no efeito do teor de cal, pode ser observado que as três curvas seguem a mesma tendência linear, independente do teor de cal das amostras.

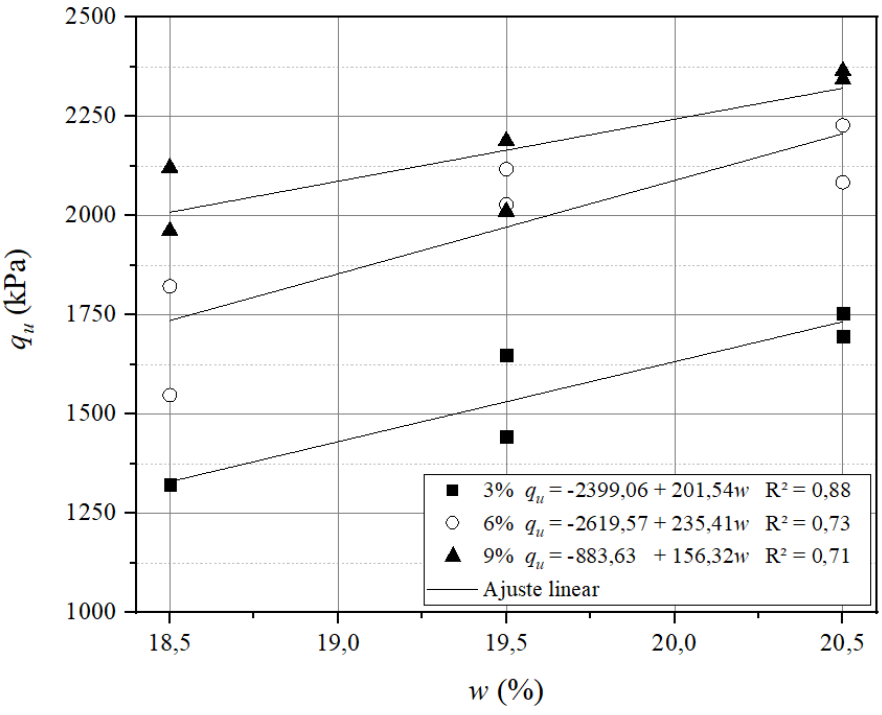


Figura 3 – Influência da umidade de compactação na resistência à compressão simples do solo expansivo

As equações das retas de ajuste para os teores de cal de 3%, 6% e 9% estão dispostas nas equações (6), (7) e (8), respectivamente.

$$qu = 141{,}99w - 1213{,}60 \quad (8)$$
$$qu = 140{,}20w - 731{,}27 \quad (10)$$
$$qu = 143{,}82w - 599{,}21 \quad (11)$$

Seguindo o mesmo comportamento da análise do teor de cal, a taxa de crescimento das três retas, representadas pelo coeficiente angular, é constante para uma mesma reta, quando se observa o aumento do teor de umidade. Além disso, esse coeficiente é similar entre as retas, resultando em um valor médio de 142,00. Ao analisar o coeficiente linear, é possível perceber que ele aumenta com o teor de cal, indicando que a resistência à compressão simples aumenta, quando o teor de cal também aumenta.

Analisando a Figura 3, pode-se verificar o acréscimo percentual médio de resistência à compressão simples ao aumentar a umidade de 18,5% para 20,5%. Os acréscimos na resistência a partir da variação da umidade de 18,5% para 20,5% foram de 19,70%, 16,50% e 14,00% para 3%, 6% e 9% de cal, respectivamente, indicando um comportamento paralelo das retas de ajuste.

Alguns autores como Consoli *et al.* (2007, 2011) relataram que a resistência à compressão simples da mistura caulim-cal e solo-cimento, respectivamente, aumenta com o aumento da umidade até o um valor ótimo (umidade ótima). Além disso, Zhang *et al.* (2018) relataram que para os solos argilosos estudados, a resistência à compressão simples diminui acima do grau de saturação de 80%. Esse grau de saturação elevado indica que o solo está próximo da sua umidade ótima. No caso desta pesquisa, as saturações médias para as umidades de 18,5%, 19,5% e 20,5% foram de 45,35%, 47,70% e 50,95%, respectivamente, indicando que os corpos de prova foram moldados no ramo seco da curva de compactação.

Esse comportamento linear e diretamente proporcional é esperado até certo grau de saturação, pelo fato de a água agir como elemento fundamental para o processo de reações pozolânicas da mistura, carregando os íons cálcio e hidroxilas da cal para a superfície da argila (INGLES; METCALF, 1972). Porém ultrapassando o teor ótimo de umidade, como mostrado por Zhang *et al.* (2018), a água torna-se um elemento indesejável, uma vez que altas quantidades do material implicam na redução da resistência mecânica da mistura. O mesmo comportamento relatado pelos autores, após a umidade ótima (no ramo úmido da curva de compactação), não foi visto na mistura solo expansivo-CBCA-cal, pois os teores de umidade escolhidos (18,5%, 19,5% e 20,5%) foram baseados na umidade ótima do solo puro. É possível que o mesmo comportamento observado pelos autores seja visto ao analisar as umidades de 23%, 24% e 25%, uma vez que 24% é a umidade ótima da mistura solo expansivo-CBCA-cal.

3.3 Efeito da metodologia de dosagem η/L_{iv}

Visando analisar a metodologia de dosagem η/L_{iv} desenvolvida por Consoli et al. (2007), foram traçadas as curvas de dosagem para cada umidade estudada (Figura 4). Para manter uma mesma taxa de influência da porosidade e do teor volumétrico de cal, foi aplicado o expoente 0,26 no teor volumétrico de cal para contabilizar essas variáveis na análise. O valor de 0,26 foi adotado, seguindo os estudos de Silvani et al. (2023), Guedes et al. (2021) e Silvani et al. (2020), estudando solos expansivos estabilizados com cimento Portland e cal. Diambra et al. (2017) mostraram que esse expoente é dependente da matriz de solo através de uma derivação teórica, considerando o comportamento da matriz cimentada descrita pelo modelo Drucker-Prager e a matriz do solo considerando a teoria do estado crítico. Em relação a umidade de compactação, Consoli et al. (2011) apresentaram um estudo para um solo silte arenoso estabilizado com cimento Portland, indicando que diferentes curvas de dosagem η/C_{iv} para cada teor de umidade estudada, visto que, ao aplicar uma curva única de dosagem para diferentes umidades, iria estar descartando a influência dessa variável.

Nesse sentido, como todas as curvas de dosagem apresentam o mesmo índice $(\eta/L_{iv}{}^{0,26})^{-1,3}$ é possível isolar essa variável e analisar o valor constante em todas elas, sendo o único fator variante. A Figura 5 apresenta a variação da compressão simples normalizada $q_u/(\eta/L_{iv}{}^{0,26})^{-1,3}$, em função da umidade de moldagem. Para esse caso, obteve-se uma função linear, indicando que a resistência normalizada tende a aumentar com o aumento da umidade. Porém, como visto anteriormente, esse comportamento é visto até um certo valor de umidade, e, após isso, a resistência tende a reduzir, obtendo uma relação parabólica. Para o intervalo analisado,

apenas o crescimento linear foi verificado, associando q_u, porosidade (η), teor volumétrico de cal (L_{iv})e a umidade de compactação (R^2=0,99). Possivelmente, em maiores umidades, essa relação parabólica poderia ser evidenciada.

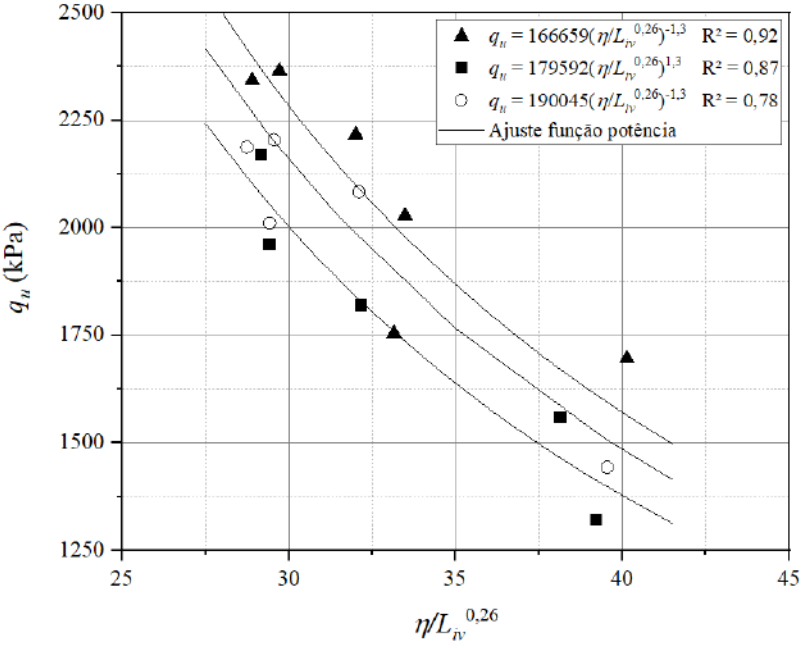


Figura 4 – Curvas de dosagem $\eta/L_{iv}^{0,26}$ para o solo expansivo

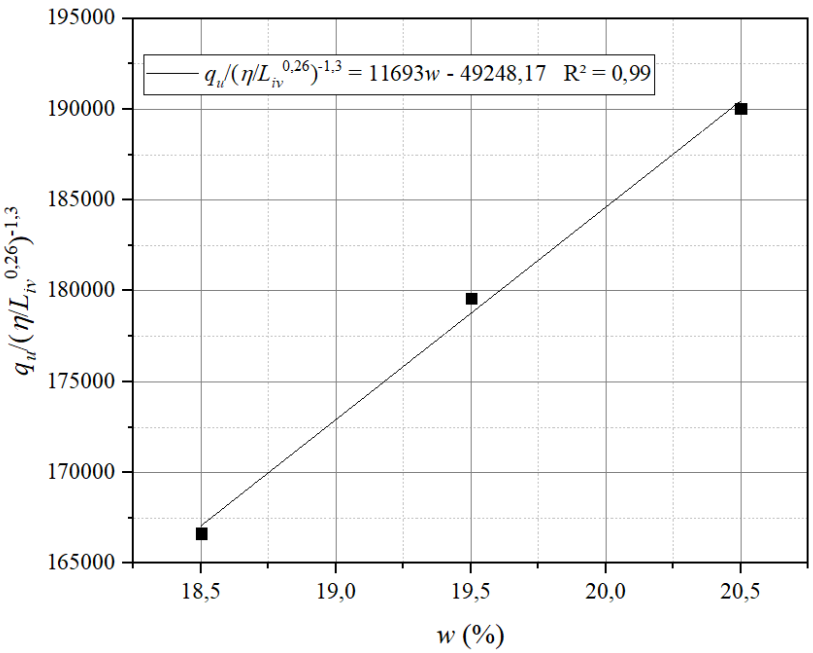


Figura 5 – Resistência à compressão simples normalizada do solo expansivo

4 CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos na pesquisa, foi verificado que a adição de cal aumenta consideravelmente a resistência à compressão simples em todas as umidades estudadas, devido ação das reações pozolânicas entre os elementos da cal, do solo expansivo e da CBCA. Diante disto, a estabilização de

solos expansivos com cal se torna uma alternativa bastante satisfatória e segura no quesito resistência do material. Outras análises mecânicas referentes à durabilidade, rigidez, e outros aspectos são necessárias para validar o seu uso real na prática, além de análises ambientais como por exemplo de lixiviação para validar de forma efetiva a sua aplicabilidade em obras reais. Além disso, para o intervalo estudado, o aumento da umidade inicial também aumenta a resistência a compressão simples do solo estabilizado com cinza do bagaço de cana-de-açúcar (CBCA) e cal, espera-se que após um certo valor de umidade (correspondente a S = 80%) a resistência tenda a reduzir.

O coeficiente η/L_{iv} definido pela relação entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento ajustado por um expoente (0,26) se mostrou adequado para representar uma curva de dosagem para a resistência a compressão simples de solo estabilizado com cal e CBCA.

Considerando o intervalor das variáveis estudados nesta pesquisa, uma única relação pode ser obtida ligando resistência a compressão simples com porosidade, teor volumétrico de cal e umidade de compactação. A relação de $q_u/[\eta/L_{iv}^{0,26}]^{-1,3}$ com a umidade de compactação se mostrou linear com a resistência crescente com a umidade

.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a CAPES e ao CNPq pelo fornecimento das bolsas de pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bell, F. G. Lime Stabilization of Clay Minerals and Soils. *Engineering Geology*, v. 42, p.

Consoli, N. C.; Foppa, D.; Festugato, L. Heineck, K. S. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 113, p. 197-205, 2007.

Consoli, N. C.; Rosa, D. A.; Cruz, R. C.; Johann, A. D. R. Water content, porosity and cement content as parameters controlling strength of artificially cemented silty soil. *Engineering Geology*, v. 112, n. 3, p.328-333, 2011.

Consoli, N. C.; Araújo, M. T.; Ferrazzo, S. T.; Rodrigues, V. L.; Rocha, C. G. Increasing density and cement content in stabilization of expansive soils: Conflicting or complementary procedures for reducing swelling? *Canadian Geotechnical Journal*, v. 58, n. 6, 2020.

Cordeiro, G. C.; Toledo Filho, R. D.; Fairbairn, E. M. R. Effect of Calcination Temperature on the Pozzolanic Activity of Sugarcane Bagasse Ash. *Construction and Building Materials*, v. 23, p. 3301-3303, 2009.

Diambra A.; Ibraim E.; Peccin A.; Consoli, N. C.; Festugato, L. Theoretical Derivation of Artifcially Cemented Granular Soil Strength. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143, 04017003, 2017

Guedes, J. P. C.; Tenório, E. A. G.; Silvani, C.; Braz, R. I. F. Previsão da Resistência à Compressão Simples de um Solo Expansivo Estabilizado com Cimento Através do Índice Porosidade/teor volumétrico de Cimento. *Revista Princípia*, 2021

Kumar, J.K.; Kumar, V.P. Soil stabilization using E-waste: a retrospective analysis. *Materials Today: Proceedings*, v. 22, n. 3, p.661-663, 2019.

Le Blond, J.S., Tomatis, M., Horwell, C.J., Dunster, C., Murphy. The surface reactivity and implied toxicity of ash produced from sugarcane burning. *Environmental. Toxicology*, 29: 503-516, 2014.

Rogers, C. D. F.; Glendinning, S.; Roff, T. E. J. Lime modification of clay soils for construction expediency. *Proocedings Geotechnical Engineering*, v. 149 (3), p. 201-202, 1997.

Silvani, C.; Lucena, L. C. F. L.; Tenório E. A. G.; Scheuermann, H. C.; Consoli, N. C. Key Parameter for Swelling Control of Compacted Expansive Fine-Grained Soil – Lime Blends. *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, v. 146, n. 9, p. 1–7, 2020

Silvani, C.; Guedes, J. P. C.; Tenório, E. A. G.; Nascimento, R. C. M. Brackish water in swelling soil stabilization with lime and sugarcane bagasse ash (SCBA). *Soils & Rocks*, v. 46, n .3, 2023.

Zhang, F. Chui, Y.; Zeng, L.; Robinet, J.C.; Conil, N.; Talandier, J. Effect of degree of saturation on the unconfined compressive strength of natural stiff clays with consideration of air entry value. *Engineering Geology*, v. 237, p. 140-148, 2018

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/636

Influência das Caracteristicas Morfológicas na Resistência ao Cisalhamento de um Solo Natural Granular

Hélio Venceslau Santos Neto
Mestrando, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, Recife, Brasil, helio.venceslau@ufpe.br

Ramon Duque Ferraz Burgos
Doutorando, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, Recife, Brasil, ramon.burgos@ufpe.br

Kátia Vanessa Bicalho
Professora Titular, Universidade Federal do Espírito Santo - UFES, Vitória, Brasil, katia.bicalho@ufes.br

Hanène Souli
Professora, University of Lyon, Ecole Centrale de Lyon - ENISE, LTDS, Saint-Etienne, France, hanene.souli@enise.fr

Silvio Romero de Melo Ferreira
Professor Titular, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, Recife, Brasil, silvio.mferreira@ufpe.br

RESUMO: Este artigo apresenta e discute a influência das caracteristicas de forma, tamanho, distribuição das partículas (grãos) e, densidade relativa na resistência ao cisalhamento de solo granulares. Para a investigação experimental foram utilizados solos naturais, com três faixas granulométricas definidas entre: 9,52 mm e 6,35 mm, 4,8 mm e 4,0 mm, e 1,18 mm e 0,84 mm. Análise de imagem dos grãos foram utilizadas para avaliar formas dos grãos em três níveis de circularidade: muito alta, alta e moderada. Foram realizados ensaios para determinação de índice de vazios máximo e mínimo e de cisalhamento direto na condição consolidado drenado nas tensões normais de 100 kPa e 200 kPa em três densidades relativas: 20%, 50% e 70% para cada uma das circularidades avaliadas. A substituição de 30% dos grãos com dimensões entre 9,52 mm e 6,35 mm por grãos com dimensões entre 1,18 mm e 0,84 mm reduziu os valores da tensão cisalhante máxima e do ângulo de atrito, e foi o fator de maior influência no comportamento tensão-deformação-resistência dos solos granulares investigados.

PALAVRAS-CHAVE: Formas, Solos Granulares, Resistência ao Cisalhamento, Dilatância

ABSTRACT: The geomechanical behavior of soils in geotechnical engineering is influenced by compressibility, shear strength and permeability. This paper presents an experimental study on the stress-strain-resistance behavior of granular materials, focusing on the effects of interparticle interaction, particle shape and size, relative density, which are of fundamental importance, but are not yet well understood. Natural soils are used, with well-defined particle size ranges between 9.52 mm and 6.35 mm, 4.80 mm and 4.00 mm, and 1.18 mm and 0.84 mm. Grain image analysis is used to separate grain shapes into three levels of circularity: very high, high and moderate. of 100 kPa and 200 kPa in three relative densities: 20%, 50% and 70% in each of the circularities. Replacing 30% of grains with dimensions of 9.52 mm and 6.35 mm by grains with dimensions between 1.18 mm and 0.84 mm reduces the maximum shear stress and the friction angle, indicating that it is the most influential factor in the stress-strain-resistance behavior of the material.

KEYWORDS: Shapes, Granular Soils, Shear Strength, Dilatancy

1 INTRODUÇÃO

O estudo da resistência ao cisalhamento de solos é importante em diferentes contextos na engenharia geotécnica, abrangendo desde a estabilidade de aterros, cortes e barragens até a capacidade de carga dos solos sob construções de diversos portes. Esses desafios são diretamente influenciados pelas características de compressibilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade dos solos. Tais características são afetadas por diversos aspectos, como os minerais constituintes do solo, o grau de compacidade e os aspectos morfológicos das partículas, como, por exemplo, sua forma e tamanho, (Shibuya et al., 1997).

A forma de uma partícula é, definida pelas proporções de suas três dimensões lineares: comprimento, largura e espessura. Definindo o quão próximo a partícula se aproxima de uma forma discoidal, forma lamelar, forma oblata. A redondeza de uma partícula, por outro lado, independe da forma, ela está relacionada ao grau de angularidade (presença de arestas afiadas) dos cantos e arestas. Já a esfericidade é considerada como uma medida do quanto a forma de uma partícula se aproxima de uma esfera perfeita, ou seja, uma forma tridimensional com um raio de curvatura constante. A esfericidade depende tanto da forma quanto do arredondamento, uma vez que uma esfera perfeita possui comprimento, largura e espessura iguais e é completamente arredondada (Blott & Pye, 2008). Descrever a morfologia de um grão de areia pode variar significativamente dependendo da escala de observação, sendo, seu formato geral possível de ser descrito em macro escala, o grau de angulosidade em meso escala e a rugosidade em micro escala, por exemplo (Guida et. al, 2020).

Os estudos de Zhuang et al. (2014) e Abbireddy & Clayton (2015) permitiram um aumento da compreensão do comportamentos de materiais granulares naturais e artificiais no comportamento tensão x deformação, demonstrando que o aumento da angulosidade da partícula eleva a tensão cisalhante ou tensão desviatória de pico e a magnitude do ângulo de atrito do material, principalmente quando comparados com grãos artificais esféricos (esferas de vidro).

É necessário isolar a influência da forma dos grãos para compreender melhor como características geométricas individuais afetam a resposta mecânica do solo, sem interferências de outras propriedades dos materiais naturais. Isso permitirá uma análise mais precisa e detalhada dos efeitos da forma na resistência ao cisalhamento do solo, fornecendo informações valiosas para o desenvolvimento de modelos geotécnicos mais precisos e eficazes.

O objetivo do artigo é analisar o comportamento tensão-deformação-resistência de materiais granulares, com foco nos efeitos da interação interpartículas, forma e tamanho das partículas e compacidade.

2 METODOLOGIA

Foram utilizados solos granulares que inicialmente passaram por um processo de limpeza e secagem ao ar. O Material 1 (Mat 1 – considerado como referência no estudo) é constituído por grãos entre 9,52 mm e 6,35 mm, o Material 2 (Mat 2) é constituído por grãos variando entre 4,8 mm e 4,0 mm, o Material 3 (Mat 3) é constituído de grãos entre as dimensões 1,18 mm e 0,84 mm, o Material 4 (Mat 4) é constituído de 50% de grãos do Mat 1 e 50% de grãos do Mat 2, o Material 5 (Mat 5) é constituído de 60% de grãos do Mat 1, 10% de grãos do Mat 2 e 30% de grãos do Mat 3 e Mat 6 é constituído de 70% do Mat 1 e 30% do Mat 3. A Figura 1 mostra as distribuições granulométricas. O coeficiente de uniformidade dos Materiais 1, 2, e 3 (Cu) são 1,18, 1,10 e 1,19 respectivamente; o Mat 4 tem coeficiente de uniformidade 2 e os materiais Mat 5 e Mat 6 tem coeficiente de uniformidade 8,9. O Peso Específico Real dos Grãos (γ_g) é 26,32 kN/m^3.

2.1 Determinação da Forma das Partículas

A determinação da forma é realizada por meio da análise de imagens. As partículas foram distribuídas em uma superfície plana dotada de uma escala métrica e de cor branca, que proporciona o maior contraste com as cores do material, garantindo que não houvesse sobreposição entre elas. As partículas foram colocadas dentro de um aparato de madeira com incidência de iluminação, Figura 2. No processamento da imagem, é utilizado o software ImageJ. Inicialmente, procedeu-se à imposição de uma escala baseada na graduação presente na superfície plana. A imagem é convertida para o formato binário (preto e branco, 8 bits) e quantifica-se as características dos grãos pelo programa na determinação das dimensões da partícula, incluindo área, perímetro, maior e menor eixos.

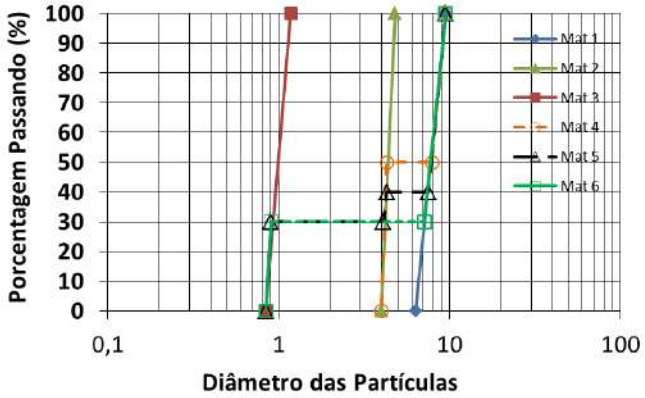


Figura 1. Distribuições granulométricas dos materiais granulares naturais investigados.

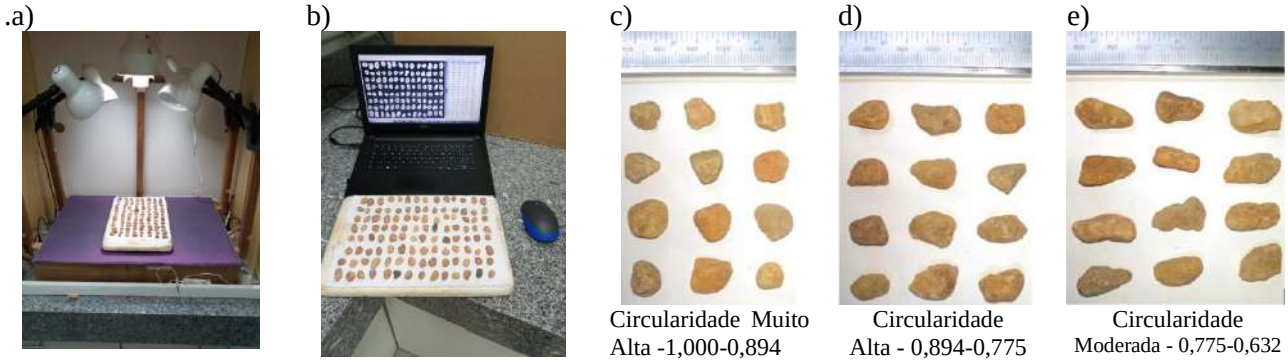


Figura 2. Avaliação da circularidade dos grãos: a) Aparato para coleta das imagens dos formatos dos grãos, b) material após a separação das circularidades, c) Circularidade Muito Alta, d) Circularidade Alta, e) Circularidade Moderada.

De acordo com a metodologia usada por Riley (1941), expressa na Equação 1, para a diferenciação de formas da partículas, e usando a classificação proposta por Blott & Pye (2008), foram obtidas as seguintes formas: Circularidade Muito Alta (0,894< C <1,000), Circularidade Alta (0,775< C <0,894) e Circularidade moderada (0,632< C <0,775), Figura 2.

$$c = \sqrt{\frac{D_i}{D_c}} \quad (1)$$

Onde, C é a circularidade, D_i o máximo diâmetro inscrito no interior da partícula e D_c o máximo diâmetro qeu circunscreve a partícula.

2.2 Índice de Vazios Máximos e Mínimos

O índice de vazios máximo foi determinado conforme a NBR 16840 e o índice de vazios mínimo de acordo com a norma NBR 16843, seguindo o método B1 nela especificado. O tempo de realização do ensaio foi estabelecido durante a fase inicial do procedimento. Este foi conduzido em uma mesa vibratória com controle preciso de tempo e intensidade de vibração. Inicialmente, a frequência de vibração foi ajustada para 50Hz, enquanto o tempo variou incrementalmente, monitorando-se as variações na massa específica seca máxima do material. O momento em que a massa específica seca do material apresentou variações mínimas foi selecionado como o tempo de ensaio apropriado, mantendo-se a velocidade de vibração em 50 Hz por um período de 10 minutos.

A obtenção dos índices de vazios mínimo e máximo apresentados na

Tabela 1, usa-se a Equação 2, onde, e é o índice de vazios, γ_g o peso específico das partículas do solo e γ_s o peso específico seco.

$$e = \frac{\gamma_g}{\gamma_s} - 1 \quad (2)$$

Tabela 1. Indice de vazios máximo e mínimo para as circularidades Muito Alta, Alta e Moderada – Mat 1

Circularidade	e_{max}	e_{min}	e_{max} - e_{min}
Muito Alta	0,69	0,58	0,11
Alta	0,70	0,59	0,11
Moderada	0,72	0,61	0,11

2.3 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento

A determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos Materiais 1, 4, 5 e 6 foi obtida por meio do ensaio de cisalhamento direto em conformidade com a norma ASTM D3080. Apesar da limitações, como a distribuição não uniforme de deformações de cisalhamento e tensões de cisalhamento, reorientações dos tensões principais durante o cisalhamento e prefixação da superfície de ruptura que são reconhecidos há muito tempo (Shibuya et al. 1997), o ensaio de cisalhamento direto continua sendo um dos meios mais comumente usados e simples para investigar a resistência ao cisalhamento dos solos em laboratório. O ensaio foi conduzido na condição consolidada drenada (CD), inundado previamente, utilizando caixa de cisalhamento com dimensões de 100 x 100 mm e altura 3,87 mm. A velocidade de cisalhamento foi de 0,048 mm/min para não gerar excesso de pressão da água nos poros (tempo de ruptura maior que 60 minutos (ASTM, 2011) e as tensões normais aplicadas de 100 kPa e 200 kPa. Os materiais são compactados na caixa de cisalhamento em três densidades relativas (Dr) diferentes: 20% (fofo), 50% (medianamente compacto) e 70% (compacto) determinados por meio da Eq. 3, para cada um dos três níveis circularidade.

$$Dr(\%) = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \, x \, 100 \quad (3)$$

Sendo, Dr(%) a densidade relativa, e_{max} o índice de vazios máximo, e_{min} o índice de vazios mínimo e e o índice de vazios para a densidade relativa estipulada.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 3 apresenta curvas de tensões x deslocamentos horizontais típicas para a densidade relativa de 20% (solo fofo) do Material 1. A Tabela 2 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto para as tensões normais de 100 kPa e 200 kPa, densidades relativas de 20%, 50% e 70% e as circularidades Muito Alta, Alta e Moderada e a Tabela 3 mostra os valores dos ângulos de atrito.

a) b) c)

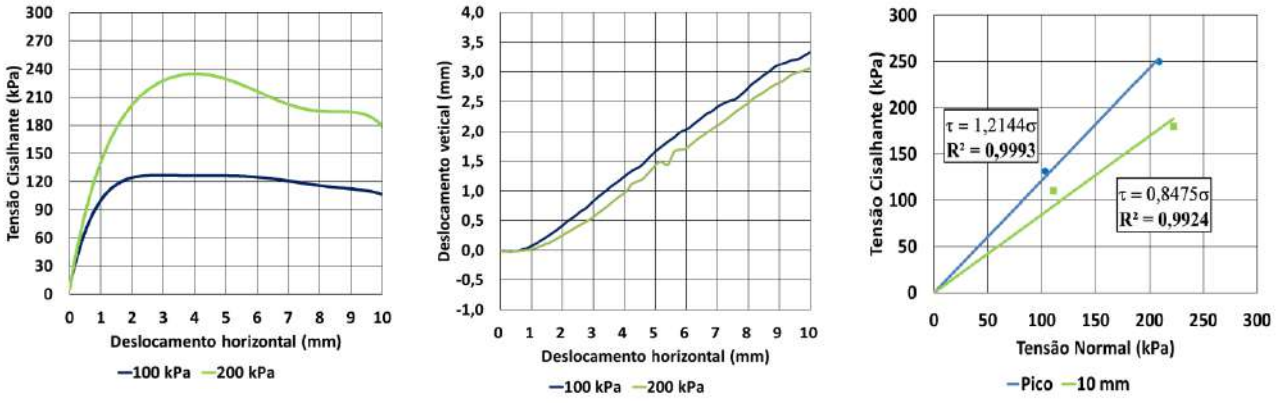


Figura 3: Comportamento tensão – deslocamento – resistência para densidade relativa de 20% para circularidade muito alta: a) Curva tensão X deslocamento horizontal, b) Curva deslocamento vertical X deslocamento horizontal, c) Envoltória de resistência.

Na densidade relativa de 20% (solo foro) e tensão normal de 200 kPa, o comportamento tensão x deslocamento do solo com Circularidade Muito Alta, Alta e Moderada são semelhantes, apresentando a maior tensão cisalhante próximo ao deslocamento de 4 mm (deformação de 4%). Para as três circularidades a tensão cisalhante máxima é em torno de 250 kPa (Tabela 2). Para a tensão de 100 kPa o comportamento tensão x deslocamento é de material plástico para solo com Circularidade Muito Alta, e comportamento de pico nas Circularidades Alta e Moderada. O solo com Circularidade Alta apresenta a maior tensão cisalhante 151,8 kPa (Tabela 2). As curvas de deslocamento vertical x deslocamento horizontal para os três formatos apresentam dilatação, com a tensão de 100 kPa mostrando maiores dilatâncias em comparação a tensão normal de 200 kPa. Ao analisar o efeito da dilatância entre os três formatos, observam-se valores mais elevados nos formatos de Circularidade Muito alta e Alta.

Tabela 2. Resumo dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto para o Material 1 nas Densidades Relativas de 20%, 50% e 70% e Circularidades Muito Alta, Alta e Moderada.

	Densidade Relativa	20%			50%			70%		
	Circularidade	M. Alta	Alta	Moderada	M. Alta	Alta	Moderada	M. Alta	Alta	Moderada
Tensão Normal 100 kPa	Comportamento da Curva Tensão X Deslocamento	Plástico	Plástico	Plástico	Plástico	Pico	Plástico	Plástico	Plástico	Pico
	T. Cisalhante Máxima (kPa)	131,7	151,8	137,3	142,6	141,5	140,9	144,5	150,0	145,9
	Deslocamento na Tensão Máxima (mm)	2,8	6,1	5,2	3,3	5,1	4,5	5,1	5,3	4,3
	Deslocamento Vertical Máximo para 10 mm de Deslocamento Horizontal (mm)	3,4	3,6	3,0	3,3	3,5	3,6	3,5	3,4	3,4
Tensão Normal 200 kPa	Comportamento da Curva Tensão X Deslocamento	Pico	Plástico	Pico	Pico	Pico	Pico	Plástico	Pico	Pico
	T. Cisalhante Máxima (kPa)	250,1	253,7	251,7	276,0	266,1	266,1	273,1	278,0	292,9
	Deslocamento na Tensão Máxima (mm)	4,2	3,8	4,7	5,0	3,7	3,7	5,1	2,9	5,2
	Deslocamento Vertical Máximo para 10 mm de Deslocamento Horizontal (mm)	3,1	2,8	2,4	3,6	3,7	3,7	3,5	3,2	3,2

Tabela 3. Ângulo de Atrito referente ao Material 1

Densidade Relativa	20%			50%			70%		
Circularidade	M. Alta	Alta	Moderada	M. Alta	Alta	Moderada	M. Alta	Alta	Moderada
Ângulo de Atrito	51°	52°	51°	53°	52°	51°	53°	54°	54°
Ângulo de Atrito para 10 mm de Deslocamento Horizontal	40º	47º	42º	45º	44º	44º	48º	49º	48º

Na densidade relativa de 50% (solo medianamente compacto) o comportamento de pico é observado na tensão de 200 kPa em todas as formas. A Circularidade Muito Alta apresenta o maior valor de tensão cisalhante. Para a tensão de 100 kPa as curvas de tensões x deslocamentos predominam material de comportamento plástico. A tensão máxima de 140 kPa é praticamente a mesma para as três formas e a dilatância para o solo com Circularidade Muito Alta é menor do que as outras duas formas.

Na densidade relativa de 70% na condição de solo compacto, as curvas tensões x deslocamentos horizontais dos solos com Circularidade Muito Alta e Alta, exibiram características de deformação plástica para as tensões normais aplicadas de 100 kPa e 200 kPa. Por outro lado, na Circularidade Moderada apresenta um comportamento de pico para ambas as tensões. Ao observar a magnitude da tensão de cisalhamento entre os três formatos, destaca-se que a Circularidade Moderada apresenta o maior valor da tensão cisalhante (292,87 kPa) para a tensão normal de 200 kPa (Tabela 2) e as curvas deslocamentos verticais x deslocamentos horizontais praticamente para as tensões normais de 100 kPa e 200 kPa são praticamente sobrepostas para todas as formas.

No Material 1 a tensão cisalhante máxima para as tensões normais aplicadas de 100 kPa tem pequena variação com a Circularidade (Malto alta, Alta e Moderada) e densidade relativa (20%, 50% e 70%) com valor médio de 146,80 kPa) o mesmo de verifica-se para a tensão normal de 200 kPa com valor médio de 281,31 kPa, (Figura 4a). O ângulo de atrito é praticamente constante e igual a 52^0 independente do valor da circularidade e varia de 51^0 da compacidade fofa (Dr = 20%) a 54^0 para compacta (Dr = 70%), Figura 4b.

Considerando agora as misturas do Material 1 com os Materiais 2 e 3, o comportamento tensão-deslocamento-resistência do Material 5 (constituído de 60% de grãos do Mat 1, 10% de grãos do Mat 2 e 30% de grãos do Mat 3) para a Dr de 50% (medianamente compacto) é apresentada na Figura 5. A curva Tensão Cisalhante X Deslocamento Horizontal apresenta um comportamento pico (Figura 5a). Observa-se no início do cisalhamento pequena compressão até 1,3 mm e 1,0 mm deslocamento horizontal para a tensão

normal inicial de 100 kPa e 200 kPa respectivamente, seguido de dilatância (1,3 mm) no final do cisalhamento igual para as duas tensões de consolidação usadas.

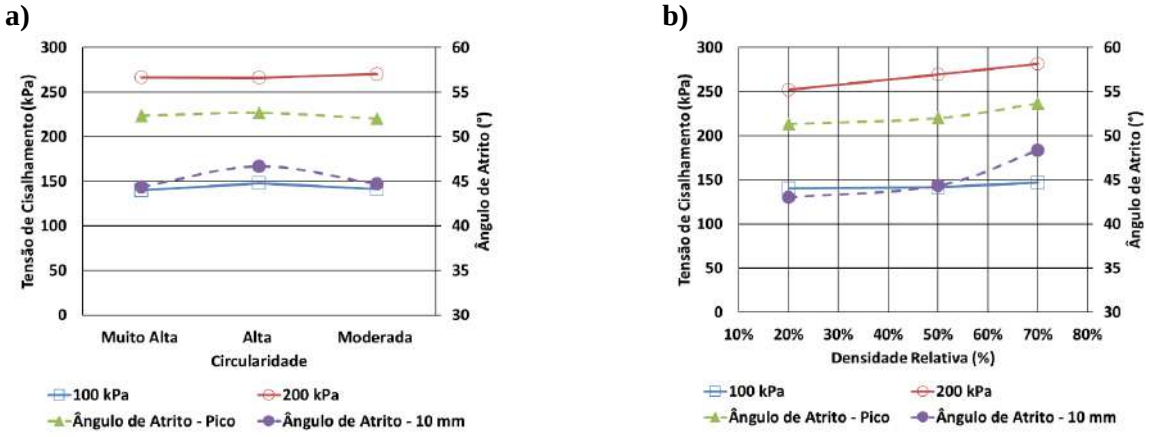


Figura 4. Variação da tensão cisalhante máxima e ângulo de atrito com a circularidade e densidade relativa a) circularidade, b) densidade relativa.

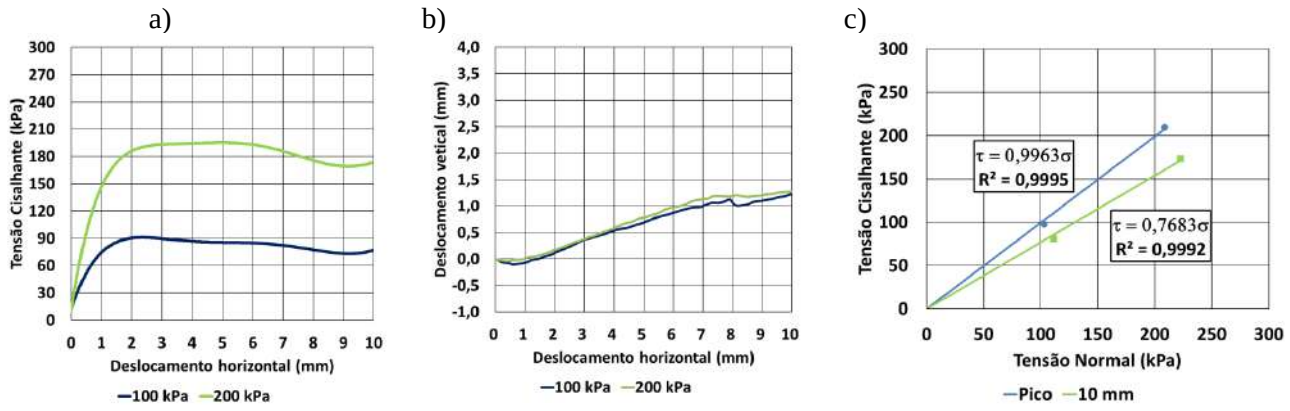
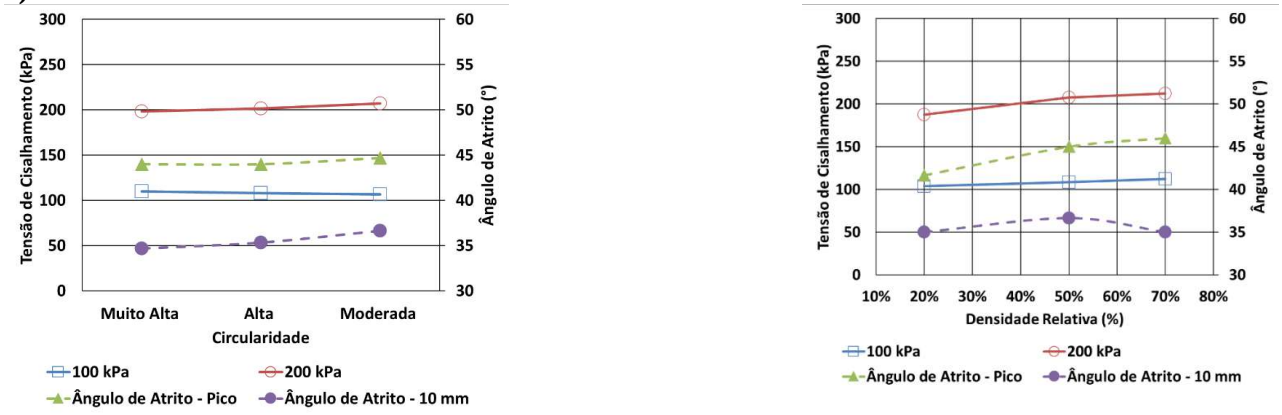


Figura 5. Comportamento tensão-deformação-resistência para o Material 5 com densidade relativa de 50%: a) Curvas tensão cisalhante X Deslocamento horizontal, b) Deslocamento Vertical X Deslocamento Horizontal, c) Tensão cisalhante X Tensão normal.

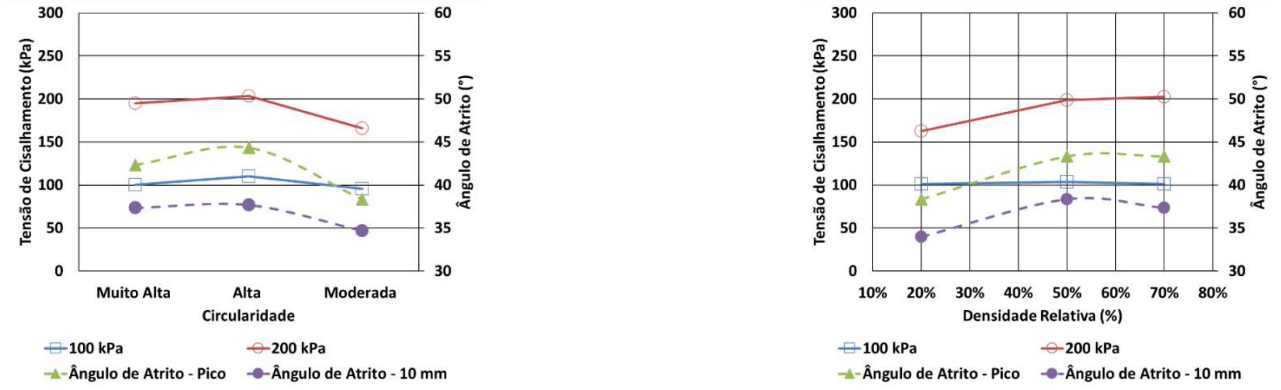
A Figura 6 apresenta a variação da tensão cisalhante máxima e ângulo de atrito com a circularidade e densidade relativa para os Materiais 4, 5 e 6. No Material 4 (substituio de 50% de grãos do Mat 1 por 50% de grãos do Mat 2), verifica-se que a influência da substituição é pequena na circularidade apresentando ângulo de atrito com valor médio de 42^0 considerando tensões cisalhantes máxima (pico) e 35º para tensões cisalhantes associada ao deslocamento 10 mm, Figura 6a. Quando a densidade relativa cresce de 20% para 70% há um acréscimo no valor do ângulo de atrito de pico de 42° para 46° (9% de acréscimo) e na tensão de cisalhamento máxima de 103 kPa para 120 kPa (16% de acréscimo) para tensão normal aplicada de 100 kPa e de 180 kPa para 212 kPa (17% de acréscimo) na tensão normal de 200 kPa. A substituição de 50% de grãos do Mat 1 por 50% de grãos do Mat 2 reduz em média as tensões cisalhantes máximas e as correspondentes a 10 mm de deslocamento em 24% para as tensões normais aplicada de 100 kPa e 200 kPa, no ângulo de atrito para tensão cisalhante máxima a redução é 15% e o ângulo de atrito para tensão cisalhante do final do ensaio é de 21%. O fator de maior influência no comportamento tensão-deformação-resistência do Material 1 é a substituição de 50% de grãos do Mat 1 por 50% de grãos do Mat 2 que constitui o Mat 4.

No Material 5, constituído de 60% de grãos do Mat 1, 10% de grãos do Mat 2 e 30% de grãos do Mat 3, verifica-se que a circularidade passa a ter maior influência no comportamento tensão-deformação-resistência do que no Material 4. Os menores valores obtidos para as tensões cisalhantes e ângulos atritos são observados para a circularidade moderada e os maiores na circularidade alta, Figura 6b. A inserção de

a) Material 4



b) Material 5



c) Material 6

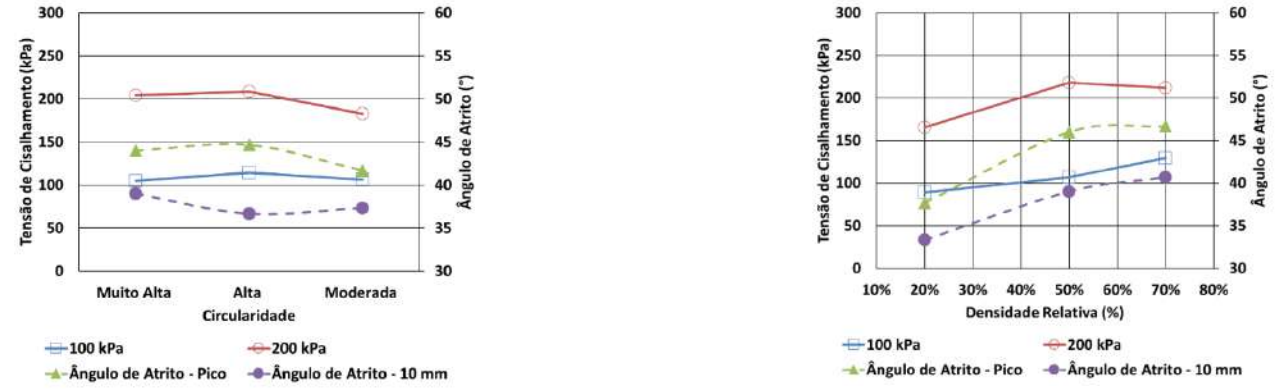


Figura 6. Variação da tensão cisalhante máxima e ângulo de atrito com a circularidade e densidade relativa para o a) Mat 4, b) Mat 5 e c) Mat 6.

partículas menores (Mat 3), em maior proporção, a energia gerada na dilatância é menor (Figura 5), por outro lado, as partículas com circularidade moderada tendem a deslizar mais em relação ao rolamento no contato entre as partículas gerando também menor dilatância. As tensões cisalhantes e os ângulos de atrito crescem com o acréscimo da densidade relativa. A substituição de 40% do Mat 1 por 10% do Mat 2 e 30% do Mat 3 em relação ao Mat 1 reduz em média as tensões cisalhantes máximas e as correspondentes a 10 mm de deslocamento em 29% para as tensões normais aplicadas, o ângulo de atrito para tensão cisalhante máxima e o ângulo de atrito para tensão cisalhante do final do ensaio em 20%. De igual modo ao Mat 4 o comportamento tensão-deformação-resistência do Mat 5 é a substituição dos grãos maiores (Mat 1) pelos menores (Mat 2 e 3).

No Material 6 (constituído de 70% do Mat 1 e 30% do Mat 3) a circularidade tem influência no comportamento tensão-deformação-resistência do que Material 6 tal como no Material 5. Os menores valores obtidos para as tensões cisalhantes e ângulos atritos são observados na circularidade moderada, Figura 6c. O

acréscimo 10% (70% - 60%) do Mat 1 presente no Mat 6 em relação ao Mat 5 eleva os valores tensões cisalhantes e dos ângulos de atritos nas diferentes circularidades e densidade relativa em relação ao Mat 5. As tensões cisalhantes e os ângulos de atrito crescem com o acréscimo de densidade relativa. A substituição de 30% do Mat 1 por 30% do Mat 3 reduz em média as tensões cisalhantes máximas e as correspondentes a 10 mm de deslocamento em 24% para as tensões normais aplicadas, o ângulo de atrito para tensão cisalhante máxima e o ângulo de atrito para tensão cisalhante do final do ensaio em 17%. De igual modo aos Mat 4 e 5 o fator que mais influencia o comportamento tensão-deformação-resistência do Mat 6 é a substituição dos grãos maiores (Mat1) pelos menores no caso do Mat 2 e Mat 3.

4 CONCLUSÃO

Este artigo apresentou um estudo experimental para avaliar a influência das caracteristicas de forma, tamanho, distribuição das partículas (grãos) e, densidade relativa na resistência ao cisalhamento de solo granulares. Para a investigação experimental foram utilizados solos naturais, com três faixas granulométricas definidas entre: 9,52 mm e 6,35 mm, 4,8 mm e 4,0 mm, e 1,18 mm e 0,84 mm. Os principais resultados e observações são resumidos para o solo granular com grãos entre 9,52 mm e 6,35 mm, tal que:

- A circularidade dos grãos e o acréscimo da densidade relativa tem maior influência no comportamento do solo granular quando os grãos de dimensões entre 1,18 mm e 0,84 mm (30%) substituem os grãos da faixa 9,52 mm e 6,35 mm, devido à interação dos dois fatores.
- Quanto menor o coeficiente de uniformidade (Cu =1) e maior a dimensão dos grãos o acréscimo da densidade relativa e a circularidade tem menor influência na variação do ângulo de atrito.
- A substituição de 30% dos grãos de dimensões de 9,52 mm e 6,35 mm por grãos de dimensões entre 1,18 mm e 0,84 mm reduz a tensão cisalhante máxima e o ângulo de atrito. Esse foi o fator de maior influência no comportamento tensão-deformação-resistência dos solos granulares investigados.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES)

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abbireddy, C. O. R., & Clayton, C. R. I. (2015). The impact of particle form on the packing and shear behaviour of some granular materials: an experimental study. *Granular Matter*, 17, 427-438.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16840. Solo—*Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16843. Solo—*Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2011). D 3080-04, *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.*

Blott, S. J., & Pye, K. (2008). Particle shape: a review and new methods of characterization and classification. *Sedimentology*, 55(1), 31-63.

Guida, G., Viggiani, G. M., & Casini, F. (2020). Multi-scale morphological descriptors from the fractal analysis of particle contour. *Acta Geotechnica*, 15(5), 1067-1080.

Riley, N. A. (1941). Projection sphericity. *Journal of Sedimentary Research*, 11(2), 94-95.

Shibuya, S., Mitachi, T., & Tamate, S. (1997). Interpretation of direct shear box testing of sands as quasi-simple shear. *Géotechnique*, 47(4), 769–790.

Zhuang, L., Nakata, Y., Kim, U. G., & Kim, D. (2014). Influence of relative density, particle shape, and stress path on the plane strain compression behavior of granular materials. *Acta Geotechnica*, 9, 241-255.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/637

Influência das Caracteristicas Morfológicas no Índice de Vazios de um Solo Natural Granular

Hélio Venceslau Santos Neto
Mestrando, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, Recife, Brasil, hélio.venceslau@ufpe.br

Ramon Duque Ferraz Burgos
Doutorando, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, Recife, Brasil, ramon.burgos@ufpe.br

Kátia Vanessa Bicalho
Professora Titular, Universidade Federal do Espírito Santo - UFES, Vitória, Brasil, katia.bicalho@ufes.br

Hanène Souli
Professora, University of Lyon, Ecole Centrale de Lyon - ENISE, LTDS, Saint-Etienne, France, hanene.souli@enise.fr

Silvio Romero de Melo Ferreira
Professor Titular, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, Recife, Brasil, silvio.mferreira@ufpe.br

RESUMO: O valor do índice de vazios tem sido utilizado para avaliar o comportamento geotécnico dos solos granulares. Neste artigo avalia-se a influência da forma das partículas e da adição de solos granulares finos na variação dos índices de vazios máximo e mínimo de um solo granular grosso. É utilizado um solo granular grosso com grãos compreendidos entre 9,62 mm e 6,35 mm (Mat 1). A forma dos grãos é avaliada por imagens, medidas geométricas e classificada quanto ao grau de circularidade em muito alta, alta e moderada. Ensaios de índice de vazios máximo ($e_{máx}$) e mínimo (e_{min}) foram realizados no solo grosso (Mat 1) e no solo Mat 1com a adição de solos granulares mais finos compreendidos entre 4,8 mm e 4,0 mm (Mat 2) e 1,18 mm e 0,84 mm (Mat 3). A proporção de finos adicionados, em massa, foram 10%, 30%, 40%, 50%, 70% e 100%. A influência da forma nos valores de $e_{máx}$ e e_{min}, não foi significativa com o grau de circularidade. Entretanto a adição de 30% de solo granular fino (Mat 3) ao solo granular grosso (Mat 1) reduziu o índice de vazios mínimo de forma significativa (aproximadamente 2,1 vezes) para Circularidade Muito Alta e Alta, e a adição de 40% reduziu o índice de vazios mínimo em 2,0 vezes para a Circularidade Moderada nos solos granulares investigados neste estudo, praticamente o mesmo valor.

PALAVRAS-CHAVE: Índice de Vazios, Forma, Teor de Finos, Solo Granular

ABSTRACT: The void ratio plays an important role in the geotechnical behavior of granular soils. This study evaluates the influence of the shape of the particles and the addition of fine-grained soils on the variation of the maximum and minimum void ratios of a coarse soil with grains between 9.62 mm and 6.35 mm (Mat 1). The shape of the grains is evaluated by images, geometric measurements and classified according to the degree of circularity as very high, high and moderate. Maximum (e_{max}) and minimum (e_{min}) void ratio tests are carried out on coarse soil (Mat 1) and with the addition of fine grained soils between 4.8 mm and 4.0 mm (Mat 2) and 1.18 mm and 0.84 mm (Mat 3). The proportion of added fines, by mass, are 10%, 30%, 40%, 50%, 70% and 100%. The influence of shape on the values of e_{max} and e_{min} is not significant with the degree of circularity while the addition of 30% of fine-grained soil (Mat 3) to the coarse soil (Mat 1) reduced the minimum void ratio by 2.1 times for Very High and High Circularity and the addition of 40% reduced the minimum void ratio by 2 times for Moderate Circularity for the investigated soils.

KEYWORDS: Void Ratio, Particle Shape, Fine Content, Granular Soil

1 INTRODUÇÃO

O comportamento do solo granular sob tensão e deformação depende da natureza e seu estado físico. A natureza da areia inclui características como distribuição de tamanho dos grãos, teor de finos, forma dos grãos e mineralogia. O estado da areia se refere às condições físicas em que a areia se encontra, como densidade relativa, estado de tensão efetiva e estrutura. Tanto as propriedades materiais quanto as variáveis de estado têm um papel importante nas características de deformação e resistência das areias (Cubrinovski & Ishihara, 2002).

A morfologia tem um impacto significativo nas propriedades das areias. No entanto, até o momento, os sistemas de classificação geotécnica do solo não levam em consideração a influência da forma das partículas no comportamento mecânico do solo (Sakar, 2020). Avaliar a influência da morfologia de uma partícula é uma tarefa desafiadora porque diversas características do material, como por exemplo, tamanho médio dos grãos, distribuição do tamanho dos grãos, teor de finos e forma das partículas, influenciam os valores dos índices de vazios máximo (emax) e mínimo (emin), o que dificulta quantificar as contribuições individuais de cada uma dessas caracteristicas do material (Cubrinovski & Ishihara, 2002).

A descrição dos aspectos morfológicos de uma partícula pode ser feita de várias formas levando em consideração as proporções de suas dimensões lineares, como comprimento, largura e espessura, e a associação a formas específicas como discos, lâminas ou discos achatados. A redondeza que é relacionada ao grau de arredondamento ou angularidade dos cantos e arestas, e a esfericidade mede a proximidade da forma da partícula com uma esfera perfeita (Blott & Pye, 2008).

A presença ou não de materiais mais finos em um solo granular influencia o comportamento geomecânico, tornando a transição de teor de finos (TTF) uma informação importante para a compreensão do seu comportamento, ela indica o limite onde o comportamento do solo passa a ser regido por finos ou por partículas grossas, este fenômeno é explicado pelo preenchimento progressivo dos vazios entre as partículas grossas pelos finos, levando a uma redução do índice de vazios até que esses vazios sejam completamente ocupados, momento em que o índice de vazios atinge seu valor mínimo para a mistura investigada (Zuo & Baudet, 2015).

Considerando esses aspectos, o objetivo principal deste artigo é avaliar a influência da forma das partículas e do teor de materiais granulares finos na variação dos valores dos índices de vazios máximo e mínimo de um solo granular grosso para analisar as interações entre as partículas dos materiais investigados.

2 METODOLOGIA

2.1 Materiais Usados

Foi utilizado um solo granular grosso de origem sedimentar identificado como Material 1 (Mat 1 – considerado como material de referência nas misturas investigadas) constituído por grãos com dimensões entre 9,52 mm e 6,35 mm. O Material 2 (Mat 2) utilizado neste estudo é constituído por grãos variando entre 4,8 mm e 4,0 mm e o Material 3 (Mat 3) é constituído de grãos com dimensões entre 1,18 mm e 0,84 mm. O peso específico do grãos (γ_g) dos materiais investigados é 26,32 kN/m^3.

2.2 Determinação da Forma das Partículas

A determinação da forma foi realizada por meio da análise de imagens e quantificação das dimensões dos grãos. As partículas foram distribuídas em uma superfície plana dotada de uma escala métrica e de cor branca, que proporciona o maior contraste com as cores do material, garante não sobreposição entre as particulas colocadas dentro aparato com incidência de luz branca, e evita sombreamento das partículas na imagem e distorções na determinação das características morfológicas do material granular, Figura 1.

No processamento da imagem, foi utilizado o software ImageJ. Inicialmente, procedeu-se à imposição de uma escala baseada na graduação presente na superfície plana. Em seguida, a imagem foi convertida para o formato binário (preto e branco, 8 bits), o que facilita a identificação e quantificação das características dos

grãos pelo programa. Após esse processo, realizou-se a determinação das dimensões da partícula, incluindo área, perímetro, maior e menor eixos.

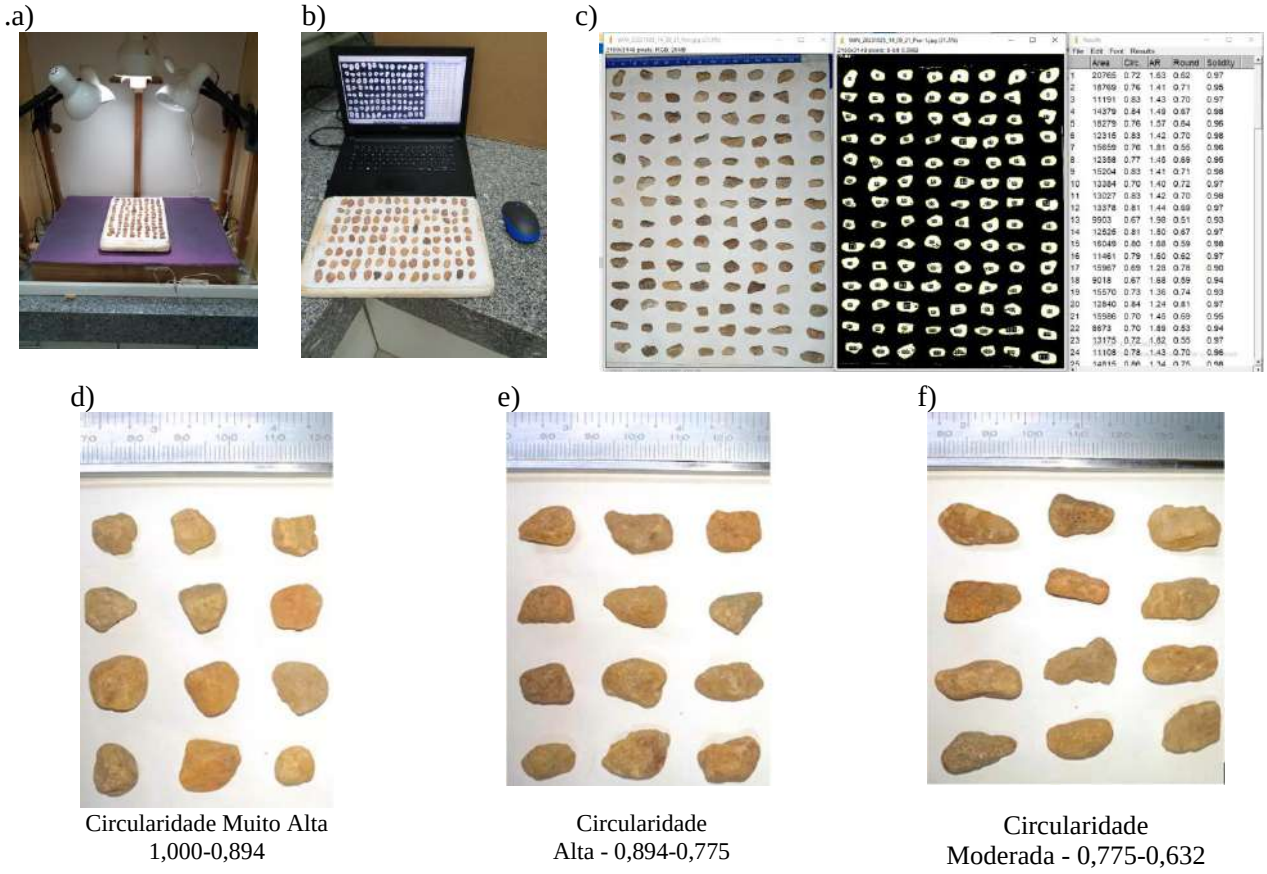


Figura 1. Avaliação da circularidade dos grãos: a) Aparato para coleta as imagens dos formatos dos grãos, b) material após a separação nas circularidades, c) imagem em formato binário e quantificação das características dos grãos, d) Circularidade Muito Alta, e) Circularidade Alta, f) Circularidade Moderada.

De acordo com a metodologia usada por Riley (1941), expressa na Equação 1, para a diferenciação de formas da partículas, e usando a classificação proposta por Blott & Pye (2008), foram determinadas as seguintes formas: Circularidade Muito Alta (0,894< C <1,000), Circularidade Alta (0,775< C <0,894) e Circularidade moderada (0,632< C <0,775), Figura 1.

$$c = \sqrt{\frac{D_i}{D_c}} \qquad (1)$$

Onde, C é a circularidade, D_i o máximo diâmetro inscrito no interior da partícula e D_c o máximo diâmetro que circunscreve a partícula.

2.3 Índice de Vazios Máximos e Mínimos

O índice de vazios máximo foi determinado conforme as recomendações especificadas na NBR 16840. O ensaio para determinar o índice de vazio mínimo foi realiazado de acordo com aa norma NBR 16843 (método B1). O tempo de realização do ensaio foi estabelecido durante a fase inicial do procedimento conduzido em uma mesa vibratória com controle preciso de tempo e intensidade de vibração. Inicialmente, a frequência de vibração foi ajustada para 50Hz, enquanto o tempo variou incrementalmente, monitorando-se as variações na massa específica seca máxima do material, Figura 2. O momento em que a massa específica seca do material apresentou variações mínimas foi selecionado como o tempo de ensaio apropriado, mantendo-se a velocidade de vibração em 50 Hz por um período de 10 minutos.

a) b) c) d)

Figura 2. Aparado para determinação de do índice de vazios: a) Material em processo de preparação, b) e Cilindro de compactação c) Mesa vibratória com controle de frequência, d) Cilindro de compactação no final do ensaio.

Para a obtenção do índice de vazios mínimo e máximo usou-se a Equação 2, onde, e é o índice de vazios, γ_g o peso específico das grãos do solo e γ_s o peso específico seco.

$$e = \frac{\gamma_g}{\gamma_s} - 1 \qquad (2)$$

Para a determinação do teor de material mais finos que possibilita ao material mais grosso o menor valor de índice de vazios usou-se o conceito de Transição de Teor de Finos (*Transition of Fines Content* - TFC), tal que um percentual de material mais finos é adicionado ao material mais grosso para uma mesma energia aplicada e verifica se houve alteração no volume da amostra com a mistura dos dois materiais. Não há padronização nos ensaios para determinar o índice de vazios com o teor de finos adicionados (TFC), assim os ensaios foram realizados conforme Lade, Liggio & Yamamuro (1998). A proporção em massa de finos no cilindro do ensaio variou-se nas porcentagens de 10%, 30%, 40%, 50%, 70% e 100%.

Para determinação do TFC foram analisadas as misturas: Mat1 com Mat 2 constituindo o Mat 4, do Mat 1 com o Mat 2 e o Mat 3 constituindo o Mat 5 e do Mat 1 com o Mat 3 constituindo o Mat 6. Nas análises foram condirada das as circularidades Muito Alta, Alta e Moderada.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados da variação do índice de vazios para Material 1 (grãos de dimensões entre 9,52 mm e 6,35 mm sem a adição de finos) são apresentados na Tabela 1, verifica-se que a influência da forma na variação do índice de vazios é muito pequena com valor de 0,03 tanto para o índice de vazios máximo (e_{max}) quanto o mínimo (e_{min}). No entanto, evidencia uma tendência em que materiais com maior circularidade apresentam valores menores tanto para o índice de vazios máximo quanto para o mínimo. Abbireddy & Clayton (2015) observaram um padrão semelhante em seu estudo, quando utilizaram uma variedade de formas com diferentes graus de angularidade, constatando que formas mais esféricas e menos angulares resultam em valores menores tanto para os índices de vazios máximos quanto para os mínimos. Esse padrão também foi corroborado por Maroof et al. (2022), que identificaram que materiais com uma forma mais alongada, ou seja, menos circular, tendem a apresentar valores maiores tanto para e_{max} quanto para e_{min}. Em ambos os estudos, também foi observado que, à medida que a forma se torna mais circular, a diferença entre os valores máximo e mínimo ($\boldsymbol{e_{máx} - e_{min}}$) do índice de vazios diminui. No entanto, esta observação não foi percebida neste trabalho, possivelmente devido à baixa variação entre os valores de índice de vazios do material mais circular em comparação com o de menor circularidade.

Tabela 1. Índice de vazios máximo e mínimo sem adição de finos para as circularidades Muito Alta, Alta e Moderada no Material 1.

Circularidade	Imagem representativa	$e_{máx}$	e_{min}	$e_{máx} - e_{min}$
Muito Alta		0,69	0,58	0,11
Alta		0,70	0,59	0,11
Moderada		0,72	0,61	0,11

A Figura 3 mostra as variações do índice de vazios mínimo obtidas das misturas do Mat 1 (grãos entre 9,52 mm e 6,35 mm,) com o Mat 2 (grãos entre 4,8 mm e 4,0 mm) constituindo o Mat 4, das misturas do Mat 1 com o Mat 2 e com o Mat 3 (grãos entre 1,18 mm e 0,84 mm) constituindo o Mat 5 e das misturas do Mat 1 com o Mat 3 constituindo o Mat 6, todas as misturas continham diferentes circularidades do Mat. 1. A Tabela 2 mostra o índice de vazios mínimo para cada adição de finos no Material 1 para as Circularidades Muito Alta, Alta e Moderada.

No Mat 4 (Figura 3a) a mistura de 50% do Mat 1 e 50% do Mat 2 é a que conferiu na mistura o menor índice de vazios, entretanto, a circularidade praticamente não teve influência no valor do $e_{mín}$. A variação do índice de vazios mínimo com a circularidade é de 0,53 a 0,55 e o menor valor foi obtido na Circularidade Alta. O comportamento do $e_{máx}$ segue a dinâmica do e_{min} com valores mínimos na mesma proporção de mistura, entretanto, sem grande variação.

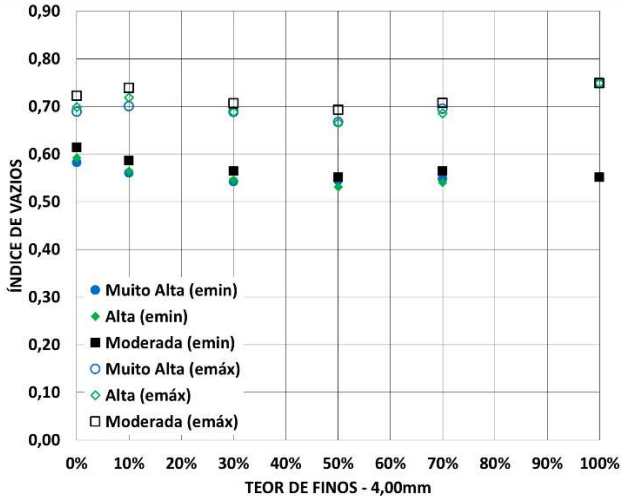
No Mat 5 (Figura 3b) a mistura de 60% do Mat 1 e 10% do Mat 2 e 30% do Mat 3 é a que conferiu na mistura o menor índice de vazios e a circularidade praticamente não teve influência no valor do $e_{mín}$. (variando de 0,28 a 0,31) e o menor valor foi obtido na Circularidade Alta. Os valores de índice de vazios máximos obtiveram estabilidade nos valores para todas as proporções entre os materiais.

No Mat 6 (Figura 3c) Para a Circularidade Muito Alta o valor de e_{min} está em torno de 30%; para a Circularidade Alta está presente na faixa entre 30% e 40%; e para Circularidade Moderada , os valores mínimos foram observados na faixa entre 40% e 50% do teor de finos, demonstrando a influência da circularidade para essa mistura. Comparativamente a adição de 10% do Mat 2 não teve influência no valor do e_{min} da mistura do Mat 5 para as circularidades Muito Alta e Alta, visto que, os valores de e_{min} são bem próximos entre estas misturas, entretanto, os 10% do Mat 2 que não estava presente no Mat 6 os influenciou na Circularidade Moderada requerendo 40% do Mat 3 para obter o mesmo $e_{mín}$ do Mat 5.

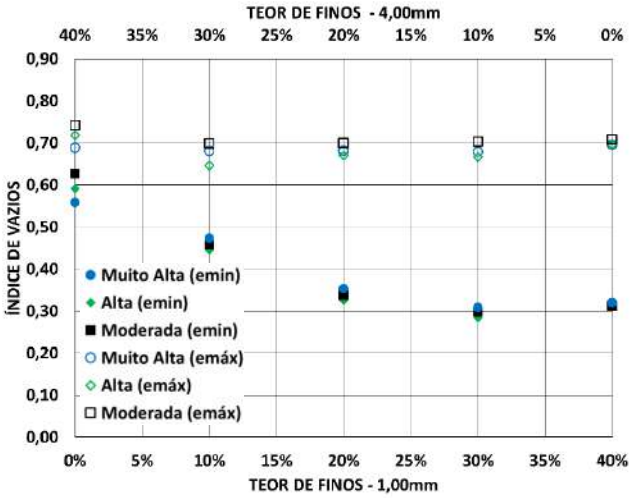
Para o índice de vazios máximo verifica-se uma variação não observada nas duas misturas anteriores (Figura 3a, 3b) . Para a Circularidade Muito Alta o e_{max} (0,69) ocorre para a adição de 40% de finos, para a Circularidade Alta o e_{max} (0,71) ocorre para a adição de 30% de finos e para a Circularidade Moderada o e_{max} (0,72) ocorre para o teor de 40% de finos. Praticamente a adição dos finos do Mat 3 ao Mat 1, não modificou o índice de vazios máximo do Material 1. A variação encontrada no e_{max} das misturas pode está relacionada ao efeito de soltar os grãos no molde de ensaio em queda livre próximo a base, os grãos mais finos podem segregar (mesmo estando misturados e homogeneizados) deslocando-se para a parte inferior do molde.

Cubrinovski & Ishihara (2002) indicam que solos grossos, geralmente com menos de 20% de finos, apresentam um comportamento deformacional na sua estrutura semelhante ao dos solos grossos. Por outro lado, quando a porcentagem de finos ultrapassa os 30%, o comportamento tende a se assemelhar ao de um solo fino. Assim, a faixa entre 20% e 30% representa os pontos de índice de vazios mínimo da composição, onde o comportamento transita entre características de solo fino e solo grosso.

A



B



c

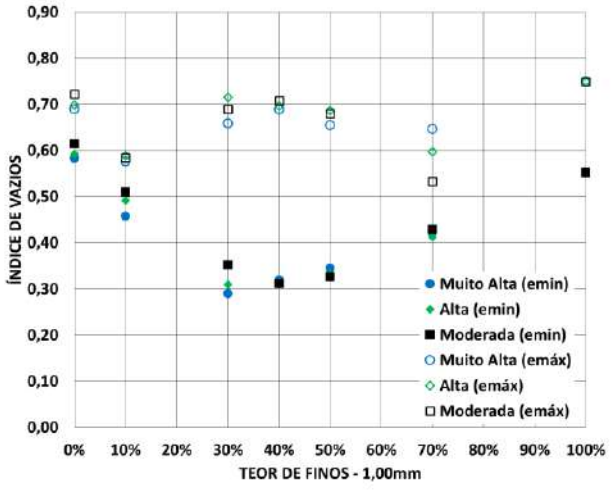


Figura 3. Variação do índice de vazios mínimo com adição de finos: a) Mistura do Mat 1 + Mat 2, b) Mistura do Mat 1 + Mat 2 + Mat 3, c) Mistura do Mat 1 + Mat 3.

Tabela 2. Índice de vazios mínimo com adição de finos ao Material 1 para as Circularidades Muito Alta, Alta e Moderada

Mistura	Índice de vazios mínimo Circularidade					
	Muito Alta		Alta		Moderada	
	$e_{mín}$	% de finos	$e_{mín}$	% de finos	$e_{mín}$	% de finos
Mat 1	0,58	0	0,59	0	0,61	0
Mat 4 = Mat 1+Mat 2	0,54	50	0,53	50	0,55	50
Mat 5 = Mat 1 +Mat 2 + Mat 3	0,31	10 Ma 1+ 30 Mat 3	0,28	10 Ma 1+ 30 Mat 3	0,30	10 Ma 1+ 30 Mat 3
Mat 6 = Mat 1 + Mat 3	0,31	30	0,28	30	40	

4 CONCLUSÃO

Ensaios para determinação de valores de índice de vazios máximo ($e_{máx}$) e mínimo (e_{min}) foram realizados em um solo granular grosso (Mat 1) com grãos compreendidos entre 9,52 mm e 6,35 mm e com a adição de solos granulares mais finos com grãos compreendidos entre 4,8 mm e 4,0 mm (Mat 2) e 1,18 mm e 0,84 mm (Mat 3). Os seguintes valores percentuais de finos foram adicionados ao solo grosso usado como como material de referência nas misturas investigadas neste estudo (Mat 1), em massa: 10%, 30%, 40%, 50%, 70% e 100%. Os resultados experimentais sugerem que:

- Os valores de índice de vazios mínimo variaram entre 0,58, 0,59 e 0,61 e os valores de índice de vazios máximo variaram entre 0,69, 0,70 e 0,72 para as circularidades Muito Alta, Alta e Moderada respectivamente.
- O valor índice de vazios mínimo do solo grosso (Mat 1) com Circularidade Alta reduziu de 0,59 para 0,28 (2,1 vezes) com adição de 30% de finos (grãos entre 1,18 mm e 0,84 mm) ao solo grosso Mat 1 (usado como referência) para a mesma energia aplicada.
- O solo grosso Mat 1 com Circularidade Moderada e com a adição de 40% de finos (Mat 3, grãos entre 1,18 mm e 0,84 mm) reduziu do índice de vazios mínimo do solo grosso (Mat1) em 2 vezes, , enquanto nos solos com Circularidade Muito Alta e Alta a adição necessária para aproximadamente a mesma redução no valor do índice de vazios mínimo do solo grosso (Mat1) foi de 30% de finos.
- Os solos com Circularidade Alta apresentaram menores valores de índice de vazio mínimo para as misturas de solos granulares grossos e finos investigadas.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES)

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abbireddy, C. O. R., & Clayton, C. R. I. (2015). The impact of particle form on the packing and shear behaviour of some granular materials: an experimental study. *Granular Matter*, 17, 427-438.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16840. *Solo—Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16843. *Solo—Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.

Blott, S. J., & Pye, K. (2008). Particle shape: a review and new methods of characterization and classification. *Sedimentology*, 55(1), 31-63.

Cubrinovski, M., & Ishihara, K. (2002). Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. *Soils and foundations*, 42(6), 65-78.

Lade, P. V., Liggio, C. D., & Yamamuro, J. A. (1998). Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand. *Geotechnical testing journal*, 21, 336-347.

Maroof, M. A., Mahboubi, A., Vincens, E., & Noorzad, A. (2022). Effects of particle morphology on the minimum and maximum void ratios of granular materials. *Granular Matter*, 24(1), 41.

Riley, N. A. (1941). Projection sphericity. *Journal of Sedimentary Research*, 11(2), 94-95.

Sarkar, D., Goudarzy, M., König, D., & Wichtmann, T. (2020). Influence of particle shape and size on the threshold fines content and the limit index void ratios of sands containing non-plastic fines. *Soils and Foundations*, 60(3), 621-633.

Zuo, L., & Baudet, B. A. (2015). Determination of the transitional fines content of sand-non plastic fines mixtures. *Soils and Foundations*, 55(1), 213-219.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/638

Influência de Cinza Volante na Resistência de um Solo Argiloso Estabilizado com Cal

Bruno Karasiak Meneguz
Mestre em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, meneguzbruno@gmail.com

Helena Paula Nierwinski
Professora adjunta, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, helena.paula@ufsc.br

Bianca C. Caetani
Mestranda do curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, bibicaetani@gmail.com

RESUMO: As cinzas volantes obtidas em centrais termoelétricas apresentam um desafio em relação à sua disposição final e consequente impacto ambiental. No entanto, esses resíduos podem ser reaproveitados como agentes estabilizadors de solo. A técnica de tratamento do solo com cinzas volantes e cal é um método atraente quando o projeto requer melhoria do solo local para fins de construção. Pode ser usado para criar bases estabilizadas sob pavimentos, camadas de suporte para fundações rasas ou para reforçar taludes em problemas de estabilidade. Estudos mostram que existe uma correlação única que controla a resistência das misturas compactadas de solo, cinza volante e cal. Usando esta relação, é possível determinar a quantidade adequada de cal e cinzas volantes, bem como o esforço de compactação necessário para criar uma mistura que atenda aos requisitos de resistência de um projeto com um custo idea. O presente estudo avalia a resistência à compressão simples (RCS) de um solo argiloso tratado com três teores de cal (3, 5 e 7%) e três porcentagens de cinza volante (0%, 12,5% e 25,0%), sendo testado quanto à resistência à compressão simples (RCS) em três porosidades diferentes e um tempo de cura de 28 dias. Adicionalmente, foi realizada uma caracterização físico-química e mineralógica da cal e das cinzas volantes por meio de granulometria a laser e análise de difração de raios X (DRX). Os resultados mostram que a resistência à compressão simples (RCS) aumentou com a quantidade de cal e cinza volante para os percentuais testados e que estes parâmetros, bem como a porosidade da mistura desempenham um papel fundamental na avaliação da resistência alvo.

PALAVRAS-CHAVE: Cinza volante; cal; Ensaio de compressão simples; Melhoramento de solo

ABSTRACT: Fly ash obtained from power stations poses challenges for its disposal and subsequential environmental impact. However, these waste materials can be repurposed to improve soil stability. The technique of treating soil with fly ash and lime is an attractive method when the project requires improvement of the local soil for construction purposes. It can be used to create stabilized bases under pavements, support layers for shallow foundations, or to strengthen slopes in slope stability problems. It has been discovered that there is a unique correlation that controls the strength of the compacted soil-fly ash-lime mixtures that have been studied. Using this relationship, it's possible to determine the appropriate amount of lime and fly ash, as well as the compaction effort needed to create a mixture that meets the strength requirements of a project at the optimum cost. The present study evaluates the unconfined compressive strengh (UCS) of a clayey soil treated with three levels (3, 5 and 7%) of lime and three percentages of fly ash (0%, 12.5% and 25.0%), being tested for unconfined compressive strengh (UCS) at three different porosities and a curing time of 28 days. Additionally, a physical-chemical and mineralogical characterization of the lime and fly ash was carried out using X-ray diffraction (XRD) analysis. The results show that the unconfined compressive strength (UCS) increased with the amount of lime and fly ash for the percentages tested and that these parameters, as well as the porosity of the mixture, play a fundamental role in evaluating the target resistance.

KEYWORDS: Fly ash; Lime; Unconfined compression tests; soil improvement

1 INTRODUÇÃO

A cinza volante é um subproduto industrial gerado durante a combustão do carvão em usinas termelétricas. Ainda de acordo com a Agência Internacional de Energia (AIE, 2020), as centrais elétricas a carvão em todo o mundo produzem quase 25% das necessidades de energia primária do mundo, sendo que mais de 65% das cinzas volantes produzidas no mundo são descartadas em aterros sanitários. Ao longo das últimas décadas, a cinza volante tem sido apontada como um resíduo sólido problemático devido aos métodos convencionais de eliminação da mesma, uma vez que contaminaram e degradaram terras aráveis em todo o mundo (Barnes e Sear, 2006). Dessa forma, encontrar aplicações viáveis deste material não só é uma conveniência como uma necessidade (AIE, 2020).

Composta principalmente por sílica, alumina e ferro, a cinza volante exibe características físicas e químicas que a tornam um candidato atrativo para a estabilização de solos e construção de infraestrutura (Kim e Prezzi 2008). Estudos mostram que a adição de cinza volante à solos coesivos resulta no aumento da resistência mecânica dos mesmos (Barnes e Sear, 2006; Turan et al., 2022). No entanto, essa melhora pode não ser suficiente, sendo, assim, necessário o uso concomitante, mas em menor quantidade, de outros aditivos, como a cal ou o cimento (Dalla Rosa, 2009; Consoli et al., 2014a, Consoli et al., 2016; Deepak et al., 2015).

A presente investigação teve como objetivo encontrar uma solução sustentável para a utlização da cinza volante, oferecendo tanto uma solução técnica viável e econômica para aumentar a resistência de um dado solo argiloso, assim como reduzindo os problemas associados à deposição da cinza volante em aterros.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi realizado em duas partes. Primeiramente foi realizada a caracterização do solo e realizados ensaios de difração de raios X do solo, cal e cinza volante. Em seguida, foram confeccionados corpos de prova com diferentes proporções de cal e cinza volante e diferentes porosidade, sendo realizados ensaios de compressão não confinados para verificação da resistência mecânica destas misturas, conforme discutido abaixo.

2.1 Caracterização dos Materiais

O solo utilizado no presente estudo, é derivado de granito intemperizado e foi obtido em Florianópolis-SC, no sul do Brasil. Os resultados dos ensaios de caracterização do solo são apresentados na Figura 1. O solo pode ser classificado, segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos, como CH, argila de plasticidade média a alta. Pela classificação do *Highway Research Board*, adotada pela AASHTO (2012), como A-7-5, solo argiloso com comportamento geral como subleito fraco a pobre.

Para as misturas de solo e cinza foram realizados apenas ensaios de compactação, assim como para o solo sem aditivos, conforme resultados apresentados na Figura 1. Nela pode-se observar as curvas de compactação para o solo com 0% de cinza volante e para o solo com 25% de cinza volante. Ambos os ensaios de compactação foram realizados sob energia Proctor Normal, sem adição de cal.

O solo sem aditivos apresentou umidade ótima de 18,5% e peso específico aparente seco de 1,72 g/m^3, enquanto que o solo com 25% de cinza volante apresentou a mesma umidade ótima que a amostra de solo, porém com menor peso específico aparente seco (1,66 g/m^3). Os trabalhos de Turan *et al*. (2022) e Dalla Rosa (2009) também observaram uma redução do peso específico aparente seco ao se acrescentar cinza volante ao solo, porém, diferente do que foi observado nesse trabalho, a adição de cinza volante ao solo causou um aumento no teor de umidade ótima. Os autores também utilizaram a energia Proctor Normal para os ensaios de compactação.

A cinza volante utilizada nesta pesquisa é oriunda da Usina Termelétrica Jorge Lacerda, localizada no município de Capivari de Baixo, no sul do estado de Santa Catarina. A cal utilizada é uma cal dolomítica comercial.

Ensaio	Resultados
LL (%)	61
LP (%)	35
IP (%)	26
G (g/cm3)	2,65
Argila (%)	25,00
Silte (%)	20,00
Areia Fina (%)	12,00
Areia Média (%)	8,00
Areia Grossa (%)	18,00
Pedregulho Fino (%)	17,00

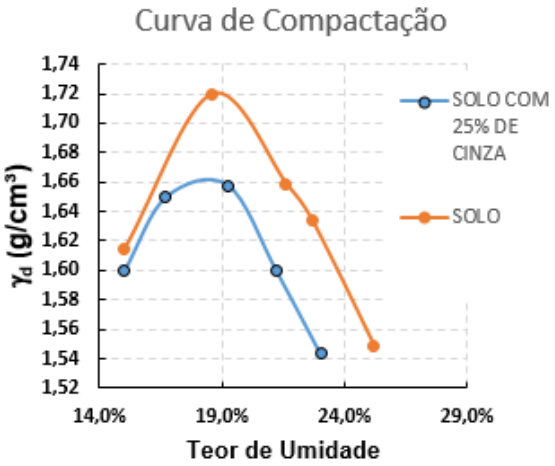


Figura 1 – Propriedades do solos e curvas de Compactação (energia Proctor normal) para o solo e solo com 25% de cinza.
Fonte: elaborado pelo autor.

2.1.1 Ensaio de Difração de Raio-X

Afim de melhor entender a composição química e mineralógica dos materiais estudados foi realizado o ensaio de difração de raio X. Através dos dados obtidos para a fração de argila do solo, determinou-se que a mesma é composta de 66,3% de caulinita, 12,3% de quartzo e 22,5% de materiais não cristalinos (amorfos). A cal dolomítica apresenta teores de hidróxido de cálcio e hidróxido de magnésio bem parecidos, 39,5% e 35,5%, respectivamente, além de 15,5% de carbonato de cálcio, mostrando uma calcinação incompleta do calcário, além de 3% de quartzo e 6,6% de óxido de magnésio. A maior parte da cinza volante está na fase amorfa (61,6%), não permitindo estimar sua composição exata através deste ensaio. Além da fase amorfa, observa-se que a cinza volante estudada é composta de 23,1% de mulita (AlSiO), 13,2% de quartzo (SiO2), 1,5% de silicato de cálcio e alumínio e 0,5% de óxido de ferro (hematita).

2.2 Métodos

2.2.1 Moldagem e cura dos corpos-de-prova

Para os ensaios de compressão simples foram utilizados corpos de prova cilíndricos, com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Após a pesagem, os componentes secos (solo, cal e cinza volante) foram misturados até a mistura ficar uniforme, sendo os teores de cal 3, 5 e 7% em relação à massa de solo seco. A água foi então adicionada até obter uma pasta homogênea. A quantidade de cal para cada corpo de prova foi calculada com base na massa de solo seco, em substituição à massa de solo seca.

Após a preparação do material, foram retiradas três pequenas porções para determinação do teor de umidade e a mistura foi armazenada em recipiente coberto para evitar perda de umidade antes da compactação. O tempo necessário para preparar (misturar e compactar) cada amostra foi inferior a 1 hora.

As amostras foram então compactadas estaticamente em três camadas (cada camada tinha sua altura controlada - 1/3 da amostra por camada) em um molde bipartido lubrificado de 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura, de modo que cada camada atingisse o peso unitário seco especificado. Foram utilizados os valores do ensaio de compactação apresentados na Figura 1 para a determinação dos três valores de pesos específicos utilizados na pesquisa (1,5, 1,6 e 1,7 g/cm^3).

Após a moldagem, os corpos de prova foram imediatamente extraídos do molde bipartido, pesados e medidos com precisão de 0,5 g e 0,5 mm, respectivamente. As tolerâncias adotadas para aceitação dos corpos de prova foram as seguintes: peso unitário seco (γd) dentro de ±2% do valor alvo; teor de água (ω%) dentro de ±1,0%; diâmetro dentro de ±0,5 mm; e altura dentro de ±1 mm. Os corpos de prova foram armazenados e

curados, dentro de sacos plásticos para evitar variações significativas no teor de água, em sala úmida a 25 ± 2 °C. Os autores não observaram quaisquer alterações de volume a longo prazo durante o período de cura.

É importante ressaltar que o peso unitário seco dos corpos de prova foi calculado como o peso seco do solo e da cal dividido pelo volume total do corpo de prova. Para manter constante o peso unitário seco dos corpos de prova com o aumento do teor de cal, uma pequena porção do solo foi substituída por cal. Como o peso específico do calcário (2,55) é menor que o peso específico do solo (2,65), para o cálculo do índice de vazios e da porosidade foi utilizado um peso específico composto baseado nas proporções do solo e da cal.

2.2.2 Ensaios de compressão simples

Ensaios de compressão simples têm sido utilizados na maioria dos programas experimentais relatados na literatura para verificar a eficácia da estabilização com cal e também para avaliar a importância absoluta e relativa dos diversos fatores que controlam a resistência dos solos tratados com cal. Uma das razões para isso é a experiência acumulada com este tipo de ensaio em concretos e argamassas. O teste também é simples e rápido, ao mesmo tempo que é confiável e barato.

Os ensaios de compressão não confinada constituíram a parte principal desta pesquisa. O programa foi escolhido de forma a avaliar as influências na resistência à compressão do solo tratado com cal e cinza volante para os seguintes parâmetros: teor de cal, teor de cinza e peso unitário seco.

As variáveis utilizadas foram:

• três teores de cal: 3, 5 e 7%;

• três teores de cinza volante: 0, 12,5 e 25,0%

• três pesos específicos (γ_d): 1,5, 1,6 e 1,7 g/cm^3 com teor de umidade de 19,0%.

Uma prensa automática, com capacidade máxima de 50 kN e anéis de prova com capacidades de 5 kN e 50 kN e resoluções de 0,005 kN e 0,023 kN, respectivamente, foram utilizados nos ensaios de compressão simples. A taxa de deslocamento adotada foi de 1,14 mm por minuto.

Após cura em sala úmida por 27 dias, os corpos de prova foram submersos em tanque de água por 24 horas para minimizar os efeitos de sucção, com tempo total de cura de 28 dias. Imediatamente antes do teste, os corpos de prova foram retirados do tanque e secos superficialmente com papel absorvente. Em seguida, foi realizado o ensaio de compressão simples e registrada a carga máxima. Considerando a combinação das variáveis, foram ensaiadas 27 misturas diferentes. Para cada mistura foram executados três corpos de prova e a resistência média dos três foi utilizada nos resultados, sendo o desvio padrão aceitável da resistência de cada corpo de prova, inferior a 10% da resistência média.

3 RESULTADOS

3.1 Efeitos do teor de cinza

A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos para os ensaios de resistência à compressão simples das misturas com solo, cal dolomítica e cinza volante. Verifica-se que, de modo geral, o acréscimo de cinza nas misturas eleva o valor da RCS.

Na Figura 2, são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função do teor volumétrico de cal dolomítica (L_v) para os três valores de γ_d ensaiados, cada curva possui um mesmo teor de cinza volante (0%, 12,5% e 25%). A escolha do indice L_v em detrimento de teor de cal (L) deve-se ao fato de que o teor de cal é calculado em função da quantidade de solo. Dessa forma, aumentando-se o teor de cinza, diminui-se o volume de solo e, consequentemente, o total de cal utilizado. Tal fato contribuirá para uma melhor avaliação e compreensão dos efeitos da cinza sobre os valores da RCS.

3.2 Efeitos da porosidade e relação porosidade/teor volumétrico de cal

Na Figuras 3, são apresentadas as curvas de ajuste da variação da RCS em função da porosidade (η) das misturas de solo-cal compactadas, para as cales dolomítica e de casca de ovos, respectivamente. Cada curva possui o mesmo teor de cal (3%, 5% e 7%). Analisando a figura, verifica-se que a redução na porosidade da mistura compactada promove um aumento exponencial da RCS das misturas.

Tabela 1: RCS média das misturas de solo e cal dolomítica.

Dados Gerais das misturas		**Teor de cinza volante (%)**					
		0		**12,5**		**25**	
***L* (%)**	**γ_d (g/cm³)**	***Lv* (%)**	**RCS (kPa)**	***Lv* (%)**	**RCS (kPa)**	***Lv* (%)**	**RCS (kPa)**
3	1,5	1,69	90,8	1,50	126,3	1,36	180,9
5	1,5	2,74	205,9	2,46	317,7	2,23	368,8
7	1,5	3,82	390,0	3,39	472,5	3,07	687,0
3	1,6	1,79	196,0	1,59	225,9	1,44	378,7
5	1,6	2,96	372,2	2,62	550,0	2,37	679,0
7	1,6	4,04	723,2	3,60	901,5	3,26	931,8
3	1,7	1,88	392,1	1,68	444,7	1,53	583,0
5	1,7	3,09	662,6	2,77	835,9	2,55	869,2
7	1,7	4,27	1108,1	3,85	1337,8	3,47	1259,0

Fonte: elaborado pelo autor.

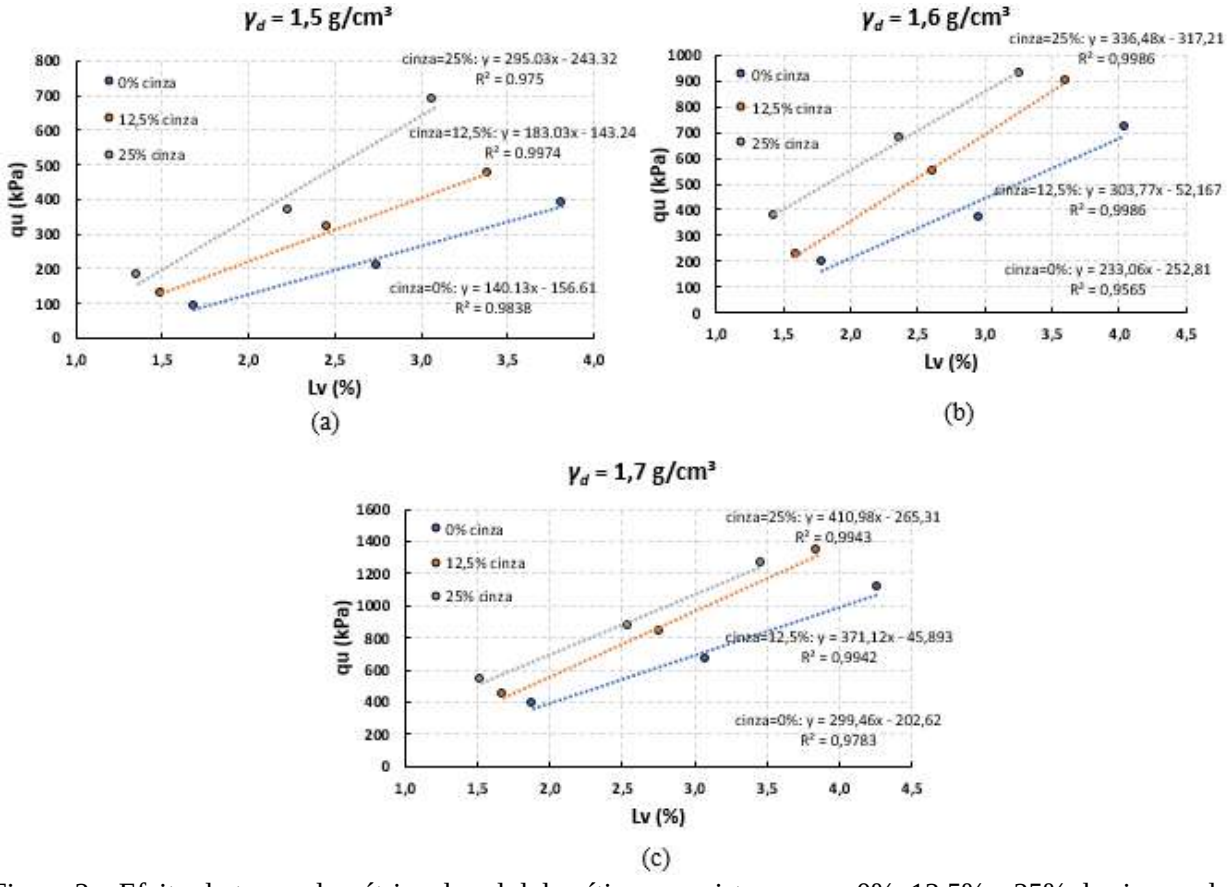


Figura 2 – Efeito do teor volumétrico de cal dolomítica nas misturas com 0%, 12,5% e 25% de cinza volante para os γ_d de (a) 1,5 g/cm³, (b) 1,6 g/cm³ e (c) 1,7 g/cm³.

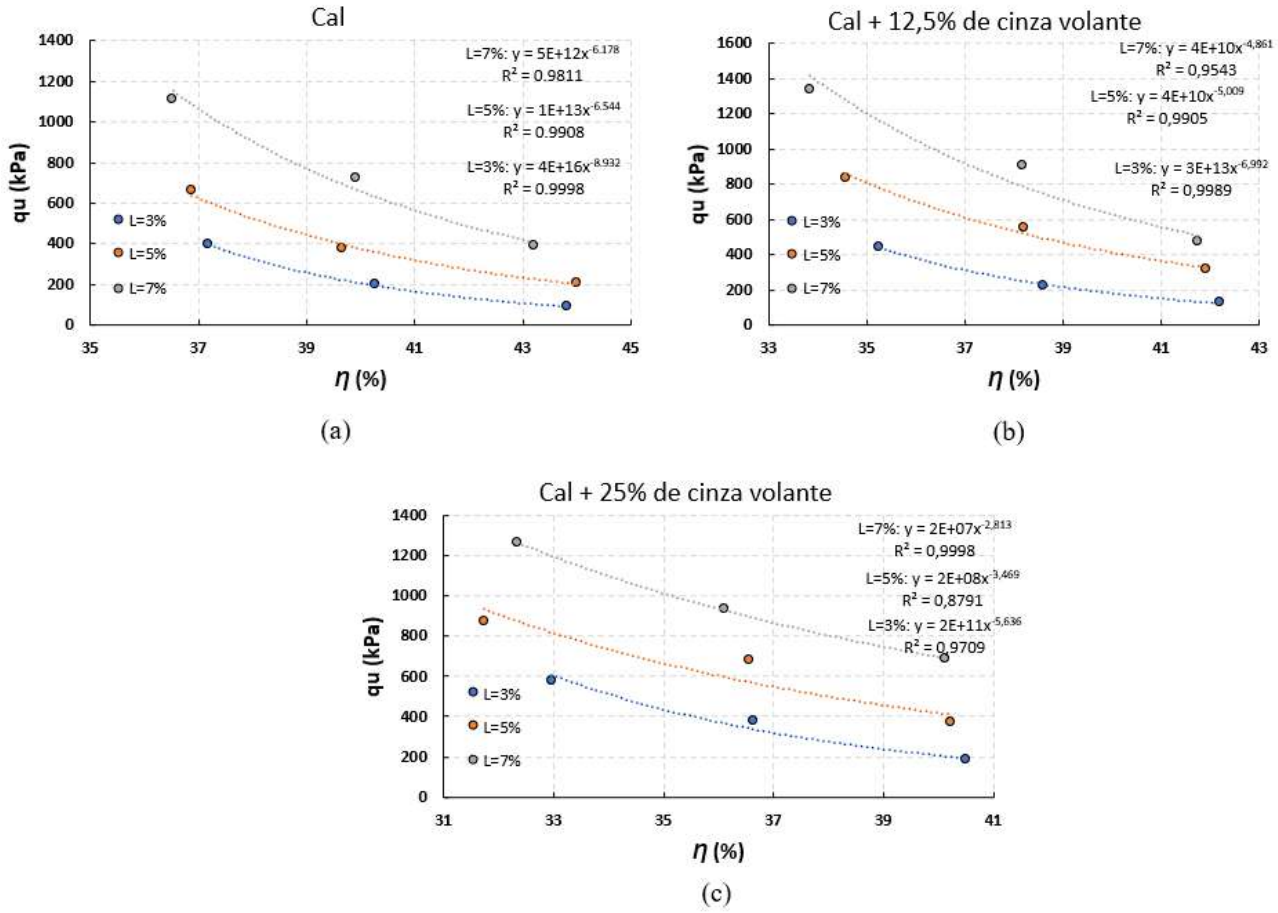


Figura 3 – Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade (η) das amostras com (a) 0%, (b) 12,5% e (c) 25% de cinza volante.

Se observa que a adição de cinza volante produz um aumento na RCS se comparado com as misturas de solo-cal sem cinza, sendo o aumento da RCS com a adição de cinza linear em função do teor de cal volumétrico (L_v). Além disso, verifica-se que o coeficiente angular das retas de ajuste linear das misturas com cinza são consideravelmente superiores ao coeficiente angular da reta de ajuste linear da mistura de solo cal, exclusivamente. Tal fato evidencia a contribuição positiva da adição da cinza na RCS das misturas. Pode-se verificar, ainda, que o acréscimo de resistência promovido pela adição da cinza é, proporcionalmente maior, quanto menor for o γd da mistura. Para os valores de γd de 1,5 e 1,6 g/cm³ a inclinação das retas de resistência são mais pronunciadas em relação à inclinação das retas que definem o comportamento da RCS para as misturas de solo cal exclusivamente.

Na Figura 4 é apresentada a RCS em função da porosidade/teor volumétrico de cal (η/Lv) das misturas de solo, cal e cinza volante, cada gráfico representa um teor de cinza volante diferente. Pode-se observar na Figura 7 uma dispersão dos pontos das misturas, se considerarmos os efeitos da quantidade de cal e da porosidade, em torno de uma tendência exponencial. Verifica-se claramente que pontos com mesma relação vazios/cal obtidos de modos diferentes (um por densificação e outro por aumento do teor de cal) apresentam resistências distintas, sendo que os pontos com menor porosidade e maior quantidade de cal atingem resistências maiores.

Assumindo que uma variação no volume de vazios exigiria uma variação proporcional no volume de cal para contrabalançar a perda ou ganho na resistência, em termos matemáticos, tem-se que:

$$\frac{\eta}{L_V} = K \text{ e } \frac{\eta+\Delta\eta}{L_V+\Delta L_V} = K \text{ , então } \Delta L_V = \frac{L_V}{\eta} \times \Delta\eta$$

Onde:

onde: $\Delta\,\eta$ = variação na porosidade; ΔL_V = variação no teor volumétrico de cal e, K = constante.

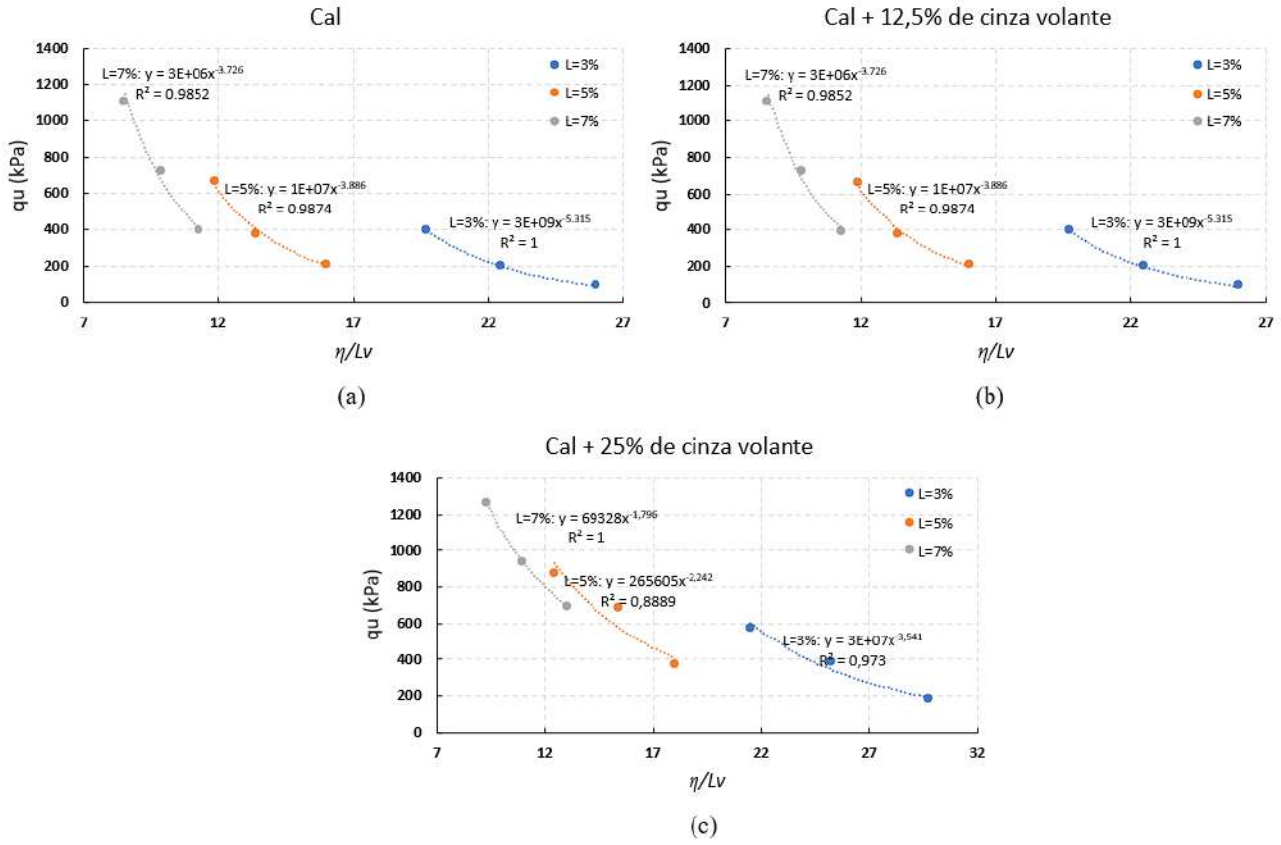


Figura 4 – Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade das amostras com das amostras com (a) 0%, (b) 12,5% e (c) 25% de cinza volante.

Essa tendência foi verificada para amostras de solo melhoradas com cimento, com cal e com cinza volante e cal nos estudos de Dalla Rosa (2009), Consoli *et al*. (2016c) e Consoli *et al*. (2015).

Uma maneira de compatibilizarmos as taxas de variação das grandezas citadas é através da aplicação de uma potência sobre uma delas. Dessa forma, foi aplicado uma potência igual a 0,38 sobre o parâmetro L_v, resultando num melhor ajuste para o fator η/L_v. A Figura 5 apresenta a variação da RCS em relação ao fator $\eta/(L_v)^{038}$ considerando as misturas com solo e cal para os três teores de cinza volante (0%, 12,5% e 25,0%).

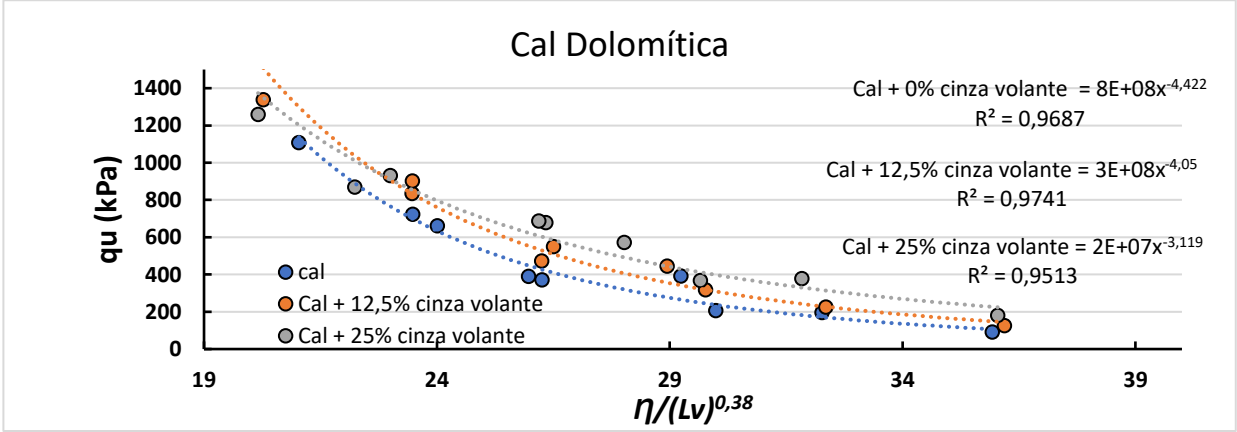


Figura 5 – Relação entre $\eta/(L_v)^{0,12}$ e a RCS para as amostras de solo e cal com (a) 0%, (b) 12,5% e (c) 25% de cinza volante.

4 CONCLUSÃO

Em análise aos resultados apresentado, pode-se afirmar que, para os teores de cinza volante estudados, a mistura que apresenta um melhor desempenho é a com maior teor de cinza (25%), apresentando não só maiores valores de RCS, como menores teores volumétricos de cal, considerando as mesmas condições de γ_d e L_v nas misturas sem cinza e com 12,5% de cinza. A diferença da RCS em função dos teores de cinza diminiu com o aumento de γ_d. Para o maior γ_d (1,7 g/cm³), os valores da RCS para as misturas com 12,5% e 25% de cinza volante são praticamente os mesmos para os mesmos teores de cal, embora o teor volumetrico de cal para a mistura com 25% de cinza volante seja menor.

O aumento da RCS das amostras com cinza volante em relação às amostras sem cinza volante evidencia a contribuição da cinza no ganho de RCS do solo tratado com a cal dolomítica. A relação $\eta/(L_v)^{0,38}$ proposta se mostrou muito satisfatória para prever o comportamento das misturas de solo, cal e cinza volante estudadas.

De modo geral, os resultados encontrados sobre o aumento de resistência causado pelo aumento dos teores de cal condizem com outros estudos sobre o tema para ambas as cales (Dalla Rosa, 2009; Consoli *et al*., 2014, Consoli *et al*., 2016; Deepak *et al*., 2015).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro da agência de fomento Fapesc.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (2012), American Association of State Highway and Transportation Officials. *Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes*. M145-91. Washington DC.

Barnes, Ian; Sear, Lindon (2004). *Ash utilisation from coal-based power plants*. DTI.

Consoli, Nilo Cesar; Da Rocha, Cecília Gravina; Silvani, Carina (2014). *Devising dosages for soil–fly ash–lime blends based on tensile strength controlling equations*. Construction and Building Materials 55

Consoli, Nilo Cesar; Festugato, Lucas; Consoli, Bernardo Scapini; Lopes Jr, Luizmar Da Silva (2015). *Assessing Failure Envelopes of Soil–Fly Ash–Lime Blends*. J. Mater. Civ. Eng., 27(5): 04014174.

Consoli, Nilo Cesar; Dalla Rosa, Amanda; Saldanha, Rodrigo Beck (2011). *Variables Governing Strength of Compacted Soil–Fly Ash–Lime Mixtures*. Journal Of Materials In Civil Engineering, 23(4): 432-440

Dalla Rosa, A (2009). *Estudo dos Parâmetros-Chave no Controle da Resistência de Misturas Solo-Cinza-Cal*.. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).UFRGS, Porto Alegre.

Deepak, M.S.; Rohini, S.; B, Harini, B.S.; Ananthi, G. Beulah Gnana (2021). *Influence of fly-ash on the engineering characteristics of stabilised clay soil*. Materials Today: Proceedings 37

IEA (2020). World Energy Outlook 2020. Paris https://www.iea.org/reports/world-energy-outlook-2020,

Turan, C.; Javadi, A.A.; Vinai, R.; Beig Zali, R (2022). *Geotechnical Characteristics of Fine-Grained Soils Stabilized with Fly Ash, a Review*. Sustainability, 14, 16710. https://doi.org/10.3390/su142416710

Yoshimoto, Norimasa; Hyodo, Masayuki; Nakata, Yukio (2012). *Evaluation of shear strength and mechanical properties of granulated coal ash based on single particle strength*. Soils and Foundations.

Kim, Bumjoo; Prezzi,Monica (2008). *Evaluation of the mechanical properties of class-F fly ash*. Waste Management. https://doi.org/10.1016/j.wasman.2007.04.006.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/639

Influência de desvios do grau de compactação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de arenito

Marcelo Heidemann
Professor adjunto, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Joinville, Brasil, CONSTRUCT-GEO, Universidade do Porto (FEUP), marcelo.heidemann@ufsc.br

Eduardo Guerreiro Kuzer
Bolsista de Iniciação Científica, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Joinville, Brasil, eduardosmek@gmail.com

Richardison Oliveira
Grupo Sanson, Tatuí, SP, Brasil, richardison.oliveira@gruposanson.com.br

RESUMO: Este trabalho apresenta os resultados obtidos em ensaios de cisalhamento direto executados em um solo residual de arenito, compactado em energia intermediária de compactação (referente ao ensaio Proctor), com graus de compactação variáveis de 95 a 100%. O solo é composto por cerca de 30% e 42% de areias grossa e fina, respectivamente. Os ensaios foram executados em corpos de prova submersos, sob tensões normais da ordem de 50, 100, 200 e 400 kPa. Os ensaios demonstraram que o aumento do grau de compactação de 98 para 99% provoca um aumento significativo nas tensões cisalhantes máximas mobilizadas. Já as tensões cisalhantes em pós-pico, conforme esperado, permanecem constantes sob todos os graus de compactação, exceto para GC=100% em que um leve aumento é observado. O comportamento é inicialmente contrativo, passando à dilatação, para todos os graus de compactação testados. Os ângulos de atrito medidos em pico variam de 36° a 43°. Em pós-pico tem-se φ' da ordem de 35° para todos os graus de compactação, exceto 100%, em que atinge cerca de 37°. Os resultados evidenciam a importância do controle de compactação na construção de aterros, e da sensibilidade do ângulo de atrito ao GC.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência ao cisalhamento, solos compactados, solo residual, arenito, grau de compactação.

ABSTRACT: This work presents the results of direct shear tests carried out on a compacted residual sandstone soil. The soil is composed of around 30% and 42% coarse and fine sand, respectively. Compaction curve was determined for intermediate energy (referring to the Proctor test). After that, specimens were compacted with degrees of compaction (GC) of 95, 98, 99 and 100% and subjected to direct shear tests. These tests were carried out in soaked condition, under normal stresses of 50, 100, 200 and 400 kPa. The tests demonstrated that rising the degree of compaction from 98 to 99% causes a significant increase in the maximum mobilized shear stresses. Post-peak shear stresses, as expected, remain constant under all degrees of compaction, except 100% where a slight increase is observed. The behavior is initially contractive, changing to dilatative for all degrees of compaction tested. Effective friction angles measured at peak range from 36° to 43°. In post-peak, it reaches 35° for all degrees of compaction, except when GC=100%, when it reaches around 37°. The results highlight the importance of compaction control in the construction of landfills, and the sensitivity of the friction angle to the degree of compaction.

KEYWORDS: Shear strength, compacted soils, residual soil, sandstone, degree of compaction.

1 INTRODUÇÃO

Solos residuais diferem de solos sedimentares ao se formarem no local como resposta às condições relativas ao material de origem, clima, topografia e drenagem, podendo reter elementos estruturais da rocha de origem (Mitchell e Soga, 2005). No Brasil os solos residuais são amplamente explorados como material de empréstimo em obras de compactação. Embora o processo de escavação e compactação remova os elementos estruturais destes solos, suas características texturais, mineralógicas e de plasticidade seguem governando seu comportamento, as quais são também herdadas da rocha de origem e condições de intemperismo.

Por conta disso, o comportamento destes solos quando compactados é também muito diverso, e seus parâmetros de compactação podem variar em um amplo espectro de valores. Daí advém a necessidade de adequada caracterização geotécnicas de materiais de empréstimo. O impacto de desvios do teor de umidade (com relação à umidade ótima) durante a compactação sobre o comportamento do material dependem intimamente das características texturais do material. Assim, estabelecer limites aceitáveis para estes desvios (na medida em que em campo tais desvios estão sempre presentes) passa pela caracterização de cada jazida a ser explorada. Naturalmente que tal caracterização somente se faz diante da existência de uma demanda por certo material. Por outro lado, a existência de referenciais é útil para o julgamento da qualidade dos ensaios, para julgamento do quanto a experiência já acumulada pode ser empregada ao se lidar com dado material, e como parâmetros de avaliação em etapas preliminares de projeto.

Nesse sentido, o presente trabalho tem por objetivo investigar os efeitos que variações do grau de compactação impõe sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de arenito, oriundo do estado de São Paulo. A extensa ocorrência de solos residuais de arenito no contexto da Bacia do Paraná justifica o interesse sobre estes materiais, bem como as propriedades geotécnicas tipicamente interessantes.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Material ensaiado

O solo estudado consiste em um material residual de arenitos pertencentes ao grupo Itararé. O mesmo tem coloração amarelo claro a ocre e textura arenosa, com presença de alguns pedregulhos (friáveis). A amostragem foi realizada em local com coordenadas aproximadas 24S e 49W. Por questões de sigilo não podem ser fornecidos maiores detalhes sobre a procedência e a aplicação específica deste solo. O aspecto do material é mostrado na Figura 1.

Figura 1. Aspecto do solo estudado

Este solo foi considerado como potencial material de empréstimo para execução de um aterro estruturado destinado a uma obra viária no estado de São Paulo. Embora já houvesse conhecimento da relação entre o grau de compactação e a massa específica aparente seca máxima, bem como sobre o CBR, eram desconhecidos os efeitos de eventuais desvios de umidade sobre a resistência ao cisalhamento. O projeto de aterros estruturados tem o ângulo de atrito como parâmetro chave no dimensionamento (vide DGTI, 1979), de forma que a compreensão dos desvios deste parâmetro com eventuais flexibilizações do grau de compactação é importante para garantia do adequado desempenho e segurança das estruturas.

2.2 Metodologia

2.2.1 Ensaios de caracterização

As amostras utilizadas nos ensaios foram previamente secas ao ar e destorroadas. As amostras utilizadas nos ensaios de determinação da densidade real das partículas sólidas foram tomadas da fração passante na peneira 2,0 mm já que o ensaio foi executado conforme norma DNER ME093-1994. A mesma peneira foi usada para segregar a fração a ser usada nos ensaios de sedimentação. Nos ensaios de compactação, índices de vazios máximos e mínimos e cisalhamento direto empregou-se apenas a fração passante na peneira de 4,8 mm.

Os ensaios para definição dos índices de vazios máximo e mínimo foram executados conforme método A da ASTM D4254/2016 e método 1A da ASTM D4253/2016. Os ensaios foram executados em amostras passantes na peneira 4,8 mm e secas em estufa.

O ensaio de granulometria foi executado conforme recomendações da noma ABNT NBR 7181 (2017), com uso de solução defloculante. A classificação das frações constituintes das amostras foi feita de acordo com a ABNT NBR 6502 (1995).

Os ensaios de compactação Proctor foram executados conforme recomendações da norma ABNT NBR 7182 (2016), em amostras não trabalhadas, tendo em vista a natureza friável de parte das partículas. Empregou-se energia intermediária de compactação (1250 kJ/m³), utilizando-se cilindro pequeno e soquete grande.

2.2.2 Ensaios de cisalhamento direto

Os corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto foram extraídos de um corpo de prova maior, compactado no cilindro Proctor, de forma a atingir GC da ordem de 95%, 98%, 99% e 100% considerando o ensaio de compactação previamente descrito.

Destas foram extraídos quatro corpos de prova, destinados a ensaios de cisalhamento direto sob diferentes tensões normais. Como na extração o solo sofre desconfinamento, há uma expansão da amostra que acaba por não manter a densidade compactada. Com a adição de mais solo e compressão dos corpos de prova corrigiu-se as densidades para que atingissem os valores alvo. A moldagem foi feita em um anel quadrado de dimensões B=60 mm, L=60 mm e H=20 mm, com auxílio de ferramentas de corte.

Os ensaios foram executados conforme norma técnica ASTM D3080 (2011), sob tensões normais efetivas de 50, 100, 200 e 400 kPa, utilizando-se um corpo de prova para cada tensão normal efetiva. Os ensaios foram executados em corpos de prova submersos.

A fase de consolidação teve duração mínima de 60 minutos, e perdurou até que as deformações cessassem, indicando ocorrência de completa dissipação dos excessos de poropressão decorrentes da aplicação da tensão normal.

A partir do comportamento exibido na fase de consolidação estipulou-se a velocidade de cisalhamento necessária para permitir que a ruptura se desse de forma drenada como sendo da ordem de 0,1 mm/min. Para tal empregou-se a proposta de Gibson e Henkel (1954). Cada corpo de prova foi cisalhado até que se atingisse um deslocamento de 6 mm, requerendo cerca de 60 minutos para conclusão da fase de cisalhamento.

3 RESULTADOS

2.1 Caracterização física e compactação

Os resultados obtidos nos ensaios de picnômetro, referentes à densidade real das partículas de solo, apontam para um valor de G=2,690. A curva granulométrica obtida por peneiramento e sedimentação para a amostra ensaiada é apresentada a seguir (Figura 2). Um resumo das frações granulométricas que compõem a amostra é apresentado na Tabela 1. Estas frações têm dimensões definidas conforme ABNT NBR 6502 (1995).

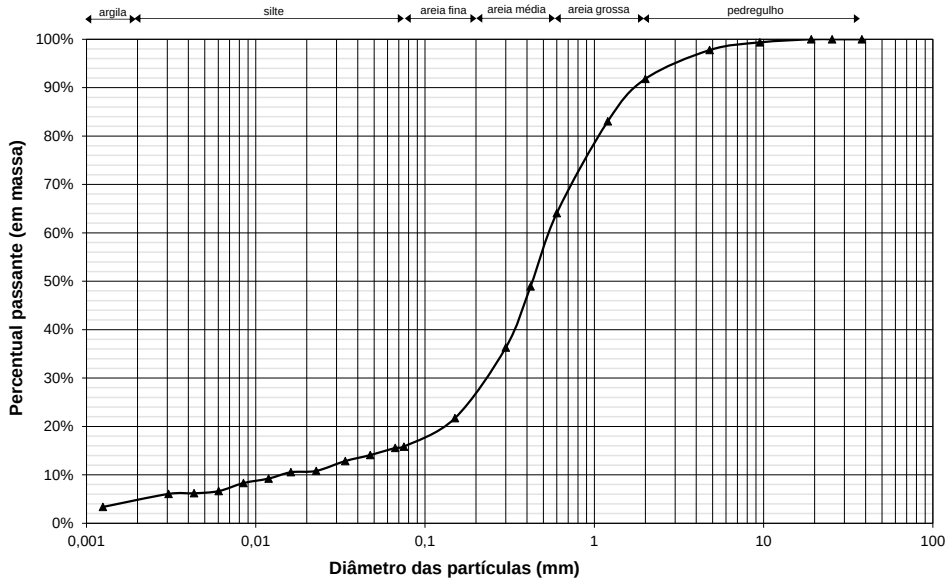


Figura 2. Curva granulométrica do solo estudado

Na Figura 3 é mostrada a curva de compactação do solo estudado, da qual se obtém massa específica aparente seca máxima ($\gamma_{d,max}$) da ordem de 1,99 g/cm³ e umidade ótima da ordem de 10,4%. A Tabela 1, mostra os valores de massa específica aparente seca a serem atingidos para diferentes graus de compactação.

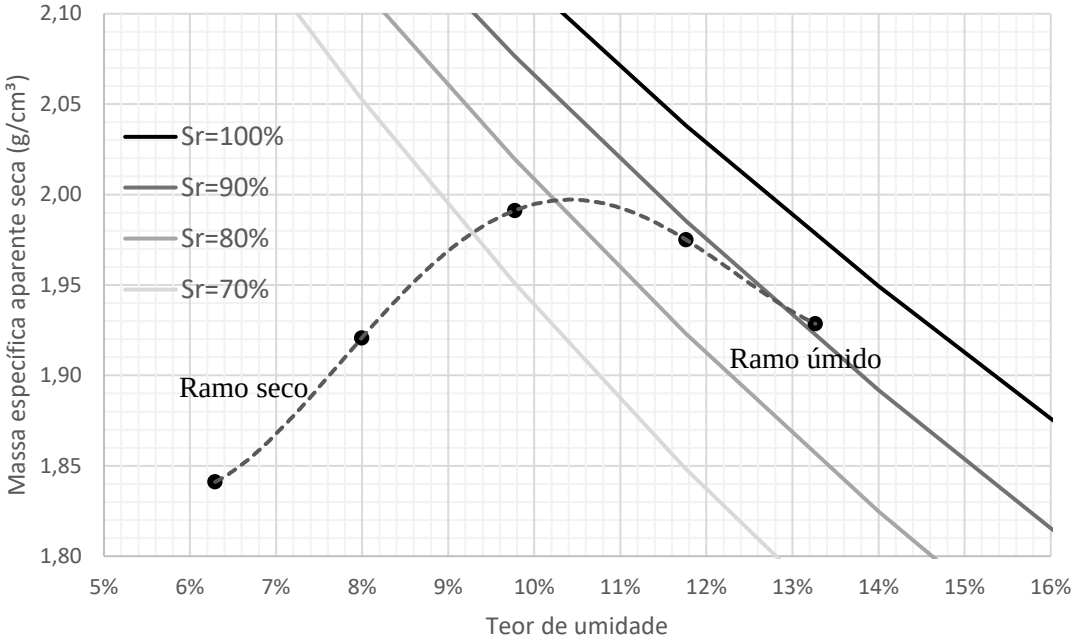


Figura 3. Curva de compactação (Proctor intermediário).

Tabela 1. Graus de compactação e respectivos valores de γ_d.

GC	95%	98%	99%	100%
γ_d (g/cm³)	1,895	1,955	1,975	1,995

Dada a predominância de areias, fez-se a determinação dos índices de vazios máximos e conforme mostrado na Tabela 2. Os mesmos foram definidos por meio de ensaios que são tipicamente empregados para materiais francamente granulares, nos quais a imposição de vibração associados a um carregamento axial é mais impactante no processo de compactação do que a variação de umidade. Para o solo em questão o teor de finos é relativamente elevado, de forma que os resultados associados ao índice de vazios mínimos não são consistentes, já que é possível atingir um índice de vazios muito mais baixo por meio de compactação. Uma correção destas medidas poderia ser feita, por exemplo, a partir da proposta de Ishihara et al (2016), mas este é um tópico que se encontra fora do escopo do presente trabalho. Considerando o $\gamma_{d,max}$ obtido no ensaio de compactação Proctor como sendo de 1,995 g/cm³, este resulta em um índice de vazios da ordem de 0,348, inferior portanto ao referido índice de vazios mínimo.

Tabela 2. Resultados dos ensaios de índice de vazios máximo e mínimo

Fofo		Denso	
e máximo	0,961	e mínimo	0,600
η	0,490	η	0,375
γ_d (g/cm³)	1,372	γ_d (g/cm³)	1,681

2.2 Resistência ao cisalhamento

Os índices físicos atingidos pelos corpos de prova preparados para os ensaios de cisalhamento direto são sumarizados na Tabela 3. As curvas tensão-deformação são mostradas na Figura 4.

Tabela 3. Índices físicos dos corpos de prova ensaiados em cisalhamento direto

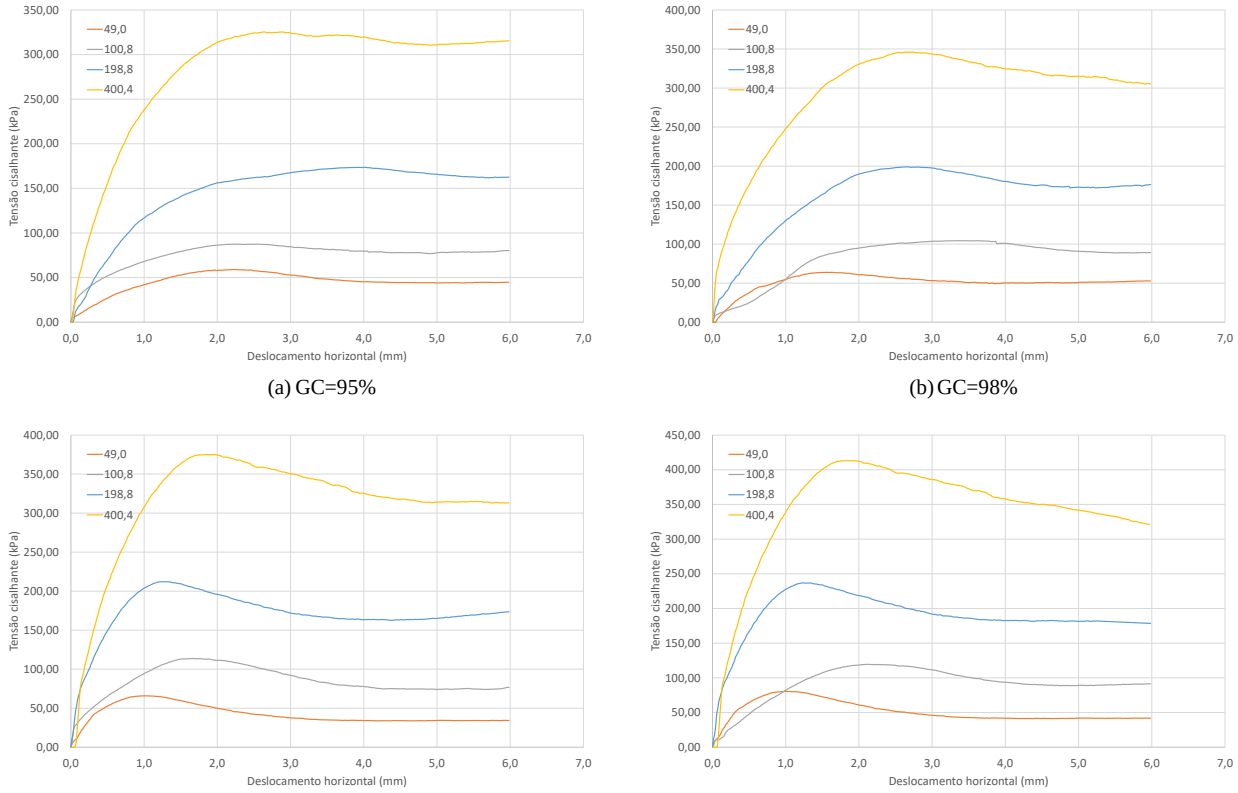
GC	w_{nat} (%)	γ_{nat} (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	e	S_r
95%	9,7%	20,40	18,60	0,42	62,4%
98%	9,7%	20,96	19,11	0,38	68,6%
99%	10,3%	21,29	19,30	0,37	75,6%
100%	10,6%	21,62	19,50	0,35	82,6%

Conforme resultados apresentados, o aumento do GC produz corpos de prova mais rígidos e aumenta a fragilidade, dada a influência da dilatância. Para os GC=95% e 98% o solo apresenta comportamento marcado por picos de resistência ausentes ou bastante suaves. A partir de um GC=99% o solo passa a exibir picos claros de resistência. As curvas de deslocamento horizontal *versus* variação de altura do corpo de prova caracterizam-se por descrever uma fase inicial de contração dos corpos de prova (curta), seguido por um processo dilatante, em todos os GC e tensões normais efetivas empregadas.

Verifica-se assim que a passagem de um GC=98% para 99% marca uma mudança mais clara de comportamento do que a transição de 95% para 98%.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento medidos são resumidos na Tabela 4. Para os parâmetros de pico manteve-se como resultado o melhor ajuste da envoltória, o que acaba por produzir interceptos coesivos (fruto do ajuste matemático, basicamente. As envoltórias de pós-pico são associadas a c'=0, na medida em que sob tais níveis de deslocamento já se espera uma desestruturação generalizada do arranjo entre partículas formado pela compactação.

A tendência de variação do ângulo de atrito de pico e pós pico com o GC é mostrado na Figura 5, onde fica visível a mudança de comportamento após GC=98%, mencionada previamente. Há ainda um leve incremento do ângulo de atrito de pós-pico ao atingir GC=100%, que provavelmente não apareceria se os ensaios fossem conduzidos até deslocamento superiores a 6mm (vide curvas na Figura 4d).



(a) GC=95% (b) GC=98%

(c) GC=99% (d) GC=100%

Figura 4. Curvas tensão-deformação em ensaios cisalhamento direto.

Tabela 4. Parâmetros de resistência ao cisalhamento

GC	Condição	Intercepto coesivo (c')	Ângulo de atrito (ϕ')	Dilatância (ψ)
95%	Pico	16,0 kPa	36,3°	0,74°
	Pós pico	0	35,6°	
98%	Pico	27,1 kPa	37,6°	2,0°
	Pós pico	0	35,6°	
99%	Pico	28,8 kPa	40,4°	4,8°
	Pós pico	0	35,7°	
100%	Pico	33,0 kPa	43,0°	6,3°
	Pós pico	0	36,7°	

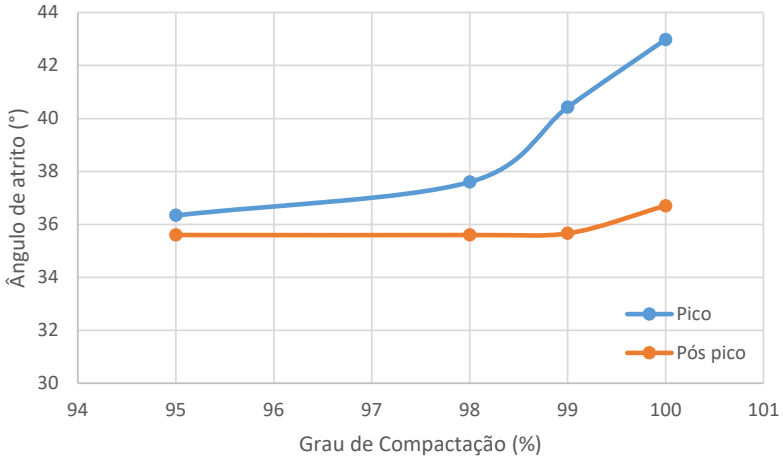


Figura 5. Variações do ângulo de atrito com o grau de compactação.

4 CONCLUSÕES

O material ensaiado corresponde a um solo residual de arenito, de textura predominantemente arenosa, o que reflete no teor de umidade ótima relativamente baixo, obtido no ensaio de compactação. Apesar da referida textura, os finos têm papel relevante no comportamento do solo, que é mais bem compactado sob processo dinâmico do que por vibração. Na faixa de GC entre 95% e 100% o índice de vazios varia entre 0,42 e 0,35.

O aumento do grau de compactação produz corpos de prova mais densos e consequentemente mais propensos ao desenvolvimento de dilatância, o que fica evidenciado no surgimento de picos de resistência nos ensaios de cisalhamento direto. Acompanhado do aparecimento de picos de resistência ocorrem interceptos coesivos tão maiores quanto maior o ângulo de atrito e o GC (em pico), os quais decorrem do ajuste de uma envoltória de resistência linear aos resultados afetados pela ocorrência de dilatância. Em pós-pico verifica-se que o ângulo de atrito pouco basicamente não, independentemente do GC do corpo de prova, o que está de acordo com a subjacência teórica associada à resistência ao cisalhamento dos solos em estado crítico. Apenas sob GC=100% têm-se ângulo de atrito mais elevado, o que pode estar associado a questões experimentais, mais especificamente a deformações possivelmente insuficientes para maior degradação da estrutura formada na compactação e consequente redução da resistência.

Os resultados evidenciam a importância do controle de compactação na construção de aterros, e da sensibilidade do ângulo de atrito de pico ao Grau de Compactação, da mesma forma que demonstram que em casos em que grandes deformações são admitidas, o controle da compactação poderia permitir intervalos mais amplos de densidade aparente seca.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Grupo Sanson pela cessão dos resultados para desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1995) NBR 6502 - Rochas e Solos. Rio de Janeiro: ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016) NBR 6457 - Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016) NBR 7182 - Solo — Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017) NBR 7181 – Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT.

ASTM International (2011) Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions - D 3080. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

ASTM International (2016) Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table - D4253. ASTM Int. West Conshohocken, PA.

ASTM International (2016) Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density - D4254. ASTM Int. West Conshohocken, PA.

Direction Generale des Transport Interiers - DGTI (1979). Les ouvrage en terre armeée: Recommandations et règles de l'art. Direction des Routes et de la circulation Routière. LCPC/SETRA. 176p.

DNER (1994) Solos: determinação da densidade real - ME 093.

Gibson, R.E.; Henkel, D.J. (1954) Influence of Duration of Tests at Constant Rate of Strain on Measure Drained Strength. Géotechnique, v. 4(1).

Ishihara, K., Harada, K., Lee, W., Chan, C., and Safiullah, A. (2016). Post-liquefaction settlement analyses based on the volume change characteristics of undisturbed and reconstituted samples. Soils and Foundations, 56(3): 533-546. doi: 10.1016/J.SANDF.2016.04.019

Mitchell, J.K.; Soga, K. (2005) Fundamentals of soil behavior, 3rd ed., John Wiley and Sons, New York, 592 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/640

Influência de Duas Diferentes Profundidades na Permeabilidade de Solos Argilosos Lateríticos

Alana Dias de Oliveira
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, Brasil, alanaoliveira@utfpr.edu.br

Vinícius Augusto dos Santos Lanza
Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, vinicius.lanza14@uel.br

Giovanna Thaís Santos Mello
Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, gigitsm@hotmail.com

Mateus Teixeira Crippa
Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, mateus.teixeira@uel.br

Pedro Henrique Lopes Dal-Col
Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, eng.pedro.dalcol@uel.br

RESUMO: A permeabilidade do solo é fundamental na engenharia geotécnica, influenciando a construção, infraestrutura e gestão ambiental. Este estudo investiga as variações de permeabilidade em duas diferentes profundidades e fatores influenciadores, avaliando a anisotropia do solo por meio da condutividade hidráulica horizontal e vertical. Utilizando amostras do solo argiloso laterítico de Londrina/PR, coletadas a 1 e 2 metros de profundidade, os ensaios foram realizados com permeâmetros de parede flexível conforme a NBR 14545. A saturação dos corpos de prova foi mantida ao longo de todo o ensaio, com ajustes para variações de temperatura e outros parâmetros operacionais. A análise, dividida em três grupos baseados na duração do teste, revelou uma diminuição na permeabilidade com o tempo, atribuída ao transporte de partículas finas. As amostras do 1º metro mostraram maior permeabilidade que as do 2º metro, sugerindo que variáveis além da profundidade afetam esse aspecto. Observou-se baixa anisotropia, com condutividade hidráulica horizontal levemente superior a vertical, implicando uma transmissão de água quase uniforme em ambas as direções. Esses achados destacam a complexidade intrínseca das propriedades hidráulicas dos solos argilosos lateríticos, fornecendo *insights* fundamentais para o avanço da engenharia geotécnica e práticas de manejo sustentável.

PALAVRAS-CHAVE: Coeficientes de Permeabilidade, Anisotropia, Dinâmicas Hidráulicas, Engenharia Geotécnica.

ABSTRACT: Soil permeability is essential in geotechnical engineering, influencing construction, infrastructure, and environmental management. This study explores permeability variations at two distinct depths and their influencing factors, assessing the soil's anisotropy through horizontal and vertical hydraulic conductivity. Using samples of lateritic clayey soil from Londrina/PR, collected at depths of 1 and 2 meters, tests were conducted with flexible wall permeameters as per NBR 14545. The saturation of the specimens was maintained throughout the test, with adjustments for temperature fluctuations and other operational parameters. The analysis, segmented into three groups based on test duration, revealed a decrease in permeability over time, linked to the transport of fine particles. Samples from the first meter displayed higher permeability than those from the second meter, suggesting that factors other than depth affect this trait. Low anisotropy was observed, with horizontal hydraulic conductivity slightly surpassing the vertical, indicating a nearly uniform transmission of water in both directions. These findings highlight the intrinsic complexity of the hydraulic properties of lateritic clay soils, providing fundamental insights for the advancement of geotechnical engineering and sustainable management practices.

KEYWORDS: Permeability Coefficients, Anisotropy, Hydraulic Dynamics, Geotechnical Engineering

1 INTRODUÇÃO

A interação entre a urbanização e os ciclos hidrológicos naturais tem despertado um interesse crescente na comunidade científica, especialmente em contextos onde a expansão urbana intensifica o escoamento superficial e compromete a recarga de aquíferos. A permeabilidade do solo, uma característica central neste debate, é influenciada significativamente por fatores como composição, estrutura e, crucialmente, profundidade. Estudos conduzidos em diversas regiões têm demonstrado a variabilidade da permeabilidade em solos argilosos lateríticos, que são amplamente distribuídos em áreas tropicais e subtropicais, incluindo significativas porções do Brasil (BOUWER, 2002; MALIVA; MISSIMER, 2012; SOUZA *et al*., 2022).

Os solos argilosos lateríticos são conhecidos por suas propriedades únicas, resultantes de processos pedogenéticos intensos, que afetam tanto sua estrutura quanto seu comportamento hidráulico. A literatura destaca a importância da granulometria, porosidade, e particularmente, da anisotropia hidráulica desses solos, ressaltando como esses atributos podem variar significativamente com a profundidade (TEATINI *et al.*, 2015; KUMAR *et al.*, 2022). Essa variabilidade é crucial para o entendimento da dinâmica da água subterrânea e para o planejamento de sistemas de gestão de águas pluviais.

A capacidade de infiltração dos solos argilosos lateríticos e sua influência na recarga de aquíferos têm sido um ponto focal para a implementação de sistemas de infiltração urbanos (ASRY *et al.*, 2023). A escolha entre diferentes estratégias de infiltração, incluindo bacias, trincheiras e poços, depende intrinsecamente das características do solo e requer uma compreensão detalhada de como a profundidade afeta a permeabilidade e, consequentemente, a eficácia dos sistemas de infiltração (BRAGA *et al.*, 2007; EDWARDS, 2016).

Dada a complexidade e a importância estratégica dos solos argilosos lateríticos para o gerenciamento de recursos hídricos em regiões urbanizadas, este estudo visa aprofundar a compreensão da relação entre a permeabilidade desses solos e a profundidade em Londrina, Paraná. Através da análise de amostras coletadas em duas profundidades distintas, busca-se esclarecer as variações nas propriedades hidráulicas do solo, proporcionando uma base de conhecimento essencial para futuras abordagens e estratégias de gestão de águas pluviais.

Este estudo tem o potencial de contribuir significativamente para a engenharia geotécnica e a hidrologia urbana, gerando conhecimento que pode fundamentar o desenvolvimento de práticas mais sustentáveis e eficientes no manejo das águas pluviais.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Contexto Geotécnico

Realizado em Londrina, Paraná, este trabalho foca no solo local, situado em uma zona climática Cfa (KÖPPEN; GEIGER, 1928), com clima quente e temperado. A temperatura média anual é de 22°C, variando entre 11°C e 34°C (INMET, 2022)[1]. A geologia inclui o Grupo São Bento e a Formação Serra Geral, com derrames basálticos da era Mesozoica (ITCG, 2018; MINEROPAR, 2001). As propriedades físicas e classificação do solo são resumidas na Tabela 1.

Tabela 1 – Propriedades Físicas e Classificação do Solo

Propriedade	**Valor**
Massa Específica dos Sólidos – ρ_s (g/cm³)	3,03
Limite de Liquidez – LL (%)	51
Limite de Plasticidade – LP (%)	13
Sistema de Classificação	**Tipo de Solo**
Granulométrica com Defloculante	Argila Siltosa
Granulométrica sem Defloculante	Silte Arenoso
Sistema Unificado de Classificação de Solos	Silte de Alta Compressibilidade (MH)
Miniatura Compactado Tropical	Argiloso Laterítico (LG')

Fonte: Adaptado de Teixeira *et al.* (2010); Gonçalves *et al.* (2018); Pelaquim (2021); Oliveira (2023)

[1] Disponível em: https://bdmep.inmet.gov.br/. Acesso em 30 de set. de 2023

2.2 Permeâmetro de Carga Variável

A determinação dos coeficientes de permeabilidade saturado, vertical e horizontal, foram obtidos por meio de ensaios realizados no laboratório de Geotecnia da UEL pela utilização de dois permeâmetros de parede flexível e carga variável semelhantes. A metodologia de ensaio seguiu o prescrito no Método B da NBR 14545 (ABNT, 2021). A saturação dos corpos de prova foi conduzida por um período mínimo de uma semana, garantindo condições de saturação ótimas antes de se iniciar os ensaios propriamente ditos. Durante esse período, a água – potável fornecida pela rede municipal – foi adicionada conforme necessário para manter a coluna de água, assegurando que a saturação fosse alcançada e mantida.

Após garantir a coluna de água por uma semana, procedeu-se a aplicação uma carga hidráulica adicional ao topo do corpo de prova e observou-se o fluxo de saída. O gradiente hidráulico, ao longo de todo o ensaio, variou entre um máximo de 6,7 e um mínimo de 4,2. A manifestação de um fluxo contínuo na extremidade inferior do permeâmetro indicou que o CP se aproximou da máxima saturação possível para as amostras de solo. É importante considerar, entretanto, que a presença de microagregação no solo (típica de solos Lateríticos) pode levar à oclusão de vazios, potencialmente impedindo a saturação total e resultando em valores inferiores à saturação completa teoricamente alcançável.

Para assegurar a precisão dos resultados, diversos detalhes operacionais foram registrados para cada corpo de prova. Estes incluíram a altura da coluna d'água, a duração total da saturação e variações na coluna d'água observadas na proveta graduada em intervalos de tempo específicos. Adicionalmente, a temperatura foi monitorada e registrada para permitir a correção subsequente para $k_{20°C}$. Os ensaios foram realizados em permeâmetros, onde o primeiro com área da seção transversal do tubo de carga de 5,4 cm² foi utilizado para medição do fluxo vertical e o segundo com 5,7 cm² para o fluxo horizontal.

Os corpos de prova ensaiados, representativos do 1º e 2º m, foram talhados a partir do mesmo bloco indeformado, acondicionada em câmara úmida, para ensaios de permeabilidade nas direções vertical e horizontal. Na Figura 1 estão ilustrados os CPs sendo talhados.

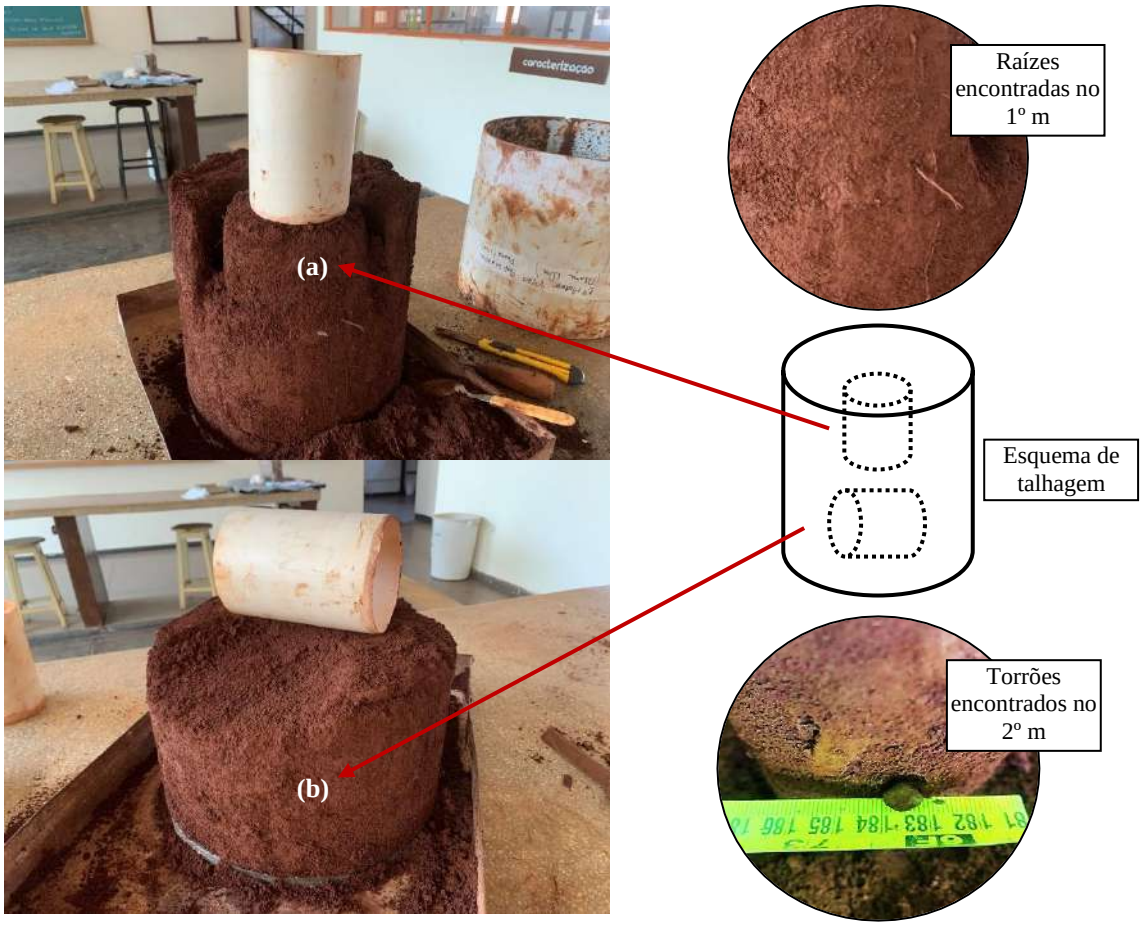


Figura 1 – CPs sendo talhados para a permeabilidade (a) vertical e (b) horizontal.

É importante esclarecer que o tubo de PVC ilustrado na Figura 1 serve apenas como um modelo direcional para demonstrar o método de talhagem dos corpos de prova cilíndricos; ele não foi utilizado no processo de talhagem. Na Figura 1, estão ilustrados os CPs sendo talhados.

Ressalta-se que houve certa dificuldade na talhagem destas amostras. No 1º m havia raízes. No 2º m torrões de aproximadamente 1 cm que se soltaram ao longo do processo, comprometendo a seção transversal, como ilustrado na Figura 1. Por isso, não foi possível talhar os CPs de cada metro com diâmetros semelhantes. As características físicas iniciais de cada CP e dimensões de talhagem estão relacionadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Características dos CPs

Permeabilidade	**Dimensões AxD** (cm)	$w_{inicial}$ (%)	$S_{inicial}$ (%)	$M_{inicial}$ (g)	e	ρ (g/cm³)
Vertical 1ºm	12x12	38,4	64,0	2019	1,8	1,5
Horizontal 1ºm	12x12	37,7	57,9	1984	2,0	1,4
Vertical 2ºm	12x7	34,2	53,8	701	1,9	1,4
Horizontal 2ºm	12x7	35,2	52,5	655	2,0	1,4

Nota: A – altura; D – diâmetro; $w_{inicial}$ – teor de umidade inicial; $S_{inicial}$ – grau de saturação inicial; $M_{inicial}$ – massa inicial; e – índice de vazios; ρ – massa específica natural.

A coleta de dados em cada um dos permeâmetros, para cada um dos corpos de prova, foi realizada ao longo de 3 meses. Esse período foi estabelecido para permitir a observação e análise de possíveis processos de colmatação que poderiam ocorrer com a percolação contínua e o fluxo de água no solo. Esse tempo extenso de observação proporciona uma compreensão mais abrangente das dinâmicas de fluxo de água e obstrução potencial nos permeâmetros, fornecendo uma base robusta para o traçado dos gráficos e interpretação dos resultados.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 2 compila os pontos amostrais encontrados a partir do ensaio de permeabilidade a carga variável.

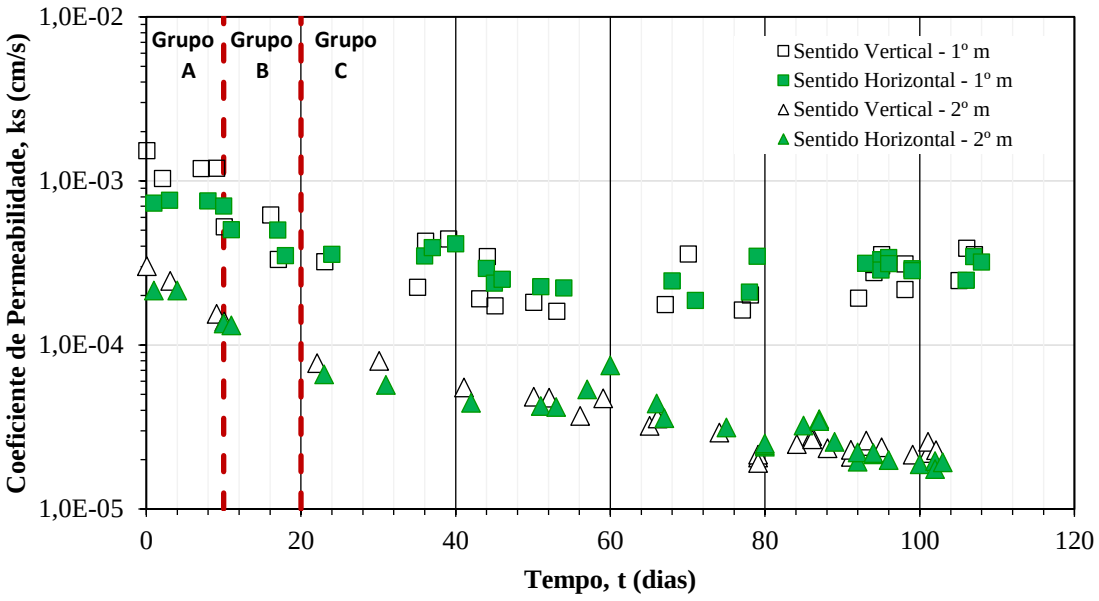


Figura 2 – Pontos amostrais – permeabilidade – laboratório.

Os resultados foram subdivididos em três grupos menores de modo a facilitar as análises. Constam no grupo A os valores de *k* obtidos do dia 0 ao dia 10 de ensaio; no grupo B os valores de *k* obtidos do dia 10 ao dia 20 de ensaio; e no grupo C os valores de *k* obtidos a partir do dia 20 até o término do ensaio.

A análise dos resultados obtidos, destacados na Tabela 3 e ilustrados na Figura 2, revela as ordens de grandeza de permeabilidade para o solo argiloso laterítico variando entre 10^{-4} e 10^{-5} cm/s. Esses valores alinham-se de maneira interessante com os intervalos reportados na literatura para solos com características granulométricas semelhantes às de siltes e areias finas.

Tabela 3 – Resultados médios de permeabilidade por grupo.

Profundidade de coleta (m)	**Sentido de percolação**	$\overline{k_s}$ (cm/s)			w_{final} (%)	S_{final} (%)
		Grupo A	**Grupo B**	**Grupo C**		
1º	Vertical	$1{,}1\cdot10^{-3}$	$4{,}3\cdot10^{-4}$	$2{,}7\cdot10^{-4}$	52,2	75,3
	Horizontal	$7{,}4\cdot10^{-4}$	$4{,}3\cdot10^{-4}$	$2{,}9\cdot10^{-4}$	55,1	71,1
2º	Vertical	$2{,}1\cdot10^{-4}$	$7{,}9\cdot10^{-5}$	$3{,}2\cdot10^{-5}$	45,2	63,2
	Horizontal	$1{,}9\cdot10^{-4}$	$9{,}9\cdot10^{-5}$	$3{,}2\cdot10^{-5}$	41,8	58,1

Nota: $\overline{k_s}$ – coeficiente de permeabilidade saturado médio; ρ – massa específica natural; w_{final} – teor de umidade final; S_{final} – grau de saturação final.

Esses valores são indicativos de uma permeabilidade moderada que, embora esteja dentro do espectro esperado para solos argilosos, sugere uma dinâmica hidráulica mais ativa do que a típica de argilas. Essa observação corrobora com achados anteriores em estudos de campo conduzidos no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UEL, utilizando métodos como o infiltrômetro de anel e Guelph (RODRIGUEZ *et al*., 2015; DAL-CÓL, 2022).

A permeabilidade relativamente elevada dos solos argilosos lateríticos, comparada a solos argilosos puros, pode ser atribuída à estrutura granular peculiar e à porosidade incrementada advinda do processo de laterização, caracterizado pela lixiviação de sílica e acúmulo de óxidos de ferro e alumínio. Este fenômeno realça a importância de considerar as especificidades geoquímicas e estruturais dos solos argilosos lateríticos no estudo de suas propriedades hidráulicas e na aplicação desses conhecimentos em práticas de engenharia geotécnica e manejo de água (SOUZA *et al*., 2022; IKUBUWAJE *et al*., 2023).

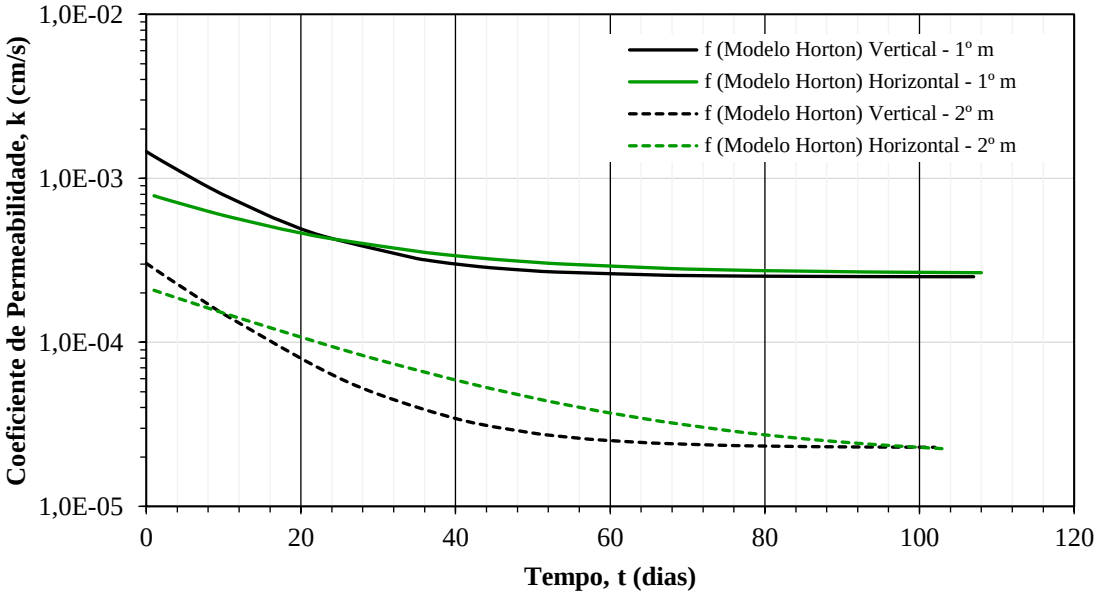
Ao analisar os valores de $\overline{k_s}$ obtidos para os grupos A, B e C, entende-se que os valores obtidos para o grupo A, não são representativos do coeficiente de permeabilidade saturado. Isso porque observa-se que há uma diminuição significativa nas ordens de grandezas ao compará-lo aos outros dois grupos, B e C. Em outros termos, para o solo do 1º metro o valor de $\overline{k_s}$ passa de, no máximo, 10^{-3} cm/s no grupo A para 10^{-4} cm/s no grupo B e C. E, isso se repete para o solo do 2º metro cujo valor de $\overline{k_s}$ passa de no máximo 10^{-4} cm/s no grupo A para 10^{-5} cm/s no grupo B e C. É pertinente apontar que os valores de $7{,}9\cdot10^{-5}$ e $9{,}9\cdot10^{-5}$ cm/s estão próximos à ordem de grandeza de 10^{-4}, sugerindo uma variação menos drástica e mais alinhada com a expectativa teórica entre as medidas dos grupos.

Inicialmente, a diminuição nos valores de k_s com o tempo pode ser atribuída ao transporte de partículas finas para o interior dos poros da amostra. A NBR 14545 (ABNT, 2021) também descreve a possibilidade de ocorrência de um adensamento adicional da amostra devido às forças de percolação da água, que estão relacionadas a gradientes hidráulicos elevados. Ademais, nota-se, ao observar variação das ordens de grandeza encontradas que, em geral, o valor de k_s para o 1º metro de profundidade é maior do que o do 2º metro.

A presença de raízes nas amostras de solo coletadas a 1 metro de profundidade, ilustrada na Figura 1 e corroborada pelo estudo de Li *et al.* (2023), pode ter contribuído para um aumento na porosidade nesta camada específica, o que potencialmente explica a maior permeabilidade detectada em comparação à encontrada em profundidades maiores. Esse fenômeno, caracterizado pela presença de raízes e pela eventual formação de macroporos, poderia ter facilitado a infiltração e movimentação da água através do solo, elevando assim os valores de permeabilidade observados. Além disso, a incorporação de material radicular pode ter introduzido desafios adicionais durante o processo de coleta e preparo das amostras, influenciando a precisão e a representatividade das medições de permeabilidade realizadas.

O ajuste da permeabilidade saturada k_s foi determinada na fase assintótica, com o objetivo de identificar a taxa mínima que tende a se estabilizar na condição de saturação para $t \rightarrow \infty$. Para se adequar aos dados experimentais, a equação de Horton (1941) foi empregada para ajuste aos dados experimentais e as curvas obtidas neste processo são ilustradas na Figura 3.

Os resultados foram ajustados por meio de regressão não linear para obter os parâmetros f_0, f_c e α – taxa de infiltração inicial, taxa de infiltração em estado estável à medida que o solo se aproxima da saturação, ou k_s, e uma constante derivada do ajuste, respectivamente. A partir dessas equações, foi possível analisar o momento em que a taxa final de infiltração é alcançada para cada ponto avaliado. Observando-se a Figura 3, nota-se que as curvas se cruzam em determinados pontos, levando a inversões nos valores de k_s, e se sobrepõem à medida que se aproximam do fim do ensaio.



Profundidade de coleta (m)	Sentido de percolação	Ajuste Horton (1940)	R²
1º	Vertical	$f(t) = 2{,}5.10^{-4}+1{,}5.10^{-3}.e^{-0{,}08t}$	0,81
	Horizontal	$f(t) = 2{,}6.10^{-4}+8{,}1.10^{-4}.e^{-0{,}05t}$	0,79
2º	Vertical	$f(t) = 2{,}3.10^{-5}+3{,}0.10^{-4}.e^{-0{,}08t}$	0,98
	Horizontal	$f(t) = 1{,}9.10^{-5}+2{,}2.10^{-4}.e^{-0{,}04t}$	0,94

Figura 3 – Curva de infiltração ajustada aos pontos amostrais – laboratório.
Nota: $f(t)$ – taxa de infiltração no tempo; t – tempo; R² – coeficiente de determinação dos dados.

A Tabela 4 apresenta a análise estatística básica dos valores médios de $\overline{k_s}$ (considerando apenas os grupos B e C) e das medidas de f_c. De forma geral, a análise dos resultados destaca a semelhança entre as ordens de grandeza de $\overline{k_s}$ e f_c. Esta condição é explicada pelo bom R² obtido nos ajustes do modelo apontados na Figura 3.

Tabela 4 – Análise estatística básica dos resultados de $\overline{k_s}$ dos grupos B e C

Parâmetros	1º metro		2º metro	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
$\overline{k_s}$ (cm/s)	$2{,}9.10^{-4}$	$3{,}1.10^{-4}$	$3{,}3.10^{-5}$	$3{,}7.10^{-5}$
Desvio padrão (cm/s)	$1{,}1.10^{-4}$	$8{,}0.10^{-5}$	$1{,}7.10^{-5}$	$2{,}4.10^{-5}$
CV (%)	38	25	50	65
A	1,1		1,1	
k' (cm/s)	10^{-4}		10^{-5}	
f_c (cm/s)	$2{,}5.10^{-4}$	$2{,}6.10^{-4}$	$2{,}3.10^{-5}$	$1{,}9.10^{-5}$

Nota: CV – coeficiente de variação; k_{sH} – coeficiente de permeabilidade saturado horizontal; k_{sV} – coeficiente de permeabilidade saturado vertical; A – grau de anisotropia $\overline{k_{sH}}/\overline{k_{sV}}$; k' – coeficiente isotrópico equivalente $\sqrt{\overline{k_{sH}}.\overline{k_{sV}}}$.

Ainda de acordo com a Tabela 2, os resultados relacionados ao grau de anisotropia (A) de 1,1 indicam que a condutividade hidráulica horizontal é ligeiramente maior (10% maior, neste caso) do que a condutividade hidráulica vertical. Ou seja, a água tem uma leve tendência a se mover mais facilmente na direção horizontal do que na vertical.

No entanto, esse valor próximo de 1 sugere que a anisotropia é relativamente baixa e que o meio tem quase a mesma facilidade para a transmissão de água tanto na direção horizontal quanto na vertical. Por isso, foi calculado também o coeficiente isotrópico equivalente (k') confirmando os resultados de 10^{-4} e 10^{-5} cm/s para os solos do 1º e 2º metro, respectivamente.

4 CONCLUSÕES

Este estudo explorou como diferentes profundidades afetam a permeabilidade dos solos argilosos lateríticos em Londrina, Paraná, e descobriu nuances importantes nas propriedades hidráulicas do solo. Os testes, realizados com permeâmetros de parede flexível alinhados à NBR 14545, mostraram que a permeabilidade diminuiu com o tempo, provavelmente devido ao transporte de partículas finas dentro do solo. Interessantemente, as amostras coletadas a 1 metro revelaram maior permeabilidade do que as de 2 metros, implicando que fatores além da profundidade impactam essa característica.

Observou-se também que a condutividade hidráulica na horizontal era levemente maior do que na vertical, apontando para uma anisotropia baixa e uma capacidade de transmissão de água consistentemente uniforme em todas as direções. A influência de raízes encontradas nas amostras a 1 metro de profundidade também foi notável, sugerindo um efeito significativo na permeabilidade dessa camada. Por fim, o uso da equação de Horton (1941) para determinar a permeabilidade saturada em sua fase assintótica proporcionou uma visão aprofundada sobre as dinâmicas de fluxo de água e eventuais obstruções, contribuindo assim para um entendimento mais rico do comportamento hidráulico dos solos argilosos lateríticos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. (2021) NBR 14545: *Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

Asry, A., Kouyi, G. L., Fletcher, T. D., Bonneau, J., Tedoldi, D., Lassabatere, L. (2023) Sets of infiltration models for water infiltration in sustainable urban drainage systems. *Journal Of Hydrology*, v. 623, p. 129477. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2023.129477 [Acesso em: 06 Abril 2024].

Bouwer, H. (2002) Artificial recharge of groundwater: hydrogeology and engineering. *Hydrogeology Journal*, v. 10, n. 1, pp. 121-142. Disponível em: https://doi.org/10.1007/s10040-001-0182-4 [Acesso em: 06 Abril 2024].

Braga, A., Horst, M., Traver, R. G. (2007) Temperature Effects on the Infiltration Rate through an Infiltration Basin BMP. *Journal Of Irrigation And Drainage Engineering*, v. 133, n. 6, pp. 593-601. Disponível em: https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9437(2007)133:6(593) [Acesso em: 06 Abril 2024].

Dal-Cól, P. H. L. (2022) *Efeito da infiltração de precipitação pluvial na análise de estabilidade de taludes em solos argilosos e arenosos não saturados*. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina, Londrina.

Edwards, E. C., Harter, T., Fogg, G. E., Washburn, B.; Hamad, H. (2016) Assessing the effectiveness of drywells as tools for stormwater management and aquifer recharge and their groundwater contamination potential. *Journal Of Hydrology*, v. 539, pp. 539-553. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.05.059 [Acesso em: 06 Abril 2024].

Gonçalves, F., Zanin, R. F. B., Somera, L. F., Oliveira, A. D., Ferreira, J. W. S., Costa Branco, C. J. M., Teixeira, R. S. (2018) Caracterização Físico-Química e Mineralógica de Três Solos do Estado do Paraná. *Anais do XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador*. Geotecnia e Desenvolvimento Urbano - COBRAMSEG 2018.

Horton, R. E. (1941) An Approach Toward a Physical Interpretation of Infiltration-Capacity. *Soil Science Society Of America Journal*, v. 5, pp. 399-417. Disponível em: https://doi.org/10.2136/sssaj1941.036159950005000c0075x [Acesso em: 06 Abril 2024].

Ikubuwaje, C. O., Owoyemi, H. T., Nenuwa, O. B. (2023) Geochemical Quantification and Appraisal of Three Genetically Different Derived Lateritic Soils. *Asian Soil Research Journal*, pp. 29-37. Disponível em: https://doi.org/10.9734/asrj/2023/v7i1123 [Acesso em: 06 Abril 2024].

ITCG. (2018) *Mapa Geológico do Grupo Serra Geral no Estado do Paraná*. Instituto de Terras, Cartografia e Geologia do Paraná, Curitiba.

Jiaying Li, Peng Cui, Yanzhou Yin. (2023) Field observation and micro-mechanism of roots-induced preferential flow by infiltration experiment and phase-field method. *Journal of Hydrology*, Volume 623, 129756. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2023.129756 [Acesso em: 06 Abril 2024].

Köppen, W., Geiger, R. (1928) Klimate der Erde. Gotha: Verlag Justus Perthes. Wall-map 150cmx200cm.

Kumar G.S., Saini, P.K., Deoliya, R., Mishra A. K., Negi, S.K. (2022). Characterization of laterite soil and its use in construction applications: A review. Resources, conservation & recycling advances, [online] 16, pp.200120–200120. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.rcradv.2022.200120. [Acesso em: 06 Abril 2024].

Maliva, R., Missimer, T. (2012) Arid Lands Water Evaluation and Management. *Environmental Science And Engineering*, Springer Berlin Heidelberg. Disponível em: https://doi.org/10.1007/978-3-642-29104-3 [Acesso em: 06 Abril 2024].

Mineropar. (2001) *Atlas Geológico do Estado do Paraná*. Governo do Estado do Paraná, Curitiba, 125 p.

Oliveira, A.D. (2023) *Avaliação numérica e analítica da infiltração de águas pluviais em perfil de solo argiloso laterítico.* Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina.

Pelaquim, F. G. P. (2021) *Estabilidade de taludes em solo argiloso não saturado considerando o efeito da variação pluviométrica.* Tese – Doutorado (Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil) Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina, Londrina.

Rodriguez, T. T., Weiss, L. A., Teixeira, R. S., Costa Branco, C. J. M. (2015) Permeabilidade de Solo Laterítico por Diferentes Métodos. *Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas*, v. 36, n. 2, p. 17. Disponível em: https://doi.org/10.5433/1679-0375.2015v36n2p17 [Acesso em: 06 Abril 2024].

Souza, W.A.R., Pereira, S.A.S., Mendes, T.A., Costa, R.F., Gitirana Junior, G.F.N.; Rebolledo, J.F.R. (2022) Statistical evaluation of testing conditions on the saturated hydraulic conductivity of Brazilian lateritic soils using artificial intelligence approaches. *Sci Rep* 12, 20381. Disponível em: https://doi.org/10.1038/s41598-022-24779-1 [Acesso em: 06 Abril 2024].

Teatini, P., Comerlati, A., Carvalho, T., Gütz, A.-Z., Affatato, A., Baradello, L., Accaino, F., Nieto, D., Martelli, G., Granati, G. (2014) Artificial recharge of the phreatic aquifer in the upper Friuli plain, Italy, by a large infiltration basin. *Environmental Earth Sciences*, v. 73, n. 6, pp. 2579-2593. Disponível em: https://doi.org/10.1007/s12665-014-3207-8 [Acesso em: 06 Abril 2024].

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/641

Influencia de la velocidad de corte en el comportamiento de geomateriales y la estimación de sus parámetros geotécnicos

Rubén Alejandro Quiñonez Samaniego
Profesor Investigador, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay, rquinonez@ing.una.py

Miguel Enrique Paats Nicora
Candidato a Máster en Ciencias de la Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, Asunción, Paraguay, mpaats@fiuna.edu.py

Débora Aurora Godoy
Ingeniera Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay, debgodoy@fiuna.edu.py

Matias Alejandro Paiva Martinez
Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay, mpaiva@fiuna.edu.py

Eduardo Bittar Marin
Profesor Investigador Asociado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay, ebittar@ing.una.py

RESUMEN: El propósito de la investigación es evaluar el grado de influencia que tiene la velocidad de corte en la determinación de los parámetros geotécnicos en los geomateriales mediante los ensayos de Corte Directo y Triaxial Estático para un suelo del grupo A-6 cuya muestra se obtuvo de la ciudad de Asunción. La clasificación y caracterización de la muestra de suelo se realizó través de ensayos de Granulometría y Límites de Atterberg. Las muestras fueron ensayadas a una humedad constante, cuyo valor representa la humedad media en campo donde las muestras fueron tomadas. Las presiones confinantes a las que fueron sometidas las probetas fueron de 50 kPa, 100 kPa y 200 kPa, las cuales representan la carga de asiento confinantes a las profundidades de la toma de muestra. En el ensayo de Corte Directo las probetas fueron ensayadas a las velocidades de 0,024 mm/min, 0,01 mm/min, 0,02 mm/min y a 0,00685 mm/min. Este ensayo es una de las formas más antiguas y simples para la determinación de la capacidad de resistencia al corte del suelo de forma inmediata o a corto plazo de los suelos en termino de esfuerzos totales. Sin embargo, en el ensayo Triaxial Estático las probetas fueron ensayadas a las velocidades de 0,01 mm/min y 0,00685 mm/min. En esta prueba puede ser medida la presión del agua intersticial, así como puede ser controlada la condición de drenaje, por ejemplo, permite consolidar suelos saturados de baja permeabilidad. Los parámetros geotécnicos que fueron estudiados son la Cohesión c, que es un parámetro de resistencia cortante del suelo en relación con la tensión total, y el Angulo de Fricción Interna φ que es el máximo ángulo posible que tiene un material de sostenerse en pendiente. Finalmente, fue estudiada la incidencia de la Viscosidad en la determinación de estos parámetros geotécnicos.
PALABRAS-CLAVES: Velocidad de corte, cohesion, friccion, corte directo, triaxial, viscosidad.

ABSTRACT: The objective of this research is to assess the impact of shear velocity on determining geotechnical parameters in geomaterials, with a particular emphasis on soil of group A-6 sourced from Asuncion. The characterization of the soil sample involved comprehensive Granulometry and Atterberg Limits tests. All tests were conducted under constant humidity conditions, reflecting the average field humidity during sample collection. The specimens underwent testing under varying confining pressures of 50 kPa, 100 kPa, and 200 kPa, corresponding to the depths of sampling. In the Direct Shear test, velocities of 0.024 mm/min, 0.01 mm/min, 0.02 mm/min, and 0.00685 mm/min were applied. This classic test method provides insights into the immediate or short-term shear strength capacity of soils in terms of total stress, offering valuable data for geotechnical analysis. In contrast, during the Static Triaxial test, specimens were subjected to velocities of 0.01 mm/min and 0.00685 mm/min. This test offers the advantage of measuring interstitial water pressure and

controlling drainage conditions. Notably, it facilitates the consolidation of saturated soils with low permeability, enhancing our understanding of their behavior under various loading conditions. The geotechnical parameters under study are Cohesion (c), reflecting the shear strength of the soil concerning total stress, and the Internal Friction Angle (φ), denoting the maximum angle at which a material can maintain stability on a slope. Additionally, we investigated the influence of viscosity on determining these crucial geotechnical parameters.
KEYWORDS: Direct Shear Test, Static triaxial Test, Cohesion, Internal Friction Angle, Viscosity.

1 INTRODUCCIÓN

En la ingeniería, como en cualquier otra área, el desarrollo de nuevas técnicas y con planteamiento de ventajas siempre será de un importante aporte al estudio. Para el campo de la geotecnia existen una serie de parámetros referentes al terreno que son indispensables determinarlas para la realización de cualquier construcción ya sea obras civiles, viales, obras hidráulicas. Específicamente en la mecánica de suelos, determinar la resistencia a esfuerzo cortante de los suelos es uno de los puntos más importantes, para lo cual existen varios métodos de cálculo que nos permiten determinarlos, que podrían ser por ejemplo el ensayo de corte directo (manual o digital), ensayo de compresión triaxial, ensayo de corte con veleta, entre otros. La determinación del esfuerzo cortante de una muestra de suelo nos ayuda a determinar la capacidad de soporte de un suelo, estabilidad de terraplenes y la presión contra muros de contención.
Mediante esta investigación se busca determinar, la variabilidad entre los valores de los parámetros, ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (c) obtenidos en dos tipos de ensayos, corte directo y el de compresión triaxial estático, realizados a distintas velocidades de aplicación de carga, para un suelo Arcilloso tipo A-6 (5). La muestra fue obtenida en la ciudad de Asunción, a unas profundidades de 20m, mediante muestreadores de SPT.

2. MARCO TEÓRICO

Al hablar sobre los efectos de la velocidad de deformación sobre la resistencia no drenada de los suelos plásticos muchas veces se recorre al uso del término ´´viscosidad´´ de un suelo, lo cual se usa de manera genérica. El efecto de agua adsorbida en el comportamiento de la arcilla. Teniendo como base las descripciones hechas por Terzaghi (1941) las partículas de arcillas están envuelta por una capa de agua adsorbida viscosa. Entre dos granos de suelo contiguos el agua absorbida se encuentra en el estado sólido y fuertemente adherida a la superficie de los granos. A medida que estos granos de suelo se van alejando la viscosidad del agua absorbida va disminuyendo hasta que a partir de la distancia ´´d´´, el agua se convierte en agua libre.

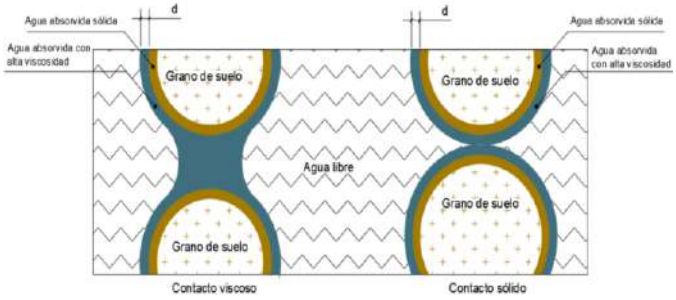


Figura 1. Tipos de contactos entre granos de arcillas. Fuente: Adaptación de Terzaghi 1941.

Los contactos entre granos de arcilla se hacen a través de agua absorbida y pueden darse a través de agua adsorbida sólida (contacto solido) o de agua absorbida viscosa. Ambos tipos de contactos transmiten tensiones efectivas. Una parte de la tensión de corte τ es resistida por una fracción de fricción (τ_f): $\tau_f = \sigma' \tan\phi_{mob.}$ Y por una parte viscosa (τ_v): $\tau_v = \eta(e)\frac{d\varepsilon_s}{dt}$. La expresión para la tensión cortante para un suelo viscoso es:

$$\tau = \sigma' \tan\phi_{mob.} + \eta(e)\frac{d\varepsilon_s}{dt}$$

Esta expresión fue deducida admitiéndose una resistencia viscosa movilizada en el agua absorbida, tanto en los contactos viscoso, como en los contactos sólidos.(Schnaid et al., 2021). Para determinar la parte viscosa (τ_v) se recurre al estado de deformaciones para cualquier plano, donde:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2} * Sen2\alpha$$

Por lo tanto,

$$\tau_v = \frac{1}{2}\,\eta(e)\frac{d(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}{dt} * Sen2\alpha$$

Como en un ensayo Triaxial Consolidado No Drenado se tiene $\varepsilon_v = 0$, $\varepsilon_3 = -\frac{1}{2}\varepsilon_1$, así:

$$\tau_v = \frac{3}{4}\,\eta(e)\frac{d\varepsilon_1}{dt} * Sen2\alpha = \mathbb{V} * Sen2\alpha$$

Esta expresión representa la ecuación paramétrica de una elipse, que recibe el nombre de Elipse de Viscosidad o Elipse de Taylor, en la cual el calor de $\mathbb{V}$, es el valor del semi eje menor, la elipse de tensión de corte de la parte viscosa se escribe de la siguiente forma;

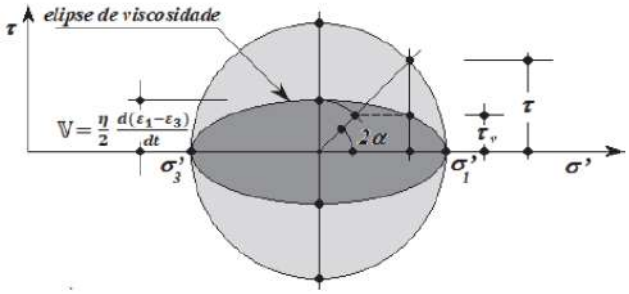


Figura 2. Elipse de viscosidad o elipse de Taylor. (Schnaid et al., 2021)

Pero también, la resistencia al corte está compuesta de una resistencia debida a la fricción τ_f.

$$\tau_f = \left(\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} - \mathbb{V}\right) * Sen2\alpha$$

Que así mismo, esta expresión representa la ecuación paramétrica de una elipse. Esta elipse recibe el nombre de Elipse de Fricción o Elipse de Coulomb.

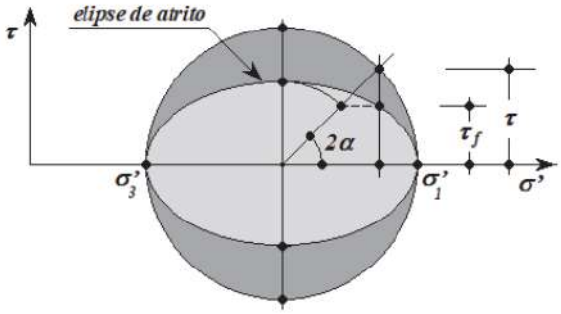


Figura 3. Elipse de fricción o elipse Coulomb. (Schnaid et al., 2021).

Cuando se realiza un ensayo Consolidado No Drenado en un suelo saturado, la relación de vacíos se mantiene constante. Convencionalmente, un ensayo Consolidado No Drenado se realiza con velocidad de deformación constante, tal que la parte viscosa permanece constante. Otra conclusión inmediata es que, como la parte viscosa del esfuerzo cortante depende de la velocidad de deformación, tan pronto como el ensayo se pone en marcha en una prueba, la resistencia viscosa se moviliza instantáneamente a su valor total (con deformación igual a cero) y permanece constante hasta el final de la prueba. Esto significa que, en el caso de suelos normalmente densos, por ejemplo, el camino (la trayectoria) de esfuerzos efectivos (σ_1') en un plano *s'- t'* da un salto de 45º a la derecha y luego cambia de dirección caminando hacia la izquierda como se ilustra.

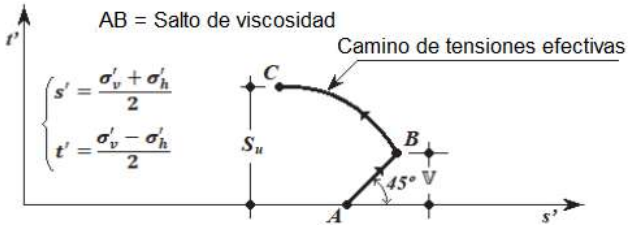


Figura 4. Camino de tensiones efectivas. Fuente: (Schnaid et al., 2021)

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Materiales y equipos utilizados

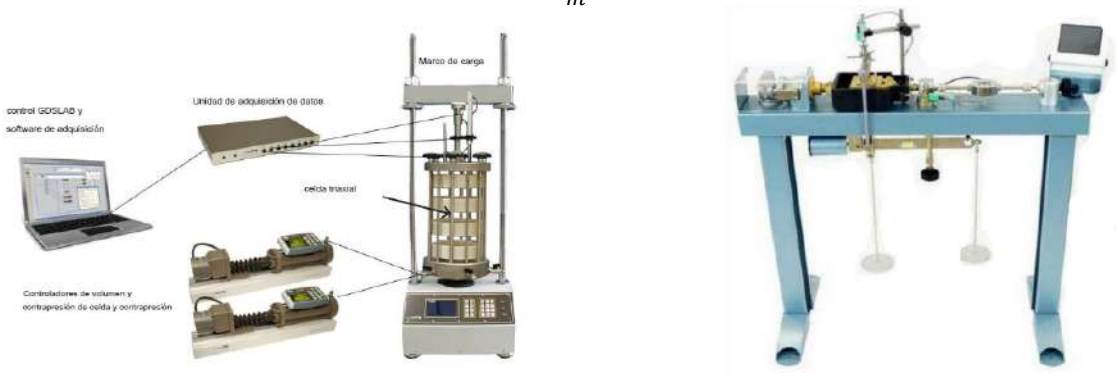
Las muestras de suelos utilizados para los ensayos son suelos tipo A-6 extraídas en la ciudad de Asunción, Paraguay, en inmediaciones de la zona comercial del Barrio Ykua Sati con las siguientes coordenadas aproximadamente 25°17'05.9"S 57°33'48.1"W. El suelo fue extraído de una profundidad promedio de aproximadamente de 20 m, mediante muestreadores SPT en forma alterada. Las mismas fueron reacondicionadas en laboratorio, en humedad y densidad in-situ previa realización de los ensayos.

La clasificación de los suelos según la Norma AASHTO T-11-(2020) y la Norma ASTM D-2487-(2020) con los siguientes resultados:

Tabla 1 Resumen clasificación de suelos.

Muestra de Suelo	Asunción
Clasificación AAASHTO	A-6 (5)
Constituyentes Principales	Suelos arcillosos
Clasificación SUCS	CH
Nombres Típicos	Arenas inorgánicas de plasticidad alta
Limite Liquido	25,8%
Limite Plástico	12,6%
Índice Plasticidad	13,2
Uso en obra	Fundaciones

Los equipos utilizados para este trabajo fueron una Prensa Triaxial Estática de marca comercial GDS Instruments y un equipo de Corte Directo Wykeham Farrance como se ilustra en la siguiente Figura 5. Cabe resaltar que todos los experimentos fueron realizados con una humedad de ω=12,5% que es la humedad media de campo y un peso específico aparente seco $\gamma = 18{,}2\ \frac{kN}{m^3}$.

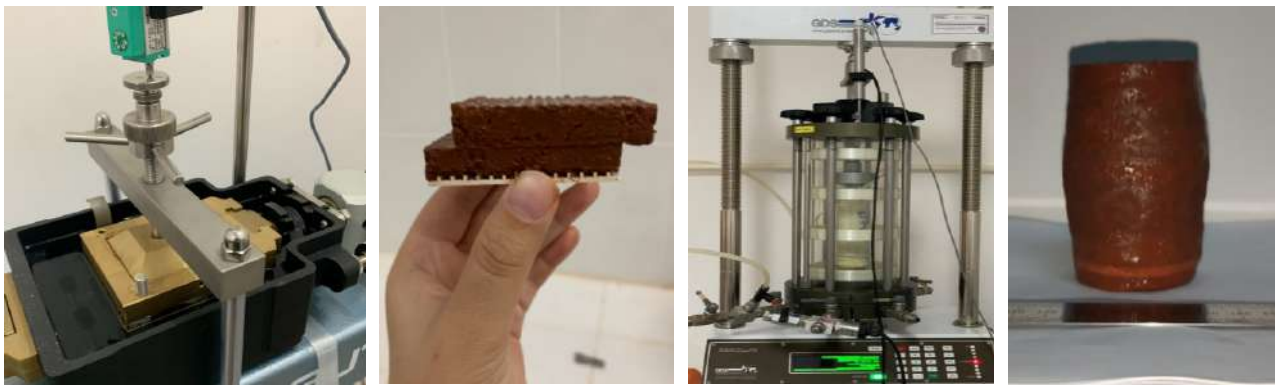


a) b)

Figura 5. a) Equipo Triaxial Estático, b) Equipo de Corte directo

3.2 Consideraciones y variables para los ensayos

La variable considerada en los ensayos con el Corte Directo y el Corte Triaxial No Drenado fue la velocidad de deformación. En este estudio fueron considerandos factores controlables el peso específico seco, la humedad y acondicionamiento de las muestras. En la Figura 6, se puede mostrar algunas imágenes de los ensayos realizados.



a) b) c) d)

Figura 6. a) y b) Ensayo de Corte Directo, c) y d) Ensayo de Compresión triaxial No drenada

4 METODOLOGIA

Se procedió al ensayo de 4 grupos de muestras de suelo, cada grupo consta de 3 muestras, en donde a la primera muestra se fue aplicada una tensión normal de 50 kPa, la segunda muestra una carga de 100 kPa y a la tercera muestra una tensión de 200 kPa. La velocidad de corte para el primer grupo es de 0,0024 mm/min, para el segundo grupo 0,02 mm/min, para el tercer grupo 0,01 mm/min y para el cuarto grupo de 0,00685 mm/min.

5 RESULTADOS Y ANÁLISIS

5.1 Influencia de la velocidad de ensayo de corte directo ASTM D 3080M-11(2020).

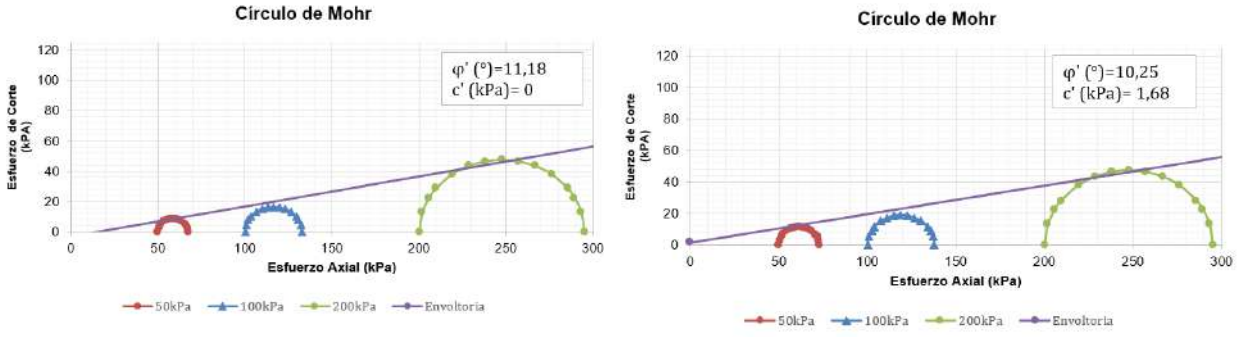
De acuerdo a los ensayos realizados con diferentes velocidades de ensayos se obtuvieron los siguientes resultados que se detallan en la Tabla 2.

Tabla 2 Resumen de los Resultados de Corte Directo.

Ensayo	N [kPa]	τ [kPa]	Parametros geotécnicos
1 – Velocidad de desplazamiento axial de 0,024 mm/min [2,4% de la dimension axial de la caja de corte]	50	45,97	Cohesión = 13,28 kPa ϕ = 31,27 kPa
	100	70,51	
	200	135,89	
2 – Velocidad de desplazamiento axial de 0,02 mm/min [2% de la dimension axial de la caja de corte]	50	41,78	Cohesión = 13,05 kPa ϕ = 29,32 kPa
	100	68,23	
	200	125,71	
3 – Velocidad de desplazamiento axial de 0,01 mm/min [1% de la dimension axial de la caja de corte]	50	34,39	Cohesión = 15,74 kPa ϕ = 24,57 kPa
	100	67,75	
	200	105,06	
4 – Velocidad de desplazamiento axial de 0,00685 mm/min [0.685% de la dimension axial de la caja de corte]	50	30,96	Cohesión = 19,61 kPa ϕ = 20,81 kPa
	100	69,11	
	200	91,80	

5.2 Influencia de la velocidad de ensayo en el Ensayo Triaxial Consolidado No drenado (CU). Norma ASTM D 4767-(2020).

De acuerdo a los ensayos realizados con diferentes velocidades de ensayos se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran en la Figura 7.



a) b)

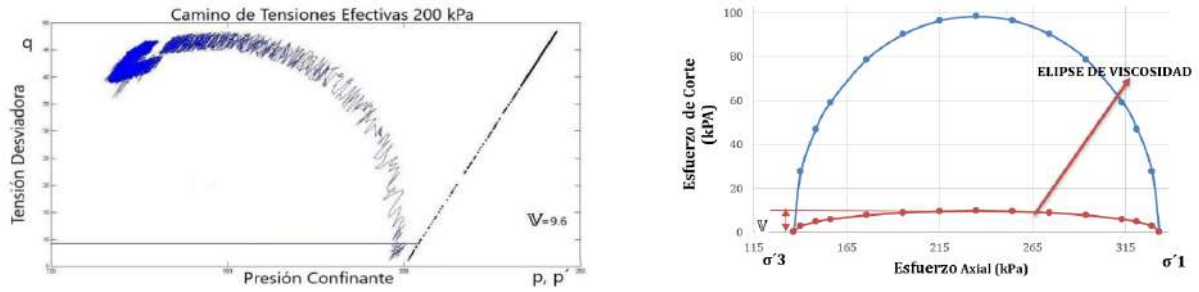
Figura 7. Circulos de Mohr obtenidos de los ensayos triaxiales a) al 0,685 % correspondiente a 0,685 mm/hora; b) al 1% correspondiente a 1 mm/hora.

5.3 Elaboración de las Elipses de Viscosidad

5.3.1. Camino de tensiones efectivas y salto de la viscosidad.

A continuación, se muestra un ejemplo del camino de tensiones efectivas obtenido del ensayo Triaxial Estático realizado. Teniendo en la ordenada q (representa a la tensión desviadora) y en las abscisas p (tensiones confinantes). Con las curvas obtenidas es posible determinar gráficamente las viscosidades de los suelos de manera aproximada correspondiente para cada velocidad de deformación y carga axial aplicada.

Donde: $q = \frac{\sigma 1 - \sigma 3}{2}$ $p = \frac{\sigma 1 + \sigma 3}{2}$



a) b)

Figura 8. a) Camino de tensiones efectivas 200 kPa. Ejemplo de la determinacion de viscosidades; b) Circulo de Mohr- Elipse de viscosidad 200 kPa (Vel=0.685%).

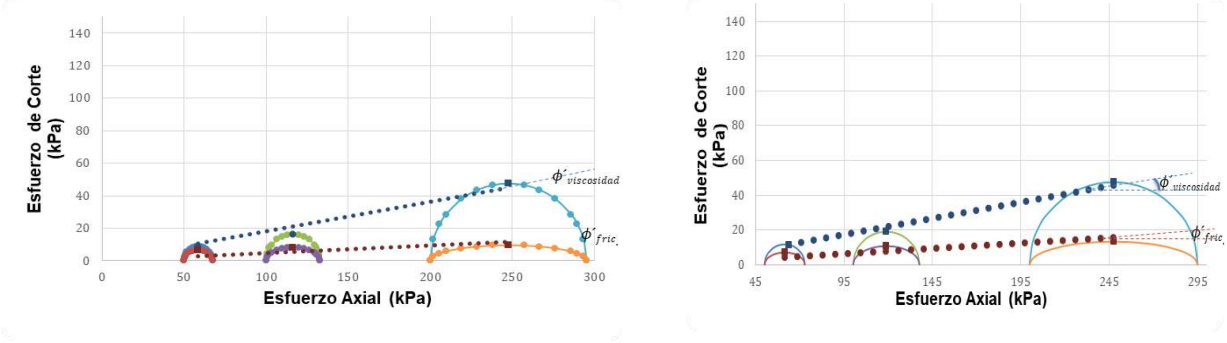
5.4 Criterio de ruptura llevando en cuenta la velocidad de deformación parcela viscosa.

Mediante la determinación de las elipses de viscosidad fue posible obtener los valores de viscosidad para las velocidades de deformación correspondiente al 0.685% y 1% de la dimensión axial para ensayos de compresión triaxial.

Asumiendo que la viscosidad será la misma para los ensayos de corte directo, para la misma velocidad de deformación. Nos queda determinar la viscosidad para la velocidad de deformación de 2% y 2.4%. Para las cuales no fue posible realizar el ensayo triaxial CU, debido a problemas técnicos. Se realizó la operación de interpolación para así poder obtener los valores de viscosidad para las velocidades de 2% y 2.4% en el ensayo de corte directo.

Finalmente, se evaluan las envolventes de ruptura tomando en cuenta las viscosidades como se muestra en la Figura 9.

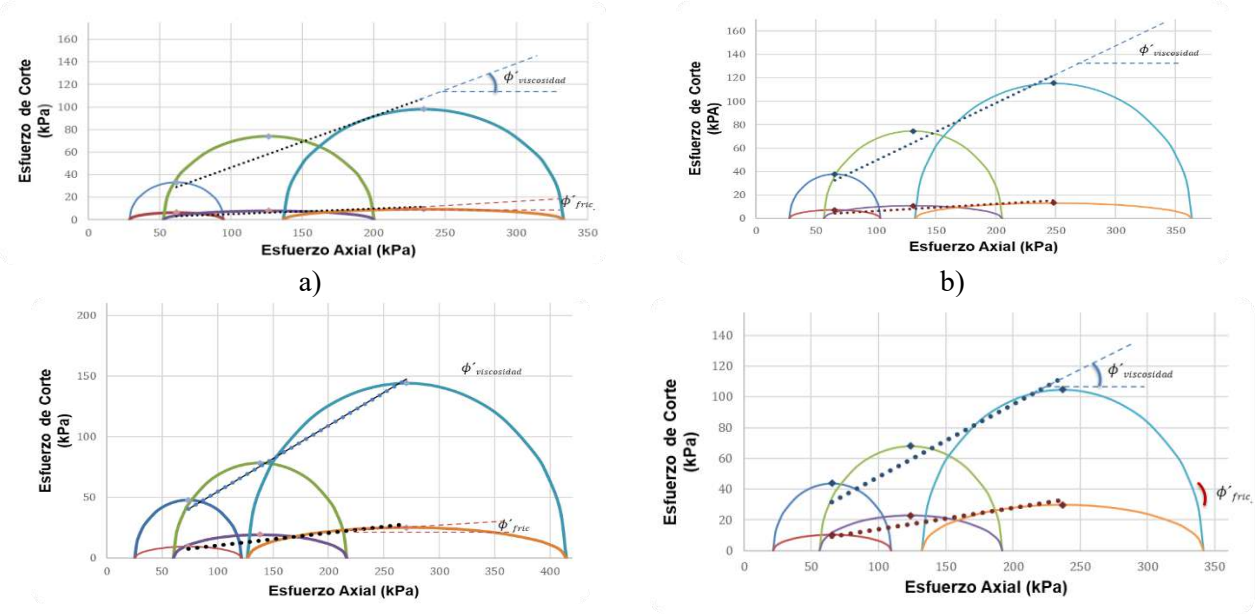
Ensayo de Compresión Triaxial Estático.



a) b)

Figura 9. Envolvente de falla teniendo en cuenta la parcela viscosa. para la velocidad. a) 0,685%; b) 1%

Ensayo de Corte Directo



a) b)

c) d)

Figura 10. Envolvente de falla teniendo en cuenta la parcela viscosa. para la velocidad. a) 0,685%; b) 1%; c) 2%; d) 2,4%.

5.5 Variación entre los valores de la cohesión y ángulo de fricción para los ensayos de Corte Directo y Compresión Triaxial.

Observando los resultados obtenidos para el tipo de suelo estudiado, se tiene una resistencia aparente al Esfuerzo Cortante mayor para solicitaciones cuyo tiempo de duración sea más corto que aquellas solicitaciones cuyas cargas tengan un tiempo de aplicación más largo, para una misma deformación.

Los resultados obtenidos en el ensayo de Compresión Triaxial son menores a sus homólogos que fueron obtenidos en el de Corte Directo, el ensayo de Corte Directo arroja resultados más permisivos. Por ello, los parámetros geotécnicos obtenidos con este ensayo pueden ser reducidos para una mejor y así no alejarse de las condiciones reales de los geo materiales.

5.6 En cuanto a la variación de velocidad de deformación

La velocidad de aplicación de la carga tiene una gran influencia en el comportamiento mecánico del suelo, por lo tanto, en la obtención de los parámetros geotécnicos, esto puedo observarse en los Resultados obtenidos, con los valores obtenidos para la Tensión de Corte, también en los valores del Angulo de Fricción y de la Cohesión.
Del estudio de la Elipse de Taylor,se observa que , la resistencia al corte de un suelo está compuesta por dos parcelas, Resistencia por Fricción y la Resistencia por viscosidad, teniendo mayor preponderancia esta última. En los círculos de Mohr graficados puede observase claramente la afirmación anterior, los rangos de valores obtenidos, en cada velocidad de ensayo, para el φ movilizado por fricción es mucho menor que los rangos de valores obtenidos para el φ movilizado por viscosidad. La Resistencia al corte del suelo queda dependiente por lo tanto de la velocidad de deformación cortante.
También, se concluye, que la velocidad define la tipología del ensayo, pudiendo realizarse ensayos Consolidados No Drenados y Consolidados Drenados. Para velocidades bajas existe una variación de volumen en el cuerpo de prueba, por lo que puede medirse esta variación volumétrica, Ensayo Consolidado Drenado. En los casos donde las velocidades son altas, la variación volumétrica no puede ser cuantificada.

6 CONCLUSIONES

Del análisis de los resultados obtenidos en el Corte Directo y Compresión triaxial, a las distintas velocidades, se concluye que;

- Para los distintos valores obtenidos de φ, se concluye que la velocidad con que la carga solicita al suelo arroja valores permisivos a medida que esta vaya creciendo, y para los valores de la cohesión c, el ensayo de corte directo se vuelve más exigente al aumentar la velocidad ya que los mismos tienen una tendencia a disminuir.
- En cada velocidad de ensayo, para el φ movilizado por fricción es mucho menor que los rangos de valores obtenidos para el φ movilizado por viscosidad. La Resistencia al corte del suelo queda dependiente por lo tanto de la velocidad de deformación cortante.
- Los resultados obtenidos de ángulo de fricción y cohesión en el ensayo de Compresión Triaxial son menores a sus homólogos que fueron obtenidos en el de Corte Directo

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Schnaid, F., Martins, I. S. M., Delgado, B. G., & Odebrecht, E. (2021). Velocidade de carregamento na estimativa de parâmetros geotécnicos. Geotecnia, 152, 405-434.

Terzaghi (1941) Mecánica de suelos teórica Karl Terzaghi

Norma AASHTO T-11-(2020) Método de prueba estándar para materiales con un grosor inferior a 75 µm (tamiz n.° 200) en agregados minerales mediante lavado

Norma ASTM D-2487-(2020) Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

Norma ASTM D 4767-(2020) Standard Test Method forConsolidated Undrained Triaxial Compression Test forCohesive Soils1

Norma ASTM D3080/D3080M-11 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions (Withdrawn 2020

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/642

Mechanical characterization of the behavior of artificial grains with specific size and shape

Ramon Duque Ferraz BURGOS
PhD Candidate, UFPE/École Centrale de Lyon, Recife, Brasil, ramon.burgos@ufpe.br

Hanène SOULI
Professor, École Centrale de Lyon, Saint-Etienn, França, hanene.souli@enise.fr

Katia Vanessa BICALHO
Professor, UFES, Vitória, ES, Brasil, kvbicalho@gmail.com

Silvio Romero de Melo FERREIRA
Professor, UFPE, Recife, Brasil, sr.mf@hotmail.com

RESUMO: Materiais granulares são utilizados na construção de barragens, aterros e outras obras geotécnicas, que são suscetíveis à instabilidade. Solos granulares possuem granulometria e forma de grãos variados devido principalmente ao processo de formação desses solos. Estudos previamente publicados indicam que o comportamento mecânico de solos granulares naturais varia com a sua microestrutura, afetada principalmente pela granulometria, forma e rugosidade dos grãos. Assim, este artigo tem como objetivo avaliar o comportamento mecânico de materiais particulados abrasivos artificiais em formas esféricas e de tamanho entre 4 mm e 10 mm, e identificar os principais parâmetros físicos dos grãos que influenciam o comportamento mecânico desses materiais. Ensaios de caracterização física dos materiais artificiais (tamanho de grão, índice de vazios máximo e mínimo, e rugosidade intergranular) e ensaios de resistência ao cisalhamento (ensaio triaxial consolidado drenado) foram realizados e os resultados comparados e discutidos. Resultados experimentais iniciais de ensaios de compressão triaxial mostram que a forma do grão abrasivo influencia a resistência ao cisalhamento do solo devido ao melhor encaixe e rearranjo dos grãos angulares artificiais, e que o tamanho do grão interfere mais no comportamento mecânico dos grãos angulares do que dos grãos esféricos ao variar a consolidação do ensaio triaxial.

PALAVRAS-CHAVE: Materiais granulares; Ensaio triaxial; Materiais particulados artificiais; Resistência ao cisalhamento; Tamanho do grão.

ABSTRACT: Granular materials are used in the construction of dams, landfills, and several other geotechnical works, which are susceptible to failure. Granular soils have varied grain sizes and shape of due to the different formation agents in these soils. Previously published studies indicate that the mechanical behavior of natural granular soils varies with the microstructure of these soils affected mainly by their grain size, shape and roughness. Thus, this paper aims to evaluate the mechanical behavior of abrasive artificial particulate materials in spherical and pyramidal shapes of sizes between 4 mm and 10 mm, and to identify the main physical parameters of the grains that influence the mechanical behavior of these materials. Physical characterization tests of the artificial materials (grain size, maximum and minimum void ratios, and intergranular roughness) and shear tests (Triaxial test CD) are performed to compare the experimental results. Preliminary results from triaxial compression tests show that the shape of the abrasive grain influences the shear strength of the soil due to the better interlocking and rearrangement of the artificial angular grains, and that grain size interferes more with the mechanical behavior of angular grains than spherical grains when varying the consolidation of the triaxial test.

KEYWORDS: Granular materials; Triaxial test; Artificial particulate materials; Shear strength; Grain size

1 INTRODUCTION

The physical and chemical characterization of soils in geotechnics is crucial for the performance and durability of civil engineering structures. Studies such as those by Cavarretta, Rocchi, and Coop (2011), Wegner et al. (2014) and Marzulli et al. (2021) explore the influence of grain shape on soil shear strength.

Lambe and Withman (1969) emphasized the contribution of particle deformation and relative movement to the shear strength of granular soils, highlighting the relationship between these two behaviors. Soil compactness, discussed by Rowe (1962), also emerges as a crucial factor in the shear strength.

Wegner et al. (2014) investigated how grain shape influences dilation in granular materials subjected to shear, using a cylindrical container divided at the bottom. In the study, the authors found that uniform spherical particles, when arranged in aligned hexagonal chains in the direction of shear, counteract the effect of dilatancy, resulting in higher density in the shear zone. Additionally, they observed how packing and dilation properties vary in different types of grains, considering the diversity of sizes and shapes.

Malkorra et al. (2021) conducted triaxial tests on synthetic abrasive grains of spherical and pyramidal shapes, providing data to model the polishing process in metallic parts. Their results highlight the importance of grain shape and size in the mechanical response of granular soils. These previous contributions provide the basis for our investigation, further deepening our understanding of these materials.

This article describes and analyzes an experimental study of the mechanical behavior of synthetic abrasive particulate materials, considering two different grain shapes (spherical and pyramid) and varied sizes of grains (1 mm, 4 mm, 5 mm and 10 mm). The main objective of the investigation is to identify and quantify the fundamental properties of particles that influence the overall mechanical behavior of the investigated material. Through consolidated and drained triaxial compression tests on synthetic granular materials, covering grains with varied dimensions from 1 mm to 10 mm and distinct shapes, significant contributions are sought to be provided for understanding the determining factors in soil behavior changes in granular contexts.

2 MATERIALS AND METHODS

To conduct the research, synthetic abrasive grains (SAG's) with different shapes and dimensions were used to simulate natural soils. The individual artificial grain that simulates the natural grain was called "Synthetic abrasive grain," and it is manufactured by the *ABC Swisstech* industry, with the function of polishing metal.

In the selection of the type of the grains, the spherical shape has a better regularity of shape, having the same width and height (height/width ratio equal to 1). The pyramidal shape, on the other hand, has a triangular shape with edges of the same size and depth (a = b). Thus, both shapes were selected for the research.

The selection of grain dimensions was guided by the need to replicate the characteristics of granular soils found in nature. Spherical and pyramidal shapes were chosen to represent different types of grains, as shown in Table 01. The diameters of the spherical grains are 1, 4, 5, and 10 mm. The pyramidal shape has a triangular base with edges of equal dimensions measuring 4 and 10 mm.

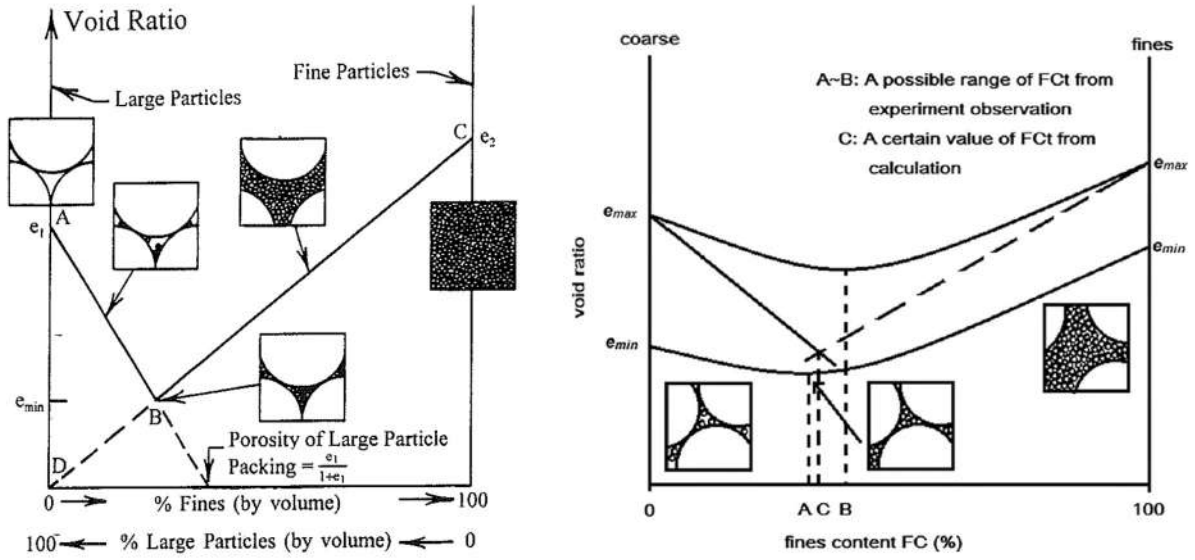
Table 1. Shape, Sizes, Surface Area, Volume, and Mass of Synthetic Abrasive Grains (SAG's)

Shape	Size (mm) a	Size (mm) b	Area (mm²)	Volume (mm3)	Mass (g)
Spheric	1	-	3,14	0,52	0,001
	4	-	50,24	33,49	0,090
	5	-	78,5	65,42	0,160
	10	-	314	523,33	1,690
Pyramid	4	4	61,86	27,72	
	10	10	386,6	480,30	1,516

The reference for the tests was determined based on international standards, in the case of the e_{min} (ASTM D 4254 - Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density) and e_{max} (ASTM D 4253 - Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table) tests the American standard (AASHTO), adapted to the equipment present in the *École Nationale d'ingénieurs de Saint-Étienne* (ENISE) Soil Laboratory, with a vibratory table and a CBR mold (Figure 1).

Figure 1. Mold with the grains and weight of 20 kg on the vibratory table to perform the test of e_{min}

To define the best percentage of fines in a soil mixture, the concept of transition of fines content (TFC) was used, where a percentage of fines is added to the coarse soil and it is verified if there was a change in the volume of the sample (Figure 2). There is no standardization for the fines content transition test (TFC), so the TFC test was performed based on what was presented by Lade, Liggio & Yamamuro (1998).



(a) (b)

Figure 2. Schematic diagram of theoretical variation of minimum void ratio in binary packings with % fines. Lade, Liggio & Yamamuro, 1998 (a) and Zuo and Baudet, 2015 (b).

The tests were performed with the isolated spherical shapes and isolated pyramidal shapes, using two binary mixtures of dimensions 10 mm + 4 mm. The test was performed in the CBR test sample mold and initially the coarser soil was added up to a height of 15 cm (0%), removed and weighed. From this moment on, 5% of the mass of the coarse soil is added to the fine soil and it is verified if there was a variation in the

volume of the sample. This process is repeated successively until 50% of the mass of coarse soil is added to fine soil, after which the test is performed with only fine soil (100%).

The triaxial tests performed were consolidated drained (CD) due to the need to evaluate the effective stress of the soils, not considering the porosity. Two triaxial machines were used to perform the tests, one dynamic and one monotonic. The tests in the dynamic machine were performed with controlled deformation, while the test in the monotonic machine was performed with controlled speed, in the value of 0.05 mm/s. The maximum axial deformation defined was 20%, as this is sufficient for soil rupture.

The static machine sample has a diameter of 100 mm and height of 165 mm, while the monotonic machine has a height of 200 mm. The samples were filled with soil to ensure a relative density of 50%. With the results obtained in e_{max} and e_{min}, the void ratio of the sample was defined with correlations.

During the compaction of the pyramidal artificial grains with 10 mm (Figure 3.a), there was damage to the rubber film and grain breakage. To solve this problem, 3 rubber films were used to test these grains. In the 10 mm artificial spheres (Figure 3.b), when consolidated at 200 kPa holes occurred in the rubber film, due to stretching to the inside of the soils and possible crushing by the grains during shear. Thus, 2 films were used for the test.

(a) (b)

Figure 3. Artificial grains in the shape of spheres and pyramids in the triaxial apparatus

After closing the cell and filling it with water, an initial radial pressure (σ3) of 50 kPa was applied to allow water to circulate through the sample in order to saturate the sample and remove some of the air from the sample. When the water circulation is complete, a back pressure of 30 kPa is applied and the test begins with the saturation phase. At saturation, the radial pressure is raised to 600 kPa and the back pressure to 580 kPa over 1 day (1440 minutes).

In the second phase of the triaxial test, the B-Skempton is checked, which should be close to 1. In this phase, σ_3 is raised to 650 kPa and the back pressure is around 625 kPa. Moving on to the third phase, consolidation of the sample is performed, where the backpressure is kept constant and the σ_3 is raised to create a pressure difference that simulates the natural condition of the soil under the effect of thrust.

The consolidation was set at 100 kPa, 150 kPa, and 200 kPa to obtain the stress-strain curve and the friction angle of the soil, and because it is a granular soil, on average it took 30 minutes. When the maximum axial deformation limit (20%) is reached, the test is ended, and the samples are weighed in order to analyze the results.

3 RESULTS

The maximum and minimum void ratio (e_{max} and e_{min}) test results can be seen in Table 2, as well as the void ratio (e) value calculated for the drained consolidated triaxial test. The e_{max} of the spherical soils was between 0,80 and 0,74, regardless of size (Figure 4). The 10 mm and 5 mm artificial grains had almost the same e_{max}, and although the 4 mm and 1 mm artificial grains have varied e_{max}, the difference between the e_{max} and e_{min} values have almost the same value. The e_{min} varied between 0,69 and 0,61, with similar distribution to the e_{max}.

Table 2. Values of e_{min} and e_{max} , relative density (Dr) obtained in the experimental study

Shape	Size (mm)	e_{Max}	e_{Min}	Dr (%)	e
Sphere	10	0,75	0,68	50	0,71
	5	0,76	0,69	50	0,73
	4	0,74	0,61	50	0,68
	1	0,8	0,66	50	0,73
Pyramid	10	0,85	0,67	50	0,76
	4	0,78	0,6	50	0,69

The experimental results suggest that the spherical artificial grains have a low difference between e_{min} and e_{max} compared to the other artificial grains, and the tendency is for the difference between the maximum and minimum void ratios to increase as the soil size decreases. For the spherical soils, there was a greater difficulty to perform compaction due to the rolling of the grains and the lack of interlocking, a behavior more prominent in the larger artificial grains due to the lower number of contacts between them.

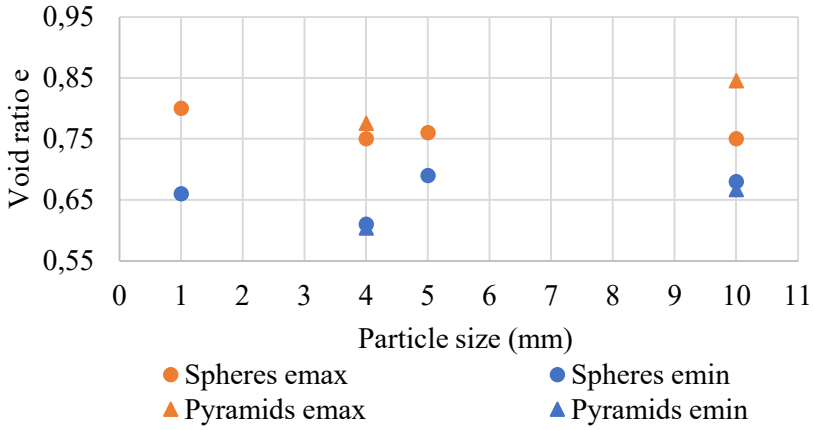


Figure 4. Variation of e_{min} and e_{max} values in relation to grain diameter and shape

The pyramidal artificial grains with 10 mm had a higher value than that of 4 mm, but the difference between e_{min} and e_{max} were practically the same. Another point to be observed, is that for the spherical soils, there was a low variation between the values of e_{min} and e_{max}, regardless of the size. For the pyramidal soils, as the artificial grain size is reduced, with also a reduction in e_{min} and e_{max}.

The results of the consolidated drained triaxial test show the spherical artificial grains with similar behavior despite variations in consolidation values (Figure 5). Notably, among the spherical artificial soils, the 1 mm variant displayed superior resistance compared to the 5 mm variant. Analysis of the stress-strain curve reveals a higher degree of uniformity in smaller artificial soil samples, characterized by the absence of abrupt reductions in Deviator stress, as observed in the 10 mm artificial soil.

In Figure 6.a, the stress-strain curves of the 4 mm pyramidal artificial soil samples are depicted. A comparison of consolidation stress values between samples compacted at 100 kPa and 200 kPa illustrates that the latter exhibited more than double the strength, despite similar deformation characteristics. This

increase in strength is attributed to the greater resistance of the artificial soil to vertical deformation under confinement, leading to enhanced intergranular contact pressure and, consequently, deviator stress.

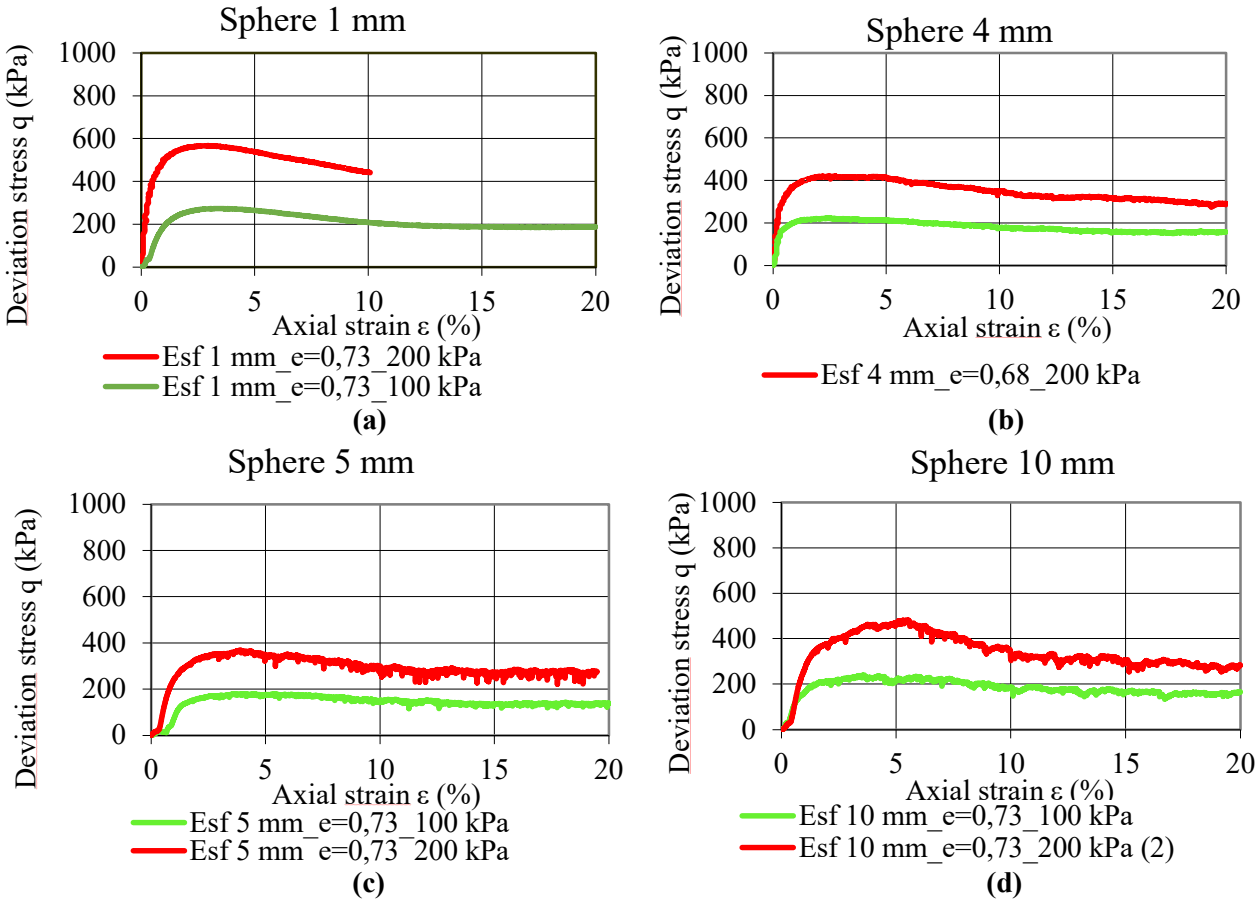


Figure 5. Stress-strain curve of 1 mm, 4 mm 5 mm and 10 mm artificial spheres with different values of σ_3.

Figure 6.b illustrates the stress-strain curves of the 10 mm pyramidal artificial soil samples. Notably, both curves lack a well-defined peak, with both samples exhibiting oscillations in deviator stress, albeit showing a tendency towards stability in axial strain during the latter stages of testing.

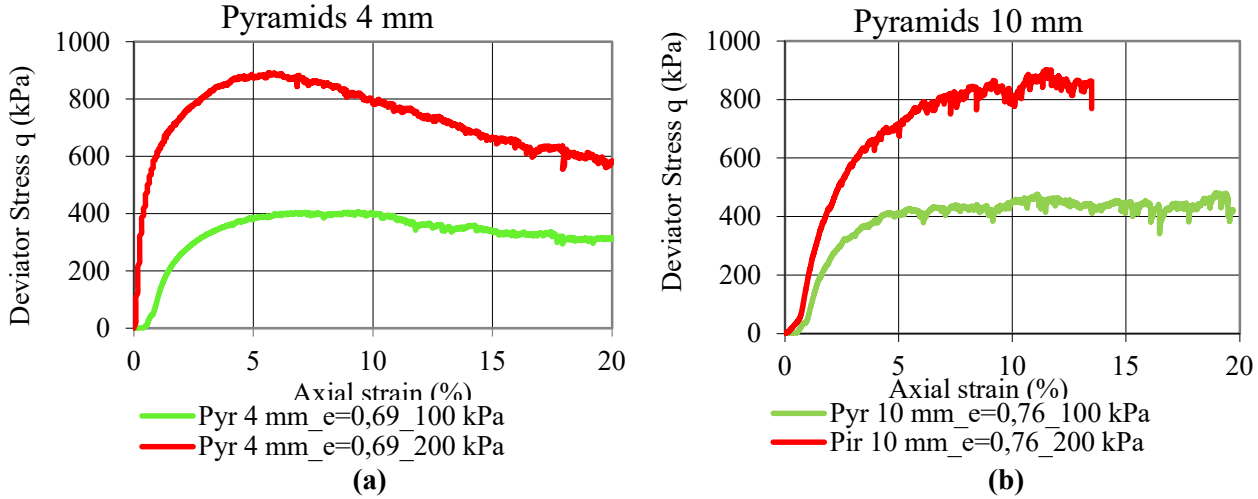


Figure 6. Stress-strain curve of 4 mm and 10 mm artificial pyramids with different values of σ_3.

The artificial soil consolidated at 200 kPa demonstrated a notable increase in q, stabilizing after 10% axial strain, whereas the sample consolidated at 100 kPa began to exhibit stability after 5% axial strain. It is notable that the 10-mm pyramids had a similar proportion in the q ratio consolidated at 200 kPa and at 100

kPa, where the first sample has a q of practically double that of the second. The difference in strength between individual spherical and pyramidal soils is remarkable, where the portion of strength due to grain interlock is demonstrated.

For the artificial spheres, the peak presented in the beginning of the stress-strain curves is due to the weak interlocking of the grains, whom after the shearing of the sample, are not able to recreate the initial bound and do not present any type of points or barriers to retard the internal movement of the grains. The artificial pyramidal grains with 10 mm, after the shearing, presented a residual stress and tends to a stabilization in the deviator stress due to the capability of regain the interlocking by the rearranging of the angular grains. For the 4 mm pyramids, the smaller size reduces the regain of the interlocking due to the small corners and surfaces, with a peak resistance.

To evaluate the mixture of artificial grains with same form and different sizes, the TFC was defined for spherical and pyramidal grains of 10 mm (Gross part) and 4 mm (Fine part). The result can be seen below and the percentage of fines for the spheres was defined as 15% of the mass of 4 mm artificial spheres (Figure 7.a) and the same percentage for the mass of artificial pyramids (Figure 7.b).

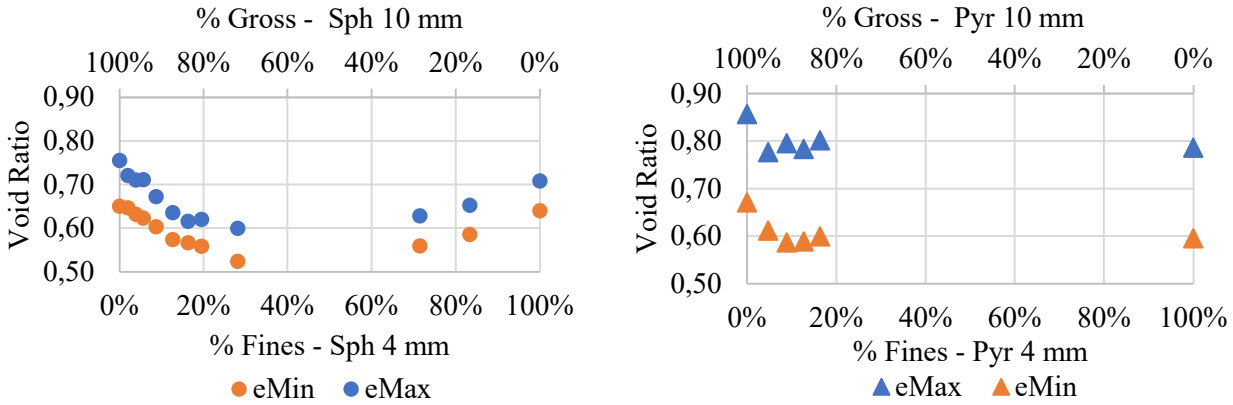


Figure 7. TFC in the mixture of artificial Spheres (a) and Pyramids (b) with 10 mm and 4 mm

The results of the consolidated drained triaxial tests for the mixtures of spheres with 10 mm and 4 mm, and pyramids with 10 mm and 4 mm can be seen in Figure 8. The values of the deviator stress presented in the stress-strain curves do not show expressive changes in the maximum values of deviator stress, for both mixtures made.

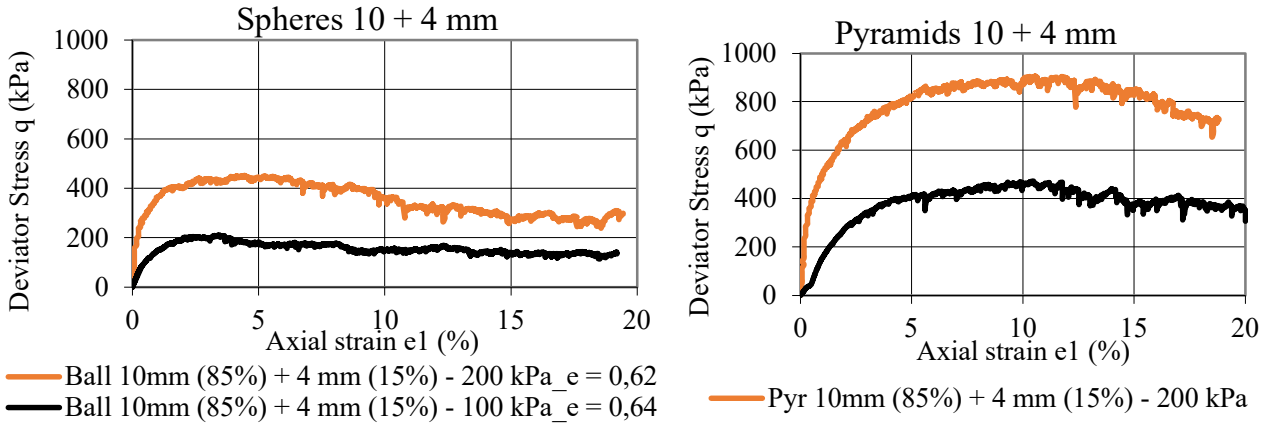


Figure 8. Stress-strain curve of the individual mixtures of 4 mm and 10 mm pyramids and individual spheres with different values of confining pressure.

Comparing the mixtures of 10+4 mm, the spherical artificial grains presented a small value of the deviator stress for the same confining pressure, due the less surface of contact between the artificial grains,

even when the voids are filled with 4 mm spheres, the contact between sphere and sphere are not as strong as the artificial pyramidal grains.

4 CONCLUSIONS

This paper describes and analyzes the results of drained triaxial tests performed on 1 mm, 4 mm, 5 mm and 10 mm spherical artificial grains and on 4 mm to 10 mm pyramids artificial grains. The article also presents and discusses the maximum and minimum void ratio (e_{max} and e_{min}) values, as well as the void ratio (e) value used for conducting the drained consolidated triaxial tests. The following conclusions are obtained:

- For the 1 mm, 4 mm, 5 mm and 10 mm spherical artificial grains, the deviator stress for the 1 mm spheres is higher due to the less voids in the sample. The 10 mm spheres presented the second higher value of the deviator stress, due to the bigger points of contacts between the spheres.

- For the pyramids, the increase of the size for 4 mm to 10 mm represented also an increase in the value of the residual stress for the 200 kPa of confining stress, due to the capability of rearranging of the angular bigger artificial grains.

- In the mixtures with spheres in proportion of 85% of 10 mm and 15 % of 4 mm, the filling of the voids in this proportions do not represent any representative change in the behavior of the samples. For de same mixture of pyramids, any representative change are presented.

ACKNOWLEDGMENTS

The author extends sincere appreciation to all the supervisors who played pivotal roles in this research. Recognition is owed to Professor Hanane Souli from Ecole Centrale Lyon/ENISE, as well as Professors Joel Rech and Fernando Salvatori, for their invaluable guidance during the initial phases of the cotutelle research. Additionally, the author acknowledges the support and mentorship provided by Professor Silvio Romero from UFPE and Professor Katia Bicalho from UFES in Brazil, which have been essential for the advancement of the research.

REFERENCES

Cavarretta, I., Rocchi, R., & Coop, M. R. (2011). A new interparticle friction apparatus for granular materials. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(12), 1829-1840

Lade, P. V., Liggio, C. D., & Yamamuro, J. A. (1998). Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand. *Geotechnical testing journal*, 21, 336-347.

Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). *Soil mechanics* (Vol. 10). John Wiley & Sons.

Marzulli, V., Sandeep, C. S., Senetakis, K., Cafaro, F., & Pöschel, T. (2021). Scale and water effects on the friction angles of two granular soils with different roughness. *Powder Technology*, 377, 813-826.

Malkorra, I., Souli, H., Claudin, C., Salvatore, F., Arrazola, P., Rech, J., ... & Rolet, J. (2021). Identification of interaction mechanisms during drag finishing by means of an original macroscopic numerical model. *International Journal of Machine Tools and Manufacture*, 168, 103779.

Rowe, P.W. (1962). The stress – dilatancy relation for static equilibrium of na assembly of particles in contact. *Proc Royal Soc*., A 269, pp 500 -527.

Wegner, S., Stannarius, R., Boese, A., Rose, G., Szabo, B., Somfai, E., & Börzsönyi, T. (2014). Effects of grain shape on packing and dilatancy of sheared granular materials. *Soft Matter*, 10(28), 5157-5167.

Zuo, L., & Baudet, B. A. (2015). Determination of the transitional fines content of sand-non plastic fines mixtures. *Soils and Foundations*, 55(1), 213-219.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/643

METODOS DE IDENTIFICAÇAO DE SOLOS EXPANSIVOS: UMA REVISAO DA LITERATURA

Gilson Gabriel Teixeira Varela
Doutorando do Programa de Pós-graduação em engenharia civil e ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, eng.gabriel.tex@gmail.com

Pedro Raimundo
Mestrando do Programa de Pós-graduação em engenharia civil e ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, engpejota@gmail.com

Alisson do Nascimento Lima
Doutorando no Programa de Pós-graduação em engenharia civil e ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, alissonnascimentolim@gmail.com

Carina Silvani
Professora na Unidade Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, carinasilvani@gmail.com

RESUMO: Solos expansivos são solos problemáticos que representam um desafio para obras de infraestrutura na construção civil. Esses solos podem apresentar fissuras durante estações secas e expandir-se nas estações úmidas, causando problemas técnicos em infraestruturas como pavimentos rodoviários, aterros, fundações, entre outros. Esses solos são comuns em zonas áridas e semiáridas que favorecem a formação de argilominerais instáveis. Com o intuito de entender a situação dos solos expansivos no Brasil, uma revisão sistemática da literatura foi conduzida, revelando uma falta de pesquisas voltadas para a problemática. A revisão não encontrou concordância entre os resultados de métodos qualitativos e quantitativos, destacando uma inconsistência na classificação desses solos. A análise dos estudos mostrou que os solos expansivos geralmente têm alto teor de grãos finos, sendo classificados como altamente plásticos, embora com fração de argila inativa em alguns casos. A expansão média e a pressão de expansão variaram consideravelmente entre as amostras estudadas, indicando uma grande variabilidade nos parâmetros usados para classificação. Esses resultados ressaltam a necessidade de mais pesquisas e uma abordagem mais uniforme na compreensão e manejo dos solos expansivos.

PALAVRAS-CHAVE: Argilas expansivas, pressão de expansão, argilominerais, variação volumétrica, revisão sistemática da literatura

ABSTRACT: Expansive soils are problematic soils that represent a challenge for infrastructure works in civil construction. These soils can show fissures during dry seasons and expand during wet seasons, causing technical issues in infrastructures such as road pavements, embankments, foundations, and others. These soils are common in arid and semi-arid zones that favor the formation of unstable clay minerals. To understand the situation of expansive soils in Brazil, a systematic literature review was conducted, revealing a lack of research focused on this issue. The review did not find agreement between the results of qualitative and quantitative methods, highlighting an inconsistency in the classification of these soils. The analysis of the studies showed that expansive soils generally have a high content of fine grains, being classified as highly plastic, although with an inactive clay fraction in some cases. The average expansion and expansion pressure varied considerably among the studied samples, indicating great variability in the parameters used for classification. These results underscore the need for more research and a more uniform approach to understanding and managing expansive soils.

KEYWORDS: Expansive clays, expansion pressure, clay minerals, volumetric variation, systematic literature review

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do tempo, a mecânica dos solos clássica desenvolveu princípios para descrever o comportamento dos solos.No entanto, esses princípios foram inicialmente estabelecidos considerando o comportamento de solos saturados. Segundo Carvalho et al. (2015), existem solos em condição não saturada que apresentam comportamento mecânico e propriedades físico-químicas diferentes das convencionais. As condições de formação e evolução desses solos ao longo do tempo mostram que é necessário um conceito diferente do utilizado na mecânica dos solos clássica.

A Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS, 2004) destaca esforços recentes para compreender o comportamento de solos não saturados, visando melhorar e aperfeiçoar projetos e construções. Entre esses solos, estão aqueles classificados como solos expansivos, que apresentam variações volumétricas excessivas com o aumento da umidade e retrações drásticas na sua redução, resultando em efeitos prejudiciais nas obras construídas sobre eles ou nas proximidades.

Os solos expansivos originam-se da decomposição de rochas ígneas básicas, como basaltos e diabásios, que permitem o surgimento de argilominerais de estrutura laminar 2:1. Rochas sedimentares e metamórficas também podem promover o surgimento de solos expansivos por meio do intemperismo (Tenório, 2018). A estrutura laminar desses argilominerais instáveis é composta por duas folhas tetraédricas ($Si(OH)_4$) e uma folha central octaédrica ($Al_2(OH)_6$) ou ($Mg_3(OH)_6$), apresentando um comportamento diferenciado na presença de água.

Solos com comportamento expansivo têm sido identificados em todo o mundo, com maior frequência em zonas áridas e semiáridas, onde a variação de umidade é grande e a evaporação excede a precipitação. O comportamento expansivo está associado a dois fatores: extrínseco (climatologia, hidrogeologia, vegetação e ocupação humana) e intrínseco (composição mineralógica, textura e estrutura do solo) (Morais, 2017).

Devido ao ciclo de expansão e contração, solos expansivos têm representado um problema para obras de engenharia em geral, especialmente obras rodoviárias, onde a instabilidade volumétrica provoca diversos danos à pista de rolamento e aos taludes de corte e aterro. Isso contribui para a redução do nível de segurança e conforto, além de demandar manutenção frequente e maiores investimentos.

Nesse contexto, a revisão sistemática possibilita conectar informações de várias fontes científicas e elaborar um mapeamento de locais com ocorrência de solos expansivos no Brasil. Isso contribui para o melhor entendimento dos fatores que influenciam o fenômeno da expansividade desses solos. Os resultados dessa revisão podem ser usados como indicativo da existência de solos expansivos e suas particularidades, auxiliando na identificação de áreas que requerem intervenções para garantir a execução adequada de obras.

2 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento desta pesquisa, recorreu-se ao método de revisão sistemática da literatura, que é um estudo secundário que tem nos estudos primários sua fonte de dados. Neste método, faz-se uso de bancos de dados da literatura que tratam sobre a questão em pauta como fonte e métodos de identificação, seleção e análises sistemáticas, com o objetivo de realizar uma revisão crítica e abrangente da literatura.

O processo de desenvolvimento da revisão foi feito seguindo o modelo de Ferenhof e Fernandes (2016) – Método SystematicSearchFlow (SSF). O método é composto por quatro fases e oito atividades. A base de dados utilizada foi o Catálogo de Teses e Dissertações da CAPES, e as palavras-chave aplicadas foram: “solo expansivo”, “argila expansiva”, “pressão de expansão” e “variação volumétrica do solo”. É importante salientar que entre os resultados obtidos constam obras sem autorização de acesso e anteriores à plataforma Sucupira. Esses dois fatores constituíram um empecilho, impedindo a análise de todos os trabalhos que constavam na plataforma. Nessas circunstâncias, foram selecionados 26 trabalhos acadêmicos, e desses foram mantidos 18 após a leitura dos resumos, pois apesar de apresentarem as palavras-chave, o assunto abordado por eles não se encaixava na temática da investigação.

3 RESULTADOS

3.1 Locais no Brasil que foram identificados com solos expansivos

No universo das bibliografias utilizadas no desenvolvimento desta revisão sistemática, os solos mais estudados foram os de Pernambuco, e dentre os solos de Pernambuco, o solo da localidade de Paulista/PE apareceu com mais frequência nos estudos desenvolvidos. Conforme mostrado na Figura 1, 40% dos trabalhos abordam esse solo. Em sequência, tem-se o solo de Ipojuca/PE com 15% e Cabrobó/PE com 10%.

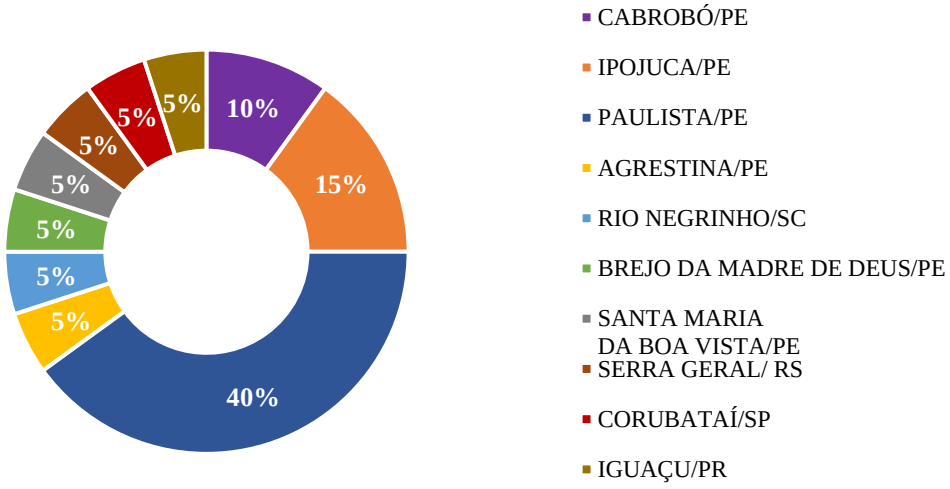


Figura 1: Percentual de estudos desenvolvido por localidade

Curiosamente, das regiões que fazem parte do semiárido brasileiro, cujo clima, segundo Paiva (2016), é propício para a formação de solos expansivos, somente amostras de regiões do estado de Pernambuco foram usadas como objeto de estudo. As outras regiões estudadas são dos estados de São Paulo, Santa Catarina, Paraná e Rio Grande do Sul, regiões essas que não fazem parte do semiárido brasileiro.

3.2 Método de Identificação de solos expansivos

Entre os métodos de identificação, destacam-se os métodos diretos quantitativos e os indiretos qualitativos.

3.2.1 Métodos diretos – quantitativos

Na Figura 2, são apresentados os métodos diretos quantitativos utilizados nas pesquisas estudadas e suas respetivas percentagens de uso. É importante destacar que vários trabalhos utilizaram mais de um método de classificação.

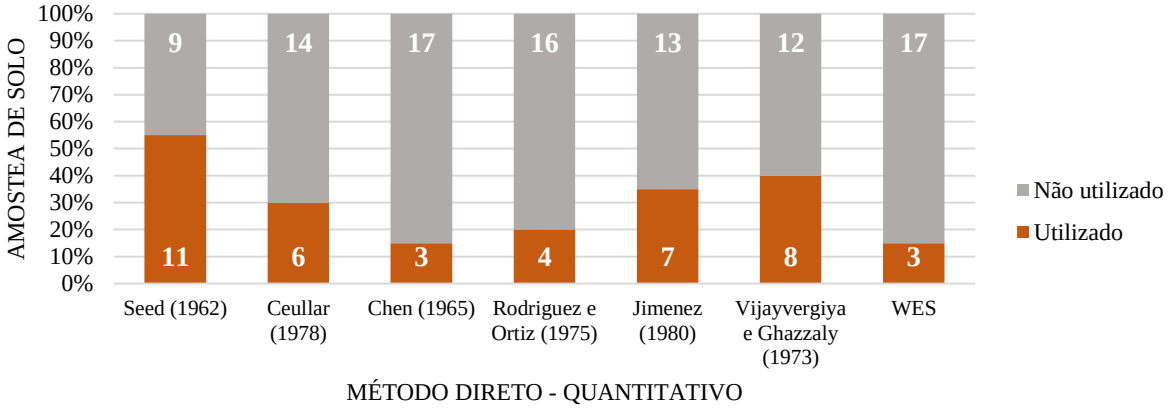


Figura 2: Métodos diretos quantitativos usados nas diferentes amostras estudadas

Os métodos diretos quantitativos mais utilizados são o método de Seed (1962), o método de Vijayvergiya e Ghazzaly (1973), o método de Jimenez (1980) e o método de Ceullar (1978), usados por 55%, 40%, 35% e 30% dos autores, respetivamente. Os métodos menos utilizados são o método de Rodriguez e Ortiz (1975), empregado em pelo menos 20% dos trabalhos, o método de Chen (1965) e o método de WES, utilizado por apenas 15% dos autores.

3.2.2 Métodos indiretos – qualitativos

Na Figura 3, destaca-se a frequência de uso dos métodos indiretos qualitativos nas pesquisas estudadas. Novamente, é importante ressaltar que algumas pesquisas utilizaram mais de uma metodologia.

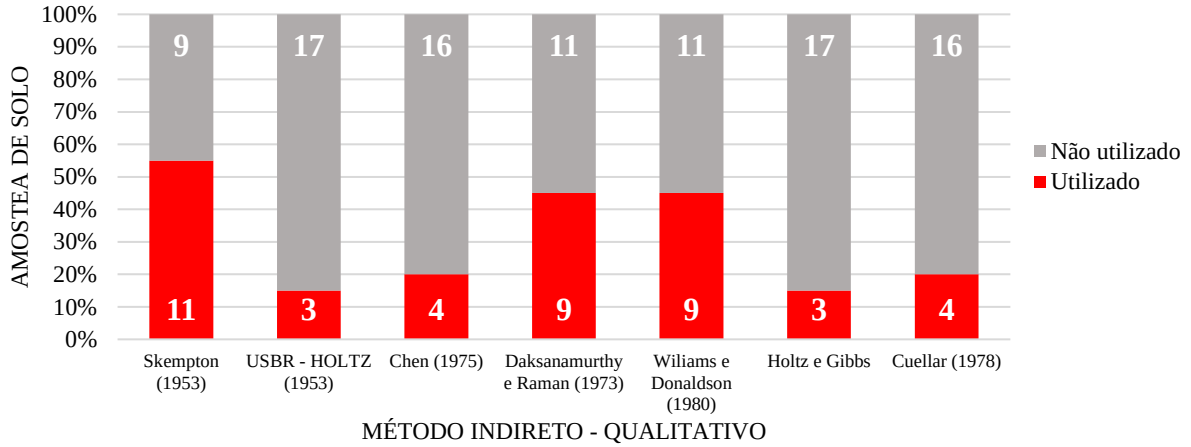


Figura 3: Métodos indiretos qualitativos usados nas diferentes amostras estudadas

Dos sete métodos indiretos qualitativos citados, três são mais usados pelos autores: o método de Skempton (1953), que foi utilizado em 55% dos trabalhos, e os métodos de Daksanamurthy e Raman (1973) e Williams e Donaldson (1980), ambos empregados por 45% dos autores. Entre os métodos menos utilizados estão o método de Ceullar (1978) e Chen (1975), usados somente por 20% dos autores, e os métodos de USBR-Holtz (1953) e Holtz e Gibbs, aplicados por apenas 15% dos autores.

Segundo o critério de USBR – HOLTZ (1953), aproximadamente 25% das amostras apresentam um potencial expansivo muito alto, enquanto cerca de 50% mostram um potencial expansivo alto e cerca de 25% exibem um potencial expansivo médio. Apenas 10% das amostras têm um potencial expansivo baixo. Com base no critério de Cuellar (1978), em torno de 25% das amostras têm um potencial expansivo muito alto, quase 40% têm um potencial expansivo alto e aproximadamente 35% mostram um potencial expansivo médio, com 10% demonstrando um potencial expansivo baixo. De acordo com o critério de Chen (1975), cerca de 25% das amostras são categorizadas como solo de potencial expansivo muito alto, aproximadamente 45% como solo de alto potencial expansivo e cerca de 30% como solo de potencial expansivo médio, com apenas 5% consideradas solo de baixo potencial expansivo. Segundo o critério de Holtz e Gibbs (1956), cerca de 20% das amostras são classificadas como altamente expansivas, aproximadamente 50% como moderadamente expansivas e cerca de 30% como solos de baixa expansividade, com 25% classificados como solo de baixa expansividade. Esses resultados demonstram a variação nos resultados da análise da expansão com base no índice de plasticidade, segundo diferentes métodos de classificação.

3.2.3 Comparativo do método direto e indireto mais usado pelos autores

No decorrer do desenvolvimento do trabalho, foi constatado que, mesmo tratando-se da mesma amostra, por vezes os resultados dos métodos diretos e indiretos não coincidem. Nesse sentido, foi realizada uma comparação entre os resultados obtidos por meio do método direto quantitativo e do método indireto qualitativo mais utilizado pelos autores, com o intuito de verificar a frequência com que os resultados desses métodos coincidem. Os resultados obtidos pelo uso do método direto quantitativo, baseado no critério de Seed (1962), foram confrontados com os resultados obtidos por meio do método indireto qualitativo, baseado no critério de Skempton (1953). Os resultados estão expostos por meio de um gráfico de pizza presente na Figura 4.

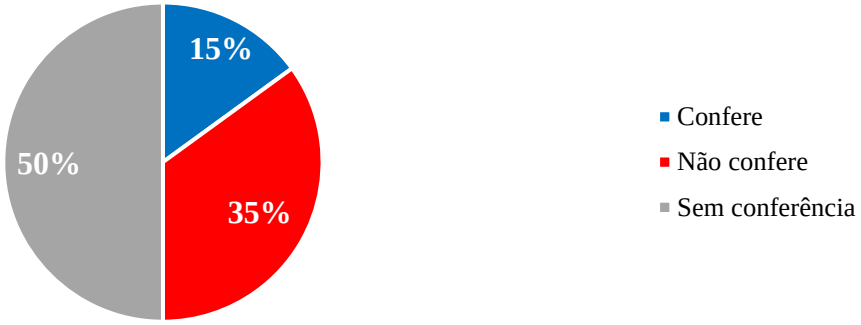


Figura 4: Resultado da correspondência entre o método direto quantitativo baseado no critério de Seed (1962) e o método indireto qualitativo baseado no critério de Skempton (1953)

Dos trabalhos considerados, não foi possível conferir 50% deles, pois os autores não utilizaram um ou outro método. Dentre os que foi possível fazer a comparação, apenas 15% coincidiram nos resultados. Estes dados indicam que, para os solos estudados, os métodos indiretos apresentam baixa eficácia e, portanto, devem ser utilizados com cautela nos solos brasileiros.

3.3. Ensaios utilizados para avaliação dos solos expansivos

Para extrair informações e características das amostras de solo estudadas, cada autor, nas suas respectivas circunstâncias e perspectivas, define uma série de ensaios que julga necessários para atingir seus objetivos de estudo. O uso dos ensaios normalmente depende do objetivo da pesquisa, da estrutura disponível e até mesmo da relevância dos resultados obtidos por meio desses ensaios. Para os estudos de solos expansivos, praticamente todos os autores realizaram ensaios de caracterização física, química, mineralógica, microestrutural e mecânica das amostras.

3.3.1 Caracterização mineralógica dos solos expansivos

A caracterização mineralógica é importante para entender os argilominerais presentes responsáveis pela expansão. Para a caracterização das amostras de solo, destacam-se três ensaios: o ensaio de difração de raio-X, o ensaio de adsorção de etileno glicol e o ensaio termogravimétrico. Dos três, o mais utilizado é o ensaio de difração de raio-X, presente em 65% dos trabalhos, seguido pelo ensaio termogravimétrico com 35%.

Com os ensaios de caracterização mineralógica, é possível identificar os diferentes minerais que compõem as amostras. Na Figura 6, estão destacados uma lista de argilominerais e suas respetivas identificações nas amostras estudadas em cada trabalho desenvolvido. Devido ao fato de que nem todos os autores realizaram o ensaio de caracterização mineralógica dos solos ao longo da pesquisa, foi possível exibir apenas os argilominerais presentes em 65% das amostras estudadas.

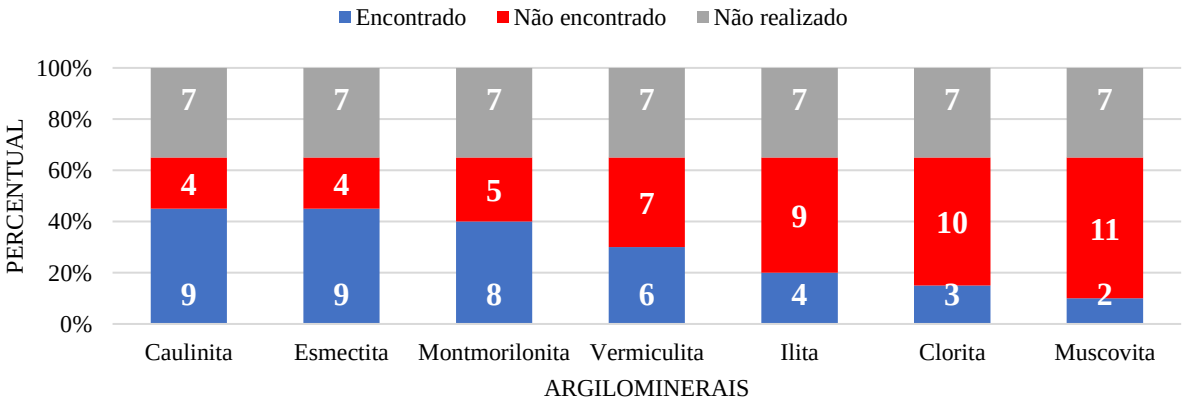


Figura 5: Percentual de argilominerais presentes nas amostras de solo estudados

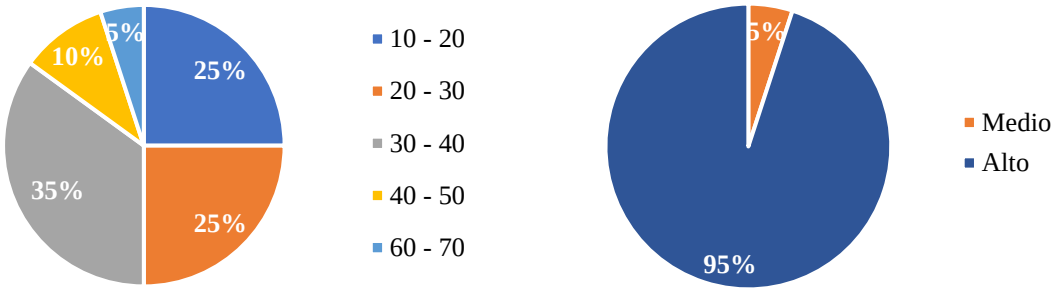
Entre os argilominerais presentes nas amostras de solos expansivos caracterizadas mineralogicamente, que correspondem a 65% do total, destacam-se a caulinita e a esmectita, presentes em pelo menos 69% das

amostras. Em seguida, temos a montmorilonita, que aparece em 62% das amostras. A vermiculita foi notada em 46% das amostras, enquanto a ilita marcou presença em 31% delas. A clorita aparece em 23% das amostras e, por fim, a muscovita foi notada em 15% das amostras. Dentre esses argilominerais, os responsáveis pela expansividade dos solos são: montmorilonita, ilita, vermiculita e clorita.

3.3.2 Caracterização física dos solos expansivos

De acordo com Paiva (2016), todos os solos expansivos possuem uma característica em comum: um elevado percentual de partículas menores que 0,075 mm. Essa afirmação se confirmou, pois a grande maioria das amostras estudadas nos trabalhos apresentou um elevado percentual dessas partículas, com exceção de duas amostras que apresentaram percentuais de 50% e 53%. A média do percentual de partículas menores que 0,075 mm foi de 77,4%, com um desvio padrão de 12,71%.

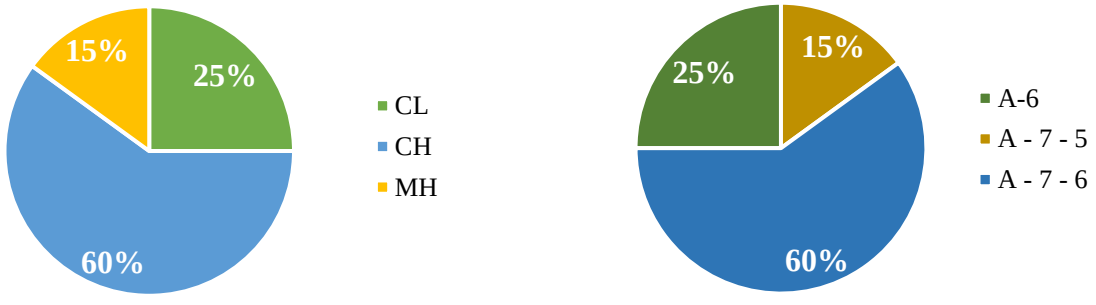
Os limites de consistência, índice de plasticidade e índice de atividade são parâmetros frequentemente utilizados para determinar o potencial expansivo dos solos. Os métodos indiretos qualitativos baseiam-se nesses parâmetros para identificar solos expansivos. Conforme observado na Figura 6 (a), a maioria das amostras de solo (um total de 35%) possui índice de plasticidade entre 30% e 40%. Com base na Figura 6 (b), constata-se que 95% das amostras estudadas são classificadas como altamente plásticas, enquanto os restantes 5% são classificadas como medianamente plásticas.



(a) (b)

Figura 6: (a) Disposição das amostras em função do Índice de plasticidade; (b) Classificação das amostras em função do Índice de plasticidade

Das amostras de solos estudadas, conforme mostrado na Figura 7 (a) segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), 15% são classificados como solo siltoso de alta compressibilidade, 25% como solo argiloso de baixa compressibilidade e os restantes 60% como solo argiloso de alta compressibilidade. Na Figura 7 (b), observa-se que os percentuais coincidem para a classificação TBR, pois 15% das amostras são classificadas como solo do tipo A-7-5, 25% como solo do tipo A-6 e os remanescentes 60% como solo do tipo A-7-6.



(a) (b)

Figura 7: Classificação das amostras segundo SUCS; (b) Classificação das amostras segundo TRB

3.3.3 Caracterização mecânica dos solos expansivos

Para a caracterização mecânica dos solos expansivos, os autores utilizaram diversos ensaios com o objetivo de entender o comportamento desses solos sob diferentes circunstâncias. Dentre todos os trabalhos

avaliados, apenas um não realizou nenhum ensaio de caracterização mecânica. A Figura 8 apresenta os ensaios utilizados pelos autores e as suas respectivas frequências de uso nos trabalhos.

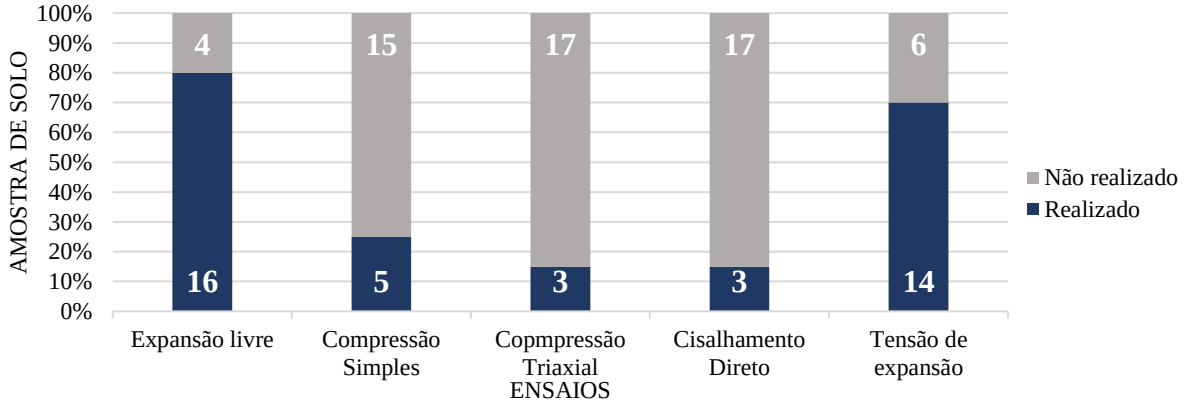


Figura 8: Ensaios de caracterização mecânica usados nas diferentes amostras estudadas

Entre os ensaios de caracterização mecânica, o ensaio de expansão livre se destaca, sendo utilizado para caracterizar 80% das amostras de solo estudadas nos trabalhos. Em seguida, temos o ensaio de tensão de expansão, com 70% dos autores utilizando-o para a caracterização das amostras. O ensaio de compressão simples foi usado em pelo menos 25% dos trabalhos, enquanto o ensaio de compressão triaxial e o ensaio de cisalhamento direto foram utilizados por apenas 15% dos autores no processo de caracterização das amostras. Dentre os ensaios, apenas os de expansão livre e tensão de expansão quantificam a capacidade expansiva dos solos, razão pela qual aparecem com mais frequência nos trabalhos desenvolvidos.

A análise dos resultados do ensaio de expansão livre revelou uma expansão média de 11,7%, com um desvio padrão de 7,7%, e a máxima registrada foi de 27,5%. Quanto à determinação da tensão de expansão, diferentes métodos foram utilizados, incluindo expansão a volume constante (usado em 60% das pesquisas), carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação (45%) e expansão e colapso sob tensão (50%). Alguns autores utilizaram mais de um método na determinação da tensão de expansão, e o resultado é dado pela média dos resultados obtidos por cada método. Os resultados indicaram uma tensão de expansão média de 162 kPa, com um desvio padrão de 75,8 kPa.

4. CONCLUSÕES

A revisão sistemática da literatura, utilizando o Catálogo de Teses e Dissertações da CAPES, revelou uma lacuna significativa nas pesquisas sobre solos expansivos no Brasil. Dos poucos estudos voltados para essa problemática, a maioria se concentra em solos das regiões semiáridas brasileiras, especificamente no estado de Pernambuco. Em relação aos métodos de identificação dos solos expansivos, tanto os diretos quantitativos quanto os indiretos qualitativos mostraram resultados discrepantes para as mesmas amostras, evidenciando a necessidade de padronização. Os ensaios de caracterização física, mineralógica e mecânica das amostras são fundamentais para estudos da capacidade expansiva e para fins de engenharia.

Em termos de granulometria, os solos expansivos estudados apresentam em média 0,5% de pedregulhos, 22,1% de areia, 29,7% de argila e 47,7% de silte. Foi percetível também que a maioria dos solos expansivos apresentou alto teor de grãos menores que 0,075 mm. A maioria desses solos apresentou um limite de liquidez variando entre 50% e 60%, sendo classificados como altamente plásticos, porém com fração argila classificada como inativa. Segundo o SUCS, a maioria desses solos é classificada como solo argiloso de alta compressibilidade. Já segundo o TRB, a maioria é classificada como solo do tipo A-7-6.

Em relação aos argilominerais, a caulinita esteve presente em pelo menos 69% das amostras, a ilita em 31%, a clorita em 23% e a muscovita em 15%. Já os argilominerais expansivos como esmectita estiveram presentes em pelo menos 69% das amostras, montmorilonita em 62% e vermiculita em 46%.

Em relação à capacidade expansiva, os solos estudados apresentaram uma expansão média de 11,7%, com um desvio padrão de 7,7%. As tensões de expansão também apresentaram variação, com uma média de 162 kPa e um valor máximo registrado de 289,3 kPa. Esses resultados ressaltam a complexidade e a importância de uma caracterização precisa dos solos expansivos para o planejamento e execução adequada de obras de engenharia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABMS, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. (2004) *Solos não saturados*. São Paulo.

ATAIDE, Stive Osca Falcão. (2017) *Análise do comportamento de variação de volume devido à inundação de um solo expansivo quando misturado com Areia*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.

BARBOSA, Felipe Araújo Silva. (2019) *Análise do comportamento hidromecânico e da dinâmica de fissuração de um solo expansivo.* Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.

BARBOSA, Valquiria. (2013) *Estudo do comportamento geotécnico de um solo argiloso de Cabrobó, potencialmente expansivo, estabilizado com cal*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.

BEZERRA, André Luis. (2019) *Análise da expansão de um solo no estado natural e compactado com adição de cinza de casca de arroz do Município de Brejo da Madre de Deus – PE*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.

CAPUTO, Homero pinto. (1988) *Mecânica dos solos e suas aplicações*. 6ª edição. Rio de janeiro, RJ: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.

CARVALHO, José Camapum de. (2015) *Solos não saturados no contexto geotécnico*. 1ª edição. São Paulo, SP: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS).

FERENHOF, Helio Aisenberg; FERNANDES, Roberto Fabiano. (2016) *Desmistificando a revisão de literatura como base para redação científica: método SSF*. Revista ACB: Biblioteconomia em Santa Catarina, Florianópolis.

MARINHO, Rafaella Pereira. (2018) *Melhoramento de solo colapsível e expansivo de Santa Maria da Boa Vista - PE.* Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.

MORAIS, Joanderson James Oliveira. (2017) *Caracterização geotécnica da expansividade de um solo argiloso do Município de Paulista - PE.* Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.

PAIVA, Sergio Carvalho de. (2016) *Estudo do comportamento geomecânico dos solos expansivos dos Municípios de Cabrobó, Paulista e Ipojuca - PE e de suas misturas com CAL*. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco.

TENÓRIO, Eduardo Antônio Guimarães. (2018) *Controle da expansão dos solos com resíduos de mármore e CAL.* Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Campina Grande.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/644

Módulo Cisalhante Máximo de Areia Quartzosa Obtido Através do Ensaio Mini *Air Hammer* em Centrífuga Geotécnica

Rodolfo Torres de Carvalho Barboza
Mestrando, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, rodolfo.barboza@coc.ufrj.br

Silvia Gomes Fernandes Polido Lemos
Doutora em Engenharia Civil, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, polidolemos@gmail.com

Nathália Pizzol Oliveira
Mestranda, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, nathalia.oliveira@coc.ufrj.br

Maria Cascão Ferreira de Almeida
Pesquisadora, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, mariacascao@poli.ufrj.br

Márcio de Souza Soares de Almeida
Pesquisador, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, marciossal@gmail.com

RESUMO: O desenvolvimento de projetos de estruturas esbeltas, como os arranha-céus e as turbinas eólicas *offshore*, vem estimulando o estudo do comportamento da interação dinâmica solo-estrutura, sendo fundamental o conhecimento dos parâmetros dinâmicos do solo, como o módulo cisalhante. Para obtenção de parâmetros representativos em laboratório é fundamental reconstituir o solo em escala reduzida nas condições encontradas no campo, o que pode ser obtida através da modelagem física em centrífuga. O trabalho tem como objetivo desenvolver em centrífuga geotécnica o dispositivo denominado *air hammer* para obtenção do módulo cisalhante máximo ($G_{máx}$), parâmetro que traduz a rigidez inicial do solo. O modelo de solo foi preparado pela metodologia de pluviação automática a seco apresentando uma repetibilidade adequada. A velocidade da onda cisalhante (V_s) foi obtida medindo o tempo de viagem da onda entre dois acelerômetros consecutivos, permitindo assim a obtenção do perfil de $G_{máx}$ com a profundidade. Para validar o dispositivo experimental desenvolvido, os valores experimentais de $G_{máx}$ foram comparados com as estimativas obtidas por meio de correlações empíricas da literatura, apresentando resultados similares àqueles obtidos por Seed e Idriss (1970), o que validou o dispositivo.

PALAVRAS-CHAVE: Módulo cisalhante máximo, Ensaio mini *air hammer*, Modelagem centrífuga, Pluviação de areias, Areias quartzosas.

ABSTRACT: The development of slender structures projects, such as skyscrapers and offshore wind turbines, has been stimulating the study of the dynamic soil-structure interaction, with fundamental importance placed on knowledge dynamic parameters of soil, such as the shear modulus. To obtain representative parameters in the laboratory, it is crucial to reconstitute the soil on a reduced scale under field conditions, which can be achieved through physical modeling in a centrifuge. This work aims to development a device in a geotechnical centrifuge called air hammer to obtain the small strain shear modulus ($G_{máx}$), a parameter that reflects the initial stiffness of the soil. The soil model was prepared using the methodology of dry automatic pourer, showing adequate repeatability. The shear wave velocity (V_s) was obtained by measuring the travel time of the wave between two consecutive accelerometers, allowing to obtain the $G_{máx}$ profile with depth. To validate the developed experimental device, the experimental values of $G_{máx}$ were compared with estimates obtained through empirical correlations in the literature, showing similar results to those obtained by Seed and Idriss (1970), thereby validating the device.

KEYWORDS: Small strain shear modulus; Air hammer test; Centrifuge modeling; Sand pourer; Quartz sands.

1 INTRODUÇÃO

Apesar da importância da interação dinâmica solo-estrutura, muitas simplificações ainda são admitidas na elaboração e desenvolvimento de projetos de fundações de estruturas submetidas a carregamentos dinâmicos e/ou cíclicos, muitas vezes devido à dificuldade na obtenção de parâmetros geotécnicos que reproduzam o comportamento do solo.

Para as estruturas esbeltas, como as turbinas eólicas *offshore*, o conhecimento de parâmetros dinâmicos é fundamental. Essas estruturas apresentam características únicas devido à distribuição de massa e rigidez ao longo da altura, e às cargas que agem sobre elas, que incluem componentes cíclicos e dinâmicos.

No Brasil já é grande o interesse para o desenvolvimento de novos projetos para instalação de parques eólicos *offshore*, existindo, conforme o site do Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos (2023), 96 projetos de complexos eólicos *offshore* com processos de licenciamento ambiental abertos no IBAMA, o que tem motivado estudos e pesquisas do comportamento destas estruturas, como as conduzidas no Laboratório Multiusuário em Modelagem Centrífuga (LM^{2}C) da COPPE-UFRJ (e.g. BARRA, 2020; GOMES, 2020; FERREIRA, 2021; LOPES *et al.*, 2023, ALMEIDA *et al.*, 2023 e LEMOS, 2024).

As pesquisas conduzidas no LM^{2}C têm demandado o conhecimento de parâmetros dinâmicos de areias utilizadas nos estudos da interação solo-estrutura de turbinas eólicas *offshore*. Os modelos centrífugos destas estruturas foram ensaiados com baixos níveis de deformações cisalhantes, sendo importante para as análises dos resultados experimentais a obtenção dos parâmetros de deformabilidade do solo.

A realização do ensaio exige a preparação da amostra de forma criteriosa para a reconstituição das condições do solo em campo. O método de preparação da amostra do solo deve ser capaz de (1) reproduzir amostras de solo na faixa de peso específico unitário esperado em um depósito *in situ*; (2) manter uma proporção de vazios uniforme em todo o volume da amostra; (3) não permitir a segregação granulométrica da amostra, independentemente de sua distribuição granulométrica ou do teor de finos; (4) simular o processo de deposição do solo encontrado *in-situ* (KUERBIS, 1988).

O presente trabalho tem por objetivo (a) o desenvolvimento, para uso na centrífuga geotécnica do LM^{2}C, do dispositivo experimental denominado *air hammer* para obtenção do módulo de cisalhamento para pequenas deformações do solo ($G_{máx}$), (b) adequar os procedimentos de preparação da amostra de solo para a utilização com os dispositivos dos ensaios de mini *air hammer* com DR=80% e, por fim, (c) verificar a repetibilidade da preparação da amostra através do ensaio mini CPT.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Centrífuga geotécnica de braço

A centrífuga geotécnica de braço do Laboratório Multiusuário de Modelagem Centrífuga (LM²C) da COPPE/UFRJ na qual foram realizados os ensaios (Figura 1) apresenta diâmetro de 1,60 m e velocidade angular máxima de 638 rpm, atingindo até 300 vezes a aceleração da gravidade (300 g). Para realização dos ensaios foi utilizada uma caixa cilíndrica confeccionada em alumínio de alta resistência instalada no interior da caixa retangular da centrífuga, com diâmetro interno de 220 mm e altura de 145 mm. Conforme reportado por Lemos (2024), foi necessário instalar uma nova estrutura de suporte no interior da centrífuga para fixação de um novo computador de bordo (instalação de novos softwares), do osciloscópio (para aquisição dos sinais dos acelerômetros) e de componentes elétricos, eletrônicos e pneumáticos (para automação e controle dos ensaios).

Figura 1 - Centrífuga de braço utilizada nos ensaios

2.2 Célula de carga e mini CPT

Os ensaios de penetração com mini CPT utilizaram uma célula de carga da Omega Engineering, modelo LCM202 com capacidade de 5.000 N (Figura 2). As constantes de calibração da célula de carga foram determinadas através de ciclos de carga e descarga, correlacionados com a variação da tensão elétrica medida através sistema de aquisição de dados LogLab.

Figura 2. Célula de carga de 5000 N utilizada nos ensaios de CPT

Durante o ensaio CPT, os dados de força foram aquisitados pelo software LogLab a taxa de 1kHz. O objetivo dos ensaios foi avaliar a repetibilidade da amostra de solo preparada utilizando a metodologia de pluviação automática desenvolvida por Ferreira (2021) para obtenção da densidade relativa de 80 ± 1%. O mini CPT utilizado consiste em um cone de 1 cm² de área, 12 mm de diâmetro, haste de 152 mm de comprimento e ângulo de ponta de 60°. Os ensaios foram realizados com a velocidade de cravação de 10 mm/s até atingir 120 mm de profundidade para uma amostra de solo em caixa cilíndrica com altura de 145 mm.

2.3 Acelerômetro e mini *air hammer*

Os acelerômetros do tipo MEMS (Micro-Electro-Mechanical Systems) representam avanços tecnológicos constantes na medição de movimentos, incorporando microeletrônica e processamento de sinais. Esses dispositivos oferecem detecção de movimentos em múltiplos eixos com alta faixa dinâmica, sendo fundamentais em diversas aplicações. O modelo ADXL1001 (Figura 3) utilizado é um acelerômetro de único eixo com características de densidade de ruído ultrabaixa, sensibilidade estável e repetível, resistente a choques externos de até 10.000g, com dimensões compactas de 5 mm × 5 mm × 1,80 mm. A operação dos acelerômetros envolve a conversão de aceleração medida em um sinal elétrico de saída, onde uma tensão de alimentação é necessária.

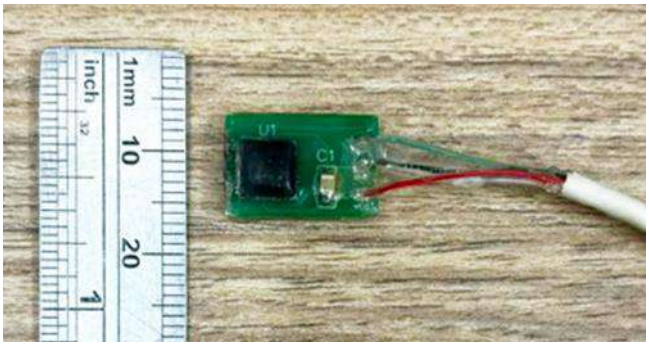


Figura 3. Acelerômetro

O mini air hammer surgiu como uma abordagem inovadora e eficaz para obter o módulo de cisalhamento do solo em centrífuga geotécnica. O dispositivo desenvolvido consiste em um cilindro com um pistão de teflon interno de 19 mm de comprimento (Figura 4), cujo movimento acionado por ar comprimido gera um impacto, produzindo ondas cisalhantes na amostra de areia. Essas ondas são detectadas pelos acelerômetros, com uma diferença de tempo entre o impacto de ida e volta de 50 ms.

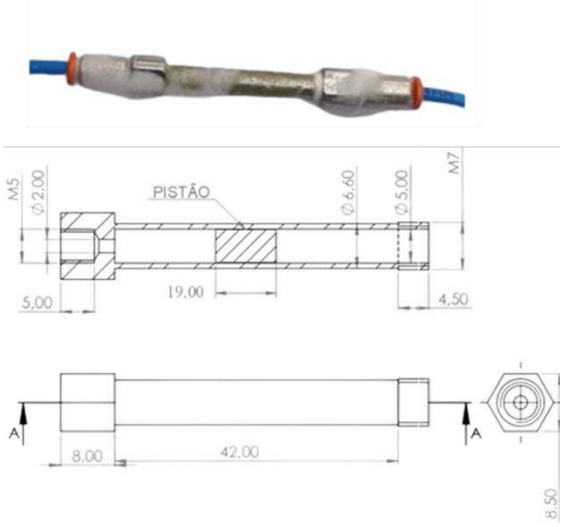


Figura 4. Areia colada com epóxi na parte central do cilindro do air hammer, teste de vedação e esquema com suas dimensões (mm)

O air hammer foi revestido com areia aderida por resina epóxi para aumentar o atrito com a amostra de areia quartzosa, conforme recomendado por Arulnathan et al. (2000). As conexões do air hammer com as mangueiras de ar foram testadas para garantir vedação e evitar perturbações na amostra de areia devido a vazamentos de ar ascendente. As calibrações indicaram a necessidade de utilização da pressão de ar comprimido de 4,0 bar para manter baixos os níveis de deformação no solo necessários para obtenção de G_{max}. Os sinais foram aquisitados por um osciloscópio digital, com interface com o *software* PicoScope com visualizações no domínio do tempo.

2.4 Preparação e montagem da caixa de ensaio

A estrutura de suporte dos acelerômetros foi instalada em duas posições distintas para avaliar possível efeito de borda (Figura 5). Na posição do suporte situada a 50 mm do centro da caixa cilíndrica o ensaio foi denominado tipo MB. Na posição do suporte no centro da caixa o ensaio foi denominado tipo MC. Nesta disposição a distância (I) entre o acelerômetro inferior e intermediário, foi de 37 mm, e a distância (S) entre o acelerômetro intermediário e o superior, foi de 35 mm. O air hammer foi colocado abaixo dos acelerômetros, com as mangueiras de ar comprimido fixadas lateralmente na caixa cilíndrica, completando a montagem antes da etapa de pluviação.

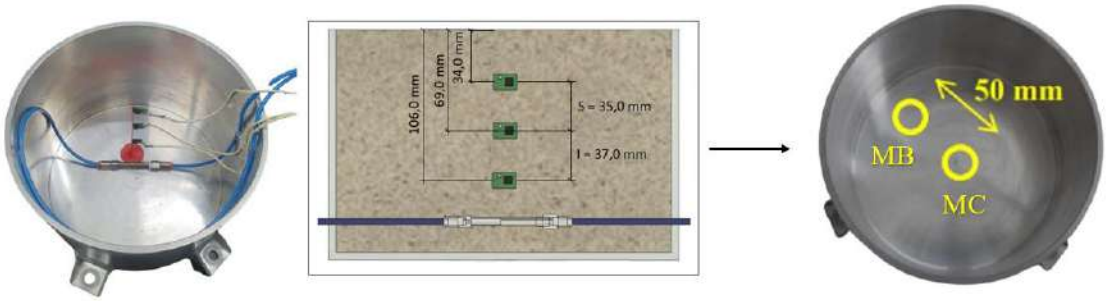


Figura 5. Preparação do ensaio, montagem tipo MB e MC.

3 RESULTADOS E ANÁLISES

A Figura 6 apresenta em forma de fluxograma a programação dos ensaios mini CPT e mini *air hammer*, indicando o fator de escala N de cada ensaio, determinado em função da aceleração da centrífuga.

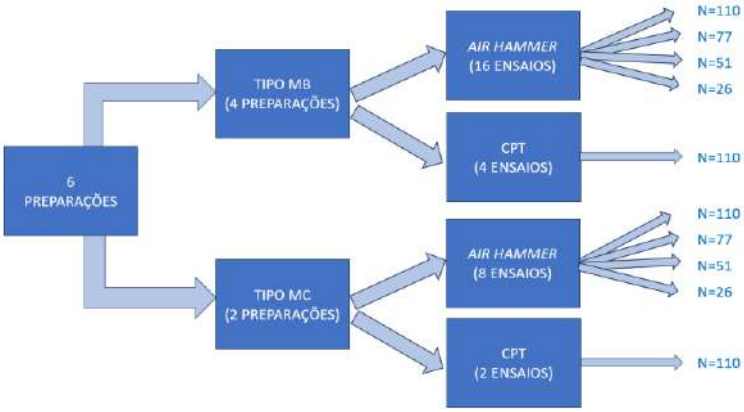


Figura 6. Programação de ensaios

Os resultados dos ensaios mini CPT mostrados na Figura 7 indicam uma relação linear entre a resistência de ponta (q_c) e a profundidade, indicando que as amostras de solo apresentam comportamento similar e que o método de pluviação proporciona uma boa repetibilidade na preparação das amostras. A discrepância observada no final dos ensaios, além de 10,0 m, pode ser atribuída ao efeito de borda em relação ao fundo da caixa cilíndrica.

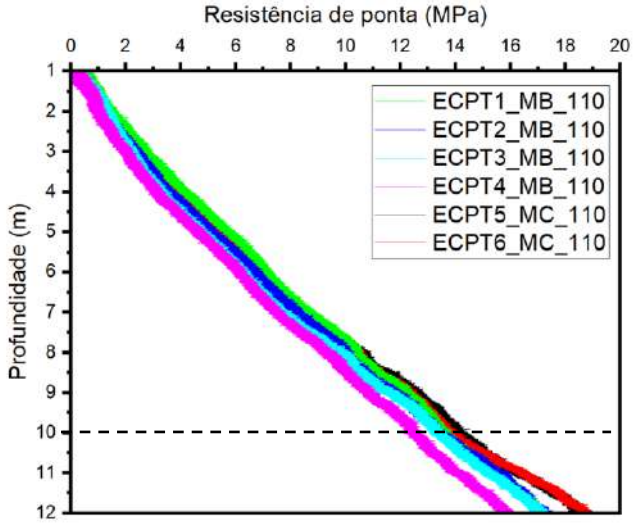


Figura 7. Resultados da resistência de ponta com a profundidade obtidos com os ensaios CPT

Os principais métodos para determinar a velocidade de propagação da onda cisalhante no domínio do tempo são a correlação cruzada e o pico a pico (MARSHALL et al., 2018). A análise pico a pico é mais simples, pois envolve a identificação de características como picos e vales nas ondas de entrada e saída. Os intervalos entre esses pontos representam o tempo de viagem da onda de cisalhamento. No entanto, variações nos intervalos podem ocorrer devido ao amortecimento, atenuação e conteúdo de frequência dos sinais. A Figura 8 apresenta um exemplo de análise pico a pico dos ensaios mini air hammer realizados por CAMELO, 2021.

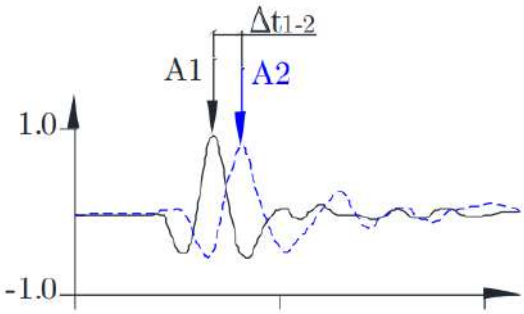


Figura 8. Exemplo de sinal de output típico com os pontos em seta denotando as possíveis escolhas subjetivas para a chegada das ondas. Adaptado de Camelo (2021)

A correlação cruzada entre um pulso de entrada e sua resposta resulta em um pico temporal, representando o tempo de viagem da onda entre os dois pontos (Airey, 2013). Essa técnica é adequada para sinais de natureza similar, com frequências comparáveis (Viggiani, 1995). Devido às características dos sinais dos acelerômetros, a análise pico a pico foi considerada mais adequada para determinar o tempo de propagação da onda cisalhante entre os âcelerômetros (distâncias I e S).

A Figura 9 mostra o resultado de um ensaio típico. Os sinais capturados pelos acelerômetros foram aquisitados pelo osciloscópio e registrados no software PicoScope e processados no OriginPro utilizando o filtro FFT (filtro de transformada de Fourier) e a ferramenta "peak analyzer". Isso permitiu identificar os primeiros picos nos sinais de cada acelerômetro, obtendo o tempo de viagem da onda de cisalhamento. Com a distância conhecida entre os acelerômetros, a velocidade da onda cisalhante foi calculada ($V_s=\Delta d/\Delta t$).

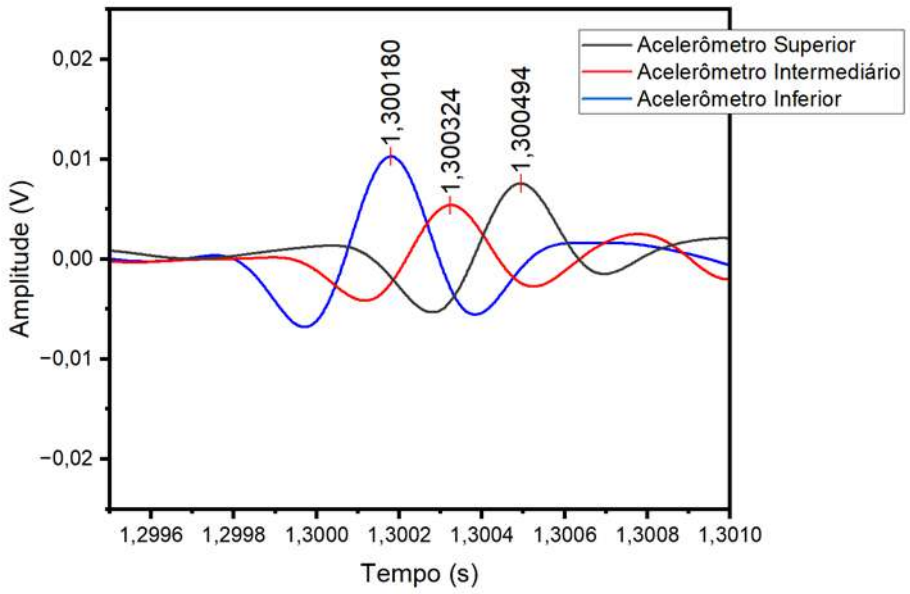


Figura 9. Resultado típico dos sinais captados através dos ensaios com mini air hammer

A Figura 10 mostra os valores experimentais de obtidos $G_{máx}$ através dos ensaios com mini *air hammer* ($G_{máx} = V_s^2 \rho$), coluna ressonante e *bender elements* comparados com os valores obtidos por formualções

teóricas. Como pode ser observado os resultados experimentais obtidos com *air hammer* estão mais congruentes com os valores teóricos da formulação de Seed e Idriss (1970)

Para tensões confinantes de $\sigma_c = 50Kpa$, os resultados de $G_{máx}$ obtidos com o ensaio de *air hammer* foram aproximadamente 53,14% maiores que os da coluna ressonante e apenas 0,5% maiores que os *de bender elements*. Para $\sigma_c = 100\ kPa$, as diferenças foram aproximadamente 33,61% e 27,06%, respectivamente. Os resultados indicam que, como esperado, os valores de $G_{máx}$ obtidos nos ensaios com bender elements são mais consistentes com os obtidos no ensaio *air hammer*, já que os ensaios geram níveis de deformação do solo similares, diferente do nível de deformação gerado nos ensaios de coluna ressonantes.

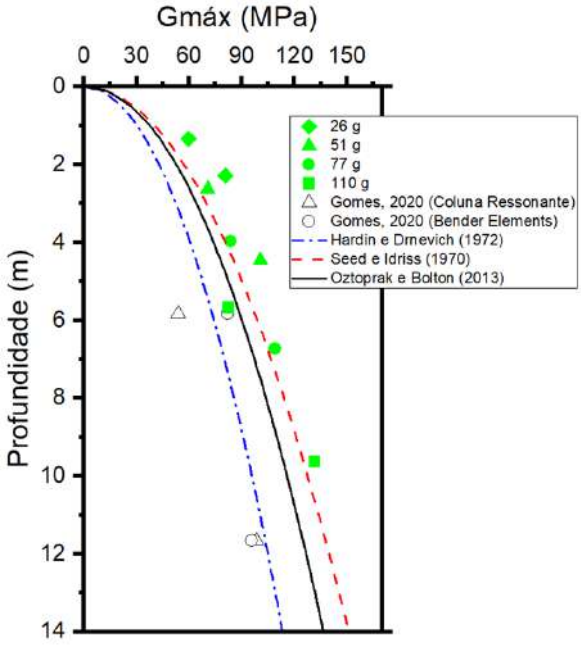


Figura 10. Comparação entre os módulos cisalhantes máximo ($G_{máx}$)

4 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos permitiram concluir que o procedimento de preparação da amostra de solo na caixa cilíndrica, ajustado para incluir os dispositivos para o ensaio *air hammer*, foi adequado para obter a densidade relativa de 80%. Os ensaios CPT revelaram um comportamento consistente das amostras de solo, indicando repetibilidade na preparação. E o aumento linear da resistência de ponta ao longo da profundidade evidenciou a uniformidade das camadas pluviadas.

Os perfis de $G_{máx}$ foram obtidos experimentalmente nos ensaios centrífugos com *air hammer* variando a tensão confinante efetiva média. Os resultados dos ensaios mini *air hammer* foram comparados com previsões teóricas, mostrando similaridade com a formulação de Seed e Idriss (1970), permitindo validar o dispositivo experimental e o procedimento de ensaio com o mini *air hammer* desenvolvido para uso na centrífuga do Laboratório Multiusuário de Modelagem Centrífuga (LM²C) da COPPE/UFRJ para obtenção do módulo cisalhante máximo.

AGRADECIMENTOS

A todo o corpo técnico e científico do Laboratório Multiusuário em Modelagem Centrífuga (LM²C) da COPPE-UFRJ.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Airey, D.; Mohsin, A. (2023) Evaluation of Shear Wave Velocity from Bender Elements Using Cross-correlation. *Geotechnical Testing Journal*, 36 (4), p.125.

Almeida, M.; Barra, M.; Gomes, N.; Gomes, J.; Almeida, M.; Futai, M. (2023) Centrifuge modelling of monotonic and cyclic lateral responses of monopiles in quartz and carbonate sands. *8th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*.

Arulnathan, R; Boulanger, R.; Kutter, B.; Sluis, W. (2000) New Tool for Shear Wave Velocity Measurements in Model Tests. *Geotechnical Testing Journal*, 23 (4), p. 444-453.

Barra, M. (2020) *Centrifuge modelling of monopile foundation for offshore wind turbines.* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ., 123 p.

Camelo, C. (2021) *Evaluation of the seismic response of gentle slopes in soft clay*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ., 236 p.

Ferreira, G. (2021) *Modelagem centrífuga do ensaio CPT em areias quartzosa e carbonatada.* Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ, 102 p.

Futai, M.; Dong, J.; Haigh, S.; Madabhushi, G. (2018) Dynamic response of monopiles in sand using centrifuge modelling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, p. 90–103,.

Gomes, N. (2020) *Parâmetros geotécnicos estáticos e dinâmicos de areias quartzosa e carbonatadas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ., 177 p.

Kuerbis, R. (1988) Nii-electronic library service sand sample preparation-the slurry deposition method. *Soil and Foundations*, 28, p. 107-118.

Lemos, S.G.F.P. (2024). *Comportamento Dinâmico de Fundações em Monopiles de Turbinas Eólicas Offshore*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ., 180 p.

Lopes, G.; Sousa, J.R.; Almeida, M.; Almeida, M. (2023) A numerical methodology to predict the lateral load response of monopiles installed in sand considering soil stiffness degradation. *Ocean Engineering*, 270.

Mapas de projetos em licenciamento. (2024) Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos. Disponível em:<https://www.gov.br/ibama/pt-br/assuntos/laf/consultas/mapas-de-projetos-em-licenciamento-complexos-eolicos-offshore>. Acesso em: 09 jan. 2024.

Marshall, J.; Warrington, R.; Watson, W.; Kim, H. (2018) An introduction to immunology and immunopathology. *Allergy, Asthma & Clinical Immunology*, 14 (2), p. 49.

Oztoprak, S.; Bolton, M. (2013) Stiffness of sands through a laboratory test database. *Géotechnique*, 63 (1), p. 54–70.

Seed, H; Idriss, I. (1970) Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses. *Earthquake Engineering Research Center*, 170 p.

Viggiani, G.; Atkinson, J. (1995) Interpretation of bender element tests. *Géotechnique*, 45 (1), p. 149–154.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/645

Previsão De Recalques Em Misturas De Solos Utilizados Como *Liners* Em Um Aterro Sanitário: Um Estudo Experimental

Thayná da Silva Nunes
Graduada em Engenharia Civil, UFC – Campus Russas, Russas-CE, Brasil, thayna.ja.25@gmail.com

Thiago Fernandes da Silva
Professor, UFC – Campus Crateús, Crateús – CE, Brasil, thiagofernandes@crateus.ufc.br

Daniela Lima Machado da Silva
Professora, UFC – Campus Russas, Russas-CE, Brasil, danielalms@ufc.br

RESUMO: O presente estudo teve como objetivo prever os recalques sofridos em solos utilizados como camada de base (*liner*) em um aterro sanitário localizado no semiárido paraibano, por meio do ensaio de adensamento unidirecional. Os solos investigados foram o solo natural local e uma argila bentonítica proveniente de Boa Vista-PB, coletados na área adjacente ao aterro sanitário durante a execução da camada de base, composta por 20% de argila bentonítica (massa/massa). Após a coleta, os materiais foram enviados à Universidade Federal de Campina Grande para realização da caracterização geoténica e ensaio de adensamento unidirecional. Foram preparados corpos de prova das misturas com teores de 5%, 15% e 25% de argila bentonítica, compactados no ponto ótimo sob energia Proctor Normal. Os ensaios foram conduzidos no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFC, utilizando cargas variando de 40 a 640 kPa, que resultaram em deformações específicas de 6,5%, 10,5% e 9,5% para as misturas com 5%, 15% e 25% de argila bentonítica, respectivamente. Concluiu-se que, nas condições experimentais do ensaio de adensamento unidirecional deste estudo e para as cargas aplicadas, as misturas não apresentam recalques capazes de causar danos estruturais significativos ao aterro sanitário.

PALAVRAS-CHAVE: Misturas solo-bentonita, Caracterização Geotécnica, Adensamento, Liner, Aterro sanitário.

ABSTRACT: The present study aimed to predict the settlements experienced by soils used as liner in a sanitary landfill located in the semi-arid region of Paraíba, Brazil, using the unidirectional consolidation test. The investigated soils included the local natural soil and a bentonite clay from Boa Vista-PB, collected from the area adjacent to the landfill during the construction of the liner, composed of 20% bentonite clay (by mass). After collection, the materials were sent to the Federal University of Campina Grande for geotechnical characterization and unidirectional consolidation testing. Specimens were prepared with mixtures containing 5%, 15%, and 25% bentonite clay, compacted at the optimum moisture content using Standard Proctor energy. Tests were conducted at the Soil Mechanics Laboratory of UFC, applying loads ranging from 40 to 640 kPa, resulting in specific deformations of 6.5%, 10.5%, and 9.5% for the mixtures with 5%, 15%, and 25% bentonite clay, respectively. It was concluded that under the experimental conditions of this study's unidirectional consolidation test and for the applied loads, the mixtures do not exhibit settlements capable of causing significant structural damage to the sanitary landfill.

KEYWORDS: Soil-bentonite mixtures, Geotechnical Characterization, Compression, Liner, Landfill.

1 INTRODUÇÃO

As camadas de base dos aterros sanitários, conhecidas como *liners*, desempenham um papel crucial na prevenção da contaminação do solo e do lençol freático. Para otimizar a vida útil dos aterros, é essencial investigar diversos aspectos construtivos, especialmente as características dos solos utilizados. Dentre essas

características, Tapahuasco (2009) enfatiza a importância da análise dos recalques nos aterros, pois isso permite avaliar a integridade das estruturas e o desempenho após o confinamento.

Considerando a relevância da avaliação de recalques nos *liners*, o estudo detalhado do comportamento mecânico dos liners é crucial para o funcionamento eficiente dos aterros, sendo fortemente influenciado pelo confinamento e pela carga da massa aterrada. Na composição dos *liners*, são comumente utilizadas misturas de solo local, bentonita, geomantas, entre outros materiais, sendo a adição de bentonita bastante utiliza, pois garante uma redução da permeabilidade à água da camada.

Devido ao fato de ser composta principalmente por argilominerais do tipo 2:1, as bentonitas empregadas na confecção de *liners* devem ser submetidas a uma análise rigorosa do processo de adensamento, pois isso pode resultar em recalques capazes de afetar a estabilidade das células de resíduos. Portanto, o objetivo deste estudo é prever os recalques em solos utilizados como *liner* em um aterro sanitário localizado no semiárido paraibano, utilizando ensaio de adensamento unidirecional com amostras compactadas no ponto ótimo, sob energia de compactação Proctor Normal.

2 METODOLOGIA

2.1 Campo Experimental

O aterro sanitário analisado ocupa uma área total de 64 hectares, dos quais 39,4 hectares são dedicados à construção de células para acondicionado dos RSU. Em operação desde julho de 2015, foi projetado para receber 350 toneladas de resíduos por dia, com uma expectativa de vida útil de 25 anos. Atualmente, recebe aproximadamente 700 toneladas diárias de resíduos dos municípios de Campina Grande e região (Figura 1).

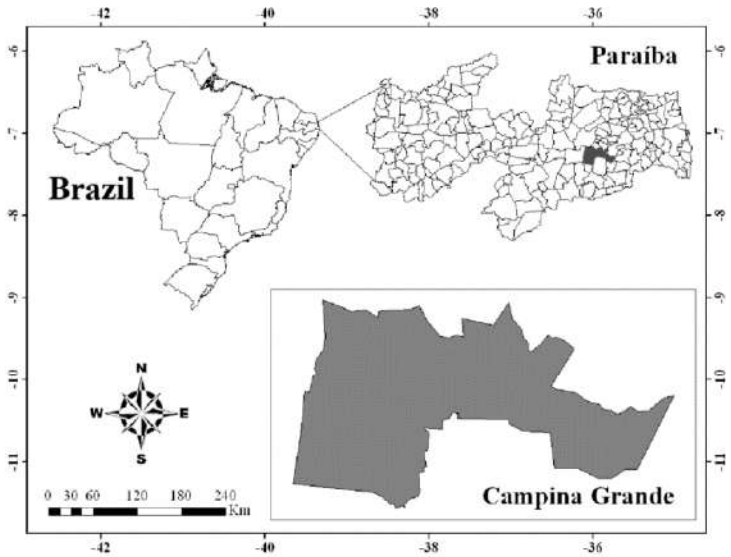


Figura 1. Localização do município de Campina Grande-PB. Fonte: Licarião, Bezerra e Alves (2013).

2.2 Coleta de Material

O solo bentonítico utilizado neste estudo foi coletado de uma jazida em Boa Vista - PB, conhecida por sua abundância desse material. O liner do aterro sanitário investigado já utiliza uma mistura de solo natural da área do próprio aterro e solo bentonítico, com uma proporção de 20% de solo bentonítico em massa. Amostras deformadas desses materiais foram diretamente coletadas na área circundante ao aterro, localizada nas coordenadas 7º 16’ 26’’S 36º 01’ 05’’W. A pesquisa foi conduzida em colaboração entre a Universidade Federal de Campina Grande (UFCG) e a Universidade Federal do Ceará (UFC), e as amostras foram inicialmente enviadas ao Laboratório de Geotecnia Ambiental da UFCG (LGA/UFCG) para posterior transporte ao Laboratório de Mecânica dos Solos da UFC, em Fortaleza-CE.

2.3 Ensaios Laboratoriais

Um estudo investigou como diferentes teores de bentonita afetam a compressibilidade e as propriedades do solo utilizado no liner (revestimento) de um aterro sanitário. Foram analisadas proporções de 5%, 15% e 25% (em massa) de solo bentonítico. O objetivo era verificar como a compressibilidade se comporta em misturas com teores menores e maiores do que a composição padrão adotada para os liners do aterro, que é de 20%. Todos os ensaios foram realizados com amostras deformadas, pois a coleta de amostras indeformadas do liner executado em campo estava inviabilizada pela massa de resíduos que as cobria. A caracterização geotécnica das misturas seguiu os métodos descritos na Tabela 1

Tabela 1. Ensaios de caracterização geotécnica realizados e suas metodologias.

Ensaio	**Metodologia**
Preparação das amostras	NBR 6457 (2016)
Umidade higroscópica	NBR 6457 (2016)
Massa específica dos grãos	NBR 6508 (2016)
Granulometria	NBR 7181 (2016)
Compactação	NBR 7182 (2016)
Limite de liquidez	NBR 6459 (2016)
Limite de Plasticidade	NBR 7180 (2016)
Ensaio de adensamento unilateral	NBR 16853 (2020)

Os corpos-de-prova (CPs) foram moldados no ponto ótimo de compactação sob energia Proctor Normal (Figura 2A). Posteriormente, foram saturados e se iniciaram os carregamentos (Figura 2B).

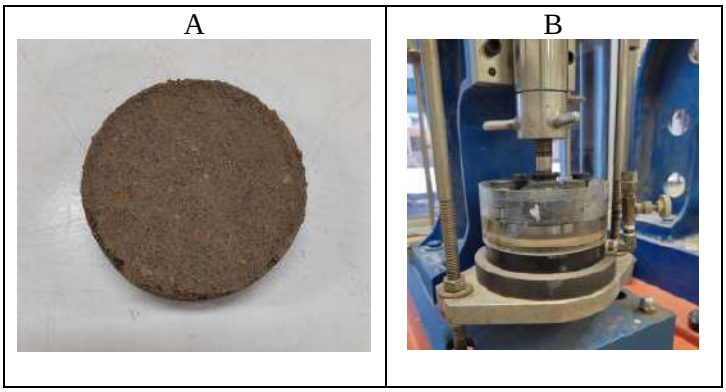


Figura 2. Ensaio de adensamento unilateral. A) Corpo-de-prova após moldagem no anel da célula de adensamento; B) Carregamentos sendo impostos ao corpo-de-prova durante o ensaio.

O ensaio de adensamento unidirecional foi conduzido no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFC. Durante o ensaio, foram aplicadas cargas nos seguintes valores: 40, 80, 160, 320 e 640 kPa. Essas cargas foram selecionadas com base no estudo realizado por Araújo Neto (2016), que investigou os recalques ocorridos no mesmo aterro sanitário considerando cenários onde ocorre o alteamento total das células.

3 RESULTADOS

3.1 Granulometria

A composição granulométrica dos solos (Solo natural local e solo bentonítico) e das misturas analisadas (5%, 15% e 25%) encontram-se apresentados na Tabela 2. Cabe salientar que a classificação das frações granulométricas foi realizada em acordo com a NBR 6502 (2022).

Tabela 2. Granulometria das misturas de solos (solo natural local + bentonita)

Fração	Sn	5%	15%	25%	Sb
Pedregulho (%)	20,51	10,6	8,6	0,41	0
Areia grossa (%)	3,52	10,2	8,7	3,6	3,2
Areia média (%)	8,21	21,2	19,6	22,6	4,5
Areia fina (%)	52,25	41,1	41	48,8	4,1
Silte (%)	8,31	16,9	13	11,6	30,2
Argila (%)	7,2	10	9,1	13,1	58
W (%)	20,51	10,6	8,6	0,41	0

Sn: solo natural local; Sb: solo bentonítico; $\gamma_{d,máx}$: peso específico dos grãos; W: umidade higroscópica.

Com o aumento do teor de bentonita, observou-se um aumento nas porcentagens de finos e uma diminuição nos percentuais de pedregulho e areia. Esse comportamento também foi identificado no estudo realizado por Morandini e Schneider (2017) e por Costa (2019). De acordo com Morandini e Schneider (2017), o aumento da fração de argila devido à adição de bentonita era esperado e resulta em alterações nas propriedades mecânicas e hidráulicas do solo. Além disso, com base na granulometria das misturas, podemos inferir que o aumento do percentual de argila terá um impacto direto na ocorrência de recalques por adensamento. Isso ocorre porque, em solos com maior porcentagem de finos, a drenagem é lenta e a dissipação de pressões neutras ocorre ao longo do tempo.

3.2 Limites de Atterberg

Na Tabela 3 estão apresentados os resultados encontrados para o Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e Índice de Plasticidade (IP).

Tabela 3. Resultados dos Limites de Atterberg para as misturas analisadas.

Parâmetro	Sn	5%	15%	25%	Sb
LL (%)	NL	NP	24,3	31,2	178,0
LP (%)	NP	NP	19,3	20,2	60,0
IP (%)	0	NP	5,0	11,0	118,0

Sn: solo natural local; Sb: solo bentonítico.

O LL aumentou significativamente à medida que houve incremento no teor de solo bentonítico. Essa tendência é consistente com os resultados encontrados por Kumar e Yong (2002), Khalid *et al.* (2019) e Morandini e Schneider (2017), que também observaram um aumento linear desse índice com a adição de bentonita à mistura. Segundo Pinto (2006), Terzaghi estabeleceu uma correlação entre o LL e o índice de compressão do solo. Assim, podemos inferir que a compressibilidade das misturas também aumenta com a adição de solo bentonítico.

A bentonita é comumente conhecido por ser um solo de alta plasticidade, e os resultados das misturas demonstraram o esperado aumento nos resultados e IP e LL. De acordo com a classificação do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), as misturas com 5% e 15% de bentonita são classificadas como areia-siltosa (SM), enquanto a mistura com 25% é classificada como areia argilosa (SC). No estudo conduzido por Morandi Ni e Schneider (2017), observou-se que, com maiores adições de solo bentonítico, houve uma

maior plasticidade e incremento na compressibilidade. Ademais, no estudo realizado por Bicalho *et al.* (2017), identificou-se que o IP também possui uma relação linear com a deformabilidade do solo.

3.3 Compactação

O ensaio de compactação sob energia de Proctor Normal foi realizado para os três teores: 5, 15 e 25% e as curvas de compactação para cada teor podem ser analisadas no Gráfico 1.

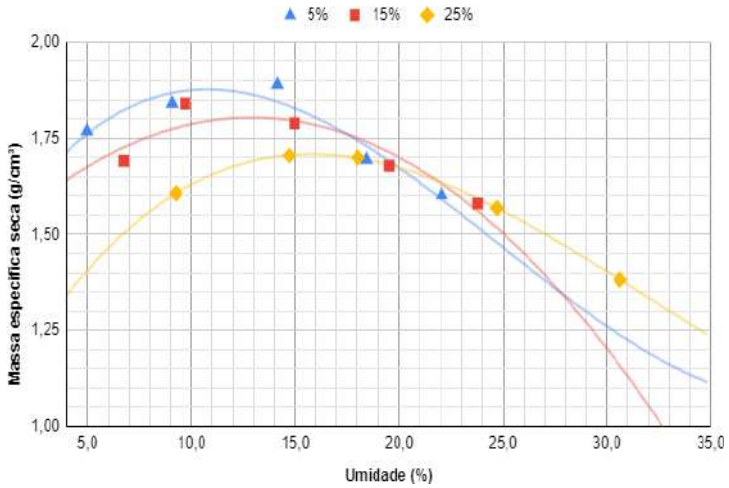


Gráfico 1. Curvas de compactação das misturas 5, 15 e 25%, sob energia Proctor Normal.

Com o aumento do teor de bentonita nas misturas, ocorreu redução na massa específica aparente seca do material e o aumento da umidade ótima. O aumento da umidade é decorrente da capacidade da bentonita de absorver água, sendo razoável um aumento na umidade com o aumento do teor de bentonita.

Segundo Sobti e Singh (2017), tal padrão ocorre por conta da formação de um gel ao redor das partículas do solo, que ocasiona um aumento no tamanho efetivo, aumentando assim o percentual de vazios e reduzindo a massa específica aparente seca. Esse comportamento também foi observado nos estudos de Khalid *et al.* (2019), Sobti e Singh (2017), Costa (2019) e Kumar e Yong (2002). Como observado por Araújo Neto (2016), o aumento do percentual de vazios favorece a capacidade de armazenamento de líquidos, o que, caso não haja uma drenagem adequada, pode retardar o processo de adensamento.

3.4 Ensaio de adensamento unidirecional

Os CPs contendo amostras de solo deformadas das misturas analisadas, tiveram seus índices físicos aferidos, os quais encontram-se ilustrados na Tabela 4, enquanto que nos Gráficos 2A, 2B, 2C, 2D e 2E, estão apresentadas a variação de altura ao longo do tempo ocorrida para estágios de carregamentos de 40 kPa, 80kPa, 160 kPa, 320 kPa e 640kPa, respectivamente.

Tabela 4. Índices Físicos dos CPs no ensaio de adensamento unidirecional.

Solo Bentonítico (%)	5	15	25
Umidade de moldagem (%)	8,8	10,7	16,6
Peso específico aparente seco (kN/m³)	18,8	18,5	17,7
Índice de vazios inicial	2,70	2,68	2,45

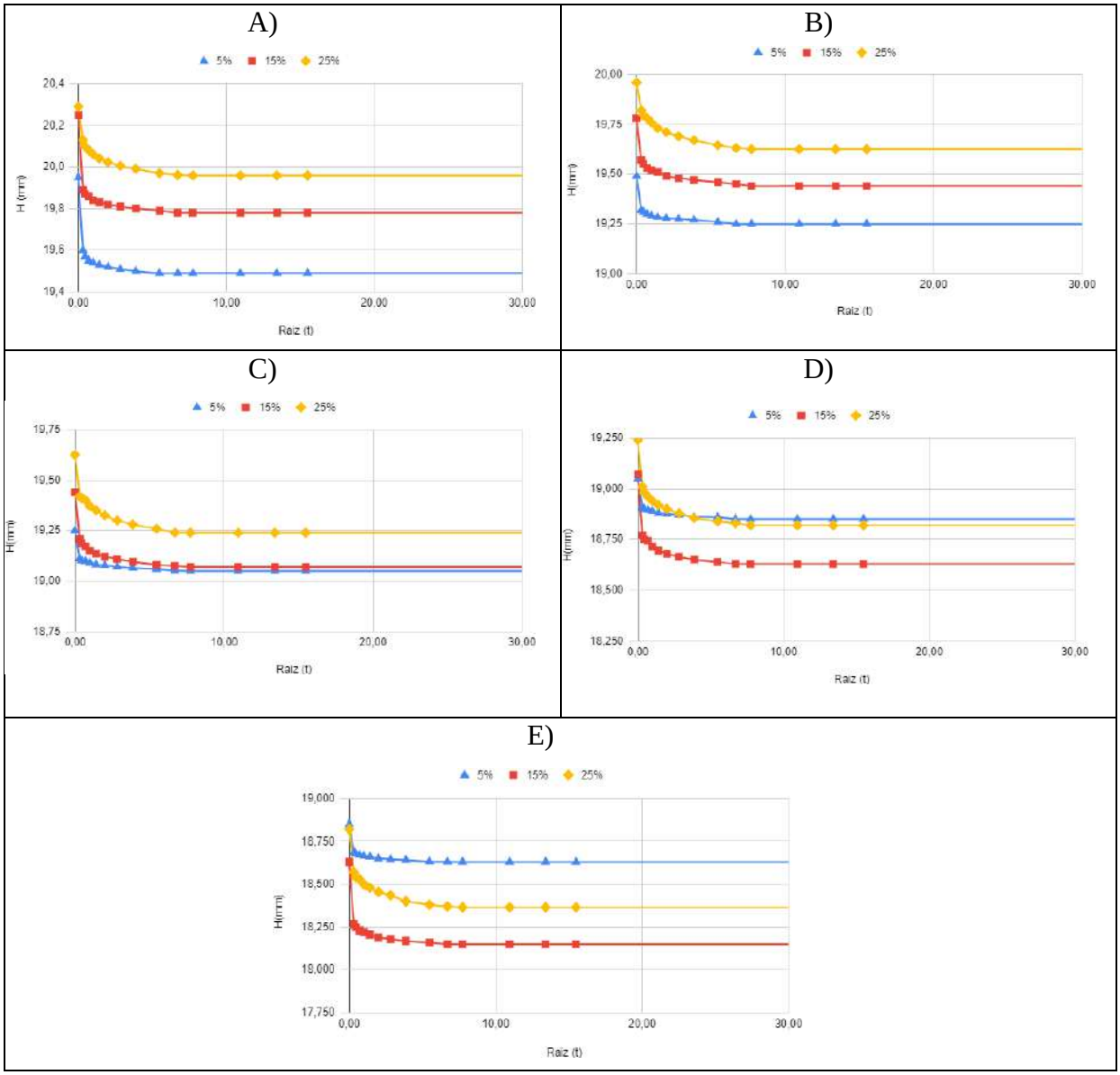


Gráfico 2. Variação das alturas ao longo do tempo, considerando as cargas: A) 40 kPa; B) 80 kPa; C) 160 kPa; D) 320 kPA; E) 640 kPa.

Ao observar o comportamento da variação da altura ao longo do tempo para as três misturas estudadas, verifica-se que não houve um padrão linear, visto que a amostra de 15% foi a que apresentou maiores deslocamentos verticais. Na Tabela 5 constam os deslocamentos totais dos CPs.

Tabela 5. Deslocamentos verticais totais das misturas.

DESLOCAMENTOS TOTAIS			
Solo Bentonítico	**5%**	**15%**	**25%**
Deslocamentos verticais (mm)	1,321	2,100	1,925
Deslocamentos verticais (%)	6,61	10,5	9,63

Assim, é possível inferir que adições de bentonita afetam os recalques do solo, porém não de forma linear, o que permite inferir que existem teores mais apropriados que outros para minimizar os recalques. De forma semelhante ao obtido com as misturas, Sobti e Singh (2017) observaram que o efeito da bentonita nas características geotécnicas foi maior quando o teor de bentonita ultrapassou 10%.

Bicalho *et al*. (2002) observaram ainda que, para teores um pouco superiores a 20% de bentonita a matriz argilosa domina o comportamento da mistura sem que haja contato entre os grãos de areia, e isso contribui para uma normalização do índice de plasticidade das misturas, que também influi diretamente na compressibilidade da amostra.

No Gráfico 3 encontram-se ilustradas as relações entre os índices de vazios versus tensão aplicada, em escala logarítmica, para os estágios de carregamento e descarregamento. A partir desses gráficos, foi possível determinar os coeficientes de compressão, conforme se observa na Tabela 6.

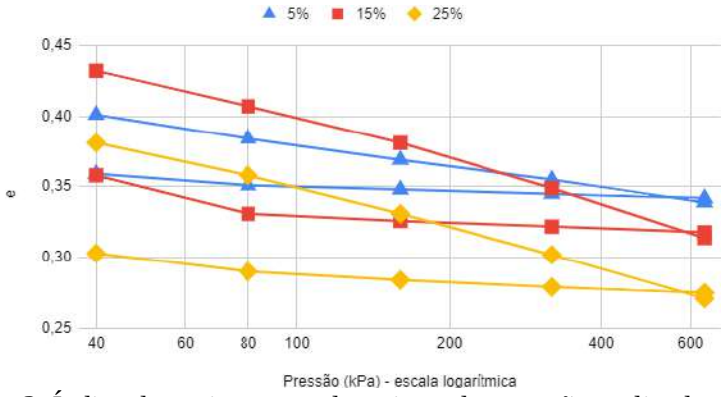


Gráfico 3. Índice de vazios versus logaritmo das pressões aplicadas.

Tabela 6 - Índices de compressão das amostras

Solo Bentonítico	**5%**	**15%**	**25%**
Cc	0,035	0,106	0,090

É possível observar que a amostra contendo 15% de solo bentonítico mostra-se mais compressível do que as demais, sendo a de 5% a menos compressível. Isso confirma que o aumento do teor de bentonita tende a aumentar a compressibilidade do solo natural, porém não de forma linear. Cabe salientar que, conforme destacado por Terzaghi, Peck e Mesri (1996), a determinação da deformação específica que causa ruptura durante o ensaio de adensamento depende de fatores como a composição do solo, seu estado inicial, a carga aplicada e a taxa de aplicação dessa carga. Portanto, conclusões acerca da ruptura das misturas analisadas só podem ser realizadas mediante a execução de ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial, considerando as condições de campo às quais o liner estará submetido.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A mistura com 15% de bentonita demonstrou a maior compressibilidade, com uma deformação específica de 10,5%. Recomenda-se a realização de ensaios de compressão triaxial em condições não-drenadas para determinar as tensões de ruptura e a deformação específica máxima durante o rompimento. Isso contribuirá para garantir a segurança na utilização desses solos em liners de aterros sanitários.

AGRADECIMENTOS

Ao Grupo de Geotecnia Ambiental da UFCG pela colaboração e ao Laboratório de Mecânica dos Solos da UFC – Campus do Pici pela prontidão na execução dos ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO NETO, C. L. de. *"Análise do comportamento dos resíduos sólidos urbanos e desenvolvimento de modelos estatísticos para previsão das deformações de aterros sanitários*." (“Análise do comportamento dos resíduos sólidos urbanos e ... - Ibict”) 2016. 162 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e

Ambiental) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6.457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016a.

_____. NBR 6.459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016b.

_____. NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016c.

_____. NBR 7.180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016d.

_____. NBR 7.181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016e.

_____. NBR 7.182: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016f.

_____. NBR 16853: Solo – Ensaio de adensamento unidirecional. Rio de Janeiro, 2020.

_____. Solos e rochas – Terminologia. Rio de Janeiro, 2022.

BICALHO, K. V., CAVASSANI, M. R., REINE CASTELLO, R., UBERESCILAS, F.P. *Características de Compressibilidade de Argilas Arenosas Moles,* 2002. 8 Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, v. 1, 303-312.

COSTA, W. W. M. L. *Estudo da permeabilidade em solos utilizados em camada de base de aterro sanitário no semiárido paraibano*. 2019. 93 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2019.

KHALID, U.; REHMAN, Z. U.; LIAO, C.; FAROOQ, K.; MUJTABA, H. Compressibility of Compacted Clays Mixed with a Wide Range of Bentonite for Engineered Barriers. Arabian Journal for Science and Engineering, [S.L.], v. 44, n. 5, p. 5027-5042, 2 Jan. 2019. Springer Science and Business Media LLC. http://dx.doi.org/10.1007/s13369-018-03693-7.

KUMAR, S.; YONG, W. Effect of Bentonite on Compacted Clay Landfill Barriers. ("Sci-Hub | Effect of Bentonite on Compacted Clay Landfill Barriers. Soil ...") Soil And Sediment Contamination: *An International Journal. Carbondale***,** p. 71-89. 15 Jan. 2002.

LICARIAO, M. R., BEZERRA, D. M., ALVES, R. R. (2013). *"Wild birds as pets in Campina Grande, Paraíba State, Brazil: an ethnozoological approach." ("Wild birds as pets in Campina Grande, Paraíba State, Brazil: An ...")* Anais da Academia Brasileira de Ciências, 85(1), 201-213.

MORANDINI, T. L. C.; SCHNEIDER, V. C. Compressibilidade em misturas de solo laterítico, bentonita e fibras para uso em barreiras de fluxo. *Holos Environment*, [S.L.], v. 17, n. 1, p. 66, 16 jul. 2017. Lepidus Tecnologia. http://dx.doi.org/10.14295/holos.v17i1.11887.

SOBTI, J., SINGH, S. K. (2017). Sorption behavior of heavy metals in sand-bentonite-coal ash mixes for use as a liner material in landfills. ("Experimental and Numerical Studies on Usage of Soil ... - Springer") *International Journal of Geotechnical Engineering*.

TAPAHUASCO, W. F. C. (2009). *Análise do comportamento de maciços sanitários e proposta de um novo modelo de previsão de recalques considerando a parcela de biodegradação*. ("(PDF) Análise do comportamento de maciços sanitários e proposta de um ...") (Doctoral dissertation, Tese de Doutorado– Faculdade de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil, UnB).

TERZAGHI, K., PECK, R.B. (1987) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 p.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/646

Propriedades Geotécnicas de uma Areia Reciclada de RAP

Ana Laura Gianello dos Santos
Mestranda, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil, anagianello@estudante.ufscar.br

Fernando Henrique Martins Portelinha
Professor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil, fportelinha@ufscar.br

Natália de Souza Correia
Professora, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil, ncorreia@ufscar.br

RESUMO: Com a necessidade da redução da utilização de recursos naturais esgotáveis, o uso de materiais reciclados tem sido uma importante alternativa para a construção sustentável. O RAP (*Reclaimed Asphalt Pavement*) tem sido utilizado em obras de pavimentação, mas raramente em obras geotécnicas como material de aterro. Uma das razões para o baixo volume de reuso do RAP está, principalmente, no desconhecimento de suas propriedades mecânicas a curto e longo prazo. Nesse sentido, o presente artigo tem como objetivo a caracterização de algumas propriedades de uma areia reciclada de RAP, visando sua aplicação em obras geotécnicas. A areia de RAP foi produzida em laboratório pela separação dos grãos passantes em peneira com abertura de malha de 2,00 mm (peneira n° 10). Os resultados obtidos pelos ensaios do RAP foram comparados aos de uma areia natural de mesma fração granulométrica, como uma forma de se obter um comportamento de referência. Dentre as propriedades apresentadas na presente pesquisa estão a massa específica dos sólidos, a distribuição do tamanho e formato dos grãos, a densidade seca máxima e o teor de umidade ótimo na energia Proctor normal, bem como os índices de vazios máximos e mínimos. A condutividade hidráulica da areia de RAP também foi caracterizada na presente pesquisa. Quanto as características mecânicas, a resistência ao cisalhamento do RAP nas tensões confinantes variando de 25 kPa à 400 kPa, na condição de compacidade relativa de 95%. Os resultados mostraram que a areia de RAP usada nesta pesquisa pode ser definida como uma areia de grãos angulares com densidade inferior a uma areia natural, aspecto que influencia as propriedades de compactação em comparação à areia natural. Embora sejam areias de mesma composição granulométrica, o alto valor de índice de vazios mínimo do RAP gerou uma divergência de comportamento frente a areia natural, resultando em uma menor parcela atritiva no RAP. Por outro lado, a presença do ligante asfáltico no RAP gerou uma parcela significativa de coesão, resultando em uma resistência ao cisalhamento superior à da areia natural. O valor de condutividade hidráulica do RAP foi da ordem de 10^{-4} m/s, caracterizando-se assim um material de excelente capacidade drenante.

PALAVRAS-CHAVE: Fresado de Asfalto, Caracterização Geotécnica, Resistência ao Cisalhamento, Material Sustentável.

ABSTRACT: With the need to reduce the use of non-renewable resources, the use of recycled materials has been an important alternative for sustainable construction. RAP (Reclaimed Asphalt Pavement) has been used in paving works, but rarely in geotechnical works as a fill material. One of the main reasons for the low volume of RAP reuse lies in the lack of understanding of its mechanical properties in both short and long terms. Therefore, this article aims to characterize some properties of recycled RAP sand for potential application in geotechnical projects. The RAP sand was laboratory-produced by separating grains passing through a sieve with a mesh opening of 2.00 mm (sieve No. 10). Results from RAP tests were compared with those of natural sand of the same particle size distribution to establish a reference behavior. Properties studied in this research include specific gravity of solids, grain size distribution and shape, maximum dry density, optimal moisture content at normal Proctor compaction energy, and maximum and minimum void ratios. The hydraulic conductivity of RAP sand was also assessed in this study. Regarding mechanical characteristics, the shear strength of RAP was evaluated under confining pressures ranging from 25 kPa to 400 kPa, at a relative compaction of 95%. Results indicated that the RAP sand used in this study can be defined as having angular

grains and lower density compared to natural sand, affecting its compaction properties. Despite having the same particle size distribution, the high minimum void ratio of RAP sand resulted in divergent behavior compared to natural sand, leading to a lower frictional component in RAP. However, the presence of asphalt binder in RAP contributed significantly to its cohesion, resulting in higher shear strength compared to natural sand. The hydraulic conductivity of RAP was approximately 10^{-4} m/s, indicating excellent drainage characteristics.

KEYWORDS: Milled Asphalt, Geotechnical Characterization, Shear Resistance, Sustainable Material.

1 INTRODUÇÃO

Com a necessidade da redução da utilização de recursos naturais esgotáveis, o uso de materiais reciclados tem sido uma importante alternativa para a construção sustentável, com a redução de consumo de energia, recursos naturais, e de emissão de gases poluentes associados à extração, produção e transporte dos materiais convencionais. O RAP (*Reclaimed Asphalt Pavement*) ou fresado de asfalto tem se mostrado como um material de reuso com crescente estudo e investigações de novas maneiras de aplicá-los na própria cadeia produtiva das obras de infraestrutura. Segundo Tarsi et al. (2020), o asfalto fresado é constituído por recursos não renováveis, sendo cerca de 95% do seu peso de agregados e cerca de 5% em ligante betuminoso, podendo ser reutilizado em misturas asfálticas ou como agregado reciclado para produção de camadas de pavimento, reduzindo a necessidade de agregados virgens e betume. Segundo a Associação Europeia de Pavimento Asfáltico, em 2022, cerca de 40 milhões de toneladas de RAP estavam disponíveis para reuso pela indústria asfáltica na Europa (EAPA, 2022). No Brasil, a ausência de uma base de dados oficial sobre a quantidade de RAP gerado anualmente representa um desafio significativo para a gestão e planejamento do reuso desse material. Mas apesar dessa lacuna de informação, é amplamente reconhecido que há uma grande quantidade de RAP disponível nas rodovias e aeroportos brasileiros.

O RAP possui um alto potencial de reuso em diversas aplicações de infraestrutura, podendo trazer benefícios ambientais e econômicos substanciais, como diminuição dos resíduos enviados a aterros e a economia de custos associados à produção e transporte de asfalto novo. As obras geotécnicas, tais como aterros, barragens e infraestrutura de transportes, demandam grandes volumes de solos e agregados nobres. Diante desse cenário, a obtenção de material reciclados surge como uma alternativa promissora aos materiais naturais, trazendo benefícios tanto ambientais quanto econômicos para as obras de infraestrutura.

Atualmente, agências como *Federal Highway Administration* (FHWA) permitem o uso de RAP em muros mecanicamente estabilizados, em certas condições (FHWA-NHI-10-024 e FHWA-NHI-10-025). O RAP deve atender a requisitos específicos de propriedades, deve cumprir as regulamentações ambientais e práticas adequadas de construção, como compactação e controle de umidade, bem como testes regulares e inspeção durante a construção. Soleimanbeigi et al. (2021) avaliaram as propriedades mecânicas e hidráulicas do RAP compactado em muros de contenção reforçados com geossintéticos. De acordo com os autores, o RAP se mostrou uma alternativa viável para a utilização em muros de contenção e os resultados sugerem que o RAP utilizado era comparável, em comportamento geotecnico, a uma areia.

Dager et al. (2023) fizeram uma revisão das propriedades geotécnicas de RAP para reuso em infraestrutura e compilaram diversos trabalhos de caracterização geotécnica do RAP. O estudo apresenta trabalhos realizados com RAP, sendo este classificado de duas formas: não processado e processado. O primeiro é obtido ao fim da fresagem do pavimento e apresenta grãos que podem exceder 50 mm. Já o processado pode ser peneirado, triturado ou moído até se obter a granulometria desejada para a aplicação. Neste caso, as partículas são menores que 25 mm. Nas pesquisas de Mijic et al. (2020), Morro (2021) e Arulrajah et al. (2013) o RAP foi classificado, pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), como areia bem graduada (SW). Já nas pesquisas de Cosentino et al. (2003), Titi et al. (2019) e Mousa, et al. (2021), o RAP foi classificado como pedregulho bem graduado (GW). Essas variações nas classificações refletem a diversidade nas metodologias de processamento e caracterização, indicando que o RAP pode ter diferentes propriedades físicas dependendo do seu tratamento e da composição do pavimento original.

Dentre todos estes trabalhos supracitados, nenhum deles caracterizou e avaliou o uso da fração areia do RAP (grãos menores que 2 mm) na expectativa de viabilizar a utilização da fração fina do RAP. Assim, se faz necessário a existência de um processo de reciclagem desse material para ampliar seu reuso, e a fração areia

do RAP pode vir a ser uma das mais nobres e aplicáveis na engenharia. Neste contexto, este estudo tem como objetivo investigar as propriedades geotécnicas da areia de RAP, em comparação a uma areia natural de mesma granulometria, de modo a fornecer informações para potencial reuso do fresado RAP para aplicações alternativas de infraestrutura geotécnica e de transporte.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais utilizados

Na presente pesquisa, o RAP é oriundo de uma rodovia no distrito Bueno de Andrada, pertencente a cidade de Araraquara-SP. A Figura 1 apresenta o aspecto do fresado no local de coleta, na condição não processada ou bruto. Após a coleta, o material foi processado e separado por meio de peneiramento para se obter apenas a fração areia, no presente caso, o passante na peneira #10 (2,0 mm). Como referência de comportamento de material arenoso, utilizou-se resultados de uma areia fina de construção. A composição granulométrica da areia natural foi alterada para alcançar a mesma distribuição granulométrica da areia de RAP. A Figura 2 apresentaas imagens da areia de RAP e da areia natural e também imagens obtidas por meio do uso de lupa digital. As amostras utilizadas para os ensaios geotécnicos foram homogeneizadas manualmente, secas ao ar antes de qualquer ensaio e mantidas em ambiente com temperatura controlada.

Figura 1. Local de coleta do RAP.

Figura 2. Materiais utilizados: areia natural à esquerda e areia de RAP à direita.

2.2. Ensaios de Caracterização

Os ensaios de caracterização da areia de RAP foram feitos juntamente com os ensaios da areia, a fim de ter para comparação um material similar (mesma granulometria), cujos resultados são amplamente estudados na literatura. Para a obtenção da curva granulométrica dos materiais, realizou-se o ensaio de peneiramento seguindo a NBR 7181 (ABNT, 2018). Foram avaliadas a curva granulométrica da areia, do RAP antes do processamento e da areia de RAP. Em posse da areia e da areia de RAP, foram realizados os ensaios de massa específica dos sólidos (NBR 6458, ABNT 2016), de determinação do índice de vazios (NBR 16840, ABNT 2020), de compactação (NBR 7182, ABNT 2016), na energia de Proctor Normal, de cisalhamento direito não inundado (ASTM D3080/D3080M, 2011) com tensões normais de 25 kPa à 400 kPa e, por fim, de permeabilidade à carga constante (NBR 13292, ABNT 2021). Com as características obtidas em ensaios anteriores, como massa específica dos sólidos e índice de vazios, calculou-se a massa necessária de cada material considerando a compacidade relativa de 95%. Os corpos-de-prova dos ensaios de cisalhamento direto foram moldados em anéis redondos com 6,31 cm de diâmetro com 2,84 cm de altura e cisalhados com velocidade constante de 0,75 mm/s. Previamente à fase de cisalhamento, os corpos-de-prova foram adensados. Tanto para o RAP não beneficiado como para a areia de RAP, realizou-se o ensaio de teor de ligante pelo método de extração por ignição em forno mufla (ASTM D6307, 2019).

3 RESULTADOS

A Figura 3 apresenta as curvas granulométricas do RAP, areia de RAP e da areia natural. Verifica-se que os três materiais são bem graduados. A granulometria da areia foi composta de maneira a se aproximar da curva da areia de RAP. Neste caso, nota-se que o objetivo foi atingido e ambas curvas ficaram próximas. Além disso, a partir das curvas, foi possível definir a porcentagem de cada fração granulométrica dos materiais, a classificação granulométrica, bem como Coeficiente de Uniformidade e Coeficiente de Curvatura.

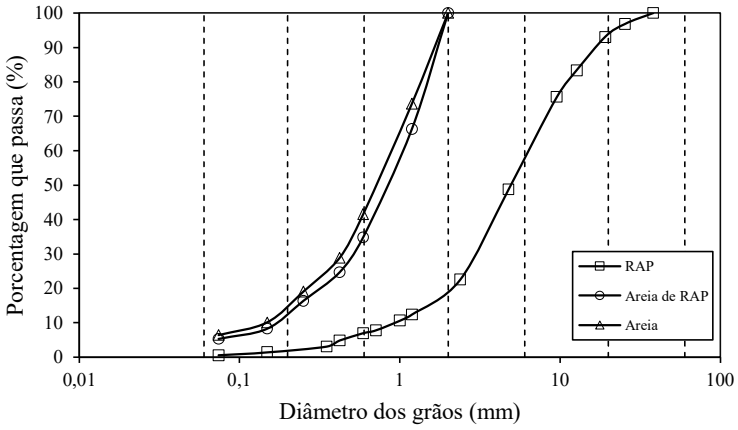


Figura 3. Curvas de distribuição granulométrica dos materiais.

A Tabela 1 apresenta os resultados da classificação granulométrica dos materiais. Embora a areia e a areia de RAP possuam a mesma granulometria e apresentem valores de coeficientes de uniformidade e curvatura próximos, os valores de índices de vazios máximos e mínimos observados foram diferentes. Os resultados dos ensaios demonstraram valores de índice de vazios máximo de 0,64 para a areia e 0,93 para a areia de RAP, enquanto os valores de índice de vazios mínimo foram, respectivamente, de 0,42 e 0,63. Isto pode ser explicado pela diferença no formato, textura dos grãos e densidade. A areia de RAP, por se tratar de um agregado envolto de ligante, apresenta maior textura e irregularidades em sua superfície. Ainda, pode-se notar a o menor peso específico dos sólidos da areia de RAP, o que contribui para a alteração do índice de vazios.

Os resultados de massa específica dos sólidos foram de 2,64 g/cm³ para a areia e 2,57 g/cm³ para a areia de RAP. O valor para a areia de RAP está dentro do intervalo encontrado na literatura por Hubler et al. (2023) para amostras de RAP, que é de 2,25 a 2,77 g/cm³. Este valor é mais baixo quando comparado a agregados

típicos, como é o caso da areia ensaiada nesta pesquisa. Esta diferença pode ser justificada pela presença de ligante no entorno do agregado, uma vez que o ligante é mais leve que o agregado.

Tabela 1. Resumo das propriedades dos materiais avaliados na pesquisa.

Parâmetro	RAP	Areia	Areia de RAP
Classificação SUCS	GW	SW	SW
D_{10}	0,90	0,15	0,18
D_{30}	3,00	0,42	0,50
D_{60}	5,50	0,90	1,00
Coeficiente de Uniformidade (C_u)	6,11	6,00	5,56
Coeficiente de Curvatura (C_c)	1,82	1,31	1,39
Fração areia fina (%)	2,0	14,0	12,0
Fração areia média (%)	5,0	26,0	24,0
Fração areia grossa (%)	12,0	60,0	64,0
Fração pedregulho fino (%)	40,0	-	-
Fração pedregulho médio (%)	35,0	-	-
Fração pedregulho grosso (%)	6,0	-	-
Massa específica dos sólidos (g/cm³)	2,57	2,64	2,57
Coeficiente de permeabilidade (m/s)	-	$8{,}15 \times 10^{-4}$	$8{,}84 \times 10^{-4}$

Sobre os ensaios para determinação do teor de ligante no RAP não processado e areia de RAP, foram verificados teores de ligante diferentes para o RAP não processado e para a areia de RAP sendo de 4,99% e 9,05%, respectivamente. Essa diferença se dá pois, quanto menor os grãos, maior a superfície específica, ou seja, a proporção de ligante comparado a própria massa do grão é maior, que é o caso da fração areia do RAP. Ainda, espera-se que aglomerados de ligante possa formar grãos de diâmetros de areia, compondo a estrutura da areia de RAP.

O valor de coeficiente de permeabilidade da areia de RAP encontrado foi muito próximo ao da areia natural (valores dispostos na Tabela 1). O valor para a areia de RAP, nas condições de compactação utilizadas neste estudo – compacidade relativa de 95% –, está dentro dos valores reportados por Dager et al. (2023) para amostras de RAP, que variam de $3{,}5 \times 10^{-7}$ a $1{,}5 \times 10^{-3}$ m/s, com média de $4{,}1 \times 10^{-4}$ m/s. A amplitude do intervalo de valores encontrados se dá pelas diferenças nos métodos laboratoriais utilizados e também a variabilidade nas granulometrias das amostras de RAP.

Com a realização do ensaio de compactação, realizado sem reuso de material, obteve-se a curva de compactação disposta na Figura 4. Ambos os materias apresentaram similar valor de teor ótimo de umidade de 7,0%. A areia apresentou maior valor de massa específica aparente seca máxima (1,87 g/cm³), quando comparada à areia de RAP (1,60 g/cm³). Isto porquê os valores de índice de vazios mínimos são inversamente proporcionais ao valor da massa específica aparente seca máxima. Neste caso, o índice de vazios mínimo da areia é menor do que o valor para a areia de RAP. O valor de massa específica aparente seca máxima da areia é maior que da areia de RAP como esperado, já que sua massa específica dos sólidos também é maior.

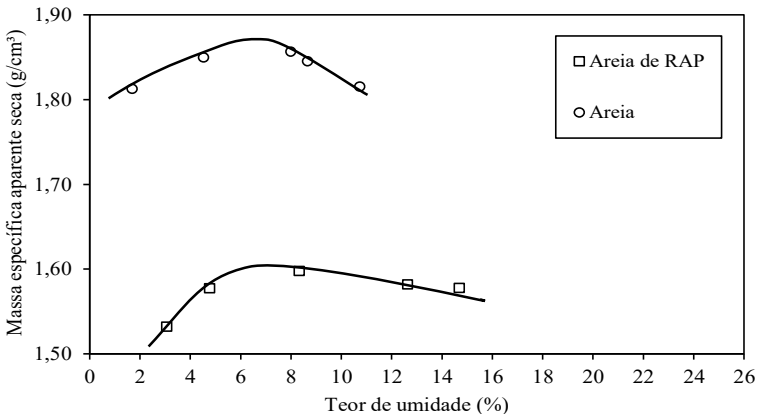


Figura 4. Comparação entre as curvas de compactação de areia de RAP e areia natural.

É também importante salientar que a massa específica dos grãos de areia de RAP se mostraram inferiores à da areia natural. Embora tenha ocorrido a alteração na massa específica seca máxima, não foi notada nenhuma alteração significativa com relação a umidade ótima da areia de RAP em relação a areia natural. Os valores de massa específica aparente seca máxima e teor de umidade obtidos estão dentro do intervalo reportado na literatura por Soleimanbeigi et al. (2021) para amostras de RAP, sendo de 1,39-1,96 g/cm³ para a massa específica aparente seca máxima e 5,2-8,8 % de teor de umidade ótimo. Ressalta-se que estes valores são para RAPs com maiores granulometrias, com intervalo de D_{60} de 4,5-7,8 mm, sendo superiores ao D_{60}da areia de RAP usada nesta pesquisa.

A Figura 5 resume, comparativamente, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto das areais. Especificamente, as Figuras 5a e 5b apresentam as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal. Nota-se nas figuras que, para a areia natural, as curvas apresentam um pico evidente (Figura 5a), comportamento já esperado para uma areia altamente compacta. Isso foi observado para todos os níveis de tensões aplicados no confinamento. A areia de RAP, no entanto, apresentou curvas do tipo residual, porém com uma tensão cisalhante de pico não muito evidente, demonstrando um comportamento de uma areia pouco compacta. O conjunto de resultados apresentados até o momento traz evidências quanto a dificuldade do material de RAP de se compactar em relação a areia natural. No entanto, avaliando os resultados de variação volumétrica durante o cisalhamento (Figuras 5c e 5d), nota-se que ambos os materiais apresentam comportamento dilatante para maiores deslocamentos. A diferença está no fato de que a areia do RAP apresenta comportamento compressivo para baixos deslocamentos, resultante da dificuldade que os grãos de RAP apresentam de se rearranjar, o que não foi observado para a areia natural. Mas é importante observar que, mesmo com índice de vazios superior ao da areia natural, os valores máximos de variação volumétrica positiva (ou seja, expansão), foram superiores aos da areia natural o que pode ser atribuído à maior angularidade dos grãos de RAP.

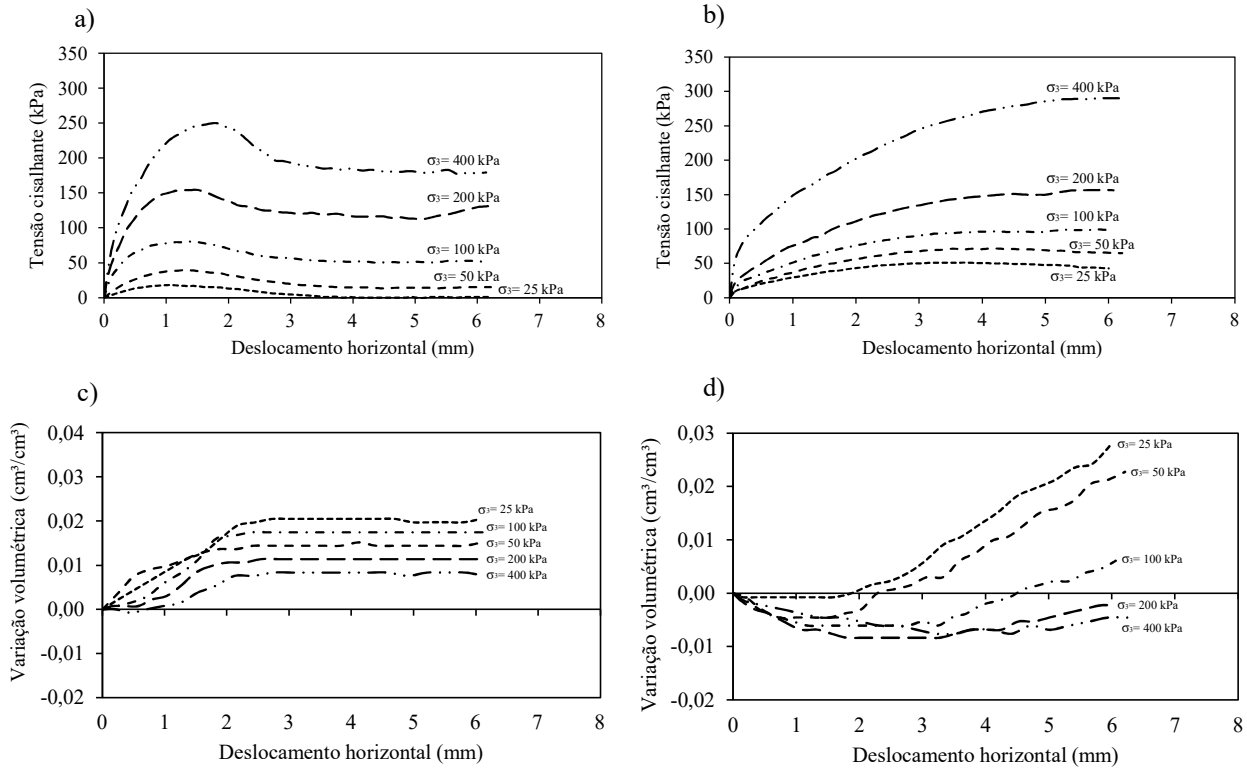


Figura 5. Resultados do ensaio de cisalhamento direto: (a) tensão cisalhante vs. deslocamento da areia; (b) tensão cisalhante vs. deslocamento da areia de RAP; (c) variação volumétrica vs. deslocamento da areia e (d) variação volumétrica vs. deslocamento da areia de RAP.

Na Figura 6, a partir das envoltórias de resistência da areia natural (Figura 6a) e da areia de RAP (Figura 6b), foi possível obter o ângulo de atrito e a coesão dos materiais. De acordo com os resultados de envoltória de resistência, a principal diferença entre ambos os materiais está na presença de coesão. Enquanto a areia

apresentou coesão nula e ângulo de atrito de 33,6°, o RAP apresentou coesão de 37 kPa e ângulo de atrito de 32,3°. No caso da areia de RAP, a presença de coesão em um material granular (com a mesma granulometria de uma areia) pode ser justificada pela presença de ligante. Isto também faz com que, para maiores tensões normais, o RAP atinja maiores valores de resistência ao cisalhamento, devido à cimentação e melhor arranjo dos grãos com a presença do ligante. A areia de RAP apresentou melhores resistências ao cisalhamento, demonstrando-se um potencial material geotécnico. No entanto, ainda carece de estudos para complementar a caracterização da areia de RAP, como ensaios para medir os parâmetros hidráulicos, mecânicos e avaliar se pode haver quebra de grãos e perda de finos.

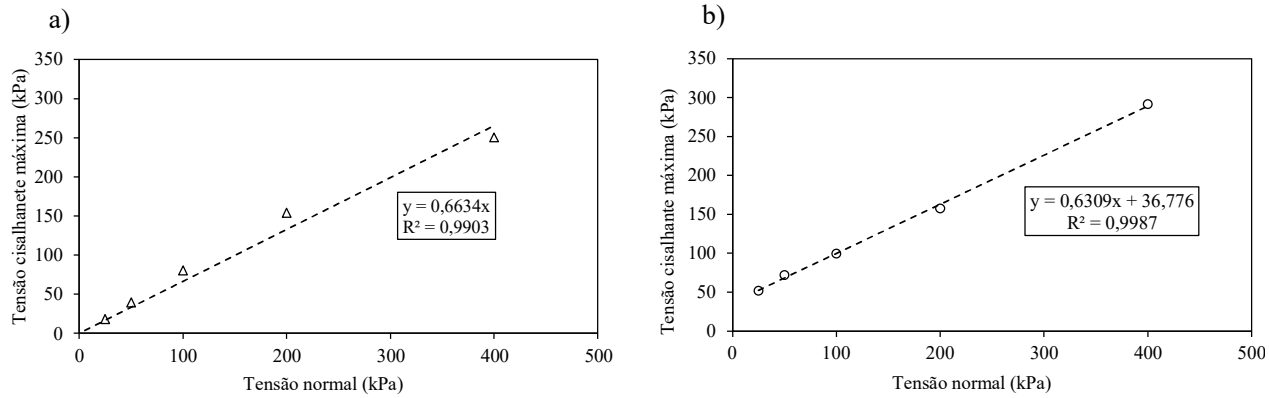


Figura 6. Envoltória de resistência: (a) areia, (b) areia de RAP.

4 CONCLUSÕES

O presente trabalho caracterizou, por meio de ensaios tradicionais da mecânica dos solos, uma fração do resíduo reciclado, a fração areia do asfalto fresado (areia de RAP). Para fins comparativos, os resultados dos ensaios geotécnicos realizados da areia reciclada de RAP foram comparados a uma areia natural quartzosa com idêntica distribuição granulométrica.

Os resultados dos ensaios mostraram que a areia reciclada de RAP, embora tenha a mesma granulometria de uma areia convencional natural, apresentou comportamento diferente. O fato do peso específico dos grãos da areia de RAP ser mais leve que da areia natural, associado a maior angularidade da areia de RAP, resultou em um prejuízo no arranjo das partículas quando compactado, aumentando o índice de vazios mínimo. Isso resultou em um comportamento distinto de resistência ao cisalhamento em que a areia de RAP se comportou como uma areia pouco compacta, enquanto que a areia natural se mostrou com comportamento semelhante a uma areia muito compacta. No entanto, apesar dessas diferenças, ambos materiais apresentam semelhantes comportamento de mobilização de resistência atritiva com ângulos de atrito de 32º e 33º, para a areia de RAP e natural respectivamente. Por outro lado, a areia de RAP apresentou uma parcela coesiva que coloca o RAP como um material mais resistente que a areia natural. Tal parcela coesiva é atribuída à presença de ligante, o que não é encontrado em materiais granulares. Atrelado ao comportamento mecânico está a condutividade hidráulica medida de $8{,}84 \times 10^{-4}$ m/s para a areia de RAP e $8{,}15 \times 10^{-4}$ para a areia natural, demonstrando o excelente comportamento de drenagem desse material alternativo.

Esta pesquisa indica que a areia de RAP é um material com grande potencial para ser reutilizada em obras geotécnicas se devidamente caracterizada. No entanto, ressalta-se a necessidade de investigação mais aprofundada com relação ao comportamento a longo prazo. Essa é uma primeira etapa de um grande projeto de pesquisa em execução pelo grupo de geotecnia da Universidade Federal de São Carlos.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001. Agradecimentos a Universidade Federal de São Carlos e ao LABGEO/UFSCar. Os autores agradecem ao DR4 - Araraquara do DER-SP por ceder o RAP para este estudo e à Usina de Asfalto Bandeirantes pelos ensaios de caracterização do ligante.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arulrajah, A.; Piratheepan, J.; Disfani, M. M.; Bo, M.W. (2013) Geotechnical and geoenvironmental properties of recycled construction and demolition materials in pavement subbase applications. *J. Mater. Civ. Eng.* 25, 1077–1088.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de águas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7181. *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182. *Solo – Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 13292. *Solo — Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16840. *Solo — Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2011). ASTM D3080/D3080M: *Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions.*

ASTM International (2019). ASTM D6307: *Standard test method for asphalt content of asphalt mixture by ignition method.*

Cosentino, P.J.; Kalajian, E.H.; Shieh, C.S.; Mathurin, W.J.K.; Gomez, F.A.; Cleary, E.D.; Treeratrakoon, A. (2003) *Developing specifications for using recycled asphalt pavement as base, subbase or general fill materials, Phase II, Final Report*. Florida Department of Transportation: Tallahassee, FL, USA.

Dager, C. H.; Morro, R. H.; Hubler, J. F.; Sample-Lord, K. M. (2023) Review of geotechnical properties of reclaimed asphalt pavement for reuse in infrastructure. *Geotechnics,* 3, 21-42.

European Asphalt Pavement Association – EAPA. (2022) *Asphalt in figures.* Disponível em: <https://eapa.org/asphalt-in-figures/>. Acesso em: 03 mar. 2023.

Federal Highway Administration (2009). *GEC 11 - Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes: Volume I and II*. Reports no. FHWA-NHI-10-024, FHWA-NHI-10-025. U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Hubler, J.; Sample-Lord, K; Dager, C. (2023) *Beneficial Reuse of Reclaimed Asphalt Pavement in Geotechnical Infrastructure.* Final Technical Report. Pennsylvania Department of Transportation: Harrisburg, PA USA

Mijic, Z.; Dayioglu, A.Y.; Hatipoglu, M.; Aydilek, A.H. (2020) Hydraulic and environmental impacts of using recycled asphalt pavement on highway shoulders. *Constr. Build. Mater*. 234.

Morro, R.H. (2021) *Characterization of reclaimed asphalt pavement in Pennsylvania and evaluation of its use in geotechnical infrastructure applications*. Master's Thesis, Department of Civil Engineering, Villanova University, PA, USA.

Mousa, E.; El-Badawy, S.; Azam, A. (2021) Evaluation of reclaimed asphalt pavement as base/subbase material in Egypt. *Transp. Geotech*. 26.

Soleimanbeigi, A., Ozocak, A., Li, B., Akmaz, E., Dayioglu, A. Y., Tanyu, B. F., Aydilek, A. H. and Likos, W. J. (2021). Mechanical and hydraulic compatibility of RAP with geosynthetics used in MSE walls. *Geosynthetics International*. [https://doi.org/10.1680/jgein.21.00016]

Tarsi, G.; Tataranni, P.; Sangiorgi, C. (2020) The challenges of using reclaimed asphalt pavement for new asphalt mixtures: a review. *Materials,* 13.

Titi, H. H.; Tabatabai, H.; Ramirez, J.; Sooman, M. (2019) *Evaluation of recycled base aggregates.* Wisconsin Department of Transportation, Madison, WI, USA.

Ungureanu, D.; Taranu, N.; Hoha, D.; Zghibarcea, S.; Isopescu, D. N.; Boboc, V.; Oprisan, G.; Scutaru, M. C.; Boboc, A.; Hudisteanu, I. (2020). Accelerated testing of a recycled road structure made with reclaimed asphalt pavement material. *Construction and Building Materials,* 262.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/647

Propriedades Hidromecânicas de uma Argila Porosa do Distrito Federal

Emerson Batista Silva
Engenheiro Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, emersonbs.engcivil@gmail.com

Rafael Cerqueira Silva
Professor Adjunto, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, rafael.silva@unb.br

Larissa Reis Silva
Graduanda Eng. Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, larissareis1174@gmail.com

Otávio Alfama Neto
Graduando Eng. Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, otavioalfama.2015@gmail.com

Rafael Lima de Carvalho
Engenheiro Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, lc.rafael98@gmail.com

RESUMO: Os solos lateríticos são abundantes no Distrito Federal (DF), cuja predominância de relevo mais plano associado ao clima favoreceu um intemperismo mais acentuado, gerando camadas de solos mais profundas sujeitas ao processo de lixiviação. Os solos em função das suas características físico-químicas originárias do processo de formação, apresentam alta porosidade, apresentando distribuição de poros bimodal dividida predominantemente em macro e microporos. Estes solos são denominados como solos colapsíveis, que despendem de atenção devido à mobilização de rupturas súbitas quando solicitados por obras projetadas sem levar em consideração as particularidades de suas propriedades mecânicas e hidráulicas. No artigo são apresentados e discutidos os resultados de ensaios em amostras de argila porosa retiradas em diferentes horizontes de um perfil de intemperismo típico do DF. As granulometrias com e sem defloculante e a agregação relativa (AR) indicam as agregações das partículas finas. Por meio das curvas características solo-água (CCSA), evidenciou-se a distribuição bimodal de poros, e obteve a curva de permeabilidade relativa que define a condutividade hidráulica do solo na condição não saturada. Já as envoltórias de resistência demostraram relação com a estrutura do solo, isto é, as parcelas friccional e coesiva da resistência está relacionada com as agregações e presença de finos.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Tropicais, Argila Porosa, Estrutura Bimodal.

ABSTRACT: Lateritic soils are abundant in the Federal District (DF), where the predominance of flatter terrain associated with the climate has favored more pronounced weathering, resulting in deeper soil layers subject to leaching processes. Due to their physicochemical characteristics originating from the formation process, these soils exhibit high porosity, with a bimodal pore distribution predominantly divided into macro and micropores. These soils are referred to as collapsible soils, which require attention due to the potential for sudden ruptures when subjected to construction projects that do not take into account the particularities of their mechanical and hydraulic properties. The article presents and discusses the results of tests on samples of porous clay taken from different horizons of a typical weathering profile in the DF. Particle size distribution with and without deflocculant, and relative aggregation (RA) indicate the aggregation of fine particles. The soil-water characteristic curves (SWCC) showed the bimodal distribution of pores and obtained the relative permeability curve, which defines the soil's hydraulic conductivity in the unsaturated condition. The resistance envelopes showed a relationship with the soil structure, i.e. the frictional and cohesive parts of the resistance are related to aggregations and the presence of fines.

KEYWORDS: Tropical Soils, Porous Clay, Bimodal Structure.

1 INTRODUÇÃO

A geomorfologia do Distrito Federal (DF), com predominância de relevo mais plano associada ao clima, favoreceu um intemperismo mais acentuado, gerando camadas de solos mais profundas sujeitas ao processo de lixiviação. Nessas condições, a lixiviação de sais solúveis e óxidos é intensa, fazendo com que grande parte das camadas superficiais dos solos da região sejam extremamente porosas e possuam características colapsíveis. A concentração de hidróxidos de ferro e alumínio por acumulação relativa forma concreções lateríticas pela desidratação e cristalização desses elementos (Araki, 1997).

As camadas superficiais possuem granulometria típica de solos arenosos, mas referem-se à formação de grumos de partículas de argila. Os agregados são conectados por ligações cimentícias (pontes de argila, óxido de ferro, alumínio ou carbonatos), sendo sensíveis à presença de água (Paixão e Camapum de Carvalho, 1994). A sensibilidade dessas ligações cimentícias pode ser desfavorável para o comportamento do terreno. Devido às suas características físico-químicas, originárias do processo de formação, esses solos apresentam alta porosidade, com distribuição de poros bimodal, predominantemente dividida em macro e microporos. Conforme Gurjão et al. (2012), os solos com distribuição bimodal de poros apresentam dois pontos de entrada de ar na curva característica de retenção de água: o primeiro referente à entrada de ar nos macroporos e o segundo nos microporos, respectivamente, para valores de sucção pequenos e mais elevados. Nos solos tropicais, os macroporos ocorrem interagregados, enquanto os microporos estão intra-agregados, podendo estes muitas vezes apresentar volume total maior que o dos macroporos (Cardoso, 2002).

Esses solos são denominados como solos colapsíveis, que requerem atenção devido à mobilização de rupturas súbitas quando solicitados por obras projetadas sem levar em consideração as particularidades de suas propriedades mecânicas e hidráulicas. Assim, no DF, a presença de solos colapsíveis representa um desafio para a engenharia geotécnica. As intervenções de geotecnia interceptam ou estão assentadas, em grande maioria, no horizonte de solo colapsível, que está sujeito a mudanças no estado de tensão e no comportamento hidromecânico. Portanto, é importante considerar essas condicionantes nos projetos de geotecnia. As redistribuições de tensões, decorrentes da intervenção, e as variações do teor de umidade no terreno, ao longo das estações do ano, devem estar dentro de limites aceitáveis para evitar o colapso do maciço, que comprometeria a integridade da obra. Dependendo da alteração no estado de tensões, ocasionada, por exemplo, por sobrecargas ou descompressões promovidas por escavações, poderá ocorrer colapso. Dessa forma, o rearranjo estrutural, somado à redução da resistência ao cisalhamento, pode mobilizar um colapso no terreno, levando a problemas de recalques e deformações em estruturas construídas sobre esses solos. Outros problemas referem-se à mobilização de processos erosivos, que podem causar perdas de vidas ou, na melhor das hipóteses, danos materiais.

De acordo com Araki (1997), o processo de colapso ocorre devido à diminuição localizada na resistência ao cisalhamento dos vínculos que mantêm a estrutura metaestável dos solos colapsíveis, ou devido à aplicação de tensões, ou mesmo alterações do estado de tensões que superem a resistência limite desses vínculos. Conforme Collares (1997), para a ocorrência do colapso, é necessário que o solo possua uma estrutura com elevada porosidade associada a uma situação de equilíbrio metaestável entre suas partículas. Essa estrutura é mantida pela presença de algum vínculo capaz de conferir ao solo uma resistência temporária. Portanto, é importante conhecer como as propriedades hidromecânicas desses solos podem afetar o comportamento de um maciço frente às diferentes condições de contorno, sejam estas advindas de agentes naturais, como chuvas, ou antrópicos, como intervenções de engenharia. Nesse contexto, o artigo apresenta e discute os resultados de ensaios de campo e laboratoriais de amostras de argila porosa do DF, retiradas em diferentes profundidades ao longo de uma escavação contida por cortina de estacas com ancoragens.

2 METODOLOGIA

O local de estudo se situa na Asa Sul da cidade de Brasília/DF. Na Figura 1 tem-se o registro fotográfico do perfil do solo exposto pela escavação em execução para implantar obra de contenção destinada para uma garagem subterrânea. Nota-se que até a profundidade escavada o solo varia pouco em extensão e profundidade, sendo a argila porosa tipicamente encontrada no DF. Resultados de sondagens à percussão (SPT) indicam presença de argila siltosa porosa com coloração vermelha, até a profundidade de 6 m. Já entre 6 m e 9 m de profundidade há uma camada de transição de silte arenoso, de coloração vermelha-amarela. Subsequente tem-

se o início de uma zona saprolítica com uma matriz siltosa de alta resistência. O lençol freático encontra-se a 10 m de profundidade, próximo da cota de piso da garagem projetada. Na Figura 2 apresenta-se o perfil geotécnico obtido por meio de seis furos de sondagem.

Figura 1. Vista do primeiro horizonte de solo, exposto pela escavação, caracterizado como argila porosa.

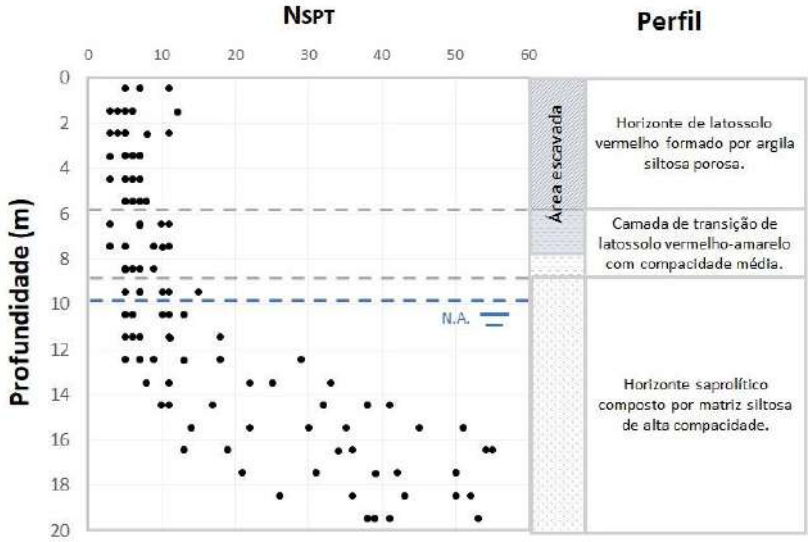


Figura 2. Perfil geotécnico obtido por meio de 6 sondagens à percussão (Carvalho, 2023).

Mediante o programa experimental realizou-se ensaios de caracterização física e hidromecânica de corpos de provas (CP) de diferentes profundidades (3m e 6 m) do perfil do solo apresentado na Figura 1.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 3 apresenta as curvas granulométricas dos solos nas profundidades de 3 m e 6 m com e sem uso de defloculante, CD e SD, respectivamente. Nota-se com os ensaios SD que o solo mais superficial apresenta uma granulometria *in situ* mais grosseira, o que pode está relacionado com os processos de lixiviação e laterização das partículas. Já os ensaios CD demostraram que as granulometrias dos solos nas duas profundidades são semelhantes, podendo assim afirmar que o solo mais superficial possui mais agregações que são desfeitas com o uso do defloculante.

Para avaliar a presença de agregações no solo, calculou-se a agregação relativa (AR), conforme a Equação 1 apresentada por Otálvaro *et al.* (2015). Verificou-se AR de 71,8% para o solo de 3 m de profundidade e 62,3% para o de 6 m. Estes resultados são coerentes com Otálvaro *et al.* (2015) que encontraram AR de 65% e Massocco (2023) que encontrou 64% em uma amostra e 74% em outra amostra. O maior percentual encontrado na amostra de 3 m mostra como a agregação das partículas são maiores em proximidade com a superfície.

$$AR = \frac{\sum \%Ret_{semdisper} - \sum \%Ret_{comdisper}}{\sum \%Ret_{comdisper}} \quad (1)$$

Onde, $\%Ret_{semdisper}$ é a percentagem acumulada na curva sem dispersante; $\%Ret_{comdisper}$ é a percentagem acumulada na curva com dispersante.

A análise granulométrica é essencial, pois a textura interfere no comportamento do solo afetando os parâmetros hidráulicos e mecânicos. Neste caso, apesar da estrutura do solo ser formada praticamente por partículas de siltes e argilas, o comportamento hidromecânico é típico de solos arenosos, pois a condição *in situ* (SD) é de agregado: falsos grãos de areia, formados pela cimentação de partículas de silte e argila. Assim, conforme ressaltado por Jacintho *et al*. (2012), deve-se levar em conta não só a granulometria das partículas individualizadas, como também e principalmente a correspondente ao estado agregado, pois é este que define em maior grau o comportamento do solo. Dessa forma, a partir de ensaios de laboratório foram obtidas as curvas granulométricas do solo de estudo nas profundidades de 3 m e 6 m, como são demonstradas na Figura 3. Observa-se na distribuição um alto teor de silte no material, sendo perceptível a presença de argila nos ensaios realizados com defloculante.

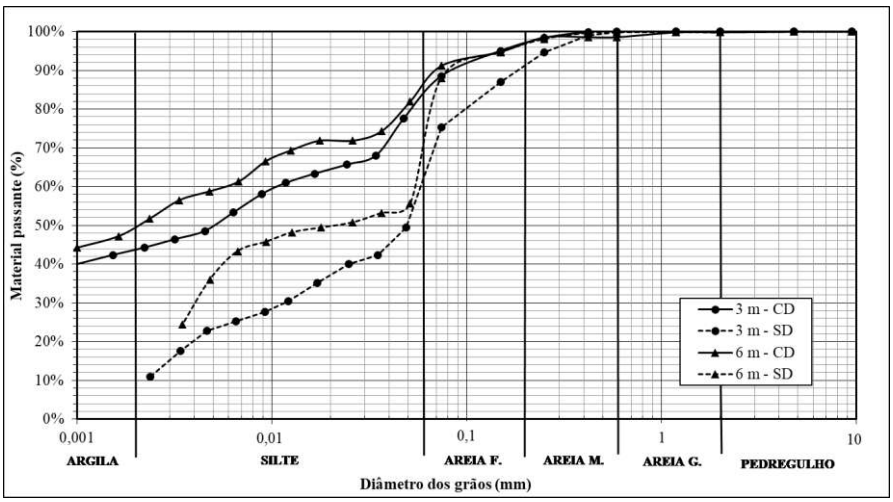


Figura 3. Curvas granulométricas com e sem uso de defloculante dos solos a 3 m e 6 m de profundidade.

Na Tabela 1 apresenta-se os parâmetros físicos do solo, destes parâmetros destacam-se o baixo peso específico (γ) e o elevado índice de vazios (*e*), que são característicos de solos colapsíveis os quais apresentam uma estrutura altamente porosa devido o processo de lixiviação. Além disso, este processo de lixiviação acarretou em uma elevação de hidróxidos de ferro e alumínio nas camadas superficiais o que justifica a elevada densidade relativa dos sólidos (Gs). Estes resultados da caracterização física são coerentes com os observados por Araki (1997), Mota (2003) e Marques (2006) em amostras de solos retiradas nas proximidades da obra. Além disso, também aparecem na tabela 1 parâmetros como o peso específico saturado (γsat), o peso específico seco (γd), a umidade (w), os limites de liquidez (WL) e plasticidade (WP), juntamente com o índice de plasticidade (IP), essenciais para o estudo das propriedades físicas do solo.

Tabela 1. Parâmetros físicos do solo.

Profundidade da amostra (m)	3	6
w (%)	18,2	26,64
γ_{sat} (kN/m³)	13,2	15,6
γ_{d} (kN/m³)	9,91	8,89
γ_{nat} (kN/m³)	11,02	11,26
G_S	2,82	2,75
e	2,07	2,04
w_L (%)	43	44
w_P (%)	31	37
IP (%)	12	7

A presença de agregações como observado é um indicativo de uma distribuição de poros bimodal, o que é evidenciado mediante a forma da curva característica solo-água (CCSA). A CCSA, apresentada na Figura 4, foi traçada se baseando nos valores de sucção obtidos pelo método do papel filtro realizado em corpos de prova (CP) indeformados retirados na profundidade de 3 m. Dependendo da CCSA, as variações de umidade podem ter importante impacto sobre o comportamento hidromecânico do solo. Destaca-se a maior resistência ao cisalhamento na condição não-saturada, variações entre os limites da macro e microporosidade influenciando no processo de infiltração, bem como, a secagem do solo podendo provocar redução no seu índice de vazios.

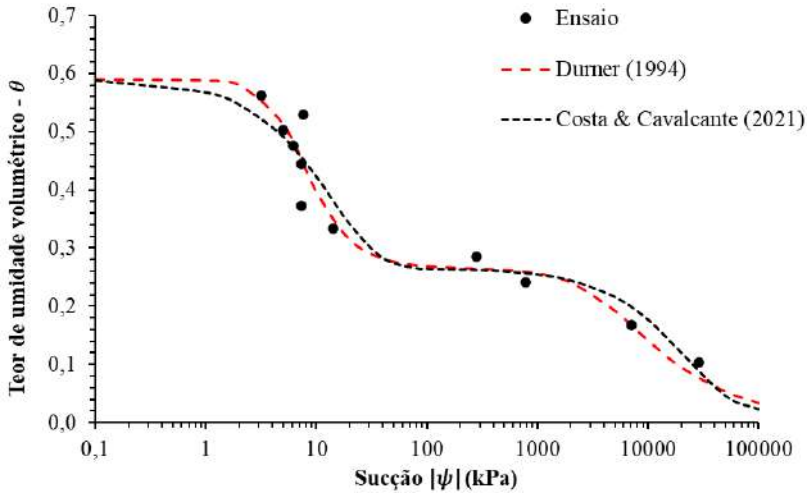


Figura 4. Curvas características solo-água (CCSA) definidas por meio de dois modelos de ajuste.

A CCSA pode ser representada por equações ajustadas a dados obtidos experimentalmente, obtendo-se uma representação matemática da CCSA, que pode ser usada em análises numéricas e previsões de comportamento do solo não-saturado. A Tabela 2 apresenta os parâmetros dos dois modelos que foram utilizados (Durner, 1994; Costa e Cavalcante, 2021). As CCSA têm as formas atreladas ao arranjo estrutural, que evidenciam uma distribuição bimodal dos poros. Essa estrutura é marcada por microporos no interior dos agregados e macroporos entre eles. Para solos bimodais, ou seja, solos com uma distribuição granulométrica que apresentam um patamar intermediário, têm-se dois valores de entrada de ar e dois valores de umidade residual (Gitirana Jr. e Fredlund, 2004). Nos solos tropicais, os macroporos ocorrem interagregados, enquanto os microporos estão intra-agregados, estes muitas vezes podendo apresentar volume total maior que o dos macroporos (Cardoso, 2002). A CCSA bimodal encontrada nos ensaios está em conformidade com resultados da literatura para amostras indeformadas da argila porosa de Brasília (Silva, 2006; Marques, 2006; Hortegal, 2011; Grau, 2014; Burgos, 2016; Massocco, 2023).

Tabela 2. Parâmetros das CCSA.

Modelo	Durner, 1994	Costa e Calvacante, 2021
θ_s	0,59	0,59
θ_r	0	0,02
w_1	0,55	-
α_1	0,16	-
α_2	0,0002	-
n_1	2,6	-
n_2	1,65	-
λ	-	0,43
δ_1	-	0,00005
δ_2	-	0,073

Ademais, para definir o comportamento hidráulico do solo, além da CCSA é necessário determinar a condutividade hidráulica do material. Sendo representada na condição saturada pelo coeficiente de permeabilidade saturada (k_{sat}). Já na condição não saturada, não existe um coeficiente de permeabilidade, mas

sim, uma função de condutividade hidráulica não saturada que pode ser mensurada de forma indireta a partir da CCSA, aplicando modelos que relacionam as curvas. A Figura 5 apresenta a curva de permeabilidade relativa em função da sucção no solo, obtida relacionando a CCSA com o modelo apresentado por van Genuchten (1980), essa curva é essencial para modelagem de solos na condição não saturada. Como pode ser observado a permeabilidade do solo diminui com a sucção, isso é, quanto menor a saturação do solo, maior a capacidade de retenção de água, reduzindo assim a permeabilidade do solo. Ou seja, quando os poros do solo não estão preenchidos apenas com água (entrada de ar), ocorre uma redução drástica da permeabilidade do solo, formando assim uma curva de formato exponencial.

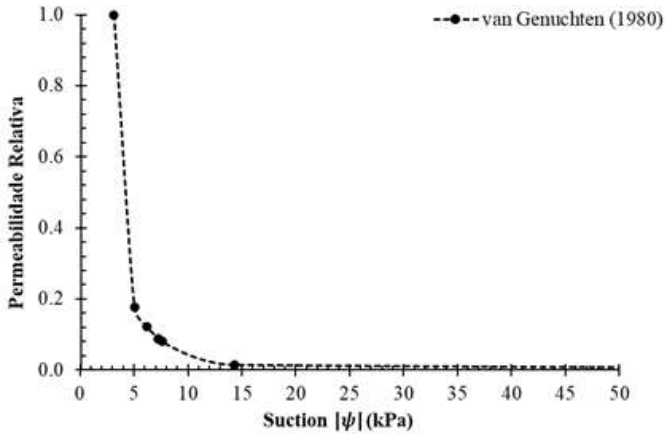


Figura 5. Curva de permeabilidade relativa em relação a sucção.

Os parâmetros de resistência foram definidos a partir de ensaios de cisalhamento direto executados em corpos de prova (CP) indeformados e inundados, submetidos às tensões normais de 10 kPa, 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa. A velocidade do cisalhamento dos CP foi determinada pelos resultados da fase de adensamento, sendo de 0,08 mm/min, utilizando o critério de Gibson e Henkel (1954), recomendado por Head (1994). As envoltórias de resistência dos horizontes de solo à 3 m e 6 m são apresentadas na Figura 6 e os parâmetros de resistência na Tabela 3.

Observa-se que os parâmetros de resistência são relativamente próximos, o que evidencia a homogeneidade do perfil de solo da escavação até atingir a camada de transição entre o solo laterítico e saprolítico. Além disso, ressalta-se que o solo mais superficial (3m) possui a parcela friccional da resistência mais evidenciada, que é coerente com o observado estruturalmente, com a presença de agregações que acarreta em um comportamento semelhante a solos arenosos. Por outro lado, o solo coletado em maior profundidade (6m) apresentou a parcela coesiva mais expressiva, o que pode está relacionado com a maior presença de finos.

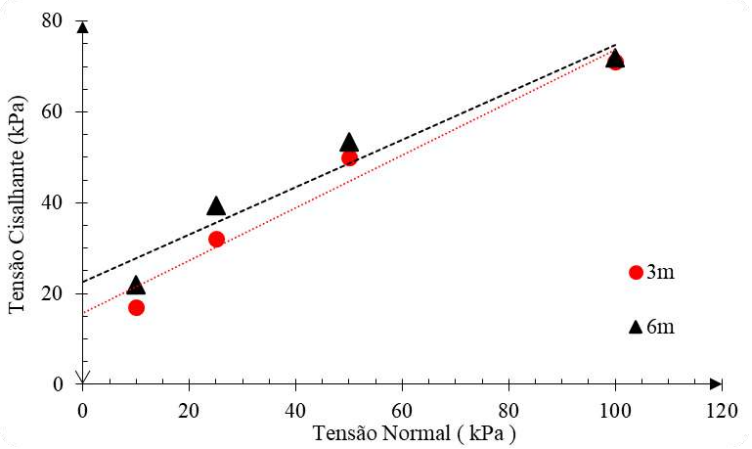


Figura 6. Envoltórias de resistência para diferentes horizontes de solo (3m e 6m).

Tabela 3. Parâmetros de resistência dos horizontes de solo.

Profundidade da amostra (m)	3	6
ϕ (°)	30	27
c (kPa)	15,7	22,6

4 CONCLUSÕES

O perfil de solo estudado consiste em um latossolo vermelho escuro resultante de intemperismo principalmente químico, associado a processos de lixiviação e laterização, sendo conhecido pelos geotécnicos locais como argila porosa colapsível de Brasília. Esse solo possui peculiaridades devido esses processos de formação, tendo assim uma estrutura bastante porosa, metaestável, com altos índices de vazios e, consequentemente, baixos pesos específicos, além de uma elevada densidade relativa dos sólidos devido a concentração de hidróxidos de ferro e alumínio, essas características foram evidenciadas mediante a caracterização física apresentada.

Ademais, a estrutura desse solo consiste em agregações de partículas de silte e argilas, com ligações cimentícias. Essas agregações ficaram perceptíveis ao analisar as curvas granulométricas com e sem defloculante. Sendo assim, um indicativo para outra característica deste solo, que é uma estrutura definida como bimodal, ou seja, dois tamanhos de poros dominantes: macroporos e microporos. Essa estrutura bimodal foi comprovada por meio da curva característica solo-água (CCSA).

Mediante a elaboração da curva de permeabilidade relativa do solo, e os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, ficou evidente a relação entre a estrutura do solo e o comportamento hidráulico e mecânico, onde apesar de ser denominado como uma argila, este apresenta características de solo arenoso, como: (i) uma elevada condutividade hidráulica que reduz drasticamente na condição não saturada, e (ii) uma elevada parcela friccional da resistência ao cisalhamento, porém, possui uma parcela coesiva considerável que está relacionada com as ligações cimentícias entre os agregados. Acerca da análise em profundidade nota-se uma homogeneidade do perfil de solo, distinguindo ligeiramente devido a maior agregação das partículas na camada mais superficial, e maior presença de finos na mais profunda e, consequentemente, maior parcela coesiva nesta.

Por fim, com este programa experimental evidenciou-se a importância da caracterização física, hidráulica e mecânica da argila porosa de Brasília, promovendo um melhor entendimento do comportamento colapsível deste solo, o que é primordial para elaboração de qualquer projeto geotécnico na região, contribuindo assim para futuras análises e mitigação de riscos.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB), ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAP-DF), EMBRE Empresa Brasileira de Engenharia e Fundações Ldta, CEUB e Supera Engenharia Ltda.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Araki, M.S. (1997) *Aspecto relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal.* Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121 p.

Burgos, J. F. (2016). *Influência da microestrutura no comportamento mecânico dos solos tropicais naturais e compactados.* Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149 p.

Cardoso, F. B. F. (2002). *Propriedades e comportamento mecânico de solos do planalto central brasileiro.* Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.

Carvalho, R.L. (2023). *Análise da Estabilidade de Escavação em Solo Poroso do Distrito Federal*. Seminário de Mestrado, Universidade de Brasília, DF, 16 p.

Collares, A.C.Z.B. (1997). *A Influência de características químicas do fluido de saturação no colapso dos solos.* Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 97p.

Costa, M.B.A.D., Cavalcante, A.L.B. (2021). Bimodal soil–water retention curve and k-function model using linear superposition. *International Journal of Geomechanics*, 21(7), 04021116.

Durner, W. (1994). Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. *Water Resources Researc*h, 30(2): 211-223.

Gitirana Jr, F.N., G., Fredlund, D.G. (2004). Soil-water characteristic curve equation with independent properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(2), 209-212.

Gibson, R.E., Henkel, D.J. (1954) Influence of duration of tests constant rate of strain on measured “drained” strenght. *Géotechnique*, v. 4, n. 1, p. 6–15.

Grau, E. D. A. (2014). *Efeito da Variação de Umidade no Cálculo do Empuxo em Solos Tropicais*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 105 p.

Gurjão, C.M.C., Chrusciak, M.R., Silva, J.P.D., Carvalho, J.C.D. (2012). Estruturas superficiais de infiltração: colchões drenantes. Carvalho, José Camapum de; Gitirana Junior, Gilson de Farias Neves; Carvalho, Eufrosina Terezinha Leão. Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais, 4, 331-352.

Head, K.H. (1980). Permeability, shear strength and compressibility tests. *Manual of soil laboratory testing*, 2, 747 p.

Hortegal, M.V. (2011). *Avaliação do Comportamento de Estacas Hélice Contínua a Partir de Resultados de Laboratório e de Campo*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 173 p.

Jacintho, E., Carvalho, J., Cardoso, F., Guimarães, R. (2012). Perfil de intemperismo e infiltração. Camapum de Carvalho, J.; Gitirana Junior, GFN; Leão de Carvalho, ET (Org.). Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais. Brasília, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília.

Massocco, N.S. (2023). *Avaliação do efeito da estrutura na compressibilidade e na resistência ao cisalhamento de um solo laterítico.* Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149 p.

Marques, F.E.R. (2006). *Comportamento de túneis superficiais escavados em solos porosos o caso do metrô de Brasília/DF*. Tese de Doutorado, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, 462 p.

Mota, N.M.B. (2003). *Ensaios Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação*. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335 p.

Otálvaro, I. F., Neto, M. P. C., Caicedo, B. (2015). Compressibility and microstructure of compacted laterites. *Transportation Geotechnics*, 5, 20-34.

Paixão, M. N. O. N., & Camapum de Carvalho, J. (1994). Influência da microestrutura no colapso de um solo de Brasilia. *II Simpósio sobre solos não saturados*, Recife, PE, 1, 105-110.

Silva, J. D. (2006). *Estudo da Colapsibilidade da Argila Porosa de Brasília pelo Fluxo de Contaminantes.* Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141p.

Van Genuchten, M. Th. (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of American Journal*, v.44, pp. 892-898.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/648

Uma Contribuição às Discussões sobre a Qualidade de Amostras Indeformadas de Solo Mole Baseada em um Estudo de Caso

Letícia Menezes Santos Sá
Doutoranda em Geotecnia, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, Brasil, leticiamenezes0512@gmail.com

Erinaldo Hilário Cavalcante
Professor, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, Brasil, erinaldo@ufs.br

Guilherme Bravo de Oliveira Almeida
Professor, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, Brasil, gbravo1982@gmail.com

RESUMO: O estudo dos solos moles requer uma análise criteriosa da qualidade das amostras indeformadas coletadas para ensaios laboratoriais. Devido às características intrínsecas à estrutura das argilas moles, são necessários cuidados especiais para preservar ao máximo suas propriedades originais. Contudo, reproduzir o estado de tensões do campo em laboratório é desafiador, especialmente no caso dos solos moles, mais suscetíveis ao amolgamento. O presente estudo visa fomentar discussões sobre a importância de analisar a qualidade de amostras "indeformadas" de solos moles para a correta interpretação dos resultados de ensaios realizados com essas amostras, a fim de desenvolver projetos baseados em parâmetros mais confiáveis. Para isso, foram avaliados ensaios de caracterização geotécnica e adensamento executados para o desenvolvimento de obras na Região Metropolitana de Aracaju (RMA). Os resultados revelam que todas as amostras coletadas sofreram algum tipo de perturbação. Possíveis falhas no controle de qualidade, desde a amostragem, até o transporte, armazenamento e moldagem dos corpos de prova, podem ter contribuído para esse efeito. A dificuldade em coletar amostras dessa natureza em depósitos de argilas inativas (potencialmente sensíveis) também foi observada, enfatizando a complexidade do processo. Esses resultados, obtidos em situações reais de aplicação (casos de obra), suscitam o debate sobre o tema, afinal, contribuições visando à melhoria dos processos relacionados à coleta de amostras de solos moles são necessárias a fim de evitar problemas como esse em obras futuras.

PALAVRAS-CHAVE: Qualidade das Amostras, Solos Moles, Argilas Inativas, Amostras Indeformadas.

ABSTRACT: The study of soft soils requires a meticulous analysis of the quality of undisturbed samples collected for laboratory testing. Due to the intrinsic characteristics of soft clay structures, special care is needed to preserve their original properties as much as possible. However, reproducing field stress conditions in the laboratory is challenging, especially for soft soils, which are more susceptible to disturbance. This study aims to encourage discussions about the importance of to analyze the quality of undisturbed samples of soft soils for the correct interpretation of test results obtained with these samples, to develop projects based on reliable parameters. For this purpose, geotechnical characterization and consolidation tests conducted for the development of projects in the Metropolitan Region of Aracaju (RMA) were analyzed. The results revealed that all collected samples experienced some degree of disturbance. Possibly, quality control failures, from sampling to transportation, storage, and specimen molding, may have contributed to this outcome. The difficulty in collecting samples of this nature from inactive clay deposits (potentially sensitive) was also observed, highlighting the complexity of the process. These results, obtained in real-life application scenarios (construction projects), prompt discussion on the topic, after all, contributions aimed at improving processes related to the collection of soft soil samples are necessary to avoid problems like this in future projects.

KEYWORDS: Quality of the Samples, Soft Soils, Inactive Clays, Undisturbed Samples.

1 INTRODUÇÃO

A engenharia geotécnica enfrenta desafios significativos na compreensão e previsão do comportamento de camadas de solos moles frente às solicitações impostas pelas obras construídas sobre eles. Uma análise

inadequada das características desse tipo de solo pode resultar em manifestações patológicas ou até mesmo ruína das estruturas. Solos moles são caracterizados pela baixa capacidade de carga, alta suscetibilidade ao recalque por adensamento e baixa permeabilidade, e são compostos principalmente por partículas siltosas ou argilosas. Dependendo do seu modo de formação, do ambiente e do processo de deposição, podem possuir quantidades significativas de matéria orgânica finamente dividida, fator que influencia consideravelmente as suas propriedades físicas (Terzaghi, Peck e Mesri, 1996).

Para melhor conhecer as características dos solos moles, são realizados ensaios de campo e laboratório, como o ensaio de palheta (*Vane test*) e o ensaio de adensamento. Os ensaios de campo oferecem menor perturbação ao estado de tensões do solo. Porém, como a condição no entorno da área ensaiada não é necessariamente uniforme, mede-se uma resposta local e instantânea do solo, que é então extrapolada para interpretação do comportamento global da área de estudo.

Por outro lado, os ensaios de laboratório são realizados sob condições bem controladas de tensão, deformação e drenagem (Tan *et al*. 2002). No entanto, a retirada de amostras do campo, por si só, já perturba o estado de tensão *in situ*, devido ao desconfinamento do solo amostrado. Essa perturbação, também chamada de amolgamento, é o enfraquecimento da adesão entre as partículas ou no rearranjo estrutural dos grãos, de acordo com Hvorslev (1949). É impossível obter amostras completamente indeformadas, afinal, além da alteração do estado de tensões *in situ* que ocorrerá no processo de amostragem, a perfuração, cravação e extração do tubo amostrador, o transporte e armazenamento, até a preparação do corpo de prova, podem influenciar na qualidade final da amostra ensaiada (Tan *et al*. 2002).

Diversos autores têm estudado ao longo dos anos o efeito da perturbação de amostras de solo (Bjerrum, 1973; Martins e Lacerda, 1994; Shogaki e Kaneko, 1994; Tan *et al*. 2002). Alguns, inclusive, desenvolveram critérios para avaliar a qualidade de amostras “indeformadas”, visando melhorar a interpretação dos resultados obtidos através dos ensaios de laboratório (Lunne, Berre e Strandvick, 1997; Coutinho, 2007; Andrade, 2009; Futai, 2010). De acordo com a literatura disponível, na Região Metropolitana de Aracaju (RMA), estado de Sergipe, a primeira pesquisa sobre os solos moles da região foi realizada no início da década de 90 (Ribeiro,1992), cujo autor analisou as características de um depósito *offshore* de argila mole para implantação do Terminal Portuário de Sergipe. Três décadas depois, Sá, Cavalcante e Almeida (2022) realizaram a caracterização geotécnica e o georreferenciamento de oito depósitos de solos moles pertencentes à RMA, com o objetivo de contribuir na formação de um banco de dados local.

A partir deste último trabalho, esta pesquisa busca aprofundar a compreensão sobre a importância da análise da qualidade das amostras de solos moles para interpretação precisa dos resultados dos ensaios de laboratório, a fim de desenvolver projetos mais confiáveis. Para isso são utilizados dados obtidos em situações reais (casos de obra). Os resultados levantam questões importantes para aprimorar os processos de coleta de amostras “indeformadas” de solo mole com melhor qualidade.

2 LOCAL DE ESTUDO

Esta pesquisa centrou-se no estudo de depósitos de solo mole localizados na RMA estado de Sergipe, conforme georreferenciamento realizado por Sá, Cavalcante e Almeida (2022). Dos nove depósitos apresentados na Figura 1, serão analisados resultados referentes aos depósitos C, D, e E, e as curvas de adensamento dos depósitos A, B e I. Foram coletadas amostras "indeformadas" de solo mole em cada local analisado, associadas a obras específicas. As amostras foram coletadas por empresas locais: no passado para os locais C, D e E; durante a pesquisa de Sá, Cavalcante e Almeida (2022) para os locais A e B, e mais recentemente, em 2023, para o local I. Mais detalhes sobra a área de estudo e os depósitos podem ser acessados em Sá, Cavalcante e Almeida (2022).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Materiais

Os solos de granulometria fina podem se acumular em vários tipos de ambientes deposicionais, formando os depósitos de solos moles. Sob a ótica da geologia, são sedimentos de origem bastante recente, formados, em geral, por argilas moles ou areias argilosas fofas, que tiveram sua deposição na Era Quaternária (Ribeiro, 1992). Flutuações do nível do mar ao longo do tempo, associadas a mudanças climáticas, influenciaram a formação das planícies costeiras brasileiras, com destaque para a Transgressão Antiga, em que foi atingido o nível marinho alto mais antigo do período Quaternário, evidenciado somente nos estados da

Bahia e de Sergipe, e para a Penúltima Transgressão, nas planícies costeiras dos estados da Bahia, Sergipe e Alagoas (Bittencourt et al., 1979; Suguio et al., 1985; Suguio e Martin, 1978).

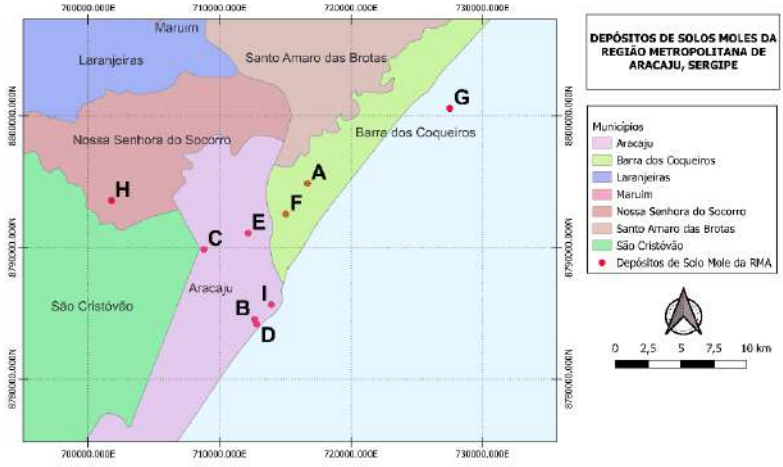


Figura 1- Depósitos de solo mole da RMA georreferenciados por Sá (2019) com base no Atlas Digital sobre Recursos Hídricos de Sergipe (Sergipe, 2016).

Quanto à classificação geológica, os depósitos situados nos locais A, B, D, E e I podem ser classificados como Depósitos Litorâneos, originados no período Quaternário, na época do Holoceno. São depósitos eólicos, formados por areias bem selecionadas. O local C, por sua vez, pertence aos Depósitos Flúvio-Lagunares, também originados no período Quaternário. São depósitos compostos por areia e silte argilosos, ricos em matéria orgânica (Sá, Cavalcante e Almeida, 2022).

No que diz respeito à estratigrafia, os boletins de sondagem dos locais em estudo revelaram, de modo geral, camadas de argila orgânica, de consistência mole a muito mole, de coloração cinza-escura. Essas camadas estavam por vezes intercaladas a lentes de areia e com presença de matéria orgânica, como fragmentos de conchas e crustáceos, reflexo de um ambiente de grande influência marinha. Os depósitos investigados possuem espessuras variando entre 1,75 m e 13,2 m, desde camadas mais próximas à superfície quanto mais profundas. Em todos os casos, foi possível encontrar pelo menos uma camada drenante de areia sobrejacente à camada compressível.

3.2 Métodos

3.2.1 Coleta das Amostras

As amostras "indeformadas" foram coletadas por empresas da região, ao que se sabe, utilizando o amostrador de paredes finas do tipo *Shelby*, embora outros amostradores de melhor qualidade, como o Laval, o *Sherbrooke* e o Japonês, estejam disponíveis (Bertuol, 2009). A escolha do tubo *Shelby* pelas empresas pode ter sido influenciada pela disponibilidade e/ou custo. Durante esta pesquisa, a coleta das amostras e a preparação dos corpos de prova dos locais A e B foram acompanhadas, verificando-se que foram seguidas recomendações da NBR 9820 (ABNT, 1997), como evitar a percussão durante a cravação do amostrador, lacrar imediatamente as amostras com parafina após a retirada do furo e acondicioná-las em local adequado. No entanto, não há informações sobre o transporte dessas amostras. Além disso, quanto às amostras dos locais C, D, E e I, não existem informações sobre as etapas de coleta, identificação, acondicionamento e transporte, que ficaram a cargo das empresas responsáveis.

3.2.2 Ensaios de laboratório

Os dados de ensaios de adensamento e caracterização geotécnica foram resgatados nos locais C, D e E, conforme detalhadamente apresentado por Sá, Cavalcante e Almeida (2022), enquanto novos ensaios foram executados por estes autores com as amostras dos locais A e B. Posteriormente, foram obtidas informações acerca de ensaios de laboratório realizados no local I.

3.2.3 Avaliação da Qualidade das Amostras

Três diferentes critérios foram aplicados para avaliar a qualidade das amostras "indeformadas" coletadas. O primeiro deles foi o critério de Lunne, Berre e Strandvick (1997), que se baseia na relação $\Delta e/e_0$, em que Δe é a diferença entre o índice de vazios inicial da amostra (e_0) e o índice de vazios correspondente à tensão efetiva de campo (e_{v0}) (Tabela 1). Segundo estes autores, uma variação no volume de vazios (Δe) é mais prejudicial à estrutura do solo quanto menor for o índice de vazios inicial (e_0). Essa proposta de classificação considera também a razão de pré-adensamento (OCR) do solo.

Tabela 1. Critério de classificação da qualidade das amostras proposto por Lunne, Berre e Strandvik (1997).

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Excelente a Muito Boa	Boa a Regular	Pobre	Muito Pobre
1 - 2	< 0,04	0,04 - 0,07	0,07 - 0,14	> 0,14
2 - 4	< 0,03	0,03 - 0,05	0,05 - 0,10	> 0,10

Com base na experiência local e por considerar a proposta de Lunne, Berre e Strandvik (1997) muito rigorosa para as argilas brasileiras, Coutinho (2007) propôs modificações nos valores limites das faixas de variação de qualidade das amostras, de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2. Critério de classificação da qualidade das amostras proposto por Coutinho (2007).

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Excelente a Muito Boa	Boa a Regular	Pobre	Muito Pobre
1 – 2,5	< 0,05	0,05 - 0,08	0,08 - 0,14	> 0,14

Por fim, Andrade (2009) sugeriu uma modificação na classificação de Coutinho (2007) considerando os casos em que o valor de $\Delta e/e_0$ calculado coincidia exatamente com o valor limite entre classes, gerando dúvidas quanto à escolha adequada. Dessa forma, ele propôs uma nova classificação, apresentada na Tabela 3. Segundo essa classificação, se o valor calculado for equivalente ao limite entre duas classes vizinhas, a qualidade do corpo de prova será o adjetivo que é comum às duas classes (Aguiar, 2021).

Tabela 3. Critério de avaliação da qualidade de corpos de prova para ensaios de adensamento (Andrade, 2009).

OCR	$\Delta e/e_0$					
	Excelente a Muito Boa	Muito boa a Boa	Boa a Regular	Regular a Pobre	Pobre a Muito Pobre	Muito Pobre
1 – 2,5	< 0,05	0,05 – 0,065	0,065 – 0,08	0,08 – 0,11	0,11 – 0,14	> 0,14

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Análise dos Resultados de Ensaios de Laboratório

A Tabela 4 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização das amostras estudadas e o valor de OCR calculado com base nos ensaios de adensamento. Nesta Tabela, δ é massa específica real; w_0, o teor de umidade natural; LL, o limite de liquidez; LP, o limite de plasticidade; IP, o índice de plasticidade, IA, o índice de atividade e IL, o índice de liquidez do solo. Maiores informações podem ser encontradas em Sá, Cavalcante e Almeida (2022).

Tabela 4. Resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados nas amostras dos locais de estudo.

Local	Amostra	δ (g/cm³)	w_0 (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL	IA	OCR
A	1	2,56	29,41	27,41	18,81	9	1,2	0,44	-
	2	2,61	28,65	43,45	25,19	19	0,2	0,63	-
B	3	-	42,21	-	-	-	-	-	-
C	4	2,59	53,66	39,00	24,00	15	2,0	0,56	1,11
	5	2,59	48,80	36,00	23,00	13	2,0	0,55	1,00
D	6	2,66	41,40	48,00	27,00	21	0,7	0,56	0,83
	7	2,66	39,08	37,00	21,00	16	1,1	0,59	0,81
E	8	2,55	39,79	-	-	-	-	-	1,96
	9	2,54	50,23	-	-	-	-	-	2,22
	10	2,43	83,97	-	-	-	-	-	2,12
I	11	2,64	30,60	23	15	8	2,0	0,44	-
	12	2,62	27,40	26	18	8	1,2	0,37	-

Com base nos resultados apresentados, observa-se que em seis das oito amostras que possuíam valores para umidade e limite de liquidez, o teor de umidade do solo supera o seu limite de liquidez. O LL apresentou valores que oscilaram entre ~23 – 48% e uma média de 35%. Além disso, para essas mesmas amostras, os valores de IL foram maiores que 1,0. Os processos descritos por Mitchel (1976) podem ajudar a compreender os altos valores de IL encontrados nos ensaios. Esse autor explica que a umidade acima do limite de liquidez é uma característica distintiva das argilas muito sensíveis ou *quick clays*, que são formadas a partir de argilas normais devido aso processos de lixiviação e troca de íons ou à ação de agentes dispersantes, resultando em uma redução do LL, do IP e da atividade, o que leva a um aumento do IL à tensão efetiva constante.

Adicionalmente, o índice de atividade das argilas analisadas - calculado como a razão entre o IP e a fração argilosa do solo (porcentagem de partículas com dimensões inferiores a 2µm) - variou entre 0,37 e 0,63, indicando argilas inativas de acordo com a classificação de Skempton (1984). Para este autor, há evidência de que coletar amostras indeformadas de boa qualidade, em profundidade, em camadas de argila normalmente adensadas, é muito difícil quando essas argilas são sensíveis e inativas.

Embora não haja confirmação da sensibilidade das argilas estudadas, algumas características sugerem seu potencial para apresentar sensibilidade. Uma delas é o fato de estarem associadas a ambientes marinhos geologicamente jovens, conforme apresentado na seção 3.1. Mitchel (1976) afirma que as maiores sensibilidades estão associadas a argilas formadas em ambientes salgados que datam da última era glacial (no início do período Quaternário) e Brand e Brenner (1981) complementam que mudanças na estrutura na pós-formação dos depósitos argilosos podem estar relacionadas a sensibilidades muito altas de algumas argilas, majoritariamente argilas marinhas e geologicamente jovens (da última era glacial).

É importante notar ainda que, de acordo com Bertuol (2009), *quick clays* geralmente estão próximas a camadas drenantes e têm espessuras menores. Conforme já mencionado, as espessuras das camadas de argila estudadas nesta pesquisa variam de 1,75 m a 13,2 m, podendo ser consideradas de pequena a intermediária, quando comparadas às espessuras de outros depósitos argilosos brasileiros, que podem chegar até 40 m de espessura, e estão localizadas adjacentes a pelo menos uma camada de areia.

Por fim, é necessário considerar que valores de OCR menores que 1, como os apresentados pelas amostras do local D, podem indicar uma redução da tensão de pré-adensamento devido ao amolgamento da amostra (Ladd, 1973). Essa perturbação pode conduzir a OCR's diferentes do real, especialmente considerando-se a profundidade em que essa camada se encontra (~12 m). Por isso, foi adotado o valor de 1,0 para aplicação dos critérios de avaliação da qualidade dessas amostras.

4.2 Qualidade das amostras

Os critérios apresentados na seção 3.2.3 foram aplicados aos depósitos estudados nesta pesquisa e os resultados são apresentados na Tabela 5. Em adição, são apresentadas também as curvas de adensamento referentes aos ensaios realizados para os locais A, B e I na Figura 2.

Tabela 5. Avaliação da qualidade das amostras coletadas.

Dados qualidade das amostras						
Local	Amostra	OCR	$\Delta e/e_0$	Lunne et al. (1997)	Coutinho (2007)	Andrade (2009)
C	4	1,11	0,142	Muito pobre	Muito pobre	Muito pobre
	5	1,00	0,142	Muito pobre	Muito pobre	Muito pobre
D	6	0,83	0,145	Muito pobre	Muito pobre	Muito pobre
	7	0,81	0,121	Pobre	Pobre	Pobre a muito pobre
E	8	1,96	0,133	Pobre	Pobre	Pobre a muito pobre
	9	2,22	0,097	Pobre	Pobre	Regular a pobre
	10	2,12	0,090	Pobre	Pobre	Regular a pobre

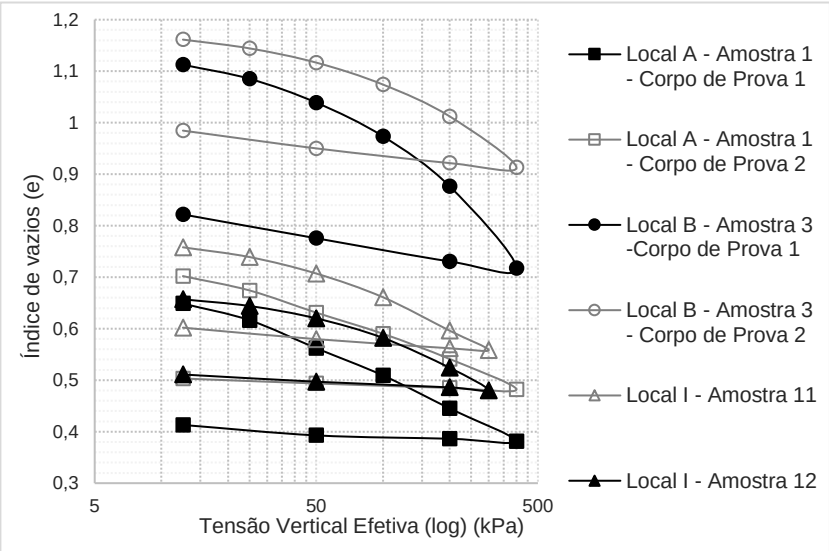


Figura 2 - Curvas de adensamento para os locais A, B e C.

A análise dos resultados apresentados revela que, todas as amostras, coletadas em diferentes épocas e depósitos, apresentaram qualidade insatisfatória sob a ótica de três diferentes autores tomados como referência. Além disso, para os locais A, B e I, é possível evidenciar a má qualidade das amostras apenas observando-se as curvas de adensamento. O amolgamento é verificado pela ausência de transição entre o trecho de recompressão e o trecho virgem das curvas de compressão (Martins e Lacerda, 1994), de forma tal que a tensão de pré-adensamento é mascarada.

Uma vez que essas amostras "indeformadas" de solo mole foram coletadas para ensaios de laboratório de obras reais e diante da evidente má qualidade, é fundamental investigar os fatores que contribuem para esse problema e encontrar maneiras de minimizá-los.

Inicialmente, vale discutir a relação entre o amolgamento das amostras e a inatividade e sensibilidade das argilas locais. Foi verificado que todas as argilas estudadas eram inativas e alguns depósitos foram classificados como normalmente adensados. Embora haja uma suspeita de possível sensibilidade desses depósitos, é preciso confirmá-la para que se verifique a afirmação de Skempton (1984): coletar amostras “indeformadas” de boa qualidade em camadas de argila sensitiva, normalmente adensadas, situadas em profundidade, é muito difícil quando essas argilas são inativas.

Um segundo ponto é que, para os locais A e B, verificou-se que os cuidados recomendados na coleta, armazenamento e moldagem do corpo de prova foram tomados. No entanto, não houve acompanhamento do transporte. Assim, pode-se começar com a hipótese de que uma falha durante o transporte das amostras pode estar causando seu amolgamento. Embora não se tenha informações sobre os procedimentos adotados nos

locais C, D, E e I, este é um ponto de partida para verificar se a causa do amolgamento está no processo de amostragem. É interessante também testar outros amostradores, como o Laval, o Japonês e o *Sherbrooke* que, de acordo com a literatura, costumam fornecer amostras de melhor qualidade que o Shelby (Tan *et al*., 2002 e Bertuol, 2009).

Finalmente, destaca-se a importância em avaliar a qualidade das amostras "indeformadas" coletadas para melhor interpretação dos resultados obtidos nos ensaios de laboratório. Sabendo-se que uma amostra possui qualidade ruim, não é recomendado utilizar os parâmetros estimados com base em ensaios realizados com ela para cálculos de recalques, por exemplo, já que os prazos previstos para estabilização com base em amostras amolgadas podem ser maiores (Almeida e Marques, 2011).

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nos ensaios de laboratório realizados e nas análises conduzidas, verificou-se que o teor de umidade excedeu o limite de liquidez em algumas das amostras coletadas e que a maioria delas apresentou índice de liquidez elevado. Além disso, a partir do índice de atividade todas as amostras foram classificadas como argilas inativas. Embora não se possa afirmar que as argilas estudadas são sensíveis, há indícios de potencial para sensibilidade devido a influências oriundas da sua formação, como mudanças no nível do mar durante o período do Quaternário. Essas informações são relevantes para aprofundar a compreensão da relação entre a inatividade e a potencial sensibilidade dos solos moles da RMA com a dificuldade de se obter amostras "indeformadas" de boa qualidade. Contudo, não se pode ignorar possíveis falhas no transporte, coleta, armazenamento e moldagem dos corpos de prova, bem como o modelo de amostrador escolhido como fatores causadores. Sugere-se que trabalhos futuros incluam uma avaliação da sensibilidade dos solos moles da RMA, investiguem os procedimentos de transporte adotados pelas empresas responsáveis pela coleta de amostras na região e explorem o uso de diferentes tipos de amostradores. Essas investigações podem oferecer valiosas contribuições para solucionar os problemas identificados neste estudo.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam sua gratidão às empresas que viabilizaram os ensaios de campo e forneceram dados essenciais para este estudo, além da equipe do Laboratório de Geotecnia e Pavimentação (GEOPAV) da Universidade Federal de Sergipe (UFS), pela colaboração nos ensaios laboratoriais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. de S. S.; Marques, M. E. S. (2011). *Aterros sobre Solos Moles:* Projeto e Desempenho. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 254 p.

Andrade, M. E. S. (2009). *Contribuição ao estudo das argilas moles da cidade de Santos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, 397 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1997). NBR 9820. *Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagem*. Rio de Janeiro.

Bertuol, F. (2009). *Caracterização geotécnica da sensibilidade de um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul com o uso de ensaios de laboratório*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, 180 p.

Bittencourt, A. C. S. P. *et al*. (1979). Quaternary Marine Formations of the Coast of the State of Bahia (Brazil). In: International Symposium on Coastal Evolution in the Quaternary, São Paulo. *Anais* .... p. 232-253.

Bjerrum, L. (1973). Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansive and Others). In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow. *Anais* ... Moscow. p. 109-159.

Brand, E. W.; Brenner, R. P. (1981) *Soft clay engineering*. Elsevier, 779 p.

Coutinho, R. Q. (2007). Characterization and Engineering Properties of Recife Soft Clays- Brazil. In: Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Singapura, *Anais* … International Workshop. v. 3, p. 2049-2100.

Futai, M. M. (2010). Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles. Tese de Livre Docência, Departamento de Estruturas e Geotécnica, Universidade de São Paulo, 178 p.

Hvorslev, M. J. (1949). *Subsurface Exploration and Samplings of Soils for Civil Engineering Purposes.* Waterways Experiment Station: Mississippi.

Ladd, C. C. (1973). *Estimating settlements of structures supported on cohesive soils.* In: MIT 1971 Special Summer Program, 1.34s, "Soft Ground Construction". Massachusetts, USA, p. 99.

Lunne, T., Berre, T., Strandvik, S. (1997). *Sample Distrubance Effection in Soft Low Plastic Norwegian Clay.* In: Lunne, T., Berre, T., Strandvik, *S. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, p. 81-102.

Martins, I. S. M., Lacerda, W. A. (1994). Sobre a Relação Índice de Vazios-Tensão Vertical Efetiva na Compressão Unidimensional. *Solos e Rochas*, p. 157–166.

Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*, 1st ed., John Wiley & Sons, New York, NY, USA, 422 p.

Ribeiro, L. F. M. (1992). *Ensaios de Laboratório para Determinação das Características Geotécnicas da Argila Mole de Sergipe*. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 201 p.

Sá, L. M. S. (2019). *Caracterização geotécnica e georreferenciamento de alguns depósitos de solos moles da região metropolitana de Aracaju*. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, 205 p.

Sá, L. M. S., Cavalcante, E. H., Almeida, G. B. de O. (2022). Geotechnical Characterization And Georeferencing Of Some Soft Soil Deposits Of The Metropolitan Region Of Aracaju. *Geosciences= Geociências*, 41 (2), p. 359-372.

Sergipe. (2016). *Atlas Digital sobre Recursos Hídricos de Sergipe*. Aracaju: Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos - SEMARH.

Shogaki, T., Kaneko, M. (1994). Effects of sample disturbance on strength and consolidation parameters of soft clay. *Soils and Foundations*, 34 (3), p. 1-10.

Skempton, A. W. (1984). The Colloidal "Activity" of Clays. In: *Selected Papers on Soil Mechanics*, p. 57-61.

Suguio, K., *et al*. (1985). Flutuações do Nível Relativo do Mar Durante o Quaternário Superior ao Longo do Litoral Brasileiro e suas Implicações na Sedimentação Costeira. *Revista Brasileira de Geociências*, [s.l.], 15 (4), p. 273–286.

Suguio, K., Martin, L. (1978). Quaternary Marine Formations of the State of São Paulo and Southern Rio de Janeiro. In: *International Symposium on Coastal Evolution in the Quaternary*, São Paulo). *Anais* .... SGB. p. 1-52.

Tan, T. *et al*. (2002). Effect of sampling disturbance on properties of Singapore clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(11), p. 898-906.

Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd ed, John Wiley & Sons, New York, NY, USA, 549 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/649

Utilização de Técnicas Geoestatísticas para a Predição da Resistência a Penetração SPT

Juciela Cristina dos Santos
Professora, Universidade Federal de Alagoas, Campus CECA, Maceió, Brasil, juciela.santos@ceca.ufal.br

Roberto Quental Coutinho
Professor, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, roberto.coutinho@ufpe.br

RESUMO: A geoestatística mostra-se como uma técnica bastante eficiente em diversas áreas do conhecimento em que se necessite lograr valores em regiões sem amostras, permitindo a compreensão da distribuição espacial de fenômenos e variáveis. Diante disso, esse trabalho objetivou a apresentação de uma abordagem de utilização de técnicas geoestatísticas para geração de mapas preditivos da resistência a penetração SPT. As análises foram realizadas a partir de 304 sondagens SPT distribuídas espacialmente em 3,61km² sob sedimentos de formação Barreiras na cidade de Maceió-AL, utilizando o método de krigagem ordinária. Os valores de resistência a penetração Nspt foram interpolados para as profundidades de 2,00m, 4,00m, 6,00m, 9,00m e 12,00m, segregados em duas estações, seca, entre os meses de agosto a março e chuvosa, entre os meses de abril a junho. As análises realizadas mostraram que no período chuvoso ocorre reduções dos valores Nspt em toda a área de estudo, o que pode estar diretamente relacionado com o aumento da umidade, observada de maneira mais significativa entre as profundidades de 0m-6m. De acordo com os resultados percebe-se que em geral, os mapas probabilísticos apresentam-se satisfatórios para a predição dos valores Nspt, principalmente para as áreas com uma abundância de amostras e boa distribuição espacial.

PALAVRAS-CHAVE: Geoestatística, Resistência Nspt, Mapas Probabilísticos.

ABSTRACT: Geostatistics proves to be a very efficient technique in several areas of knowledge in which it is necessary to obtain values in regions without samples, allowing the understanding of the spatial distribution of phenomena and variables. Therefore, this work aimed to present an approach for using geostatistical techniques to generate predictive maps of resistance to SPT penetration. The analyzes were carried out from 304 SPT surveys spatially distributed over 3.61km² under Barreiras formation sediments in the city of Maceió-AL, using the ordinary kriging method. The Nspt penetration resistance values were interpolated for depths of 2.00m, 4.00m, 6.00m, 9.00m and 12.00m, segregated into two seasons, dry, between the months of August to March and rainy, between the months of April to June. The analyzes carried out showed that during the rainy season there are reductions in Nspt values throughout the study area, which may be directly related to the increase in humidity, observed more significantly between the 0m-4m layers. According to the results, it is clear that in general, probabilistic maps are satisfactory for predicting Nspt values, especially for areas with an abundance of samples and good spatial distribution.

KEYWORDS: Geostatistics, Nspt Resistance, Probabilistic Maps.

1 INTRODUÇÃO

O conhecimento acerca do comportamento e das características do solo desempenham um papel crucial no planejamento urbano, na gestão ambiental, na conceção de estruturas de contenção, na estabilidade de taludes, na elaboração de projetos de fundações, entre outros diversos aspectos. Esses dados são rotineiramente obtidos através de investigações geotécnicas de campo e laboratório que resultam em parâmetros fundamentais para subsidiar decisões técnicas em projetos e obras de engenharia.

Diversas técnicas e tecnologias são atualmente empregues para auxiliar nessas aquisições e uma delas é a incorporação de dados de investigação de campo provenientes de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) conjugados a espacialização através dos Sistemas de Informação Geográficas (SIG). Esta técnica, já consolidada em algumas áreas, está ganhando cada vez mais destaque no campo da geotecnia e foi explorada neste trabalho com a finalidade de elaboração de mapas preditivos de resistência a penetração em áreas com boa distribuição de dados.

No que diz respeito aos bancos de dados geotécnicos, estes se consolidam no Brasil e no mundo, como ferramenta importante e de finalidades distintas para engenharia, tratando de armazenamento e produção de informações uteis para planejamento territorial e obras de engenharia. No Brasil merecem destaque os bancos de dados geotécnicos estruturados por Bastos *et al.* (2007), Miranda, (2007) no Rio Grande do Sul, Augusto Filho (2005) em Minas Gerais, Coutinho, Monteiro e Oliveira (1996) entre outros.

No que tange as técnicas geoestatísticas, tem sido bastante utilizada há várias décadas para estimativa e interpolação de dados com o propósito de analisar variáveis regionalizadas, onde a continuidade espacial desempenha papel crucial na precisão das estimativas. Essas técnicas foram inicialmente empregadas nas áreas de Engenharia de Minas, Ambiental, Petróleo e Geologia, e mais recentemente na Geotecnia.

Essa técnica tem sido explorada por diversos trabalho, com destaque para o Nordeste, o banco de dados realizado para a cidade de João Pessoa – Paraíba (Soares, 2011), em que foram utilizadas 705 sondagens, localizadas em 3 subáreas da cidade, que possuíam duas unidades geológicas distintas (Sedimentos Marinhos e Formação Barreiras), o trabalho realizado por Mendes e Lorandi (2008), através de estudos geoestatísticos a partir de sondagem SPT para a cidade de São José do Rio Preto, São Paulo, determinando variação do lençol freático nos períodos seco e chuvoso, correlacionando com a existência de solos colapsíveis, os estudos de Luiz e Gutierrez (2020), que realizaram uma avaliação geoestatística através do método de krigagem ordinária a partir de 109 poços de água para a cidade de Maringá, Paraná, identificando correlações entre valores de Nspt e a geomorfologia da região estudada, dentre tantos outros transbordamentos que esta técnica pode oferecer.

É diante deste aspecto que se desenvolve este trabalho, que teve como objetivo realizar a construção de um banco de dados espacial de sondagens SPT e a partir dele a incorporação e análises geoestatísticas a partir de mapas preditivos de resistência a penetração nos períodos seco e chuvoso para uma porção territorial da cidade de Maceió-Alagoas.

2 ÁREA DE ESTUDO

A cidade de Maceió possui uma área territorial de aproximadamente 511km² e uma população de 957.916 habitantes (IBGE, 2022). Está localizada no litoral do Estado de Alagoas, Nordeste do Brasil, banhada pelo Oceano Atlântico na sua porção leste e por uma das lagunas que denominaram o estado, a laguna Mundaú, na porção oeste. Possui um clima quente e úmido, classificado como tipo As', segundo a classificação Köppen. Existem duas estações bem definidas, a chuvosa, que vai de março a agosto, com a quadra chuvosa se estendendo entre os meses de abril a julho, onde ocorrem as maiores precipitações, e a estação seca, que se estende entre os meses de setembro a fevereiro.

Maceió possuí aproximadamente 72% de sua área urbana localizada sobre terrenos sedimentares correspondente a Formação Barreiras, considerada a última deposição da Bacia Sedimentar Alagoas, ocorrendo com uma largura média de 20km, formando um pacote entre 60 a 130m (SANTOS, LIMA e NETO, 2004). Os quaternários resultam da ação marinha, fluvial e eólica, que originou uma planície litorânea e lagunar com terraços marinhos e lacustres, cordões arenosos e antigos estuários afogados que dão origem às lagoas.

Á área de estudo objeto deste artigo (Figura 1), é uma porção do território de Maceió, que possui 3,61km², estando compreendida entre as coordenadas UTM E= 198396,269 e N = 8940374,300; E = 200228,394 e N = 8944195,805, zona 25S, meridiano central -33°, onde estão inseridas parte dos bairros Antares, Benedito Bentes, Tabuleiro dos Martins e Cidade Universitária.

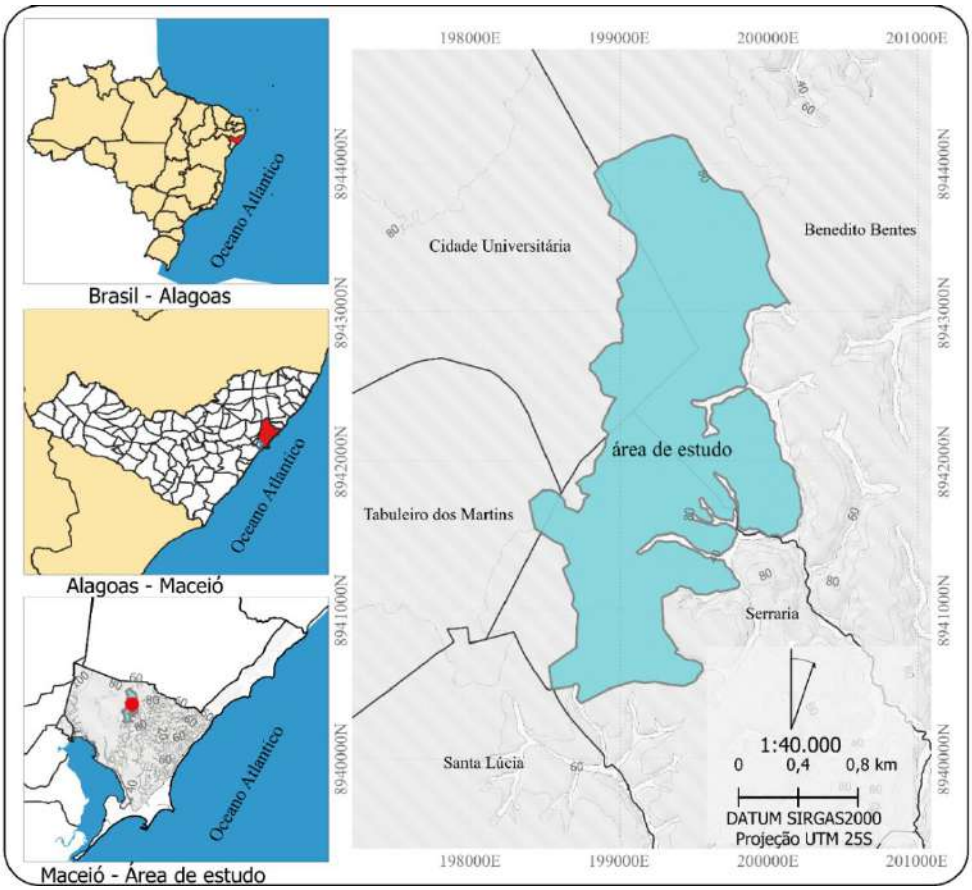


Figura 1. Localização da área de estudo.

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

A proposta metodológica apresentada neste trabalho é composta por quatro partes essenciais: a coleta e a análise dos perfis de sondagens existentes na cidade de Maceió; a estruturação do banco de dados geográfico destas sondagens e seu tratamento geoestatístico; A definição da área de estudo onde existem maiores disponibilidades de registros de sondagens SPT espacialmente distribuídas e as análises geoestatísticas propriamente ditas, com a geração de mapas probabilísticos e de incertezas. Para uma melhor compreensão das etapas descritas, é apresentado um fluxograma por meio da Figura 2.

Figura 2. Etapas Metodológicas.

As sondagens utilizadas neste artigo foram cedidas pela empresa AGM Geotécnica, sendo especializadas no território de Maceió através das coordenadas geográficas na projeção UTM – Sistema SIRGAS2000. Considerando a variabilidade espacial desses dados, os registros SPT foram segregados em dois períodos com relação a estação seca (agosto-março) e estação chuvosa (abril-julho), realizando as análises geoestatísticas quanto a resistência à penetração Nspt nas profundidades de 2,0m, 4,0m, 6,0m, 9,0m e 12,0m. Esses valores foram considerados em função das experiências de execução das fundações na região estudada, sendo essas profundidades as mais relevantes. As análises geoestatísticas foram realizadas através do software ArcGis 10.4.1, conectado ao sistema gerenciador de banco de dados PostGIS.

A análise exploratória foi realizada com base na estatística descritiva se deu através da ferramenta Geostatistical Analystic do ArcGis. Essa ferramenta fornece parâmetros estatísticos básicos e subsídio para avaliação da correlação entre as amostras. Estão disponíveis para realização das análises o histograma, contendo a estatística básica, a análise através do gráfico Normal Q-Q, do mapa de Voronoi, do semivariograma e da nuvem de covariância.

A análise estatística foi realizada com base na krigagem ordinária, onde se realizou a interpolação propriamente dita. Uma das grandes vantagens desse método é a possibilidade de avaliação das incertezas na interpolação, analisadas a partir da variância e covariância. Nesta etapa, foi avaliada a possível ocorrência de anisotropias através do variograma unidirecional, com direção de 0°, 45º e 135º e abertura de 90°. Foi observado que as amostras demonstram a presença de anisotropia em relação a variável resistência Nspt, ou seja, ocorre uma variação nas propriedades em função das direções. Dessa forma, as direções de análises variaram em função das profundidades e dos períodos em cada área estudada, de forma a minimizar esse fenômeno.

O modelo esférico foi o utilizado por apresentar melhor adequação para as amostras utilizadas. Ao realizar a análise por validação cruzada foi possível avaliar através do variograma, o erro produzido na interpolação. Também foi possível a construção de um mapa apontando áreas onde os resultados da interpolação possuem maiores ou menores incertezas. Após a realização das interpolações por krigagem, foi necessário a definição de intervalos de representação espacial exibidos através de classes temáticas nos mapas produzidos. Esses intervalos foram definidos considerando os estados de compacidade e consistência dos solos sugeridos pela ABNT NBR 6484/2020.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O número de registos SPT trabalhados para a área estudada teve um universo amostral inicial estudado foi de 304 sondagens, havendo uma diminuição do número de registos no período chuvoso como também ao longo da profundidade. Nas análises exploratórias foi observado maior coeficiente de variação na profundidade de 2,00m no período seco. A Tabela 2 apresenta os parâmetros estatísticos obtidos na etapa de análise exploratória dos dados, considerando as profundidades e períodos estudados.

Tabela 1. Parâmetros estatísticos obtidos na análise exploratória das sondagens para a área estudada.

Parâmetros	Nspt (2,0m)		Nspt (4,0m)		Nspt (6,0m)		Nspt (9,0m)		Nspt (12,0m)	
	S	C	S	C	S	C	S	C	S	C
Nº de sondagens	144	87	142	97	137	55	83	44	34	27
Mínimo	2	2	4	7	6	9	14	14	18	19
Máximo	14	9	25	27	35	30	50	50	50	50
Média	6	6	13	13	20	18	30	30	35	30
Desvio padrão	2,08	1,72	3,87	3,88	5,78	4,83	7,84	9,29	8,38	8,48
Mediana	6,5	6	13	14	20	17	29	30	35	32
Coef. de variação	0,31	0,27	0,29	0,28	0,29	0,26	0,26	0,31	0,24	0,28

Nota**:** S – período seco; C – período chuvoso.

Na área de estudo os parâmetros estatísticos mostraram um alcance variando entre 450m e 600m. Esse alcance pode ser considerado relativamente alto dada a proporção territorial estudada, estando relacionado

com a má distribuição espacial dos registos de sondagem sob esse território. Os parâmetros de ajuste obtidos para a modelagem geoestatística podem ser observados através da Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros obtidos na estimativa dos valores por krigagem ordinária para a área estudada.

Parâmetros	Nspt (2,0m)		Nspt (4,0m)		Nspt (6,0m)		Nspt (9,0m)		Nspt (12,0m)	
	S	C	S	C	S	C	S	C	S	C
Modelo	Esf.	Esf.	Esf.	Esf.	Esf	Esf.	Esf.	Esf.	Esf.	Esf.
Efeito pepita(C0)	2	3	15	13	21	8	25	22	27	35
Patamar (C+C0)	2	1	2	0	17	12	35	73	66	78
alcance (a) (m)	400	450	450	400	35	500	500	600	500	500

Nota: S – período seco; C – período chuvoso.

As análises geoestatísticas mostraram intervalos com faixa de valores predominantes para cada profundidade e a área que correspondeu a cada intervalo foi calculada e está representada através da Tabela 4. Nota-se que em 2,00m de profundidade, mais de 80% dos registos de sondagem possuem Nspt no intervalo entre 6 – 10 golpes, tanto para o período seco como para o chuvoso, as maiores perdas ocorrem com Nspt entre 3-5, variando de 9% no período seco para 20% no período chuvoso. Para 4,00m de profundidade, foi observado que 100% da área está entre o intervalo de 11 – 19 golpes. Em 6,00m de profundidade, o intervalo predominante está com Nspt 20 – 30 no período seco e 11 – 19 no período chuvoso. Em 9,00m de profundidade, a frequência de ocorrência dos intervalos Nspt entre 20 – 30 golpes e golpes, enquanto para a profundidade de 12,00m, destaca-se a predominância do intervalo > 30 golpes. Essas características condizem com o esperado, um aumento de resistência com o aumento da profundidade.

Tabela 3. Percentual de área correspondente ao intervalo de resistência SPT nas profundidades estudadas.

Intervalo Nspt	Nspt (2,0m) Área (%)*		Nspt (4,0m) Área (%)*		Nspt (6,0m) Área (%)*		Nspt (9,0m) Área (%)*		Nspt (12,0m) Área (%)*	
	S	C	S	C	S	C	S	C	S	C
≤ 2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3 - 5	9	20	-	-	-	-	-	-	-	-
6 - 10	86	80	-	1	-	-	-	-	-	-
11 - 19	5	-	100	99	43	62	-	2	-	3
20 - 30	-	-	-	-	57	38	56	70	30	48
> 30	-	-	-	-	-	-	44	28	70	49

Nota: S – período seco; C – período chuvoso. *Percentual da área total referente a área estudada.

Os mapas de variabilidade espacial da resistência Nspt para as profundidades estudadas são apresentados através da Figura 03 e 04.

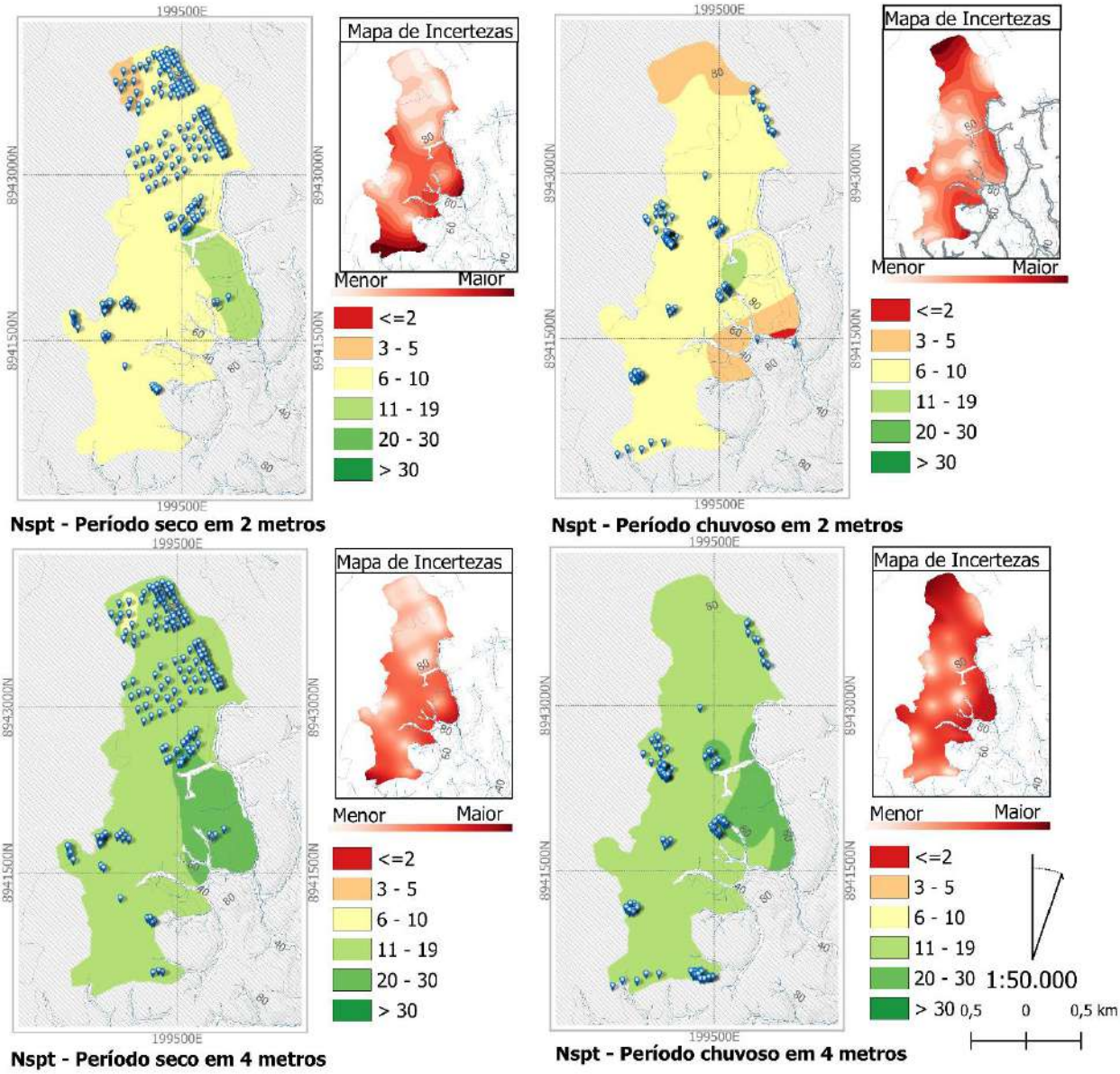


Figura 3. Mapa de variabilidade dos valores Nspt no período seco e chuvoso para as profundidades de 2m e 4m.

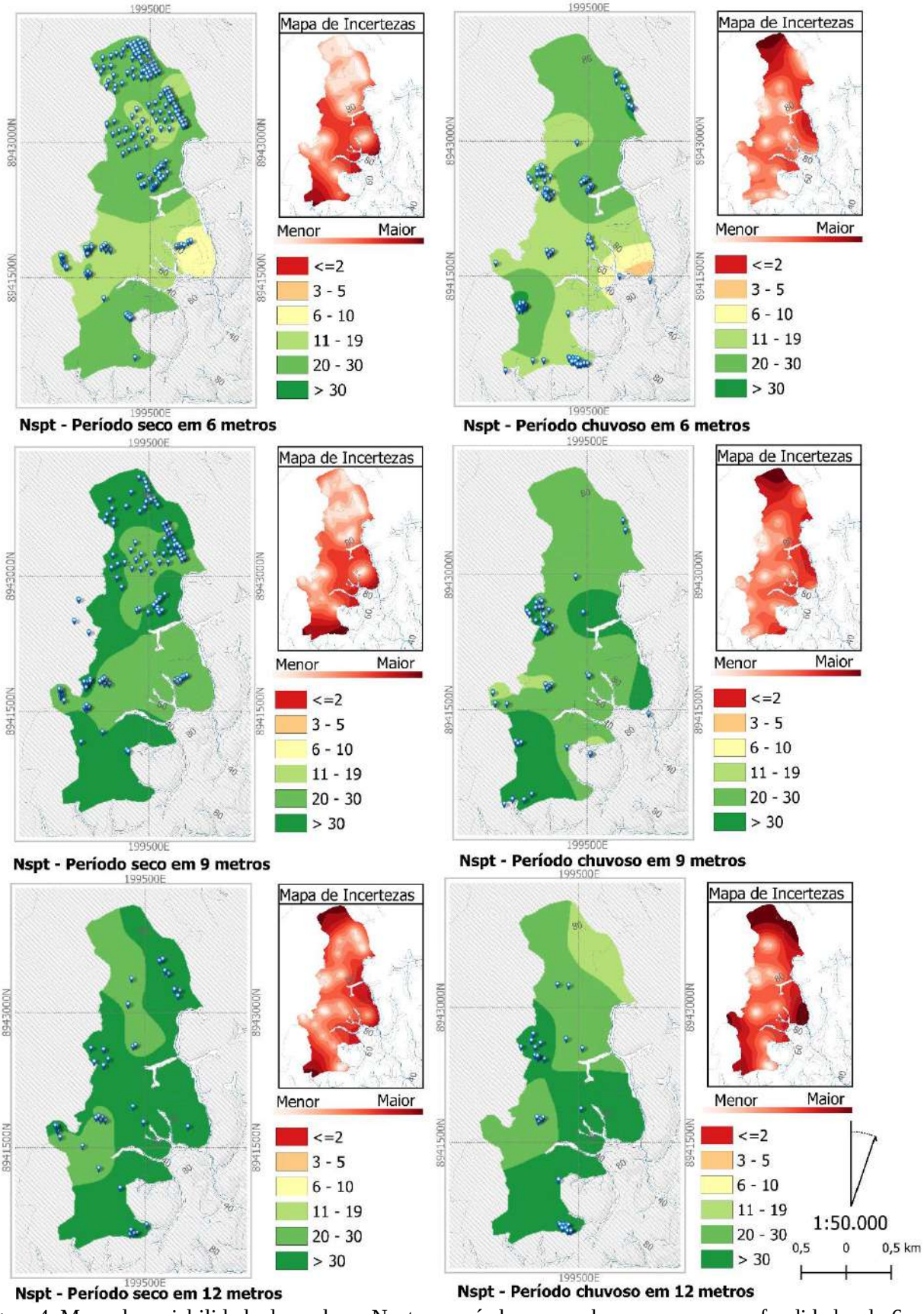


Figura 4. Mapa de variabilidade dos valores Nspt no período seco e chuvoso para as profundidades de 6m, 9m e 12m.

5 CONCLUSÕES

Este artigo traz uma contribuição para o campo científico e para a comunidade geotécnica local sob a perspectiva geral do comportamento geotécnico dos solos na região estudada, apresentando a utilização das geotecnologias através de banco de dados espacial de sondagens SPT e da geoestatística como aliados.

Através das análises realizadas pode-se perceber que a partir dos resultados obtidos é possível uma visão mais abrangente e detalhada da distribuição da resistência à penetração Nspt nas camadas de solo e ao longo da profundidade na região estudada, permitindo uma estimativa mais precisa das características geotécnicas e com isso enriquecendo o entendimento dos fatores que podem influenciar o comportamento do solo, fornecendo informações valiosas para projetos de engenharia e planejamento urbano na região. Os resultados apontam que em até 6,00m de profundidade são observados as maiores diferenças na resistência a penetração Nspt entre os períodos seco e chuvoso, observados nos mapas probabilísticos, com intervalos de resistência crescente com a profundidade, seguindo uma lógica esperada.

Em suma, os resultados probabilísticos demonstraram eficiência para o que se propõem, especialmente na área em que a densidade amostral foi mais significativa, ou seja, onde o número de sondagens era maior, e com uma distribuição espacial mais uniforme. Entretanto, a análise revelou incertezas mais pronunciadas nas regiões periféricas, sugerindo a necessidade de uma abordagem mais cuidadosa e avaliação detalhada nessas áreas específicas. Essa conclusão ressalta a importância da qualidade e quantidade dos dados amostrais para a precisão e confiabilidade dos mapas probabilísticos, além de destacar a relevância de considerar a variabilidade espacial para uma interpretação mais precisa dos resultados.

AGRADECIMENTOS

Ao Grupo de Egenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e Desastres, ao qual este trabalho encontra-se associado, e a AGM Geotécnica LDA pela disponibilidade dos ensaios SPT na região estudada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Augusto Filho, O. (2005). *Implementação de banco de dados geotécnico como ferramenta adicional de gestão urbana da URBEL*. 2005. 14p.

Coutinho, R.Q.; Monteiro, C.F.B.; Oliveira, A. T. J. (1996) *Banco de Dados das Argilas Orgânicas Moles/Médias do Recife.* (ABMS -Núcleo Nordeste, Org.). São Paulo - Brazil: [s.n.], 1996. p. 105–116.

Mendes, R. M.; Lorandi, R. (2008). *Analysis of spatial variability of SPT penetration resistance in collapsible soils considering water table depth*. Engineering Geology, 2008. v. 101, n. 3–4, p. 218–225.

MIRANDA, T. C. (2007). *Mapeamento das Unidades Geotécnicas e Montagem de Banco de Dados na Área Abrangida Pela Obra de Duplicação da BR101 Sul, RS, Brasil*. ABGE - Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. Coimbra. p. 15.

Soares, W. C. (2011). *Banco de Dados Geológico - Geotécnico com Base em Sondagens á Percussão e Uso de SIG: Análise Espacial da Profundidade do Lençol Freático e do Nspt para Obras de Fundação em João Pessoa -PR.* Tese de Doutorado: Universidade de São Paulo.

Luiz, A.M.F.; Gutierrez, N. H. M. (2020). *Geostatistical data analysis of the Standard Penetration Test (SPT) conducted in Maringá-Brazil and correlations with geomorphology*. Soils and Rocks, 2020. v. 43, n. 4, p. 619–629.

Santos, R. J. Q.; Lima, R. C. A.; Ferreira, N. J. V.(2004) *A Geomorfologia do Tabuleiro como Consequência do Neotectonismo*. Geografia - Espaço, Tempo e Planejamento. Maceió: [s.n.], 2004.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2022). *Censo Demográfico do Brasil* - IBGE Cidades. Disponível em < https://cidades.ibge.gov.br/brasil/al/maceio/panorama>. Acesso em: 22 de fev. 2024.

ÁREA 10.

Pavimentos, Infraestrutura Rodo e Ferroviária

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/650

A Otimização no Processo de Estabilização Granulométrica de Solos

Vanderson Pereira Santos Soares
Mestrando, Universidade Federal de Sergipe, São Crsistóvão-SE, Brasil, vandersope@gmail.com

Guilherme Bravo de Oliveira Almeida
Professor Adjunto, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão-SE, Brasil, gbravo1982@gmail.com

RESUMO: Na estabilização granulométrica, algumas composições entre solos, ou solos com outros materiais, são ensaiadas, seguida de uma análise dos resultados para, enfim, verificar qual delas melhor atende aos requisitos técnicos. No entanto, os ensaios demandam esforços físico-financeiros, tempo e de matéria-prima. Por outro lado, o engenheiro pode aderir ao uso de ferramentas de otimização e da estatística para racionalizar esses esforços. Uma das ferramentas neste processo é o Solver, presente nos softwares Excel. Nele, ao indicar as restrições, as variáveis e o tipo de resolução, seja linear ou não linear, retorna um valor otimizado para a função objetivo definida para o problema proposto. Entre as técnicas estatísticas, o uso do coeficiente de eficiência Nash-Sutcliffe e o teste não paramétrico de Wilcoxon parecem se adequar bem quando aplicados na geotecnia. Nesse sentido, apresenta-se um estudo inicial para um modelo otimizado de estabilização granulométrica de solos, com base nessas duas técnicas estatísticas que são comuns a outras áreas da engenharia. Como ferramenta de trabalho, o Solver será utilizado auxiliando na obtenção dos resultados da composição para alguns solos. Espera-se que o modelo reduza aqueles esforços no processo de estabilização granulométrica de solos, auxiliando a tomada de decisões.

PALAVRAS-CHAVE: Otimização. Estatística. Solver. Estabilização de solos.

ABSTRACT: In soil stabilization, some compositions of soils, or soils with other materials, are tested, followed by an analysis of the results to finally check which one best suited the technical requirements. However, testing requires physical and financial effort, time and raw materials. On the other hand, the engineer can use optimization tools and statistics to rationalize these efforts. One of the tools in this process is Solver, which is available in Excel software. By indicating the constraints, the variables and the type of resolution, whether linear or non-linear, it returns an optimized value for the objective function defined for the proposed problem. Among statistical techniques, the use of the Nash-Sutcliffe efficiency coefficient and the non-parametric Wilcoxon test seem to be well suited when applied to geotechnics. An initial study is presented for an optimized soil granulometric stabilization model, based on these two statistical techniques that are common to other areas of engineering. As a working tool, Solver will be used to help obtain the composition results for some soils. It is hoped that the model will reduce the effort involved in the process of stabilizing soil granulometry, helping with decision-making.

KEYWORDS: Optimization. Statistics. Solver. Soil stabilization.

1 INTRODUÇÃO

Segundo a Confederação Nacional de Transportes (CNT), a infraestrutura rodoviária do Brasil é fundamental para o crescimento do país, sendo responsável pela movimentação de mais de 65% das mercadorias entre os estados e cerca de 95% dos passageiros. Ainda assim, apenas 12,4% da malha rodoviária brasileira é pavimentada, e do total de quilômetros avaliados, na última pesquisa CNT de rodovias, 67,5% (75.190 quilômetros) possuem estado de conservação inadequado (CNT, 2023).

A má conservação e deterioração dos pavimentos, também é influenciado pela escolha dos materiais de suas camadas, sendo o solo um dos seus principais componentes. Pela existência de vários tipos de solos, nem sempre a coleta de uma jazida satisfaz às especificações de norma para utilização em camadas de pavimentação, ou, muitas das vezes, um solo adequado se localiza distante da obra, tornando seu uso inviável do ponto de vista econômico e ambiental (BUDNY, 2018). Neste aspecto, o reaproveitamento de outros tipos de materiais tem sido objeto de inúmeros estudos no mundo (PASCHE et al. 2017).

Para realização de tal procedimento algumas técnicas são utilizadas, dentre estas, a estabilização. Villibor (1982) aborda a questão da estabilização granulométrica como a combinação e manipulação de solos com outros solos, ou tipos de materiais, em proporção adequada, de forma a obter um produto final de estabilidade maior que os solos de origem. No entanto, este processo, demanda uma quantidade considerável de tempo e ensaios, devido ao seu processo ainda empírico.

A otimização, então, entra neste contexto, pois, de maneira global, é o processo de busca da melhor opção em termos do aproveitamento dos recursos dentro de uma categoria de possíveis soluções a partir das variáveis (Martins e Ning, 2021). No aspecto de otimização, muito se utiliza de técnicas estatísticas. Na engenharia, como afirmam Montgomery e Runger (2012), a estatística busca formular e resolver problemas que refinam as soluções para um problema. Essa área de concentração da ciência exata é de fundamental importância para a tomada de decisões. Dentre as várias técnicas, duas podem ser citadas: o coeficiente de Nash-Sutcliffe e o Teste não paramétrico de Wilcoxon.

O coeficiente de Nash (também chamado de coeficiente de Nash-Sutcliffe) ou NSE é bastante utilizado em modelos hidrológicos, com valor que pode variar entre -∞ e 1. Pela definição obtida por Brighenti et al. (2016), o teste de eficiência de Nash-Sutcliffe (NSE) é uma estatística normalizada que determina a magnitude relativa da variância residual em comparação com a variância dos dados medidos. Ou seja, a eficiência de Nash-Sutcliffe indica quão bem o gráfico de dados observados versus dados simulados se ajusta à linha, ou seja, quão próximo de uma linha esperada os dados estarão. Quanto mais próximo de "1", melhor a concordância entre a previsão do modelo e observação da atividade. (NASH e SUTCLIFFE, 1970).

Já o teste de Wilcoxon é uma opção de teste não paramétrico para variáveis contínuas que pode ser usado no lugar do teste t pareado para comparar duas amostras pareadas. A hipótese nula do teste é que a mediana da diferença entre os pares é igual a zero. Este teste avalia a diferença entre o número de pares com diferenças positivas e o número de pares com diferenças negativas, não sendo recomendado quando há muitos pares com diferenças zero, pois estes acabarão por reduzir o tamanho da amostra e, portanto, serão excluídos da análise (CAPP e NIENOV, 2020).

Diante disso, e com base nos requisitos da norma de bases estabilizadas granulometricamente, DNIT 141/2022, este estudo vem demonstrar a utilização das técnicas estatísticas do coeficiente de Nash-Sutcliffe e no teste não paramétrico de Wilcoxon, com intuito de minimizar o tempo gasto na estabilização granulométrica de solos através de um modelo otimizado.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Os materiais utilizados nesta pesquisa foram material asfáltico fresado e solo granular. Ambos cedidos pela Empresa Municipal de Obras e Urbanização (EMURB) da cidade de Aracaju.

2.2 Métodos

O procedimento experimental será dividido em três etapas:

- Etapa I – realizar de ensaios para definição da granulometria dos materiais;
- Etapa II – utilizar o coeficiente de Nash – Sutcliffe e Wilcoxon para realizar a composição entre os materiais na ferramenta solver do Excel;
- Etapa II – realizar ensaios granulométricos da composição para confirmar a previsão de NES e Wilcoxon

Etapa I

Nesta etapa, será realizada a granulometria conforme descreve a norma DNER 080/94. Foram executadas quatro repetições para se obter a mediana dos ensaios e, assim, definir a granulometria do material. Optou-se por essa quantidade de repetições dada a heterogeneidade dos materiais estudados.

Etapa II

Nesta etapa, tem-se como instrumento fundamental o programa Excel. Nesse, foram utilizadas ferramentas de planilha, na qual foi alimentada como dados de entrada os valores obtidos na análise granulométricas da Etapa I. Tomou-se como escolha a curva granulométrica que melhor se encaixa nas faixas granulométricas da norma DNIT 141/2022.

Para verificação do coeficiente de Nash-Sutcliffe (NSE), a fórmula utilizada está indicada na equação 1

$$NSE=1-\sum^{n}_{i=1}(Q_{obs}-Q_{sim})/\sum^{n}_{i=1}(Q_{obs}-\bar{Q} \quad (1)$$

em que:

Q_{obs} são os dados esperados

Q_{sim} são os dados simulados

$\bar{Q}$ é a média dos dados esperados

Os dados esperados (Q_{obs}) é a média da faixa granulométrica escolhida, conforme exemplo mostrado na Tabela 1, para a Faixa B da norma DNIT 141/2022.

Tabela 1. Exemplo dos dados esperados na escolha de uma faixa granulométrica.

Peneira	**Faixa B**		
mm	Limite Superior (%)	Média (%)	Limite Inferior (%)
50,8	100	100	100
25,4	75	83	90
9,5	40	58	75
4,8	30	45	60
2,0	20	31	42
0,42	15	23	30
0,074	5	20	15

A média dos dados esperados ($\bar{Q}$ é a média dos valores de média da faixa, do exemplo da Tabela 1, ou seja, realizada a soma dos valores de Média (%) e dividido pelo número de peneiras exigidas na norma, no caso 7.

Já os dados simulados (Q_{sim}) são obtidos a partir das porcentagens apresentadas pelo Solver como resposta no Excel, para o coeficiente de Nash, conforme Modelo de Combinação de Solo MCS_{Geopav} a seguir e os parâmetros no Solver são demonstrados na Figura 1, logo abaixo:

$$MCS_{Geopav} = 1- NSE \quad (2)$$

Onde

- Minimizar o valor de MCS_{Geopav}
- Variar o valor da Porcentagem do material A, entre 0% a 100% (B varia automaticamente)
- A soma das porcentagens dos materiais A e B deve ser 100%

- Para melhorar o modelo, foi definido o valor de NSE maior que 0,95
- Método de resolução não linear evolucionário

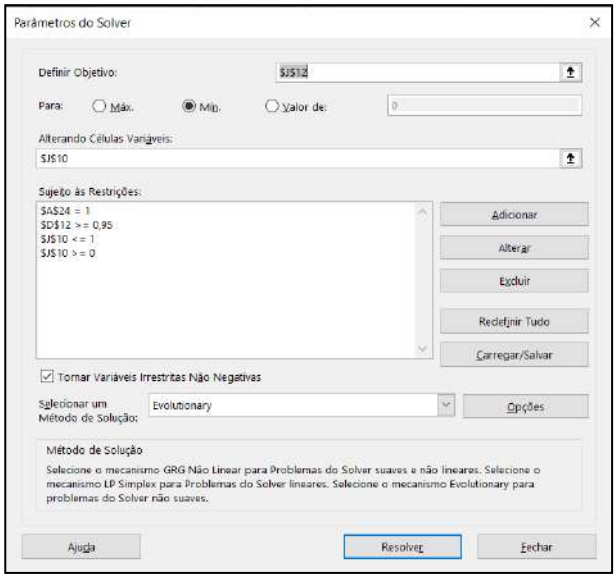


Figura 1. Parâmetros no Solver do Excel para o MES_d

Para verificação do teste não paramétrico de Wilcoxon no Excel

Nesta etapa, serão comparados os dados simulados (Q_{sim}) com os dados esperados (Q_{obs}), seguindo os passos abaixo:

1. Para cada peneira, verificar a diferença entre Q_{sim} e Q_{obs};
2. Verificar o valor absoluto das diferenças de cada peneira do procedimento anterior;
3. Colocar as diferenças em ordem crescente;
4. Eliminar os itens que não tem diferença (igual a zero) e somar a quantidade dos que restaram;
5. Ordenar os itens que restaram;
6. Somar os itens que restaram com seu sucessor na ordem;
7. Eliminar as diferenças iguais, se houver e reordenar os que sobraram, se necessário;
8. Dos itens que sobraram, se a diferença no procedimento 1 for positiva atribuir valor “1”, caso negativa, atribuir valor “-1”;
9. Multiplica-se os valores atribuídos no item anterior, pela ordem dos elementos, somando os negativos e positivos;
10. O valor final vai ser o menor dos valores absolutos do item anterior;
11. Com a tabela de valor crítico, se o valor do item anterior for menor que do valor crítico do item tabelado para a significância escolhida de 0,05, será rejeitada a hipótese, caso não, será aceita.

Etapa III

Após a Etapa II, será realizada na composição real, com as porcentagens fornecidas, os mesmos ensaios realizados na etapa I e comparar com composição simulada.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As curvas granulométricas do solo e do material fresado podem ser observadas na Figura 2. Essas curvas foram traçadas a partir dos valores da mediana das quatro repetições realizadas durante o ensaio.

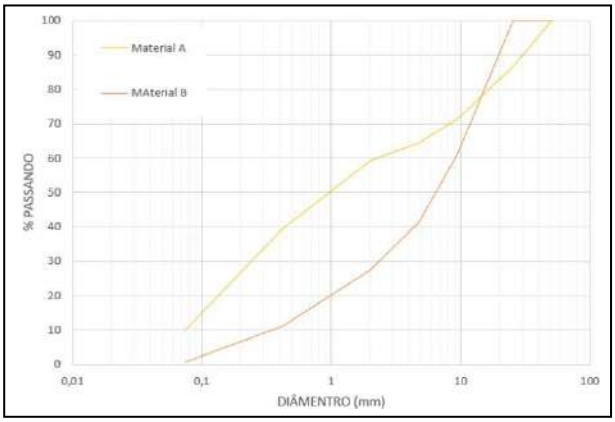
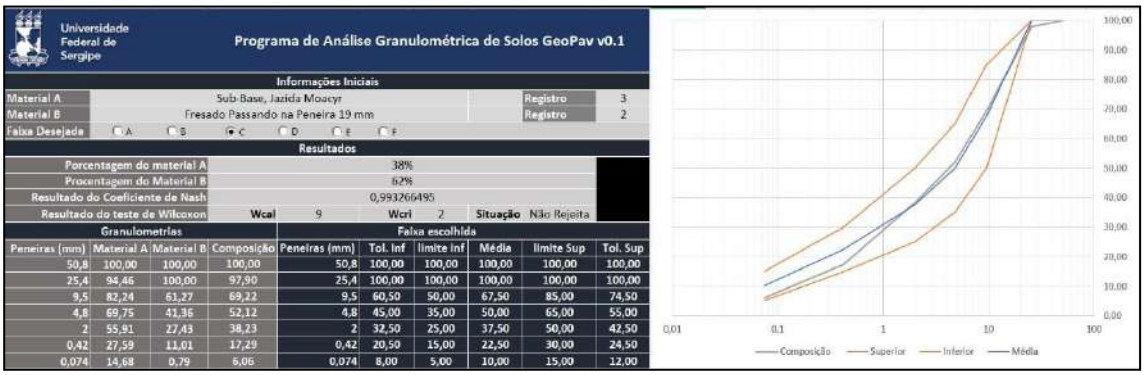


Figura 2. Curvas granulométrica do solo (material A) e do material fresado (material B).

Utilizando-se a ferramenta do Excel, tomando-se como dados de entrada o resultado da granulometria da Etapa I, foi escolhida uma faixa da norma DNIT141/2022. Como simulação, foi escolhida a Faixa C, sendo executada a interação do Solver e fornecendo as seguintes respostas:

- Porcentagem do material A – 38%
- Porcentagem do material B – 62%
- Resultado NSE – 0,993266495
- Resultado do Wilcoxon – Não rejeita

Esses resultados podem ser visualizados na Figura 3, a seguir.



Universidade Federal de Sergipe

Programa de Análise Granulométrica de Solos GeoPav v0.1

Informações Iniciais

Material A	Sub-Base, Jazida Moacyr	Registro	3
Material B	Fresado Passando na Peneira 19 mm	Registro	2
Faixa Desejada	○ A ○ B ● C ○ D ○ E ○ F		

Resultados

Porcentagem do material A	38%				
Procentagem do Material B	62%				
Resultado do Coeficiente de Nash	0,993266495				
Resultado do teste de Wilcoxon	Wcal 9	Wcrl 2	Situação	Não Rejeita	

Granulometrias				Faixa escolhida					
Peneiras (mm)	Material A	Material B	Composição	Peneiras (mm)	Tol. Inf	limite inf	Média	limite Sup	Tol. Sup
50,8	100,00	100,00	100,00	50,8	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
25,4	94,46	100,00	97,90	25,4	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
9,5	82,24	61,27	69,22	9,5	60,50	50,00	67,50	85,00	74,50
4,8	69,75	41,36	52,12	4,8	45,00	35,00	50,00	65,00	55,00
2	55,91	27,43	38,23	2	32,50	25,00	37,50	50,00	42,50
0,42	27,59	11,01	17,29	0,42	20,50	15,00	22,50	30,00	24,50
0,074	14,68	0,79	6,06	0,074	8,00	5,00	10,00	15,00	12,00

Figura 3. Tela de resultados no Excel

Os passos realizados para se chegar nessas respostas, para a Etapa II, foram:

- ✓ os dados granulométricos dos materiais alimentam a planilha;
- ✓ indica-se uma faixa granulométrica, segundo a norma DNIT 141/2022;
- ✓ os dados granulométricos são então trabalhados estatisticamente levando em consideração a Equação 1 do coeficiente NSE e a Equação 2, do Modelo MES_d utilizando-se do Solver, como indicado na Figura 2;
- ✓ o teste não paramétrico de Wilcoxon também é verificado, seguindo os passos detalhados no item anterior;
- ✓ as interações realizadas apresentam como resultado uma porcentagem de cada material que deve ser então comprovada na Etapa III.

Graficamente, o resultado também pode ser apresentado na Figura 3 com as curvas granulométricas. Observa-se as curvas para os limites superior e inferior, de acordo com as faixas da norma DNIT 141/2022; a curva média obtida a partir da média da faixa escolhida (como demonstrado numericamente na Tabela 1).

Ao simular, a otimização realizada indica uma porcentagem de cada material. Para o exemplo da Figura 3, foi dado como resultado um percentual de 38% para o material A (solo granular) e 62% para o material B (material fresado). E essas porcentagens tiveram como base a curva média da granulometria da faixa C, tomada

como exemplo na simulação. Nessa Figura é possível visualizar a curva da composição simulada, isto é, uma curva que se aproxima o máximo possível daquela curva média da faixa escolhida.

Dessa otimização, finaliza-se o programa experimental realizando novos ensaios granulométricos, seguindo os mesmos procedimentos de ensaios da Etapa I. Assim, foi executada a mistura entre os materiais A e B nas porcentagens indicadas na Etapa II, ou seja, 38% de solo e 62% de material fresado. O resultado desse ensaio das misturas é apresentado na Figura 4.

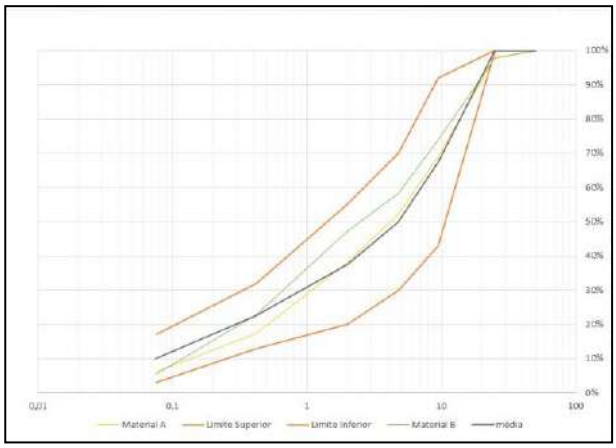


Figura 4. Comparação entre as curvas simulada e real

Pode-se observar que as curvas granulométricas da simulação da composição (Etapa II) e a composição real da mistura (obtida desta Etapa III) estão ambas próximas ao valor de referência da Faixa C da norma DNIT 141/2022, sendo:

- ✓ A curva em amarelo representa a granulometria simulada pelo programa;
- ✓ A curva verde representa a granulometria real;
- ✓ A curva mais escura, central é a referência da faixa.

Vale ressaltar que, pela heterogeneidade dos solos, houve diferença entre o que foi simulado e o real, mas dentro da premissa inicial de permanecer dentro da faixa. Abaixo, pode ser vista na tabela 2, as diferenças entre as porcentagens entre as duas granulometrias

Tabela 2. Comparação entre as granulometrias simulada e a real

Peneiras (mm)	% Passando Simulada	% Passando Real	Diferença
50,8	100	100	0
25,4	97,90	97,75	0,15
9,5	69,22	73,97	-4,75
4,8	52,12	58,12	-6,08
2,0	38,23	47,35	-9,12
0,42	17,29	22,78	-5,49
0,074	6,06	5,25	0,81

4 CONCLUSÕES

Neste estudo, o parâmetro utilizado foi apenas para comparar com uma composição ideal de alguma faixa escolhida da norma DNIT 141/2022, com uma composição simulada. Os resultados mostraram que a simulação foi bastante acurada, pelo apresentando no modelo desenvolvido, ao se comparar com a composição real, com as porcentagens de cada material. A diferença real não foi significativa, mostrando-se bastante confiável a sua utilização.

Esta norma, ainda fornece outros requisitos que também podem ser aplicados em outros modelos para tornar o programa mais robusto e ideal para utilização em maior escala. Por exemplo, com a busca de uma granulometria ideal, muito provavelmente o parâmetro de massa especifica aparente seca máxima também

tenha aumentado, pois quanto mais próximo a curva ideal, mais denso o material e também provavelmente o Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR) também tenham aumentado em relação ao solo.

Além disso, vários outros parâmetros podem ser adicionados, inclusive na melhora do modelo para adequar tantos as faixas da norma citada, como de qualquer outra norma ou modelo de referência. Inclusive, as ferramentas estatísticas utilizadas aqui, que se mostraram eficientes para a situação proposta, mas que também podem ser aprimoradas, modificando os parâmetros no solver, ou adicionando outros testes estatísticos que tornariam o modelo mais eficiente e robusto.

Portanto, a apresentação de soluções otimizadas se mostrou bastante eficiente na diminuição de tempo na realização de ensaios, pois o método, que ainda empírico, para realização dos ensaios pode ser racionalizado e acurado. Vários outros testes estatísticos podem ser implementados também no auxílio em laboratório e no campo reduzindo tempo e custos.

AGRADECIMENTOS

Os autores desta pesquisa agradecem à CAPES pelo fomento à pesquisa. Além do apoio do laboratório de Geotecnia e Pavimentação da Universidade Federal de Sergipe e do Laboratório de Solos e Asfaltos da EMURB por acreditar e valorizar a pesquisa, fornecendo materiais necessários e compartilhar o conhecimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brighenti, T. M., Bonumá, N. B., Chaffe, P. L. B. (2016). *Calibração Hierárquica do modelo SWAT em bacia hidrográfica Catarinense*. RBRH, VOLUME. 21 - Nº. 1. http://dx.doi.org/10.21168/rbrh.v21n1.p53-64.

Budny, J. (2018). *Verificação do potencial de estabilização de um solo laterítico com uso de ácido fosfórico, ácido cítrico e cinza de casca de arroz*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Capp, E., Nienov, O. H. (2020) *Bioestatística Quantitativa Aplicada*. UFRGS. Porto Alegre,

CNT – Confederação Nacional de Transportes. *Pesquisa CNT de rodovias 2023*. – Brasília: CNT: SEST SENAT: ITL

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Norma *DNIT 141/2022 – ES: pavimentação: base estabilizada granulometricamente: especificação de serviço*. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2012b.

Martins, J.R.R.A., Ning, A. (2021) *Engineering Design Optimization*. Cambridge University Press

Montgomery, D. C., Runger, G.C. (2012) *Estatística Aplicada e Probabilidade para Engenheiros 4° ed*. FTC. Phoenix

Nash, J.E., Sutcliffe, J.V. (1970) *River flow forecasting through conceptual models*, I, A discussion of principles, J. Hydrol., 10, 282-290, 1970

Pasche, E., Specht, L. P., Tansky, M. C., Consoli, N. C. (2017) *Avaliação da rigidez de misturas recicladas cimentadas: Abordagem elástica e viscoelásticas*. Revista Transportes, Vol 26, n° 01

Villibor, D. F. (1982) *Estabilização Granulométrica ou Mecânica*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Paulo.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/651

Análise Comparativa Entre Adição de Cal Hidratada e Cimento na Estabilização de um Solo Argiloso para Utilização como Camada de Pavimento

Elis Della Giustina
Engenheira Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, São Ludgero, Brasil, elisdg@outlook.com

Aziz Tebechrani Neto
Professor, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, Brasil, aziztneto@gmail.com

RESUMO: Uma das principais questões defrontados pela engenharia rodoviária atualmente, consiste na escassez de materiais naturais em condições adequadas para utilização nas obras de implantação e pavimentação, sendo necessário procurar outros materiais ou adotar métodos para viabilizar a utilização do solo disponível. Com isso, o presente trabalho tem como objetivo comparar o melhoramento de um solo argiloso entre a adição de cal hidratada e Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V-ARI) para uso em camada de pavimentação. Os teores utilizados para esta análise foram de 3, 5 e 7% e foram estudados em dois tempos de cura, 7 e 28 dias. O solo natural foi submetido a ensaios de limite de Atterberg, granulometria e compactação, para realizar sua caracterização utilizando a classificação HBR/TBR. As misturas foram submetidas a ensaios mecânicos na energia Proctor Normal, geralmente usada em projetos de engenharia rodoviária, onde a compactação é relativamente leve. Os resultados obtidos nas misturas com cal hidratada não atingiram as expectativas, apresentando valores relevantes de CRB apenas na porcentagem de 7%, podendo ser utilizada apenas em camada de subleito. As misturas com cimento se mostraram positivas em praticamente todas suas porcentagens, sendo os maiores valores de CBR no período de cura de 28 dias. Ainda, nas porcentagens de 5% e 7%, com um período de cura de 7 dias, a mistura pode ser empregada como reforço, enquanto que após 28 dias de cura, é indicada apenas para uso como camada de subleito. Sendo assim, fazendo uma análise comparativa entre o uso da cal hidratada e do cimento, obteve-se resultados mais satisfatórios nas misturas com CP V-ARI.

PALAVRAS-CHAVE: solo argiloso, cal hidratada, CP V-ARI, pavimentação.

ABSTRACT: One of the main issues facing road engineering today is the scarcity of natural materials in suitable conditions for use in implementation and paving works, making it necessary to look for other materials or adopt methods to make it feasible to use the available soil. Therefore, this study aims to compare the improvement of a clay soil between the addition of hydrated lime and Portland Cement of High Initial Strength for use in a paving layer. The contents used for this analysis were 3, 5 and 7% and were studied at two curing times, 7 and 28 days. The natural soil was subjected to Atterberg limit, granulometry and compaction tests in order to characterize it using the HBR/TBR classification. The mixtures were subjected to mechanical tests at Normal Proctor energy, generally used in road engineering projects, where compaction is relatively light. The results obtained from the mixtures with hydrated lime did not achieved expectations, showing relevant CBR values only at a percentage of 7%, which can only be used in the subgrade layer. The mixtures with cement proved to be positive in practically all their percentages, with the highest CBR values in the 28 days curing period. In addition, at percentages of 5 and 7%, using a curing period of 7 days, it would be possible to use the mixture in the reinforcement and in the 28 days period, only in the sub-base layer. Therefore, a comparative analysis between the use of hydrated lime and cement showed more satisfactory results for mixtures with CP V-ARI.

KEYWORDS: clay soil, hydrated lime, CP V-ARI, paving.

1. Introdução

O setor rodoviário desempenha um papel fundamental no Brasil, sendo o principal meio de locomoção de pessoas e mercadorias, responsável por cerca de mais de 60% das cargas transportadas, segundo dados de 2021 da Confederação Nacional do Transporte (CNT).

O pavimento pode ser definido como uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, constituída sobre a superfície final de terraplanagem, destinada técnica e economicamente a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança (BERNUCCI *et al*., 2022).

Os principais problemas enfrentados na construção de estradas têm sido a durabilidade da superfície de rolamento e a falta de solos com resistência adequada (VIEIRA, 1994). Em vista disso, existem algumas técnicas que são capazes de aprimorar solos para serem usados em pavimentação.

Sabe-se que o solo natural é um material complexo e muito variável e, devido à sua abundância, tem grande emprego na engenharia rodoviária. Porém, nem sempre o solo satisfaz às especificações para sua utilização em camadas de base e/ou sub-base de pavimentos. Neste caso, deve-se optar por alternativas como: dimensionar os pavimentos considerando as limitações do solo; substituir o material existente por outro de melhor qualidade; ou corrigi-lo, alterando suas propriedades e criando um material que atenda às necessidades do projeto. Esta última alternativa é chamada de estabilização de solos (NUNEZ, 1991).

Para Rosa (2009), a cal é um dos estabilizantes de maior utilização e abundância, bem como o mais econômico usado para estabilização de solos, com aplicação em pavimentação e aterros. A sua eficiência foi comprovada através de vários estudos sobre a utilização da cal no melhoramento de solo para pavimentação, apresentando bons resultados em relação a sua capacidade de suporte e na redução de recalques.

Já a adição de cimento ao solo é um método definido pelo Departamento Nacional de Infrarestrutra de Transportes (DNIT, 2006) como um estabilizante químico, tornando-o menos sensível aos efeitos da água e diminuindo a sua plasticidade. É empregado principalmente para melhorar a trabalhabilidade de certos solos em pista ou para atender as especificações granulométricas, atualmente, os órgãos e concessionárias têm voltado a especificar o solo-cimento, mostrando-se novamente como um material para competir com as tradicionais bases granulares de brita graduada simples (BERNUCCI *et al*, 2022).

Diante do exposto, o presente trabalho irá estudar resultados obtidos a partir da mistura de um solo argiloso com Cimento Portland CP V-ARI, um tipo de cimento pozolânico de alta resistência inicial, e da mistura do mesmo solo tratado com cal-hidratada nas seguintes porcentagens: 3, 5, 7%. O estudo irá avaliar as porcentagens de dosagem e os parâmetros de resistência para camadas de base e sub-base em aplicação na pavimentação, tendo em vista critérios econômicos e ambientais.

2. Materiais e Métodos

O solo utilizado na pesquisa, foi um solo residual de Formação Geológica Palermo, coletado no Iparque – UNESC, na cidade de Criciúma – SC, com as seguintes coordenadas: 28°43'52.7"S 49°24'27.7"W.

Quando se trata da utilização de solos para estruturas de pavimento, saber identificar e classificar o solo disponível na natureza é crucial para que se elabore um projeto viável. Portanto, foram realizados os seguintes ensaios: Análise granulométrica – NBR n° 7181/2018; Limite de liquidez – NBR n° 6459/2016; Limite de plasticidade – NBR n° 7180/2016; Ensaio de compactação – NBR n° 7182/2016. Todas as amostras seguiram a NBR n° 6457/2016.

Com os ensaios de caracterização concluídos, utilizou-se a classificação HBR/TBR para classificar o solo. Após, deu-se início aos ensaios de CBR do solo natural, das misturas com cal hidratada e das misturas com cimento (CP V-ARI) nas porcentagens de 3, 5 e 7%. A fim de verificar a influência do tempo de cura, foram realizados ensaios com 7 e 28 dias de cura.

Sabendo que o objetivo da utilização da Cal Hidratada e do CP V-ARI, foi o de estudar uma possível melhora das características mecânicas de solos para utilização em camadas de pavimentos. Após todos os ensaios descritos acima, foi analisado o resultado seguindo as normativas do DNIT, conforme o manual de pavimentação (2006) que prescreve as seguintes considerações:

- Materiais para subleito: Expansão menor ou igual a 2% e CBR maior que 2%.
- Materiais para reforço: Expansão menor ou igual a 1% e CBR maior que o do subleito.

- Materiais para sub-base: Expansão menor ou igual a 1%, CBR maior que 20% e Índice de grupo (IG) igual a zero.
- Materiais para base: Expansão menor ou igual a 0,5%, CBR maior que 80%, Limite de liquidez menor que 25% e índice de plasticidade menor que 6%.

3. Resultados e Discussões

Com os resultados obtidos a partir do ensaio de compactação, pôde-se determinar que a umidade ótima do material foi de 28%, como demostrado no gráfico da Figura 01, sendo um valor comum em solos argilosos. Essa umidade foi corrigida posteriormente para utilização nos demais ensaios, tendo em vista que o material ficou exposto e adquiriu umidade do ar nesse período. A Curva Granulométrica (Figura 02) também demostrou valores dentro dos parâmetros esperados, quando comparado com diversas pesquisas em que foi realizado o ensaio de granulometria deste mesmo solo.

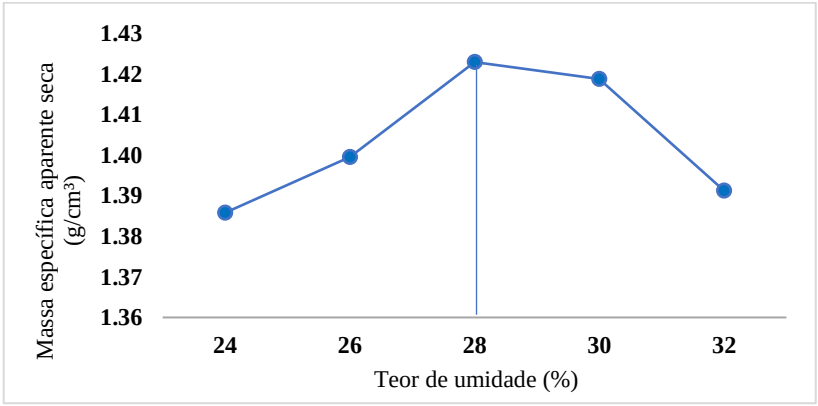


Figura 01: Curva de compactação Proctor Normal

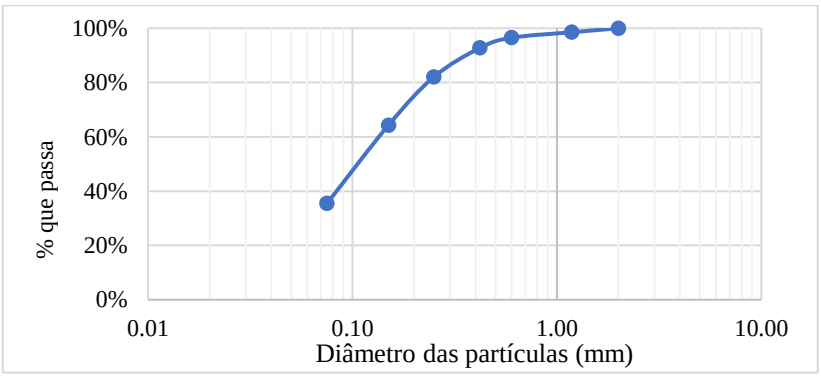


Figura 02: Curva Granulométrica

Os resultados dos ensaios de caracterização (Tabela 01), confirmaram os resultados esperados, demostrando que o solo se caracteriza como solo argiloso, podendo ser classificado como solo tipo A-7, segundo a classificação HRB.

Tabela 01. Classificação do solo

Ensaios	Resultados
Limite de Liquidez	65,07 %
Limite de Plasticidade	46,36 %
Índice de Plasticidade	18,71 %
Índice de Grupo	16,17 %
HRB	SOLO A-7

O resultado do ensaio CBR para o solo natural (Tabela 02), mostrou um valor de CBR, dentro da normativa DNIT, impróprio para o uso em qualquer uma das camadas de pavimentação e como subleito, devido ao valor de expansão.

Tabela 02: CBR e expansão do solo natural

Solo natural			
Expansão (%)	Ruptura		CBR (%)
	Penetração (c.mm)	Carga (kg)	
2,70	254	33	2,43
	508	51	2,50
CBR final = 2,50 %			

Na mistura do solo natural com adição de cal hidratada, obteve-se um declínio do CBR em relação ao solo natural, nas baixas porcentagens de cal, obtendo-se um aumento apenas na porcentagem de 7%, em ambos os tempos de cura, como demostrado no gráfico da Figura 03.

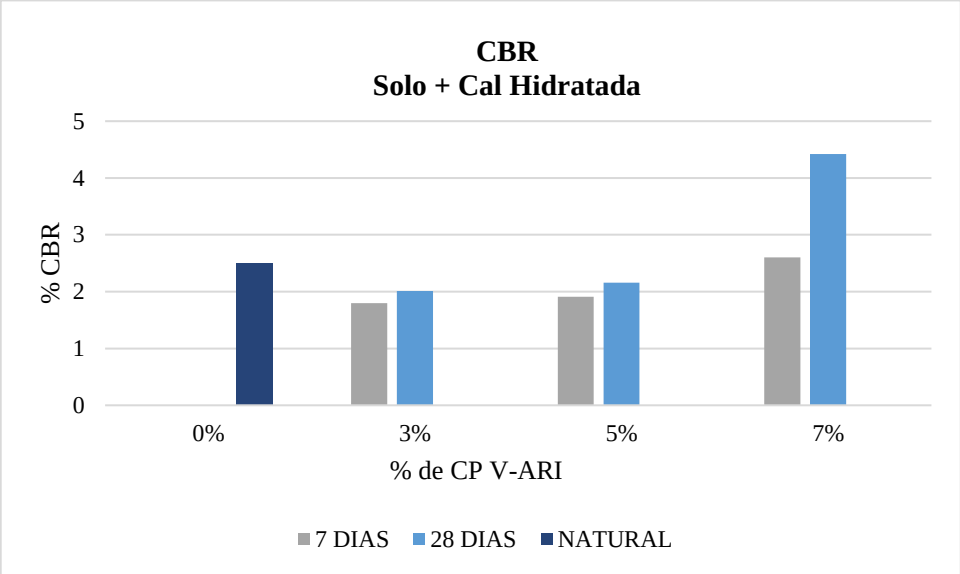


Figura 03: Gráfico CBR Solo + Cal Hidratada

Contudo, analisando a expansão dessa mistura (Figura 04), pôde-se perceber que o solo apresentou uma menor expansão em todas as porcentagens e em ambos os tempos de cura.

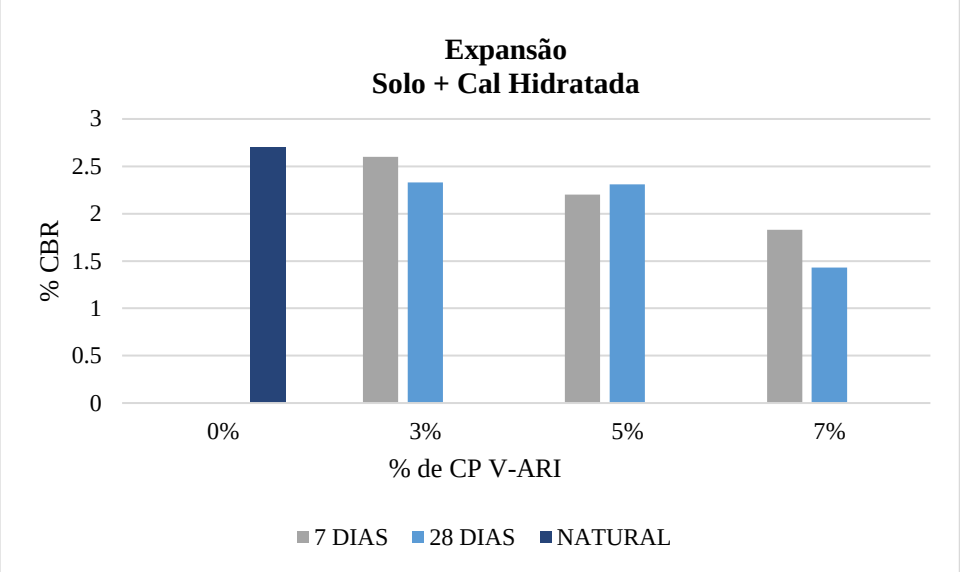


Figura 04: Gráfico expansão Solo + Cal Hidratada

A mistura do solo natural com adição de CP V-ARI, apresentou um aumento considerável em seu valor de CBR (Figura 05), em todas as porcentagens e em ambos os tempos de cura, juntamente com uma diminuição da sua expansão (Figura 06).

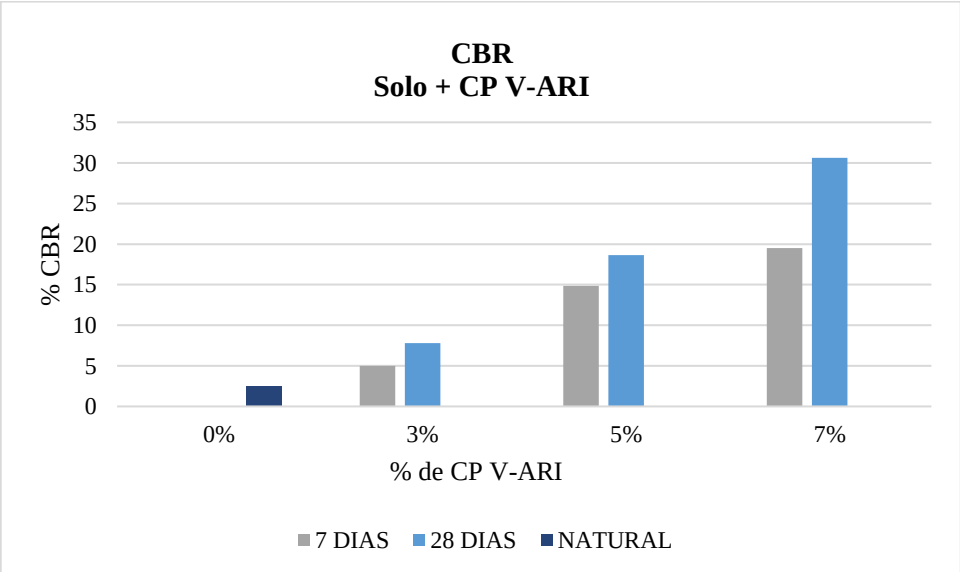


Figura 05: Gráfico CBR Solo + CP V-ARI

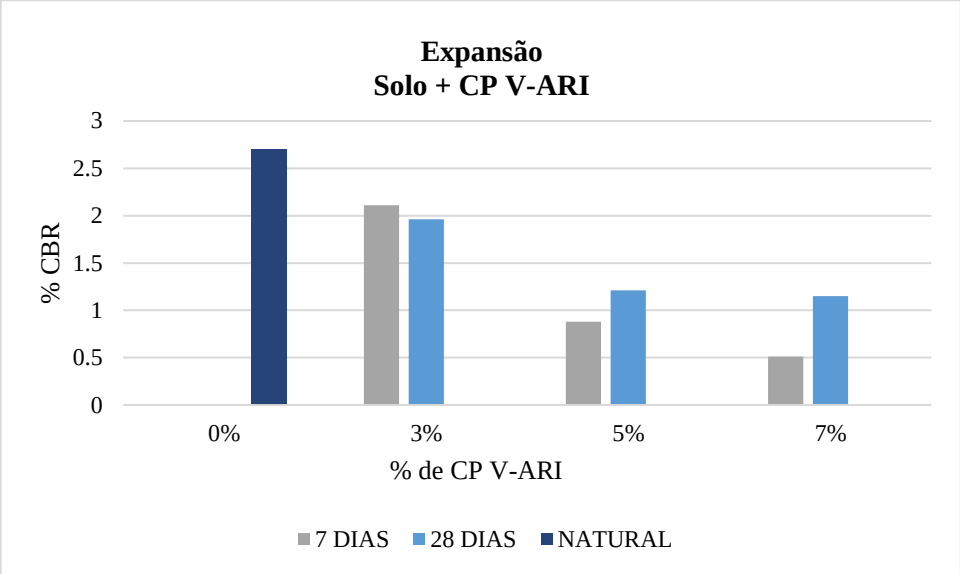


Figura 06: Gráfico Expansão Solo + CP V-ARI

Avaliando todos os gráficos apresentados acima, pôde-se montar a seguinte tabela para uma melhor análise comparativa dos resultados (Tabela 03):

Tabela 03: Resultados das misturas entre cal hidratada e CP V-ARI

SOLO NATURAL	
CBR (%)	**Expansão (%)**
2,50%	2,70%

SOLO NATURAL + CAL HIDRATADA						
	CBR (%)			**Expansão (%)**		
% adicionada	3%	5%	7%	3%	5%	7%
7 dias	1,82	1,91	2,60	2,60	2,20	1,83
28 dias	2,01	2,16	4,42	2,33	2,31	1,43

SOLO NATURAL + CP V-ARI						
	CBR (%)			**Expansão (%)**		
% adicionada	3%	5%	7%	3%	5%	7%
7 dias	5,01	14,87	19,51	2,11	0,88	0,51
28 dias	7,81	18,65	30,63	1,96	1,21	1,15

Assim, o solo natural com adição da cal hidratada não atendeu as expectativas. Diversos estudos demostram que a cal é um bom estabilizante para utilização em camada de pavimentação mesmo em baixas porcentagens, porém no solo argiloso de formação palermo utilizado nessa pesquisa, percebeu-se que na porcentagem de 3%, o CBR diminuiu 0,68% em relação ao CBR do solo natural no período de 7 dias e 0,49% no período de 28 dias. O mesmo ocorreu na porcentagem 5%, em que o CBR diminuiu 0,59% no período de 7 dias e 0,34% no período de 28 dias. Foi possível perceber uma melhora apenas na porcentagem de 7%, em que o CBR aumentou 0,10% no período de 7 dias e 1,92% no período de 28 dias, sendo a melhoria mais relevante no maior tempo de cura.

Quanto a expansão, percebe-se uma diminuição de acordo com as porcentagens, sendo apenas na porcentagem de 7% uma melhora desejável, em que aumentou 0,87% no período de 7 dias e 1,27% no período de 28 dias, ficando abaixo de 2%.

A diminuição do CBR com adição da cal e a baixa diminuição da expansão do solo, pode ter sido causado por algumas condições, como o fato de o material ter sido destorroado na peneira de n°10 ao invés da peneira de n°200, o que pode ter deixado alguns grumos no material que impediram as reações necessárias. Outra explicação pode ter sido a composição mineralógica do solo, em que algum elemento pode ter impedido as reações.

Segundo Gallato (2006), alguns dos componentes encontrados no solo da Formação Palermo, são a sílica, o óxido de alumínio e hematita, onde a sílica representa 49,41%, o óxido de alumínio 26,81% e a hematita 9,69% da composição total da amostra. Ainda, segundo Scarmagnani (2013), resultados obtidos a partir de difratometria de raios-X, identificou a presença de dois argilominerais que podem influenciar nas propriedades mecânicas do solo, a caulinita e a ilita. Ou seja, alguns desses componentes podem ter influenciado no resultado do presente trabalho, porém necessitaria de estudos específicos para essa confirmação.

A mistura do solo natural com CP V-ARI, mostrou uma melhora considerável em todas as porcentagens analisadas. Para o tempo de cura de 7 dias, a porcentagem de 3% apresentou um aumento no CBR de 2,51% e uma diminuição na expansão de 0,59%; a porcentagem de 5% apresentou um aumento de 12,37% no CBR e uma diminuição na expansão de 1,83%; a porcentagem de 7% apresentou um aumento de 17,01% no CBR e uma diminuição da expansão de 2,19%. Para o tempo de cura de 28 dias, a porcentagem de 3% apresentou um aumento no CBR de 5,31% e uma diminuição na expansão de 0,74%; a porcentagem de 5% apresentou um aumento de 16,15% no CBR e uma diminuição na expansão de 1,49%; a porcentagem de 7% apresentou um aumento de 28,13% no CBR e uma diminuição da expansão de 0,40%.

Sendo assim, praticamente todas as misturas com CP V-ARI estão dentro da normativa para uso como subleito, com exceção da porcentagem de 3% no tempo de cura de 7 dias em que a expansão ficou maior que 2%.

Percebe-se também, que as misturas com a cal apresentaram, no geral, uma diminuição mais relevante da expansão no maior período (28 dias), enquanto as misturas com CP V-ARI apresentaram, no geral, uma diminuição da expansão no menor período (7 dias). Ambas as misturas tiveram sua expansão estabilizada em torno do terceiro e quarto dia submersas.

Comparando todos os resultados, pode-se observar que a cal teve um melhoramento apenas na porcentagem de 7%, enquanto o cimento se mostrou relevante já nas menores porcentagens.

Conclusão

A partir dos resultados apresentados no presente trabalho, pode-se concluir que o solo natural não é ideal para utilização em nenhuma camada de pavimentação nem como subleito, pois apresenta uma alta expansão para os parâmetros do DNIT.

O solo com adição de 7% da cal com tempo de cura de 7 dias ou 28 dias, pode ser utilizado como camada de subleito, já que apresenta um CBR maior que 2% e uma expansão menor que 2%, sendo o melhor cenário a mistura de 7% no período de cura de 28 dias, em que apresenta um CBR de 4,42% e uma expansão de 1,43%, tendo uma melhora de 176,80% do valor de CBR do solo natural.

O solo natural com adição de CP V-ARI atendeu as expectativas, apresentando as melhorias mais relevantes nos teores de 5% e 7%.

A mistura de 3% de CP V-ARI no tempo de cura de 7 dias, não seria ideal para utilização em nenhuma camada de pavimento e nem como subleito, pois apesar de apresentar um valor aceitável de CBR, sua expansão ficou maior que 2%.

As misturas de 5 e 7% de CP V-ARI poderiam ser usadas como reforço de subleito no período de cura de 7 dias.

O melhor resultado da mistura com cimento, é na porcentagem de 7% CP V-ARI e adotando um tempo de cura de 28 dias, sendo sua expansão de 1,15% e CBR de 30,63%. Em que, obteve uma melhora de 1225,20% do valor de CBR do solo natural. Podendo ser utilizado em camada de subleito.

O período de cura de 28 dias apresentou valores maiores de CBR em ambas as misturas.

Comparando todos os resultados, pode-se observar que a cal teve um melhoramento apenas na porcentagem de 7%, enquanto o cimento se mostrou relevante já nas menores porcentagens.

Analisando os melhores casos entre as misturas com cal e CP V-ARI, fica claro que as misturas com o cimento apresentam resultados mais satisfatórios para a utilização em camada de pavimento.

4. Referências

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7181: *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 6459: Solo – *Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180: *Solo – Determina o limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182: *Solo - ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457: *Amostra de solo – Preparação de ensaio de compactação e caracterização.* Rio de Janeiro.

Azevedo, Giovanna Monteiro; Chrusciak, Mariana; Matos, Alex Bortolon. (2016). Análise Da Mistura De Solo Mole Do Campus Paricarana Da Ufrr Com Cimento Para Melhoria De Seus Parâmetros. Universidade Federal de Roraima (UFRR).

Bernucci, L.B.; Motta, L.M.G.; Ceratti, J.A.P.; Soares, J.B (2022). Pavimentação asfáltica:formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: Petrobras: ADEBA.

Confederação Nacional do Transporte (2021) Situação de rodovias brasileiras afeta desenvolvimento socioeconômico do país. Disponível em < https://www.cnt.org.br/agencia-cnt/situacao-rodovias-brasileiras-afeta-desenvolvimento-socioeconomico>. Aceso em 29 de maio de 2023.

Dal Ponte, Camila Scarabelot (2018). Estudo do comportamento geotécnico da predominância do resíduo da construção civil em solo argiloso para aplicação em obras de recuperação ambiental. (Graduação em Engenharia Civil). Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma.

Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte (2006). Manual de Pavimentação. 274 p. Ed. 3. Diretoria de Planejamento e Pesquisa, Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa, Instituto de Pesquisa Rodoviária (IPR), Rio de Janeiro.

Galatto, Sérgio Luciano (2006). Avaliação da eficiência de coberturas secas sobre rejeito de carvão visando à prevenção da drenagem ácida de mina. 129f. Dissertação (mestrado). Universidade do Extremo Sul Catarinense – UNESC, Criciúma.

Krebs, A.S.J (2004). Contribuição ao conhecimento dos recursos hídricos subterrâneos da bacia hidrográfica do Rio Araranguá. Florianópolis, UFSC, Departamento de geografia, 375 p.

Lambe, W, Whitman, R.V. (1969). Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, 582 p.

Nery, Kaio; Ribeiro, Daniel; Sales, Andrei (2017). Efeitos da Adição de Cimento e de Cal em um Solo da Região de Curitiba para Fins de Pavimentação. 91 pp. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba.

Scarmagnani, Jackson Alexandre (2013). Análise das propriedades mecânicas de um solo da Formação Palermo estabilizado mecanicamente. 15f. Artigo (TCC). Universidade do Extremo Sul Catarinense – UNESC, Criciúma.

Tiscoski, Douglas (2009). Análise da resistência à compressão simples da mistura solo cimento e perma-zyme para fins rodoviários. (Graduação em Engenharia Civil). Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma.

Vargas, Milton (1977). Introdução à Mecânica dos Solos. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 509 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/652

ANÁLISE DA CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MINERALÓGICA E DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DO LASTRO DA FERROVIA DE INTEGRAÇÃO OESTE-LESTE

Guilherme Faria Souza Mussi de Andrade
Doutorando, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, guimussi@hotmail.com

Bruno Teixeira Lima
Professor Adjunto, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, bruno.lima@uerj.br

Antônio Carlos Rodrigues Guimarães
Professor Adjunto, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, guimaraes@ime.eb.br

Anderson Costa dos Santos
Professor Associado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, andcostasantos@gmail.com

Werlem Holanda dos Santos
Professor Adjunto, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, werlemholanda@hotmail.com

RESUMO: O artigo apresenta uma investigação experimental com o lastro a ser utilizado na Ferrovia de Integração Oeste-Leste (FIOL), que tem como objetivo promover a integração e o desenvolvimento socioeconômico nas regiões Norte, Nordeste e Centro-Oeste do Brasil. A caracterização da estrutura microscópica da rocha foi realizada por meio de lâminas petrográficas e de difratometria de raios X (DRX). Posteriormente, foram realizados os ensaios de caracterização obrigatórios e alguns opcionais constantes da NBR 5564/2021. Por último, o comportamento resiliente do lastro foi avaliado através dos ensaios triaxiais de carga repetida. Os resultados indicam que o lastro atende aos requisitos da norma, com exceção da porcentagem de partículas não cúbicas, e que o comportamento resiliente demonstrou-se satisfatório, com módulos de resiliência comparáveis aos de pesquisas anteriores para a mesma litologia e granulometria.

PALAVRAS-CHAVE: FIOL, comportamento do lastro, lastro de calcário, ensaio triaxial de carga repetida.

ABSTRACT: The paper presents an experimental investigation into the ballast to be used in the West-East Integration Railway (FIOL, in Portuguese), which aims to promote integration and socio-economic development in the North, Northeast and Central-West regions of Brazil. The microscopic structure of the rock was conducted through thin-section and X-ray diffraction (XRD). Subsequently, mandatory characterization tests and some optional ones from NBR 5564/2021 were performed. Finally, the resilient behavior of the ballast was evaluated through cyclic load triaxial tests. The results indicate that the ballast meets the requirements of the standard, except for the percentage of non-cubic particles, and that the resilient behavior proved to be satisfactory, with resilient modulus comparable to those of previous research for the same lithology and granulometry.

KEYWORDS: FIOL, ballast behaviour, limestone ballast, cyclic load triaxial test.

1 INTRODUÇÃO

O sistema ferroviário destaca-se por sua eficiência em transportar grandes volumes de carga por médias e longas distâncias, oferecendo um custo por quilômetro transportado e níveis de emissão de poluentes geralmente menores em comparação com outros modos de transporte. Especificamente quanto a camada de lastro, ressalta-se que é o componente do pavimento ferroviário com maior peso e volume, geralmente composto por partículas médias e grandes e pode ser executado em diversas granulometrias (Selig e Waters, 1994). Um desafio significativo na compreensão e aplicação dos materiais que compõem a camada de lastro ferroviário é atribuído à litologia do material a ser utilizado, além das tensões impostas pela passagem dos trens. Uma compreensão precisa desta questão ajuda a evitar a deterioração acelerada falhas prematuras que podem levar a interrupções na operação ferroviária (Indraratna e Ngo, 2018).

A indústria ferroviária é uma das maiores consumidoras mundiais de rocha britada natural, sendo a maior parte deste material utilizado na camada de lastro (Li *et al.*, 2015). De acordo com Paixão *et al.* (2016), a utilização de britas na camada de lastro é provavelmente uma das aplicações mais severas as quais estes materiais podem ser solicitados. As principais litologias utilizadas incluem calcário, gnaisse, basalto, quartzito, granito, riolito e dolomita (Selig e Waters, 1994). Atualmente, materiais reciclados, como escória de aciaria, têm sido amplamente estudados como alternativas aos agregados de rocha britada para uso em camadas de lastro (Delgado *et al.*, 2019; Guimarães *et al.*, 2021; Gomes *et al.*, 2023). Entretanto, a normativas portuguesa de lastro (REFER, 2015) veda a utilização de quaisquer calcários (rochas sedimentares) e materiais alternativos, pois exigem que o material seja obtido exclusivamente de rochas sãs e duras.

Existem diversas normas técnicas estabelecidas por instituições internacionais que orientam o uso de materiais na camada de lastro. Cada uma delas possui características específicas, como ensaios obrigatórios, limites aceitáveis para propriedades físicas, litologias, distribuições granulométricas, dentre outros aspectos. Recentemente, a norma brasileira de lastro ferroviário NBR 5564 (ABNT, 2021) foi atualizada para classificar os limites de propriedades físicas de acordo com a litologia do agregado de rocha britada. É difícil estabelecer normas e modelos constitutivos rígidos para as propriedades dos agregados de lastro, no entanto, sabe-se que o comportamento da camada é influenciado pelas suas propriedades mecânicas, como a resistência e a deformabilidade, bem como pelas suas propriedades hidráulicas.

Antes de discutir sobre a investigação experimental, é necessário apresentar um breve histórico do projeto da Ferrovia de Integração Oeste-Leste (FIOL). A FIOL é um projeto de transporte ferroviário localizado no estado da Bahia. Com aproximadamente 1.527 quilômetros de extensão, a ferrovia ligará o município de Figueirópolis-TO (ponto de conexão com a Ferrovia Norte-Sul), ao Porto Sul, localizado em Ilhéus-BA. O objetivo da FIOL é promover a integração e fomentar o desenvolvimento socioeconômico entre as regiões Nordeste, Norte e Centro-Oeste do Brasil. A ferrovia possibilitará o transporte de produtos agrícolas, minerais e industrializados por uma nova rota de exportação eficiente.

Neste artigo é avaliado a eficiência de um agregado calcário para utilização como material de lastro da FIOL. É apresentado uma visão geral do aparato experimental, a preparação dos corpos de prova de lastro, o procedimento de ensaio e alguns resultados experimentais. Realizaram-se os ensaios obrigatórios recomendados pela NBR 5564 (ABNT, 2021), bem como alguns ensaios opcionais. A análise mineralógica foi conduzida através de lâminas petrográficas e de difratometria de raios X (DRX) com o pó do lastro. O módulo de resiliência do lastro foi obtido através de ensaios triaxiais de carga repetida. Finalmente, são apresentadas algumas conclusões e apontadas algumas limitações da presente investigação experimental.

2 MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR)

O conceito de resiliência foi introduzido na pavimentação por Hveem (1955), que buscava, particularmente, compreender as causas do trincamento por fadiga dos revestimentos asfálticos. Hveem optou por utilizar o termo deformação resiliente em vez de deformação elástica, devido ao fato de que as deformações nos pavimentos são muito superiores às obtidas nos sólidos elásticos que os engenheiros lidam. Apesar das diferentes terminologias, ambas possuem o mesmo significado físico. O MR é definido como a razão entre a tensão desvio cíclica (q_{cic}) e a deformação resiliente axial específica (ε_a) durante o ensaio triaxial de cargas repetidas, conforme definido na Equação 1:

$$MR = \frac{q_{cic}}{\varepsilon_a} \quad (1)$$

onde: $q_{cic} = \sigma_1 - \sigma_3$ e $\varepsilon_a = \Delta h/h_0$, sendo Δh o deslocamento vertical máximo e h_0 é a altura inicial de referência do corpo de prova cilíndrico.

Segundo Selig e Waters (1994), o módulo de resiliência tem grande importância na avaliação das propriedades mecânicas dos materiais que compõem as camadas do pavimento ferroviário (subleito, sublastro e lastro). O MR do lastro geralmente aumenta com o aumento do número de ciclos de carga, devido ao enrijecimento proveniente da acomodação do material. Para determinados níveis de tensão, após uma certa quantidade de ciclos de carga, o MR tende a atingir um valor aproximadamente constante e o material comporta-se de maneira quase elástico.

Diversos modelos de ajuste do módulo de resiliência foram desenvolvidos para solos e britas. Seed *et al.* (1967), Hicks e Monismith (1971) e Pell e Brown (1972) observaram que o MR de materiais não coesivos era consideravelmente influenciado pela pressão confinante, porém, pouco sensível à tensão desvio. De acordo com os autores, na medida em que a pressão confinante aumentava, constatou-se um significativo aumento do MR. Portanto, para solos granulares, destacaram-se os modelos em que o MR é dependente, principalmente, da pressão confinante (σ_c) e da soma das tensões principais (θ), conforme Equações 2 e 3:

$$MR = K_1 \sigma_3^{K_2} \quad (2)$$

e

$$MR = K_1' \theta^{K_2'} \quad (3)$$

onde: K_1, K_2, K'_1, K'_2 são parâmetros experimentais e θ é o primeiro invariante de tensões, que no caso de ensaios triaxiais em condições axissimétricas, $\theta = \sigma_1 + 2.\sigma_3$.

Apesar do modelo K–θ considerar a significativa influência da pressão confinante, e também a influência da tensão axial, uma das críticas que ele recebe deve-se ao fato de não considerar as tensões principais atuantes separadamente.

No caso de solos argilosos, o módulo de resiliência é mais sensível a influência da tensão desvio, conforme observado por Svenson (1980), podendo ser determinado pela equação:

$$MR = K_1 \sigma_d^{K_2} \quad (4)$$

Macêdo (1996) introduziu o modelo K–σ_d–σ_3, conforme apresentado na Equação 5. Também conhecido como modelo composto, este associa os dois modelos mais comuns (Equações 2 e 4) e pode ser aplicado a qualquer tipo de solo ou agregado granular.

$$MR = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3} \quad (5)$$

onde: K_1, K_2, K_3 são parâmetros de regressão.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Descrição do Lastro e Preparação dos Corpos de Prova

O lastro é produzido através da britagem de rochas e do posterior peneiramento para obter as dimensões de partículas pretendidas. A distribuição granulométrica adotada para confecção dos corpos de prova de lastro atende aos requisitos dos fusos granulométricos da AREMA n.º 4 (AREMA, 2020), conforme representado na Figura 1a. Segundo a definição do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), o material ensaiado

é classificado como um pedregulho mal graduado, visto que o coeficiente de uniformidade (C_u) e do coeficiente de curvatura (C_c) foram 1,61 e 0,98, respectivamente. A principal razão para a adoção da AREMA nº 4 foi o fato desta granulometria ser empregada em linhas ferroviárias principais, permitindo assim a realização de ensaios triaxiais sem a necessidade de utilizar a técnica de decalagem da curva granulométrica, uma vez que a utilização de técnicas de redução de escala tem ainda uma aceitação limitada entre diferentes autores (Indraratna *et al.*, 1998; Klincevicius, 2011).

Os corpos de prova (CP) apresentavam 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Poranto, os ensaios realizados respeitaram a relação *H/D* igual a 2, proposta por Bishop e Green (1965), minimizando os efeitos de atrito nas extremidades da amostra. Além disto, em função da distribuição granulométrica adotada, os corpos de prova atenderam a relação $D/d_{máx}$ recomendada por Skoglund (2002). O referido autor considera que para garantir que os efeitos de escala possam ser desprezados, o diâmetro máximo da partícula ($d_{máx}$) deve ser igual ou inferior a 1/6 do diâmetro do corpo de prova (D).

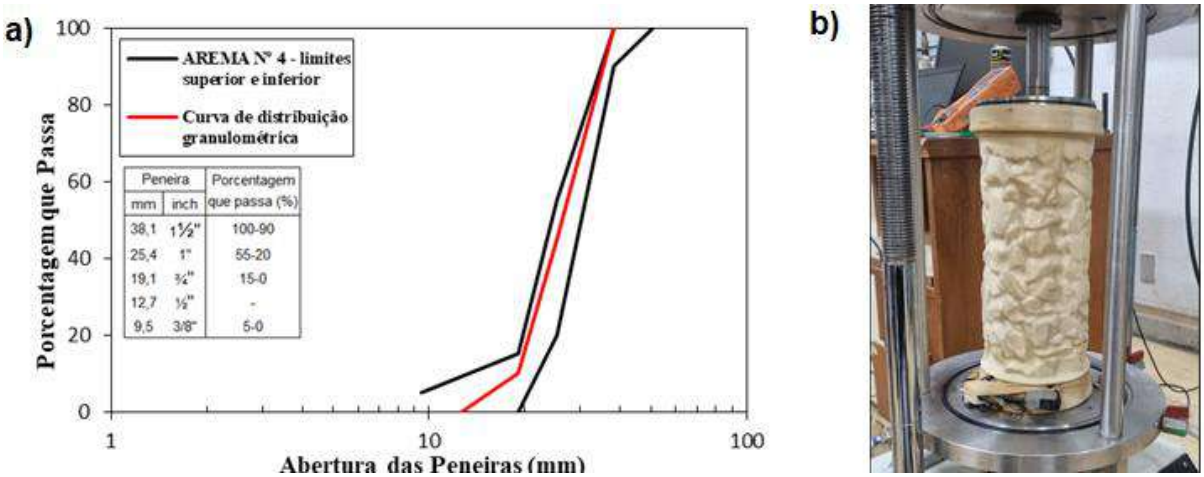


Figura 1. a) Distribuição granulométrica adotada para o CP; b) CP moldado para os ensaios triaxiais.

A preparação dos corpos de prova de lastro ocorreu através da compactação por vibração de quatro camadas de igual espessura dentro de um molde tripartido. Inicialmente, instalava-se uma membrana de látex de 2,00 mm de espessura contra a parede do molde. A espessura da membrana é necessária para evitar a sua perfuração pelas arestas vivas das partículas de lastro. O processo de compactação consistiu na vibração, através de um agitador de peneiras, de cada camada durante um minuto, seguido de um quinto ciclo com a duração de dois minutos. Finalizada a compactação procedia-se com a regularização manual do CP, buscando o melhor preenchimento possível para as partículas que se encontravam na parte superior do molde. Posteriormente, aplicava-se uma camada de gesso de regularização no topo do CP. O CP era então conduzido ao aparato triaxial, onde eram colocados o *top-cap* e os *o-rings* e, em seguida, aplicava-se um vácuo interno temporário para permitir a remoção do molde (Figura 1b).

O processo de preparação do CP foi considerado eficaz, uma vez que resultou em índice de vazios inicial (e_0), coeficiente de uniformidade e coeficiente de curvatura semelhantes aos obtidos por Indraratna e Salim (2003) para materiais de lastro de granulometria uniforme. A Tabela 1 apresenta os resultados de e_0 após moldagem, C_c, C_u e da massa específica dos corpos de prova.

Tabela 1. Propriedades dos corpos de prova confeccionados para os ensaios triaxiais de módulo de resiliência

CP	e_0	C_u	C_c	Massa Específica (kg/m³)
CP 1	0,83	1,631	0,988	1.481
CP 2	0,76	1,600	0,975	1.538

3.2 Ensaios de Módulo de Resiliência

O aparato triaxial utilizado para os ensaios de MR consiste numa bancada em aço móvel que suporta a prensa de carga, a célula triaxial, o sistema pneumático de controle de pressão e o painel de comando. O pistão

de carga é acionado por um servomotor, onde a célula de carga está instalada e a pressão confinante é aplicada através de um sistema pneumático. Como no caso dos ensaios cíclicos as pequenas deformações são relevantes para determinar adequadamente o comportamento do material, foram utilizadas instrumentações de medição interna, instaladas no *top-cap* e na base da célula triaxial, buscando minimizar as imprecisões que podem ocorrer com a utilização de instrumentação externa (fora da câmara triaxial). Portanto, foram utilizados dois LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*) internos, diametralmente opostos, posicionados e fixados em toda a altura do corpo de prova buscando obter medições de deformação mais precisas.

Os ensaios de MR foram conduzidos segundo a norma DNIT 135/2018 (DNIT, 2018). Inicialmente o CP foi submetido a uma etapa de condicionamento, na qual uma sequência de carregamentos cíclicos é aplicada, com intuito de eliminar as deformações permanentes que podem ocorrer nos primeiros carregamentos. Finalizada a etapa do condicionamento é iniciado o procedimento para determinação do MR (Equação 1), aplicando-se dezoito pares de tensões distintos para obtenção das deformações específicas. A frequência aplicada na tensão desvio cíclica é de 1 Hz, enquanto a pressão confinante é mantida constante. Os resultados dos ensaios de MR foram analisados a partir das Equações 2, 3, 4 e 5.

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 Caracterização Mineralógica e Física do Lastro

Inicialmente, buscou-se caracterizar a estrutura microscópica do material através da análise de vinte lâminas petrográficas com intuito de obter o percentual de minerais, a forma dos grãos, tamanho, textura, etc. Porém, em todas as amostras, foi observado um alto grau de alteração das rochas, impossibilitando, assim, a identificação dos minerais e cristais através das lâminas. A Figura 2a apresenta a imagem obtida em uma das lâminas petrográficas, na qual observa-se um carbonato impuro muito alterado. Portanto, para determinar a composição mineralógica do lastro, cinco amostras do pó do material foram analisadas através de difratometria de raios X. A Figura 2b apresenta o difratograma obtido de uma das amostras onde tem-se a intensidade da luz difratada em função da variação do ângulo 2θ. O gráfico foi comparado com os disponíveis no catálogo da *Crystallography Open Database* (COD, 2013) para determinação dos minerais presentes no lastro.

As distâncias interplanares (*d*) relativas as reflexões difratométricas, observadas com o DRX, permitiram caracterizar os seguintes componentes minerais para o lastro: calcita (d = 3,03 Å; 2,09 Å; 2,28 Å), quartzo (d = 3,34 Å) e dolomita (d = 2,88 Å). As mineralogias identificadas foram idênticas nas cinco amostras (Figura 2b).

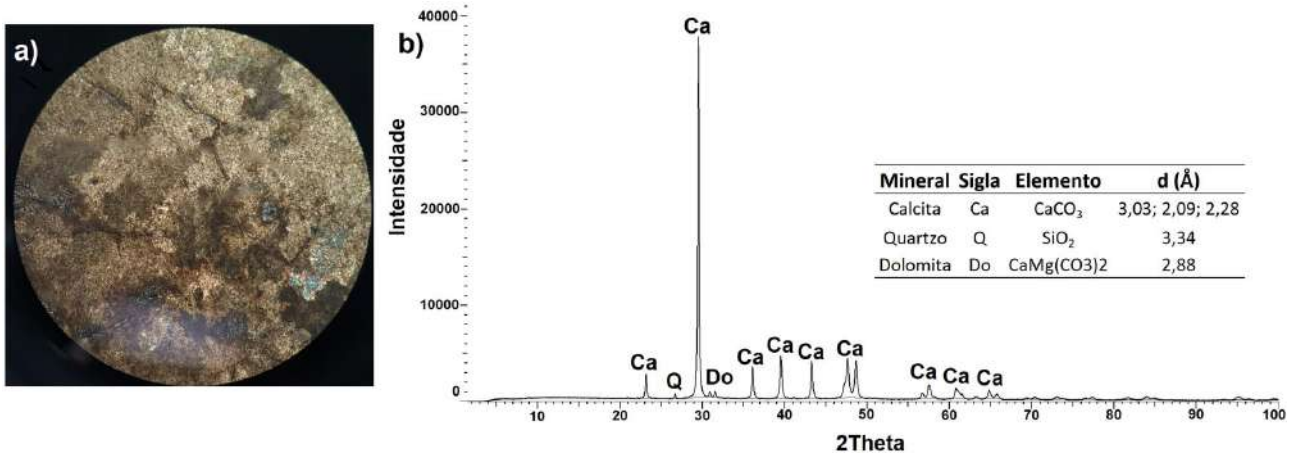


Figura 2. a) Alto grau de alteração da rocha apresentado nas lâminas petrográficas; b) Difratograma de raios X da composição mineral do lastro.

Os ensaios de caracterização foram conduzidos para determinar as propriedades físicas do lastro de calcário. Os ensaios seguiram as recomendações da norma brasileira (ABNT, 2021), que estabelece os requisitos e os métodos de ensaio para lastro ferroviário. Os resultados foram comparados com os limites estabelecidos tanto pela norma brasileira quanto pelo Manual de Engenharia Ferroviária da AREMA

(AREMA, 2020). Observou-se que o lastro de calcário atendeu à maioria dos limites propostos, sendo a quantidade de partículas não cúbicas a única propriedade que excedeu o limite permitido em ambas as especificações de lastro (Tabela 3). O não atendimento ao limite de partículas não cúbicas é um aspecto negativo, visto que particulas lamelares tendem a se alinhar segundo uma direção (vertical ou horizontal) e, consequentemente, formarem planos de fraqueza. Além disto, particulas com formatos não-cúbicos podem vir a apresentar maior desgaste por abrasão e quebra de partículas.

Tabela 3. Propriedades do lastro de calcário em comparação com os limites normativos internacionais

Propriedades	Lastro de Calcário	NBR 5564 (2021)	AREMA (2020)
Forma Média das Partículas	Cúbica	Cúbica	Cúbica
Partículas não cúbicas (%)	18	< 15	< 5
Massa Específica Aparente (kg/m³)	2.703	> 2.600	> 2.600
Porosidade Aparente (%)	0,0017	< 2	-
Absorção d'água (%)	0,06	< 2	< 2
Material Pulverulento (%)	0	< 1	< 1
Torrões de Argila (%)	0	< 0,5	< 0,5
Massa Unitária no Estado Solto (kg/m³)	1.385	> 1.250	-
Abrasão Los Angeles (%)	22	< 30	< 30
Impacto Treton (%)	12,26	< 25	-
Resistência a Intempérie (%)	4,75 (63,5 a 38 mm) 1,90 (38 a 19 mm) 3,47 (19 a 12,5 mm)	< 10	< 5

4.2 Comportamento Resiliente

A Figura 3 apresenta os resultados do módulo de resiliência conduzidos, em função da tensão confinante (Figura 3a), da tensão desvio (Figura 3b) e do primeiro invariante de tensões (Figura 3c). Nota-se que os resultados dos ensaios com os corpos de prova praticamente se sobrepõem, garantindo a repetibilidade dos resultados. Os valores do MR obtidos variaram entre 160 e 600 Mpa.

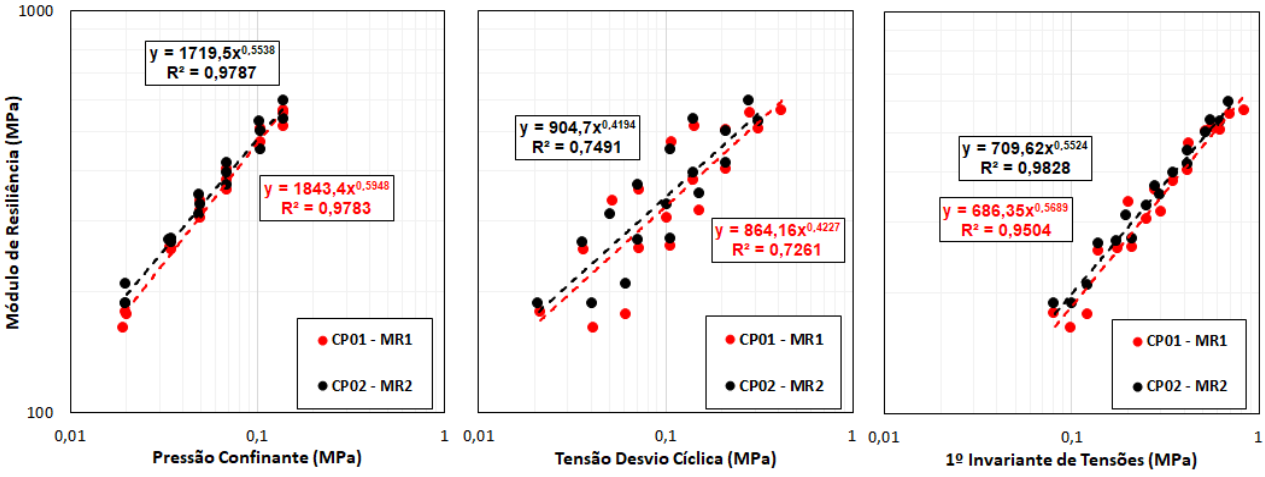


Figura 3. Variação do MR em função: a) da tensão confinante; b) da tensão desvio cíclica; c) do 1º invariante de tensões.

Os resultados do MR obtidos apresentaram magnitudes similares aos observados por Knutson e Thompson (1977). Os referidos autores conduziram seus ensaios em corpos de prova de lastro de calcário utilizando uma distribuição granulométrica enquadrada nos limites da AREMA nº 4, assim como neste estudo, e obtiveram valores para o MR variando entre, aproximadamente, 200 e 500 MPa. Apesar dos pares de tensão empregados pelos pesquisadores não serem os mesmos utilizados pela norma DNIT 134/2018, acredita-se que os resultados de MR obtidos por Knutson e Thompson (1977) corroborem com os apresentados na Figura 3.

A partir da análise da Figura 3 pode-se observar que os valores do módulo de resiliência do lastro de calcário apresentaram melhor ajuste com a variação da pressão confinante ou do primeiro invariante de tensões do que com a variação da tensão desvio cíclica. Este comportamento concorda com as observações de diversos pesquisadores (Seed *et al.*, 1967; Hicks e Monismith, 1971; Pell e Brown, 1972).

O Modelo Composto foi o que apresentou o melhor resultado dentre os modelos de comportamento analisados. A resposta resiliente do agregado de calcário em uma via férrea recém construída pode ser representada pela Equação 5, obtida através da média dos coeficientes dos ensaios CP1 e CP2.

$$MR = 1620{,}6\,\sigma_3^{0{,}46}\sigma_d^{0{,}09} \quad (5)$$

5 CONCLUSÕES

A eficiência do agregado calcário para uso na camada de lastro da FIOL foi avaliada por meio de uma investigação laboratorial, na qual foi caracterizada a estrutura microscópica do material e determinada as propriedades físicas e o módulo de resiliência do lastro. Os resultaos de e_0, C_u e C_c pós-moldagem foram semelhantes aos obtidos por outros pesquisadores utilizando diferentes procedimentos de compactação (Indraratna e Salim, 2003), demonstrando uma consistente repetibilidade entre os corpos de prova ensaiados e comprovando a eficácia da metodologia utilizada para preparação do CP.

Dentre as propriedades físicas do lastro, observou-se que a quantidade de partículas não cúbicas ultrapassou os valores limites propostos pelas normas analisadas. As lâminas petrográficas apresentaram um alto grau de alteração sobre as rochas, impossibilitando a identificação dos minerais e cristais. O DRX possibilitou a caracterização de uma quantidade significativa de calcita além da presença de quartzo e dolomita. Os resultados do módulo de resiliência obtiveram boa repetibilidade, sendo o Modelo Composto aquele que apresentou o melhor ajuste com os resultados experimentais.

A pesquisa experimental determinou características importantes do lastro calcário estudado. No entanto, para se considerar a utilização desse material na camada de lastro da FIOL, são necessárias investigações complementares, a fim de garantir a durabilidade e a eficiência do material, uma vez que as especificações quanto à forma das partículas não foram atendidas. Para isto, é necessário avaliar o nível da quebra do lastro ao final dos ensaios triaxiais de carga repetida de longa duração (deformação permanente), com intuito de evitar a utilização de um lastro que apresente deterioração acelerada, acarretando em constantes interrupções na operação ferroviária.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao Eng. Ciro Azevedo pela valiosa assistência durante os ensaios de caracterização e de módulo de resiliência. Este estudo foi financiado em parte pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código Financeiro 001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AREMA - American Railway Engineering Maintenance-of-way Association (2020). *Manual for Railway Engineering*. Lanham.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 5564. *Via férrea - Lastro ferroviário*. Rio de Janeiro.

Bishop, A. W., Green, G. E. (1965) The Influence of End Restraint on the Compression Strength of a Cohesionless Soil. *Géotechnique*, 15 (3), p. 243–266.

COD (2013) *Crystallography Open Database*. Disponível em: <https://www.crystallography.net/cod/>. Acesso em: 26 fev. 2024.

Delgado, B. G., Viana da Fonseca, A., Fortunato, E., Maia, P. (2019) Mechanical behavior of inert steel slag ballast for heavy haul rail track: Laboratory evaluation. *Transportation Geotechnics*, 20, p. 100243.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). DNIT 134/2018-ME. *Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Gomes, M. B. B., Guimarães, A. C. R., Nascimento, F. A. C., Santos, J. T. A. (2023) Ballast with siderurgic aggregates: variation analysis of the shape parameters of particles submitted to triaxial tests through 3D scanner. *Soils and Rocks*, 46 (3), p. 1-13.

Guimarães, A. C. R., Costa, K. A., Reis, M. M., Santana, C. S. A., Castro, C. D. (2021) Study of controlled leaching process of steel slag in soxhlet extractor aiming employment in pavements. *Transportation Geotechnics*, 27, p. 100485.

Hicks, R. G., Monismith, C. L. (1971) Factors influencing the resilient response of granular materials. *Highway Research Record*, 345, p. 15-31.

Hveem, F. N. (1955) Pavement deflections e fatigue failures. *Highway Research Board Bulletin*, 114, p. 43-87.

Indraratna, B., Ionescu, D., Christie, D. (1998) Shear Behavior of Railway Ballast Based on Large-Scale Triaxial Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124 (5), p. 439-449.

Indraratna, B., Ngo, N. T. (2018) *Ballast Railroad Design: SMART-UOW Approach*, 1st ed., CRC Press, Londres, 176 p.

Indraratna, B., Salim, W. (2003) Deformation and Degradation Mechanics of Recycled Ballast Stabilised with Geosynthetics. *Soils and Foundations*, 43 (4), p. 35–46.

Klincevicius, M. G. Y. (2011) *Estudo de propriedades, de tensões e do comportamento mecânico de lastros ferroviários*. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, 171 f.

Knutson, R. M., Thompson, M. R. (1977) Resilient Response of Railway Ballast. *Transportation Research Record*, 651, p. 31-39.

Li, D., Hyslip, J., Sussmann, T., Chrismer, S. (2015) *Railway Geotechnics*, CRC Press, Londres, 592 p.

Macêdo, J. A. G. (1996) *Interpretação de ensaios defletométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 456 f.

Paixão, A., Fortunato, E., Calçada, R. (2016) A numerical study on the influence of backfill settlements in the train/track interaction at transition zones to railway bridges. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers Part F Journal of Rail and Rapid Transit, v. 230, p. 866-878 .

Pell, P. S., Brown, S. F. (1972) The characteristics of materials for the design of flexible pavement structures. In: The third international conference on the structural design of asphalt pavements, Grosvenor house, Park Lane, London, England. v. 1., p. 11-15.

REFER - Rede Ferroviária Nacional (2015). RF.IT.VIA.015. *Especificações técnicas para fornecimento de balastro novo*. Portugal.

Seed, H. B., Mitry, F. G., Monismith, C. L., Chan, C. K. (1967) Factors influencing the resilient deformations of untreated aggregate base in two-layer pavements subjected to repeated loading. *Highway Research Record*, 190, p. 19-57.

Selig, E. T., Waters, J. M. (1994) *Track geotechnology e substructure management*, Thomas Telford, Londres, 446 p.

Skoglund, K. A. (2002) *A study of some factors in mechanistic railway track design*. Tese de Doutorado, Norwegian University of Science and Technology, 260 f.

Svenson, M. (1980) *Ensaios triaxiais dinâmicos de solos argilosos*. Dissertação de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 135 f.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/653

Análise da Influência da Variação de Umidade de Compactação no Módulos de Resiliência de um Subleito do Distrito Federal

Mateus Ribeiro Caetano
Engenheiro Civil, Universidade de Brasília (UnB), Brasília, Brasil, mateusribeirocaetano@gmail.com

Josiene Chrystina Ribeiro Cardoso
Engenheira Civil, Universidade de Brasília, Brasília (UnB), Brasil, josychrystina@gmail.com

Gisandra Faria de Paula
Engenheira Civil, Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER/DF), Brasília, Brasil, gisandrafp@gmail.com

Rafael Cerqueira Silva
Docente, Universidade de Brasília, Brasília (UnB), Brasil, rafael.silva@unb.br

Paulo Costa Fernandes
Engenheiro Civil, DER-DF, Brasília, Brasil, paulocostaf@gmail.com

RESUMO: A mecânica dos pavimentos no Brasil tem avançado significativamente nas últimas décadas, fortemente influenciada pelos estudos do professor Jacques de Medina e o lançamento pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), do Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), para pavimentos flexíveis, que incorpora em suas analises conceitos mecanísticos de tensão-deformação, permitindo dimensionar uma estrutura de pavimento com as propriedades elásticas e plásticas dos materiais que a compõe. Deste modo, buscando caracterizar as propriedades mecânicas de resiliência dos solos de maior abrangência no Distrito Federal, procedeu-se com a verificação do módulo de resiliência de um solo classificado pedologicamente como Cambissolo, com característica granulométrica de solo siltoso. Este tipo de solo é normalmente desprezado em estruturas de pavimentos por apresentar baixa capacidade de suporte ao tráfego de veículos. Mesmo com essa perspectiva, conhecer as propriedades desses materiais constitui uma importante etapa na caracterização de comportamento mecânico de solos tropicais, buscando abrangência de dados que possam contribuir para estudos de melhoramento e viabilidade ambiental do uso destes materiais, os resultados apresentados demonstraram que o estado de tensões influencia na resposta elástica do solo, bem como a umidade associada à compactação. Foi observado que um solo mais seco apresenta maior rigidez, mas um grau de compactação inferior.

PALAVRAS-CHAVE: Silte, Teor de Umidade, Grau de Compactação, Módulo de Resiliência.

ABSTRACT: Pavement mechanics in Brazil have advanced significantly in recent decades, strongly influenced by the studies of Professor Jacques de Medina and the launch by the National Department of Transportation Infrastructure (DNIT) of the National Design Method (MeDiNa) for flexible pavements, which incorporates mechanistic stress-strain concepts in its analyses, allowing the design of a pavement structure with the elastic and plastic properties of the materials that compose it. Thus, seeking to characterize the resilient mechanical properties of the most widespread soils in the Federal District, the resilient modulus of a soil pedologically classified as Cambisol, with the granulometric characteristic of silty soil, was verified. This type of soil is normally disregarded in pavement structures due to its low bearing capacity for vehicle traffic. Despite this perspective, understanding the properties of these materials is an important step in characterizing the mechanical behavior of tropical soils, aiming to gather data that can contribute to studies on the improvement and environmental viability of using these materials. The results presented showed that the stress state influences the soil's elastic response, as well as the moisture associated with compaction. It was observed that drier soil presents greater stiffness but a lower degree of compaction.

KEYWORDS: Silt, Moisture Content, Degree of Compaction, Resilience Modulus.

1 INTRODUÇÃO

A mecânica dos pavimentos foi implementada no Brasil por volta da década de 70 pelo Professor Jacques de Medina, então professor da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) (Motta & Medina, 2006). E com isto, iniciou-se um processo contínuo de discussão e aperfeiçoamento de estudos, técnicas e práticas associadas aos métodos mecanísticos de análise de pavimentos, aliadas à sua evolução em outros países . Ainda na mesma década, Preussler (1978), publicou o primeiro trabalho de mestrado com o emprego de equipamento triaxial para análise de camadas de pavimentos, com estudos desenvolvidos na UFRJ.

O comportamento mecânico de solos aplicados em estruturas de pavimentos necessita de uma profunda compreensão, especialmente no que se refere à condição de deformações elásticas (resiliente), bem como aos conceitos associados a estes materiais, que podem apresentar diferentes desempenhos de rigidez associados não somente à estrutura física, como também ao estado de tensão ao qual o material está submetido.

O comportamento resiliente dos solos são notavelmente impactados pela densidade do solo, teor de partículas finas, formato das partículas e diâmetro máximo do agregado (Preussler, 1978). O estado de tensão e a quantidade de água também desempenham funções consideráveis na resposta mecânica do material.

A abordagem mecanística permite uma compreensão aprofundada de como as interações entre os constituintes do solo, como partículas minerais, bem como a influência de fatores externos, como chuvas intensas e altas temperaturas, influenciam no desempenho dos elementos presentes em camadas de pavimentos, sendo mais eficiente que métodos como o Índice de Suporte California (ISC).

Ao verificar as propriedades mecânicas, com destaque para o comportamento elástico avaliado por meio do módulo de resiliência de um solo tropical de aspecto siltoso de subleito de pavimento, é possível desenvolver estratégias mais eficazes que possam avaliar a influência do terreno natural composto por este tipo de material, uma vez que o subleito é considerado a fundação da estrutura de pavimento e suas características intrínsecas de caráter siltoso podem prejudicar o desempenho desta estrutura, caso as tensões provocadas pelo tráfego de veículos atinjam a camada deste material de subleito.

Diversos trabalhos nacionais como os de Gonçalves (1999), Weber (2013), Freitas, Rezende & Giritana (2020), dos Santos *et al.* (2019), Cardoso *et al.* (2023), abordam em seus estudos a relação de variação de umidade e o seu efeito no comportamento mecânico de solos, demostrando a sua forte influência no comportamento de tensão-deformação dos materiais avaliados, este aspecto está associado ao comportamento da água entre as partículas do material granular, cujo objetivo é atuar como um agente lubrificante que permita o deslocamento de partículas durante a compactação alcançando o máximo valor de densidade.

Além deste aspecto, Cardoso *et al.* (2023), ao analisar solo de subleito do Distrito Federal, verificou que essa umidade também influência na relação de resiliência do material quando submetido a um estado de tensão, com o qual pode haver maiores deformações elásticas e plásticas, levando a uma condição de dano que pode comprometer o desempenho da estrutura desejada.

Nesse contexto da mecânica dos pavimentos e com base nos conceitos abordados pelo MeDiNa, buscou-se avaliar a influência da umidade de compactação na resposta elástica de um solo siltoso do Distrito Federal, uma etapa crucial na execução de uma estrutura de pavimento. Para isso, foram realizados ensaios triaxiais dinâmicos com o objetivo de aferir as deformações elásticas e avaliar o comportamento do módulo de resiliência desse tipo de solo, buscando resultados que possam contribuir para a compreensão das propriedades mecânicas do solo siltoso, assim como subsidiar pesquisas futuras voltadas ao melhoramento e à viabilidade ambiental do uso desses materiais em obras de pavimentação rodoviária.

2 ÁREA DE ESTUDO

Para a seleção do local de coleta no DF, procedeu-se à utilização de análises geoespaciais para a identificação das características pedológicas específicas. No Distrito Federal, os solos predominantes são os Latossolos, abrangendo aproximadamente 60% da extensão territorial, e os Cambissolos, que cobrem cerca de 31% do território do DF. No mapa pedológico apresentado na Figura 1, é ilustrada a distribuição desses solos na região, cujo ponto de coleta está destacado com indicação de uma seta. O local de coleta foi às margens de uma rodovia do Distrito Federal sob circunscrição do DER/DF.

A predominância dos Cambissolos motivou a escolha do solo em estudo, tendo em vista a existência de poucos estudos sobre este tipo de solo. O objetivo é investigar as características deste material e entender seus comportamentos em situações de uso como camada de subleito de pavimentos rodoviários. Esta

abordagem possibilita uma análise mais aprofundada das propriedades e desempenho deste solo em contextos específicos de umidade e do comportamento mecânico deste material.

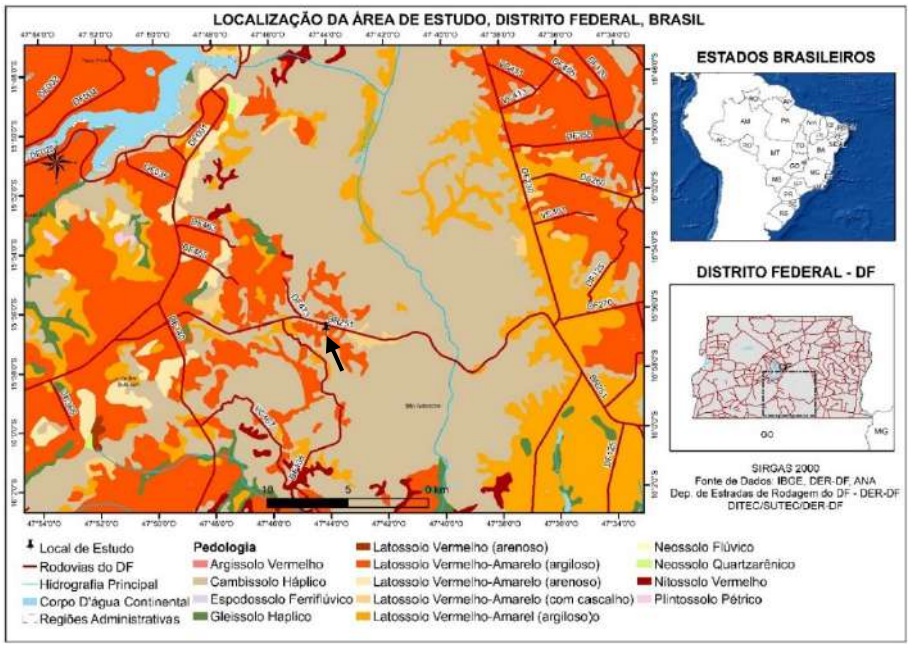


Figura 1. Mapa pedológico da área de estudo e entorno.

3 METODOLOGIA

Foram extraídas amostras deformadas de aproximadamente 150 kg, coletadas nas camadas superficiais do local determinado, abrangendo profundidades de até 1 metros. O método de coleta adotado seguiu o que determina o procedimento DNER-PRO 003/94 (DNER, 1994).

Os ensaios de caracterização foram conduzidos com base nos procedimentos estabelecidos na norma DNER-ME 041/94 (DNIT, 1994). Esta norma define os passos iniciais para a caracterização da amostra de estudo, abrangendo desde a aferição da umidade higroscópica até a separação granulométrica dos solos finos e granulares.

O método utilizado para determinar a densidade real dos grãos na amostra de solo seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma DNER-ME 093/94 (DNER, 1994).

Com o objetivo de obter dados relacionados aos tamanhos das partículas do solo e sua distribuição, adotou-se o procedimento normatizado para a realização do ensaio de granulometria, abrangendo as diferentes faixas granulométricas presente no solo, como cascalho, areia, silte e argila. Este processo segue as diretrizes estabelecidas pelo método de ensaio DNER-ME 051/94 (DNER, 1994), passando pelas etapas normativas subsequentes da DNER-ME 080/94 (DNER, 1994). Para uma classificação mais precisa da fração de finos do solo, torna-se imprescindível conduzir o ensaio de granulometria por sedimentação, conforme normatizado pelo método de ensaio DNER-ME 051/94 (DNER, 1994). A mesma foi realizada com e sem o uso de defloculante.

Devido a localização da área de estudo estar situada em região de clima tropical, torna-se imperativo empregar uma classificação que melhor represente as particularidades d solos encontrado neste local. Neste sentido, foram conduzidos ensaios de compactação Mini-MCV (M*oisture Condition Value* – miniatura), conforme preconizado pela norma DNIT 258/2023 – ME (DNIT, 2023).

Para a obtenção da curva de compactação, no cilindro tripartido, seguiram-se as especificações quanto ao número de golpes e número de camadas, conforme determinado pela DNIT 443/2023 – ME (DNIT, 2023).

Para a realização do ensaio de determinação do módulo de resiliência, adotou-se a norma DNIT 134 – ME (DNIT, 2018). Este padrão normativo foi escolhido devido a sua reconhecida aplicabilidade e adequação ao contexto geotécnico de pavimentos no Brasil, sendo também adotado pelo MeDiNa.

No que diz respeito a outros aspectos metodológicos, como os ciclos de condicionamento e os parâmetros técnicos de compactação, foram estritamente seguidas as diretrizes estabelecidas pela norma DNIT

134/2018. Esta conformidade garante a uniformidade e comparabilidade dos resultados, assegurando que o procedimento experimental seja conduzido de maneira padronizada e confiável, contribuindo para a validação dos dados obtidos.

Para a análise dos dados de MR, foi empregado o modelo composto proposto por Pezo *et al.* (1992), para o módulo de resiliência, conforme equação 1, sendo este o que melhor representa os diferentes valores de MR para diferentes estados de tensões, sendo também o modelo adotado pelo MeDiNa.

$$MR = \mathrm{k}_1 \cdot (\sigma_3)^{k2} \cdot (\sigma_d)^{k3} \quad (1)$$

Onde:
MR = Módulo de Resiliência, em MPa;
σ_3 = Tensão confinante, em MPa;
σ_d = Tensão desvio, em MPa;
$\mathrm{k}_1, \mathrm{k}_2, \mathrm{k}_3$ = parâmetros de regressão do modelo matemático.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados da granulometria da amostra estão representados na Figura 2(a), onde se evidenciou a ocorrência de um solo siltoso com a predominância de, aproximadamente, 57% de silte, 30% de areia, 5% de pedregulho e 8% de argila, tendo em vista a curva granulométrica sem o uso de defloculante no ensaio de sedimentação. Ao empregar a solução de hexametafosfato, para defloculação do material, nota-se que o solo se torna mais fino, além de haver uma maior suavidade nas transições granulométricas. Na Figura 2(b), observa-se uma imagem de um corpo de prova (CP) do material compactado. Após o processo de homogeneização e compactação, o material apresentou uma coloração esbranquiçada.

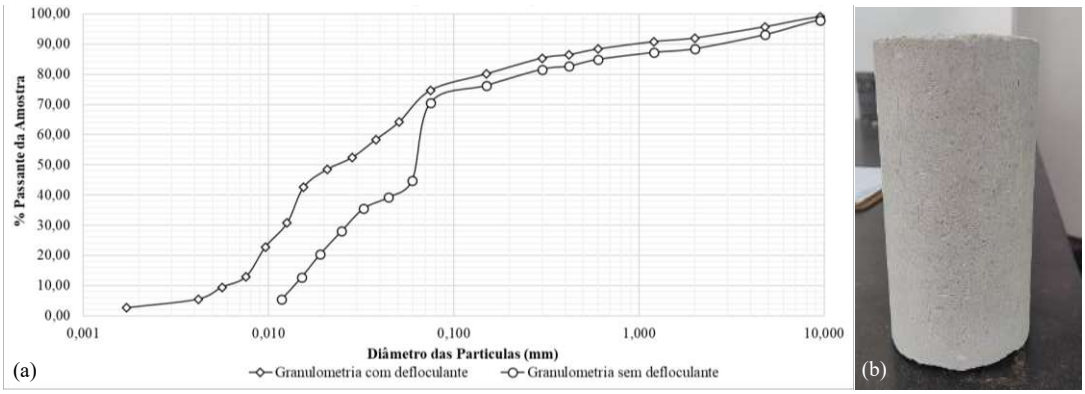


Figura 2. (a) Granulometria com e sem defloculante da amostra. (b) Aspecto do solo moldado em CP de 200 mm x 100 mm.

A classificação MCT, obtida por meio do ensaio de compactação Mini-MCV, indicou a ocorrência de um solo classificado como Laterítico Argiloso (LG'), mas ressaltando que o material se apresentou próximo ao limite da classificação NG' (não laterítico argiloso), conforme demonstrado na Figura 3(a).

Outras classificações MCT, como a proposta por Vertamatti (1988), chamada MCT-M, colocaria a amostra em uma categoria de transição entre não laterítico argiloso e laterítico argiloso. Esta classe tem por nomenclatura TG', conforme figura 3(b). Paula *et al*. (2022) em estudo sobre a classificação MCT-M de solos de subleito de uma rodovia do DF evidenciaram o caráter transitório que os solos apresentam entre as gêneses laterítica e saprolítica, passando, portanto, a identificar solos parcialmente evoluídos, cujo entendimento é importante para a avaliação do comportamento geotécnico esperado em estudos, projetos e execução de obras de infraestrutura viária, cabendo, portanto, estudos mais aprofundados para a verificação da relação do grau de intemperismo com a classificação MCT-M.

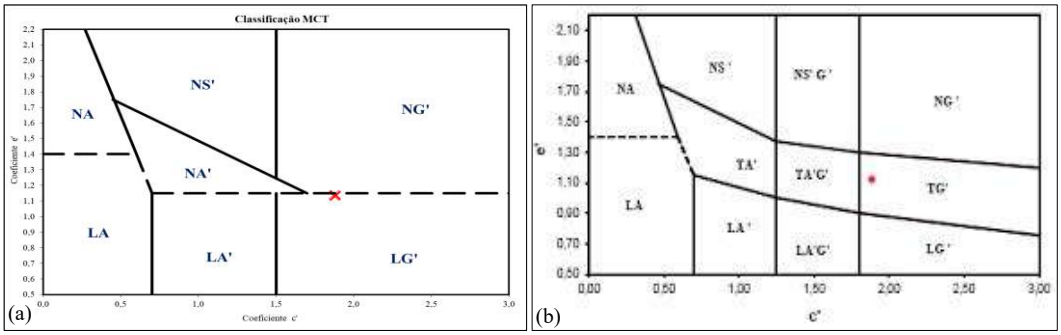


Figura 3. (a) classificação MCT; (b) classificação MCT-M.

Ao traçar a curva de compactação em cilindro destinado ao ensaio de ISC, verificou-se umidade ótima de 11,2% e máxima MEAS de 1,838 g/cm³. Para este mesmo parâmetro, observou-se que o ISC foi de 3,8%, tido como baixo para aplicações em pavimentos segundo DNIT (2006), o qual considera ISC mínimo de 6% para solos de subleito. Outro aspecto que chama a atenção neste solo do estudo, refere-se à expansão, a qual foi de 3,05%, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros obtidos pelo ensaio de compactação para ISC.

Energia de compactação AASHO Intermediária						
Pontos de Compactação		1°	2º	3º	4º	5º	Condição Ótima
M.E.A.S.	(g/cm³)	1,656	1,797	1,813	1,836	1,765	1,838
Umidade	(%)	5,3	7,4	9,4	11,4	13,4	11,2
ISC	(%)	0,9	1,7	1,9	3,9	3,3	3,8
Expansão	(%)	2,99	3,71	3,72	3,05	3,02	3,05

Quanto à compactação no molde tripartido e seu respectivo MR, este solo teve o comportamento apresentado na Tabela 2. A máxima MEAS obtida de 1,817 g/cm³ ocorreu em condição de umidade ótima de 13,4%, sendo 2,2% maior que a observada na compactação de ISC, enquanto a MEAS foi 0,021 g/cm³ menor. Esta característica pode estar associada não somente aos métodos de compactação, como também à influência da estrutura granulométrica do solo, uma vez que solos de classificação siltosa apresentam grande variabilidade na definição de umidade ótima.

Tabela 2. Propriedades da curva de compactação em cilindro tripartido.

Energia de Compactação Intermediária							
Pontos de Compactação		1°	2º	3º	4º	5º	Condição Ótima
M.E.A.S.	(g/cm³)	1,690	1,708	1,751	1,814	1,763	1,817
Umidade	(%)	9,4	10,2	11,4	13,4	16,6	13,4
MR	(MPa)	77,9	78,8	75,4	69	55,7	69
Gs	(g/cm³)				2,581		
e		0,50	0,49	0,45	0,40	0,42	0,40
n		0,33	0,33	0,31	0,28	0,30	0,28
Sr	(%)	52	53	64	87	97	87

Nota-se também, ao analisar os aspectos relacionados aos vazios dos corpos de prova (CP) ensaiados, que o índice de vazios (*e*), assim como a porosidade (*n*), diminuem à medida em que se aumenta a densidade do CP ensaiado, característica esperada devido à condição ideal de umidade para a compactação, enquanto o grau de saturação (*Sr*) aumenta. À medida em que se alcança maiores valores de MEAS no ramo seco, menor o índice de vazios (e, consequentemente, a porosidade), tendendo a obter MR maiores. Quando observado no ramo úmido da curva de compactação, o MR diminui, enquanto a saturação aumenta e, por sua vez, diminui a rigidez do solo, obtendo assim uma queda nos valores de MR.

Ao traçar a curva de compactação em relação a MEAS, conforme observado na Figura 4, tem-se uma relação de MR maior para condições de menor umidade, até um certo limite (redução abaixo de 10% MR). Isso pode ser associado à maior rigidez do CP, já que uma maior porosidade parece não afetar na condição do

retorno elástico quando carregado para essa condição de umidade no ramo seco. E, à medida em que se aumenta o teor de umidade, o MR tende a diminuir. Destaca-se ainda que o maior valor de MR não ocorre no teor de umidade ótimo (13,4%). E, na condição ótima, o valor de MR foi de 69 MPa.

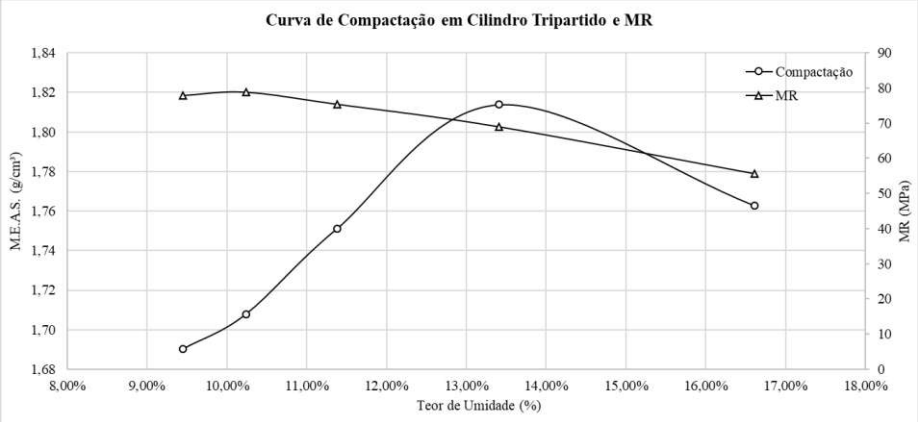


Figura 4. Curva MEAS e MR.

Com estes resultados, foi possível observar uma significativa diferença entre os resultados do método de compactação para ISC, comparado ao método de compactação no molde tripartido, onde a umidade ótima aumenta, enquanto a MEAS diminui, respectivamente, evidenciado a importância de se realizar a curva de compactação para a realização de ensaios triaxiais de MR em moldes tripartidos, a fim de garantir maior conformidade nos resultados.

De modo geral, o valor médio do MR foi baixo para índices de subleito, indicando um comportamento do solo compactado com elevado valor de deformações elásticas durante o carregamento cíclico. Em estudos realizados por Paula *et al.* (2022) e Caetano (2024) em solos tropicais de subleito do DF, de pedologia latossolo vermelho, predominância argilosa e classificação MCT – LG', foram encontrados valores médios de MR entre 99 MPa a 146 MPa, respectivamente, o que pode estar associado ao grau de intemperismo e alteração das partículas, bem como ao comportamento laterítico do solo.

Ao observar o comportamento do gráfico de MR, conforme Figura 5, nota-se que, à medida em que a tensão desvio aumenta, os valores de MR tendem a diminuir, enquanto o aumento da tensão confinante leva a um MR crescente. Em outras palavras, este solo tem sua rigidez influenciada de forma significativa pela tensão confinante.

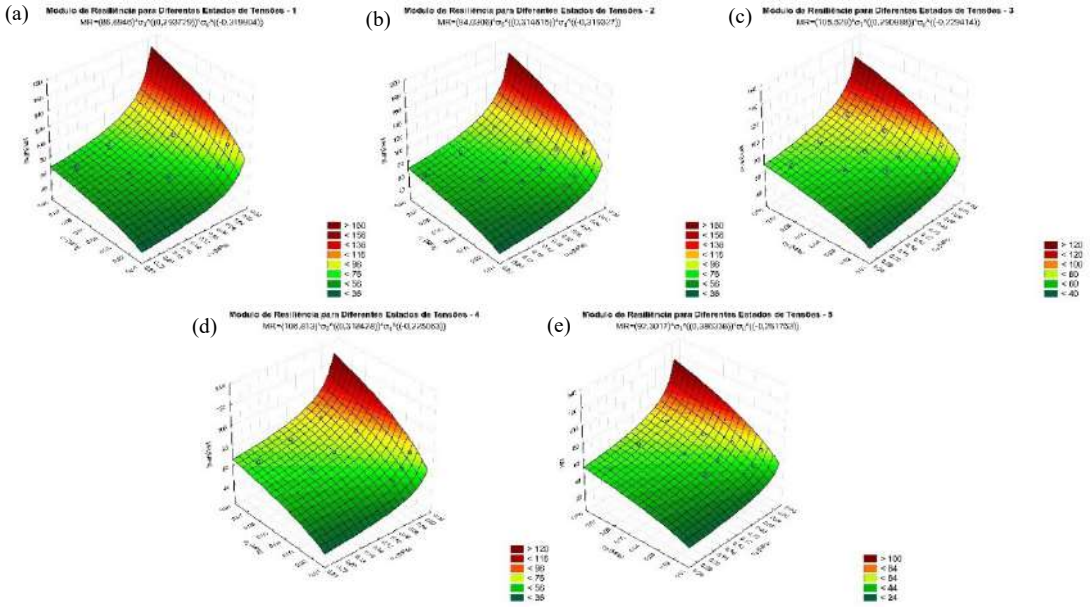


Figura 5. MR dos pontos de compactação: (a) ponto 1; (b) ponto 2; (c) ponto 3; (d) ponto 4 e (e) ponto 5.

Quanto ao modelo matemático aplicado à análise do MR para diferentes estados de tensões da condição "ótima" com máxima MEAS, têm-se os resultados apresentados na Tabela 3, onde foi possível aferir os coeficientes de regressão k_1, k_2 e k_3, além dos limites de confiança superior e inferior dos coeficientes, bem como os parâmetros estatísticos relacionados ao teste de hipótese do método empregado.

Os resultados apresentaram um valor de R^2 de 0,948, podendo ser considerado satisfatório, o que indica um bom ajuste do modelo matemático de Pezo *et al.* (1992) para a representação do comportamento elástico do solo observado por meio do ensaio triaxial cíclico.

Tabela 3. Parâmetros de regressão e estatísticos do MR.

Resultado da análise estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-*Student*	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
k_1	129,6884	8,2609	15,6991	0,000000	111,0009	148,3758	
k_2	0,3380	0,0276	12,2559	0,000001	0,2756	0,4004	0,972
k_3	-0,2017	0,0197	-10,2094	0,000003	-0,2464	-0,1570	

5 CONCLUSÕES

É incontestável que muitas das abordagens tradicionalmente empregadas no Brasil para o dimensionamento de pavimentos estão desatualizadas e carecem da devida adequação ao cenário local, principalmente devido às particularidades do clima e das características pedológicas regionais.

Neste contexto, é essencial progredir na aplicação de metodologias consolidadas, como a classificação MCT e expandir a adoção de técnicas mecanísticas, como a exemplificada pelo MeDiNa, para projetos de pavimentos flexíveis, em substituição a antigas práticas de adoção do ISC e dimensionamento puramente empíricos ou semi-empíricos, que não refletem verdadeiramente o comportamento tensão-deformação de cada camada de solo, que verdadeiramente garantem as respostas estruturais do pavimento. Somente por meio destes avanços será possível assegurar a autonomia tecnológica e a excelência técnica no contexto das obras geotécnicas rodoviárias no país.

O baixo percentual de argila (8%) frente à predominância de silte (57%) na granulometria deste solo, isoladamente, não permitiria inferir o comportamento verificado. Entretanto, por meio do ensaio de compactação mini-MCV, os resultados indicaram uma classe de característica argilosa, mas bem próxima da classe de solo arenoso. Isto chama atenção para situações de classificações próximas ao limite de mudança de comportamento, ensejando, portanto, em estudos mais aprofundados sobre o assunto.

O solo em estudo demonstrou desempenho mecânico abaixo do desejado para aplicações rodoviárias, com um MR de 69 MPa. Porém, em um dimensionamento mecanístico-empírico, o mesmo não está descartado em ser utilizado como subleito, a depender de outras soluções de estabilização química e características de projeto, como volume de tráfego (número N) e materiais que integrarão as demais camadas da estrutura. Solos siltosos sofrem com a umidade em excesso na compactação, e devido a poucos estudos sobre esse tipo de material, e a sua elevada ocorrência no DF, torna-se importante o entendimento do seu comportamento visando a busca de soluções que possam torná-lo viável de aplicação rodoviária e ambientalmente responsável.

O modelo matemático proposto por Pezo *et al*. (1992) revelou-se eficaz na representação do comportamento deste solo na condição de máxima densidade. Além disso, verificou-se que o solo siltoso apresentado neste estudo apresenta alta variabilidade dos parâmetros obtidos no procedimento de compactação, como foi evidenciado pelos resultados de MEAS quando empregado o cilindro de ISC em comparação com o cilindro tripartido para MR, demonstrando a importância da utilização do cilindro tripartido para a obtenção dos parâmetros de compactação.

AGRADECIMENTOS

Ao Departamento de Estradas de Rodagens do Distrito Federal (DER/DF), por meio da Diretoria de Estudos Tecnológicos (DITEC/SUTEC) pelo apoio fornecido na coleta do solo e realização dos ensaios. Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (PPGG/UnB). À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Caetano, M. R. (2024). Estudo do comportamento mecânico de solos tropicais e materiais britados de pavimentos rodoviários do Distrito Federal e do Estado de Roraima. Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Brasília, DF, 264 p.

Cardoso, J. C. R., Caetano, M. R., de Paula, G. F., Fernandes, P. C., Silva, R. F. (2023). Efeito da variação de umidade de compactação nos módulos de resiliência de solos de subleito do Distrito Federal. 25º ENACOR & 48º RAPv. Foz do Iguaçu. DOI: 10.29327/1304307.48-17

DNER (1994). DNER-ME 041 – Solos – preparação de amostras para ensaio de caracterização. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. DNER/DrDTc (IPR).

DNER (1994). DNER-ME 051 – Solos – análise granulométrica. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. DNER/DrDTc (IPR).

DNER (1994). DNER-ME 080 – Solos – análise granulométrica por peneiramento. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Método de ensaio. DNER/DrDTc (IPR).

DNER (1994). PRO 003/94 – Coleta de amostras deformadas de solos. Método de ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens. Rio de Janeiro.

DNER (1994). PRO 093/94 – Solos – Determinação da densidade real. Método de ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens. Rio de Janeiro.

DNIT (2006). Manual de pavimentação. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Diretoria de Planejamento e Pesquisa, Coordenação de Pesquisas Rodoviárias. 3.ed. 274 p. Rio de Janeiro.

DNIT (2018). 134/2018 – ME – Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR.

DNIT (2023). 258/2023 – ME – Pavimentação – Solos – Compactação em equipamento miniatura – Ensaios Mini-MCV e perda de massa por imersão – Método de ensaio – Método de ensaio. Instituto de Pesquisas em Transportes. Brasília.

DNIT (2023). 443/2023 – ME Pavimentação – Solos – Ensaio de compactação utilizando moldes tripartidos – Método de ensaio. Instituto de Pesquisas em Transportes. Brasília.

dos Santos, T. A., Specht, L. P., Pinheiro, R. J. B., Ceratti, J. A. P., & Brito, L. A. T. (2019). Avaliação da resistência e da deformação resiliente de quatro solos de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul. Transportes, 27(1), 48-64.

Freitas, J. B.; Rezende, L. R.; Gitirana Jr., G. F. N. (2020). Prediction of the resiliente modulus of two tropical subgradesoils considering unsaturated conditions. Engineering Geology, vol. 270, 2020. DOI: 10.1016/j.enggeo.2020.105580

Gonçalves, R. F. (1999). Estudo da influência da variação do teor de umidade no valor do módulo de resiliência de umsolo argiloso encontrado em subleito de rodovias no interior paulista (Doctoral dissertation), Universidade de São Paulo

Motta, L. M. G. & de Medina, J. (2006). Investigação e desenvolvimento em Mecânica dos Pavimentos na COPPE-Brasil.

Paula, G. F., Teixeira, D. I. B., Fernandes, P. C., Pereira, J. I. S., Camapum de Carvalho, J. 2022. Classificação MCT-M: Estudo de Caso para um Solo Tropical do Distrito Federal. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Campinas, SP.

Paula, G. F; Fernandes, P. C.; Silva, R. C. (2022). Estudo comparativo entre os métodos de dimensionamento de pavimentos: DNER e mecanístico-empírico (MeDiNa) no DER/DF. 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) / 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), Bento Gonçalves, RS.

Pezo, R. F., Carlos G., Hudson W. R., & Stokoe K. H. II. (1992). *Development of a Reliable Resilient Modulus Test for Subgrade and Non-Granular Subbase Materials for Use in Routine Pavement Design*. Report II 77-4 F. Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, 1992.

Preussler, E. S. (1978). Ensaios Triaxiais Dinâmicos de um solo arenoso. Dissertação (Mestrado). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Vertamatti, E. (1988). Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente. Tese de Doutorado, Divisão de Pós-Graduação do Instituto Tecnológico de Aeronáutica, Área de Transporte Aéreo do Curso de Pesquisa Operacional e Transporte, Instituto Tecnológico de Aeronáutica / ITA, São José dos Campos, SP, 300 p.

Weber, R. C. (2013). Avaliação das trajetórias de umedecimento e secagem na deformabilidade elástica de solos compactados. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 139p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/654

Análise das características tecnológicas de agregados de composição granítica provenientes de três minas no Estado do Rio Grande do Sul

Haline Dugolin Ceccato
Geóloga, Doutoranda, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, haline.ceccato@gmail.com

Chaveli Brondani
Eng. Civil, Doutora em Engenharia Civil, chavelib@gmail.com

Rinaldo José Barbosa Pinheiro
Eng. Civil, Dr. Geotecnia, Professor, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, rinaldo@ufsm.br

Andréa Valli Nummer
Geológa, Dra. Geotcenia, Professora, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, a.nummer@gmail.com

RESUMO: A análise das propriedades tecnólogicas dos agregados, como a granulometria, absorção de água e composição mineralógica, entre outras propriedades, é fundamental para garantir que esses materiais atendem aos requisitos de segurança e desempenho necessário para sua aplicação. Nesse contexto, a mineração de agregado é uma atividade econômica importante em diversas regiões, incluindo o Estado do Rio Grande do Sul, e compreender as características dos agregados locais pode contribuir para o desenvolvimento econômico regional, mantendo os padrões de qualidade necessários. Este estudo concentra-se na análise das formações rochosos ígneas plutônicas pertencentes ao Batólito de Pelotas na região centro-sul do estado do Rio Grande do Sul. O objetivo é investigar as relações entre as propriedades dos agregados pétreos e os compósitos que os envolvem. Os procedimentos metodológicos incluem a avaliação geológica dos maciços rochosos, a confecção de lâminas petrográfica e ensaios de caracterização dos agregados britados. Com base nas análises realizadas, observou-se que as rochas graníticas provenientes do batólito de Pelotas/RS exibem um padrão comportamental típico das rochas ígneas plutônicas. No entanto, a variação na localização das rochas em diferentes Suítes resultou em características e desempenho distintos do material rochosos, explicados pela diferenciação mineralógica e pelas características petrográficas específicas de cada localidade.

PALAVRAS-CHAVE: Agregados, rochas graníticas, caracterização tecnológica, pavimentação.

ABSTRACT: The analysis of the technological properties of aggregates, such as particle size distribution, water absorption, and mineralogical composition, among other properties, is essential to ensure that these materials meet the safety and performance requirements necessary for their application. In this context, aggregate mining is a significant economic activity in various regions, including the state of Rio Grande do Sul, and understanding the characteristics of local aggregates can contribute to regional economic development while maintaining necessary quality standards. This study focuses on the analysis of plutonic igneous rock formations belonging to the Pelotas Batholith in the central-southern region of the state of Rio Grande do Sul. The objective is to investigate the relationships between the properties of the stone aggregates and the composites that surround them. Methodological procedures include geological assessment of rock masses, preparation of petrographic slides, and characterization tests of crushed aggregates. Based on the analyses conducted, it was observed that the granitic rocks from the Pelotas Batholith exhibit a typical behavioral pattern of plutonic igneous rocks. However, variation in the location of the rocks in different suites resulted in distinct characteristics and performance of the rock material, explained by mineralogical differentiation and specific petrographic characteristics of each locality.
KEYWORDS: Aggregates, granitic rocks, technological characterization, pavement.

1 INTRODUÇÃO

Devido ás diversas particularidade geológicas que permeiam o vasto território brasileiro, observa-se uma vasta diversisdade de rochas utilizadas como agregados. A escolha do tipo de rocha a ser empregada está intimamente relecionada à sua disponibilidade local ou regional. Nesse contexto, o processo de caracterização geológica-geotécnica emerge como o ponto inaugural para a obtenção de dados essenciais, os quais, após uma análise meticulosa, embasam a segmentação e classificação geomecânica dos maciços, visando projetos de engenharia como construção de taludes, barragens e exploração de jazidas rochosas.

A avaliação das propriedades tecnológicas dos agregados, como granulometria, absorção de água e composição mineralógica, é crucial para assegurar que esses materiais atendam aos requisitos de segurança e desempenho necessários para sua utilização. Nesse contexto, a atividade de mineração de agregados desempenha um papel econômico significativo em várias regiões, incluindo o Estado do Rio Grande do Sul. Compreender as características dos agregados locais pode contribuir para o desenvolvimento econômico regional, mantendo os padrões de qualidade essenciais. Este estudo se concentra na análise das formações rochosas ígneas plutônicas do Batólito de Pelotas, localizado na região centro-sul do estado do Rio Grande do Sul, com o objetivo de investigar as relações entre as propriedades dos agregados pétreos e os compostos que os envolvem.

2 PANORAMA GEOLÓGICO DA ÁREA DE ESTUDO

A região sul do Brasil é caracterizada por sua composição geológica, com destaque para as Províncias do Paraná e Mantiqueira. No Estado do Rio Grande do Sul, embora a Formação da Província do Paraná seja predominante, também se observa a influência da Província Mantiqueira, especialmente na margem sul da região estudada. Apesar da predominância dos basaltos que cobrem grande parte do território gaúcho, as rochas graníticas são cruciais, correlacionadas ao magmatismo neoproterozoico pós-colisional. O Batólito Pelotas, situado no Escudo Sul-Riograndense, é o foco desta pesquisa. Este complexo plutônico multi-intrusivo abriga o Granito Capão do Leão e estende-se por aproximadamente 400 km de comprimento e 80 a 120 km de largura, com continuidade em direção norte, em Santa Catarina, e sul, no Uruguai. Formado ao longo de cerca de 70 milhões de anos, entre 630 e 570 milhões de anos atrás, o Batólito Pelotas é subdividido em seis Suítes graníticas distintas.

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

A metodologia adotada nesta pesquisa compreendeu as seguintes etapas: (a) fase de campo, na qual foi conduzida a avaliação geológica dos maciços rochosos, além da coleta de amostras in situ e amostras britadas destinadas aos ensaios laboratoriais; (b) fase de laboratório, realizada nas instalações da Universidade Federal de Santa Maria, nos laboratórios de Petrografia e Materiais de Construção Civil (LMCC) e, na Universidade Federal do Rio de Janeiro, no Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE).

A Tabela 1 apresenta as três pedreiras selecionadas, juntamente com os respectivos autores dos dados de catacterização dos materiais rochosos. Para informações mais detalhadas sobre as pedreiras, consulte os trabalhos de Faccin (2018), Back (2018), Brondani (2019) e Ceccato (2021).

Tabela 1. Identificação das jazidas estudadas.

Autor	Código	Fm. Geológica	Localização	Coordenadas (UTM)
Faccin (2018), Back (2018), Brondani (2019), Ceccato (2022)	P5 ou SBS	Suíte Granítica Dom Feliciano	Capão do Leão/RS	22J 357512.68 mE 6483591.23 mS
	P10 ou ELD	Suíte Granítica Erval	Eldorado do Sul/RS	22J 422516.14 mE 6670215.12 mS
Ceccato (2022)	MIN	Suíte Granítica Dom Feliciano	Pelotas/RS	22J 356218.47 mE 6481377.01 mS

A segunda fase metodológica envolveu a caracterização do material rochoso por meio da realização de ensaios laboratoriais, com o objetivo de identificar seu comportamento em relação aos índices físicos, classificação rochosa, desempenho mecânico e índice de forma das diferentes rochas. A Tabela *2* apresenta os ensaios realizados, acompanhados de suas respectivas normas.

Tabela 2. Ensaios laboratoriais e suas respectivas normativas.

Ensaios Laboratoriais	Normas
Análise Petrográfica	DNER-EI 06/94
Agregado Graúdo – determinação da absorção e massa específica	DNER-ME 195/98
Agregado – determinação da Abrasão Los Angeles	DNER-ME 35/98
Agregado – Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio	DNER-ME 89/94
Agregado Graúdo – determinação do índice de forma (Crivo Redutor)	DNER-ME 86/2020
Agregado graúdo – determinação do índice de lamelaridade (placa DAER)	DAER – EL 108/01
Agregados – Determinação das propriedades de forma por meio do Processamento Digital de Imagens (PDI)	DNIT 432/2020 - ME
Adesividade	DNER-ME 78/94

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir, são apresentadas informações provenientes das avaliações geológicas dos maciços rochosos, abrangendo a classificação e identificação dos tipos de formações, seus padrões de ocorrência, graus de alterações e as distinções entre as quatro jazidas.

O sienogranito da pedreira SBS (Back, 2018) ou P5 (Faccin 2018, Brondani 2019), situada no município de Capão do Leão-RS, caracteriza-se por uma textura fanerítica média a grossa, com grãos predominantemente mais grossos, variando de 0,5 a 2 cm de diâmetro. Sua estrutura é maciça, com a presença de fraturas ao longo de toda a extensão da pedreira. Observa-se também a ocorrência de rochas em processos de alteração nas zonas de falhas e fraturas, onde a percolação de água é facilitada devido à permeabilidade dessas estruturas.

A pedreira MIN, estudada por Ceccato (2021), situada aproximadamente a 8 km da pedreira SBS, é caracterizada predominantemente pela presença de sienogranito, exibindo tonalidade brancas e rosadas. Entretanto, em certas regiões do maciço, foi detectada uma sutil variação na composição, evidenciando a presença de uma rocha granítica com coloração cinza mais escura, classificada como monzogranito. A transição entre as bancadas é demarcada por estruturas de juntas de alívio. Além disso, a presença de rochas com características de alteração inteméperica na parte superior das bancadas está associada a áreas mais fraturadas do maciço, facilitando a percolação de água por essas estruturas. Em certos setores da pedreira, ofi observada a existência de foliação magmática no maciço rochoso, evidencianda pelo alinhamento dos minerais. Ao considerar todas as informações mencionadas, conclui-se que as pedreiras SBS e MIN estão localizadas na borda do Batólito de Pelotas, e as fraturas e falhas presentes nos afloramentos derivam do posicionamento desta região na margem do granito.

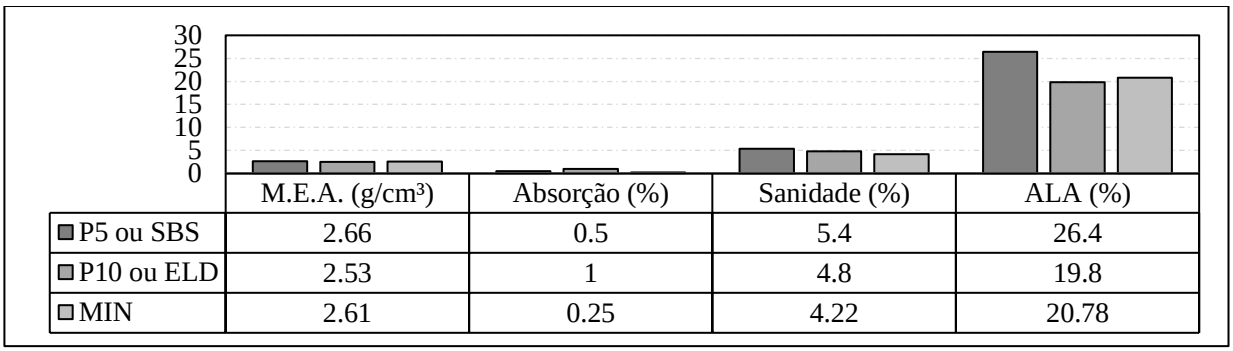
A pedreira ELD, objeto de estudo de Faccin (2018), Brondani (2019) e Ceccato (2021), está situada no município de Eldorado do Sul-RS. Este local é caracterizado por ser predominantemente composto por sienogranito, no entanto, apresenta uma expressiva incidência de processos intempéricos em comparação com a pedreira SBS. Notavelmente, a porção superior da bancada exibe uma zona mais propensa à alteração, manifestada pela coloração amarelada da rocha. Por outro lado, a bancada inferior é marcada por zonas de fraturas, onde, em determinados pontos, foram observadas fraturas preenchidas por argilominerais, originados da própria alteração da rocha matriz, bem como a oxidação de minerais primários em resposta à percolação de água por essas estruturas. O sienogranito identificado na pedreira ELD exibe uma textura fanerítica inequigranular porfirítica, caracterizada pela presença de grãos grosseiros, aproximadamente com 1 cm de diâmetro, e uma estrutura maciça, evidenciando a ocorrência de foliação de natureza magmática. A Figura 1 proporciona uma visão panorâmica das jazidas estudadas. E as informações pertinentes à interpretação e preparação das lâminas delgadas para a correta classificação dos materiais rochosos são fornecidos na Tabela *3*.

Figura 1. Vista Geral das pedreiras estudadas.

Tabela 3. Classificação Petrográfica das amostras de rocha e porcentagens de minerais encontrados.

Pedreiras	% dos minerais principais	Classificação Petrográfica
P5 ou SBS	Feldspato (45%), Quartzo (25%); Plagioclásio (15%), Óxidos e biotita (15%).	Sienogranito
P10 ou ELD	Feldspato Alcalino (40%), Quartzo (30%), Plagioclásio (20%).	Sienogranito
MIN	Feldspato (45%), Quartzo (25%), Plagioclásio (22%), Biotita (3%).	Sienogranito

Os resultados obtidos nos testes laboratoriais relativos aos índices físicos e à integridade das diferentes rochas estão representados na Figura 2. É notável a consistência dos valores de aborsção dos agregados, onde rochas plutônicas geralmente apresentam níveis relativamente inferiores em comparação com suas contrapartes vulcânicas, conforme mencionado por Back et al (2021).



	M.E.A. (g/cm³)	Absorção (%)	Sanidade (%)	ALA (%)
P5 ou SBS	2.66	0.5	5.4	26.4
P10 ou ELD	2.53	1	4.8	19.8
MIN	2.61	0.25	4.22	20.78

Figura 2. Desempenho do material rochoso.

Os agregados provenientes da pedreira P10 ou ELD apresentam uma absorção superior quando comparados aos agregados das demais pedreiras. Este fenômeno está em consonância com as observações de Frazão (1993), que destacou o aumento da absorção em paralelo ao grau de alteração, enquanto a massa específica tende a diminuir. Essa diferenciação nos índices físicos entre as jazidas pode ser justificada por tais variações. Ademais, a absorção mais elevada da pedreira P10 ou ELD, também pode estar associada à presença de microfraturas em certos minerais, conforme evidenciado na análise petrográfica.

O processo físico envolvido no ensaio de sanidade não foi capaz de induzir esforços significativos ao agregado da pedreira P10 ou ELD, devido à predominância de microfraturas fechadas, o que dificulta a penetração do fluído. Isso explica a baixa perda de sanidade em comparação com as pedreiras P5 ou SBS. A elevada perda de sanidade observada na pedreira P5 ou SBS em comparação com as outras pode ser atribuída à elevada presença de biotita (15%). Conforme discutido por Ceccato (2021) e Back et al. (2021), devido à clivagem perfeita desse mineral, seu hábito lamelar facilita a penetração do fluído entre as lamelas (folhas) do mineral, resultando em uma maior perda de sanidade durante as etapas deste ensaio. Em relação ao controle tecnológico de materiais rochosos, a norma DNIT ES 31/06 estabelece um limite máximo de degradação de 12%, enquanto as normas DAER ES-P 15/91 e DAER ES-P 16/91 estipulam um limite máximo de 10% para

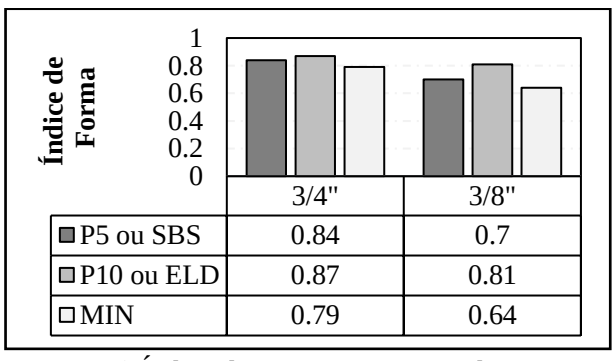
o ensaio de sanidade. Dessa forma, todas as rochas apresentaram resultados dentro dos parâmetros aceitáveis para o controle de alterabildiade.

No ensaio de Abrasão Los Angeles (ALA), as rochas de origem ígnea plutônicas costumam apresentar uma maior perda de massa devido à sua composição mineralógica e textura grosseira. Essa observação é consistente com as informações fornecidas por Kazi e Al-Mansour (1980), Keikha e Keikha (2013), Alves (2014), Back (2018), Curtis (2019), Back et al (2021) e Ceccato (2021). Especificamente, o material proveniente da pedreira P5 ou SBS demonstrou o pior desempenho mecânico, isso pode ser atribuído à composição mineralógica do sienogranito, à presença de estruturas de foliação do tipo magmática observada no maciço rochoso, bem como às características das partículas. Adicionalmente, a presença da estrutura mineral da biotita, encontrada tanto na pedreira SBS quanto na MIN, em forma de folhas, facilita a sua desagregação quando submetido às solicitações impostas nos ensaios. Isso pode explicar a maior perda de resistência observada em ambas as pedreiras em comparação com a pedreira ELD. No entanto, é importante destacar que, para o ensaio de resistência mecânica, todas as pedreiras analisadas demonstraram ser adequadas para utilização como agregado em pavimentação, atendendo aos limites exigidos pelas especificações vigentes, conforme apresnetado na Tabela 4.

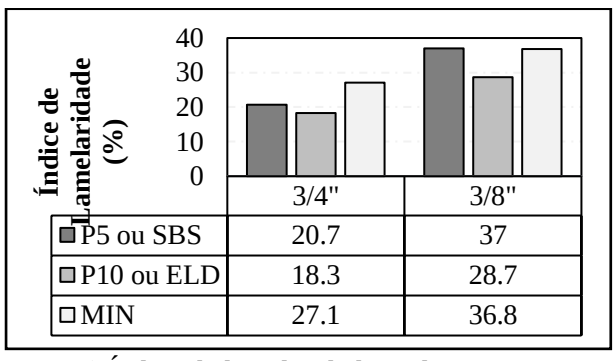
Tabela 4.Limites vigentes no desempenho de agregados para o ensaio de ALA utilizados na pavimentação.

Norma	Limite
DNIT ES 31/06	≤ 50%
DNIT ES 152/10	≤ 50 %
DAER ES-P 16/91	≤ 40 %
DAER ES-P 15/91	≤ 40 %

A configuração dos agregados está intimamente ligada às características intrínsecas da rocha matriz e ao método de fragmentação adotado, ou seja, aos parâmetros empregados durante o processo de britagem (BERN, 1997; BOUQUETY et al., 2007; DIÓGENES, 2018). Considerando essa temática, na Figura 3 são apresentados os resultados do índice de forma e lamelaridade obtidos por meio do crivo redutor e placa DAER, respectivamente. Para o ensaio crivo redutor, valores próximo de 1 indicam uma alta cubicidade.



A) Índice de Forma – Crivo Redutor

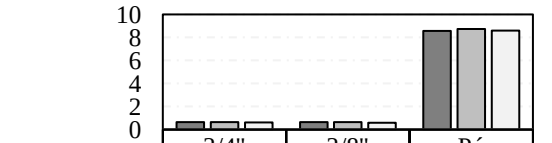


B) Índice de lamelaridade – Placa DAER.

Figura 3. Resultado dos ensaios de forma e lamelaridade.

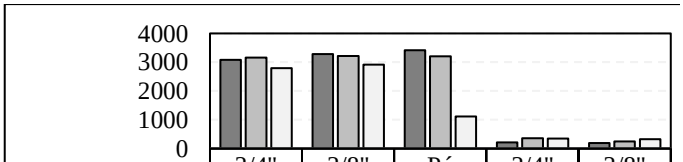
Os agregados da pedreira MIN, seguida pela pedreira P5 ou SBS, demonstraram uma forma mais lamelar em comparação com a pedreira P10 ou ELD, conforme pode ser observado pelos resultados apresentados nos ensaios índice de forma e índice de lamelaridade. A forma dos agregados está correlacionada com a estrutura e textura do maciço rochoso. No caso das duas primeiras pedreiras, que se encontram geologicamnete mais próximas da borda do Batólito, foi observada a presença de foliação do tipo magmática durante o mapeamento de campo. Essas características provavelmente estão influenciando na tendência de quebra das partículas dos agregados. No entanto, as etapas de britagem e rebritagem têm potencial de ajustar e contolar esse comportamento, como discutido por Rajan e Singh (2017) e Diógenses (2018).

Na Figura 4, são apresentados os resultados de forma obtidos por meio do processamento digital de imagens, utilizando o ensaio AIMS. É importante destacar que, todas as discussões e interpretações a seguir serão fundamentadas na classificação proposta por Ibiapina et al. (2018).



	3/4"	3/8"	Pó
	Esfericidade		Forma 2D
P5 ou SBS	0.64	0.64	8.56
P10 ou ELD	0.64	0.65	8.74
MIN	0.63	0.59	8.59

A) Esfericidade e forma 2D.



	3/4"	3/8"	Pó	3/4"	3/8"
	Angularidade			Textura	
P5 ou SBS	3088.08	3286.51	3418.22	211.71	196.41
P10 ou ELD	3160.87	3219.58	3200.04	354.79	253.47
MIN	2798.9	2919.6	1113.68	349.6	326.7

B) Angularidade e Textura

Figura 4. Resultado dos ensaios de forma obtido pelo AIMS.

O ensaio de Forma 2D é conduzido para os agregados com tamanho inferior a 4,75 mm, enquanto o ensaio de esfericidade é realizado com os agregados acima de 4,75 mm. Neste contexto, observa-se que, mais uma vez, em ambos os ensaios, as pedreiras P5 ou SBS e MIN apresentaram valores inferiores à pedreira P10 ou ELD. No entanto, a pequena discrepância entre os dados não influencia na classificação. Portanto, para a esfericidade, as três pedreiras são classificadas como de baixa esfericidade, e para o índice de forma 2D, como semialongado.

Por sua vez, o ensaio de angularidade é conduzido com todos os tamanhos de agregados (grossos e finos), enquanto o ensaio de textura é realizado apenas com os agregados com tamanho superior a 4,75 mm (grossos). Em relação à angularidade, observa-se que cada pedreira apresentou comportamentos distintos. Na pedreira P5 ou SBS, nota-se que, à medida que o tamanho do agregado diminui, maior é o valor de angularidade. Essa tendência não foi observada para as pedreiras P10 ou ELD e MIN, exceto entre as frações ¾" e 3/8", onde os valores foram mais elevados. No entanto, para a fração de pó, os valores foram inferiores. Esse resultado contradiz o ensaio de lamelaridade apresentado anteriomente. No entanto, com execeção da fração de pó para a pedreira MIN, as demais pedreiras apresentam classificação de subarredondado e arredondado, respectivamente.

Em relação à textura, observa-se uma tendência em que, à medida que a fração diminui, ocorre uma diminuição nos valores obtidos. Neste ensaio, quanto maior o valor, mais rugoso é o agregado. Portanto, na análise inicial, parece haver uma diminuição na rugosidade do agregado. Além disso, a pedreira P5 ou SBS é classificada como polida, enquanto as demais, são classificadas como macias.

Para avaliar o agregado em relação à sua aplicação em pavimentação, é realizado um ensaio que analisa a adesividade entre o ligante asfáltico e o agregado. Este ensaio, considerado qualitativo, releva que rochas básicas tendem a apresentar melhor adesividade em comparação com rochas com elevada acidez, devido à afinidade composicional com o ligante asfáltico. Além disso, fatores como o estado de alteração do material rochoso, grau de absorção e a frequência de ocorrência dos poros, influenciam na adesividade. A Figura 5 exemplifica visualmente os resultados insatisfatório obtidos neste ensaio com o material de estudo. Para uma análise mais abrangente, foram empregados os conceitos desenvolvidos por Brondani et al. (2022), que propõem um índice conceitual e numérico para a classificação visual da adesividade dos agregados ao ligante CAP 50/70, considerando a composição mineralógica.

Conforme a classificação de Brondani et al. (2022), a adesividade das pedreiras P10 ou ELD e MIN são classificadas como "Ruim" (índice 15), enquanto a pedreira P5 ou SBS é categorizada como "Muito Ruim" (índice 10). Apesar de a análise petrográfica revelar uma porcentagem mais significativa de quartzo na pedreira P10 ou ELD, durante o processo de britagem, a proporção de minerais no agregado pode variar, possivelmente influenciando na acidez do material e, consequentemente, na interação agregado-ligante. Além disso, na Figura 4, destaca-se a forma como ocorre a interação: nas três pedreiras estudadas, observa-se que o ligante aparece na face do agregado em forma de "gotículas", conforme discutido por Ceccato et al (2023), indicando uma considerável repulsão entre o agregado e o ligante.

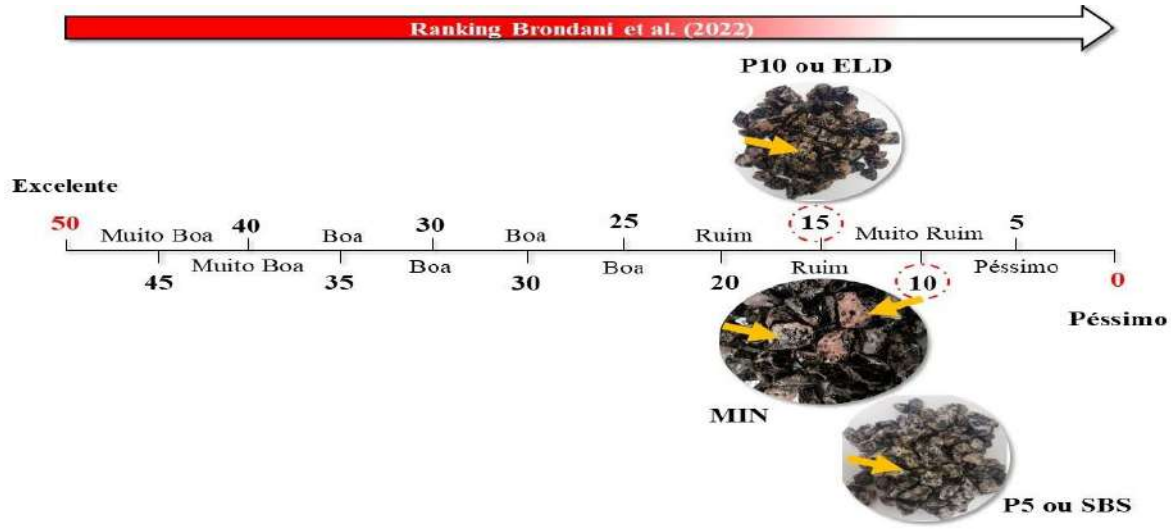


Figura 5. Resultado da adesividade com o ligante convencional CAP 50/70, as setas indicam os locais com má adesividade.

4 CONCLUSÕES

Com base nas análises realizadas, observou-se que as rochas graníticas provenientes do Batólito de Pelotas/RS apresentaram um padrão comportamental típio de rochas ígneas plutônicas, caracterizado por densidade intermediárias, baixos índices de absorção e menor resistência mecânica, em comparação as rochas rochas vulcânicas, que está associada a textura grosseira deste tipo de rocha. No entanto, a localização das rochas em diferentes Suítes agregou caracerísticas distintas ao material rochoso, evidenciandas pela variação mineralógica e características petrográficas específicas.

Por estar situada na borda do Batólito, uma região geológica com menor estabilidade, a pedreira SBS e MIN apresentaram desempenho laboratorial inferior em comparação a pedreira ELD, manifestando maior degradação mecânica e lamelaridade. A estrutura de foliação magmática possivelmente contribuiu para a formação de agregados mais lamelares em comparação com outras pedreiras analisadas.

Portanto, com esse trabalho, conclui-se que o acompanhamento da exploração mineral por meio de avaliações geológicas do maciço rochoso é fundamental para manter a qualidade do agregado a ser comercializado, garantindo o controle de qualidade ao longo das operações de britagem e assegurando o correto controle tecnologico das propriedades dos maciços. Além disso, vale ressaltar que, a análise petrográfica emerge como uma ferramenta essencial na identificação inicial das características comportamentais das rochas.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financeiramento 001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alves, V.A.H.S (2014). *Avaliação da Resistência à Degradação Mecânica de Agregados da Região Metropolitana do Rio de Janeiro por Técnicas Digitais de Imagens*. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro.

Back, A.H (2018). *Avaliação das propriedades químicas e geomecânicas de agregados oriundos de jazidas de rochas de diferentes litologias do estado do RS*. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Dissertação de Mestrado, 179p.

Back, A.H.; Ceccato, H.D.; Pinheiro, R.J.B.; Nummer, A.V. e Sagrilo, A.V. (2021). Avaliação do Comportamento Característico de Rochas Vulcânicas da Formação Serra Geral e sua Implementação em Obras Rodoviárias. São Paulo, UNESP, *Geociências*, v. 40, n. 4, p. 1125 – 1136.

BERN, R. Agregados Cúbicos – Produção de Agregados de Alta Qualidade com Impactores e Britadores Cônicos. Areia e Brita, v. 1, p. 13 – 20, *ANEPAC*, 1997.

Bouquety, M.N, descantes, Y., Barcelo, L., F de Larrad, D. Clavaud. Experimental Study of Crushed Aggregate Shape. *Construction and Building Materials*, v. 21, n. 4, p. 865-872, 2007.

Brondani, C. (2019). *Estudo do efeito deletério da água em misturas asfálticas a quente produzidas no Rio Grande do Su***l.** Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Dissertação de Mestrado.

Brondani, C.; Faccin, C.; Kraemer, K.; Boeira, F. D.; Nummer, A. V. e Specht, L. P. (2020). Asphalt aggregate adhesion: study of the influence of the morphological, chemical and mineralogical properties of different aggregates from southern Brazil. In: RILEM - International Symposium on Bituminous Materials, Lyon, France. RILEM ISBM Lyon 2020. Lyon: *RILEM*, v. 1. p. 1.

Brondani, C; Faccin, C.; Specht, L. P.; Nummer, A. V.; Da Silva Pereira, D.; Vestena, P. M. Baroni, m. Evaluation of Moisture Susceptibility of Asphalt Mixtures: Influence of Aggregates, Visual Analysis, and Mechanical Tests. *Journal of materials in civil engineering*, v. 35, p. 1-13, 2022.

Ceccato, H. C. (2021). *Avaliação e caracterização do comportamento geomecânico de agregados oriundos de jazidas da região sudeste do Rio Grande do Sul e Santa Catarina*. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Dissertação de Mestrado, 284p.

Ceccato, H. C.; Sagrilo, A. V.; Pacheco, L. C.; Pinheiro, R. J. B.; Nummer, A. V. Análise comparativa de adesividade entre diferentes tipos de ligantes asfálticos e diferentes litologias. 25º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) e 48º Reunião Anual de Pavimentação (RAPv). Foz do Iguaçu-PR, 2023.

Curtis, J.A.N. (2019). *Estudo tecnológico de rochas da intrusão de Limeira, visando aplicação como agregados em obras de engenharia*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos Departamento de Geotecnia, São Carlos.

Diógenes, L. M. (2018). *Avaliação das relações entre propriedades de agregados minerais com base nas características do processo de britagem da rocha de origem*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, 146p.

FACCIN, C. *Concretos asfálticos em utilização no Rio Grande do Sul: comportamento mecânico e desempenho em campo quanto à deformação permanente*. Universidade Federal de Santa Maria. Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado, 2018.

Frazão, E. B. (1993). *Metodologia para Avaliação da Alterabilidade de Rochas a Partir de Estudo Experimental em Amostras de Basalto da UHE de Três Irmãos*. Tese (doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Ibiapina, D. S., Castelo Branco, V. T. F., Diógenes, L. M., et al. Proposição de um sistema de classificação das propriedades deforma de agregados caracterizados com o uso do processamento digital de imagens a partir de materiais oriundos do Brasil, *Transportes*, v. 26, n. 4, p. 21–32, 2017. DOI: 10,14295/transportes. v2i4.1510

Kazi, A. e AI-Mansour, Z.R (1980). Influence of geological factors on abrasion and soundncss characteristics of aggregates. *Engineering Geology*, vol 15, pag. 195 a 203

Keikha, T., keykha, H. A. (2013) Correlation between mineralogical characteristics and engineering properties of granitic rocks, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, v. 18 S, p. 4055– 4065.

Rajan, B.; Singh, D. (2017) Comparison of Shape Parameters and Laboratory Performance of Coarse Aggregates Produced from Different Types of Crushing Operations. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 29, n. 7, p. 04017044.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/655

Análise de comportamento de mistura asfáltica morna

João Carlos de Oliveira
Orientador, Professor Doutor em Geotecnia do Instituto Federal de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil, joaocarlosifg@gmail.com

Amanda Peres Cunha
Engenheira Civil, Instituto Federal de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil, joaocarlosifg@gmail.com

Jordana Portilho Neves
Engenheira Civil, Mestre em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil, jordanapn@hotmail.com

Giovane Batalione
Engenheiro Civil, Professor Mestre em Geotecnia do Instituto Federal de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil, g-bat@hotmail.com

RESUMO: Nos últimos anos questões ambientais têm ganhado cada vez mais destaque no cenário mundial. O setor rodoviário, engajado em contribuir com a redução do consumo de combustíveis e a consequente emissão de gases de efeito estufa, passou a fomentar a criação e aplicação de tecnologias para métodos já existentes de pavimentação. Uma das alternativas encontradas foi a redução das temperaturas de usinagem de misturas asfálticas, a partir da execução de misturas mornas, onde estas são realizadas cerca de 10ºC a 50ºC abaixo da temperatura convencional, sendo que a redução depende de qual técnica será usada para produzi-la. O objetivo deste trabalho é analisar o comportamento advindo do uso de misturas asfálticas mornas, obtidas a partir da técnica de incorporação de aditivos químicos do tipo surfactante ao ligante asfáltico. Para tal foram formuladas duas misturas, uma à quente e outra morna, esta com redução de 30ºC na temperatura de aquecimento dos agregados e da mistura, para cinco teores diferentes de cimento asfáltico de petróleo, de acordo com método Marshall. Os resultados experimentais de ambas misturas foram analisados e comparados, e indicaram desempenho mecânico semelhante, confirmando assim a viabilidade do uso das misturas asfálticas mornas, na substituição das misturas convencionais, à quente.

PALAVRAS-CHAVE: Mistura asfáltica morna, Aditivo surfactante, Redução de temperatura.

ABSTRACT: In recent years environmental issues have become increasingly prominent on the world stage. The road sector, engaged in contributing to the reduction of fuel consumption and the consequent emission of greenhouse gases, started to foster the creation and application of technologies for existing paving methods. One of the alternatives found was the reduction of the machining temperatures of asphalt mixtures, by performing warm mixtures, where they are performed about 10ºC to 50ºC below the conventional temperature, and the reduction depends on which technique will be used to produce over there. The objective of this research is to analyze the behavior of using warm mix asphalt obtained from the technique of incorporating surfactant chemical additives into the asphalt binder. For this purpose two mixtures were formulated, one hot and the other warm, with a reduction of 30ºC in the heating temperature of the aggregates and the mixture, for five different levels of petroleum asphalt cement, according to Marshall method. Experimental results of both mixtures were analyzed and compared, and indicated similar mechanical performance, thus confirming the feasibility of using warm mix asphalt to replace conventional hot mixtures.

KEYWORDS: Warm mix asphalt, Surfactant additive, Temperature reduction.

1 Introdução

O transporte rodoviário é fundamental para o Brasil, movimentando a maioria das cargas e passageiros no país. No entanto, apenas uma pequena porcentagem das rodovias brasileiras é pavimentada, enfrentando sérios problemas de infraestrutura.

Com a crescente preocupação ambiental desde o Protocolo de Kyoto em 1997, setores da economia têm buscado reduzir as emissões de gases de efeito estufa (GEE) (MOTTA, 2011). Os produtos asfálticos utilizados em pavimentação são uma fonte significativa dessas emissões, contribuindo para preocupações tanto ambientais quanto de saúde ocupacional (NIOSH, 2000).

Como resposta a essas preocupações, o setor rodoviário tem investido em tecnologias para reduzir as emissões de GEE, incluindo a produção de Misturas Asfálticas Mornas (MAMs) (MOTTA, 2011). Essas misturas, produzidas em temperaturas mais baixas do que as misturas convencionais, têm mostrado promessa na redução das emissões e na melhoria da qualidade do ar (BUDNY, 2012; WEST *et al.*, 2014).

O presente trabalho tem como objetivo analisar o desempenho das MAMs, incluindo ensaios experimentais de laboratório com uma mistura asfáltica morna dosada com agregados da região metropolitana de Goiânia. Também será utilizado um aditivo surfactante para reduzir a temperatura da mistura estudada. Os resultados desses ensaios serão comparados com as propriedades de desempenho das misturas asfálticas convencionais, fornecendo insights sobre a viabilidade e os benefícios das MAMs (PÉREZ, 2013).

2 Materiais e Métodos

Almejou-se estudar uma solução de mistura asfáltica morna com uso de aditivo surfactante. Foram realizados diversos ensaios laboratoriais dos materiais e das misturas, para se verificar a aplicabilidade de surfactantes que permitam reduzir as temperaturas de produção e aplicação de concretos asfálticos.

2.1 Materiais

Os materiais utilizados para realização da pesquisa estão descritos a seguir, assim como os ensaios relacionados às diferentes características e parâmetros que foram analisados.

a) Ligante asfáltico tipo CAP 50/70. Realizou-se ensaios de penetração, de acordo com a norma ME 155 (DNIT, 2010); viscosidade Saybolt Furol, segundo a NBR 14950 (ABNT, 2003) e adesividade, seguindo os preceitos da norma ME 078 (DNER, 1994).
b) Agregados pétreos de origem gnáissica tipo brita 1, brita 0 e pó de brita obtidos seguindo as recomendações da NBR 16915 (ABNT, 2021). Os ensaios desenvolvidos para caracterização dos agregados foram: caracterização granulométrica, de acordo com a norma ME 083 (DNER, 1998) e a NBR 7211 (ABNT, 2022); massa específica, segunda a NBR 6458 (ABNT, 2016); índice de forma, em concordância com a NBR 7809 (ABNT, 2019) e Abrasão “Los Angeles”, conforme a norma ME 035 (DNER, 1998).
c) Aditivo surfactante classificado como do tipo 3G cujas características físicas estão descritatas na Tabela 1. De acordo com o FHWA (2019) esse material não possui água, sendo assim não se assemelha aos princípios de espuma, e a outros métodos que interferem na viscosidade do ligante. Aditivos desse tipo devem fornecer redução no atrito interno entre os agregados e as finas camadas de ligante que os encobrem, quando estes estiverem sujeitos a altas taxas de cisalhamento, decorrentes das tensões que ocorrem durante a compactação.

Tabela 1. Características do aditivo surfactante 3G.

Características	**Aditivo 3G**
Aparência	Âmbar
Carcinógeno	Sim
Estado físico	Líquido
Odor	Semelhante ao de amina
pH	10 a 12
Solubilidade	Pouco solúvel em água

Fonte: MeadWestvaco Corporation (2015).

2.2 Métodos

Os métodos empregados para a execução dos CPs das misturas à quente e mornas, estão descritos abaixo.

2.2.1 Composição granulométrica

Foi produzida uma mistura de agregados, cuja curva granulométrica se enquadre na faixa C da especificação brasileira ES 031 (DNIT, 2006).

2.2.2 Temperatura de mistura e compactação

A temperatura de compactação varia de acordo com a viscosidade ideal do ligante asfáltico (MENSCH, 2017). Sendo assim, após estabelecida curva de viscosidade versus temperatura do CAP, foi definida a temperatura de trabalho para as misturas à quente, e para a mistura morna, ocorrendo uma redução de temperatura para o aquecimento dos agregados e para a compactação da mistura.

Segundo Motta (2011) é essencial que a temperatura de produção e compactação seja controlada, para garantir que a qualidade da mistura morna resultante seja similar à da mistura à quente, o surfactante é um fator importante para que a resistência ao dano por umidade não seja comprometida.

2.2.3 Dosagem Marshall

As dosagens das misturas foram executadas de acordo com método Marshall (DNER ME 043/95). A partir das misturas intituladas pilotos, com cinco dosagens de ligantes asfálticos diferentes, (teores 4,5% a 6,5%, em intervalos de 0,5%), obteve-se o teor de ligante "ótimo", ou também chamado teor de projeto.

Ao total foram compactados 30 CPs de 1200 g cada, sendo 15 compostos de mistura asfáltica à quente, e outros 15 de mistura asfáltica morna com aditivo surfactante. É importante ressaltar que o uso do aditivo surfactante e a diminuição nas temperaturas de produção e compactação, são as únicas variáveis que diferenciam as misturas mornas das misturas convencionais (MOTTA, 2011). Por isso, todas as etapas do processo de produção das MAMs seguiram as especificações de misturas à quente.

2.2.4 Resistência à tração por compressão diametral

Esse ensaio é normatizado pelo ME 136 (DNIT, 2018) e pela NBR 15087 (ABNT, 2012). O corpo de prova foi submetido a duas forças de compressão, sendo estas concentradas e paralelas, perpendiculares ao longo de seu diâmetro. A resistência à tração indireta (RT) por compressão diametral foi determinada pela Equação 1.

$$\sigma_R = \frac{2\,\mathrm{Prup}}{100\pi\,DH} \qquad (1)$$

σ_R = resistência à tração (MPa);
Prup = carga de compressão de ruptura (N);
D = diâmetro do CP (cm);
H = altura do CP (cm).

Conforme definido por Bernucci *et al*. (2010) os valores médios de resistência a tração de CPs recém moldados, variam entre 0,5 e 2,0 MPa. Após aplicação em pista, a RT aumenta, e ocorre perda de flexilibilidade, a partir do envelhecimento dos materiais.

3 Resultados e Análises

A partir dos dados adquiridos foi possível comparar os resultados de desempenho da mistura morna estudada aos de uma mistura de referência (à quente) produzida nas condições de temperatura convencionais, de acordo com os parâmetros estabelecidos.

3.1 Agregados

A partir dos ensaios realizados em laboratório: granulometria, massa específica, massa unitária, abrasão "Los Angeles" e índice de forma, caracterizou-se os agregados utilizados na pesquisa. A Figura 1 mostra as curvas granulométricas dos agregados e a Tabela 2 traz os valores de caracterização dos mesmos.

Figura 1. Curvas granulométricas dos agregados.

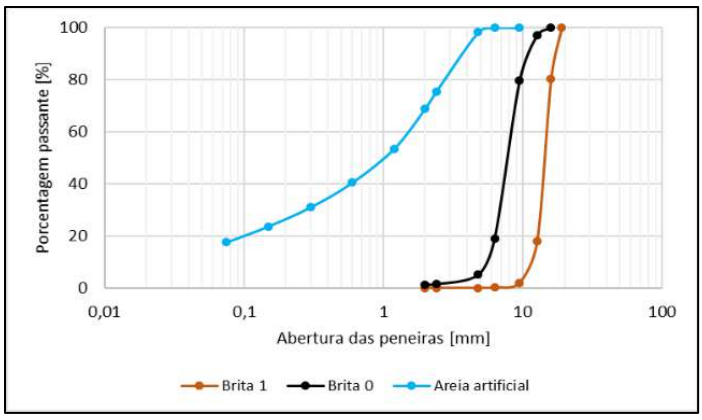


Tabela 2. Caracterização dos agregados

Propriedade	Agregado	Resultado
Massa específica (g/cm³)	Brita 1	2,94
	Brita 0	2,99
	Areia artificial	2,83
Massa unitária (kg/L)	Brita 1	1,62
	Brita 0	1,58
	Areia artificial	1,79
Abrasão “Los Angeles”		14%
Índice de forma (mm)		2,4

Segundo ES 031 (DNIT, 2006) o agregado graúdo utilizado para execução de pavimentos flexíveis com concreto asfáltico deve apresentar desgaste Los Angeles menor que 50%, sendo assim o agregado utilizado atende a especificação. Assim como o índice de forma dos agregados, que deve possuir valor máximo de 3,0 de acordo com NBR 7809 (ABNT, 2019).

3.2 Ligante asfáltico

Os ensaios realizados em laboratório para caracterização do ligante foram: penetração, viscosidade Saybolt Furol, e adesividade. A massa específica do cimento asfáltico como amplamente difundida foi considerada de 1,02 g/cm³. A partir do ensaio de penetração, houve a comprovação da classificação do CAP como 50/70, sendo encontrado o valor de 63 mm. A principal propriedade estudada do ligante foi a viscosidade, uma vez que é através dela que são definidas as temperaturas de aquecimento e aplicação das misturas asfálticas. Assim a curva Viscosidade x Temperatura foi definida conforme o ensaio de viscosidade Saybolt Furol de acordo com a NBR 14950 (ABNT, 2003), e está representada na Figura 2.

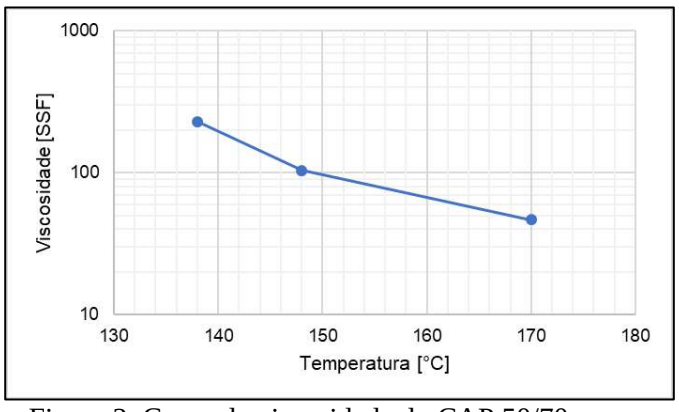


Figura 2. Curva de viscosidade do CAP 50/70.

A temperatura de aquecimento do ligante asfáltico foi determinada conforme ES 031 (DNIT, 2006), que estabelece que o CAP utilizado na mistura deva apresentar preferencialmente viscosidade entre 75 a 95 SSF,

sendo que sua temperatura deve variar entre 107ºC e 177ºC. Para as equações de regressão definidas pelas curvas de viscosidade x temperatura, os valores de aquecimento variaram entre 157 e 160°.

O ensaio de adesividade foi executado primeiramente com o CAP puro, e seu resultado não foi satisfatório, uma vez que houve deslocamento da película betuminosa. Optou-se então por utilizar DOPE de adesividade em taxa de 0,9%, o seu cobrimento foi notado como competente, desse modo, seu uso foi necessário para a execução da mistura à quente. O mesmo ensaio também foi realizado para a o ligante com adição de aditivo surfactante, uma vez que este melhora a propriedade adesiva do asfalto. Seu resultado foi classificado como satisfatório, podendo-se assim dispensar o uso do DOPE, na preparação da mistura morna. A Figura 3 apresenta os cobrimentos obtidos a partir do método visual de adesividade.

Figura 3. Ensaio visual de adesividade.

3.3 Aditivo surfactante

A curva viscosidade x temperatura do ligante asfáltico + surfactante está representada na Figura 4. O aditivo surfactante foi utilizado em taxa de 0,7%, conforme especificações do fabricante.

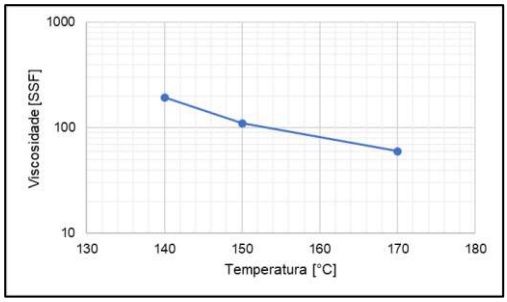


Figura 4. Curva de viscosidade do CAP 50/70 com aditivo surfactante.

O ensaio laboratorial comprovou como proposto por Oliveira *et al.* (2012) que esse tipo de aditivo não altera a viscosidade do CAP, uma vez que a diferença de temperatura do ligante com aditivo para o puro, foi de 2,5°C a mais.

3.4 Mistura Asfáltica

Para que as misturas se enquadrassem na Faixa C da ES 031 (DNIT, 2006) foram empregados 14% de brita 1, 39% de brita 2 e 47% de areia artificial. A distribuição dos agregados foi classificada como contínua bem-graduada, e sua dimensão máxima característica (DMC) foi de 19,1mm.

A Figura 5 apresenta a curva granulométrica das misturas estudadas, a faixa C do DNIT e as faixas de controle para aplicação.

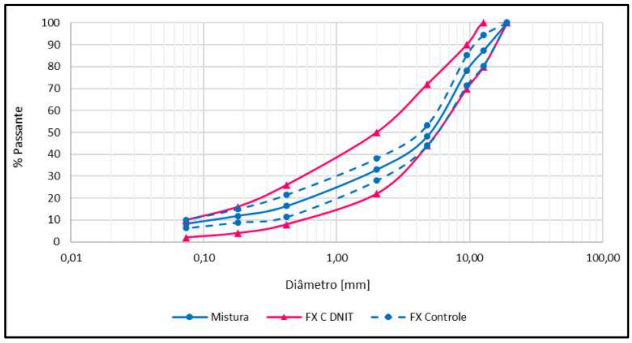


Figura 5. Curva granulométrica.

Segundo ES 031 (DNIT, 2006) a temperatura de aquecimento dos agregados deve ser cerca de 10 a 15ºC superior à do ligante asfáltico, não podendo exceder os 177ºC. A partir da equação encontrada no gráfico do ensaio de viscosidade Saybolt Furol, foi determinada a temperatura de aquecimento do ligante, fixou-se o valor de 160°C, sendo que este definiu as temperaturas de aquecimento dos agregados, e de compactação da mistura.

A referência para a fixação das temperaturas referentes a mistura morna, foram adotadas de acordo com a tese de Motta (2011), onde a temperatura de aquecimento do CAP foi mantida, variando-se somente para os agregados, e para a compactação, sendo estabelecida uma redução de 30ºC para cada processo. Os valores finais adotados para os dois tipos de misturas estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Temperaturas de aquecimento e compactação.

Mistura asfáltica	**Temperatura (°C)**		
	Ligante	**Agregado**	**Compactação**
Quente	160	170	150
Morna	160	140	120

A dosagem da mistura foi estabelecida conforme método Marshall pela DNER ME 043/1995 por compactação manual. Após a realização do ensaio foi possível o levantamento de dados para se estabelecer os parâmetros volumétricos: massa específica máxima teórica; massa específica aparente; volume de vazios (VV); vazios com betume (VCB); vazios do agregado mineral (VAM); e relação betume/vazios (RBV). A partir do rompimento dos CPs, foram determinados os dados de estabilidade Marshall, e fluência. As Tabelas 4 e 5 trazem os valores referentes a cada característica analisada, para a mistura à quente, e morna, respectivamente. E os gráficos gerados a partir dos resultados dos parâmetros estão representados pelas Figuras 6, 7, 8, 9 e 11.

Tabela 4. Parâmetros dos CPs das misturas à quente e morna

Parâmetro	**Mistura à quente**					**Mistura morna**				
Teor de ligante (%)	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
Massa especifica máxima teórica (g/cm³)	2,68	2,66	2,64	2,62	2,59	2,68	2,66	2,64	2,62	2,59
Massa especifica aparente (g/cm³)	2,54	2,55	2,54	2,53	2,52	2,52	2,53	2,54	2,53	2,53
Volume de vazios (%)	4,81	4,22	3,70	3,28	2,86	6,04	4,77	3,86	3,17	2,50
Vazios com betume (%)	11,22	12,49	13,70	14,88	16,06	11,12	12,42	13,67	14,90	16,12
Vazios do agregado mineral (%)	16,03	16,71	17,40	18,16	18,92	17,16	17,19	17,53	18,07	18,62
Relação betume/vazios (%)	70,00	74,74	78,73	81,94	84,88	64,80	72,25	77,99	82,46	86,57
Estabilidade (kgf)	1125	1180	1153	1069	899	731	890	884	793	703
Fluência (mm)	4,66	4,69	4,84	7,12	7,92	5,25	6,20	5,61	6,46	7,09

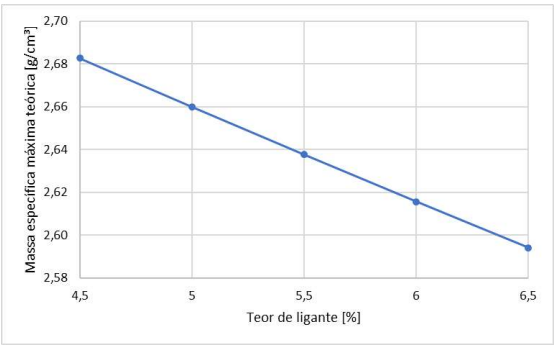


Figura 6. Massa específica máxima teórica x teor de ligante.

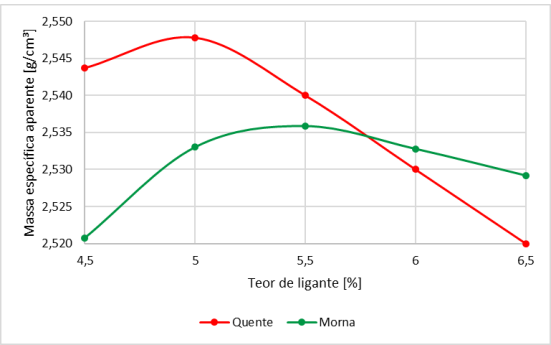


Figura 7. Massa específica aparente x teor de ligante.

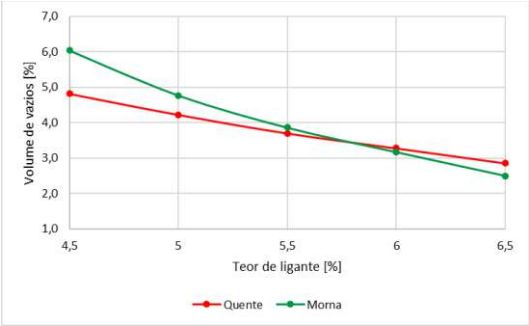


Figura 8. Volume de vazios x teor de ligante.

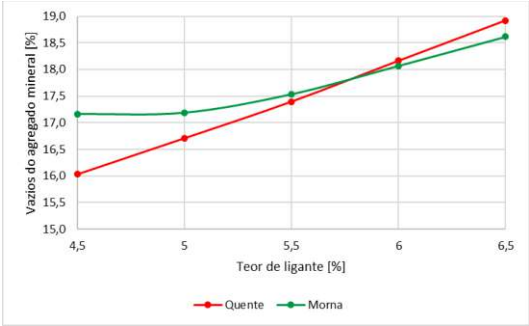


Figura 9. Vazios do agregado mineral x teor de ligante.

Figura 10. Relação betume/vazios x teor de ligante.

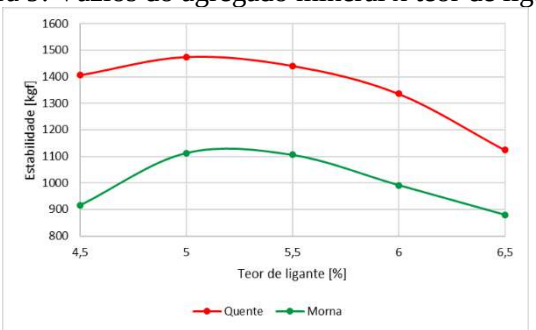


Figura 11. Estabilidade x teor de ligante.

Para a escolha do teor "ótimo" de ligante, foram utilizados dois métodos de cálculo. O primeiro, definido por NAPA (1982) estabelece que o critério a ser atendido pelos CPs corresponde ao volume de vazios igual a 4%, uma vez que a porcentagem de vazios para camadas de rolamento deve estar entre 3 e 5%. Assim foi encontrado para a mistura à quente o valor de 5,3% e para a mistura morna 5,5%.

Outro método empregado é baseado na média de 3 teores, sendo eles: volume de vazios de 4%, a máxima estabilidade Marshall e a massa específica aparente máxima das amostras compactadas. Os valores dos teores de projeto para este modelo de cálculo, foram para as misturas à quente, 5,1% e morna 5,3%, respectivamente.

Para o critério da relação betume/vazios, na mistura à quente os teores de 5,5 e 6% foram os únicos que se enquadraram, na morna somente o teor de projeto 5,5% cumpriu o requisito estabelecido no intervalo mínimo de valores da norma, sendo este de 75 a 82. A estabilidade Marshall mínima (500 kgf) foi atingida em todos os teores, apresentando valores de resistência consideravelmente superiores ao valor de referência, tanto para a mistura padrão, quanto para a morna. A porcentagem esperada de 15% de VAM de acordo com o DMT dos agregados de 19,1mm, também foi outra característica que obteve valores acima do mínimo normatizado para todos os teores.

4 Conclusão

A partir do desenvolvimento desta pesquisa, foi possível perceber uma crescente preocupação no cenário da pavimentação, na busca de soluções para os problemas e limitações que existem no emprego de materiais petrolíferos. Diversas tecnologias já foram e ainda estão sendo desenvolvidas nesse contexto. Existe uma ampla variedade de técnicas que utilizam misturas asfálticas mornas e semi-mornas, como alternativa de substituição para o processo de CBUQ, dentre elas, o uso de aditivos surfactantes.

A utilização do aditivo surfactante permitiu que houvesse uma redução na temperatura de aquecimento dos agregados e de compactação da mistura da morna. Após análises dos resultados foi possível concluir que as duas misturas obtiveram resultados de desempenho que se enquadram aos valores esperados para o método Marshall, assim como das diversas literaturas consultadas, apesar de cada uma possuir suas particularidades. Esse método de compactação mostrou ser estaticamente igual em relação a definição do teor de projeto para os dois tipos de misturas.

No geral, pode-se concluir que a diminuição da temperatura não interferiu de maneira expressiva na densificação da mistura asfáltica, uma vez que os resultados do VV para os dois tipos de misturas foram praticamente iguais. Esse fator é importante, pois demonstra que a mistura morna possui comportamento mecânico semelhante ao da mistura à quente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458*: Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 7211*: Agregados para concreto - Requisitos*. Rio de Janeiro, 2022.

_____. NBR 7809*: Agregado graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2019.

_____. NBR 14950: *Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade Saybolt Furol*. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR 15087: *Misturas asfálticas - Determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro, 2012.

_____. NBR 16915: *Agregados - Amostragem*. Rio de Janeiro, 2021.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G. DA, CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2010.

BRASIL. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 035*: Agregados - Determinação da Abrasão "Los Angeles": Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1998.

_____. DNER-ME 043: *Misturas betuminosas a quente - ensaio Marshall: Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1995.

_____. DNER-ME 078*: Agregado graúdo: adesividade a ligante betuminoso: Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER-ME 083: *Agregados - Análise Granulométrica: Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1998.

BRASIL. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031 - ES: *Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico -Especificação de serviço*. Rio de Janeiro, 2006.

_____. DNIT 136 - ME: *Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação da resistência à tração por compressão diametral - Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2018.

_____. DNIT 155 - ME: *Material asfáltico - Determinação da penetração - Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2010.

BUDNY, J. *Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas*. 137 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro. COPPE, Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2012.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. U.S. Department of Transportation. Pavements, Sustainability: *Warm Mix Asphalt Technologies and Research*. Disponível em: < https://www.fhwa.dot.gov/pavement/asphalt/wma.cfm>. Acesso em: 20 nov. 2019.

MEADWESTVACO CORPORATION. (2015). Surfactante Evotherm® 3G. Richmond, VA: MeadWestvaco Corporation.

MENSCH, N. G. *Análise viscoelástica de misturas asfálticas quentes e mornas*. 168 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia, Porto Alegre, 2017.

MOTTA, R. S. *Estudo de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimentos para redução de emissão de poluentes e de consumo energético*. 229 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, 2011.

NIOSH. *Hazard Review: Health Effects of Occupational Exposure to Asphalt*. Cincinnati: National Institute for Occupational Safety and Health (NIOSH), 2000.

OLIVEIRA, J. R. M.; SILVA, H. M. R. D.; ABREU, L. P. F.; GONZALEZ-LEON, J. A. *The role of a surfactant based additive on the production of recycled warm mix asphalts – Less is more*. Construction and Building Materials, nº 35, 693-700, 2012.

PÉREZ, Y. A. G. *Avaliação do desempenho mecânico e reológico de misturas asfálticas mornas*. 326 p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina. Centro Tecnológico, Florianópolis, 2013.

WEST, R.; RODEZNO, C.; JULIAN, G.; PROWELL, B. *Engineering properties and field performance of warm mix asphalt technologies*. Final Report. National Cooperative Highway Research Program, Auburn, 2014.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/656

Analise do comportamento mecânico de pavimentos flexiveis utilizando metodo dos elementos finitos

Adriano Frutuoso da Silva
Professor Associado, Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Brasil, adriano.silva@ufrr.br

Joel Carlos Moizinho
Professor Titular, Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Brasil, joel.moizinho@ufrr.br

RESUMO: Este trabalho propõe um estudo do comportamento mecânico de pavimentos por meio de modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos. Para tanto, inicialmente, foi feita a determinação dos parâmetros dos materiais constituintes do pavimento; em seguida foi realizada a modelagem numérica do pavimento constituído pelas camadas de base e revestimento, utilizando o programa PLAXIS, e resultados foram confrontados com valores obtidos com o programa KENLAYER. Para simular o material de base foi utilizado elementos triangulares isoparamétricos de 6 nós, e para o revestimento elemento de viga de 3 nós. O comportamento da base foi representado pelo modelo de Morh-Coulomb e o revestimento pelo modelo Soft-Soil-Creep. Procurou-se verificar o efeito da variação dos módulos de resiliência no comportamento das camadas constituintes do pavimento. Os resultados mostraram: diminuição da deflexão no topo do revestimento com o aumento do módulo da base; redução da deflexão com o aumento da espessura do revestimento; redução da deflexão no topo do revestimento com o aumento do módulo do revestimento; as tensões na fibra inferior do revestimento asfáltico aumentou quando espessura do revestimento reduziu de 3 cm para 5 cm e diminuiu quando muda para 10 cm.

PALAVRAS-CHAVE: Pavimento Flexivel, Método dos Elementos Finitos, Modelagem, PLAXIS, KENLAYER.

ABSTRACT: This work proposes a study of the mechanical behavior of pavements by means of numerical modeling using the finite elements method. Therefore, initially, was made determination of the parameters of the constituents of the paviment materials; in sequence was carried out the numerical modeling of the pavement. For the base material, 6-node isoparametric triangular elements were used, and for the 3-node beam element sheath. The mechanical behavior of the base layers was represented by an elastic-perfectly plastic with Mohr-Coulomb failure criterion and the asphalt layer was simulated with the soft soil creep model. The results show: decrease of the deflection at the top of the asphalt layer with increasing base modulus; reduction of deflection with increasing asphalt layer thickness; reduction of deflection with increasing asphalt layer module; the stresses in the bottom fiber of the asphalt coating increased when the coating thickness increased from 3 cm to 5 cm and decreased when it changed to 10 cm.

KEYWORDS: Flexible Pavement, Finite Elements Method, Modelling

1 INTRODUÇÃO

A condição empírica dos métodos de dimensionamento de pavimentos tem sido tópico de discussão entre os engenheiros rodoviários por muitos anos. Os métodos empíricos se baseiam em regras desenvolvidas a partir de observações e experiência com certos tipos de pavimentos, para certos tipos de materiais de pavimentação e para condições específicas de clima, que não necessariamente as da região do projeto em questão. A maior limitação dos métodos empíricos é que eles não podem ser generalizados com confiabilidade para outras condições senão àquelas para as quais eles foram desenvolvidos.

Os engenheiros de pavimentação estão buscando gradativamente um entendimento mais analítico do problema e tentando, com isso, reduzir a parcela do empirismo que é inevitável no atual estado-da-arte. No

enfoque analítico, o pavimento é tratado como uma estrutura de engenharia e seu comportamento mecânico é avaliado em função do carregamento e da resistência dos materiais, assim como é feito com as estruturas de concreto ou de aço. Além disso, relacionam-se as tensões de tração na base da camada asfáltica com a formação de trincas no revestimento do pavimento ou as deformações verticais com o desenvolvimento do afundamento de trilha de roda. No entanto, em geral, tais teorias não modelam diversos fatores que deveriam ser observados no dimensionamento de um sistema em camadas, cujas propriedades variam com o tempo e com as condições ambientais, e que tem a deterioração acumulada com a passagem das cargas variáveis em intensidade, distribuição e velocidade. Assim, o último passo no processo de dimensionamento acaba por ter uma parcela empírica, com a aplicação dos fatores de calibração campo-laboratório sobre os modelos desenvolvidos em laboratório (MOTTA, 1991).

A necessidade da modelagem mecanística-empírica vem da busca constante de se melhorar os projetos de pavimentação em termos de eficiência estrutural, de modo a utilizar materiais, sobre cujo desempenho de campo ainda não se têm experiência suficiente, e considerar, também, os efeitos das condições ambientais e de tráfego, diferentes daquelas para as quais os métodos empíricos, ainda utilizados no país, foram desenvolvidos.

Neste sentido, nos últimos anos o estudo da pavimentação vem experimentando um grande avanço tecnológico, tanto no Brasil quanto no exterior, devido em parte à pesquisa e ao desenvolvimento de diversos métodos de dimensionamento de pavimentos com base em estudos acadêmicos e observações de dados de comportamento de pistas experimentais. Como produto desse desenvolvimento uma série de programas computacionais para análise do comportamento tensão/deformação dos pavimentos foram desenvolvidos, baseados na teoria da elasticidade e em métodos numéricos, segundo Boussinesq, Burmister e outros. Dentre os métodos numéricos, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem se destacado pela sua simplicidade e generalidade.

Em pavimentação, dada à complexidade da geometria e das condições de contorno, dos modelos constitutivos específicos dos materiais do pavimento, assim como a melhoria dos métodos computacionais, o MEF tem sido usado para determinar as respostas do pavimento. Pesquisadores como Duncan et al. (1968) começaram usando o MEF na análise estrutural de pavimentos. O MEF também tem algumas vantagens sobre soluções elásticas em sistemas multicamadas porque garante maior flexibilidade na modelagem das respostas não-lineares características dos materiais granulares que constituem a seção do pavimento.

Os modelos, baseados neste método, simulam de forma mais realista as estruturas de pavimentos. Podem simular com eficiência o comportamento de materiais não lineares, as distribuições complexas das pressões de contato do pneu e as descontinuidades geométricas.

Baseado em toda a discussão apresentadas sobre o tema da mecânica dos pavimentos e buscando desenvolver ferramentas que auxiliem o cálculo do estado de tensões em estruturas e análise de desempenho dos materiais, este trabalho propõe um estudo do comportamento mecânico de pavimentos por meio de modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos, e dados de laboratório obtidos por Moizinho (2007) para materiais encontrados no estado de Roraima.

2 METODOLOGIA

A metodologia adotada para se alcançar os objetivos propostos nesta pesquisa consiste de três etapas principais: 1ª Etapa – obtenção dos dados dos materiais das camadas constituintes do pavimento; 2ª Etapa – modelagem do pavimento; 3ª Etapa – análise dos resultados, conforme descrito a seguir.

Na primeira etapa foi feita uma análise do banco de dados gerado por Moizinho (2007) sobre agregados lateríticos encontrados no estado de Roraima e misturas betuminosas, para determinação dos parâmetros das camadas constituintes dos pavimentos.

Na segunda etapa, a fim de avaliar a interação entre os diversos fatores na resposta estrutural do pavimento, foi modelado, um pavimento constituído por três camadas: a primeira camada (revestimento) é constituída de uma mistura asfáltica do tipo CAUQ – Concreto Asfáltico Usinado à Quente; a segunda camada corresponde a base, de materiais granulares, e a terceira corresponde ao subleito, como ilustrado na Figura 1. A solicitação será a de um eixo simples de rodas duplas com Q=8,2tf (82kN).

Procurou-se variar o módulo de resiliência, a espessura da camada de base e do revestimento, a fim de verificar o efeito destes parâmetros no comportamento da estrutural do pavimento, de acordo com a descrição

da Tabela 1. Foi adotado o coeficiente de Poisson de 0,35, 0,40 e 0,45, para o revestimento, base e subleito, respectivamente.

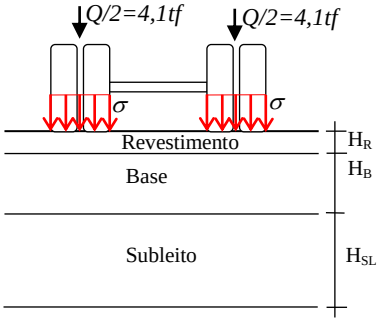


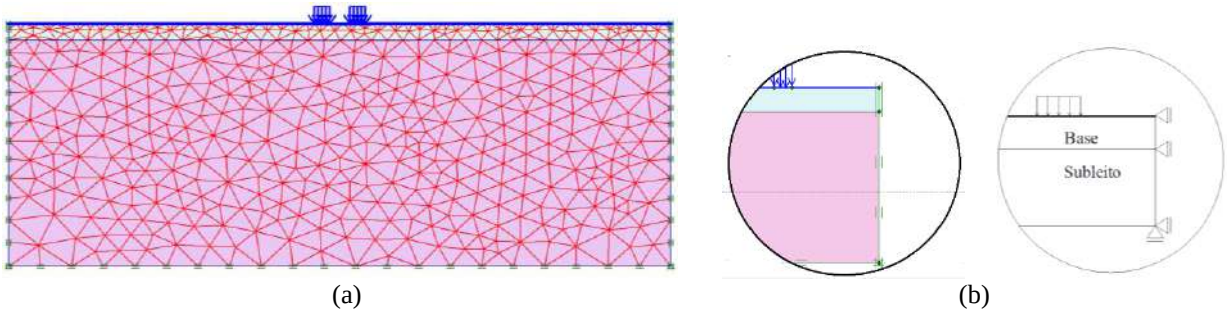
Figura 1. Estrutura do pavimento modelado

Table 1. Descrição dos arranjos estruturais da modelagem

Módulo de Resiliência do revestimento - MR (MPa)	Módulo de Resiliência da base - MB (MPa)	Módulo de Resiliência do subleito - MSL (MPa)	Espessura da Base - HB (cm)	Espessura do Revestimento - HR (cm)
10211	300	80	30	3
				5
				10
			40	3
				5
				10
5434			30	3
				5
				10
			40	3
				5
				10

As análises numéricas foram efetuadas utilizando o programa de elementos finitos PLAXIS, versão 7.2 (Brinkgreve & Vermeer, 1998), considerando condição deformação plana. Este programa permite a geração automática da malha, simulação de elementos de interface e de viga, e a disponibilidade de uma interface gráfica de entrada e saída de resultados. Além disso, o programa tem disponíveis cinco modelos, sendo um elástico linear, um elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb, dois elastoplásticos (Soft-Soil e Hardening-Soil), e um modelo elastoviscoplástico (“Soft-Soil-Creep”), derivado a partir do modelo Cam-Clay.

A malha de elementos finitos gerada para as analises é composta por elementos finitos triangulares isoparamétricos de 6, com 3 pontos de Gauss, para as camadas constituintes do pavimento, e para o revestimento elemento de viga de 3 nós, conforme ilustrado na Figura 2.



(a) (b)

Figura 2. Modelo número: (a) malha de elementos finitos; (b) condições de contorno

Para simular o comportamento do sub-leito e da base foi utilizado o modelo constitutivo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e para o revestimento o modelo Soft-Soil-Creep.

Ao final da modelagem os resultados de deflexão obtidos utilizando o software de elementos finitos PLAXIS foi comparado com valores obtidos por Briglia (2009) com uso do softwares KENLAYER (Huang, 2001), com o intuito de verificar a convergência de resultados entre os dois programas ante as mesmas condições geométricas e de carregamento.

O Programa KENLAYER foi desenvolvido por Huang (1993), na universidade de kentuck, utiliza a teoria da elasticidade múltiplas camadas de Burmister, e analisa os danos causados por fadiga do revestimento asfáltico ou deformação permanente do subleito. Determina também, os deslocamentos e as deformações na estrutura do pavimento, sob condições de carregamento pré-estabelecidas. A análise é axissimétrica, usando sobre posição de efeitos e considera os materiais com comportamento elástico lineares, não lineares e viscoelásticos.

3 RESULTADOS

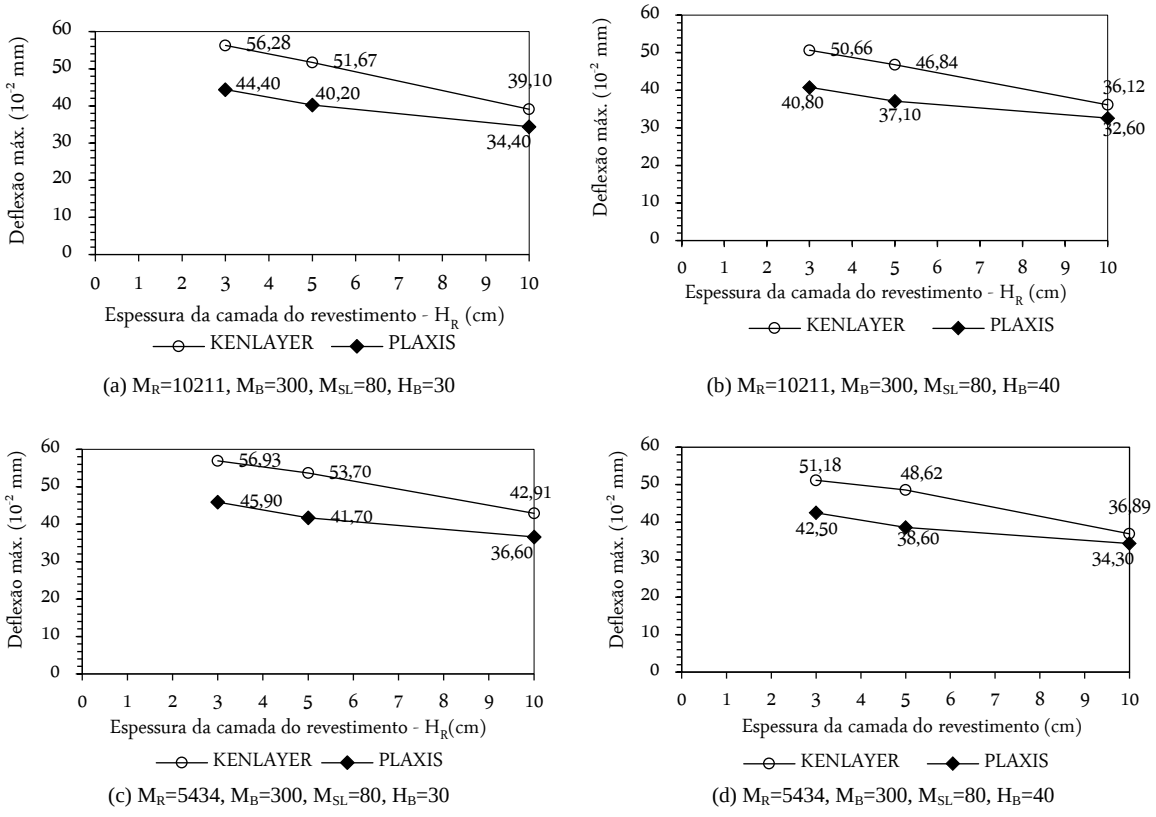
A Tabela 2 apresenta os resultados de deflexão máxima no topo do revestimento (D_0) obtidas nas modelagens utilizando os programas PLAXIS e KENLAYER. Observa-se para todos os arranjos estruturais, que os valores obtidos com o KENLAYER foram superiores aos valores gerandos com PLAXIS, com uma diferença percentual bastante significativa. Dente outras caracteristicas intrinsicas que os programas apresentam, essa diferença pode ser justificada pelo fato de no KENLAYER foi considerado comportamento elástico lineares para todos os materiais, já nas modelagem com o PLAXIS foi considerado o modelo de Mohr-Coulomb para base e subleito e para o revestimento asfáltico o modelo Soft-Soil-Creep.

Tabela 2. Resultados de deflexão máxima – PLAXIS vs KENLAYER

M_R (MPa)	M_B (MPa)	M_{SL} (MPa)	H_B (cm)	H_R (cm)	PLAXIS	KENLAYER	ΔD_0 (%)
					D_0 (10^{-2} mm)		
10211	300	80	30	3	44,400	56,280	21
				5	40,200	51,670	22
				10	34,400	39,100	12
			40	3	40,800	50,660	19
				5	37,100	46,840	21
				10	32,600	36,120	10
5434			30	3	45,900	56,930	19
				5	41,700	53,700	22
				10	36,600	42,910	15
			40	3	42,500	51,180	17
				5	38,600	48,620	21
				10	34,300	36,890	7

M_R-modulo de resiliência do revestimento; M_B-modulo de resiliência da base; M_{SL}-modulo de resiliência do subleito; H_B-espessura do revestimento; Do = Deflexão máxima no topo do revestimento; ΔD_0-diferença percentual entre valores de deflexão

A Figura 3 apresenta o comportamento da deflexão, variando-se a espessura do revestimento, a espessura da base e o módulo revestimento. Observa-se tanto pelo PLAXIS quanto pelo KENLAYER que há redução linear da deflexão com o aumento do reventimento. Neste caso, há uma concordância em termos de comportamento, porém divergencia em termos de valores.



(a) M_R=10211, M_B=300, M_{SL}=80, H_B=30

(b) M_R=10211, M_B=300, M_{SL}=80, H_B=40

(c) M_R=5434, M_B=300, M_{SL}=80, H_B=30

(d) M_R=5434, M_B=300, M_{SL}=80, H_B=40

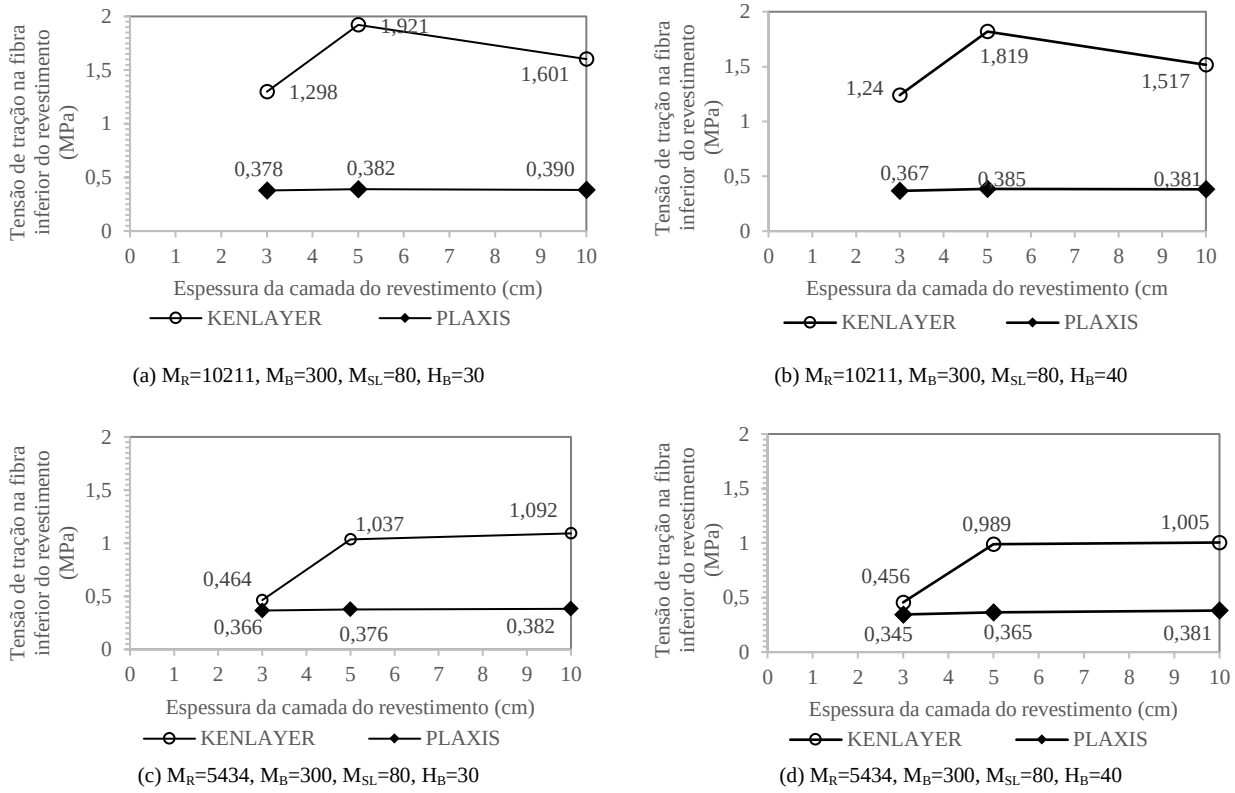
Figura 3. Deflexão máxima no topo do revestimento – D_0 (10^{-2}mm): PLAXIS vs KENLAYER

A Tabela 3 apresenta os valores observados de tensão de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico (σ_t) e tensão vertical no topo do subleito (σ_v) para os arranjos estruturais modelados com o PLAXIS e KENLAYER. Observa-se que os valores de tensão de tração obtidos pelo PLAXIS foram maiores os valores obtidos com o KENLAYER. Enquanto os resultados de tensão vertifical mostraram comportamento inverso, ou seja, tensões obstidas com o KENLAYER foram maiores.

Tabela 3. Resultados de tensão - PLAXIS vs KENLAYER

M_R (MPa)	M_B (MPa)	M_{SL} (MPa)	H_B (cm)	H_R (cm)	PLAXIS		KENLAYER	
					σ_t (MPa)	σ_v (MPa)	σ_t (MPa)	σ_v (MPa)
10211	300	80	30	3	1,298	0,058	0,378	0,065
				5	1,921	0,049	0,390	0,072
				10	1,601	0,031	0,382	0,076
			40	3	1,240	0,040	0,367	0,064
				5	1,819	0,035	0,385	0,068
				10	1,517	0,024	0,381	0,071
5434			30	3	0,464	0,061	0,366	0,063
				5	1,037	0,053	0,376	0,065
				10	1,092	0,036	0,382	0,066
			40	3	0,456	0,042	0,345	0,055
				5	0,989	0,037	0,365	0,065
				10	1,005	0,030	0,381	0,061

A Figura 4 mostra a tendência de comportamento das tenões na fibra inferior do revestimento asfáltico. Verificou-se, para o KENLAYER, que a tensão aumenta quando a espessura do revestimento muda de 3cm para 5cm, mas diminue quando o revestimento passa para 10 cm. Os resultados obtidos com o PLAXIS mostraram valores de tensão de tração muito próximo, com pouca variação com o aumento do revestimento.



(a) M_R=10211, M_B=300, M_{SL}=80, H_B=30

(b) M_R=10211, M_B=300, M_{SL}=80, H_B=40

(c) M_R=5434, M_B=300, M_{SL}=80, H_B=30

(d) M_R=5434, M_B=300, M_{SL}=80, H_B=40

Figure 4. Tensão de tração no revestimento asfaltico (σ_t): PLAXIS vs KENLAYER

4 CONCLUSÕES

A partir das modelagens realizadas nesses estudo, observa-se que os resultados obtidos nas análises realizadas pelo KENLAYER e PLAXIS apresentaram mesmas tendencia de comportamento, mas os valores foram bastantes distintos.

Com relação a deflexão no topo do revestimento, o resultados mostram redução com aumento do módulo da base, aumento da espessura do resvestimento e com o aumento do módulo revestimento.

Para as tensões na fibra inferior do revestimento asfáltico, verificou-se para o KENLAYER, que a tensão aumenta quando a espessura do revestimento aumanenta de 3 cm para 5 cm e diminue quando muda para 10 cm. Os resultados obtidos com PLAXIS mostraram essa mesma tendencia de comportamento, mas com uma variação muito discreta.

Diante dos resultados aqui apresentados, pretende-se futuramente realizar outras modelagem, variando as espessuras das camadas constituinte do pavimento, bem como os parâmetros dos materiais, e testar outros modelos constitutivos que representem melhor o comportamento dos materiais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Fedral de Roraima pelo apoio ao desenvolvimento desse trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brinkgreve, R.B.J.; Vermeer, P.A. (1998). PLAXIS: Finite element code for soil and rock analyses, version 7.2. Technical Manual. Rotterdam: A.A. Balkema, 1998. 364p.

Briglia, W.T. (2009). *Uso do programa Kenlayer na análise estrutural de pavimentos*. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Roraima.

Duncan, J.M., Monismith, C.L., e Wilson, E.L. (1968) "Finite Element Analysis of Pavements". HRR 228.

HUANG, Y.H (2001). Manual do Programa Kenlayer.

Moizinho, J. C. (2007). *Caracterização e Uso de Agregados Lateríticos do Distrito Federal e do Estado de Roraima em CBUQ*. Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Motta, L.M.G. (1991), *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*, Tese (Doutorado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, 366p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/657

Análise do Comportamento Mecânico do Solo Saprolítico em Mato Grosso Adicionado do Resíduo da Mineração de Agregados

João Pedro de Oliveira Alves Neto
Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, joao.neto8@sou.ufmt.br

Juliana Ritter
Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, julianaritter@sou.ufmt.br

Lucas Rodrigues Santos
Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, lucas.santos12@sou.ufmt.br

Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa
Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, fabiani.barbosa@ufmt.br

Marina Donato
Universidade Federal de São João del-Rei, São João del-Rei, Brasil, donato@ufsj.edu.br

RESUMO: Este estudo teve como objetivo analisar a resistência e a expansão de diferentes dosagens de resíduo proveniente da mineração de agregados da Caieira Nossa Senhora da Guia Mineração Ltda, conhecido como "bica corrida", no solo do Câmpus de Várzea Grande da Universidade Federal de Mato Grosso (UFMT/CUVG). Foram examinadas dosagens de resíduo de 20, 35 e 50% em relação à massa de solo, com o intuito de investigar as propriedades de expansão e resistência. Realizaram-se ensaios de caracterização e Índice de Suporte Califórnia (CBR). Os resultados permitiram comparar os valores encontrados para o solo em seu estado natural e para o solo com adição do resíduo. Constatou-se que a adição do resíduo reduz a resistência do solo. Quanto à expansão, verificou-se que o solo sem adição apresenta baixa expansibilidade; entretanto, a adição de 35% de resíduo reduziu ainda mais os valores de expansão do solo.

PALAVRAS-CHAVE: Solo; Resíduo “Bica corrida”; Expansão; CBR (Índice de Suporte Califórnia).

ABSTRACT: This study aimed to analyze the strength and expansion of different dosages of waste from the aggregate mining of Caieira Nossa Senhora da Guia Mineração Ltda, known as "bica corrida," in the soil of the Várzea Grande Campus of the Federal University of Mato Grosso (UFMT/CUVG). Dosages of 20%, 35%, and 50% waste relative to the soil mass were examined to investigate the expansion and strength properties. Characterization and California Bearing Ratio (CBR) tests were conducted. The results allowed for comparing the values found for the soil in its natural state and the soil with the addition of the waste. It was found that the addition of the waste reduces the soil's strength. Regarding expansion, it was observed that the soil without addition has low expansibility; however, the addition of 35% waste further reduced the soil's expansion values.

KEYWORDS: Soil; "Bica corrida" residue; Expansion; CBR (California Bearing Ratio).

1 INTRODUÇÃO

A extensa malha viária do Brasil desempenha um papel crucial no transporte, incluindo a construção de estradas rurais e ruas urbanas, facilitando o rápido deslocamento de bens e produtos (CNT, 2018). Projetos de infraestrutura envolvem altos custos, com despesas variando dependendo de fatores como tipo de pavimento, terreno e classe da via, representando investimentos significativos, na região Centro-Oeste, os custos de aquisição e transporte de materiais variam de R$ 425.376,00 a R$ 5.435.709,00 por quilômetro de rodovia (DNIT, 2023).

Em áreas carentes de solo com características geotécnicas adequadas, o transporte de solo apropriado pode aumentar os custos do projeto. Para enfrentar esse desafio, enquanto se mantém a sustentabilidade e o cumprimento dos requisitos, o uso de técnicas de estabilização do solo é uma opção atraente (Guimarães,

2002). Os métodos de estabilização podem incluir abordagens granulométricas, mecânicas ou químicas (Carvalho et al., 2022).

Este artigo investiga o comportamento mecânico do solo do campus da UFMT/CUVG quando adicionado de resíduos provenientes da mineração de agregados. Amostras de solo foram coletadas do subleito, onde provavelmente estará localizada a pista principal de tráfego do campus, e misturadas com resíduos da Caieira Nossa Senhora da Guia Mineração Ltda, visando à destinação adequada do resíduo, à redução do impacto ambiental e ao reaproveitamento eficiente do material.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS

Segundo Sartori (2015), o solo é um dos materiais mais difundidos dentro da construção civil, presente na maioria das obras de engenharia, utilizado como suporte para estruturas de fundações. Por isso, se faz necessário o conhecimento a respeito das suas propriedades diante das solicitações previstas.

De acordo com o DNIT (2006), no âmbito da engenharia rodoviária, o solo é descrito como todo tipo de material orgânico ou inorgânico, encontrado na superfície terrestre, podendo ser escavado sem necessidade de explosivos.

Segundo Queiroz (2016), os solos que ocorrem na superfície da crosta terrestre são os produtos do processo de intemperismo sobre os minerais das rochas. Conforme relata o autor, na engenharia interessa, além da gênese, também o comportamento físico dos solos, tratado pela mecânica dos solos.

2.2 SOLOS SAPROLÍTICO

De acordo com Carvalho et al. (2023), os solos saprolíticos possuem uma evolução recente, a alteração da rocha proporciona a criação de um material inconsolidado, conservando a estrutura da rocha, entretanto, com baixa coesão.

Segundo Carvalho et al. (2023), os argilominerais primários presentes nesse solo possuem um alto potencial de expansão e ao serem expostos às intempéries, esses solos liberam as tensões que continham as suas partículas, o que ocasiona tensões de expansão no solo.

A erodibilidade é um fator importante nos solos saprolíticos. Os mesmos argilominerais que geram a expansão servem, também, para facilitar o destacamento das partículas. O processo é mais intenso se os solos são expostos à chuva. Nesse caso, a água atua como agente que promove o destacamento e o transporte das partículas. É comum que taludes rodoviários exibam uma capa dura mais próxima ao topo que resista à erosão. Contudo, logo abaixo dessa capa, ocorrem solos residuais jovens e saprólitos, que são erodíveis e mostram profundas escavações pela ação de chuvas e ventos (Ferreira et al., 2023).

Os solos saprolíticos, genuinamente residuais, com distintos graus de intemperização se manifestam com granulometria muito variável. Alguns estudos conduzidos com esses solos mostram fácil defloculação, ao mesmo tempo em que os ensaios realizados nesses materiais com o uso do defloculante hexametafosfato de sódio e sem esse defloculante indicam curvas relativamente coincidentes, revelando que os grumos existentes nesses solos se desfazem facilmente, diferente, do que ocorre nos solos lateríticos com agregações cimentícias resistentes (Ferreira et al., 2023).

2.3 PROCESSO DE COMPACTAÇÃO

Souza Junior (2005), define a compactação como um procedimento destinado a melhorar as características de um material específico, empregando compressão por meio de uma energia mecânica específica. Entre os benefícios mais significativos em termos de propriedades geotécnicas alcançados por meio do processo de compactação, incluem-se o aumento da densidade, da resistência ao cisalhamento e da capacidade de suporte. A compactação reduz o índice de vazios, a permeabilidade, a contração e a compressibilidade.

O DNIT (2006) descreve a compactação como a operação que resulta no aumento da massa específica aparente seca aparente de um solo, por meio da aplicação de pressão, impacto ou vibração,

resultando na aglomeração das partículas do material e na redução dos vazios de ar. Esse processo também contribui para reduzir a variação nos teores de umidade do solo. A NBR 7182 (ABNT, 2020) detalha o método para determinar o teor de umidade e a massa específica aparente seca dos solos por meio da compactação e estabelece três energias de compactação: normal, intermediária e modificada.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 MATERIAIS

Para caracterização dos solos, procedeu-se conforme é descrito a NBR 6457 (ABNT, 2016), a qual trata da preparação de amostras de solo para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, inclusive a determinação da umidade gravitacional.

Quanto ao ensaio de sedimentação, este foi realizado com e sem a utilização da solução de hexametafosfato e com e sem dispersão, conforme estabelecido na NBR 7181 (ABNT, 2016). Essa abordagem possibilita a observação das variações nas curvas granulométricas e a inferência de características do solo, como a presença de concreções e comportamento laterítico ou não laterítico.

O solo estudado foi classificado conforme a TRB (Transportation Research Board), onde os solos são reunidos em grupos e subgrupos, em função de sua granulometria, limites de consistência e do índice de grupo e por meio da classificação SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos) fundamenta-se na identificação das características dos solos, incluindo textura, plasticidade, porcentagens de pedregulhos, areia e materiais finos, bem como na análise da distribuição granulométrica.

O solo estudado foi coletado na cidade de Várzea Grande, no Estado de Mato Grosso, precisamente na área do Campus da Universidade Federal do Mato Grosso e transportado para o Laboratório Multidisciplinar em Geotecnia e Infraestrutura de Transportes (GEOINFRA), pertencente à FAENG - UFMT. Já o resíduo utilizado nos ensaios foi doado pela Caieira Nossa Senhora da Guia Mineração Ltda, e constitui-se de materiais remanescentes do processo de mineração de agregados. A Figura 1, apresenta o solo adicionado de 20% de resíduo.

(a) (b)

Figura 1. (a) Amostra de solo + 20% resíduo no teor de umidade higroscópica;
(b) Amostra de solo no teor de umidade ótima.

Conforme Nogueira e Riccomini (2006), a Caieira Nossa Senhora da Guia Mineração Ltda, origem do resíduo em questão, está situada em uma área da Formação Guia, caracterizada pela ausência de crostas e cristais, com predominância de calcários finos e folhelhos, ocasionalmente dolomitizados.

A camada mais basal da Formação Guia é formada por pelitos vermelhos com até 10 cm de espessura recobertos por calcários finos, cinzentos a pretos e betuminosos, que formam camadas de 10 a 20 cm de espessura, com partições de lâminas de folhelho, formando uma sucessão de dezenas de metros, lateralmente contínuas por centenas de metros. Grãos terrígenos (quartzo, feldspato, mica e minerais pesados), subarredondados, de tamanho silte a areia fina, ocorrem disseminados ou concentrados na base das camadas (Nogueira; Riccomini, 2006).

3.2 MÉTODOS

Os parâmetros e normas adotadas para a caracterização do solo e do resíduo são as especificadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e quando não abrangidas por estes órgãos são frutos de pesquisas científicas, como o MCT expedito - Método das Pastilhas. Na tabela 1, apresentam-se os ensaios realizados e as respectivas normas ou parâmetros.

Tabela 1. Ensaios realizados para caracterização do solo e do resíduo.

Parâmetros avaliados	Normas de Referência	Parâmetros avaliados	Normas de Referência
Preparação das amostras	NBR 6457 (ABNT, 2024)	Limite de Plasticidade	NBR 7180 (ABNT, 2016)
Granulometria	NBR 7181 (ABNT, 2018)	Compactação	NBR 7182 (ABNT, 2020)
Classificação expedita MCT-Método das Pastilhas	(Fortes et. al., 2002)	CBR	NBR 9895 (ABNT,2017)
Limite de Liquidez	NBR 6459 (ABNT, 2017)		

4. RESULTADOS

De acordo com a classificação TRB (DNIT, 2006), a amostra de solo pertence ao grupo de solos A-2-4. Conforme as diretrizes do DNIT (2006), esse grupo compreende solos que apresentam 35% ou menos de passagem na peneira nº 200, com uma fração menor retida na peneira nº 40, e exibem características dos grupos A-4 ou A-5. Seguindo o Sistema Unificado de Classificação de Solos – SUCS (DNIT, 2006), a amostra foi designada como GM, indicando a possibilidade de ser um solo de graduação grossa, com a presença de cascalhos ou areias contendo uma proporção significativa de finos.

Por meio do Método das Pastilhas, após a realização do ensaio, obteve-se a contração de 0,7 mm, o que implicou no c´= 1,10 e penetração de 2,1. O solo foi classificado como NA´- NS´, ou seja, arenoso não laterítico a siltoso não laterítico. As curvas de granulometria do solo com e sem o uso de defloculante apresentam pouca variação, conforme apresentado na Figura 2, o que confirma o resultado do Método das Pastilhas, indicando um solo não laterítico, ou seja, saprolítico.

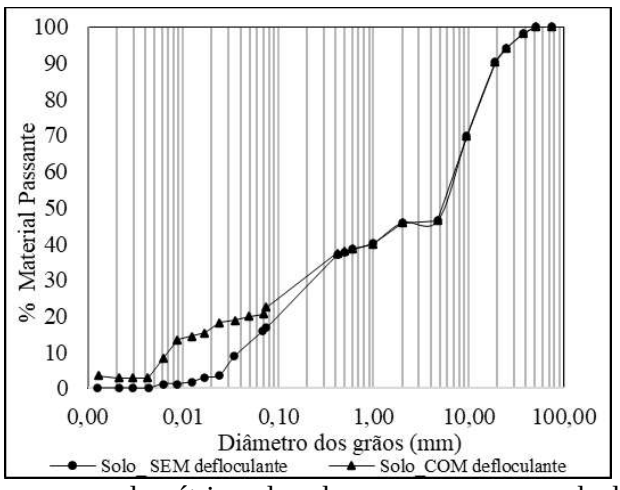


Figura 2. Curvas granulométricas do solo, com e sem o uso de defloculante.

Considerando que a norma NBR 7181 (ABNT, 2016) estabelece o ensaio de granulometria apenas com o uso de defloculante, as curvas granulométricas dos dois materiais, solo e resíduo, estão apresentadas na Figura 3.

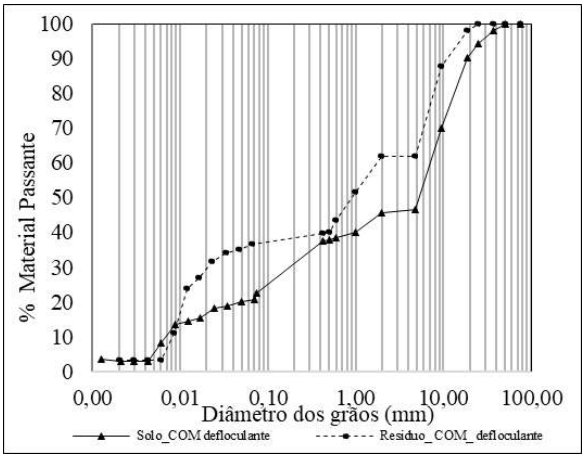


Figura 3. Curvas granulométricas do solo e do resíduo, com o uso de defloculante.

Na sequência, procedeu-se ao ensaio de compactação do solo com amostras sem reutilização, nas energias normal e intermediária. Os ensaios seguiram as recomendações da norma NBR 7182 (ABNT, 2020). Para estes ensaios, optou-se pelo uso do cilindro grande, uma vez que a amostra de solo preparada não passou integralmente pela peneira de 4,8 mm, para compactar as amostras destinadas ao ensaio de compactação e CBR.

O ensaio foi realizado sem reuso de material e as amostras foram preparadas com 24 horas de antecedência, com a finalidade de homogeneizar a umidade em toda a amostra. As amostras ficaram armazenadas na câmera úmida.

Conforme relatam Ferreira et al. (2023), em solos saprolíticos com agentes cimentantes, o ensaio de compactação com reuso do material, a adição da água e a aplicação da energia de compactação pode levar à mudança da granulometria do solo para cada ponto de umidade e peso específico aparente seco obtido na curva de compactação. Os valores de peso específico aparente seca ($\gamma_{dmáx}$) e a umidade ótima (w_{otm}) dos ensaios realizados na energia normal e na energia intermediária, estão descritos na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados dos ensaios de compactação nas energias normal e intermediária.

Propriedades	Energias	
	Normal	Intermediária
γd_{max} (kN/m³)	17,6	18,4
w_{otm} (%)	16,3	16,4

As curvas de compactação obtidas nos ensaios com solo realizados nas energias normal e intermediaria estão apresentadas na Figura 4. As curvas de compactação apresentam dois picos. O primeiro, menos acentuado, no início do ramo seco e o pico com decréscimo de massa específica acentuado quando o valor da massa específica do solo decresce. Cabe destacar que essa forma de curva senoidal de compactação foi identificada por Santos (2003) ao analisar os solos saprolíticos da Baixada Cuiabana.

Para a compactação na energia normal, Santos (2003), sugere a utilização dos valores obtidos no primeiro pico. O autor observou que quanto mais manuseado o solo, mas partículas finas. Além disso Santos (2003) também observou que quanto maior a energia de compactação maior será a expansão sofrida pela amostra quando esta for inundada.

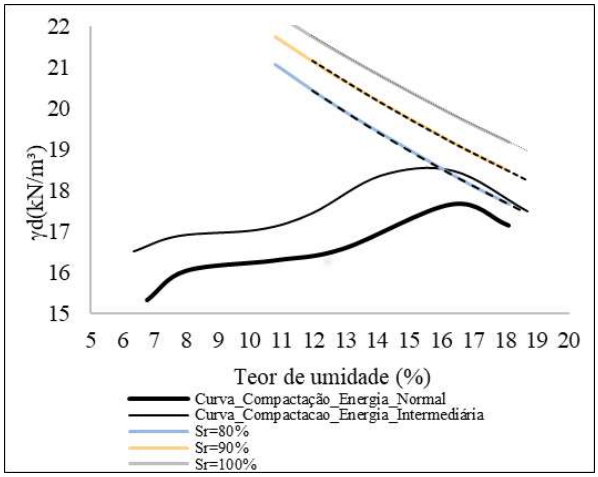


Figura 4. Curvas de compactação do solo na energia normal e intermediária.

Para o ensaio de CBR, foram ensaiados 12 Corpos de Prova (CP), sendo 3 CP de solo e 3 CP para cada adição proposta, 20, 35 e 50 % de resíduo. Os resultados das medidas de expansão e CBR de cada amostra estão descritos nas Tabelas 3 e 4, respectivamente.

Tabela 3. Medidas de expansão do solo e do solo adicionado de resíduo.

Cilindro N°	Expansão (%)	Amostras
1-A	0,2	Solo
14-A	0,1	Solo
3-A	0,2	Solo
1	0,1	Solo + 20% de Resíduo
14	0,1	Solo + 20% de Resíduo
3	0,2	Solo + 20% de Resíduo
5	0,04	Solo + 35% de Resíduo
9	0,04	Solo + 35% de Resíduo
7	0,08	Solo + 35% de Resíduo
2	0,1	Solo + 50% de Resíduo
6	0,1	Solo + 50% de Resíduo
4	0,2	Solo + 50% de Resíduo

O solo do câmpus demonstrou não ser expansivo. A expansão média medida foi de 0,15%. Conforme definido pelo critério do DNIT (2006), o subleito deve apresentar uma expansão medida no ensaio CBR menor ou igual a 2%.

O solo adicionado de 20 ou 50% de resíduo manteve a expansão semelhante ao solo sem adição. No entanto, na mistura de solo com 35% de resíduo, a expansão foi muito inferior, variando entre 0,04 e 0,08%.

A partir dos resultados de expansão e CBR para efeitos comparativos, observou-se que a adição do resíduo "bica corrida" ao solo natural do câmpus resultou em redução na resistência, quando comparado aos resultados do solo sem adição.

Tabela 4. Valores do CBR do solo e das misturas.

Cilindro N°	I.S.C ou C.B.R (%)	Amostras
1A	11	Solo
14A	17	Solo
3A	19	Solo
1	17	Solo + 20% de Resíduo
14	10	Solo + 20% de Resíduo
3	13	Solo + 20% de Resíduo
5	7	Solo + 35% de Resíduo
9	5	Solo + 35% de Resíduo
7	11	Solo + 35% de Resíduo
2	6	Solo + 50% de Resíduo
6	5	Solo + 50% de Resíduo
4	6	Solo + 50% de Resíduo

O valor de CBR adotado para o solo foi de 18%, calculado como a média dos valores dos cilindros 14A e 3A. Para as misturas, optou-se por adotar de forma conservadora o menor dos três valores obtidos, devido à falta de informações detalhadas sobre as propriedades mineralógicas, físicas e mecânicas do resíduo.

O resíduo contém uma grande quantidade de finos, o aumento da dosagem deste na mistura resulta em um aumento proporcional na quantidade de finos, o que, provavelmente, levou à redução do valor de resistência.

Conforme verificado, esses resultados indicam que a adição de resíduo ao solo resultou em uma diminuição dos valores de CBR, refletindo uma redução na resistência do solo conforme a porcentagem de resíduo aumenta. A adição de 20% de resíduo resultou em uma leve redução na resistência, enquanto a adição de 35% e 50% de resíduo resultou em uma queda mais acentuada nos valores de CBR.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o intuito de analisar o comportamento mecânico do solo e de suas misturas estabilizadas com resíduo proveniente da mineração de agregados, este estudo conduziu análises físicas do solo e do resíduo, além de testes de resistência e expansibilidade usando o método CBR.

A adição do resíduo em diferentes proporções resultou em uma redução da resistência em comparação com o solo natural. No entanto, observou-se que o solo original do local atende aos requisitos de expansão e resistência para aplicação em pavimentação, com uma expansão inferior a 2% e um CBR acima de 2% para o material de subleito.

A dosagem do resíduo teve um impacto significativo na expansibilidade do solo. Embora as condições de expansão fossem inicialmente favoráveis, a adição de 35% de resíduo reduziu ainda mais essa expansão. No entanto, o CBR das misturas contendo 35% de resíduo diminuiu significativamente em comparação com o solo original do local.

Este estudo sugere que a utilização do resíduo pode ser uma alternativa promissora para mitigar a expansão dos solos que apresentam características expansivas na Baixada Cuiabana. Além disso, oferece uma opção de descarte viável para esse material, tanto do ponto de vista econômico quanto ambiental. Portanto, é crucial continuar a pesquisa com novos ensaios, explorando diferentes dosagens, realizando uma uniformização por peneiramento do resíduo e considerando a adição do resíduo em conjunto com algum outro aglomerante, como cal ou cimento.

6. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: *Solos e rochas — Terminologia*. Rio de Janeiro: ABNT: 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: *Amostras de Solo - Preparação para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade*. Rio de Janeiro: ABNT: 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: *Solo - Determinação do Limite de Liquidez*. Rio de Janeiro: ABNT: 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: *Solo - Determinação do Limite de Plasticidade*. Rio de Janeiro: ABNT: 2016

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: *Solo - Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro: ABNT: 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: *Solo – Ensaio de Compactação*. Rio de Janeiro: ABNT: 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9895: *Solo - Índice de suporte Califórnia (I.S.C)* - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT: 2017.

CARVALHO, J. C et al. (org). (2023) *Solos não saturados no contexto geotécnico*. 2 ed. – São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – ABMS.

DNIT (2006). *Manual de pavimentação*. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes.

DNIT. *Manual de custos médios gerenciais – Implantação - Modal rodoviário*. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes. Fundação Getulio Vargas – Instituto Brasileiro de Economia, 2023.

FERREIRA, S. R. de M., OLIVEIRA, J. T. R. de, GONZÁLEZ, Y. V. Técnicas de amostragem e preparação de amostras. Capítulo 8. (p. 215-264). CAMAPUM DE CARVALHO, J., GITIRANA JUNIOR, G. de F. N., MACHADO, S. L., MASCARENHA, M. M. dos A., SILVA FILHO, F. C. da, RODRIGUES, R. A. (Organizadores). *Solos não saturados no contexto geotécnico*. 2ª Ed. (p. 39–78). ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica), São Paulo. 2023. https://doi.org/10.4322/978-65-992098-3-3.cap08

FORTES, R. M.; MERIGHI, J. V.; ZUPPOLINI NETO, A. *Método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais*. In: Congresso Rodoviário Português, 2002, Lisboa. Anais do Congresso Rodoviário Português, 2002.

GUIMARÃES, J. E. P. (2002) *A cal: fundamentos e aplicações na engenharia civil*. 2. ed. São Paulo: PINI.

NOGUEIRA, A. C. R.; RICCOMINI, C. *O Grupo Araras (Neoproterozóico) na parte norte da Faixa Paraguai e sul do Craton Amazônico, Brasil*. Revista Brasileira de Geociências, v. 36, n. 4, p. 576-587, 2006. Disponível em: https://doi.org/10.25249/0375-7536.2006364576587. Acesso em: 11 abr. 2024.

SANTOS, Antônio Cezar da Costa. *Estudo da influência da energia e do reuso de amostras na compactação em solo saprolítico*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Ciência e Tecnologia. UFCG – Universidade Federal de Campina Grande, PB, 2003.

SARTORI, Guilherme. *Estudo de estabilização de solos para fins de pavimentação na região de Campo Mourão*. 2015. 54 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2015.

SOUZA JUNIOR, J. D. *O efeito da energia de compactação em propriedades dos solos utilizados na pavimentação do Estado do Ceará*. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia de Transportes) – Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, 2005.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/658

Análise estrutural de um projeto de pavimento flexível com subleito estabilizado com escória de aciaria elétrica secundária

Mateus Henrique Ribeiro Rodrigues
Doutorando em Engenharia Civil, UFV, Viçosa, Brasil, mateus.ribeiro@ufv.br

Bruna Martins de Melo
Graduande em Engenharia Civil, UFV, Viçosa, Brasil, bruna.m.melo@ufv.br

Klaus Henrique de Paula Rodrigues
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, klaus@ufv.br

Taciano Oliveira da Silva
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, taciano.silva@ufv.br

Heraldo Nunes Pitanga
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, heraldo.pitanga@ufv.br

RESUMO: O objetivo desta pesquisa foi realizar uma análise estrutural avaliando a influência da estabilização química com escória de aciaria elétrica secundária em duas amostras de solos tropicais compondo o subleito de um pavimento flexível. Foram confeccionadas misturas solo-escória com as porcentagens de 5%, 12,5% e 20% de escória. Foram compactados corpos de prova para a realização dos ensaios de CBR e módulo de resiliência. O índice CBR das misturas solo-escória foi determinado e posteriormente foi utilizado para realizar o dimensionamento empírico de um pavimento flexível. Esse pavimento foi submetido a uma análise mecanística no software AEMC considerando os resultados obtidos no ensaio de módulo de resiliência e tendo como pontos de análise o deslocamento vertical no topo do revestimento asfáltico, a deformação horizontal na fibra inferior dessa mesma camada e a deformação vertical no topo do subleito. Apesar dos pavimentos terem sido dimensionados através do método empírico baseado no ensaio de índice CBR, os pavimentos não apresentaram boas respostas quanto a análise mecanística-empírica realizada no AEMC. Entretanto observou-se que houve uma melhora de desempenho do pavimento quando o subleito foi composto pelas misturas solo-escória em comparação com o mesmo pavimento quando o subleito foi composto pelo solo natural.

PALAVRAS-CHAVE: Pavimento flexível, Estabilização de solos, Escória de aciaria elétrica secundária, Análise estrutural, AEMC.

ABSTRACT: The objective of this study was to perform a structural analysis to evaluate the influence of chemical stabilization with ladle furnace slag on two samples of tropical soils composing the subgrade of a flexible pavement. Soil-slag mixtures were prepared with proportions of 5%, 12.5% and 20% slag. Specimens were compacted to perform the CBR and resilient modulus tests. The CBR index of the soil-slag mixtures was determined and subsequently used for the empirical design of a flexible pavement. This pavement was subjected to a mechanistic analysis in the AEMC software, which took into account the resilient modulus results and had as analysis points the vertical displacement at the top of the asphalt layer, the horizontal deformation in the bottom fiber of the same layer, and the vertical deformation at the top of the

subgrade. Although the pavements were designed using the empirical method based on the CBR index test, the pavements did not show good responses to the mechanistic-empirical analysis performed at AEMC. However, it was found that the performance of the pavement improved when the subgrade was composed of soil-slag mixtures compared to the same pavement when the subgrade was composed of natural soil.

KEYWORDS: Flexible pavement, Soil stabilization, Ladle Furnace Slag, Structural analysis, AEMC.

1 INTRODUÇÃO

A indústria siderúrgica brasileira produz mais de 34,4 milhões de toneladas de aço por ano, o que gera aproximadamente 5,5 milhões de toneladas de coprodutos classificados como escória de aciaria (IAB, 2018). Diante do grande volume com que são gerados e dos riscos ambientais relacionados à sua disposição indevida no meio físico (Siddique et al., 2020), os coprodutos siderúrgicos caracterizam-se como um desafio para as empresas do ramo, que buscam alternativas sustentáveis e economicamente viáveis para a utilização desses materiais (Naidu et al., 2020).

Há diversos estudos que comprovaram a eficiência de escórias de aciaria e cinzas volantes como materiais alternativos para camadas de base e sub-base de pavimentos (Maghool et al., 2019, Rodrigues et al., 2024, Rodrigues et al., 2023, Lopes et al., 2022).

Nos métodos de projeto de pavimentação asfáltica baseados em abordagens mecanístico-empíricas, os principais critérios de falha comumente considerados são o trincamento por fadiga e o afundamento plástico nas trilhas de rodas (Huang, 2004).

A avaliação do trincamento por fadiga em pavimentos asfálticos é fundamentada na deformação horizontal de tração na borda inferior do revestimento asfáltico (Huang, 2004). O desempenho em fadiga de misturas asfálticas pode ser influenciado por diversos fatores, como projeto estrutural inadequado, cargas repetidas pesadas, drenagem de baixa qualidade, variações na temperatura ambiente e endurecimento do ligante asfáltico devido ao envelhecimento em temperaturas intermediárias e baixas (Abd Duraid eAl-Khalid, 2022).

O afundamento plástico nas trilhas de rodas ocorre especificamente em pavimentos asfálticos (Huang, 2004), representando um dos principais problemas enfrentados por esses pavimentos (Du et al., 2018). Essa falha geralmente afeta todas as camadas do pavimento (Domingos eFaxina, 2016, Islam eTarefder, 2020). A densidade, velocidade e carga dos veículos, juntamente com as condições climáticas, influenciam a ocorrência do afundamento plástico nas trilhas de rodas, sendo que pavimentos construídos sobre solos de baixa capacidade de suporte tendem a ser mais suscetíveis a essa patologia, o que resulta em necessidades frequentes de manutenção (Bildik eLaman, 2020). Portanto, é crucial analisar a deflexão na superfície do revestimento asfáltico e a deformação vertical no topo do subleito para obter informações detalhadas sobre o afundamento plástico nas trilhas de rodas.

De acordo com IslameTarefder (2020), o módulo de resiliência é o parâmetro mais significativo no dimensionamento de pavimentos asfálticos por meio de métodos mecanístico-empíricos, e está diretamente relacionado a um dos principais mecanismos de falha em pavimentos flexíveis brasileiros, o trinacamento por fadiga, conforme destacado por Santos et al. (2020).

Ainda há poucos estudos na literatura que tenham investigado os efeitos da adição de EAES visando a estabilização de solos de baixa capacidade de suporte, realizando uma análise estrutural contendo esse material. Tendo isso em mente o objetivo geral deste estudo foi realizar uma análise estrutural dos efeitos da adição de EAES em solos, misturas essas que foram utilizadas na camada de subleito de um pavimento asfáltico visando realizar uma análise estrutural desse pavimento.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Foram utilizadas duas amostras de solos (C e V) provenientes de jazidas de empréstimo localizadas no Município de Viçosa, Estado de Minas Gerais, Brasil. As amostras de solos foram coletadas no estado deformado. As amostras foram conduzidas ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (LEC/UFV) e preparadas para a realização de ensaios de laboratório, seguindo as recomendações da norma técnica NBR 6457 (ABNT, 2016a).

A Figura 1 apresenta a distribuição granulométrica das amostras de solos determinadas a partir das recomendações da norma técnica NBR 7181 (ABNT, 2016b). As amostras de solos também foram submetidas a ensaios de laboratório para a determinação da massa específica dos grãos do solo, conforme a norma técnica NBR 6458 (ABNT, 2016c), e dos Limites de Atterberg, conforme as prescrições das normas técnicas NBR 6459 (ABNT, 2016d) e NBR 7180 (ABNT, 2016e).

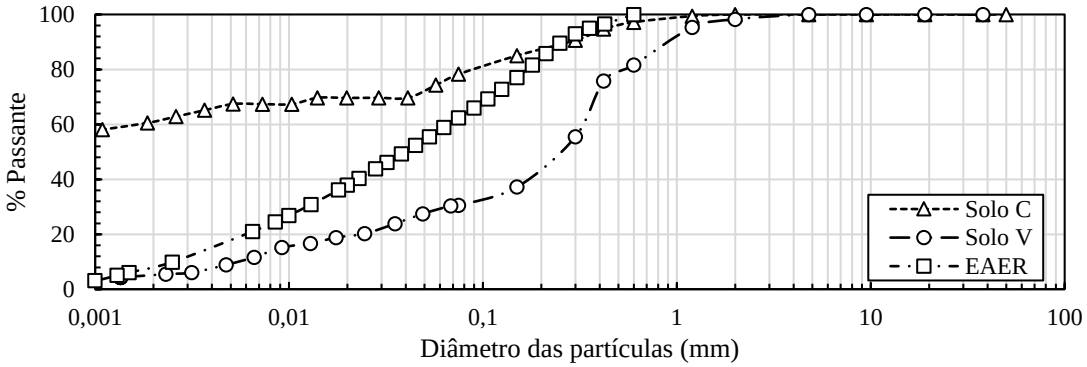


Figura 1: Curva granulométrica dos materiais.

A Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica das amostras de solos analisadas.

Tabela 1: Caracterização física e classificações geotécnicas das amostras de solos analisadas.

Parâmetro	C	V
% argila ($\varphi < 0{,}002$ mm)	61	5
% silte ($0{,}002$ mm $< \varphi < 0{,}06$ mm)	14	24
% areia fina ($0{,}06$ mm $< \varphi < 0{,}2$ mm)	12	13
% areia média ($0{,}2$ mm $< \varphi < 0{,}6$ mm)	10	40
% areia grossa ($0{,}6$ mm $< \varphi < 2$ mm)	3	15
% pedregulho (2 mm $< \varphi < 60$ mm)	0	3
LL (%)	78	36
LP (%)	43	18
IP (%)	35	18
ρ_s (g/cm³)	2,869	2,657
TRB	A-7-5 (20)	A-2-6 (1)
USC	MH	SC
MCT	LA’	NA’

A amostra de escória de aciaria elétrica redutora (EAER) foi coletada em seu estado bruto no pátio de estocagem de uma empresa que atua no ramo de fabricação de tubos metálicos, localizada no Município de Jeceaba, Estado de Minas Gerais, Brasil.

Antes de sua utilização nesse estudo, a amostra bruta de EAER foi submetida ao processo

de secagem ao ar, moagem e peneiramento para a retirada de partículas maiores que 0,6mm (peneira #30). A redução granulométrica por moagem da amostra bruta de EAER teve como objetivo aumentar a superfície específica desse material a níveis semelhantes aos utilizados em outros estudos envolvendo coprodutos siderúrgicos (Manso et al., 2013, Akinwumi, 2014, Mahmudi et al., 2021, Sheen et al., 2021). A amostra de EAER apresentou índice de finura igual a 55,8% e superfície específica de 1604,4 cm²/g, determinados conforme as normas técnicas NBR 11579 (ABNT, 2012) e NBR 16372 (ABNT, 2015), respectivamente. O peso específico das partículas sólidas da amostra de EAER é igual a 29,1 kN/m³, valor este obtido a partir dos procedimentos apresentados na norma técnica NBR 16605 (ABNT, 2017). A cruva granulométrica da amostra de EAER está apresentada na Figura 1.

3 MÉTODOS

Foram realizadas misturas das amostras de solo com substituição parcial de EAER nas proporções apresentadas na Tabela 2, sendo as proporções estabelecidas em relação à massa seca das misturas.

Tabela 2: Proporção dos materiais nas misturas solo-EAER

Mistura	% de solo	% de EAER
M0	100	0
M1	95	5
M2	87,5	12,5
M3	80	20

3.1. Ensaio de compactação

As amostras de solo no estado natural e suas misturas foram submetidas ao ensaio de compactação na energia Proctor normal, de acordo com a norma técnica NBR 7182 (ABNT, 2016f).

3.2. Ensaio de Módulo de Resiliência

O ensaio de Módulo de Resiliência foi realizado conforme a norma técnica ME 134 (DNIT, 2018), sendo que os pares de tensão utilizados para as amostras de solo e suas misturas com EAER corresponderam aos pares de tensões para amostras de subleito. Os corpos de prova foram confeccionados considerando um período de cura em câmara úmida de 7 dias. O pulso de carregamento utilizado foi de 0,1 segundo de duração e período de repouso de 0,9 segundos, completando um ciclo de 1 segundo.

3.3. Pavimento de anteprojeto

Conforme estudos de Carvalho et al. (2020) e Rodrigues et al. (2024) foi adotado como dimensionamento do anteprojeto o método empírico de dimensionamento do DNIT para vida útil de 10 anos submetido às condições:

- Número de operações do eixo padrão de 80 kN: ($N_{projeto}$) de 1,6 x 10^7, para USACE (United States Army Corps of Engineers), e 5,0 x 10^6, para AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials);
- Estrutura composta por 10 cm de revestimento em concreto asfáltico, função do $N_{projeto}$ da USACE (DNIT, 2006), por materiais de base e sub-base granulares, e subleito constituído dos próprios solos e suas misturas com EAEP.

Para realizar o dimensionamento pelo método empírico do DNIT (2006), as características das camadas de base e sub-base utilizadas na estrutura do pavimento asfáltico de anteprojeto foram adotadas de acordo com os valores mínimos recomendados pelo manual de pavimentação e são apresentadas na Tabela 3, em que *k* é o coeficiente de equivalência estrutural. As características das amostras de solo utilizadas no subleito foram obtidas através de ensaios de laboratório.

Tabela 3: Características dos materiais das camadas do pavimento de anteprojeto.

Parâmetro	Camada			
	Base	Sub-base	Subleito solo C	Subleito solo V
CBR (%)	80	20	11	8
Expansão (%)	0,5	1	0,93	0,26
Índice de Grupo	0	0	20	1
k	1	1	-	-

As espessuras das camadas do pavimento de anteprojeto, resultado do dimensionamento são apresentadas na Figura 2. Para ambas amostras de solo, as camadas estruturais do pavimento obtiveram as mesmas espessuras.

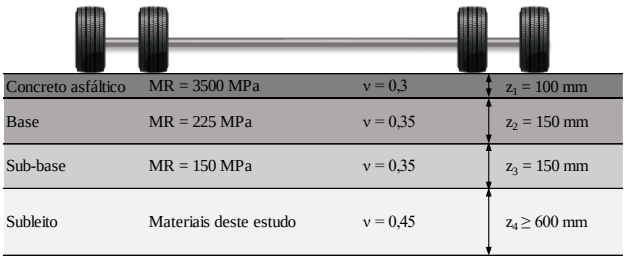


Figura 2: Estrutura do pavimento de anteprojeto.

Os valores de MR e coeficientes de Poisson (ν) utilizados foram obtidos da norma técnica DER-SP (2006), excetuando o subleito, onde foram utilizados os valores de MR obtidos dos ensaios e coeficiente de Poisson de 0,45.

3.4. Análise estrutural

A análise estrutural foi realizada no software AEMC com respostas do tipo tensão-deformação. Foram realizadas três análises visando avaliar os dois critérios de ruptura mais utilizados (trincamento por fadiga e afundamento plástico nas trilhas de rodas): i) deformação vertical do topo do subleito (εv), análise que demonstra a contribuição desta camada no afundamento plástico por trilha de roda, assim como a capacidade de carga da mesma; ii) deformação horizontal de tração na fibra inferior da camada de revestimento asfáltico (εt), o qual tem a capacidade de indicar a susceptibilidade ao trincamento por fadiga; iii) deflexão no topo da camada de revestimento asfáltico (Uz), o qual se relaciona com o afundamento plástico de trilhas de roda decorrente da soma das contribuições de todas as camadas (Huang, 2004, Islam eTarefder, 2020).

Para as realizações das análises supracitadas, apenas o subleito de anteprojeto teve alteração de material. Não foi considerada a aderência entre as camadas do pavimento asfáltico, seguindo recomendações de FrancoeMotta (2020).

Os pontos arbitrados para extrair os valores das análises de deformação e deflexão supracitadas foram o eixo central das rodas (ECR) e o eixo de simetria entre as duas rodas (ESR) do semieixo padrão, verificando sempre o mais crítico.

Seguindo as orientações do Manual de Pavimentação do DNIT (DNIT, 2006), utilizou-se o carregamento do eixo padrão rodoviário (80 kN); distância entre rodas do semieixo de 324 mm; pressão de inflação dos pneus de 560 kPa e raio da área de contato entre pneu e pavimento de 10,79 cm.

Por fim, utilizando as equações e valores de k e n extraídos da norma técnica DER-SP (2006), analisou-se o número de solicitações de eixo padrão que o pavimento flexível adotado teria capacidade de suportar (Nadm). Para a determinação do N_{adm} para a deformação horizontal na fibra inferior do revestimento asfáltico, considerou-se os fatores de equivalência carga (FEC) da AASHTO; já nas equações para cálculo do Nadm referente à deflexão no topo do revestimento e à deformação vertical no topo do subleito, utilizou-se os FEC da USACE. As equações e coeficientes k e n utilizados para obtenção dos Nadm são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4: Parâmetros utilizados para a previsão do número N_{adm}.

Local da Análise	Equação	Fonte
Topo do revestimento	$N_{tr} = \sqrt[n]{\frac{10^k}{D}}$	DER-SP (2006)
Fibra inferior do revestimento	$N_{ir} = k.\left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^n$	DER-SP (2006)
Topo do subleito	$N_{sub} = k.\left(\frac{1}{\varepsilon_v}\right)^n$	DER-SP (2006)

Em que:
N_{tr}: N_{adm} para o topo do revestimento;
N_{ir}: N_{adm} para a fibra inferior do revestimento asfáltico;
$N_{sub} = N_{adm}$ para o topo do subleito;
D: deflexão no topo do revestimento (10^{-2} mm);
ε_t: deformação específica horizontal de tração na fibra inferior do revestimento;
ε_v: deformação específica vertical no topo do subleito;
k e n: coeficientes determinados por regressões, particulares para cada tipo de mistura asfáltica, modificados para refletir o desempenho do material no campo.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Ensaios de Compactação e Módulo de resiliência

Através das curvas de compactação das misturas analisadas e compactadas na energia Proctor Normal pôde-se obter os valores de peso específico aparente seco máximo e teor de umidade ótimo, os quais são apresentados na Tabela 5, a qual também apresenta os valões de MR médio determinados através de ensaios em duplicata para cada amostra de solo e para as misturas solo EAER. Optou-se por se utilizar o valor médio do MR para maior agilidade dos testes de análise estrutural, sendo um valor recomendado também para utilização no MeDiNa conforme Franco e Motta (2020).

Tabela 5: Parâmetros de compactação das amostras de solo e das misturas solo-EAER.

Misturas	Solo C			Solo V		
	w_{ot} (%)	γ_{dmax} (kN/m³)	MR (MPa)	w_{ot} (%)	γ_{dmax} (kN/m³)	MR (MPa)
M0	31,6	13,9	34,75	15,1	17,2	26,24
M1	29,6	14	34,66	15,2	17,4	41,15
M2	28,3	14	54,75	16,4	17,5	43,08
M3	27,7	15,2	65,32	15,3	17,6	46,82

Observou-se que houve uma tendência de aumento nos valores de MR com o aumento do teor de EAER, o que possivelmente está relacionado com a formação de compostos cimentícios e pozolânicos.

4.2. Análise estrutural

Na Tabela 6 são apresentados os resultados obtidos no software AEMC para a análise de tensão-deformação, deflexão no topo do revestimento (U_z), deformação horizontal de tração na fibra inferior (ε_t) da referida camada, além da deformação específica vertical no topo do subleito (ε_v) para o ponto mais crítico entre o ESR e o ECR. O pavimento dimensionado empiricamente pelo método do DNIT (2006) foi constituído por 10 cm de revestimento asfáltico, 15 cm de base e 15 cm de sub-base. Foram destacados em negrito os valores de N_{adm} que ficaram acima dos valores de $N_{projeto}$, de modo que o subleito composto pelas amostras de solo na sua condição pura apresentou os piores desempenhos.

Tabela 6: Valores de Nadm para as misturas solo-EAER.

Solo	Mistura	Uz (10^{-2}mm)	Etr (m/m)	Ez (m/m)	Ntr	Nir	Nsub
Solo C	M0	127,24	1,36E-04	4,65E-04	1,60E+05	**4,13E+07**	4,49E+06
	M1	127,46	1,36E-04	4,66E-04	1,58E+05	**4,11E+07**	4,46E+06
	M2	93,88	9,95E-05	3,54E-04	9,17E+05	**1,24E+08**	**1,64E+07**
	M3	83,67	8,67E-05	3,17E-04	1,78E+06	**2,01E+08**	**2,80E+07**
Solo V	M0	154,08	1,61E-04	5,44E-04	5,32E+04	**2,29E+07**	2,13E+06
	M1	113,52	1,22E-04	4,22E-04	3,08E+05	**6,08E+07**	7,17E+06
	M2	110,08	1,18E-04	4,10E-04	3,67E+05	**6,78E+07**	8,17E+06
	M3	104,12	1,12E-04	3,90E-04	5,05E+05	**8,31E+07**	1,04E+07

Todas as misturas, em ambas as amostras de solo, mostrando uma melhoria em relação ao solo na sua condição pura, apresentando N_{adm} para a deformação horizontal na fibra inferior do revestimento acima do requerido originalmente. Entretanto, analisando a deflexão no topo do revestimento asfáltico e a deformação vertical no topo do subleito, esse pavimento dimensionado pelo método empírico do DNIT não apresentou resultados satisfatórios, o que pode causar danos de afundamento plástico por trilhas de rodas, prejudicando o conforto ao rolamento e a segurança dos usuários da via. Isso mostra a deficiência desse tipo de metodologia, e a necessidade da incorporação de análises mecanicistas no dimensionamento de pavimentos asfálticos.

CONCLUSÃO

Conclui-se, com este estudo, que o valor do Módulo de Resiliência (MR) da amostra de solo na sua condição pura aumenta se este é misturado com EAER. Diante disso, observou-se, através de análises de tensão-deformação, que quando o solo aplicado no subleito é estabilizado com EAER há uma diminuição das deformações sofridas e, por conseguinte, aumento do número de solicitações que o pavimento pode suportar.

Além disso, mesmo seguindo o dimensionamento proposto pelo DNIT, o pavimento não apresentou desempenho satisfatório quando analisado sob a ótica mecanicista, o que aponta para uma limitação do método empírico.

Embora nenhuma condição estudada tenha atingido o valor $N_{projeto}$ nas três analises, os resultados das misturas solo-EAER apresentaram uma melhora de desempenho com o aumento do teor de EAER, o que aponta para um potencial de reaproveitamento desse material no âmbito da engenharia rodoviária, possibilitando uma redução da disposição desse material em

empilhamento drenado, prática que tem sido adotada pelas empresas de mineração.

AGRADECIMENTOS

À UFV por disponibilizar toda estrutura necessária para a realização desse trabalho e aos integrantes do grupo de pesquisa Infratest que colaboram com as atividades de laboratório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abd Duraid, M. e Al-Khalid, H. (2022). Fatigue Characterization of WMA and Modeling Using Artificial Neural Networks. *Journal of Materials in Civil Engineering,* 34**,** 04021467.

Airfield and Highway Pavements 2017.

Akinwumi, I. J. P. P. C. E. (2014). Soil modification by the application of steel slag. 58**,** 371-377.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). NBR 11579. *Cimento Portland – Determinação da finura por meio da peneira 75μm (nº 200)*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2015). NBR 16372. *Cimento Portland e outros materiais em pó — Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (método de Blaine)*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457. *Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Solo — Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo — Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo — Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182. *Solo — Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 16605. *Cimento Portland e outros materiais em pó — Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.

Bildik, S. e Laman, M. (2020). Effect of geogrid reinforcement on soil - structure – pipe interaction in terms of bearing capacity, settlement and stress distribution. *Geotextiles and Geomembranes,* 48**,** 844-853.

Carvalho, A. I. S., de Souza Almeida, M. S., Pedreira, W. J. P., et al. (2020). Influência da Densificação do Solo de Subleito no Desempenho de Pavimentos Flexíveis. *Anuário do Instituto de Geociências,* 43**,** 253-262.

Departamento de Estradas de Rodagem (2006). IP-DE-P00/001. *Projeto de Pavimentação*. São Paulo.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006). *Manual de Pavimentação*. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). ME 134. *Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

DNIT. (2006). Manual de Pavimentação. Rio de Janeiro, RJ: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

DNIT. (2018). ME 134, Paving - Soils - Resilient Modulus Determination – Testing method. Rio de Janeiro, RJ: Departamento Nacional de Infraestrutura de transportes.

Domingos, M. D. I. e Faxina, A. L. (2016). Susceptibility of Asphalt Binders to Rutting: Literature Review. *Journal of Materials in Civil Engineering,* 28**,** 04015134.

Du, Y., Chen, J., Han, Z., et al. (2018). A review on solutions for improving rutting resistance of asphalt pavement and test methods. *Construction and Building Materials,* 168**,** 893-905.

Franco, F. A. C. d. P. e Motta, L. M. G. d. (2020). *Manual para utilização do Método Mecanístico-Empírico MeDiNa* Rio de Janeiro, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

Huang, Y. H. (2004). *Pavement analysis and design*.

IAB. (2018). Sustentability report. *Instituto Aço Brasil*.

Islam, M. R. e Tarefder, R. A. (2020). *Pavement Design: Materials, Analysis, and Highways*, McGraw-Hill Education.

Lopes, E. C., da Silva, T. O., Pitanga, H. N., et al. (2022). Application of electric arc furnace slag for stabilisation of different tropical soils. *International Journal of Pavement Engineering,* 23**,** 5003-5014.

Maghool, F., Arulrajah, A., Suksiripattanapong, C., et al. (2019). Geotechnical properties of steel slag aggregates: Shear strength and stiffness. *Soils and Foundations,* 59**,** 1591-1601.

Mahmudi, M., Altun, S. e Eskisar, T. (2021). Experimental and Numerical Evaluation of Clay Soils Stabilized with Electric Arc Furnace (EAF) Slag. *Advances in Sustainable Construction Resource Management,* 144**,** 73.

Manso, J. M., Ortega-López, V., Polanco, J. A., et al. (2013). The use of ladle furnace slag in soil stabilization. *Construction and Building Materials,* 40**,** 126-134.

Naidu, T. S., Sheridan, C. M. e van Dyk, L. D. (2020). Basic oxygen furnace slag: Review of current and potential uses. *Minerals Engineering,* 149**,** 106234.

Rodrigues, K. H. d. P., da Silva, T. O., Pitanga, H. N., et al. (2023). Experimental study of mixtures soil-industrial waste using simplex design for application in paving. *Journal of Building Engineering,* 78**,** 107761.

Rodrigues, K. H. d. P., Silva, T. O. d., Pitanga, H. N., et al. (2024). Effect of carbonation of soil-slag mixtures on the resilient behaviour and structural response of an asphalt pavement. *Road Materials and Pavement Design***,** 1-20.

Santos, T. A. d., Pinheiro, R. J. B., Specht, L. P., et al. (2020). Análise do desempenho de subleitos rodoviários à luz de conceitos da Mecânica dos Pavimentos. 25.

Sheen, Y.-N., Le, D.-H. e Lam, M. N.-T. (2021). Performance of Self-compacting Concrete with Stainless Steel Slag Versus Fly Ash as Fillers: A Comparative Study. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*.

Siddique, R., Kunal e Mehta, A. (2020). 11 - Utilization of industrial by-products and natural ashes in mortar and concrete development of sustainable construction materials. *In:* Harries, K. A.andSharma, B. (eds.) *Nonconventional and Vernacular Construction Materials (Second Edition).* Woodhead Publishing.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/659

Análisis de correlaciones existentes entre ensayos de laboratorio y el contenido de humedad en las características mecánicas de suelos

Alejandro Quiñonez Samaniego
Profesor Investigador, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay, rquinonez@ing.una.py

Eduardo Bittar Marín
Profesor Investigador Asociado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay, ebittar@ing.una.py

Miguel Enrique Paats Nicora
Candidato a Master en Ciencias de la Ingeniería Civil, Facultad, de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay, mpaats@fiuna.edu.py

Adriana Coronel Genes
Ingeniera Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay, adriana.coronel@fiuna.edu.py

Akemi Ozaki Valiente
Ingeniera Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay, aozaki@fiuna.edu.py

RESUMEN: El propósito de la investigación es determinar la relación entre el Módulo Resiliente y los valores obtenidos de los ensayos CBR, DCP y LWD respectivamente todos en laboratorio, para suelos del grupo A-2 utilizados como subrasante en carreteras de nuestro país. Los suelos a ensayar se clasificaron y caracterizaron a través de ensayos de granulometría, límites de Atterberg, gravedad específica y Proctor normal. Estos materiales se compactaron de forma estática a diferentes humedades y densidades según la prueba de compactación Proctor normal de laboratorio. Luego se determinaron sus características a través de los siguientes ensayos: DCP que es un método de prueba efectivo, rápido y confiable para determinar las propiedades de rigidez/resistencia de las capas granulares y subrasante. El CBR que es uno de los ensayos más conocidos y utilizados a nivel mundial. LWD consiste en un ensayo no destructivo nos brinda el módulo elástico del suelo para una humedad y densidad controlada. Finalmente, el ensayo Triaxial Dinámico que determina el módulo resiliente en laboratorio para condiciones determinadas. Con los resultados de todos los ensayos realizados se procedió a determinar las correlaciones para obtener el valor del módulo de resiliencia por medio de la ejecución de los demás ensayos.

PALABRAS-CLAVES: CBR, DCP, LWD, MR, Subrasante.

ABSTRACT: The purpose of the research is to determine the relationship between the Resilient Modulus and the values obtained from the CBR, DCP and LWD tests, respectively, all in the laboratory, for soils of group A-2 used as subgrade in roads in our country. The soils to be tested were classified and characterized through granulometry, Atterberg limits, specific gravity and normal Proctor tests. These materials were statically compacted at different humidities and densities according to the laboratory normal Proctor compaction test. Then their characteristics were determined through the following tests: DCP which is an effective, fast and reliable test method to determine the stiffness/strength properties of granular and subgrade layers. CBR, which is one of the best known and most widely used tests worldwide. LWD is a non-destructive test that gives us the elastic modulus of the soil for a controlled moisture and density. Finally, the Triaxial Dynamic test

determines the resilient modulus in the laboratory for given conditions. With the results of all the tests performed, we proceeded to determine the correlations to obtain the value of the resilient modulus by means of the execution of the other tests.

KEYWORDS: CBR, DCP, LWD, MR, Subgrade.

1 INTRODUCCION

El Módulo Resiliente es la capacidad de los materiales para almacenar o absorber energía sin presentar una deformación permanente, es decir, es una propiedad dentro del límite proporcional del material (P.Popov, 1990), se determina mediante el ensayo triaxial dinámico, basado en la deformación recuperable bajo cargas repetidas, la muestra se somete a un esfuerzo cíclico de manera dinámica y esfuerzo de confinamiento de forma estática proporcionado por medio de una cámara de presión triaxial.

El Módulo Resiliente se utiliza para el análisis elástico multicapa, junto con el módulo de Poisson, es una variable que ayuda a predecir la respuesta mecánica de los materiales como los esfuerzos, deformaciones y deflexiones dentro de un pavimento (Jiménez, 2009).

Al ser un ensayo costoso debido a los equipos que implica y la necesidad de contar con personal calificado para realizarlo, en nuestro país no se realiza este ensayo, es por eso que en la mayoría de los casos se opta por el uso de correlaciones o nomogramas para determinar el valor aproximado del módulo resiliente.

El objetivo principal de esta investigación es lograr la estimación del módulo resiliente de suelos areno-arcillosos a partir de ensayos más rápidos y económicos utilizados actualmente en nuestro país.

Los ensayos seleccionados son el Deflectómetro de peso Liviano (LWD), el Penetrómetro Dinámico Ligero (DCP) y el ensayo de Relación de Soporte de California (CBR).

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiales y Equipos utilizados.

Los materiales a ser utilizados son suelos areno-arcillosos del grupo A-2 según la clasificación AASHTO M-145 y los equipos a ser utilizados son: El equipo triaxial dinámico GDS 5Hz 5k ELDyn para el ensayo triaxial, el equipo Dynatest Light Weight Deflectometer para el LWD, el equipo Controls Group para el ensayo de CBR y el Cono Dinámico de Penetración para la obtención del Índice de DCP.

Tabla 1. Resultados de Ensayos de Caracterización. Fuente: Elaboración propia

Muestra de Suelo	Suelo de Caacupe	Suelo de Caapucu
Clasificacion AASHTO	A-2-4 (0)	A-2-4 (0)
Constituyentes Principales	Grava y arena arcillosa o limosa	Grava y arena arcillosa o limosa
Clasificacion SUCS	SC	SC-SM
Nombre Tipico	Arena Arcillosa	Arena limo-arcillosa
Limite Liquido	23	23
Limite Plastico	13	18
Indice de Plasticidad	10	5
Uso en Obra	Subrasante	Subrasante

2.2 Metodología

La metodología propuesta consta de tres fases a seguir para la ejecución del estudio: La primera fase consiste en la recolección de muestras, se obtuvo el suelo de Limpio apto para ser usado como subrasante en la obra de la Costanera, el suelo de Caacupé apto para ser usado como subrasante en la obra de la Ruta 2 y el suelo de Caapucú apto para ser usado como subrasante en la obra CREMA Quindy - San Juan Bautista.

La segunda fase abarca los siguientes trabajos de laboratorio ensayos de Granulometría, Gravedad específica, Límites de Atterberg, Compactación Proctor, Índice de soporte de california (CBR), Triaxial dinámico (RLT), ensayo de succión, Deflectómetro de Peso Ligero (LWD) y Penetrómetro Dinámico Ligero (DCP) para todos los suelos.

Luego de realizar todos los ensayos a los suelos se procede a la tercera fase, el análisis en gabinete, consiste en analizar e interpretar los resultados obtenidos de la realización de ensayos para presentar en forma gráfica y descriptiva los resultados del estudio. Se revisará la relación existente entre las variables utilizando las ecuaciones de correlación con el CBR, LWD, DCP y el valor de MR.

2.3 Consideraciones

2.3.1 Consideraciones respecto a la energía de compactación - Ensayos Proctor Normal

Para tener un mejor control de las humedades y densidades de las probetas a ser ensayadas se decide compactarlas estáticamente a la energía del Proctor Normal.

Tabla 2. Resultado de ensayos de Proctor Normal. Fuente: Elaboración propia

Muestra de Suelo	Unidad de Medida	Suelo de Caacupe	Suelo de Caapucu
Densidad seca maxima	kg/cm^3	1896	1814
Densidad optima	kg/cm^3	1937	1917
Humedad optima	%	10,60	11,60

2.3.2 Consideraciones respecto a la humedad

Se consideraron las humedades y densidades indicadas en la tabla 3.

Tabla 3. Resumen de humedades y densidades para los ensayos. Fuente: Elaboración propia

Muestra de Suelo	Suelo de Caacupe		Suelo de Caapucu	
Nombre	Humedad (%)	Densidad (kg/m^3)	Humedad (%)	Densidad (kg/m^3)
W+1	11,6	1960	12,2	1935
W-1	9,6	1958	10,2	1935
W+2	12,6	1922	13,2	1880
W-2	8,6	1896	9,2	1850
OPT 2	10,6	1922	11,2	1880
OPT 1	10,6	1960	11,2	1935

2.4 Resultados de ensayos

2.4.1 Ensayos – DCP

Observamos que a medida que aumentamos el peso de caída libre el índice de penetración DCP aumenta. En las gráficas podemos apreciar que mientras mayor es el contenido de humedad en la que se encuentre el cuerpo de prueba mayor es el valor del índice de DCP (I_{DPI}), este comportamiento es similar para ambos suelos ensayados, esto se debe a que, a mayor contenido de humedad, menor es la resistencia a la penetración que presenta el suelo. Esto concuerda con la bibliografía estudiada.

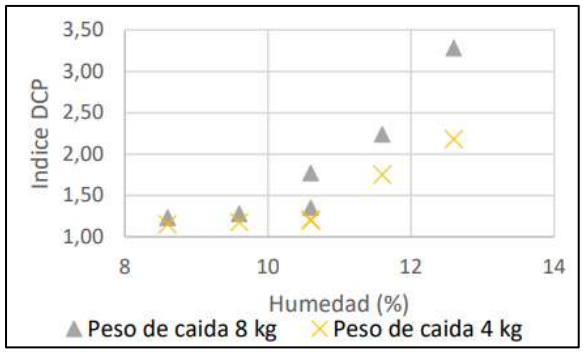


Figura 1. Índice de DCP (I_{DPI}) vs Humedad. Suelo de Caacupé. Fuente: Elaboración Propia.

2.4.2 Ensayos – CBR

Como se puede observar en la figura presentada los valores de CBR para el suelo de Caacupé se encuentra en el rango de 5,54 % y 12,59 % y en el caso del suelo de Caapucu se encuentra en el rango de 6,80 % y 14,26 %.

También se observa que ambos gráficos presentan comportamientos similares teniendo del lado seco de la curva de compactación valores elevados de CBR mientras que del lado húmedo se presentan valores menores, y para una misma humedad observamos que el valor de CBR es directamente proporcional a la densidad del suelo, es decir para una densidad mayor se tiene un valor de CBR mayor.

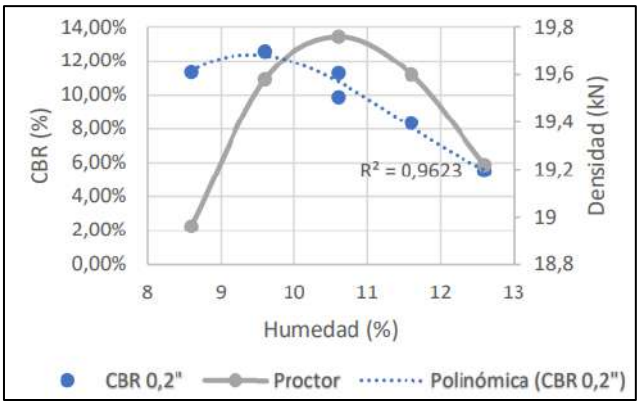


Figura 2. CBR vs Humedad. Suelo de Caacupé. Fuente: Elaboración Propia.

2.4.3 Ensayos – LWD

Se ensayaron las probetas bajo las siguientes variables:

- Diámetro del molde: 100 mm y 150 mm
- Peso de caída: 10 kg y 15 kg
- Altura de caída: 4”, 8,25” y 16,5”

Observamos un comportamiento similar en ambos suelos cuando usamos el molde de 100 mm, peso de caída de 10 kg y altura de 4” asi como para la altura de 8,25”

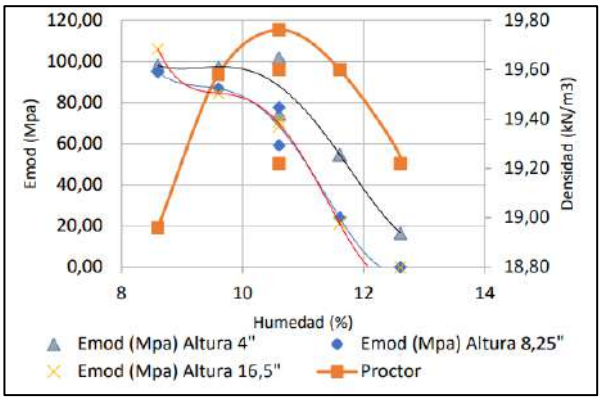


Figura 3. Resultado LWD. Peso de caída 10 kg. Suelo de Caacupé. Fuente: Elaboración Propia.

Observamos que las densidad y humedades obtenidos por el ensayo de compactación Proctor Estándar no necesariamente son los valores óptimos en los que se refiere a modulo elástico obtenido por el LWD.

Debido al gran número de variables utilizadas en este ensayo en particular, se realizó un análisis estadístico con el software Minitab para determinar cuál de todas las variables tiene mayor incidencia en el valor del Módulo Elástico del suelo. La altura de caída del peso de 10kg, la cual varía entre 4" y 8.25" es el factor más influyente, seguido por la combinación del efecto generado por la variación de la densidad y la humedad. Por lo que se concluye que la variación del diámetro de los moldes de las probetas no es un parámetro de alta influencia en el ensayo.

2.4.4 Ensayos – Modulo Resiliente y succión

EL módulo de resiliencia aumenta con el aumento de la tensión desviadora, y dentro de un mismo nivel de tensión confinante, una tensión desviadora mayor causa una desviación resiliente mayor.

Ambos suelos presentan la misma tendencia de succión con relación a distintos porcentajes de humedad.

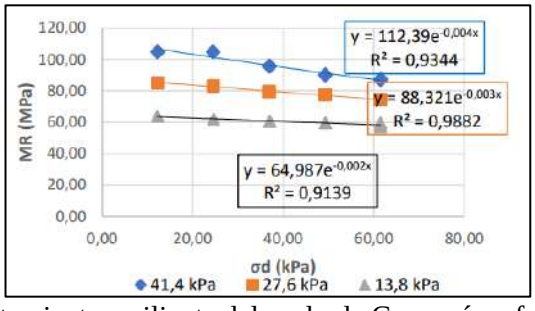


Figura 4. Comportamiento resiliente del suelo de Caacupé en función al esfuerzo. Fuente: Elaboración Propia.

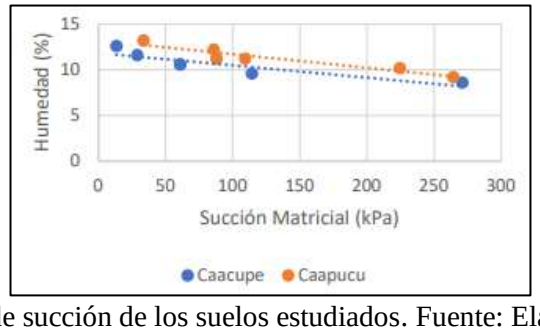


Figura 5. Curva de succión de los suelos estudiados. Fuente: Elaboración Propia.

3 ANALISIS Y DISCUSION Y RESULTADOS

3.1 Relación CBR – DCP

Se observa que las dos variables son inversamente proporcionales entre sí, esto indica que se obtienen valores bajos de I_{DPI} cuando el suelo tiene mayor resistencia a la penetración, mientras que los valores del CBR aumentan.

Figura 6. Curva CBR (En azul Caapucu y En naranja Caacupé) vs Índice DCP.
Fuente: Elaboración Propia.

3.2 Relación MR-LWD

Analizamos los resultados para cada suelo por separado. Utilizamos los valores de módulo de resiliencia para una tensión de confinamiento de 41,4 kPa y una tensión desviadora de 69 kPa.

Para el suelo de Caacupé, podemos afirmar que la correlación que mejor se aproxima a los valores obtenidos corresponde a los valores de Elwd ensayados con el molde de 100 mm, peso de caída de 15 kg y una altura de caída de 4” por medio de ensayos en laboratorio es la correlación con la siguiente ecuación:

$$Mr(MPa) = LWD\ (MPa) * \ 0.015 * e^{0.431*w} \qquad (1)\ \text{Suelo de Caacupé}$$

Donde:

Mr= Modulo de Resiliencia (MPa)
LWD= Modulo elástico en (MPa)
w= Humedad (%)

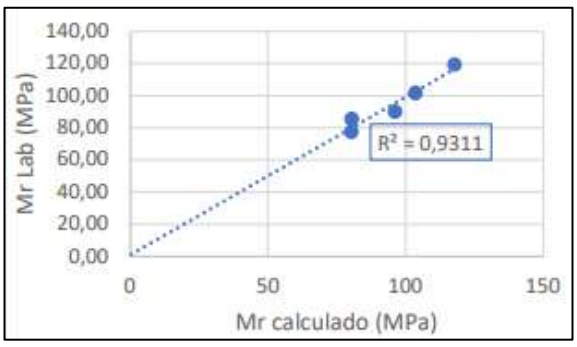


Figura 7. Mr Laboratorio vs Mr calculado de la ecuación (1). Fuente: Elaboración Propia.

3.3 Relación MR-CBR

Analizamos los resultados para cada suelo por separado. Utilizamos los valores de módulo de resiliencia para una tensión de confinamiento de 41,4 kPa y una tensión desviadora de 69 kPa.

Para el suelo de Caacupé, la correlación (2) es la que mejor se aproxima a los valores obtenidos por medio de ensayos en laboratorio

$$Mr(MPa) = CBR * 419.09 * e^{0.079*w} \quad (2)$$ - Suelo de Caacupé

Donde:

Mr= Modulo de Resiliencia (MPa)
CBR= California Bearing Ratio (%)
w= Humedad (%)

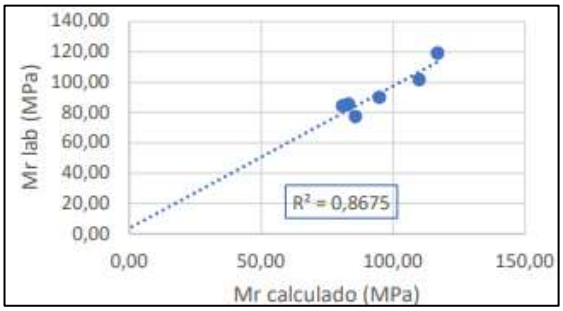


Figura 8. Mr Laboratorio vs Mr calculado de la ecuación (2). Fuente: Elaboración Propia.

3.4 Relación MR-DCP

En la figura se presenta la correlación entre el Módulo de Resiliencia (Mr) y el Índice de penetración para un peso de caída de 8 kg, con una línea de tendencia exponencial.

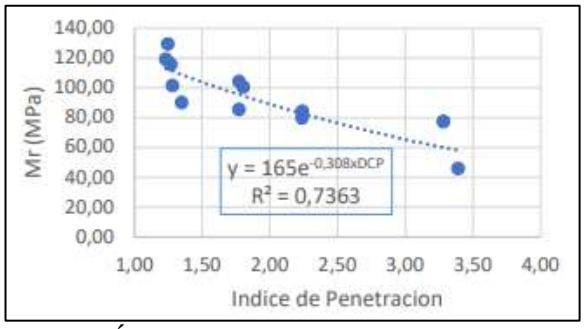


Figura 9. Relación Mr vs Índice de Penetración (I_{DPI}) Fuente: Elaboración Propia.

Según lo observado en la literatura la mayoría de las relaciones encontradas entre el MR y el I_{DPI} presentan una función exponencial decreciente (Uz, 2015).

Mediante esta ecuación se puede obtener valores aproximados de Mr al conocer los valores de índice de penetración. Se observa que las dos variables son inversamente proporcionales entre sí, esto indica que se obtienen valores bajos de I_{DPI} cuando el suelo tiene una mayor capacidad resiliente, los valores de Mr disminuyen a medida que el I_{DPI} aumenta.

4 CONCLUSIONES

Los resultados muestran que el módulo de resiliencia se incrementa a medida que la succión matricial lo hace, en ambos suelos estudiados, por otro lado, cabe destacar que a mayor densidad y para un mismo valor de succión matricial el módulo de resiliencia se incrementa. Lo cual se condice con otros trabajos similares y la bibliografía utilizada.

Fue posible hallar una correlación en laboratorio entre el MR y el módulo obtenido del LWD con un grado de confiabilidad mayor al 90% para ambos suelos, utilizando las condiciones mencionadas en este artículo.

Fue posible hallar una correlación en laboratorio entre el MR y el I_{DPI} con un grado de confiabilidad mayor al 70% para ambos suelos, utilizando las condiciones mencionadas en este artículo.

Fue posible hallar una correlación en laboratorio entre el CBR y el I_{DPI} con un grado de confiabilidad mayor al 70% para ambos suelos, utilizando las condiciones mencionadas en este artículo.

El costo del ensayo triaxial es bastante elevado en comparación a los demás ensayos, por lo que resulta rentable la utilización de las ecuaciones de correlación encontrados a modo de obtener el valor del módulo resiliente de manera aproximada, recomendándose siempre realizar el ensayo para proyectos cuya envergadura lo requiera.

Se observa que el ensayo de mayor duración es el CBR, con un total de 96hs según norma. Siendo el ensayo del módulo resiliente el segundo con mayor duración. Por lo que de nuevo resulta eficiente la utilización de las correlaciones para obtener los valores tanto del módulo resiliente como del CBR, siempre y cuando estas puedan ser verificadas o en todo caso ajustadas o corregidas a condiciones locales.

Cabe destacar que los ensayos de ejecución más rápida son el LWD y el DCP que favorecen optimización de tiempo y recursos para el control de compactación.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Asunción por el apoyo técnico y científico para concluir el trabajo final de grado en la carrera de Ingeniería Civil.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Baeck, F. H., & González, J. F. M. (2019). *Comportamiento mecánico de un suelo estabilizado con altos contenidos de aditivos a base de calcio en términos de resistencia y modulo resiliente*. 158.

Bagnarello, F. (2010). *Análisis del efecto del esfuerzo de succión en la capacidad soportante de cimentaciones profundas.*

Berrocal, C. (2019). *Comparación del control de grado de compactación In Situ, utilizando el deflectometro de peso liviano (LWD) comparado a los resultados del método nuclear y método del cono de arena para un tramo del proyecto Tocache-Juanjuí, en la región San Martín*.

Chandler, R. J., & Gutierrez, C. I. (1986). The filter-paper method of suction measurement. *Géotechnique*, 36(2), 265-268. https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.2.265

Chaves Hurtado, S. (2017). *Comparación de valores de módulo resiliente en suelos de subrasante obtenidos por ensayos de campo y laboratorio*.

Elgueta, J. C. C., Esper, O. N., Schüler, R. G., & Gormaz, C. C. (2017). *Implementación de ensayos de succión en suelos parcialmente saturados y análisis de resultados en suelos residuales*. 84.

García, N. P., & Anguas, P. G. (2011). *Evaluación de la relación entre módulo de resiliencia y succión*. 6.

Garnica, P., Perez, N., & Gomez, J. (2000). *Módulos de resiliencia en suelos finos y materiales granulares*.

Irineu Verson, G. (2015). *Modulo de resiliencia e vida de fadiga de areia artificialmente cimentada*.

Jiménez, M. (2009). *Implementación del ensayo de módulo resiliente en bases granulares para pavimentos*. San José: Lannamme UCR. 136.

Mousavi, D. S. H., Gabr, D. M., & Borden, D. R. (2016). Subgrade resilient modulus prediction from ligh weight deflectometer. 34.

Musharraf, Z., Dar-Hao, C., & Joakim, L. (2021). Resilient Moduli of Granular Materials (Vol. 120*). Journal of Transportation Engineering.*

Pérez, N., Garnica, P., González, J., Curiel, N., & Ruiz, M. (2016). *Modelo para estimar el módulo de resiliencia de suelos finos compactados en la condición óptima de compactación*.

P.Popov, E. (1990). *Engineering mechanics of solids*. New Yersey: Prentice-Hall, Inc.

Uz, V. E. (2015). *Comparison of DCP, CBR, and RLT Test Results for Granular Pavement Materials and Subgrade with Structural Perspective*.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/660

Aplicação de lodo de estação de tratamento de água em mistura asfáltica a quente

Gizelle Aguiar Dias
Discente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, gizelleaguiar@yahoo.com.br

Hebert da Consolação Alves
M.Sc Engenheiro Geotécnico, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, alves@ufop.edu.br

RESUMO: O lodo de estação de tratamento de água (ETA) é um resíduo sólido gerado durante o processo de tratamento da água. A geração desse material é um problema no Brasil, uma vez que a maior parte dele é descartado de maneira inadequada, principalmente em corpos d'água. Outro desafio é a infraestrutura de transportes rodoviários, principal responsável pela movimentação de cargas e passageiros no país, mas que apresenta problemas, muitos deles relacionados à pavimentação. Nesse cenário, o presente estudo propõe a aplicação do lodo de ETA em misturas asfálticas a quente, utilizadas na camada de revestimento de pavimentos rodoviários, e apresenta uma comparação entre os métodos de dimensionamento do DNER e MeDiNa. Para isso, foi realizada a dosagem da mistura com uso de lodo de ETA como material de enchimento. Em sequência, essa mistura foi submetida a uma análise comparativa de desempenho em relação ao de uma mistura de referência. Essa campanha, que avaliou a resistência à tração, estabilidade, fluência, fadiga e módulo de resiliência, apresentou resultados favoráveis à aplicação. A partir disso, foi realizado o dimensionamento de quatro pavimentos, em dois subleitos distintos, que aplicam a mistura com lodo de ETA na camada de revestimento, utilizando os métodos do DNER e MeDiNa. Para fins de comparação, os mesmos dimensionamentos foram realizados considerando a mistura asfáltica de referência, encontrando camadas mais espessas para atender às mesmas demandas de tráfego que o pavimento cujo revestimento tem adição de lodo.

PALAVRAS-CHAVE: Pavimentação, Mistura Asfáltica a Quente, Lodo de ETA, Análise de desempenho.

ABSTRACT: Water treatment plant sludge (WTP) is solid waste produced during the water treatment process. The production of this material is an issue in Brazil, as the majority of it is thrown inappropriately, primarily into bodies of water. Another challenge is the road transport system, which is primarily responsible for the flow of products and passengers around the country but faces numerous problems, many of which are related to paving. In this setting, the current study proposes the use of WTP sludge in hot asphalt mixtures for the coating layer of road pavements and presents a comparison between DNER and MeDiNa design methods. The mixture was dosed using WTP sludge as filling material. Subsequently, this mixture was subjected to a comparative performance analysis in relation to that of a reference mixture. This campaign, which evaluated tensile strength, stability, creep, fatigue, and resilience modulus, presented favorable results for the application. From this, four pavements were designed utilizing the DNER and MeDiNa methods, applying the mixture containing WTP sludge in the coating layer to two distinct subgrades. The reference asphalt mixture was used for comparison, and thicker layers were found to attend the same traffic demands as the pavement with the sludge added to the coating.

KEYWORDS: Paving, Hot Mix Asphalt, WTP Sludge, Performance Analysis.

1 INTRODUÇÃO

O abastecimento de água potável é um serviço garantido no Brasil pela Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007 (Brasil, 2007). Para a prestação efetiva desse serviço, é necessário que sejam atendidos os padrões de qualidade conforme estabelecido pela Portaria nº 2.914, de 12 de dezembro de 2011, do Ministério da Saúde (2011), sendo necessário um processo de tratamento que varia de acordo com o estado natural da água, no

momento de captação, e que é normatizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), por meio da norma NBR 12. 216 (ABNT, 1992). Esse processo de tratamento ocorre em uma Estação de Tratamento de Água (ETA) e , segundo Richter (2009), o tipo de ETA mais empregado no Brasil é o convencional, que gera resíduos nos decantadores e filtros, sendo que, os dos decantadores são os que possuem mais sólidos (Cordeiro, 2001).

De acordo com a norma NBR 10.004, esses resíduos são classificados como resíduos sólidos (ABNT, 2004) e devem, portanto, atender às disposições da Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010 (Brasil, 2010). Apesar dessa previsão, a maior parte desses resíduos são inadequadamente lançados *in natura* em corpos d'água (Cordeiro, 2001). Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas (IBGE) (2020), dos 1.825 municípios brasileiros que geravam lodo de ETA no ano de 2017, 1.030 descartavam o material dessa maneira. Essa realidade tem motivado diversos estudos que avaliam a aplicabilidade do material em diferentes setores, sugerindo destinações mais adequadas e sustentáveis do que a adotada atualmente. Em uma revisão bibliográfica, Mine *et al.* (2018) identificaram estudos que propõem para o lodo de ETA a disposição em áreas de degradação; aplicação em aterros sanitários; aplicações no setor de construção civil para obtenção de argamassas, concretos, cerâmicas e blocos; além de aplicações na pavimentação.

A relevância da aplicação específica na pavimentação rodoviária se dá pela importância do setor no contexto do transporte no Brasil. Segundo a Confederação Nacional de Transporte (CNT) (2023), no ano de 2022 o modal rodoviário foi responsável por cerca de 65% das movimentações de carga e de 95% das movimentações de passageiros no Brasil. Dessa forma, o transporte pelo modal rodoviário pode ser apontado como item de extrema importância para o desenvolvimento socioeconômico do país e para a integração de suas regiões, dada sua extensão territorial. No entanto, os levantamentos da confederação apontam que, em 2022, dos 1.720.909 km de rodovias do país apenas 213.500 km eram pavimentados e, uma pesquisa realizada no mesmo ano, que avaliou 110.333 km de rodovias, concluiu que 55,5% dessa extensão possuía algum problema específico na pavimentação (CNT, 2023).

Com isso, diversos estudos avaliam a aplicabilidade do lodo de ETA como material alternativo empregado em pavimentos. Estudos como os de Alves (2019), Delgado (2016) e Lucena (2012) apontaram a viabilidade técnica para uso do material em camadas de reforço do subleito, sub-base e base de pavimentação. Enquanto Martinez (2014) e Silva (2008) avaliaram a adição de lodo de ETA em misturas asfálticas empregadas na camada de revestimento, encontrando resultados promissores. A viabilidade de aplicação de diferentes resíduos no setor de pavimentação também tem sido explorada em outros estudos recentes, como é o caso de Mendonça (2023), que avaliou a aplicabilidade de resíduo de quartzito nas camadas de base e revestimento; Antunes (2022), que analisou a empregabilidade de resíduo de ardósia na composição granulométrica da camada de revestimento; e Silva (2017), que propôs o uso de rejeito de minério de ferro do quadrilátero ferrífero em Concreto Asfáltico Usinado a Quente (CAUQ) para revestimento.

Nesse cenário, o presente estudo tem por objetivo avaliar a viabilidade técnica de aplicação do lodo de ETA em misturas asfálticas a quente, como material de enchimento, a partir da comparação de desempenho com uma mistura padrão de referência. Além disso, pretende-se comparar pavimentos dimensionados para essas duas misturas, a partir do Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) e do método do DNER.

2 METODOLOGIA

2.1 Materiais

Nas misturas asfálticas em análise foram empregados os seguintes materiais:

- Lodo da ETA Bela Fama, localizada na cidade de Nova Lima/MG;
- Brita de Gnaisse, como material de referência;
- Ligante asfáltico do tipo Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) 50/70.

2.2 Métodos

2.2.1 Dosagem

Para a dosagem da mistura de brita de Gnaisse com adição de lodo de ETA utilizou-se a metodologia Marshall, conforme o método de ensaio DNER-ME 043/95 (DNER, 1995), empregando a maior quantidade possível de fíler, dentro dos limites estabelecidos pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) (2006a), na especificação de serviço DNIT 031/2006, para uma mistura asfáltica da faixa C, aplicável em camadas de rolamento.

Enquanto a mistura padrão de referência, sem adição de lodo, foi adotada conforme a dosagem na faixa C apresentada por Silva (2017), que também utilizou a metodologia Marshall, com os mesmos materiais e instalações de laboratório que o presente trabalho.

2.2.2 Avaliação de desempenho

A avaliação de desempenho consistiu de uma análise comparativa entre ambas as misturas, com uma campanha de ensaios, cuja composição é detalhada pelo Quadro 1. Uma vez determinados os módulos de resiliência e os parâmetros de fadiga, foi possível definir a classe de fadiga das misturas em análise.

Quadro 1. Campanha de ensaios para análise de desempenho

Ensaio	Norma
Determinação da resistência à tração por compressão diametral	DNIT 136/2018 – ME (DNIT, 2018a)
Ensaios Marshall	DNER-ME 043/95 (DNER, 1995)
Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada	DNIT 183/2018 – ME (DNIT, 2018b)
Determinação do módulo de resiliência	DNIT 135/2018 – ME (DNIT, 2018c)

2.2.3 Dimensionamento

A partir dos parâmetros encontrados conforme o item 2.2.2, realizou-se o dimensionamento de propostas para pavimentação, aplicando as misturas em análise na camada de revestimento. A Tabela 1 apresenta um resumo dessas propostas.

Tabela 1. Propostas de pavimentos

Identificação	Material de revestimento	Metodologia	Subleito
LD-M01	Mistura com lodo de ETA	MeDiNa	01
LD-M02	Mistura com lodo de ETA	MeDiNa	02
LD-D01	Mistura com lodo de ETA	DNER	01
LD-D02	Mistura com lodo de ETA	DNER	02
REF-M01	Mistura de referência (Gnaisse)	MeDiNa	01
REF-M02	Mistura de referência (Gnaisse)	MeDiNa	02
REF-D01	Mistura de referência (Gnaisse)	DNER	01
REF-D02	Mistura de referência (Gnaisse)	DNER	02

A Tabela 2 apresenta as camadas dos pavimentos dimensionados, com seus respectivos módulos de resiliência (MR), deformações permanentes (DP) e coeficientes de Poisson (ν). Os materiais de base e sub-base foram adotados de acordo com a biblioteca disponível no banco de dados do programa computacional MeDiNa, selecionados de acordo com os critérios apresentados por Bernucci *et al.* (2022). Enquanto as duas alternativas de subleito foram adotadas conforme Lima *et al.* (2018) e Guimarães (2009).

Os dados de tráfego, número de operações de eixo padrão $N = 9{,}71 \times 10^6$, e a estrutura inicial dos pavimentos em análise, base e sub-base granulares, foram adotados de acordo com Silva (2017). Esses dados foram submetidos aos procedimentos de dimensionamento pelos métodos MeDiNa (DNIT, 2021) e DNER (1981). No segundo caso, foi necessário fazer uma correlação entre a classificação MCT (Miniatura,

Compactado, Tropical), definida conforme a norma DNIT 259/2023 (DNIT, 2023), e o MR dos solos para obtenção do Índice de Suporte Califórnia, conforme o Manual de Pavimentação do DNIT (2006b).

Tabela 2. Camadas dos pavimentos

Camada	Material	MR [MPa]	MR regressão k_1; k_2; k_3; k_4	DP ψ_1; ψ_2; ψ_3; ψ_4	ν
Revestimento	Concreto asfáltico – REF		Caracterizado nesta pesquisa		0,30
Revestimento	Concreto asfáltico – LD		Caracterizado nesta pesquisa		0,30
Base	Gnaisse C5 (MeDiNa)	381	-	0,0868; -0,2801; 0,8929; 0,0961	0,35
Sub-base	Gnaisse C1 (MeDiNa)	259	-	0,1608; -0,0970; 0,5250; 0,0752	0,35
Subleito - 01	Solo Laterítico BR-493/RJ (Lima *et al.*, 2018)	568	531,5000; 0,6125; -0,7330; -	0,0940; 0,3800; 0,9460; 0,0420	0,45
Subleito - 02	Solo Laterítico SP-333 (Guimarães, 2009)	258	446,5000; 0,2620; -0,0860; -	0,2060; -0,2400 1,3400; 0,0380	0,45

Os pavimentos dimensionados pelo método do DNER também passaram por uma avaliação no MeDiNa, com o objetivo de analisar a área trincada e o afundamento de trilha de roda, sem alterar as espessuras das camadas. Em todos os casos, a análise no MeDiNa considerou uma via do tipo sistema arterial principal, o que retorna um nível de confiabilidade de 95% nas análises, e um período de projeto de 10 anos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Dosagem

O teor ótimo de ligante encontrado para a mistura com lodo de ETA foi de 6,35%, superior ao da mistura de referência que possui 5,0%, conforme Silva (2017). Ainda assim, o valor atende às especificações do DNIT (2006a), que prevê um teor entre 4,5 e 9,0% para as misturas asfálticas da faixa C.

3.2 Avaliação de desempenho

A Tabela 3 apresenta um resumo comparativo dos resultados encontrados nas análise de desempenho, para a mistura com lodo de ETA (LD) e a de referência (REF). Na mesma tabela também são apresentados os valores requeridos pelo DNIT (2006a), na especificação de serviço DNIT 031/2006; os valores requeridos pelo DER-SP (2005), na especificação técnica ET-DE-P00/027, que apresenta padrões mais rigorosos que o DNIT; e, no caso do módulo de resiliência, é apresentada uma média esperada para o ligante asfáltico utilizado, conforme Medina e Motta (2015).

Tabela 3. Resultados da análise de desempenho

Parâmetro	LD	REF	DNIT (2006a)	DER-SP (2005)	Medina e Motta (2015)
Resistência à tração [MPa]	1,12 ± 0,08	1,60 ± 0,07	≥ 0,65	≥ 0,80	-
Estabilidade [kN]	17,88 ± 2,25	24,91 ± 2,16	≥ 5,00	≥ 8,00	-
Fluência [mm]	3,30 ± 0,44	2,12 ± 0,39	-	2,00 a 4,00	-
Módulo de resiliência [MPa]	5911 ± 942	8833 ± 1331	-	-	4000

Os resultados encontrados indicam que ambas as misturas apresentam parâmetros que atendem aos requisitos estabelecidos pela bibliografia, ainda que a mistura com lodo de ETA seja ligeiramente inferior. Quanto à análise relacionada à fadiga apresentada pelas misturas, a Figura 1 apresenta em um gráfico a classe de fadiga das misturas com lodo (em amarelo) e de referência (em azul). Os pontos em cinza são referentes a

105 misturas asfálticas densas, com diferentes tipos e tamanhos de agregados, utilizando diferentes ligantes asfálticos, que foram apresentadas por Medina e Motta (2015).

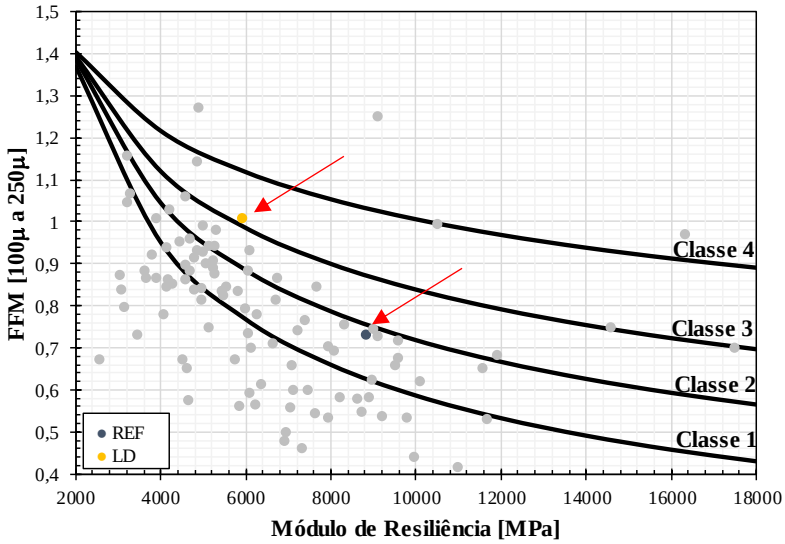


Figura 1. Classe de Fadiga

A partir dessa análise é possível perceber que a mistura com lodo apresenta resultados muito promissores quanto à classe de fadiga, superior à mistura de referência e à maior parte das misturas apresentadas por Medina e Motta (2015). A Tabela 4 apresenta um resumo dos parâmetros utilizados no dimensionamento.

Tabela 4. Parâmetros do revestimento para dimensionamento

Camada	Material	MR [MPa]	Curva de fadiga k_1; k_2	ν
Revestimento	Concreto asfáltico – REF	5911	$2{,}4076E^{-12}$; -3,7728	0,30
Revestimento	Concreto asfáltico – LD	8833	$3{,}8164E^{-13}$; -3,7505	0,30

3.3 Dimensionamento

A Tabela 5 apresenta os pavimentos dimensionados por meio do MeDiNa, com os seus respectivos dados de área trincada e afundamento de trilha de roda. Em ambos os cenários de subleito, o revestimento com adição de lodo apresenta uma espessura inferior ao da mistura de referência. Enquanto o dimensionamento pelo método do DNER sugere a aplicação das estruturas ilustradas pela Figura 2.

Tabela 5. Pavimentos dimensionados por meio do MeDiNa

Identificação	Estrutura	Área trincada	Afundamento de trilha de roda
LD-M01	Revestimento – 11,6 cm Base – 15,0 cm Sub-base – 15,0 cm	29,5%	4,2 mm
LD-M02	Revestimento – 12,5 cm Base – 20,0 cm Sub-base 30,0 cm	30,0%	6,3 mm
REF-M01	Revestimento – 13,2 cm Base – 15,0 cm Sub-base – 15,0 cm	29,3%	3,5 mm
REF-M02	Revestimento – 14,4 cm Base – 20,0 cm Sub-base 30,0 cm	29,9%	5,0 mm

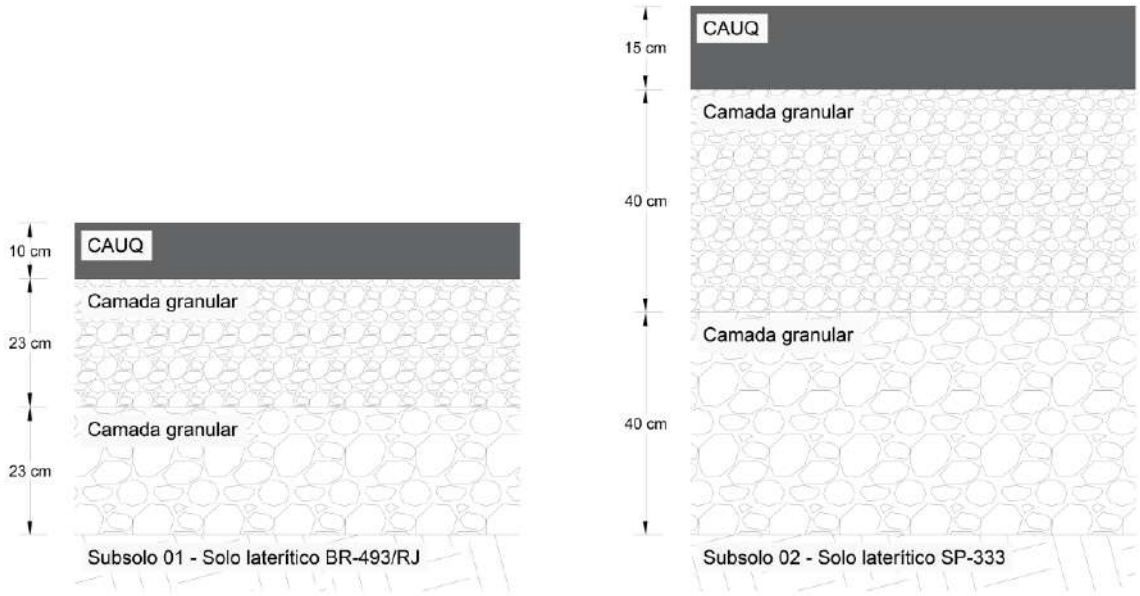


Figura 2 – Estrutura dos pavimentos dimensionados pelo método do DNER

Analisando essas estruturas por meio do MeDiNa, aplicando os mesmos materiais que os pavimentos dimensionados diretamente pelo programa computacional, foram obtidos os dados descritos na Tabela 6. Os pavimentos LD-D01 e REF-D01, ambos com o subleito 01, foram apontados como inadequados para o tráfego em análise.

Tabela 6. Pavimentos dimensionados por meio do método do DNER

Identificação	Estrutura	Área trincada	Afundamento de trilha de roda	Observação
LD-D01	Revestimento – 10,0 cm Base – 23,0 cm Sub-base – 23,0 cm	37,1%	6,1 mm	Tráfego elevado para a estrutura proposta.
LD-D02	Revestimento – 15,0 cm Base – 40,0 cm Sub-base – 40,0 cm	12,9%	6,8 mm	-
REF-D01	Revestimento – 10,0 cm Base – 23,0 cm Sub-base – 23,0 cm	51,8%	5,7 mm	Tráfego elevado para a estrutura proposta.
REF-D02	Revestimento – 15,0 cm Base – 40,0 cm Sub-base – 40,0 cm	23,5%	6,1 mm	-

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em vista as análises realizadas, é possível verificar um potencial de aplicação do lodo de ETA em misturas asfálticas a quente, uma vez que essa mistura atende aos requisitos e expectativas das normas e bibliografias disponíveis. A característica em destaque para o material é a classe de fadiga, que no dimensionamento pelo MeDiNa leva a menores espessuras para o revestimento, enquanto no dimensionamento pelo método do DNER gera áreas trincadas menores em relação à mistura de referência.

Além disso, também foi possível verificar que, no cenário do subleito 01, os pavimentos dimensionados pelo método do DNER não foram aprovados pelo MeDiNa, provavelmente devido à falta de uma análise aprofundada em relação à fadiga, ao longo da vida útil do pavimento, no primeiro método. Já no cenário do subleito 02, apesar de os pavimentos encontrados por meio do método do DNER terem sido aprovados pelo

MeDiNa, eles apresentam camadas mais espessas que aqueles dimensionados diretamente pelo segundo método.

Em estudos futuros, poderão ser analisados outros aspectos dessa aplicabilidade, como a viabilidade financeira e a avaliação prática da mistura proposta, por meio de uma pista experimental.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Universidade Federal de Ouro Preto, em especial ao Laboratório de Ferrovias e Asfalto, cujas instalações possibilitaram a condução desse projeto. Ao Whilison, do Laboratório de Geotecnia de Pavimentos do NUGEO, por fornecer o ligante asfáltico e auxiliar a interpretação dos ensaios de MR.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1992). NBR 12216. *Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2004). NBR 10004. *Resíduos sólidos – Classificação*. Rio de Janeiro.

Alves, H. C. (2019) *Análise laboratorial de lodos desidratados de estações de tratamento de água da região metropolitana de Belo Horizonte – MG para uso em pavimentação*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Núcleo de Geotecnia. Escola de Minas/ UFOP, 112 p.

Antunes, M. A. D. G (2022) *Estudos geotécnicos de resíduos sólidos industriais de ardósia visando seu emprego na pavimentação viária na região central de Minas Gerais*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Núcleo de Geotecnia. Escola de Minas/ UFOP, 218 p.

Bernucci, L. B. *et al.* (2024) *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*, 2ª ed., Gráfica Imprinta, Rio de Janeiro, 504 p.

Brasil (2007). Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007. *Estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico; cria o Comitê Interministerial de Saneamento Básico, altera as Leis nos 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.666, de 21 de junho de 1993, e 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; e revoga a Lei nº 6.528, de 11 de maio de 1978*. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/l11445.htm>. Acesso em: 15 jan. 2024.

Brasil (2010). Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010. *Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei no 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências*. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/l12305.htm>. Acesso em: 15 jan. 2024.

Confederação Nacional do Transporte. (2023) *Boletins Técnicos CNT – janeiro 2023*. Brasília, 33 p.

Cordeiro, J. S. (2001) *Processamento de Lodos de Estações de Tratamento de Água (ETAs). In: ANDREOLI, C. V. Resíduos Sólidos do Saneamento: Processamento, Reciclagem e Disposição Final*, 1ª ed., RiMa, Rio de Janeiro, 282 p.

Delgado, J. V. C. (2016) *Avaliação da aplicação do lodo da ETA Guandu na pavimentação como disposição final ambientalmente adequada*. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil, COPPE/ UFRJ, 132 p.

Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (2005). ET-DE-P00/027. *Especificação técnica: concreto asfáltico*. São Paulo, 45 p.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1981). *Método de projeto de pavimentos flexíveis*, 3ª. ed, Rio de Janeiro, IPR, 34 p.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1995). DNER-ME 043/95. *Misturas betuminosas a quente – Ensaio Marshall*, 11 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006a). DNIT 031/2006. *Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico - Especificação de serviço*, IPR, Rio de Janeiro, 14 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006b). *Manual de Pavimentação*, IPR, Rio de Janeiro, 274 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018a). DNIT 136/2018. *Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio*, IPR, Rio de Janeiro, 9 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018b). DNIT 183/2018. *Pavimentação asfáltica - Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada – Método de ensaio*, IPR, Rio de Janeiro, 15 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018c). DNIT 135/2018. *Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio*, IPR, Rio de Janeiro, 13 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2021). IS-247. *Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional - MeDiNa*, 20 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2023). DNIT 259/2023. *Solos – Classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura – Classificação*, IPR, Rio de Janeiro, 8 p.

Guimarães, A. C. R. (2009). Um *método mecanístico empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil, COPPE/ UFRJ, 352 p.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2020). *Pesquisa nacional de saneamento básico* - 2017. Rio de Janeiro, 124 p.

Lima, C. D. A. *et al.* (2018) Contribution to the Study of Brazilian Tropical Soils as Pavement Materials, Fortaleza, *13º Conference on asphalt pavements – ISAP*.

Lucena, L. C. F. L. (2012) *Estudo da aplicação da mistura solo-lodo em base e sub-base de pavimentos*. Dissertação de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia e Geociência/ UFPE, 263 p.

Martínez, J. G. B. (2014) *Avaliação de desempenho de Misturas Betuminosas com adição de lodos de ETA e de ETE*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil/ UnB, 97 p.

Medina, J. D.; Motta, L. M. G. D. (2015) *Mecânica dos Pavimentos*, 3ª. ed., Interciência, Rio de Janeiro.

Mendonça, Whilison M. (2023) *Desempenho do resíduo de quartzito como agregado em camadas de base e revestimento de pavimentos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Núcleo de Geotecnia. Escola de Minas/ UFOP, 166 p.

Mine, J. H. *et al.* (2018) *Reaproveitamento de lodos de saneamento de ETA, fossa e tanque séptico como matéria-prima na construção civil: uma revisão*. São Paulo, 8 p.

Ministério da Saúde (2011). Portaria nº 2.914, de 12 de dezembro de 2011. *Dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade*. Disponível em: <https://bvsms.saude.gov.br/bvs/saudelegis/gm/2011/prt2914_12_12_2011.html>. Acesso em: 15 jan. 2024.

Richter, C. A. (2009) *Água: métodos e tecnologia de tratamento*, Blucher, São Paulo, 340 p.

Silva, J. F. A. (2008) *Comportamento de concreto asfáltico tendo lodo da ETA da cidade de Manaus como fíler*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/ UFAM, 161 p.

Silva, R. G. O. *Caracterização de concreto asfáltico elaborado com rejeitos de minério de ferro do quadrilátero ferrífero*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Núcleo de Geotecnia. Escola de Minas/ UFOP, 205 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/661

Aplicação de Resíduos em Infraestruturas Rodoviárias: um estudo bibliográfico

João Paulo Marçal de Souza
Graduando em Engenharia Civil, IFPB, Patos, Brasil, joao.marcal@academico.ifpb.edu.br

Fabiana Araújo Maia
Graduanda em Engenharia Civil, IFPB, Patos, Brasil, fabiana.araujo@academico.ifpb.edu.br

Jessica Duarte Ribeiro Vieira
Graduanda em Engenharia Civil, IFPB, Patos, Brasil, jessica.duarte@academico.ifpb.edu.br

Mayara Silva Siqueira
Graduanda em Engenharia Civil, IFPB, Patos, Brasil, mayara.siqueira@academico.ifpb.edu.br

Hannah Dora de Garcia e Lacerda
Professora do curso de Engenharia Civil, IFPB, Patos, Brasil, hannah.lacerda@ifpb.edu.br

RESUMO: O presente estudo tem como objetivo compilar e sintetizar a literatura brasileira existente sobre o uso de resíduos na pavimentação, com foco nos diferentes tipos de resíduos utilizados, seus benefícios e desafios, impacto ambiental e econômico, bem como inovações na área. A metodologia empregada consistiu de uma revisão bibliográfica abrangendo estudos publicados em periódicos na área de Infraestrutura de Transportes com qualis atual na grande área de Engenharias I, no período de 2018 a 2023. Esses estudos foram selecionados devido ao seu enfoque direto na temática da utilização de resíduos como componentes na construção de pavimentos, refletindo uma abordagem específica e relevante para a análise realizada. Os resultados obtidos na pesquisa evidenciaram que a incorporação de resíduos, seja na forma de agregados ou como adição no ligante, resultou em aumento da resistência aos esforços mecânicos e da adesividade das misturas asfálticas. Além disso, essa abordagem desempenhou um papel fundamental na redução dos gastos requeridos para a fabricação dessas misturas, ao mesmo tempo que promoveu benefícios ambientais significativos, pois reduz a necessidade de extração de recursos naturais, bem como a quantidade de resíduos em aterros. Dessa forma, a reutilização de materiais é uma prática altamente vantajosa que beneficia o meio ambiente e a sociedade como um todo, contribuindo para a sustentabilidade e a preservação dos recursos naturais.

PALAVRAS-CHAVE: Pavimentos Ecológicos, Sustentabilidade Urbana, Reaproveitamento de Materiais, Modificação do Cimento Asfáltico de Petróleo.

ABSTRACT: This study aims to compile and synthesize the existing Brazilian literature on the use of waste in paving, focusing on the different types of waste used, their benefits and challenges, environmental and economic impact, as well as innovations in the area. The methodology employed consisted of a bibliographic review covering studies published in journals in the area of Transportation Infrastructure with current qualis in the major area of Engineering I, from 2018 to 2023. These studies were selected due to their direct focus on the use of waste as components in sidewalk construction, reflecting a specific and relevant approach to the analysis carried out. The results obtained in the research showed that the incorporation of waste, either in the form of aggregates or as an addition to the binder, resulted in an increase in resistance to mechanical stress and in the adhesiveness of asphalt mixtures. In addition, this approach played a fundamental role in reducing the costs required to manufacture these mixtures, while at the same time promoting significant environmental benefits, as it reduces the need to extract natural resources, as well as the amount of waste in landfills. In this way, the reuse of materials is a highly advantageous practice that benefits the environment and society as a whole, contributing to sustainability and the preservation of natural resources.

KEYWORDS: Ecological Sidewalks, Urban Sustainability, Reuse of Materials, Modification of Petroleum Asphalt Cement.

1 INTRODUÇÃO

À medida que o mundo busca soluções para mitigar os impactos ambientais e promover práticas mais sustentáveis, diversos setores têm voltado sua atenção para a reutilização de resíduos. Dentre as diversas utilizações, destaca-se uma abordagem significativa que vem ganhando destaque na indústria da Construção Civil, especialmente no âmbito da pavimentação: a reutilização de resíduos. Este cenário representa não apenas uma resposta às crescentes preocupações ambientais, mas também uma oportunidade única para redefinir os padrões da infraestrutura rodoviária (Barros, 2015).

No contexto brasileiro, a regulação da gestão de resíduos sólidos é estabelecida pela Lei nº 12.305 (Brasil, 2010). Essa legislação, conhecida como Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), é uma peça fundamental que define diretrizes e princípios para a gestão ambientalmente adequada dos resíduos sólidos em todo o país. Representando um marco regulatório para a gestão ambientalmente correta do manuseio de resíduos sólidos, a legislação delineia de maneira precisa as diretrizes para o manejo de resíduos, incentivando práticas que visam à redução na geração, à reutilização, à reciclagem e à correta destinação final desses materiais. Ademais, a PNRS atribui responsabilidades aos diversos intervenientes ao longo da cadeia produtiva, desde os geradores até os encarregados pela coleta, tratamento e disposição adequada dos resíduos. Com foco na ideia de responsabilidade compartilhada, essa legislação estimula a cooperação entre os setores público, privado e a sociedade civil, almejando alcançar uma gestão dos resíduos sólidos que seja sustentável, contribuindo assim para a preservação do meio ambiente e a promoção da saúde pública (Brasil, 2010).

No âmbito da gestão de resíduos, é importante reconhecer que as indústrias não apenas têm responsabilidade sobre a geração de resíduos, mas também sobre seus produtos ao longo de todo o ciclo de vida, abrangendo desde a produção até o descarte final, o qual deve ser conduzido de maneira ambientalmente correta (Altoé; Sales; Martins, 2019).

De acordo com Souza, Soriano & Patino (2018), o crescimento contínuo e generalizado do uso de pavimentação, juntamente com a necessidade urgente de reduzir o consumo de recursos naturais e diminuir os custos de produção, tem estimulado a condução de estudos e pesquisas focados na incorporação de diversos tipos de resíduos na formulação de concretos alternativos destinados à produção de blocos utilizados em pavimentação. Como demonstrado nos estudos de Dyer et al. (2021); Ruiz, Cintho & Sowek (2020); e Sena Neto, Amorim & Ingunza (2019), dentre os resíduos comumente incorporados na pavimentação, destacam-se resíduos de construção e demolição, pneus reciclados, resíduos industriais e até mesmo plásticos reciclados. Esses materiais não apenas proporcionam uma alternativa economicamente viável, mas também contribuem para a diminuição do volume de resíduos depositados em aterros sanitários (Nunes, 2018).

Nessa abordagem, a utilização de resíduos na pavimentação transforma fundamentalmente o papel desempenhado pela indústria da construção civil no âmbito da construção de um futuro mais sustentável. Ao adotar essa prática, não apenas é possível enfrentar os desafios atuais relacionados à gestão ambiental, como também promover uma mudança significativa no modo como a engenharia concebe e executa projetos de infraestrutura, incorporando princípios fundamentais de sustentabilidade em cada etapa do processo construtivo. Dessa forma, além de responder às demandas urgentes de minimizar o impacto ambiental, essa abordagem também estabelece um novo padrão para a indústria da pavimentação, impulsionando a transição para práticas ecológicas e responsáveis (Costa Filho, 2017).

Ao considerar a sustentabilidade como ponto central, o objetivo principal deste estudo consistiu em investigar as diversas formas de utilização de resíduos na pavimentação, analisando os impactos ambientais, econômicos e técnicos, através de uma revisão narrativa da literatura. Para tanto, buscou-se avaliar a viabilidade e eficácia de diferentes tipos de resíduos, tais como resíduos de construção e demolição (RCD), pneus reciclados e resíduos industriais no desenvolvimento de materiais de pavimentação, contribuindo para a redução da demanda por materiais convencionais, a minimização de resíduos destinados a aterros sanitários e a diminuição das emissões de gases de efeito estufa associadas à produção convencional de atividades ligadas à indústria da Pavimentação.

2 METODOLOGIA

Esta pesquisa é categorizada como uma revisão narrativa da literatura, adotando uma abordagem qualitativa e exploratória em conformidade com seus objetivos gerais. O principal propósito desta investigação é analisar e compreender as contribuições acadêmicas brasileiras disponíveis no período compreendido entre 2018 e 2023, com foco específico no contexto da incorporação de resíduos na pavimentação. Com esse propósito, a metodologia empregada neste trabalho foi segmentada em três fases distintas, sendo representadas através do fluxograma a seguir (Figura 1).

Figura 1. Fluxograma metodológico.

2.1 Pesquisa e revisão bibliográfica

A investigação abrangeu a análise de artigos científicos provenientes do contexto brasileiro, por meio das plataformas de periódicos da Capes (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), do *Google Scholar* e do SciELO (*Scientific Electronic Library Online*), os quais abordavam a aplicação de materiais não convencionais no âmbito da pavimentação rodoviária. O escopo da pesquisa também se estendeu à compreensão das características físicas e mecânicas inerentes a essas misturas modificadas. O exame detalhado desses documentos permitiu uma abordagem abrangente sobre a utilização de materiais inovadores e suas propriedades físicas específicas no desenvolvimento de soluções inovadoras para a pavimentação de vias.

2.2 Critérios de seleção

A escolha da delimitação temporal, que compreende o período de 2018 a 2023, foi feita com o intuito de fornecer uma visão atualizada e abrangente das discussões acadêmicas relacionadas ao emprego de resíduos na pavimentação. O enfoque recai sobre os diversos tipos de resíduos empregados, seus benefícios e desafios, o impacto ambiental e econômico, bem como as inovações nesta área. Esse período específico foi considerado crucial para capturar as mudanças e desenvolvimentos recentes que podem impactar significativamente a compreensão da estratégia abordada. Os materiais foram selecionados com base em critérios específicos, sendo restritos a artigos científicos brasileiros publicados em periódicos na área de Infraestrutura de Transportes com

avaliação qualis atualizada na grande área de Engenharias I, que abordassem discussões relacionadas ao estudo do uso de resíduos na construção de estradas e pavimentos.

2.3 Estruturação da informação

Após a conclusão da fase de seleção bibliográfica, foi realizado um processo detalhado de leitura e fichamento dos artigos previamente selecionados. A estruturação dos dados foi realizada por meio da elaboração de um quadro resumo, no qual foram incorporadas as informações provenientes das obras submetidas à análise. Em um segundo momento, essas informações foram submetidas a uma fase de interpretação aprofundada, visando à produção de significados subjacentes e à compreensão aprofundada dos elementos essenciais. Esse processo permitiu uma organização eficaz das informações, facilitando a compreensão e síntese das conclusões obtidas a partir da análise das obras em questão.

Aprofundando na análise qualitativa e adotando uma abordagem exploratória, este estudo busca contribuir para a construção de um conhecimento sólido sobre a incorporação de resíduos nas infraestruturas rodoviárias. O objetivo é fornecer elementos para a formulação de estratégias e políticas eficazes, com o propósito de mitigar os impactos ambientais e promover práticas mais sustentáveis.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A incorporação de resíduos na pavimentação de estradas emerge como uma prática de alta relevância, destacando-se como uma estratégia inovadora e ecologicamente responsável para a construção de infraestrutura viária. Esta abordagem tem ganhado aceitação crescente tanto no âmbito econômico quanto no ambiental, alinhando-se aos princípios do desenvolvimento sustentável. Sob essa ótica, a estratégia visa não apenas mitigar os impactos ambientais decorrentes do descarte inadequado desses materiais, mas também aprimorar as propriedades mecânicas e ambientais dos pavimentos asfálticos (Bernucci et al., 2022).

Esta prática vem adquirindo notoriedade no âmbito da construção civil, uma vez que o setor da construção civil é um dos grandes responsáveis pela geração de resíduos poluentes. Para a pavimentação asfáltica, diversos tipos de resíduos vêm sendo explorados com o intuito de reciclar aquilo que seria descartado. Ganha-se destaque os estudos realizados sobre a incorporação de resíduos poliméricos em substituição do ligante asfáltico comumente usado, assim como a utilização do mesmo para auxiliar no processo de mistura asfáltica, bem como materiais como resíduos de construção e demolição (RCD), fibras orgânicas, de vidro e micropoluentes (Balbo, 2007).

Diante do exposto, alguns estudos ganham notoriedade sobre o tema e se destacam pela riqueza em detalhes e possibilidade de auxiliar outros estudos acerca do tema. A se iniciar com Ruiz (2020) que realizou um estudo acerca da caracterização de misturas de Polietileno de Ultra Alto Peso Molecular (PEUAPM) com resíduos de pneus inservíveis obtidos através de moagem de alta energia, obtendo o resultado de que o trabalho de moagem que fora realizado com os resíduos de pneu utilizando temperatura criogênica (temperaturas extremamente baixas) demonstrou alta eficiência, pois transformou as lascas de pneu em um material de granulometria fina. Essa moagem garantiu, como esperado, um aumento na qualidade das propriedades mecânicas do material. Outro estudo que também utilizou da premissa do pneu foi realizado por Altoé, Sales & Martins (2019), acerca de resíduos de pneus e da queima do bagaço da cana-de-açúcar na fabricação de blocos de concreto para pavimentação, que comprovou a eficiência do material e flexibilidade ao ser utilizado em diversas atribuições no tocante à práticas sustentáveis, demonstrando ser um material que vem a proporcionar um ganho de resistência, assim como a facilidade em sua utilização.

Em seu estudo acerca da reciclagem da ardósia na pavimentação, Antunes, Guimarães & Marques (2020) comprovaram que os resíduos desse mineral se tornam uma opção viável para a utilização na pavimentação, uma vez que apresentaram resultados satisfatórios quanto à resistência e desgaste da camada superficial. Dyer et al. (2019), por sua vez, delimitaram, em seu estudo “O emprego de resíduos de areia de fundição (RAF) em concreto asfáltico”, as questões acerca do reaproveitamento da areia de fundição para a substituição do pó de pedra, material este que vem sendo cada vez mais utilizado no âmbito da construção civil.

Diversos estudos visam a utilização de resíduos poliméricos na pavimentação, devido ao fato de que estes materiais proporcionam um ganho de resistência, aumentam a drenagem do pavimento e viabilizam

opções mais sustentáveis para esta prática construtiva, um exemplo de autores que tratam desta temática é Bastos et al. (2020), que desenvolveram um estudo sobre o uso de polímeros na camada de revestimento de pavimentos no município de Belo Horizonte, visto o tráfego da região, as condições climáticas, dentre outros pontos necessários nesta abordagem.

Santos & Santos (2018) e Santos et al. (2019) se destacam no tocante aos estudos na área de utilização de resíduos na pavimentação. Seus estudos estão focados na utilização de materiais alternativos na construção de pavimentos asfálticos; e na avaliação do efeito da adição de resíduo de ardósia no módulo de resiliência de misturas com solo argiloso. Ambos os estudos apontaram resultados positivos, constatando que a utilização de materiais alternativos gera, como benefícios, uma diminuição na quantidade de resíduos de construção, uma vez que estes são reutilizados, trazendo consigo sustentabilidade na construção civil, algo de tamanha importância. Assim como combinações contendo restos de ardósia apresentaram comportamento elástico e aderente semelhante a uma combinação convencional de solo e brita, em comparação com estudos mencionados em fontes. Os resultados indicam que um aumento na proporção de material pétreo contribui para um aumento no Módulo de Elasticidade, tornando a combinação mais rígida; estes estudos contribuem e enriquecem a área, sendo passíveis de utilização para auxiliar em estudos futuros na temática.

Oliveira & Faxina (2021) realizaram um estudo sobre a utilização de rejeitos de minérios de ferro como agregado mineral fino em misturas asfálticas, prática que vem para inovar o cenário, visto que os rejeitos de minérios são descartados e/ou pouco utilizados, resultando em um ganho de resistência referente ao desgaste causado pela umidade, aumento na força de tração e a melhoria da capacidade de adesão do material asfáltico aos agregados utilizados. Outras pesquisas, realizadas por Souza, Soriano & Patino (2018) e Sena Neto, Amorim & Ingunza (2019) acerca da utilização do concreto em práticas sustentáveis ganham notoriedade, uma vez que estes estudos demonstraram a eficácia da utilização deste material tão comumente utilizado no dia-a-dia no setor da construção civil, apresentando novas possibilidades de seu uso, aplicado em asfalto.

Visto isso, tais trabalhos contribuem positivamente para o âmbito de estudos acerca de pavimentos flexíveis permeáveis, assegurando àqueles que buscarem, um material de qualidade, com informações válidas e que agregam valor à escrita. Nessa perspectiva, a inserção de resíduos na pavimentação transcende a esfera meramente técnica, emergindo como um paradigma inovador que harmoniza as demandas da infraestrutura rodoviária com os imperativos da conservação ambiental e da eficiência econômica. Dessa forma, a adoção dessa prática não apenas reconfigura as abordagens convencionais na construção de estradas, como também assinala um compromisso tangível com um futuro mais sustentável e equitativo.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como intuito entender o que foi produzido na literatura nos últimos cinco anos acerca da utilização de resíduos na indústria da pavimentação. Com os trabalhos levantados pelo estudo, percebeu-se uma tendência de analisar os efeitos da incorporação e adição de resíduos industriais como estratégia de destinação ambientalmente correta dos rejeitos gerados pelos serviços industriais. Para significância dessa ação, pode-se entender cinco grandes fatores que justificam a prática da utilização de resíduos na adição ou modificação dos materiais componentes da indústria da pavimentação, como os efeitos na sustentabilidade ambiental, fatores econômicos e de redução de custos, melhoria das propriedades das misturas asfálticas e estimulação a prática da economia circular.

Diante do exposto, conclui-se que a utilização de resíduos na pavimentação representa uma abordagem sustentável e ecologicamente correta na construção e manutenção de estradas. Tal prática garante benefícios tanto econômicos, quanto ambientais e sociais. A utilização de resíduos deve ser realizada considerando as características do resíduo, assim como as especificações técnicas para que seja garantida a segurança e durabilidade da estrada.

AGRADECIMENTOS

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) para realização da pesquisa e pagamento das bolsas do discente, por meio do Programa Institucional de Bolsas de Iniciação em Desenvolvimento Tecnológico e Inovação – PIBITI/CNPq - edital n° 28/2023. À Diretoria de Pesquisa do Instituto Federal da Paraíba (IFPB), à Coordenação de Pesquisa do IFPB - campus Patos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Altoé, S. P. S., Sales, A., Martins, C. H. (2019) Resíduos de pneus e da queima do bagaço da cana-de-açúcar na fabricação de blocos de concreto para pavimentação (pavers). *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 12 (1), p. 608-637.

Antunes, M. A. das G., Guimarães, A. C. R., Marques, G. L. de O. (2020) Uma solução viável para a reciclagem de resíduos industriais de ardósia em pavimentação. *Revista Ibero-Americana de Ciências Ambientais*, 11 (4), p. 236-254.

Balbo, J. T. (2007) *Pavimentação asfáltica - materiais, projetos e restauração*, Oficina de Textos, São Paulo, 558 p.

Barros, K. S. (2015) Estudo de Cinzas Volantes de uma Termelétrica da RMF para Aplicação em Camadas Granulares de Pavimentos. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, UFC, 144 p.

Bastos, P. C. de L., Xavier, V. G. F., Silva, B. I. G., Barbosa, D. A. V., Vieira, L. D., Ferreira, B. C. S., Pinto, C de C. (2020) Alternativa de revestimento asfáltico para o Anel Rodoviário de Belo Horizonte – a viabilidade econômica e ambiental das pavimentações poliméricas. *Brazilian Journal of Development*, *6* (3), p. 16055-16079.

Bernucci, L. B., Motta, L. M. G., Ceratti, J. A. P., Soares, J. B. (2022) *Pavimentação Asfáltica:* formação básica para engenheiros, 2 ed., ABEDA, Rio de Janeiro, 756 p.

Brasil (2010). *Lei Federal nº 12.305, de 02 de agosto de 2010* i*nstitui a Política Nacional de Resíduos Sólidos.* Diário Oficial da União, Brasília. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/l12305.htm>. Acesso em 9 fev. 2024.

Costa Filho, F. C. (2017) *Estudo de viabilidade técnica do uso de resíduos oriundos do beneficiamento de Scheelita na composição de concretos asfálticos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, UFRN, 148 p.

Dyer, P. P. O. L., Klinsky, L. M. G., Silva, S. A., Lima, M. G. D. (2021) O emprego de resíduos de areia de fundição (RAF) em concreto asfáltico: uma alternativa para a sustentabilidade na pavimentação. *Matéria*, 26 (1), e12952.

Nunes, F. A. (2018) *Aplicação de asfalto modificado com polímeros.* Trabalho de conclusão de curso, Centro Universitário do Cerrado Patrocínio, 29 p.

Oliveira, I. C. S. de, Faxina, A. L. (2021) *Iron ore tailings as fine mineral aggregate in asphalt mixtures*. *Transportes*, *29* (4), p. 1-17.

Ruiz, B. A., Cintho, O. M., Sowek, A. B. (2020) Caracterização de misturas de peuamm com resíduo de pneu obtidos através de moagem de alta energia. *Brazilian Journal of Development*, 6 (3), p. 9746-9759.

Santos, R. L. R. dos, Camargo, V. A. F., Rodrigues, C. de S., Simões, G. F., Pereira, A. B. (2019) Avaliação do efeito da adição de resíduo de ardósia no módulo de resiliência de misturas com solo argiloso. *Transportes*, 27 (4), p. 145-158.

Santos, R. T. F. dos, Santos, W. da C. (2018) Utilização de materiais alternativos na construção de pavimentos asfáltico. *Caderno de Graduação - Ciências Exatas e Tecnológicas*, 5 (1), p. 39-39.

Sena Neto, P. G. D., Amorim, E. F., Ingunza, M. D. P. D. (2019) Análises de dosagens de concreto asfáltico do tipo Pré Misturado a Frio (PMF) utilizando Resíduos da Construção e Demolição de obras (RCD). *Matéria*, 24 (1), e12529.

Souza, M. F. D., Soriano, J., Patino, M. T. O. (2018) Resistência à compressão e viabilidade econômica de blocos de concreto dosado com resíduos de tijolos cerâmicos. *Matéria*, 23 (1), e12203.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/662

Aplicação do Índice de Gravidade Global em Trecho da PB-262 como Estratégia de Reabilitação de danos na Pavimentação

João Paulo Marçal de Souza
Bacharelando em Engenharia Civil, Instituto Federal da Paraíba, Patos, Brasil, joao.marcal@academico.ifpb.edu.br

Kyvya Dayse Alves de Medeiros
Bacharelanda em Engenharia Civil, Instituto Federal da Paraíba, Patos, Brasil, kyvya.medeiros@academico.ifpb.edu.br

Lucas Candeia Porto
Bacharelando em Engenharia Civil, Instituto Federal da Paraíba, Patos, Brasil, lucas.candeia@academico.ifpb.edu.br

Vinicius Cruz Damascena
Bacharelando em Engenharia Civil, Instituto Federal da Paraíba, Patos, Brasil, vinicius.cruz@academico.ifpb.edu.br

Diego de Paiva Bezerra
Professor orientador, Instituto Federal da Paraíba, Patos, Brasil, diego.paiva@ifpb.edu.br

RESUMO: O sistema viário é o principal meio de transporte no Brasil e desempenha um papel crucial no desenvolvimento econômico e social do país. Portanto, é imperativo que esse sistema ofereça aos usuários uma infraestrutura de alta qualidade, atendendo às necessidades fundamentais de conforto e segurança, o que implica na adequada manutenção da superfície de circulação. Nessa perspectiva, este estudo parte das experiências de diversos usuários da rodovia PB-262 (trecho Teixeira, PB - Pedra do Tendó), que enfrenta problemas funcionais prejudicando sua eficácia. O objetivo deste trabalho foi avaliar o estado do pavimento asfáltico de um trecho turístico da PB-262, utilizando o Índice de Gravidade Global (IGG), buscando oferecer um embasamento técnico-científico para um programa de restauração e preservação da rodovia. O programa metodológico foi dividido em duas etapas: i) Coleta de dados fotográficos e construtivos do trecho analisado; e ii) Aplicação do Método do Índice de Gravidade Global. Com base no inventário e na classificação pelo IGG, foram analisadas as interferências dos veículos de carga nas condições da rodovia, assim como as influências das condições do pavimento na trafegabilidade dos veículos. O método indicou uma condição avançada de deterioração nas faixas de rolamento da rodovia, com o surgimento de diversos defeitos significativos que requerem reparos. Além disso, no trecho estudado, observou-se que os danos causados pela carga são os mais frequentes, comprometendo a segurança dos veículos e dos seus usuários.

PALAVRAS-CHAVE: Defeitos em Pavimentos, Manutenção, Restauração, Metodologia de Avaliação de rodovias.

ABSTRACT: The road system is the main means of transportation in Brazil and plays a crucial role in the country's economic and social development. Therefore, it is imperative that this system offers users a high-quality infrastructure, meeting the fundamental needs of comfort and safety, which implies proper maintenance of the road surface. With this in mind, this study draws on the experiences of several users of the PB-262 highway (Teixeira, PB - Pedra do Tendó section), which is facing functional problems that are hampering its effectiveness. The aim of this work was to assess the state of the asphalt sidewalk on a tourist stretch of the PB-262, using the Global Gravity Index (GGI), in order to provide a technical and scientific basis for a program to restore and preserve the road. The methodological program was divided into two stages: i) Collection of photographic and construction data of the stretch analyzed; and ii) Application of the Global Gravity Index Method. Based on the inventory and the GGI classification, the interference of freight vehicles on the condition

of the road was analyzed, as well as the influence of sidewalk conditions on vehicle trafficability. The method indicated an advanced condition of deterioration on the road's carriageways, with the appearance of several significant defects that require repair. In addition, on the stretch studied, it was observed that damage caused by cargo is the most frequent, compromising the safety of vehicles and their users.

KEYWORDS: Sidewalk Defects, Maintenance, Restoration, Road Assessment Methodology.

1 INTRODUÇÃO

O transporte rodoviário é o principal método logístico para a movimentação de cargas e passageiros. A relevância desse meio está diretamente ligada à economia dos países, uma vez que as rodovias proporcionam uma fácil mobilidade ao se conectarem. Nessa perspectiva, a condição do pavimento desempenha um papel fundamental e influente no contexto socioeconômico, de modo que uma rodovia com pavimento em más condições eleva os custos operacionais dos veículos, diminui o conforto e compromete a segurança dos passageiros (Pitilin, 2020).

No contexto brasileiro, um país de dimensões continentais, o meio de transporte rodoviário assume uma posição proeminente como o mais prevalente. Ele responde por aproximadamente 64,9% do transporte de cargas e mais de 90% do total de passageiros, destacando-se como uma infraestrutura de extrema importância. Entretanto, a realidade contrasta significativamente, com muitas estradas apresentando uma variedade de problemas em seus pavimentos (Araújo *et al*., 2019).

De acordo com as pesquisas da Confederação Nacional do Transporte (CNT) (2018), a condição atual dos pavimentos no país demanda atenção. Mais de 50% deles apresentam problemas, com 37,0% classificados como em estado regular, 9,5% considerados ruins e 4,4% como péssimos, não cumprindo sua principal função de proporcionar aos usuários uma superfície de circulação de qualidade. Diversos fatores estão relacionados ao surgimento desses defeitos, sendo comum constatar que a maioria deles está associada ao tráfego intenso de veículos, à falta de um sistema de drenagem adequado e às condições climáticas. Além disso, falhas na execução e a utilização de materiais inadequados para a pavimentação frequentemente contribuem para o aparecimento precoce de defeitos.

Para além do processo de diagnóstico, o qual compreende etapas como vistoria, inspeção, auditoria e perícia (Gomide *et al*., 2021), é importante entender o estado situacional de degradação para direcionar a tomada de medidas e plano de manutenções preventivas das rodovias. Sob essa ótica, uma maneira de prevenir o desenvolvimento dos problemas nos pavimentos consiste em mapeá-los, buscando compreender a condição da malha viária e, desse modo, direcionar recursos apropriados conforme a gravidade dos defeitos. Para tal, é crucial contar com um método ágil que subsidie a criação de um banco de dados, viabilizando a implementação de ações coordenadas com base no entendimento da severidade dos defeitos nas superfícies de circulação (Lázaro *et al*., 2022).

Nessa perspectiva, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) descreve um método para a determinação das condições superficiais do pavimento por meio do Índice de Gravidade Global (IGG), útil para uma análise subjetiva da superfície do pavimento e de um inventário que possibilita classificar e quantificar os defeitos encontrados ao longo da via, sendo preferível, dada a facilidade com que pode retratar a condição do trecho analisado (DNIT, 2003).

Nesse ínterim, a seleção do trecho da PB-262 como foco de estudo para esta pesquisa ocorreu devido à sua relevância na conexão eficiente entre diversos municípios e no impulso ao desenvolvimento regional. Além disso, considerou-se o intenso tráfego de veículos, tanto de carga quanto de turismo, na região. Vale destacar que, desde sua construção, a rodovia nunca passou por um processo de restauração, recebendo apenas intervenções de manutenção por meio da operação "tapa buraco". No entanto, já se observam diversas manifestações patológicas ao longo da via. Dessa forma, este estudo tem por objetivo apresentar a criação de um banco de dados da aplicação do IGG para a rodovia PB-262, por ser uma ferramenta com potencial para a avaliação sistemática de pavimentos. Logo, observa-se que os dados coletados em campo podem ser utilizados como ponto de partida para uma tomada de decisão, quanto à necessidade de manutenção do pavimento.

2 LOCAL DO ESTUDO

A área de estudo desta pesquisa é um trecho de aproximadamente dois quilômetros da rodovia estadual PB-262 que inicia no final da área urbana do município de Teixeira-PB até a Pedra do Tendó na Serra do Teixeira, Paraíba. Para tanto, a via estadual PB-262 desempenha o papel de ligação viária entre Teixeira-PB e São José do Bonfim-PB com a área metropolitana de Patos-PB. A Figura 1 apresenta a localização do trecho da PB-262 em questão.

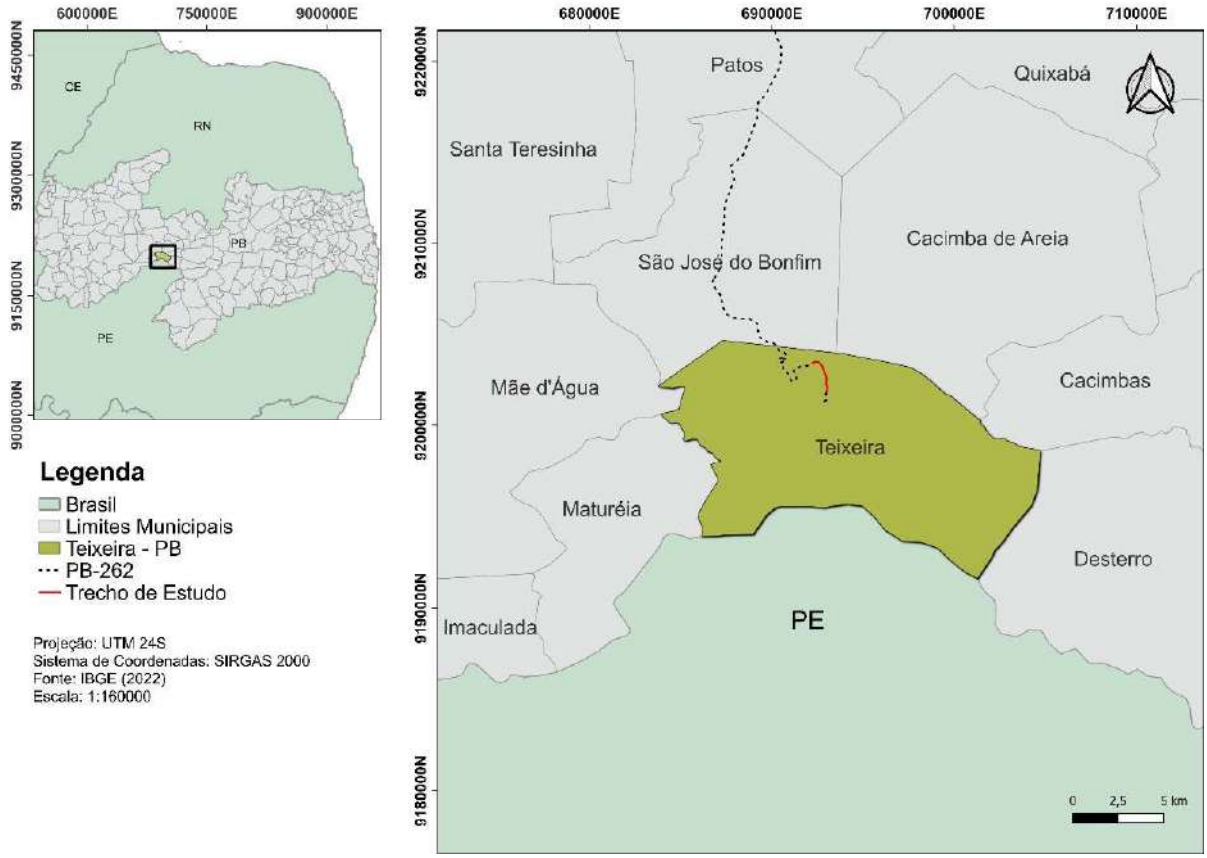


Figura 1. Localização da área de estudo.

Devido a importância estratégica da Serra do Teixeira, o Governo Federal, por meio do decreto n° 11.552 (2023), criou o Parque Nacional da Serra do Teixeira. O Parque Nacional da Serra do Teixeira é uma unidade de conservação brasileira de proteção integral à natureza que ocupa parte dos municípios de Água Branca, Cacimba de Areia, Catingueira, Imaculada, Juru, Mãe d'Água, Matureia, Olho d'Água, Santa Terezinha, Santana dos Garrotes, São José do Bonfim e Teixeira no estado da Paraíba (Brasil, 2023). Logo, a área analisada tem essencial importância ambiental e turística para o município de Teixeira, Paraíba, sendo necessária uma infraestrutura rodoviária eficiente que promova segurança, tendo em vista que o trecho da PB-262 trata-se de uma rodovia montanhosa, e confortabilidade para os usuários.

3 METODOLOGIA

A execução do estudo foi realizada em duas etapas distintas que compreendem levantamentos *in loco* e a análise situacional. Para tanto, o programa metodológico da pesquisa é apresentado pelo fluxograma abaixo (Figura 2).

Figura 2. Programa metodológico do estudo.

Para tanto, os itens abaixo descrevem o percurso metodológico da etapa de levantamentos (Item 3.1) e da análise situacional do trecho da PB-262 em questão (Item 3.2)

3.1 Etapa 1: Levantamentos

Em um primeiro momento, foram feitos os levantamentos dos dados em campo, sendo que de início realizou-se o estaqueamento e a demarcação da via escolhida para o estudo e, em seguida, uma avaliação utilizando os métodos estabelecidos no trabalho, conforme as normas DNIT 005/2003 - TER - Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos e DNIT 006/2003 - PRO - Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis.

Por ser uma estrada de rodagem simples (com apenas um eixo central), a avaliação é feita nas duas vias. Conforme a norma DNIT 006/2003, os locais de avaliação em estradas de pista única devem ser posicionados a cada 20 metros, alternadamente em relação ao eixo da pista (40 metros em cada faixa de tráfego). A Figura 3 apresenta o esquema representativo realizado em campo.

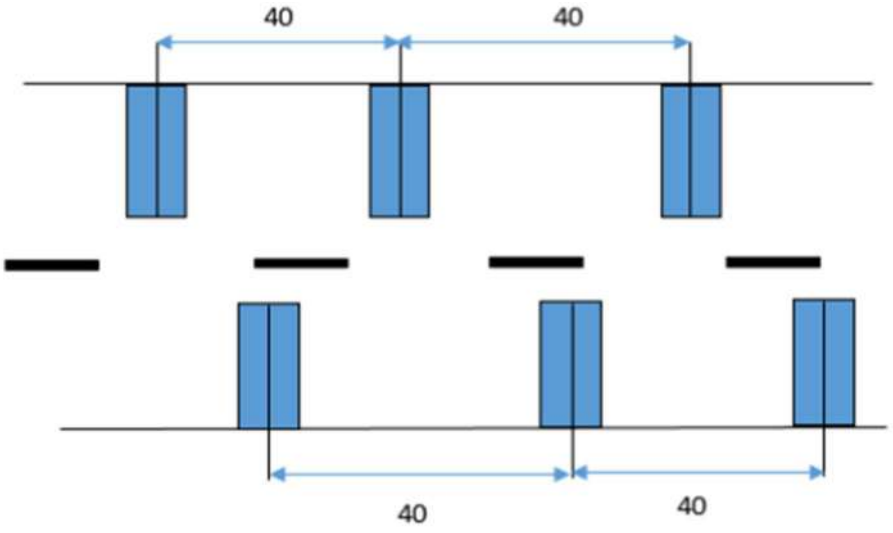


Figura 3. Estações realizadas na rodovia. Fonte: Vilela; Fialho (2018).

Para delimitar as áreas de avaliação no pavimento, é necessário utilizar tinta para demarcação. Cada estação recebe o número correspondente à estaca ou distância do marco quilométrico, sendo pintado junto à borda do revestimento. A demarcação inclui um traço de 0,30 m x 0,025 m alinhado com a seção transversal, colocando sua extremidade externa a 0,06 m da borda do revestimento da pista. Além disso, dois traços adicionais devem ser feitos, um 3,00 m à frente e outro 3,00 m atrás. Em cada área delimitada, é importante anotar (Figura 6) qualquer defeito no pavimento, conforme estabelecido na norma DNIT 005/2003-TER.

3.2 Etapa 2: Análise Situacional

Para analisar o estado do pavimento por meio da codificação e classificação de danos no revestimento, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes recomenda a adoção da norma DNIT 006/2003. Essa norma, intitulada DNIT 006/2003 – PRO (Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Procedimento), tem como objetivo descrever a condição global do revestimento do pavimento com base nos defeitos superficiais. Ela estabelece as condições necessárias para a avaliação objetiva da superfície de pavimentos rodoviários, tanto flexíveis quanto semi-rígidos, por meio da contagem e classificação de ocorrências visíveis e da medição de deformações permanentes.

Para cada uma das manifestações patológicas inventariadas foi calculado um Índice de Gravidade Individual (IGI), o qual consistiu na relação entre a frequência relativa (fr) e o fator de ponderação (fp), conforme a Equação 1.

$$IGI = f_r \times fp \tag{1}$$

Inicialmente, estimou-se a frequência absoluta (fa) de ocorrência de cada tipo de manifestação patológica, que corresponde ao número de vezes (n) em que a ocorrência foi verificada. Em seguida obteve-se a frequência relativa (fr), calculada pela Equação 2.

$$f_r = \frac{f_a \times 100}{n} \tag{2}$$

Com todos os parâmetros determinados, foi possível calcular o Índice de Gravidade Global (IGG), como sendo o somatório de todos os IGIs, conforme Equação 3.

$$IGG = \Sigma IGI \tag{3}$$

Com isso, pode-se determinar o estado situacional do trecho a partir do coeficiente de gravidade do trecho analisado, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Classificação da norma DNIT 006/2003 – PRO para determinação do estado situacional da superfície de rodovias em função do IGG.

Faixa de análise	Classificação
IGG entre 0 e 20	Ótimo estado situacional
IGG entre 20 e 40	Bom estado situacional
IGG entre 40 e 80	Regular estado situacional
IGG entre 80 e160	Ruim estado situacional
IGG maior que 160	Péssimo estado situacional

As análises e discussões obtidas a partir dos resultados do programa metodológico estão apresentadas na seção 4 abaixo.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para analisar as anomalias presentes na rodovia PB-262, foi empregada a técnica de fotointerpretação das marcações das estações registradas conforme DNIT 006 (2003), abrangendo uma área de cerca de 30 metros quadrados. Dentre os diversos tipos de danos superficiais identificados, merecem destaque as fissuras, trincas interconectadas, exsudação, desgaste e remendos.

A análise dos dados das estações inventariadas no estudo foi conduzida por meio da elaboração de mapas de danos das estações, conforme ilustrado na Figura 3. A incidência mais significativa de fendas no pavimento foi identificada como fissuras, representando uma predominância de 14,71%. Essas aberturas no

revestimento do pavimento, são caracterizadas por serem estreitas e podem estar localizadas ao longo, transversalmente ou diagonalmente em relação ao eixo da via. Elas só são perceptíveis a olho nu a uma distância inferior a 1,50 m. É relevante destacar que essas fissuras são consideradas incipientes, pois não representam uma ameaça à integridade estrutural do pavimento nem à funcionalidade da rodovia, e, portanto, não são avaliadas quanto à sua gravidade nos métodos de avaliação das condições de superfície atualmente utilizados.

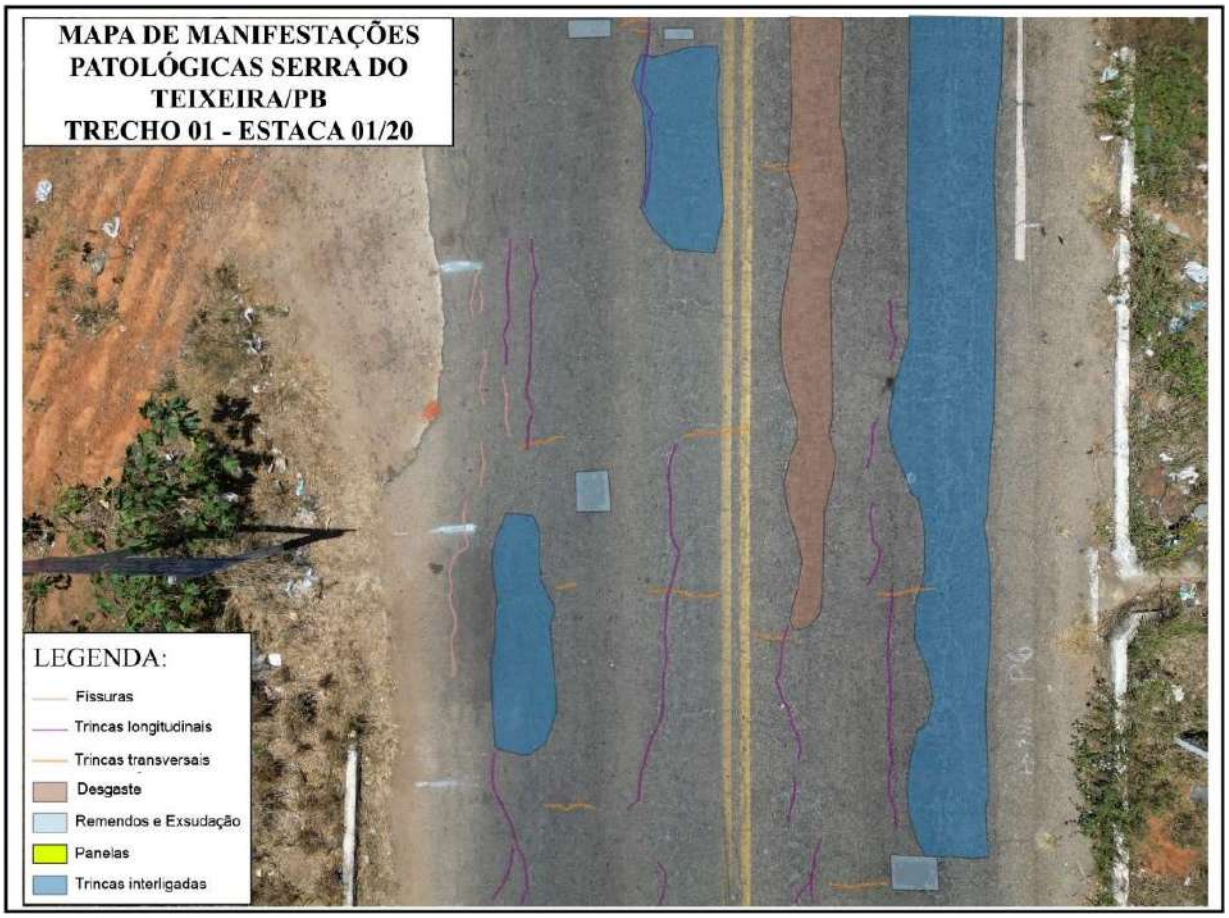


Figura 3. Mapa de danos da estação 1 do trecho inicial da rodovia estadual PB-262.

Observa-se que cerca de 30% das manifestações patológicas são caracterizadas como fendas, as quais se estendem transversalmente, longitudinalmente ou se interligam na superfície da rodovia. Estas fissuras são claramente visíveis a olho nu, sendo mais amplas do que as fissuras regulares. Essas anomalias são causadas por repetidas deformações resultantes das cargas do tráfego, presença de camadas instáveis sob o revestimento, espessura insuficiente do revestimento para suportar as cargas, contração da camada asfáltica devido a variações de temperatura e aumento da rigidez do revestimento, e oxidação precoce do Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) devido ao calor elevado durante a mistura, conforme observado por Silva & Oliveira (2021) e Gaspar & Pinheiro (2021).

Os outros tipos de manifestações patológicas se apresentam em menores ocorrências. A Figura 4 abaixo permite a visualização das principais manifestações patológicas identificadas e a sua frequência absoluta, a saber: i) Fissuras (FI); ii) Trinca Transversal curta (TTC); iii) Trinca Longitudinal Curta (TLC); iv) Desgaste (D); v) Remendos (R); vi) Trinca Longitudinal Longa (TLL); vii) Trinca "Couro de Jacaré" (J); viii) Trinca Transversal Longa (TTL); ix) Exsudação (EX); x) Trinca "Couro de Jacaré" com erosão nas bordas (JE); xi) Trincas em Bloco (TB); xii) Panelas (P); xiii) Trincas de Retração (TRR); xiv) Escorregamento (E); xv) Trincas em Bloco com erosão nas bordas (TBE); e xvi) Ondulações (O).

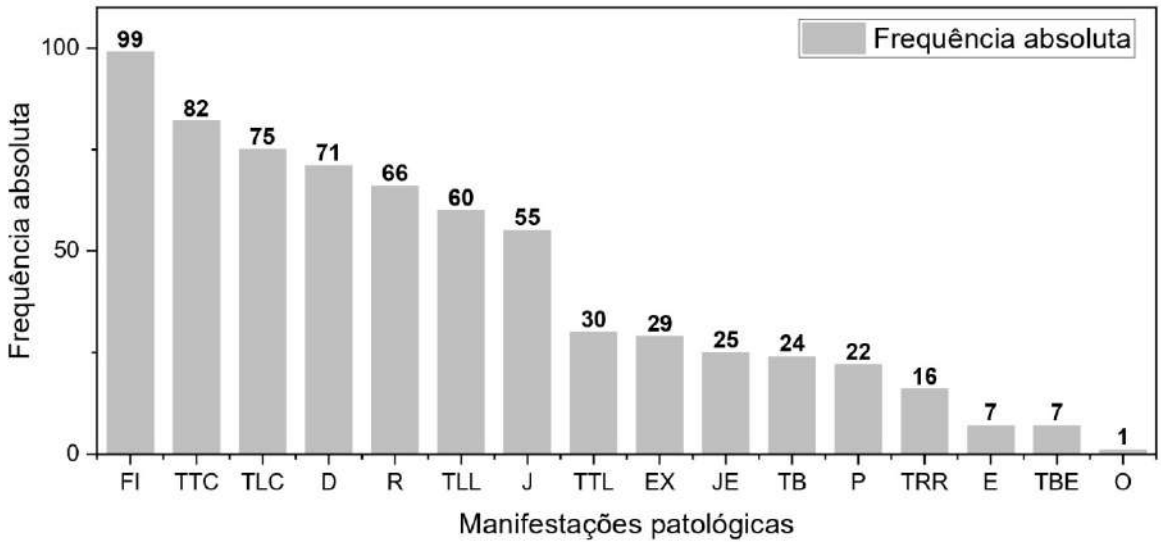


Figura 4. Frequência absoluta dos danos obtidos com a inspeção *in loco.*

Devido à falta de manutenção adequada e um cronograma periódico de restauração, o trecho analisado apresenta uma série de manifestações patológicas, como visto na Figura 4. Essa desatenção resultou em problemas funcionais, comprometendo tanto a segurança quanto a eficiência do trecho em questão. As fissuras, trincas, remendos, panelas e desgaste são as evidências visíveis dessas falhas na manutenção.

Após a identificação das manifestações patológicas e a obtenção da frequência absoluta delas, foi calculado o Índice Gravidade Individual (IGI) e posteriormente o Índice de Gravidade Global (IGG), como pode-se observar na Tabela 1.

Tabela 1. Índice de Gravidade Global do trecho analisado.

Manifestações Patológicas	Frequência Absoluta	Frequência Relativa	Fator de Ponderação	Índice de Gravidade Individual
	(Fa)	(Fr)	(Fp)	(IGI)
FI, TTC, TTL, TLC, TLL e TRR	362	362	0,2	72,4
J e TB	79	79	0,5	39,5
JE e TBE	32	32	0,8	25,6
ALP, ATP, ALC e ATC	0	0	0,9	0
O, P e E	30	30	1	30
EX	29	29	0,5	14,5
D	71	71	0,3	21,3
R	66	66	0,6	39,6
N° de estações	100	Índice de Gravidade Global (IGG)		242,9

Diante dos cálculos, o valor encontrado para o IGG no trecho analisado foi de 242,9, um índice bastante elevado. Conforme os critérios estabelecidos na normativa DNIT 006 - PRO (2003), em que um valor superior a 160 é indicativo de condições inadequadas, é possível categorizar o estado do trecho como péssimo.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O resultado do IGG indica uma situação péssima em relação às condições do pavimento, indicando como principais contribuintes uma combinação de fatores, como falta de manutenção, desgaste severo do revestimento asfáltico, problemas estruturais ou até mesmo inadequações no projeto da rodovia.

Diante disso, é necessário conduzir uma análise mais aprofundada para identificar as causas específicas desse alto índice que consequentemente envolve ensaios mais detalhados e testes estruturais para entender a extensão dos danos completamente.

Além disso, a escolha de medidas corretivas deve ser cuidadosamente ponderada, levando em conta a urgência da situação e a viabilidade econômica, com objetivo de garantir a segurança e conforto para os usuários e a funcionalidade adequada da rodovia.

AGRADECIMENTOS

Ao apoio financeiro do Instituto Federal da Paraíba (IFPB) para realização da pesquisa e pagamento das bolsas aos discentes. À Diretoria de Pesquisa – PRPIPG e à Coordenação de Pesquisa do *campus* Patos pelo suporte.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Araújo, A. dos S., Cruz, C. M. dos S. da, Barreto, J. de M., Cruz, K. A. da, Geribello, R. S., Amarante, M. dos S. (2019) Modais de Transporte no Brasil. *Revista Pesquisa & Ação,* 5 (2), p. 1-27.

Brasil (2023). Diário Oficial da União. *Decreto n° 11.552 de 05 de junho de 2023.* Brasília.

Confederação Nacional do Transporte (2018). *Pesquisa CNT de rodovias 2018.* Brasília. Disponível em: < https://cnt.org.br/pesquisa-rodovias>. Acesso em: 10 mar. 2024.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2003). Norma DNIT 005/2003 – TER. *Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Terminologia*. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2003). Norma DNIT 006/2003 – PRO. *Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos – Procedimento*. Rio de Janeiro.

Gaspar, M. A. V., Pinheiro, J. G. L. (2021) Estudo descritivo das principais patologias encontradas em pavimentações asfálticas de estradas de rodagem. *Rev. Episteme Transversalis*, 12 (3), p. 245-271.

Gomide, T. L. F., Flora, S. M. D., Braga, A. G. M., Gullo, M. A., Fagundes Neto, J. C. P. (2021) *Manual de engenharia diagnóstica*, 2. ed., Leud, São Paulo, 432 p.

Lázaro, B. de O, Chuerubim, M. L., Ribeiro, R. L., Almeida, Y. M. de, Tristão, M. V. de O. (2022) Avaliação das condições de superfície de pavimentos urbanos com o auxílio de ferramentas de análise espacial. *Transportes*, 30 (1), p. 1-17.

Pitilin, G. R. (2020) *Aplicação de metodologia de avaliação da trafegabilidade das estradas rurais na microrregião de Toledo - PR*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Desenvolvimento Regional e Agronegócio, Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Unioeste, 187 p.

Silva, P. O. A., Oliveira, R. F. (2021) Patologias em Pavimentos Flexíveis. *Revista GeTeC*, 10 (30), p. 35-52.

Vilela, J. V., Fialho, M. D. A. (2018) *Análise do perfil patológico encontrado na Rua Manoel Gonçalves de Castro/Caratinga/MG pelo método IGG*. Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdades DOCTUM de Caratinga, 50 p.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/663

Aterro Leve de Argila Expandida Confinada sobre Solos Moles em Encontro de OAE Ferroviária: Estudo De Caso Em Cubatão-SP

Enrique Marchetti Rios
Engenheiro Civil, Larenge – Lauro Rios Engenharia Ltda, São Paulo, Brasil, ico.rios@gmail.com

RESUMO: O artigo descreve um estudo de caso para uma solução alternativa em um encontro de obra de arte especial na duplicação de uma ponte ferroviária sobre o Rio Cubatão, em Cubatão - SP. Devido à ocorrência de camadas de solos moles adensáveis, a ponte existente foi construída com um comprimento adicional, além das margens do rio, a fim de evitar a realização de aterros altos sobre solos moles nos encontros. Da mesma forma, o projeto da duplicação manteve o conceito semelhante. Durante as obras, uma série de interferências não mapeadas no projeto, além de problemas nos processos de desapropriação, demandou a execução de serviços extraordinários de remanejamento, que impactaram diretamente o cronograma previsto. Em vista disso, já que se tratava do caminho crítico da obra, foi desenvolvida, junto à construtora, uma solução alternativa de engenharia, que tinha como concepção básica a conversão de parte do trecho elevado em um aterro confinado por muros de concreto armado. A viabilização técnica da alternativa impunha a redução do peso do aterro com material convencional para minimizar os efeitos indesejados na camada de solo adensável: instabilidade global, recalques diferenciais e efeito de cargas horizontais nas fundações da obra existente (efeito de Tschebotarioff). A solução encontrada foi a utilização de argila expandida como material de aterro leve. Por se tratar de uma aplicação pouco conhecida no país, não se encontram normas e procedimentos de execução e controle de aterros deste tipo, bem como informações sobre os seus parâmetros de resistência. Para a elaboração do projeto, foram realizados ensaios triaxiais e de caracterização em amostras de argila expandida ref. 2215 (ficha técnica Cinexpan). Os resultados indicaram valores representativos de densidade (500 kg/m³), ângulo de atrito interno em torno de 40° e coesão nula. Para a definição de procedimento e controle de compactação, foram feitas observações em campo e acompanhamento monitorado de recalques após a conclusão da obra e início de operação da via. A solução estrutural, considerações geotécnicas e resultados do monitoramento para verificação de desempenho são descritos no corpo do artigo.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro Leve, Solos Moles, Argila Expandida, Obras de Arte Ferroviárias, Encontro.

ABSTRACT: The article describes a case study for an alternative solution in the encounter of a special artwork in the duplication of a railway bridge over the Cubatão River, in Cubatão - SP. Due to the occurrence of compressible soft soil layers, the existing bridge was built with an additional length beyond the riverbanks, to avoid high embankments on soft soils at the encounters. Similarly, the duplication project maintained the same concept. During the works, a series of unmapped interferences in the project, along with problems in the expropriation processes, demanded the execution of extraordinary relocation services, which directly impacted the planned schedule. In view of this, since it was the critical path of the work, an alternative engineering solution was developed with the contractor, whose basic concept was the conversion of part of the elevated section into an embankment confined by reinforced concrete walls. The technical feasibility of the alternative imposed the reduction of the embankment's weight with conventional material to minimize undesirable effects on the compressible soil layer: global instability, differential settlements, and the effect of horizontal loads on the foundations of the existing structure (Tschebotarioff effect). The solution found was the use of expanded clay as lightweight embankment material. As this is a little-known application in the country, there are no norms and procedures for the execution and control of embankments for this kind of material, nor information on its resistance parameters. For the project development, triaxial and characterization tests were carried out on samples of expanded clay with granulometry 2215, produced by Cinexpan. The results indicated representative values of density (500 kg/m³), internal friction angle around 40°, and zero cohesion. For the definition of compaction procedure and control, field observations were made, and settlement monitoring was conducted after the completion of the work and the beginning of the track's operation. The structural solution, geotechnical considerations, and monitoring results for performance verification are described in the body of the article.

KEYWORDS: Lightweight Embankment, Soft Soils, Expanded Clay, Railway Structures, Bridge Abutment

1. INTRODUÇÃO

Durante a execução das obras de reforma e ampliação de um pátio ferroviário, uma série de interferências não mapeadas no projeto e problemas nos processos de desapropriação demandaram a execução de serviços extraordinários de remanejamento, que impactaram diretamente o cronograma previsto em contrato. A ponte para a duplicação da via ferroviária sobre o Rio Cubatão (Fig. 1) foi projetada com percurso paralelo à ponte existente que, devido à ocorrência de camadas de solos moles adensáveis, foi construída com um comprimento adicional além das margens do rio para evitar a realização de altos aterros sobre solos moles nos encontros.

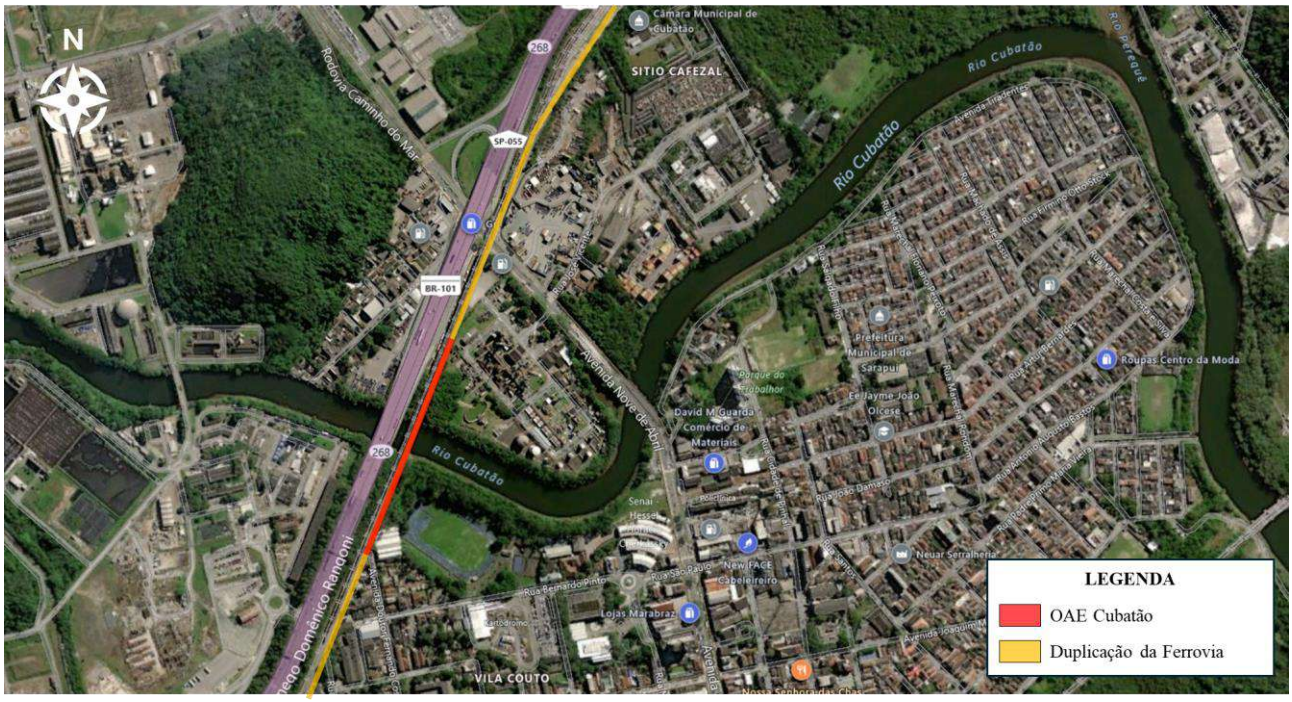


Figura 1. Localização da Ponte Cubatão

Como forma de mitigar os impactos dos atrasos no empreendimento, a construtora solicitou o estudo de uma solução alternativa de engenharia para um trecho da ponte. A ideia inicial era a substituição de dois vãos nas extremidades, junto ao encontro da ponte, por um encontro em terra armada ou aterro convencional entre muros de arrimo. Durante o desenvolvimento dos estudos, foi realizada uma série de ensaios e prospecções na área de interesse. Os parâmetros geotécnicos obtidos, característicos de um solo mole, impuseram a necessidade de adoção de uma fundação profunda para o aterro ou redução do peso do material a ser empregado no aterro, a fim de minimizar os efeitos indesejados na camada de solo adensável: instabilidade global, recalques diferenciais e efeito de cargas horizontais nas fundações da obra existente (efeito de Tschebotarioff).

A solução, definida foi a utilização de argila expandida como material de aterro leve, confinada em uma estrutura composta por dois muros de arrimo engastados em uma laje de fundo em concreto armado.

2. A SOLUÇÃO ADOTADA

Conforme ilustrado nas Fig. 2 a 5, a solução adotada substituiu os dois primeiros vãos de 35 metros da ponte, originalmente projetado em vigas pré-moldadas de altura igual a 2,45 metros em concreto protendido, por uma contenção em aterro leve. O aterro foi realizado em argila expandida, com altura da camada aproximada de 3,35 metros e repousando sobre uma laje de concreto armado com espessura de 45 centímetros. Lateralmente, a argila ficou confinada por muros concreto armado, e superiormente por uma capa de aterro convencional de espessura igual a 1,15 metros.

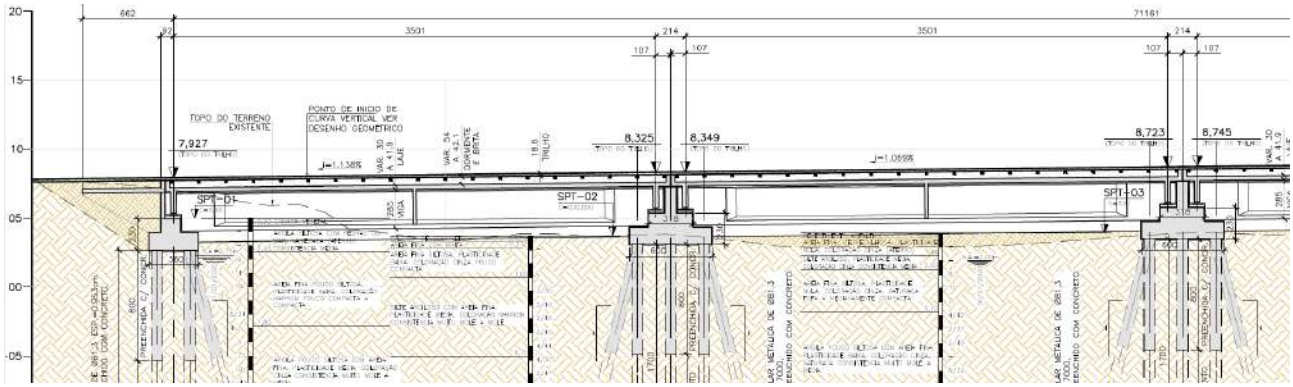


Figura 2. Projeto original com vigas protendidas pré-moldadas

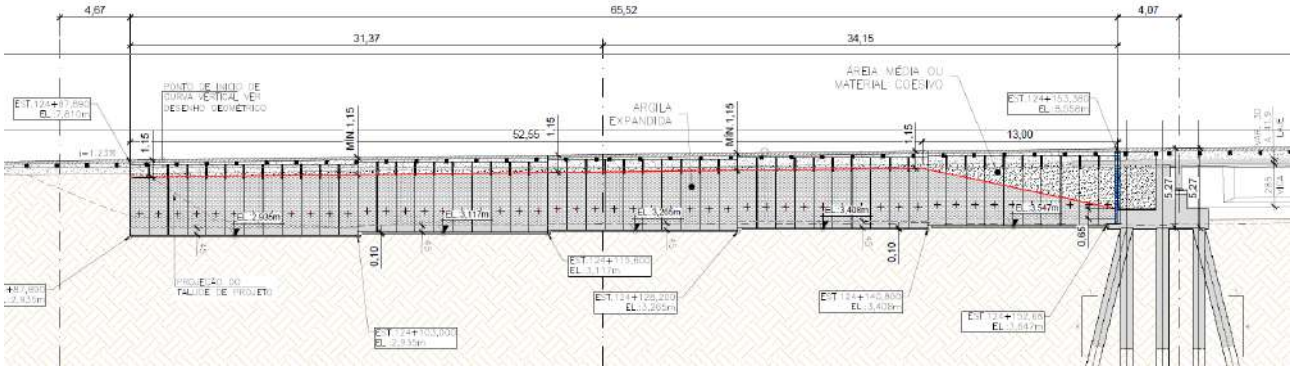


Figura 3. Seção longitudinal do projeto adotando alternativa com aterro leve

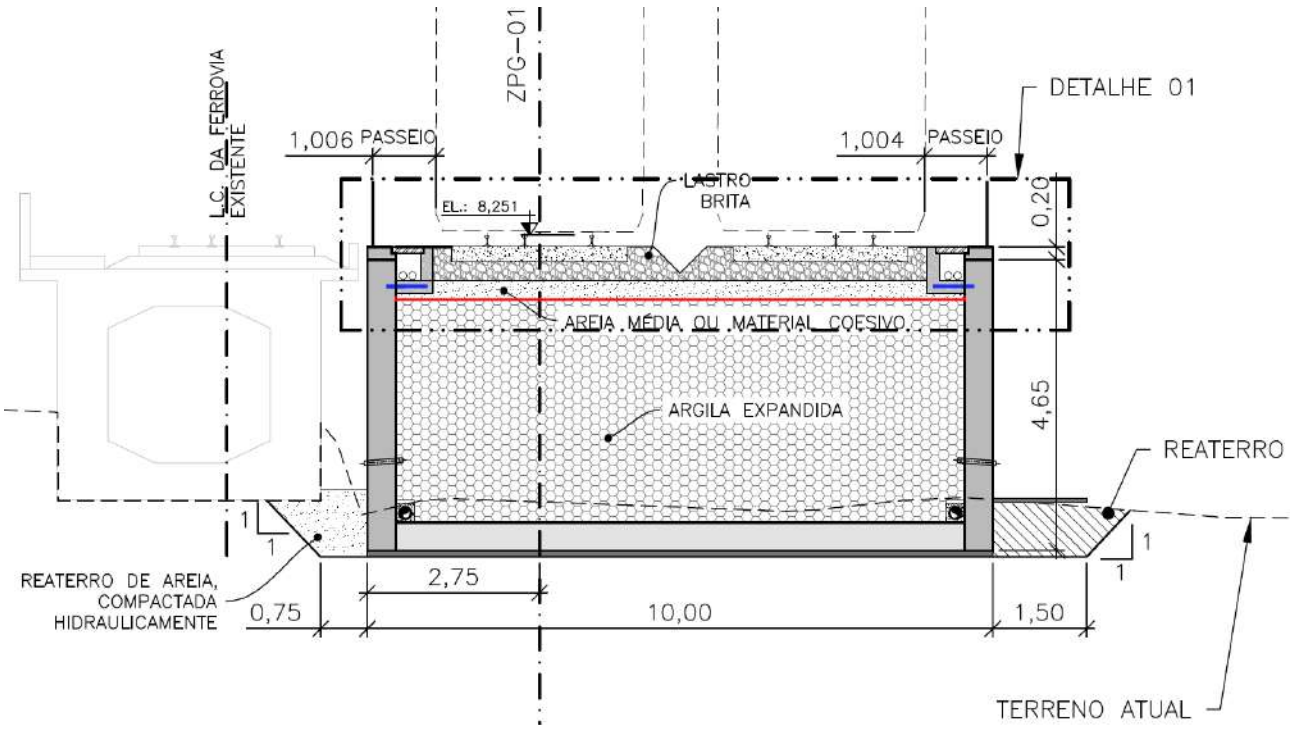


Figura 4. Seção transversal típica do projeto adotando alternativa com aterro leve

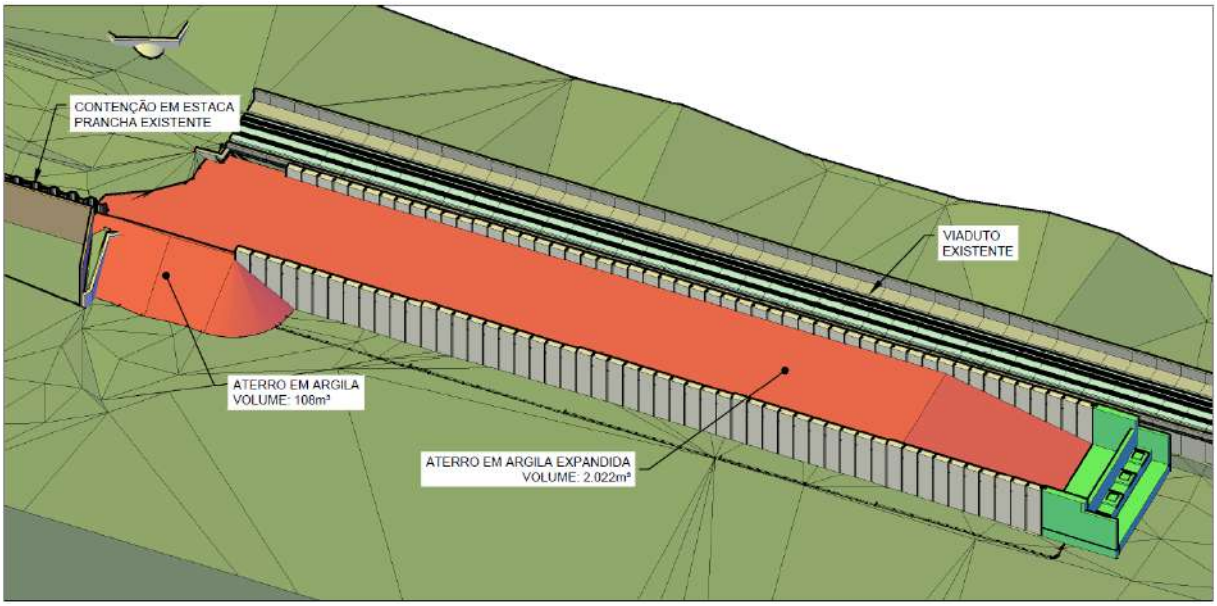


Figura 5. Ilustração em 3D do aterro em argila expandida

Visando o aumento da estabilidade global e redução de recalques, dentre as alternativas sugeridas no Procedimento DNER-PRO 381/98 – *"Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias"* do DNER, optou-se pela alternativa de uso de aterros leves. Dentre os materiais sugeridos pelo DNER na Tabela 1, a argila expandida mostrou-se com a mais viável para o caso, devido ao seu peso, preço e disponibilidade.

Tabela 2. Materiais leves que podem ser empregados em aterros
(Fonte: DNER-PRO 381/98)

Material do Aterro	Peso Específico (kN/m^3)
Poliestireno expandido (Isopor ou similar)	1 a 1,5
Argila expandida	5 a 10
Serragem	8 a 10
Cinza volante	10 a 14

No presente caso, o material leve utilizado foi a argila expandida tipo 2215 (referência CINEXPAN) com as características apresentadas na Tabela 2. A Argila Expandida é um agregado leve e isolante constituído de uma crosta microporosa rígida e de alta resistência, com o interior formado por uma massa cerâmica porosa. O processo de fabricação é realizado em forno rotativo de alta tecnologia, a uma temperatura de 1.200ºC. É um produto natural, incombustível, não inflamável e não se degrada com o tempo.

Tabela 3. Propriedades físico-químicas da argila expandida ref. 2215
(Fonte: Ficha Técnica CINEXPAN)

Propriedades Físicas	
Densidade aparente (kg/m^3)	500 ± 10%
Massa específica (g/dm^3)	0,64
Classes granulométricas (mm)	15 - 22
Resistência mecânica	1,8 Mpa ou 18,4 Kgf/cm^2
Condutividade térmica	0m10 a 0,16 W/(m.K)
Isolamento acústico	média 44dB

Para caracterização dos parâmetros geotécnicos da argila empregada, foi realizado um ensaio triaxial pelo Laboratório de Geotecnia Ambiental – Geoamb, da Universidade Federal da Bahia. Os principais resultados encontram-se ilustrados nas Fig. 6 e 7, e resumidos em trecho do relatório do laboratório a seguir.

"Os resultados dos ensaios executados estão apresentados em anexo. Conforme se pode observar, o material apresenta elevados valores de ângulo de atrito interno, em torno de 40 graus, e um coeficiente de coesão que pode ser ajustado como nulo, apesar de, para pequenas tensões confinantes, notar-se que a resistência dos CPs foi maior que a prevista pela envoltória ajustada.

Isto nos leva a um uso de parâmetros de resistência a favor da segurança e dispensa o uso de envoltórias bilineares. O surpreendentemente elevado valor de ângulo de atrito deve estar relacionado ao caráter deformável das partículas sólidas do material, os quais são responsáveis por gerar áreas de contato não desprezíveis em relação à área total do plano de ruptura.

Praticamente todas as amostras apresentaram comportamento dilatante, mesmo para as maiores tensões de confinamento, indicando estarmos próximos do índice vazios mínimo do material ou que a densidade de 0,50 g/cm³ conduz o solo a um comportamento de areia compacta, inclusive com a formação de um valor de tensão de pico na ruptura.".

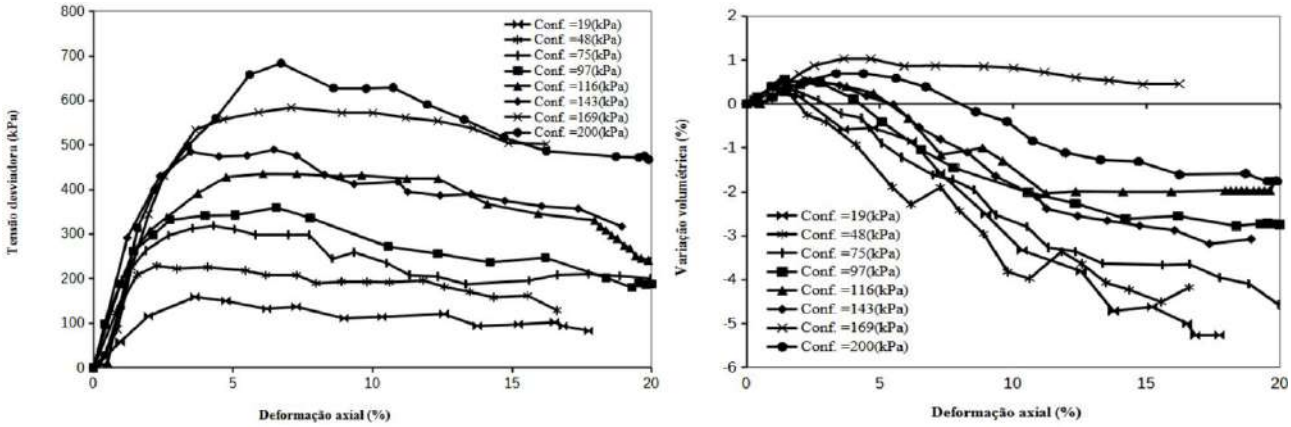


Figura 6. Resultados dos ensaios triaxial CD: a) Tensão desviadora x deformação axial; b) Deformação volumétrica x deformação axial

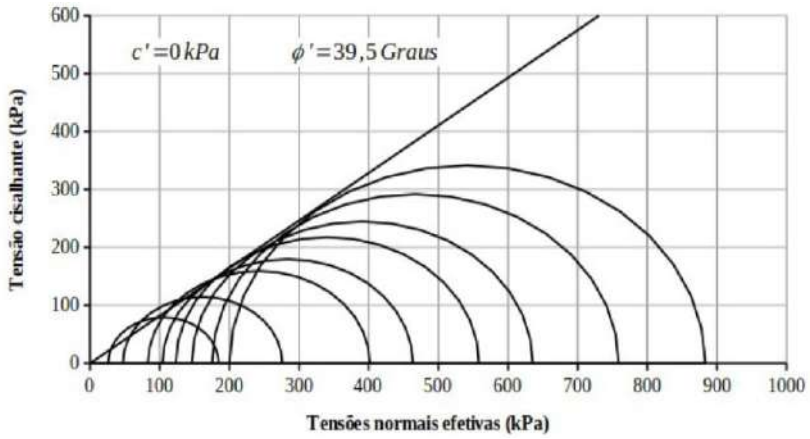


Figura 7. Parâmetros obtidos para o critério de ruptura de Mohr-Coulomb

3. INVESTIGAÇÕES E VERIFICAÇÕES GEOTÉCNICA

Para definição dos parâmetros geotécnicos do terreno, foram realizadas sondagens a percussão (SPT-01, SPT-02, SPT-03, SPT-101, SPT-102) e ensaios CPTU (CPTU-01, CPTU-02, CPTU-03), conforme apresentado nas Fig. 5 e 6. Além disso, foram realizados 5 (cinco) ensaios de palheta na camada de solo mole argiloso na posição das sondagens, ensaios de cisalhamento direto em 16 (dezesseis) corpos de prova e ensaios de caracterização.

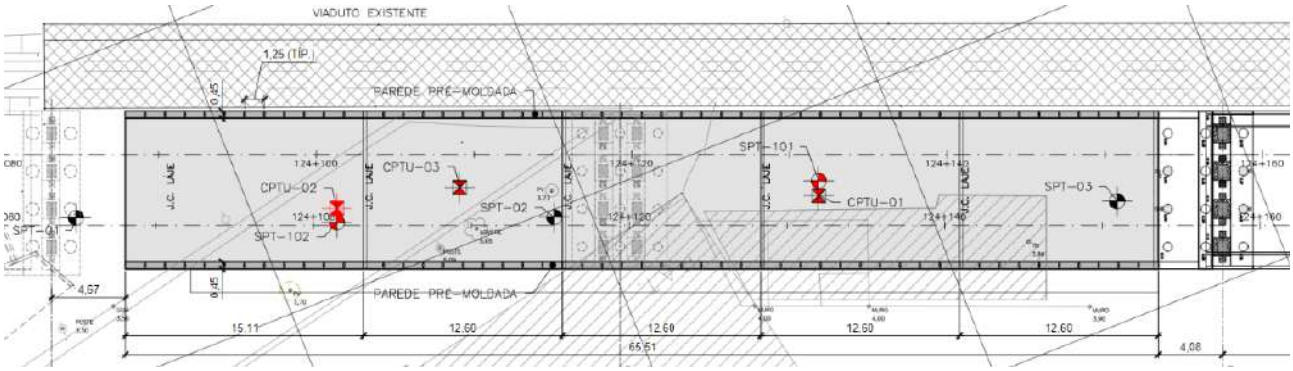


Figura 8. Localização das sondagens – Planta

3.1. CPTU – Resultados Gráficos

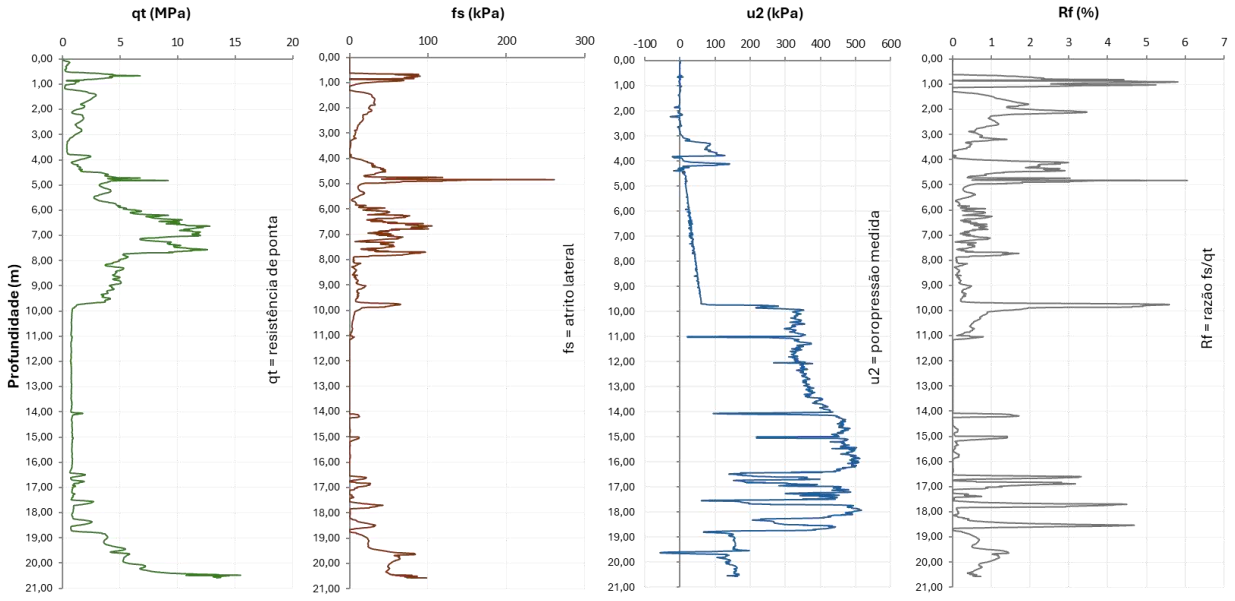


Figura 9. Resultados Gráficos do ensaio CPTU-01

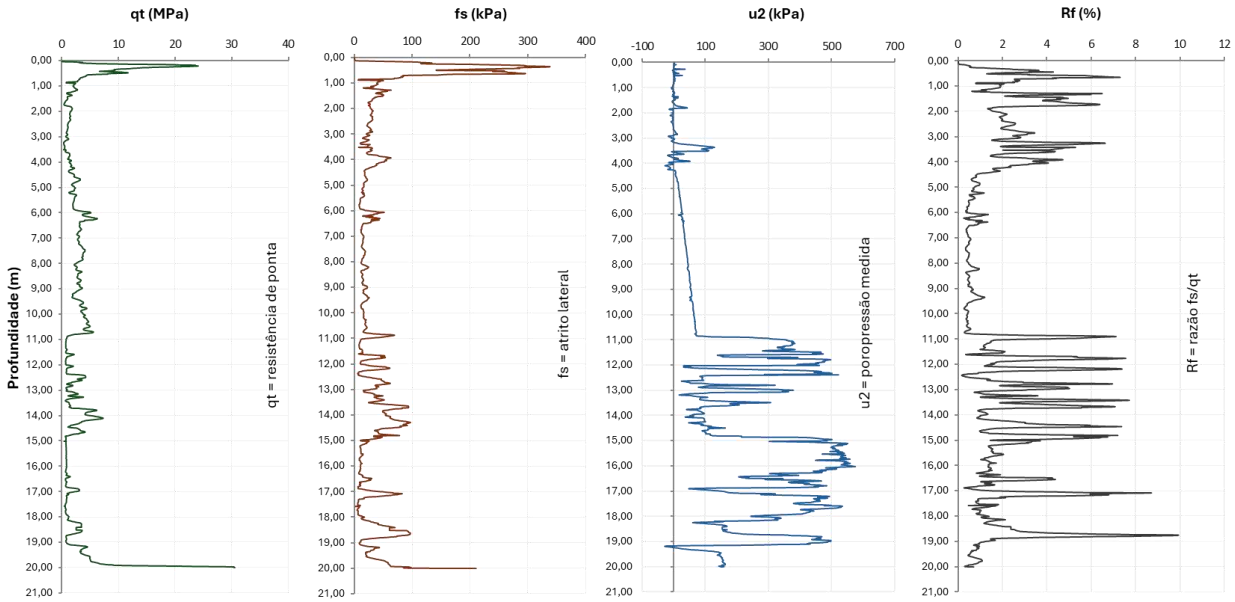


Figura 10. Resultados Gráficos do ensaio CPTU-02

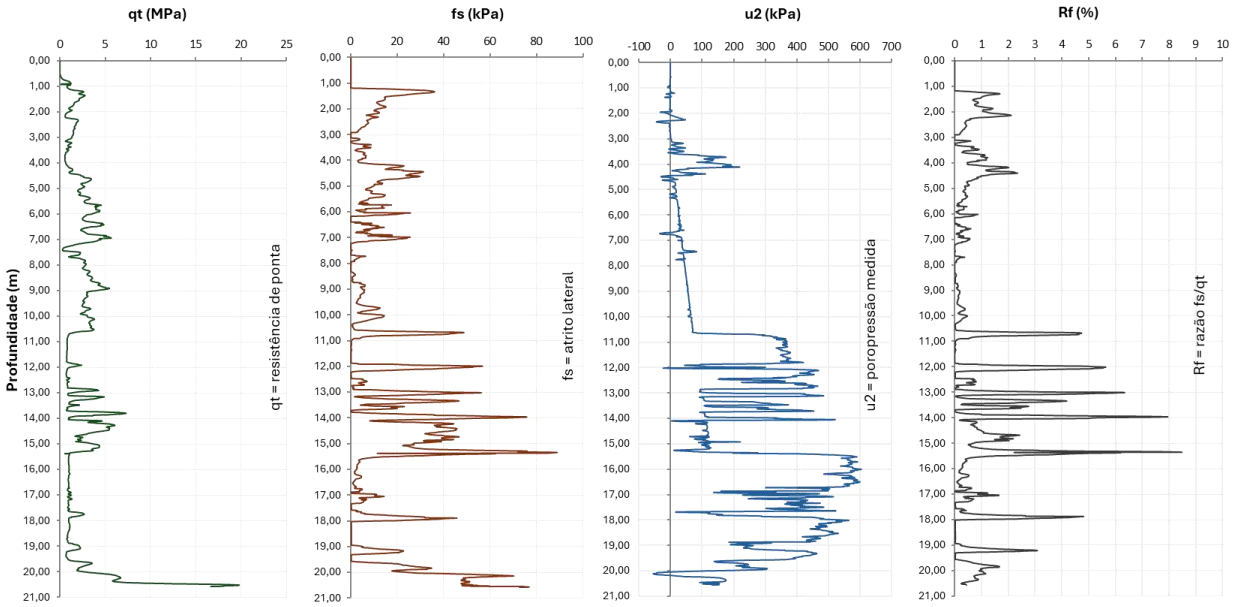


Figura 11. Resultados Gráficos do ensaio CPTU-03

3.2. Parâmetros de resistência geotécnica

Com base em correlações a partir dos ensaios de CPTU, a pressão de sobre-adensamento da argila mole foi estimada em 56 kPa. A Tabela 4 ilustra os parâmetros geotécnicos do CPTU mais significativo. Já os valores encontrados do fator de segurança para estabilidade global foram calculados com programa específico pelo método de equilíbrio limite.

Tabela 4. Parâmetros geotécnicos CPTU-01 e FS para condição não drenada

FS = 1,97	Prof. (m)			φ' (º)	c` (kPa)	Cu (kPa)	γ (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m3)
Laje de concreto armado		-		-	1.000,0	-	25,0	25,0
Areia	0,0	a	0,5	30,0	-	-	17,0	18,0
Areia siltosa	0,5	a	3,2	30,0	5,0	-	17,0	18,0
Argila muito mole	3,2	a	4,2	-	-	9,1	14,5	14,5
Areia siltosa	4,2	a	6,0	30,0	5,0	-	17,0	18,0
Areia	6,0	a	7,8	30,0	-	-	17,0	18,0
Areia siltosa	7,8	a	9,7	30,0	5,0	-	17,0	18,0
Argila muito mole	9,7	a	19,0	-	-	11,6	14,5	14,5
Areia siltosa	19,0	a	-	30,0	5,0	-	17,0	18,0

3.3. Estimativa de Recalques em Função do Tempo

Os recalques foram estimados por integração dos parâmetros de compressibilidade da argila, e espraiamento de tensões, em função da profundidade obtidos por meio de correlação dos ensaios de CPTU.

Figura 12. Gráficos de a) compressibilidade; b) espraiamento e c) integração dos recalques para o CPTU-01.

Resumo dos resultados obtidos para a estimativa dos recalques:

- 60 mm até o início de operação;
- 45 mm em 2 anos;
- 43 mm nos 25 anos seguintes.

3.4. Monitoramento de Recalques

A Fig. 13 ilustra o monitoramento de recalques realizado em vários pontos da obra no trecho em questão, desde o início do aterro, em setembro de 2022, até o último levantamento realizado em agosto de 2023. Apesar de problemas com destruição de marcos durante a execução da obra, pode-se concluir que os recalques reais são significativamente inferiores aos previstos. Após o início de operação, os marcos estão sendo mantidos e, em função da estabilização observada, o período entre medições foi aumentado.

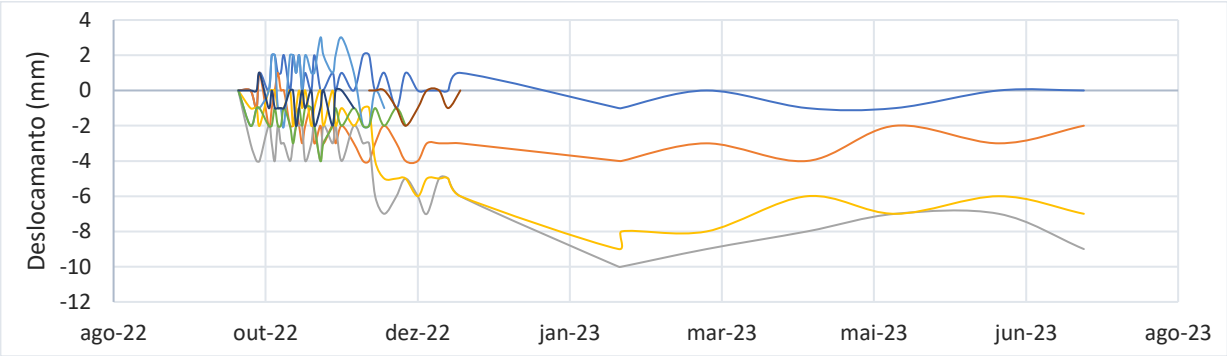


Figura 13. Gráfico de monitoramento de recalques recalque na via executada sobre aterro leve

Figura 14. Imagens a) e b) da obra execução e c) em operação

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DNER. DNER-PRO 381/98: “Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias”;
CINEXPAN – Indústria e Comércio de Argila Expandida Ltda. “Ficha Técnica Argila Expandida Tipo 2215”.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/664

Avaliação de Propriedade Física de Ligante Asfáltico Convencional com Incorporação de Resíduo Industrial

João Paulo Marçal de Souza
Graduando em Engenharia Civil, IFPB, Patos, Brasil, joao.marcal@academico.ifpb.edu.br

Jessica Duarte Ribeiro Vieira
Graduanda em Engenharia Civil, IFPB, Patos, Brasil, jessica.duarte@academico.ifpb.edu.br

Fabiana Araujo Maia
Graduanda em Engenharia Civil, IFPB, Patos, Brasil, fabiana.araujo@academico.ifpb.edu.br

Mayara Silva Siqueira
Graduanda em Engenharia Civil, IFPB, Patos, Brasil, mayara.siqueira@academico.ifpb.edu.br

Diego de Paiva Bezerra
Professor orientador, IFPB, Patos, Brasil, diego.paiva@ifpb.edu.br

RESUMO: A qualidade das rodovias é uma prioridade no setor da Infraestrutura de Transportes, que visa torná-las mais seguras e duráveis. Inovações, pesquisas recentes estudam a utilização de resíduos industriais para modificar o Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP), observando melhorias no desempenho da camada de revestimento dos pavimentos. Esse procedimento busca reduzir a formação de defeitos causados pelo atrito entre pneus e o revestimento e prevenir fissuras devido às variações de temperatura. Sendo assim, o presente trabalho tem como objetivo avaliar as propriedades adesivas do ligante asfáltico modificado com resíduos poliméricos da indústria calçadista (Etileno Acetato de Vinila - EVA). A coleta do resíduo de EVA se deu em uma indústria calçadista do município de Santa Rita, na Paraíba. O programa experimental foi dividido em duas etapas: i) Coleta dos materiais; ii) Realização da incorporação dos resíduos poliméricos de EVA no CAP 50/70 e ensaios de caracterização das misturas. Com os resultados foi possível verificar que o ligante modificado apresentou maior viscosidade se comparado com o ligante convencional, os quais possibilitaram uma melhoria nas propriedades físicas de homogeneidade e adesividade agregado-ligante em relação à mistura de referência. Ressalta-se que a incorporação de resíduos poliméricos na pavimentação asfáltica possui potencial para aprimorar o desempenho do revestimento, gerando economia de custos, melhor desempenho e contribui com a redução de resíduos industriais que são descartados sem política de gerenciamento.

PALAVRAS-CHAVE: Ligante Asfáltico Modificado, Misturas Asfálticas, Etileno Acetato de Vinila, Adesividade.

ABSTRACT: The quality of highways is a priority in the Transport Infrastructure sector, which aims to make them safer and more durable. Innovations, recent research studies the use of industrial waste to modify Petroleum Asphalt Cement (CAP), observing improvements in the performance of the pavement coating layer. This procedure seeks to reduce the formation of defects caused by friction between tires and the coating and prevent cracks due to temperature variations. Therefore, the present work aims to evaluate the adhesive properties of asphalt binder modified with polymeric waste from the footwear industry (Ethylene Vinyl Acetate - EVA). The collection of EVA waste took place in a footwear industry in the municipality of Santa Rita, in Paraíba. The experimental program was divided into two stages: i) Collection of materials; ii) Carrying out the incorporation of EVA polymeric waste into CAP 50/70 and characterization tests of the mixtures. With the results it was possible to verify that the modified binder presented higher viscosity compared to the conventional binder, which allowed an improvement in the physical properties of homogeneity and aggregate-binder adhesion in relation to the reference mixture. It is noteworthy that the incorporation of polymeric waste into asphalt paving has the potential to improve the performance of the coating, generating cost savings, better

performance and contributing to the reduction of industrial waste that is discarded without a management policy.

KEYWORDS: Modified Asphalt Binder, Asphalt Mixtures, Ethylene Vinyl Acetate, Adhesiveness.

1 INTRODUÇÃO

A indústria calçadista gera resíduos poliméricos provenientes da borracha elastomérica e termoplástica do Etileno Acetato de Vinila (EVA) durante a fabricação de calçados. Esses resíduos têm a possibilidade de serem reintegrados ao processo de fabricação calçadista, no entanto, devido ao seu volume substancial, o processo de reaproveitamento demanda precauções específicas, como evitar retalhos com excesso de silicone e eliminar quaisquer gases presentes no material. Como resultado, apenas aproximadamente 40% do volume total de resíduos é efetivamente reutilizado, destacando a importância de encontrar maneiras de destino ambientalmente corretas para os resíduos gerados pela atividade industrial (Bacarini, 2019).

Vale destacar que o processo de incineração como estratégia de descarte não é aconselhável devido a produção de substâncias prejudiciais ao meio ambiente, tais como sulfatos, monóxido de carbono e dióxido de carbono. Sob esse viés, a incineração de resíduos sólidos enfrenta um considerável desafio associado à emissão de Poluentes Orgânicos Persistentes (POPs). Esse método revela dois aspectos críticos, a saber: i) a liberação de gases provenientes da combustão dos resíduos; e ii) a destinação das cinzas produzidas, assim como das partículas retidas (Gama, 2013).

Nessa perspectiva, Garcia *et al.* (2019) destacaram que a prática de reciclagem diminui a necessidade de recursos naturais não renováveis, que estão se tornando cada vez mais escassos. Além disso, contribui para a redução da quantidade de resíduos descartados no meio ambiente. A reutilização de materiais granulares reciclados (MGR) apresenta pegadas de carbono substancialmente inferiores quando comparada aos materiais convencionais extraídos, resultando, por conseguinte, em um ambiente mais sustentável (Alecrim; Branco, 2019).

A reutilização de resíduos na formulação de novos materiais de construção representa uma tendência global. De maneira geral, nota-se uma carência, tanto em quantidade quanto em qualidade, de materiais convencionais empregados nas diversas camadas que constituem os pavimentos. Isso impulsiona a necessidade de explorar novas alternativas para a composição desses materiais. Nessa perspectiva, diversos estudos laboratoriais têm evidenciado que a reutilização de resíduos pode ser uma abordagem eficaz para aprimorar as propriedades mecânicas e físicas dos ligantes asfálticos, viabilizando sua aplicação no setor rodoviário (Arao, 2016; Dorneles, 2018; Escobar, 2019; Lima; Teixeira; Aires, 2022).

Os Cimentos Asfálticos de Petróleo (CAP) convencionais atendem de maneira satisfatória a maioria das exigências para as quais são destinados, exibindo um comportamento e desempenho apropriados. No entanto, quando sujeitos a temperaturas elevadas de serviço, esses ligantes podem experimentar deformações. Fatores como as condições e o tipo de veículo, o volume de tráfego e as variações térmicas se convertem em agentes prejudiciais à vida útil dos pavimentos asfálticos, resultando em problemas funcionais e estruturais em suas camadas estruturantes. Adicionalmente, à medida que a velocidade e a circulação de veículos aumentam, a propensão para o aumento dessas deformações também se intensifica (Maia; Alecrim; Branco, 2019).

Nessa perspectiva, a incorporação de novos materiais no ligante asfáltico visa torná-lo um material mais resistente aos esforços, o que implica sofrer menos deformações plásticas, e ao mesmo tempo, mais flexível ao aliviar esses esforços, ou seja, demonstrar maior recuperação elástica. Outros objetivos na modificação do CAP incluem: i) aumentar a coesão do material; ii) reduzir a suscetibilidade térmica; iii) diminuir a viscosidade à temperatura de aplicação; iv) resultar em CAP de baixa fluência; v) proporcionar alta resistência à deformação plástica, fissuração e fadiga; e vi) garantir boa adesividade e aprimorar a resistência ao envelhecimento (Balbo, 2007).

Dessa forma, tendo em vista que a reutilização de resíduos poliméricos como materiais incorporados na pavimentação asfáltica é de grande importância, este estudo visa comparar o desempenho do EVA, que compartilha a mesma matéria-prima, analisando a influência da adição de resíduos de EVA descartados pela indústria calçadista nas propriedades adesivas de agregados graúdos com ligante asfáltico convencional e modificado. Assim, pretende-se contribuir ainda mais com os estudos na área da pavimentação, com intuito

de proporcionar um destino ambientalmente adequado aos rejeitos e promover uma alternativa de reutilização deste resíduo industrial, bem como analisar os efeitos e as características promovidas ao ligante modificado.

2 METODOLOGIA

O programa experimental foi dividido em duas etapas distintas de acordo com a natureza e o volume das atividades planejadas. O fluxograma abaixo (Figura 1) exemplifica a sequência metodológica de execução desta investigação.

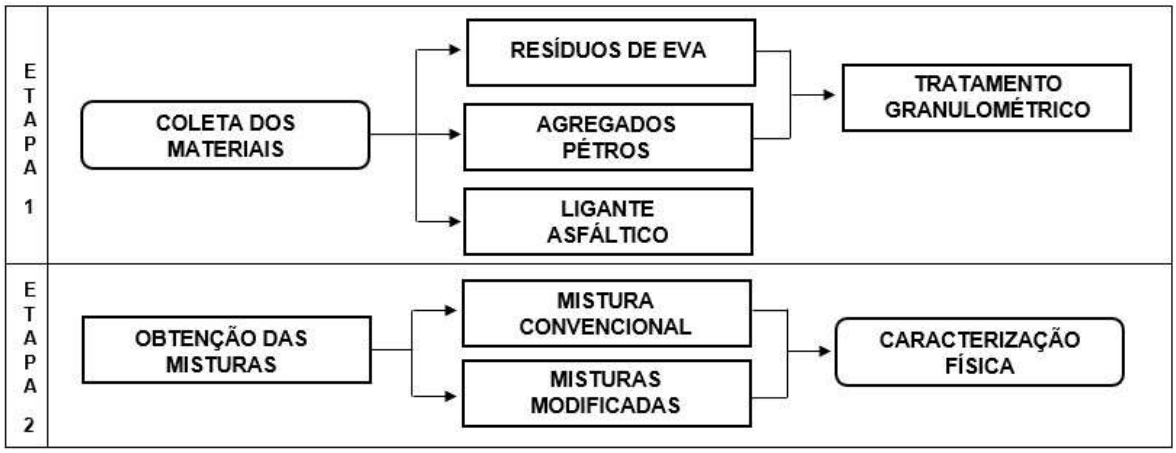


Figura 1. Programa de execução das etapas metodológicas da pesquisa.

Nas seções abaixo são descritos os procedimentos adotados pelo programa metodológico do estudo para coleta dos materiais da pesquisa (Item 2.1) e para obtenção das misturas (Item 2.2).

2.1 Etapa 1: Coleta de materiais

Os materiais utilizados nesta pesquisa foram: Cimento asfáltico de Petróleo (CAP) convencional 50/70 e materiais granulares, como o agregado graúdo e o resíduo do copolímero do EVA. O agregado gráudo do estudo foi obtido na Pedreira Cordeiro, em Patos, Paraíba. Trata-se da brita de classificação 0, um material proveniente da britagem da rocha magmática basáltica, com variações de 4,8 – 9,5 mm. Já o ligante asfáltico utilizado foi o Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) convencional, o CAP 50/70, disponibilizado pela CBAA Asfaltos LTDA, em parceria com a usina da construtora Niemaia, em Patos, Paraíba. A Tabela 1 apresenta as principais propriedades dos materiais utilizados no estudo.

Tabela 1. Propriedades dos materiais utilizados no estudo.

Material	Característica obtida		Análise em campo
Agregado	Abrasão Los Angeles (%)	9,47	DNIT 031/2006 – ES
	Índice de forma	2,1	
	Massa específica (g/cm³)	2,51	
	Absorção (%)	0,49	
Ligante asfáltico	Penetração (0,1 mm)	60	DNIT 095/2006 - EM
	Viscosidade de 135°C a 177°C (s)	203 - 32	
	Ponto de amolecimento (°C)	49	
	Ponto de fulgor	300	

A coleta do resíduo de EVA se deu em uma indústria calçadista do município de Santa Rita, na Paraíba. O copolímero residual de EVA produzido pela indústria calçadista é composto por uma parte grossa e outra parte fina, na pesquisa foi utilizado apenas os resíduos da fração fina para incorporação no ligante asfáltico.

Para incorporação nas misturas, os materiais residuais e pétreos foram tratados granulometricamente, por meio do ensaio de Peneiramento (DNIT 412/2019 - ME).

2.2 Etapa 2: Obtenção das misturas

Inicialmente, foram definidas as porcentagens de incorporação do resíduo do copolímerico de EVA (RCEVA). As porcentagens utilizadas para incorporação foram definidas conforme a literatura vigente. De acordo com Balbo (2007), a incorporação de resíduos acima de 4% torna a mistura de difícil trabalhabilidade. Nessa perspectiva, as misturas propostas para análise compreenderam quatro misturas, sendo uma mistura de referência (sem modificação do CAP) e três misturas modificadas.

Foram realizadas as misturas (Ligante asfáltico CAP 50/70 + resíduo de EVA) conforme teor especificado a seguir: CAPM1: CAP 50/70 + (0% RCEVA); CAPM2: CAP 50/70 + (1% RCEVA); CAPM3: CAP 50/70 + (2% RCEVA); CAPM4: CAP 50/70 + (3% RCEVA), produzidos em laboratório por via úmida.

A homogeneização da mistura ocorreu segundo uma temperatura de 150°C. A definição amostral consiste das análises de fator de temperatura (150°C), fator dos teores de resíduos (1%, 2% e 3%) e o fator tempo de 60 min para amostras até 5% de incorporação em massa do RCEVA, conforme o estudo de Rios, Barbosa Sobrinho & Morais (2014).

Para a análise dos resultados, foram utilizados métodos de ensaio de acordo com as normativas apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Identificação dos ensaios realizados e normas consultadas.

Ensaios	Especificação
Agregado graúdo - Adesividade ao ligante betuminoso	DNER-ME 078/94
Agregado - Adesividade ao ligante betuminoso	DNER-ME 079/94

Na seção abaixo são apresentados os resultados e análises obtidos a partir do programa metodológico proposto.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na análise granulométrica, as amostras foram submetidas ao ensaio de granulometria por peneiramento mecânico, conforme as especificações da norma DNIT 412/2019 - ME, para identificar a distribuição das partículas dos agregados que compõem a amostra, como mostra na Figura 2 a seguir.

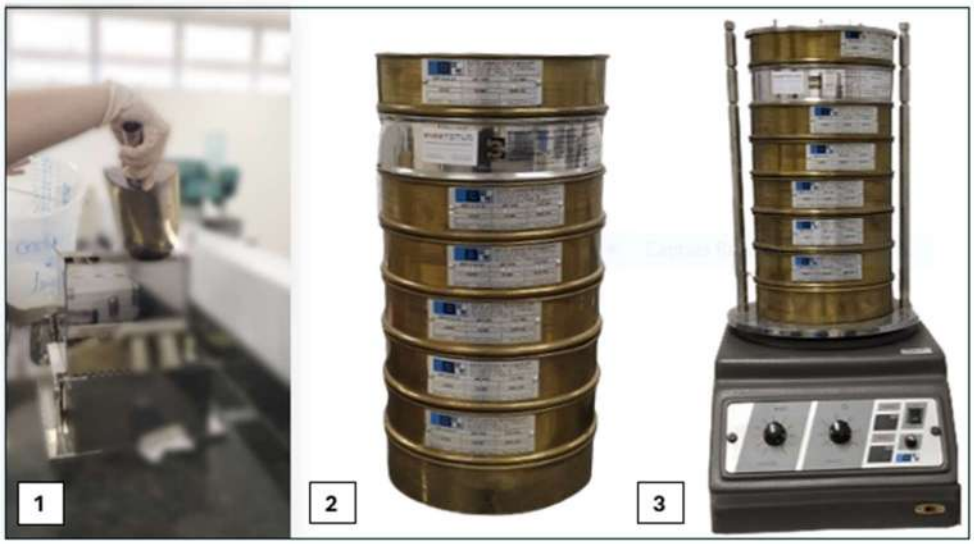


Figura 2. Curva granulométrica dos resíduos de EVA. (1) Quarteamento da amostra do agregado EVA; (2) Seleção do conjunto de peneiras; (3) Peneiramento mecânico da amostra.

Após o peneiramento manual foi construída a tabela de análise granulométrica dos agregados, como mostra a Tabela 3 a seguir.

Tabela 3. Composição granulométrica do resíduo do EVA e do agregado graúdo.

Peneiras	Abertura peneiras (mm)	Resíduos de EVA		Brita 0	
		Massa retida (g)	% Passante	Massa retida (g)	% Passante
3/4"	19	0	100	0	100
1/2"	12,5	0	100	0	100
3/8"	9,5	0	100	105,6	89,43
1/4"	6,3	0	100	413,485	48,03
#4	4,75	0	100	299,565	18,04
#10	2	0	100	149,285	3,10
#40	0,425	383,975	23,06	22,645	0,83
#80	0,18	48,865	13,27	3,195	0,51
#200	0,075	61,865	0,87	2,015	0,31
Fundo	-	4,365	0	3,075	0
Total	-	500,00	-	1.000,00	-

Com as porcentagens que passam em cada peneira e seus respectivos diâmetros, foram criadas as Curvas Granulométricas dos agregados dos resíduos EVA e da Brita 0. Podemos observar que a amostra EVA ficou retida após a peneira #10, ficando na faixa correspondente a agregado miúdo, uma fração fina do resíduo que foi incorporado ao ligante asfáltico. Sobre a brita 0, podemos observar que o material ficou retido a partir da peneira #12,5, sendo considerado um agregado graúdo, como mostra a Figura 3.

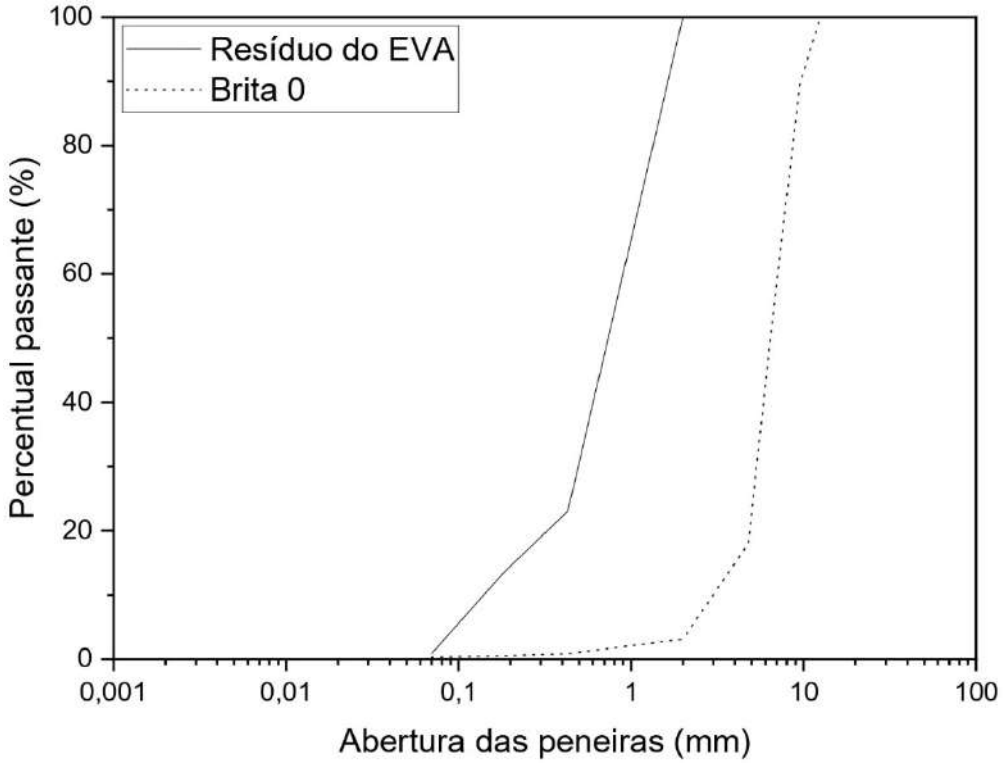


Figura 3. Curva granulométrica dos resíduos de EVA.

O ensaio de adesividade agregado-ligante verifica, qualitativamente, a adesividade do ligante ao agregado graúdo, inferindo assim, sobre a resistência à fratura adesiva de misturas asfálticas. Para este ensaio, foram incorporados os dois agregados ao CAP 50/70, conforme mostra a Figura 4.

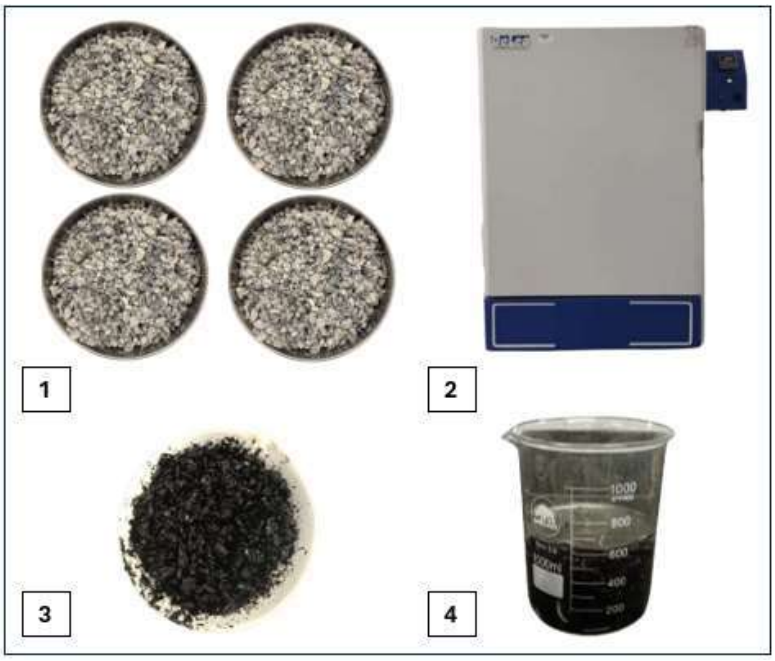


Figura 4. Sequência do ensaio de Adesividade do ligante asfáltico no agregado graúdo. (1) Agregado graúdo; (2) Agregado 2h na estufa a 120°C; (3) Mistura CAP + agregado graúdo; (4) Mistura após 72h em água destilada na estufa à 40°C.

No momento da incorporação do resíduo EVA no ligante asfáltico foi possível observar que à medida que aumentava a porcentagem do resíduo EVA, se mostrava cada vez mais rígida no momento da mistura. Ao completar o tempo de reserva das amostras, o material foi retirado do becker e espalhado em uma placa cerâmica. Pode-se observar que o ligante asfáltico aderiu 100% a superfície do agregado, como mostra a Figura 5.

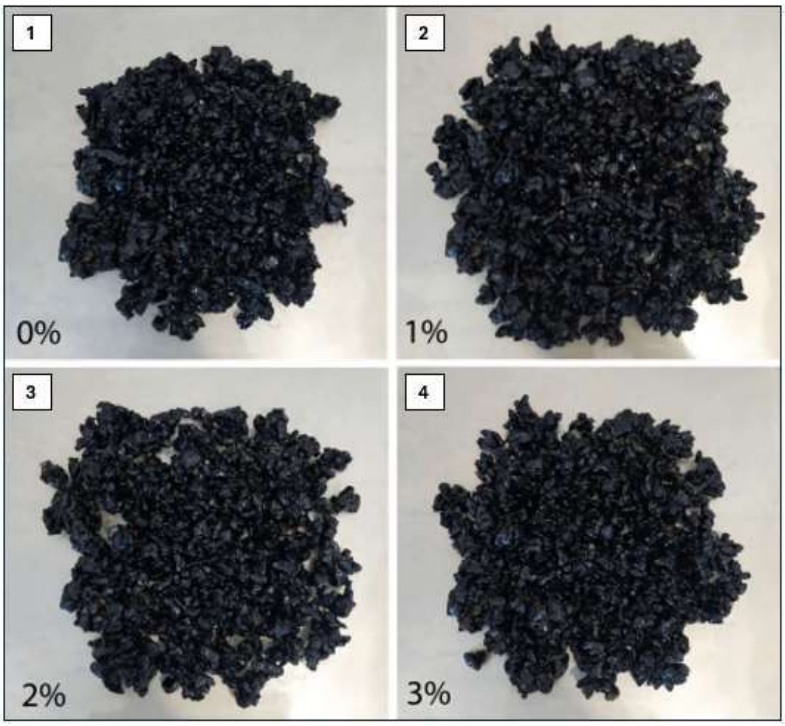


Figura 5. Mistura final na placa cerâmica – (1) Amostra com 0% de resíduo do EVA; (2) Amostra com 1% de resíduo do EVA; (3) Amostra com 2% de resíduo do EVA; e (4) Amostra com 3% de resíduo do EVA.

Na análise dos resultados, observou-se que a incorporação dos resíduos de EVA (fração fina) influenciou positivamente as propriedades físicas de homogeneidade e adesividade entre o agregado e o ligante asfáltico. Verificou-se uma melhoria significativa na adesividade do ligante à brita, conforme demonstrado no ensaio específico realizado. Esse resultado indica que a incorporação dos resíduos de EVA contribuiu para a formação de uma mistura mais homogênea e coesa, o que pode resultar em benefícios para a durabilidade e desempenho da camada asfáltica, além de indicar um potencial uso sustentável desses resíduos na construção de pavimentos.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a realização deste estudo, foi possível concluir que a incorporação do ligante asfáltico com resíduos poliméricos do EVA apresenta potencial para melhorar as propriedades adesivas do ligante. Os resultados do ensaio de adesividade demonstraram uma aderência satisfatória entre o ligante modificado e o agregado, indicando que a incorporação do EVA pode contribuir para a durabilidade e desempenho de pavimentos asfálticos.

Embora os resultados obtidos pelo estudo tenham sido satisfatórios a partir da análise normativa proposta, vale destacar que estes se aplicam as condições estabelecidas no programa metodológico e que os resultados podem ser diferentes, quando utilizados materiais de outras origens litológicas. Para tanto, sugere-se que outras pesquisas sejam realizadas para investigar mais detalhadamente os efeitos da modificação do ligante com diferentes porcentagens de resíduos do EVA, bem como para avaliar outras propriedades físicas e seu desempenho em campo. Além disso, estudos sobre a viabilidade econômica e ambiental da utilização dessas misturas também são recomendados.

Em resumo, este estudo contribui para o avanço do conhecimento sobre a utilização de resíduos poliméricos na indústria da pavimentação asfáltica, mostrando novas possibilidades no desenvolvimento de tecnologias e práticas mais sustentáveis na construção de pavimentos flexíveis.

AGRADECIMENTOS

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) para realização da pesquisa e pagamento das bolsas do discente, por meio do Programa Institucional de Bolsas de Iniciação em Desenvolvimento Tecnológico e Inovação – PIBITI/CNPq - edital n° 28/2023. À Diretoria de Pesquisa do Instituto Federal da Paraíba (IFPB), à Coordenação de Pesquisa do IFPB - *campus* Patos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alecrim, C. M. C., Branco, V. T. F. C. (2019) Avaliação da incorporação de asfalto reciclado em camada porosa de atrito. In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, Balneário Camboriú. *Anais...* ANPET, v. 33, p. 1837-1840. Disponível: <https://www.anpet.org.br/anais/documentos/2019/Infraestrutura/Materiais%20e%20Tecnologias%20Ambientais%20II/1_487_RT.pdf>. Acesso em: 25 mar. 2024.

Arao, M. (2016) *Avaliação do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas com a inserção de Polietileno Tereftalato (PET) Triturado*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio, 114 p.

Bacarini, A. (2019) *Aproveitamento de resíduos de EPS e EVA como agregados em concreto leve*. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, UTFPR, 42 p.

Balbo, J. T. (2007) *Pavimentação asfáltica - materiais, projeto e restauração*, Oficina de Textos, São Paulo, 558 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006). DNIT 031/2006 – ES. *Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico - Especificação de serviço*. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006). DNIT 095/2006 – EM. *Cimentos asfálticos de petróleo - Especificação de material*. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2019). DNIT 412/2019 – ME. *Pavimentação - Misturas asfálticas – Análise granulométrica de agregados graúdos e miúdos e misturas de agregados por peneiramento – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 078/1994. *Agregado graúdo - adesividade a ligante betuminoso*. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 079/1994. *Agregado - Adesividade a ligante betuminoso*. Rio de Janeiro.

Dorneles, F. F. (2018) *Viabilidade técnica da produção de ligante modificado com borracha de pneus inservivéis pelo processo úmido (wet process) através do sistema não estocável (continuos bleding), para concreto asfáltico*. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Gerenciamento de Resíduos, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, UNISINOS, 100 p.

Escobar, V. C. (2019) *Comparação de desempenho de mistura SMA efetuada com asfalto modificado por borracha utilizando agregados do município de Alegrete e concreto asfáltico*. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal do Pampa, UFP, 63 p.

Gama, D. A. (2013) *Avaliação do potencial do uso do etileno acetato de vinila (EVA) descartado pela indústria calçadista em misturas asfálticas*. Dissertação de Mestrado, Programa de PósGraduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, UFCG, 130 p.

Garcia, E. S. H., Kolodziej, V. M., Thives, L. P., Trichês, G. (2019) Análise do desempenho de misturas asfálticas drenantes utilizando ligantes asfálticos modificados. In: 33° Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET, Balneário Camboriú. *Anais...* ANPET. v. 33, p. 1598-1607. Disponível em: https://www.anpet.org.br/anais/documentos/2019/Infraestrutura/Ligantes%20e%20Misturas%20Asf%C3%A1lticas%20I/4_297_AC.pdf. Acesso em: 10 mar. 2024.

Lima, H. A. A. de, Teixeira, B. R. dos R., Aires, R. M. da S. (2022). Misturas asfálticas quentes modificadas por adição de borracha de pneu. *Revista da FAESF*, 6 (1), p. 44-68.

Maia, R. S., Alecrim, C. M. C., Branco, V. T. F. C. (2019). Utilização de revestimentos drenantes do tipo camada porosa de atrito (CPA) e de asfalto modificado por polímero (AMP) como soluções para o meio urbano em Fortaleza-CE. In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET, Balneário Camboriú. *Anais...* ANPET, v. 33, p. 1-12. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/341065352_UTILIZACAO_DE_REVESTIMENTOS_DRENANTES_DO_TIPO_CAMADA_POROSA_DE_ATRITO_CPA_E_DE_ASFALTO_MODIFICADO_POR_POLIMERO_AMP_COMO_SOLUCOES_PARA_O_MEIO_URBANO_EM_FORTALEZA-CE. Acesso em: 10 mar. 2024.

Rios, F. R. de A., Barbosa Sobrinho, A. A., Morais, C. S. R. (2014) Análise térmica de asfalto do petróleo, modificado com resíduos polimérico. *RUnPetro*, 2 (2), p. 45-57.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/665

Avaliação do Comportamento Resiliente de Duas Argilas e Uma Areia não Lateríticas de Salvador-BA

Nádgyla Layana Tófolo Silva
Estudante de Engenharia Civil, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Cruz das Almas, Brasil, tofolo.nadgyla@hotmail.com

Isabela de Jesus Santos
Mestranda em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, Brasil, isabela@aluno.ufrb.edu.br.

Jose Anibal Alves Filho
Engenheiro Civil, Foa Construção e Projetos Ltda., Salvador, Brasil, anibaleng@hotmail.com

Mario Sergio de Souza Almeida
Professor, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Cruz das Almas, Brasil, mariosergio73@gmail.com.

Weiner Gustavo Silva Costa
Professor, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Cruz das Almas, Brasil, weiner@ufrb.edu.br

RESUMO: O módulo de resiliência é uma propriedade mecânica dos solos indispensável para análise estrutural de pavimentos. O ensaio triaxial cíclico é o principal método laboratorial para estimar o módulo de resiliência, permitindo um controle preciso das condições da amostra, dos carregamentos aplicados e dos deslocamentos medidos. O conhecimento das propriedades mecânicas e a classificação MCT dos solos na Geotecnia de Pavimentação é cada vez mais importante. Nesse sentido, esse trabalho visou estudar o comportamento resiliente de 3 solos não lateríticos de Salvador-BA. Os materiais, uma areia e duas argilas não lateríticas, caracterizados fisicamente e segundo a classificação MCT, foram ensaiados compactados nos parâmetros ótimos da energia de Proctor normal para determinação do módulo de resiliência em ensaio triaxial dinâmico. Os resultados permitiram avaliar a influência das tensões desvio e confinante no comportamento do módulo de resiliência bem como o comportamento desses materiais como material de subleito num pavimento de referência a partir de análises tensão deformação. Observou-se maior influência da tensão desvio para os solos mais finos e da tensão confinante para o material mais arenoso. Dos resultados obtidos nas análises mecanísticas, destaca-se o melhor comportamento dos materiais argilosos não lateríticos comparados ao solo arenoso não laterítico estudado.

PALAVRAS-CHAVE: Resiliência, Solos tropicais, análise mecanística.

ABSTRACT: The resilience modulus is a mechanical property of soils that is essential for the structural analysis of pavements. Cyclic triaxial testing is the main laboratory method for estimating the resilience modulus, allowing precise control of sample conditions, applied loads, and measured displacements. Knowledge the mechanical properties and Brazilian Miniature, Compacted, Tropical (MCT) classification of soils in Paving Geotechnical engineering is increasingly important. In this sense, this work aimed to study the resilient behavior of three non-lateritic soils in the Salvador, BA region. The materials, one sand and two non-lateritic clays, characterized physically and according to the MCT classification, were tested compacted at the optimal parameters of standard Proctor effort to determine the resilience modulus in a dynamic triaxial testing. The results made it possible to evaluate the influence of deviatoric and confining stresses on the behavior of the resilience modulus as well as the behavior of these materials as subgrade material in a reference pavement based on stress-strain analyses. A greater influence of the deviatoric stress was observed for finer soils and of

the confining stress for the sandier material. From the results obtained using the AEMC software, the superior performance of non-lateritic clayey materials compared to the non-lateritic sandy soil studied stands out.

KEYWORDS: Resilience, Tropical soils, mechanistic analysis.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação do comportamento resiliente de um solo resulta na determinação do módulo de resiliência (MR), desempenhando um papel crucial na análise estrutural de pavimentos. Essa análise fornece informações essenciais sobre a capacidade que o material tem de resistir e se recuperar de deformações induzidas por carregamentos externos.

A priori se faz necessário a classificação geotécnica do material em estudo, pois permite a análise das propriedades do solo, viabilizando a avaliação de sua adequação para projetos de pavimentação. Essa classificação é essencial para estimar o comportamento do solo sob diferentes condições, contribuindo diretamente para a eficácia e durabilidade das vias construídas sobre ele (VILIBOR; ALVES, 2019).

Concomitantemente, os solos tropicais exibem características únicas em comparação com solos de outras regiões, devido à influência de processos geológicos e/ou pedológicos específicos dessas áreas. Para sua classificação, é essencial recorrer a uma metodologia tecnológica conhecida como MCT (Miniatura, Compactada, Tropical), desenvolvida por Nogami e Villibor. Essa abordagem envolve a compactação e imersão em água de um corpo de prova em escala reduzida, representando as condições que esses solos enfrentam em projetos de obras viárias. (SANTOS, 2006).

Por conseguinte, o método laboratorial utilizado para análise do módulo de resiliência é o ensaio triaxial cíclico, que consiste na aplicação de ciclos de tensões cisalhantes em uma amostra. De acordo com Viana (2007), vários fatores podem influenciar o comportamento de resiliência do solo como, por exemplo, o nível das tensões, a composição granulométrica, a umidade, a densidade e a energia de compactação. Assim, ao compreender a reação provocada por esses fatores, torna-se viável a tomada de decisão.

Segundo Guimarães *et al*. (2024) solos tropicais lateríticos podem apresentar elevada quantidade de fração argila, o que pode intensificar as respostas plásticas. Porém, a presença de sesquióxidos de ferro e alumínio, além de caulinita, proporcionam boas características de coesão ao solo por serem cimentos naturais. Dessa forma, a existência significativa desta fração argila provoca um aumento na resistência do solo quando aplicada no campo. Segundo Fonte *et al.* (2022) as diferenças entre solos lateríticos e não lateríticos envolvem a composição de sua estrutura físico-química e granulometria.

Fonte *et al.* (2022) obtiveram resultados de MR para diversos solos não lateríticos. Desses resultados observa-se maiores valores de k_1, k_2 e k_3 (coeficiente de ajustes do modelo para o MR) para os solos argilosos não lateríticos em comparação com solos arenosos não lateríticos.

Tabela 1. Coeficientes do modelo de módulo de resiliência – MR e classificação MCT de solos estudados por Fonte *et al.* (2022).

k_1	k_2	k_3	R^2	σ_3	σ_d	e'	c'	MCT
31	0,2	-0,44	0,93	0,103	0,206	1,3257	1,3288	NA’
112	0,36	-0,16	0,78	0,073	0,146	1,1905	1,509	NA’
110	0,36	-0,16	0,78	0,073	0,146	1,1904	1,5078	NA’
365	0,52	-0,16	0,98	0,072	0,146	1,2031	1,508	NA’
432	0,28	0,36	0,73	0,073	0,218	1,203	1,5078	NA’
674	0,6	0,28	0,99	0,038	0,116	1,2749	1,5078	NG’
331	0,08	-0,32	0,83	0,073	0,145	1,4672	2,6575	NG’
211	0,64	0,08	0,92	0,109	0,113	1,2908	1,5078	NG’
202	0,52	0,08	0,89	0,109	0,22	1,2685	1,803	NG’
398	0,64	0,16	0,98	0,072	0,151	1,8577	1,3288	NS’

Segundo Freitas *et al.* (2020), a forma como os dois são utilizados nos subleitos pode afetar o quão resilientes eles são em função do processo de laterização. A durabilidade dos agregados argilosos com

alterações no teor de água é uma das principais distinções entre solos lateríticos e não lateríticos. Os autores observaram para um solo laterítico de subleito valores de MR significativamente maiores, mas o comportamento resiliente foi mais sensível ao teor de água quando comparado ao solo não laterítico.

Desta forma, o propósito deste estudo consistiu na avaliação do comportamento resiliente de 3 solos não lateríticos encontrados na região de Salvador-BA no contexto da Geotecnia de pavimentos. Esses solos foram caracterizados utilizando a metodologia MCT e, além disso, foram compactados corpos de prova nos parâmetros ótimos da energia de Proctor normal. Esses corpos de prova foram então submetidos ao ensaio triaxial de cargas repetidas para determinar o módulo de resiliência, conforme as diretrizes estabelecidas pela DNIT 134/2018. Com essas informações buscou-se avaliar o comportamento desses materiais por meio de uma análise mecanicista em um pavimento de referência utilizando o software AEMC.

2 MATERIAL E MÉTODOS

As amostras de solo foram coletadas, foram provenientes da região próxima da Estação Mussurunga do metrô de Salvador, Bahia. Na Figura 1 são apresentados os pontos de coleta. Trata-se de material de subleito do pavimento rodoviário da região da estação. A amostra identificada como PI-01 foi coletada entre as profundidades de 0,33 a 1,50m, PI-02 entre 0,45 e 1,50m, e PI-03 entre 0,50 e 1,50m. O programa experimental constituiu-se na realização de ensaios de caracterização geotécnica convencional, ensaios para classificação MCT, ensaios Índice Suporte Califórnia (ISC) e Expansão, ensaios de módulo de resiliência, utilizou-se o software AEMC para análise do comportamento mecânico de um pavimento flexível de referência com parâmetros utilizados por Carvalho et al. (2020), considerando os valores de densidade, k1, k2 e k3 obtidos nos ensaios de módulo de resiliência. O programa experimental foi integralmente desenvolvido no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB).

(a) (b) (c)

Figura 1. Locais de coleta das amostras: (a) PI-01 (0,33 a 1,50m); (b) PI-02 (0,45 a 1,50m); e (c) PI-03 (0,50 a 1,50m).

As características físicas dos materiais estudados estão apresentadas na Tabela 2. Trata-se de duas argilas de baixa compressibilidade (CL) e uma areia siltosa (SM) segundo o Sistema de Classificação Unificado de Solos. E, segundo a classificação da AASHTO dois solos são A-7-6 e um A-2-4.

Tabela 2. Características das amostras deste estudo.

	Granulometria (mm) (%Passante)							LL	LP	IP	IG	AASHTO	SUCS
Amostra	25,4	9,51	4,75	2	0,42	0,15	0,074						
PI-01	100	99	98	94	81	64	57	43	20	23	10	A-7-6	CL
PI-02	100	100	98	94	82	69	62	48	24	24	12	A-7-6	CL
PI-03	100	100	100	98	83	49	32	19	11	8	0	A-2-4	SM

Os parâmetros ótimos de compactação bem como os valores de CBR e expansão dos materiais compactados na energia de Proctor Normal estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros ótimos de compactação, CBR e expansão dos materiais deste estudo.

Amostra	$w_{ót}$ (%)	$\rho_{dmáx}$ (g/cm³)	Expansão (%)	CBR
PI-01	19,6	1,69	2,7	4,5
PI-02	22,5	1,620	2,8	4,3
PI-03	10,8	1,942	0	32,4

2.1 Classificação pela Metodologia MCT

O procedimento utilizado para caracterizar os solos segundo a metodologia MCT, envolveu a compactação dos corpos de prova em escala reduzida e a aplicação de energia progressiva para alcançar a máxima massa específica aparente. Este processo é repetido em cinco diferentes teores de umidade, conforme a DNER-ME 259 (DNER, 2023b).). Após a compactação, os corpos de prova são imersos em água para a determinação de perda de massa por imersão. Em seguida, são calculados os coeficientes Pi (perda de massa por imersão), c' (coeficiente de argilosidade), d' (coeficiente angular da parte retilínea, utilizado para o cálculo do coeficiente de laterização) e finalmente é determinado o coeficiente e' (coeficiente de laterização). Com base nos valores de c' e e' é possível classificar o solo.

A classificação é dividida em sete áreas representativas de dois grupos distintos: os lateríticos (L) e não lateríticos (NL). O lateríticos são subdivididos em LA (areia laterítica quartzosa), LA' (solo arenoso laterítico), LG' (solo argiloso laterítico), enquanto os não lateríticos incluem NA (areia não laterítica), NA' (solo arenoso não laterítico), NS' (solo siltoso não laterítico) e NG' (solo argiloso não laterítico) (VILIBOR e ALVES, 2019; DNER, 2023a).

2.2 Preparação e Compactação dos materiais

Foram moldados corpos de prova dos solos seguindo as orientações do ME DNIT 443 (DNIT, 2023b), utilizando moldes tripartidos de diâmetro 100 mm e altura 200 mm. Para compactação, utilizou-se 3 amostras com 4 kg, aproximadamente, de cada material. Foram compactados 3 corpos de prova (CP), nos parâmetros ótimos de compactação para a energia Normal de Proctor (Tabela 2) em compactador automatizado.

2.3 Ensaio de Módulo de Resiliência

Foram realizados ensaios de Módulo de Resiliência (MR) nos 3 materiais conforme a norma ME DNIT 134 (DNIT, 2018). Cada CP compactado foi levado para o equipamento triaxial de carga repetida, onde foi submetido ao ensaio de MR para aplicação de diferentes pares de tensões desvio (σ_d) e confinante (σ_3) conforme a norma ME DNIT 134 (DNIT, 2018).

Conforme a norma ME DNIT 134 o teor de umidade medido com o corpo de prova, após o ensaio, pode variar em relação à umidade ótima até ± 1 % para material granular e ± 0,5 % para material fino. A norma ME DNIT 134 estabelece que durante o condicionamento, ou em qualquer outra fase do ensaio, se for alcançada uma deformação permanente acumulada igual ou maior que 5 % da altura do corpo de prova, o ensaio deve ser interrompido e o resultado desconsiderado. E, para os solos de subleito admite-se que o condicionamento seja feito apenas com o primeiro par de tensões ($\boldsymbol{\sigma_3}$ = 0,07 MPa e $\boldsymbol{\sigma_d}$ = 0,07 MPa), aplicando 500 repetições. Todos os materiais foram testados no ensaio completo (sequência completa de tensões para fase de condicionamento e 18 pares de tensão para determinação do módulo de resiliência) conforme a norma ME DNIT 134. No caso de deformação acumulada superior a 5% nessa condição, os materiais foram testados na sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência para solos de subleito (uma sequência de condicionamento e doze pares de tensões).

O carregamento vertical cíclico foi aplicado na frequência de 1 Hz (60 ciclos de carregamento por minuto). Logo após a finalização do ensaio, cada CP foi pesado e levado à estufa, com temperatura de aproximadamente 110°C por 48 horas ou até a constância da massa, para determinação do teor de umidade.

A relação entre a tensão (σ_d) e a deformação resiliente (ε_r) determina o módulo de resiliência para cada par de tensões aplicada, conforme a Equação 1.

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon r} \quad (1)$$

De posse dos MR calculados, para diferentes pares de tensões testados foi possível determinar as constantes de k_1, k_2 e k_3 do modelo de variação do módulo de resiliência, de acordo com a Equação 2.

$$MR = k_1 {\sigma_3}^{k_2} {\sigma_d}^{k_3} \quad (2)$$

Em que MR: Módulo de resiliência [MPa];
k_1, k_2 e k_3: coeficientes de regressão constantes;
σ_3: Tensão confinante [MPa];
σ_d: Tensão desvio [MPa].

2.4 Simulação do Pavimento de Referência

Utilizou-se para o dimensionamento do pavimento de referência, a estrutura do pavimento flexível obtida pelos autores Carvalho et al. (2020), Segundo estes autores esta estrutura foi idealizada empiricamente, com valores considerados como referência para as rodovias federais sob administração do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) no Estado da Bahia, com número de operações do eixo padrão de 80 kN, com $N_{projeto}$ = 1,6 x 10^7 para o *United States Army Corps of Engineers* (USACE) e $N_{projeto}$ = 5,0 x 10^6 para o *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). As espessuras destas camadas estão listadas na Figura 2, constituído por Base (B), Sub-base (SB) granulares e Subleito (SL), este último utilizado os solos do presente estudo.

Figura 2. Pavimento de Referência (adaptado de Carvalho *et al*., 2020).

2.5 Análise Tensão-Deformação

A partir da estrutura de referência, foram realizadas análises de tensão-deformação com a utilização do software AEMC desenvolvido pelo DNIT, considerando a interface entre as camadas como aderida, a aplicação das cargas foi considerada para um eixo padrão. Os valores de referência de MR e o coeficiente de Poisson das camadas de Revestimento, Base e Sub-base, foram obtidos conforme as normas de projeto de pavimento flexível vigentes no Brasil (DNIT, 2006; DER-SP, 2006), listados na Tabela 4. Para o subleito foram utilizados o valor de coeficiente de Poisson 0,40 adotado também da norma (DER-SP, 2006) e com comportamento não linear utilizando valores de k_1, k_2 e k_3 obtidos experimentalmente.

Tabela 4. Valores de MR e υ das camadas (DER-SP, 2006).

Camada	ATRIBUTO	
	MR (MPa)	υ
Revestimento	3500	0,30
Base	225	0,35
Sub-base	225	0,35

As leituras para o trincamento à fadiga foram realizadas no centro do eixo (x = 0) e no centro de um pneumático do eixo padrão (x = 16,2 cm) a fim de utilizar os dados do ponto mais crítico, sendo este identificado no centro do eixo, obtendo-se os valores de deslocamento vertical no topo do revestimento (D), a deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento (ε_{tr}) e a deformação vertical no topo do subleito (ε_v). Para o cálculo dos N previstos no topo do revestimento (N_{tr}), fibra inferior do revestimento (N_{ir})

e topo do subleito (N_{sub}) foram utilizadas as Equações 3 a 5. Vale ressaltar que nas Equações 3 e 5 refere-se aos fatores de equivalência de carga da USACE, enquanto a Equação 4 refere-se ao AASHTO.

$$N_{tr} = \sqrt[n]{\frac{10^k}{D}}, \text{ onde K = 3,01 e n = 0,176} \quad (3)$$

$$N_{ir} = kx\left(\frac{1}{\varepsilon t}\right)^n, \text{ onde K = 1,092x10}^{-6} \text{ e n = 3,512} \quad (4)$$

$$N_{sub} = kx\left(\frac{1}{\varepsilon v}\right)^n, \text{ onde K= 6,069x10}^{-10} \text{ e n = 4,762} \quad (5)$$

3 RESULTADOS

3.1 Classificação do solo por MCT

Para a classificar os três solos em estudo, se faz necessário compreender os parâmetros da metodologia MCT. Segundo Nogami e Villibor (1995) citados por Villibor e Alves (2019, p. 61) o coeficiente c está relacionado com a granulometria do solo. Solos da classe laterítico que apresentam c' entre 0 e 0,7 são classificados como areia, entre 0,7 e 1,5 são os solos arenosos, já entre os intervalos de 1,5 e 3 como solos argilosos. Em relação à classe não laterítica, eles associam o coeficiente a coesão de compactação de solo, onde solos com c'>1,5 são argila e solos argilosos coesivos, solos com c' compreendido no intervalo de 1 e 1,5 podem ser constituídos de areia siltosa, argila arenosa, ou areia, enquanto solos com o c'<1,0 são caracterizados como areias e siltes não plásticos.

No que tange ao parâmetro d' de acordo com Nogami e Villibor (1995) citados por Villibor e Alves (2019) as argilas lateríticas, em geral, possuem d' > 20 (kg/m³)/%, ao passo que as argilas não lateríticas não atingem esse valor. As areias puras possuem d' baixo, ao passo que as areias finas argilosas tendem a ter d' elevado, ultrapassando 100 (kg/m³)/%.

Além disso, o índice e' indica se o comportamento do solo é laterítico ou não laterítico. Portanto, pode-se proceder à análise dos dados obtidos neste experimento utilizando a Tabela 5.

Tabela 5. Parâmetros e classificação das amostras conforme MCT.

Solo	Parâmetros				Classificação MCT
	c'	d'	Pi	e'	
P01	2,20	14,9	254%	1,57	NG’
P02	1,84	43,9	263%	1,46	NG’
P03	0,84	70,9	125%	1,15	NA’

Portanto, as amostras foram classificadas como solo da classe N, sendo dois desses solos identificados como solos argilosos não lateríticos, caracterizados por elevadas expansões, plasticidade, compressibilidade e contração, tornando-os inadequados para uso em camadas de pavimento nobre. Em contrapartida, a amostra P03 apresentou um valor de c’ médio e foi classificada como solo arenoso não laterítico, podendo conter mica e quartzo em sua composição (VILLIBOR; ALVES, 2019).

3.2 Módulo de Resiliência

Os resultados de $MR_{médio}$ dos solos analisados (Tabela 6 e Figura 3) foram superiores a 50 MPA, atendendo ao critério estabelecido IS DNIT 247 (DNIT, 2021), se mostraram apropriados para utilização como camada de subleito rodoviário. Vale salientar todos os corpos de prova foram compactados na energia Proctor normal. Ressalta-se aqui que nenhum dos materiais ensaiados suportaram o ensaio completo, sendo então ensaiados como material de subleito conforme recomendações da ME DNIT 134.

Em termos de valores médios do MR observa-se que não há tanta influência da granulometria do material. O que se pode observar com auxílio da Figura 3 em termos de influência da granulometria é a maior influência da tensão desvio para os solos mais finos (P01 e P02) e da tensão confinante para o material mais arenoso (P03).

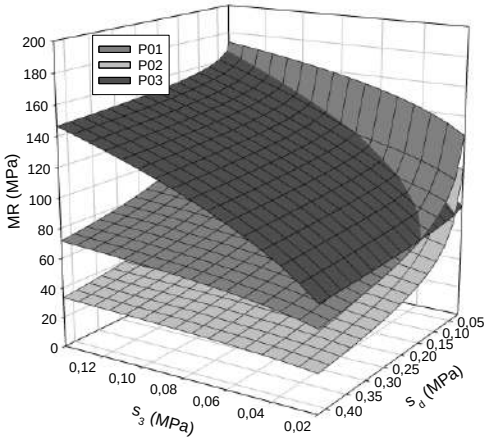


Figura 3. Variação do MR com a tensão confinante e tensão desvio.

Tabela 6. Parâmetros de ajuste do modelo composto para o módulo de resiliência dos materiais.

Amostra	$MR_{médio}$ (MPa)	k_1	k_2	k_3	R^2
P01	97,61	76,16	0,16	-0,29	0,97
P02	64,10	29,44	0,14	-0,46	1,00
P03	95,65	307,85	0,398	-0,045	0,99

3.3 Análise Tensão-Deformação

A (Tabela 7) apresenta os resultados obtidos nas simulações realizadas no software AEMC, para o cálculo da deflexão (D) no topo do revestimento, das deformações de tração na fibra inferior do revestimento em concreto asfáltico (ε_{tr}) e vertical no topo do subleito (ε_v) e das solicitações admissíveis utilizando as equações listadas anteriormente.

A partir dos resultados obtidos utilizando o pavimento de referência, observa-se que em todos os casos o número de repetições de cargas admissíveis ao dano para deformações verticais de compressão do subleito, foi inferior ao número de solicitações previsto em projeto ($N_{projeto}$).

Tabela 7. Pavimento de referência: Resultado da análise tensão-deformação dos subleitos.

Amostra	ATRIBUTO					
	D (10^{-2} mm)	ε_{tr} (10^{-5})	ε_v (10^{-5})	N_{tr}	N_{ir}	N_{sub}
P01	40,16	23,6	41,7	9,76 x 10^7	5,98 x 10^6	7,55 x 10^6
P02	44,78	23,9	47,1	5,26 x 10^7	5,72 x 10^6	4,23 x 10^6
P03	54,41	24,3	57,1	1,74 x 10^7	5,39 x 10^6	1,69 x 10^6

Entretanto, destaca-se o material de P01 na análise tensão-deformação, foi o que apresentou números de solicitações admissíveis maiores em relação aos demais subleitos analisados, da ordem N_{sub} = 7,55 x 10^6, N_{ir} = 5,89 x 10^6 e N_{tr} = 9,76 x 10^7 , isso indica que o sistema irá demorar mais tempo para sofrer danos em comparação aos demais subleitos para esta configuração de pavimento. Esse material foi o que mais se aproximou dos valores de projeto com relação às deformações verticais de compressão do subleito com valores de solicitação cerca de 30 % menores.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho visou realizar uma análise comparativa de vida útil do pavimento utilizando um pavimento de referência, com auxílio do software AEMC, entre 3 amostras de subleito não lateríticos da cidade de Salvador-Bahia. As amostras foram caracterizadas segundo a metodologia MCT para devida classificação dentre as sete classes e foi determinado o Módulo de Resiliência desses materiais. O objetivo, além da caracterização, foi analisar o comportamento tensão-deformação de uma estrutura de pavimento de referência assentado sobre os diferentes subleitos no AEMC.

Dentre os resultados obtidos no software AEMC, destaca-se o melhor comportamento dos materiais argilosos não lateríticos comparados ao solo arenoso não laterítico estudado. Para estes materiais os resultados apontam para uma vida útil maior dentre os solos analisados. Com isso, para o nível de solicitação de referência aqui estabelecido, seria necessária uma estrutura de pavimento mais robusta para uma maior durabilidade.

AGRADECIMENTOS

A Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB), ao Laboratório de Pavimentação da UFRB e a Foa Construção e Projetos Ltda.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Carvalho, A. I. S.; Almeida, M. S. De S.; Pedreira, W. J. P.; Costa, W. G. S.; Mateus, M. Do S. C. S. (2020) Influência da Densificação do Solo de Subleito no Desempenho de Pavimentos Flexíveis. *Anuário do Instituto de Geociências*, v. 43, n. 4, p. 253-262. Instituto de Geociências - UFRJ.

Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes. (2021). *Instrução de Serviço – IS-247: Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa*. 1.ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias. p. 22.

Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes. (2018). *DNIT 134/2018 ME – Pavimentação Solos - Determinação do módulo de resiliência*. Rio de Janeiro, 18 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2023a). *DNIT 258 - Solos - Compactação em equipamento miniatura - Ensaios Mini-MCV e perda de massa por imersão - Método de ensaio*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2023b). *DNIT 259 - Solos - Classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura - Classificação*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2023c). *DNIT 443/2023 ME - Solos – Ensaio de compactação utilizando moldes tripartidos*. Brasília-DF, 12 p.

Fonte, F. S. M.; Donato, M.; Gouveia, B. G.; Santana, C. S. A.; Vieira Da Silva, M. A. (2022) Analysis of the influence of tropical soil classification methods on railway subgrades according to repeated load triaxial (RLT) and light weight deflectometer (LWD) tests. *Case Studies in Construction Materials*. v. 17, p. e01301. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01301>. .

Freitas, J. B. de; Rezende, L. R. de; Gitirana Jr., G. de F. N. (2020). Prediction of the resilient modulus of two tropical subgrade soils considering unsaturated conditions. *Engineering Geology*. V. 270, p. 105580. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105580

Santos, E. F. (2006) *Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais*. Dissertação de Mestrado, Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 145 p.

Viana, H. M. F. (2007). *Estudo do comportamento resiliente dos solos tropicais grossos do interior do Estado de São Paulo*. Tese de Doutorado - Curso de Engenharia Civil - Área de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 321 p.

Villibor, D. F.; Alves, D. M. L. (2019) *Pavimentação de Baixo Custo para Regiões Tropicais: projeto e construção - novas considerações*. Florianópolis: Tribo da Ilha.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/666

Avaliação do Desempenho de Misturas Compactadas de Solo com Rejeito de Mineração para Aplicação em Base e Sub-Base Rodoviária

Vinicius Lago Silva
Engenheiro Civil, UESC, Ilhéus, Brasil, vlsilva.egc@uesc.br

Cleverson Alves de Lima
Professor Doutor, UESC, Ilhéus, Brasil, clalima@uesc.br

Paulo A. L. Figueiredo Coelho
Professor Doutor, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, pac@dec.uc.pt

Niel Nascimento Teixeira
Professor Doutor, UESC, Ilhéus, Brasil, nnteixeira@uesc.br

RESUMO: A crescente importância da reutilização de resíduos de mineração surge de preocupações ambientais, econômicas e sociais. O acúmulo de rejeitos de mineração em barragens representa um desafio global com sérios impactos ambientais. Buscar soluções sustentáveis, como a reutilização desses materiais para recuperar minerais valiosos e reduzir a exploração ambiental, é de suma importância. A pesquisa examina misturas de rejeitos de mineração e areia grossa mal graduada em diferentes proporções (70%-30%, 80%-20% e 100%-0%) para avaliar sua viabilidade técnica e sustentabilidade. Os ensaios incluem caracterização dos materiais, análises mecânicas de desempenho e avaliação de expansibilidade e Índice de Suporte California (ISC). As misturas mostraram baixa expansibilidade, adequadas para chuvas intensas, mas resultados insatisfatórios para base e sub-base rodoviária. Contudo, são promissoras como reforço de subleito, contribuindo para a pesquisa em sustentabilidade na indústria de mineração.

PALAVRAS-CHAVE: Mineração, Rejeito, Ensaios Laboratoriais, ISC.

ABSTRACT: The growing importance of reusing mining waste arises from environmental, economic and social concerns. The accumulation of mining tailings in dams represents a global challenge with serious environmental impacts. Seeking sustainable solutions, such as reusing these materials to recover valuable minerals and reduce environmental exploitation, is crucial. The research examines mixtures of mining tailings and poorly graded coarse sand in different proportions (70%-30%, 80%-20% and 100%-0%) to assess their technical feasibility and sustainability. The tests include material characterization, mechanical performance analysis and assessment of expansibility and California Support Index (ISC). The mixtures showed low expansibility, suitable for heavy rainfall, but unsatisfactory results for road base and sub-base. However, they are promising as subgrade reinforcement, contributing to sustainability research in the mining industry.

KEYWORDS: Mining, Waste, Laboratory Tests, ISC.

1. INTRODUÇÃO

No território brasileiro foram construídas diversas barragens apresentando variações em dimensões e finalidades, seja para armazenamento de água, geração de energia ou e diques destinados a retenção de resíduos industriais como os da mineração. Contudo, a diversidade dessas estruturas reflete-se nas condições de manutenção, com algumas em conformidade com os padrões internacionais de segurança e outras negligenciadas, sujeitas a riscos como enchentes, galgamentos e ultrapassagem dos níveis de segurança, podendo resultar em falhas estruturais.

Diante disso a sociedade enfrenta desafios significativos, que é o de continuar utilizando os recursos naturais e obtendo as matérias-primas para o desenvolvimento da vida moderna e a sustentabilidade ambiental.

Neste contexto, a mineração se destaca como uma das indústrias de maior impacto ambiental sendo responsável por expressiva produção de rejeitos, em especial aqueles provenientes de minerais metálicos, como ferro, ouro, alumínio, cobre, estanho, manganês, nióbio e níquel, que precisam ficar armazenados em grandes estruturas de contenção. Esta condição põe a mineração no foco de debates contínuos quanto aos processos de exploração dos recursos naturais e armazenamento de seus rejeitos, principalmente nas jazidas minerais com baixos teores, como a extração de ouro ou minas com produção maduras, sendo necessária a extração de grandes volumes de minerais para a obtenção de pequenas quantidades de minério metálico concentrado.

Estimativas da ONU (2019) dão conta que a indústria mineral é a maior produtora de descarte, chegando a ordem de 65 bilhões de toneladas/ano, sendo 14 bilhões destas de particulados finos menores que 150 µm. Ainda, de acordo com o Relatório de Segurança de Barragens (ANA,2018), 68% das barragens avaliadas têm alto potencial de causar danos, enquanto 23% delas têm um alto nível de risco associado, apresentando potencial de causar danos às comunidades situadas a jusante e representarem uma ameaça ao meio ambiente. Nesse contexto, a gestão da produção, reúso ou reaplicação dos rejeitos desempenham um papel importante no desenvolvimento tecnológico, industrial e ambiental ligado ao gerenciamento das atividades de mineração e no aumento da segurança das barragens.

Partindo-se desta problemática, foi avaliada uma forma de reaplicação de rejeitos oriundos da mineração de ferro em misturas para bases e sub-bases rodoviárias como método alternativo para disposição de parte destes considerando sua viabilidade mecânica. Avaliou-se a capacidade de suporte e o comportamento das misturas de rejeito de mineração com solo para verificar se atendem aos requisitos de qualidade necessários para obras rodoviárias.

Pretende-se com este estudo contribuir para o desenvolvimento de alternativas sustentáveis e inovações tecnológicas que minimizem os impactos ambientais da indústria mineradora por meio da reaplicação de resíduos dos recursos naturais.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Os materiais utilizados foram solos lateríticos e rejeitos de mineração oriundos de uma barragem de Minas Gerais, que foram caracterizadas individualmente no laboratório de geotecnia da Universidade de Coimbra, Portugal. A metodologia aplicada foi subdividida em 06 etapas sequenciais, sendo:

1. Caracterização física do rejeito: abrangendo a granulometria e sedimentação com o objetivo de identificar as propriedades fundamentais dos materiais utilizados;
2. Caracterização física do solo laterítico: que também foi realizado o ensaio de granulometria e sedimentação com o objetivo de identificar as propriedades fundamentais do solo e ponto de partida na formulação das misturas;
3. Preparação cuidadosa de misturas com diferentes proporções de rejeito-solo: Foram estabelecidas 04 misturas com teores de rejeito-solo de 70%-30%, 80%-20%, e 100%-0%. Estas foram homogeneizadas e avaliadas suas características de consistência e plasticidade no processo de investigação do comportamento de cada composição.
4. Realização de ensaios de compactação: cada mistura foi compactada individualmente com energia de Proctor Modificado com o registro dos parâmetros de peso específico dos solos e umidade, que outrora serão necessários para avaliar a capacidade de suporte.
5. Avaliação da capacidade de suporte: foram realizados ensaios de Indíce de Suporte California (ISC/CBR) para avaliar o comportamento das misturas rejeito-solo, à luz dos parâmetros de desempenho das normas de rodoviárias brasileiras (DNIT).
6. Tratamento e análise de dados: foram aplicadas técnicas de visualização de dados na identificação dos padrões, correlações e tendências, na busca das respostas significativas quanto ao uso das misturas em bases rodoviárias.

Foram usadas as normas brasileiras do DNIT (DNER) como referências para os ensaios, destacando: DNER – ME 041/1994, DNER – ME 049/1994, DNER – ME 051/1994, DNER – ME 080/1994, DNER – ME 082/1994, DNER – ME 093/1994, DNER – ME 122/1994, DNER-ME 213/1994, DNIT 164/2013 – ME, tanto na fase de caracterização quanto na avaliação do desempenho frente as condições de uso. A Figura 1 apresenta

os materiais utilizados nesta investigação, sendo (a) o rejeito da mineração de ferro e (b) uma das misturas rejeito-solo utilizadas na pesquisa.

Figura 1. (a) Rejeito e Mineração utilizado, (b) Uma das misturas rejeito-solo

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O processo começou com a caracterização granulométrica do rejeito e do solo utilizado por meio do ensaio de peneiramento e sedimentação, onde pôde-se encontrar que cerca de 85% do material é passante na peneira #200, indicando a proeminência de material finl oriundo dos rejeitos (Figura 2a). Tal situação indica que o solo selecionado para a mistura precisa ter granulometria aberta nas fases mais finas, com maiores frações de silte e areia. Logo, foi selecionado um solo com maior fração arenosa para a realização dos ensaios, onde pode ser observado na Figura 2b que menos de 0,5% deste é passante na peneira #200, confirmado posteriormente por meio do ensaio de sedimentação, onde quase 100% do material sedimentou nos primeiros minutos.

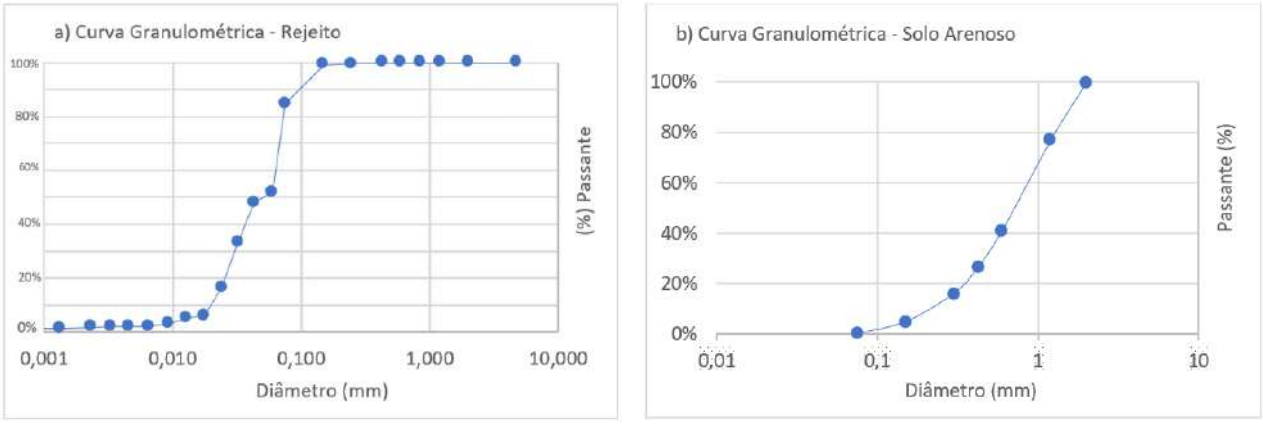


Figura 2. Ensaio de granulometria no (a) rejeito de mineração de ferro e (b) em um solo arenoso usado para a mistura

Em seguida, procedeu-se as misturas nos teores rejeito-solo arenoso mal graduado de 70%-30%, 80%-20%, e 100%-0% e foi realizado o ensaio mecânico de compactação com energia modificada de Proctor. Essas proporções tiveram o intuito de se obter uma estrutura terrosa com a maior capacidade carga com o maior consumo de rejeito possível, com o objetivo secundário de se reduzir o passivo ambiental.

Nesta fase, as misturas foram homogeneizadas e compactados em 5 teores de umidade para se obter a umidade ótima na curva de compactação. Como referência, foram utilizados os valores obtidos por Camacho (2021) para o mesmo material, onde a umidade ótima ficou entre 9 e 11%. As misturas preparadas foram

armazenadas em câmara úmida por 24 horas para homogeneização da umidade antes da compactação. A Figura 3 (a), (b) e (c) mostra os resultados iniciais, obteve-se que a mistura 70%-30% apresentou peso específico seco menor e com baixa umidade, enquanto a mistura 100%-0% apresentou peso especifico seco maior e maior absorção de umidade. Isto indica que quanto maior o percentual de rejeito em relação ao solo, maior será o peso específico seco da amostra. Sendo assim, como rejeito de minério de ferro geralmente possui uma densidade aparente menor do que a areia grossa mal graduada. A presença de um material mais leve, no caso o rejeito, na mistura aumenta o peso específico seco da composição geral.

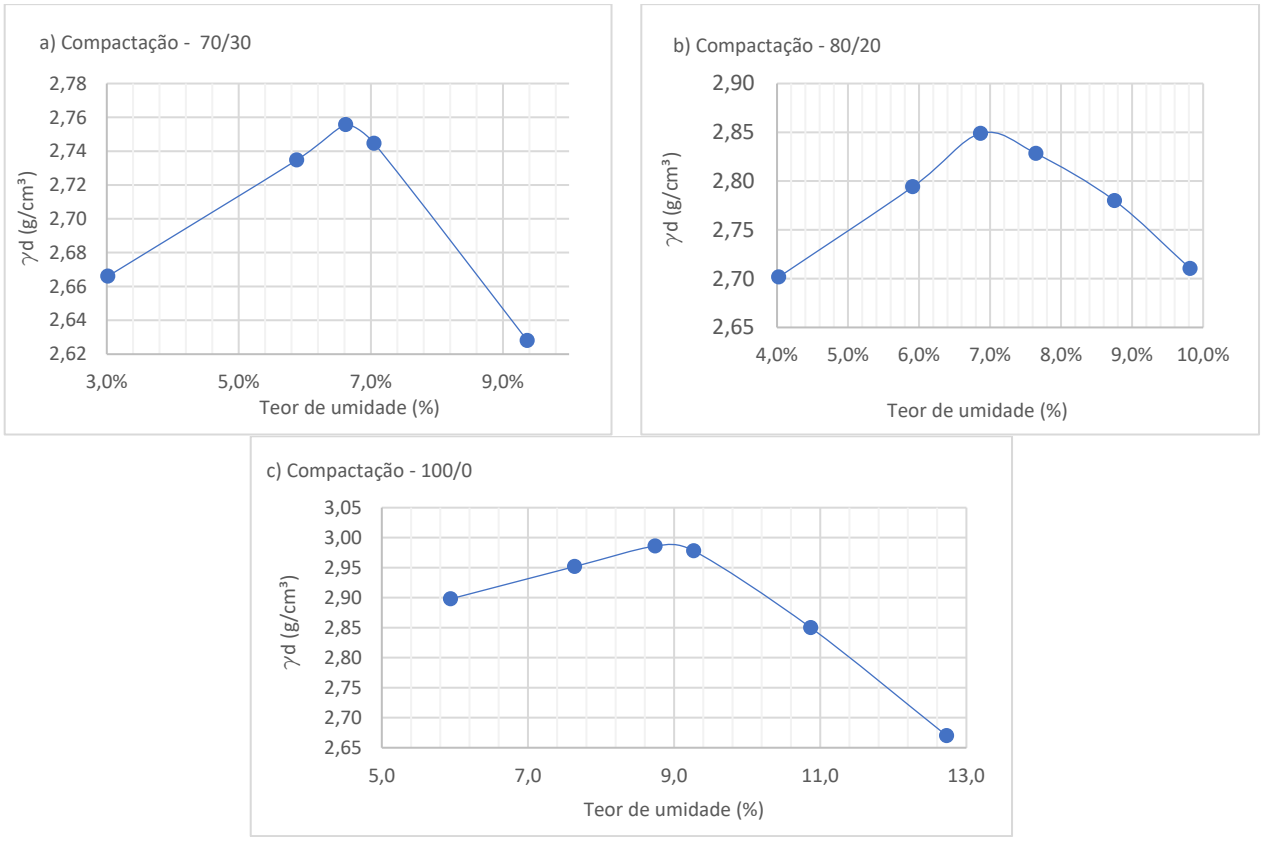


Figura 3. Curva de Compactação da mistura rejeito-solo (a) 70%-30% (b) mistura 80%-20% (c) mistura 100%-0%

A partir dos ensaios ISC evidenciou-se que existe uma relação entre a taxa de expansão e ISC com as proporções entre o rejeito e a areia. Ficou evidente que quanto maior o percentual de rejeito, haverá uma queda no ISC além de um aumento na expansão do material. Estas características são danosas para uma obra rodoviária requerendo uma correção química da mistura, o que tornaria inviável a aplicação da mistura rejeito-solo devido aos custos envolvidos. Observou-se que na mistura 70%-30% o ISC foi de 5,27% com uma taxa de expansão de 0,03%; na mistura 80%-20, um ISC de 4,56% e uma taxa de expansão de 0,09%; e utilizando 100% de rejeito, temos um ISC de 0,91%, com uma taxa de empansão de 0,09%. Dessa forma, a melhor mistura que agrega as melhores condições de suporte, resistência e expansão foi a 70%-30%. Um resumo foi apresentado na Tabela 1.

Tabela 1: Resumo dos resultados dos ensaios de expansão e Penetração do ISC.

Misturas	ISC (%)	Expansão (%)
70%-30%	5,27	0,03
80%-20%	4,56	0,09
100%-0%	0,91	0,09

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados encontrados indicaram que o objetivo principal de se acrescentar o rejeito desta barragem de mineração em uma mistura com solo arenoso com o objetivo de se obter uma capacidade de suporte satisfatória não foi atingida. Segundo consta no Manual de Pavimentação DNIT (2006), para a aceitabilidade de uma amostra aplicada em sub-base rodoviária, o ISC mínimo deve ser igual ou superior a 20%. Ou seja, além do valor encontrado para a melhor mistura, no caso a 70%-30% com ISC = 5,27%, indicando a impossibilidade do uso desta mistura para a finalidade proposta. Este estudo encontra-se em fase preliminar, pois serão feitas avaliações com inserções sintéticas e adição de cal/cimento na amostra para avaliar se há a melhoria da capacidade de suporte. Para estes casos, serão consideradas o acréscimo financeiro para o calculo do custo x benefício da mistura. Acredita-se na possibilidade do reúso do rejeito em misturas de até 30% de rejeito e correção quimica dentro de um centro de custo aceitável para obras rodoviárias, o que possibilitará na indicação de uma nova aplicação para o rejeito de mineração, que é um passivo ambiental permanente.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). ANA lança Relatório de Segurança de Barragens 2018. Disponível em: https://www.gov.br/ana/pt-br/assuntos/noticias-e-eventos/noticias/ana-lanca-relatorio-de-seguranca-de-barragens-2018

Camacho, David Lamberto Diehl. Reconstituição e Caracterização de Amostras de Rejeito de Minério de Ferro. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Universidade de Coimbra. Coimbra, p.49. 2021.

DNER-ME 041/94: Solos – Preparação de amostras para ensaio de caracterização. Brasil, 1994.

DNER-ME 049/94: Solos – determinação do Índice de Suporte California utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994.

DNER-ME 051/94: Solos – Análise granulométrica. Brasil, 1994.

DNER-ME 080/94: Solos – Análise granulométrica por peneiramento. Brasil, 1994.

DNER-ME 082/94: Solos – Determinação do limite de plasticidade. Brasil, 1994.

DNER-ME 093/94: Solos – Determinação da densidade real. Brasil, 1994.

DNER-ME 122/94: Solos – Determinação do limite de liquidez – método de referência. Brasil, 1994. 34.

DNER-ME 213/94: Solos – Determinação do teor de umidade. Brasil, 1994.

DNIT – IPR 719. Manual de Pavimentação. 3ª Edição. Rio de Janeiro, 2006.

DNIT 164/2013-ME. Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método do ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

ONU - Organização das Nações Unidas. FAO: Se o atual ritmo de consumo continuar, em 2050 mundo precisará de 60% mais alimentos e 40% mais água. Disponível em: https://brasil.un.org/pt-br/68525-fao-se-o-atual-ritmo-de-consumo-continuar-em-2050-mundo-precisar%C3%A1-de-60-mais-alimentos-e-40

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/667

AVALIAÇAO FUNCIONAL E ESTUDO DE RECUPERAÇAO ESTRUTURAL DOS PAVIMENTOS NOS TRECHOS RODOVIARIOS DA BA-262

Eder de Assis Moraes
Engenheiro Civil, UESC, Ilhéus, Brasil, eamoraes.egc@uesc.br

Cleverson Alves de Lima
Professor Doutor, UESC, Ilhéus, Brasil, clalima@uesc.br

Niel Nascimento Teixeira
Professor Doutor, UESC, Ilhéus, Brasil, nnteixeira@uesc.br

RESUMO: O dimensionamento de pavimentos asfálticos é um processo essencial na garantia da durabilidade, segurança e eficiência das estradas. Trata-se de um trabalho minucioso que consideram fatores como tráfego, clima, materiais utilizados e padrões construtivos. Busca-se com isto determinar as espessuras adequadas do pavimento, que suporte as cargas aplicadas e resistam às condicionantes ambientais, além de otimizar os recursos disponíveis, reduzindo custos de construção e manutenção ao longo da vida útil da via. Considera-se então que o projeto e manutenção adequadamente proporcionam uma condução segura e econômica, desde que considerem a previsão de tráfego futuro, com boa capacidade de atendimento às demandas crescentes de mobilidade, principalmente após a implantação de novos polos geradores de tráfego. Este trabalho visa analisar a gerência de pavimentos da BA-262 aplicando os métodos AASHTO/USACE e comparando-os com a projeção estipulada por período quinquenal e anual. Foi identificado um padrão de crescimento de tráfego com consequente revisão nas espessuras do pavimento ao longo do tempo, no qual está em discordância com a recuperação feita em 2023.

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento de pavimentos asfálticos, Engenharia de Transportes, Otimização de recursos, Gerência de pavimentos.

ABSTRACT: The asphalt pavements design is an essential process in ensuring the durability, safety and efficiency roads. This is detailed work that considers factors such as traffic, climate, materials used and construction standards. This seeks to determine the appropriate pavement thickness, which supports the applied loads and resists environmental conditions, in addition to optimizing available resources, reducing construction and maintenance costs throughout the road useful life. It is then considered that adequate design and maintenance provide safe and economical driving, as long as they consider future traffic forecasts, with good capacity to meet growing mobility demands, especially after the implementation of new traffic-generating hubs. This work aims to analyze the BA-262 pavement management by applying the AASHTO/USACE methods and comparing them with the projection stipulated for five-year and annual periods. A traffic growth pattern was identified with a consequent revision in pavement thicknesses over time, which is in disagreement with the recovery made in 2023.

KEYWORDS: Asphalt pavements design, Transport Engineering, Resource optimization, Pavement management.

1. INTRODUÇÃO

O pavimento flexível é uma camada de revestimento, obtida a partir de materiais betuminosos ou asfálticos, que sobrepõe e transfere as tensões do tráfego para as camadas de base e sub-base, até chegar ao subleito natural. Ou seja, as cargas dos veículos são transmitidas através das camadas de materiais compressíveis que compõem a estrutura do pavimento, por isso é classificado como “flexível”. Estes

pavimentos são projetados para resistir às cargas do tráfego e as condições climáticas, garantindo uma superfície de rolamento segura e suave para veículos de todos os tipos (BARROS E MARIANI, 2020).

Como o sistema de transporte rodoviário possui grande relevância no Brasil, sendo o principal meio de locomoção e sendo responsável por mais de 60% de todas as movimentações de cargas e passageiros no país (CNT, 2019), os pavimentos asfálticos ganham destaque por sua presença marcante na infraestrutura de transportes. Com isto, a construção e manutenção são elementos essenciais para a economia do país, considerando a conectividade, mobilidade e segurança do usuários.

Dada a sua importância, processos de gerência dos pavimentos devem ser implementados para otimizar o uso de recursos no orçamento publico ou privado no que tange as rodovias. Principalmente devido ao não atendimento dos prazos e requisitos para avaliação e manutenção que acelera o processo de degradação das camadas de revestimento rodoviário, impacta na camada de suporte e torna os custos de recuperação elevados. Tal afirmação corrobora com o mencionado por Fontenelle (2014) quanto a ausência de manutenção periódica, resulta em problemas estruturais que afetam a integridade da rede rodoviária, sendo essencial desde o dimensionamento que pode prever períodos de uso e manutenção de meia vida dentro de um centro de custo controlado. Isto indica a necessidade de se observar a durabilidade e economicidade na tomada de decisão de manter, recuperar ou construir uma via.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

O trabalho em questão se baseou na rodovia estadual BA-262, localizada entre Ilhéus e Uruçuca, e que receberá nos próximos anos diversos empreendimentos de grande porte em seu entorno, como o Complexo Intermodal Porto Sul e suas atividades adjacentes (Figura 01).

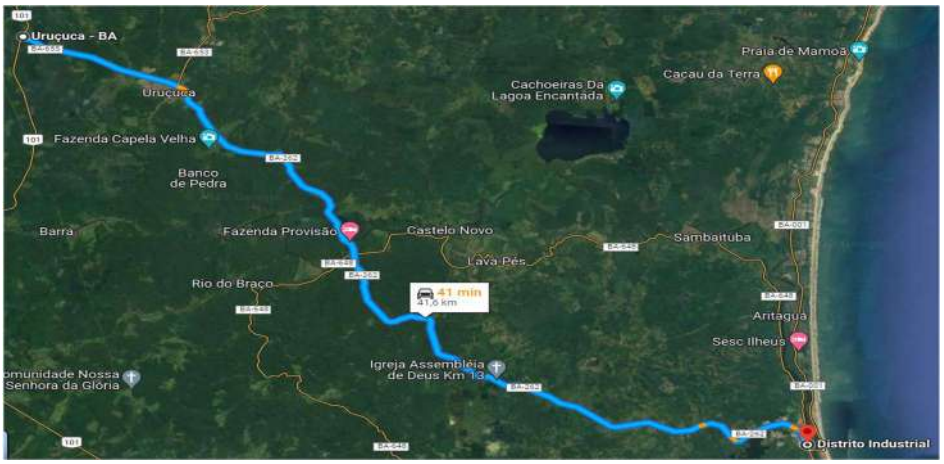


Figura 01: Trecho estudado da Rodovia BA-262.

Para este estudo foi selecionado um trecho com 41,6 Km de extensão, entre o acesso da BR-101 até a cidade de Ilhéus, por pertencer a zona de influência direta do Porto Sul. Foi utilizada a pesquisa de tráfego feito pelo SIT (2018) que discretizou por tipo de veículo, destacado na Tabela 01 os veículos comerciais.

Tabela 01 – Dados do tráfego na rodovia estudada. Fonte: SIT (2018)

Dados do tráfego na rodovia														
Ano	Ônibus		Veículos de carga											VDM
	2C	3C	2C	3C	2S1	4C	2S2	2S3	3S2	3S3	3C3	3Q4	3D4	
2018	30	3	324	70	6	13	70	9	3	51	3	19	148	749
%	4,01	0,40	43,26	9,35	0,80	1,74	9,35	1,20	0,40	6,81	0,40	2,54	19,76	100,00

Para projetar o tráfego gerado pós implantação do empreendimento, foi correlacionado a projeção econômico-populacional de Ilhéus com o crescimento de tráfego de veículos comerciais segundo os modelos utilizados pelo DNIT (2006), tais como o AASHTO e USACE. Para período de análise, foi adotado intervalos de 01 ano e 05 anos para analisar divergências no modelo de dimensionamento da espessura dos pavimentos, ja que no modelo tradicional de 10 anos com taxa de crescimento de tráfego constante ocorre a internalização

de incertezas quanto ao desenvolvimento regional, sobretudo em regiões submetidas continuamente a incentivos no seu crescimento.

Os métodos citados tem como objetivo encontrar o número "N" de passadas do eixo tandem-padrão, onde se consideram à composição do tráfego referentes a cada categoria de veículo, as cargas aplicadas e sua distribuição por eixo nos veículos. Os valores são projetados e normalizados e acumulados em intervalos definidos, onde podem ser observadas diferenças no cálculo das Equivalência de Carga (DNIT, 2006), que influenciam diretamente no calculo do número "N" e consequentemente na espessura do pavimento e sua durabilidade durante o ciclo de vida projetado.

Foram utilizadas as taxas de crescimento econômico-populacional indicados por INEMA (2011) para Ilhéus para os 30 anos subsequentes com a implantação dos novos empreendimentos. No entanto, faz-se uma ressalva quanto aos dados oficiais, por não explicitarem os modelos utilizados para compor tais projeções o que confere um grau de incerteza a respeito do desenvolvimento econômico. Dada a incerteza no padrão da projeção de crescimento, discute-se o perfil de crescimento que será adotado, se o linear, aritmético ou o geométrico, segundo metodologia DNIT (2006), correlacionando o perfil ao modelo de crescimento econômico-populacional com intuito de verificar qual modelo melhor corresponde com os dados oficiais.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Teixeira et al. (2022) apresenta um diagnóstico do pavimento da rodovia BA-262 indicando uma qualidade geral baixa, e demonstrando que dos 42 km, apenas 5% foi classificado como ótimo e 72% foi conceituado como ruim ou péssimo. Araújo (2022) complementa as informações quanto a precariedade apresentando os dados do Índice de Gravidade Global Expedito (IGGE) médio de 121,27 e um Índice de Estado da Superfície (IES) de 10, índices aquém dos recomendados pela norma DNER 008/2003-PRO, refletindo em patologias de todos os tipos em todos os trechos da via analisada. Como contraponto, é importante registrar que a BA-262 recebeu em 2023 uma restauração do trecho analisado, com aplicação de camada asfáltica CBUQ de 5 cm com alargamento da pista de rolamento (Figura 2) no trecho urbano da via onde se encontra o distrito industrial.

Figura 2. Restauração realizada em 2023 e espessura adotada

Para o crescimento de tráfego, foram utilizados os dados econômicos dados por IBGE (2023) entre 2010 e 2023 e a taxa de crescimento econômico projetada após a implantação dos empreendimentos indicada por INEMA (2011), onde foi possível estimar a curva de desenvolvimento de Ilhéus até o ano de 2045. O perfil de crescimento mais adequado para ambos os modelos foi o geométrico, bem como pode-se notar o gráfico de projeção da população, como pode-se ver na Figura 3.

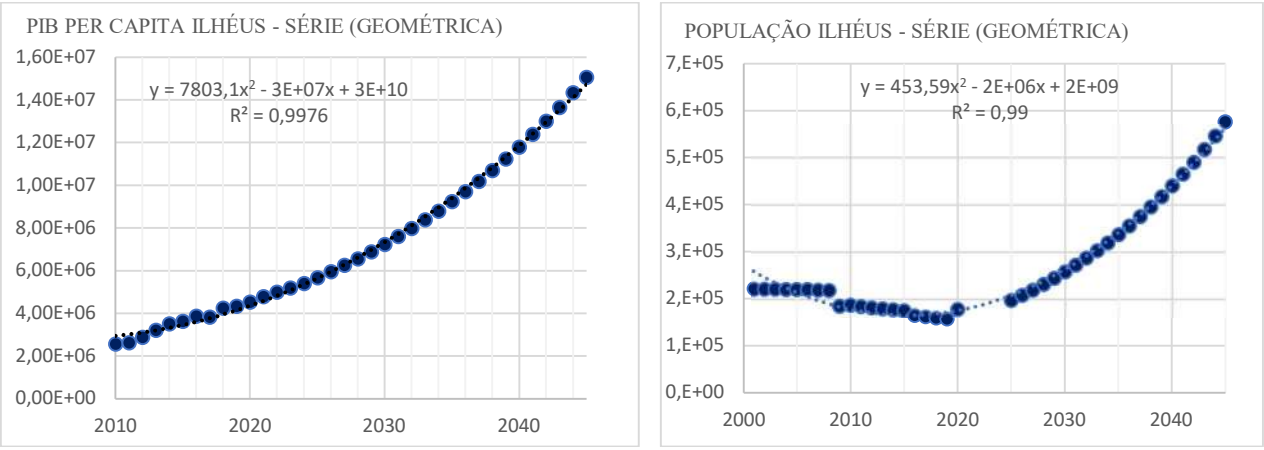


Figura 3. (a) Projeção do PIB per capita de Ilhéus (b) Projeção da população de Ilhéus

Tal impulso se dá pela implantação do Porto Sul e seu complexo industrial apoiado na economia mineral, que prometem gerar grandes transformações e oportunidades, reconfigurando completamente o relacionamento que estes têm com a cidade em que foram implantados. Moraes (2008) destaca como fatores influenciadores de desenvolvimento: O aumento da atividade econômica e industrial, gerando novo polo de tráfego, a migração de população atrapidas pelo novo empreendimento, aumento da arrecadação municipal, aumento do comércio local, o desenvolvimento urbano e da construção civil. Tal cenário pode ser visto em outras cidades com perfil minerário como Carajás (PA) e Vitória (ES), que, segundo Vale (2017), tiveram um crescimento acentuado nas questões destacadas por Moraes (2008). De forma similar, o empreendimento da BAMIN tem projeções de crescimento na produção e benefiamento de matéria-prima quando os embarques começarem pelo Porto Sul (BRASIL MINERAL, 2022). Nota-se uma correspondência entre a projeção econômica e o crescimento populacional, ambos com comportamento geométrico, o que reforçando o perfil de crescimento de tráfego no modelo geométrico uma vez que este se relaciona com as variáveis de atividade econômica e crescimento populacional.

Com isto, a projeção de tráfego foi modelada e seus resultados apresentados na Tabela 02, com horizonte de análise entre 2025 e 2045 no cenário de projeção geométrica.

Tabela 02 – Número N para os métodos USACE e AASHTO (10^6) na projeção geométrica

Métodos	**Projeção geométrica**			
	Usace		Aashto	
Ano	ANUAL	QUINQUENAL	ANUAL	QUINQUENAL
2025	4,53	4,13	1,88	1,60
2030	5,92	24,31	2,45	9,43
2035	7,74	59,17	2,46	22,96
2040	**10,11**	108,65	2,47	42,16
2045	13,22	178,36	2,48	69,21

Considerando o perfil de projeção de crescimento econômico-populacional, pode-se inferir que as projeções linear e aritmética não condizem com a realidade observada na Figura 3 (a) e (b) e com INEMA (2011), que será refletido na obtenção do número "N". Esta falta de correlação sugere que as projeções não captem o verdadeiro perfil de tráfego futuro após a implantação dos novos empreendimentos. Ou seja, a escolha do modelo de projeção deve estar alinhada com as expectativas teóricas e as projeções da realidade futura. Com isto, a projeção geométrica se destaca como mais coerente, por representar uma evolução gradual do Número "N" compatível com o desenvolvimento local, se aproximando em uma abordagem mais realista

e refletindo a previsão de crescimento que ocorrerá na região ao longo do tempo. Essa consistência com as tendências socioeconômicas delineadas fortalece a confiança na projeção geométrica como um modelo mais apropriado para prever o comportamento futuro do Número "N" .

Com os valores de "N" calculados, foi possível obter as espessuras do revestimento betuminoso para o pavimento em função do tráfego indicadas para cada cenário segundo o método de calculo descrito no Manual de Pavimentação do DNIT (2006), cujos resultados são apresentados na Tabela 03. Nota-se que a espessura varia de acordo com a forma de calculo dos danos acumulados, ou seja, o intervalo de 5 anos de projeção indica uma necessidade de espessuras maiores do que no acumulado ano a ano. Isto indica que nos dimensionamentos tradicionais pode haver um erro acumulado ja que se utiliza períodos decenais que pode mascarar erros ou uma mudança no perfil de desenvolvimento. Os dados sugerem que o padrão de crescimento e acumulo com análise anual captam melhor as variações de tráfego e com isso a necessidade de espessuras maiores para o período de interesse, no caso entre 2025 e 2045.

Tabela 03. Espessura do revestimento betuminoso para os métodos USACE e ASSHTO (cm)

Métodos	**Projeção geométrica**			
Ano	USACE		AASHTO	
	ANUAL	QUINQUENAL	ANUAL	QUINQUENAL
2025	5	5	5	**5**
2030	7,5	10	5	**7,5**
2035	7,5	12,5	5	**10**
2040	**10**	12,5	5	**10**
2045	10	12,5	5	**12,5**

A Tabela 03 mostra ainda que pelo modelo USACE, houve uma diferença de espessura de 2,50 cm, enquanto que na AASHTO uma diferença de 7,50 cm de espessura. Esta diferença na fase de construção ou manutenção implicam em custos adicionais que podem tornar uma implantação inviável. Considerando a análise com intervalo quinquenal, constata-se também que as espessuras são de 12,50 cm, que mostra que a recuperação asfáltica realizada em 2023 esta aquém das necessidades rodoviárias após a implantação do empreendimento portuário, indicando a necessidade de novo reforço do pavimento para cumprir um periodo adequado de projeto. Os resultados constatam ainda a robustez desses métodos em prever um crescimento gradual na espessura do pavimento em consonância com o crescimento de tráfego. Esses resultados oferecem uma informação importante para o planejamento da via, ao antecipar de maneira as necessidades de aumento na espessura do pavimento e mantendo as condições de qualidade do pavimento.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A avaliação cuidadosa dos resultados, baseados na projeção geométrica, oferece um conteúdo substancial no desenvolvimento do planejamento de tráfego de e apartir de Ilhéus e dos novos empreendimentos. Concedendo ao órgão tomador de decisão, uma compreensão das tendências de uso da BA-252, especialmente no que diz respeito à espessura do pavimento, não apenas assegurando a conformidade regulatória, mas também atendendo de maneira proativa às demandas da rodovia.

Com tais informações pode-se planejar a manutenção e adaptação da via, garantindo que estejam alinhadas não apenas com as condições atuais, mas também com as exigências previstas para o futuro. Essa abordagem prospectiva é crucial para criar ambientes urbanos resilientes e sustentáveis, capaz de suportar o aumento populacional e as demandas decorrentes do desenvolvimento econômico. É importante ressaltar que o mal dimensionamento de um pavimento causa danos econômicos podendo implicar em aumento nos custos operacionais de veículos, congestionamentos prolongados, desvalorização de propriedades e gastos

governamentais em reparos emergenciais, comprometendo a eficiência, competitividade e desenvolvimento socioeconômico.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, Gileno Muniz de (2023); Avaliação da qualidade do pavimento em trechos das rodovias BA - 262 e BA - 648 através dos métodos de Levantamento Visual Contínuo e Avaliação Subjetiva. Disponível em: <http://www.uesc.br/cursos/graduacao/bacharelado/eng_civil/2023/listas-tcc-ecv-2022-2.pdf>.

BARROS, M.; MARIANI, B. (2020) Análises de Defeitos Superficiais em pavimentos flexíveis da cidade de Salvador - BA. Congressso Brasileiro de Patologia das Construções, Fortaleza, Ceára.

CNT. (2019). Confederação Nacional dos Transportes. Pesquisa CNT de Rodovias 2019: Relatório Gerencial. Brasília: CNT.

DNIT. Manual de pavimentação (2006). Rio de Janeiro Disponível em:<http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/publicacoes>.

Fontenelle, T. (2014). Qualidade das estradas no Brasil: uma pesquisa da Confederação Nacional de Transportes. SINICESP.

Google. 2022. BA-262. [s.l.]: Google Maps. https://www.google.com.br/maps/dir/- 14.750876,-39.0673074/-14.5655291,-39.3345348/@-14.7534803, 39.0613612,14.08z/data=!4m2!4m1!3e

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (2024). Estimativas populacionais para os municípios e para as Unidades da Federação. Disponível em: <https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv97868.pdf> Acesso em: 21 de fevereiro de 2024.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (2024). Sistema IBGE de Recuperação Automática – SIDRA, Estimativas de População. Disponível em: <https://sidra.ibge.gov.br/pesquisa/estimapop/referencias> Acesso em: 21 de fevereiro de 2024.

Instituto do Meio Ambiente e Recursos Hídricos- INEMA (2011). Relatório de Avaliação Ambiental Estratégica do Programa Intermodal e Logístico para o Porto Sul.

MORAES, Carlos Antonio Robert. (2008) Contribuição para a gestão da zona costeira do Brasil: elementos para uma geografia do litoral brasileiro. São Paulo: Annablume, p. 232

SEINFRA (2022). Superintendência de Infraestrutura de Transportes da Bahia – Governo Do Estado. Relatório do Tráfego BA - 262.

SEINFRA (2020). Superintendência de Infraestrutura de Transportes da Bahia – Governo Do Estado. SRE – Relatório do Sistema Rodoviário Estadual.

Teixeira, N. N., De Araújo, G. M., De Lima, C. A., & Moraes, E. De A. (2023). AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DO PAVIMENTO EM TRECHOS DAS RODOVIAS BA-262 E BA-648 ATRAVÉS DOS MÉTODOS DE LEVANTAMENTO VISUAL CONTÍNUO E AVALIAÇÃO SUBJETIVA. Revista Contemporânea, 3(5), 4481–4506.

Vale AS. (2017) Formulário 20-F. Relatório Anual de acordo com a Seção 13 ou 15 (D) do Securities Exchange Act de 1934. Washington, Comissão de Valores Mobiliários dos Estados Unidos.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/668

Avaliaçao integral de pavimento e drenagem em Caldas Novas: estudo de caso na infraestrutura viária flexivel

Giovane Batalione
Engenheiro Civil, Professor Mestre em Geotecnia do Instituto Federal de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil, g-bat@hotmail.com

João Carlos de Oliveira
Orientador, Professor Doutor em Geotecnia do Instituto Federal de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil, joaocarlosifg@gmail.com

Jordana Portilho Neves
Engenheira Civil, Mestre em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil, jordanapn@hotmail.com

Giovane Batalione Filho
Arquiteto e Urbanista, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil, g-bat@hotmail.com

João Pedro Lima Bueno
Estudante de Engenheiria Civil, Instituto Federal de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil, g-bat@hotmail.com

RESUMO: A pesquisa no condomínio Marina de Caldas, em Caldas Novas, Goiás, visou avaliar as condições do pavimento flexível e da drenagem pluvial. Realizou-se ensaios de campo e laboratório, usando o Índice de Gravidade Geral (IGG) do DNIT e a metodologia da ABPv para analisar o desempenho do pavimento. Constatou-se que a maioria das ruas encontrava-se em condição regular, com IGG próximo ao mínimo, enquanto algumas apresentavam estado ruim, com desgaste, remendos e panelas. A camada de base tinha espessura média de 12 cm e o revestimento asfáltico variava de 1,0 a 2,5 cm, com sinais de degradação. O sistema de drenagem mostrou-se insuficiente e mal dimensionado, contribuindo para o desgaste do pavimento. Apesar da topografia evitar inundações, o escoamento inadequado de água causou danos ao asfalto. A ausência de sarjetas e a variação na integridade dos meio-fios foram observadas, assim como o lançamento inadequado das águas pluviais. Conclui-se que o sistema de drenagem requer revisão, com medidas como a desobstrução, limpeza e ampliação dos dispositivos existentes, a fim de evitar danos à infraestrutura do pavimento. No que diz respeito à camada de base, embora tenha sido avaliada em bom estado, é recomendada sua preservação para assegurar a estabilidade do pavimento.

PALAVRAS-CHAVE: Pavimento Flexível, Drenagem Pluvial, Infraestrutura, Conservação de Pavimentos, Reabilitação de Pavimentos.

ABSTRACT: The research at Marina de Caldas condominium in Caldas Novas, Goiás, aimed to assess the conditions of the flexible pavement and stormwater drainage. Field and laboratory tests were conducted, using the General Severity Index (IGG) from DNIT and ABPv's methodology to analyze pavement performance. It was found that most streets were in fair condition, with IGG close to the minimum, while some streets were in poor condition, showing wear, patches, and potholes. The base layer had an average thickness of 12 cm, and the asphalt coating varied from 1.0 to 2.5 cm, with signs of degradation. The drainage system was insufficient and poorly dimensioned, contributing to pavement wear. Despite the topography preventing flooding, improper water runoff caused damage to the asphalt. The absence of curbs and variation in the integrity of the curbstones were noted, as well as the inadequate discharge of stormwater. It is concluded that the drainage system requires revision, including measures such as unblocking, cleaning, and expanding existing devices to prevent damage to the pavement infrastructure. Regarding the base layer, although it was assessed in good condition, its preservation is recommended to ensure pavement stability.

KEYWORDS: Flexible pavement, stormwater drainage, infrastructure, pavement preservation, pavement rehabilitation.

1 Introdução

O desenvolvimento urbano é um fenômeno global em constante expansão, impulsionado pela crescente urbanização e pela demanda por infraestrutura habitacional. Como resultado, a qualidade e a durabilidade das vias de circulação e sistemas de drenagem em áreas residenciais tornam-se elementos críticos para garantir a funcionalidade e a segurança das comunidades (CESCONETTO, 2020; TEIXEIRA, 2023).

Neste contexto, a avaliação objetiva das condições do pavimento flexível e da infraestrutura de drenagem pluvial em condomínios residenciais desempenha um papel crucial. Essa avaliação é fundamental, pois permite identificar possíveis problemas no pavimento e na drenagem, possibilitando a implementação de medidas corretivas e preventivas adequadas.

Este artigo se propõe a analisar detalhadamente as superfícies do pavimento e o sistema de drenagem pluvial no condomínio residencial Marina de Caldas, situado em Caldas Novas, Goiás. Através de ensaios de campo e laboratório, foram avaliados o desempenho mecânico da superfície do pavimento flexível, através do Índice de Gravidade Geral (IGG) do pavimento, metodologia referenciada pela norma PRO 006/2003, do Departamento Nacional de Infraestrutura em Transportes (DNIT), aplicada à pavimentos flexíveis e semi-rígidos; a integridade das estruturas de drenagem e a condição da camada base, com verificação do percentual de material betuminoso e da composição granulométrica do agregado, para confirmar ou não, se a mistur0a se enquadra nas normas do DNIT ES 031/2006, visando fornecer informações relevantes para a melhoria da qualidade de vida dos moradores e a preservação da infraestrutura urbana.

2 Considerações Preliminares e Metodologia de Investigação

A presente investigação tem como foco avaliar as condições da superfície do pavimento flexível e a infraestrutura de drenagem pluvial no condomínio residencial Marina de Caldas, em Caldas Novas, Goiás. A Figura 1, ilustra o condomínio Marina de Caldas, local da realização do presente estudo.

Figura 1. Vista do condomínio, obtida pelo Google Earth.

As atividades de campo foram realizadas seguindo metodologias reconhecidas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura em Transportes (DNIT) e pela Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv). Dentre as atividades de campo, foram realizadas a avaliação do desempenho superficial do pavimento flexível, através do Índice de Gravidade Geral (IGG) do pavimento, metodologia referenciada pela norma PRO 006/2003 do DNIT, aplicada à pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Além disso, foram conduzidos ensaios tecnológicos complementares no laboratório de Solos e Betumes do Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia de Goiás (IFG). Essa abordagem metodológica foi implementada nas vias principais do condomínio, considerando a incidência mais elevada de problemas no pavimento e priorizando-se ruas com maior extensão longitudinal.

A metodologia de avaliação objetiva da superfície do pavimento, utilizando o IGG, visa identificar, quantificar e avaliar defeitos em pavimentos flexíveis e semi-rígidos, conforme especificado pela norma TER 005/2003 do DNIT. Inicialmente, percorre-se o trecho integralmente, identificando as situações mais críticas e repetição de defeitos, selecionando os pontos com pior condição para um levantamento detalhado, com registros em planilhas e imagens das patologias. Este levantamento ocorre em trechos espaçados a cada 20 metros, cobrindo uma área relativa à largura da faixa da pista, com distância de 3 metros para cada lado.

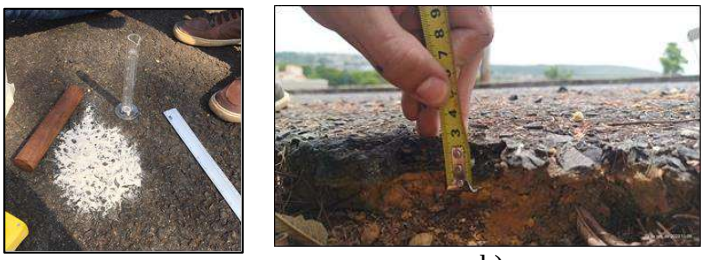
Durante o levantamento detalhado, foram registrados os defeitos encontrados no pavimento ao longo de toda a rua, em ambas as pistas de forma alternada, utilizando planilhas e imagens para documentação. Na planilha, foram registradas as estações levantadas, o número total de defeitos e calculadas suas frequências absoluta e relativa, juntamente com os Índices de Gravidade Individual (IGI) e Global (IGG), este último utilizado para avaliar o desempenho geral da superfície do pavimento. A Figura 2 exemplifica os defeitos identificados nas ruas 08 e 09 do condomínio.

a) b)

Figura 2. a) e b) Registros de imagens de defeitos (desgaste e remendos) do pavimento do condomínio.

Em campo, foram conduzidos ensaios não destrutivos de frasco de areia (Figura 3a) pela NBR 7185 (ABNT, 2016), utilizado para avaliar a macroestrutura do pavimento. A macroestrutura é um fator que contribui para o desempenho e conforto de rolamento do pavimento. Eventos de aquaplanagem, desgastes dos pneus e consumo maior de combustíveis dos veículos tem também relações com a condição e classificação da macroestrutura.

Durante a vistoria e os trabalhos de campo, também foram feitos ensaios destrutivos, através da coleta de amostras do material de revestimento betuminoso e do solo da camada de base do pavimento em três localidades diferentes. Além disso, foram realizadas medições da espessura das camadas estruturais em todas as ruas com formação de panelas. A Figura 3 ilustra o processo de avaliação da macroestrutura e a determinação das dimensões das camadas.



a) b)

Figura 3. Avaliação da macroestrutura e da espessura das camadas, por meio do a) ensaio de mancha de areia e b) determinação da espessura do pavimento.

Foram realizados ensaios tecnológicos nos materiais coletados em campo, incluindo solo e revestimento betuminoso, visando avaliar a condição da camada de base do pavimento e da capa asfáltica. Esses ensaios incluíram a verificação do percentual de material betuminoso e a análise da composição granulométrica do agregado, para verificar a conformidade com as normas do DNIT ES 031/2006. Durante a vistoria, observou-se que as vias com mais remendos e panelas apresentavam uma significativa deterioração do revestimento betuminoso, expondo a camada de base às intempéries climáticas. As ruas 08 e 09 foram identificadas como locais com maior degradação, sendo escolhidas para coleta de amostras, com o objetivo de preservar a estrutura das demais vias. Na rua 09, a amostra foi usada para ensaios de compactação em laboratório, visando obter valores padrão para o Grau de Compactação (GC) da camada de base e o desvio de umidade ótima (Δ_W). Além disso, foram coletadas amostras do solo da base para ensaios de compactação na energia do Proctor intermediário, conforme recomendado pela NBR 7182 (ABNT, 2020). A Figura 4 ilustra as etapas dessa investigação de campo e laboratório.

a) b)

Figura 4. Investigação através de a) medição da espessura da camada de base do pavimento e b) ensaio tecnológico.

Para investigar as características dos solos nas ruas 08 e 09, realizou-se inicialmente a coleta de amostras. Posteriormente, aplicou-se a análise granulométrica conforme a NBR 7181 (ABNT, 2016) para determinar o teor de pedregulho na amostra. Além disso, foram conduzidos ensaios específicos em laboratório, incluindo o teste ME 053/94 do DNIT para avaliar o teor de Cimento Asfáltico do Petróleo (CAP) e o peneiramento do agregado. Essas atividades foram realizadas em amostras coletadas nas ruas 05, 08, 09 e 10.

a) b)

Figura 5. a) e b) Ensaio para determinar o percentual de CAP no revestimento asfáltico.

3 Resultados e Discussões

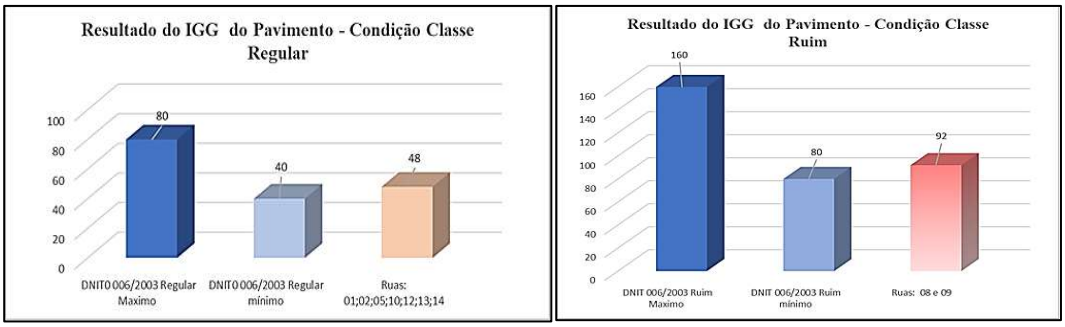
3.1 Características do solo coletado.

O solo coletado na rua 08 revelou-se predominantemente laterítico, enquanto na rua 09, observou-se uma presença significativa de quartzo. Além disso, a análise granulométrica revelou um percentual de 52% de pedregulho na amostra, 15% constituído de areia e 33% restante composto por frações de silte e argila, indicando uma composição que influencia diretamente nas propriedades do revestimento asfáltico.

Solo granular com quartzo e a laterita, composta de óxidos de ferro e alumínio, com minerais primários (quartzo) e secundários (óxidos de ferro e alumínio) características de solos lateritico. Na prática de execução e em laboratório, quando compactados na energia modificada e intermediária, esses solos demonstram bons resultados de CBR, elevado módulo de resiliência, baixa expansão, alta massa específica e teor de umidade ótimo mais reduzido. Essas características tornam esses solos, altamente intemperizados, adequados para uso na engenharia civil na construção de estruturas de pavimentos.

3.2 Avaliação objetiva da superfície do pavimento através do Índice De Gravidade Geral (IGG), PRO 006/2003 do Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT).

Observou-se que a grande maioria das ruas do condomínio apresenta defeitos, variando em gravidade e quantidade. Os defeitos mais comuns incluem desgaste, remendos, trincas longitudinais e transversais. Ressalta-se que as panelas e os remendos têm um impacto significativo na classificação do estado do pavimento em relação ao IGG, com fatores de ponderação de 1,0 e 0,6, respectivamente. Procurou-se agrupar as ruas que tiveram resultados semelhantes para uma melhor visualização global da situação das vias internas no gráfico da Figura 8.



a) b)

Figura 8. Resultado da análise do desempenho do pavimento pelo IGG. a) Condição classe regular e b) Condição classe ruim.

A avaliação principal revela que a maioria das ruas apresenta uma classificação de condição regular, com um IGG médio de 48, próximo ao limite mínimo de 40 estabelecido para a condição da superfície do pavimento. No entanto, as ruas 08 e 09 estão classificadas como em condição ruim, com um IGG de 92, não atendendo aos requisitos mínimos estabelecidos pelas normas, cujo IGGG mínimo aceitável é de 80. Os resultados da avaliação da macroestrutura, condições da camada de base e sistema de drenagem corroboram esses valores obtidos pelo IGG.

3.3 Avaliação da macroestrutura do pavimento pela metodologia proposta pela Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv).

Utilizou-se o ensaio de mancha de areia como uma abordagem adicional para avaliar a condição da superfície do pavimento flexível das ruas, visando avaliar sua macroestrutura e os resultados estão apresentados na Figura 9. A macroestrutura desempenha um papel crucial no conforto de rolamento e desempenho do pavimento, afetando diretamente eventos como aquaplanagem, desgaste dos pneus e consumo de combustível dos veículos.

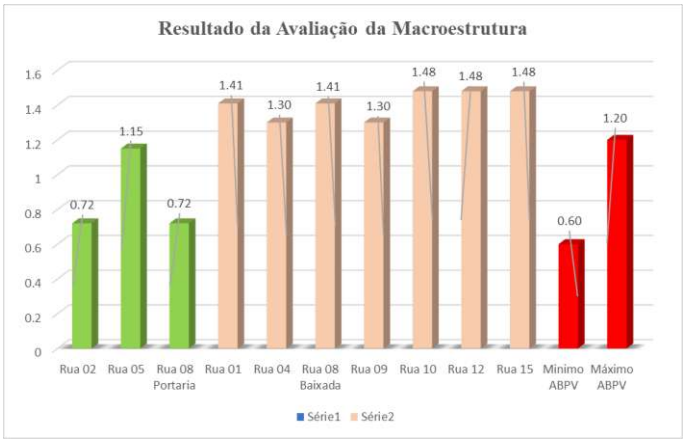


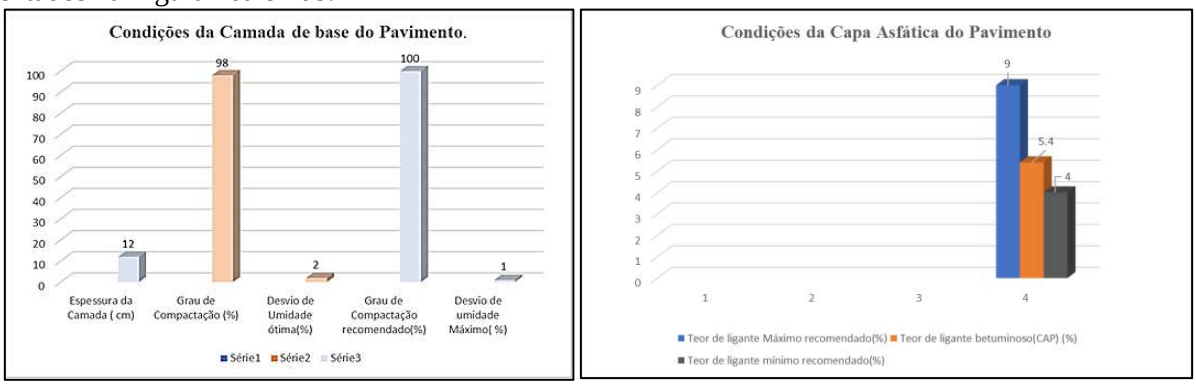
Figura 9. Resultado da avaliação da macroestrutura das ruas.

As análises revelam que as ruas 02, 05 e 08, possuem valores de altura da mancha de areia dentro do padrão estabelecido pela ABPv (0,60 a 1,20 mm), classificadas como médias. Valores abaixo de 0,6 mm indicam macroestruturas finas a fechadas, potencializando o risco de aquaplanagem em altas velocidades, embora não preocupante dadas as restrições de velocidade locais. Valores acima de 1,2 mm indicam textura muito aberta, ocasionando desgaste excessivo nos pneus. A maioria das ruas apresentou valores acima de 1,20 mm, confirmando o desgaste do pavimento, os resultados do IGG e as patologias observadas. Destaca-se a correlação entre os valores do IGG, a altura da mancha de areia e as condições deficientes ou ausentes dos dispositivos de drenagem pluvial em algumas ruas. Ruas com melhor desempenho e conformidade com as normas apresentaram instalações de bocas de lobo, embora muitas estejam subdimensionadas, e uma melhor conservação de meio-fios e captadores de água, como nas ruas 02 e 05. Notavelmente, a maioria das patologias ocorreu em ruas com problemas no sistema de drenagem pluvial, especialmente aquelas em grandes desníveis topográficos, como as ruas 08 e 09.

3.4 Avaliação das dimensões da camada do pavimento, do desempenho da camada de base e do revestimento (capa asfáltica).

Durante a análise, observou-se que a espessura média da camada de base do pavimento era de aproximadamente 12 cm, um valor característico para a época da execução do pavimento (construído a 20 anos atrás), e para o tipo de tráfego destinados a veículos leves e exploraticamente ao tráfego de pesados. Espessura esta que para os parâmetros da atualidade é reduzido. Quanto ao revestimento betuminoso, aplicado com técnica de tratamento superficial, verificou-se variação de espessura entre 1,0 cm e 2,5 cm em diferentes pontos, atribuída ao desgaste superficial. O desgaste superficial, principal patologia verificada em loco, potencializou a ocorrência desta diferença em espessura da camada de revestimento betuminoso. Pela experiência profissional, quando da execução, a camada deveria ter espessura uniforme de 2,5 cm.

A avaliação da base do pavimento revelou um grau de compactação satisfatório, com leve desvio de umidade em relação às condições ideais, conforme norma DNIT ES 141/2022. Os ensaios de laboratório demonstraram que o revestimento betuminoso, do tipo Tratamento Superficial, era composto por agregado de rocha basáltica, com granulometria próxima aos padrões estabelecidos pela norma ES 031 do DNIT para concreto betuminoso, e o teor de ligante (CAP) dentro da faixa adequada. Os resultados dessas análises estão representados na Figura 10a e 10b.



a) b)

Figura 10. Resultado a) do Grau de Compactação (GC) e do desvio de umidade ótima (Δ_W) e b) dos ensaios de laboratório realizados nos corpos de prova do revestimento betuminoso.

Em síntese, observa-se que, ao longo dos anos, a camada da base do pavimento manteve um desempenho satisfatório, apesar do impacto do tráfego e da ação dos agentes de imtemperismo. No entanto, é importante ressaltar que essa situação pode se reverter caso não haja intervenções no revestimento betuminoso, cuja função primordial é proteger a base contra a infiltração de água. Já o revestimento betuminoso, apesar de manter algumas caracterísitcas que atendem as normas técnicas do DNIT (composição granulométrica e teor acima do mínimo de ligante betuminoso), apresenta-se em em estágio de degradação, requerendo intervenções para preservar a integridade de toda a estrutura do pavimento flexível. Isso ajudará a evitar custos mais elevados no futuro para sua manutenção ou recuperação.

3.5 Avaliação do sistema de drenagem pluvial e da sua influência nas condições atuais do pavimento nas vias urbanas do condomínio.

O sistema de drenagem pluvial (Figura 11), aspectos como bocas de lobo, inclinação das vias, eficiência do sistema e condição dos dispositivos, essencial para garantir a transitabilidade das ruas e a conservação do asfalto, também foi examinado no condomínio. A qualidade do sistema de drenagem desempenha um papel crucial na preservação do pavimento flexível, podendo influenciar significativamente em sua durabilidade e conservação.

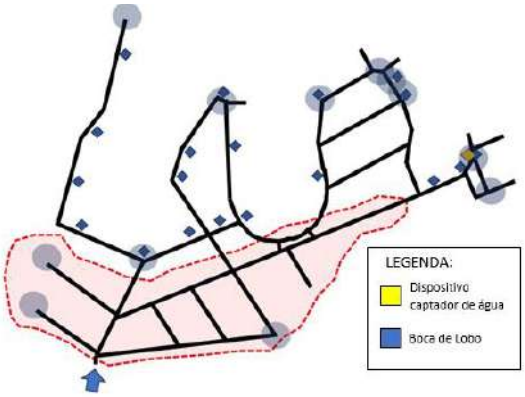


Figura 11. Mapa demonstrativo dos dispositivos dos sistemas de drenagem verificado.

Na Figura 11, os pontos em quadrados azuis indicam as bocas de lobo, enquanto os quadrados amarelos representam os dispositivos captadores de água. A linha tracejada em vermelho destaca regiões sem dispositivos de drenagem ou com quantidades mínimas. As áreas circulares em azul sinalizam pontos com potencial de alagamento pela falta de manutenção observada, enquanto as linhas pretas delineiam as ruas do condomínio. A Figura 12 ilustra os elementos dos dispositivos de drenagem levantados durante a vistoria.

a) b)

Figura 12. Elementos dos dispositivos de drenagem levantados durante a vistoria; a) bocas de lobo e b) dispositivos captadores de água.

Observou-se que a única região do condomínio onde não ocorreu acúmulo de água durante os períodos de precipitação, graças à existência e funcionamento do sistema de drenagem, foi a região nordeste (Figura 12b), próxima ao lago e a uma praça interna do condomínio. Neste local, foi instalado um dispositivo de captação de água pluvial com dimensões adequadas ao volume de precipitação local e posicionado na cota altimétrica mais baixa da área do condomínio.

No entanto, o volume de água pluvial não captada pelos dispositivos de drenagem e que escoa pelas vias está causando danos significativos à capa asfáltica, resultando em desgaste superficial e potencializando a formação de outras patologias mais graves. Esse cenário foi observado no local e justificou a implementação de reparos pontuais utilizando concreto de cimento Portland.

Foi levantado também as dimensões das bocas de lobo, que seguiram o padrão 80x80x150cm (comprimento, largura, altura). A dimensão de 80cm de abertura desses dispositivos demonstram subdimensionamento dos mesmos. Uma solução viável seria ampliar estrategicamente essas bocas de lobo, tornando-as mais longitudinais para otimizar a captação linear da água, em vez de pontual.

Outro problema identificado foi a obstrução dos bueiros interligados às bocas de lobo por entulhos, resíduos sólidos e sedimentos, comprometendo o escoamento da água e aumentando o risco de entupimentos.

A falta de captação adequada da água pluvial resulta em danos como desgaste do revestimento asfáltico, formação de trincas e poças d'água, exigindo reparos frequentes. A maioria dos dispositivos de drenagem está subdimensionada ou obstruída, dificultando o escoamento da água e aumentando o risco de entupimento (Figura 13a e b). A ausência de sarjetas ao longo das vias também agrava o problema, permitindo que a água escorra livremente sobre o pavimento. Além disso, os pontos de lançamento de água pluvial nem sempre direcionam adequadamente a água, contribuindo para processos erosivos e possíveis inundações (Figura 13c e d). Essa análise destaca a importância crítica do sistema de drenagem na preservação da estrutura do pavimento e sugere a implementação urgente de ações para mitigar os danos observados.

a) b) c) d)

Figura 13. a) e b) Sistemas de drenagem sem conservação, prejudicando o bom desempenho do sistema e c) e d) Situação dos dispositivos das vias sem sistema de drenagem.

4 Conclusão

A avaliação das condições do pavimento e do sistema de drenagem no condomínio Marina de Caldas, em Caldas Novas, Goiás, revelou que a maioria das ruas está em estado regular, com um Índice de Gravidade Geral (IGG) médio de 48. No entanto, algumas ruas, como as ruas 08 e 09, estão em condição ruim, necessitando de intervenções urgentes devido a defeitos como desgaste, remendos e panelas.

O sistema de drenagem é insuficiente e mal dimensionado, contribuindo para o desgaste do pavimento. Há uma correlação entre o estado do pavimento e as condições deficientes dos dispositivos de drenagem. Ruas com melhor desempenho têm melhores instalações de bocas de lobo e conservação dos meio-fios.

Recomenda-se revisar o sistema de drenagem, desobstruindo, limpando e ampliando os dispositivos existentes, e realizar intervenções no revestimento betuminoso para proteger a camada de base contra a infiltração de água. Essas ações são essenciais para assegurar a qualidade de vida dos moradores e a preservação da infraestrutura urbana.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7181/2016, Solo - Análise granulométrica, Rio de Janeiro.

_____. NBR 7182/2020, Solos – Ensaio de Compactação dos Solos, Rio de Janeiro, 13 páginas.

_____. NBR 7185/2016, Solo - Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia, Rio de Janeiro, 12 páginas.

Augusto,F.A.D, Manual Para identificação de Defeitos de Revestimentos Asfálticos de Pavimentos, Patrocínio Construtora Camargo Corrêa, São Paulo,SP , 1993, 87 páginas.

Bernucci,L; Goretti,L;Ceratti,J;Soares,J, Pavimentação Asfáltica, Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto(ABEDA), Petrobras, 2007, Rio de Janeiro, RJ, 504 páginas.

Cesconetto, F. (2020). Proposta de mitigação de enchentes urbanas para o município de vila velha-es, a partir de uma rede de infraestrutura verde combinada à pavimentação permeável. Revista Ifes Ciência. v.5 n.1. 18 páginas.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA EM TRANSPORTES (DNIT), TER 005/2003, Defeitos nos Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos, Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro, 12 páginas.

_____. DNIT PRO 006/2003, Avaliação Objetiva da Superfície de Pavimentos Flexíveis e Semi-rígidos , Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro, 10 páginas.

_____. DNIT PRO 007/2003, Levantamento pra Avaliação da Condição de Superfície de Subtrecho Homogêneo de Rodovias de Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos para Gerencia de pavimentos e Estudos e Projetos, Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro, 11 páginas.

_____. DNIT ES 031/2006, Pavimentos Flexíveis Concreto Asfáltico, Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro, 14 páginas.

_____. DNIT ES 141/2022, Pavimentação – Base estabilizada Granulometricamente, Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro, 12 páginas.

_____. DNIT ES 147/2012, Pavimentação – Tratamento Superficial Duplo, Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro, 10 páginas.

_____. DNIT ME 053/1994, Mistura Betuminosa – Porcentagem de Betume, Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro, 05 páginas.

Teixeira, N. N.; Araújo, A. V. S. (2023). Gestão municipal de drenagem e manejo de águas pluviais: avaliação dos impactos decorrentes da urbanização na Cidade Nova, Ilhéus-BA. GeSec: Revista de Gestao e Secretariado, 2023, Vol 14, Issue 6, p9968.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/669

AVALIAÇÃO MECÂNICA DO USO DE ESCÓRIA DE ACIARIA PARA ESTABILIZAÇAO DE SOLOS SILTOSOS

Pedro Luís da Costa Júnior
Estudante, FEG-UNESP, Guaratinguetá, Brasil, pedro.jr@unesp.br

Prof. Dr. Gabriel Orquizas Mattielo Pedroso
Professor, FEG-UNESP, Guaratinguetá, Brasil, gabriel.pedroso@unesp.br

Prof. Dr. Mariana Ferreira Benessiuti Motta
Professora, FEG-UNESP, Guaratinguetá, Brasil, mariana.motta@unesp.br

RESUMO: A escória de aciaria (EA) é um resíduo proveniente do processo de refino para a produção de aço de alta resistência. De maneira generalizada, é descartada em aterros devido à sua inutilização após a produção do aço. Deste modo, são necessárias grandes áreas para a sua disposição, o que acaba causando um processo contínuo de degradação ambiental. O objetivo deste trabalho é avaliar a estabilização com EA de um solo siltoso da região do Vale do Paraíba, a fim de estudar a possibilidade de sua utilização como substituto ao usual estabilizante químico (cimento e cal). Para tanto, os materiais foram caracterizados de maneira física e mecânica. Os ensaios relatos à parte física foram os de granulometria, peso específico dos grãos, limites de Atterberg e classificação MCT, ao passo que os mecânicos foram os ensaios de compactação e ISC (Índice de Suporte California). Todos os ensaios mecânicos foram realizados com diferentes teores de EA, sendo 0%, 2,5%, 5% e 7,5%, representantes da massa total de escória mais solo. Descobriu-se que o teor ótimo de EA é de 2,5% a qual permite que o solo triplique o ISC do solo natural que foi de 4.

PALAVRAS-CHAVE: Escória de aciaria, Pavimentação, Estabilização de solos, Materiais de pavimentação.

ABSTRACT: Steel slag (SS) is a residuos provenient from high resistance steel production refine. In this manner, its primordial to use expansive areas to its arrangement, so SS is causing a continuos process of ambiental degradation. The project's goal is to analyze estabilization from two silty soils of Vale do Paraíba, searching the possibility of this use like substitute to usual chemical binder (cement and lime), contributing that form to ambiental environment, because SS is encounter in massive quantities in some discard places. Therefore, the materials have been characterized physically and mechanically. The physical tests was granulometry, specific weight of grains, Atterberg limmits and MCT classification, while the mechanical ones was compactation, CBR ("california bearing ratio"). All mechanical tests was realyzed with different SS contents, being 0%, 1,5%, 2,5%, 5% e 7,5%, that percentage represents SS total mass adicionated to soil, with the goal to encounter the better dosage and to rate SS effect. So, the better dosage encountered was 2,5% EA, that dosage contribute to triplicate CBR's natural soil to 4 to 12.

KEYWORDS: Steel slag, pavementation, soil stabilization, pavementation materials.

1 INTRODUÇÃO

A região de São Paulo é caracterizada pelo domínio geológico de sedimentos e rochas do período pré-cambriano (ígneas e metamórficas). Dentre estes domínios, há grande destaque a predominância de xistos, micaxistos e filitos, tendo também gnaisse em locais mais restritos. Os solos de micaxistos e de gnaisse, da região do Vale do Paraíba, não apresentam facilidade de compactação, como também são pobres como subleito e camadas de pavimento, uma vez que dispõem de baixa capacidade de suporte e alta expansão (Ramos, 2020). Portanto, é imprescindível à pavimentação da região do Vale do Paraíba adotar alternativas para melhorar o solo, para assim, este apresentar características adequadas para utilização. Desta forma, um dos métodos utilizados é a estabilização do solo com ligantes hidráulicos (estabilização química) visando melhorar suas propriedades, como: resistência, deformabilidade e permeabilidade (Medina e Motta, 2015).

Cal e cimento são os ligantes hidráulicos comumente utilizados na estabilização química de solos com baixa capacidade de suporte para subleito de estradas (Ceratti, 1991). Entretanto, o estudo de materiais não convencionais, resíduo de mármore, escória de alto forno, entre outros (NICOLAU et al., 2001; KAWAHASHI et al., 2010; GURBUZ, 2015; HASAN et al., 2016.), mostra-se importante para a redução do consumo dos recursos naturais e contribuir para diminuição de CO_2, visto que a indústria de cal e cimento Portland são grandes responsáveis por essa emissão.

A escória de aciaria (EA) é um resíduo proveniente do processo de refino para a produção de aço de alta resistência. Em geral, a EA é descartada em aterros devido à sua inutilização após a produção do aço. Portanto, são necessárias grandes áreas para a sua disposição, assim, causam um processo contínuo de degradação ambiental (NICOLAU et al., 2001).

Embora a escória de alto forno tenha vasta utilização dentro da construção civil, poucos estudos mostram a aplicação da EA. As primeiras aplicações da EA são da substituição de agregados, entretanto, Montenegro et al. (2013) mostrou que o material apresenta baixa reatividade como ligante, o que pode ser suficiente para a melhoria de solos de baixa capacidade de suporte. Os estudos de Kawahashi et al., (2010) e Brand et al. (2020) avaliaram as características geotécnicas e de suporte de solos argilosos estabilizados com EA e Tran et al. (2010) e Rezende et al. (2022) de solos com comportamento tropical. Os estudos mostraram um ganho de deformabilidade e resistência com a inserção da EA.

A literatura mostra que o uso da EA para estabilização de solos é recente e escasso, principalmente quanto ao comportamento mecânico (módulo de resiliência) do material para diferentes tipos de solos e a evolução do seu comportamento ao longo do seu tempo de cura.

Desse modo, com o presente estudo tem-se por objetivos testar diferentes teores de EA, assim como, definir o seu teor ótimo em função dos parâmetros mecânicos. Contudo, a principal contribuição desta pesquisa é viabilizar a utilização de solos expansivos (saprolíticos, caracterizados pela baixa capacidade de suporte) na pavimentação, utilizando escória, tornando o projeto sustentável, além de auxiliar a região de Cunha-SP no cerne pavimentístico.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais ensaiados

O solo siltoso utilizado nesta pesquisa foi coletado em um depósito natural na estrada de Jericó localizada no município de Cunha-SP. A EA foi obtida em um aterro especializado localizado na cidade de Taubaté-SP que recebe o material da produtora de aço, destinando-o ao descarte.

A Figura 1 mostra a granulometria do solo e da escória e a Tabela 1 mostra os parâmetros do solo obtidos nos ensaios realizados. O ensaio granulométrico foi realizado conforme norma NBR 7181/2016, ao passo que os ensaios de limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), densidade relativa dos grãos (picnômetro) e classificação MCT seguiram, respectivamente, as normas NBR 6459/2016, NBR 7180/2016, NBR 6458/2017 e DNIT – ME 258/2023.

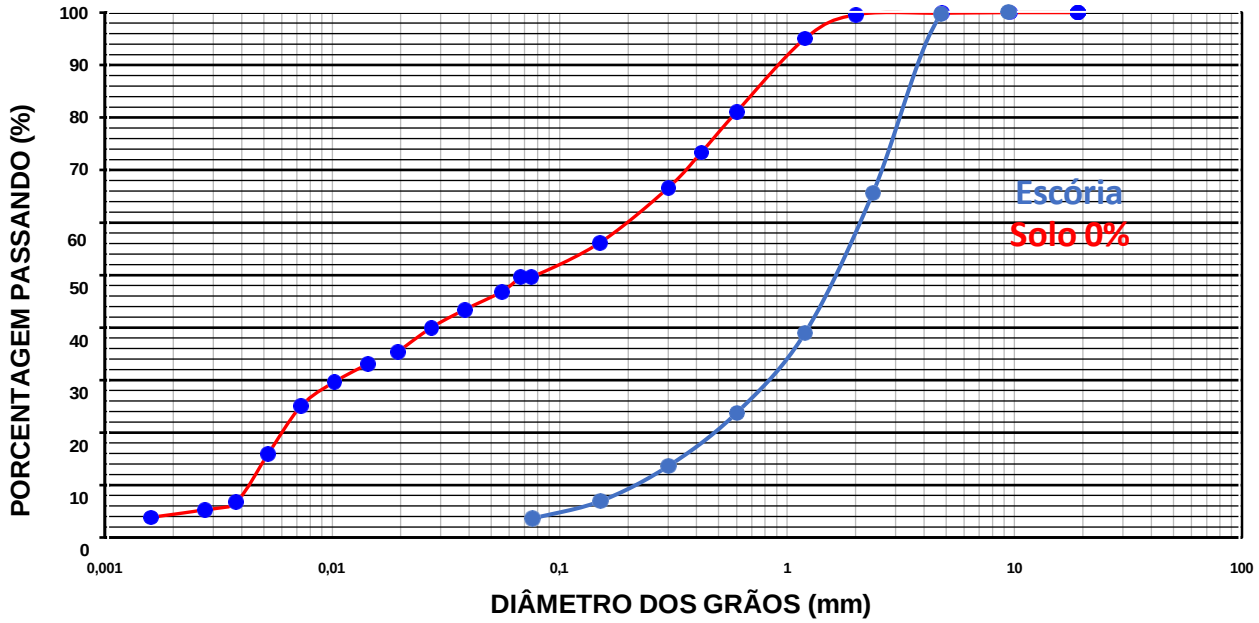


Figura 1. Curva de Distribuição Granulométrica, 2023.

Tabela 1. Parâmetros do solo

Parâmetro	Solo virgem
LL	40,5%
LP	Não plástico
IP	-
Gs	2,64
MCT	NS
Pedregulho	0,4%
Areia grossa	4,1%
Areia média	24,1%
Areia fina	25,6%
Silte	41,4%
Argila	4,4%

2.2 Ensaios realizados

Vale-se ressaltar que a norma ABNT NBR 6547/2016 de preparação de amostras de solo serviu de parâmetro a priori. Desse modo, é de suma importância expor que tanto o solo quanto a escória foram passados na peneira #4 (4,75mm).

As curvas de compactação - massa específica seca máxima versus teor de umidade - do solo, foram obtidas a partir do ensaio de compactação na energia Proctor normal, conforme as recomendações da norma ABNT NBR 7182/2016. A energia utilizada para o ensaio acima descrito foi a normal, além de que, as umidades ótimas e a MEAS (Massa Específica Aparente Seca) foram parâmetros para confecção dos ensaios de ISC (Índice de Suporte California).

Após a caracterização inicial do solo em estudo, foram testados quatro tipos de misturas nas seguintes proporções de solo adicionado a escória: (I) 97,5% solo e 2,5% EA; (II) 95% de solo e 5% EA; (III) 92,5% solo e 7,5% EA; e (IV) formada de 100% de solo. Essa proporção foi escolhida por abranger os valores de dosagem recomendados pela ABNT NBR 12253/1992.

Para cada uma das misturas contendo diferentes teores de EA, foi realizado o ensaio de compactação. Em seguida, com os dados obtidos, foi possível elaborar as curvas de compactação para o solo natural e as

diferentes misturas de EA, e assim, verificar a influência da EA na umidade ótima e na massa específica máxima do solo.

A partir dos teores ótimos determinados pelas curvas de compactação, os corpos de prova (CPs) para os ensaios mecânicos foram compactados nestes teores e ensaiados de acordo com a norma DNIT-ME 172/2016.

A avaliação dos parâmetros mecânicos de cada mistura foi realizada a partir da determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC), onde para cada teor de EA foram preparados três réplicas de CP's.

Para a determinação do ISC e consequentemente da expansão, o material foi compactado dentro de um cilindro metálico de dimensões (15,24 cm ± 0,05 cm de diâmetro interno e 17,78cm ± 0,02 cm de altura), conforme apresentado na Figura 2, em seguida, obteve-se a expansão durante 3 dias de imersão do cilindro em um tanque preenchido com água. Após a imersão, o cilindro foi levado à ruptura na prensa para a determinação do ISC.

Figura 2. Cilindro de Proctor.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após obter a classificação do solo, realizou-se os ensaios de compactação e o ISC. Os resultados da compactação estão expostos na Figura 3. Logo, percebe-se que, para diferentes teores de escória de aciaria (EA), as umidades ótimas não são necessariamente iguais (NICOLAU et al., 2001; KAWAHASHI et al., 2010; MONTENEGRO et al., 2013; HASAN et al., 2016; BRAND et al., 2020; TRAN et al., 2022)

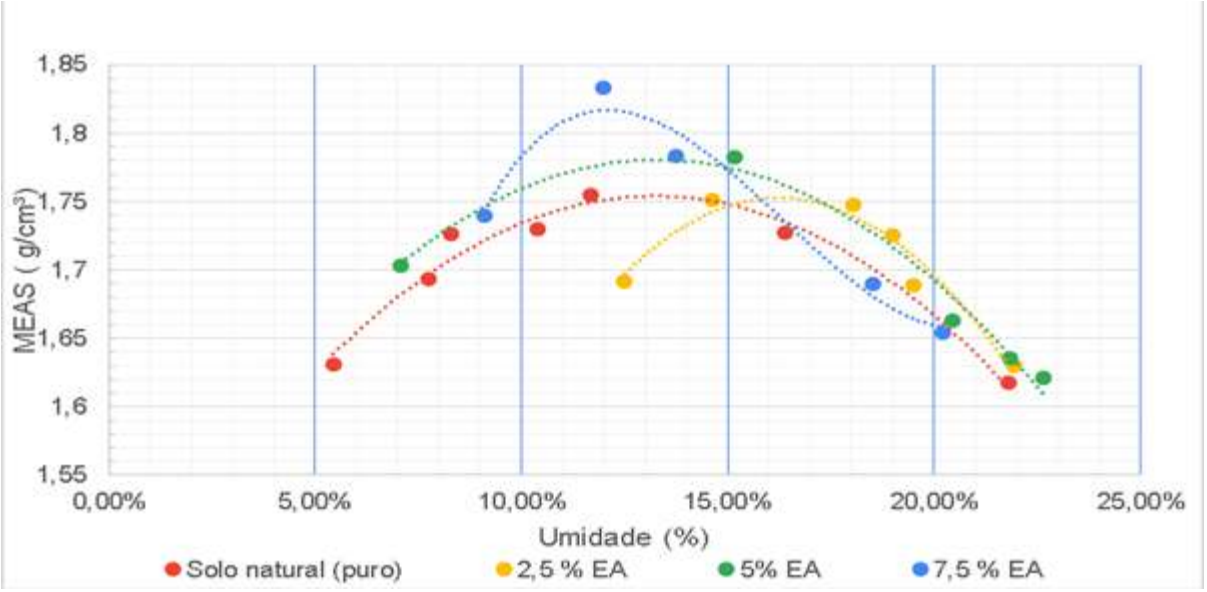


Figura 3. Gráfico de compactação para os diferentes teores, 2024.

Do gráfico acima, tornou-se possível montar uma tabela com os teores ótimos de umidade em % e de MEAS (massa específica aparente seca) em g/cm³. A Tabela 2 contém tais dados.

Tabela 2. Teores ótimos de umidade e MEAS.

Tipo de solo	Umidade (%)	MEAS (g/cm³)
Solo virgem 0% EA	13,23	1,75
Solo 2,5% EA	16,23	1,75
Solo 5,0 % EA	13,29	1,78
Solo 7,5% EA	13,06	1,80

Percebe-se que a umidade ótima não segue uma tendência, no entanto, a MEAS aumenta conforme o teor de EA aumenta, fato este decorrente da substituição do solo por um material mais denso que este. (NICOLAU et al., 2001; KAWAHASHI et al., 2010; TRAN et al., 2022).

Após a realização da compactação segundo as normas NBR 7182 e NBR 6547, fez-se o ensaio ISC em concordância com a norma de preparação supracitada e da DNIT-ME 172. Dessarte, os resultados obtidos para o ensaio estão expostos na Tabela 3.

Tabela 3. ISC e expansão (%) para os diferentes teores de EA.

Tipo de solo	Expansão (%)	ISC
Solo virgem 0% EA	1,50%	4
Solo 2,5% EA	0,46%	12
Solo 5,0 % EA	0,45%	6
Solo 7,5% EA	0,23%	4

Um solo com mais de 0,50% de expansão é considerado inadequado para a aplicação como base e sub-base segundo o Manual de pavimentação IPR - 179 do DNIT (2006). Dessa forma, afere-se a partir da tabela 3 que a EA mesmo que em seu menor teor torna o solo menos expansivo e apto à pavimentação, além de dimuir a expansão do solo gradativamente com o aumento de sua concentração (MONTENEGRO et al., 2013; BRAND et al., 2020).

Nesse sentido, pode-se dizer que o teor ótimo de escória é de 2,5%, uma vez que em relação ao ISC natural houve um aumento de 200%, ou seja, de 4 o ISC passou para 12, o que é alto para um teor baixo de produto adicionado. No mesmo cerne, cabe-se ressaltar a viabilidade econômica da aplicação da escória de aciaria para o solo da região em estudo.

Além disso, percebe-se que diferentemente da literatura estudada, o ISC não aumentou gradativamente com o aumento do teor de EA para esse solo NS, sendo a porcentagem ótima de EA igual a 2,5%, o que implica em um menor consumo na melhoria do solo. Entretanto, recomenda-se a análise do Módulo Resiliente e da análise microscópica para averiguar tais suposições.

4 CONCLUSÃO

Destarte, definiu-se o teor ótimo de EA presente no solo, o qual era objetivado pelo presente estudo. Também se viabilizou a aplicação de solos expansivos, de baixa capacidade de suporte, para fins pavimentísticos, introduzindo-lhes escória, com um cerne de sustentabilidade e apoio às regiões brasileiras caracterizadas por solos com essas qualidades, Cunha-SP principalmente.

Em função do solo em estudo ser expansivo e de difícil compressão, o que faz com que ele tenha grande deformabilidade e baixa capacidade de suporte, este se torna inviável à utilização na pavimentação (Ramos, 2020). Somado a isso, a escória nos aterros é um problema ambiental por não ter nenhuma função além de acúmulo, assim, faz-se necessária sua aplicação para que se torne útil, promovendo não só a sustentabilidade como a melhoria do solo no caso deste excerto.

Destarte, conclui-se que a EA tem a função de estabilização de solos siltosos, reduzindo sua expansão e aumentando sua resistência à penetração (NICOLAU et al., 2001; KAWAHASHI et al., 2010; MONTENEGRO et al., 2013; HASAN et al., 2016; BRAND et al., 2020; TRAN et al., 2022).

Além disso, observou-se que o teor ótimo de escória é de 2,5% para o solo supracitado, apresentando umidade ótima de 16,23%, ISC de 12%, MEAS de 1,75 g/cm³ e expansão de 0,46%. Logo, contrariando o obtido anteriormente pelos diversos autores referenciados, a EA não faz com que a resistência do solo aumente gradativamente.

De modo geral, a EA é um ótimo estabilizante para o solo, reduzindo sua expansão gradativamente com o aumento de seu teor no solo e o aumento da MEAS relativo também a essa adição. Sendo assim, é imprescindível sua utilização, no teor adequado (2,5%), à pavimentação da região do solo em estudo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Faculdade de Engenharia e Ciências de Guaratinguetá – FEG – UNESP (Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho) por conceder acesso aos laboratórios utilizados na pesquisa, e toda a equipe que colaborou com as atividades.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Análise granulométrica dos solos - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Determinação do Limite de Liquidez - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR. 6547. *Preparação de amostras de solo para ensaio normal de compactação e caracterização - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182. *Solo–Ensaio de Compactação - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1992). NBR 12253. *Solo cimento – Dosagem para emprego em camada de pavimento*. Rio de Janeiro.

BRAND, A. S., Singhvi, P., Fanijo, E. O., & Tutumluer, E. (2020) *Stabilization of a clayey soil with ladle metallurgy furnace slag fines*. Materials, 13(19), Article 4251.

CERATTI, J. A. P. (1991) *Estudo do Comportamento à Fadiga de Solos Estabilizados com Cimento para Utilização em Pavimentos*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 314.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). DNIT-ME 134. *Pavimentação - Solos - Determinação do Módulo de Resiliência*. Brasília.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2016). DNIT-ME 172. *Solo – Determinação do Índice de Suporte Califórnia Utilizando Amostras não Trabalhadas*. Brasília.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2023). DNIT-ME 228. *Solos – Ensaio de compactação em equipamento miniatura – Método de ensaio.* Brasília.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2023). DNIT-ME 258. *Solos – Compactação em equipamento miniatura – Ensaios Mini-MCV e perda de massa por imersão – Método de ensaio.* Brasília.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006). IPR – 179. *Manual de pavimentação*. Brasília.

GURBUZ, A. (2015) *Marble powder to stabilise clayey soils in sub-bases for road construction.* Road Materials and Pavement Design, v. 16, n. 2, p. 481-492.

HASAN, U. et al. (2016) *Experimental evaluation of construction waste and ground granulated blast furnace slag as alternative soil stabilisers.* Geotechnical and Geological Engineering, v. 34, p. 1707-1722.

KAWAHASHI, J. et al. (2010) *Estabilização de solos siltosos expansivos de São Paulo com ligantes com elevado teor de escória para pavimentação.* TRANSPORTES, v. 18, n. 2.

NICOLAU, L. et al. (2001) *Caracterização de escórias com vista à sua utilização em camadas de sub-base e base de pavimentos rodoviários*. Geotecnia, n. 91, p. 85-94.

MEDINA, J; MOTTA, L. M. G. (2015) *Mecânica dos pavimentos*. 3º. ed. Rio de Janeiro: Editora UFRJ.

MONTENEGRO, J.M., Celemín-Matachana, M., Cañizal, J., & Setién, J. (2013) *Ladle furnace slag in the construction of embankments: Expansive behavior*. Journal of Materials in Civil Engineering, 25(8), p. 972–979.

RAMOS, L. M. (2020) *Estudo das regiões susceptíveis à movimentos de massa no entorno da Rodovia SP–171, trecho de Guaratinguetá-Cunha*. Disponível em: < http://hdl.handle.net/11449/202256 >. Acesso em: 13 jul. 2023.

REZENDE, L. B. et al. (2022) *Influência da utilização de escória de aciaria elétrica primária no módulo de resiliência de solos tropicais.* ANAIS DO XX COBRAMSEG, Campinas.

TRAN, N. Q. et al. (2022) *Improved mechanical and microstructure of cement-stabilized lateritic soil using recycled materials replacement and natural rubber latex for pavement applications.* Construction and Building Materials, v. 347, p. 128547.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/670

Caracterização Geotécnica de Solos para Subsídio ao Controle Tecnológico de Obras de Terraplanagem no Município de Curvelo-MG

Ana Lúcia Costa Rosa
Discente, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG), Curvelo, Brasil, ana.lucia9566@gmail.com

Bruno Oliveira da Silva
Docente, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG), Curvelo, Brasil, bruno.silva@cefetmg.br

Thiago Bomjardim Porto
Docente, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG), Curvelo, Brasil, thiago.porto@cefetmg.br

RESUMO: A escolha inadequada de materiais para a construção de terraplenos e estruturas de pavimentos frequentemente resulta da falta de estudos geotécnicos de caracterização de jazidas ou da realização inadequada ou insuficiente desses estudos. Em cidades de pequeno porte, especialmente devido ao tráfego leve e restrições orçamentárias específicas, os procedimentos de investigação geotécnica são frequentemente negligenciados. Isso pode resultar em projetos excessivamente simplificados e na contratação de obras de qualidade inferior. Este estudo teve como objetivo avaliar a adequabilidade geotécnica dos materiais provenientes de duas jazidas utilizadas pela Secretaria de Obras da cidade de Curvelo-MG para construção de aterros de vias urbanas do município. Foram realizados ensaios de caracterização física dos solos provenientes dessas duas jazidas, bem como ensaios de compactação, expansão e de determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) para avaliar a adequabilidade desses solos como material para obras de terraplenagem. As duas jazidas analisadas foram classificadas nas classes A-2-7 e A-7-6 pelo sistema de classificação da AASHTO, apresentando Índices de Suporte Califórnia (ISC) de 10,7% e 12,5%, e expansão de 0,55% e 0,08%, respectivamente. Constatou-se, portanto, que os materiais de ambas as jazidas possuem características físicas e mecânicas adequadas para serem utilizados em obras de terraplenagem.

PALAVRAS-CHAVE: terraplanagem, caracterização geotécnica, sistemas de classificação geotécnica, compactação.

ABSTRACT: The inadequate selection of materials for embankments and pavement structures often results from the lack of geotechnical studies characterizing quarries or from inadequately conducted or insufficient studies. In small towns, especially due to light traffic and specific budget constraints, geotechnical investigation procedures are often overlooked. This can lead to overly simplified projects and the hiring of lower-quality construction work. This study aimed to assess the geotechnical suitability of materials from two quarries used by the Public Works Department of Curvelo-MG for urban road embankments. Physical characterization tests were conducted on soils from these quarries, as well as tests for compaction, expansion, and determination of the California Bearing Ratio (CBR) to evaluate their suitability for embankment construction. The two quarries analyzed were classified as A-2-7 and A-7-6 according to the AASHTO classification system, with California Bearing Ratios (CBRs) of 10.7% and 12.5%, and expansions of 0.55% and 0.08%, respectively. Therefore, it was found that materials from both quarries have adequate physical and mechanical characteristics for use in embankment construction.

KEYWORDS: Earthwork, geotechnical characterization, geotechnical classification systems, compaction.

1 INTRODUÇÃO

A ausência de investigações geotécnicas adequadas pode resultar em dimensionamento incorreto das estruturas, erros na previsão de custos das obras, atrasos na construção e litígios contratuais (Sorsa et al., 2020). No contexto específico da pavimentação urbana de cidades de pequeno porte, devido às magnitudes do tráfego e restrições orçamentárias, a falta de informações geotécnicas pode levar a obras com desempenho insatisfatório tanto em aspectos técnicos quanto econômicos. Este trabalho discute a importância dos estudos geotécnicos básicos no suporte técnico a obras de terraplenagem e pavimentação em áreas urbanas, exemplificado por um estudo de caso na cidade de Curvelo, em Minas Gerais.

Em novembro de 2022, houve uma ruptura de um bueiro de drenagem localizado na Avenida Lúcio Diniz Guimarães, região central de Curvelo-MG. Esse incidente resultou no carreamento progressivo do material do corpo de aterro e posterior colapso da estrutura do pavimento e de parte das calçadas destinadas ao trânsito de pedestres da referida avenida, conforme pode ser visto na Figura 1.

Figura 1. Fotografia do local da ruptura na Avenida Lúcio Diniz Guimarães.

Após contato com a Secretaria de Obras do município, verificou-se que esse departamento não possuía quaisquer informações técnicas sobre as propriedades e características geotécnicas dos solos que seriam utilizados na reconstrução do aterro no local do incidente. A escolha dos materiais foi baseada na experiência prática e empírica bem sucedida em obras de terraplanagem realizadas anteriormente. A motivação para o desenvolvimento deste estudo originou-se da necessidade de preenchimento dessa lacuna.

Conforme mencionado por Caputo (2022), iniciar uma obra sem o conhecimento adequado dos materiais utilizados representa uma condição indesejada e de grande risco na área da engenharia civil. Para a realização da obra de recomposição do aterro em questão e futuras obras de terraplanagem no município, é imprescindível que seja realizada a caracterização dos materiais provenientes das jazidas de empréstimo utilizadas.

Segundo Ribeiro (2008), as jazidas de empréstimo são necessárias para prover a obra com materiais de características adequadas, necessárias para a execução de aterros compactados e substituição de solos geotecnicamente inadequados. A execução de aterros compactados com materiais sem a devida caracterização geotécnica, pode resultar em problemas futuros graves resultantes de uma elevada deformabilidade ou a própria ruptura do mesmo.

Foram realizados nesta pesquisa ensaios de caracterização física dos solos em estudo, bem como ensaios de compactação, expansão e de determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) para avaliação da adequabilidade destes na utilização como material de construção da obra. Desta forma, os resultados deste trabalho poderão servir de referência para a definição de critérios de aceitabilidade e qualidade dos materiais estudados para realização de futuras obras no município de Curvelo-MG.

2 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é avaliar a adequação técnica dos solos provenientes de duas jazidas frequentemente utilizadas pela Prefeitura Municipal de Curvelo-MG em obras de terraplanagem conduzidas pela Secretaria de Obras do município. De forma específica, objetiva-se também a obtenção de informações que subsidiem a elaboração de critérios básicos de controle de qualidade de obras de terraplanagem no município, auxiliando na execução de futuras obras que eventualmente utilizem as mesmas jazidas estudadas neste trabalho.

3 METODOLOGIA

O presente item descreve a sequência de etapas realizadas para o desenvolvimento da pesquisa. As atividades abrangem desde os trabalhos preliminares, de elaboração do referencial teórico do trabalho até a realização dos ensaios laboratoriais e a emissão de um parecer técnico sobre a adequabilidade geotécnica dos solos provenientes das duas jazidas estudadas para utilização em obras de aterro.

No dia 28 de março de 2023 foram realizadas coletas de aproximadamente 100 kg de cada uma das amostras provenientes das duas jazidas de empréstimo utilizadas para a realização da obra. A realização das coletas de amostras seguiu o procedimento executivo descrito na norma DNER-PRO 003/94 – *Coleta de amostras deformadas de solos.*

A primeira área de empréstimo está localizada na Avenida Andradina, bairro Santa Rita, tendo como ponto de referência a proximidade com o Cemitério Parque Santa Rita. O segundo ponto de coleta, encontra-se no interior de uma localidade conhecida como Clube Moura, o qual está localizado às margens da rodovia LMG-754. A Tabela 1 apresenta as coordenadas geográficas das duas jazidas estudadas neste trabalho.

Tabela 1. Coordenadas geográficas dos pontos de coleta das amostras.

Jazidas	Coordenadas geográficas	
	Latitude	Longitude
Parque Santa Rita	18° 44' 43,42" S	44° 27' 18,05" O
Clube Moura	18° 49' 21,81" S	44° 24' 24,58" O

As distâncias aproximadas do ponto de coleta 1 (Santa Rita) e ponto de coleta 2 (Clube Moura) até a referida obra de recomposição do aterro são de 3,5 km e 9,4 km, respectivamente. A Figura 2 mostra a localização dos pontos onde foram realizadas as coletas, bem como a localização do local da obra de recomposição do terrapleno viário.

Figura 2. Localização das áreas de empréstimo e do local da obra no mapa de Curvelo (adaptado do Google Earth – data da imagem: 16 mar 2024).

A etapa seguinte consistiu na preparação das amostras e realização de ensaios de caracterização geotécnica dos solos coletados. A seguir, seguem relações de normativos técnicos utilizados como referência para realização dos ensaios descritos neste item:

- ABNT NBR 6457:2016 – *Solos - Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade*

Tendo em vista a aplicação pretendida dos materiais estudados (composição de corpo de aterro de um terrapleno), utilizou-se a energia Proctor Normal nos ensaios de compactação dos materiais, conforme sugerido pela norma *DNIT 108/2009 – ES - Terraplenagem – Aterros – Especificação de Serviços.*

- ABNT NBR 7181:2018 – *Solo - Análise granulométrica*

Os ensaios de granulometria realizados incluíram apenas as etapas de peneiramento grosso e fino, sem a etapa de sedimentação. Esta última não foi realizada porque, para o presente estudo, o conhecimento da distribuição granulométrica das partículas com diâmetro menor que 0,075 mm não é imprescindível.

- ABNT NBR 6459:2017 – *Solo - Determinação do limite de liquidez*
- ABNT NBR 7180:2016 – *Solo - Determinação do limite de plasticidade*

Em seguida, foram realizados os ensaios de compactação com posterior execução dos ensaios de expansão e do Índice de Suporte Califórnia (ISC) dos materiais em análise. Os procedimentos executivos destes ensaios seguiram o prescrito na norma DNIT 172/2016 – ME - *Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio.*

Os materiais então foram classificados segundo à metodologia proposta pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASTHO) e os parâmetros de expansão e Índice de Suporte Califórnia (ISC) foram comparados com os valores limites estabelecidos nas normas aplicáveis, em especial a norma DNIT 108/2009 – ES - *Terraplenagem – Aterros – Especificação de Serviços.* Por fim, foi apresentado o parecer fnal sobre a adequabilidade ou não dos materiais para utilização em obras de terraplanagem.

A Figura 3 apresenta um fluxograma das atividades planejadas no sequenciamento metodológico estabelecido para a pesquisa.

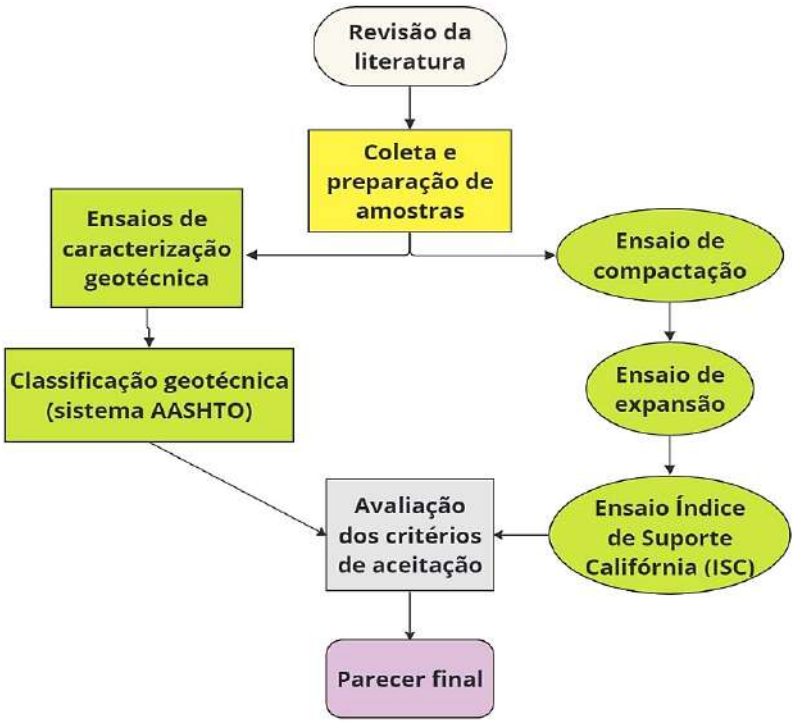


Figura 3. Fluxograma representativo da metodologia aplicada nesse trabalho.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção, são apresentados os resultados dos ensaios laboratoriais realizados com o objetivo central desta pesquisa. Os resultados são organizados por tipo de ensaio, permitindo uma análise comparativa entre os dois solos avaliados. As considerações sobre os resultados são discutidas ao final deste item.

4.1 Granulometria por peneiramento

As curvas granulométricas de ambos os solos estão apresentadas na Figura 4. Pela análise das frações granulométricas presentes nas amostras, constata-se que as amostras provenientes do Parque Santa Rita e do Clube Moura são solos majoritariamente arenosos com presença de finos e pedregulhos em diferentes proporções.

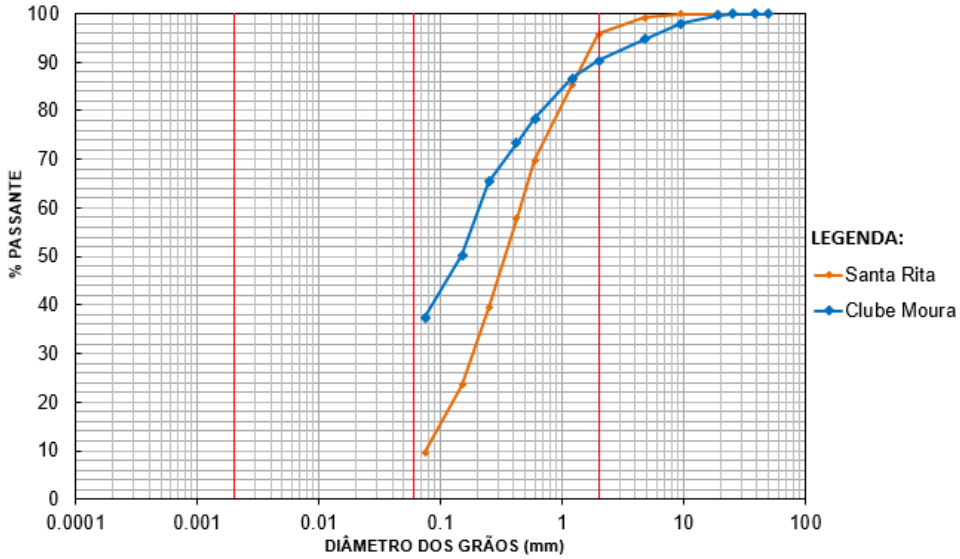


Figura 4. Análise granulométrica das amostras ensaiadas.

4.2 Limites de consistência

Os resultados dos ensaios de determinação dos limites de consistência – limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP) – e dos valores do índice de plasticidade (IP) das duas amostras amostras estão apresentados na Tabela 2. Considerando os valores de IP obtidos, constata-se que ambos os solos podem ser descritos como materiais de plasticidade média (Burmister, 1949 *apud* Das; Sobhan, 2019).

Tabela 2. Resultados dos ensaios de determinação dos limites de consistência.

Jazida	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Santa Rita	50	35	15
Clube Moura	44	29	15

4.3 Classificação geotécnica segundo o sistema da AASTHO

De posse dos resultados dos ensaios de granulometria por peneiramento e de determinação dos limites de consistência dos solos estudados, procedeu-se a classificação das amostras segundo o sistema de classificação proposto pela AASTHO. A categorização dos materiais por meio deste sistema leva em consideração os percentuais passantes nas peneiras N°10 (2,00 mm), N°40 (0,42 mm) e N°200 (0,075 mm), os valores de LL e IP e o valor obtido para o Índice de Grupo (IG).

A Tabela 3 apresenta os valores dos parâmetros mencionados para as duas amostras ensaiadas, bem como a classificação segundo a referida metodologia.

Tabela 3. Classificação segundo a metodologia da AASTHO.

Jazida	% passantes			LL (%)	IP (%)	IG	Classe
	#10	#40	#200				
Santa Rita	95,8	57,8	9,6	50	15	0	A-2-7
Clube Moura	94,8	73,3	37,4	44	15	2	A-7-6

Segundo este sistema de classificação, o solo da área de empréstimo Santa Rita apresenta comportamentos geotécnicos considerados bons (classe A-2-7), enquanto o solo do Clube Moura é classificado como ruim (classe A-7-6).

4.4 Ensaios de compactação, expansão e determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC)

Os ensaios de compactação, expansão e de determinação do ISC foram realizados para fins da determinação da capacidade de suporte e avaliação da magnitude de expansão de ambos os solos na condição compactada quando submersos em água pelo período de 96 horas.

A Figura 5 exibe as curvas de compactação dos dois solos testados, mostrando os teores de umidade ótimos e as respectivas massas específicas aparentes secas máximas (MEAS). A energia de compactação utilizada nos ensaios é a equivalente ao Proctor Normal.

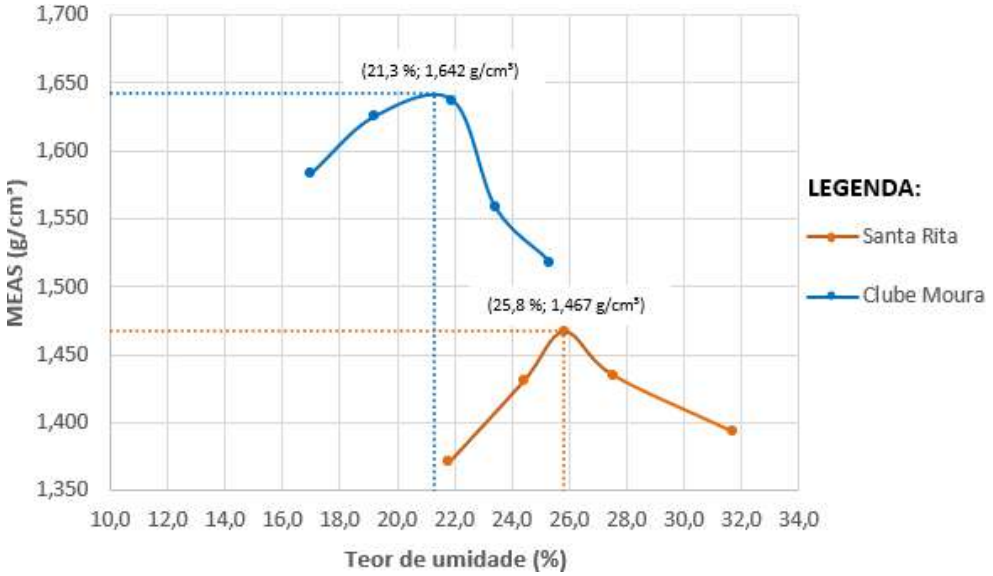


Figura 5. Resultados dos ensaios de compactação (energia Proctor Normal).

Na Figura 6, é apresentada a relação entre os teores de umidade de compactação das amostras de ambos os solos e os valores de expansão após 96 horas de imersão, conforme especificado na norma DNIT 172/2016 – ME - *Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio.*

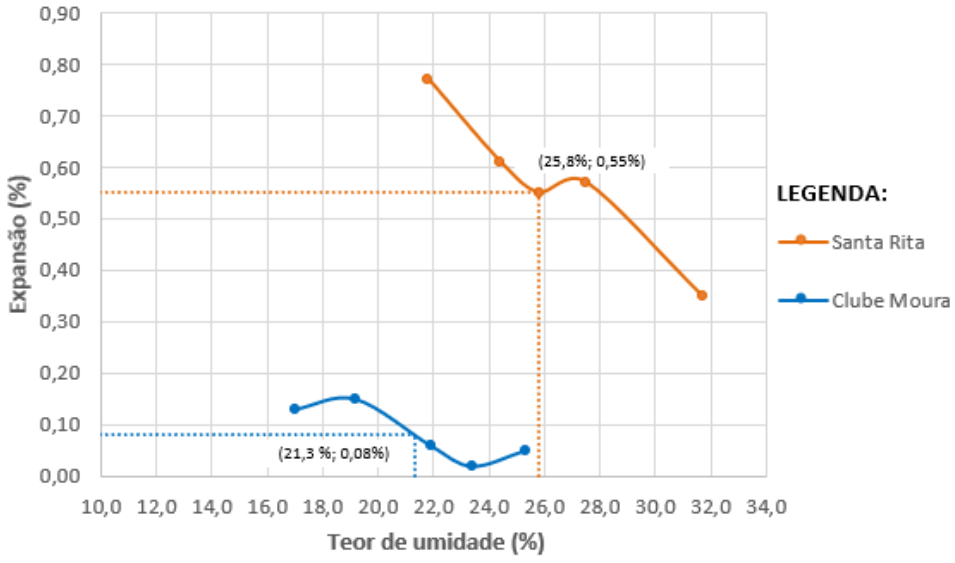


Figura 6. Resultados dos ensaios de expansão.

Por fim, a Figura 7 representa graficamente os resultados do ensaio de determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) dos solos analisados, destacando os valores de resistência correspondentes ao teor de umidade ótimo.

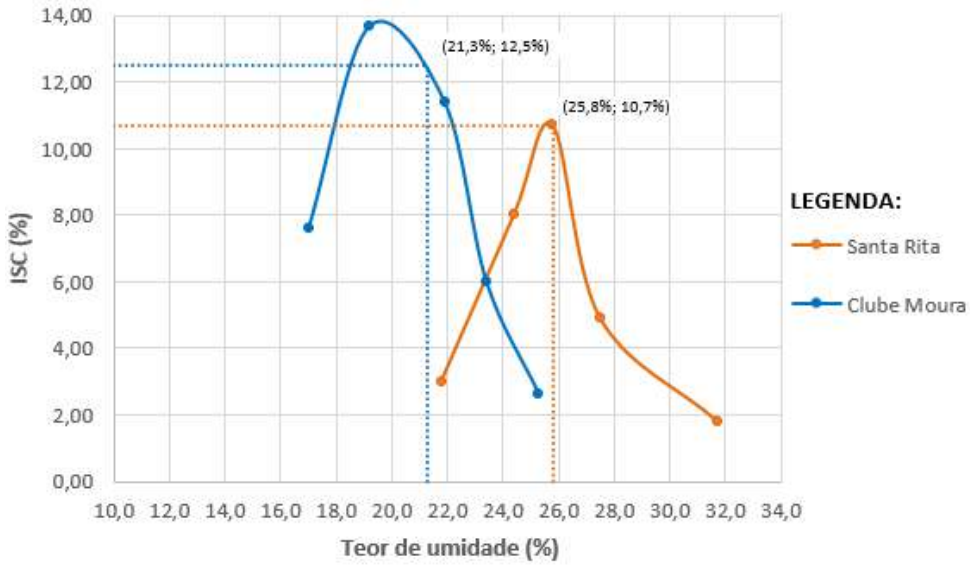


Figura 7. Resultados dos ensaios de determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC).

Para avaliação da adequabilidade dos materiais em estudo para utilização na referida obra de terraplanagem, os resultados dos ensaios de determinação da expansão e do Índice de Suporte Califórnia (ISC) foram comparados aos valores de referência apresentados na norma DNIT 108/2009 – ES - *Terraplenagem – Aterros – Especificação de Serviços*, conforme pode ser visto na Tabela 4.

Tabela 4. Resultados dos ensaios de expansão e determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) e valores de referência conforme norma DNIT 108/2009.

Parâmetros	Corpo de aterro (DNIT 108/2009)	Camada final (DNIT 108/2009)	Santa Rita	Clube Moura
Expansão (%)	≤ 4,00 %	≤ 2,00 %	0,55%	0,08%
ISC (%)	≥ 2,0 %	≥ 6,0 %	10,7%	12,5%

São apresentadas as seguintes reflexões acerca dos resultados obtidos nesta pesquisa:

- A classificação das amostras segundo a metodologia da AASHTO sugere que a amostra proveniente da jazida Santa Rita apresentaria comportamento geotécnico em termos de Índice de Suporte Califórnia (ISC) e expansão superior ao da amostra proveniente da jazida do Clube Moura. No entanto, o comportamento observado de fato foi o oposto, sendo a amostra do Clube Moura a que apresentou capacidade de suporte superior e expansão inferior à amostra de Santa Rita. Uma possível justificativa para essa observação é a baixa assertividade do sistema de classificação geotécnica de solos da AASHTO para solos tropicais (Villibor e Nogami, 2009; Silva, 2019).
- Por se tratar de um solo com menor percentual de partículas passantes na peneira N° 200, esperava-se que a amostra proveniente da jazida Santa Rita tivesse menor teor de umidade ótimo do que a amostra do Clube Moura, o que não foi verificado. Investigações adicionais acerca da mineralogia e características químicas das amostras são necessárias para melhor compreensão desta observação.
- Verificou-se que as amostras provenientes das jazidas de Santa Rita e Clube Moura atendem aos requisitos normativos para aplicação em obras de terraplanagem, tanto para composição de corpo de aterro quanto para execução de camada final de terraplanagem.

5 CONCLUSÃO

Avaliando os resultados obtidos em comparação com os parâmetros estabelecidos nas normas aplicáveis, conclui-se que ambas as amostras têm potencial para uso em obras de terraplanagem. Apesar de ser classificado em uma classe inferior pelo sistema da AASHTO, o solo proveniente da jazida do Clube Moura apresenta características superiores em relação à amostra de Santa Rita, devido à sua maior capacidade de suporte e menor suscetibilidade à expansão.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam sua gratidão à Secretaria Municipal de Obras e Serviços Urbanos de Curvelo-MG, em especial ao Secretário Eng.° Valério Diniz Mourthé, pela contribuição através do fornecimento de informações para o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457. *Solos - Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo - Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 6459. *Solo - Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7181. *Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Caputo, H. P.; Caputo A. N. (2022) Mecânica dos Solos: Teoria e Aplicações. 8. ed. LTC, Rio de Janeiro, RJ, 288 p.

Das, B. M.; Sobhan, K. (2019) *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 3. ed. Cengage, São Paulo, SP, 712p.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER - PRO 003 - *Coleta de amostras deformadas de solos - Procedimento.* Brasília.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2009). DNIT 108 – ES - *Terraplenagem – Aterros – Especificação de Serviço.* Brasília.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2016). DNIT 172 – ME - S*olos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio.* Brasília.

Ribeiro, S. P. T. (2008) *Terraplenagem: Metodologia e Técnicas de Compactação*. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil – Programa de Especialização em Vias de Comunicação, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 95 p.

Silva, B. O. (2019) *Estudo comparativo entre metodologias de classificação e caracterização mecânica de solos da Região Metropolitana de Belo Horizonte para fins rodoviários*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto / UFOP, 171 p.

Sorza, A.; Senadheera, S.; Birru, Y. (2020) Engineering Characterization of Subgrade Soils of Jimma Town, Ethiopia, for Roadway Design. *Geosciences*, 10 (3) p. 94 - 111.

Villibor, D. F.; Nogami, J. S. (2009). *Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos*. Editora Arte & Ciência. São Paulo, SP, 292 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/671

Comparação do Desempenho Ambiental de Pavimentos Asfálticos: AAUQ com Adição de Polietileno Tereftalato Reciclado e CBUQ Convencional

Ivana Jesus Cavalcante
Engenheira Civil, Universidade de Brasília, Brasília DF, Brasil, ivanacavalcante99@gmail.com

Mario Rene Rivera Osorto
MSc. Em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília DF, Brasil, marior.riverao@outlook.com

Michéle Dal Toé Casagrande
Professora Titular, Universidade de Brasília, Brasília DF, Brasil, mdtcasagrande@unb.br

RESUMO: A mistura asfáltica conhecida como Areia Asfalto Usinado a Quente (AAUQ) é comumente empregada como revestimento em rodovias com baixo volume de tráfego e com escassez de agregado graúdo. No entanto, essas misturas podem apresentar menor resistência às deformações permanentes quando comparadas a outras misturas usinadas a quente. Alternativas de incorporação de Polietileno Tereftalato Reciclado (RPET) nas misturas asfálticas em substituição do agregado miúdo e filler foram estudadas para melhorar o desempenho mecânico e ambiental. No presente estudo são apresentados os resultados da abordagem probabilística da Avaliação de Ciclo de Vida de duas alternativas de pavimentação no Brasil, e a inclusão de uma nova tecnologia como a inclusão de Polietileno Tereftalato Reciclado na matriz da mistura de Areia Asfalto Usinada a Quente como substituto parcial do agregado miúdo e substituto total do filler. Foram testadas 3 unidades funcionais de 1 quilômetro de rodovia de duas faixas (7 metros de largura), com a metodologia de avaliação de impactos ReCiPe e aplicando uma abordagem probabilística utilizando o cálculo MonteCarlo por meio do software OpenLCA. Os resultados respaldam a viabilidade de uso do RPET para misturas asfálticas como substituição de agregado miúdo e filler com melhoras no desempenho mecânico e ambiental.

PALAVRAS-CHAVE: Pavimentação, Sustentabilidade, Avaliação do Ciclo de Vida (ACV), AAUQ, PET.

ABSTRACT: The asphalt mixture known as Hot Machined Asphalt Sand (AAUQ) is commonly employed as a coating on highways with low traffic volume and a shortage of coarse aggregate. However, these mixtures may have lower resistance to permanent deformation when compared to other hot-machined mixtures. Alternatives for the incorporation of Recycled Polyethylene Terephthalate (RPET) in asphalt mixtures to replace fine aggregate and filler were studied to improve their mechanical and environmental performance. In the present study, the results of the probabilistic approach of the Life Cycle Assessment of two paving alternatives in Brazil are presented, and the inclusion of a new technology such as the inclusion of Recycled Polyethylene Terephthalate in the matrix of the Hot Machined Asphalt Sand mixture as a partial substitute of the fine aggregate and total substitute of the filler. 3 functional units of 1 kilometer of two-lane highway (7 meters wide) were tested, with the ReCiPe impact assessment methodology and applying a probabilistic approach through the MonteCarlo calculation using the OpenLCA software. The results support the feasibility of using RPET for asphalt mixtures as a substitute for fine aggregate and filler with improvements in mechanical and environmental performance.

KEYWORDS: Paving, Sustainability, Life Cycle Assessment, Sand-asphalt hot mix, PET.

1 INTRODUÇÃO

Devido às suas grandes extensões e alto consumo de recursos, os pavimentos rodoviários são foco de pesquisadores que procuram o desenvolvimento de alternativas de projetos de misturas asfálticas com materiais alternativos, sendo estes sustentáveis no uso de recursos naturais, mas também vislumbrando a melhora de parâmetros mecânicos e de durabilidade das misturas, para minimizar a manutenção e garantir o

custo-benefício a longo prazo. Foram desenvolvidas pesquisas sobre as mudanças no comportamento mecânico da mistura asfáltica do tipo Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) e Areia Asfalto Usinada a Quente (AAUQ) com a adição de Polietileno Tereftalato (PET) micronizado, como substituto parcial da areia natural, obtendo resultados promissores, tanto na melhoria dos parâmetros de resistência mecânica, bem como no potencial de impacto ambiental, tanto na reciclagem dos resíduos de garrafas PET, quanto na otimização do consumo de recursos em pavimentos asfálticos. A presente pesquisa foi desenvolvida utilizando a metodologia da Avaliação do Ciclo de Vida (ACV), mesma que se encontra definida pelas normas ABNT NBR ISO 14040:2009 e 14044:2009 da Organização Internacional de Normalização, adequadas para o mercado brasileiro, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT)

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Tecnologias de Pavimentação com Materiais Alternativos e Avaliação de Ciclo de Vida

Os impactos ambientais mais significativos das misturas asfálticas usinadas a quente são o consumo de recursos naturais, potencial de aquecimento global a partir da emissão de gases de efeito estufa na atmosfera e o impacto no consumo energético, devido ao aquecimento dos agregados até a temperatura de trabalho da mistura. (Krau et al., 2021). Dentro das misturas asfálticas tem duas formas de inserir o PET a fim de alterar as características mecânicas ou como material alternativo: como modificante do ligante e como substituto do agregado miúdo, encontrando-se um maior potencial de utilização do PET neste formato devido a resultados positivos na caracterização mecânica, além de reduzir o teor de agregado miúdo na mistura.

Brito (2020) estudou a inserção de PET em forma micronizada como substituto do agregado miúdo em misturas asfálticas do tipo areia asfalto usinada a quente (AAUQ), avaliando o comportamento mecânico variando o teor de PET na mistura. De forma geral, a utilização de PET propiciou uma melhora no comportamento mecânico, uma diminuição no teor ótimo de ligante asfáltico para a mistura (AAUQ) devido a uma menor absorção de ligante pelas partículas de PET em contraste com as partículas da areia estudada, além de mudanças nos parâmetros volumétricos, massa específica aparente da mistura, estabilidade e rigidez, e outros parâmetros mecânicos estudados durante a caracterização laboratorial da pesquisa.

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Brasileiras (ABNT) através das normas ABNT NBR ISO 14040:2009 e 14044:2009, a Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) é a compilação e avaliação das entradas, saídas e dos impactos ambientais de um sistema de produto ao longo de seu ciclo de vida. Assim, a ACV é uma dentre as várias técnicas de gestão ambiental, além da avaliação de risco, avaliação de desempenho ambiental, auditoria ambiental e avaliação de impacto ambiental. Em uma ACV, a fronteira é definida pelos estágios de vida de um produto específico compreendido dentro de uma unidade funcional, quantificando seu desempenho. Entretanto, em uma avaliação de impacto ambiental, a fronteira está definida pelos estágios de vida de um projeto numa localidade específica, sendo esta última característica da localização a de maior importância para a avaliação da magnitude e impacto das atividades no meio ambiente.

3 METODOLOGIA

3.1 Definição do escopo

3.1.1 Limites do sistema

Os limites são definidos em função das dimensões temporais e espaciais. O limite temporal contempla as etapas de produção da matéria prima, processamento e usinagem dos materiais, transporte até o local de instalação e construção do pavimento. Não contempla as etapas de operação e manutenção dos pavimentos. Para o presente estudo, o limite espacial considerou-se o local de instalação do pavimento o Distrito Federal, estabelecendo distâncias padrão para transporte dos materiais e instalação. Contudo, o foco do estudo foi definido da forma que o local de instalação não afete o resultado, só considerando como parâmetro geral que o pavimento é no Brasil.

3.1.2 Unidade Funcional

A unidade funcional consiste em 1 km de rodovia de 2 faixas (7 m de largura) de pavimento de Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) e Areia Asfalto Usinada a Quente (AAUQ) como revestimento, em comparação com um pavimento de AAUQ com Polietileno Tereftalato reciclado como substituto do filler

(agregado miúdo e a cal hidratada). Os pavimentos contam com base e sub-base, e foi considerado uma variação uniforme das espessuras das 3 camadas em função da espessura mínima e máxima estabelecidas na literatura para pavimentos asfálticos. Além disso, considerou-se a regularização do subleito. Na Figura 1 são apresentadas as espessuras mínimas e máximas, em milímetros, de cada uma das camadas dos pavimentos da Unidade Funcional.

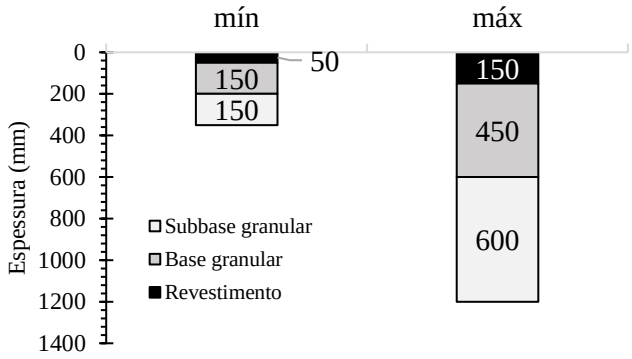


Figura 1. Seção variável de pavimento (CBUQ e AAUQ)

3.2 Inventário de Ciclo de Vida

Os dados primários correspondentes da mistura AAUQ com RPET micronizado são referentes aos resultados obtidos na pesquisa de Brito (2020). As quantidades e dados primários para as misturas convencionais são extraídas do Sistema de Custos Referenciais de Obras (SICRO) do Departamento de Infraestrutura de Transportes (DNIT) em termos de consumo de materiais, rendimentos de equipamentos e consumo energético. Os dados secundários complementares aos dados primários são obtidos a partir da base de dados do inventário de ciclo de vida Ecoinvent 3.9.1. Os dados primários e secundários são gerenciados pelo software OpenLCA. Nas Tabelas 1 e 2 são apresentados os inventários de processos considerados para cada uma das camadas dos pavimentos das unidades funcionais.

Tabela 1. Inventário de processos - Revestimento CBUQ Convencional

Produto	Qtd	Und	Distribuição	Min	Max	x̄
Areia	859.29	kg				
Brita graduada	681.95	kg				
Concreto Asfáltico (CAP)	63.00	kg	Triangular	45	90	63.23
Cal	56.20	kg				
Diesel, queimado em máquina de construção	13.19	MJ				
Calor, distrital ou industrial, exceto gás natural	9.83	MJ				
Óleo pesado	5.60	kg				
Transporte, frete, caminhão 7,5-16 toneladas métricas, EURO3	4.40	t*km				
Operação da máquina, diesel, >= 74,57 kW, alto fator de carga	3.30E-04	d				

Tabela 2. Inventário de processos - Revestimento AAUQ Convencional e +RPET

Produto	Qtd	Und	Distribuição	Min	Max	x̄
Areia	900.00	kg	Triangular	780	850	800
Polietileno Tereftalato a partir da reciclagem do PET	100.00	kg	Triangular	50	120	100
Concreto Asfáltico (CAP)	100.00	kg	Triangular	60	120	100
Cal	100.00	kg				
Diesel, queimado em máquina de construção	13.19	MJ				
Calor, distrital ou industrial, exceto gás natural	9.83	MJ				
Óleo pesado	5.60	kg				
Transporte, frete, caminhão 7,5-16 toneladas métricas, EURO3	4.40	t*km				
Operação da máquina, diesel, >= 74,57 kW, alto fator de carga	3.30E-04	d				

3.3 Avaliação de Impactos de Ciclo de Vida e Abordagem Probabilística

A metodologia de avaliação de impactos de ciclo de vida escolhida é a metodologia ReCiPe2016, desenvolvida no ano 2008 e atualizada no ano 2016, com representatividade global e categorias de impacto *midpoint* e *endpoint*, a qual categoriza as emissões e extração de recursos dentro de categorias de impactos ambientais, sociais ou econômicos por meio de fatores de caracterização. (Huijbregts et al., 2017). As categorias de impacto utilizadas para o presente estudo são detalhadas da Tabela 6.

Tabela 6. Categorias de Impacto escolhidas do ReCiPe – midpoint

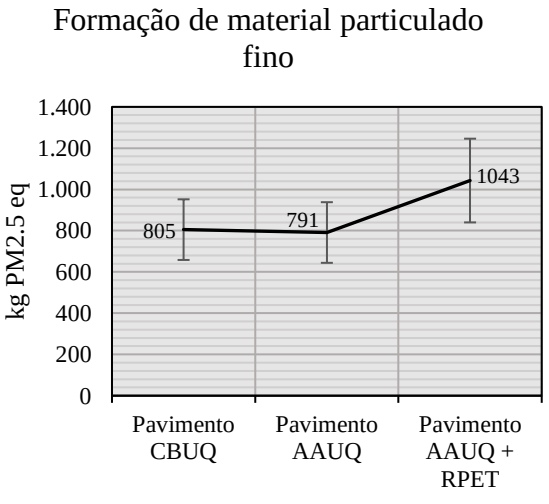
Categoria	**Unidade**
Potencial de Aquecimento Global	kg CO2-Eq
Recursos energéticos: não renováveis, fósseis	kg oil-Eq
Recursos materiais: metais/minerais	kg Cu-Eq
Formação de material particulado	kg PM2.5-Eq

Com o intuito de explorar uma fração de dados, foram escolhidas variáveis probabilísticas para os processos mais significativos das unidades funcionais, como a quantidade de asfalto, quantidade de RPET e filler, por meio de distribuições triangulares, estabelecendo valores máximos, mínimos e média para cada conceito. Além disso, foram estabelecidas distribuições uniformes para as espessuras das camadas de cada um dos pavimentos das unidades funcionais, a partir da espessura máxima e mínima de cada camada. A partir da definição das variáveis probabilísticas, foi utilizado o módulo de abordagem probabilística do software OpenLCA por meio do método de cálculo MonteCarlo, estabelecendo 1,000 rodadas para cada unidade funcional. A partir desse cálculo probabilístico, foram obtidos histogramas e estatísticas de cada categoria de impacto.

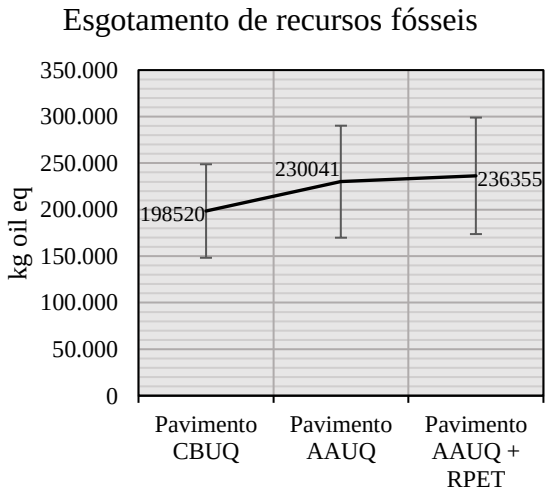
4 RESULTADOS

A partir da abordagem probabilística da Avaliação de Ciclo de Vida, são apresentados os resultados para 1 km de rodovia de 7 metros de largura, ou 7,000 m² para cada unidade funcional de pavimento. Os resultados são representados na Figura 2 com o gráfico da média e ± desvio padrão para cada uma das categorias de impacto.

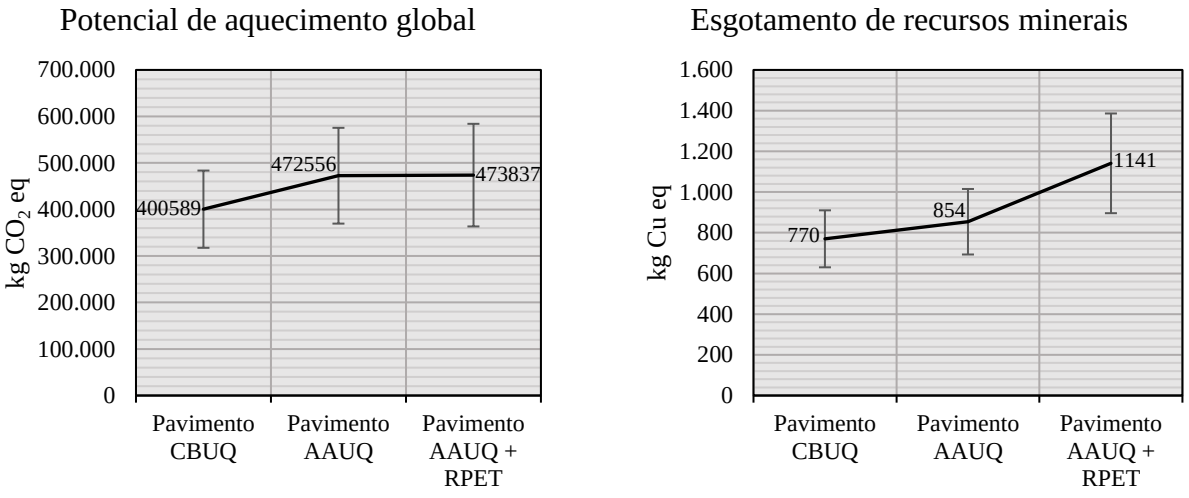
As categorias de formação de material particulado, expressado em kg de partículas suspendidas no ar de 2.5 micras (PM2.5) equivalentes; esgotamento de recursos fósseis, expressado em kg de petróleo equivalentes; potencial de aquecimento global e mudanças climáticas, expressado em kg de dióxido de carbono equivalentes; e esgotamento de recursos minerais, expressado em kg de cobre equivalentes.



(a)



(b)



(c) (d)

Figura 2. Resultados de Avaliação de impactos das categorias: (a) Formação de material particulado fino; (b) Esgotamento de recursos fósseis; (c) Potencial de aquecimento global; (d) Esgotamento de recursos minerais.

A partir da estatística de cada categoria de impacto desde a abordagem probabilística, foram plotadas funções de densidade de probabilidade a começar das distribuições Gaussianas para cada categoria de impacto e cada unidade funcional, com o intuito de comparar o desempenho ambiental dos pavimentos nas condições de variabilidade estabelecidas no modelo. As diferentes curvas de distribuição resultantes para as categorias de impacto de cada unidade funcional são apresentadas nas Figuras 3 a 6 e os parâmetros para a obtenção dessas curvas estão nas Tabelas 7 a 10.

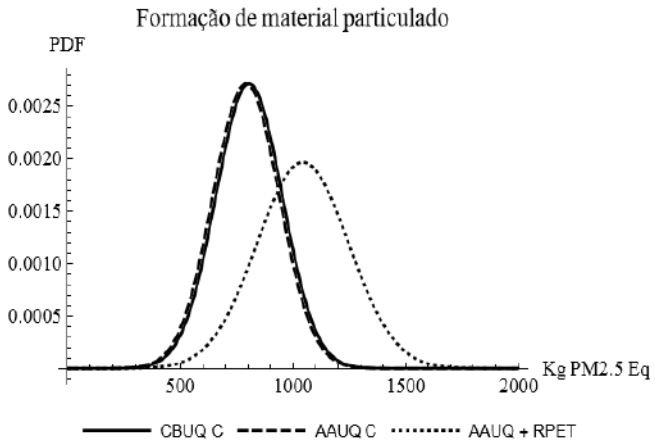


Figura 3. Curvas de densidade de probabilidade e estatística das unidades funcionais para a categoria: Formação de material particulado fino

Tabela 7. Parâmetros para a curva de densidade de probabilidade e estatística para a categoria: Formação de material particulado fino

UF	$\bar{x}$	min.	máx.	$\bar{\sigma}$	CV
Pavimento CBUQ	805	420	1162	147	18%
Pavimento AAUQ	791	392	1155	147	19%
Pavimento AAUQ + RPET	1043	546	1652	203	19%

Legenda:
UF representa a unidade funcional
$\bar{x}$ representa a média
$\bar{\sigma}$ representa o desvio padrão
CV representa o coeficiente de variação

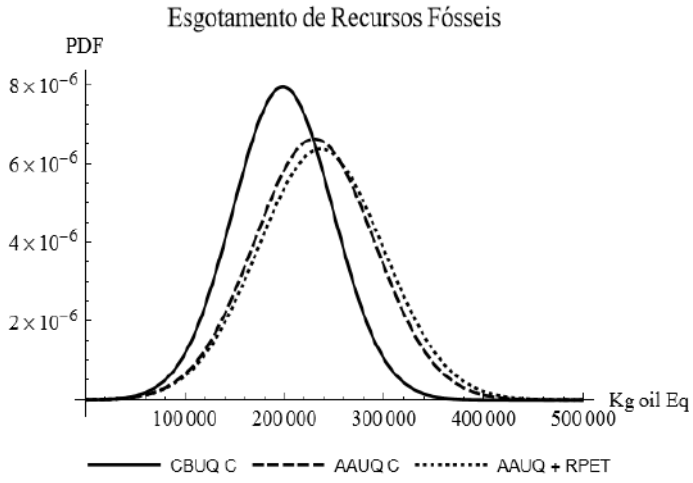


Figura 4. Curvas de densidade de probabilidade e estatística das unidades funcionais para a categoria: Esgotamento de recursos fósseis

Tabela 8. Parâmetros para a curva de densidade de probabilidade e estatística para a categoria: Esgotamento de recursos fósseis

UF	$\bar{x}$	min	máx.	$\bar{\sigma}$	CV
Pavimento CBUQ	198,520	96,971	329,700	50,246	25%
Pavimento AAUQ	230,041	109,284	384,321	60,193	26%
Pavimento AAUQ + RPET	236,355	111,678	389,620	62,643	27%

Legenda:
UF representa a unidade funcional
$\bar{x}$ representa a média
$\bar{\sigma}$ representa o desvio padrão
CV representa o coeficiente de variação

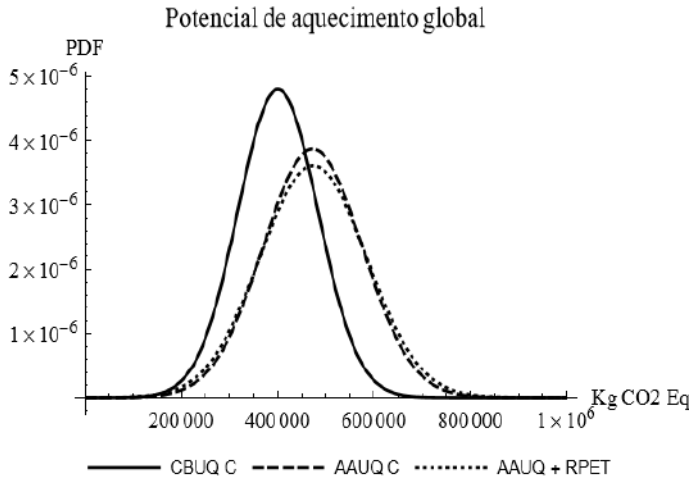


Figura 5. Curvas de densidade de probabilidade e estatística das unidades funcionais para a categoria: Potencial de aquecimento global

Tabela 9. Parâmetros para a curva de densidade de probabilidade e estatística para a categoria: Potencial de aquecimento global

UF	$\bar{x}$	min	máx.	$\bar{\sigma}$	CV
Pavimento CBUQ	400,589	208,425	596,456	83,048	21%
Pavimento AAUQ	472,556	242,067	701,400	102,984	22%
Pavimento AAUQ + RPET	473,837	219,240	776,300	110,306	23%

Legenda:
UF representa a unidade funcional
$\bar{x}$ representa a média
$\bar{\sigma}$ representa o desvio padrão
CV representa o coeficiente de variação

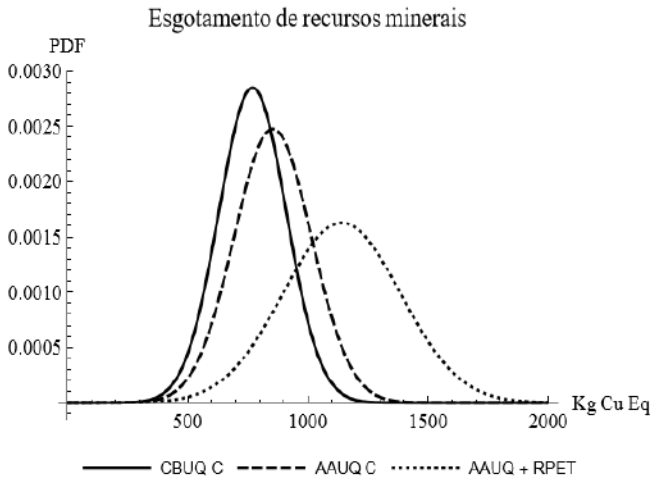


Figura 6. Curvas de densidade de probabilidade e estatística das unidades funcionais para a categoria: Esgotamento de recursos minerais

Tabela 10. Parâmetros para a curva de densidade de probabilidade e estatística para a categoria: Esgotamento de recursos minerais

UF	$\bar{x}$	min	máx.	$\bar{\sigma}$	CV
Pavimento CBUQ	770	406	1134	140	18%
Pavimento AAUQ	854	427	1253	161	19%
Pavimento AAUQ + RPET	1141	553	1848	245	21%

Legenda:
UF representa a unidade funcional
$\bar{x}$ representa a média
$\bar{\sigma}$ representa o desvio padrão
CV representa o coeficiente de variação

Na categoria de formação de material particulado fino, os pavimentos de CBUQ e AAUQ convencional apresentaram uma densidade de probabilidade semelhante. No entanto, o pavimento AAUQ com RPET apresentou uma distribuição deslocada com maior impacto e maior desvio padrão, representada pela Figura 3.

Em Esgotamento de Recursos Fósseis, o pavimento de CBUQ apresentou um impacto ligeiramente menor, devido a um menor teor de asfalto nesse tipo de mistura em comparação com o AAUQ (convencional e +RPET), que apresentaram resultados muito semelhantes. Na categoria de potencial de aquecimento global e mudanças climáticas, os resultados foram semelhantes ao esgotamento de recursos fósseis, com um melhor desempenho ambiental do CBUQ em contraste com os pavimentos de AAUQ, que obtiveram resultados semelhantes. Se destaca que a presença do RPET não representou mudança significativa do impacto ao substituir o filler de cal e areia, e ao reduzir o teor de asfalto ótimo da mistura. A categoria de esgotamento de

recursos minerais apresentou o maior deslocamento das curvas, com o pavimento com AAUQ + RPET demonstrando maior impacto e o pavimento com CBUQ o menor.

Além das observações apresentadas, é destacada a sobreposição das curvas de densidade de probabilidade das unidades funcionais para todas as categorias de impactos para as unidades. Isso indica um desempenho ambiental geral muito semelhante entre ambas as tecnologias, e demonstra que o acréscimo do RPET não representa um detrimento ambiental, mas representa um potencial de pavimentos sustentáveis com melhorias no desempenho mecânico, redução do teor ótimo de ligante, substituição de materiais com uma alta pegada ambiental como a cal hidratada, e maiores vidas úteis.

5 CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos, são descritas as seguintes conclusões.

Foram geradas estatísticas dos impactos ambientais considerados para os pavimentos asfálticos das misturas CBUQ e AAUQ, a partir de dados primários de alta qualidade a partir de pesquisas e do Sistema de Custos Referenciais de Obras (SICRO), integrando variáveis probabilísticas para o teor de asfalto, teor de RPET, e uma variabilidade uniforme das espessuras das camadas para diferentes condições de tráfego hipotético.

Os pavimentos com mistura de Concreto Betuminoso Usinado a Quente obtiveram menores valores globais nas categorias de impactos estudadas, sendo a hipótese que ditas misturas ao ter agregados graúdos, geralmente requerem menor teor de asfalto para atingir os critérios de projeto, em contraste com as misturas de Areia Asfalto Usinada a Quente, que são usadas em regiões com escassez de jazidas de agregados graúdos.

O acréscimo do PET Reciclado na matriz do AAUQ não apresentou efeitos negativos nos impactos ambientais mais relevantes como potencial de aquecimento global e esgotamento de recursos fósseis. Contudo, apresentou um detrimento do desempenho ambiental das categorias de formação de material particulado fino e esgotamento de recursos minerais.

Entretanto, é destacada que a grande vantagem do cálculo probabilístico é identificar a possibilidade de ter melhor desempenho ambiental das novas tecnologias sobre as convencionais em certas condições, a partir da sobreposição das curvas de densidade de probabilidade das unidades funcionais para todas as categorias de impactos. Além disso, apresenta uma faixa de resultados das categorias de impacto analisadas que permitem uma discussão sobre os impactos ambientais das tecnologias de pavimentação atual e rompem paradigmas sobre o uso de materiais não convencionais, demonstrando uma viabilidade de uso sem detrimentos no desempenho ambiental atual, com melhoras no desempenho mecânico e maior durabilidade.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, da Universidade de Brasília (PPGG/UnB), ao Laboratório de Novos Materiais Geotécnicos NGM/UnB, ao CNPq, CAPES e FAP/DF na colaboração e suporte.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR ISO 14040. *Gestão ambiental – Avaliação do ciclo de vida – Princípios e estrutura.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR ISO 14044. *Gestão ambiental – Avaliação do ciclo de vida – Requisitos e orientações.* Rio de Janeiro.

Brito, G. Q. (2020). *Desempenho de mistura asfáltica do tipo Areia Asfalto Usinada a Quente (AAUQ) com a inserção de PET (Polietileno Tereftalato) micronizado*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 69p.

Huijbregts, M. A. J. et al. (2017). *ReCiPe2016: A Harmonised Life Cycle Impact Assessment Method at Midpoint and Endpoint Level.* In: The International Journal of Life Cycle Assessment v. 22, p. 138–147.

Krau, M. M. T. et al. (2021). *Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) na Pavimentação Asfáltica: Uma Revisão Sistemática da Literatura.* In: 35º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET, p.612-623.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/672

Comportamento Mecânico dos Materiais Utilizados no Pavimento do Aerporto de Dourados/MS

Camila Antunes Martins
Aluna de Doutorado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, camilaantunes@ime.eb.br

Luisa Carla de Alencar Menezes
Professora, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, luisacarlaam@hotmail.com

Antonio Carlos Rodrigues Guimarães
Professor, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, guimaraes@ime.eb.br

Filipe Almeida Corrêa do Nascimento
Professor, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, filipe.nascimento@ime.eb.br

Ana Carolina Duarte Bona
Aluna de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, anabonna@ime.eb.br

RESUMO: Os aeroportos desempenham um papel fundamental no fortalecimento da economia de um país, sendo essenciais para o comércio internacional, turismo e investimentos. O pavimento aeroportuário deve apresentar desempenho estrutural adequado às demanandas operacionais, assegurando uma superfície capaz de suportar as atividades aeroportuárias. A deformação permanente, um defeito comum em pavimentos, está diretamente relacionada ao número de carregamentos aplicados sob o pavimento e pode apresentar um acomodamento após um determinado número de ciclos – descrito pela teoria do *shakedown*. Neste contexto, em contribuição ao estudo da teoria supracitada, o presente trabalho objetiva avaliar a ocorrência de *shakedown* em um solo fino laterítico. Para tanto, foi analisada um amostra de solo coletada do subleito do pavimento do aeroporto regional de Dourados/MS, dando enfoque à deformação permanente e à acomodação das deformações. A partir dos ensaios realizados no equipamento triaxial de cargas repetidas foi possível a elaboração das curvas de deformação permanente, o que possibilitou a verificação de tendência de ocorrência de *shakedown* no material.

PALAVRAS-CHAVE: Pavimento Aeroportuário, *Shakedown*, Deformação Permanente, Solo Fino Laterítico.

ABSTRACT: Airports play a fundamental role in strengthening a country's economy, being essential for international trade, tourism, and investments. Airport pavement must exhibit structural performance adequate to operational demands, ensuring a surface capable of supporting airport activities. Permanent deformation, a common defect in pavements, is directly related to the number of load applications on the pavement and may exhibit accommodation after a certain number of cycles - described by the shakedown theory. In this context, contributing to the study of the aforementioned theory, this work aims to evaluate the occurrence of shakedown in a lateritic fine soil. To do so, a soil sample collected from the subgrade of the Dourados/MS regional airport pavement was analyzed, focusing on permanent deformation and deformation accommodation. Through tests conducted on the repeated load triaxial equipment, it was possible to develop permanent deformation curves, enabling the verification of the trend of shakedown occurrence in the material.

KEYWORDS: Airport Pavement, Shakedown, Permanent Deformation, Lateritic Fine Soil.

1 INTRODUÇÃO

Os aeroportos desempenham um papel significativo no fortalecimento da economia nacional, sendo essenciais para fomentar o comércio internacional, turismo e investimentos. De acordo com a Agência Nacional de Aviação Civil (ANAC), o setor aéreo brasileiro registrou 112 milhões de passageiros em 2023,

representando um aumento de aproximadamente 15% em comparação com o ano anterior, 2022 (ANAC, 2023).

A administração aeroportuária exige investimentos substanciais em infraestrutura, especialmente na execução e conservação dos pavimentos, pois sua qualidade e manutenção adequada são cruciais para prevenir potenciais acidentes aéreos decorrentes de irregularidades no pavimento. No entanto, é comum que os recursos financeiros necessários para essa conservação sejam insuficientes em comparação com as demandas identificadas (SHAHIN, 2005).

Diante dessa realidade, a condição dos pavimentos em que as aeronaves operam é fundamental para garantir a segurança e o conforto durante as viagens aéreas. Portanto, torna-se evidente a necessidade de investimentos e pesquisas voltados à melhoria da qualidade dos pavimentos nos aeroportos brasileiros. Esses esforços são essenciais para o progresso do país, pois podem resultar na construção de pavimentos mais duráveis e com desempenho otimizado, atendendo às exigências e contribuindo para um sistema aeroportuário mais eficiente e competitivo.

Conforme destacado por Durán (2015), é imperativo que a superfície dos pavimentos aeroportuários permaneça livre de irregularidades que possam comprometer a segurança das operações das aeronaves, causar danos ou aumentar a fadiga da estrutura do pavimento. O aumento da carga sobre o pavimento devido ao tráfego aéreo, impulsionado pelo crescimento da frota e pela ampliação da capacidade das aeronaves, juntamente com deficiências na escolha de materiais e no dimensionamento das camadas do pavimento, favorece o surgimento de deformações permanentes, como afundamentos nas trilhas de roda, deformações plásticas no revestimento e depressões.

A deformação permanente, após um determinado número de ciclos de carregamento, pode apresentar acomodamento, um fenômeno descrito pela teoria do shakedown. Nesse contexto, este trabalho tem como objetivo avaliar a ocorrência de shakedown do material constituinte do subleito do pavimento do Aeroporto Regional de Dourados/MS, bem como seu comportamento estrutural em termos de deformação permanente.

2 PAVIMENTO AEROPORTUÁRIO

Pavimento, conforme descrito por Bernucci *et al*. (2008), é uma estrutura composta por várias camadas sobre a superfície preparada do solo, projetada para suportar as cargas do tráfego e as condições climáticas, de forma eficiente. De acordo com as diretrizes da NBR 7.207/82, o pavimento é uma construção que vem após a etapa de preparação do solo, e tem como finalidade principal resistir e distribuir as cargas verticais geradas pelo tráfego, além de melhorar as condições de rolamento para garantir segurança e conforto, e suportar as cargas horizontais, proporcionando uma superfície durável para a circulação.

No contexto aeroportuário, o pavimento assume uma importância ainda maior devido às exigências específicas do tráfego de aeronaves. Os pavimentos de aeroportos devem ser projetados para suportar cargas extremamente pesadas, como as geradas por aeronaves de grande porte durante a decolagem e o pouso. Além disso, precisam garantir condições de segurança para as operações aeroportuárias, como resistência ao deslizamento e drenagem eficiente para evitar a formação de poças de água que possam comprometer a aderência dos pneus das aeronaves. A complexidade do pavimento aeroportuário envolve considerações técnicas detalhadas, incluindo a seleção de materiais adequados, dimensionamento estrutural preciso e manutenção regular para garantir a integridade da superfície de rolamento ao longo do tempo.

Ao longo do tempo, conforme observado por Branco *et al*. (2006), as propriedades geométricas do pavimento sofrem alterações devido ao uso contínuo e às influências climáticas. Essas mudanças podem levar ao surgimento de defeitos na superfície, como o ATR (Afundamento nas Trilhas de Roda), associado à deformação permanente do pavimento, que é irreversível e resulta de diversas causas, como baixa densidade ou estabilidade das misturas asfálticas, ruptura por cisalhamento de materiais asfálticos, compactação inadequada das camadas ou materiais com baixa resistência nas camadas inferiores (FERNANDES JÚNIOR, 1994).

O estudo do ATR é um assunto de grande importância e, por ser uma das principais patologias dos pavimentos, diversos autores pesquisam o afundamento por trilha de roda. Cabe aqui ressaltar as pesquisas de Moura (2010), Negrão (2012) e Prediger (2016). Negrão (2012) propôs uma metodologia para calibração de curvas de desempenho para prever a evolução dos afundamentos por trilha de roda. Prediger (2016) desenvolveu modelos de previsão de desempenho para um trecho de uma rodovia com pavimentação asfáltica

no estado do Rio Grande do Sul e os modelos foram desenvolvidos para o ATR e para irregularidade longitudinal (IRI).

De acordo com Durán (2015) a deformação permanente, junto com as trincas por fadiga, é considerada o principal defeito estrutural dos pavimentos. Bernucci *et al*. (2008) considera que a deformação permanente emerge como um problema recorrente nos pavimentos flexíveis, sendo associada não apenas ao revestimento, mas também às camadas subjacentes. Esta condição tende a manifestar-se especialmente em pavimentos deficientemente compactados (densificação) ou com estabilidade reduzida (movimentação plástica), decorrente de problemas relacionados à drenagem e ao processo construtivo.

Para compreender a influência do estado de tensões nas deformações permanentes, é comum recorrer ao ensaio no equipamento triaxial de cargas repetidas. Dessa forma, o ensaio triaxial de cargas repetidas permite uma análise mais abrangente do comportamento estrutural dos pavimentos. Além disso, esses ensaios desempenham um papel fundamental na predição das respostas do pavimento frente às solicitações impostas pelo tráfego.

Um solo exposto a um carregamento cíclico pode ser levado à ruptura ou a uma tendência de estabilização da deformação permanente. Quando tal estabilização ocorre após a aplicação de um determinado número de repetições de carga (geralmente superior a 100.000 ciclos) observa-se o seu acomodamento – que pode ser descrito pela teoria do *shakedown* (GUIMARÃES, 2001).

De maneira geral, de acordo com Werkmeister (2003), quanto a resposta do material sob às solicitações de carregamentos repetidos, destaca-se, conceitualmente, quatro categorias, sendo elas: (i) comportamento totalmente elástico; (ii) "*Shakedown*" elástico; (iii) "*Shakedown*" plástico; e (iv) colapso incremental, conforme pode ser observado na Figura 3.

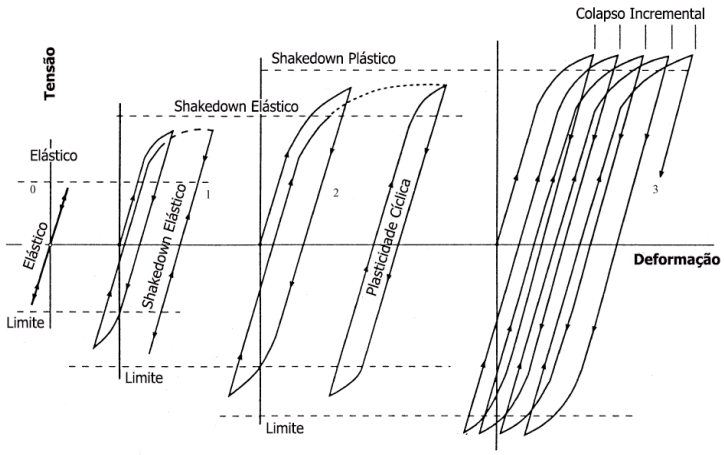


Figura 1. Categorias de comportamento de materiais submetidos a carregamentos cíclicos (WERKMEISTER, 2003).

Segundo Guimarães (2009), nos materiais de pavimentação a condição comumente observada é a de *shakedown* elástico. Nesta condição, o corpo-de-prova ou a estrutura do pavimento acumula deformações permanentes até um determinado número de aplicações de carga, a partir do qual tal deformação passa a ser constante – o material assume um comportamento totalmente elástico – até dar início ao *shakedown* plástico, que antecede a ruptura do material.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o presente estudo foi analisando um solo proveniente do subleito do Aeroporto Regional de Dourados, localizado no município de Dourados/MS. Durante a coleta pode-se observar o aspecto argiloso e fino do material de acordo com o exposto na Figura 2.

Figura 2. Solo laterítico em seu local de origem no aeroporto de Dourados/MS.
Fonte: Os autores.

Após a coleta, procedeu-se à realização de ensaios de caracterização no Laboratório de Solos do Instituto Militar de Engenharia, situado no Rio de Janeiro/RJ. Foram conduzidos os seguintes ensaios: análise granulométrica (DNER-ME 051/94), classificação MCT (DNER-ME 256/94 e DNER-ME 258/94), determinação da densidade real (DNER-ME 084/95), e dos limites de liquidez e plasticidade (DNER-ME 122/94 e DNER-ME 082/94, respectivamente). Os resultados desses ensaios estão resumidos na Tabela 1.

Tabela 1. Carcaterização do solo estudado.

Limite de Liquidez (%)	**Limite de Plasticidade (%)**	**Densidade Real (g/cm³)**	**Umidade Ótima (%)**	**MEAS (g/cm³)**	**Classificação MCT**
51,3 0	31,00	2,77	27,40	1,60	LG’

No que diz respeito à granulometria do solo estudado, observa-se presença majoritária de argila sendo está de 69%, 31% de silte e 1% para areia fina (Figura 3).

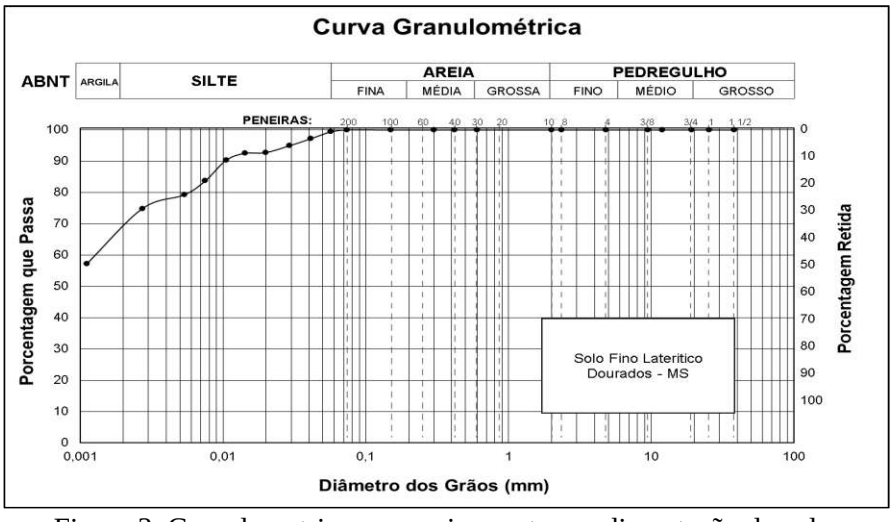


Figura 3. Granulometria por peneiramento e sedimentação do solo.

Após realizada a caracterização granulométrica do material, procedeu-se a utilização do equipamento triaxial de cargas repetidas para a realização dos ensaios de Módulo de Resiliência (MR) e Deformação Permanente. O ensaio para determinação do MR e Deformação permanente foram realizados em concordância com as normas DNIT 134/2018 – ME e DNIT 179/2018 – IE, respectivamente. Em ambos os ensaios foram adotados corpos de prova com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura e estes foram compactados na energia Proctor Modificada.

No que concerne os ensaios de deformação permanente, estes foram realizados com base no emprego dos pares de tensões apresentados na Tabela 2 – cujos valores são sugeridos pela Norma DNIT 179/2018 – IE,

com 100 mil ciclos, uma vez que simulam de maneira satisfatória às solicitações previstas em campo nas camadas de pavimentos.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

No que diz respeito à deformação permanente, os resultados do ensaio triaxial dinâmico indicam níveis elevados de deformação. Como evidenciado no gráfico da Figura 4, um conjunto inicial de resultados demonstrou uma deformação permanente total de 2,0 mm, enquanto nos demais grupos foram observadas deformações mais elevadas.

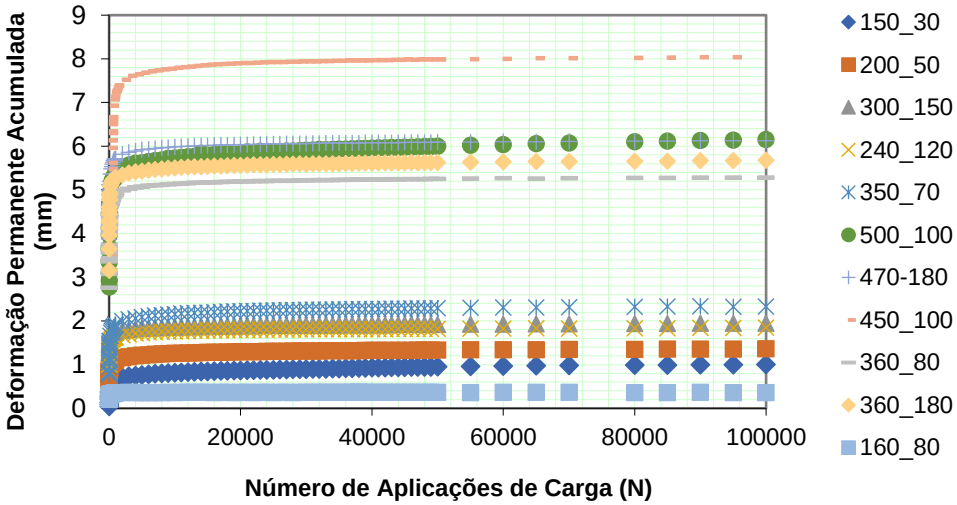


Figura 4. Resultados Deformação Permanente e pesquisa de ocorrência de *shakedown.*

No que diz respeito a constatação da ocorrência de *shakedown*, procedeu-se à determinação do seus limites, conforme preconizado pela Norma Britânica BS EM 13286-7/2004. A referida norma sugere que o limite de pode ser determinado por meio da Equação 1:

$$\varepsilon_p 5000 - \varepsilon_p 3000 < 0,045.10^{-3} \quad (1)$$

Onde: $\varepsilon_p 5000$ é a deformação permanente acumulada após 5000 ciclos e; e $\varepsilon_p 3000$ é a deformação permanente acumulada após 3000 ciclos.

Desse modo, a partir dos dados fornecidos pelos ensaios de deformação permanente, pode-se construir a Tabela 2, que identifica em quais ensaios a ocorrência do *shakedown* pode ser constatada de acordo com a norma BS EN 13286-7/2004.

Tabela 2. Relação de Estado de Tensões Utilizados para Avaliação da Deformação Permanente.

Ensaio	σ_3	σ_d	ε_p Total (mm)	$\varepsilon_p 5000$ (mm)	$\varepsilon_p 3000$ (mm)	$\varepsilon_p 5000 - \varepsilon_p 3000$ (mm)	**Shakedown**
1	30	150	1	0,729	0,764	0,035	SIM
2	50	200	1,36	1,182	1	0,033	SIM
3	150	300	1,95	1,805	1,829	0,024	SIM
4	120	240	1,84	1,693	1,724	0,031	SIM
5	70	350	2,33	2,034	2,086	0,052	NÃO
6	100	500	6,15	5,568	5,619	0,051	NÃO
7	180	470	6,12	5,861	5,919	0,058	NÃO
8	100	450	8,04	7,61	7,684	0,074	NÃO

Ensaio	**σ_3**	**σ_d**	**ε_p Total (mm)**	**ε_p5000 (mm)**	**ε_p3000 (mm)**	**ε_p5000 - ε_p3000 (mm)**	**Shakedown**
9	80	360	5,28	5,029	5,074	0,045	SIM
10	180	360	5,68	5,382	5,43	0,048	NÃO
11	80	160	0,36	0,364	0,364	0	SIM

Ao analisar a deformação permanente total em cada ensaio, observamos que esta depende tanto da magnitude da tensão desviatória (σ_d) quanto da razão de tensões σ_1/σ_3. Em geral, tensões desviatórias mais altas (como no ensaio 6) produziram maiores deformações permanentes, porém, em outros casos, uma razão de tensões elevada também resultou em deformações permanentes significativas, como visto no ensaio 9.

No entanto, é evidente a tendência de acomodação dessas deformações em todos os ensaios realizados, uma vez que uma tangente à curva - qualquer curva - é praticamente paralela ao eixo horizontal. Isso significa que a taxa de acréscimo da deformação permanente é quase nula, já que o coeficiente angular da tangente é praticamente zero.

De acordo com Werkmeister (2001), o primeiro grupo de resultados corresponde ao comportamento tipo A, ou seja, quando ocorre acomodamento das deformações permanentes – *shakedown*. Todavia, no caso do segundo grupo, não fica caracterizado o comportamento do tipo B, que corresponde ao escoamento plástico, visto que a taxa de acréscimo da deformação permanente tende a zero. Nestes casos, Guimarães (2009) classificou como AB. Lima (2018) também identificou este padrão de comportamento para o caso de ensaios em solos finos, ou com significativa matriz de finos. Porém, convém destacar que Werkmeister (2001) estudou britas e materiais pedregulhosos em geral, não solos de matriz fina.

Além disso, nota-se que o par de tensões (100 - 450 kPa) resultou nas maiores deformações. Portanto, ao considerarmos um pavimento composto por esse material e sujeito a essas tensões específicas, sua camada seria determinante para o ATR crítico desse pavimento. Todavia, conforme supracitado, a forma das curvas da Figura 4 indicam claramente uma tendência de acomodamento das deformações permanentes, o que é vantajoso para a integridade do pavimento.

Quanto à pesquisa de ocorrência de *shakedown*, o gráfico da Figura 5 apresentam os resultados dos ensaios de deformação permanente com base no modelo de Dawson e Wellner, cotado por Werkmeister (2001).

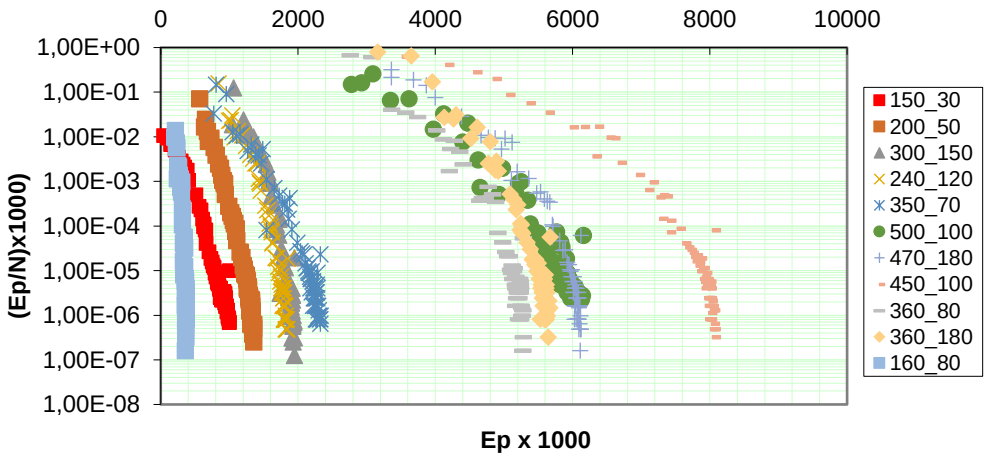


Figura 5. Pesquisa de ocorrência de *shakedown* – Modelo de Dawson e Wellner.

É possível identificar que há, de fato, os padrões de comportamento A e AB. Todos os ensaios atingiram a taxa de acréscimo da deformação permanente na ordem de 10^{-7}, fato que caracteriza acréscimo praticamente nulo.

Ainda no contexto da ocorrência de *shakedown* no solo em análise, a Figura 6 fornece uma comparação entre a curva representativa do limite de *shakedown* desse solo, uma brita graduada de granodiorito investigada por Werkmeister (2001), e uma laterita proveniente de Porto Velho/RO, estudada por Guimarães (2009).

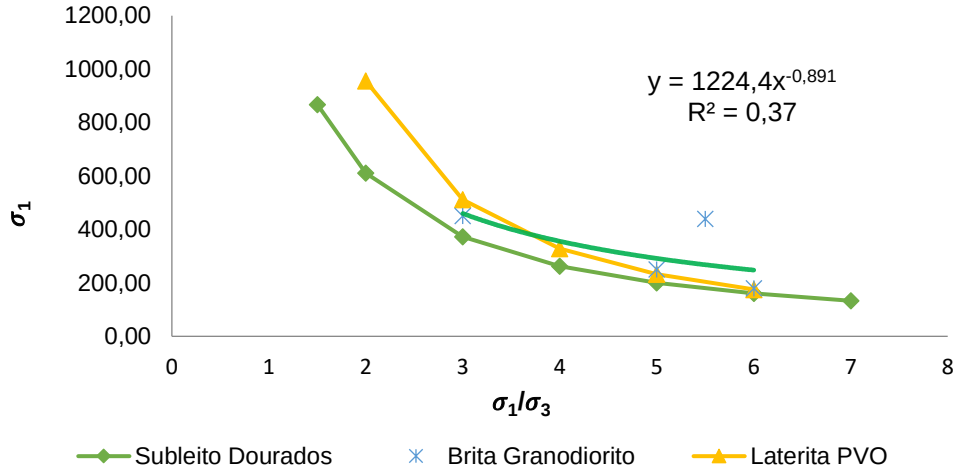


Figura 6. Limite de *shakedown* para o material de subleito estudado em comparação com outros materiais.

Observa-se que o limite de *shakedown* para o solo em análise é ligeiramente superior ao obtido para a brita graduada investigada por Werkmeister (2001) e excede a laterita de Porto Velho, conforme estudada por Guimarães (2009), especialmente para razões de tensões superiores a 3,5.

Entretanto, é importante ressaltar que uma comparação direta entre os limites de *shakedown* pode não ser totalmente válida. Para tal comparação, é essencial que todos os ensaios descartem o mesmo número de deformações iniciais. No estudo de Werkmeister (2001), foram descartadas as primeiras 500 deformações, enquanto em Guimarães (2009) apenas a primeira deformação foi desconsiderada. No presente trabalho, seguindo as diretrizes da norma brasileira, foram eliminados os primeiros 50 ciclos de aplicação de cargas nos ensaios de deformação permanente.

Considerando esses aspectos, é possível que o limite de *shakedown* da laterita de Porto Velho seja maior do que o apresentado na Figura 3 e superior ao do subleito Dourados – solo estudado. Contudo, os resultados obtidos para o solo são significativos, dado que se trata de um solo de subleito que provavelmente será submetido a tensões suficientes para entrar em *shakedown.*

Além disso, mesmo sob tensões mais elevadas, o material tende a se acomodar, como evidenciado nas Figuras 4 e 5. Apesar de acumular deformações permanentes significativas na fase inicial de operação, que pode ocorrer durante o processo construtivo, há a possibilidade de recuperação do nível de greide antes da operação final do pavimento do aeroporto.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O solo proveniente do subleito do pavimento do Aeroporto Regional de Dourados, classificado como um solo fino laterítico argiloso (LG') segundo a classificação MCT, apresentou características de comportamento mecânico, em termos de deformação permanente, que indicam uma tendência à ocorrência de *shakedown*.

A análise das curvas de deformação permanente e da pesquisa de *shakedown*, elaboradas a partir dos resultados dos ensaios realizados no equipamento triaxial de cargas repetidas, revelou a ocorrência de acomodamento das deformações permanentes (*shakedown*) quando submetido a uma taxa de acréscimo de deformação permanente por ciclo de carga na ordem de 10^-7.

Os valores obtidos para o limite de *shakedown* do solo analisado (LG') são semelhantes aos obtidos para britas graduadas de granodiorito e cascalho laterítico, indicando que este material possui excelentes propriedades mecânicas para uso na pavimentação.

AGRADECIMENTOS

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) pelo suporte fornecido para a realização do presente trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Aviação Civil – ANAC (2023). Anuário do Transporte Aéreo. 153 p. Brasília. Disponível em: https://www.gov.br/anac/pt-br/assuntos/dados-e-estatisticas/mercado-do-transporte-aereo/panorama-do-mercado/anuario-transporte-aereo. Estudo Transporte e Economia – Transporte Aéreo de Passageiros.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1982). NBR 7207: Terminologia e classificação de pavimentação. Rio de Janeiro.

Bernucci, L. B.; Motta, L. M. G. da.; Ceratti, J. A. P.; Soares, J. B (2008). Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. 1. ed. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 504 p.

Branco, F.; Pereira, P.; Santos, L. P (2006). Pavimentos Rodoviários. 1. ed. Coimbra: Editora Almedina. 388p.

British Standard European (2004). BS EN 13286-7: Unbound and hydraulically bound mixtures - part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures. United Kingdom.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER (1994). DNER-ME 051: Solos – análise granulométrica. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER (1994). DNER-ME 082: Solos – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER (1995). DNER-ME 084: Agregado miúdo – determinação da densidade real. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER (1994). DNER-ME 122: Solos – determinação do limite de liquidez – método de referência. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER (1994). DNER-ME 256: Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imerssão. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER (1994). DNER-ME 258: Solos compactados com aquipamento miniatura – mini-MCV. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNIT (2018). DNIT 134-ME: Pavimentação –Solos – Determinação do módulo de resiliência. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNIT (2018). DNIT 179-IE: Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente. Rio de Janeiro.

Durán, J. B. C. (2015). Sistema de gerência de pavimentos aeroportuários: estudo de caso no aeroporto estadual de Araraquara. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Universidade de São Paulo.

Fernandes Júnior, J. L (1994). Investigação dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho de pavimentos. 1994. 328 p. Tese (Doutorado em Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Guimarães, A. C. R (2001). Estudo de Deformação Permanente em Solos e a Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro.

Guimarães, A. C. R (2009). Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. 367 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Moura, E (2010). Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo.

Negrão, D. P (2012). Contribuição para calibração de curva de evolução de afundamentos em trilha de roda de revestimentos asfálticos com utilização de resultados obtidos de simulador de tráfego em escala real. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo.

Prediger, P. W (2016). Desenvolvimento de modelos de irregularidade longitudinal e afundamento em trilhas de roda para um trecho da BR 285. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Passo Fundo.

Shahin, M. Y. (2005). *Pavement Management for Airports, Roads and Parking Lots*. 2ª Ed. Chapman & Hall, New York, USA.

Werkmeister, S (2003) Permanent deformation behavior of unbound granular materials in pavement construction. 2003. 189 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – University of Technology Dresden.

Werkmeister, S.; Dawson, A. R.; Wellner, F (2001). Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept. *Transportation Research Record nº 01-0152*, Washington, DC.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/673

Comportamento resiliente de solo compactado frente a diferentes condições de ensaio e histórico de tensões

Luiz Henrique Ferrador Ben
Discente de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, luizhfb@hotmail.com

Paula Taiane Pascoal
Discente de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, paulatpascoal@gmail.com

Magnos Baroni
Docente em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, magnos.baroni@gmail.com

Mauricio Silveira dos Santos
Discente de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, Docente na Universidade Federal do Pampa, mauriciosilveira@unipampa.edu.br

Luciano Pivoto Specht
Docente em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, luspecht@ufsm.br

RESUMO: A estrutura rodoviária está sujeita a extensos ciclos de cargas e submetida a uma variedade de carregamentos. A investigação do histórico de tensões no comportamento mecânico dos materiais, principalmente quanto a sua resposta resiliente, demostra importância na previsão do comportamento de pavimentos. Diante disso, o objetivo deste estudo foi verificar o comportamento resiliente de solo compactado em três diferentes condições de aferição da deformação elástica, sendo um seguido a normativa vigente, em outro caso durante o ensaio de deformação permanente, e após o protocolo de deformação permanente, visando identificar a influência do histórico de tensões na deformabilidade do solo. Concluiu-se que a contribuição do histórico de tensões após o ensaio de deformação permanente, resulta em ganho de rigidez em relação ao ensaio convencional. Já o módulo de resiliência durante o ensaio de deformação permanente, apresentou a tendência de comportamento elástico para os pares de tensões elevado, devido as altas deformações durante o ensaio. Assim, fica evidente que a aferição das propriedades elásticas após o material ser submetidos a um histórico de tensões é de grande relevância para caracterização assertiva de suas propriedades e que a aferição durante o ensaio de deformação permanente pode não ser representativa ao material, devido a deformação resiliente acentuada.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas, Deformabilidade, Subleito Rodoviário, Deformação Permanente, Módulo De Resiliência.

ABSTRACT: The road structure is subjected to extensive cycles of loads and exposed to a variety of loadings. Investigating the stress history in the mechanical behavior of materials, especially regarding their resilient response, demonstrates importance in predicting pavement behavior. Therefore, the objective of this study was to verify the resilient behavior of compacted soil under three different conditions of elastic deformation measurement, one following the current standard, another during the permanent deformation test, and after the permanent deformation protocol, aiming to identify the influence of stress history on soil deformability. It was concluded that the contribution of stress history after the permanent deformation test results in increased rigidity compared to the conventional test. On the other hand, the resilient modulus during the permanent deformation test showed a tendency towards elastic behavior for high stress pairs, due to the high deformations during the test. Thus, it is evident that assessing the elastic properties after the material has been subjected to stress history is of great relevance for the accurate characterization of its properties and that measurement

during the permanent deformation test may not be representative of the material, due to pronounced resilient deformation.

KEYWORDS: Triaxial Load Test, Deformability, Road Subgrade, Permanent Deformation, Resilient Modulus.

1 INTRODUÇÃO

No que tange aos solos e materiais granulares empregados na pavimentação, existe uma crescente preocupação quanto às suas propriedades atreladas a deformabilidade, tornando os ensaios para a caracterização de tais propriedades objeto de maior número de investigações atualmente. Por esses materiais serem responsáveis por garantir suporte estrutural para o revestimento asfáltico e atenuar as tensões de tráfego, demandam um rigoroso protocolo de caracterização prévia a sua aplicação.

A caracterização da deformabilidade de solos e granulares, e a aplicação correta desses constituintes, são capazes de atuar ativamente na previsão do surgimento de patologias como trincamento por fadiga e afundamento de trilha de roda, que são os principais defeitos que acometem e comprometem a na malha rodoviária nacional. No momento que esses materiais são submetidos a um excesso em suas deformações acabam originando esses mecanismos de deterioração e danificação, que podem ser considerados os principais defeitos presentes em pavimentos flexíveis (LEKARP et al., 2000; CERNI et al., 2012; MEDINA e MOTTA, 2015). Tais patologias promovem uma acentuada degradação da estrutura rodoviária comprometendo conforto, a segurança e a economia do usuário do modal rodoviário.

No caso do correto dimensionamento e da posterior execução da camada em questão, ao decorrer de determinado número de solicitações o material deixa de apresentar deformações plásticas e por resultado não contribui mais para o afundamento de trilha de roda no topo do revestimento. Do contrário, em caso de dimensionamento ou execução incorretas, o material pode acumular deformações indefinidamente, contribuído de forma ativa para a ruptura da estrutura (WERKMEISTER et al., 2001; SOLIMAN & SHALABY, 2015).

Balbo (2007) define elasticidade como sendo a propriedade de um dado material não preservar deformações residuais, ou seja, cessada a ação das solicitações que deformam o material, ele volta a assumir sua forma original. Em contrapartida, a plasticidade é definida como sendo a propriedade inversa, ou seja, a capacidade do material preservar deformações residuais depois de cessado o estado de esforços ao qual foi submetido, sendo tais deformações também denominadas plásticas ou permanentes.

Levando em conta a variabilidade de constituintes empregados em uma estrutura rodoviária e para atender aos critérios presentes no novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) foram propostas normas que regem a investigação da deformabilidade de diversos materiais que compõem o pavimento, destacando-se o ensaio de Deformação Permanente (DP) regido pela norma DNIT 179/2018, e o Módulo de Resiliência (MR) regulamentado pela norma do DNIT 134/2018.

Tendo em vista o comportamento múltiplo do material quando submetido às tensões impostas, em sua tese, Guimarães (2009) sugere o cálculo do módulo de resiliência ainda durante o ensaio de deformação permanente, para avaliar o comportamento resiliente decorrente da aplicação das cargas, assim como imediatamente após o ensaio de DP, permitindo observar como a influência do histórico de tensões atua no comportamento resiliente do material, e permitindo estimar tal propriedade ao longo de toda a vida útil do pavimento.

Ainda alinhado com essa análise Santos (2020) constatou que ao decorrer do período de ação dos carregamentos, diferentes materiais tendem a sofrer um incremento nos seus valores de módulo de resiliência, uma vez que sofrem alterações estruturais a ponto de suas propriedades elásticas não serem previstas adequadamente pelo modelo composto.

Decorrente dos fatores supracitados, o presente artigo teve como objetivo a investigação das propriedades resilientes durante e após o ensaio de deformação permanente, confrontando os resultados com os obtidos pelo ensaio padrão da normativa. Para isso, fez-se o uso de um solo que fora empregado em subleito rodoviário, com a finalidade de aferir o efeito do histórico de tensões impostas e compreender o comportamento do material às suscetíveis variações decorrentes do rearranjo estrutural.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O solo de objeto de estudo foi empregado como subleito rodoviário em um trecho da duplicação da BR 116/RS (km 351, sentido norte). O solo foi coletado em amostras deformadas diretamente da jazida, localizada no Km 351, à beira do corpo estradal. O material foi submetido a ensaios de caracterização físicas de acordo com as normativas demonstradas na Tabela 1, além de ter o ensaio de compactação realizado pela normativa atual de vigência do DNIT. O solo foi classificado como solo argilo silto-arenoso, classificado como A-7-5 (AASHTO, 1973) e identificado como um silte elástico (MH) pela classificação unificada SUCS (ASTM, 1983), embora mesmo consagrados mundialmente, apresentam limitações quando aplicados a solos tropicais tipicamente encontrados no Brasil. A Tabela 1 demonstra os parâmetros obtidos através da caracterização física e mecânica.

Tabela 1. Caracterização física e parâmetros de compactação do solo

Ensaio/classificação e normativa		**L2**
% pedregulho (2,0 – 4,0 mm)	Análise granulométrica NBR 7181 (ABNT, 2016)	8
% areia grossa (0,6 – 2,0 mm)		15
% areia média (0,2 – 0,6 mm)		9
% areia fina (0,06 – 0,2 mm)		7
% silte (2 µm – 0,06 mm)		23
% argila (%2 µm)		39
Massa esp. real dos grãos (g/cm³)	NBR 6458 (ABNT, 2016)	2,72
Limite de liquidez (%)	NBR 6459 (ABNT, 2016)	51
Limite de plasticidade (%)	NBR 7180 (ABNT, 2016)	37
Índice de plasticidade (%)	-	14
Massa esp. apa. seca máxima (kg/m³)	DNIT 443 (DNIT, 2023)	1825
Umidade ótima (%)		16,0

A compactação das amostras ocorreu através do molde tripartido de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, na condição de umidade ótima e densidade máxima seguindo os preceitos regidos pela normativa DNIT 443/2023, procedimento esse executado em 10 camadas, tendo cada camada recebido 27 golpes considerando a altura de queda de 30,5 cm e soquete de 2,5 kg, conforme a normativa indica para compactação na energia intermediária. Ainda, conforme DNIT (2018), admite-se uma tolerância de 0,5% em relação a umidade ótima, e foi adotado uma variação de ± 1% em relação ao grau de compactação da amostra, uma vez que não existe um critério de variação da densidade máxima das amostras.

A caracterização dos materiais quanto a sua deformabilidade foi realizada através do equipamento triaxial de cargas repetidas, em que a amostra é submetida a um conjunto de tensões atuantes, denominadas como tensão desvio (σ_d) e tensão confinante (σ_3). As tensões impostas têm o objetivo de reproduzir as condições no qual o material é submetido em campo, sendo assim, o σ_d reproduz os esforços impostos pela passagem dos veículos na estrutura, atuando então de forma dinâmica, e a σ_3 é equivalente ao confinamento que o material devido a compactação e seu peso próprio. Tal dinâmica se aplica para a realização da caracterização tanto de deformação específica elástica (resiliente), quanto para a aferição da deformação específica plástica (permanente).

Se tratando do ensaio de Módulo de Resiliência, a normativa DNIT ME 134 (DNIT, 2018) rege a determinação deste parâmetro em laboratório, tendo como objetivo final realizar a aferição dos deslocamentos recuperáveis entre o ponto onde a tensão desvio aplicada é máxima e o fim do ciclo que é o descarregamento. Para as verificações do material em questão utilizou-se a sequência de tensões para a determinação do MR para solos do subleito, conforme indicado na normativa, que compõem 12 pares de tensões, aplicados em uma única amostra, reproduzido em triplicata.

Para obtenção dos parâmetros resilientes, após a realização do ensaio triaxial de cargas repetidas, se torna necessário a realização de uma regressão com os dados. Diante de diversos modelos consolidados na literatura, optou-se pelo uso da equação 1 proposta por Pezo et al. (1992), denominada Modelo Composto, uma vez que tal modelo apresenta vantagem por apresentar uma grande aplicabilidade a solos de grãos finos, bases de grãos grosseiros e materiais de subleito, conservando razoável precisão na previsão de comportamento

destes materiais. Ainda, é o modelo que está inserido no MeDiNa e vem sendo amplamente utilizado no país.

$$M_R = k_1\ \sigma_3{}^{k_2}\sigma_d{}^{k_3} \quad (1)$$

Em que: M_R: módulo de resiliência; k_1, k_2, k_3: parâmetros de regressão; σ_3: Tensão confinante; σ_d: Tensão desvio.

Conforme a normativa DNIT 179/2018, o ensaio de Deformação Permanente regulamenta a realização de nove pares de tensões para a caracterização das propriedades plásticas, cada par aplicado em uma amostra. Entretanto, Lima et al. (2019) avaliaram combinações diferentes de pares de tensões, indicando que a realização de seis pares pode ser satisfatória para representar o comportamento plástico de solos. Com isso, os seis estados de tensões foram considerados na presente pesquisa, sendo aplicados cada um em uma amostra, com a repetição de 150000 ciclos, na frequência de 2 Hz. Sendo assim, foram considerados os seguintes pares, sendo $\sigma_3 - \sigma_d$: 0,04 – 0,04 MPa; 0,04 – 0,12 MPa; 0,08 – 0,08 MPa; 0,08 – 0,24 MPa; 0,12 – 0,24 MPa; 0,12 – 0,36 MPa. Após a realização dos ensaios, foram obtidos os parâmetros de deformação permanente a partir do modelo de Guimarães (2009), indicado na Equação 2, sendo tal modelo uma recomendação da normativa vigente para a obtenção dos parâmetros plásticos a partir dos dados oriundos do ensaio e amplamente utilizado pela literatura técnica nacional e incluso no framework do MeDiNa.

$$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} . \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} . N^{\psi_4} \quad (2)$$

Em que: $\varepsilon_p(\%)$: deformação específica plástica; $\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$: parâmetros de regressão; σ_3: Tensão confinante; σ_d: Tensão desvio; ρ_0: Tensão referência (tensão atmosférica); N: Número de ciclos de carga.

Visando atingir os objetivos da presente pesquisa, durante o ensaio de DP, foi realizada a aquisição do comportamento elástico do material, podendo assim exemplificar o comportamento resiliente durante uma extensa aplicação de tensões, fato que se assemelha ao que é imposto em campo. Por fim, após o extenso ensaio de DP, as amostras foram submetidas ao protocolo determinação do MR para solos do subleito, fornecendo então mais uma perspectiva do comportamento do material no que se refere a suas propriedades resilientes, após a extensa aplicação de ciclos.

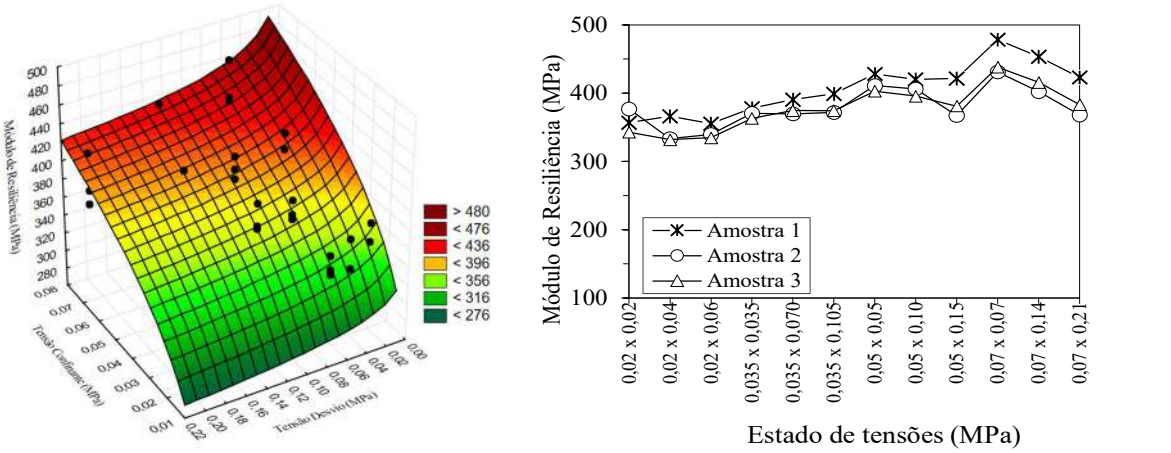
Como resultado dos procedimentos experimentais, nos quais se buscou avaliar o efeito do histórico de tensões e realizar uma aferição quanto aos métodos para uma melhor modelagem dos parâmetros resilientes do material, foi elaborada uma análise comparativa entre os dados experimentais e os respectivos modelos obtidos a partir dos ensaios de MR e DP. Foram comparados os seguintes cenários quanto a obtenção de parâmetros resilientes:

- Condição 1: aquisição dos parâmetros resilientes por meio do ensaio convencional de MR, conforme DNIT ME 134 (DNIT, 2018);
- Condição 2: aquisição do comportamento resiliente durante o ensaio de deformação permanente, sendo os valores de MR obtidos a partir da aquisição da deformação resiliente durante o N de 1 a 150000 ciclos para cada um dos 6 ensaios/pares de tensões considerados;
- Condição 3: aquisição do módulo de resiliência após o ensaio de DP, sendo realizado de acordo com DNIT ME 134 (DNIT, 2018), após as amostras terem sido submetidas ao ensaio de Deformação Permanente DNIT 179 (DNIT, 2018).

3 APRESENTAÇAO E ANÁLISES DE RESULTADOS

Inicialmente, apresenta-se o resultado do ensaio de módulo de resiliência, que nas análises subsequentes, serão intitulados como MR ref. Assim, a Figura 1 demostra o comportamento de três amostras que foram submetidas ao ensaio de módulo de resiliência e a posterior obtenção dos parâmetros resilientes do modelo composto (Figura 1 (a)). À medida que as tensões foram aumentando, o módulo de resiliência também foi aumentando para os seis primeiros pares de tensões. Contudo, do 7º ao 12º par de tensões, o incremento da tensão desvio resultou num decréscimo do módulo de resiliência. Os parâmetros resilientes estão apresentados na sequência, e podem ser utilizados para as diferentes tensões desvio e confinante.

A Figura 2 apresenta a deformação permanente específica (εp (%)) ao decorrer dos ciclos de aplicação de cargas para as seis amostras avaliadas. Pode-se identificar uma tendência a maiores deformações no tratar de pares de tensões de razão entre tensões de 3. Ainda, são apresentados os parâmetros de deformação permanente com base no modelo de Guimarães (2009). Conforme evidenciado, as amostras avaliadas apresentaram comportamento Tipo I, de acordo com a normativa vigente, em que tendem ao acomodamento plástico ou *shakedown*, pois com poucos ciclos de carregamento, já tenderam à estabilização para os níveis de tensões aplicados.

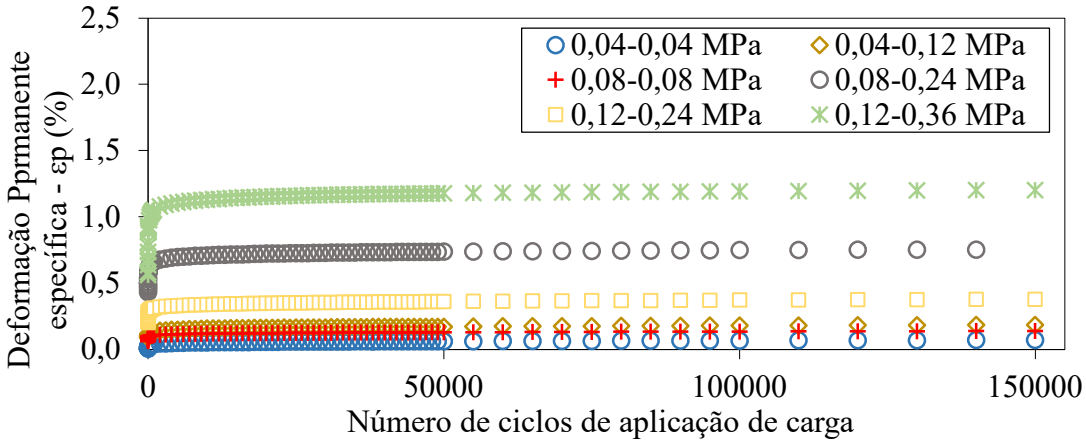


(a)

$$M_R = 658{,}47\ {\sigma_3}^{0{,}207}\ {\sigma_d}^{-0{,}051} \quad (R^2: 0{,}71)$$

(b)

Figura 1. Comportamento resiliente do solo, avaliado pelo modelo composto



$$\varepsilon_p(\%) = 0{,}285\left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{6{,}433}.\left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{-0{,}160}.N^{0{,}041} \quad (R^2: 0{,}98)$$

Figura 2. Deformação Permanente Específica ao decorrer dos ciclos.

Outra etapa realizada foi a aferição da deformação elástica durante o ensaio de deformação permanente. Nesta, apresentada na Figura 3, é possível observar que as maiores magnitudes de tensões resultaram em maiores deformações resilientes específicas. A medida em que foram sendo aplicados os ciclos de aplicações de cargas, as deformações elásticas foram diminuindo, devido a densificação da amostra. Os dois pares de tensões de razão 1 (0,04 – 0,04 MPa e 0,08 – 0,08 MPa) apresentaram as menores deformações resilientes, seguido dos pares de razão 2, e por fim, as maiores deformações apresentadas pelos pares de razão 3 (0,08 – 0,24 MPa e 0,12 – 0,36 MPa).

Como produto final da análise, foi realizada uma análise comparativa entra as três condições propostas para a aquisição e verificação do comportamento resiliente. A Figura 4 expõe valores referentes ao

comportamento resiliente para as três condições em termos de MR médio, mínimo e máximo. O "MR ref." refere-se ao protocolo convencional, em que as amostras foram submetidas apenas ao ensaio de MR.

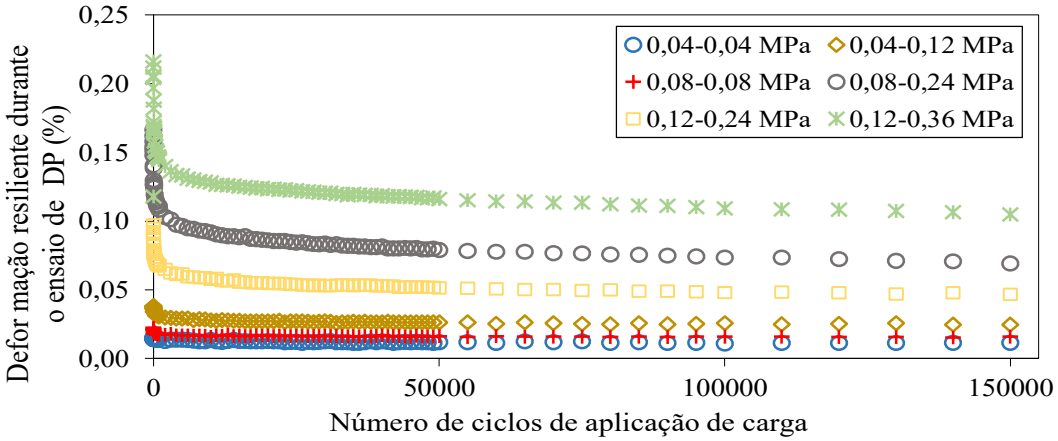


Figura 3. Deformação Resiliente durante o ensaio de Deformação Permanente.

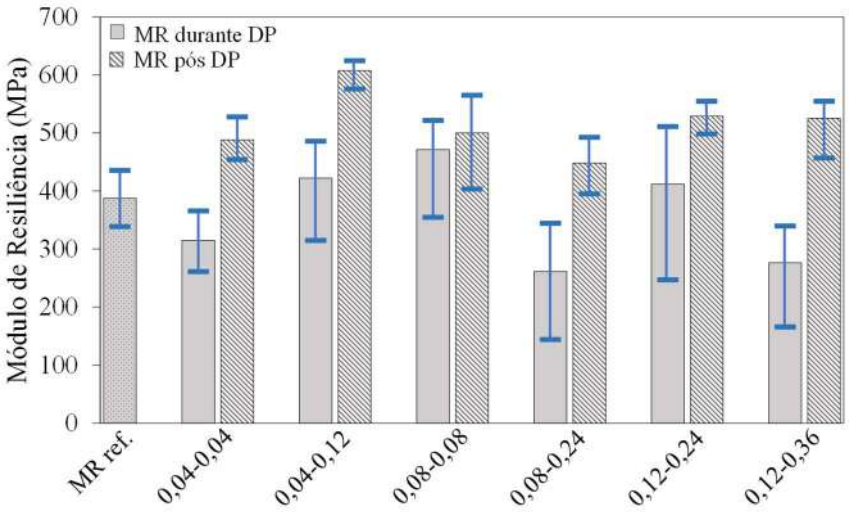


Figura 4. Comparativo entre os módulos de resiliência.

Apresenta-se, de forma evidente, o acúmulo de rigidez da condição MR pós DP em relação ao MR convencional, reforçando o comportamento indicado por Guimarães (2009), Santos (2020) e Pascoal (2020), decorrente do rearranjo estrutural imposto pelas deformações plásticas da amostra ao decorrer do extenso ciclo de repetições das cargas

Já no tratar do comportamento resiliente durante o ensaio de DP, nota-se clara influência do par de tensões a qual a amostra é submetida, uma vez que para as amostras que sofreram maiores deformações (0,08–0,24 MPa e 0,12–0,36 MPa) são de razão 3. Assim, percebe-se uma forte tendência a um comportamento de caráter mais elástico decorrentes das altas deformações, logo o comportamento do material a estas condições acaba por ser menos rígido, mesmo essas amostras tendo acumulado as maiores deformações plásticas.

Devido ao fato de existir várias formas de analisar o módulo de resiliência, e ao fato de o MR médio não ser uma verdade absoluta, visto que ele considera a média entre 12 pares de tensões distintos, na Figura 4 foram apresentados os módulos máximos e mínimos apresentados para cada condição avaliada. Ao analisar estes dados, é notório que a variação entre os máximos e mínimos foi muito superior na condição do MR avaliado durante a DP, sendo assim, conclui-se que ao analisar o comportamento resiliente dessa condição, não é possível inferir a respeito do MR desse material. Assim, ressalta-se que é necessário caracterizar todos os materiais, pois são inúmeros os fatores que influenciam no comportamento resiliente e de deformação permanente.

4 CONCLUSOES

Realizou-se um estudo para diferentes aferições das propriedades resilientes de um solo empregado como subleito rodoviário, analisadas três condições de MR, sendo a metodologia convencional, a aquisição da deformação resiliente durante a execução do ensaio de DP, e o MR após ao ensaio de DP. A partir de uma análise comparativa entre os comportamentos identificados para cada uma das condições, pode-se observar que a aquisição do MR pós DP quando comparada com a metodologia convencional, apresenta grande acréscimo de resiliência para as seis condições de tensões aplicadas no ensaio de DP. Esse comportamento tende a ser o identificado em campo, de forma que, à medida que o pavimento vai sendo solicitado pelo tráfego de veículos, a resposta do material se torna mais eficiente frente as tensões impostas, e por consequência se comporta de forma mais resistente às deformações elásticas, reduzindo os danos associados à fadiga, o que de fato, é bastante favorável ao desempenho do pavimento. Contudo, esse comportamento poderá acontecer desde que as condições ideias de drenagem estejam garantidas. Tal comportamento corrobora com o avaliado por Guimarães (2009), Santos (2020) e Pascoal (2020), destacando o papel relevante do histórico de tensões frente a resposta resiliente do material.

Entretanto, no que tange ao comparativo da aquisição do MR durante a DP, com o MR convencional, torna-se visível o quão dispersa é a aquisição de dados, podendo destacar os pares de razão entre tensões de 3. Assim, elevadas deformações tanto resilientes quanto permanentes, acabam por resultar em respostas elásticas insatisfatórias durante a aplicação dos ciclos, trazendo a conclusão de que, à medida que ocorre um incremento por parte da tensão desvio, obtém-se uma um comportamento cada vez mais acentuado das respostas elásticas, indicando baixa rigidez mesmo que submetido a um extenso protocolo de aplicação de cargas. Esse fato também foi observado nas análises do MR referência, demonstrados na Figura 1 (b), em que, a tensão desvio agiu de maneira que nos pares mais acentuados de tensões, o MR diminui com o incremento dela.

Ressalta-se o fato de o MR médio não ser representativo para todas as condições de tensões impostas, sendo necessária uma análise global, com a consideração quanto a valores máximos e mínimos para a obtenção de uma faixa de módulo resiliente com maior aplicabilidade as diversas condições, na impossibilidade de analisar o módulo para as tensões realmente requeridas.

Ainda, os comportamentos e tendências identificados se aplicam em específico ao solo objeto de estudo, uma vez que cada material carrega consigo diferentes particularidades. Por fim, pode-se concluir que a aquisição de parâmetros resilientes, após o ensaio de deformação permanente acrescenta ao processo grande representatividade com o que pode ser observado em campo, em que as deformações plásticas influenciam de forma ativa na resposta resiliente do material.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES, CNPq, DNIT, Owntec Soluções em Engenharia e a UFSM pelo incentivo e fomento à pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 6458. Grãos de Pedregulho retidos na peneira de abertura de 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 6459: Solo: determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 7180: Solo: determinação do limite de plasticidad*e. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 7181: Solo: análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 7182: Solo: Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

Balbo, J. T. (2007) *Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração*. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 558 p.

Cerni, G., Cardone, F., Virgili, S., Camilli, S. (2012) Characterization of Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials Under Repeated Triaxial Loading. *Construction and Building Materials*, 28. p.79-87.

Departamento Nacional de Infraestrutura De Transportes. (2018). *DNIT ME 134: Pavimentação –Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura De Transportes. (2018). *DNIT IE 179: Pavimentação –Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio*. Rio de Janeiro.

Guimarães, A. C. R. (2009) *Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 352p.

Lekarp, F., Isacsson, U., Dawson, A. (2000) State of the art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates. *Journal of Transportation Engineering ASCE*, 126 (1). p. 66-75.

Lekarp, F., Isacsson, U., Dawson, A. (2000) State of the art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. *Journal of Transportation Engineering ASCE*, 126 (1). p. 76-83.

Lima, C. D. A, Motta, L. M. G, Aragão, F. T. S. (2019) Análise das Tensões Aplicadas nos Ensaios de Deformação Permanente de Solos e Britas para o Dimensionamento Mecanístico-Empírico De Pavimentos. 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, *Anais...* p. 1222-1233.

Medina, J.; Motta, L. M.G. (2015) *Mecânica dos Pavimentos*. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 638 p.

Pascoal, P.T. (2020) *Avaliação do comportamento resiliente e deformação permanente do solo empregado no pavimento rodoviário da RS 342*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS.

Pezo, R. F., Claros, G, Hudson, W. R., Stokoe Ii, K. H. (1992) Development of reliable resilient modulus test for subgrade and non-granular subbase materials for use in routine pavement design. *Research Repor.*

Soliman, H., Shalaby, A. (2015) Permanent deformation behavior of unbound granular base materials with varying moisture and fines content. *Transportation Geotechnics*, 4, p. 1-12.

Santos, T. A. dos. (2020) *A influência da sucção na deformabilidade de subleitos rodoviários: efeitos da variação de umidade, método de compactação e gênese dos solos*. Tese de doutorado, Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul.

Werkmeister, S., Dawson, A. R., Wellner, F. (2001) Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept. *Transportation Research Record*, 1757 (01-0152), p. 75-81.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/674

Considerações Sobre a Caracterização de Solos Tropicais para Emprego em Sublastro

Juliana Tanabe Assad dos Santos
Engenheira Civil, IME, Rio de Janeiro, Brasil, juliana.tanabe@ime.eb.br

Maelckson Bruno Barros Gomes
Engenheiro Civil, IME, Rio de Janeiro, Brasil, bruno.gomes@ime.eb.br

Antonio Carlos Rodrigues Guimarães
Professor, IME, Rio de Janeiro, Brasil, guimarães@ime.eb.br

Filipe Almeida Corrêa do Nascimento
Professor, IME, Rio de Janeiro, Brasil, guimarães@ime.eb.br

Gleyciane Almeida Serra
Engenheiro Civil, Vale, São Luís, Brasil, gleyciakira@gmail.com

RESUMO: Os solos tropicais são amplamente encontrados em regiões de clima tropicais, mas a aplicação em camadas do pavimento ferroviário tem sido limitada em função da frequente divergência dos padrões definidos pelas normas brasileiras. Neste contexto, os solos tropicais podem ser vistos como uma possibilidade baseada em novos métodos que indicam a necessidade de reavaliação dos padrões atuais. Assim, propõe-se analisar mecanicamente a perspectiva de aplicação de três solos tropicais localizados próximos ao traçado da ferrovia em sublastro através de um estudo de caso da Ferrovia de Integração Oeste-Leste, que liga os estados da Bahia e do Tocantins, Brasil. Foram realizados os ensaios indicados pela norma – Limites de consistência, granulometria, expansão e California Bearing Ratio (CBR) – e também os ensaios triaxiais com análise do Módulo de Resiliência (MR) e de da Deformação Permanente (DP). O solo mostrou-se incompatível com as normas brasileiras em relação ao Índice de plasticidade e à composição granulométrica. Entretanto, foram observados MRs dentro da média esperada para solos tropicais e baixas deformações plásticas. Portanto, pode-se concluir que é possível utilizar solos tropicais estudados em camada de sublastro no que diz respeito a critérios mecânicos.

PALAVRAS-CHAVE: Sublastro, Solos tropicais, Módulo Resiliente, Ferrovia, Deformação Permanente.

ABSTRACT: Tropical soils are widely found in tropical regions, but the use in pavement design has been limited due to the frequent divergence of Brazilian standards. Considering the need for a large volume of materials for railway pavements, it is interesting to search for alternative materials that allow the reduction of materials transport to the field, reducing cost. In this context, tropical soils can be seen as a possibility based on new methods that indicate the need to reevaluate current standards. Thus, it is proposed to mechanically analyze the perspective of applying three tropical soils located near the railway route in subballast through a case study of the West-East Integration Railway, which connects the states of Bahia and Tocantins, Brazil. The tests indicated by the standard were carried out – Limits of consistency, granulometry, expansion and California Bearing Ratio (CBR) – and also the triaxial tests with analysis of the Resilience Modulus (RM) and Permanent Deformation (PD). The soil proved to be incompatible with Brazilian standards in relation to the plasticity index and granulometric composition. However, RMs were observed within the expected average for tropical soils and low plastic deformations. Therefore, it can be concluded that it is possible to use tropical

soils studied in a subballast layer with regard to mechanical criteria. However, to ensure compliance with all functions of the layer, it is suggested to investigate the hydraulic viability of the material.

KEYWORDS: Deposits, Tropical soils, Resilient Modulus, Railway, Permanent Deformation.

1 INTRODUÇÃO

No contexto de expansão ferroviária, entende-se a necessidade de otimização do dimensionamento da via e a escolha adequada dos materiais que constituem as camadas do pavimento. Nesse sentido, ressalta-se a importância da escolha adequada dos materiais utilizados para a garantia de desempenho do pavimento e para o custo adequado de implantação.

No Brasil, onde o clima predominante é o clima tropical úmido, existe grande ocorrência de solos tropicais. O emprego de critérios baseados em estudos e normas de países de clima temperado não é adequado para a seleção de materiais para aplicação em pavimentos ferroviários no território brasileiro.

Nesse sentido, estudos realizados nos últimos dez anos, nos quais se destacam Silva Filho (2018), Sousa (2016), Delgado (2012) e Osten (2012), comprovam a eficiência dos solos tropicais no pavimento ferroviário e evidenciam a importância do desenvolvimento de pavimentos regionalizados e com utilização de tecnologias nacionais (Nogami; Villibor, 2007).

Dessa forma, partindo da premissa que os solos tropicais devem ser analisados de forma diferente das normas ferroviárias utilizadas no Brasil, define-se a hipótese de que é possível a aplicação de solos tropicais provenientes de locais próximos ou do próprio traçado da ferrovia como camada de sublastro.

Portanto, o objetivo do presente artigo é avaliar a viabilidade da utilização de solos tropicais no contexto de obras ferroviárias contempladas por esse tipo de solo em seus traçados de projeto. Para tanto, são definidas as seguintes etapas:

- Caracterizar os materiais segundo os critérios definidos por norma para materiais de sublastro e verificar o enquadramento segundo as normas vigentes;
- Classificar os solos estudados segundo as metodologias tradicionais e MCT;
- Obter o Módulo de Resiliência (MR) dos materiais;
- Realizar ensaios de Deformação Permanente (DP) para variados estados de tensões com os materiais selecionados e obter os parâmetros de deformabilidade (psi) propostos por Guimarães (2009);

Espera-se que esse trabalho possa contribuir para formulação de critérios normativos mais aderentes à realidade da geotecnia de pavimentos brasileira, contribuindo para uma seleção de materiais para sublastro mais assertiva.

2 REVISÃO DA LITERATURA

O sublastro tem como funções: aumentar a capacidade de suporte da plataforma, aumentar a resistência do leito à erosão e permitir elasticidade ao apoio do lastro (Brina, 1988). Além disso, a camada apresenta função drenante, sendo este fator diretamente ligado à resistência ao cisalhamento e à distribuição granulométrica do material (Jing et al., 2015; Panadero; Contreras, 2010).

No Brasil, a nível de normativo técnico, são utilizadas como referências para seleção de materiais para camada de sublastro as publicações do DNIT ISF 212 - projeto de superestrutura da via permanente lastro e sublastro e a norma da INFRA S.A. SUP-00048 – Via Férrea - Sublastro. As normas, em resumo, recomendam que os materiais sejam obtidos in natura ou pela mistura de materiais de forma que apresente as seguintes características:

a) a granulometria do material deve se enquadrar em uma das faixas A, B, C, D, e/ou F da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) segundo o método DNER-ME-80-94;

b) Índice de Suporte Califórnia (ISC) mínimo admissível igual a 20 considerando a energia de compactação Proctor Intermediário definida pelo método DNIT 164/2013-ME;
c) o agregado retido em peneira nº 10 deve ser constituído de partículas duras e duráveis, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados, assim como de matéria vegetal ou outra substância prejudicial;
d) a porcentagem do material que passa na peneira nº 200 (0,074 mm), não poderá superar 2/3 do que passa na peneira nº 40 (0,42 mm); a fração que passa na peneira nº 40 deve apresentar um limite de liquidez (LL) inferior ou igual a 25% e um índice de plasticidade (IP) inferior ou igual a 6%;
e) expansão máxima de 1,0%;
f) o índice de grupo (IG) deverá ser igual a zero; e
g) no caso de solos lateríticos a expansão máxima admitida será de 0,5% no ensaio de ISC; a fração que passa na peneira nº 40 deverá ter limite de liquidez inferior ou igual a 40% e índice de plasticidade inferior ou igual a 15%.

Nota-se que o principal critério mecânico adotado no Brasil é o ISC. Além disso, os procedimentos tradicionais mostram-se limitados no que se refere à aceitabilidade das amostras. Utiliza-se como base os índices de granulometria, limite de liquidez e índice de plasticidade, os quais são considerados insuficientes para a representação dos solos tropicais, como verificado experimentalmente por Nogami e Villibor (2007).

Não obstante, ao utilizar ensaios triaxiais para avaliação mecânica dos solos, observa-se um comportamento superior e mais compatível aos solos tropicais - principalmente os solos lateríticos. São relatados fatores como alta resistência à deformação permanente em umidade ótima e ocorrência do fenômeno de shakedown, especialmente para baixos níveis de tensão (Silva et al., 2021; Lima; Motta; Aragão, 2021; Lima et al., 2020; Guimarães; Motta; Castro, 2018; Lima et al., 2019).

O MR varia conforme a constituição do solo e das tensões aplicadas. Esse parâmetro indica a capacidade do material de retornar ao seu estado inicial ao fim da aplicação de tensões. Dessa forma, o MR do material está relacionado à deflexão do pavimento, geralmente limitado a 6,35 mm (ver norma americana AREMA, 2020).

Por sua vez, a DP dos solos refere-se à parcela plástica da deformação e, portanto, não recuperável após o fim da aplicação de tensões. Portanto, a patologia associada a esse fator é o desnivelamento do perfil longitudinal da via, geralmente limitado a 16,0 mm para uma flecha de 20 m (ver norma portuguesa GR.IT.VIA.018 - 2017).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Os materiais analisados são provenientes da Ferrovia de Integração Oeste – Leste (EF-334), Lote 6F, localizado no trecho entre Figueirópolis/TO e Ilhéus/BA.

Foram realizados ensaios de caracterização exigidos por norma para utilização de material em sublastro. Foram obtidos os resultados de ISC, de granulometria, dos limites de consistência (LL e LP), de expansão e de compactação. Em seguida, foi feita a classificação dos materiais através das metodologias TRB e USCS, além da classificação dos finos pela metodologia MCT.

Por fim, a última etapa consistiu no estudo do comportamento mecânico das amostras na umidade ótima - obtida pelo ensaio de compactação da fase anterior. Nessa etapa, os ensaios realizados foram os de MR e de DP.

A partir dos resultados obtidos, foi feita uma avaliação das amostras segundo as normas vigentes e os resultados dos ensaios triaxiais foram comparados com os obtidos por outros autores, além de investigação da ocorrência de shakedown.

Os resultados foram analisados de forma a avaliar a viabilidade da utilização dos materiais estudados segundo a metodologia tradicional e a previsão do comportamento do solo no pavimento.

4 RESULTADOS

No que se refere à granulometria das amostras analisadas, observam-se elevadas quantidades de material fino (maior que 50%) para o solo B analisado, como é comum em solos tropicais finos. Além disso, nota-se que as amostras dos pontos A e J são mais bem distribuídas que o solo B.

Como apresentada na Revisão Bibliográfica deste trabalho a granulometria do material deverá se enquadrar nas faixas A, B, C, D, e/ou F da AASHTO. Observa-se que as amostras não se enquadram em nenhuma das faixas da AASHTO, o que resulta na rejeição dos materiais ou utilização condicionada a uma estabilização granulométrica prévia.

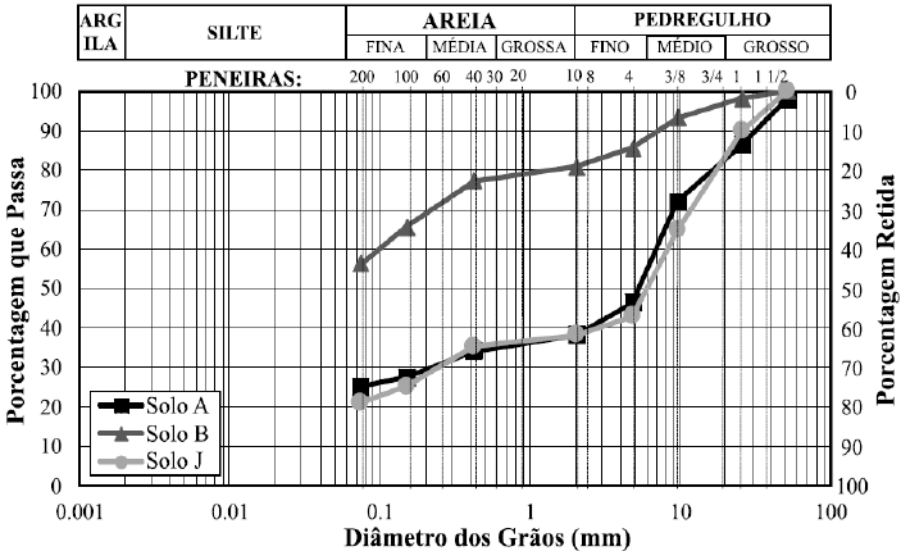


Figura 1. Distribuição granulométrica das 3 amostras estudadas.

Os resultados apresentados na Tabela 1 indicam que todos os solos apresentaram baixos valores de expansão (<0,5%), sendo considerado um fator importante para aplicação de solos em pavimentos. Os altos valores de ISC também foram superiores aos exigidos pelo DNIT e pela INFRA S.A.

Além disso, o valor do limite de liquidez do solo A não atende aos critérios normativos e o índice de plasticidade dos solos A e B extrapolaram consideravelmente os limites aceitos por norma. No caso do ponto J não foram obtidos os limites de consistência (LL e LP) visto que o solo é arenoso e, portanto, não plástico (NP). A partir desses estudos, foi feito o cálculo do índice de grupo, cujo valor encontrado foi 0 para todos os pontos analisados, adequado às exigências normativas.

Tabela 1. Parâmetros dos solos estudados comparados com os critérios normativos nacionais.

Ensaio	Solo A	Solo B	Solo J	Critério DNIT ou INFRA S.A. para solos não lateríticos	Avaliação
Limite de Liquidez (%)	26	24	-	≤ 25	Solo A:Nok e Solos B e J: Ok
Limite de Plasticidade (%)	14	13	-	-	-
Índice de Plasticidade (%)	12	11	NP	≤ 6	Solos A e B: Nok e Solo J: Ok
Índice de Grupo	0	0	0	0	Todos Ok
ISC (%)	39	40	94	≥ 20	Todos Ok
Expansão (%)	0,25	0,30	0,10	≤ 1,0	Todos Ok
Umidade ótima (%)	13,6	11,5	11,4	-	-

Massa específica máxima aparente seca (g/cm³)	1,83	2,02	2,02	-	-

Observa-se que os aspectos divergentes foram, de forma geral, a composição granulométrica e o índice de plasticidade. O mesmo foi observado nos solos tropicais analisados por outros autores como Silva Filho (2018), Sousa (2016), Delgado (2012) e Osten (2012).

As amostras foram classificadas segundo três metodologias - TRB, USCS e MCT - e os resultados são exibidos na Tabela 2. A classificação MCT indica a ausência de solos de comportamento laterítico entre as amostras, sendo encontrados solos argilosos não lateríticos (NG') e areia não laterítica (NA').

Tabela 2. Classificação dos solos e MR Médio obtido a partir dos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

Ensaio	TRB	USCS	MCT	Média do MR	Desvio Padrão
Solo A	A-2-6	GC	NG'	225	85
Solo B	A-6	CL	NG'	294	72
Solo J	A-2-4	GM	NA'	306	163

Os valores médios de MR encontrados - entre 225 e 306 MPa - foram similares às médias observadas na literatura para solos tropicais (FREITAS; REZENDE; JR., 2020; ROSA et al., 2019; SILVA FILHO, 2018; SOUSA, 2016; DELGADO, 2012; OSTEN, 2012).

De maneira geral, foram verificadas DPs próximos a 1% para os maiores pares de tensões indicados por norma. Esses valores são inferiores à maioria dos solos estudados por diversos autores como Lima, Motta e Aragão (2021), Lima et al. (2020), Guimarães, Motta e Castro (2018), Lima et al. (2019), Silva Filho (2018), Delgado (2012) e Osten (2012) para os pares de tensões equivalentes.

Os parâmetros de deformabilidade aplicáveis à equação de Guimarães (2009) para previsão de deformação permanente são apresentados na Tabela 3. Além disso, foi obtida a deformação plástica para uma tensão confinante de 40 kPa, uma tensão desvio de 150 kPa e N igual a 10^6 valores típicos de uma ferrovia *heavy haul* para um período de projeto de 20 anos. Observa-se que cada solo daria uma contribuição diferente para o pavimento, em termos de deformações plásticas. O solo A é o mais deformável dos 3 estudados, todavia, ainda contribuiria com apenas 1,99% de DP. Considerando um sublastro de 25 cm, isso resultaria em uma DP de 4,99 mm, inferior ao limite de alerta para manutenção de vias recomendado pela norma portuguesa GR.IT.VIA.018 - 2017.

Tabela 3. Parâmetros de deformabilidade de Guimarães (2009) dos 3 solos e suas respectivas DP para um cenário típico de uma ferrovia heavy haul.

Solo	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	σ_3/σ_{re} f	σ_d/σ_{re} f	N	ε_p (%)
A	0,3495	-0,5448	0,4777	0,0536	0,0040	0,0150	10^6	1,996
B	0,1228	0,7845	0,6292	0,0540	0,0040	0,0150	10^6	0,001
J	0,2234	0,1407	0,5371	0,0634	0,0040	0,0150	10^6	0,026

5 CONCLUSÃO

Os ensaios realizados nas 3 amostras permitiram avaliar que, no que se refere à granulometria, não houve o enquadramento de nenhuma das amostras às recomendações normativas. Além disso, duas delas também não atenderam ao critério do índice de plasticidade.

Entende-se que os critérios exigidos pela norma buscam garantir a qualidade e a durabilidade do pavimento. Com isso, no que se refere ao comportamento mecânico do solo, o protocolo adotado por esta pesquisa buscou verificar a qualidade do material através da análise de ensaios triaxiais de cargas repetidas.

Em relação às deformações permanentes, foram verificadas baixas DPs, com valores próximos a 2% para um par de tensão atuante na camada de sublastro frequentemente observado em ferrovias de transporte de carga, para um período de projeto de 20 anos.

Dessa forma, esta pesquisa corrobora com os diversos autores que indicam a necessidade de revisão das normas brasileiras (Silva Filho, 2018; Sousa, 2016; Delgado, 2012; Osten, 2012). Foi possível observar, assim como nos demais trabalhos, que os solos tropicais, abundantemente disponíveis no país, podem ser subutilizados em função de parâmetros inadequados de seleção para o clima e as condições brasileiras. Em alguns casos, pode ser indicado a necessidade realizar a estabilização visando o encaixe granulométrico em alguma faixa da AASHTO, em outros, pode ocorrer até mesmo o precipitado descarte do material.

Por fim, retomando-se o conceito de sublastro, observa-se que as funções desta camada permeiam, além de funções mecânicas - aumentar a capacidade de suporte da via e permitir elasticidade ao apoio do lastro -, funções drenantes. Com isso, entende-se que para garantir a confiabilidade da estrutura é necessário também verificar a erodibilidade da camada, a possibilidade de ascensão capilar e a dissipação da água nos poros.

AGRADECIMENTOS

Ao Instituto Militar de Engenharia e ao 4ª BEC por permitirem o desenvolvimento dessa pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AREMA (2020) *Manual for Railway Engineering*. third. [S.l.]: American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association. v. 1.

Brina, H. L. (1988) *Estrada de Ferro – Via Permanente*. second. [S.l.]: Livro Técnico e Científico S.A.,. v. 1.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes-DNIT (2015) ISF-212: projeto de superestrutura da via permanente – lastro e sublastro.

Delgado, B. G. (2012) *Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na Estrada de Ferro Carajás*. Dissertação (Mestrado) —Universidade Federal de Ouro Preto.

Freitas, J. B. de; Rezende, L. R. de; JR., G. de F. G. (2020) Prediction of the resilient modulus of two tropical subgrade soils considering unsaturated conditions. *Engineering Geology*.

Guimarães, A. C. R. (2009) *Um Método Mecanístico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos*. Tese (Doutorado) — UFRJ/COPPE.

Guimarães, A. C. R.; MOTTA, L. M. G. da; Castro, C. D. (2018) Permanent deformation parameters of fine–grained tropical soils. *Road Materials and Pavement Design*.

INFRA S.A. (2023) Via Férrea – Sublastro – SUP-00048.

IP - Infraestruturas de Portugal (2017) Tolerâncias dos Parâmetros Geométricos da Via. GR.IT.VIA.018. Instrução Técnica de Via n.º 18, Lisboa, 1-32.

Jing, G.; Wang, Z.; Huang, H.; Wang, Y. (2015) Permeability and direct shear tests characteristics of railway subballast. *The Open Civil Engineering Journal*.

Lima, C. D. A. De; Motta, L. M. G. Da; Aragão, F. T. S.; Guimarães, A. C. R. (2019) Effects of compaction moisture content on permanent deformation of soils subjected to repeated triaxial load tests. *Journal of Testing and Evaluation*.

Lima, C. D. A. (2020) *Avaliação da Deformação Permanente de Materiais de Pavimentação a Partir de Ensaios Triaxiais de Cargas Repetidas*. Tese (Doutorado) — COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Lima, C. D. A.; Motta, L. M. G.; Aragão, F. T. S. (2021) A permanent deformation predictive model for fine tropical soils considering the effects of the compaction moisture content on material selection. *Transportation Geotechnics*.

Nogami, J. S.; Villibor, D. F. (2007) *Pavimentação de Baixo Custo com solos lateríticos*. [S.l.]: Vilibor.

Panadero, C.; Contreras, J. L. S. (2010) Análisis de las propiedades del sub-balasto: contradicciones y procesos que afectan a su función. *Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente*.

Rosa, A. C. da; Teixeira, M. A. de O.; Guimarães, A. C. R.; Cruz, L. O. e Silva R.. (2019) Avaliação estrutural de pavimentos ferroviários do corredor centro sudeste paulista utilizando o software systrain. *33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET*.

Osten, F. B. V. D. (2012) *Avaliação de quatro solos tropicais para sublastro da Estrada de Ferro Carajás*. Dissertação (Mestrado) — Instituto Militar de Engenharia.

Sousa, M. A. da S. (2016) Análise Geotécnica de solos tropicais de ocorrência ao longo da Estrada de Ferro Carajás para uso como camadas de pavimento ferroviário. Dissertação (Mestrado) — Instituto Militar de Engenharia.

Silva Filho, J. C. (2018) Contribuição para o Desenvolvimento de um Método de Dimensionamento Mecanístico-Empírico de Pavimentos Ferroviários com Foco nos Solos Tropicais. Tese (Doutorado) — Instituto Militar de Engenharia, 2018.

Silva, M. F. Da; Ribeiro, M. M. P.; Furlan, A. P.; Fabbri, G. T. P. (2021) Effect of compaction water content and stress ratio on permanent deformation of a subgrade lateritic soil. Transportation Geotechnics.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/675

Correlação entre o Carregamento Multiestágio e Monoestágio entre Diferentes Tipos de Solo

Alexandre Simas de Medeiros
Doutorando, Pós-Graduação do Programa de Eng. De Transportes /COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, alexandre.simas@pet.coppe.ufrj.br

Claudeny Simone Alves Santana
Doutoranda, Pós-Graduação do Programa de Eng. De Transportes /COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, claudeny@pet.coppe.ufrj.br

Marcelino Aurélio Vieira da Silva
Professor, Pós-Graduação do Programa de Eng. De Transportes /COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, marcelino@pet.coppe.ufrj.br

RESUMO: Esta pesquisa visa avaliar a relação entre o carregamento multiestágio e monoestágio, utilizando três tipos de solos (arenoso, siltoso e argiloso). Para alcançar este objetivo, foram realizados cinco ciclos de carregamento multiestágio, totalizando 50.000 solicitações, por meio de uma prensa triaxial para ensaio drenado. A tensão confinante utilizada foi de 70 kPa, e as tensões desvio variaram entre 35, 70, 140, 210 e 280 kPa. A escolha dessas combinações de tensões considerou a profundidade e proporcionalidade das cargas típicas encontradas em subleitos de pavimentos rodoviários. O carregamento monoestágio foi realizado utilizando corpos de prova distintos e os quatro últimos pares de tensão do carregamento multiestágio. Os valores obtidos foram linearizados e ajustados a uma reta. A regressão linear por mínimos quadrados foi conduzida no Rstudio. Observou-se que o carregamento multiestágio, que mais se assemelha ao que ocorre em campo, resultou em deformações menores, embora tenha havido diferenças na taxa de acumulação de deformações permanentes. Isso sugere que os modelos de previsão de comportamento devem considerar essa diferença no comportamento do solo para se criar um modelo com maior precisão. Por fim, destaca-se a necessidade de pesquisas adicionais para consolidar e expandir essas descobertas.

PALAVRAS-CHAVE: Multiestágio, Monoestágio, Triaxial, Deformação Permanente.

ABSTRACT: This research aims to assess the relationship between multi-stage and single-stage loading, using three types of soils (sandy, silty, and clayey). To achieve this objective, five cycles of multi-stage loading were conducted, totaling 50,000 requests, using a triaxial press for drained testing. The confining stress used was 70 kPa, and the deviatoric stresses varied between 35, 70, 140, 210, and 280 kPa. The selection of these stress combinations considered the depth and proportionality of typical loads found in road pavement subgrades. Single-stage loading was performed using separate specimens and the last four pairs of stress from the multi-stage loading. The obtained values were linearized and adjusted to a straight line. Linear regression by least squares was conducted in Rstudio. It was observed that multi-stage loading, which more closely resembles field conditions, resulted in smaller deformations, although there were differences in the rate of accumulation of permanent deformations. This suggests that behavior prediction models should consider this difference in soil behavior to create a more accurate model. Finally, the need for additional research to consolidate and expand these findings is emphasized.

KEYWORDS: Multi-stage, Single-stage, Triaxial, Permanent Deformation.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação da deformação permanente (DP) tem se destacado como uma ferramenta crucial na análise e seleção de materiais para pavimentação, garantindo sua utilização segura nas camadas do pavimento. Este

ensaio é conduzido no aparelho triaxial de cargas repetidas, o qual pode ser influenciado por diversos fatores, como as tensões aplicadas, o número de ciclos de carga (N), a duração e frequência das solicitações, o tipo de material, sua granulometria e forma das partículas, o teor de umidade e a densidade do material (Medina e Motta, 2015).

No Brasil, o ensaio de deformação permanente (DP) é regulamentado pela norma DNIT 179/2018 – IE (DNIT, 2018). Esta norma especifica 9 pares de tensão para o ensaio, que ocorre com ciclos de 1 a 5 Hz, sendo a frequência de 2 Hz a mais recomendada, desde que a duração do pulso seja de 0,1 segundo. A norma também estabelece um número mínimo de 6 copos de prova para obter as constantes do modelo de regressão não linear. Utilizando a frequência recomendada de 2 Hz e 150 mil ciclos de carregamento, cada ensaio completo levaria, em média, 20 horas e cinquenta minutos para cada par de tensão escolhido por corpo de prova. Uma das dificuldades deste ensaio é o custo de tempo e a dispersão experimental. Em contrapartida, utilizando a mesma frequência, é possível avaliar o comportamento do solo para 4 distintos pares de tensão em apenas 6 horas no carregamento multiestágio.

Novos estudos têm explorado o uso do carregamento multiestágio no ensaio de deformação permanente, ganhando interesse na comunidade científica. Essa técnica é abordada na norma europeia CEN EN 13826-7 (2004), que estabelece um padrão para o ensaio com o objetivo de avaliar de maneira mais eficiente a resposta do material a diferentes solicitações. A norma CEN EN 13826-7 (2004) recomenda a aplicação de 10.000 ciclos de carga, em estágios de carregamento, com diferentes e crescentes valores de tensão, adotando 0,5% de DP como critério de parada, caso ocorra. Dentre alguns estudos recentes na literatura que recorreram a esta técnica, destacam-se: Medeiros, Cardoso e Silva (2024), Yaghoubi et al. (2023), Maghool et al. (2023), Ghorbani et al. (2023) Arulrajah et al., (2022) dentre outros.

Contudo, faz-se importante avaliar como essas duas técnicas se relacionam entre si, sendo, portanto, este o principal objetivo deste estudo. Com a linearização dos resultados é possível visualizar como ocorre o incremento acumulado de deformação permanente. Para determinar o coeficiente angular e linear da reta, utilizou-se regressão linear pelos mínimos quadrados e o programa Rstudio. Além disso, após determinar os coeficientes da reta, os mesmos podem ser ajustados para função exponencial do modelo da curva de deformação permanente, no domínio considerado. Assim sendo, é possível se investigar o impacto do carregamento multiestágio em comparação com os métodos convencionais de ensaio de deformação permanente na análise de materiais para pavimentação.

$$\log\left[DP(\%)\right] = \log(a) + b * \log\left(N\right) \quad (1)$$

$$DP(\%) = a * N\hat{}b \quad (2)$$

Sendo:
Log(a): coeficiente linear
b: coeficiente angular
N: Número de ciclos
DP(%): porcentagem do deslocamento plástico

A hipótese subjacente a esta pesquisa é que, considerando as limitações de tempo e custo associadas ao ensaio de deformação permanente conforme as normas atuais, a implementação do carregamento multiestágio pode oferecer uma alternativa mais eficiente e econômica para avaliar a resposta desses materiais sob diferentes solicitações de carga.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Amostras de Solo

A jazida onde foi coletado o solo 1, se encontra na latitude 22°34’19,416’’ S e longitude, 44°01’4,875’’ O, no município de Pinheiral, localizada a cerca de 2 km de distância de uma importante Rodovia do Estado do Rio de Janeiro, a BR-116 (Rodovia Presidente Dutra). O solo 2 foi extraído na faixa de domínio da BR-040, no km26, na latitude 22°09’27,72’’S e longitude 43°09’27,36’O, também no estado do RJ. O solo 3 se encontra nas proximidades da cidade de Parnaíba, PI latitude 3° 7'41.46" S e longitude, 41°47'13.19" O.

Na Tabela 1, encontra-se um resumo dos valores médios dos parâmetros geotécnicos do solo.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos do solo.

Parâmetros	Solo 1	Solo 2	Solo 3
LL	NP	NP	30,9
LP	NP	NP	20,3
Densidade Real dos grãos	2,87 g/cm³	2,71 g/cm³	2,63 g/cm³
Massa específica aparentemente seca	2,25 g/cm³	1,72 g/cm³	2,14 g/cm³
Número de vazios (e)	0,274	0,577	0,229
Umidade ótima	9,42 %	13,51%	6,8%
Classificação HRB	A-2-4	A4	A4
Classificação SUCS	SM	ML	CL
Classificação MCT	x	x	LA
Passante #0,075	18%	43%	62%

2.2 Ensaios, normas e procedimentos

A caracterização física e mecânica do material utilizados neste estudo foram balizados conforme padronização dos ensaios descritos nas normas elencadas na Tabela 2.

Tabela 2. Ensaios e normas.

Ensaio	Título da norma	Número da norma
Granulometria	Análise granulométrica por peneiramento	DNER-ME 080/94
Sedimentação	Análise granulométrica por sedimentação	DNER-ME 051/94
LL	Determinação do Limite de Liquidez	DNER-ME 122/94
LP	Determinação do Limite de Plasticidade	DNER-ME 082/94
Densidade	Determinação da densidade real dos solos	DNER-ME 093/94
Compactação	Compactação utilizando amostras não trabalhadas	DNIT 164/2013 - ME
Umidade	Solos – Determinação do teor de umidade	DNER-ME 213/94
MCT	Solos compactados em equipamento miniatura	DNER-ME 258/23

Para a metodologia deste estudo, empregou-se a técnica de solicitações em múltiplos estágios com 10.000 ciclos de carga por par de tensão. Os testes foram conduzidos na umidade ideal do solo no seu estado natural, que foi drenado, totalizando 40 mil ciclos de aplicação de carga e uma frequência de 5 Hz (com 0,1 s de carga e 0,1 s de repouso). Foram utilizados moldes cilíndricos de 100 x 200 mm com amostras que passavam pela peneira de 25,4 mm (1 polegada). Os ensaios de carga em vários estágios foram executados de acordo com a norma CEN EN-13286-7 (2004) da União Europeia. Nessa norma, são estabelecidos dois conjuntos de níveis de pressão, identificados como "altas tensões" e "baixas tensões". Cada conjunto é composto por cinco séries diferentes. Cada uma dessas séries inclui diversos pares de tensões aplicadas, com uma pressão de confinamento constante e 10.000 ciclos de carga. Para os testes realizados neste estudo, as séries foram aplicadas utilizando o "nível de estresse baixo", correspondente às pressões às quais o material seria exposto em condições reais. A Tabela 3 apresenta as tensões empregadas neste trabalho conforme descrito acima.

Tabela 3. Relação entre as tensões solicitantes.

Estágios	σ1	σ3	σd	σd/ σ3
1	105	70	35	1/2
2	140	70	70	1
3	210	70	140	2
4	280	70	210	3
5	350	70	280	4

Decidiu-se empregar uma energia de compactação intermediária, partindo do pressuposto de que o solo melhorado poderia ser utilizado na camada sub-base de uma estrada com baixo fluxo de veículos. Na superfície

da sub-base, a pressão confinante é aproximadamente 0,07 MPa. Assim, o objetivo foi examinar o desempenho deste solo estabilizado sob a energia de compactação mencionada, considerando essas condições específicas.

Os testes foram conduzidos no teor de umidade ótimo do solo natural, que era do tipo drenado, totalizando 50 mil ciclos de aplicação de carga e uma frequência de 2 Hz (com 0,1 s de aplicação de carga e 0,4 s de repouso). Moldes cilíndricos de 100 x 200 mm com amostras passando por uma peneira de 25,4 mm (1 polegada) foram utilizados. Os testes foram realizados em uma prensa triaxial para testes do tipo drenado, e suas imagens podem ser vistas na Figura 1.

Figura 1. Prensa triaxial para ensaio dinâmico drenado.

3 RESULTADOS

3.1 Multiestágio

Para o solo pedregulhoso arenoso (solo 1), a deformação permanente (Def P. [%]) aumenta à medida que o número de ciclos cresce. Isso é esperado em testes de carga, onde a deformação tende a aumentar com o tempo de aplicação da carga. É possível se observar que a taxa de aumento da deflexão diminui à medida que o número de ciclos aumenta. Isso sugere que o solo está atingindo um estado de estabilidade, onde a deformação continua ocorrendo, mas a uma taxa decrescente. Uma diferença significativa entre a deformação total e a deformação permanente sugere um comportamento elástico mais pronunciado do solo, onde a maior parte da deformação é recuperada após a remoção da carga. Uma menor deformação permanente em relação à deformação total indica uma maior estabilidade do solo sob carga, o que é desejável em muitas aplicações geotécnicas. Em relação ao solo 2, à medida que o número de ciclos aumenta a deformação resiliente (parte recuperável da deformação do solo), a diferença entre a deflexão total e a deflexão permanente, diminui gradualmente em relação a deformação total. Este comportamento é bem pronunciado no último ciclo de carregamento, que apesar do histórico de solicitações, há uma notada perda de resistência. Isso sugere que a capacidade de recuperação do solo pode diminuir com o tempo ou com a aplicação de cargas repetidas. O solo 3, apesar de ter um desempenho intermediário, é possível se notar que no caso se trace tangentes ao gráfico das deformações, estas tangentes seriam mais horizontais. Estas observações podem ser acompanhadas nos gráficos da Figura 2.

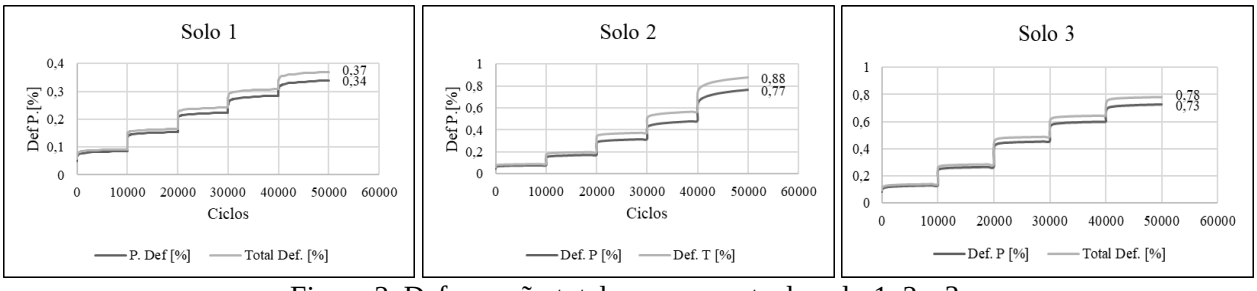


Figura 2. Deformação total e permanente do solo 1, 2 e 3.

3.2 Comparação entre o carregamento multiestágio e monoestágio

Ao observar os coeficientes angulares das retas obtidas nos ciclos monoestágio e multiestágio, é possível inferir sobre o incremento da deformação permanente com base na inclinação das retas. Uma inclinação maior

indica uma taxa de aumento mais acentuada da deformação permanente com o aumento dos ciclos. O coeficiente linear indica o ponto de partida das deformações e juntamente com o coeficiente angular é possível, então, se definir com detalhes o desempenho do solo.

Solo1: O coeficiente angular (b) no ciclo monoestágio varia de 0,034 a 0,058, enquanto no ciclo multiestágio, varia de 0,0926 a 0,2157. O ciclo multiestágio apresenta coeficientes angulares significativamente maiores em comparação com o monoestágio, indicando uma taxa de aumento mais acentuada da deformação permanente com o aumento dos ciclos. Isso sugere que o material está sujeito a um incremento mais significativo na deformação permanente com ciclos adicionais de carga no caso do multiestágio, o que pode indicar uma degradação mais rápida da DP ou uma mudança mais significativa nas propriedades do solo. Já o coeficiente Linear (Log (a)) indica o ponto de partida das deformações. No ciclo monoestágio, varia de -1,0278 a -0,5881, enquanto no ciclo multiestágio, varia de -1,4913 a -2,0528. Os valores do ciclo multiestágio são mais negativos, indicando um ponto de partida mais baixo das deformações permanentes. Essas informações podem ser visualizadas na Figura 3.

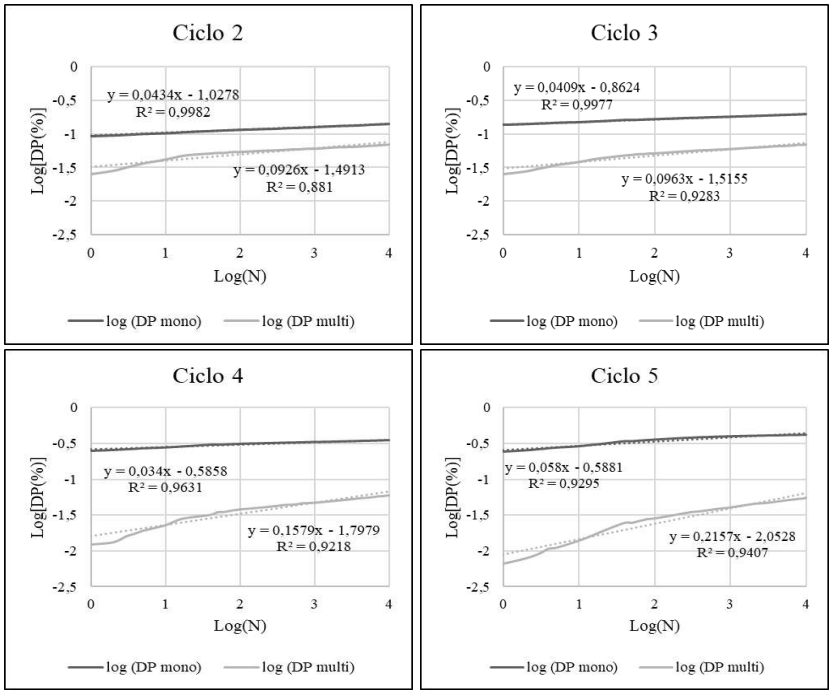


Figura 4. Carregamento multiestágio e monoestágio do solo 1.

Com base nesses dados, pode-se concluir que o regime de carregamento multiestágio resulta em uma deformação permanente mais pronunciada e rápida em comparação com o regime de carregamento monoestágio. Porém, para este solo observa-se que o carregamento monoestágio não possui um crescimento linear do coeficiente angular, o que pode ser justificado pela dispersão experimental, pois não é possível moldar corpos de prova idênticos com igual distribuição de grãos no molde, de acordo com a Tabela 4.

Tabela 5. Parâmetros da reta do solo 1.

	Coeficiente	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 4	Ciclo 5	Desvio padrão
Mono	Angular (b)	0,0434	0,0409	0,034	0,058	0,0087
	Linear [Log (a)]	-1,0278	-0,8624	-0,5858	-0,5881	0,1884
	a	0,0937	0,1372	0,25953	0,2581	0,0733
Multe	Angular (b)	0,0926	0,0963	0,1579	0,2157	0,0505
	Linear [Log (a)]	-1,4913	-1,5155	-1,7979	-2,0528	0,2296
	a	0,0322	0,0305	0,01592	0,0088	0,0098

Solo 2: o coeficiente angular (b) no ciclo monoestágio varia de 0,034 a 0,058, enquanto no carregamento multiestágio varia de 0,0926 a 0,2157. Os coeficientes angulares mais altos no ciclo multiestágio indicam uma

taxa de aumento mais acentuada da deformação permanente em comparação com o ciclo monoestágio. O solo sujeito ao ciclo multiestágio parece estar sofrendo um processo de degradação da deformação permanente mais rápido ou uma mudança mais significativa em suas propriedades em comparação com o ciclo monoestágio. O coeficiente Linear (Log (a)) varia de -1,0278 a -0,5881 para o carregamento monoestágio e varia de -1,4913 a -2,0528 no carregamento multiestágio. Valores mais negativos indicam que as deformações começam em patamares menores e aumentam com os ciclos. O ponto de partida das deformações no ciclo monoestágio está em um nível mais moderado acima das solicitações em regime multiestágio. Estes dados podem ser vistos na Figura 5.

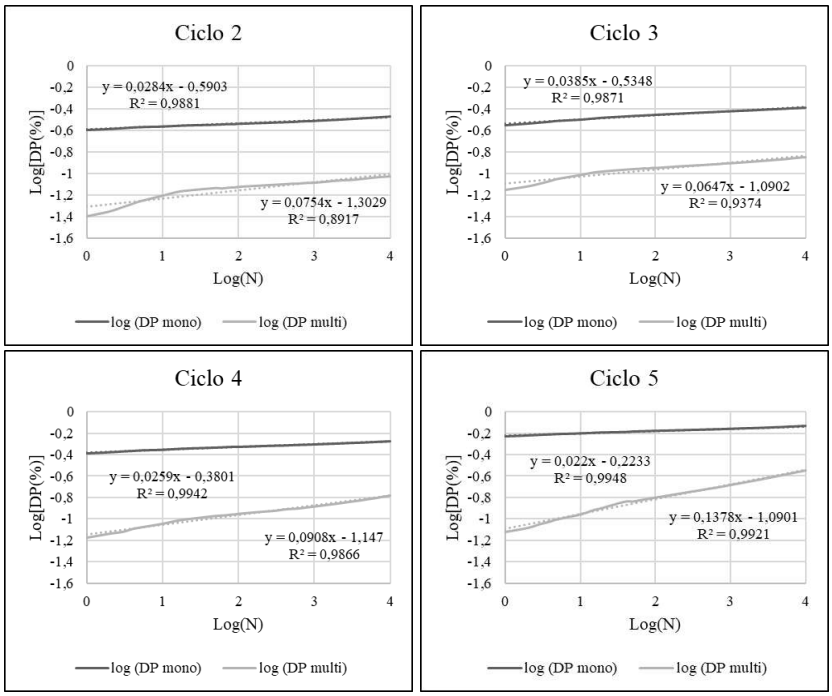


Figura 6. Carregamento multiestágio e monoestágio do solo 2.

No geral, observa-se um aumento na deformação com o aumento dos ciclos tanto para o monoestágio quanto para o multiestágio. O multiestágio apresenta coeficientes angulares (b) maiores, sugerindo um aumento mais pronunciado na deformação com o aumento dos ciclos em comparação com o monoestágio, conforme exibido na Tabela 6.

Tabela 7. Parâmetros da reta do solo 2.

	Coeficiente	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 4	Ciclo 5	Desvio padrão
Mono	Angular (b)	0,0284	0,0385	0,0259	0,022	0,0061
	Linear [Log (a)]	-0,5903	-0,5348	-0,3801	-0,2233	0,1431
	a	0,2569	0,2919	0,4168	0,5980	0,1335
Multe	Angular (b)	0,0754	0,0647	0,0908	0,1378	0,0279
	Linear [Log (a)]	-1,3029	-1,0902	-1,147	-1,0901	0,0871
	a	0,0498	0,0812	0,0713	0,0813	0,0128

Solo 3: o coeficiente angular (b) deste solo, para o regime de carregamento monoestágio, varia de 0,0259 a 0,0454 e no multiestágio de 0,0532 a 0,1863. Os coeficientes angulares são maiores no carregamento multiestágio do que no ciclo monoestágio, sugerindo um aumento mais acentuado da deformação permanente com o aumento dos ciclos. Isso indica que o material está sujeito a um incremento mais significativo na deformação permanente com ciclos adicionais de carga no caso do multiestágio. O Coeficiente Linear (Log (a)): nos ciclos de carregamento monoestágio, varia de -0,9045 a -0,23233 e no multiestágio varia de -1,0683 a -1,5522. Similar aos demais solos, as deformações possuem ponto de partida significativamente menores no carregamento multiestágio. Estas informações podem ser visualizadas na Figura 7.

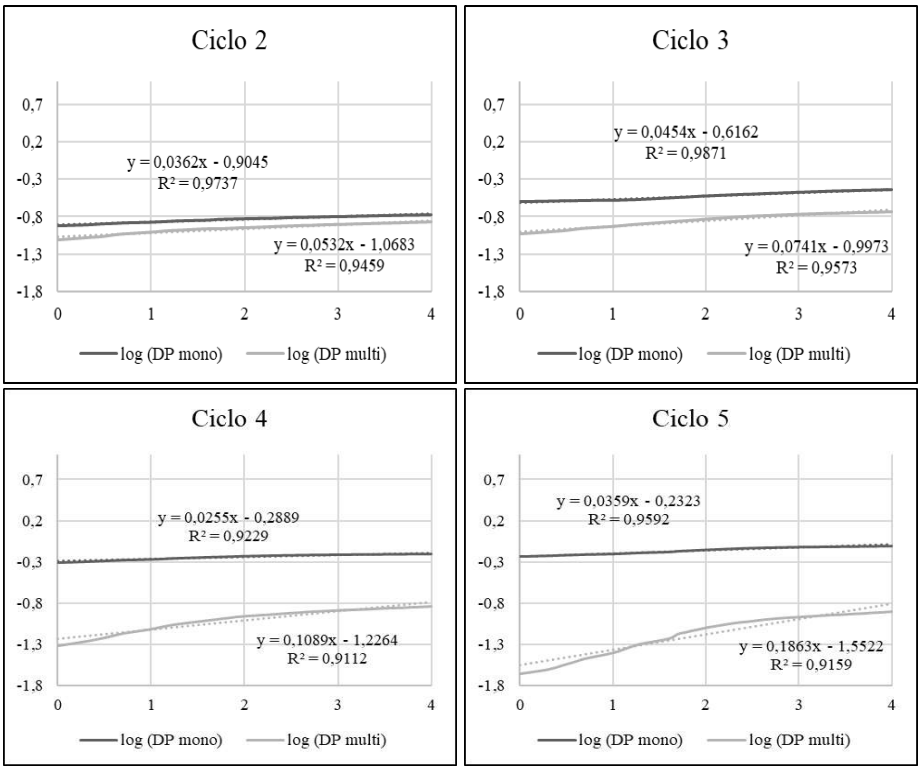


Figura 8. Carregamento multiestágio e monoestágio do solo 3.

Os coeficientes angulares mais altos no ciclo multiestágio indicam uma taxa de aumento mais acentuada da deformação permanente em comparação com o ciclo monoestágio. O ponto de partida mais baixo das deformações permanentes no ciclo multiestágio indica uma maior suscetibilidade do solo à deformação permanente sob esse regime de carregamento, conforme dados da Tabela 8.

Tabela 9. Parâmetros da reta do solo 3.

	Coeficiente	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 4	Ciclo 5	Desvio padrão
Mono	Angular (b)	0,0362	0,0454	0,0259	0,0255	0,0082
	Linear [Log (a)]	-0,9045	-0,6162	-0,2889	-0,23233	0,2706
	a	1,087	1,110	1,061	1,060	0,0205
Multe	Angular (b)	0,0532	0,0741	0,1089	0,1863	0,0506
	Linear [Log (a)]	-1,0683	-0,9973	-1,2264	-1,5522	0,2137
	a	1,1303	1,1860	1,2850	1,5357	0,1554

4 CONCLUSÃO

A análise conjunta das tabelas revela que o carregamento multiestágio tende a induzir um aumento mais pronunciado na deformação permanente em comparação com o monoestágio. No entanto, é observado que a deformação inicial no carregamento multiestágio é menor do que no monoestágio, sugerindo possivelmente uma maior rigidez inicial do solo sujeito a esse tipo de carregamento. Isso pode resultar em valores menores de deformação permanente ao final dos ciclos, possivelmente devido ao histórico de solicitações prévias.

Os desvios padrões dos coeficientes angulares (b) são geralmente menores no conjunto de dados "Monoestágio" em comparação com o conjunto "Multiestágio". Esses desvios padrões indicam a variabilidade dos coeficientes ao longo dos ciclos de cada conjunto de dados. Um desvio padrão maior sugere uma maior dispersão dos valores em torno da média, enquanto um desvio padrão menor indica uma menor dispersão, ou seja, uma maior consistência nos valores dos coeficientes. Isso sugere uma maior consistência nos valores dos coeficientes angulares no carregamento monoestágio.

Além disso, observa-se que o carregamento multiestágio apresenta uma maior variação na taxa de crescimento do acúmulo de deformação permanente em comparação com o carregamento monoestágio. Nos

gráficos, é visível que em determinado momento a inclinação da curva se altera, fenômeno que não ocorre no carregamento monoestágio, o qual exibe taxas de incremento de deformação permanente mais uniformes.

Essas diferenças são importantes para entender o comportamento do solo sob diferentes condições de carregamento e podem influenciar o projeto e a execução de estruturas geotécnicas. Portanto, o desenvolvimento de modelos de previsão para entender o comportamento dos solos diante de cargas aplicadas é fundamental para o planejamento de rodovias mais eficientes, tanto em termos de custo de construção quanto de manutenção.

AGRADECIMENTOS

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) do Brasil e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arulrajah, A.; Ghorbani, B.; Narsilio, G.; Horpibulsuk, S.; Leong, M. (2022). *Thermal performance of geothermal pavements constructed with demolition wastes.* Journal of Cleaner Production, [s.l.], v. 295, p. 126377. Doi: 10.1016/j.jclepro.2021.126377.

CEN EN 13286-7: *Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures*. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.

DNER-ME 080/94: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). *Análise granulométrica por peneiramento*. Norma DNER-ME 080/94. 1994.

DNER-ME 051/94: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). *Análise granulométrica por sedimentação*. Norma DNER-ME 051/94. 1994.

DNER-ME 122/94: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). *Determinação do Limite de Liquidez*. Norma DNER-ME 122/94. 1994.

DNER-ME 082/94: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). *Determinação do Limite de Plasticidade*. Norma DNER-ME 082/94. 1994.

DNER-ME 093/94: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). *Determinação da densidade real dos solos*. Norma DNER-ME 093/94. 1994.

DNIT 164/2013 - ME: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). *Compactação utilizando amostras não trabalhadas*. Norma DNIT 164/2013 - ME. 2013.

DNER-ME 213/94: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER*). Solos – Determinação do teor de umidade*. Norma DNER-ME 213/94. 1994.

DNER-ME 258/23: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). *Solos – Compactação em equipamento miniatura – ensaios mini-cbr e perda de massa por imersão – método de ensaio*. Norma DNER-ME 258/23. 2023.

Ghorbani, B., Arulrajah, A., Narsilio, G. A., Horpibulsuk, S., & Buritatum, A. (2023). *Geothermal pavements: experimental tests, prototype tests, and numerical analysis of recycled demolition waste*. Sustainability, 15, 2680. Doi: 10.3390/su15032680

Maghool, F.; Arulrajah, A.; Ghorbani, B.; Horpibulsuk, S. (2023). *Strength and permanent deformation properties of demolition wastes glass and plastics stabilized with foamed bitumen for pavement bases.* Construction and Building Materials, [s.l.], v. 268, p. 121213. Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2023.121213.

Medeiros, A.S.; Cardoso, M. H. S.; Silva, M.A.V. *Evaluation of the Mechanical Behavior of Soil Stabilized with Asphalt Emulsion Using Multi-Stage Loading*. Civil Engineering Journal, [s.l.], v. 10, n. 01, jan. 2024.

Yaghoubi, E.; Ghorbani, B.; Saberian, M. Staden, R.; Guerrieri, M. (2023) *Permanent deformation response of demolition wastes stabilised with bitumen emulsion as pavement base/subbase.* Transportation Geotechnics, v. 39,100934. Doi: 10.1016/j.trgeo.2023.100934

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/676

Dimensionamento Comparativo de Pavimento com emprego dos Métodos Mecanicista e MeDiNa num trecho da BR-101/SC

Rafaela Costa Abreu
Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, abreu.rafaela07@gmail.com

Fábio Krueger da Silva
Docente, Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, fabio.krueger@ifsc.edu.br

Fernanda Simoni Schuch
Docente, Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, fernandass@ifsc.edu.br

Ana Karolyna Silveira da Silva
Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, anajovitta@gmail.com

RESUMO: No Brasil, o modal rodoviário é o responsável pela maioria dos deslocamentos sendo a alternativa mais usada para a movimentação de pessoas e cargas. A maior parte da produção brasileira é escoada por este modal sendo o maior colaborador no desenvolvimento socioeconômico nacional e, consequentemente, provocando um grande volume de veículos trafegando diariamente nas rodovias. Este aspecto é um dos fatores que causam o desgaste excessivo e a redução da vida útil dos pavimentos. Além disso, há outros fatores que influenciam na qualidade, conforto, segurança e longevidade dos pavimentos flexíveis. O método de dimensionamento e os materiais empregados refletem diretamente no comportamento estrutural e na vida útil dos pavimentos. Cada método de dimensionamento de pavimentos procura prever e adequar a estrutura à realidade das cargas envolvidas e, deve considerar também o crescimento futuro do tráfego no período de projeto. A partir disso, comparou-se o projeto estrutural das camadas de um pavimento construído na BR-101/SC, ora dimensionado pelo método do DNER-81, com os resultados obtidos com emprego das análises mecanicistas do ELSYM e do mais recente método MeDiNa. Ao final, comparando-se as espessuras das novas camadas obtidas por cada método conclui-se que não houve alteração das camadas granulares usadas na base e sub-base. Contudo, no dimensionamento do revestimento asfáltico feito pelo MeDiNa para atender aos requisitos seria necessária uma camada com 10,5cm mais espessa que a obtida pelo método do DNER e, nas análises das tensões feitas pelo Elsym seria necessária uma espessura adicional de 7,5cm. Ou seja, os métodos de dimensionamento empregados demostram que as considerações feitas pelo método do DNER, principalmente no que se refere a camada asfáltica, estão defasados quando se empregam técnicas de análises de tensões e deformações nas camadas do pavimento.

PALAVRAS-CHAVE: Pavimentos, Dimensionamento, Método Mecanístico-empiríco

ABSTRACT: In Brazil, road transport is responsible for the majority of journeys and is the most widely used alternative for moving people and cargo. Most of Brazil's production is transported by road, which is the biggest contributor to the country's socio-economic development and, consequently, causes a large volume of vehicles to travel on the roads every day. This is one of the factors causing excessive wear and tear and reducing the useful life of sidewalks. There are also other factors that influence the quality, comfort, safety and longevity of flexible sidewalks. The design method and the materials used have a direct impact on the structural behavior and service life of sidewalks. Each sidewalk design method seeks to predict and adapt the structure to the reality of the loads involved and must also take into account future traffic growth during the design period. With this in mind, we compared the structural design of the layers of a sidewalk built on the BR-101/SC, now designed using the DNER-81 method, with the results obtained using the mechanistic analyses of ELSYM and the Medina method. In the end, by comparing the thicknesses of the new layers obtained by each method, it was concluded that there had been no change in the granular layers used in the base and sub-base. However, Medina's sizing of the asphalt surfacing would require a layer 10.5cm thicker than that obtained by the DNER method, and Elsym's stress analysis would require an additional thickness of 7.5cm. In other words, the design

methods used show that the considerations made by the DNER method, especially with regard to the asphalt layer, are not taken into account when using stress and strain analysis techniques on sidewalk layers.

KEYWORDS: Paviments; Design; Mechanistic-Empirical Method

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, o modal rodoviário é a alternativa para movimentação de cargas e pessoas mais utilizada, tornando este transporte o maior colaborador do desenvolvimento socioeconômico nacional. De acordo com o Anuário CNT do Transporte 2022, a frota de veículos no Brasil, em 2022, chegou a mais de 119 milhões de veículos.

Em razão da má qualidade da infraestrutura dos pavimentos no país geram prejuízos na ordem de bilhões de reais todos os anos (CNT, 2022). Pode-se atribuir esses gastos às falhas no projeto, construção, uso e manutenção. A vista disso, ocorre um baixo desempenho do pavimento em cumprir sua principal função que é garantir ao usuário condições de trafegabilidade de forma confortável. Além disso, pavimentos em más condições elevam o tempo de viagem e o consumo de combustível dos veículos, podendo refletir em um aumento do custo de transporte. Observando um maior grau importância do modal, as metodologias brasileiras de dimensionamento encontram-se obsoletos, o dimensionamento do pavimento das rodovias apresenta uma defasagem média de 40 anos em relação a países como Estados Unidos, Japão e Portugal (MEDINA & MOTTA, 2017, BALBO, 2007).

O método de dimensionamento mais utilizado no Brasil, segundo o DNIT, é o proposto pelo Eng. Murilo Lopes de Souza na década de 1960, direcionado aos pavimentos flexíveis, popularmente conhecido como Método do DNER, que consiste em uma metodologia empírica, responsável pelo dimensionamento de grande parte das rodovias pavimentadas brasileiras (PITANGUI, 2019).

Nessas circunstâncias, o DNIT em conjunto com o IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias e da UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro desenvolveram o software do novo Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa que possibilita a usuário realizar análises e dimensionamentos de pavimentos por meio da análise elástica de múltiplas camadas (AEMC). Este método avalia a rigidez das camadas, a fadiga para revestimentos asfálticos e a deformação permanente para camadas granulares e solos, através da análise do módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson - BIEDACHA (2020).

Em virtude disso, buscou-se entender as principais diferenças que o novo método apresenta, quando comparado à analise mecanicista e o método empírico. Para isso, primeiramente, realizou-se o dimensionamento pelo método DNER-81. Após, foi realizada a análise mecanicista através do software Elsym-5, que elabora os cálculos das tensões e deformações que ocorrem em cada camada do pavimento. Por fim, foi realizado o dimensionamento mecanístico-empírico através do software MeDiNa, com o intuito de entender se as espessuras das camadas dos pavimentos atendem as solicitações do tráfego. A partir disso, elaborou-se uma pesquisa exploratória onde foi testado três metodologias para dimensionamento adequado frente as condições impostas pelo trafego.

O objetivo deste trabalho é realizar uma análise comparativa de um pavimento flexível, dimensionado pelo método empírico do DNER- 81, outro realizando uma análise mecanicista com o software ELSYM-5 e outro através do Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), em uma estrutura de pavimento de um trecho da BR-101 no município de São José/SC. Ainda, busca-se compreender os critérios de dimensionamento de pavimentos flexíveis pelos métodos DNER-81 com auxílio do Elsym-5 e MeDiNa. Após, dimensionar o pavimento pelo método DNER-81, realizar uma análise mecanicista e MeDiNa e por fim, analisar as principais causas da diferença entre os dimensionamentos, se houver.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Método Empírico para dimensionamento (DNER/81)

O método DNER – 1981, segundo DNIT, consiste em determinar as espessuras das camadas, e também, os tipos de materiais que serão utilizados, a fim de construir uma estrutura capaz de suportar um determinado

volume de trafego pré-estabelecidos em estudos de tráfego. Esse manual foi elaborado pelo Engenheiro Murilo Lopes de Souza, com a primeira publicação de 1960. Murilo tomou como base o Design of Flexible Pavements Considereing Mixed Loads and Traffic, desenvolvido pela USACE (DNIT 2006).

DNIT (2006) propõe que o dimensionamento de um pavimento é elaborado em função do número equivalente (N) de operações de um eixo tomado como padrão, durante o período do projeto escolhido. Em outras palavras, o volume total de veículos que trafegam em uma rodovia independe do tipo de veículo, pois esse montante é convertido em um único número equivalente ao eixo padrão de 8,2 toneladas (PINTO & PREUSSLER, 2022).

2.2 Método Mecanicista Empírico (MeDiNa + Elsym-5)

O programa ELSYM-5 (Elastic Layered System Computer Program), baseia-se em fundamentos da teoria de elasticidade de Burmister 1943 e aplicando conceitos de diferenças finitas.A aplicação dos programas de análise de múltiplas camadas elásticas, requer a definição dos seguintes parâmetros: área de contato pneu pavimento, pressão do pneu, carga o eixo padrão, coeficiente de poisson dos materiais e módulo de elasticidade (FERNANDES, 2000).

Já o Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos-MeDiNa, segundo o IPR (2018), é produto de uma pesquisa desenvolvida entre 2015 e 2018 pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR e o Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE com a colaboração do Centro de Pesquisas da Petrobrás - CENPES e de diversas Universidades do Brasil, apud Silva (2018).

Atualmente, já vigente pelo DNIT, o método MeDiNa baseia-se na análise elástica de múltiplas camadas (AEMEC), que é a base de dados onde são determinadas as tensões, deformações e deslocamentos da estrutura para o software processar o dimensionamento. Dessa maneira, é possível avaliar os danos causados pelas cargas do tráfego em todas as suas camadas constituintes. Esses danos são representados pela área de trincamento na superfície do revestimento e afundamentos de trilha de roda em cada camada subjacente. Esse método gera um relatório desses danos progressivamente, ano a ano, durante todo o período de projeto.

3 MÉTODO DE PESQUISA

A metodologia utilizada nesta pesquisa foi realizada a partir da consulta e da análise dos projetos e memoriais descritivos elaborados na execução da terceira faixa da Rodovia Mário Covas BR-101 (na região metropolitana de Florianópolis), com o objetivo de compilar dados com o intuito de elaborar um novo dimensionamento do pavimento através da metodologia mecanicista e pelo MeDiNa. Maiores informações desta obra podem ser consultadas em Abreu (2022).

3.1 Local de Pesquisa

A presente pesquisa teve como base o memorial do projeto e o dimensionamento das estruturas de restauração do pavimento dos acostamentos existentes da Pista Norte da Rodovia BR-101/SC (Rodovia Governador Mario Covas), uma rodovia sob concessão da empresa Arteris, entre os municípios de Palhoça e São José/SC. Para a elaboração desse trabalho foi selecionado um trecho de conformação geométrica de agulhas de integração (alças de acesso à rodovia) no Km 204 da BR-101. Neste local foi executada a demolição do pavimento existente e a implantação de uma nova pavimentação.

3.2 Estudo de Tráfego

O número de solicitações que serão aplicadas no pavimento é caracterizado pelo número “N” que é o equivalente ao número de repetições do eixo simples padrão de 8,2t para um período de projeto, que nesse caso foi de 10 anos. Vale ressaltar que, a porcentagem de veículos na faixa mais solicitada para o cálculo dos números “N” foi de 100%, a taxa de crescimento anual de tráfego foi de 3%, fator de veículo 8,2 e o fator climático regional 1. Por fim, o número N de solicitações adotado para esse trecho foi de 9,82 x 10^6.

3.3 Dimensionamentos conduzidos na pesquisa

Para definição estrutural das camadas, primeiramente, foi realizado um pré dimensionamento do pavimento utilizando a metodologia do DNER-81. Após isso, a estrutura obtida através da metodologia do Eng. Murilo foi imputada no software Elsym-5, afim de realizar uma análise mecanicista das camadas do pavimento e, atestar se elas atendiam ou não ao numero N. Posteriormente, foram elencadas mais quatro hipóteses de estruturas de pavimento, e testadas no software Elsym-5, com o intuito de especificar a estrutura que melhor atendesse o número N de projeto. E por fim, todas as estruturas anteriores foram inseridas no MeDiNa, para analisar qual tipo de pavimento atenderia melhor aos critérios de aceitação considerados pelo programa. Para a elaboração da pesquisa, algumas propriedades geomecânicas dos materiais foram extraídas de bibliografias. Isso permitiu utilizar os mesmos módulos para todas as metodologias analisadas possibilitando comparar os resultados, mesmo que *in situ*, muitas vezes as propriedades sejam diferentes daquelas obtidas em laboratório.

4 RESULTADOS OBTIDOS

Primeiramente, foi executado o dimensionamento do trecho da Km 204+000 seguindo as premissas do método DNER-1981, arbitrando um concreto asfáltico como material para o compor o revestimento do pavimento e, materiais granulares para base e sub-base. Dessa forma, resultou em um pavimento com revestimento de 7,5 cm, base de 15 cm e sub-base de 44 cm mostrado na Tabela 1:

Tabela 1. Dimensionamento DNER - 81

Início (km)	Término (km)	EXTENSÃO (m)	ISC SUBLEITO	ISC SUB-BASE	N (USACE)	Hn (cm)	Revestimento (cm)	Base (cm) (Calculado)	Base (cm) (Adotado)	Sub-base (cm) (Calculado)	Sub-base (cm) (Adotado)	Ht Efetivo Adotado (cm)
0+0,000	0+200,000	200,0	4,0	20	9,82E+06	74,0	7,5	15,0	15,0	44,0	44,0	63,5

Fonte: Autora

Na Tabela 1 são indicados a extensão do trecho, os valores de CBR da base e sub-base, o N adotado e as respectivas espessuras construtivas das camadas estuturais do referido pavimento. Após o dimensionamento pelo método DNER-81, foram imputadas as camadas resultantes desse método no software Elsym-5 para a análise das tensões. As tensões foram analisadas nos pontos x(0,0) y (0,0) e x(16,0) y (0,0), que é no centro do eixo padrão, e as posições de z em (0,0) – topo do pavimento, (7,5 ,0) – embaixo da fibra do revestimento e (66,5 , 0) – subleito. Dessa forma, foram analisadas todas as tensões geradas e selecionadas os maiores valores obtidos em cada camada do pavimento. Adotando uma espessura de revestimento de 7,5cm, obteve-se as respectivas deflexões (δ), tensões de tração (e_t) e tensão de serviço (σ_S) mostrada na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados obtidos com o Elsym-5

Tipo do revestimento	Revestimento	δ ($x10^{-2}$ mm)	e_t (cm/cm)	σ_S (kgf/cm²)
Convencional	7,5	45,9	2,08E-04	0,182

Fonte: Autora

A partir disso, foram inseridas as tensões e deformações geradas pelo Elsym-5 em curvas de fadiga para análise das tensões no topo do pavimento - USACE, na friba inferior do pavimento - Brown (1977) e Pinto (1991) e no subleito – Klomp (1962) apud Marcaccini, 2009, p.111 , com o objetivo de verificar o número N_{adm} para a espessura do pavimento proposta e por fim, comparar com o número N_{adm} de projeto. Na Tabela 3 são apresentados o N admissíveis obtidos para cada modelo de fadiga.

Tabela 3. Análise tensões para N_{adm} - 7,5 cm

N projeto = 9,82+06		
Espessura do Revestimento (cm)		7,5
Parâmetros	Modelo	Nadm
e_t	Brown (1977)	9,79E+05
	Pinto (1991)	7,86E+06
δ	USACE	8,04E+07
$\Sigma_{subleito}$	Klomp (1962)	9,64E+29

Fonte: Autora

Foram aplicadas nas curvas de fadiga de Brown (1977) e Pinto (1991), para as tensões de tração na fibra inferior do pavimento que resultaram em um $N_{adm} = 9{,}34 \times 10^5$ e $N_{adm} = 7{,}66 \times 10^6$, (destacados na Tabela 3 na cores vermelha) que, portanto, não atendem ao $N_{projeto,}$ Já, para o topo da base utilizou-se o modelo proposto pela USACE, resultando em um $N_{adm} = 6{,}44 \times 10^7$, atendendo ao $N_{projeto}$ e Klomp (1962) para o subleito, atendendo ao projeto com $N_{adm} = 1{,}28 \times 10^{23}$ (na cor verde).

Verificou-se que as espessuras determinadas para o revestimento pelo método do DNER-1981 não atenderam as solicitações geradas pelas cargas dos veículos. Logo, foram criadas novas hipóteses de espessura do pavimento, afim de validar uma estrutura que suportasse o tráfego, demonstrado na Tabela 4.

Tabela 4. Hipóteses de estrutura de pavimento.

Hipóteses				
Camada	H1	H2	H3	H4
Revestimento (cm)	10	12	14	15
Base (cm)	15	15	15	15
Sub-base (cm)	44	44	44	44
Total	69	71	73	74

Fonte: Autora

Essas hipóteses foram avaliadas no software Elsym-5, assim como a estrutura inicial e, foram aplicadas as mesmas curvas de fadiga para validar o $N_{adm} \geq N_{projeto,}$ apresentado na Tabela 5. Observa-se na Tabela 5, que foi necessário conduzir aumentos sucessivos da espessura das camadas de revestimento até 15,0 cm, para que todas as curvas de fadiga adotadas fossem validadas com o $N_{adm} \geq N_{projeto.}$

Tabela 5. Nadm para diferentes espessuras de revestimento.

N projeto = 9,82+06 - ISC - 4%					
Espessura do Revestimento (cm)		10,0	12,5	14,0	15,0
Parâmetros	Modelo	Nadm	Nadm	Nadm	Nadm
et	Brown (1977)	2,22E+06	5,36E+06	9,09E+06	1,23E+07
	Pinto (1991)	1,21E+07	1,94E+07	2,56E+07	3,02E+07
δ	USACE	1,41E+08	2,29E+08	3,02E+08	3,56E+08
σsubleito	Klomp (1962)	1,21E+34	6,81E+38	7,64E+41	2,04E+44

Fonte: Autora

Na Tabela 6, o mesmo pavimento calculado pelo método DNER-81 foi imputado no software MeDiNa, afim de avaliar as considerações do software sobre tal estrutura. Nota-se que o MeDiNa têm como critérios de aceitação uma área máxima trincada de 30% e um afundamento de trilha de roda máximo de 20mm.

Verificou-se que a estrutura não suporta a carga que nela é aplicada, tendo como 3,5 anos o fim da sua vida útil, com mais de 30% de área trincada e 8,5 anos com 100% de sua área trincada. Dessa forma, é possível inferir que a estrutura estaria subdimensionada para o respectivo número $N_{projeto}$.

Ainda, também foram imputadas as espessuras das hipóteses de espessuras do pavimento, com o intuito de validá-las pelo método MeDiNa. Após a análise, verificou-se que nenhuma das estruturas elencadas nas hipóteses atenderam os critérios do novo método, tendo o fim da sua vida útil antes dos 10 anos.

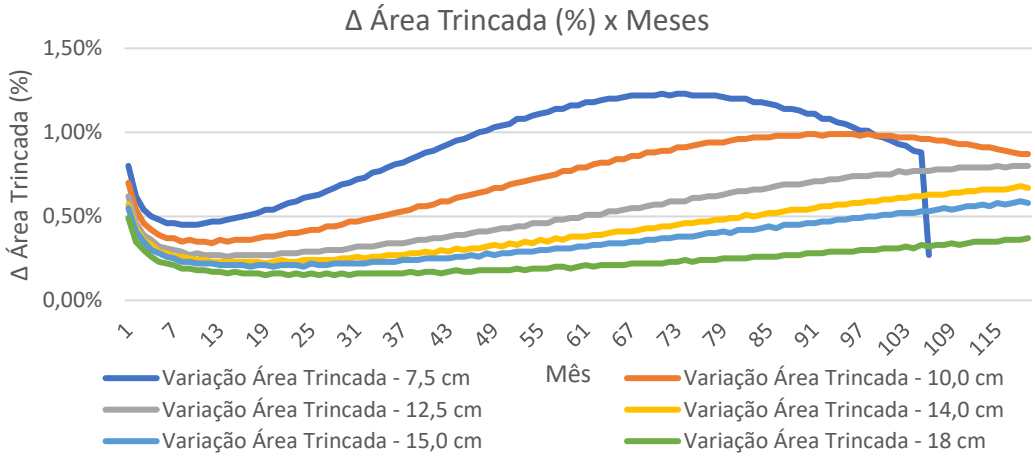
Tabela 6. Evolução dos danos no pavimento.

Evolução dos Danos no Pavimento				
	H1	H2	H3	H4
Área trincada > 30%	4,3 anos	6,0 anos	7,0 anos	7,8 anos
Área trincada fim da vida útil	96,43%	63,70%	51,18%	44,21%

Fonte: Autora

Na figura 2, é mostrado um gráfico gerado pelo MeDiNa que demonstra a variação da área trincada ao longo dos meses do período de projeto. Percebe-se que a evolução da variação da área trincada é, em sua maior parte, crescente, porém, apresenta também um período decrescente devido ao evento de propagação das trincas, que possuí três fases: fissuração, crescimento estável das trincas e propagação instável das mesmas. O primeiro estágio de fissuração ocorre devido as cargas na qual o pavimento é submetido e as variações de temperatura, como demostrado na figura 2. Após inicia-se a propagação estável das trincas devido às deformações plásticas cíclicas associadas a concentrações de tensão, que ocorrem devido à fadiga dos materiais e variações térmicas. Por fim, sucede-se o crescimento instável das trincas, que podem ter origem de microporosidades, bolhas e vazios, pois são focos de concentração de tensões, que pela repetida aplicação de cargas cíclicas podem aumentar a área trincada e, dessa forma, reduzir a resistência mecânica do material.

Figura 2. Variação da área trincada através dos meses.



Fonte: Autora (2023)

A partir disso, foi solicitado que software MeDiNa dimensionasse uma estrutura que suportasse o tráfego. Dessa forma, foi calculada uma estrutura com 19,1 cm de revestimento asfáltico modificado com borracha, 15,0 cm de brita graduada simples e 44,0 cm de macadame seco. O resultado do dimensionamento estrutural das camadas é mostrado na Tabela 7.

Comparando com a estrutura dimensionada inicialmente pelo método DNER-81, a espessura do revestimento asfáltico obteve uma diferença de 10,5 cm e em relação ao método MeDiNa. Já comparando a estrutura final obtida através das análises das tensões do Elsym-5, observou-se uma diferença de 3,0 cm. Pode-se notar que a camada de revestimento foi a que única que sofreu alteração, haja visto que tanto na análise das tensões e deformações no Elsym-5 quanto no MeDiNa as camadas granulares atenderam todas as solicitações de carga sofridas.

Tabela 7. Estrutura final dimensionada - MeDiNa

Estrutura Dimensionada - MeDiNa					
Camada	Material	Espessura	Mês	Área Trincada	ATR (mm)
Revestimento	Concreto Asfáltico Borracha	8,0	120	29,33%	3,02
Revestimento	Concreto Asfáltico Borracha	10,0			
Base	Brita Graduada Simples	15,0			
Sub-Base	Macadame	20,0			
Sub-Base	Macadame	24,0			

Fonte: Autora

5 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo principal comparar as diferentes metodologias de dimensionamento de pavimentos flexíveis. Aplicaram-se o método empírico do DNER-81, a análise mecanicista do software Elsym-5, e o novo método MeDiNa. Foi definido um trecho de conformação geométrica de uma agulha de integração à BR-101, que durante a pesquisa já havia sido executada.

Após as análises feitas, aferiu-se que o método de dimensionamento DNER-81 utilizado não atende as condições impostas pelo método MeDiNa. O primeiro é embasado no CBR do subleito e dos materiais de bases e sub-bases, enquanto que o segundo método, considera os módulos de resiliência e coeficiente de Poisson. Os resultados do dimensionamento pelo método DNER-81 foram desfavoráveis quanto às análises realizadas, tanto através da utilizando as curvas de fadiga tanto quanto ao MeDiNa.

A partir da pesquisa, é possível concluir que

1. Existe uma grande diferença entre os métodos de dimensionamentos estudados, haja vista que o método DNER-81 não contempla os critérios de fadiga e área trincada, que são o ponto principal do dimensionamento mecanístico-empírico;
2. O valor número de solicitações do eixo padrão (N) – 8,2t é um valor importante para todos os métodos de dimensionamento, visto que ele expressa o valor da carga que será aplicada no pavimento;
3. Comparando as tensões e deformações obtidas pelo software Elsym-5 com o MeDiNa infere-se que as obtidas pelo segundo software são maiores, visto que o programa considera as camadas do pavimento como uma estrutura não aderida. Assim, além da carga aplicada advinda do tráfego, no MeDiNa é considerado o atrito entre as camadas do pavimento, ocasionando tensões e deformações maiores no pavimento quando comparadas as obtidas no Elsym-5;
4. Os afundamentos de trilha de roda tendem a ser maiores em estruturas mais espessas. Considerando que o pavimento é constituído por múltiplas camadas, a deformação total provém do acúmulo sucessivos de deformações de todas as camadas, logo quanto maior as espessuras há uma tendência de maiores afundamentos;
5. O método de dimensionamento DNER-81, comparando com os critérios impostos pelo método mecanistico-empiríco obtêm-se uma estrutura subdimensionada para as condições de tráfego atuais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abreu, R. C. *Dimensionamento Comparativo de Pavimento entre: Método DNER-81, Método Mecanicista e Método Medina em um Trecho da BR 101/SC: Uma Comparação de Resultados*. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Instituto Federal de Santa Catarina. 2022.

Balbo, José Tade. *Pavimentação Asfáltica: materiais, projeto e restauração*. Oficina de Textos. São Paulo, SP, 2007.

Biedacha, M. M. *Dimensionamento de Pavimento Asfáltico Pelo Método DNER e Comparativo Com o Atual Método Mecanístico-Empírico Medina*. 2020. 132 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2020.

Brown, S. F.; Pell, P. S.; Stock, A. F**.** *The Application of Simplified, Fundamental Design Procedures for Fexible Pavements***.** The University of Michigan, 1977.

Confederação Nacional dos Transportes, *Anuário CNT do Transporte: Estatisticas consolidadas*. Disponível em: https://anuariodotransporte.cnt.org.br/ Acesso em Março de 2023.

DNIT. *Manual de Pavimentação***.** 3. ed. Rio de Janeiro, 2006. Disponível em:< https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-manuais/vigentes/ipr_719_manual_de_pavimentacao_versao_corrigda_errata_1.pdf>. Acesso em: 07 de set 2022.

Fernandes, I. S. *Avaliação do Comportamento Mecânico da Camada de Brita Graduada "In Situ***"**. 2000. 199 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Infra-Estrutura e Gerência Viária, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000. Cap. 2. Disponível em: https://core.ac.uk/download/pdf/30360411.pdf. Acesso em: 23 jul. 2023.

Marcaccini, G.C.S. *Estudo Experimental de Laboratório para Emprego Da Escória De Aciaria Como Agregado Em Camadas De Base De Pavimento Flexível***.** 2009. 176 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009. Cap. 4. Disponível em: https://rodoviasverdes.paginas.ufsc.br/files/2010/04/GIAN-CARLOS.pdf. Acesso em: 23 jul. 2023.

Medina, J.; Motta, L. M. G. *Mecânica dos Pavimentos*. 3ª Ed. Ed. Interciência. Rio de Janeiro, RJ, 2015.

Pinto, S; Preussler, E. *Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis*. Rio de Janeiro, 2002.

Pitangui, L. C. *Análise Comparativa do Método Do DNER com o Método Mecanístico-Empírico Medina***.** 2019. 93 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília - Unb, Brasília, 2019. Cap. 1. Disponível em: https://bdm.unb.br/bitstream/10483/25932/1/2019_LaraCordeiroPitangui_tcc.pdf. Acesso em: 10 mar. 2024.

Silva, J. E. G. *Método Nacional de Dimensionamento de Pavimentos - Medina, Avaliação Da Duplicação Da Al-145*. 2018. 79 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Campus do Sertão, Universidade Federal de Alagoas - Ufal, Delmiro Gouveia, 2018. Cap. 4. Disponível em: https://www.repositorio.ufal.br/bitstream/riufal/4810/1/M%C3%A9todo%20nacional%20de%20dimensionamento%20de%20pavimentos%20-%20medina%2C%20avalia%C3%A7%C3%A3o%20da%20duplica%C3%A7%C3%A3o%20da%20AL-145.pdf. Acesso em: 10 mar. 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/677

Efeito Da Estabilização De Um Solo Arenoso Com Escória De Aciaria Elétrica Primária Na Redução Da Deformação Permanente

Bruna Martins de Melo
Graduanda em Engenharia Civil, UFV, Viçosa, Brasil, bruna.m.melo@ufv.br

Klaus Henrique de Paula Rodrigues
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, klaushenrique@hotmail.com

Juliana Rodrigues Silva
Graduanda em Engenharia Civil, UFV, Viçosa, Brasil, juliana.r.silva@ufv.br

Taciano Oliveira da Silva
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, taciano.silva@ufv.br

Heraldo Nunes Pitanga
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, heraldo.pitanga@ufv.br

RESUMO: Esta pesquisa teve por objetivo avaliar o efeito da estabilização de um solo arenoso com EAEP na redução da deformação permanente; além de verificar a aplicabilidade da teoria de *Shakedown*. Para isto, utilizou-se uma amostra de solo arenosa e uma amostra de escória de aciaria elétrica primária (EAEP). Para verificar qual a melhor dosagem a ser ensaiada procedeu-se a um estudo utilizando a metodologia de planejamento experimental em rede simplex-centróide. Como resultado obteve-se a dosagem ótima constituída por 80% de solo e 20% de EAEP. A confecção dos corpos de prova deu-se na energia Proctor normal e no teor de umidade ótimo, em seguida, esses corpos de prova foram submetidos à cura selada em câmara úmida por 28 e 56 dias. Efetuaram-se testes triaxiais de cargas repetidas para a avaliação dos resultados de deformação permanente e, verificou-se que a estabilização do solo arenoso com EAEP produziu redução significativa na deformação permanente quando comparada à sua condição natural. Além disso, na condição natural, muitos corpos de prova não suportaram o procedimento inicial do ensaio; ao passo que aqueles submetidos à estabilização química resistiram a um número consideravelmente maior de aplicações de carga, mesmo apresentando valores elevados de ε_p.Verificou-se também que o prolongamento no tempo de cura não produziu diminuição significativa no que tange à redução da deformação permanente.

PALAVRAS-CHAVE: Solo arenoso. Escória de aciaria elétrica primária. Estabilização de solos. Deformação permanente. Teoria de *Shakedown*.

ABSTRACT: The aim of this study was to evaluate the effects of stabilizing sandy soil with EAFS on the reduction of permanent deformation and to verify the applicability of the Shakedown theory. For this purpose, a sample of sandy soil and a sample of Electric Arc Furnace Slag (EAFS) were used. To determine the optimal dosage for the tests, a study was conducted using the simplex- centroid design of experiments method. The result showed that the optimum dosage consisted of 80% soil and 20% EAFS. The test specimens were prepared at normal Proctor energy and optimum moisture content and then cured sealed in a humid chamber for 28 and 56 days. Triaxial repeated load tests were conducted to evaluate the results of permanent deformation, and it was found that stabilizing sandy soil with EAFS significantly reduced permanent deformation compared to the natural state. Furthermore, in the natural state, many specimens could not even withstand the first testing procedure, whereas the chemically stabilized samples withstood a significantly higher number of loading applications, even at high values of ε_p. It was also found that extending the curing time did not significantly reduce the reduction in permanent deformation.

KEYWORDS: Sandy soil. Electric arc furnace slag. Soil stabilization. Permanent deformation. Shakedown theory.

1 INTRODUÇÃO

Ao longo de sua história, o Brasil tem dado prioridade ao modal rodoviário, conforme evidenciado por suas políticas de investimento em transporte. Segundo informações da CNT (2022), as estradas respondem por cerca de 65,0% do transporte de cargas e 95,0% do transporte de passageiros no país. Esta pesquisa, CNT (2022), revelou ainda que aproximadamente 61.311 quilômetros, correspondendo a 55,5% da extensão total das estradas pavimentadas, apresentam algum tipo de problema, seja no pavimento, na sinalização ou na geometria da via. Destes, 31,1% estão em condição regular, 18,6% em condição ruim e 5,8% em condição péssima. As principais falhas observadas incluem desgaste do pavimento, trincas e afundamentos por trilhas de roda.

A fim de melhorar o desempenho e garantir a segurança e estabilidade das estradas, pesquisas têm sido feitas para analisar a melhoria dos parâmetros de resistência de solos estabilizados com materiais com propriedades aglomerantes como cal, cinza volante energética, cinza volante biológica, escória de aciaria, cimento (Lindh; Lemenkova, 2023), polímeros (Huang et al., 2021).

Segundo o relatório de sustentabilidade emitido pelo Instituto Aço Brasil (IAB, 2020), somente a região Sudeste do Brasil foi responsável pela produção de 27 milhões de toneladas de aço, sendo a concentração da maior produção no estado de Minas Gerais. De acordo com esse relatório, a cada tonelada de aço produzida são gerados 622 kg de coprodutos e resíduos siderúrgicos, entre os quais se destaca a escória de aciaria, que sozinha contribui com 25% desse valor. Em 2020, cerca de 63% desse total foi reutilizado, vendido ou doado, restando ainda, 37% sem destino ou tratamento adequado. Nesse contexto de emprego de resíduos como agentes estabilizadores de solo, uma opção de material de baixo custo para uso em pavimentação que vem ganhando destaque são as escórias de aciaria, que são subprodutos da indústria siderúrgica gerados durante a produção de aço a partir da sucata (Terrones-Saeta et al., 2021).

A resposta geral do material de subleito sob carregamentos cíclicos é comumente analisada através de deformações resilientes e permanentes, as quais são frequentemente avaliadas com base na Teoria de *Shakedown*. De acordo com esta teoria, o comportamento de um material pode ser agrupado em três categorias nomeadas como *Shakedown* plástico, fluência plástica e colapso incremental (Wang; Zhuang, 2021). Wang e Zhuang (2021) investigaram a resposta de solos de subleito ferroviário de granulação grossa sob carregamento cíclico com base na Teoria de *Shakedown*. Para caracterizar e quantificar o comportamento dinâmico dos solos foram utilizados ensaios triaxiais dinâmicos. Os resultados da pesquisa indicaram que, embora a tensão dinâmica crítica do solo de granulação grossa aumentasse com o aumento da pressão confinante efetiva, esta diminuía à medida que a frequência de carregamento aumentava de 1,0 Hz para 3,6 Hz.

Diante do exposto, é possível perceber a crescente preocupação com a reutilização de materiais cujo descarte ainda é inadequado, bem como sua aplicação em diversas áreas da engenharia civil. Posto isso, a proposta da presente pesquisa foi avaliar a utilização da escória de aciaria elétrica primária (EAEP) na estabilização de solos, e verificar a aplicabilidade da Teoria de *Shakedown.*

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

2.1.1 Amostra de Solo Arenoso

Para a realização dos ensaios foi utilizada uma amostra de solo proveniente de jazida de empréstimo localizada no município de Viçosa, estado de Minas Gerais, Brasil. A amostra em questão apresentou predominância de partículas da fração areia. A preparação desse material para os ensaios geotécnicos de laboratório foi realizada conforme a norma técnica NBR 6457 (ABNT, 2016a).

Os ensaios realizados para fins de caracterização geotécnica das amostras de solos foram: i. Granulometria conjunta, conforme a norma técnica NBR 7181 (ABNT, 2018); ii. Limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP), conforme as normas técnicas NBR 6459 (ABNT, 2017a) e NBR 7180 (ABNT, 2016b), respectivamente; iii. Massa específica dos grãos do solo, conforme a norma técnica NBR 6458 (ABNT, 2017b); iv. Compactação na energia do Proctor Normal, conforme a norma técnica NBR 7182 (ABNT, 2020), para fins de determinação do peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dmáx}$) e do teor de

umidade ótimo (w_{ot}) dos solos compactados. Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Caracterização e classificação geotécnica da amostra de solo analisada.

Parâmetro	Resultado
% argila (ϕ < 0,002 mm)	5
% silte (0,002 mm < ϕ < 0,06 mm)	24
% areia (0,06 mm < ϕ < 2 mm)	68
% pedregulho (2 mm < ϕ < 60 mm)	3
LL (%)	36
LP (%)	18
IP (%)	18
ρs (g/cm³)	2,657
$\gamma_{d,max}$ (kN/m³)	15,57
w_{ot} (%)	15,00
TRB	A-2-6 (1)
USC	SC
MCT	NA’

2.1.2 Amostra de EAEP

Para esta pesquisa foram coletadas amostras de EAEP fornecidas por uma empresa que atua no setor de fabricação de tubos metálicos, localizada na região do Alto Paraopeba, estado de Minas Gerais, Brasil. Na sequência, as amostras foram moídas em equipamento de abrasão Los Angeles para redução da sua granulometria em partículas de diâmetros menores que 0,6 mm (peneira #30). Para proceder a redução das amostras de EAEP utilizou-se o procedimento PRO 199 (DNER, 1996b), e a preparação para a realização de ensaios de laboratório conforme a norma técnica NBR 6457 (ABNT, 2016a).

Os ensaios de caracterização física da amostra de EAEP moída foram realizados seguindo as metodologias preconizadas para caracterização de cimento, a saber: i. Distribuição granulométrica do material depois de passado na peneira de 0,6 mm, determinada por difração a laser conforme a norma ISO 13320 (ISO, 2020); ii. Finura por peneiramento, conforme a norma técnica NBR 11579 (ABNT, 2013); iii. Superfície específica, conforme a norma técnica NBR 16372 (ABNT, 2015); iv. Massa específica, conforme a NBR 16605 (ABNT, 2017c). O índice de finura por peneiramento da amostra de EAEP moída foi de 24,88%, considerado alto para materiais cimentícios no Brasil (Lopes et al., 2021). Em relação à massa específica dos sólidos o valor obtido foi de 3,7 g/cm³. A superfície específica pelo método de Blaine foi de 0,20 m²/g, valor próximo ao requerido para cimento Portland, o qual deve ser superior a 0,24 m²/g (Diniz et al., 2017). A curva granulométrica da amostra de EAEP moída e da amostra de solo arenoso é apresentada na Figura 1.

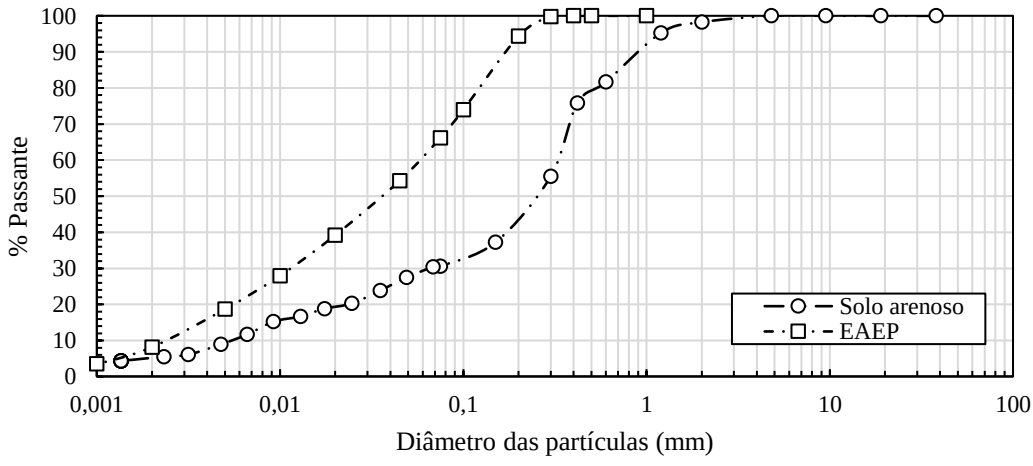


Figura 1 – Curva granulométrica da amostra de EAEP moída e do solo arenoso.

2.2 Métodos

A fim de avaliar o comportamento no que tange à deformação permanente foram confeccionados nove corpos de prova para cada mistura apresentada na Tabela 2. Os corpos de prova foram confeccionados em moldes cilíndricos com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm e submetidos a cura selada em filme PVC em câmara úmida por 28 dias e 56 dias na temperatura de 20 ºC. Posteriormente, foram realizados ensaios de compactação, visando a determinação dos parâmetros ótimos de compactação, na energia Proctor Normal, conforme a NBR 7182 (ABNT, 2020).

Tabela 2 – Misturas de solo arenoso-EAEP

Misturas	S natural ot	SE ot/28	SE ot/56
Teor de umidade	ótimo	ótimo	ótimo
Tempo de cura	0 dias	28 dias	56 dias

A análise da deformação permanente em amostras de solo e misturas solo-EAEP em seu estado natural foi realizada conforme as orientações da norma técnica IE 179 (DNIT, 2018). O ensaio foi conduzido utilizando um equipamento de compressão triaxial, em que nove corpos de prova foram submetidos a 10.000 ciclos de carga. Os dados das tensões aplicadas em cada corpo de prova para cada condição avaliada neste estudo estão apresentados na Tabela 3. Os ciclos de carga foram aplicados a uma frequência de 2 Hz, com 0,1 segundo de carga seguido por 0,4 segundo sem carga.

Tabela 3 - Tensões atuantes nos corpos de prova.

Corpo de prova	Tensão Confinante (σ3) x Tensão Desvio (σd) (kPa)	Razão de tensões σ1/σ3
CP1	40 x 40	2
CP2	40 x 80	3
CP3	40 x 120	4
CP4	80 x 80	2
CP5	80 x 160	3
CP6	80 x 240	4
CP7	120 x 120	2
CP8	120 x 240	3
CP9	120 x 360	4

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 2 apresenta os resultados de deformação permanente da amostra de solo arenoso em sua condição natural e teor de umidade ótimo, em mm, em função do número de aplicações de carga. Visando facilitar a visualização os corpos de prova submetidos às razões de tensões igual a 2, 3 e 4 são apresentados com marcadores circulares, quadrados e triangulares, respectivamente.

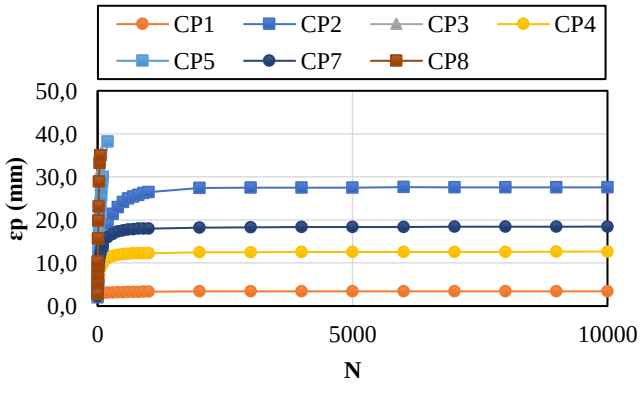
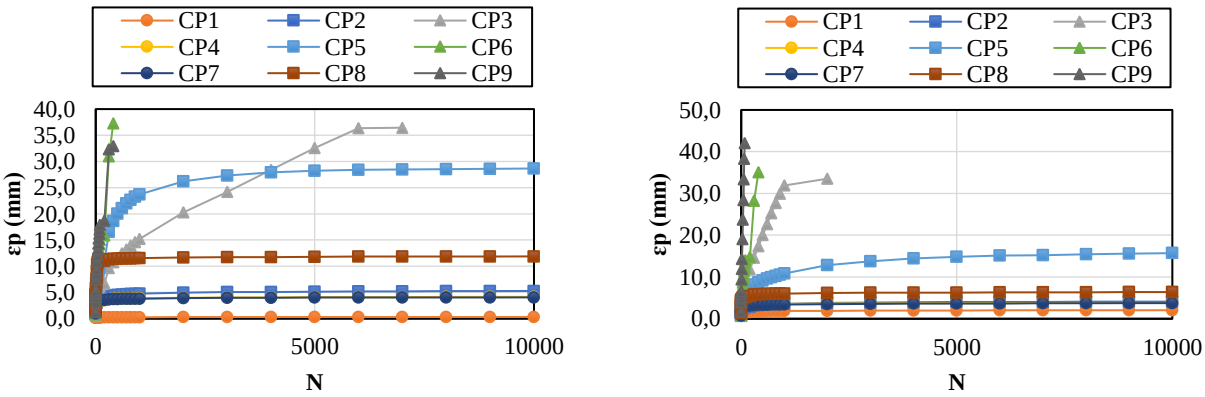


Figura 2 - Deformação permanente da mistura S natural ot

De acordo com a Figura 2, observou-se que a amostra de solo arenoso, em sua condição natural, apresentou valores de deformação permanente muito elevados. Destaca-se que os corpos de prova CP6 e CP9, cuja razão σ1/σ3 é 4, não foram ensaiados por terem se rompido ainda no procedimento inicial do ensaio. Os corpos de prova CP5 e o CP8, submetidos à razão σ1/σ3 igual a 3, atingiram o colapso incremental. Para os corpos de prova cuja tensão confinante é de 40 kPa (CP1, CP2 e CP3), observou-se que com o aumento da tensão desvio os valores de ε_p aumentaram de maneira significativa, ultrapassando a marca dos 30 mm para o caso em que a tensão confinante foi de 40 kPa e a tensão desvio de 120 kPa. Verificou-se que para o CP1, CP2, CP4 e CP7 houve um acomodamento plástico, ou seja, constatou-se a tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento.

De acordo com Lima (2020), pôde-se observar que o CP1 apresentou um comportamento característico da curva "A", ou seja, houve um acúmulo de resposta plástica para um número finito de aplicações de cargas até que a resposta se torna "completamente" resiliente, com acréscimo da deformação plástica próximo ao zero matemático, atingindo um estado de equilíbrio. Ainda de acordo com Lima (2020), o comportamento do CP2, CP4 e CP7 pode ser identificado pela curva "AB", já que, embora tenha ocorrido um acomodamento plástico a partir de um determinado número de aplicações de carga, o que se verificou foram deformações permanentes iniciais significativas, ou seja, somente após uma quantidade expressiva de deformações plásticas que o material atingiu o *Shakedown*. Para o CP3, CP5 e CP8 observou-se o colapso incremental, ou seja, um aumento sucessivo da deformação plástica a cada aplicação de carga, sendo definido pela curva "C".

A Figura 3 apresenta os resultados de deformação permanente das misturas SE ot/28 e SE ot/56, em mm, em função do número de aplicações de carga.



(a) SE ot/28 (b) SE ot/56

Figura 3 - Deformação permanente das misturas SE ot/28 e SE ot/56 em função do número de aplicação de cargas.

Em relação aos corpos de prova na condição SE ot /28, pôde-se observar que, de modo geral, a tendência apresentada foi uma notável redução nos valores de deformação permanente quando comparados à amostra de solo na condição natural. Além disso, todos os corpos de prova apresentaram resistência suficiente para serem ensaiados, embora aqueles submetidos às maiores razões de carregamento tenham atingido o colapso incremental antes da finalização do ensaio.

Destaca-se que apesar de alguns corpos de prova não terem suportado um número de aplicação de carga N=10000, o que se observou é que a estabilização e o tempo de cura de 28 dias tornaram os corpos de provas mais susceptíveis à resistir o ensaio, destacando-se o CP3 que foi de N=80 para N=7000, o CP5 que foi de N=200 para N=10000, o CP6 que não suportou o ensaio na condição natural, mas resistiu até N=400 na condição ot/28, o CP8 que foi de N=50 para N=10000 e o CP9 que, de modo análogo ao CP6, não havia resistido ao ensaio na condição natural, mas suportou até N=400 para a condição ot/28. Em relação aos corpos de prova submetidos à razão σ1/σ3 igual a 4, observou-se que o CP6 e o CP9 atingiram o colapso incremental, curva "C", já o CP3 apresentou fluência plástica, curva "B". Para os demais corpos de prova, CP1, CP2, CP4 e CP7 observou-se o *Shakedown*, ou seja, podem ser caracterizados de acordo com a curva "A", em relação ao CP5 e ao CP8, verificou-se o *Shakedown* após determinado número de aplicações de carga, em suma,

deformações permanentes iniciais significativas seguidas de um acomodamento plástico caracterizando o comportamento da curva tipo "AB".

Em relação aos corpos de prova SE ot /56, observou-se uma redução ainda maior nos valores de deformação permanente quando comparado com a amostra de solo em sua condição natural, mas pouco expressiva quando comparada aos corpos de prova com cura de 28 dias. A Figura 3 ilustra que todos os corpos de prova cuja razão $\sigma1/\sigma3$ é igual a 4, ou seja, CP3, CP6 e CP9 atingiram o colapso incremental, alcançando valores elevados de ε_p em poucos ciclos de carga, curva "C'. Para os demais corpos de prova observou-se o acomodamento plástico (*Shakedown*), curva "A", exceção se faz para o CP5 que embora não tenha apresentado um progressivo aumento da deformação permanente no início do ensaio, revelou um incremento significativo após N=800.

A Tabela 4 apresenta a comparação de alguns resultados de deformação permanente obtidos para as misturas analisadas nesta pesquisa considerando um número de aplicação de carga igual a 10000.

Tabela 4 - Comparação dos valores de deformação permanente entre as misturas analisadas.

Corpo de prova	ε_p S natural ot (mm)	ε_p SE ot /28 (mm)	ε_p SE ot /56 (mm)
CP1	3,42	0,30	2,01
CP2	27,56	5,27	4,10
CP4	12,66	4,14	3,78
CP7	18,46	4,04	3,74

Os resultados obtidos nesta pesquisa estão em consonância com os estudos realizados utilizando a escória de aciaria como material para estabilização (MOZEJKO; FRANCISCA, 2020; WANG *et al.*, 2020; YU *et al.*, 2021), ou seja, é notável que a adição de escória como agente estabilizador melhora as propriedades mecânicas do solo.

4 CONCLUSÕES

Esta pesquisa revelou que a estabilização das amostras de solo arenoso com EAEP foi eficaz na redução da deformação permanente. Analisando a relação entre tensão e deformação, foi constatado que a estabilização do solo do subleito com EAEP pode aumentar a capacidade de suporte do pavimento. Em relação ao período de cura em câmara úmida, prolongar de 28 para 56 dias não resultou um impacto significativo. Além da redução na deformação permanente, as amostras de solo estabilizadas com EAEP também apresentaram um comportamento de acomodação plástica (*Shakedown*).

Portanto, conclui-se que a estabilização do solo com EAEP pode diminuir a deformação permanente e representa uma alternativa técnica viável. Isso não só melhora as propriedades mecânicas analisadas, mas também permite o uso desses resíduos em projetos de pavimentação, contribuindo a reduzir os impactos ambientais associados a esses materiais.

AGRADECIMENTOS

À UFV por disponibilizar toda estrutura necessária para a realização desse trabalho e aos colegas que colaboram com as atividades de laboratório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 11579. Cimento Portland – Determinação do índice de finura por meio da peneira 75 μm (nº200). Rio de Janeiro, 2013, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16372. Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (método de Blaine). Rio de Janeiro, 2015, 11p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16605. Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2017c, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6457. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016a, 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6458. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2017b, 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6459. Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2017a, 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7180. Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016b, 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7181. Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2018, 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7182. Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2020, 9p.

CNT, Confederação nacional do transporte. Anuário CNT do Transporte: Estatísticas Consolidadas. Brasília, 2022. Disponível em: https://anuariodotransporte.cnt.org.br/2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER – PRO 199. Redução de amostra de campo de agregado para ensaio de laboratório. Rio de Janeiro, 1996b, 5p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT – IE 179. Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio. Rio de Janeiro, 2018, 20p.

DINIZ, D. H.; CARVALHO, J. M. F. d.; MENDES, J. C.; PEIXOTO, R. A. F. Blast Oxygen Furnace Slag as Chemical Soil Stabilizer for Use in Roads. Journal of Materials in Civil Engineering, 29, n. 9, p. 04017118, 2017.

HUANG, J.; KOGBARA, R. B.; HARIHARAN, N.; MASAD, E. A. et al. A state-of-the-art review of polymers used in soil stabilization. Construction and Building Materials, 305, p. 124685, 2021/10/25/ 2021.

LIMA, C. Avaliação da deformação permanente de materiais de pavimentação a partir de ensaios triaxiais de cargas. 2020. -, Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

LINDH, P.; LEMENKOVA, P. Laboratory Experiments on Soil Stabilization to Enhance Strength Parameters for Road Pavement. 24, n. 1, p. 73-82, 2023-02-28 2023.

LOPES, E. C.; DA SILVA, T. O.; PITANGA, H. N.; PEDROTI, L. G. et al. Application of electric arc furnace slag for stabilisation of different tropical soils. International Journal of Pavement Engineering, p. 1-12, 2021.

MOZEJKO, C. A.; FRANCISCA, F. M. Enhanced mechanical behavior of compacted clayey silts stabilized by reusing steel slag. 239, p. 117901, 2020/04/10/ 2020.

TERRONES-SAETA, J. M.; SUÁREZ-MACÍAS, J.; IGLESIAS-GODINO, F. J.; CORPAS-IGLESIAS, F. A. Development of High Resistance Hot Mix Asphalt with Electric Arc Furnace Slag, Ladle Furnace Slag, and Cellulose Fibers from the Papermaking Industry. Applied Sciences, 11, n. 1, 2021.

WANG, K.; ZHUANG, Y. Characterizing the permanent deformation Response-Behavior of subgrade material under cyclic loading based on the shakedown theory. 311, p. 125325, 2021/12/13/ 2021.

WANG, S.; LI, X.; REN, K.; LIU, C. Experimental Research on Steel slag Stabilized Soil and its Application in Subgrade Engineering. 38, n. 5, p. 4603-4615, 2020/10/01 2020.

YU, C.; CUI, C.; WANG, Y.; ZHAO, J. et al. Strength performance and microstructural evolution of carbonated steel slag stabilized soils in the laboratory scale. 295, p. 106410, 2021/12/20/ 2021

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/678

Efeito da Variação Do Teor De Umidade Na Deformação Permanente No Solo Arenoso Estabilizado Com Escória De Aciaria Elétrica Primária

Bruna Martins de Melo
Graduanda em Engenharia Civil, UFV, Viçosa, Brasil, bruna.m.melo@ufv.br.

Klaus Henrique de Paula Rodrigues
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, klaushenrique@hotmail.com.

Juliana Rodrigues Silva
Graduanda em Engenharia Civil, UFV, Viçosa, Brasil, juliana.r.silva@ufv.br

Taciano Oliveira da Silva
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, taciano.silva@ufv.br

Heraldo Nunes Pitanga
Professor, UFV, Viçosa, Brasil, heraldo.pitanga@ufv.br

RESUMO: O objetivo da presente pesquisa é investigar a maneira com a qual o teor de umidade provoca variações nas deformações permanentes de misturas solo-escória de aciaria elétrica primária, além de examinar a aplicabilidade da Teoria de *Shakedown*. Para isso, uma amostra de solo arenoso da região de Viçosa-MG e uma amostra de escória de aciaria elétrica primária (EAEP) de uma empresa em Jeceaba/MG foram utilizadas. A proporção ideal foi obtida utilizando-se a função desejabilidade no software Minitab 18, resultando em uma mistura composta por 80% de solo e 20% de EAEP. Os corpos de prova foram compactados na energia Proctor normal, nos teores de umidade ótimo e 1% abaixo do teor ótimo. Posteriormente, foram submetidos ao processo de cura em câmara úmida por 28 e 56 dias. Em seguida, foram submetidos a testes triaxiais de cargas repetidas para avaliação da deformação permanente. Com isso, observou-se que a diminuição do teor de umidade provoca uma significativa redução no acúmulo de deformações permanentes. Notou-se também que alguns corpos de prova estabilizados no teor de umidade ótimo apresentaram colapso incremental antes mesmo do término do ensaio sendo que muitos deles não atingiram a condição de *Shakedown*. Já nas amostras ensaiadas com teor de umidade abaixo do teor ótimo, apenas um corpo de prova não atingiu o *Shakedown*.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilizaçaõ de solos. Teor de umidade. Deformação permanente. Teoria de *Shakedown*.

ABSTRACT: The objective of the present research is to investigate how moisture content causes variations in the permanent deformations of primary electric arc furnace slag-soil mixtures, in addition to examining the applicability of Shakedown Theory. For this purpose, a sample of sandy soil from the Viçosa/MG region and a sample of electric arc furnace slag (EAFS) from a company in Jeceaba/MG were used. The ideal proportion was determined using the desirability function of the Minitab 18 software. The result was a mixture of 80% soil and 20% EAEP. The specimens were compacted at normal Proctor energy, at optimum moisture content and 1% below optimum moisture content and then cured in a moist chamber for 28 and 56 days. They were then subjected to repeated triaxial load tests to evaluate permanent deformation. It was found that a reduction in moisture content led to a significant reduction in permanent deformations. It was also found that some specimens stabilized at optimum moisture content exhibited incremental collapse before the end of the test, with many of them failing to reach the Shakedown condition. Of the samples tested at a moisture content below optimum, only one specimen did not reach the Shakedown.

KEYWORDS: Soil stabilization. Moisture content. Permanent deformation. Shakedown Theory.

1 INTRODUÇÃO

Segundo o relatório de sustentabilidade emitido pelo Instituto Aço Brasil (IAB, 2020), somente a região Sudeste do Brasil foi responsável pela produção de 27 milhões de toneladas de aço, sendo a concentração da maior produção no estado de Minas Gerais. De acordo com esse relatório, a cada tonelada de aço produzida são gerados 622 kg de coprodutos e resíduos siderúrgicos, entre os quais se destaca a escória de aciaria, que sozinha contribui com 25% desse valor. Estudos têm sido realizados visando a utilização de resíduos siderúrgicos, como escória de aciaria, na estabilização de solos, a qual é uma técnica ecologicamente correta e econômica para o descarte de resíduos sólidos (Rezaei-Hosseinabadi et al., 2022; Rodrigues, 2022).

É notório que a adição de aditivos estabilizantes ao solo provoca mudanças relevantes em seu comportamento mecânico e alterações das propriedades geotécnicas. Apesar da relevância dos agentes estabilizadores, outro fator que merece destaque no que tange às melhorias das propriedades geotécnicas do solo é o teor de umidade. Wei; Liu e Ku (2020) estudaram os efeitos do teor de umidade na resistência à compressão não confinada de areias argilosas estabilizadas com cimento. Os resultados mostraram que a resistência mecânica das misturas cimentadas aumentou com o teor de umidade até que um valor limite, a partir do qual houve um decréscimo no valor da resistência mecânica.

Além disso, o efeito do teor de umidade tem sido estudado para avaliar os impactos na deformação permanente do solo. O problema da deformação permanente nos subleitos tem se agravado e apesar de sua parcela ser pequena quando da aplicação de um determinado carregamento, por não ser recuperável, pode se tornar expressiva quando um número elevado de repetições de carga é aplicado (Silva et al., 2021). Lima, Motta e Aragão (2021) investigaram os efeitos de diferentes teores de umidade (abaixo do teor de umidade ótimo, na umidade ótima e acima do teor de umidade ótimo) no comportamento plástico de quatro solos finos tropicais de diferentes classificações através da deformação permanente (ε_p). Os resultados indicaram que a deformação permanente aumenta com o teor de umidade e que o teor de umidade no ramo seco resulta em ε_{ps} menores que àquelas no teor de umidade ótimo, ou seja, a rigidez diminuiu e a deformação permanente aumentou à medida que o teor de umidade aumentou para os solos finos tropicais analisados.

Em relação à resposta geral do material de subleito sob carregamentos cíclicos, observa-se que sua avaliação é comumente realizada através de deformações resilientes e permanentes, as quais são frequentemente avaliadas com base na Teoria de *Shakedown*. De acordo com esta teoria, o comportamento de um material pode ser agrupado em três categorias nomeadas como *Shakedown* plástico, fluência plástica e colapso incremental (Wang; Zhuang, 2021).

Posto isso, a proposta da presente pesquisa foi avaliar a influência teor de umidade na deformação permanente de um solo arenoso estabilizado com escória de aciaria elétrica primária e, conjuntamento, avaliar a aplicabilidade da Teoria de *Shakedown.*

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

2.1.1 Amostra de Solo Arenoso

Para a realização dos ensaios foi utilizada uma amostra de solo proveniente de jazida de empréstimo localizada no município de Viçosa, estado de Minas Gerais, Brasil. A amostra em questão apresentou predominância de partículas da fração areia. A preparação desse material para os ensaios geotécnicos de laboratório foi realizada conforme a norma técnica NBR 6457 (ABNT, 2016a).

Os ensaios realizados para fins de caracterização geotécnica da amostra de solo arenoso foram: i. Granulometria conjunta, conforme a norma técnica NBR 7181 (ABNT, 2018); ii. Limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP), conforme as normas técnicas NBR 6459 (ABNT, 2017a) e NBR 7180 (ABNT, 2016b), respectivamente; iii. Massa específica dos grãos do solo, conforme a norma técnica NBR 6458 (ABNT, 2017b); iv. Compactação na energia do Proctor Normal, conforme a norma técnica NBR 7182 (ABNT, 2020), para fins de determinação do peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dmáx}$) e do teor de umidade ótimo (w_{ot}) dos solos compactados. Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Caracterização e classificação geotécnica da amostra de solo analisada.

Parâmetro	Resultado
% argila (ϕ < 0,002 mm)	5
% silte (0,002 mm < ϕ < 0,06 mm)	24
% areia (0,06 mm < ϕ < 2 mm)	68
% pedregulho (2 mm < ϕ < 60 mm)	3
LL (%)	36
LP (%)	18
IP (%)	18
ρs (g/cm³)	2,657
$\gamma_{d,max}$ (kN/m³)	15,57
w_{ot} (%)	15,00
TRB	A-2-6 (1)
USC	SC
MCT	NA’

2.1.2 Amostra de EAEP

Para esta pesquisa foram coletadas amostras de escória de aciaria elétrica primária (EAEP) fornecidas por uma empresa que atua no setor de fabricação de tubos metálicos, localizada na região do Alto Paraopeba, estado de Minas Gerais, Brasil. Na sequência, as amostras foram moídas em equipamento de abrasão Los Angeles para redução da sua granulometria em partículas de diâmetros menores que 0,6 mm (peneira #30). Para proceder a redução das amostras de EAEP utilizou-se o procedimento PRO 199 (DNER, 1996), e a preparação para a realização de ensaios de laboratório conforme a norma técnica NBR 6457 (ABNT, 2016a).

Os ensaios de caracterização física da amostra de EAEP moída foram realizados seguindo as metodologias preconizadas para caracterização de cimento, a saber: i. Distribuição granulométrica do material depois de passado na peneira de 0,6 mm, determinada por difração a laser conforme a norma ISO 13320 (ISO, 2020); ii. Finura por peneiramento, conforme a norma técnica NBR 11579 (ABNT, 2013); iii. Superfície específica, conforme a norma técnica NBR 16372 (ABNT, 2015); iv. Massa específica, conforme a NBR 16605 (ABNT, 2017c). O índice de finura por peneiramento da amostra de EAEP moída foi de 24,88%, considerado alto para materiais cimentícios no Brasil (Lopes et al., 2021). Em relação à massa específica dos sólidos o valor obtido foi de 3,7 g/cm³. A superfície específica pelo método de Blaine foi de 0,20 m²/g, valor próximo ao requerido para cimento Portland, o 55 qual deve ser superior a 0,24 m²/g (Diniz et al., 2017). A curva granulométrica da amostra de EAEP moída e da amostra de solo arenoso é apresentada na Figura 1.

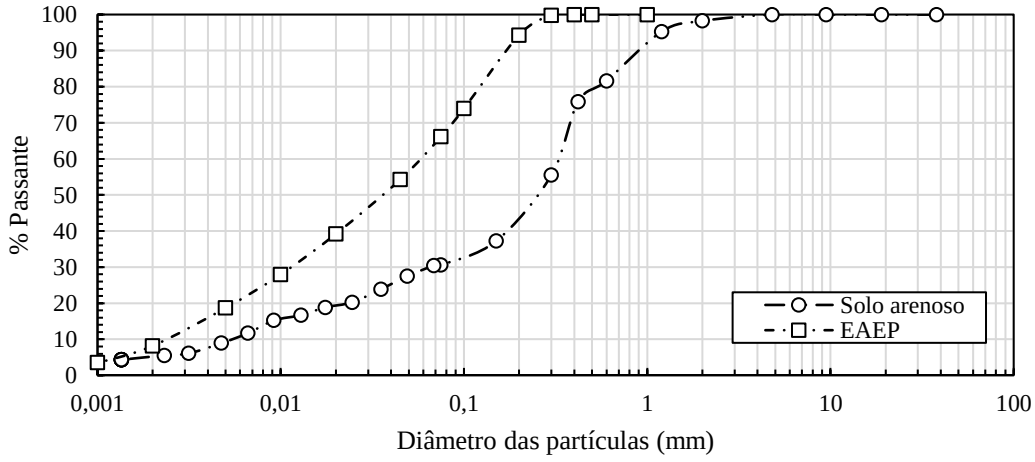


Figura 1 – Curva granulométrica da amostra de EAEP moída e do solo arenoso.

2.2 Métodos

Foram realizados ensaios de compactação na energia Proctor Normal para determinar os parâmetros ideais de compactação, conforme especificado na norma NBR 7182 (ABNT, 2020). Com o propósito de analisar o comportamento em relação à deformação permanente, foram produzidos nove corpos de prova para cada mistura listada na Tabela 2, no teor de umidade ótimo e 1% abaixo do teor ótimo. O procedimento não incluiu duplicatas e o desvio máximo de umidade aceitável nesta pesquisa foi de 0,50%. Esses corpos de prova foram confeccionados em moldes cilíndricos, com um diâmetro de 50 mm e uma altura de 100 mm, e foram submetidos a um processo de cura selada em filme de PVC dentro de uma câmara úmida por 28 e 56 dias.

Tabela 2 – Misturas de solo arenoso-EAEP

Misturas	SE -1/28	SE -1/56	SE ot/28	SE ot/56
Teor de umidade	-1%	-1%	ótimo	ótimo
Tempo de cura	28 dias	56 dias	28 dias	56 dias

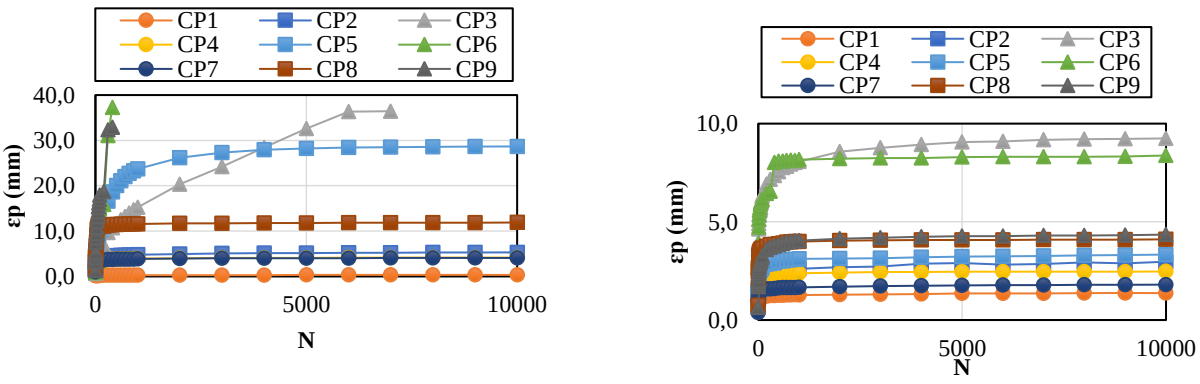
O ensaio de deformação permanente dos corpos de prova das amostras de solo no estado natural e das misturas solo-EAEP foram realizados conforme a norma técnica IE 179 (DNIT, 2018). O ensaio foi realizado em um equipamento de compressão triaxial que aplica ciclos de cargas em nove corpos de prova, cada um sendo submetido à 10.000 ciclos de cargas. A Tabela 3 apresenta os estados de tensões atuantes em cada um dos nove corpos de prova para cada condição analisada nesta pesquisa. Os ciclos de carregamentos foram realizados na frequência de 2 Hz, sendo 0,1 segundo para a aplicação de carga e 0,4 segundo sem a aplicação do carregamento.

Tabela 3 - Tensões atuantes nos corpos de prova.

Corpo de prova	Tensão Confinante (σ_3) x Tensão Desvio (σ_d) (kPa)	Razão de tensões σ_1/σ_3
CP1	40 x 40	2
CP2	40 x 80	3
CP3	40 x 120	4
CP4	80 x 80	2
CP5	80 x 160	3
CP6	80 x 240	4
CP7	120 x 120	2
CP8	120 x 240	3
CP9	120 x 360	4

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 2 apresenta os resultados de deformação permanente das misturas SE ot /28 e SE -1 /28, em mm, em função do número de aplicações de carga.



(a) SE ot/28 (b) SE -1/28

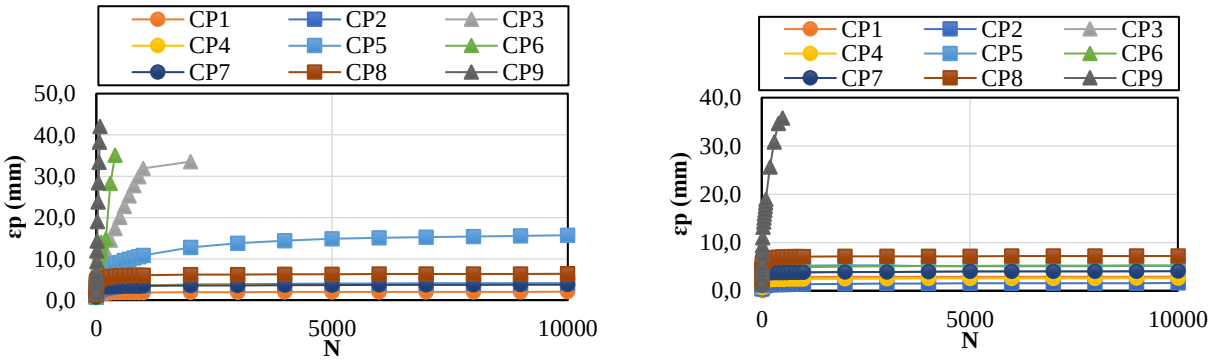
Figura 2 - Deformação permanente das misturas SE ot/28 e SE -1/28 em função do número de aplicação de cargas.

Analisando-se a Figura 2 foi possível observar que no teor de umidade ótimo o CP3, CP6 e CP9 não resistiram ao ensaio, ou seja, apresentaram a condição de colapso incremental. Em poucas aplicações de carga o material apresentou uma diminuição de deformação elástica e aumento da deformação plástica, levando à interrupção do ensaio. Notou-se que nesta condição, 5 corpos de prova ultrapassaram 10 mm de deformação; além disso, os corpos de prova submetidos a razão σ_1/σ_3 igual a 4 apresentaram ε_{ps} da ordem de 40 mm, em suma, 40% de deformação axial.

Em relação à mistura SE -1 /28 verificou-se que nenhum corpo de prova ultrapassou 10 mm de deformação, além disso, todos os corpos de prova atingiram a condição de *Shakedown*, inclusive aqueles submetidos às tensões mais elevadas. Ressalta-se que para o CP6, CP8 e CP9 as deformações permanentes iniciais foram expressivas e seguiu-se o acomodamento plástico após determinado número de aplicações de carga, caracterizando uma curva típica AB segundo Lima (2020), ou seja, após uma quantidade expressiva de deformações plásticas, a mistura atingiu o *Shakedown*. Em suma, o material apresenta comportamento do tipo *Shakedown* plástico, porém com maior magnitude inicial de acúmulo de deformação permanente.

Acerca dos demais corpos de prova, verificou-se compatibilidade com a curva "A" segundo Lima (2020), houve um acúmulo de resposta plástica para um número finito de aplicações de cargas até que a resposta se tornou "completamente" resiliente, com acréscimo da deformação plástica próximo ao zero matemático, atingindo um estado de equilíbrio.

A Figura 3 apresenta os resultados de deformação permanente das misturas SE ot /56 e SE -1 /56, em mm, em função do número de aplicações de carga.



(a) SE ot/56 (b) SE -1/56

Figura 3 - Deformação permanente das misturas SE ot/56 e SE -1/56 em função do número de aplicação de cargas.

Em relação aos corpos de prova SE ot /56, observou-se uma redução pouco expressiva quando comparada aos corpos de prova com cura de 28 dias. De modo geral, os valores da deformação permanente reduziram-se, com exceção do CP1. A Figura 3 mostra que todos os corpos de prova cuja razão entres as tensões (σ_1/σ_3) utilizada foi igual a 4, ou seja, CP3, CP6 e CP9 atingiram o colapso incremental, alcançando valores elevados de ε_p em poucos ciclos de carga. Para os demais corpos de prova observou-se o acomodamento plástico (*Shakedown*), exceção se faz para o CP5 que embora não tenha apresentado um progressivo aumento da deformação permanente no início do ensaio, revelou um incremento significativo após N=800.

O comportamento da mistura SE -1 /56 foi semelhante ao comportamento das misturas SE -1/28, ressaltando-se, no entanto, que neste caso ocorreram valores de deformação permanente até cerca de 36 mm (CP9) para um valor de número de aplicações de carga igual a 500, evidenciando a condição de colapso incremental.

Comparando-se os valores de ε_p para o teor de umidade ótimo e para o teor de umidade 1% abaixo do teor de umidade ótimo, o que se verificou foi que o prolongamento do tempo de cura em câmara úmida não promoveu reduções na deformação permanente, mas, de modo geral, tornou os corpos de prova mais susceptíveis a resistir às razões de carregamento mais elevadas. Destaca-se que, à exceção do CP9 na condição SE -1/56, todos os corpos de prova ensaiados no teor de umidade 1% abaixo do teor ótimo atingiram o

Shakedown. Notou-se que a redução do teor de umidade foi o fator que mais influenciou na diminuição da deformação permanente para as condições estudadas nesta pesquisa. A Tabela 4 compara os valores de ε_p para alguns corpos de prova ensaiados nesta pesquisa para um número de aplicações de carga igual a 10.000.

Tabela 4 - Comparação dos valores de deformação permanente entre as misturas analisadas.

Corpo de prova	ε_p SE ot /28 (mm)	ε_p SE -1 /28 (mm)	ε_p SE ot /56 (mm)	ε_p SE -1 /56 (mm)
CP2	5,27	2,97	4,10	1,61
CP4	4,14	2,47	3,78	2,60
CP5	28,66	3,33	15,71	5,13
CP7	4,04	1,80	3,74	4,05
CP8	11,87	4,11	6,38	7,20

De acordo com a literatura técnica, a rigidez dos materiais é afetada pelo teor de umidade, sendo, em diversos estudos, o fator mais influente no que tange às alterações de comportamento geotécnico do material (Lima et al., 2021, Silva et al., 2021). Embora a água seja um elemento importante com relação à compactação do material, a lubrificação das partículas pode reduzir o atrito e o intertravamento entre elas, ou seja, é de se esperar que corpos de prova compactados abaixo do teor de umidade ótimo apresentem um ganho de rigidez e, consequentemente, uma diminuição na deformação permanente, conforme foi demonstrado nesta pesquisa.

4 CONCLUSÕES

Com esta pesquisa foi possível observar que a extensão do tempo de cura de 28 para 56 dias não provocou mudanças substanciais em nenhuma das misturas solo-EAEP examinadas. No entanto, ao reduzir o teor de umidade ótimo em apenas 1%, notou-se uma diminuição considerável na deformação permanente, sendo este o fator mais influente nos valores de ε_p, dentre os fatores analisados neste estudo. Dessa forma, observou-se uma tendência de redução nos índices de deformação permanente com a diminuição do teor de umidade, o que está em concordância com a literatura técnica (Silva et al., 2021; Nguyen e Indraratna, 2023).

Adicionalmente, notou-se que as amostras de solo estabilizadas com EAEP demonstraram também um acomodamento plástico (*Shakedown*), o qual foi alcançado para quase todos os corpos de prova na condição 1% abaixo do teor de umidade ótimo, mesmo para aqueles submetidos à elevados pares de tensões.

AGRADECIMENTOS

À UFV por disponibilizar toda estrutura necessária para a realização desse trabalho e aos colegas que colaboram com as atividades de laboratório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016a). NBR 6457. *Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017b). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017a). NBR 6459. *Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016b). NBR 7180. *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7181. *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 7182. *Solo – Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013). NBR 11579. *Cimento Portland – Determinação do índice de finura por meio da peneira 75 µm (nº200)*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2015). NBR 16372. *Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (método de Blaine)*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017c). NBR 16605. *Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.

CNT, Confederação nacional do transporte (2022). *Anuário CNT do Transporte: Estatísticas Consolidadas*. Brasília. Disponível em: <https://anuariodotransporte.cnt.org.br/2022>. Acesso em mar. 2024.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1996). PRO 199. *Redução de amostra de campo de agregado para ensaio de laboratório*. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). IE 179. *Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio*. Rio de Janeiro.

Diniz, D. H.; Carvalho, J. M. F. D.; Mendes, J. C.; Peixoto, R. A. F (2017). *Blast Oxygen Furnace Slag as Chemical Soil Stabilizer for Use in Roads*. Journal of Materials in Civil Engineering, 29, n. 9, p. 04017118

IAB (2020). *Relatório de sustentabilidade*. Instituto Aço Brasil.

Lima, C (2020). *Avaliação da deformação permanente de materiais de pavimentação a partir de ensaios triaxiais de cargas*. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Lima, C. D. A.; Motta, L. M. G.; Aragão, F. T. S (2021). A permanent deformation predictive model for fine tropical soils considering the effects of the compaction moisture content on material selection. *Transportation Geotechnics*, 28, p. 100534, 2021/05/01/ 2021.

Nguyen, T. T.; Indraratna, B (2023). Influence of varying water content on permanent deformation of mud-fouled ballast. *Transportation Geotechnics*, 38, p. 100919, 2023/01/01/ 2023.

Rezaei-Hosseinabadi, M. J.; Bayat, M.; Nadi, B.; Rahimi, A (2022). Sustainable utilisation of steel slag as granular column for ground improvement in geotechnical projects. *Case Studies in Construction Materials*, 17, p. e01333.

Rodrigues, K. H. D. P (2022). *Utilização de Resíduos Industriais na Estabilização de Solos Tropicais para Aplicação em Pavimentação*. Orientador: SILVA, T. O. d. 231 f. (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa.

Silva, M. F. D.; Ribeiro, M. M. P.; Furlan, A. P.; Fabbri, G. T. P (2021). Effect of compaction water content and stress ratio on permanent deformation of a subgrade lateritic soil. *Transportation Geotechnics*, 26, p. 100443.

Wang, K.; Zhuang, Y (2021). Characterizing the permanent deformation Response-Behavior of subgrade material under cyclic loading based on the shakedown theory. *Construction and Building Materials*, 311, p. 125325.

Wei, X.; Liu, H.; Ku, T (2020). Microscale analysis to characterize effects of water content on the strength of cement-stabilized sand–clay mixtures. *Acta Geotechnica*, 15, n. 10, p. 2905-2923.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/679

Efeitos da Estabilização Granulométrica e Melhoramento Químico na Resistência Mecânica do Revestimento Primário de uma Estrada Não Pavimentada do Estado da Bahia

Luiz Heleno Albuquerque Filho
Analista em Infraestrutura de Transportes, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Brasília, Brasil, luiz.albuquerque@dnit.gov.br

Michéle Dal Toé Casagrande
Professora Titular-Livre, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, mdtcasagrande@unb.br

Mario Sergio de Souza Almeida
Professor Adjunto, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Brasil, mario.almeida@ufrb.edu.br

Ítalo Miller Machado Pereira
Mestrando, Universidade Estadual de Feira de Santana, Brasil, italomillermachado@hotmail.com

Paulo Ricardo Lemos de Santana
Mestrando, Universidade Estadual de Feira de Santana, Brasil, ricardolemos@aluno.ufrb.edu.br

RESUMO: A principal técnica utilizada para manutenção de estradas não pavimentadas no Brasil consiste na aplicação de revestimento primário no período seco e reconformação da plataforma ao longo de todo o ano, notadamente com maior frequência no período chuvoso. Reflexo dessa rotina, os custos do transporte de materiais selecionados têm se constituído na principal parcela da medição dos contratos de manutenção de estradas não pavimentadas do DNIT. Por questões econômicas e ambientais, torna-se indispensável incorporar técnicas de estabilização que permitam habilitar solos locais ou materiais reciclados disponíveis. O presente artigo tem por objetivo apresentar os resultados de estabilizações realizadas no revestimento primário de um segmento da rodovia federal BR-030, na Península de Maraú, no estado da Bahia. A campanha experimental envolveu a realização de ensaios de frasco de areia, compactação e Índice de Suporte Califórnia. Os corpos de prova foram moldados com soluções de estabilização granulométrica (pavimento asfáltico reciclado - RAP) e química (cimento Portland), com objetivo de avaliar os efeitos da estabilização em comparação à condição original da estrada. Os resultados dos ensaios indicaram ganhos de resistência mecânica e redução da expansão advindos da estabilização dos solos, principalmente a química, mesmo a baixos teores de cimento Portland.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização de Solos, RAP, Cimento Portland, Estrada Não Pavimentada.

ABSTRACT: The main technique used to maintain unpaved roads in Brazil consists of applying a primary coating during the dry season and reconforming the platform throughout the year, notably more frequently during the rainy season. Reflecting this routine, the costs of transporting selected materials have constituted the main portion of the measurement of DNIT's unpaved road maintenance contracts. For economic and environmental reasons, it is essential to incorporate stabilization techniques that allow local soils or available recycled materials to be used. This article aims to present the results of stabilizations carried out on the primary coating of a segment of the BR-030 federal highway, on the Maraú Peninsula, in the state of Bahia. The experimental campaign involved carrying sand replacement, compaction and California Bearing Ratio tests. The specimens were molded with granulometric (reclaimed asphalt pavement - RAP) and chemical (Portland cement) stabilization solutions, with the aim of evaluating the effects of stabilization in comparison to the original condition of the road. The test results indicated gains in mechanical resistance and reduced expansion resulting from soil stabilization, mainly chemical, even at low levels of Portland cement.

KEYWORDS: Soil Stabilization, RAP, Portland Cement, Unpaved Road.

1 INTRODUÇÃO

É reconhecido que países em desenvolvimento, entre os quais se enquadra o Brasil, apresentam uma malha viária predominantemente composta por estradas não pavimentadas. Tal comportamento se fundamenta no fato de que a maior parte da economia desses países se baseia no modelo de produção, comercialização e exportação de produtos primários, os quais são transportados principalmente nesse tipo de estrada. Em muitas regiões, essas estradas representam a única forma de acesso da população a serviços básicos disponibilizados nas áreas urbanas, tais como saúde, educação, trabalho e lazer. Em função disso, as estradas não pavimentadas se revestem de importância singular no desenvolvimento econômico, social e cultural de qualquer país, por se constituírem na principal forma de ligação entre as suas zonas rurais e urbanas.

As características dos solos locais, a aplicação de eventual reforço ao subleito, o regime hidrológico, as condições de drenagem, a espessura da camada de aterro e o volume médio diário de tráfego constituem fatores a serem considerados na construção de estradas não pavimentadas. Custos inicialmente mais elevados na implantação podem ser compensados, a médio e longo prazo, pela redução dos custos de manutenção e pela preservação das boas condições de rolamento ao longo de todo o ano, principalmente no período chuvoso.

A deterioração causada por fatores de tráfego e climáticos atua de forma mais rápida e agressiva em estradas em leito natural, ou seja, sem nenhum tratamento na superfície de rolamento. A presença de uma camada de revestimento primário, constituída por materiais de melhor comportamento geotécnico, tem como principal vantagem reduzir a periodicidade e os custos das manutenções. Dentre as principais técnicas de tratamento primário das estradas não pavimentadas, destacam-se o agulhamento (inclusão de pedregulho ou cascalho em matriz argilosa), misturas de argila em matriz arenosa e o revestimento primário.

Essas técnicas de manutenção têm em comum a utilização apenas de rolos de pneus nas patrulhas e o lançamento de grandes quantidades de materiais selecionados, carregados e transportados de jazidas ou pedreiras localizadas, muitas vezes, distantes dos pontos de aplicação nas estradas. O impacto econômico e ambiental desse momento extraordinário de transporte é observado nos contratos de manutenção do DNIT, onde os serviços de transporte com caminhões basculantes de 6, 10 e 14 m^3 constituem os itens mais relevantes das medições, totalizando mais de um bilhão de reais medidos nos últimos cinco anos (2019-2023).

Nesse sentido, torna-se necessário pesquisar técnicas de estabilização que habilitem os solos locais e reduzam a importação de materiais selecionados. Resíduos de construção civil e demolição (RCD), pavimento asfáltico reciclado (RAP), rejeitos de mineração, escória estabilizada de aciaria e outros materiais localmente disponíveis podem ser utilizados na estabilização granulométrica de estradas não pavimentadas. Também podem ser aplicadas soluções com aditivos químicos, tais como, cimento Portland, cal hidratada, polímeros acrílicos, bioenzimas, emulsões asfálticas, cinzas volantes geopolimerizadas, etc. Mais ainda, a estabilização mecânica, ou seja, a homogeneização, umidificação e aplicação de energia mecânica (compactação) ao solo, pode conferir maior resistência estável às cargas do tráfego, ao desgaste e à erosão.

Amorim (2013) avaliou o comportamento mecânico e desempenho funcional de trecho experimental em pavimento urbano de Campo Verde, no estado de Mato Grosso, construído com uma base composta por uma mistura de solos lateríticos locais e RCD. Foram realizados ensaios de caracterização, de compactação e Índice de Suporte California (CBR), de resistência à compressão simples, de resistência à penetração dinâmica e avaliações de deflexões por meio da viga Benkelman. Os resultados obtidos demonstraram a viabilidade técnica e econômica do RCD como uma alternativa para aplicação em obras de pavimentos urbanos.

Pereira et al. (2017) avaliaram a aplicação de técnicas de estabilização mecânica e granulométrica dos solos como alternativa na construção de estradas florestais de baixo custo. Os resultados da pesquisa indicaram a melhoria significativa dos parâmetros geotécnicos dos solos finos e grossos locais quando submetidos a maiores energias de compactação. A estabilização granulométrica realizada por meio da mistura de solos finos locais com cascalho habilitou essa mistura como revestimento primário.

Razali & Malek (2018) apresentaram os resultados da estabilização química em um trecho experimental de 2.000 metros construído em uma estrada não pavimentada da Malásia, com teores de cimento de 3%, 4%, 5% e 6%, além de uma seção de controle com solução convencional em agregado triturado. Os resultados dos ensaios de resistência e de expansão indicaram que o teor de cimento de 4% foi suficiente para habilitar as misturas com solos locais para atender as especificações técnicas do projeto.

Balkis & Macid (2019) pesquisaram a influência da estabilização química com cimento na plasticidade e na resistência de diversos solos do Chipre. Os ensaios foram realizados com adição de cimento em teores de 0%, 3%, 7% e 10% e os resultados apontaram para aumento do Índice de Suporte Califórnia entre 22% e 69%.

Yang et al. (2020) avaliaram projetos de estabilização química com adição de cimento em solos granulares e coesivos. A pesquisa envolveu a realização de ensaios de laboratório e avaliação da influência dos teores de cimento nas propriedades índices e na resistência mecânica, antes e depois da saturação, de solos classificados como A-4 e A-7-6 (TRB), solos esses caracterizados pela baixa capacidade de suporte e elevada expansão. Os resultados dos ensaios apontaram para a existência de relações estatisticamente significativas entre as propriedades índices dos solos, a sua classificação granulométrica e os teores de cimento adotados.

O presente artigo tem por objetivo apresentar os resultados de estabilizações granulométricas e químicas realizadas no revestimento primário de um segmento não pavimentado da rodovia federal BR-030, na Península de Maraú, no estado da Bahia. A campanha experimental envolveu a caracterização física e a realização de ensaios de frasco de areia, de compactação e de Índice de Suporte Califórnia. Os corpos de prova dos ensaios foram moldados com estabilizações granulométrica (incorporação de 50%, 60% e 70% de RAP) e química (adição de 1% e 2% de cimento Portland), tendo por objetivo avaliar os efeitos das estabilizações adotadas em comparação à condição original do revestimento primário da estrada.

2 IMPORTÂNCIA DAS ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS NA MALHA BRASILEIRA

As estradas não pavimentadas são formadas por vias de diferentes características e exigências técnicas e englobam as estradas vicinais, florestais, agrovias e estradas rurais. Essas estradas constituem ligações entre as propriedades rurais e povoados vizinhos, além de servirem de acesso às vias consideradas principais. Também compõem esse grupo as estradas destinadas à movimentação interna das propriedades rurais, que permitem o fluxo de moradores, máquinas, equipamentos e produtos agrícolas até as estradas vicinais.

Em virtude de sua grande extensão territorial, o Brasil possui uma das maiores malhas rodoviárias do mundo de estradas não pavimentadas, inferior apenas a da Índia e dos Estados Unidos (Tabela 1).

Tabela 1. Extensão total e participação das estradas pavimentadas e não pavimentadas nas principais malhas rodoviárias do mundo (IRF, 2023, apud UFRB, 2024).

País	Pavimentada (km)	Não Pavimentada (km)	Malha total (km)
Estados Unidos	4.511.838 (68%)	2.133.744 (32%)	6.645.582
Índia	3.748.291 (60%)	2.467.506 (40%)	6.215.797
China	4.496.716 (85%)	783.993 (15%)	5.280.709
Brasil	212.943 (13%)	1.366.872 (87%)	1.579.815
Rússia	1.107.513 (71%)	458.632 (29%)	1.566.145
Japão	1.013.500 (83%)	213.300 (17%)	1.226.800
Canadá	452.000 (40%)	674.600 (60%)	1.126.600
África do Sul	163.472 (22%)	586.528 (78%)	750.000

A pequena participação das rodovias pavimentadas na malha rodoviária total do Brasil mostra-se mais evidente quando comparada a outros países, inclusive da América Latina, tais como Colômbia e México. Com relação ao Japão, a diferença de densidade atinge a impressionante relação de mais de cem vezes. A Figura 1 apresenta a densidade da malha pavimentada (relação entre extensão da malha e área) de alguns países.

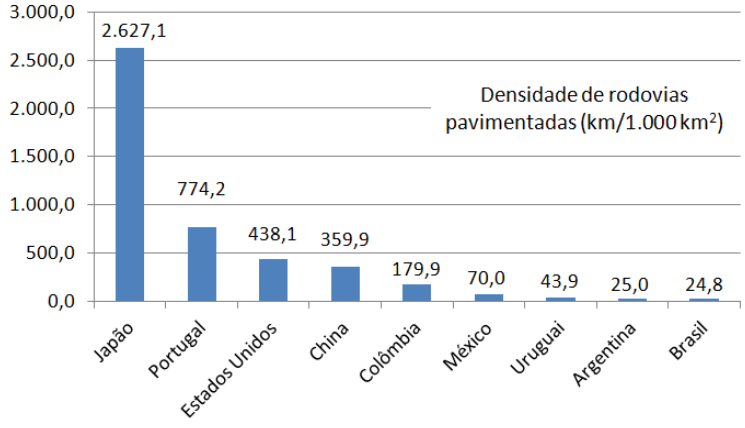


Figura 1. Densidade da malha pavimentada de alguns países (IRF, 2023, apud UFRB, 2024).

A Tabela 2 apresenta a malha rodoviária do Brasil dividida em função de sua jurisdição (federal, estadual e municipal) e das condições de pavimentação da via, ou seja, pavimentadas ou não pavimentadas.

Tabela 2. Malha rodoviária do Brasil, por jurisdição e condição do revestimento (CNT, 2022).

Jurisdição	Não Pavimentada (km)	Pavimentada (km)	Total (km)
Federal	8.274	66.150	74.424
Estadual	105.601	119.747	225.348
Municipal	1.235.810	28.018	1.263.828
Total (km)	1.349.685	213.915	1.563.600

Apesar de possuir majoritária concentração nos municípios, em torno de 98% de suas malhas, as estradas não pavimentadas também se mostram relevantes nas malhas dos demais entes da federação, representando, em média, 47% de toda a malha dos estados e do Distrito Federal e 17% da malha rodoviária federal, com maior concentração nas Regiões Norte e Centro-Oeste e cuja manutenção compete exclusivamente ao DNIT.

3 CUSTOS DE MANUTENÇÃO DAS ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS NO DNIT

O DNIT é responsável pela manutenção de 8.274 km de rodovias federais não pavimentadas em todas as unidades da federação. Para garantir a funcionalidade das rodovias, foram firmados 76 contratos administrativos, com valor global de aproximadamente 2,6 bilhões de reais. A medição dos contratos nos últimos 5 anos (2019-2023) atingiu o montante de 1,8 bilhões de reais. O custo médio aproximado para manutenção das rodovias não pavimentadas foi de R$ 80.000,00 por quilômetro, por ano (DNIT, 2024a).

Em análise aos resumos dos referidos contratos de manutenção, observa-se que os serviços mais relevantes consistiram no transporte de materiais selecionados com caminhões basculantes de 6, 10 e 14 m^3 para recomposição do revestimento primário das rodovias. Apenas a medição dos serviços de transporte foi de 750 milhões de reais, o que representa mais de 40% do total das medições dos contratos no período.

A composição de custo do serviço de recomposição de revestimento primário com material de jazida (Código SICRO 4915611), associada ao transporte dos materiais selecionados, prevê a execução do serviço com motoniveladora, caminhão tanque e rolo compactador de pneus. A reconformação da plataforma da estrada, outro serviço relevante nos contratos de manutenção, é realizada exclusivamente por meio de motoniveladora. Apenas composições de custos de sub-base e base estabilizadas granulometricamente e melhoradas com cimento na pista do SICRO estabelecem patrulha completa de equipamentos, com motoniveladora, caminhão pipa, tratores e rolos compactadores diversos (DNIT, 2024b).

Ou seja, as soluções atuais de manutenção das rodovias federais não pavimentadas têm envolvido a importação de quantidades crescentes de materiais selecionados para recomposição do revestimento primário, normalmente transportados a grandes distâncias e com simples lançamento na plataforma da estrada, sem o devido tratamento e compactação, o que não permite a incorporação desses materiais à estrutura da estrada.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental envolveu a coleta de amostras de solos e a realização de ensaios de campo para determinação da massa específica aparente *in situ* com emprego do frasco de areia, no subleito, na profundidade de 1 m, e na camada de revestimento primário, com espessura média de 20 cm, de um segmento não pavimentado da rodovia federal BR-030, no trecho entre o entroncamento com a rodovia estadual BA-001 e o distrito de Campinho, na Península de Maraú, na costa da Bahia Esse segmento da rodovia encontra-se não pavimentado, não havendo previsão de revestimento definitivo no intervalo de monitoramento da pesquisa.

Os ensaios de caracterização granulométrica e de determinação das massas específicas aparente e dos grãos, limites de consistência, resistência mecânica e expansão dos solos e das misturas estabilizadas foram realizados no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, parceiro do DNIT na pesquisa de avaliação de técnicas de estabilização e reforço em estradas não pavimentadas.

Os ensaios foram realizados em consonância às normas NBR 6508/1984 (Massa específica dos grãos), DNER 92/1984-ME (Frasco de areia), DNER 93/1984-ME (Densidade real), DNER 52/1994-ME (Umidade com Speedy), NBR 6459/2016 (Limite de liquidez), NBR 7180/2016 (Limite de plasticidade), NBR 7182/2016 (Compactação), DNIT 172/2016-ME (Índice de Suporte Califórnia - CBR), DNIT 258/2023-ME (Ensaios Mini-MCV e perda de massa por imersão) e DNIT 259/2023-CLA (Classificação de solos finos tropicais).

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Granulometria, Densidade Real dos Grãos e Limites de Consistência

A Figura 2 apresenta as curvas granulométricas dos solos do subleito e da camada de revestimento primário das amostras coletadas no km 904,3. A Tabela 3 apresenta a densidade real dos grãos e os limites de consistência dos solos (limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade).

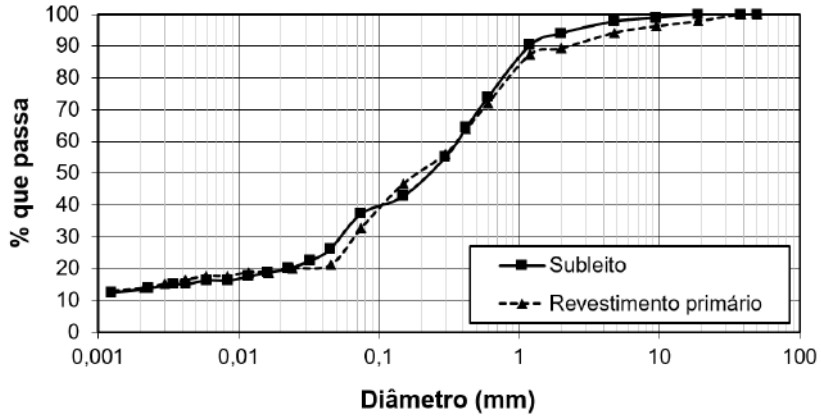


Figura 2. Curvas granulométricas dos solos.

Tabela 3. Densidade real dos grãos e limites de consistência.

Camada ensaiada	Densidade real dos grãos (g/cm^3)	Limites de consistência		
		LL (%)	LP (%)	IP (%)
Subleito	2,69	30	18	12
Revestimento primário	2,74	32	20	12

De forma complementar, a Tabela 4 apresenta as frações granulométricas e as classificações dos solos segundo o *Transportation Research Board* (TRB) e o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

Tabela 4. Frações granulométricas e classificação dos solos, segundo TRB e SUCS.

Camada Ensaiada	Granulometria				TRB		SUCS
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	IG	Grupo	Grupo
Subleito	15	22	57	6	3	A-6	SC
Revestimento primário	17	16	56	11	0	A-2-6	SC

Os solos do subleito e do revestimento primário apresentam curvas granulométricas bastante convergentes, indício do processo de aterramento e recomposição da plataforma da estrada ao longo das atividades de manutenção. Em função da proximidade em relação ao nível do mar, esse segmento da estrada tem sido continuamente alteado ao longo de décadas. O subleito original, com as condições realmente locais, seguramente está localizado alguns metros abaixo da cota tratada como subleito nesse artigo.

Segundo o SUCS, os solos ensaiados desse segmento da estrada são classificados como pertencentes ao grupo SC, ou seja, solos arenosos com significativa quantidade de finos. As frações granulométricas das amostras confirmam essa presença dos finos, principalmente no subleito, onde as frações argilosa e siltosa somam conjuntamente 37%. Na camada de revestimento primário, observa-se uma maior participação de pedregulhos em sua constituição, consistente à função estrutural a ser desempenhada na estrada.

Em que pese a similaridade observada nas curvas granulométricas, os valores da fração passante na peneira # 200, limite entre solos finos e granulares na classificação TRB, resultaram em uma diferenciação entre os solos. Enquanto o solo do subleito foi classificado como fino (A6), a maior presença de pedregulhos na camada do revestimento primário resultou na classificação desse solo como granular (A-2-6).

5.2 Metodologia MCT

Os solos lateríticos apresentam gênese particular, caracterizada por intenso intemperismo e pela atuação de processos geológicos e/ou pedológicos típicos de regiões tropicais úmidas. Por essa razão, deve-se atentar para a eventual influência negativa dos aditivos químicos, a médio e em longo prazo, na instabilização dos agregados, particularmente de suas concreções. Isso ocorre porque os óxidos de ferro e alumínio, compostos químicos responsáveis pela cimentação natural nos solos lateríticos, podem ter sua capacidade de troca catiônica aumentada em função da alteração das condições originais de pH do solo, resultando na desagregação das concreções e consequente instabilização das misturas com incorporação de aditivos químicos.

Os ensaios realizados com base na Metodologia MCT identificaram comportamento levemente laterítico no revestimento primário, conforme o ponto destacado em vermelho no grupo LA' do gráfico utilizado para classificação de solos tropicais da norma DNIT 259/2023-CLA (Figura 3). Associado aos baixos teores de aditivos utilizados e a temporalidade das soluções em estradas não pavimentadas, essa constatação, por si só, não constitui restrição à potencial estabilização química do revestimento primário desse trecho da rodovia.

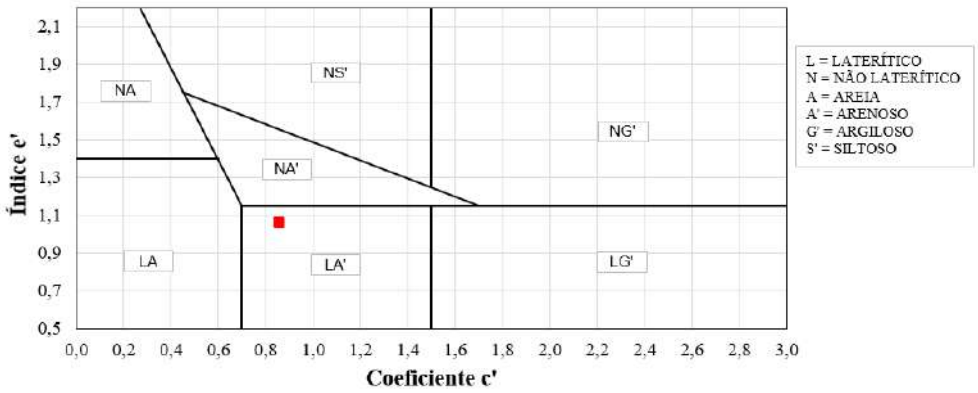


Figura 3. Classificação do solo da camada de revestimento primário pela Metodologia MCT.

5.3 Compactação, Densidade In Situ, CBR e Expansão

A Tabela 5 apresenta os resultados dos ensaios de compactação, de densidade *in situ* com o frasco de areia e de Índice de Suporte Califórnia (CBR) realizados nas amostras dos solos do subleito e da camada de revestimento primário. Importante destacar que os resultados apresentados refletem a aplicação da energia do Proctor normal (PN) no subleito e do Proctor intermediário (PI) na camada de revestimento primário.

Tabela 5. Compactação, densidade *in situ*, CBR e expansão dos solos.

Camada Ensaiada	Compactação		Densidade *in situ*		CBR (%)	Expansão (%)
	$\gamma d_{máx}$ (kN/m^3)	$w_{ótima}$ (%)	γd_{nat} (kN/m^3)	w_{nat} (%)		
Subleito (PN)	18,54	13,5	17,52	9,3	7,8	0,1
Revestimento primário (PI)	19,45	8,6	18,66	8,7	28,0	0,4

A comparação entre os pesos específicos secos advindos do ensaio de compactação e do método do frasco de areia evidencia a importância da aplicação de energia mecânica na estruturação das camadas de uma estrada. Mesmo confinado a 1,0 metro de profundidade, o subleito apresenta, em sua condição natural, grau de compactação equivalente a 94% de sua condição compactada. O CBR obtido nos ensaios comprova o comportamento fraco e pobre do subleito original, conforme indicado anteriormente na classificação TRB.

Na camada de revestimento primário, a diferença entre os pesos específicos secos indica potencial lançamento direto de materiais selecionados e compactação pelo tráfego durante as operações de recomposição da plataforma da estrada. O grau de compactação equivalente da condição natural em relação à compactada atingiu 95%. Para fins de comparação, as normas do DNIT para controle de execução de reforço de subleito, bases e sub-bases estabelecem a necessidade de grau de compactação nunca inferior a 100%.

Com relação à resistência mecânica, os resultados de CBR e de expansão obtidos qualificam os solos da camada de revestimento primário, segundo a norma DNIT 445/2023-ES. Entretanto, o índice de plasticidade desse solo (12%) mostra-se superior ao estabelecido na referida norma para regiões com pluviosidade superior a 1.500 mm anuais (7%), razão pelo qual técnicas de estabilização dos solos foram pesquisadas.

Em virtude de disponibilidade de materiais no local, foram selecionadas duas técnicas de estabilização, uma granulométrica e outra química, para os solos da camada de revestimento primário da estrada, a saber: incorporação de 50%, 60% e 70% de RAP e adição de 1% e 2% de cimento Portland. A Tabela 6 apresenta os resultados dos ensaios de compactação e de CBR do revestimento primário (solo puro) e das misturas.

Tabela 6. Compactação, CBR e expansão do revestimento primário e das misturas estabilizadas.

Materiais	Compactação (PI)		CBR	Expansão
	$\gamma d_{máx}$ (kN/m^3)	$w_{ótima}$ (%)	(%)	(%)
Solo puro	19,45	8,6	28,0	0,36
50% de solo + 50% de RAP	20,38	7,1	39,4	0,08
40% de solo + 60% de RAP	20,58	6,2	48,9	0,06
30% de solo + 70% de RAP	20,49	5,1	41,4	0,04
Solo + 1% de cimento (cura de 7 dias)	20,10	10,2	85,0	0,00
Solo + 2% de cimento (cura de 7 dias)	20,04	10,2	167,8	0,00

As estabilizações granulométrica e química realizadas nos solos do revestimento primário resultaram em aumento da resistência e redução da expansão das misturas em comparação a sua condição natural.

Com a incorporação de RAP, o acréscimo de resistência mecânica atingiu até 75% em relação ao solo natural. Entretanto, foi observada redução do CBR quando incorporado 70% de RAP (maior teor aplicado na pesquisa). Esse comportamento pode estar associado ao desequilíbrio na proporção de finos em relação aos agregados graúdos no traço, o que resultaria em uma mistura mais instavel e menos resistente. A redução do peso específico seco máximo e da umidade ótima no máximo teor de RAP corroboram esse entendimento.

Já o acréscimo de resistência e redução da expansão advindos da estabilização química foram muito mais relevantes, mesmo diante dos baixos teores de cimento Portland adicionados às misturas. Com a adição de 1% de cimento, a mistura teve incremento de 300% no CBR em relação à condição original, enquanto que a adição de 2% de cimento resultou em um aumento de 600%. Esses resultados mostram-se promissores e os valores foram muito superiores aos obtidos em pesquisas com solos similares e referenciadas nesse artigo.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A campanha experimental proposta permitiu caracterizar adequadamente os solos constituintes do subleito e do revestimento primário da estrada não pavimentada em discussão. A camada considerada como subleito apresenta comportamento fraco e pobre, o que tem justificado a aplicação contínua de revestimento primário nas atividades rotineiras de manutenção da estrada, de forma a manter a qualidade de rolamento.

A convergência das curvas granulométricas dos solos do subleito e do revestimento primário constitui indício do aterramento da plataforma da estrada com revestimento primário pelas operações rotineiras de manutenção ao longo de décadas. O subleito original do segmento em pesquisa, com as condições realmente locais, seguramente está localizado alguns metros abaixo da cota tratada como subleito nesse artigo.

A comparação dos pesos específicos secos do subleito, em sua condição natural e compactada, aponta para o lançamento direto dos materiais na plataforma da estrada em períodos anteriores de manutenção. Esse mesmo comportamento é observado nos ensaios com os solos do revestimento primário atual.

Embora os resultados de resistência mecânica e expansão habilitem os solos do revestimento primário, conforme norma DNIT 445/2023-ES, o índice de plasticidade mostrou-se superior ao limite estabelecido para regiões com pluviosidade elevada. Nesse sentido, foram selecionadas as duas técnicas de estabilização adotadas nessa pesquisa: incorporação de 50%, 60% e 70% de RAP e adição de 1% e 2% de cimento Portland.

Os resultados indicaram ganhos de resistência e redução da expansão das misturas em comparação ao solo em sua condição natural, o que confirmou a potencialidade das técnicas de estabilização adotadas. Os ensaios da Metodologia MCT demonstraram comportamento levemente laterítico dos solos arenosos do revestimento primário. Essa ocorrência não inviabiliza a aplicação de estabilização química nesse segmento da estrada não pavimentada. Ensaios adicionais devem ser realizados para avaliar a intensidade e o tempo da instabilização das misturas em relação à vida útil esperada para a solução e ao ciclo de manutenções da estrada.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos técnicos da Unidade Local do DNIT de Itabuna e dirigentes da Superintendência Regional do DNIT no Estado da Bahia pelo apoio no desenvolvimento da presente pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amorim, E.F. (2013). *Viabilidade Técnica Econômica de Misturas de Solo-RCD em Camadas de Base de Pavimentos Urbanos. Estudo de Caso: Município de Campo Verde - MT*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, 173 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984) NBR 6508. *Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016) NBR 6459. *Solo - Determinação do limite de liquidez*. RJ.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016) NBR 7180. *Solo - Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016) NBR 7182. *Solo - Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

Balkis, A.P. & Macid, S. (2019). Effect of cement amount on CBR values of different soil. European Journal of Science and Technology, (16): 809-815.

Confederação Nacional do Transporte (2022) *Anuário CNT - Estatística Consolidada*. Disponível em http://anuariodotransporte.cnt.org.br/2022/Inicial, Acesso em 3 de mar. 2024.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994) Norma DNER 52. *Solos e agregados miúdos - Determinação da umidade com emprego do speedy. Método de ensaio*. Brasília.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994) Norma DNER 92. *Solos - Determinação da massa específica aparente in situ com emprego de frasco de areia. Método de ensaio*. Brasília.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994) Norma DNER 93. *Solos - Determinação da densidade real. Método de ensaio*. Brasília.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2016) *Norma DNIT 172. Solos - Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas - Método de ensaio*. Brasília.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2023) *Norma DNIT 258. Solos - Compactação em equipamento miniatura - Ensaios Mini-MCV e perda de massa por imersão - Método de ensaio*. Brasília.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2023) *Norma DNIT 259. Solos - Classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura - Classificação*. Brasília.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2023) *Norma DNIT 445. Terraplenagem - Revestimento primário - Especificação de serviço*. Brasília.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2024a) *Sistema Interno de Acompanhamento de Contratos - SIAC*. Brasília.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2024b) *Composições de Custos - Sistema de Custos Referenciais de Obras - SICRO*. Brasília.

Pereira, R.S., Emmert, F., Miguel, E.P., Mota, F.C.M. & Leal, F.A. (2017). *Estabilização mecânica de solos como alternativa na construção de estradas florestais de baixo custo*. Nativa, 5 (3), p. 212-217.

Razali, R. & Malek, M.S. (2018). *The usage of cement for soil stabilization in construction of low volume roads in Malaysia*. 10th Malaysian Road Conference & Exhibition: Materials Science and Engineering.

Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (2024) *Relatório de Pesquisa TED DNIT - Avaliação de desempenho e adequação de diferentes técnicas de reforço e estabilização dos solos em rodovias federais não pavimentadas*. Cruz das Almas, Bahia, 110 p.

Yang, Y., Li, S., Li, C., Wu, L., Yang, L., Zhang, P. & Huang, T. (2020). *Comprehensive laboratory evaluations and a proposed mix design procedure for cement-stabilized cohesive and granular soils*, Frontiers in Materials, v. 7, article 239.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas

X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/687

Estabelecimento de Segmento Rodoviário Monitorado na ERS 516: Descrição e Previsão de Área Trincada pelo Método Medina

Junior Fragoso Cousseau
Estudante da graduação, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, junior.cousseau@acad.ufsm.br

Silvio Lisboa Schuster
Professor, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, silviolschuster@ufsm.br

Luciano Pivoto Specht
Professor, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, luspecht@ufsm.br

Victória Nunes Ramos
Estudante de Doutorado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, victorianunesramos@gmail.com

Henrique Otto Coelho
Analista em Infraestrutura de Transportes, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Pelotas, Brasil, henrique.coelho@dnit.gov.br

RESUMO: O MeDiNa surgiu com o intuito de minimizar padrões empíricos e desenvolver formas mais mecanicistas na análise do comportamento estrutural. Inserido neste contexto, o Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV), por meio de monitoramento de trechos experimentais, vem buscando contribuir para o aprimoramento da função de transferência campo-laboratório presente em modelo de desempenho utilizado pelo MeDiNa. Logo, no ano de 2022, por meio da parceria entre o DNIT e o GEPPASV, pelo Termo de Execução Descentralizada 545/2022, um novo segmento experimental foi implantado na ERS 516. Este possui 6 cm de revestimento asfáltico com ligante convencional 50/70, 20 cm de BGS, 21 cm de sub-base em macadame, e subleito de solo argiloso com ISC de 6%. O monitoramento do desempenho conta com ensaios de campo e laboratório, sendo que a mistura do revestimento possui valores de 8845 MPa para módulo de resiliência, 625 ciclos no ensaio de Flow Number e curva de vida de fadiga classe 4, estimada pelo ensaio de fadiga por compressão diametral. As simulações contaram com um tráfego acumulado (N USACE) de 9,16 x 10^5 repetições do eixo-padrão. Constatou-se que a mistura asfáltica não contribuirá substancialmente para afundamento em trilha de roda. Além disso, foram encontrados valores de 1,03% de área trincada ao final do primeiro ano de funcionamento, e 3,79% ao final da vida do projeto,prevendo que não haverá falha por fadiga.

PALAVRAS-CHAVE: MeDiNa, pavimento flexível, trechos monitorados, área trincada, campo-laboratório, segmento experimental.

ABSTRACT: MeDiNa emerged with the aim of abandoning empirical standards and developing mechanistic ways of analyzing structural behavior. In this context, the Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV), through monitoring of experimental sections, has sought to contribute to the improvement of the field-laboratory transfer function present in the performance model used by MeDiNa. Therefore, in 2022, through a partnership between DNIT and GEPPASV, under Decentralized Execution Term 545/2022, a new experimental segment was implemented on ERS 516. This has 6 cm of asphalt surfacing with conventional 50/70 binder, 20 cm of BGS, 21 cm of macadam sub-base, and clay soil sub-base with an ISC of

6%. The performance was monitored using field and laboratory tests, with the surfacing mix having values of 8845 MPa for resilience modulus, 625 cycles in the Flow Number test and a fatigue life curve estimated by the diametrical compression fatigue test. The simulations used an accumulated traffic (N USACE) of 9,16 x 10^5 repetitions of the standard axis. It was found that the asphalt mix does not contribute substantially to wheel track subsidence. In addition, values of 1.03% of cracked area were found at the end of the first year of operation, and 3.79% at the end of the project life, demonstrating that there will be no fatigue failure.

KEYWORDS: MeDiNa, flexible pavement, monitored sections, cracked area, field-laboratory, experimental segment

1 INTRODUÇÃO

Com o contínuo aumento do tráfego nas rodovias brasileiras, manter o pavimento em boas condições vem se tornando relevante. Além de garantir o conforto e segurança dos usuários, tem papel significativo na redução dos custos de manutenção da rodovia e dos veículos, contribuindo, ao mesmo tempo, para a redução das emissões de carbono (AZEVEDO; JUNIOR; ARANTES, 2021; BERNUCCI et al., 2022; SCHUSTER et al., 2023). Atualmente, na busca por abandonar métodos empíricos de dimensionamento, que utilizavam coeficientes de equivalência, baseados na capacidade de suporte do subleito por meio do ISC (Índice de Suporte Califórnia), em observações de campo e experiência do projetista (Medina e Motta, 2015), o Novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) busca, por meio de testes mecânicos, caracterizar os materiais e avaliar mecanisticamente o comportamento de estrutura de pavimentos.

Com a integração de padrões empírico-mecanicistas, que abrangem estudos mais detalhados de tráfego, mecânica dos solos e mecânica de pavimentos (PAPAGIANNAKIS; MASAD, 2008), o MeDiNa tem emergido como uma ferramenta mais avançada no dimensionamento de pavimentos, preenchendo significativas lacunas que existiam em métodos anteriores. Ao combinar dados empíricos e princípios mecânicos, o MeDiNa visa oferecer uma visão mais precisa e abrangente do comportamento dos pavimentos flexíveis (manual do medina 1.1.9.0 como (DNIT, 2023)). Isso promove uma base mais sólida e segura na previsão de seu desempenho ao longo do tempo, resultando, assim, em uma redução significativa na ocorrência de danos e falhas prematuras.

Embora ainda possam existir desafios e lacunas a serem superados, o MeDiNa representa um avanço significativo no dimensionamento de pavimentos flexíveis, demonstrando um compromisso contínuo com a inovação e a melhoria na infraestrutura viária. Nesse sentido, a fim de reduzir ainda mais lacunas, o Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária da Universidade Federal de Santa Maria (GEPPASV/UFSM) vem buscando contribuir para o aprimoramento da função de transferência entre as simulações de laboratório e o real comportamento em campo presente em modelos de desempenho , tornando as previsões do *software* MeDiNa mais assertivas.

Logo, por meio do monitoramento de trechos experimentais, que passam por condições reais de tráfego, clima e outras intempéries, são coletados valores que quantificam o verdadeiro dano sofrido pelo pavimento. Desse modo, ao comparar os danos reais do trecho com os previstos pela caracterização laboratorial de misturas asfálticas, torna-se possível entender melhor as motivações da discrepância que ocorrerá entre os resultados, a fim de atenuar a diferença entre tais valores.

Assim, o objetivo deste artigo é apresentar as características gerais de um trecho monitorado pelo Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária da UFSM (GEPPASV) na ERS 516, bem como simular as condições de projeto no software MeDiNa para verificação da evolução da área trincada e avaliar se a mistura asfáltica utilizada atende ao critério de deformação permanente do método, pelo teste de Flow Number.

2 METODOLOGIA

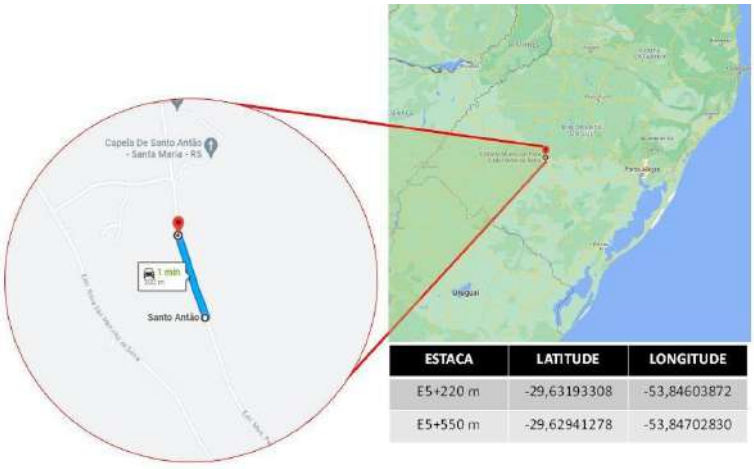
2.1 Planejamento da Pesquisa

A Figura 1 ilustra as etapas da pesquisa realizada. Inicialmente, foi executado o trecho experimental no município de São Martinho da Serra, no Rio Grande do Sul, que foi dimensionado sem a utilização do MeDiNa. Posteriormente, a mistura asfáltica do revestimento foi ensaiada em laboratório, e com os resultados obtidos foram feitas simulações no *software* MeDiNa, versão 1.1.7.0. Em seguida, com os resultados da simulação, começa-se a coleta dos dados reais, por meio de saídas de campo, avaliando os efeitos climáticos no comportamento mecânico dos materiais da camada de revestimento. Assim, com ambos os valores, de campo e laboratório, é feito o tratamento dos dados, confrontando-os a fim de desenvolver e aperfeiçoar, futuramente, a função de tranferência do método MeDiNa.

Figura 1. Planejamento da pesquisa.

2.2 Apresentação do trecho analizado

No ano de 2022, por meio da parceria entre o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e o GEPPASV, pelo Termo de Execução Descentralizada (TED) 545/2022, um segmento experimental de monitoramento foi implantado na ERS 516, trecho que liga as cidades de Santa Maria e São Martinho da Serra, no estado do Rio Grande do Sul, Brasil. O pavimento a ser monitorado está situado entre as estacas 5+220 m e 5+520 m (300 m de extensão) (Figura 2), e foi aberto para operação no dia 22/12/2022.



ESTACA	LATITUDE	LONGITUDE
E5+220 m	-29,63193308	-53,84603872
E5+550 m	-29,62941278	-53,84702830

Figura 2. Mapa do trecho e suas respectivas coordenadas.

2.3 Protocolo de Ensaios do MeDiNa

Para a execução do trecho em questão, alguns ensaios foram realizados, a fim de abranger os parâmetros de rigidez e danificação do concreto asfáltico utilizados. Vale ressaltar que, no trecho em questão, estará sendo avaliado a somente características da mistura asfáltica.

2.3.1 Rigidez

Para avaliação da rigidez da mistura asfáltica, foi conduzido o ensaio de módulo de resiliência (MR) a 25°C, de acordo com as normas DNIT 135/2018 - ME. Neste ensaio, as amostras utilizadas são cilíndricas, com 100 mm de diâmetro, 63,5 mm de altura e 4% de volume de vazios. O procedimento consistiu em aplicar carregamentos cíclicos a uma frequência de 1 Hz, com ciclos de carga de 0,1 segundos, seguidos por 0,9 segundos de repouso. Posteriormente, o módulo de resiliência foi calculado utilizando a equação 1.

Na equação, MR representa o módulo de resiliência em MPa. F é a carga vertical medida em N, Δ é o deslocamento resiliente registrado em milímetros, t indica a altura do corpo de prova em milímetros e μ é o coeficiente de Poisson, com um valor adotado de 0,3.

$$MR = \frac{F}{t * \Delta} * (0{,}9976\mu + 0{,}2692) \quad (1)$$

2.3.2 Fadiga

A análise da área trincada está ligada à avaliação do dano acumulado na camada asfáltica, sendo avaliada em laboratório por meio do ensaio de fadiga por compressão diametral, como mostra a Figura 3. Para isso, amostras com características idênticas às do ensaio de MR foram submetidas ao teste, seguindo as diretrizes da norma DNIT 183/2018 – ME, e nas mesmas condições de temperatura e frequência. Durante o procedimento, foram aplicadas quatro diferentes tensões, representando percentuais variados da resistência à tração da mistura (RT) (DNIT 136/2018 – ME).

Este conjunto de ensaios foi realizado em um mínimo de 12 corpos de prova para garantir a segurança dos resultados. Os parâmetros para a análise no *software* MeDiNa, nomeadamente os coeficientes k1 e k2, foram obtidos a partir da curva de fadiga, seguindo a Equação 2. O Fator de Fadiga da Mistura (FFM) é calculado, assim, como a área sob a curva de fadiga entre deformações de 100 μm e 250 μm.

$$N = k_1 * {\varepsilon_t}^{k_2} \quad (2)$$

O símbolo N indica o número de ciclos até a ruptura completa da amostra, expressando sua vida útil à fadiga, em que ε_t representa a deformação inicial de tração observada durante o ensaio em cada nível de tensão aplicado, enquanto os parâmetros k1 e k2 são constantes experimentais, determinadas empiricamente por regressão.

Figura 3. Ensaio de Fadiga e MR.

2.3.3 Deformação permanente

Outro parâmetro importante no dimensionamento de pavimentos flexíveis é o de deformação permanente, medido através do ensaio de Flow Number (FN), mostrado na Figura 4.

Figura 4. Ensaio de Flow Number.

Dentro do *software* MeDiNa, a análise da deformação permanente na camada asfáltica não é considerada no cálculo da equação do afundamento da trilha de roda. Contudo, para assegurar a validade desse procedimento, é necessário que a composição asfáltica atenda aos critérios do ensaio para alcançar a classe de desempenho do FN. Os limites das classes para misturas asfálticas em relação à deformação permanente estão detalhados na Tabela 1, mostrada a seguir.

Tabela 1. Limites das classes para misturas asfálticas em relação à deformação permanente

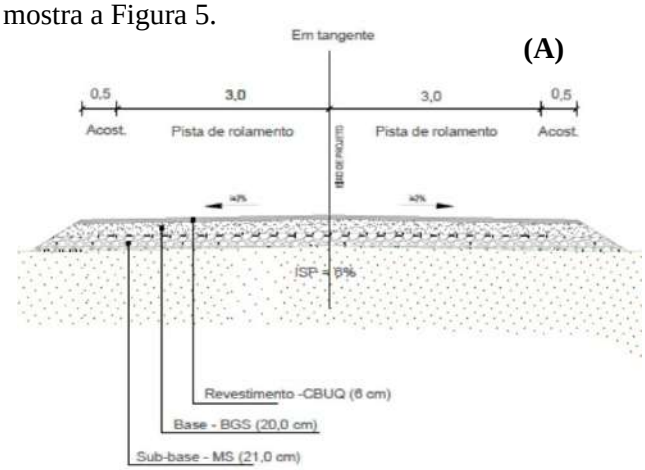
Classe	**Flow Number (FN)**	**N recomendado Condições Normais**	**N recomendado Condições Severas**
1	FN ≥ 100 ciclos	N < 1e6	Não recomendado
2	100 ciclos ≥ FN ≥ 300 ciclos	1e6 ≤ N ≤ 1e7	N < 1e6
3	300 ciclos ≥ FN ≥ 750 ciclos	1e7 ≤ N ≤ 1e8	1e6 ≤ N ≤ 1e7
4	750 ciclos ≥ FN ≥ 2000 ciclos	N ≥ 1e8	1e7 ≤ N ≤ 1e8
5	FN ≥ 2000 ciclos	-	Nser ≥ 1e8

Fonte: DNIT (2020)

2.4 Simulação do pavimento no softwere MeDiNa

Para o presente trabalho, foram inseridos dados do trecho no *software* MeDiNa, versão 1.1.7.0, a fim de verificar se a mistura atende aos critérios de deformação permanenre do novo método de dimensionamento dos pavimentos. Nele, foram inseridos os valores de tráfego, tipo de via e camadas previstas em projeto, como mostra a Figura 5.

(A)



(B)

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO	
DADOS DO TRÁFEGO	
Tipo de Via:	**Sistema Coletor Secundário**
VMD (1º ano):	**199**
FV:	1,000
N anual (1º ano):	7,26e+04
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	7,26e+04
Taxa de crescimento (%):	**5,0**
Período de projeto (anos):	10
N Total:	9,14e+05

Figura 5. (a) Seção em tangente do trecho monitorado e (b) Imagem retirada do *software* MeDiNa com os dados do tráfego do trecho em questão.

A estrutura do pavimento é composta por 3 camadas: inicialmente, 6 cm de revestimento asfáltico produzido com ligante convencional 50/70, seguidos por uma base de 20 cm de brita graduada simples (BGS) e 21 cm de sub-base feita em macadame seco. Essas camadas são suportadas por um subleito de solo argiloso com ISC de 6%.

A previsão da área trincada foi prevista para um período de projeto (10 anos) e posteriormente comparada com as avaliações de campo realizadas até o momento. Essas simulações foram conduzidas considerando um tráfego acumulado (N USACE) de 9,16 x 10^5 repetições do eixo-padrão, conforme o estudo de tráfego realizado para o projeto da ERS 516.

2.5 Monitoranto do trecho

O monitoramento do trecho foi iniciado no primeiro mês após a liberação da via para a passagem de veículos. Neste monitoramento, foram realizados ensaios de campo para que se possa quantificar os danos sofridos na rodovia, através de acompanhamento de indicadores de tráfego, estruturais, funcionais e de defeitos presentes na superfície do pavimento. Para este trabalho, foram verificadas apenas afundamentos e percentuais de área trincada. Vale ressaltar que esses ensaios são repetidos, de maneira periódica, a cada 6 meses. A seguir, encontram-se os ensaios realizados após a execução do trecho experimental.

2.5.1 Treliça

A quantificação dos afundamentos de trilha de roda (ATR) deve ser realizada por meio do uso de uma treliça de alumínio padronizada, conforme as diretrizes estabelecidas no DNIT 006/2003 – PRO. Equipada com uma régua móvel em seu ponto médio, a treliça, mostrada na Figura 6, tem 1,20 m de comprimento na base, permitindo a medição das flechas da trilha de roda em milímetros. As medições das flechas abrangiram

as trilhas de roda interna (TRI) e externa (TRE) da pista, sendo realizadas a cada meia estaca (10 m) ao longo do trecho avaliado. Os resultados finais de cada pista foram determinados pela média simples das medidas obtidas em cada uma das trilhas de roda interna (TRI) e externa (TRE), com os valores finais registrados separadamente para cada trilha.

Figura 6. Verificação do afundamento de trilho de roda por meio da treliça.

2.5.1 Levantamento de área trincada

Em conformidade com o procedimento estabelecido pelo DNIT - 433/2021, a locação das trincas em cada faixa do trecho experimental foi determinada pela divisão da respectiva faixa em células de 2 metros de comprimento por 1/3 da largura da faixa de rolamento. O cálculo do percentual de área trincada na faixa (AT%) é então realizado considerando a relação entre o número de células com a presença de trincas e o número total de células do segmento monitorado. É importante ressaltar que qualquer defeito associado ao trincamento observado na localidade do retângulo compromete a área total do mesmo, resultando na consideração de sua região como completamente trincada.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O monitoramento do desempenho desse pavimento foi realizado pela combinação de ensaios de campo e laboratório. Os resultados desses ensaios revelaram que a mistura do revestimento apresenta um módulo de resiliência de 8845 MPa , 625 ciclos no ensaio de Flow Number e uma curva de vida de fadiga classe 4 estimada pelo ensaio de fadiga por compressão diametral, representada na Figura 7, com os parâmetro k_1= 2^{-14} e k_2= -4,325.

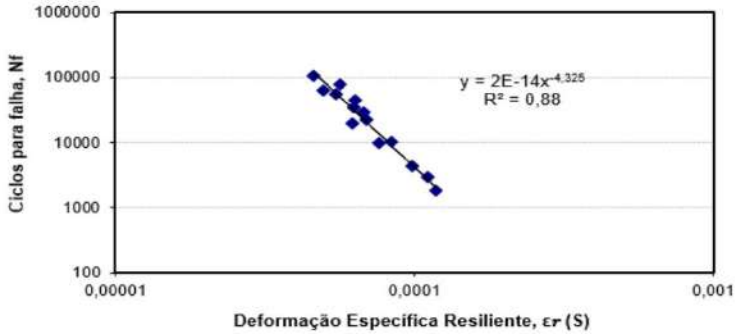


Figura 7. Curva de vida de fadiga classe 4 estimada pelo ensaio de fadiga por compressão diametral.

Para as demais camadas, foram adotados valores médios retro analisados de módulo de resiliência de rodovias do RS: 202 MPa para a camada de base, 197 MPa para a sub-base e 84 MPa para o subleito. Os dados citados estão descritos na Tabela 2.

Tabela 2. Descrição detalhada das camadas da rodovia em questão.

Descrição do Material	Tipo	Espessura (cm)	Módulo (MPa)	Coeficiente de Poisson
Cocreto Asfáltico	CBUQ	6,0	8445	0,30
Material Granular	Base	20,0	202	0,30
Material Granilar	Sub-base	21,0	197	0,40
Subleito	Subleito	-	125	0,45

Após inseridos os valores no MeDina, foi gerada uma curva com a evolução de área trincada prevista, com valores de 1,03% de área trincada ao término do primeiro ano de operação, e de 3,79% ao fim da vida útil do projeto, como mostra a Figura 8.

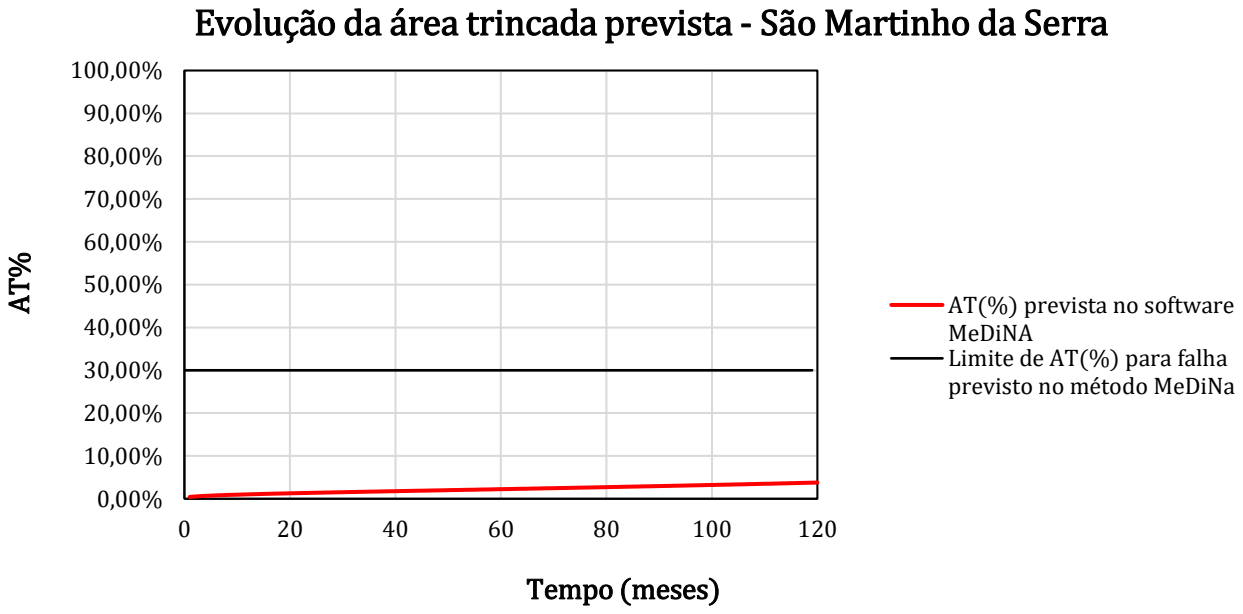


Figura 8. Evolução da área trincada prevista no Trecho São Martinho.

Já no monitoramento, foram realizadas, até o momento, medições no primeiro e sexto mês de operação do trecho. Foram encontrados valores de 0,11mm de ATR médio no primeiro mês, e de 0,12mm ao final do sexto mês. Já com relação a área trincada, foi observado AT(%) de 0% em ambos os períodos, diferente do que tinha sido previsto pelo MeDiNa, que seria de 0,42% no primeiro mês e de 0,79% no sexto mês.

Por fim, o monitoramento continuará nos próximos anos, abrangendo novos trechos monitorados. Isso permitirá refinamentos contínuos no MeDiNa, garantindo estimativa mais precisa de dimensionamento e vida útil dos pavimentos asfálticos.

4 CONCLUSÕES

O presente artigo buscou apresentar um trecho monitorado pelo GEPPASV/UFSM na ERS 516, rodovia que liga as cidades de São Martinho da Serra e Santa Maria, no Rio Grande do Sul, cuja avaliação periódica objetiva o futuro aperfeiçoamento da função tranferência do novo método de dimensionamento de pavimentos (MeDiNa). O trecho foi simulado no MeDiNa, para verificação da área trincada simulada ao longo de 10 anos, e o critério de deformação permamente foi verificado para a mistura asfáltica.

Os ensaios laboratoriais revelaram que a mistura asfáltica não contribuirá significativamente para o afundamento em trilha de roda, uma vez que o valor do Flow Number excedeu o mínimo requerido para esse nível de tráfego sob condições normais. Além disso, observou-se uma taxa de 1,03% de área trincada ao término do primeiro ano de operação, e de 3,79% ao fim da vida útil do projeto, prevendo uma ausência de falha por fadiga nesta seção. Dessa maneira, o próximo passo consistirá em comparar esses resultados, obtidos por meio de simulação, com os valores reais de área trincada, os quais serão monitorados periodicamente ao longo dos próximos anos.

Esse projeto visa a expansão do banco de dados nacional e a minimização da disparidade entre os valores reais e os estimados pelo *software* MeDiNa, a fim de melhorar seu dimensionamento, reduzindo, assim, os custos de manutenção da rodovia e dos veículos, e consequentemente as emissões de carbono, além de garantir o conforto e segurança dos usuários da via.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (IPR/DNIT) pelo Termo de Execução Descentralizada n° 545/2022-00, que possibilitou a condução deste estudo, bem como à ANP/Petrobras pelo apoio financeiro fornecido para esta pesquisa. Adicionalmente, manifestamos agradecimentos também ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelas bolsas concedidas, que foram fundamentais para o progresso deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Azevedo, P. O.; Junior, E. F. N.; Arantes, A. E. (2021) Effects of international roughness index on vehicle emissions. *International Journal of Vehicle Systems Modelling and Testing*, v. 15, n. 1, p. 41–59.

Bernucci, L. B. et al. (2022) *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros.* 2ª ed. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2023) DNIT. *Manual de utilização do programa MeDiNa*.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018) DNIT 135/2018 - ME. *Pavimentação asfáltica-Misturas asfálticas Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio.* Rio de Janeiro/RJ.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018) DNIT 136/2018 - ME. *Pavimentação asfáltica-Misturas asfálticas-Determinação da resistência à tração por compressão diametral - Método de ensaio.* Rio de Janeiro/RJ.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2021) DNIT 433/2021 - ME. *Pavimentação – Levantamento do percentual de área trincada e de afundamento de trilha de roda de pavimento asfáltico em trechos experimentais, monitorados ou trechos homogêneos de curta extensão – Procedimento.* Rio de Janeiro/RJ.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018) DNIT 183/2018 - ME. *Pavimentação asfáltica - Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada - Método de ensaio.* Rio de Janeiro/RJ.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2003) DNIT 006/2003 PRO. *Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento.* Rio de Janeiro/RJ

Papagiannakis, A. T.; Masad, E. A. (2008) *Pavement design and materials.* Hoboken: John Wiley & Sons.

Schuster, S. L. et al. (2023) Construction quality impact in asphalt pavements cost: a framework based on air voids, linear viscoelastic and fatigue behaviour. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 24, n. 1.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/680

Estatística aplicada a parâmetros de subleito rodoviário no Distrito Federal

Gisandra Faria de Paula [1]
Engenheira, Departamento de Estradas de Rodagem do DF (DER-DF), Brasília, DF, Brasil, gisandrafp@gmail.com

Paulo Costa Fernandes [2]
Engenheiro, DER-DF, Brasília, DF, Brasil, paulocostaf@gmail.com

Mateus Ribeiro Caetano [3]
Universidade de Brasília (UnB), Brasília, DF, Brasil, mateusribeirocaetano@gmail.com

Josiene Chrystina Ribeiro Cardoso [4]
UnB, Brasília, DF, Brasil, josychrystina@gmail.com

Rafael Cerqueira Silva [5]
Docente, UnB, Brasília, DF, Brasil, rafael.silva@unb.br

RESUMO: Apresenta-se neste estudo o uso de ferramentas estatísticas que objetivam fornecer subsídios para o melhor entendimento do comportamento de solos tropicais de subleito rodoviário no Distrito Federal, com a presença de latossolo e textura silto arenosa. A avaliação estatística constituiu-se na análise de variância de classificações de solo, obtenção das medidas de posição e dispersão, seguida pela avaliação de dados de tensão *x* deformação e parâmetros experimentais de regressões e equações de modelos de módulo de resiliência (MR) e deformação permanente (DP). A análise de variância da classificação dos solos demonstrou a importância da avaliação de parâmetros físicos e mecânicos separadamente por tipo de solo visando contribuir para análises futuras que objetivam a obtenção de coeficientes de correlação e regressões. Em função do estado de tensões aplicado durante os ensaios triaxiais de cargas repetidas, verificaram-se os modelos matemáticos e parâmetros experimentais de regressões do MR e DP por meio de procedimentos e análises estatísticas estabelecidos em normas brasileiras de dimensionamento de pavimentos flexíveis pelo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa). Demonstra-se, por fim, a importância preliminar do uso da estatística no processamento de informações coletadas, na consideração de hipóteses, indicação de concepções de técnicas construtivas, bem como uma ferramenta relevante para subsidiar o orçamento básico em um dado projeto geotécnico.

PALAVRAS-CHAVE: estatística, variabilidade, tratamento de dados, subleito, solo tropical

ABSTRACT: This study presents statistical tools that aim to better understand the behavior of tropical road subgrade soils in the Federal District, with the presence of latosol and sandy silt texture. The statistical analysis consisted of the analysis of variance of soil classifications, obtaining position and dispersion measurements, and analyzing stress x strain data and experimental parameters of regressions and model equations of resilience modulus (MR) and strain. permanent (DP). The analysis of variance of soil classification demonstrated the importance of evaluating physical and mechanical parameters separately by soil type in order to contribute to future analyzes that aim to obtain correlation coefficients and regressions. Depending on the stress state applied during the triaxial repeated load tests, the mathematical models and experimental parameters of MR and DP regressions were verified through procedures and statistical analyzes established in Brazilian standards for the design of flexible pavements by the Sizing Method National (MeDiNa). Finally, the preliminary importance of using statistics in processing collected information, considering hypotheses, indicating conceptions of construction techniques, as well as a relevant tool to support the basic budget in a given geotechnical project, is demonstrated.

KEYWORDS: statistics, variability, data processing, subgrade, tropical soil

1 INTRODUÇÃO

O solo, considerado um material heterogêneo, anisotrópico, elástico não linear constitui-se uma estrutura complexa, onde a variabilidade das suas propriedades é bastante ampla devido aos diferentes tipos de graus de intemperismo que ocorrem espacialmente em um perfil de solo. Assim, uma determinada área, embora constituída por um mesmo tipo de solo, apresenta uma ampla variabilidade espacial inerente ao material, mas que não sendo considerada como discrepante, implica em grande amplitude de dados de uma mesma propriedade de interesse, com diferentes coeficientes de variação.

Uma vez que o conhecimento da variável de interesse em toda a área de pesquisa do solo é impossível, tem-se a estatística como um poderoso instrumento em quaisquer processos que envolvam o estudo da variabilidade (Assis *et al.*, 2018).

Desta forma, a partir do uso de ferramentas estatísticas, objetiva-se neste estudo investigar o comportamento de algumas propriedades físicas e mecânicas de solos tropicais de uma determinada área de subleito de rodovia distrital não pavimentada, no DF (Planalto Central), buscando seu entendimento por meio de análises sobre a classificação dos solos e caracterização estatística destas propriedades, visando indicar a melhor forma e parâmetros para representação destas variáveis da amostra de estudo.

2 SOLO ESTUDADO

O solo utilizado localiza-se na rodovia distrital DF-440, sob circunscrição do Departamento de Estradas de Rodagrm do Distrito Federal (DER-DF), conforme Figura 1, na região administrativa de Sobradinho/DF.

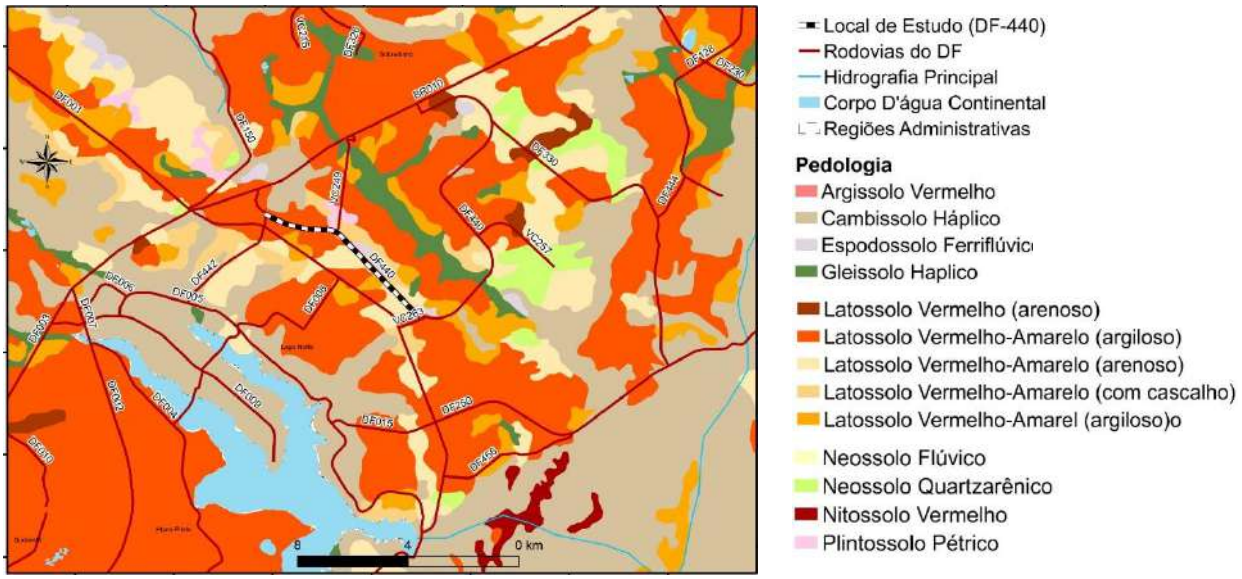


Figura 1. Localização da rodovia distrital DF-440, no mapa pedológico do Distrito Federal.

O mesmo está, considerando-se as suas características táctil visuais, presente ao longo de 6,1 km de extensão para a realização do projeto de pavimentação da referida rodovia, sendo classificado como Latossolo.

Estes solos recobrem cerca de 54% do DF, ocorrendo em áreas de topografia plana a suave ondulada e são originados a partir de um alto grau de intemperismo e lixiviação, formando uma estrutura bastante porosa, metaestável, com alto índice de vazios e, consequentemente, baixo peso específico, formados a partir de rochas metamórficas, como ardósias, metarritmitos e quartzitos (Lima, 2003). São solos de coloração avermelhada, muito profundos, bem drenados, distróficos, ácidos e com teores de argila variando entre 15% e 80%.

Foram realizadas coletas de 31 amostras deste solo, com distância aproximada de 200,00 m entre elas, profundidade variando de 0,10 a 2,00 m. Os ensaios geotécnicos para a caracterização do subleito foram realizados segundo orientações das Instruções de Serviços IS-206 e IS-247, do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

A análise estatística constituiu-se na análise de variância de classificações de solo, obtenção das medidas de posição e dispersão, seguida pela análise de dados de tensão *x* deformação por meio do *software Statística* e parâmetros experimentais de regressões e equações de modelos de MR e DP.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Classificação das Amostras de Solos

Na tabela 1, apresenta-se a classificação dos solos analisados segundo a metodologia MCT (miniatura, compactado, tropical): LG' (laterítico argiloso), LA' (laterítico arenoso), NA' (não laterítico arenoso) e LA (areia laterítica quartzosa), proposta por Nogami e Villibor (1980), TRB *(Transportation Research Board)*: A-7-5, A-4 e A-2-4, bem como os grupos amostrais propostos por Cardoso (2002) para solos tropicais do Planalto Central: argiloso, arenoso e siltoso.

Tabela 1. Classificações das amostras – subleito DF-440.

Estaca / Amostra	Cardoso (2002)	MCT	TRB	Estaca / Amostra	Cardoso (2002)	MCT	TRB
1	Siltoso	LG'	A-7-5	17	Arenoso	NA'	A-2-4
2	Siltoso	LG'	A-4	18	Arenoso	NA'	A-2-4
3	Siltoso	LG'	A-7-5	19	Arenoso	NA'	A-2-4
4	Siltoso	LG'	A-4	20	Arenoso	NA'	A-2-4
5	Siltoso	LG'	A-4	21	Arenoso	LA'	A-4
6	Siltoso	LG'	A-7-5	22	Arenoso	LA'	A-4
7	Siltoso	LG'	A-7-5	23	Arenoso	LA'	A-4
8	Siltoso	LG'	A-7-5	24	Arenoso	LA'	A-2-4
9	Siltoso	LG'	A-4	25	Impenetrável a trado		
10	Arenoso	LA'	A-4	26	Arenoso	NA'	A-2-4
11	Arenoso	LA'	A-4	27	Arenoso	NA'	A-2-4
12	Arenoso	LA'	A-4	28	Arenoso	LA'	A-4
13	Arenoso	LA'	A-4	29	Arenoso	LA'	A-2-4
14	Arenoso	LA'	A-2-4	30	Arenoso	NA'	A-2-4
15	Arenoso	NA'	A-2-4	31	Arenoso	NA'	A-2-4
16	Arenoso	LA	A-2-4				

Objetivamente, propriedades geotécnicas de um mesmo grupo/classe de um solo deveriam apresentar características similares. Visando definir qual das classificações identifica as amostras avaliadas no estudo de forma a atenderem claramente este critério, foi aplicada a metodologia da análise de variância (ANOVA – fator único) apoiada em parâmetros relacionados à granulometria dos solos, como o coeficiente de uniformidade (Cu) e o D_{50} que corresponde ao diâmetro em que 50% das partículas de solo sejam inferiores a ele. Ressalta-se que o ensaio de sedimentação foi realizado apenas com o uso de defloculante. Os resultados constam na Tabela 2.

As amostras 16 e 25 não foram incluídas no conjunto de dados da amostragem, por apresentar classificação MCT – LA e pela impossibilidade de coleta de solo, respectivamente. Assim, o banco de dados amostral foi composto por 29 amostras.

Tabela 2. ANOVA das classificações das amostras propostas por Cardoso (2002), MCT e TRB.

Cardoso (2002)

Parâmetro	SQ	MQ	F	p-valor	$F_{crítico}$	Resultado
Cu	85475,31	85475,31	6,146313	0,019706324	4,210008	Significativo
D_{50}	0,066804	0,066804	22,36017	6,31564E-05	4,210008	Significativo

MCT

Parâmetro	SQ	MQ	F	p-valor	$F_{crítico}$	Resultado
Cu	92453,13	46226,57	3,261534	0,054470816	3,369016	Não Significativo
D_{50}	0,090475	0,045237	20,63611	4,29327E-06	3,369016	Significativo

TRB

Parâmetro	SQ	MQ	F	p-valor	$F_{crítico}$	Resultado
Cu	72353,9454	36176,97	2,42046271	0,10864189	3,369016	Não Significativo
D_{50}	0,07822316	0,039112	14,6850145	5,3961E-05	3,369016	Significativo

SQ = soma dos quadrados; MQ = média dos quadrados; F = parâmetro fisher; p-valor = probabilidade de significância; $F_{crítico}$= Parâmetro de Fisher crítico para o teste de significância; Resultado = resultado da análise, indicando se o efeito é significativo ou não.

A técnica de análise de variância ANOVA considera um grupo estatisticamente homogêneo e diferente dos demais grupos quando o coeficiente F for superior ao índice *Fisher* (Fcrítico). Para um grau de significância (α) de 0,05, houve diferença considerável entre as médias dos grupos apenas para o D_{50} das classificações MCT e TRB. Entretanto, para a classificação proposta por Cardoso (2002), houve diferenças consideráveis entre os coeficientes tanto para o parâmetro Cu quanto D_{50}.

Para a verificação das propriedades físicas, foi escolhida a metodologia de classificação dos solos proposta por Cardoso (2002) por ser a mais simples, considerando que tem o menor número de grupos e que sua especificação pode ser obtida pela fração granulométrica predominante do solo com o uso de defloculante.

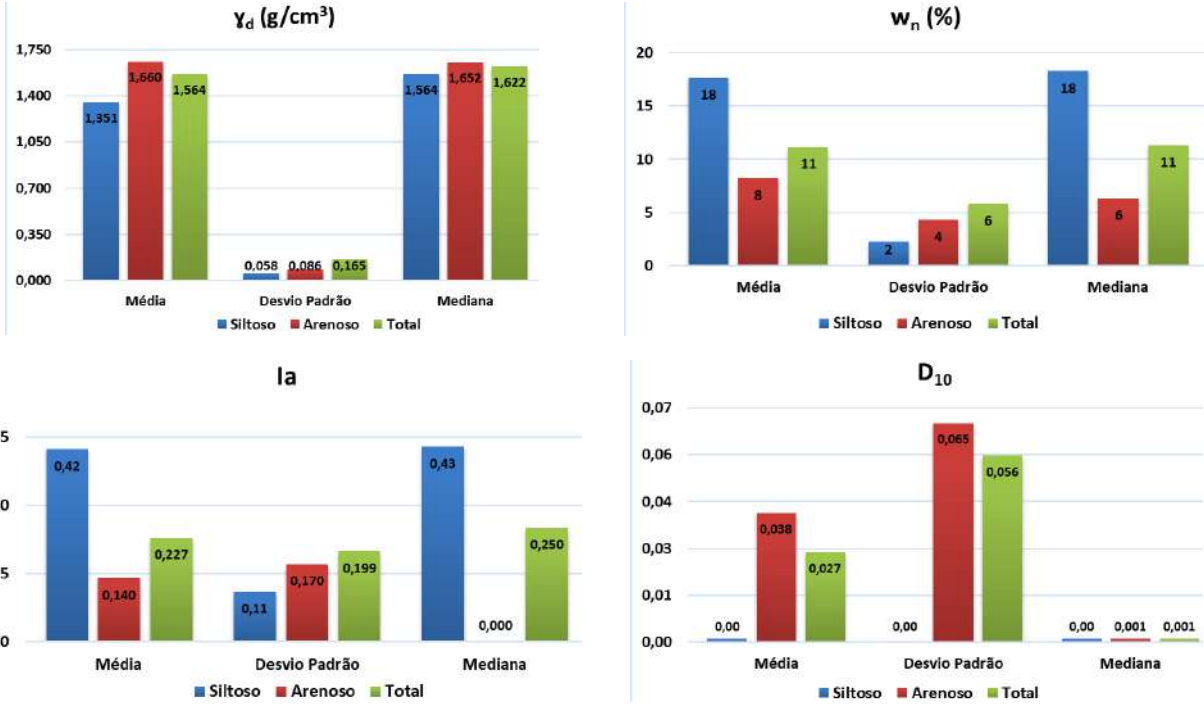
Em seu estudo, Cardoso (2002) infere que (i) os grupos amostrais possuem comportamentos distintos, sendo a fração granulométrica predominante a principal característica distintiva entre cada um deles, (ii) as propriedades físicas apresentam-se, normalmente, em função da granulometria e (iii) cada um dos diferentes grupos possui seus próprios padrões químicos e mineralógicos, sendo estas análises não avaliadas neste estudo.

3.2 Propriedades Físicas

As análises estatísticas sobre as propriedades físicas do presente estudo foram realizadas considerando (i) todas as amostras pertencentes a populações com o mesmo valor médio para as propriedades analisadas e, (ii) partindo-se do princípio que existiriam diferenças significativas entre as amostras e que as mesmas pertenceriam a populações com médias distintas, o uso de parâmetro para distinguir as populações de solos, a classificação proposta por Cardoso (2002): arenosos, argilosos e siltosos.

Na Figura 2, são apresentados os resultados das medidas estatísticas média, desvio padrão (medida de dispersão em torno da média) e mediana para as variáveis peso específico aparente seco (γ_d), umidade natural (w_n), diâmetro correspondente a 10% das partículas (D_{10} – diâmetro efetivo), diâmetro correspondente a 50% das partículas (D_{50}), coeficiente de uniformidade (Cu), coeficiente de curvatura (Cc) e índice de atividade de Skempton (Ia), considerando o total das amostras e separando-as por tipo de solo.

Observa-se, inicialmente, que os valores da média e mediana são muito próximos apenas para γ_d, indicando que este parâmetro apresenta dados que se encontram distribuídos simetricamente ao redor da média e da mediana e que estas medidas podem ser consideradas como valores típicos do conjunto de observações, ou seja, os resultados observados podem ser sumarizados por uma dessas medidas. Os valores médios de w_n e Ia são maiores para os solos siltosos. Em contrapartida, D_{10}, D_{50}, Cu e Cc apresentam valores de amostras siltosas bem inferiores em relação ao solos arenosos.



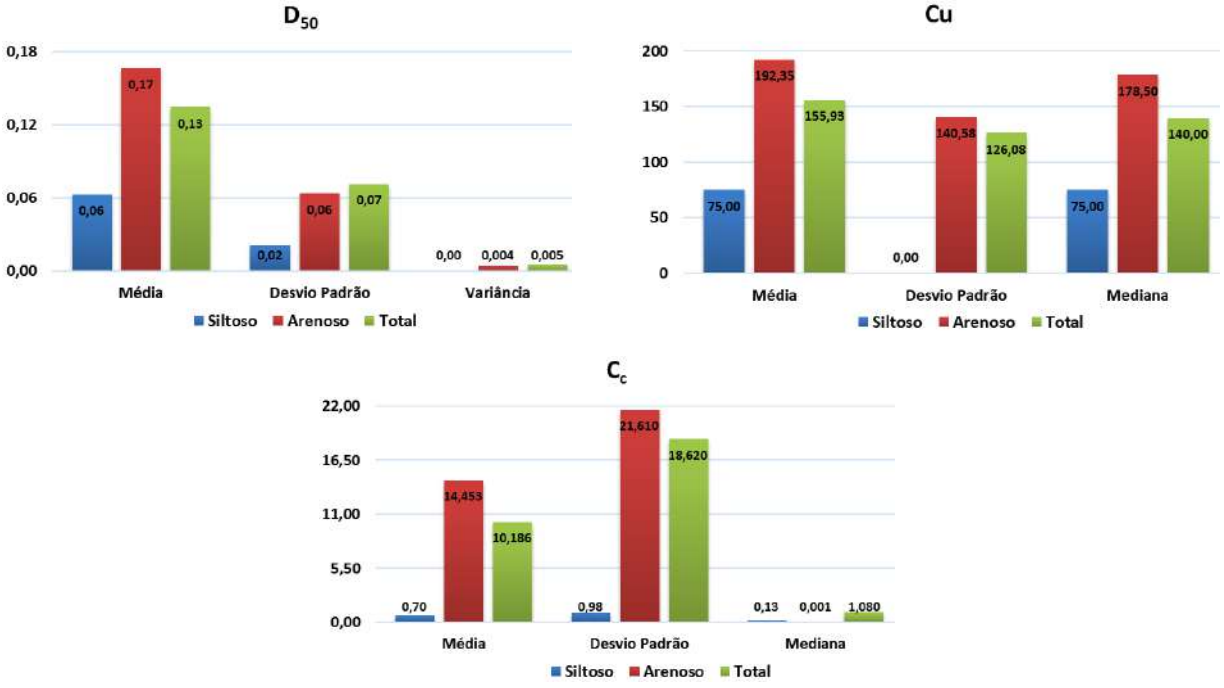


Figura 2. Parâmetros físicos – média, desvio padrão e mediana.

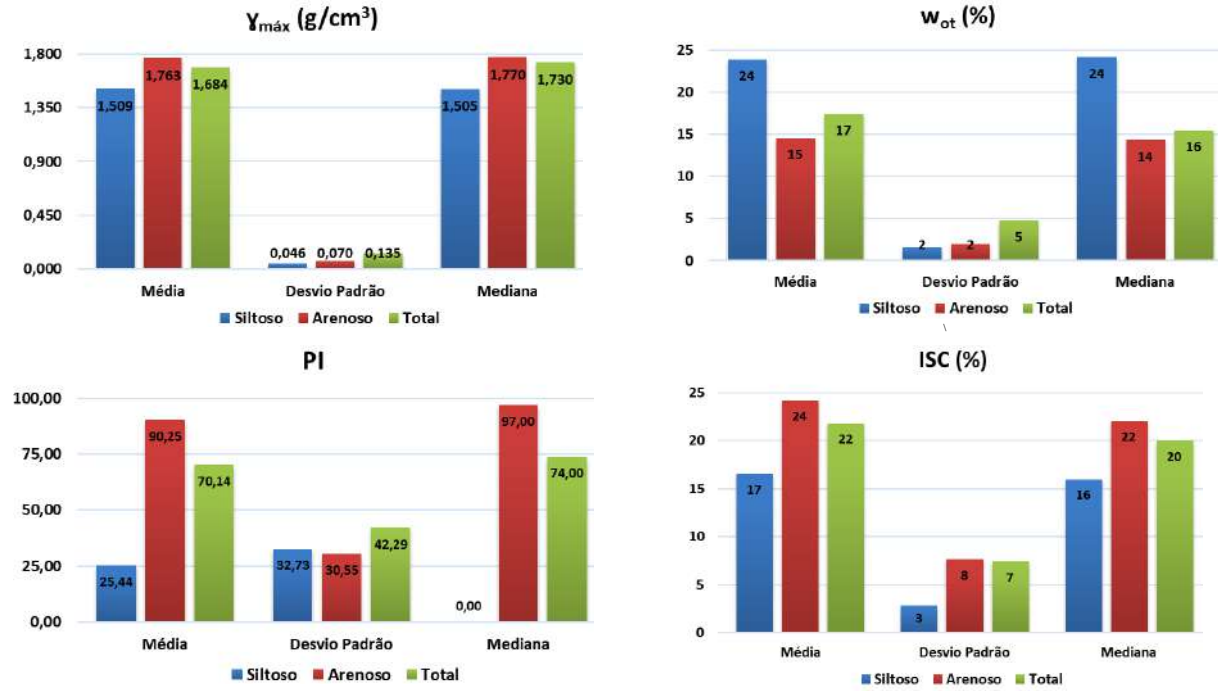
3.3 Limites de Atterberg

Tendo em vista o comportamento geotécnico característico de solos arenosos (ausência de plasticidade, liquidez), os limites de *Atterberg* foram avaliados somente para as amostras de solos classificadas como siltosas, ou seja, 09 amostras que foram verificadas separadamente com ênfase estatística.

Em média, as amostras de silte apresentaram limite de liquidez (w_L) 39%, limite de plasticidade (w_P) de 28% e índice de plasticidade (IP) 10 e desvio padrão 3%, 2% e 2%, respectivamente.

3.4 Propriedades Mecânicas

São apresentados, na Figura 3, os resultados para os parâmetros: peso específico aparente seco máximo (γ_{max}), umidade ótima (w_{ot}), perda de massa por imersão (PI), Índice de Suporte Califórnia (ISC) e expansão.



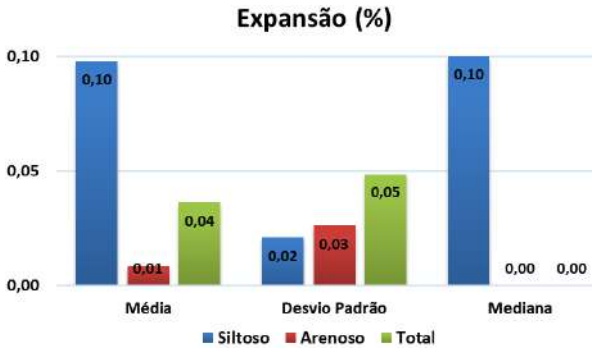


Figura 3. Parâmetros mecânicos – média, desvio padrão e mediana.

Novamente, para $\gamma_{máx}$, os valores de média e mediana são muitos próximos entre os tipos de amostras analisados, configurando-se, a exemplo de γ_d, uma distribuição simétrica em torno destas medidas e que os dados obtidos podem ser representados por uma destas grandezas.

Os valores de $\gamma_{máx}$, PI e ISC são em média menores para os solos siltosos. Já a w_{ot} e expansão apresentaram valores médios bem maiores para os siltes. Ressalta-se que os valores médios de expansão, em termos conceituais desta propriedade física, atingiram índices muito pequenos, significativamente distantes do valor máximo aceito para camadas de pavimento (2%).

Cabe destacar que atualmente o dimensionamento de pavimentos flexíveis no Brasil está passando por significativas modificações em seus processos e formulações sobre o tema, no qual os parâmetros ISC e expansão vem sendo substituídos por definições incorporadas pela mecânica dos pavimentos, em que parâmetros de deformações resiliente e permanente de cada camada do pavimento são as causas principais de verificações em relação à vida útil da estrutura (trincas por fadiga e afundamento de trilha de roda).

Assim, a seguir, serão apresentados dados sobre estes parâmetros analisados conforme as normas DNIT 134/2018 e DNIT 179/2018, as quais contemplam análises estatísticas em seus resultados para o dimensionamento de pavimentos por meio do Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), lançado pelo DNIT em 2021.

3.5 Modelos Tensão Deformação

Paula *et al.* (2022) realizaram estudo sobre modelos tensão *x* deformação e parâmetros de solos tropicais de subleito do Distrito Federal, considerando as amostras 1 e 31 da Tabela 1, uma abordagem mecanística-empírica e ensaios triaxiais de cargas repetidas (Módulo de Resiliência – MR e Deformação Permanente – DP) para a definição das características de deformabilidade por meio de modelos matemáticos e parâmetros experimentais.

Os dados dos parâmetros experimentais de regressão (k_i) obtidos para o MR após o tratamento estatístico dos dados no *software Statistica* encontram-se na Tabela 3.

O MR é significativamente influenciado pela condição de carregamento, o estado de tensão, a natureza do solo, umidade, entre outros fatores, podendo ocasionar modificações em seu valor a depender da situação verificada. Os modelos estatísticos para a representação do comportamento preditivo do MR com o estado de tensão adotados na mecânica dos pavimentos foram desenvolvidos, em sua maioria, a partir da natureza do solo, com predomínio da tensão confinante (σ_3) ou da tensão desvio (σ_d), relacionando estas tensões aplicadas com as constantes (parâmetros) auferidas no ensaio triaxial de carga repetida.

Considerando 12 pares de tensões (σ_3-σ_d), a aplicação de 20 ciclos em cada par e obtendo-se os valores das 05 últimas leituras de cada ciclo, os mesmos foram tratados estaticamente, em cada amostra, a partir de médias amostrais de cada par de tensão e o comportamento resiliente foi verificado por meio do modelo composto, o qual é adotado no MeDiNa, conforme Equação 1, sendo obtidos ótimos coeficientes de determinação (R^2) por meio deste modelo, da ordem de 0,99 para as duas amostras de solos.

A DP resulta do somatório dos afundamentos verticais permanentes no revestimento e em camadas subjacentes causados pelo carregamento (tensão) atuante na superfície do pavimento.

De acordo com a norma DNIT 179/2018, o modelo de DP que representa o comportamento plástico do solo submetido a vários níveis de tensão com 150.000 ciclos cada é o proposto por Guimarães (2009), conforme a Equação 2. A partir desta equação, foram realizados os modelos de DP para cada amostra, com nível de confiabilidade de 95%, conforme a Tabela 3. Foram consideradas todas as DP com os respectivos

estados de tensão (total de 06 para cada amostra), incidindo em 57 registros para cada estado de tensão, a partir de leituras de ciclos pré-definidos na norma, totalizando 342 dados para cada amostra. Por meio dos resultados dos R^2, verifica-se que os modelos apresentados são bastante satisfatórios. Ambos os solos apresentaram os valores de erro padrão, *p-value*, iguais a zero. De acordo com Guimarães (2009), valor de erro padrão abaixo de 5% indica que o parâmetro de regressão apresenta relevante importância estatística.

$$MR = k_1 . \sigma_3^{k_2} . \sigma_d^{k_3} \quad (1)$$

$$\varepsilon_p(\%) = \psi 1 . (\frac{\sigma_3}{\rho_0})^{\psi 2} . (\frac{\sigma_d}{\rho_0})^{\psi 3} . N^{\psi 4} \quad (2)$$

Onde: ε_p (%) = deformação permanente específica; ψ_i = parâmetros de regressão; ρ_0 = tensão de referência (pressão atmosférica – 0,1 MPa); N = número de ciclos de aplicação de carga.

Tabela 3. Parâmetros do modelo composto para MR, modelo de Guimarães para DP e R^2.

Amostra	Módulo de Resiliência Linear (MPa)			Módulo de Resiliência Não Linear				Deformação Permanente				
	Mín	Médio	Máx	Coeficientes de Regressão				Coeficientes de Regressão				
				k_1	k_2	k_3	R^2	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R^2
1	39,04	99,13	171,07	414,73	0,03677	0,50696	0,998	0,105838	2,920233	1,619961	0,095727	0,957
31	30,40	58,07	102,92	314,54	0,106271	0,462601	0,989	0,162977	-0,416081	2,324348	0,112325	0,975

A fim de representar graficamente a variável de resposta MR em função das variáveis independentes (σ_3 e σ_d), estão representadas as superfícies de respostas obtidas, a partir dos resultados de MR. Verifica-se, para ambos os solos, a nítida interferência dos parâmetros σ_3 e σ_d. Os valores de k_2 e k_3 positivos influenciam para que, com o aumento de tensão confinante e desvio, haja um acréscimo no módulo de resiliência, sendo k_2 mais significativo para a amostra 31, o que reflete um maior efeito da tensão confinante no comportamento resiliente deste solo, arenoso, pela classificação proposta por Cardoso (2002) e metodologia MCT.

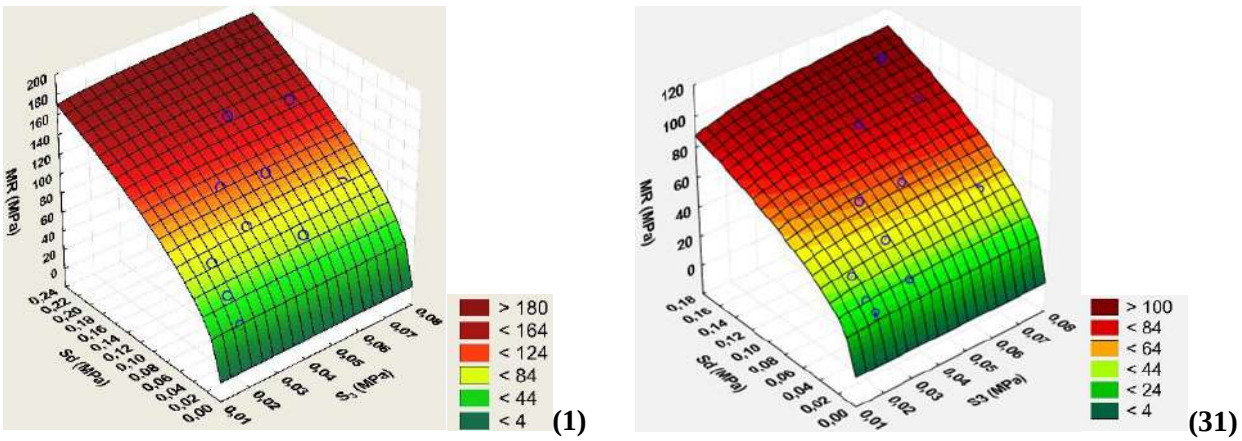


Figura 4. Modelo Composto do MR para as amostras 1 e 31.

4. Considerações Finais

Primeiramente, destaca-se que as análises estatísticas efetuadas no presente estudo limitaram-se a certas propriedades físicas e geomecânicas. Entretanto, análises como o índice de agregação de argilas por meio do ensaio de sedimentação sem o uso de defloculante, porosidade, índice de vazios, sucção, bem como análises mineralógicas e químicas do solo são muito importantes para um melhor entendimento do comportamento dos solos tropicais, especialmente aqueles do Distrito Federal, o qual compreende em sua maioria um latossolo com alto grau de intemperismo, lixiviação e porosidade.

Roriz (2009) ao analisar estatisticamente vários parâmetros sobre o comportamento de solos finos no Distrito Federal, constatou alterações relevantes entre os valores médios de vários parâmetros estudados, recomendando a avaliação dos solos separadamente por classificação para a obtenção de coeficientes de correlação e regressões. Com base nos dados de parâmetros físicos e mecânicos verificados no presente estudo

segundo a classificação dos solos proposta por Cardoso (2002), o mesmo corrobora para tal fato em relação aos valores médios obtidos.

Tendo em vista o comportamento tensão-deformação elástico não linear do solo, buscaram-se as relações experimentais (MR = f (σ_3 e σ_d) e DP = f (σ_3, σ_d e N)) do módulo de resiliência e deformação permanente com os estados de tensões. Os modelos adotados pelo MeDiNa para as análises do comportamento resiliente e plástico evidenciaram significativa relação com a natureza dos solos estudados, bem como relevante correlação entre as variáveis e constantes experimentais (k_i) obtidas nos ensaios triaxiais, corroborando com estudos já realizados no país sobre o assunto (Malysz, 2009; Maia, 2016; entre outros).

Demonstra-se que as ferramentas estatísticas (organização e tratamento dos dados) corroboram para o melhor entendimento do comportamento do solo, possibilitando inferir e/ou melhorar equações para a estimativa de parâmetros geotécnicos.

Por fim, cabe ressaltar que a utilização e o significado físico de resultados a partir de ferramentas estatísticas, mesmo que bastante representativos, devem ser cuidadosamente empregadas, já que a aplicabilidade e representatividade de modelos estatísticos dependem da qualidade de materiais e ensaios, de quantidade expressiva de dados coletados e da consideração que se tratam de verificações prévias com o intuito de se estabelecer hipóteses e indicar concepções de técnicas construtivas e orçamento em um dado projeto. Outro fator relevante é a regionalidade dos dados estatísticos levantados e processados, não se recomendando, definitivamente, sua utilização fora da área de pesquisa. No presente estudo, fora do domínio da DF-440.

AGRADECIMENTOS

À Diretoria de Estudos Tecnológicos/Superintendência Técnica (DITEC/SUTEC) do DER-DF pela disponibilização dos dados e à Universidade de Brasília (UnB) pelos conhecimentos técnicos-científicos oportunizados por meio do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia (PPGG).

REFERÊNCIAS

Assis, A. P. & Barbosa, T. J. E. & Almeida, M. G. G. & Maia, J. A. C. 2018. *Métodos estatísticos e probabilísticos em geotecnia.* Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 217 p.

Cardoso, F. B. F. 2002. *Propriedades e comportamento mecânico de solos do Planalto Central Brasileiro.* Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, FT, UnB, Brasília, DF, 351 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes 2006. Diretrizes básicas para estudos e projetos rodoviários: escopos básicos/instruções de serviço. *IS-206: Estudos geotécnicos.* 3. ed. Rio de Janeiro, RJ, p. 273-281.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). *DNIT 134/2018-ME. Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, RJ.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). *DNIT 179/2018-ME. Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, RJ.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes 2021. DNIT IS-247. *Estudos para elaboração de projetos de implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa*. Brasília, DF.

Guimarães, A. C. R. 2009. *Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos.* Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ. 352 p.

Lima, M. C. 2003. *Degradação físico-química e mineralógica de maciços junto às voçorocas.* Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, FT, UnB, Brasília, DF, 364 p.

Maia, C. L. 2016. *Análise comparativa de módulos de resiliência obtidos com o geogauge para o controle de qualidade de camadas granulares dos pavimentos.* Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 150 p.

Malysz, R. 2009. *Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos.* Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 350 p.

Nogami, J. S.; Villibor, D. F. 1980. Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação: limitação do método tradicional, apresentação de uma nova sistemática. *In: Reunião Anual de Pavimentação, 15.*, Belo Horizonte. Anais... [S.l.: s.n.].

Paula, G. F.; Fernandes, P. C.; Silva, R. C. 2022. Modelos tensão-deformação e parâmetros de subleito do Distrito Federal. *10º Congresso Rodoferroviário Português*, Lisboa, Portugal.

Roriz, C. O. 2009. *Análise estatística do comportamento de solos finos.* Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, FT, UnB, Brasília, DF, 126 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/681

Estudo Comparativo Técnico-Econômico de Projetos de Pavimentos em Uma Via Urbana de Grande Fluxo na Cidade de Natal/RN

Emilly Silva Ferreira
Graduanda em Engenharia Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, f.emilly@escolar.ifrn.edu.br

Gleydson do Nascimento Ferreira da Silva
Graduando em Engenharia Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, gleydson.n@escolar.ifrn.edu.br

Enio Fernandes Amorim
Professor Efetivo, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, enio.amorim@ifrn.edu.br

Ricardo Nascimento Flores Severo
Professor Titular, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, ricardo.severo@ifrn.edu.br

Sarah Araújo Costa
Professora Titular, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, sarah.costa@ifrn.edu.br

RESUMO: Nas grandes e médias cidades brasileiras tem sido empregada infraestrutura rodoviária para a organização do transporte público. Em Natal, capital do estado do Rio Grande do Norte, foram elaboradas duas propostas de pavimento para um trecho de uma via de grande fluxo. O objetivo deste trabalho foi realizar um estudo comparativo técnico financeiro entre a aplicação de um pavimento flexível, em concreto asfáltico, e outro com pavimento rígido, em concreto hidráulico. A metodologia adotada para realizar o estudo será por meio de análise comparativa de planilhas orçamentária e propriedades técnicas verificadas através dos quantitativos por quilômetro considerando uma estimativa de vida útil idêntica para os dois projetos. Concluiu-se que a proposta do projeto em pavimento flexível tem menor custo, porém destaca-se que o mesmo irá requerer maior número de manutenções. Além do mais, do ponto de vista ambiental, este pavimento aproveita o material residual de refinarias de petróleo e economiza o uso de matérias-primas essenciais para fabricação do cimento Portland. O projeto em concreto hidráulico tem um custo mais elevado, em contrapartida, apresenta maior durabilidade e requer menor número de manutenção. Diante disso, para o projeto da via considerada em função de outros fatores como clima, crescimento de tráfego e histórico de manutenções frequentes no pavimento flexível sugere-se a execução do projeto em pavimento rígido.

PALAVRAS-CHAVE: Projeto de Pavimentos, Pavimento Flexível, Pavimento Rígida, Análise comparativa.

ABSTRACT: In Brazilian large and medium cities, road infrastructure has been employed for organizing public transportation. In Natal, the capital of Rio Grande do Norte state, two pavement proposals were developed for a segment of a high-traffic road. The aim of this work was to conduct a technical and financial comparative study between the application of flexible pavement, using asphalt concrete, and rigid pavement, using hydraulic concrete. The methodology adopted for the study involved a comparative analysis of budget spreadsheets and technical properties assessed through quantity per kilometer, considering an identical estimated lifespan for both projects. It was concluded that the proposal for the flexible pavement project has a lower cost; however, it is noted that it will require more maintenance. Furthermore, from an environmental

perspective, this pavement utilizes residual materials from oil refineries and conserves the use of essential raw materials for Portland cement production. The hydraulic concrete project has a higher cost; however, it exhibits greater durability and requires fewer maintenance interventions. Therefore, considering other factors such as climate, traffic growth, and a history of frequent maintenance on flexible pavement, it is suggested to implement the rigid pavement project for the considered road project.

KEYWORDS: Pavement Design, Flexible Pavement, Rigid Pavement, Comparative Analysis.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil em 2023 existiam cerca de 213,5 mil quilômetros de rodovias pavimentadas, de acordo com Confederação Nacional de Transportes – CNT, (2023), divididas em vias estaduais e federais, e em diferentes tipos de revestimentos. Este estudo também avaliou a importância da malha rodoviária. que concentra 65% da movimentação de cargas e 95% do transporte de passageiros do país. Esta pesquisa da CNT por fim sinalizou que com a atual situação das rodovias brasileiras, é possível observar que aspectos ambientais e econômicos do setor são negativamente impactados, sendo que mais de 50% de todas as rodovias estão em estado péssimo, ruim ou regular.

Com essa importância socioeconómica das vias de tráfego, tem-se a necessidade de analisar a viabilidade de implantação e manutenção desse meio. Matias (2022) sugere alguns de fatores limitantes para as escolhas do tipo de material a ser usado na composição das vias rodoviárias, que são a necessidade de ser embasado nas características da região e da análise do ponto de vista econômico.

De acordo com DNIT (2005), o processo construtivo de pavimentação está dividido em camadas distintas. A primeira é o subleito constituída por solo natural ou material compactado, e serve como base para as camadas superiores. Seguindo temos a camada de reforço de subleito, pouco usada atualmente. Posteriormente as camadas sub-base e de base compostas por melhores materiais com a obrigação de absorver as cargas e às distribuir para as camadas inferiores.

Com relação a manutenção dos revestimentos, Silva Filho (2011), relacionou a vida útil dos pavimentos onde resultou que diferentemente do pavimento flexível, que possui vida útil menor em média de dez anos, o pavimento rígido tem uma vida útil superior a vinte anos, não oxidando, resistente a ação de combustíveis, óleos veiculares e ação das chuvas e do sol, e atua como impermeabilizante.

Pereira (2019), esclarece alguns conceitos a respeito dos tipos de revestimento “pavimento flexível é composto por revestimento asfáltico, já o pavimento rígido é composto no seu revestimento por placas de concretos de cimento Portland”.

A durabilidade superior do pavimento rígido se configura como um fator crucial para a economia a longo prazo. Sua vida útil estimada de mais de vinte anos contrasta com a do pavimento flexível, que dura em média menos de dez anos. Essa diferença significativa na durabilidade impacta diretamente nos custos de reposição e na qualidade da via, garantindo um retorno do investimento mais vantajoso para o pavimento rígido.

Nesse trabalho foram estudados dois tipos de revestimento, o asfaltico e o de concreto hidráulico com o objetivo de fazer o comparativo técnico econômico da viabilidade entre o pavimento em concreto asfáltico e a pavimentação em concreto de cimento Portland, em uma importante rodovia situada na cidade de Natal no estado do Rio Grande do Norte.

1.1 Identificação de objeto de estudo

A avenida Felizardo Firmino Moura (Figura 1) tem a importante função de ser uma das principais formas de conexão entre os dois polos da cidade de Natal/RN. Atualmente circulam pela via cerca de 70 mil veículos por dia, de acordo com a Prefeitura de Natal (2023).

O trecho de estudo está compreendido entre a ponte Presidente Costa e Silva e o viaduto da Urbana, corresponde a 2km de extensão. Na imagem 1, sinalizado de azul, mostra o trecho de estudo destacado e a vizinhança, para melhor localização.

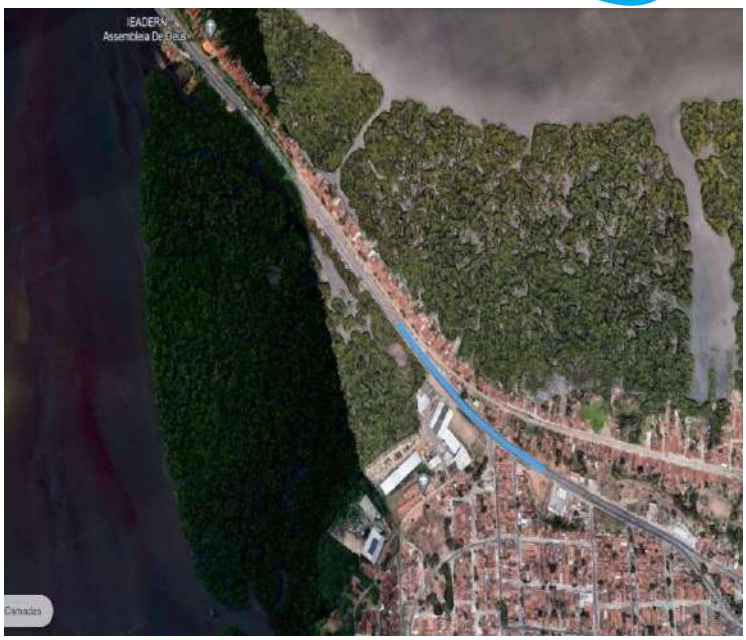


Figura 1. Trecho de estudo na avenida Felizardo Firmino Moura.

2 METODOLOGIA

2.1 Pavimento rígido método PCA/84

Para o desenvolvimento do trabalho utilizou-se do método PCA/84 para pavimentos rígidos refere-se a uma abordagem de projeto e dimensionamento desenvolvida pelo Portland Cement Association (PCA) em 1984. Este método é utilizado para calcular as espessuras e capacidades estruturais necessárias para pavimentos de concreto, levando em consideração fatores como tráfego, solo de fundação, e propriedades dos materiais de construção.

Foi verificado o coeficiente de recalque a partir do CBR (California Bearing Ratio) ou ensaio ISC (Índice de suporte Califórnia) e definido a espessura da sub-base, pelo coeficiente do ábaco da Figura 2. O Ensaio CBR é Normatizado pela NBR9895 de 10/2016: Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio.

Valor de suporte do subleito		Coeficiente de recalque no topo do sistema (MPa/m), para espessuras de sub-base iguais a (cm)			
CBR(%)	*k(MPa/m)*	10	15	20	30
2	16	19	22	27	33
3	24	27	31	37	45
4	30	34	38	44	54
5	34	38	42	49	59
6	38	42	46	53	65
7	41	45	50	56	69
8	44	48	53	60	72
9	47	52	56	63	76
10	49	54	58	65	79
11	51	56	60	67	81
12	53	58	62	69	84
13	54	59	63	70	85
14	56	61	65	72	87
15	57	62	66	73	88
16	59	64	68	75	91
17	60	65	69	76	92
18	61	66	70	77	93
19	62	67	71	78	94
20	63	68	72	79	96

Figura 2 – Aumento de k devido à presença de sub-base granular

Com posse desses dados foi feita a análise de fadiga, verificando quais as tensões equivalentes para cada eixo, onde são divididas pela resistência característica à tração na flexão, assim encontrando o fator de fadiga. Do mesmo modo da análise de fadiga, também encontra-se a análise de erosão através dos ábacos apresentados nas Figuras 3 e 4, respectivamente.

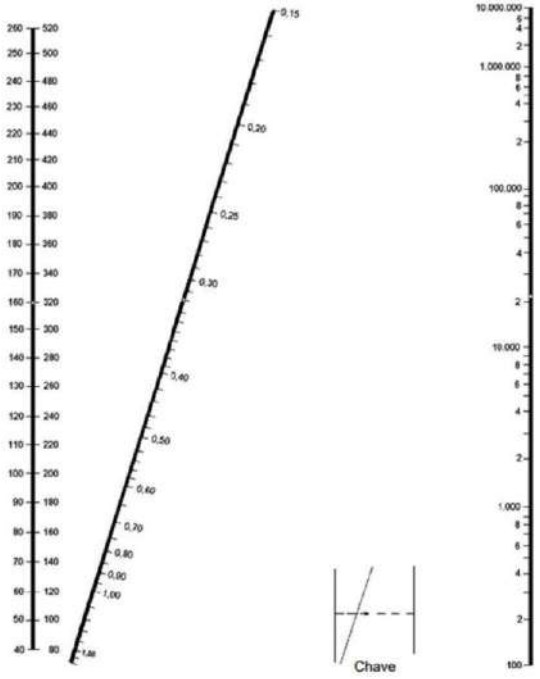


Figura 3 – Análise de Fadiga: número admissível de repetições de carga em função do Fator de Fadiga (com e sem acostamento de concreto)

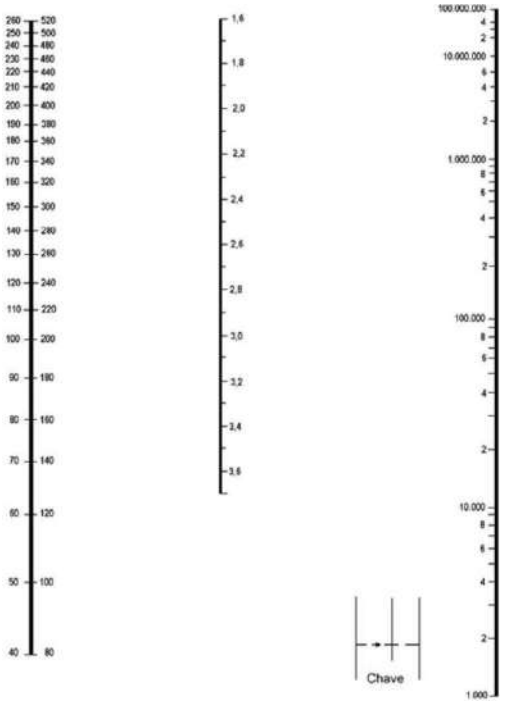


Figura 4 – Análise de Erosão: número admissível de repetições de carga em função do Fator de Erosão (com acostamento de concreto

2.2 Pavimento flexível método do prof. Murilo Lopes

O método de dimensionamento proposto pelo Eng. Murilo Lopes de Souza, com base no ensaio CBR de O. J. Porter, no Índice de Grupo, de Steelee e no que se refere ao tráfego, apresentado no trabalho "Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume", da autoria de W. J. Turnbull, C. R. Foster e R. G. Alvhin, do Corpo de Engenheiros do Exército dos E.E.U.U. e com conclusões obtidas na Pista Experimental da AASHTO. Os dados correspondentes aos coeficientes de equivalência estrutural são baseados nos resultados do The AASTHO Road Test, levado a cabo nas proximidades de Otawa, Estado de Llinois, no período de 1958 a 1960. Este método depende das seguintes análises: do subleito, tráfego e materiais das camadas (dimensionamento).

Diante das informações do trecho conseguimos chegar a um valor de "N". O dimensionamento é baseado em duas variáveis: a capacidade de suporte do solo de fundação (IS), e o Número "N" que representa o carregamento a que este pavimento será submetido.

Para determinar as espessuras das camadas do pavimento é preciso saber qual tipo de revestimento e optar pelo material utilizado nas camadas suporte do pavimento (base, sub-base e reforço do subleito). O tipo de revestimento é determinado através da Tabela 1.

Tabela 1. Espessuras mínimas de revestimento betuminoso.

N	Espessura Mínima de Revestimentos Betuminosos
$N<=10^6$	Tratamentos Superficiais Betuminosos
$10^6< N \leq 5\times10^6$	Revestimentos Betuminosos com 5,0 cm de Espessura
$5\times10^6 <N\leq 10^7$	Revestimentos Betuminosos com 7,5 cm de Espessura
$10^7< N \leq 5\times10^7$	Revestimentos Betuminosos com 10,0 cm de Espessura
$N >5\times10^7$	Revestimentos Betuminosos com 12,5 cm de Espessura

Uma vez determinado que o revestimento é escolhido o tipo de material usado nas camadas de suporte, deve- se determinar os Coeficientes de Equivalência Estrutural conforme Manual de Pavimentação do DNIT,2006 (pág.146). Cada camada tem seu próprio coeficiente e seus valores podem ser encontrados na Tabela 2.

Tabela 2. Coeficientes de Equivalência Estrutural.

Componentes do Pavimento	**Coeficiente K**
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,7
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,4
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,2
Camada granulares	**1**
Solo cimento com resistência a compreensão a 7 dias, superior a 45 kg/cm	1,7
idem, com resistência à compreensão a 7 dias, entre 45 kg/cm e 28kg/cm	1,4
idem, com resistência à compreensão a 7 dias, entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,2

Com os coeficientes de equivalência estrutural determinados, utilizam-se inequações para determinar as espessuras das camadas do pavimento. Realizando a leitura do gráfico, aplicando a expressão e resolvendo as

inequações conseguimos chegar aos resultados.

Devido a ausência do módulo de resiliência foi impossível realizar dimensionamento adicional para o pavimento flexível utilizando o método Medina, que requer um, agrupamento de dados específicos e detalhados relacionado ao módulo de resiliência da resistência, para afirmar as características necessárias e a durabilidade do pavimento. Em razão dessa restrição, a metodologia de dimensionamento ficou limitada ao método Murilo Lopes, que tem como requisito um conjunto alternativo de dados diferentemente do método Medina. Com isso, a análise e dimensionamento do pavimento flexível foi realizado exclusivamente através do método de Murilo Lopes.

Conforme o pavimento flexível sofreu limitações devido à escassez de informações o pavimento rígido também teve restrições por isso optou-se apenas a utilização do método PCA/84 para fins de cálculo e análises.

3 RESULTADOS

A partir do dimensionamento foram definidas os valores das espessuras, em centímetros, das camadas dos diferentes revestimentos segundo a Tabela 3.

Tabela 3. Espessura das camadas.

Camada	Revestimento flexivel	Revestimento rígido
Reforço do subleito	60	-
Sub-base	20	15
Base	15	-
Revestimento	10	21

Na figura 5, traz um esquema representativo do pavimento rigido e na figura 6 do pavimento flexivel e em escala dos dois casos com suas determinadas espessuras.

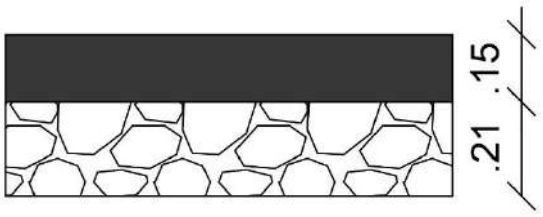


Figura 5. Esquema representativo do pavimento rigido.

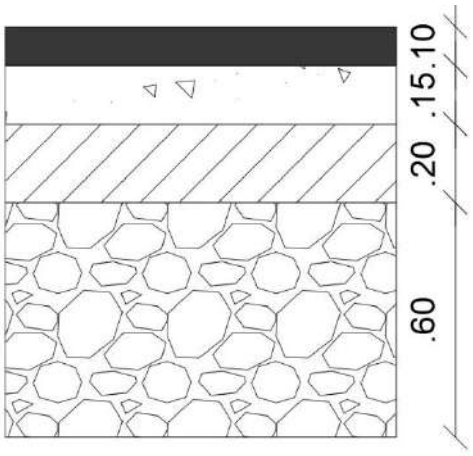


Figura 6. Esquema representativo do pavimento flexivel.

Com esses dados e correlacionado ao valor da implementação de cada um foi gerado o gráfico apresentado na Figura 7, dados do DNIT, através do sistema SICRO, 2023, onde é apresentado, exclusivamente, o valor de implementação por metro cubico de material.

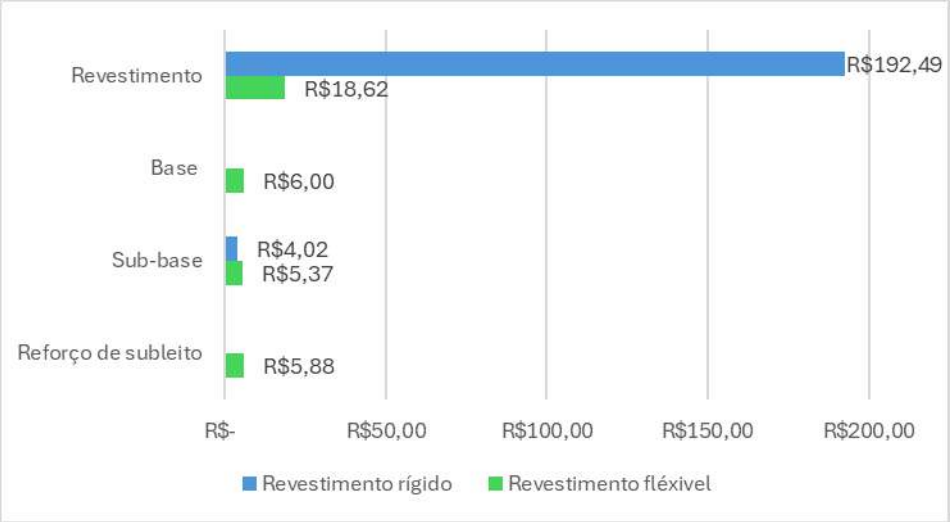


Figura 7. Gráfico custo e volume de material.

Para as camadas definidas no projeto, para um trecho de 1 m² teria-se a comparativo de valores de acordo com a tabela 4.

Tabela 4. Valor de um metro quadrado.

Camada	Revestimento fléxivel (1,00 m x 1,00 m)		Revestimento rígido (1,00 m x 1,00 m)	
Reforço de subleito	R$	3,53	R$	-
Sub-base	R$	1,07	R$	0,60
Base	R$	0,90	R$	-
Revestimento	R$	1,86	R$	40,42
Total de instalação em 1,00 m²	R$	7,36	R$	41,03

Sendo assim observa-se que o valor da implementação é, consideravelmente, mais caro para o pavimento rígido, entretanto vale salientar que tendo em vista o número de manutenções, correções, surgimento e tratamento de manifestações patológicas, e os transtornos para a execução desses serviços tendo vários fatores que tratam desses meios.

4 CONCLUSÃO

Comparando os dois tipos de pavimentos propostos em projeto, conclui-se que entre o pavimento flexível em concreto asfáltico e o pavimento rígido em concreto hidráulico, a escolha ideal depende de uma análise criteriosa dos custos, durabilidade, manutenções, sustentabilidade e do contexto específico da via.

A escolha entre o concreto hidráulico se apresenta como a opção adequada para o projeto da via Felizardo Firmino Moura em Natal, devido à sua maior durabilidade, menor necessidade de manutenções e menor impacto ambiental. Levando em conta a grande perturbação durante as manutenções no histórico da via, viabiliza a escolha do pavimento rígido.

O valor de implementação é maior em pavimento rígido revertido em sugestão de um comparativo interligando o valor de manutenção e até mesmo uma pesquisa qualitativa correspondendo o transtorno aos usuários do meio e da vizinhança afetada durante as obras.

Concluiu- se que a proposta do projeto em pavimento flexível tem menor custo, porém destaca-se que o mesmo irá requerer maior número de manutenções. Além do mais, do ponto de vista ambiental, este

pavimento aproveita o material residual de refinarias de petróleo e economiza o uso de matérias-primas essenciais para fabricação do cimento Portland. O projeto em concreto hidráulico tem um custo mais elevado, em contrapartida, apresenta maior durabilidade e requer menor número de manutenção. Diante disso, para o projeto da via considerada em função de outros fatores como clima, crescimento de tráfego e histórico de manutenções frequentes no pavimento flexível sugere-se a execução do projeto em pavimento rígido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR9895 (2016): Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio.
Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12131 (2206). Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio.
CNT Pesquisa de rodovias, Brasília : CNT : SEST SENAT : ITL, 2023.
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT – IPR 719. Manual de Pavimentação. 3ª Edição. Rio de Janeiro, 2006.
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT lança novo Sistema de Custos Referenciais de Obras –SICRO, 2023.
MATIAS, Rubens Feitosa. Revisão bibliográfica sobre pavimento rígido e pavimento flexível considerando dimensionamento e custos. 2022.
PEREIRA, Paula Ulysséa. Gestão da mudança em processos internos: um estudo em empresa de engenharia de pavimentação e construção de estradas. 2019.
Prefeitura de Natal (2023). **Conjunto de obras da Prefeitura melhora a malha viária de Natal**. 2024. Disponivel em < https://www.natal.rn.gov.br/news/post2/40631> Acessado em 04 de julho de 2024.
SILVA FILHO, Augusto Lins e. Estudo Comparativo de Viabilidade Técnica e Econômica Entre Pavimentos Rígido e Flexível Aplicados a Rodovia BR-408/PE. Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdade do Vale do Ipojuca – FAVIP, Caruaru, 2011
TURNBULL, Willard Jay; AHLVIN, Richard Glen; FOSTER, Charles R. Design of flexible pavements considering mixed loads and traffic volume. Waterways Experiment Station, 1962.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/682

Estudo da influência da adição de concha do mexilhão-dourado triturado no comportamento mecânico de um solo típico de Alagoas.

Adenilma Maria de Menezes
Graduanda em Engenharia Civil, Instituto Federal de Alagoas, Palmeira dos Índios, Brasil,
E-mail:amm10@aluno.ifal.edu.br

Lannay Leal Moura Rocha
Graduanda em Engenharia Civil, Instituto Federal de Alagoas, Palmeira dos Índios, Brasil,
E-mail: llmr1@aluno.ifal.edu.br

Ilames Jordan Gama de Moraes
Docente, Instituto Federal de Alagoas, Palmeira dos Índios, Brasil,
E-mail: ilames.moraes@ifal.edu.br

Taise Monique de Oliveira Carvalho
Docente, Instituto Federal de Alagoas, Maceió, Brasil,
E-mail: taise.carvalho@ifal.edu.br

Ronny Francisco Marques de Souza
Docente, Instituto Federal de Alagoas, Piranhas, Brasil,
E-mail: ronny.souza@ifal.edu.br

RESUMO: A influência da adição de conchas do mexilhão-dourado (*Limnoperna fortunei*, Dunker 1857) triturado no comportamento mecânico de um solo típico de Alagoas foi realizado utilizando resíduos descartados do molusco buscando melhorar as propriedades geotécnicas do solo local. O mexilhão-dourado, tornou-se uma espécie invasora em águas continentais brasileiras e seu manejo gera quantidades vultosa de resíduos, ainda sem finalidade. Nesse sentido, busca-se compreender o comportamento mecânico de um solo após sua adição. A mecânica do solo foi avaliada em termos de resistência, compressibilidade, permeabilidade e outras características relevantes. A introdução das conchas do mexilhão-dourado visa verificar se há melhorias na estabilidade e nas propriedades físicas do solo, o que pode ter implicações importantes em projetos de engenharia civil e geotécnica na região de Alagoas. O estudo pode fornecer informações valiosas sobre a viabilidade da incorporação das conchas no solo, contribuindo para o desenvolvimento de práticas sustentáveis e economicamente viáveis na engenharia geotécnica.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduos de conchas; mexilhão-dourado; solo.

ABSTRACT: The influence of adding crushed golden mussel shells (Limnoperna fortunei, Dunker 1857) on the mechanical behavior of a typical soil from Alagoas was carried out using discarded mollusk residues seeking to improve the geotechnical properties of the local soil. The golden mussel has become an invasive species in Brazilian continental waters and its management generates large amounts of waste, still without purpose. In this sense, we seek to understand the mechanical behavior of a soil after its addition. Soil mechanics were evaluated in terms of strength, compressibility, permeability and other relevant characteristics. The introduction of golden mussel shells aims to verify whether there are improvements in the stability and physical properties of the soil, which could have important implications for civil and geotechnical engineering projects in the Alagoas region. The study can provide valuable information about the feasibility of incorporating shells into the soil, contributing to the development of sustainable and economically viable practices in geotechnical engineering.

KEYWORDS: Shells; golden mussel; ground.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Bolaños (2013), um dos desafios da engenharia geotécnica é garantir que um determinado solo resista às solicitações a que será submetido. Nos casos em que o solo não atende, total ou parcialmente, aos requisitos de projeto é preciso realizar um processo de melhoramento deste solo.

O termo melhoria de solos está associado ao tratamento através de processos químicos, enquanto que o termo reforço está associado à utilização de inclusões em aterros ou taludes (CASAGRANDE, 2005).

O *Limnoperna fortunei* é uma espécie originária da China que foi introduzida no Brasil na década de 90, tendo sua introdução iniciada no Delta do rio Jacuí em Porto Alegre/RS, por águas de lastro. Estudos recentes mostram a ocorrência do mexilhão-dourado no sertão de Alagoas, nas águas do "Velho Chico", nos sistemas de adução da casal (SANTOS, SOUZA, 2022) e no Canal do Sertão (SANTOS, JUNIOR, SOUZA, 2022) e sua dispersão pelas águas do baixo São Francisco está em curso.

2 METODOLOGIA

2.1 Seleção do solo

Para a realização deste estudo optou-se pela utilização de um solo típico do estado de Alagoas.

Foram realizadas visitas em duas jazidas na cidade de Maceió-Alagoas, conhecida por ser de planície arenosa costeira, sendo seus solos representativos o Espodossolo Humilúvico e o Neossolo Quartzarênico.

Referente ao primeiro tipo de solo, *Carvalho et al.*, (2013) infere que do ponto de vista físico, apresentam em geral textura arenosa, com baixíssima capacidade de retenção de água e nutrientes, e problemas de drenagem nas posições abaciadas, onde ocorrem horizontes endurecidos que bloqueiam a percolação da água, formando lençol freático suspenso no período chuvoso, podendo também influenciar no crescimento das raízes quando muito superficiais.

Já com relação ao segundo tipo de solo, *Frazão et al.*, (2008) menciona que os Neossolos Quartzarênicos se originam de depósitos arenosos e apresentam textura de areia ou areia franca até 2 m de profundidade, com teor de argila inferior a 15%.

2.2 Coleta do solo

A coleta da amostra de solo foi realizada em conformidade com as diretrizes estabelecidas pela NBR 9604. Este procedimento assegura que a amostragem do solo atenda a todos os critérios técnicos e padrões de qualidade requeridos, garantindo a representatividade e a confiabilidade dos resultados das análises.

2.3 Obtenção das Conchas

Durante visitas feitas em pisciculturas e em companhias de abastecimento de água localizadas na região do baixo São Francisco, uma área notoriamente afetada pela invasão do mexilhão-dourado, procedeu-se à coleta de material essencial para o avanço da pesquisa. Esta coleta resultou em uma quantidade significativa de matéria-prima, alcançando um volume capaz de preencher ⅔ de um saco de rafia, contabilizando um total de 7Kg de material.

2.4 Trituração das Conchas

As conchas de mexilhão passaram por um processo de secagem e limpeza para remoção de macrófitas e resíduos de filamentos de bisso antes do processo de trituração. O processo de cominuição foi realizado de forma manual, com o auxilio de um almofariz e de um pistilo.

2.5 Caracterização das conchas e do Solo com Adição de 0%, 5% e 15% de Mexilhão-dourado

Para a realização do ensaio de granulometria por peneiramento, conforme a NBR 7181, foi separada uma quantidade de 1.000g da amostra de conchas de mexilhão-dourado triturada, assim como amostras de mesma quantidade de solo com a adição de mexilhão-dourado. Onde estas misturas consistiam em 0%, 5% e 15% de mexilhão-dourado. Para a execução do ensaio, foi empregado o conjunto de peneiras da Série Normal, cujas aberturas de malha, em conformidade com as exigências normativas e as particularidades do material em estudo, foram de 4.8mm, 2.4mm, 1.2mm, 0.6mm, 0.3mm e 0.15mm.

Também foram realizados os ensaios de Limite de Liquidez (LL) de acordo com a NBR 6459 e Limite de Plasticidade (LP) de acordo com a NBR7180. Estes ensaios também foram realizados para cada uma das misturas de solo com adição de 0%, 5% e 15% de mexilhão-dourado.

2.6 Compactação

A compactação do solo foi realizada de acordo com a NBR7182 para cada uma das misturas de solo com adição de 0%, 5% e 15% de mexilhão-dourado.

A compactação de um solo em laboratório tem a finalidade de determinar a curva de variação da densidade do solo em função da umidade, para uma dada energia de compactação (SOBREIRA, *et al*, 2018).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Revisão Bibliográfica acerca do solo de Alagoas

Do ponto de vista físico-geográfico, o Estado de Alagoas situa-se ao sul do bloco neotectônico do Nordeste Setentrional do Brasil (NSB), que é individualizado como uma entidade original em termos de peculiaridades neotectônicas e morfoestruturais, principalmente em função das respostas de suas estruturas, herdadas aos eventos pós-paleozóicos, tendo seu limite sul marcado pelo lineamento Pernambucano (SAADI *et al*., 2004).

De acordo com as concepções de Araújo Filho & Marques (2016), na zona mais úmida do estado, que engloba a Baixada Litorânea, Tabuleiros Costeiros, Mar de Morros, e grande parte das Várzeas e Terraços aluvionares, o clima determina uma alta lixiviação de bases de modo que a SB se torna baixa (1 a < 3 cmolc kg-1) a muito baixa (< 1 cmolc kg-1).

Na cidade de Maceió, é comum encontrar solos predominantemente arenosos. Isso se deve principalmente à geologia da região, que é caracterizada por formações sedimentares, como dunas, praias e planícies costeiras.

De acordo com as concepções de Kiehl (1979), solos arenosos tendem a apresentar densidades com valores baixos, porém, quando têm uma grande quantidade de areia fina, é mais fácil ocorrer o processo de adensamento.

Pinto (2006) traz os seguintes apontamentos acerca do peso específico do solo:

> O peso específico dos grãos dos solos varia pouco de solo para solo e, por si, não permite identificar o solo em questão, mas é necessário para cálculos de outros índices. Os valores situam-se em torno de 27 kN/m³, valor adotado quando não se dispõe do valor específico para o solo em estudo. Grãos de quartzo (areia) costumam apresentar pesos específicos de 26,5 kN/m³ e argilas lateríticas, em virtude da deposição de sais de ferro, valores até 30 kN/m³ (PINTO, 2006).

Desta maneira, como não foram realizados ensaios para determinação do peso específico para um solo típico do estado de Alagoas, adotamos o peso específico de 26,5KN/m³ como recomendado.

3.2 Análise Granulométrica

O agregado miúdo é caracterizado como o material granular cujas partículas são suficientemente pequenas para atravessar uma peneira de malha com abertura de 4,75 mm, mas grandes o suficiente para serem retidas por uma peneira com abertura de malha de 150 µm.

A partir dos dados obtidos neste ensaio e norteando-se pelas NBR 7181 e NBR 6502, foi possível traçar a curva granulométrica e realizar a classificação tanto da concha de mexilhão-dourado triturada quanto das misturas de solo com adição de 0%, 5% e 15% de mexilhão-dourado.

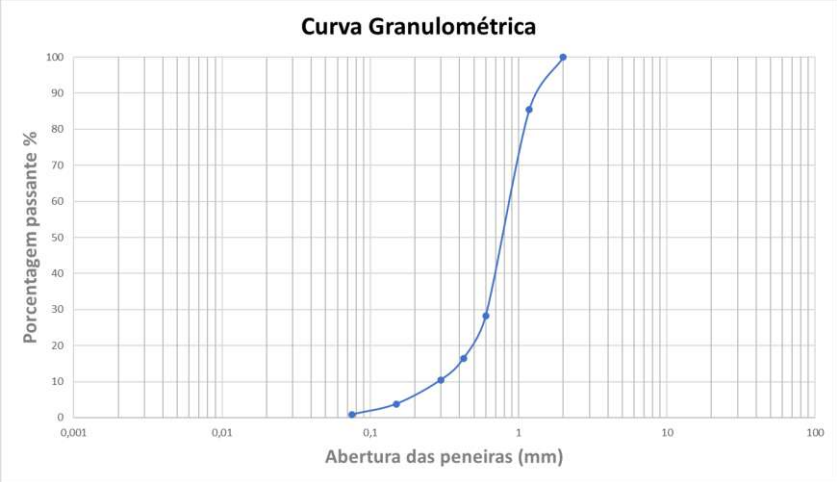


Figura 1. Curva granulométrica do mexilhão-dourado.
Fonte: Os autores, 2024.

Ao realizar a análise da curva granulométrica obtida a partir da amostra triturada de mexilhão-dourado, observa-se um espectro de distribuição variado do tamanho das partículas. O diâmetro das partículas contidas na amostra abrange uma gama que vai de 0.075mm a 1.18mm.

Com isto, podemos afirmar que 14,48% da amostra é classificada como areia muito grossa, 57,28% da amostra é classificada como areia grossa, 17,75% da amostra é classificada como areia média, 6,71% da amostra trata-se de areia fina, 2,94% é considerada areia muito fina e 0,84% da amostra pode ser considerada silte.

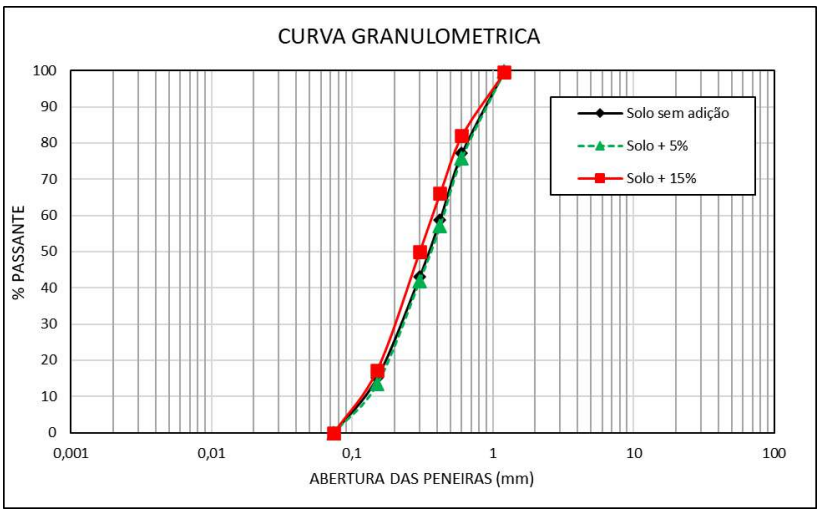


Figura 2. Curva granulométrica das misturas de solo com adição de 0%, 5% e 15% de mexilhão-dourado.
Fonte: Os autores, 2024.

A partir da comparação entre as curvas granulométricas do solo com adição de 0%, 5% e 15% de mexilhão-dourado pode-se notar que as misturas com 0% e com 5% não apresentam uma mudança significativa na granulometria, diferente do solo com adição de 15%.

Isto é, o solo com adição de 0% de mexilhão-dourado pode ser classificado como um solo arenoso ou silto-arenoso, dependendo da composição e da distribuição de tamanhos de partículas, já que ele apresenta uma gama de tamanhos de partículas.

Solo com 5% de adição: Este solo também pode ser classificado como arenoso ou silto-arenoso, com uma ligeira tendência a aumentar a quantidade de finos.

Solo com 15% de adição: Este solo pode ser classificado como silto-argiloso ou um solo com alta presença de finos, devido ao aumento significativo de partículas finas.

3.3 Limites de Liquidez (LL) e Plasticidade (LP)

Os dados obtidos nos ensaios de Limites de Liquidez para as misturas de solo com adição de 0%, 5% e 15% de mexilhão-dourado estão apresentados nos graficos das figuras 3, 4 e 5, onde podemos observar que no ensaio de Limite de Liquidez para o solo com adição de adição de 0% de mexilhão-dourado temos uma umidade média de 37,10%, o solo com adição de adição de 5% de mexilhão-dourado apresentou uma umidade média de 30,60% e o solo com adição de adição de 15% de mexilhão-dourado resultou em uma umidade média de 26,27%.

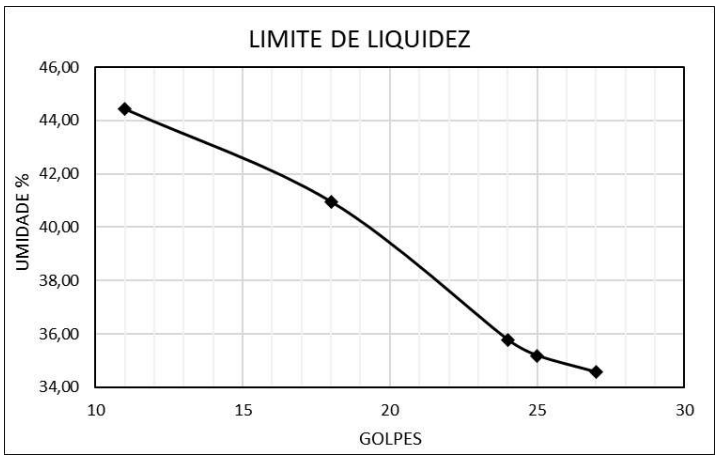


Figura 3. Limite de Liquidez da mistura de solo com adição de 0% de mexilhão-dourado.
Fonte: Os autores, 2024.

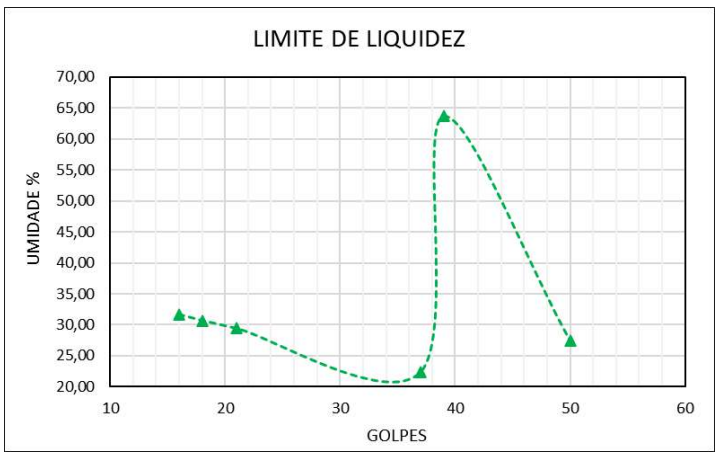


Figura 4. Limite de Liquidez da mistura de solo com adição de 5% de mexilhão-dourado.
Fonte: Os autores, 2024.

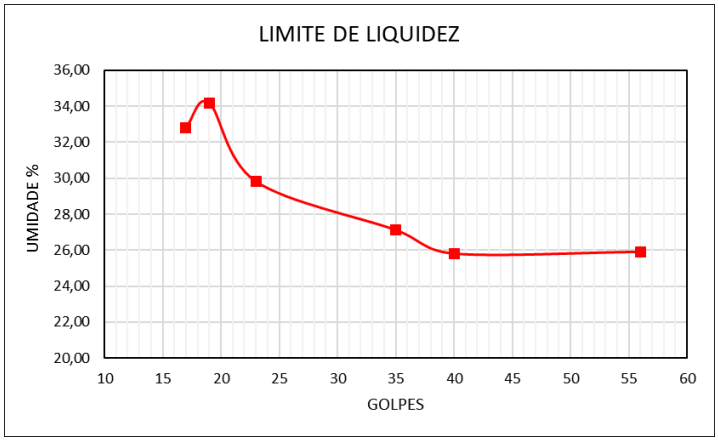


Figura 5. Limite de Liquidez da mistura de solo com adição de 15% de mexilhão-dourado.
Fonte: Os autores, 2024.

Os dados obtidos nos ensaio de Plasticidade podem ser observados nas tabelas 1, 2 e 3. Onde podemos perceber que no caso do o solo com adição de 0% de mexilhão-dourado foi preciso eliminar todas as amostras, logo o solo foi considerado como **Não Plástico.** O solo com adição de 5% de mexilhão-dourado obteve umidade média de 16,40% após elimar as cápsulas 4DM, 12 E 11, e o solo com adição de 15% de mexilhão-dourado obteve umidade média de 15,38% após eliminar as cápsulas 1A, L51, D1 E F1.

LIMITE DE PLASTICIDADE						
Nº DA CAPSULA	**MASSA DA CÁPSULA (g)**	**MASSA BRUTA ÚMIDA (g)**	**MASSA BRUTA SECA (g)**	**MASSA ÚMIDA (g)**	**MASSA SECA (g)**	**TEOR DE UMIDADE (%)**
5DB	5,9	10,4	9,6	4,5	3,7	**21,62**
1A	6,1	8,8	8,3	2,7	2,2	**22,73**
H1	6	8,3	7,9	2,3	1,9	**21,05**
D2	6,4	9,6	9,1	3,2	2,7	**18,52**
1B2	5,8	8,3	8	2,5	2,2	**13,64**
UMIDADE MÉDIA %						**19,51**

Tabela 1. Limite de Plasticidade da mistura de solo com adição de 0% de mexilhão-dourado.
Fonte: Os autores, 2024.

LIMITE DE PLASTICIDADE						
Nº DA CAPSULA	**MASSA DA CÁPSULA (g)**	**MASSA BRUTA ÚMIDA (g)**	**MASSA BRUTA SECA (g)**	**MASSA ÚMIDA (g)**	**MASSA SECA (g)**	**TEOR DE UMIDADE (%)**
4DM	5,7	8,3	7,9	2,6	2,2	**18,18**
A10	5,7	9,3	8,8	3,6	3,1	**16,13**
12	5,9	9,4	8,9	3,5	3	**16,67**
B5	6,3	8,9	8,6	2,6	2,3	**13,04**
11	6,1	10,9	10,1	4,8	4	**20,00**
UMIDADE MÉDIA %						**16,40**

Tabela 2. Limite de Plasticidade da mistura de solo com adição de 5% de mexilhão-dourado.
Fonte: Os autores, 2024.

LIMITE DE PLASTICIDADE						
Nº DA CAPSULA	**MASSA DA CÁPSULA (g)**	**MASSA BRUTA ÚMIDA (g)**	**MASSA BRUTA SECA (g)**	**MASSA ÚMIDA (g)**	**MASSA SECA (g)**	**TEOR DE UMIDADE (%)**
1A	6,1	9,5	9	3,4	2,9	**17,24**
L51	6,5	9	8,7	2,5	2,2	**13,64**
1B2	5,8	7,3	7,1	1,5	1,3	**15,38**
D1	6	7,6	7,4	1,6	1,4	**14,29**
F1	6,1	8,1	7,8	2	1,7	**17,65**
UMIDADE MÉDIA %						**15,38**

Tabela 2. Limite de Plasticidade da mistura de solo com adição de 15% de mexilhão-dourado.
Fonte: Os autores, 2024.

3.4 Compactação

Os resultados do ensão de compactação das misturas de solo com adição de 0%, 5% e 15% de mexilhão-dourado podem ser observados na figura 6.

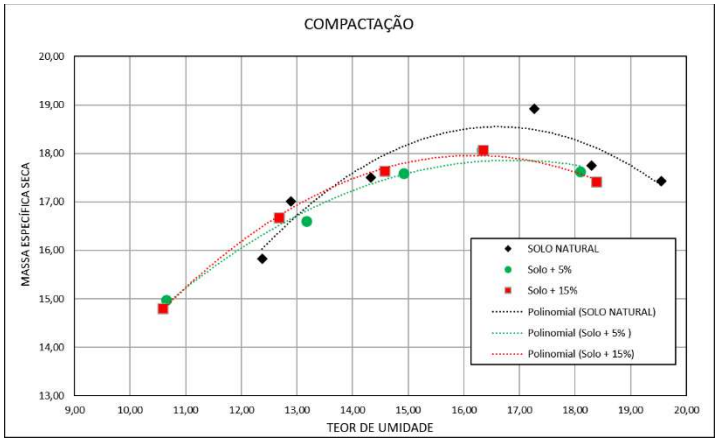


Figura 6. Compactação das misturas de solo com adição de 0%, 5% e 15% de mexilhão-dourado.
Fonte: Os autores, 2024.

A partir do gráfico, podemos observar que a densidade seca máxima para a mistura com adição de 0% de mexilão-dourado, o solo natural, a umidade ótima é de 17,27% e a densidade seca máxima é de 18,92 kN/m³. A mistura com adição de 5% de mexilão-dourado possui a umidade ótima é de 16,32% e a densidade seca máxima é de 18,07 kN/m³. Já a densidade seca máxima para a mistura com adição de 15% de mexilão-dourado é de 18,07 kN/m³, e a umidade ótima correspondente é de 16,34%.

4 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos permitiram compreender o comportamento do solo no estado de Alagoas e que a incorporação de resíduos naturais, como a concha do mexilhão-dourado, pode melhorar as propriedades do solo. Este estudo evidencia o potencial dos resíduos naturais na engenharia civil e ambiental, promovendo a sustentabilidade. O objetivo foi incorporar a concha de mexilhão-dourado em um solo típico de Alagoas e avaliar suas propriedades mecânicas. Constatou-se que a granulometria das conchas trituradas é semelhante à da areia e que a umidade do solo diminui com o aumento da quantidade de mexilhão-dourado, indicando uma redução na capacidade de retenção de água. Além disso, a adição de mexilhão-dourado se mostrou uma opção viável para modificar as propriedades de compactação do solo, especialmente em projetos onde a densidade seca máxima e a umidade ótima são fatores críticos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO FILHO, J. C.; MARQUES, F. A. Uma síntese sobre a fertilidade natural química dos solos do Estado de Alagoas. III Reunião Nordestina de Ciência do Solo. Aracajú, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 9604: Coleta de Amostras. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459. Solo – Determinação do limite de liquidez . Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459. Solo – determinação do limite de plasticidade . Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6502: Rochas e solos – Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7181: SOLO – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7182: SOLO – Ensaios de Compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

BOLAÑOS, R. E. Z. Comportamento de um solo argiloso reforçado com fibras de coco. Dissertação (mestrado) – Politécnica Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil, 2013, 143 p.

CASAGRANDE, M. D. T. Comportamento de solos reforçados com fibras submetidas a grandes deformações. Dissertação (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, 2005, 219 p.

CARVALHO, V. S. *et al.*, CARACTERIZAÇÃO DE ESPODOSSOLOS DOS ESTADOS DA PARAÍBA E DO PERNAMBUCO, NORDESTE DO BRASIL. 2013. Disponível em: https://www.scielo.br/j/rbcs/a/zW6cdTqw7Y3nkbRcznVcHbf/?format=pdf&lang=pt. Acesso em 18 de fev. de 2024.

FLOR, T. O. *et al.*, REVISÕES DE LITERATURA COMO MÉTODOS DE PESQUISA:

FRAZÃO, L. A. *et al.*, Propriedades químicas de um Neossolo Quartzarênico sob diferentes sistemas de manejo no Cerrado mato-grossense. Disponível em: https://www.scielo.br/j/pab/a/BGHnbXhvSYsx3WGXPctkWLj/?format=pdf&lang=pt. Acesso em 18 de fev. de 2024.

KIEHL, E.J. (1979) Manual de Edafologia Relações Solo-Planta. São Paulo: Editora Agronômica Ceres, 262 p.

MENEZES, Adna Lúcia Rodrigues de. Caracterização das argamassas históricas existentes na Usina de Ilha Bela localizada no município de Ceará Mirim/RN. 2019. 95f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2019.

PINTO, Carlos de Sousa. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas/3ª Edição – São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SAADI, A. et al. Neotectônica da Plataforma Brasileira. In: Quaternário do Brasil. São Paulo: Holos Editora, 2005.

SANTOS, A. M. E.; JUNIOR, N.T.; SOUZA, R. F.S. Ocorrência do Mexilhão-dourado (Limnoperna Fortunei, Dunker 1857) no Canal do Sertão, Delmiro Golveia-AL, Brasil. Revista de Gestão de Água da América Latina, 19, el8, 2022.

SANTOS, S. V. O.; SILVA, A. S. Erosão de solos em áreas de expansão urbana no litoral norte do município de Maceió – AL. Espaço & Geografia, vol.23, n.2. 2020

SANTOS, A. M. E.; SOUZA, R. F. M. Limnoperna Fortunei: impactos e medidas de Controle no abastecimento de água no sertão alagoano. Revista Ibero-Americana de Ciências Ambientais, 13, 108-117, 2022.

SOBREIRA, D. S. V. *et al.*, ESTUDO COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS DE COMPACTAÇÃO DE

SOLOS POR IMPACTO E AMASSAMENTO. Disponível em: https://www.revistageociencias.com.br/geociencias-arquivos/37/volume37_3_files/37-3-artigo-16.pdf. Acesso em 05 de julho. de 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/683

Evaluación de la Calidad de Compactación en Terraplenes Mediante Diferentes Métodos de Control

Pedro Manuel Cañete Ott
Candidato a Máster en Ciencias de la Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, Asunción, Paraguay, pmcott@fiuna.edu.py

Rubén Alejandro Quiñonez Samaniego
Profesor Investigador, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay, rquinonez@ing.una.py

Eduardo Bittar Marin
Profesor Investigador, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay, ebittar@ing.una.py

Vivian Pamela Torres Olivera
Ingeniera Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay, viviantorres@fiuna.edu.py

Ariel Portillo González
Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay, arielportillo@fiuna.edu.py

RESUMO: Para el control de la calidad de compactación de terraplenes, el ensayo de cono de arena es el método comúnmente utilizado en el Paraguay. A fin de determinar la viabilidad del LWD y DCP para el control de compactación, la investigación se centró en la evaluación de la compactación utilizando como referencia, los resultados del ensayo del cono de arena. Se estudiaron, en laboratorio y campo, la influencia de las variaciones de densidad, humedad y presión en las mediciones con los diferentes equipos. Se configuró un diseño experimental que implicó la elaboración de probetas con densidades y humedades específicas. Sobre estas probetas, se efectuaron los ensayos con los equipos LWD y DCP. Posteriormente, en campo, se dispusieron de pistas con diferentes grados de compactación, sobre las cuales se realizaron las mediciones. Se establecieron correlaciones, tanto en laboratorio como en campo, entre el índice DCP, la densidad seca y la humedad. En general, se observó que el método con el DCP exhibió un mejor comportamiento para el control de compactación que el método con el LWD

PALABRAS-CLAVE: Compactación, Control de Calidad (QC), Light Weight Deflectometer (LWD), Dynamic Cone Penetrometer (DCP), Cono de Arena.

ABSTRACT: For quality control of embankment compaction, the sand cone test is the method commonly used in Paraguay. In order to determine the feasibility of LWD and DCP for compaction control, the research focused on the evaluation of compaction using the results of the sand cone test as a reference. The influence of density, moisture and pressure variations on the measurements with the different equipment was studied in the laboratory and in the field. An experimental design was set up that involved the elaboration of specimens with specific densities and moistures. Tests with LWD and DCP equipment were carried out on these specimens. Subsequently, in the field, tracks with different levels of compaction were available, on which the measurements were carried out. Finally, were established correlations both in the laboratory and in the field between the DCP index, dry density and moisture. In general, it was observed that the DCP method performed better for compaction control than the LWD method.

KEYWORDS: Compaction, Quality control (QC), Light Weight Deflectometer (LWD), Dynamic Cone Penetrometer (DCP), Sand Cone.

1 INTRODUCCIÓN

Algunos métodos convencionales para el control de la compactación, como el ensayo de cono de arena o el ensayo de balón de caucho, pueden presentar ventajas económicas en términos de adquisición y operación, así como precisión; sin embargo, estos métodos requieren una labor intensiva que, en el avance de la obra, podría repercutir en una recolección limitada de muestras, las cuales pueden no ser lo suficientemente representativas en términos de homogeneidad de la unidad constructiva. Ernest S. Berney et al. (2013), citado por Parada (2018), elaboró un resumen de las alternativas de dispositivos de medición existentes involucradas en las metodologías de control de compactación para determinar la humedad, rigidez y densidad de los suelos en el campo.

Las nuevas tecnologías como el Deflectómetro de Impacto Ligero (LWD) y el Densímetro Nuclear pueden representar una mayor inversión en la adquisición de los equipos y capacitación, pero presentan mayor rapidez de operación ofreciendo la posibilidad de aumentar el número de muestras sin comprometer la precisión, lo que equivale a una mayor calidad de información. El Maryland Department of Tranportation State Highway Administration (2017), llevó a cabo un estudio sobre el uso del LWD para medir el módulo y su integración en métodos de control de calidad de compactación. Salamanca (2019) empleó el equipo LWD para evaluar capas de suelo granular terminados comparando los valores obtenidos con los obtenidos en el ensayo de cono de arena.

En lo que respecta al Cono Dinámico de Penetración (DCP), Frateschi et al. (2001) evaluaron la aplicación potencial del DCP en la determinación de densidades y humedades en suelos limosos compactados. Guevara & Canaza (2023), proponen un enfoque alternativo para el control de calidad de compactación utilizando el DCP. Finalmente, Benavides & Cevallos, (2017) evidenciaron que el control de compactación mediante el DCP constituye una alternativa viable y confiable para evaluar el grado de compactación.

En este trabajo de investigación se busca evaluar los métodos de control de compactación empleando el Deflectómetro de Impacto Ligero (LWD) y el Cono Dinámico de Penetración (DCP), en comparación con los resultados del ensayo tradicional de cono de arena. El propósito es determinar la viabilidad de su inclusión potencial en la fiscalización de control de compactación de terraplenes en el Paraguay.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiales y equipos utilizados

El material utilizado para los ensayos fue un suelo utilizado para la construcción de terraplenes en el proyecto vial del acceso al Puente de la Integración, como pista de prueba. Este suelo es comúnmente utilizado en la construcción de caminos vecinales en la región.

Los equipos seleccionados para la ejecución de los ensayos comprenden: El Deflectómetro de Impacto Ligero de la marca Dynatest destinado a la determinación del módulo E_{LWD}, y el Cono Dinámico de Penetración (DCP) para la obtención del índice DCP. Estos instrumentos serán empleados tanto en las pruebas de campo como en las de laboratorio. Además, se empleará el equipo de Cono de Arena para la obtención de la densidad en campo.

2.2 Consideraciones y variables para los ensayos

Las variables consideradas en los ensayos con el DCP fueron el índice DCP, la humedad y la densidad seca. Las variables consideradas en los ensayos con el LWD fueron el módulo de rigidez, la humedad, la densidad seca y la presión de carga. Para ambos ensayos se confeccionaron probetas con humedades y densidades secas controladas mediante compactaciones estáticas.

2.3 Consideraciones y variables para los ensayos de campo

Para la investigación se plantearon un total de 3 pistas para la realización de las pruebas, cuyas dimensiones fueron de 6 metros de ancho, 60 metros de largo, y 20cm de espesor de capa.

La cantidad de pasadas requeridas para alcanzar la densidad máxima de compactación se estableció en 6 pasadas de la compactadora, según especificaciones manejadas en obra por personales de supervisión.

Por lo tanto, cada pista fue configurada de la siguiente manera:

P1: Pista con Compactación Parcial (2 Pasadas de la compactadora)

P2: Pista con Compactación Parcial (4 Pasadas de la compactadora)

P3: Pista con Compactación Total (6 Pasadas de la compactadora)

Sobre cada pista, se realizaron los ensayos con el Cono de arena, LWD y DCP, siguiendo rigurosamente el esquema mostrado en la Figura 1.

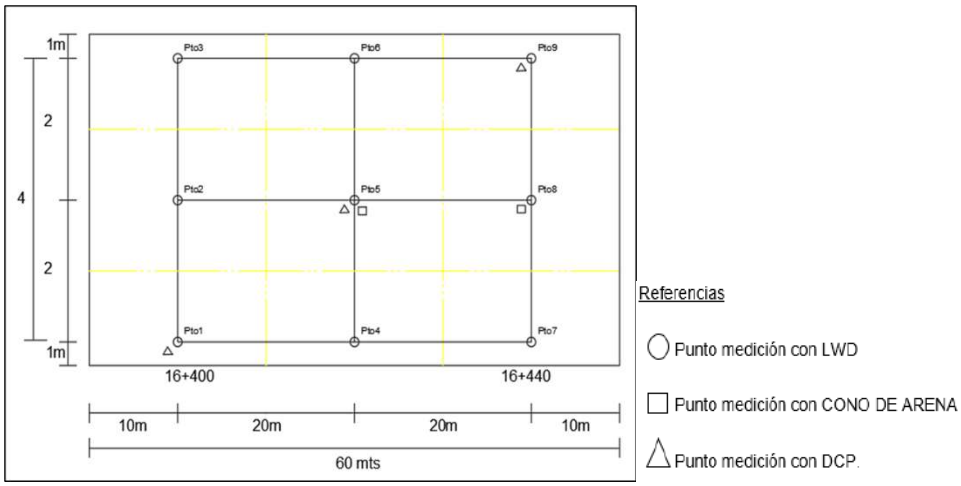


Figura 1. Ubicación de puntos del muestreo para las 3 pistas.

3 RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1 Ensayos de Laboratorio

3.1.1 Ensayos de clasificación de suelo y humedad óptima

Se procedió a la clasificación del suelo recolectados obteniéndose los valores mostrados en la Tabla 1. Para la aprobación de probetas, se estableció una tolerancia de ± 0,5 % para el contenido de humedad y de ± 1 % para la densidad seca.

Tabla 1. Clasificación de Suelos

	Parámetro	Resultado	Norma
Análisis granulométrico	Pasante del Tamiz N° 200	71 %	ASTM D6913
Límites de Atterberg	Límite Liquido	57 %	ASTM D4318-17
	Límite Plástico	30 %	
	Índice de Plasticidad	27 %	
Clasificación AASHTO	Grupo	A-7-5	
	Materiales significativos constituyentes	Arcilla	
	Denominación	CH	
	Nombre del grupo	Arcilla de Alta Plasticidad	
Ensayo Proctor	Densidad seca máxima	1 509 kg/m³	ASTM D698
	Humedad óptima	29.58 %	

3.2 Ensayos con el Cono Dinámico de Penetración – DCP

Los ensayos fueron realizados utilizando la norma ASTM D6951 que especifica como medir la tasa de penetración del cono dinámico de penetración en suelos no perturbados, materiales compactados, o ambos.

3.2.1 Sensibilidad del índice DCP a la humedad y densidad seca

Se procedió a realizar el análisis de diseño de experimentos factoriales. El análisis entregó un coeficiente de determinación R^2 de 93,39% para el modelo de ajuste. En la Figura 2, se aprecia el resultado del análisis que indicó que la humedad es el factor más influyente en el índice DCP, pero también que la densidad tiene una influencia significativa.

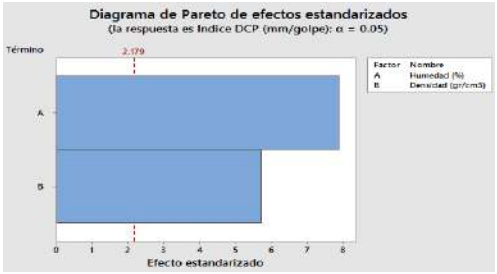


Figura 2. Influencia de los factores en el índice DCP

En la Figura 3, se visualiza la dispersión de puntos que relaciona el índice DCP con la densidad seca para cada nivel de contenido de humedad. En ella, se aprecia que el valor del índice DCP, alcanza sus máximas variaciones en la rama húmeda y cuando el suelo esta menos denso, y mínimas variaciones en la rama seca y cuando el suelo se encuentra más compacto. Es así que, la región más adecuada para la detección de densidades con el DCP es la rama seca. Sin embargo, es poco sensible por encima del 95% de compactación, es decir, ante una gran variación de densidad, se observan mínimas variaciones en el índice DCP.

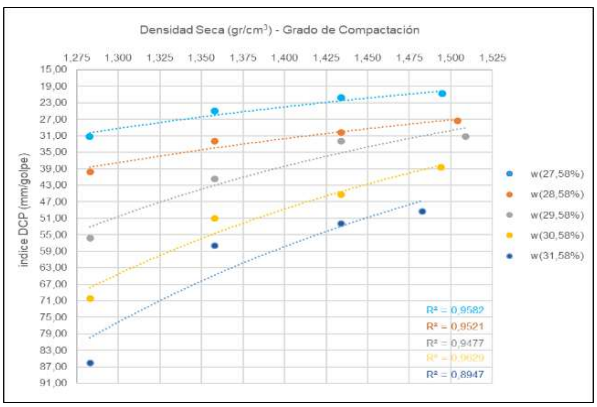


Figura 3. Relación entre el índice DCP y densidad seca para cada contenido de humedad

3.3 Ensayos con el Deflectómetro de Impacto Ligero – LWD

Los ensayos LWD en laboratorio fueron realizados utilizando la norma ASTM E3331 y para el procedimiento en campo, se adoptó la norma AASHTO TP-456-01.

3.3.1 Sensibilidad del Módulo E_{LWD} a la humedad, densidad, y presión

Se procedió a realizar el análisis de diseño de experimentos factoriales. El análisis entregó un coeficiente de determinación R^2 de 96,62% para el modelo de ajuste. En la Figura 4, se aprecia el resultado del análisis que indicó que la humedad es el factor más influyente en el módulo de rigidez E_{LWD}, seguido de la combinación de la humedad con la densidad seca. También señaló que la presión ejercida tiene una influencia significativa. Las demás combinaciones de factores no resultaron influyentes. Se destaca el escaso efecto de la densidad. Los resultados demostraron que, en todos los casos, la humedad sigue siendo el factor más influyente, adquiriendo mayor significancia para grados de compactación superiores al 95% con relación a los demás factores. La influencia de las presiones fue significativa en ambas ramas, pero lo fue más en la rama seca que

en la húmeda. La influencia simultánea de la humedad en combinación con la densidad fue significativa en todos los casos.

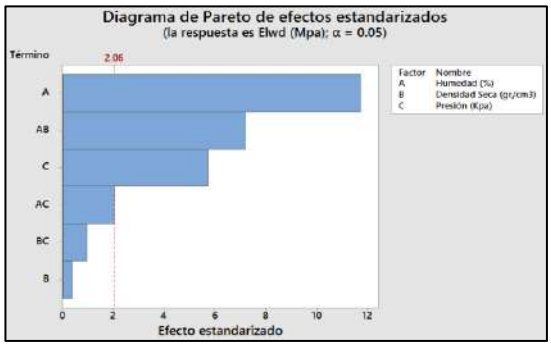


Figura 4. Influencia de parámetros entre el 90% y 100% de compactación

En la figura 5 se observa que, a medida que la humedad aumenta, el módulo disminuye. También se puede notar que, para humedades mayores o iguales a la óptima, las alturas de caída no resultaron relevantes, debido a que generaron módulos similares. Sin embargo, para humedades menores a la óptima, se obtuvieron módulos diferentes.

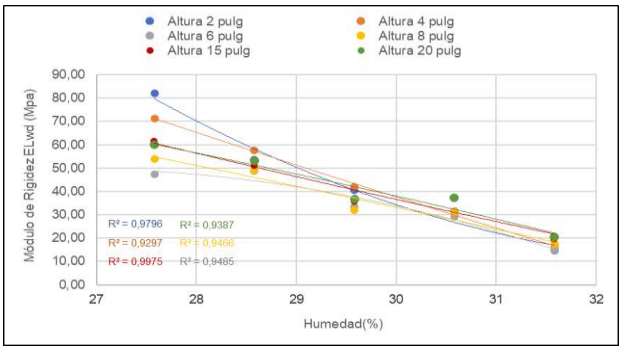


Figura 5. Módulos en función de la humedad para cada altura de caída. Probetas con 100% de compactación

Considerando los gráficos mostrados, se observa que hay un comportamiento del módulo en la rama seca diferente al de la rama húmeda. En la rama seca, cuando disminuye la densidad, también lo hace el módulo, pero en la rama húmeda, cuando disminuye la densidad, el módulo aumenta. Además, en la región de la humedad óptima, la variación del módulo es mínima. Esto implica que, en la rama seca, los valores del módulo para condiciones subcompactadas del suelo, serán menores al valor máximo para la condición totalmente compactada ($E_{Objetivo}$), por lo que la relación de módulos será menor a uno, es decir, el método detectaría con eficiencia un suelo que no está totalmente compactado. Por otra parte, en la rama húmeda, los valores del módulo para condiciones subcompactadas del suelo, serán mayores al valor máximo correspondiente a la condición totalmente compactada ($E_{Objetivo}$), por lo que el cociente entre el módulo de campo y el módulo objetivo daría mayor a la unidad, lo cual indica que el método no detectaría el suelo subcompactado en esa zona.

3.4 Ensayos de Campo

Tabla 2. Resultados de ensayos de cono de arena

Pista	Pista 1	Pista 2		Pista 3
Número de Pasadas	2	4		6
Punto de Ensayo	5	5	8	8
Humedad del Punto (%)	29.3	28.9	29.1	27.9
Densidad Seca (kg/m³)	1 270	1 427	1 348	1 468
Densidad máxima seca (kg/m³)	1 509	1 509	1 509	1 509
Grado de Compactación	84.2	94.6	89.3	97.3

4.4.1 Correlación en campo entre la densidad seca, el índice DCP y la humedad

Se realizó un análisis de regresión no lineal ajustando la dispersión de puntos representativos al modelo mencionado en (Guevara & Canaza, 2023), cuyo resultado se exhibe en la Figura 6. El coeficiente de determinación R^2 obtenido por el modelo fue del 93,6%.

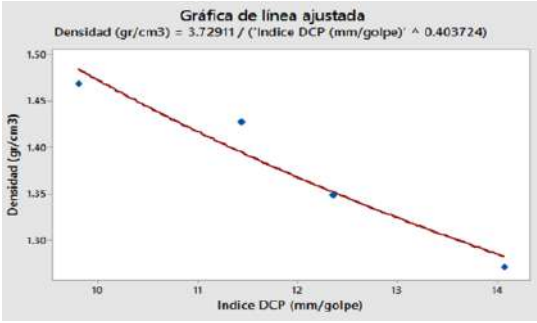


Figura 6. Curva resultante del análisis de regresión

3.4.1 Comportamiento del Módulo de Rigidez LWD respecto a cambios de humedad y densidad

El módulo objetivo se obtiene a partir del análisis de los resultados en el laboratorio de las probetas compactadas a densidades y humedades equivalentes al 100% de la energía estándar, según ASTM D-698. Los coeficientes del modelo de ajuste proporcionada por el método fueron determinados y los resultados mostraron un R^2 de 83,7%, lo que implica un buen ajuste de los datos. A continuación, se presenta la ecuación resultante, donde E_{LAB} representa el Módulo de rigidez en Mpa, ω denota la humedad en %, y P es la presión en Kpa, dicha ecuación se puede visualizar gráficamente en la Figura 7.

$$E_{LAB}=1502{,}53 - 87{,}796*\omega + 1{,}3137*\omega^2 - 0{,}2127*P+0{,}000398*P^2 \quad (2)$$

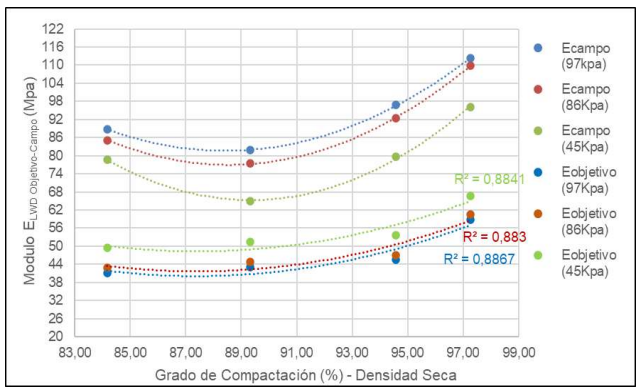


Figura 7. Módulos $E_{Objetivo\ -\ Campo}$ vs Densidad seca para todas las presiones

3.5 Evaluación de las pistas según diversos métodos

En la Figura 8 se presenta un resumen gráfico de los resultados obtenidos de los métodos estudiados en esta investigación.

Se puede afirmar que existe una baja concordancia entre los resultados de los métodos con el DCP y LWD, ambos señalan falta de homogeneidad en las pistas. Según el método DCP, sería necesario reforzar la pista terminada (pista 3), en la franja central de la misma. El método con el LWD también sugiere reforzar la pista, al menos en ambos bordes. Sin embargo, éstas son franjas que el DCP ha considerado aceptables. La falta de coincidencia podría atribuirse a posibles errores en la medición o a contenidos de humedad considerados según áreas de influencia de puntos de humedad conocida, así también el fenómeno que experimenta el módulo de rigidez con grados de compactación muy bajos.

a) b) c)

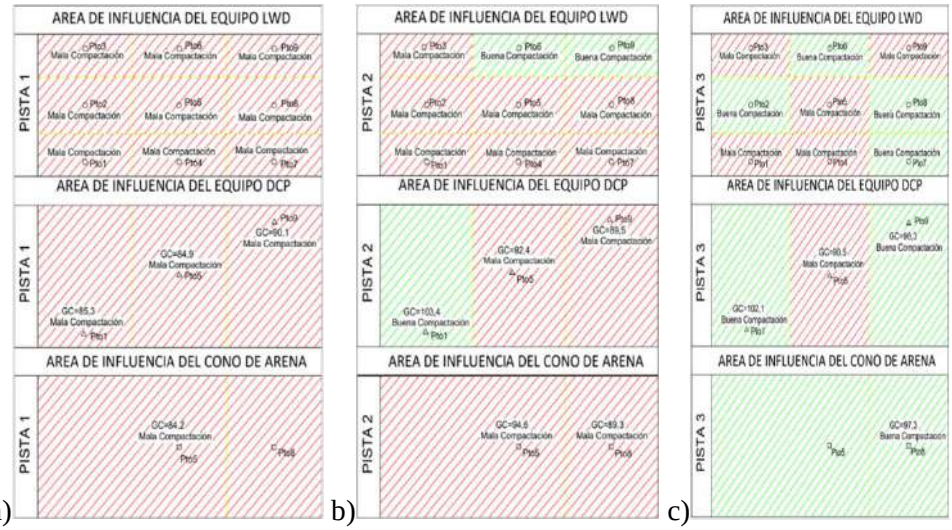


Figura 8. Comparativa de resultados de cada método en: a) Pista 1 (2 pasadas) b) Pista 2 (4 pasadas) c) Pista 3 (6 pasadas)

4 CONCLUSIONES

La investigación se centró en un tipo de suelo residual identificado como Arcilla de Alta Plasticidad A-7-5, con límites líquido y plástico de 57% y 30%, respectivamente, utilizado en la construcción de terraplenes.

4.1 En cuanto al método con el DCP

Se determinó que el índice DCP fue significativamente afectado por la humedad, con menor impacto en la rama seca, identificada como la región más adecuada para detectar variaciones de densidades con el método.

Aunque el índice DCP mostró una buena sensibilidad inicial a los cambios de densidad, esta cualidad disminuyó gradualmente hasta volverse poco sensible a medida que el suelo alcanzaba niveles altos de compactación. No obstante, esto no representa un problema para el método, ya que esta disminución de sensibilidad ocurrió para niveles de compactación por encima del límite aceptable.

Se lograron establecer correlaciones satisfactorias entre el índice DCP, la densidad seca y la humedad, tanto en el entorno de laboratorio como en campo. En cuanto a las correlaciones obtenidas en laboratorio, no pudieron emplearse en campo, debido a que se observó que el rango de valores de las mediciones del Índice DCP en campo no concordaron con los límites de validez de las correlaciones mencionadas. Esto sugiere que las condiciones simuladas en el laboratorio no reprodujeron adecuadamente la complejidad o variabilidad encontrada en el entorno real del campo.

Se determinó que es más efectivo obtener al realizar ensayos sobre plataformas de prueba compactadas con diferentes números de pasadas y configuraciones de la compactadora, manteniendo constante la humedad. Se observaron mejores aptitudes con este enfoque para predecir condiciones subcompactadas del suelo, así como puntos de la curva de compactación.

4.2 En cuanto al método con el LWD

Se determinó que la humedad es el factor más influyente en el módulo de rigidez E_{LWD}, presentándose una correlación muy fuerte entre ambos.

Además, el módulo mostró una alta sensibilidad a la presión en la rama seca, generando un amplio rango de valores de módulos, y una escasa sensibilidad en la rama húmeda, hasta el punto en que la presión se volvió irrelevante. Este comportamiento se mantuvo para densidades menores.

Se encontró que la relación entre el módulo y la densidad tiene un comportamiento particular, es directa en la rama seca e inversa en la rama húmeda. Respecto a la región con humedad óptima, se presentó poca

sensibilidad del módulo a los cambios de densidad. De esto se deduce que el criterio de relación de módulos del método es efectivo en la rama seca, y se sugiere sea invertido en la rama húmeda.

Dada la buena correlación hallada in situ entre el módulo de rigidez y la densidad, se encontró una alternativa para calibrar el método con el LWD empleando directamente los valores representativos de módulos de campo alcanzados en lugar de utilizar la relación de módulos.

4.3 En cuanto a los métodos abordados en esta investigación

Se encontró que existe una baja concordancia entre los resultados de los métodos con el DCP y LWD. Los métodos evaluados señalaron falta de homogeneidad en las pistas.

El equipo LWD demostró ser más rápido que el DCP, y su operación solo requirió de un operador, a diferencia del equipo DCP, que necesitó de dos operadores. Ambos equipos presentan métodos que optimizan la evaluación de la compactación de terraplenes y estructuras similares, aumentando el número de muestras sobre pistas para garantizar mayor homogeneidad y rapidez en obra.

Se considera que el método con el DCP exhibió un mejor comportamiento y mayor confiabilidad para controlar densidades alcanzadas que el método con el LWD. Esto no implica desmeritar al método con el LWD, sino que demostró una mayor exigencia en el nivel de cuidado tanto en las mediciones como con los parámetros que influyen en el módulo que proporciona.

AGRADECIMENTOS

Al Programa Universitario de Becas para la Investigación «Andrés Borgognon Montero» (PUBIABM) y a la ganadera 13 de Mayo S.A, por el apoyo técnico, científico y financiero.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2017). Standard Method of Test for Compaction Quality Control Using Light Weight Deflectometer (LWD).

Arriola Astocaza, M. D. J., & Farias Montoya, J. E. (2020). Propuesta metodológica para verificación del grado de compactación de suelos con un deflectómetro de impacto liviano (LWD). Universidad San Ignacio de Loyola.

Berrocal Espinal, C. N. (2019). Comparación del control de grado de compactación In Situ, utilizando el deflectómetro de peso liviano (LWD) comparado a los resultados del método nuclear y método del cono de arena para un tramo del proyecto Tocache—Juanjuí, en la región San Martín [Tesis de Grado]. Universidad Continental.

Guevara Lopez, I., & Canaza Rojas, F. (2023). Estimación de la densidad seca de un relleno granular utilizando el penetrómetro dinámico de cono. Gaceta Técnica, 24, 77-91. https://doi.org/10.51372/gacetatecnica242.6

Manzano Ortiz, P. M. (2021). Correlación entre el CBR, DCP, propiedades índice y mecánicas en suelos del cantón Píllaro; parroquia Marcos Espinel; de la provincia de Tungurahua [bachelorThesis]. Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera de Ingeniería Civil.

Maryland Department of tranportation state highway administration. (2017). Standardizing Lightweight Deflectometer Modulus Measurements for Compaction Quality Assurance.

Parada, G. (2018). COMPARISON STUDY BETWEEN FIELD COMPACTION CONTROL DEVICES OF UNBOUND MATERIALS. https://doi.org/10.13140/RG.2.2.12699.98084

Salamanca Rodríguez, E. C. (2019). Curvas de calibración para el control de la calidad de compactación usando el equipo LWD en capas granulares en un proyecto de infraestructura vial [Pontificia Universidad Javeriana, Facultad de Ingeniería]. http://repository.javeriana.edu.co/handle/10554/47174

Yepes Piqueras, V. (2021). Procedimiento de construcción para la compactación y mejora del terreno. Universitat Politècnica de Valencia.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/684

Evaluation of Bolivian Lateritic Gravels as Pavement Base Material Using Engineering Specifications Established in other Tropical Regions

Durval Párraga Morales
Research Fellow, Universidad Privada Boliviana (UPB), Cochabamba, Bolivia, durvalx9@gmail.com

Juan Carlos Rojas Vidovic
Professor, Universidad San Francisco Xavier de Chuquisaca (USFX), Sucre, Bolivia, geotecnia@gmail.com

RESUMO: O desenvolvimento da infraestrutura rodoviária na Amazônia boliviana apresenta desafios técnicos significativos, principalmente devido à escassez de agregados naturais ou pedras britadas disponíveis para fins de construção. Em vez disso, materiais granulares naturalmente ocorrentes, como cascalhos lateríticos, são abundantes nesta região, oferecendo uma alternativa atrativa para uso como geomateriais nas camadas estruturais de pavimentos. Assim, o presente estudo avaliou a adequação dos cascalhos lateríticos para uso como material de base por meio de sua avaliação utilizando especificações locais bolivianas, bem como duas especificações internacionais desenvolvidas em países tropicais, como Brasil e Austrália. Para esse fim, o estudo avaliou 24 amostras de cascalhos lateríticos coletadas de várias localidades distribuídas pela região amazônica boliviana. A avaliação envolveu um extenso programa laboratorial que integrou testes mecânicos e geotécnicos, bem como análises químicas e mineralógicas. Os resultados da avaliação destacam que a especificação local atual da Administradora Boliviana de Carreteras (ABC) é restritiva. Além disso, as especificações do Brasil e da Austrália demonstram maiores relaxamentos nos requisitos de parâmetros geotécnicos e mecânicos. Finalmente, os resultados deste estudo apoiam fortemente e recomendam o desenvolvimento de especificações locais para a seleção de cascalhos lateríticos para sua aplicação como material de base para pavimentos.

PALAVRAS-CHAVE: Cascalho laterítico, pavimento, Solos tropicais, Geotecnia, camada de base.

ABSTRACT: The development of road infrastructure in the Bolivian Amazon presents significant technical challenges, mainly due to the scarcity of natural aggregates or crushed stones available for construction purposes. Instead, naturally occurring granular materials like lateritic gravels are abundant in this region, offering an attractive alternative for use as geomaterials in the structural layers of pavements. Thus, this study assessed the suitability of lateritic gravels for use as base course material through its evaluation using local Bolivian specifications, as well as two international specifications developed in tropical countries such as Brazil and Australia. For this purpose, the study evaluated 24 samples of lateritic gravels collected from various locations distributed across the Bolivian Amazon region. The evaluation involved an extensive laboratory program that integrated mechanical and geotechnical tests, as well as chemical and mineralogical analysis. The evaluation results highlight that the current local specification of Bolivian Highway Administration (Administradora Boliviana de Carreteras, ABC) is restrictive. Moreover, the specifications from Brazil and Australia show more relaxed requirements for geotechnical and mechanical parameters. Finally, the results of this study strongly support and recommend the development of local specifications for selecting lateritic gravels for their application as base course material for pavements.

KEYWORDS: Lateritic gravels, pavement, tropical soils, geotechnical, base course.

1 INTRODUCTION

The study of lateritic materials in developing countries with tropical climates contributes to the understanding of their engineering behavior for potential use as construction geomaterials, particularly for in low cost pavements. In addition, the severe climatic conditions in humid tropical and sub-tropical zones of the world, such as the Bolivian Amazon, accelerate the intense weathering of materials, resulting in a lack of traditionally used natural or crushed granular stone for construction purposes. This leads to the adoption of

more costly and environmental impacting alternatives, such as transporting natural gravels from hundreds of kilometers away for rural unpaved road infrastructure that meets traditional specifications. As a result, implementing cost-effective pavement solutions becomes unfeasible. Moreover, severe tropical climatic conditions contribute to the formation of lateritic soils with residual origins. These soils exhibit unique geotechnical, chemical, and mineralogical properties that differ from sedimentary soils formed in temperate climates with moderate weathering, which are typically studied in traditional soil mechanics literature (Gidigasu 1976; Blight and Leong 2012). Furthermore, the application of strict specifications developed in regions with temperate climates for the selection of lateritic gravels has resulted in their rejection as construction geomaterials, instead classifying them as marginal soils for construction purposes. However, this does not reflect the good performance observed in the field when tropical gravels are used as surface material to maintain rural unpaved roads in the northeastern Amazon region of Bolivia. In this context, this study evaluates the geotechnical, mechanical, chemical, and mineralogical characteristics of lateritic gravels from the Bolivian Amazon region for their potential use as construction material in pavement base courses. The results of this study are expected to be utilized by road authorities to develop and implement technical specifications for assessing lateritic gravels as geomaterials in road construction.

2 MATERIAL AND METHODS

2.1 Materials

For the experimental program, 24-sampling locations were selected along a 600 km rural road section in northeast part of the Beni department, located in the Amazon region of Bolivia. These locations encompass various topographical features, vegetation types, and drainage conditions. Figure 1 displays the characteristic natural sources of lateritic gravels evaluated for this study. Prior to conducting the laboratory tests, the collected soil samples were air-dried following the recommendations from previous studies on laboratory analysis of lateritic soils (Sunil and Krishnappa 2012).

Figure 1. Representative natural source of lateritic gravels.

2.2 Experimental program

2.2.1 Methods for laboratory test

The geotechnical and mechanical tests were conducted according to the following standards: unit weight of solids [D854 (ASTM 2014)], Atterberg limits [D4318 (ASTM 2017a)], grain size distribution [D6913 (ASTM 2017b)], Modified Proctor tests [ASTM D1557 (ASTM 2012)], California Bearing Ratio (CBR) and expansion tests [ASTM D1883 (ASTM 2016)], and resistance-to-abrasion [ASTM C131 (ASTM 2020)]. In addition, soil classification was carried out following the Unified Soil Classification System (ASTM, 2011)

and the AASHTO classification system (AASHTO, 1991). The chemical analysis to determine the SiO_2, Al_2O_3, and Fe_2O_3 content was carried out using Atomic Absorption Spectroscopy (AAS). Morphological and microstructural characterization was performed using Scanning Electron Microscopy (SEM) using a Tescan Vega3 XM SEM equipment. Moreover, mineralogical identification was carried out through X-ray diffraction (XRD) using a Siemens (BRUKER AXS) D-5000 X-ray diffractometer (θ-2θ) equipped with a Cu anode (λ = 1.5406 Å), operating at 40 kV and 25 mA for the primary beam and a curved graphite monochromator for the secondary beam.

2.2.2 Base course materials specifications

This study evaluated three technical specifications for assessing soils used as unbound base course materials. The first specification is the local standard set by the Bolivian Highway Administration (Administradora Boliviana de Carreteras – ABC, 2011). It's worth mentioning that the requirement ranges in this specification have been taken from regions in North America that have a significantly different climate. In addition to the local specification, two international specifications were taken into account: the Department of Infrastructure and Transportation of Brazil (DNIT, 2007), and the State Road Authority of Western Australia (MRWA, 2002). These international standards were developed based on extensive experience and field research specifically focused on road construction using lateritic gravels.

The evaluation focused on conventional geotechnical and mechanical parameters, which are generally considered to be the most relevant for assessing the performance of road pavement materials. Table 1 shows a comparison of parameters specified by ABC, contrasting them with the corresponding range parameters in the DNIT and MRWA specifications.

Table 1. Requirement for an unbound base course.

Description	ABC 2011	DNIT 2007	MRWA 2002
Specification class	Type A	Type A	Lt16
Materials types	Natural aggregates or crushed stones	Lateritic gravels	Lateritic gravels
Conventional parameters			
4-day soaked CBR, (%)	≥ 80	≥ 80	≥ 80
Swell, (%)	≤ 0.5	≤ 0.5	—
Liquid limit, LL (%)	≤ 25	≤ 40	≤ 35
Plasticity index, PI (%)	≤ 6	≤ 15	≤ 16
Los Angeles abrasion, LA (%)	≤ 40	≤ 65	≤ 50
Chemical parameters			
SiO_2/R_2O_3, S/R	—	≤ 2	—
$Al_2O_3 + Fe_2O_3$, (%)	—	—	≥ 20*
Other specified parameters	Fractured faces, Particle shape, sand equivalent.	Sand equivalent	Dust ratio, Linear Shrinkage, Dryback

Note: (*) minimum limit for crushed lateritic.

The main difference between the local Bolivian specifications and the international specifications is the introduction of chemical parameters for the selection of lateritic gravels for use in pavement bases. For example, the Brazilian specification (DNIT, 2007) incorporates chemical parameters such as the silica/sesquioxides molecular ratio (S/R), as shown Equation (1).

$$S/R = (SiO_2/60) / [(Al_2O_3/102) + (Fe_2O_3/160)] \quad (1)$$

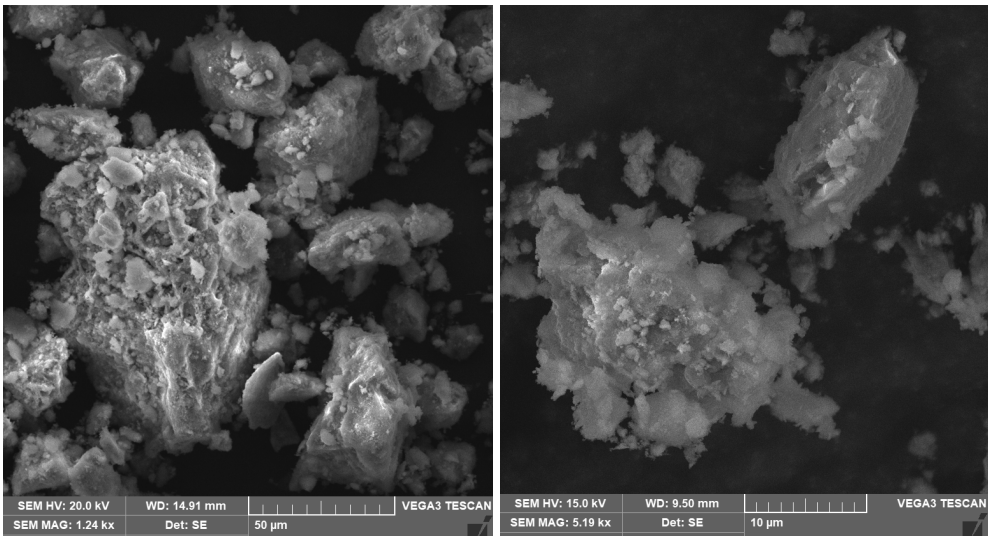
According to Winterkorn and Chandransenkharan (1951), the degree of laterization in lateritic materials can be assessed based on the silica/sesquioxide molecular ratio using the following criteria: non-laterized soils have an S/R ratio greater than 2. In contrast, in lateritic or laterized soils, the S/R ratio ranges between 1.33 and 2.0. Mature or highly laterized lateritic materials have an S/R ratio lower than 1.33.

Furthermore, based on their experience in road construction using lateritic gravels in Australia, Cocks and Hamory (1998) established the sesquioxides content as a chemical criterion for selecting lateritic gravels as pavement base courses, setting a minimum limit of 10% for the sesquioxides content ($Al_2O_3 + Fe_2O_3 \geq 10\%$). In addition, the most recent specification from the Western Australia Main Roads Department (MRWA, 2002) specifies a minimum limit of 20% ($Al_2O_3 + Fe_2O_3 \geq 20\%$) for the selection of crushed lateritic used in pavements.

3 RESULTS AND DISCUSSION

3.1 Mineralogical and chemical analysis

The qualitative X-ray diffraction (XRD) analysis conducted on the fine fraction of lateritic gravels samples have identified Clay and Non clay minerals. These include predominant clay minerals such as kaolinite [$Al_2Si_2O_5(OH)_4$] in abundant proportion and illite [$(K, H_3O)Al_2Si_3AlO_{10}(OH)_2$] in smaller proportions. Furthermore, non-clay minerals like gibbsite [$Al(OH)_3$], which are highly abundant, and a small presence of quartz (SiO_2) were observed. Additionally, the analysis revealed the absence of swelling clays such as smectite and montmorillonite. The mineralogical composition observed in all samples is consistent with previous findings reported for lateritic soils from other regions worldwide. Moreover, SEM micrographs in Figs. 2(a) at 1.24kx magnification reveals that sand and fines fraction of lateritic gravels primarily consist of irregularly shaped grains, mainly subangular in form. Furthermore, SEM micrograph in Fig. 3(b) at 5.19kx magnification reveals a porous and microaggregate structure in the particles, mainly composed of agglomerations of kaolinite minerals and quartz grains due to intense tropical weathering. Similar characteristics have been documented in geotechnical studies of lateritic soils from other tropical regions worldwide (Camapum de Carvalho et al. 2015). The chemical analysis focused on identifying iron oxide (Fe_2O_3), aluminum oxide (Al_2O_3), and silicon oxide (SiO_2), which are of particular interest for calculating the chemical parameters proposed by DNIT and MRWA for the classification and selection of lateritic soils for their application as geomaterials in construction. Results of AAS test from all samples of lateritic gravels indicate that the percentage of oxides varies from 1.8 to 24.5 % of Fe_2O_3, 6.5 to 26.7 % of Al_2O_3, and 40.4 to 78.3 % of SiO_2.



(a) (b)

Figure 2. Microstructure of fine fracction of lateritic gravels: (a) SEM at 1.24 kx magnification, and (b) SEM at 5.19 kx magnification.

3.2 Geotechnical and mechanical characteristics

Table 2 shows the statistical summary of the results from geotechnical and mechanical characterization conducted on the 24 samples of lateritic gravels. The granulometric analysis reveals that Bolivian lateritic gravels are primarily composed of a granular fraction containing lateritic concretions within a fine soil matrix (clays and silt). The composition of the granulometric fractions of all tested samples varies from 23.3 to 88.2% of gravels (concretions), 2.2 to 57.7% of sands, and 6.6 to 33.8% of fines. The specific gravity values range from 2.6 to 3.3. From dry unit weight − moisture content relationship, the maximum dry unit weight (γ_d) values vary between 17.6 kN/m³ and 21.9 kN/m³, while the optimum moisture content (w_{opt}) values varies between 9.3% and 16.3%. Furthermore, the soaked CBR values range from 49% to 204% at 100% compaction in the modified Proctor test. Also, the swelling potential was minimal for a water immersion period of 96 hours. The presence of kaolinite and the absence of smectite group minerals are consistent with low swelling, along with the presence of iron and aluminum in the lateritic gravels. The plasticity index ranges from 6% to 23%, and the Los Angeles abrasion values of the concretions range from 22% to 49%.Thus, the lateritic gravels are classified according to the AASHTO classification into class A-2-4, A-2-6, and A-2-7. Similarly, in the Unified Soil Classification System, they are categorized as GC, GM, GW-GC, and SC-SM.

Table 2. Statistical summary results of geotechnical and mechanical tests.

Designation	Standard methods	Laboratory results		
		Minimum	Maximum	Average
Gravel, (%)	ASTM D422 (ASTM 2007)	23.3	88.2	59.0
Sand, (%)		2.2	57.7	19.5
Fines, (%)		6.9	33.8	22
Atterberg limits				
Liquid limit, LL (%)	ASTM D4318 (ASTM 2017)	21.6	48.3	39.6
Plastic limit, PL (%)		15.7	30.2	23.2
Plasticity index, PI (%)		6.0	23.0	14.5
Resistance to abrasion				
Los Angeles abrasion, LA (%)		22.0	49.0	35.5
Specific gravity of grains	ASTM D854 (ASTM 2014)	2.6	3.3	2.9
Maximum dry unit weight, (kN/m^3)	ASTM D1557 (ASTM 2012)	17.6	21.9	19.8
Optimum moisture content, (%)		9.3	16.3	12.8
Soaked CBR at 100%, (%)	ASTM D1883 (ASTM 2016)	49	204	126.5
Swell, (%)		0.00	0.07	0.01

3.3 Evaluation for potential application in pavement base course

Figs. 3 (a-d) presents the laboratory results of all the samples tested for the liquid limit, plastic index, soaked CBR, and resistance to abrasion, along with the respective specification limits established by ABC, DNIT, and MRWA.Thus, Figure 3 (a) shows that in the liquid limit (LL%) analysis of all samples, only one sample meets the ABC specification (LL < 25%), while eleven samples fall within the DNIT (LL < 40%) and MRWA (LL < 35%) specifications. In Figure 4 (b), the plastic index (PI%) data show that one sample complies with the ABC specification (PI < 6%), whereas five samples satisfy the DNIT specification (PI < 15%) and seven samples satisfy the MRWA specification (PI < 16%). With respect to resistance to abrasion, Figure 4 (c) shows that 21 samples meet the limit proposed by ABC (LA < 40%), while all 24 samples meet the specification limits proposed by both DNIT (LA < 65%) and MRWA (LA < 50%). Finally, 20 samples exceed the maximum recommended value (CBR - soaked > 80%) for soils to be used as base materials as established by the three specifications under analysis. Therefore, based on conventional parameters, seven samples meet the requirements for use in base material.

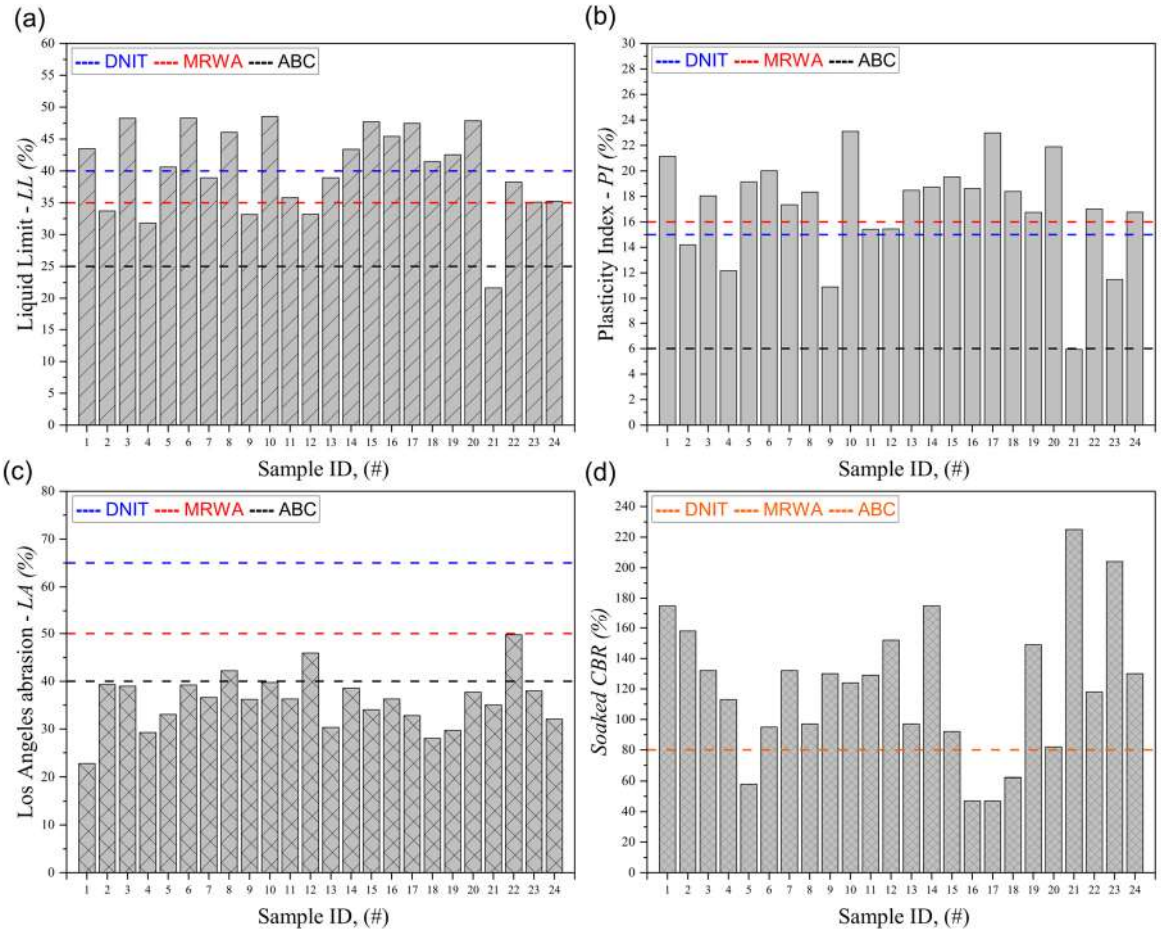


Figure 3. Limits for conventional parameters for base course: (a) Liquid limit, (b) Plasticity index (c) Los Angeles abrasion, and (d) Soaked CBR.

Furthermore, Figures 4 (a, b, and c) shows the grain size distribution curves of Bolivian lateritic gravels compared to the envelope specifications of ABC, DNIT and MRWA, respectively. The continuous black curves in the figures represent the upper and lower bounds of the envelope specifications. The analysis of grain size distribution curves for all samples show that they do not meet the strict grading requirements specified by ABC. Moreover, 18 samples fall within the specified grading envelope of DNIT, while 8 samples meet the envelope specifications of MRWA.

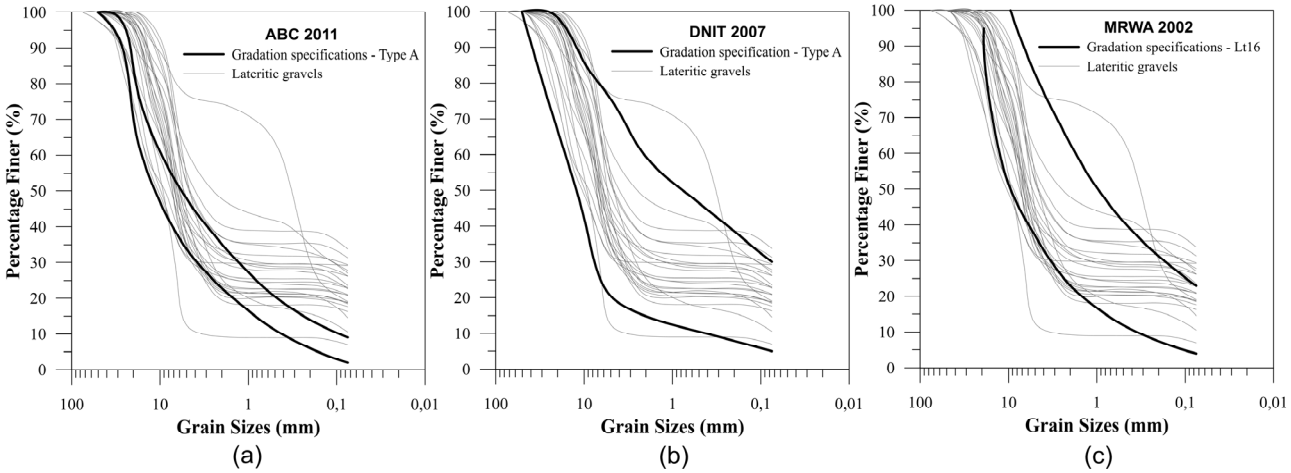


Figure 4. Grain size distribution curves of all samples with base course grading envelopes.

Figure 5 presents the results of chemical parameters proposed by DNIT and MRWA specifications for the selection of lateritic gravels for pavement base courses. Based on the graphical assessment of results, all samples are outside the criteria limits of the silica/sesquioxide molecular ratio (S/R ≤ 2) set by DNIT. Conversely, 20 samples comply with the sesquioxide content as proposed by MRWA (Al2O3 + Fe2O3 ≥ 20).

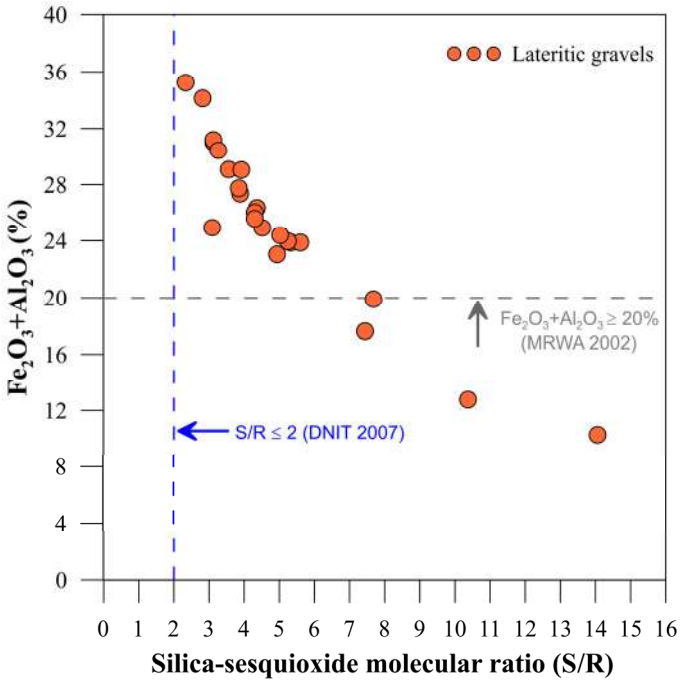


Figure 5. Results and chemical selection criteria for lateritic gravels for use in base course.

Previous studies conducted in other tropical regions of the world show that some lateritic soils do not meet the S/R ratio criterion. Additionally, there is reported difficulty in comparing the values of S/R ratio due to a wide range of values found in the literature. This is mainly attributed to the particle size fraction of the tested soils, the use of modified (normalized and unnormalized molecular masses) S/R formulas, and the testing method used for determining the chemical components (Netterberg, 2014).

4 CONCLUSIONS

Based on the assessment of three road specifications for material selection in pavement base courses, which are based on geotechnical, mechanical, and chemical requirements, conducted on the 24 samples of Bolivian lateritic gravels, the following conclusions can be drawn.

The evaluation results highlight that the current local specification of ABC is restrictive when applied to the selection of naturally occurring lateritic gravels for use as base layer material. This is due to strict ranges for geotechnical and geomechanical parameters, as well as the lack of consideration for chemical parameters-based selection criteria. Moreover, the specifications from Brazil (DNIT, 2007) and Australia (MRWA, 2002) demonstrate greater relaxations in terms of granulometric grading, liquid limit, plasticity index, and resistance to abrasion, allowing some samples of lateritic gravel to meet these limits. Additionally, the majority of the samples exhibit CBR resistance and expansion values that significantly meet the limits established by the specifications. Thus, the results suggest that some samples showcases suitable geotechnical and geomechanical characteristics for their use in the base layer of roads.

On the other hand, the evaluation of chemical parameters shows that the limits proposed by MRWA appear to be more appropriate for the lateritic gravels of Bolivia. However, the study's findings strongly advocate for highway infrastructure authorities to make informed decisions regarding the development of local specifications. These specifications should be based on, or adapted from, standards from other tropical regions that have proven effective in practice fo the application of lateritic materials, such as Brazilian and Australian specifications. Finally, the results show the potential use of naturally occurring lateritic gravels as an

alternative both technically and economically due to their good engineering characteristics, as well as their abundance in the Bolivian Amazon.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors wish to express their gratitude to the Research Unit at the Center for Civil and Environmental Engineering Research (CIICA) of the Universidad Privada Boliviana (UPB) for their support during the conduct of this research.

REFERENCES

ABC (Administradora Boliviana de Carreteras). (2011). *Manual de diseño de conservación vial*. Bolivia: Grupo APIA XXI.

ABC (Administradora Boliviana de Carreteras). (2011). Manual de diseño de conservación vial. Bolivia: Grupo APIA XXI.

ASTM. (2011). *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)*. ASTM D2487-11. West Conshohocken, PA: ASTM.

ASTM. (2012*). Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort (2,700 kN-m/m3)*. ASTM D1557. West Conshohocken, PA: ASTM.

ASTM. (2014). *Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer.* ASTM D854. West Conshohocken, PA: ASTM.

ASTM. (2016). *Standard test method for California bearing ratio (CBR) of laboratory-compacted soils*. ASTM D1883. West Conshohocken, PA: ASTM.

ASTM. (2017a). *Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils.* ASTM D4318. West Conshohocken, PA: ASTM.

ASTM. (2017b). *Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis* . ASTM D6913. West Conshohocken, PA: ASTM.

ASTM. (2020). *"Standard test method for resistance to degradation of small-size coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles machine."* ASTM C131, West Conshohocken, PA.

Blight, G. E., & Leong, E. C. (Eds.). (2012). Mechanics of residual soils. CRC Press.

Cocks, G. C., & Hamory, G. (1988). Road construction using lateritic gravel in Western Australia. In International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, 2nd, 1988, Singapore (Vol. 1).

de Carvalho, J. C., de Rezende, L. R., Cardoso, F. B. D. F., de FL Lucena, L. C., Guimarães, R. C., & Valencia, Y. G. (2015). Tropical soils for highway construction: Peculiarities and considerations. Transportation Geotechnics, 5, 3-19.

Departemento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). *Pavimentacao –Base estabilizada granulometricamente com utilizacao de solo lateritico – Especificacao de servico*; 2007. Norma DNIT–098/2007–ES.

Gidigasu, M. D. (1976). Laterite Soil Engineering. Pedogenesis and Engineering Principles.

Main Roads Department Western Australia (2002). Selection and use of naturally occurring materials as nace an dubbase. Perth: Main Roads Western Australia.

Netterberg, F. (2014). Review of specifications for the use of laterite in road pavements. Contract: AFCAP/GEN/124). Crown agents, AFCAP and UKaid.

Sunil, B. M., & Krishnappa, H. (2012). Effect of drying on the index properties of lateritic soils. Geotechnical and Geological Engineering, 30, 869-879.

Winterkorn H, Chandransenkharan EC. Laterite soils and their stabilization. HRB. Bull; 1951. No. 44.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/685

Implementação do modelo Cam Clay viscoplástico em programa de elementos finitos para previsão de recalques de longo prazo

Alessandro Cirone
Professor, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, acirone@puc-rio.br

RESUMO: Este trabalho apresenta uma versão viscoplástica do modelo constitutivo Cam Clay Modificado e sua implementação em programa de elementos finitos. O modelo constitutivo original, elastoplástico, isotrópico e associado, é transformado em modelo viscoplástico por meio da Teoria de Perzyna, empregando uma função de núcleo viscoso com estrutura matemática semelhante à clássica 'Rate Process Theory'. A implementação numérica do modelo é realizada via algoritmo de retorno implícito. Para avaliar a presente formulação, são realizados alguns testes numéricos com o software comercial de elementos finitos Plaxis 2D simulando um aterro rodoviário construído sobre solos moles.

PALAVRAS-CHAVE: solo mole, viscoplasticidade, aterro, recalque secundário.

ABSTRACT: This work presents a viscoplastic version of the Modified Cam Clay constitutive model and its implementation in a finite element program. The original constitutive model, which is elastoplastic, isotropic, and associated, is transformed into a viscoplastic model using Perzyna's Theory, employing a viscous nucleus function with mathematical structure similar to the classical 'Rate Process Theory'. The numerical implementation of the model is carried out via an implicit return mapping algorithm. To evaluate the current formulation, several numerical tests are performed using the commercial finite element software Plaxis 2D, simulating a highway embankment built on soft soils.

KEYWORDS: soft soil, viscoplasticity, embankment, secondary settlement.

1 INTRODUÇÃO

Muitos problemas práticos são atualmente analisados via análise tensão-deformação. Um problema recorrente é a previsão de recalques de longo prazo, onde a viscosidade do material desempenha um papel importante. Exemplo típico são as argilas moles, materiais geológicos com pronunciado adensamento secundário, produto de deformações viscosas. Para sua previsão, propõe-se utilizar um modelo constitutivo viscoplástico embasado no Cam Clay Modificado, que é reconhecido por seu bom desempenho na previsão do comportamento de materiais pouco ou nada sobre-adensados. Ao contrário dos modelos constitutivos disponíveis em softwares comerciais, fundamentados na proposta de Mesri, este trabalho adota a 'Rate Process Theory', incorporando a Teoria de Perzyna no modelo Cam Clay. Após apresentar a formulação do modelo, o presente trabalho explica, em linhas gerais, a implementação em software de elementos finitos, trazendo alguns exemplos para mostrar suas capacidades preditivas.

2 O MODELO CAM CLAY MODIFICADO VISCOPLÁSTICO

O modelo adota a decomposição da deformação total, $\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p$, onde ϵ^e é a parcela elástica e ϵ^p é a parcela viscoplástica.

2.1 Deformação elástica

São utilizadas as relações constitutivas hipoelásticas do modelo Cam Clay. Os módulos instantâneos são calculados como:

$$K = \frac{p'}{\kappa^*}, \qquad G = K\frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \tag{1}$$

onde K é o modulo volumétrico, G é o modulo de cisalhamento, κ^* é o índice de expansão modificado, ν é o coeficiente de Poisson, e p' é a tensão efetiva média. O módulo elástico volumétrico varia com a tensão efetiva, enquanto o coeficiente de Poisson é constante. O parâmetro κ^* determina a compressibilidade elástica do material em função da tensão efetiva confinante.

2.2 Deformação viscoplástica

Adotando a abordagem de Perzyna (1963, 1966), a taxa da deformação viscoplástica ($\dot{\epsilon}_{ij}^{p}$) é calculada pela seguinte lei de fluxo:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{p} = \frac{1}{\mu}\langle\phi(F)\rangle\,\frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \tag{2}$$

onde μ é o parâmetro de fluidez, que pode variar com a temperatura, ϕ é o núcleo viscoso, F é a função de 'overstress', g é o potencial plástico, σ'_{ij} é o tensor da tensão efetiva, e $\langle\rangle$ é o operador de Macauley, que indica $\langle\phi(F)\rangle = 0$ para $F \leq 0$ e $\langle\phi(F)\rangle = \phi(F)$ para $F > 0$.

O formato matemático de $\phi(F)$ pode ser obtido experimentalmente ou analiticamente. Neste estudo, utiliza-se uma função hiperbólica, fundamentada em considerações de micromecânica, oriunda da 'Rate Process Theory' (Bhandari & Inoue, 2005):

$$\phi(F) = \sinh(bF) \tag{3}$$

onde b é uma constante que controla a sensibilidade do material à taxa de deformação.

O modelo é associado. Em outras palavras, o potencial plástico coincide com a função de escoamento. Sua adaptação viscoplástica, de acordo com a abordagem de Perzyna, é dada por:

$$F = \frac{p_{eq}}{p_0} - 1, \qquad p_{eq} = p' + \frac{q^2}{M^2 p'} \tag{4}$$

na qual, p_{eq} é o correspondente 'equivalent stress' (a tensão equivalente), p_0 é o parâmetro de endurecimento, também chamado de pressão de pré-adensamento, e M é o parâmetro de estado crítico. A Figura 1 apresenta o modelo no espaço dos invariantes triaxiais. Existem duas elipses: a elipse de referência e a elipse de carregamento. O tamanho da elipse de carregamento aumenta com a taxa de deformação. O tamanho da elipse de referência aumenta com o endurecimento do material, conforme ilustrado no próximo item.

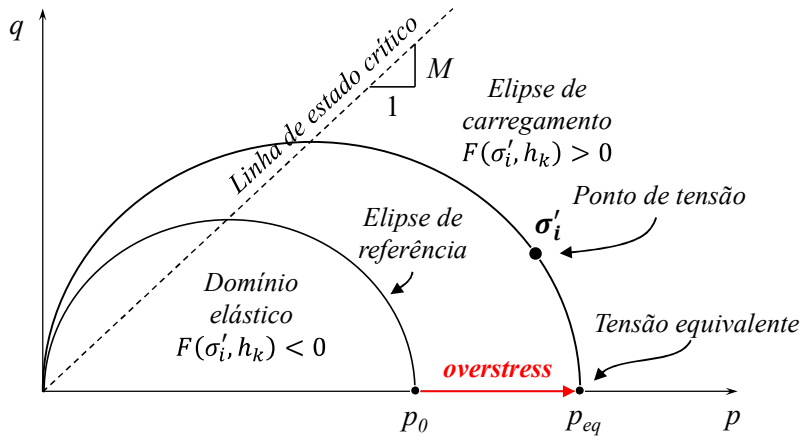


Figura 1. Modelo Cam-Clay Viscoplástico no plano p-q (também conhecido como espaço de Cambridge).

2.3 Lei de endurecimento

O modelo segue a lei de endurecimento isotrópico do modelo Cam Clay:

$$p_0 = p_0^{ref} \exp\left(\frac{\Delta\epsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \tag{5}$$

onde λ^* é o índice de expansão modificado, p_0^{ref} é o valor inicial de referência, e $\Delta\epsilon_v^p$ é a deformação volumétrica viscoplástica.

2.4 Parâmetros do modelo

Tratando-se de um modelo viscoplástico de Perzyna, além das componentes originais do modelo Cam Clay, o modelo proposto requer dois parâmetros adicionais para definir o comportamento viscoso. Na configuração atual, o modelo possui sete parâmetros, dos quais cinco são originários do Cam Clay Modificado e dois pertencem à viscoplasticidade, conforme mostrado na Tabela 1, a seguir.

Tabela 1. Resumo do modelo Cam Clay viscoplástico.

Componente	Parâmetro	Nome	Descrição – Calibração
Cam Clay Modificado	λ^*	Índice de compressão modificado	Inclinação da linha de compressão virgem no plano (ε_v – ln p')
	κ^*	Índice de expansão modificado	Inclinação da linha de descarregamento no plano (ε_v – ln p')
	v	Coeficiente de Poisson	É uma constante que relaciona os módulos elásticos entre si.
	M	Parâmetro de estado crítico	Inclinação da linha de estado crítico no plano (p' – q) para compressão triaxial.
	p_0	Pressão de pré-adensamento	Parâmetro de endurecimento. Evolui com a deformação volumétrica plástica
Fluxo viscoso	μ	Fluidez	Representa a viscosidade. Pode variar com a temperatura de acordo com a Lei de Arrhenius
	b	Sensibilidade à taxa de deformação	Controla o comportamento viscoso do material pela 'Rate Process Theory'.

3 IMPLEMENTAÇÃO EM ELEMENTOS FINITOS

O presente modelo constitutivo é implementado em programa de elementos finitos (Plaxis 2D) através da opção User Defined Soil Model (UDSM). Para ser utilizado como modelo definido pelo usuário, o código compilado como Dynamic Link Library (DLL) deve ser colocado dentro da pasta udsm, no diretório do programa.

3.1 Algoritmo de retorno implícito

A integração das equações constitutivas segue o clássico esquema preditor-corretor. A correção é feita tendo como referência o estado final, uma vez que a direção do fluxo plástico e o núcleo viscoso são avaliados no final do intervalo de integração. O algoritmo de retorno integra as deformações viscoplásticas, resolvendo o seguinte sistema de equações residuais:

$$\begin{cases} r_i = \Delta\lambda\, b_i - \Delta\epsilon_i^p \\ \rho = \frac{\Delta t}{\mu}\phi - \Delta\lambda \end{cases} \tag{6}$$

onde o vetor b_i define a direção do fluxo viscoplástico, enquanto o multiplicador Δλ é um escalar que representa o módulo da deformação viscoplástica; ϕ é a função de núcleo viscoso, r_i é o vetor dos resíduos de deformação viscoplástica, ρ é o resíduo associado ao multiplicador, e Δt é o intervalo de tempo. O sistema de equações (Eq. 6) é solucionado pelo método iterativo de Newton-Raphson no espaço dos invariantes de tensão (p, q). Dessa forma, deve ser resolvido apenas um sistema de duas equações em duas incógnitas.

3.2 Interface do usuário

No total, o presente modelo requer sete parâmetros de entrada. A isso soma-se a razão de sobreadensamento inicial, OCR_0, que deve ser especificada pelo usuário para fins de inicialização do modelo. Estes parâmetros devem ser especificados na aba do programa, mostrada na Figura 2. Além disso, o modelo permite inspecionar, no pós-processamento, os valores calculados das variáveis internas. São elas:

- p_0 : pressão de pré-adensamento
- OCR : razão de pré-adensamento isotrópico (OCR = p_0/p_{eq})
- p_{eq} : pressão equivalente $\left(p_{eq} = p' + \frac{q^2}{M^2 p'}\right)$
- flag : marcador

A última variável interna não possui nenhum significado físico. É apenas uma variável de controle dentro do algoritmo. Seu papel é impedir a reinicialização involuntária das outras variáveis internas.

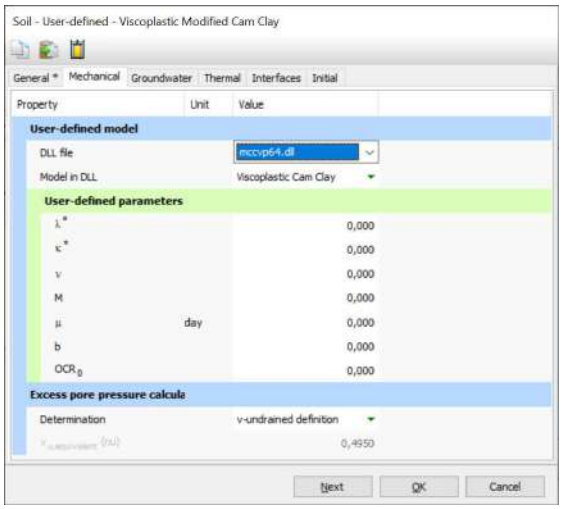


Figura 2. Interface gráfica para entrada dos parâmetros do modelo.

4 EXEMPLOS NUMÉRICOS

A implementação numérica do Cam Clay Modificado viscoplástico é avaliada por meio de diferentes testes numéricos, realizados com o software comercial de elementos finitos Plaxis 2D. A avaliação consiste em simular uma série de ensaios de adensamento edométrico de longa duração, além de um tutorial do próprio software, que simula a construção em duas etapas de um aterro sobre solos moles. Todas as simulações são realizadas com elementos triangulares. A opção *Undrained* é selecionada para representar o comportamento não drenado.

Nas simulações dos ensaios de laboratório, o peso específico é mantido nulo e são adotados os parâmetros da argila mole do Sarapuí, listados na Tabela 1. Os resultados experimentais de Lacerda et al. (1977), *apud* Almeida e Ferreira (1992), indicam uma forte variação da permeabilidade ao longo do processo de adensamento. Por isso, é considerada a seguinte lei:

$$\log k/k_0 = \Delta e/c_k \quad (7)$$

Almeida e Marques (2003) reportam a expressão $\log k_v\,(cm/s) = 0.9416e - 9.613$, adotada neste estudo. Não são considerados efeitos de anisotropia na permeabilidade. O índice de vazios de referência é e_0 = 4.2 correspondente à tensão efetiva de 1 kPa. A título de exemplo, na tensão efetiva de 6,25 kPa, o índice de vazios assume o valor de 3.96 e a permeabilidade é cerca de 0.001 m/dia.

Tabela 2. Parâmetros adotados para a argila do Sarapuí.

Material	λ*	κ*	ν	M	μ (dias)	b	p_0 (kPa)	k_0 (m/dia)	e_0	c_k
Argila do Sarapuí	0.235	0.025	0.2	1.14	11833	9.79	15.0	0.002	4.2	1.06

4.1 Ensaios oedométricos de longa duração

Ensaios oedométricos de longa duração são simulados com o objetivo de avaliar as previsões do modelo constitutivo em termos de recalques por adensamento primário e secundário, nas condições típicas de laboratório.

A Figura 3(a) mostra a malha de elementos finitos, as dimensões do modelo e as condições de contorno adotadas. O modelo numérico é axissimétrico, constituído por 13 elementos triangulares de 6 nós, totalizando 42 nós e 39 pontos de integração. Trata-se de uma coluna de solo com carregamento aplicado no topo. A drenagem é permitida apenas pela face superior. A altura da coluna é igual ao caminho de drenagem (H_d = 1 cm). As tensões iniciais são geradas empregando-se um material elástico fictício com coeficiente de Poisson igual a 0.31. A tensão inicial aplicada é de 6.25 kPa, enquanto a poropressão é nula em todos os pontos. Após a geração do estado de tensões iniciais, os deslocamentos são zerados, o modelo elástico é substituído pelo modelo viscoplástico e inicializa-se a pressão de pré-adensamento em 15 kPa (OCR = 2.4). Em seguida, procede-se ao carregamento até 50 kPa, com razão incremental de carregamento $\Delta\sigma/\sigma$ = 1 e com duração de 24 h em cada estágio de carga. Após 24h de adensamento sob 50 kPa, são aplicadas quatro razões $\Delta\sigma/\sigma$ diferentes, deixando o modelo adensar até estabilização dos recalques. As opções *Update Mesh* e *Update Pore Pressures* são ativadas em todas as etapas de cálculo. A aplicação dos carregamentos é realizada instantaneamente (o incremento de tempo é nulo) via análise do tipo *Plastic*. A fase de adensamento é simulada através da opção *Consolidation*. Em todas as etapas de cálculo, a tolerância é fixada em 1%.

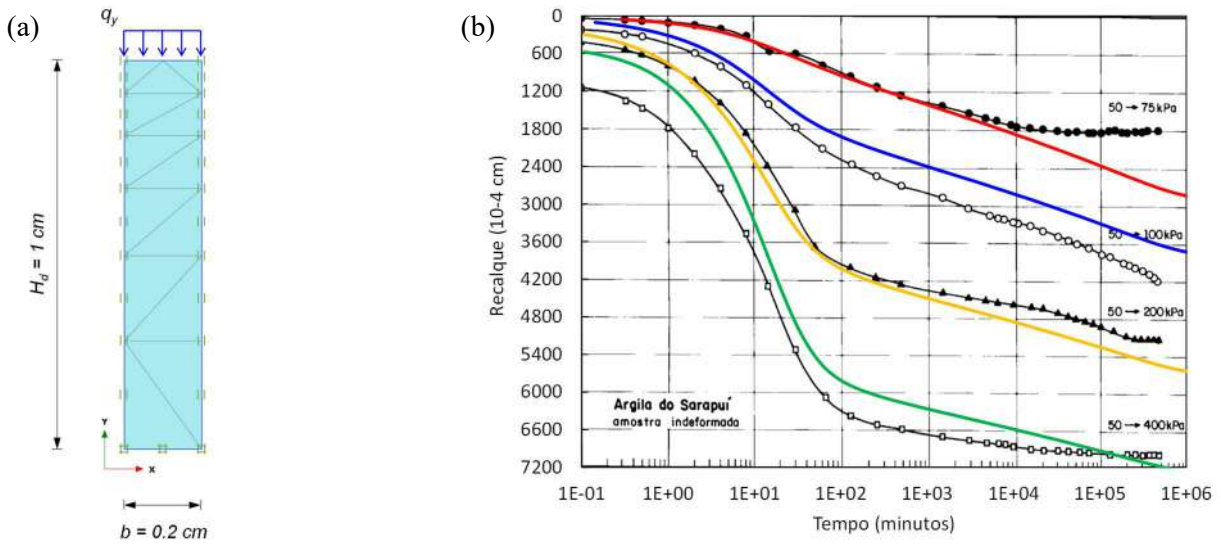


Figura 3. (a) Modelo numérico utilizado para simulação dos ensaios de adensamento. (b) Simulação dos ensaios oedométricos de longa duração. Dados experimentais de Vieira (1988).

A Figura 3(b) apresenta as curvas de recalque versus tempo (escala log) dos ensaios realizados por Vieira (1988), juntamente com as previsões do modelo (curvas vermelha, azul, amarela e verde). Para o mesmo conjunto experimental, a Figura 4 compara o recalque final calculado pelo modelo numérico e o recalque medido. Com exceção do carregamento de 50 para 75 kPa, a previsão do modelo é bastante precisa, visto que os erros individuais de previsão estão na faixa de ±15%.

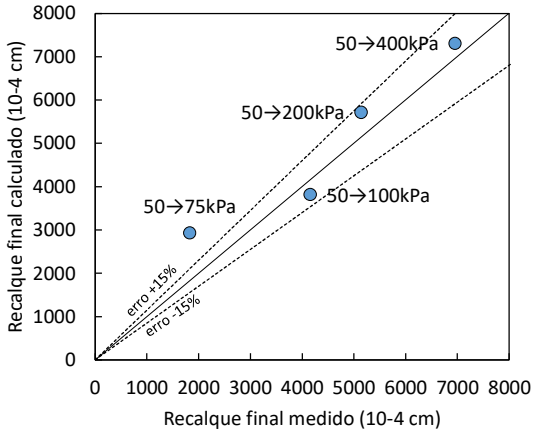


Figura 4. Comparação entre recalque final medido e calculado.

4.2 Aterro sobre solos moles

Seguindo um tutorial do próprio Plaxis, simula-se a construção em duas etapas de um aterro sobre solos moles. No tutorial original, o modelo Soft Soil é utilizado para os solos moles. O Soft Soil é um modelo elasto-plástico disponível no Plaxis. Compara-se o modelo Soft Soil com o modelo viscoplástico proposto, mantendo os valores dos parâmetros reportados no tutorial, exceto aqueles que modelam o comportamento viscoso. Em outras palavras, são adotados os valores do modelo Soft Soil reportados no tutorial (λ^*, κ^*, ν, M, OCR, k, e_0 e c_k) enquanto os valores de μ e b são os mesmos da argila do Sarapuí. O Tutorial 08 – *Construction of a road embankment*, descrito em detalhe na documentação do software, aborda a construção de um aterro sobre solos moles. O modelo numérico é apresentado na Figura 5.

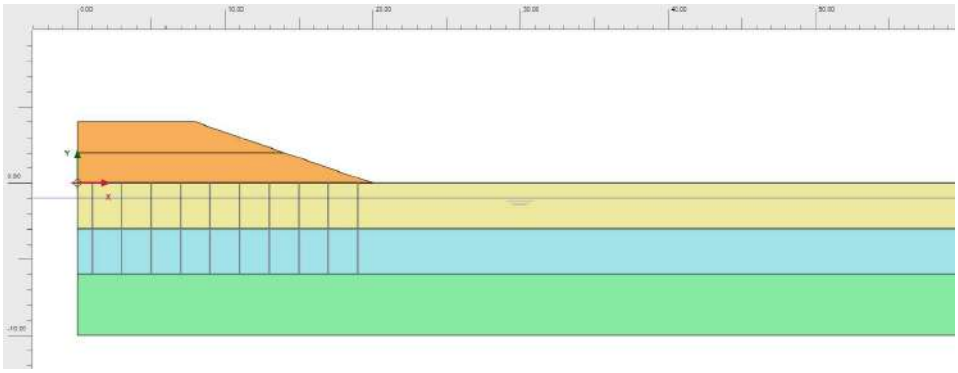


Figura 5. Aterro sobre solos moles – modelo numérico.

O faseamento de cálculo consiste em quatro análises do tipo *Consolidation*. A construção dos primeiros dois metros do aterro é simulada em dois dias. Esta primeira etapa tem tempo de permanência de 30 dias. Em seguida, os últimos dois metros são construídos em um dia. Na última fase de cálculo, a opção *Minimum excess pore pressure* (p_{min} = 10^{-6} kPa) é selecionada para simular o adensamento de longo prazo. A análise desconsidera os drenos verticais. Os resultados, em termos de excesso de poropressão e recalques previstos, são mostrados nas Figuras 6 e 7. Nos gráficos, a curva vermelha representa a previsão feita pelo modelo elastoplástico *Soft Soil*. A curva azul representa a previsão feita pelo modelo viscoplástico proposto. O formato

da curva é consequência da construção em duas etapas, com intervalo de 30 dias entre elas. Em função da parcela viscosa, o modelo proposto prevê cerca de vinte centímetros de recalques adicionais, que se desenvolvem ao longo de mil dias. Cabe ressaltar que o recalque secundário não se desenvolve indefinidamente e é mais impactante na fase pós-obra. Durante a construção, a parcela viscosa parece influenciar mais o desenvolvimento das poropressões do que os recalques.

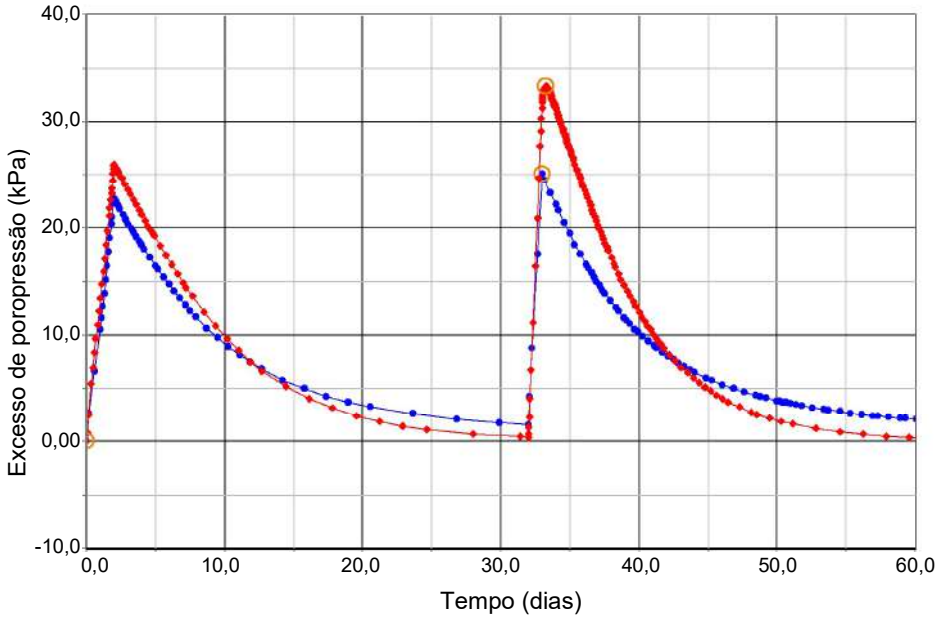


Figura 6. Gráfico do excesso de poropressão abaixo do aterro, no meio das camadas moles.

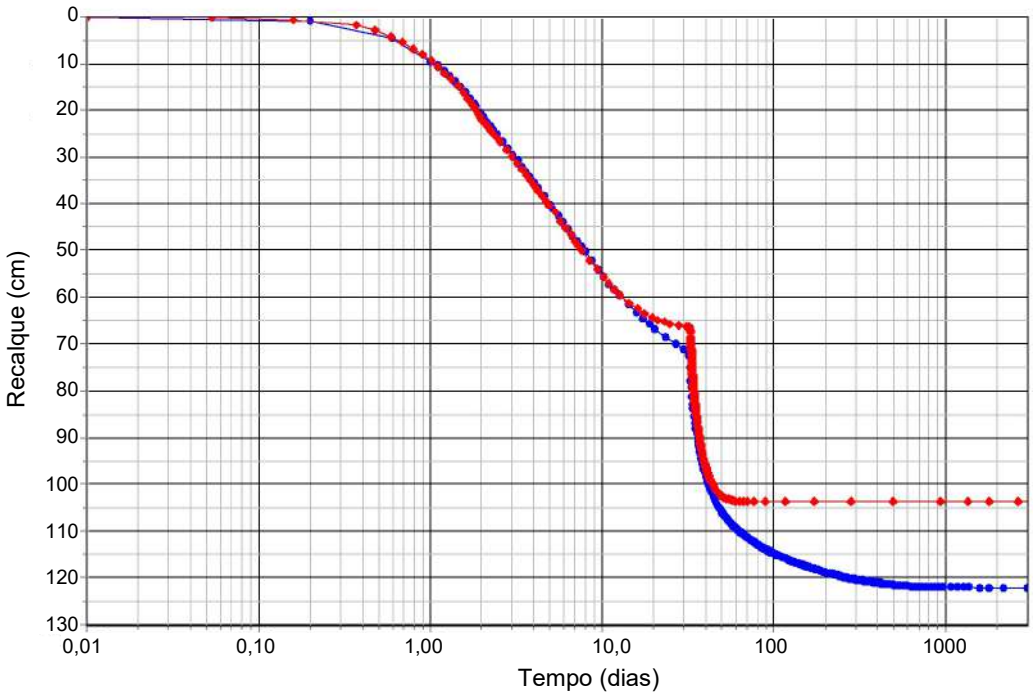


Figura 7. Gráfico de recalque do aterro.

5 CONCLUSÃO

Foi apresentada a formulação geral do modelo constitutivo Cam Clay Modificado viscoplástico. O modelo foi implementado em software de elementos finitos via algoritmo de integração implícita. Foram realizados alguns testes numéricos para verificar a implementação. Os resultados numéricos, envolvendo ensaios de adensamento e aterro sobre solos moles, parecem indicar que o trabalho teve êxito em sua implementação.

Comparado com o mais tradicional caso elasto-plástico, o presente modelo viscoplástico necessita apenas de dois parâmetros adicionais. São eles: o parâmetro de fluidez (μ) e a sensibilidade à taxa de deformação (b). A calibração desses parâmetros é ilustrada no estudo de Cirone e Vargas (2024).

Há uma grande expectativa quanto à capacidade do modelo em calcular a magnitude do recalque secundário, podendo solucionar muitos problemas práticos.

As próximas atividades a serem realizadas pela pesquisa consistem, basicamente, em acrescentar o comportamento anisotrópico segundo a teoria de Boehler e Sawczuk e simular alguns casos reais envolvendo aterros sobre solos moles.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi desenvolvido com base na Lei de Incentivo à Pesquisa e Desenvolvimento da ANP nº 9.478, de 06/08/1997, e o autor agradece à Repsol Sinopec Brasil por todo o apoio a este trabalho. Além disso, o presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. S. S., & Ferreira, C. A. M. (1992). Field, in situ and laboratory consolidation parameters of a very soft clay. In Predictive Soil Mechanics: *Proceedings of the Wroth Memorial Symposium held at St Catherine's College, Oxford, 27-29 July 1992* (pp. 73-93). Thomas Telford Publishing.

Almeida, M.S.S. & Marques, M.E.S. (2003). The behaviour of Sarapuí soft clay. Tan, et al. (Eds.), Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, vol. 1, Swets & Zeitlinger, Lisse, pp. 477-504

Bhandari, A. R., & Inoue, J. (2005). Strain localization in soft rock—a typical rate-dependent solid: experimental and numerical studies. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 29(11), 1087-1107.

Cirone, A., Vargas, E. (2024). Viscous Nucleus Function of Soft Clay Derived from Hydrostatic Stress Relaxation. *Indian Geotech J*. https://doi.org/10.1007/s40098-024-00963-0

Lacerda, W.A., Costa-Filho, L.M. & Duarte, A.E.R. (1977). Consolidation characteristics of Rio de Janeiro Soft Clay, *Proc. Int. Symp. on Soft Clay*, Bangkok, pp. 231-243.

Perzyna, P. (1963). The constitutive equations for rate sensitive plastic materials. *Quarterly of applied mathematics*, 20(4), 321-332.

Perzyna, P. (1966). Fundamental problems in viscoplasticity. *Advances in applied mechanics*, 9, 243-377.

Vieira, L.O.M. (1988). *Contribuição ao estudo do adensamento secundário*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, 137 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/686

Incorporação das Fibras de Papel Kraft Como Técnica de Melhoramento de Solo em Comparação a Estabilização Tradicional de Solo com Cimento

José Hugo Pereira do Nascimento
Bacharelando em Engenharia Civil, Instituto Federal de Alagoas - IFAL, Palmeira dos Índios, Brasil, jhpn1@aluno.ifal.edu.br

Margarete Helen Magalhães Oliveira
Bacharelando em Engenharia Civil, Instituto Federal de Alagoas - IFAL, Palmeira dos Índios, Brasil, mhmo1@aluno.ifal.edu.br

Paulo Evson Soares da Silva
Bacharelando em Engenharia Civil, Instituto Federal de Alagoas - IFAL, Palmeira dos Índios, Brasil, pess3@aluno.ifal.edu.br

Rafael Araújo Guillou
Docente do curso de Engenharia Civil, Instituto Federal de Alagoas - IFAL, Palmeira dos Índios, Brasil, rafael.guillou@ifal.edu.br

Rayanne Karlla Santos da Silva
Docente do curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas - UFAL, Delmiro Gouveia, Brasil, rayanne.silva@delmiro.ufal.br

RESUMO: Na construção civil, um solo pode ser utilizado em seu estado natural ou reforçado/melhorado com o intuito de alcançar um desempenho mais eficiente. A nível de melhoramento, novos processos de estabilização estão se tornando opções interessantes, e resíduos de construção e demolição com potencial de aplicação precisam ser estudados. Nesse contexto, o objetivo desta pesquisa é avaliar a influência da adição de fibras de papel kraft no melhoramento do solo, fazendo uma comparação com a técnica já conhecida de solo melhorado com cimento. Para tanto, a metodologia consiste em estudar uma amostra de solo arenoso através de ensaios laboratoriais sem e com a incorporação, em percentuais variados, dos materiais: Cimento Portland e papel kraft, em suas amostras. Os ensaios de granulometria, sedimentação e compactação serão realizados nessa caracterização. Como resultados esperados, anseia-se que a incorporação das fibras de papel kraft melhore as propriedades das amostras e que haja uma porcentagem adequada desta técnica cuja eficácia se assemelhe à do cimento Portland, fazendo com que esse método de estabilização possa ser incorporado nos processos da construção civil, haja vista os benefícios ambientais e econômicos.

PALAVRAS-CHAVE: Solo, Fibras, Cimento, Compactação, Melhoramento

ABSTRACT: In civil construction, soil can be used either in its natural state or reinforced/improved to achieve more efficient performance. Regarding improvement, new stabilization processes are becoming interesting options, and construction and demolition waste with potential applications need to be studied. In this context, the objective of this research is to evaluate the influence of adding kraft paper fibers on soil improvement, comparing it with the well-known technique of cement-stabilized soil. The methodology involves studying a sample of sandy soil through laboratory tests, both without and with varying percentages of incorporation of materials: Portland cement and kraft paper. Tests including particle size analysis, sedimentation, and compaction will be conducted for characterization. The expected results aim to demonstrate that incorporating kraft paper fibers enhances sample properties, and to identify an optimal percentage of this technique whose

effectiveness rivals that of Portland cement. This stabilization method could thus be integrated into civil construction processes, considering its environmental and economic benefits.

KEYWORDS: Soil, Fibers, Cement, Compaction, Improvement

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Terzaghi (1943), o solo é o resultado da combinação de partículas minerais e orgânicas, juntamente com a presença de água e ar que preenchem meticulosamente os espaços vazios entre essas partículas.

Segundo Ingles e Metcalf (1972), é comum que, sob a perspectiva geotécnica, os solos naturais apresentem propriedades mecânicas insuficientes para serem utilizados de forma adequada em projetos de engenharia. Nesse contexto, Leon (2018) destaca que a aplicação de técnicas de melhoramento do solo permite uma maior exploração dos materiais disponíveis localmente, resultando em economia de recursos financeiros e naturais.

Uma técnica amplamente aplicada é a estabilização do solo com cimento, que, segundo Freire (1976), envolve a mistura de solo, cimento Portland e água. Quando essa mistura é compactada com o teor de umidade ótima, resulta em um material estruturalmente resistente, estável, durável e de baixo custo.

Muitos são os tipos de adições estudadas para serem empregadas no melhoramento de um solo. Segundo Santos et al. (2022), se tem para solos arenosos estudos e bons resultados com fibras de nylon, papel e sisal. Já para solos argilosos as fibras de pneu, polipropileno, coco, entre outras são apresentadas com bom desempenho.

Pelo estudo de Buson (2009), às fibras dispersas de papel kraft provenientes da reciclagem de sacos de cimentos, quando usadas em Blocos de Terra Compactada – BTCs, apresentaram um bom desempenho como estabilizante para melhorar propriedades físicas, mecânicas e características dos BTCs.

A utilização dessas fibras emerge como aspecto dinâmico positivo na cadeia ambiental, tendo em vista que a atividade de reciclagem corrobora com a preservação de recursos naturais, isso porque de acordo com Buson (2009), a construção civil é responsável por grande parte dos resíduos que são descartados diariamente em todo o mundo, entre esses materiais encontram-se os sacos de cimento feitos de papel kraft natural multifoliado.

Tendo como base as prerrogativas acima, busca-se responder: “As fibras de papel kraft, após tratadas, podem ser utilizadas como técnica eficiente de melhoramento de solo?”.

2 OBJETIVOS

Estudar a viabilidade da incorporação de fibras de papel kraft como método de melhoramento de solo, analisando sua influência nas propriedades do solo, especialmente em relação à resistência, e comparando os resultados obtidos com a técnica já estabelecida de solo melhorado com cimento.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Esta pesquisa é conduzida sob uma metodologia experimental, abordando aspectos qualitativos e quantitativos. Estão sendo realizados levantamentos teóricos, caracterizações físico-químicas e ensaios tecnológicos para avaliar a viabilidade da incorporação de fibras de papel kraft e cimento para o melhoramento de solo, na Figura 1, tem-se um fluxograma sobre a metodologia elaborada pelos autores.

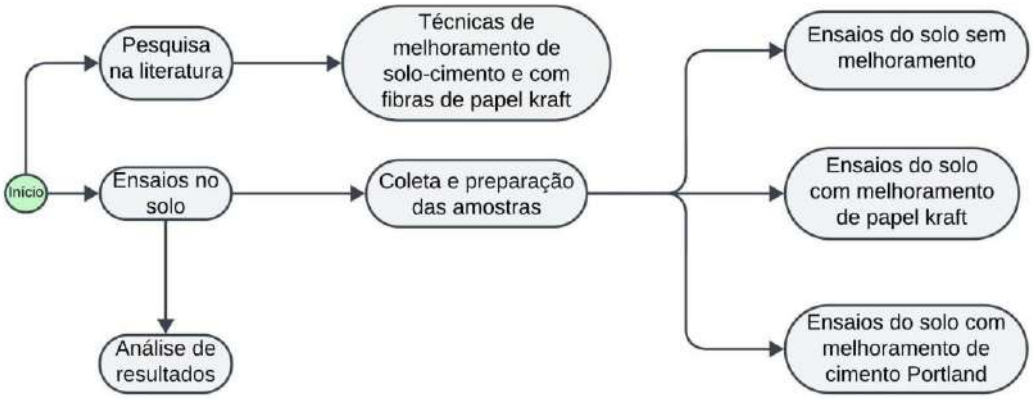


Figura 1. Fluxograma da metodologia.

3.1 Coleta dos Materiais

A coleta do solo foi realizada na forma de amostra deformada em dezembro de 2023, na cidade de Quebrangulo, situada no agreste alagoano. O solo foi retirado de uma profundidade entre 0,80m e 1,00m e armazenado em um saco plástico. Além disso, foram coletados sacos de cimento vazios, provenientes de uma obra na cidade de Arapiraca/AL, para a extração das fibras de papel kraft. O Cimento Portland foi obtido diretamente do setor de obras do Instituto Federal de Alagoas - IFAL, localizado na cidade de Palmeira dos Índios/AL.

Ambos os insumos recolhidos foram levados ao Laboratório de Mecânica dos Solos e Materiais de Construção Civil do IFAL. Através da Figura 2, elaborada pelos autores, pode ser visualizado o solo e os sacos de cimento reunidos.

Figura 2. Coleta dos materiais: a) amostra do solo; b) sacos de cimento vazios.

3.2 Ensaios de Laboratório

A amostra de solo foi espalhada para secar ao ar livre e à sombra. Em seguida, o solo foi destorroado utilizando almofariz de porcelana e mão de gral, conforme a NBR 6457 (ABNT, 2016), que estabelece procedimentos para a preparação de amostras de solo para ensaios de caracterização e de compactação. Após essa preparação, foram realizados os demais testes descritos nos tópicos subsequentes.

3.2.1. Ensaio de Granulometria e Compactação

Logo em seguida foi realizado o ensaio de granulometria composto por peneiramento e sedimentação, que é preconizado pela NBR 7181 (ABNT, 2016), o teste permite obter dados para a construção de uma curva granulométrica, que dá as porcentagens de pedregulhos, areias, argilas e siltes. É possível ainda obter parâmetros relacionados à curvatura do gráfico de granulometria, como o coeficiente de uniformidade (Cu), e coeficiente de curvatura (Cc).

Para o peneiramento foi utilizado o jogo padrão de 50, 38, 25, 19, 9,5, 4,8, 2,0, 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075mm. Na sedimentação seguiu-se o procedimento de anotação das densidades e temperaturas em diferentes tempos para uma mistura de água destilada, hexametafosfato de sódio em solução (defloculante) e solo que passa na peneira de 2,0 mm.

A massa específica dos grãos pode ser determinada em laboratório com o uso de um picnômetro devidamente calibrado, como determina a NBR 6508 (ABNT, 2016), ou ainda é possível estimar esse valor através da literatura. De acordo com Pinto (2006), esses valores variam pouco e quando não se tem a informação vinda do ensaio, pode-se adotar uma média de 2,70 g/cm³ ou 2,65 g/cm³, para grãos de quartzo (areia) e 3,00 g/cm³ para argilas lateríticas.

Para o ensaio de compactação foi realizado o de energia Proctor normal, com o seguinte procedimento: Pegou-se uma amostra aleatória do solo e passou-se por uma peneira de abertura de 4,80 mm, assim como é descrito na NBR 7182 (ABNT, 2016), pesou-se aproximadamente 3,00 kg de solo, o qual foi espalhado sobre uma bandeja, umidificado por borrifamento de água e homogeneizado, para posterior confecção dos corpos de prova no cilindro pequeno, com soquete pequeno. A metodologia do ensaio foi realizada com o reaproveitamento de amostra, sendo compactados 5 corpos de provas. A Figura 3 contém uma das etapas do processo elaborado pelos autores.

Figura 3. Realização do ensaio de compactação.

A compactação do solo com as adições de cimento e fibras de papel kraft seguiram os mesmos procedimentos presente na NBR 7182 (ABNT, 2016). As adições escolhidas foram de 4% de cimento e 4% de fibras de papel kraft, compactadas separadamente.

As fibras de papel kraft foram preparadas iniciando pela limpeza dos sacos de cimento para evitar contaminação, seguidas do corte em pequenos pedaços, lavagem, molho longo para amolecimento do papel, processamento no liquidificador para obtenção da polpa da celulose, retirada do excesso de água e, por fim, dissociação em uma argamassadeira. Esse procedimento é observado na Figura 4, elaborada pelos autores.

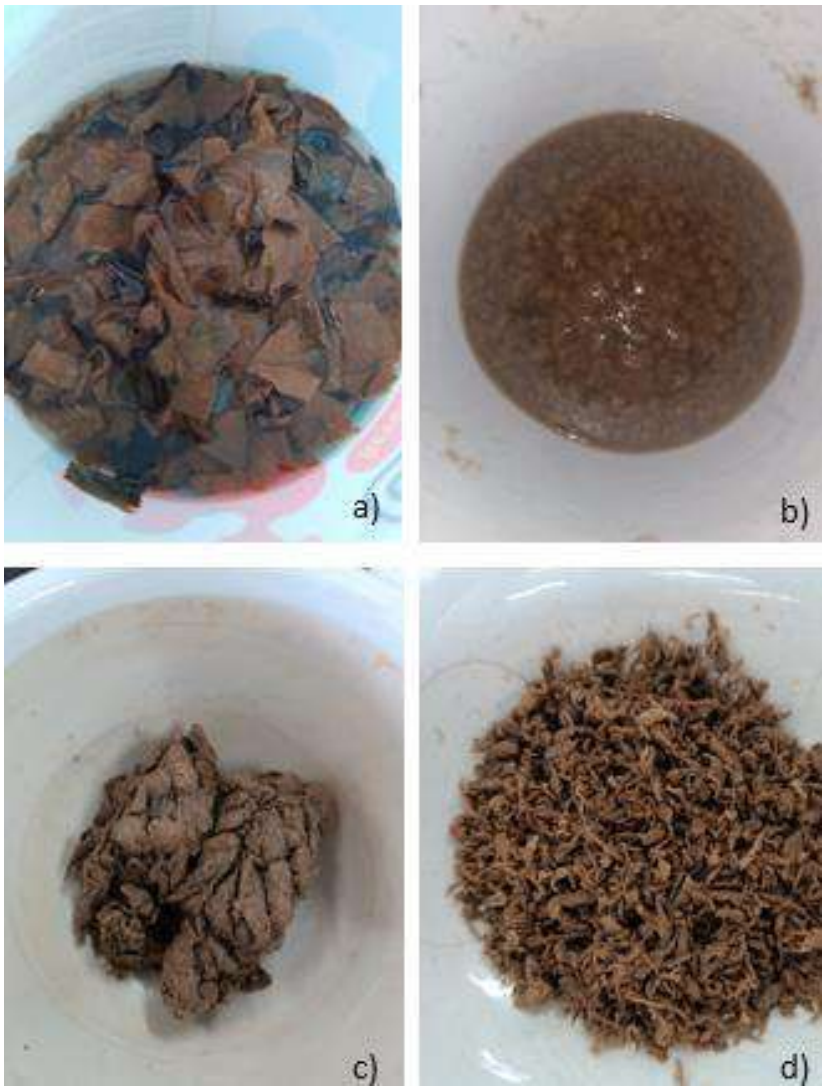


Figura 4. Processo para obtenção das fibras dispersas de papel kraft: a) kraft fragmentado e molhado; b) polpa de celulose; c) polpa sem o excesso de água (após a torção); d) fibras dispersas na argamassadeira.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados foram obtidos através dos ensaios feitos no Laboratório de Mecânica dos Solos e Materiais de Construção Civil do IFAL e expostos em duas etapas, primeiro será abordado e discutido os resultados do ensaio de granulometria e em seguida tem-se a mesma discussão e apresentação dos resultados para os ensaios de compactação Proctor normal.

4.1 Análise Granulométrica

Com os resultados do ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação foi possível traçar uma curva granulométrica, que relaciona a porcentagem de solo passante pelo diâmetro das partículas do mesmo em escala logarítmica, conforme a Figura 5, elaborada pelos autores.

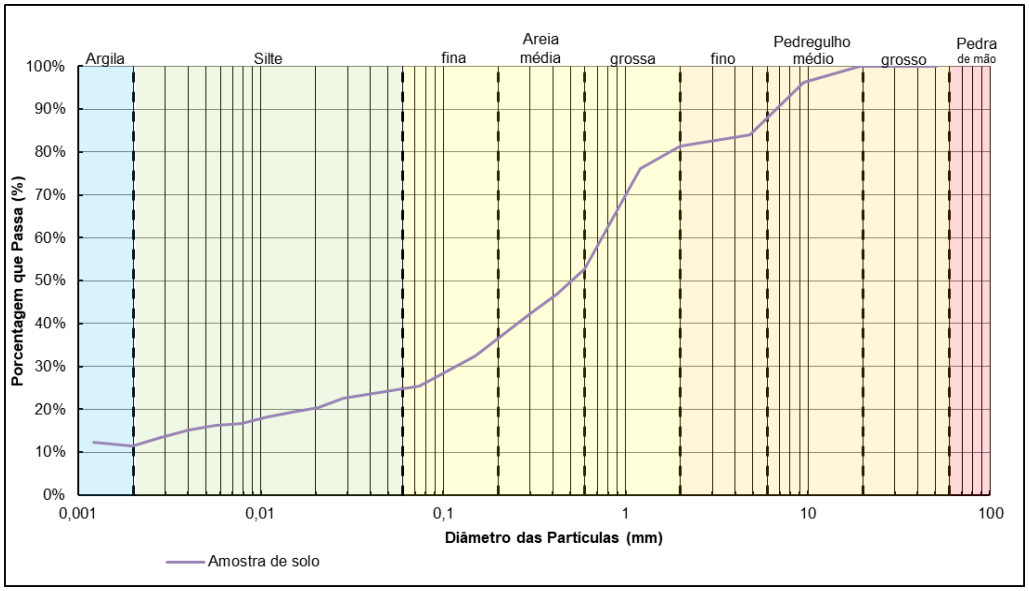


Figura 5. Curva granulométrica da amostra de solo.

Partindo da curva granulométrica apresentada na Figura 5, foi possível identificar as frações do solo, de acordo com as porcentagens passantes e o diâmetro das partículas, chegando-se a conclusão que a amostra é composta por 19% de pedregulho, 56% de areia, 14% de silte e 11% de argila, ou seja, trata-se de um solo com maior porcentagem de solo grosso (75%), podendo ser classificado como uma areia silto-argilosa com pedregulho. Devido às questões operacionais no laboratório, o valor da massa específica dos grãos do solo foi adotado pela literatura, segundo Pinto (2006), quando não se conhece esse valor por ensaios de laboratório, pode-se adotar como sendo de 2,70 g/cm³.

Ainda partindo dos diâmetros e das porcentagens de material passante, foi possível determinar a graduação e uniformidade, visto que, o resultado apresentou um solo desuniforme e mal graduado, indicado pelos dados da Tabela 1, elaborada pelos autores.

Tabela 1. Uniformidade e graduação da amostra de solo.

D_{10}	D_{30}	D_{60}	Cc	Cu	Uniformidade	Graduação
0,0015	0,12	0,75	12,8	500	Desuniforme	Mal graduado

Com base nas características analisadas, o solo demonstra índices inadequados para aplicação em camadas de pavimentação. Solos mal graduados podem ocasionar problemas como deformações excessivas, deficiências na drenagem e risco de colapso da pavimentação, indicando a necessidade urgente de melhoramento.

4.2 Ensaios de Compactação

Os resultados dos ensaios de compactação estão sintetizados na Tabela 2, elaborada pelos autores, com os dados de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima nas condições de solo sem adição, solo melhorado com 4% de cimento e solo melhorado com 4% de fibras do papel kraft.

Tabela 2. Resultados para o peso específico aparente seco máximo e umidade ótima.

Amostra	Peso específico aparente seco (kN/m³)	Umidade ótima (%)
Solo	20,20	10,00
Solo + cimento	20,10	11,70
Solo + fibras	19,00	14,00

Todas as curvas resultantes do ensaio de compactação apresentaram um formato parabólico, demonstrando coerência com os resultados típicos para esse tipo de ensaio, ver as Figura 6, Figura 7 e Figura 8, elaboradas pelos autores.

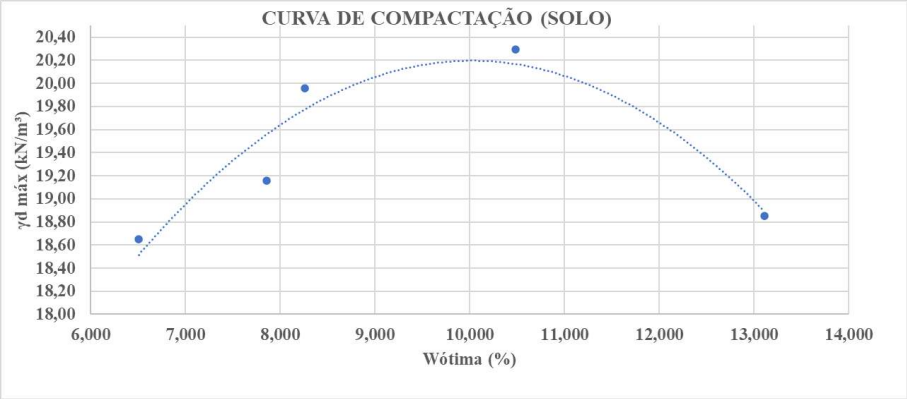


Figura 6. Curva compactação do solo sem adições.

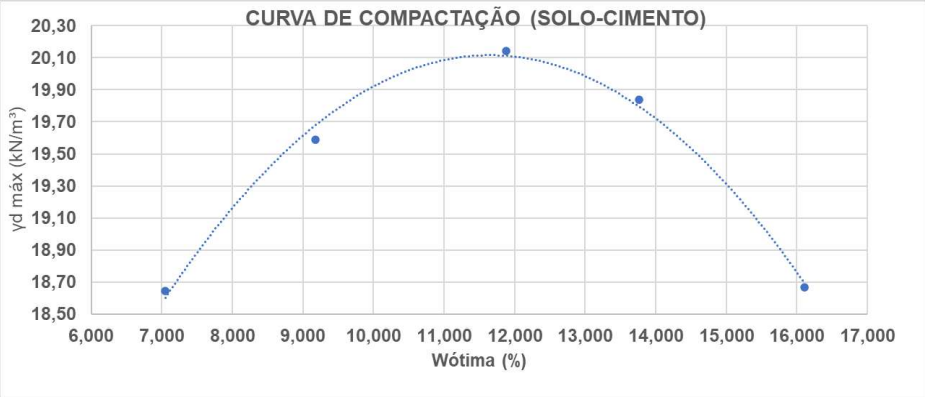


Figura 7. Curva de compactação solo melhorado com 4% de cimento

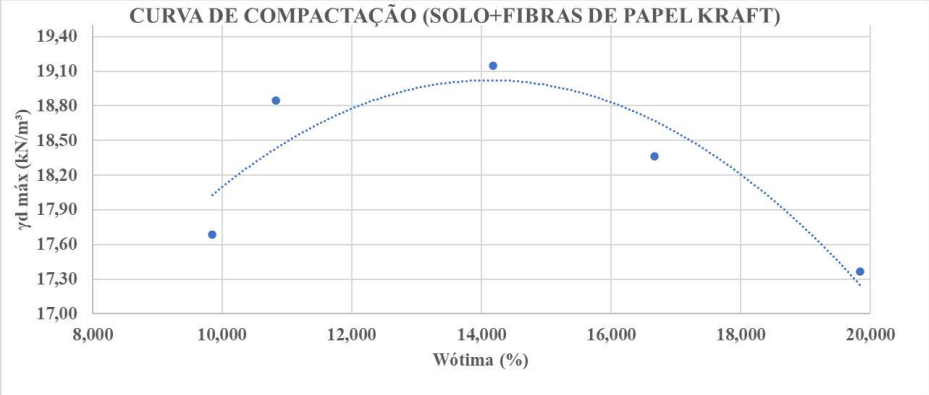


Figura 8. Curva de compactação solo melhorado com 4% de fibras de papel kraft.

Na Tabela 2, estão listados os valores de peso específico aparente seco máximo ($\gamma d_{máx}$) e umidade ótima ($W_{ótima}$). Os resultados são consistentes entre si, especialmente para os dados apresentados nas Figuras 6 e 7, que correspondem ao solo e ao solo-cimento, mostrando valores similares de $\gamma d_{máx}$. Em comparação com os resultados do ensaio do solo melhorado com fibras, observa-se uma ligeira vantagem em termos de valores para os ensaios de compactação. O $\gamma d_{máx}$ da amostra com fibras apresentou uma redução de cerca de 5% em relação ao solo com e sem adição de cimento, além de um aumento significativo na $W_{ótima}$. Nesta configuração,

sugere que a incorporação de fibras não contribuiu significativamente para melhorar as propriedades de compactação do solo.

Realizar mais ensaios permite obter uma variedade de valores e aplicar tratamento de dados, como a média aritmética e variação nas porcentagens de fibras. No entanto, é importante considerar outros tipos de ensaios para avaliar a relevância do solo melhorado com fibras para sua utilização.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados dos ensaios mostraram que o solo com fibras de papel kraft apresentam valores de $\gamma d_{máx}$ e $W_{ótima}$ levemente inferiores aos do solo-cimento. Ainda assim, é necessário realizar mais ensaios para obter uma gama maior de valores e confirmar essas tendências. Além disso, é importante considerar outros tipos de ensaios para avaliar a viabilidade de uso do solo com fibras de papel kraft em aplicações específicas.

As fibras devem auxiliar na melhoria da estabilidade do solo, ampliando a sua capacidade de sustentar movimentos e reduzindo a suscetibilidade à erosão. Todas essas características devem ser melhor visualizadas com os ensaios de cisalhamento direto, para verificar seus parâmetros relacionados ao ângulo de atrito e coesão.

Além disso, as fibras de papel kraft são um material sustentável, uma vez que são obtidas a partir de fontes renováveis. Portanto, sua utilização pode reduzir a quantidade de cimento necessária, o que pode resultar em economia de custos e redução do impacto ambiental.

AGRADECIMENTOS

A Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Alagoas - FAPEAL e ao Instituto Federal de Alagoas - IFAL, pelo suporte no desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 6457. *Amostra de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização - método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 7181. *Solo – análise granulométrica - método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 7182. *Solo – ensaio de compactação - método de ensaio.* Rio de Janeiro.

Buson, Márcio Albuquerque (2009). *KRAFTTERRA: Desenvolvimento e análise preliminar do desempenho técnico de componentes de terra com a incorporação de fibras de papel Kraft provenientes da reciclagem de sacos de cimento para vedação vertical*. Tese (Doutorado) - Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Brasília, 135p.

Mogrovejo, D.R.L.; Albuquerque, P.J.R. *Avaliação da resistência à compressão não-confinada e cisalhamento de dois tipos de solos com adição de fibras de papel kraft*. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 2018.

Pinto, C. S. (2006). *Curso básico de mecânica dos solos. Em 16 aulas*. São Paulo: Oficina de textos, 3ª ed, p. 367.

Santos, Igor Silva et al. *Reforço de solo erodível com utilização de fibras: Uma revisão sistemática da literatura*. Conjecturas, v. 22, n. 6, p. 288-304, 2022.

Terzaghi, Karl. *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley and Sons, 1943.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/688

Influência da Determinação da Curva de Compactação de um Material Granular no Dimensionamento de Pavimentos

Eduarda Fração Santos
Doutoranda, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, eduardafracao@gmail.com

Luciano Pivoto Specht
Professor PhD, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, uspecht@ufsm.br

RESUMO: Foram observadas diferentes práticas laboratoriais para determinação da curva de compactação de materiais granulares, que apresentam uma maior heterogeneidade quando comparados aos solos. Assim, amostras parciais para a obtenção de teores de umidade podem não ser representativas. Diante dessa variabilidade, este trabalho tem por objetivo investigar a influência dessas práticas no dimensionamento de pavimentos. Foram usados agregados pétreos provenientes do município de Itaara e classificados como um riodacito de origem vulcânica. A mistura granular produzida em laboratório atendeu aos limites da Faixa C DNIT 141/2010-ES. Foi realizado ensaio de compactação com energia modificada, utilizando o cilindro tripartido, conforme descreve o Procedimento Rede 04 (PETROBRAS, 2010). Definiu-se três metodologias diferentes para obtenção das curvas de compactação: a primeira empregando a média das umidades das amostras e do corpo de prova (CP); em seguida, aplicando um filtro estatístico; e, por fim, empregando apenas o teor de umidade obtido para o CP. Foram determinados os parâmetros de compactação para cada método, observando-se uma pequena variação das curvas. Por fim, empregou-se o software Medina, versão v.1.1.9.0, para analisar os efeitos no desempenho de estruturas, para diferentes níveis de tráfego. Concluiu-se que as alterações produzidas tendem a gerar melhores desempenhos para as curvas com maiores massas específicas.

PALAVRAS-CHAVE: Compactação, Britas Graduadas Simples, Teor de umidade, Medina.

ABSTRACT: Different laboratory practices were observed to determine the compaction curve of unbond granular materials, which present greater heterogeneity when compared to soils. Therefore, partial samples to obtain moisture levels may not be representative. Given this variability, this work aims to investigate the influence of these practices on pavement design. Stone aggregates from the municipality of Itaara were used and classified as a rhyodacite of volcanic origin. The granular mixture produced in the laboratory met the limits of Range C DNIT 141/2010-ES. A compaction test was carried out with modified energy, using a three-part cylindrical mold, as described in Procedure Rede 04 (PETROBRAS, 2010). Three different methodologies were defined to obtain the compaction curves: first using the average moisture content of exceed material and the compacted sample, another applying a statistical filter in these values and finally using only the moisture content obtained for the sample. The compaction parameters were determined for each method, observing a small variation in the curves. Finally, the Medina software, version v.1.1.9.0, was used to analyze the effects on the performance of structures, for different levels of traffic. It was concluded that the changes produced tend to generate better performance for curves with greater specific masses.

KEYWORDS: Compactation Test, Unbound Granular Materials, Moisture content, Medina.

1 INTRODUÇÃO

As rodovias brasileiras compõem o principal modal de transporte empregado no Brasil, representando cerca de 65% no deslocamento das cargas e 95% dos passageiros (CNT, 2023). Assim, as condições de trafegabilidade dos pavimentos geram impactos econômicos, sociais e ambientais. Ademais, fomentam a busca por técnicas que permitam evitar o surgimento de patologias precoces.

Os avanços computacionais permitem hoje um melhor entendimento do comportamento dos materiais empregados em pavimentos, gerando novos métodos de dimensionamento que permitem obter uma análise prévia de desempenho. Como exemplo dessa evolução, o novo Método Nacional de Dimensionamento para pavimentos (MeDiNa), emprega modelos matemáticos semi-empíricos para determinação das tensões e deformações em cada camada do pavimento, conforme diferentes níveis de tráfego e materiais (LIMA, 2020; FRANCO e MOTA, 2020).

Logo, diferentemente do Método DNER, que tem como objetivo evitar a ruptura por cisalhamento do subleito através de relações empíricas da rigidez com o índice CBR (*California Bearing Ratio*), o MeDiNa também considera critérios de ruptura funcional. Estes critérios são definidos como um limite de 30% para área trincada e 10 mm para afundamento plástico em trilha de roda (ART), para um sistema arterial com 95% de confiabilidade (FRANCO e MOTA, 2020; COUTINHO, 2011).

Assim, as análises laboratoriais ganham ainda mais importância sob a ótica do MeDiNa, permitindo a obtenção de parâmetros de entrada que podem influenciar no dimensionamento dos pavimentos. Dentre essas análises estão os ensaios para materiais granulares, como os testes triaxiais de carga repetidas para obtenção de modelos para módulo de resiliência e deformação permanente.

Para a realização desses testes, é essencial definir valores de controle para a compactação das amostras, permitindo a obtenção de densidades máximas equivalentes aos atingíveis em campo. Sendo que, valores de densidade maiores tendem a aumentar o módulo de resiliência das camadas granulares, conforme demonstrado em estudos de Hicks e Monismith (1971); Kolisoja (1997) e Lekarp, Isacsson e Dwason (2000). Deste modo, é esperado que energias de compactação maiores proporcionem camadas mais compactas, aumentando a rigidez da estrutura.

Além de variações de energia, fatores intrínsecos dos testes de compactação também podem resultar em valores de densidade distintos. Logo, o foco deste estudo reside em investigar se diferentes metodologias empregadas para obtenção de curvas de compactação podem afetar o desempenho de estruturas de pavimentos dimensionadas segundo o método MeDiNa, visando contribuir para a qualificação da tomada de decisões assertivas em análises laboratoriais.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Material granular

O material granular pétreo empregado neste estudo é oriundo do município de Itaara, na região central do estado do Rio Grande do Sul. Trata-se de uma rocha de origem vulcânica ígnea, classificada como um riodacito, com textura afanítica inequigranular porfirítica muito fina (SAGRILO et al., 2023). Foram empregadas as britas comerciais nas frações 3/4”, 3/8” e Pó de Pedra para compor a mistura granular, atendendo aos limites estabelecidos para a Faixa C da especificação 141/2010-ES (DNIT, 2010) para materiais estabilizados granulometricamente.

Para melhor atender a faixa granulométrica adotada, foi definida a composição de 25% de Brita 3/4", 25% Brita 3/8” e 51% de Pó de Pedra para a Mistura Granular de Riodacito. Contudo, devido à utilização de corpos de prova de 10 cm de diâmetro, optou-se por excluir partículas retidas na peneira 3/4 (19,1 mm), assim, assegurando a proporção de diâmetro máximo das amostras e dimensão do corpo de prova de 1:4. Na Figura 1, são apresentadas as curvas granulométricas dos agregados e da mistura produzida. Já na Figura 2, é possível visualizar os materiais necessários para compor cerca de 5 kg da mistura.

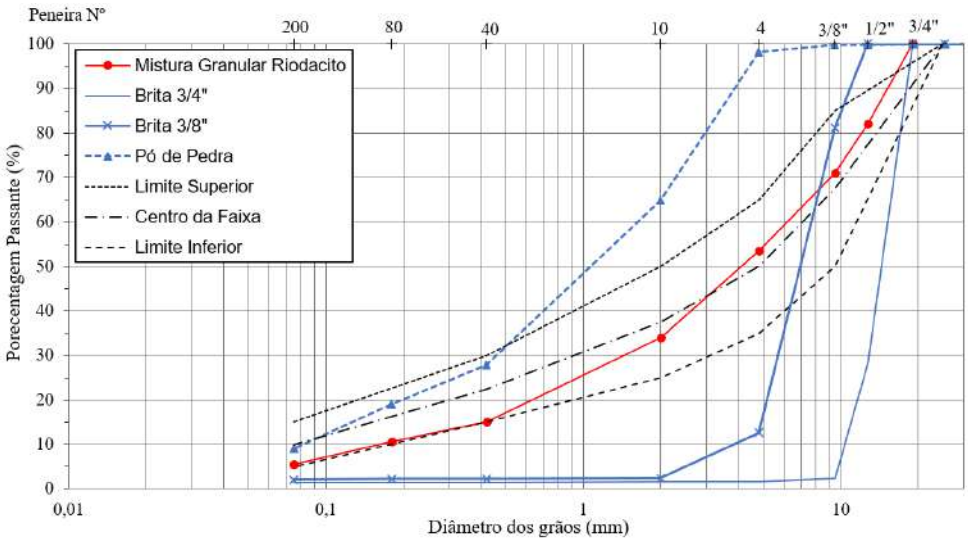


Figura 1. Curvas granulométricas e Faixa C DNIT 141/2010-ES

Figura 2. Frações empregadas para compor a mistura granular e materiais

2.2 Compactação

Os ensaios de compactação foram realizados seguindo o Procedimento Rede 04 (PETROBRAS, 2010), empregando o cilindro tripartido e energia modificada (56 golpes por camada), conforme está resumido na Tabela 1. As amostras foram preparadas previamente com cerca de cinco quilos de material, aos quais foram adicionados teores de água em relação ao peso e homogeneizadas em sacos plásticos por cerca de 24h. A Figura 3 ilustra o processo de compactação das amostras.

Tabela 1: Método de compactação das amostras

Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Volume (cm³)	Energia (kgf.cm/cm³)		Nº de camadas	Altura de queda (cm)	Peso do soquete (kgf)	Nº de golpes por camada
10	20	1570,8	Modificada	27,3	10	30,5	2,5	56
						45,7	4,53	21
						30,5	4,53	31
						45,7	2,5	38

Fonte: Procedimento Rede 04 (PETROBRAS, 2010)

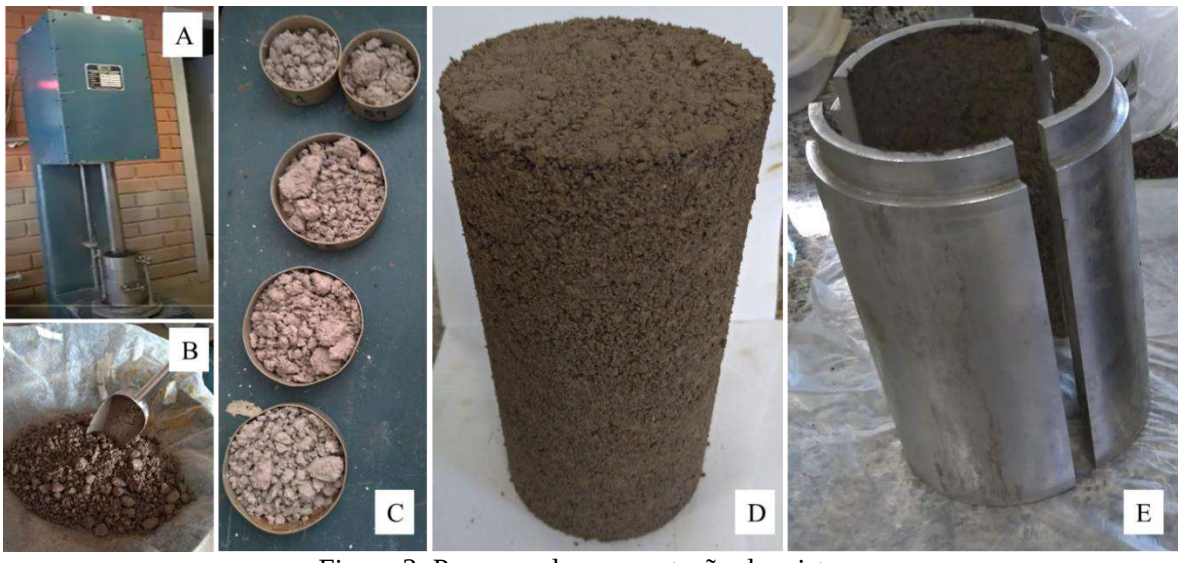


Figura 3: Processo de compactação da mistura

Legenda: A: Compactador Mecânico; B: Material homogeneizado; C: Amostras para aferição da umidade retiradas do material excedente; D: Corpo de Porca compactado; E: Molde Tripartido.

Para a aferição do teor de umidade foram retiradas cinco cápsulas do material excedente de cada amostra compactada, além da umidade fornecida após secagem do corpo de prova em estufa a 40ºC. Assim, foram obtidas as curvas de compactação para a mistura granular, considerando três métodos: (1) utilizando a média das umidades das amostras e do corpo de prova (CP); (2) aplicando um filtro estatístico e (3) empregando apenas o teor de umidade obtido para o CP.

O segundo método, nomeado de "filtro estatístico", consistiu em empregar limites máximos e mínimos para os teores obtidos através das equações 1 a 4. Os valores que ultrapassam os limites definidos são descartados e uma nova média é calculada. O processo é repetido quantas vezes necessárias até que todos os valores empregados para obtenção do valor médio respeitem o intervalo. Empregou-se um coeficiente de majoração, "Z", igual a 1,0, para maior confiabilidade dos resultados.

$$\mu = \frac{\sum_i^n x_i}{n} \quad (1)$$

$$DP = \sqrt{\frac{\sum_i^n (x_i - \mu)^2}{n-1}} \quad (2)$$

$$Limite\ Máximo = \mu + Z \times DP \quad (3)$$

$$Limite\ Mínimo = \mu - Z \times DP \quad (4)$$

Onde: $n = número\ de\ amostras; x_i = Teores\ de\ umidade;\ \mu = Média\ Aritmétrica; DP = Desvio\ Padrão; Z = Coeficiente\ de\ Majoração$ ($empregado\ Z$ =1,0)

2.3 Análise Mecanicista: Medina

O Software MeDiNa permite obter estimativas de desempenho de pavimentos empregando modelos matemáticos semi-empíricos representativos dos materiais utilizados em suas estruturas. Dessa maneira, é possível analisar previamente qual tipo de material e/ou estrutura geraria um melhor desempenho frente às solicitações do tráfego.

Os parâmetros de compactação, massa específica aparente seca máxima (MEASm) e teor de umidade ótima (Wot) são empregados na base de dados dos materiais incorporados ao pavimento e permitem o cálculo de previsão das tensões e deformações que a estrutura sofrerá. Portanto, mudanças nestes parâmetros podem repercutir no desempenho final do pavimento.

A análise mecanicista, elaborada neste estudo, consistiu em alterar os valores de MEASm e Wot da camada granular, verificando se as alterações provocadas pelas diferentes metodologias de elaboração da curva de compactação afetariam as estimativas de desempenho das estruturas. Para isso, empregou-se o software MeDiNa, versão v.1.1.9.0, considerando três estruturas dimensionadas para atender aos níveis de tráfego distintos (N= 5,00x10^5, N=8,00x10^6 e N=2,5x10^7).

Foram utilizados os materiais disponíveis no banco de dados do MeDiNa como revestimento e, para compor o subleito, empregou-se o solo analisado por Pascoal et al. (2023), coletado do horizonte pedológico B e empregado em seções de aterro da rodovia ERS-342, no município de Cruz Alta-RS. Para a base granular, foram empregados os modelos representativos para módulo de resiliência e deformação permanente, obtidos por Santos (2021). Nas tabelas 2 e 3, são resumidas informações das estruturas para cada nível de tráfego e dos materiais empregados.

Tabela 2: Estruturas dimensionadas para cada nível de tráfego

Estrutura	A	B	C
Nível de Tráfego	N= 5,00x10^5	N=8,00x10^6	N=2,5x10^7
Revestimento	Tratamento Superficial Duplo TSD (2,0cm)	Concreto Asfáltico Classe 3 (12,70cm)	Concreto Asfáltico Classe 4 (18,10cm)
Base	Brita Graduada Simples de Riodacito (30,0cm)		
Subleito	Solo Cruz Alta (PASCOAL et al, 2023)		

Tabela 3: Características dos materiais empregados

Material	Propriedades	Modelos
	Revestimento	
Tratamento Superficial Duplo (TSD)	Massa esp. (g/cm³): 2,4 Coef. De Poisson: 0,25 Espessura: 2 cm Fonte: Banco de dados do Medina	Resiliente Linear MR = 1000 MPa
Concreto Asfáltico Classe 3	Massa esp. (g/cm³): 2,4 Coef. De Poisson: 0,30 Resiliente Linear MR = 8000 MPa Fonte: Banco de dados do Medina	Ensaio de Fadiga -Modelo: k1 .(et ^ k2) -Coeficiente de Regressão (k1): ≥ 1e-12 -Coeficiente de Regressão (k2): ≥ -3,75 -Classe de Fadiga: ≥ 3 -FFM (100µ a 250µ): ≥ 0,90 Flow Number Mínimo - Condição de Tráfego Normal: ≥ 284 ciclos - Condição de Tráfego Severa: ≥ 767 ciclos
Concreto Asfáltico Classe 4	Massa esp. (g/cm³): 2,4 Coef. De Poisson: 0,30 Resiliente Linear MR = 10492 MPa Fonte: Banco de dados do Medina	Ensaio de Fadiga -Modelo: k1 .(et ^ k2) -Coeficiente de Regressão (k1): ≥ 1,91e-5 -Coeficiente de Regressão (k2): ≥ -1,9 -Classe de Fadiga: ≥ 4 -FFM (100µ a 250µ): ≥ 1,00 Flow Number Mínimo - Condição de Tráfego Normal: ≥ 422 ciclos - Condição de Tráfego Severa: ≥ 1117 ciclos
	Base	
Riodacito	Descrição do Material = Riodacito Coef. De Poisson: 0,35 Massa específica (g/cm³) = Variável Umidade Ótima (%) = Variável Energia Compactação = Modificada Faixa Granulométrica = C Norma ou Especificação = DNIT ES 141 Fonte: Santos (2021)	Resiliente Não Linear MR = 68 MPa (1º mês) k1 = 1938,63 k2 = 0,694 k3 = 0,159 k4 = 0,000 Ensaio de Deformação Permanente Modelo: ep=psi1.(s3^psi2).(sd ^psi3).(N^psi4) Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,019 Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): -1,113 Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 1,650 Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,180
	Subleito	
Solo Cruz Alta	Descrição do Material = Argilas laterítica argilosa da Jazida de Cruz Alta RS-342 Coef. De Poisson: 0,45 ISC=16,6%; Exp.=0,26% (Energia Normal) Grupo MCT = LG' MCT - Coeficiente c' = 2,35 MCT - Índice e' = 0,69 Massa específica (g/cm³) = 1,625 Umidade Ótima (%) = 25,6 Energia Compactação = Intermediária Norma ou Especificação = DNIT ES 137 Fonte: Pascoal et al (2023)	Resiliente Não Linear MR = 219 MPa (1º mês) k1 = 739,20 k2 = 0,340 k3 = 0,004 k4 = 0,000 Ensaio de Deformação Permanente Modelo: ep = psi1.(s3^psi2).(sd^psi3).(N^psi4) Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,017 Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): 0,699 Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 0,517 Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,103

3. RESULTADOS

3.1 Parâmetros de compactação

Os valores encontrados para o teor de umidade (W) e massa específica aparente seca (MEAS) dos corpos de prova (CP) compactados foram distintos para cada método. Na Tabela 4, são resumidos os resultados. Percebe-se que, para os valores de umidade mais baixos, houve uma variação menor nos parâmetros entre os métodos. Contudo, para amostras com umidades elevadas, a variação foi mais elevada, chegando ao máximo de 2,12% entre o teor de umidade aferido pelo método 2 e 3 para o CP 09, gerando a maior variação na MEAS de 0,059 g/cm³.

Tabela 4: Parâmetros de compactação para cada método e amostra compactada

Método	CP	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10
(1)	W	5,27	6,55	6,95	8,25	9,07	7,50	9,11	9,50	8,11	7,29
	MEAS	2,042	2,029	2,042	1,922	2,140	2,159	2,149	2,042	2,068	2,160
(2)	W	5,31	6,58	6,98	8,13	8,04	7,21	9,20	10,53	9,20	7,01
	MEAS	2,041	2,028	2,042	1,925	2,161	2,165	2,147	2,023	2,147	2,165
	N.I	3	3	2	4	5	4	4	4	3	3
	DPi	0,234	0,356	0,316	0,330	1,118	0,355	1,115	1,229	0,933	0,385
	DPf	0,002	0,138	0,025	0,025	0,027	0,011	0,050	0,155	0,198	0,045
(3)	W	5,44	5,99	6,96	7,72	8,06	7,50	7,60	8,58	7,08	7,83
	MEAS	2,039	2,039	2,042	1,932	2,160	2,159	2,179	2,060	2,088	2,149

Onde: W: Teor de umidade (%); MEAS: Massa Específica Aparente Seca (g/cm³); N.I: Número de Interações; DPi: Desvio Padrão inicial; DPf: Desvio Padrão final; (1): Método com a média das amostras e CP; (2) Método com filtro estatístico e (3): Método umidade do CP.

A partir dos teores definidos pelos métodos, foram traçadas as curvas de compactação para a mistura granular. Para isso, foram plotadas linhas de tendências, representadas por uma reta ascendente do ramo seco e uma reta descendente do ramo úmido, unidas com uma curva parabólica. As curvas obtidas para cada método de aferição são apresentadas abaixo, na Figura 4.

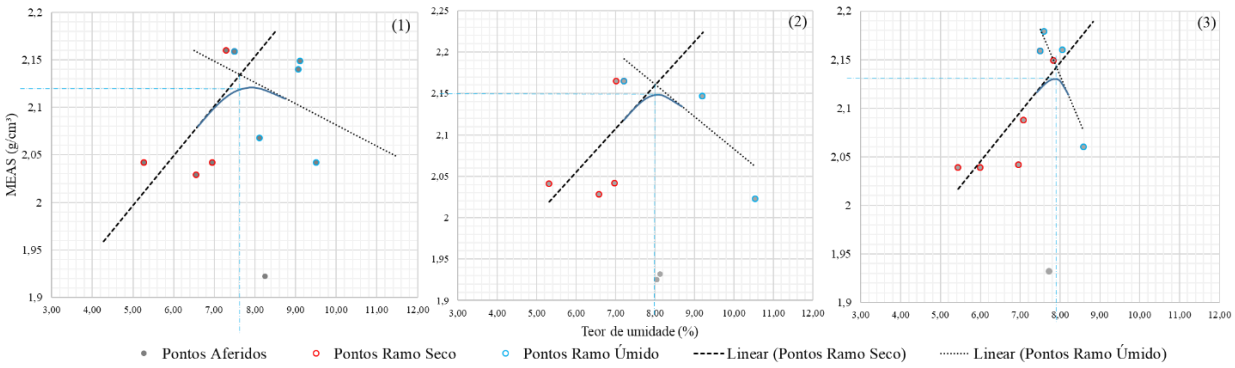


Figura 4. Curvas de compactação obtidas para cada método

Ao observar os gráficos, percebe-se uma maior semelhança entre as curvas obtidas pelo método 1 e 2, enquanto que a curva 3 demonstrou um formato distinto. As inclinações maiores para os ramos seco e úmido da curva 3 sugerem uma maior variação da MEAS com o teor de umidade. Ainda, percebe-se que alguns pontos foram excluídos das tendências lineares, pois apresentaram uma MEAS baixa. Isto pode estar relacionado com o efeito "splash", isto é, a expulsão dos finos durante o processo de compactação. Os valores obtidos para MEASm e Wot, para cada curva de compactação, são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5: Parâmetros obtidos para as curvas de compactação

Curva de Compactação	1	2	3
Wot (%)	7,60	8,0	7,90
MEASm (g/cm³)	2,120	2,150	2,130

3.3 Estimativas de desempenho: MeDiNa

Uma vez definidos os parâmetros de compactação para cada uma das curvas, foram variados os valores de massa específica e umidade ótima e realizadas análises empregando o MeDiNa, empregando três situações de tráfego e os modelos de previsão obtidos por Santos (2021). Na Figura 5, é possível visualizar os resultados para as estimativas de ATR para cada curva de compactação e situação de tráfego.

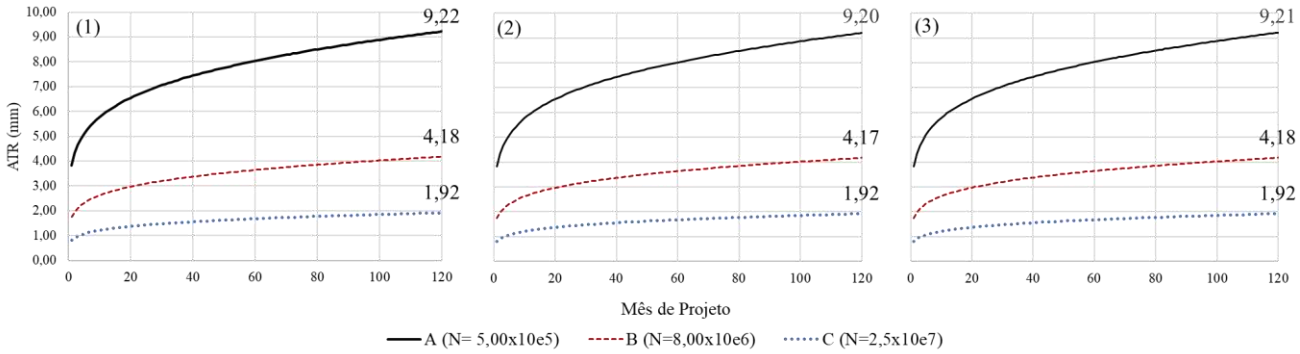


Figura 5. Previsão de ATR para cada situação de tráfego e curva de compactação

Nota-se que não foram observadas diferenças entre os valores de ATR, durante os 120 meses de projeto, para as situações de tráfego elevado (N=2,5x10e7), em que atingiu-se 1,92mm para todas as curvas. No entanto, para um tráfego intermediário (N=8,0x10e6), a Curva 2, obtida empregando-se o filtro estatístico, obteve menor valor de ATR, mas muito próximo às demais. Isso justifica-se devido ao seu maior valor de massa específica. Enquanto que, para um nível de tráfego baixo (N=5,00x10e5), foi possível perceber a maior diferença nos valores de ATR, com a Curva 2 apresentando novamente o menor valor, seguida da Curva 3 e da Curva 1, correspondendo à ordem decrescente dos valores de massa específica.

Já os resultados de previsão da propagação da área trincada são resumidos na Figura 6. Para essas análises, a Situação A com revestimento do tipo TSD não é apresentada, pois esse tipo de material não apresentaria trincamento por fadiga. Observando os valores obtidos para cada curva de compactação e situação de tráfego, percebe-se que os resultados foram muito próximos. Contudo, novamente, a Curva 2, com maior massa específica, apresentou o melhor desempenho, seguida pela Curva 3 e Curva 1, mantendo a tendência anterior.

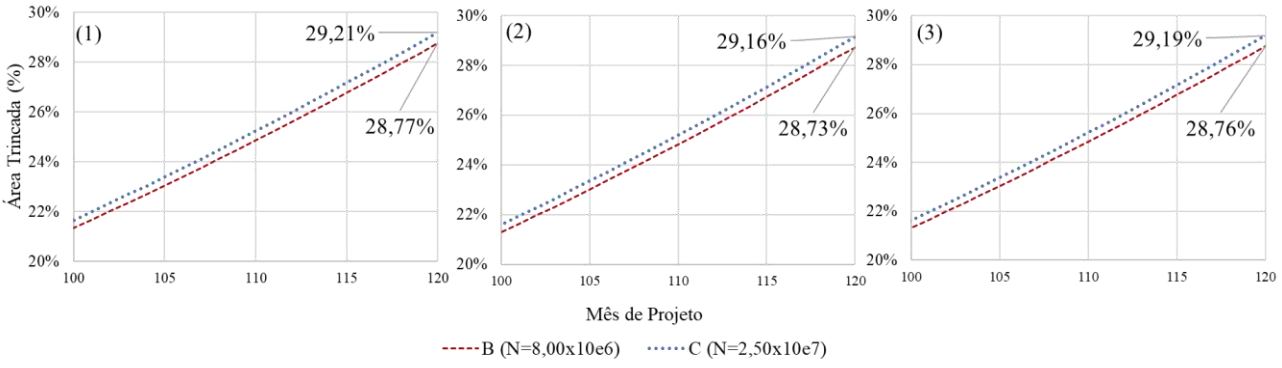


Figura 6. Previsão de propagação de área trincada para cada situação de tráfego e curva de compactação

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme os resultados apresentados anteriormente, pode-se concluir que métodos para determinação da curva de compactação, que geram maiores valores de massa específica, tendem a resultar em misturas granulares com maior resistência a deformações plásticas e elásticas. Assim, podem gerar valores subestimados de ATR e de propagação de área trincada para pavimentos projetados.

Entende-se que a redução nos valores de ATR e área trincada ocorreu devido ao aumento da massa específica, resultando em um material granular com maior rigidez. Assim, as tensões de tração ocorridas na fibra inferior do revestimento são reduzidas, inibindo a formação de trincas. Contudo, características do concreto asfáltico, como o teor de ligante presente e grau de fadiga, também exercem influência direta na vida útil ao trincamento do pavimento.

As diferenças constatadas entre os métodos avaliados, mesmo que mínimas, demonstram que há influência da metodologia empregada em laboratório nas estimativas de desempenho de pavimentos. Portanto, deve ser considerada a adoção de resultados que vão a favor da segurança, evitando a previsões de desempenho que superestimem o comportamento dos materiais investigados.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Confederação Nacional Do Transporte- CNT.(2023) Pesquisa CNT de rodovias 2023. Brasília : CNT : SEST SENAT : ITL, 204p.

Coutinho, J. C. P. (2011). Dimensionamento de pavimento asfáltico: comparação do método do DNER com um método mecanístico-empírico aplicada a um trecho. 214p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro preto

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes –DNIT (2010). DNIT-ES 141/2010: Pavimentação asfáltica – Base estabilizada granulometricamente – Especificação de serviço. Rio de Janeiro.

Franco, F. A. C. de P. e Motta, L. M. G. da. (2020). Manual para utilização do Método Mecanístico-Empírico MeDiNa Apresentação dos programas. Instituto de Pesquisa Rodoviária –IPR. Rio de Janeiro, 68p.

Hicks, R. G.; Monismith, C. L.(1971). Factors influencing the resilient response of granular materials. Highway Research Record, n. 345, p. 15–31.

Kolisoja, P. (1997). Resillient Deformation Characteristics of Granular Materials. PhD Thesis, Tampere University of Technology, Tampere, Finland.

Lekarp, F.; Isacsson, U.; Dawson. A.(2000). State of the Art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. Journal of Transportation Engineering, v. 126, n. 1, p. 76–83.

Lima, C. D. A. (2020). Avaliação da deformação permanente de materiais de pavimentação a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Tese (doutorado em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro, 428p.

Pascoal, P.T. et al. (2023) Lateritic soil deformability regarding the variation of compaction energy in the construction of pavement subgrade. Soils and Rocks, v.46, n.3, p. 1–12. DOI:10.28927/SR.2023.009922

Petrobras (2010). Rede temática de asfalto. Manual de execução de trechos monitorados. Rio de Janeiro.

Santos, E. F. (2021). Reciclagem de materiais fresados de diferentes fontes em misturas estabilizadas para uso em camadas granulares de pavimentos. 206p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

Sagrilo, A.V. et al. (2023) Contribution to resilient and permanent deformation investigation of unbound granular materials with different geological origins from Rio Grande do Sul, Brazil. Soils and Rocks, v. 46, n.3, p. 1-13. DOI:10.28927/SR.2023.009822

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/689

Influência Da Mistura Solo-Resíduo De Construção Civil Na Resistência À Compressão Simples

Gabriel Galil Toledo
Estudante, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, galil.toledo@engenharia.ufjf.br

João Paulo Saraiva Teixeira
Estudante, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, joao.teixeira@engenharia.ufjf.br

Cátia de Paula Martins
Professora, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, catia.martins@ufjf.br

Victor Hugo Medeiros Pessanha
Estudante, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, victor.pessanha@engenharia.ufjf.br

Raphaella de Souza Resende Moreira
Estudante, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, raphaella.resende@engenharia.ufjf.br

RESUMO: A crescente demanda por agregados na construção civil brasileira é uma consequência direta dos crescimentos econômico e populacional. Assim, torna-se necessário encontrar formas de utilizar os resíduos de engenharia, mitigando os impactos ambientais da gestão inadequada dos Resíduos de Construção Civil (RCC). O objetivo deste trabalho é avaliar a tendência de comportamento quanto à resistência à compressão simples resultante da adição de RCC a um solo residual maduro e, assim, o potencial de aproveitamento da mistura solo-RCC em obras de pavimentação. Para isso, foram coletadas amostras de solo e RCC, para os quais foram realizados ensaios de caracterização física conforme Especificação técnica DE-P00/006. Com os resultados, foi definida a composição da mistura para o estudo, sendo 32% de RCC maior, 52% de RCC menor e 16% de solo, configurando-se na faixa granulométrica de serviço 3, aplicável à base ou sub-base de solo-brita. Posteriormente o solo e as misturas foram submetidos ao ensaio de compactação e ruptura para os períodos de cura de 0 e 28 dias. Após os ensaios, ficou evidente o aumento da RCS da mistura para faixa 3 após 28 dias de cura, tornando o resíduo um material potencial para utilização, porém é necessária ainda a realização de ensaios mais representativos e definidores da aplicação para a camada de base ou sub-base, como o Índice de Suporte Califórnia e o Módulo de Resiliência.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduos de Construção Civil (RCC); compactação; Resistência à Compressão Simples; pavimentação.

ABSTRACT: The increasing demand for aggregates in Brazilian construction is a direct consequence of economic and population growth. Therefore, it becomes necessary to find ways to use engineering waste, mitigating the environmental impacts of improper Construction and Demolition Waste (CDW) management. The aim of this study is to assess the trend in behavior regarding the simple compression resistance resulting from the addition of CDW to a mature residual soil, and thus, the potential for the utilization of the soil-CDW mixture in paving works. To achieve this, soil and CDW samples were collected, for which physical characterization tests were conducted according to Technical Specification DE-P00/006. Based on the results, the composition of the mixture for the study was defined, with 32% larger CDW, 52% smaller CDW, and 16% soil, configuring it within service gradation 3, applicable to soil-aggregate base or sub-base. Subsequently, the soil and mixtures were subjected to compaction and rupture tests for curing periods of 0 and 28 days. After the tests, it became evident that the simple compression resistance of the mixture for gradation 3 increased after 28 days of curing, making the waste a potential material for utilization. However, further tests, such as the California Bearing Ratio and Resilient Modulus, are still necessary to provide more representative and definitive results for the application in base or sub-base layers.

KEYWORDS: Construction and Demolition Waste (CDW); compaction; Simple Compression Strength; pavement.

1 INTRODUÇÃO

Conforme estabelece a Lei 12305/2010, os Resíduos da Construção Civil (RCC) são classificados como "aqueles gerados nas construções, reformas, reparos e demolições de obras civis, incluindo os provenientes da preparação e escavação de terrenos para essas obras".

O setor da Construção Civil tem sido historicamente responsável pela realização de empreendimentos. Uma característica marcante das obras civis é a utilização de materiais naturais como matéria-prima, que são transformados e empregados na construção. Como resultado, esse processo gera uma quantidade significativa de resíduos anualmente em todo o mundo. Essa realidade contrapõe a premissa de sustentabilidade que atualmente está em discussão globalmente, visando a redução da poluição do planeta e a promoção de um maior reaproveitamento dos subprodutos da construção.

Assim, um dos grandes desafios da construção civil é destinar corretamente as milhares de toneladas de resíduos sólidos gerados anualmente pelo setor. Segundo a ABRECON (Associação Brasileira para Reciclagem de Resíduos da Construção Civil e Demolição), em 2022 o Brasil gerou cerca de 120 milhões de toneladas de resíduos de construção civil (RCC), sendo que 70% é descartado incorretamente. Em contrapartida ao crescimento do RCC gerado, os recursos naturais disponíveis estão cada vez mais escassos, o que impacta diretamente nos custos e viabilidade das grandes obras.

Considerando os argumentos apresentados, esta pesquisa se justifica para investigar o aproveitamento dos Resíduos de Construção Civil em aplicações de engenharia, com foco particular na área de pavimentação. Assim sendo, o objetivo deste estudo é analisar a evolução do comportamento da resistência à compressão simples ao incorporar RCC a um solo residual maduro (caso a mistura se comporte de forma a obter resistência suficiente e aumentá-la de acordo com o tempo de cura de 28 dias), visando avaliar o potencial de emprego da mistura solo-RCC em projetos de pavimentação.

2 METODOLOGIA

O Processo Metodológico adotado compreendeu uma sequência de procedimentos. Primeiramente, procedeu-se à extração do material natural de uma jazida de empréstimo, localizada nas dependências da Universidade Federal de Juiz de Fora, mediante as devidas autorizações. Em seguida, obteve-se o material proveniente da construção civil, conhecido como RCC (Resíduo da Construção Civil), cedido por uma empresa privada de consultoria da cidade de Juiz de Fora, Minas Gerais, para os propósitos da presente pesquisa.

No ambiente laboratorial, o próximo passo envolveu a exposição das amostras em bancadas, permitindo a adequada "secagem ao ar", visando determinar a umidade higroscópica dos materiais. Posteriormente, realizou-se o processo de destorroamento de todo o volume de material, utilizando-se de instrumentos como almofariz e mão de grão, com o intuito de eliminar quaisquer grumos presentes nas amostras.

Após essa etapa preliminar, procedeu-se a uma meticulosa revisão bibliográfica com base no estudo de Cândido (2023), visando a obtenção dos parâmetros cruciais de Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Massa Específica dos Sólidos. Esse procedimento foi realizado em virtude da prévia caracterização e estudo do solo para esse fim específico.

A etapa subsequente foi dedicada aos ensaios de análise granulométrica, conduzidos em conformidade com as normas ABNT NBR 7181 e DNER ME080, para o solo e o RCC. Em relação ao Resíduo, os materiais foram fracionados em duas porções granulométricas distintas, conforme enviado pela empresa parceira: uma com granulometria maior e outra com granulometria menor. Esse processo culminou na obtenção de uma representação gráfica da distribuição granulométrica.

Após a realização dos ensaios preliminares, procedeu-se ao preparo das amostras, adotando uma mistura classificada conforme a Faixa Granulométrica de Serviço 3, em conformidade com a Especificação Técnica DE-P00/006. Esta composição apresentou uma distribuição percentual dos materiais: 32% de RCC de granulometria superior, 52% de RCC de granulometria inferior e 16% de solo, além da amostra de solo puro.

Após selecionar cápsulas contendo solo e a Mistura, estas foram submetidas a 24 horas em estufa para determinar a umidade. Em seguida, adicionou-se água para criar amostras com teores de umidade diferenciados. Esse processo foi validado pela retirada e verificação dos teores de umidade das cápsulas. As amostras foram compactadas com Energia Proctor Normal, seguindo a norma ABNT NBR 7182, resultando na obtenção da Curva de Compactação, que representa a densidade máxima e o teor de umidade ótimo para o material.

Após compactar mais cinco Corpos de Prova com a mistura especificada e sete com solo puro, utilizando os mesmos métodos anteriores, foram asseguradas amostras suficientes para o Ensaio de Resistência à Compressão Simples. Este ensaio, realizado de acordo com a norma ABNT NBR 12770, incluiu a desmoldagem precisa dos Corpos de Prova e a montagem cuidadosa do equipamento, juntamente com os acessórios necessários, como o LVDT (Transdutor para Medição de Deslocamento Linear), assim como mostrado na Imagem 1.

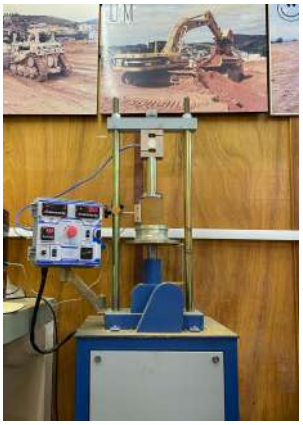


Imagem 1: Prensa de Resistência à Compressão Simples da UFJF montada com Corpo de Prova de solo. Autores, 2023.

Posteriormente, os resultados obtidos foram incorporados a uma planilha de cálculo especializada, a qual processou os dados e forneceu os valores de resistência correspondentes às amostras de Faixa 3 e Solo Puro. Este procedimento detalhado garantiu uma avaliação precisa e confiável da resistência dos materiais em estudo.

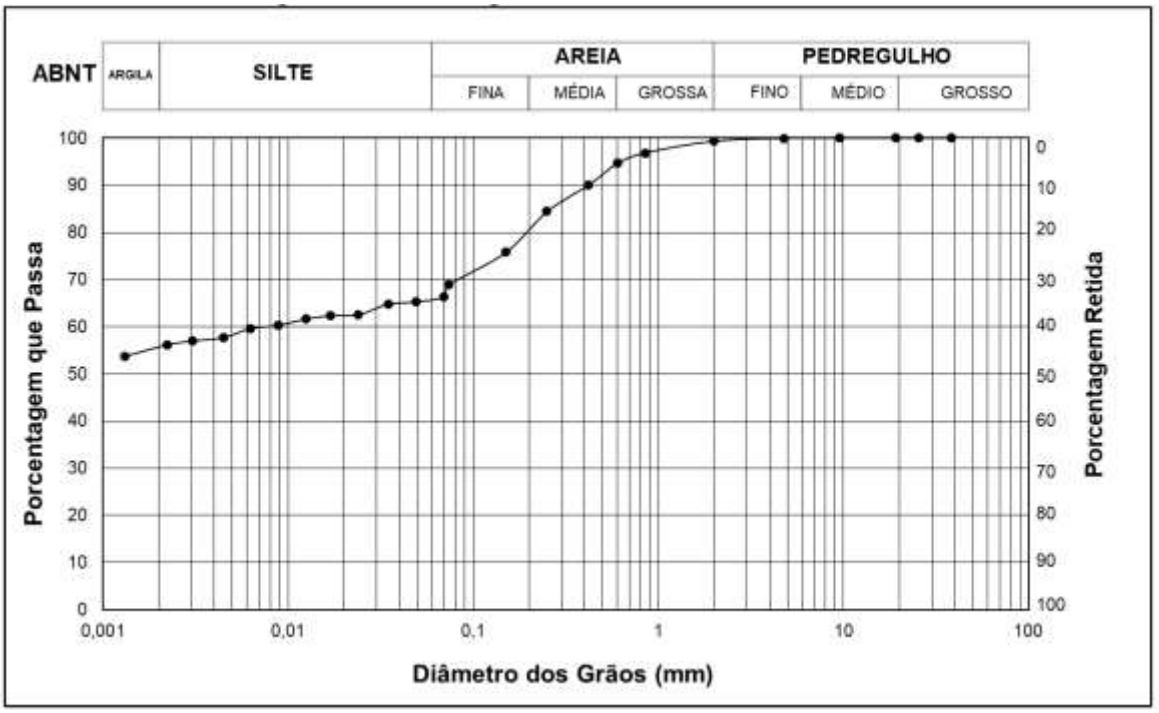
3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após todo o procedimento dos ensaios de Análise Granulométrica, Compactação e Resistência à Compressão Simples, foi possível obter os dados necessários para a análise da utilização da mistura de Resíduo da Construção Civil com solo residual maduro em obras de pavimentação, como base ou sub-base de solo-brita.

Primeiramente, destaca-se os resultados obtidos nos ensaios de Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Massa Específica dos Sólidos, conforme documentado. Nesse contexto, cabe ressaltar que o solo revelou um Limite de Liquidez (LL) de 40% e Limite de Plasticidade (LP) de 30%. O ensaio de Massa Específica dos Sólidos, por sua vez, apresentou um valor de 2,81 (Cândido, 2023).

Com os resultados da análise granulométrica, foi desenvolvido um gráfico que representa a Curva Granulométrica característica do material natural, representado pelo Gráfico 1.

Gráfico 1: Curva Granulométrica característica do solo estudado.



Fonte: Cândido, 2023,

Com base nos dados anteriores e nos resultados obtidos pelos ensaios, desenvolveu-se uma planilha utilizando o *Microsoft Excel* para aplicação do método gráfico de Rothfuchs, que consiste na adequação da proporção dos materiais utilizados para cada Faixa de serviço, no caso desta pesquisa a Faixa 3. Os resultados da análise granulométrica são apresentados na Tabela 1.

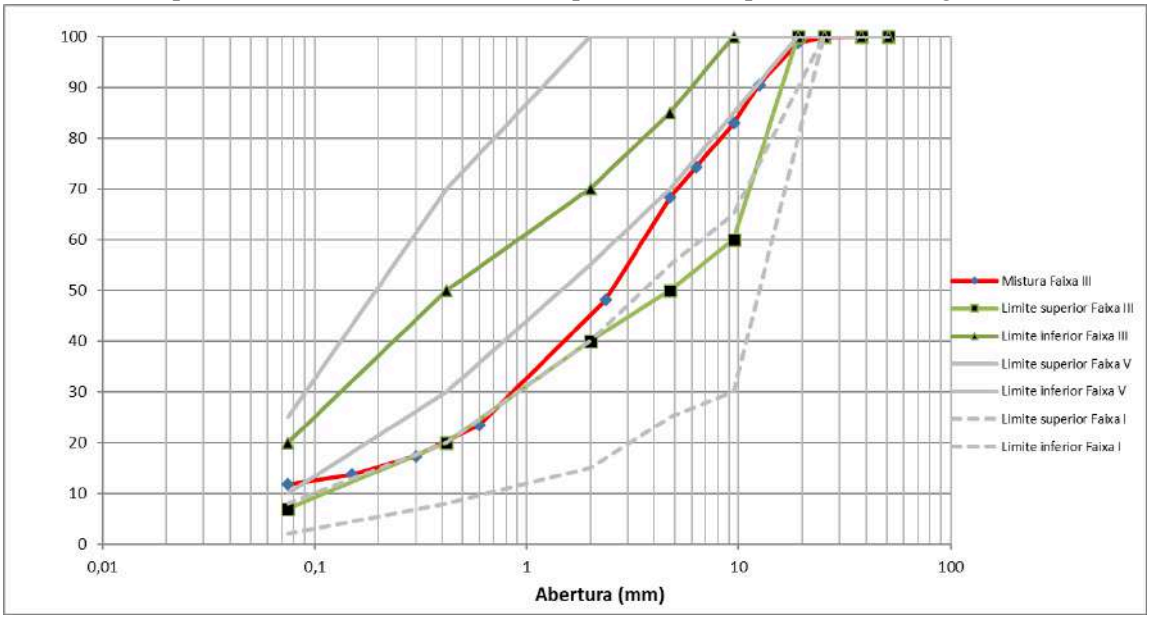
Tabela 1. Resumo da análise granulométrica aplicada no método de Rothfuchs.

Porcentagem dos componentes		32	52	16	Soma dos Componentes (%)
Peneira	Abertura (mm)	RCC Maior	RCC Menor	Solo Puro	Mistura
2”	50,8	100	100	100	100
1 ½”	38,1	100	100	100	100
1”	25,4	99,60	100	100	100
¾”	19,1	95,97	100	100	99
½”	12,5	70,23	100	100	90
⅜”	9,5	46,68	100	100	83
¼”	6,3	19,81	99,83	100	74
4	4,75	3,82	98,29	99,96	68
8	2,36	1,03	61,26	99,36	48
30	0,6	0,59	15,78	94,65	24
50	0,3	0,42	7,10	84,44	17
100	0,15	0,26	3,00	75,81	14
200	0,075	0,09	1,32	68,93	12

Fonte: Autores, 2023.

Com base nos dados fornecidos na Tabela 1, foi elaborado o Gráfico 2, que identifica a proporção dos materiais que se adequam à Faixa de interesse.

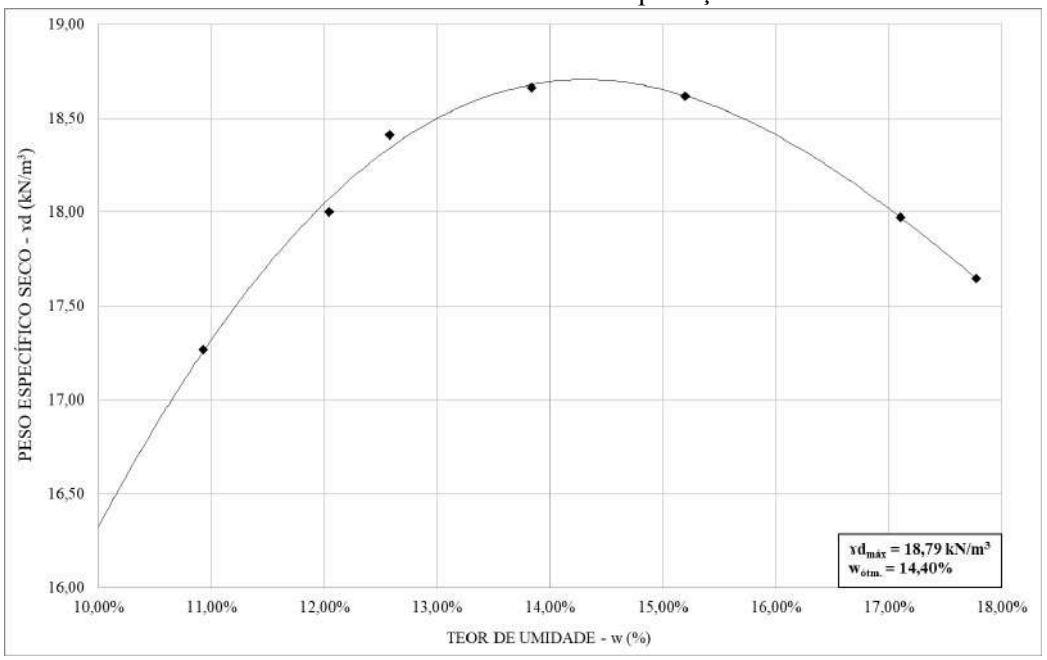
Gráfico 2: Aplicação do método de Rothfuchs para Faixa 3 a partir da análise granulométrica.



Fonte: Autores, 2023.

Com a definição da mistura, foi executado o ensaio de Compactação, com o objetivo de obter a umidade ótima da faixa estudada. Com objetivo de obter uma curva bem definida, foram testados 8 corpos de prova, e após a execução de todos eles, foi obtido o $w_{ótimo}$ = a 14,40% e o $\rho d_{máx}$ = 18,79 kN/m³. No Gráfico 3 é possível ver com detalhes as umidades testadas, assim como os ramos seco e úmido.

Gráfico 3: Resultados Ensaio de compactação Faixa 3.



Fonte: Autores, 2023.

Após ser obtido o Teor de Umidade Ótimo para a mistura, foi possível realizar o ensaio de Resistência à Compressão Simples (RCS) em duas etapas diferentes, onde tanto o solo puro quanto a mistura solo-RCC seriam analisados, primeiramente sem cura e posteriormente após cura de 28 dias. Cada um dos Corpos de

Prova ensaiados tiveram seus Teores de Umidade e Massa Específica calculados e foram comparados com o ensaio de Compactação, com todos os resultados satisfatórios, tornando-os aptos para o ensaio de RCS. Para o resultado final foi calculado o valor da RCS média (média dos valores de resistência a compressão dos ensaios com coeficiente de variação inferior a 10%) dos materiais estudados, a Tabela 2 detalha os valores obtidos dos materiais sem cura.

Tabela 2. Resistência à Compressão Simples da mistura sem cura.

Material Ensaiado	Massa úmida (kg)	Peso Específico Úmido (kN/m^3)	Carga Máxima (Kgf)	RCS Média
Faixa 3	2,156	21,61802464	19	
Faixa 3	2,143	21,48767477	168	163,00
Faixa 3	2,143	21,48767477	162	
Solo	2,010	20,15	240	
Solo	2,072	20,59856167	234	236,67
Solo	2,072	20,17414916	236	

Fonte: Autores, 2023.

Assim, foi possível verificar que a RCS média obtida para o solo após o ensaio foi de 236 kPa, superior aos resultados obtidos para a mistura solo-RCC enquadrada na Faixa 3, que foi de 163 kPa.

No entanto, os resultados para a Resistência à Compressão Simples do solo e da Faixa 3 trazem uma mudança significativa se comparados os resultados sem cura e após cura de 28 dias, assim como detalhado na Tabela 3.

Tabela 3. Resistência à Compressão Simples da mistura com cura.

Material Ensaiado	Massa úmida (kg)	Peso Específico Úmido (kN/m^3)	Carga Máxima (Kgf)	RCS Média
Faixa 3	2,100	20,87692061	1174	
Faixa 3	2,092	20,9763022	1067	1176
Faixa 3	2,136	21,23481068	1287	
Solo	1,994	19,99	1672	
Solo	2,028	20,16114048	1353	1580
Solo	1,998	20,03377237	1715	

Fonte: Autores, 2023.

A Faixa 3 teve um aumento percentual maior, enquanto o ensaio para o tempo 0 teve uma resistência média de 163 kPa, após 28 dias foi de 1173 kPa (aumento de 720%), o solo teve um aumento de 667%.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O avanço nos estudos relacionados ao reaproveitamento de Resíduos da Construção Civil em projetos de pavimentação desempenha um papel crucial na redução do acúmulo de resíduos no Brasil e no cenário global. Nesse sentido, os ensaios realizados neste estudo revelam importância. No que concerne aos objetivos desta pesquisa, estes foram referentes à análise da evolução do comportamento da resistência à compressão simples com a adição de RCC a um solo residual maduro ao longo de 28 dias.

Os resultados obtidos demonstraram-se, dentro das possibilidades, evidenciando uma resistência adequada para aplicação em obras de pavimentação, além do aumento da resistência às tensões após o período de cura de 28 dias. É relevante salientar que quaisquer desafios enfrentados durante os ensaios foram superados com sucesso.

Entretanto, afirmar categoricamente que esse material é completamente apropriado para utilização em obras de pavimentação seria prematuro, uma vez que os dados disponíveis para sustentar tal alegação são insuficientes. Os resultados de Resistência à Compressão Simples, por si só, não são conclusivos. Portanto, é recomendável que os estudos prossigam visando caracterizar de forma mais abrangente a adequação da

amostra para aplicação em obras de pavimentação, por meio de ensaios como o Índice de Suporte Califórnia e o Módulo de Resiliência. Espera-se que este trabalho seja utilizado como referência para a continuidade de outras pesquisas e que possam oferecer uma afirmação com vistas a dar suporte à verificação da aplicação como material de pavimentação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Universidade Federal de Juiz de Fora, ao projeto de pesquisa e aos colaboradores pelo apoio para o desenvolvimento desta pesquisa..

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 12770: Solo - Ensaio de Resistência à Compressão Simples. Rio de Janeiro, 2011.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 7181: Solo — Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 7182: Solo — Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 2016.

Brasil. Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei no 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 3 ago. 2010. Disponível em: https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/l12305.htm. Acesso em: 01 mar. 2024.

CÂNDIDO, V. B. R. Avaliação do comportamento mecânico de solo residual em misturas com rejeito de minério de ferro. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2023.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). ME 080: Agregados para misturas asfálticas. Rio de Janeiro, 1994.

Secretaria dos Transportes - Departamento de Estradas e Rodagem de São Paulo. ET-DE-P00/006: Sub-base ou Base de Solo Brita. Revisão B. São Paulo, fev. 2006.

Torres, Levi. 70% do entulho do Brasil é descartado incorretamente. Associação Brasileira para Reciclagem de Resíduos da Construção Civil e Demolição (ABRECON), 03 jun. 2023. Disponível em: <https://abrecon.org.br/artigos/70-do-entulho-no-brasil-e-descartado-incorretamente>. Acesso em: 01 mar. 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/690

Influência da Umidade de Compactação no Comportamento Resiliente de Misturas solo-RAP

Weiner Gustavo Silva Costa
Doutorando em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Paraná, weiner@alunos.utfpr.edu.br

Mario Sergio de Souza Almeida
Professor, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Cruz das Almas, Brasil, mario.almeida@ufrb.edu.br

Ronaldo Luis dos Santos Izzo
Professor, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Paraná, ronaldoizzo.utfpr@gmail.com

Isabela de Jesus Santos
Mestranda em Engenharia Civil e Ambiental (PPGECEA), Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, Brasil, isabela@aluno.ufrb.edu.br.

Raquel Silva Ramos
Estudante de Bacharelado em Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Cruz das Almas, Brasil, raquelsilvaramos855@gmail.com

RESUMO: A fresagem do revestimento asfáltico é uma técnica comumente aplicada, entretanto é considerada como uma grande geradora de resíduos, intitulado também como *Reclaimed Asphalt Pavement* (RAP). A reutilização desse resíduo pode ocorrer na pavimentação sob as premissas do MeDiNa, o novo método mecanístico-empírico de dimensionamento nacional, baseado em análises de tensões, deformações e deslocamento, a partir de características dos materiais obtidas em ensaios laboratoriais como, por exemplo, o Módulo de Resiliência (MR). Um dos fatores que podem afetar o comportamento resiliente dos solos é a densidade e umidade de compactação. Nessa linha, o objetivo deste trabalho é analisar o comportamento resiliente de diferentes misturas solo-RAP, para utilização como base reciclada de pavimentos ou como revestimento primário de estradas não pavimentadas, bem como avaliar o efeito da umidade de compactação no módulo de resiliência dessas misturas. As composições testadas foram de 100% de um solo A-1-b, 75% solo e 25% RAP, e 25% solo e 75% RAP, com a realização do ensaio de Módulo de Resiliência. Dos resultados observou-se um aumento do MR das misturas com RAP em relação ao solo puro.

PALAVRAS-CHAVE: Fresagem, Densificação, Ensaio triaxial dinâmico.

ABSTRACT: Milling the asphalt coating is a commonly applied technique; however, it is considered a major generator of asphalt waste, also known as Reclaimed Asphalt Pavement (RAP). The reuse of this waste can occur in paving under the light of MeDiNa, the new Mechanistic-Empirical National Design Method, and stress-strain analysis through laboratory tests, such as the Resilience Module (MR). One of the factors that can affect the resilient behavior of soils is compaction density and moisture. Along these lines, the objective of this work is to analyze the resilient behavior of different soil-RAP mixtures, for use as a recycled pavement base or as a primary coating for unpaved roads, as well as to evaluate the effect of compaction humidity on the resilience modulus of these mixtures. The compositions tested were 100% soil A-1-b, 75% soil and 25% RAP, and 25% soil and 75% RAP with the Resilience Modulus test. The results showed an increase in the MR of mixtures with RAP in relation to pure soil.

KEYWORDS: Milling, Densification, Dynamic triaxial test.

1 INTRODUÇÃO

Com a escassez de materiais adequados para utilização em pavimentos rodoviários, o processo de reutilização dos resíduos oriundos da construção civil contribui positivamente para o meio ambiente na conservação de recursos naturais como também economicamente (KLAMT, 2017).

A fresagem do revestimento asfáltico é uma técnica comumente aplicada, entretanto é considerada como uma grande geradora de resíduos asfálticos, intitulado também como *Reclaimed Asphalt Pavement* (RAP), formado pela mistura entre o Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) envelhecido e agregados de diversos tamanhos. Todos os dias são produzidos centenas de toneladas de material fresado em todo o Brasil, o que resulta na necessidade de destinação adequada deste nobre material (LEITE *et al*., 2021). Diversos paises têm pesquisado a incorporação do RAP em camadas de pavimento asfáltico, como técnica de estabilização de solos, com destaque para os trabalhos desenvolvidos por Khodary (2021), Alhaji e Alhassan (2018), Yi *et al*. (2022), Pradhan e Biswal (2022) e Widyatmoko *et al*. (2022) os quais tratam deste tema.

Recentemente, no Brasil, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) apresentou o MeDiNa, o novo Método mecanístico-empírico de Dimensionamento Nacional de pavimentos asfálticos. Esse método foi desenvolvido por meio de uma colaboração entre o DNIT, o Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE) e a Rede Temática de Asfaltos. Uma sub-rotina de Análises Elásticas de Múltiplas Camadas (AEMC) possibilita a realização de análises de tensões, deformações e deslocamentos, a partir de ensaios laboratoriais de carga dinâmica, tais como, o Módulo de Resiliência (MR) (SILVA, 2021). Os dados gerados neste ensaio podem ser empregados como dados de entrada de duas maneiras distintas de análises, tanto elásticas lineares quanto não-lineares.

Lima, Silva e Rezende (2023) apresentam um levantamento da literatura relacionada aos valores de MR em misturas solo-RAP. Os autores observaram que ocorre aumento deste parâmetro com a adição da proporção RAP na mistura (Figura 1). Os valores médios de MR com adição de 25% de RAP foram 1,4 vezes o valor encontrado para o solo puro. Com 50% foi 2 vezes o valor médio de MR para o solo e 1,4 vezes o valor para a mistura com 25%. Esses resultados da literatura apresentam valores de MR entre 160 MPa e 320 MPa. Quando não há RAP, os valores de MR variaram de 160 MPa a 260 MPa; com a adição de 25% de RAP, os valores de MR aumentaram até 300 MPa, e com 50% de RAP, os valores de MR atingiram 320 MPa. Os autores destacam que cada estudo utilizou solo e RAP com características diferentes, e todos indicaram que essas misturas são adequadas para uso em pavimentos.

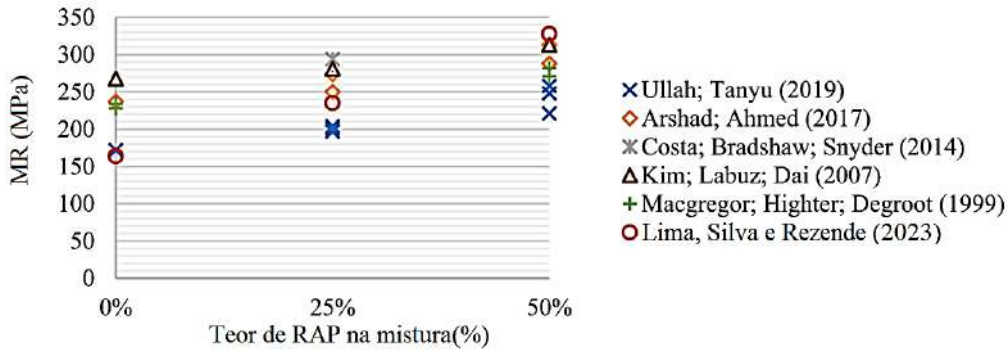


Figura 1. Variação do MR para as misturas solo-RAP na literatura.

A estrutura de pavimento asfáltico, está sujeita às variações cíclicas do tráfego e às condições ambientais, e responde mecanicamente através da geração de deslocamentos e deformações, tanto permanentes quanto resilientes. Estes aspectos devem ser levados em consideração no processo de dimensionamento do pavimento. Entretanto, destaca-se a importância dos materiais granulares como constituintes das camadas de pavimentos rodoviários em geral, ampliando o interesse na análise das respostas resilientes das misturas de estabilização graulométrica. Isso visa compreender o comportamento mecânico desses materiais quando expostos a cargas repetidas e transitórias (SANT'ANNA *et al*., 2003; PAULA *et al*., 2022).

De acordo com Li e Selig (1994), um dos fatores que podem afetar o comportamento resiliente dos solos é a densidade e umidade de compactação. Segundo esses autores, o estado físico do solo pode ser alterado pelo efeito do ambiente e pelo efeito da compactação causada pelo tráfego. O teor de umidade e a densidade seca pode variar com o tempo de maneiras diferentes. Isso pode levar a uma alteração significativa do módulo de

resiliência. E, ainda, a consideração do efeito da variação do teor de umidade no módulo resiliente deve ser acompanhada de informações sobre a variação da densidade seca.

Nessa linha, o objetivo deste trabalho é analisar o comportamento resiliente de diferentes misturas solo-RAP, para utilização como base reciclada de pavimentos ou como revestimento primário de estradas não pavimentadas, bem como avaliar o efeito da umidade de compactação no módulo de resiliência dessas misturas. As composições testadas serão de 100% solo, 75% solo e 25% RAP, e 25% solo e 75% RAP com a realização do ensaio de Módulo de Resiliência.

2 METODOLOGIA

2.1 Materiais

O solo utilizado no estudo foi proveniente de coleta no leito da BR 030, no município de Boa Nova-BA. Foram coletadas amostras do revestimento primário (15 cm superficiais) e encaminhadas, ao Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia em sacos de rafia. O revestimento primário se constitui de um material granular proveniente de horizonte saprolítico de jazidas de exploração da região.

O material fresado utilizado nessa pesquisa foi proveniente da BR 330, no trecho entre a cidade de Jequié e Ipiaú. Foram transportados para o laboratório cerca de 200 kg desse material que foi misturado, homogeneizado e quarteado para os ensaios. O RAP será adicionado por substituição nas misturas, quantificado em termos de massa seca dos materiais.

2.2 Caracterização do solo

A classificação do solo seguiu a ASTM D2487–17 (2017), a distribuição granulométrica foi determinada conforme NBR 7181 (2016), limites de consistência, de acordo com o ME DNER 82 (DNER, 1994c) e ME DNER 122 (DNER, 1994e) e determinação da Massa Específica dos grãos de acordo com a NBR 6458 (ABNT, 2016). Foi realizada a classificação para solos tropicais de granulação grossa (G-MCT), para finalidades rodoviárias, com base nos grupos “tipo granulométricos” e na metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) segundo a norma DNIT 444/2023 – CLA (DNIT, 2023c). Se a porcentagem retida na peneira de abertura 2,0 mm for maior do que 10 %, prossegue-se com a classificação em um dos grupos de classificação G-MCT e, se for menor, segue-se com a classificação MCT, conforme norma DNIT 259 – CLA (DNIT, 2023a).

2.3 Caracterização do fresado (RAP)

Em função de agregações existentes no material, formadas por concentrações de ligante e agregados presentes no RAP, o material utilizado para o presente estudo foi o passante na peneira de 1” (25,4 mm). A caracterização foi feita por meio do ensaio de granulometria, que seguiu as recomendações do ME DNER 083 (DNER, 1998a), e determinação da Massa Específica dos grãos de acordo com a NBR 6458 (ABNT, 2016) e segundo a DNIT 427/2020 – ME (DNIT, 2020) para o material maior que 4,8 mm. Por ser um material muito heterogêneo, após sua caracterização, buscou-se reproduzir essa granulometria resultante da caracterização pesando massas de material passante e retido na peneira de 4,75 mm equivalentes ao resultado do ensaio.

2.4 Preparação e Compactação dos materiais

Foram testadas as misturas de solo-RAP nos teores de 100% solo, 75% solo e 25% RAP, e 25% solo e 75% RAP, cujas quantidades foram calculadas em relação à massa seca total da mistura. Os ensaios de compactação foram realizados em amostras não trabalhadas, do solo e das misturas, seguindo as orientações do ME DNIT 443 (DNIT, 2023b), utilizando moldes tripartidos de diâmetro 100 mm e altura 200 mm. Para compactação, utilizaram-se 5 amostras com 4 kg, aproximadamente, de cada material. Foram compactados 5 corpos de prova (CP), na energia Intermediária de Proctor (12,8 kg.cm/cm³), o primeiro CP com umidade próxima da umidade ótima (w_{ot}), identificada por análise tátil e visual, os demais CP com umidade variando em 2%, decrescente para o ramo seco e crescente para o ramo úmido.

2.5 Ensaio de Módulo de Resiliência

Foi avaliado o efeito da umidade de compactação no comportamento resiliente do solo e das misturas. Foram realizados ensaios de Módulo de Resiliência (MR) nos 3 materiais (solo puro e misturas) conforme a norma ME DNIT 134 (DNIT, 2018). Cada corpo de prova, compactado para determinação da curva de compactação no cilindro tripartido de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, foi ensaiado na sua respectiva umidade de compactação.

Com os parâmetros ótimos de compactação, também foram moldados corpos de prova em triplicata da mesma forma que os anteriores, para realização do ensaio de MR nessa condição. Cada CP compactado foi levado para o equipamento triaxial de carga repetida, onde foi submetido ao ensaio de MR para aplicação de diferentes pares de tensões desvio (σ_d) e confinante (σ_3) ME DNIT 134 (DNIT, 2018).

Os corpos de prova da curva de compactação tiveram o ensaio iniciado pela fase de condicionamento que foi feito apenas com o primeiro par de tensões (σ_3 = 0,07 MPa e σ_d = 0,07 MPa), aplicando 500 repetições para materiais de subleito como proposto pela norma ME DNIT 134 (DNIT, 2018). Em seguida foi determinado o MR aplicando a sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência para materiais de subleito como proposto pela norma ME DNIT 134 (DNIT, 2018). Os corpos de prova em triplicata moldados nos parâmetros ótimos de compactação foram ensaiados seguindo a sequência do completa da norma ME DNIT 134 (DNIT, 2018).

O carregamento vertical cíclico foi aplicado na frequência de 1 Hz (60 ciclos de carregamento por minuto). Logo após a finalização do ensaio, cada CP foi pesado e levado à estufa a uma temperatura de aproximadamente 110°C por 48 horas ou até a constância da massa, para determinação do teor de umidade.

A relação entre a tensão (σ_d) e a deformação resiliente (ε_r) determina o módulo de resiliência para cada par de tensões aplicado, conforme a Equação 1.

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon r} \quad (1)$$

De posse dos MR calculados, para diferentes pares de tensões testados foi possível determinar as constantes de k_1, k_2 e k_3 do modelo de variação do módulo de resiliência, de acordo com a Equação 2.

$$MR = k_1 {\sigma_3}^{k_2} {\sigma_d}^{k_3} \quad (2)$$

Em que MR: Módulo de resiliência [MPa];
k1, k2 e k3: coeficientes de regressão constantes;
σ_3: Tensão confinante [MPa];
σ_d: Tensão desvio [MPa].

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Caracterização dos materiais

Na Figura 2 são apresentadas as curvas de distribuição granulométrica do solo e do RAP utilizados nessa pesquisa. Observa-se que o RAP tem uma graduação mais grossa e uniforme que o solo.

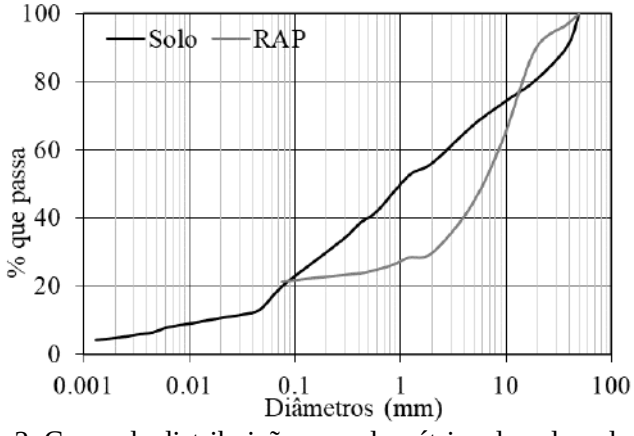


Figura 2. Curva de distribuição granulométrica do solo e do RAP.

Na Tabela 1, são apresentadas características físicas do solo, bem como sua classificação segundo os diferentes sistemas de classificação. Observa-se tratar de uma areia-argilo-siltosa segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). Segundo a AASHTO trata-se de um solo A-1-b. Segundo a classificação MCT trata-se de um solo arenoso não laterítico com pedregulho (Sp-NA'). A massa específica dos sólidos do RAP passante na peneira nº 4 foi de 2,50 g/cm³ e do retido de 2,54 g/cm³.

Na Tabela 2, são apresentados os parâmetros ótimos de compactação dos materiais para a energia de Proctor Intermediária. Pode-se observar que, com a adição de material fresado, há uma redução da massa específica seca máxima, possivelmente pela granulometria mais uniforme desse material, bem como pela menor massa específica dos sólidos do RAP. A umidade ótima variou pouco entre as misturas.

Tabela 1. Características físicas e classificação da amostra do solo.

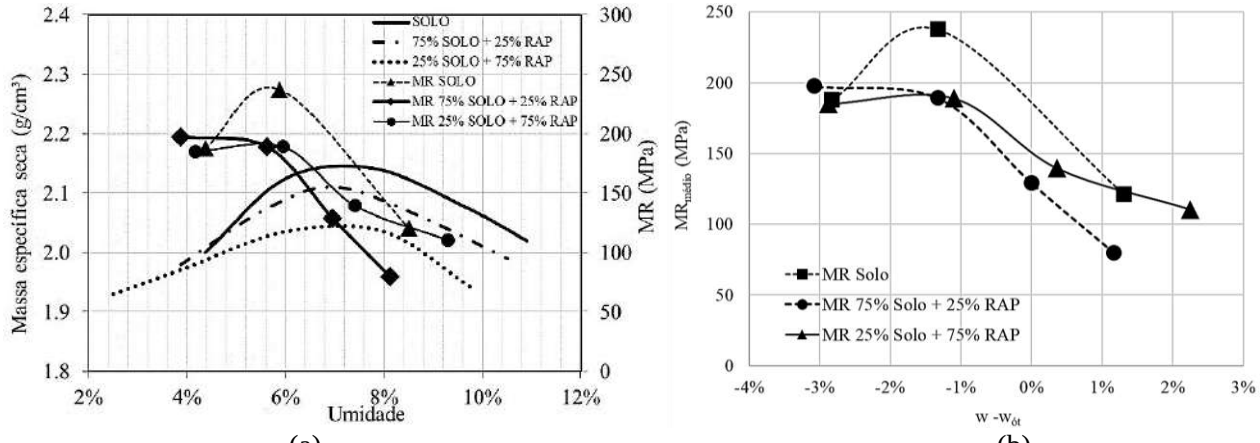
Argila (%)		5,0
Silte (%)		11,4
Areia (%)	Fina	13,4
	Média	12,3
	Grossa	14,0
Pedregulho (%)		44,0
Limite de liquidez (%)		22
Limite de plasticidade (%)		17
Índice de plasticidade (%)		5
Massa específica dos sólidos (g/cm³)		2,634
AASHTO		A-1-b (0)
G-MCT		Sp-NA'

Tabela 2. Parâmetros ótimos de compactação do RP e das misturas com RAP.

	$W_{ót}$	$\rho_{dmáx}$ (g/cm³)
RP	7,19%	2,146
75% SOLO + 25% RAP	6,95%	2,110
25% SOLO + 75% RAP	7,05%	2,045

3.2 Módulo de Resiliência

A relação entre a MR e a massa específica seca *versus* a umidade das duas misturas, bem como do solo puro, são mostrados na Figura 3a. Na Figura 3b, a variação do MR em função do desvio da umidade ótima. Nas misturas solo-RAP observa-se um acréscimo e estabilização do MR no ramo seco, enquanto que para o solo no ramo seco há um pico de rigidez seguido de uma redução para o maior desvio da umidade.



(a) (b)

Figura 3. (a) Relação entre a MR e a massa específica seca versus a umidade e curvas de compactação; e (b) Relação entre a MR e o desvio da umidade ótima.

Na Figura 4 são apresentados resultados de MR para diferentes umidades de compactação em função da tensão confinante e tensão desvio. Observa-se que com a elevação da umidade de compactação a dependência do MR em relação às tensões confinantes (σ_3) é maior, havendo uma maior variação. O que também pode ser observado na Tabela 3, onde são apresentados os parâmetros de ajuste ao modelo dos resultados do MR em

função da umidade de compactação. Para a mistura com elevado teor de RAP observa-se uma maior influência da tensão desvio em relação a outra mistura e ao solo.

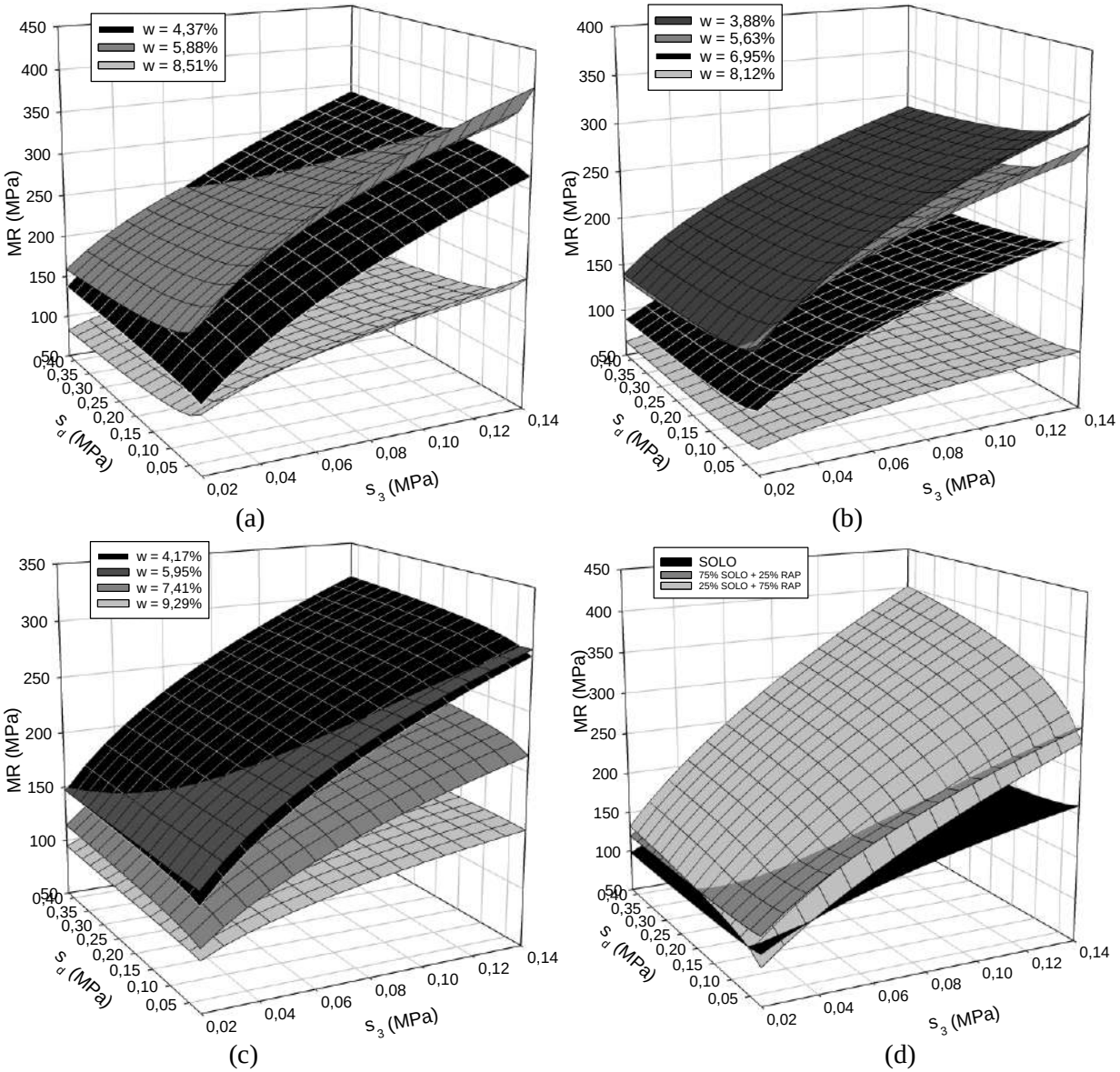


Figura 4. MR x tensões desvio e confinante para diferentes umidades de compactação do (a) Solo; (b) 75% Solo + 25% RAP; e (c) 25% Solo + 75% RAP, e para essas misturas na umidade ótima de compactação.

Tabela 3. Ajuste do modelo combinado de MR para o RP + RAP.

	Umidade	$MR_{médio}$ (MPa)	k_1	k_2	k_3	R^2
Solo	4.37%	187.77	875.81	0.468	0.027	0.99
	5.88%	237.24	570.63	0.347	-0.090	0.98
	8.51%	120.69	223.92	0.280	-0.112	0.93
75% Solo + 25% RAP	3.88%	197.37	564.24	0.370	-0.057	0.98
	5.63%	188.93	424.59	0.310	-0.076	0.98
	6.95%	129.01	353.68	0.366	-0.068	0.98
	8.12%	79.66	129.17	0.186	-0.046	0.78
25% Solo + 75% RAP	4.17%	185.10	714.50	0.399	0.026	0.98
	5.95%	189.06	614.35	0.366	-0.001	0.99
	7.41%	139.48	519.52	0.379	0.037	0.98
	9.29%	110.45	252.71	0.250	0.007	0.95

Tabela 4. Ajuste do modelo combinado de MR para o RP + RAP.

CP	MR Médio (MPa)	Constantes de regressão			
		k_1	k_2	k_3	R^2
100% SOLO					
1	183,28	791,82	0,511	0,025	0,95
2	171,79	727,76	0,494	0,040	0,90
3	206,1	494,43	0,315	0,004	0,79
Média	187,1	366,38	0,344	-0,031	0,87
75% SOLO + 25% RAP					
1	204,3	695,02	0,459	-0,024	0,97
2	198,2	610,21	0,418	-0,019	0,96
3	195,0	714,86	0,406	0,083	0,92
Média	199,2	651,79	0,439	-0,022	0,97
25% SOLO + 75% RAP					
1	218,9	1323,10	0,568	0,120	0,99
2	231,8	1408,67	0,576	0,111	0,99
3	252,9	1029,55	0,426	0,109	0,98
Média	234,6	1365,83	0,572	0,115	0,99

Tabela 5 – Comparação do ajuste do modelo combinado de MR para o RP + RAP de Lima, Silva e Rezende (2023) (A-2-6) com o desse trabalho.

	k_1	k_2	k_3	R^2
Solo A-2-6	476,32	0,465	−0,103	0,77
Solo A-1-b	366,38	0,344	-0,031	0,87
25% RAP A-2-6	612,00	0,322	0,028	0,89
25% RAP A-1-b	651,79	0,439	-0,022	0,97

4 CONCLUSÃO

Foram testadas composições de solo e RAP nas proporções de 100% solo, 75% solo e 25% RAP, e 25% solo e 75% RAP com a realização dos ensaios de Módulo de Resiliência. Quando testadas em diferentes umidades de compactação para as misturas solo-RAP, observa-se um acréscimo de cerca de 110 MPa no MR médio para a mistura com menor teor de RAP e de cerca de 80 MPa para a mistura com maior teor de RAP, seguida da estabilização do MR no ramo seco enquanto que para o solo no ramo seco há um pico de rigidez seguido de uma redução para o maior desvio da umidade. Observou-se que a influência das tensões desvio e confinante varia com o aumento do teor de RAP em que houve uma maior influência da tensão desvio. Observou-se um pequeno aumento do MR médio das misturas com RAP em relação ao solo puro (12 MPa para mistura com menor teor de RAP e 47 MPa para o maior teor de RAP).

AGRADECIMENTOS

Ao PPGEC-UTFPR, a UFRB e ao Laboratório de Pavimentação da UFRB.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Society for Testing and Materials. (2017) ASTM D2487–17. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International, West Conshohocken, USA.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017) NBR 6458 - *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.* Rio de Janeiro, p. 10.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). NBR 7181: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro.

Alhaji, M.M. & Alhassan, M. (2018) *Effect of Reclaimed Asphalt Pavement Stabilization on the Microstructure and Strength of Black Cotton Soil.* International Journal of Technology, 4: p. 727-736.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). (1994c) DNER-ME 082/94. *Solos-Determinação do limite de plasticidade.* Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). (1994b) DNER-ME 122/94. *Solos- Determinação do limite de liquidez- método de referência*. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes. (2018). DNIT 134/2018 ME – *Pavimentação Solos - Determinação do módulo de resiliência*. Rio de Janeiro, 18 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2023a). DNIT 259 - Solos - Classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura - Classificação. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2023b). DNIT 443/2023 ME - *Solos – Ensaio de compactação utilizando moldes tripartidos.* Brasília-DF, 12 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2023c). DNIT 444 - Classificação de solos tropicais de granulação grossa - Classificação. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.

Khodary, F. (2021) *The effects of adding reclaimed asphalt pavement (rap) and cement on the properties of pavement base course*. International journal of innovations in engineering research and technology, v. 8, p. 197-201.

Klamt, R. A. et al. (2018) *Estudo da utilização da reciclagem de concreto asfáltico como camada de pavimento.* Revista de Gestão Ambiental e Sustentabilidade, v. 7, n. 3, p. 539-553.

Leite, M. F. *et al*. *A importância das características dos agregados no desempenho das misturas asfálticas.* Disponível em: <https://www.ibp.org.br/personalizado/uploads/2021/05/2021-ebook-ibp-informacoes-basicas-sobre-materiais-asfalticos.pdf>. Acesso em: 20 fev. 2024.

Li, D., Selig, E. T.. Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils. Journal of Geotechnical Engineering, 120(6), 939–957, 1994. doi:10.1061/(asce)0733-9410(1994)120:6(939).

Lima, L. B. F., silva, j. P. S., rezende, l.r. Investigation of resilient modulus and permanent deformation of tropical soil with reclaimed asphalt pavement. Transportation Geotechnics, v. 43, p. 101103, 2023. http://dx.doi.org/10.1016/j.trgeo.2023.101103.

Sant'anna, G. L. et al. (2003) *Módulo de resiliência de um solo arenoso e de suas misturas com alcatrão fracionado e cal*. Revista Árvore, v. 27, p. 527-534.

Silva, C. C. V. P. da. (2021) *Estudo e proposição de solução para segmento crítico na rodovia BR-230/PB com aplicação do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos-MeDiNa.* Dissertação (Mestrado). Universidade federal de Campina Grande, PB.

Paula, G. F. et al. (2022) *Modelos tensão-deformação e parâmetros de solos tropicais de subleito do Distrito Federal*. 10º Congresso Rodoferroviário Português, Lisboa, Portugal.

Pradhan, S. K. & Biswal, G. (2022) *Utilization of reclaimed asphalt pavement (RAP) as granular sub-base material in road construction*. Materials Today: Proceedings, v. 60, p. 288-293.

Widyatmoko, I. et al. (2022) *Characterization of multiple recycled reclaimed asphalt incorporating polymer modified bitumen.* In: Eleventh International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Volume 3. CRC Press. p. 341-350.

Yi, X. et al. (2022) *The feasibility of using epoxy asphalt to recycle a mixture containing 100% reclaimed asphalt pavement (RAP)*. Construction and Building Materials, v. 319, p. 126122.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/691

Influência da utilização de escória de aciaria elétrica secundária no ensaio de módulo de resiliência

Mateus Henrique Ribeiro Rodrigues
Doutorando em Engenharia Civil, UFV, Viçosa, Brasil, mateus.ribeiro@ufv.br

Klaus Henrique de Paula Rodrigues
Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, klaus@ufv.br

Bruna Martins de Melo
Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, bruna.m.melo@ufv.br

Taciano Oliveira da Silva
Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, taciano.silva@ufv.br

Heraldo Nunes Pitanga
Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, heraldo.pitanga@ufv.br

RESUMO: A procura por materiais alternativos eficientes que possam substituir materiais naturais, se torna uma medida indispensável no atual cenário da engenharia. Dentre esses materiais, destaca-se as escórias de aciaria, geradas em grande quantidade nas indústrias siderúrgicas, aproximadamente 15% em massa para cada tonelada de aço bruto produzida. Objetivando a reutilização da escória de aciaria elétrica secundária (EAES) na construção de camadas estruturais de pavimentos, este estudo apresentou a análise da influência desse resíduo na estabilização de duas amostras de solos frente ao seu comportamento no ensaio de módulo de resiliência (MR). A fim de avaliar a influência da EAES na estabilização das amostras de solos, sob a perspectiva do comportamento tensão-deformação, foram realizados ensaios de MR em misturas solo-EAES. Foram utilizados os teores de 5%, 12,5% e 20% de EAES em relação à massa seca das misturas, as quais foram compactadas no teor de umidade ótimo e submetidas à cura selada em câmara úmida por 7 dias. Após a execução dos ensaios de MR, observou-se que as misturas apresentaram uma melhora significativa, evidenciando assim, a viabilidade da utilização da EAES em obras de pavimentação, visto que é um material de baixo custo e seu reaproveitamento gera redução do impacto ambiental.

PALAVRAS-CHAVE: Módulo de resiliência, estabilização de solos, escória de aciaria elétrica secundária, pavimentação.

ABSTRACT: The search for efficient alternative materials that can replace natural materials has become essential in the current engineering scenario. Among these materials, steel slag stands out, which is produced in large quantities in the steel industry, about 15% of the mass of each ton of crude steel produced. With the aim of reusing ladle furnace slag (LFS) in the construction of structural layers of road pavements, this study analyzed the influence of this residue on the stabilization of two soil samples in relation to their behavior in the resilient modulus (RM) test. In order to evaluate the influence of LFS on the stabilization of soil samples in terms of stress-strain behavior, RM tests were performed on soil-LFS mixtures. LFS contents of 5 %, 12.5 % and 20 % were used in relation to the dry mass of the mixtures, which were compacted at optimum moisture content and cured sealed in a humid chamber for 7 days. After conducting the RM tests, it was found that the mixtures showed a significant improvement, proving the feasibility of using LFS in paving works, as it is a cost-effective material and its reuse leads to a reduction in environmental impact.

KEYWORDS: Resilient modulus, soil stabilization, ladle furnace slag, pavement.

1 INTRODUÇÃO

O Brasil ao longo de quase cinco décadas ampliou a produção nacional de aço em quase sete vezes, tornando-se assim, o décimo segundo maior exportador de produtos siderúrgicos do mundo, com um montante de 10,5 milhões de toneladas (IAB, 2018). Embora seja uma estatística positiva, elevando o país a uma posição proeminente frente ao mercado internacional de aço, o ônus dessa atividade impacta diretamente o meio ambiente, em decorrência do descarte dos resíduos oriundos de sua produção. Atualmente, grande parte dos resíduos apresentam uma destinação alternativa ao simples descarte no meio ambiente, citando como principal expoente a escória de alto forno, que vem sendo utilizada como adição na produção de cimento (IAB, 2018). Além disso, um outro campo de atuação referente ao uso de resíduos siderúrgicos diz respeito à estabilização de solos, técnica amplamente utilizada na engenharia civil para a construção de camadas estruturais de bases e sub-bases, melhoria de subleitos, fundações, aterros e obras de contenção (Rodrigues et al., 2024, Rodrigues et al., 2023, Lopes et al., 2022, Maghool et al., 2019).

Dentro desse cenário de utilização de resíduos como agentes estabilizadores de solos como uma alternativa de material para aplicação em pavimentação de baixo custo se encontram as escórias de aciaria, resíduos siderúrgicos provenientes do primeiro estágio (estágio de fusão) da produção de aço a partir de sucata (Terrones-Saeta et al., 2021).

O comportamento resiliente de um material corresponde à sua resposta elástica resultante de uma carga aplicada em pulsos de curta duração. Este comportamento pode ser observado através de um ensaio triaxial de cargas repetidas, por meio do qual são aplicados diferentes pares de tensão confinante e desviadora. O parâmetro de maior importância desse ensaio é o módulo de resiliência, que é obtido através da relação entre a tensão desviadora e a deformação resiliente. Este parâmetro tem sua aplicabilidade no método mecanístico-empírico, referente ao dimensionamento de pavimentos flexíveis, que chega em substituição ao antigo método de dimensionamento, no qual utiliza-se o Índice de Suporte Califórnia (ISC), como parâmetro de dimensionamento, proposto pelo DNIT. Vale ressaltar que o módulo de resiliência depende da natureza e composição granulométrica do solo, do seu estado físico, da condição de carregamento, do histórico de tensões, do método utilizado na compactação, do grau de compactação, entre outros fatores (Medina and Preussler, 1980, Svenson, 1980, Lima et al., 2018, Santos et al., 2019).

A presente pesquisa tem como objetivo, portanto, avaliar a influência da adição de EAEP no módulo de resiliência de duas amostras de solos tropicais da microrregião de Viçosa-MG, com a finalidade de melhorar suas propriedades de engenharia a fim de que pudessem ser utilizados em obras de pavimentação.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Foram utilizadas duas amostras de solos (C e V) provenientes de jazidas de empréstimo localizadas no Município de Viçosa, Estado de Minas Gerais, Brasil. As amostras de solos foram coletadas no estado deformado. As amostras foram conduzidas ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (LEC/UFV) e preparadas para a realização de ensaios de laboratório, seguindo as recomendações da norma técnica NBR 6457 (ABNT, 2016a).

A Figura 1 apresenta a distribuição granulométrica das amostras de solos determinadas a partir das recomendações da norma técnica NBR 7181 (ABNT, 2016b). As amostras de solos também foram submetidas a ensaios de laboratório para a determinação da massa específica dos grãos do solo, conforme a norma técnica NBR 6458 (ABNT, 2016c), e dos Limites de Atterberg, conforme as prescrições das normas técnicas NBR 6459 (ABNT, 2016d) e NBR 7180 (ABNT, 2016e).

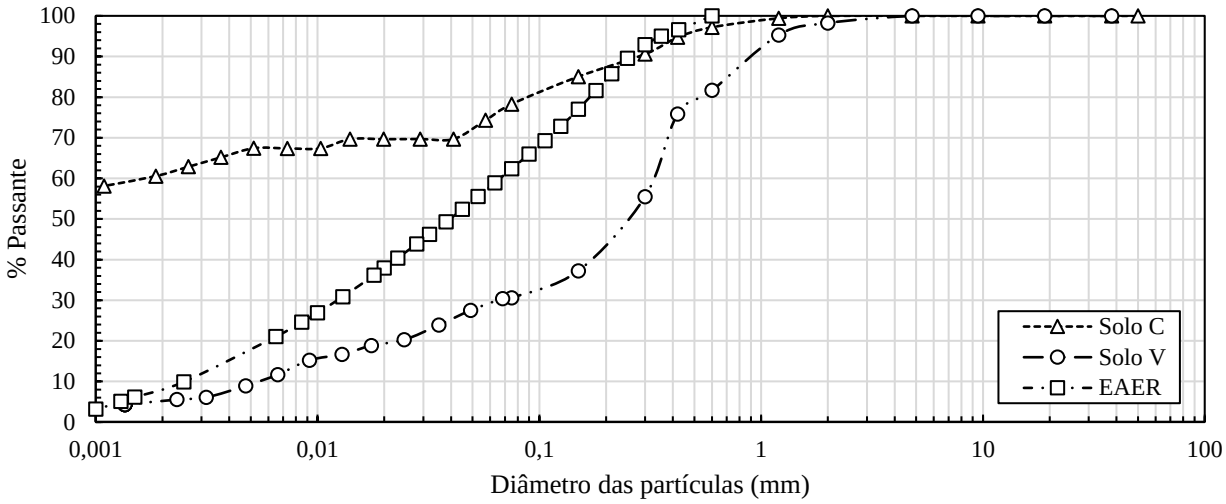


Figura 1: Curva granulométrica dos materiais.

A Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica das amostras de solos analisadas.

Tabela 1: Caracterização física e classificações geotécnicas das amostras de solos analisadas.

Parâmetro	C	V
% argila (φ < 0,002 mm)	61	5
% silte (0,002 mm < φ < 0,06 mm)	14	24
% areia fina (0,06 mm < φ < 0,2 mm)	12	13
% areia média (0,2 mm < φ < 0,6 mm)	10	40
% areia grossa (0,6 mm < φ < 2 mm)	3	15
% pedregulho (2 mm < φ < 60 mm)	0	3
LL (%)	78	36
LP (%)	43	18
IP (%)	35	18
ρ_s (g/cm³)	2,869	2,657
TRB	A-7-5 (20)	A-2-6 (1)
USC	MH	SC
MCT	LG’	NA’

A amostra de escória de aciaria elétrica redutora (EAER) foi coletada em seu estado bruto no pátio de estocagem de uma empresa que atua no ramo de fabricação de tubos metálicos, localizada no Município de Jeceaba, Estado de Minas Gerais, Brasil.

Antes de sua utilização nesse estudo, a amostra bruta de EAER foi submetida ao processo de secagem ao ar, moagem e peneiramento para a retirada de partículas maiores que 0,6mm (peneira #30). A redução granulométrica por moagem da amostra bruta de EAER teve como objetivo aumentar a superfície específica desse material a níveis semelhantes aos utilizados em outros estudos envolvendo coprodutos siderúrgicos (Manso et al., 2013, Akinwumi, 2014, Mahmudi et al., 2021, Sheen et al., 2021). A amostra de EAER apresentou índice de finura igual a 55,8% e superfície específica de 1604,4 cm²/g, determinados conforme as normas técnicas NBR 11579 (ABNT, 2012a) e NBR 16372 (ABNT, 2015), respectivamente. O peso específico das partículas sólidas da amostra de EAER é igual a 29,1 kN/m³, valor este obtido a partir dos procedimentos apresentados na norma técnica NBR 16605 (ABNT, 2017). A cruva granulométrica da amostra de EAER está apresentada na Figura 1.

2.2 Métodos

Foram realizadas misturas das amostras de solo com substituição parcial de EAER nas proporções apresentadas na Tabela 2, sendo as proporções estabelecidas em relação à massa seca das misturas.

Tabela 2: Proporção dos materiais nas misturas solo-EAER

Mistura	% de solo	% de EAER
M0	100	0
M1	95	5
M2	87,5	12,5
M3	80	20

2.2.1 Ensaio de compactação

As amostras de solo no estado natural e suas misturas foram submetidas ao ensaio de compactação na energia Proctor intermediária, de acordo com a norma técnica NBR 7182 (ABNT, 2016f).

2.2.2 Ensaio de Módulo de Resiliência

O ensaio de Módulo de Resiliência foi realizado conforme a norma técnica ME 134 (DNIT, 2018), sendo que os pares de tensão utilizados para as amostras de solo e suas misturas com EAER corresponderam aos pares de tensões para amostras de subleito. O pulso de carregamento utilizado foi de 0,1 segundo de duração e período de repouso de 0,9 segundos, completando um ciclo de 1 segundo. O ensaio de módulo de resiliência é fundamental para que uma análise mecanicista seja realizada a fim de se projetar um pavimento e de se determinar a vida de projeto do mesmo considerando o trincamento por fadiga, sendo que esse ensaio está diretamente relacionado com os critérios de seleção de materiais para composição de camadas estruturais de pavimentos rodoviários, conforme recomendações da norma técnica IS 247 (DNIT, 2021).

Para a realização do cálculo do módulo de resiliência, adotou-se um par de tensões (σ_3 = 0,05 MPa e σ_d = 0,1 MPa) proposto por Santos et al. (2019), o qual é compatível com um possível estado de tensões atuante no subleito (σ_3: tensão confinante; σ_d: tensão desviadora). O modelo composto (Equação 1), proposto por Pezo et al. (1992), foi utilizado para realizar a regressão dos dados de MR, para as amostras de solo C e V e para as misturas solo-EAEP para cada amostra de solo (Medina and Motta, 2015).

$$MR = k_1 . \sigma_3^{k_2} . \sigma_d^{k_3} \quad (1)$$

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

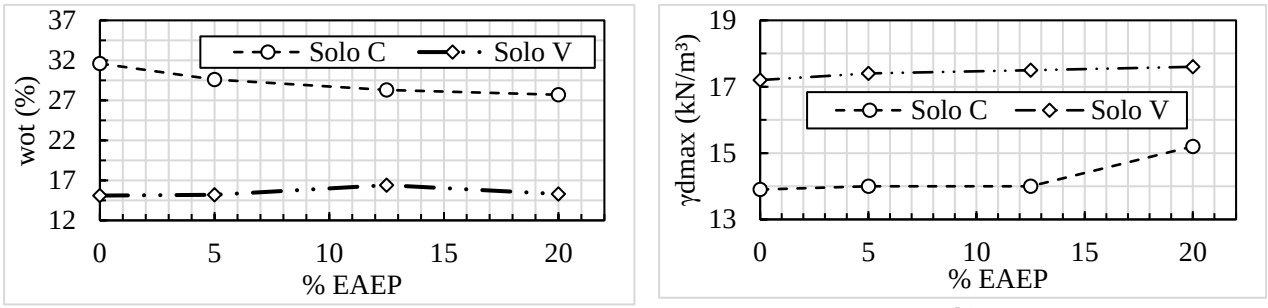
3.1 Ensaios de Compactação

Através das curvas de compactação das misturas analisadas e compactadas na energia Proctor Normal pôde-se obter os valores de peso específico aparente seco máximo e teor de umidade ótimo, os quais são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Parâmetros de compactação das amostras de solo e das misturas solo-EAER.

Misturas	Solo C		Solo V	
	w_{ot} (%)	γ_{dmax} (kN/m³)	w_{ot} (%)	γ_{dmax} (kN/m³)
M0	31,6	13,9	15,1	17,2
M1	29,6	14	15,2	17,4
M2	28,3	14	16,4	17,5
M3	27,7	15,2	15,3	17,6

A Figura 1 apresenta os parâmetros de ótimo [peso específico aparente seco máximo (γdmax) e teor de umidade ótimo (wot)] obtidos através das curvas de compactação das misturas analisadas e compactadas na energia do Proctor Normal.



(a) (b)

Figura 2: Variação do teor de umidade ótimo e do peso específico aparente seco máximo com o teor de EAES.

Houve um aumento do peso específico aparente seco máximo com o aumento do teor de EAES, o que está relacionado com a maior massa específica real da escória em relação à massa específica dos grãos das amostras de solos analisados (Al-Amoudi et al., 2017, Brand et al., 2020, Sebbar et al., 2020, Oluwasola et al., 2020).

Em relação ao teor de umidade ótimo foi observado uma diminuição com o incremento de escória nas misturas de ambas as amostras de solos analisadas. Essa diminuição, segundo Zumrawi e Babikir (2017) está relacionada com trocas catiônicas que ocorrem entre os íons de cálcio presentes na escória e os íons presentes na dupla camada difusa das partículas dos solos.

3.2. Ensaio de Módulo de Resiliência

A Tabela 4 apresenta os valores de MR médio determinados através de ensaios em duplicata para cada amostra de solo e para as misturas solo EAER.

Tabela 4: Valores de MR médio para as amostras de solo e suas misturas com EAER.

Misturas	MR (MPa)	
	Solo C	Solo V
M0	34,75	26,24
M1	34,66	41,15
M2	54,75	43,08
M3	65,32	46,82

A Figura 3 apresenta esses dados em forma de gráfico.

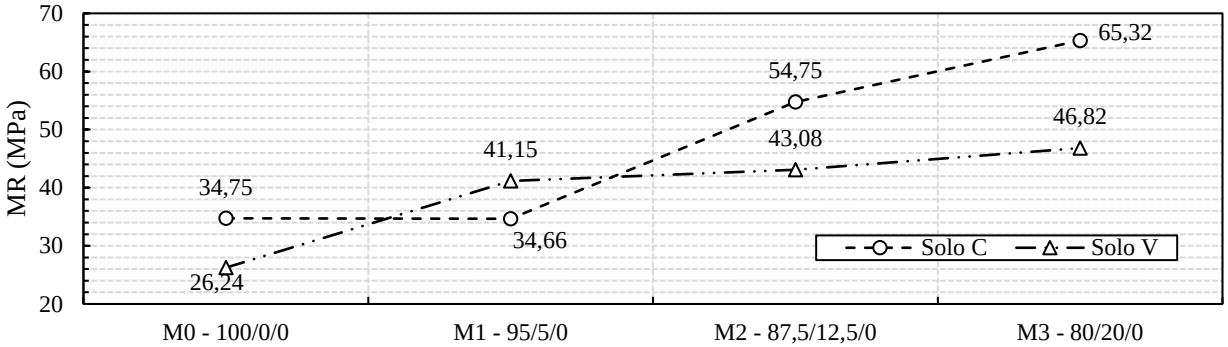
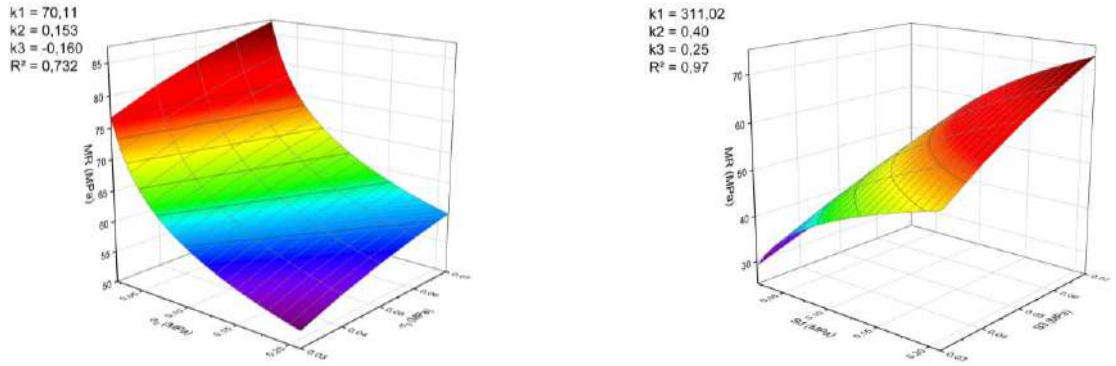


Figura 3: Resultados dos ensaios de MR das amostras de solo e suas misturas com EAES.

Observou-se que houve uma tendência de aumento nos valores de MR com o aumento do teor de EAER, o que possivelmente está relacionado com a formação de compostos cimentícios e pozolânicos.

Os resultados dos ensaios de MR, conforme o modelo composto, para as misturas M3 das amostras de solo C e V são apresentados na Figura 4.



(a) (b)

Figura 4: Resultados de MR para a mistura (a) M3 do solo C e (b) M3 do solo V.

Observou-se que a amostra de solo C, de matriz argilosa, é muito susceptível a variações nos valores da tensão desviadora, e que a amostra de solo V, de matriz arenosa, sofre maior influência devido a variações relativas à tensão confinante, o que condiz com a literatura técnica (Medina e Motta, 2015).

Todas as misturas, considerando as duas amostras de solos, apresentaram melhor performance quando comparadas às amostras de solo no estado natural, sendo que a adição de EAES promove uma melhora na resposta da mistura sob carregamento cíclico para as amostras de solo C e V, na medida em que sua proporção na mistura aumenta. Bhuvaneshwari et al. (2019) estudaram o efeito de cal na estabilização de uma amostra de solo no módulo de resiliência e atribuíram um aumento no valor dessa propriedade à troca catiônica entre os íons Ca2+ e as partículas de argila presentes no solo para idades de até 3 dias de cura selada. Para tempos de cura acima de 3 dias, Bhuvaneshwari et al. (2019) observaram um aumento no MR, atribuído à formação de compostos pozolânicos.

Observou-se que para a amostra de solo C (de matriz argilosa) com 20% de EAES (mistura M3), houve um aumento de 87,97% no valor do MR em relação à amostra de solo na sua condição pura. Para a amostra de solo V com 20% de teor de EAES (mistura 3), verificou-se um aumento de 78,43% em relação à amostra de solo na sua condição pura. De posse desses dados é possível constatar que a influência da EAES no MR teve maior impacto na amostra de solo V.

De acordo com o MEPDG (AASHTO, 2020), para que uma camada de solo possa suportar uma camada de material granular em um pavimento flexível é necessário o seu módulo de resiliência seja superior a 68,95 MPa. Caso esse valor não seja alcançado pela camada de solo, a mesma deve ser melhorada para alcançar esse valor. De acordo com esse valor mínimo estabelecido pelo MEPDG (AASHTO, 2020), verificou-se que ambas as amostras de solos e suas misturas com EAES não conseguiram alcançar esse valor. Entretanto, observou-se que a mistura M3 para a amostra de solo C ficou muito próxima desse valor. Possivelmente, com o aumento do tempo de cura acima de 7 dias, as misturas contendo EAES possam vir a desenvolver reações de hidratação e reações pozolânicas gerando um aumento ainda maior nos valores de MR em relação aos que foram observados.

O aumento de MR de amostras de solos estabilizados é de grande importância para o aumento da vida útil dos pavimentos asfálticos. Segundo Rodrigues et al. (2024), os valores do número de solicitações do eixo padrão admissível (N_{adm}) considerando a deflexão no topo do revestimento, a deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento e a deformação vertical no topo do subleito são significativamente aumentados, provomendo um aumento considerável na vida útil dos pavimentos asfálticos.

4 CONCLUSÃO

A presente pesquisa teve como objetivo avaliar a influência da adição de EAES no módulo de resiliência de duas amostras de solos tropicais com a finalidade de melhorar suas propriedades de engenharia a fim de que pudessem ser utilizados em obras de pavimentação. Verificou-se que o aumento de EAES promoveu um aumento de peso específico aparente seco máximo e diminuição no teor de umidade ótimo decorrentes da maior massa específica das partículas de EAES e de trocas catiônicas entre o cálcio presente na EAES e os cátions presentes nas partículas de solo. Observou-se que a amostra de solo V e suas misturas com EAES apresentaram uma maior variação nos valores de MR com a tensão desviadora e que a amostra de solo V e suas misturas com EAEP apresentaram maiores alterações nos valores de MR com a tensão confinante.

Observou-se que os valores de MR aumentaram com a adição de EAEP para ambas as amostras de solos analisadas, com destaque para a mistura com 20% de EAES para a amostra de solo C, que obteve um valor de MR muito próximo do limite mínimo para que uma camada possa ser utilizada como suporte de uma camada granular de um pavimento. A melhora no comportamento mecânico das misturas solo-EAES evidencia a viabilidade da utilização desse resíduo em obras de pavimentação, visto que é um material de baixo custo e seu reaproveitamento gera redução do impacto ambiental, em contraposição ao seu descarte no meio físico.

AGRADECIMENTOS

À UFV por disponibilizar toda estrutura necessária para a realização desse trabalho e aos integrantes do grupo de pesquisa Infratest que colaboram com as atividades de laboratório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. (2020). *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide: A Manual of Practice,* [Washington D.C.], American Association of State Highway and Transportation Officials.

Akinwumi, I. J. P. P. C. E. (2014). Soil modification by the application of steel slag. 58**,** 371-377.

Al-Amoudi, O. S. B., Al-Homidy, A. A., Maslehuddin, M., et al. (2017). Method and Mechanisms of Soil Stabilization Using Electric Arc Furnace Dust. *Scientific Reports,* 7**,** 46676.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). NBR 11579. *Cimento Portland – Determinação da finura por meio da peneira 75µm (nº 200)*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2015). NBR 16372. *Cimento Portland e outros materiais em pó — Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (método de Blaine)*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457. *Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Solo — Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. *Solo — Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo — Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182. *Solo — Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 16605. *Cimento Portland e outros materiais em pó — Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.

Bhuvaneshwari, S., Robinson, R.andGandhi, S. (2019). Resilient modulus of lime treated expansive soil. *Geotechnical Geological Engineering,* 37**,** 305-315.

Brand, A. S., Singhvi, P., Fanijo, E. O., et al. (2020). Stabilization of a Clayey Soil with Ladle Metallurgy Furnace Slag Fines. *Materials,* 13**,** 4251.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006). *Manual de Pavimentação*. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). *Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). *Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2024). *Instrução de Serviço – IS-247: Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa*. Rio de Janeiro.

IAB. (2018). Sustentability report. *Instituto Aço Brasil*.

Lima, C., Motta, L., Guimarães, A., et al. (Year) Published. Contribution to the study of Brazilian tropical soils as pavement materials. Proceedings of the 13th Conference on Asphalt Pavements–ISAP, 2018.

Lopes, E. C., da Silva, T. O., Pitanga, H. N., et al. (2022). Application of electric arc furnace slag for stabilisation of different tropical soils. *International Journal of Pavement Engineering,* 23**,** 5003-5014.

Maghool, F., Arulrajah, A., Suksiripattanapong, C., et al. (2019). Geotechnical properties of steel slag aggregates: Shear strength and stiffness. *Soils and Foundations,* 59**,** 1591-1601.

Mahmudi, M., Altun, S.andEskisar, T. (2021). Experimental and Numerical Evaluation of Clay Soils Stabilized with Electric Arc Furnace (EAF) Slag. *Advances in Sustainable Construction Resource Management,* 144**,** 73.

Manso, J. M., Ortega-López, V., Polanco, J. A., et al. (2013). The use of ladle furnace slag in soil stabilization. *Construction and Building Materials,* 40**,** 126-134.

Medina, J.andMotta, L. (2015). *Mecânica dos pavimentos. Ed,* Interciência.

Medina, J.andPreussler, E. S. (1980). Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. *Solos e Rochas,* 3**,** 3-26.

Oluwasola, E., Afolayan, A., Popoopa, M., et al. (2020). Effect of Steel Slag on Engineering Properties of Lateritic Soil. *American Journal of Engineering Research,* 9**,** 20-27.

Rodrigues, K. H. d. P., da Silva, T. O., Pitanga, H. N., et al. (2023). Experimental study of mixtures soil-industrial waste using simplex design for application in paving. *Journal of Building Engineering,* 78**,** 107761.

Rodrigues, K. H. d. P., Silva, T. O. d., Pitanga, H. N., et al. (2024). Effect of carbonation of soil-slag mixtures on the resilient behaviour and structural response of an asphalt pavement. *Road Materials and Pavement Design***,** 1-20.

Santos, T. A. d., Specht, L. P., Pinheiro, R. J. B., et al. (2019). Avaliação da resistência e da deformação resiliente de quatro solos de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul. *TRANSPORTES,* 27**,** 48-64.

Sebbar, N., Lahmili, A., Bahi, L., et al. (Year) Published. Treatment of clay soils with steel slag, in road engineering. E3S Web of Conferences, 2020. EDP Sciences, 02017.

Sheen, Y.-N., Le, D.-H.andLam, M. N.-T. (2021). Performance of Self-compacting Concrete with Stainless Steel Slag Versus Fly Ash as Fillers: A Comparative Study. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*.

Svenson, M. (1980). Ensaios triaxiais dinâmicos de solos argilosos.

Terrones-Saeta, J. M., Suárez-Macías, J., Iglesias-Godino, F. J., et al. (2021). Development of High Resistance Hot Mix Asphalt with Electric Arc Furnace Slag, Ladle Furnace Slag, and Cellulose Fibers from the Papermaking Industry. *Applied Sciences,* 11.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/692

Influência da Variação de Umidade Pós-Compactação nos Módulos de Resiliência de Solos de Subleito do Distrito Federal

Josiene Chrystina Ribeiro Cardoso [1]
Universidade de Brasília (UnB), Brasília, DF, Brasil, josychrystina@gmail.com

Mateus Ribeiro Caetano [2]
UnB, Brasília, DF, Brasil, mateusribeirocaetano@gmail.com

Gisandra Faria de Paula [3]
Engenheira, Departamento de Estradas de Rodagem do DF (DER-DF), Brasília, DF, Brasil, gisandrafp@gmail.com

Rafael Cerqueira Silva [4]
Docente, UnB, Brasília, DF, Brasil, rafael.silva@unb.br

Paulo Costa Fernandes [5]
Engenheiro, DER-DF, Brasília, DF, Brasil, paulocostaf@gmail.com

RESUMO: Ao projetar pavimentos, é essencial considerar fatores ambientais, como a pedologia do solo e o clima, em conjunto com a estimativa do tráfego idealizado. Ademais, a sensibilidade às variações de umidade das camadas granulares é um fator crucial a ser considerado. Estas variações representam um desafio prático, uma vez que a água pode penetrar nas camadas do pavimento de várias maneiras, incluindo infiltração por fissuras preexistentes, percolação e aumento inesperado do lençol freático. Este estudo buscou avaliar o impacto da variação do teor de umidade pós-compactação nos parâmetros de deformabilidade elástica em camada de subleito por meio de ensaios triaxiais para determinar o módulo de resiliência (MR). Foram analisados dois solos de subleito de uma rodovia distrital, apresentando características distintas, sendo um de comportamento laterítico e outro não laterítico. Os ensaios foram conduzidos em corpos de prova compactados em moldes tripartidos, na umidade ótima e, em seguida, submetidos a variações de umidade e depois aos ensaios triaxiais. Os resultados indicam a sensibilidade do MR em relação à variação do teor de umidade, contribuindo para um melhor entendimento de seu comportamento e discussões sobre o efeito da variação de umidade no desempenho de pavimentos construídos com solos de pedologia existente no Distrito Federal.

PALAVRAS-CHAVE: Módulo de resiliência; Teor de umidade; Subleito; Compactação; Solo tropical

ABSTRACT: When designing pavements, it is essential to consider environmental factors such as soil pedology and climate, along with the estimation of anticipated traffic. Moreover, sensitivity to variations in moisture content of granular layers is a crucial factor to be considered. These variations pose a practical challenge, as water can penetrate pavement layers in various ways, including infiltration through preexisting cracks, percolation, and unexpected rise in the water table. This study aimed to assess the impact of post-compaction moisture content variation on elastic deformability parameters in subgrade layers through triaxial tests to determine the resilient modulus (RM). Two subgrade soils from a district highway with distinct characteristics, one exhibiting lateritic behavior and the other non-lateritic, were analyzed. The tests were conducted on compacted specimens in tripartite molds at optimum moisture content, then subjected to moisture variations before triaxial testing. The results indicate the sensitivity of RM to moisture content variation, contributing to a better understanding of its behavior and discussions on the effect of moisture variation on the performance of pavements constructed with soils typical of the existing pedology in the Federal District.

KEYWORDS Resilience modulus; Moisture content; Subgrade; Compaction; Tropical soil.

1 INTRODUÇÃO

Diversas causas podem influenciar e diminuir a capacidade estrutural ou funcional dos pavimentos, por exemplo, a água. A presença de água nos pavimentos pode ser causada por vários fatores como capilaridade, infiltração, percolação e seu acúmulo contribui para a saturação do solo. A saturação implica em redução do índice de vazios, o que acarreta no surgimento de patologias.

A infiltração de água no pavimento, proveniente da precipitação pluviométrica ou do entorno, pode atingir o subleito através de acostamentos, infiltrações não drenadas e fissuras. As variações na umidade do subleito, especialmente em profundidades rasas, podem ser influenciadas pelo lençol freático. Embora a evaporação intensa em climas quentes possa atenuar os danos causados pela água, a implementação de um sistema de drenagem adequado é fundamental para a manutenção eficaz dos pavimentos (Silva, 2009).

De acordo com Gheling *et al.* (2015), a estabilidade da estrutura do pavimento em uma obra de pavimentação é altamente dinâmica, sendo influenciada por vários fatores como topografia, geologia, sazonalidade climática e orientação do terreno em relação à insolação e ao vento, sendo importante considerar as variações regionais e do projeto geométrico no comportamento mecânico do solo, pois as umidades de equilíbrio do solo atmosférico variam de acordo com as condições climáticas, inclusive em microclimas.

Guimarães (2009) destaca que o teor de umidade do solo em camadas de pavimento é influenciado pelo processo de compactação e suas variações subsequentes, incluindo o umedecimento e homogeneização no campo, que são caracterizados por dispersões significativas. Após a construção, espera-se que o teor de umidade do solo sofra ajustes até atingir o equilíbrio hídrico. Em pavimentos bem projetados, a umidade de equilíbrio tende a se assemelhar ao teor ótimo determinado pelo ensaio Proctor, embora em regiões como a Amazônia e parte do Centro-Oeste brasileiro, este aspecto seja menos estudado (Medina e Motta, 2015).

O Módulo de Resiliência (MR) é o parâmetro que descreve o comportamento elástico (resiliente) dos materiais sujeitos a carregamentos cíclicos como o tráfego sobre o pavimento. O MR também fornece uma indicação da rigidez elástica do material, em que quanto maior a deformação, menor será o MR. Em laboratório, o MR é obtido por meio de ensaios triaxiais de carga repetida, simulando as condições de carregamento cíclico encontradas *in situ*, e é expresso como a relação entre a tensão desvio aplicada (σ_d) e a deformação resiliente axial resultante (ε_d), sendo crucial para a mecânica dos pavimentos (Serra, 2020).

No contexto dos solos tropicais, especialmente os lateríticos, a abundância destes materiais no Brasil e seu bom desempenho resiliente os tornam adequados para uso em pavimentação. Assim, para o subleito, o MR é considerado um parâmetro de solo mais adequado em comparação com o valor de suporte do solo ou módulo de reação do subleito e, portanto, é comumente aplicado para a estimativa da deformação resiliente do subleito sob tráfego (Yang et. *al*., 2005). Portanto, o MR pode ser usado para investigar e prever o desempenho de um pavimento rodoviário em várias condições de umidade, densidade e tensões.

Pesquisas conduzidas em solos de natureza laterítica indicaram que esses solos geralmente demonstram um desempenho favorável em condições de campo, revelando-se mais suscetíveis à influência da umidade. Uma possível explicação reside na configuração da curva de compactação e sua relação com o grau de saturação dos solos, dado que estes se encontram em proximidade com a saturação (Jing *et al.*, 2018).

A variação no teor de umidade é um fator determinante no comportamento dos materiais, podendo tanto melhorar sua resistência mecânica, quanto aumentar sua suscetibilidade ao acúmulo de deformações permanentes (DP). Resultados de pesquisas (Edil e Motan, 1979; Takeda, 2006; Kern, 2017; Santos, 2020) mostram que um teor de umidade mais elevado está associado a um aumento nas DP e a uma redução no MR. Contudo, uma diminuição no conteúdo de umidade resulta em uma redução significativa nas DP. Assim, este estudo avalia a influência da umidade pós-compactação no comportamento resiliente de dois solos utilizados como subleito em uma rodovia distrital na região Centro-Oeste do Brasil, Distrito Federal.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

As amostras de solo analisadas correspondem ao subleito de uma rodovia distrital (DF-440), sob a supervisão do Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER-DF), localizadas nas seguintes coordenadas: solo SL-1, latitude 15º41´35.47´´S e longitude 47º49´31.37´´O, caracterizado como Latossolo Vermelho, e solo SL-2, latitude 15º43´09.03´´S e longitude 47º47´13.59´´ de classificação Latossolo Vermelho-Amarelo, distantes 6,1 km, nos pontos extremos da rodovia.

As amostras foram coletadas nas camadas superficiais (até 1,5 m de profundidade), sendo os locais pré-determinados por meio de análise geoespacial, identificando as características pedológicas dos locais e estabelecendo pontos de coletas. Uma vez coletadas as amostras, estas foram acondicionadas e encaminhadas para laboratório para os ensaios de caracterização e comportamento mecânico.

Os dados dos ensaios convencionais de caracterização física e da Classificação MCT empregados neste estudo foram extraídos de Paula *et al*. (2022), que analisaram estes mesmos solos e encontram-se dispostos na Tabela 1, sendo o solo SL-1 classificado, no ábaco MCT, com comportamento laterítico argiloso (LG') e o solo SL-2 não laterítico arenoso (NA').

Tabela 1. Parâmetros de caracterização física e classificação MCT (Paula *et al.*, 2022).

Parâmetro	SL-1	SL-2
% Pedregulho	0	0
% Areia grossa	1	1
% Areia média	11	59
% Areia fina	4	29
% Silte	55	16
% Argila	29	10
LL (w_l - %)	41	NL
LP (w_p - %)	30	NP
IP (IP - %)	11	NP
Classificação TRB[1]	A-7-5	A-2-4
Índice de Suporte Califórnia (ISC - %)	15	24
Expansão (%)	0,06	0,00
Classificação MCT	LG'	NA'

[1] *Transportation Research Board*

Destaca-se que estes solos originam-se de um elevado processo de intemperismo e lixiviação, gerando uma estrutura extremamente porosa, instável, com elevada porosidade e, consequentemente, reduzida densidade, oriundos de rochas metamórficas, como ardósias, metarritmitos e quartzitos. Apresentam tonalidade avermelhada, bastante profundos, boa drenagem, porcentagem de argila que varia, usualmente, de 15% a 80%, sendo encontrados em regiões de relevo plano a ligeiramente ondulado (Lima, 2003).

2.1 Procedimento de Pós-Compactação

Os valores de w_{ot} e da Massa Específica Aparente Seca Máxima do Solo (MEAS) são apresentados na Tabela 2. Estes dados foram obtidos por meio do ensaio de compactação Proctor, realizado com energia intermediária, conforme prática do DER-DF para a execução desta camada *in situ*, seguindo as diretrizes do cilindro tripartido, onde as especificações quanto ao número de golpes e camadas foram feitas conforme estabelecido na norma de MR (DNIT 134/2018) (DNIT, 2018). Este procedimento recomenda o uso do mesmo molde tripartido empregado na confecção das amostras para os ensaios triaxiais de cargas repetidas, visando garantir consistência nos resultados.

Tabela 2. Valores de MEAS e w_{ot} obtidos a partir de ensaios em moldes tripartidos.

	SL-1	SL-2
MEAS (g/cm³)	1,630	1,918
w_{ot} (%)	24,3	12,5

A determinação da faixa de variação da umidade foi fundamentada nos limites estabelecidos por órgãos públicos executivos rodoviários, como o Dep. Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e o Dep. Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul (DAER-RS), para a compactação das camadas de aterro e a camada final de terraplanagem dos subleitos rodoviários. Portanto, foi estabelecida uma variação de ± 2% na w_{ot} dos solos, com corpos de prova aceitos com um grau de compactação de 100% e variação de ± 1%. Este critério de aceitação foi padronizado para todas as amostras moldadas nesta pesquisa. A

abordagem empregada para induzir variações na umidade dos corpos de prova (CP) seguiu o método descrito por Oliveira e Motta (2021) e visualizado na Figura 1. Os CP foram inicialmente compactados na w_{ot} e, posteriormente, foram sujeitos a variações controladas na umidade. Para atingir um nível de umidade -1% e -2% abaixo da ótima, os CP foram expostos ao ar, enquanto seu peso era monitorado em intervalos de tempo pré-determinados. Os demais CP foram submetidos a um processo de umedecimento por capilaridade para alcançar níveis de umidade superiores de +1% e +2% em relação à w_{ot}. Estes CP foram colocados sobre pedras porosas dentro de um recipiente contendo água e mantidos nestas condições até atingirem a umidade desejada, sendo monitorados por meio de pesagens periódicas. Para evitar a evaporação da água, os CPs foram envoltos em filme plástico, com um papel filtro úmido posicionado na parte superior. Após este procedimento, os CP foram cuidadosamente embalados em filme plástico e deixados em repouso, por um período mínimo de 48 horas, antes de serem submetidos aos ensaios triaxiais de MR.

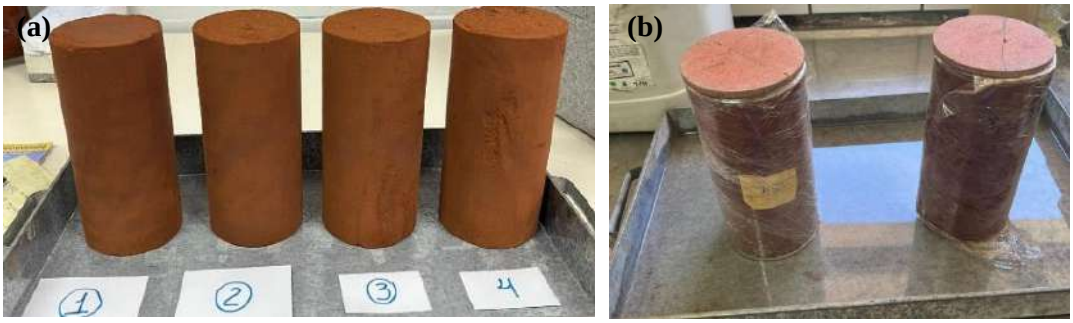


Figura 1. Variação de umidade pós-compactação por (a) secagem ao ar e (b) umedecimento por capilaridade.

2.2 Módulo de Resiliência (MR)

Foi realizada uma análise para compreender a resposta resiliente dos solos SL-1 e SL-2 sob uma carga vertical aplicada, representada pela tensão desvio (σ_d), a uma frequência de 1 Hz, que corresponde a um pulso de carga de 0,1 segundo seguido de um tempo de repouso de 0,9 segundo (ou 60 ciclos por minuto), simulando o efeito da passagem dinâmica de um veículo sobre a estrutura do pavimento. Os valores do MR em diferentes níveis de tensões (σ_3 e σ_d) para ambos os solos foram determinados por meio de ensaios triaxiais de carga repetida, conforme especificado na norma DNIT 134/2018-ME (DNIT, 2018). Considerando que estes solos são do subleito de uma rodovia, a sequência de tensões aplicada consistiu em 12 pares de tensões (4 tensões confinantes σ_3, cada uma combinada com 3 tensões desvio σ_d). O comportamento resiliente do solo foi analisado por meio do modelo composto, conforme Equação 1, proposta por Pezo *et al.* (1992).

$$\mathrm{MR} = k_1 * {\sigma_3}^{k_2} * {\sigma_d}^{k_3} \quad (1)$$

Indicado para todos os tipos de solos, o modelo considera a influência conjunta da tensão confinante e da tensão desvio no valor do módulo de resiliência do material, sendo considerado aquele que melhor descreve o comportamento resiliente de solos utilizados no âmbito da pavimentação no Brasil (Ferreira, 2002).

Após obter os valores de MR para cada amostra testada, foram realizadas análises com o auxílio do *software* de métodos estatísticos *Statistica 13.2*, por meio de ferramentas de modelagens preditivas, baseadas em regressões não lineares múltiplas, proporcionando a obtenção dos parâmetros experimentais resilientes (k_1, k_2 e k_3) e a representação gráfica tridimensional. O critério considerado para avaliação dos modelos foi o coeficiente de correlação, também denominado coeficiente de determinação (R^2).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os valores médios do MR, os parâmetros experimentais resilientes k_1, k_2 e k_3 e os coeficientes de determinação (R^2) para as diferentes umidades analisadas estão dispostos na Tabela 3 e os gráficos tridimensionais nas Figuras 2 e 3. Os módulos de resiliência lineares médios dos solos em estudo compactados no mesmo teor de umidade (teor de umidade ótimo - w_{ot}) e submetidos às variações de umidade e as taxas de variações do MR em relação aos valores dos MR w_{ot} estão dispostos na Figura 4.

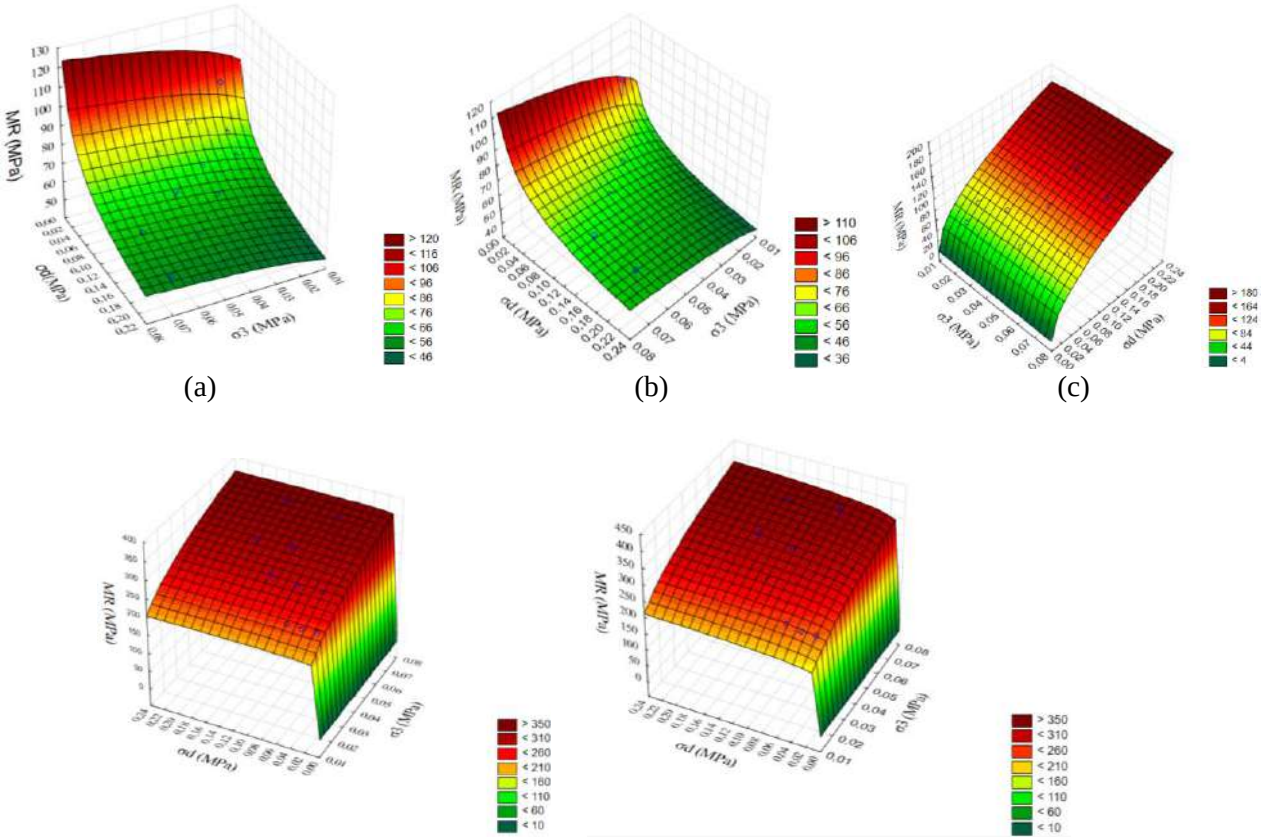


Figura 2. MR SL-1: (a) -2% w_{ot}; (b) -1% w_{ot}; (c) w_{ot}; (d) +1% w_{ot}; e (e) +2% w_{ot}.

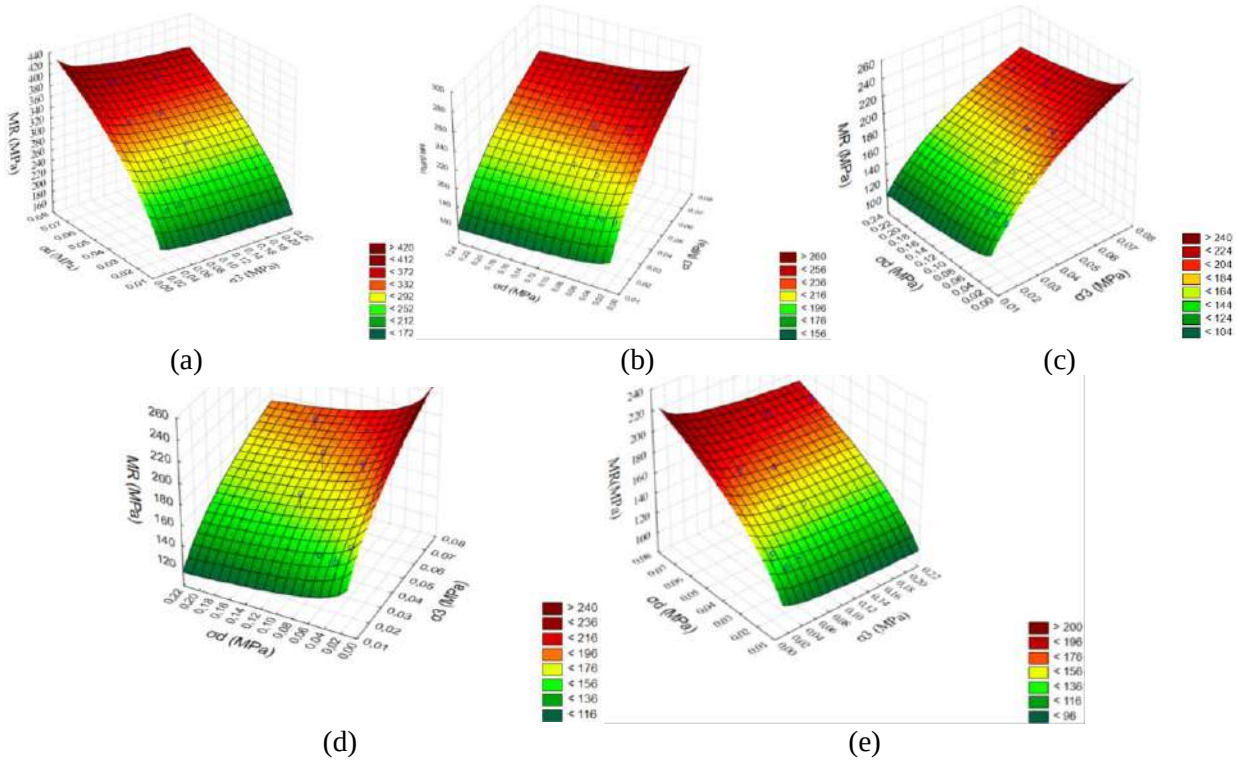


Figura 3. MR SL-2: (a) -2% w_{ot}; (b) -1% w_{ot}; (c) w_{ot}; (d) +1% w_{ot}; e (e) +2% w_{ot}.

Tabela 3. Parâmetros do modelo composto e valores médios de MR para diferentes umidades.

SL-1					SL-2				
Umidade %	MR(MPa)	Parâmetros		R^2	Umidade %	MR(MPa)	Parâmetros		R^2
19,36 (-1%w_{ot})	303,46	k_1 k_2 k_3	844,295 0,2862 0,0425	0,9450	14,5 (-2%w_{ot})	302,99	k_1 k_2 k_3	941,4223 -0,0388 0,3859	0,9717
21,78 (-1%w_{ot})	297,16	k_1 k_2 k_3	746,55 0,2789 0,0108	0,9825	13,5 (-1%w_{ot})	222,36	k_1 k_2 k_3	426,2495 0,2296 -0,0343	0,9487
24,3 (w_{ot})	99,13	k_1 k_2 k_3	414,725 0,0368 0,507	0,9981	12,5 (w_{ot})	177,95	k_1 k_2 k_3	462,0266 0,3435 -0,0576	0,9789
26,6 (+1%w_{ot})	70,83	k_1 k_2 k_3	45,1022 0,09302 -0,2832	0,9719	11,5 (+1%w_{ot})	176,31	k_1 k_2 k_3	355,5919 0,2445 -0,0595	0,9500
29,04 (+2%w_{ot})	63,76	k_1 k_2 k_3	54,4452 0,17805 -0,2767	0,9899	10,5 (+2%w_{ot})	159,88	k_1 k_2 k_3	406,9273 -0,0476 0,33	0,9590

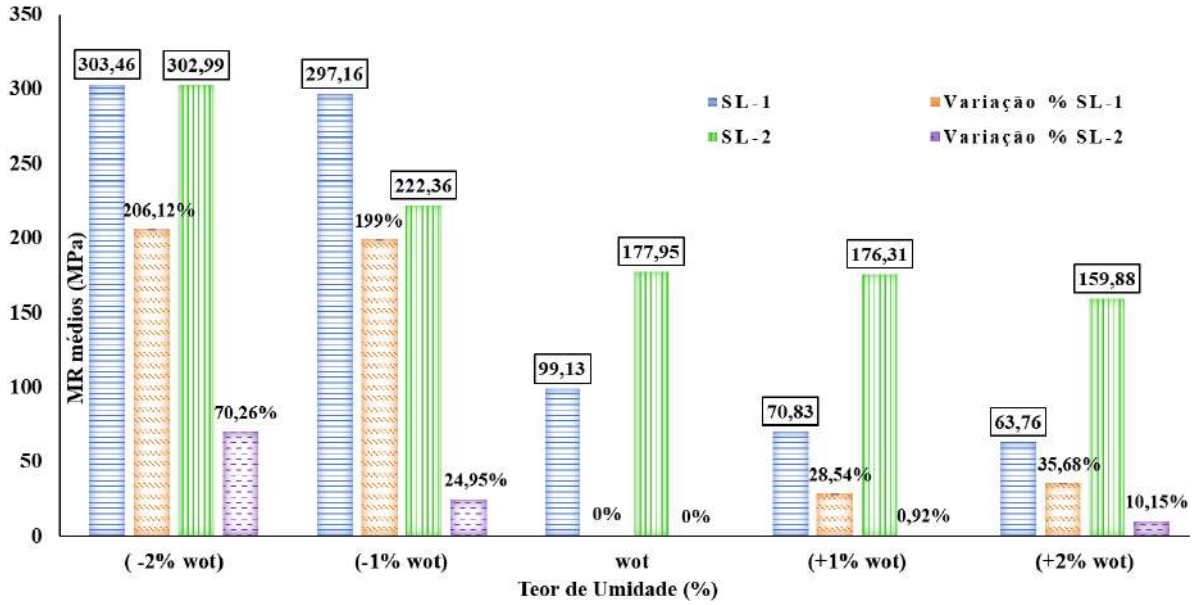


Figura 4. Comparação entre os MR médios obtidos em diferentes umidades de pós-compactação e sua variação (%) em relação ao MR w_{ot} para os solos SL-1 e SL-2.

Constata-se que, para toda a faixa de tensões simuladas em laboratório, MR tendem a aumentar com a redução do teor de umidade e a reduzir com o umedecimento pós-compactação. Estes resultados estão em conformidade com a literatura, uma vez que comportamentos análogos foram observados por Edil e Motan (1979), Yang *et al.* (2005), Takeda (2006), Bastos (2013), Salour *et al.* (2015), Kern (2017) e Santos (2020).

Analisando os dados referentes à compactação no teor de w_{ot}, verifica-se, de imediato, o proeminente comportamento do solo SL-1 frente ao processo de secagem, onde a perda na umidade resultou em acréscimos de MR bastante significativos, da ordem de até 206,12% para -2%w_{ot}. Em contrapartida, o solo SL-2 apresentou menores ganhos de rigidez nesta condição, com acréscimos no valor de MR, para a condição de redução de umidade, de 24% a 70%, para secagens de -1% e -2% em relação à w_{ot}, respectivamente.

Destaca-se o comportamento do solo SL-2, que apresentou valor médio de MR muito próximo do valor de MR w_{ot} frente a umidade de pós-compactação +1%, onde ocorreu uma variação de apenas 0,92% em relação ao resultado do MR para a condição de w_{ot}. Ao comparar os resultados desta pesquisa com os obtidos no estudo de Cardoso *et al.* (2023), feito para o mesmo solo SL-2 e submetido à variações de umidade em processo de compactação na mesma faixa de variação de umidade, nota-se que a variação do MR em relação à w_{ot} no

segmento de pós-compactação foi diferente. No estudo, os autores não evidenciaram variação média de valores de MR acima de 30%, tanto para amostras acima ou abaixo de w_{ot}. Já nas amostras pós-compactadas, a porcentagem de variação em espécimes mais secos apontaram uma alta porcentagem de variação, da ordem de 24% a 70%.

Outra evidência significativa demonstrada pelos resultados foi a associação do comportamento dos MR pela mudança de umidade em relação à composição do solo. Percebe-se para o solo SL-1, de classificação argilosa laterítica (LG'), maior influência da variação de umidade no desempenho dos MR, quando comparados ao solo SL-2, de classificação arenosa (NA'). Assim, a influência do diâmetro das partículas, com superfícies específicas distintas perante a água, no comportamento do MR é muito diferenciada.

No caso do solo SL-1, para umidades +1% e +2% w_{ot}, observam-se valores positivos do parâmetro experimental k_2, relacionado à σ_3, e negativos do parâmetro k_3, que se conecta à σ_d. Esta oposição de indicadores revela que o aumento de σ_d contribui para a diminuição no MR. Ou seja, o aumento do teor de umidade provoca um determinado efeito de lubrificação entre as partículas, mais célere em solos argilosos, que deslizam entre si, acomodando-se em um arranjo com maior deformabilidade plástica quando sujeitas a tensões mais elevadas de σ_d. Porém, quando se compacta com umidades inferiores à wot, o atrito entre as partículas é relevante, o que dificulta o deslizamento entre grãos, contribuindo, desta forma, para uma maior influência da deformabilidade resiliente no desempenho do solo, o que pode ser constatado pelos valores positivos de k2 e k3. Ou seja, para um aumento de σ3 e σd, há um acréscimo no MR (Figuras 2a e 2b).

Para o solo SL-2, de classificação arenosa, evidencia-se uma mudança de comportamento nos parâmetros k_2 e k_3, quando se transita de 1% para 2%, em ambas as situações, passando a ter um valor negativo. Isso acarreta em menores índices de MR para maiores valores de σ_3 (Figuras 3a e 3e), levando a considerar, portanto, que para esta situação de pós-compactação, os valores limítrofes para a variação do teor de umidade seja em +_1% em torno de w_{ot}. Destaca-se que no estudo de Cardoso *et al.* (2023), o solo SL-2, em condição de variação de umidade durante a compactação, apresentou um padrão de comportamento constante para os parâmetros k_2 (+) e k_3 (-) de -2% a +2% w_{ot}, onde o grau de compactação e o teor de umidade estão agindo conjuntamente, mantendo a mesma tendência de comportamento do MR nos níveis de tensões e pontos de compactação ensaiados.

4 CONCLUSÕES

Destaca-se a importância da classificação MCT para os solos tropicais brasileiros, tendo em vista que não se baseia nas propriedades índices como as classificações tradicionais (TRB e outras internacionais), possibilitando inferir a gênese dos solos tropicais, lateríticos (L) ou não (N), que cobrem grande parte do Brasil, e averiguar efetivamente as potencialidades genéticas de utilização destes solos a partir de conceitos mecanicistas de tensão-deformação nas análises de pavimentos, sejam rodoviários ou ferroviários.

Para os solos analisados, verificou-se a atuação da variação do teor de umidade em relação à w_{ot}, para mais ou menos, e diferentes classes texturais de solos (LG' e NA'), no comportamento resiliente pós-compactação de solos utilizados no subleito de pavimentos. Como o subleito é compactado na condição não saturada, o efeito da sucção influencia as propriedades mecânicas do solo. Quando a quantidade de água diminui, a sucção aumenta e as forças de coesão entre as partículas se elevam, levando a um aumento na rigidez do solo. Isto ocorre porque a sucção aumenta a tensão efetiva no solo, melhorando sua capacidade de resistir às deformações. Contudo, com aumento do teor de umidade, a presença de água lubrifica as partículas, diminuindo a aderência entre elas e, com isto, reduzindo a rigidez do solo, podendo resultar em um menor MR.

Observa-se a sensibilidade do MR em relação à variação do teor de umidade e esta alteração em relação à w_{ot} e ao tipo de solo, que afetou o MR de forma desproporcional em termos de valores médios. Logo, pode-se inferir que o comportamento resiliente dos solos está diretamente ligado à umidade e à classe textural, sendo importante apronfundar estudos que viabilizem um modelo de compartamento que leve em consideração a influência da umidade, sucção e do tipo de solo.

Sobre as práticas de engenharia evidencia-se a importância da execução de dispositivos de drenagem em obras de pavimentação, para o melhor desempenho do pavimento. A redução do MR do subleito pelo aumento do grau de saturação afeta seu comportamento mecânico, podendo resultar em um menor tempo de vida útil. Assim, deve-se dar continuidade aos estudos sobre o comportamento mecânico dos solos do DF na perspectiva métodos mecanístico-empíricos, levando em consideração suas particularidades, frente as variações em que estes podem se encontrar nos pavimentos.

AGRADECIMENTOS

Ao DER-DF pelo suporte, especialmente aos técnicos e colaboradores da Diretoria de Estudos Tecnológicos/Superintendência Técnica (DITEC/SUTEC). À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro. Ao Laboratório de Infraestrutura (INFRALAB/UnB). Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia (PPGG) da UnB.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bastos, J.B.D.S. 2013. *Influência da variação da umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza*. Dissertação de Mestrado, UFCE, Fortaleza, 164 p.

Cardoso, J.C.R., Caetano, M.R., Paula, G.F., Fernandes, P.C., Silva R.C 2023. *Efeito da variação da umidade de compactação nos módulos de resiliência de solos de subleito do Distrito Federal*. 25º ENACOR/48ª RAPv. Foz do Iguaçu/PR.

DNIT 2018. 134/2018 - ME – Pavimentação – Solos – *Determinação do módulo de resiliência* -Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR.

Edil, T.B., & Motan, S. E. 1979. Soil-water potential and resilient behavior of subgrade soils. *Transportation Research Record*, (705).

Gheling, W.Y.Y., Rezende, L. R., Lucena, L. C. F. L. 2015. Estrutura de pavimento no contexto dos solos não saturados. In: Neves, F. M., Solos não saturados no contexto geotécnico. 1 ed., São Paulo, ABMS.

Guimarães, A.C.R. 2009 *Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 367 p.

Jing, P., Nowamooz, H., Chazallon, C. 2018. Permanent deformation behaviour of a granular material used in low-traffic pavements. *Road Materials and Pavement Design*, 19(2), 289-314.

Kern, C. 2017. Análise de desempenho de pavimentos da rede temática de asfalto no Rio Grande do Sul: a avaliação de um pavimento submetido à oscilação do lençol freático. Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre, 166 p.

Lima, M. C. 2003. Degradação físico-química e mineralógica de maciços junto às voçorocas. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, FT, UnB, Brasília, DF, 364 p.

Medina, J., Motta, L. M. G. 2015. Mecânica dos pavimentos. Ed. Interciência, Rio de Janeiro.

Oliveira, N., Motta, L. 2021. *Influência da variação de umidade pós-compactação na deformação permanente de dois solos típicos de subleitos rodoviários brasileiros*. In: 35º ANPET.

Paula, G. F., Fernandes, P. C., Silva, R. C. 2022.*Modelos tensão-deformação e parâmetros de solos tropicais de subleito do Distrito Federal*. 10º Congresso Rodoferroviário Português. Lisboa, Portugal.

Pezo, R. F.; Claros, G.; Hudson, W. R.; Stokoe II, K. H.. Development of a reliable resiliente modulus test for subgrade and non-granular subbase materials for use in routine pavement design. *Research Report* 1177-4F. Austin: Center for Transportation Research, 1992.

Takeda, M. D. 2006. *A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Paulo, 276 p.

Salour, F., Erlingsson, S., Zapata, C.E. 2015. Model for seasonal variation of resilient modulus in silty sand subgrade soil: evaluation with falling weight deflectometer. *Transportation Research Record*, 2510(1).

Santos, T.A.D. 2020. *A influência da sucção na deformabilidade de subleitos rodoviários: efeitos da variação de umidade, método de compactação e gênese dos solos.* Tese de Doutorado, UFSM, 408 p.

Serra, G. A. 2020. *Análise de influência da umidade na deformação permanente de solos finos da ilha de são luís para emprego em camadas de pavimento.* Dissertação de Mestrado. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro.

Silva, B.H. 2009. *Análise mecânica de um pavimento rodoviário submetido à oscilação do lençol freático simulada em modelo físico de verdadeira grandeza*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 304 p.

Yang, S. R., Huang, W. H., & Tai, Y. T. 2005. Variation of resilient modulus with soil suction for compacted subgrade soils. *Transportation Research Record*, 1913(1), 99-106.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/693

Influência de um solo expansivo de subleito na ocorrência precoce de trincas em um pavimento asfáltico reconstruído

Ítalo Miller Machado Pereira
Mestrando, Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, Brasil, italomillermachado@hotmail.com

Mario Sergio de Souza Almeida
Docente, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Cruz das Almas, Brasil, mario.almeida@ufrb.edu.br

Maria do Socorro Costa São Mateus
Docente, Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, Brasil, socorro@uefs.br

Weiner Gustavo Silva Costa
Docente, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Brasil, weiner@ufrb.edu.br

Nádgyla Layana Tófolo Silva
Graduanda, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Brasil, tofolo.nadgyla@hotmail.com

RESUMO: A ocorrência de solos expansivos é comum em diversos países, como África do Sul, Austrália, China, Estados Unidos da América, Israel, Índia e Brasil. São solos com variações significativas de volume quando submetidos a processos de umedecimento ou secagem, apresentando elevada deformabilidade, acompanhada de perda de resistência na presença de água. Este trabalho, ainda na fase preliminar, busca correlacionar o desempenho de um pavimento asfáltico flexível na BR-110, município de Olindina, estado da Bahia, reconstruído sobre subleito expansivo, numa extensão de 760 m. O comportamento mecânico do solo de subleito foi inicialmente determinado por ensaios de *California Bearing Ratio* (CBR), incluindo a obtenção da expansão com sobrecarga, cuja caracterização foi complementada com a determinação da pressão de expansão com aplicação de um método baseado no procedimento denominado *Soil Volume Change Meter* (*Federal Housing Administration*). Os resultados preliminares indicam que o solo apresenta valores de CBR e expansão que não atendem os limites estabelecidos pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) para subleito, com pressão de expansão medida, da ordem de 28 kPa, que aponta para o risco de ocorrência de uma carga resultante ascendente, com potencial de ocasionar danos precoces no revestimento. Este potencial expansivo do solo de subleito, associado a posterior caracterização não saturada do comportamento mecânico, em termos de módulo de resiliência deformação permanente, permitirão compreender as causas da ocorrência precoce de trincas no segmento avaliado, apenas 4 meses após a reconstrução do pavimento.

PALAVRAS-CHAVE: Pavimento flexível, Solo Expansivo, Segmento Experimental.

ABSTRACT: Expansive soils are prevalent in numerous countries, including South Africa, Australia, China, the United States of America, Israel, India, and Brazil. These soils exhibit significant volume changes when exposed to wetting or drying processes, demonstrating high deformability and reduced resistance in the presence of water. This study, still in its preliminary phase, aims to assess the performance of a flexible asphalt road on the BR-110 highway in the municipality of Olindina, Bahia state, constructed on expansive subgrade spanning 760 meters. The mechanical behavior of the subgrade soil was initially evaluated through California Bearing Ratio (CBR) tests, which included measuring overburden expansion. Characterization of the soil's expansion pressure was further determined using a method based on the Soil Volume Change Meter (Federal Housing Administration). Preliminary findings indicate that the soil's CBR and expansion values exceed the limits set by the National Department of Transportation Infrastructure (DNIT) for subgrade materials, with a measured expansion pressure of approximately 28 kPa, suggesting a risk of upward pressure, potentially causing early damage to the surface. Understanding this expansive potential, along with subsequent characterization of the soil's mechanical behavior in terms of resilience modulus and permanent deformation, will shed light on the underlying causes of early crack formation observed in the segment, just 4 months after the road surface reconstruction.

KEYWORDS: Flexible Pavement, Expansive Soil, Experimental Segment.

1 INTRODUÇÃO

Os solos expansivos são solos argilosos não saturados, caracterizados pela sua capacidade de variação volumétrica em resposta às mudanças das condições ambientais. Na Engenharia Rodoviária, esse tipo de material pode ser altamente prejudicial e se mostra um desafio na construção de pavimentos asfálticos. De acordo com Nelson e Miller (1992), a variação de volume nos solos pode ocorrer por diversos fatores, mas principalmente devido a mineralogia da fração argila, condições iniciais de umidade, variações climáticas, carregamentos externos e nível d'água. Esse tipo de solo já foi identificado em diversas regiões do mundo. Nos EUA, estima-se um prejuízo anual de cerca de 15 milhões de dólares, em anos atípicos esse valor chega a ultrapassar perdas por catástrofes naturais como tornados, terremotos e tsunamis (NELSON e MILLER, 1992). Na China, os solos expansivos alcançam cerca de 600.000 km², mais de 6% do seu território, e geram 1 bilhão de dólares/ano, no Reino Unido esse valor pode chegar a 500 milhões de dólares/ano (SHI et al, 2002; JONES, TERRINGTON, 2011). No Brasil não há dados específicos dos custos causados pela presença de solos expansivos (PAIVA, FERREIRA, FERREIRA, 2016). Segundo Puppala *et al*, (2011), outros países, incluindo Israel, Índia e África do Sul relataram danos em pavimentos causados por solos expansivos.

Um estudo na China, conduzido por Zheng, Zhang e Yang (2009), realizou intensa investigação em uma rodovia construída sobre solo expansivo, na bacia de Ningming. Os autores investigaram propriedades geotécnicas e mineralógicas, bem como capacidade de expansão e de suporte do solo. O material foi considerado altamente expansivo, com valores de pressão de expansão entre 125 kPa e 150 kPa e expansão livre em torno de 65 % a 75%. Após estudo laboratorial, esse comportamento foi associado à elevada superfície específica e presença de diferentes argilominerais, como Ilita e Montmorilonita. Para uso do solo como camada de aterro, algumas técnicas de estabilização química, com uso cal e cimento, foram testadas. No entanto, devido à inviabilidade financeira e os impactos ambientais associados a operação de execução, decidiu-se pela substituição do solo expansivo como solução.

No Brasil, os solos expansivos estão presentes em diferentes locais do país. Na região Nordeste, especificamente, aparecem em camadas de formação cretácea, ao longo do meridiano da Bahia, passando pelo estado de Pernambuco até chegar ao Ceará (PRESA, 1980; SIMÕES, 1991). Na região Sul e centro Sul do país foram encontrados solos expansivos nas Formações Passa Dois e Tubarão, em São Paulo, Paraná e Santa Catarina e também na Formação Santa Maria, no Rio Grande do Sul, e outros estados como Rio Grande do Norte, Maranhão, Alagoas, Sergipe, Mato Grosso (VILAR e FERREIRA, 2015).

Barbosa *et al*. (2022) registraram a presença de solo expansivo na região do Acre e estudaram a possibilidade de uso desses solos em pavimentação. Os autores identificaram agravantes regionais para a expansão do solo, como presença de cursos de água e a variação sazonal, com períodos secos e quentes, causando retração e fissuras no solo, aberturas que facilitam a entrada de água nos períodos chuvosos. As amostras estudadas pelos autores foram avaliadas em relação ao índice de consistência, granulometria e análise mineralógica. As amostras mostraram propriedades semelhantes, com frações passantes, na peneira #200, próximas a 100%. A análise mineralógica mostrou presença da montmorilonita em todas as amostras. Os resultados apontaram, portanto, materiais com alto potencial expansivo, os autores destacam a necessidade de estudos mais abrangentes, que forneçam parâmetros para um dimensionamento mais eficaz de obras rodoviárias na região.

Neste contexto, no presente estudo será realizada a caracterização geotécnica de diferentes amostras do solo de subleito de um segmento reconstruído de 760 m de extensão da BR-110/BA, com vistas a avaliar sua expansibilidade e sua influência no comportamento do pavimento executado no local.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O segmento de rodovia selecionado para o estudo faz parte de um plano anual de manutenção rodoviária do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), o qual contemplou a reconstrução de locais específicos da BR-110/BA. Historicamente, o pavimento entre o km 239,60 e o km 240,36, com extensão de 760 m, passou repetidamente por um processo de deterioração precoce e severo, pouco tempo após as diversas obras de restauração já executadas no local. Este segmento está localizado na região litoral norte e Agreste da Bahia, no município de Olindina, em direção ao município de Nova Soure (Figura 1).

O município em que o local de estudo se desenvolveu está localizado na Bacia de Tucano, Sub-bacia Tucano Sul, e apresenta rochas selantes como folhelhos de origem lacustres (LOUREIRO e SAUDINO, FREITAS, 2021). O Mapa de Geodiversidade do Estado da Bahia (CARVALHO e RAMOS, 2010) alerta para existência de argilominerais expansivos que se alteram para solos argilosos na região do município de

Olindina. Quando na forma de solo, o material é descrito como aderente e escorregadio na presença de água e se desagrega em pequenas pastilhas, tornando-se erosivo e colapsável.

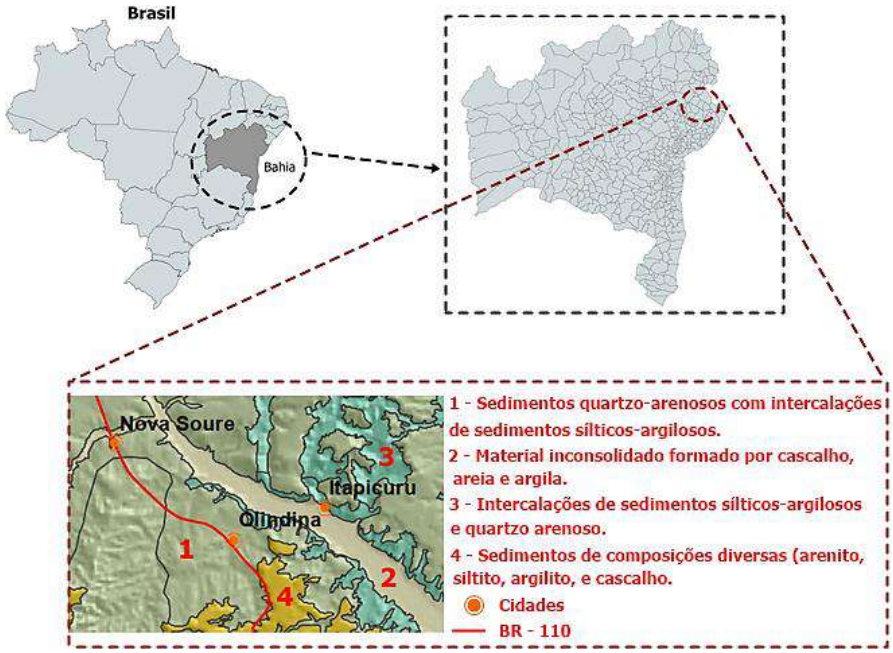


Figura 1 - Localização do segmento e contexto geológico. Fonte: Modificado do Mapa de Geodiversidade do Estado da Bahia (CARVALHO e RAMOS, 2010).

Na tentativa de mitigar de forma definitiva os problemas associados a expansibilidade do subleito desde a implantação da rodovia, foi previsto no plano de manutenção do DNIT para o ano de 2023 a reconstrução do pavimento, cujo projeto contemplou a execução de uma camada de reforço do subleito, na espessura de 15 cm, composta pela reciclagem da camada de revestimento e base existentes, camada de sub-base em Macadame seco com 25 cm, base de brita graduada simples (BGS) com 20 cm e o revestimento em concreto asfáltico. Na iminência da execução, observou-se que esta solução não seria capaz de mitigar os efeitos da existência de solo expansivo na camada de subleito e, por isso, duas alternativas de solução foram delineadas: i) a primeira contemplava a remoção de, no mínimo, 1 m do pavimento existente e substituição por material não expansivo para, posteriormente, executar-se o projeto original proposto; ii) a segunda envolvia a elevação do greide em 1 m, com a utilização pedregulho, para, em seguida, executar-se a camada de base em BGS com 20 cm e o revestimento, com 6 cm. No entanto, por limitações orçamentárias do contrato vigente, apenas foi possível aumentar a espessura da camada de sub-base em Macadame seco para 40 cm, conforme apresentado na Figura 2.

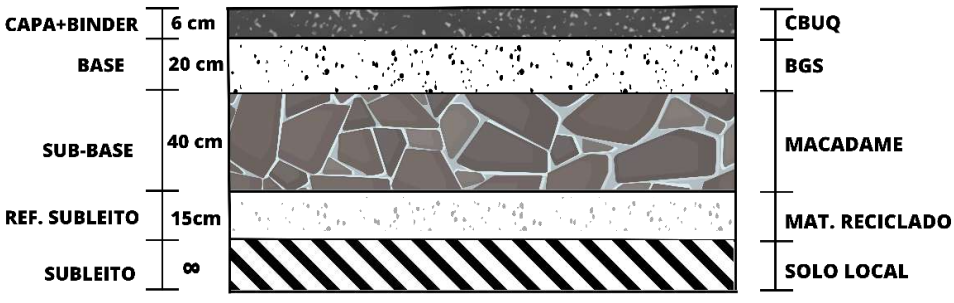


Figura 2 - Estrutura do pavimento executado.

2.1 Ensaios de Caracterização

A realização dos ensaios de caracterização contou com uma campanha de prospecção Geotécnica do pavimento antigo, pouco antes do início da obra, com abertura de cinco janelas (Figura 3) para determinação da massa específica aparente seca (ρ_d) e a umidade do topo da camada de subleito, com a aplicação dos métodos de ensaio do frasco de areia e do *Speedy*, de acordo com as normas ME DNER 92 (DNER, 1994a) e ME DNER 52 (DNER, 1994b), respectivamente. Nesta mesma campanha foram coletadas amostras em cada janela (J1 a

J5). Os teores de umidade determinados no campo com uso do *Speedy* foram confirmados no laboratório com amostras levadas para a estufa.

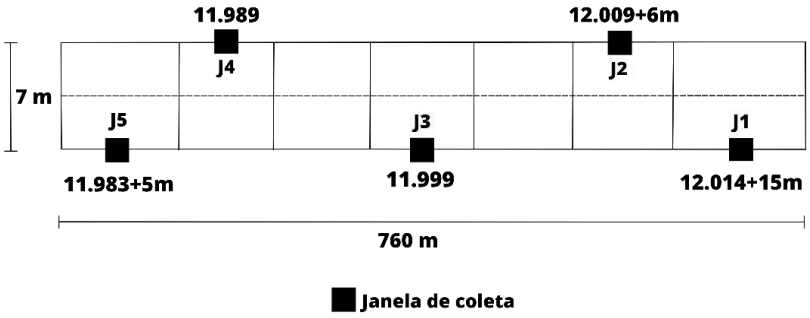


Figura 3 - Localização das janelas de coleta do material de subleito.

As amostras coletadas do solo de subleito nas respetivas janelas começaram a ser preparadas, de acordo com o método de ensaio (ME) DNER 41 (DNER, 1994a), com secagem ao ar seguida de destorroamento. A caracterização inicial contempla a determinação de parâmetros como granulometria conjunta, por peneiramento e sedimentação, ME DNER 51 (DNER, 1994b), determinação da densidade real (ρ_s), ME DNER 93 (DNER, 1994c), Limite de Plasticidade (LP) e Limite de Liquidez (LL) e CBR, ME DNER 82 (DNER, 1994d), ME DNER 122 (DNER, 1994e) e ME DNIT 172 (DNIT, 2016), respectivamente (Figura 4). Com os resultados destes ensaios iniciais será possível classificar as amostras com emprego das metodologias da *Transportation Research Board (TRB)* e Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). Para o presente estudo foram caracterizadas as janelas 1, 2 e 3.

a) Destorroamento do solo de subleito.

b) Sedimentação para determinação da granulometria.

c) Determinação da densidade real.

d) Compactação para ensaio de CBR.

Figura 4 - Ensaios de caracterização.

2.2 Pressão de expansão

O método utilizado no presente estudo para determinação da pressão de expansão do solo de subleito foi baseado *Guide to Use of Federal Housing Administration* (HENRY e DRAGOO, 1965). Para aplicação do referido método, o solo foi devidamente preparado de acordo com a norma do DNER 041 (DNER, 1994a). Em seguida, o material foi quarteado para obtenção de amostras representativas e passado na peneira #10. Após isso, a amostra foi umedecida até a umidade ótima (w_{ot}) e compactado estaticamente. Ao final da compactação os corpos de prova (CP) moldados ficaram com cerca de 70 mm de diâmetro e 20 mm de altura. O parâmetro utilizado como controle de compactação foi o atingimento da $\rho_{dmáx}$, obtida da curva de compactação do material.

Após a moldagem, cada amostra foi posicionada na base de uma prensa, entre duas pedras porosas. A caixa da prensa de ensaio é inundada, onde deve permanecer por 4 horas. Durante esse período, a pressão de expansão é determinada com auxílio de um anel dinamométrico acoplado na prensa.

3 RESULTADOS

3.1 Ensaios de Caracterização

Os resultados de granulometria das amostras do solo de subleito estão mostrados na Figura 5, referentes às janelas J1, J2 e J3.

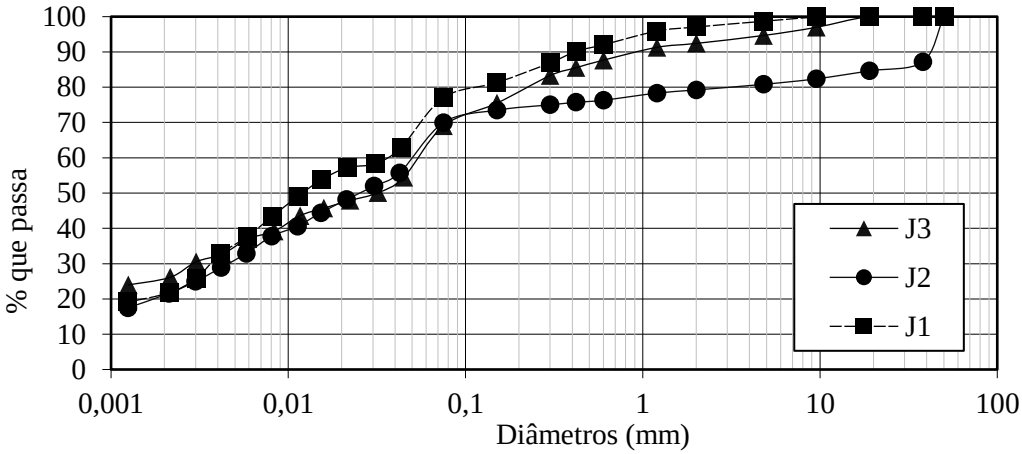


Figura 5 - Curvas granulométricas das amostras do subleito.

As curvas granulométricas obtidas para as três amostras de solo indicam tratar-se de materiais bastante semelhantes, apresentando distribuição granulométrica com predominância de finos, com teores de argila variando de 20% a 25% e teores de silte entre 40% a 50%, de acordo com a classificação granulométrica da NBR 6502 (ABNT, 1995).

A Tabela 1 exibe os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais das janelas J1, J2 e J3, incluindo, de campo, a massa específica aparente seca e teor de umidade, e de laboratório, CBR, massa específica dos grãos (ρ_s), limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP), fração de argila além das respetivas classificações pelas metodologias da *Transportation Research Board* (TRB) e Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

Tabela 1 - Características dos materiais de subleito.

Janela	J1	J2	J3
ρ_d campo (g/cm³)	1,90	1,82	1,85
w (%)	14,40	14,20	10,00
ρ_s (g/cm³)	2,71	2,72	2,71
CBR (%)	1,29	1,43	0,91
LL (%)	37	44	36
LP (%)	23	24	19
IP (%)	14	20	17
Passante #200 (%)	71,43	64,56	63,40
Fração de argila <0,002 mm (%)	20,60	20,30	25,40
TRB	A-6	A-7-6	A-6
SUCS	CL	CL	CL

De acordo com a classificação TRB, o solo foi categorizado como A-6 e A-7-6, um material argiloso de comportamento como subleito sofrível a mal e sujeito a variações de volume entre os estados seco e úmido. A classificação SUCS enquadrou o material como CL, uma argila pouco plástica (LL < 50%). Os ensaios de CBR apontam para um material inadequado para uso como camada de subleito, com valores abaixo de 2%, que seria o mínimo preconizado de acordo com o Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis (DNER, 1981). Portanto, as propriedades apresentadas nos ensaios de caracterização apontam, sobretudo com base na TRB, para um solo de comportamento inadequado para uso em camada de subleito.

3.2 Efeitos da Pressão de Expansão no Pavimento

Na Tabela 2 são apresentados os resultados da pressão de expansão do solo do subleito, da amostra coletada na Janela J3. Até o momento, apenas um corpo de prova foi analisado, mas, para o estudo completo

serão testados 3 CP para cada uma das amostras de subleito coletadas nas janelas J1, J2 e J3. As leituras foram realizadas no início e, em seguida, a cada 30 minutos após a saturação da amostra, totalizando 4 horas de ensaio.

Tabela 2. Pressão de expansão do subleito, janela J3.

Ref.	Leitura (0,001mm)	Força (N)	Pressão (KPa)
0:00 h	0	0,00	0,00
0:30 h	108	86,71	22,56
1:00 h	126	101,26	26,35
2:00 h	131	105,31	27,40
3:00 h	131	105,31	27,40
4:00 h	132	106,12	27,61

Conforme evidenciado na Tabela 2, o valor total obtido para a pressão de expansão foi de 27,61 kPa, sendo que a evolução dessa pressão atinge uma estabilização na primeira hora após a saturação da amostra em água. Aproximadamente 80% da pressão total foi alcançada nos primeiros 30 minutos, e 95% foi atingida dentro da primeira hora do ensaio. Esse resultado indica que uma chuva de curta duração já seria o suficiente para mobilizar a expansibilidade desse material.

De posse dos valores da pressão de expansão medidos em laboratório, foi possível estimar, por equilíbrio entre os esforços verticais, devidos à expansão e devido ao peso próprio das camadas do pavimento, respectivamente, a pressão resultante no revestimento asfáltico. A Tabela 3 apresenta os valores de espessura e massa específica aparente de cada camada, utilizados para estimativa do esforço resultante gerado, considerando o esforço de cima para baixo como de compressão no subleito (-) e de baixo para cima, devido a expansão, como de tração na parte superior do revestimento (+).

Tabela 3. Estimativa da pressão de expansão resultante do subleito.

Camada	(a) Espessura (m)	(b) Massa específica aparente (t/m³)	(c) = (a) x (b) Sobrecarga (t/m²)
Rev. Asfáltico	0,06	2,31	-0,14
Base	0,20	2,17	-0,43
Sub-base	0,40	1,60	-0,64
Ref. Subleito	0,15	2,00	-0,30
Esforço - Peso próprio	-	-	-1,51
Esforço - Expansão	-	-	+2,75
Resultante	-	-	+1,24

A representação gráfica idealizada neste trabalho da sobrecarga produzida pelo peso próprio das camadas e pela pressão de expansão do subleito está apresentada na Figura 6.

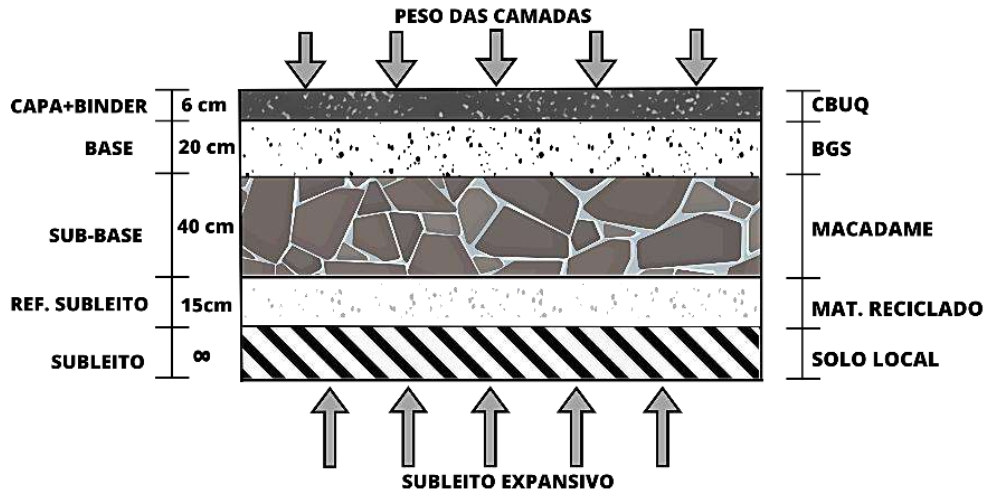


Figura 6 - Equilíbrio de esforços referentes ao peso próprio das camadas e pressão de expansão do subleito.

3.3 Inventário mensal de defeitos no pavimento reconstruído

Foi estabelecido um cronograma mensal para a realização de inventários de defeitos no pavimento reconstruído, para determinação da evolução da área trincada (AT) e afundamento da trilha de rodas (ATR), utilizando os procedimentos DNIT 007 (DNIT, 2003). No quarto mês de inventário já foi possível observar o início da ocorrência de trincas, de forma precoce, atingindo, já neste mês, AT da ordem de 9% (Figura 7).

A estratégia adotada após o aparecimento das trincas no revestimento asfáltico, foi a de extrair, com uso de sonda rotativa, testemunhos para avaliação de duas hipóteses: i) ocorrência de trincas de baixo para cima, normalmente relacionada a fenômeno de fadiga da mistura asfáltica; ii) ocorrência de trincas de cima para baixo, a qual poderia ser associada a movimentação ascendente do pavimento por conta do subleito expansivo. Ao analisar-se os testemunhos a "olho nu", notou-se a presença de trincas na superfície superior do revestimento asfáltico, sem sinais de surgimento de trincas na parte intermediária e inferior do CP, indicando a ocorrência de trincamento do tipo de cima para baixo. Posteriormente, após uma análise minuciosa dos testemunhos coletados do revestimento com uso de imagens de ultrassom, será possível reavaliar estas observações preliminares.

a) Observação das trincas no pavimento. b) Extração de testemunhos para observação.

Figura 7 – Aparecimento de trincas no pavimento.

Na hipótese de ocorrência das trincas de cima para baixo admite-se que o valor estimado de 1,24 t/m² de pressão resultante no pavimento no sentido ascendente (Tabela 3) seria o responsável por mobilizar uma movimentação sempre que o subleito entra em contato com água em abundância, gerando esforços de tração nas camadas da estrutura, sobretudo no topo do revestimento asfáltico. Este movimento ascendente poderia ser o responsável, em grande medida, para o nível de trincamento já observado. Por fim, entende-se que caso as imagens de ultrassom não sejam suficientes para alcançar-se uma confirmação dessa primeira hipótese, os testes em andamento, que contemplam a caracterização físico-química deste solo, associada à caracterização não saturada, com a determinação da curva de retenção, módulo de resiliência e deformação permanente, em diferentes umidades, servirão para complementar a compreensão desse fenômeno.

4 CONCLUSÕES

Os solos expansivos podem apresentar comportamento nocivo às estruturas rodoviárias, no entanto, em alguns casos, a solução definitiva para esse tipo de problema se torna financeiramente inviável. Por isso, deve-se investigar o potencial expansivo do material para a aplicação de soluções com capacidade de mitigar a deterioração precoce. O material estudado no presente trabalho foi descrito nas classificações TRB e SUCS como inadequado no uso em camada de subleito, o que foi corroborado pelos resultados obtidos no ensaio de pressão de expansão no laboratório e pelas observações de campo que demonstraram o aparecimento precoce de defeitos no revestimento asfáltico após o processo reconstrutivo. As análises complementares sobre o material de subleito, juntamente com a continuação dos levantamentos de campo irão complementar as informações já obtidas e verificar a validade da hipótese inicialmente estipulada de que o surgimento precoce de defeitos no pavimento está diretamente relacionado ao subleito expansivo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. *Solos e Rochas – Terminologias*. NBR 6502, 1995. 18 p.

Barbosa, V. H. R.; Marques, M. E. S.; Guimarães, A. C. R.; Baia, M. V. M.; Almeida, D. J. Avaliação do Potencial expansivo de solos da Formação Solimões no Estado do Acre para uso em Pavimentação. *Revista Matéria*, Rio de Janeiro. v. 27, 2022.

Carvalho, L. M.; Ramos, M. A. B. Geodiversidade do estado da Bahia. 2010. Disponível em: http://dspace.cprm.gov.br/bitstream/doc/16625/1/Geodiversidade_BA.pdf. Acesso em: dez. 2023.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis. Rio de Janeiro, 1981. 34p.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER 041/94 ME - Solos - Preparação de amostras para ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1994a. 4 p.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER 051/94 ME - Solos - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1994b. 12 p.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER-ME 082/94. Solos - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1994d. 3p.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER 093/94 ME - Solos – Determinação da densidade real. Rio de Janeiro, 1994c. 4 p.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER 122/94 ME. Solo - Determinação do Limite de Liquidez – método de referência e método expedito. Rio de Janeiro, 1994e. 7 p.

Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes. DNIT 007/2003 PRO – Levantamento para avaliação da condição de superfície de subtrecho homogêneo de rodovias de pavimentos flexíveis e semi-rígidos para gerência de pavimentos e estudos e projetos - Procedimento. Brasília, 2003. 11 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 172/2016 ME - Solos - Determinação do Índice de Suporte Califórnia Utilizando Amostras Não Trabalhadas. Brasília-DF, 2016. 17 p.

Henry, E. F.; Dragoo, M. C. *Guide to Use of the FHA Soil PVC Meter: Including Results of Nationwide Soil Tests and Correlation with Climatic Factors*. Federal Housing Administration, 1965.

Jones, L.D.D, Terrington, R. Modelling Volume Change Potential in the London Clay. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*. 44 (1): 109–22. doi:10.1144/1470-9236/08-112, 2011.

Loureiro, E.; Saudino, C.; Freitas, I. A. Bacia do Recôncavo e Sub-Bacia Tucano Sul: Sumário Geológico e Setores em Oferta, Agência Nacional Do Petróleo, Gás Natural E Biocombustíveis Oferta Permanente, 2021. Disponível em: https://www.gov.br/anp/pt-br/rodadas-anp/oferta-permanente/opc/arquivos/sg/tucano-reconcavo.pdf. Acesso em: dez. 2023.

Nelson, J.; Miller, D. J. *Expansive soils: problems and practice in foundation and pavement engineering*. John Wiley & Sons, 1997.

Paiva, S. C. Propriedades geotécnicas de um solo expansivo tratado com cal. *Revista Matéria*, Rio de Janeiro. v. 21, p. 437-449, 2016.

Presa, E. P. Parâmetro Convenientes para Projetos de Rodovias em Solo Expansivo. II Seminário Regional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, p. 83-106, 1980.

Puppala, A. J.; Manosuthkij, T. Nazarian, S.; Laureano, R. H. Threshold moisture content and matric suction potentials in expansive clays prior to initiation of cracking in pavements. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 48, n. 4, p. 519-531, 2011.

Shi, B.; Jiang, H.;Liu, Z.; Fang, H.Y. Engineering Geological Characteristics of Expansive Soils in China. *Engineering Geology* 67 (1–2): 63–71. Doi:10.1016/S0013-7952(02)00145-X, 2002.

Simões, P. R. M. *Mecanismos de Instabilização dos Taludes Naturais das Formações Expansivas da Bacia Sedimentar do Recôncavo Baiano*. Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

Vilar, O. M.; Ferreira, S. R. M. Solos colapsíveis e expansivos. Solos não saturados no contexto geotécnico, São Paulo, SP: ABMSEG, v. 1, p. 415-436, 2015. Disponível em: https://www.researchgate.net/profile/Silvio-Ferreira-6/publication/333444268_Capitulo_15-_Livro_Solos_Nao_Saturados/links/5d72ad4a299bf1cb808b49d1/Capitulo-15-Livro-Solos-Nao-Saturados.pdf. Acesso em: dez. 2023.

Zheng, J. L.; Zhang, R.; Yang, H. P. Highway subgrade construction in expansive soil areas. *Journal of materials in civil engineering*, v. 21, n. 4, p. 154-162, 2009.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/694

Influência do Procedimento do Alteamento do Lastro no Comportamento Estrutural de Plataforma de Ferrovia Tipo *Heavy Haul* Utilizando MEF

Jefferson Santos Soares
Mestrando, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, jefferson.soares@ime.eb.br

Nádya Frauzino Salgado
Mestranda, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, frauzino.nadya@ime.eb.br

Antônio Carlos Rodrigues Guimarães
Cel. Chefe SE/2, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, guimaraes@ime.eb.br

Filipe Almeida Corrêa do Nascimento
Docente, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, filipe.nascimento@ime.eb.br

Álvaro Vieira
Docente, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, alvaro@ime.eb.br

RESUMO: O lastro ferroviário é uma camada granular que se encontra imediatamente abaixo dos dormentes e que desempenha funções críticas no sistema ferroviário, amortecendo as tensões nas camadas subjacentes, proporciona estabilidade ao pavimento ferroviário e permite o escoamento adequado da água da chuva. Ao longo da vida útil do pavimento ferroviário, as condições iniciais do lastro mudam devido ao desgaste dos agregados e à entrada de partículas finas provenientes das camadas inferiores e da superfície. Isso resulta na obstrução da camada, conhecida como colmatação. A técnica preferencial para restaurar as características desejadas é o desguarnecimento do lastro mediante a substituição parcial ou total da camada. No entanto, devido ao alto custo associado a esse procedimento, alguns operadores ferroviários optam por uma alternativa conhecida como "alteamento do lastro". Essa técnica envolve a adição de uma nova camada de lastro sobre a estrutura existente. Este estudo se dedica a avaliar o impacto estrutural da aplicação de diferentes espessuras de "alteamento do lastro" em uma ferrovia do tipo Heavy Haul, sujeita a cargas normalmente utilizadas nesse tipo de pavimento, variando entre 27,5 a 40 toneladas por eixo. Para esse propósito, foram realizadas simulações no *software SysTrain*, utilizando o Método de Elementos Finitos (MEF), com dados provenientes de ensaios já realizados no laboratório de solos do Instituto Militar de Engenharia (IME), provenientes da Ferrovia Centro Atlântica - FCA. Os resultados obtidos indicam que, embora o "alteamento do lastro" resulte em um aumento na espessura da camada, usando material de boa qualidade, a resiliência da estrutura como um todo é afetada, pelo fato do material degradado permanece no pavimento. Além do acréscimo nos níveis de tensões que chegam às camadas menos nobres como o subleito, devido o aumento do peso da estrutura. Incrementos na carga aplicada em diferentes espessuras resultaram em deslocamentos elásticos variando de 3,64 a 6,45 mm. Para uma carga de 40 tf/eixo e uma espessura de 60 cm, uma deformação vertical de 6,45 mm foi observada, ultrapassando os limites estabelecidos pela Arema (2013). Portanto, os resultados deste estudo destacam a importância de uma avaliação minuciosa dos impactos estruturais ao considerar o "alteamento do lastro" como uma alternativa de manutenção ferroviária, particularmente em ferrovias de carga pesada, a fim de garantir a segurança, a eficiência e a durabilidade do sistema ferroviário.

PALAVRAS-CHAVE: Lastro ferroviário; Manutenção preventiva; Colmatação; Alteamento do lastro e Impacto estrutural

ABSTRACT: Railway ballast is a granular layer that lies immediately below the sleepers and performs critical functions in the railway system, cushioning the stresses in the underlying layers, providing stability to the railway sidewalk and allowing rainwater to run off properly. Over the lifetime of the railway sidewalk, the

initial condition of the ballast changes due to the wear of the aggregates and the ingress of fine particles from the lower layers and the surface. This results in the clogging of the layer, known as plugging. The preferred technique for restoring the desired characteristics is to strip the ballast by partially or completely replacing the layer. However, due to the high cost associated with this procedure, some railway operators opt for an alternative known as "ballast lifting". This technique involves adding a new layer of ballast on top of the existing structure. This study is dedicated to evaluating the structural impact of applying different thicknesses of ballast on a Heavy Haul railroad, subjected to the loads normally used on this type of sidewalk, ranging from 27.5 to 40 tons per axle. For this purpose, simulations were carried out in the SysTrain software, using the Finite Element Method (FEM), with data from tests already carried out in the soil laboratory of the Military Engineering Institute (IME), from the Ferrovia Centro Atlântica - FCA. The results obtained indicate that, although "ballast lifting" results in an increase in the thickness of the layer, using good quality material, the resilience of the structure as a whole is affected because the degraded material remains in the sidewalk. This is in addition to the increase in stress levels reaching the less noble layers such as the subgrade, due to the increased weight of the structure. Increases in the load applied at different thicknesses resulted in elastic displacements ranging from 3.64 to 6.45 mm. For a load of 40 tf/shaft and a thickness of 60 cm, a vertical deformation of 6.45 mm was observed, exceeding the limits set by Arema (2013). Therefore, the results of this study highlight the importance of a thorough assessment of structural impacts when considering "ballast lifting" as a railroad maintenance alternative, particularly on heavy-load railroads, in order to guarantee the safety, efficiency and durability of the railroad system

KEYWORDS: Railway ballast; Preventive maintenance; Fouling; Ballast Elevation and Structural Impact

1 INTRODUÇÃO

O transporte ferroviário desempenha um papel de extrema importância no cenário econômico e de infraestrutura de uma nação, e sua relevância vai além de questões puramente logísticas. A capacidade de transporte em grande escala, eficiência energética, baixo impacto ambiental, além da segurança e eficiência econômica, tornam o modal ferroviário uma ferramenta crucial para o desenvolvimento sustentável de regiões e países.

Nesse contexto, é importante compreender o comportamento da estrutura do pavimento ferroviário, a fim de garantir seu correto funcionamento e eficiência econômica em todas as fases das operações ferroviárias, incluindo construção, operação, manutenção, expansão e integração com outros modais de transporte.

Segundo Steffler (2013), a via permanente pode ser entendida como a infraestrutura necessária destinada a sustentar e distribuir as cargas ferroviárias, viabilizando a circulação segura, confiável e disponível dos trens.

Para Spada (2003), a via férrea pode ser considerada como um sistema composto por várias camadas que suportam cargas verticais. Essa representação fornece uma base sólida para prever o desempenho da ferrovia, ajudando na escolha de soluções técnicas e econômicas viáveis em projetos ferroviários, bem como na definição de procedimentos eficientes de manutenção para as vias em funcionamento.

No que diz respeito à confiabilidade do sistema, conforme ressaltado por Selig e Waters (1994), as interações entre os diversos componentes da via férrea, quando sujeitas às cargas dinâmicas dos trens, influenciam no desempenho do sistema como um todo.

As vias permanentes ferroviárias podem ser divididas em duas categorias distintas: as tradicionais, que utilizam lastro, e as não lastreadas, que são construídas com lajes de concreto. Este estudo concentra-se nas vias ferroviárias lastreadas, que, segundo Indraratna et al. (2011), apresentam como vantagens alta condutividade hidráulica na camada de lastro, relativa economia e maior facilidade de manutenção.

Por outro lado, os autores apontam a degradação do lastro como principal desvantagem desse tipo de via, conforme o número de ciclos de carga aumenta. Isso resulta na fratura das bordas das partículas no ponto de contato e na produção de partículas finas, o que reduz a capacidade de drenagem da camada. Como resultado, pode ocorrer acúmulo de deformações permanentes e alteração da geometria da via ao longo do tempo.

Para garantir a segurança e a eficiência das operações ferroviárias, bem como uma boa elasticidade, drenagem e capacidade de suporte o desguarnecimento do lastro é uma prática importante visando manter o lastro em boas condições de operação.

No entanto, devido ao alto custo associado a esse procedimento, alguns operadores ferroviários optam por uma alternativa conhecida como "alteamento do lastro", técnica que envolve a adição de uma nova camada de lastro sobre a estrutura existente que apresenta problemas estruturais. Contudo, essa prática pode gerar impactos negativos à estrutura da ferrovia, já que abaixo da camada a ser adicionada existe um lastro degradado. Nesse contexto, este estudo tem como objetivo avaliar o impacto estrutural do uso da técnica "alteamento do lastro" em uma ferrovia Heavy Haul, através de simulações realizadas com o software Systrain, baseado em dados provenientes de ensaios já realizados em materiais provenientes da Ferrovia Centro Atlântica - FCA.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Pavimento Ferroviário

Conforme proposto por Medina & Motta (2015), o termo "pavimento ferroviário" refere-se a um sistema estratificado composto por subleito, sublastro, lastro, dormente e trilhos (Figura 1), com a finalidade de resistir aos esforços provocados pela passagem das composições ferroviária.

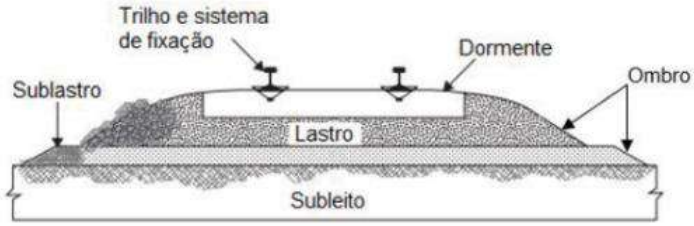


Figura 1. Pavimento ferroviário, adaptado de Indraratna *et al*. (2011)

Adicionalmente, os componentes da via permanente são subdivididos entre superestrutura e infraestrutura, sendo que há divergências entre divisão considerada por autores nacionais e internacionais (MEDINA; MOTTA, 2015). Para fins deste trabalho, será adotada a divisão feita por Li *et al* (2015), que considera como camada de infraestrutura os elementos de lastro, sublastro e subleito. Sendo os elementos de trilho, dormentes e elementos de fixação constituintes da camada de superestrutura.

A metodologia adotada para o dimensionamento dos pavimentos ferroviários é baseada em estudos empíricos e analíticos desenvolvidos por inúmeros autores sobre a interação entre as camadas de forma isolada, não considerando a estrutura em conjunto. Ainda assim, o dimensionado deve ser realizado de modo a atender os limites de: tensões de flexão de trilhos; tensões de flexão dos dormentes; deflexão dos trilhos ou da via permanente; tensão do lastro; tensões ou deformações do subleito; e módulo de via ou rigidez da via permitida. A Tabela 1 apresenta alguns valores limite a serem considerados na elaboração de projetos de pavimento ferroviário.

Tabela 1. Valores limite para projetos de pavimento ferroviário, adaptado de Gomes (2022)

	Valor admissível	**Referência**
Tensão na interface dormente /lastro	448 kPa (dormente de madeira) 586 kPa (dormente de concreto) 500 kPa (dormente de plástico reciclado)	(AREMA, 2013; ASSAD, 2007)
Deflexão	6,35 mm 5,00 mm 5,10 mm 4,40 mm	(AREMA, 2013; HAY, 1991; LUNDGREN; MARTIN; HAY, 1970; SILVA FILHO, 2018)
Tensão no subleito	175 kPa	(AREMA, 2013)
Tensão no trilho	175 kPa	(AREMA, 2013)
Módulo de via	u>28 MPa 35 MPa<u<70 MP	(SELIG; LI, 1994; RAYMOND, 1985a)

Dentre as premissas a serem consideradas no dimensionamento, Medina & Motta (2015) citam: tráfego, clima, geologia, geotecnia, condições ambientais, topografia, drenagem e aspectos operacionais. Ademais, características como granulometria, deformação permanente e módulo de resiliência devem ser avaliadas na escolha dos materiais.

2.2 Módulo de Resiliência

Conforme exposto por Arema (2009), um dos principais indicadores da qualidade do material a ser empregado nas camadas dos pavimentos é o Módulo de Resiliência (MR), sendo este essencial para a definição das tensões e deformações previstas nas camadas de infraestrutura do pavimento, assim como para a avaliação do sistema como um todo.

Estudos conduzidos por Selig e Waters (1994) identificaram que o MR de materiais sem coesão, como o lastro, aumentava significativamente à medida que a tensão confinante aumentava. Além disso, observou-se que o MR era menos sensível ao aumento da tensão desvio.

Nos termos da DNER-ME 134/2018, o MR pode ser obtido por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas, sendo aplicados 18 pares de tensões, com frequência de 1Hz, entre outros aspectos, podendo ser expresso pela Equação 1:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \qquad \text{Eq. 1}$$

$$\varepsilon_r = \frac{\delta_r}{H_0} \qquad \text{Eq. 1.1}$$

Onde: MR − Módulo Resiliente (geralmente expresso em MPa ou kPa); σ_d − Tensão desvio ou tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$); ε_r − Deformação recuperável ou resiliente (%); δ_r − Deslocamento resiliente ou recuperável (mm); e H0 − Altura de referência do medidor de deslocamento (LVDT - Linear Variable Differential Transformer), descontado o deslocamento plástico ou permanente acumulado correspondente à tensão desvio usada no cálculo (mm).

Bathurst e Raymond (1987) destaca a relevância do comportamento resiliente, que em se tratando de lastro de ferrovias é fundamental para entender as características dos materiais componentes da subestrutura que afetam a degradação e deformação da via.

2.3 Software *SysTrain*

Desenvolvido em 2016, por meio da parceria entre as empresas VALE, Elgayer e o Instituto Militar de Engenharia (IME), o *software SysTrain* possibilita utilizar o Método dos Elementos Finitos para simular a plataforma ferroviária, permitindo analisar o comportamento estrutural de pavimentos ferroviários submetidos às cargas dos vagões, auxiliando no dimensionamento dos trilhos, dormentes e camadas.

Além disso, o software contém uma ferramenta denominada MRCal, que permite a obtenção dos valores de Módulo de Resiliência dos materiais a serem usados nas camadas de infraestrutura através dos seguintes modelos de cálculo (Tabela 2).

Tabela 2. Modelos para previsão de MR

Modelos de Referência	Formulação
Composto (Svenson, 1980; Macêdo, 1996)	$MR = k_1 {\sigma_3}^{k_2} {\sigma_d}^{k_3}$
Witczak e Rada (1981)	$MR = k_1 P_a \left(\frac{\sigma_{sum}}{P_a}\right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{P_a}\right)^{k_3}$
Witczak e Uzan (1988)	$MR = k_1 P_a \left(\frac{\sigma_{sum}}{P_a}\right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_{oct}}{P_a}\right)^{k_3}$
Titi et al. (2006)	$MR = k_1 P_a \left(\frac{\sigma_{sum}}{P_a}\right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{P_a}\right)^{k_3}$

Ni et al. (2002)	$MR = k_1 \left(\frac{\sigma_3}{P_a} + 1\right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{P_a} + 1\right)^{k_3}$
NCHRP 1-28A (2004)	$MR = k_1 P_a \left(\frac{\sigma_d}{P_a}\right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_{oct}}{P_a} + 1\right)^{k_3}$

Em que: MR: Módulo de Resiliência (MPa); k_1, k_2 e k_3: Coeficientes de regressão; σsum: soma das tensões principais/invariante de tensões (kPa); σoct: Tensão octaédrica (kPa); Pa: Pressão atmosférica; σ_3:Tensão confinante (kPa); σ_d: Tensão desvio (kPa).

Dentre os citados, no Brasil o Modelo Composto é um dos que mais se destaca por sua capacidade de representar o comportamento elástico dos materiais granulares (SVENSON, 1980; MACÊDO, 1996).

3 METODOLOGIA

Para a simulação numérica da estrutura do pavimento ferroviário foi considerada a geometria existente, conforme dados levantados em campo por Rosa (2020), sendo o perfil da via composto pelas camadas de subleito, uma camada média de 40 cm de lastro degradado, e uma camada de lastro de 20 cm.

O dado de entrada referente à camada de subleito foi obtido pelo estudo desenvolvido por Rosa (2020), que coletou amostras em diversos pontos da Ferrovia Centro-Atlântica (FCA), entre as cidades de Ituverana e Ribeirão Preto, em São Paulo. A partir das fichas de ensaio triaxiais de cargas repetidas presentes em seu estudo, foi obtido o Módulo de Resiliência da amostra, utilizando a ferramenta MRCal, presente no SysTrain. Como referência para o cálculo do MR foi considerado o Modelo Composto, sendo este o que mais se adequou aos resultados em função das tensões desviatória e de confinamento.

Os parâmetros relacionados ao lastro em condição de colmatação foram retirados do banco de dados de ensaios realizados no laboratório de solos do Instituto Militar de Engenharia (IME). As amostras analisadas foram coletadas da mesma seção da Ferrovia Centro Atlântica - FCA que foi estudada por Rosa (2020). As características do material são apresentadas na Tabela 3. Já para camada de lastro foi utilizada a informação do *software SysTrain* para material granular como um MR de 200 Mpa.

Tabela 3. Módulo de Resiliência do lastro colmatado

Amostra	MR Médio (MPa)	MR Composto - *Systrain*			
		k_1	k_2	k_3	R^2
E 375+900	189,11	928,88	0,52	0,08	0,9595

A Tabela 4 apresenta as características relativas aos itens de trilhos, dormentes e fixadores utilizados nas simulações. Cabe ressaltar que as características desses elementos se mantiveram inalteradas nas simulações.

Tabela 4. Propriedades dos materiais da grade definidos para simulações, adaptado de Rosa (2020)

Nome	**Camada**	**Tipo**	**Massa Específica (kg/m³)**	**Módulo Elasticidade (GPa)**	**Coef. de Poisson**
Aço	TR -68	Linear isotrópico	7.850	210	0,30
Concreto	Dormente	Linear isotrópico	2.400	32	0,30
Grampo	Grampo	**Rigidez de Mola**			
		K_x	**K_y**	**K_z (Tração)**	**K_z (Compressão)**
		10.000	10.000	100.000	170.000

Adicionalmente, em todas as simulações foram consideradas as mesmas configurações de geometria para os demais elementos de superestrutura, infraestrutura e composição de trem, a saber: (i) bitola de 1,00m; (2) espaçamento entre os dormentes de 0,6m; ombreira do lastro de 40cm; declividade do talude do lastro (H:V) de 1,5; declividade de fundo do lastro de 3% para ambos os lados, considerando encobrimento de

dormente; (3) ombreira do lastro colmatado de 0,5m; talude do lastro colmatado (H:V) de 1,2; declividade de fundo do lastro colmatado de 1%; altura do subleito de 200cm; ombreira do subleito de 2m; talude do subleito (H:V) de 1,5; declividade de fundo do subleito de 1%; (4) vagões tipo Hooper, com 2 truques, distância do engate ao eixo de 1,21m, distância entre eixos de 1,7m, distância entre truques de 13,945m, composição com 2 membros, carga variando entre 110 e 160 toneladas cada, considerando efeitos dinâmicos dos vagões nesta modelagem; seção em análise considerada a partir quarto eixo do primeiro vagão, com quantidade de 2 eixos consecutivos, levando em conta a simetria, localizada no meio do vão entre dormentes, tendo como referência o quarto eixo e considerando para efeitos de cálculo, quatro dormentes além das cargas externas; e (5) posição do carregamento correspondendo a localidade mais crítica do carregamento da composição, correspondendo a região entre 2 vagões. Portanto a carga é formanda pelo rodeiro traseiro do segundo truque em um vagão, e no vagão seguinte sendo composta pelo rodeiro dianteiro do primeiro truque, conforme apresentado na Figura 2.

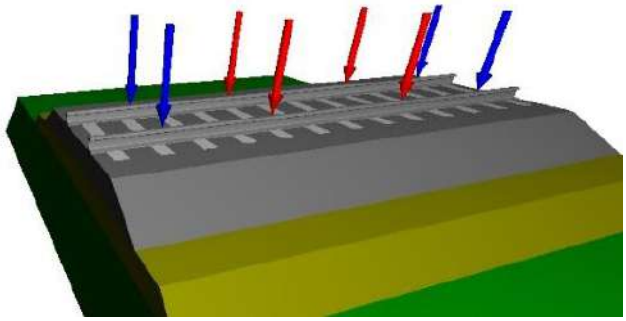


Figura 2. Posicionamento do carregamento para modelagem computacional

Para avaliar o comportamento estrutural do pavimento, foram realizadas 15 simulações. A partir da condição inicialmente existente, foram simulados cenários nos quais a camada de alteamento de lastro variou entre 20 e 60 cm, com um incremento de 10 cm a cada simulação. Além disso, para cada faixa de alteamento, foram verificadas as condições da via submetida às cargas de 110, 130 e 160 t por vagão, ou seja, 27,5, 32,5 e 40 tf/eixo, cargas usualmente utilizadas nesse tipo de via, acrescida de um fator de magnitude dinâmico, expresso pela Equação 2 (LI e SELIG,1998; AREMA, 2013):

$$P_{di} = \left(1 + \left(\frac{0{,}0052V}{D}\right)\right) P_{si} \qquad \text{Eq. 2}$$

Onde: P_{di} é a carga dinâmica, os valores calculados para serem utilizados nas simulações foram de 134,12, 174,36 e 214,59 toneladas, respectivamente; V é a velocidade de tráfego (km/h), considerada 60 km/h; D é o diâmetro da roda (m), considerado diâmetro da roda de 36 polegadas (0,9144m); e P_{si} é a carga estática;

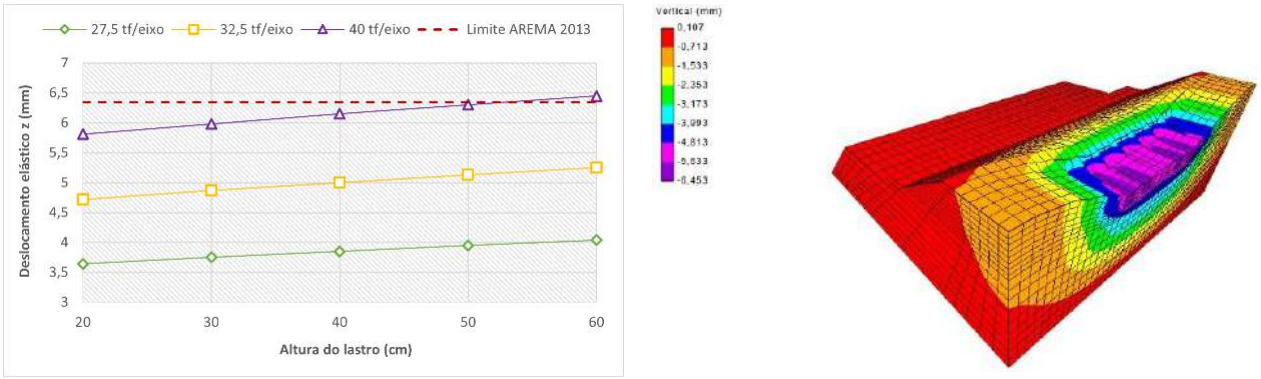
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Por meio das simulações realizadas no *software SysTrain*, foi possível avaliar o comportamento do pavimento ferroviário em diferentes alturas de lastro e sob diferentes tensões aplicadas. A Tabela 5 apresenta os valores de deslocamento (z), em mm, para cada cenário simulado.

Tabela 5. Deslocamento z simulado

Altura lastro (cm)	Deslocamento z (mm)		
	Carga de 27,5 tf/Eixo	Carga de 32,5 tf/Eixo	Carga de 40 tf/Eixo
20 cm	3,64	4,72	5,81
30 cm	3,75	4,87	5,98
40 cm	3,85	5,00	6,15
50 cm	3,95	5,13	6,30
60 cm	4,04	5,25	6,45

O deslocamento vertical do pavimento aumenta à medida que a espessura da camada de lastro aumenta. Para um lastro com espessura de 50 cm, sujeito a uma carga de 40tf/eixo, o deslocamento máximo se aproxima do limite estabelecido pela Arema (2013) de 6,35 mm. No entanto, para uma altura de lastro de 60 cm e mesma carga, o deslocamento excede o valor máximo especificado pela Arema (2013) (Figura 2), demonstrando que, em relação ao deslocamento, com a técnica de "alteamento de lastro", ao manter o solo colmatado e aumentar a espessura da camada, há um impacto negativo nos parâmetros de segurança da via, evidenciado em ferrovias que transportam cargas mais elevadas.



(a) (b)

Figura 2. (a) Deslocamento elástico z em função da altura do lastro e da carga e (b) Deslocamento elástico da simulação no *software SysTrain*

Conforme destacado por Sousa Pinto (2000) e Selig e Waters (1994), quando a quantidade de materiais finos no lastro excede 30% em massa, o comportamento do conjunto passa a ser controlado por esse material, resultando na redução do Módulo de Resiliência devido ao aumento das deformações plásticas. Esse fenômeno pode ser ainda agravado pela presença de água, que faz com que os finos atuem como lubrificantes no contato entre os agregados, resultando em um maior deslocamento do conjunto sujeito à carga. Indraratna et al (2011) também indicam que, devido à retenção de água pelos materiais finos, a rigidez do sistema diminui e a abrasão entre os agregados maiores aumenta. Ainda, como constatado por Merheb (2014), a contaminação da estrutura pela umidade provoca danos à ferrovia, acarretando o aparecimento de defeitos geométricos, desgaste dos componentes da via, e maior recorrência da necesidade de manutenção. Conforme constatado por Rosa (2020), nos pontos de estudo, verificou-se a presença de água em afloramento na altura do lastro degradado, corroborando com os resultados obtidos na simulação.

5 CONCLUSÃO

Com base nos resultados obtidos nas simulações, foi possível observar como diferentes espessuras de lastro e cenários de carregamento afetam o comportamento estrutural do pavimento. As avaliações realizadas neste estudo foram limitadas a avaliar as deformações elásticas no pavimento, sem excluir a necessidade de considerar as tensões aplicadas em cada camada, sejam elas inferiores ou superiores às tensões admissíveis correspondentes de cada material.

Os dados mostram que aumentar a espessura da camada de lastro sem tratar adequadamente o material degradado resulta em maiores deformações verticais, o que prejudica a segurança e durabilidade da estrutura. Para cargas mais pesadas, de 40 tf/eixo, e uma espessura de 60 cm de lastro, a deformação vertical observada excede os limites de segurança estabelecidos pela Arema (2013) de 6,35 mm.

Nesse contexto, a suposta redução de custos ao implementar o "alteamento do lastro" pode acarretar maiores despesas com a manutenção da via e, eventualmente, comprometer a segurança operacional. Portanto, é necessária uma avaliação minuciosa dos impactos estruturais ao considerar o "alteamento do lastro" como uma alternativa para a manutenção ferroviária, especialmente em ferrovias com cargas pesadas tipo *heavy haul*.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AREMA (2009). *Manual for Railway Engineering*. American Railway Engineering. Washington, D.C.

AREMA (2013). *Manual for Railway Engineering*. American Railway Engineering Engineering and Maintenance. Washington, D.C.

Bathurst, R.J.; Raymond, G.P. (1987). *Geogrid reinforcement of ballasted track*. Transportation Research Record, TRB, Vol 1153, pp. 8-14.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). DNIT-ME 134/18. *Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Indraratna B.; Salim, W.; Rujikiatkamjom, C. (2011). *Advanced rail geotechnology–ballasted track.* Taylor & Francis Group, 413 p.

Li, D.; Hyslip, J.; Sussmann, T.; Chrismer, S. (2015). *Railway geotechnics*. [S.l.]: CRC Press.

Li, D.; Selig; Ernest T. (1998). *Method for railroad track foundation design*. I: Development. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, v. 124, n. 4, p. 316-322.

Macêdo, J. A. G. D. (1996). *Interpretação de Ensaios de Defletométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis*. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Medina, J. L., Motta, L. M. G. (2015). *Mecânica dos Pavimentos*. Editora Interciência, 3ª ed.

Merheb, A. H. M. (2014) *Análise mecânica do lastro ferroviário por meio de ensaios triaxiais cíclicos*. Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil. 148 p.

NHCRPP 1-28A. (2004) *Summary of the 2000, 2001, and 2002 AASHTO guide for the design of new and rehabilitated pavement structures*. National Cooperative Highway Research Program.

Ni, B.; Hopkins, T.; Sun, L.; Beckham, T. (2002). *Modeling the resilient modulus of soils. In: Proceedings of the 6th international conference on the bearing capacity of roads and airfields*. Lisbon, Portugal: 24-26 junho 2002. v. 2.

Rosa, A. C. (2020). *Análise mecanística do pavimento ferroviário de um trecho da Ferrovia Centro-Atlântica*. Dissertação de Mestrado. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, 318 p.

Rosa, A. F. (2019). *Efeito Da Granulometria E Da Litologia No Comportamento De Lastros Ferroviários Em Laboratório E Por Análise Computacional*. Masters Thesis, Federal University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Selig, E. T.; Waters, J. M. (1994). *Track geotechnology and substructure management*. London: Thomas Telford, 450 p.

Sousa, P. C. (2000). *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*. 3ª Edição. São Paulo. Oficina de Textos. 247 p.

Spada, J.L.G., (2003) *Uma abordagem de mecânica dos pavimentos aplicada ao entendimento do mecanismo de comportamento tensão-deformação da via férre*a. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Steffler, F., (2013) *Via permanente aplicada: guia teórico e prático*. Rio de Janeiro: LTC, 306 p. il. ISBN 978-85-216-2191-1.

Svenson, M. (1980). *Ensaios triaxiais dinâmicos de solos argilosos*. Dissertação de Mestrado. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 144 p.

Titi, H. H.; Elias, M. B.; Helwany, S. (2006). *Determination of typical resilient modulus values for selected soils in Wisconsin*. [S.l.], 2006.

Witczak, M. W. ;Rada, G. (1981). *Comprehensive Evaluation of Laboratory Resilient Moduli Results for Granular Material*. Transportation Research Record, p. 23–33.

Witczak, M.; Uzan, J. (1988). *The universal airport pavement design system, report i of iv*: Granular material characterization. University of Maryland, College Park, MD.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/695

Investigação de uma tendência do comportamento resiliente de solos lateríticos argilosos: uma análise estatística e correlacional

Luigi Tavares Gomes
Discente de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, goomes_8@hotmail.com

Paula Taiane Pascoal
Discente de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, paulatpascoal@gmail.com

Patricia Rodrigues Falcão
Discente de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, falcao.rodrigues.patricia@gmail.com

Leonardo Alberto do Nascimento
Discente de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, leo_ladn@yahoo.com.br

Magnos Baroni
Docente na Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, magnos.baroni@gmail.com

RESUMO: O artigo investiga a relação entre a caracterização, classificação e o comportamento resiliente de solos argilosos lateríticos, com foco na análise de 20 solos compactados na energia intermediária. A caracterização desses solos envolveu a massa específica aparente seca máxima, umidade ótima, granulometria, parâmetros da classificação MCT e o módulo de resiliência, utilizando-se histogramas de frequência e análises estatísticas para a interpretação dos dados. O módulo de resiliência apresenta menor variabilidade com maiores razões de tensões e valores elevados de tensões confinantes. Contudo, nem todos solos lateríticos argilosos seguem esse padrão, podendo exibir desvios padrão em algumas configurações de tensão. A correlação entre características físicas e de deformabilidade foi realizada pelo método de Spearman, indicando que a granulometria e a umidade afetam significativamente a resposta resiliente desses solos. O aumento na fração de areia eleva o módulo de resiliência, enquanto a presença de silte o reduz. Além disso, um aumento na umidade ótima tende a diminuir o módulo de resiliência, evidenciando a complexa relação entre as propriedades do solo e sua deformabilidade elástica. Face ao panorama apresentado, destaca-se a notória importância dessas análises em projetos de pavimentação, mostrando como diferentes características físicas impactam diretamente nas propriedades e na resiliência dos solos.

PALAVRAS-CHAVE: Classificação MCT, Módulo de Resiliência, Método Spearman, Banco de dados.

ABSTRACT: The article investigates the relationship between characterization, classification, and resilient behavior of lateritic clay soils, focusing on the analysis of 20 soils compacted at intermediate energy levels. The characterization of these soils involved maximum dry bulk density, optimum moisture content, particle size distribution, MCT classification parameters, and resilience modulus, using frequency histograms and statistical analyses for data interpretation. The resilience modulus exhibits lower variability with higher stress ratios and elevated confining stresses. However, not all lateritic clay soils follow this pattern, potentially exhibiting standard deviations in certain stress configurations. The correlation between physical and deformability characteristics was conducted using the Spearman method, indicating that particle size distribution and moisture content significantly affect the resilient response of these soils. An increase in the sand fraction enhances the resilience modulus, while the presence of silt reduces it. Furthermore, an increase in optimum moisture content tends to decrease the resilience modulus, highlighting the complex relationship between soil properties and elastic deformability. Given the presented panorama, the notable importance of these analyses in pavement projects is emphasized, demonstrating how different physical characteristics directly impact soil properties and resilience.

KEYWORDS: MCT classification, Resilient Modulus, Spearman Method, Database

1 INTRODUÇÃO

Sendo o Brasil, um país de dimensões continentais e amplamente tropical, os solos tropicais predominam devido às características climáticas, geológicas e pedológicas presentes em grande parte do território nacional. Entre esses solos, os argilosos lateríticos são especialmente proeminentes, amplamente encontrados e constituem uma parte significativa dos materiais utilizados em projetos de infraestrutura (MEDINA E MOTTA, 2015).

A classificação dos solos tropicais é uma etapa fundamental no campo da engenharia geotécnica, pois permite uma compreensão mais precisa de suas características e comportamentos, aspectos cruciais para o planejamento e execução de obras civis. Nesse contexto, a metodologia Miniatura Compactada Tropical (MCT), tem se destacado como uma abordagem eficaz para a avaliação e classificação de solos argilosos lateríticos, especialmente quando se trata de avaliações para a utilização em projetos de pavimentação rodoviária, visto que esses tendem a apresentar, em alguns casos, propriedades satisfatórias para utilização como base, sub-base e subleito (GUIMARÃES, 2009; MEDRADO, 2009; NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

Além da classificação, a compactação dos solos é uma etapa crucial na preparação para sua utilização em projetos de engenharia. A energia de compactação aplicada desempenha um papel fundamental na melhoria das propriedades dos solos lateríticos, influenciando diretamente na capacidade de suporte e na estabilidade das estruturas construídas sobre eles. No cenário brasileiro, a energia de compactação intermediária tem sido amplamente adotada em camadas finais de terraplanagem de subleitos rodoviários, devido à sua capacidade de proporcionar uma densificação satisfatória e, por consequência, uma melhoria nas propriedades mecânicas, com maiores módulos de resiliência (MR) e menores deformações permanentes (DP) em comparação com a energia normal (LIMA, 2018; SANTOS, 2020; PASCOAL et al., 2021).

Tais propriedades mecânicas são de suma importância para servirem como parâmetros de entrada do novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), o qual adota uma abordagem mecanicista-empírica e está em desenvolvimento para complementar e/ou substituir o método atual, de natureza empírica, visando aprimorar o dimensionamento de pavimentos asfálticos. Diante de tal, diversos estudos vêm sendo desenvolvidos com o intuito de explorar a relação entre a classificação MCT e os resultados de ensaios triaxias de cargas repetidas para as propriedades mecânicas de solos lateríticos (MARANGON, 2004; GUIMARÃES, 2001; GUIMARÃES, 2009; NORBACK, 2018).

Nesse contexto, o presente estudo envolve a construção e análise de um banco de dados com solos argilosos lateríticos, os quais foram caracterizados tanto do ponto de vista físico quanto mecânico. Mais especificamente, os solos analisados foram categorizados conforme a classificação MCT como lateríticos argilosos (LG') e compactados sob a energia intermediária de compactação. A partir disso, foram realizadas análises estatísticas focadas nos parâmetros de regressões de MR para o Modelo Composto – modelo utilizado no MeDiNa – desenvolvido por Pezo et al. (1992), para avaliar a influência de diferentes pares de tensões em suas respectivas respostas elásticas. Além disso, os parâmetros físicos e mecânicos que compõem o banco de dados foram correlacionados usando o método de Spearman, a fim de compreender possíveis relações entre parâmetros dentro desse grupo de solos e buscar subvenções para a confiabilidade das análises mecanicistas que venham a utilizar em sua rotina de cálculo os parâmetros de MR.

2 FUNDAMENTAÇÂO TEÓRICA

2.1 Módulo de Resiliência

O Módulo de Resiliência é uma propriedade mecânica fundamental utilizada para descrever o comportamento elástico de solos e materiais granulares sob carregamento dinâmico, especialmente na engenharia de pavimentos. Ele representa a capacidade de um material em absorver e dissipar energia sob carga repetida. Essencialmente, mede a capacidade que um material tem de retornar ao seu estado inicial após sofrer deformação temporária sob ação do carregamento repetido. Esse conceito é crucial para avaliar a capacidade estrutural das camadas de base, sub-base e subleito de pavimentos, pois permite entender como essas camadas resistem às cargas repetidas impostas pelo tráfego ao longo do tempo (MEDINA E MOTTA, 2015).

Laboratorialmente, o MR é determinado por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas, nos quais são

aplicadas tensões confinantes e cargas cíclicas em diferentes pares de tensões, replicando possíveis condições dinâmicas encontradas do pavimento (DNIT, 2018). Ao longo dos anos, várias equações foram desenvolvidas para representar o comportamento elástico dos materiais em diversas condições de carga. Dentre essas equações, destaca-se o Modelo Composto, apresentado na Equação 1, desenvolvido por Pezo et al. (1992), que engloba o comportamento dos materiais frente às tensões confinantes (σ_3) e de desvio (σ_d), e mediante isso representa satisfatoriamente o comportamento resiliente de solos aplicados à pavimentação no Brasil (MEDINA E MOTTA, 2015), em que k1, k2, k3 são parâmetros de resiliência determinados experimentalmente.

$$M_R = k_1 \, {\sigma_3}^{k_2} {\sigma_d}^{k_3} \quad (1)$$

A partir dos resultados experimentais advindos do equipamento triaxial de cargas repetidas, faz-se a avaliação e obtenção dos parâmetros resilientes a partir do Modelo Composto. Tal modelo é empregado na rotina de cálculo do MeDiNa, utilizado para análises mecanicista-empírica de pavimentos rodoviários. A Tabela 1 apresenta os pares de tensões prescritos na referida normativa para determinação do MR, os quais foram considerados para as análises na presente pesquisa.

Tabela 1. Sequência de tensões para determinação do MR para solos de subleito (DNIT, 2018).

Tensões	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
σ3 (MPa)	0,020	0,020	0,020	0,035	0,035	0,035	0,050	0,050	0,050	0,070	0,070	0,070
σd (MPa)	0,020	0,040	0,060	0,035	0,070	0,105	0,050	0,100	0,150	0,070	0,140	0,210
σ1 / σ3	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4

2.2 Análises estatísticas

2.2.1 Método de Spearman

O método de Spearman é uma técnica estatística amplamente utilizada na análise de correlação entre duas variáveis. Ao contrário da correlação de Pearson, que se concentra na relação linear entre variáveis, o método de Spearman avalia a associação monotônica, ou seja, se a relação entre as variáveis é crescente ou decrescente, sem a necessidade de seguir uma relação linear específica.

A metodologia de Spearman baseia-se na classificação dos valores das variáveis em ordem crescente ou decrescente, atribuindo postos a cada valor. Em seguida, é calculado o coeficiente de correlação de Spearman, representado por ρ, que varia de -1 a 1. Um valor próximo de 1 indica uma correlação positiva forte, enquanto um valor próximo de -1 indica uma correlação negativa forte. Por outro lado, um valor próximo de 0 indica a ausência de correlação linear monotônica entre as variáveis.

Essa técnica estatística é particularmente útil quando a relação entre as variáveis não é linear. Isso possibilita uma análise mais robusta das relações entre as variáveis estudadas, oferecendo *insights* valiosos sobre padrões e associações que podem não ser facilmente detectados por outras análises de correlação linear (MARTINS E DOMINGUES, 2017).

3 METODOLOGIA

Para o presente estudo, a metodologia se concentrou na aquisição de dados – por meio da pesquisa em publicações acadêmicas e científicas – de solos tropicais nacionais submetidos a ensaios de módulo de resiliência e caracterizados pelas normativas do DNIT. Esses dados foram organizados e agrupados, conforme a classe de grupo LG' e energia intermediária de compactação, considerando propriedades físicas como massa específica aparente seca máxima (MEAS), umidade ótima de compactação ($w_{ót}$), granulometria e parâmetros da classificação MCT (c', d', e'). Além disso, foram incluídas as propriedades mecânicas correspondentes aos parâmetros de regressão para o módulo de resiliência (k_1, k_2, k_3) para o modelo composto, obtidos por meio de ensaios triaxial de cargas repetidas. Conforme abordado nos próximos tópicos, esses dados foram reunidos de uma série de pesquisas realizadas no território brasileiro.

Com o banco de dados montado e os parâmetros de regressão do MR compilados, foram obtidos módulos de resiliência para as tensões recomendadas pelo DNIT (2018), conforme a Tabela 1, considerando o Modelo Composto. Posteriormente, foram elaborados histogramas de frequência para cada conjunto de dados e realizadas análises de distribuição normal, sob diferentes arranjos de dados, com o intuito de determinar valores mínimos, máximos, médios e de desvio padrão dos módulos de resiliência de 20 solos lateríticos argilosos.

Ademais, um tratamento no banco de dados foi realizado, de modo a possibilitar a aplicação do método de Spearman, que permitiu analisar as relações de correlação entre as diferentes variáveis. Com base nessa análise, foi construída uma matriz de correlação dos dados, proporcionando uma compreensão mais aprofundada das interações e influências mútuas entre as propriedades físicas e mecânicas dos solos tropicais estudados.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Os resultados apresentados neste estudo derivam de um banco de dados composto por 20 solos classificados como LG', oriundos de diversas regiões do Brasil. Este banco de dados abrange uma ampla gama de parâmetros físicos e mecânicos relevantes para estudos geotécnicos aplicados a pavimentação, que influenciam diretamente na deformabilidade dos materiais.

Na Tabela 2, encontram-se detalhadas as características físicas dos solos, incluindo massa específica aparente seca máxima (MEAS), a umidade ótima de compactação ($w_{ót}$) para a energia intermediária a percentagem granulométrica e os índices da classificação MCT (*c*', *d*', *e*'). Adicionalmente, são fornecidas as informações sobre os parâmetros mecânicos, expressos pelas regressões do módulo de resiliência (MR) para cada amostra.

Tabela 2. Banco de dados de solos LG'.

Material		LG' 01	LG' 02	LG' 03	LG' 04	LG' 05	LG' 06	LG' 07	LG' 08	LG' 09	LG' 10	LG' 11	LG' 12	LG' 13	LG' 14	LG' 15	LG' 16	LG' 17	LG' 18	LG' 19	LG' 20
MEAS (kN/m³)		1658	1599	1625	1565	1534	1434	1543	1677	1775	1652	1705	1665	1651	1816	1759	1675	1625	1685	1760	1590
$w_{ót}$ (%)		19,9	20,6	20,5	22,5	22,5	28,7	23,5	21,4	17,8	21,5	21,3	22,5	20,5	11,0	17,8	20,5	25,6	20,1	18,0	26,0
Granulometria %	areia	66	50	41	29	67	24	35	30	36	35	36	27	34	21	-	34	33	37	39	30
	silte	18	19	12	7	16	24	20	17	4	12	16	17	23	19	-	17	26	19	12	24
	argila	15	31	47	63	16	51	45	53	60	53	46	56	43	37	-	48	41	36	43	46
Classificação MCT	c'	2,24	2,18	2,24	2,20	2,66	2,66	2,31	2,40	2,94	2,84	2,20	2,19	2,35	2,05	-	-	2,35	2,45	1,72	1,96
	d'	60,0	85,7	102,5	68,8	291,7	142,9	75,0	40,0	89,3	49,6	37,2	54,0	38,5	51,2	-	-	67,0	43,8	56,3	37,7
	e'	1,2	1,1	1,1	1,2	1,0	1,0	1,1	1,1	0,6	0,7	1,0	0,9	1,1	1,0	-	-	0,7	0,8	0,7	0,8
Parâmetros de regressão MR	k1	315,5	207,6	310,0	147,5	370,7	123,7	283,0	268,5	424,2	363,0	153,4	118,4	122,1	109,6	531,5	109,4	739,2	826,7	1892,5	355,8
	k2	0,32	0,15	0,34	0,19	0,30	0,36	0,28	0,13	0,23	0,38	0,32	0,26	0,14	0,56	0,61	0,17	0,34	0,53	0,57	0,16
	k3	-0,43	-0,40	-0,46	-0,56	-0,46	-0,66	-0,49	-0,23	-0,39	-0,44	-0,73	-0,63	-0,55	-0,73	-0,73	-0,68	0,00	-0,11	0,03	-0,16
	R^2	0,50	0,47	0,68	0,63	0,56	0,63	0,63	0,45	0,95	0,60	0,86	0,94	0,82	0,44	-	0,90	0,90	0,88	0,87	0,71

Fonte: LG'01 – LG'07 (DALLA ROZA, 2018); LG'08 (GRASSIOLI, 2021); LG'09 - LG'14 (LIMA, 2020); LG'15 (LIMA et al., 2018); LG'16 (NORBACK, 2018); LG'17 (PASCOAL, 2020); LG'19 - LG'20 (PASCOAL, no prelo, 2024); LG'20 (SANTOS, 2020)

Conforme mencionado na metodologia, os módulos de resiliência (MR) foram obtidos por meio da aplicação da expressão do modelo composto usando os pares de tensões listados na Tabela 1, juntamente com os parâmetros de regressão específicos de cada material. Os resultados de MR foram organizados na Tabela 3, que mostra os valores correspondentes para cada material de acordo com seu respectivo par de tensão. Adicionalmente, a Tabela 3 apresenta as médias dos valores em torno de cada um dos pares de tensões considerados e o MR médio para o material após análise dos 12 pares de tensões.

Ao analisar os resultados de MR para cada material individualmente, foi possível observar uma tendência, em que a maioria dos materiais apresenta maiores valores de MR para a razão (σ_1 / σ_3) de ordem 2

e valores menores para os de ordem 4, enquanto a ordem 3 fica intermediária entre esses extremos. Essa tendência é também percebida ao examinar a coluna correspondente à média dos valores para cada par de tensão. Esses padrões indicam a influência significativa da tensão desvio na resposta resiliente de materiais de granulometria mais fina, apontando para uma sensibilidade específica desses materiais a esse tipo de tensão em relação à sua capacidade de absorver energia e lidar com deformações durante carregamentos dinâmicos. No entanto, ressalta-se que esse comportamento não é absoluto, pois alguns materiais finos podem não seguir essa tendência, como é o caso de LG' 17 e o LG' 19, que tem seus comportamentos norteados pela tensão confinante.

Tabela 3. Valores de MR, em MPa, obtidos para cada par de tensões.

Material		LG' 01	LG' 02	LG' 03	LG' 04	LG' 05	LG' 06	LG' 07	LG' 08	LG' 09	LG' 10	LG' 11	LG' 12	LG' 13	LG' 14	LG' 15	LG' 16	LG' 17	LG' 18	LG' 19	LG' 20	Média do Par
Par	1	485	552	496	627	693	400	644	407	793	454	754	504	607	213	850	804	192	161	182	344	508
	2	360	418	360	425	504	253	458	346	605	335	454	325	415	128	512	502	193	149	185	309	362
	3	302	356	299	339	418	194	376	315	517	280	338	252	332	96	381	381	193	143	188	290	299
	4	456	480	463	510	634	338	572	383	725	439	600	409	482	194	795	605	233	204	254	345	456
	5	339	364	337	346	461	214	407	326	553	324	362	265	330	117	479	377	234	189	259	310	330
	6	284	309	280	276	382	164	334	297	473	272	269	205	264	87	356	286	234	180	262	291	275
	7	439	439	444	447	599	304	531	369	685	431	519	359	417	182	761	504	264	236	315	346	430
	8	326	333	323	303	435	192	378	314	523	318	313	232	285	110	459	315	264	219	321	311	314
	9	273	283	268	242	361	147	310	286	446	266	233	180	228	82	341	239	265	209	325	292	264
	10	423	404	426	395	567	275	495	356	649	422	453	317	363	172	731	425	296	272	385	347	409
	11	314	306	310	268	412	174	352	303	495	312	273	205	248	104	441	265	297	252	393	312	302
	12	264	260	257	213	342	133	289	276	423	261	203	159	198	77	328	201	297	241	397	293	256
Média do Material		355	375	355	366	484	232	429	331	574	343	397	284	347	130	536	409	247	205	289	316	

Os valores de MR encontrados revelam algumas divergências em seus resultados. Ao considerar um conjunto global de 260 valores apresentados na Figura 2 (a), observou-se um intervalo de dispersão que vai do menor valor para o maior, equivalente a 772,7 MPa, com um valor médio de 350,29 MPa. Por outro lado, ao analisar o conjunto de valores médios de MR para cada par de tensão, conforme a Figura 2 (b), esse intervalo de dispersão diminui para 443,81 MPa, mantendo o valor médio. Essa análise global revela uma grande variação nos resultados, sugerindo que mesmo materiais com a mesma classificação e energia de compactação podem apresentar valores de MR consideravelmente diferentes. Isso ressalta a necessidade de realizar ensaios de caracterização mecânica específicos para cada tipo de solo, ao invés de adotar valores estimados, a fim de garantir uma avaliação mais precisa de suas propriedades de resiliência.

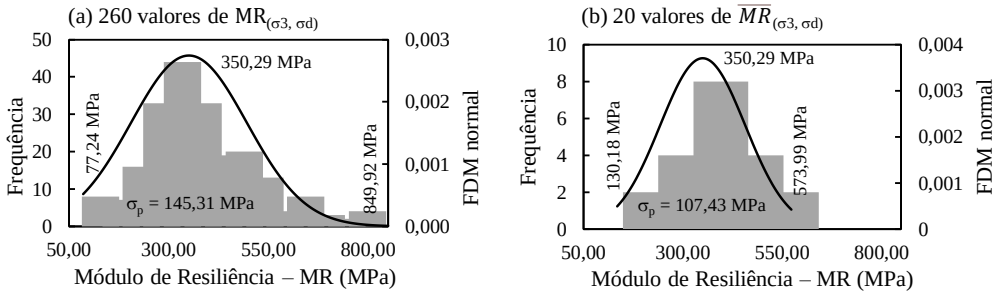


Figura 1. Distribuição de frequência dos valores de MR.

Ao avaliar separadamente os valores de MR obtidos para cada conjunto de pares de tensões (Figura 3), foi possível obter um melhor entendimento da variação dos valores em torno dos pares de tensões aplicados. Observou-se que ao analisar os pares com razão entre tensões (σ_1/σ_3) igual a 2 (1, 4, 7, 10), os valores de desvio

padrão foram consideravelmente maiores do que os pares com razão 3 (2, 5, 8, 11) e razão 4 (3, 6, 9, 12). Além disso, os valores de desvio padrão mostram uma tendência em diminuir à medida que as razões aumentam, evidenciando a tendência de a presente classe de solos apresentarem uma maior variação nos valores de MR quando estão sujeitos a tensões desviadoras próximas às tensões confinantes. À medida que essa ação desviadora aumenta, os valores de MR tendem a apresentar uma menor faixa de variação e, consequentemente, maiores confiabilidades na representação do comportamento resiliente.

Dessa forma, percebe-se que com maiores razões de tensões e valores mais altos de tensões confinantes, a faixa de variação dos valores de MR tende a diminuir. No entanto, é importante destacar que as tensões que atuam nas camadas compostas por solos argilosos lateríticos nem sempre se enquadram nesse comportamento. Pode acontecer de essas camadas apresentarem pares de tensões que resultarão em valores de desvio padrão elevados. Isso ressalta a necessidade de conhecer as tensões que atingirão essas camadas específicas para estabelecer parâmetros de confiabilidade mais precisos, considerando a variabilidade desses materiais diante de diferentes condições de carregamento.

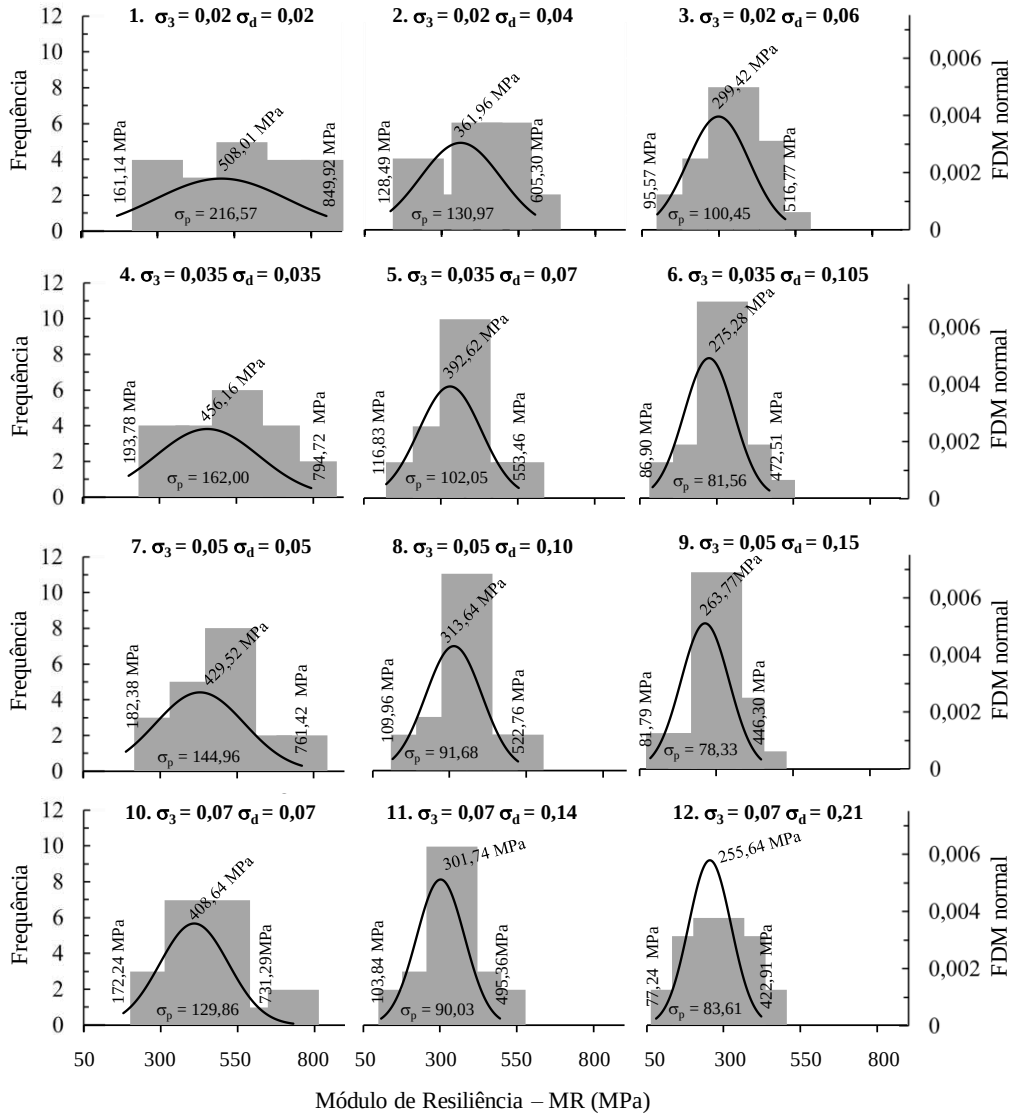


Figura 2. Distribuição de frequência dos valores de MR pelos pares de tensões avaliados

Na Figura 3 (a), são apresentados os valores máximos, médios e mínimos de MR. Nota-se a presença de *outliers*, especialmente para os valores médios e mínimos de MR. *Outliers* são pontos de dados que se diferenciam significativamente da maioria dos outros dados, representando valores atípicos que podem ser resultado de variabilidade na medição, ou indicar um erro experimental ou uma particularidade na amostra.

Na Figura 3 (b), os valores de correlação são determinados pelo método de Spearman. Este método é utilizado para medir a força e a direção da associação entre duas variáveis classificadas.

A análise revela que quanto maior a porcentagem de areia, menor é a porcentagem de argila, e vice-versa, comportamento típico e esperado em solos. Além disso, um aumento na porcentagem de silte está associado a uma diminuição nos valores de MR. Observa-se também que o aumento na MEAS está fortemente relacionado a uma diminuição em $w_{ót}$.

Quanto às variáveis do modelo composto k1 e k3, sugere-se que estas tendem a aumentar ou diminuir juntas. Dessa forma, o comportamento desses solos argilosos é dependente da tensão desvio, conforme elucidado e consolidado na literatura. Adicionalmente, o aumento da fração de silte está relacionado a um aumento em $w_{ót}$. Enquanto uma maior fração de areia tende a aumentar o MR, a presença de silte tende a reduzi-lo. À medida que $w_{ót}$ aumenta, o MR tende a diminuir, reforçando a complexa interação entre as características do solo e suas propriedades mecânicas. Por fim, um aumento na areia está de alguma forma relacionado a um aumento no valor de d', relacionado a classificação MCT.

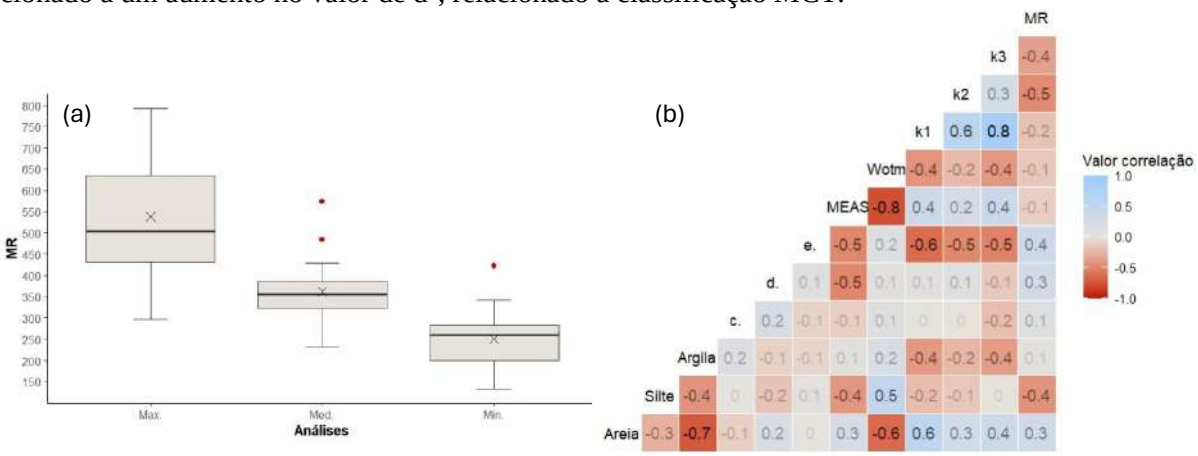


Figura 3. Análises Estatísticas: (a) Box Plot e (b) Correlação entre os parâmetros do solo LG'.

5 CONSIDERAÇOES FINAIS

Por meio de uma revisão da literatura científica, foi possível construir um banco de dados com 20 solos argilosos lateríticos compactados sob energia intermediária, que foram caracterizados seguindo as mesmas normativas para a caracterização elástica dos materiais. A integração de informações sobre a caracterização física, classificação MCT e de deformabilidade elástica desses solos proporcionaram percepções importantes sobre suas propriedades.

A análise estatística dos resultados de MR revelaram que maiores razões de tensões e valores mais altos de tensões confinantes estão associadas a uma menor variação nesses parâmetros, aumentando a confiabilidade na representação do comportamento resiliente desses materiais. No entanto, ressalta-se que nem todos os solos argilosos lateríticos seguem um padrão uniforme de comportamento, como evidenciado pelas variações nos resultados de MR, mesmo para solos classificados na mesma classe de MCT e submetidos à mesma energia de compactação.

Além disso, as correlações utilizando o método de Spearman revelaram padrões importantes nas propriedades dos solos argilosos lateríticos, como a relação entre a porcentagem de areia, argila e silte com os valores de MR. Isso ressalta a complexidade das interações entre as características físicas do solo e suas propriedades.

Dessa forma, embora o banco de dados seja muito relevante, é imprescindível realizar a caracterização do comportamento resiliente e deformabilidade de todos os materiais. Nesse contexto, o banco de dados se consagra como uma ferramenta que gera um indicativo do comportamento dos solos lateríticos. Entretanto, salienta-se que embora os materiais apresentem parâmetros semelhantes e a mesma classificação MCT, as pequenas divergências entre eles, resultam em comportamentos resilientes diferentes, denotando a importância dos ensaios laboratoriais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES, CNPq e UFSM pelo fomento às pesquisas realizadas. Também agradecem a Owntec Soluções em Engenharia pelo apoio e projetos desenvolvidos em conjunto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Dalla Roza, A. E. (2018). *Contribuição para projeto mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos na região norte do estado do Mato Grosso*. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro.

Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes (2018). DNIT ME 134: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 18p.

Guimarães, A. C. R (2009). *Um Método Mecanítico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos*. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

Guimarães, A. C. R. (2001). *Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis*. Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

Lima, C. D. A. (2020) *Avaliação da deformação permanente de materiais de pavimentação a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas*. Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro.

Lima, C. D. A. et al. (2018). Contribution to the study of Brazilian tropical soils as pavement materials. In: *13th ISAP (International Society for Asphalt Pavements) Conference on Asphalt Pavements*, ISAP 2018, Proceedings..., Fortaleza, CE.

Martins, G. A.; Domingues, O. (2017). *Estatística Geral e Aplicada*, 6ª edição. Grupo GEN, 2017. E-book. ISBN 9788597012682.

Marangon, M. (2004). *Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilização Solos Lateríticos Locais a Partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência*. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

MEDINA, J., MOTTA, L.M.G. Mecânica dos Pavimentos. Rio de Janeiro, RJ. Editora Interciência. 3ª ed., 2015.

Medrado, W. A. (2009). *Caracterização geotécnica de solo da região norte de Minas Gerais para aplicação em obras rodoviárias.* Tese de Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica. UFOP. Ouro Preto, MG.

Nogami, J. S. e Villibor, D. F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. Ed. Villibor. São Paulo.

Norback, C. (2018). *Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solos-brita.* Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

Pascoal, P. T. (2020). *Estudo da influência da compactação no comportamento resiliente e deformação permanente de solo laterítico do Rio Grande do Sul*. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria. Rio Grande do Sul.

Pascoal, P. T., Sagrilo, A. V., Baroni, M., Specht, L. P., Pereira, D. S. (2021). *Evaluation of the influence of compaction energy on the resilient behavior of lateritic soil in the field and laboratory*. Soils & Rocks, 44 (4).

Pezo, R. F., Claros, G, Hudson, W. R., Stokoe Ii, K. H. (1992). *Development of reliable resilient modulus test for subgrade and non-granular subbase materials for use in routine pavement design*. Research Report.

Santos, T. A. dos. (2020). *A influência da sucção na deformabilidade de subleitos rodoviários: efeitos da variação de umidade, método de compactação e gênese dos solos*. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Santa Maria, RS.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/696

Mudanças Climáticas: Impactos em Obras de Infraestrutura e os Desafios para a Engenharia Geotécnica

Mariana Fantinel Cirolini
Discente de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, cirolini.mariana@gmail.com

Paula Taiane Pascoal
Discente do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, paulatpascoal@gmail.com

Magnos Baroni
Docente da Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, magnos.baroni@gmail.com

RESUMO: Ao longo dos anos, eventos climáticos extremos têm se manifestado em uma frequência crescente. Como consequência, precipitações intensas e ondas de calor estão aumentando com o passar dos anos. O Brasil, devido à sua vasta extensão territorial e ao clima tropical, está diretamente suscetível aos impactos adversos das mudanças climáticas, incluindo inundações e temperaturas elevadas. No transcorrer de 2023, o país foi testemunha de uma onda de calor sem precedentes na região central, associada a enchentes e inundações, causando devastação em municípios do estado do Rio Grande do Sul. Os efeitos de tais eventos climáticos na infraestrutura rodoviária e na engenharia geotécnica tem sido multifacetados, abrangendo desde patologias na malha rodoviária até deslizamentos de encostas. Ademais, os desastres ambientais globais representam uma ameaça palpável à segurança da população, sendo de extrema importância mitigar os danos causados. Diante desse contexto, esta pesquisa objetivou realizar uma revisão sistemática abrangente sobre os impactos da mudança climática, com foco principal na infraestrutura rodoviária e nos eventos climáticos extremos ocorridos em novembro de 2023 no estado do Rio Grande do Sul.

PALAVRAS-CHAVE: Resiliência Climática, Infraestrutura Rodoviária, Precipitação, Eventos Extremos.

ABSTRACT: Over the years, extreme weather events have been occurring with increasing frequency. As a consequence, heavy precipitation and heatwaves are on the rise. Brazil, due to its vast territorial expanse and tropical climate, is directly susceptible to the adverse impacts of climate change, including floods and high temperatures. In the course of 2023, the country witnessed an unprecedented heatwave in the central region, accompanied by floods and inundations, causing devastation in municipalities of the state of Rio Grande do Sul. The effects of such weather events on road infrastructure and geotechnical engineering have been multifaceted, ranging from road network pathologies to landslides. Furthermore, global environmental disasters represent a palpable threat to public safety, making it extremely important to mitigate the damages. In this context, this research aims to conduct a comprehensive systematic review on the impacts of climate change, with a primary focus on road infrastructure and extreme weather events that occurred in November 2023 in the state of Rio Grande do Sul.

KEYWORDS: Climate Resilience, Road Infrastructure, Precipitation, Extreme Events.

1 INTRODUÇÃO

Eventos climáticos extremos têm se tornado crescentes em todas as regiões ao redor do globo. Segundo o relatório da Organização Meteorológica Mundial (OMM, 2024), o ano de 2023 foi o mais quente já registrado nos últimos 174 anos, atingindo cerca de 1,45°C acima dos níveis pré-industriais. Com isso, fenômenos climáticos extremos estão cada vez mais recorrentes, como chuvas frequentes, secas mais duradouras, aumento dos níveis do mar e da temperatura. O Painel Intergovernamental sobre Mudanças Climáticas alerta que, à medida que as emissões de gases do efeito estufa e a degradação ambiental atribuída

às atividades humanas persistirem, é esperado que tal cenário se intensifique ao longo dos próximos anos (IPCC, 2023).

Com o aumento da frenquência da ocorrência de eventos climáticos extremos, torna-se imprescindível planejar e construir infraestruturas resilientes, capazes de se adaptar às novas condições impostas pelo ambiente. Tipos diferentes de infraestrutura apresentam variados graus de susceptibilidade às mudanças climáticas. Entender e quantificar a grandeza de tais riscos é fundamental para plaejar estratégicas de adaptação eficazes, tendo em vista a segurança e bem estar da população (FORZIERIA et al., 2018). A resiliência de uma estrutura de engenharia consiste na capacidade de absorver e se recuperar de desastres, além de se adaptar às novas condições . Sendo assim, torna-se inadiável projetar e garantir infraestruturas resilientes aos desastres naturias, dos quais muitos são acentuados pelas mudanças climáticas (ARGYROUDIS et al., 2020).

O Ministério dos Transportes juntamente com o apoio do Ministério da Ciência, Tecnologia e Inovação e do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais propuseram o projeto AdaptaVias, que visa realizar um levantamento dos impactos e riscos das mudanças climáticas sobre a infraestrutura federal de transportes terrestres, tanto para rodovias quanto ferrovias, para às existentes e às projetadas. Esse projeto fornece informações essenciais para tomadas de decisões relacionadas à adaptação aos impactos provocados pela mudança do clima. Tal projeto elucida alguns impactos à infraestrutura rodoviária, com destaque a maior sensibilidade do ligante asfáltico e deformação plástica do pavimento devido às altas temperaturas; a diminuição da vida útil do pavimento; sobrecarga dos sistemas de drenagem; deslocamento de massa de solo e alteração nos níveis de umidade do solo em casos de precipitação intensa (GOV, 2023).

Ademais, uma das principais consequências das alterações climáticas é o aumento das temperaturas na superficie terrestre. As elevadas temperaturas e ondas de calor podem afetar as camadas betuminosas do pavimento, incluindo a camada asfáltica e a camada de base ligada, uma vez que tais camadas possuem comportamento viscoso, podendo apresentar resposta elástica e plástica às cargas e temperaturas e impactando na capacidade de resistir às deformações (QIAO, 2015; FACCIN, 2018).

No Painel Intergovernamental de Mudanças Climáticas AR6 Climate Change (2021) é demonstrado um incremento das temperaturas no Brasil nos últimos 60 anos, fazendo uma projeção que sugere a mesma tendência de crescimento para o futuro. Apesar da grande importância das temperaturas na pavimentação, os atuais métodos de dimensionamento de pavimentos e seleção de materiais no Brasil não levam em consideração a temperatura. Schuster et al. (2022) elucidaram esse fato, demonstrando que no novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), o ensaio de fadiga e rigidez para misturas asfálticas considera apenas a temperatura fixa de 25°C para ensaios laboratoriais de caracterização. Dessa forma, acende um alerta para o desenvolvimento de novas metodologias capazes de considerar as amplitudes de temperatura em projetos de pavimentos.

Paralelamente a isso, entre os anos de 1995 e 2014, o Brasil registrou mais de oito mil casos de danos às infraestruturas rodoviárias motivados por fatores climáticos, somando um prejuizo de R$ 26,9 bilhões ao país (WORLD BANK, 2016). As alterações climáticas geram custos adicionais de manutenção, recuperação e construção de rodovias que acabam sendo danificados eventualmente por alguma consequência das alterações climáticas. Devido à isso, é necessário adotar uma visão de longo prazo no planejamento de transportes.

Avaliar os efeitos das mudanças climáticas na infraestrutura é uma tarefa desafiadora, uma vez que às metodologias científicas ainda estão em desenvolvimento. Um dos problemas centrais na busca por soluções para os efeitos das alterações climáticas que atingem a área de infraestrutura de transportes está relacionado a dificuldade de entender os desafios do clima, uma vez que são de longo prazo e não lineares (ARGYROUDIS et al., 2021). Sendo assim, torna-se necessário gerir de maneira eficaz e eficiente os potenciais impactos destes eventos metereológicos a fim de garantir que a rede de transportes possa suportar tais impactos (NATIONAL HIGHWAYS, 2023).

Com o aumento exponencial de eventos climáticos extremos, é de extrema importância projetar obras geotécnicas que resistam à tais interperies, a fim de garantir bom comportamento ao longo da vida útil e principalmente a segurança da população. Tendo em vista tais mudanças do clima, em junho de 2023, a National Highways do Reino Unido (2023), publicou um relatório de adaptação das leis climáticas destacando o risco para ativos geotécnicos resultantes de precipitações extremas. Tal relatório também resaltou alguns efeitos climáticos que devem ser levados em consideração em projetos geotécnicos, tais como: aumento do nível do mar; surgimento de tempestades; vento de alta velocidade; diminuição da umidade do solo;

congelamento e descongelamento do solo.

O Brasil, por apresentar uma vasta extensão territorial e clima tropical, está suscetível aos impactos das alterações climáticas, como inundações e temperaturas elevadas. Em 2023, o país experimentou uma onda de enchentes e inundações na região sul do território nacional, além de um calor sem precedentes na região central. Conforme reportado pelo Portal do Estado do Rio Grande do Sul, mais de 130 municípios foram impactados pelas precipitações intensas ocorridas no mês de novembro de 2023 (BRASIL DE FATO RS, 2023). Os efeitos desses eventos climáticos na infraestrutura são diversos, incluindo deslizamento de encostas e inundações de rodovias e ferrovias.

Conforme demonstrado no projeto AdaptaVias (2021), as principais ameaças climáticas que causam danos a infraestrutura de transportes terrestres no Brasil estão relacionadas ao aumento da temperatura, da precipitação e a intensidade dos ventos. Diante do supracitado, o presente trabalho tem como objetivo compilar informações relevantes acerca do tema resiliência climática. Desta forma, buscou-se a partir de uma revisão na literatura e sistemática, compreender a importância de atentar-se para as mudanças climáticas e os efeitos destas em obras de engenharia. Além disso, busca-se identificar os impactos das mudanças climáticas em obras geotécnicas e de infraestrutura rodoviária, com ênfase nos eventos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul em 2023.

2 METODOLOGIA

Devido ao fato de resiliência climática ser uma temática que vem sendo discutida nos últimos anos, embora pouco abordada cientificamente, o presente artigo é estruturado na forma de revisão da literatura, apontando pontos de causa e efeitos das mudanças climáticas, em especial nas estruturas de pavimentos. O intuito principal desta pesquisa é compartilhar os conhecimentos e conclusões acerca de eventos climáticos extremos que vem ocorrendo no Brasil, com ênfase no estado do Rio Grande do Sul. Desta forma, um dos objetivos foi realizar uma analise da série histórica de precipitações e temperaturas no estado, tal como elucidar as consequências do aumento dos níveis de chuva e ondas de calor para diferentes municipios do estado do Rio Grande do Sul, com destaque aos desastres ocorridos em novembro de 2023. Foram realizados levantamento de dados sobre precipitação, temperatura média, máxima e mínima entre os anos de 1961 e 2020 e 2023 em nove cidades do estado, com base nos registros disponibilizados pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET, 2024).

Além disso, foram compiladas as principais conclusões e considerações realizadas por diferentes frentes de pesquisa, em relação aos impactos gerados na infraestrutura rodoviária. Assim, expõem-se as principais consequências das alterações climáticas nos pavimentos. Nesse sentido, discute-se acerca dos efeitos das ondas de calor assim como do aumento da frequência de precipitações intensas e ocorrência de eventos extremos na região sul do país. Sendo assim, a principal contribuição do presente artigo, é a ampla discussão acerca dessa temática tão relevante e, ainda, pouco discutida. Ainda, é o produto inicial de um projeto que se inicia no meio acadêmico.

3 HISTÓRICO DE CHUVAS, SECAS E TEMPERATURAS NO RS

As ameaças causadas pelas mudanças climáticas podem causar sérios danos à infraestrutura rodoviária e à segurança do usuário. Uma das principais ameças aos pavimentos são as precipitações intensas que podem ser indicadas de algumas maneiras, tais como: máxima precipitação anual em um dia; precipitação pluviométrica em 24 horas relevante; elevação da precipitação máxima anual; precipitação extrema acima de 50 mm por dia; precipitação máxima em 5 dias consecutivos; precipitação máxima mensal; precipitação total anual. Além disso, outra ameaça que gera danos ao pavimento são as ondas de calor, que podem ser indicadas por temperatura máxima anual, elevação da temperatura máxima anual, temperatura do ar no inverno, temperatura do ar no verão e temperatura média diária.

O ano de 2023 foi marcado pelo El Niño, o fenômeno que provoca no Sul do país um inverno mais quente e primavera mais chuvosa (GRIMM e ACEITUNO, 2015). Tal evento, trouxe diversas consequencias para o estado do Rio Grande do Sul, como períodos prolongados de chuvas e inundações. Somente no mês de novembro, as chuvas causaram estragos em 138 municípios, deixando mais de 10 mil pessoas desabrigadas (BRASIL DE FATO RS, 2023).

O estado do Rio Grande do Sul apresenta estações bem definidas, com um verão quente e seco, e com invernos chuvosos e frios. Entre os anos 1961 e 1990, a média anual de precipitação no estado foi de 1554 mm, ao passo que entre 1991 e 2020 a média anual foi de 1665 mm, representando um incremento de 7,14% a mais que nas décadas anteriores, segundo dados do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET, 2024). Em relação à temperatura média, entre os anos de 1961 e 1990, a média anual foi de 18,1°C, enquanto entre os anos de 1991 e 2020, a média anual foi de 23,3°C, resultando em um aumento de 5,2°C na temperatura média do estado.

A fim de entender de maneira mais precisa a intensidade dos eventos ocorridos no estado, foram analisados dados de precipitação e temperatura no estado do Rio Grande do Sul entre os anos de 1961 e 2020 e no ano de 2023 com ênfase no mês de novembro, data em que ocorreram fortes enchentes ao redor do estado a partir dos dados fornecidos pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Foram analisadas informações fornecidas pelas estações metereológicas presentes em nove cidades gaúchas distintas, sendo elas: Santa Maria, Porto Alegre, Rio Grande, Santana do Livramento, Passo Fundo, Bento Gonçalves, Bagé, Uruguaiana e Torres.

Com base nesses dados, apresentam-se na Figura 1, o compilado das precipitações e temperaturas anual e no mês de novembro de 2023, sendo possível analisar as relações entre precipitação anual e no mês de novembro para cada cidade apresentada. Com base nos dados de precipitação, fica constatado que a média da precipitação anual para o ano de 2023 no estado foi de 1840 mm, apresentando uma média mensal de 153 mm, enquanto entre os anos de 1961 e 2020 a média de precipitação anual de 1610 mm e média mensal de 134 mm, resultando em um aumento de 12,20%. Em relação ao mês de novembro de 2023, a média de precipitação foi de 278,91 mm, já a média de novembro entre os anos de 1961 e 2020 foi de 76 mm. Em 2023, o minicípio que apresentou maior média mensal de precipitação foi de 226 mm em Passo Fundo, em paralelo, o que apresentou a menor média foi Uruguaiana com 103 mm mensais.

No que tange às temperaturas, entre os anos de 1961 e 1990 a média anual de temperatura foi de 18,1°C, enquanto entre os anos de 1991 e 2020 a média foi de 23,5°C, representando um aumento de 5,4°C na média das temperaturas. Nota-se que a média de temperatura no mês de novembro não se altera muito em cada cidade, sendo a mais alta no município de Uruguaiana, com 22,8°C e a mais baixa na cidade Bento Gonçalves com 19,4°C.

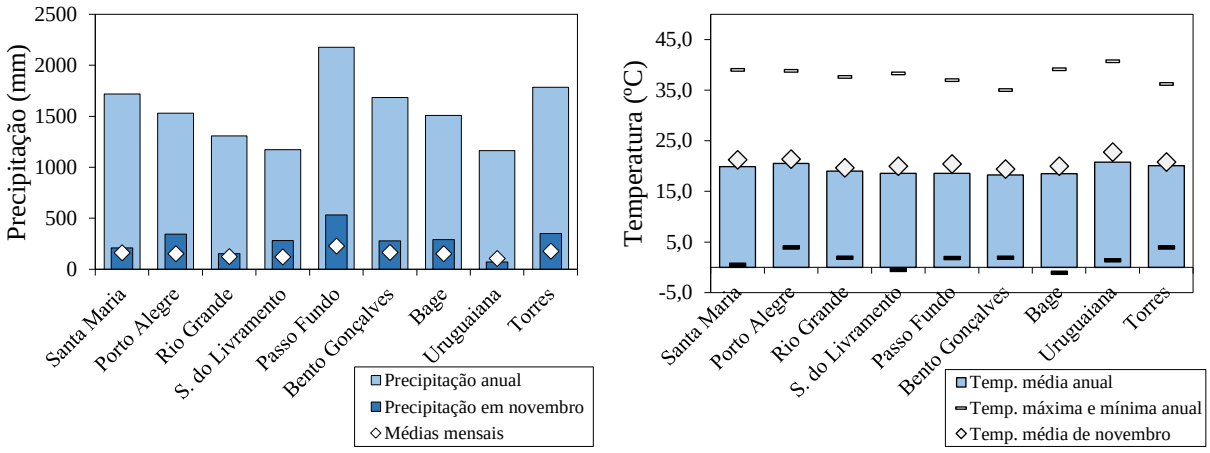


Figura 1. Séries histórias de precipitação e temperatura no estado do Rio Grande do Sul no ano de 2023.

4 INFRAESTRUTURA RODOVIÁRIA

Devido ao aumento na frequência e na intensidade de eventos climáticos extremos, a vida útil da infraestrutura rodoviária pode ser reduzida. O aumento na temperatura da superfície terrestre tal como o incremento de eventos com precipitações elevadas vêm gerando um desgaste nos pavimentos em todo o território nacional. Tais impactos podem ser vistos pelo surgimento de patologias, desde o subleito rodoviário até o revestimento asfáltico.

A ocorrência sazonal de exposição a diferentes condições de temperatura e saturação, acaba perturbando o equilibrio das camadas do pavimento e causando impactos à infraestrutura rodoviária. O

aumento das temperaturas médias trás preocupações com a integridade, em especial do revestimento asfáltico, uma vez que elevadas temperaturas podem gerar danos como deflexões elevadas e transversais (NATIONAL RESEARCH COUNCIL, 2008; DAWSON, 2014; DAWSON et al., 2016; SONG et al., 2018).. Tal impacto ambiental gera prejuizos bilionários para o Brasil, sendo necessário, por exemplo o estudo para uma melhor seleção de ligantes asfálticos devido à variante climática (SCHUSTER, 2022). Diversas investigações têm analisado como as mudanças climáticas afetam a escolha de ligantes asfálticos, utilizando modelos de projeção da temperatura do ar para os anos seguintes. Estudos conduzidos por Viola e Celauro (2015) na Itália, Underwood et al. (2017) nos Estados Unidos, e Swarna et al. (2021) no Canadá, observaram variações nos níveis de desempenho esperados para os ligantes, evidenciando a persistência do impacto climático sobre os materiais asfálticos nos próximos anos.

De maneira análoga, os solos compactados presentes em aterros rodoviários, estão expostos a uma série de mudanças, resultadas da interação solo-atmosfera. Muitas vezes, tais interações se agravam frente a eventos de precipitação, umidade relativa do ar e alterações na temperatura da superfície (WALKER et al., 2023). Outrossim, é imprescindível investigar o comportamento hidromecânico do subleito do pavimento frente as mudanças climáticas. Às variações das condições tendem a modificar a umidade nos pavimentos seja pelas águas provenientes do lençol freático, capilaridade, infiltração lateral pelas bordas, infiltração vertical ou por percolação, como demonstrado na Figura 2.

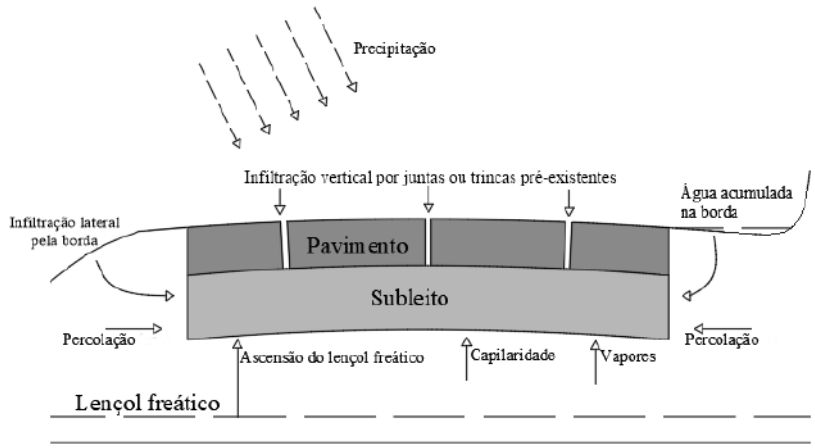


Figura 2. Acesso da água na estrutura de pavimentos (CUSTÓDIO et al., 2021).

Quando a capacidade de infiltração do solo é menor que a intensidade das chuvas, ocorre o escoamento ou alagamento do subleito até que o mesmo atinja a saturação. Após esse ponto, a água da chuva continuará a penetrar no subleito de maneira contínua. Quando cessada a chuva, a profundidade máxima de infiltração que a água precipitada pode penetrar é descrita como zona de perturbação, ou seja, a profundidade atingida pela água da chuva (JING, 2023). Com a alteração de umidade do subleito e sem a presença de um sistema de drenagem eficiente, há uma variação no módulo de resiliência e na deformação permanente do material constituinte, podendo resultar em defeitos na estrutura do pavimento, como trincamento por fadiga e afundamento de trilho de roda (ATR).

O aumento na ocorrência de precipitações intensas pode gerar possíveis impactos à infraestrutura rodoviária, como o aumento de inundações em rodovias pavimentadas e não pavimentadas (NATIONAL RESEARCH COUNCIL, 2008; DAWSON et al., 2016), diminuição da vida útil do pavimento causado por danos prematuros nos materiais e estrutura (MNDAWE et al., 2015; DAWSON, 2014; RATTANACHOT et al., 2015), sobrecarga na drenagem do pavimento (NATIONAL RESEARCH COUNCIL, 2008; EVANS et al. 2009; DAWSON, 2014; WORLD BANK, 2017) e erosão das camadas do pavimento (NEMRY E DEMIREL, 2012; DAWSON et al., 2016).

Outro fator gerado pela alta nos níveis de precipitação são deslocamentos de massa de solo que ocorrem de maneira mais frequente (EVANS et al., 2009; NEMRY E DEMIREL, 2012; RATTANACHOT et al., 2015; DNIT , 2017). A exemplo disso, devida às intensas chuvas ocorridas em novembro de 2023 no estado do Rio Grande do Sul, cerca de 70 pontos de estradas ficaram bloqueadas, parte delas por problemas geotécnicos como deslizamento de encosta, queda de barreira, pista submersa e erosão do asfalto. Algumas dessas rodovias

que sofreram algum tipo de dano causado pelo auto volume de precipitação foram a BR 116, BR 290, BR 153 e a BR 470. Em paralelo a isso, no município de Gramado ocorreu um deslizamento de encosta resultando no desmoronamento de um edificio. Segundo a avaliação técnica pós-desastre do Serviço Geológico do Brasil (SGB-CPRM, 2023), o que ocorreu neste caso foi um processo de rastejo do solo, ou seja, movimentos lentos e gravitacionais de massa, podendo ser contínuos ou pulsantes e que se agravam com precipitações intensas.

Conforme explícito na Figura 1, as precipitações médias no estado do Rio Grande do Sul vêm crescendo, com isso, fica evidente a necessidade de ter no pavimento camadas capazes de minimizar os possíveis danos gerados pelas chuvas e eventos extremos. Desta forma, a execução correta das camadas terrosas, associado ao uso de dispositivos de drenagem eficientes, tendem a ser uma alternativa viável. Ainda, conforme Sagrilo (2024), em regiões sujeitas a inundações, é importante a implementação de uma camada de material que possua uma distribuição granulométrica aberta no pavimento, como brita graduada simples e macadame seco, a fim de obter uma contutividade hidráulica maior, auxiliando na drenagem da rodovia.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir de uma vasta investigação sistemática, foi possível analisar a importância de compreender as dimensões e consequências das mudanças climáticas para a infraestrutura rodoviária e obras geotécnicas. Com o presente estudo, evidenciou-se os impactos gerados ao pavimento e infraestrutura geotécnica causados pelos altos níveis de precipitação e pela influência da temperatura. No que tange a revisão que fora realizado, foi verificado que, embora seja uma temática extremamente relevante, ainda carece de pesquisas e de divulgação científica, principalmente no Brasil.

No que diz respeito às chuvas intensas, salienta-se a diminuição da vida útil da rodovia por consequência, principalmente, da sobrecarga nas camadas drenantes do pavimento. Paralelamente a isso, gera-se um aumento do grau de saturação do solo de subleito rodoviário podendo causar patologias no pavimento, como afundamento de trilha de roda e trincamento por fadiga. No que tange o aumento da temperatura média e ondas de calor mais frequêntes, fica notório que a principal consequência de temperaturas mais altas é no revestimento asfáltico, uma vez que quando elevada sua temperatura há alterações nas propriedades viscoelásticas do material e danos como deflexões elevadas, com isso, gerando prejuízos bilionários. Esse prejuízos são para as vias existentes e também refletirão aos novos projetos, enquanto a temperatura não for um critério de projeto.

Fica explicita as consequências das alterações climáticas para a população a partir do estudo dos desastres ocorridos em municípios do estado do Rio Grande do Sul, no mês de novembro de 2023. Com as precipitações intensas ocorridas em tal período no estado gaúcho, as consequências para os moradores e para os usuários das vias foram diversas, como inundações, desmoronamentos e bloqueios devido aos problemas com erosão do solo e queda de barreiras. Destaca-se, também, o desabamento de um edifício residencial no município de Gramado/RS devido aos altos índices pluviométricos da região que causaram saturação do solo e, por consequência, ocorreu o processo de rastejo do solo. Com isso, urge a necessidade de fomentar pesquisas relacionadas às consequências geradas pelas mudanças climáticas na infraestrutura de transporte e em obras geotécnicas, a fim de garantir, principalmente, segurança a população. Ressalta-se que, o presente artigo, foi fruto da etapa inicial de um projeto que está em desenvolvimento dentro da Universidade Federal de Santa Maria, em que tem como objetivo, trazer novas soluções e disseminar o conhecimento na engenharia geotécnica.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES, CNPq, DNIT, Owntec Soluções em Engenharia e a UFSM pelo incentivo e fomento à pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Argyroudis S. A., et al. (2020), *Resilience assessment framework for critical infrastructure in a multi-hazard environment: Case study on transport assets*, Science of the Total Environmet, volume 714.

"Chuvas deixam quatro mortos e mais de 10 mil desabrigados no Rio Grande do Sul" (2023). Disponível em < https://www.brasildefators.com.br/2023/11/20/chuvas-deixam-quatro-mortos-e-mais-de-10-mil-desabrigados-no-rio-grande-do-sul >. Acessado em 09 mar. 2024.

Custódio, D. A. S., et. al. (2021). Revista Ibero-Americana de Ciências Ambientais, v.12 –n.2, p. 2-10.

Dawson A. (2014). Anticipating and responding to pavement performance as climate changes. *Green Energy and Technology*. p. 127-157.

Dawson A., et. al. (2016). UK climate change risk assessment evidence report: chapter 4, Infrastructure.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2017). Atlas do Plano de Adaptação de Rodovias Federais (PARF).

Evans, C., Tsolakis, D., & Naude, C. (2009). Framework to address the climate change impacts on road infrastructure assets and operations. *Engineering, Environmental Science.*

Faccin C. (2018), *Concretos asfálticos em utilização no Rio Grande do Sul: Comportamento mecânico e desempenho em campo quanto à deformação permanente.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria / UFSM, 22-26 p.

Forzieri G., et. al. (2018), Escalating impacts of climate extremes on critical infraestructures in Europe.

Geotechnical Climate Change Adaptation Plan (2023). National Highways, junho 2023 volume 2, p. 6-22.

Grimm A. M. e Aceituno P. (2015) Estudio de la influencia de enso sobre el clima de América del Sul realizado durante década de 1980, Revista Brasileira de Meteorologia, volume 30 n.4, 351-357 p.

Instituto Nacional de Meteorologia (2024). Disponível em < https://portal.inmet.gov.br/normais >. Acessado em 10 mar. 2024.

Jing P., et. al. (2023). Hydraulic behavior of Sandy subgrade under extreme rainfall in Alashan, China. *Transportation Geotechnics 42*, p. 2-4.

Mndawe, M. B., Ndambuki, J. M., Kupolati, W. K., Badejo, A. A., & Dunbar, R. (2015). Assessment of the effects of climate change on the performance of pavement subgrade. *African Journal of Science, Technology, Innovation and Development*, 7(2), 111–115.

Nações Unidas Brasil (2024). Disponível em < https://brasil.un.org/pt-br/257750-onu-confirma-que-2023-bate-recorde-de-temperatura-global >. Acessado em 12 mar. 2024.

National Research Coucil (2008). Potential impacts of climate change on U.S. transportation: Spacial report 290. *The National Academies Press*, Washington, DC.

Nemry, F. & Demirel, H. (2012). Impacts of climate change on transport: a focus on road and rail transport infrastructures. *Luxembourg: Publications Office.*

Painel Intergovernamental sobre Mudança Climática (2023). Mudança do Clima 2023, Relatório Síntese. Disponível em: < https://www.gov.br/mcti/pt-br/acompanhe-o-mcti/sirene/publicacoes/relatorios-do-ipcc/arquivos/pdf/copy_of_IPCC_Longer_Report_2023_Portugues.pdf>. Acesso em: 10 abr. 2024.

Projeto AdaptaVias (2024). Disponível em: < https://www.gov.br/transportes/pt-br/assuntos/sustentabilidade/projeto-adaptavias >. Acesso em: 04 abr. 2024.

Qiao Y. (2015) *Flexible Pavements and Climate Change: Impact of climate change on the performance, maintenance, and life-cycle costs of flexible pavements.* Doctor of Philosophy.

Rattanachot, W., Wang, Y., Chong, D., & Suwansawas, S. (2015). Adaptation strategies of transport infrastructures to global climate change. *Transport Policy*, 41, 159–166.

Serviço Geológico do Brasil, Programa Gestão de Riscos e Desastres, Mapeamentos Geológicos-geotécnicos voltados para a prevençao de desastres (2023). Avaliação Técnica Pós-Desastre, Gramado RS. P. 14-17

Shuster S. L., et. al. (2022). Impacto das mudanças climáticas na seleção de ligantes asfálticos no Brasil considerando o grau de desempenho (PG). Rio Oil e Gas Expo And Conference 2022, Rio de Janeiro.

Swarna S. T., Hossain K., Pandya H., Metha Y. A. (2021). Assessing climate change impact on asphalt binder grade selection and its implications. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board 2675*, p. 1-10.

Underwood B. S., Guido Z., Gudipudi P.P, Feinberg Y. (2017). Increased costs to US pavement infraestructure from future temperature rise. *Nature Climate Change, 7*, p. 704-707.

Viola F., Celauro C. (2015). Effect of climate change on asphalt binder selection for road construction in Italy. *Transportation Research Part D: Transport and Environment* 37, p. 40-47.

Walker C., Heitor A., Clarke B. G. (2023). Impact of drying-wetting cycles on the small strain behaviour of compacted clay, *Transportation Geotecnics 42.*

World Bank (2017). Climate and Disaster Risk Screening - Sector Screening Guidance note Transportation sector. Disponível em < https://climatescreeningtools.worldbank.org/sites/default/files/guidance_note/TRANSPORTATION_Guidance_Note.pdf > acessado em 9 abr. 2024

World Meteorological Organization (2023). Disponível em < https://wmo.int/media/news/climate-change-indicators-reached-record-levels-2023-wmo >. Acessado em 22 mar. 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/697

Proposição de um Índice para Seleção de Misturas Asfálticas com relação à Área Trincada Prevista pelo MeDiNa

Victória Nunes Ramos
Estudante de Doutorado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, victorianunesramos@gmail.com

Luciano Pivoto Specht
Professor, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, luspecht@ufsm.br

Silvio Lisboa Schuster
Professor, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, silviolschuster@ufsm.br

Deividi da Silva Pereira
Professor, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, dsp@ufsm.br

Henrique Otto Coelho
Analista em Infraestrutura de Transportes, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Pelotas, Brasil, henrique.coelho@dnit.gov.br

RESUMO: A adequação das misturas asfálticas ao nível de tráfego atuante em determinada estrutura é uma das condições determinantes para atingir limites aceitáveis de trincamento por fadiga. Nesse sentido, com base em um banco de dados de 17 misturas asfálticas do Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária da Universidade Federal de Santa Maria (GEPPASV/UFSM), este trabalho buscou um indicador capaz de prever níveis de área trincada simulada pelo software MeDiNa, visando uma seleção mais racional de misturas asfálticas. Foram fixadas 3 estruturas de pavimento, adequadas para tráfegos médio, pesado e extremamente pesado. Verificou-se que a associação do módulo de resiliência e do fator de fadiga da mistura (ambos em ensaios sob compressão diametral), por meio do produto entre eles (MR*FFM), forneceu correlações regulares com as áreas trincadas previstas. A pesquisa permitiu observar que, para que não superem o limite de 30% de área trincada, as misturas devem atingir valores de MR*FFM acima de 7307,49 MPa sob tráfego médio, 9819,69 MPa sob tráfego pesado, e 6604,76 MPa sob tráfego extremamente pesado. Dessa forma, é possível utilizar as simulações para selecionar a mistura asfáltica de acordo com o nível de área trincada, com base em apenas 2 ensaios laboratoriais.

PALAVRAS-CHAVE: Área trincada prevista, MeDiNa, Módulo de Resiliência, Fator de Fadiga da Mistura, Seleção de misturas asfálticas.

ABSTRACT: Adapting asphalt mixtures to the traffic levels on a given structure is one of the determining conditions for reaching acceptable fatigue cracking limits. Therefore, based on a database of 17 asphalt mixtures from the Paving and Road Safety Studies and Research Group at the Federal University of Santa Maria (GEPPASV/UFSM), this study sought an indicator capable of predicting cracked area levels simulated by the MeDiNa software, aiming for a more rational selection of asphalt mixtures. Three pavement structures were chosen, suitable for medium, heavy and extremely heavy traffic. It was found that the association of the resilience modulus and the fatigue factor of mixture (both in tests under diametral compression), using the product between them (MR*FFM), provided regular correlations with the predicted cracked areas. The research showed that, in order not to exceed the 30% cracked area limit, the mixtures must reach MR*FFM values above 7307.49 MPa under medium traffic, 9819.69 MPa under heavy traffic, and 6604.76 MPa under extremely heavy traffic. It is therefore possible to use the simulations to select the asphalt mix according to the cracked area level, based on just 2 laboratory tests.

KEYWORDS: Predicted cracked area, MeDiNa, Resilient Modulus, Fatigue Factor of Mixture, Selection of asphalt mixtures.

1 INTRODUÇÃO

As misturas asfálticas utilizadas como revestimento de pavimentos são projetadas para resistirem aos fenômenos de deformação permanente e fadiga (Papagiannakis; Masad, 2008). O desempenho adequado frente a esses fenômenos é imperativo para retartar a evolução de manifestações patológicas, promovendo segurança, conforto e redução de custos operacionais para os usuários, e diminuindo a emisão de gases de efeito estufa (Azevedo; Junior; Arantes, 2021; Bernucci et al., 2022; Schuster et al., 2023). A seleção de materiais que atendam às especificações técnicas, a dosagem correta da mistura asfáltica e a utilização de métodos de dimensionamento de pavimentos mecanístico-empíricos são fatores que contribuem para que esse desempenho satisfatório ocorra em campo (Bernucci et al., 2022).

No Brasil, a fadiga é caracterizada em laboratório sob compressão cíclica diametral conforme DNIT 183/2018 - ME (DNIT, 2018a) e traduzida para valores de área trincada em simulações de pavimentos pelo novo método de dimensionamento (MeDiNa) (DNIT, 2023). Nesse sentido, o fenômeno de fadiga é provocado pela passagem repetida do tráfego, que provoca acúmulo de dano na camada asfáltica. A evolução das microtrincas geradas para trincas de maior extensão e abertura, portanto, culmina na ruptura do material (Di Benedetto et al., 2004; Tayebali et al., 1994; Yoder; Witczak, 1975).

A assertividade na seleção de misturas com relação à fadiga aumenta a probabilidade de que se obtenha um desempenho adequado quando aplicadas em uma estrutura de pavimento. Atualmente, essa seleção é realizada por meio de indicadores de desempenho auferidos por ensaios laboratoriais, os quais buscam simular as condições de campo (Cao; Mohammad; Barghabany, 2018; Lee; Lee; Le, 2023).

No MeDiNa, foram criadas 4 classes de fadiga para selecionar misturas asfálticas de acordo com o nível de tráfego da rodovia projetada, confrontando os valores do módulo de resiliência (DNIT, 2018b) e de fator de fadiga da mistura proveniente do ensaio de fadiga por compressão diametral, entre as deformações de 100 e 250 μm (DNIT 2018a). O manual do programa destaca que é necessária a observação da rigidez associada ao parâmetro de danificação, visto que, por exemplo, misturas mais rígidas diminuem as tensões de tração na base do revestimento, mas podem possuir menor vida de fadiga (DNIT, 2023).

Observando a literatura atinente ao tema, no entanto, é possível perceber que misturas de mesma classe de fadiga podem gerar valores de área trincada bastante distintos quando aplicadas em uma estrutura de pavimento idêntica (Custódio, 2022; Guabiroba et al., 2023; Oliveira, 2019; Vestena, 2021). Apesar da relação entre a rigidez e um parâmetro de fadiga ser necessária na seleção da mistura asfáltica, as classes de fadiga propostas pelo MeDiNa por vezes não são capazes de discretizar os materiais.

Desse modo, este trabalho buscou um indicador capaz de prever os níveis de área trincada simulada pelo MeDiNa, objetivando a seleção racional de misturas asfálticas quanto ao fenômeno de fadiga. Além disso, visou identificar limites mínimos a serem atingidos pelas misturas asfálticas, considerando 3 níveis de tráfego.

2 METODOLOGIA

2.1 Planejamento da Pesquisa

A Figura 1 apresenta as etapas da realização da pesquisa. O trabalho inicia com a organização dos dados de misturas asfálticas a quente, seguido de simulações de pavimentos. As etapas seguintes consistem em buscar um indicador adequado para prever a área trincada obtida nas simulações; separar esse indicador em grupos de área trincada; e, por fim, identificar limites mínimos a serem atingidos pelas misturas.

2.2 Estruturação do Banco de Dados

A pesquisa partiu da estruturação do banco de dados de misturas asfálticas a quente do Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária, da Universidade Federal de Santa Maria (GEPPASV/UFSM, no Rio Grande do Sul, Brasil). Atualmente, existem 178 misturas asfálticas catalogadas, com propriedades de agregados, ligantes asfálticos, dosagem, rigidez e danificação por deformação permanente e fadiga. Mais detalhes podem ser visualizados na dissertação de Nunes-Ramos (2023). Para essa pesquisa, foram selecionadas as misturas asfálticas com caracterização por ensaios sob compressão diametral, necessários para as simulações no MeDiNa.

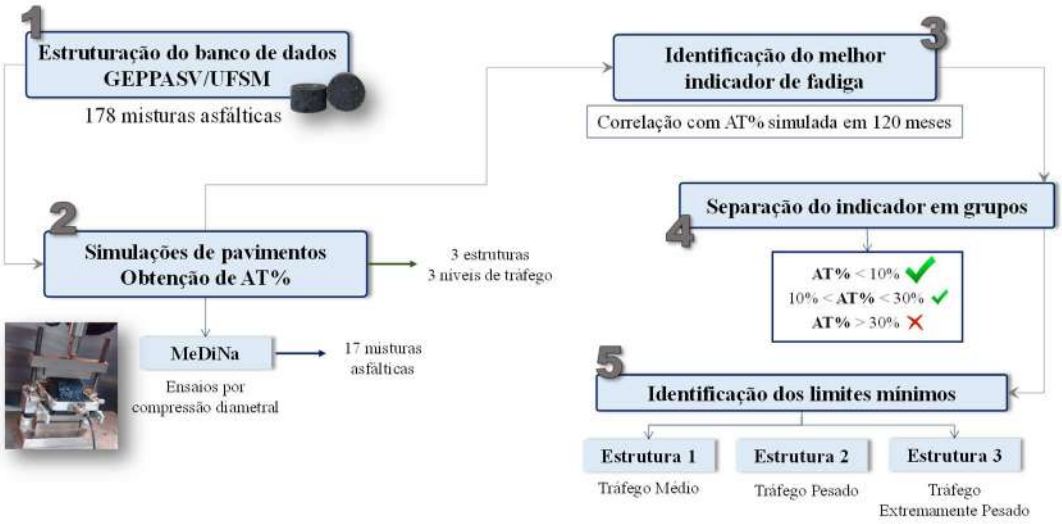


Figura 1. Planejamento da pesquisa

2.3 Obtenção da Área Trincada Simulada

O parâmetro definido como alvo para a determinação do melhor indicador de fadiga das misturas foi a área trincada (AT%) simulada ao final de 120 meses. Assim, as seções seguintes apresentam a caracterização das misturas asfálticas quanto à rigidez e ao dano por fadiga, bem como as premissas adotadas nas simulações.

2.3.1 Caracterização da Rigidez e do Dano por Fadiga das Misturas Asfálticas

A rigidez das misturas influencia no cálculo das tensões e deformações. Assim, foi realizado o ensaio de módulo de resiliência (MR) a 25°C (DNIT, 2018b; DNIT 2018c), com carregamento cíclico de 1 Hz (0,1 segundo de carga e 0,9 segundos de repouso). As amostras são cilíndricas, com 100 mm de diâmetro e 63,5 mm de altura, e 4% de volume de vazios. O MR pode ser calculado pela Equação 1.

$$MR = \frac{F}{t * \Delta} * (0{,}9976\mu + 0{,}2692) \quad (1)$$

Onde MR é o módulo de resiliência em MPa, F é a carga vertical em N, Δ é o deslocamento resiliente registrado em mm, t é a altura do corpo de prova em mm e μ é o coeficiente de Poisson, adotado como 0,3.

A área trincada depende do cálculo do dano acumulado na camada asfáltica, com caracterização da mistura pelo ensaio de fadiga por compressão diametral. O teste foi realizado na mesma temperatura e frequência do MR, e em amostras de mesmas características físicas (DNIT, 2018a). O ensaio ocorreu sob tensão controlada, com 4 níveis de tensão e, no mínimo, 12 corpos de prova. Os níveis de tensão são porcentagens da resistência à tração da mistura (entre 5 e 40% do RT) (DNIT, 2018c). Os dados de entrada para o MeDiNa são os coeficientes k1 e k2 da curva de fadiga dada dada pela Equação 2. A área abaixo da curva de fadiga entre as deformações de 100 μm e 250 μm resulta no Fator de Fadiga da Mistura (FFM).

$$N = k_1 * {\varepsilon_t}^{k_2} \quad (1)$$

Onde N é o número de ciclos até a ruptura completa da amostra (vida de fadiga), k1 e k2 são as constantes experimentais, e ε_t é a deformação de tração inicial do ensaio em cada nível de tensão.

2.3.2 Análise mecânica de pavimentos

A fadiga está ligada às deformações de tração na camada asfáltica, que dependem, além das propriedades da mistura, da estrutura que sustenta esse material (Nascimento, 2015; Underwood; Baek; Kim, 2012). Assim,

foi obtida a área trincada simulada pelo MeDiNa (versão 1.1.7 de março/2023) em 120 meses, para permitir a correlação com indicadores das misturas. Foram propostos 3 cenários, com variação da espessura do revestimento (Figura 2).

A definição das camadas e suas rigidezes partiram da retroanálise de pavimentos reais (Bordin, 2020; Bueno, 2019; Santos, 2015; Scherer, 2018). A base é constituída por 15 cm de brita graduada simples (módulo de 202 MPa e coeficiente de Poisson de 0,3); 20 cm de sub-base granular (módulo de 197 MPa e coeficiente de Poisson de 0,4); e subleito em solo (módulo de 84 MPa e coeficiente de Poisson de 0,45). As espessuras de revestimento em concreto asfáltico foram de 5 cm (E1), 10 cm (E2) e 15 cm (E3).

O tráfego foi compatibilizado com as espessuras de concreto asfáltico, conforme as recomendações do método vigente de dimensionamento do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (DNER, 1981). Determinou-se um crescimento de 3% ao ano, visto ser uma taxa comum nos estudos de tráfego para o Brasil. Assim, para 5 cm de revestimento, o número de solicitações N acumulado de foi de $2{,}51 \times 10^6$ repetições (a partir de um volume médio diário – VDM – de 600 veículos por dia). Para 10 cm, adotou-se um N de $1{,}5 \times 10^7$ repetições (VDM de 3500) e para 15 cm um N de $5{,}0 \times 10^7$ (VDM de 11950). Os níveis de tráfego são classificados como médio, pesado e extremamente pesado por Ceratti, Bernucci e Soares (2015). Foi considerado um Sistema Arterial Primário, com nível de confiabilidade de 85%. O dano por fadiga é convertido em percentual de área trincada pela função de transferência adaptada de Fritzen (2016).

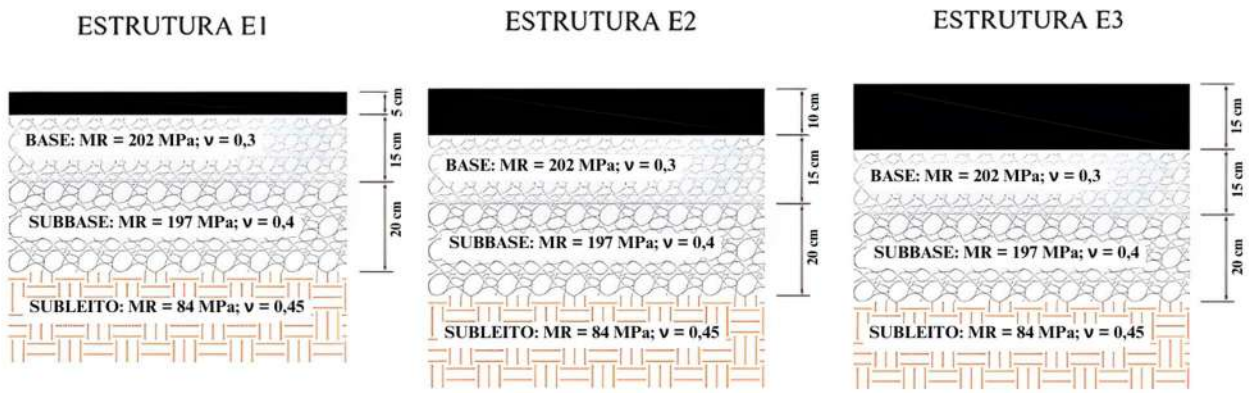


Figura 2. Estruturas consideradas nas simulações de pavimentos

2.4 Identificação dos Melhores Indicadores de Fadiga e Separação em Níveis de Área Trincada

Para identificar um parâmetro capaz de prever o nível de trincamento das simulações, foram testadas diferentes correlações com o valor de AT% em 120 meses. Assim, buscou-se o indicador com maior coeficiente de determinação (R^2) nas correlações dos 3 cenários simulados.

Definido o indicador, as misturas asfálticas foram separadas em grupos de área trincada: abaixo de 10%, entre 10% e 30% e acima de 30%. O primeiro limite é o ponto de corte referenciado pelo Catálogo de Soluções de Manutenção para Pavimentos Flexíveis do DNIT (Relatório Técnico 002) (DNIT; DPP; CGPLAN, 2014), e o segundo é o valor máximo de área trincada permitido segundo o MeDiNa (DNIT, 2023). Assim, foram calculados os intervalos de confiança do parâmetro selecionado, com o método *Bootstrap*, permitindo visualizar o limite a ser atingido pelas misturas para obterem um determinado nível de trincamento.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Atualmente, o banco de dados do GEPPASV contém 17 misturas asfálticas caracterizadas sob compressão diametral. A Figura 3 mostra as tentativas de se estabelecer uma correlação entre um parâmetro de rigidez (MR da Figura 3a) e de fadiga (FFM MeDiNa da Figura 3b) com a área trincada simulada. Outras correlações podem ser encontradas em Nunes-Ramos (2023). Em ambos os casos, percebeu-se que esses indicadores isolados não representam bons preditores de área trincada simulada, com R^2 abaixo de 0,40.

O MeDiNa prevê 4 classes para a seleção das misturas asfálticas quanto à fadiga, pelo cruzamento dos dados de MR e Fator de Fadiga das Misturas (FFM). A Figura 4a mostra que 80% das misturas do GEPPASV

são da Classe 4, ou seja, a melhor classe de fadiga. Por outro lado, a evolução da área trincada nas simulações mostrou-se bastante distinta (mais detalhes em Nunes-Ramos (2023)).

Assim, a tentativa de associação entre os indicadores do MeDiNa (MR e FFM), por meio do produto entre eles, apresentou potencial de predição da área trincada simulada para os 3 cenários, com correlações regulares principalmente para as estruturas 1 e 3 (Figura 4). Nesse sentido, misturas com maior MR*FFM tendem a trincar menos.

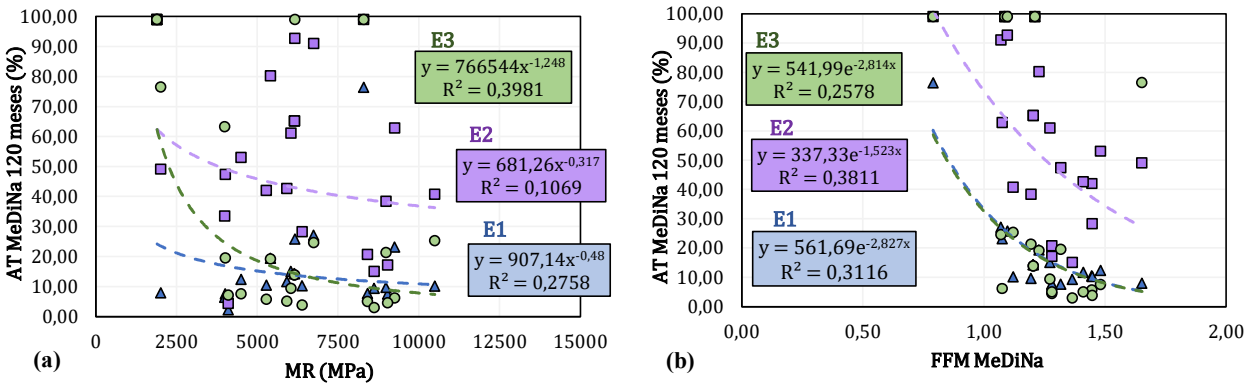


Figura 3. Correlações com AT%120meses: (a) MR e (b) FFM MeDiNa.

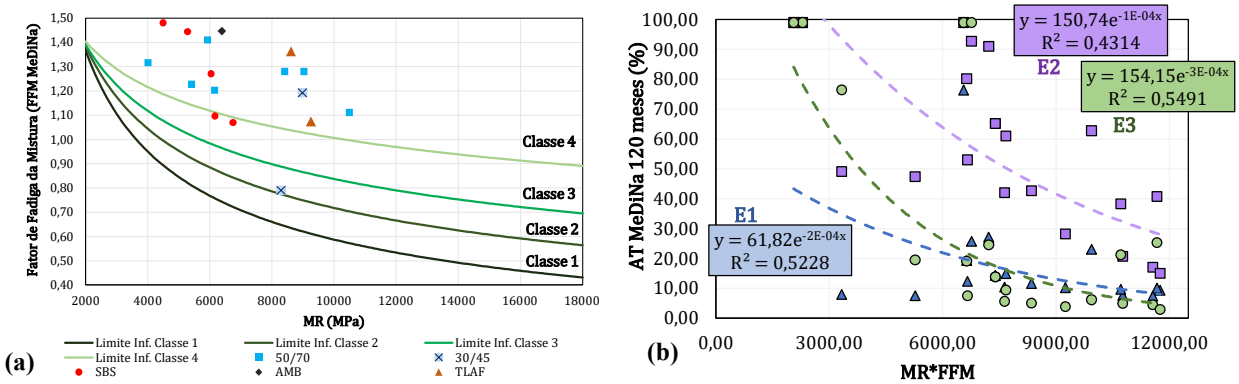


Figura 4. (a) Classes de fadiga pelo MeDiNa e (b) correlações de MR*FFM com AT% MeDiNa

Assim, as misturas foram divididas em 3 grupos de área trincada, para identificar a faixa de variação de MR*FFM dentro desses grupos. O indicador selecionado não segue uma distribuição normal dentro das divisões realizadas pelo teste de Shapiro-Wilk, sendo utilizada, assim, a técnica *Bootstrap* para o cálculo dos intervalos de confiança. Foram executadas 10000 reamostragens com repetição, e 95% de confiança.

A Tabela 1 mostra que, para a quantidade de dados utilizada e para os cenários simulados, o MR*FFM não prevê o trincamento inferior a 10% (grupos 1 dos cenários 1 e 3), tendo em vista a intersecção com o intervalo de confiança do grupo 2 (AT% entre 10 e 30%). Para a segunda estrutura, não houve trincamento abaixo de 10%. Contudo, observou-se que o indicador foi eficaz para inferir se as misturas atendem ou não ao critério de trincamento de 30% do MeDiNa (valores circulados em vermelho na Tabela 1). Portanto, as misturas devem possuir MR*FFM acima de 7307,49 MPa sob tráfego médio, 9819,69 MPa sob tráfego pesado, e 6604,76 MPa sob tráfego extremamente pesado.

Tabela 1. Intervalos de confiança para MR*FFM de acordo com a área trincada do MeDiNa

ESTRUTURA 1 - Tráfego médio e 5 cm de revestimento						
Propriedade	**Grupo**	**Média amostral**	**Sd amostral**	**Erro inferior (percentil 2,5%)**	**Erro superior (percentil 97,5%)**	**Intervalo de confiança - IC**
MR*FFM	1	8895,77	3636,40	-2775,057	2419,034	[6120,72 - 11314,81]
	2	8046,92	1524,69	-739,429	875,339	[7307,49 - 8922,26]
	3	3635,57	2527,44	-1576,236	2915,221	[2059,33 - 6550,79]
ESTRUTURA 2 - Tráfego pesado e 10 cm de revestimento						
Propriedade	**Grupo**	**Média amostral**	**Sd amostral**	**Erro inferior (percentil 2,5%)**	**Erro superior (percentil 97,5%)**	**Intervalo de confiança - IC**
MR*FFM	1	10827,03	1140,95	-1007,343	826,279	[9819,69 - 11653,31]
	2	6913,90	2628,25	-1258,197	1191,712	[5655,70 - 8105,61]
ESTRUTURA 3 - Tráfego extremamente pesado e 15 cm de revestimento						
Propriedade	**Grupo**	**Média amostral**	**Sd amostral**	**Erro inferior**	**Erro superior**	**Intervalo de confiança -**
MR*FFM	1	9284,73	1834,87	-1165,877	1128,124	[8118,85 - 10412,85]
	2	8041,04	2286,36	-1436,275	1630,732	[6604,76 - 9671,77]
	3	4198,92	2293,69	-1790,924	1790,924	[2407,99 - 5989,84]

4 CONCLUSÕES

Este estudo buscou um indicador para prever o nível de área trincada simulada no MeDiNa, com base em dados de 17 misturas asfálticas a quente do Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária, da Universidade Federal de Santa Maria (GEPPASV/UFSM). Foram testadas correlações com a área trincada, simulada em 3 estruturas adequadas aos tráfegos médio, pesado e extremamente pesado.

Para as misturas do GEPPASV, as classes de fadiga propostas pelo MeDiNa não foram capazes de discretizar os materiais quanto à evolução da área trincada. No entanto, por ser imperativa a combinação entre a rigidez e a danificação por fadiga na avaliação desses materiais, verificou-se que o produto entre o módulo de resiliência e o fator de fadiga da mistura (MR*FFM), dos ensaios por compressão diametral, foi capaz de identificar as misturas que atendem ou não ao critério de 30% de trincamento do MeDiNa. Foram encontrados, portanto, os limites mínimos para MR*FFM de 7307,49 MPa para tráfego médio, 9819,69 MPa para tráfego pesado e 6604,76 MPa para tráfego extremamente pesado.

Por fim, é válido destacar que os pavimentos simulados são apenas uma referência. No entanto, a seleção de misturas asfálticas quanto à fadiga com base em um indicador atrelado a simulações de pavimentos aumentam a probabilidade de sucesso de projetos reais, visto que a evolução da fadiga também depende da estrutura sobre a qual o material foi aplicado.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (IPR/DNIT), pelo Termo de Execução Descentralizada n° 545/2022-00 e à ANP/Petrobras, pelo apoio financeiro à pesquisa, e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelas bolsas concedidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Association of State Highway and Transportation Officials. ASHTO T 322. *Standard Method of Test for Determining the Creep Compliance and Strength of Hot Mix Asphalt (HMA) Using the Indirect Tensile Test Device.* EUA.

Azevedo, P. O.; Junior, E. F. N.; Arantes, A. E. (2021) Effects of international roughness index on vehicle emissions. *International Journal of Vehicle Systems Modelling and Testing*, v. 15, n. 1, p. 41–59.

Bernucci, L. B. et al. (2022) *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros.* 2ª ed. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA.

Bordin, D. T. (2020) *Implantação, acompanhamento e análise de desempenho de trechos monitorados em Santa Maria - RS.* Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS.

Bueno, L. D. (2019) *Contribuição para a previsão empírico-mecanicista da irregularidade longitudinal e seus desdobramentos econômicos em pavimentos asfálticos.* Tese de doutorado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS.

Cao, W.; Mohammad, L.; Barghabany, P. (2018) Use of indirect tension test and viscoelastic continuum damage theory for fatigue characterization of asphalt mixtures. *Construction and Building Materials*, v. 187, p. 38–49.

Ceratti, J. A. P.; Bernucci, L. B.; Soares, J. B. (2015) *Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação*. Rio de Janeiro, RJ: ABEDA.

Custódio, D. A. da S. (2022) *Caracterização à fadiga de misturas asfálticas por compressão diametral e comparação com os resultados do ensaio de tração-compressão.* Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS.

Di Benedetto, H. et al. (2004) Fatigue of bituminous mixtures. *Materials and Structures*, v. 37, n. 3, p. 202–216.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1981) DNER. *Método de projeto de pavimentos flexíveis.* Rio de Janeiro/RJ.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2023) DNIT. *Manual de utilização do programa MeDiNa - versão 1.1.9.* p. 1-39.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018a) DNIT 183/2018 - ME. *Pavimentação asfáltica - Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada - Método de ensaio.* Rio de Janeiro/RJ.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018b) DNIT 135/2018 - ME. *Pavimentação asfáltica-Misturas asfálticas Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio.* Rio de Janeiro/RJ.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018c) DNIT 136/2018 - ME. *Pavimentação asfáltica-Misturas asfálticas-Determinação da resistência à tração por compressão diametral - Método de ensaio.* Rio de Janeiro/RJ.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes; Diretoria de Planejamento e Pesquisa; Coordenação Geral de Planejamento e Programação de Investimentos (2014) DNIT RT-002/2014. *Catálogo de Soluções de Manutenção para Pavimentos Flexíveis.* Rio de Janeiro/RJ.

Fritzen, M. A. (2016) *Desenvolvimento e Validação de Função de Transferência para Previsão do Dano por Fadiga em Pavimentos Asfálticos.* Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, RJ.

Guabiroba, J. V. de O. C. et al. (2023) Estudo da Fadiga e da Deformação Permanente de Misturas Asfálticas Produzidas em Goiás. *Matéria*, v. 28, n. 1, p. 1–21.

Lee, J. S.; Lee, S. Y.; Le, T. H. M. (2023) Developing Performance-Based Mix Design Framework Using Asphalt Mixture Performance Tester and Mechanistic Models. *Polymers*, v. 15, n. 7, p. 1692.

Nascimento, L. A. H. (2015) *Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil*. PhD Thesis, North Carolina State University.

Nunes-Ramos, V. (2023) *Proposta para seleção de ligantes e misturas asfálticas considerando deformação permanente e fadiga.* Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS.

Oliveira, J. A. de O. (2019) *Avaliação do impacto da metodologia FAD-CI de seleção granulométrica na vida de fadiga de misturas asfálticas.* Tese de doutorado, Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza.

Papagiannakis, A. T.; Masad, E. A. (2008) *Pavement design and materials.* Hoboken: John Wiley & Sons.

Santos, M. S. dos. (2015) *Desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho a partir da implantação de trechos monitorados na região de Santa Maria - RS.* Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS.

Scherer, R. G. (2018) *Estudo da influência da condição de aderência entre camadas de pavimentos em seu comportamento mecânico.* Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS.

Schuster, S. L. et al. (2023) Construction quality impact in asphalt pavements cost: a framework based on air voids, linear viscoelastic and fatigue behaviour. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 24, n. 1.

Tayebali, A. A. et al. (1994) *Fatigue response of asphalt aggregate mixtures.* Berkele: Strategic Highway Research Program, Institute of Transportation Studies, University of California.

Underwood, B.; Baek, C.; Kim, Y. (2012) Simplified viscoelastic continuum damage model as platform for asphalt concrete fatigue analysis. *Transportation Research Record*, n. 2296, p. 36–45.

Vestena, P. M. (2021) *Segmentos experimentais na BR 116/RS empregando TLAFlex, Hima e 55/75-E (SBS): caracterização avançada e monitoramento.* Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS.

Yoder, E. J.; Witczak, M. W. (1975) *Principles of pavement design.* New York (EUA): John Wiley & Sons, Inc.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/698

Proposta de delimitação do comportamento resiliente de dois solos tropicais através de análise multifatorial.

Claudeny Simone Alves Santana, M.Sc.
Doutoranda, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, Brasil, claudeny.santana@pet.coppe.ufrj.br

Alexandre Simas de Medeiros, Eng.
Doutorando, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, Brasil, alexandre.simas@pet.coppe.ufrj.br

Marcelino Aurélio Vieira da Silva, D.Sc
Professor, Programa de Engenharia de Transportes/PET/COPPE RJ, Brasil, marcelino@pet.coppe.ufrj.br

RESUMO: A pesquisa trata de um estudo baseado no comportamento resiliente de 02 solos a serem aplicados como camadas de infraestrutura de pavimento flexível, um solo argiloso adicionado 0,25% de fibra de buriti e um solo arenoso adicionado 2% de emulsão asfáltica do tipo RL-1C e RM-1C. Tomando por base a norma DNIT 134/2018-ME Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio e norma AASHTO T 307-99 (2012) *Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials.* Foram moldados corpos de prova nas dimensões 10 x 20 cm em três pontos distintos da curva de compactação: ramo seco, umidade ótima e ramo úmido para cada solo e em seguida realizado o ensaio de módulo de resiliência. A análise dos resultados contou com a verificação da interação entre os fatores distintos que podem influenciar o resultado, para isso, usou-se a análise multifatorial conforme Montgomery (2014) e o teste de hipóteses. Em seguida foi verificado o comportamento dos materiais, separando os valores de módulos por grupo de tensão confinante e tensões desvio de acordo com a curva de compactação. Constatou-se que a depender do compósito formado, o material pode apresentar comportamentos distintos, por pares de tensão, que podem ajudar na análise quanto ao seu desempenho para o pavimento. Foi possível observar que as amostras de solos com fibra de buriti apresentaram 3 comportamentos diferentes denominados α, β e γ e que o solo arenoso com emulsão apresentou o comportamento α na maioria dos ciclos, diferindo apenas nós 2 ´ltimos ciclos com o compartamento β, demonstrando que a umidade influencia sobremaneira na resposta mecânica do composto solo-emulsão.

PALAVRAS-CHAVE: Solos, Pavimentos, Comportamento Resiliete, Análise Multifatorial.

ABSTRACT:
The research deals with a study based on the resilient behavior of two soils to be applied as layers of flexible pavement infrastructure: a clayey soil added with 0.25% of buriti fiber and a sandy soil added with 2% of RL-1C and RM-1C type asphalt emulsion. Drawing upon DNIT 134/2018-ME Pavement – Soils – Determination of Resilience Modulus – Test Method and AASHTO T 307-99 (2012) Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials standard, specimens were molded in dimensions of 10 x 20 cm at three distinct points of the compaction curve: dry branch, optimum moisture, and wet branch for each soil, followed by the resilience modulus test. The analysis of results involved verifying the interaction among different factors that can influence the outcome. For this purpose, multifactorial analysis according to Montgomery (2014) and hypothesis testing were employed. Subsequently, the behavior of the materials was examined, segregating modulus values by confining stress group and deviator stress according to the compaction curve. It was observed that depending on the composite formed, the material may exhibit different behaviors, by stress pairs, which can aid in analyzing its performance for pavement. It was possible to observe that the samples of soils with buriti fiber presented three different behaviors, denoted as α, β, and γ, whereas the sandy soil with emulsion exhibited behavior α in most cycles, differing only in the last two cycles with behavior β, demonstrating that moisture significantly influences the mechanical response of the soil-emulsion composite.

KEYWORDS: Soils, Pavement, Resilient Behavior, Multifactorial Test.

1 INTRODUÇÃO

Para que a rodovia cumpra a vida útil a qual foi projetada, em alguns casos quando as características mecânicas do solo não são suficientes, é necessário a substituição deste solo por um material com melhores condições mecânicas ou conferir ao solo utilizado, por questões geográficas e econômicas, o provimento de uma estabilização, ou seja, a inserção de um material neste solo que melhore suas condições geotécnicas para que ele obtenha o suporte necessário ao esforços a que este pavimento será submetido.

Neste caso os resíduos gerados em todos os setores produtivos é um fato, além de ser uma boa alternativa para a pesquisa de materiais que possam atuar como agentes estabilizantes de solos na construção de rodovias, desta maneira o desenvolvimento de metodologias e tecnologias que atuem no recondicionamento e reaproveitamento dos resíduos é um fator preponderante para o desenvolvimento sustentável e a manutenção de recursos naturais em todos os setores.

Autores como por exemplo Tamossaki et. al. (2023) apontam que solos estabilizados e solos reforçados tem a sua resistência ao cisalhamento, a plasticidade, a durabilidade, a permeabilidade melhoradas e geralmente, o módulo de elasticidade do compósito formado entre o solo e o material estabilizante tem o seu desempenho aumentado, o que contribui para a construção de uma infraestrutura rodoviária capaz de resistir ao tráfego atingindo a vida de projeto calculada, conforme o seu critério de dimensionamento.

Uma crescente possibilidade é explicada por Carvalho, Cavalcanti e Nóbrega (2009) que afirma que as fibras vegetais vêm sendo utilizadas na substituição de reforços sintéticos em compósitos poliméricos por exemplo, apresentando um grande potencial de aplicação tecnológica, devido principalmente seu baixo custo, disponibilidade, biodegradabilidade, reciclabilidade e propriedades mecânicas satisfatórias.

Relacionado à emulsões, Andavam & Kumar (2020) concluíram que as emulsões asfálticas são um material eficaz para melhorar as propriedades de solos, principalmente arenosos, pois garante uma melhor interface entre as particulas de areia e o ligante. Os autores afirmaram que as emulsões asfálticas oferecem vantagens como facilidade de aplicação, baixo consumo de energia, impacto ambiental reduzido e maior durabilidade do pavimento.

Neste sentindo a presente pesquisa tem como finalidade delimitar o comportamento resiliente de dois solos tropicais, selecionados a partir da caracterização Miniatura Compactada Tropical (MCT), por Nogami e Villibor (1995), como criterio de escolha dos solos para a presente pesquisa um solo argiloso (LG') estabilizado com 0,25% de fibra de buriti e um solo arenoso (NA) estabilizado com 2% de emulsão RL-1C realizando o ensaio de módulo de resiliência conforme as normas DNIT 134/2018-ME Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – método de ensaio e norma AASHTO T 307-99 (2012*) Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials* e analisando os resultados através de uma análise multifatorial (3 fatores), conforme Montgmorey (2014).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

2.1.1 Solos

Os solos foram extraídos de jazidas de material para aplicação em camada de infraestrtura de pavimentos o solo 01 (NA) da cidade do Rio de Janeiro – RJ. o solo 02 (LG') foi proveniente da cidade de São Miguel do Tapuio – PI.

Os ensaios foram conduzios no laboratório de Lesfer – PET/COPPE/UFRJ, onde na Tabela 1 apresenta-se os paramêtros físicos e geotécnicos destes materiais, conforme as normas brasileiras vigentes do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes e da Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Tabela 1. Características física e geotécnicas dos solos estudados.

Parâmetros	Solo 1	Solo 2
LL	NP	30,9
LP	NP	20,3
Densidade Real dos grãos	2,87 g/cm³	2,63 g/cm³

Massa específica aparentemente seca	2,25 g/cm³	2,14 g/cm³
Número de vazios (e)	0,274	0,229
Umidade ótima	9,42 %	6,8%
Classificação HRB	A-2-4	A4
Classificação SUCS	SM	CL
Classificação MCT	NA	LG’
Passante #0,075	18%	62%

2.1.2 Fibra de Buriti

O buriti (Mauritia Flexuosa), conhecido como a “Árvore da Vida”, além de fornecer matéria-prima para remédios, alimento, artesanato e abrigo, o buriti desempenha um papel importante para a manutenção de nascentes e cursos d’água no Cerrado, sendo assim fundamental para o ecossistema e para as populações que nele vivem (Sampaio, 2012).

Para obtenção da fibra, sua palha extraída da folhada é passada por um processo de secagem simples ao ar e comercializada em feixes, para uso principalmente com artesanato e decoração, por sua flexibilidade e força. (v. Figura 01). Para utilização as fibras foram cortadas no comprimento de 15 mm e misturada ao solo no estado seco (solo e fibra) no teor de 0,25% de fibra em relação ao peso da amostra de solo.

Figura 1. Aspecto da fibra de buriti após o processo de corte.

Em termos de degradação com o meio, tendo em vista o efeito possível de degrabilidade interna, este parâmetro não foi adotado, mas é possível usar, biocidas nas fibras. Seria necessário fazer cápsulas do tempo para avaliar como a biodegradabilidade afetaria a resistência do solo e se este efeito seria relevante às características mecânicas do compósito.

2.1.3 Emulsão RL-1C

A emulsão asfáltica é um material derivados de petróleo em dispersão na água, os agentes dispersantes atuam lentamente no processo de cura e devido à este tempo é denominado de ruptura lenta: RL-1C.

A emulsão foi obtida por doação e na mistura ao solo com 2% de teor da emulsão, a água foi incorporada, resultando em uma mistura menos viscosa. Em seguida, o solo foi homogeneizado, foram coletadas amostras da mistura (solo + emulsão + água) para verificar o teor de umidade e garantir que o a presença de água não influenciaria a resposta mecânica dos testes como variável adicional.

2.2 Métodos

2.2.1 Ensaio de Compactação e Módulo de Resiliência

O procedimento foi conduzido por etapas, o solo foi separado, destorroado e pesado, 3,5 kg por amostra e seco em estufa (100 ºC), realizou-se o ensaio de compactação, em 5 pontos no cilindro tripartido, com dimensões de 100 mm de diâmetro por 200 mm de comprimento sem os estabilizantes e com os estabilizantes.

Usou-se a energia intermediária (26 golpes), por se tratar de solos de jazidas utilizadas para composição de sub-bases de estradas existentes., para após, realizar a mistura com o solo.

Conhecidos então a umidade ótima, os pontos do ramo seco e úmido da curva, foram compactadas amostras na umidade umidade ótima (hot), aproximadamente -2% da hot e um ponto no ramo umido (aproximadamente +2%). Para o solo com fibra, a inserção destas, foi realizada com o solo seco, homogeneizado e apenas em seguida, umedecido para se proceder a compactação. O solo com emulsão, a água da compactação foi adicionada à emulsão Em segudi, as amostras foram identificadas e conduzidas para o ensaio triaxial de cargas repetidas,como ilustrado na Figura 2, a fim de se determinar o Módulo de Resiliência (MR), segundo orientações da norma DNIT 134/2018-ME e AASHTO T 307-99 (2012).

Para os solos emulsionados (solo 1) o ensaio de módulo de resiliência foi realizado aos 7 dias e a cura ao ar sem controle de temperatura. Para o solo com fibra (solo 2) o ensaio foi conduzido logo após a compactação, tendo em vista que por ser laterítico, poderia surgir trincas oriundas da característica inerente ao solo e não à fibra.

Figura 2. (A) Aspecto da amostra de solo-emulsão (B) Aspecto da amostra solo-fibra (C) Colocação da geomembrana (D) Execução do ensaio de MR.

O valor de MR adotado na análise foi o MR médio em cada ciclo de carregamento, conforme os pares de tensão constante na norma DNIT 134/2018-ME, ou seja, foram analisados os MR médios dos 18 pares de tensão (ciclos), tensãões confinantes (σ3) e 3 tensões desvio (σd).

2.2.2 Análise Multifatorial

Conforme Motegomery (2014) análise fatorial (AF) é um tipo de esquema, ou seja, uma das maneiras de organizar os tratamentos e não um tipo de delineamento, além disto, nos experimentos fatoriais, os tratamentos são obtidos pelas combinações dos níveis dos fatores.

Para fins de procedimento estatístico na engenharia o experimento fatorial juntamento com a análise de variância, torna possível estudar dois ou mais fatores num único experimento (no caso deste estudo) como também verificar se as interações, entre os fatores, são independentes ou dependentes dos demais fatores analisados. Desta maneira, as observações podem ser descritas através de modelo estatístico linear. Assim, a AF foi utilizado para corroborar os dados obtidos, conforme 3 direferentes variáveis (fatores):

- **Fator (1)A: pares de tensão (ciclos);**

- **Fator (2)B: teores de estabilizante (0,25% de fibra de buriti e 2% de emulsão RL-1C);**
- **Fator (3)C: umidade de compactação, -2% da hot, umidade ótima (hot) e +2% da hot.**

O programa RStudio foi utilizado para automatizar o cálculo fatorial de três etapas , considerando estes 3 fatores a fim de verificar as interações relativas a cada um destes, diz-se que ocorre interação entre os fatores quando os efeitos dos níveis de um fator são modificados pelos níveis do outro fator (Shimizu e Marubayashi, 2021).

3 RESULTATOS E DISCURSÕES

3.1 Módulo de Resiliência

A análise do MR seguiu o direcionamento do estudo de Svenson (1980) que analisou o efeito da massa específica e umidade de compactação de solos argilosos. A Figura 3 apresenta os gráficos de MR do solo 1 por umidade de compactação, com e sem emulsão, em cada ciclo (par de tensão) analisado. Sendo SOLO1_SE o solo 1 (arenoso), sem emulsão e SOLO1_ERL o mesmo solo com emaulsão asfáltica RL-1C.

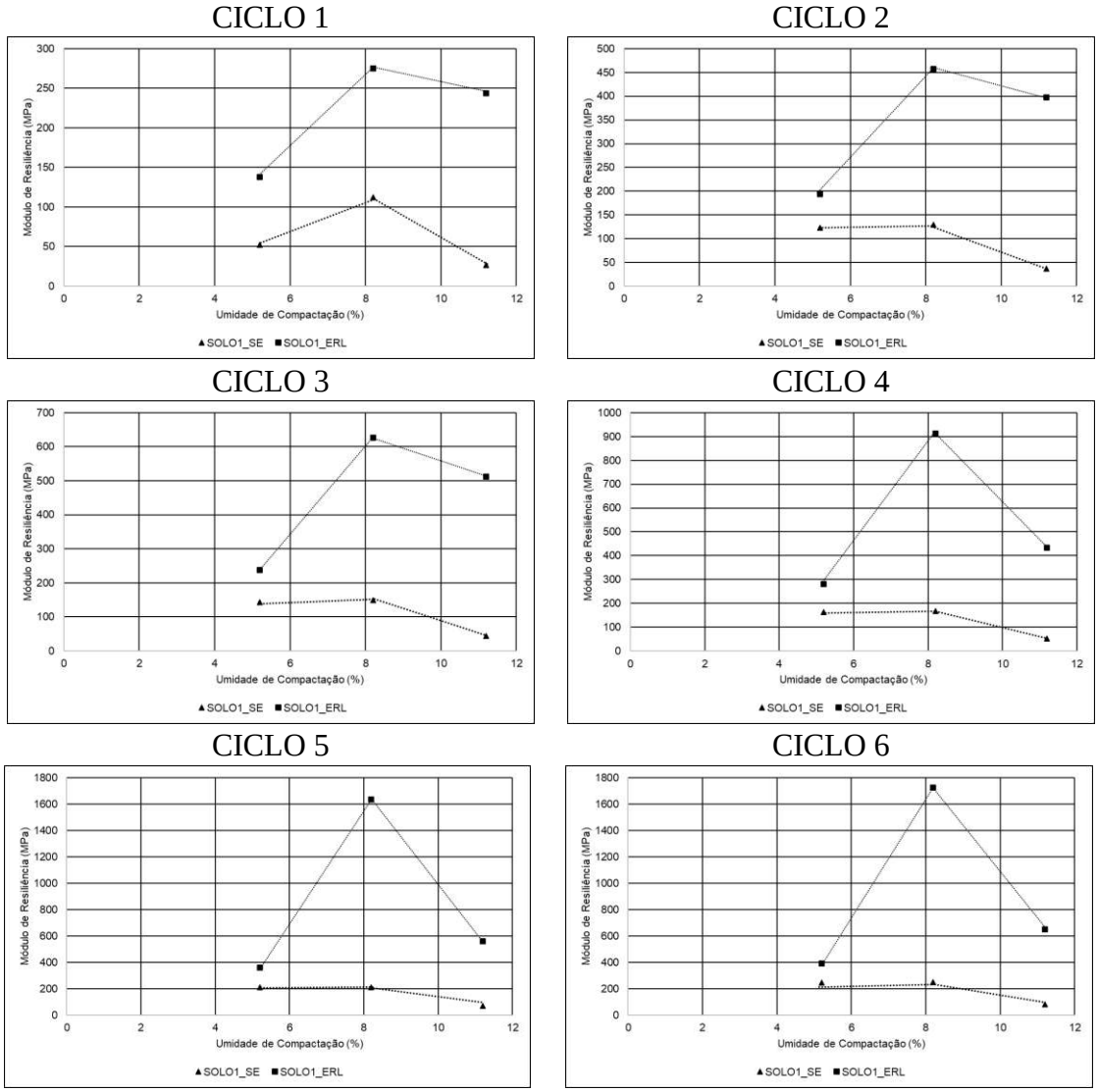


Figura 3. Gráfico de MR médio por umidade de compactação.

Da mesma maneira, a Figura 4 apresenta os gráficos de MR do solo 2 por umidade de compactação, com e sem fibra, em cada ciclo (par de tensão) analisado. A nomeclatura adotada foi SOLO2_SF, para o solo 2 (arigiloso) sem fibra e SOLO2_025FB para o solo 02 com adição de 0,25% de fibra.

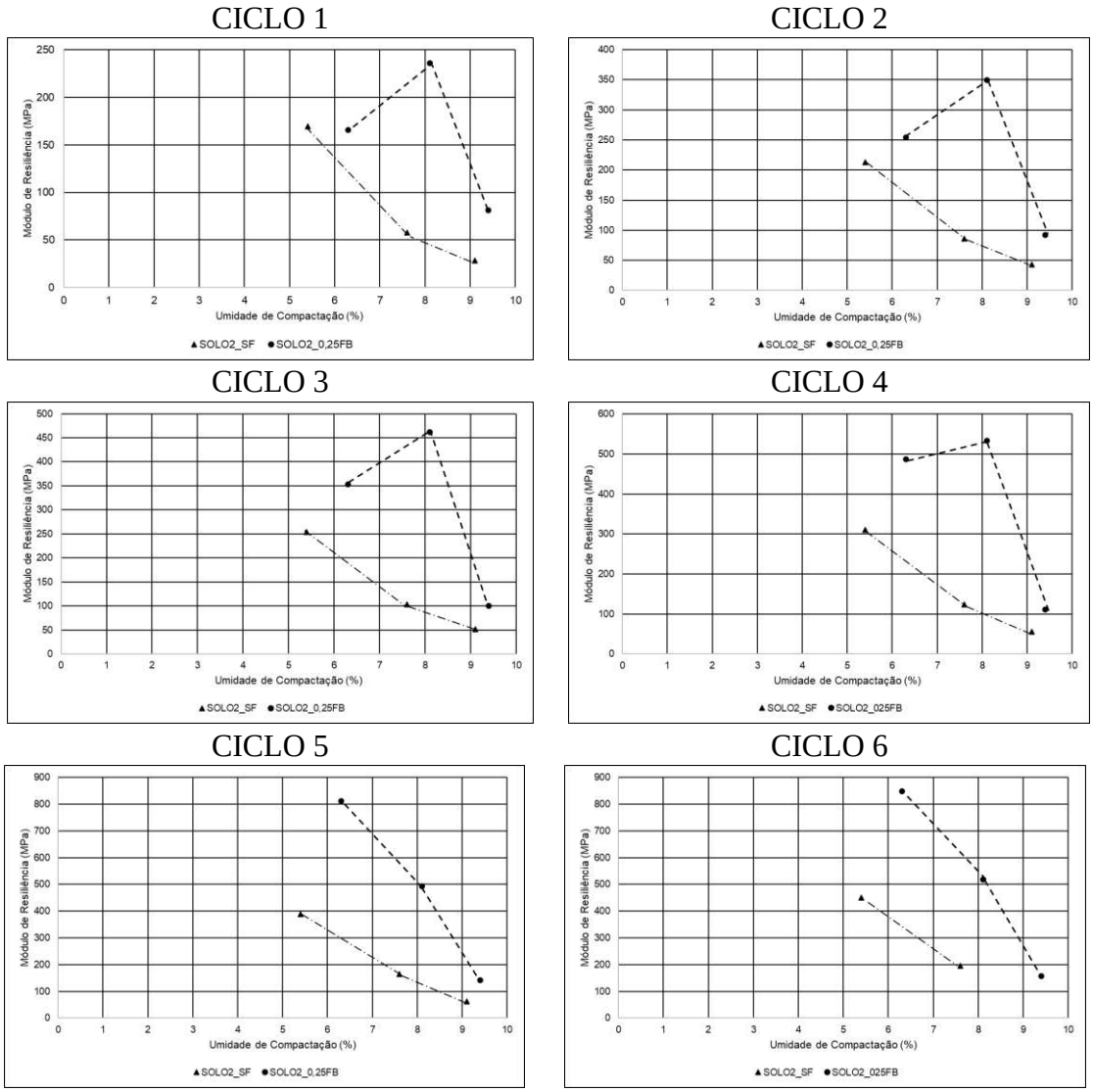


Figura 4. Gráfico de MR médio por umidade de compactação.

Observa-se a partir dos gráficos gerados 3 comportamentos distintos, conforme os ciclos de aplicação dos pares de tensões:

• Comportamento α: referente ao solo que seguiu o desempenho conforme Sveson (1980) constatou para solos argilosos, onde pôde-se observar o comportamento quanto ao efeito da moldagem do longo da curva de compactação: valor superior de MR no ramo seco, valor intermediário de MR próximo da umidade ótima e valores de MR inferiores no ramo úmido. No solo 01 esse comportamento foi constado nos ciclos 5 e 6 sem emulsão e no solo 2 com fibra 1 a 4 e sem fibra nos ciclos 5 e 6;

• Comportamento β: houve uma mudança de comportamento no desempenho do material, onde os maiores valores de MR resultantes foram próximos da umidade ótima na curva de compactação, MR intermediário no ramo seco e valores inferiores no ramo úmido. No solo 1, ciclos 1 a 4 sem e com emulsão e para o solo 2 nos ciclos de 1 a 4 com fibra.

• Comportamento γ: quando a amostra passa de um comportamento para outro, devido a variação de umidade, tensões de carregamento ou utilização de estabilizante. Por exemplo, no solo 2 com fibra nos ciclos 5 e 6, o compósito retornou ao comportamento α. No solo 01 sem emulsão nos ciclos 3 a 6.

Em termos de aplicabilidade do material, em uma camada de pavimento, é possível escolher desta maneira, o ciclo de carregamento que mais se adequa a necessidade de campo, levando em consideração o comportamento desse solo variando a umidade e outros variantes de projeto como o tráfego.

3.2 Análise Multifatorial

Utilizando as premisssas de Montgomery (2014) foi possível verificar o efeito do ciclo de tensões no ensaio de MR, quanto ao teor de de estabilizante (fibra ou emulsão) e umidade de compactação. Bem como, verificar a influência simultânea destes fatores entre si. Utilizou-se o programa Rstudio para executar a análise multifatorial explicados na metodologia desta pesquisa, apresentando ao final, uma análise de variância (ANOVA) para interpretação destes resultados.

Para o solo 1, estabilizado com emulsão, a Figura 5 apresenta os resultados oriundos da ANOVA, onde os fatores B e C, bem como a interação entre B e C, são significativamente importantes para a variabilidade total dos dados. O fator A e suas interações com os outros fatores não são significativos. Isso sugere que a variação nos dados pode ser atribuída principalmente aos fatores B (estabilização) e C (umidade de compactação), assim como à interação entre eles.

ANOVA - D

	Sum of Squares	df	Mean Square	F	p
A	5.54e +8	5	1.11e+8	1.39	0.238
B	5.97e +9	1	5.97e+9	74.83	< .001
C	1.25e+10	2	6.25e+9	78.39	< .001
A ✻ B	4.62e +8	5	9.24e+7	1.16	0.338
A ✻ C	9.70e +8	10	9.70e+7	1.22	0.295
B ✻ C	1.27e+10	2	6.33e+9	79.33	< .001
A ✻ B ✻ C	1.02e +9	10	1.02e+8	1.28	0.258
Residuals	5.74e +9	72	7.98e+7		

Figura 5. ANOVA do solo 1 com e sem emulsão e suas interações

Em suma, a hipótese nula foi rejeitada para os fatores B, C e a interação B * C, indicando que esses têm efeitos significativos na variável dependente. Para o fator A e suas interações com os outros fatores, a hipótese nula não foi rejeitada, indicando que eles não têm efeitos significativos. Podendo-se então, abordar que para a utilização deste material, a umidade e a a quantidade de emulsão asfálticas devem ser os principais fatores levados em consideração como parâmetro de decisão.

Similarmente, a Figura 6 destaca os dados gerados após análise multifatorial do solo 2 com e sem fibra, onde destaca-se os resultados da ANOVA para este material.

ANOVA - D

	Sum of Squares	df	Mean Square	F	p
A	265587	5	53117	2.112	0.074
B	104823	1	104823	4.167	0.045
C	14408	2	7204	0.286	0.752
A ✻ B	424719	5	84944	3.377	0.009
A ✻ C	2.12e+6	10	211623	8.414	< .001
B ✻ C	254658	2	127329	5.062	0.009
A ✻ B ✻ C	1.77e+6	10	176795	7.029	< .001
Residuals	1.81e+6	72	25153		

Figura 6. ANOVA do solo 2 com e sem fibra e suas interações

Observa-se que enquanto os fatores individuais A e C não apresentam efeitos significativos isoladamente, o fator B (estabilização com fibra) e as várias interações (A * B, A * C, B * C e A * B * C) são estatisticamente significativas. Isso indica que a variabilidade na variável dependente é fortemente influenciada pela interação dos fatores B com os outros fatores.

Este resultado destaca a influência da quantidade de fibras no resultado da estabilização de um solo argiloso com este material, devendo-se identificar a quantidade ideal de fibras para que o efeito de suas interações com os outros fatores sejam relevantes.

Por fim, para os solos estudados com diferentes estabilizantes, mesmo que as amostras sejam independentes uma das outras, a estabilização (fator B), para os dois casos, influencia no comportamento do solo (incremento do MR) bem como a quantidade de água oriunda da curva de compactação. Esta técnica se mostra eficaz, para ser utilizada como critério de escolha do tipo de estabilização e da umidade adequada de compactação para se atingir um desejado desempenho levando em consideração o MR.

4 CONCLUSÃO

A presente pesquisa delimitou o comportamento resiliente de dois solos tropicais, um solo arenoso estabilizado com 2% de emulsão RL-1C e um solo argiloso estabilizado com 0,25% de fibra de buriti, realizando o ensaio de módulo de resiliência e aplicando análise multifatorial para corroborar os resultados.

- No ensaio de MR observou-se 3 comportamentos (α, β, γ) distintos que ocorrem nos solos devido a estabilização, esta pode modificar o valor do MR e ao se verificar o comportamento da curva de compactação com os comportamentos observados é possível utilizá-lo como critério de escolha de solo e de estabilização;
- Os comportamentos plotados, po exemplo, podem orientar asseertivamente quanto a utilização do material estabilizado quando houver a necessidade, em uma camada de infraestrutura em um dimensionamento de pavimentos.
- A análise multifatorial, mostrou-se uma técnica viável para confirmação da intereação dos fatores analisados, tendo em vista a variabilidade do comportamento frente as mudanças que podem ser aplicadas ao material como os pares de tensão do ensaio de MR, o tipo estabilizante (físico ou químico) e a umidade de compactação aplicada;
- Comparativamente como critério de escolha para uma camada de pavimento, a análise multifatorial é capaz de apontar, quais destas variáveis terá maior influência no comportamento deste compósito e desta maneira poderá orientar para a escolha da melhor solução ao caso concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abbaspour, M.; Narani, S. S.; Aflaki, E. and Nejad, F. M. Behavior of a Subgrade Soil Reinforced by Waste Tire Textile Fibers under Static and Cyclic Loading. Journal of Materials in Civil Engineering, 2020.

Andavan, S., Maneesh, B. K. Case study on soil stabilization by using bitumen emulsions - A review. Materials Today: Proceedings, 2020.

Carvalho, L.H. de; Cavalcanti, W.S.; Nóbrega, M.M.S. Tensile properties of hybrid vegetable/glass fiber fabric reinforced unsaturated polyester composites. In: Natural Polymers and Composites, 2009.

Debnath, C.; Pal, Manish; Sarkar, Dipankar. Intelligent Prediction Model on Soil Bamboo Fibre Mix for Road Construction. Advances in Engineering Software, 2023.

Martins, R.C.; Agostini-Costa, T.S.; , P.; Filgueiras, T.S. Mauritia flexuosa.. In:: Vieira, R. F.; Camillo, J.; Coradin, L. (Eds.). Espécies nativas da flora brasileira de valor econômico atual ou potencial: plantas para o futuro - Região Centro-Oeste. Brasília: Ministério do Meio Ambiente, 2016.

Medeiros, A. S. de, Cardoso, H. S., Silva, M. A. V. Evaluation of the Mechanical Behavior of Soil Stabilized with Asphalt Emulsion Using Multi-Stage Loading. Civil Engineering Journal. Vol. 10, No. 01, 2024.

Montgomery, D. C., Runger, G, C. Applied Statistics and Probability for Engineers. 6º Edition. Wiley. 2014.

Nogami, J. S.; Villibor, D. F. Pavimentos de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo. Editora Villibor, 1995.

Svenson, M. Ensaios Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos. Tese de Doutorado. COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1980.

Tamassoki, S.; Norsyahariati, N.; Daud, N.; Nejabi, M. N.; Roshan, M. J. Fibre Reinforced Soil Mixed Lime/Cement Additives: A Review. Science & Technology, 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/699

Reúso de Material Fresado na Pavimentação - Estudo de Caso da BR-153 na Região Sul do Tocantins

Kárita Christina Soares Kanaiama Alves
PEBTT, IFTO, Gurupi, Brasil, karita.alves@ifto.edu.br

Gerson da Silva Pereira
Engenheiro Civil, IFTO, Gurupi, Brasil, gerson.pereira@estudante.ifto.edu.br

Rannyere Rocha Alves
Estudante de Engenharia Civil, IFTO, Gurupi, Brasil, rannyere.alves@estudante.ifto.edu.br

Cleber Decarli de Assis
PEBTT, IFTO, Gurupi, Brasil, cleber@ifto.edu.br

Lucas de Aguiar Dal Molin
Técnico em edificações, IFTO, Gurupi, Brasil, lucas.aguiar@ifto.edu.br

RESUMO: Pela sua natureza, as obras rodoviárias consomem um volume expressivo de materiais naturais. Nas misturas asfálticas, os agregados representam cerca de 95% do peso total, além do consumo nas camadas granulares. Segundo a Confederação Nacional do Transporte, em 2022, cerca de 67,5% dos 111.502 km de rodovias avaliados apresentaram condição ruim, regular ou péssima. No Tocantins, apenas 27,8% da malha foi considerada boa ou ótima, sendo que a única extensão em ótimas condições encontra-se no trecho concessionado (CNT, 2023). O consórcio ECO 153 assumiu a privatização da rodovia BR-153, entre Anápolis - GO e Aliança do Tocantins – TO, o que resultou na melhoria das condições de tráfego na via. Para tanto, foram realizadas extensas obras de restauração no pavimento flexível, gerando milhares de toneladas de material fresado, que atualmente estão depositadas em pilhas ao longo da rodovia. Considerando que a região tem previsão de receber novas obras de pavimentação e que o uso de resíduos de construção civil colabora com a redução de custos e do impacto ambiental, este trabalho tem como objetivo avaliar se o material fresado proveniente das obras de restauração pode ser reutilizado em camadas granulares de novos pavimentos. Para tanto, foram feitas coletas de material em três pontos de depósitos, nas cidades de Gurupi, Cariri e Figueirópolis, no Tocantins. Após a preparação, foram realizados os ensaios de análise granulométrica por peneiramento, de determinação da absorção e da massa específica. Também foram realizados os ensaios de compactação e CBR, na energia intermediária. O programa experimental seguiu os procedimentos das respectivas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas e do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Os resultados dos ensaios foram avaliados conforme a NBR 15115 (ABNT, 2004) que estabelece os requisitos para uso de agregados reciclados na pavimentação. Os resultados mostraram que a absorção dos materiais variou de 2,49% a 3,41% e a massa específica variou de 2,441 g/cm³ a 2,509 g/cm³. Em relação à análise granulométrica, apenas as amostras de Cariri do Tocantins e de Gurupi apresentaram Cu ≥ 10 e porcentagem passante na peneira n.º 4 entre 10% e 40%. Em relação à análise de CBR, foi observado que os materiais fresados não podem ser utilizados para compor camadas granulares, pois não apresentaram os requisitos mínimos necessários.

PALAVRAS-CHAVE: Material fresado, agregados reciclados, resíduos de construção civil.

ABSTRACT: Due to their nature, highways use a significant volume of natural materials. In asphalt mixtures, aggregates represent around 95% of the total weight, in addition to what is used in the granular layers. According to the National Transport Confederation, in 2022, around 67.5% of the 111,502 km of highways assessed were in poor, regular or very poor condition. In Tocantins, only 27.8% of the network was considered good or excellent, with the only extension in excellent condition being in the concession section (CNT, 2023). The ECO 153 organization took on the privatization of the BR-153 highway, between

Anápolis - GO and Aliança do Tocantins – TO, which improved traffic conditions on the road. Therefore, extensive restoration works were carried out on the flexible pavement, generating thousands of tons of milled material, which are currently deposited in piles along the highway. Considering that the region is expected to receive new paving works and that the use of civil construction waste helps to reduce costs and environmental impact, this work aims to evaluate whether the milled material from restoration works can be reused in granular layers of new pavements. Thus, material was collected at three deposit points, in the cities of Gurupi, Cariri and Figueirópolis, in Tocantins. After preparation, particle size distribution tests by sieving, absorption and specific mass determination were carried out. Compaction and CBR tests were also carried out at intermediate energy. The experimental program followed the procedures of the respective standards of the Brazilian Association of Technical Standards and the National Department of Transport Infrastructure. The test results were evaluated in accordance with NBR 15115 (ABNT, 2004) which establishes the requirements for the use of recycled aggregates in paving. The results showed that the absorption of the materials varied from 2.49% to 3.41% and the specific mass varied from 2.441 g/cm³ to 2.509 g/cm³. About particle size distribution, only samples from Cariri do Tocantins and Gurupi showed Cu ≥ 10 and a percentage passing through sieve No. 4 between 10% and 40%. Regarding the CBR analysis, it was observed that milled materials cannot be used to compose granular layers, as they did not meet the minimum requirements.

KEYWORDS: Reclaimed Asphalt Pavement, recycled aggregate, construction waste.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A pavimentação de vias é um serviço essencial para o desenvolvimento urbano, uma vez que o modal rodoviário promove a circulação de 61% das mercadorias e 95% dos passageiros (CNT, 2019). Considerando que cerca de 88% das rodovias brasileiras não são pavimentadas, e que apenas 27,8% das rodovias pavimentadas no estado do Tocantins estão em condições boa ou ótima (CNT, 2023), nota-se que há grande necessidade de investimento em obras de ampliação e restauração da malha existente.

O pavimento asfáltico é aquele cujo revestimento é composto de agregados, fíler e ligantes asfálticos (Bernucci *et al.*, 2008). Ainda que o custo por metro quadrado para implantação seja baixo (Medina e Motta, 2015), ao considerar a extensão das obras de pavimentação necessárias no território brasileiro, os custos podem representar um desafio significativo para a administração pública. Logo, os estudos de agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil aplicados na pavimentação se mostram relevantes, tanto na busca por alternativas de menor custo, como na mitigação dos impactos da exploração de jazidas e do descarte de resíduos provenientes das obras.

No ano de 2021, o Consórcio Eco153, composto pela EcoRodovias e Global Logistic Properties (GLP) Participações SA, assumiu a privatização da rodovia BR-153, entre Anápolis - GO e Aliança do Tocantins – TO (ECORODOVIAS, 2021). Em busca de melhoria das condições de tráfego na via, foram realizadas extensas obras de restauração no pavimento flexível. Essas obras geraram um volume expressivo de material fresado, que foi armazenado em depósitos às margens da rodovia. Esse resíduo de construção civil se apresenta como um material nobre que pode ser reaproveitado ou ainda, direcionado para áreas de bota-fora.

Considerando esse contexto, este trabalho apresenta um estudo do material fresado das obras de restauração da BR-153 na região sul do Tocantins com a finalidade de avaliar seu reuso em camadas estruturais de novos pavimentos.

Destaca-se que não foram encontradas publicações de estudos de material fresado no estado do Tocantins, como apontou Pessoni (2021). Assim, este trabalho se apresenta como estudo inicial das pesquisas dessa linha.

1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho foi avaliar se o material fresado resultante das obras de restauração da BR -153, na região sul do Tocantins, pode ser reutilizado em camadas granulares de novos pavimentos. Para tanto, o objetivo específico deste trabalho foi:

- Analisar se as características do material fresado atendem às especificações da NBR 15115 (ABNT, 2004) para seu reuso na pavimentação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta seção apresenta os principais conceitos abordados neste trabalho.

2.1 Materiais para pavimentação

O pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre a superfície final de terraplenagem, destinada técnica e economicamente a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança (Bernucci *et al.*, 2008).

O pavimento pode ser classificado de duas maneiras: flexíveis e rígidos. Segundo Balbo (2007), a estrutura de um pavimento rígido é composta por revestimento de concreto de cimento Portland, base e subleito; já a estrutura de pavimento flexível é construída com revestimento asfáltico composto com cimento asfáltico de petróleo (CAP), base, sub-base, reforço do subleito e subleito.

Os materiais utilizados nas camadas do pavimento são usualmente constituídos por: agregados, solos e, eventualmente, aditivos como cimento, cal, emulsão asfáltica, entre outros, podendo ser classificados segundo o seu comportamento frente aos esforços em: granulares e solos, estabilizados quimicamente ou cimentados e materiais asfálticos (Bernucci *et al*., 2008).

A NBR 9935 (ABNT, 2005) define os agregados como material sem forma ou volume definido, geralmente inerte, de dimensões e propriedades adequadas para produção de argamassas e concretos.

Woods (1960, *apud* Bernucci *et al*., 2008) define agregado como sendo uma mistura de pedregulho, areia, pedra britada, escória ou outros materiais minerais, usada em combinação com um ligante para formar um concreto, uma argamassa, etc.

Também, os agregados podem ser classificados em relação ao tamanho. De acordo com a norma DNIT-ES 031 (DNIT, 2006), para uso em misturas asfálticas, os agregados são classificados em agregado graúdo, miúdo e material de enchimento ou fíler.

Além dos agregados naturais, os pavimentos podem ser compostos de agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil classe A, que de acordo com a resolução nº 307 (CONAMA, 2002) são resíduos provenientes de construções, reformas, reparos ou demolições de obras de construção civil, podendo ser tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, agregados pétreos, argamassas, telhas, camadas asfálticas de pavimentos e outros. Esses materiais podem ser adequados para execução de camadas de reforço do subleito, sub-base e base, bem como camada de revestimento primário, desde que sejam atendidos os requisitos da NBR 15115 (ABNT, 2004).

2.2 Material fresado

A fresagem é uma técnica de remoção de revestimentos antigos, utilizada na manutenção rodoviária de pavimento flexível, sendo definica como o corte ou desbaste de uma ou mais camadas, com espessura pré-determinada, por meio de processo mecânico realizado a quente ou a frio, empregado como intervenção visando à restauração do pavimento (Bonfim, 2010).

Também, em função da espessura de corte, pode ser classificada em fresagem superficial, fresagem rasa e fresagem profunda (Bonfim, 2010). A Figura 1 apresenta o processo de fresagem em andamento e o aspecto típico da superfície do pavimento após o serviço.

O resíduo gerado no serviço de fresagem é chamado material fresado, também conhecido como RAP (*Reclaimed Asphalt Pavement*). O RAP é um agregado reciclado que pode ser reutilizado em substituição parcial de agregados em novas misturas asfálticas, em misturas com solo e ou adições, para construção de camadas granulares (Pessoni, 2021) ou ainda, como revestimento primário, embora Balbo (2007) tenha apontado esse último uso como ineficiente e ambientalmente agressivo.

(a) (b)

Figura 1. Serviço de fresagem a frio: a) Fresadora em operação; b) Superfície do pavimento após a fresagem. Fonte: WIRTGEN GROUP (2024).

A reutilização do material fresado tem sido avaliada no Brasil com estudos desenvolvidos principalmente nas regiões sul e sudeste, embora não se encontrem dados estatísticos sobre a porcentagem de RAP que é reutilizada nas obras. Já na Europa, se reutilizam mais de 75% de todo o material fresado, e no Japão, 100%, aproximadamente (Pessoni, 2021).

Para que um agregado reciclado, como o material fresado, seja utilizado nas camadas granulares de um pavimento, a NBR 15115 (ABNT, 2004) indica o atendimento dos seguintes requisitos:

- Ausência de materiais classificados como classe "B", "C" e "D" pela Resolução CONAMA nº 307;
- Curva granulométrica bem graduada, não uniforme, com coeficiente de uniformidade Cu ≥ 10;
- A porcentagem passante na peneira nº 40 deve estar entre 10% e 40%;
- Para execução de reforço de subleito: Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR – *California Bearing Ratio*) ≥ 12% e expansão ≤ 1,0% (energia normal);
- Para execução de sub-base: CBR ≥ 20% e expansão ≤ 1,0% (energia intermediária);
- Para execução de base de pavimento: CBR ≥ 60% e expansão ≤ 0,5% (energia intermediária);
- Porcentagem de grãos de forma lamelar menor do que 30%;
- Dimensão característica máxima dos grãos: 63,5 mm;
- Ausência de materiais nocivos ao meio ambiente e à saúde do trabalhador.

O reuso de materiais asfálticos reciclados na pavimentação tem sido estudado no Brasil desde a década de 1970 (Bonfim, 2010), sendo que mais de 60% dos trabalhos sobre material fresado foram desenvolvidos nos estados de São Paulo e Rio Grande do Sul (Pessoni, 2021).

3 METODOLOGIA

Esta seção apresenta a procedência do material fresado bem como os procedimentos dos ensaios realizados para a sua análise. Foram utilizadas as normas aplicadas à análise de agregados para pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), anteriormente intitulado Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), e as normas aplicadas à análise de solos da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

3.1 Material Fresado

A coleta do material fresado foi realizada em três pontos de depósito ao longo da BR-153, na região sul do Tocantins, sendo nos municípios de Figueirópolis, Cariri do Tocantins e Gurupi. Esse material foi gerado durante o processo de fresagem realizado nas obras de restauração do revestimento asfáltico do referido trecho. A Figura 2 apresenta a localização dos pontos de coleta em cada município e a imagem de uma das pilhas do resíduo.

A coleta foi realizada de acordo com os procedimentos da norma DNER – PRO 120/97 (DNER, 1997). As amostras foram acondicionadas em embalagens próprias e levadas ao laboratório de construção do IFTO *campus* Gurupi, onde foram realizados os ensaios.

(a) (b)

Figura 2. Pontos de coleta: a) localização dos pontos; b) depósito de Cariri do Tocantins.

Inicialmente, foi feita a análise visual e, posteriormente, foi feita a redução das amostras para os ensaios de laboratório, utilizando o método de quarteamento, de acordo com os procedimentos da norma DNER – PRO 199/96 (DNER, 1996).

3.2 Ensaios

Foi feita a caracterização física do material fresado e avaliação do comportamento mecânico, por meio do CBR (ou ISC), com a finalidade de observar o atendimento dos requisitos da NBR 15115 (ABNT, 2004). Assim, foram realizados os ensaios relacionados na Tabela 1, de acordo com as respectivas normas técnicas. Observa-se que foi ensaiado o material fresado sem a retirada do ligante asfáltico.

Tabela 1. Ensaios do material fresado

Ensaio	Norma técnica
Determinação do teor de umidade	DNER – ME 196/98 (DNER, 1998a)
Análise granulométrica	DNER-ME 083/98 (DNER, 1998b)
Determinação da absorção e da densidade do agregado graúdo	DNER-ME 081/98 (DNER, 1998c)
Determinação da densidade da fração de fíler	NBR 6458 (ABNT, 2016) – Anexo B (adaptado)
Ensaio de CBR (ou ISC)	NBR 9895 (ABNT, 2017)

A determinação do teor de umidade foi feita de acordo com a DNER – ME 196/98 (DNER, 1998a), sendo as amostras de ensaio mantidas em estufa a uma temperatura constante de 105 ºC, onde permaneceram até constância de massa.

A análise granulométrica foi realizada de acordo com a DNER-ME 083/98 (DNER, 1998b), para verificar a faixa granulométrica do agregado reciclado resultante da fresagem, o diâmetro máximo característico (DMC), bem como a graduação e o teor de fíler. Foram utilizadas as peneiras de malha quadradas e os respectivos agitadores mecânicos. Após os ensaios, foram realizados os cálculos das porcentagens passantes em cada peneira e obtidas as curvas granulométricas.

Em virtude de as amostras apresentarem mais de 2% de material passante na peneira de 4,8mm, a densidade foi definida por dois métodos. Para a fração passante, a massa específica foi determinada por meio da NBR 6458 (ABNT, 2016), conforme anexo B, adaptado. Para a fração retida, foi realizada a determinação da absorção e da densidade do agregado graúdo de acordo com a DNER-ME 081/98 (DNER, 1998c). Para cada material, foram determinados os valores médios a partir de 3 determinações.

Para avaliação do CBR (ou ISC), foi realizada a compactação de amostras contendo 100% de material fresado. Para tanto, foram seguidas as orientações da NBR 9895 (ABNT, 2017), e foi utilizada a energia de compactação intermediária. As amostras permaneceram submersas em água até a saturação e posteriormente foram submetidas à prensa, para determinação do CBR. Observa-se que não foi realizado o ensaio de

expansão, por ausência dos dispositivos necessários no laboratório. Após os ensaios, foram obtidas as curvas de compactação e de CBR.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Da análise visual, foi observado que todo material fresado era composto de agregado e ligante asfáltico, com sutil presença de fragmentos de tinta branca ou amarela, de sinalização horizontal.

Da determinação do teor de umidade, concluiu-se que todas as amostras estavam completamente secas no seu estado natural nos depósitos de origem.

4.1 Análise granulométrica

Da análise granulométrica, foram obtidas as curvas apresentadas na Figura 3. Os valores de DMC do material fresado de Figueirópolis, Cariri do Tocantins e de Gurupi foram definidos em 19mm, 31,5mm e 37,5mm, respectivamente.

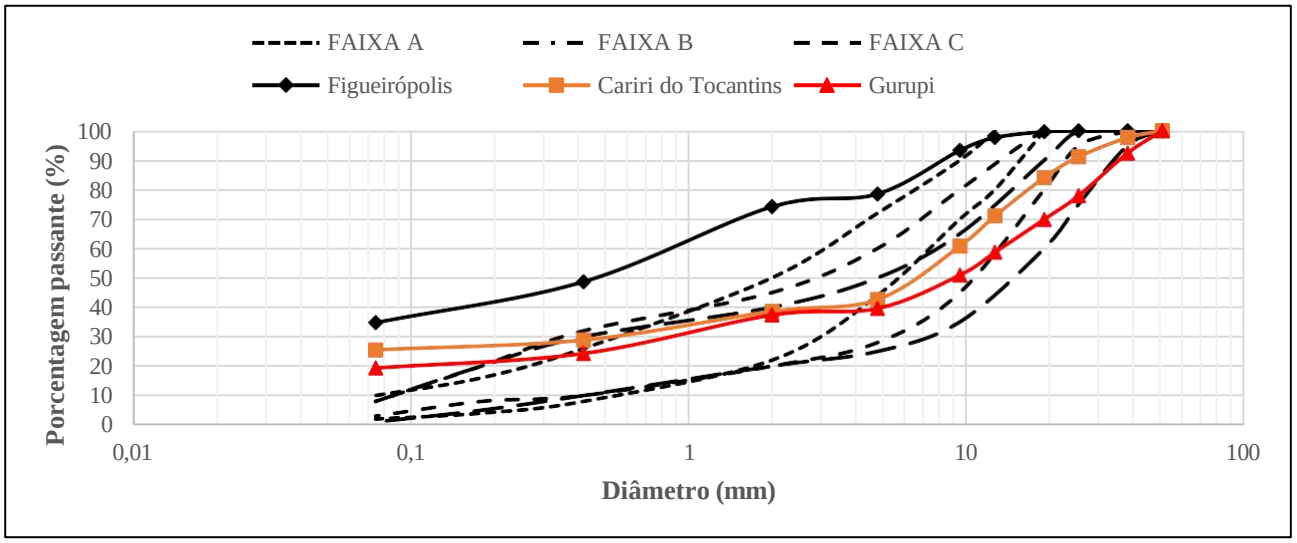


Figura 3. Curva granulométrica dos materiais fresados e faixas de agregados para misturas asfálticas.

Também foi feita a comparação das curvas granulométricas com as faixas A, B e C da norma DNIT-ES 031/2006-ES (DNIT, 2006). Notou-se que os materiais fresados não se enquadraram nas faixas de agregados para misturas asfálticas, o que pode ter relação com o processo de fresagem, pois as amostras apresentam fragmentos de massa asfáltica e porcentagem significativa de fíler. Ao mesmo tempo que o processo de fresagem não separa todas as partículas de agregado, pode também estar provocando a cominuição das partículas maiores. Observou-se ainda que o material fresado de Cariri do Tocantins e de Gurupi tem menor porcentagem de agregado miúdo, apresentando mais de 60% de agregado graúdo e cerca de 20% de finos.

A Tabela 2 apresenta os parâmetros calculados exigidos pela NBR 15115 (ABNT, 2004). A norma exige que a granulometria deve ser contínua e bem graduada, com coeficiente de uniformidade (C_u) maior ou igual a 10, e a porcentagem de material que passa na peneira de 0,425 mm (n° 40) deve estar entre 10% e 40%. Desse modo, conclui-se que o material fresado de Cariri do Tocantins e de Gurupi podem ser utilizados, na condição como se encontram, na pavimentação. Já em relação ao material fresado de Figueirópolis, será necessário fazer sua correção granulométrica, pois apresenta mais de 48% de material passante na peneira nº 40.

Tabela 2. Parâmetros de granulometria exigidos pela NBR 15115 (ABNT, 2004)

	Figueirópolis	Cariri do Tocantins	Gurupi
Cu	>10	>10	>10
% passante na peneira nº 40	48,70	28,88	24,31

4.2 Absorção, densidade do agregado graúdo e massa específica do agregado miúdo

A Tabela 3 apresenta os resultados dos ensaios de absorção, densidade aparente do agregado graúdo e massa específica do agregado miúdo dos materiais fresados analisados.

Tabela 3. Absorção, densidade do agregado graúdo e massa específica do agregado miúdo

	Figueirópolis	Cariri do Tocantins	Gurupi
Absorção (%)	3,18	2,49	3,41
Densidade aparente	2,30	2,35	2,25
Massa específica (g/cm³)	2,509	2,441	2,467

Estes parâmetros não são exigidos pela NBR 15115 (ABNT, 2004), mas são importantes na caracterização dos agregados utilizados na pavimentação. Nota-se que quanto menor a densidade aparente, maior a absorção de água.

4.3 Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR)

Em virtude do material de Figueirópolis não ter apresentado os requisitos de granulometria, de acordo com a NBR 15115 (ABNT, 2004), foram realizados os ensaios de compactação e CBR apenas para os materiais de Cariri do Tocantins e de Gurupi. As curvas de compactação (na energia intermediária) e de CBR estão apresentadas na Figura 4.

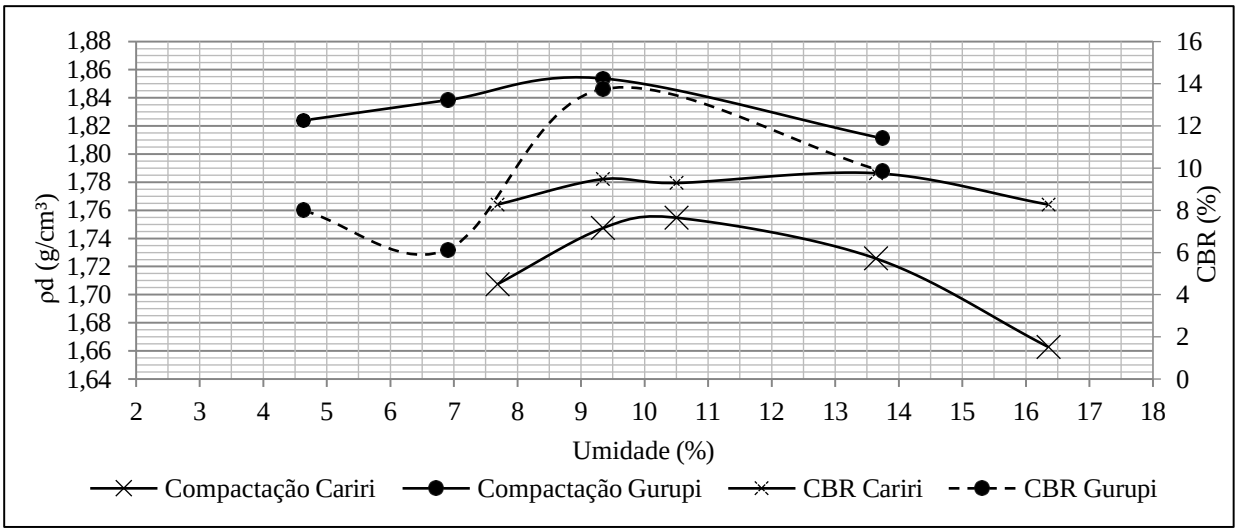


Figura 4. Curvas de compactação e de CBR.

Os materiais fresados de Cariri do Tocantins e Gurupi apresentaram umidade ótima de 10% e 9%, respectivamente, e massa específica seca máxima de 1,755g/cm³ e 1,855g/cm³. Em relação ao CBR, Cariri do Tocantins apresentou valores inferiores a 10% e Gurupi, valores inferiores a 15%.

Considerando que a NBR 15115 (ABNT, 2004) exige que os resíduos de construção civil para serem utilizados na pavimentação apresentem CBR ≥ 12% para execução de reforço de subleito, na energia normal, e, CBR ≥ 20% para sub-base e CBR ≥ 60% para base, na energia intermediária, estes materiais não apresentaram comportamento satisfatório para que sejam utilizados em camadas granulares de pavimentação.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando o contexto brasileiro, onde a maior parte da extensão da malha rodoviária não se encontra em condições adequadas ao rolamento, conclui-se que há grande necessidade de obras de pavimentação, especialmente na região Norte. Essas obras, que demandam elevado consumo de agregados,

podem reutilizar os resíduos de construção civil gerados na região, desde que apresentem as características técnicas necessárias.

Os materiais fresados avaliados neste trabalho foram caracterizados e, analisados em termos do CBR. Embora os materiais de Cariri do Tocantins e de Gurupi tenham apresentado granulometria favorável ao seu reuso, nenhum desses materiais apresentou CBR mínimo exigido para camadas granulares de pavimento. Sendo assim, para viabilizar o seu reuso, estes materiais devem ser avaliados em misturas com solo e/ou adições como cal e cimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15115: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Execução de camadas de pavimentação –Procedimentos. Rio de Janeiro, 2004.

ABNT_____. NBR 9935: Agregados – Terminologia. Rio de Janeiro, 2011.

ABNT_____. NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016.

ABNT_____. NBR 9895: Solo – índice de suporte Califórnia (ISC) – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2016.

BALBO, J. T. Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração. São Paulo, 2007.

BERNUCCI, L. B; MOTTA, L. M. G.; SOARES, J. B.; CERATTI, J. A. P. Pavimentação Asfáltica: formação básica para Engenheiros. Rio de Janeiro – Associação Brasileira das Empresas Distribuidora de Asfalto, 2008.

BONFIM, V. Fresagem de pavimentos asfálticos. 3ªedi. Revisada e atualizada. São Paulo: Exceção Editorial, 2010.

CNT, Confederação Nacional Do Transporte. Pesquisa CNT de rodovias 2023. – Brasília, 2023.

CNT, Confederação Nacional Do Transporte. Pesquisa CNT de rodovias 2019. – Brasília, 2019.

DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER-PRO 120/97: Coleta de amostras de agregados. Brasília, 1997.

DNER_____. DNER-PRO 199/96: Redução de amostra de campo de agregados para ensaio de laboratório. Brasília, 1996.

DNER_____. DNER-ME 196/98: Agregados – determinação do teor de umidade total, por secagem, em agregado graúdo. Brasília, 1998a.

DNER_____. DNER-ME 083/98: Agregados – análise granulométrica. Brasília, 1998b.

DNER_____. DNER-ME 081/98: Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo. Brasília, 1998c.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 031/2006 – ES: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviço. Brasília, 2006.

ECORODOVIAS. Consórcio formado por EcoRodovias e GLP vence o leilão da BR-153. Disponível em:< https://www.ecorodovias.com.br/noticias/consorcio-formado-por-ecorodoviase-glp-vence-o-leilao-da-br-153/> Acesso em: 01 de julho de 2024.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. Mecânica dos pavimentos. Editora Interciência. 3ª edição. Rio de Janeiro, 2015.

PESSONI, H. R. Utilização de Material Fresado na Composição de Camadas Granulares de Pavimentos Flexíveis. Trabalho de Conclusão de Curso, Aparecida de Goiânia – GO, 2021.

WIRTGEN GROUP. Tecnologia: Fresadoras a Frio. Disponível em:< https://www.wirtgen-group.com/pt-br/produtos/wirtgen/tecnologias/fresadoras-a-frio/> Acesso em: 02 de abril de 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/700

Reutilização de Rejeitos de Minerio de Ferro em Camadas de Pavimentação: Análise de Viabilidade

Letícia Alves Arantes
Engenheira Civil, UFOP, Ouro Preto, Brasil, leticia_alves9@hotmail.com

Ingrid Belcavello Rigatto
Mestre em Geotecnia, UFOP, Ouro Preto, Brasil, ingridbrigatto@gmail.com

Lucas Deleon Ferreira
Doutor em Geotecnia, UFOP, Ouro Preto, Brasil, lucas@ufop.edu.br

RESUMO: Os minérios desempenham um papel fundamental em diversas indústrias, no entanto, a atividade mineradora acarreta a produção de rejeitos que demandam grandes áreas para disposição, ocasionando impactos ambientais e sociais significativos. Este estudo propôs investigar a viabilidade de utilizar rejeitos de minério de ferro, combinados com solo laterítico, para aproveitamento em camadas de pavimento rodoviário. Foram conduzidos ensaios laboratoriais de caracterização, compactação e CBR, utilizando a metodologia MCT, considerada a mais adequada para solos tropicais. Utilizaram-se três misturas de solo laterítico com rejeito de minério de ferro em porcentagens de 20%, 30% e 40% e avaliou-se a compatibilidade dos parâmetros obtidos com aqueles exigidos pela normativa (DNIT) para camadas estruturais de pavimentos asfálticos rodoviários. Os resultados revelaram que as misturas de rejeito de minério de ferro com o solo laterítico estudado não atenderam aos requisitos estabelecidos pelo DNIT para pavimentação, inviabilizando sua aplicação direta. No entanto, esta conclusão não exclui completamente a possibilidade de uso desses materiais, sendo necessários estudos complementares, que avaliem proporções variadas de rejeito com solos de diferentes origens. Além disso, explorar métodos de estabilização com ajuste granulométrico e estabilização química, (empregando cal, cimento ou outros materiais cimentantes) pode abrir alternativas viáveis para atender às especificações normativas.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitos, Pavimentação Rodoviária, Estabilização de Solos, Reutilização, Impacto Ambiental.

ABSTRACT: Ores play a fundamental role in several industries; however, mining activities result in the production of waste that requires large areas for disposal, causing significant environmental and social impacts. This study proposed to investigate the feasibility of using iron ore waste, combined with laterite, in road pavement layers. Laboratory characterization, compaction and CBR tests were conducted using the MCT methodology, considered the most suitable for tropical soils. Three mixtures of laterite with different percentages of iron ore waste (20%, 30% and 40%) were used and the compatibility of the parameters obtained with those required by regulations (DNIT) for structural layers of asphalt road pavements was evaluated. The results revealed that the mixtures of iron ore waste with the laterite studied did not meet the requirements established by DNIT for paving, making their direct application unfeasible. However, this conclusion does not completely exclude the possibility of using these materials, and additional studies are needed to evaluate varying proportions of waste with soils of different origins. Furthermore, exploring stabilization methods with particle size adjustment and chemical stabilization (using lime, cement or other cementing materials) can open up viable alternatives to meet regulatory specifications.

KEYWORDS: Tailings, Road Paving, Soil Stabilization, Reuse, Environmental Impact.

1 INTRODUÇÃO

Uma das grandes forças da economia brasileira, o setor mineral é essencial e imprescindível para o mundo, essa área de atividade desempenha um papel importante no avanço e representa um símbolo do crescimento nacional. De acordo com Alexandre Mello, IBRAM (2023), diretor de Relações com Associados e Municípios, a produção mineral brasileira em 2022 alcançou a marca de U$ 48 bilhões em valor. As exportações minerais totalizaram 12% das exportações totais brasileiras, representando U$ 41,67 bilhões, enquanto prevê-se um investimento de US$ 50 bilhões até 2027 a mineração no Brasil.

Apesar dos benefícios econômicos da mineração e seu impacto positivo sobre a balança comercial nacional dos países produtores, a indústria também responde pela produção simultânea de um volume significativo de material residual. Quando gerido de forma adequada, a mineração pode criar empregos, estimular a inovação e trazer investimentos e infraestrutura pública em uma escala de mudanças de longo prazo, impactando positivamente sobre os indicadores sociais e os ODS. No entanto, quando ocorrem falhas na gestão, podem levar a degradação do meio ambiente, deslocamento de populações, aumento das desigualdades e conflitos sociais, entre outros processos deletérios à sociedade (Silva e Freitas, 2020).

Nos últimos anos, diversos desastres ligados a barragens de armazenamento de rejeitos ocorreram no Brasil gerando impactos socioambientais extremos (Salvador et al., 2020). Assim, este trabalho buscou alternativas sustentáveis para a utilização dos rejeitos e maneiras de diminuir suas áreas de armazenamento.

Com o objetivo de avaliar a utilização de rejeitos de minérios de ferro em camadas estruturais de pavimentos asfálticos rodoviários, algumas misturas desse material com solo laterítico foram estudadas, variando suas porcentagens. Isso permitiu comparar os os parâmetros de cada mistura com os exigidos pelas normas de pavimentação.

Os solos tropicais apresentam características mecânicas e hidráulicas associadas ao processo de "laterização", que ocorre em ambientes úmidos e faz com que as frações argilosas sejam constituídas por argilominerais cauliníticos e hidróxidos/óxidos de ferro e/ou alumínio (Santos e Parreira, 2015). Nogami e Villibor (1995) destacam que os solos lateríticos podem ser residuais (originados pela degradação da rocha matriz) ou de origem sedimentar (transportados pela ação da gravidade, por exemplo, no caso de colúvios) que passaram por processos pedogenéticos, tais como a laterização.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Este estudo foi realizado a partir de algumas misturas entre rejeito de mineração e solo laterítico (laterita). As atividades foram conduzidas no laboratório de mecânica dos solos da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), em Minas Gerais.

O rejeito utilizado possui de baixo teor de ferro, proveniente do processo de beneficiamento mineral para obtenção de ferro concentrado. Já a laterita é proveniente da mesma mina, sendo estéril da mineração.

Para preparação do estudo, a laterita e o rejeito foram coletados direto da mina e posteriormente espalhados sobre uma lona por 2 dias para secagem ao ar (Figura 1). Após esse processo, as duas amostras foram homogeneizadas e dispostas em sacos plásticos de 60 kg, estando prontas para realização dos ensaios.

Figura 1. Processo de secagem das amostras de laterita e rejeito.

Misturas de solo e rejeito foram realizadas variando suas porcentagens, visando encontrar a que melhor atendia os requisitos para utilização como camada de base de pavimentos rodoviários. A Tabela 1 destaca o material e as misturas realizadas, seguidas da nomenclatura adotada para sua identificação.

Tabela 1. Identificação dos materiais e misturas pesquisados.

Descrição	Identificação
Laterita	L
Rejeito	R
Mistura 80% de Laterita + 20% de Rejeito	M8020
Mistura 70% de Laterita + 30% de Rejeito	M7030
Mistura 60% de Laterita + 40% de Rejeito	M6040

Uma vez que os rejeitos de mineração não possuem normas especificas, utilizou-se as metodologias e normas aplicadas na mecânica dos solos para a realização dos ensaios laboratoriais.

Foram realizados os ensaios de limite de liquidez (ABNT NBR 6459:2017), limite de plasticidade (ABNT NBR 7180:2016), análise granulométrica por peneiramento e sedimentação (ABNT NBR 6458:2017 e ABNT NBR 6502:2022) e massa específica dos grãos (NBR 6458), conforme mostra a Figura 2.

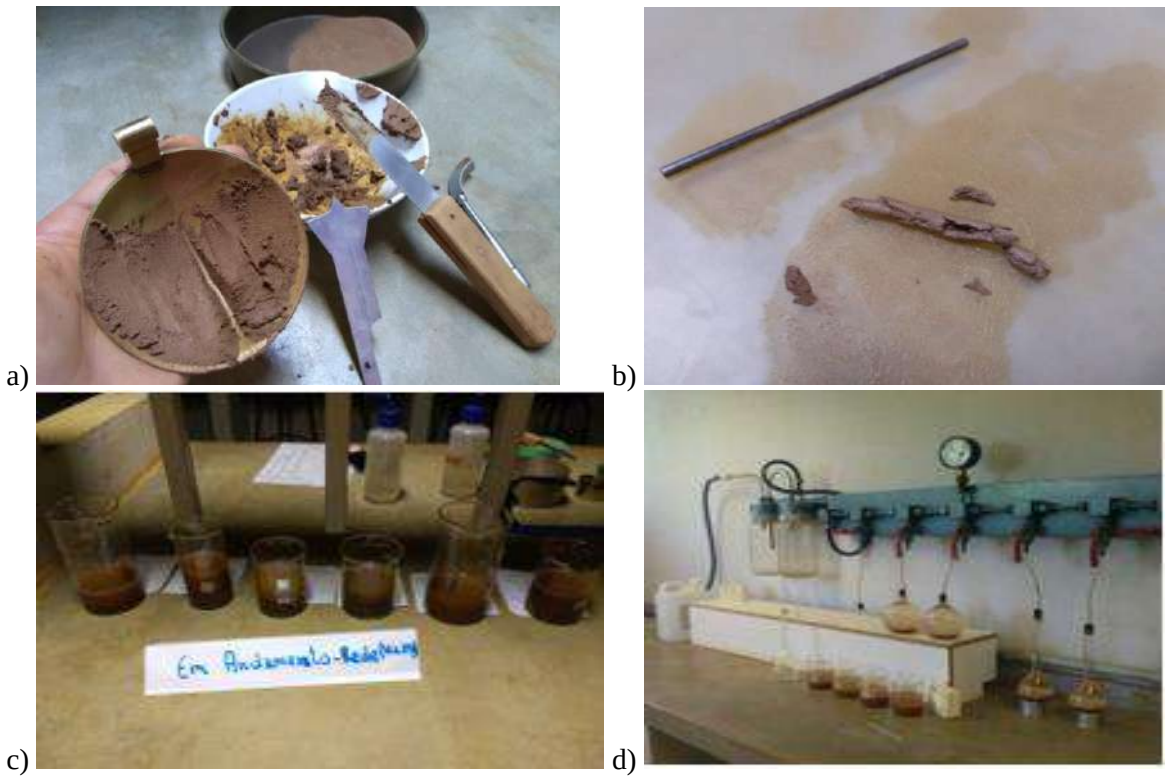


Figura 2. Ensaios realizados: a) limite de liquidez b) limite de plasticidade c) granulometria por sedimentação d) massa específica dos grãos.

Para a laterita e as misturas laterita/rejeito, foram realizados ensaios por meio da Metodologia MCT (Miniatura, Compactada, Tropical), a criação desta metodologia fez-se necessária devido à dificuldade de enquadrar os solos de ambiente tropical nas classificações americanas, que foram desenvolvidas para regiões de clima temperado e frio. Segundo Barroso (2002), o desenvolvimento do método MCT ofereceu uma solução para inúmeros problemas atrelados ao emprego de solos em obras de engenharia, já que este método leva em consideração o clima e os materiais predominantes em regiões tropicais.

A metodologia MCT (Miniatura, Compactada, Tropical) engloba um conjunto de ensaios executados em corpos de prova de dimensões reduzidas, os principais ensaios deste método são: ensaio de mini-MCV, perda de massa por imersão, mini-CBR, expansão e contração (Barroso, 2002).

No presente trabalho, os ensaios realizados foram a compactação mini-MCV, normalizado pela ME 258 (DNER, 1994b) e perda de massa por imersão, normalizado pela ME 256 (DNER, 1994c), como mostra a Figura 3.

a) b)

Figura 3. Metodologia MCT: a) ensaio de compactação Mini-MCV b) ensaio de perda de massa por imersão.

Também foram realizados ensaios de compactação, seguindo os procedimentos descritos na ABNT NBR 7182:2016 e ensaios para a determinação do CBR (*California Bearing Ratio*) seguindo a norma ABNT NBR 9895:2017. Foram moldados corpos de prova para 5 pontos, coincidentes com a curva de compactação, cujo ensaio foi realizado em três diferentes energ ias: normal, intermediária e modificada, tais energias foram escolhidas de acordo com a possibilidade de aplicação nas camadas do pavimento.

a) b)

Figura 4. a) ensaio de resistência a penetração b) etapa de imersão para verificação da expansão.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com os resultados dos ensaios, realizou-se a classificação das misturas pelos métodos TRB (*Transportation Research Board)* e MCT (Miniatura, Compactada, Tropical). As classificações tradicionais como a TRB foram criadas em regiões de climas temperados e passaram a ser incorporados para os solos tropicais brasileiros. A incompatibilidade entre essas duas regiões fez com que fosse criado um método próprio para regiões tropicais, o método MCT. Onde antes os solos eram classificados como materiais impróprios para a utilização em pavimentação através de métodos como TBR, passaram a ser classificados como um material bom para a utilização em pavimentos brasileiros com o método de classificação para solos tropicais, tendo suas propriedades geotécnicas reavaliadas.

O método TRB utiliza-se da granulometria, limite de liquidez e índice de Plasticidade para classificar o solo, tendo o intuito de analisar materiais para base e sub-base de pavimentos. Já o método MCT permite retratar as peculiaridades dos solos quanto ao seu comportamento laterítico e saprolítico, quantificando características importantes para o uso em obras de pavimentação.

3.1 Ensaios de Caracterização

Após a realização dos ensaios de caracterização apresentados no item anterior para as 5 amostras, os resultados foram consolidados na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados dos ensaios realizados nos materiais e misturas estudados.

Identificação		L	R	M8020	M7030	M6040
Limites de consistência	LL (%)	58	NL	35	NL	NL
	LP (%)	39	NP	26	NP	NP
	IP (%)	19	-	9	-	-
Granulometria	Argila (%)	45	6	34	28	31
	Silte (%)	21	57	34	32	31
	Areia (%)	25	37	23	34	32
	Pedregulho (%)	9	0	9	6	6
Massa específica dos grãos	ρs (g/cm³)	2,978	2,783	2,897	2,867	2,835

Ao analisar os resultados dos limites de consistência observa-se que a laterita possui características de plasticidade, influenciando significativamente na mistura M8020, a única que apresentou essa característica, devido à alta porcentagem de laterita presente. Conforme o aumento da porcentagem de rejeito na mistura foi ocorrendo, a plasticidade foi reduzindo, fato explicado pela composição do rejeito de minério de ferro, que possui majoritariamente grãos de sílica e ferro (parte mais fina) não apresentando plasticidade.

A norma DNIT 141:2010 aplicada para solos aceita 25% como a porcentagem máxima do limite de liquidez e 6% para o índice de plasticidade, valores não condizentes com os resultados apresentados. Porém esta norma foi desenvolvida com base em solos americanos, de forma que há incompatibilidade de comportamento nos solos tropicais, esta divergência possibilita a busca de outros métodos para realizar a atual avaliação.

3.2 Classificação TRB

A partir dos percentuais obtidos na análise granulométrica e dos limites de consistência, fez-se uma classificação inicial pelo TRB (*Transportation Research Board*), como mostrado na Tabela 3, para realizar uma comparação dos grupos adequados para a utilização em pavimentos.

Tabela 3. Características e classificação TRB dos materiais e misturas estudados.

Características e Classificação		L	R	M8020	M7030	M6040
(% passante)	Peneira #10 (2,00mm)	91	100	91	94	95
	Peneira # 40 (0,42mm)	85	99	85	89	90
	Peneira # 200 (0,074mm)	74	74	75	74	75
Limites de consistência	LL (%)	58	NL	35	NL	NL
	LP (%)	39	NP	26	NP	NP
	IP (%)	19	-	9	-	-
Classificação TRB		9	A-7-5	A-4	A-4	A-4
Índice de grupo		2,978	15	8	8	8

Segundo a classificação TRB, todos os materiais estudados são considerados “sofrível a mau”, sendo assim, descartados da utilização em pavimentos.

3.3 Classificação MCT

O MCT possui duas classes, definidas pelo prefixo L, para solos com comportamento laterítico e N para não lateritico e sete subclasses correspondentes (DNIT 2006). Os solos de comportamentos lateríticos (L) são subdivididos em 3 grupos, sendo eles LA (areia laterítica quartzosa), LA' (solo arenoso laterítico) e LG' (solo argiloso laterítico). Já os solos de comportamento não laterítico (N) possuem 4 grupos, NA (areias, siltes e misturas de areias e siltes com predominância de grão de quartzo e/ou mica, não lateritica; NA' (misturas de areias quartzona com finos de comportamento não laterítico (solos arenosos)); NG' (solos argilosos não lateríticos) e NS' (solo siltoso não laterítico).

A realização dos ensaios de Compactação Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão permite determinar os coeficientes c' e e', conforme apresentado na Tabela 4.

Tabela 4. Classificação MCT da laterita e misturas.

Identificação	Parâmetro c'	Parâmetro e'	Classificação
L	1,94	0,88	LG'
M8020	1,33	0,70	LA'G'
M7030	1,25	0,84	LA'G
M6040	0,77	1,06	LA'

Analisando os valores apresentados, nota-se uma queda do valor do parâmetro c' conforme o teor de rejeito é acrescentado a mistura, isso é decorrente da elevação do teor de areia na composição, ocorrendo então uma transição de um solo laterítico argiloso (referente a laterita pura) para um solo laterítico arenoso (referente a mistura M6040 que possui a maior porcentagem de rejeito). Solos denominados LG' são classificados como latossolos de textura argilosa e os denominados LA' não classificados como latossolos de textura arenosa. A Figura 5 apresenta onde a lateria e as misturas se encontram no Ábaco classificatório MCT.

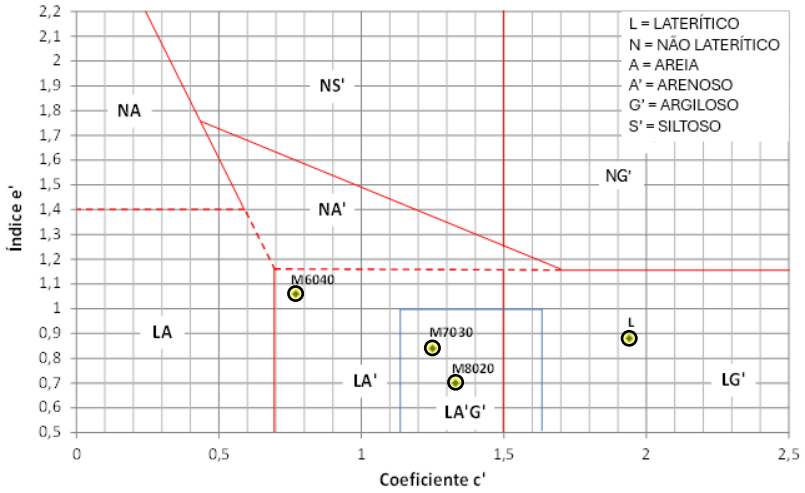


Figura 5. Curva c' versus e' para a laterita e misturas laterita/rejeito.

Solos pertencentes aos grupos lateríticos possuem as propriedades necessárias para serem aplicados em pavimentação, sendo assim, as misturas estudadas estão aptas para a finalidade do estudo, até o momento.

3.4 Compactação e CBR

O ensaio CBR (California Bearing Ratio) tem como objetivo avaliar a capacidade de suporte e expansibilidade dos solos de subleito visando o dimensionamento de pavimentos rodoviários. O resultado é dado em porcentagem e representa a comparação entre a pressão necessária para penetrar um pistão cilíndrico padronizado em um corpo de prova de um certo solo e a pressão necessária para penetrar o mesmo pistão em

uma brita graduada padrão. Ou seja, um resultado de CBR=20% significa que aquele solo representa 20% da resistência à penetração da brita padronizada.

Os resultados dos ensaios de compactação e CBR estão evidenciados na Tabela 5 e Tabela 6. São apresentados os valores de massa específica seca máxima (ρ_{dmax}), e umidade ótima (w_{ot}).

Tabela 5. Parâmetros de compactação.

Identificação	Energia Normal		Energia Intermediária		Energia Modificada	
	ρ_{dmax} (g/cm³)	w_{ot} (%)	ρ_{dmax} (g/cm³)	w_{ot} (%)	ρ_{dmax} (g/cm³)	w_{ot} (%)
L	1,620	26,8	1,658	25,2	1,731	23,7
R	1,843	14,6	1,833	13,9	1,913	12,2
M8020	-	-	1,804	21,3	1,819	20,5
M7030	-	-	1,855	19,9	1,908	18,7
M6040	-	-	1,894	18,4	1,94	16,8

Tabela 6. Resultados de ensaio de CBR (resistência à penetração e expansão) para os materiais e misturas estudadas.

Identificação	Energia Normal		Energia Intermediária		Energia Modificada	
	CBR (%)	Expansão (%)	CBR (%)	Expansão (%)	CBR (%)	Expansão (%)
L	32	0	29,3	0	32,1	0,05
R	25,1	0	17,5	0,38	26,4	0,38
M8020	-	-	30,0	0,04	31,3	0,02
M7030	-	-	33,0	0,04	37,6	0,04
M6040	-	-	23,4	0,03	56,3	0,03

Ao analisar os ensaios de compactação para as misturas, observa-se que a massa especifica seca aumenta conforme o teor de rejeito é elevado. Isso ocorre pois o rejeito atribui à mistura um caráter arenoso, que também pode ser observado na redução da umidade ótima a medida que se eleva o teor de rejeito. Materiais arenosos tendem a ter maior peso específico seco e menor umidade ótima quando comparados aos argilosos.

Em termos de CBR, apesar apresentar bons resultados, as misturas estudadas não apresentam propriedades adequadas para a aplicação em camadas de base de pavimentos rodoviários, por serem materiais muito finos e apresentar CBR inferior a 80%, valor mínimo exigido pelo DNIT para tal finalidade.

4 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram conduzidas algumas análises para validar a aplicação de rejeito de minério com algumas proporções de mistura com laterita em camadas de pavimento rodoviário, visando reaproveitar esse material e contribuir para a sustentabilidade da mineração. Apesar de não terem sido executados todos os estudos necessários em uma validação, os realizados já demosntraram que as misturas envolvendo apenas a laterita e o rejeito de minério de ferro não são aplicáveis para essa finalidade.

Contudo, este resultado não exclui totalmente a utilização do rejeito de minério de ferro para tal propósito, sugerindo a realização de novos estudos avaliando diferentes proporções de rejeito com solos de outras jazidas e avaliando aplicação de métodos de estabilização associados, tais como estabilização granulométrica (desenvolvida neste trabalho) e estabilização química (com a associação de cal, cimento ou outro materiais cimentantes).

Estudos de correção granulométrica permitem a utilização de materiais que, por si só, não apresentam características satisfatórias para serem utilizados em pavimentos, mas, ao adicionar a eles agregados de boa qualidade, ou até mesmo outros solos que também não possuem isoladamente os traços prescritos em norma, podem alcançar bons resultados, atendendo os requisitos pedidos em norma.

Assim, considera-se que o estudo trouxe um avanço ao pesquisar tais materiais e trazer para a discussão novas possibilidades de aplicação de rejeitos em prol da sociedade.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) para elaboração deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2016a). NBR 7180. *Solo – Solo – Determinação do limite de plasticidade.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2016b). NBR 7182. Solo – Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2017a). NBR 6459. *Solo – Determinação do limite de liquidez***.** Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2017b). NBR 7181. *Solo – Solo – Análise granulométrica.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2017c). NBR 9895. Solo – Solo – Índice Suporte Califórnia – ISC. Rio de Janeiro.

Barroso, S. H. A. (2002) Estudo dos solos da região metropolitana de Fortaleza para aplicação na engenharia rodoviária. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 181 p. https://doi.org/10.11606/T.18.2016.tde-01062016-112348

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994a). Solos – compactação em equipamento miniatura. ME – 228. Rio de Janeiro, 14 p.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994b). Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV. ME – 258. Rio de Janeiro, 14 p.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994c). Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão. ME – 256. Rio de Janeiro. 6 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - Instituto de Pesquisas Rodoviárias (2006). *Manual de Pavimentação – DNIT*. Publicação IPR – 719.

Instituto Brasileiro de Mineração – IBRAM (2023). *Panorama do Setor Mineral Brasileiro no ENIC*.

Nogami, J. S., Villibor, D. F. (1995) Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. Cap. 7: Erosão na faixa marginal. Editora Villibor, São Paulo – SP, 169 – 196 p.

Salvador, G. N., Leal, C. G., Brejão, G. L., Pessali, T. C., Alves, C. B. M., Rosa, G. R., Ligeiro, R., L. F. A. (2020). Mining activity in Brazil and negligence in action. *Perspectives in Ecology and Conservation*, 18 (2), p. 139-144. https://doi.org/10.1016/j.pecon.2020.05.003

Santos, E. F. E., Parreira, A. B. (2015). Estudo Comparativo De Diferentes Sistemas De Classificações Geotécnicas Aplicadas Aos Solos Tropicais. 44ª RAPV Reunião Anual de Pavimentação e 18º ENACOR – Encontro Nacional de Conservação Rodoviária ISSN 1807-5568 RAPV Foz Do Iguaçu, PR – de 18 a 21 de agosto de 2015.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/701

UM DISPOSITIVO TIPO BOX TEST PARA ENSAIOS DE MATERIAL DE LASTRO FERROVIARIO

William Wilson dos Santos
Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, E-mail: william_wilson94@hotmail.com

Antônio Carlos Rodrigues Guimarães
Professor, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, guimaraes@ime.eb.br

Maria Esther Soares Marques
Professora, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, esther@ime.eb.br

RESUMO: O aparato Box Test desempenha um papel crucial na simulação de pavimentos ferroviários em larga escala, fornecendo percepções valiosas sobre o desempenho do material sob condições mais próximas da realidade. Esta pesquisa utiliza Box Test para analisar de forma abrangente o potencial uso da escória de aço como material para lastro ferroviário, focando em sua caracterização e avaliação do módulo resiliente para viabilidade sustentável do pavimento ferroviário. A pesquisa envolveu a realização de diversos testes de acordo com normas brasileiras e americanas para avaliar a viabilidade da escória de aço como material de lastro. Os resultados revelaram que, embora a escória atenda a certos limites regulatórios, ela excede os limites especificados para porosidade e absorção. Também foi avaliado o módulo de elasticidade do lastro de escória de aço, confirmando sua perspectiva positiva e contribuição para a viabilidade do pavimento ferroviário sustentável. O artigo enfatiza a importância de experimentos em larga escala na simulação de pavimentos ferroviários. A pesquisa está em andamento, o objetivo é realizar ensaios em escala real para simular completamente o pavimento e observar as interações das camadas em condições mais representativas. Prevê-se que os resultados dos experimentos da Box Test proporcionarão uma compreensão mais abrangente do desempenho do material em condições realistas, contribuindo para uma melhor compreensão do pavimento ferroviário.

PALAVRAS-CHAVE: Box Test, lastro, escória de aço.

ABSTRACT: The Box Test apparatus plays a crucial role in simulating large-scale railway pavements, providing valuable insights into material performance under conditions closer to reality. This research utilizes the Box Test to comprehensively analyze the potential use of steel slag as a material for railway ballast, focusing on its characterization and evaluation of the resilient modulus for sustainable railway pavement viability. The research involved conducting various tests in accordance with Brazilian and American standards to assess the feasibility of steel slag as a ballast material. The results revealed that, while the slag meets certain regulatory limits, it exceeds specified limits for porosity and absorption. The elasticity modulus of the steel slag ballast was also evaluated, confirming its positive outlook and contribution to sustainable railway pavement viability. The article emphasizes the significance of large-scale experiments in simulating railway pavements. The research is ongoing, aiming to conduct full-scale tests to fully simulate the pavement and observe layer interactions under more representative conditions. It is anticipated that the results of the Box Test experiments will provide a more comprehensive understanding of material performance in realistic conditions, contributing to a better understanding of railway pavement.

KEYWORDS: Box Test, ballast, steel slag.

1 INTRODUÇÃO

O avanço do transporte ferroviário em âmbito mundial está está estreitamente vinculado à necessidade de movimentar grandes volumes de mercadorias de forma eficiente, aproveitando os recursos naturais e minerais de nações que possuem extensões territoriais consideráveis.

Segundo Indraratna (2011), embora a concepção das vias férreas tenha permanecido praticamente inalterada por várias centenas de anos, houve um aumento na velocidade e capacidade de transporte de passageiros e cargas dos trens. A composição da via férrea envolve uma fundação em camadas, composta por um sublastro compactado ou camada de cobertura sobre o solo de base (subleito), e uma camada espessa de material granular, geralmente lastro de rocha sólida, colocado acima do sublastro. Os trilhos, feitos de aço, são instalados em dormentes de madeira ou concreto, que transferem a carga para o lastro, que é a principal camada de suporte.

Jia *et al.* (2021) salienta que a utilização de escória de forno nas camadas do pavimento ferroviário promove a sustentabilidade e reduz os custos de manutenção. Segundo Koh *et al.* (2018) a escória de aço da indústria siderúrgica pode ser um excelente material de lastro devido à sua maior durabilidade em comparação aos materiais de qualidade padrão, ao custo-benefício em termos de sustentabilidade e manutenção, este tipo de escória tem sido aplicado como material de lastro em ferrovias na região oeste adjacente à fronteira entre Califórnia e Nevada, nos Estados Unidos.

A importância deste estudo reside em destacar a relevância de ensaios conduzidos no aparato Box Test, que simula o pavimento ferroviário em grande escala e apresenta escassez de resultados de testes conduzidos no Brasil. Serão realizados ensaios na Box Test do Instituto Militar de Engenharia visando simular integralmente a infraestrutura do pavimento ferroviário (subleito, sublastro e lastro). O material utilizado para a camada de lastro é um co-produto oriundo da produção do aço, que passou por toda a etapa de caracterização para verificar sua adequabilidade com as normas específicas NBR 5564 (2021) e AREMA (2013), além de ensaios triaxiais em corpos de prova 15x30cm. Este estudo tem como objetivos realizar ensaios na Box Test para proporcionar uma compreensão mais abrangente do desempenho dos materiais em condições mais próximas à realidade, analisar a viabilidade do uso do co-produto na camada de lastro para aplicações desejadas, contribuir para um maior entendimento do pavimento ferroviário a partir de resultados gerados por ensaios em grande escala e promover uma infraestrutura ferroviária sustentável, considerando a utilização de um co-produto na camada de lastro ferroviário. Esses objetivos permitirão uma análise precisa da viabilidade do material e contribuirão para uma infraestrutura ferroviária mais sustentável.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Embora a literatura não forneça detalhes específicos sobre os critérios de seleção do tamanho da caixa em relação ao tamanho da amostra, é relevante destacar que o Box Test utilizado neste estudo possui dimensões superiores às comumente empregadas. Autores como Alabbasi e Hussein (2019) e Hussaini *et al.*. (2016) indicam a existência de diferentes tamanhos de caixa em estudos experimentais de grande escala para investigar o comportamento mecânico do lastro ferroviário sob cargas de tráfego reais. Adicionalmente, pode-se citar Al-Saoudi e Hassan (2013), Lim (2004), McDowell e Stickley (2006), Rosa (2019) e Vizcarra (2015) Hussaini *et al.*. (2016), Indraratna e Nimbalkar (2013), Chen *et al.*. (2015) que conduziram pesquisas em aparato box test com configurações distintas.

O uso de uma caixa com dimensões maiores proporciona benefícios significativos, permitindo a reprodução de condições mais próximas da realidade em termos de tamanho e escala. Isso resulta em uma representação mais precisa do comportamento das camadas em pavimentos ferroviários reais, com uma simulação mais eficaz dos esforços e interações entre os componentes do pavimento. Além disso, as dimensões ampliadas possibilitam acomodar uma área de amostragem maior, aumentando a representatividade dos resultados e permitindo uma compreensão mais completa e aprofundada das propriedades e desempenho dos materiais. Em resumo, o Box Test foi concebido para realizar investigações abrangentes e precisas sobre o comportamento do pavimento ferroviário, fornecendo resultados mais confiáveis e contribuindo para o avanço do conhecimento nesse contexto. A Figura 1 apresenta o equipamento Box Test do Instituto Militar de Engenharia.

(a) (b)

Figura 1. Box Test instalada no sistema MTS de aplicação de carga.

2.1 Estrutura completa do pavimento prevista para ensaio.

A Box Test do Instituto Militar de Engenharia possui as dimensões 1.1m x 1.2m x 1.3m.
A estrutura foi configurada com uma Camada de Subleito de 36 cm uma camada de Sublastro de 11 cm e uma camada de Lastro de 43 cm. A Figura 2 apresenta a estrutura do pavimento que foi montada para os ensaios.

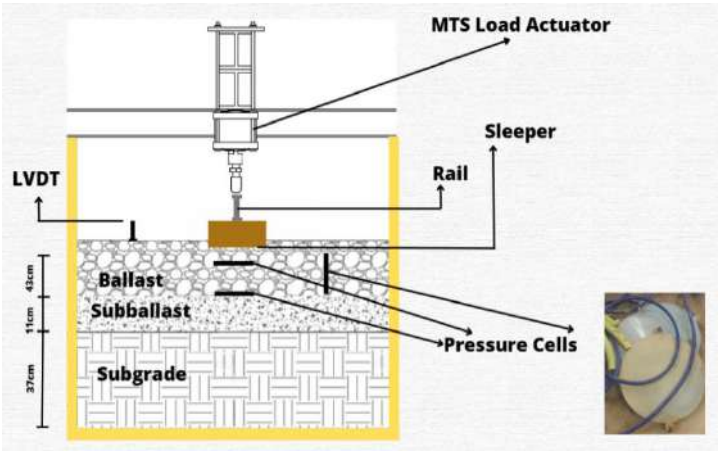


Figura 2. Desenho Esquemático Estrutura do pavimento.

Ensaios de caracterização foram conduzidos para os materiais que compõem a estrutura do pavimento que será ensaiado. Na camada de subleito além dos ensaios de caracterização foram realizados ensaios in situ, tais como ensaio de Cone de Penetração Dinâmica (DCP) , Deflectometro de impacto leve (LWD) e Densidade in situ.

Para a camada de sublastro foram realizados ensaios de caracterização e ensaio LWD.

Para a camada de lastro foram realizados ensaios de caracterização que atestassem a adequabilidade do agregado siderúrgico para utilização em lastro ferroviário de acordo com a norma NBR 5564 (ABNT, 2021) e Arema (2013). A faixa granulométrica utilizada no lastro ferroviário foi a faixa Nº 4 da Arema (2013).

Foram conduzidos ensaios triaxiais em corpos de prova 15x30cm em uma prensa triaxial do laboratório de solos do Instituto Militar de Engenharia (IME). A prensa permite conduzir ensaios com frequências de 1, 2 e 5 Hz. Para a pesquisa em questão, foi utilizada uma frequência de 1 Hz para ensaios de módulo de resiliência conforme Gomes, (2022).

2.1 Montagem da Estrutura no aparato Box Test

Após finalizar a etapa de caracterização, o material do subleito foi misturado de acordo com a sua umidade ótima e compactado no aparato com o auxilio de um compactador de solos como mostra a Figura 3.

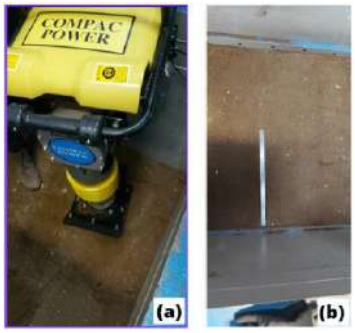


Figura 3. Preparação do subleito na Box Test: (a) Compactação da camada (b) Detalhe da camada, em vista superior, após compactação

Para o sublastro uma camada de 11 cm foi adicionada Box Test e compactada com o auxílio de um compactador de solos, após homogeneização utilizando a umidade ótima do material. O processo de compactação é ilustrado na Figura 4a, enquanto a Figura 4b detalha a camada já compactada na Box Test, evidenciando trincas, um fenômeno característico em solos lateríticos discutido por autores como Guimarães (2009), Guimarães *et al.*. (2024), Delgado (2012) e Nogami e Villibor (1995), entre outros.

Pesquisas recentes, como as conduzidas por Delgado (2012), Filho (2018) e Guimarães *et al.*. (2021b), têm explorado a viabilidade de incorporar solos de granulometria fina na construção de pavimentos ferroviários. Essa abordagem é motivada pela presença de solos nas proximidades das áreas de pavimentação com boas características mecânicas, mas que não atendem plenamente às normas vigentes. Delgado (2012) investigou a aplicação de um solo de granulometria fina no oeste do Maranhão como material para sublastro, identificando que o solo classificado como "LG'" possuía propriedades adequadas para ser utilizado em pavimentos ferroviários. Já Filho (2018) realizou uma avaliação prática do desempenho de um solo arenoso fino laterítico empregado como sublastro, conduzindo os testes em uma seção experimental em Açailândia, Maranhão.

Figura 4. Preparação do sublastro na Box Test: (a) Camada compactada (b) Detalhe da camada após compactação

Para a instalação da camada de lastro, foi necessário separar o material e peneirá-lo de acordo com as especificações da norma Arema (2013) para a faixa granulométrica 4. Após a homogeneização, o material foi instalado cuidadosamente na Box Test, com precauções necessárias para que não houvesse quebra de partículas. As células de pressão foram posicionadas, uma na superfície do sublastro e outra verticalmente na camada de lastro e a Terceira também na camada de lastro horizontalmente. A Figura 5 apresenta o detalhe da instalação da camada de lastro.

Figura 5. Detalhe da instalação da camada de lastro na Box Test: (a) Inicio da instalação (b) Parte da camada já instalada.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Acerca dos ensaios de caracterização das camadas de subleito e sublastro, a Tabela 1 resume os resultados obtidos.

Tabela 1. Ensaios de caracterização da subleito e do sublastro.

	Umidade ótima	**Densidade real**	**Limite de Liquidez**	**Limide de Plasticidade**	**TRB**	**SUCS**	**MCT**	**LWD**
Subleito	6,20%	1,8g/cm³	33,40%	21,80%	CL	A-6	NA *	Sm = 0,540mm S/v = 2.578 E_{lwd} = 62,50 Mpa
Sublastro	27,40%	2,76g/cm³	-	-	-	-	LG' **	Sm = 0,904mm, S/v = 2.578 E_{lwd} = 37,33 Mpa

*Solo arenoso não laterítico **Solo argiloso laterítico

A Tabela 2 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de caracterização do co-produto utilizado para lastro ferroviário, podendo-se verificar apenas 2 ensaios onde o material não chegou nos valores exigidos pelas normas citadas.

Tabela 1**.** Tabela de ensaios de caracterização Lastro (Gomes, 2022)

Parâmetro	Valor obtido	Limite ABNT (Outras Litologias)	Limite Arema (Escória de Aciaria)	Conformidade
Forma média das partículas	Cúbica	Cúbica	Cúbica	Ok
Partículas não cúbicas	7%	<15%	<5%	Ok
Massa específica aparente	3.153 kg/m3	>2.500 kg/m3	>2.900 kg/m3	Ok
Absorção de água	3,9%	<2,0%	<2,0%	Nok
Porosidade aparente	11,0%	<2,0%	-	Nok
Abrasão Los Angeles	10,6%	<30%	<30%	Ok
Índice de tenacidade Treton	5,2%	<25%	-	Ok
Material pulverulento	0,1%	<1%	<1%	Ok
Torrões de argila	0,0%	<0,50%	<0,50%	Ok
Massa unitária no estado solto	1.585	>1.250 kg/m3	-	Ok

Neste estudo, todos os ensaios foram conduzidos em conformidade com a NBR 5564 (ABNT, 2021), avaliando a escória de aciaria como potencial material para lastro ferroviário. A análise abrangeu critérios como forma, massa específica aparente, resistência ao desgaste e ao choque, revelando que a escória atende

aos limites normativos estabelecidos pelo DNIT (2018b) e a norma americana AREMA (2013) em alguns aspectos, mas supera os limites para porosidade e absorção. Vale destacar outros estudos como de Gomes (2022) e Guimarães *et al.*. (2021a) e Costa *et al.*. (2017) que abordam a caracterização das propriedades físicas, químicas e mecânicas da escória de aço no emprego como agregado com fins de pavimentação.

Observou-se que a origem siderúrgica das partículas influencia diretamente suas características físicas, relacionadas à velocidade de resfriamento, conforme discutido por Fortunato (2005) e Samaris (2006). Visualmente heterogênea, a escória de aciaria apresenta algumas partículas consolidadas e outras porosas, o que pode ser associado à sua produção, não destinada originalmente ao uso como lastro ferroviário. Apesar das características desfavoráveis de elevada porosidade e absorção, destaca-se que a escória exibiu atributos positivos, como elevada massa específica e baixa perda de massa por impacto e abrasão, alinhando-se a critérios de bom desempenho para lastro ferroviário, conforme indicado por estudos anteriores (Indraratna *et al.*., 2011; Selig & Waters, 1994). Sugere-se que, mediante demanda e adoção de métodos específicos, essas características adversas possam ser mitigadas, viabilizando a potencial utilização da escória de aciaria na camada de lastro ferroviário.

Foram realizados contabilizados 7 ensaios de Módulo de Resiliência (CP-9 ao CP-15) com condicionamento conforme a norma brasileira DNIT 134/2018. O ensaio, conduzido a 1 Hz, teve como objetivo verificar a similaridade na rigidez dos corpos de prova utilizados para ensaios de carga repetida em estágio único. Além disso, buscou fornecer dados de módulos resilientes do material de lastro para futuras simulações numéricas, como as realizadas por Delgado *et al.*. (2021).

Os resultados estão na Tabela 3, Optou-se por descrever na Tabela 3 somente os resultados do Modelo Composto (PEZO, 1993; MACÊDO, 1996) por conta de ser o mesmo modelo utilizado por Silva (2018) e Rosa (2019), que também utilizaram os pares de tensões proposto pela norma DNIT 134/2018 (DNIT, 2018a).

A fase de condicionamento dos CPs em que foram realizados os ensaios de MR também foi conduzida segundo a norma DNIT 134/2018 (DNIT, 2018a).

Tabela 2. Tabela de ensaios de modulo de resiliência Lastro

Ensaio 1	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**Média**
CP	**CP-9**	**CP-10**	**CP-11**	**CP-12**	**CP-13**	**CP-14**	**CP-15**	
k1	2369,6	1767	1867,3	2068,7	2098,6	1925,8	2115,2	2030,3
k2	0,68	0,52	0,6	0,64	0,64	0,6	0,52	0,6
k3	0,12	0,12	0,16	0,04	0,08	0,04	0,12	0,1
R^2	0,992	0,992	0,991	0,991	0,994	0,994	0,987	
Maior MR (Mpa)	552	578	489	572	564	563	669	
Menor MR (Mpa)	112	150	113	134	122	147	194	
Média	290	328	260	329	308	340	393	

Os valores do módulo de resiliência obtidos nos ensaios variaram entre 112 e 669 MPa para os diferentes pares de tensões aplicados ao corpo de prova. Embora os procedimentos de condicionamento e trajetória de tensões tenham diferido de estudos anteriores, como o de Delgado (2019), os resultados encontrados neste trabalho, entre 260 e 390 MPa em média, são considerados validadores do ensaio conduzido conforme as recomendações da norma brasileira. O alto coeficiente de determinação (0,99) indica que o modelo adotado é satisfatório para descrever o comportamento resiliente do lastro ferroviário.

A ausência de outliers nos valores médios dos módulos de resiliência, verificada pelo teste de Grubbs, e o sucesso do procedimento de moldagem sugerem que a equação 1 proposta pode descrever a resposta resiliente do agregado siderúrgico com distribuição granulométrica Arema (2013) N° 4 em uma via férrea recentemente construída.

$$Mr = 2030{,}3.\ \sigma_d^{0,60}.\ \sigma_3^{0,1} \qquad (1)$$

Esta equação foi derivada a partir da média dos coeficientes dos modelos encontrados em cada um dos 7 ensaios de módulo resiliente conduzidos.

5 CONCLUSÕES

Em síntese, os ensaios realizados conforme a NBR 5564 (ABNT, 2021) destaca a escória de aciaria como uma alternativa promissora para lastro ferroviário. A escória atendeu aos critérios normativos, evidenciando qualidade em termos de forma, massa específica, resistência ao desgaste e ao choque. Apesar de apresentar características visuais heterogêneas e porosidade elevada, associadas à sua origem não convencional, esses fatores não comprometem seu desempenho favorável, como indicado pela alta massa específica e baixa perda de massa em ensaios de impacto e abrasão.

Os resultados dos ensaios de módulo de resiliência (MR) confirmam a perspectiva positiva, sustentando a viabilidade da escória de aciaria para uso no lastro ferroviário. A pesquisa, está sendo conduzida para finalização dos ensaios em escala real, simulando integralmente o pavimento, para observar a interação entre as camadas em condições mais representativas. Esses ensaios em grande escala buscam proporcionar resultados em verdadeira grandeza, oferecendo insights adicionais sobre a adequabilidade da escória para a aplicação pretendida. Planeja-se efetuar medições das tensões aplicadas na camada de lastro, tanto horizontalmente quanto em uma das laterais. Isso será complementado pela verificação das tensões atuantes no sublastro, mediante a aplicação de cargas no trilho que simulam as tensões reais geradas. Além disso, almeja-se calcular com precisão as deformações elásticas e plásticas da camada de lastro em escala real, proporcionando uma compreensão mais profunda do seu comportamento estrutural e possibilitando uma comparação de resultados em ensaios de grande escala com ensaios de pequena escala.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alabbasi, Y.; Hussein, M. Large-scale triaxial and box testing on railroad ballast: a re-view. *SN Applied Sciences*, v. 1, n. 12, 2019.

Arema - American Railway Engineering and Maintenance-Of-Way Association. *Manual for Railway Engineering*. [S.l.], 2013.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 5564. *Via férrea - Lastro ferroviário - Requisitos e métodos de ensaio*. [S.l.], ABNT, 2021.

Costa, K. A.; Guimarães, A. C. R.; Reis, M. M.; Santana, C. S. A. Estudo do processo de lixiviação controlada de escória de aço em extrator Soxhlet visando emprego em pavimentos. *Matéria* (Rio J.), V. 22. 2017.

Delgado, B. G. *Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sub-lastro na Ferrovia Carajás*. 131 p. Mestrado em Engenharia Geotécnica — Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, 2012.

Delgado, B. G. *Geomecânica de um agregado de escória de aço inerte como material alternativo para lastro ferroviário de carga pesada*. Tese de doutorado, dezembro de 2019.

Delgado, B. G.; Fonseca, A. V. da; Fortunato, E.; Paixão, A.; Alves, R. Avaliação geomecânica de um agregado de escória de aço inerte como material de lastro alternativo para trilhos ferroviários de carga pesada. *Construction and Building Materials*, Elsevier, v. 279, p. 122438, 2021.

DNIT. DNIT 134/2018-ME - *Pavimento - Solos - Determinação do Módulo de Resiliência - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, 2018a.

DNIT. DNIT 179/2018-IE - *Pavimento - Solos - Determinação da Deformação Permanente*. Rio de Janeiro, 2018b.

Filho, J. C. S. *Contribuição para o desenvolvimento de um método de projeto mecanístico-empírico para pavimentos ferroviários com foco em solos tropicais*. Tese de doutorado — Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2018.

Fortunato, E. M. C. *Renovação de plataformas ferroviárias: estudos relacionados à capacidade de carga*. Tese de doutorado — Engenharia Civil. Universidade do Porto, Lisboa, Portugal, 2005.

Gomes, M. B. B. *Análise da deformabilidade do lastro ferroviário de escória de aço utilizando ensaios triaxiais sob cargas repetidas.* 180 p. Mestrado em Engenharia de Transportes — Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2022.

Guimarães, A. C. R. *Um Método Empírico Mecanístico para Prever Deformações Permanentes em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos*. 352 p. Tese de doutorado — UFRJ, Rio de Janeiro, 2009.

Guimarães, A. C. R.; Costa, K. A.; Reis, M. M.; Santana, C. S. A.; Castro, C. D. Estudo do processo de lixiviação controlada de escória de aço em extrator Soxhlet visando emprego em pavimentos. *Geotecnia de Transportes,* V. 27. 2021a.

Guimarães, A. C. R.; Filho, J. C. S.; Castro, C. D. Contribuição para o uso de material alternativo na camada de sub-lastro ferroviário de carga pesada. *Geotecnia de Transportes*, V. 30. 2021b.

Guimarães, A. C. R.; Lima, C. D. A.; Aragão, F. T. S.; Motta, L. M. G.; Santos, J. T. A. Caracterização mecânica de um cascalho laterítico alternativo utilizado como material de pavimentação. *Solo e Rochas*. 2024.

Hussaini, S. K. K.; Indraratna, B.; Vinod, J. S.; A laboratory investigation to assess the functioning of railway ballast with and without geogrids. *Transportation Geotechnics*, Elsevier Ltd, v. 6, p. 45 – 54, 2016.

Indraratna, B.; Salim, W.; Rujikiatkamjorn, C.; *Advanced rail geotechnology - Ballasted track.* 1st Edition. CRC Press. (2011).

Jia, W., Markine, V., & Jing, G. Analysis of furnace slag in railway sub-ballast based on experimental tests and DEM simulations. *Construction and Building Materials*. 2021.

Koh, T., Moon, S., Jung, H., Jeong, Y., & Pyo, S. A Feasibility Study on the Application of Basic Oxygen Furnace (BOF) Steel Slag for Railway Ballast Material. *Sustainability*, 10, 284. 2018.

Macêdo, J. A. G. de. *Interpretação de testes de deflexão para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis*. Tese de doutorado — Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

Nogami, J. S.; Villibor, D. F. Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. [S.l.]: Vilibor, 1995.

Pezo, R. F. A general method of reporting resilient modulus tests of soils, a pavement engineer's point of view. *In: 72nd Annual Meeting of the TRB*. [S.l.: s.n.], 1993.

Rosa, A. F. *Efeito da distribuição de tamanho de partículas e litologia no comportamento de lastros ferroviários em análises laboratoriais e computacionais.* 240 p. Mestrado em Engenharia Civil — Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

Samaris. *European Commission 5th Framework Program - Deliverable D29*: Guide on techniques for recycling in pavement structures. [S.l.], 2006.

Silva, F. H. P. *Estudo do comportamento de um lastro ferroviário sob carga repetida em um modelo físico em escala real*. Dissertação de mestrado, Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2018.

Selig, E. T.; Waters, J. M. *Track geotechnology and substructure management*. [S.l.]: Thomas Telford, 1994.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/702

Uma Proposta de Classificação de Lateritas Considerando Resultados de Ensaios de Deformação Permanente e Módulo de Resiliência

Antonio Carlos Rodrigues Guimarães
Professor, IME, Rio de Janeiro, Brasil, guimaraes@ime.eb.br

Bárbara Drumond Almeida
M.Sc, DER/MG, Belo Horizonte

Jeferson Santos
Mestrando IME, Rio de Janeiro.

RESUMO: No presente trabalho é apresentada uma proposta de classificação de solos lateríticos pedregulhosos – lateritas – para fins de emprego em pavimentação e fundamentada na resposta dos materiais quando submetida a ensaios de cargas repetidas. Variados tipos de lateritas foram analisados sendo possível enquadrar os resultados em padrões de comportamento, de modo a tornar possível a proposição de classificação para este tipo de material, essencialmente fundamentada na norma existente DNIT-ES 098 (2007) Pavimentação – Base Estabilizada Granulometricamente com Utilização de Solo Laterítico, em termos de características geotécnicas dos materiais, e no comportamento resiliente e quanto à deformação permanente. A nova proposta de classificação é justificada principalmente porque muitas lateritas não se enquadram na norma supracitada, mas apresentam excelente desempenho como material de pavimentação, enquanto as novas propostas de classificação publicadas ignoram o comportamento do material submetido a ensaios de cargas repetidas.

PALAVRAS-CHAVE: Lateritas, Sistemas de Classificação, Deformação Permanente.

ABSTRACT:
This work presents a proposal for the classification of gravelly laterite soils – laterites – for use in paving and based on the response of the materials when subjected to repeated load tests. Various types of laterites were analyzed and classified into behavior patterns for the purpose of proposing a classification system. The new classification proposal is justified because many laterites do not meet the standard but present excellent performance as a paving material, while the new published classification proposals ignore the behavior of the material subjected to repeated load tests.

KEYWORDS: Laterites, Soil Classification, Permanent Deformation

1 INTRODUÇÃO

Um sistema de classificação de solos tem grande importância para a prática geotécnica porque permite reunir solos em grupos, conforme suas características mais importantes, permitindo inferir seu comportamento a partir do demais. Na prática geotécnica mundial são consolidados o Sistema Universal de Classificação de Solos (SUCS) e o sistema do Transportation Research Board (TRB), mas aplicado em engenharia rodoviária.

Nogami e Villibor (1995) já demostraram que para a prática rodoviária ambos não são adequados para classificação de solos tropicais, pois permitem que solos de comportamento geotécnico significativamente distinto sejam de uma mesma classificação, em ambos os grupos. Tal fato justificou o desenvolvimento de um sistema de classificação específico para solos tropicais – a chamada metodologia MCT – que se encontra

consagrado no meio prático nacional, sendo, inclusive atualmente adotado pelo método MeDiNa de dimensionamento de pavimentos.

Entretanto, tal sistema de classificação se restringe a solos finos, que são considerados como totalmente passante na peneira nº 10, ou seja, de abertura 2,0 mm. Há certa tolerância, a qual atinge até 10% de material retido na referida peneira, dependendo do normativo a ser considerado.

Porém, para os solos de granulometria pedregulhosa, em especial as lateritas ferruginosas, ainda não há um sistema totalmente consagrado, não obstante a recente normatização do DNIT - NORMA DNIT 444/2023 – CLA Classificação de solos tropicais de granulação grossa - o qual considera apenas a composição granulométrica e a classificação MCT da fração fina, sendo genérico para materiais granulares e não somente para lateritas, como o método que será proposto no presente trabalho.

Especificamente para classificação de lateritas destacam-se os estudos realizado por Santos (1998) e Rodrigues (2013), sendo o primeiro uma parte de tese de doutorado da COPPE/UFRJ e o segundo um trabalho de pós-doc no LCPC da França amplamente fundamentados em propriedades geotécnicas das lateritas.

Ambas as tentativas de classificação não incluíram uma avaliação do comportamento das lateritas à luz da ação de cargas repetidas, em especial no caso de ensaios de deformação permanente, situação na qual os corpos-de-prova são altamente solicitados pelo carregamento, em situação muito próxima do que efetivamente acontece no campo, e que constitui uma abordagem mais moderna com relação ao comportamento dos materiais granulares utilizados em pavimentos.

Considerando-se que as lateritas são historicamente bastante utilizadas em camadas de bases e sub-bases de pavimentos no Brasil, em especial nas regiões Centro-Oeste, Norte e Nordeste, e que muitas jazidas deste tipo de material têm sido sumariamente rejeitadas por não atenderem a critérios clássicos de avaliação do comportamento dos materiais, tais como CBR, IP e faixas granulométricas, optou-se por propor um sistema de classificação específico para lateritas, fundamentado no seu comportamento quando submetido a ação de cargas repetidas, tal que utilizasse como referência a norma DNIT ES 098/2007.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Lateritas

Na engenharia rodoviária brasileira o termo “laterita” refere-se, a rigor, aos pedregulhos lateríticos, que são solos com grande porcentagem retida na peneira de abertura 2 mm (n° 10) e constituídos de óxidos e hidróxidos de ferro (Fe) e alumínio (Al), sendo conhecidos na prática como piçarras ou, ainda, cascalhos (lateríticos), entre outros termos.

A associação Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica define lateritas, ou solos lateríticos pedregulhosos da seguinte forma:

Um material natural, típico da região tropical úmida que contém uma grande porcentagem de grãos na fração pedregulho na forma de concreções, nódulos, pisólitos, ou formas semelhantes, todas constituídas essencialmente de óxidos hidratados de ferro ou alumínio, também podendo conter outros grãos na fração pedregulho tais como quartzo, mas em pequenas quantidades.

Do ponto de vista da engenharia rodoviária, atualmente, o DNIT adota a Norma DNIT 098/2007 – ES onde prescreve a sistemática empregada na execução de camada de base de pavimento utilizando lateritas, a qual foi elaborada a partir de dados constantes do Boletim Técnico 09 da ABPv (1976), intitulado “Uso da Laterita em Pavimentação”, e que substituiu a norma DNER-ES-P 47/74, para bases granulares de solos lateríticos.

Na figura 1 ilustra-se o aspecto geral deste material em laboratório, na qual pode ser observado sua distribuição granulométrica predominantemente pedregulhosa, bem como sua coloração variável.

Figura 1: Vista Geral de Três Lateritas de Rondônia em Laboratório. (Guimarães, 2009).

3 METODOLOGIA

A metodologia utilizada no presente trabalho consistiu na pesquisa de publicações científicas contendo lateritas submetidas a ação de ensaios triaxiais de cargas repetidas, para determinação da deformação permanente e do módulo de resiliência. Outras lateritas ensaiadas e cujos resultados ainda não haviam sido publicados pelos autores foram adicionados ao grupo de solos analisados, e os solos foram submetidos ao fluxograma para classificação das lateritas mostrado na figura 2.

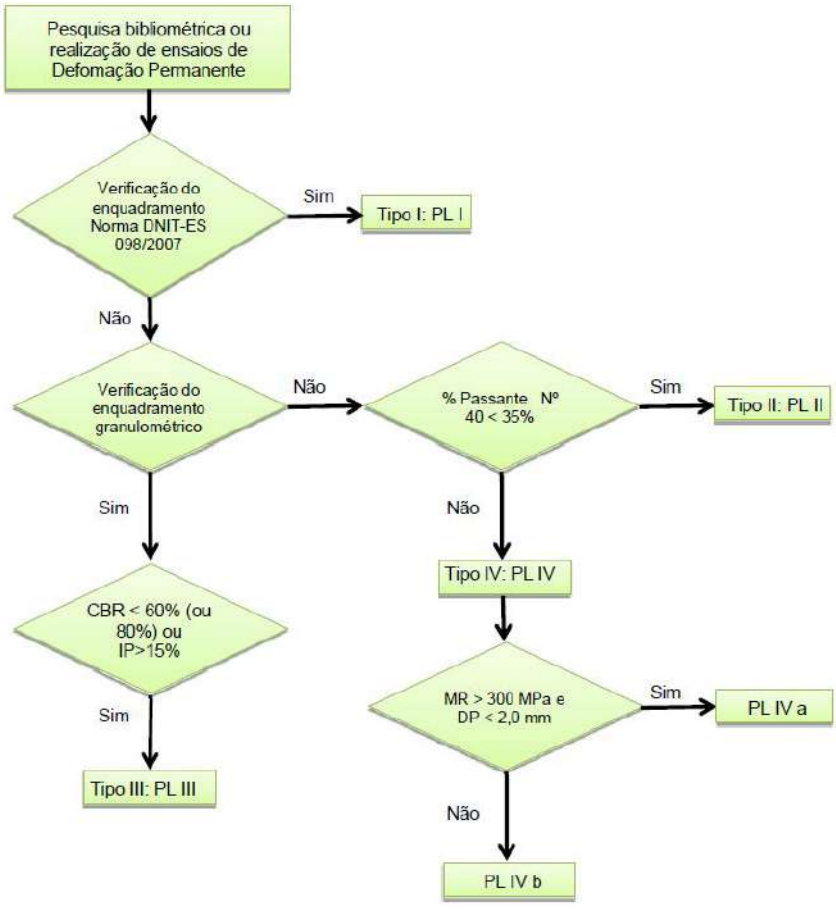


Figura 2: Fluxograma Utilizado no Presente Trabalho para Classificação das Lateritas a Partir da Norma DNIT 098/2007.

No total foram selecionadas 8 lateritas, conforme referências mostradas na tabela 1, na qual consta também uma contribuição original. Os referidos trabalhos contêm dados de caracterização geotécnica das lateritas e ensaios de módulo resiliente e deformação permanente.

Tabela 1: Relação de Trabalhos Existentes Incluindo Avaliação da Deformação Permanente de Lateritas.

Item	Material	Referência
1	Laterita Acre	Guimarães et al (2024)
2	Laterita de Porto Velho	Guimarães (2009)
3	Laterita do Pará (BR-163/MT)	Guimarães et al (2021)
4	Laterita Roraima	Almeida (2022)
5	Laterita Correntina/BA	Santos (2022)
6	Laterita Maranhão	Osten (2014)
7	Laterita Brasília	Guimarães e Motta (2008)

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Diante dos variados tipos de lateritas analisados até o presente foi possível enquadrar os resultados em padrões de comportamento, de modo a tornar viável a proposição de classificação simplificada para este tipo de material, essencialmente fundamentada na norma DNIT-ES 098 (2007). Pavimentação – Base Estabilizada Granulometricamente com Utilização de Solo Laterítico, bem como nos resultados de ensaios de módulo resiliente e deformação permanente.

Na tabela 2 são apresentados dados fundamentais de caracterização geotécnica das lateritas utilizadas no presenta trabalho, e nos gráficos das figuras de 3 a 9 são apresentados os resultados de deformação permanente total, ou específica, conforme representado originalmente pelos autores.

Tabela 2: Caracterização Geotécnica das Lateritas Utilizadas no Presente Trabalho.

Item	Material	Hot (%)	MEAS Max (g/cm^3)	IP	Pedregulho > 4,8 mm	Areia 4,8 – 0,074 mm	(Silte +Argila) < 0,074 mm
1	Laterita Acre	11,0	1,975	20,9	30,0	40,0	30,0
2	Laterita de Porto Velho	12,7	2,070	NP	56,0	29,0	15,0
3	Laterita do Pará (BR-163/MT)	14,9	1,971	27,0	31,0	31,0	38,0
4	Laterita Roraima	13,1	1,990	NP	58,0	17,0	25,0
5	Laterita Correntina/BA	11,4	2,020	NP	52,0	28,0	20,0
6	Laterita Maranhão	22,0	1,630	NP	43,0	36,0	21,0
7	Laterita Brasília	17,5	1,915	NP	38,8	32,6	28,6

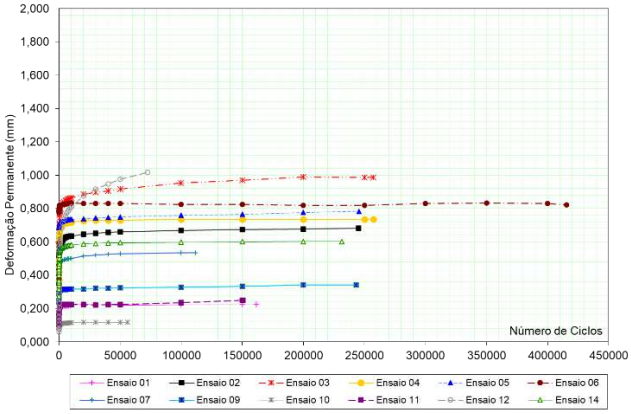


Figura 3: Deformação Permanente Total – Laterita Acre. Guimarães (2009).

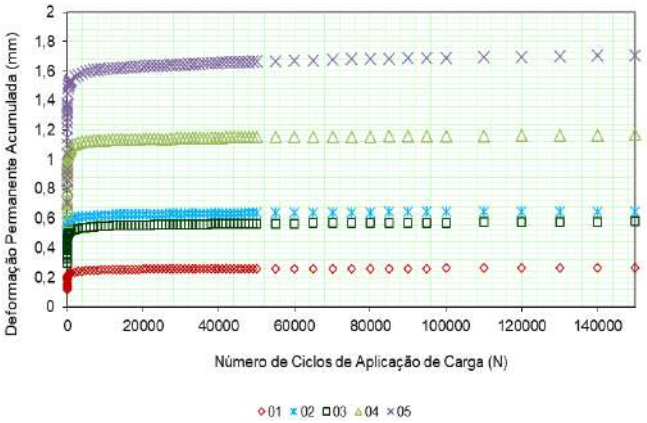


Figura 5: Deformação Permanente Total - Laterita Pará BR-163. Guimarães et al (2021).

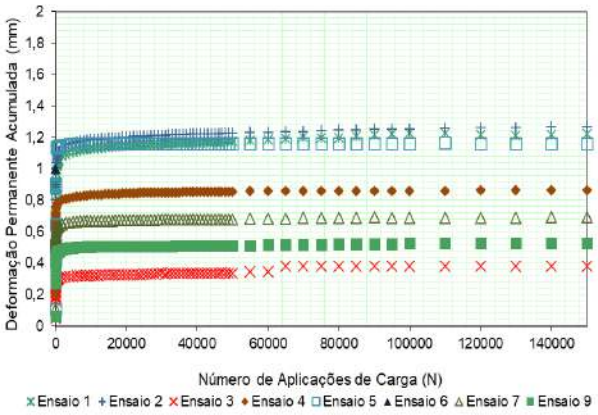


Figura 4: Deformação Permanente Total – Laterita Porto Velho. Guimarães (2009).

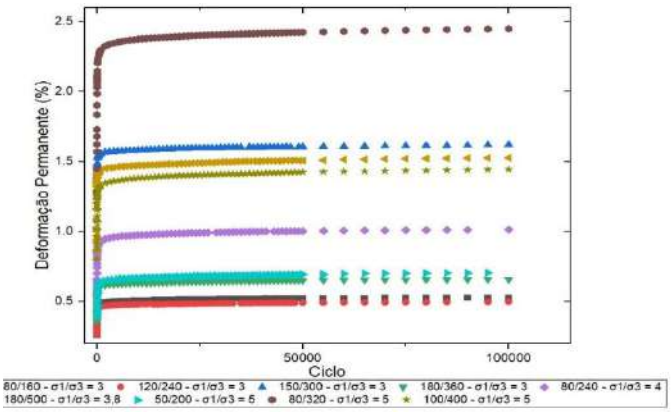


Figura 6: Deformação Permanente Específica – Laterita Roraima. Almeida (2022).

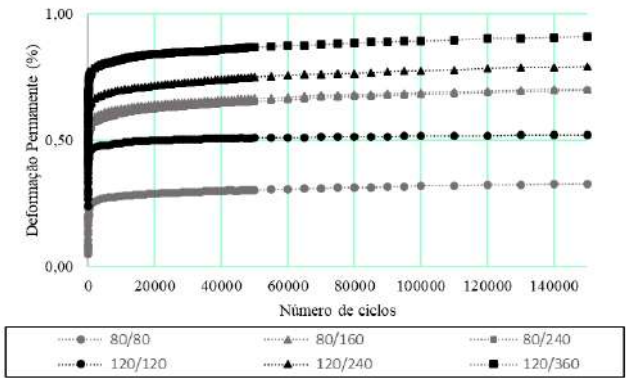


Figura 7: Deformação Permanente Específica – Laterita Correntina/BA. Santos (2022).

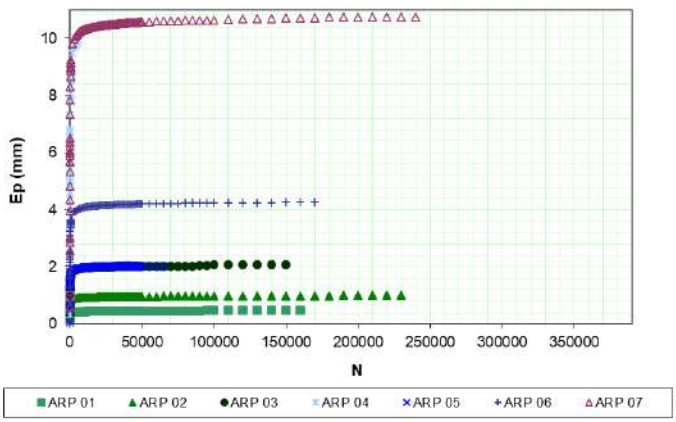


Figura 8: Deformação Permanente Total - Laterita Maranhão/Açailândia. Von Der Osten (2012).

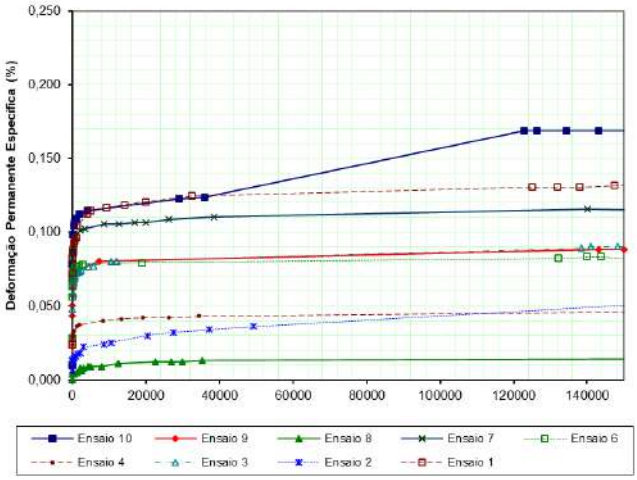


Figura 9: Deformação Permanente Específica – Laterita Brasília. Guimarães (2001).

Conforme pode ser observado nos gráficos das figuras de 3 a 9, as curvas de deformação permanente obtidas em quase todos os ensaios têm uma primeira fazer tipo função de potência, na qual o crescimento da deformação permanente é muito rápido, seguida de uma fase linear, na qual a deformação tende ao acomodamento, ou apresenta pequena taxa de acréscimo. Exceto para o caso da Laterita Maranhão, as deformações totais são muito baixas, sendo inferiores a 2 mm, ou 0,1%.

Na tabela 3 são apresentadas as classificações das lateritas de acordo com o fluxograma da figura 1, na qual pode ser observado que os materiais apresentaram classificações bem distintas.

Tabela 3: Classificação das Lateritas Analisadas e Recomendações para Aplicações.

Item	Material	Classificação	Considerações
1	Laterita Acre	PL IVa	Não enquadra na granulometria, pois apresenta elevado teor de finos, mas alto MR e baixa DP
2	Laterita de Porto Velho	PL I	Laterita padrão: enquadra em todos os itens da Norma e apresenta alto MR e baixa DP
3	Laterita do Pará (BR-163/MT)	PL III	CBR abaixo do mínimo, mas elevado MR e baixa DP. Demais itens enquadram na Norma
4	Laterita Roraima	PL III	CBR abaixo do mínimo, mas elevado MR e baixa DP. Demais itens enquadram na Norma
5	Laterita Correntina/BA	PL II	Não enquadra nas faixas granulométricas, mas por ser heterogênea. Elevado MR e baixa DP
6	Laterita Maranhão	PL Vb	Apresenta elevado teor de finos, baixo MR e elevada DP para estados de tensões de médio a alto
7	Laterita Brasília	PL I	Laterita padrão: enquadra em todos os itens da Norma e apresenta alto MR e baixa DP
8	Laterita Mato Grosso	PL I	Laterita padrão: enquadra em todos os itens da Norma e apresenta alto MR e baixa DP

A origem principal desta proposta de classificação das lateritas é o fato de muitas lateritas de bom comportamento mecânico – elevado MR e baixa DP – não se enquadrarem na referida norma, podendo ser sumariamente rejeitas para emprego em camadas de pavimentos.

Em alguns destes casos citados uma sequência de estudos através de ensaios triaxiais de cargas repetidas foi realizada com o objetivo de se tentar evitar a rejeição do material de jazida, a qual resultaria em aumento de custos da obra.

Na maioria dos casos o parecer para utilização foi favorável, porém, com a adoção do método MeDiNa de dimensionamento de pavimentos tal conflito situacional – norma x ensaios de MR e DP – poderá ocorrer em maior escala. Então se entende que é relevante chamar a atenção para esta possibilidade, sugerindo uma flexibilização da norma a partir da classificação específica para lateritas.

Mais especificamente a classificação é fundamentada enquanto o material não adere à referida norma, a qual tem sido amplamente aplicada no Brasil há décadas, e considerando que as lateritas que efetivamente se enquadram nestes parâmetros (exceto o CBR) tem, de fato, apresentando excelente comportamento mecânico tanto na prática, quanto em laboratório, quando analisada à luz dos ensaios fundamentais da mecânica dos pavimentos.

Por este motivo, tais lateritas, ou pedregulhos lateríticos, têm classificação PLI. A classificação sugerida foi apresentada na figura 1, sendo resumida no seguinte.

Laterita Tipo I (PLI): enquadra em todos os critérios da norma DNIT
Laterita Tipo II (PLII): não enquadra => apenas por enquadramento granulométrico
Laterita Tipo III (PLIII): não enquadra => 60%<CBR<80% ou IP>15% e enquadra nas faixas granulométricas
Laterita Tipo IV (PLIV): não enquadra e $\%P_{n°40} \geq 35\%$ (fora da faixa granulométrica na fração fina

- Tipo IVa (PLIVa): excelente comportamento: MR elevado e DP baixa
- Tipo IVb (PLIVb): comportamento médio ou ruim: MR baixo (Menor do que 300 MPa) e DP elevada

A divisão das lateritas em grupos é importante também para efeito de banco de dados de deformação permanente, o qual fica muito mais conciso, sendo uma importante ferramenta para fins de comparação com resultados em trabalhos futuros.

5 CONCLUSÃO

O fluxograma apresentado para classificação das lateritas, a partir de características físicas e mecânicas constantes na Norma DNIT 098/2007, mostrou-se satisfatório para a distinção das lateritas em grupos de materiais com características similares, tratando-se de uma importante ferramenta para flexibilização do normativo supracitado, sem perda de propriedades para emprego como camadas de pavimentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, B. D.; Santos., L. H. dos; Guimarães, A. C. R. Capítulo 10. In: Mariana Ramos Chrusciak; Luis Henrique Rambo; Flávio da Silva Ornelas. (Org.). Estudo da Deformação Permanente no Módulo Resiliente de Solos Lateríticos de Roraima. 1ed.Palmas: 2023, v. 1, p. 117-127

Almeida, B. D. (2022). Estudo da Influência da Adição de Areia no Comportamento Mecânico de Base Composta por Solo Pedregulhoso Laterítico. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Instituto Militar de Engenharia.

DNIT - NORMA DNIT 444/2023 – CLA Classificação de solos tropicais de granulação grossa

DNIT ES 098/2007. Pavimentação – Base Estabilizada Granulometricamente com Utilização de Solo Laterítico. Especificação de Serviço.

Guimarães, A. C. R (2001). Estudo de Deformação Permanente em Solos e a Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis. Dissertação de Mestrado. Programa de Engenharia Civil. COPPE/UFRJ.

Guimarães, Antonio Carlos Rodrigues; Motta, Laura Maria Goretti da . A study on permanent deformation of lateritic soils including the shakedown concept. In: Ellis, Yu, McDowell, Dawson and Thom (org). (Org.). Advances in Transportation Geotechnics. 1ed.London UK: CRCPress/Balkema, 2008, v. 1, p. 88-94

Guimarães, A.C R. (2009). Um Método Mecanístico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil PEC COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

Guimarães, Antônio Carlos Rodrigues; Lima, C. D. A; Aragão, F. T. S; Motta, L. M. G.; Santos., J. T. A. dos (2024). Mechanical Characterization of an Alternative Laterite Gravel Used as Pavement Material. SOILS & ROCKS, v. 47, p. :e2024010622.

Guimarães, A.C. R; Bona, A. C. D.; Castro, C. D . Avaliação da deformação permanente e resiliente de uma laterita alternativa utilizada em base de pavimento rodoviário. Transportes (Rio de Janeiro), v. 29, p. 1-13, 2021

Osten, F. B. V. D.; Guimarães, A. C. R. Caracterização Geotécnica e Mecânica de Solos Tropicais Utilizados em Pavimento Ferroviário. Revista Pavimentação, v. 31/32, p. 56-60, 2014.

Von der Osten, F. B. (2012). Avaliação de Quatro Solos Tropicais para Emprego em Sublastro da Estrada de Ferro Carajás. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Instituto Militar de Engenharia.

Santos, J. D. G (1998). Contribuição ao Estudo de Solos Lateríticos Granulares como Camada de Pavimento. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ.

Santos, J. T dos (2022). Avaliação do comportamento mecânico de solos tropicais para uso em camada de sublastro ferroviário. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Instituto Militar de Engenharia.

Rodrigues, J.K.G. Reiffsteck, P. Auriol, J.C. Ndiaye, M. (2013). Universal Classification for the Use of Lateritic Soils in Low Cost Durable Pavements. Soils and Rocks, São Paulo, 36(3): 241-249, September-December, 2013.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/703

Uso de Solo Laterítico para Aplicação em Projetos de Pavimento Flexível de Tráfego Leve

Carlos Alessandro Almeida da Silva
Engenheiro Civil Geotécnico, REDE Engenharia, Belo Horizonte - MG, Brasil, alezanesco@gmail.com

Márcio Fernandes Leão
Geólogo, Tractebel, Belo Horizonte - MG, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: O estudo da pavimentação vem sendo desenvolvido por profissionais da área há muitos anos. Assim, foram desenvolvidos manuais técnicos, normas e procedimentos construtivos, bem como estudos preliminares. Dentre esses estudos, há a necessidade de estudos geotécnicos para a caracterização de diversos tipos de solos, sendo um deles, os solos presentes em regiões de ambientes tropicais úmidos. O objetivo do artigo buscou possibilidades alternativas de solos a serem utilizados na estrutura da pavimentação visando a economia e redução dos impactos ambientais. A partir da coleta de amostras em taludes de corte rodoviários na região de Cotia (SP) em materiais lateríticos e residuais e misturas de ambos, foram executados ensaios em horizontes residual, laterítico e mistura de ambos, ou seja: CBR – Energia Normal – 05 pontos, ensaios de compactação – Proctor Energia Normal, granulometria por peneiramento e sedimentação, limites de Liquidez e Plasticidade e determinação do Módulo de Resiliência. Foi possível observar a melhoria de aproximadamente 50% no ganho de resistência com a mistura na proporção de 50% de argila e 50% de material predominantemente siltoso (solo residual) sendo possível a utilização do material da mistura para fins de aplicação na camada de reforço do subleito para Tráfego Leve. Possivelmente o ganho de resistência ocorreu em virtude da presença de material não coesivo e conglomerados laterítico. A partir dos resultados, projetos de pavimentação podem ser mais econômicos e havendo redução de impactos ambientais.

PALAVRAS-CHAVE: Solos tropicais, pavimentação, ensaios

ABSTRACT: The study of paving has been developed by professionals in the field for many years. Thus, technical manuals, construction standards and procedures were developed, as well as preliminary studies. Among these studies, there is a need for geotechnical studies to characterize different types of soils, one of them being soils present in regions with humid tropical environments. The objective of the article sought alternative possibilities for soils to be used in the paving structure with a view to save money and reducing environmental impacts. From the collection of samples in road cut embankments in the region of Cotia (SP) in lateritic and residual materials and mixtures of both, tests were carried out in residual, lateritic horizons and a mixture of both, that is: CBR – Normal Energy – 05 points, compaction tests – Proctor Normal Energy, granulometry by sieving and sedimentation, Liquidity and Plasticity limits and determination of the Resilience Modulus. It was possible to observe an improvement of approximately 50% in the gain of resistance with the mixture in the proportion of 50% clay and 50% predominantly silt material (residual soil) making it possible to use the mixture material for application in the reinforcement layer of the subgrade for Light Traffic. The gain in strength was possibly due to the presence of non-cohesive material and laterite conglomerates. Based on the results, paving projects can be more economical and reduce environmental impacts.

KEYWORDS: Tropical soils, Paviment, Tests

1 INTRODUÇÃO

O estudo da pavimentação vem sendo desenvolvido por profissionais da área há muitos anos. Com esses estudos, foram elaborados manuais técnicos, normas e procedimentos construtivos. Entretanto, a necessidade de compreensão sobre a influência dos processos típicos de clima tropical exigiram

modificações. Para tal, foram caracterizados diversos solos tropicais, bem como determinadas suas propriedades geotécnicas.

A estabilização de solos teve seu marco histórico durante a segunda guerra mundial, quando houve a necessidade da construção de rotas militares (OGLESBY et al., 1962). No contexto moderno, devido ao desenvolvimento da humanidade tendo como consequência uma grande aceleração do setor da construção civil, tem ocorrido uma elevada exploração de áreas terrestres reduzindo a disponibilidade dos chamados solos "bons". Perdura, então, a necessidade de uma expansão em pesquisas a fim de se encontrar alternativas viáveis que solucionem o problema dos solos pouco resistentes, que na maioria das vezes não apresentam condições de suportar uma determinada obra da engenharia civil.

A busca por materiais alternativos para uso na construção civil, principalmente no que diz respeito à construção de pavimentos, já que o setor rodoviário é responsável por 70 % das cargas transportadas atualmente no país, tem sido foco de algumas pesquisas visando alavancar soluções que sejam capazes de oferecer ganhos, buscando qualidade e segurança, a fim de garantir resistência mecânica e uma vida útil mais longa aos pavimentos (VILLIBOR, 2009).

Com relação às fibras, as de polipropileno, por serem considerada uma das mais promissoras existentes no mercado, se sobressaem ao oferecer condições satisfatórias de utilização em alguns setores da construção civil. Como aumentam a resistência à tração, sua aplicabilidade é bastante ampla como material de terraplenos, estabilização de solos, pavimentação, além de outras aplicações (TRINDADE et al, 20054).

A inclusão aleatória de fibras gera um compósito bastante interessante para a engenharia geotécnica, o chamado fibrossolo. Dessa forma os solos reforçados com determinados tipos de fibras podem apresentar melhorias em muitos parâmetros de engenharia, tornando-se aptos a desempenhar determinadas funções que anteriormente não poderiam (TRINDADE et al, 2005). Pela riqueza de publicações a respeito, percebe-se a grande aplicabilidade das fibras no setor da construção civil. Para tanto, antes de se pensar em utilizar uma fibra como reforço de solos, devem-se analisar cuidadosamente suas características a fim de se conhecer melhor todo o seu entorno, uma vez que cada fibra possui distintas particularidades (SPECHT, 2000).

Muitos autores fazem distinção entre estabilização, melhoramento e reforço de solos de acordo com o grau de alteração provocada nas propriedades do material, a quantidade a ser adicionada e o tipo de material utilizado. NUÑES apud SPECHT (2000) cita que o termo estabilização é utilizado quando nas misturas entre solo e cal ou solo e cimento (com grandes concentrações destes aditivos) ocorrem características de durabilidade e resistência suficientes que permitam seu emprego como base de pavimento rodoviário. Já o melhoramento é atribuído a misturas que apresentam relativa alteração em suas propriedades mecânicas, devido ao baixo teor de aditivo utilizado. Com relação ao reforço de solos, BUENO (2003) caracteriza o método pela utilização de determinados tipos de fibras, sejam elas orgânicas ou inorgânicas.

A estabilização de solos consiste em modificar as características do sistema solo - água - ar com a finalidade de se obter propriedades necessárias para a aplicação desejada. Existem muitos materiais que agem como estabilizadores de solos como, por exemplo, cimento, cal, aditivos, fibras, etc. A utilização correta das técnicas de estabilização de solos leva à redução nos tempos de execução da obra, viabiliza a industrialização do processo construtivo além de proporcionar uma considerável economia para o empreendimento em questão (PESSOA, 2004).

Foram abordados nesse estudo, os procedimentos preliminares comumente adotados para estudos geotécnicos, pavimentação de baixo custo a partir da utilização de solos lateríticos e misturas de solo laterítico com solo de alteração, com ênfase à viabilidade técnica e econômica, além do dimensionamento de pavimentos.

2 METODOLOGIA

O estudo transcorrido no presente trabalho foi desenvolvido para contribuir com a área técnica de estradas que visa estabilizar solos encontrados próximos as áreas de construção de corpo estradal. Primeiramente para o início dos estudos, foi necessário realizar prospecções para coleta de amostras a partir de análise táctil-visual em algumas áreas na região de Cotia no Estado de São Paulo.

As prospecções realizadas permitiram identificar um solo com potencial de apresentar características lateríticas em um corte de um talude natural. Posteriormente, foram coletadas amostras deformadas da crista (Figura 1) onde havia uma cobertura superficial de aproximadamente 1,50m com características lateríticas,

além de amostras do pé do talude, caracterizado por um solo residual maduro (solo de alteração); ambas totalizando em torno de 70 kg (Figura 2).

Essas duas amostras foram transportadas para o laboratório da Egis Engenharia, sendo iniciada a preparação de secagem do solo e execução dos seguintes ensaios laboratoriais: Ensaios de CBR – Energia Normal – 05 pontos – NBR 9895/84, Ensaios de compactação – Proctor Energia Normal – NBR 7182/1988, Granulometria por peneiramento e sedimentação – NBR 7181/84, Limites de Liquidez e Plasticidade - NBR 6459/2016 e 7180/2016 e Ensaio de Módulo de Resiliência - NORMA DNIT 134/2018-ME.

Destaca-se que também foram ensaiadas amostras misturadas, ou seja, solos lateríticos com solo de alteração.

Figura 1. Contato (linha vermelha) entre o solo laterítico e solo de alteração no talude.

Figura 2. Registros fotográficos do processo de coleta de amostras.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados dos ensaios e Módulo de Resliência são resumidos na Tabela 1.

Tabela 1. Resumo dos resultados para as amostras ensaiadas.

Material	ϒ real g/cm³	ϒ seco máx. g/cm³	w %	ISC %	Esp. %	C %	M %	Sf %	Sm %	Sg %	G %	LL %	LP %	IP %	HRB
Solo laterítico	2,699	1,37	32,7	7,3	0,2	51,3	15,6	18,6	10,6	3,2	0,6	45	25	20	A-7-6
Solo de alteração	2,721	1,505	23,4	2,8	3,8	8,8	58,4	24,9	6,7	1,1	0,2	43	36	7	A-5
Mistura	2,665	1,414	27,3	5,3	1,7	31,1	36,7	19,1	10,0	3	0	45	26	19	A-7-6

Legenda: ϒ real - Peso específico real; ϒ seca máx. – Peso específico seco máximo; w – Teor de umidade; ISC – Índice de Suporte Califórnia; Esp. – Índice de Expansão; C – Argila; M – Silte; Sf – Areia fina; Sm – Areia média; Sg – Areia grossa, G – Pedregulho; LL – Limite de Liquidez; LP – Limite de Plasticidade; IP – Índice de Plasticidade; HRB - Highway Research Board.

Conforme observado, para o peso específico real, ocorre uma pequena variação em relação as dois horizontes, cuja a variação ocorre com a presença de minerais tais como: fragmentos milimétricos de quartzo, mica, feldspato e biotita, para o solo de alteração. Já para o solo laterítico são presentes concreções lateríticas.

Observa-se uma redução significativa da expansão de 3,8% do solo de alteração (Figura 03 e Figura 04) para 0,2% da camada laterítica (Figura 05 e Figura 06). Isto ocorre devido a presença de mica no solo de alteração que com a presença de água do ensaio, esse mineral expande e diminui significativamente a capacidade de suporte. Realizando a mistura da camada superficial (Figura 07 e Figura 08) com o solo de alteração, as concreções lateríticas, contribui para a inibição da expansão e com isso elevando a capacidade de suporte de 2,8% para 5,3%.

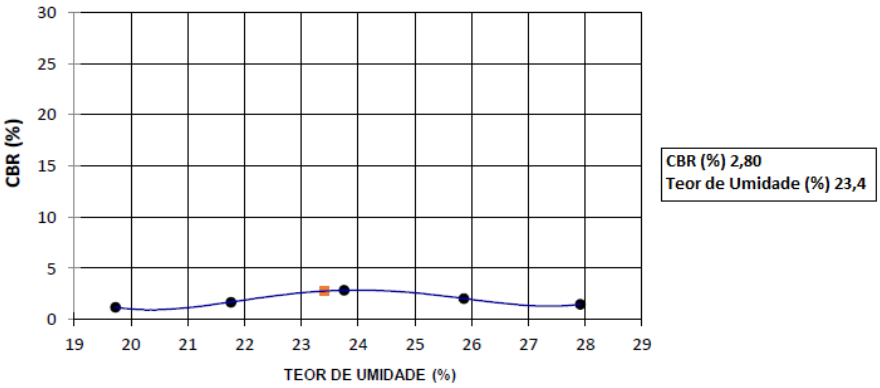


Figura 3. Ensaio de CBR – Solo de alteração.

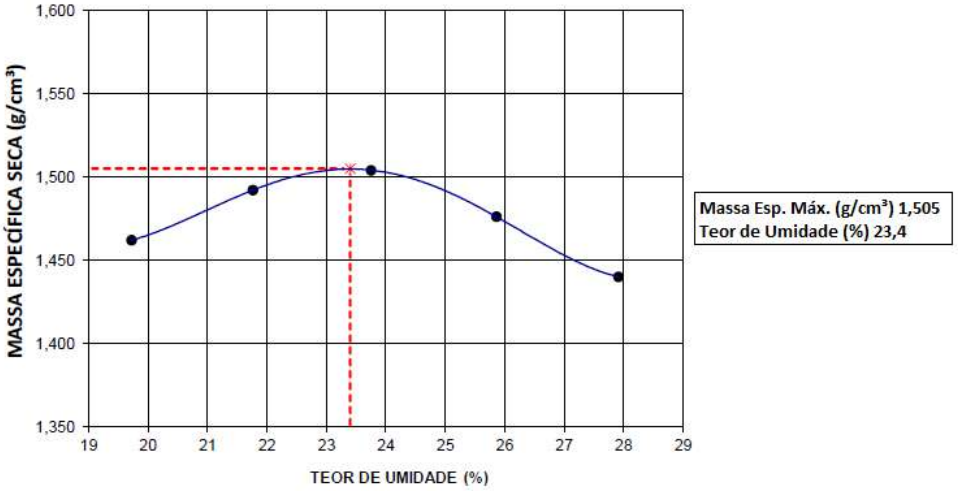


Figura 4. Ensaio de Proctor – Solo de alteração.

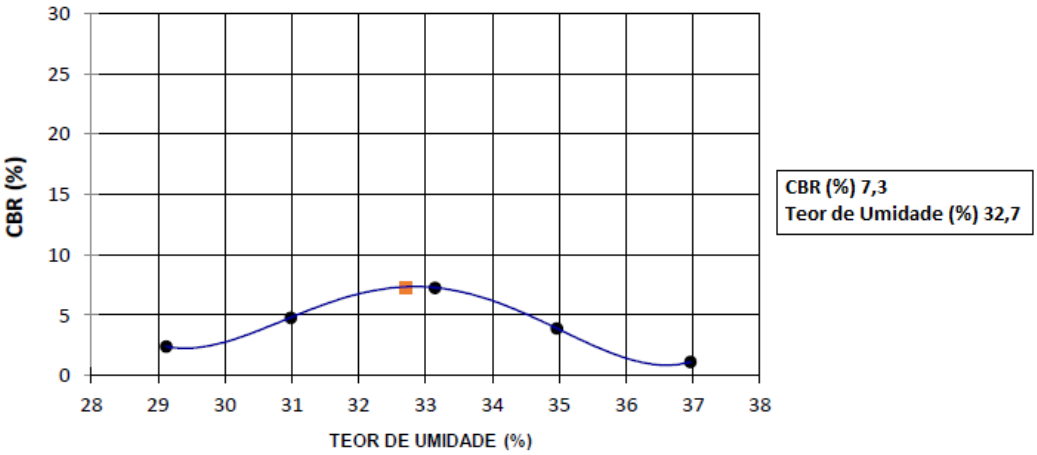


Figura 5. Ensaio de CBR – Camada laterítica.

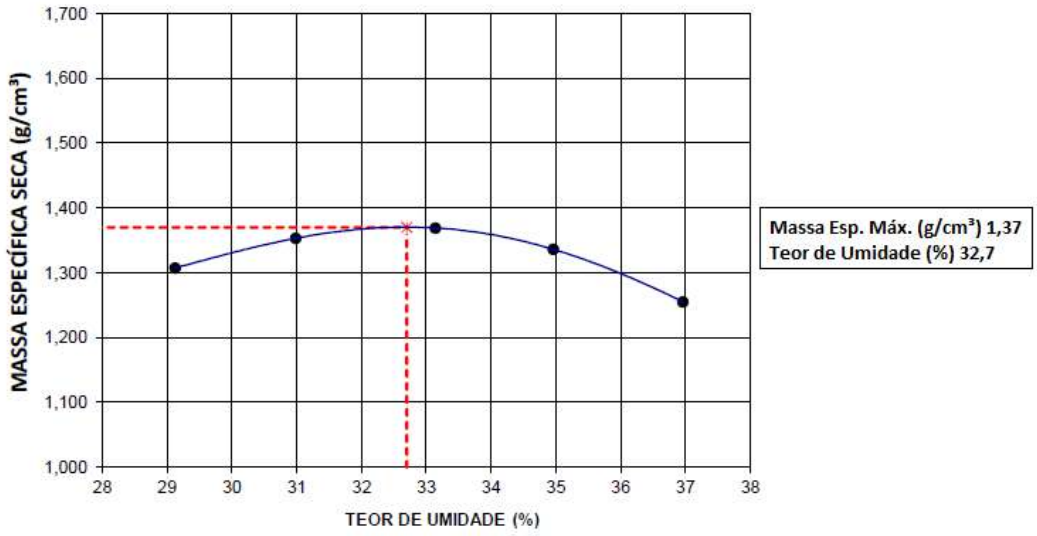


Figura 6. Ensaio de Proctor – Camada laterítica.

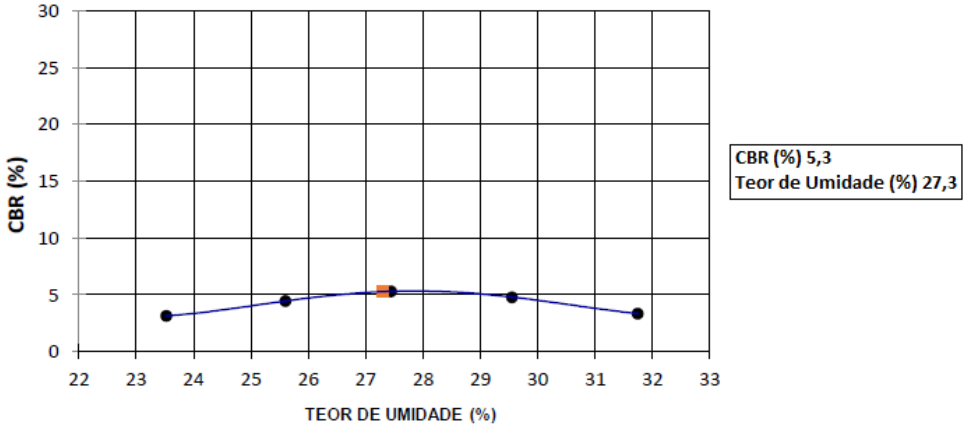


Figura 7. CBR – Mistura.

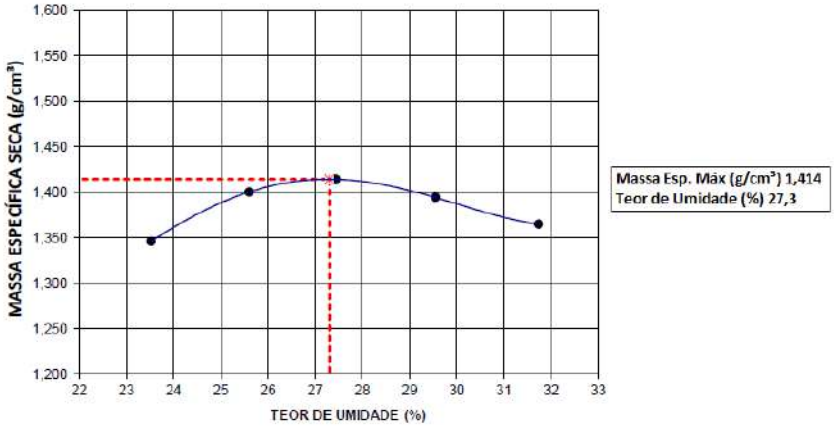
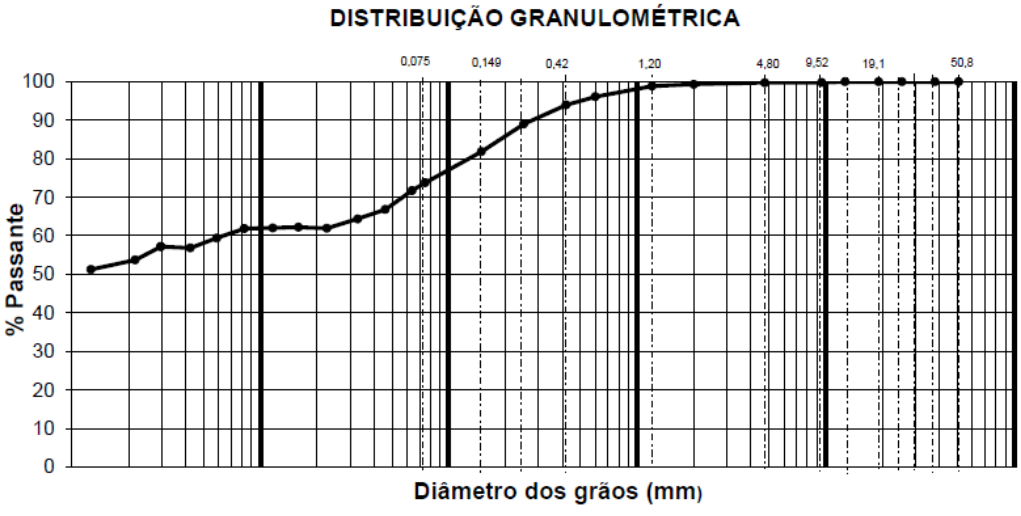


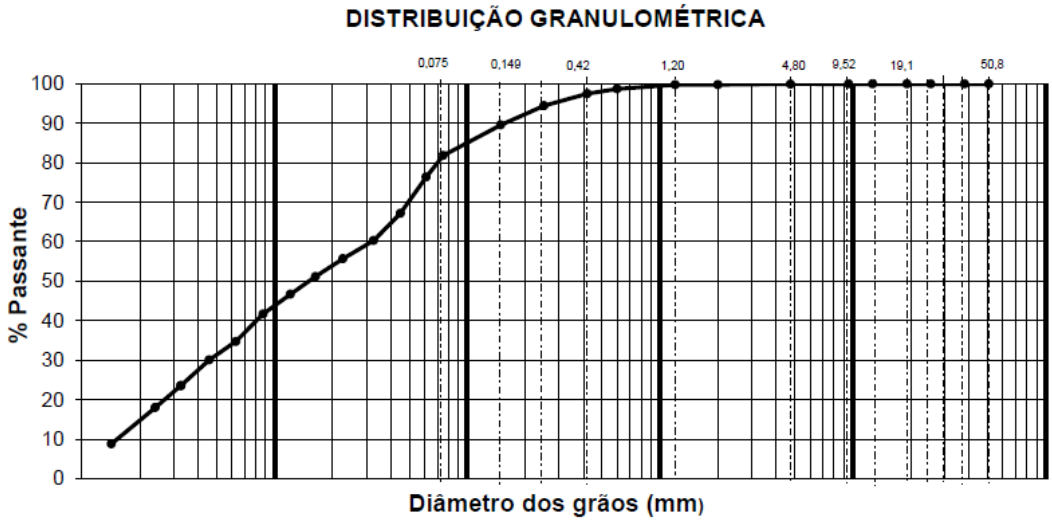
Figura 8. Proctor – Mistura.

Em relação a granulometria, a partir da mistura das duas camadas, ou seja, solo laterítico (Figura 09) e solo de alteração (Figura 10), percebe-se uma uniformização dos percentuais de argila, silte e areia, assim a curva granulométrica se assemelha mais próxima da curva granulométrica da camada superficial como pode ser observado na Figura 11. Na camada de solo alteração, os minerais presentes em formato lamelar ou em placas como quartzo e feldspato tende a a diminuir o índice de plasticidade, já o solo com maior percentual de argila, possuem maior plasticidade.



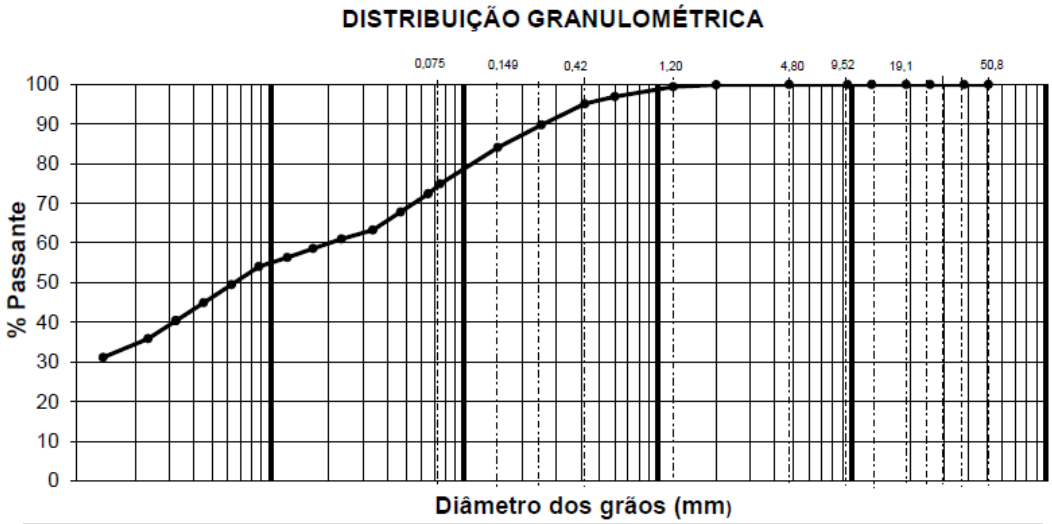
Escala granulométrica						
Classificação	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho
Tamanho (mm)	A < 0,002	0,002<S<0,06	0,06<AF<0,2	0,2<AM<0,6	0,6<AG<2,0	2,00<P<60
% de material	51,3	15,6	18,6	10,6	3,2	0,6

Figura 9. Curva granulométrica – Camada laterítica.



Escala granulométrica						
Classificação	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho
Tamanho (mm)	A < 0,002	0,002<S<0,06	0,06<AF<0,2	0,2<AM<0,6	0,6<AG<2,0	2,00<P<60
% de material	8,8	58,4	24,9	6,7	1,1	0,2

Figura 10. Curva granulométrica – Solo de alteração.



Escala granulométrica						
Classificação	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho
Tamanho (mm)	A < 0,002	0,002<S<0,06	0,06<AF<0,2	0,2<AM<0,6	0,6<AG<2,0	2,00<P<60
% de material	31,1	36,7	19,1	10	3	0

Figura 11. Curva granulométrica – Mistura.

A Tabela 2 apresenta os resultados do módulo de resiliência. É observada que há melhora nas características de resistência do material com a mistura na proporção de 50% do volume do material entre as amostras da camada superficial (laterítica) e da camada adjacente (solo de alteração de rocha).

Tabela 2. Tabela resumo dos ensaios de módulo de resiliência.

Material	Módulo de Resiliência - MPa
Argila Laterítica - camada superficial	203,97
Silte - Solo de Alteração de Rocha	48,23
Mistura	72,09

4 CONCLUSÕES

A partir dos resultados dos ensaios e visibilidade quanto a aplicação de materiais laterísticos para projetos de pavimentação é observada melhoria melhoria substancial, aproximadamente 50%, no ganho de resistência ao utilizar uma mistura composta por 50% de argila laterítica (camada superficial) e 50% de material predominantemente siltoso (solo de alteração). Com a melhora nas características tecnológicas, atende especialmente à luz das diretrizes estabelecidas pela IP 04 – Tráfego Leve e Médio da PMSP, que preconiza materiais adequados para reforço do subleito, com índices CBR superiores aos apresentados pelo subleito e com expansão máxima de 2%. Portanto, os resultados indicam que o material proveniente da mistura deste estudo pode ser viável para aplicação na camada de reforço do subleito em estradas de tráfego leve, contribuindo assim para a eficiência e sustentabilidade das obras de pavimentação.

Desta forma, nota-se a convergência ao objeto proposto, ou seja, para a elaboração dos projetos de pavimentação podendo se tornar viável em termos econômicos, bem como permite a redução de impactos ambientais pelo aproveitamento de materiais in situ, que poderiam ser descartados sem o conhecimento mais aprofundado de suas propriedades geotécnicas.

AGRADECIMENTOS

Meus agradecimentos ao meu orientador Márcio Leão, pelo apoio e orientação para o desenvolvimento deste artigo. Agradecimento à Egis, pela disponibilidade em executar os ensaios laboratoriais que serviram de subsídio para os estudos e por fim minha família.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bueno, L. S. (2003) Zoneamento Territorial para fins do Uso e Ocupação do Solo visando a elaboração e atualização de Planos Diretores.

DNIT 134-ME.(2018) Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES.

IP 04 (2004) PMSP Dimensionamento de pavimento flexível para tráfego leve.

Oglesby, C. H., L. I. Hewes (1962) Highway Engineering, Second Edition, John Wiley and Sons, New York.

Specht, L. P. (2000) Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação.

Trindade, T. P. (2005) Estudo da durabilidade de misturas solo-RBI Grade 81 com vistas à aplicação em estradas florestais e camadas de pavimentos convencionais.

Villibor, D. F. (2009) “Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas”, 2ª edição.

ÁREA 11.

Túneis e Escavações Subterrâneas em Solo

XX I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/704

Análise Comparativa dos Deslocamentos Verticais Previstos em Modelagem Numérica e Registrados Durante a Escavação de Túnel de Adução em Colúvio/Tálus

Andressa Rizzi Kuzjman
Geóloga, G5 Engenharia, Curitiba, Brasil, ark@g5engenharia.com.br

Milena Arruda Silva
Geóloga Geotécnica, G5 Engenharia, Curitiba, Brasil, mas@g5engenharia.com.br

Isabela Grossi da Silva
Engenheira Civil Geotécnica, G5 Engenharia, Curitiba, Brasil, igs@g5engenharia.com.br

Ana Paula Mikos
Engenheira Civil Geotécnica, UFPR, Curitiba, Brasil, anapaulamikos@hotmail.com

Joaquim Duarte
Engenheiro Civil Geotécnico, G5 Engenharia, Curitiba, Brasil, jd@g5engenharia.com.br

RESUMO: A modelagem numérica do comportamento tensão-deformação é empregada em projetos de escavação subterrânea para a avaliação do comportamento da escavação. Por meio destas análises, obtêm-se os deslocamentos previstos com o avanço da escavação do túnel, os quais são dependentes das condições de contorno do modelo numérico e dos parâmetros geológico-geotécnicos adotados do maciço e dos tratamentos. Este trabalho tem como objetivo comparar os deslocamentos previstos em modelagem numérica e os deslocamentos registrados por meio de instrumentação geotécnica durante a escavação do desemboque do túnel de adução de uma Pequena Central Hidrelétrica (PCH) localizada no estado do Paraná. O túnel de adução foi escavado, em sua maior parte, em seção arco-retângulo em arenitos das Formações Piramboia e Rio do Rastro. Entretanto, no trecho próximo ao desemboque, cerca de 135 m de escavação se deu em solo coluvionar/tálus caracterizado pela presença de matacões, pedras e pedregulhos com argila arenosa de cor marrom, exigindo a implementação de arco invertido. Durante a escavação deste trecho do túnel, os deslocamentos do terreno foram acompanhados através de tassômetros e marcos superficiais instalados no talude de escavação do desemboque. Como resultado, é possível comparar os deslocamentos verticais previstos pela modelagem numérica e os deslocamentos registrados durante o avanço das escavações do túnel.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem Numérica, Deslocamento Vertical, Túnel de Adução, Instrumentação.

ABSTRACT: The numerical modeling of stress-strain behavior is employed in underground excavation projects to assess the behavior of the excavation. Through these analyses, predicted displacements are obtained with the advancement of tunnel excavation, which are dependent on the input conditions of the numerical model and the assumed geological-geotechnical parameters of the rock mass and treatments. This work aims to compare the predicted displacements in numerical modeling with the displacements recorded through geotechnical instrumentation during the excavation of the tunnel portal of a Small Hydroelectric Power Plant´s headrace tunnel located in the state of Paraná. The tunnel was excavated, for the most part, by drill-and-blast with an arc-rectangular section in sandstones of the Piramboia and Rio do Rastro Formations. However, at the tunnel portal about 135 m of excavation was carried out in colluvial/talus soil characterized by the presence of large rocks, stones, and pebbles with sandy clay of brown color and an inverted arch had to be implemented. During the excavation of this stretch of the tunnel, vertical displacements in the terrain were monitored by deep and surficial settlement markers installed on the excavation slope of the tunnel portal. As a result, it is possible to compare the displacements predicted by numerical modeling and the displacements recorded during the advancement of the tunnel excavations.

KEYWORDS: Numerical Modeling, Vertical Displacement, Intake Tunnel, Geotechnical instrumentation.

1 INTRODUÇÃO

Na implantação de usinas hidrelétricas, a alternativa com túnel de adução é selecionada para compor o sistema hidráulico de geração quando as condições topográficas, geológicas e geotécnicas não favorecem a adução da água por canais e condutos (Oliveira, 2017). Neste caso, as condições geológicas e geotécnicas do maciço são mapeadas com o avanço das escavações, de forma que os tratamentos necessários são definidos de acordo com as observações realizadas em campo.

Em complemento, o projeto de obras subterrâneas deve contemplar a utilização de modelagens numéricas do comportamento tensão-deformação do maciço, de forma a avaliar os deslocamentos previstos com o avanço da escavação do túnel, os quais são dependentes das condições de entrada do modelo numérico e dos parâmetros geológico-geotécnicos utilizados.

Conforme descrito por Silveira (2006), estruturas geotécnicas devem ser monitoradas quando há questões a serem acompanhadas durante a construção ou operação do empreendimento. No caso de túneis, o monitoramento é realizado durante a fase de escavação e, eventualmente, durante a vida útil do túnel (Melo, Albuquerque e Garcia, 2017). A combinação da modelagem numérica na previsão dos deslocamentos com o plano de monitoramento da escavação auxilia na avaliação do comportamento do maciço, assim como na previsão de deslocamentos e distorções induzidas pela escavação que possam provocar um eventual colapso da estrutura. Assim, é possível programar as medidas corretivas a serem adotadas em caso de alguma mudança do comportamento observado do maciço em relação ao previsto. Neste caso, foram utilizadas análises numéricas de tensão-deformação que possuem os parâmetros de elasticidade, como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, como os de maior influência na modelagem. No entanto, nos modelos numéricos, as condições de contorno adotadas regem o comportamento da estrutura e estão relacionadas aos resultados obtidos.

Dessa forma, este trabalho tem como objetivo comparar os deslocamentos verticais previstos em modelagem numérica e os deslocamentos registrados por meio de instrumentação geotécnica instalada no desemboque de um túnel de adução de uma Pequena Central Hidrelétrica localizada no estado do Paraná.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO DO TÚNEL DE ADUÇÃO

O túnel de adução em análise faz parte do circuito de geração da PCH, o qual também é composto por um canal de adução e um conduto forçado até a casa de força do empreendimento. O túnel de adução apresenta aproximadamente 1,0 km de extensão e conduz a água do reservatório a partir da estrutura da tomada de água de baixa pressão localizada no emboque do túnel, até o desemboque, a partir de onde a água é conduzida na sequência por um canal de adução com aproximadamente 2,7 km.

A estrutura do túnel de adução foi escavada, em sua maior parte por meio de explosivos em seção arco-retângulo com altura e largura de 4,5 m, em arenitos das Formações Piramboia e Rio do Rastro. Entretanto, no desemboque do túnel, cerca de 135 m de escavação foi efetuado por meio de retro-escavadeira em solo coluvionar/tálus caracterizado pela presença de matacões, pedras e pedregulhos com argila arenosa de cor marrom exigindo a implementação de um arco invertido para garantir sua estabilidade. Nesta região, a seção do túnel apresenta 5,7 m de diâmetro, sendo 1,54 m do arco invertido. Devido à presença de solo coluvionar/tálus, o talude do desemboque do túnel foi escavado com bancadas intermediárias de 10 m de altura da El. 658 m à El. 617 m, sendo esta última a cota aproximada do piso do túnel nesta região.

Os tratamentos do túnel consistiram majoritariamente, na região escavada em rocha, na aplicação de concreto projetado, tela metálica e ancoragens passivas. Já na seção do túnel em solo, isto é, no desemboque, foram aplicadas cambotas metálicas treliçadas e concreto projetado, além de drenos horizontais profundos (DHPs) utilizados para a drenagem da água presente no maciço e consequentemente a diminuição do nível freático.

Para a caracterização dos materiais que compõem o maciço em que o túnel de adução foi escavado, foram realizadas sondagens mistas, caracterizadas por serem um método direto de investigação, em que a sondagem a percussão com medida de N_{SPT} é realizada nos trechos em solo. Associada à sondagem a percussão, é realizada a sondagem rotativa no trecho abaixo de onde se encontra o nível impenetrável à percussão no furo

de sondagem, com coleta dos testemunhos do maciço rochoso, o qual é caracterizado a partir dos parâmetros de recuperação, índice RQD, alteração, fraturamento, entre outros.

Em complemento, também foram realizados ensaios de laboratório com amostras deformadas para a caracterização dos materiais, como granulometria, obtenção dos limites de Atterberg e massa específica real dos grãos. Amostras indeformadas também foram coletadas para a realização de ensaio de cisalhamento direto e triaxial CIU. Ambos os ensaios são utilizados para obtenção dos parâmetros de resistência do solo (ângulo de atrito e coesão), considerando a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. No ensaio de cisalhamento direto, a amostra de solo é submetida a uma tensão normal fixa e a uma tensão cisalhante crescente até que a ruptura por cisalhamento do solo ocorra. O ensaio triaxial CIU (adensado não drenado) consiste na aplicação de tensões confinantes em uma amostra de solo permitindo a drenagem da água apenas na fase de adensamento, de forma que não ocorre a variação de volume do corpo de prova durante o carregamento axial. Na fase do cisalhamento não se permite a drenagem da água e o incremento de tensão axial é realizado até o rompimento do corpo de prova com medida concomitante da pressão neutra na amostra.

3 METODOLOGIA

Este item apresenta os dados necessários para a elaboração da análise numérica deste trabalho, apresentando a caracterização geológico-geotécnica dos materiais, definição das seções e instrumentos instalados, parâmetros adotados e concepção do modelo numérico.

3.1 Caracterização Geológico-geotécnica

O reconhecimento dos materiais existentes na área de interesse foi realizado através de ensaios realizados em campo, sendo executados neste caso sondagens mistas e ensaios de laboratório. Com base nas sondagens executadas, o perfil geológico-geotécnico foi definido com presença de colúvio/tálus na camada superficial com espessura entre 3 e 5 m na região em que o túnel foi escavado em rocha e a rocha definida como arenito com classificação R1 (rocha muito branda, resistência à compressão uniaxial entre 1 e 5 MPa). Na região do desemboque do túnel de adução, a escavação se deu completamente em solo em cerca de 135 m de comprimento, sendo que no trecho mais profundo a espessura do colúvio/tálus foi de cerca de 50 m com relação ao terreno natural. Nesta região, o nível d'água foi encontrado a aproximadamente 21 m de profundidade, também em relação ao terreno natural, próximo a El. 624 m. As sondagens mistas realizadas na região de estudo classificaram o material colúvio/tálus como solo argilo-arenoso com presença de matacões, pedras e pedregulhos e o N_{SPT} médio resultou em 17 para este material. Os testemunhos da sondagem rotativa, coletados neste mesmo material, apresentaram grande variação no valor de recuperação resultando entre 20 e 90%, no entanto, os demais parâmetros referentes à classificação de rocha como índice RQD, alteração, consistência e grau de fraturamento retornaram nulos, devido à presença de matacões no solo coluvionar. O solo coluvionar foi ensaiado em laboratório através de ensaio de caracterização completa e da retirada de blocos indeformados em 7 locais diferentes para execução de ensaios de cisalhamento direto e triaxial tipo CIU. Através do compilado de informações de observações de campo, ensaios de campo e de laboratório os parâmetros dos solos puderam ser estimados considerando a variabilidade geotécnica.

3.2 Instrumentação

O monitoramento geotécnico deve ter clareza nos principais parâmetros a serem observados para compreensão do comportamento da estrutura de acordo com seu tipo, material existente no local e resultados esperados. No caso do presente estudo, de acordo com a estrutura geotécnica construída e material existente na região, isto é, túnel escavado em solo, a instrumentação para medição dos deslocamentos verticais foi composta por marcos superficiais e tassômetros. A precisão dos resultados depende da precisão do equipamento utilizado para a realização das leituras e o acompanhamento é feito de forma comparativa com a leitura inicial (antes do início da escavação) ao longo do decorrer do tempo.

Os marcos superficiais são instrumentos utilizados para medir o recalque na superfície do terreno, sendo possível também o acompanhamento da movimentação do ponto em planta através de suas coordenadas. Estes são instalados cerca de 0,5 a 1,0 metro de profundidade e possuem a leitura realizada através de estação total de topografia. Os tassômetros são instrumentos utilizados para medir o recalque em profundidade e são

normalmente instalados a cerca de 1,0 a 1,5 metros acima da geratriz superior do túnel, sendo possível também o acompanhamento do deslocamento do ponto em planta. A leitura também é realizada através de estação total de topografia. Utilizando estes dois tipos de instrumentação faz-se o acompanhamento dos deslocamentos verticais tanto em profundidade quanto em superfície durante a escavação do túnel, monitorando, assim, o comportamento do maciço frente a esta escavação.

3.3 Seção de Análise e Instrumentos Instalados

Para se obter a comparação entre a análise numérica e a instrumentação instalada, foi estudada uma seção transversal do túnel de adução escavado em trecho de solo com cerca de 8,00 m de profundidade localizada na berma da El. 631,87 m, incluindo o tassômetro TAS-703 e também os marcos superficiais MS-706 a MS-710. A Figura 1 exibe a seção longitudinal ao eixo do túnel em seus 50 m finais de escavação, mostrando a geometria após as obras de escavação dos taludes que antecederam a escavação do túnel e a localização dos instrumentos utilizados para a comparação deste estudo.

Dentre os medidores de deslocamento superficial instalados na região do desemboque do túnel de adução, foram considerados para a análise 10 marcos superficiais, sendo que cinco deles (MS-706 a MS-710) foram instalados na berma inferior (El. 631,87 m), e os outros cinco (MS-712 a MS-716) na berma superior (El. 639,24 m). Foram analisados também 2 tassômetros, sendo um deles instalado na vertical correspondente à berma inferior (TAS-703) e outro na berma superior (TAS-702).

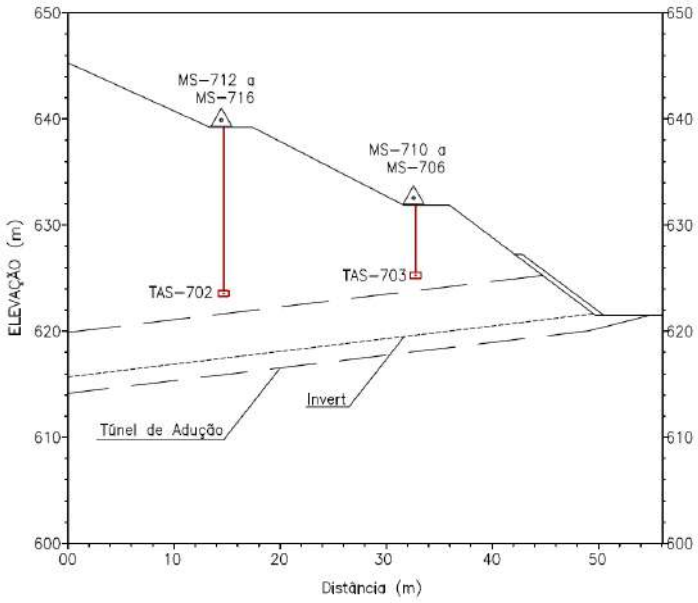


Figura 1. Seção longitudinal ao desemboque do túnel.

3.4 Parâmetros Adotados

Com base nos ensaios de caracterização realizados, o solo foi classificado como argilo-arenoso com plasticidade média a alta. A média do peso específico resultou em 18 kN/m³, a coesão efetiva média obtida dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial foi de 20 kPa e o ângulo de atrito efetivo de 27º. Entretanto, entende-se que os resultados dos parâmetros de resistência do material ensaiado não são representativos do maciço como um todo, uma vez que o solo natural presente *in situ* apresenta pedregulhos e matacões com diferentes dimensões fazendo com que a matriz do solo tenha uma estrutura divergente em termos de compacidade e arranjo estrutural daquela da amostra indeformada ensaiada em laboratório, resultando em uma menor resistência do material na condição *in situ*. Dessa forma, para a análise numérica os parâmetros de coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo apresentados na Tabela 1 foram minorados quando comparados com as médias dos resultados dos ensaios de laboratório.

Com base na literatura (Teixeira e Godoy, 1996; Cintra, Aoki e Albiero, 2011), o valor do coeficiente de Poisson varia entre 0,2 e 0,4 para areias, a depender de sua compacidade, e de 0,1 a 0,5 para argilas de acordo com a condição de saturação. O módulo de elasticidade foi calculado pela Eq. 1 (Schnaid e Odebrecht, 2012) e comparado com os dados de Joppert (2007). A Eq. 2 (Jacky, 1944 *apud* Pinto, 2006) foi utilizada para

a estimativa do coeficiente de empuxo no repouso (K_0). Os parâmetros adotados apresentados na Tabela 1 são os necessários para a realização da análise numérica que é um dos objetivos deste trabalho.

$$E = 2{,}01\, N_{SPT,60}\,[MPa] - Schnaid\ e\ Odebrecht\ (2012) \quad (1)$$

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \quad (2)$$

Tabela 1. Parâmetros adotados

Parâmetro	Unidade	Valor adotado
Peso específico natural – γ_{nat}	kN/m³	18
Coesão efetiva – c'	kPa	10
Ângulo de atrito efetivo – φ'	Graus	26
Módulo de elasticidade – E	MPa	20
Coeficiente de Poisson – υ	-	0,3
Coeficiente de empuxo no repouso – K_0	-	0,56

3.5 Modelo Numérico

Para a análise numérica foi utilizado o *software* RS2 da *Rocscience* em que se modelou uma seção do terreno com o túnel na região central, com 25 metros para cada lado no modelo, em relação ao eixo do túnel, e 8 m abaixo do arco invertido. O topo do terreno foi definido com base na elevação da berma inferior (El. 631,87 m) apresentada na seção longitudinal. Para as condições de contorno, o nível de água foi aplicado na profundidade verificada pelas sondagens, e se restringiu a movimentação XY do modelo nas laterais e na base, deixando apenas a superfície superior livre para movimentação. Por fim, para a construção da malha, considerou-se triangulações com 6 vértices, e sua densidade foi definida com base nas geometrias e necessidades de cálculo, aumentando a densidade da malha na superfície do terreno, na região do túnel e na profundidade dos tassômetros analisados.

Além disso, foi utilizado o método de análise Gausseano em que se considerou apenas a etapa de escavação final do túnel, com a aplicação de concreto projetado com 40 cm de espessura na abóbada e no arco invertido do túnel. Foram utilizados os parâmetros do concreto projetado após 28 dias de aplicação em que a resistência considerada foi de 30 MPa e o módulo de elasticidade de 26,90 MPa. O túnel foi escavado em material colúvio-aluvionar e, para o modelo, foi considerada uma camada homogênea de solo em que os parâmetros de entrada foram os apresentados na Tabela 1.

4 RESULTADOS

Na sequência são apresentados os resultados obtidos na modelagem numérica, assim como as leituras registradas pela instrumentação geotécnica instalada na região de escavação do túnel.

4.1 Resultados da Modelagem Numérica

Como resultado da análise numérica para o desemboque do túnel, obteve-se um deslocamento vertical máximo (Figura 2) na superfície do terreno no eixo do túnel de 30,7 mm, região em que estão instalados os marcos superficiais MS-708 e MS-714, bem como deslocamento vertical máximo de 46,30 mm em profundidade, próximo à abóbada do túnel, região em que estão instalados os tassômetros TAS-702 e TAS--703.

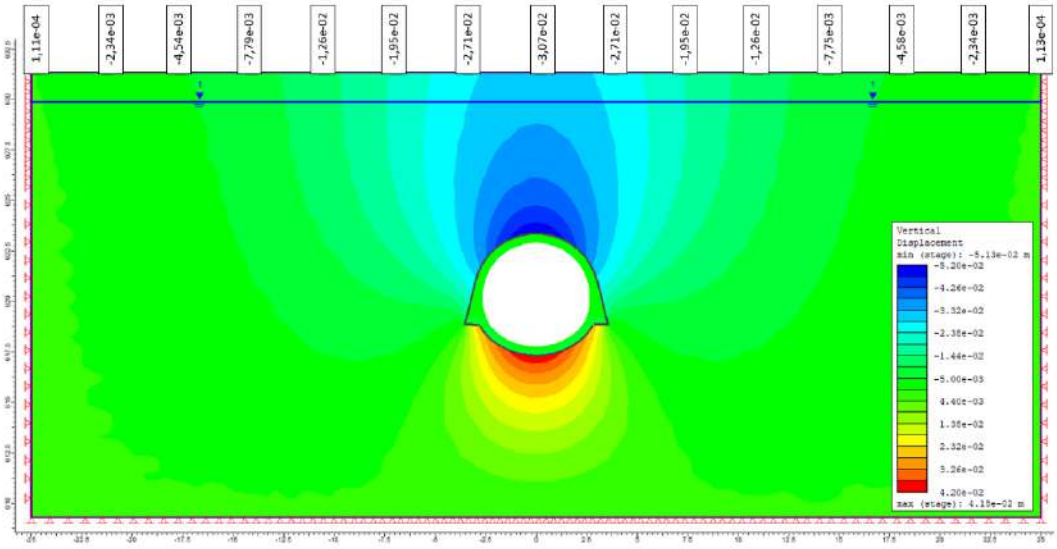


Figura 2. Modelo numérico - Deslocamento vertical em metros.

4.2 Leituras Medidas pela Instrumentação Geotécnica

Neste item são apresentadas as leituras medidas durante o monitoramento das escavações na região de desemboque do túnel de adução pela instrumentação geotécnica. Os dados foram analisados considerando que a passagem da frente de escavação na região da seção de análise ocorreu entre 15 de setembro e 10 de outubro de 2022.

4.2.1 Tassômetros

Conforme apresentado no item 3.3, foram instalados um tassômetro em cada uma das bermas, denominados de TAS-702 (berma superior, El. 639,24 m) e TAS-703 (berma inferior, El. 631,87 m). A Figura 1 exibe as leituras medidas nestes instrumentos com a indicação da passagem da frente de escavação na seção, assim como da execução do arco invertido.

Após a passagem da frente de escavação e da escavação do arco invertido, o tassômetro TAS-702 apresentou um recalque máximo de aproximadamente 30 mm. Já no TAS-703, com a passagem da frente de escavação e antes da escavação do arco invertido ocorreu o recalque máximo de aproximadamente 10 mm.

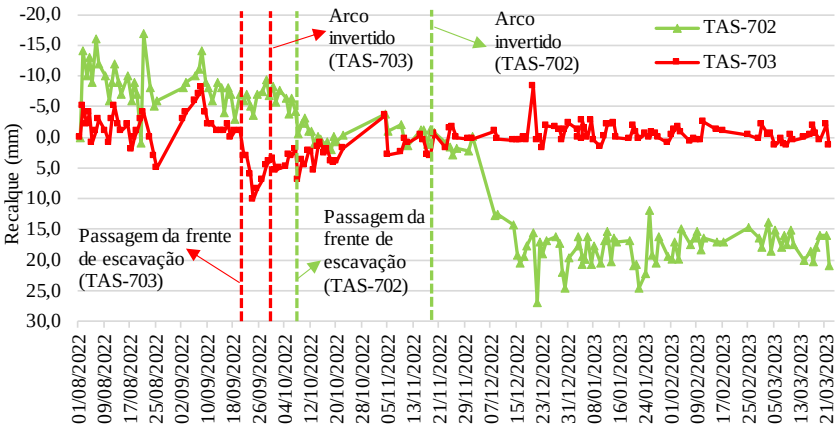


Figura 1. Leituras registradas nos tassômetros.

4.2.2 Marcos Superficiais

Foram instalados 5 marcos superficiais ao longo de cada berma: sendo na berma superior (El. 639,24 m) MS-712 ao MS-716 e na berma inferior (El. 631,87 m), MS-706 ao MS-710. A Figura 2 apresenta as leituras

de recalque registradas nas duas bermas. Nos gráficos são apresentadas a leitura inicial, 5 leituras antes da passagem da frente de escavação, 5 leituras após a passagem da frente de escavação e, em destaque em cada gráfico, a última leitura registrada em cada seção de análise referente ao perfil de recalque superficial gerado após a escavação do túnel. Na berma superior, a passagem da frente de escavação ocorreu no dia 7 de outubro de 2022, e o recalque máximo foi registrado aproximadamente no eixo do túnel, com um valor de 31 mm. Na berma inferior, a passagem da frente de escavação ocorreu no dia 20 de setembro de 2022, o recalque máximo foi registrado a 10,00 m do eixo do túnel na direita hidráulica, sendo de 14 mm.

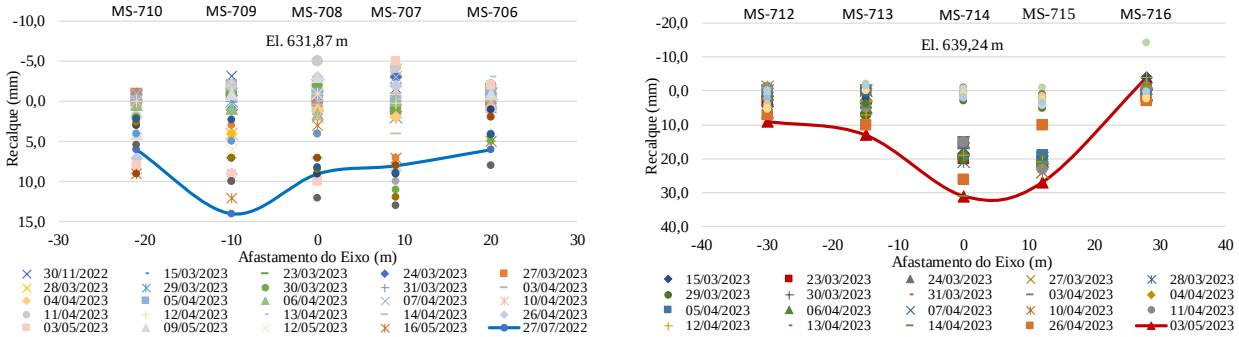


Figura 2. Leituras registradas nas linhas dos marcos superficiais.

4.3 Análise Comparativa dos Deslocamentos Previstos e Medidos

A Tabela 2 apresenta um resumo da comparação dos deslocamentos verticais obtidos do modelo numérico e aqueles medidos em campo pela instrumentação geotécnica. Verifica-se que a maior diferença entre as movimentações medidas foi obtida entre a instrumentação instalada em superfície e a instalada em profundidade.

Para os marcos superficiais, o maior deslocamento medido na berma inferior foi no MS-709, o qual apresentou recalque de 11,11% a mais do que o valor medido em campo, já para a berma superior, essa diferença foi menor, com 0,98% de acréscimo na movimentação em relação ao deslocamento previsto em modelagem. Em relação à instrumentação geotécnica instalada em profundidade, ocorreu maior variação entre os valores medidos e calculados, para a berma inferior, a movimentação foi 76,30% a menos que o previsto para o TAS-703 e 35,21% a menos para o TAS-702 do indicado pelo modelo numérico.

Com base nestas informações, é possível identificar que a modelagem superestimou os valores de deslocamento em profundidade e, para os recalques superficiais, a modelagem subestimou os deslocamentos. Essa variação é atribuída aos dados de entrada considerados para a realização da modelagem (Tabela 1), já que o material da região não era homogêneo possuindo matacões, pedras e pedregulhos em meio a argila arenosa, logo, os dados de entrada, não representam a região como um todo.

Tabela 2. Comparação entre o modelo numérico e os dados obtidos em campo

Instrumento	Distância do eixo (m)	Deslocamento vertical - Modelo numérico (mm)	Deslocamento vertical - Medido em campo (mm)	Diferença em módulo entre instrumentação e modelo (%)
MS-714	0,00	30,70	31,00	0,98
MS-709	10,00	12,60	14,00	11,11
TAS-702	1,22	46,30	30,00	35,21
TAS-703	1,15	42,20	10,00	76,30

6 CONCLUSÃO

A partir da comparação dos deslocamentos previstos em modelagem numérica com os deslocamentos medidos pela instrumentação geotécnica foi possível identificar que na seção de menor cobertura (igual a um diâmetro do túnel), o modelo superestimou em 76,30% os deslocamentos em profundidade e subestimou em

11,11% os deslocamentos superficiais. Em complemento, para a seção de maior cobertura (mais de um diâmetro do túnel), foi possível verificar que os deslocamentos foram mais assertivos, sendo que as movimentações em superfície indicadas pelo modelo apresentaram pouca diferença dos deslocamentos medidos em campo (0,98%). Já quando comparados os deslocamentos em profundidade, verificou-se que os valores foram diferentes com erro aproximado de 35%. Este resultado foi obtido específico para a análise realizada e não deve ser considerada como regra para outros estudos.

Com base nesses valores, as análises forneceram resultados mais próximos dos reais para os deslocamentos superficiais com uma margem de erro considerada aceitável (em torno de 11%), no entanto, os dados da modelagem foram subestimados, gerando, assim, um resultado menos conservador. Quando comparados os resultados dos recalques em profundidade, os dados foram mais divergentes, com erro aproximado de 35 e 76%, sendo que os valores obtidos pela modelagem numérica forneceram valores conservadores aos obtidos em campo. Esta variação entre real *versus* estimado pode ser causada pela heterogeneidade e a variabilidade espacial dos materiais presentes no terreno.

O trabalho também demonstra a importância da realização da modelagem numérica, assim como, da qualidade dos dados de entrada considerados para verificar os deslocamentos previstos durante a implantação de um projeto de obras subterrâneas, de forma a subsidiar a análise dos dados obtidos durante o monitoramento da instrumentação em campo. Na análise de previsão de recalque, como a desenvolvida no presente estudo, o módulo de elasticidade é o parâmetro de entrada que mais influência no resultado. Além disso, as condições de contorno arbitradas foram definidas visando a obtenção dos recalques na superfície do terreno.

A escavação do túnel de adução no trecho crítico efetuado em colúvio e tálus próximo ao desemboque apresentou desempenho favorável tanto na fase de construção como posteriormente durante a fase de operação da usina, iniciada após o enchimento do circuito de adução no final de maio de 2023.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à G5 Engenharia pela disponibilização das informações e *softwares* utilizados neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cintra, J. C. A.; Aoki, N.; Albiero, J. H. (2011) *Fundações Diretas: Projeto Geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos.

Godoy, N. S; Teixeira, A. T. (1996) *Análise, projeto e execução de fundações rasas. Fundação: Teoria e Prática.* São Paulo: Pini Ltda.

Joppert Jr, I. (2007) *Fundações e Contenções de Edifícios: Qualidade Total na Gestão do Projeto e Execução*. São Paulo: Pini Ltda.

Melo, R. A. A.; Albuquerque, P. J. R.; Garcia, J. R. (2017) Análise da Instrumentação Durante a Escavação de Túnel de Baixa Cobertura em Solo sob uma Rodovia em Operação. In: 4º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas.

Oliveira, B. A. de. (2017) *Conhecendo os componentes de uma usina hidrelétrica*. São Paulo: Oficina de Textos.

Pinto, C. de S. (2006) *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas*: *3ª edição*. São Paulo: Oficina de Textos.

Schnaid, F; Odebrecht, E. (2012) *Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição*. Oficina de Textos.

Silveira, J. F. A. (2006) *Instrumentação e Segurança de Barragens de Terra e Enrocamento*. Oficina de Textos.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/705

Análise Numérica de Túneis Rasos em Solos Não Coesivos

André Luiz Marques Junior
Discente do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil, andrelmjunior.8@gmail.com

Cleiton Cabral Martins
Discente do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil, cleitoncabralmartins@gmail.com

Aldo Durand Farfan
Professor Associado, UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil, aldo@uenf.br

RESUMO: A escavação de túneis em meios urbanos atualmente vem crescendo de forma exponencial, principalmente nas grandes cidades, onde o uso do espaço subterrâneo se apresenta como uma solução ao intenso número de veículos nas rodovias. Contudo, a instabilidade da face de escavação é uma das principais causas do colapso em túneis, fazendo com que este tema seja recorrente em inúmeros trabalhos. Deste modo, o propósito deste artigo é averiguar a estabilidade da face de túneis escavados em solos não coesivos, tendo como base alguns aspectos do colapso na face do túnel como o mecanismo de falha, recalque da superfície e as tensões atuantes. Os resultados preliminares em processo de calibração são apresentados neste trabalho, constatando-se que a pressão na frente de escavação e o campo de deslocamento estão alinhados com a literatura para a relação proposta. A simulação numérica considera uma relação (cobertura:diâmetro) de 0,5D. A simulação por redução de parâmetros de resistência é qualitativamente similar aos resultados experimentais.

PALAVRAS-CHAVE: Face de escavação, Análise Numérica, TBM.

ABSTRACT: The excavation of tunnels in urban environments is currently growing exponentially, especially in large cities, where the use of underground space is presented as a solution to the intense number of vehicles on the roads. However, the instability of the excavation face is one of the main causes of tunnel collapse, making this a recurring theme in many studies. Therefore, the purpose of this article is to investigate the stability of the face of tunnels excavated in non-cohesive soils, based on some aspects of tunnel face collapse such as the failure mechanism, surface settlement and acting stresses. Preliminary results in the process of calibration are presented in this paper, indicating that the pressure at the excavation face and the displacement field align with the literature for the proposed ratio. The numerical simulation considers a ratio (cover:diameter) of 0.5D. The simulation using reduced strength parameters is qualitatively similar to the experimental results.

KEYWORDS: Excavation face, Numerical Analysis, TBM.

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, os túneis urbanos desempenham um papel vital nas infraestruturas das cidades modernas, proporcionando rotas eficientes para o transporte de pessoas e mercadorias, bem como facilitando o acesso a serviços essenciais. No entanto, o planejamento, projeto e construção de túneis urbanos apresentam desafios únicos, incluindo o gerenciamento de impactos ambientais, a mitigação de perturbações nas comunidades locais e a garantia da segurança das estruturas e dos ocupantes. Dessa forma, uma compreensão abrangente das técnicas de construção, métodos de escavação, análise de estabilidade e gerenciamento de riscos é fundamental para o desenvolvimento bem-sucedido de túneis urbanos que atendam às necessidades da população e promovam o desenvolvimento sustentável das cidades.

Os túneis possuem uma complexidade que é comum a todos eles, independentemente de como ou onde estão sendo executados. A instabilidade da face de escavação em túneis é uma questão crucial na engenharia geotécnica, pois está diretamente relacionada à segurança e eficiência das operações subterrâneas (Zhang et al., 2024). A problemática dessa instabilidade surge devido à profundidade de implantação próxima à superfície, isto devido a requisitos de operacionalidade, bem como à geologia variável, que pode incluir diferentes tipos de solo, rocha, água subterrânea e pressões variáveis. Compreender e prever essas condições é essencial para evitar falhas, garantir a integridade estrutural e da infraestrutura urbana adjacente ao eixo do túnel.

Devido a esses fatores, diversos autores propuseram modelos matemáticos para prever o comportamento da frente de escavação de túneis rasos (Davis et al., 1980; Muhlhaus, 1985; Leca e Dormieux, 1990; Mollon et al., 2009). As pressões de face dependem do método de escavação empregado, sendo um exemplo o método mecanizado, que utiliza tuneladoras. É importante ressaltar que, para prevenir o colapso da estrutura, uma determinação precisa da pressão de face limite se faz necessária.

O ano de 2021 marcou o octogésimo aniversário da invenção do método dos elementos finitos (MEF), que se estabeleceu como a principal ferramenta computacional para análise de design de engenharia e modelagem científica em uma ampla variedade de processos físicos. O MEF revolucionou profundamente a abordagem da modelagem científica e do design de engenharia, impactando áreas que vão desde automóveis, aeronaves e estruturas marítimas até pontes, rodovias e muito mais (Liu, W. K et al.,2022). Ademais, o MEF destaca-se como um dos principais métodos de solução aproximada para a análise de fenômenos e problemas de engenharia na atualidade.

Neste trabalho, foi adotada a modelagem numérica por meio do MEF. O software utilizado foi o Abaqus 3D, e a relação C/D (cobertura:diâmetro) considerada foi de 1/2D. A análise da instabilidade de face em túneis rasos, considerando pressões de face uniformes em solos não coesivos, se justifica, pois esses solos apresentam condições críticas em termos de estabilidade. Nestes casos, o principal fator de resistência é o ângulo de atrito interno entre as partículas do solo.

2 METODOLOGIA

O estudo de caso consiste em analisar a estabilidade da face de escavação de um túnel escavado em solo não coesivo, também denominado como solo granular ou arenoso. A escolha desse material deve-se ao trabalho experimental atualmente em execução na Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, realizado em pequena escala na Centrífuga Geotécnica. O maciço fabricado consiste em um solo preenchido na caixa teste utilizando areia seca despejada com pluviador e altura controlada. A geometria para a modelagem numérica é semelhante à utilizada no ensaio físico. A Figura 1 ilustra o modelo do protótipo.

É importante ressaltar que as condições de contorno impostas no modelo numérico foram suficientemente afastadas do TBM. Assim, foram restritas as faces correspondentes aos planos x e y, e no fundo da caixa foram restritos todos os eixos. As tensões geostáticas iniciais foram geradas considerando o peso próprio do material. O modelo constitutivo utilizado para o solo foi definido com um módulo de elasticidade de 2.000 MPa, coeficiente de Poisson de 0,30, e a função de escoamento de Mohr-Coulomb com ângulo de atrito de 30º. Para as peças de aço, foram considerados um módulo de elasticidade de 200.000 MPa e um coeficiente de Poisson de 0,20.

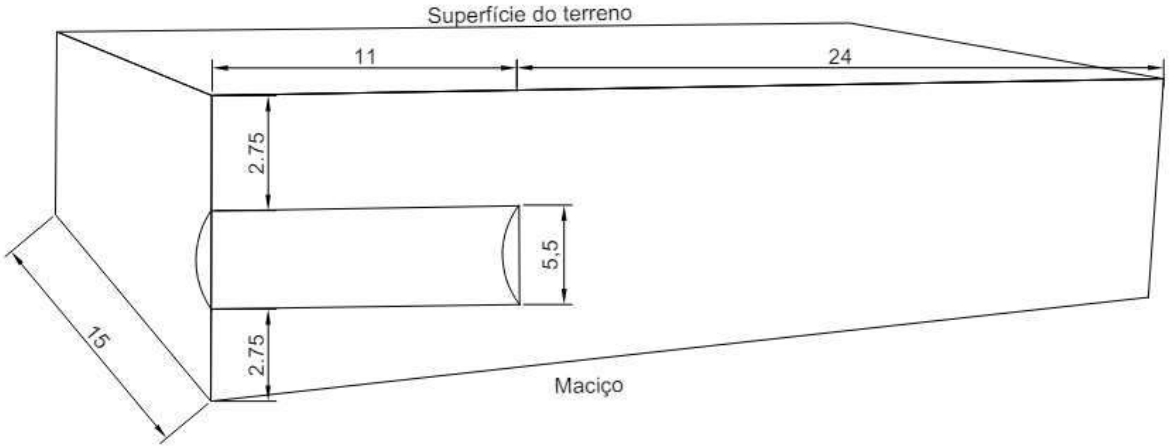


Figura 1. Dimensões do modelo numérico (em metros).

Inicialmente, a calibração da malha é realizada. Sendo assim, o semicirculo foi particionado em 20 partes ao redor da face de escavação do túnel. A Figura 2 ilustra a malha utilizada com um total de 9724 elementos quadraticos tipo C3D20R.

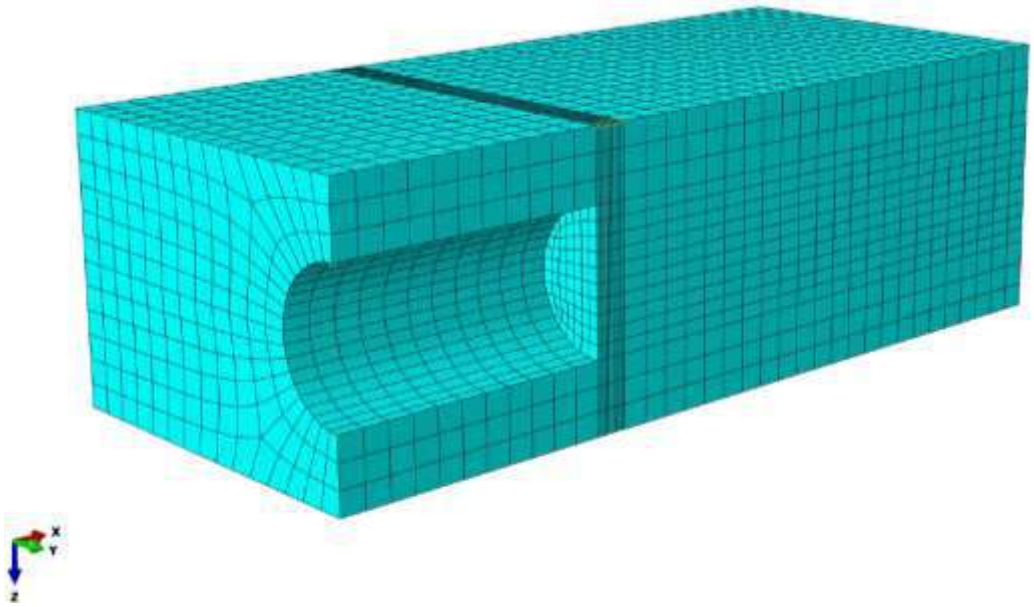


Figura 2. Malha utilizada no software Abaqus 3D.

Bishop (1996) constatou que o modelo de Mohr-Coulomb é o que melhor examina o comportamento de ruptura do solo, pois leva em consideração o atrito do solo e determina a ruptura quando a tensão de cisalhamento atinge seu valor máximo. Diversos estudos envolvendo a estabilidade da face de túneis consideram esse modelo uma vez que, ele representa às condições de solo estudadas. (Chounyu et al., 2023, Liu et al., 2019, Qarmout et al., 2019, Zamora Hernández et al.,2019, Zou et al., 2019).

Um aspecto crucial na simulação numérica é o comportamento do solo não coesivo. Para contornar este problema optou-se por atribuir duas funções de escoamento no maciço de solo. Na etapa de geração das tensões in-situ o maciço foi confinado com uma coesão de 10,0 kPa, este valor elevado de coesão ajuda a estabilizar o maciço de solo, permitindo que o modelo numérico alcance um estado de equilíbrio inicial que simula as condições reais do solo antes da escavação. E na etapa de alívio (escavação) foi considerado um valor mínimo para a coesão de 0,5 kPa, este valor menor reflete mais precisamente as condições reais do solo não coesivo, onde a coesão é muito baixa ou inexistente. A redução da coesão nesta fase é crucial para permitir que o modelo capture o comportamento plástico e o potencial de colapso do solo durante a escavação.

A utilização de diferentes valores de coesão nas simulações é uma estratégia para abordar de formar mais precisa o comportamento do solo não coesivo durante as fases de confinamento e escavação. Esta abordagem ainda esta em processo de testes e validações com resultados experimentais. O presente trabalho apresenta resultados preliminares da simulação com uma realação C/D (cobertura:diâmetro) de 1/2D, sendo o diâmetro de 110mm.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A simulação física representa uma escavação com Tunnel Boring Machine (TBM) do tipo Earth Pressure Balance (EPB). Para isso, na frente de escavação, coloca-se uma placa rígida em forma de semicírculo que é deslocada para trás, provocando alívio de tensões na frente de escavação. A simulação numérica busca representar esse comportamento, cujos resultados são mostrados na Figura 3. No eixo das abscissas, plota-se o deslocamento controlado da placa até 2% do valor do diâmetro, e nas ordenadas, o decréscimo das tensões devido ao alívio provocado pelo deslocamento da placa. A simulação numérica mostra um comportamento qualitativamente satisfatório, com uma coesão de 0,5 kPa.

As tensões horizontais na frente de escavação, após a geração das tensões in situ, estão próximas a 50 kPa. Com o deslocamento da placa rígida, inicia-se o processo de escavação, provocando uma queda súbita das tensões. Observa-se que, até um deslocamento de 1,7%, existe um descolamento da placa rígida junto à areia, resultando em tensões nulas na frente de escavação. No entanto, posteriormente, a placa rígida se descola da areia, gerando tensões de tração no intervalo de 1,7% a 1,8%. No final da simulação, quando a placa atinge o deslocamento total (prescrito), o campo de tensões busca o equilíbrio até atingir um valor de aproximadamente 45 kPa em compressão.

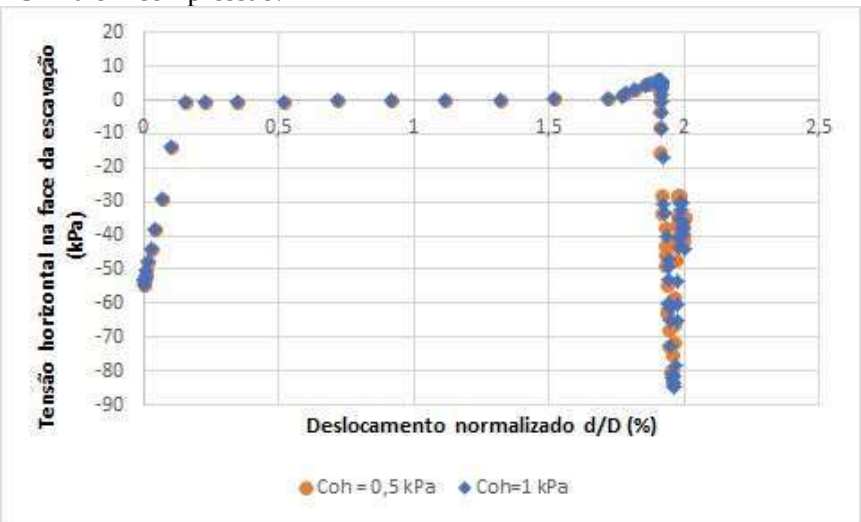
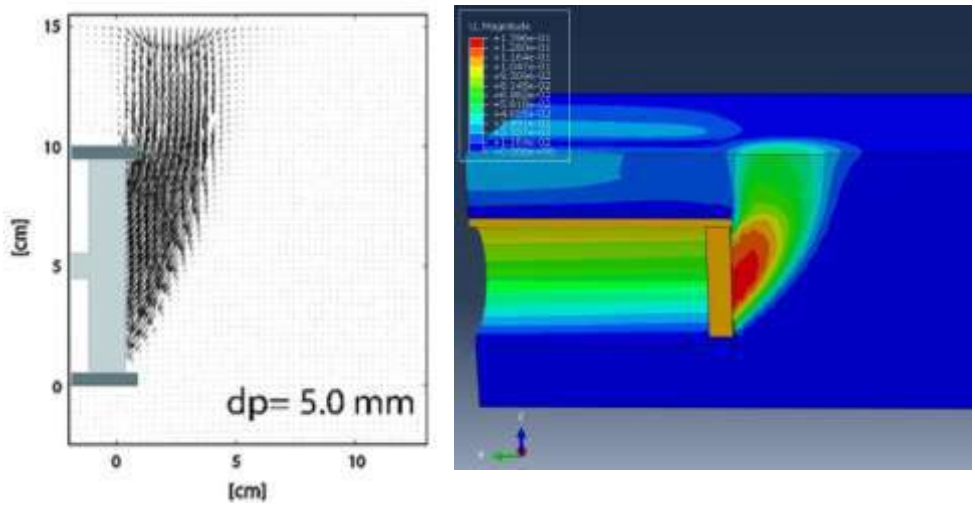


Figura 3. Gráfico de deslocamento normalizado vs tensões horizontais na face de escavação.

Os resultados relacionados aos deslocamentos exibem padrões semelhantes aos descritos por Idinger et al. (2011). Espera-se que o mecanismo de ruptura em túneis rasos siga um padrão em formato de "chaminé", conforme observado no estudo realizado em centrífuga, utilizando o software Particle Image Velocimetry (PIV), como evidenciado na Figura 4a.

A Figura 4b oferece uma representação visual do comportamento do campo de deslocamento conforme modelado no ABAQUS (protótipo em metros). A análise desses resultados revela uma notável semelhança qualitativa com as descobertas documentadas na literatura, como destacado por Idinger et al. (2011). Além disso, é importante ressaltar que o modelo numérico desenvolvido segue o mesmo padrão do modelo físico, composto por duas componentes distintas: solo arenoso e TBM.

A simulação da escavação ocorre com a retirada do material localizado diretamente na face de escavação, ou seja, o TBM é fixo e o material adjacente a ele é retirado ao desativar os elementos (em um meio disco de elementos na frente do solo). Esse método permite uma simulação precisa das interações entre os diferentes elementos envolvidos, além de garantir uma validação mais sólida e confiável dos resultados obtidos por meio da análise computacional.



(a) (b)

Figura 4. Campos de deslocamentos (a) Indiger et al., 2011 (b) protótipo do presente trabalho realizado no ABAQUS.

4 CONCLUSÃO

Observa-se na Figura 4b que a pressão na frente de escavação e o campo de deslocamento se alinham consistentemente com as informações presentes na literatura (Idinger et al., 2011), especialmente no caso da relação C/D = 1/2D. O campo de deslocamentos mostrado por PIV (Figura 4a) representa o comportamento de um meio discreto com recuo de 5% do TBM, enquanto a Figura 4b mostra o campo de deslocamentos em um meio contínuo com recuo do TBM de 2% do diâmetro. A metodologia da simulação por redução de parâmetros de resistência se mostra qualitativamente similar ao experimental.

Portanto, os resultados preliminares deste estudo são promissores, destacando a necessidade de explorar outros recursos computacionais para meios discretos e a relação de cobertura e diâmetro do túnel para valores superiores.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Fundação Carlos Chagas Filho de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro (FAPERJ) e o Auxílio à Pesquisa (APQ1-2021).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A.W. Bishop. (1996). The strength of soils as engineering materials. Géotechnique, 16 (2), pp. 91-130, 10.1680/geot.1966.16.2.91

Assis, A. P. (2002a). Mecânica das Rochas: Obras Subterrâneas. Brasília, DF: Departamento de Engenharia Civil, UnB.

Assis, A. P. (2002b). Métodos estatísticos e probabilísticos em geotecnia. Brasilia: Universidade de Brasília

Chunyu, L., Zhengpeng, J., Zhi, L., Kefeng, X., & Bohan, W. (2023). Analyses on face stability of shallow tunnel considering different constitutive models. Frontiers in Materials, 9, 10.3389/fmats.2022.1112425

Davis, E. H., Gunn, M. J., Mair, R. J., & Seneviratine, H. N. (1980). The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. Geotechnique, 30(4), 397-416.

Hernández, Y. Z., Farfán, A. D., & de Assis, A. P. (2019). Three-dimensional analysis of excavation face stability of shallow tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology, 92, 10.1016/j.tust.2019.103062

Idinger, G., Aklik, P., Wu, W., & Borja, R. I. (2011). Centrifuge model test on the face stability of shallow tunnel. Acta Geotechnica, 6, 105-117. 10.1007/s11440-011-0139-2

J. Zou, Z. Qian, X. Xiang, G hui Chen. (2019). Face stability of a tunnel excavated in saturated nonhomogeneous soils. Tunn. Undergr. Sp. Technol., 83, pp. 1-17, 10.1016/j.tust.2018.09.007

Katebi, H., Rezaei, A. H., Hajialilue-Bonab, M., Tarifard, A. (2015). Assessment the influence of ground stratification, tunnel and surface buildings specifications on shield tunnel lining loads (by FEM). Tunnelling and Underground Space Technology, 49, 67–78. 10.1016/j.tust.2015.04.004

Leca, E., & Dormieux, L. (1990). Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. Géotechnique, 40(4), 581-606.

Liu, W. K., Li, S., & Park, H. S. (2022). Eighty years of the finite element method: Birth, evolution, and future. Archives of Computational Methods in Engineering, 29(6), 4431-4453.

M. Qarmout, D. König, P. Gussmann, M. Thewes, T. Schanz. (2019). Tunnel face stability analysis using Kinematical Element Method. Tunn. Undergr. Space Technol., 85, pp. 354-367, 10.1016/j.tust.2018.11.024

Mollon, G., Dias, D., & Soubra, A. H. (2009). Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability. International Journal of Geomechanics, 9(6), 237-249.

Mühlhaus, H. B. (1985). Lower bound solutions for circular tunnels in two and three dimensions. Rock Mechanics and Rock Engineering, 18(1), 37-52.

X. Liu, F. Wang, H. Fang, D. Yuan. (2019). Dual-failure-mechanism model for face stability analysis of shield tunneling in sands. Tunn. Undergr. Sp. Technol., 85, pp. 196-208, 10.1016/j.tust.2018.12.003

Zhang, Z., Ji, J., Guo, X., & Goh, S. H. (2024). Inverse reliability analysis and design for tunnel face stability considering soil spatial variability. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 16(5), 1552-1564. 10.1016/j.jrmge.2023.07.015

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/706

Avaliaçao Numerica 3D da Influencia da Execuçao de Fundações Sobre o Túnel do Metro: Consideraçoes Sobre Juntas na Modelagem

Tiago de Jesus Souza
Sócio Diretor, Solotechnique Engenharia e Consultoria Geotecnica, Jundiaí, Brasil, tiago.souza@solotechnique.com.br

André Querelli
Sócio Diretor, Solotechnique Engenharia e Consultoria Geotecnica, Jundiaí, Brasil, andre.querelli@solotechnique.com.br

RESUMO: Este artigo aborda a análise técnica da influência de um empreendimento a ser construído na Rua Souza Ramos, município de São Paulo, sobre o túnel da Linha 5 – Lilás da Companhia do Metropolitano de São Paulo – METRÔ. O projeto, localizado sobre o túnel do Metrô, inclui escavações no terreno, o que gera variações nas tensões normais e de cisalhamento devido ao desconfinamento do maciço. A modelagem numérica adotada neste estudo considerou molas rotacionais para simular juntas, enfatizando a importância de contemplar essas características na análise estrutural. A consideração de juntas na modelagem é crucial para uma representação mais precisa do comportamento do maciço diante das escavações, contribuindo para o desenvolvimento de estratégias eficazes na mitigação de impactos sobre a infraestrutura existente, como o túnel da Linha 5.

PALAVRAS-CHAVE: Túneis, Fundações, Juntas Método dos Elementos Finitos, Tensões, Deformações.

ABSTRACT: This article deals with a technical analysis of the influence of a new project, located in São Paulo, on the structure of the São Paulo Metropolitan Company - METRÔ (Line 5). The project, located above the metro tunnel, involves soil excavation, which generates variations in normal and shear stresses due to the deconfinement of the soil mass. The numerical modelling used in this study considered rotational springs to simulate joints, highlighting the importance of considering these features in the structural analysis. The consideration of joints in the modelling is crucial for a more accurate representation of the soil mass behaviour in the context of soil excavation, contributing to the development of effective strategies for mitigating the impact on existing infrastructure, such as the Line 5 tunnel.

KEYWORDS: Tunnels, Foundations, Joints Finite Element Method, Stresses, Deformations.

1 INTRODUÇÃO

Toda escavação desperta variação nas tensões normais e de cisalhamento no interior do maciço devido ao desconfinamento do mesmo. Esta variação de tensões, por sua vez, provoca deformações na massa de solo, que se manifesta como deslocamentos, verticais e horizontais. O mesmo se dá com a execução de fundações, que descarregam no maciço o peso da estrutura que se apoia sobre elas.

Túneis são espaços subterrâneos artificialmente criados para o transporte de recursos hídricos e minerais, bem como para o deslocamento de pessoas, com ampla aplicação nos modais rodoviário e ferroviário (YAZDANICHAMZINI e YAKHCHALI, 2012). Diante dessa necessidade, torna-se evidente a importância de uma avaliação precisa das consolidações, deformações e estabilidade impostas ao maciço pela escavação e carregamento no sistema de suporte (GALLI *et al.*, 2004).

O presente estudo aborda a viabilidade de implantação de um empreendimento composto por duas torres, localizado sobre um trecho da linha 5 do metrô de São Paulo. Para análise, foi empregada a modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos. A modelagem foi conduzida no software Midas GTS,

onde foram simuladas progressivamente as etapas de execução das fundações do empreendimento. Essas etapas foram divididas em quatro partes, permitindo uma verificação precisa da interação do maciço com a estrutura do túnel em cada uma delas.

2 ESTUDO DE CASO

Em síntese, o estudo de caso refere-se a análise de tensões e deformações que uma obra resultará sobre o metrô. Tal análise objetiva verificar o impacto no maciço após ser submetido a escavações e a execução de estacas, e como essas perturbações podem interagir com a estrutura do túnel, determinando assim a viabilidade da implementação desse empreendimento. Nesse contexto, a área objeto do presente artigo localiza-se no município de São Paulo, sobre o túnel da linha 5- Lilás do Metrô, cuja localização pode ser observada na Figura 1a. O túnel do Metrô está destacado na cor magenta sobre o desenho (Figura 1b)

(a) (b) (c)

Figura 1. Localização do empreendimento: (a) região de passagem destacada em vermelho, e (b) imagem extraída do levantamento topográfico. (c) Túnel do METRÔ construído através de tuneladora (TBM), que constitui anéis de revestimento formado por peças pré-moldadas (segmentos).

Para a caracterização do solo da área em estudo, foi utilizado o Standard Penetration Test (SPT). Esse método simplificado de prospecção permite uma descrição tátil-visual do perfil do solo, além da obtenção do índice de resistência a penetração (N_{SPT}). Por intermédio de correlações, os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) e de rigidez (módulo de elasticidade) podem ser estimados com base no N_{SPT}.

A luz do boletim de sondagens, observa-se uma camada de argila silto-arenosa, média, com espessura entre 1,0 e 2,0 m, sobrejacente a uma camada de areia fina argilosa, medianamente compacta a compacta, com espessura de cerca de 8,0 m, com concreção de limonita no seu topo e lentes de argila, sobrejacente a uma camada de siltosa, dura, que se estende até as profundidades finais das sondagens, a cerca de 19,0 m de profundidade. Trata-se de um perfil de subsolo típico da Bacia Sedimentar de São Paulo. O nível d'água foi detectado a uma profundidade de cerca de 1,6 m. Cabe ressaltar, que para as demais sondagens, ele foi identificado para profundidades superiores. Na Tabela 1 podem ser observados a faixa de variação dos parâmetros geotécnicos.

Tabela 1. Faixa de variação dos parâmetros geotécnicos das obras metroviárias do município de São Paulo (CMSP, 1994).

Classif.	γ (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E_0 (MPa)
$3A_{g1}$	17-20	75-100	22-21	50-200
$3A_{r1}$	19	3	30-35	50-200
$4A_{g1}$	18,8-21.6	40-100	24-21	40-170
$4A_{r1}$	18,7-20,6	5	30-35	40-150

O túnel do metrô foi construído através de uma tuneladora (Tunnel Boring Machine - TBM) com diâmetro externo de 10,2 m, interno de 9,4 m e espessura de revestimento de 40,0 cm (Figura 1c). A geratriz superior do túnel encontra-se a cerca de 14,0 a 14,5 m abaixo da cota de escavação do empreendimento, 770 m.

Quanto a fundação do empreendimento, estas serão profundas (estacas) e executadas nas adjacências do túnel.

3 MODELO NUMÉRICO

3.1 Considerações Gerais

A implementação de duas torres sobre um túnel foi analisada pelo software de elementos finitos (FEM) MIDAS GTS NX (2017). A utilização do software supracitado possibilitou realizar a simulação desde os estágios iniciais até os mais avançados, visando verificar as propriedades geomecânicas do maciço, juntamente com a capacidade de suporte do túnel. Por fim, determinou-se as deformações do maciço causadas pela diminuição das tensões atuantes, e como essas reduções impactam na estrutura do túnel. O modelo numérico possui 170 m de largura e 130 m de comprimento. A lateral esquerda e direita do modelo foi restringida na direção x (ex: ux=0 e uy≠0) e a borda inferior do modelo foi restringida em y (ex: ux≠ 0 e uy=0). A Figura 4 apresenta o modelo FEM e as suas respectivas condições de contorno.

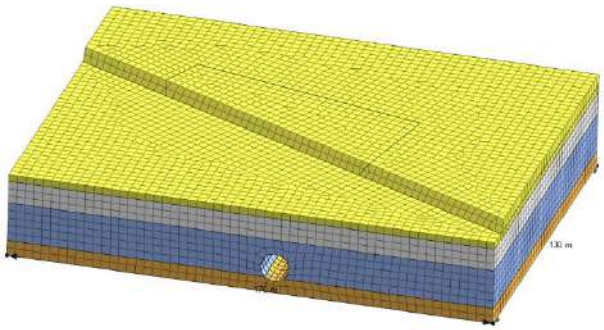


Figura 2. Modelo numérico na condição inicial.

A análise numérica foi realizada através do modelo constitutivo de Mohr-Coulumb. Na Tabela 2 pode ser observado os parâmetros geotécnicos utilizados na análise numérica. Salienta-se que eles foram estimados mediante a faixa de valores indicada pela CMSP (1994), apresentadas na Tabela 1.

Tabela 2. Faixa de variação dos parâmetros geotécnicos das obras metroviárias do município de São Paulo (CMSP, 1994).

Solo	Cor	γ (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ν	E (MPa)
$3A_{g1}$		19,0	20,0	22,0	0,35	20
$3A_{r1}$		19,0	3,0	30,0	0,30	30
$4A_{g1}$		20,0	40,0	23,0	0,35	80
$4A_{r1}$		20,0	5,0	33,	0,30	100

O revestimento de concreto do túnel foi modelado com elementos de casca (shell). Em termos reológicos, o concreto foi modelado como material elástico linear com módulo de Young de 31,9 GPa e espessura de 40 cm.

As tensões iniciais verticais são provenientes da ação da gravidade, e as tensões iniciais horizontais, nas duas direções, são resultados do efeito das tensões verticais multiplicadas pelo coeficiente de empuxo em repouso (k0). Inicialmente, considerou-se o empuxo em repouso, o peso específico do solo sob a ação da gravidade (valor admitido como tensões verticais), e as deformações provenientes das tensões iniciais anuladas.

Na etapa seguinte foi simulada a terraplanagem do terreno, em que a escavação teve como objetivo de regularização para a execução de estacas, concebidas em diferentes modelos (estacas hélice continua, pré-moldadas de concreto e perfis metálicos). Por fim, foi realizada a aplicação dos carregamentos atuantes nas estacas, momento em que se obteve um aumento nas tensões verticais e, portanto, também as tensões horizontais.

Quanto ao comportamento das estacas durante a modelagem, destacou-se a utilização de elementos lineares de viga embutida, sendo que estas não tiveram a aplicação de interface, garantindo o máximo de atrito lateral entre a estaca e o solo. Com isso, os elementos estão ligados e se deslocam de forma simultânea – comportamento compatível com o perfil do solo, uma vez que houve a previsão de uma maior capacidade de carga suportada pelo atrito lateral. A parcela de carga restante é transferida para a ponta da estaca, dada a grande diferença entre a rigidez do material encontrado no solo e a estrutura (concreto). Quanto à distribuição das cargas na modelagem, buscou-se atingir valores de 65% de carga absorvida por atrito lateral e 35% de pela ponta da estaca. Na Figura 3 pode ser observado as etapas executadas durante a modelagem.

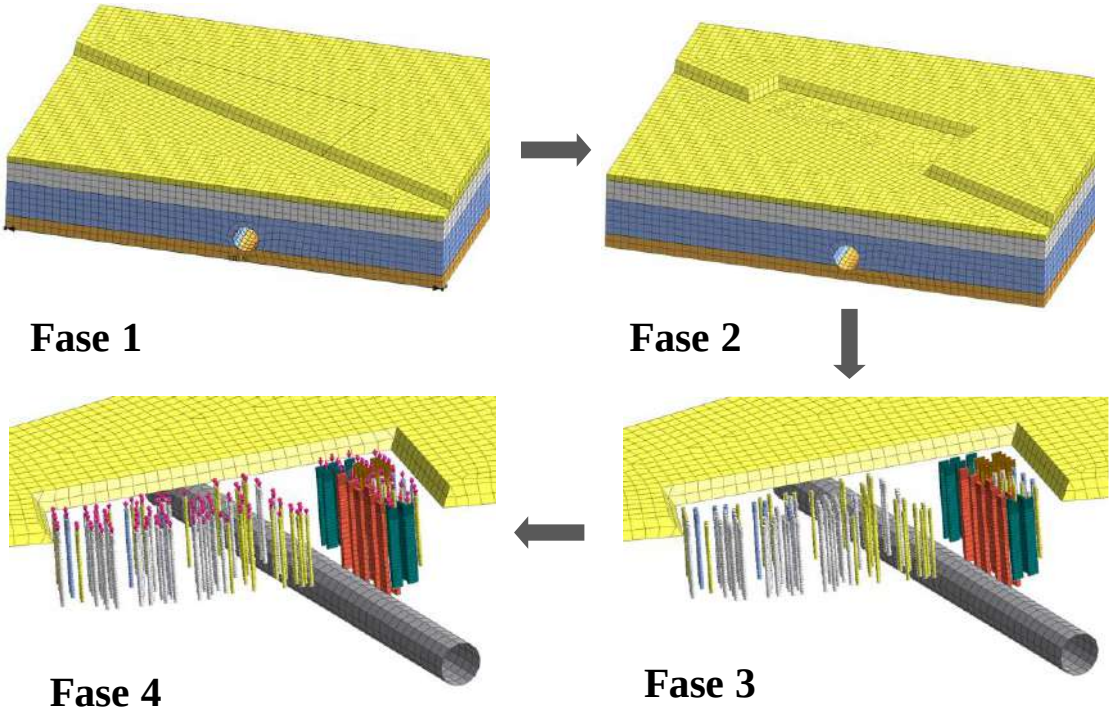


Figura 3. Fases da Modelagem Numérica.

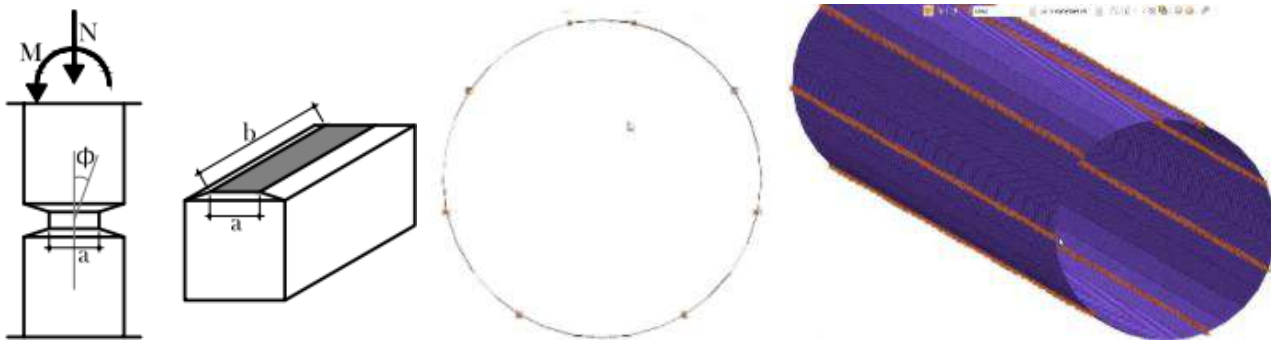
Uma primeira tentativa de modelagem foi apresentada em Souza *et al.* (2022) porém não foi considerada as juntas.

3.2 Verificação das juntas

Os segmentos pré-moldados que constituem o revestimento do túnel são conectados por juntas (ver Figura 4), que foram avaliadas neste item do parecer, como “molas rotacionais”.

As molas rotacionais podem ser aplicadas tanto numa modelagem bidimensional (2D) como tridimensional (3D), onde sua rigidez dependerá do estado em que encontra-se a junta longitudinal. Autores, como Özgen (2010) e Jusoh *et al.* (2015), afirmam a teoria de Blom (2002), em que a implementação da rigidez de molas rotacionais permite representar as juntas longitudinais de um anel de revestimento, as quais podem

possuir rigidez linear ou não-linear. A Figura 4 apresenta um esquema de uma junta longitudinal e a 7 a geometria modelada no Midas.



(a) (b) (c)

Figura 4. Junta longitudinal: (a) esquema de uma junta longitudinal (Adaptado de Leonhard e Reimann, 1966), e (b) e (c) modelo discretizado com as juntas

Para a modelagem numérica foi adotada a premissa de rigidez rotacional não-linear cuja equação é representada abaixo (1).

$$K_\theta = \frac{9.b.a.E_c}{8.N}.\left(\frac{2.M_p}{N.a} - 1\right)^2 \; se \; \phi > \frac{2.N}{E_c.b.a} \tag{1}$$

Onde, K_θ é a rigidez da mola rotacional, ϕ, a rotação da junta; b, comprimento da área de contacto da junta; a, largura da área de contacto da junta; N, força normal da junta; M_p, momento elasto-plástico da junta; E_c, módulo de elasticidade da junta.

O valor da rigidez das juntas longitudinais é dado tabela a seguir. O valor de referência está subsidiado na referência "Estudo de aduelas pré-moldadas de concreto com fibras de aço utilizadas no revestimento de túneis" - Ingrid Rocio Irreño Palomo. – Campinas, SP : [s.n.], 2018.

Tabela 2. Cálculo da rigidez rotacional utilizada no modelo viga e mola

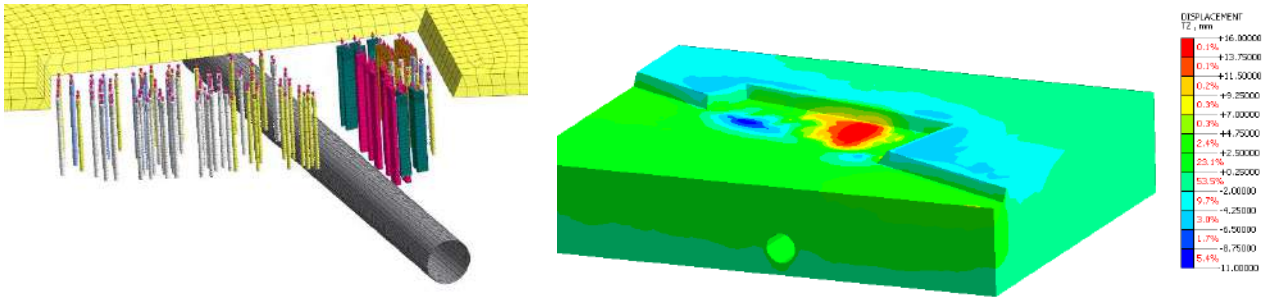
Parâmetros de entrada	
Módulo de elasticidade (E)	35920000 kPa
Largura da junta (b)	1,00 m
Altura da junta (a)	0,284 m
Fator elasto Plástico	0,29

Inicial									
Junta		Força Normal [kN]	Rotação Limite para abertura da Junta [rad]	Rigidez de mola fechada	Mmax [kN.m]	Rotação Aberta [rad]	Rotação Fechada [rad]	Rotação Final [rad]	Rigidez Mola [kN.m/rad]
Segmento inicial	Segmento final								
A1	B	2521,74	0,00049	241430,29	207,69	0,0012	0,00086	0,00125	166733
B	K	2102,32	0,00041	241430,29	173,15	0,0010	0,00072	0,00104	166733
K	C	2017,86	0,00040	241430,29	166,19	0,0010	0,00069	0,00100	166733
C	A6	2161,53	0,00042	241430,29	178,02	0,0011	0,00074	0,00107	166733
A6	A5	2608,53	0,00051	241430,29	214,84	0,0013	0,00089	0,00129	166733
A5	A4	2552,00	0,00050	241430,29	210,18	0,0013	0,00087	0,00126	166733
A4	A3	2298,09	0,00045	241430,29	189,27	0,0011	0,00078	0,00114	166733
A3	A2	2348,07	0,00046	241430,29	193,39	0,0012	0,00080	0,00116	166733
A2	A1	2616,96	0,00051	241430,29	215,53	0,0013	0,00089	0,00129	166733

Iteração 1									
Junta		Força Normal [kN]	Rotação Limite para abertura da Junta [rad]	Rigidez de mola fechada	Mmax [kN.m]	Rotação Aberta [rad]	Rotação Fechada [rad]	Rotação Final [rad]	Rigidez Mola [kN.m/rad]
Segmento inicial	Segmento final								
A1	B	2516,07	0,00049	241430,29	207,22	0,0012	0,00086	0,00124	166733
B	K	2075,89	0,00041	241430,29	170,97	0,0010	0,00071	0,00103	166733
K	C	1986,37	0,00039	241430,29	163,60	0,0010	0,00068	0,00098	166733
C	A6	2123,79	0,00042	241430,29	174,92	0,0010	0,00072	0,00105	166733
A6	A5	2577,48	0,00051	241430,29	212,28	0,0013	0,00088	0,00127	166733
A5	A4	2528,77	0,00050	241430,29	208,27	0,0012	0,00086	0,00125	166733
A4	A3	2272,29	0,00045	241430,29	187,15	0,0011	0,00078	0,00112	166733
A3	A2	2333,07	0,00046	241430,29	192,15	0,0012	0,00080	0,00115	166733
A2	A1	2615,14	0,00051	241430,29	215,38	0,0013	0,00089	0,00129	166733

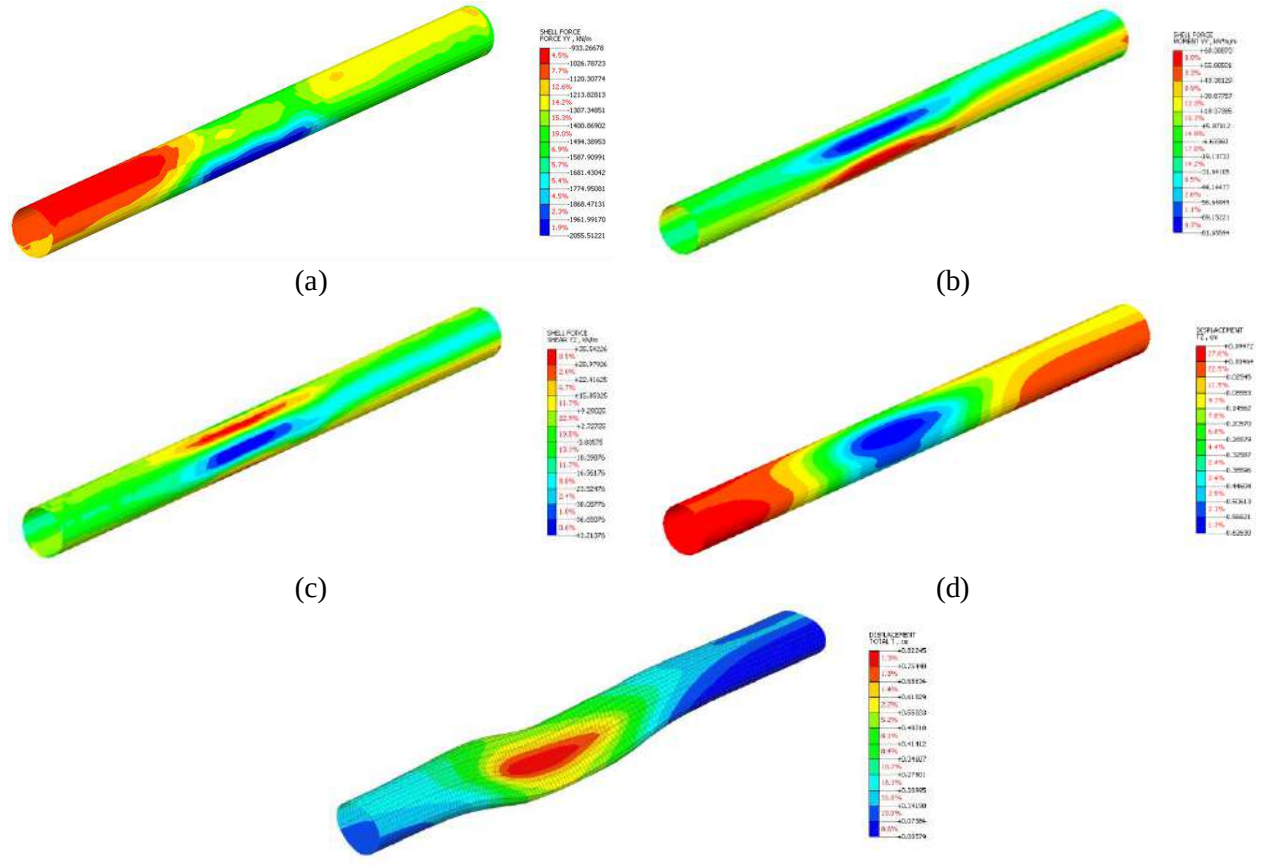
Serão apresentados a seguir (Figuras 5 a 7) os principais resultados obtidos com a análise numérica tridimensional. Considerando que a fase 4 é mais critica, optou-se em apresentar os resultados da ultima fase. A fase 4 é inerente a aplicação das cargas nas estacas conforme indica o esquema abaixo.

A Figura 5 revela que as maiores deformações sofridas pelo terreno (16,0mm) ocorrem na região não estaqueada, ou seja, na região em que ocorre a passagem do túnel pelo empreendimento. Este resultado já era esperado tendo em vista que é uma reigão com menor regidez que seu entorno. Portanto, quando as fundações adjacentes são solicitadas, esta região fica sujeita a miores deformações.



(a) (b)

Figura 5. Fase de aplicação das cargas nas estacas (a) e deslocamentos verticais no maciço (b).



(a) (b)

(c) (d)

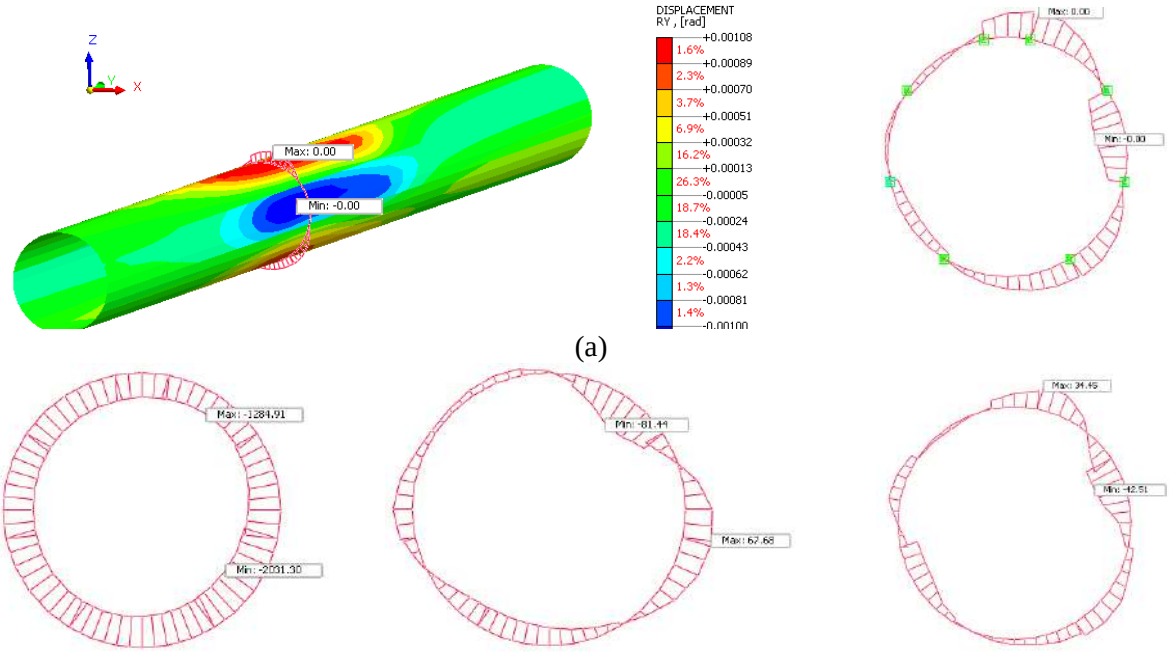
(e)

Figura 6. Esforço normal na direção perpendicular ao eixo do túnel (a), momento fletor na direção perpendicular ao eixo do túnel (b), (c) cortante na direção perpendicular ao eixo do túnel, (d) deslocamentos verticais (eixo z), e (e) deslocamentos totais e deformadas.

A Figura 6 apresenta os esfoços solicitantes no túnel. Como pode ser observado, os esforços mais críticos acontecem justamente na região em que há maior deformação do terreno. Em decorrência desses esforços, o túnel apresenta uma deformação negligível de 8,22mm.

A consideração da junta não mudou significativamente os resultados. O recalque máximo foi de 6 mm, a compressão máxima foi de 200 tf (última fase), o momento máximo foi de 8,1 tf.m (menor que o modelo sem junta) enquanto que a rotação máxima foi de insignificantes 0,000118 radianos. O Resumo dos esforços no revestimento do túnel é apresentado na Tabela 3.

O METRÔ especificou as seguintes tensões resistentes para o concreto com fibra de aço i) compressão ≥ 45 MPa e ii) tração na flexão ≥ 4,4 MPa.



(a) (b) (c) (d)

Figura 7. (a) Rotações em torno do eixo y na seção mais solicitada e molas rotacionais, (b) esforços na seção mais solicitada (maior momento) na última fase (normal última fase), (c) momento fletor última fase e (d) cortante fletor ultima fase.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nas análises procedidas verificou-se que a execução da obra projetada para o empreendimento em epígrafe, resulta em deslocamentos (verticais e horizontais) de pequena magnitude no túnel do Metrô (da ordem de 5 mm), ocasionando aumento nos momentos fletores solicitantes no revestimento do túnel que, em nossa avaliação são absorvidos pela resistência do mesmo. A consideração das juntas entre os segmentos do revestimento apresentou resultados satisfatórios, com rotação desprezível.

Em nossa avaliação, lastreada pelas análises contidas neste artigo, é possivel afiarmar que as soluções de fundações, contenção e metodologia executiva preconizadas em projeto não prejudicam a estrutura do túnel do METRÔ.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à projetista das contenções, Nouh Engenharia e ao metrô de São Paulo pela confiança depositada para o trabalho de modelagens da SOLOTECHNIQUE.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Liao, Lin; Fuente, Albert de la; Cavalaro, Sergio; Aguado, Antonio. 2015. Design of FRC tunnel segments considering the ductility requirements of the Model Code 2010. *Tunnelling and Underground Space Technology* 47 p. 200-210.

Molins, Climent; Arnau, Oriol. 2011. Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test. Part 1: Test configuration and execution. *Tunnelling and Underground Space Technology* 26 No. 6, p. 764-777.

Winkler, B.; Hofstetter, G.; Lehar, H. 2004. Application of a constitutive model for concrete to the analysis of a precast segmental tunnel lining. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 28 (78), p. 797-819

Touran, Ali; Asai, Toshiyuki. 2015. Simulation of Tunneling Operations. *Journal of Construction Engineering and Management* 113 (4), p. 554-568

Heilegger, R.; Beil, A. 1996. Fully Automated Tunnel Segment Production System. A Case Study. *Tunnel Boring Machines: Trends in Design and Construction of Mechanized Tunnelling*. p. 215-222.

Galli, G.; Grimaldi, A.; Leonardi, A. 2004. Three-dimensional Modelling of Tunnel Excavation and Lining. *Computers and Geotechnics* 31 No. 3 p. 171-183.

Souza,T.; Querelli, A. ; Ben, L. H. F. ; Falcao, P. R. ; Baroni, M. . Modelagem numérica 3D das fundações de empreendimento e impacto sobre túnel do metrô de SP. In: *Xi Seminário De Engenharia Geotécnica Do Rio Grande Do Sul*, 2022, Santa Maria(Rs). Geors.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/707

Comparação entre MEF e Métodos Empíricos na Determinação do Ponto de Inflexão na Bacia de Recalques de Túneis Gêmeos

Victor Aranha Caneca Moreno Fontes
Engenheiro Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro / GEOCOBA, Rio de Janeiro, Brasil, victor_aranha@poli.ufrj.br

Maria do Carmo Reis Cavalcanti
Professora Adjunta, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, carminhacavalcanti@poli.ufrj.br

Wagner Nahas Ribeiro
Professor Adjunto, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, wagnernahas@poli.ufrj.br

RESUMO: Os túneis desempenham um papel fundamental na conectividade, mobilidade e desenvolvimento das cidades. Além disso, permitem a utilização eficiente do espaço subterrâneo, liberando espaço para um melhor aproveitamento urbano na superfície. O cálculo da bacia de recalques é fundamental para garantir a estabilidade das edificações lindeiras na superfície, de estruturas enterradas próximas, prevenir danos e planejar a construção de forma adequada. No caso de túneis gêmeos rasos são observados maiores recalques após a abertura da segunda cavidade em relação aos da primeira, buscando-se então modelos de previsão de recalque mais adequados e outras medidas mitigadoras apropriadas. Este trabalho tem como objetivo realizar análises comparativas na determinação do ponto de inflexão, primordial para o cálculo da bacia de recalques, para diferentes arranjos geométricos de túneis gêmeos horizontais hipotéticos, variando-se a cobertura dos túneis e a distância entre seus eixos. A análise será feita pelo método empírico proposto por Peck, com a correção proposta por Ocak, pelo método empírico proposto por Chapman e pelo método dos elementos finitos, com software RS2 – Rocscience, usando modelo constitutivo elasto-perfeitamente plástico para materiais argilosos e arenosos. Pode-se verificar que os maciços argilosos apresentam bacias de recalque mais largas que no maciço arenoso e que a bacia de subsidência da segunda cavidade é assimétrica em maciço arenoso. Também foram identificados comportamentos distintos para o fator de perturbação de Ocak para os pontos de inflexão e para o recalque.

PALAVRAS-CHAVE: Túnel, Túneis gêmeos, Método dos Elementos Finitos, Bacia de Recalque, Ponto de inflexão, Escavações.

ABSTRACT: Tunnels are crucial in cities' connectivity, mobility, and development. Moreover, they allow the efficient use of underground space, opening surface space for better use in urban areas. Calculating the settlement trough is essential to ensure the stability of the surrounding buildings on the surface of nearby underground structures, prevent damage, and plan the construction properly. In the case of shallow twin tunnels, higher settlements than the ones observed for the first one excavated are observed for the second cavity; it is then necessary for more appropriate models of settlement prediction and other appropriate mitigating measures. This work aims to perform comparative analysis in determining the inflection point of the settlement trough for different geometric arrangements of hypothetical horizontal twin tunnels, varying the cover depth of the tunnels and the distance between axes. The analysis will be carried out by the empirical method proposed by Peck, with the correction suggested by Ocak, and the finite element method, with software RS2 - Rocscience, using the elastic-perfect plastic constitutive model for clayey and sandy materials. It can be concluded that the clayey massif presents a larger settlement trough than the sandy massif, as expected, and that the subsidence due to the second cavity is asymmetrical in the sandy massif. Distinct behaviors were also identified for the Ocak perturbation factor for inflection points and settlement.

KEYWORDS: Tunnels, Twin tunnels, Finite Element Method, Settlement Trough, Inflection point, Excavations.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento acelerado das cidades tem levado a uma elevada concentração populacional em áreas urbanas, resultando em uma disputa pela prioridade no uso e ocupação da superfície. Surge, então, a necessidade de estabelecer conexões rápidas e eficientes entre diferentes regiões urbanas. No entanto, o espaço disponível na superfície muitas vezes se mostra insuficiente para atender a essa demanda crescente (CUI *et al*, 2021).

Ao optar por escavações e obras subterrâneas, evita-se a necessidade de alterar drasticamente a dinâmica do espaço urbano existente. Dessa forma, é possível evitar ou minimizar a paralisação de vias devido às obras, bem como o aumento do fluxo de carros e os congestionamentos resultantes. As escavações rasas em áreas urbanas desempenham, então, um papel significativo no desenvolvimento urbano. Elas são amplamente utilizadas para a instalação de redes de serviços públicos essenciais, como água, esgoto e energia elétrica, assim como na ampliação das vias de transporte.

Obras subterrâneas alteram a distribuição de tensões no subsolo provocando recalques na superfície, obras posteriores terão uma interferência ainda maior no solo já mobilizado. Surge então a necessidade de melhor estimar estes recalques e sua distribuição para que sejam previstas as ações mitigadoras compatíveis. No caso de túneis gêmeos, diversos estudos indicam que a escavação do segundo túnel provoca recalques maiores do que aqueles causados pela abertura do primeiro (MAIR & TAYLOR, 1997). Em outros, uma forma de previsão e mensuração dos recalques do segundo túnel é proposta baseando-se em correlações geométricas e resultados computacionais (ADDENBROOKE & POTTS, 2001).

O objetivo deste trabalho é comparar os resultados para a estimativa do ponto de inflexão da curva Gaussiana da bacia de recalques de túneis gêmeos hipotéticos quando a construção do segundo túnel é defasada do primeiro, através de análises de tensão-deformação pelo Método de Elementos Finitos e métodos empíricos com a bacia da segunda escavação corrigida conforme a proposta de Ocak (2014) e Chapman *et al*. (2003). Serão avaliados diferentes arranjos geométricos e dois tipos de maciços, um predominantemente argiloso e outro predominantemente arenoso, adotando modelo constitutivo elástico-perfeitamente plástico.

2 METODOLOGIA

2.1 Análises Numéricas

As análises numéricas aqui apresentradas foram desenvolvidas no software RS2 da Rocscience, que aplica o Método dos Elementos Finitos (MEF) a um modelo 2D considerando estado plano de deformações. Como o caso proposto é idealizado, ou seja, hipotético, as demais características e aspectos do estudo são descritas nos demais tópicos deste item.

2.1.1 Arranjos Geométricos

Os túneis gêmeos estudados possuem seção circular de 5 m de diâmetro, abertos em um maciço em condição drenada. A cobertura de solo varia entre os seguintes valores: 3, 4 e 5 vezes o diâmetro do túnel, ou seja, 15m, 20m e 25m. Já a distância entre os túneis varia: 2, 3, 4 e 5 vezes o diâmetro, logo, 10m, 15m, 20m e 25m. A distância entre eixos (d) para cada caso é então 15m, 20m, 25m e 30m. A Figura 1 ilustra as configurações estudadas.

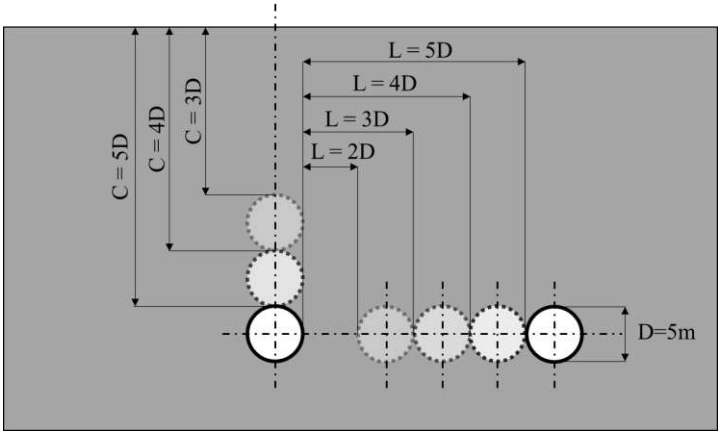


Figura 1. Variáveis geométricas estudadas

2.1.2 Materiais estudados

Foram estudados dois tipos de maciços, um predominantemente argiloso e outro predominantemente arenoso, tendo sido definidos os parâmetros de resistência do modelo constitutivo elasto perfeitamente plástico de tal forma a assegurar a autoportância das cavidades após sua abertura, já que não foi considerada a instalação de suporte na modelagem.

O cenário mais suscetível a colapsos a céu aberto é a configuração com C = 3D para uma afastamento entre os túneis de L = 2D (túneis rasos e mais próximos), sendo esse cenário utilizado para a definição dos parâmetros de resistência.

Ademais, no maciço considerado não há presença de água e o material é isotrópico e homogêneo.

Visando a obtenção de recalques da mesma ordem de grandeza foram adotados os mesmos módulos de elasticidade para ambos os materiais, os parâmetros adotados são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Propriedades dos materiais estudados

Tipo de maciço	Argiloso	Arenoso
Modelo constituinte	Elástico perfeitamente plástico	
Módulo de elasticidade (MPa)	20	20
Coeficiente de Poisson	0,35	0,3
Peso específico (kN/m³)	16,5	18,5
Coesão – c' (kPa)	40	10
Ângulo de atrito – φ' (°)	26,5	50
Condição de drenagem	Drenado	
Coef. de empuxo no repouso (k_0)	$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$	
	0,54	0,43

2.1.3 Modelo Numérico

Os modelos possuem 120 m de largura e 60 m de profundidade, onde todos os elementos da malha são do tipo quadriláteros de 8 nós com discretização e otimização da malha realizada pelo software. As escavações são então simuladas em 3 etapas. A primeira para definir o estado de tensões virgens no maciço intacto, a segunda representa a abertura da cavidade do primeiro túnel e a última, por fim, acrescenta a abertura do segundo túnel.

Para a análise dos recalques, não são consideradas as deformações ocorridas na primeira etapa de escavação, utilizando-se apenas os dados de deslocamentos provocados pela abertura dos túneis. Os recalques gerados pela abertura da segunda cavidade foram calculados pela diferença entre a última e a penúltima etapas da análise.

2.2 Estimativa para o Ponto de Inflexão do 1º Túnel

Peck (1969), apoiado em diversas observações feitas após a construção de túneis e baseado em uma curva gaussiana, apresentou uma proposta para estimar os valores dos recalques na superfície para uma dada seção transversal de um túnel circular. A função que rege o comportamento da bacia de recalque na proposta de Peck é dada pela Equação 1

$$s(x) = s_{máx} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (1)$$

Sendo:
$s_{máx}$ = deslocamento máximo causado por um túnel singular;
x = posição horizontal perpendicular ao eixo do túnel;
s(x) = recalque na posição x;
i = distância do eixo do túnel ao ponto de inflexão.

O ponto de inflexão representa o ponto com maior declividade na curva da bacia de recalque e uma primeira estimativa é dada por Peck (1969), adotando o ponto de inflexão como o ponto corresponde a 60,6% do recalque máximo. Outras estimativas de *i* consideradas foram as propostas de O'Reilly e New (1982), que propuseram estimativas de ponto de inflexão para materiais coesivos (Equação 2) e não coesivos (Equação 3), e Mair e Taylor (1997), que criaram faixas para a estimativa do ponto de inflexão também segregando em materiais argilosos e arenosos, representada pela Equação 4.

$$i = 0{,}43Z_0 + 1{,}1 \quad (2)$$

$$i = 0{,}28Z_0 - 0{,}1 \quad (3)$$

$$i = KZ_0 \quad (4)$$

Sendo:
Z_0 a distância entre a superfície e o centro da seção do túnel;
K o fator empírico dependente do tipo de solo ($K_{argilas}$ = 0,4 a 0,5 e K_{areias} = 0,25 a 0,45)

A determinação do ponto de inflexão a partir das curvas obtidas pelo modelo numérico parte do princípio de que este ponto é determinado como a abcissa onde a segunda derivada da curva de recalques é nula. Assim, a derivada segunda será calculada ponto a ponto da distribuição de recalques segundo um operador de interpolação linear para a aproximação definido pela Equação 5. Este processo será aplicado a ambos os ramos à esquerda e à direita do túnel.

$$s''(x_n) = \frac{d^2 s(x_n)}{dx^2} \approx \frac{s(x_{n+1}) - 2 \cdot s(x_n) + s(x_{n-1})}{\Delta x^2} \quad (5)$$

2.3 Estimativa para o Ponto de Inflexão do 2º Túnel

A partir dos dados da análise numérica da bacia de recalques do 1º túnel, é possível aplicar o método de Chapman *et al*. (2003), para determinar o fator de majoração F, apresentado na Equação 6, que multiplica a curva de recalque do primeiro túnel pra estimar os recalques do segundo. Foi definida a zona de sobreposição onde é aplicável a majoração dos recalques estimados para a bacia de recalques do 2º túnel e com a nova bacia calculada, aplica-se o método da segunda derivada para determinar o ponto de inflexão.

$$F = \left\{1 + \left[M\left(1 - \frac{|d+x|}{Bi}\right)\right]\right\} \quad (6)$$

Sendo:
M coeficiente máximo de modificação (obtido computacionalmente e adotado como 60 %);
B o número de distâncias ao ponto de inflexão em meia bacia (adotado como 2,5).

Outra forma de estimar a distância ao ponto de inflexão para o segundo túnel é pelo método de Ocak (2014). Através da determinação do fator de perturbação *k*, calculado pela Equação 7, o ponto de inflexão e recalque máximo da bacia do primeiro túnel são multiplicados pelo fator de perturbação e os novos valores são aplicados na equação de Peck (1969) para calcular a bacia de recalques estimada para o segundo túnel.

$$k = 1 + D/d \quad (7)$$

Sendo:
D o diâmetro do túnel;
d o afastamento entre túneis.

3 RESULTADOS

3.1 1º Túnel

Os valores de recalques superficiais obtidos nas análises numéricas foram exportados para planilhas de dados onde foram separados os recalques a esquerda do recalque máximo correspondendo unicamente à abertura do túnel e a direita do mesmo recalque máximo a fim de analisar possíveis diferenças na obtenção da distância ao ponto de inflexão.

Implementou-se o processo de obtenção da segunda derivada e posteriormente foram determinados os pontos de inflexão à esquerda e à direita das curvas das análises de tensão-deformação. Os resultados obtidos nas análises numéricas para o primeiro túnel foram usados para o cálculo da média entre os modelos com a mesma cobertura de solo. A média da distância ao ponto de inflexão (i) para cada profundidade pelo cálculo proposto por Peck (1969), O'Reilly e New (1982) e Mair e Taylor (1997) e as obtidas nas análises são comparadas na Figura 2.

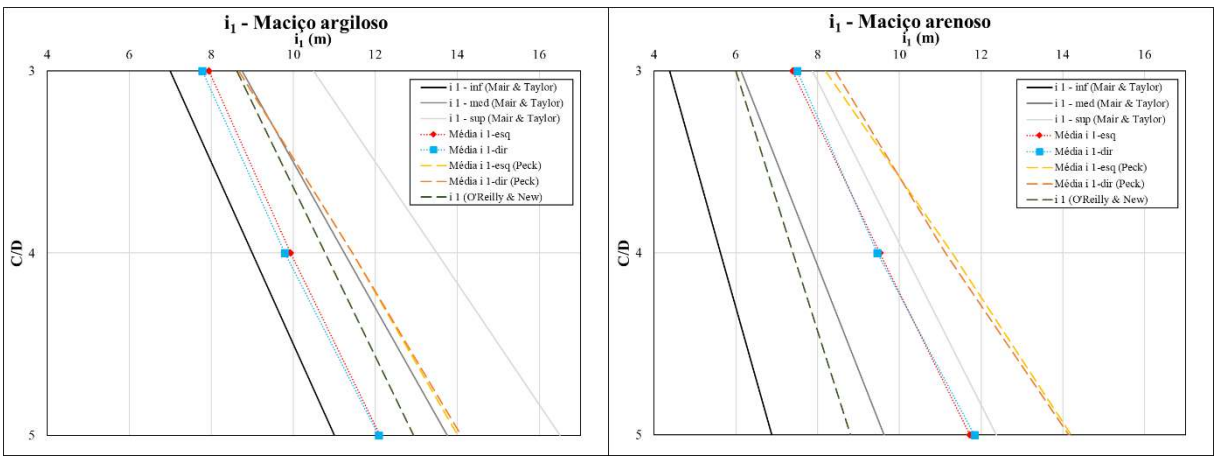


Figura 2. Comparação entre a distância ao ponto de inflexão das análises numéricas e métodos empíricos

As referências provenientes da literatura apresentam comportamentos distintos em relação ao que se espera dos maciços argiloso e arenoso, o que se refletiria no valor de *i*. Para maciços argilosos, espera-se bacias de recalque mais largas e para maciços arenosos, uma bacia mais estreita. Este comportamento é de fato observado nas análises numéricas, porém com uma diferença menor do que a esperada. Por exemplo, a diferença entre as previsões do valor de *i* pelo método de Mair e Taylor (1997) para túneis com cobertura igual a 3D é de 2,63 m enquanto as análises numéricas indicam diferenças chegando a no máximo 0,56 m para a mesma cobertura, diminuindo conforme a profundidade aumenta.

Ambos os resultados do valor de *i*, para maciço argiloso e arenoso, se encontram dentro das curvas delimitadoras superior e inferior de Mair e Taylor (1997). Pelos dados apresentados, a diferença entre os valores encontrados para os lados direito e esquerdo é desprezível, resultado esperado para o primeiro túnel dada a formulação clássica de Peck (1969) que estima a bacia por uma curva gaussiana simétrica.

No entanto, a estimativa da distância ao ponto de inflexão dada pelo método de Peck (1969) superestima esta distância em todos os casos estudados. Apesar de peck (1969) apresentar curvas de variação estimadas para alguns tipos de material, a metodologia abordada aqui se limita a determinação de um ponto referente a uma porcentagem do recalque máximo, negligenciando-se a influência do material do maciço nesta estimativa, fator que possui relevante participação na determinação da localização do ponto de inflexão, dado os resultados apresentados e como indicado pelo próprio autor.

3.2 2º Túnel

Tomando-se por referência os valores das análises numéricas, é possível determinar *i* e $S_{máx}$ para a determinação da bacia de recalque do segundo túnel pelas propostas de modificação de Chapman *et al*. (2003) e de Ocak (2014). Os resultados para a distância ao ponto de inflexão para os modelos numéricos e os valores obtidos para a bacia de Chapman *et al*. (2003) e de Ocak (2014) são apresentados nas Figuras 3 e 4.

Observa-se que de forma geral, o maciço argiloso não apresenta grande diferença entre a distância ao ponto de inflexão a direita e a esquerda, exceto para o cenário onde L/D =3. O cenário onde L/D = 2 e L/D = 5 mostram-se quase insensíveis à diferença dos lados, supondo-se que a curva é simétrica. Nos demais casos no maciço argiloso, os resultados apontam um valor maior de i para o lado direito

Para os túneis escavados em material arenoso, a diferença entre o lado direito e esquerdo torna-se mais evidente. Quando L/D = 2 e L/D = 3, a variação entre a distância ao ponto de inflexão diminui com o aumento da profundidade, tornando-se desprezíveis ao atingir uma cobertura de 5D.

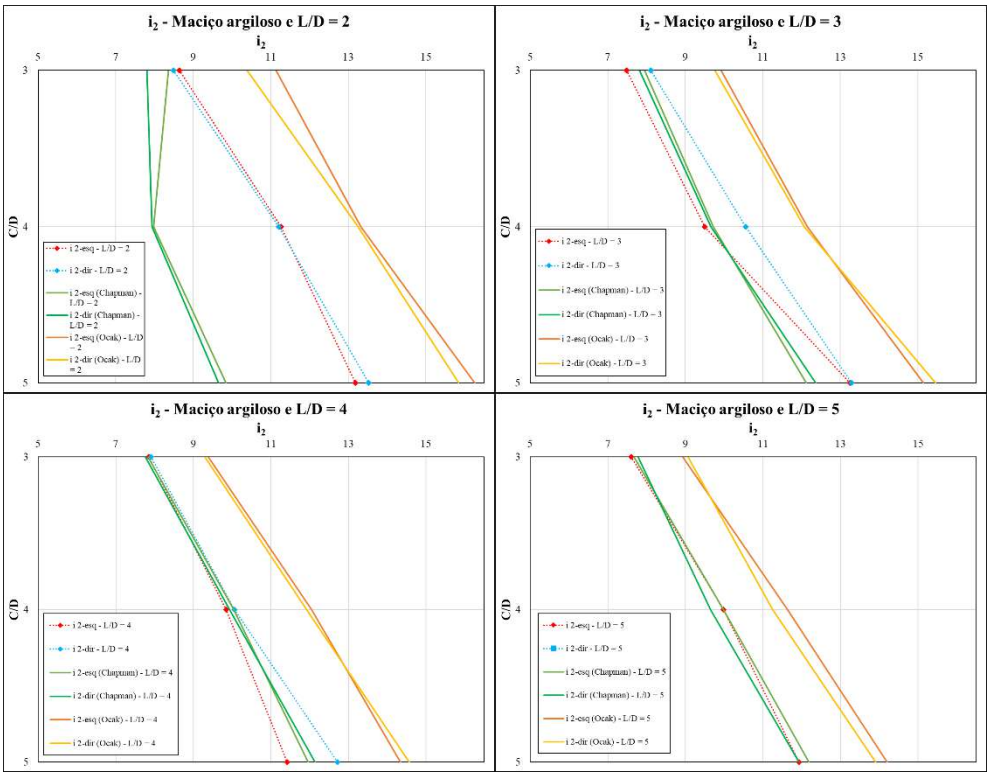


Figura 3. Valores de i_2 para o maciço argiloso

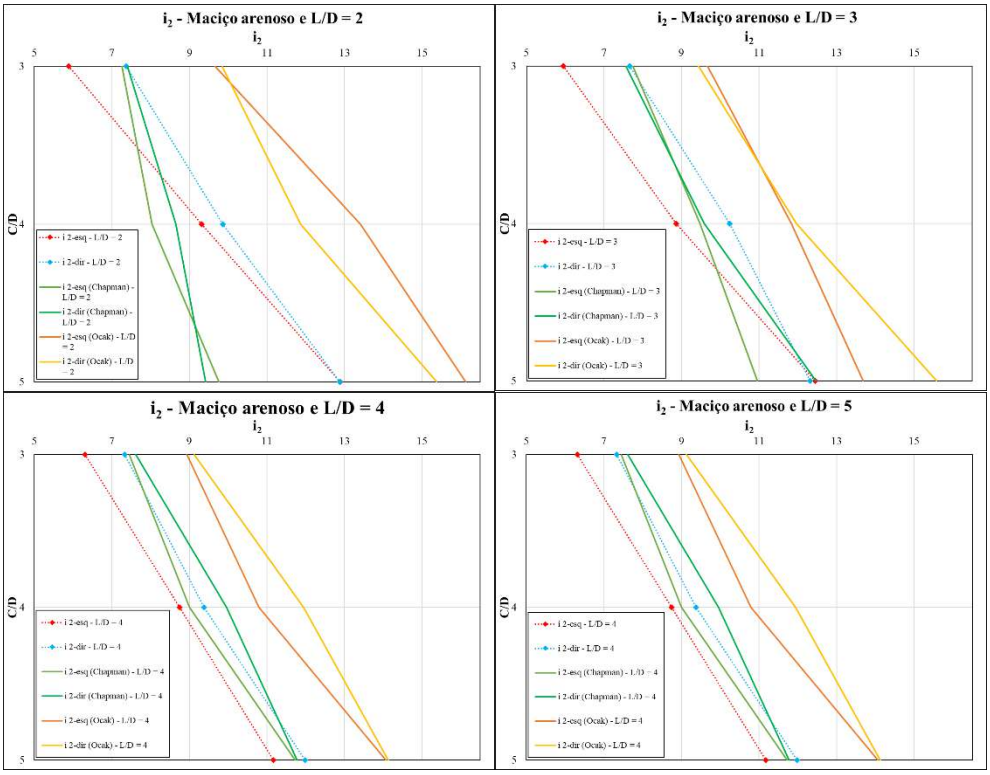


Figura 4. Valores de i_2 para o maciço arenoso

Em relação à determinação do ponto de inflexão pelos métodos empíricos, Chapman et al. (2003) apresenta melhores correlações com o observado nos modelos numéricos para L/D = 4 e L/D = 5. Já para L/D=3 há uma grande discrepância para a maior profundidade e para L/D = 2 a discrepância é crescente com a profundidade. Os valores calculados conforme Ocak (2014) apresentam superestimam a determinação da distância ao ponto de inflexão. Para avaliar a aproximação com a proposta de Ocak, foram calculados os valores k baseados na relação entre os recalques dos túneis das análises numéricas (k_S) e entre a média dos pontos de inflexão (k_i), apresentados na Figura 5.

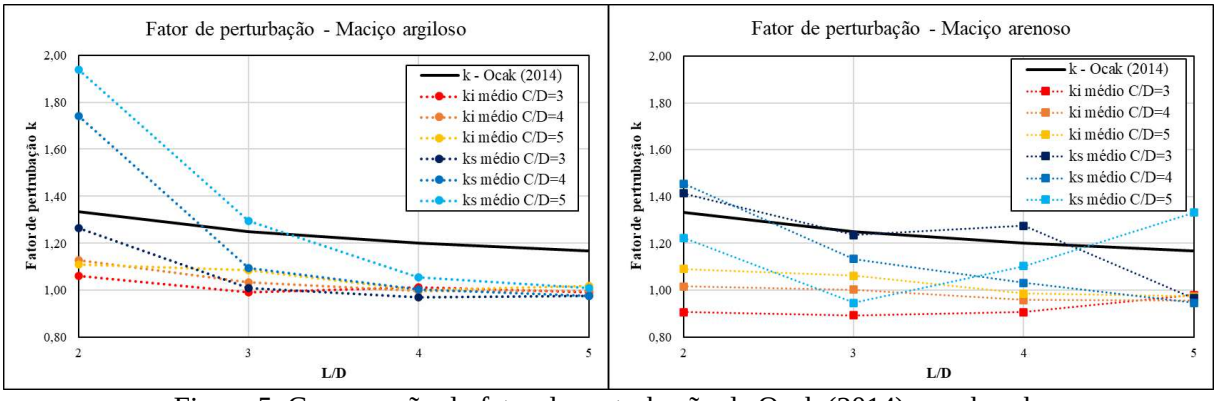


Figura 5. Comparação do fator de perturbação de Ocak (2014) para k_S e k_i

Percebe-se que o fator de perturbação referentes ao ponto de inflexão (ki) estão localizados abaixo da curva de referência de Ocak (2014) para ambos os tipos de maciço, reafirmando como a estimativa baseada na curva de referência do autor superestima os valores de i_2. Para os recalques em maciço argiloso, ks apresenta 3 curvas distintas, variáveis com a profundidade e no maciço arenoso, ks apresenta comportamento distinto para os cenários onde C/D = 3 e C/D = 5, mas para C/D = 4 o comportamento é similar ao indicado pelo maciço argiloso.

Uma clara tendência no maciço argiloso é observada a partir da observação dos pontos para L/D, o fator de perturbação se aproxima de 1,0, compatível com a diminuição da influência entre as bacias de recalque. O

ki nos maciços arenosos, apresenta tendência similar ao ki no maciço argiloso, porém, com valores tendendo a 0,95. Ocak (2014) indica que a curva de k tende para o valor de 1,10 para valores de L/D a partir de 8.

4 CONCLUSÕES

O presente estudo procurou mostrar a influência da geometria da escavação e tipo de material do maciço na determinação dos pontos de inflexão na bacia de recalques de túneis gêmeos laterais. Pode-se concluir que:

- A variação entre ponto de inflexão para maciço predominantemente argiloso e predominantemente arenoso é pouco significativa e diminui com o aumento da profundidade;
- Há pouca diferença entre os pontos de inflexão do ramo esquerdo e direito da 2ª bacia no maciço argiloso, entretanto no maciço arenoso, a diferença entre i a esquerda e a direita é mais nítida porém diminui com o aumento da profundidade;
- A determinação por Chapman *et al*. (2003) fornece a maior similaridade com as análises numéricas para o ponto de inflexão do segundo túnel;
- O fator de perturbação de Ocak (2014) apresenta comportamentos distintos para o ponto de inflexão e recalque máximo em relação aos obtidos nas análises numéricas, sempre superestimando a distância ao ponto de inflexão;
- Para o maciço argiloso, k tende a 1,0 enquanto para o maciço arenoso k tende a 0,95 para L/D > 5 enquanto Ocak (2014) indica k tendendo a 1,1 para L/D = 8.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADDENBROOKE, T. I.; POTTS, D. M., 2001. Twin Tunnel Interaction: surface and subsurface effects. *International Journal Of Geomechanics*, v. 1, n. 2, p. 249-271. American Society of Civil Engineers (ASCE). http://dx.doi.org/10.1061/(asce)1532-3641(2001)1:2(249).

CHAPMAN, D.N., ROGERS, C.D.F., HUNT, D.V.L., 2003. Investigating the settlement above closely spaced multiple tunnel constructions in soft ground. In: *Proc. of World Tunnel Congress* 2003, Amsterdam, vol. 2, pp. 629–635.

CUI, J.; BROERE, W.; LIN, D., 2021. Underground space utilization for urban renewal. *Tunnelling And Underground Space Technology*, v. 108, p. 103726.

MAIR, R.J., TAYLOR, R.N., 1997. Bored tunnelling in the Urban environment. In: *Proc. 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 2353–2385.

OCAK, I., 2014. A new approach for estimating of settlement curve for twin tunnels, 2014. In: *40th ITA-IATES World Tunnel Congress*. 2014, Foz do Iguaçu, Brazil, 8 p.

O'REILLY, M.P., NEW, B.M., 1982 Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction. In: *3rd International Symposium. Inst of Mining and Metallurgy*, London, England, Proceeding. p.173-181.

PECK, R. B., 1969. Deep excavations and tunneling in soft ground. In: *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, pp. 225-290.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/708

Comparação entre o Raio de Influência Calculado por Sichardt e os Obtidos na Análise de Percolação Transiente para Diferentes Permeabilidades

Gabriela Piazzetta
Geóloga M.e, CJC Engenharia e Projetos e UTFPR, Curitiba, Brasil, grpiazzetta@gmail.com

Maria Fernanda Farias dos Santos
Engenheira Civil, CJC Engenharia e Projetos e EESC-USP, São Paulo, Brasil, maria.fernanda@cjceng.com.br

Pedro Teodoro França
Engenheiro Civil M.e, Diretor CJC Engenharia e Projetos, São Paulo, Brasil, pedro.franca@cjceng.com.br

RESUMO: O rebaixamento temporário do nível freático nas obras de engenharia é um problema complexo e abrangente. Uma das variáveis que deve ser definida é o raio de influência do rebaixamento (Ri), já que essa distância afeta tanto no dimensionamento do sistema de poços quanto na extensão do recalque gerado pelo rebaixamento. No contexto das obras provisórias, o método mais empregado para o cálculo do Ri é a equação empírica de Sichardt. Essa equação considera a permeabilidade do solo e a carga hidráulica a ser rebaixada (ΔH), além de um fator empírico que engloba a experiência do autor. Outra maneira para a determinação do Ri é o desenvolvimento dos modelos numéricos. As análises permitiram a comparação dos raios de influência calculados pelo método empírico de Sichardt e obtidos através das análises numéricas de percolação transiente. Nessa comparação, para cada permeabilidade definiram-se duas zonas, uma onde o $R_{Sichardt}$ é superior ao raio obtido no modelo transiente ($R_{transiente}$) e outra onde o $R_{Sichardt}$ é inferior ao $R_{transiente}$. Dessa maneira, as análises podem fornecer valores de raio de influência alternativos aos calculados por Sichardt para diferentes permeabilidades, ΔH e tempos de obra.

PALAVRAS-CHAVE: Rebaixamento temporário, Sichardt, Análise de percolação transiente.

ABSTRACT: Temporary groundwater level drawdown in engineering works is a complex and comprehensive problem. One of the variables that must be defined is the drawdown influence radius (Ri), as this distance affects both the design of the well system and the extent of the settlement generated by the drawdown. In the context of temporary works, the most used method for calculating Ri is Sichardt's empirical equation. This equation considers the soil permeability and the hydraulic load to be drawn down (ΔH), as well as an empirical factor that incorporates the author's experience. Another way to determine Ri is through the development of numerical models. The analyses allowed for the comparison of the radii of influence calculated by the empirical Sichardt method and obtained through transient percolation numerical analyses. In this comparison, for each permeability, two zones were defined: one where $R_{Sichardt}$ is greater than the radius obtained in the transient model ($R_{transiente}$) and another where $R_{Sichardt}$ is less than $R_{transiente}$. In this way, the analyses can provide alternative radius of influence values to those calculated by Sichardt for different permeabilities, ΔH, and construction times.

KEYWORDS: Drawdown, Sichardt equation, Seepage analysis, Groundwater numerical analysis.

1 INTRODUÇÃO

O rebaixamento temporário do nível freático é uma técnica comumente utilizada em obras de engenharia para permitir a escavação e a construção de estruturas subterrâneas. Essa técnica consiste na retirada de água do subsolo, usualmente por meio de poços e ponteiras filtrantes, resultando no rebaixamento do nível freático na região de influência do sistema (Somerville e Large,1986; Alonso, 2018).

Qualquer sistema de rebaixamento atua reduzindo a poropressão no solo, o que, consequentemente, gera um aumento nas tensões efetivas. O acréscimo de tensões efetivas gera recalques, muitas vezes indesejáveis, às estruturas situadas no raio de influência do rebaixamento (Velloso, 1988; Alonso, 2018).

O raio de influência (Ri) é definido como a distância a partir da parede de poço na qual o rebaixamento não influi mais no nível freático. O dimensionamento de um sistema de rebaixamento se inicia com o cálculo da vazão necessária a ser retirada do subsolo. O cálculo da vazão, no caso de um poço circular, é feito pela equação de Darcy e da hipótese de Dupoit (Alonso, 2018). Nesse cálculo, na engenharia prática, a estimativa de Ri pela expressão empírica de Sichardt resulta em valores satisfatórios de vazão total do sistema, aderente com o observado (Rosa Filho, 1982).

A equação de Sichardt não considera o tempo de execução da obra. Nos rebaixamentos temporários realizados em áreas urbanas densamente povoadas, a área de influência (definida pelo parâmetro Ri), determina a escolha e quantidade de instrumentação instalada, o cálculo dos recalques e distorções esperados, bem como a identificação de possíveis danos às estruturas existentes. Nesse contexto, variações no parâmetro Ri podem significar impactos econômicos significativos. A consideração do tempo de execução da obra na determinação do Ri representa um refinamento de cálculo quando esse parâmetro tem impacto econômico considerável. Por isso, embora o método de Sichardt seja adequado para determinar a vazão total do sistema, um método que considere o tempo de execução da obra na avaliação do raio de influência pode proporcionar melhorias substanciais e otimizações nesses projetos.

Diante da necessidade de avaliar o impacto do tempo de obra na definição do Ri, uma alternativa à utilização dos métodos empíricos é a realização de análises numéricas de percolação com regime transiente. Essas análises de percolação permitem prever o comportamento e posição do nível d'água no interior do maciço a partir de teorias de fluxo desenvolvidas para meios porosos, considerando a variação do fluxo ao longo do tempo.

Embora possam considerar um maior número de variáveis, como o tempo, as análises numéricas envolvem a determinação de parâmetros adicionais, muitas vezes não disponíveis no contexto das obras, além de softwares específicos e capacidade computacional de processamento. Por isso, a utilização dessas análises ainda é restrita, não sendo uma prática usual nas obras nacionais de engenharia com rebaixamento temporário.

Visando contribuir para a estimativa do Ri nas obras onde não se tem acesso às análises numéricas, esse artigo compara o raio de influência calculado pela expressão empírica de Sichardt e o tempo equivalente obtido na análise de percolação transiente para diferentes permeabilidades e ΔH, permitindo considerar, de maneira quantitativa, a variável "tempo" na determinação do Ri.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Fluxo em poço circular

O cálculo da vazão no caso de um poço circular é feito pela equação de Darcy (Eq. 1) e da hipótese de Dupoit (Alonso, 2018). A Figura 1 apresenta a geometria e as variáveis do sistema.

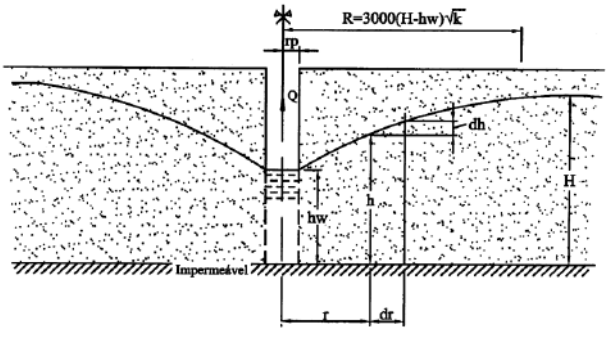


Figura 1. Fluxo gravitacional em poço circular (Alonso, 2018).

$$Q = k\frac{dh}{dr}A \quad (1)$$

Onde: k é a permeabilidade do meio, h é a carga total aplicada, r é o raio de distância do poço e A é a área do cilindro por onde se processa o fluxo. Para um aquífero gravitacional, a área corresponde a uma superfície cilindrica. Integrando as expressões, tem-se:

$$Q = \frac{k\pi(H^2 - h_{w^2})}{ln\frac{R_i}{r_p}}A \quad (2)$$

Com base na equação 2 pode-se obter o valor de Ri pela expressão:

$$\frac{R_i}{r_p} = e^{\frac{k\pi}{Q}(H^2 - h_{w^2})} \quad (3)$$

Onde: Q é a vazão, k é a permeabilidade do meio, H é o nível d'água, hw é o nível de água rebaixado, rp é o raio do poço, Ri é o raio de influência do rebaixamento, e A é a área do cilindro por onde se processa o fluxo.

As equações 2 e 3 mostram uma relação entre a vazão e o raio de influência. Nota-se que uma variação de 100% no Ri resulta numa variação de apenas 20% no valor da vazão. Na engenharia prática, o dimensionamento do sistema de rebaixamento tendo-se em conta a estimativa de Ri pela expressão empírica de Sichardt resulta em valores satisfatórios de vazão total do sistema.

2.2 Método empírico de Sichardt

Apesar de bem consolidada na prática da engenharia, as hipóteses levaram ao desenvolvimento da fórmula de Sichardt são raramente apresentadas. Desens e Houben (2021) apresentam uma revisão na qual citam que muitos referenciam a equação erroneamente à publicação de Willy Sichardt (1928) que não traz a fórmula. A fonte correta seria a segunda edição do livro "Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten" (tradução livre: Rebaixamento de águas subterrâneas em obras de fundação) de Wilhem Kyrieleis e Willy Sichardt (1930). O engenheiro Willy Sichardt trabalhou com projetos de rebaixamento em aquíferos arenosos e cascalhosos no norte da Alemanha, e de suas observações derivou uma fórmula que descreve o raio de influência a partir da carga hidráulica a ser rebaixada (s), da permeabilidade do meio e de uma constante que é igual a 3000 (Eq. 4).

$$R_{Sichardt} = 3000.s.\sqrt{K} \quad (4)$$

Onde $R_{Sichardt}$ é o raio de influência calculado pela expressão de Sichardt, s é a carga hidráulica a ser rebaixada (H-hw), denominada ΔH, em metros, e K é a permeabilidade do aquífero em m/s.

Desens e Houben (2021) avaliaram a equação através da comparação com modelo analítico de escoamento de poço, com o objetivo de identificar em qual cenário a equação de Sichardt seria comprovadamente válida e, como esperado, identificaram os aquíferos arenosos e pedregosos com porosidades em torno de 30% e espessuras de 15 m, meio onde Sichardt desenvolveu seus estudos. Os autores avançaram de maneira a propor um fator de correção que pudesse ser aplicado para extrapolar a aplicação a outros meios, assunto que não será explorado nesse artigo.

A equação de Sichardt não leva em consideração o tempo de obra. Por isso, no contexto dos rebaixamentos temporários realizados em obras executadas em centros urbanos densamente povoados, onde a área de influência, definida pelo Ri, impacta no tipo e quantidade de instrumentação instalada, no cálculo dos recalques e distorções previstas e na identificação de danos potenciais a edificações; variações do Ri resultam em um impacto econômico significativo. Embora, a avaliação do Ri pelo método de Sichardt seja satisfatória para obtenção da vazão total do sistema, um método que possibilite avaliar o impacto do tempo de obra no raio de influência pode trazer otimizações expressivas.

2.3 Modelo numérico transiente

Os modelos numéricos foram feitos no software RS2 versão 11.023 (Rocscience, 2024). O RS2 é um programa bidimensional que realiza a análise de percolação pelo método de elementos finitos, para determinar a distribuição de poropressão, com base nas condições de contorno da água subterrânea definidas no modelo. Foram realizadas análises axissimétricas, com o eixo do poço na posição x = 0. Os modelos possuem dimensão de 1000 m na horizontal e 100 m na vertical (superfície do terreno y=0), com malha uniforme formada por elementos triangulares de 6 nós, com uma média de 5000 elementos por modelo (Figura 2).

As análises de percolação foram realizadas pelo método transiente, considerando 12 estágios de tempo, variando de 1 dia a 100 anos (Figura 3). Não foi considerada a análise de sólidos, por isso não são apresentados os parâmetros geotécnicos do material.

Foram construídos 20 modelos considerando ΔH de 5, 10, 20 e 30 m e, para cada ΔH, foram analisadas as permeabilidades de 10^{-5}, 10^{-6}, 10^{-7}, 10^{-8} e 10^{-9} m/s (Tabela 1).

Tabela 1. Modelos numéricos para diferentes permeabilidades e ΔH.

k (m/s) / ΔH (m)	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
5	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5
10	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8	Modelo 9	Modelo 10
20	Modelo 11	Modelo 12	Modelo 13	Modelo 14	Modelo 15
30	Modelo 16	Modelo 17	Modelo 18	Modelo 19	Modelo 20

A condição de contorno da água subterrânea na etapa inicial (sem rebaixamento) foi definida pela aplicação da carga hidráulica (*total head*) igual a zero, que corresponde ao nível de água na superfície do modelo, nas bordas direita e esquerda do modelo. O rebaixamento no poço, etapa 2, foi feito pela definição da carga hidráulica correspondente ao ΔH (-5, -10, -20, -30 m), na borda esquerda do modelo (x=0) (Figura 2).

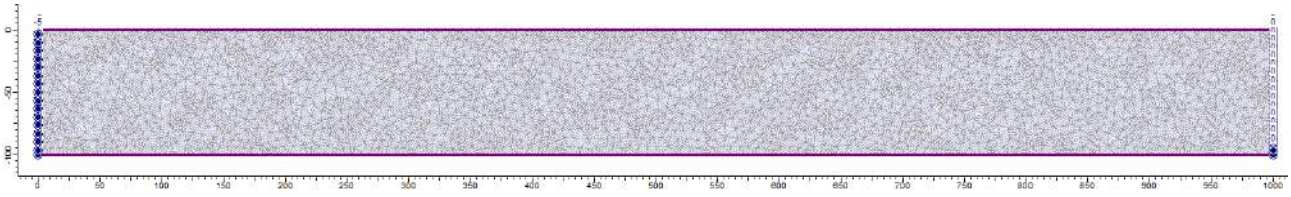


Figura 2. Geometria genérica dos modelos numéricos.

#	Name	Time (days)
1		0
2	1 dia	1
3	7 dias	7
4	15 dias	15
5	30 dias	30
6	90 dias - 3 meses	90
7	180 dias - 6 meses	180
8	360 dias - 1 ano	360
9	1080 dias - 3 anos	1080
10	1800 dias - 5 anos	1800
11	3600 dias - 10 anos	3600
12	36000 dias - 100 anos	36000

Figura 3. Fases do modelo numérico.

3 RESULTADOS

3.1 Raio de influência calculado por Sichardt

A Figura 4 apresenta o cálculo do raio de influência pela expressão empírica de Sichardt (Equação (4)) para diferentes permeabilidades e ΔH. A Tabela 2 apresenta os valores de $R_{Sichardt}$, calculado pela equação de Sichardt para os mesmos valores de permeabilidade e ΔH considerados nos modelos numéricos (20 modelos).

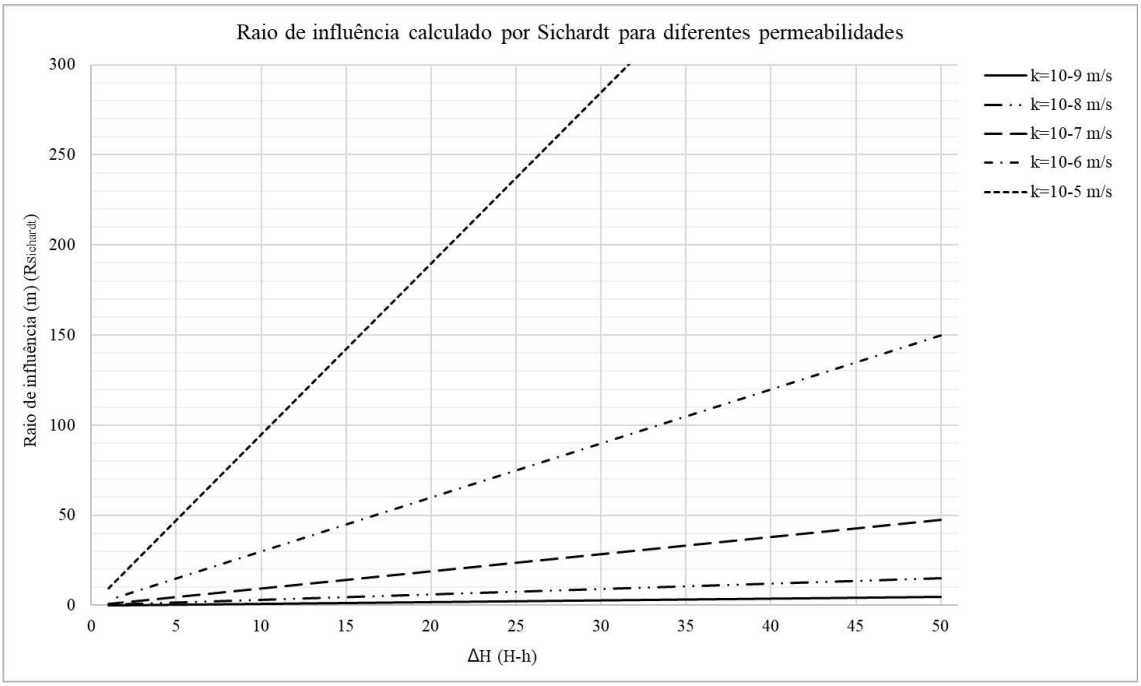


Figura 4. Raio de influência calculado por Sichardt ($R_{Sichardt}$) para diferentes permeabilidades e ΔH.

Tabela 2. $R_{Sichardt}$ para as permeabilidades e ΔH consideradas nos modelos numéricos.

k (m/s) / ΔH (m)	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
5	47	15	5	2	0
10	95	30	9	3	1
20	190	60	19	6	2
30	285	90	28	9	3

3.2 Resultados gráficos do modelo numérico

Na Figura 5 apresenta-se, como exemplo, o resultado de poropressão no modelo 8, com ΔH igual a -10 m, permeabilidade de 10-7 m/s e no tempo de 1 ano (fase 8). Por convenção, o sinal negativo de poropressão indica sucção (rebaixamento), ou seja, se o ΔH é igual a -10 m (*total head* = -10 m) no poço, a poropressão nesse ponto na superfície é -100 kPa. Admitiu-se como limite para o raio de influência ($R_{transiente}$) o ponto onde o valor de poropressão é superior a -1 kPa na superfície do modelo.

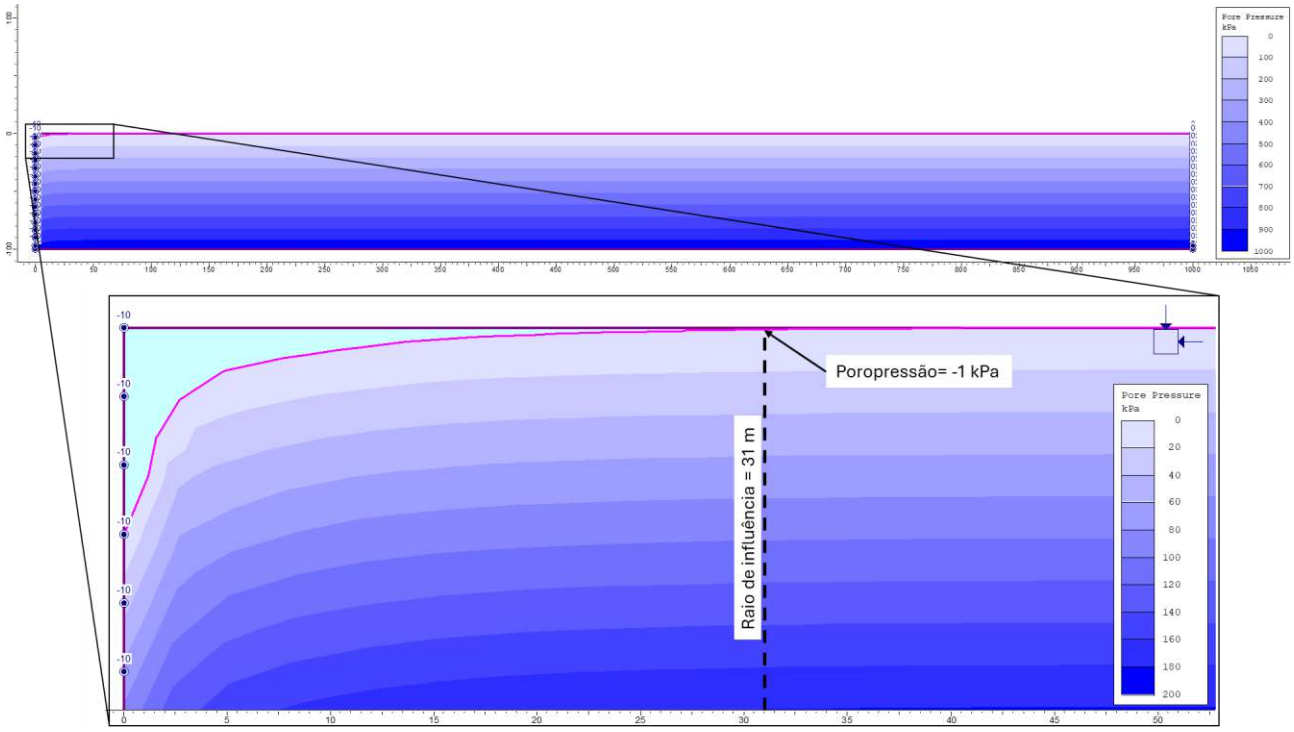


Figura 5. Resultado do modelo numérico com ΔH =-10 m, k = 10^{-7} m/s, fase com 8 (tempo = 1 ano).

3.3 Raios de influência calculados pelo modelo numérico transiente

Na Figura 6 apresentam-se as curvas de correlação entre o tempo de rebaixamento, escala log, e o raio de influência calculado nos modelos numéricos transientes ($R_{transiente}$). Cada permeabilidade corresponde a uma faixa de valores de $R_{transiente}$ x tempo, onde o limite superior equivale ao ΔH igual a 5 m e o limite inferior ao ΔH igual a 30 m.

As subdivisões dentro da faixa de mesma permebilidade representam duas zonas: na região inferior da faixa o $R_{Sichardt}$ é superior ao raio obtido no modelo transiente ($R_{transiente}$), na região superior, o $R_{Sichardt}$ é inferior ao $R_{transiente}$. A linha contínua representa a conexão dos pontos de interseção do $R_{Sichardt}$ apresentados na (Tabela 2) com as linhas de ΔH de cada permeabilidade.

A partir do gráfico e das duas zonas definidas em cada faixa, pode-se avaliar, de acordo com o tempo de obra, se os valores obtidos nos modelos numéricos estão sub ou superestimados em relação ao Sichardt.

De maneira geral, o $R_{Sichardt}$ seria equivalente aos raios obtidos no modelo numérico em obras de curta duração (<6 meses) e ΔH médio (<20 m), e média duração (de 6 meses a 1 ano) e ΔH alto (>20m). Para obras de longa duração (>1 ano), os valores obtidos nos modelos numéricos são muito superiores aos valores de Sichardt, independentemente do ΔH. Para permeabilidades baixas e muito baixas (<10^{-8} m/s) a variação do Ri ao longo do tempo pode ser considerada insignificante, havendo variação significativa apenas para tempo de obra acima de 3 anos.

4 DISCUSSÕES E CONCLUSÕES

Na engenharia prática, o dimensionamento do sistema de rebaixamento tendo-se em conta a estimativa de Ri pela expressão empírica de Sichardt resulta em valores satisfatórios de vazão total do sistema, aderente com o observado. A expressão de Sichardt não considera a variável “tempo de obra”, por isso, quando se avaliam obras de rebaixamento temporário em ambientes urbanos, onde o Ri implica na extensão da área instrumentada e análise de risco de danos aos edifícios, refinar o valor de Ri de acordo com o tempo de obra pode resultar otimizações significativas.

Para analisar isso, desenvolveram-se modelos numéricos de percolação transiente, através dos quais foi possível avaliar o raio de influência ao longo do tempo para diferentes permeabilidades e ΔH. Os valores foram plotados num gráfico tempo (log) x raio de influência (Figura 6).

A partir desse gráfico, estabeleceu-se o impacto de cada variável no raio de influência para as análises numéricas e comparar com o impacto de cada variável no método empírico de Sichardt (Tabela 3). A correlação entre cada variável e o raio de influência foi qualitativamente classificada como muito alta, alta, baixa e nula, de acordo com o impacto que a variação de cada uma gera no raio de influência. Por exemplo, variando o tempo de obra de 1 a 100 dias, o valor de Ri aumenta em 150x para permeabilidade alta, ou seja, variações no tempo geram um impacto muito alto no valor de Ri. Enquanto variações no ΔH resultam num aumento de apenas 1,5x o raio de influência, ou seja, o impacto de variações do ΔH sobre o Ri é baixo.

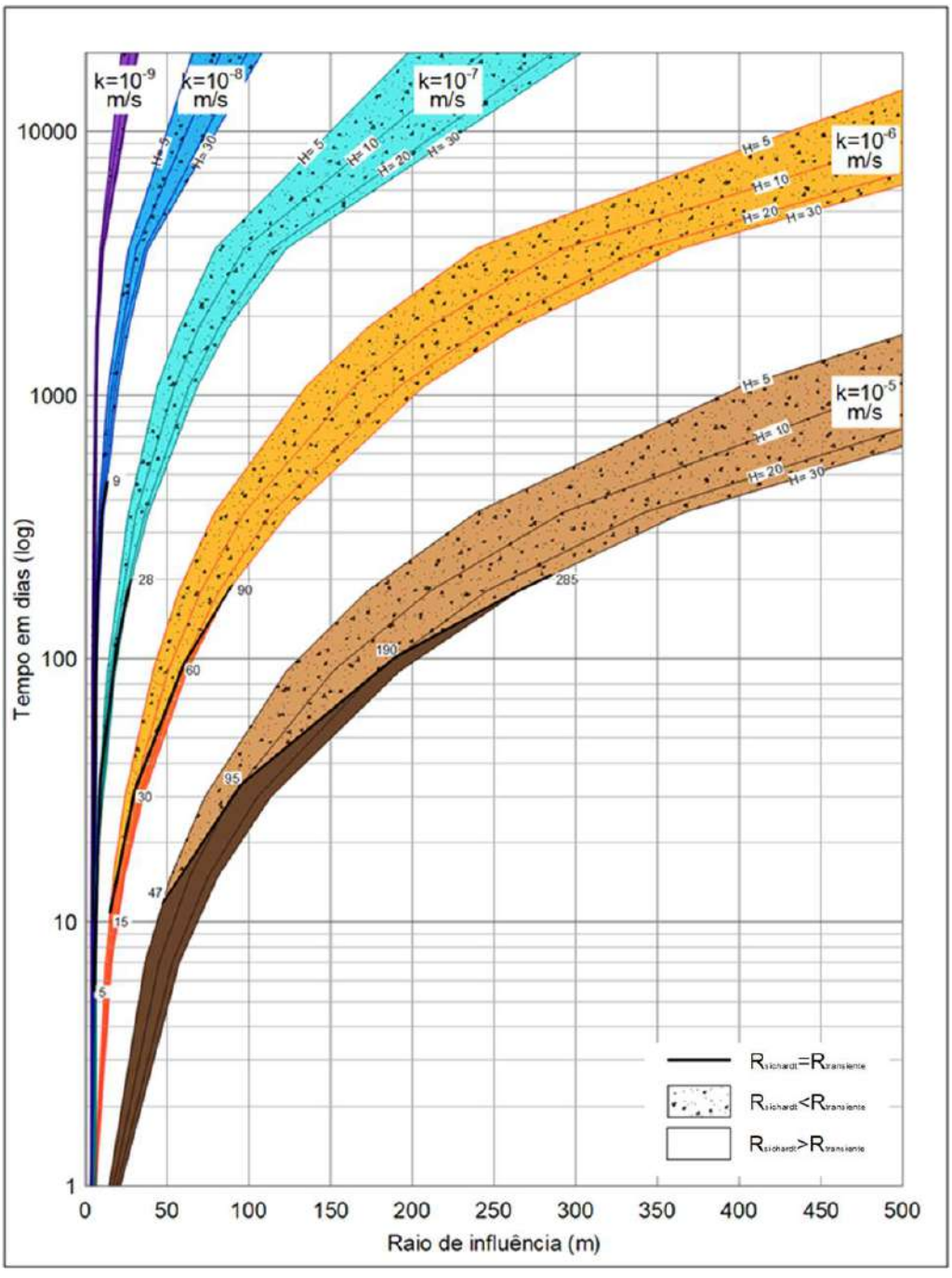


Figura 6. Gráfico de correlação entre o tempo e o $R_{transiente}$ para diferentes ΔH e associação ao $R_{Sichardt}$.

Tabela 3. Comparação entre a correlação das variáveis tempo, altura rebaixada e permeabilidade com o raio de influência.

Variáveis	Modelo numérico Análise transiente	Método Empírico Equação de Sichardt
Tempo de rebaixamento/obra	**Muito alta** Para a variação de tempo de 1 dia a 100 anos, na permeabilidade baixa, o Ri aumenta 10x, na permeabilidade alta o Ri aumenta 150x	**Nula** Não é considerado
ΔH Altura rebaixada	**Baixa** Para uma variação de 25 m na altura rebaixada (entre 5 e 30 m), o raio de influência aumenta aproximadamente 1,5 vezes, independentemente da permeabilidade.	**Alta** Diretamente proporcional ao raio de influência
Permeabilidade	**Variável de baixa a alta em função do tempo** O Ri da permeabilidade 10^{-5}m/s é de 5 a 80x o valor do Ri da permeabilidade 10^{-9} m/s, sendo 5x considerando o tempo de 1 dia e 80x o tempo de 100 anos.	**Alta** Diretamente proporcional a raiz quadrada da permeabilidade

As análises desenvolvidas permitiram a comparação dos raios de influência calculados pelo método empírico de Sichardt e obtidos através das análises numéricas de percolação transiente. Nessa comparação, para cada permeabilidade, definiram-se duas zonas, uma onde o $R_{Sichardt}$ é superior ao raio obtido no modelo transiente ($R_{transiente}$) e outra onde o $R_{Sichardt}$ é inferior ao $R_{transiente}$. Dessa maneira, dependendo do contexto de tempo, ΔH e permeabilidade, o gráfico apresentado por servir como orientação para obtenção de valores de raio de influência alternativos aos calculados por Sichardt para diferentes permeabilidades e ΔH.

Entende-se que os estudos possuem suas limitações e contextos hidrogeológicos complexos exigem análises específicas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CJC Engenharia e Projetos pelo apoio, infraestrutura, recursos disponibilizados e pela permissão na divulgação dos dados desse estudo, que se trata de um desenvolvimento aplicado aos projetos da empresa, ao meio acadêmico. Agradecemos, também, ao suporte da Rocscience na solução das dúvidas relacionadas ao software e ao Claudio Gomes Correia Neto pela ilustração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. (2018). *Rebaixamento temporário de aquíferos*. Oficina de Textos.

Desens, A., Houben, G. J. (2021). *Beyond Sichardt—empirical equations for the determination of the radius of influence of a well*. Grundwasser, 1-11.

Kyrieleis, W., Sichardt, W. (1930). *Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten*. Berlim, 281 p.

Rocscience. RS2 - *2D Geotechnical Finite Element Analysis*. Toronto: Rocscience Inc. 2024.

Rosa Filho, E. F. da. (1982). *Um método determinativo da capacidade de produção dos poços tubulares aplicado no aquífero Caiuá: região nordeste do estado do Paraná*. Águas Subterrâneas.

Sichardt, I. W. (1928). *Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung*, insbesondere für größere Absenkungstiefen.

Somerville, S. H., Large, D. S. (1986) *Control of groundwater for temporary* works. London: Construction Industry Research and Information Association. CIRIA.

Velloso, P. P. C. (1988) *Teoria e prática de rebaixamento do lençol d'água*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/709

Comparativo entre procedimentos de análises de consolidação em escavação de túneis

Maria Fernanda Farias dos Santos
Engenheira Civil, EESC-USP e CJC Engenharia e Projetos, São Paulo, Brasil, mf.farias@usp.br

Gabriela Reis Piazzetta
Geóloga M.e, CJC Engenharia e Projetos e UTFPR, Curitiba, Brasil, grpiazzetta@gmail.com

Fernando Luiz Lavoie
Engenheiro Civil Dr, EESC-USP, São Carlos, Brasil, fernando.lavoie@usp.br

Tarcísio Barreto Celestino
Engenheiro Civil Dr, EESC-USP, São Carlos, Brasil, tbcelestino@gmail.com

Pedro Teodoro França
Engenheiro Civil M.e, Diretor CJC Engenharia e Projetos, São Paulo, Brasil, pedro.franca@cjceng.com.br

RESUMO: A demanda por expansão de mobilidade em centros urbanos leva a necessidade do uso do espaço subterrâneo através da implementação de túneis para uso de sistemas de transporte. O risco envolvido nessas obras aumenta devido a densidade ocupacional da região de implementação, levando a necessidade de análises numéricas que contemplem mais variáveis, tornando possível identificar, isoladamente, o efeito das escolhas construtivas. Este artigo analisa o comportamento do maciço quando exposto a escavações subterrâneas, apresentando duas permeabilidades, alta e baixa, a tempo infinito e a tempo determinado. São analisadas a influência da escavação e da drenagem, de forma isolada e concomitante, em quatro modelos bidimensionais, alta permeabilidade a tempo infinito e a tempo determinado, e baixa permeabilidade com as mesmas opções de tempo. Os resultados apresentam as alterações na poropressão e nas tensões, efetiva e total, decorrentes exclusivamente do processo de escavação (sem qualquer drenagem do maciço), alterações decorrentes da drenagem (sem qualquer efeito da escavação) e dos dois efeitos somados (escavação e drenagem). Conclui-se, é possível visualizar as alterações de tensões que ocorrem durante a escavação de forma isolada e ambas as considerações sobre tempo apresentam resultados satisfatórios, a escolha entre eles depende da necessidade do projeto.

PALAVRAS-CHAVE: túneis, análise acoplada; análise não-acoplada, análise 2D, interação sólido-fluido

ABSTRACT: The demand for mobility expansion in urban centers leads to the need to use underground space through the implementation of tunnels for the use of transport systems. The risk involved in these works increases due to the occupational density of the implementation region, leading to numerical analyses that consider more variables, making it possible to identify isolated effect of construction choices. This article analyzes the behavior of the massif when exposed to underground excavations, presenting two permeabilities, high and low, with infinite time and with a determined time. The influence of excavation and drainage are analyzed, separately and concomitantly, in four two-dimensional models, high permeability at infinite time and at a determined time, and low permeability with the same time options. The results present changes in pore pressure and tensions, effective and total, resulting exclusively from the excavation process (without any drainage of the massif), changes resulting from drainage (without any effect of excavation) and the two combined effects (excavation and drainage). In conclusion, it is possible to visualize the stress changes that occur during excavation in isolation and both time considerations present satisfactory results, the choice between them depends on the project' needs.

KEYWORDS: tunnels, coupled analysis, uncoupled analysis, bidimensional analysis, solid-fluid interaction

1 INTRODUÇÃO

Para atender à crescente demanda por transporte público nas grandes cidades é necessário executar obras de infraestrutura em centros urbanos densamente povoados, a alta ocupação eleva o dano potencial associado a essas obras (Zhou et al, 2020). De modo geral, construções subterrâneas constituem um sistema complexo devido as incertezas nas condições hidrogeológicas e interações não lineares que podem conduzir ao mecanismo de ruptura (Bryn et al, 2017). Para mitigar esses riscos, propõe-se o desenvolvimento de análises mais complexas, por exemplo com considerações sobre o adensamento do solo.

No cálculo de adensamento em fundações, o problema é facilmente entendido por se tratar de uma situação de carregamento seguido por dissipação da poropressão (Cintra et al, 2011). Já em obras de túneis, além da alteração no estado de tensões ser mais complexa, por envolver carregamentos e descarregamentos nas tensões desviadores e tensões médias, o túnel atua como um grande dreno para as águas subterrâneas, condicionando o caminho preferencial da água para o interior da estrutura, o que pode ser visto em Yoo (2016). Isso resulta na redução parcial ou total do nível freático (ou carga piezométrica) com alteração da pressão neutra e tensão média efetiva do maciço. Ou seja, em um túnel, a alteração das tensões efetivas é decorrente tanto da alteração das tensões totais pelo processo de escavação que altera a poropressão, quanto da alteração da poropressão, pelo processo de drenagem do túnel, que altera diretamente as tensões efetivas (Yoo, 2005). Ambos os processos são impactados no tempo pela velocidade da escavação, pela permeabilidade do maciço e potencial de realimentação do aquífero na zona afetada pela execução do túnel. Yoo e Kim (2006) assumem que os recalques resultantes de escavações subterrâneas são causados pelo efeito de descarregamento da escavação combinado ao rebaixamento do lençol freático.

Visando contribuir com o entendimento do desenvolvimento do processo de consolidação de solo aplicado a escavação de túneis, esse trabalho comparou através de análises bidimensionais, diferentes considerações sobre consolidação, ou seja, as interações entre poropressão, tensões e deformações a fim de compreender o impacto dessas considerações na análise do maciço durante o processo de escavação de túneis.

Os modelos numéricos usualmente abordam a relação entre comportamento da água e o comportamento dos sólidos de três formas:

- None: alterações na poropressão não afetam as deformações e as deformações não afetam a poropressão;
- Não acoplado: as alterações da poropressão afetam as deformações, mas as deformações não alteram a poropressão;
- Acoplado: alterações na poropressão afetam as deformações e vice-versa, considerando a influência do tempo.

Sendo None a análise menos complexa e acoplado a análise mais complexa em termos de interação sólido-fluido, esse artigo apresenta uma comparação de análises acopladas e none em dois tipos de maciço alta e baixa permeabilidade.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O Princípio das Tensões Efetivas (Terzaghi, 1936) afirma que todos os efeitos mensuráveis nas alterações de tensões, deformações e resistência ocorrem devido as alterações das tensões efetivas. Quando a condição de equilíbrio é alterada surgem alterações na poropressão. O processo de consolidação se conclui quando o excesso de poropressão é dissipado da parcela líquida para a parcela sólida, ou seja, para o solo, assim através dessa dissipação são alteradas as condições de tensões efetivas. Sem alterações nas tensões efetivas não ocorrem alterações mensuráveis no solo.

A velocidade de dissipação varia conforme as características do solo, em solos arenosos pode ocorrer de forma tão rápida que não se identifica excesso de poropressão, assim considera-se o comportamento como drenado. Para solos argilosos, é possível identificar o excesso de poropressão e o tempo para dissipação, considera-se assim o comportamento não drenado (Atkinson e Mair, 1981).

Levando em consideração a consolidação além do período construtivo, Shivaei et at (2020) estuda a consolidação a longo prazo que ocorre em solos de baixa permeabilidade, caso dos solos argilosos, que podem continuar mesmo anos após a construção. Laver (2010) afirma que a consolidação a longo prazo tende a ser mais complexa do que a consolidação que ocorre durante a escavação, pois, o tempo para que se complete a consolidação varia em função dos parâmetros do solo.

Para que as tensões efetivas se alterem é necessário que as tensões totais sejam alteradas por carregamento ou descarregamento dando origem ao excesso de poropressão. A determinação da alteração de tensões como em condição drenada ou não drenada ocorre através do comparativo entre a taxa de alteração das tensões totais comparada com a taxa de dissipação do excesso de poropressão.

O comportando de drenagem do maciço varia ao longo do estágio de construção de um túnel. Segundo França (2006) a escavação de um túnel remove as tensões existentes no contorno da escavação, alterando as tensões iniciais que estavam em equilíbrio, levando a necessidade de rearranjo para que se encontre uma nova situação de equilíbrio.

Na Figura 1, são ilustradas as seguintes situações, em (a) o estágio antes da construção, em (b) a frente de escavação e em (c) após a instalação do revestimento, é possível identificar na figura a variação no nível freático pelas cotas h0, hi e hf. Antes da construção o fluxo de água é considerado permanente, na face de escavação há alteração do fluxo hidrostático, momento que se define se o descarregamento é drenado ou não drenado, e após a instalação do revestimento, o fluxo hidrostático volta a ser considerado permanente, porém pode assumir níveis diferentes no prévio a escavação (Atkinson e Mair, 1981).

Considerando as análises numéricas, a decisão de considerar o comportamento como drenado ou não drenado está associada a escolha de análise a ser realizada. Esse estudo considera as situações a/c que são representadas pelas análises no tempo infinito – carga hidráulica em equilíbrio, e a condição b onde o descarregamento atua na poropressão e desenvolve-se a condição drenada/não drenada de acordo com o material escavado.

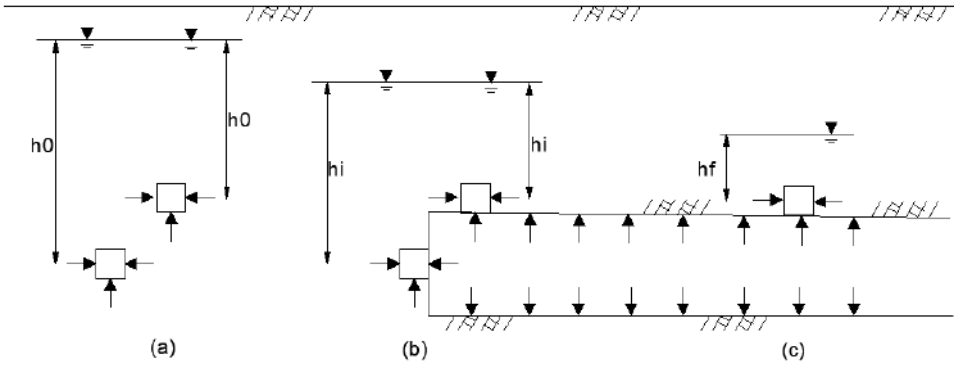


Figura 1. Estágios da construção de um túnel: (a) o estágio antes da construção, (b) a frente de escavação e (c) após a instalação do revestimento (Adaptado de Atkinson e Mair, 1981)

2.1 Alternativas para a análise de consolidação

Entre as opções possíveis para análises computacionais de consolidação utilizando elementos finitos pode-se realizar análise sem considerações sobre acoplamento, a análise não-acoplada e a análise acoplada, Além das considerações gerais do modelo, é possível separar o processamento por fases que podem ser consideradas completamente drenadas, drenadas ou não-drenadas. O material também pode ser considerado como drenado ou não drenado, mas a condição não pode ser alterada por fases.

Na condição completamente drenada não há excesso de poropressão, considera-se análise no tempo infinito e resultado refere-se a uma análise de fluxo permanente. Na condição drenada pode ocorrer excesso de poropressão, há variação de volume total, a drenagem é função do tempo e o fluido possui liberdade de se movimentar para dentro e para fora do modelo. Já na condição não drenada, não há variação volumétrica, o excesso de poropressão é função do carregamento ou descarregamento no caso de escavação de túneis, e o fluido não pode se mover para dentro e para fora do modelo. O carregamento de água pode ser considerado como carga imposta, fluxo permanente a tempo infinito ou fluxo transiente que varia junto com o tempo.

2.2 Análise bidimensional

o modelo numérico foi desenvolvido no programa RS2 (Rocscience, 2024), versão 11.021 que é um programa bidimensional que utiliza o método de elementos finitos para simular o comportamento do maciço. O programa permite a simulação sequencial de eventos construtivos e tem como principal objetivo avaliar o impacto das escavações no maciço envolvente ao túnel.

O modelo numérico considera um túnel circular genérico, com 10 m de diâmetro, situado a 20 m de profundidade (cobertura de 2 diâmetros) e escavado em maciço homogêneo e isotrópico. Foram realizadas duas análises, uma sem consideração sobre acoplamento e a outra análise acoplada. A principal diferença entre os processamentos é a consideração da influência do tempo.

2.2.1 Condições do modelo

Na Figura 2 é apresentada a geometria do modelo e as dimensões do túnel em metros. A malha foi discretizada com 3320 elementos triangulares com 6 nós e adotou-se a distribuição gradual de elementos (maior densidade próximo à escavação). Na base do modelo foram aplicadas restrições em XY e nas laterais apenas em X. O nível freático foi imposto 5 metros acima da geratriz superior do túnel.

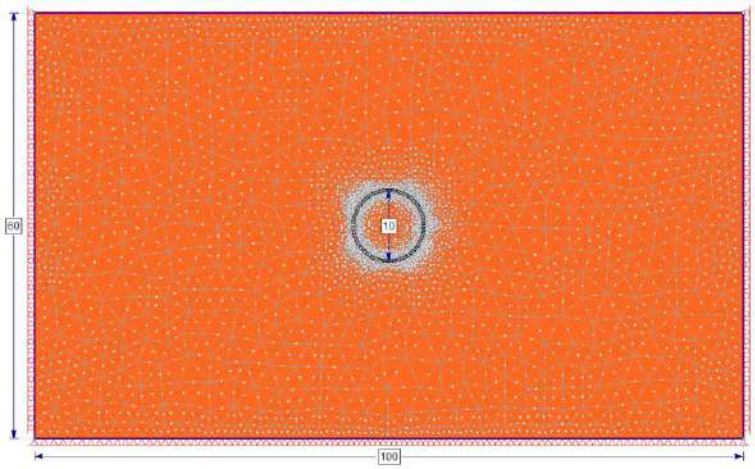


Figura 2. Dimensões da malha em metros

2.2.2 Parâmetros

Optou-se por dois solos com os parâmetros iguais de resistência e deformabilidade, variando a permeabilidade. O comportamento do material é definido pelo modelo elástico linear plástico perfeito com superfície de plastificação coincidente com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A Tabela 1 apresenta os parâmetros dos solos adotados.

Tabela 1 – Parâmetros de solo

Material	γ (kN/m³)	C (kPa)	φ (°)	E (MPa)	ν	k0	k (m/s)
Alta permeabilidade	20	30	20	30	0,3	0.7	10^{-4}
Baixa permeabilidade	20	30	20	30	0,3	0.7	10^{-7}

2.2.3 Análise de percolação

Na análise de fluxo permanente calcula-se a percolação nos elementos finitos em estado estacionário para determinar a distribuição da poropressão considerando as condições de contorno da água subterrânea impostas ao modelo. Nesta análise a permeabilidade dos matérias não tem influência na distribuição de poropressão, já que se considera o tempo infinito. análise de percolação em fluxo permanente é realizada antes da análise de tensão, para que a poropressão calcula possa ser utilizada pela análise de tensão.

Na análise de fluxo transiente define-se a duração de cada estágio de tempo transitório e as condições de contorno da água. A rede de fluxo é estabelecida de acordo com a permeabilidade dos materiais e o tempo. Nessa análise a percolação é calculada em paralelo as tensões, não de forma isolada. Pode-se determinar as condições iniciais de poropressão e/ou as condições de poropressão por estágio do cálculo.

2.2.4 Etapas do modelo

A diferença entre os dois tipos de análise está na influência do tempo. A análise sem considerações sobre acoplamento é calculada a tempo infinito e na análise acoplada foram definidos tempo para cada uma das fases, apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Resumo dos estágios da análise acoplada

Stages	Análise None		Análise Acoplada	
	Descrição	Tempo	Descrição	Tempo
1	Condição Inicial	-	Condição Inicial	0 hora
2	Escavação	-	Escavação	0.01 hora
3	-	-	Escavação	1 hora
4	-	-	Escavação	2 horas
5	-	-	Escavação	4 horas
6	-	-	Escavação	8 horas
7	-	-	Escavação	12 horas
8	-	-	Escavação	24 horas
9	-	-	Escavação	48 horas
10	-	-	Escavação	72 horas
11	-	-	Escavação	7 dias
12	-	-	Escavação	1 mês
13	-	-	Escavação	2 meses
14	-	-	Escavação	3 meses
15	-	-	Escavação	4 meses
16	-	-	Escavação	5 meses
17	-	-	Escavação	6 meses
18	-	-	Escavação	1 ano
19	-	-	Escavação	5 anos
20	-	-	Escavação	10 anos
21	-	-	Escavação	50 anos

A técnica do alívio de tensões foi adotada para simular o avanço da frente de escavação, onde se estabelece uma relação entre a tensão vertical inicial e a tensão vertical no momento de instalação do revestimento. Em túneis escavados por tuneladora impõe-se mesma taxa de alívio (α) em todo o contorno. Adotou-se α = 50%, conforme França (2006), na análise considerando apenas a escavação e na análise total. Na análise considerando apenas a drenagem não se considerou alívio na escavação.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

As análises sem consideração sobre acoplamento, “none”, apresentaram resultados coincidentes para alta e baixa permeabilidade, isso ocorre por serem análises a tempo infinito. Nessas análises, o stage 2 apresenta os resultados do processamento, esses serão inseridos no gráfico apenas como “none”, sem descrição sobre permeabilidade.

Abaixo são apresentadas as variações de tensões em função do tempo em horas considerando as três análises finais, “none”, acoplada de alta permeabilidade e acoplada de baixa permeabilidade. As tensões foram analisadas considerando as variações de tensões em três cenários:

- Tensões resultantes exclusivamente do processo de escavação (sem drenagem), Figura 3;
- Tensões resultantes exclusivamente do processo de drenagem (sem escavação), Figura 4;
- Tensões resultantes dos processos de escavação e drenagem concomitantes, Figura 5.

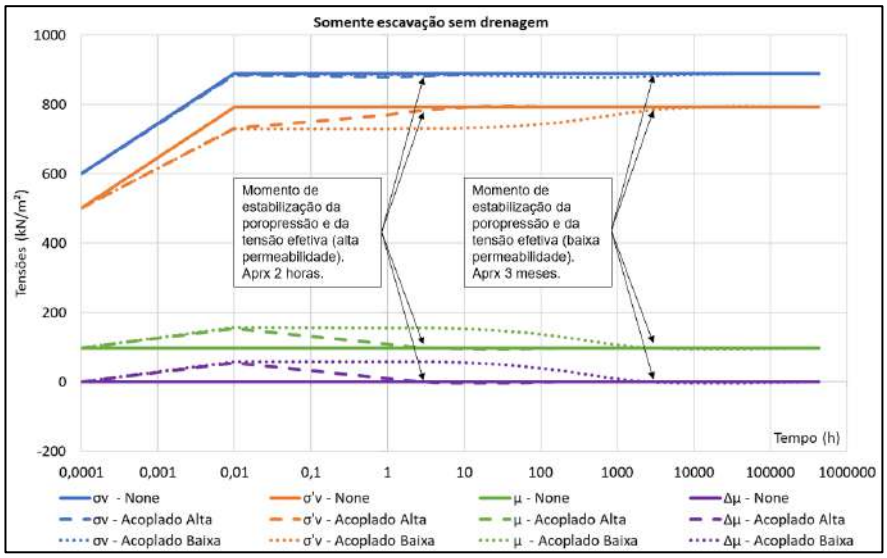


Figura 3. Tensões resultantes exclusivamente do processo de escavação (sem drenagem)

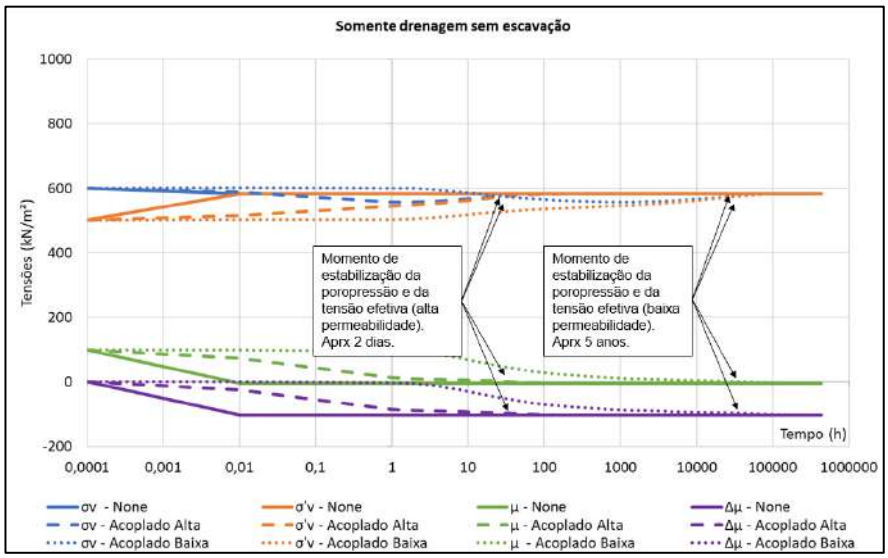


Figura 4. Tensões resultantes exclusivamente do processo de drenagem (sem escavação)

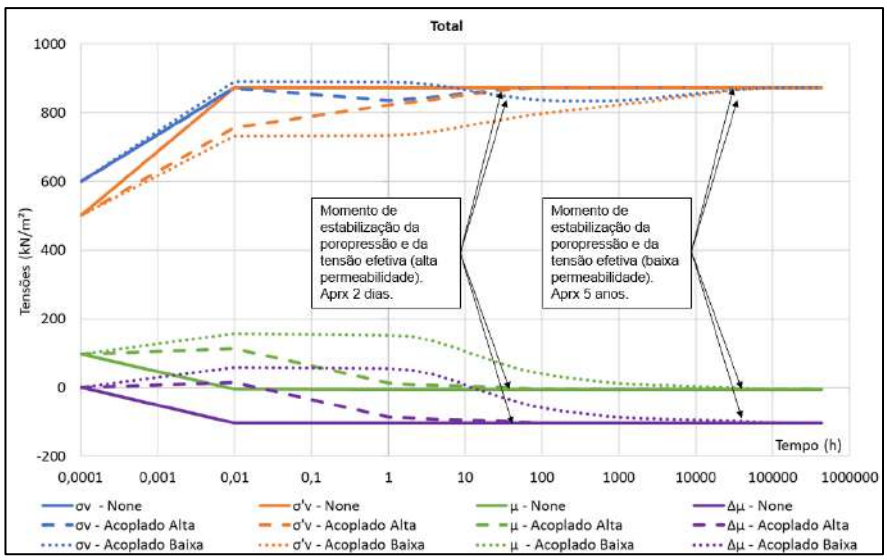


Figura 5. Tensões resultantes dos processos de escavação e drenagem concomitantes

Na tabela abaixo são apresentados os tempos em cada análise onde ocorreram estabilização das poropressão e das tensões efetivas. São apresentados separadamente os tempos para estabilização das alterações nas tensões e pressões decorrentes exclusivamente do processo de escavação (sem qualquer drenagem do maciço) e para os efeitos decorrentes da drenagem (sem qualquer efeito da escavação), quando o túnel funciona como um dreno. Também são apresentados os tempos necessários para estabilização dos dois efeitos somados (escavação e drenagem), que é o que mais se assemelha ao problema da obra real de um túnel.

Tabela 3 – Tempo necessário para estabilização das tensões

Tensões resultantes da	Acoplado		None
	Baixa permeabilidade ($k = 10^{-7}$)	Alta permeabilidade ($k = 10^{-4}$)	
Escavação	3 meses	2 horas	-
Drenagem	5 anos	2 dias	-
Escavação + Drenagem	5 anos	2 dias	-

Na análise sem consideração sobre acoplamento, no momento da escavação, considerado como 0.01h, as tensões atingem a condição de equilíbrio que será alcançada pelas demais análises somente após determinado período. Nas análises acopladas pode-se observar um comportamento similar entre maciços, porém o maciço de baixa permeabilidade apresenta um processo de estabilização mais suave quando comparado ao de alta permeabilidade, que é mais abrupto. Na escavação a tensão vertical total alcança um ponto de pico que decresce e retorna a aumentar até a estabilização. A tensão vertical efetiva apresenta aumento considerável no mesmo período de pico da tensão vertical total mantendo comportamento crescente até a estabilização.

Como todas as alterações nas tensões no inicialmente absorvidas pela água, a poropressão e o excesso de poropressão alcançam seu valor máximo no momento da escavação, após o pico assumindo comportamento decrescente referente a dissipação da poropressão. Observa-se que a dissipação no maciço de baixa permeabilidade ocorre de forma mais lenta do que o maciço de alta, isso se deve ao comportamento comum das argilas e areias., referente ao já mencionado comportamento drenado e não-drenado.

Com relação aos efeitos decorrentes exclusivamente do processo de escavação, o tempo ao longo do qual ocorre a dissipação da poropressão e estabilização das tensões efetivas exerce grande influência na estabilidade e deformações do maciço no entorno do túnel, em especial na etapa de escavação (passo de avanço), onde o maciço está exposto no contorno escavado. O tempo de dissipação da poropressão também influência na área ao redor do túnel potencialmente afetada pela escavação e, também está intimamente ligado com o *stand up time* do maciço, tempo no qual o maciço se apresenta estável. O maior *stand up time* dos maciços argilosos em comparação com o *stand up time* dos maciços arenosos, entre outros aspectos, está diretamente relacionado com o maior tempo necessário para dissipação da poropressão em maciços com menor permeabilidade.

Com relação aos efeitos decorrentes exclusivamente da drenagem pelo túnel, onde o túnel funciona como um canal de fluxo preferencial, a velocidade do tempo de alteração da poropressão está intimamente ligado com a abrangência e raio de influência do rebaixamento no entorno do túnel. Em maciços com alta permeabilidade, tem-se um impacto mais abrangente; em maciços baixa permeabilidade, tem-se uma zona de abrangência localizada.

4 CONCLUSÕES

As variáveis analisadas neste trabalho constituem considerações de grande importância no cenário de escavações de túneis, os resultados obtidos mostram que a tempo infinito, a poropressão e as tensões efetivas e totais alcançam o mesmo valor. Através das diferentes interações é possível identificar as alterações nas tensões e pressões decorrentes exclusivamente do processo de escavação (sem qualquer drenagem do maciço), as alterações decorrentes da drenagem (sem qualquer efeito da escavação) e dos dois efeitos somados (escavação e drenagem), tornando mais clara a compreensão da interação água-sólido. As análises reafirmaram o comportamento previsto da areia, onde a estabilização das tensões e deslocamentos ocorre de forma mais rápida do que a argila, devido a diferença entre permeabilidades. Ambas as análises, a tempo infinito ou com

determinação do tempo por estágios, apresentam resultados satisfatórios, a escolha entre eles depende da necessidade do projeto.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a CJC Engenharia e Projetos por ceder tempo e recursos para o desenvolvimento deste artigo e a equipe da Rocscience, em especial ao Dr. Alireza Azami, pela atenção e disponibilidade para conversas que nos possibilitaram materializar os conceitos discutidos.

O primeiro e o terceiro autores agradecem à Pró-Reitoria de Pesquisa e Inovação (PRPI) da Universidade de São Paulo (USP) pelo auxílio financeiro concedido por meio do Programa de Apoio aos Novos Docentes USP.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Atkinson, J. H., Mair, R. J. (1981) *Soil mechanics aspects of soft ground tunnelling.* Ground Engineering. Volume 14. Issue 5. P. 20-38.

Bryn, M. J., Afonin, D. A., Bogomolova, N. N. (2017). *Geodetic Monitoring of Deformation of Building Surrounding an Underground Construction,* Procedia Engineering. Volume 189, p 386-392.

Cintra, J. C. A., Aoki, N., Albiero, J. H. (2011). *Fundações diretas: projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos.

Laver, R. (2010). *Long-term behaviour of twin tunnels in London Clay*. Tese de Doutorado. Universidade de Cambridge, Cambridge.

França, P. T. (2006). Estudo do comportamento de túneis: análise numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia – USP, São Paulo.

Shivaei, S., Hataf, N., Pirastehfar, K. (2020). *3D numerical investigation of the coupled interaction behaviour between mechanized twin tunnels and groundwater – A case study: Shiraz metro line 2.* Tunnelling and Underground Space Technology. Volume 103

Terzaghi, K. (1936). *The shearing resistance of saturated soil and the angle between the planes of shear.* 1st Internacional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Volume 1. P.54 – 56

Yoo, C. (2005). *Interaction between tunneling and groundwater—numerical investigation using three-dimensional stress–pore pressure coupled analysis.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, 131(2), p 240-250.

Yoo, C., & Kim, S. B. (2006). *Stability analysis of an urban tunnelling in difficult ground condition*. Tunnelling and Underground Space Technology. Volume 21. p 351–352.

Yoo, C. (2016) *Ground settlement during tunnelling in groundwater drawdown environment – Influence factors.* Underground Space. Volume 1, Issue 1, p 20-29

Zhou, C., Kong, T., Jiang, S.N., Chen, S.D., Zhou, Y., Ding, L.Y. (2020). *Quantifying the evolution of settlement risk for surrounding environments in underground construction via complex network analysis*. Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 103.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/710

Efeitos da Escavação de Poço em Região Próxima a uma Contenção (Pit-in-Pit)

Patricia Yamaguti
Engenheira Civil, Intertechne Consultores S.A., São Paulo, Brasil, paya@inttpartner.com.br

Willy Massayuki Nakada
Engenheiro Civil, Intertechne Consultores S.A., São Paulo, Brasil, wmn@inttpartner.com.br

Ikuyo Akamine
Engenheira Civil, Intertechne Consultores S.A., São Paulo, Brasil, ika@inttpartner.com.br

Matheus Ciccacio Nogueira
Engenheiro Civil, São Paulo, Brasil, matheus.ciccacio@gmail.com

RESUMO: A utilização do espaço subterrâneo em grandes centros urbanos cresce progressivamente para implantação de estações de metrô, estacionamentos e outros interesses associados. Neste sentido, a escavação de valas ou poços de grande diâmetro para inserção destas obras torna-se um desafio com as mais diversas soluções de escoramento para vencer os desníveis topográficos criados. No entanto, em alguns casos, nas proximidades destas contenções, há a necessidade de se executar novas escavações, seja para construção de fundações, poços, entre outros. Desta forma, surgem problemas do impacto destas novas escavações dentro de valas previamente executadas (pit-in-pit), as quais carecem de verificações mais detalhadas do impacto das novas escavações, frequentemente muito próximas umas das outras pela limitação de espaço dos empreendimentos em grandes centros urbanos. Portanto, uma análise do desconfinamento das fichas e da perda da contribuição dos empuxos passivos nas contenções previamente executadas é de extrema importância. Assim, busca-se através deste artigo/trabalho apresentar estudos de variáveis envolvidas no problema para diferentes cenários com o auxílio de modelagens numéricas baseadas no método dos elementos finitos (MEF) que possam contribuir com o dimensionamento e análise da estabilidade destes elementos de contenção, buscando garantir a sua adequada segurança.

PALAVRAS-CHAVE: Escavação, Recalques, Contenção, Poços, Valas, Pit-in-Pit.

ABSTRACT: The use of underground space in large urban centers is growing progressively for the implementation of subway stations, parking lots and other associated interests. In this sense, the excavation of large diameter trenches or shafts to insert these works becomes a challenge with the most diverse shoring solutions to overcome the topographic level differences created. However, in some cases in the vicinity of these retaining walls, there is a need to conduct new excavations, whether for the construction of foundations, shafts, and others. Therefore, problems arise regarding the impact of these new excavations within previously executed trenches (pit-in-pit), which require more detailed verification of the impact of new excavations, which are often remarkably close to each other due to the space limitations of projects in large urban centers. Consequently, an analysis of the deconfinement of the plugs and the loss of the passive contribution in previously executed retaining walls is extremely important. Thus, this article/work seeks to present studies of variables involved in the problem for different scenarios with the aid of numerical modeling based on the finite element method (FEM) that can contribute to the dimensioning and analysis of the stability of these retaining elements, seeking adequate safety factor.

KEYWORDS: Excavation, Settlements, Retaining Walls, Shafts, Trench, Pit-in-Pit.

1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento populacional em zonas altamente urbanizadas como a cidade de São Paulo, há um aumento de desafios tipicamente urbanos como a crescente demanda por mobilidade urbana. Quanto ao enfrentamento deste desafio, é um consenso no setor de planejamento público de que deve-se mitigar o uso de transportes particulares em favor do transporte coletivo como solução adequada para a melhoria da mobilidade urbana, reduzindo assim a densidade demográfica por deslocamento (LOPES, 2013). Assim, há uma demanda crescente dentro do planejamento estratégico da cidade por obras que beneficiem o tranporte coletivo como as obras de infraestrutura de maneira geral.

Inserido neste contexto, este artigo pretende realizar uma análise geotécnica e estrutural em obras metroviárias que seguem uma sequência executiva conhecida como "pit-in-pit". Esta sequência é caracterizada por uma escavação realizada dentro de uma zona previamente escavada. O método pit-in-pit é abordado por diversos autores como SUN et.al (2016), TAN et. al (2018), SHAO et. al (2020), LAI et. al. (2022) e TAO et. al. (2023), as quais realizam uma análise geotécnica e estrutural do método, embasada frequentemente por modelos computacionais.

É de grande importância avaliar os efeitos do método pit-in-pit para a engenharia civil, pois a remoção do volume de solo à jusante da contenção pode comprometer a ação do empuxo passivo que compõe os esforços resistentes da contenção existente à montante. Esta estabilidade pode ser entendida tanto do ponto de vista estrutural, dos esforços atuantes na parede, quanto do ponto de vista geotécnico, quanto à estabilidade global do maciço e estabilidades locais atuantes na ficha do mesmo.

Adicionalmente, devem-se analisar os efeitos da escavação pit-in-pit quanto às deformações previstas sob os edifícios lindeiros. Este fator é bastante significativo considerando que muitas das obras metroviárias são implantadas em regiões altamente urbanizadas. Com isso, faz-se necessária garantir a integridade dos edificios lindeiros à obra, analisando se as deformações previstas com a escavação pit-in-pit são compatíveis com a capacidade de absorção dos mesmos.

A sequência executiva de escavações contidas em escavações possui uma importância significativa para a análise de estabilidade da obra, bem como para os edifícios lindeiros na região a que o mesmo pertence. Atentar para detalhes como o efeito de alívio dos esforços passivos, a redução do sobrepeso de solo a jusante, o incremento de carga solicitante atuante nas estruturas entre outros, são elementos cruciais para a realização de um projeto em níveis satisfatórios de segurança.

Os riscos atrelados a esse tipo de escavação encontram-se diretamente relacionados aos efeitos provocados pela escavação pit-in-pit citados acima. Ruptura dos elementos de contenção e/ou poço, instabilidade do maciço envolto e fissurações e trincas nos edifícios lindeiros são alguns dos possíveis efeitos que podem ser provocados por um projeto mal dimensionado, que não leve em consideração os aspectos particulares da escavação pit-in-pit.

Para a realização desta análise, faz-se uso da modelagem computacional pelo Método de Elementos Finitos (MEF). O mesmo permite a simulação de tensões e deformações atuantes na estrutura e no maciço de solo em fases sequenciais de escavação, permitindo a análise da escavação pit-in-pit em cada uma das etapas da obra.

2 ESCAVAÇÕES PIT-IN-PIT

SUN et al (2016) apresenta um caso de escavação pit-in-pit para a implantação de um Museu de História Natural em Shangai, China, em conjunto com a passagem da Linha 13 do metrô. Esta obra consiste em duas escavações executadas em parede diafragma, de espessura 0,80 a 1,00 m, e platôs definidos nas profundidades 17,30 m e 25,0 m a partir da superfície do terreno.

Neste estudo, o autor demonstra que a distância "W" entre as paredes externas e internas da escavação e a relação "λ" entre o comprimento de ficha "H_d" com o comprimento exposto "H_e" da contenção ($\lambda = H_d/H_e$), conforme a Figura 1, possuem uma relação direta com a distribuição das superficies potencias de ruptura do maciço. Através de uma modelagem computacional em elementos finitos, observou-se o surgimento de rupturas localizadas das contenções para $W > W_{crítico}$, enquanto que para espaçamentos inferiores ao $W_{critico}$, a ruptura global envolvia as duas contenções, assemelhando-se ao caso de uma parede única. Para o caso da

obra, o espaçamento crítico obtido foi entre 10,0 a 15,0 m, e deve diferir conforme a constituição estratigráfica do solo, no caso composto de solo argiloso mole.

O cálculo dos fatores de segurança de estabilidade global FS foi realizado através do método *shear strenght reduction* e equilíbrio limite. Em ambos os casos, concluiu-se que o aumento do espaçamento "W" beneficia a estabilidade global, como era de se esperar, assim como há uma melhora equivalente incrementando-se as relações λ_{in} e λ_{out} mantendo o "W" constante. Assim, o autor realiza uma contribuição relevante a respeito da configuração das superfícies potenciais de ruptura em escavações do tipo pit-in-pit.

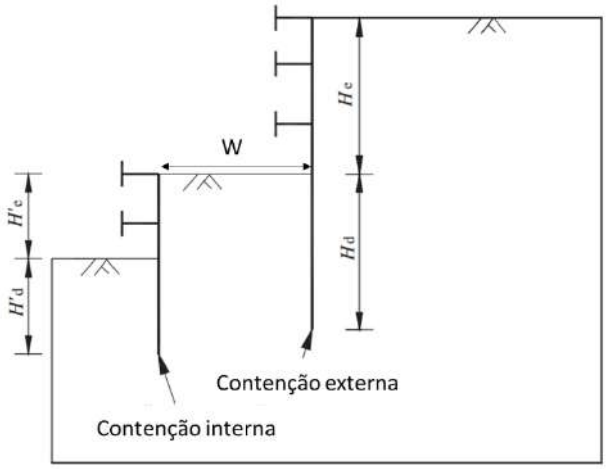


Figura 1. Medidas principais da escavação pit-in-pit (Fonte: SUN et al, 2016, adaptado pelos autores).

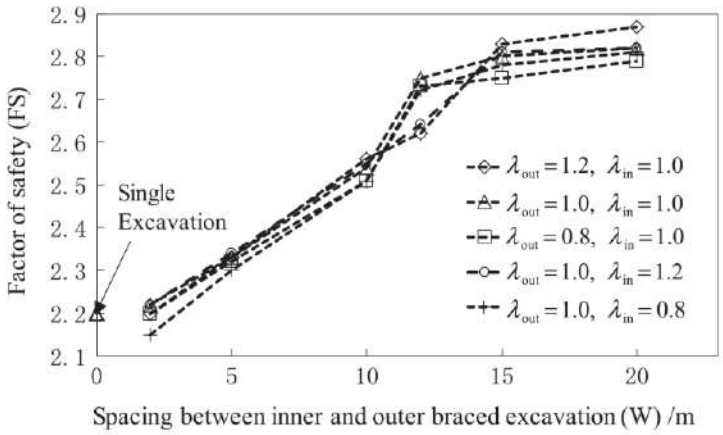


Figura 2. Fator de segurança x Espaçamento entre a escavação externa e interna. (Fonte: SUN et al, 2016).

Em um estudo mais recente, TAN et al (2018), realiza uma investigação sobre uma obra com sequência de escavação pit-in-pit. Esta obra, em relação à analisada por SUN et al (2016), possui uma instrumentação mais robusta, com presença de marcos superficiais, inclinômetros, transdutores de carga e indicadores de nível d'água, instalados em regiões perimetrais e internas à obra. Dessa maneira, foram colhidos dados relevantes para a descrição do comportamento do solo e dos elementos estruturais ao longo das diferentes fases da escavação pit-in-pit. Nesta obra a escavação externa é constituída por um poço circular de 101,0 m de diâmetro e 16,0 m de profundidade, e uma escavação interna de uma vala de dimensões 54,0 x 40,0 m e 32,0 m de profundidade, ambas executadas em parede diafragma. O subsolo é constituído superficialmente por um solo aluvionar de 10,0 m de profundidade, seguida de uma camada silto-argilosa de 10,0 m de espessura finalizando em solo residual. Assim, TAN et al (2018) conclui que há um impacto significativo da escavação interna para as movimentações do maciço contido pela contenção externa. Na média, 50,5% da movimentação ocorre durante a escavação da contenção externa, 26,0% na fase de escavação interna e 23,5% após a conclusão das etapas de escavação. Demonstra-se por simulações em modelos computacionais em Elementos Finitos que a

laje de travamento na região entre a contenção externa e interna é uma solução apropriada para diminuir o deslocamento da primeira, e consequentemente diminuir a zona de influência de recalques da obra sobre a região de implantação.

Uma das outras conclusões demonstradas pelo autor, é que devido à diferença na magnitude dos deslocamentos da contenção externa com a interna, a região intermediária entre elas encontrar-se-á comprimida. Sob o aspecto do dimensionamento da escavação pit-in-pit, o solo nesta região pode ser considerado no estado passivo e durante a escavação interna, a depender do respectivo deslocamento, o mesmo pode ser considerado no estado ativo. Analisando as tensões laterais de empuxo atuantes na contenção, os instrumentos demonstraram que os empuxos ativos calculados pela teoria de Rankine subestimam o empuxo mobilizado, enquanto que modelos empíricos da pressão de empuxo aparente (PEA) superestimam o mesmo empuxo, mas ambas medidas encontram-se inferior ao correspondente empuxo em repouso.

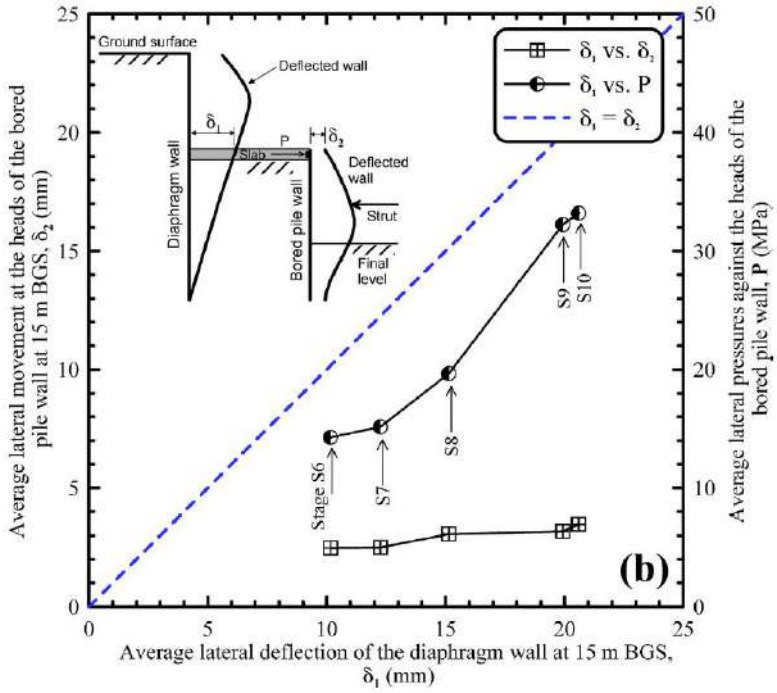


Figura 3. Mecanismo de compressão da região intermediária à escavação externa e interna, demonstrando que a diferença dos deslocamentos resulta em um estado de compressão do solo. (Fonte: TAN et al, 2018)

3 METODOLOGIA EXECUTIVA

3.1 Contexto Geral

Nesta seção serão abordados os aspectos gerais de um projeto de escavação pit-in-pit para a implantação de uma contenção em vala (externa) e uma escavação em poço (interna). A contenção em vala possui uma profundidade média de 11,75 m com paramento em parede diafragma atirantado. Adotou-se três níveis com tirantes de comprimentos 22,0 a 25,0 m, e espaçamentos destes dispositivos em 2,0 m na horizonal e 3,0 m na vertical na face da contenção, na região proxima ao poço.

O poço possui uma profundidade de 27,50 m executado com concreto projetado, possuindo um diâmetro de escavação de 41,30 m com distância mínima à parede de contenção de 1,80 m. Para a escavação do poço, considera-se a execução de um tratamento com parede de coulis até a profundidade 22,60 m como garantia de melhor estabilidade do maciço no trecho inicial do mesmo. No topo do poço, é previsto a execução de uma viga de borda de seção quadrada de lado 80,0 cm e uma laje de travamento de 25,0 cm de espessura que, conforme analisado por TAN et al (2018), possui um importante papel para a transmissão de tensões e controle de deslocamentos entre as contenções.

A respeito da geologia local, considera-se um subsolo constituído por uma camada superficial em aterro (1), seguida de argila da Formação São Paulo (3Ag1), sucedidas por areias da Formação Resende e camadas argilosas intermitentes, respectivamente designadas por 4Ar1 e 4Ag2 conforme se observa na Figura 4.

Foi elaborado um modelo computacional com o uso do Método de Elementos Finitos (MEF) e malha triangular, com auxílio do software RS2, da Rocscience©. O solo foi modelado com comportamento linear elasto-plástico perfeito e parâmetros do critério de Mohr-Coulomb. Para estimativa das tensões atuantes na laje do travamento, considerou-se o efeito do arqueamento de tensões na parede do poço acrescentando molas ao modelo.

Em relação aos parâmetros geotécnicos destas camadas, foi realizado um levantamento com base em valores encontrados em bibliografia (Miranda, 2021), conforme apresentado na Tabela 1.

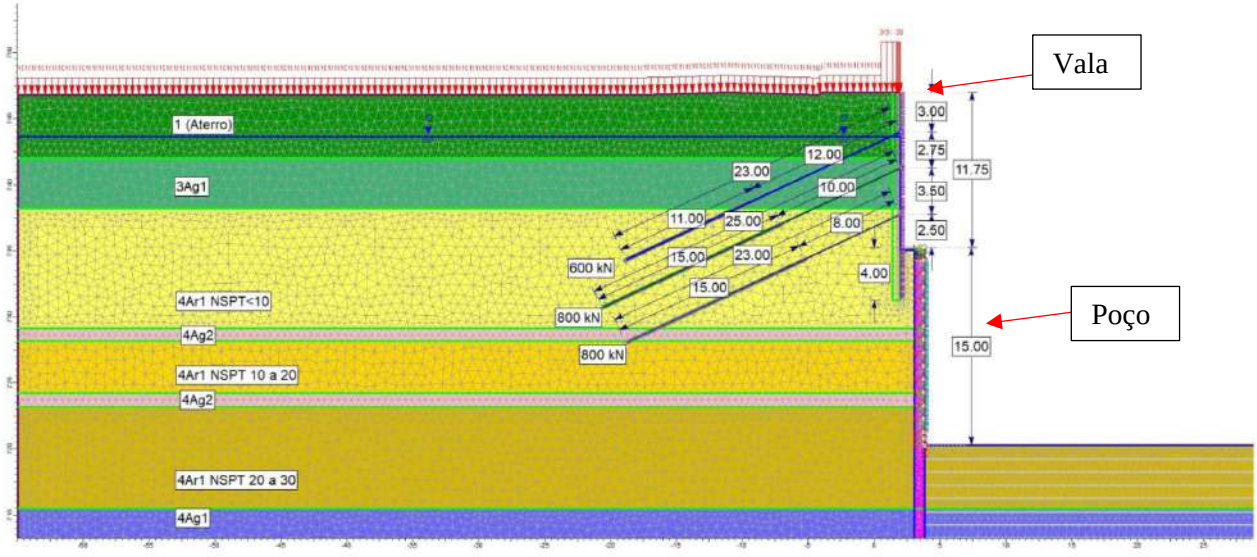


Figura 4. Modelo computacional em Elementos Finitos com trecho em vala e poço. (Fonte: Autores)

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos adotados para as camadas de solo do modelo. (Fonte: Autores)

Material Name	Color	Initial Element Loading	Unit Weight (kN/m3)	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Friction Angle (peak) (deg)	Friction Angle (residual) (deg)	Cohesion (peak) (kPa)	Cohesion (residual) (kPa)
1 (Aterro)		Field Stress and Body Force	16	10000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	20	20	10	10
3Ag1		Field Stress and Body Force	17	45000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	23	23	50	50
4Ar1 NSPT<10		Field Stress and Body Force	19	25000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	30	30	5	5
4Ag2		Field Stress and Body Force	19	60000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	21	21	40	40
4Ar1 NSPT 10 a 20		Field Stress and Body Force	19	60000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	30	30	6	6
4Ar1 NSPT 20 a 30		Field Stress and Body Force	20	100000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	33	33	7	7
4Ag1		Field Stress and Body Force	20	100000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	23	23	90	90

3.2 Cálculos

A partir do modelo constituído, foi realizada uma análise de estabilidade global da escavação pit-in-pit pela Teoria de Equilíbrio Limite e pelo método *shear strenght reduction* (SSR). No primeiro caso, calcula-se o Fator de Segurança (FS) através da relação entre o momento resistente M_R e o solicitante M_S, gerada pelas tensões mobilizadas ao longo da superfície potencial de ruptura, conforme (1).

$$FS = \frac{MR}{MS} \quad (1)$$

A Figura 5 apresenta a análise de estabilidade pela Teoria de Equilíbrio Limite, realizada com o auxílio do software Slide, da Rocscience©.

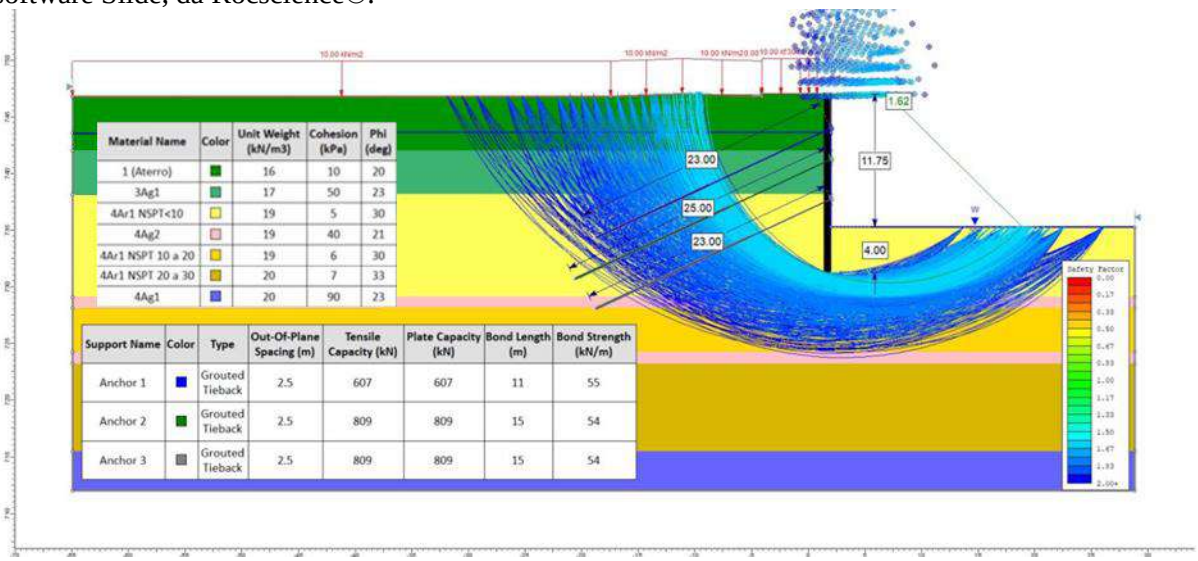


Figura 5. Fator de segurança calculado em 1,62 através do método de equilíbrio limite. (Fonte: Autores)

Já no método SSR, o valor do Fator de Segurança é obtido realizando-se diminuições gradativas da tensão cisalhante resistente até o surgimento da ruptura. Dado que "S_a" corresponde à tensão original do solo e "S_e" a tensão reduzida até o ponto de ruptura do maciço, tem-se que o fator de segurança pelo método SSR é calculado pela seguinte equação (2).

$$FS = \frac{Sa}{Se} \qquad (2)$$

Os resultados do cálculo da estabilidade geral pelo método SSR são apresentados na Figura 6, realizada com auxílio do software RS2, da Roscience©.

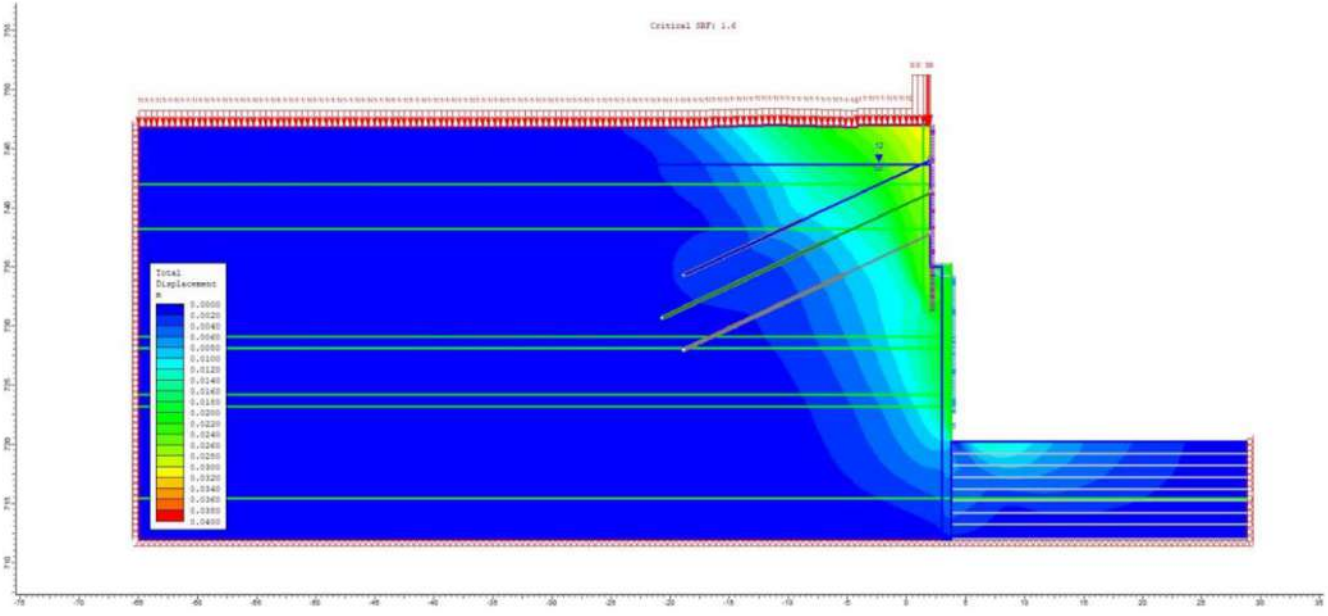


Figura 6. Fator de segurança calculado em 1,60 através do método *shear strenght reduction*. (Fonte: Autores)

Assim como esperado, a distância "W" de espaçamento entre as contenções de 1,80 m é um valor inferior ao correspondente crítico para a contenção. Assim, a superfície potencial engloba as duas paredes de contenção pit-in-pit como se fossem uma só, resultando em um FS de 1,60. Sobre o cálculo desta estabilidade, ressaltam-se alguns fatores que influenciam positivamente na estabilidade da contenção: a presença da laje de travamento conectando as duas contenções, o tratamento de solo com parede de couli externamente ao poço, e a presença

de tirantes. Outros fatores como rebaixamento do nível do lençol freático poderiam atuar no sentido de melhorar a estabilidade da contenção, porém poderiam ampliar o impacto da obra sobre os edifícios lindeiros.

Ao comparar-se os resultados de estabilidade pelo SSR e pelo equilíbrio limite na fase de escavação da contenção externa, os fatores de segurança são muito parecidos, provavelmente atrelado às boas condições geológicas do maciço e à ação dos tirantes que impedem a mobilização da contenção externa.

Assim como analisado por TAN et al (2018), a região entre as contenções tende a encontrar-se comprimida pela diferença de deslocamento entre a contenção externa e interna. Esta variação resulta em tensões de compressão na laje de travamento de 25,0 cm de espessura, e mobilização o solo entre as contenções no estado passivo conforme se observa na Figura 7.

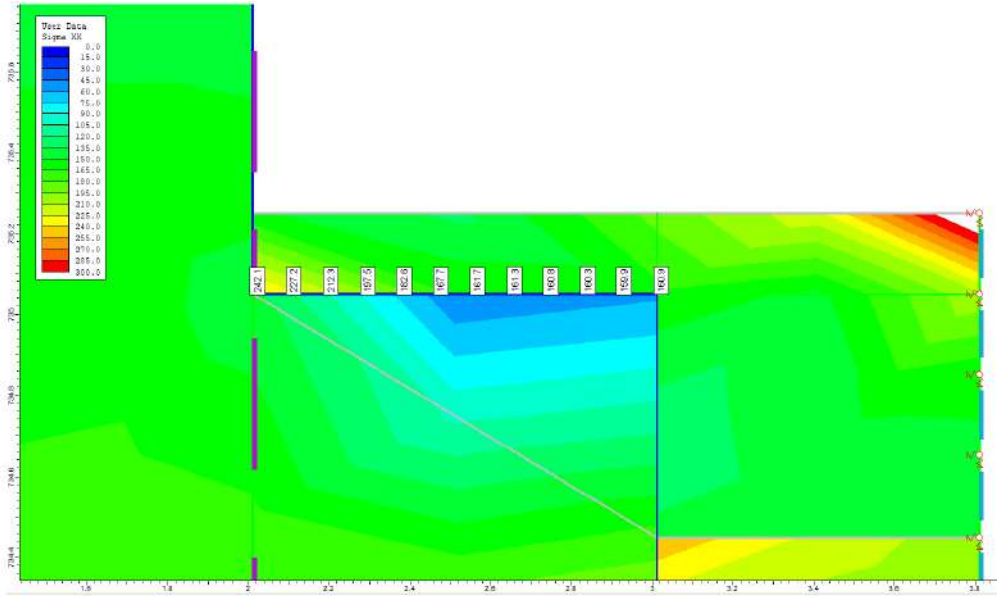


Figura 7. Tensões, em kPa, de compressões existentes na laje de travamento. (Fonte: Autores)

4 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O estudo apresentou diversos aspectos geotécnicos e estruturais sobre a escavação pit-in-pit em um subsolo de comum ocorrência na região metropolitana de São Paulo. Assim, resume-se a seguir as principais conclusões deste artigo:

(1) As análises de estabilidade globais demonstraram que os fatores de segurança calculados pelo método *shear strenght reduction* (SSR) são muito parecidos com os fatores calculados pela Teoria de Equilíbrio Limite no último estágio da escavação da contenção externa, considerada a mais crítica. Isso demonstra que a escavação do poço interno pouco afetou na estabilidade global, demonstrando efetividade do uso dos tirantes e da laje de travamento para a estabilidade da contenção, bem como do tratamento através de parede de couli no contorno do poço, interno à vala;

(2) Os resultados dos modelos computacionais demonstram que a região entre a contenção externa e a interna encontra-se comprimida devido à diferença sobre o deslocamento das contenções, conforme analisado por TAN et al (2018). Isso leva à necessidade de dimensionamento de uma laje que suporteesta tensão de compressão surgida durante as etapas de escavação pit-in-pit.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer o apoio da Intertechne Consultores S.A.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

LAI et al (2022) Undrained stability of pit-in-pit braced excavations under hydraulic uplift. In: Research paper of ScienceDirect.

LOPES et al (2013) *Demanda por meios de transporte na Grande São Paulo: uma análise de políticas públicas* (2013). In: Insper working paper.

SUN et al (2016) *Basal-heave analysis of pit-in-pit braced excavations in soft clays*. In: Research paper of Elsevier, Computer and Geotechnics 81 (2017) 294-306.

SHAO et al (2020) *Preliminary numerical analysis of the influence of pit-in-pit excavation on the stability of the foundation pit supported by diaphragm wall*. In: IOP Conference Ser.: Earth Environ. Sci. 570 022052.

TAN et al (2018) *Investigation on performance of a large circular pit-in-pit excavation in claygravel-cobble mixed strata*. In: Research paper of Elsevier, Tunnelling and Underground Space Technology 79 (2018) 356–374.

TAO et al (2023) *Monitoring and numerical simulation analysis of a pit-in-pit excavation of the first branch line of Lanzhou Metro*. In: Applied Rheology 2023; 33: 20230111.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/711

Efeitos do Atrito nos Sistemas de Conexão em Revestimento Modernos de Túneis com Aduelas Pré-Fabricadas de Concreto

David Oliveira
Diretor Técnico, Túneis, Aurecon, Brisbane, Austrália, dafo407@gmail.com

Tiago de Jesus Souza
Dsc. Engenheiro Geotécnico, Solotechnique, Jundiai, São Paulo, Brasil, tiago.souza@solotechnique.com.br

RESUMO: Uma vez grauteados em suas posições de montagem e comprimidos pelo maciço e pela pressão da água subterrânea, revestimentos de túneis modernos utilizando aduelas pré-fabricadas não necessitam de qualquer elemento de conexão durante sua operação, exceto em condições especiais de solicitação. Os sistemas de conexão das aduelas pré-fabricadas têm duas funções: para auxiliar no processo de construção das aduelas pré-fabricadas e/ou para prevenir ações não desejadas durante a instalação. Um objetivo especial está focado na criação e manutenção de força de compressão suficiente nas vedações das aduelas e anéis do túnel para garantir a estanqueidade imediata e de longo prazo. O dimensionamento e o projeto desses sistemas de conexões usualmente envolvem um processo de cálculo unidimensional, ignorando a realidade geométrica e a presença de outras aduelas e conectores. Este estudo se debruça sobre uma condição de projeto real, evidenciando o papel do atrito entre os elementos adjacentes e a utilidade de barras guia nas juntas radiais.

PALAVRAS-CHAVE: Aduelas Pré-Fabicadas Pra Tuneladoras, Sistemas de Conexão, Parafusos de Conexão, Barras de Transferência, Barras Guia.

ABSTRACT: Once grouted in their assembly positions and compressed by the ground and groundwater pressure, modern tunnel linings using precast concrete segments do not require connections during operation, except under special loading conditions. The connection systems of precast concrete segments serve two functions: to assist in the construction process of precast concrete segments and/or to prevent undesired actions during installation. A special objective focuses on creating and maintaining sufficient compressive force in the gaskets of the segments and tunnel rings to achieve the tunnel's immediate and long-term water tightness. The sizing and design of these connection systems usually involve a one-dimensional calculation process, ignoring the geometric reality and the presence of other segments and connectors. This study focuses on a real design condition, highlighting the role of friction between adjacent elements and the usefulness of guide rods in the radial joints.

KEYWORDS: Precast Concrete Segments for Tunnel Boring Machines, Connection Systems, Connection Bolts, Transfer Bars, Guide Bars.

1 INTRODUÇÃO

Parafusos de conexão em revestimentos pré-fabricados de tuneis foram inicialmente incluídos para auxiliar na construção de anéis de concreto com flanges, com geometria similar aos revestimentos de túneis de ferro fundido. Nos revestimentos modernos de túneis com aduelas de concreto, os cilindros hidráulicos da tuneladora mantêm as aduelas posicionadas, impedindo a sua queda após sua elevação na posição de projeto. Os cilindros hidráulicos geralmente só são removidos para colocar a aduela do próximo anel, exceção para o caso de falhas mecânicas ou hidráulicas ou por erros do operador. O risco de remoção acidental dos cilindros hidráulicos devido a erros do operador também foi reduzido na construção moderna de túneis, com recursos de segurança adotados no PLC (Controlador Lógico Programável) da tuneladora. Nesse contexto, os parafusos temporários podem ter perdido seu objetivo de projeto, especialmente em juntas longitudinais. Portanto, são

características herdadas no projeto sem um papel claro e a justificativa tem se concentrado em comprimir e prender as forças de vedação. (Harding et al., 2014).

A função de comprimir a vedação durante a montagem da aduela por meio de parafusos está obsoleta na construção de túneis modernos. Para as juntas vedações localizadas ao longo das juntas circunferenciais, é aceito que as forças dos cilindros hidráulicos são significativamente maiores do que as forças dos parafusos, proporcionando assim essa função. Os braços hidráulicos com dispositivos de transporte de aduelas a vácuo modernos também podem oferecer essa função para as juntas longitudinais. Depois de ser colocado e a vedação longitudinal comprimida pelo braço de levantamento, a aduela recém-instalada é mantida em posição, incluindo a resistência das forças de vedação, pelos cilindros hidráulicos da tuneladora, permitindo a instalação da aduela adjacente no mesmo anel.

As orientações disponíveis para o projeto dos conectores geralmente recomendam que os parafusos sejam projetados para suportar as forças de vedação sob a compressão desejada (DAUB, 2013; ACI 533.5R, 2020). No entanto, essa função só seria necessária em casos específicos quando os cilindros hidráulicos da TBM são removidos de um anel para montar as aduelas do anel seguinte ou acidentalmente no mesmo anel.

Este artigo investigará como os fatores geométricos das aduelas influenciam o desempenho dos conectores para conter movimentos sob diferentes condições de carga. Também comparará três sistemas de conectores em diferentes casos de carga para o projeto de uma tuneladora de grande diâmetro. Uma análise detalhada das juntas demonstrará como o uso combinado de conectores de cisalhamento e barras guia pode evitar movimentos excessivos das aduelas sob cargas de vedação de forma mais confiável do que os parafusos de conexão temporários em juntas longitudinais. É importante ressaltar que, se as barras guia forem utilizadas para fornecer impedimento do movimento das aduelas, elas devem ser especificadas e testadas corretamente como elemento estrutural com a capacidade de cisalhamento temporária necessária, incluindo alguma margem para fluência dentro da escala de tempo da aplicação

2 AVALIAÇÃO DE UM ANEL SEM CARGA

Um caso crítico para o desempenho dos conectores ocorre quando os cilindros hidráulicos da tuneladora são removidos para colocar uma aduela durante a construção do próximo anel. Em alguns casos, manter um cilindro hidráulico segurando a aduela pode não ser sempre possível devido a restrições de espaço. Isso significa que a aduela está livre para se deslocar longitudinalmente sob as forças de vedação. Esse movimento precisa ser resistido pelos conectores da aduela, principalmente onde existem preocupações de que os cilindros hidráulicos na nova aduela à frente possam não recomprimir a vedação anterior, por exemplo, devido a intrusão de material no invertido. Esta seção examina o desempenho dos conectores em um túnel de grande diâmetro TBM sob este caso de carga.

O revestimento pré-fabricado do túnel é composto por oito aduelas romboidais e duas aduelas trapezoidais com uma espessura de 500 mm e comprimento de 2,4 m, formando um anel universal com um diâmetro externo de 15,85 m. Todas as aduelas têm um comprimento de perímetro aproximado de 4,82 m (36 graus ao longo do PCD). Todas as juntas são modeladas com uma largura de contato de 300 mm, uma vedação simétrica e sulcos de calafetagem de 100 mm.

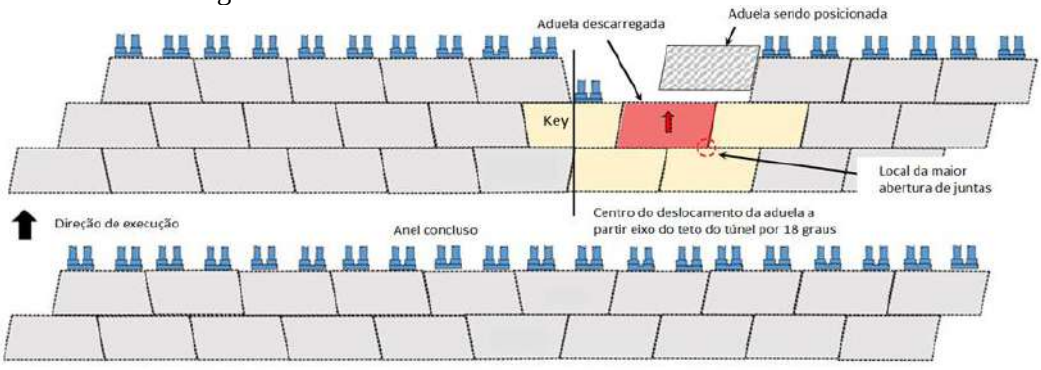


Figura 1. Esquema descritivo simplificado do problema: Aduela não carregada em hachura vermelha com vizinhas em dourado.

As juntas longitudinais têm um ângulo de junção de 10 graus em relação ao eixo do túnel. As juntas longitudinais das aduelas-chave são formadas com um ângulo de chanfro de 7,5 graus com o raio para melhorar a montagem da aduela-chave durante a elevação par montagem. A inclinação do anel é ignorada.

Uma aduela na parte inferior do anel (invert) provavelmente tem o risco mais significativo de intrusão de material na junta, o que afetaria a recompressão da vedação. No entanto, as aduelas no invert geralmente são apoiados por barras guias de construção na tuneladora, portanto, menos afetados pelas forças gravitacionais que impactam a abertura da junta. Portanto, uma aduela instalada próxima à aduela-chave no teto do túnel é uma representação crítica dos movimentos de rotação e cisalhamento.

A junta de vedação adotada possui uma largura superior de 37 mm, projetada para uma pressão da água de 12 bars, incluindo um fator de segurança a longo prazo de 2 para relaxamento de juntas de vedação de EPDM e outras incertezas. A folga máxima permitida para satisfazer a pressão de projeto de 12 bars seria de 8 mm a 9 mm para deslocamentos entre 15 mm e 20 mm.

Um modelo numérico 3D foi desenvolvido no software FLAC3D V7 da Itasca para considerar os fatores geométricos do anél não carregado, i.e. durante sua instalação, conforme descrito na próxima seção.

2.1 Descrição do modelo numérico

As Figuras 2 e 3 apresentam o layout dos modelos numéricos. A aduela não carregada é modelada com elementos sólidos limitados pelas juntas de três aduelas (destacadas na Figura 1). As juntas são modeladas com elementos de contato, permitindo a separação. Três sistemas de conectores diferentes são examinados:

- Sistema A: Parafusos de conexão temporários em ambas as juntas circunferenciais e longitudinais.
- Sistema B: Conectores de cisalhamento na circunferência e parafusos (de conexão) temporários na longitudinal.
- Sistema C: Conectores de cisalhamento na circunferência barras guias na longitudinal.

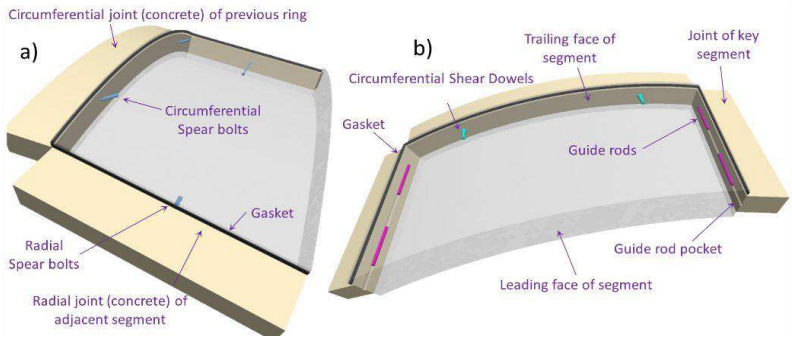


Figura 2. Vista em perspectiva da geometria do modelo com (à direita) e sem barras guias (à esquerda).

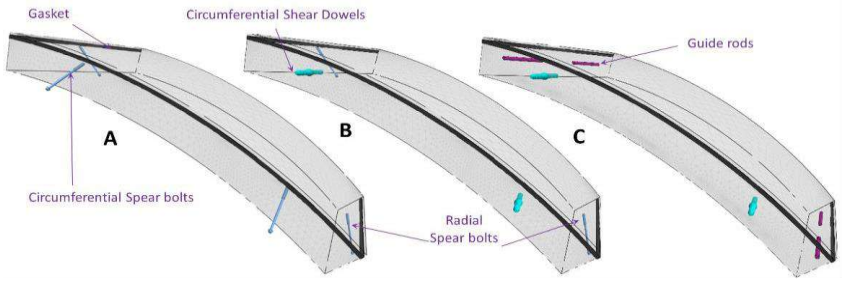


Figura 3: Vista em perspectiva da geometria do modelo dos três sistemas investigados.

As vedações são modeladas com elementos sólidos. Apenas as faces carregadas são incluídas, ou seja, a face frontal é ignorada. Elas são posicionadas a 61,7 mm da borda da aduela.

Tanto o concreto quanto a vedação são modelados com materiais elásticos lineares. O concreto possui um módulo de Young de E = 38 GPa, coeficiente de Poisson de $\nu = 0,2$ e peso específico de 24 kN/m³. Os elementos de interface das juntas são modelados com um coeficiente de atrito de $\mu = 0,58$ e rigidez normal e de cisalhamento de 10 GPa/m e 1,5 GPa/m, respectivamente. As rigidezes normal e de cisalhamento são

estimadas com base nas relações empíricas propostas por Bandis (1980), assumindo uma abertura inicial típica de 0,1 mm aplicável às tolerâncias de moldagem.

A vedação é modelada com módulo de Young dependente da deformação, com base em um comportamento calibrado discutido posteriormente. Os valores adotados na análise não são os verdadeiros módulos de Young da vedação de EPDM, pois apenas uma vedação é modelada sem vazios internos. Os módulos calibrados consideram implicitamente os efeitos dos vazios no comportamento carga-deslocamento da vedação e apenas uma vedação.

Todos os parafusos e conectores de cisalhamento são modelados com elementos estruturais de viga, capturando a capacidade de tração e cisalhamento quando aplicável. Os elementos de viga estão embutidos nas zonas de concreto, com comportamento calibrado com base nos dados do fornecedor. A cabeça dos parafusos de conexão é fixada apenas para forças de tração, e o comprimento não soquetado é modelado com interação zero com a aduela para permitir os vazios nos furos dos parafusos.

As barras guia são modeladas como zonas sólidas e material elástico. Um sulco contínuo é incluído na aduela superior, conforme mostrado na Figura 2b, são introduzidos elementos de contato entre as barras guia e a aduela, com uma redução na rigidez normal do contato (5 GPa/m) para considerar as pequenas tolerâncias do sulco. As barras guia foram modeladas com um módulo de Young E = 2.5 GPa para um plástico do tipo poliamida.

Os alinhamentos externos das aduelas vizinhas são fixados na direção normal, assumindo que eles estão mantidos no lugar pelos cilindros hidráulicos no próximo anel que está sendo construído. A condição de contorno da aduela não carregada na face dianteira varia da seguinte forma:

- Estágio 1: As vedações são comprimidas para eliminar espaços vazios e as juntas das aduelas são carregadas na direção normal com a mesma força que a força total da vedação.
- Estágio 2: As cargas são removidas da face dianteira e a aduela pode se mover sob as cargas de reação da vedação e da gravidade. As faces traseiras das vedações são fixadas na direção normal para permitir a descompressão.

As forças de aro no anel construído foram inicializadas com a mesma magnitude que as forças totais da vedação.

Os dados fornecidos pelo fornecedores foram utilizados para calibrar o comportamento do modelo correspondente a fim de representar os conectores com mais precisão. Essa calibração e maiores detalhes do modelos são apresentadas em Oliveira et al. (2024)

2.2 Curvas de interação simples

Antes de examinar os modelos numéricos 3D, vale a pena fazer estimativas preliminares usando equilíbrio de forças simples e compatibilidade de deslocamento. Dois casos são considerados para as juntas circunferenciais: (1) sem e (2) com espaçadores plásticos. As forças devem ser resolvidas para o componente correto com base no ângulo de instalação na junta.

2.2.1 Sem espaçadores

As juntas de vedação estão totalmente comprimidas para um espaço zero nos casos sem espaçadores plásticos de construção. Uma vez que os cilindros são removidos, as juntas de vedação das juntas circunferenciais empurrarão a aduela para longe, abrindo o espaço da junta (Fig. 4). Este movimento precisa ser resistido pelos conectores na junta circunferencial para limitar o espaço, assumindo que a junta de vedação não seja recomprimida assim que a próxima aduela seja instalada. O espaço da junta de vedação deve ser limitado a 9 mm para manter a estanqueidade à água requerida para um desnivelamento máximo de 15 mm.

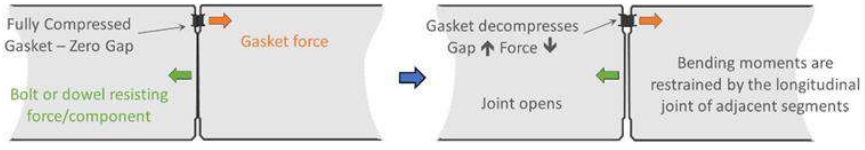


Figura 4. Equilíbrio de forças horizontais em juntas circunferenciais

É possível identificar em que deflexão da junta de vedação ocorre uma compatibilidade de forças e deslocamentos traçando as curvas da junta de vedação em relação às curvas dos conectores ajustadas para o seu comprimento de vedação efetivo (2,45 m no caso da junta circunferencial). Como mostrado na Figura 5, o sistema A com parafusos de conexão nas juntas circunferenciais requereria aproximadamente 1,8 mm para alcançar o equilíbrio. Em contraste, os sistemas B e C com conectores de cisalhamento exigiriam uma deflexão mínima de 4 mm, ou pelo menos 6 mm se considerarmos uma absorção de carga de 3 mm. Se uma tolerância total do sulco onde é colocada a vedação de 1 mm for adicionada, a folga final seria inferior a 3 mm para o sistema A e 7 mm para os sistemas B e C. É evidente que os parafusos de conexão são consideravelmente mais rígidos para movimentos tão restritos, principalmente ao longo das juntas longitudinais.

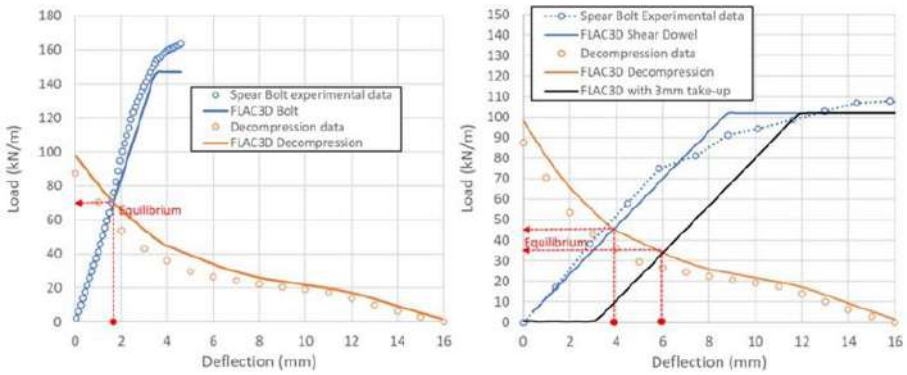


Figura 5. Compatibilidade de forças horizontais em juntas circunferenciais para (esquerda) Sistema A e (direita) Sistemas B e C.

2.2.2 Com espaçadores

As tolerâncias fora do plano durante a construção podem exigir peças para correção e ajustes de montagem , ou seja, espaçadores de contato, nas juntas circunferenciais, para regularizar as superfícies de contato entre anéis adjacentes, ou seja, para correção de planicidade, e para centralizar a força da tuneladora na espessura das aduelas.

Como o sulco da junta de vedação não é alterado, a presença dos espaçadores durante a construção significa que as juntas de vedação não estão totalmente comprimidas durante a instalação. A espessura da junta de vedação comprimida aumentará a distância do fundo do sulco (Fig. 6). Adotar um espaçador com uma espessura comprimida de 5 mm significa que o espaço da junta de vedação começa com 5 mm com uma força de aproximadamente 40 kN/m e a distância do fundo do sulco em 29 mm.

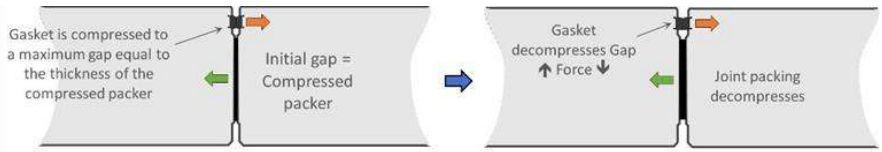


Figura 6. Efeito dos espaçadores na compressão da junta de vedação.

A Figura 7 mostra que se um espaçador de aduelas de 5 mm for utilizado, o sistema A exigiria um adicional de 0,8 mm para alcançar o equilíbrio, enquanto os sistemas B e C exigiriam um mínimo adicional de 2,3 mm. Este último valor aumentaria para 4,8 mm se uma absorção de carga de 3 mm fosse considerada. A folga final seria inferior a 6 mm para o sistema A e até 11 mm para os sistemas B e C. Este resultado indica que se um espaçador de 5 mm for utilizado e os conectores de cisalhamento estiverem desalinhados com uma absorção de carga de 3 mm, os sistemas B e C podem não alcançar a estanqueidade à água requerida (FS 2), enquanto o sistema A alcançaria. Este risco pode ser mitigado impondo uma espessura máxima de espaçador comprimido de 3 mm, selecionando conectores mais rígidos para limitar as deflexões ou redesenhando o sistema de encaixe dos conectores para limitar as absorções de carga. No entanto, como será demonstrado posteriormente neste artigo, se toda a geometria 3D da aduela for considerada, outros fatores influenciam o desempenho desses sistemas, reduzindo esse risco para uma faixa aceitável.

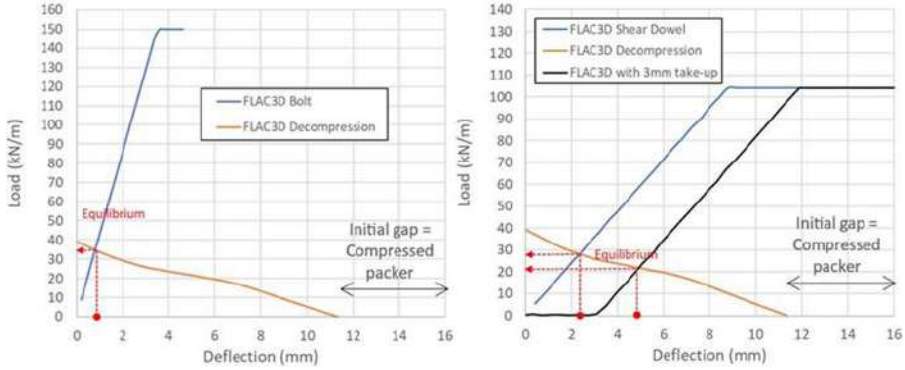


Figura 7 Compatibilidade de forças horizontais na junta circunferencial com espaçadores de 5 mm para (a esquerda) Sistema A e (a direita) Sistemas B e C.

2.3 Resultados do modelo numérico

A análise dos três sistemas de conectores foi dividida em diferentes casos com todos os sistemas submetidos a um caso de compressão completa da junta de vedação com um segundo subcaso utilizando espaçadores comprimidos de 5 mm. A Tabela 1 apresenta uma descrição detalhada dos diferentes casos analisados.

Tabela 1. Casos base

Caso	Descrição
A1	Parafusos nas juntas circunferenciais e longitudinais
A2	A1, mas com um espaçador de 5 mm
B1	Conectores de cisalhamento com uma absorção de 3 mm nas juntas circunferenciais e parafusos de conexão nas juntas longitudinais
B2	B1, mas com um espaçador de 5 mm
C1	Conectores de cisalhamento com uma absorção de 3 mm nas juntas circunferenciais e barras guias nas juntas longitudinais
C2	C1, mas com um espaçador de 5 mm

A Tabela 2 resume a deflexão máxima ao longo da junta de vedação circunferencial observada nos modelos. Os resultados do modelo são aumentados em 1 mm para permitir tolerâncias do sulco para determinar as folgas máximas. Portanto, as folgas para os sistemas A, B e C sem os espaçadores seriam de 2,8 mm, 5,9 mm e 4,8 mm, respectivamente. Em todos os casos, a abertura máxima da junta ocorre próxima ao canto da junta circunferencial destacado na Figura 1.

Tabela 2. Deflexão máxima da junta de vedação ao longo da junta circunferencial para os casos base.

Deflexão da Junta de Verdação (mm)1					
A1	B1	C1	A2	B2	C2
1,8	4,9	3,8	5,72	8,62	6.22

Notas:
1 Todos os resultados devem adicionar 1 mm para permitir as tolerâncias do sulco da junta de vedação.
2 A espessura do espaçador (5 mm) foi adicionada à deflexão para encontrar a folga.

Os sistemas A e B apresentam uma comparação relativamente boa com as previsões utilizando o equilíbrio simples de forças e deflexões compatíveis. No entanto, é essencial observar que a compatibilidade de deslocamento e forças depende apenas parcialmente das forças dos conectores, ao contrário dos diagramas de interação simples. Como mostrado na Tabela 3, o atrito ao longo das juntas longitudinais dissipa parte das forças da junta de vedação. Utilizando o diagrama de interação simples à esquerda da Figura 5, as forças dos parafusos no caso A1 corresponderiam a 343 kN (70 kN/m x 4,9 m), enquanto no modelo numérico, apenas 215 kN, com outros 123 kN dissipados por atrito. Para B1, as forças das cavilhas no diagrama de interação simples (Fig. 5, à direita) são de 171 kN (35 kN/m x 4,9 m), enquanto no modelo numérico, apenas 109 kN, com 98 kN dissipados por atrito. O efeito do atrito também explica por que o sistema com conectores e barras guias apresenta um desempenho ligeiramente melhor no modelo numérico do que na estimativa de interação simples. A presença física das barras guias restringe melhor a rotação, como observado na Figura 8. Esta menor

rotação promove um melhor contato da junta (Figura 9) do que nos casos A1 e B1, mantendo assim forças de atrito mais altas.

Tabela 3. Resumo das forças na direção Y observadas nos modelos.

Componente	Força-Y para os diferentes sistemas/casos (kN)					
	A1	B1	C1	A2	B2	C2
Vedação circunferencial	338	207	191	177	125	141
Parafuso circunferencial	-215	-	-	-76	-	-
Barras guia	-	-109	-25	-	-21	0
Atrito	-123	-98	-165	-101	-104	-141

Notas:
1 As forças axiais foram corrigidas para o ângulo do parafuso.

Embora todos os sistemas tenham atendido à estanqueidade à água requerida sem espaçadores, C1 apresenta um melhor desempenho contra a rotação da aduela do que os sistemas A1 e B1, como evidenciado pelos deslocamentos Z e X da Figura 9. O sistema A1 experimenta a maior rotação em torno do eixo Y devido ao desempenho inadequado dos parafusos de conexão em cisalhamento e rotação (Oliveira e Harding, 2023; Harding et al., 2014). O sistema B1 experimentou alguma rotação em torno do eixo X devido ao desempenho inadequado dos parafusos nas juntas longitudinais.

Quando um espaçador comprimido de 5 mm é adicionado às juntas circunferenciais, ou seja, nos casos A2, B2 e C2, as folgas máximas finais são previstas como sendo de 6,7 mm, 9,6 mm e 7,2 mm, respectivamente (Tabela 2 + 1 mm), em comparação com 5,7 mm, 11 mm e 11 mm com as curvas de interação simples (consulte a Figura 7 e a seção 2.2.2 acima). Com esses resultados, o único caso que não atende à estanqueidade à água requerida com espaçadores é o B2, por uma margem de 0,6 mm, o que, em princípio, poderia ser considerado satisfatório devido ao fator de segurança adotado e às cargas conservadoras sem relaxamento a curto prazo. No entanto, os modelos numéricos preveem deflexões menores do que os diagramas simples para os casos B2 e C2 devido às forças de atrito (Tabela 3) desenvolvidas durante a absorção de carga dos conectores de cisalhamento. Observa-se que os mapas de contorno para os casos A2, B2 e C2 não são apresentados neste artigo, pois os padrões de movimento são muito semelhantes aos observados na Figura 11, diferindo apenas em magnitude.

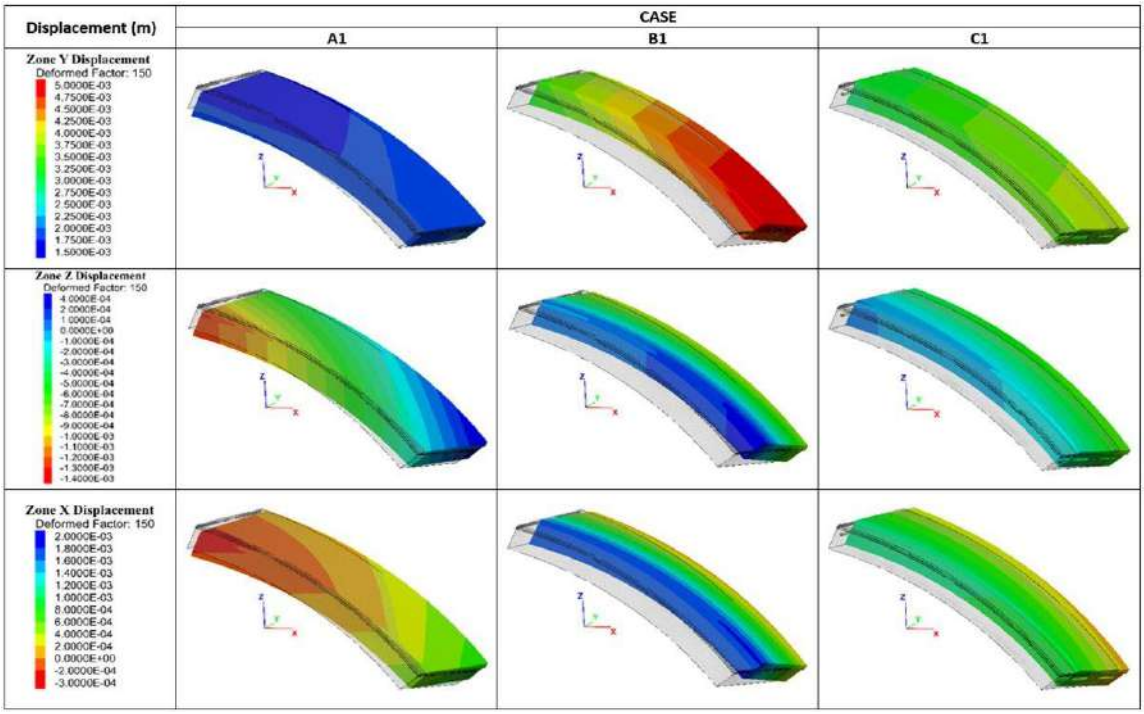


Figura 8. Contornos de deslocamento com exagero de 150x em relação à forma não deformada transparente.

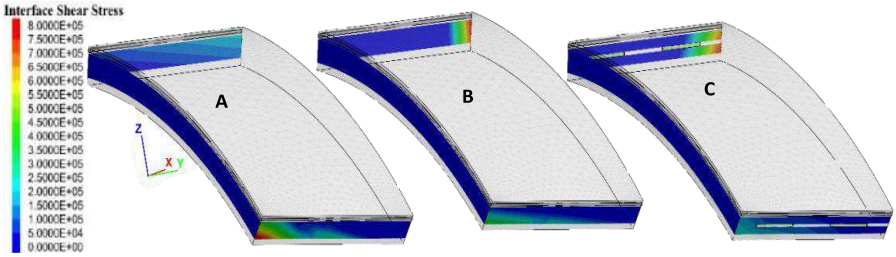


Figura 9. Tensões de atrito (cisalhamento) desenvolvido nas juntas.

CONCLUSÕES

A análise detalhada das juntas apresentada neste artigo, utilizando um exemplo de projeto realista, demonstrou como os fatores rotineiramente ignorados no projeto moderno de aduelas são cruciais para a capacidade dos parafusos de conexão de restringir o movimento das aduelas sob cargas de vedação.

Os exemplos mostraram que, enquanto os parafusos de conexão temporários podem fornecer alguma funcionalidade em juntas circunferenciais, eles fornecem função mínima em juntas longitudinais.

Como os conectores de cisalhamento geralmente têm uma rigidez menor do que os parafusos de conexão temporários, o uso deles em juntas circunferenciais pode aumentar ligeiramente a folga potencial da vedação. No entanto, conectores de cisalhamento com rigidez maior podem ser selecionados em princípio, em contraste com o sistema flexível analisado neste artigo. Os benefícios de permitir maiores deslocamentos devido à restrição de rotações e movimentos de cisalhamento podem compensar as folgas potencialmente um pouco maiores. Além disso, o uso combinado de conectores de cisalhamento e barras guias estruturais, ou seja, com resistência adequada ao cisalhamento, pode evitar movimentos excessivos das aduelas sob cargas de vedação de forma melhor e mais confiável do que os parafusos de conexão temporários em juntas longitudinais sob condições semelhantes ao estudo neste artigo.

Os resultados numéricos também demonstraram o papel do atrito na junta em reduzir as cargas transferidas para os conectores. Nos casos base, o atrito dissipou entre 30% e 85% das forças da vedação assim que a aduela foi descarregado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 533.5R (2020). Guia para Aduelas de Concreto Pré-Fabricado de Túneis. Relatado pelo Comitê 533 do American Concrete Institute (ACI).

Bandis, S.C. (1980). Estudos Experimentais de Efeitos de Escala na Resistência ao Cisalhamento e Deformação de Juntas de Rocha. Tese de Doutorado. Departamento de Ciências da Terra, Universidade de Leeds.ASTM International (2006). ASTM D2166: *Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil.*

Deutscher Ausschuss fur unterirdisches Bauen (DAUB) Comitê Alemão de Túneis - ITA-AITES (2013). Recomendações para o projeto, produção e instalação de anéis de aduelas pré-fabricadas. Colônia, Alemanha.

Gruebl, F., 2006. Anéis com aduelas (Cargas críticas e prevenção de danos). In: Simpósio Internacional sobre Escavação Subterrânea e Túneis, Bangkok, Tailândia.

Harding, A., Chappel, M., King, M., 2014. Mito e realidade: parafusos em revestimentos de túneis em aduelas de concreto modernos para túneis. Atas do Congresso Norte-Americano de Túneis, SME, EUA.

Oliveira, D., Harding, A. (2023). Juntas longitudinais em revestimentos de túneis com aduelas pré-fabricadas: usar ou não usar parafusos? Na: Conferência Mundial de Túneis, ITA-AITES, Atenas, Grécia.

Oliveira, D., Asche H. and Harding, A. (2024). "Friction effects on connection systems in modern concrete segmental linings". Geomechanics and Tunnelling 17. https://doi.org/10.1002/geot.202300044

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/712

Execução de Poços de Pequeno Diâmetro Conectados a Túneis de Maior Diâmetro, em Grandes Centros Urbanos

Patricia Yamaguti
Engenheira Civil, Intertechne Consultores S.A., São Paulo, Brasil, paya@inttpartner.com.br

Andressa Schittler Sartor
Engenheira Civil, Intertechne Consultores S.A., São Paulo, Brasil, anss@inttpartner.com.br

Ikuyo Akamine
Engenheira Civil, Intertechne Consultores S.A., São Paulo, Brasil, ika@inttpartner.com.br

Matheus Ciccacio Nogueira
Engenheiro Civil, São Paulo, Brasil, matheus.ciccacio@gmail.com

RESUMO: Em grandes centros urbanos existem inúmeros desafios para construção de obras subterrâneas, principalmente para implantação de estações de metrô, saídas de emergência e ventilação, dadas as características geométricas das escavações e estruturas necessárias. Em regiões centrais, devido ao elevado número de construções históricas e patrimônios tombados, estão disponíveis apenas áreas reduzidas para a implantação destas estruturas enterradas e uma grande preocupação com o impacto das escavações nestas importantes edificações lindeiras. Em muitos casos, considera-se um diâmetro maior que o necessário para a escavação dos poços, pois este deve ter tamanho suficiente para receber a tuneladora, que atravessa o poço após a finalização de sua execução. Neste artigo, apresenta-se uma solução onde o túnel é executado antes do poço, sendo necessário um tratamento especial na conexão entre estas duas estruturas. Dessa forma, o poço pode apresentar diâmetro reduzido, apenas o suficiente para atender a devida finalidade (saída de emergência, ventilação, ou outra). Adicionalmente, são propostos tratamentos do maciço em locais onde haja necessidade para mitigação de riscos durante a escavação. Portanto, há uma diminuição significativa na área impactada e a sua influência (recalque) facilitando sua implantação e diminuição dos deslocamentos.

PALAVRAS-CHAVE: Poço de Pequeno Diâmetro, Colunas de Jet Grouting, Túnel.

ABSTRACT: In large urban centers there are enormous challenges for the construction of underground works, mainly for the implementation of metro stations, emergency exits and ventilation, given the underground characteristics of excavations and electrical structures. In central regions, due to the high number of historic buildings and listed heritage sites, only small areas are available for the implementation of underground structures and there is a great concern about the impact of excavations on these important neighboring buildings. In many cases, a diameter larger than necessary for digging the shafts should be considered, as this must be large enough to receive a tunnel boring machine, which crosses the shaft after completion of its execution. In this article, a solution is presented where the tunnel is built before the shaft, requiring special treatment in the connection between these two structures. Therefore, the shaft can have a reduced diameter, just enough to serve a specific aim (emergency exit, ventilation or other). In addition, soil treatments are proposed in places where there is a need to mitigate risks during excavation. Therefore, there is a significant reduction in the impacted area and its influence (settlement), facilitating its implementation and reducing the settlements.

KEYWORDS: Small Diameter Shaft, Jet Grouting Columns, Tunnel.

1 INTRODUÇÃO

Os grandes centros urbanos brasileiros apresentam o desafio de restrição de espaços devido à alta concentração populacional e comercial. Segundo o último Censo realizado pelo IBGE em 2022, a cidade de São Paulo apresenta uma densidade demográfica de 7.528,26 habitantes por quilômetro quadrado, que por sua vez, necessitam de soluções de trafegabilidade e mobilidade. No Brasil, a construção de linhas de metrô mostra-se como uma excelente alternativa de deslocamento da população, visto que as vias de trânsito apresentam uma demanda maior do que a capacidade, registrando nos horários de pico grandes congestionamentos. Conforme o relatório apresentado pela SIMOB/ANTP (2018), são realizadas uma média de 1,65 viagens por habitante por dia, sendo que este número varia de acordo com a dimensão populacional da cidade, destas viagens cerca de 36% são realizadas por transporte público e apenas 4% são realizadas por veículos sobre trilhos.

Uma das principais dificuldades para a concepção de linhas de metrô, em áreas de grande concentração populacional, está na disponibilidade de espaços urbanos para a locação dos poços de estações, saída de emergência e ventilação. De um modo geral, a redução dos poços ocorre utilizando um artifício construtivo denominado “poços garrafa”, em que o poço apresenta um diâmetro reduzido apenas na superfície do terreno de implantação e, projetam-se alargamentos graduais ao longo de sua profundidade, ocorrendo dessa forma a escavação em talude negativo.

No entanto, há casos em que ocorre uma delimitação que não é apenas territorial, mas da abrangência da região de impacto dessa escavação, surgindo então a necessidade de redução dos diâmetros dos poços ao longo de toda a sua profundidade para adaptação ao local de implantação.

Este trabalho propõe uma nova abordagem executiva para implantação de poço de pequeno diâmetro executado em parte anteriormente à execução do túnel. Nesta proposta, inicia-se a escavação do poço até uma determinada profundidade, espera-se a passagem da tuneladora e então a finaliza-se o poço, com encaixe no túnel já executado. Esta metodologia permite que o poço tenha um diâmetro único ao longo de sua profundidade, sendo adequado apenas para a função desejada, como saída de emergência ou ventilação, utilizando de artifícios de estabilização do solo, como colunas de jet grouting.

2 CONEXÃO DE POÇO E TÚNEL

As publicações sobre o tema, em sua maioria, tratam da conexão do poço com o túnel da maneira tradicional, ou seja, com a execução do poço de maior diâmetro com a posterior passagem do túnel, como Mahmoud (2023). Os estudos indicam que os locais que apresentam maiores deformações localizam-se próximo às conexões, seja entre dois túneis, ou entre poço e túnel (Figura 1).

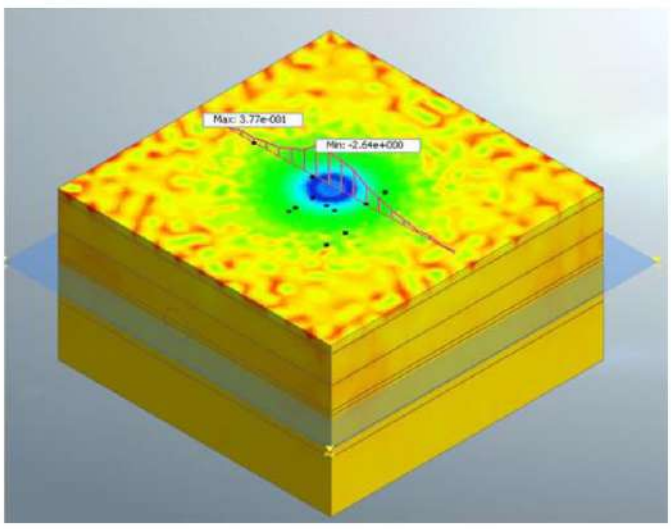


Figura 1. Recalques máximos obtidos em um modelo de poço conectado com túnel (Fonte: Mahmoud 2023)

2.1 Tratamento do maciço

Uma parte importante desse tipo de projeto é o tratamento do maciço, que possui a função de reduzir os efeitos de recalque no entorno da escavação, além de servir como apoio para o revestimento do poço, a fim de que o túnel não seja carregado com os esforços adicionais. O tratamento previsto é a utilização de duas linhas de colunas de jet-grouting que percorrem toda a extensão do poço como forma de conter lateralmente a escavação e para manter a estanqueidade do solo escavado.

Conforme a Croce et. al (2014), o jet grouting consiste em uma técnica que utiliza jatos de água com alta velocidade para escavar colunas de elevada resistência e baixa permeabilidade, devido à injeção de calda realizada por bicos horizontais.

O mesmo autor apresenta as vantagens de utilização do jet grouting, em que se destaca a aplicabilidade em diversos tipos de solo, possibilidade de diversas geometrias e execução que não produz vibração do solo, não afetando as edificações lindeiras e possibilitando a utilização em grandes centros urbanos. Na Figura 2 são apresentados exemplos de seções típicas de utilização de jet-grouting em poços.

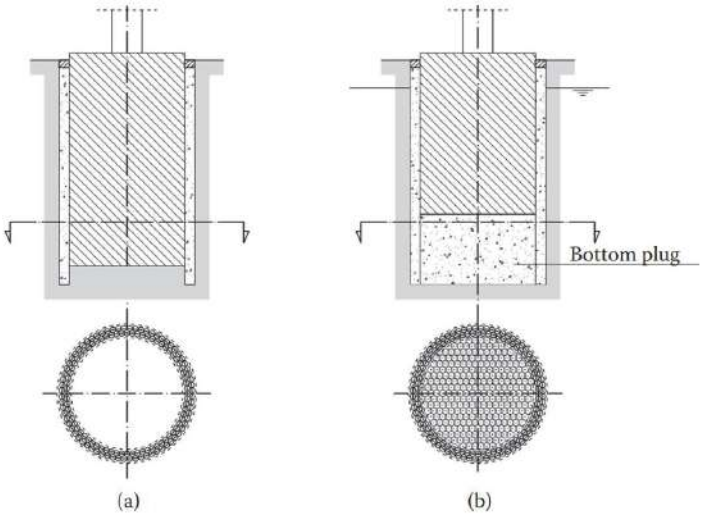


Figura 2. Exemplo de seção típica de execução de colunas de jet grouting (a) acima do nível d ’água e (b) abaixo do nível da água. (Fonte: Croce et. al 2014)

A partir destes conceitos, desenvolve-se uma metodologia para a execução de um poço de menor diâmetro. Nesta metodologia, o ponto mais sensível continua sendo a conexão com o túnel.

3 METODOLOGIA EXECUTIVA

A sequência executiva projetada para o poço é a seguinte (Figura 3):

1. Execução de tratamento do maciço com dois anéis de colunas de jet grouting secantes e tangentes ao revestimento do poço;
2. Escavação do poço e aplicação do revestimento primário, com escavação de nichos que devem servir de apoio para o revestimento, até cerca de 3,00 m acima da geratriz superior da tuneladora;
3. Execução de colunas de jet grouting de 5,00 m de profundidade, preenchendo toda a área do fundo do poço para proteger a passagem da tuneladora;
4. Execução do revestimento secundário até cerca de 3,00 m acima da geratriz superior da tuneladora
5. Passagem da tuneladora e reforço dos anéis pré-moldados;
6. Escavação do poço até os anéis pré-moldados, e finalização do revestimento secundário do poço;
7. Demolição dos anéis de reforço e consolidação do revestimento secundário.

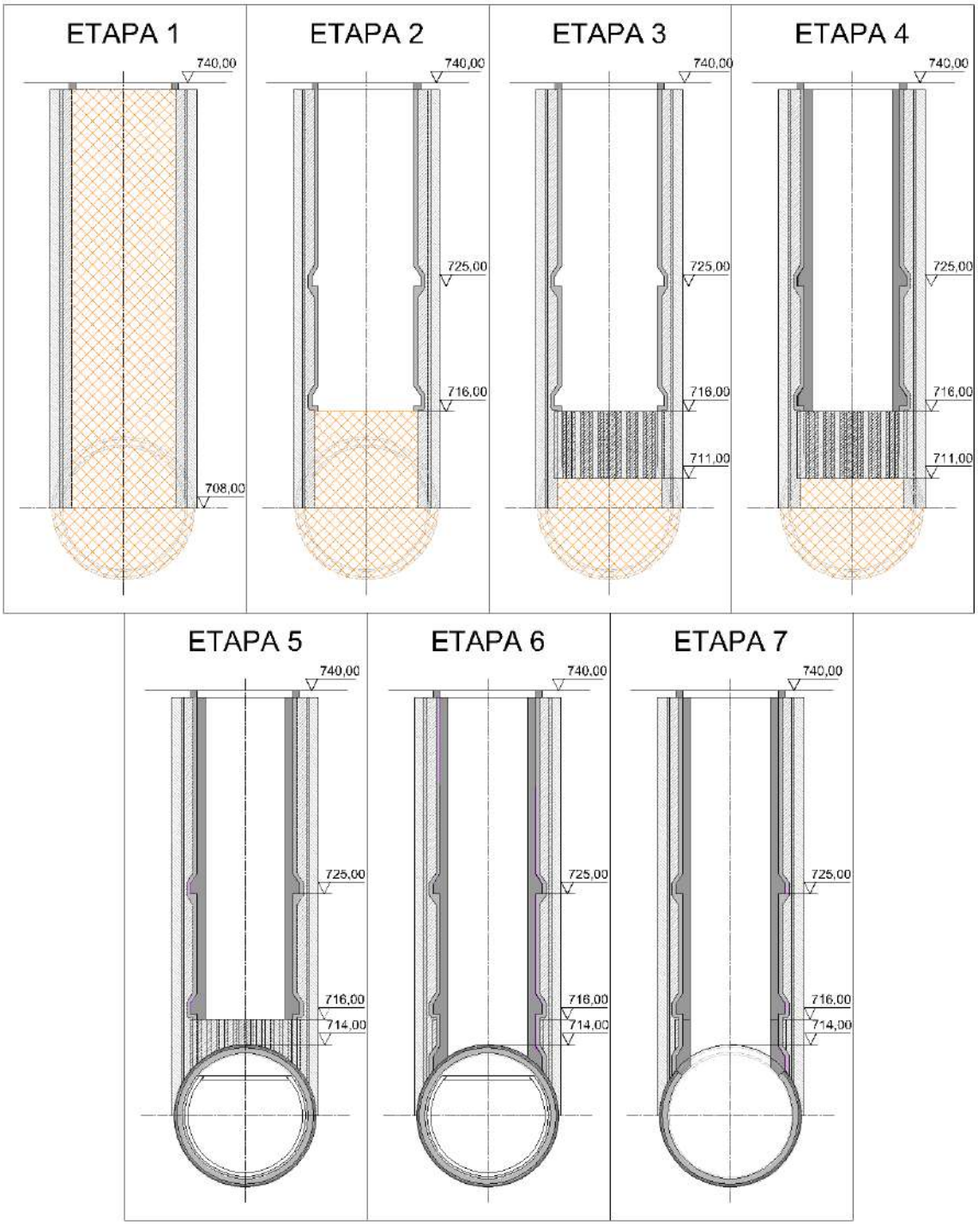


Figura 3. Etapas de execução do poço (Fonte: Autores)

3.1 Escavação

A escavação do poço deve ser realizada a partir do nível do terreno natural, apresentando um diâmetro interno útil de 6,0 m e externo de 8,80 m. Para este estudo, considera-se que o poço está inserido em solo da Formação Resende, com predominância de material arenoso, com areia fina a média, areia média a grossa com pedregulhos e siltosa por vezes argilosa, interdigitado com lentes de argila siltosa e raramente lente de argila arenosa, de distribuição irregular.

Sendo assim, a escavação será iniciada após a finalização do tratamento do maciço com as colunas de jet grouting e antes da passagem da tuneladora. O método de escavação utilizado é o método sequencial, conhecido como *New Austrian Tunnelling Method* (*NATM)*, através de nichos alternados com 6,0 m de largura e aplicação imediata de concreto projetado até completar o perímetro total.

Segundo Percic (2023), o método sequencial *NATM* apresenta as vantagens de ser um método aplicável em diversos tipos de solos e condições geológicas, sendo amplamente utilizado nas regiões urbanas, no entanto, a autora destaca como desvantagem que este método requer uma mão de obra especializada e qualificada, tanto na parte de execução quanto na parte de monitoramento do maciço.

Ao longo da escavação do poço estão previstos dois apoios (Figura 4), com a função de reduzir a carga das paredes aplicadas sobre o túnel.

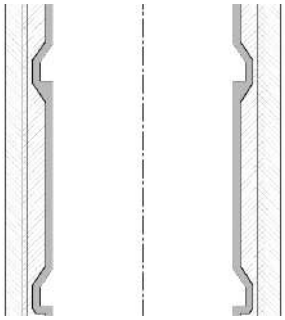


Figura 4. Detalhe dos apoios das paredes do poço (Fonte: Autores)

A escavação ocorre em passos de avanços de 1,0 m até cerca de 3,00 m acima da geratriz superior do túnel. Essa etapa, inevitavelmente altera o estado natural do campo de tensões do solo, que se encontra em equilíbrio.

3.2 Modelo Numérico

Para o estudo em questão, realiza-se uma modelagem pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) no software RS2 da Rocscience©. No caso, considera-se um modelo axissimétrico, onde são simulados todos os passos de avanço da escavação seguidos da execução do revestimento em concreto projetado. Foram admitidas algumas hipóteses para a análise, sendo elas: maciço homogêneo, isotrópico, elasto-plástico perfeito, com critério de ruptura representado pelo critério de Mohr Coulomb, com uma lei de fluxo não-associada (comportamento perfeitamente plástico). A Figura 5 apresenta a geologia considerada para o modelo:

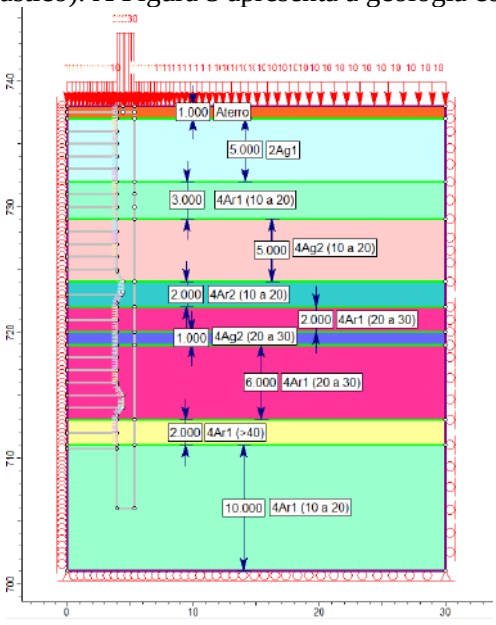


Figura 5. Contexto geológico geral considerado para o estudo (Fonte: Autores)

Os parâmetros geológico-geotécnicos considerados no modelo são apresentados na Tabela 1, e foram obtidos através de valores tabelados em bibliografia (Miranda, 2021).

Tabela 1. Parâmetros geológico-geotécnicos adotados no modelo (Fonte: Autores)

Material	Cor	Peso próprio (kN/m³)	Módulo de elasticidade (kPa)	Coeficiente de Poisson	Critério de falha	Tipo de material	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)
Aterro (1)		16,0	10000,0	0,3	Mohr Coulomb	Plástico	20,0	10,0
2Ag1		16,0	4000,0	0,3	Mohr Coulomb	Plástico	20,0	8,0
4Ag2 (NSPT 10 a 20)		19,5	30000,0	0,3	Mohr Coulomb	Plástico	22,0	50,0
4Ar1 (NSPT 10 a 20)		19,5	60000,0	0,3	Mohr Coulomb	Plástico	31,0	5,0
4Ar1 (NSPT 20 a 30)		20,0	100000,0	0,3	Mohr Coulomb	Plástico	32,0	5,0
4Ar2 (NSPT 10 a 20)		19,5	60000,0	0,3	Mohr Coulomb	Plástico	34,0	3,0
4Ag2 (NSPT 20 a 30)		20,0	100000,0	0,3	Mohr Coulomb	Plástico	24,0	80,0
4Ar1 (NSPT > 40)		21,0	180000,0	0,3	Mohr Coulomb	Plástico	35,0	5,0

A Figura 6 apresenta as tensões horizontais e verticais do maciço na última etapa da escavação, através da figura é possível visualizar que o tratamento com colunas de jet grouting é fundamental para manter as tensões do maciço reduzidas ao longo da escavação, tanto que, as tensões horizontais são mantidas praticamente estáveis ao longo da borda poço em toda profundidade.

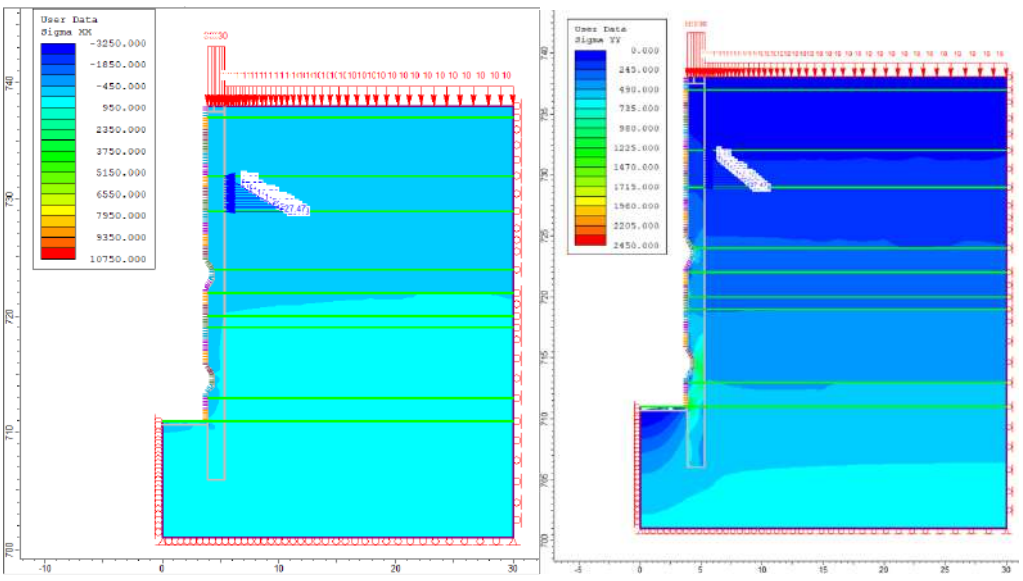


Figura 6. Tensões horizontais e verticais (em kPa), respectivamente, na etapa final (Fonte: Autores)

Os deslocamentos horizontais e verticais para a última etapa de escavação, demonstrados na Figura 7 também são estabilizados pela utilização do tratamento na borda do poço, que mantém as movimentações do maciço em pequenos níveis e com menor área de propagação.

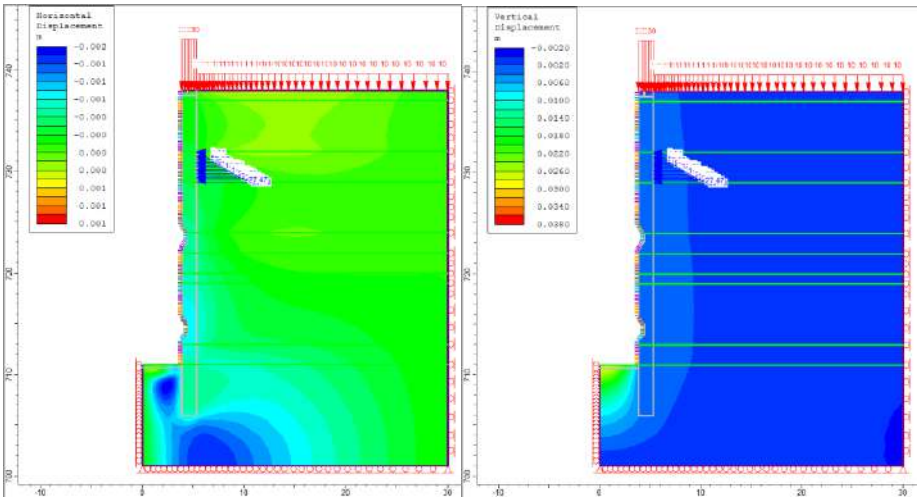


Figura 7. Deslocamentos horizontais e verticais, respectivamente, na etapa final (Fonte: Autores)

Na Figura 8 são demonstradas as plastificações no maciço que praticamente não acontecem para o modelo em questão, validando assim os resultados de que os esforços no maciço ao longo das etapas de escavação estão dentro do esperado.

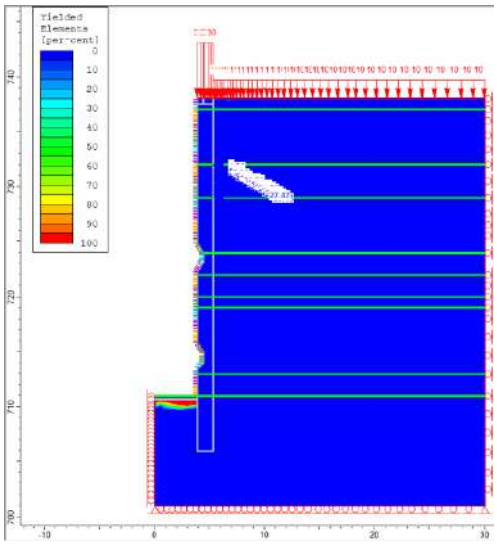


Figura 8. Plastificação dos elementos na etapa final (Fonte: Autores)

De forma a ilustrar a importância da utilização do tratamento de colunas de jet-grouting na borda do poço, a Figura 9 demonstra a comparação entre duas simulações, a linha azul representa o resultado da análise do recalque a partir da borda do poço para o modelo numérico sem aplicação de tratamento e, em laranja, está representado o resultado do recalque para o modelo numérico com a aplicação do tratamento de colunas de jet-grouting. Percebe-se que há uma redução de 35 mm para 13 mm nos recalques apresentados na borda do poço. Sendo assim, fica comprovada uma redução de 63% nos recalques esperados para a região do poço, causando menores impactos nas edificações presentes na região de implantação do poço.

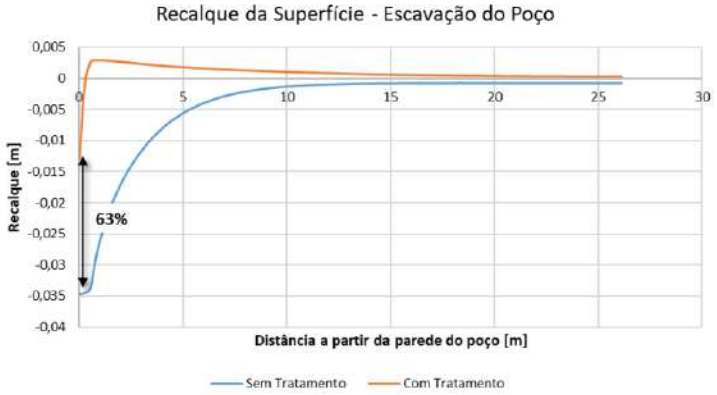


Figura 9. Recalques resultantes do modelo numérico. (Fonte: Autores)

4 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O método construtivo sugerido para poços de pequeno diâmetro conectado a túneis de maior diâmetro apresenta bons resultados do ponto de vista de modelo numérico, no entanto, considera-se essencial o uso do tratamento do maciço nas paredes laterais, bem como no fundo da escavação do poço, para minimizar os impactos das escavações na região de implantação do poço. O modelo executado em Método de Elementos Finitos (MEF) permitiu a análise de tensões resultantes, deslocamentos e plastificação dos elementos. Como sugestão para os próximos trabalhos, considera-se a realização de análises numéricas tridimensionais, principalmente nos elementos de tratamento do solo, bem como seus efeitos no entorno.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer o apoio da Intertechne Consultores S.A.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Croce, P., Flora, A., Modoni, G., (2014). *Jet grouting: technology, design and control*. Taylor & Francis Group, LLC. Boca Raton, FL, USA.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. (2022) Censo Demográfico Populacional – Panorama Cidades. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sp/sao-paulo/panorama>. Acesso em 16 jun. 2024.

Mahmoud S. Nafi, Nasser M. Salch, Nisreen E. Elfaris, Waleed A. Dawoud (2023). Verification of numerical modelling of tunnel-shaft connection under static loading. Engeineering Research Journal (EJR), Faculty of Engineering at Shoubra, Cairo, Egito.

Miranda, A. O. (2021). *Geoestatística aplicada a dados geológicos e geotécnicos da Bacia de São Paulo*. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 149 p.

Percic, I., Jokanovic, I., (2023). *Construction Of Underground Structures in Urban Areas*. Journal of Faculty of Civil Engineering.

Sistema de Informações da Mobilidade Urbana da Associação Nacional de Transportes Público - SIMOB/ANTP, (2018). Relatório geral. Disponível em: <https://files.antp.org.br/simob/sistema-de-informacoes-da-mobilidade--simob--2018.pdf>. Acesso em 16 jun. 2024.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/713

Influence of Tunnel Depth on Ground Response in Loose and Dense Sandy Soils in Urban Environments

Felipe Paiva Magalhães Vitali
Ph.D. student, Department of Geotechnical Engineering, Engineering School of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, SP, Brazil. felipe.vitali@usp.br

Osvaldo Paiva Magalhães Vitali
Assistant Professor. Department of Civil, Environmental and Construction Engineering, University of Hawaii at Manoa, HI, United States. opmv@hawaii.edu

Tarcisio Barreto Celestino
Professor, Department of Geotechnical Engineering, Engineering School of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, SP, Brazil. tbcelest@usp.br

ABSTRACT: Urban tunnel construction presents significant challenges due to the potential for ground deformations that threaten the integrity of existing buildings and infrastructure. Therefore, the capability to predict such deformations during the design phase is of paramount importance. This paper examines the influence of tunnel depth on deformations induced by Tunnel Boring Machine (TBM) excavations in sandy soils utilizing the Finite Element Method (FEM). The NorSand constitutive model — calibrated against triaxial test data — was selected to capture the complex volumetric and shear behavior of sandy soils under different relative densities. The FEM modeling approach is validated by aligning its predictions with experimental data from six centrifuge tunnel tests reported in the literature. The centrifuge tests were conducted on sands with varying relative densities, tunnel radii, and depths. The paper examines the deformations triggered by shallow tunneling in sandy soils at various depths, assessing the associated risk to overlying structures. Insights from this analysis are critical for the design and planning phases of urban tunneling projects to mitigate the impact above.

KEYWORDS: shallow tunnel, NorSand, numerical modeling, tunnel depth, sand, cohesionless soil.

1 INTRODUCTION

Excavating shallow tunnels in urban areas poses a significant challenge. The tunnel excavation induces deformations in the ground that can damage existing infrastructure. The ratio between tunnel cover (C), the distance from the tunnel crown to the ground surface, and the tunnel diameter (D) heavily affects the induced ground deformations. Celestino and Ferreira (1996) compiled data from the São Paulo metro and used the Gaussian curve (Peck, 1968) to correlate observed building damage with the angular distortion at the ground surface caused by tunnel excavation. Subsequently, the authors associated potential damage to buildings with the C/D ratio and soil volume loss (V_{Ls}), defined as the ratio of the settlement trough area to the tunnel cross-section area. Celestino and Ferreira (1996) showed that shallower tunnels are associated with greater soil volume losses and, consequently, greater building damage.

Similar conclusions to those by Celestino and Ferreira (1996) were drawn from centrifuge tunnel tests, simulating tunnel boring machines (TBMs) under plane strain conditions. Marshall et al. (2012) conducted centrifuge tunnel tests using sand in a very dense state (i.e., relative density of 90%), varying the C/D ratio at 1.3, 2.4, and 4.4. The results showed that shallower tunnels induce greater displacements and narrower settlement troughs and are associated with greater angular distortions and horizontal strains at the ground surface. Franza and Marshall (2019) complemented these findings by studying different relative densities (D_r) and reached the same conclusions regarding the effects of the C/D ratio.

This paper examines the influence of tunnel depth in sandy soils using the Finite Element Method under plane strain conditions. The NorSand constitutive model (Jefferies, 1993) was adopted to properly capture the soil's volumetric behavior. The model was calibrated with triaxial tests under different stress paths and relative densities. The modeling technique used was Volume Loss Control (Addenbroke et al., 1999). The results were validated with six centrifuge test results at different relative densities, depths, and tunnel diameters. With the

validated numerical model, a parametric study was conducted to assess the influence of C/D on the deformations induced at the ground surface.

2 SOIL BEHAVIOR AND FEM MODELING

The centrifuge tunnel tests conducted by Marshall (2009), Farrell (2010), Zhou (2015), and Franza (2016) serve as validation for the developed numerical model. The commercial software Midas GTS NX was used for the numerical analysis. Centrifuge tests offer the convenience of a controlled environment on a centimeter scale and, through centrifugal acceleration, reproduce typical stress states encountered in actual tunnels. The experimental setup consisted of a strongbox, tunnel model, and pressure control system. The strongbox, where the sand is deposited, comprises a U-shaped steel box with an acrylic face. The acrylic face allows displacement measurements using high-precision cameras employing the particle image velocimetry (PIV) technique. Vertical displacement measurements were also taken in the middle of the box using lasers and a linear voltage displacement transducer (LVDT). The tunnel was represented by a brass cylinder wrapped in a latex membrane filled with water. Stress relief is simulated by removing the water from the tunnel model. Marshall (2009), Farrell (2010), Zhou (2015), and Franza (2016) provide more information and details about these centrifuge tests.

Table 1. Calibrated NorSand parameters.

		Remark	**Calibrated parameters**
Critical State Line	Γ	"Altitude" of CSL, defined at 1 kPa	0.97
	λ	Slope of CSL, on base *e*	0.023
Plasticity	M_{tc}	Critical friction ratio for triaxial compression	1.24
	N	Volumetric coupling parameter	0.24
	H	Plastic hardening modulus for loading	75
	χ	Dilatancy parameter	5.7
Elasticity	G_0/p_a	Shear modulus for a reference mean effective stress	500
	m	Exponential stress level dependency of stiffness through parameter	0.5
	ν	Poisson's ratio	0.3

The sand used in all tests was Leighton Buzzard Sand, which is widely applied in experimental practice. Lanzano et al. (2016) present an extensive campaign of laboratory tests on this sand. Based on these tests and parameters in the literature, Vitali (-) and Vitali et al. (-) calibrated the NorSand constitutive model to represent the Leighton Buzzard sand behavior. The NorSand model was developed within the Critical State Mechanics framework, with one of the main inputs being the state parameter (ψ) (Jefferies, 1993), defined as the difference between the current void ratio and the critical void ratio. Thus, the model can represent different states of the sand. Table 1 shows the calibrated parameters of the model and their definition. The initial void ratio is an input, determined according to the target relative density, while the other parameters remain constant regardless of soil relative density. Figure 1 shows the results of compression and extension triaxial tests for different relative densities (D_r) from laboratory tests (Lanzano et al., 2016) and numerical simulations. The numerical predictions and the experimental observations show excellent agreement.

Figure 2 shows the finite element mesh. The FEM modeling approach followed the recommendations by Vitali et al. (2018a, 2021a) and Vitali et al., (2024). These procedures led to excellent numerical results in the validations of analytical solutions (Vitali et al., 2018b; 2019a; 2019b; 2019d; 2020a; 2020b; 2020c; 2021b; 2022a) and simulating case histories (Vitali et al., 2019c; 2021c). The model dimensions were adopted for the prototype scale. Symmetry was utilized by discretizing only half of the model. Second-order elements (i.e., quadratic interpolation) were adopted, ensuring quality results even under high nonlinearity, as Vitali et al. (2024) demonstrated. The volume loss control (Addenbroke et al., 1999) numerical technique was adopted, which involves a gradual reduction of nodal forces around the tunnel perimeter, and stress relief is associated with tunnel volume loss from the tunnel deformation. This is a suitable technique to simulate the centrifuge tunnel test.

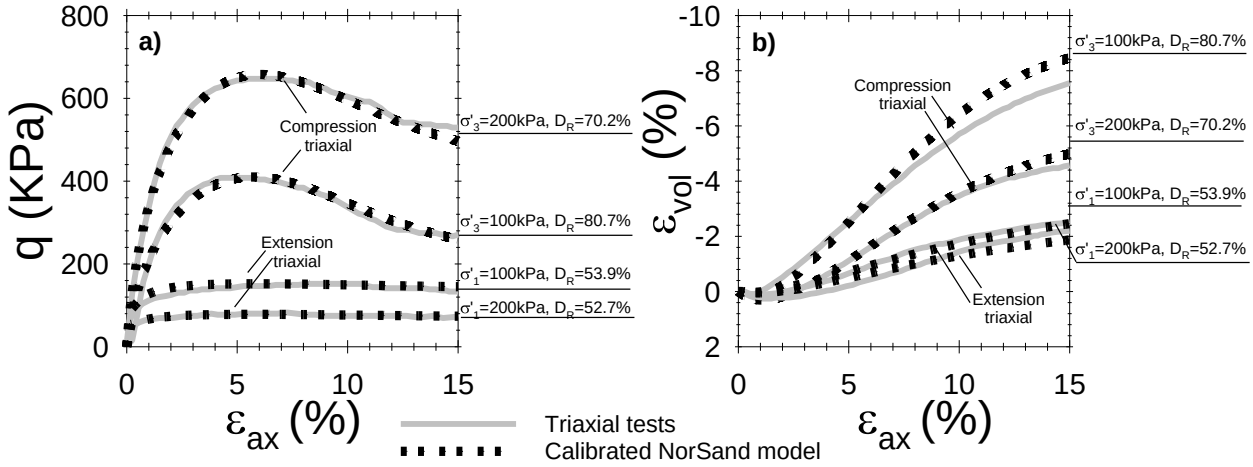


Figure 1. Comparison between results of triaxial tests (Lanzano et al., 2016) on Leighton Buzzard Sand and the NorSand constitutive model. Results expressed in deviatoric stress variation (a) and volumetric strain (b) with the evolution of axial deformation.

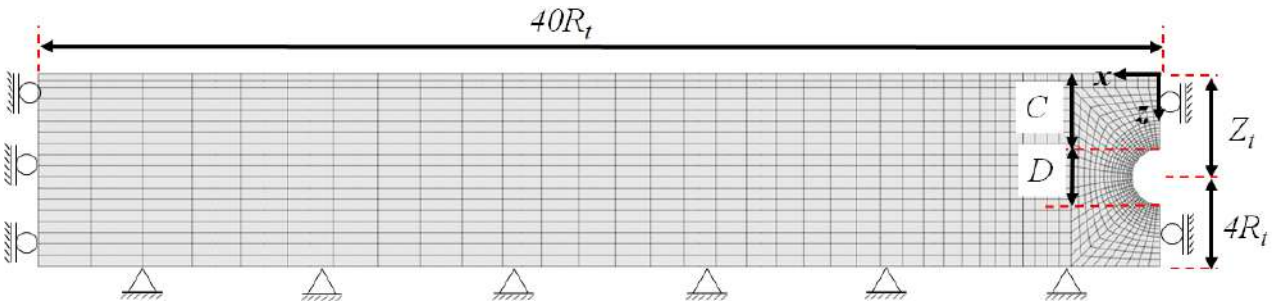


Figure 2. Plane strain finite element mesh for a tunnel with diameter D, radius R_t, cover C, and depth Z_t.

Figure 3 compares the results of the developed numerical model with experimental results conducted by Farrell (2010), with C/D=1.3, D=6.15m, and D_r=90%, and Marshall (2009), with C/D=2.4, D=4.65m, and D_r=90%. Figures 3a and b show the settlement trough normalized by the tunnel radius (R_t) obtained in the FEM models and in the centrifuge tunnel tests from PIV and laser measurements. The Yield Density (Celestino and Ruiz, 1997; Celestino et al., 2000) curve was used to adjust the settlement trough from laser data. Figure 3c illustrates the evolution of the normalized vertical displacement (S_v) at the ground surface along the tunnel centerline in relation to the evolution of tunnel volume loss. The results presented in Figure 3 demonstrate that the numerical model reproduced the behaviors observed in the physical experiment. The model also captured the nonlinear evolution of maximum displacement associated with the dilatant behavior of the soil, as shown in Figure 3c. A comprehensive discussion of the presented results can be found in Vitali (-) and Vitali et al. (-).

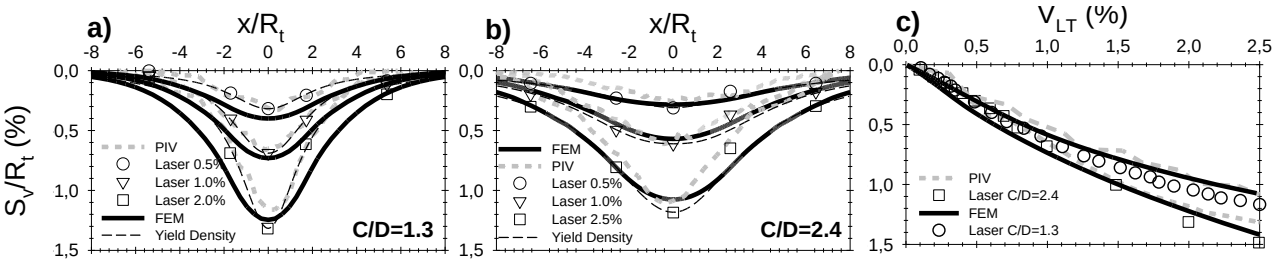


Figure 3. Comparison between centrifuge and numerical model results for settlement troughs (a and b) and evolution of vertical displacement at the surface along the tunnel's centerline with tunnel volume loss (c).

3 GROUND DISPLACEMENTS AND DAMAGE

In this section, a parametric study is conducted with the validated numerical model to assess the influence of tunnel cover on induced displacements and surface damage. The study is structured by fixing the tunnel diameter at 10m and the relative density of the sand at 30% and 90%. The tunnel cover varies at 10m, 20m, and 30m, resulting in *C*/*D* ratios of 1, 2, and 3, typical of tunnels in urban environments.

Figures 4 and 5 provide information on induced surface displacements. Figure 4 displays vertical and horizontal displacements on the soil surface for loose sand (D_r=30%, depicted on the left side of the graph) and dense sand (D_r=90%, depicted on the right side). These displacements correspond to tunnel volume losses of 0.5%, 1%, and 2.5%. Positive horizontal displacements indicate movement toward the tunnel's center, while negative vertical displacements indicate downward movement.

Figure 4 shows that for small tunnel volume losses, specifically 0.5%, the magnitudes of horizontal and vertical displacements are relatively small for both soil relative densities. However, the settlement troughs and horizontal displacement profiles are significantly wider for deeper tunnels (*C*/*D*=3) than for shallower tunnels (*C*/*D*=1). As the tunnel volume loss increases, the contrasts in displacement magnitudes for different *C*/*D* ratios and relative densities become more pronounced. For high tunnel volume losses, the effect of soil dilatancy is more pronounced, and the displacements in dense sands are significantly smaller than in loose sands, as discussed by Vitali et al. (-) and Vitali (-).

As Figure 4 indicates, shallower tunnels produce larger displacements with narrower settlement troughs. Consequently, greater angular distortions and horizontal deformations are mobilized in these tunnels, implying a higher risk of structural damage to adjacent infrastructure. On the other hand, deeper tunnels, although causing less intense deformations, can affect a wider range of buildings due to more spread-out displacements.

Figure 5 depicts the evolution of normalized settlement at the ground surface along the tunnel centerline (S_v/R_t) relative to the tunnel volume loss. The results for loose sand are presented in Figure 5a, while Figure 5b shows the results for dense sand. The maximum displacement evolves almost linearly for loose sand, while nonlinearity substantially increases as the relative density increases from 30% to 90%. This behavior is consistent across all analyzed cover-to-diameter ratios (C/D=1, 2, 3). The observed trends are consistent with the centrifuge tunnel test results presented by Franza and Marshall (2019).

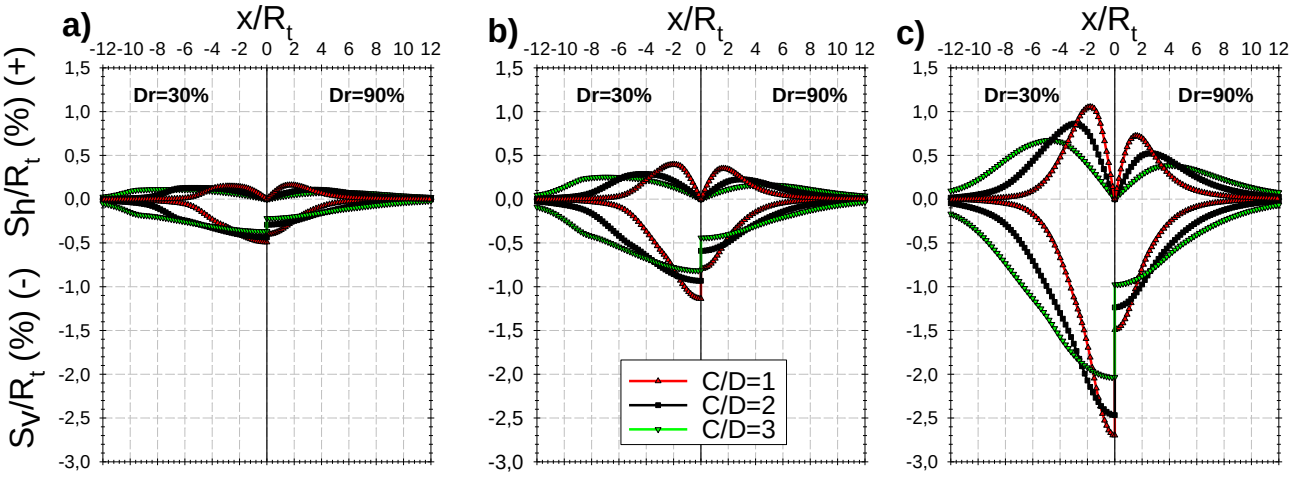


Figure 4. Normalized settlement trough for dense (Dr=90%) and loose (Dr=30%), for different C/D (1, 2 and 3), and different tunnel volume loss, 0,5% (a), 1,0% (b) and 2,5% (c).

In Tunnel Engineering practice, horizontal displacements at the ground surface are often estimated from vertical displacements measured during tunnel construction by imposing the displacement vector direction. For constant-volume deformations (i.e., undrained behavior), it is generally assumed that the displacement vector direction intersects the tunnel centerline at the same point, following O'Reilly and New (1982) and Taylor (1995). Figure 6a shows the intersection between the tunnel centerline and the trajectory of the displacement vector at a point over the ground surface. The parameters of the Sh/Sv=x/Zv relationship are as

follows: Sh and Sv are horizontal and vertical displacements, respectively; Zv is the depth of intersection between the trajectory of the displacement vector and the tunnel centerline; Zt is the tunnel depth.

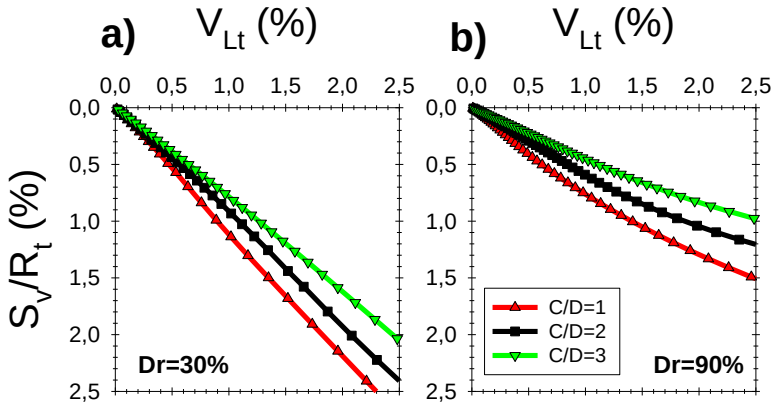


Fig. 5 Normalized surface settlement above tunnel crown (a) and trough width parameter (b) evolution with tunnel volume loss.

Figure 6 illustrates the normalized depth, Z_v/Z_t, as a function of the normalized distance to the tunnel axis, x/R_t. The results for the analyzed cases (C/D=1, 2, and 3; D_r=30% and 90%) for tunnel volume losses of 0.5% and 2.5%. The proposals for clayey soils (undrained behavior) made by O'Reilly and New (1982) and Taylor (1995) are included for reference. These proposals are based on a constant Z_v/Z_t ratio along x/R_t.

From Figures 6b and 6c, it is noted that the values of Z_v/Z_t substantially depend on the distance to the tunnel axis (x), the relative density of the soil (D_r), the tunnel volume loss (V_{Lt}), and the cover-to-diameter ratio (C/D). As shown, Zv/Zt amplifies as x/Rt increases, indicating that the trajectory of the displacement vector intersects the tunnel centerline at progressively deeper points. This trend becomes more pronounced in shallower tunnels. For C/D = 3, the variation of Z_v/Z_t with x/R_t decreases, suggesting that Z_v/Z_t may stay approximately constant with x/R_t for deep tunnels, given a specific tunnel volume loss.

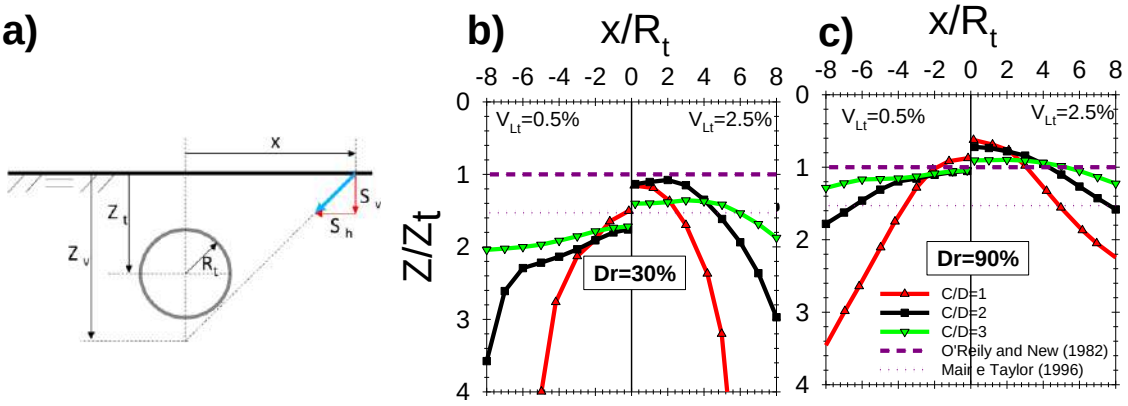


Figure. 6 (a) Sketch of the intersection between the tunnel centerline and the displacement vector's trajectory at depth Z_v. (b) and (c) Normalized depth (Z_v/Z_t) versus the normalized distance from the tunnel axis (x/R_t) for tunnel volume losses of 0.5% and 2.5% for loose (b) and very dense sand (c).

Tunnels in urban environments interact with various structures, each with differing stiffness, foundation types, and states of conservation, making it essential to analyze potential damage to buildings in the early stages of the project. It is well-known that the structures will affect the ground deformations surrounding the tunnel. As shown by Potts and Addenbroke (1997), rigid structures will behave more like a rigid body, reducing angular distortions and horizontal deformations, while flexible structures will behave closer to the greenfield condition. Thus, in practice, potential damage to buildings is first assessed under greenfield conditions, a conservative approach. If these analyses predict larger ground surface deformations, more detailed studies that consider the presence of buildings should be conducted.

Boscardin and Cording (1989) and Son and Cording (2005) recommend using the principal strain (ε_p) resulting from tunnel excavations to assess potential damage to buildings. The principal strain is the result of the combination of angular distortion (β) and horizontal strains (ε_h):

$$\varepsilon_p = \varepsilon_h \cos^2 \theta_{max} + \beta \sin \theta_{max} \cos \theta_{max} \quad \text{Eq. 1}$$

Where θ_{max} is the angle that maximizes ε_p: $\tan 2\theta_{max} = |\beta / \varepsilon_h|$.

Son and Cording (2005) provided limits for principal strain magnitudes associated with building damage effects. The proposed strain limits for damage categories are as follows: negligible for $\varepsilon_p < 0.075\%$, slight for $0.075\% < \varepsilon p < 0.167\%$, moderate to severe for $0.167\% < \varepsilon p < 0.333\%$, and very severe for $\varepsilon_p > 0.333\%$. These limits, based on real tunnel experiences and modeling of soil-structure interactions for masonry buildings on shallow foundations, are widely accepted both in academic literature and tunnel design practices.

Figure 7 illustrates the relationship between angular distortion (β) and the corresponding horizontal tensile strain (ε_h) at the maximum principal strain on the ground surface. This is shown for cover-to-diameter ratios of 1, 2, and 3 and relative densities of 30% (loose sand) and 90% (dense sand). A total of 10 data points, with tunnel volume loss ranging from 0.25% to 2.5%, are plotted for each scenario. The designated regions I, II, and III align with the damage classifications proposed by Son and Cording (2005). Specifically, Region I corresponds to expected slight damages to buildings; Region II, moderate to severe damages; and Region III, very severe damages.

Interestingly, the correlation between angular distortion and horizontal tensile strain appears almost linear across all cover-to-diameter ratios and relative densities analyzed. This trend falls within the bounds established by Boscardin and Cording (1989) based on historical case studies. By performing linear regression with the data points, the horizontal tensile strain is approximately 0.67 times the angular distortion, regardless of C/D, Dr, and VLt values.

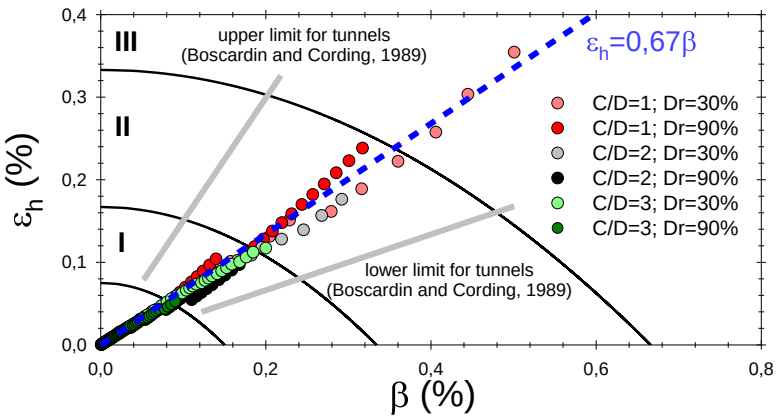


Figure 7. Strain paths, angular distortion versus horizontal deformation, for analyzed cases (C/D=1, 2, and 3; Dr=30% and 90%)

5 CONCLUSION

This paper assesses the influence of the cover-to-diameter ratio (C/D) on tunnel excavation in cohesionless soils. A finite element model was developed and validated with centrifuge tunnel testing results. The NorSand constitutive model was chosen and calibrated with triaxial compression and extension tests at different relative densities for the same sand used in the centrifuge tunnel tests. Excellent agreement between experiments and numerical models was observed. With the validated numerical model, parametric analyses were conducted for cover-to-diameter ratios, C/D, of 1, 2, and 3, diameter (D) of 10m, and relative densities (Dr) of 30% and 90%.

As expected, shallower tunnels induced larger displacements and narrower settlement troughs, thus presenting a higher risk of damage to buildings. However, deeper tunnels produce deformations in a substantially wider area.

The ratio of normalized depth Z_v/Z_t, representing the depth where the displacement vector's trajectory intersects the tunnel centerline (Z_v) in relation to the tunnel's depth (Zt), is significantly affected by factors such as relative density, tunnel volume loss, and proximity to the tunnel centerline. Thus, adopting a fixed Z_v/Z_t ratio to estimate horizontal displacements in shallow tunnels within sandy ground, as suggested by O'Reilly and New (1982), should produce inaccurate predictions.

The correlation between angular distortion (β) and tensile horizontal strain (ε_h) at the point of maximum principal strain exhibits a nearly linear pattern as the tunnel volume loss increases, unaffected by factors like cover-to-diameter ratio (C/D) and soil relative density (Dr). Notably, the tensile horizontal strain constitutes approximately 67% of the angular distortion. In tunnel practice, buildings are typically included in analyses only when greenfield surface deformations exceed the thresholds specified by Son and Cording (2005). Therefore, the relationship between β and ε_h enhances the predictions of potential damage to buildings due to tunnel excavation in sandy soils.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors acknowledge the support provided by the Brazilian government's research funding agency, CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Cientifico), Contract 162113/2020-0: Post-Doctoral Scholarship, and CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior). The authors also thank Midas Information Technology Co. Ltd. for providing the license for the Midas GTS NX software utilized in this research.

REFERENCES

Addenbrooke, T. I., Potts, D. M., & Puzrin, A. M. (1997). *The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction*. Géotechnique, 47(3), 693-712.

Boscardin, M. D., and Cording, E. J. (1989). *Building response to excavation-induced settlement*. Journal of Geotechnical Engineering, 115(1), 1-21.

Celestino, T. B. and Ruiz, A. P. T. (1998). *Shape of settlement troughs due to tunneling through different types of soft ground*. Felsbau, 16, 118–121.

Celestino, T. B. and Ferreira, A. A. (1996). *Building damage associated with recent tunnels excavated for the São Paulo subway*. Proc. North American Tunneling '96 Vol. 1, 81-88, Rotterdam: A. A. Balkema.

Celestino, T. B., Gomes, R. A. M. and Bortuluci, A. A. (2000). *Errors in ground distortions due to settlement trough adjustment*. Tunnelling and Underground Space Technology, 15(1), 97–100.

Farrell, R. P. (2010). *Tunnelling in sands and the response of buildings* (PhD Thesis). University of Cambridge. Cambridge, UK.

Franza, A. (2016). *Tunnelling and its effects on piles and piled structures* (PhD Thesis). University of Nottingham. Nottingham, UK.

Franza, A., Marshall, A. M. and Zhou, B. (2019). *Greenfield tunnelling in sands: The effects of soil density and relative depth*. Géotechnique. 69. 297-307. 10.1680/jgeot.17.p.091.

Jefferies, M. G. (1993). *Nor-Sand: a simple critical state model for sand*. Géotechnique, 43(1), 91-103.

Lanzano, G., Visone, C., Bilotta, E. and Santucci de Magistris, F. (2016). *Experimental Assessment of the Stress–Strain Behaviour of Leighton Buzzard Sand for the Calibration of a Constitutive Model*. Geotechnical and Geological Engineering. 34. 10.1007/s10706-016-0019-5.

Marshall, A. (2009). *Tunnelling in sand and its effect on pipelines and piles* (PhD Thesis). University of Cambridge. Cambridge, UK

Marshall, A. M., Farrell, R., Klar, A. & Mair, R. (2012*). Tunnels in sands: the effect of size, depth and volume loss on greenfield displacements*. Géotechnique 62, No. 5, 385–399, https://doi.org/10.1680/geot.10.P.047.

O'Reilly, M. P. and New, B. M. (1982). *Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction*. Tunnelling '82, Papers Presented at the 3rd International Symposium. Inst of Mining and Metallurgy, London, England, Brighton, England.

Potts, D. M., & Addenbrooke, T. I. (1997). A structure's influence on tunnelling-induced ground movements. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 125(2), 109-125.

Son, M., and Cording, E. J. (2005). *Estimation of building damage due to excavation-induced ground movements*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 131(2), 162-177.

Taylor, R.N. (1995). *Tunnelling in soft ground in the U K*. Underground Construction in Soft Ground (eds. K. Fujita and O. Kusakabe), Balkema, pp.123-126.

Zhou, B. (2014). *Tunnelling-induced ground displacements in sand* (PhD Thesis). University of Nottingham. Nottingham, UK.

Vitali, F. P. M; (2024). *Deformations caused by tunnel excavation in sandy ground (in portuguese)*. Master's dissertation. São Carlos School of Engineering, University of São Paulo. In preparation.

Vitali, F. P. M; Vitali, O. P. M.; Celestino T. B.; Bobet, A. (2024) *FEM modeling requirements for accurate highly nonlinear shallow tunnels analysis*. Soil and Rocks. 47(1). 10.28927/SR.2024.000923.

Vitali, F. P. M; Vitali, O. P. M.; Celestino T. B.; Bobet, A. (-) *Impact of Relative Density on Shallow TBM Tunnel Excavation: Ground Behavior and Building Damage Risks*. *In review*.

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2018a). *3D finite element modeling optimization for deep tunnels with material nonlinearity*. Undergr. Sp., 3(2):125–139. https://doi.org/10.1016/j.undsp.2017.11.002

Vitali, O.P.M., Celestino, T.B., & Bobet, A., (2018b). *Analytical solution for tunnels not aligned with geostatic principal stress directions*. Tunn. Undergr. Sp. Technol. 82, 394–405. https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.08.046.

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2019a) *Shallow tunnel not aligned with the geostatic principal stress directions*. In: Proceedings of Geo-Congress2019, GSP, 313:214-222. https://doi.org/10.1061/9780784482155.023

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2019b) *Shallow tunnels misaligned with geostatic principal stress directions: analytical solution and 3D face effects*. Tunn. Undergr. Sp. Technol., 89: 268-283. https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.04.006

Vitali, O.P.M., Celestino, T.B., & Bobet, A., (2019c). *Progressive failure due to tunnel misalignment with geostatic principal stresses*. In: Proceedings of ISRM 14th International Congress on Rock Mechanics, pp. 2292-2299.

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2019d). *Buoyancy effect on shallow tunnels*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 114, 1–6. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2018.12.012

Vitali, O.P.M., Celestino, T.B., & Bobet, A., (2020a). *Analytical solution for a deep circular tunnel in anisotropic ground and anisotropic geostatic stresses*. Rock Mech. Rock Eng. 53 (9), 3859–3884. https://doi.org/10.1007/s00603-020-02157-5

Vitali, O.P.M., Celestino, T.B., & Bobet, A., (2020b). *Tunnel misalignment with geostatic principal stress directions in anisotropic rock masses*. Soils and Rocks, Soils and Rocks, São Paulo, 43(1), 123-138, January-March, 2020, https://doi.org/10.28927/SR.431123.

Vitali, O.P.M., Celestino, T.B., & Bobet, A., (2020c). *Deformation patterns and 3D face effects of tunnels misaligned with the geostatic principal stresses in isotropic and anisotropic rock masses*. 54th US Rock Mechanics /Geomechanics Symposium (ARMA 2020).

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2021a). *New modeling approach for tunnels under complex ground and loading conditions*. Soils and Rocks 44 (1), 1–8. https:// doi.org/10.28927/SR.2021.052120.

Vitali, O.P.M., Celestino, T.B., Bobet, A., (2021b). *Behavior of tunnels excavated with dip and against dip*. Underground Space 6 (6), 709–717. https://doi.org/10.1016/j. undsp.2021.04.001.

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2021c). *Construction strategies for a NATM tunnel in São Paulo, Brazil, in residual soil*. Underground Space, 7(1):1-18. https://doi.org/ 10.1016/j.undsp.2021.04.002.

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2022). *3D face effects of tunnels misaligned with the principal directions of material and stress anisotropy*. Tunnelling and Underground Space Technology, 122, 104347. https://doi.org/10.1016/j.tust.2021.104347

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/714

Modelagem Física em Centrífuga Geotécnica: Análise Experimental de Túnel Raso em Solos não Coesivos

Cleiton Cabral Martins
Discente do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil, cleitoncabralmartins@gmail.com

André Luiz Marques Júnior
Discente do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil, andrelmjunior.8@gmail.com

Aldo Durand Farfan
Professor Associado, UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil, aldo@uenf.br

RESUMO: Com o aumento da expansão urbana, as áreas apropriadas para construções tem sofrido impacto significativo, acarretando na extinção desses territórios. À vista disso, as redes de transportes e serviços necessitam ser inseridas no subsolo. Pensando em facilitar o acesso, em boa parte dos casos, túneis são construídos em profundidade mais curtas, não causando transtornos em infraestrutura existente, como, por exemplo, as fundações. Uma modelagem física em centrífuga geotécnica foi testada em escala reduzida com a aceleração de até 50g, simulando o método de escavação em TBM (Tunnel Boring Machine) para túneis rasos em solos não coesivos, com a finalidade de mensurar as possíveis influências deste método sobre esse tipo de solo. Sendo assim, é possível encontrar concordâncias entre as curvas de tensão e alívio, em paralelo com Idinger et al (2011).

PALAVRAS-CHAVE: TBM, Centrífuga, Solos não coesivos.

ABSTRACT: With the increase in urban expansion, areas suitable for construction have suffered a significant impact, resulting in the extinction of these territories. In view of this, transport and service networks need to be inserted underground. In order to facilitate access, in most cases, tunnels are built at shorter depths, not causing disruption to existing infrastructure, such as foundations. A physical modeling in a geotechnical centrifuge was tested on a reduced scale with an acceleration of up to 50g, simulating the excavation method in a TBM (Tunnel Boring Machine) for shallow tunnels in non-cohesive soils, with the purpose of measuring the possible influences of this method on this soil type. Therefore, it is possible to find agreements between the stress and relief curves, in parallel with Idinger et al (2011).KEYWORDS: TBM, Centrifuge, Non-cohesive soils.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento urbano demanda a construção de redes de serviços e transportes instaladas no subsolo. Para atender à crescente demanda populacional, são construídos túneis rasos, como túneis rodoviários, ferroviários, além de obras que contribuem para o serviço público, como túneis de esgoto, água, gás e, em alguns casos, de pedestres.

Desse modo, os túneis em regiões urbanas são frequentemente construídos em terrenos macios, e implantados geralmente próximos à superfície.

A partir da percepção da importância das contribuições da modelagem física em centrífuga geotécnica para a engenharia, é possível reconhecê-la como um método experimental eficaz, especialmente quando se trata de problemas geotécnicos de difícil resolução. Segundo NG (2014), nos últimos cinquenta anos, a modelagem centrífuga conquistou o quinto lugar no índice dos desenvolvimentos mais relevantes em geotecnia.

Grandes pesquisas foram realizadas utilizando centrífugas geotécnicas em diversos países, como China, Japão, Colômbia e aqui no Brasil.

O presente trabalho apresenta uma simulação experimental em escala reduzida realizada em uma centrífuga geotécnica. A simulação trata da avaliação da frente de escavação em túnel raso em solos não coesivos, com uma relação entre cobertura e diâmetro (C/D) de 1/2D, na perspectiva de estabelecer um paralelo com o trabalho de Idinger et al (2011).

2 METODOLOGIA

2.1 A Centrífuga Geotécnica

Para realizar a modelagem física, foi utilizada a Centrífuga Geotécnica do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF). A centrífuga tem uma velocidade máxima de 227 rotações por minuto, possibilitando a geração de um campo gravitacional de até 100 vezes o valor da gravidade terrestre. Na Figura 1 encontra-se uma fotografia da centrífuga mencionada preparada para realização do ensaio.

Figura 1. Centrífuga Geotécnica da UENF com o modelo do túnel.

É preciso observar cuidadosamente as leis de escala e os efeitos do tamanho ao utilizar modelos em pequena escala. O entendimento da simulação a pequena escala requer a atenção às leis de semelhança física com o protótipo, ou seja, a proporcionalidade geométrica, cinemática e dinâmica.

O modelo em escala reduzida em centrífuga está sujeito a um campo de aceleração *n* vezes maior que a aceleração gravitacional "*g*". Como resultado, o nível de tensão do material dentro do modelo em escala reduzida será semelhante ao protótipo, garantindo a semelhança da tensão em profundidades correspondentes no modelo e no protótipo. Isso implica que um modelo em escala de *1/n* se comportará semelhante ao protótipo na escala real se for submetido a uma aceleração de centrífuga *n* vezes *g*. Portanto, os procedimentos dependentes da gravidade são replicados corretamente. A tensão e a deformação na massa de solo do protótipo são preservadas, e a curva deformação-tensão do modelo é correspondente ao protótipo (Indiger et al, 2011).

2.2 Material Utilizado

A Figura 2 mostra o túnel à pequena escala do modelo, que foi inserido em uma caixa de teste de aço (A36) com espessura de 19.05 mm, tendo dimensões internas de 581 mm x 700 mm x 300 mm, representando profundidade, comprimento e largura, respectivamente. Uma placa acrílica de 30 mm de espessura foi fixada na parede frontal da caixa de teste.

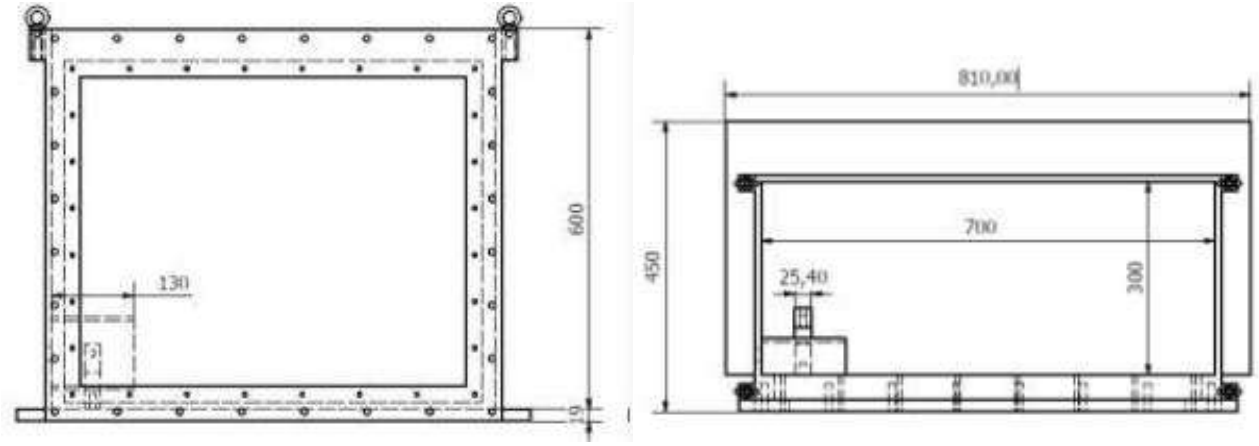


Figura 2. Vista frontal e vista superior da caixa teste.

Posteriormente, a caixa de teste foi preenchida com areia normatizada do IPT (NBR 7214), com diâmetro médio aproximado de $\mathbf{d_{50}}$ = 0,52 mm, conforme indicado na Figura 3. A densidade foi controlada por meio de altura de queda controlada. Os índices de vazios máximo e mínimo da areia utilizada no modelo foram de 92% e 67%, respectivamente. Para a interação solo-estrutura na face do túnel, a comissão TC2 da ISSMGE recomenda uma relação dimensional de (D/d_{50}) > 175 (Indiger et al, 2011). Assim, o modelo alcançou um valor (D/d_{50}) de aproximadamente 211.

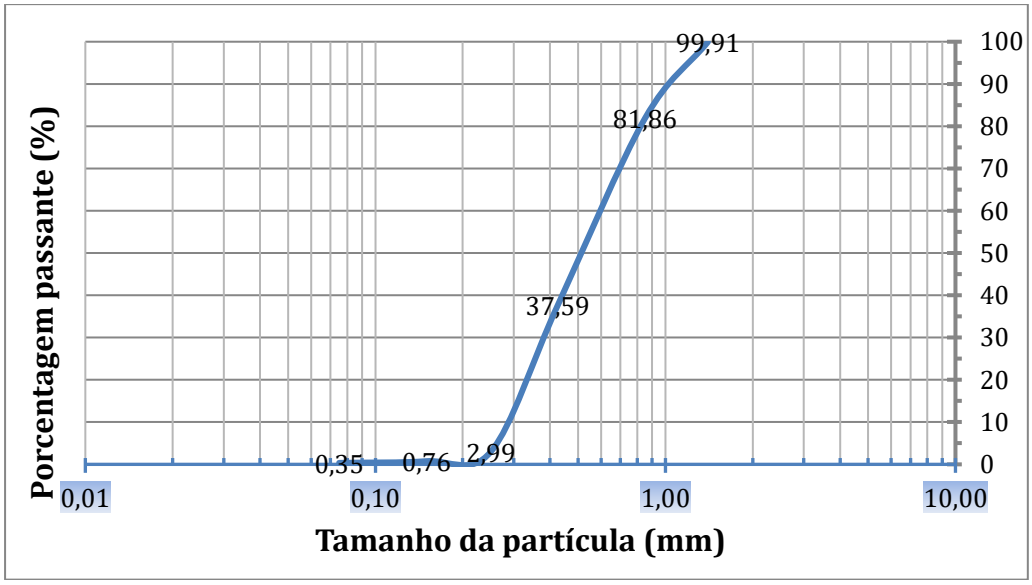


Figura 3. Diâmetro médio dos grãos.

2.3 Modelo Físico de Túnel Raso e Instrumentação

O modelo do túnel raso apresentava uma seção transversal semi-circular (figura 4), considerando apenas metade da seção transversal do túnel. Em seguida, o modelo do túnel foi inserido na parte interna da caixa de teste, na parede de acrílico. O modelo do túnel possuía um revestimento constituído pela metade de um cilindro de aço, com diâmetro de 110 mm.

Figura 4. Túnel modelo inserido na caixa teste.

A face do túnel foi simulada por um suporte semicircular, que podia ser movido para frente ou para trás por meio de um atuador linear a deslocamento controlado, esses movimentos provocam no solo na frente de escavação pressão e alívio, respectivamente. Células de carga foram utilizadas para medir as tensões nos sentidos horizontal e vertical. Ademais, um transdutor indutivo LVDT foi utilizado para medir o deslocamento na placa rígida com uma velocidade de 0,008mm/s.

3 RESULTADOS

Os resultados experimentais sobre o comportamento da face do túnel podem ser avaliados junto aos resultados de Idinger e colaboradores. A simulação de Idinger et al (2011) considera também uma haste munida de um medidor de deslocamento com LVDT, para medir o deslocamento controlado da placa rígida. A medição da pressão na frente de escavação é obtida de maneira indireta, e para isso, é utilizada a leitura da célula de carga instalada entre a placa rígida e a haste dentro do cilindro que representa o revestimento do túnel. Este sistema assim instalado, apresenta leituras de carga transformadas em pressão e que devem ser corrigidas pelo atrito entre a placa rígida e o revestimento. Para o modelo proposto neste trabalho, é instalado um sensor de pressão total na parede frontal da placa rígida em contato com o solo, fazendo assim a leitura de pressão no solo de forma direta.

O teste em centrífuga geotécnica foi realizado em relação ao comprimento e diâmetro (C/D), sendo 1/2D. O modelo do túnel foi acelerado até 50g, correspondente a um protótipo de túnel com 5,5 m de diâmetro. Portanto, a cobertura do protótipo acima do túnel ficou em aproximadamente 2,75 m. Diferente de Idinger et al (2011), o sensor do modelo do túnel foi instalado na parte frontal (face do túnel), o que foi possível encontrar uma tensão maior, pois foi medido in loco.

A Figura 5 demonstra as medições da célula de pressão (**p**) no atuador, onde **p** foi dividida pelo peso específico e pelo diâmetro do túnel [**p**/(γ*D)].

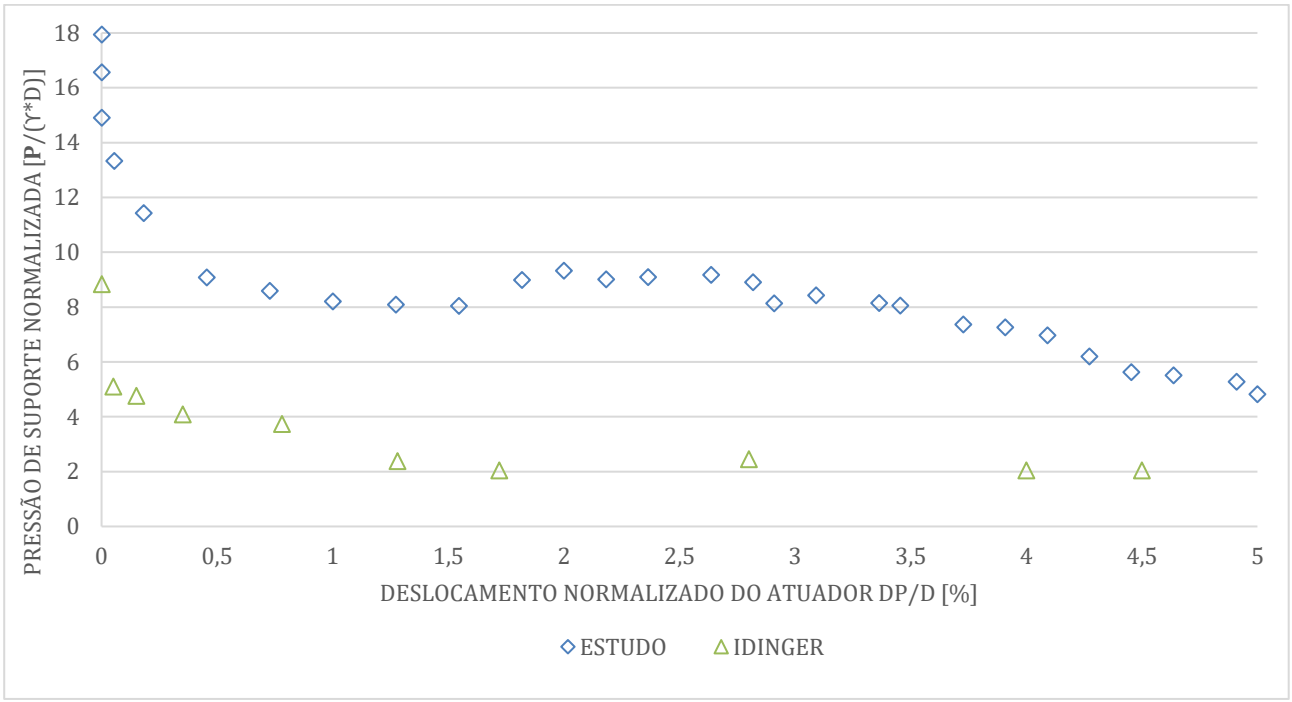


Figura 5. Pressão de suporte normalizado.

Com as diferenças supracitadas, percentualmente, os dois modelos apresentados, tem uma grande semelhança, conforme é denotado na Figura 6.

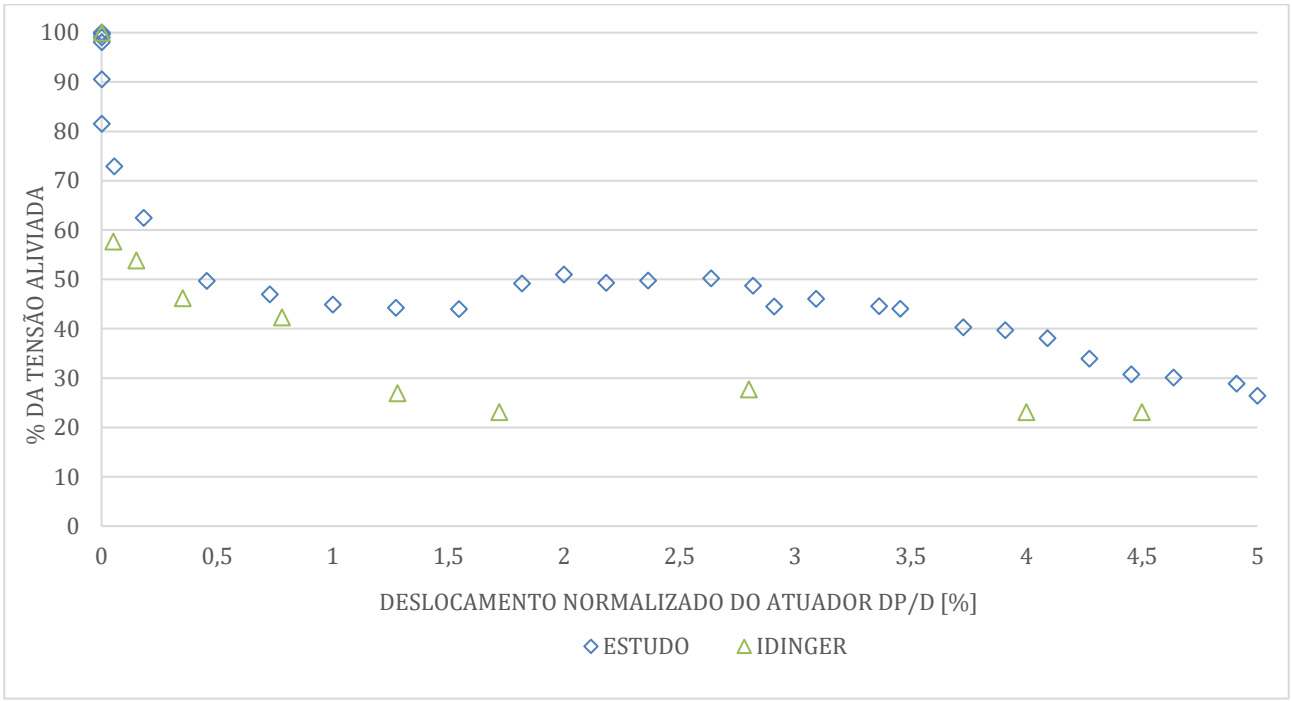


Figura 6. Tensão aliviada (%).

4 CONCLUSÃO

Considerando o cenário do solo não coesivo neste artigo, em paralelo com Idinger et al (2011) foi percebido o alívio de pressão na face da escavação, conforme observado na figura 5, no modelo de túnel proposto. É possível observar que as curvas de tensão de alívio têm uma semelhança entre si. Vale ressaltar que as curvas de Idinger et al (2011) são menos acentuadas devido às razões explicadas anteriormente. As interpretações analíticas da literatura foram relacionadas aos resultados experimentais e experimentos como os de Kirsch (2010) e Indiger (2014) apresentaram concordância com os resultados obtidos.

AGRADECIMENTOS

Os colaboradores gostariam de agradecer à agência financiadora FAPERJ pelo fomento via Projeto APQ1-2021.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Assis, A. P. (2002a). *Mecânica das rochas: obras subterrâneas*. Brasília, DF: Departamento de Engenharia Civil, UnB Craig, W.H., 1995. Geotechnical centrifuge: past, present and future. Geotechnical Centrifuge Technology.

Bucky BP (1931) *The use of models for the study of mining problems*, Technical publication No.425, American institute of mining and metallurgical engineers, pp 3–28.

Garrides M., Souza P., Campos Neto L. *Transporte público em Belo Horizonte: um estudo comparativo entre metrô e monotrilho*. Petra, 2016.

Idinger, Gregor; AKLIK, Pelin; WU, Wei; BORJA, Ronaldo I.. *Centrifuge model test on the face stability of shallow tunnel*. Acta Geotechnica, [S.L.], v. 6, n. 2, p. 105-117, jun. 2011. Springer Science and Business Media LLC. http://dx.doi.org/10.1007/s11440-011-0139-2.

Kim, S., Tonon, F. (2010). *Face stability and required support pressure for TBM driven 96 tunnels with ideal face membrane* – Drained case. Tunnelling and Underground Space Technology, 25(5), 526–542. https://doi.org/10.1016/j.tust.2010.03.002.

KIRSCH, Ansgar. *Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand*. Acta Geotechnica, [S.L.], v. 5, n. 1, p. 43-62, 6 mar. 2010. Springer Science and Business Media LLC. http://dx.doi.org/10.1007/s11440-010-0110-7.

Ng, Charles W. W. *The state-of-the-art centrifuge modelling of geotechnical problems at HKUST*. Journal Of Zhejiang University Science A, [S.L.], v. 15, n. 1, p. 1-21, jan. 2014. Zhejiang University Press. http://dx.doi.org/10.1631/jzus.a1300217.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/715

Modelagem Não Linear de Fibras de Alto Desempenho em Concreto em Tunéis: Avaliação via Ensaios de campo e Laboratório.

Tiago de Jesus Souza
Dsc. Engenheiro Geotécnico, Solotechnique, Jundiai, São Paulo, Brasil, tiago.souza@solotechnique.com.br

David Oliveira
Dsc. Diretor Técnico, Túneis, Aurecon, Brisbane, Austrália, dafo407@gmail.com

RESUMO: O projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras deve seguir princípios de projeto relativos a estados limites semelhantes aos adotados para o concreto armado convencional. No entanto, o uso de análise elástica linear ou teoria convencional de linhas de ruptura pode, em muitos casos, subestimar os benefícios das fibras em proporcionar uma maior capacidade de suporte de carga, especialmente quando são adotadas fibras de aço de alto desempenho. Este artigo apresentará um estudo de caso de um projeto de túneis na Austrália onde o uso de modelagem numerica não linear de elementos de concreto reforçado com fibras de aço, associada a ensaios físicos, proporcionou benefícios significativos no projeto e construção do revestimento do respectivo túnel. Para alcançar os objetivos dessa pesquisa, foi utilizado o software Atena. O caso foca no projeto de um revestimento de segmentos pré-moldados e os efeitos do reforço de fibras na capacidade de ruptura contra fendilhamento do concreto nas juntas longitudinais sob rotação intensa. Neste caso, a modelagem não linear, aliada a ensaios de laboratório em amostras de junta de segmento em grande escala, demonstrou que o reforço convencional seria desnecessário, enquanto a análise com a teoria elástica linear indicava o contrário, com capacidade das fibras 4-5x maior do que prevista.

PALAVRAS-CHAVE: Linha de escoamento, Segmentos, Concreto Reforçado com Fibras.

ABSTRACT: The design of structures reinforced with fibres should follow design principles related to limit states similar to those adopted for conventional reinforced concrete. However, using linear elastic analysis or conventional yield line theory may, in many cases, underestimate the benefits of fibres in providing greater load-bearing capacity, especially when high-performance steel fibres are used. This article will present a case study of a tunnel project in Australia where the use of nonlinear numerical modelling of reinforced concrete elements with steel fibres, combined with physical testing, provided significant benefits in designing and constructing the respective tunnel lining. The ATENA software was used to achieve the objectives of this research. The case focuses on the design of a precast segment lining and the effects of fibre reinforcement on the rupture capacity against concrete cracking at longitudinal joints under intense rotation. In this case, nonlinear modelling, combined with laboratory tests on large-scale segment joint samples, demonstrated that conventional reinforcement would be unnecessary, while analysis using linear elastic theory indicated the opposite, with fibre capacity 4-5 times higher than predicted.

KEYWORDS: Yield line, Segments, Fibre-reinforced concrete.

1 INTRODUÇÃO

O concreto é um material resistente a esforços de compressão, mas de baixa resistência a tração. Como resultado, barras de aço são tradicionalmente usadas para melhorar a resistência, suportando as forças de tração após a fissuração do concreto em aplicações estruturais e, consequentemente, proporcionando ductilidade ao sistema. No concreto reforçado convencionalmente, a tensão de tração do concreto na fissuração é muito menor

do que a tensão de escoamento das barras de aço, o que resulta na ruptura do concreto antes que qualquer carga significativa seja transferida para o aço. Como resultado, a armadura de aço também precisa limitar as larguras das fissuras abaixo dos níveis especificados para fins de manutenção e estética, mas, o mais importante, para a durabilidade.

O uso de fibras no concreto visa atingir os mesmos princípios, ou seja, fornecer capacidade de tração e flexão pós-fissura e controle da largura da fissura. No entanto, diferentemente das barras de aço, as fibras são distribuídas no volume de concreto. Desse modo, a distância entre as fibras é muito menor do que o espaçamento entre as barras convencionais, e o resultado não é mais um sistema com dois materiais, mas sim um material composto. Esse entendimento é essencial, pois tem implicações para o projeto. Os métodos convencionais de projeto de concreto reforçado nem sempre captam todos os benefícios do concreto reforçado com fibras (CRF), como será discutido neste artigo.

Uma das principais vantagens do uso do CRF é a redução do tempo de construção em comparação com as tradicionais camadas simples ou duplas de barras de reforço convencionais ou malha de arame soldado. Equipamentos de construção pesados para levantar e colocar gaiolas de barras de reforço são desnecessários, uma vez que o CRF pode ser bombeado ou pulverizado diretamente. Assim, projetos de túneis de larga escala podem economizar várias semanas. As simplificações no canteiro de obras também aumentam a segurança, pois a redução das tarefas de mão de obra intensa reduz o pessoal envolvido e sua exposição ao trabalho em altura.

Devido os requisitos de operacionalidade do concreto enquanto fresco e à distribuição adequada das fibras durante a mistura, é fundamental entender que há limites práticos para a quantidade de aço que pode ser incluída em uma mistura de concreto. Portanto, é improvável que a capacidade estrutural seja a mesma que a obtida com o concreto reforçado convencional. Em contraste com o limite de capacidade, as empreiteiras e os projetistas estão sempre buscando economias associadas aos tamanhos dos membros (espessura dos revestimentos) e, portanto, ao volume de concreto, o que pode ser facilitado por capacidades mais altas. A redução dos volumes de concreto também afetará diretamente os custos de fôrmas de revestimentos moldados in situ, o tempo de concretagem e o custo e os riscos associados ao transporte de segmentos do TBM.

Portanto, a redução da espessura do revestimento do túnel proporciona uma economia significativa de custos e benefícios de sustentabilidade e, para atender às demandas do mercado, os fornecedores desenvolveram fibras de alto desempenho projetadas para obter maior resistência, rigidez e resistência térmica ou química em aplicações específicas.

Com as fibras de aço de alta capacidade no mercado, há um desejo natural de aproveitar sua disponibilidade no projeto, reduzindo potencialmente a espessura do revestimento do túnel ou substituindo o reforço convencional com barras de aço sempre que possível, devido às vantagens mencionadas acima. Esse tipo de projeto reduz os custos de construção e pode oferecer soluções mais sustentáveis com carbono embutido no concreto sendo menor, reduzindo o volume de concreto usado e a quantidade de aço.

Este artigo apresenta um estudo de caso de um projeto de túneis na Austrália em que as fibras de aço de alto desempenho foram adotadas no projeto e avaliadas por meio de testes, apresentando benefícios significativos para o projeto.

2 MELHORIA DA CAPACIDADE DE RUPTURA EM JUNTAS DE SEGMENTOS DE TBM

Os efeitos de ação do projeto, essencialmente momentos fletores e forças axiais, que atuam no revestimento de um segmento pre-moldado precisam ser transferidos entre os segmentos de um anel por meio do desempenho de suas juntas, especialmente as juntas longitudinais ou radiais. Essas ações são transferidas por compressão simples, em que a excentricidade aplicável induz a uma rotação da junta devido aos momentos fletores que atuam nos corpos dos segmentos ou a quaisquer distorções adicionais decorrentes de imperfeições geométricas da construção do anel.

O mecanismo de falha imediato associado à compressão da junta é uma falha simples de área de contato. Entretanto, essa compressão simples e seu formato deformado associado geram tensão em uma determinada profundidade, conforme ilustrado na Figura. 1a. Suponha que a seção seja hipoteticamente dividida verticalmente em duas ao longo do eixo central da carga aplicada. Nesse caso, é fácil visualizar que a zona superior das duas seções tende a formar uma tigela sob as cargas, deformando-se transversalmente para dentro. Em contrapartida, a área mais profunda das duas seções tende a se mover e girar transversalmente para fora.

Como resultado, o início da seção tende a entrar em compressão, enquanto a região mais profunda está em tensão, com uma possível falha de ruptura/separação associada. Esse comportamento também é confirmado pelas análises elásticas realizadas por Iyengar (1962), conforme mostrado na Figura. 1b.

O modelo típico de juntas longitudinais geralmente envolve a análise das tensões elásticas aplicáveis que atuam na zona de ruptura potencial dentro da região perturbada (região D), seja com análise numérica ou com base em uma solução aproximada proposta por Iyengar (1962). Suponha que a tensão máxima de tração na região D seja menor do que a resistência à ruptura projetada do segmento de CRF, que é a resistência à ruptura por tração máxima reduzida por um fator de segurança. Nesse caso, o projeto é considerado satisfatório sem requisitos adicionais de reforço com base na suposição de que o risco de início de fissuras paralela à carga aplicada é atenuado e que o reforço de fibra controla qualquer fissura menor preexistente. Por outro lado, se a resistência máxima à tração for excedida, serão necessárias verificações adicionais, assumindo-se que a resistência residual à tração do CRF seja necessária ou que seja aplicado um reforço adicional de barra convencional.

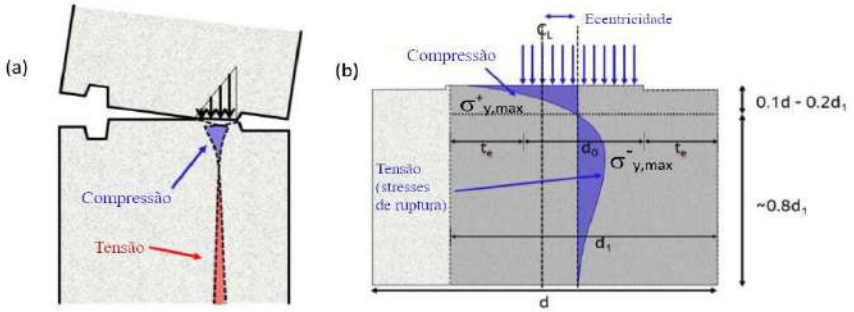


Figura 1. (a) Comportamento conceitual da compressão da junta. (b) Distribuição das tensões transversais ao longo do eixo central equivalente das cargas (Harding, 2022).

Se a capacidade residual à tração do CRF for usada no projeto sem reforço de barra, a análise das juntas com cargas concentradas geralmente seguirá o modelo clássico de suporte e amarração proposto por Leonhardt e Mönnig (1973). Assume-se que a difusão das tensões transversais se desenvolve dentro da região D, que se supõe estar limitada à espessura do segmento (d ou h) ou à espessura efetiva (d1 ou 'h-2e'), conforme mostrado na Figura. 1b. As tensões transversais de tração são distribuídas uniformemente em um comprimento de 0,8h, enquanto a compressão é distribuída ao longo de 0,2h, conforme mostrado na Figura. 2.

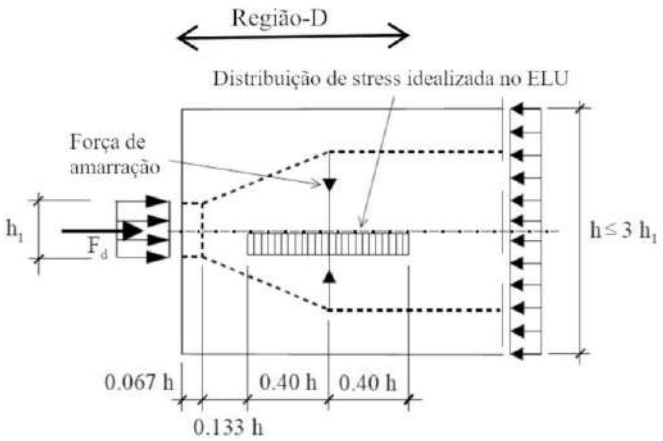


Figura 2. Modelo de suporte e amarração para projetar áreas parcialmente carregadas (DafStb, 2010).

A análise do projeto de uma seção do metrô de Sydney com profundidades próximas a 90 m e com altas pressões de água subterrânea indicou que as juntas longitudinais dos segmentos de 260 mm de espessura (com um comprimento de junta de 130 mm) poderiam sofrer forças axiais de até 4.000 kN/m no ELU, ou seja, já fatoradas, com uma excentricidade de até 30 mm (Figura. 3), incluindo imperfeições geométricas de

construção do anel. Essa carga pode ser aplicada como um bloco de tensão retangular equivalente com um comprimento de 50 mm.

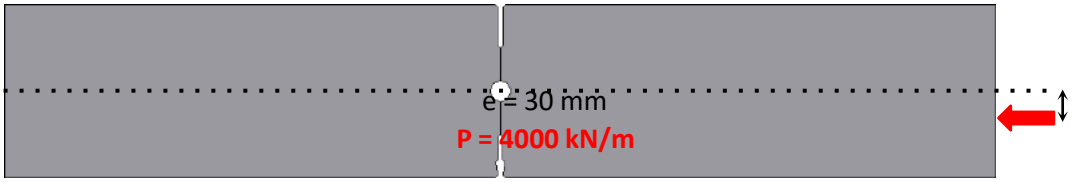


Figura 3. Caso de carga crítica da junta para projeto de revestimento segmentar.

Uma força de amarração T = 750 kN/m pode ser estimada com base na equação apresentada na Figura 3, considerando Fd = 4000 kN/m, h1 = 50 mm, h = 260 mm e e = 30 mm. A capacidade R projetada para resistir a essa força de tração é estimada multiplicando-se a resistência residual à tração do CRF ao longo do comprimento de 0,8(h-2e) e fatorado por um fator de redução típico de 0,6. A capacidade de projeto foi estimada como R = 151 kN/m com base em uma resistência à tração residual típica de 1,575 Mpa para um fr1 = 3,5 MPa associado para misturas CRF usando a fibra Dramix 4D 80/60 BG (resistência à tração de 1800 MPa).

A capacidade de projeto estimada acima está significativamente abaixo da força do tirante de projeto, indicando uma falha de separação que, em princípio, exigiria reforço adicional da barra. Entretanto, há uma desvantagem significativa na suposição apresentada acima. A região D presumida baseia-se em soluções elásticas que ignoram os efeitos benéficos do reforço de fibra ao permitir o desenvolvimento da propagação de rachaduras de maneira controlada, o que provavelmente aumentaria significativamente a profundidade da região D. Desse modo, a equipe de projeto adotou as seguintes etapas para investigar a capacidade real de um segmento de CRF:

- Aumento da capacidade de tração residual dos segmentos usando fibras de aço de alto desempenho. A fibra Dramix 4D 80/60 BG usada anteriormente, com uma resistência à tração de 1800 MPa, foi substituída pela mais nova Dramix 4D 80/60 BGP, com uma resistência à tração de 2200 MPa. O modelo da mistura de concreto visava um fck = 66 MPa com fr1 > 4 MPa e fr4 > 4 MPa, alcançado sem nenhum aumento na contagem de fibras em comparação com o tipo de fibra anterior.
- O projeto seria baseado em uma análise de tensão não-linear para estimar com mais precisão a propagação de rachaduras e o desenvolvimento de resistência resultante do reforço de fibra. É importante observar que o Código Modelo 2010 (fib, 2013), Seções 7.2.2.4.4 e 7.11, e a AS 5100.5, Seção 2.3.6, recomendam que os valores médios das características do material sejam considerados nessa análise.
- O projeto também seguiria os princípios de verificação assistida por testes descritos na seção 7.12 do Código Modelo 2010 (fib, 2013) com base em uma combinação com o modelo não-linear descrito anteriormente. A verificação assistida por testes é o procedimento em que os testes de carga em uma série limitada de amostras representativas são usados para determinar a resposta de membros ou sistemas estruturais. A verificação assistida por testes tem como objetivo obter valores de projeto para os parâmetros que regem a resposta de membros e sistemas estruturais sob condições de carga especificadas para um determinado estado limite, neste caso, falha por separação/ruptura.

4 ANÁLISE DE TENSÃO NÃO-LINEAR

Um modelo constitutivo de fissuras distribuídas foi adotado no software comercial ATENA para modelar tanto a separação quanto o rompimento do concreto. O modelo de plasticidade para rompimento é baseado na superfície de ruptura triaxial de Menetrey e Willam (1995), dada por:

$$F_{3P}^{P} = \left[\sqrt{1.5}\frac{\rho}{f_c'}\right]^2 + m\left[\frac{\rho}{\sqrt{6}f_c'}r(\theta,e) + \frac{\xi}{\sqrt{3}f_c'}\right] - c = 0 \quad (1)$$

$$m = 3\frac{f_c'^2 - f_t'^2}{f_c' f_t'}\frac{e}{e+1}, \quad r(\theta,e) = \frac{4(1-e^2)\cos^2\theta + (2e-1)^2}{2(1-e^2)\cos\theta + (2e-1)\left[4(1-e^2)\cos^2\theta + 5e^2 - 4e\right]^{\frac{1}{2}}} \tag{2}$$

Todo o modelo também pode ser descrito com relação à lei de tensão-deformação uniaxial equivalente, conforme ilustrado na Figura. 4a, com o comportamento de compressão antes do pico seguindo a Cláusula do Código Modelo 7.2.3.1.3 (fib, 2013) descrito por:

$$\sigma_c^{ef} = f_c'^{ef}\frac{kx - x^2}{1+(k-2)x}, x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}, k = \frac{E_o}{E_c} \tag{3}$$

Os efeitos do confinamento biaxial são considerados com base na relação apresentada por Kupfer et al. (1969), ilustrada na Figura. 4b. O modelo acima foi ajustado na zona de tração para seguir a lei de tração constitutiva proposta pelo Model Code 2010 (fib, 2013), conforme mostrado na Figura. 5.

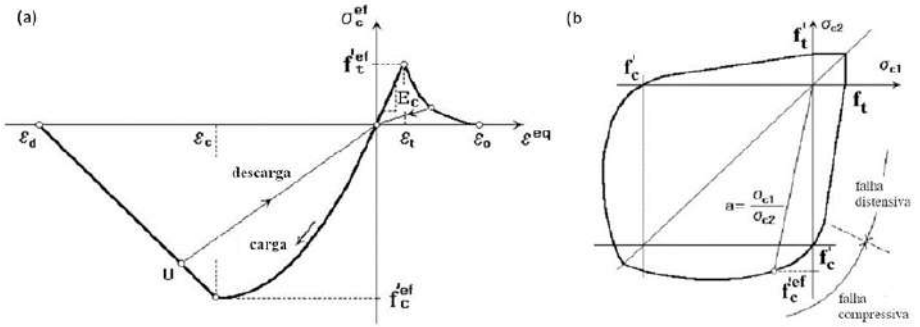


Figura 4. Modelo de concreto: (a) Lei de tensão-deformação uniaxial (fib, 2013); (b) Função de falha biaxial (por Kupfer, 1969).

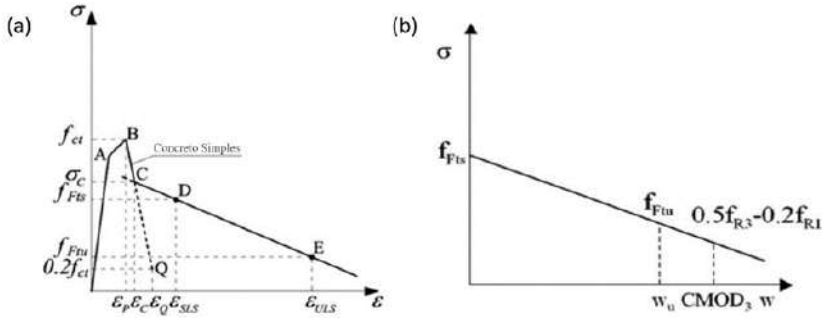


Figura 5. (a) Lei constitutiva de tração do Model Code 2010 (fib, 2013); (b) definições de largura de trinca correspondentes.

O teste de pré-produção do projeto da mistura indicou um valor de fcm = 75 MPa para o fck = 66 MPa proposto, também confirmado durante o teste de produção. As resistências à tração por flexão residual discutidas anteriormente foram convertidas em resistência à tração uniaxial residual equivalente pelos fatores de bloco de tensão equivalente de 0,45 e 0,37, respectivamente. O pico da resistência à tração uniaxial foi adotada com base no valor característico desejado estimado pelas equações fornecidas pelo Model Code 2010, resultando em um valor de fctk = 3,2 MPa, notando-se que isso subestima a resistência à tração real, considerando uma resistência à ruptura por tração especificada de 5 MPa para a mistura. O módulo de Young foi adotado como E = 37800 MPa.

Dois segmentos parciais com 750 mm de comprimento cada foram modelados para representar os efeitos combinados de flexão dos segmentos e da junta. A junta inclui a barra-guia de 32 mm de diâmetro e os recessos de canto da gaxeta e da calafetagem de 65 mm de comprimento cada. Considerando que a profundidade do segmento é de 260 mm, o comprimento de contato restante para as juntas longitudinais é de 130 mm, dos quais

32 mm são o diâmetro da haste-guia. Os elementos de contato foram usados entre os segmentos com ligação zero aplicada, ou seja, resistência à tração zero.
Para atingir a falha, ou seja, o colapso, a carga é aplicada a uma excentricidade de 30 mm em um lado do modelo, empregando um deslocamento aplicado que é aumentado gradualmente para induzir a rotação da junta.

A Figura. 6 apresenta as tensões principais menores, ou seja, tensões de compressão, desenvolvidas em uma rotação da junta de 11,57 mrad. Como observado, as tensões são distribuídas ao longo de todo o comprimento de contato em um lado da barra-guia e aproximadamente 15 mm no outro lado, o que, se convertido em uma carga equivalente uniformemente distribuída, poderia ser considerado, de forma conservadora, como atuando somente em um lado da haste, ou seja, com a = 50 mm. A largura máxima da trinca observada foi de aproximadamente 0,6 mm, sem sinais de formação de falha em cunha, ou seja, cisalhamento por punção do bloco de tensão. A Figura. 7 mostra o comportamento de rotação de carga da junta de CRF com um pico de resistência de aproximadamente 6250 kN/m. Estima-se uma resistência de projeto de 3810 kN/m se um fator de redução de 0,6 for aplicado à resistência de pico prevista.

Considerando que ela é apenas cerca de 6% menor do que a carga ELU, ou seja, já fatorada, essa capacidade pode ser considerada aceitável se verificada por meio de testes devido ao aumento da confiança nas previsões.

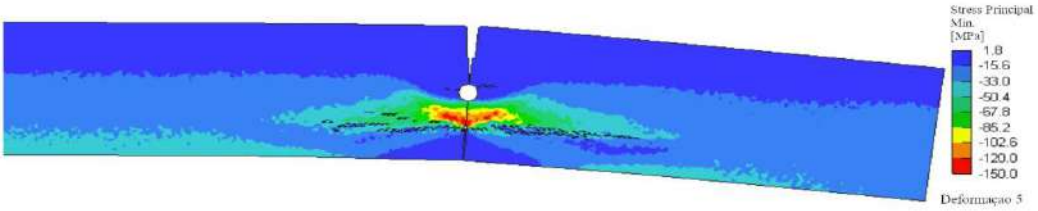


Figura 6. Distribuição da tensão principal menor (compressão) na capacidade máxima com uma largura máxima de trinca observada de aproximadamente 0,5 mm.

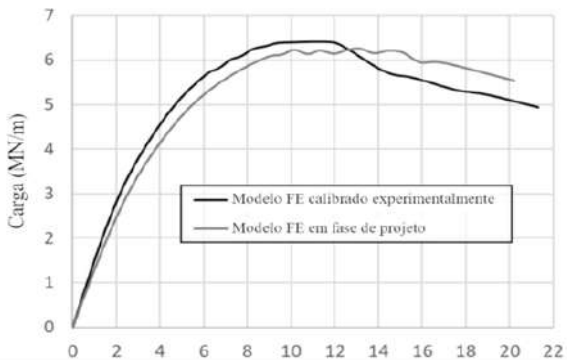


Figura 7. Resultados do modelo para desempenho de rotação de carga.

3 VERIFICAÇÃO AUXILIADA POR ENSAIOS

Três corpos de prova representativos das juntas dos segmentos foram ensaiados quanto à ruptura sob cargas concentradas para verificar as previsões acima de ruptura e separação. As amostras de juntas eram colunas quadradas com dimensões de 260 mm x 260 mm x 650 mm e moldadas com o mesmo molde de mistura de concreto adotado para os segmentos. A seção superior das colunas foi formada para ter a mesma geometria das juntas longitudinais do segmento. O layout dos ensaios está representado na Figura 8.
Os sensores LVDT foram conectados a um lado das amostras e posicionados contra braços de referência colados no outro lado do corpo de prova (Figura 8 Esquerda) em várias profundidades para monitorar a expansão lateral e, consequentemente, as larguras das trincas. Os corpos de prova foram dispostos em toda a área disponível da junta em um lado da haste-guia, em um comprimento de 50 mm (Figura 9). Essa configuração representa uma excentricidade de 40 mm, que é mais severa do que o caso discutido anteriormente e, portanto, considerada conservadora para fins de verificação.

A Figura 9 apresenta os resultados do ensaio em relação a uma retroanálise numérica dos ensaios para calibrar os parâmetros do CRF. Infelizmente, a máquina de compressão usada nos testes não era controlada por servo-deslocamento e, portanto, não pôde capturar o comportamento pós-pico com precisão, pois os incrementos de teste foram baseados em cargas e não em deslocamento. No entanto, a fase mais relevante dos testes até a resistência de pico foi capturada adequadamente e pode ser usada em comparação com as previsões do modelo. O desempenho pós-pico também pôde ser avaliado qualitativamente comparando-se os padrões de rachadura observados nas amostras e aqueles observados no modelo numérico (Figura 9).

Conforme observado, o modelo de retroanálise representou os resultados experimentais com um alto grau de concordância em relação a cargas, largura de fissura e comprimento. Deve-se observar, no entanto, que o modelo parou em uma largura de fissura de 1,9 mm, enquanto os testes tiveram larguras de fissura de até 7 mm. Uma observação importante dos testes de verificação é o comprimento de desenvolvimento das trincas e, portanto, a profundidade da região D. Em todos os testes, o comprimento médio correspondeu a aproximadamente 2 a 2,7 vezes a espessura efetiva de 180 mm (ou seja, 260-2x40). Essa observação confirmou as hipóteses anteriores de que uma região D limitada a 0,8(h-2e) é excessivamente conservadora e não consegue captar adequadamente o benefício das fibras.

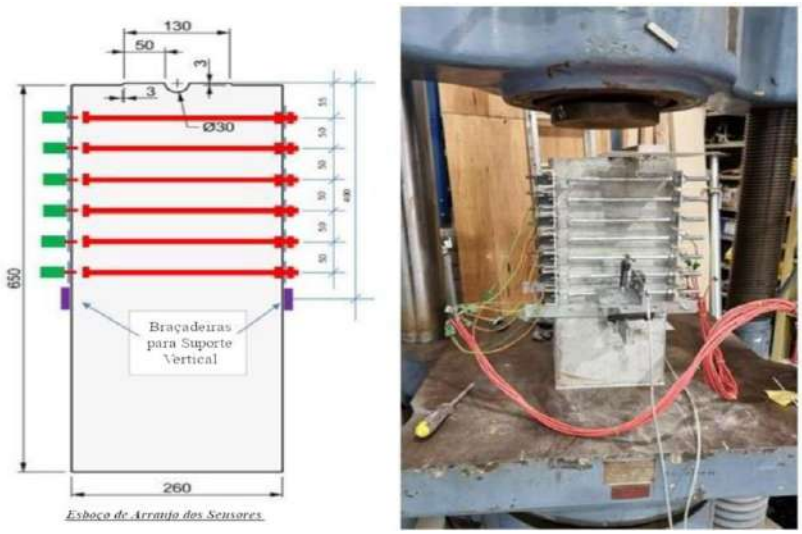


Figura 8. Configuração do ensaio

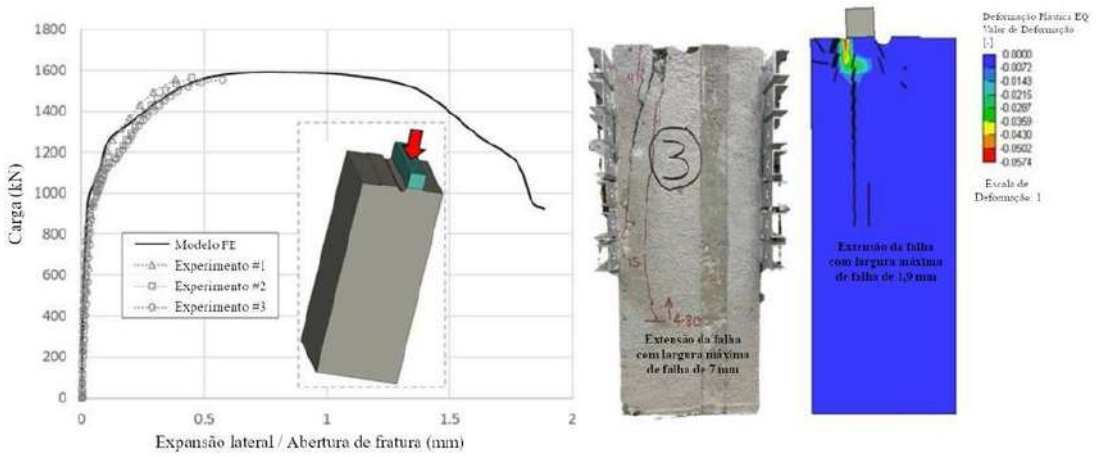


Figura 9. Resultados dos testes experimentais versus retroanálise numérica: (Esquerda) curvas de carga versus fissura; (Direita) comparação do padrão de fissuras entre as amostras físicas e o modelo numérico.

Com base apenas nos resultados do teste, pode-se estimar que um comprimento de junta de 1 m forneceria uma capacidade máxima de 1.600 kN x 1.000 mm / 260 mm = 6.150 kN/m. Entretanto, conforme

destacado acima, esses testes impuseram uma excentricidade maior e, portanto, são conservadores, pois a junta sofre rotações mais significativas.

Os parâmetros de material adotados nas análises do projeto da junta do segmento foram recalibrados com base nos resultados da retroanálise numérica atual como uma verificação final do projeto. A análise discutida na seção anterior foi então executada novamente. A Figura 7 apresentou a curva recalibrada experimentalmente com uma capacidade prevista marginalmente maior, ou seja, 6350 kN/m em vez dos 6250 kN/m anteriores, indicando uma previsão de Classe A de boa qualidade durante a fase de projeto.

Com base no exposto acima, ganhou-se confiança suficiente com a análise não-linear e a verificação auxiliada por testes para confirmar que não era necessário um reforço adicional de barras. Esse resultado garantiu economia razoável nos custos comerciais e de carbono, além de benefícios para o pátio de pré-moldados por não precisar lidar com o reforço da escada de junção, melhorando ligeiramente o programa de pre-moldagem.

5 CONCLUSÕES

Com as fibras de aço de alto desempenho disponíveis no mercado, há oportunidades significativas para que os projetistas ofereçam soluções econômicas por redução da espessura do revestimento do túnel e/ou substituição do reforço convencional com barras de aço sempre que possível. As soluções de CRF podem reduzir os custos de construção e oferecer soluções mais sustentáveis devido a uma menor pegada de carbono associada ao volume reduzido de concreto e à quantidade de aço. Além disso, os projetos de túneis de grande escala podem economizar várias semanas em sua agenda ao eliminar as tarefas associadas à suspensão e à colocação de gaiolas de reforço, já que o CRF pode ser bombeado ou pulverizado diretamente. As simplificações no canteiro de obras também aumentam a segurança, pois a redução das tarefas de mão de obra intensiva reduz o pessoal envolvido e sua exposição ao trabalho em altura.

No entanto, os métodos convencionais de projeto nem sempre representam total ou adequadamente o comportamento do CRF, limitando os benefícios dessa solução. A modelagem não-linear de tensões, juntamente com a verificação auxiliada por testes em larga escala em campo ou em laboratório, pode ser um método valioso para entender melhor os problemas em questão e obter as soluções econômicas desejadas, conforme ilustrado pelo estudo de caso apresentado neste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barrett, S. V. L. and McCreath, D. R. (1995). Shotcrete Support Design in Blocky Ground: Towards a Deterministic Approach. Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 10(1), pp. 79-89.

Bernard, E. S. (2008). Embrittlement of Fiber-Reinforced Shotcrete. Shotcrete, V. 10, No. 3, Summer 2008, pp. 16-21.

Bernard, E. S., Oliveira, D. A. F, Forrest, B. H. (2022). In situ flexural failure of unbonded fibre reinforced shotcrete linings in response to point loading. Tunnelling and Underground Space Technology 119 (2022) 104235.

DafStb (2010). DAfStb-Guideline—steel fibre reinforced concrete, pp. 48. Berlin, Germany (German version).

fib (2013). fib Model Code for Concrete Structures 2010. Lausanne: fibHarding, A. (2022). Tunnel segmental lining design Course Notes. IngeOexpert. https://ingeoexpert.com/en/courses-online/tunnel-segmental-lining-design-course/

Iyengar, K. T. (1962). Two-Dimensional Theories of Anchorage Zone Stresses in Post-Tensioned Beams. ACI Journal Proceedings, V. 59, No. 10, Oct., pp. 1443-1466.

H. Kupfer, H. K. Hilsdorf and H. Rusch (1969). Behavior of Concrete under Biaxial Stresses. ACI Materials Journal, Vol. 66, pp. 656-666.

Leonhardt F, Mönnig E.(1973) Vorlesungen uber Massivbau. Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado - Volume 2 - Portuguese Brazilian Edition, Publisher: Interciência (1978).

Menetrey, P. & Willam, K.J. 1995. Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalization. ACI Structural Journal. 1995;92:311-8

Oliveira D. and Kozak P., 2021. A Review of the Behaviour of Domed Rock Bolt Plates and their Use in Sydney Tunnelling". Australian Geomechanics 56 (3), pp 73-84.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/716

Nova Linha Circular do Metropolitano de Lisboa: Recalçamento de Edifícios Centenários

Catarina Fartaria
Engenheira, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, cfartaria@jetsj.com

Carlos Martins
Engenheiro, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, cmartins@jetsj.com

André Henriques
Engenheiro, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, ahenriques@jetsj.com

Rui Tomásio
Sócio-Gerente, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

Alexandre Pinto
Sócio-Gerente, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

RESUMO: A nova linha circular do Metropolitano de Lisboa atravessa uma área da cidade densamente urbanizada, promovendo a ligação entre a Estação do Rato, localizada numa das colinas da cidade e a Estação do Cais do Sodré localizada na margem direita do Rio Tejo. Deste modo, a escavação subterrânea intersecta diversos tipos de materiais desde maciços rochosos até materiais aluvionares. A nova Estação de Santos ficará localizada parcialmente sob um conjunto de edifícios centenários apresentando um recobrimento de apenas 15m. Os referidos edifícios, contruídos no século XIX, dispõe de uma elevada suscetibilidade a assentamentos diferenciais dada a sua composição em madeira e alvenaria de pedra e apresentam diversas patologias estruturais. Após estimativa dos assentamentos à superfície originado pela escavação subterrânea e considerando o estado de integridade dos edifícios e a elevada heterogeneidade do seu solo de fundação, foi decidida a necessidade de efetuar previamente um recalçamento dos edifícios por forma a mitigar os potenciais danos estruturais. A solução incluiu a realização de microestacas de elevado comprimento, verticais e subverticais, por forma a transmitir as cargas ao solo competente localizado abaixo da zona de influência da escavação subterrânea, conectadas ao edifício por meio de vigas de recalçamento em betão armado. O presente artigo descreve as soluções implementadas e o comportamento do edifício durante os trabalhos da escavação subterrânea.

PALAVRAS-CHAVE: Túnel, Recalçamento de edifícios, Edifícios centenários

ABSTRACT: The new Lisbon metro line will cross a densely urbanized part of the city, connecting Rato station located at one of the hills of the city and Cais do Sodré station at the Tagus River right bank. Thus, the underground excavation intersects a wide range of materials, from rock mass to soft soils. The new Santos Station will be located partially beneath XIX century buildings with a cover depth of about 15 m, being these structures highly sensitive to differential settlements given its masonry and timber composition with multiple structural pathologies. Given the building conditions, its heterogeneous soil foundation and the level of surface settlements induced by NATM excavation, an underpinning solution was needed aiming to mitigate the buildings potential damages. Hence, high length micropiles, concrete reinforced beams and walls were executed from the building ground floor aiming to transfer buildings loads to the soils located underneath the tunnel excavation. This paper presents an overall description of the adopted solutions, how they were implemented and the buildings' behavior during the underground works.

KEYWORDS: Metro, Building Underpinning, Centenary Buildings

1 INTRODUÇÃO

A nova linha circular do Metropolitano de Lisboa incluirá uma nova Estação na zona de Santos cujo seu átrio subterrâneo será materializado parcialmente sob um conjunto de edifícios centenários com um recobrimento de cerca de 15m. Estes edifícios são altamente sensíveis a fenómenos de assentamentos diferenciais dada sua composição em alvenaria de pedra e madeira e apresentam já diversas patologias estruturais.

A escavação subterrânea do túnel, que será materializada utilizando o método NATM (New Austrian Tunneling Method) foi analisada mediante modelos numéricos que permitiram estimar os assentamentos à superfície considerando as propriedades geomecânicas dos solos presentes.

Os resultados das referidas análises e o estado de conservação atual das estruturas serviram de base à realização de análises de danos e avaliação da vulnerabilidade dos edifícios à bacia de assentamentos, concluindo-se que os mesmos são serão capazes de suportar a os assentamentos diferenciais sem danos significativos. Dado o presente cenário, foi definida uma solução de recalçamento dos edifícios por forma a mitigar o impacto da escavação subterrânea na manutenção da sua integridade.

2 CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS

Considerando a análise de vulnerabilidade dos edifícios realizada, os dois edifícios com paredes de alvenaria de pedra e pisos de madeira foram classificados com um potencial de danos moderado induzido pela escavação subterrânea a realizar parcialmente sob estes. Os edifícios centenários apresentam 3 e 5 pisos elevados e uma fundação do tipo direta (ver Figura 1).

Figura 1. Edifícios a recalçar: Vista frontal (à esquerda) e localização em planta (à direita).

Os edifícios localizam-se numa zona onde no passado existia um convento que foi destruído no âmbito do terramoto de 1755. Deste modo, estima-se que a fundação superficial dos mesmos se encontre sobre materiais de aterro e detritos das derrocadas ocorridas nessa data, o que poderá justificar as patologias presentes. Considerando o presente cenário e as informações referentes à bacia de assentamentos estimada com base em modelos numéricos, segundo a classificação de Burland (1997) concluiu-se que a realização da obra subterrânea sem reforço dos edifícios conduziria a danos moderados a potencialmente severos, o que motivou a obra de recalçamento.

2 PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos Geológico-Geotécnicos

O desenvolvimento do projeto foi precedido pela realização de uma campanha de prospeção incluindo a realização de sondagens acompanhadas de ensaios SPT e ensaios laboratoriais. Tendo por base essa informação foi possível definir um zonamento geológico-geotécnico que serviu de base ao desenvolvimento

do projeto (ver Figura 2). Verificou-se que a presença de uma camada de aterros superficial com cerca de 10m de espessura apresentando detritos e elevada heterogeneidade e sob esta materiais do Miocénico e do Complexo Vulcânico de Lisboa com boas características de resistência e deformabilidade.

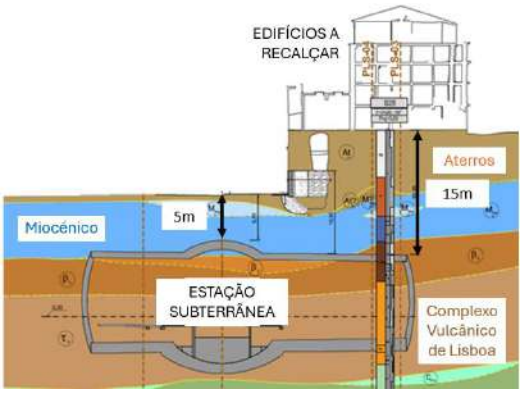


Figura 2. Perfil geológico-geotécnico.

2.2 Condicionamentos Relacionados com Tecnologias Construtivas

A escolha das soluções a implementar foi altamente condicionada pela acessibilidade de equipamentos. Considerando a necessidade de operar no interior dos edifícios, as soluções a implementar tiveram de ser compatíveis com a operação de equipamentos em pé-direito reduzido de cerca de 2,5m.

2.3 Condicionamentos aos trabalhos de escavação subterrânea

Os trabalhos de escavação subterrânea segundo a metodologia NATM utilizam elementos de reforço que incluem enfilagens em sistema troncocónico assim como geodrenos instalados nas laterais da escavação. O posicionamento das microestacas de recalçamento dos edifícios teve de considerar a posição da galeria subterrânea assim como de todos os elementos relativos ao suporte primário por forma a garantir a não intersecção entre os diversos elementos.

3 DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES DE RECALÇAMENTO IMPLEMENTADAS

Por forma a materializar a solução de recalçamento e reforço dos edifícios foi proposta a execução dos seguintes trabalhos ao nível do piso térreo (ver Figura 3):

- Microestacas (tubo N80 127x9mm), verticais e subverticais, executadas junto às paredes de alvenaria e conectadas às vigas de recalçamento, com comprimentos de selagem de 6m materializado com injeção do tipo repetitiva e seletiva (IRS)
- Grelha de vigas de recalçamento em betão armado (60cmx80cm), conectadas às paredes de alvenaria através de barras pré-esforçadas (GEWI ϕ32mm) por forma a promover uma efetiva transferência de carga;
- Paredes de revestimento em betão armado de 30cm de espessura conectadas por ferrolhos às paredes de alvenaria;
- Laje de betão armado apoiada nas vigas de recalçamento com 25cm de espessura;
- Reforço das paredes de alvenaria utilizando argamassa de alta resistência projetada e reforçada com malha de fibra de carbono (S&P ARMO-mesh | S&P ARMO-crete w);

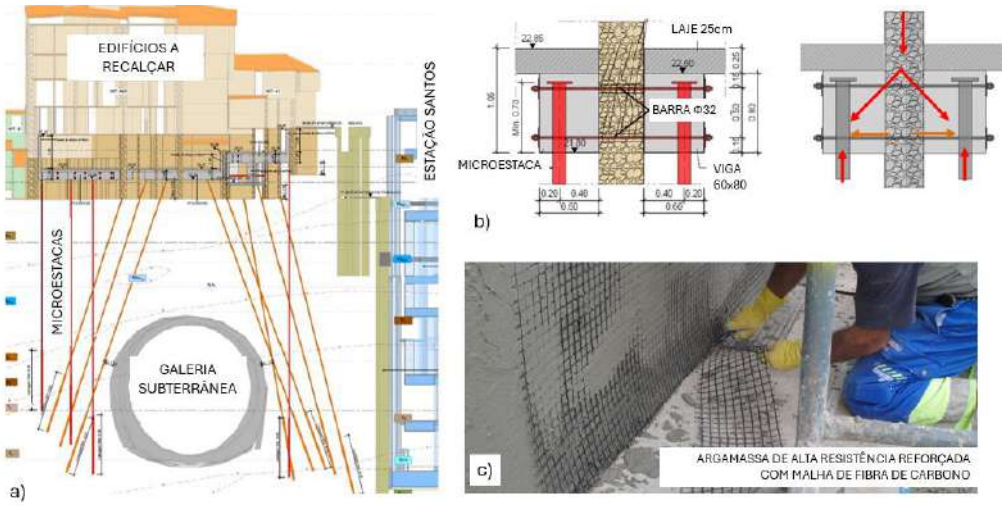


Figura 3. Solução de contenção e recalçamento: a) Seção transversal tipo; b) Sistema de transferência de carga; c) Reforço das paredes de alvenaria.

A solução de recalçamento foi dimensionada para transferir a totalidade das cargas dos edifícios para o solo do Complexo Vulcânico de Lisboa localizado fora da área de influência da escavação subterrânea através das microestacas de recalçamento com comprimentos entre 20m e 25m, totalizando cerca de 4000 metros lineares de tubos de microestaca utilizados na solução de recalçamento. A transferência de carga irá ocorrer assim que os trabalhos de escavação subterrânea induzam assentamento ao nível dos solos de fundação dos edifícios (ver Figura 4).

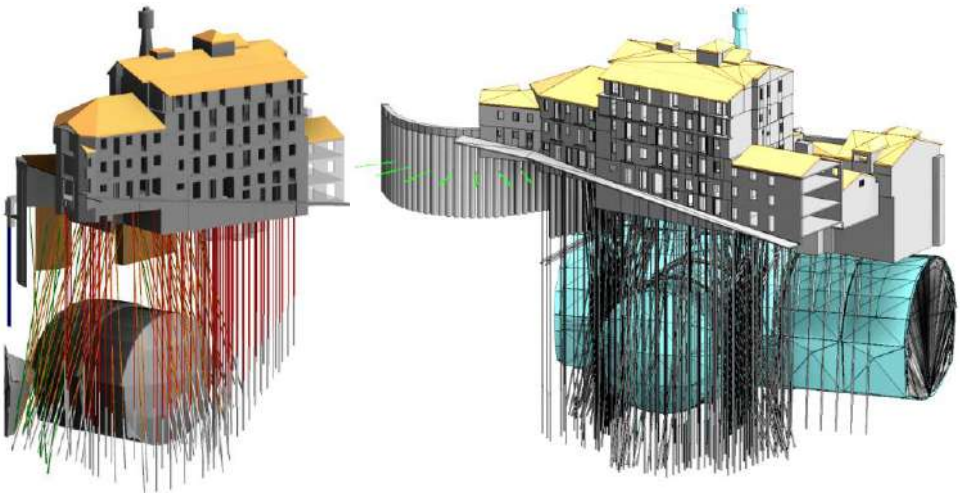


Figura 4. Vista do posicionamento das microestacas na proximidade da galeria subterrânea.

4 DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO

O dimensionamento da grelha de vigas de betão armado que irá permitir a transferência de cargas dos edifícios para as microestacas de recalçamento foi realizado utilizando o software SAP2000. Os apoios dos elementos lineares correspondentes às vigas foram colocadas na posição das microestacas considerando a sua inclinação, no caso das microestacas subverticais e também molas lineares por forma a considerar a rigidez axial do comprimento livre das mesmas. O referido modelo permitiu estimar os esforços atuantes nas vigas, as cargas a transmitir a cada microestaca e ainda a estimativa de deformações do sistema de recalçamento (ver Figura 5).

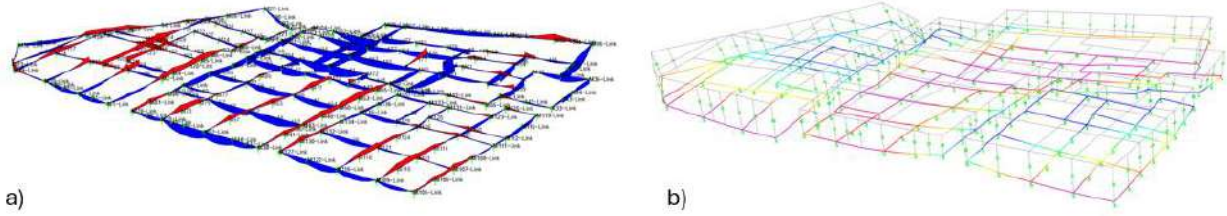


Figura 5. Modelo estrutural da grelha de vigas: a) Momentos fletores; b) Deformação elástica.

Considerando a estimativa das cargas axiais atuantes em cada microestaca obtida com base no modelo estrutural foi possível validar o dimensionamento dos comprimentos de selagem e das secções de tubo de microestaca. Dado que o comprimento livre das microestacas fica localizado na área de influência da escavação subterrânea foi necessário ter em consideração os efeitos de segunda ordem. Para tal foi considerado que os tubos das microestaca poderão estar sujeitos a uma excentricidade máxima de 20mm, sendo a verificação de segurança da secção de aço realizada para esse cenário de interação esforço axial/momento fletor. Os modelos numéricos realizados no âmbito da análise da escavação subterrânea permitiram confirmar que os as microestacas estarão sujeitas a deformações perpendiculares ao seu eixo inferiores a 20mm, sendo assim garantida a verificação de segurança (ver Figura 6).

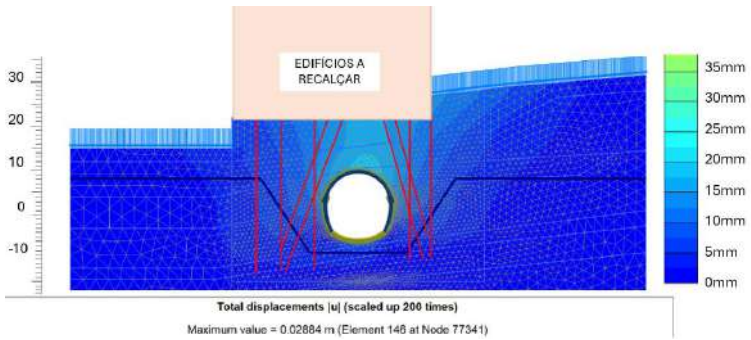


Figura 6. Modelo de análise Plaxis 2D – Deformação induzida pela escavação

5 PLANO DE MONITORIZAÇÃO

Dada a elevada complexidade da obra, assim como o cenário de risco geotécnico presente um sistema de monitorização foi implementado utilizando sistemas de aquisição automática de dados. Além dos dispositivos de instrumentação habitualmente instalados no âmbito de obras de escavação subterrânea que incluem marcas topográficas e inclinómetros instalados nos arruamentos e prismas topográficos nas fachadas dos edifícios, foram também instalados nos edifícios a recalçar tiltmeters, fissurometros e sensores de nível líquido. A utilização de sistemas de leitura automatizados, utilizando estações totais instaladas em zonas fora da influência da obra, permite o acompanhamento em tempo real do comportamento das estruturas sendo uma ferramenta essencial para gerir o risco da obra associado à escavação subterrânea.

O Plano de Monitorização implementado inclui a definição de valores de alerta e de alarme para cada um dos dispositivos instalados. A definição desses valores teve por base a estimativa das referidas grandezas obtida com base nos modelos numéricos desenvolvidos, sendo considerados os valores de 80% e de 130% dos valores de referência dos modelos como limites de alerta e de alarme, respetivamente. Assim, ao atingir o critério de alerta significa que o comportamento está a aproximar-se do estimado e ao atingir o critério de alarme significa que fui ultrapassado em 30% a grandeza em questão e, portanto, será necessário implementar medidas de reforço adicionais.

Até à data da redação do presente artigo, o Plano de Monitorização tem sido implementado com leituras diárias e o comportamento dos edifícios recalçados durante os trabalhos de recalçamento e depois durante a realização da escavação subterrânea têm se revelado, como espectável, com assentamentos reduzidos atingindo um máximo de 3mm (ver Figura 7).

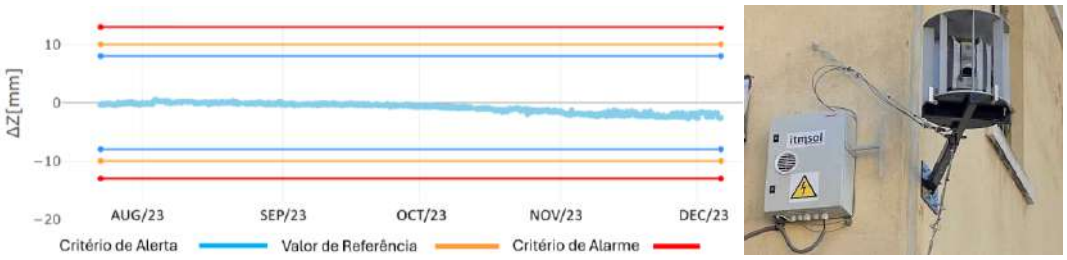


Figura 7. Monitorização: a) Prisma topográfico – Deslocamento vertical; b) Estação Total.

Dado que os edifícios recalçados se encontra numa colina, movimentos horizontais de massa do solo de fundação eram também uma preocupação dado que os trabalhos de escavação subterrânea para a execução da estação se localizam na base da referida colina. Neste enquadramento, foram instaladas calhas inclinométricas com 35m de comprimento no arruamento adjacente aos edifícios por forma a avaliar os movimentos horizontais em profundidade que pudessem indicar um problema de instabilidade global, registando-se até ao momento deformações reduzidas inferiores aos critérios de alerta considerados (ver Figura 8).

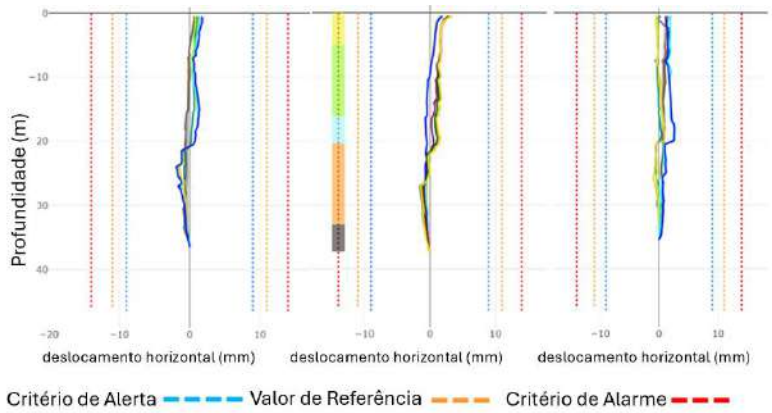


Figura 8. Monitorização: Inclinómetros – Deslocamento horizontal

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Escavações subterrâneas podem conduzir a assentamentos à superfície do terreno que podem colocar em causa a integridade dos edifícios, especialmente caso estes já apresentem patologias estruturais. O uso de modelos numéricos para estimativa da bacia de assentamentos, combinada com a aplicação da metodologia de Burland (1997) é essencial na avaliação do potencial de danos e da necessidade de implementar medidas de reforço. Para cenários extremos, como o apresentado, uma solução de recalçamento poderá assegurar a manutenção da integridade do edifício apesar deste tipo de intervenção ser onerosa e com implementação bastante condicionada em termos de acessibilidade de equipamentos. A implementação de um adequado Plano de Monitorização é fundamental para confirmar, durante os trabalhos de escavação subterrânea, a eficácia do sistema de recalçamento na transferência de carga do edifício e consequentemente a mitigação dos potenciais danos originados por assentamentos diferenciais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a redação do presente artigo. Destacam ainda que os trabalhos descritos foram projetados pelo consórcio que integra as empresas COBA e JETsj e que se encontram a ser realizados pelo agrupamento constituído pelas empresas Mota Engil e Spie Batignolles. A fiscalização dos mesmos trabalhos é, por sua vez, assegurada pelo consórcio que integra as empresas Consulgal e Tecnoplano.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Burland, J.B. (1997). Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. *Earthquake Geotechnical Engineering*, Balkema, pp. 1189-1201

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/717

Nova linha circular do Metropolitano de Lisboa: Recalçamento de edifícios, o caso da obra especial 3

Carlos Martins
Engenheiro, JETSJ Geotecnia, Lisboa, Portugal, cmartins@jetsj.com

Rui Tomásio
Engenheiro, JETSJ Geotecnia, Lisboa, Portugal, rtomasio@jetsj.com

Catarina Fartaria
Engenheira, JETSJ Geotecnia, Lisboa, Portugal, cfartaria@jetsj.com

Alexandre Pinto
Engenheiro, JETSJ Geotecnia, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

RESUMO: A nova linha circular do Metropolitano de Lisboa atravessará uma zona densamente urbanizada da cidade de Lisboa, ligando a estação do Rato, localizada numa das colinas da cidade, à estação do Cais do Sodré, encostada à margem direita do rio Tejo. A escavação subterrânea intersecta uma grande variedade de materiais, desde maciço rochoso a solos moles. Nas zonas onde a construção do trecho do túnel se situa mais próximo do rio, com cerca de 20 m de profundidade, é utilizado um método de escavação Cut & Cover. Neste trecho o traçado da linha intersecta dois edifícios em betão armado, com 9 pisos elevados e fundações indiretas por estacas, determinando a necessidade de proceder ao recalçamento destas estruturas e proceder à transferência de cargas para um novo sistema de fundação. As condições geotécnicas e geológicas presentes neste trecho, associadas às condições de acesso e de trabalho muito limitadas, levaram à materialização de cortinas de contenção com recurso à tecnologia de jet grouting, combinada com a execução de microestacas. Estes elementos foram também utilizados como parte integrante do novo sistema de fundação dos edifícios, o qual passará a ser materializado por uma laje de betão armado (comprimento=50m, largura=11m e espessuras=1,4m e 1,8m) que recebe e distribui as cargas provenientes dos pilares da estrutura original, para as referidas cortinas de colunas de jet grouting armadas com microestacas. Neste processo complexo encontra-se prevista uma transferência controlada de cargas entre as estruturas existentes e a nova laje, a qual é executada com recurso a macacos hidráulicos, limitando os assentamentos diferenciais do edifício através da abertura gradual dos mesmos e da sua permanente monitorização. Este artigo apresenta uma descrição global das soluções adotadas, sua implementação e do comportamento dos edifícios impactados pelos trabalhos descritos.

PALAVRAS-CHAVE: Metropolitano de Lisboa, Recalçamento, Jet-grouting, Escavação, Fundações

ABSTRACT: The new circular Lisbon metro line will cross a densely urbanized part of the Lisbon city, connecting Rato Station located at one of the hills of the city and Cais do Sodré Station, at the Tagus River right bank. The underground excavation intersects a wide range of materials, from rock mass to soft soils. Where the construction of the tunnel section is closer to the river, with about 10 m of cover, a Cut & Cover method is used. In this metro the tunnel intersected a pile foundation of two reinforced concrete buildings with 9 upper floors, determining the need to underpin the structures and change permanently its foundation system. The geotechnical and geological conditions present in this metro, associated to highly limited access and working conditions, led to the execution of the retaining walls using jet-grouting technology. Those elements were also used as the building deep foundations, which consists of a reinforced concrete slab (length=50m, width=13m and thicknesses=1.4m and 1.8m), being also responsible for the structure underpinning. In this complex process is defined a controlled load transfer between the structure and the new slab, which was executed using hydraulic jacks, limiting the building differential settlements thought gradual jacks opening and according with monitoring. This paper presents an overall description of the solutions, how they were implemented and the buildings' behaviour during the underground works.

KEYWORDS: Lisbon Metro, Underpining, Jet-grouting, Excavation, Foundations

1 INTRODUÇÃO

A nova linha circular do metro de Lisboa atravessará uma zona densamente urbanizada da cidade, ligando a estação do Rato, situada numa das colinas da cidade de Lisboa, à estação do Cais do Sodré, na margem direita do rio Tejo.

Nos casos em que a construção da secção do túnel está mais próxima do rio, é utilizado o método Cut & Cover. Neste troço, o traçado da linha intersecta a fundação indireta por estacas de dois edifícios de betão armado com 9 pisos elevados e 1 cave, determinando a necessidade de proceder à reformulação da solução de fundações existente, transferindo as cargas para novas fundações e demolindo as existentes.

As condições geotécnicas e geológicas deste troço, associadas às condições de acesso e de trabalho muito limitadas, levaram à execução de cortinas de contenção com recurso à tecnologia jet grouting armadas com microestacas metálicas tubulares. Estes elementos foram também utilizados como fundações profundas de uma laje de betão armado com 1,4m e 1,8m de espessura, construída para receber as cargas das fundações existentes e permitir a sua transferência para os novos elementos de fundação.

Neste complexo processo de transferência de cargas, foi definido o processo de gradual de transferência com recurso a macacos hidráulicos sob todos os pilares e a dispositivos de monitorização altimétrica permanente para controlar os assentamentos de cada apoio e, deste modo, minimizar a ocorrência de distorções de pudessem causar patologias aos edifícios.

2 EDIFÍCIOS AFECTADOS

O túnel da linha do metro intersecta os edifícios nº 42 e nº 44 na Avenida D. Carlos I. Ambos os edifícios foram construídos no século XX, apresentando uma estrutura em betão armado e fundações em estacas moldadas. Os edifícios têm 9 pisos elevados e 1 cave (ver Figura 1).

Figura 1. Edifícios de betão armado situados por cima do túnel.

O edifício nº42 foi recentemente objeto de obras de reabilitação para reconversão em uso habitacional. Como resultado dessa reconversão, foram realizados trabalhos de reforço da estrutura e das fundações originais, estes últimos com recurso a microestacas. O edifício nº44, por outro lado, encontra-se nas suas condições originais, utilizado para escritórios, e apresenta um bom estado de conservação. Na Figura 2 apresenta-se a planta de fundações dos edifícios, sobreposta com o traçado do túnel do metro, evidenciando a necessidade de transferir a carga de vários pilares ao longo da área de intervenção, devido às estacas intersectarem o túnel.

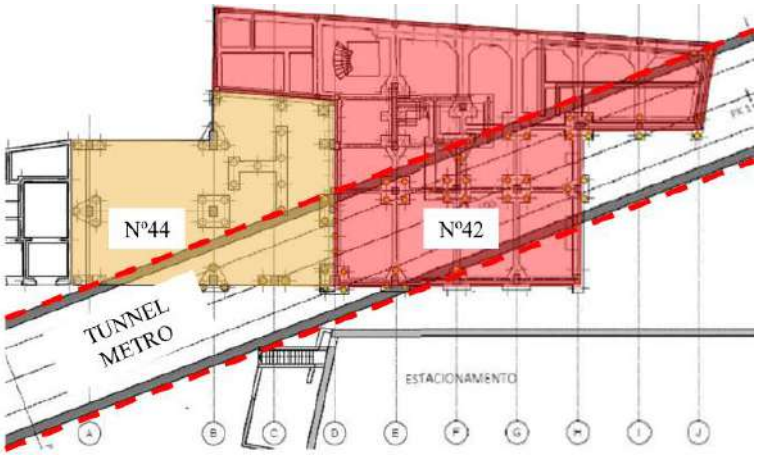


Figura 2. Vista em planta dos edifícios e projeção da estrutura do túnel.

3 PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

3.1 Condicionamentos geológicos e geotécnicos

A campanha de investigação geológico-geotécnica realizada incluiu a execução de múltiplas sondagens que permitiram a caraterização das unidades de solo e de rocha interessadas ao longo da extensão do túnel Cut & Cover sobre a qual se localizam os edifícios em análise (ver Figura 3). Foi possível constatar que, no sentido crescente da quilometragem do túnel, se verifica um aumento progressivo da espessura dos materiais recentes (aterros e aluviões - essencialmente do tipo arenoso) em paralelo com a diminuição da espessura da camada Miocénica sobrejacente às unidades do Complexo Vulcânico de Lisboa.

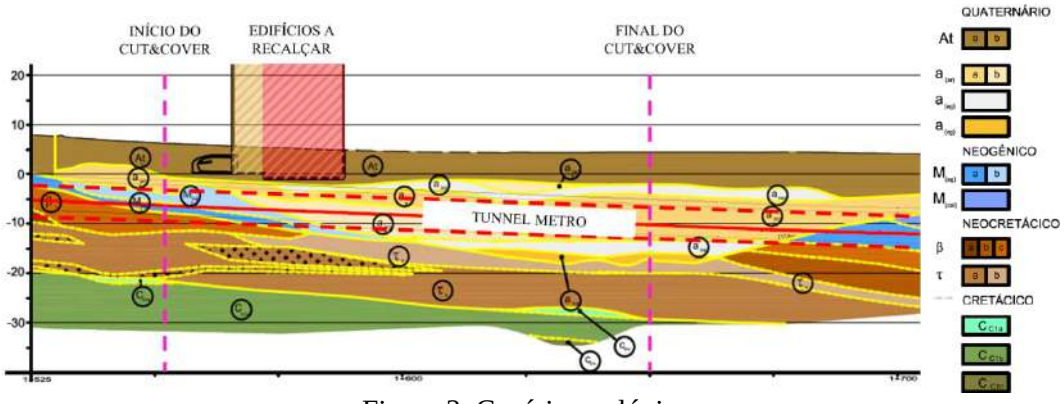


Figura 3. Cenário geológico.

3.2 Condicionamentos relativos às tecnologias construtivas

As soluções tiveram de respeitar os condicionamentos locais no que respeita à acessibilidade dos equipamentos. Tendo em conta a necessidade de trabalhar no interior das caves dos edifícios, as soluções tiveram de ser compatíveis com equipamentos de pequeno porte, compatíveis com o funcionamento num pé-direito mínimo de cerca de 3,0m.

3.3 Procedimento de transferência de carga

Para minimizar a ocorrência de patologias nos edifícios, determinadas por assentamentos diferenciais, as soluções e as fases de construção foram definidas de modo a permitir um processo de transferência de carga ativo. Este processo recorreu a um circuito integrado de macacos hidráulicos e sensores de nivelamento que permitem o registo e a compensação sistemática de eventuais assentamentos resultantes da demolição das estacas que interseção o túnel do metro e da consequente transferência dessa carga para a nova laje de recalçamento.

4 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

A solução de recalçamento, contenção e escavação consiste na transferência das cargas, dos pilares localizados sobre do alinhamento do túnel, para uma laje de recalçamento, de modo a permitir o corte das estacas de fundação, sem afetar a funcionalidade da estrutura do edifício. Depois de realizado este processo, será realizada a escavação sobre a laje de recalçamento que, por sua vez, está fundada em cortinas de jet grouting com função simultânea de elementos de fundação definitiva e elemento de contenção provisória.

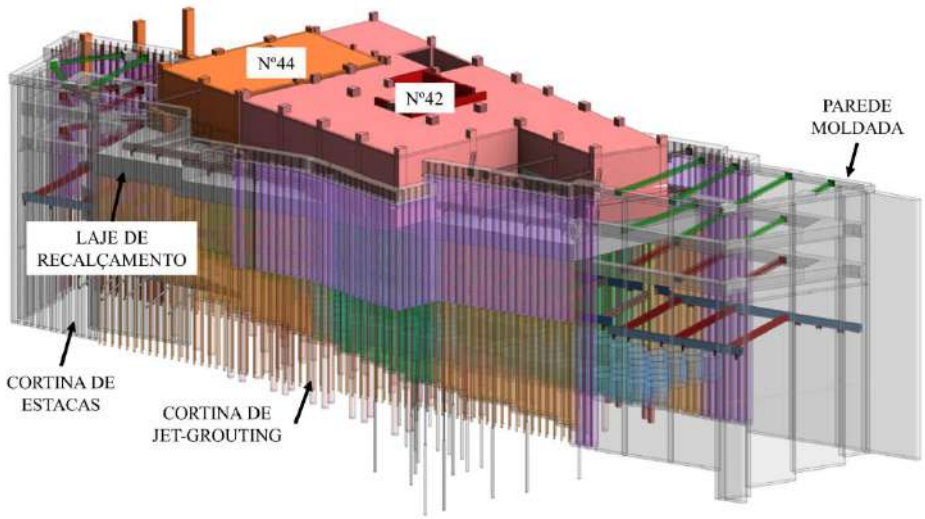


Figura 4. Vista 3D: Solução de escavação e escoramento Cut & Cover.

4.1 Descrição da solução de escavação Cut & Cover

A solução de escavação Cut & Cover é realizada, genericamente, ao abrigo de uma cortina dupla de colunas de jet-grouting com 1000mm de diâmetro, espaçadas de 700mm, e reforçadas com perfis tubulares de aço, que têm uma dupla função de fundação da laje de recalçamento e de contenção das terras e das águas para permitir a escavação necessária à construção do túnel do metro. Adicionalmente, para atingir o nível da laje de recalçamento, foi executada uma terceira fiada de colunas de jet-grouting, também reforçadas com perfis metálicos (ver Figura 5).

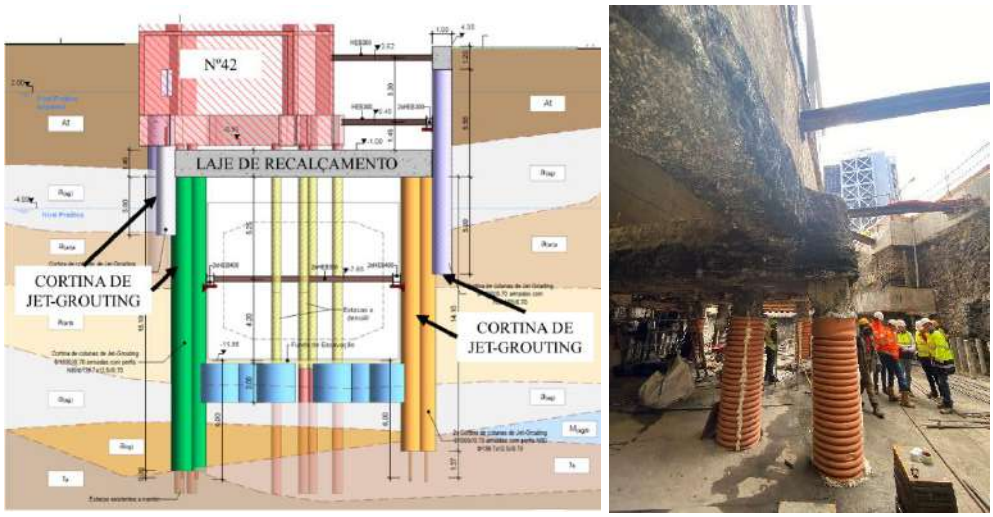


Figura 5. Secção: Escavação Cut & Cover e solução de escoramento (modelo e local).

Refere-se ainda que as cortinas de contenção foram provisoriamente escoradas umas às outras utilizando 3 níveis de escoras de aço, distanciados 5 m entre si, ligados a vigas de distribuição de aço ou de betão armado, e 1 nível materializado pela laje de recalçamento. Por fim, sempre que as formações existentes ao nível do fundo da escavação não eram rochosas, optou-se pela materialização de uma grelha de travamento com colunas de jet grouting com 2000mm de diâmetro, de modo a minimizar a deformabilidade da ficha das cortinas de contenção.

4.2 Descrição da solução de recalçamento do edifício

A solução de recalçamento dos edifícios consiste a construção de uma laje de betão armado, apoiada indiretamente em cortinas de colunas de jet-grouting, reforçadas com perfis de aço de forma a aumentar a sua ductilidade e rigidez, colocadas ao longo dos alinhamentos exteriores do túnel do metro. A laje de recalçamento foi posicionada no espaço disponível entre a base dos maciços de encabeçamento das estacas e a laje de cobertura do túnel do metro, com uma geometria de aproximadamente 50,0m de comprimento, por 13,0m largura e uma espessura variável entre 1,40m e 1,80m (ver Figura 7).

No seu conjunto, estes elementos permitem alterar o sistema de fundação dos edifícios, transferindo as cargas dos pilares estruturais para a nova laje de recalçamento que, por flexão cilíndrica, as transmite às duas fiadas de colunas de jet grouting, que finalmente transmitem as reações às camadas de solo competentes situadas abaixo da laje de fundo do túnel.

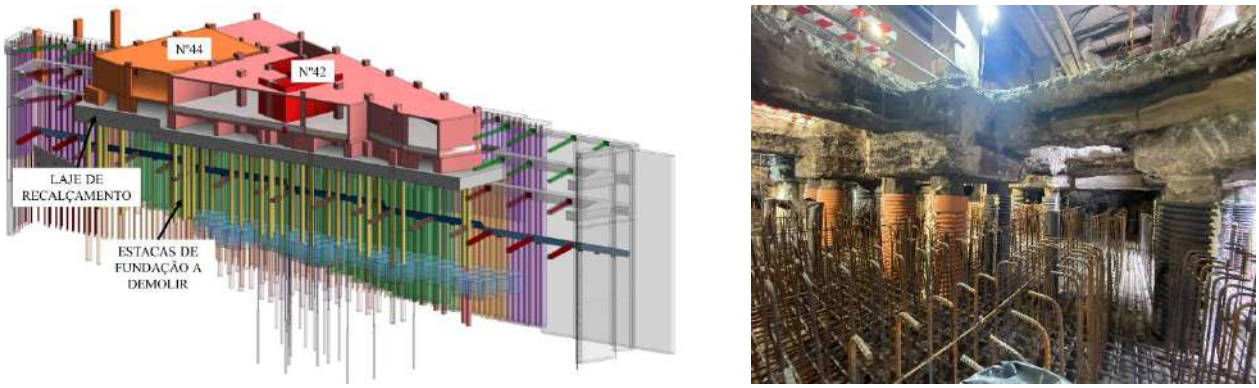


Figura 6. Vista 3D: A solução de escoramento e as estacas são desativadas.

Com esta solução implementada, é possível demolir as estacas de fundação existentes, que se localizam sobre o alinhamento do túnel do metro, bem como proceder aos trabalhos de escavação para a construção do referido túnel (ver Figura 6).

4.3 Descrição do procedimento de transferência de carga

De modo a garantir que uma transferência de cargas gradual entre os pilares dos edifícios e a laje de betão armado de recalçamento, permitindo assim um maior controlo dos assentamentos que ocorrem neste processo e, em particular, dos assentamentos diferenciais que podem provocar patologias nos edifícios, foi instalado um sistema de macacos hidráulicos e de monitorização de assentamentos. Os macacos hidráulicos, posicionados entre a laje de recalçamento e os maciços de encabeçamento de estacas, serão responsáveis por aliviar as cargas das atuais estacas de fundação, transferindo a carga para a nova laje e, deste modo, permitindo que as estacas tenham uma carga residual quando forem demolidas.

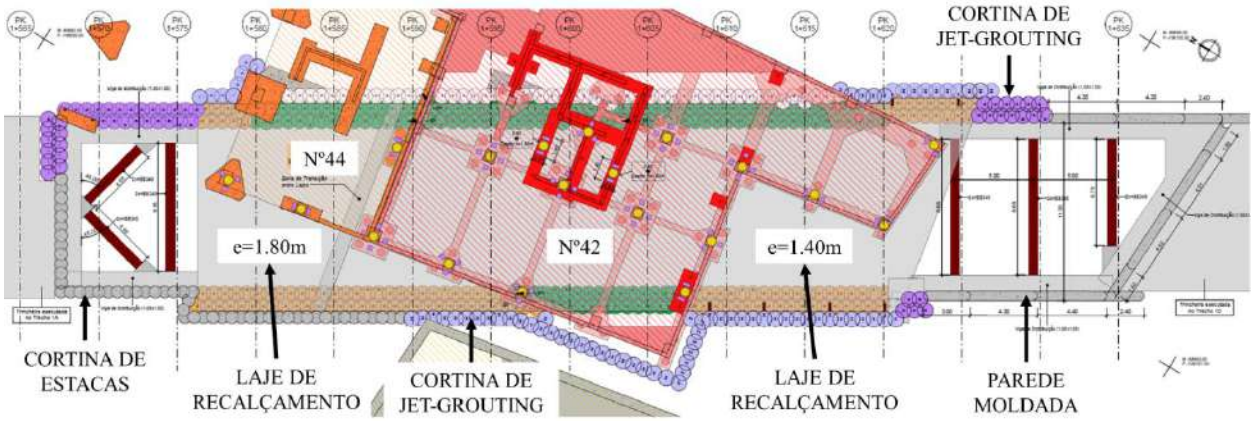


Figura 7. Vista em planta: Solução de escavação e escoramento Cut & Cover.

As fases relacionadas com a transferência de carga são resumidas abaixo e ilustradas na Figura 8:

1. Instalação do sistema de instrumentação nos pilares;
2. Escavação até ao nível inferior da laje;
3. Encamisamento das estacas seguido da construção da laje e da instalação dos macacos hidráulicos;
4. Escavação sob a laje, seguida de ativação dos macacos hidráulicos e posterior demolição das estacas existentes, gerida pela análise dos dados de monitorização.

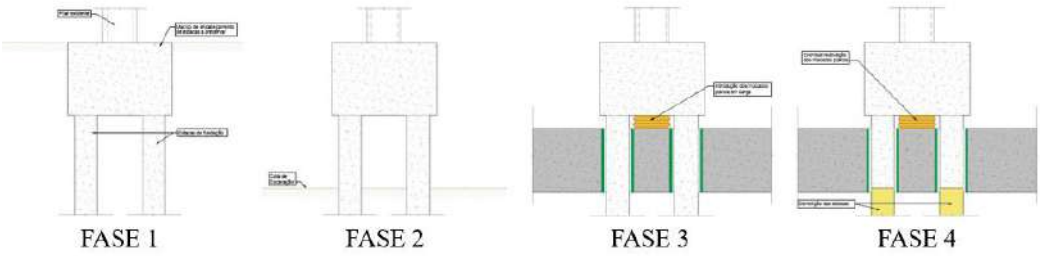


Figura 8. Solução de recalçamento – Sistema de transferência de carga.

5 CONCEPÇÃO DA SOLUÇÃO

A solução de recalçamento foi dimensionada utilizando modelos estruturais no software *SAP2000*.

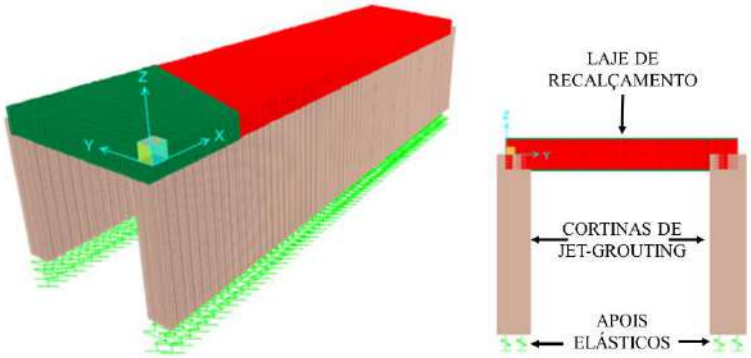


Figura 9. Modelo de análise SAP2000 para a laje de fundação.

A laje de recalçamento, bem como as cortinas de colunas de jet grouting, foram modelados com elementos do tipo casca e, no caso destes últimos, apoiados em molas que tentaram reproduzir a rigidez do terreno de fundação. Este modelo permitiu estimar os esforços estruturais da laje (ver, por exemplo, os momentos fletores na Figura 10), bem como a sua deformação elástica (ver Figura 11).

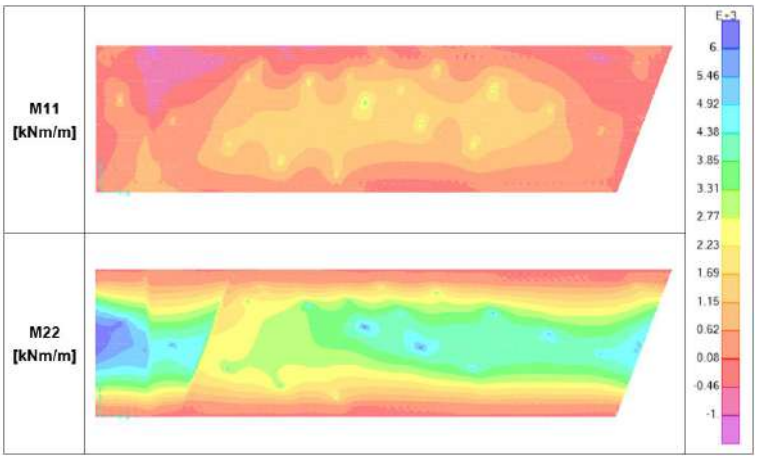


Figura 10. Modelo de análise SAP2000 para laje de fundação - Momentos fletores.

Considerando as rigidezes dos apoios do modelo estrutural, foi estimada a carga axial máxima de projeto em cada coluna de jet-grouting, permitindo, em análise paralela com o modelo geotécnico para a solução Cut & Cover, a validação da segurança desses elementos, simultaneamente para a fase provisória e para a fase definitiva.

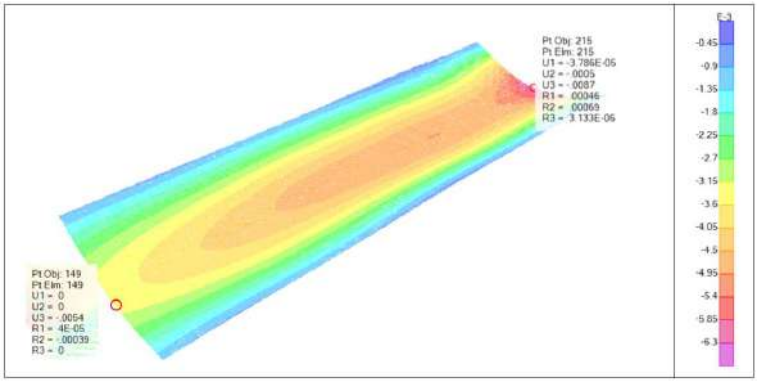


Figura 11. Modelo de análise SAP2000 para a laje de fundação - Deslocamentos.

6 PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Durante os trabalhos de transferência de cargas e, posteriormente, durante os trabalhos de escavação e construção do túnel, foi implementado um plano de monitorização com sensores de nível de líquido e extensómetros para medir os movimentos altimétricos da laje de recalçamento e dos pilares dos edifícios, bem como a interação entre eles (ver Figura 12).

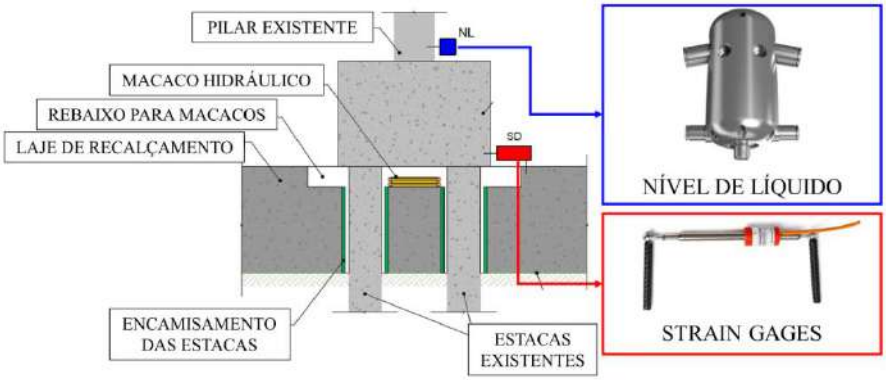


Figura 12. Dispositivos de controlo: Sensores de nível de líquido e strain gages

O plano de monitorização estabelece ainda valores-limite para cada dispositivo, para cada fase da transferência de carga. Os resultados das análises numéricas foram utilizados para determinar os valores de referência dos parâmetros medidos, que foram utilizados para fixar valores de alerta, para 80% dos valores de referência, e de alarme, para 120% dos referidos valores.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A definição e implementação de uma nova linha de metro numa zona densamente urbanizada pode conduzir a interferências com estruturas existentes. Para cenários como o apresentado neste trabalho, a solução de recalçamento das fundações foi a mais adequada para permitir manter a integridade das estruturas existentes, embora este tipo de solução apresente muitas vezes múltiplas restrições ao nível do acesso e operação dos equipamentos.

Para o sucesso de intervenções com a complexidade da presente, considera-se essencial a implementação de um plano de monitorização adequado, o qual ajudará a garantir uma eficaz transferência de cargas entre os elementos de fundação existentes e os novos elementos de recalçamento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a apresentação deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Pinto, A. (2008) Soluções adoptadas na Interferência nº16 da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa: Oriente – Aeroporto. In: XI Congresso Nacional de Geotecnia – SPG, Guimarães, Portugal.

Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão Armado

Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico

XX I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/718

Seven Tunnels to the Greater Vitória and their Geotechnical Aspects

João Renato R. Prandina
Engenheiro Senior, PCA ENG, Vitória, Brasil, renatoprandina@gmail.com

ABSTRACT: Vitória, is the Espírito Santo (ES) state capital, an island densely populated, important considering its harbor areas, with an intensive vibrant economy leading to a much greater GDP than the national average. Vitória has been demanding new road connections with its neighbor cities: Vila Velha and Cariacica, both part of the conurbation of its grater urban area, as well some arterial systems has their own demands to enhance quality of traffic and allow time savings on transit trips. In this paper presents 7 tunnels for the Greater Vitória. Two immersed solutions for the Vitória Bay. As an alternative proposal for the Vitória and Cariacica link under the Vitória Bay channel it's presented an immersed tunnel solution. An immersed tunnel proposal between Vitória and Vila Velha and the geotechnical aspects of these two immersed solutions are pictured in details. Another set of needed tunnels are presented. Many factors indicate that the tunnels described to enhance the arterial systems of the road nework of Vitória are best solutions. The cost of the construction of each solution are assessed with respect the international and the local costs of each one.

KEYWORDS: Tunnel, Vitória, immersed tunnel, NATM

RESUMO: Vitória, capital do estado do Espírito Santo (ES), é uma ilha densamente povoada e economicamente importante, com um PIB muito superior à média nacional, graças em parte à sua área portuária. A cidade demanda novas ligações rodoviárias com seus vizinhos Vila Velha e Cariacica, ambos integrantes da região metropolitana. Além disso, o sistema arterial existente enfrenta gargalos que prejudicam a qualidade do tráfego e aumentam o tempo de viagem. Este artigo apresenta um estudo sobre a implementação de sete túneis na Grande Vitória. Duas soluções envolvem túneis submersos na Baía de Vitória. Como proposta alternativa para a ligação entre Vitória e Cariacica sob o canal da baía, apresenta-se um túnel imerso. O artigo detalha a proposta de um túnel imerso entre Vitória e Vila Velha, incluindo os aspectos geotécnicos de ambas as soluções submersas. O estudo também analisa a necessidade de outros túneis para a região. Diversos fatores indicam que os túneis propostos para melhorar o sistema arterial da malha viária de Vitória representam a melhor solução. O custo de construção de cada opção é avaliado considerando referências nacionais e internacionais.

KEYWORDS: Túnel, Vitória, túnel imerso, NATM

1 INTRODUCTION

Vitória's island location restricts its road network, as shown in Prandina's illustration of the coastal contours (Figure 1). This limitation is further compounded by a steep central rock massif occupying roughly 32% of the central-western area, hindering the development of through roads.

Despite its size (approximately 13 km in diameter), Vitória, the capital of Espírito Santo with a population of 355,000, serves as the economic hub of the Greater Vitória Area (GVA). The GVA encompasses six surrounding municipalities (see Figure 1): Vila Velha, Cariacica, Serra, Viana, Guarapari, and Fundão, with a combined population of 1.5 million. Notably, a staggering 227,000 people commute daily to and from Vitória via its limited road connections (IBGE, 2015).

Alone, Espírito Santo (ES) exports more than 60% of the iron ore, more than 75% of the dimension (ornamental) stone for finishings exported of the country, and it has become the second in petroleum

production, with an average of 170.000 barrels per day (Petrobras, 2015). In 2023, the industrial sector advanced by 9.1%, marking the best performance for the category since 2011, when the increase had been 12.3%, according to the GDP released by the Brazilian Institute of Geography and Statistics (IBGE, 2024).

Figure 1. Two pictures of the 1st and the 2nd bridges linking Vitória and Vila Velha (apud Vitória Port authority, 2016).

Vitória's booming economy, exceeding the national average GDP, necessitates improved transportation links with neighboring cities. Vila Velha and Cariacica, part of the Greater Vitória conurbation, require better connections to Vitória to reduce traffic congestion and travel times. This paper proposes seven tunnels as potential solutions.

Two immersed tunnel options are explored, with detailed analyses of the geotechnical conditions in Vitória Bay. For the proposed "fourth connection" between Vitória and Cariacica, the local government presented a conceptual bridge design with a width of 36 meters and a length of 1.4 kilometers. This paper offers an alternative immersed tunnel solution for this specific route.

Neither Espírito Santo nor Vitória has extensive experience with tunnel construction for road infrastructure. However, Kneib & Prandina (2004) previously proposed an immersed tunnel between Vitória and Vila Velha, with detailed geotechnical assessments. Prandina (2014) also presented the Cristovão Jaques tunnel, utilizing the cut-and-cover method to connect Reta da Penha Avenue to the Castelo Branco Bridge.

On the western side of Vitória Island, along Serafim Derenzi Avenue, two additional tunnels through a rock massif are proposed to reduce travel distances and improve road safety.

A sixth major solution, a NATM tunnel, is presented to cut through the central massif of Vitória Island. This option shares similar geotechnical challenges with the previous two rock massif tunnels. Finally, the seventh tunnel would connect two sections of Cesar Hilar Avenue.

This paper argues that these proposed tunnels represent the optimal solutions for enhancing the arterial road network within Greater Vitória. A cost analysis, comparing both international and local construction costs, is presented for each solution.

2 ROAD CONNECTIONS AND ECONOMIC DEVELOPMENT

Vitória Island sits 150 to 1,500 meters off the mainland, with shorter distances on the northeast side and longer ones on the southwest. Three existing bridges connect Vitória to the city of Vila Velha in the south:

i) First Bridge (Florentino Avidos);
ii) Second Bridge (connects Vitória, Vila Velha, and Cariacica)
iii) Third Bridge (Darcy Castello de Mendonça)

The northern part of the island has three additional bridges to the mainland, but they are shorter and serve local traffic only, not functioning as major arterial routes.

Figure 2 visually supports the notion that transportation infrastructure, like roads, can stimulate economic development. The image on the left side shows a clear correlation between denser road networks

and higher employment levels in the surrounding areas. This suggests that a lack of proper infrastructure can hinder balanced economic growth across a region.

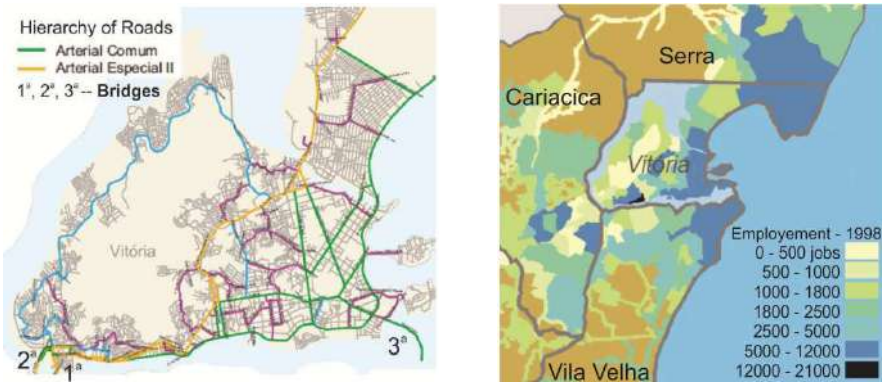


Figure 2. The arterial system of the road network of Vitória and the Jobs per zone – Greater Vitória and (PDTU, 1998)

2.1 Saturated Arterial System and Public Perception

Traffic congestion in Vitória is a major concern, causing longer travel times during peak hours. Research by Kneib (2011) suggests that overloaded road systems significantly reduce quality of life in urban areas. Vitória experiences this problem daily, with traffic jams plaguing all access points.

Studies by DaMatta (2008) conducted over a decade ago already highlighted the negative impacts of traffic congestion in Vitória, including stress, fatigue, and safety risks for drivers and pedestrians. This was confirmed by camera observations that documented frequent conflicts between drivers and pedestrians.

The current situation is concerning. Traffic jam data from 2016 shows congestion across 60 kilometers of roads, and average speeds on Reta da Penha Avenue during peak hours have plummeted from 8 km/h in 2008 to a mere 4 km/h along the entire 7.5 km stretch (Marcondes, 2018).

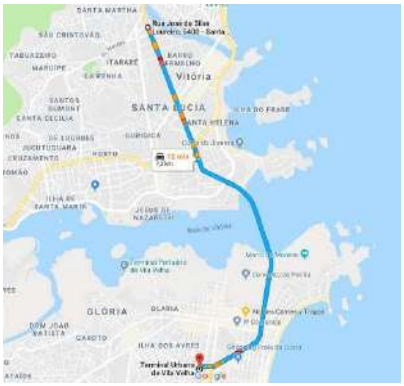


Figure 3. Road stretch including Reta da Penha with average speed of 4 km/h (Marcondes, 2018).

The existing bridges themselves have greater flow capacity than Vitória's road system. However, since users cannot access them twice a day, the immediate assumption is that a new bridge or connection would improve traffic flow.

Another study highlighting the negative impact of traffic conditions in Vitória comes from Caus and Santos (2008). They describe a chaotic scenario of traffic conditions resulting in increased pollution and a decline in quality of life. In 2008, public perception of traffic quality was notably low. Over the subsequent five years, the total number of vehicles in the state increased by over 50%, with a peak growth of 13% in 2009.

3 FEASIBLE TUNNEL PROJECTS WITH REAL-WORLD POTENTIAL

Disclose tunnel solutions was conceived as the optimal approach to provide the society with all available connection options. This was necessary as the technical community had previously harbored negative prejudices against tunnel solutions. Recognizing the significance of tunnels for Vitória's efficient infrastructure, they serve as a valuable tool in addressing the ongoing challenge of traffic congestion.

3.1 The Fourth Link of Vitória and Vila Velha

Vitória and Vila Velha are currently connected by three bridges, each with unique considerations for maritime traffic. The Fourth Link project proposes a novel solution: an immersed tunnel approximately 800 meters long. This tunnel will utilize the existing João Santos (red line) and Paulino Muller (blue line) avenues for access.

Figure 4. The Fourth Link of Vitória and Vila Velha (modified Kneib & Prandina, 2004).

The immersed tunnel's cross-section (as depicted in Figure 5) will feature dedicated lanes for both regular vehicles and Bus Rapid Transit (BRT). Additionally, a central chamber will be incorporated to accommodate a Light Rail Transit (LRT) or Metro line. This central chamber serves a dual purpose: it provides an alternative escape route in case of emergencies within the tunnel and enhances overall safety. The tunnel ramps will have a maximum incline of 3%, adhering to the minimum recommended grade by the Federal Highway Administration (FHWA, 2004).
Geologically, Vitória Bay, where the tunnel will be built, consists of sedimentary layers of soft clay and marine clay. This type of terrain is well-suited for immersed tunnel construction, making it a familiar and manageable project for experienced international companies.

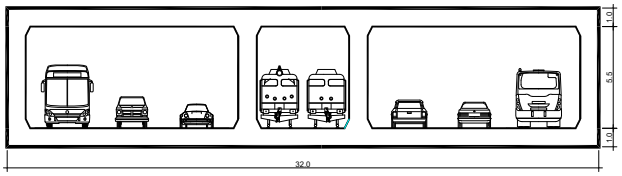


Figure 5. Conceptual cross section of the Fourth Link (modified Kneib & Prandina, 2004).

A map based on Larsonneur's classification system (Dias, 1996) reveals a more uniform distribution of sediments in Vitória Bay. The predominant texture is muddy terrigenous, with a notable exception. A band of marls (referred to as carbonate muds by Dias, 1996) stretches from Ilha das Caieiras to near Santo Antônio, positioned along the bay's central region close to the main channel (Fig. 5).

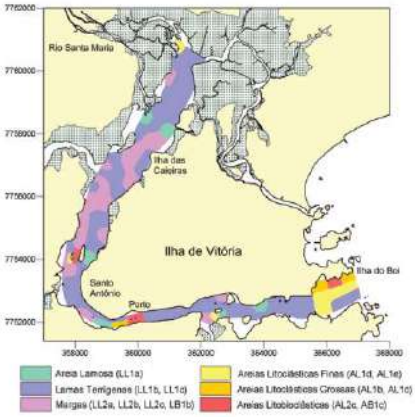


Figure 6. Map of textural classification of sediments in the Bay of Vitória, according to the modified classification by Larsonneur (Dias, 1996)

The construction cost of immersed tunnels can vary considerably due to several factors. These include tunnel length, soil conditions, depth of immersion, environmental concerns, labor costs, and engineering complexity. Immersed tunnels are typically one of the more expensive tunneling options. This is due to their construction method, which involves prefabricating tunnel segments in a dry dock, floating them into place, and submerging them in a pre-dredged trench.

Currently, the international construction cost for immersed tunnels in shallow seas, excluding land acquisition, is estimated at around €255 million per kilometer. This is based on a similar project under construction: a 1.7 km immersed tunnel accommodating both road and rail traffic. This project features two double-track tubes for vehicles and two single-track tubes for trains. Expected for completion alongside the opening of the Fehmarn Belt fixed link, the total construction cost for the tunnel, including both road and rail components, is €714 million. The project is expected to be operational by 2028, coinciding with the completion of the Danish tunnel.

3.2 The Vitória-Cariacica Tunnel Project

A new immersed tunnel connection between Vitória and Cariacica leverages existing routes proposed by DER-ES (2014). This design minimizes environmental impact by utilizing a shorter immersed tunnel segment (533 meters) for the underwater crossing, compared to a longer bridge spanning the seabed and residential areas. The total onshore distance between the two cities remains relatively short at just 373 meters.

Immersed tunnels are a proven solution worldwide (see Figure 12) for short underwater crossings in densely populated areas, especially when maritime traffic is a concern. This project proposes an immersed tunnel with three main sections:

- East Tunnel/Approach (Vitória): This section features two lanes on each side and seamlessly integrates with existing roads. Details on its cross-section and dimensions (in meters) can be found in Figure 7.
- West Tunnel/Approach (Vitória): Details on this section are not provided here, but presumably it mirrors the eastern approach.
- Subaquatic Crossing (Vitória to Cariacica): This 533-meter immersed tunnel section forms the core of the new connection.

An additional dedicated cycle lane will be built on the east side of Dario Lourenço de Souza Avenue, allowing cyclists to access Cariacica through the tunnel.

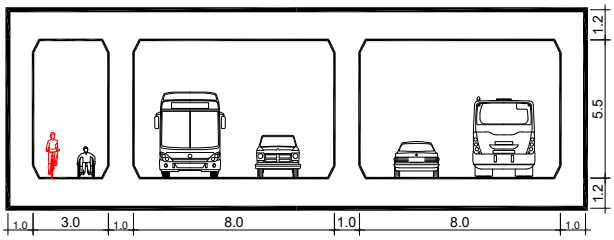


Figure 7. Cross section of the East tunnel in Vitória.

Mirroring the 4th Bridge design, the western approach on Dario Lourenço de Souza Avenue will cater to both BRT users with a dedicated lane and individual vehicle traffic with two additional lanes. This design allows cyclists from Vitória to conveniently access Cariacica through the immersed tunnel. Similar to the eastern approach, the western side seamlessly integrates with existing roads and features two lanes for each direction of travel. For a detailed view of the western tunnel's cross-section with dimensions in meters, please refer to Figure 8.

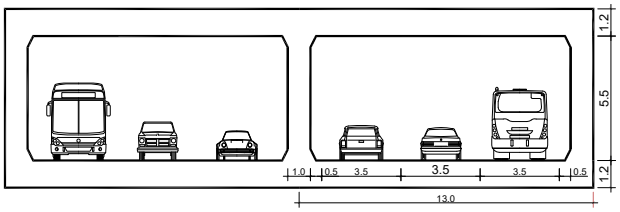


Figure 8. Cross section of the West tunnel in Vitória.

The East tunnel on the Vitória side commences with a cut-and-cover approach, as depicted in Figure 9.

Figure 9. Vitória-Cariacica Link adopting 2 different gradients: 3% on the tunnel lining and 6% on the approaches (apud Prandina, 2016).

Figure 10 illustrates the elevation profile of the eastern tunnel approaching Cariacica. The tunnel itself will have an elevation of 3 meters, while the approaches will have a 6% incline. This translates to a total road width of 833.71 meters for vehicles traveling across Vitória Bay Complex (VBC).

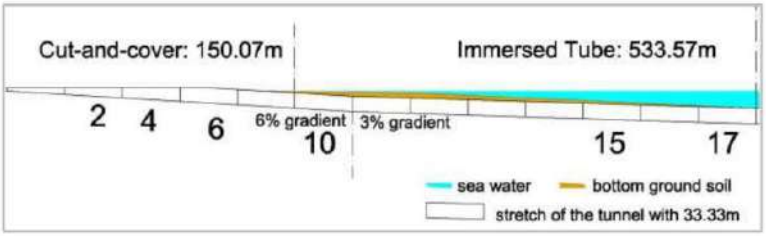


Figure 10. Vitória-Cariacica Link adopting a constant gradient of 3% on the approaches and tunnel lining (apud Prandina, 2016)

Replacing the proposed 4th Bridge with an immersed tunnel offers several advantages, both objective and subjective. Table 1 compares these two engineering solutions across various aspects. While some criteria may be subjective, the evaluation is straightforward.

The geotechnical conditions along the proposed tunnel route are similar to those assessed for the DER-ES (2014) bridge project. In fact, the same geotechnical data from 18 boreholes (identified as SP - Standard Penetration Test) conducted for the bridge design will be used for the immersed tunnel.

Additionally, the basic summary of geotechnical information for the alignments 4 and 5 profiles is illustrated in Figure 11.

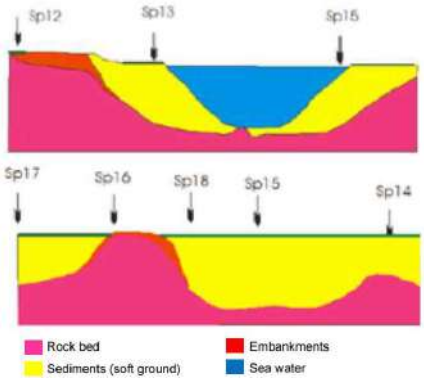


Figure 11. Profile of the boreholes in different alignment (apud Prandina, 2016)

The cost of construction of this immersed tunnel projects, which reachs 900 meters of length, excluding land expropriation, on shallow sea areas can be estimated in 315 million euros.

3.3 The Cauê Tunnel Project

Prandina (2010a) proposed a design sketch (see Fig. 12) for the Cauê Tunnel, illustrating dedicated lanes for both Bus Rapid Transit (BRT) and cars. This tunnel, located beneath Cauê Square, would directly connect to the 3rd Bridge on Reta da Penha. This aims to solve the traffic congestion caused by three intersections where a high-volume arterial road merges into a slower local road network. Geologically, the area consists of soft layers of marine clay and sand resting on a bedrock foundation, typically granite.

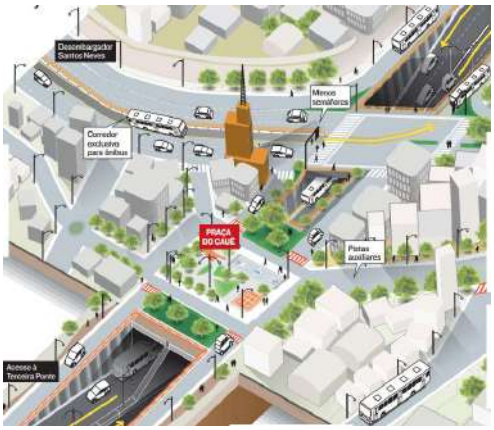


Figure 12. Profile of the boreholes in different alignment (modified Prandina, 2014)

The chosen construction method, cut-and-cover, utilizes struts for support, offering a more cost-effective alternative to tiebacks. However, this method requires the temporary demolition of Cauê Square to facilitate the construction of a 400-meter long tunnel with a 22-meter span and 8-meter depth. Following construction, the square will be fully reconstructed.

The type of work is quite simple, using reinforced concrete piles and slabs. The earthworks amount to 70,000 m^3, and the cost, typically expected at 60 million dollars per kilometer, brings the construction cost to 24 million dollars.

Table 1. Summary of the 7 tunnel projects proposed in this paper and their costs

Tunnel		Construction Method	Length (meters)	Geology	Cost (U$ million)
1	Vutória Vila Velha	Immersed tube	800	Sedimentary deposit	255,0
2	Vitória Cariacica	Immersed tube	900	Sedimentary deposit	315,0
3	Cauê Plaza Tunnel	Cut-and-cover	400	Sedimentary deposit	24,0
4	Conventional Tunnel (Central Massif)	NATM	2000	Rock	55,0
5	Cesar Hilal Av. Tunnel	NATM	600	Rock	16,5
6	NATM Tunnel - I (Serafin Derenzi)	NATM	350	Rock	9,6
7	NATM Tunnel – 2 (Serafin Derenzi)	NATM	600	Rock	16,5

3.4 The other 4 tunnels to Improve the quality of the road network

To achieve the seven tunnels to improve the traffic quality in the Greater Vitória, the following tunnels may be listed: i) The Immersed Tunnel connecting Vitória and Vila Velha (approximately 800 m); ii) A conventional Tunnel through the central massif of the island (2 km); iii) Cesar Hilal Av. Tunnel (600 m); iv) Two conventional tunnels in Serafin Derenzi, also in rock (500 m and 700 m each); v) Cauê Plaza tunnel to connect the 3rd bridge with its arterial system beneath a residential area (400 m).

4 CONCLUSION

This paper examined the potential tunnel projects in Greater Vitória aimed at enhancing its traffic quality, which has been strained by the absence of new links between its major cities. The construction of the seven tunnels could be carried out using well-established methods, requiring a total investment of approximately 692 million dollars. For two of the more costly projects, the toll solution may be considered to secure funding for both construction and operation.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Kneib, E.C. & Prandina, J.R.R. 2004. The proposal of the fourth link between Vitória and Vila Velha in immersed tunnel. I Brazilian Tunnel Congress and Underground Structures, Brazilian Tunnel Committee, Brazilian Soil Mechanics Association - CBT/ABMS, São Paulo, Brazil (in Portuguese).

Marcondes (2018). *Passageiros de ônibus levam mais de 1h para percorrer trecho de 600 metros em Vila Velha, no ES*. Retrieved from https://g1.globo.com/es/espirito-santo/noticia/2018/10/01/passageiros-de-onibus-levam-mais-de-1h-para-percorrer-trecho-de-600-metros-em-vila-velha-no-es.ghtml

PDTU, 1998. PDTU, 1998. Public Transportation Director Plan of Transportation of the Metropolitan Region of Vitória. State of Espírito Santo, Vitória, Brazil (in Portuguese). 373p (in Portuguese).

Prandina, J.R.R. (2014). Disclosure of technical solutions of tunnels by the press as the decisive factor for the insertion of underground works in feasibility studies of road connections for Vitória, ES. In Proc. of the World Tunnel Congress 2014 – Tunnels for a better Life. Foz do Iguaçu, Brazil.

Prandina, J.R.R. (2016) *The Vitoria immersed tunnel southwest link*. In TAC 2016 Annual Conference, Canadian Tunnelling Association, Ottawa, ON, Canada.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/719

The Influence of Isotropic Compression Stiffness on Ground Deformation Induced by Shallow Tunnels

Felipe Paiva Magalhães Vitali
Ph.D. student, Department of Geotechnical Engineering, Engineering School of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, SP, Brazil. felipe.vitali@usp.br

Osvaldo Paiva Magalhães Vitali
Assistant Professor. Department of Civil, Environmental and Construction Engineering, University of Hawaii at Manoa, HI, United States. opmv@hawaii.edu

Tarcisio Barreto Celestino
Professor, Department of Geotechnical Engineering, Engineering School of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, SP, Brazil. tbcelest@usp.br

ABSTRACT: Tunnel construction in highly compressible soils, such as porous clays, may induce large ground deformations, potentially damaging buildings and existing infrastructure. Typically, these soils exhibit significant volumetric contraction, leading to a complex distribution of displacements around the tunnel. Notable examples of tunnels in porous clays are the Metro tunnels in Brasilia and the Paraíso tunnel in São Paulo. Given the complexity of the problem, the use of numerical modeling with sophisticated constitutive models becomes imperative. The Hardening Soil Model, a well-known constitutive model for soils, accurately reproduces the behavior of various soil types. Its parameters can be easily derived from laboratory tests or estimated from in-situ testing. For this reason, this constitutive model is widely used in Geotechnical Engineering practice. In this paper, the Paraiso tunnel is analyzed using a 2D plane strain Finite Element Method (FEM) model using the tunnel volume loss control technique. The Hardening Soil Model was calibrated using compression and extension triaxial tests on undisturbed samples of the residual porous clays of São Paulo. A good match was found between the numerical model results and field data when the tunnel volume loss equals 1.25%. Then, a sensitivity analysis was conducted to assess the influence of the 1D-compression stiffness, E_{oed}, on the ground deformations observed. The E_{oed} parameter is related to the isotropic compression stiffness. The results demonstrate that larger displacements at the ground surface, compared to those at depth, occur when the 1D-compression stiffness (E_{oed}) is significantly smaller than the secant stiffness at 50% of failure, E_{50}. This is a consequence of the pronounced increase in volumetric contractive strains near the ground surface above the tunnel as E_{oed} decreases. Observing larger settlements at the surface than at depth is an unusual behavior commonly seen in tunnels excavated in porous clays. Thus, the results presented in this paper suggest that the Hardening Soil Model can represent this unusual behavior by selecting an E_{oed} that is sufficiently smaller than E_{50}.

KEYWORDS: Shallow tunnel, Hardening Soil Model, Numerical modeling, FEM, Compressible soils, Collapsible Soils, Porous clay.

1 INTRODUCTION

Tunneling in compressible soils can lead to substantial surface displacements that can damage the nearby infrastructure. These soils undergo significant contractile volumetric deformations, resulting in a complex distribution of displacements around the tunnel. High void ratios and unsaturated conditions often characterize the porous clays. Notable examples of tunneling in such conditions include the Metro tunnels in Brasilia (Ortigão et al., 1996; Marques, 2006) and the Paraíso tunnel in São Paulo (Parreira, 1991; Azevedo et al, 2002; Almeida e Souza et al., 2011; Vitali et al., 2022a). In these tunnels, the settlements at the surface were often greater than those at depth, which is an unusual behavior.

The complex behavior of these soils presents challenges in predicting their response. Marques (2006) and Almeida e Souza et al. (2011) modeled the Brasília and Paraíso tunnels, respectively, using the finite

element method. They employed the Lade's constitutive model (Lade, 1977) to capture soil behavior, which requires 16 input parameters and as well as a rigorous parameter calibration process. In contrast, Vitali et al. (2022) achieved excellent agreement between the 3D FEM modeling and tunnel instrumentation data for the Paraíso tunnel using the well-known Hardening Soil Model (Schanz et al., 1999). The Hardening Soil Model combines simplicity with efficiency, incorporating features from other constitutive models. It adopts the hyperbolic stress-strain relationship for drained triaxial tests as proposed by Duncan and Chang (1970) and integrates the hardening mechanism due to increased confining stress observed in oedometer tests, originally formulated by the Cam-Clay model (Schofield and Wroth, 1968). Additionally, unloading is assumed to be linear-elastic, with stiffness varying as an exponential function of the minor principal stress. The failure criterion it uses is the Mohr-Coulomb envelope.

In this study, a 2D plane-strain FEM model was developed to analyze the Paraíso tunnel, employing the Volume Loss Control technique (Addenbrooke et al., 1999). The Hardening Soil Model parameters calibrated by Vitali et al. (2022a) were adopted. A good match between numerical results and field data was achieved for a tunnel volume loss of 1.25%. Subsequently, a sensitivity analysis was performed, varying the 1D compression stiffness, E_{oed}, which is related to the isotropic compressive behavior of the soil. The objective of the parametric analysis was to assess the ability of the Hardening Soil Model to replicate the unusual behavior of shallow tunnels excavated in porous clays.

2 SOIL BEHAVIOR AND FEM MODELING

The Paraíso Tunnel, situated in São Paulo, was completed in 1991 and is detailed in Parreira (1991). This tunnel was excavated in the well-known red residual porous clay of São Paulo (Massad et al., 1992). Parreira (1991) conducted an extensive series of laboratory tests on this soil using undisturbed samples extracted at depths of 3.5 and 6.5 meters. These tests were selected by Vitali et al. (2022a) to calibrate the hardening soil model.

Table 1 illustrates the parameters of the Hardening Soil Model calibrated by Vitali et al. (2022a) alongside the E_{oed} values utilized in the sensitivity analysis. The 1D compression stiffness (or oedometer stiffness) correlates with the plastic deformations induced by increased soil confinement. Typically, the 1D compression stiffness approximates the secant stiffness in drained triaxial tests. Notably, to capture the compressible behavior of the red residual porous clay, Vitali et al. (2022a) adopted a relationship $E_{oed}=E_{50}/3$.

Figure 1 presents the results of triaxial compression tests conducted by Parreira (1991) under confining stress of 50 kPa. Just one confinement stress is sufficient to illustrate the response of E_{oed} in soil behavior. Figure 1 plots the deviatoric stress (q) and volumetric strain (ε_{vol}) against axial strain (ε_{ax}). The numerical results for different E_{oed} are depicted. The base case ($E_{oed}=E_{50}/3$) closely aligns with the experimental data, which was calibrated by Vitali et al. (2022a). When considering $E_{oed}=E_{50}$, the contractile volumetric variations decrease significantly, albeit without a substantial stiffness gain. In the case of $E_{oed}=E_{50}/12$, the contractile volumetric variations become pronounced, and the soil exhibits a significant loss of stiffness, indicating a substantially more compressible behavior.

Figure 2 shows the 2D plane strain finite element mesh with second order elements (quadratic shape function) adopted to represent the Paraíso tunnel. Boundary conditions and mesh refinement followed the recommendations from Vitali et al. (2018a, 2021a) and Vitali et al., 2024. These recommendations have been validated by matching exact analytical solutions (Vitali et al., 2018b; 2019a; 2019b; 2019d; 2020a; 2020b; 2020c; 2021b; 2022b) and by replicating the observed behavior of underground excavations (Vitali et al., 2019c; 2022a). At approximately the springline of the tunnel, a division occurs between the porous clay layer and the stiff clay layer. The stiff clay was modeled using a perfect elastoplastic model, with elastic parameters defined as 120 MPa for the Young Modulus and 0.17 for Poisson's ratio, following the Mohr-Coulomb failure criterion (c=66 kPa and φ=25º). Those are the same parameters adopted in previous studies (Almeida e Souza et al., 2011).

The modeling process was conducted in two steps. Initially, the stress state was generated according to the K_0 condition, with a natural specific weight of 15 kN/m^3 and K_0=0.5 for the porous clay, and a natural specific weight of 18 kN/m^3 and K_0=0.84 for the stiff clay. Displacements from this step were disregarded. Subsequently, stress relief was implemented. Nodal forces replaced the finite element mesh representing the excavated volume to achieve equilibrium. These forces were gradually reduced until a specified tunnel volume

loss was attained. The tunnel volume loss is expressed as a percentage, calculated by the ratio of the volume loss due to tunnel displacements and the initially excavated volume. This procedure is described by Addenbroke et al. (1999) and adopted by Vitali et al. (-) and Vitali (-) to successfully replicate centrifuge tunnel tests.

Table1. Hardening Soil Model Parameters.

Parameter	**Definition**	**Value**
$E_{50,ref}$ (kPa)	Secant stiffness in standard drained triaxial test	6000
$E_{oed,ref}$ (kPa)	Tangent stiffness for primary oedometer loading	500 (= $E_{50,ref}$ /12) 2000 for base case 6000 (= $E_{50,ref}$)
$E_{ur,ref}$ (kPa)	Unloading / reloading stiffness	12000
R_f	Failure ratio	0.9
p_{ref} (kPa)	Reference stress for stiffness	50
m	Power for stress-level dependency of stiffness	1
φ (°)	Angle of internal friction	30
$K_{0,NC}$	K_0-value for normal consolidation	0.5
Ψ (°)	Angle of dilatancy	0
c (kPa)	Cohesion	30
γ_n (kN/m^3)	Natural specific weight	15
ν	Poisson's ratio for unloading-reloading	0.27
OCR	Overconsolidation ratio	1

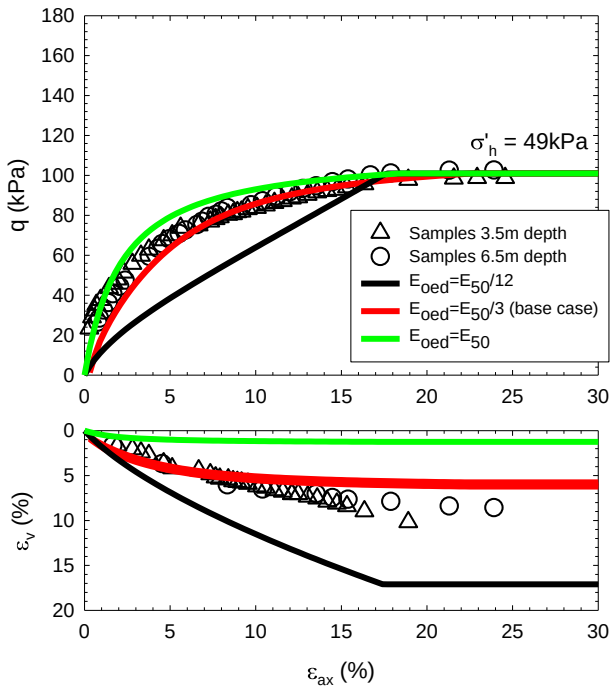


Figure 1. Experimental data and numerical simulations of the triaxial compression tests under 50 kPa confinement stress.

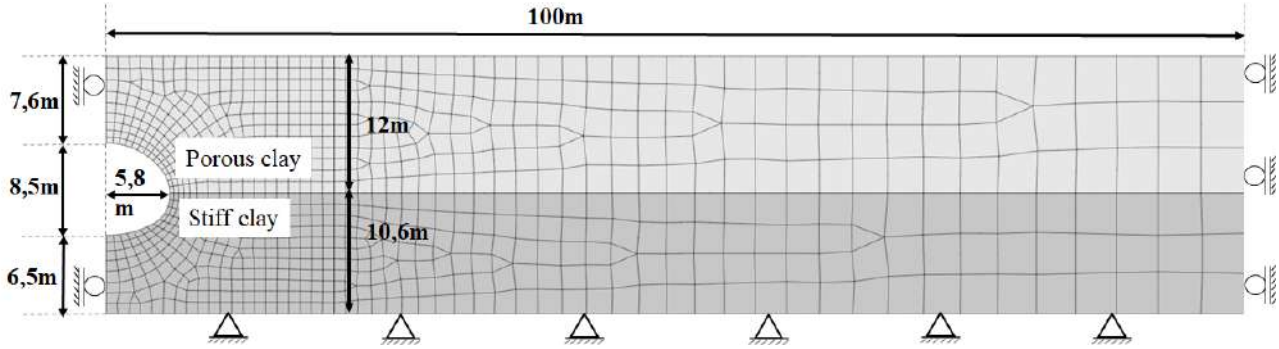


Figure 2. Plane strain finite element mesh for the Paraiso Tunnel.

3 RESULTS AND DISCUSSION

Employing the Volume Loss Control technique and using the calibrated Hardening Soil Model parameters to analyze the Paraíso tunnel, we found that a tunnel volume loss of 1.25% resulted in a good alignment between the numerical results and field data. Note that the tunnel volume loss, derived from displacements at the tunnel perimeter, differs from the soil volume loss, which is measured from the settlement trough. In this case, the soil volume loss is substantially larger than the tunnel volume loss due to significant soil contraction.

Figure 3 illustrates the settlement trough measured during the tunnel's construction (field data) alongside the numerical results for a tunnel volume loss of 1.25%. The base case, which uses the calibrated Hardening Soil Model parameters with $E_{50}=3E_{eod}$, predicts the shape of the settlement trough reasonably well. It is noteworthy that the magnitude and shape of the settlement trough vary significantly with changes in the 1D compression stiffness (E_{oed}), even when the tunnel volume loss remains the same. Specifically, when E_{50} equals E_{oed}, the model predicts smaller displacements and narrower settlement troughs. Conversely, a more compressible soil condition ($E_{oed} = E_{50}/12$) results in larger displacements and wider settlement troughs.

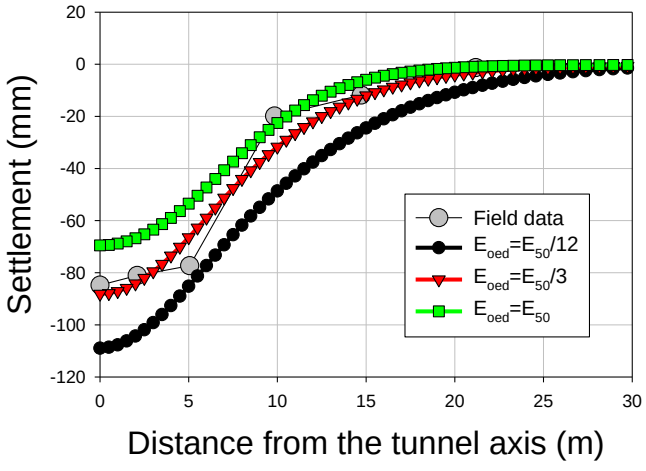


Figure 3. Settlement troughs from field data and 2D plane-strain FEM simulations.

Figure 4 shows the vertical displacements at depth above the tunnel crown. Field data and studied numerical cases are shown. The base case replicates well the field data, where vertical displacements were relatively constant with depth. With $E_{oed}=E_{50}/12$, surface displacements were larger than those at depth, whereas for $E_{50}=E_{oed}$ the opposite was observed. For shallow tunnels in porous clays, it is often observed that settlements at the ground surface are larger than those at depth. This outcome is highly unusual, as vertical displacements normally increase with depth in shallow tunnels (Mair et al., 1993). The results presented indicate that this uncommon behavior can be simulated using the Hardening Soil Model by adopting a

substantially smaller E_{oed} with respect to E_{50}. França (2006), to the best of our knowledge, was the first to point out this characteristic of the Hardening Soil Model.

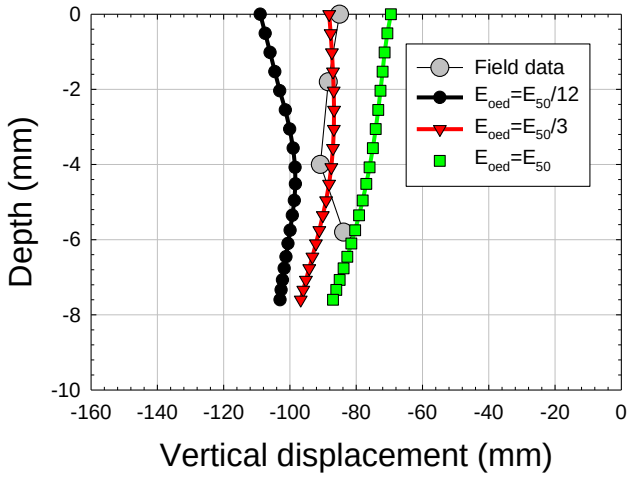


Figure 4. Vertical displacements with depth above the tunnel crown from field data and numerical simulations.

Figure 5 depicts tunnel deformations when the tunnel volume loss (V_{Lt}) is equal to 1.25%. Displacements have been amplified by 10 times. In all cases, the part of the tunnel in stiff clay practically remained undeformed. In line with Figure 4, the case where $E_{oed}=E_{50}/12$ showed greater displacements at the tunnel crown. Conversely, $E_{oed}=E_{50}$ exhibits greater displacements at the tunnel springline. Therefore, higher stiffness seems to result in more evenly distributed displacements around the tunnel.

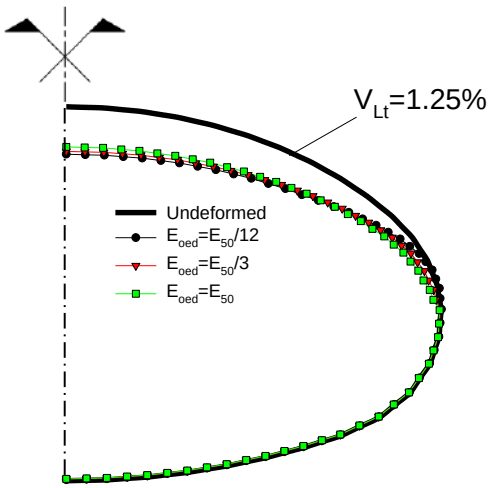


Figure 5. Tunnel-deformed shape for the different cases.

Figure 6 illustrates the maximum shear and volumetric strain fields for the three cases studied for a tunnel volume loss of 1.25%. From the figure, it is evident that stiffer soils mobilize more pronounced shear strains to achieve the same tunnel volume loss, as expected. However, contractile volumetric deformations are substantially more pronounced in soils with smaller E_{oed} for a given E_{50}. Notably, in all cases, the volumetric contraction at the ground surface above the tunnel was larger than that at the tunnel crown. For an E_{50}/E_{oed} ratio of 1/12, the soil contraction near the ground surface was significantly greater than for a ratio of 1, while the soil contraction near the tunnel crown was only marginally larger for a ratio of 1/12 compared to 1. This mechanism explains the larger displacements observed at the ground surface, compared to those at depth, as the E_{oed} decreases. Additionally, shear and volumetric contraction strains develop over larger areas as the soil compressibility increases. Therefore, tunnels in compressible soils induce greater displacements over a larger area, a factor that should be taken into consideration in assessments of damage to adjacent structures.

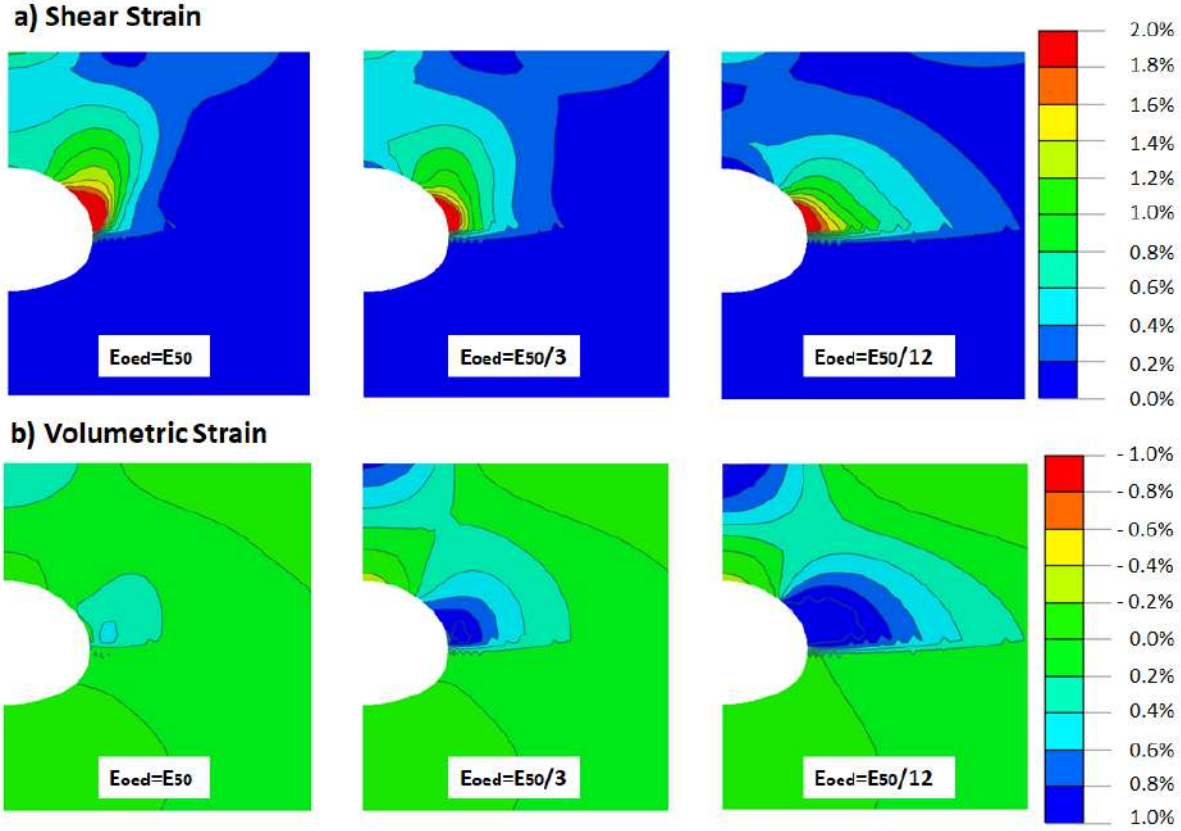


Figure 6. Shear strain fields (a) and volumetric strain fields (b).

4 CONCLUSION

In this study, the Paraíso tunnel was analyzed using 2D-plane strain Finite Element Method (FEM) modeling and the volume loss control technique, employing the well-known Hardening Soil Model. This tunnel was excavated in porous clay, characterized by its highly compressible behavior and unsaturated conditions. The parameters for the Hardening Soil Model were calibrated by Vitali et al. (2022a) based on triaxial tests conducted by Parreira (1991) on undisturbed samples of the same residual porous clay. From this calibration, it was determined that the ratio between the 1D-compression stiffness (or oedometer stiffness, E_{oed}) and the secant stiffness at 50% to failure (E_{50}) is E_{50}/E_{oed} = 3. This ratio is notable since, for most soils, this value is expected to be close to 1. However, considering the highly compressible and unusual behavior of São Paulo's porous clay, this ratio is deemed reasonable.

The settlements at the ground surface predicted by the 2D-plane strain numerical model, using the calibrated Hardening Soil Model with E_{50}/E_{oed}=3 and the tunnel volume loss control technique, matched the displacements measured during the tunnel's construction for a tunnel volume loss of 1.25%. Following that, the impact of the 1D-compression stiffness, E_{oed}, on induced ground deformations was assessed. The analysis considered a softer 1D-compression stiffness ($E_{oed}=E_{50}/12$) and a typical E_{oed} value for most soils ($E_{oed}=E_{50}$).

The findings indicate that volumetric contractive strains near the ground surface above the tunnel significantly increase as E_{oed} decreases. In contrast, near the tunnel crown, the soil contraction is only slighly affected by E_{oed}. Consequently, the smaller the E_{oed} is relative to a given E_{50}, the greater the settlement at the ground surface compared to the settlement at depth near the tunnel crown.

Larger surface displacements compared to those at depth represent an unusual behavior, often observed in shallow tunnels in porous clayey soils. Therefore, these results suggest that the behavior of porous clays can be represented by adopting a relatively small E_{oed} with respect to E_{50}. This has significant practical implications because the Hardening Soil Model is a well-established constitutive model in geotechnical engineering practice, and E_{oed} and E_{50} values can be readily obtained from laboratory tests or estimated from in-situ testing.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors acknowledge the support provided by the research funding agency of the Brazilian Government, CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), Contract 162113/2020-0: Post-Doctoral Scholarship, and CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior). The authors also thank Midas Technology Information Co. Ltd. for providing the license for the Midas GTS NX software utilized in this research.

REFERENCES

Addenbrooke T. I., Potts D. M. and Puzrin A. M. (1997). *The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction*. Géotechnique 47, No. 3, 693–712.

Almeida e Sousa, J., Negro, A., Matos Fernandes, M., & Cardoso, A. S. (2011). *Three-Dimensional Nonlinear Analyses of a Metro Tunnel in São Paulo Porous Clay, Brazil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137(4), 376–384.

Azevedo, R. F., Parreira, A., & Zornberg, J. G. (2002). *Numerical analysis of a tunnel in residual soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(3), 227–236.

Duncan, J.M., Chang, C.Y. (1970). *Nonlinear analysis of stress and strain in soil*. ASCE J. of the Soil Mech. And Found. Div., 96, 1629–1653.

França P.T. (2006). *Study of the behaviour of tunnels: elasto-plastic constitutive model three-dimensional numerical analyses (in portuguese)*. Master's dissertation. University of São Paulo

Lade, P. V. (1977). *Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces.* International journal of solids and structures, 13(11), 1019-1035.

Massad, F., Pinto, C. de S., & Nader, J. J. (1992). *Strength and Deformability*. Brazilian Society of Soil Mechanics Conference on Soils of the São Paulo city, 141–179 (in Portuguese).

Marques, F. E. R. (2006). *Behavior of Shallow Tunnels in Porous Soils – the Brazilia Metro Case* [Doctoral dissertation]. University of Coimbra (in Portuguese).

Mair, R. J., Taylor, R. N. and Bracegirdle, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in clay. Géotechnique 43, No. 2, 315–320, https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.2.315.

Ortigão, J. A. R., Kochen, R., Farias, M. M., & Assis, A. P. (1996). *Tunnelling in Brasilia porous clay*. Canadian Geotechnical Journal, 33 (4), 565–573.

Parreira, A. B. (1991). *Analysis of shallow tunnels in soil. The NATM Paraíso Tunnel at Paulista Avenue in São Paulo City* [Doctoral dissertation]. Catholic University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil (in Portuguese).

Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999). *The hardening soil model: Formulation and verification*. In Ronald B. J. Brinkgreve (Eds.), Beyond 2000 in Computational Geotechnics (pp.281–296). Routledge.

Schofield, A. N., & Wroth, P. (1968). *Critical state soil mechanics* (Vol. 310). London: McGraw-hill.

Vitali, F. P. M; (2024*). Deformations caused by tunnel excavation in sandy ground* (in portuguese). Master's dissertation. São Carlos School of Engineering, University of São Paulo. In preparation.

Vitali, F. P. M; Vitali, O. P. M.; Celestino T. B.; Bobet, A. (2024) *FEM modeling requirements for accurate highly nonlinear shallow tunnels analysis*. Soil and Rocks. 47(1). 10.28927/SR.2024.000923.

Vitali, F. P. M; Vitali, O. P. M.; Celestino T. B.; Bobet, A. (-) *Impact of Relative Density on Shallow TBM Tunnel Excavation: Ground Behavior and Building Damage Risks*. In review.

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2018a). *3D finite element modeling optimization for deep tunnels with material nonlinearity*. Undergr. Sp., 3(2):125–139. https://doi.org/10.1016/j.undsp.2017.11.002

Vitali, O.P.M., Celestino, T.B., & Bobet, A., (2018b). *Analytical solution for tunnels not aligned with geostatic principal stress directions*. Tunn. Undergr. Sp. Technol. 82, 394–405. https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.08.046.

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2019a) *Shallow tunnel not aligned with the geostatic principal stress directions*. In: Proceedings of Geo-Congress2019, GSP, 313:214-222. https://doi.org/10.1061/9780784482155.023

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2019b) *Shallow tunnels misaligned with geostatic principal stress directions: analytical solution and 3D face effects*. Tunn. Undergr. Sp. Technol., 89: 268-283. https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.04.006

Vitali, O.P.M., Celestino, T.B., & Bobet, A., (2019c). *Progressive failure due to tunnel misalignment with geostatic principal stresses*. In: Proceedings of ISRM 14th International Congress on Rock Mechanics, pp. 2292-2299.

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2019d). *Buoyancy effect on shallow tunnels*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 114, 1–6. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2018.12.012

Vitali, O.P.M., Celestino, T.B., & Bobet, A., (2020a). *Analytical solution for a deep circular tunnel in anisotropic ground and anisotropic geostatic stresses*. Rock Mech. Rock Eng. 53 (9), 3859–3884. https://doi.org/10.1007/s00603-020-02157-5

Vitali, O.P.M., Celestino, T.B., & Bobet, A., (2020b). *Tunnel misalignment with geostatic principal stress directions in anisotropic rock masses*. Soils and Rocks, Soils and Rocks, São Paulo, 43(1), 123-138, January-March, 2020, https://doi.org/10.28927/SR.431123.

Vitali, O.P.M., Celestino, T.B., & Bobet, A., (2020c). *Deformation patterns and 3D face effects of tunnels misaligned with the geostatic principal stresses in isotropic and anisotropic rock masses*. 54th US Rock Mechanics /Geomechanics Symposium (ARMA 2020).

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2021a). *New modeling approach for tunnels under complex ground and loading conditions*. Soils and Rocks 44 (1), 1–8. https:// doi.org/10.28927/SR.2021.052120.

Vitali, O.P.M., Celestino, T.B., Bobet, A., (2021b). *Behavior of tunnels excavated with dip and against dip*. Underground Space 6 (6), 709–717. https://doi.org/10.1016/j. undsp.2021.04.001.

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2022a). *Construction strategies for a NATM tunnel in São Paulo, Brazil, in residual soil*. Underground Space, 7(1):1-18. https://doi.org/ 10.1016/j.undsp.2021.04.002.

Vitali, O. P. M., Celestino, T. B., & Bobet, A. (2022b). *3D face effects of tunnels misaligned with the principal directions of material and stress anisotropy*. Tunnelling and Underground Space Technology, 122, 104347. https://doi.org/10.1016/j.tust.2021.104347

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/720

Túneis com seções ovalizadas em NATM para obras subterrâneas metroviárias

Guilherme Gianotti de Andrade
Engenheiro Civil, São Paulo, Brasil, gianotti.guilherme@gmail.com

Patricia Yamaguti
Engenheira Civil, Intertechne Consultores S.A., São Paulo, Brasil, paya@inttpartner.com.br

Ikuyo Akamine
Engenheira Civil, Intertechne Consultores S.A., São Paulo, Brasil, ika@inttpartner.com.br

Matheus Ciccacio Nogueira
Engenheiro Civil, São Paulo, Brasil, matheus.ciccacio@gmail.com

RESUMO: Em obras metroviárias destacam-se estações e poços de ventilação e saída de emergência (VSE's) que possuem poços principais, túneis de ligação e túneis de plataforma. Os túneis de ligação são utilizados para conectar poços de acesso (ligação com a superfície) com o túnel de via, ou abertura dos túneis de plataforma em estações, para passagem da tuneladora. Desta forma, em alguns casos os túneis de ligação possuem uma geometria oval (menor largura e maior altura da seção) de grandes dimensões para viabilizar a conexão por limitações geométricas (ex.: poços com diâmetro menor e tuneladoras de grande diâmetro), ou por exigências de elementos arquitetônicos. Consequentemente, esta geometria torna-se um desafio do ponto de vista construtivo, implicando na necessidade de um projeto mais cuidadoso na metodologia construtiva com a aplicação de parcializações da seção, tratamentos do maciço e verificações adequadas para este tipo de geometria. Portanto, neste estudo, são apresentadas alternativas de dimensionamento e verificação buscando viabilizar de forma segura a construção de túneis em solo com seção oval para obras metroviárias com grandes dimensões (dimensões aproximadas de 11,00m x 15,00m).

PALAVRAS-CHAVE: Túnel em Solo, Seção Oval, Tratamento

ABSTRACT: In subway constructions there are stations, ventilation, and emergency exit shafts that have main shafts, connection tunnels and platform tunnels. Connection tunnels are used to connect vertical shafts (access to the surface) with the track tunnel, or to open platform tunnels in stations for the passage of the tunnel boring machine as such, in some cases the connecting tunnels have an oval geometry (smaller width and greater section height) of large dimensions to make the connection feasible due to geometric limitations (e.g. smaller diameter shafts and large diameter tunnels), or due to the requirements of architectural elements. Consequently, this geometry becomes a challenge from the construction point of view, implying the need for a more careful design in the construction methodology with the application of sequential excavation method, treatments of the soil mass and appropriate analysis for this type of geometry. Therefore, in this study, design and verification alternatives are presented to make the construction of oval-section (elliptical) soil tunnels safely feasible for large subway projects and construction (approximate dimensions of 11.00m x 15.00m).

KEYWORDS: Tunnel in Ground, Oval Section, Treatment.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, com a retomada das grandes obras de infraestrutura nos últimos anos, houve um aumento correspondente nas obras de expansão da malha metroviária da cidade de São Paulo. Novas linhas estão em processo de execução (Linha 6 - Laranja e expansão da Linha 2 – Verde) e novos projetos estão sendo elaborados para futura licitação. Com estas obras dentro de um grande centro urbano, novos desafios são

esperados para superação dos obstáculos existentes para implantação de novas linhas em regiões densamente urbanizadas.

Nos túneis rodoviários e ferroviários, dentro ou fora dos grandes centros, normalmente, as suas seções transversais buscam incluir o gabarito móvel e equipamentos necessários. Estas seções normalmente possuem um formato dimensionado a partir da junção de segmentos de arcos para englobar os itens necessários supracitados em seu interior com a otimização da distribuição dos esforços com um formato mais achatado. Desta forma, favorecem as seções típicas conhecidas de side-drift, calota e arco invertido comumente aplicadas em obras brasileiras.

No entanto, em obras subterrâneas metroviárias estas seções são aplicadas majoritariamente em túneis de plataforma, túneis de via em NATM, entre outros, mas há a utilização de seções pouco convencionais, os chamados túneis de ligação. São fundamentais nas ligações entre poços de estações, ou de ventilação e saídas de emergência (VSE), com os túneis de plataforma, ou de via para passagem de tuneladora. Portanto, mostra-se fundamental a adoção de seções ovalizadas (ou elípticas) para atender os requisitos de espaço livre para passageiros, instalação de estruturas/equipamentos, passagem de tuneladora, ou emboque dos túneis de plataforma. Ainda, esse tipo de geometria é adotado com a finalidade de reduzir o volume de escavação e consumo de concreto.

Neste artigo, busca-se ilustrar as aplicações destas seções ovalizadas/elípticas em túneis de ligação nas obras da cidade de São Paulo, apresentar suas características principais e fornecer recomendações importantes quantos às premissas de projeto e cuidados necessários durante sua execução.

2 TÚNEIS DE LIGAÇÃO COM SEÇÃO OVALIZADA

Em grandes centros urbanos, muitas vezes há a dificuldade de locação de poços com o eixo coincidente com o túnel, pela falta de espaço na superfície, ou requisitos necessários para implantação dos VSE's e Estações para este cenário. Desta forma, dadas as limitações encontradas, são implantados poços de Estações e VSE's laterais com a necessidade de um túnel de ligação para conectar o túnel de via, ou plataformas, com o poço vertical de acesso ao nível do terreno.

Os túneis de ligação com seção transversal elíptica, ou com seção ovalizada (Figura 1), possuem normalmente dois eixos principais (maior, a, e menor, b). Assim, estes túneis podem possuir uma seção de altura (eixo vertical a) maior que a largura máxima (eixo horizontal b) para que possam ser embocados novos túneis (plataforma, por exemplo) partindo do túnel de ligação, ou realizar a passagem dos túneis de via (tuneladora ou túneis convencionais pelo método sequencial, por exemplo). Nas obras atuais e projetos (básicos e executivos) em elaboração do Metrô de São Paulo, alguns túneis de ligação com este tipo de seção estão sendo empregados e construídos (Figura 2).

Figura 1. Exemplo de túneis com seção transversal oval/elíptica: (a) Hataitai Bus Tunnel (Fonte: wellingtoncityheritage.org); (b) execução do túnel de ligação do VSE Delmiro Sampaio da Linha 5 – Lilás da CMSP (Fonte: Carreira, W. 2014) .

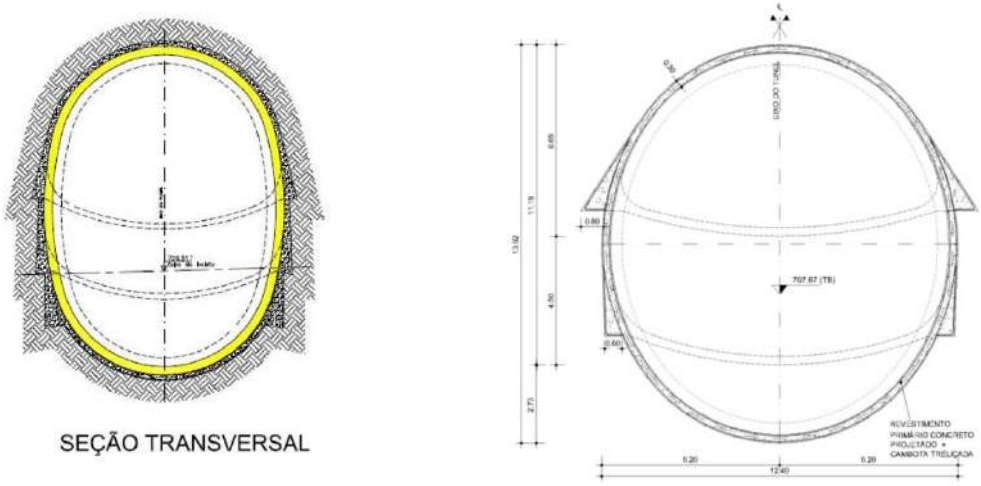


Figura 2. Exemplos de projetos de túneis de ligação com seção oval/elíptica da Linha 5 - Lilás do Metrô de São Paulo: (a)VSE Deslmiro Sampiao (Fonte: Carreira, W. 2014); (b) VSE Roque Petrella (Fonte: Aguiar, G. et al. 2014).

3 METODOLOGIA EXECUTIVA

A escavação de túneis em solo pelo método convencional/mineiro, populamente conhecido no Brasil como *NATM*, possui resumidamente a seguinte sequência executiva: tratamento de teto e frente, escavação da calota, aplicação do concreto projetado na calota, escavação do arco invertido e concretagem do arco invertido. No caso dos túneis com seção transversal oval/elíptica e grandes dimensões (eixos maiores e menores maiores que 10 metros), deve-se considerar a parcialização da seção devido às grandes áreas a serem escavadas, desta forma, evita-se a ocorrência de instabilidades e deslocamentos elevados. Portanto, recomenda-se a parcialização da escavação da calota com a utilização de side-drift (SD), galeria lateral, e divisão em rebaixos para escavação do arco invertido definitivo (AID). Assim, considerando as dimensões da calota há a possibilidade de aplicar a escavação de uma ou duas galerias laterais para parcialização deste trecho. Seguindo a mesma lógica, podem ser executados até três rebaixos, ou mais, com utilização de AIPs até a escavação do AID (Figura 3 e Figura 4).

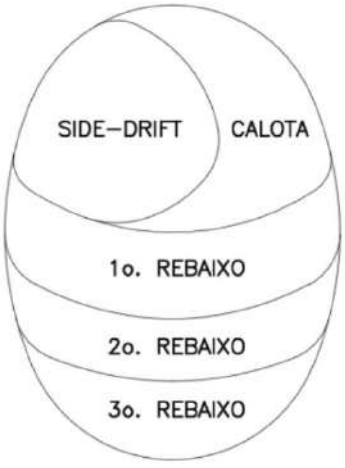


Figura 3. Esquema representativo da possibilidade de parcializaxção para escavação do túnel de ligação com apenas uma única galeria lateral (side-drift) e três rebaixos (Fonte: Autores).

Túneis ovais/elípticos com dimensões menores (eixo com até 8 metros) e escavados em rocha podem facilitar a escavação dos túneis considerando apenas escavação da calota e menor rebaixo até execução do AID, conforme apresentado por Amberg (1983) e Miura (2003), ou mesmo sem AID. Em solo, dadas as dimensões é recomendada a parcialização da seção.

Figura 4. Túnel de Ligação da Futura Estação Santa Isabel (em execução) com seção elíptica: (a) detalhe dos side-drifts (Fonte:Via Trolebus); (b) seção escavada para abertura dos emboques dos túneis de plataforma (Fonte: Márcia Alves/Metrô SP).

Uma alternativa é a escavação de um túnel piloto no centro da calota para maior entendimento do trecho, dependendo das condições investigadas e de obra.

4 TRATAMENTOS E REBAIXAMENTO

Uma característica da seção transversal apresentada na Figura 3 é a quase verticalidade da parede lateral para escavação dos arcos invertidos provisórios (AIP) e, principalmente, para escavação do definitivo (AID). Desta forma, Shiau et al. (2022) cita a importância da verificação de estabilidade lateral visto que Miura (2003) apresenta a necessidade de instalar travamento horizontal na seção para evitar instabilidade lateral da seção em maciço rochoso. Uma proposta é obtenção do FS através do SRF (*Strength Reduction Factor*) presentes nos programas computacionais com base no Método dos Elementos Finitos (MEF). Torna-se necessária a aplicação de um tratamento no maciço (Figura 5), normalmente usando colunas de *jetgrouting* (JG) nas paredes laterais para maior estanqueidade (em seções em solos arenosos) e melhoria nas condições do maciço para garantia da estabilidade da parede (Figura 9).

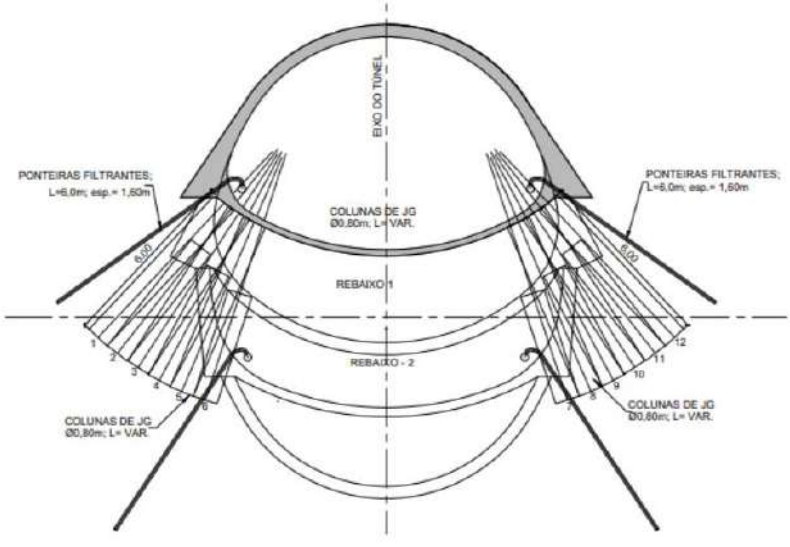


Figura 5. Exemplo de aplicação do tratamento do maciço com colunas de JG para garantia de estabilidade da parede lateral do túnel oval e instalação de dois níveis de ponteiras para alívio de pressão d'água (Fonte: Autores).

Propõe-se também a utilização de ponteiras filtrantes em dois níveis, a partir das sapatas da calota inicial e, também, a partir do primeiro AIP para abranger toda a profundidade para seções com diversos AIPs até finalizar a escavação do AID. Uma alternativa é a escavação de um túnel piloto no centro da calota para maior entendimento do trecho, dependendo das condições investigadas e de obra.

4 EXEMPLO DE MODELAGEM NO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Apresenta-se neste item um exemplo que considera a execução de um túnel em uma geologia composta predominantemente por areia média a grossa, pouco siltosa da Formação Resende, conforme apresentado na Figura 6.

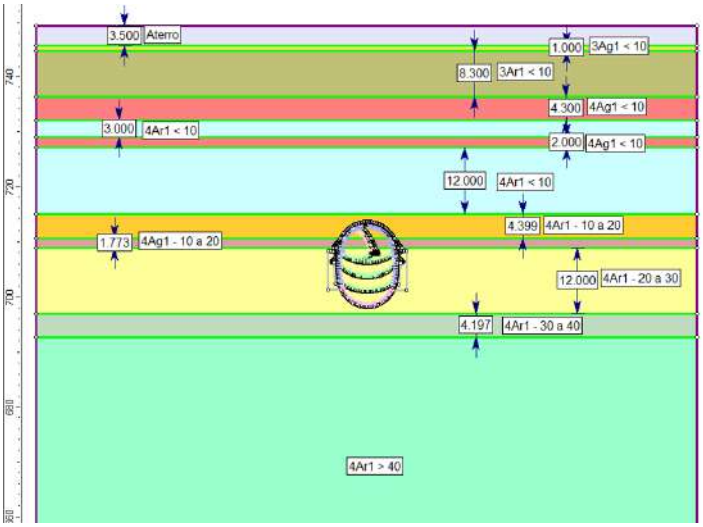


Figura 6. Contexto geológico geral do túnel considerado para o estudo (Fonte: Autores)

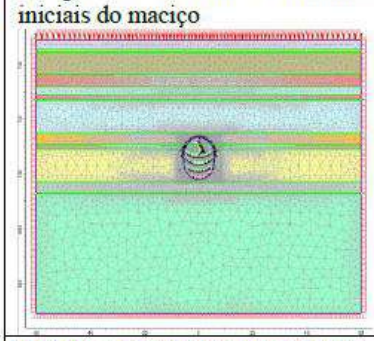
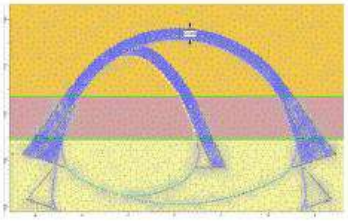
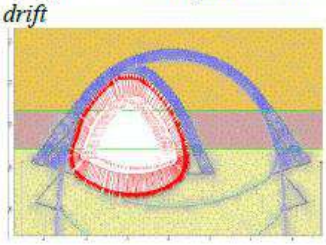
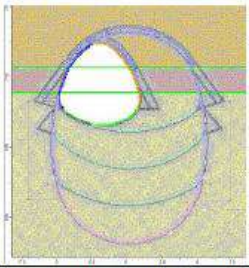
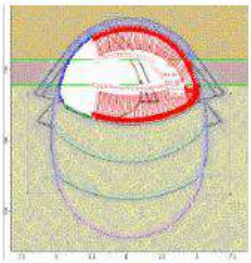
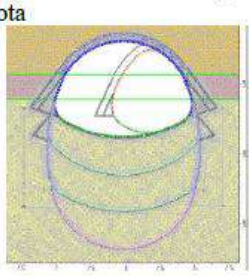
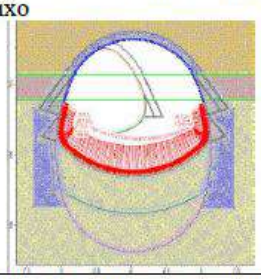
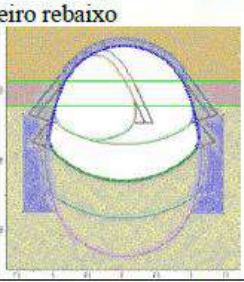
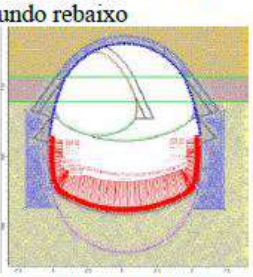
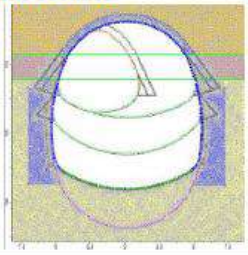
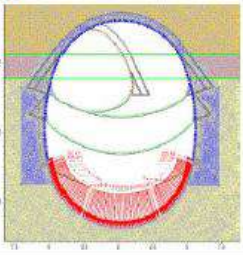
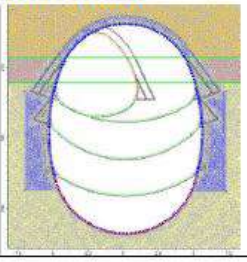
Realiza-se uma modelagem pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) no software RS2 da Rocscience©, considerando cada etapa da parcialização da escavação, com análise em estado plano de deformações (2D para túneis), para as quais a simulação dos avanços da escavação (alívio das tensões de 50%) que ocorrem ortogonalmente à seção de cálculo é efetuada mediante aplicação de tensões no revestimento/linha de escavação. Para a modelagem, mais especificamente, considera-se material linear elasto-plástico perfeito, além do módulo de deformabilidade do revestimento e alargamentos das sapatas ser igual à metade do valor final no trecho recém-escavado, devido ao processo de cura do concreto projetado (fck = 35 MPa). Os parâmetros geológico-geotécnicos adotados no modelo são apresentados na Tabela 1, estes valores foram obtidos através de valores tabelados na bibliografia (Miranda, 2021).

Tabela 1. Parâmetros geológico-geotécnicos adotados no modelo (Fonte: Autores)

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Friction Angle (peak) (deg)	Cohesion (peak) (kPa)
At		15	30000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	20	10
4Ar1 (IV) - 30 a 40		20.5	420000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	36	5
4Ar1 (I) < 10		19	60000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	30	5
4Ar1 (II) - 10 a 20		19.5	180000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	32	5
4Ar1 (V) > 40		21	540000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	38	5
4Ar1 (III) - 20 a 30		20	300000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	34	5
4Ag1 (I) < 10		19	45000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	20	30
3Ar1 (I) < 10		18	45000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	30	5
3Ag1 (I) < 10		17	45000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	22	30
4Ag1 (II) - 10 a 20		19	180000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	21	70

Na simulação do comportamento do terreno perante as escavações opta-se pela adoção de módulos de deformabilidade dos solos na condição de carregamento e descarregamento, pois considera-se que esta condição seja mais coerente com a trajetória de tensões a que o terreno afetado pela escavação efetivamente esteja sujeito. Adota-se para os módulos de deformabilidade no descarregamento valores equivalentes a 3 vezes ao dos módulos no carregamento. Aos materiais constituintes do terreno foi atribuído o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e modelo constitutivo reológico do tipo elasto-plástico perfeito. A Tabela 2 apresenta as etapas consideradas para o modelo.

Tabela 2. Etapas de escavação consideradas para o Modelo de Elementos Finitos (MEF) (Fonte: Autores)

Estágio 1: Estado de tensões iniciais do maciço 	Estágio 2: Tratamento de teto 	Estágio 3: Escavação do *side-drift* 
Estágio 4 e 5: Concretagem do *side-drift* 	Estágio 6: Escavação da calota 	Estágios 7 e 8: Concretagem da calota 
Estágio 9: Escavação do primeiro rebaixo 	Estágios 10 e 11: Concretagem do primeiro rebaixo 	Estágio 12: Escavação do segundo rebaixo 
Estágios 13 e 14: Concretagem do segundo rebaixo 	Estágio 15: Escavação do terceiro rebaixo 	Estágios 16 e 17: Concretagem do terceiro rebaixo 

As figuras 7 e 8 apresentam os resultados obtidos de tensão horizontal, vertical, deslocamentos verticais e plastificação dos elementos na etapa final.

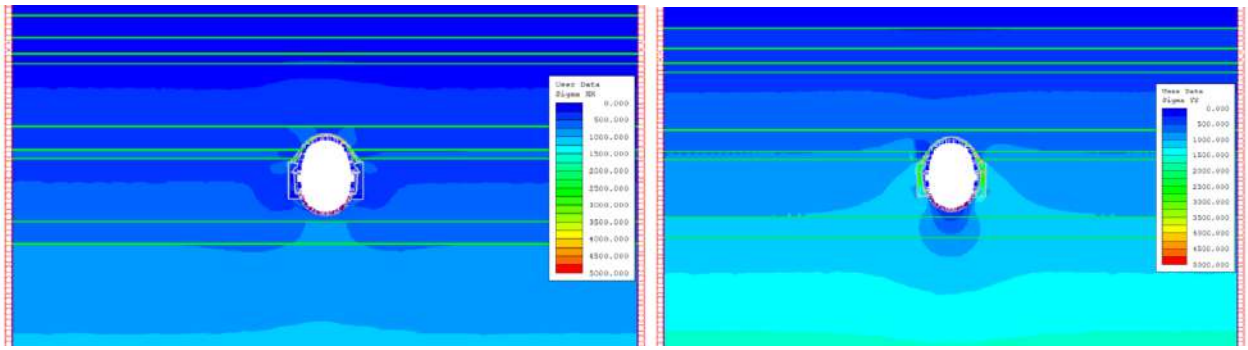


Figura 7. Tensões horizontais e verticais, respectivamente, na etapa final (Fonte: Autores).

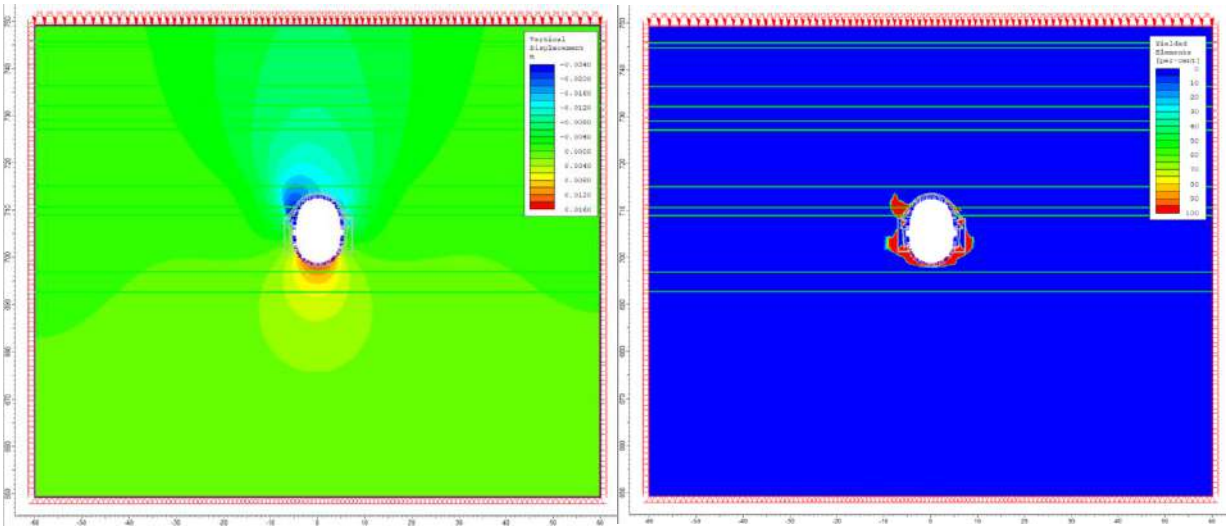


Figura 8. Deslocamentos verticais e plastificação dos elementos na etapa final (Fonte: Autores).

Observa-se na Figura 8 uma maior plastificação do maciço no entorno da parede lateral, sendo este o trecho mais crítico durante a escavação de túneis ovalizados/elípticos de grandes dimensões em solo. O tratamento lateral diminui a formação de mecanismos de instabilidade, deslocamentos e tensões nestes pontos.

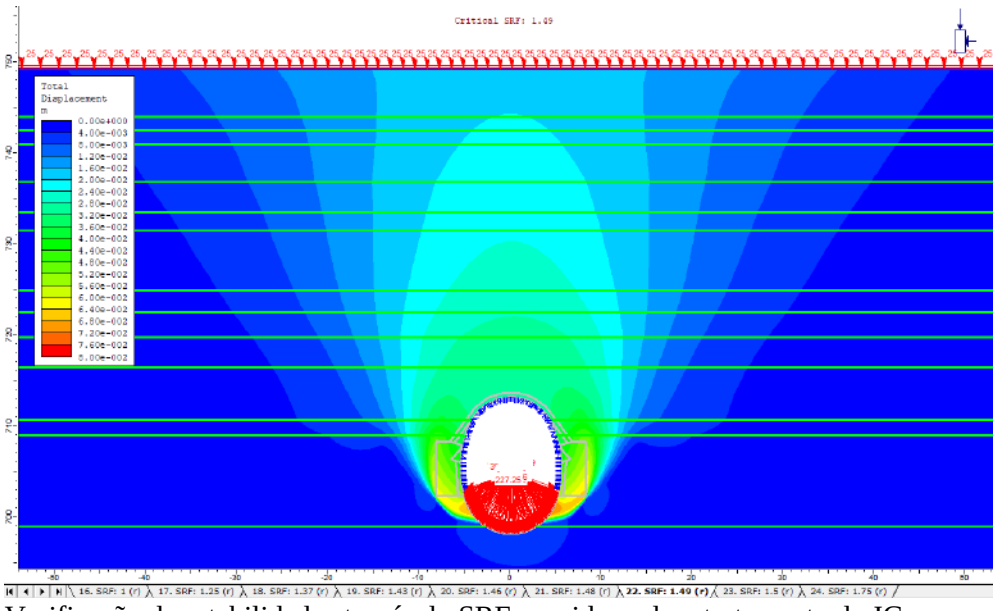


Figura 9. Verificação de estabilidade através do SRF considerando o tratamento de JG na parede lateral durante escavação do AID (Fonte: Autores).

Sem a representação do tratamento lateral da parede para escavação do AID, não houve convergência do modelo e obtenção de resultados de fator de segurança (FS) para a seção do túnel analisado. Nota-se que com a proteção foi obtido um FS de 1,49 > 1,3 para obras provisórias (revestimento primário).

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O estudo indica que a adoção de tratamentos para o maciço a ser escavado, aliado à utilização de ponteiras filtrantes, principalmente nas suas paredes laterais, onde o risco de instabilidade é mais crítico, é uma boa solução. A metodologia foi comprovada com o uso de um modelo executado em Método de Elementos Finitos (MEF), onde foram analisadas as tensões resultantes, deslocamentos verticais, plastificação dos elementos, bem como a estabilidade da parede, lateral.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer o apoio da Intertechne Consultores S.A.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguiar, G., Futai, M.M., Soares Jr., D. (2014) *Análise da escavação de um túnel da Linha 5 do Metrô de São Paulo em solo residual de gnaisse,* In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica- XVII COBRAMSEG, Goiânia. Anais… p.1-9.

Amberg, R. (1983). *Design and construction of the Furka base tunnel*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 16(4), 215-231.

Arastounia, M. (2016). *Automated as-built model generation of subway tunnels from mobile LiDAR data*. Sensors, 16(9), 1486.

Carreira, W. (2014) *Análise dos Deslocamentos no Maciço, em Túnel executado pelo Método NATM*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 148 p. Disponível em: < https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-26082015-165940/pt-br.php>. Acesso em 01 jan. 2024.

Miranda, A. O. (2021). *Geoestatística aplicada a dados geológicos e geotécnicos da Bacia de São Paulo*. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 149 p.

Miura, K. (2003). Design and construction of mountain tunnels in Japan. Tunnelling and Underground Space Technology, 18(2-3), 115-126.

Shiau, J., Keawsawasvong, S., & Seehavong, S. (2022). *Stability of unlined elliptical tunnels in rock masses*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 55(11), 7307-7330.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/721

TÚNEL REI PELÉ – TAGUATINGA/DF: PROJETO, DESAFIOS CONSTRUTIVOS, INSTRUMENTAÇÃO AUTOMATIZADA E MONITORAMENTO EM TEMPO REAL

Paulo Ivo Braga de Queiroz
Eng. Civil, Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil, pi.queiroz@reconverte.com.br

Ana Cristina Akinaga Hatori
Eng. Civil, Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil, ana.hatori@reconverte.com.br

José Antonio Gonçalves
Eng. Geólogo, Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil, jag@reconverte.com.br

Lucas Deroide do Nascimento
Eng. Civil, Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil, lucas.nascimento@reconverte.com.br

Rodrigo Magalhães de Pinho
Eng. Civil, Trier Engenharia, Distrito Federal, Brasil, rm@trier.eng.br

RESUMO: No Distrito Federal, as condições viárias e o tráfego intenso na região central de Taguatinga levaram ao projeto de uma ligação expressa entre as vias EPTG e EPTN através de uma estrutura subterrânea, paralela à via do Metrô-DF, nas imediações da Praça do Relógio. São apresentados o projeto, as condições geotécnicas e particularidades da obra do Túnel Rei Pelé, que foi executada pelo método de escavação invertida, para a implantação de uma passagem rodoviária subterrânea. Esta passagem foi construída em condições geológico-geotécnicas específicas, com pouca disponibilidade de área para a sua implantação. O projeto consistiu na construção de duas vias paralelas com aproximadamente 1000 m, com três faixas de tráfego cada e uma via dupla, com uma parede central separando estas faixas. A escavação se deu em vala a céu aberto até pouco abaixo da laje de cobertura e, a partir daí, pelo método de túnel invertido, com escavação sob a laje superior já concretada e parcialmente reaterrada, escorada lateralmente pelas paredes-diafragma. Em alguns trechos, a parede do túnel ficou a menos de 1 m de uma das paredes-diafragma do túnel do metrô. Devido a esta proximidade e à dificuldade de se fazerem leituras da instrumentação durante a operação do metrô, foi utilizado um plano de monitoramento com sensores óticos automatizados, capazes de fazer leituras triortogonais e angulares, conectados a um *data logger*, com monitoramento em tempo real.

PALAVRAS-CHAVE: Túnel invertido; instrumentação automatizada; monitoramento em tempo real.

ABSTRACT: A process of conurbation always leads to a higher demand on transport services, which need to respond by increasing their efficiency. In the Federal District, the road conditions and heavy traffic in the central region of Taguatinga led to the design of an express link between the EPTG and EPTN routes via an underground structure, parallel to the Metro-DF route, in the vicinity of the Square 'Praça do Relógio'. The geotechnical conditions, design and construction of the Rei Pelé Tunnel, which was built using the top-down construction method to create an underground roadway, are presented. This passageway was built in specific geological-geotechnical conditions, with little area available for its implementation. The project consisted of building two parallel roads of approximately 1000 m, with three traffic lanes each and a dual carriageway, with a central wall separating these lanes. Excavation took place in an open trench up to just below the roof slab, and from then on using the inverted tunnel method, with excavation under the already concreted and partially backfilled top slab, supported laterally by diaphragm walls. In some sections, the tunnel wall was less than a meter from a diaphragm wall in the metro tunnel. Due to this proximity and the difficulty of taking instrumentation readings during metro operations, a monitoring plan was used with automated optical sensors, capable of taking tri-orthogonal and angular readings, connected to a data logger, with real-time monitoring.

KEYWORDS: Inverted Tunnel; Automated Instrumentation; Real-Time Monitoring.

1 INTRODUÇÃO

O túnel Rei Pelé, localizado entre as vias EPTG e EPTN, sob a Avenida Central de Taguatinga e junto à linha de metrô existente no Distrito Federal, foi implantado em dois eixos, sendo o primeiro no sentido Plano Piloto – Ceilândia (E-W) e o segundo no sentido Ceilândia – Plano Piloto (W-E). O projeto, construído pelo método de escavação invertida, foi implantado em três fases de obra, sendo a primeira implantada entre a alça de acesso da Avenida Central e a Avenida Comercial (Figura 1). A segunda e terceira fases de obra foram implantadas entre o acesso no sentido Ceilândia e a Avenida Comercial (Figura 2).

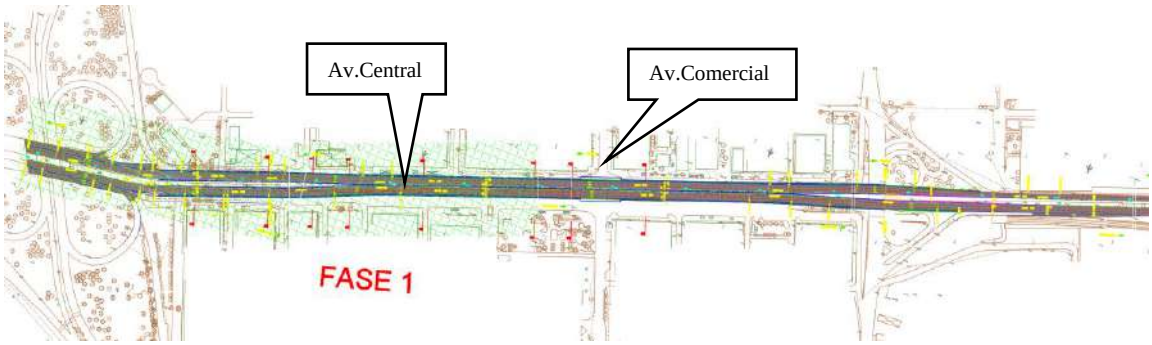


Figura 1 - 1ª fase de obra.

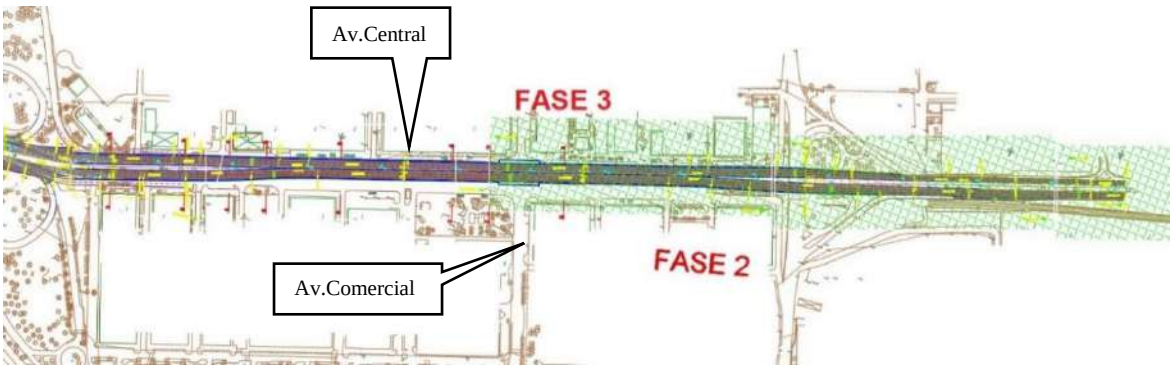


Figura 2 - 2ª e 3ª fases de obra.

Por tratar-se de área urbana densamente ocupada, foi necessário apresentar estimativas dos recalques, das distorções angulares e de eventuais danos consequentes às estruturas vizinhas, associados à execução das unidades construtivas que compõem o túnel de interligação viária. Para garantir a segurança dos usuários e equipamentos de transporte metroviário, dos transeuntes e das estruturas do entorno, o monitoramento interno dos túneis foi realizado de forma automatizada e remota, proporcionando a manutenção ininterrupta do fluxo metroviário.

2 CRITÉRIOS DE PROJETO

2.1 Critérios gerais

O projeto executivo do Túnel Rei Pelé contou com modelos numéricos das etapas construtivas, que foram realizados em estado plano de deformações. Nestes modelos, lançou-se mão de modelo constitutivo elástico linear-perfeitamente plástico com envoltória de *Mohr-Coulomb* e dilatância para representar o comportamento tensão-deformação dos solos mais competentes e do *Cam-Clay* Modificado (Wood, 1990) para descrever o comportamento dos solos moles. Os elementos estruturais foram modelados por vigas de Timoshenko elásticas, no entendimento de que este tipo de modelo fornece resultados ligeiramente conservadores em termos de esforços solicitantes.

As verificações de estabilidade dos taludes da obra foram feitas pelos métodos de Bishop Simplificado e Spencer. A estabilidade das escavações dos túneis foi verificada empregando-se métodos baseados no Teorema do Limite Inferior detalhados por Sozio (2004).

2.2 Critérios para análises de estabilidade

2.2.1 1ª Fase

Para a verificação das condições de estabilidade mecânica das valas e taludes que contornam o túnel, sendo considerada uma condição satisfatória de estabilidade quando FS≥ 1,5.

O fator de segurança é calculado considerando o equilíbrio entre as forças que tendem a desestabilizar o maciço (como o peso próprio do solo, sobrecargas e pressão hidráulica) e as forças resultantes da resistência do maciço. Conforme as especificações da Norma técnica complementar do Metrô de São Paulo NC-03, foram também examinadas as condições de estabilidade do fundo da vala. Isso se deve ao fato de que o solo abaixo do fundo da escavação pode não oferecer resistência suficiente para suportar o peso do solo ao lado da vala, o que poderia resultar em um levantamento do fundo da escavação, caracterizando uma ruptura. A rotina de cálculo delineada na NC-03 é aplicável apenas a solos coesivos e moles em condições não drenadas, levando em consideração a profundidade (H), a largura (B) e o comprimento (L) da vala.

2.2.2 2ª e 3ª Fase

Para a estabilidade das fichas e do fundo da vala foi avaliado os modelos de elementos finitos desenvolvidos para os módulos de obra do Túnel Rei Pelé. Além dos modelos numéricos, foi realizada uma verificação complementar, analítica, que considera o diagrama de tensões em toda a altura da parede no trecho escavado, correspondente ao empuxo ativo. Isto porque, pode-se admitir que haverá, em qualquer caso, deslocamentos suficientes para mobilizá-lo. Considera-se um movimento de rotação em torno de um ponto de travamento.

Por se tratar de uma escavação invertida, foram verificadas condições de estabilidade através dos diagramas de empuxos passivos e ativos, com base no caso crítico de profundidade de escavação. A análises de estabilidade de fundo de vala foi realizada com base no Teorema do Limite Inferior, que garante que cargas que satisfaçam às equações de equilíbrio com tensões hipotéticas no maciço, às condições de contorno e aos critérios de ruptura serão inferiores à carga de ruptura real.

3 ESTRUTURAS DA OBRA

3.1 Geometria das Estruturas

A estrutura da 1ª Fase é composta por trechos com paredes em balanço, com escavação e travamento por pergolado (Figura 3), lajes maciças ou nervuradas (Figura 4). A 2ª e 3ª Fase apresentam estrutura com travamento superior por laje maciça ou laje nervurada.

A sequência construtiva se inicia através da execução de uma escavação com estabilização por grampos e concreto projetado, até a cota de execução das paredes diafragmas. Na sequência, executa-se a laje de cobertura do túnel, com posterior reaterro e reconformação superficial. Por fim, inicia-se a escavação da vala pelo método invertido. Com isto, o tráfego na superfície é liberado durante as escavações.

O projeto previu a instalação da instrumentação no início das obras e logo após a execução da laje de cobertura, com o intuito de monitorar os deslocamentos no maciço, durante a escavação inicial, e imediatamente após a recomposição dos pavimentos na superfície (anteriormente ao início das escavações das valas).

3.2 Fases de Projeto × Modelo Construtivo

A 1ª Fase do projeto foi subdividida em quatro modelos diferentes, com o objetivo de representar a realidade das diferentes características geométricas e geotécnicas desta fase. Os modelos representam a região do emboque em balanço, a região com pergolado (ambas mostradas na Figura 3), a extensão dos túneis cobertos e singelos, e por fim, os túneis contíguos e com laje nervurada (vide Figura 4).

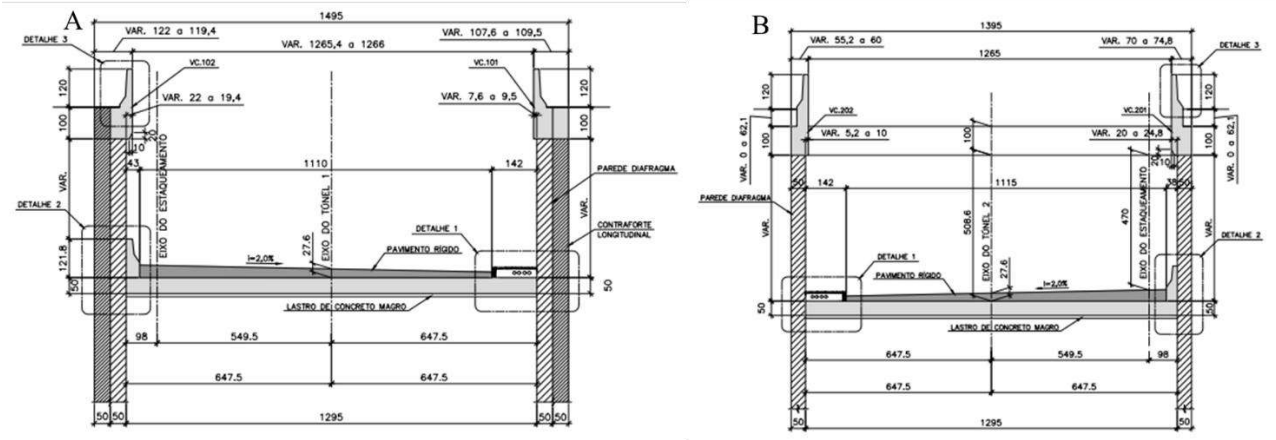


Figura 3 - (A) Seção de parede em balanço; (B) Seção de escavação e travamento com pergolado.

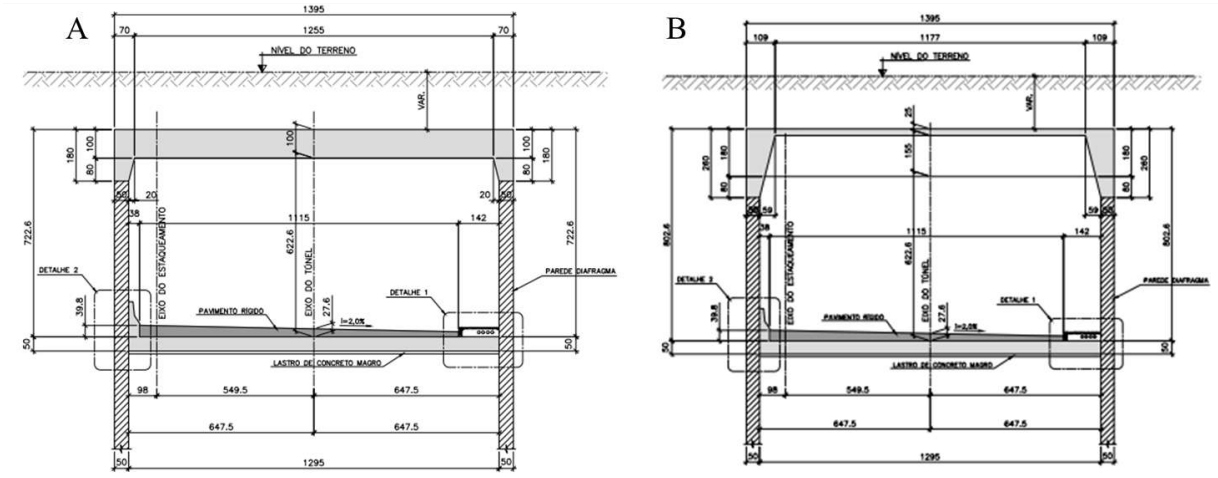


Figura 4 - (A) Seção com laje maciça; (B) Seção com laje nervurada.

A 2ª Fase do projeto foi subdividida em três modelos distintos, representando a região dos túneis singelos com lajes maciças, túneis singelos com lajes nervuradas e túneis contíguos com lajes nervuradas.

A 3ª Fase do projeto foi subdividida em dois modelos com métodos construtivos diferentes. Os modelos apresentam a escavação do túnel sendo realizada em duas etapas da obra. O primeiro modelo apresenta a construção do túnel sendo realizada em escavação invertida (região do alargamento). A construção é iniciada pela execução das diafragmas e laje superior das salas técnicas. Posteriormente, ocorre a implantação do reaterro e recuperação da região superficial da 3ª Fase, sendo a escavação do túnel executada em seguida. A segunda modelagem representa a região da subestação, composta pela escavação e execução das diafragmas até a cota do piso das salas técnicas, a construção do piso, paredes e laje de superfície, a implantação do reaterro e a recuperação da região superficial da 3ª Fase, sendo executados anteriormente à escavação do túnel.

3.2.1 Região em Balanço

A região em balanço apresenta diafragmas de 50 cm de espessura, com um complemento em contraforte longitudinal de 50 cm, para limitar as deformações excessivas na região crítica próxima ao Metrô existente. A armadura longitudinal dimensionada consiste em barras de 25 mm espaçadas de 25 cm para a face tracionada e para a face comprimida; a armadura de cisalhamento corresponde a barras de 12,5 mm espaçadas de 30 cm.

3.2.2 Região em Pergolado

O pergolado é composto por diafragmas de 50 cm de espessura. A armadura longitudinal dimensionada consiste em barras com bitola de 25 mm, espaçadas de 20 cm para ambas as faces, enquanto a armadura de cisalhamento adotada constitui-se de barras de 12,5 mm espaçadas de 30 cm.

3.2.3 Túneis Singelos

Os túneis singelos foram dimensionados para os esforços correspondentes a cota de arrasamento da parede diafragma na região em conexão com a mísula, sendo adotada armadura para a parede-diafragma correspondente a duas camadas de barras de 25 mm espaçadas de 25 cm para ambas as faces. A primeira camada contém armadura integral; já a segunda terá armadura com 6,0 m de comprimento, para reforçar a região do nó entre a estrutura e a laje de superfície. Para a armadura de cisalhamento foram adotadas barras de 12,5 mm espaçadas de 30 cm.

A região em laje maciça e túneis singelos apresenta diafragmas de 50 cm de espessura e lajes com 1,0 m de altura. A cobertura de solo crítica, acima da laje, é de 2,40 m. A armadura longitudinal dimensionada consiste em duas camadas de barras de 25 mm, espaçadas de 25 cm, para a face tracionada e para a face comprimida. A armadura de cisalhamento corresponde a barras de 12,5 mm espaçadas de 30 cm.

Os túneis singelos e a laje nervurada foram dimensionados para os esforços correspondentes à cota de arrasamento da parede diafragma, na região em conexão com a mísula, sendo adotada armadura para a parede-diafragma correspondente a duas camadas de barras de 25 mm, espaçadas de 20 cm, para ambas as faces. A primeira camada deverá conter armadura integral; já a segunda camada deverá conter armadura para reforçar a região do nó entre a estrutura e a laje de superfície. A armadura de cisalhamento adotada se constitui em barras de 12,5 mm, espaçadas de 30 cm.

3.2.4 Túneis Contíguos

A região composta por túneis contíguos e laje nervurada apresenta como dimensionamento da armadura longitudinal duas camadas de barras de 25 mm, espaçadas de 20 cm para ambas as faces. A primeira camada deverá conter armadura integral; já a segunda terá 6,0 m de comprimento, para reforçar a região do nó entre a estrutura e a laje de superfície, a armadura de cisalhamento adotada com barras de 12,5 mm, espaçadas de 30 cm. Sendo verificada a capacidade de carga das lamelas intermediárias na região da janela de abertura entre os túneis.

3.3 Instrumentação

Considerando o aspecto da segurança, a complexidade de uma obra de escavação em vala, principalmente por suas dimensões e pelo fato de se encontrar em região urbana densamente ocupada, entende-se que é fundamental acompanhar o desempenho das escavações através de instrumentação geomecânica.

Inclui-se para tanto o monitoramento da estabilidade interna das escavações, medidas de deslocamento dos maciços, controle de recalques nos imóveis e estruturas adjacentes, acompanhamento de deslocamentos das estruturas da Estação Praça do Relógio e túneis de via do Metrô-DF e acompanhamento dos níveis freáticos na área de influência da obra.

Os instrumentos foram instalados de maneira a fornecer medições precisas, permitindo assim que avaliações de segurança, desempenho e andamento do método construtivo sejam realizados em conformidade com o modelo e as simulações desenvolvidas na concepção do projeto. As leituras e a entrega de dados foram realizadas de forma diária e mensal, com medidas e gráficos do comportamento do maciço em termos de deslocamento.

3.3.1 Pinos Refletivos – Medidas de Convergência

O pino ou marco refletivo (MR) possibilita vários tipos de leituras, tais como convergência em paredes de poços, valas e estruturas enterradas, deslocamentos horizontais incluindo abertura de juntas, desaprumos e recalques.

O MR consiste em um elemento reflexivo fixado numa chapa metálica, de dimensões 50 mm × 50 mm, ligada a uma haste metálica, que permite sua fixação nas paredes de escavação, estruturas enterradas, elementos estruturais, com resina epóxi ou massa plástica. Os pontos são instalados a partir de determinação do projeto, através de perfuração e fixação que garanta a estabilidade do equipamento (vide Figura 5).

As leituras são executadas com estação total e as medidas de convergência são resultantes do acompanhamento da variação da distância entre dois marcos refletivos.

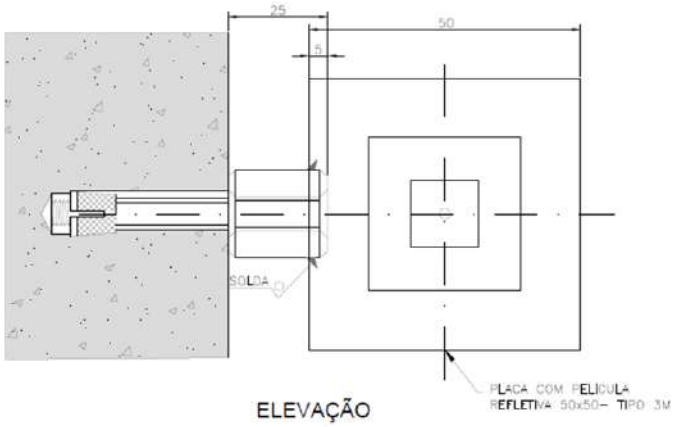


Figura 5 - Croqui esquemático do Pino Refletivo.

3.3.2 Monitoramento Automatizado do Túnel do Metrô

Para o monitoramento interno dos túneis de via, em tempo real, a solução aplicada consistiu no uso de sistema automatizado completo, com sensores de deslocamento ótico (convergência) e inclinação biaxial (dois planos ortogonais), com transmissão via rádio, armazenamento em *data-loggers*, processamento e visualização em *software* especializado. Instalou-se o sistema no tardoz da estrutura subterrânea, na parede próxima à obra e no teto (Figura 6). O sistema foi reaproveitado em novas seções de acordo com o avanço da escavação e, assim, as seções onde foram removidos passaram a ser monitoradas pela instrumentação convencional.

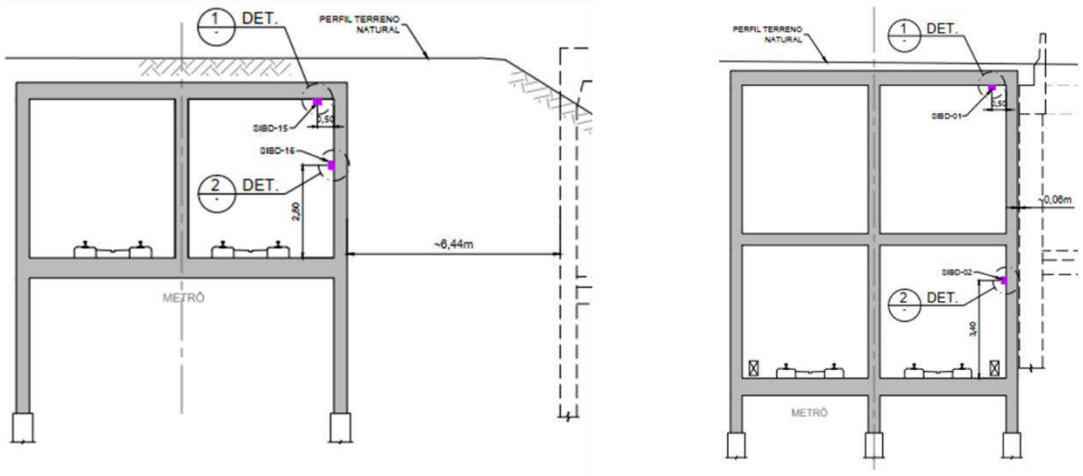


Figura 6 - Esquema de instalação dos sensores de leituras automatizadas, na parte interna do túnel de via do Metrô.

Os resultados das leituras de instrumentação são compilados, diariamente, em tabelas e gráficos previamente definidos pela Fiscalização e/ou Projetista e disponibilizados, automaticamente, por meio de sistema online, incluindo as definições de níveis de atenção, alerta e respectivos disparos.

3.3.3 Estabelecimento de limites para as leituras automatizadas

Os túneis do Metrô-DF constituem-se de uma obra cujas sondagens iniciaram-se em 1993, sendo inaugurada em 2001. Os autores deste artigo não tomaram parte do projeto destes túneis, de modo que não foi possível fazer uma avaliação detalhada sobre as tensões existentes nas estruturas antes da construção do Túnel Rei Pelé. Estas informações poderiam ser úteis para o estabelecimento de tensões e deformações pré-existentes. Sendo assim, optou-se pelo estabelecimento de limites considerados seguros para as deformações da parede

dos túneis do Metrô, que resultariam em limites seguros para as leituras de instrumentação. Para tanto, as seguintes premissas foram adotadas:

- O projeto atendeu à NB 1 (ABNT, 1978), vigente à época como norma reguladora para cálculos em concreto armado;
- Os polos de ruína vigentes foram atendidos estritamente, assim como os fatores de segurança convencionais $\gamma_f = 1.4$ (i.e., majoração dos esforços solicitantes em 40%) $\gamma_c = 1.4$ (minoração da resistência característica do concreto através da divisão por 1.4);
- A compressão da parede deve ser pequena, de modo que o dimensionamento da mesma ocorreu no Domínio 2 (Santos, 1977), com prevalência do polo de ruína de tração em 10‰;
- Os fatores de segurança, assim como conservadorismo dos esforços de projeto, fazem supor que a parede do Metrô esteja em estádio I (elástica, com a resistência à tração intacta).

Nestes termos, assume-se que os fatores de segurança resultem em deformações instauradas de tração menores ou iguais à metade ($1 : \gamma_f \cdot \gamma_c \cong 0.5$) de das deformações do polo de tração, resultando em trações instauradas de 5%, podendo ainda ocorrer deformações da mesma monta na parede, a serem causadas pela obra do túnel Rei Pelé.

Admite-se que as cargas são transmitidas às paredes do Metrô-DF pelo maciço de solo, e que a deformação induzida se assemelhe à deformação de uma parede biapoiada, por plastificação dos engastes, sujeita a uma carga, aproximadamente, uniforme. Assim, a flexa de deformação pode ser estabelecida pela equação

$$y = \frac{16\,\delta_{max}}{5}\left[\left(\frac{x}{l}\right)^4 - 2\left(\frac{x}{l}\right)^3 + \left(\frac{x}{l}\right)\right], \tag{1}$$

onde δ_{max} é a deflexão máxima (no meio do vão) e x é a distância do ponto que sofre a deflexão y ao apoio e l é o seu comprimento. Nestas condições, a curvatura máxima ocorrerá no meio do vão, sendo calculada como

$$\left|\frac{1}{r}\right|_{max} \cong \left|\frac{d^2y}{dx^2}\left(x = \frac{l}{2}\right)\right| = \frac{48\,\delta_{max}}{5\,l^2}. \tag{2}$$

A partir deste resultado, pode-se limitar então o valor de δ_{max}, de modo a não se alcançar a deformação de tração do estado limite último, conforme já mencionado:

$$\frac{48\,\delta_{max}}{5\,l^2} < \frac{5\,‰}{e} \rightarrow \delta_{max} < \frac{5\,‰}{e}\frac{5\,l^2}{48}. \tag{3}$$

Aqui, e é a espessura da parede. Deste limite, deduzem-se os limites para as leituras de deslocamentos a serem observados na instrumentação:

$$y < \frac{5\,‰\,l^2}{3\,e}\left[\left(\frac{x}{l}\right)^4 - 2\left(\frac{x}{l}\right)^3 + \left(\frac{x}{l}\right)\right]. \tag{4}$$

Para pequenas rotações θ (em radianos) da parede em relação à posição indeformada, tem-se que

$$\theta \cong \tan(\theta) = \frac{d\,y}{d\,x} < \frac{5\,‰\,l}{3\,e}\left[4\left(\frac{x}{l}\right)^3 - 6\left(\frac{x}{l}\right)^2 + 1\right]. \tag{5}$$

A Figura 7 apresenta leituras de inclinação e deslocamentos da parede do Metrô-DF devidos às obras do Túnel Rei Pelé. Observa-se que todas as leituras estão bastante inferiores aos limites determinados pelas Equações (4) e (5), indicando que a obras não trouxeram risco à segurança estrutural dos túneis do Metrô-DF. Observa-se que as leituras de inclinação tendem a ser mais 'limpas' neste caso, provavelmente devido a rugosidades na parede do túnel do Metrô-DF.

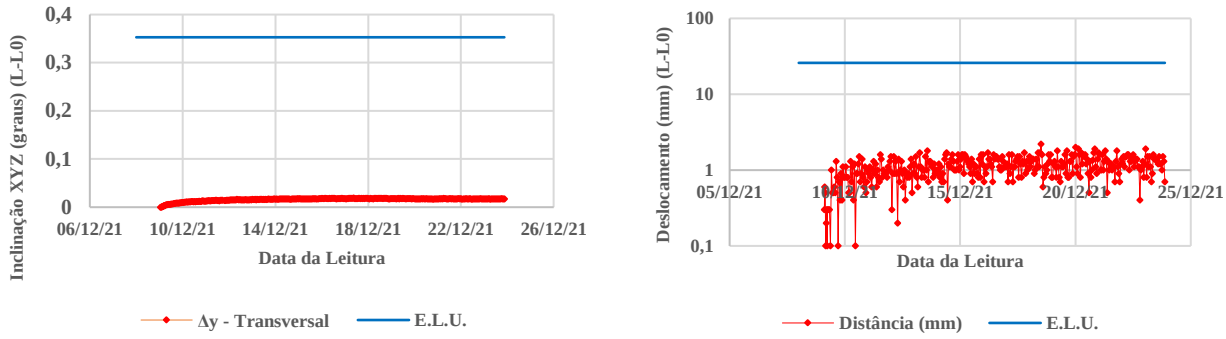


Figura 7 – Leituras de inclinação e de deslocamentos do sensor nº 66653 - Seção B07 - Parede

4 CONCLUSÕES

Na interpretação dos resultados da instrumentação, deve-se ter em mente que a formulação é conservadora, pois ela presume que a rigidez da edificação é desprezível quando comparada à rigidez do maciço. Desse modo, presume-se que a edificação vai recalcar e distorcer de modo igual ao maciço não edificado. Os cálculos efetuados para o sistema de contenção proposto para o Túnel Rei Pelé mostraram que os valores inicialmente estimados para o sistema de contenção são adequados aos carregamentos impostos e às condições geológico-geotécnicas do local.

Para representar a realidade das diferentes características geométricas e geotécnicas desta obra, a 1ª Fase do projeto foi subdividida em quatro modelos diferentes e as 2ª e 3ª Fases foram subdivididas em outros quatro modelos. Os modelos representam a região do emboque em balanço, região com a presença do pergolado, extensão dos túneis cobertos e singelos e, por fim, os túneis contíguos e com laje nervurada.

Os solos foram modelados utilizando os modelos constitutivos de *Mohr-Coulomb* e *Modified Cam-Clay* e os parâmetros foram adotados com base em análise de documentos técnicos, informações bibliográficas e campanha de sondagens realizada no local da obra.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos consultores José Luiz Salvoni e Aurélio Augusto S.P.T de Carvalho pela contribuição no desenvolvimento do projeto e implantação da obra, às parceiras Tetra Projetos e Arcus, responsável pelo projeto de urbanização e da OEA, respectivamente, e ao engenheiro Fabian Corgnier, da Teknier Engenharia e Tecnologia, empresa que realizou a instalação dos instrumentos no túnel do Metrô-DF.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1978) *Projeto e execução de estruturas de concreto armado, NB 1*. Rio de Janeiro, 76p

Santos, L. M. (1977) *Cálculo de concreto armado segundo a NB-1/79 e o CEB-72*. Editora Edgard Blücher, São Paulo.

Sozio, L.E. (2004) NATM - Implicações do método construtivo na segurança das escavações". *In*: 1º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. *Anais*. São Paulo: ABMS/CBT, 12 p.

Wood, D. M. (1990) *Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge, UK.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/722

UTILIZAÇÃO DE NOVA TECNOLOGIA DE SENSORES LINEARES EM CADEIA PARA O MONITORAMENTO DE DESLOCAMENTOS EM TÚNEL DO METRÔ DE SÃO PAULO

Denis Kenhiti Suzuki
MMF Projetos de Infraestrutura, São Paulo, Brasil, Denis.suzuki@mmfprojetos.com.br

Ricardo Mirisola Rodrigues
MMF Projetos de Infraestrutura, São Paulo, Brasil, Ricardo.mirisola@mmfprojetos.com.br

Luciano Machado
MMF Projetos de Infraestrutura , São Paulo, Brasil, Luciano.machado@mmfprojetos.com.br

Fernanda Castells Vidaller Laurino
MMF Projetos de Infraestrutura , São Paulo, Brasil, Fernanda.castells@mmfprojetos.com.br

Clemerson Pereira Silva
Companhia do Metropolitano de São Paulo – Metrô, São Paulo, Brasil, clemersonpereira@metrosp.com.br

RESUMO: Este trabalho apresenta um estudo de caso da utilização de sensores lineares em cadeia do tipo MEMS, *Shape Accell Array* (SAA), para o monitoramento de deslocamentos verticais, horizontais e de convergência em seção do túnel singelo em execução da Linha 2 - Metrô, no qual a utilização automatizada deste sensor, permitiu avaliar a influência na estabilidade do túnel da execução de colunas de *Jet-grouting* (JG) adjacentes a seção monitorada, garantindo maior segurança a continuidade dos trabalhos de escavação do túnel bem como dos parâmetros utilizados na execução das colunas de JG, utilizadas como reforço de solo para partida do *Túnel Boring Machine* (TBM). As leituras obtidas de forma remota e em tempo quase real, foram confrontadas com os dados de instrumentação convencional, mostrando resultados compatíveis e confiáveis. Neste caso, o monitoramento remoto se mostrou como única opção para atender aos requisitos da obra, dado o nível de alerta apertado (+/-3mm para 5min) e a necessidade de rápida intervenção, caso o nível de alerta fosse atingido. Além disso, o sistema permitiu observar a ocorrência de deslocamentos importantes não registrados pelas equipes de campo, evidenciando ainda mais a importância do monitoramento contínuo.

PALAVRAS-CHAVE: Instrumentação geotécnica e estrutural, Túneis, Escavação subterrânea, Metrô

ABSTRACT: This paper presents a case study on the use of linear chain MEMS sensors, specifically Shape Accell Array (SAA), for monitoring vertical and horizontal displacements, as well as convergence in a section of the ongoing single-track tunnel of Line 2 - Metro. The automated use of these sensors enabled the evaluation of their influence on tunnel stability amidst the execution of adjacent Jet-grouting (JG) columns. This monitoring ensured greater safety for the tunnel excavation works and the parameters used in JG column execution, which reinforce the soil for Tunnel Boring Machine (TBM) starting shafts. Remote readings, obtained in near real-time, were compared with conventional instrumentation data, demonstrating consistent and reliable results. In this scenario, remote monitoring proved to be the only viable option to meet the project's requirements, given the tight alert level (+/-3mm for 5 minutes) and the need for swift intervention if the alert level was breached. Moreover, the system highlighted significant displacements that were not detected by field teams, emphasizing the importance of continuous monitoring.

KEYWORDS: Geotechnical and structural instrumentation, Tunnels, Underground Excavation, Subway

1. INTRODUÇÃO

A instrumentação geotécnica comumente utilizada nas obras de túneis ainda se baseia nos dados coletados por equipes de campo, que obtêm essas leituras 2 a 3 vezes por dia, numa frequência alta. As leituras depois de coletadas são planilhadas e processadas até que estejam disponíveis depois de algumas horas para os clientes e consultores. No entanto, neste tempo, as atividades de escavação e demais serviços adjacentes permanecem em andamento, muitas delas com interferências que podem apresentar risco direto a estabilidade do túnel. Visando minimizar este risco, neste sentido, a instrumentação geotécnica automatizada e remota apresenta-se como uma excelente alternativa para o monitoramento dos túneis, sendo capaz de coletar informações e disponibilizá-la em poucos minutos, além da possibilidade de pré-configuração de alertas automáticos que informam caso algum parâmetro exceda o limite pré-estabelecido.

2. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

O caso apresentado trata-se de um túnel singelo executado junto ao VSE Coxim da Linha 2 do Metrô. O túnel em formato elipsoidal possui diâmetro horizontal maior de aproximadamente 6,2m, sendo esse executado pelo método NATM (*New Austrian Tunnelling Method*). Este túnel situa-se a de forma adjacente ao túnel de via dupla com 11,66 m de diâmetro. O trecho objeto deste artigo encontrava-se executado, aproximadamente entre 15,00 e 18,00 metros apartir do emboque do VSE Coxim, e na época 60m da frente de escavação. A necessidade de instrumentação contínua e interrupta se deu devido a necessidade de execução de 113 colunas de *Jet-Grouting* (JG) no túnel de via dupla, utilizadas para a formação do septo vertical "rolha", sendo este parte de um conjunto de tratamentos para a partida da *Túnel Boring Machine* (TBM), próximo ao túnel singelo, que encontrava-se executado. Na Figura 1 é apresentado a locação dos túneis e do tratamento realizado.

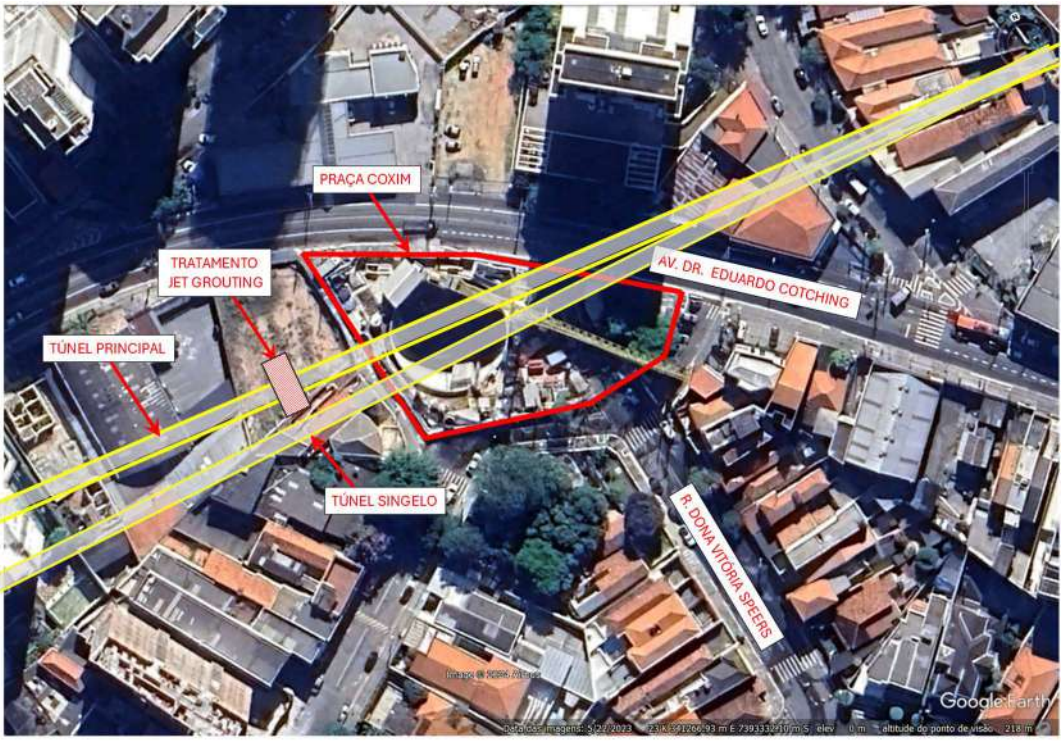


Figura 1 – Localização da obra

Como é de conhecimento, o *Jet-Grouting* (JG) é uma técnica de melhoramento de solos que promove a injeção de nata de cimento através de jatos horizontais e verticais de alta pressão promovendo a mistura do solo existente com nata de cimento formando colunas ou painéis de solo cimento. A preocupação era de que durante a execução das colunas de JG, possíveis imprevistos relativos a execução das colunas (existência de

vazios no solo, caminhos preferenciais) pudessem de alguma forma ocasionar deformações excessivas no túnel singelo ao ponto de comprometer a estabilidade dele. Desta forma, as deformações junto a seção mais próxima do tratamento necessitavam ser monitoradas ao longo de todo o processo executivo das colunas de JG. A distância da coluna mais próxima ao túnel era de cerca de 1,20m da parede do túnel singelo. A Figura 2 ilustra a posição das colunas de JG e a posição da seção instrumentada.

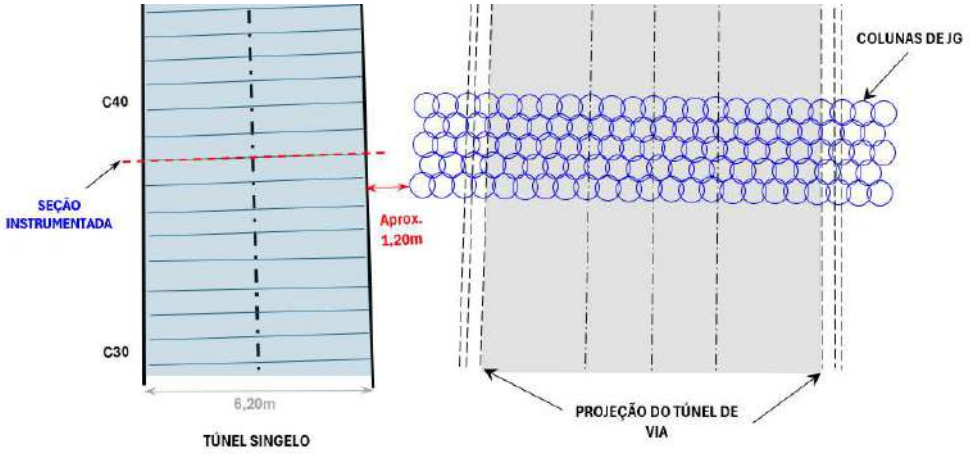


Figura 2 – Locação da seção instrumentada e das colunas de *Jet Grouting* (JG)

A Figura 3 apresentada a seguir mostra a numeração das colunas.

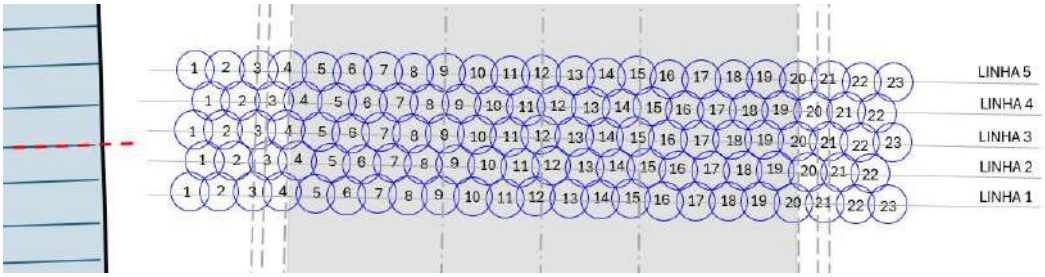


Figura 3 – Locação e numeração das colunas de *Jet Grouting* (JG)

3. INSTRUMENTAÇÃO ADOTADA

A instrumentação convencional prevista para o acompanhamento da execuçao do túnel vinha sendo realizada desde o início da obra com auxilio de alvos refletivos, para monitoramento dos recalque e convergência do túnel. Entretanto, o monitoramento convencional não permite o acompanhamento das deformações em tempo real, impossibilitando uma resposta rápida no caso de uma possível intervenção, mesmo com a equipe permanecendo no local em tempo integral. Desta forma, a necessidade do monitoramento contínuo e interrupto fez com que se optasse por um monitoramento automatizado.

Uma vez que os serviços de escavação no túnel singelo permaneceriam em andamento, a instrumentação a ser instalada não poderia interferir nessas atividades, ou seja, não seria possível a instalação de um instrumento que bloqueasse ou sofresse interferência pelo tráfego de equipes e equipamentos através da seção.

Dentre as soluções apresentadas, a utilização de sensores lineares em cadeia do tipo *Shape Acell Array* (SAA), mostrou-se o instrumento mais viável, atendendo tanto as questões referentes a precisão necessária, número de pontos instrumentados, quanto a facilidade de instalação ao longo do da seção do túnel. Conforme apresentado por SILVA (2021), este instrumento vem sendo muito utilizado em diversas obras de escavação subterrânea e túneis, como uma excelente alternativas ao monitoramento geodésico comumente realizado.

Outras soluções automatizadas também eram possíveis de utilização para este caso, como utilização de medidores de convergência laser, monitoramento de prismas com estação total robótica, sensores de fibra óptica para medição de deformação e convergência, como apresentado por Barbosa C.B. *et al.*(2009),

extensômetros elétricos instalados em série, etc porém com limitações, principalmente a respeito do tempo de implantação, velocidade de leitura e interferências externas.

- Shape Accell Array (SAA)

Trata-se de um equipamento eletrônico giroscópico e gravimétrico com tecnologia MEMS (*Micro Electro Mechanical Systems*) para medição de deformações de estruturas podendo ser aplicados para detecção de deformações na vertical (recalque), horizontal (inclinações) e em arco (convergência), adequados para monitoramento em mineração, barragens, estradas, túneis, hidrelétricas e encostas. Composto por uma cadeia de segmentos de 250 e 500 milímetros de tubos rígidos unidos por juntas flexíveis que podem se deslocar em qualquer direção, sendo que cada segmento possui um microprocessador, um sensor do tipo MEMS e um sensor de temperatura. Na Tabela 1, apresentada a seguir são apresentadas algumas características do sensor.

Tabela 1 – Características do SAA (fonte: Measurand)

Comprimento do segmento	250mm ou 500mm (do centro da junta ao centro da junta)
Comprimento padrão do SAAV	Até 150m (segmentos de 500mm) Até 50m (segmentos de 250mm) Até 30m (com kit instalação para convergência)
Diâmetro interno dos tubos para instalação	27mm, 47mm a 100mm
Diâmetro da junta	19mm
Comprimento padrão do cabo de dados	padrão 15m
Peso	0,5 kg/m
Temperatura de operação	(-)35ºC a 60ºC corrigido por algoritmo polinomial de temperatura
Profundidade a prova d'água	2000 Kpa (200m de coluna d'água)
Requisitos de alimentação (energia)	12 VDC (12-16.5) no 1,8mA/segmento 12 VDC (12-16.5) no 0,4mA/segmento (no modo low power)
Faixa de trabalho angular do sensor MEMS	+/- 360º (seleção requerida para modos 2D/3D)
Faixa de trabalho do modo 3D (Vertical)	+/- 60º em relação a vertical
Resolução	0,00067º (0,012mm/m)
Precisão do sistema	+/- 0.5mm para 30m SAAV
Precisão por segmento	+/- 0.0005º (0.01mm/m) (68% intervalo de confiança) +/- 0.005º (0.09mm/m) (99.7% intervalo de confiança)
Estabilidade do sensor (24H)	+/- 0.01mm/m (68% intervalo de confiança) +/- 0.03mm/m (99.7% intervalo de confiança)
Erro de aximute nas juntas	< +/- 0.01º

Para o caso em questão foi utilizado um SAAV com 11m, possuindo 22 sensores ao longo do seu comprimento. Em comparação com o monitoramento convencional realizado com alvos refletivos, o monitoramento com SAAV apresentava cerca de 7x mais pontos monitorados em uma única seção, conforme figura 4.1 e 4.2.

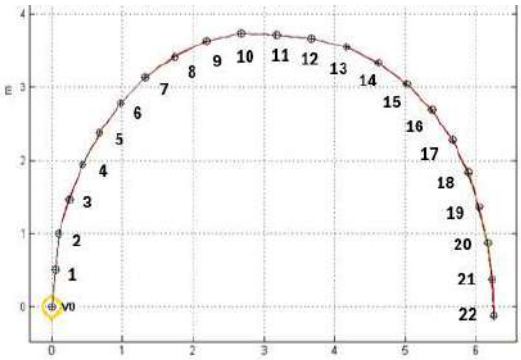


Figura 4.1 – Numeração dos sensores sistema automatizado (SAA)

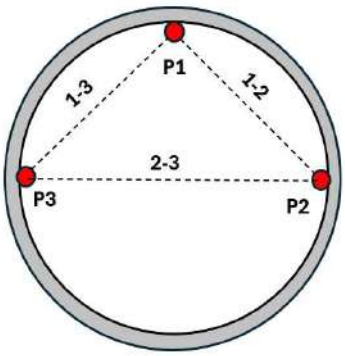


Figura 4.2 – Alvos refletivos (monitoramento convencional)

Para a instalação do instrumento na seção, utilizou-se uma tubulação de 1” em PVC, para revestimento e proteção dos sensores. Esta tubulação foi então fixada por meio de abraçadeiras metálicas diretamente no

semicírculo da seção. Esta forma de instalação permitiu a rápida liberação do tráfego de equipamentos dentro do túnel, sendo necessário cerca de 1,5h para realização deste serviço.

O *datalogger* foi instalado a cerca de 30m da seção e próximo a saída do túnel, visando melhorar a comunicação via protocolo *LoRa* entre o *datalogger* e o *gateway*, instalado fora do poço de acesso. Já a ligação entre o *datalogger* e o sensor SAA é realizada via cabo de dados.

Na Figura 5 é apresentado um registro fotográfico da instalação dos equipamentos utilizados no monitoramento automatizado.

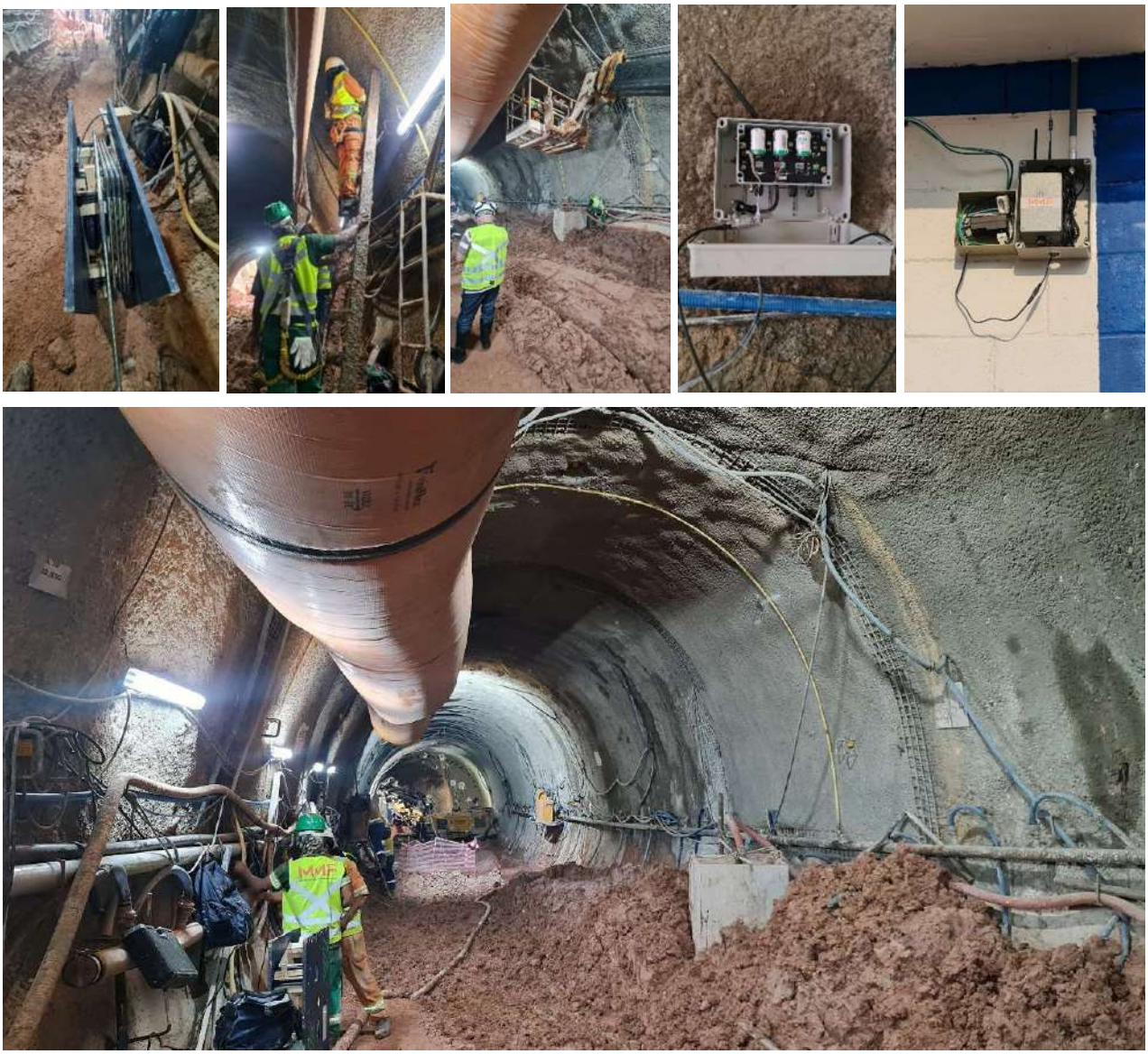


Figura 5 – Fotos das instalações dos equipamentos

O intervalo definido de coleta de leituras foi de 5min, sendo a transmissão para o servidor de dados realizada logo após a coleta da leitura. Após carregados os dados no servidor, estes eram processados automaticamente e disponibilizados para visualização em tempo quase real em um software de visualização específico do equipamento.

Como critério de alerta definiu-se em conjunto com o cliente que o limite estabelecido seria de +/-3mm entre 2 leituras consecutivas (5min). Ultrapassando este limite os responsáveis seriam informados via email. Na Figura 6 é apresentada a tela do *software SAAView*, utilizada para visualização dos dados.

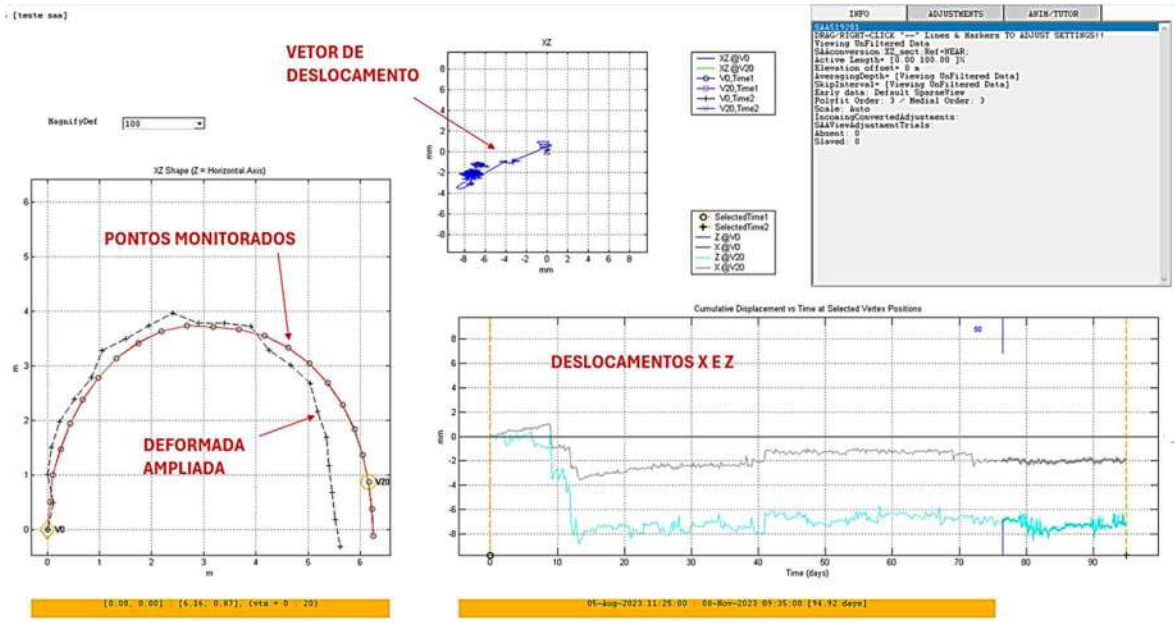


Figura 6 – Software de visualização dos dados do SAAV

4. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

O monitoramento automatizado foi iniciado no dia 05/08/2023, logo após sua instalação. Já execução das colunas de JG foi iniciada no dia 12/07/23 pela Coluna 11 da linha 1, cerca de 3 semanas antes da instalação do sistema.

Após o início do monitoramento automatizado, entre os dias 14 e 19/08/23, durante a execução das colunas foram observadas deformações que ocasionaram diversas paralisações na obra, uma vez que os limites de alerta foram ultrapassados. Tais variações também foram confirmadas pelas leituras convencionais, através das leituras dos alvos refletivos. As colunas executadas neste período e que tiveram relação com as paralisações podem ser visualizadas na Figura 7.

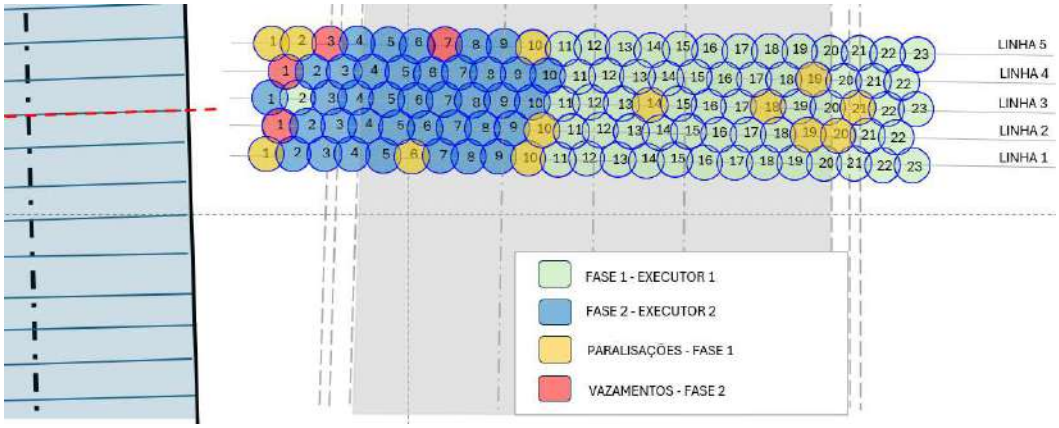


Figura 7 – Ocorrências durante a execução das colunas de JG

As variações nas convergências atingiram o valor máximo de 8,8mm na corda 2-3 em 18/08, quando a obra decidiu pela paralisação dos serviços, entre os dias 23/08 e 10/10/23, a fim de investigar o motivo da ocorrência de tais deformações. Ao final deste período, houve a troca da empresa executora e a retomada dos serviços em 11/10/23 com a entrada do Executor 2.

Com o Executor 2 também foram observadas ocorrências no túnel, que paralisaram as atividades. Dentre as ocorrências, foram constatados vazamentos de calda no túnel e vazamento de calda pelos DHPs, cujos motivos muito provavelmente estão relacionados a presença de caminhos (microfraturas) e materiais mais

permeáveis que direcionaram a calda de cimento para os DHP's e para o túnel. Entretanto, apesar das paralisações os valores de deslocamento mantiveram-se dentro dos níveis de alerta estabelecidos; o que mostra a importância da experiência da empresa executora no processo executivo.

A visualização do sistema remoto utilizado permite diversos tipos de informação como saída como posição, aceleração, deslocamento incremental, deslocamento acumulado, forma absoluta, magnitude, ângulo, temperatura, desvio incremental e raio de curvatura de cada sensor.

Através dos dados de posição dos sensores foi possível calcular aproximadamente os valores de convergência das mesmas cordas monitoradas pelo sistema convencional. A comparação entre os dados de convergência automatizados e convencional são apresentados na Figura 8.

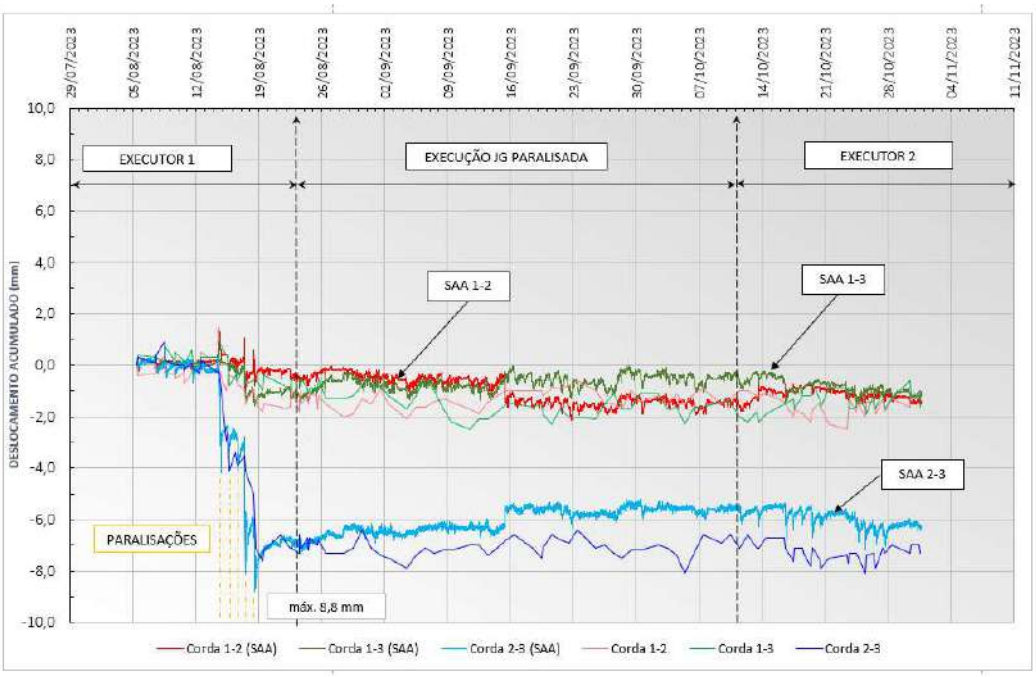


Figura 8 – Comparativo entre as convergências automatizada e convencional

A análise dos resultados permite observar que o comportamento do sistema automatizado apresentou comportamento bem similar ao monitoramento convencional realizado, porém com uma infinidade muito maior de leituras. No total o sistema automatizado coletou mais de 24200 leituras, enquanto que o convencional realizou 113 leituras no mesmo período de monitoramento.

Observando-se os dados, nota-se que devido a realização de leituras pontuais da instrumentação convencional, deslocamentos importantes não foram registrados, uma vez que estes ocorreram após as leituras já terem sido realizadas e no intervalo entre leituras de um dia para o outro, conforme pode-se observar na Figura 9.

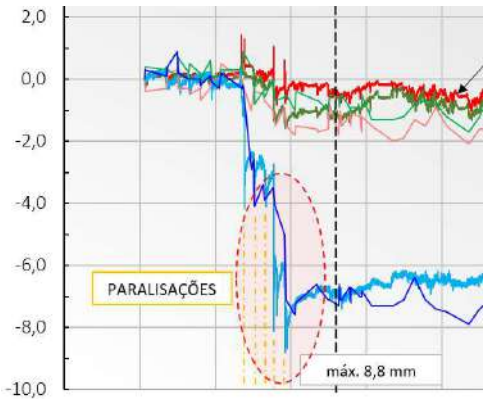


Figura 9 – Diferenças importantes entre o monitoramento convencional e o automatizado

Isso mostra a importância de se manter o monitoramento automatizado obtendo as leituras em intervalos mínimos, de modo que mudanças abruptas no comportamento do maciço possam ser registradas e alertadas.

As maiores discrepâncias observadas entre o monitoramentos convencional e automatizado são da ordem de 4mm, ou seja, próximo a precisão da leitura com estação total que em média gira em torno da mesma grandeza.

5. CONCLUSÕES

As variações entre o sistema convencional e automatizado podem estar relacionados principalmente a diferença de precisão entre os equipamentos utilizados, posição dos sensores utilizados nas análises e em especial a diferença no número de pontos monitorados na seção. Outro detalhe importante, é que para o nível de alerta pré-estabelecido para o monitoramento automatizado, +/-3mm entre leituras (5min), é um valor muito próximo a precisão da leitura convencional com estação total, não podendo ser aplicado o mesmo parâmetro como alerta para ambos os sistemas.

Dentre as possibilidades de monitoramento, entendemos que o tempo necessário para se monitorar a mesma quantidade de pontos monitoradas pelo SAA utilizando-se o sistema convencional seria muito superior ao da instrumentação remota e, provavelmente, o "*time*" da intervenção poderia ser ligeiramente tardio, com maior risco de promover danos na estrutura do túnel. Desta forma, a utilização do sensor SAA mostrou como uma excelente alternativa para o monitoramento automatizado de túneis, ,sendo imprescindível para o sucesso da obra neste caso específico.

O êxito da adoção desta tecnologia evidencia que o monitoramento automatizado, em conjunto com sensores e softwares de processamento cada vez mais avançados, deve ser cada vez mais frequente em projetos de infraestrutura. Ele atua em complemento à instrumentação convencional, com o objetivo primordial de garantir a segurança dos envolvidos, proporcionando também maior precisão nos dados e agilidade na resposta aos eventos críticos.

Através deste trabalho, também foi possível observar a relevância da seleção criteriosa de empresas executoras com experiência na execução dos serviços. Ficou claro que a qualidade da execução das colunas teve um impacto significativo no comportamento das deformações no túnel singelo.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos imensamente a todos os profissionais que possibilitaram a utilização desta tecnologia pela primeira vez em uma obra de infraestrutura, a toda equipe do Metrô da Mendes Júnior, e em especial a Ana Flávia Righini e Lucio Seiti Shibasaki que forneceram em detalhes todos os registros que permitiram a elaboração deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Measurand. Disponível em < https://measurand.com/> . Acesso em 15 dez 2024.

Barbosa, C. B., Ferreira, L. A., Araújo, F. M., Gonçalves, L., Gama, C. D., Malva, R., Silva, A. e Freitas, V. (2009) *Fiber Bragg grating system for continuous large-scale monitoring of convergence in Rossio Tunnel*, 20th International Conference on Optical Fibre Sensor, Edinburgh, UK.

SILVA, A. Monitoramento de Obras Subterrâneas com recursos a ShapeArrays. 5ºCongresso Brasileiro de Túneis, São Paulo, Brasil, 2021.

ÁREA 12.

Geossintéticos na Engenharia

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/723

Análise dos Efeitos da Radiação Solar no Processo de Degradação de Geotêxteis

Jefferson Teófilo Ferreira da Silva
Engenheiro Civil, Geoquality Geotecnia, Lajes, Brasil, jeffersonferreira704@outlook.com

Riadny Patrícia de Souza Ferreira
Engenheira Geotécnica/Doutoranda em Geotecnia, TPF Engenharia/UFPE, Recife, Brasil, riadny.ferreira@ufpe.br

Luana Raquel Juvino da Silva
Engenheira Geotécnica, TPF Engenharia, Pindoretama, Brasil, luana.raquel.365@ufrn.edu.br

Juliana Andrade Rodrigues
Auxiliar de Engenharia, TPF Engenharia, Fortaleza, Brasil, juliana.andrade@tpfe.com.br

Fagner Alexandre Nunes de França
Docente, UFRN, Natal, Brasil, fagner.franca@ufrn.br

RESUMO: A utilização de geossintéticos, no âmbito da engenharia civil, vem aumentando devido a necessidade de obras geotécnicas mais rápidas e a facilidade de o material não demandar a utilização de mão de obra qualificada. Um bom exemplo disto são obras de engenharia costeira, onde os geossintéticos são utilizados para a contenção dos efeitos dos processos erosivos. Neste sentido, este artigo tem por objetivo estudar a durabilidade de um geotêxtil tecido de polipropileno (StrataTex W5050®), com função de aplicação na construção civil, exposto em meio natural à radiação solar. Isto foi feito através da verificação do comportamento do material por meio de ensaios de campo e simulações em laboratório. Foi utilizada a metodologia do ensaio de degradação natural e, para isso, a exposição das amostras de geotêxtil tecido se deu no município de Mossoró/RN, por aproximadamente três meses. O envelhecimento natural é realizado ao ar livre e tem como fatores relevantes ao ensaio a temperatura ambiente, a umidade, a poeira, o vento, os poluentes atmosféricos, bem como a radiação solar incidente no decorrer do dia. O material foco deste estudo não apresentou sinais de degradação no período proposto à radiação solar e às intempéries, chegando-se ao entendimento que este geotêxtil tecido indica ser um excelente insumo para período de curta exposição, como obras temporárias, nas quais os materiais não demandem proteção.

PALAVRAS-CHAVE: Geotêxtil, Geossintéticos, Degradação, Resistência à Tração.

ABSTRACT: The use of geosynthetics, within the scope of civil engineering, has been increasing due to the need for faster geotechnical works and the fact that the material does not require the use of qualified labor. A good example of this are coastal engineering works, where geosynthetics are used to contain the effects of erosion processes. In this sense, this article aims to study the durability of a woven polypropylene geotextile (StrataTex W5050®), intended for use in civil construction, exposed in a natural environment to solar radiation. This was done by verifying the material's behavior through field tests and laboratory simulations. The natural degradation test methodology was used and, for this, the woven geotextile samples were exposed in the municipality of Mossoró/RN, for approximately three months. Natural aging is carried out outdoors and its relevant factors for the test include ambient temperature, humidity, dust, wind, atmospheric pollutants, as well as solar radiation incident throughout the day. The material focus of this study did not show signs of degradation during the proposed period to solar radiation and bad weather, reaching the understanding that this woven geotextile indicates that it is an excellent input for periods of short exposure, such as temporary works, in which the materials do not require protection.

KEYWORDS: Geotextile, Geosynthetics, Degradation, Tensile Strength.

1 INTRODUÇÃO

A utilização dos geossintéticos em obras de construção civil são comuns para túneis, estradas, reservatórios, rodovias, aterros sanitários, contenções e estruturas de engenharia costeira (Carneiro *et al*., 2018). Por este material ser uma excelente opção para substituir materiais comercialmente tradicionais, percebeu-se um aumento na utilização dos geossintéticos. Eles possuem diversas aplicações e se subdividem por 6 (seis) principais tipos: geotêxteis, geomembranas, geocélulas, geomantas, geocompostos e combinações de geossintéticos. Os geotêxteis, dentre estes, são os mais utilizados, podendo ser aplicados como elemento filtrante, proteção, filtração, drenagem, reforço e controle de erosões. A variabilidade do material envolve tanto a aplicabilidade quanto a sua constituição pelo tipo de polímeros e aditivos.

Dependendo da forma de aplicação do material, o geossintético pode estar parcialmente ou totalmente exposto à radiação ultravioleta (UV), ainda que posteriormente sejam cobertos por líquidos ou solo. Para o caso em que são cobertos, evitando o contato da radiação com o material, o material pode sofrer influência da radiação no processo de instalação. Quanto aos geotubos, geo*bags* e *geocontainers*, por exemplo, estes ficam expostos por um período longo, sendo importante mensurar a interferência da radiação em sua eficiência.

Outro exemplo para a exposição contínua à radiação UV é visto em obras de engenharia costeira, em que a aplicação do material serve como mitigador de processos erosivos, absorvendo os impactos do intemperismo. Nestas obras, os materiais são inseridos para atuar conjuntamente com os esporões, quebra-mares, molhes e proteções de pé de talude. A utilização do geossintético para obras costeiras, segundo Neves (2003), possui um papel significativo no aumento do nível de proteção da costa e segue os critérios técnicos, socioeconomômicos e ambientais. Além das obras na costa, também se vê a aplicação dos geossintéticos em acondicionamento e dessecamento de lodos e lamas em estações de tratamento de água, esgoto e efluentes. Segundo Vertematti (2015), a aplicação também abrange dragagem de lamas fluviais e lamas marítimas contaminadas, com a finalidade de reter partículas ou flocos existentes na mistura, passando livremente os líquidos.

O processo de escolha do material depende da necessidade de projeto, adequando-se a cada tipo de propriedade fornecida. Dentre as propriedades buscadas, têm-se as resistências à tração, contra desgastes, à radiação ultravioleta, química e ao puncionamento, bem como a permeabilidade e abertura da malha. Segundo Carneiro (2009), é primordial realizar a verificação do comportamento do material quanto a sua resistência mediante a diversos agentes de degradação. Por este motivo, o principal requisito de um geossintético é a extensão da durabilidade quando utilizado no ambiente escolhido.

Os fatores ambientais, o tipo de polímero e o tempo de exposição ao agente degradante são os principais influenciadores na durabilidade do material. De acordo com Pinto *et al.* (2005), quando o material polimérico sofre um processo de degradação, podem ocorrer alterações irreversíveis evidenciadas pelo aumento da deterioração e alteração das propriedades do material.

Sabendo que existem diversos tipos de agentes físicos ou químicos, nocivos ao material, a finalidade deste estudo foi avaliar a durabilidade de um geotêxtil tecido de polipropileno. Assim, será possível mensurar a influência das intempéries nas propriedades do material, considerando tipo e tempo de exposição assim como a resistência à tração.

2 METODOLOGIA

2.1 Preparação da amostra

O geotêxtil tecido utilizado é fabricado em polipropileno, com 50 kN/m resistência nominal longitudinal, 50 kN/m de resistência nominal transversal e 5 kN de resistência ao puncionamento. Realizou-se o corte em amostras de menores dimensões com tamanho de amostra e corpo de prova regidos pela NBR ISO 9862 (ABNT, 2013). Além disso, separou-se 4 (quatro) amostras intactas para servirem de comparação com as amostras que serão expostas à radiação ultravioleta.

Assim, o geotêxtil foi recortado em 16 amostras, separadas em 4 grupos de 4 amostras. Os grupos de 4 amostras foram cortados, respectivamente, com dimensões de 0,3x0,6 m, 0,3x1 m, 1x0,6 m e 1x1 m. Após este corte, tanto as amostras intactas quanto às que serão expostas foram cortadas novamente no sentido transversal à direção da linha de produção do material, para a produção dos corpos de prova. Além disso, fez-se uma marcação nas amostras para identificá-las ao longo da realização dos procedimentos.

2.2 Preparação dos corpos de prova

Salienta-se que os corpos de prova também seguiram as recomendações da NBR ISO 9862 (ABNT, 2013). Os cortes realizados nas amostras no sentido transversal citados anteriormente resultaram no seguinte quantitativo, conforme Tabela 1. Esta divisão foi feita em dois grupos principais: faixa estreita, com largura de 0,05 m, e faixa larga, com largura de 0,2 m, resultando num somatório de 89 corpos de prova.

Tabela 1. Tamanho, quantidade de corpos de prova e tempo de exposição dos materiais.

Dimensões das amostras	Dimensões dos corpos de prova	Divisão	Tempo de exposição	Quantidade de corpos de prova	
				Faixa estreita	Faixa larga
0,3 x 0,6 m	0,05 x 0,6 m	Faixa estreita	Intacta	12	10
0,3 x 1 m	0,05 x 1 m		1º Mês	12	10
1 x 0,6 m	0,2 x 0,6 m	Faixa larga	2º Mês	13	10
1 x 1 m	0,2 x 1 m		3º Mês	12	10

2.3 Local de exposição

Para realizar o ensaio de degradação natural, as amostras de geotêxtil foram expostas no município de Mossoró/RN, a 24 m de altitude. As coordenadas geográficas são: Latitude Sul 5º 13’ 2,51” e Longitude Oeste: 37º 19’ e 33,45”. O período de exposição às intempéries foi do dia 23 de novembro de 2020 a 17 de fevereiro de 2021, aproximadamente 3 meses. Ao final do período, foram retiradas as amostras para a realização de caracterização ao final de cada mês. Dessa forma, retirou-se 3 amostras para análise individual.

2.4 Ensaio de Exposição

O material já separado em amostras, foi sujeito a ensaios de exposição em campo, para estimativa da durabilidade do material. Ao final de cada período predeterminado, foram retiradas um total de quatro amostras, uma amostra para cada tamanho diferente. Em seguida, passaram por um novo processo de separação, sendo redivididas em corpos de provas para realização dos ensaios de resistência à tração do material.

O ensaio de exposição à radiação UV, simulando o envelhecimento natural, teve como base as especificações das normas D 1435 (ASTM, 2020) e D 5970 (ASTM, 2021), que determinam as prescrições para a realização de ensaios de degradação. Para expor o material, foi construída uma mesa composta por quatro folhas de compensado naval com dimensões de 1,10x2,20 m (LxC). Estas dimensões correspondem a uma área de 9,68 m², fixada sobre uma estrutura feita em madeira, dimensionada para atender as recomendações das normas. Registra-se que foi utilizada uma inclinação de 0º com a horizontal.

O geotêxtil foi preso nas extremidades com a utilização de ripas de madeira e pregos, prendendo o material a uma distância que não comprometesse sua integridade e os resultados do ensaio de resistência à tração.

Os dados das condições climáticas do local foram fornecidos pelo Centro de Ciências Agrárias da Universidade Federal Rural do Semiárido (UFERSA). Assim, foram obtidas informações quanto a precipitação, umidade relativa, temperatura e radiação UV, conforme Tabela 2.

Tabela 2. Dados meteorológicos do período de exposição.

Período	Data	Umidade Relativa Média (%)	Radiação Diária Acumulada (MJ/m²)	Radiação Global Acumulada (MJ/m²)	Precipitação Acumulada (mm)
1º	23/11/20 a 23/12/20	84,09	46,40	618,70	0,00
2º	24/12/20 a 23/01/21	82,69	90,88	1.211,68	0,76

Período	Data	Umidade Relativa Média (%)	Radiação Diária Acumulada (MJ/m²)	Radiação Global Acumulada (MJ/m²)	Precipitação Acumulada (mm)
3º	24/01/21 a 17/02/21	85,06	127,04	1693,84	18,54

Para complementar os dados já citados, foram realizadas medições de temperatura na superfície das amostras, utilizando um termômetro infravermelho com mira a laser, fazendo medições regulares da temperatura em diferentes horários durante o dia.

2.5 Ensaio de Resistência à Tração

O comportamento do geotêxtil antes e após os ensaios de exposição em campo, foram avaliados através de ensaios de tração não confinada, método de faixa estreita, a qual é regida pela norma D5035 (ASTM, 2019).

Os materiais retirados ao final de cada período foram armazenados em local sem exposição à radiação UV. As amostras foram cortadas nos tamanhos predefinidos dos corpos de provas e armazenadas em uma caixa cúbica de papelão com 0,45 m em suas dimensões. Além disso, para que o material não fosse danificado no transporte, foram colocados sacos plásticos e tecidos nos espaços vazios.

Todos os materiais foram enviados para o Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), para realização dos ensaios de resistência à tração. Foi utilizado um equipamento, no qual o material foi preso pelas extremidades com a utilização de garras, fixado a uma distância de 0,075 m entre as garras, e sujeito a cargas de tração até a ruptura do material. Neste estudo foi empregado corpos de provas com duas larguras distintas, nos tamanhos de 0,05 m e 0,2 m de largura, a uma velocidade de tração de 300 mm/min.

3 RESULTADOS

3.1 Amostras intactas

A quantidade de corpos de prova da faixa estreita e da faixa larga foi de 12 para cada faixa. A Tabela 3 apresenta os resultados dos ensaios de tração realizados nas amostras intactas, antes de exposição à radiação ultravioleta.

Tabela 3. Resultados de resistência à tração para faixa estreita e larga.

Parâmetro	Faixa Estreita		Faixa Larga	
	Resistência à Tração (kN/m)	Deformação na ruptura (%)	Resistência à Tração (kN/m)	Deformação na ruptura (%)
Valor médio	60,92	31,59	36,23	13,08
Desvio padrão	3,49	1,14	4,19	0,85
Coeficiente de variação	5,73	3,62	11,57	6,53

Além disso, de forma ilustrativa, também estão ilustradas as curvas do ensaio de tração na Figura 1 para o conjunto de amostras da faixa estreita (a) e da faixa larga (b).

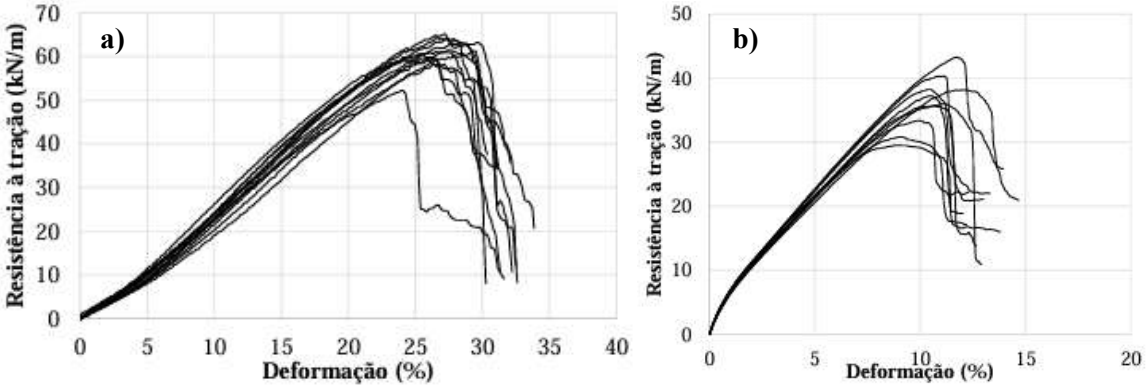


Figura 1. Curva do ensaio de resistência à tração da faixa estreita e longa.

3.2 Amostras da faixa estreita

Os resultados dos ensaios de tração realizados nas amostras, pós-exposição à radiação ultravioleta e ao intemperismo pelo período de três meses, para faixa estreita estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Resultados da resistência a tração das amostras para faixa estreita.

Corpos de Provas	Resistência Média (kN/m)	Desvio Padrão (kN/m)	Coeficiente de Variação (%)	Intervalo de Confiança (95%) (kN/m)
Intacta	60,92	3,49	5,73	$58,70 < \mu < 63,14$
1º mês	52,88	4,66	8,82	$49,91 < \mu < 55,84$
2º mês	52,63	4,93	9,38	$49,64 < \mu < 55,61$
3º mês	53,50	3,62	6,77	$51,20 < \mu < 55,80$

A Tabela 5 apresenta os dados de deformação na ruptura para faixa estreita, durante o período de exposição.

Tabela 5. Resultados de deformação na ruptura das amostras para faixa estreita.

Corpos de Provas	Deformação na Ruptura (%)	Desvio Padrão (kN/m)	Coeficiente de Variação (%)	Intervalo de Confiança (95%) (kN/m)
Intacta	31,59	1,14	3,62	$30,86 < \mu < 32,31$
1º mês	39,92	5,24	13,13	$36,59 < \mu < 43,52$
2º mês	36,13	5,55	15,63	$31,78 < \mu < 39,49$
3º mês	36,06	3,97	11,00	$33,54 < \mu < 38,57$

De forma complementar, a Figura 2 apresenta os resultados de todos os ensaios de resistência à tração, realizado nas amostras para a faixa estreita.

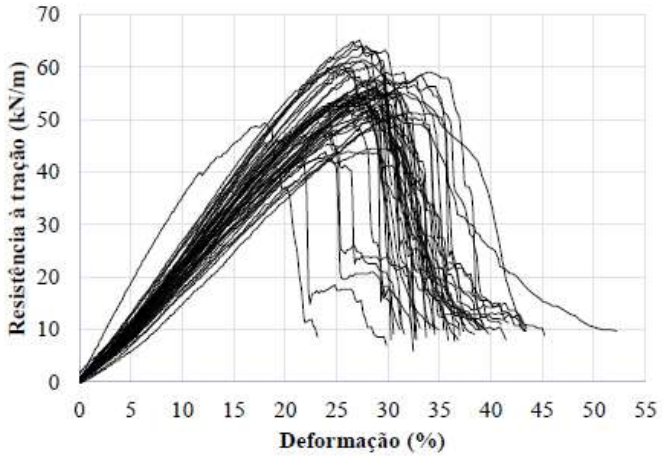


Figura 2. Resultados dos ensaios de resistência à tração realizados nas amostras para faixa estreita.

3.3 Amostras da faixa larga

Os resultados dos ensaios de tração realizados nas amostras, pós-exposição à radiação ultravioleta e ao intemperismo pelo período de três meses, para faixa larga estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Resultados da resistência a tração das amostras para faixa larga.

Corpos de Provas	Resistência Média (kN/m)	Desvio Padrão (kN/m)	Coeficiente de Variação (%)	Intervalo de Confiança (95%) (kN/m)
Intacta	36,23	4,19	11,57	33,53 < μ < 39,23
1º mês	44,28	3,51	7,88	42,07 < μ < 47,09
2º mês	40,58	3,92	9,67	37,78 < μ < 43,39
3º mês	42,78	1,87	4,37	41,44 < μ < 44,12

A Tabela 7 apresenta os dados de deformação na ruptura para faixa larga, durante o período de exposição.

Tabela 7. Resultados de deformação na ruptura das amostras para faixa larga.

Corpos de Provas	Deformação na Ruptura (%)	Desvio Padrão (kN/m)	Coeficiente de Variação (%)	Intervalo de Confiança (95%) (kN/m)
Intacta	13,18	0,85	6,53	12,47 < μ < 13,69
1º mês	15,00	0,71	4,72	14,50 < μ < 15,51
2º mês	14,24	1,26	8,82	13,34 < μ < 15,14
3º mês	14,29	1,33	9,29	13,34 < μ < 15,24

De forma complementar, a Figura 3 apresenta os resultados de todos os ensaios de resistência à tração, realizado nas amostras para a faixa larga.

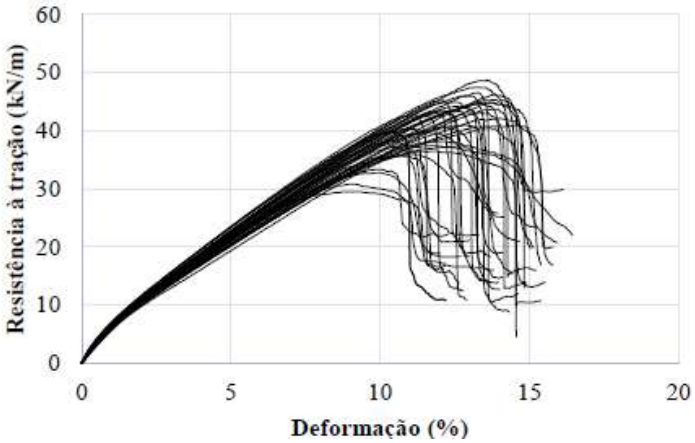


Figura 3. Resultados dos ensaios de resistência à tração realizados nas amostras para faixa larga.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo tratou da influência dos processos de envelhecimento natural, no desempenho do geotêxtil de polipropileno, realizando exposição de campo no município de Mossoró/RN durante três meses. Foram realizados ensaios de tração nas amostras intactas e nas amostras após o período de exposição.

Os resultados demonstraram que os procedimentos e as metodologias utilizadas para a degradação em campo, para a obtenção dos parâmetros, foram satisfatórios. Entretanto, é importante mencionar que foi constatado como desvantagem o elevado tempo necessário para a preparação e processo para o ensaio de envelhecimento, bem como o elevado número de repetições necessárias para que este tenha uma melhor representatividade. Como em obras os cronogramas frequentemente são curtos, este se torna um fator limitante.

O geotêxtil estudado não apresentou sinais de degradação durante o tempo de exposição à radiação e ao intemperismo, sendo assim entende-se que esse material pode ser um excelente insumo para períodos de exposição curtos, como construções provisórias, nas quais os materiais não precisam de proteção. Entretanto,

no caso de obras de maior tempo de duração, e consequentemente maior tempo de exposição, faz-se necessário um estudo com tempo de exposição maior, para melhor entendimento e análise do material.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte pelo acolhimento e interesse nesta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Society For Testing And Materials. (2020) ASTM D 1435: *Standard Practice for Outdoor Weathering Plastics*.

American Society For Testing And Materials. (2019) ASTM D 5035: *Standard Test Method for breaking force and Elongation of Textile Fabrics (Strip Method)*.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2013) NBR ISO 9862: *Geossintéticos - Amostragem e preparação de corpos de prova para ensaios*. Rio de Janeiro.

Carneiro, J. R. C. (2009) *Durabilidade de materiais geossintéticos em estruturas de caráter ambiental: A importância da incorporação de aditivos químicos*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação de Engenharia do Ambiente, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 602p.

Carneiro, J.R., Morais, M., Lopes, M.D.L. (2018) Degradation of polypropylene geotextiles with different chemical stabilisations in marine environments, *Construction and Building Materials*, 165, p. 877-886.

Neves, L. P. (2003) *Geossintéticos e geossistemas em engenharia costeira*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia do Ambiente, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 225p.

Pinto, V. C., Maia, P. C. A., Valinho, R. F. (2005) Avaliação da degradação de geotêxteis tecidos, In: Conferência Brasileira sobe Estabilidade de Encostas – COBRAE 4, Salvador, *Anais*... v.1, p. 301-312.

Vertematti, J. C. (2015) *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. 2nd ed, Blucher, São Paulo, SP. 570 p.

XX I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/724

Aspectos sobre o uso de geotêxteis em sistemas filtro-drenantes em aterros sanitários

Fernando Henrique Martins Portelinha
Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil, fportelinha@ufscar.br

Thiago Villas Bôas Zanon
Solví Soluções para a Vida, São Paulo, Brasil, tzanon@solvi.com

Paulo Eduardo Oliveira da Rocha
Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil, paulo.rocha@geosolucoes.com

RESUMO: Utilizar ou não usar geotêxteis em sistemas de drenagem tem sido uma questão importante em projetos de aterros sanitários no Brasil, onde não há consenso nas comunidades técnica e científica quanto à utilização. Dentre as preocupações estão: diminuição progressiva da vazão pela obstrução da camada drenante de rachão e a qualidade do lixiviado extraído do aterro ao não se usar sistema filtrante; e, no outro lado, a eventual colmatação e consequente diminuição da vazão do conjunto ao se aplicar um geotêxtil de filtração. Assim, neste contexto, este trabalho realizou uma ampla revisão bibliográfica e entrevistas com profissionais de atuação na operação de aterros sanitários no Brasil. Com base nos trabalhos revisados e nas experiências dos autores e dos profissionais entrevistados, pode-se concluir que geotêxteis foram e estão sendo aplicados com sucesso. Por outro lado, deve-se também atentar aos insucessos devido às colmatações evidenciadas. O problema está nas ferramentas de análises e testes para a especificação que dependem das características do lixiviado, do material de drenagem e da operação. É natural que geotêxteis sofram perda de permeabilidade devido à formação do *cake*, mas estes fornecem essencial proteção à camada granular de drenagem subjacente. A opção de não usar geotêxteis pode gerar intrusão física na camada de drenagem devido ao contato com o resíduo além de gerar lixiviados com elevada carga biológica e química, perceptível na forma de lodo. Nesse contexto, os geotêxteis tem demonstrado reduzir tais cargas facilitando o tratamento do lixiviado. Conclui-se que geotêxteis adotados em sistemas filtro-drenantes de aterros sanitários devem conter grande abertura de filtração para desempenhar adequadamente a função de separação e filtração a longo prazo.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro sanitário, lixiviado, geotêxtil, drenagem, filtração, resíduos sólidos urbanos.

ABSTRACT: Whether or not using geotextiles in drainage systems has been a controversial aspect involving landfill designs in Brazil. The progressive decrease in flow rate due to contamination of the drainage layer and the high biological and chemical charges of leachate collected are the main concerns when a filtering system is not used. On the other hand, the potential clogging and consequent reduction in flow of the system when a filtration geotextile is applied has also been a controversial argument. Therefore, to address this discussion, the present study conducted a comprehensive literature review, as well as a series of interviews with professionals involved in Brazilian landfill operations. Based on the reviewed literature and the experiences of the authors and interviewed professionals, it can be concluded that geotextiles have been successfully applied. However, attention should also be given to cases of failure due to clogging, which have also been documented. The issue lies in the precise prediction and testing for specification, which depend on the characteristics of leachate, drainage material, and landfill operation. It is expected that geotextiles experience permeability loss due to cake formation, but they provide essential protection to the underlying granular drainage layer. In contrast, the option of not using geotextiles filters may result in physical intrusion into the drainage layer due to contact with waste, as well as generating leachate with very high biological and chemical loads, noticeable in the form of sludge. In this context, geotextiles have been shown to reduce such loads, facilitating leachate treatment. Finally, it is concluded that the geotextiles to be adopted in the design of landfill drainage systems should contain large filtration opening size to perform adequately a long-term separation and filtration function.

KEYWORDS: Sanitary landfill, leachate, geotextile, drainage, filtration, municipal solid waste.

1 INTRODUÇÃO

Os sistemas de drenagem de lixiviados e biogás possuem papel fundamental para o bom funcionamento de aterros sanitários em diferentes aspectos. Um sistema que não funcione pode gerar pressões neutras excessivas no maciço de resíduos, com redução na estabilidade geotécnica, e em casos mais extremos a ruptura de taludes. Normalmente, sistemas de drenagem são compostos por uma camada drenante com materiais pétreos - rachão tipicamente - que permitem coletar o lixiviado e biogás produzidos. Sobre a camada de material pétreo utilizou-se, por muitos anos, sistemas filtrantes compostos por materiais naturais, tais como brita e areia, de transição granulométrica adequada para separar os resíduos sólidos urbanos (RSU) da camada drenante, bem como para filtrar partículas que pudessem obstruir a drenagem. Em muitos relatos, essa técnica se mostrou eficiente, enquanto em outras ocasiões a colmatação, que é a obstrução do filtro por elementos sólidos associados a formação de colônias biológicas, foi presenciada, o que reduzia significativamente a capacidade drenante do sistema como um todo. A execução de sistemas filtrantes com uso de materiais naturais pode, em alguns casos, ser improdutiva, de custo elevado e não sustentável ambientalmente.

Com o avanço tecnológico dos geossintéticos, os geotêxteis passaram também a cumprir o papel de filtração como alternativa aos materiais naturais. O requisito central em seu emprego está no seu desempenho a longo prazo quando aplicado na drenagem interna de aterros sanitários. Diversos relatos mostram que geotêxteis podem funcionar adequadamente desde que devidamente selecionados para as condições específicas dos constituintes e propriedades do lixiviado de cada aterro. Por outro lado, existe ainda muita relutância com relação ao uso de geotêxteis por várias experiências negativas. Nem todo geotêxtil funcionará como filtro e vários aspectos devem ser levados em consideração ao selecioná-lo.

Prever o comportamento de filtração em sistemas de drenagem que envolvem especificamente a retenção de partículas, tais como sistemas de drenagem de água, pode ser entendido como uma tarefa menos complexa em relação ao sistema de drenagem de lixiviados de aterros sanitários, pelo fato dos lixiviados apresentarem características físicas, químicas e biológicas mais complexas do que a água. Logo, usar ou não usar um geotêxtil para filtração de lixiviados em sistemas de drenagem tem sido uma questão dentro do contexto de projetos de aterros sanitários. O geotêxtil em drenagem de aterros sanitários tem a dupla função de separar o resíduo sólido dos grandes poros existentes em camadas de drenagem e filtrar partículas carreadas pelo fluxo de lixiviado do corpo do aterro para a camada drenante (Koerner e Koerner 1992).

Os lixiviados consistem num líquido com características dependentes, principalmente, do balanço hídrico no aterro, e das características dos resíduos e do solo da cobertura. Tais líquidos possuem elevada concentração de sólidos em suspensão (SS), elevados teores de matéria orgânica e presença de substâncias inscrusantes (como sulfatos e alguns tipos de carbonatos). O teor de SS geralmente é inferior a 1.000 mg/L e a demanda biológica de oxigênio (DBO) com ordem de grandeza de 2.500 mg/L. Essas características conjuntas fazem com que o projeto de sistemas filtrantes em aterros sanitários seja extremamente complexo, principalmente pelas contribuições dos agentes físicos, biológicos e químicos envolvidos na colmatação. Há, portanto, dificuldade em estabelecer ferramentas racionais para especificação de geotêxteis em tal aplicação.

O presente artigo visa compilar informações a respeito do desempenho de geotêxteis em sistemas de drenagem de aterros sanitários. O estudo traz uma abordagem sobre a aplicação e projeto desses sistemas com base na experiência dos autores, bem como uma compilação bibliográfica e casos que envolvam o uso de geotêxteis. Será mostrado que há uma série de variáveis que devem ser consideradas ao selecionar geotêxteis para cumprir a função de filtração, incluindo elementos que compõem sistemas filtrantes para lixiviados.

2 A UTILIZAÇÃO DE FILTROS NAS DRENAGENS INTERNAS DE ATERROS SANITÁRIOS

A disposição de resíduos em aterros sanitários tem como subproduto a geração de biogás e lixiviados, os quais necessitam ser coletados para que não ocorram emissões descontroladas para o meio ambiente e por questões envolvendo a estabilidade geotécnica, como mencionado anteriormente. Para realizar a coleta de biogás e lixiviados, são projetados e construídos durante as fases de implantação e operação dos aterros uma robusta rede de drenagem interna interligada, formada por drenos de base, drenos verticais, drenos horizontais e drenos de pé de talude, conforme ilustrado na Figura 1.

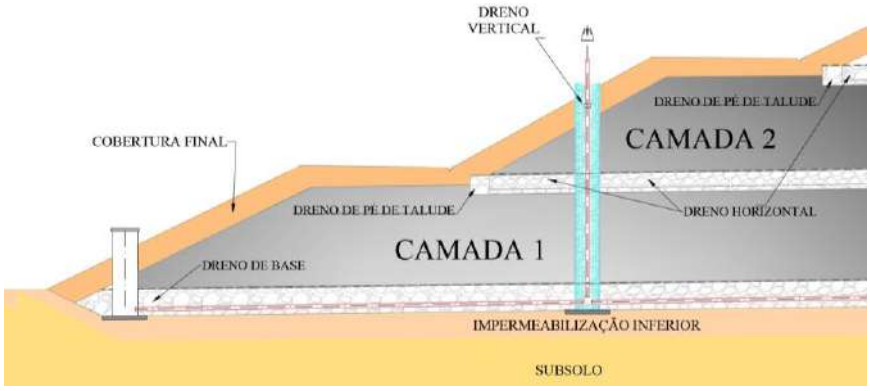


Figura 1. Esquema típico da rede de drenagem interna de lixiviado e biogás de aterros sanitários.

Cada tipo de drenagem interna pode ter diversas concepções, todas contendo materiais pétreos e algumas delas alguns tipos de tubos (de polietileno de alta densidade - PEAD ou de concreto armado), ilustradas na Figura 2. No caso dos materiais pétreos, os mais utilizados são as pedras rachão, com granulometria na faixa de 125 a 450 mm, sendo pré-requisito que seja previamente lavada, de forma a não ter finos que poderiam comprometer a capacidade drenante e colmatar as drenagens (incluindo os tubos utilizados).

Figura 2. Imagens típicas de alguns tipos de drenagem interna de aterros sanitários: (a) Drenagem de base (no formato de espinha de peixe); (b) Drenagem vertical; (c) Drenagem horizontal (cortesia: Celso da Silva/CRVR); (d) Drenagem de pé de talude.

Uma das soluções para minimizar o potencial de colmatação de tais drenagens é a utilização de geotêxteis entre a rede de drenagem e os materiais envoltórios (os RSU dispostos e o solo utilizado na operação). No Brasil, não há consenso nas comunidades técnica e científica quanto ao uso de geotêxtil, nem padrões técnicos normativos, situação semelhante em âmbito internacional. O geotêxtil, quando usado na drenagem interna de aterros, "envelopa" parcial ou totalmente externamente a drenagem, ou seja, é posicionado para estar entre a drenagem e a massa de resíduos ou o solo. No Brasil há experiências de muitos anos com utilização de geotêxtil, sendo elas (i) geotêxtil não-tecido de baixa gramatura de Poliéster – PET ou de polipropileno - PP, geralmente na faixa de 150 g/m² (ou seja, de baixa gramatura considerando que quanto menor a gramatura, menor é a espessura e a consequente possibilidade de colmatação do geotêxtil), com abertura de filtração (O_{95}) (ASTM D4751; ASTM D6767) na faixa de 0,100 a 0,200 mm; ou (ii) geotêxtil

tecido de PP com O_{95} (NF G38-017) mínima de 0,400 mm. Mais recentemente, decorrente do entendimento na comunidade técnica que os geotêxteis típicos citados possuíam pequena abertura entre os filamentos e, por consequência, seriam mais susceptíveis à colmatação, passou-se a especificar como o requisito a dimensão mínima do tamanho da abertura entre os filamentos, além da necessidade do geotêxtil ser de PP, por ser uma resina com adequada resistência a ácidos, bases e à maioria dos solventes (Lotti & Lavoie 2015).

Independente da utilização de geotêxtil em drenagens internas de aterros, é recomendação padrão de projetos evitar que solos, resíduos com grande presença de finos e resíduos antigos (como aqueles da escavação das trincheiras para as drenagens) sejam colocados em contato com drenagens ou com geotêxteis aplicados como filtro, minimizando a possibilidade de colmatação tanto das drenagens como dos geotêxteis.

3. RELATOS DA LITERATURA SOBRE O USO DE FILTROS EM ATERROS SANITÁRIOS

Dada a complexidade do lixiviado, é comum não se optar pelo uso de filtros em sistemas de drenagem interna de aterros. A grande preocupação está na eventual colmatação e perda de vazão ao usar geotêxtil ou filtro natural sobre a camada drenante. Ensaios em valas conduzidos por Fleming & Rowe (2004) permitiram avaliar a permeação de lixiviado num sistema de drenagem de base composto por rachão em taxas de fluxo representativas das condições de campo. Uma das valas foi encerrada após 20 meses de operação e o entupimento da camada de rachão após essa breve exposição é mostrado na Figura 3, podendo-se notar a impregnação de material biológico na drenagem pela ausência de sistemas filtrantes. De forma similar, McIsaac & Rowe (2006) demonstraram que o material granular de base de 38 mm teve um desempenho muito melhor (ou seja, menos entupimento) ao longo de 12,5 anos do que um material granular de 19 mm durante um período de 6 anos sob condições semelhantes. Tal fato dá suporte à prática de muitos projetistas de usar rachão com dimensão mínima de 125 mm. No que tange ao efeito da carga do lixiviado, em sistemas drenantes sem camadas filtrantes, Brune et al. (1991) relataram que houve pouca colmatação quando o lixiviado que permeia, considerado "pouco carregado", tinha baixas concentrações de ácidos orgânicos e cátions (como cálcio), mas a colmatação significativa ocorreu quando a concentração de ácidos orgânicos e cátions era alta; ainda, a colmatação foi significativa com material granular de base com diâmetro médio inferior a 16 mm. Rowe et al. (2002) demonstraram que drenagens permeadas com lixiviado sintético com quantidades insignificantes de SS experimentaram menos colmatação do que aquelas permeadas com lixiviado real com muito mais SS. Assim, a composição do lixiviado (como ácidos orgânicos, cátions inorgânicos e concentrações de SS) que entra na drenagem pode ter um efeito crítico na taxa de colmatação.

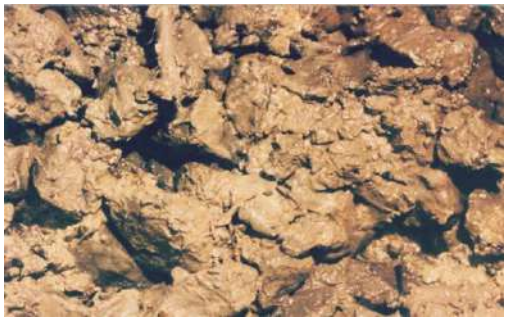


Figura 3. Camada drenante de base de aterro sanitário que não usou sistemas filtrantes em rachão (Fleming & Rowe 2004).

Drenagens internas de aterros sanitários com ou sem a utilização de sistemas filtrantes podem funcionar a longo prazo a depender das características do lixiviado, trazendo benefícios adicionais aos já mencionados. O filtro pode proporcionar, devido ao processo de filtração, melhoria da qualidade do lixiviado. Junqueira et al. (2006) mostraram a alteração das propriedades químicas do lixiviado ao longo de 5 anos, incluindo redução na DBO ao usar filtros geotêxteis e areia. Resultados similares foram observados por Koenig (1996). Silva et al. (2002) mostraram que filtros geotêxteis reduziram a DBO do lixiviado em 42%.

Existe uma premissa importante dentro dos mecanismos de filtração em filtros naturais e geossintéticos que é base para projetos: o filtro forma sua própria rede de filtração, também chamado de “pré-filtro” no caso de filtro de solos, ou *cake* no caso de lixiviado. Basicamente, durante o fluxo, o filtro bloqueia partículas maiores que formam arranjos permeáveis com partículas médias e finas estabelecendo o pré-filtro (Koerner &

Koerner 1997). Se essa camada não se formar, toda a porção fina do material a ser filtrado penetra dentro da estrutura do filtro (prejudicando a drenagem) ou passa pelo filtro (podendo prejudicar os sistemas de drenagem subsequentes). Logo, o comportamento de um filtro geotêxtil vai depender da formação do *cake*. Se o *cake* formado for de baixa permeabilidade, o aterro poderá sofrer consequência pelo acúmulo de lixiviado. Em caso de lixiviados de aterros sanitários, deve-se considerar, inclusive, a contribuição biológica ao longo do tempo de operação. Koerner & Koerner (1992) sugerem o uso de retorno pressurizado de lixiviado como uma forma de remediação de colmatação de filtros geotêxteis. Esse processo de colmatação não é um problema específico de geotêxteis e existem muitos relatos de ocorrência de colmatação em filtros granulares. Rowe et al. (1995, 2004) relatam um caso em que uma camada filtrante de areia de 0,3 m de espessura sofreu uma significativa colmatação em menos de 4 anos. Estudos de campo em aterros sanitários na Alemanha (Brune et al. 1991) demonstrou que a colmatação do dreno foi acelerada quando o lixiviado tinha uma elevada carga de ácidos orgânicos e substâncias inorgânicas. Eles também indicam que o modo de operação do aterro, em particular a respeito da taxa de preenchimento, pode ter efeito substancial nas características do lixiviado e, portanto, na taxa de colmatação induzida no sistema de filtração.

Usando permeâmetros em laboratório, Koerner & Koerner (1997) avaliaram o efeito de diferentes lixiviados dos EUA por meio de ensaios em geotêxteis tecidos de PP e não-tecidos agulhados e termoligados de PP e PET, com aberturas de filtração de, respectivamente, 0,21 a 0,15 mm. Tentou-se também usar camada de areia acima dos geotêxteis. Basicamente, conclui-se que o uso da areia sobre os geotêxteis proporcionou maior colmatação do que não usá-la, onde 23% do valor da permeabilidade foi mantida ao usar a areia, enquanto que 34% foi mantida usando somente o geotêxtil. Dentre os geotêxteis avaliados, os geotêxteis mais abertos e de menor gramatura foram os que apresentaram melhor desempenho (38% da permeabilidade foi mantida). Os geotêxteis tecidos e os não-tecidos termoligados foram o que demonstraram pior desempenho, com 31% e 10% da permeabilidade mantida, respectivamente. Ao usar um lixiviado com 17.000 mg/L de DBO e 27.000 mg/L de sólidos totais, os filtros geotêxteis foram bastante prejudicados, alcançando somente 14% da permeabilidade inicial do sistema drenante. Os autores concluíram que os geotêxteis a serem selecionados em sistemas de drenagem de aterros de RSU devem ser suficientemente abertos para permitirem a passagem de sedimentos e microorganismos para a camada drenante. Na Figura 4 são apresentadas imagens dos geotêxteis após ensaios de colmatação conduzidos por Koerner & Koerner (2015).

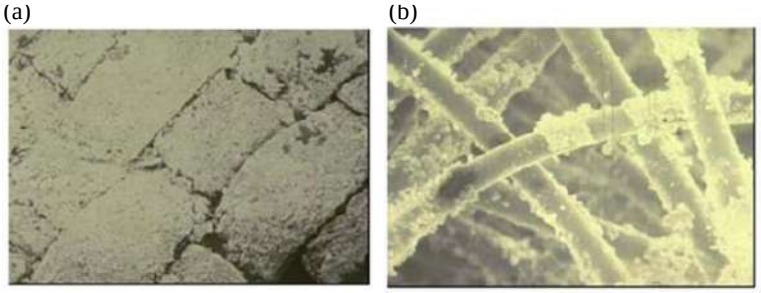


Figura 4 – Deposição biológica em geotêxteis aplicados em camadas drenantes de aterros sanitários botidas via microscopia: (a) geotêxtil tecido; (b) geotêxtil não tecido (Koerner e Koerner, 2015).

Quanto a lixiviados de aterros, Koerner & Koerner (2015) observaram elevados níveis de colmatação biológica e relatam que essa pode ocorrer rapidamente em geotêxteis tecidos e não-tecidos convencionais. Os autores concluíram que tais geotêxteis são sensitivos à lixiviados com SS e/ou DBO em níveis superiores a 2.500 mg/L. Em amostras exumadas do campo, Corcoram & Bhatia (1996) observaram a colmatação significativa de geotêxteis não-tecidos termoligados usados como filtros em lixiviados com DBO entre 3.000 e 20.000 mg/L. Fleming et al. (1999) relatam a falha de sistema de drenagem de um aterro após três anos de operação, sendo que tal sistema consistia num tubo dreno corrugado de PEAD encamisado com geotêxtil não-tecido termoligado de baixa gramatura. O problema foi relatado ter se iniciado pela oxidação e precipitação do lixiviado rico em ferro que já foi motivo para aumento do nível de lixiviado no interior do aterro. Posteriormente, o material passou a ser colmatado pela contribuição das atividades microbiológicas. Semelhantemente, Koerner & Koerner (1992) observaram, após exumação, significativa colmatação de um geotêxtil usado na filtração em tubos drenos, ocorrendo redução na permeabilidade do geotêxtil de 1.000 vezes. Outros problemas de colmatação de geotêxteis foram observados por Cazuffi et al. (1991), a maioria associada à inadequada especificação para lixiviados com altos valores de DBO ou aspectos químicos específicos.

Ensaios de filtração de larga escala de geotêxteis submetidos a fluxo de lixiviado foram conduzidos por Colmanetti & Palmeira (2001). Foram testados sistemas de drenagem com e sem uso de geotêxteis e, ainda, usando camada filtrante de areia natural. Os geotêxteis não-tecidos testados tinham gramatura de 300 e 600 g/m^2, e O_{95} inferior a 0,11 e 0,17 mm, respectivamente. Passados 6 meses, o lixiviado apresentou DBO de 120.000 mg/L e nenhum dos sistemas apresentou alteração significativa na vazão, embora algumas alterações na vazão foram observadas em ensaios após exumação. Com base em ensaios de permeabilidade a longo prazo de geotêxteis em lixiviado, Palmeira et al. (2008) mostraram uma significativa redução da permeabilidade devido a parcela biológica do lixiviado, incluindo geotêxteis com, respectivamente, O_{95} de 0,15 e 0,06 mm e gramatura de 100 e 600 g/m², respectivamente.

Com base na exumação de parte do colchão drenante no aterro sanitário do Vale de Keele (McIsaac & Rowe 2006) observou-se que a colmatação de um geotêxtil tecido não foi significativa. Por outro lado, foi observada alguma colmatação biológica em geotêxtil não-tecido dentro de sua estrutura fibrosa, o que não foi observado no geotêxtil tecido. Mesmo assim, a redução da condutividade hidráulica para o geotêxtil não-tecido foi inferior ao tecido e não foi observado nenhum tipo de colmatação significativa em 6 anos de operação. O geotêxtil não-tecido filtrava partículas e tratava passivamente o lixiviado, reduzindo assim o entupimento da camada drenante subjacente. No caso de um filtro granular graduado, toda a camada superior de areia foi cimentada devido ao acúmulo de massa de entupimento e foi observada uma zona permeável reduzida dentro do componente de areia do filtro granular graduado. De todos os experimentos realizados por McIsaac e Rowe (2006), a maior eficiência em termos de permeabilidade a longo prazo foi obtida ao utilizar um geotêxtil de grande abertura (maior que 0,6 mm). Deve-se entender que um geossintético pode vir a ter duas funções em um sistema de drenagem de aterro sanitário: uma delas é a filtração, bastante discutida no presente artigo, a outra é a separação, que visa evitar a introdução de frações do RSU no interior dos poros do material drenante.

4. FATORES DE REDUÇÃO EM PROJETOS DE FILTROS DE ATERROS SANITÁRIOS

Embora o funcionamento adequado de filtros geotêxteis está diretamente associado a seu correto dimensionamento, devido aos resultados dispersos, e algumas vezes até contraditórios listados neste trabalho, a escolha dos critérios a serem analisados no projeto dos sistemas filtro-drenantes em aterros sanitários diverge entre projetistas e acadêmicos. De acordo com Aguiar & Vertematti (2015), geotêxteis atendem aos critérios de retenção quando são capazes de bloquear a passagem das partículas do solo sob ação de um fluxo de água, ou de compressões estáticas e dinâmicas, e aos critérios de permeabilidade, quando permitem o livre escoamento dos fluídos sem elevações significativas na perda de carga.

Enquanto critérios de espessura e porosidade garantem que as propriedades físicas e hidráulicas de geotêxteis sejam suficientes para atendimento às solicitações de projeto, mesmo quando estes estejam submetidos a tensões e cargas elevadas, critérios de sobrevivência avaliam a capacidade em perdurar frente aos danos das mais diversas naturezas que irão sofrer durante sua instalação e funcionamento. Alguns dos danos devem ser analisados com maior cuidado em aterros sanitários. Aguiar & Vertematti (2015) alertam que, embora o risco de degradação biológica não exista com polímeros e, consequentemente, com geotêxteis, os filtros formados por tais materiais podem sofrer colmatação biológica, como relatado neste presente artigo.

Uma das formas de manter-se o desempenho necessário dos geossintéticos a longo prazo, mesmo frente a fenômenos como colmatação, seja ela física, química ou biológica, é a adoção de fatores de redução (FR) no dimensionamento com o intuito de garantir o atendimento às solicitações de projeto, mesmo com a diminuição gradativa da capacidade do material utilizado. Koerner (1997) apresenta FR recomendados para geotêxteis em aplicações associadas a fluxo através e/ou pelo corpo do geossintético, como sistemas de filtração e drenagem (Tabela 1), devendo tais FR serem aplicados aos resultados obtidos nas análises dos critérios de permeabilidade, retenção e durabilidade, majorando valores como, por exemplo, resistência à tração, permeabilidade e abertura aparente necessárias para o atendimento do projeto. Destaca-se que os FR recomendados por Koerner (1997), apresentados na Tabela 1, são considerados bastante elevados, uma vez que quando de fabricação do geotêxtil suas propriedades serão majoradas de quarenta e cinco vezes (condição mais conservadora) até trezentas e sessenta vezes (em condições de maiores solicitações e agressividade) em relação as propriedades nominais do geotêxtil.

Tabela 1.Fatores de redução recomendados para filtros geotêxteis em aterros sanitários (Koerner 1997).

Colmatação física	Redução das aberturas por fluência	Intrusão das aberturas	Colmatação química	Colmatação biológica
5,0 a 10,0	1,5 a 2,0	1,0 a 1,2	1,2 a 1,5	5,0 a 10,0

É possível exemplificar a utilização dos FR apresentados na Tabela 1 através da determinação da taxa de fluxo admissível de um geotêxtil (q_{adm}), calculada através da divisão da taxa de fluxo característica (q_{char}, determinada em ensaio laboratorial) pelo produto dos FR adotados, conforme ilustra a Equação 1:

$$q_{adm} = \frac{q_{char}}{FR_{CF} \times FR_{Fl} \times FR_{IN} \times FR_{CQ} \times FR_{CB}} \quad (1)$$

5. RELATOS PRÁTICOS DO USO DE FILTROS EM ATERROS SANITÁRIOS

Para compor o presente artigo, entrevistas foram realizadas com 10 profissionais que atuam diretamente na operação de aterros sanitários no Brasil, sendo 09 engenheiros e 01 encarregado - que já atuaram em aterros das mais diversas faixas de volume de recebimento diário de RSU, com diferentes composições gravimétricas de RSU, em alguns aterros havendo co-disposição com outros resíduos. Algumas constatações e opiniões a respeito da utilização de geotêxteis como filtros em drenagens interna em aterros valem ser destacadas, baseadas na experiência dos profissionais muitas vezes quando da manutenção corretiva de tais drenagens: (i) sete dos dez profissionais relataram não constatar a colmatação de drenagens em situações com ou sem utilização de geotêxtil; (ii) três dos dez profissionais constataram vestígio de colmatação, principalmente em drenagens de pé de talude (pela facilidade de acesso a tal drenagem, comparada com as demais drenagens internas); (iii) sete dos dez profissionais mostraram-se favoráveis quanto à utilização de geotêxteis, principalmente o tecido, opinião esta baseada no fato que tais geotêxteis utilizados no Brasil possuem O_{95} superior ao não-tecido, sendo que os tecidos aumentam de tamanho também devido a serem submetidos a condições de tração após serem posicionados sobre a drenagem; e (iv) três dos dez profissionais relataram a ocorrência de lodos escuros em contato com geotêxtil ou diretamente com a drenagem interna.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Com base nos trabalhos e nas experiências citados pode-se concluir que: ao não usar sistemas de filtração, tanto camadas de drenagem de areia quanto de material pétreo estão sujeitas a colmatação, mas materiais com faixas granulométricas superiores levam mais tempo para entupir que aqueles com faixas inferiores quando não se aplica geotêxtil ou filtro natural. Ainda, há intrusão física do material de resíduo e a alta carga biológica do lixiviado que podem se depositar nos poros da drenagem, podendo ser prejudicial a longo prazo. No entanto, a depender das características do lixiviado, a camada drenante pode ser uma alternativa técnica eficiente mesmo sem a presença do geotêxtil de filtração a depender da carga de lixiviado, porém gerando um lixiviado com altíssimas cargas biológica e química, dificultando o transporte e o tratamento.

O estudo mostrou que geotêxteis podem colmatar e prejudicar o desempenho de drenagem. No entanto, é destaca-se que a filtração com uso de camadas de areia também colmatam e, segundo alguns trabalhos, até mais antecipadamente que geotêxteis. Ao se usar geotêxteis como camada filtro-separadora, estes podem sofrer perda de permeabilidade devido a colmatação parcial, mas fornecem proteção à camada granular de drenagem subjacente garantindo o comportamento a longo prazo, desde que o *cake* seja devidamente formado.

A especificação do geotêxtil é uma tarefa complexa e depende do tipo de lixiviado, composição granulométrica da camada drenante e da operação do aterro, dentre outros fatores. É importante observar que as características do lixiviado gerado diretamente, geralmente, não são representativas do lixiviado extraído do aterro, uma vez que foi "tratado" ao longo do escoamento pela drenagem. De modo geral, a colmatação biológica afeta mais significativamente quando o teor de SS é também elevado. A DBO e o teor de SS são parâmetros do lixiviado variáveis cuja literatura tem indicado como representativos dos efeitos de colmatação. No entanto, deve-se atentar aos fenômenos químicos que possam se desenvolver no processo.

As principais implicações práticas com relação à adoção de geotêxteis são: usar geotêxteis evita a

intrusão física de material de resíduos e cegamento da camada de drenagem, prolongando assim a vida útil de tal camada; é essencial que os geotêxteis, sejam tecidos e não tecidos, a serem considerados no projeto dos sistemas filtro-drenantes tenham grandes aberturas de filtração para serem capazes de manter maior eficiência a longo prazo; a especificação do geotêxtil precisa ser criteriosa, com vistas à operação do aterro, tipo de lixiviado (o que depende do tipo de resíduo) e tipo de camada de drenagem a ser adotada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, P.R.; VERTEMATTI, J.C. (2015) *Aplicações em Filtração*. In: VERTEMATTI, J.C. (Org). Manual brasileiro de geossintéticos, 2. ed., Blucher, São Paulo.

Brune, M., Ramke, H.G., Collins, H.J., Hanert, H.H. (1991) Encrustation processes in drainage systems of sanitary landfill. In: 3rd International Landfill Symposium, Sardinia. *Proceedings…* pp. 999-1035.

Cazuffi, D., Cossu, R., Ferruti, L., Lavagnolo, C. (1991) Efficiency of geotextiles and geocomposites in landfill drainage systems. In: 3rd International Landfill Symposium, Sardinia. *Proceedings…* pp. 759-780.

Colmanetti, J.P., Palmeira, E.M. (2002) A study on geotextile-leachate interaction in large laboratory tests. In: 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, *Proceedings…* v. 2, pp. 749-752.

Corcoran, B.W., Bhatia, S.K. (1996) Evaluation of geotextile filter in a collection system at Fresh Kills landfill. In: Bhatia, S.S., Suits, L.D. (Eds.), *Recent Developments in Geotextile Filters and Prefabricated Drainage Geocomposites*. American Society for Testing and Materials, ASTM STP 1281, p. 182–195.

Fleming, I.R., Rowe, R.K., Cullimore D.R. (1999) Field Observations of Clogging in a Landfill Leachate Collection System, *Canadian Geotechnical Journal*, 36 (4), p. 685–707.

Fleming, I.R., Rowe, R.K. (2004) Laboratory studies of clogging of landfill leachate collection & drainage systems. *Canadian Geotechnical Journal*, 41 (1), p. 134–153.

Junqueira, F.F., Silva, A.R.L., Palmeira, E.M. (2006) Performance of drainage systems incorporating geosynthetics and their effects on leachate properties. *Geotextiles and Geomembran*es, 24 (5), p. 311–324.

Koenig, R.W. (1996) Hazardous Waste Landfill Liners. Term Paperfor CE361, Rose- Hulman Institute of Technology, Nov, 93. Koenig

Koerner, G.R., Koerner, R.M. (1992). Leachate flow rate behavior through geotextile and soil filters and possible remediation methods. *Geotextiles and Geomembranes*, 11(4-6), p. 401-430.

Koerner, G.R., Koerner, R.M. (1997). Designing with Geosynthetics. 4o. ed. New Jersey: Prentice Hall.

Koerner, R.M., & Koerner, G.R. (2015). Lessons learned from geotextile filter failures under challenging field conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(3), p. 272-281.

Lotti, C.L., Lavoie, F.L. (2015) Avaliação comparativa da resistência química e ao puncionamento de geotêxteis não tecidos de PP e PET. *Revista Fundações e Obras Geotécnicas*, 5, p. 100-104.

McIsaac, R., Rowe, R.K. (2006) Change in leachate chemistry and porosity as leachate permeates through tire shreds and gravel. *Canadian Geotechnical Journal*, 42 (4), p. 1173–1188.

Palmeira, E.M., Remigio, A.F., Ramos, M.L., Bernardes, R.S. (2008) A study on biological clogging of nonwoven geotextiles under leachate flow. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(3), p. 205-219.

Rowe, R.K., Quigley, R.M., Booker, J.R. (1995) *Clayey Barrier Systems for Waste Disposal Facilities*, Spon Editors, London, UK, 390 p.

Rowe, R.K., Quigley, R.M., Brachman, R.W.I., Booker, J.R. (2004) *Barrier Systems for Waste Disposal Facilities*. Spon Editors, London, UK, 587 p.

Rowe, R.K., VanGulck, J.F., and Millward, S. (2002) Biologically Induced Clogging of a Granular Media Permeated with Synthetic Leachate. *Canadian Journal of Environmental Engineering and Science*, 1(2): 135-156.

Silva, A.R.L., Palmeira, E.M., Vieira, G.R. (2002). Large filtration tests on drainage systems using leachate. In: Fourth International Congress on Environmental Geotechnics, Rio de Janeiro, Brazil, v.1, pp. 125-128.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/725

Avaliação de técnicas para controle de erosão a partir do ensaio de Inderbitzen

Amanda Scartezini da Silva
Aluna do curso de Engenharia Civil, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, amanda.scartezini@unesp.br

Mariana Ferreira Benessiuti Motta
Professora Assistente Doutora, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, mariana.motta@unesp.br

Paulo Valladares Soares
Professor Assistente Doutor, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, paulo.valladares@unesp.br

Gabriel Orquizas Mattielo Pedroso
Professor Assistente Doutor, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, gabriel.pedroso@unesp.br

RESUMO: A erosão do solo é um problema global que afeta tanto as áreas urbanas quanto as rurais, gerando graves impactos ambientais e problemas socioeconômicos. No Brasil, a erosão conta com um fator agravatório, pois, o clima tropical e as constantes precipitações pluviais favorecem o processo erosivo. A erosão causada por chuvas é inversamente proporcional a cobertura vegetal, ou seja, quanto mais protegido é o solo, menor é o processo que acelera a erosão. Neste contexto, o presente trabalho busca apresentar considerações acerca da aplicação de diferentes técnicas para contenção de processos erosivos em um solo coletado na bacia do Ribeirão Guaratinguetá. Foram conduzidas simulações utilizando a rampa de Inderbitzen com a aplicação de dois tipos distintos de geossintéticos: biomanta de fibra de coco e geomanta. Buscou-se avaliar, além do tipo de cobertura, a erodibilidade do solo frente a três ciclos de vazão constante por vinte minutos de duração cada. As características do campo onde as amostras foram coletadas foram mantidas, e os dados de perda de solo acumulado e tempo de ensaio foram avaliados. Entre as opções analisadas, a biomanta de fibra de coco se destacou, mostrando a menor perda de solo acumulado.

PALAVRAS-CHAVE: Erosão Superficial, Controle de Erosão, Geossintéticos, Biomanta, Ensaio de rampa.

ABSTRACT: Soil erosion is a global issue that affects both urban and rural areas, causing severe environmental impacts and socio-economic problems. In Brazil, erosion faces an exacerbating factor due to the tropical climate and constant rainfall, which favor erosive processes. Rain-induced erosion is inversely proportional to vegetative cover; in other words, the more protected the soil, the slower the erosion process. In this context, this study aims to present considerations regarding the application of different techniques for controlling erosive processes in soil collected from the Guaratinguetá Stream basin. Simulations were conducted using the Inderbitzen slope with the application of two different types of geosynthetics: coconut fiber biomats and geomats. The aim was to evaluate, in addition to the type of cover, the soil erodibility in the face of three cycles of constant flow for twenty minutes each. The field characteristics where the samples were collected were maintained, and the data on accumulated soil loss and test time were evaluated. Among the options analyzed, the coconut fiber biomat stood out, showing the lowest accumulated soil loss.

KEYWORDS: Surface Erosion, Erosion Control, Geosynthetics, Biomat, Inderbitzen Test.

1 INTRODUÇÃO

A erosão do solo acarreta graves impactos ambientais e socioeconômicos, prejudicando tanto regiões urbanas quanto rurais. Segundo Fernandes (2011), a erosão refere-se a um conjunto de processos que envolvem a desagregação, o transporte e a deposição de partículas de solo, os quais são ocasionados por agentes erosivos, como o gelo, o vento, a gravidade e a água.

De acordo com Giangiulio (2009), a erosão pode ser categorizada em dois grupos principais: a erosão natural, que é um processo natural de denudação e evolução da superfície terrestre, ocorrendo de forma lenta e contínua, seguindo os padrões de equilíbrio de formação do solo; e a erosão antrópica, induzida pela atividade humana, que ocorre de forma muito mais acelerada do que a natural e com intensidade superior à capacidade natural de formação do solo, impedindo sua recuperação espontânea.

No contexto brasileiro, o intenso processo de urbanização, o acelerado crescimento industrial e a expansão da atividade agrícola e de mineração desencadeiam uma série de intervenções no ambiente, resultando em diversas formas e escalas de impacto humano. Uma reação da natureza a essas mudanças é a erosão, onde entre as consequências está o assoreamento de corpos d'água, o qual causa o aumento das enchentes e inundações, diminuindo assim a eficácia das obras de drenagem urbana.

Do mesmo modo que a ação antrópica pode acelerar o processo erosivo, ela também pode retardar ou mitigar danos causados pela ação humana. Dessa forma, o presente estudo tem por objetivo apresentar considerações sobre a aplicação de geossintéticos para a contenção de processos erosivos do solo na bacia do Ribeirão Guaratinguetá e avaliar a melhor solução a partir de ensaios de laboratório do tipo Inderbitzen.

Segundo Marques e Geroto (2015) os geossintéticos utilizados no controle de processos erosivos devem apresentar a capacidade de reter os finos provenientes dos solos subjacentes ou dos materiais erodíveis transportados e/ou resistir às velocidades e aos esforços tangenciais causados pelo escoamento superficial.

De acordo com Guerra e Jorge (2013), paisagens com declividade maior que 3º geralmente podem sofrer erosão. A área de estudo está situada próximo a Serra da Mantiqueira, onde predomina relevo com presença de morros e foi selecionada devido ao desenvolvimento de sulcos característicos de processos erosivos e à sua localização em uma região de pastagem, onde o pisoteio do gado e a declividade acentuada contribuem para o processo erosivo.

A pesquisa utiliza o ensaio de Inderbitzen, o qual monitora a quantidade de solo erodido devido aos processos erosivos causados pela água, simulando condições de escoamento superficial com vazões e declividades controladas. A avaliação dos dados de massa de solo erodido e o volume de água escoado, irá demonstrar o desempenho dos geossintéticos testados e indicar qual a técnica mais adequada para mitigar a erosão nesta área.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização da área de estudo e coleta das amostras

A área estudada foi selecionada por possuir uma declividade acentuada de aproximadamente 80º e está situada na Fazenda Santa Terezinha (22º43’50”S e 45º15’00”W). A fazenda está localizada na região rural da cidade de Guaratinguetá, no estado de São Paulo, onde a área é apresentada na figura 1.

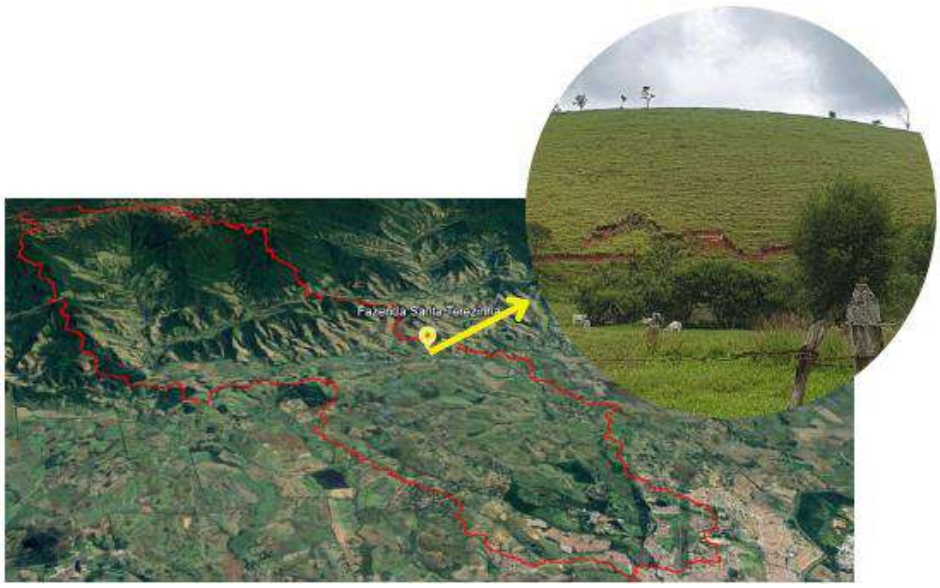


Figura 1. Bacia do Ribeirão delimitada em vermelho e localização da área de estudo.

Para o solo estudado foram coletadas amostras em dois estados distintos: deformado e indeformado. Ambas as amostras foram retiradas da camada superficial do solo, eliminando qualquer vestígio de vegetação. Para a amostra deformada foram realizados os ensaios básicos para caracterização do solo com o intuito de extrair dados de umidade natural, limites de liquidez (ABNT NBR 6459/16), limite de plasticidade (ABNT NBR 7180/16), densidade relativa dos grãos (ABNT NBR 6458/16) e granulometria (ABNT NBR 7181/16). Para a realização do ensaio de Inderbitzen foram coletadas amostras indeformadas, com diâmetro de 100 mm e altura de 50 mm, envolvidas em papel filme e alumínio para conservar a umidade natural do campo.

A partir da amostra indeformada foram obtidas as características geotécnicas do solo. Na Tabela 1, estão listadas as principais propriedades e índices. Observa-se que o solo estudado pode ser caracterizado como argilo arenoso, contendo 44,0% de argila, 43,5% de areia e 12,5% de silte, conforme a ABNT NBR 6502 (2022), e sendo classificado como silte de alta plasticidade (MH) pela SUCS.

Tabela 1. Caracterização física do solo estudado.

Propriedade	Unidade	Valor
Densidade Relativa dos Grãos	-	2,64
Massa Específica Seca	g/cm^3	1,25
Índice de Vazios	-	1,11
Porosidade	%	52,6
Limite de Liquidez	%	52,7
Limite de Plasticidade	%	31,1
Índice de Plasticidade	%	21,6
Classificação SUCS	-	MH (silte de alta plasticidade)
Classificação ABNT	-	Argilo arenoso
Umidade natural	%	26,5

2.2 Geossintéticos testados

Em cada uma das amostras indeformadas, foi aplicado um geossintético diferente, com o objetivo de comparar os resultados com a amostra de solo exposto.

Um dos materiais utilizados durante os ensaios foi a Biomanta Antierosiva Tridimensional com gramatura da matriz orgânica de 500 [g/m^2], a qual é constituída em 100% por fibras de coco, entrelaçadas e incorporadas em redes de polipropileno nos dois lados e uma terceira malha estável à ação dos raios ultravioleta, por meio de costura longitudinal por processo industrial, com fios de polipropileno, com espaçamento de 5 cm entre os fios e de 6 cm entre os pontos.

O outro material aplicado foi a geomanta produzida mediante a fusão de filamentos poliméricos em todos os pontos de contato. Esta apresenta mais de 90% de sua estrutura com vazios.

Na figura 2 abaixo é possível visualizar as amostras preparadas para o ensaio com os geossintéticos aplicados.

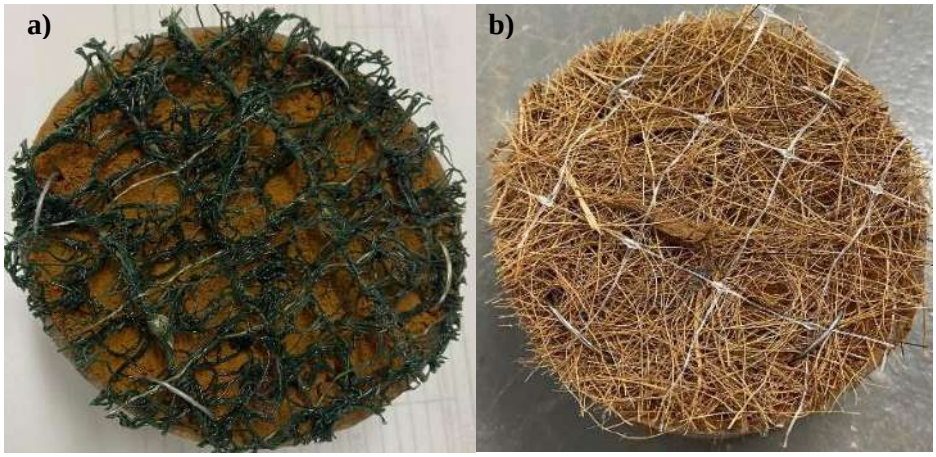


Figura 2. Amostras cobertas com: a) geomanta; b) biomanta de fibra de coco.

2.3 Ensaio de Inderbitzen

O objetivo do ensaio de Inderbitzen é quantificar a massa de solo erodido devido aos processos erosivos causados pela água. A rampa de Inderbitzen consiste em uma rampa com inclinação e vazões controladas, onde é inserida uma amostra indeformada, simulando condições de escoamento superficial. No entanto é importante observar que o ensaio não considera a desagregação das partículas devido ao impacto das gotas de chuva. Portanto, a quantidade de massa erodida no ensaio pode se diferenciar daquela observada na natureza.

O ensaio foi realizado por meio de uma estrutura de madeira composta por uma rampa hidráulica em formato trapezoidal invertido, projetada para direcionar o fluxo em direção à amostra que é inserida no orifício com diâmetro de 100 mm.

2.3.1 Execução do ensaio

Duas amostras foram ensaiadas com distintos geossintéticos e uma com solo exposto. Foi mantida fixa a vazão de 3 [litros/minuto] e a declividade de 80º. O tempo de ensaio foi de 20 minutos, com medições feitas aos 1, 5, 10 e 20 minutos a partir do início do ensaio, conforme indicado em Bastos (1999). A água com o solo carreado foi recolhida em baldes e submetida ao peneiramento úmido na peneira #400. O material retido na peneira foi levado à estufa por no mínimo 24 horas e pesado após seco para determinar a massa de solo erodida. Para cada amostra, foram realizados 3 ciclos de 20 minutos cada. Na Figura 3, é possível observar a execução do ensaio na amostra com cobertura da biomanta de fibra de coco.

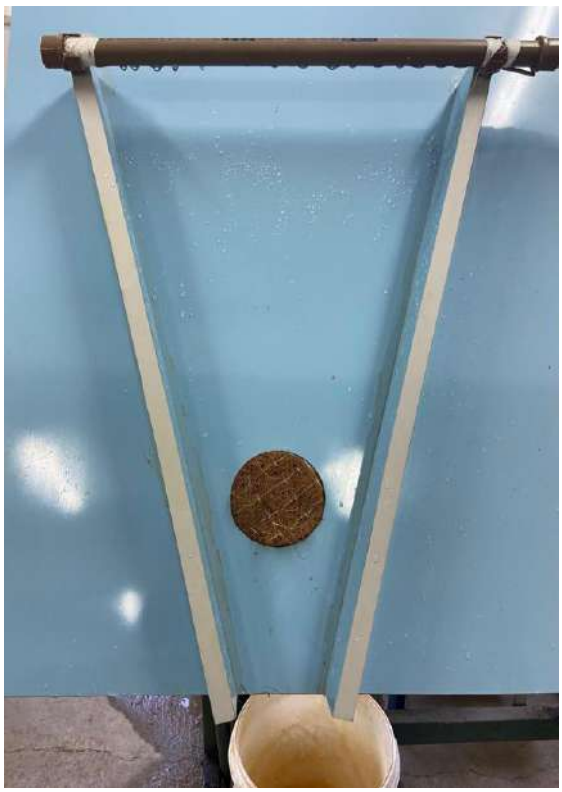


Figura 3. Execução do ensaio de Inderbitzen na amostra com a biomanta de fibra de coco.

Com base nos dados de massa de solo erodida registrados ao longo dos tempos, a perda de solo foi calculada como a massa seca de solo erodida por unidade de área da amostra [g/cm²].

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A determinação da redução da erodibilidade do solo com o uso dos geossintéticos será analisada com base nos resultados obtidos nas amostras tratadas com essas soluções e assim comparadas à amostra de solo

exposto. Os resultados foram plotados em gráficos de perda de solo acumulada por tempo de ensaio, assim como propõe Bastos (1999).

Os dados mostrados na figura 4 apresentam os resultados obtidos no primeiro ciclo de cada amostra, a qual expõe que a aplicação da geomanta resultou em uma redução de perda de solo de aproximadamente 62,59% em comparação com o solo exposto. Já a biomanta demonstrou uma redução de 90,94% em relação ao solo exposto. Visualmente, no ciclo 1, ocorre a formação de sulcos, aumentando assim a área de solo em contato com a água.

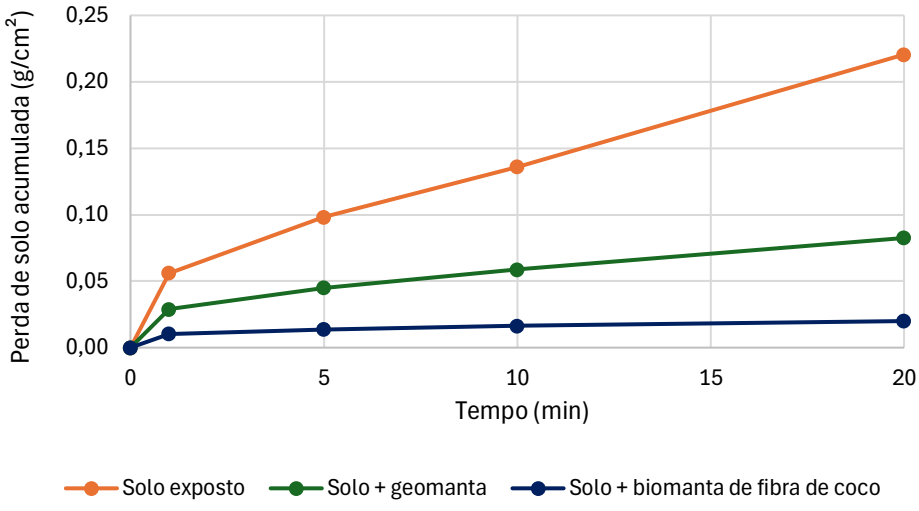


Figura 4. Ciclo 1 – Perda de solo acumulada por tempo.

Devido ao aumento da área de solo em contato com a água, o ciclo 2, exibido na figura 5, apresenta valores de perda acumulada de solo superiores aos do ciclo 1. Neste ciclo, a aplicação da geomanta resultou em uma redução de aproximadamente 75,36% em comparação com o solo exposto, enquanto a biomanta demonstrou uma redução de 98,96%.

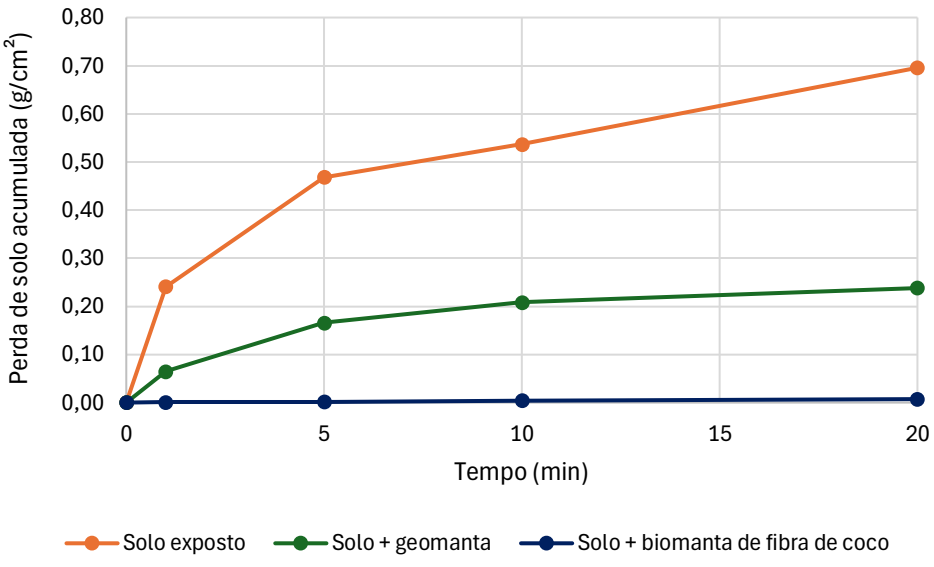


Figura 5. Ciclo 2 – Perda de solo acumulada por tempo.

No ciclo 3, a erosão é menos acentuada, uma vez que todo o solo suscetível ao processo erosivo já foi carreado no ciclo anterior, apresentando, assim, diminuição dos valores de perda de solo acumulado. No último

ciclo (Figura 6) a geomanta apresentou 49,10% de diminuição em relação ao solo exposto, enquanto a biomanta apresentou 89,25% de redução.

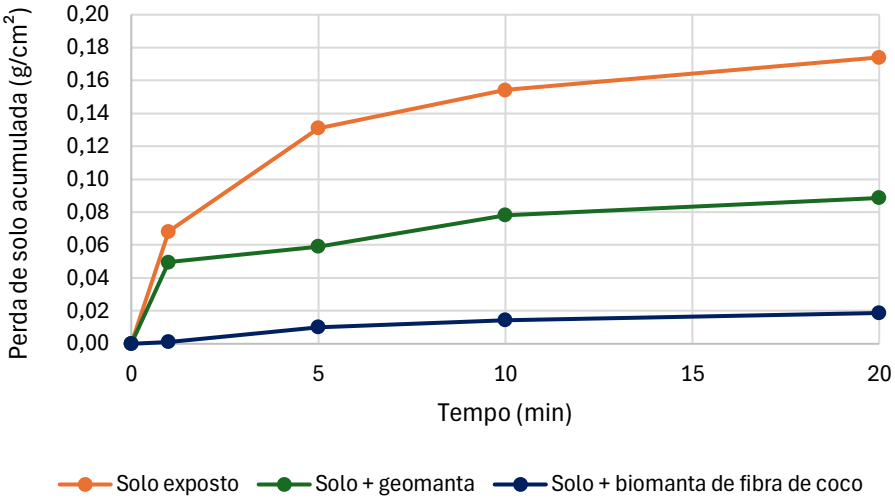


Figura 6. Ciclo 3 – Perda de solo acumulada por tempo.

Em todos os ciclos, as maiores perdas de solo ocorreram nos primeiros 5 minutos de ensaio e após os 10 minutos as amostras com geomanta e biomanta aplicadas apresentaram um comportamento mais estável. Nos estudos de Campos (2014) foi constatado maior taxa de erodibilidade no tempo de 5 minutos e tendência de estabilização nos tempos posteriores.

Na figura 7 é possível observar a massa de solo erodida total em cada um dos ciclos. Nos resultados em relação a biomanta, fica evidente que esta apresentou uma menor quantidade de massa de solo erodida nos três ciclos. Este comportamento pode ser atribuído à disposição das fibras de coco e a sua espessura na biomanta, já que ela é confeccionada de tal maneira que minimiza os espaços abertos, promovendo assim uma menor infiltração de água no solo e garantindo uma maior contenção do solo.

Ao analisar os resultados relacionados a geomanta, observa-se que ela apresentou uma massa de solo erodida menor que o solo exposto. Porém, essa menor diferença pode ser dada pelo fato desta ter maior espaçamento gerando assim mais espaços vazios por onde a água pode infiltrar e escoar, diminuindo, então, a contenção do solo.

Segundo Melo (2020) as características da geomanta e da biomanta são importantes para a eficácia. Em seu estudo foram empregadas soluções geossintéticas similares às investigadas neste trabalho. Em seu estudo foram feitas considerações sobre a geometria dos geossintéticos utilizados, observando-se que a geomanta com aberturas maiores apresenta maior permeabilidade, ao passo que a biomanta, devido à sua menor permeabilidade, resultou em maior contenção do solo.

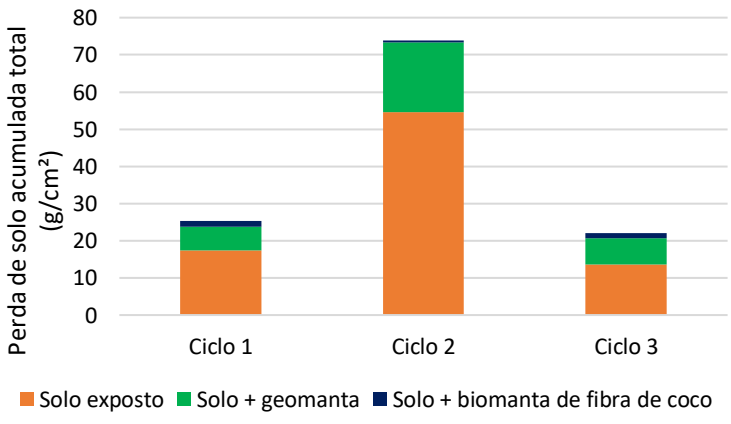


Figura 7. Massa de solo erodida total em cada ciclo.

4 CONCLUSÃO

Este estudo objetivou avaliar o desempenho dos geossintéticos no controle dos processos erosivos na bacia do Ribeirão Guaratinguetá, considerando os ensaios com a rampa proposta por Inderbitzen. Para isso, simularam-se condições de escoamento superficial na rampa, a fim de medir a massa de solo erodida. Visando verificar o desempenho dos geossintéticos ao longo de três ciclos de vinte minutos de duração, comparou-se a redução da massa de solo erodida nas amostras em que foram aplicados os geossintéticos em relação a massa de solo erodida da amostra com solo exposto.

Com base nos resultados observados nos gráficos sobre a perda de solo acumulada, a solução com geomanta apresentou uma diminuição significativa da perda de solo acumulada e, por se tratar de uma solução permanente, consegue combinar a durabilidade do material com a diminuição da perda de solo. Já a biomanta apresentou a menor perda de solo acumulada entre as soluções. Contudo, por ser um material natural que se degrada com o tempo, trata-se de uma solução temporária, servindo de base para o plantio de vegetações que vão atuar como proteção natural do solo após a degradação completa da biomanta.

Levando em consideração que o local estudado se trata de uma fazenda e a área onde ocorre o processo erosivo é uma faixa pequena de solo que não oferece risco, a solução de biomanta seria uma opção muito eficiente para servir como base para a revegetação da área.

Cada caso é único e requer uma análise cuidadosa de diversas variáveis para determinar a melhor solução. Entre essas variáveis estão as características específicas do solo e sua localização geográfica, bem como a extensão do processo erosivo, os riscos envolvidos e os custos associados. Essa abordagem é essencial para desenvolver estratégias eficazes de controle da erosão, visando garantir a viabilidade técnica e econômica.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Deflor Bioengenharia e a Maccaferri pelo fornecimento da biomanta e geomanta utilizadas neste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 6458: Graos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). *NBR 6502:Solos e rochas - terminologia*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 7180: Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 7181: Solo – análise granulométrica.* Rio de Janeiro.

Bastos, C. A. B. (1999) *Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados*. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre.

Campos, C. J. M. (2014) *Avaliação da erodibilidade pelo método Inderbitzen em solo não saturado da região de Bauru - SP*. Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista Julio de Mesquita Filho, Faculdade de Engenharia, 140 p.

Giangiulio, A. R. (2009) *Gestão ambiental aplicada a prevenção, controle e recuperação de erosão linear acelerada no município de Ipeúna-SP*. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Ambiental) - Universidade Estadual Paulista, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, 69 p.

Guerra, A. J. T, Jorge, M. C. O. (2013) *Processos erosivos e recuperação de áreas degradadas*. 1. ed. São Paulo. Editora Oficina de Textos.

Fernandes, J. A. (2011) *Estudo da erodibilidade de solos e rochas de uma voçoroca em São Valentim, RS*. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 127 p.

Marques, A. C. M., Geroto, R. E. (2015) *Aplicações em Controle de Erosão Superficial*. In: Manual Brasileiro de Geossintéticos, J. C. Vertematti, Editora Blucher, 2ª edição, São Paulo, SP, 423 p.

Melo, M. T. S. (2020) *Utilização de geossintéticos para controle de erosão superficial hídrica em face de talude*. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 152 f.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/726

Avaliação do Desaguamento de Resíduo de Pecuária em Sistemas de Confinamento de Resíduos em Geotêxteis Tecido e Não Tecido

Fernanda Harumy Gomes Ohira
Mestranda, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, fernandaharumy@usp.br

Jefferson Lins da Silva
Professor, Universidade de Sõa Paulo, São Carlos, Brasil, jefferson@sc.usp.br

RESUMO: Devido ao grande destaque do Brasil no mercado leiteiro, é fundamental garantir a saúde do gado e a qualidade dos produtos pecuários. Para isso, é imperativa a limpeza dos currais, frequentemente realizada de maneira ineficiente e com excessivo consumo de água potável. Os Sistemas de Confinamento de Resíduos (SCR's) manufaturados com geossintéticos emergiram como uma potencial solução devido à capacidade filtrante dos geotêxteis. Este trabalho objetiva avaliar a eficácia de SCR's manufaturados em dois geotêxteis diferentes (tecido e não tecido) por meio de ensaios de cone e o Geotextile-tube Demostration Test (GDT). Avaliaram-se a turbidez e a redução dos teores de sólidos do efluente. Após analisados os resultados, ambos os geotêxteis mostram-se eficazes para esta aplicação, contudo, notou-se melhor desempenho no geotêxtil não tecido. Ademais, também se percebeu uma tendência de aplicação do SCR em função dos ciclos de enchimento: para poucos ciclos, o geotêxtil não tecido sobressai sobre o tecido; enquanto para aplicações de mais ciclos de enchimento, prevaleceu o contrário. Mediante os resultados encontrados, conclui-se que o SCR com geotêxteis é uma excelente solução que permite o reaproveitamento a água da limpeza de currais e favorece a sustentabilidade na agropecuária.

PALAVRAS-CHAVE: Tubo geotêxtil, Geotêxtil tecido, Geotêxtil não tecido, Desaguamento, Esterco, Agropecuária.

ABSTRACT: Due to Brazil's significant prominence in the dairy market, ensuring the health of livestock and the quality of livestock products is essential. For this purpose, cleaning corrals is imperative, often carried out inefficiently with excessive potable water consumption. Waste Containment Systems (SCRs) manufactured with geosynthetics have emerged as a potential solution due to the filtration capacity of geotextiles. This study aims to evaluate the effectiveness of SCRs manufactured with two different geotextiles (woven and non-woven) through cone tests and the Geotextile-tube Demonstration Test (GDT). Turbidity and reduction in the solid content of the effluent were evaluated. After inquiry and analysis of the results, both geotextiles proved effective for this application; however, better performance was observed with the non-woven geotextile. Furthermore, a trend of application was also noticed: for a few cycles, the non-woven geotextile showed better performance over the woven one, while for more filling cycles, the opposite prevailed. Based on the results obtained, it is concluded that SCR with geotextiles is an excellent solution that allows the reuse of water from corral cleaning and promotes sustainability in agriculture.

KEYWORDS: Geotextile tube, Woven Geotextile, Non-Woven Geotextile, Dewatering, Manure, Agriculture, Livestock.

1 INTRODUÇÃO

A estrutura dos currais desempenha um papel fundamental relacionado ao mercado de produção de leite no Brasil. Neles há um fluxo contínuo de entrada e saída de animais, e, por consequência, geração de resíduos sólidos, ou seja, acúmulo de esterco no piso dos currais.

Tendo em vista os danos ambientais causados pela limpeza dos currais, a Lei n° 9.605/98 atenta para a disposição adequada dos resíduos dessa limpeza, atribuindo como crime ambiental a não execução da mesma. Em complemento, a IN 73 do MAPA (2019) permite a limpeza dos currais sem o uso de água potável. Assim, para evitar o desperdício de recursos hídricos na limpeza de currais é preciso valer-se de implantação de tecnologias de reciclagem de água.

Uma possível solução é a aplicação do Sistema de Confinamento de Resíduos (SCR), um "bolsão" geossintético com diversas aplicações em geotecnia e meio ambiente. Sua função, para o caso de resíduo pecuário, é de ser um filtro coletor, em que ele retém a maior quantidade de sólidos que compõem o esterco diluído e desagua um percolado que possui potencial valioso de retorno ao sistema para limpeza de currais.

Para avaliar essa aplicação, vale-se da eficiência do processo de desidratação, descrita por Lawson (2008), que depende da mudança na condutividade hidráulica dos resíduos contidos durante a desidratação, e do desempenho de filtração do geotêxtil no SCR. O tempo é o parâmetro mais importante na mudança de condutividade, e pode ser alterado com aceleradores (floculantes).

A eficiência de filtração sofre influência das propriedades hidráulicas do geotêxtil, isto é, da natureza das estruturas de poros dentro do geotêxtil e sua interação com os resíduos contidos (Lawson, 2008). O comportamento de filtração do geotêxtil é governado pela colmatação do material com formação de uma "filter cake" no interior do geotêxtil, conforme nomeado por Moo-Young et al. (2002). Assim, "filter cake" é definida como camada de sedimentos de solo auto-depositados a montante do geotêxtil. (Huang, 2007).

À luz dessas informações, verifica-se a necessidade de realizar ensaios em laboratório, para poder avaliar o desempenho de cada material como agente filtrante do resíduo das lavagens do curral (Tabela 1).

Tabela 1. Ensaios de avaliação do desempenho do geotêxteis.

Tipo de ensaio	Metodologia	Objetivo
Ensaio de Cone	Lawson (2008)	Análise da eficiência de retenção de partículas e turbidez do efluente
"Geotextile-tube Demostration Test" (GDT)	ASTM D7880/D880M (2013)	Análise do desaguamento de retenção de partículas e turbidez do efluente

Os índices usados para a avaliação do desempenho de um desaguamento são classificados, de acordo com Bhatia et al. (2013), em índices de retenção e de desaguamento. Para a avaliação da retenção, recomenda-se a utilizado o índice de Eficiência de Filtração (EF), que compara a concentração do teor de sólidos e identifica a capacidade do sistema em reter sólidos, conforme Moo-Young e Tucker (2002). Para a avaliação do desempenho do desaguamento, Bhatia et al. (2013) define o índice de Percentual de Desaguamento (PD), que compara as umidades dos sólidos e identifica a capacidade de desidratação.

Também é possível prever a eficiência do SCR durante o processo de desaguamento por meio dos modelos propostos por Yee e Lawson (2012), aplicados nos estudos de Ratnasamy (2017). Com a balanço de massa, calcula-se a taxa média de desaguamento durante a fase de enchimento (Q_s), com um balanço de massa simples e com a sua conservação, conservação de massa, encontra-se o volume total desaguado (volume de efluente - $V_{out(t)}$) a partir de múltiplas fases de enchimento e rebaixamentos (Ratnasamy, 2017).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Esta pesquisa utilizou dois tipos de geotêxteis, um em tecido (GTX-W) e um em não tecido (GTX-N). As características e as respectivas normas técnicas adotadas estão apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Caracterização de GTX-W e GTX-N.

Ensaio	Norma	GTX-W	GTX-N
Massa por unidade de área	NBR ISO 9864 (ABNT, 2013)	521 g/m²	600 g/m²
Espessura	NBR ISO 9863 (ABNT, 2013)	1,39 mm	4,2 mm
Resistência à tração faixa larga (L)	NBR ISO 10319 (ABNT, 2013)	99,6 kN/m	29 kN/m
Alongamento na carga máxima (L)		6,80%	>50%
Resistência à tração faixa larga (T)		103 kN/m	31 kN/m
Alongamento na carga máxima (T)		7,5%	>50%
Permeabilidade	ASTM D 4491 (ASTM, 2015)	1,78 cm/s	0,55 cm/s
Permissividade		0,44 s^{-1}	0,80 s^{-1}
Abertura de filtração característica	NBR ISO 12956 (ABNT, 2013)	0,40 mm	0,04 mm

Quanto ao resíduo agropecuário, composto de água e esterco do curral, este foi coletado na ordenha voluntária da Embrapa Pecuária Sudeste, localizada em São Carlos – SP (Figura 1).

2.2 Metodologia

Para a devida caracterização do efluente (pós-ensaio), o Laboratório de Saneamento da EESC - USP (LabSan) realizou os ensaios de acordo com a 23ª Edição do *Standard Methods for Examination of Water and Wastewater* (AWWA; WEF, 2017). Para medições pontuais da turbidez tanto no GDT quanto no ensaio de cone, utilizou-se o turbidímetro nefelométrico modelo Ap2000-marca Policontrol.

Para cada geotêxtil, foi homogeneizada uma amostra de 70 litros do resíduo em uma caixa d'água. Foram retiradas amostras para ensaios no LabSan de 1 L: i) do resíduo bruto; ii) do percolado de cada enchimento feito no ensaio GDT; e iii) do percolado do ensaio de cone.

Como não foi possível manter o mesmo resíduo de entrada para cada geotêxtil, a forma de análise do resultado é a comparação da mudança e/ou redução das variáveis em forma de porcentagem por meio das Equações 1 e 2 para avaliar a eficiência de filtração e o desempenho de desaguamento, respectivamente.

$$EF = \frac{ST_{inicial} - ST_{final}}{ST_{final}} \quad (1)$$

$$PD = \frac{w_{inicial} - w_{final}}{w_{final}} \quad (2)$$

Em que EF é a eficiência de filtração, em %; $ST_{inicial}$ é a concentração de teor de sólidos iniciais da mistura sedimentar, em %, e ST_{final}, a concentração de teor de sólidos finais da mistura sedimentar, em %.

Em que PD é o percentual de desaguamento, em %; $w_{inicial}$, a umidade inicial do sedimento, em %; e w_{final}, a umidade final do sedimento, em %.

2.2.1 Cone

O teste de cone é um ensaio de bancada não padronizado, indicado por Lawson (2008) para avaliação do desaguamento (Figura 1).

(a) (b) (c)

Figura 1. (a) Lavagem de curral na Embrapa Pecuária Sudeste. Sistema para os ensaios de Cone (b) GDT (c), em que 1 - Caixa de água; 2 - Registro de válvula de borboleta; 3 – Cavalete; 4 - Recipiente coletor do percolado; 5 - Bolsa de geotêxtil.

Os procedimentos adotados para a realização do ensaio foram: cortar a amostra circular de 30 cm de diâmetro e mantê-la saturada com água por, no mínimo 24 horas; depois disso dobrar o geotêxtil em formato de cone e fixa-lo no equipamento. Homogeneíza-se o resíduo pecuário e insere 1L dele no sistema do cone. A cada 5 min, registra-se o volume percolado e coleta-se uma amostra para medição de turbidez. Após 30 minutos, encarra-se o desaguamento.

O procedimento para a análise do Ensaio de Cone é semelhante ao do GDT segue os seguintes passos: i) Conforme os dados de volume percolado coletados durante o enchimento, utilizar a Equação (3) e plotar o gráfico do volume contido no interior do cone; ii) Comparar a variação do teor de turbidez a cada 5 minutos de percolação com a plotagem do o gráfico de turbidez em relação ao tempo; e iii) Comparar a variação dos valores de turbidez, teor de sólidos (adaptação para medição de EF), e demanda química de oxigênio (DQO), em relação ao resíduo pecuário bruto.

$$V_{Te(t)} = \sum_{i=1}^{m}(Q_{in(i)}. t_{f(i)}) - V_{out(t)} \quad (3)$$

Em que $V_{Te(t)}$ é o volume de resíduo contido no interior do cone ou minibag no instante t , em L; $Q_{in(i)}$ é a taxa de enchimento, em L/min; $t_{f(i)}$ é o tempo de enchimento, em min; $V_{out(t)}$ é o volume de efluente no instante t, em L; m é o número de enchimentos.

2.2.2 GDT

O ensaio de GDT (Figura 1), realizado no LabGsy, foi desenvolvido por Ardila (2020) e utilizado pro Kamakura (2021), e a sua configuração foi montada com base na norma ASTM standard D7880/D880M (2013). Ela se constitui pelos seguintes elementos utilizados por Ardila (2020).

Os minibags utilizados tiveram tamanhos diferentes, o de GTX-W possui um tamanho de 60 cm x 60 cm, enquanto o de GTX-N do tem 45 cm x 45 cm. Devido a essa diferença, os resultados de vazão de desaguamento também são analisados em relação à área de cada um deles.

Os procedimentos adotados para a realização do ensaio foram: manter o minibag submerso em água por, no mínimo, 24 horas, e fixá-lo, com uma abraçadeira de inox, na base da tubulação. Insere-se o resíduo pecuário na caixa d'água e o mistura (homogeneização). Realiza-se então o primeiro enchimento do minibag de 30L da mistura. Iniciando a contagem de tempo no instante em que se abre a válvula. Após 5 e 30 minutos coletam-se amostras para medir a turbidez e o volume percolado, realizando a troca do recipiente que armazena o percolado. Ao final, o efluente é homogeneizado e se coleta 1L para ensaio no LabSan. Após as coletas, decorridos 30 minutos, realiza-se o segundo enchimento com 20 L, e, após 30 minutos deste último, faz-se o terceiro enchimento de 10L. Sendo o procedimento do primeiro enchimento mantido. Após 180 minutos, encerra-se o ensaio.

O procedimento para a análise do GDT segue os seguintes passos: i) Conforme os dados de volume percolado coletados em campo para cada enchimento, utilizar a Equação (3) e plotar o gráfico do volume contido no interior do minibag; ii) Plotar o gráfico de turbidez em relação ao tempo relacionado às medidas tomadas nos enchimentos; iii) Calcular $Q_s$utilizando a Equação (4) que recebe como parâmetros o volume máximo contido (volume contido ao fim da fase de enchimento, dado retirado da curva de volume interno calculada no item anterior). A taxa de enchimento Q_i foi considerada constante de 60L/min, e t é o tempo médio de duração dos bombeamentos (cerca de 30 segundos para os primeiros enchimentos).; e iv) Comparar a variação dos valores de turbidez, teor de sólidos (adaptação para medição de EF), e demanda química de oxigênio (DQO), em relação ao resíduo pecuário bruto.

$$Q_s = \frac{Q_i.t - V_T}{t} \quad (4)$$

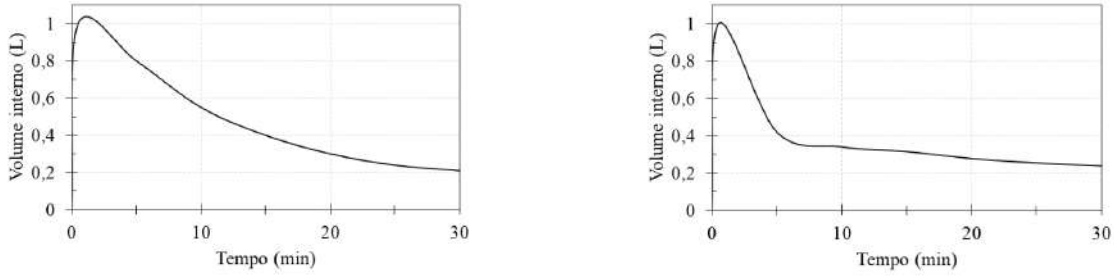
Em que Q_s é a taxa de desaguamento durante a fase de enchimento, em L/min; Q_i é a taxa de enchimento, em L/min; t é a duração da fase de enchimento, em min; e V_T é o volume máximo contido, em L.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Teste de Cone

Teste de cone, realizado em bancada, apresenta uma curva de volume interno conforme a Figura 2. O desaguamento para o GTX-N é mais acentuado no início do ensaio, mas, em longo prazo, ambos estabilizam em um valor próximo. Apesar do GTX-N ter o menor índice de permeabilidade, ele possui maior

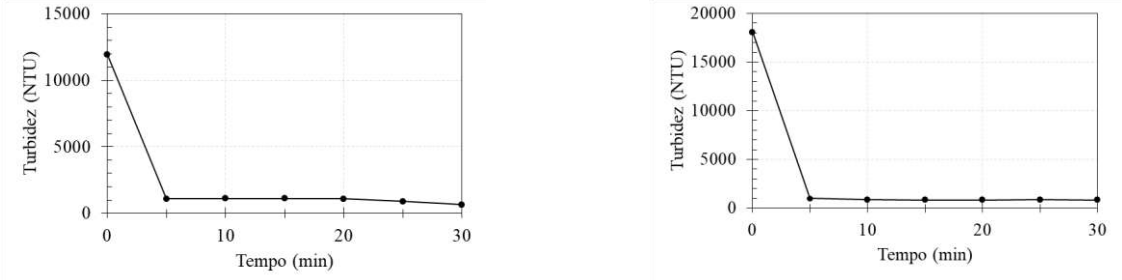
permissividade, que é um indicador da quantidade de água que pode passar através de um geotêxtil em uma condição isolada (ASTM D 4491). Para Ardila (2020), a avaliação por meio da permissividade é mais significativa, de modo que a maior permisssividade de GTX-N justifica seu desaguamento mais acentuado.



(a) (b)

Figura 2. Volume contido no interior do cone em função do tempo do ensaio: (a) GTX-W e (b) GTX-N.

A turbidez, medida a cada 5 minutos do ensaio de cone, está apresentada na Figura 3. A turbidez tende a diminuir ao longo o tempo para ambos os geotêxteis, devido à retenção dos sólidos que causam a turbidez, reiterando a formação da "filter cake".

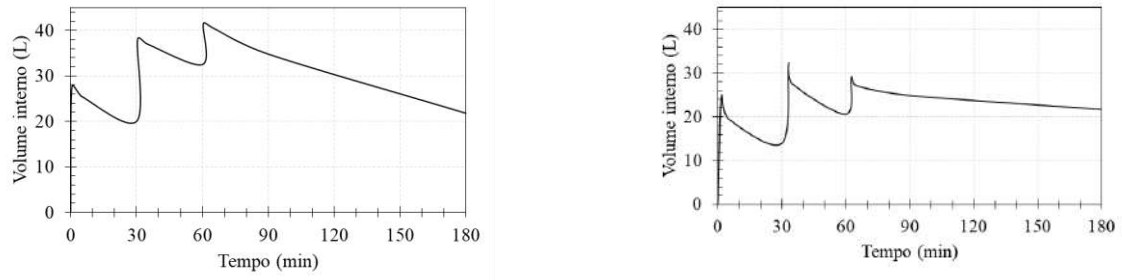


(a) (b)

Figura 3. Gráfico de Turbidez durante os enchimentos (a) GTX-W e (b) GTX-N.

3.2 Teste GDT

Os resultados de $V_{Te(t)}$ são mostrados na Figura 4. Os gráficos possuem uma grande semelhança com os dados da literatura de Lawson (2008) e com o resultado de Kamakura (2021), evidenciando o comportamento filtrante e drenante dos materiais. Durante as fases de enchimento, notou-se maior volume percolado no GTX-N, cuja permissividade é maior. Todavia, durante a fase de consolidação, a curva de variação do volume de GTX-W é mais acentuada, indicando o maior desaguamento. Ao final de 1 hora e 30 minutos do início do ensaio, os volumes percolados estabilizaram com valores bem próximos.



(a) (b)

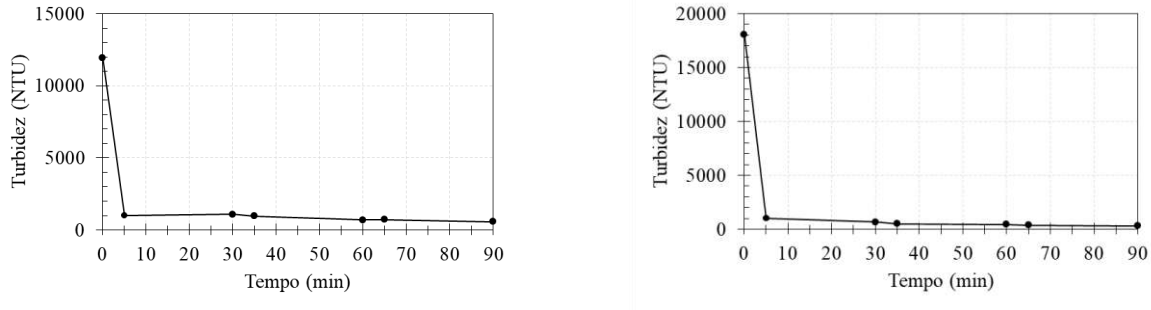
Figura 4. Gráfico de volume contido no interior do minibag durante ensaio (a) GTX-W e (b) GTX-N.

A taxa de desaguamento durante cada enchimento foi calculada e segue conforme a Tabela 2, também foi feita uma relação dessa taxa com a área de cada minibag. Nessa análise, há uma diferença maior no desaguamento durante o enchimento. O Q_s do GTX-W apresenta uma ascensão, isso devido ao volume no seu interior acumulado também fazer uma pressão de saída. A diminuição do desempenho do geotêxtil não

tecido ao longo dos ciclos é explicada pela menor abertura de filtração e consequente prematura formação do "filter cake" em comparação ao GTX-W. Outrossim, a diminuição de permissividade em comparação ao geotêxtil virgem também foi relacionada à formação do "filter cake", conforme analisou Ardila (2020).

Tabela 3. Taxa de desaguamento durante a fase de enchimento de GTX-W e GTX-N.

Ensaio	Q_s (L/min/m²)	
	GTX-W	GTX-N
Enchimento 1 por área	13,9	54,3
Enchimento 2 por área	44,4	19,8
Enchimento 3 por área	63,9	15,8



(a) (b)

Figura 5. Gráfico de turbidez, considerando toda a duração do ensaio, para a) GTX-W e b) GTX-N.

Apesar de o GTX-N apresentar uma turbidez inicial maior (Figura 5), este, ainda sim, obteve uma diminuição de turbidez mais proeminente do que o GTX-W, enfatizando sua eficácia filtrante, conforme esperado por sua menor abertura de filtração na caracterização. Para Ardila (2020), o geotêxtil não tecido também apresentou os menores valores de turbidez nos cenários avaliados. Nota-se que a progressão de enchimentos ocasiona maior retenção dos sólidos pelos minibags e, consequentemente, corrobora com a formação do "filter cake". Conforme incremento de retenção de sólidos, diminui-se a concentração de partículas no efluente, reduzindo sua turbidez. Assim, nota-se pela Figura 6 que o GTX-N possui maior poder filtrante tendo em vista que o mesmo apresentou maior redução na turbidez, se comparado com o GTX-W.

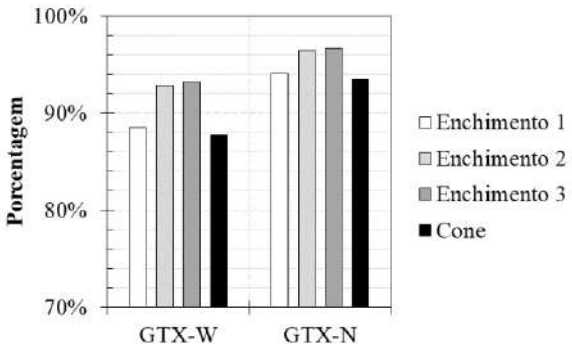


Figura 6. Redução da Turbidez.

A redução de todos os teores de sólidos é uma marca comum entre os geotêxteis (Figura 7). Nesse quesito, o GTX-N resultou nas maiores reduções de teores de sólidos, reiterando sua capacidade filtrante. Todavia, o GTX-W apresenta uma boa performance para essa função destacando a tendência dos enchimentos, ou seja, reduções aumentam ao longo dos enchimentos, acarretando em um efeito cumulativo da "filter cake".

Apesar de não ser função do sistema de confinamento de resíduos (SCR), observa-se que os minibags apresentaram redução da demanda química de oxigênio (DQO) (Figura 8). Isso pode ser um fator agregador para os materiais pois indicam a diminuição da quantidade de carga orgânica no efluente que afeta negativamente a qualidade da água.

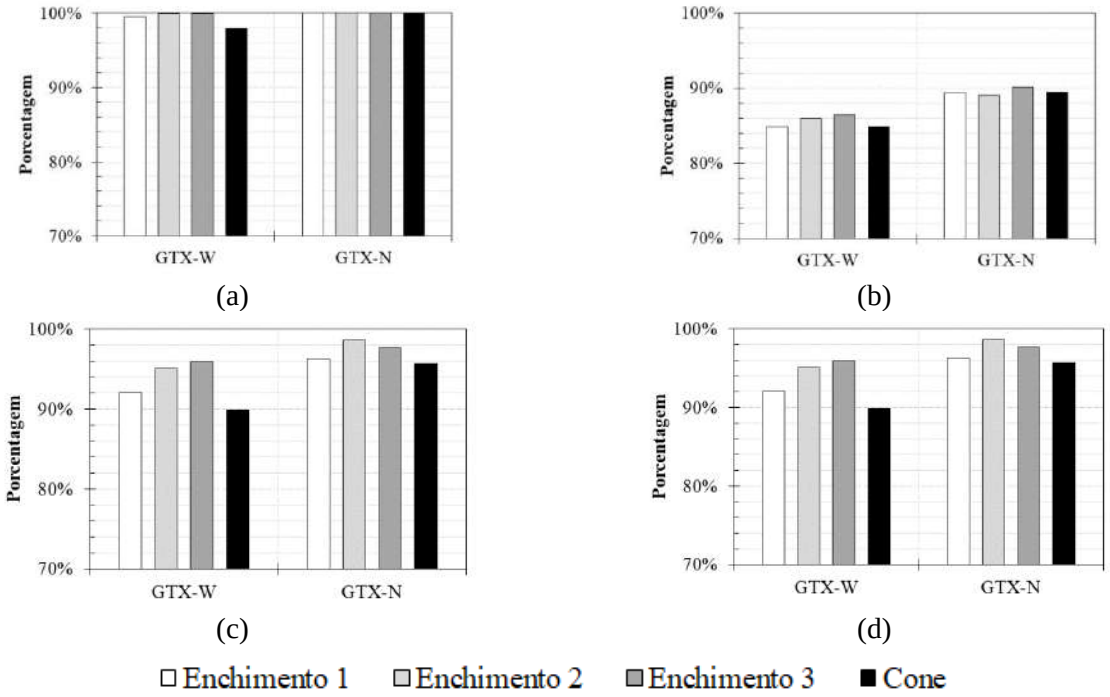


Figura 7. Diminuição percentual dos teores de sólidos em função dos ensaios realizados em ambos geotêxteis: (a) sólidos sedimentáveis; (b) sólidos totais; (c) sólidos suspensos totais; (d) sólidos suspensos fixos.

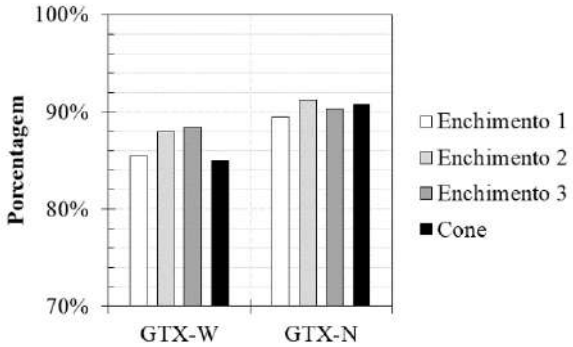


Figura 8. Redução da Turbidez.

4 CONCLUSÃO

Com a realização dos procedimentos experimentais e análise de seus resultados as seguintes conclusões são destacadas:

- Os ensaios de GDT e de cone mostraram resultados parecidos no que diz respeito ao desaguamento. Com o monitoramento do volume percolado, percebe-se que o GTX-N possui um desaguamento maior imediatamente após os enchimentos, enquanto o GTX-W possui essa característica mais acentuada com o passar do tempo;
- Nos dois ensaios há uma notória redução do teor de sólidos do resíduo bruto, essa redução corrobora, diretamente, a redução de turbidez do percolado ao longo do tempo e, no caso do GDT, dos enchimentos;
- Para o ensaio de GDT, foi observada a influência da "filter cake" (colmatação) dos geotêxteis. O acúmulo de sólidos nos poros, ao longo dos enchimentos, interferiu nos resultados de cada geotêxtil;
- Há uma tendência de o geotêxtil não tecido ter melhor desempenho em uma filtração única, ou em poucos ciclos de enchimento. A eficiência de filtração está na menor abertura de poros e ausência de "filter cake", camada de colmatação; e
- Há uma tendência de o geotêxtil tecido ser mais adequado para filtração de muitos ciclos, uma vez que

o seu desaguamento tem melhor desempenho ao longo dos enchimentos e do tempo. Nesse caso, a "filter cake" atuar como uma camada filtrante interna, aumentando a EF.

Com isso, é notória a efetividade do desempenho de sistemas de confinamento de resíduos em currais leiteiros. Estes se mostram bastante eficazes, pois possibilitam a reutilização da água resultante da limpeza ("flushing") após tratamento com o SCR. Ademais, cabe ressaltar que, apesar do estudo ter sido realizado com resíduos provenientes de currais leiteiros, o mesmo pode ser aplicado em demais currais, cabendo a realização de estudos adicionais e adaptações para avaliar o desempenho desta tecnologia. Portanto, esta tecnologia mostra-se eficiente e condizente com o conceito atual de sustentabilidade aplicada na agropecuária.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM D 7880: Standard Test Method for Determining Flow Rate of Water and Suspended Solids Retention from a Closed Geosynthetic Bag. West Conshohocken, PA, USA, 2013.

ASTM D 4491: Standard Test Methods for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity, PA, USA, 2022.

ABNT NBR ISO 9864 Geossintéticos — Método de ensaio para determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos correlatos. Rio de Janeiro, 2013.2 p.

ABNT NBR ISO 9863-1: Geossintéticos: Determinação da espessura a pressões especificadas Parte 1: Camada única. Rio de Janeiro, 2013.9 p.

ABNT NBR ISO 10319: Geossintéticos: ensaio de tração de faixa larga. Rio de Janeiro, 2013.15 p.

ABNT NBR ISO 10319: Geossintéticos: ensaio de tração de faixa larga. Rio de Janeiro, 2013.15 p.

ABNT NBR ISO 12956: Geotêxteis e produtos correlatos: Determinação da abertura de filtração característica. Rio de Janeiro, 2013.11 p.

Ardila, Maria Alejandra Aparicio. Avaliação de sistemas fechados em geotêxteis não tecidos para o desaguamento de lodo de ETA por meio de ensaios de semi-desempenho. 2020. 166 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2020.

Apha; AWWA; WEF. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater Part 2017 INORGANIC NONMETALLIC CONSTITUENTS Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. [s.l: s.n.]

Bhatia, Shobha K.; Maurer, Brett W.; Khachan, Mahmoud M.; Grzelak, Matthew D.; Pullen, Thomas S. Performance Indices for Unidirectional Flow Conditions Considering Woven Geotextiles and Sediment Slurries. American Society of Civil Engineers, [S. l.], p. 318–332, 2013.

Huang, C. C. & Luo, S. Y. 2007. Dewatering of reservoir sediment slurry using woven geotextiles. Part I: Experimental results. Geosynthetics International, 14, No. 5, 253–263.

Kamakura, G. K. Avaliação do desaguamento de sedimentos em sistemas fechados de geotêxtil em diferentes escalas. 2021. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

Lawson, C. R. 2008. Geotextile Containment for Hydraulic and Environmental Engineering. Geosynthetics International, vol. 15, no 6, pp. 384-427.

Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento – MAPA. Instrução Normativa – IN - n º 73, de 23 de dezembro de 2019 - Produtos Lácteos. Disponível em: https://www.gov.br/agricultura.

Moo-Young, Horace K.; Gaffney, Douglas A.; Mo, Xinghua. Testing procedures to assess the viability of dewatering with geotextile tubes. Geotextiles and Geomembranes, [S. l.], v. 20, n. 5, p. 289–303, 2002. DOI: 10.1016/S0266-1144(02)00028-6.

Moo-Young, H. K.; Tucker, W. R. Evaluation of vacuum filtration testing for geotextile tubes. Geotextiles and Geomembranes, p. 191–212, 2002.

Ratnasamy, Ratnayesuraj Chelvarajah. Analytical Modeling, Testing, and Comparison of 1-D, 2-D, and 3-D Dewatering Process. [S. l.], n. August, p. 156, 2017.

Yee, T. W. & Lawson, C. R. (2012). Modelling the geotextile tube dewatering process. Geosynthetucs Internaticonal, 19(5), 339-353. doi.1680/gein.12.00021.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/727

Avaliação do Uso de Geocomposto como Camada Drenante em Obras de Geotecnia

Vinícius Silva Feijó
Discente de Pós-Graduação, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, viniciusfeijo360@gmail.com

D.Sc. Gregório Luís Silva Araújo
Professor Associado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, gregorio@unb.br

RESUMO: Em um cenário de escassez de recursos naturais, acompanhado por avanços nas tecnologias das construções e dos materiais, o uso de geossintéticos tem se difundido cada vez mais no âmbito da construção civil. Esses materiais são formados por elementos planares poliméricos que possuem um comportamento hidromecânico capaz de ser aproveitado em diversas obras de engenharia, além de se apresentarem como uma solução sustentável a problemas ambientais que envolvem determinadas estruturas. Por se tratar, muitas vezes, de um material de fácil aplicação, baixo custo, elevado desempenho e baixo impacto ambiental, quando comparados às soluções tradicionais empregadas tanto para reforços, quanto para estruturas hidráulicas, eles têm aplicação cada vez mais frequente. Nesse estudo, foram realizadas investigações a respeito de um geocomposto, formado por duas camadas de geotêxtil e material de enchimento (georrede), a partir de ensaios laboratoriais de transmissividade. O objetivo é estabelecer um comparativo entre os comportamentos hidráulicos de camadas de geocomposto e camada de solo grosso convencional, cujos parâmetros também foram estudados. Os resultados mostraram que o geossintético pode ser empregado em empreendimentos de engenharia com ganhos de desempenho e financeiros em comparação com soluções convencionais.

PALAVRAS-CHAVE: geossintéticos, transmissividade, permeabilidade, geocomposto, drenagem, filtração.

ABSTRACT: In a scenario of limited natural resources, followed by advances in construction and materials technologies, the use of geosynthetics has been increasingly widespread in civil construction. Geosynthetics are polymeric materials that have a hydromechanical behavior capable of being used in various engineering works, besides presenting themselves as a sustainable solution to environmental problems involving certain structures. Because of its possible advantages, such as effortless application, low cost, high performance, and low environmental impact when compared to the traditional solutions, these materials have become commonly used. In this study, investigations were conducted on a geocomposite, formed by layers of geotextile and filling material (geonet), by means of transmissivity laboratory tests. The objective is to establish a comparison between the hydraulic behaviors of geocomposite layers with conventional coarse soil, whose parameters were also studied. The results showed that the geosynthetic can be used in engineering ventures with performance and financial gains compared to conventional solutions.

KEYWORDS: Geosynthetics, drainage, permeability, geocomposite, transmissivity.

1 Introdução

Os geossintéticos possuem uma história antiga, remontando ao uso de materiais vegetais para reforçar solos há milhares de anos. No entanto, foi apenas com o desenvolvimento de polímeros sintéticos, na década de 1940, que esses materiais ganharam relevância na engenharia civil. Nas décadas seguintes, surgiram avanços significativos, como os geotêxteis não tecidos, nos anos 60, e os geocompostos drenantes, nos anos 70 (Lopes, 2004; Paulson, 1991). Esses materiais representam uma inovação significativa, oferecendo novas abordagens para lidar com o fluxo de fluidos no solo, enquanto reduzem custos e impactos ambientais. Por exemplo, os geocompostos drenantes com um núcleo de material polimérico demonstram uma maior capacidade de conduzir fluidos em comparação com os geotêxteis tradicionais (Koerner, 1998; Silva, 2007).

Dentre outros fatores, pode-se dizer que os recentes avanços observados com relação à pesquisa e utilização de materiais geossintéticos em obras de Engenharia Civil estão relacionados à facilidade no

transporte para áreas remotas, potencial de adaptabilidade às necessidades particulares das obras, velocidade na execução e instalação, durabilidade, redução de custos, possível dispensa de mão-de-obra especializada para instalação e substituição de materiais de construção naturais, muito valiosos nos dias de hoje devido à escassez de áreas de empréstimo e dificuldade na sua obtenção (Palmeira, et al. 2021; Silva, 2007).

A presente pesquisa visa avaliar o desempenho hidráulico dos geossintéticos, com especial atenção aos geocompostos drenantes. Por meio de ensaios de laboratório, buscou-se comparar a capacidade de vazão planar desses materiais com camadas de materiais granulares convencionais.. Além disso, o estudo visou analisar possíveis aplicações do sistema de drenagem utilizando geocompostos, identificando os potenciais ganhos em termos de eficiência e economia.

2 Materiais e Métodos

2.1 Geocomposto Drenante

Em obras de drenagem, é comum a utilização de materiais formados por uma camada de espaçador envolta por material geotêxtil. Nesses casos, enquanto os geotêxteis atuam como filtros, o núcleo é responsável por conduzir os fluidos ao longo do plano do geocomposto. Atualmente, há diversas combinações possíveis de elementos em geocompostos drenantes devido à ampla disponibilidade de materiais no mercado.

Na prática, o desempenho dos núcleos drenantes varia de acordo com seu formato e capacidade de resistir a cargas sem sofrer deformações ou permitir a intrusão do geotêxtil. Bamforth (2008) observou diferentes comportamentos entre núcleos de georrede de filamentos aleatórios, georredes 2D e geoespaçadores quando submetidos a tensão confinante. O geocomposto com geoespaçador, apesar de ser mais esbelto, apresentou uma transmissividade muito maior (de 20 a 40 vezes) em comparação com os outros dois tipos. Isso se deve ao menor impacto na capacidade de drenagem causado pela intrusão do geotêxtil nesse tipo de núcleo.

2.2 Transmissividade e Fluxo Planar

A expressão "transmissão de fluidos", refere-se ao processo de drenagem dos geossintéticos, os quais captam e direcionam os fluidos em seu plano em direção a um ponto de coleta principal (Giroud, 1986). Isso está diretamente ligado ao bom desempenho dos geocompostos drenantes, que conseguem drenar e filtrar os fluidos no interior do solo sem colmatações, reduzindo as poropressões e conduzindo os fluidos para coletores.

A transmissividade, medida sob condições específicas de tensão e vazão do fluido, é o principal critério de avaliação do desempenho hidráulico de todos os geocompostos drenantes, independentemente de seu material ou aplicação (Narejo, 2005). Durante a realização de ensaios conforme as normas NBR ISO 12958 (ABNT, 2022) e ASTM D4716 (2020), diferentes autores fazem considerações importantes sobre como medir a transmissividade e a capacidade de fluxo planar (Fanning et al., 1998; Bamforth, 2009), destacando a importância de compreender as condições específicas dos testes, como o gradiente hidráulico, a tensão confinante e os materiais utilizados.

O ensaio de transmissividade pela ASTM D4716 (2020) admite uma relação linear entre a vazão e o gradiente hidráulico e, por esse motivo, define transmissividade como a razão entre o fluxo planar e o gradiente hidráulico. Por sua vez, a ISO 12958 (2022) e a própria ASTM D4716 (2020) definem a capacidade de fluxo planar como a razão entre a vazão e a espessura do geocomposto. Ao testar sob vários gradientes hidráulicos diferentes para cada tensão confinante, pode ser montado um diagrama de fluxo que permite estimar a vazão máxima no geocomposto para qualquer gradiente hidráulico.

2.3 Escolha de Materiais e Critérios de Projeto

Neste estudo, optou-se por utilizar o geocomposto drenante com núcleo de filamentos de polipropileno, uma vez que é um material já consolidado no mercado e frequentemente aplicado em soluções com baixos níveis de carregamento. Com isso, busca-se atingir resultados que possam ser aproveitados tanto para pesquisas futuras quanto para o aprimoramento desses materiais e das técnicas construtivas atualmente empregadas.

Para os ensaios de laboratório, optou-se pela utilização do geocomposto, de dimensões 30 x 30cm (conforme estabelecido pela ISO 12958), composto por duas camadas externas de geotêxtil não tecido e uma camada interna de espaçador de fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente. A Tabela 1 apresenta os parâmetros de um material geossintético similar ao que foi empregado nos ensaios:

Tabela 1 – Parâmetros de Geocomposto Similar ao Utilizado (Maccafferri do Brasil Ltda., 2017).

	Condução Longitudinal		Condução Vertical
Gradiente Hidráulico / Pressão	i = 0,01 (l/s)/m	i = 0,1 (l/s)/m	i = 1,0 (l/s)/m
10 kPa	0,1552	0,6138	2,6521
50 kPa	0,0605	0,2176	0,8925
100 kPa	0,0141	0,0497	0,2585

A capacidade de vazão planar ($q_{p,i}$) deve ser determinada a partir de ensaios em conformidade com as normas ISO 12958 (2022) ou ASTM D4716 (2020). A capacidade de vazão admissível (q_{adm}) pode ser obtida utilizando-se um coeficiente de redução que depende do tipo de empreendimento, da natureza das cargas e das condições de confinamento do geocomposto. Conforme Koerner (1998), este coeficiente é produto dos fatores de redução parciais devido à intrusão do geoxêxtil no núcleo espaçador (FR_{in}), à deformação por fluência no núcleo espaçador ou do geotêxtil filtrante (FR_{fl}) à colmatação química (FR_{cpq}) e à colmatação biológica (FR_{cb}).

A partir do valor de capacidade de vazão planar fornecido pelo fabricante do material, a vazão admissível do geossintético pode ser determinada utilizando-se Equação 1. Já o fator de segurança (Equação 2) é dado pela razão entre a vazão unitária de contribuição do projeto (q_d) e a vazão calculada de projeto (q_{calc}), determinada pelos métodos de análise teóricos. Para uma drenagem eficiente, o sistema deve satisfazer a inequação 3.

$$FS = \frac{q_{p,i}}{FR_{in}+FR_{fl}+FR_{cpq}+FR_{cb}} \quad (1)$$

$$FS = \frac{q_d}{q_{calc}} \quad (2)$$

$$q_{adm} > q_d \quad (3)$$

A norma ASTM D4716 (2013) aborda os procedimentos e critérios para determinar a capacidade de fluxo no plano e a transmissividade hidráulica de geotêxteis e produtos relacionados. Um equipamento semelhante ao especificado na norma foi usado para medir a transmissividade de uma camada de cerca de 1 centímetro de um geocomposto drenante com um núcleo de fibras de polipropileno. Utilizou-se um gradiente de 0,1 para o ensaio, o que significa que, para um corpo de prova de 30cm, a altura da coluna d'água deve ser de 3cm.

Os ensaios foram conduzidos conforme a norma NBR ISO 12958 (2022), sob condições de confinamento com placa rígida, o que simplificou as análises para o fator de redução de intrusão do geotêxtil no geoespaçador. Após saturar o geocomposto por 2 horas, foi feita a liberação do fluxo de água por 15 minutos sob uma tensão inicial de 2 kPa, visando eliminar possíveis bolhas no interior da amostra. Em seguida, foram aplicados os estágios de carregamento de 10, 25, 50, 100 e 200 kPa duração de 1h e a leitura do volume de água foi feita com duas repetições para a obtenção da vazão média durante cada estágio. A Figura 1 ilustra o esquema de montagem do equipamento e sua operação durante o teste.

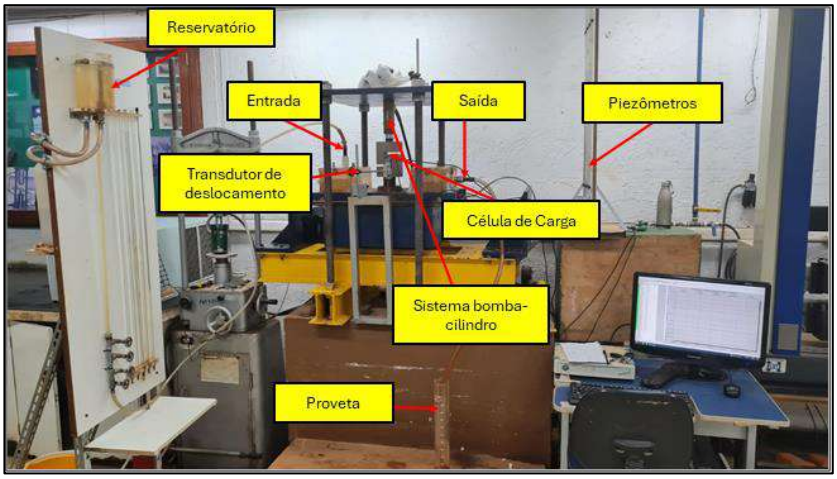


Figura 1 – Aparato Utilizado para o Ensaio de Transmissividade.

2.4 Ensaio de Permeabilidade sob Carga Constante

Antes de proceder com o ensaio de condutividade hidráulica no material granular, realizou-se a análise granulométrica do material conforme a NBR 7181 (2016) e determinou-se a massa específica dos grãos do solo por meio de picnometria de Hélio, realizado com auxílio do equipamento PentaPyc 5200e da marca Quantachrome Instruments.

Feita a caracterização preliminar do material, o ensaio de carga constante foi realizado seguindo os procedimentos descritos na norma ABNT NBR 13292 de 2021. Esse ensaio visa determinar a condutividade hidráulica de solos granulares com até 10% em massa de material passante na peneira de 0,075mm. Para isso, utilizou-se o permeâmetro de carga constante similar ao tipo 1 estabelecido pela norma. Ressalta-se que foi realizado um ajuste da velocidade de escoamento para a temperatura normalizada de 20 °C, utilizando o ábaco fornecido na norma ABNT NBR 13292 para correção de temperatura.

3 Resultados e Discussão

3.1 Ensaios com Solo

A curva granulométrica do material foi obtida utilizando-se regressão linear com a ferramenta excel, e está representada na Figura 2. Os resultados indicaram que o solo contém aproximadamente 6,3% de areia fina, 12,7% de areia média, 65,9% de areia grossa e 15,1% de pedregulho.

Apesar de ter uma quantidade significativa de material arenoso, observou-se uma porcentagem elevada de pedregulho na amostra devido à presença de brita misturada com a areia. Após aferir 5 vezes a massa específica no ensaio de picnometria de Hélio, foi feita uma média entre os velores que resultou em 2,63 g/cm³.

Referente aos resultados do ensaio de permeabilidade, a Figura 3 apresenta a curva que relaciona a velocidade de escoamento e o gradiente hidráulico aplicado, além da equação da reta de melhor ajuste, cujo coeficiente angular representa a condutividade hidráulica do solo.

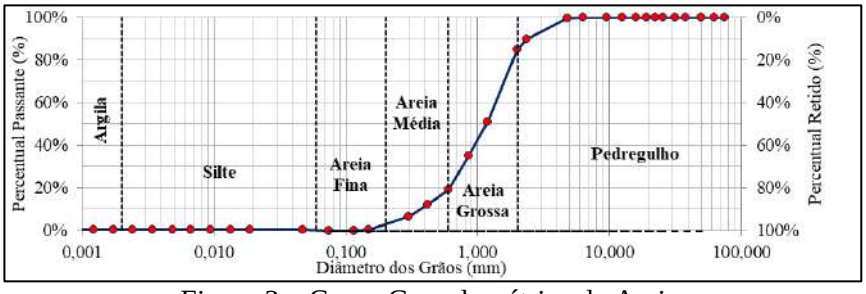


Figura 2 – Curva Granulométrica da Areia.

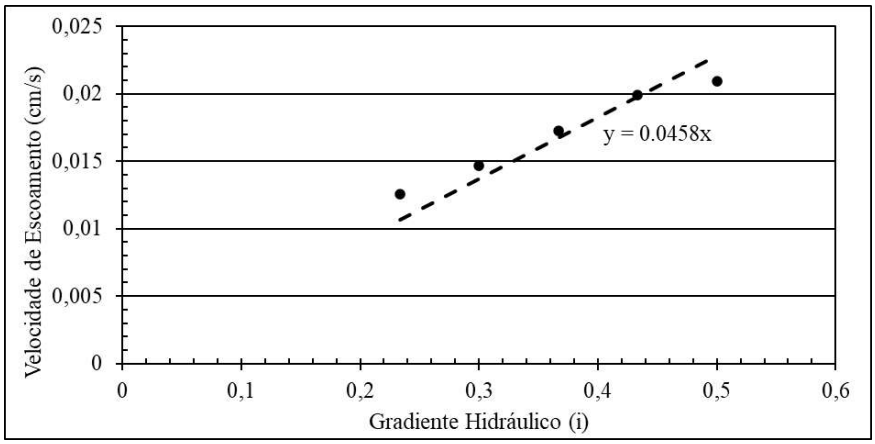


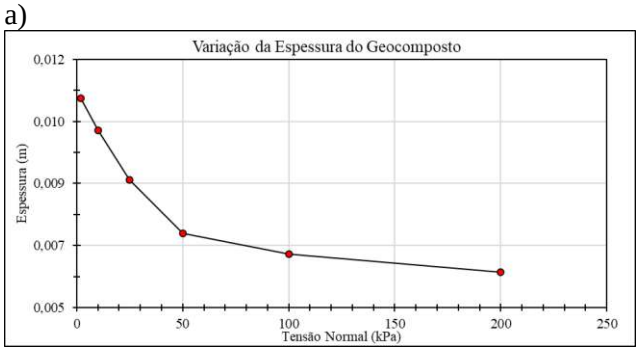
Figura 3 – Relação entre a Velocidade a 20°C e o Gradiente Hidráulico.

3.2 Ensaios com o Geocomposto Drenante

A espessura do geocomposto está ligada à sua capacidade de drenagem conforme a Equação 3. Com transdutores, os deslocamentos na placa foram medidos, e a Figura 4a mostra essa relação com a tensão normal aplicada. Para tensões iniciais, houve uma maior variação na espessura do geocomposto.

Já a Figura 4b mostra como a transmissividade do geocomposto drenante composto varia conforme a tensão normal aplicada. Observa-se que, ao aumentar essa tensão vertical, a capacidade de drenagem do geocomposto diminui. Isso ocorre principalmente devido à variação na espessura do material do núcleo (Silva, 2007; Gardoni, 2000).

a)



b)

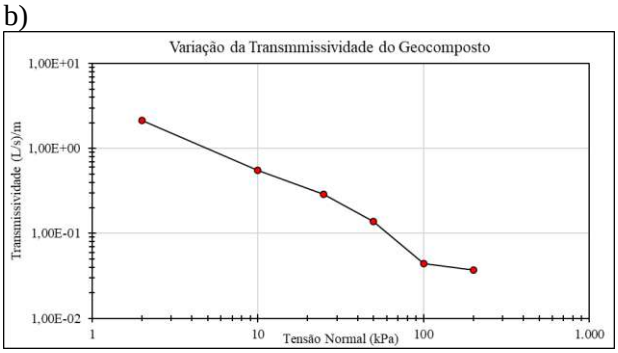


Figura 4 – a) Espessura do Geocomposto em Função da Tensão Normal. b) Transmissividade em função da Tensão Normal.

A vazão admissível do geossintético foi mensurada para cada nível de tensão aplicado utilizando os fatores de redução propostos por Koerner (1998) e considerando as características do dreno do aterro sanitário que está apresentado na Figura 5. Na Tabela 2 estão apresentados os resultados para a vazão admissível no material em função das tensões aplicadas.

Tabela 2 – Vazão admissível do Geocomposto para diferentes níveis de Tensão

Tensão Normal (kPa)	Vazão de Ensaio (l/s)/m	FR_{in}	FR_{fl}	FR_{cpq}	FR_{cb}	Vazão Admissível (l/s)/m
2	2,293	1,4	1,25	1,1	1,75	0,633
10	0,555					0,164
25	0,290					0,086
50	0,140					0,041
100	0,043					0,013
200	0,037					0,011

Observa-se que os resultados do ensaio de transmissividade mostraram-se inferiores aos parâmetros fornecidos por fabricantes de produtos similares, especialmente quando são aplicados os fatores de redução. Essas diferenças foram de 15%, em média, e podem estar dentro da variabilidade do tipo de medição feita.

Para comparar o desempenho de drenagem da areia e do geossintético estudados, fez-se uma correlação entre a permeabilidade e transmissividade obtidos por meio dos ensaios. Foi possível estimar a espessura da camada de areia necessária para atingir a capacidade de vazão do geocomposto, conforme a equação de Darcy $q = k_t \cdot t \cdot w \cdot i$, onde k_t representa a permeabilidade da areia, i o gradiente hidráulico, w e t o comprimento e a altura da face longitudinal do dreno, respectivamente, e q a taxa de condução de fluidos no plano. A Tabela 3 correlaciona a transmissividade do geocomposto drenante sob diferentes tensões normais com a espessura de uma camada de areia de desempenho equivalente.

Tabela 3 – Espessura de Areia Equivalente ao Geocomposto Drenante para obras de Aterro Sanitário

Tensão Normal (KPa)	Vazão Admissível do Geocomposto (cm²/s)	Permeabilidade da Areia (cm/s)	Espessura de Areia (m)
2	6,333	0,0458	13,8
10	1,640		3,58
25	0,861		1,87
50	0,414		0,90
100	0,130		0,28
200	0,110		0,24

Como forma de avaliar, em termos quantitativos, a utilização do geocomposto em obras reais de drenagem, comparou-se um projeto de dreno de areia em aterro sanitário com o mesmo projeto utilizando o geossintético estudado. Para isso, foram calculados, de forma simplificada, o volume de material granular e a área de geocomposto necessários para a execução de uma camada drenante na porção superior em um aterro sanitário similar ao proposto por Koerner (1998), apresentado na Figura 5.

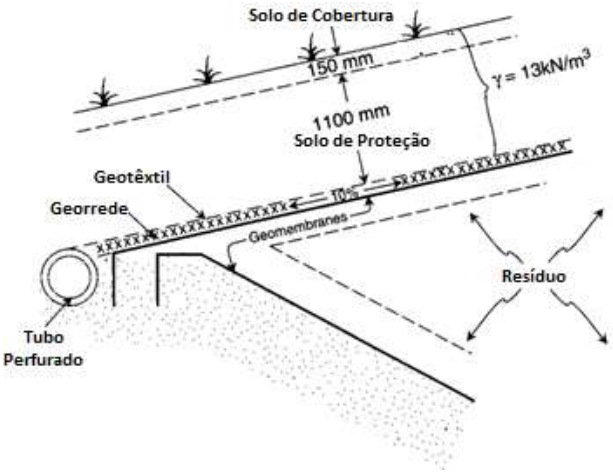


Figura 5 – Esquema para pré-dimensionamento de dreno em pilha de resíduos (adaptado de Koerner, 1998)

Para o pré-Dimensionamento da camada drenante de areia, sabe-se que para um Fator de Segurança igual a 1, a vazão requerida deve ser igual à vazão admissível no dreno. Logo, pela Lei de Darcy, considerando os parâmetros: $i = 0{,}1$; $q_{calc} = 1{,}7 \cdot 10^{-5}$ m³/s; $w = 1$ m; $k = 4{,}6 \cdot 10^{-4}$ m/s:

$$q_{calc} = q_d = q_{adm} = k \cdot i \cdot t \cdot w$$

$$t = 36{,}9 \text{ cm}$$

Por sua vez, para o caso do pré-Dimensionamento de Geocomposto Drenante, foi considerado o peso específico do aterro de 13 kPa e uma sobrecarga P_0, decorrente do peso de equipamentos, de 33,75 kPa. Assim, a tensão vertical no geocomposto pode ser estimada pela Equação 4.

$$\sigma = \gamma \cdot h + P_0 = 13 \cdot 1.25 + 33,75 = 50\ kPa \quad (4)$$

Extrapolando o comprimento da face longitudinal ao fluxo para um metro, o geocomposto apresenta vazão admissível igual a $4,1 \cdot 10^{-5}$ m^3/s sob uma tensão normal de 50 kPa, conforme mostrado na Tabela 3. Portanto, para o aterro em análise, por meio das Equações 1 e Equação 2, estima-se um Fator de Segurança de 2,4.

Ao comparar a capacidade de vazão entre o dreno de areia ($1,7 \cdot 10^{-5}$ m^3/s) e do geossintético ($4,1 \cdot 10^{-5}$ m^3/s), nota-se que o geocomposto apropriado para a obra apresentou desempenho 2,4 vezes maior do que o sistema convencional de areia . Ainda, para o mesmo fator de segurança de 2,4, o volume de material granular a ser utilizado é de 0,90 m^3 por metro quadrado de geocomposto. Nessa perspectiva, com relação aos custos, ao analisar um aterro sanitário de 10 hectares de extensão, o geocomposto apresenta vantagem, conforme apontam os dados apresentados na Tabela 4, feita com base em custos unitários das composições da tabela SINAPI (2023) e pesquisas de mercado. Cabe salientar que não foram considerados custos de instalação nem de frete dos materiais. Observando-se os custos das duas técnicas, é possível notar uma diferencça de 42,5%.

Tabela 4 – Comparação entre Dreno Convencional e Geocomposto Drenante em Muro de Contenção

Fonte	Composição	Unidade	Quantidade	Custo Unitário (R$)	Custo Total (R$)
SINAPI (2023)	Camada Drenante com Areia Média	m^3	90.000	103,78	9.340.200,00
Impermix	Geocomposto Drenante	m^2	100.000	53,68	5.368.000,00
				Economia:	3.972.200,00

4 Conclusões

Esse trabalho buscou comparar o comportamento e o custo de camadas drenantes com uso de geocompostos e com areia convencional para aplicações em obras de engenharia civil. As conclusões obtidas com a presente pesquisa foram:

I. O geocomposto drenante de filamentos de polipropileno demonstrou ser uma alternativa eficaz aos materiais granulares, mostrando capacidade de vazão equivalente a camadas granulares de até 30 centímetros de espessura sob tensões normais de 100 kPa;
II. Em média, as especificações indicadas pelo fabricante para um geocomposto similar ao utilizado apresentaram discrepância de 15% dos valores obtidos nos ensaios, indicando a importância de validar esses parâmetros antes de usar o geossintético em projetos de engenharia;
III. Comparativamente ao uso de materiais convencionais, o emprego de geocompostos pode levar a uma redução de custos em obras de drenagem, principalmente em projetos de grande escala, considerando os gastos relacionados à quantidade de materiais, fornecimento e instalação das camadas drenantes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021) NBR 13292: *Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022) NBR ISO 12958: *Geotêxteis e produtos correlatos - Determinação da capacidade de fluxo no plano*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016) NBR 7181: *Solo - Análise Granulométrica.* Rio de Janeiro.

ASTM Internacional (2020) ASTM D4716 / D4716M-20: *Standard Test Method for Determining the (In-plane) Flow Rate per Unit Width and Hydraulic Transmissivity of a Geosynthetic Using a Constant Head*. West Conshohocken, PA.

Bamforth, A. (2009) Interpretation of In-plane Flow Capacity of Geocomposite Drainage by Tests to ISO 12958 with Soft Foam and ASTM D4716 with Various Natural Backfill Materials. *GIGSA GeoAfrica*, Cape Town.

Bamforth, A. (2008) *Role of Platen Hardness on Interpretation and Use of In-plane Flow Capacity Test Results for Geocomposites*. *EuroGeo 4*, Edinburgh, 274.

Fannin, R. J.; Choy, H. W.; Atwater, J. W. (1998) Interpretation of transmissivity test data for geonets. *Geosynthetics International*, 5. p. 265-285.

Gardoni, M. G. A. (2000). *Estudo do comportamento dreno-filtrante de geossintéticos sob compressão*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

Giroud, J. P. (1986) Geotextiles to Geosynthetics: A Revolution on Geotechnical Engineering. *3rd International Conference on Geotextiles*, Viena, Austria.

Koerner, R. M. (1998) *Designing with Geosynthetics*. New Jersey: Pearson Prentice Hall, v. 5.

Lopes, M. J. F. P. (2004) *Estudo de coeficientes de segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Maccaferri do brasil LTDA. (2017) *MacDrain 1L e 2L - Geocompostos para drenagem*. Disponível em: <https://ecoimper.com/produto/macdrain-td/>. Acesso em: 17 mar. 2024.

Narejo, D. B. (2005) Determination of transmissivity of synthetic drainage materials at low gradients. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 23.

Palmeira, E.; Gardoni, M. D. G.; Araújo, G. L. (2021) Geossintéticos em Engenharia Ambiental: Avanços e Perspectivas. *Impactum-journals: Special Issue Commemorating the 50th Anniversary of the Geotecnia Journal*, Nº 152.

Paulson, J. N. (1991) New Geocomposite Drains. *Geotextiles and Geomembranes*, Atlanta, Georgia. p. 625-633.

Silva, C. A. (2007) *Ensaios de Transmissibilidade em Geocompostos para Drenagem*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

SINAPI. (2023) *Custos de Composições - Sintético*. Caixa Econômica Federal. Brasília.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/728

Danos em geogrelhas devido às tensões de instalação em fresado RAP a partir de ensaios em campo

Fernando Affonso Névoa
Mestrando, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos-SP, Brasil, fernandonevoa@estudante.ufscar.br

Natália de Souza Correia
Professora, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos-SP, Brasil, ncorreia@ufscar.br

Fernando H. M. Portelinha
Professor, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos-SP, Brasil, fportelinha@ufscar.br

RESUMO: A utilização de agregados reciclados, como o asfalto fresado ou RAP (Reclaimed Asphalt Pavement), pode trazer importante economia e redução de impactos ambientais na construção de estruturas mecânicamente estabilizadas, como muros de contenção, taludes e aterros. Tradicionalmente, essas estruturas são construídas utilizando materiais como pedras britadas, cascalho e solos granulares. No entanto, o consumo desses recursos naturais e as emissões de carbono decorrentes de sua extração e processamento contribuem para a degradação ambiental. Por outro lado, em estruturas reforçadas com geogrelhas, os danos devido à tensões de instalação podem ser responsáveis por alterações significativas no comportamento mecânico dos geossintéticos. Com o conhecimento de fatores de redução nas propriedades mecânicas das geogrelhas causados pelo RAP, estimula-se o dimensionamento de estruturas reforçadas com materiais alternativos. O presente estudo se concentra em investigações de campo baseadas na norma ASTM D5818-22 para compreender os danos mecânicos causados pela instalação de geogrelhas em agregados RAP. As investigações se concentraram na avaliação da resistência à tração de geogrelhas antes e após a ocorrência do dano durante a instalação (amostras exumadas). Os resultados indicaram uma variação no fator de redução devido ao dano de instalação devido ao agregado RAP, dependendo da geogrelha utilizada, entre 1,45 e 1,56.

PALAVRAS-CHAVE: Geogrelhas, Dano de Instalação, Fator de Redução da Resistência, RAP, Fresado.

ABSTRACT: The use of recycled aggregates, such as milled asphalt or RAP (Reclaimed Asphalt Pavement), can bring significant cost savings and environmental impact reduction in the construction of mechanically stabilized structures, such as retaining walls, slopes, and embankments. Traditionally, these structures are built using materials such as crushed stones, gravel, and granular soils. However, the consumption of these natural resources and the carbon emissions resulting from their extraction and processing contribute to environmental degradation. On the other hand, in geogrid-reinforced structures, damages due to installation can lead to significant changes in the mechanical behavior of geosynthetics. With the knowledge of reduction factors in the mechanical properties of geogrids caused by RAP, the design of reinforced structures with alternative aggregate materials is encouraged. The present study focuses on field investigations based on ASTM D5818-22 to understand the mechanical damages caused by the installation of geogrids in RAP aggregates. The investigations focused on evaluating the tensile strength of geogrids before and after the occurrence of damage during installation (excavated samples). The results indicated a variation in the reduction factor due to installation damage caused by RAP aggregate, depending on the geogrid used, ranging between 1.45 and 1.56.

KEYWORDS: Geogrids, Installation Damage, Tensile Strength Reduction Factor, RAP, Milling.

1 INTRODUÇÃO

O uso crescente de materiais reciclados como fonte alternativa de agregados tem se tornado uma prática cada vez mais comum para promover abordagens sustentáveis na construção. A adoção desses materiais não apenas contribui para a redução do consumo de energia e recursos naturais, mas também resulta na diminuição das

emissões de gases de efeito estufa associadas à mineração, produção e transporte de agregados convencionais na construção (Yin et al., 2017; Zhu et al., 2022).

De acordo com Mascarenhas et al. (2023) o uso de material fresado (RAP) em misturas asfálticas é a prática internacional mais comum de reciclagem, apesar de ainda incipiente no Brasil. O asfalto fresado ou RAP (Reclaimed Asphalt Pavement) é obtido pela fresagem de pavimentos asfálticos existentes, gerando um resíduo composto por partículas de tamanho agregado, que pode ser reutilizado em várias aplicações em obras de infraestrutura. Segundo dados da National Asphalt Pavement Association (NAPA), 94,6 milhões de toneladas foi a quantidade de asfalto fresado reciclado incorporado em novas misturas em 2021 — um aumento de 8,74% em relação ao ano anterior (NAPA, 2020). Na China, a produção anual de RAP chega a aproximadamente 790 milhões de toneladas (Liu et al., 2023). Conforme mencionado por Mariyappan et al. (2023), o uso mais comum do RAP ocorre como substituto de agregado virgem ou ligante de asfalto virgem em projetos de pavimentação asfáltica; no entanto, também pode ser utilizado como material granular de base ou sub-base, em aterros ou como material de aterro estrutural em aplicações geotécnicas (Rathje et al., 2006).

De acordo com Rathje et al. (2006), o uso de RAP em grande volume, como em aterros de muros de contenção, apresenta algumas vantagens devido à eliminação de procedimentos complicados de mistura. Os resultados demonstraram que o RAP compactado, reforçado com tiras de metal, pode atender aos critérios gerais para ser utilizado como material de aterro em muros de terra mecanicamente estabilizados. Estudos recentes na literatura têm abordado a análise do desempenho de geogrelhas em estruturas construídas com RAP, conforme apresentado por Soleimanbeigi et al. (2022). Entretanto, para as obras onde os geossintéticos são aplicados na função de reforço, é essencial o conhecimento de propriedades como resistência à tração ou rigidez após danos de instalação (Biazotto & Avesani, 2018).

Diversos estudos na literatura têm examinado os danos causados em geogrelhas durante a instalação por materiais de aterro naturais ou alternativos (Fleury et al., 2019; Koerner et al., 2023; Lim & McCartney, 2013; Paula et al., 2004). Entretanto, ainda há pouca compreensão sobre o impacto dos agregados RAP nas propriedades de resistência à tração das geogrelhas. Portanto, é essencial avaliar e quantificar os danos provocados pelos agregados de RAP em amostras de geogrelhas, a fim de estabelecer fatores de redução apropriados para serem aplicados em projetos de estruturas mecanicamente estabilizadas, estimulando o uso de materiais alternativos em obras geotécnicas.

De acordo com Biazotto e Avesani (2018), muitos fabricantes de geossintéticos expões em seus catálogos um valor único para minoração da resistência à tração devido a danos de instalação, sendo que poucos apresentam fatores para tipos diferentes de solo e referências à energia de compactação empregada no processo. Para Koerner et al. (2023), no que diz respeito ao fator parcial de segurança para danos de instalação, apesar de ser bem conhecido como o reforço geossintético se comporta com solo e agregado convencionais, em algumas situações, tais como aterros agressivos e equipamentos pesados, a perda resultante de resistência pode ser significativa. Koerner et al. (2023) ainda menciona que a faixa do fator parcial de segurança para danos de instalação é geralmente de 1,1 a 1,6 para materiais geossintéticos convencionais instalados em brita AASHTO #57 (máximo tamanho de agregado igual a 38,1 mm), com equipamento de energia de compactação do solo moderada. Nesse contexto, este estudo apresenta investigações de campo, seguindo a norma ASTM D5818-22, com o objetivo de analisar os danos mecânicos devido à tensões de instalação em diferentes geogrelhas em camadas compactadas de agregados RAP, abordando as condições de instalação.

2 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Para o presente estudo, foram realizados ensaios de danos de instalação com agregado RAP em amostras de geogrelhas de poliéster expostas em campo, de acordo com a norma ASTM D5818 – *Standard Practice for Exposure and Retrieval of Samples to Evaluate Installation Damage of Geosynthetics*. Para avaliar os danos causados pelo processo de instalação das geogrelhas, foi realizada a construção de uma seção experimental de obra que, simulasse o procedimento de execução em campo, seguida pela exumação das geogrelhas para ensaios de resistência à tração em laboratório. A construção da seção experimental foi realizada em uma área cedida pela empresa Correia Terraplanagem, que disponibilizou os equipamentos necessários para movimentação e compactação dos materiais, estando localizada na cidade de Araraquara, São Paulo.

Nesta pesquisa, foram utilizadas geogrelhas tecidas fabricadas em poliéster, aqui designadas Geogrelha A e Geogrelha B, cujas propriedades principais são apresentadas na Tabela 1. Ensaios para a determinação das propriedades de tração de geogrelhas foram realizados coforme especificações da ASTM D6637 – método Método A, ensaio *single rib*. O ensaio de tração foi realizado em uma prensa universal (com taxa constante de extensão) e os corpos-de-prova de geogrelha foram ensaiados com garras do tipo rolete a uma distância inicial entre garras de 300 mm, apresentando mais de três junções e velocidade de deformação de 10% por minuto.

Tabela 1 - Propriedades principais das geogrelhas utilizadas nesta pesquisa.

Geogrelha	Abertura de malha (mm x mm)	Direção longitudinal				Direção transversal			
		Média (kN/m)	Desvio Padrão (kN/m)	Coef. Var.	Deformação na ruptura (%)	Média (kN/m)	Desvio Padrão (kN/m)	Coef. Var.	Deformação na ruptura (%)
A	25 x 25	59,0	2,23	3,77%	10,8 (±0,35)	32,87	0,99	3,0%	11,6 (±0.83)
B	55 ± 5	83,6	2,43	2,90%	10,6 (±0,57)	31,78	1,52	4,8%	11,1 (±0.60)

De acordo com as recomendações da ASTM D5818-22, as amostras de geogrelha devem ser instaladas sob uma camada mínima de 10 cm de agregado compactado, seguida de camada compactada de mínimo 20 cm. A norma recomenda que se realize a compactação com rolo liso vibratório (4500 kg), energia modificada e grau de compactação acima de 90%. As características do fresado RAP foram obtidas nos Laboratórios da UFSCar e Laboratório da Usina Bandeirantes. Identificou-se teor de ligante do agregado RAP pelo método de extração por ignição em forno mufla (ASTM D6307, 2019) em 5,85%. Quanto às características granulométricas, o fresado apresentou D_{10} de 1,19 mm, D_{30} de 4,0 mm, D_{60} de 12,5 mm, C_c de 1,08 e C_u de 10,50. De modo a atingir o grau de compactação, foram necessárias 10 passadas do rolo compactador liso vibratório, em campo.

Em campo, após a compactação da camada inicial de RAP, foram instalados painéis de geogrelhas de 1,10 x 1,50 m. Durante a instalação, as geogrelhas foram fixadas para que não se movessem através do agregado durante a passagem do rolo. Sobre as geogrelha, foi compactada uma camada de 20 cm de agregado RAP. Após a conclusão da instalação das geogrelhas e camadas compactadas de agregado RAP, as amostras foram deixadas em campo por um curto período de tempo (48 horas) antes de serem exumadas. A Figura 1 apresenta respectivamente a camada compactada de RAP, as geogrelhas instaladas e o equipamento de compactação sobre a camada de RAP.

Figura 1 – Procedimento experimental para ensaio de dano de instalação em campo em geogrelhas e agregado RAP.

As amostras foram cuidadosamente exumadas utilizando ferramentas manuais, e as geogrelhas foram inspecionadas visualmente para identificar danos de abrasão, punção, corte e espraiamento dos filamentos ou quaisquer observações pertinentes. Em seguida, as amostras foram acondicionadas em sacos plásticos etiquetados e, assim como as amostras intactas, foram enviadas ao laboratório para ensaios de resistência à tração, bem como para uma avaliação mais aprofundada sobre os tipos de danos sofridos. A Figura 2 apresenta a fase de exumação das geogrelhas. Dentre os principais mecanismos de danos observados nas Geogrelha A

estão os danos de corte (somente algumas cerdas dos filamentos), abrasão, e espraiamento (quando os filamentos não rompem mas se abrem) foram os mais comuns. Já na Geogrelha B, foram observados os mecanimos de abrasão e espraiamento, porém sem cortes e sem dano visível de amassamento.

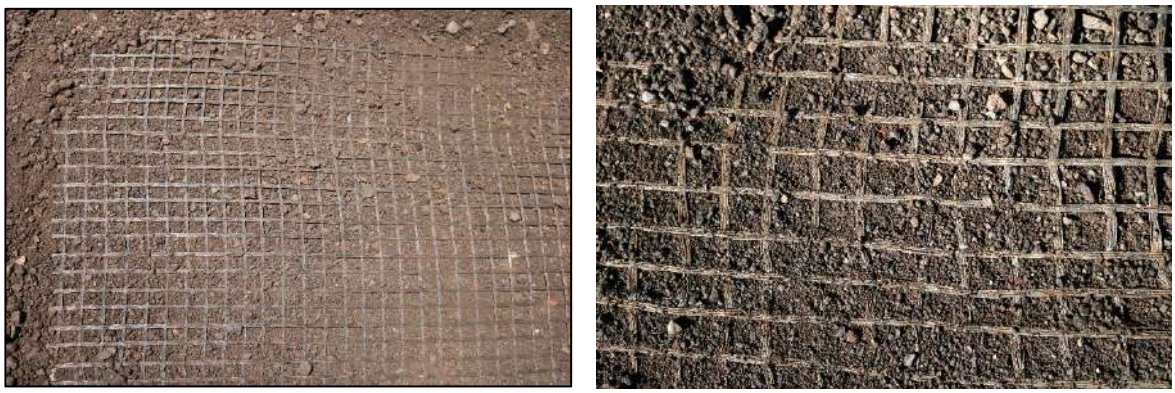


Figura 2 – Geogrelhas instaladas em camadas compactadas de agregado RAP após exumação.

Nesta pesquisa, um lote de cada amostra de geogrelha foi testado em campo, sendo o primeiro conforme recebido (ou seja, intacto) e outro após ter sido exposto à tensões de compactação em campo. Os resultados de resistência à tração das amostras intactas foram usados como base para calcular o fator de redução (FR_{DI}) de resistência. Todos os materiais foram testados na direção de fabricação (longitudinal), e vinte corpos-de-prova foram testados para cada amostra de geogrelha. Após a conclusão dos ensaios, foram anotados a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação para cada amostra. Por fim, o fator de redução de resistência foi calculado para determinar, em média, quanto de resistência foi perdida em cada lote de amostras devido aos dados de instalação em agregado RAP. Considerou-se que, como a instalação e a exumação das geogrelhas ocorreram em poucas horas, outros efeitos como fluência ou degradação ambiental não atuaram sobre os corpos-de prova-de. Obteve-se assim os valores de fator de redução devido aos dados de instalação (FR_{DI}) pela equação (1):

$$FR_{DI} = \frac{T_{ref}}{T_{exp}} \quad (1)$$

onde FR_{DI} = o fator de redução de resistência devido aos danos de instalação; T_{ref} é a resistência média de ruptura da geogrelha conforme recebido (intacto); e T_{exp} é a resistência média de ruptura da geogrelha exposta.

3 RESULTADOS

Após a realização de ensaios de tração nas amostras exumadas, os resultados indicaram redução na resistência à tração máxima das amostras e, consequente dano de instalação devido ao RAP. No entanto, o dano foi visualmente mais significativo na amostra A. A Figura 3 apresenta uma comparação dos valores médios de resistência à tração de geogrelhas de poliéster intactas e após danos de instação em agregado RAP.

Assim, antes de calcular o fator de redução de dano de instalação, foi verificado se os resultados de resistência à tração média são significativamente diferentes quando comparadas amostras intactas e amostras que sofreram danos de instalação. Para isso, foi realizado um teste Shapiro-Wilk para verificar a normalidade da distribuição, permitindo-nos comparar as médias encontradas e avançar com uma análise utilizando o teste t de Student. Para tanto foi utilizado o software jamovi. (Version 2.3) de The jamovi project (2022). Os resultados do teste Shapiro-Wilk (valor de *p*), assim como desvio padrão (δ) e média (μ) são apresentados na Tabela 2.

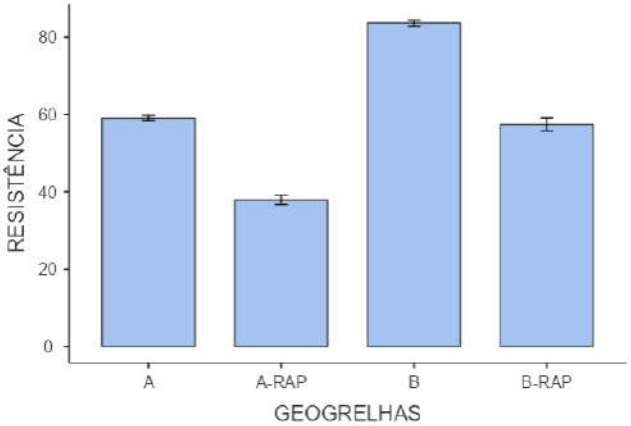


Figura 3 – Valores médios de resistência à tração de geogrelhas de poliéster intactas e após danos de instação em agregado RAP.

Tabela 2 – Estatística descritiva.

Geogrelha	p	Média (μ)	Desvio Padrão (δ)
A	0.426	59.0	2.23
B	0.284	83.6	2.43
A_{rap}	0.255	37.9	4.02
B_{rap}	0.305	57.5	5.30

Com base nos valores de *p* obtidos, sugere-se que não há evidências suficientes para rejeitar a hipótese nula de normalidade. Isso significa que, com base nos dados disponíveis e no teste estatístico realizado, é razoável supor que o pressuposto de normalidade é atendido para os propósitos da análise estatística. Portanto, verificou-se que os resultados das geogrelhas ensaiadas estão dentro do intervalo de confiança, prosseguindo para os cálculos do fator de redução médio (FR_{DI}). Os valores máximo e mínimo obtidos são apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 - Resultados de FR_{DI} em geogrelhas compactadas em agregado RAP.

Geogrelha Ensaiada	$FR_{DI\,médio}$	$FR_{DI\,máx.}$	$FR_{DI\,mín.}$
A	1.56	1.73	1.41
B	1.45	1.65	1.37

Com base nos resultados obtidos, foi constatado que o agregado RAP ocasionou danos significativos durante o processo de instalação das geogrelhas A e B utilizadas nesta pesquisa. Essa constatação era esperada, considerando-se que o RAP é composto por uma parcela de agregado graúdo (brita) e uma parcela de agregado miúdo (areia de brita), sendo este último proveniente da quebra dos grãos no processo de fresagem da camada asfáltica. Todas as amostras de geogrelhas exumadas apresentaram um ou mais tipos de mecanismos de danos, conforme observado e descrito por Lim e MacCartney (2013), tais como corte, abrasão, espraiamento e esmagamento. Os valores do fator de FR_{DI} ficaram abaixo dos valores indicados por Koerner et al. (2023) para o danos em geogrelha em agregado na faixa granulométrica #57 da AASHTO. Isso pode ser justificado pela granulometria do RAP, que inclui uma considerável parcela de agregado miúdo em sua composição, aumentando a área de contato e a melhorando a distribuição de tensão de compactação nas camadas.

4 CONCLUSÕES

Os ensaios de resistencia à tração em amostras exumadas de geogrelhas de poliéster após ensaio de danos de instação em campo, em agregado RAP, revelaram uma redução na resistência à tração máxima, evidenciando a ocorrencia de danos devido agregado de asfalto fresado. A análise estatística, realizada utilizando o teste Shapiro-Wilk e o teste t de Student, indicou que os resultados das geogrelhas ensaiadas estão dentro do intervalo de confiança, corroborando a suposição de normalidade para os propósitos da análise estatística. Os cálculos do FR_{DI} (fator de redução devido a danos de instalação) mostraram que o agregado RAP causou danos significativos durante o processo de instalação das geogrelhas, observados através de diversos mecanismos de danos como corte, abrasão e espraiamento. No entanto, os valores do FR_{DI} encontrados, entre 1,45 e 1,56, ficaram, em média, abaixo dos indicados por referências anteriores para danos em geogrelhas em agregado convencional, possivelmente devido à composição granulométrica específica do agregado RAP, que inclui uma parcela considerável de agregado miúdo, afetando a distribuição de tensão de compactação nas camadas. Esses resultados destacam a importância de considerar as propriedades específicas do RAP ao projetar e executar obras que envolvam seu uso, visando mitigar os danos potenciais nas geogrelhas e garantir a integridade das estruturas.

AGRADECIMENTOS

Os autores deste artigo expressam gratidão às empresas que apoiaram esta produção científica: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DER - DR4), Correia Terraplanagem, Grupo Bandeirantes, OBER Geossintéticos e Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de São Carlos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Society for Testing and Materials – ASTM (2023) D 6637-23. Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

American Society for Testing and Materials – ASTM (2022) D 5818-22. Standard Practice for Exposure and Retrieval of Samples to Evaluate Installation Damage of Geosynthetics. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

American Society for Testing and Materials – ASTM (2019). D 6307: Standard test method for asphalt content of asphalt mixture by ignition method. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

Biazotto, R. P. & Avesani, J. O. N. (2018). *Obtenção de danos de instalação em geogrelhas a partir de ensaios em campo.* XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano – Cobramseg.

Fleury, M. P., Santos, E. C. G., Lins da Silva, J., & Palmeira, E. M. (2019). *Geogrid installation damage caused by recycled construction and demolition waste.* Geosynthetics International, 26(6), 641–656. https://doi.org/10.1680/jgein.19.00050

Koerner, G. R., Loux, T., Filshill, A., & Schuller, J. (2023). *Geosynthetic damage due to installation stresses in ultra-light weight foamed glass aggregate versus conventional aggregate*. In Geosynthetics: Leading the Way to a Resilient Planet (pp. 213–218). CRC Press. https://doi.org/10.1201/9781003386889-8

Lim, S. Y., & McCartney, J. S. (2013). *Evaluation of effect of backfill particle size on installation damage reduction factors for geogrids.* Geosynthetics International, 20(2), 62–72. https://doi.org/10.1680/gein.13.00002

Liu, L., Zhang, Z., Zhang, L., Tang, Y., & Yin, J. (2023). *Effect of Temperature on Interface Characteristics between Compacted Recycled Asphalt Pavement and Geogrid*. Advances in Civil Engineering, 2023. https://doi.org/10.1155/2023/4596750

Mariyappan, R., Palammal, J. S., & Balu, S. (2023). *Sustainable use of reclaimed asphalt pavement (RAP) in pavement applications—a review.* In Environmental Science and Pollution Research (Vol. 30, Issue 16, pp. 45587–45606). Springer Science and Business Media Deutschland GmbH. https://doi.org/10.1007/s11356-023-25847-3

Paula, A. M., Lopes, M. P., De, M., & Lopes, L. (2004). *Damage during instalation laboratory test. Influence of the type of granular material*. https://www.researchgate.net/publication/277191942

Rathje, E., Trejo, D., & Folliard, K. (2006). Project 0-477: *Use of Recycled Asphalt Pavement and Crushed Concrete as Backfill for Mechanically Stabilized Earth Retaining Walls Potential Use of Crushed Concrete and Recycled Asphalt Pavement as Backfill for Mechanically Stabilized Earth Walls*.

Soleimanbeigi, A., Ozocak, A., Li, B., Akmaz, E., Dayioglu, A. Y., Tanyu, B. F., Aydilek, A. H., & Likos, W. J. (2022). *Mechanical and hydraulic compatibility of RAP with geosynthetics used in MSE walls*. Geosynthetics International, 29(1), 1–18. https://doi.org/10.1680/jgein.21.00016

The jamovi project (2022). jamovi. (Version 2.3) [Computer Software]. Retrieved from https://www.jamovi.org.

Yin, J., Soleimanbeigi, A., Likos, W. J., & Edil, T. B. (2017). *Effects of Temperature on Creep Behavior of Compacted Recycled Asphalt Pavement. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 143(4). https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001636

Zhu, Y., Zhang, F., & Jia, S. (2022). *Embodied energy and carbon emissions analysis of geosynthetic reinforced soil structures*. Journal of Cleaner Production, 370. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.133510.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/729

Degradação de geomembrana texturizada de PEAD exposta por 5 anos em cobertura de aterro sanitário

Maria Alejandra Aparicio-Ardila
Estudante de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, maparicio@usp.br

Carolina Fofonka Palomino
Gerente de Qualidade, Nortene Plásticos, Barueri, Brasil, carolina.palomino@gruponortene.com.br

Thiago Victor da Silva Costa
Diretor, Tecnoplas Engenharia, São Paulo, Brasil, thiago@tecnoplas.com.br

Clever Aparecido Valentin
Técnico de laboratório, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, cclever@sc.usp.br

Jefferson Lins da Silva
Professor Associado, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, jefferson@sc.usp.br

RESUMO: A geomembrana de Polietileno de Alta Densidade (PEAD) é amplamente utilizada em obras geotécnicas e ambientais, porém, é suscetível à degradação. Para avaliar essa degradação, é crucial conhecer as características originais, o que é viável quando um projeto segue a norma brasileira de instalação, permitindo a rastreabilidade da amostra virgem. Neste estudo, foi analisada a degradação de uma geomembrana de PEAD texturizada usada como cobertura de aterro sanitário e exposta por cinco anos. Foram avaliadas as propriedades físicas e mecânicas da geomembrana e realizado o ensaio térmico de Calorimetria Exploratória Diferencial (DSC em Inglês). Com base na amostra virgem, foi possível determinar o percentual de degradação durante o período de exposição. Os resultados indicaram que o teor de negro de fumo e a resistência à tração na ruptura foram os parâmetros mais afetados, com uma redução de cerca de 30%. Apesar disso, a maioria das propriedades analisadas ainda atende aos valores mínimos da especificação GRI-GM13. Os ensaios de índice de fluidez e DSC apresentaram resultados interessantes, sugerindo mudanças na estrutura da geomembrana a nível molecular. Para uma compreensão mais aprofundada da degradação, recomenda-se a inclusão de ensaios térmicos complementares.

PALAVRAS-CHAVE: Geomembrana PEAD, aterro sanitário, degradação, durabilidade.

ABSTRACT: High-Density Polyethylene (HDPE) geomembranes are widely utilized in geotechnical and environmental engineering projects; however, they are susceptible to degradation. To assess this degradation, it is crucial to know the original characteristics, which is feasible when a project follows the Brazilian Installation standard, allowing for traceability of the virgin sample. In this study, the degradation of a textured HDPE geomembrane used as landfill cover and exposed for five years was analyzed. The physical and mechanical properties of the geomembrane were evaluated, and Differential Scanning Calorimetry (DSC) thermal analysis was conducted. Based on the virgin sample, it was possible to determine the percentage of degradation during the exposure period. The results indicated that the content of carbon black and the tensile strength at break were the most affected parameters, with a reduction of approximately 30%. Despite this, most of the analyzed properties still meet the minimum values of the GRI-GM13 specification. The melt flow index tests and DSC provided interesting results, suggesting changes in the geomembrane's molecular structure. For a more comprehensive understanding of the degradation, the inclusion of additional thermal tests is recommended.

KEYWORDS: HDPE Geomembrane, landfill, degradation, durability.

1 INTRODUÇÃO

As geomembranas de PEAD são frequentemente utilizadas como barreiras para prevenir a infiltração de líquidos e gases em diversas aplicações geotécnicas e ambientais, como indicado por Rowe (2005). Elas podem ter superfícies lisas ou texturizadas. Em particular, as geomembranas texturizadas de PEAD são escolhidas para projetos ambientalmente sensíveis, como aterros sanitários e atividades de mineração, devido à sua capacidade de aumentar o atrito e, por consequência, melhorar o fator de segurança, reduzindo assim o risco de falhas por deslizamento entre camadas. Existem dois principais métodos de fabricação para geomembranas texturizadas de PEAD: o processo de matriz plana, no qual a textura é impressa por meio de calandras, e o processo de matriz circular ou balão, que envolve a injeção de nitrogênio para criar a textura (Junior et al., 2022; Scheirs, 2009).

A norma técnica ABNT NBR 16199 apresenta importantes recomendações na instalação de geomembranas em obras de engenharia no Brasil, assegurando sua eficácia como barreiras impermeabilizantes e garantindo a qualidade do processo. Essa norma destaca a importância de manter registros detalhados da instalação, conhecidos como *'as built'*, que documentam informações cruciais como localização das emendas, detalhes das soldagens e resultados dos ensaios de controle de qualidade. O *'as built'* é essencial para a manutenção, inspeção e reparos futuros, proporcionando um histórico detalhado que facilita a identificação de problemas. Assim, a ABNT NBR 16199 enfatiza a importância desses registros como ferramentas de gestão de qualidade e rastreabilidade.

A geomembrana é essencial para coberturas finais de aterros sanitários, aumentando a estabilidade e prevenindo a infiltração de água. O uso de geomembranas nos aterros é vital para isolar resíduos, minimizando impactos ambientais e protegendo a saúde pública. Neste trabalho apresenta-se um estudo sobre a durabilidade de uma geomembrana de PEAD texturizada exposta por cinco anos em uma cobertura permanente de aterro sanitário. Foram realizados ensaios de caracterização física e mecânica, determinação do índice de fluidez e o ensaio térmico DSC, todos conduzidos no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP).

Este estudo investiga a durabilidade e degradação de uma geomembrana de PEAD exposta, utilizando como referência a amostra virgem da mesma bobina instalada, rastreada pelo *'as built'* de instalação. Ao contrário de estudos anteriores que se baseiam exclusivamente nos valores mínimos da especificação GRI-GM13, o presente trabalho proporciona uma análise mais precisa da degradação da geomembrana exposta, possibilitando comparações mais detalhadas. O principal objetivo é quantificar a degradação da geomembrana ao longo de cinco anos de exposição, aprimorando o entendimento de sua durabilidade em contextos de aterros sanitários.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Geomembrana

A geomembrana utilizada nesta pesquisa consiste em uma geomembrana de PEAD texturizada em ambas as faces de 2,0 mm, produzida por meio do processo de extrusão em matriz plana. A amostra exposta foi exumada da cobertura de um aterro sanitário situado no estado do Rio de Janeiro, que processa aproximadamente 10 mil toneladas de resíduos sólidos diariamente. A referida amostra fazia parte da cobertura permanente de uma das células do aterro e foi removida durante um procedimento de reparo da cobertura, tendo permanecido exposta por um período de cinco anos.

Por outro lado, a amostra virgem, fabricada em 2018, foi identificada e rastreada por meio do número de bobina, conforme registrado no documento *'as built'* de instalação. Posteriormente, essa amostra foi disponibilizada a partir do acervo do fabricante para fins de comparação e análise neste estudo.

2.2 Ensaios Físicos e Mecânicos

Dentre os ensaios físicos conduzidos estão: espessura, densidade, teor de negro de fumo e dispersão de negro de fumo, realizados conforme as normas ASTM D5199, ASTM D792, ASTM D4218 e ASTM D5596, respectivamente. Além de alguns ensaios físicos listados na especificação GRI-GM13 para geomembranas de PEAD, foi executado o ensaio de índice de fluidez, mencionado na mesma especificação, porém aplicado ao controle de qualidade da resina.

O ensaio de índice de fluidez foi conduzido de acordo com a norma ASTM D1238, utilizando um plastômetro automatizado. Os ensaios foram realizados sob diversas condições de carga aplicada (2,16 kg, 5 kg, 10 kg e 21,6 kg) a uma temperatura de 190°C. A massa do polímero fundido extrudado em 10 minutos (em gramas de material/10 min) é expressa como o índice de fluidez. Adicionalmente, determinou-se a razão de fluidez ou MFR (*Melt Flow Ratio*), que é a relação entre o índice de fluidez na condição de 21,6 kg/190°C e na condição de 2,16 kg/190°C.

Para avaliar as propriedades mecânicas, foram realizados os ensaios de resistência à tração na ruptura e no escoamento, conforme a norma ASTM D6693, e o ensaio de resistência ao rasgo, conforme a ASTM D1004.

2.3 DSC

Neste estudo, empregou-se o ensaio térmico DSC para investigar as alterações moleculares em ambas amostras (virgem e exposta), avaliando-se os pontos de fusão e cristalização. Os ensaios foram conduzidos utilizando um equipamento DSC Stare fabricado pela Mettler Toledo, localizado em Columbus, EUA. A análise DSC foi realizada em um cadinho de alumina, abrangendo uma faixa de temperatura de -70 a 200 °C, em atmosfera de nitrogênio com fluxo de 50 mL/min e taxa de aquecimento de 20 °C/min, seguindo a metodologia proposta por Valentin et al. (2018). O procedimento experimental incluiu dois ciclos consecutivos de aquecimento, conforme realizado por Aparicio-Ardila et al. (2021).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Ensaios Físicos e Mecânicos

Na Tabela 1 são apresentados os resultados dos ensaios físicos e mecânicos realizados nas amostras virgem e exposta. A resistência a tração tanto na ruptura como no escoamento foi avaliada em ambas direções de fabricação, longitudinal (direção da máquina) e transversal. Na Tabela 1 também é apresentada a variação percentual entre os resultados obtidos para cada uma das propriedades analisadas. Observa-se que o alongamento na ruptura em ambas direções foi a propriedade que sofreu de maior diminuição (35,35% longitudinal e 39,98% transversal) e maior variação no desvio padrão. Sendo que, valores altos de variação no desvio padrão são comuns nos ensaios de geomembranas texturizadas. A propriedade física que apresentou redução após a exposição foi o teor de negro de fumo, com uma diminuição de 31,79%, possivelmente associada à perda de antioxidantes. As outras propriedades físicas (espessura e densidade) mostraram aumentos pouco significativos após a exposição.

No que se refere às propriedades mecânicas, a resistência à tração na ruptura apresentou uma diminuição significativa após a exposição (30,71% no sentido longitudinal e 21,60% no sentido transversal), enquanto a tração no escoamento teve uma variação de ± 0,7% em relação aos valores de referência.

Tabela 1. Resultados dos ensaios físicos e mecânicos e variação em relação à amostra virgem

Propriedade	Método de ensaio	Virgem	Exposta	Variação (%)
Espessura (mm)	ASTM D5199	2,06 (±0,05)	2,08 (±0,12)	-0,97
Densidade (g/cm³)	ASTM D792	0,9473 (±0,0001)	0,9480 (±0,0002)	-0,07
Teor de Negro de Fumo (%)	ASTM D4218	2,80 (±0,12)	1,91 (±0,27)	31,79
Dispersão de Negro de Fumo	ASTM D5596	Categoria I	Categoria I	-
Resistência à tração na ruptura L (kN/m)	ASTM D6693	55,36 (±2,40)	38,36 (±7,57)	30,71
Resistência à tração no escoamento L (kN/m)		37,63 (±2,59)	37,90 (±0,42)	-0,72
Alongamento na ruptura L (%)		534,30 (±20,54)	345,40 (±118,65)	35,35
Resistência à tração na ruptura T (kN/m)		53,88 (±7,39)	42,24 (±0,59)	21,60
Resistência à tração no escoamento T (kN/m)		42,51 (±4,11)	42,23 (±0,58)	0,66
Alongamento na ruptura T (%)		477,90 (±85,53)	286,83 (±154,63)	39,98
Resistência ao Rasgo (kN/m)	ASTM D1004	361,60 (±8,84)	339,70 (±18,44)	6,06

L = Longitudinal, T = Transversal. Desvio padrão entre parêntesis.

Para facilitar a compreensão da variação da resistência à tração no escoamento após a exposição, apresenta-se a Figura 1. Esta figura ilustra as curvas médias de resistência à tração no escoamento das amostras virgem e exposta, tanto na direção longitudinal quanto na transversal.

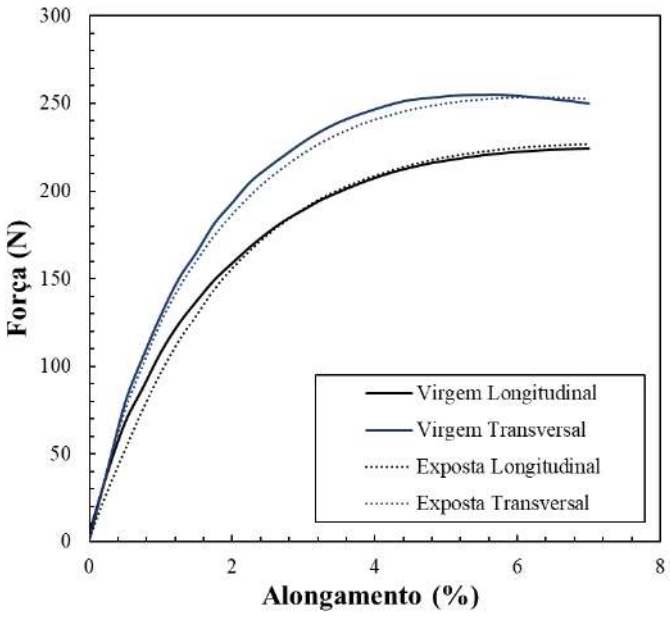


Figura 1. Curvas médias de resistência à tração no escoamento.

Os resultados dos índices de fluidez obtidos e apresentados na Tabela 2, mostraram-se inferiores aos valores típicos reportados na literatura, com a exceção dos valores encontrados no estudo de Rowe et al. (2019), que encontraram índices de fluidez de 0,08 (2,16kg/190°C) e 10,08 (21,6kg/190°C) para uma geomembrana de 1,5 mm utilizada em aterro sanitário. A discrepância entre os valores de índice de fluidez obtidos e aqueles da literatura pode ser atribuída à forma de fabricação da geomembrana, visto que a maioria dos estudos

publicados empregou amostras produzidas pelo processo de matriz balão. Lavoie et al. (2020) destacaram que uma geomembrana de PEAD com baixo índice de fluidez (menos de 1,0 g/10 min na condição de 2,16kg/190°C) exibe boa resistência ambiental à fissuração por tensão. No presente estudo, o MFR (razão de fluidez) da amostra virgem foi de 160,87 e da amostra degradada foi de 185,56, indicando um aumento de 14,25%. Telles et al. (1984) ressaltaram a importância do índice de fluidez como parâmetro para comparar amostras virgens com amostras expostas ou exumadas, visto que variações nesse índice podem indicar potenciais degradações do polímero.

Tabela 2. Valores de índice de fluidez sob diferentes cargas a 190°C.

Carga (kg)	Indice de Fluidez (g/10min)		Variação (%)
	Virgem	Exposta	
2,16	0,046 (±0,002)	0,041 (±0,001)	10,87
5	0,252 (±0,002)	0,252 (±0,002)	0,00
10	1,120 (±0,001)	1,153 (±0,001)	-2,95
21,6	7,400 (±0,046)	7,608 (±0,029)	-2,81

Desvio padrão entre parêntesis.

3.2 DSC

As curvas de DSC com os pontos de fusão e de cristalização são apresentadas nas Figuras 2a e 2b para cada ciclo de aquecimento e resfriamento, ressaltando que os ciclos foram consecutivos. As curvas em ambos os ciclos mostram que as etapas de fusão e de cristalinidade ocorreram de forma homogênea, indicando que não houve reações de sobreposição devido aos efeitos causados pela exposição do material.

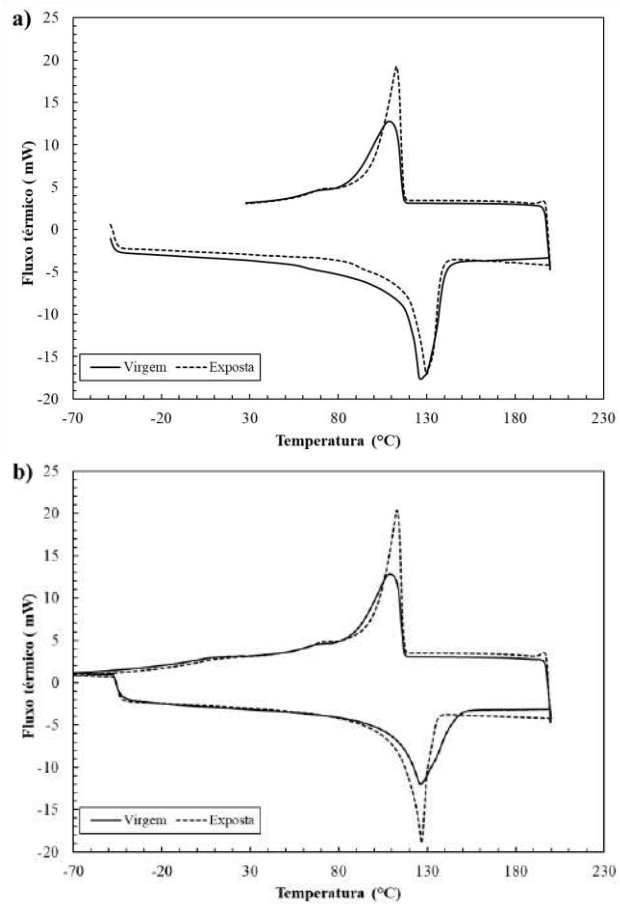


Figura 2. Ensaios Térmicos DSC. a) Primeiro ciclo de aquecimento e resfriamento e b) segundo ciclo de aquecimento e resfriamento.

Por outro lado, a Tabela 3 apresenta a temperatura dos pontos de fusão e de cristalização. No primeiro ciclo de aquecimento, ambas as amostras (virgem e exposta) possuem pontos de fusão próximos, de 127°C para a amostra virgem e 129,7 °C para a amostra exposta. Os pontos tanto de fusão quanto de cristalinidade foram inferiores na amostra virgem. O ponto de fusão da amostra exposta é superior em ambos os ciclos analisados, enquanto o ponto de cristalização em ambas as amostras não muda de um ciclo para outro.

O segundo ciclo vem de um ciclo de resfriamento controlado, o que remove a história térmica do material, motivo pelo que se observam menos variações neste ciclo, onde a amostra exposta atingiu o ponto de fusão inicial da amostra virgem de 127°C.

Tabela 3. Temperatura dos pontos de fusão e cristalização.

Amostra	Ciclo 1		Ciclo 2	
	Ponto de fusão	Ponto de cristalização	Ponto de fusão	Ponto de cristalização
Virgem	127,0°C	109,0°C	125,7°C	109,0°C
Exposta	129,7°C	113,0°C	127°C	113,0°C

4 CONCLUSÕES

Este estudo determinou a degradação de uma geomembrana de PEAD texturizada de 2,00 mm utilizada para cobertura de aterro sanitário, com base na amostra virgem original. Os resultados obtidos indicam que, entre as propriedades analisadas, o teor de negro de fumo e a resistência à tração na ruptura foram os parâmetros mais afetados, apresentando uma diminuição de aproximadamente 30%. No entanto, mesmo após cinco anos de exposição, as propriedades analisadas ainda estão acima dos valores mínimos de referência estabelecidos na especificação GRI-GM13, com exceção do teor de negro de fumo, que se encontra 4,5% abaixo do valor mínimo de referência (2%).

Os ensaios de índice de fluidez e DSC apresentaram resultados interessantes, sugerindo mudanças na estrutura da geomembrana a nível molecular. No entanto, para uma compreensão mais completa da degradação, recomenda-se a inclusão de ensaios térmicos como: OIT, HPOIT, cinética por TG, TMA, DMA, difração de raio x, cromatografia gasosa com espectrometria de massas e ensaios de *Stress Cracking*. Esses ensaios podem fornecer informações complementares sobre o processo de degradação da geomembrana, auxiliando na avaliação de sua durabilidade e na definição de medidas preventivas para aumentar sua vida útil em aplicações práticas.

AGRADECIMENTOS

À TECNOPLAS pelo fornecimento da amostra degradada. A empresa NORTENE, pelo fornecimento da amostra virgem. Ao Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos -USP pelo suporte técnico. A CAPES pelo suporte financeiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aparicio-Ardila, M. A., Pedroso, G. O. M., Kobelnik, M., Valentin, C. A., da Luz, M. P., & Lins da Silva, J. (2021). Evaluating the degradation of a nonwoven polypropylene geotextile exposed to natural weathering for 3 years. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 7, 1-11.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 1699. *Barreiras geossintéticas — Instalação de geomembranas poliméricas*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2019). ASTM D5199: *Standard test method for measuring the nominal thickness of geosynthetics.*

ASTM International (2020). ASTM D1238: *Standard method for melt flow rates of thermoplastics by extrusion plastometer*.

ASTM International (2020). ASTM D4218: *Standard test for determination of carbon black content in polyethylene compounds by the muffle- furnace technique*.

ASTM International (2020). ASTM D6693: *Standard test method for determining tensile properties of nonreinforced polyethylene and nonreinforced flexible polypropylene geomembranes.*

ASTM International (2020). ASTM D792: *Standard test methods for density and specific gravity (relative density) of plastics by displacement.*

ASTM International (2021). ASTM D1004: *Standard test method for tear resistance (graves tear) of plastic film and sheeting.*

ASTM International (2021). ASTM D5596: *Standard test method for microscopic evaluation of the dispersion of carbon black in polyolefin geosynthetics.*

Geosynthetics Research Institute (2021). GRI—GM13: *test methods, test properties and testing frequency for high density polyethylene (HDPE) smooth and textured geomembranes*.

Junior, S. L. D. C., Aparicio-Ardila, M. A., Palomino, C. F., & Lins da Silva, J. (2023). Analysis of Textured Geomembrane–Soil Interface Strength to Mining Applications. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 9(1), 3.

Lavoie, F. L., Valentin, C. A., Kobelnik, M., Lins da Silva, J., & Lopes, M. D. L. (2020). HDPE Geomembranes for environmental protection: Two case studies. *Sustainability*, 12(20), 8682.

Rowe, R. K. (2005). Long-term performance of contaminant barrier systems. *Geotechnique*, 55(9), 631-678.

Rowe, R. K., Morsy, M. S., & Ewais, A. M. R. (2019). Representative stress crack resistance of polyolefin geomembranes used in waste management. *Waste management*, 100, 18-27.

Scheirs, J. (2009). *A guide to polymeric geomembranes: a practical approach*. John Wiley & Sons.

Telles, R. W., Lubowitz, H. R., & Unger, S. L. (1984). Assessment of environmental stress corrosion of polyethylene liners in landfills and impoundments. *Report on Contract*, 68-03.

Valentin, C. A., da Silva, J. L., Kobelnik, M., & Ribeiro, C. A. (2019). Thermoanalytical and dynamic mechanical analysis of commercial geomembranes used for fluid retention of leaching in sanitary landfills. *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, 136, 471-481.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/730

EFEITO DO ESPAÇAMENTO ENTRE REFORÇOS NO COMPORTAMENTO DE MUROS EM SOLOS FINOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

Paulo Eduardo Oliveira da Rocha
Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil, paulo.rocha@geosolucoes.com

Fernando Henrique Martins Portelinha
Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil, fportelinha@ufscar.br

RESUMO: Este trabalho foi idealizado para contribuir na avaliação do comportamento de estruturas de contenção em solos reforçados, principalmente no que diz respeito à possíveis deslocamentos de face, relacionados ao espaçamento vertical entre reforços projetado. As informações apresentadas são baseadas na construção e análise de um protótipo em escala real, dividido em dois módulos de diferentes quantidades de geogrelhas, mas com um mesmo somatório de resistências, construído com solo fino, argiloso e coesivo. Ambos os módulos da estrutura foram submetidos à sobrecarga máxima de 120 kPa, aplicadas em estágios de 20 kPa, com os deslocamentos de face avaliados através de instrumentação externa. A maior quatidade de reforços resultou em uma estrutura com deslocamentos máximos de face 40% menores que uma estrutura com menor quantidade de geogrelhas, mas com mesmo somatório de resistências, validando o conceito de GRS-IBS, construído com solos finos argilosos, tipicamente brasileiros. Os resultados obtidos demonstraram que a adoção de menores espaçamentos verticais entre reforços pode ser considerada uma estratégia interessante na redução de deslocamentos de face em estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos, e deve ser amplamente estudada, para que seja alcançados valores ideias, em função das características dos solos e dos reforços utilizados.

PALAVRAS-CHAVE: Contenção, Solo Reforçado, Geossintético, Geogrelha, Solos finos.

ABSTRACT: This work was designed to contribute to the evaluation of the behavior of containment structures in reinforced soils, mainly about possible face displacements, related to the vertical spacing between projected reinforcements. The information present came through the construction and analysis of a full-scale prototype, divided in two modules with different quantities of geogrids, but with the same sum of resistance, built with fine, clayey and cohesive soil. Both modules of the structure were subjected to a maximum overload of 120 kPa, applied in stages of 20 kPa, with face displacements assessed using external instrumentation. The greater number of reinforcements resulted in a structure with maximum face displacements 40% smaller than a structure with a smaller number of geogrids, but with the same sum of resistances, validating the concept of GRS-IBS, built with fine clayey soils, typically Brazilian. The results obtained demonstrated that the adoption of smaller vertical spacings between reinforcements can be considered an interesting strategy for reducing face displacements in containment structures in soil reinforced with geosynthetics, and should be widely studied, so that ideal values can be achieved, depending on the characteristics of the soils and reinforcements used.

KEYWORDS: Retaining Wall; MSEW; Geosynthetics; Geogrid, Cohesive Soil.

1 INTRODUÇÃO

As Estruturas em Solo Reforçado com Geossintéticos (ESR), do inglês Geosynthetic Reinforced Soil (GRS), também chamadas de Muros Mecanicamente Estabilizados, do inglês *Mechanically Stabilized Earth Wall* (MSEW), são formadas basicamente por quatro elementos: o solo, reforços, faceamento e drenagem.

Embora estas estruturas apresentem constante evolução, alguns aspectos oriundos de certas combinações destes quatro elementos ainda se encontram pouco exploradas, como por exemplo os níveis de deslocamentos e ou deformações de face dos muros em solo reforçado, em função do espaçamento vertical adotado entre os reforços, com solos finos e geogrelhas.

Grande parte da bibliografia relativa a estas questões, muito baseada em modelagens numéricas, e em estruturas construídas com solos granulares, não se estabelece com segurança, qual seria a exata relação entre os espaçamentos verticais entre reforços e os níveis de deslocamentos apresentados pelas estruturas.

Diante deste cenário, este trabalho foi idealizado para contribuir na avaliação do comportamento de estruturas de contenção com diferentes espaçamentos verticais, através da construção e análise de um protótipo de Estrutura em Solo Reforçado com Geossintético dividido em dois módulos de diferentes configurações, mas todo construído com solo fino, argiloso e coesivo.

2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

2.1 Estruturas de Contenção em Solo Reforçado

Estruturas de contenção, também chamadas de muros de arrimo, são obras civis construídas com a finalidade de prover estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha (Barros, 2010).

De acordo com Vilar e Bueno (2004), as estruturas de contenção podem proporcionar estabilidade através de diferentes maneiras, e assim podem ser classificadas como muros de arrimo de gravidade, gravidade aliviada, muros de flexão, muros de contraforte, cortinas de contenção, paredes diafragma.

Vertematti et al. (2004), Benjamim (2006) e Palmeira (2018) destacam que a técnica de reforço de solos pela inclusão de materiais é bastante antiga, sendo ainda hoje possível a observação de vestígios e até obras completas em bom estado, construídas séculos atrás, a exemplo dos *ziggurats*, na antiga Mesopotâmia, algumas partes da muralha da china, e templos incas nos topos das montanhas dos Andes.

2.2 Estruturas de Contenção em Solo Reforçado com Geossintéticos

Dentre os geossintéticos mais utilizados na confecção de estruturas de contenção em solo reforçado estão as geogrelhas, as geotiras, e os geotêxteis tecidos e não tecidos (SAYÃO et al. 2015).

As principais vantagens das geogrelhas são sua melhor interação com o aterro, o que garante um melhor intertravamento com o solo, maior rigidez, quando comparada à geotêxteis, resultando em menores valores de alongamento para mesmos níveis de tensão (BENJAMIM, 2006).

No Brasil, a maioria absoluta das contenções em solo reforçado com geossintéticos, principalmente as de grande altura, são construídas com uso de geogrelhas tecidas, sendo exemplos destas estruturas, o grupo de contenções executadas na cidade de Cajamar, no estado de São Paulo, entre os anos de 2020 e 2021, com paramento frontal em telas metálicas (ROCHA, et al., 2022a) e placas de concreto de pequeno porte (ROCHA, et al. 2022b).

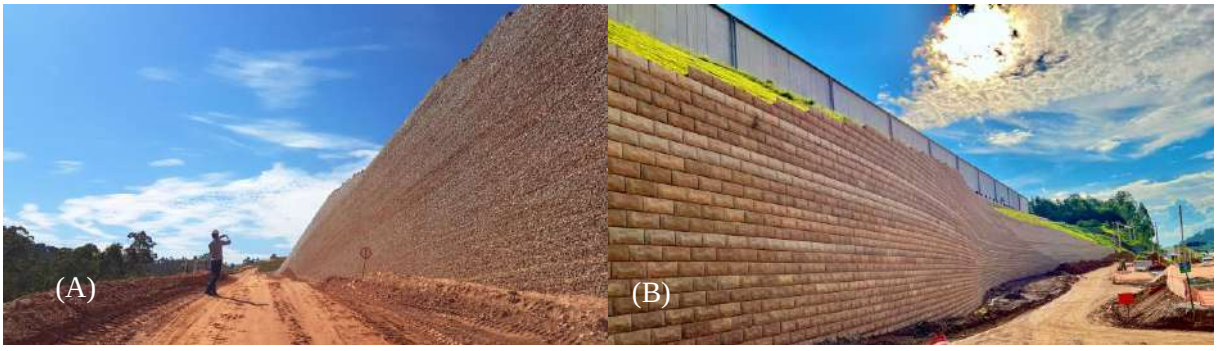


Figura 1. Estruturas de contenções reforçadas com geogrelhas na cidade de Cajamar SP em 2021.
Fonte: Rocha et al. (2022a) e Rocha et al. (2022b).

2.3 Previsão de deslocamentos em Estruturas de Contenção em Solo Reforçado com Geossintéticos

A previsão dos deslocamentos e deformações de estruturas de contenção em solo reforçado ainda é uma tarefa difícil, principalmente pelo grande número de variáveis que permeiam essa análise, tais quais a rigidez da face adotada, propriedades do solo de aterro, e logicamente as questões relacionadas aos reforços utilizados, incluindo a relação espaçamento vertical e resistência à tração.

De acordo com Palmeira (2018), observações de estruturas reais têm mostrado deslocamentos horizontais nas faces de muros reforçados variando entre 0,3% e 3% da altura do muro, mas tipicamente inferiores a 1,2% da altura do muro. A título de exemplo, muros com 10 m de altura apresentariam deslocamentos horizontais na face entre 0,1 e 30 cm, sendo os valores típicos observados em obras da ordem de 12 cm.

Entre alguns dos métodos analíticos utilizados para a previsão de deslocamentos de face em estruturas de contenção em solo reforçado, vale destacar o método apresentado pela FHWA (1990) por sua simplicidade e consequente fácil aplicação, porém, vale destacar que o método não considera o número de reforços existentes na contenção, tal qual o espaçamento vertical entre eles, sendo um resultado bastante genérico.

2.4 Previsão de deslocamentos por modelagens numéricas

No âmbito de projetos e obras de contenções em solo reforçado com geossintéticos, é comum a realização da previsão de deslocamentos e deformações com uso de softwares dotados de método dos elementos finitos, e mais recentemente método dos elementos discretos, geralmente apresentando resultados "aceitáveis", quando comparados aos valores medidos em campo por instrumentação e ou equipe de topografia.

Plácido et al. (2012) realizaram modelagens numéricas onde além da variação dos espaçamentos verticais entre reforços, também foram diversificados os tipos de geossintéticos utilizados como reforços, destacando que os resultados das análises numéricas mostraram que mesmo muros reforçados com geotêxteis, com baixos valores de espaçamento entre as camadas, apresentaram comportamento tão satisfatório quanto os muros reforçados com geogrelhas e elevados espaçamentos entre inclusões.

Mafia (2020) concluiu que o uso de espaçamentos reduzidos, com reforços de rigidez equivalente, mostra melhoria no comportamento da estrutura, tal como a de uso de reforços mais rígidos com grandes espaçamentos, porém com níveis de cargas mobilizadas menores.

A pesquisa de Mafia (2020) foi realizada com foco em estruturas de solos reforçados aplicados aos encontros de pontes, onde possuem a finalidade de suportar não só o maciço terroso, como também as elevadas cargas provenientes da superestrutura. Essas estruturas têm sido aplicadas com espaçamento reduzidos em relação a técnica convencionais de muros em solo reforçados não portantes, e tem sido chamada de GRS IBS.

2.4 GRS

Nos últimos anos um novo conceito derivado das estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos foi desenvolvido, o GRS, sigla em inglês para *Geosynthetic Reinforced Soil*, que pode ser traduzido como Solo Reforçado com Geossintético.

O método GRS foi desenvolvido a partir de estruturas em solo reforçado com pequenos espaçamentos verticais entre geossintéticos, reconhecendo que a diminuição na distância entre reforços proporciona maior confinamento, redução da deformação lateral, dilatação suprimida e redução das tensões de conexão entre o reforço e a face (FHWA, 2012).

Para Zornberg et al. (2019) o aumento na densidade de reforços resulta em um melhor desempenho geral da estrutura construída, sendo este método especificamente desenvolvido para apoio e proteção de pontes, pois nestas aplicações as vantagens observadas em relação a sistemas convencionais são ainda mais destacáveis, o que inclusive possibilita uma substituição rápida e simples em estruturas de pontes menores.

O conceito foi desenvolvido e está sendo utilizado em projetos nos Estados Unidos, em sua maior parte, senão em sua totalidade, em estruturas construídas com solo granular, sendo um dos objetivos deste trabalho realizar uma aproximação entre essa modalidade e o solo fino e coesivo, tipicamente brasileiro, através das análises realizadas em um modelo físico construído em escala real.

3 MODELO FÍSICO EM ESCALA REAL

Este trabalho é baseado em uma pesquisa realizada com protótipo de muro de contenção em solo reforçado executado em escala real, com 2 m de altura, com propriedades e processo executivo ligeiramente adaptados em relação a condições reais de obras, com leituras de deslocamentos e tensões através de instrumentação instalada junto à estrutura.

O programa experimental foi conduzido dentro do Departamento de Estruturas e Geotecnia da UFSCar, na cidade de São Carlos SP, contemplando uma estrutura de contenção em solo reforçado com geogrelhas, de 2 m de altura, 3,4 m de largura total, e 1,35 m de profundidade útil, estruturada por um container metálico, subdividido em 4 diferentes módulos, possibilitando a construção de 4 diferentes configurações de estrutura, com os módulos 1 e 2 sendo objeto de estudo deste trabalho.

A altura adotada emula de forma direta um muro com 2 m, o comprimento dos reforços se enquadra nas recomendações existentes na BS 8006 (1995), assim como na ABNT NBR 16920 (2021), enquanto que a largura foi adotada de forma suficiente para que a restrição lateral não afetasse os resultados obtidos na instrumentação, aplicada na faixa central de cada protótipo.

A Figura 2 apresenta um desenho esquemático das duas configurações consideradas neste trabalho, em termos de localização dos reforços e posição da face em blocos de concreto, enquanto a Figura 3 apresenta uma foto do protótipo finalizado, pronto para receber a aplicação das sobrecargas previstas.

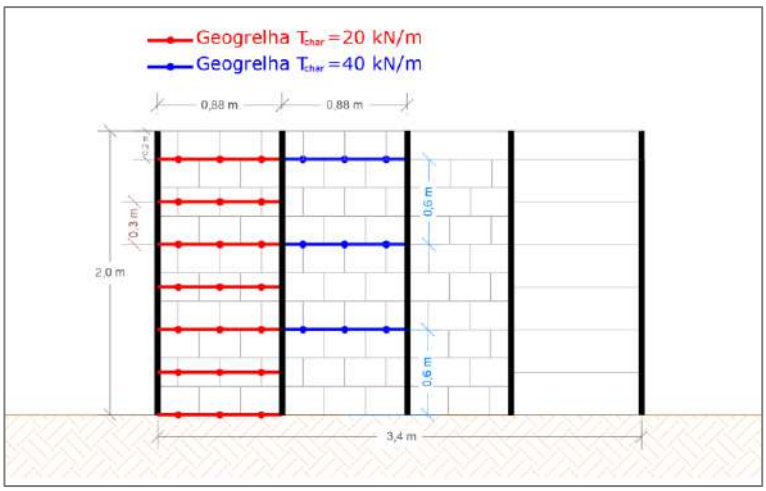


Figura 2. Vista frontal dos módulos 1 e 2 do protótipo analisado.

Figura 3. Protótipo finalizado com 4 diferentes configurações construtivas.

O protótipo foi construído com solo fino, trazido de Santa Gertrudes, cidade localizada a aproximadamente 70 km de São Carlos, com características similares ao encontrado na região, de cor avermelhada e apresentando coesão quando pressionado manualmente.

Os resultados obtidos nos ensaios de granulometria, com peneiramento grosso, fino e sedimentação, demonstraram que o material é composto de aproximadamente 8% de areia fina, 38% de silte e 54% de argila, sem a presença significativa dos demais materiais, conforme ilustra a Tabela 1.

Tabela 1 – Distribuição granulométrica do solo utilizado no experimento.

ARGILA	**SILTE**	**AREIA**			**PEDREGULHO**		
		FINA	MÉDIA	GROSSA	FINO	MÉDIO	GROSSO
< 0,002 mm	0,002 - 0,06 mm	0,06 - 0,20 mm	0,20 - 0,60 mm	0,60 - 2,0 mm	2,0 - 6,0 mm	6,0 - 20 mm	20 - 60 mm
53,59%	37,74%	8,11%	0,56%	0%	0%	0%	0%

O índice de plasticidade (IP) do material compactado foi de 13,7%, com limite de liquidez (LL) de 50% e limite de plasticidade (LP) de 36,3%. O índice de vazios (e) apresentado pelo solo compactado foi de 0,967 e grau de saturação (Sr) de 85%. Todos os ensaios de caracterização e obtenção de índices físicos do solo foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Geossintéticos da Universidade Federal de São Carlos, em acordo com a norma de cada um dos ensaios.

O protótipo foi compactado manualmente com apiloamento, em camadas finalizadas de 15 cm, e o controle do grau de compactação foi realizado em cada uma destas camadas.

Os reforços geossintéticos utilizados no experimento foram geogrelhas tecidas, de poliéster, gentilmente cedidas pelas Geo Soluções | *Strata Company*, de denominação Strata Grid, sendo que parte destas geogrelhas tiveram sua resistência à tração reduzida, para permitir maiores níveis de deformação junto à face das estruturas, e assim exaltar a diferença de comportamento entre os setores analisados.

Tal técnica foi adotada visto que as menores resistências à tração das geogrelhas comercializadas no Brasil, e assim disponíveis para a pesquisa, seriam de 40 kN/m, o que para um muro de apenas 2 m de altura, com disposição de reforços a cada 30 cm de altura, tornaria a sobrecarga necessária para a promoção de deslocamentos perceptíveis algo impossível de ser realizado.

Desse modo, foram preparados painéis de geogrelhas com resistências reduzidas através do corte e remoção de metade de seus elementos longitudinais, reduzindo-se assim sua resistência à tração característica, longitudinal, a 50% do valor inicial, obtendo-se um material de 20 kN/m.

Os painéis de geogrelhas preparados foram avaliados através de ensaios de resistência à tração, realizados em conformidade com a norma americana ASTM D 6637 (2015).

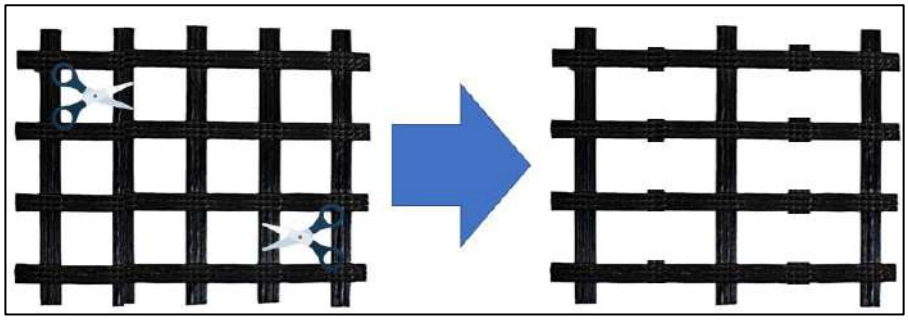


Figura 5. Detalhe da preparação de reforço para obtenção de resistência especificada.

Foi aplicada instrumentação externa ao aterro reforçado, através da utilização de medidores de deslocamentos horizontais na face dos protótipos, construídos através da fixação de barras verticais, perfuradas, junto à estrutura metálica confinante do experimento, e demarcações nos blocos coincidentes destes furos, permitindo assim a medida direta da distância para com a face externa dos blocos de concreto utilizados como faceamento do experimento, ao longo da aplicação dos níveis de sobrecarga impostos.

As Figuras 6 e 7 apresentam a instrumentação utilizada para avaliação dos protótipos.

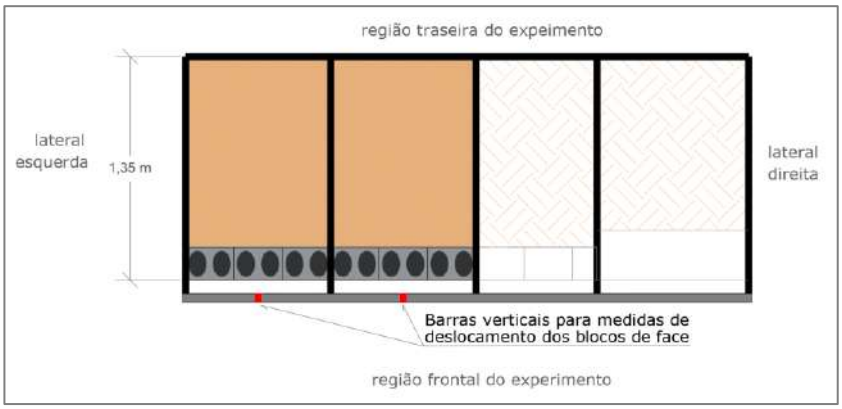


Figura 6 - Sistema de avaliação de deformações e deslocamentos na face (planta).

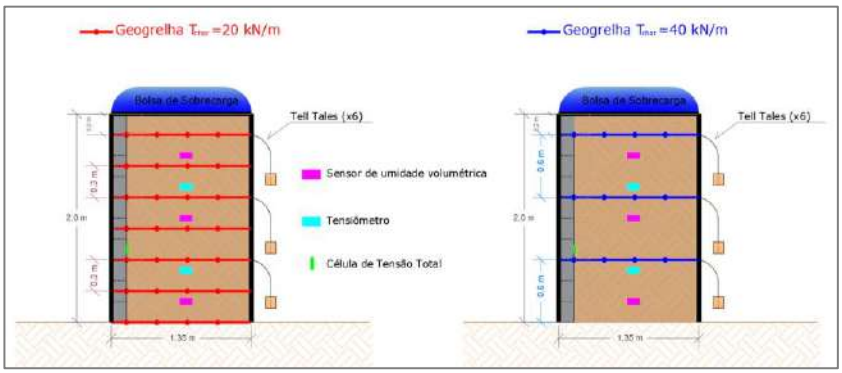


Figura 7 – Instrumentação dos protótipos 1 e 2 (seções transversais).

4 PROCEDIMENTO DE ENSAIO E RESULTADOS OBTIDOS

As estruturas foram submetidas à sobrecarga máxima de 120 kPa, aplicadas em estágios de 20 kPa, através de bolsas flexíveis de ar, fixadas à estrutura metálica que confina o experimento, em forma de viga de reação, com cada nível de carga sendo mantido por um intervalo aproximado de 2 dias, onde foram realizadas leituras da instrumentação, imediatamente após a estabilização da sobrecarga, 1 dia após esse período, e imediatamente antes da mudança para o novo nível.

Os deslocamentos de face foram avaliados através da instrumentação externa, com medidas realizadas por paquímetro de precisão adequada, através das perfurações presentes nas barras verticais instaladas junto à estrutura do experimento, nos sete pontos de interesse, previamente estabelecidos junto a cada um dos dois módulos avaliados.

Através dos valores de deslocamentos de face mensurados nos módulos 1 e 2, foi possível a elaboração dos gráficos detalhados apresentados na Figura 7, e o comparativo entre os deslocamentos máximos apresentado na Figura 8.

Em ambos os módulos é possível observar que a estrutura reforçada se comportou como um muro rígido, apresentando deslocamentos positivos nos dois terços mais baixos, formando uma “barriga”, enquanto o terço superior deslocou-se para dentro da própria estrutura, como se ouvera sido puxado pela aplicação da sobrecarga vertical, porém, vale destacar que este comportamento ocorreu na contenção 01, com um maior número de reforços, apenas com cargas superiores a 60 kPa, enquanto a contenção 02 apresentou tal comportamento desde as primeiras cargas de 20 kPa.

Os maiores deslocamentos ocorreram quando aplicados os maiores níveis de sobrecarga, inclusive os deslocamentos negativos no terço superior da estrutura.

O deslocamento máximo da contenção 02, com menor número de reforços, foi de 2,8 mm, e ocorreu na entre as cotas 60 e 80 cm da estrutura, durante a aplicação de sobrecarga de 120 kPa. O deslocamento máximo da contenção 01, com maior número de reforços, foi de 1,95 mm, na cota de 120 mm, durante a aplicação de sobrecarga de 100 kPa.

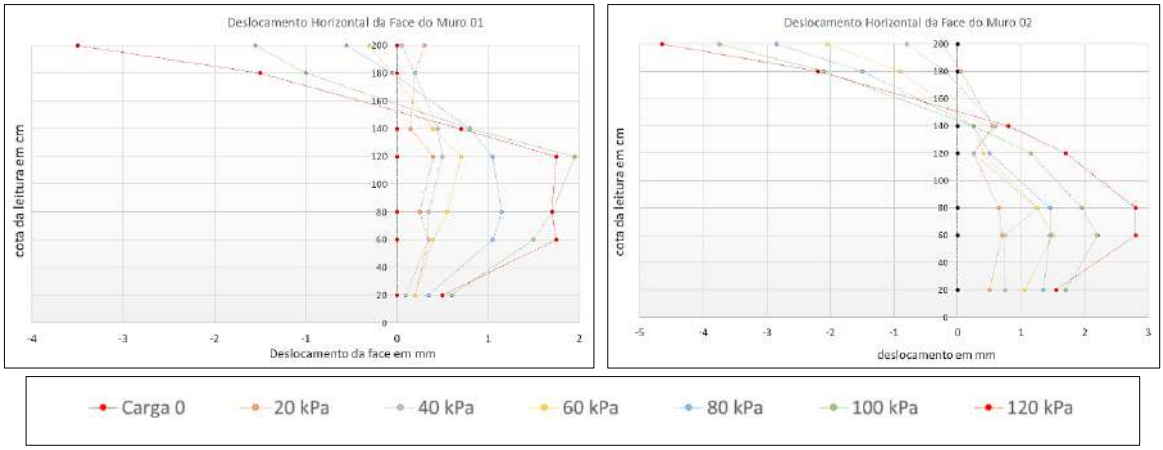


Figura 7 – Deslocamentos horizontais nas faces dos módulo 1 e 2 do protótipo.

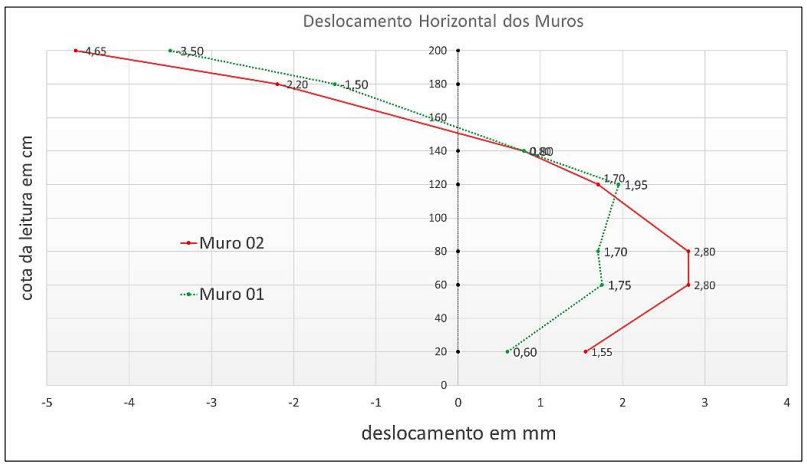


Figura 8 – Deslocamentos horizontais máximos nas faces dos módulo 1 e 2 do protótipo.

5 CONCLUSÃO

Os comportamentos das estruturas foram similares ao que se observa em estruturas de contenção em solo reforçado executadas com solos similares ao utilizado nos protótipos, tais quais os apresentados por ROCHA et al. (2022a) e ROCHA et al. (2022b), validando assim a metodologia da pesquisa e consequentemente dos resultados obtidos por ela.

Os deslocamentos se mostraram relativamente pequenos em relação às dimensões das estruturas, inclusive quando comparados aos métodos de previsão de deslocamentos apresentados no artigo, sendo a elevada coesão do solo utilizada um dos pontos apontados como resultado deste comportamento, principalmente pelo fato dos métodos de previsão terem sido elaborados com base em solos granulares.

A maior quatidade de reforços resultou em uma estrutura com deslocamentos máximos de face 40% menores que uma estrutura com menor quantidade de geogrelhas, mas com mesmo somatório de resistências, validando o conceito de GRS-IBS, construído com solos finos argilosos, tipicamente brasileiros.

Os resultados obtidos permitem a modelagem de estruturas de diferentes dimensões das avaliadas no experimento, possibilitando a continuidade da pesquisa de forma computacional, com variações de reforços, geometria e níveis de sobrecarga.

De acordo com os resultados obtidos, a adoção de menores espaçamentos verticais entre reforços se mostrou uma estratégia interessante na redução de deslocamentos de face em estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos, e deve ser amplamente estudada, para que seja alcançados valores ideias, em função das características dos solos e dos reforços utilizados.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de reconher todo o apoio que tiveram dos colegas de GEGEOS, da UFSCar, e da empresa Geo Soluções.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguiar, P.R., Vertematti, j.c., Manual Brasileiro de Geossintéticos: Aplicações em Drenagem, 2ª edição. São Paulo: Blucher, 2015.

American Society for Testing and Materials. D6637 Standard Test Method for Determining Tensile properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method. USA. 2015.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 16920 Muros e taludes em solos reforçados - Parte 1: Solos reforçados em aterros. Brasil. 2021.

Barros, P. L. A., Obras de Contenção: Manual Técnico, 2ª edição. Campinas: Maccaferri, 2010.

Benjamin, C. V. S. Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil. 2006. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

BSI – British Standards Institution (1995): "BS 8006 – Code of Practice for Strengthened / Reinforced Soils and other fills", London, UK.

FHWA. Federal Highway Administration, US Department of Transportation. Reinforced Soil Structures: Design and Construction Guidelines. Virginia, USA: US Department of Transportation, 1990. V.1.

FHWA. Federal Highway Administration, US Department of Transportation. Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System Interim Implementation Guide. FHWa-HRt-11-026; June 2012.

Mafia, G. A. Estudo da distribuição dos reforços em muros portantes de solos reforçados com geossintéticos. 2020. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 2020.

Palmeira, E.N. Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente. 1ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

Plácido, R. R., futai, M. M., kamiji, T. S. M. M., Avaliação do efeito da geometria interna no comportamento de muros reforçados com geossintéticos utilizando o método dos elementos finitos, In: congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica, XVI, 2012, Porto de galinhas, 2012.

Rocha, P.E.O., Estruturas em Solo Reforçado com face em tela metálica em obra de grande porte em Cajamar – SP. In: congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica, xx, 2022, Campinas, 2022.

Rocha, P.E.O., Estruturas em Solo Reforçado com face em placas de concreto de pequenas dimensões em obra de grande porte em Cajamar - SP. In: congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica, XX, Campinas, 2022.

Vilar, O. M., Bueno B. S., Mecânica dos Solos: Vol. 2, 1ª edição. São Carlos / Viçosa, 1979.

Zornberg, J. G. et al. Proposed Refinements to Design Procedures for Geosynthetic Reinforced Soil (GRS) Structures in AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. [s.l.] National Academies Press, 2019.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/731

Estudo Estatístico Comparativo da Resistência Entre Interfaces Geossintéticas Obtidas por Meio de Ensaios de Cisalhamento Direto Convencional (CDC) e Plano Inclinado (PI)

Raísla Martins da Silva Gomes
Mestranda, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, raislagomess@gmail.com

Gregório Luís Silva Araújo
Phd, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, gregorio@unb.br

Francisco Evangelista Junior
Phd, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, fejr@unb.br

RESUMO: O uso crescente de geossintéticos em obras geotécnicas requer compreensão de seu comportamento na interface com outros materiais. Para a elaboração deste artigo, um banco de dados foi montado com diversas variáveis (taxa de velocidade ensaio (v), tensões normais (σ_n), área de contato (A_c), espessura da geomembrana (t_{GM}), altura de rugosidade da geomembrana (h_G), índice de densidade (I_D), massa específica (ρ_s), coeficiente de curvatura (C_c), coeficiente de não uniformidade (C_u), diâmetro médio dos grãos (D_{50}), ângulo de atrito de pico do solo (ϕ_s), ângulo de atrito de interface (ϕ_{int}), gramatura (M_A) e tipo de ensaio), considerando ensaios CDC e PI utilizando interfaces areia-geomembrana (SG) e geotêxtil-geomembrana (GG). Os dados foram tratados utilizando Python (bibliotecas como Pandas e NumPy), além do Excel para análises mais simples. As correlações revelaram que, para interfaces CDC-SG e CDC-GG, o ângulo de atrito do solo (ϕ_s) e a altura da rugosidade da geomembrana (h_G) foram as variáveis que apresentaram correlações mais altas, enquanto para PI-SG e PI-GG, foram a altura da rugosidade (h_G) e a área de contato (A_c), respectivamente. Por fim, o uso da estatística se mostrou adequada para avaliar os principais parâmetros que mais influenciam a resistência entre interfaces geossintéticas.

PALAVRAS-CHAVE: Geossintéticos, Geomembranas, Resistência de interface, Análises estatísticas, Correlação.

ABSTRACT: The increasing use of geosynthetics in geotechnical projects necessitates understanding their behavior at the interface with other materials. For this article, a database was assembled with various variables (test velocity (v), normal stresses (σ_n), contact area (A_c), geomembrane thickness (t_{GM}), geomembrane roughness height (hG), density index (I_D), specific mass (ρ_s), curvature coefficient (C_c), non-uniformity coefficient (C_u), average grain diameter (D_{50}), peak soil friction angle (ϕ_s), interface friction angle (ϕ_{int}), grammage (M_A), and test type), considering both direct shear (CDC) and inclined plane (PI) tests using sand-geomembrane (SG) and geotextile-geomembrane (GG) interfaces. The data were processed using Python (libraries such as Pandas and NumPy), along with Excel for simpler analyses. The correlations revealed that, for CDC-SG and CDC-GG interfaces, the soil friction angle (ϕ_s) and geomembrane roughness height (h_G) were the variables with the highest correlations, while for PI-SG and PI-GG interfaces, they were roughness height (h_G) and contact area (A_c), respectively. Ultimately, the use of statistics proved adequate for evaluating the main parameters that most influence the resistance between geosynthetic interfaces.

KEYWORDS: Geosynthetics, Geomembranes, Interface Resistance, Statistical Analyses, Correlation.

1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, tem sido cada vez mais evidente o aumento do uso de geossintéticos em projetos geotécnicos. Para garantir a correta aplicação das geomembranas, um dos geossintéticos mais comumente

empregados conforme Fleming et al. (2006), é fundamental compreender a interação entre esse material e o solo sobrejacente. Essa compreensão não se limita apenas ao ângulo de atrito da interface, mas também abrange as propriedades da rugosidade da geomembrana e o tipo de solo em questão. De acordo com Mello (2001), o ângulo de atrito da interface está diretamente relacionado à aspereza do geossintético, e além desse parâmetro, diversos outros fatores podem influenciar a resistência da interface, como o tamanho dos grãos, o nível de estresse aplicado no ambiente de campo, entre outros.

Diante do crescente número de estudos nessa área (Petrovic, 2016; Jahanfar, 2017; Daciolo, 2021; Tanga, 2022; Tanga et al., 2023), torna-se viável e pertinente o uso de estatísticas e linguagens de programação para analisar os parâmetros que mais impactam a resistência da interface. O objetivo deste artigo foi realizar uma avaliação estatística correlacional do comportamento do ângulo de atrito da interface (ϕint) em relação a outras variáveis, como tensões normais (σ_n), área de contato (A_c), altura da rugosidade da geomembrana (h_G), espessura da geomembrana (t_{GM}), coeficientes de curvatura (C_c) e de não uniformidade (C_u) do solo, diâmetro médio dos grãos (D_{50}), ângulo de atrito do solo (ϕs), peso (M_A), entre outros. Essa análise estatística identificou as principais variáveis que influenciam a resistência da interface e com isso foi possível definir correlações usando a Matriz de Pearson (MCP), amplamente utilizada em estudos estatísticos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta pesquisa, 445 ângulos de atrito de interface foram avaliados estatisticamente em relação à influência de 11 variáveis numéricas para interfaces de geomembrana com areias (SG) e geotêxteis (GG). Algumas variáveis foram consideradas como categóricas, representadas não por valores obtidos nos ensaios, mas sim pelo uso ou não. Para as interfaces SG-CDC e SG-PI, as variáveis categóricas foram HDPE, PVC e LDPE, respectivamente. É importante destacar que os tipos de ensaios selecionados, bem como as condições de contorno consideradas, foram adotados nesse formato para manter a aleatoriedade na busca pelas variáveis que mais influenciam a resistência entre as interfaces geossintéticas.

A preferência na obtenção dos dados foi inicialmente dada aos ensaio de cisalhamento realizados para a interface areia-geomembrana. As variáveis consideradas foram: velocidade do ensaio (v), tensões normais (σ_n), área de contato (A_c), espessura da geomembrana (t_{GM}), altura da rugosidade da geomembrana (h_G), índice de densidade (I_D), massa específica (ρ_s), coeficiente de curvatura (C_c), coeficiente de não uniformidade (C_u), diâmetro médio dos grãos (D_{50}), ângulo de atrito máximo do solo (ϕ_s), ângulo de atrito da interface (ϕ_{int}), tipo de ensaio (CDC ou PI) e material de fabricação da geomembrana. Na sequência abriu-se espaço para inserir interfaces com geotêxteis, para os quais a gramatura (M_A) também passou a ser considerada como variável. A seleção de dados consistiu em levantamentos de estudos nacionais e internacionais sobre a resistência entre interfaces com geossintéticos, principalmente geomembranas. O foco do banco de dados foi considerar ensaios convencionais de cisalhamento direto (CDC) e de plano inclinado (PI), com um total de 270 e 175 interfaces avaliadas, respectivamente.

2.1 Estatísticas e linguagem Python aplicadas na pesquisa

O foco deste artigo foi construir a matriz de correção de Pearson, obtida pela correlação das variáveis numéricas utilizadas. A obtenção da matriz de correlação baseia-se no cálculo do coeficiente de correlação, conforme mostrado na Equação 1. Para obter a matriz de Pearson, é necessário conhecer o coeficiente de correlação de Pearson (r) para cada par de variáveis estudadas. Para isso, os dados foram processados utilizando Python e bibliotecas como Pandas e NumPy, juntamente com o Excel, para análises descritivas mais simples.

$$r = \frac{cov(X,Y)}{\sqrt{var(X).var(Y)}} \quad (1)$$

Em que:

r: coeficiente de correlação de Pearson;
$cov(X,Y)$: covariância entre as variáveis X e Y;
$var(X).var(Y)$: produto das variâncias de X e Y calculadas separadamente, também conhecido como desvio padrão, após extração da raiz quadrada.

Neste artigo, as correlações foram classificadas de acordo com os intervalos estabelecidos por Pant & Ramana (2021), conforme mostrado na Tabela 1.

Tabela 1. Valores interpretativos do coeficiente de correlação de Pearson (Adaptado de Pant & Ramana, 2021).

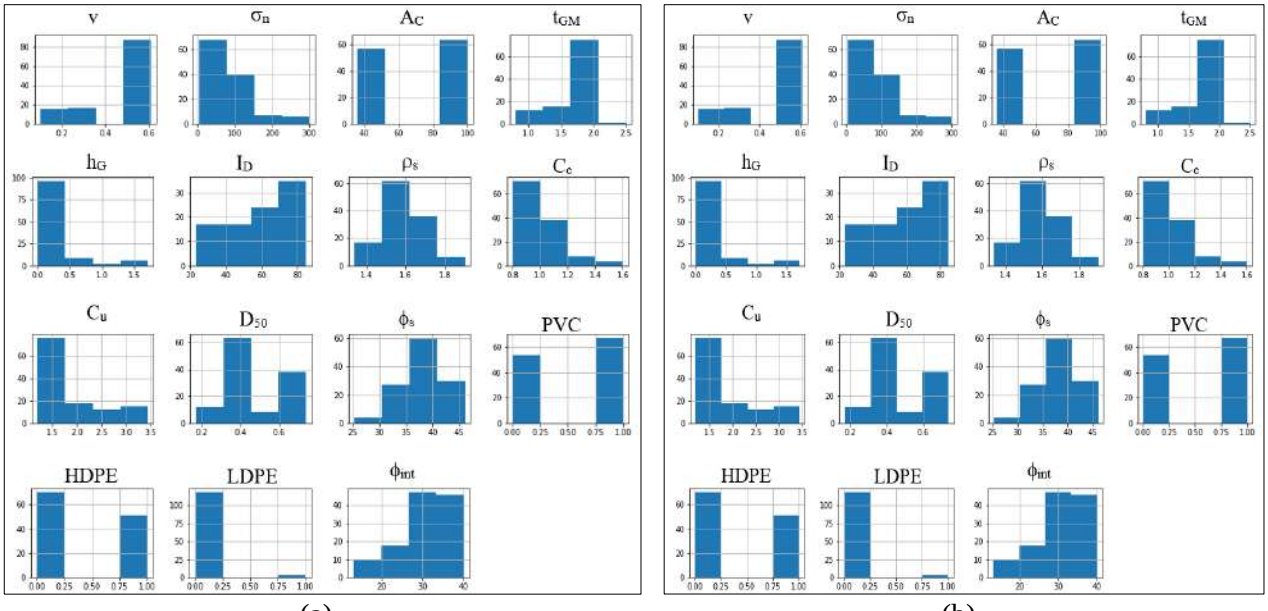
Coeficiente de correlação de Pearson (r)	Classificação da correlação
0,0 a 0,10 (-0,0 a -0,10)	Positiva (ou negativa) muito fraca
0,10 a 0,20 (-0,10 a -0,20)	Positiva (ou negativa) fraca
0,20 a 0,50 (-0,20 a -0,50)	Positiva (ou negativa) moderada
0,50 a 0,70 (-0,50 a -0,70)	Positiva (ou negativa) forte

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Ensaio de Cisalhamento Direto Convencional (CDC)

2.1.1 Histogramas de distribuição das Interfaces Areia-Geomembrana – SG-CDC e Geotêxtil-Geomembrana (GG)

Para a interface SG-CDC, os histogramas de distribuição dos dados podem ser vistos na Figura 1a. Analisando tal figura, foi possível observar que as variáveis que apresentaram uma distribuição mais próxima da normal foram o ângulo de atrito do solo (ϕ_s) e a massa específica do solo (ρ_s). Isso indica que para essas variáveis notou-se a existência de um valor de pico, e os demais pontos de dados estão equidistantes desse ponto, apresentando frequências muito próximas. Por outro lado, para a interface GG-CDC, os histogramas das variáveis podem ser vistos na Figura 1b. Com base nessa figura foi possível perceber que diferentemente do observado para a interface SG-CDC, para a interface GG-CDC nenhuma variável mostrou tendência de ter uma distribuição de dados simétrica. As variáveis que demostraram uma distribuição uniforme mais evidente foram a área de contato (A_c) e o ângulo de atrito de interface (ϕ_{int}).



(a) (b)

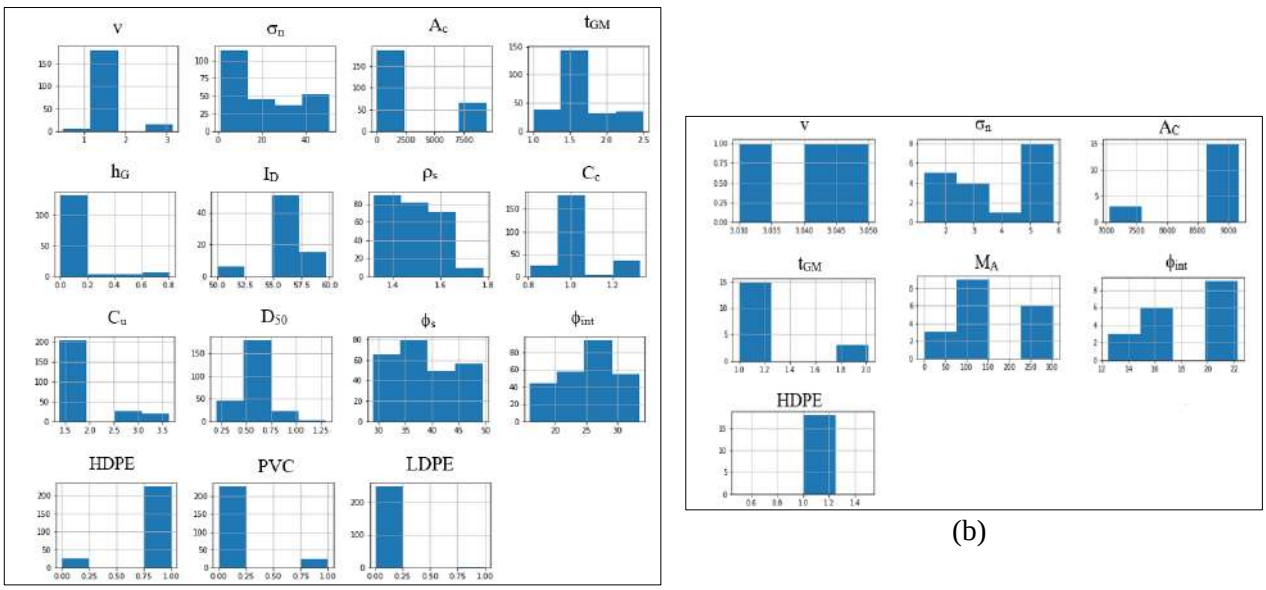
Figura 1 – Histogramas das variáveis estudadas nas interfaces – (a) SG-CDC e (b) GG-CDC.

3.2 Ensaio de Plano Inclinado (PI)

3.2.1 Histogramas de distribuição das Interfaces Areia-Geomembrana (SG-PI) e Geotêxtil-Geomembrana (GG-PI)

Em relação à variável tensão normal (σ_n), na interface SG-PI (Figura 2a), observou-se que boa parte dos dados estão locados numa classe com tensões mais baixas (0 a 15 kPa), conforme era esperado, tendo em vista que algumas literaturas explicam que os ensaios PI, por simularem quase fielmente a situação de campo, tendem a ser realizados com tensões mais baixas (Lalarakotoson et al., 1999; Sánchez, 2018; Pavanello et al., 2022). Além disso, salienta-se que as tensões maiores estão alocadas nos ensaios de plano inclinado com áreas menores. Também foram observadas duas classes de dados para a variável área de contato (A_c), como mostra a Figura 2a. Essas classes estão locadas nas amplitudes de 0 a 2.500 e 7.500 a 9.000 cm², valores muito superiores aos apresentados nos ensaios CDC, como era esperado, tendo em vista que os ensaios de plano inclinado, por simularem de forma mais realística as condições de campo, tendem a apresentar áreas de contato maiores (Sanchez, 2018).

Quanto à interface GG-PI, considerando uma análise da Figura 2b, foi possível observar a existência de um histograma composto por frequência constante (variável v), tendo em vista que nessa interface todos os ensaios levantados foram realizados com uma velocidade de inclinação da rampa de 3°/min, o que está de acordo com a NBR 12957-2 (ABNT, 2013). Já para a para a variável tensão normal (σ_n), como era esperado, as classes observadas estão divididas entre as amplitudes de 1 a cerca de 6 kPa, ou seja, tensões mais baixas do que as observadas na interface GG-CDC. O ensaio de plano inclinado é mais indicado para tensões mais baixas conforme prevê a literatura (Palmeira et al. 2002; Carbone et al., 2015; Sánchez, 2018; Pavanello et al., 2022; Cazzuffi et al., 2022; Ferreira et al., 2023).



(a) (b)

Figura 2 – Histogramas das variáveis estudadas nas interfaces – (a) SG-PI e (b) GG-PI.

3.3 Comparação entre os resultados obtidos para os ensaios CDC e PI

3.3.1 Correlações obtidas para a interface Areia-Geomembrana – Ensaios CDC e PI

Conforme explanado no início deste artigo, o banco de dados avaliado foi composto por ensaios CDC e PI, considerando interfaces de geomembranas com areias e geotêxteis. A Tabela 3.1 mostra um resumo comparativo dos resultados das correlações obtidas para as interfaces SG-CDC e SG-PI, as quais foram obtidas pela Matriz de Correlação de Pearson.

Tabela 3.1 – Comparação por interface das correlações obtidas nesta pesquisa utilizando a Matriz de Pearson.

Interface	Variável	Valor da correlação (Matriz de Pearson)	Classificação da correlação (Pant & Ramana, 2021)
SG-CDC	ϕ_s	0,52	Forte
	h_G	0,42	Moderada
	A_c	0,21	Moderada
	PVC	0,15	Fraca
	LDPE	0,12	Fraca
	I_D	0,09	Muito fraca
	C_c	0,056	Muito fraca
	σ_n	0,025	Muito fraca
	v	0,0052	Muito fraca
	D_{50}	-0,019	Muito fraca
	C_u	-0,055	Muito fraca
	ρ_s	-0,064	Muito fraca
	t_{GM}	-0,18	Fraca
	HDPE	-0,19	Fraca
SG-PI	h_G	0,67	Forte
	ϕ_s	0,40	Moderada
	C_u	0,38	Moderada
	v	0,25	Moderada
	I_D	0,18	Fraca
	LDPE	0,16	Fraca
	A_c	0,15	Fraca
	HDPE	0,059	Muito fraca
	D_{50}	0,054	Muito fraca
	PVC	-0,12	Fraca
	ρ_s	-0,15	Fraca
	t_{GM}	-0,18	Fraca
	σ_n	-0,20	Fraca
	C_c	-0,27	Moderada
	PVC	-0,12	Fraca
	ρ_s	-0,15	Fraca
	t_{GM}	-0,18	Fraca
	σ_n	-0,20	Fraca
	C_c	-0,27	Moderada

Conforme pode ser visto na Tabela 3.1, para a interface a interface SG-CDC, a única variável que apresentou uma correlação forte e positiva com o ângulo de atrito de interface (ϕ_{int}) foi o ângulo de atrito do solo (ϕ_s), sendo que na interface SG-PI essa variável recebeu uma classificação moderada e positiva. Algumas pesquisas já evidenciaram que o ângulo de atrito do solo possui grande influência na resistência de interface (Vangla, et al., 2017; Namjoo et al., 2020; Wang et al., 2022; Costa Junior & Lodi, 2023) e por isso correlações mais altas já eram esperadas nesta pesquisa. A diferença de correlação encontrada entre as interfaces supracitadas pode estar ligada ao nível de tensão com a qual os ensaios foram realizados. No ensaio PI, as tensões costumam ser mais baixas do que no ensaio CDC conforme explicada Sanchez (2018) e, consequentemente, o ϕ_s terá uma influência menor na resistência de interface, tendo em vista que os grãos estarão submetidos a uma carga menor no momento da formação de sulcos nas geomembranas, justificando assim a correlação moderada e não forte obtida para SG-PI.

Para a variável altura da rugosidade (h_G), a correlação obtida foi classificada como forte positiva e moderada positiva na interface PI-SG e CDC-SG, respectivamente. A diferença encontrada se justifica principalmente devido às diferentes formas que ocorre a interação na interface em cada tipo de ensaio, conforme explica Frost

et al. (2012). No ensaio CDC, por exemplo, quando se tem tensões normais mais baixas é possível notar um imbricamento menor e, portanto, o mecanismo ocorre de forma superficial, diferentemente do que ocorre para tensões normais mais altas, tendo em vista que as interações ocorrem em nível interno tendo em vista o aumento do imbricamento dos grãos (Bacas, 2009). No ensaio PI esse mecanismo ocorre em três fases distintas, a saber, fase estática, fase transitória e fase transitória não estabilizada (Pitanga et al., 2009).

A altura das asperezas da geomembrana é umas das variáveis que mais influenciam a resistência de interface (Igzin, 1997; Blond & Elie, 2006; Afonso, 2009; Vangla et al. 2017; Sánchez, 2018; Araújo et al., 2022; Tanga, 2022; Tanga et al. 2023; Ferreira et al., 2023; Costa Júnior & Lodi, 2023).

3.3.2 Correlações obtidas para a interface Geotêxtil-Geomembrana – Ensaios CDC e PI

Em relação às interfaces com geotêxteis, a Tabela 3.2 mostra um resumo comparativo dos resultados das correlações obtidas para as interfaces GG-CDC e GG-PI, também obtidos pela Matriz de Correlação de Pearson.

Tabela 3.2 – Comparação por interface das correlações obtidas nesta pesquisa utilizando a Matriz de Pearson

Interface	Variável	Valor da correlação (Matriz de Pearson	Classificação da correlação (Pant & Ramana, 2021)
GG-CDC	h_G	0,93	Forte
	t_{GM}	0,53	Forte
	A_c	0,25	Moderada
	LDPE	0,042	Muito fraca
	σ_n	0,035	Muito fraca
	HDPE	-0,042	Muito fraca
	M_A	-0,043	Muito fraca
	v	-0,091	Muito fraca
GG-PI	A_c	0,76	Forte
	M_A	0,18	Fraca
	σ_n	-0,25	Moderada
	v	-0,52	Forte
	t_{GM}	-0,76	Forte
	h_G	-	-

Para as interfaces GG-CDC observou-se novamente a forte influência da variável altura da rugosidade (h_G), a qual apresentou uma correlação forte e positiva (+0,93) com o ângulo de atrito de interface (ϕ_{int}). Essa correlação forte pode ser explicada pelo efeito de gancho e laço (Hebeler et al., 2005; Sánchez, 2018; Abdelaal & Solanki, 2022; Lin et al., 2023).

Por sua vez, para as interfaces GG-PI, não foram analisadas geomembranas texturizadas. Porém, é importante evidenciar qual a variável se tornaria a dominante no caso em que não existam rugosidades no material analisado. A presente pesquisa concluiu que nesse caso a variável área de contato (A_c) alcançaria uma predominância primária como variável que mais influencia o $\phi_{int,}$ resultando numa correlação de +0,76. Nesse aspecto, a importância da A_c foi reportada por outros autores (Igzin, 1997; Igzin & Wasti, 1998; Sánchez, 2018), demonstrando que o resultado obtido se mostra coerente.

Comparando as variáveis área de contato (A_c) foi possível observar que em ambas as interfaces os resultados de correlação foram positivos, as quais foram classificadas como forte e moderada para as interfaces GG-CDC e GG-PI, respectivamente. Dessa forma, notou-se que a área de contato é um fator importante de ser avaliado

nos ensaios de resistência de interface e isso também foi concluído por outros estudos (Izgin & Wasti, 1998; Bilgin et al., 2011; Sánchez, 2018). De acordo com essa literatura, é esperado que ocorra um aumento do ϕ_{int} com o aumento da A_c. Esse fato pode ser utilizado como justificativa para explicar o porquê da correlação positiva forte nos ensaios PI e a correlação positiva moderada nos ensaios CDC, tendo em vista que as áreas utilizadas nos ensaios CDC são menores.

4 CONCLUSÕES

Este artigo avaliou o uso da estatística para estudar a influência de diferentes variáveis na resistência ao cisalhamento da interface entre areias e geotêxteis em contato com diferentes tipos de geomembranas. Com base nos resultados, as seguintes conclusões podem ser ressaltadas:

- Foi observado que os parâmetros que mais influenciam a resistência da interface nos testes SG-CDC foram o ângulo de atrito do solo (ϕ_s) e a altura da rugosidade da geomembrana (h_G). Também foi possível concluir que, para interfaces SG-CDC, 7,15% das correlações exibiram correlações fortes e moderadas, 35,70% foram fracas e 50% das correlações foram muito fracas.
- Por outro lado, para o ensaio de plano inclinado (PI), foi observado que os parâmetros que mais influenciaram a resistência da interface para SG-PI foram h_G e ϕ_s. Para a interface SG-PI, apenas h_G mostrou uma correlação forte, com 29%, 50% e 14% das variáveis classificadas como moderadas, fracas e muito fracas, respectivamente.
- É importante destacar que os parâmetros que apresentam correlações muito fracas podem indicar que o comportamento em relação a ϕ_{int} é não linear. Estudos adicionais seriam necessários para investigar esse comportamento, pois a não linearidade não foi o foco deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2013). NBR ISO 12957.2: Geossintéticos - Determinação das características de atrito. Parte 2: Ensaio de Plano Inclinado. Rio de Janeiro: ABNT, 2013. 16 p.

Afonso, M.R.F.L. (2009). Ensaios de corte directo na caracterização da interface solo-geossintético: efeito da variação da tensão normal. Dissertação de Mestrado, Universidade de Porto, Portugal, 82 p.

Araújo, G. L. S; Sánchez, N. P; Palmeira, E. M; Almeida, M. G. G. (2022). Influence of micro and macroroughness of geomembrane surfaces on soil-geomembrane and geotextile-geomembrane interface strength. Geotextiles and Geomembranes, v. 50 (2022): 751–763.

Adbdelaal, F. B; Solanki, R. (2022). Effect of geotextile ageing and geomembrane surface roughness on the geomembrane-geotextile interfaces for heap leaching applications. Geotextiles and Geomembranes v. 50 (2022): 55-68.

Bacas, A. B. M. (2009). Comportamiento resistente al deslizamiento de geosintéticos. Tesis de Doctorado. Universidad de Cantabria. España. 474p.

Bilgin, Ö; P.E., M. ASCE. (2011). Viscoelastic Contact Characteristics of Soil-Geomembrane Interfaces. Geo-Frontiers, v. (2011): 2092-2100.

Blond, E; Elie, G. (2006). Interface shear-strength properties of textured polyethylene geomembranes. 59th Canadian Geotechnical Conference, Quebec, Canada, (59): 898-904.

Cazzuffi, D; Recalcati, P; Calvanaro, L. S; Marelli, S. (2022). A review of direct shear and inclined plane tests results for different interfaces in landfill capping. Detritus, 20 (2022), 100-111.

Costa Junior, S. L; Lodi, P. C. (2023). Assessment of the interface shear strength between HDPE geomembrane and tropical soil by the direct shear test. Contribuciones a Las Ciencias Sociales, São José dos Pinhais, v.16, n.8, p. 9902-9915.

Daciolo, L. V. P; Correia, N.S; Boscov, M. E. G. (2021). Extensive database of MSW shear strength parameters obtained from laboratorial direct shear tests: Proposal for data classification. Waste Management, v.140, 245259.

Fleming, I.R; Sharma, J.S; Jogi, M.B. (2006). Shear strength of geomembrane–soil interface under unsaturated conditions. Geotextiles and Geomembranes, v. 24(5): 274-284.

Ferreira, F. B; Fernandes, F; Vieira, C. S. (2023). Soil-geosynthetic interface shear behaviour: Insights from inclined plane and direct shear tests. Geosynthetics: 12 International Conference on Geosynthetics - Leading the Way to a Resilient Planet, v. (1): 418-224.

Frost, D.J., Kim, D. & Lee, S.W. (2012). Microscale geomembrane-granular material interactions. KSCE Journal of Civil Engineering, v. 16(1): 79-92.

Hebeler, G., Frost, J. & Myers, A. (2005). Quantifying hook and loop interaction in textured geomembrane-geotextile systems. Geotextiles and Geomembranes, v. 23(1): 77-105.

Igzin, M. (1997). Geomembrane-sand interface friction. Master's thesis, Middle East Technical University of Turkey, 171 p.

Jahanfar, A. (2017). A novel risk assessment method for landfill slope failure: Case study application for Bhalswa Dumpsite, India. Waste Management & Research, v. 35(3), p. 220-227.

Lalarakotoson, S; Villard, P; Gourc, J.P. (1999). Shear strength characterization of geosynthetic interfaces on inclined planes. Geotechnical Testing Journal, v. 4(22): 284-291.

Lin, H., Gong, X., Zeng, Y., Zhou, C. (2023). Experimental study on the effect of temperature on HDPE geomembrane/ geotextile interface shear characteristics. Geotextiles and Geomembranes, Available online 28 December 2023.

Mello, L.G.R. De. (2001). Estudo da interação solo-geossintético em taludes de obras de disposição de resíduos. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasil, 137 p.

Namjoo, A. M; Jafari, K; Toufigh, V. (2020). Effect of particle size of sand and surface properties of reinforcement on sand-geosynthetics and sand–carbon fiber polymer interface shear behavior. Transportation Geotechnics, v. 24 (2020):100403

Pant, A; Ramana, G. V. (2021). Novel application of machine learning for estimation of pullout coefficient of geogrid. Geosynthetics International, v. 29 (4): 342-355.

Pavanello, P; Carrubba, P; Moraci, N. (2022). Geosynthetic Interface Friction at Low Normal Stress: Two Approaches with Increasing Shear Loading. Applied Sciences, v. 12 (3): 1065.

Petrovic, I. (2016). Mini-review of the geotechnical parameters of municipal solid waste: Mechanical and biological pre-treated versus raw untreated waste. Waste Management & Research, v. 34 (9): 840–850.

Pitanga, H.N., Gourc, J. P; Vilar, O.M. (2009). Interface shear strength of geosynthetics: evaluation and analysis of inclined plane tests. Geotextiles and Geomembranes, v. 27(6): 435-446.

Sánchez, N. P. (2018). Estudo de alguns aspectos que influenciam a aderência entre geossintéticos e diferentes materiais. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 190 p.

Tanga, A.T; Araújo, G.L.S; Evangelista Jr, F; Gomes, R.M.S. (2023). Machine Learning for soil-geosynthetic interface shear strength analysis. 12 International Conference on Geosynthetics, v. (1): 705-710.

Tanga, A. T. (2022). Machine learning for geomembrane-sand interface analysis. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 84 p.

Vangla, P; Latha, G. M. (2017). Surface topographical analysis of geomembranes and sands using a 3D optical profilometer. Geosynthetics International, v. 2(24): 151-166.

Wang, R; Ong, D. E. L; Peerun, M; Jeng, D. S. (2022). Influence of surface Roughness and particle characteristics on soil-structura interactions: a state-of-the-art review. Geosciences, 12(145): 1-36.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/732

Influência da Textura de Geomembranas na Resistência de Interface com Solo Argiloso

Henrique Rodrigues Lopes
Mestre, EESC/USP, São Carlos/SP, Brasil, E-mail: eng.henriquelopes@usp.br

Jefferson Lins da Silva
Professor Associado, EESC/USP, São Carlos/SP, Brasil, E-mail: jefferson@sc.usp.br

RESUMO: Apesar da crescente utilização de geossintéticos em obras de engenharia, o comportamento dos materiais poliméricos inseridos no solo é complexo, e a diversidade de produtos disponíveis no mercado dificulta a padronização e previsão do comportamento da interação. Portanto, compreender os principais mecanismos físicos envolvidos em uma interação solo-geossintético, bem como as características físicas e mecânicas dos materiais que mais impactam nos resultados, é essencial para promover interações mais eficientes e contribuir para o desenvolvimento de geossintéticos com propriedades direcionadas. Neste artigo foram realizados ensaios para estimar a resistência de interface envolvendo um solo laterítico coesivo e dois tipos de geomembranas, uma lisa e outra texturizada, em equipamento de cisalhamento direto com a caixa de cisalhamento medindo 300 mm x 300 mm em um modelo de área reduzida. O objetivo do estudo foi mensurar a influência do tipo de superfície da geomembrana nos parâmetros de resistência de interface solo-geossintético. Os resultados indicaram que o ângulo de atrito de interface diminuiu de 31.1° na interface solo-geomembrana texturizada para 8.9º na interface solo-geomembrana lisa. A redução também ocorreu para a adesão, esta de 9.1kPa tornou-se nula. Além disso, os resultados evidenciaram que a interação entre o solo coesivo e a geomembrana texturizada apresentou parâmetros de resistência de interface superiores aos parâmetros de resistência interna do solo.

PALAVRAS-CHAVE: Cisalhamento direto, Argila laterítica, Parâmetros de interface, Interação solo-geossintético, Solo tropical.

ABSTRACT: Despite the increasing use of geosynthetics in engineering works, the behavior of polymeric materials inserted into the soil is complex, and the variety of products available in the market hinders standardization and prediction of interaction behavior. Therefore, understanding the main physical mechanisms involved in soil-geosynthetic interaction and the physical and mechanical characteristics of the materials that most impact the results is essential to promote more efficient interactions and contribute to the development of geosynthetics with targeted properties. This article conducted tests to estimate interface resistance involving cohesive lateritic soil and two types of geomembranes, one smooth and the other textured, using a direct shear apparatus with a shear box measuring 300 mm x 300 mm in a reduced area model. The study aimed to measure the influence of the geomembrane surface type on soil-geosynthetic interface resistance parameters. The results indicated that the interface friction angle decreased from 31.1° in the textured soil-geomembrane interface to 8.9º in the smooth soil-geomembrane interface. The reduction also occurred for adhesion, which decreased from 9.1 kPa to zero. Additionally, the results showed that the interaction between cohesive soil and textured geomembrane resulted in interface resistance parameters superior to the internal soil resistance parameters.

KEYWORDS: Direct shear, Lateritic clay, Interface parameters, Soil-geosynthetic interaction, Tropical soil.

1 INTRODUÇÃO

Os geossintéticos, definidos por Martins (2014) como "materiais feitos de polímeros sintéticos que são colocados sobre ou dentro dos solos e podem desempenhar várias funções", destacam as vantagens do avanço tecnológico na engenharia de materiais, especialmente na engenharia geotécnica. Além de possibilitar a substituição de recursos naturais, os geossintéticos melhoram a resposta do solo às demandas específicas.

Segundo Effendi (2011) e Fleming et al. (2006), o emprego de materiais geossintéticos tem se tornado cada vez mais comum em obras de engenharia civil, com ênfase nas geomembranas, que se destacam como um dos geossintéticos mais amplamente utilizados em diversas aplicações. A principal função de uma geomembrana é servir como barreira para o fluxo de líquidos e/ou vapor, embora também possa desempenhar o papel de material de separação.

De acordo com Zhou et al. (2020), as geomembranas podem ser feitas de diferentes polímeros, incluindo poliéster (PES), polietileno (PE) e polipropileno (PP). A mais comum é a geomembrana de polietileno de alta densidade (PEAD), caracterizada por ser um material com baixíssima permeabilidade e com alta resistência, feita de resina de polietileno com uma fórmula específica e processamento adicional. Existem dois tipos específicos: as geomembranas lisas e as texturizadas.

Segundo Junior (2023), ao instalar a geomembrana sobre a camada de solo, uma zona de contato entre os materiais é gerada. Nesta zona de contato, a tensão normal, também chamada de tensão confinante, contribui para a surgência de uma força que impede o movimento relativo entre os dois materiais, conhecida como força de cisalhamento. A resistência ao cisalhamento é uma função que depende do ângulo de atrito entre os dois materiais, chamado de ângulo de atrito de interface, e da adesão, que é um parâmetro que se assemelha a coesão aparente do solo. Estes parâmetros dependem tanto das características do solo (granulometria, teor de umidade, grau de compactação, entre outros) quanto da geomembrana (matéria-prima e textura do material).

A utilização dos geossintéticos oferece inúmeras vantagens para os envolvidos na indústria da construção civil, incluindo empreiteiros, projetistas e proprietários (MARTINS, 2014). Ainda que haja inúmeras vantagens na utilização do geossintético, vale ressaltar que existe a necessidade de uma melhor compreensão do comportamento destes materiais quando inseridos na massa de solo (interação entre solo e geossintético). A vasta quantidade de materiais disponíveis em mercado, com propriedades e finalidades distintas, promove diversas interfaces de estudo com diferentes mecanismos de interação e comportamento.

Dessa forma, neste artigo são apresentados os resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados utilizando um equipamento em grande escala (300 mm x 300 mm) com condições de contorno bem estabelecidas e fundamentadas em aplicações práticas para um solo coesivo (argila laterítica).

O presente artigo teve como objetivo mensurar a influência do tipo de superfície da geomembrana nos parâmetros de resistência de interface solo-geossintético.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Diante a natureza do estudo, o método de pesquisa tem uma abordagem quantitativa através de pesquisa básica experimental com objetivo exploratório, ou seja, é um estudo desenvolvido de forma prática em laboratório. Os materiais utilizados na campanha de ensaios foram: dois tipos de geomembranas de PEAD, uma lisa e outra texturizada, e um tipo de solo, argila laterítica.

2.1 Informações gerais sobre os materiais

2.1.1 Solo

As amostras do solo coesivo (argila laterítica) foram coletadas no Distrito de Bonfim Paulista, na cidade de Ribeirão Preto – SP, provindas de uma escavação para subsolo de um edifício comercial, na região Sul, com coordenadas aproximadas de 21°13'28.2"S 47°48'55.8"W.

A Figura 1 ilustra o solo, enquanto a Tabela 1 fornece a caracterização do solo.

Figura 1. Solo coesivo.

Tabela 1. Características do solo coesivo.

Propriedades	Normativa	Solo
Distribuição de tamanho de partícula	NBR 7181	Argila siltosa laterítica
Peso específico aparente seco máximo – $\gamma_{d,max}$	NBR-7182	1.58 g/cm³
Umidade ótima – ω_{ot}	NBR-7182	27.8%
Limite de plasticidade – LP	NBR 7180	54
Limite de liquidez – LL	NBR 6459	30

2.1.2 Geomembranas

Para a campanha de ensaios, foram empregados dois tipos de geomembranas, lisa (GM1) e texturizada (GM2), ambas de PEAD (Polietileno de Alta Densidade). Essas geomembranas são fabricadas utilizando o processo de extrusão por matriz plana. A Figura 2 ilustra essas amostras de geomembrana, enquanto as propriedades são apresentadas na Tabela 2.

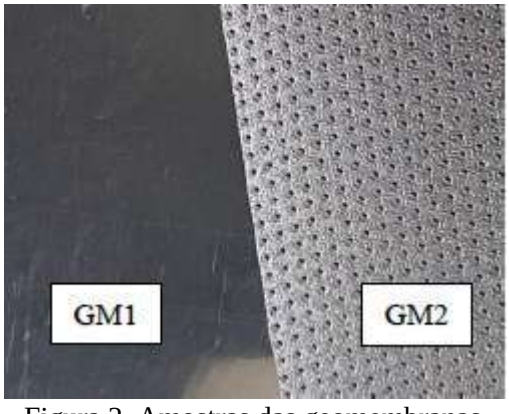


Figura 2. Amostras das geomembranas.

Tabela 2. Características das geomembranas.

Propriedades	Normativa	GM1	GM2
Tipo	-	Lisa	Texturizada
Material de fabricação	-	PEAD	PEAD
Espessura	ASTM D5994	1.5 mm	1.5 mm
Altura de aspereza	ASTM D7466	-	0.4 mm
Densidade	ASTM D1505/D792	0.94 g/cm³	0.94 g/cm³
Resistência à tração na ruptura	ASTM D6693	40 kN/m	16 kN/m
Resistência ao Puncionamento	ASTM D4833	480 N	400 N
Resistência ao Rasgo	ASTM D1004	187 N	187 N

2.2 Método experimental

2.2.1 Dispositivo de ensaio

O equipamento de cisalhamento direto utilizados neste estudo foi desenvolvido no Laboratório de Geossintéticos da Universidade de São Paulo em São Carlos – SP. O equipamento é de grandes dimensões, e os ensaios são conduzidos com meias-caixas de mesma área (ensaio de área reduzida), 300 mm x 300 mm, com adaptações feitas com base nas especificações recomendadas pela NBR ISO 12957-1. A Figura 3 ilustra o equipamento.

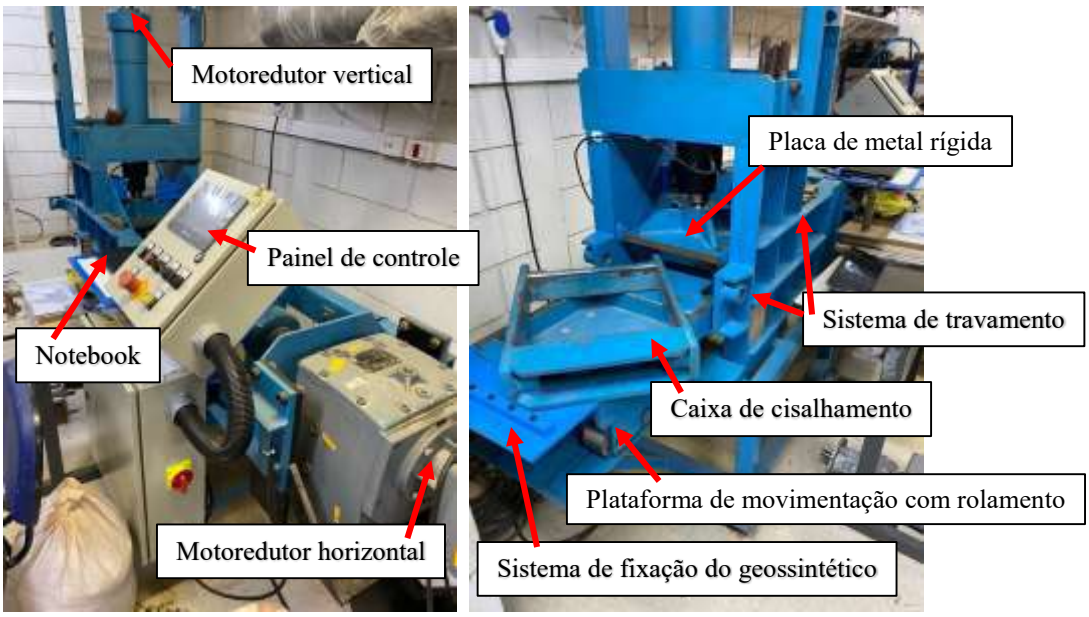


Figura 3. Detalhes do equipamento.

2.2.2 Procedimentos de ensaio

A montagem do ensaio envolve, em termos simplificados, colocar duas camadas da mistura de solo ou do suporte rígido na meia-caixa inferior. Posteriormente, o geossintético é fixado nesta caixa, as partes metálicas de ambas as caixas são lubrificadas, e a meia-caixa superior é posicionada sobre a inferior, preenchendo-a com duas camadas de solo. A compactação deve ser realizada entre as camadas.

Uma vez que a montagem do ensaio estiver completa, as caixas são movidas para o pistão de carga horizontal, fixadas com um pino, e através do sistema automatizado, é iniciada a descida da placa rígida responsável por aplicar a carga vertical.

A carga vertical é aplicada por 60 min antes de iniciar o movimento horizontal da meia-caixa inferior. Este intervalo de tempo é suficiente para estabilizar os deslocamentos verticais da placa de carga. O deslocamento máximo, correspondente ao fim do ensaio, é de 50 mm (16.5% da largura da caixa).

Para a mesma interface, são necessários quatro ensaios para determinar o envelope de resistência. Esses ensaios devem ser conduzidos com tensões verticais constantes de 50, 100 e 150 kPa, com dois ensaios a 100 kPa. Após a conclusão de cada ensaio, os materiais devem ser removidos e uma nova montagem deve ser realizada.

2.2.3 Condições de ensaio

As condições de contorno para os ensaios são as seguintes:

- Velocidade padrão de 1 mm/min;
- Tensões normais de 50, 100 e 150 kPa;
- Para solos coesivos: Teor de umidade ótimo (±1%) e compactação padrão Proctor de 98% (±2%);
- Fim do ensaio: 50 mm.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Foram realizadas três tipos de interações: a primeira sendo “solo – solo”, a segunda “solo – GM1”, e a terceira entre o “solo – GM2”.

3.1 Solo – Solo

Conforme mostrado na Figura 4.a, o ensaio de cisalhamento direto revelou um comportamento de ruptura plástica, com a ausência de uma distinção clara entre a tensão cisalhante de pico e a residual. A tensão de cisalhamento foi crescente à medida que o ensaio se desenvolveu, tendendo a se estabilizar ao longo do tempo.

Os parâmetros de resistência foram derivados da envoltória de resistência Mohr-Coulomb apresentada na Figura 4.b, com um ângulo de atrito interno de pico de 27.0° e uma coesão de 8.9 kPa.

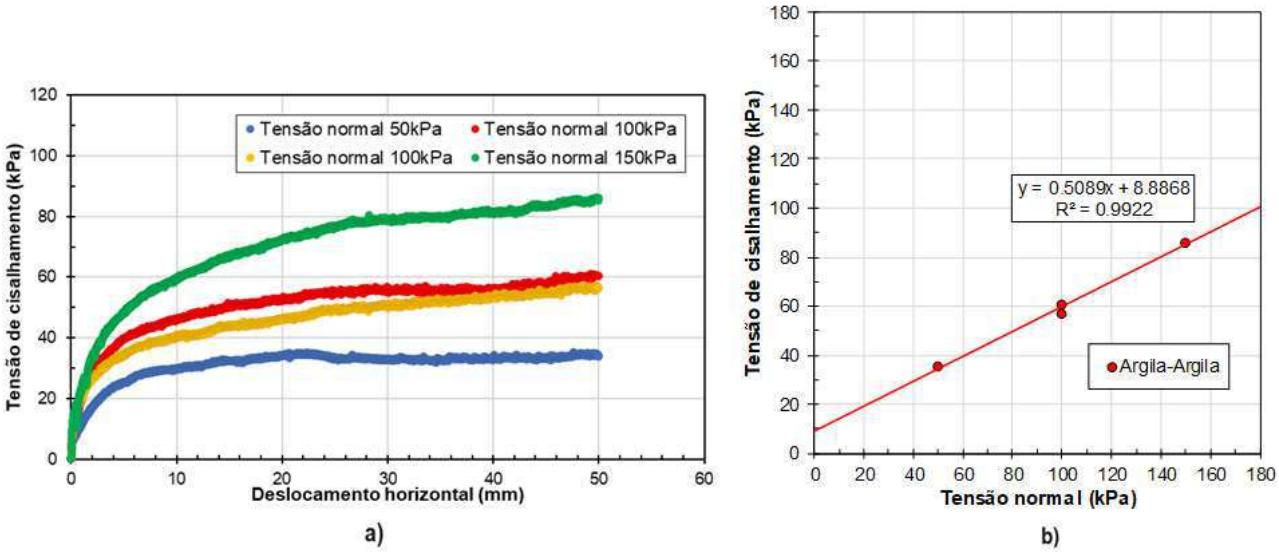


Figura 4. Interface Argila-Argila (GC=98% P.N.). a) Deslocamento horizontal x Tensão de Cisalhamento; b) Envoltória de resistência de pico.

3.2 Solo – GM1

Como ilustrado na Figura 5.a, foi verificado que o ensaio de cisalhamento direto forneceu uma curva com uma distinção bem definida entre a tensão de cisalhamento de pico máxima e a tensão de cisalhamento residual. Vale ressaltar que nenhuma resistência de interface foi mobilizada para a tensão normal de 50 kPa, tornando necessária a realização de um ensaio com uma tensão de 75 kPa.

Os parâmetros de resistência foram derivados da envoltória de resistência Mohr-Coulomb apresentada na Figura 5.b, com um ângulo de atrito de interface de 8.9° e uma adesão nula.

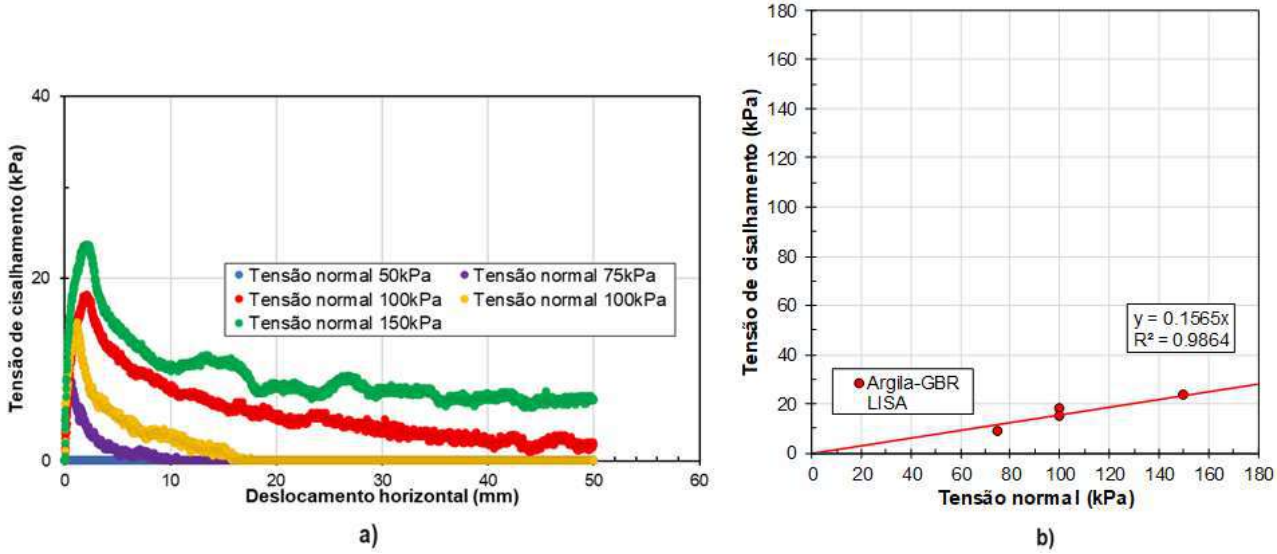


Figura 5. Interface Argila-Geomembrana lisa (GC=98% P.N.). a) Deslocamento horizontal x Tensão de Cisalhamento; b) Envoltória de resistência de pico.

3.3 Solo – GM2

Foi observado, conforme apresentado na Figura 6.a, que o ensaio de cisalhamento direto não apresentou uma tensão de cisalhamento de pico evidente para 100 e 150 kPa; ao contrário, a tensão foi aumentando progressivamente até o final do ensaio, sem a ocorrência de uma ruptura visível. Por outro lado, no ensaio com tensão confinante de 50 kPa a tensão cisalhante tendeu a constância próximo do fim do ensaio, entre 45-50 mm, contudo, também sem ruptura visível, representando uma "ruptura plástica".

Os parâmetros de resistência foram derivados da envoltória de resistência Mohr-Coulomb apresentada na Figura 6.b, com um ângulo de atrito de interface de 31.1° e uma adesão de 9.1 kPa.

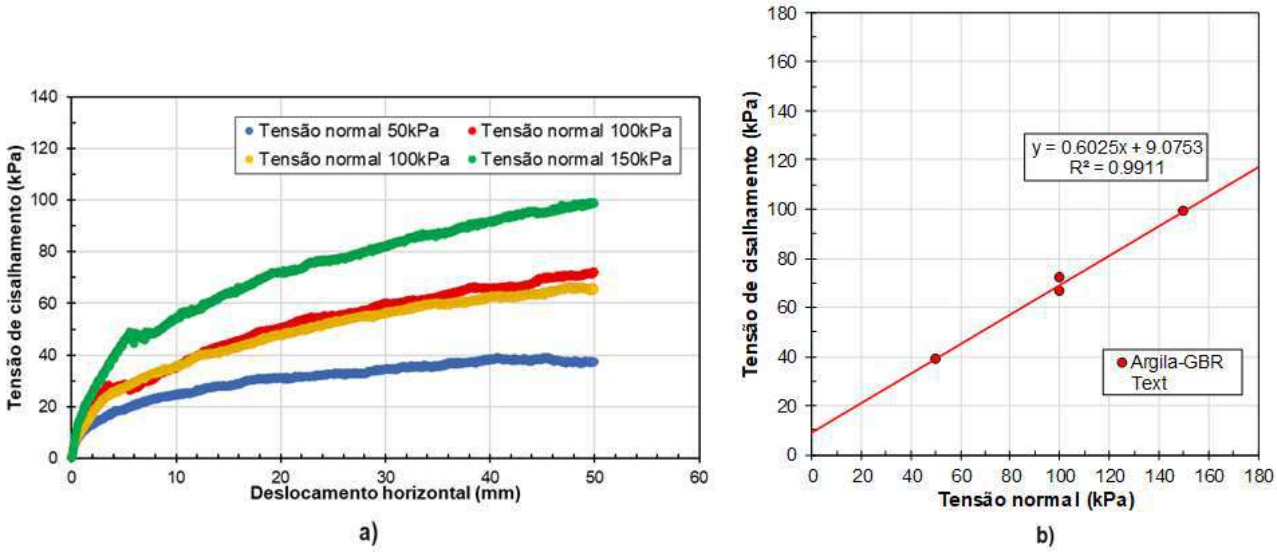


Figura 6. Interface Argila-Geomembrana texturizada (GC=98%P.N.). a) Deslocamento horizontal x Tensão de Cisalhamento; b) Envoltória de resistência de pico.

3.4 Comparação dos resultados

Ao comparar os parâmetros de interface com os parâmetros internos do solo, os quais foram obtidos pela envoltória de resistência Morh-Coulomb conforme apresentada na Figura 7, observou-se que para a interação "solo – GM1", houve uma redução de 67.0% no ângulo de atrito e uma redução completa (100%) na adesão. Para a interação "solo – GM2", houve um aumento de 15.2% no ângulo de atrito e um aumento de 2.2% na adesão.

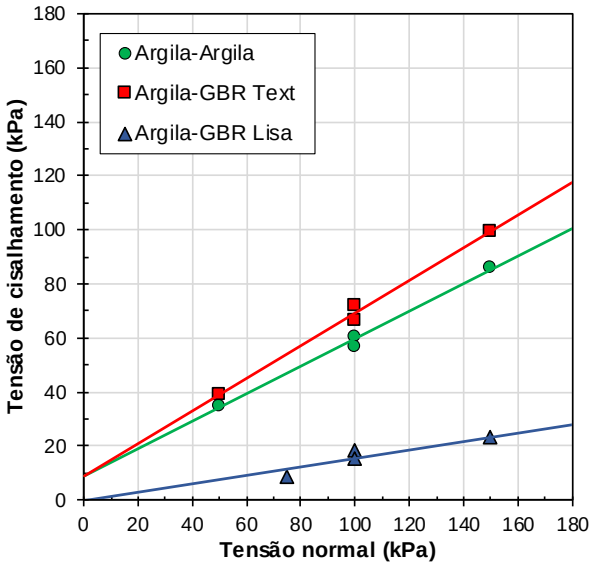


Figura 7. Comparação entre envoltórias de resistência.

4 CONCLUSÕES

Com base nos resultados desta investigação e dentro das limitações impostas pelo número de ensaios realizados, as seguintes conclusões podem ser apresentadas:

- Para a interação com a geomembrana lisa, o solo argiloso laterítico não apresentou bom desempenho; a eficiência da interação foi baixa, anulando qualquer efeito da adesão, e o ângulo de atrito de interface diminuiu em 67% em comparação com o ângulo de atrito interno do solo coesivo. Além disso, em baixas tensões de confinamento, não foi observada mobilização de resistência;

- A interface do geossintético influenciou significativamente os resultados da interação. Para a geomembrana texturizada a eficiência foi maior, sendo que nesta o ângulo de atrito de interface aumentou em 15.2% e a adesão em 2.2% em comparação com o ângulo de atrito interno do solo coesivo;

- O ângulo de atrito de interface diminuiu de 31.1° na interface "solo – GM2" para 8.9º na interface "solo – GM1". A redução também ocorreu para a adesão, esta de 9.1kPa tornou-se nula;

- Os resultados evidenciaram que a interação entre o solo argiloso laterítico e a geomembrana texturizada apresentou parâmetros de resistência de interface superiores aos parâmetros de resistência interna do solo.

AGRADECIMENTOS

Nossos agradecimentos à CAPES, pelo financiamento da pesquisa; ao Laboratório de Geossintéticos da EESC/USP, por toda a estrutura disponibilizada; a empresa OBER S/A pelos geossintéticos fornecidos; ao Edifício VOX Corporate, pela amostra de solo doada e ao laboratório técnico UNITEC Engenharia Civil, por ter se prontificado em realizar os ensaios de caracterização da amostra de solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. Solo – *Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 7181. *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182. *Solo – Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR ISO 12957-1. *Geossintéticos – Determinação das características de atrito. Parte 1: Ensaio de cisalhamento direto*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2020) ASTM D792. Standard test methods for density and specific gravity (relative density) of plastics by displacement. In: ASTM International. West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

ASTM International (2021) ASTM D1004. Standard test method for tear resistance (graves tear) of plastic film and sheeting. In: ASTM International. West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

ASTM International (2018) ASTM D1505. Standard test method for density of plastics by the density-gradient technique. In: ASTM International. West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

ASTM International (2020) ASTM D4833. Standard test method for index puncture resistance of geomembranes and related products. In: ASTM International. West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

ASTM International (2021) ASTM D5994. Standard test method for measuring core thickness of textured geomembranes. In: ASTM International. West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

ASTM International (2020) ASTM D6693. Standard test method for determining tensile properties of nonreinforced polyethylene and nonreinforced flexible polypropylene geomembranes. In: ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

ASTM International (2015) ASTM D7466. Standard Test Method for Measuring Asperity Height of Textured Geomembranes. In: ASTM International. West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

Effendi, R. Interface friction of smooth geomembranes and Ottawa sand. Info Teknik, 12 (1), 61 – 72, 2011.

Fleming, I.R., Sharma, J.S., Jogi, M.B. (2006). Shear strength of geomembrane-soil interface under unsaturated conditions. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 24, No. 5, pp. 274-284, Elsevier.

Junior, S.L.C., Ardila, M.A.A., Palomino, C.F., Silva, J. L. Analysis of Textured Geomembrane–Soil Interface Strength to Mining Applications. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering (2023) 9:3, 2022. https://doi.org/10.1007/s40891-022-00423-w.

Martins, J. C. A. Caracterização de interfaces entre geossintéticos através de ensaios de corte direto cíclico. 2014. 77 p. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Materiais e Processos de Construção) – Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto, Porto, 2014.

Zhou, L., Zhu, Z., Yu, Z., Zhang, C. Shear Testing of the Interfacial Friction Betweenan HDPE Geomembrane and Solid Waste. Mater., 13, 1 – 16, 2020. https://doi.org/10.3390/ma13071672.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/733

Resistência e rigidez de geomembranas de PEAD expostas em painéis localizados em regiões brasileiras

José Luiz Ernandes Dias Filho
Professor, Universidade Federal do Oeste da Bahia, Barreiras, Brasil, jledfilho@ufob.edu.br

Clever Aparecido Valentin
Técnico, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, cclever@sc.usp.br

Marta Pereira da Luz
Engenheira Civil - Eletrobras Furnas, martaluz@eletrobras.com
Professora, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Brasil

Jefferson Lins da Silva
Professor, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, jefferson@sc.usp.br

RESUMO: As geomembranas de polietileno de alta densidade são aplicadas em obras de proteção e recuperação ambiental com o objetivo de função barreira de fluidos, de modo que a integridade do produto geossintético deve ser avaliado. Este trabalho avaliou geomembranas de 0,8 e 1 mm de PEAD instaladas em painéis situados em três regiões brasileiras ao longo de 4 meses, por meio de ensaios físicos e mecânicos, a saber: densidade, espessura, teor de negro de fumo e resistência à tração. Com base na caraterização física e mecânica, foi possível quantificar que as geomembranas apresentaram variações, com maior destaque para as resistências ao escoamento e à ruptura e as rigidezes de 2, 5 e 10%. Entre os principais aspectos analisados observou-se pequenas variações nas propriedades físicas de espessura e densidade nas amostras, seja para espessura de 0,8 ou 1 mm, com valor mínimo de 97% e máximo de 107% do valor médio. Já para as propriedades mecânicas, as variações ficaram entre 78 e 136% do valor médio. Os teores de negro de fumo podem ter gerado a dispersão nos resultados e, para o período de exposição das amostras no estudo, ficou difícil a evidenciação das variáveis climáticas nas variações dos resultados obtidos. O estudo permite concluir como a espessura e os aditivos estabilizantes são importantes para as geomembranas desempenharem bem as suas funções da forma adequada e dessa forma, deixar claro a necessidade de ser cauteloso com a utilização de espessuras inferiores a 1 mm, mesmo em projetos de baixo risco ambiental.

PALAVRAS-CHAVE: Geomembranas, Durabilidade, Exposição Natural.

ABSTRACT: High density polyethylene geomembranes are applied in environmental protection and recovery works with the objective of fluid barrier function, so the integrity of the geosynthetic product must be evaluated. This paper evaluated 0.8 and 1 mm HDPE geomembranes installed in panels located in three Brazilian regions over the course of 4 months, through physical and mechanical tests, namely: density, thickness, carbon black content and tensile strength. Based on the physical and mechanical characterization, it was possible to quantify that the geomembranes presented variations, with greater emphasis on resistance to flow and rupture and secant tensile stiffness at 2, 5 and 10%. Among the main aspects analyzed were small variations in the physical properties of thickness and density in the samples, whether for a thickness of 0.8 or 1 mm, with a minimum value of 97% and a maximum of 107% of the average value. As for mechanical properties, variations were between 78 and 136% of the average value. Carbon black may have generated dispersion in the results and, for the period of exposure of the samples in the study, it was difficult to highlight climatic variations in the variations in the results obtained. The study allows us to conclude how thickness and stabilizing additive content are important for geomembranes to perform their functions properly and in this way, making clear the need to be cautious with the use of thicknesses of less than 1 mm, even in projects low environmental risk.

KEYWORDS: Geomembranes, Durability, Natural Exposure

1 INTRODUÇÃO

Durante a exposição ao ar livre, os geossintéticos podem estar sujeitos às ações de vento, umidade, chuva ou radiação solar, por exposição prolongada afetando adversamente suas propriedades físicas, mecânicas e/ou hidráulicas, prejudicando as suas propriedades e encurtando a sua vida útil (Dias Filho et al, 2024). Dessa forma, a utilização de geossintéticos em projetos de engenharia vem ganhando espaço, pois se bem dimensionado a sua durabilidade é suficiente para manter suas propriedades funcionais, atendendo aos requisitos de o projeto por sua vida útil

As geomembranas de PEAD (Polietileno de Alta Densidade) tem se tornado cada vez mais comum em diversas aplicações na engenharia civil. Entre eles, projetos de revestimento de aterros sanitários e impermeabilização de reservatórios apresentam necessidade e importância devido às suas propriedades físico-químicas e à sua durabilidade necessárias para se desempenhar sua função (Lavoie et al, 2022; Rowe and Sangam, 2002; Abdelaal et al, 2014). No entanto, a exposição desses materiais às condições ambientais adversas típicas de diversas regiões do Brasil (Dias Filho et al, 2024) pode levar à diminuição das propriedades mecânicas, comprometendo assim a eficácia desses revestimentos.

A resistência e rigidez das geomembranas de PEAD são características fundamentais para garantir a eficácia e desempenho em aplicações geotécnicas. Essas propriedades são essenciais para garantir a integridade desses materiais ao longo do tempo. A exposição a intempéries, como radiação solar, variações térmicas e agentes químicos, pode comprometer essas propriedades, tornando necessário o estudo e a avaliação do comportamento dessas geomembranas em condições reais de exposição.

Este trabalho tem como objetivo investigar a resistência e a rigidez de geomembranas de PEAD expostas em painéis localizados em três diferentes regiões brasileiras: Itumbiara/GO, São Carlos/SP e Além Paraíba/MG (Figura 1). Serão analisadas amostras de geomembranas com espessuras de 0,8 e 1 mm submetidas a condições de intempéries representativas dessas regiões, com o intuito de avaliar os efeitos da exposição prolongada nas propriedades mecânicas desses materiais.

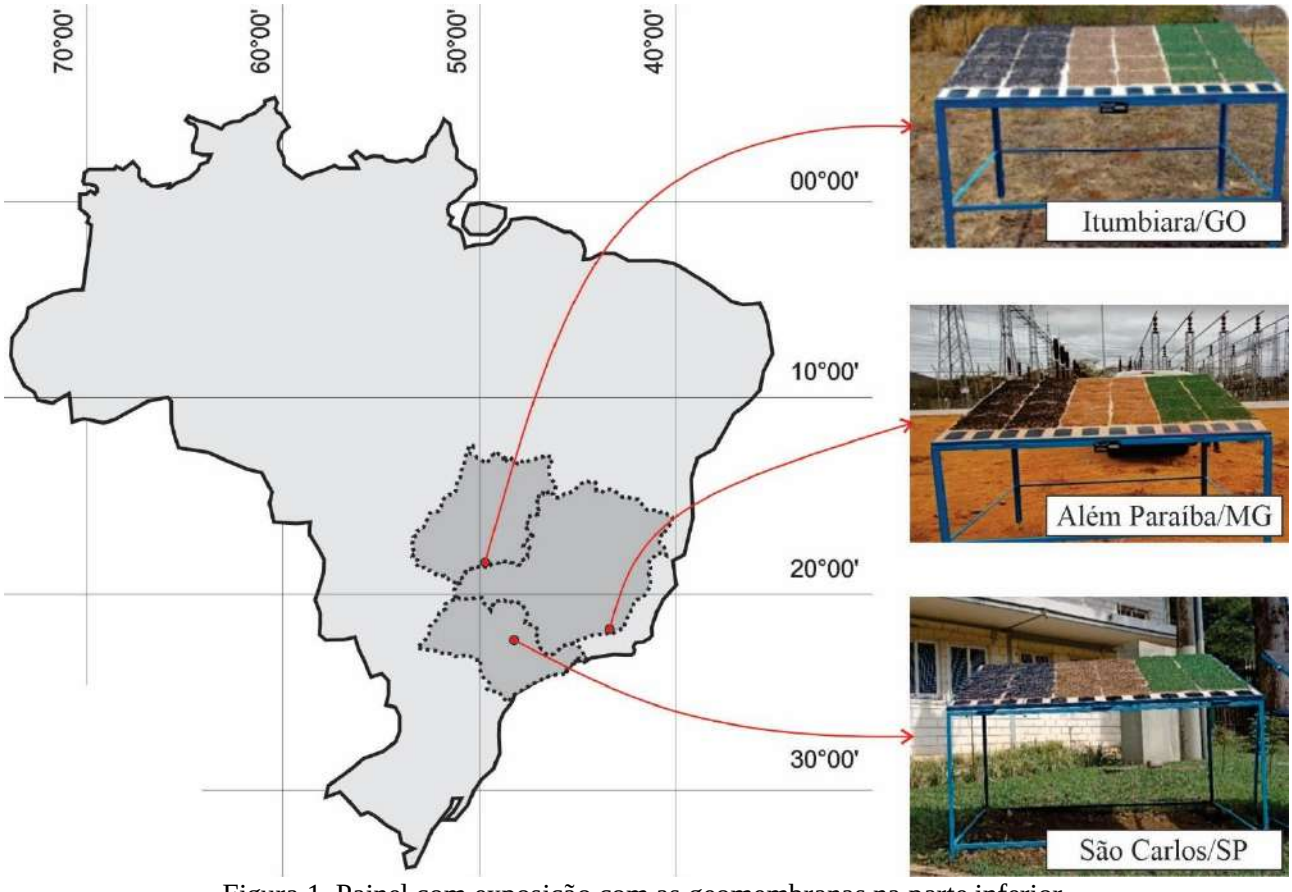


Figura 1. Painel com exposição com as geomembranas na parte inferior.

A compreensão dos fatores que influenciam a resistência e a rigidez das geomembranas de PEAD em condições ambientais brasileiras é fundamental para garantir a eficácia e a durabilidade desses materiais em aplicações geotécnicas. O presente estudo visa contribuir para o avanço nesse campo, fornecendo subsídios técnicos para a seleção e o dimensionamento adequados desses materiais em projetos de engenharia civil no Brasil. Como o local de exposição tem influência direta no seu método de degradação, o objetivo de este estudo aborda (1) a determinação de mudanças nas propriedades físicas e mecânicas das geomembranas, (2) as variações dos resultados conforme a sua espessura e (3) a influência das diferentes condições atmosféricas conforme o intemperismo local.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Geomembranas

Este estudo investiga duas geomembranas fabricadas com poli(etileno) de alta densidade (PEAD) com 0,8 e 1 mm de espessura. O material desta pesquisa contém aditivos estabilizantes para aumentar sua resistência à radiação ultravioleta. Foram realizados ensaios físicos e mecânicos. Os resultados dos ensaios de caracterização das geomembranas são mostrados na Tabela 1. A tabela também indica a faixa de confiança de cada propriedade e desvio padrão.

Tabela 1. Caracterização das geomembranas de 0,8 e 1 mm.

Espessura		0,8 mm			1 mm		
Ensaios	Norma ASTM	Média	C.V.	D.P.	Média	C.V.	D.P.
Espessura (mm)	D5199	0,773	2,620	0,020	1,062	1,566	0,017
Densidade (g/cm³)	D792	0,938	0,040	0,000	0,945	0,038	0,000
Teor de N.F. (%) (W3)	D4218	2,380	0,740	0,020	2,747	1,101	0,030
Teor de N.F. (%) (W4)		0,770	4,240	0,030	1,864	4,206	0,078
T_n a 2% def. (kN/m)		3,475	24,310	0,845	9,690	0,422	0,041
T_n a 5% def. (kN/m)		8,710	4,038	0,352	16,520	0,505	0,083
T_n a 10% def. (kN/m)	D6693	12,270	0,511	0,063	20,530	0,081	0,017
T_n Máx. (kN/m)		24,220	1,622	0,393	32,380	5,710	1,849
$Def._n$ Máxima (%)		1081,000	2,517	27,200	959,100	2,427	23,270
T_t a 2% def. (kN/m)		4,850	21,410	1,038	9,503	7,333	0,697
T_t a 5% def. (kN/m)		9,963	6,411	0,639	16,660	2,719	0,453
T_t a 10% def. (kN/m)	D6693	13,390	1,872	0,251	37,680	0,997	0,375
T_t Máx. (kN/m)		27,110	3,636	0,986	1188,000	0,567	6,730
$Def._t$ Máxima (%)		1212,000	3,020	36,310	37,680	0,997	0,375

C.V. = Coeficiente de Variação (%); D.P. = Desvio Padrão; N.F. = Negro de Fumo; T_n = Tração na direção normal; $Def._n$ = Deformação na direção normal; T_t = Tração na transversal; $Def._t$ = Deformação na direção transversal.

2.2 Condições ambientais

As amostras de geomembranas foram expostas a diferentes condições ambientais utilizando painéis (Figura 2) projetados seguindo as recomendações da ISO 877-1 (2009) e ISO 877-2 (2009) em três localidades no Brasil com diferentes condições climáticas (Tabela 2). Suportes foram utilizados para instalar os corpos de prova nas estruturas de exposição apropriadas, fixando-os no lugar. As inclinações dos painéis são obtidas conforme a latitude do local de exposição e sua direção é para o norte, ou seja, 21,9° para o campo experimental de Simplício, já para a Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) foi 22°, enquanto Itumbiara corresponde a 17,4°. Durante o tempo de exposição, para evitar distorções ou deformações, os corpos de prova foram apoiados em uma mesa de madeira com inclinação determinada pela estrutura de metal.

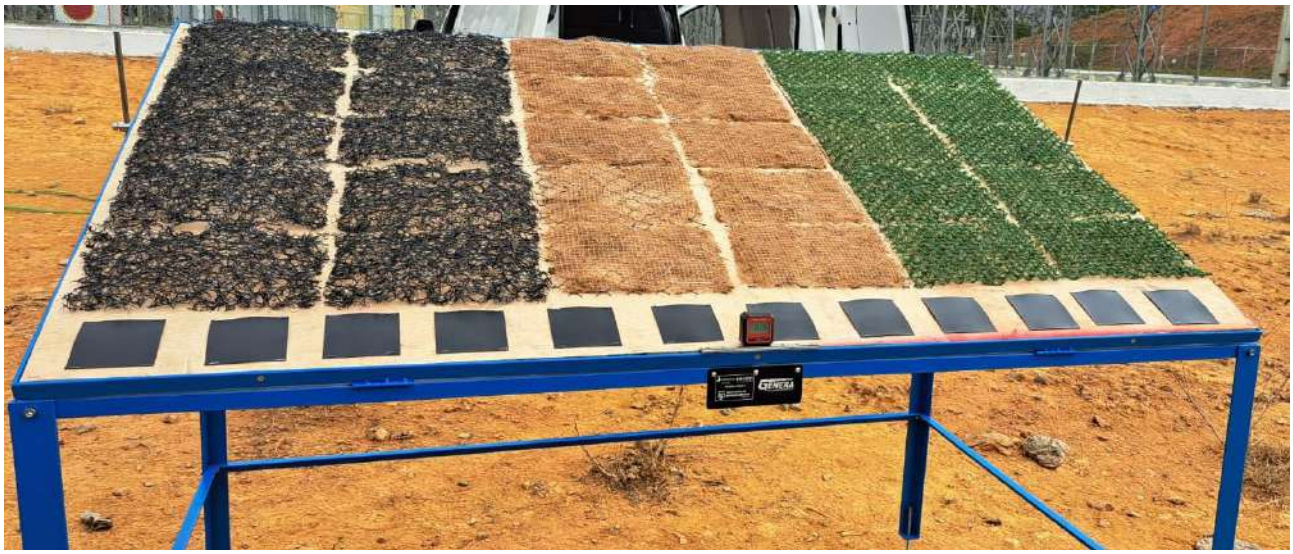


Figura 2. Painel com exposição com as geomembranas na parte inferior.

Tabela 2. Características dos locais de exposição.

Painel	Elevação (m)	Cidade/Estado	Temperatura média anual (°C)		Precipitação anual média (mm)
			Máxima	Mínima	
Itumbiara	140	Itumbiara/GO	33,9	17,3	1123
EESC/USP	819	São Carlos/SP	28,4	12,6	1404
Simplício	448	Além Paraíba/MG	32	14	1159

*Climate Data (2024)

Para exposição ao intemperismo, as bordas das amostras foram grampeadas na grade do painel, desconsiderando as bordas de fixação durante o preparo da amostra. Os suportes foram orientados ao norte com inclinação baseada na latitude indicada na Tabela 2 e visualizada na Figura 1. Outros dados climáticos que caracterizam o local de exposição podem ser analisados. Por exemplo, elevada amplitude térmica pode ser observada nas cidades Itumbiara e Além Paraíba, apresentando valores de 16,6° e 18°, respectivamente. Por outro lado, São Carlos, possui apenas 15,8° de amplitude térmica, a qual se destaca também pela precipitação média anual, que foi de 1404 mm.

2.3 Programa experimental

Os danos causados às geomembranas pelo intemperismo foram avaliados comparando amostras degradadas e intactas. O programa de experimentos compreendeu na realização de caracterização das propriedades físicas e mecânica. Os ensaios que caracterizaram as propriedades físicas foram a espessura (ASTM D5199), densidade (ASTM D792) e teor de negro de fumo (ASTM D4218 - W3 e W4). Já a caracterização da propriedade mecânica foi restrita ao ensaio de tração (ASTM D669).

O ensaio de tração foi realizado em Máquina Universal de Ensaios EMIC, modelo DL 3000, utilizando garras compressivas manuais e seguindo a norma ASTM D669. Amostras foram coletadas em dois períodos distintos de 2 e 4 meses.

Cada corpo de prova foi avaliado quanto à resistência à tração e alongamento, e os resultados incluíram resistência à tração máxima (kN/m), rigidez à tração secante a 2%, 5% e 10% de deformação (kN/m) e alongamento à carga máxima (%).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 3 apresenta todos os resultados obtidos considerando as duas espessuras de geomembranas e os três locais de exposição.

Tabela 3. Resultados das geomembranas de 0,8 e 1 mm.

	Local	Itumbiara		EESC/USP		Simplício	
	Tempo (meses)	2	4	2	4	2	4
	Ensaios	M (C.V.)	M (C.V.)	M (C.V.)	M (C.V.)	M (C.V.)	M (C.V.)
0,8 mm	E	0.769(1.21)	0.774(0.81)	0.777(1.61)	0.772(1.99)	0.787(0.57)	0.791(1.13)
	D	0.94(0.21)	0.938(0.11)	0.941(0.1)	0.938(0.03)	0.941(0.08)	0.938(0.03)
	N.F. (W3)	2.17(2.07)	2.55(6.54)	2.499(1.61)	1.997(1.31)	2.323(3.26)	2.288(4.39)
	N.F. (W4)	1.26(1.94)	1.11(20.22)	1.294(1.44)	0.454(1.73)	1.24(19.02)	1.211(5.19)
	T_n 2% def.	4.108(14.69)	4.2(11.14)	4.632(16.06)	4.739(3.69)	4.686(4.34)	3.949(10.81)
	T_n a 5% def.	8.518(10.26)	8.401(7.74)	9.282(3.88)	8.722(9.35)	9.389(3.58)	8.323(1.87)
	T_n a 10% def.	11.57(7.719)	11.24(3.548)	12.4(0.97)	11.44(7.21)	12.39(3.98)	11.42(2.7)
	T_n Máx.	24.92(6.73)	24.24(11.61)	23.3(5.87)	24.35(13.52)	26.89(9.05)	24.16(10.51)
	$Def._n$ Máxima	1140(7.046)	1144(9.877)	1053(4.47)	1124(12.73)	1188(5.31)	1100(6.93)
	T_t a 2% def.	4.278(6.151)	4.413(12.62)	5.266(4.18)	4.754(14.04)	5.143(4.9)	3.939(16.98)
	T_t a 5% def.	8.406(3.171)	9.11(2.998)	9.939(3.36)	9.222(2.21)	9.575(1.23)	8.323(7.94)
	T_t a 10% def.	11.32(5.089)	12.34(0.2871)	12.92(3.03)	12.43(2.03)	12.56(0.28)	11.63(4.61)
	T_t Máx.	22.38(36.26)	24.79(23.12)	24.52(5.68)	28.03(5.48)	28.32(5.81)	26.4(6)
	$Def._t$ Máxima	1051(31.95)	1149(18.09)	1151(5.49)	1261(2.9)	1304(0.88)	1222(4.05)
1 mm	E	0.769(1.21)	0.774(0.81)	0.777(1.61)	0.772(1.99)	0.787(0.57)	0.791(1.13)
	D	0.94(0.21)	0.938(0.11)	0.941(0.1)	0.938(0.03)	0.941(0.08)	0.938(0.03)
	N.F. (W3)	2.17(2.07)	2.55(6.54)	2.499(1.61)	1.997(1.31)	2.323(3.26)	2.288(4.39)
	N.F. (W4)	1.26(1.94)	1.11(20.22)	1.294(1.44)	0.454(1.73)	1.24(19.02)	1.211(5.19)
	T_n 2% def.	4.108(14.69)	4.2(11.14)	4.632(16.06)	4.739(3.69)	4.686(4.34)	3.949(10.81)
	T_n a 5% def.	8.518(10.26)	8.401(7.74)	9.282(3.88)	8.722(9.35)	9.389(3.58)	8.323(1.87)
	T_n a 10% def.	11.57(7.719)	11.24(3.548)	12.4(0.97)	11.44(7.21)	12.39(3.98)	11.42(2.7)
	T_n Máx.	24.92(6.73)	24.24(11.61)	23.3(5.87)	24.35(13.52)	26.89(9.05)	24.16(10.51)
	$Def._n$ Máxima	1140(7.046)	1144(9.877)	1053(4.47)	1124(12.73)	1188(5.31)	1100(6.93)
	T_t a 2% def.	4.278(6.151)	4.413(12.62)	5.266(4.18)	4.754(14.04)	5.143(4.9)	3.939(16.98)
	T_t a 5% def.	8.406(3.171)	9.11(2.998)	9.939(3.36)	9.222(2.21)	9.575(1.23)	8.323(7.94)
	T_t a 10% def.	11.32(5.089)	12.34(0.2871)	12.92(3.03)	12.43(2.03)	12.56(0.28)	11.63(4.61)
	T_t Máx.	22.38(36.26)	24.79(23.12)	24.52(5.68)	28.03(5.48)	28.32(5.81)	26.4(6)
	$Def._t$ Máxima	1051(31.95)	1149(18.09)	1151(5.49)	1261(2.9)	1304(0.88)	1222(4.05)

C.V. = Coeficiente de Variação (%); E = espessura (mm); D = Densidade (g/cm³); N.F. = Negro de Fumo (%); T_n = Tração na direção normal (kN/m); $Def._n$ = Deformação na direção normal (%); T_t = Tração na transversal; $Def._t$ = Deformação na direção transversal.

Conforme a tabela apresentou, pequenas variações nas propriedades físicas com mínimo de 97% e máximo de 107% do valor médio podem ser observadas. O menor valor foi identificado na amostra de 1 mm com 4 meses de degradação em São Carlos e o maior na amostra de 1 mm com 4 meses de degradação em Simplício. Analisando criticamente os dados, não há indicativo de tendência na variação entre a amostra virgem para as degradadas em 2 e 4 meses. Mesmo os coeficientes de variação inferiores a 10% fazem-se necessário esperar os próximos ensaios em tempo de degradação maiores.

Já para as propriedades mecânicas, as variações ficaram entre 78 e 136% do valor médio. Especificamente analisando a tração máxima, este valor fica entre 83-104% para amostras de 0,8 mm e 90-100% para amostras de 1 mm. Diferentemente das propriedades físicas, as mecânicas apresentaram diferença significativa nas variações, mas sem tendência definida ao longo do tempo.

Por fim, o parâmetro mais impactante para a análise dos resultados foram as variações de NF que ficaram entre 59% e 188% do valor médio. Esses valores podem ser um indicativo de elevada dispersão do estabilizante e, consequentemente com grande potencial de interferir nos resultados. Aliado a uma quantidade de amostras reduzidas, tem-se então a necessidade de realizar o ensaio de dispersão de N.F.

Resumidamente, não houve variação significativa dos resultados de espessura e densidade, diferentemente do ensaio de resistência à tração, onde são observados reduções ou aumentos pontuais nos ensaios, seja conforme a espessura ou local de exposição.

4 CONCLUSÕES

O artigo apresentou um estudo inicial sobre a variação de propriedades físicas e mecânicas de geomembranas PEAD expostas em painéis localizados três regiões Brasileiras distintas considerando 4 meses de degradação das amostras em campo. Entre as principais conclusões tem-se:

(1) Sobre as mudanças nas propriedades físicas e mecânicas das geomembranas, observou-se significativas variações nos resultados do ensaio de tração, o que pode ser em decorrência tanto das variáveis climáticas, quanto a variações do teor de N.F. obtidos nos ensaios. Especificamente, os ensaios de espessura e densidade pouco variaram.

(2) As variações dos resultados conforme a espessura das geomembranas evidenciaram reduções maiores da resistência considerando 0,8 mm espessura, o que demonstra a necessidade de se avaliar cuidadosamente a escolha deste material conforme o projeto e seu dimensionamento.

(3) De acordo com as características da geomembrana estudada e seu teor de N.F., a influência das diferentes condições atmosféricas, conforme o intemperismo local, não foi uma variável analisada com detalhamento, uma vez que as diferenças nos resultados são diretamente influenciadas pelo estabilizante, o qual apresentou variações importantes, sendo necessário, dessa forma, análise da sua dispersão antes mesmo da avaliação da condição do intemperismo ao longo dos 4 meses.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi financiado em parte pelo Projeto Universal CNPq - Processo: 422116/2023-8: Durabilidade de geossintéticos sob diferentes envelhecimentos naturais e acelerados condições. Agradecimento também pelo financiamento e suporte de Furnas Centrais Elétricas (Furnas) - Processo DL.CSAQ.G.00008.2021. Os autores também agradecem ao Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo pelo apoio prestado à pesquisa e atividades relatadas neste artigo, bem como a parceria com a Universidade Federal do Oeste da Bahia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International (2019). ASTM D5199: Standard Test Methods for Measuring the Nominal Thickness of Geosynthetics.

ASTM International (2020). ASTM D4218: Standard Test Method for Determination of Carbon Black Content in Polyethylene Compounds by the Mue-Furnace Technique.

ASTM International (2020). ASTM D6693: Standard Test Methods for Determining Tensile Properties of Nonreinforced Polyethylene and Nonreinforced Flexible Polypropylene Geomembranes; ASTM: West Conshohocken, PA, USA, 2020; p. 5.

ASTM International (2020). ASTM D792: Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Plastics by Displacement.

Climate Data (2024) DADOS CLIMÁTICOS PARA CIDADES MUNDIAIS. Disponível em: < https://pt.climate-data.org/>. Acesso em: 15 março. 2024.

F.B. Abdelaal, R.K. Rowe, M.Z. Islam, Effect of leachate composition on the long-term performance of a HDPE geomembrane, Geotext. Geomembranes 42 (2014) 348–362, https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2014.06.001.

F.L. Lavoie, M. Kobelnik, C.A. Valentin, E.F. da Silva Tirelli, J. Lins da Silva, M. de Lurdes Lopes, Evaluation of exhumed HDPE geomembranes used as a liner in Brazilian shrimp farming ponds, Case Stud. Constr. Mater. 16 (2022) e00809, https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00809.

ISO (2009). ISO 877-1: Plastics – methods of exposure to solar radiation. In: Part 1: General guidance.

ISO (2009). ISO 877-2: Plastics – methods of exposure to solar radiation. In: Part 2: Direct weathering and exposure behind window glass.

J. L. E.Dias Filho, J. L.Silva, C. A.Valentin, M. P.Fleury, M. A.Aparicio-Ardila, D. M.Vidal, C. M. L.Costa, Natural weathering effects of nonwoven geotextile exposed to different climate conditions. Geosynthetics International, https://doi.org/10.1680/jgein.23.00156

L.D. Suits, Y.G. Hsuan, Assessing the photo-degradation of geosynthetics by outdoor exposure and laboratory weatherometer, Geotext. Geomembranes 21 (2003) 111–122, https://doi.org/10.1016/S0266-1144(02)00068-7.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/734

UTILIZAÇÃO DE TUBOS GEOTÊXTEIS PARA EVITAR PROCESSOS DE ASSOREAMENTO E EROSÃO EM PRAIA DE PALMAS TOCANTINS

Samara Sabino da Fonseca
Acadêmica, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Tocantins - IFTO Campus Palmas, Palmas - TO, Brasil, samara.fonseca@estudante.ifto.edu.br

Heitor César Costa Carvalho
Acadêmico, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Tocantins - IFTO Campus Palmas, Palmas - TO, Brasil, heitor.carvalho@estudante.ifto.edu.br

Annyelle Cristina Oliveira Pimenta
Acadêmica, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Tocantins - IFTO Campus Palmas, Palmas - TO, Brasil, annyelle.pimenta@estudante.ifto.edu.br

Lucas Camargo Carrilho de Castro
Acadêmico, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Tocantins - IFTO Campus Palmas, Palmas - TO, Brasil, lucas.castro2@estudante.ifto.edu.br

Flávio da Silva Ornelas
Professor, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Tocantins - IFTO Campus Palmas, Palmas - TO, Brasil, flavioornelas@ifto.edu.br

RESUMO: O estudo aborda a problemática do assoreamento e erosão nas praias de Palmas – Tocantins, em vista que a preservação destas, é crucial para garantir a qualidade, o meio ambiente e a experiência positiva dos moradores e turistas. Nesse âmbito, propõe-se a implementação de tubos de geotêxteis como uma solução para mitigar esses processos, em busca de estabilizar e preservar as áreas de margens. Esses dispositivos permitem a passagem de água, mas retém as partículas sólidas, agindo como barreiras eficazes contra a perda de areia e a degradação das margens. A pesquisa concentrou-se na instalação estratégica desses tubos em pontos críticos das praias de Palmas. Os resultados obtidos demonstram uma redução significativa no assoreamento nas áreas onde os tubos de geotêxteis foram implementados, melhoria da condição ambiental, promovendo um equilíbrio sustentável entre o desenvolvimento humano e a preservação do ecossistema. A conclusão destaca a eficácia dos tubos de geotêxtil como uma alternativa viável para sanar o assoreamento e erosão em praias. Contudo, ressalta-se a importância de estudos contínuos para avaliação a longo prazo, e adicionalmente, sugere-se a ampliação dessa solução para outras áreas com margens vulneráveis, considerando seu potencial impacto positivo e a necessidade de práticas sustentáveis na gestão destas margens. Em síntese, a utilização de tubos geotêxteis emerge como uma resposta promissora para os desafios enfrentados pelas praias de Palmas, representando não apenas uma solução técnica eficaz, mas também um compromisso com a preservação ambiental e a sustentabilidade.

PALAVRAS-CHAVE: Assoreamento, erosão, praias, Tubos de geotêxteis, sustentável.

ABSTRACT: The study addresses the problem of siltation and erosion on the beaches of Palmas - Tocantins, as the preservation of beaches is crucial to guaranteeing environmental quality and a positive experience for residents and tourists. In this context, the implementation of geotextile tubes is proposed as a solution to mitigate these processes, in order to stabilize and preserve the shore areas. These devices allow water to pass through but retain solid particles, acting as effective barriers against sand loss and bank degradation. The research focused on the strategic installation of

these tubes at critical points on the beaches of Palmas. The results obtained show a significant reduction in siltation in the areas where the geotextile tubes were implemented, an improvement in the environmental condition, promoting a sustainable balance between human development and the preservation of the ecosystem. The conclusion highlights the effectiveness of geotextile tubes as a viable alternative for remedying siltation and erosion on beaches. However, the importance of ongoing studies for long-term evaluation is emphasized, and additionally, the expansion of this solution to other areas with vulnerable banks is suggested, considering its potential positive impact and the need for sustainable practices in the management of these banks. In summary, the use of geotextile tubes emerges as a promising response to the challenges faced by the beaches of Palmas, representing not only an effective technical solution, but also a commitment to environmental preservation and sustainability.

KEYWORDS: Siltation, erosion, beaches, Geotextile tubes, sustainable.

1 INTRODUÇÃO

As erosões fluviais são dilemas comuns em todas as praias, isso ocorre quando possui uma perda significativa da areia da praia, sendo elas com ações naturais, antrópicas ou a atuação de ambos os fatores. A problemática central do artigo está relacionada ao controle de erosão, especificamente no contexto de um estudo de caso na Praia do Prata, em Palmas, Tocantins. A erosão fluvial é um fenômeno natural e antropogênico que resulta na perda de sedimentos e recuo das linhas de costa, impactando negativamente o meio ambiente, a infraestrutura local e as atividades econômicas, como o turismo.

A Praia do Prata tem sofrido com a erosão, que compromete a estabilidade da faixa de areia, a segurança das construções adjacentes e a qualidade do ambiente para os frequentadores. O estudo aborda o uso de tubos geotêxteis como uma solução inovadora para a mitigação da erosão e do assoreamento. Os tubos geotêxteis são estruturas feitas de materiais permeáveis que permitem a passagem da água, mas retêm os sedimentos, ajudando a estabilizar a linha de costa. Além disso, esses tubos podem ser adaptados para diferentes formas e tamanhos, facilitando a sua aplicação em diversos contextos fluviais.

O objetivo é encontrar uma solução de melhoria nas praias de Palmas, tanto na questão de estética quanto a de segurança. A praia escolhida para a pesquisa foi a Praia do Prata, que é uma das mais utilizadas para banho na capital, possuindo uma área de 47.133m². Ela está localizada na parte sudoeste de Palmas, no qual o acesso principal é pela Avenida LO-19.

Figura 1. Vista aérea da Praia do Prata com o comparativo de 10 anos.

Os registros mostram que houveram diversas tentativas para conseguir reduzir o processo erosivo. Não obstante, mesmo utilizando diversas formas para poder sanar ou reduzir esse o processo erosivo, ele ainda persiste. Diante disso, procuramos alternativas para a melhoria da praia de forma criativa e moderna, utilizando materiais que dão mais liberdade tanto para os banhistas quanto para os movimentos naturais da água. Essa alternativa traria o retorno da estabilidade vital parte costeira da praia, com a utilização de tubos geossintéticos constituídos por polímeros sintéticos ou naturais que são confeccionados por polipropileno ou poliéster.

Em face desse comportamento erosivo estabilizado e com um processo de recuperação dos danos já causados, a praia pode retomar o status de preservação e conservação satisfatórios para garantir a vida útil e utilização da população de forma segura. Foram realizados alguns testes com esses tubos na praia escolhida, em que os primeiros resultados foram satisfatórios, atendendo o que se havia planejado.

2 METODOLOGIA

As praias de Palmas são grandes atrativos turísticos, no entanto, processos erosivos podem comprometer o local tanto na estética quanto no uso. Inicialmente, foram identificados processos de assoreamento e erosão de sedimentos da faixa de areia para o lago. Alguns processos experimentais foram realizados por comerciantes locais para tentar garantir a estabilidade entre eles, por exemplo: As geoformas de materiais não convencionais, pequenos aterros contidos com alvenaria e até com madeira. Além disso, foi observado uma tentativa com polímero e tecido, preenchido com areia em uma solução dupla para conter o assoreamento e a erosão, posicionado entre a faixa molhada e seca. A Figura 2, apresenta a imagem de erosões e de contenções empíricas na praia.

Figura 2. Erosão típica e sistemas empíricos de contenção da areia da praia.

Para a montagem desse projeto e coleta de dados, foram necessários alguns tipos de materiais, como: tubos geotêxteis de pequenos diâmetros, tubos de pvc, seixo, cimento, areia fina da praia, cavadeira, caibro, saco de milho, treliça, tinta spray branca, pincel permanente, trena de 10m, martelo, prego, fita zebrada e uma placa informativa.

Figura 3. Grupos de tubos de geotêxtil para retenção de areia da praia e proteção de vandalismos.

2.1.1 Tubos Geotêxteis

Para a realização deste estudo, utilizou-se tubos geotêxteis SoilTain DW 105/105, confeccionados a partir de tecido de polipropileno de alta tenacidade, ultra-estabilizador anti-UV. São destinadas ao confinamento de partículas sólidas de forma provisória ou permanente, com o objetivo de reduzir impactos ambientais. As principais especificações técnicas incluem uma resistência à tração nominal de 105 kN/m em ambas as direções (longitudinal e transversal), uma gramatura de 440 g/m², abertura de filtração de 240 µm e permeabilidade de 20 x 10^-3 m/s. As costuras são sêxtuplas, tipo sobreposta, realizadas mediante processos industriais na própria fábrica, utilizando linha de alta tenacidade, o que garante durabilidade em diversas condições de uso.

A compatibilidade dos tubos de geotêxtil com o solo local, é crucial para garantir uma interação adequada e a estabilidade da estrutura. Essa compatibilidade assegura adaptação ao terreno, distribuição uniforme das tensões e resposta eficaz às variações do solo. Incompatibilidades podem causar problemas de aderência ou transferência de carga, comprometendo a estabilidade da estrutura. Assim o enchimento dos tubos foi realizado manualmente, em um único ciclo e com o material (areia) do próprio local de instalação dos mesmos.

2.1.2 Ensaios de Laboratórios

Para conhecermos o material nesse projeto de pesquisa, foram realizados dois ensaios: Granulometria e o ensaio de massa específica do solo. O ensaio de granulometria é um processo no qual detalha a porcentagem de cada faixa do material, o que determina o tamanho de partículas representada na massa total do ensaio. Neste caso, além da amostra retirada in loco de 500g é necessário a utilização da norma da ABNT NBR 7181, Solo - Análise granulométrica, para determinar qual as peneiras a serem utilizadas, o equipamento, tempo, velocidade e após todos os processos, determinar as frações de dimensões das partículas. Já o ensaio para determinar a densidade real dos grãos, foi realizado conforme as diretrizes da ASTM D854 -14, como guia de ensaio onde foi determinado o peso específico dos grãos de 2,66 g/cm³. O ensaio foi previsto para analisar alguma correlação da massa do tubo cheio, com a sua estabilidade à dinâmica fluvial. A Figura 4 apresenta o gráfico das curvas granulométricas do material de preenchimento dos tubos geotêxteis e na Figura 5, os equipamentos utilizados nos ensaios.

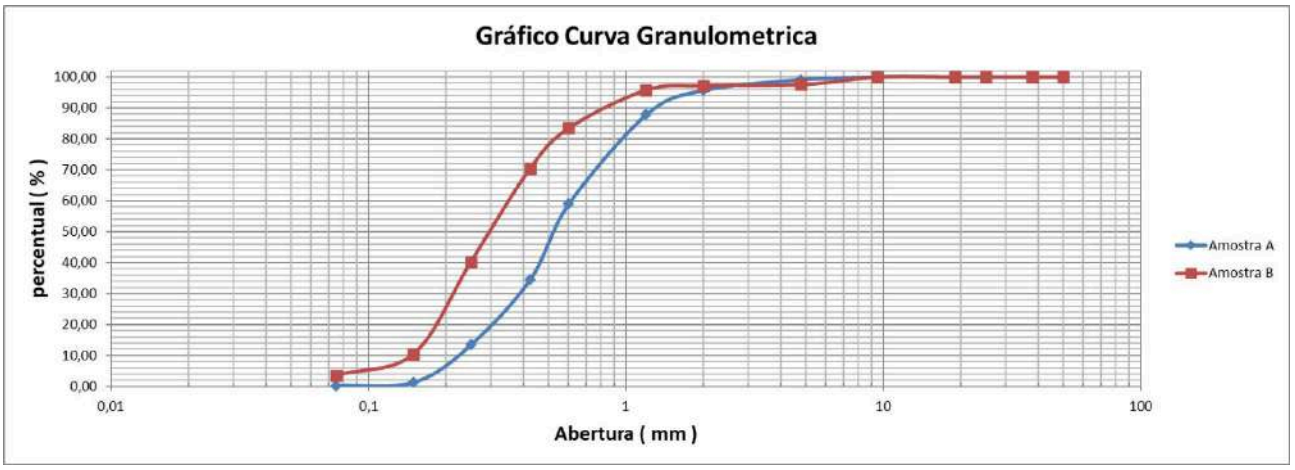


Figura 4. Gráfico de Curva Granulométrica.

Figura 5. Materiais utilizados para o ensaio da granulometria e ensaio do picnômetro.

Os parâmetros fundamentais e de engenharia do tubo geotêxtil preenchidos com capacidade máxima, foram relacionados por Lawson (2008). A Figura 6 apresenta os Parâmetros fundamentais do tubo geotêxtil (a) e parâmetros de engenharia importantes para tubos geotêxteis cheios (b).

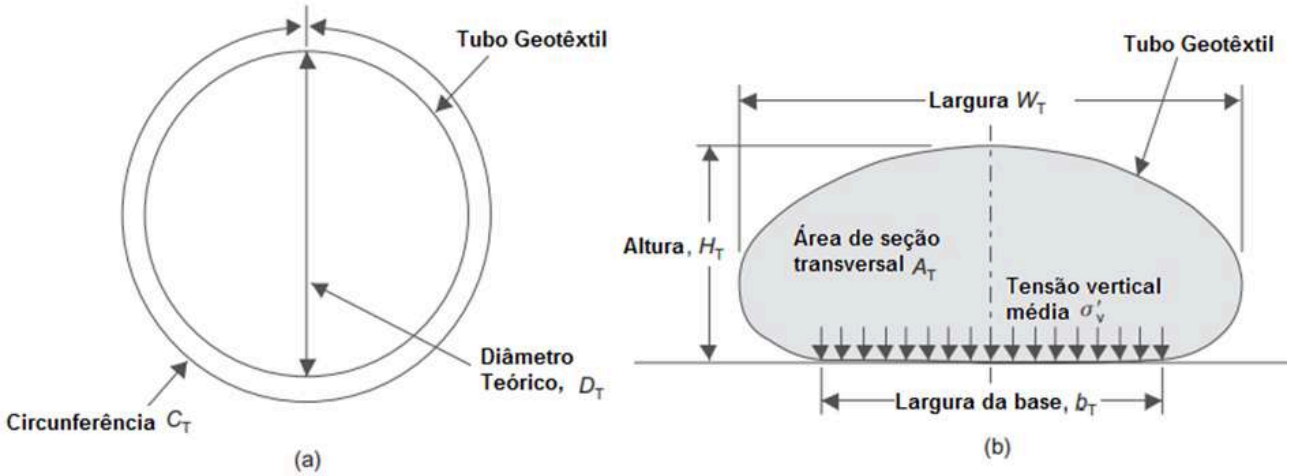


Figura 6. Parâmetros fundamentais do tubo geotêxtil (a); parâmetros de engenharia importantes para tubos geotêxteis cheios (b) (traduzido e adaptado de LAWSON, 2008).

A Tabela 1 mostra a comparação das relações aproximadas entre parâmetros fundamentais e de engenharia de tubos de geotêxtil conforme Lawson (2008).

Tabela 1. Comparação das relações aproximadas entre parâmetros fundamentais e de engenharia de tubos de geotêxtil conforme Lawson (2008).

Relações		**Diâmetro do tubo geotêxtil 23,56 (cm)**		**Diâmetro do tubo geotêxtil 17,19 (cm)**	
Parâmetro de engenharia	**Diâmetro teórico, D_T**	**obtido**	**valor de referência**	**obtido**	**valor de referência**
Altura máxima de enchimento, H_T	$H_T \approx 0{,}55\ D_T$	18,60	12,96	15,20	9,45
Largura preenchida W_T	$W_T \approx 1{,}5\ D_T$	28,70	35,34	19,80	25,79
Largura do contato de base b_T	$b_T \approx D_T$	18,50	23,56	12,00	17,19
Área de seção transversal A_T	$A_T \approx 0{,}6\ D_T^{\ 2}$	419,25	333,04	236,37	177,30

Os tubos de 17,19 cm de diâmetro não conseguiram conter a dinâmica das ondas e com isso, não garantiu estabilidade suficiente para conter material. O fator forma mantém o menor contado da base e com menor massa, foi considerado inadequado sua utilização, pelo excesso de movimentação e deslocamentos.

A densidade aparente do tubo geotêxtil de 23,56 cm de diâmetro, cheio, foi de 2,08 g/cm³, obtida pela razão do peso (122 kg) e volume do tubo cheio úmido. Estudos posteriores podem indicar a densidade adequada do preenchimento confinado e consolidado, para estruturas permanentes. É sugerido que o fator forma pode influenciar tanto quanto a massa do tubo, no caso, os tubos com formas próximas aos parâmetros de Lawson (2008), demonstraram ter o melhor comportamento frente a dinâmica e os experimentos continuaram sem estes.

2.1.3 Coleta de Dados

Na coleta de dados, foram realizadas visitas semanais ao local. Para a medição de dados submersos, utilizamos uma trena e uma mangueira de nível, pois o drone não coleta dados de assoreamento abaixo da superfície da água, dessa forma escolhendo o método convencional. Com o auxílio de um drone, conseguimos analisar a disposição dos tubos na área escolhida para o estudo e obter uma avaliação dos deslocamentos horizontais. Na primeira tentativa, foi realizada a separação de um dos tubos geotêxteis, enquanto dois tubos permaneceram juntos, um ao lado do outro. No entanto, os resultados esperados não foram satisfatórios.

O tubo geotêxtil foi instalado na região costeira da praia, porém devido ao alto índice de variação do nível da água ocasionado pela chuva, resultou o recobrimento do tubo pela superfície da água. Após juntar os tubos um ao lado do outro, nota-se um resultado mais eficaz exercendo a função de conter o nível de areia, evitando o assoreamento e a erosão. Foi observado também que os tubos atingiram a sua capacidade máxima de retenção, e quando isso ocorria se perdia uma parte do material retido onde permitia que fosse retido mais material até que o seu limite estabelecido.

Sendo assim, ainda com a grande variação do nível da água, período de chuvas intensas e correntes fortes, os tubos foram testados na pior condição, com verificação constante para observar possíveis falhas que pudessem comprometer o experimento. Os dados coletados eram inseridos em

uma planilha e após 4 meses de observação e coleta de cotas obtivemos alguns resultados que sustentam um embasamento para uma aplicação maior, o processo de estabilização começou a ocorrer mesmo com a dinâmica mais agressiva.

Os principais pontos de observação eram a cota de areia antes do tubo de geotêxtil (areia retida), o topo desta contenção e a cota após este. As cotas permaneceram mais estáveis após a areia alcançar o topo do tubo de geotêxtil, no entanto, havia uma grande variação sempre que ocorriam tempestades causando retirada e preenchimento de areias antes e após o tubo que se mantinha estável. Essa dinâmica ocorria por conta da influência de não terem contenções específicas nas extremidades laterais e para evitar estes processos é sugerido que sejam realizadas também, contenções nestes locais. A Figura 7 apresenta o método convencional de coleta de dados de variação da cota da superfície e também, a imagem do tubo geotêxtil estável e com areia contida até o topo após 4 meses. A Figura 8 apresenta o gráfico de variação das cotas da superfície coletadas nos pontos antes e depois da contenção com os tubos de geotêxtil.

Figura 7. Um outro método utilizado além do drone para captação de dados

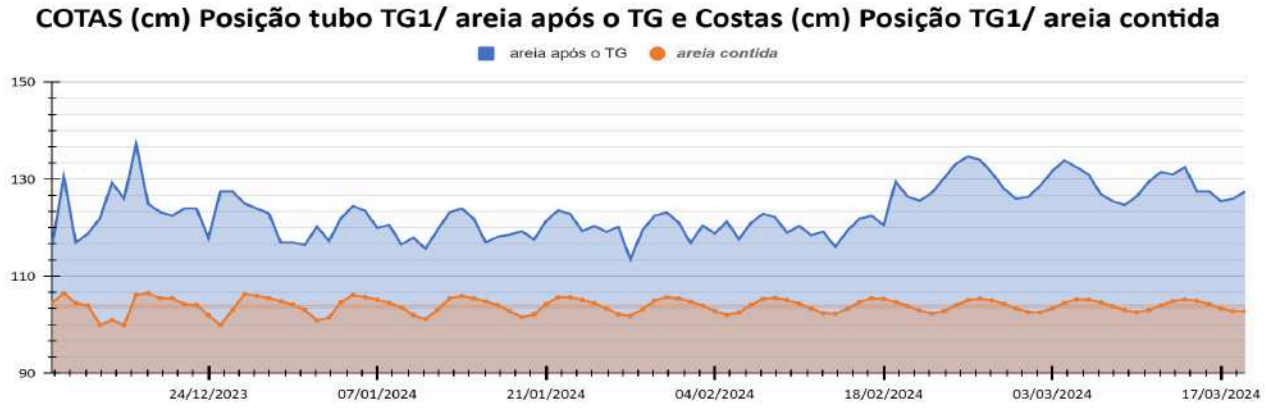


Figura 8. Variação das cotas de areia antes e depois da contenção com os tubos de geotêxtil.

3 CONCLUSÃO

A adoção de tubos geotêxteis representa uma estratégia promissora para enfrentar os desafios de assoreamento e erosão nas praias de Palmas Tocantins. Os resultados preliminares mostram uma eficiência na retenção da areia, que reduz consequentemente o assoreamento. Contudo, é imperativo realizar estudos contínuos para avaliar a viabilidade a longo prazo dessa abordagem, e com tubos de maiores dimensões, pois devido ao tamanho da área onde o projeto foi implementado e a dimensão dos tubos utilizados, não representa tamanha significância em relação ao amplo que seria toda a parte costeira de Palmas, em particular a praia do Prata. Além disso, recomenda-se a expansão dessa solução para outras áreas de erosões fluviais vulneráveis, visando fortalecer os estudos e resultados para fomentar um projeto com uma escala maior de impacto.

Em resumo, os tubos geotêxteis simbolizam não apenas uma possível solução técnica eficaz, mas a sua aplicação traz resultados positivos e possui uma metodologia simples e barata, fazendo com que o custo benefício e a eficiência resultem na sua escolha. Nessa perspectiva, além da eficiência e custo benefício, os tubos são "medida suave" diante dos impactos ambientais. Dessa forma, outras alternativas como estruturas permanentes de grande porte, maior custo e impacto tornam-se retrógradas perante as novas tecnologias e meios para solucionar essa problemática. Logo, o tubo geotêxtil torna-se uma excepcional opção, podendo não só evitar uma degradação ambiental como também econômica, visto que muitas dessas localidades são também pontos turísticos. Desse modo, reforçamos o aprofundamento da pesquisa na utilização desses tubos com solução para evitar esses "intemperismos" em diversos aspectos de aplicação e layout, que por sua vez, pode gerar resultados e eficiências diferentes para cada tipo de situação.

4 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT-NBR 6457 (2016). Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro.

ABNT-NBR NBR 7181 (2018). Solo — Análise granulométrica. Rio de Janeiro.

ASTM International (2014). ASTM D854-14: *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.*

Barbosa S. dos R., Silva da C. J. (2022) I Simpósio Nacional de Mecânica dos Fluídos e Hidráulica. Disponível em: <http:// I FluHidros - Simpósio Nacional de Mecânica dos Fluidos e Hidráulica/>. Acesso em 14 jan. 2024.

Das, B.M. (1990). *Fundamentos de engenharia geotécnica*. Tradução da 6. Ed americana. São Paulo: Thomson Learning, 562p

International Journal of Earth Sciences and Engineering ISSN 0974-5904, Volume 04, No 06 SPL, October 2011, pp. 1013-1016 Geotubes for Beach Erosion Control in Goa.

Lawson, C. R. (2008). Geotextile containment for hydraulic and environmental engineering. Geosynthetics International, 15, No. 6, 384–427. [doi: 10.1680/gein.2008.15.6.384]

Parab SR, Chodankar DS, Shirgaunkar RM, Fernandes, M, Parab AB, Aldonkar SS, Savoikar PP, (2011); Geotubes for Beach Erosion Control in Goa. International Journal of Earth Sciences and Engineering; pp. 1013-1016

ÁREA 13.

Solos Não Saturados

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/735

Análise Produção Científica Sobre Solos Colapsíveis no Brasil Através de Indicadores Bibliométricos

Flávio Leôncio Guedes [1]
Doutorando, PPGEC - UFPE, Pernambuco, Brasil, f_l_guedes@hotmail.com

Antônio Italcy de Oliveira Júnior[2]
Doutorando, PPGEC - UFPE, Pernambuco, Brasil, antonioitalcy@hotmail.com

Clezianny Freire Silva[3]
Especialista - FAB, Pernambuco, Brasil, cleziannycfs@fab.mil.br

Silvio Romero de Melo Ferreira [4]
Prof. Doutor, PPGEC - UFPE, Pernambuco, Brasil, silvio.mferreira@ufpe.br

RESUMO: Os solos colapsíveis naturais são comuns no Brasil e são considerados um problema para o Setor da Engenharia Civil ao provocar patologias em obras de engenharia. A presente pesquisa visa compreender o estado da atual da produção científica associada às pesquisas sobre o fenômeno da colapsividade de solos no Brasil, através de uma análise bibliométrica com enfoque quantitativo através de indicadores bibliométricos considerando aspectos quantitativos da produção científica. Os analisados indicaram os avanços nos estudos da colapsibilidade dos solos são mais recentes, e em crescimento gradual, encontrando-se, no entanto, referências clássicas e da literatura nacional. O conjunto de referências dos trabalhos científicos refletiram diálogos entre os autores citantes e citados. Em termos de área de pesquisa, na análise da frequência de palavras-chave observou-se uma sinergia entre as palavras mais frequentes com os principais tipos de solos e métodos aplicados, os termos mais frequentes analisados nas palavras-chave se concentraram em palavras relacionadas ao tema e ao contexto do estudo. Este estudo permitiu observar o comportamento da produção científica no Brasil, concluindo-se que este a temática possui um significativo potencial de crescimento devido a possibilidade de descobertas de novos locais de ocorrências, bem como novos métodos de estudo.

PALAVRAS-CHAVE: Colapso, Solos não saturados, Solos Problemáticos

ABSTRACT: Natural collapsible soils are common in Brazil and are considered a problem for the Civil Engineering Sector when causing pathologies in engineering works. This research aims to understand the current state of scientific production associated with research on the phenomenon of soil collapse in Brazil, through bibliometric analysis with a quantitative approach through bibliometric indicators considering quantitative aspects of scientific production. The analyzed ones indicated the advances in soil collapsibility studies are more recent, and in gradual growth, finding, however, classic references and national literature. The set of references of the scientific works reflected dialogues between the citing and cited authors. In terms of research area, in the analysis of the frequency of keywords, a synergy between the most frequent words with the main types of soils and applied methods was observed, the most frequent terms analyzed in the keywords focused on words related to the theme and context of the study. This study allowed us to observe the behavior of scientific production in Brazil, concluding that this theme has a significant potential for growth due to the possibility of discovering new places of occurrence, as well as new methods of study.

KEYWORDS: Collapse, Unsaturated Soils, Problem Soils

1 INTRODUÇÃO

Os solos não saturados colapsíveis tendem a sofrer variações quando são submetidos a aumento de umidade, causando uma redução da resistência entre partículas e rearranjo estrutural, ocasionando uma brusca redução de volume. O colapso é o termo conhecido para o fenômeno de redução brusca e de

considerável volume que determinados solos sofrem com o umedecimento, geralmente sem aumento nas tensões aplicadas (JENNINGS; KNIGHT, 1975).

Devido à redução de volume, se tornam um problema para o Setor da Engenharia Civil ao provocar patologias em obras de engenharia, como recalque nas fundações e danificação de estruturas de uma edificação. Segundo Holanda et al. (2021), devido ao uso e ocupação do solo por obras civis, é aconselhado que o solo seja avaliado quanto ao colapso sempre que esteja inserido em um local de provável ocorrência.

A formação destes tipos de solos depende do ambiente geológico e de fatores climáticos regionais, podendo ocorrerem em locais variados. Sabe-se da existência e de estudos sobre estes tipos de solos em climas diversos por todo mundo, porém , estes tipos de solos são comumente encontrados em regiões tropicais, no qual oferecem condições propícias para sua formação, devido ao clima predominantemente quente (SILVEIRA; REIS, 2021).

Dentre os fatores que influenciam os solos que apresentam potencial de colapso, a estrutura, a granulometria e o grau de saturação possuem forte relação com a ocorrência de colapsividade (FERREIRA, 2005).

De acordo com Ferreira e Vilar (2015), estudos no Brasil abordando solos colapsáveis teve início na década 70, com as construções de barragens Centro-Sul e os seus constantes problemas relacionados às fundações, bem como devido incidentes em edifícios no Sudeste e em municípios no semiárido. Para Rodrigues e Lollo (2008), os solos colapsíveis ocupam grandes áreas em todas as regiões do país.

Assim, é evidente a importância de identificar e analisar a produção científica sobre solos colapsíveis em solos no Brasil, tendo em vista os transtornos causados com o fenômeno do potencial de colapso. Dessa forma, a análise bibliométrica é uma ferramenta estatística que permite mapear e criar diferentes indicadores científicos, tecnológicos, e de produtividade, de uma determinada comunidade científica ou país (GUEDES; BORSCHIVER, 2005).

Nesse contexto, uma revisão da literatura sobre uma temática pouco estudada é indispensável para definir o problema e identificar as tendências e as lacunas na área. Portanto, o objetivo deste trabalho é compreender o estado da atual da produção científica associada às pesquisas sobre o fenômeno da colapsividade de solos no Brasil, através de indicadores bibliométricos.

2 METODOLOGIA

A pesquisa caracteriza-se como descritiva com enfoque quantitativo através de indicadores bibliométricos considerando aspectos quantitativos da produção científica. Assim, a investigação foi dividida em duas fases: (1) Coleta de dados e (2) Análise bibliométrica (Figura 1).

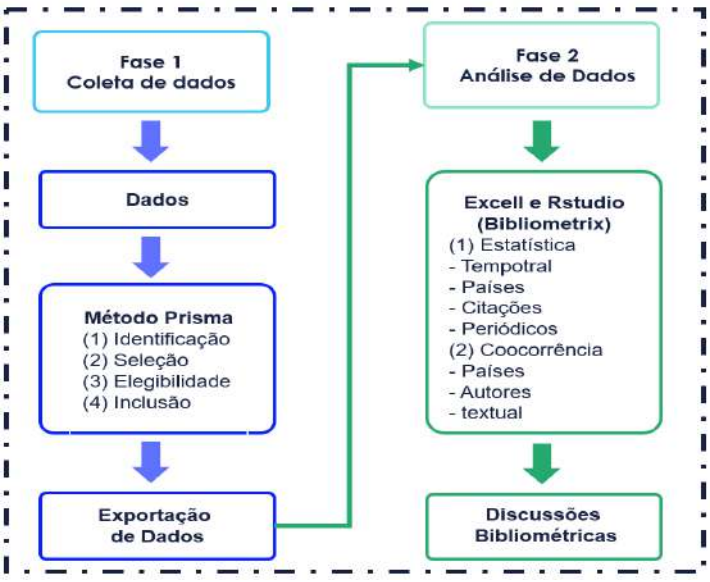


Figura 1. Fases da análise bibliométrica

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Análise PRISMA dos dados científicos coletados

A análise dos resultados da busca de dados através da recomendação PRISMA, cujo o objetivo é ajudar os autores a melhorarem o relato de revisões sistemáticas e meta-análises, se deu em quatro etapas (Figura 2). Na primeira etapa, identificação, buscou-se simultaneamente através das palavras-chave selecionadas, resultando na localização de 57 publicações. Já na segunda etapa, seleção, foram aplicados critérios de exclusão na amostra inicial através de filtros, com isso, a amostra foi reduzida para 46 artigos científicos. Posteriormente, na terceira etapa, elegibilidade, foram realizadas as leituras dos títulos e dos resumos dos artigos selecionados na etapa anterior, resultando na inelegibilidade de 12 artigos científicos, porque não tratavam das questões investigadas nesse estudo. Assim, prosseguiu-se com uma amostra de 34 artigos. Por fim, na quarta etapa, inclusão, foram lidos os artigos na integra, culminando na retirada de mais 9 artigos, pois não estavam dentro do foco dessa pesquisa. Logo, incluiu-se 25 artigos científicos para análise da produção científica, exportando os dados bibliométricos desses artigos.

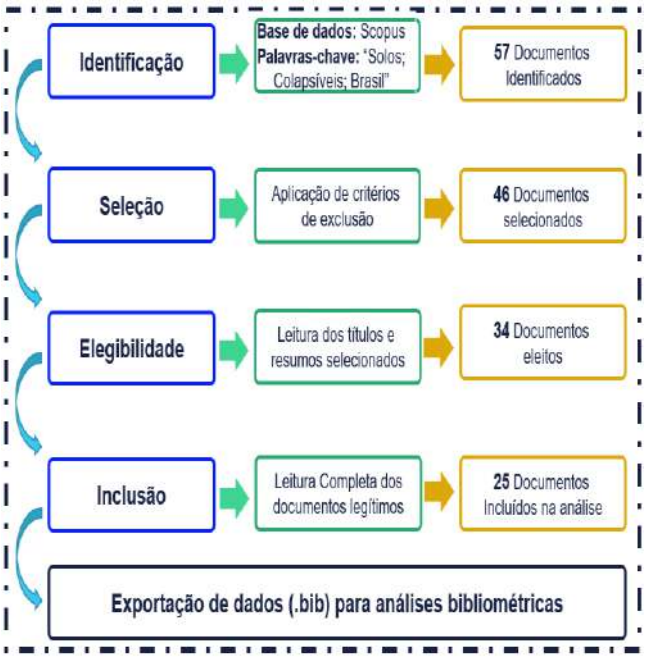


Figura 2. Recomendação PRISMA

A diferença entre o número de documento localizados entre a fase de identificação até a fase inclusão aponta a relevância da metodologia inicial para análise de indicadores bibliométricos, pois permite uma sistematização que minimiza o surgimento de vieses na produção de revisões de literatura. Além disso, o método PRISMA permite maior velocidade na leitura, na análise e no processamento das informações existentes e da investigação do estado da arte dos trabalhos relacionados (PACHECO et al., 2018).

3.2 Análise da Evolução Temporal das Publicações

Ao analisar a evolução da quantidade de publicações ao longo dos anos, sem intervalo temporal, observou-se uma estabilidade e crescimento tímido no decorrer dos anos, com aumento significativo no número de publicações partir de 2011 (Figura 3). Assim, pode-se afirmar que essa área de estudo se encontra em evidência nos últimos anos, sendo objeto de estudo de pesquisadores devido à possibilidade de descobertas científicas que contribuam para soluções para mitigar possíveis patologias em obras civis oriundas do fenômeno da colapsividade. Ainda, verificou-se uma queda no número de publicações nos últimos anos analisados, 2017 a 2021. Contudo, acredita-se que isso não representa uma redução do interesse no tema estudado, de modo que

ainda sim houve uma acentuação do crescimento linear correspondente ao número acumulado de artigos publicados sobre a temática estudada.

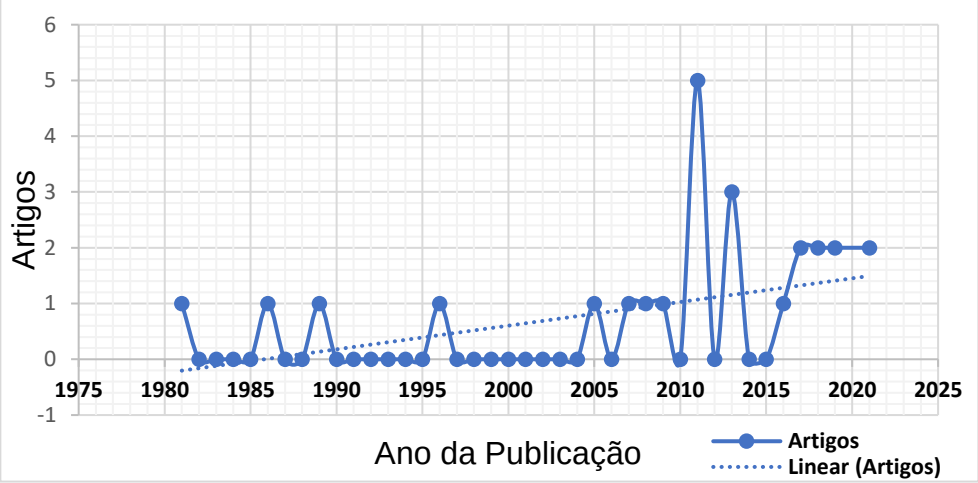


Figura 3. Número de publicações partir de 2011

3.3 Análise da Distribuição das Publicações

Considerando os autores e suas respectivas afiliações, foi observado que dos 25 artigos selecionados, as instituições afiliadas se distribuem 6 estados brasileiros, formando uma rede de colaboração entre a comunidade acadêmica, são eles: São Paulo, Rio de Janeiro, Pernambuco, Ceará, Distrito Federal, Paraná e Espírito Santo (Figura 4). Os resultados obtidos se mostram coerente com a ocorrência deste tipo de solo no Brasil, no qual, de acordo com o trabalho de Ferreira (2005), sua ocorrência concentra-se nas regiões Centro-Sul e Nordeste do país.

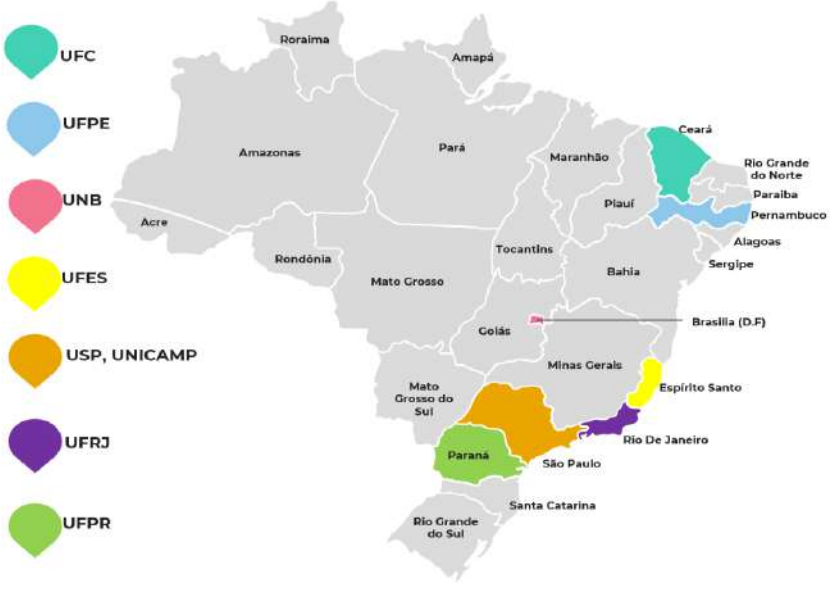


Figura 4. Rede de colaboração

Observou-se que das afiliações dos autores correspondentes, 4 instituições que possuem 3 ou mais publicações são elas: Universidade de São Paulo, Universidade Estadual de Campinas, Universidade Federal de Pernambuco e Universidade Federal do Rio de Janeiro (Tabela 1). A relação entre a distribuição das instituições e os locais de estudo sugere um interesse regional pelo assunto, principalmente, nas regiões do Centro-sul (interior de São Paulo e Paraná), Nordeste e grande parte do Sudeste, onde existe o maior número

de estudos de caso com ocorrência de solos colapsíveis, sendo estes representados por aterros pouco compactados e depósitos aluviais, coluviais e residuais (FERREIRA, 2005, BANDEIRA; SOUZA NETO; ROLIM, 2017).

Tabela 1. Afiliações dos autores correspondentes

Localidade	Afiliação	Artigos
São Paulo	UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO	6
Pernambuco	UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO	5
São Paulo	UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS	4
Rio de Janeiro	UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO	3
Distrito Federal	UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA	2
Ceará	UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ	2
São Paulo	UNIVERSIDADEFEDERAL DE SÃO PAULO	1
Paraná	UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ	1
Espírito Santo	UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO	1

Dessa forma, mesmo com a presença de solos colapsíveis mais frequente em regiões mais quentes, a pesquisa aponta estudos sobre a existência destes solos em vários estados brasileiros com climas diversos. Para Rodrigues e Lollo (2008), estes solos ocupam áreas em todas as regiões do país. Portanto, pode se afirmar que regiões com climas quentes e áridos, embora predominantes, não são condições essenciais para o desenvolvimento de solos colapsíveis.

Ainda considerando a rede de colaboração entre as instituições, apesar do estudo ter analisado a produção científica brasileira, alguns trabalhos foram publicados em outros países como Canadá, Estados Unidos e e França (Figura 4). Esse interesse da comunidade científica estrangeira em publicar em seus periódicos estudos de caso de solos colapsíveis no Brasil confirmam o histórico de pioneirismo em pesquisas sobre o fenômeno da colapsividade em países como a França, Estados Unidos e Canadá.

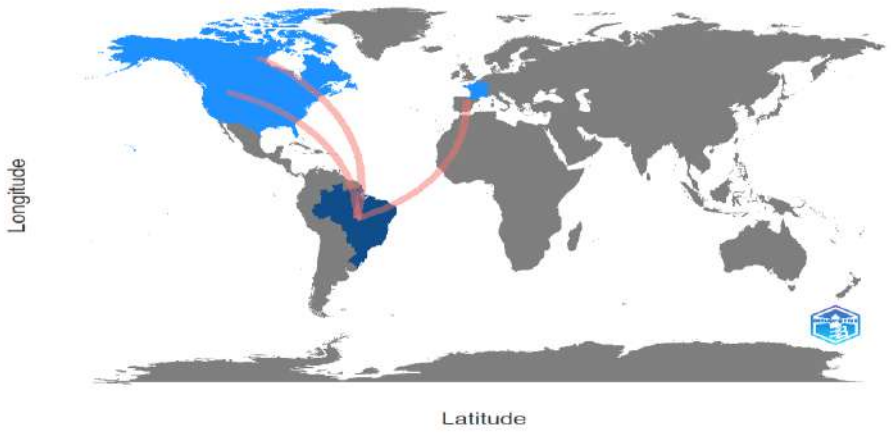


Figura 4. Rede de colaboração entre as instituições

3.4 Evolução Temática da Frequência das Palavras

Através da frequência de repetição das palavras dos documentos analisados foi gerada a rede de concorrência e nuvem de palavras dos termos predominantes das palavras-chave de forma ordenada (Figuras 5a e 5b). Nesta perspectiva, os termos que apresentaram maior ênfase nesta análise textual destacam-se apresentando maior tamanho. Além das palavras-chave utilizadas na busca de dados, a maioria dos termos dos documentos se concentraram em palavras relacionadas ao contexto, tipologia e métodos de estudo, sendo as principais: Solos Lateríticos, Ensaios Odométricos, Solos não Saturados, e Fundações.

Figura 5. (a) Mapa de concorrência das palavras-chave, (b) Nuvem de palavras

Em relação à análise da frequência tanto da rede por concorrência, como da nuvem de palavras observou-se uma sinergia entre as palavras mais frequentes com os principais tipos de solos e métodos aplicados, como por exemplo a ocorrência frequente do termo solo laterítico, que é oriundo de regiões tropicais úmidas, com solos superficiais e bem drenados, que devido ao intemperismo, sofre alteração na camada mais superior. Estes têm sua fração argila constituída majoritariamente de minerais do grupo da caolinita e óxidos hidratados de alumínio e ferro, e esses componentes são agrupados formando estruturas peculiares, que são porosas, agregadas e metaestáveis. Segundo Ferreira e Lacerda (1993), esclarecem que o fenômeno da colapsividade se desenvolve em solos constituídos por estruturas porosas, metaestáveis, com grãos de areia interpoladas com argila ou agentes cimentantes.

Observa-se grande ocorrência de solos lateríticos em grande parte da extensão territorial do Brasil e em todo mundo. Em decorrência deste fato, a contribuição dessa palavra-chave nos trabalhos foi bastante expressiva e esse fato afirma a relevância deste tipo de solo, quando se trata de estudos sobre o fenômeno da colapsividade em solos de regiões de clima tropical.

Outra palavra bastante frequente foi "ensaio edométrico". Foi através desse tipo de teste que o fenômeno de colapsibilidade foi inicialmente estudado, a partir dos trabalhos clássicos de Jennings e Knight (1957), e posteriormente por Ferreira e Lacerda (1993). De acordo com Lacerda et al. (1997), alguns inconvenientes foram observados em ensaios laboratoriais, e por esta razão vêm sendo utilizados ensaios de campo para avaliar as deformações ocorridas em decorrência às mudanças no teor de umidade.

Observou-se que o termo solos não saturados também foi muito usual nas pesquisas, devido ao fato que colapsibilidade se torna um dos principais problemas para estes tipos de solo, sendo o uso dessa palavra mencionada diversas vezes ao longo desta pesquisa. Jennings e Knight (1957) adotaram uma técnica especial de adensamento, no qual utilizada para previsão de colapso em solos não saturados.

Foi verificado que o termo fundações, possuía interligação com muitos vocábulos que tiveram maiores repetições, demonstrando que muitas pesquisas que versam sobre solos colapsíveis estão cada vez mais, incorporadas ao cotidiano da Engenharia de Fundações. Sabe-se que os solos colapsíveis podem apresentar recalques, e estes podem causar danos as estruturas e fundações neles apoiadas. De acordo com Cintra (1998), estruturas edificadas em solo problemáticos (colapsíveis e eexpansivos) podem ser danificadas devido a possíveis recalques diferenciais em suas fundações, por colapso do solo, quando há um aumento relevante no teor de umidade.

4 CONCLUSÕES

A pesquisa proporcionou observar o cenário das produções científicas ao logo dos anos sobre solos colapsíveis no Brasil, baseando-se por análises de indicadores bibliométricos. Os 25 artigos analisados indicaram que os avanços nos estudos da colapsibilidade do solos são mais recentes, e portanto ainda em crescimento gradual, encontrando-se no entanto referências já clássicas e da literatura nacional.

As principais filiações dos respectivos autores indicam que estudos sobre a temática de colapsividade acompanham os locais de ocorrência. Foi observado também que dos artigos selecionados, as instituições afiliadas se distribuem 6 estados brasileiros, sendo as instituição que mais contribuiram, foram, respectivamente: Universidade de São Paulo, Universidade Estadual de Campinas, Universidade Federal de Pernambuco e Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Ainda, em termos de área de pesquisa, na análise da frequência de palavras-chave, através da rede por coocorrência e nuvem de palavras observou-se uma sinergia entre as palavras mais frequentes com os principais tipos de solos e métodos aplicados, como por exemplo a ocorrência frequente do termo solos lateríticos, ensaios edométricos, solos não saturados e estudo sobres patologias em fundações de obras de engenharia em decorrência de colapsividade dos solos. Dessa forma, os termos mais frequentes analisados nas palavras-chave se concentraram em palavras relacionadas ao tema e ao contexto do estudo.

Embora a o escopo do estudo ser delimitado à produção científica nacional, foi possível observar que os autores salientam que estes tipos de solos podem acorrer no mundo todo, apesar deste fenômeno ser mais frequente em regiões tropicais úmidas. A limitação dessa pesquisa às produções brasileiras, sugeriu também que a temática possui um significativo potencial de pesquisa, devido a possibilidade de descobertas de novos locais de ocorrências, bem como novas técnicas científicas que contribuam para resolução de problemas em obras de engenharia localizadas em regiões de ocorrência destes tipos de solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BANDEIRA, A. P. N.; SOUZA NETO, J. B.; ROLIM, J. I. D. RECALQUE POR COLAPSO DO SOLO E SUAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS. *In: XIII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas*, p. 303-318. Crato, Brasil. 2017.

CINTRA, J. C. A. Fundações em solos colapsíveis. . São Carlos: Serviço Gráfico da EESC/USP. . Acesso em: 21 jun. 2024. , 1998.

DE PAULA, R. S. P.; SHIMODA, E.; BATISTA, F. B.; SANTOS JÙNIOR, P. J. INDICADORES BIBLIOMÉTRICOS NA BASE SCOPUS: UMA ANÁLISE DAS PUBLICAÇÕES SOBRE O TEMA "ECONOMIA AMBIENTAL". *Braziliam Journal of Development*, 3, 350-365. 2017.

FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. Variação de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de campo e de laboratório. *Revista Solos e Rochas*, São Paulo, v. 16, n. 4, p.245-253, 1993.

FERREIRA, S. R. M. SOLOS COLAPSÍVEIS DO NORDESTE. *Geotecnia do Nordeste*, Editora Universitária UFPE, p. 363-395. 2005.

FERREIRA, S. R. M.; TEIXEIRA, D. C. L. SOLO COLAPSÁVEL - UM CASO PRÁTICO EM CONSTRUÇÃO (PERNAMBUCO, BRASIL). *12º Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Rio de Janeiro, v. 1, p 603-606. 1990.

FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. MEDIDAS DE MUDANÇA DE VOLUME EM SOLO COLAPSÁVEL POR LABORATÓRIO E TESTE DE CAMPO. *Primeira Conferência Internacional sobre Solos Insaturados*, 2, pp. 847-854. 1995.

FERREIRA, S. R. M; FUCALE, S. P. AVALIAÇÃO DA COLAPSIBILIDADE DE SOLOS DO SEMIÁRIDO PERNAMBUCANO, BRASIL. *Caracterização Geotécnica e Geofísica de Sítios 4 - Anais da 4ª Conferência Internacional de Caracterização de Sítios 4*, ISC-4, v. 2, pp. 1833-1838. 2013.

GUEDES, V. L. S.; BORSCHIVER, S. BIBLIOMETRIA: UMA FERRAMENTA ESTATÍSTICA PARA A GESTÃO DA INFORMAÇÃO E DO CONHECIMENTO, EM SISTEMAS DE INFORMAÇÃO, DE COMUNICAÇÃO E DE AVALIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLÓGICA. *In: Proceedings CINFORM - Encontro Nacional de Ciência da Informação*, 6, Salvador - Bahia, 2005.

GUEDES, F. L.; EL-DEIR, S. G.; ARAGÃO JÚNIOR, W. R.; JUCA, J. F. T. ANALYSIS OF SCIENTIFIC PRODUCTION OF REFUSED DERIVED FUEL THROUGH SCIENTOMETRIC AND BIBLIOMETRIC INDICATORS. *Journal of Environmental Analysis and Progress***.** v.7, N.2, p 52-61. 2022.

HOLANDA, M. J. O.; FERREIRA, S. R. N.; AMORIM, S. F.; BORGES, J. J. S.; SILVA, L. F. IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS EXPANSIVOS E COLAPSÍVEIS NO NORDESTE BRASILEIRO A PARTIR DE REDES NEURAIS ARTIFICIAIS GERADAS EM PERNAMBUCO. *Research, Society and Development*, v. 10, n. 15, 2021.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. A GUIDE TO CONSTRUCTION ON OR WITH MATERIALS EXHIBITING ADDITIONAL SETTLEMENT DUE TO A COLLAPSE OF GRAIN STRUCTURE. *Proced. IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Durban, 1975.

PACHECO R. L.; SILVA L. D. G.M. DA; MELO S. M. M. DE; RIERA R. Guidelines para publicação de estudos científicos. Parte 4: Como publicar revisões sistemáticas. Diagn. tratamento. 2018.

RODRIGUES, R. A.; LOLLO, J. A. CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS COLAPSÍVEIS. In: Lollo, J.A. (org), *Solos colapsíveis: identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas*, p. 59-72. São Paulo: Cultura Acadêmica, 2008.

SILVEIRA, P. E. M.; REIS, F. A. G. PROCEDIMENTOS DE AVALIAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS POR MEIO DE CORRELAÇÃO ENTRE ENSAIOS EDOMÉTRICOS E ENSAIOS SPT. *Revista Geociências*, São Paulo, UNESP, v. 40, n. 3, p. 651 - 660, 2021.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/736

Análise do Comportamento de Fluxo Não Saturado dos Solos Residuais Maduros do Sul do Quadrilátero Ferrífero

Yesser Marin Rodriguez Hernandez
Doutorando, UFOP, Ouro Preto, Brasil, yesser.hernandez@aluno.ufop.edu.br

Luis de Almeida Prado Bacellar
Professor, UFOP, Ouro Preto, Brasil, bacellar@ufop.edu.br

Diogo Reis Stavaux-Baudson
Técnico, UFOP, Ouro Preto, Brasil, diogo.baudson@ufop.edu.br

RESUMO: A condição de não saturação está presente na maior parte dos solos no planeta, afetando o comportamento dos diferentes tipos, dentre eles, os solos residuais, formados na mesma localidade da sua rocha matriz, sob os efeitos das condições climáticas locais. Os solos residuais maduros de regiões tropicais apresentam características físicas e mineralógicas únicas que afetam seu comportamento hídrico, que serão tratadas nesta pesquisa. Assim, foram coletadas amostras deformadas e indeformadas do horizonte pedológico B (solo residual maduro) de cinco tipos de solos na região sul do Quadrilátero Ferrífero (MG), desenvolvidos em rochas diversas do embasamento cristalino, do Supergrupo Minas e do Supergrupo Rio das Velhas. Estas amostras foram submetidas a ensaios de caraterização física e mineralógica, de determinação das curvas de retenção em laboratório e de infiltração em campo sob diversas sucções com infiltrômetro de disco. A agregação das partículas minerais por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio propicia a formação de macroporos interagregados e microporos intra-agregados que explica a tendência bimodal nas curvas de retenção mesmo para solos derivados de litologias distinta. Os ensaios diretos com infiltrômetro de disco resultam em menores valores de condutividade hidráulica próximo à saturação, o que pode ser explicado pela grande variação de diâmetro de poros, característica nem sempre bem definida quando se faz o tradicional ajuste de curvas de retenção de água.

PALAVRAS-CHAVE: Fluxo não saturado, solos residuais, solos tropicais, Quadrilátero Ferrífero.

ABSTRACT: The unsaturated condition is widespread across most soils, affecting the behavior of different types, including residual soils, formed in the same location as their parent rock, under the effects of local climatic conditions. Mature residual soils from tropical regions have unique physical and mineralogical characteristics that affect their hydraulic behavior, which will be addressed in this research. Thus, disturbed and undisturbed samples were collected from the pedological horizon B (mature residual soil) of five types of soil in the southern region of the Iron Quadrangle (MG), developed in different rocks from the crystalline basement, from the Minas Supergroup and the Rio das Velhas Supergroup. These samples were subjected to physical and mineralogical characterization tests, determination of soil-water retention curves in the laboratory, and infiltration in the field under different suctions with a disc infiltrometer. The aggregation of mineral particles by iron and aluminum oxides and hydroxides leads to the formation of intra-aggregate macropores and intra-aggregate micropores, which explains the bimodal trend in soil-water retention curves even for soils derived from different lithologies. Direct tests with disc infiltrometers result in lower hydraulic conductivity values close to saturation, which can be explained by the large variation in pore diameter, a characteristic that is not always well defined when traditional adjustment of water retention curves is used.

KEYWORDS: Unsaturated flow, residual soils, tropical soils, Iron Quadrangle.

1 INTRODUÇÃO

O estado não saturado dos solos é a condição mais comum e se encontra distribuída ao longo do planeta. Os solos das regiões localizadas entre os trópicos são conhecidos como solos tropicais. Esses apresentam um comportamento mecânico e propriedades físico-químicas diferenciadas da mecânica clássica dos solos, em virtude das suas condições de formação e evolução pedogenética (Carvalho et al., 2023). No caso dos solos residuais, formados a partir da rocha matriz sem sofrer transporte, devem as suas características aos processos do intemperismo e pedogênese locais.

A relação existente entre um tipo de solo, a rocha matriz da qual é desenvolvido e os processos do intemperismo é de vital importância no estudo dos solos residuais. Segundo Carvalho e Gitirana Jr (2021), a não contextualização no tempo, espaço e das condições ambientais na interpretação do comportamento do solo, leva à adoção de simplificações e a um ineficiente planejamento e tomada de decisões.

Além do comportamento mecânico, os solos tropicais residuais maduros apresentam comportamento hidráulico diferenciado, condicionado, em grande parte, pelo estado não saturado em que são desenvolvidos. Esses comportamentos tornam de grande importância o estudo da variabilidade intrínseca, dependente da estrutura e composição deles, tornando-o de muito interesse na geotecnia.

Nesse contexto, a quantidade de estudos atualmente desenvolvidos na área, ressalta sua importância, devido a grande quantidade de incertezas encontradas. No entanto, os métodos estimativos do fluxo não saturado existentes na literatura, não se adequam completamente ao comportamento real dos solos tropicais. Isto, porque para fluxo não saturado, a condutividade hidráulica depende não só da estrutura e dimensão dos poros, mas também da quantidade de água presente neste meio e do histórico de saturação (Carvalho et al., 2023).

Assim, este trabalho foi desenvolvido visando analisar o comportamento hídrico não saturado de solos residuais maduros derivados de diversos litotipos na região sul do Quadrilátero Ferrífero (MG), objetivando comparar seu comportamento por dois métodos diferentes, o primeiro com medidas diretas de condutividade hidráulica próximas à zona de saturação por infiltrômetro de disco e o segundo com as tradicionais determinações de condutividade por meio de ajustes de curvas de retenção de água determinadas em laboratório. Os resultados são comparados com dados de caracterização física e mineralógica, aumentando esses dados à pequena base de dados existente na região.

2 MATERIAIS E METODOS

2.1 Área de Estudo e Coleta das Amostras

O estudo foi desenvolvido no estado de Minas Gerais (MG), em áreas localizadas na região sul do Quadrilátero Ferrífero (Door, 1969). Além da riqueza mineral, a região expõe uma sucessão de unidades litoestatigráficas que registram eventos de abrangência regional e global durante as eras Neoarqueanas e Paleoproterozoica (Endo et al., 2020). Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** são apresentados os supergrupos que conformam o Quadrilátero (Estrada Real, Minas, Rios das Velhas) e alguns complexos que embasam tais supergrupos (Bação, Mantiqueira, Santa Barbara, Santo Antônio do Pirapetinga) (Door, 1969; Hippertt, 1994).

Visando comparar as possíveis diferenças entre os solos residuais maduros formados a partir de diversas litologias, foram selecionados cinco locais de amostragem: gnaisses do embasamento cristalino do Complexo do Bação, distrito de Cachoeira do Campo (CC-01), município de Ouro Preto, do Complexo Mantiqueira, no distrito de Cachoeira do Brumado (CB-01), município de Mariana, e do complexo Santo Antônio do Pirapetinga, município de Ouro Branco (OB); quartzitos e metapelitos (xistos e filitos) do Supergrupo Minas, coletadas no município de Mariana (MA) e Ouro Preto (OP-01).

A amostragem seguiu as recomendações da NBR 9604:2016, com a abertura de trincheiras para retirar amostras indeformadas com dimensões aproximadas de 30x30x30 cm como apresentado na Figura 2. As amostras deformadas foram coletadas a partir do material escavado dos blocos. Também foram executados ensaios de infiltração não saturada in situ sob diversas sucções, com um infiltrômetro de tensão acoplado ao permeâmetro Guelph da marca Soil Moisture. Esse equipamento é usado principalmente para determinação in

situ da condutividade hidráulica sob baixas sucções (≈-20cm ≤ ψ ≤ +2cm) (Reynolds W. D., 2008). O dispositivo consiste essencialmente de um disco poroso, (D = 20 cm), conectado ao reservatório do permeâmetro Guelph e a um sistema de Mariotte, constituído por um tubo de entrada de ar que regula as tensões aplicadas ao solo.

Para isto, foram executados os testes de infiltração sob sucções de 20, 15, 10 e 3cm em ordem decrescente. Foi utilizada uma fina camada de areia para garantir a superfície de contato do equipamento com o solo. As leituras foram executadas cada 5 minutos nos primeiros 3 estágios e 2 minutos no último. Para análises dos resultados foi utilizado o método proposto por Reynolds e Elrick (1991), conforme expresso nas equações 1, 2 e 3.

$$k(\psi) = \bar{k}_{x,x+1} \exp\left(\bar{\alpha}_{x,x+1}\psi\right) \quad (1)$$

$$\bar{\alpha}_{x,x+1} = \frac{\ln\left(Q_x/Q_{x+1}\right)}{\left(\psi_x - \psi_{x+1}\right)} \quad (2)$$

$$\bar{k}_{x,x+1} = \frac{G_d \bar{\alpha}_{x,x+1} Q_x}{a\left(1+G_d \bar{\alpha}_{x,x+1}\pi a\right)\left(Q_x/Q_{x+1}\right)^P} \quad (3)$$

Com: x = 1, 2, 3, ...;

$P = \psi_x/(\psi_x - \psi_{x+1})$;

G_d: fator de forma com valor de 0.25;

$k(\psi)$: Condutividade hidráulica para cada valor de sucção;

$\bar{k}_{x,x+1}$: Condutividade hidráulica média entre os valores de sucção x e x+1;

$\bar{\alpha}_{x,x+1}$: Parâmetro da textura/estrutura do solo entre os valores de x e x+1;

ψ_x , ψ_{x+1}: Sucção dos estágios do ensaio de infiltração;

Q_x, Q_{x+1}: Vazão de infiltração quase permanente;

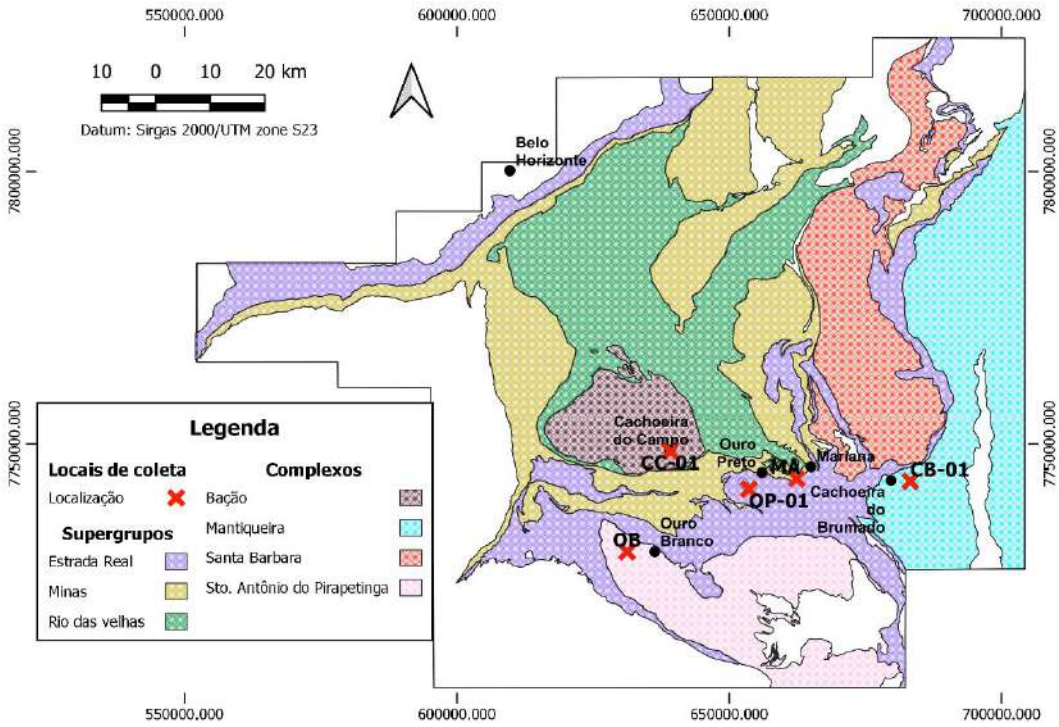


Figura 1. Localização de pontos de coleta de amostras de solo no mapa geológico do Quadrilátero Ferrífero (modificado de Endo et al., 2020).

Figura 2. Local de coleta de amostra deformada (bloco) e indeformada, ilustrando a execução do ensaio de infiltração de disco.

2.2 Ensaios laboratoriais e de campo.

Após a coleta, as amostras foram transportadas e armazenadas no Centro Tecnológico de Geotecnia Aplicada (CTGA) da UFOP, até a realização dos ensaios de laboratório. A campanha experimental contemplou ensaios de caracterização física, condutividade hidráulica (carga variável), sucção mátrica pela umidade (método do papel filtro) e difração de raios x das amostras. Os ensaios de caracterização física foram realizados conforme os procedimentos descritos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT): análise granulométrica conjunta (NBR 7181:2016); a massa especifica real dos grãos (NBR 6458-2016); os limites de consistência (NBR 7180:2016 e 6459:2017); massa específica aparente (pelo método da balança hidrostática, NBR 16867:2020); condutividade hidráulica saturada, executado com carga variável (NBR 14545:2021).

Para determinação da composição mineralógica das amostras, foi utilizado um difratômetro da marca Bruker, equipado com tubo de cobre (CuKα) e com as amostras preparadas na forma de pó, a partir do material passante na peneira de 75 µm.

O ensaio de sucção mátrica pela umidade, foi realizado na trajetória de secagem do solo, seguindo os procedimentos descritos na norma D5298-16 ASTM (2016). Esses processos foram exemplificados por Hernandez (2020), utilizando 3 papeis filtro (tipo Whatman nº 42) entre duas amostras de solo indeformado, por um total de 15 dias, obtendo-se um total de 10 pontos para cada amostra de solo. O ajuste dos modelos da curva de retenção foi executado através da ferramenta desenvolvida pelo Seki (2007). Devido à tendência apresentada pelos resultados dos pontos do ensaio, ajustou-se a curva pelo modelo bimodal do Durner (1994). Após esse ajuste, foi possível estimar a função de condutividade hidráulica com o modelo proposto por Priesack e Durner (2006).

Obteve-se, assim, dados representativos do comportamento do fluxo não saturado, tanto por um método direto (infiltrômetro de sucção), como por um método indireto (Priesack e Durner, 2006). Cada método possui diferentes princípios, no caso do infiltrômetro de sucção, a condutividade hidráulica quase saturada obtida é teoricamente tridimensional, a partir da frente de umedecimento descendente para cada sucção, sob o disco poroso. Por outro lado, o método indireto de Priesack e Durner (2006) baseia-se na curva de retenção e propriedades hidráulicas do solo para obtenção da função da condutividade hidráulica.

3 RESULTADOS

Na Tabela 1 são apresentados os valores médios dos principais parâmetros obtidos com os ensaios da caracterização física. É possível notar que em razão da amostragem ter sido realizada no horizonte pedológico B do solo, as frações argila se mostraram predominantes, o que é típico de solos residuais maduros, caracteristicamente bem desenvolvidos (Lacerda, 2010). A análise granulométrica compreendeu as etapas de peneiramento e sedimentação, com e sem o uso de defloculante. Na Figura 3 são apresentados os resultados dessas etapas, mostrando que a presença do defloculante (hexametafosfato de sódio) provocou uma diferença significativa no diâmetro das partículas e, consequentemente, nas curvas obtidas. Segundo De Brito Galvão e

Schulze (1996), essa diferença pode ser atribuída às condições ambientais que esses solos estão sujeitos, resultando em uma maior capacidade de cimentação e agregação das partículas.

Tabela 1. Resumo dos índices físicos e hidráulicos dos solos estudados.

Amostra	IP	Arg. (%)	Silte (%)	Areia (%)	Ped. (%)	ρ_s (g/cm^3)	ρ (kg/m^3)	η	e	K (m/s)
CB-01	20	38	16	45	1	2,624	1.711	0,448	0,814	4,67e-5
OB	26	43	31	24	2	2,739	1.697	0,5139	1,057	1,02e-5
OP-01	18	58	29	12	1	2,84	1.432	0,6023	1,514	1,52e-5
MA	17	36	22	40	2	2,846	1.739	0,4683	0,881	1,61e-4
CC-01	20	44	15	41	0	2,579	1.643	0,4795	0,921	4,25e-5

Sendo: IP = índice de plasticidade; Arg. = argila; Ped. =pedregulho; ρ_s = massa específica dos grãos; ρ = massa específica aparente; η = porosidade; e = índice de vazios; K = condutividade hidráulica.

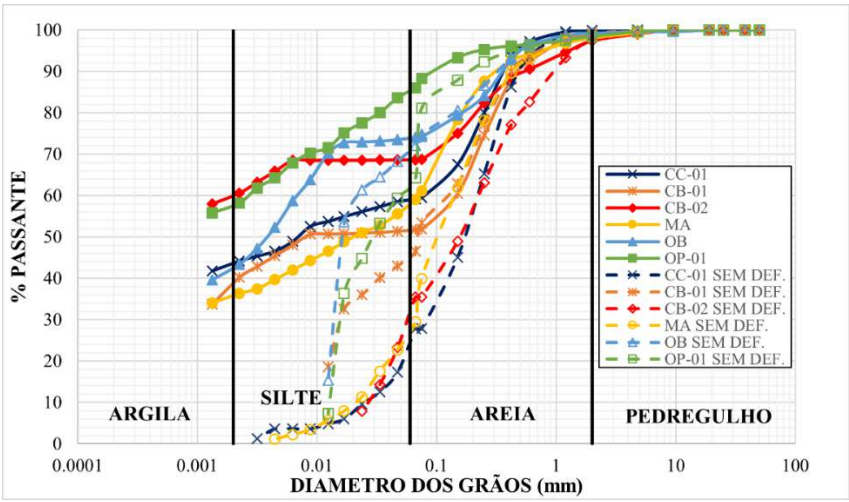


Figura 3. Análise granulométrica dos solos com e sem defloculante.

Os valores dos índices de plasticidade (IP) variaram entre 17% e 26%, considerados de média a alta plasticidade, e coerentes com a fração fina apresentada pelas amostras. A massa específica dos grãos (ρ_s), variou entre de 2,579 – 2,846, é geralmente relacionado com o material de origem e seu intemperismo, podendo ser representado como um valor médio dos diferentes minerais que os constituem.

A porosidade (η) tem relação direta com o fluxo, sendo um atributo físico importante na compreensão de parâmetros como a condutividade hidráulica (K) e a capacidade de retenção hídrica. Devido às condições pedogenéticas de formação desses solos, verifica-se uma elevada porosidade em uma estrutura granular típica. Por isso, mesmo exibindo elevados teores de argila, o grau de agregação (floculação) encontrado e os altos valores de porosidade facilitam o fluxo de água e justificam os valores de permeabilidade média encontrados, na faixa daqueles esperados para areias limpas (Lu e Likos, 2004).

Na Figura 4 são apresentados os difratogramas de dois dos solos investigados. Conforme esperado, detectou-se a presença de minerais típicos de solos tropicais, como óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (gibbsita e goethita), argilominerais (caulinita e ilita), quartzo e outros minerais menos frequentes previamente identificados em estudos de solos tropicais (Figueiredo et al., 2006; Carvalho e Gitirana Jr, 2021). Ressalta-se a presença tanto de minerais primários (quartzo e moscovita), como também, minerais secundários (caulinita, gibbsita e goethita) em sua constituição, permitindo inferir que elas se encontram em diferentes estágios de desenvolvimento pedológico.

Os resultados dos ensaios da sucção mátrica pela umidade utilizando papel filtro estão representados pelas curvas de retenção de água da Figura 5. É possível notar que a totalidade deles apresentam comportamento bimodal, com o método de ajuste proposto por Durner (1994). Este tipo de curvas de retenção é típica dos solos tropicais bem desenvolvidos, como mostrado anteriormente por outros autores (Futai, 2002; Hernandez, 2020; Carvalho e Gitirana Jr, 2021; Baudson, 2023).

Observa-se que os valores do primeiro ponto de entrada de ar encontram-se nas proximidades do valor de 1 kPa, e que o teor de umidade volumétrica saturada varia de 0,4 – 0,6 e que atinge sucções superiores a 10.000 kPa para valores de umidade inferiores a 0,1.

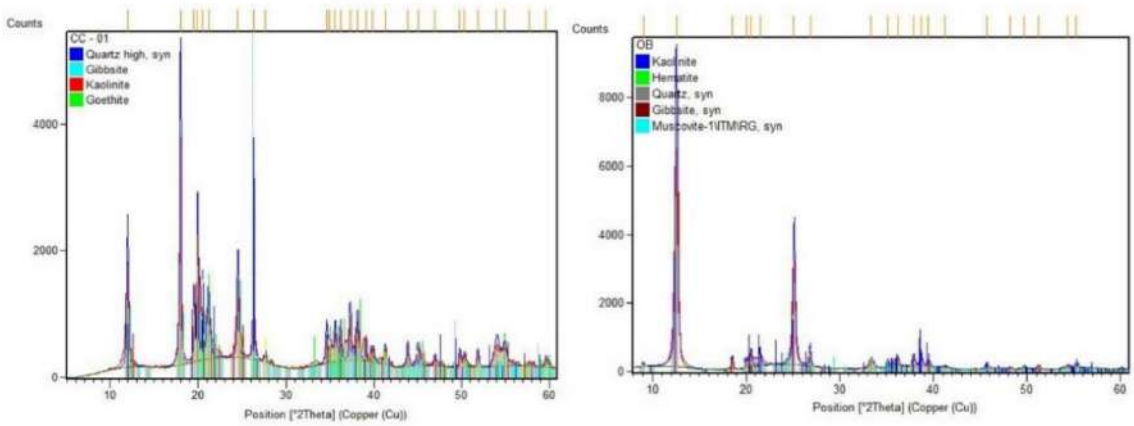


Figura 4. Exemplo de resultados do ensaio de difração de raios X para amostras CC01 e OB.

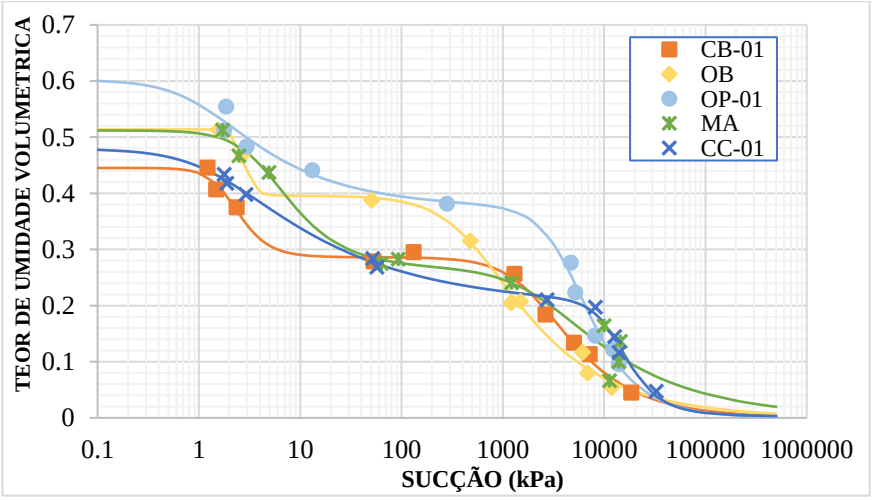


Figura 5. Resultados curva de retenção de água para os solos estudados.

Este comportamento decorre principalmente da ação do intemperismo químico e lixiviação intensa, evidenciado pelos resultados dos ensaios de caracterização física e análise mineralógica. Segundo Lopes (2006), este tipo de distribuição é caracterizado pela presença de dois valores de entrada de ar, o primeiro associado aos macroporos (poros maiores interagregados) e o segundo, aos microporos (poros intra-agregados).

Esses resultados mostram que embora exista uma variabilidade nos valores de sucção de solos provenientes de diferentes litologias, há uma nítida tendência para manter-se um comportamento bimodal, dos horizontes mais superficiais de solos tropicais.

Na Figura 6 estão representados os valores pontuais de condutividade hidráulica não saturada obtidos em campo com o infiltrômetro de disco, além da totalidade dos valores da função de condutividade hidráulica estimada a partir da curva de retenção obtida em laboratório (Figura 5).

Os resultados laboratoriais confirmam que a curva de condutividade hidráulica não saturada de solos residuais maduros, mesmo que derivados de litologias distintas, apresenta dois patamares bem marcantes, definidos pela predominância de macroporos interagregados e microporos intra-agregados (De Brito Galvao e Schulze, 1996). Contudo, quando se compara tais valores com aqueles obtidos com sucções de até 2 kPa com infiltrômetro de tensão, evidencia-se que estes apresentaram valores de condutividade aproximadamente uma ordem de magnitude menor (Figura 6). O patamar inicial abaixo do valor de entrada de ar não ficou tão bem

definido no ensaio com infiltrômetro, o que pode ser explicado pela maior distribuição de poros de variadas dimensões na classe dos macroporos, que causa decréscimo mais significativo da condutividade não saturada próximo à saturação (Jarvis e Messing, 1995). Portanto, segundo estes autores, o emprego de condutividade saturada para ajuste de curvas de retenção medidas em laboratório pode não ser a melhor opção, por superestimar a condutividade próxima à saturação.

Contudo, qualquer interpretação deve ser feita com ressalvas, pois os dois métodos empregados têm solução baseada em distintas hipóteses e condições de contorno. Mesmo assim, estudos prévios indicam que o infiltrômetro de disco pode trazer resultados mais fidedignos da curva de condutividade hidráulica não saturada, assunto que merece ainda pesquisas mais aprofundadas.

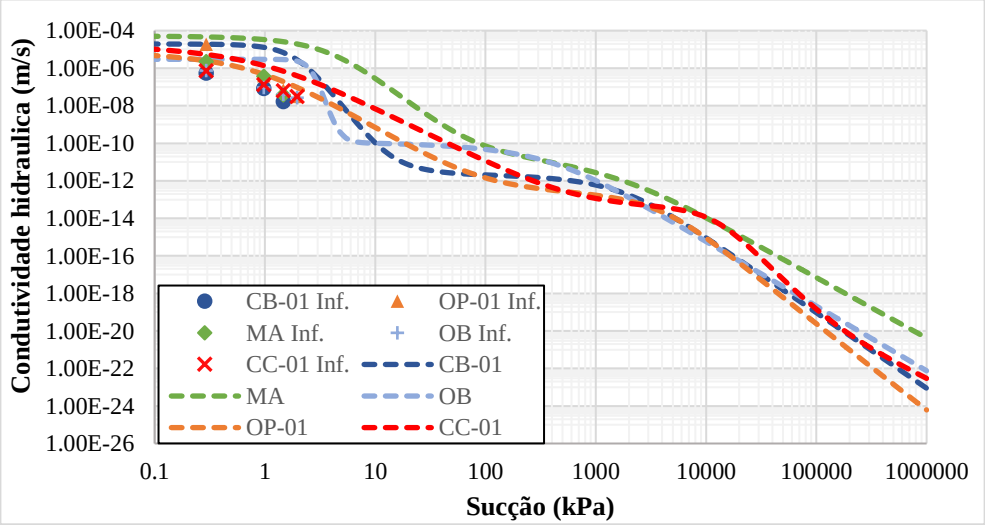


Figura 6. Valores de condutividade hidráulica não saturada obtidos em campo com ensaio com infiltrômetro de sucção (sufixo Inf.) e de condutividade hidráulica não saturada determinada indiretamente em laboratório (linhas tracejadas).

4 CONCLUSÕES

A caracterização física e mineralógica constitui uma ferramenta indispensável no estudo dos solos residuais tropicais, devido ao comportamento diferenciado destes, influenciado pela evolução pedogenética. Nos solos residuais maduros estudados foi possível encontrar semelhanças entre eles, mesmo quando evoluídos a partir de litologias diferentes, dentro do Quadrilátero Ferrífero.

De fato, os solos evidenciaram curvas de retenção com padrão bimodal, com macroporos interagregados e microporos intra agregados. Os resultados obtidos com infiltrômetro de disco mostram menores valores de condutividade hidráulica e maior variabilidade dos valores com a sucção, o que pode ser reflexo da maior variabilidade da dimensão de macroporos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao NUGEO e CTGA, pelo apoio na coleta de amostras em campo e análises em laboratório, à FAPEMIG (Projeto APQ_01613-22), ao CNPq (processo 313840/2021-0), à CAPES (código de financiamento 001), ao REAGEO/CNPq e a UFOP pelo apoio financeiro no desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM. D5298-16 (2016) Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. *ASTM International*, P. 1–6.

Baudson, D. R. S. (2023) *Análise Geotécnica da Erodibilidade do Rejeito Proveniente do Rompimento da Barragem de Fundão: Um Estudo de Caso na Bacia do Rio Gualaxo do Norte*. Dissertação de Mestrado, Ouro Preto: UFOP.

De Brito Galvao, T. C.; Schulze, D. G. (1996) Mineralogical Properties of a Collapsible Lateritic Soil From Minas Gerais, Brazil. *Soil Science Society of America Journal*, V. 60, P. 1969–1978.

Carvalho, J. C. De; Gitirana Jr, G. De F. N. (2021) Unsaturated Soils in the Context of Tropical Soils. *Soils and Rocks*, V. 44, N. 3, P. 1–25. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos.

Carvalho, J. C. De; Gitirana Junior, G. De F. N.; Machado, S. L.; Et Al. (2023) *Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico 2ª Edição*. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Door, J. V. N. (1969) *Physiographic, Stratigraphic and Structural Development of the Quadrilatero Ferrifero Minas Gerais, Brazil*.

Durner, W. (1994) Hydraulic Conductivity Estimation for Soils with Heterogeneous Pore Structure. *Water Resources Research*, V. 30, N. 2, P. 211–223.

Endo, I.; Machado, R.; Galbiatti, H. F.; Et Al. (2020) *Estratigrafia e Evolução Estrutural do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais in Quadrilátero Ferrífero: Avanços do Conhecimento nos Últimos 50 Anos*. Belo Horizonte: 3i Editora.

Figueiredo, M. Do A.; Fabris, J. D.; Varajão, A. F. D. C.; Et Al. (2006) Óxidos de Ferro de Solos Formados Sobre Gnaisses do Complexo Bação, Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais. *Pesquisa Agropecuária Brasileira*, V. 41, N. 2, P. 313–321.

Futai, M. M. (2002) *Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Solos Tropicais Não-Saturados: Aplicação a um Caso de Voçorocamento*. Tese (Doutorado), Universidade Federal Do Rio De Janeiro.

Hernandez, Y. M. R. (2020) *Influência da Sazonalidade Climática na Estabilidade de Taludes em Voçorocas no Complexo Metamórfico do Bação.*, nov. Dissertação De Mestrado, Ouro Preto: UFOP. Disponível em: <www.ufop.br>.

Hippertt, J. F. (1994) Structures Indicative of Helicoidal Flow in a Migmatitic Diapir (Bação Complex, Southeastern Brazil) By J.F. Hippertt: Comment. *Tectonophysics*, V. 234, N. 3, P. 169–196.

Jarvis, N. J.; Messing, I. (1995) Near-saturated Hydraulic Conductivity in Soils of Contrasting Texture Measured by Tension Infiltrometers. *Soil Science Society of America*, V. 59, P. 27–34.

Lacerda, W. A. (2010) Shear Strength of Soils Derived from the Weathering of Granite and Gneiss in Brazil. *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications*, V. 23, N. 1, P. 167–182.

Lopes, M. B. L. (2006) *Influência da Sucção na Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual de Filito de Belo Horizonte, Mg*, 11. ago. Rio De Janeiro, Brazil: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Lu, N.; Likos, W. J. (2004) *Unsaturated Soil Mechanics*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.

Priesack, E.; Durner, W. (2006) Closed-Form Expression for the Multi-Modal Unsaturated Conductivity Function. *Vadose Zone Journal*, V. 5, N. 1, P. 121–124. Wiley.

Reynolds W. D. (2008) Unsaturated Hydraulic Properties: Field Tension Infiltrometer. *Soil Sampling and Methods of Analysis*. Second Edition Ed., P.1107–1128.

Reynolds, W. D.; Elrick, D. E. (2008) Determination of Hydraulic Conductivity Using a Tension Infiltrometer. *Soil Science Society of America Journal*, V. 55, N. 3, P. 633–639.

Seki, K. (2007) Swrc Fit - A Nonlinear Fitting Program with a Water Retention Curve for Soils Having Unimodal and Bimodal Pore Structure. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, V. 4, N. 1, P. 407–437.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/737

Avaliação dos Efeitos da Sucção na Erosão por *Splash* em Solo Laterítico por meio de Ensaios com Simulação de Chuva

José Carlos Frazão Merabet Júnior
Engenheiro Civil, Universidade Federal de Goiás – UFG, Goiânia, Brasil, jose_merabet@discente.ufg.br

Helmar Antônio Cortes
Técnico, Eletrobras, Goiânia, Brasil, helmarc@eletrobras.com

Davi Wilquer Modesto Pires
Engenheiro Civil, Universidade Estadual de Goiás – UEG, Goiânia, Brasil, daviwilquer15@gmail.com

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha
Docente, Universidade Federal de Goiás – UFG, Goiânia, Brasil, marciamascarenha@ufg.br

Marta Pereira da Luz
Engenheira Civil, Eletrobras, Pontifícia Universidade Católica de Goiás – PUC Goiás, Goiânia, Brasil, martaluz@eletrobras.com

RESUMO: A erosão por *splash* é o primeiro estágio do processo erosivo pluvial e ocorre quando as gotas de chuva atingem o solo sem cobertura. As propriedades de capacidade de infiltração e armazenamento de água no solo tem relevante papel nesse processo, e estão associadas ao teor de umidade e/ou sucção que antecedem o evento chuvoso. No entanto, ainda não se sabe exatamente como essas propriedades se relacionam com a erosão por *splash*, principalmente quando se trata de solos lateríticos. Portanto, este trabalho investigou o processo de erosão por *splash* por meio de ensaios laboratoriais com um simulador de chuvas adaptado para medir a quantidade de solo erodida pelas gotas de chuva em diferentes condições iniciais de sucção, sendo estas monitoradas por meio de tensiômetros. Chuvas simuladas de intensidade constante de 130 mm/h foram aplicadas em amostras reconstituídas sem cobertura de um solo laterítico argilo-arenoso em declividades de 5° e 15°. Os ensaios duraram 5 minutos. Ensaios de desagregação também foram realizados para auxiliar nas análises. Os resultados revelaram que a sucção matricial não influencia significativamente na erosão por *splash*, mas sim no destacamento, que foi maior nas condições inicialmente mais úmidas.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Não Saturados, Simulador de Chuvas, Ensaios Laboratoriais, erodibilidade.

ABSTRACT: *Splash* erosion is the initial stage of the rain-induced erosive process and occurs when raindrops strike a bare soil. The soil's infiltration capacity and water storage properties play a significant role in this process and are associated with the moisture content and/or suction preceding the rainy event. However, it is still unclear how these properties relate to *splash* erosion, especially in the case of lateritic soils. Therefore, this study investigated the *splash* erosion process through laboratory tests with a rain simulator adapted to measure the amount of soil eroded by raindrops under different initial suction conditions, which were monitored using tensiometers. Simulated rains with constant intensities 130 mm/h were applied to uncovered reconstituted samples of a clayey-sandy lateritic soil with slopes of 5° and 15°. The tests lasted 5 minutes. Slaking tests were also conducted to assist in the analyses. The results revealed that matrix suction does not significantly influence splash erosion, but rather detachment, which is greater in initially wetter conditions.

KEYWORDS: Unsaturated Soils, Rainfall Simulator, Indoor Test, erodibility.

1 INTRODUÇÃO

O processo de erosão por *splash* pode ser conceitualmente dividido em dois subprocessos, incluindo o desprendimento de grãos e o início do movimento dos produtos desprendidos. De acordo com Morgan (1981), a erosão por *splash* age principalmente fornecendo material solto para o transporte pelos fluxos subsequentes gerados pela chuva. Conforme Hairsine e Rose (1991) a erosão por *splash* tem mais influência sobre as partículas destacadas do solo do que o escoamento superficial, antes que o estágio de erosão em sulcos e ravinas seja atingido.

A erosão por *splash* depende das características da chuva (erosividade) e das características do solo (erodibilidade). De acordo com Nearing *et al*. (2017), a erosividade depende explicitamente do total e das taxas de chuva e, implicitamente, da velocidade da gota de chuva, enquanto as capacidades de infiltração e armazenamento são implicitamente incluídas na erodibilidade, nos fatores de cobertura, na declividade e no comprimento do terreno.

Em relação às propriedades de erodibilidade do solo, Moragoda; Kumar; Cohen (2022) apresentam um amplo trabalho de revisão bibliográfica sobre o papel da umidade inicial do solo na erodibilidade em diversos tipos de erosão. Os autores constataram que ainda não há uma elucidação clara sobre a relação entre a umidade e a resistência do solo à erosão para uma variedade de solos, visto que depende do tipo de indicador de erosão, ou seja, do subprocesso erosivo em avaliação. Nestes subprocessos se incluem a erosão por *splash*, que é o subprocesso do estudo de erosão pluvial e o processo de desagregação.

Essas informações têm mais relevância no contexto de regiões tropicais, cujo clima é marcado pelo papel relevante da chuva associado às características geológicas e fisiográficas, constituindo um dos principais elementos desencadeadores dos processos erosivos (Camapum *et al*., 2006). Nessas regiões, ocorrem constantemente solos na situação não saturada, principalmente na região denominada de zona ativa, que é um perfil de solo compreendido entre a superfície terrestre e a zona freática. No domínio da zona ativa ocorre variação constante de umidade e de saturação do solo. Estudos realizados em Brasília e Goiânia mostram que as variações sazonais da umidade do solo mais expressivas foram observadas nos primeiros três metros de profundidade do perfil de solo, com perda de até 14 % durante o ano (Mascarenha, 2003; Almeida *et al*., 2015).

Le Bissonais e Singer (1992); Defersha; Quraishi; Melesse (2011) e Zambon *et al*. (2021) mostraram que em solos inicialmente mais secos, a quantidade de material erodido por *splash* foi maior do que em condições inicialmente mais úmidas. Algumas das explicações se dão ao papel da desagregação em decompor os agregados do solo, tornando-o mais erodível quando molhados rapidamente. Nos solos mais úmidos a absorção de água é mais lenta, resistindo mais à erosão. Taxas de molhagem mais lentas evitam o aprisionamento de ar e diminuem a diferença de expansão, permitindo que uma maior porção das partículas permaneçam aderidas aos agregados, mas poucos estudos mostram a quebra de agregados por esse mecanismo em solos argilosos. Le Bissonnais (2016) também relatou que a mineralogia do solo, a textura, o teor de matéria orgânica e o teor inicial de água influenciam a formação de agregados, onde maior umidade inicial aumenta a resistência dos agregados contra o impacto das gotas de chuva.

Em contrapartida, Luk (1985) e Luk e Hamilton (1986) observaram maiores perdas de solo em condições inicialmente mais úmidas. Elevados teores de argila e volume reduzido de poros finos em solo grossos foram citados como fatores que reduzem a erosão por *splash* nas condições mais secas.

No entanto, existem poucos trabalhos realizados com solos brasileiros para medir a erosão por *splash* e não se tem registro de estudos verificando especificamente os efeitos da saturação dos solos. Dessa forma, faz-se necessário produzir estudos para entender como o conteúdo de água afeta a erosão por *splash* em solos brasileiros. Portanto, este trabalho tem por objetivo investigar a influência da sucção/umidade no processo de erosão por *splash* por meio de ensaios laboratoriais em um simulador de chuvas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Propriedades Físicas e Hidromecânicas do solo utilizado

O solo utilizado nessa pesquisa foi coletado nas margens da Barragem de Itumbiara, Goiás, nas coordenadas UTM: 705.193(E); 7.965.879(N) Fuso 22, Datum: WGS 84. O local foi definido considerando-se o potencial de erosão da região, conforme verificado por Jesus *et al*. (2017) e Vilhena *et al*. (2019). O solo

é uma argila laterítica, constituída predominantemente por quartzo e caolinita, com micro e macroporos devido a presença de agregações (Vilhena *et al*., 2019). O solo possui uma erodibilidade mediana de acordo com o critério de Bastos (1999), cujos índices classificatórios foram obtidos a partir de ensaios de Inderbtizen realizados por Merabet Júnior (2023). Na Tabela 1 constam os parâmetros físicos do solo medidos por Merabet Júnior (2023).

Tabela 1. Classificação e parâmetros físicos do solo (Adaptado de Merabet Júnior, 2023).

Pedregulho %	**Areia** %	**Silte** %	**Argila** %	ρ_s **(g cm^{-3})**	w_L%	**wP** %	**IP**%	**SUCS**	**MCT**
0,5	25,7	17,4	56,4	2,62	44	24	20	CL	LA'-LG'

Nota: ρ_s, massa específica dos sólidos; wL, limite de liquidez; wp, limite de plasticidade; IP, índice de plasticidade; SUCS, Sistema Unificado de Classificação de Solo; MCT, Miniatura, Compactado, Tropical.

A curva característica solo-água (CCSA) para as trajetórias de secagem e molhagem para o solo em questão é apresentada na Figura 1. Os ensaios foram realizados em amostras com índice de vazios de 1,0 e umidade de moldagem de 25 %. Os valores de sução até a faixa de 280 kPa são correspondentes à sucção matricial. Ambas as curvas indicam o comportamento bimodal, compatível com o comportamento de solos lateríticos.

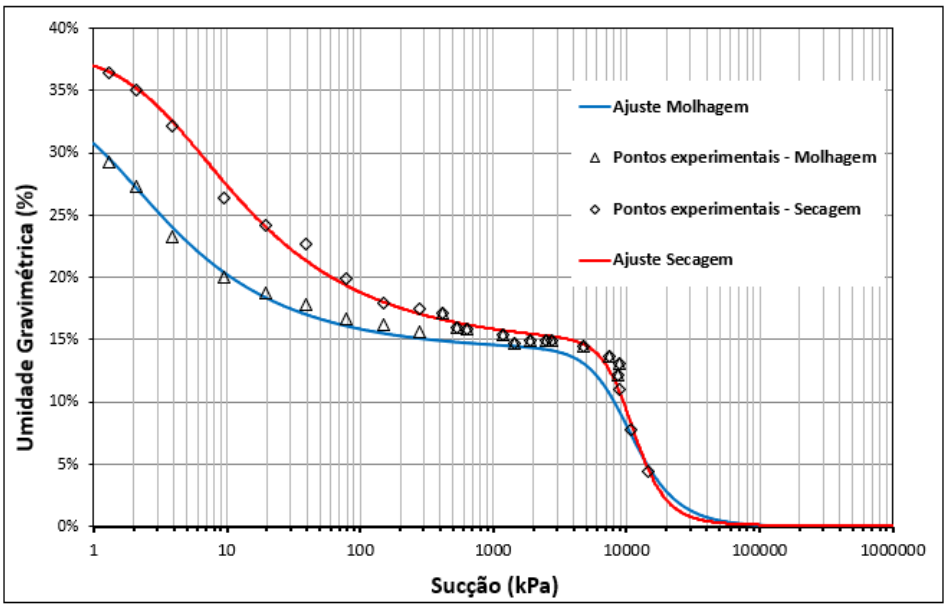


Figura 1. Curva característica solo-água nas trajetórias de secagem e molhagem (Merabet Júnior, 2023).

2.2 Ensaios de Erodibilidade

Os ensaios para medir a erosão por *splash* foram realizados no Simulador de Chuva (SC) construído por Mendes (2019) e adaptado por Melo (2020) e Merabet Júnior (2023) no grande laboratório do Centro de Estudos em Hidrologia e Geotecnia Ambiental - CEHIGE da Universidade Federal de Goiás -UFG. Trata-se de um simulador de chuvas do tipo aspersivo equipado com um bico aspersor do modelo Fulljet – ¼'' 10 SQ HHS, com pressão de serviço ajustável, capaz de gerar chuvas constante de diversas intensidades, a depender da área do recipiente amostral. O equipamento (Figura 2a) também permite inclinações de até 45° do suporte de amostras.

Para a realizar a medição da erosão por *splash*, copos de *Splash* Morgan modificados (Morgan, 1981) foram confeccionados tendo como base a aparelhagem utilizada por Zambon *et al*. (2021). Os copos de *splash* foram feitos a partir da usinagem de luvas soldável utilizadas para fins de irrigação (Bitola de 10 cm, composição PVC, NBR 5648 e NBR 14312), e possuem formato cilíndrico com diâmetro interno de 10,29 cm e altura de 6,4 cm, conforme ilustrado na Figura 2.b. No fundo do recipiente, foi fixado uma base rígida de

espessura de 1,4 cm com um material do tipo poliacetal com furos de 0,5 cm para permitir a drenagem de água da chuva.

As amostras de solo utilizadas para o ensaio de erosão por *splash* foram compactadas de maneira semi-estática no próprio molde do copo *splash* com o auxílio de um colarinho confeccionado para encaixar sobre o copo *splash.* A amostra foi reconstituída por prensagem com teor de umidade de moldagem de 25 % para um índice de vazios (e) de 1,0, simulando os parâmetros de campo obtidos por Merabet Júnior (2023). O solo foi compactado até atingir uma altura de 4 cm a partir da superfície do fundo, deixando uma borda livre de 1 cm a fim de evitar que, na ocorrência de empoçamento, o material solto na superfície fosse carreado pela água durante os ensaios de simulação de chuva.

Após a compactação, os copos de *splash* foram embalados e guardados em local arejado por um período de 24 horas para a estabilização da umidade. Após esse período, as amostras foram desembaladas e submetidas à secagem ao ar livre até atingirem a umidade gravimétrica requerida e, consequentemente, sucção requerida.

Após atingir a sucção desejada, os copos de *splash* foram colocados dentro de um coletor de respingos, com altura de 40 cm e diâmetro de 50 cm (Figura 2a). Após a exposição às chuvas que duraram 5 min, o solo erodido e a água coletada pelo recipiente coletor foram transferidos para bandejas metálicas e levados para secagem em estufa.

Os ensaios de erosão por *splash* foram realizados com umidade gravimétrica inicial (w_0) de 25, 20 e 16 % para a inclinações (α) de 5 e 15°, com três réplicas. A intensidade de chuva (*It*) utilizada foi de 130 mm h^{-1}, correspondente a um período de retorno pouco inferior a 1 ano para uma chuva de 5 min de duração, de acordo com as equações *i-d-f* de chuvas propostas por Costa e Prado (2003) para a região de Itumbiara-GO. Foi a maior *It* possível para realizar o ensaio com duração de 5 min, pois foi constatado que maiores *It* ocasionavam empoçamentos de magnitude suficiente para transbordar sobre borda do copo *splash*, carreando material solto e, consequentemente, prejudicando a medição da erosão essencialmente por *splash.* No caso de chuvas com *It* menores do que 130 mm h^{-1} havia o problema de pouca erosão para as condições de ensaio, pois a energia cinética da chuva é diretamente proporcional à intensidade de chuva (Melo, 2020).

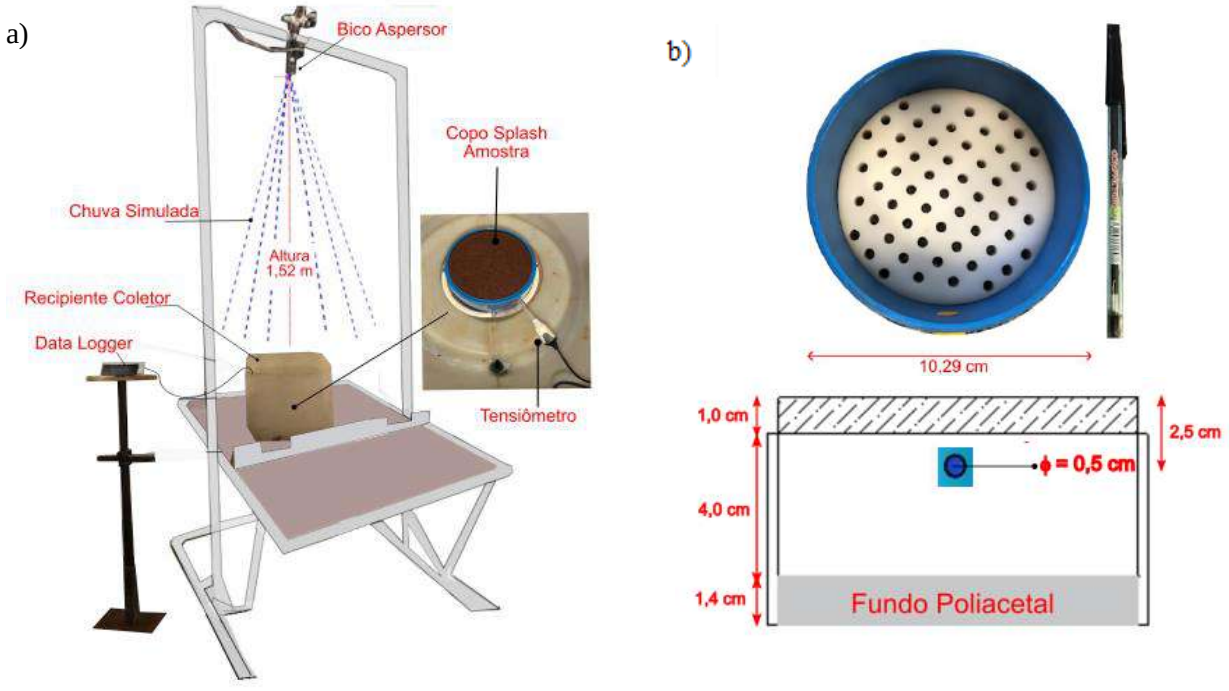


Figura 2. Componentes do ensaio de erosão por *splash*: a) Simulador de Chuvas e coletor de material erodido por *splash* e b) Detalhamento do copo *splash* utilizado para as amostras.

Para monitorar a sucção matricial do solo foi utilizado um mini tensiômetro TEROS 31 (Meter Group, Munique, Alemanha), presente na Figura 2.b. O sensor tem uma faixa de medição de potencial hídrico de −85 kPa (ou até -150 kPa durante o retardo de ebulição) a +50 kPa com uma resolução de 0,0012 kPa e uma precisão de 0,15 kPa. Para a leitura e registro dos dados medidos pelos tensiômetros foi utilizado o data

logger ZL6 (Meter Group, Munique, Alemanha) conforme mostra a Figura 2.a. A locação do tensiômetro pode ser visualizada na Figura 2b. A umidade gravimétrica foi controlada por meio da pesagem do corpo de prova.

Ensaios de desagregação também foram realizados para verificar a eficiência do desprendimento das partículas sólidas em situações diferentes de teor de umidade inicial. A metodologia utilizada foi a proposta por Santos (1997), com inundação total e parcial, em amostras reconstituídas de solo de formato cilíndrico de 5 cm de diâmetro e 6 cm de altura. Para a realização deste ensaio foram moldados cinco corpos de prova para cada situação de inundação. Os teores de umidade gravimétrica iniciais dos ensaios foram as seguintes: 10, 16, 20, 25 e 40 %, sendo este último o correspondente para o grau de saturação teórico de 100%.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Resultados dos ensaios de desagregação

Todos as amostras submetidas ao ensaio de desagregação sofreram abatimento (*slumping*) nas situações de inundação parcial e total, conforme ilustrado na Figura 3. Nesses casos, os mecanismos primários que causam a desintegração são a hidratação e a desaeração, que atuam gerando pressões positivas que desagregam o solo, conforme Santos (1997). Em solos argilosos, geralmente a hidratação causa uma expansão diferencial, perceptível na Figura 3b, sendo a principal responsável pela desagregação mesmo em solos argilosos com elevada coesão (Kemper e Rosenau, 1984). Ressalta-se que mesmo nas condições mais úmidas, quando a absorção de água é mais lenta, o processo de hidratação ocasionou o abatimento das amostras.

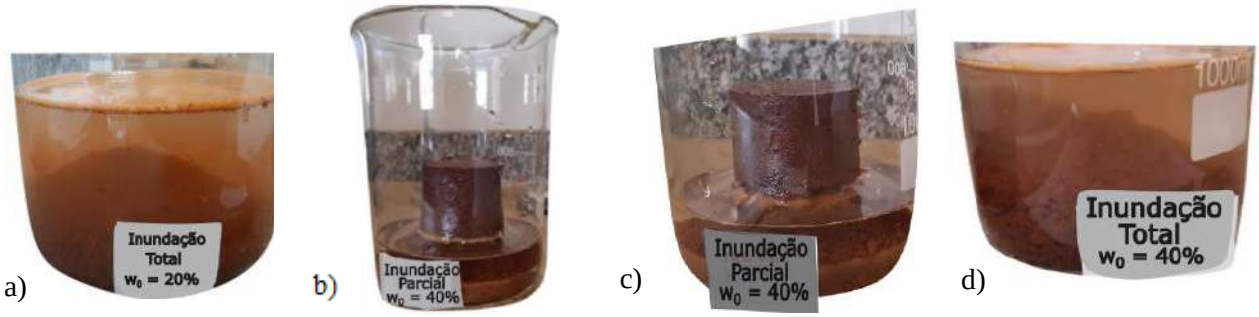


Figura 3. Amostra em processo de abatimento no ensaio de desagregação. a) Abatimento; b) Expansão diferencial antes do abatimento; c) início do abatimento e d) abatimento.

3.2 Resultados dos ensaios de erosão por *splash*

Os resultados dos ensaios de erosão por *splash* estão disponíveis na Tabela 2, cujos valores de sucção, índice de vazios e massa erodida são as médias obtidas para cada condição. A massa erodida por área não variou de forma significativa com a variação da sucção matricial inicial (ψ_0), pois os dados mostram que, em todos os casos, as perdas foram inferiores a 1 grama, indicando que esse tipo de erosão é limitado pelo transporte. Isso ocorre porque as declividades utilizadas no ensaio não são elevadas e, conforme Zhang *et al*. (2019), essa situação contribui para que a erosão por *splash* seja limitada ao transporte.

Tabela 2. Resultados obtidos para os ensaios de erosão por splash.

Ensaio	Inclinação da amostra α - (°)	Umidade Gravimétrica Inicial de Ensaio w_0 (%)	Sucção Matricial Inicial de Ensaio ψ_0 (kPa)	Índice de vazios e	Massa erodida (g m^{-2})
SP - A1	5	25,4	9,9	1,05	6,01
SP - A3	5	20,0	86,0	1,06	10,93
SP - A5	5	16,0	800,0*	1,05	10,21
SP - A2	15	25,4	11,1	1,04	17,12
SP - A4	15	20,0	80,5	1,06	13,82
SP - A6	15	16,0	800,0*	1,07	13,22

* Valores obtidos pela CCSA de secagem, cujo valor corresponde a sução total.

No entanto, ao analisar as imagens das amostras após os ensaios de erosão por *splash* (Figura 3), percebe-se que as condições iniciais mais úmidas conduziram a um maior destacamento das partículas de solo, sendo perceptível ao observar um maior número de agregações soltas na superfície, principalmente na declividade de 15°. Esses dados corroboram com os resultados obtidos por Luk e Hamilton (1986) e Coote *et al.* (1988). Além disso, esses dados sustentam os resultados obtidos por Merabet Júnior (2023), onde as condições inicialmente mais úmidas produziram maior perda de massa nos ensaios de erosão pluvial, quando se mediu o solo transportado pelo escoamento superficial. Isso indica que os solos submetidos a sucções iniciais menores são mais suscetíveis ao destacamento, porém, sem influenciar na erosão por *splash*, pois não se tem energia suficiente para transportar o material, mas na presença de fluxo superficial ajuda a aumentar a erosão pluvial como um todo, fornecendo mais material para ser carreado pelo escoamento superficial.

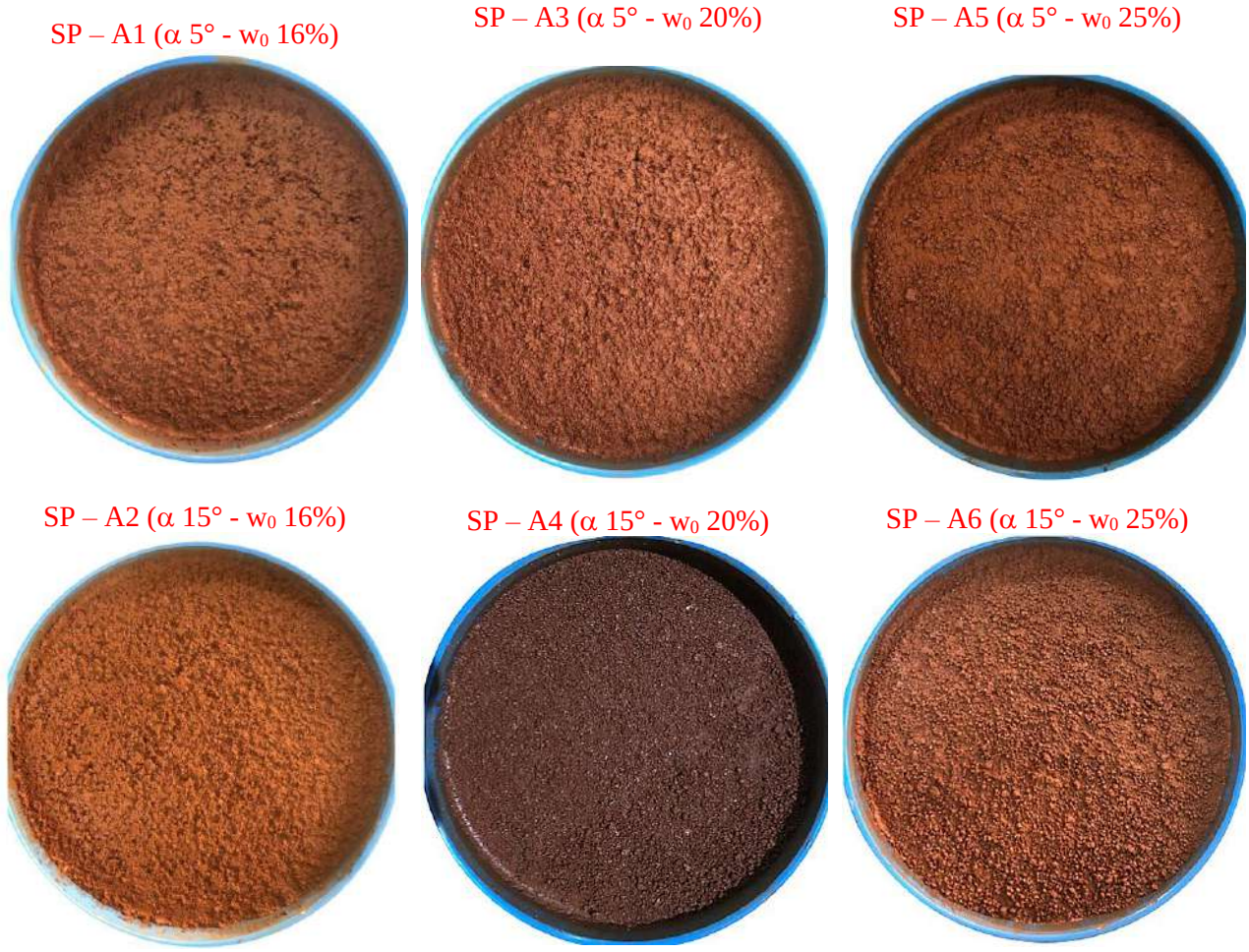


Figura 3. Amostra de solo pós ensaio de erosão por *splash.*

No trabalho realizado por Allen *et al.* (1999), conclui-se que quando o teor de argila é superior a 10 %, as propriedades coesivas naturais da argila tornam-se dominantes e dificultam o efeito da umidade e sucção na coesão do solo. Portanto, há indícios que a coesão da argila pode ser superior à poropressão positiva gerada pela precipitação mesmo nas situações inicialmente mais secas, provavelmente devido à presença de materiais cimentícios (óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio) presentes em solos lateríticos.

Moragoda; Kumar; Cohen (2022) relatam que a resistência ao destacamento pode ser beneficiada pela coesão aparente oriunda da tensão superficial, o que pode ter oferecido uma maior resistência ao impacto das gotas de chuva nas amostras com maiores sucções iniciais. Nos ensaios de resistência a compressão simples realizados por Merabet Júnior (2023) para o mesmo solo e nas mesmas condições, a resistência aumentou 2 vezes partindo de uma umidade gravimétrica (w_0) de 25% para 20% e aumentou 3 vezes de 20% para 16%, ratificando a influência da coesão aparente nas propriedades hidromecânicas do solo estudado.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foi constatado que o ensaio de desagregação para o solo em questão não é apto para indicar a erodibilidade do material quando submetido aos ensaios de erosão por *splash*. Portanto, o mecanismo de geração de poropressão positiva de ar ocasionado pela inundação é diferente da poropressão positiva gerada pela chuva, pois os ensaios não mostraram a mesma tendência.

O efeito da sucção não foi significativo se tratando da erosão por *splash* nas declividades estudadas, pois a erosão ficou limitada ao transporte. Entretanto, foi constatado que menores sucções iniciais ofereceram maior destacamento em ambas as declividades estudadas, sendo relevantes para o estudo de erosão pluvial como um todo, uma vez que essas condições fornecem maior quantidade de material solto para serem carreados pelo escoamento superficial.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Construção da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Goiás – PPG GECON – UFG, à Eletrobras. e à ANEEL (Agência Nacional de Energia Elétrica) por ter fomentado esta pesquisa via P&D+I (Pesquisa, Desenvolvimento e Inovação) código ANEEL PD.0394-1705/2017. Os autores também agradecem os recursos fornecidos pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), processos 302985/2021-2 e 309841/2021-6 e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Goiás (FAPEG), processo CAP2022061000173.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Allen, P. M., Arnold, J., Jakubowski, E. (1999). Prediction of stream channel erosion potential. *Environmental and Engineering Geoscience*, 5(3), 339–351.

Almeida, J. G. R., Romão, P. de A., Mascarenha, M. M. dos A., Sales, M. M. (2015) Erodibilidade de solos tropicais não saturados nos municípios de Senador Canedo e Bonfinópolis (GO). *Revista Geociênicas*. v. 34, p. 441-451.

Bastos, C. A. B. (1999) *Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 303 p.

Camapum de Carvalho, J. C., Sales, M. M., Mortari, D., Fácio, J. A., Motta, N. O., Francisco, R. A. (2006) Capítulo 2: Processos Erosivos. In: Carvalho, J. C., Sales, M. M., Souza, N. M., Melo, M. T. S. (Org.). *Processos erosivos no centro-oeste brasileiro*. Brasília: Editora FINATEC, 2006, p 39-91.

Coote, D. R., Malcolm-Mcgovern, C. A., Wall, G. J., Dickinson, W. T., Rudra, R. P. (1988). Seasonal variation of erodibility indices based on shear strength and aggregate stability in some Ontario soils. *Canadian Journal of Soil Science*, 68(2), 405–416.

Costa, A. R.; Prado, L. A. (2003). Espacialização de Chuvas Intensas para o Estado de Goiás e o Sul de Tocantins. *Revista de Engenharia Agrícola*, v.23, n.2, p. 268-276.

Defersha, M. B., Quraishi, S., Melesse, A. (2011). The effect of slope steepness and antecedent moisture content on interrill erosion, runoff and sediment size distribution in the highlands of ethiopia. *Hydrology and Earth System Sciences*, 15(7), 2367–2375.

Hairsine, P. B., Rose, C.W. (1991) Rainfall detachment and deposition: sediment transport in the absence of flow-driven processes. *Soil Science Society of America Journal*, 55(2), 320.

Jesus, A. S.; Sousa, M. S.; Nascimento, D. T. F.; Romão, P. A.; Camapum de Carvalho, J. (2017) *Capítulo 8: A influência de aspectos geomorfológicos, de cobertura do solo e climáticos no surgimento e evolução de processos erosivos no entorno de reservatório*. In: Sales, M. M.; Camapum de Carvalho, J.; Mascarenha, M. M. A.; Luz, M. P.; Souza, N. M.; Angelim, R. R. (Org.). *Erosão em Borda de Reservatório*. 1ª Edição,

Série GECON. Goiânia: Escola de Engenharia Civil e Ambiental Universidade Federal de Goiás, 2017. Volume 3. p 171-194.

Kemper, W.D., Rosenau, R.C. (1984). Soil cohesion as affected by time and water content. *Soil Sci. Soc. Am. J*. 48 (5), 1001–1006.

Le Bissonnais, Y.L., Singer, M.J. (1992) Crusting, runoff, and erosion response to soil water content and successive rainfalls. Soil Sci. Soc. Am. J., v. 56, p. 1898–1903.

Le Bissonnais, Y. (2016). Aggregate stability and assessment of soil crustability and erodibility: I. Theory and methodology. *European Journal of Soil Science*, 67(1), 11–21.

Luk, S.H. (1985) Effect of antecedent soil moisture content on rainwash erosion. *Catena*, v. 12, p. 129-139.

Luk, S.H., Hamilton, H. (1986). Experimental effects of antecedent moisture and soil strength on rainwash erosion of two luvisols, Ontario. *Geoderma*, v. 37 (1), p. 29–43.

Mascarenha, M. M. A. (2003) *Influência do Recarregamento e da Sucção na Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Porosos Colapsíveis.* Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília, Brasília, 141 p.

Melo, M. T. S. (2020) *Utilização de geossintéticos para controle de erosão superficial hídrica em face de talude*. 2020. 152p. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-161/20, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152 p.

Mendes, T. A. (2019) *Modelagem física e numérica da infiltração e escoamento em superfícies não saturadas e com cobertura vegetativa*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD158/19, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 255 p.

Merabet Júnior., J.C.F. (2023) *Estudo da erosão pluvial em solo laterítico por meio de ensaios laboratoriais com simulador de chuvas e medição de sucção e umidade*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 122 p.

Meter Group. Teros 31. Disponível em: https://library.metergroup.com/Manuals/20799_TEROS%2031_Manual_Web.pdf. Acesso em: 13 março de 2023.

Meter Group. ZL6. Disponível em: https://publications.metergroup.com/Manuals/20789_ZL6_Manual_Web.pdf. Acesso em: 13 março de 2023.

Moragoda, N., Kumar, M., Cohen, S. (2022). Representing the role of soil moisture on erosion resistence in sediment models: Challenges and opportunities. *Earth-Science Reviews*, v. 229.

Morgan, R.P.C. (1981) Field measurement of *splash* erosion. Int. Assoc. Sci. *Hydrol*. Publ. 133, p. 373–382.

Nearing, M. A., Yin, S. qing, Borrelli, P., Polyakov, V. O. (2017) Rainfall erosivity: An historical review. *Catena*, Elsevier, 157, p. 357–362.

Santos, R. M. M. (1997). *Caracterização geotécnica e análise do processo evolutivo das erosões no Município de Goiânia*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília, Brasília, 1997. 138 p.

Vilhena, R.M., Mascarenha, M.M.A, Sales, M.M., Romão, P.A., Luz, M.P. (2019) Estimating the Wind-Generated Wave Erosivity Potential: The Case of the Itumbiara Dam Reservoir. *Water*, v 11.

Zambon, N., Johannsen, L. L., Strauss, P., Dostal, T., Zumr, D., Cochrane, T. A., Klik, A. (2021). Splash erosion affected by initial soil moisture and surface conditions under simulated rainfall. *Catena*, v. 196.

Zhang, Q., Wang, Z., Guo, Q., Tian, N., Shen, N., Wu, B., Liu, J. (2019). Plot-based experimental study of raindrop detachment, interrill wash and erosion-limiting degree on a clayey loessal soil. *Journal of Hydrology*, 575, 1280–1287.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/738

Avaliação dos Parâmetros Físicos da CCSA Obtidos Através de Modelos de Previsão com Ênfase em Solos Tropicais

Fernando Carolino da Silva
MSc. e Engenheiro Civil Geotécnico, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, fernandocarolinodasilva@hotmail.com

José Camapum de Carvalho
Pesquisador Colaborador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, camapumdecarvalho@gmail.com

Gilson de F. N. Gitirana Jr.
Ph.D e Professor, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, gilsongitirana@ufg.br

Renato Marques Cabral
Dr. e Engenheiro Civil Geotécnico e Professor, Eletrobrás Furnas e Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, Brasil, renatocabral591@gmail.com

RESUMO: A curva característica solo-água é fundamental na determinação do comportamento hidromecânico em solos não saturados. Diversos modelos de previsão desta curva foram propostos na literatura. Entretanto, existem poucos estudos na literatura que verificam o desempenho destes modelos quando aplicados aos solos tropicais brasileiros. Este artigo tem por objetivo avaliar o desempenho de modelos de previsão da curva característica desenvolvidos em países de clima temperado, na previsão dos parâmetros de retenção de solos tropicais em sua zona de macroporos. Utilizou os modelos de Arya e Paris (1981), Arya e Dierolf (1989), Aubertin *et al.* (2003) e Wang *et al.* (2017) e empregando um banco de dados composto por 42 solos brasileiros. As análises mostram que nenhum dos modelos é satisfatório nas previsões avaliadas, entretanto, observa-se casos no qual os valores reais se aproximam dos valores medidos. O modelo de Arya e Paris (1981) e Arya e Dierolf (1989) apresentou casos de aproximação em amostras compactadas bimodais e indeformadas unimodais para valor de entrada de ar dos macroporos. Para amostras indeformadas, compactadas bimodais e unimodais, Arya e Paris (1981), Arya e Dierolf (1989) e Aubertin *et al.* (2003) apresentou valores previstos próximos dos reais da declividade do trecho de dessaturação. Já o modelo de Wang *et al.* (2017) não apresentou previsões satisfatórias em nenhum dos casos avaliados.

PALAVRAS-CHAVE: Curva Característica, Curva Granulométrica, Modelos de Previsão, Solos Tropicais.

ABSTRACT:
The soil-water characteristic curve is fundamental in determining the hydromechanical behavior of unsaturated soils. Several models for predicting this curve have been proposed in the literature. However, there are few studies in the literature that verify the performance of these models when applied to Brazilian tropical soils. The aim of this article is to evaluate the performance of characteristic curve prediction models developed in temperate countries in predicting the retention parameters of tropical soils in their macropore zone. It used the models of Arya and Paris (1981), Arya and Dierolf (1989), Aubertin *et al.* (2003) and Wang *et al.* (2017) and employed a database consisting of 42 Brazilian soils. The analyses show that none of the models is satisfactory in the predictions evaluated, however, there are cases in which the actual values are close to the measured values. The model by Arya and Paris (1981) and Arya and Dierolf (1989) showed cases of approximation in bimodal compacted and unimodal undeformed samples for the value of air entering the macropores. For undeformed, compacted bimodal and unimodal samples, Arya and Paris (1981), Arya and Dierolf (1989) and Aubertin *et al.* (2003) presented predicted values close to the real ones for the slope of the desaturation section. On the other hand, the model by Wang *et al.* (2017) did not provide satisfactory predictions in any of the cases evaluated

KEYWORDS: Characteristic Curve, Particle Size Curve, Prediction Models, Tropical Soils.

1 INTRODUÇÃO

Em diversos estudos geotécnicos realizados no Brasil e no mundo, pesquisadores constataram que a curva característica solo-água (CCSA) é uma das propriedades do solo mais importantes quando se trata de condições não saturadas, uma vez que diversas propriedades do solo podem ser obtidas a partir dela, como a condutividade hidráulica e a resistência do material. No entanto, os solos tropicais apresentam particularidades microestruturais que devem ser consideradas quando das análises das curvas características e estimativas de outras propriedades.

A CCSA fornece o elo necessário para a aplicação da ciência da mecânica dos solos não saturados a estudos e projetos geotécnicos com o solo em estado não saturado, fornecendo uma compreensão conceitual, entre a quantificação de água no solo e o estado de energia da fase água, conhecido como sucção, através de uma relação inversamente proporcional. Vale ressaltar que essas percepções focam na sucção matricial, onde a química do meio não se altera significativamente, porém, vale frisar que nos casos em que a química do meio passa por modificações, há necessidade de uma melhor análise da sucção osmótica nas propriedades e comportamento dos solos. Um outro fator relevante diz respeito a alterações nas interações entre partículas agregadas presentes nos solos tropicais quando da introdução de compostos químicos no solo lembrando que estes podem migrar do ponto onde foram introduzidos (Ayala, 2020)

Em regiões tropicais, como o Brasil, a condição não saturada do solo é muito significativa, tornando inadequada a utilização apenas de conceitos e teorias concernentes à mecânica dos solos clássica voltada para os solos saturados (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

A determinação de uma CCSA é feita a partir de métodos que vão desde a medição direta dessa propriedade até a sua estimativa indireta com base nas propriedades de um solo, sendo esta última objeto deste artigo. É importante ressaltar que modelos de previsão não devem substituir a determinação direta experimental da CCSA. Curvas obtidas via métodos de previsão, no entanto, são fundamentais em estudos preliminares e para a própria interpretação das relações entre os parâmetros físicos dos materiais. Por exemplo, o uso desses modelos pode permitir estimar o efeito da mudança de certos parâmetros, como porosidade, na CCSA, o que muitas vezes experimentalmente pode ser considerado inviável.

Existem diversos modelos de previsão da CCSA na literatura. As técnicas de estimativa da CCSA se enquadram em três grandes categorias, baseadas em: (i) estimativas estatísticas dos teores de umidade volumétrica em várias sucções do solo (Gupta e Larson, 1979), (ii) estimativa de parâmetros de solo para uma função algébrica para a CCSA (Rawls e Brakensiek, 1985; Vereecken et al., 1989; Scheinost *et al.*, 1997), e (iii) modelos físico-empíricos em que curvas de distribuição de tamanho de partículas e outras propriedades físicas do solo são usadas em previsões da CCSA. Estes modelos de previsão são baseados em bancos de dados de solos muito limitados, e não há muitos estudos na literatura que validem o desempenho desses modelos para solos tropicais.

Diante do exposto, o objetivo geral deste artigo é avaliar o desempenho de modelos propostos na literatura para a previsão de dois parâmetros muito importantes quando se tem as curvas características solo-água de um material, que são: valor de entrada de ar dos macroporos do solo e inclinação do primeiro trecho de dessaturação do material. Os modelos de previsão escolhidos para este artigo foram: Arya e Paris (1981), Arya e Dierolf (1989), Aubertin *et al.* (2003), Wang *et al.* (2017). Os modelos físico-empíricos foram escolhidos porque levam em consideração propriedades físicas do solo, e essas informações são de fácil determinação.

A escolha dos dois parâmetros a serem avaliados neste artigo, deve-se ao fato de que a maioria das curvas previstas apresentaram a região inicial dos macroporos, ou seja, assumiu-se apenas os parâmetros relacionados ao trecho de maiores poros do material e a energia necessária para sua dessaturação. A análise contemplou 23 tipos distintos de amostras indeformadas, 10 tipos de amostras compactadas bimodais e 9 tipos de amostras indeformadas unimodais.

2 METODOLOGIAS E MATERIAIS UTILIZADOS

2.1 Modelos de Previsão da CCSA

Os quatro modelos físico-empíricos, escolhidos para desenvolvimento deste artigo, buscam estimar a CCSA de solos tropicais a partir de análises baseadas em conceitos físicos do solo, que relacionam a

distribuição de granulométrica de um material com suas propriedades físicas e distribuição de tamanhos de poros. A seguir será apresentada uma síntese das considerações feitas pelos autores dos modelos de predições, sendo que suas formulações completas podem ser encontradas em Silva (2022).

2.2.1 Modelo de Arya e Paris (1981)

O modelo proposto por Arya e Paris (AP) (1981) usa a curva granulométrica, massa específica do solo e a massa específica das partículas, como parâmetros de entrada para prever a CCSA. Segundo os autores, o modelo foi proposto a partir da observação da similaridade entre a forma curva de distribuição granulométrica e a CCSA do solo. As previsões do modelo proposto foram originalmente verificadas para apenas cinco tipos de materiais, demonstrando proximidade com os dados experimentais. O método considera que a curva granulométrica pode ser dividida em n frações arbitrárias. Cada fração possui um determinado volume compondo o volume total de poros e diâmetro médio de poro. Tal diâmetro corresponde a uma respectiva CCSA idealizada, a qual é definida pelo seu valor de entrada de ar e por uma drenagem total e abrupta. O valor de entrada de ar de cada fração é determinado pela equação de capilaridade.

2.2.2 Modelo de Arya e Dierolf (1989)

O modelo de previsão proposto por Arya e Dierolf (AD) (1989) reavaliou o modelo original de Arya e Paris (1981), introduzindo o parâmetro empírico (α*) buscando melhorar a equação original do modelo que relaciona o raio dos poros ao raio das partículas. Segundo Arya e Dierolf (1989), o parâmetro empírico α* representa o comprimento efetivo do poro associado a cada fração granulométrica das partículas. O parâmetro α* remove o número de partículas da equação que relaciona os raios dos poros aos raios das partículas. Os autores verificaram que o modelo era menos sensível à α*, do que o modelo usando a variável α proposto por Arya e Paris (1981). Os autores utilizaram os mesmos materiais do modelo de Arya e Paris (1981) e mostraram que α* varia em uma faixa relativamente estreita de valores de 0,3 a 1,5 cm, e que um valor de 0,938 cm foi assumido como o de melhores predições.

2.2.3 Modelo de Aubertin, Mbonimpa, Bussière e Chapuis (2003)

Aubertin *et al.* (2003) propuseram um conjunto de equações para prever a CCSA do solo. O modelo foi desenvolvido apenas para materiais isotrópicos e homogêneos, sob uma trajetória de secagem, e fatores de influência como microestruturas internas, anisotropia e variações volumétricas não foram levados em consideração.

No modelo proposto pelos autores, o grau de saturação (Sr) inclui dois componentes que atuam em conjunto: um é produzido pela capilaridade (Sr_c – para materiais granulares), que é mais importante em sucções relativamente baixas, e o outro está relacionado a adsorção (Sr_a – para materiais finos) que contribui principalmente para maiores sucções, e ambos são expressos como funções da ascensão capilar equivalente no meio poroso (h_{co}) e sucção matricial. Além disso ambos os componentes podem ser avaliados a partir das propriedades básicas (normalmente disponíveis) do material, incluindo índice de vazios (e), densidade de grãos (ρ_s), diâmetro efetivo (D_{10}), coeficiente de uniformidade (C_u) para os solos granulares e o limite de liquidez (w_L) para solos plásticos coesivos. Os dois componentes atuam simultaneamente e, portanto, são incluídos nas medições feitas para determinar a relação $\theta - \psi$. Em se tratando de solos tropicais profundamente intemperizados duas particularidades merecem destaque: os seus grãos resultado de agregações possuem geralmente significativa equidimensionalidade se aproximando dos solos granulares, porém, essa situação de agregação afasta o valor determinado do limite de liquidez do valor real como mostrado por Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021).

2.2.4 Modelo de Wang, Hu, Françoise e Lambert (2017)

Usando o modelo de ajuste da CCSA proposto por van Genuchten (1980) como fundamento, os autores propuseram um modelo para estimar a CCSA de solos granulares com base em uma abordagem semifísica e semiestatística. A equação de van Genuchten (1980) foi apresentada em termos de grau de saturação efetivo. Os autores utilizaram a análise dimensional para propor a equações para as variáveis n e α (de van Genuchten,

1980), que estão relacionadas a C_U e D_{60}, através de dois parâmetros de ajustes $C_1 \approx 1{,}07$ e $C_2 \approx 12{,}07$ obtidos para um conjunto de CCSAs extraídas do banco de dados UNSODA.

2.3 Banco de Dados Utilizados

Silva (2022) elaborou um banco de dados, contemplando solos de diversas regiões do Brasil. O banco de dados utilizado envolveu amostras oriundas dos Estados do Rio de Janeiro, São Paulo, Goiás, Distrito Federal, Rio Grande do Sul e Minas Gerais, tendo sido obtidas 23 curvas características bimodais para amostras indeformadas e 10 curvas características para amostras compactadas. As curvas características unimodais foram obtidas apenas para 9 amostras indeformadas.

Em sua dissertação, informações como caracterização física dos materiais e curvas características experimentais foram levantadas e discutidas. Embora os referenciais das amostras utilizadas neste artigo estejam presentes na dissertação de Silva (2022), um breve resumo referente à mineralogia, gráficos de granulometria, triângulo textural e curvas características experimentais do banco de dados em estudo é apresentado a seguir:

i) Os minerais quartzo, caulinita e gibbsita foram observados como os mais comuns no banco de dados. Também se verificou que minerais do tipo 2:1, pertencentes ao grupo das esmectitas, ou seja, minerais expansivos como a montmorilonita, beidelita, nontronita, saponita, sauconita e hectorita, não estão presentes nos materiais que compõem o banco de dados. Portanto, o banco de dados refere-se a solos mais intemperizados, não contendo materiais com características expansivas.

ii) Verificou-se claramente uma variabilidade elevada nos resultados de granulometria dos solos tropicais estudados.

iii) Os solos têm característica que varia entre uma areia (classificação A) até um Franco Argiloso Arenosa (Classificação G), ou seja, quando a granulometria dos materiais é determinada sem a presença de defloculante o comportamento em sua grande maioria é de um material mais arenoso. Entretanto quando utilizamos o defloculante para determinar a granulometria dos materiais, agregações que estão presentes no solo começam a se desfazer, e, portanto, a textura dos solos compreende todas as classificações (A ao M).

iv) A partir dos dados coletados observou-se a variabilidade das curvas características dos solos tropicais brasileiros, considerando os parâmetros: valores de entrada de ar dos macro e microporos, formatos bimodais e unimodais das curvas, variação dos teores de umidade volumétricos saturados

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A fim de avaliar a eficiência da previsão dos modelos estudados neste artigo, resolveu-se usar uma relação gráfica 1:1 entre os valores de entrada de ar dos materiais avaliados e declividade do trecho de dessaturação experimentais e previstos através dos modelos de previsão apresentados. Nesse tipo de relação, quanto menos pontos espalhados em relação à linha principal, maior é a precisão da previsão, o que representa um ajuste perfeito do modelo. É necessário realização de uma interpolação dos dados medidos e previstos para uma correta avaliação dos medidores de aderência (R^2, R^2 ajustado e RMSE), apresentados na Tabela 1 e Tabela 2, e os valores apresentados representam a médias de todas as metodologias utilizadas.

As Figuras 1, 2 e 3 apresentam as relações encontradas entre os valores de entradas de ar previstos e experimentais das CCSAs a partir dos modelos de previsão utilizados (Figuras a e c) e os valores de declividade do trecho de dessaturação previstos e experimentais (Figuras b e d). As legendas dos gráficos a seguir correspondem aos seguintes modelos e dados de entrada: AP (Arya e Paris,1981) – D (disperso) e AP (Arya e Paris, 1981) – ND (não disperso); AD (Arya e Dierolf, 1989) – D (disperso) e AD (Arya e Dierolf, 1989) – ND (não disperso); A (Aubertin *et al.*, 2003) – F (solos finos); A (Aubertin et al., 2003) – G (solos granulares) – D (disperso); A (Aubertin *et al.*, 2003) – G (solos granulares) – ND (não disperso); W (Wang *et al.*, 2017) – D (disperso) e W (Wang *et al.*, 2017) – ND (não disperso).

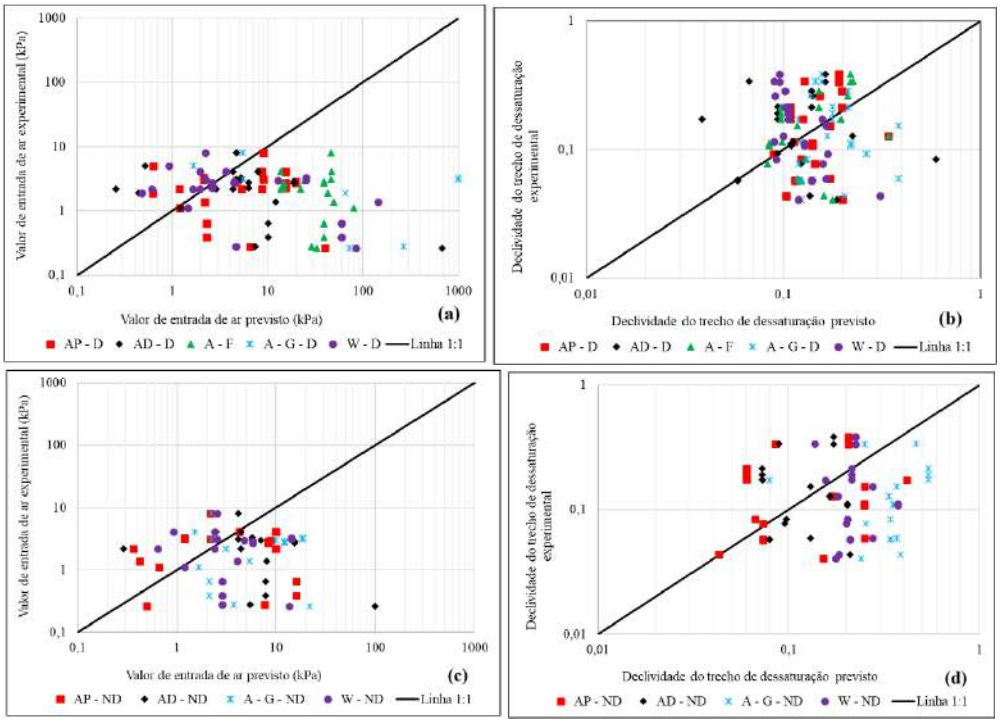


Figura 1. Previsão dos parâmetros da CCSA para solos naturais bimodais: a) valor de entrada de ar empregando granulometria com dispersão; b) declividade do trecho de dessaturação empregando granulometria com dispersão; c) valor de entrada de ar empregando granulometria sem dispersão; d) declividade do trecho de dessaturação empregando granulometria sem dispersão.

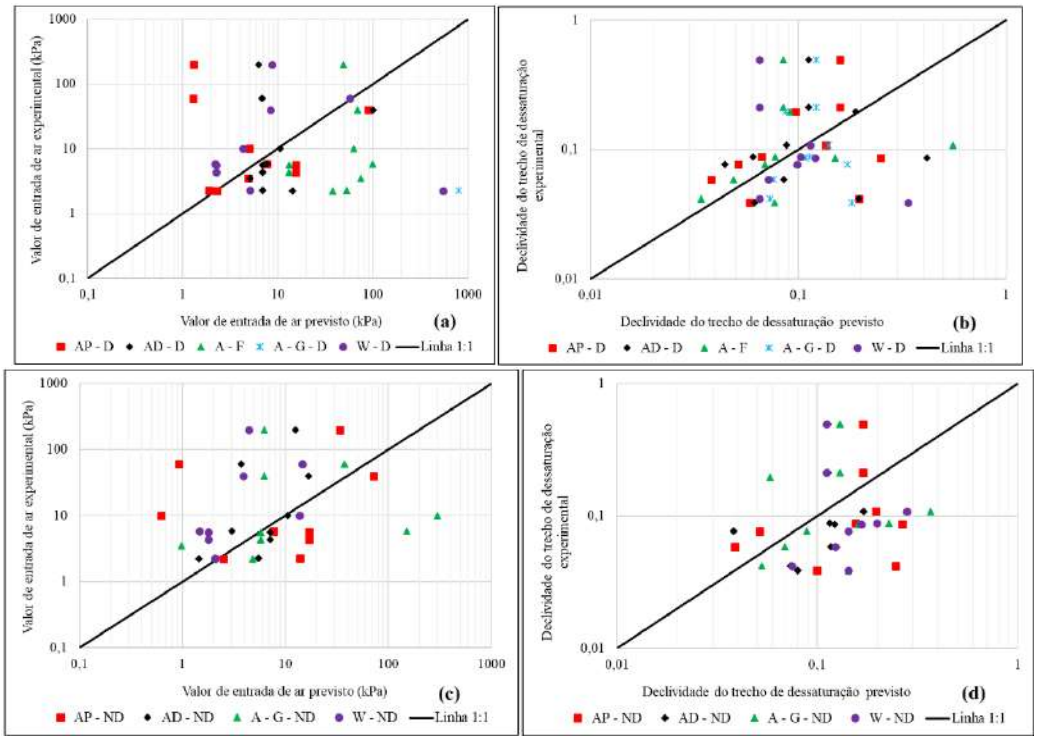


Figura 2. Previsão dos parâmetros da CCSA para solos compactados bimodais: a) valor de entrada de ar empregando granulometria com dispersão; b) declividade do trecho de dessaturação empregando granulometria com dispersão; c) valor de entrada de ar empregando granulometria sem dispersão; d) declividade do trecho de dessaturação empregando granulometria sem dispersão.

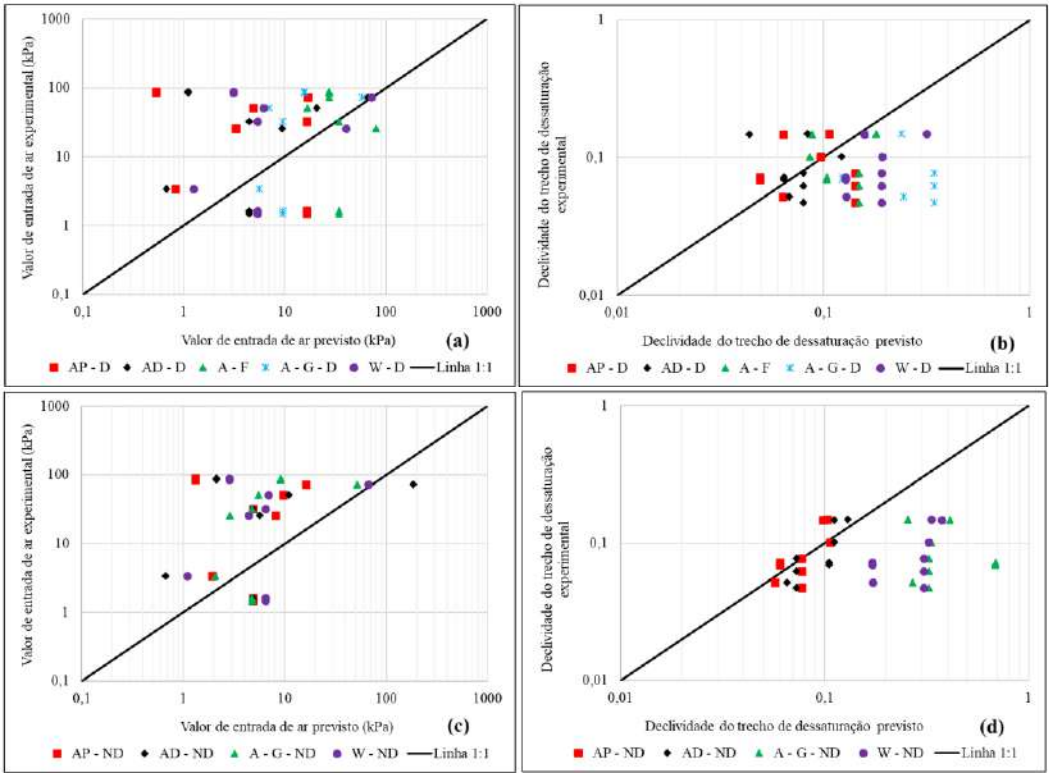


Figura 3. Previsão dos parâmetros da CCSA para solos naturais unimodais: a) valor de entrada de ar empregando granulometria com dispersão; b) declividade do trecho de dessaturação empregando granulometria com dispersão; c) valor de entrada de ar empregando granulometria sem dispersão; d) declividade do trecho de dessaturação empregando granulometria sem dispersão.

Tabela 1. Valores médios dos medidores de aderência para os valores de entrada de ar.

Modelo de Previsão	Naturais Bimodais (Figura 1)			Compactados bimodais (Figura 2)			Naturais Unimodais (Figura 3)		
	R^2	R^2 ajustado	RMSE	R^2	R^2 ajustado	RMSE	R^2	R^2 ajustado	RMSE
AP - D	-46,1	-50,8	11,6	**-0,33**	**-0,71**	**67,6**	-1,11	-1,81	48,6
AP-ND	-12,0	-13,3	6,0	**0,05**	**-0,22**	**57,1**	-1,04	-1,71	47,8
AD-D	-7213,5	-7934,9	143,1	**-0,29**	**-0,65**	**66,4**	**-0,65**	**-1,20**	**43,0**
AD-ND	-162,6	-178,9	21,6	**-0,13**	**-0,13**	**62,4**	-1,95	-1,95	57,6
A-F	-411,1	452,3	34,2	**-0,29**	**-0,66**	**-66,5**	-0,52	-1,03	41,3
A-G-D	-10×10^{-6}	-11×10^{-6}	5409	-183942	-236498	25106	-145,22	-193,96	404,9
A-G-ND	-20,3	-22,4	7,8	-3,2	-4,4	120,0	-0,56	-1,09	41,9
W-D	-547,9	-602,8	39,5	-8,8	-11,7	183,6	-0,68	-1,24	43,4
W-ND	-7,71	-8,58	5,0	-0,22	-0,56	64,6	-0,70	-1,27	43,7

Tabela 2. Valores médios dos medidores de aderência para os valores de declividade do trecho de dessaturação.

Modelo de Previsão	Naturais Bimodais (Figura 1)			Compactados bimodais (Figura 2)			Naturais Unimodais (Figura 3)		
	R^2	R^2 ajustado	RMSE	R^2	R^2 ajustado	RMSE	R^2	R^2 ajustado	RMSE
AP - D	**-0,08**	**-0,19**	**0,1**	**-0,04**	**-0,34**	**0,13**	**-1,54**	**-2,38**	**0,06**
AP-ND	**-1,35**	**-1,58**	**0,15**	**-0,38**	**-0,78**	**0,15**	**0,50**	**0,33**	**0,02**

AD-D	-1,42	-1,66	0,15	-0,70	-1,19	0,17	-0,46	-0,95	0,04
AD-ND	-1,07	-1,07	0,14	-0,21	-0,21	0,14	0,57	0,57	0,02
A-F	**0,08**	**-0,01**	**0,09**	**-,134**	**-2,01**	**0,20**	**-1,80**	**-2,73**	**0,06**
A-G-D	-0,76	-0,94	0,13	-0,12	-0,43	0,13	-24,6	-33,1	0,18
A-G-ND	-5,43	-6,07	0,25	-0,53	-0,97	0,16	-97,2	-129,9	0,36
W-D	-0,81	-0,99	0,13	-0,96	-1,52	0,18	-7,46	-10,27	0,11
W-ND	-1,67	-1,94	0,16	-0,55	-0,99	0,16	-28,77	-38,7	0,20

A partir das Figuras 1 a 3 e das Tabelas 1 e 2, observa-se que em poucos casos e condições especiais, como amostras compactadas e naturais, com curvas unimodais, os modelos apresentam previsões satisfatórias. Avaliando os medidores de aderência, verifica-se que os modelos de Arya e Paris (1981) e Arya e Dierolf (1989) apresentam previsões semelhantes, quando as amostras estão na condição compactadas, dos valores de entrada de ar e a declividade do trecho de dessaturação do material. Entretanto, o campo amostral deveria ser complementado para averiguar se tais considerações se mantem.

É possível observar na Tabela 1, que ao determinar as previsões dos valores de entrada de ar das amostras naturais, com curvas características bimodais, os modelos são bem precários, mas é possível identificar que ao determinarmos as previsões sem o uso do defloculantes os erros diminuem significativamente quando comparado as determinações com uso do defloculante. Tal justificativa pode decorrer dos modelos ter sido propostos para materiais com características mais granulares, em que o não uso do defloculante preservaria agregações dos solos avaliados.

Observa-se que o modelo de Aubertin *et al.* (2003) utilizando a metodologia de solos granulares teve o pior desempenho, enquanto ao utilizar a formulação para solos finos, apresentou previsões satisfatórias da declividade do trecho de dessaturação das amostras. Vale lembrar que este modelo utiliza uma maior quantidade de parâmetros de entrada, como os índices físicos: índice de vazios, coeficiente de uniformidade e limite de liquidez da amostra. Além disso, o modelo não é baseado apenas na geometria de partículas e poros do solo, pois inclui observações empíricas que permitem considerar a complexidade das interações solo-água, podendo ser uma justificativa da melhor previsão do trecho de dessaturação.

Já o modelo proposto por Wang *et al.*, 2017, não apresentou previsões satisfatória em nenhum dos casos estudados neste artigo. Pelo modelo considerar apenas propriedades físicas simplistas dos materiais, as considerações apresentadas por Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021), das principais propriedades de solos tropicais como: i) peso específico dos grãos; ii) distribuição granulométrica; iii) estrutura dos poros; iv) limites de Atterberg; v) porosidade; vi) teor de umidade gravimétrica e vii) mineralogia, deveriam ser abordadas com maior profundidade nos modelos, e poderia levar a previsões mais assertivas.

4 CONCLUSÕES

Este artigo avaliou a capacidade de previsão de parâmetros da curva característica de quatro modelos propostos na literatura geotécnica. Os modelos escolhidos foram: Arya e Paris (1981), Arya e Dierolf (1989), Aubertin *et al.* (2003) e Wang *et al.* (2017). Esses modelos são físico-empíricos e utilizam como parâmetros de entrada propriedades físicas do solo como granulometria, índice de vazios, peso específico dos grãos e limite de liquidez. Foi utilizado um banco de dados de solos tropicais brasileiros. Os modelos testados são baseados em simplificações da geometria de distribuição de poros do solo e foram desenvolvidos para prever apenas curvas de secagem dos materiais. Visualmente, o modelo de Arya e Paris (1981) em pouquíssimos casos apresentou um bom desempenho na previsão dos parâmetros escolhidos, pois foram os dados que mais se aproximaram da linha 1:1. Enquanto os demais métodos sobrestimam e subestimam os parâmetros escolhidos para as verificações.

Uma vez que os modelos de previsão não apresentaram bons resultados, buscou na literatura geotécnica avaliar conceitos específicos que não são considerados nos modelos e que podem ter um grande impacto nas previsões que se busca fazer.

Portanto, de maneira geral os modelos de previsão de CCSA não apresentaram capacidade preditiva satisfatória para o banco de dados de solos tropicais analisados. E uma possível incorporação de informações que afetam diretamente a forma da CCSA, como agregações presentes em solos tropicais, bem como capilaridade e adsorção, e forças de interação entre minerais e fluidos circundantes, seja em modelos existentes ou novos, possivelmente levaria a melhores previsões de tais parâmetros.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Deus, à WALM BH Engenharia, à Universidade de Brasília, à Universidade Federal de Goiás, à Eletrobrás Furnas e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq pelo apoio ao desenvolvimento dos estudos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arya, L.M. and Dierolf, T.S. (1989). Predicting soil moisture characteristics by particle-size distributions: an improved method to calculate pore radii from particle radii. Proc. of the Int. Workshop on Indirect Methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils, p. 115-124.

Arya, L.M. and Paris, J.F. (1981). A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data. In: Soil Science Soc. Am. J., 45, p. 1023-1030.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B. and Chapuis, R.P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. Can. Geotech. J., 40(6): 1104–1122.

Camapum de Carvalho, J.; Gitirana Junior, G.F.N.; Machado, S.L.; Mascarenha, M.M.A.; Filho, F.C.S. (2015). Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS). 805p.

Camapum de Carvalho, J. and Gitirana Jr.(2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. In Soils and Rocks. Vol 44 (3), pp. 1-25.

LLANQUE AYALA, R.J. (2020) Melhoria de Solos com Fibras Provenientes da Indústria Avícola. Tese de Doutorado, Publicação G.DT 159/2020, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 300 p.

Gupta, S. C. and Larson W. E (1979). Estimating soil water retention characteristics from particle size distribution, organic matter percent, and bulk density. Water Resources Research. Volume15, Issue6,1633-1635.

Rawls, W. J., and Brakensiek, D. L. (1985). Prediction of soil water properties for hydrologic modeling. Proceedings of the American Society of Civil Engineers Watershed Management in the Eighties Symposium, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 293–299.

Scheinost, A. C., Sinowski, W., and Auerswald, K. 1997. Regionalization of soil water retention curves in a highly variable soilscape, I. Developing a new pedotransfer function. Geoderma, Vol. 78, Nos. 3–4, pp. 129–143.

Vereecken, H., Maes, J., Feyen, J., and Darius, P. (1989). Estimating the soil moisture retention characteristics from texture, bulk density, and carbon content. Soil Science Journal, Vol 148, No. 6, pp. 389–403.

M. Th. van Genuchten, "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils," in Soil Sci. Soc. Am. J., 1980, 44(5), pp. 892-898.

Silva, F. C. (2022). Estimativa de Curvas Características de Solos Tropicais Brasileiros Via Métodos Indiretos. Dissertação de Mestrado, Publicação - 372/2022, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 236p.

Wang, J.-P., Hu, N., Françoise, B. and Lambert, P. (2017). Unsaturated sandy soils from basic soil gradation parameters. Water Resour. Res., 53: 6069–6088.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/739

Caracterização Física e Mecânica do Solo em Primavera do Leste - MT: Um Estudo sobre os Solos Tropicais potencialmente colapsáveis

Antonio Carlos de Lara Fortes 1
Graduando em Engenharia Civil, IFMT, Cuiabá, Brasil, antoniocarlosfortes@gmail.com

Ilço Ribeiro Junior 2
Professor, IFMT, Cuiabá, Brasil, ilco.ribeiro@ifmt.edu.br

RESUMO: O Brasil é formado em sua grande maioria por solos tropicais, cujos mantos de intemperismo encontram-se quase sempre em condições não saturadas. O fenômeno do colapso no Brasil tem-se mostrado como causa de vários danos em obras de engenharia, ocasionando diversos prejuízos financeiros quando não são bem conhecidos e considerados ainda na fase de projeto. Estes solos são caracterizados por apresentarem uma estrutura porosa, com elevados índices de vazios e um teor de umidade muito inferior ao necessário para sua completa saturação. Quando estes solos sofrem um simples ganho de umidade, podem desencadear recalques adicionais repentinos, não previstos e de grandes proporções em suas fundações, causando sérios danos à estrutura das edificações. A ocorrência de solos colapsíveis é geralmente verificada no Brasil em solos que tem sofrido lixiviação dos horizontes mais superficiais, em regiões onde se alternam estações secas e de precipitações intensas, como é o caso do Município de Primavera do Leste – MT. O solo nesta região apresenta diversos problemas em obras civis e agrícolas, como silos e galpões para armazenagem de grãos, causando trincas e rachaduras nas paredes, estruturas e recalques de fundo. O objetivo deste trabalho é estudar o comportamento dos solos porosos e colapsíveis desta região, entendendo melhor o seu comportamento, propriedades físicas e mecânicas. Os estudos foram conduzidos fundamentalmente com ensaios geotécnicos de laboratório, onde as amostras foram coletadas de forma amolgadas, e realizados ensaios de Limite de liquidez, plasticidade, granulometria com sedimentação; pH, e compactação de solo. Também, coletaram-se amostras indeformadas em bloco, realizando-se os ensaios compressão edométrica, cisalhamento direto no estado natural e saturado e ensaios de resistência triaxiais UU e CU. Os resultados de caracterização mostram que se trata de uma areia fina argilosa, com baixo potencial ativo na fração argila, e pH alcalino. Nos ensaios edométricos duplos, foi possível avaliar a redução dos índices de vazios do solo ao longo do acréscimo do estado de tensões, obtendo-se também um potencial de colapsividade em torno de 12%, indicando assim, alta suscetibilidade ao colapso. Os ensaios de cisalhamento direto e triaxiais indicaram resultados compatíveis com este tipo de solo e condições impostas, obtendo melhores índices de resistência nas amostras com umidade natural, e sofrendo aumento de deformabilidade e queda significativa na resistência, quando saturados. De forma geral, o solo se mostra com alto grau de colapsividade e, deve ser identificado e tratado de forma cuidadosa pela Engenharia Civil.

PALAVRAS-CHAVE: Solos colapsíveis, Potencial de colapsividade, Caracterização, Compressibildiade, Resistência.

ABSTRACT: Brazil is predominantly composed of tropical soils, whose weathered mantles are typically found in unsaturated conditions. The collapse phenomenon in Brazil has been shown to cause various damages in engineering projects, leading to significant financial losses when not well understood and considered even during the design phase. These soils are characterized by a porous structure, with high void ratios and a moisture content much lower than necessary for complete saturation. When these soils undergo a simple increase in moisture, they can trigger sudden, unforeseen additional settlements of considerable proportions in their foundations, resulting in severe damage to building structures. The occurrence of collapsible soils is commonly observed in Brazil in soils that have undergone leaching of the superficial horizons, in regions where dry seasons alternate with intense precipitation, such as in the Municipality of Primavera do Leste – MT. The soil in this region presents several issues in civil and agricultural works, such as silos and warehouses

for grain storage, leading to cracks and fissures in walls, structures, and bottom settlements. The objective of this work is to study the behavior of porous and collapsible soils in this region, gaining a better understanding of their behavior, physical, and mechanical properties. The studies were primarily conducted with laboratory geotechnical tests, where samples were collected in a disturbed manner, and tests for Liquid Limit, plasticity, sedimentation granulometry, pH, and soil compaction were performed. Undisturbed block samples were also collected, and tests were conducted for edometric compression, direct shear in natural and saturated states, and UU and CU triaxial strength tests. The characterization results show that it is a clayey fine sand, with low active potential in the clay fraction, and alkaline pH. In the double edometric tests, it was possible to evaluate the reduction of soil void ratios throughout the increase in stress states, also obtaining a collapsibility potential of around 12%, thus indicating high susceptibility to collapse. Direct shear and triaxial tests indicated results consistent with this type of soil and imposed conditions, with better strength indices in samples with natural moisture, and experiencing increased deformability and a significant drop in strength when saturated. Overall, the soil shows a high degree of collapsibility and must be identified and treated carefully by Civil Engineering.

KEYWORDS: Collapsible soils, Collapsibility potential, Characterization, Compressibility, Strength.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade dos solos é uma preocupação crucial na engenharia civil, especialmente quando se trata de solos tropicais, que apresentam características únicas e desafios específicos. Segundo Pinto (2006), os solos podem variar em sua estrutura devido a processos físico-químicos ao longo do tempo, influenciando diretamente propriedades como deformabilidade e resistência.

A estabilidade do solo é item de relevância para considerar dentro dos parâmetros técnicos da engenharia, pelo fato do solo ser a última parte da transferência de carregamento em uma obra. Mariz (1993) diz que a definição de instabilidade estrutural do solo é muito ampla por envolver diversos fatores, mas resumindo é quando o solo apresenta uma mudança brusca no comportamento de tensão e deformação quando saturado. Freitas Neto (2008) destaca que os solos não saturados são mais comuns em regiões de clima árido e semiárido, onde a evaporação supera a infiltração no solo. Esses solos são compostos por uma fase sólida, líquida e gasosa, além de uma quarta fase denominada película contrátil, conforme mencionado por Benatti (2010) e Fredlund. Os solos colapsíveis são um desses solos instáveis que reduzem de volume rapidamente quando sofrem um carregamento com ou sem aumento da umidade. Para Gomes (2006), uma característica marcante é a velocidade do fato, que em curto espaço de tempo o solo sofre recalques abruptos. Além disso, ele diz que o colapso pode ocorrer quando há uma interferência de algum agente externo, enfraquecendo os vínculos de ligação do solo, provocando os deslizamentos das partículas.

Em regiões tropicais, como a cidade de Primavera do Leste, no estado de Mato Grosso, os solos colapsíveis podem causar problemas na construção civil. A ocorrência desse tipo de solo é relatada por Barbosa et al. (2022), tornando-se relevante principalmente devido à cidade apresentar, segundo Oliveira et al. (2015), uma crescente populacional acima da média, influenciada pelo agronegócio. Isso impulsiona diretamente o setor de infraestrutura, tanto urbana quanto industrial. O objetivo deste estudo foi caracterizar o solo desse município com ensaios geotécnicos de laboratório, com amostras coletadas de forma amolgada, e realizados ensaios de Limite de liquidez, plasticidade, granulometria com sedimentação; pH, e compactação de solo. Também foram coletadas amostras indeformadas em bloco, realizando-se os ensaios de compressão edométrica, cisalhamento direto no estado natural e saturado, além de ensaios de resistência triaxial (UU e CU).

2 METODOLOGIA

A cidade de Primavera do Leste está localizada no estado de Mato Grosso, a 240 quilômetros de distância da capital do estado. Seu acesso se dá por duas rodovias principais: a Estadual MT-130 e a Federal BR-070, conforme mostrado na Figura 1. Seu crescimento foi impulsionado pelo governo federal através das políticas

de expansão da agropecuária na região Centro-Oeste, que atualmente é a base de sua economia.

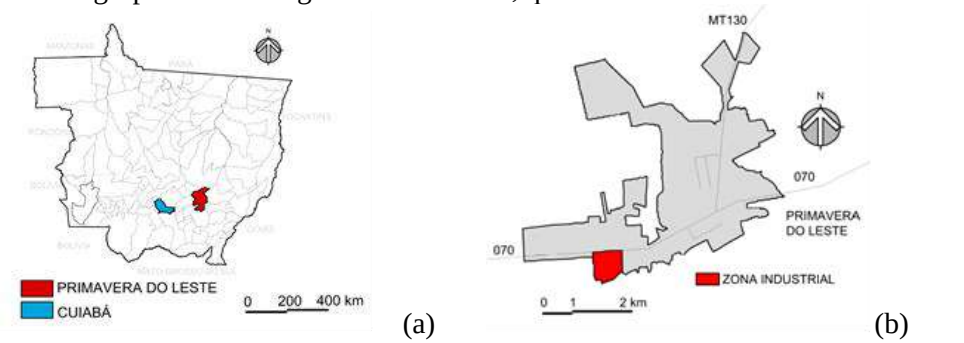


Figura 1. (a) Mapa de localização da cidade. (b) Mapa da cidade de Primavera do Leste.

As amostras utilizadas no estudo foram retiradas na zona industrial da cidade, conforme a Figura 1. A cidade está localizada a uma latitude de 15°33'32"Sul e a uma longitude de 54°17'46" Oeste, estando a uma altitude de 636 metros. A tipologia climática da região é tropical, com uma precipitação média anual de 1.750 mm, sendo mais intensa nos meses de dezembro, janeiro e fevereiro. A temperatura média anual é de 22°C. A região apresenta, segundo Camargo (2011), uma formação pedológica de Latossolo Vermelho-Escuro Distrófico e Área Quartzosa Ática. A amostra indeformada foi coletada utilizando caixas de madeira compensada com 15 mm de espessura, montadas em folhas e fixadas por parafusos, com dimensões internas de 32 x 32 x 32 cm. O espaço interno da caixa permite a coleta da amostra em dimensões de 30 cm em cada aresta, com uma sobra de 1 cm em cada lado preenchida com parafina. A caixa é forrada internamente com papel alumínio fixado com parafina derretida para evitar a penetração da parafina no solo poroso e fornecer isolamento térmico.

Após a coleta, o bloco é revestido nas laterais e no topo com papel alumínio e envolto cuidadosamente com um pano ou faixa médica. Em seguida, a caixa é colocada ao redor do bloco, mantendo espaços internos entre o solo e a caixa entre 4 mm e 12 mm, e nivelada com um nível de bolha antes de ser pressionada na base para enrijecer e evitar a perda de parafina líquida. A parafina líquida é então despejada nos espaços vazios entre a caixa e o bloco, cobrindo-o completamente. Após a secagem da parafina, a base é escavada para o tombamento do bloco, e a amostra é escarificada e fechada com papel alumínio, gases e parafina líquida. Após o resfriamento completo, a caixa é fechada com parafusos.

Este processo, embora demorado, requer cuidado e paciência do operador em todos os estágios. Durante o estudo dos solos de Primavera do Leste, foram realizados ensaios geotécnicos fundamentais para a caracterização dos solos no laboratório de solos do Instituto Federal de Mato Grosso – Campus Cuiabá. Os ensaios incluíram a determinação do limite de liquidez (ABNT NBR 7180, 2016a), limite de plasticidade (ABNT NBR 6459, 2016b), análise granulométrica (ABNT NBR 7181, 2016c), e ensaio de compactação (ABNT NBR 7182, 2016d). Posteriormente, foram realizados os ensaios de compressão edométrica (ABNT MB-3336, 2016e), ensaio de cisalhamento direto (ASTM D 3080, 2020), consolidado não drenado (CU) (ASTM D2850, 2023) e não consolidado, não drenado (UU) (ASTM D4767, 2020) utilizando amostras indeformadas e compactadas no teor ótimo para uma análise comparativa.

3 RESULTADO E DISCUSSÃO

Os resultados dos ensaios determinaram que o limite de liquidez obtido pelo ensaio foi de 33,25%, e o limite de plasticidade (LP) foi de 18,89%. Logo, concluímos que o índice de plasticidade (IP) é de 14,36%. Pela Carta de Casagrande ou Carta de Plasticidade, podemos classificar o solo como CL, ou seja, uma argila de baixa compressibilidade. O índice de Consistência, no cálculo, variou entre 0,75 e 1, o que classifica o solo como de consistência rija. No ensaio de sedimentação, foram aplicados dois procedimentos: um com defloculante (hexametafosfato de sódio) e outro sem o defloculante, para fazer uma comparação, gerando o gráfico apresentado na Figura 02. A amostra sem defloculante apresentou um resultado de 5% de área média, 80% de areia fina, 1,5% de silte e 13,5% de argila. Já na amostra com defloculante, obteve-se 5% de área média, 69% de areia fina, 2% de silte e 24% de argila. Observa-se que na amostra sem defloculante, a porcentagem de areia fina é 11% maior, sugerindo a possibilidade de uma ligação entre a areia e a argila, o que é condizente com a estrutura de solo colapsível.

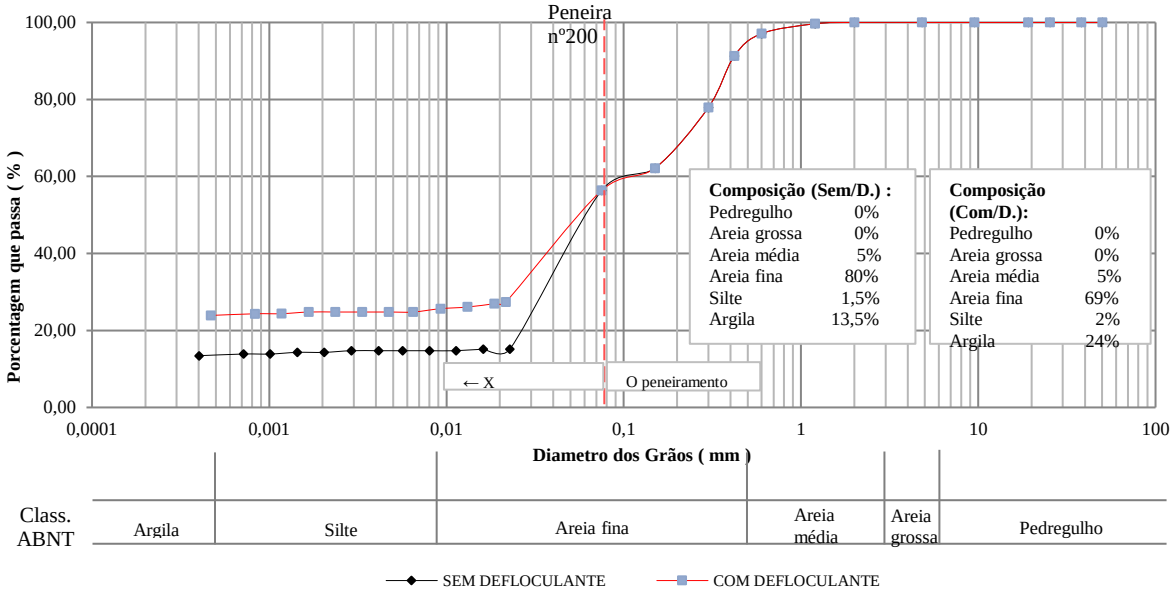


Figura 2. – Gráfico da curva granulométrica.

Assim, de acordo com o gráfico, o solo foi classificado como uma Areia Fina Argilosa. O índice de atividade resultou em 0,59, indicando que a argila presente é considerada inativa, portanto, não influencia o comportamento do solo. No ensaio para obtenção do peso específico dos grãos de solo, utilizando o picnômetro, obteve-se o resultado de 2,65 g/cm³. O ensaio de pH indicou que o solo é alcalino, com um pH de 7,75 em solução de água e 7,68 em Cloreto de Potássio. Os resultados e cálculos dos parâmetros físicos do solo de Primavera estão resumidos de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1 - Resumo dos Índices Físico

Limite de Liquidez (LL)	33,25	%
Limite de Plasticidade (LP)	18,89	%
Índice de plasticidade (IP)	14,36	
Índice de Consistência (IC)	0,96	
Índice de atividade (IA)	0,59	
Massa especifica (ρs)	2,65	g/cm³
Umidade Natural	19,34	(%)
pH do solo em Solução emágua	7,75	
pH do solo em solução em cloreto em potássio	7,68	
Teor de umidade ótima de compactação	17,5	(%)
Densidade seca ótima de compactação	1,7	g/cm³

No ensaio edométrico, foram testadas amostras tanto no estado natural quanto no estado saturado, com o objetivo de comparar o comportamento de colapso do solo, conforme mostrado na Figura 3. Observou-se que a deformação foi maior para a amostra no estado natural do que para a saturada. Além disso, notou-se que os maiores recalques ocorreram quando a amostra estava submetida a uma tensão superior a 100 kPa. Isso pode ser explicado pelo fato de que a saturação ajuda na resistência de suporte de cargas. Na amostra indeformada, com um índice de vazios inicial de 1,61 e uma variação de vazios de 0,31, o potencial de colapsividade foi calculado resultadno em 11,92%, considerado um problema grave.

Também foram realizados ensaios edométricos no estado compactado do solo, para comparação com a amostra no estado indeformado e verificar os índices de compressão e recompressão. Na amostra no estado compactado, observou-se uma deformação volumétrica reduzida.

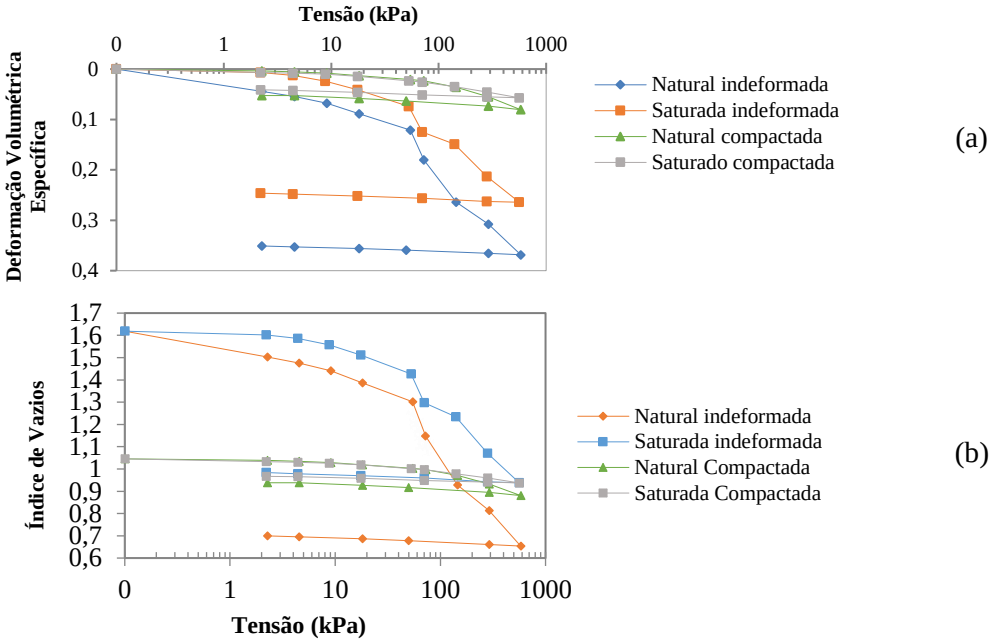


Figura 3. (a) Gráfico de Deformação Específica por Tensão com Amostras Indeformada e Compactada. (b) Gráfico de Índice de Vazios por Tensão com Amostras Indeformada e Compactada.

Os dados calculados a partir do ensaio edométrico duplo, com as amostras indeformada e compactada, foram resumidos de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2 – Resumo do ensaio edométrico

Amostra	Estado natural		Estado saturado	
Indeformada	Índice de Compressão	0,5461	Índice de Compressão	0,3975
	Índice de Recompressão	0,0192	Índice de Recompressão	0,0189
	Tensão de pré-adensamento	37 kPa	Tensão de pré-adensamento	40 kPa
	Potencial de colapsividade			11,92%
Compactada	Índice de Compressão	0,1509	Índice de Compressão	0,0654
	Índice de Recompressão	0,0240	Índice de Recompressão	0,0122
	Tensão de pré-adensamento	93kPa	Tensão de pré-adensamento	31kPa
	Potencial de colapsividade			0%

Percebe-se que, com esses cálculos, a amostra indeformada apresentou uma maior variação de vazios e seus índices de recompressão são muito baixos, semelhantes aos da amostra compactada. Por outro lado, no estado compactado, não houve uma grande variação de vazios, resultando em um potencial de colapsividade de 0%. Isso indica uma mudança significativa, reduzindo o valor de 11,92% da amostra indeformada para 0% na compactada, refletindo uma diminuição da gravidade alta para leve em termos de potencial de colapsividade.Também foram realizados ensaios de resistência para avaliar a melhoria do solo pela compactação, utilizando ensaios de cisalhamento direto e triaxiais. Na Figura 4 do ensaio de cisalhamento direto, observam-se variações significativas nas tensões de ruptura das amostras de solo, dependendo das condições de umidade e compactação. Na amostra indeformada no estado natural, com umidade de 19%, as tensões de ruptura foram de 40,81 kPa e 230,32 kPa para tensões confinantes de 50 kPa e 100 kPa, respectivamente. Quando saturada, as tensões de ruptura diminuíram consideravelmente, sendo de 15,28 kPa, 74,22 kPa e 251,41 kPa para as tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, respectivamente. Na amostra compactada no teor ótimo, as tensões de ruptura foram mais elevadas em comparação com a amostra indeformada no estado natural, registrando 63,40 kPa e 75,40 kPa para tensões confinantes de 50 kPa e 200 kPa, respectivamente. No estado saturado, as tensões de ruptura foram de 45,80 kPa e 98,07 kPa para as tensões confinantes de 50 kPa e 100 kPa.

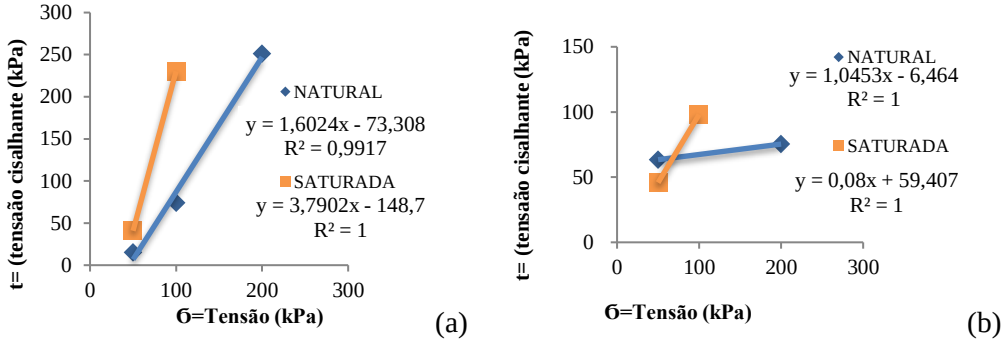
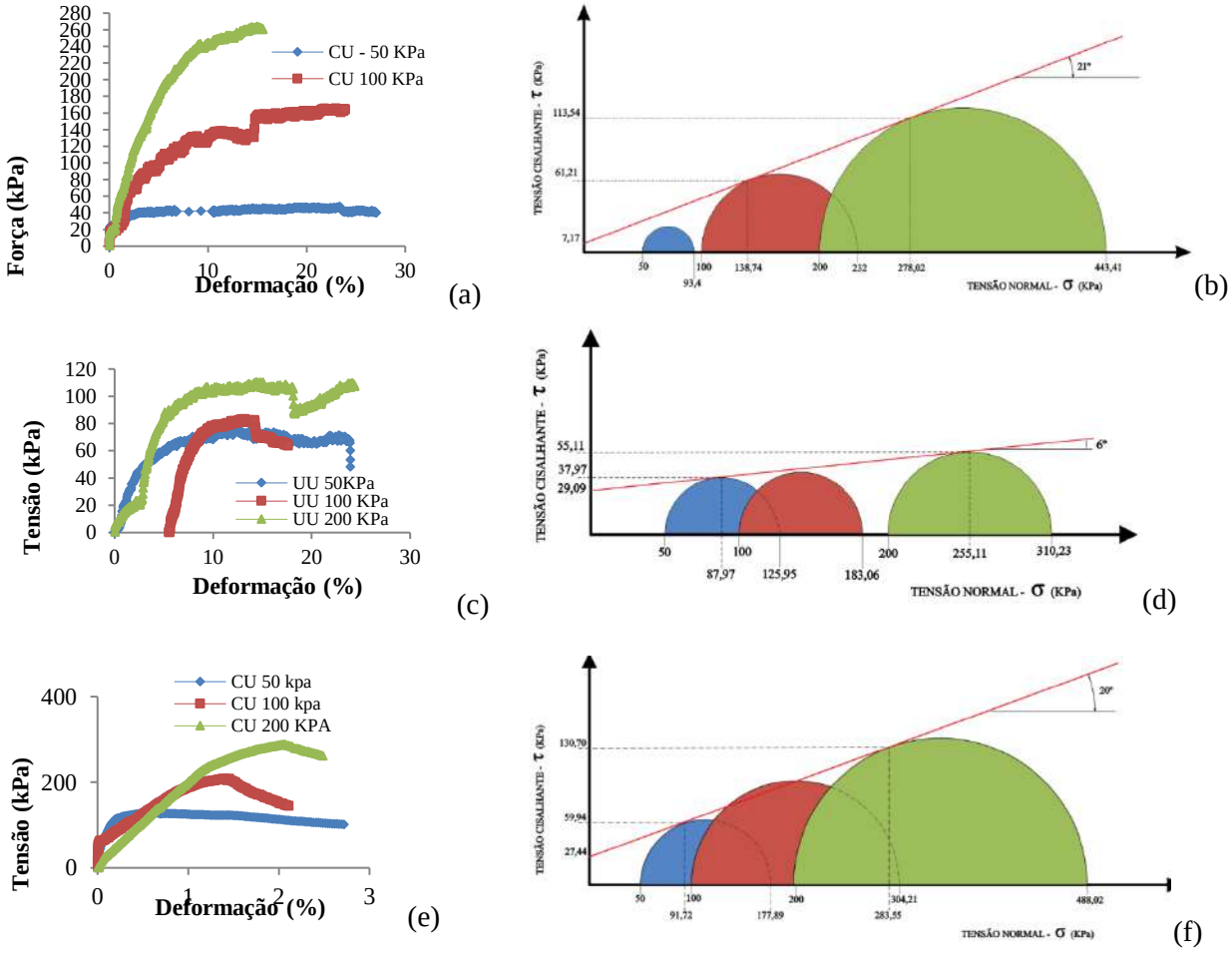


Figura 4. (a) Gráfico de Tensão (KPa) por tensão cisalhante em (KPa) amostra indeformada. (b) Gráfico de Tensão (KPa) por tensão cisalhante em (KPa) amostra Compactada.

Os resultados do ensaio triaxial, apresentados na Figura 5, mostraram a variação das tensões em relação à deformação para o ensaio tipo CU na amostra indeformada, permitindo a construção da envoltória de resistência pelo critério de Mohr-Coulomb. As tensões cisalhantes (desviadoras) de pico para o ensaio tipo CU, com tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, foram de 43,4 kPa, 132 kPa e 243,41 kPa, respectivamente. Com base no gráfico de Mohr e na linha de Coulomb, foi calculado um ângulo de atrito do solo de 21° e um intercepto de coesão de 7,17. No ensaio UU com a amostra indeformada, as tensões cisalhantes de pico foram de 75,95 kPa, 133,06 kPa e 260,23 kPa, resultando em um ângulo de atrito do solo de 6° e um intercepto de coesão de 29,09. Na amostra compactada tipo CU, as tensões cisalhantes de pico foram de 127,89 kPa, 254,21 kPa e 388,02 kPa, respectivamente, resultando em um ângulo de atrito de 20° e um intercepto de coesão de 27,44. Finalmente, na amostra compactada tipo UU, as tensões cisalhantes de pico foram de 88,67 kPa, 204,47 kPa e 318,58 kPa, resultando em um ângulo de atrito de 17° e um intercepto de coesão de 16,95.



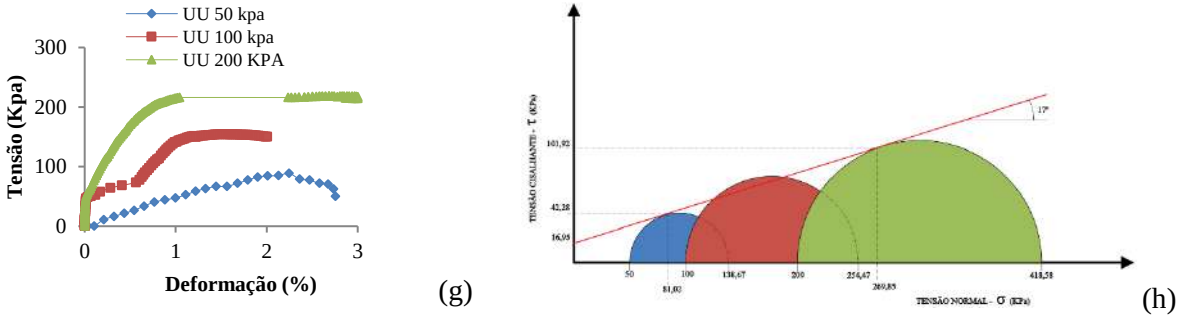


Figura 5. (a) - Gráfico de Tensão (kPa) por deformação do ensaio CU com amostra indeformada. (b) Círculo de Mohr do ensaio CU com amostra indeformada. (c) Gráfico de Tensão (kPa) por deformação do ensaio UU com amostra indeformada. (d) Círculo de Mohr da amostra indeformada. (e) Gráfico de Tensão (kPa) por deformação do ensaio CU com amostra compactada. (f) Círculo de Mohr do ensaio CU com amostra compactada. (g) Gráfico de Tensão (kPa) por deformação do ensaio UU com amostra compactada. (h) Círculo de Mohr do ensaio UU com amostra compactada.

Nos ensaios de resistência de cisalhamento direto, a amostra indeformada apresentou tensões cisalhantes maiores em relação à compactada, exceto na tensão de 50 kPa, onde os valores foram superiores apenas na amostra compactada. Os ensaios Triaxial mostraram que as amostras tiveram as maiores tensões de ruptura no tipo CU, devido à consolidação inicial do ensaio, resultando em maiores ângulos de atrito. O aumento no ângulo de atrito da amostra indeformada para a compactada foi de 6° no tipo UU para 17°. Já no ensaio tipo CU, não houve uma mudança significativa no ângulo de atrito, mas houve um aumento significativo no intercepto de coesão, de 7,17 na amostra indeformada para 27,44 na compactada.

5 CONCLUSÃO

Com base nos ensaios realizados, o solo demonstrou características de Argila de Baixa Compressibilidade (CL) devido aos valores obtidos nos limites de liquidez e plasticidade. A análise granulométrica indicou uma composição predominantemente de areia fina com presença significativa de argila, classificando a amostra como areia fina argilosa. Esse tipo de solo também foi identificado por Ferreira et al. (2003) em um caso real de danos causados por solos colapsíveis na cidade de Bauru, em São Paulo. A análise revela uma baixa presença de silte na distribuição granulométrica, representando apenas 2% do total. O índice de atividade calculado foi de 0,59, indicando que a argila é inativa e não influencia o comportamento do solo. No ensaio de compactação, a umidade ótima determinada foi de 17,5%. Os ensaios edométricos indicaram uma redução nos índices de vazios e revelaram um potencial de colapso elevado na amostra indeformada, com um valor de 11,92%, indicando uma suscetibilidade preocupante ao colapso, conforme Mariz (1993). Em contraste, na amostra compactada, observou-se uma redução mínima de volume durante os ensaios. No ensaio de cisalhamento direto, foram obtidas tensões de ruptura variadas para diferentes condições de umidade e tensões confinantes. As amostras indeformadas apresentaram tensões de ruptura mais altas no estado natural do que as amostras saturadas. Para as amostras compactadas na umidade ótima, as tensões de ruptura também foram significativamente superior, demonstrando uma maior resistência ao cisalhamento. Nos ensaios triaxiais, comparando as amostras indeformada e compactada, observou-se um aumento na resistência ao cisalhamento, evidenciado pelos valores de coesão e ângulo de atrito. A relação entre areia e argila na granulometria foi crucial para a classificação do solo como areia fina argilosa, destacando a importância da análise granulométrica em conjunto com outros ensaios para uma caracterização precisa do comportamento do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2016a). NBR 7180- Método de ensaio – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2016b). NBR 6459. *Determinação do limite de plasticidade de solos*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2016c). NBR 7181. *Solo - Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2016d). NBR 7182. *Solo -Ensaio de compactação*.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016e). MB-3336. Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro.

ASTM International (2020). ASTM D380: *Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions.*

ASTM International (2023). ASTM D4767: *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soil.*

ASTM International (2020). ASTM D2850*: Standard test method for unconsolidated, undrained compressive strength of cohesive soils in triaxial compression*.

Barbosa, Michele Cristina Rufino; Lima, Hernani Mota de; Pereira, Aloisio Rodrigues. (2010). Um Estudo do Aumento da Resistência ao Cisalhamento em Solos Revegetados com Vetiver. Congresso Brasileiro de Mina a Céu Aberto e o Congresso Brasileiro de Mina Subterrânea. Universidade Federal de Minas Gerais.

Dalla Rosa Barbosa, F. M., Moreira de Souza, N., Brasil Cavalcante, A. L., Conciani, W., & Barbosa, J. A. (2022). Caracterização da Área de Estudo em Solos Lateríticos para Implantação de Estacas Executadas no Método Mistura Profunda (DMM) – Ensaios de Campo. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas, SP.

Benatti, Julio César Beltrame. (2010). Colapsividade com sucção controlada de um solo coluvionar e laterítico de Campinas/SP. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP.

Camargo, Lígia. (2011). Atlas de Mato Grosso: Abordagem Socioeconômico-ecológica. Editora Entrelinhas, 100 p. Cuiabá-MT.

Chagas, Gleiber da Silva. (2014). Estudo Experimental do Comportamento Mecânico de Estrato Silto-Argiloso (Massapê) para Fundações Superficiais. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE.

Ferreira, Cláudio Vidrih. Lobo, Ademar da Silva. Renofio, Adilson. Albiero, José Henrique. (2003). Danos em Edificações Provenientes de Patologias de Fundações, Implantadas em Solos Colapsíveis. IBAPE - XII COBREAP - Congresso Brasileiro de Engenharia de Avaliações e Perícias, Belo Horizonte, MG

Freitas Neto, Osvaldo. (2008) Resistência ao cisalhamento de um solo não saturado com medida direta de sucção. Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo

Gomes, Ribamar de Jesus. (2006). Estudo Geotécnico de um Solo Superficial da Cidade de Bragança Paulista – SP. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP.

Mariz, D. Faria. (1993) Um Estudo Fisico-Químico Mecânico sobre o Colapso de Solos Residuais Sesquióxidicos Micro-Agregados do Planalto Central. Dissertação Mestrado. UFRJ. Rio de Janeiro – RJ.

Oliveira, A. L. G., Magalhães, S. L. M., Neto, O. F., Pasqualetto, A., & Bárrios, G. F. M. (2015). Urbanização de risco em frente de escarpa e encosta: caso de Primavera do Leste-MT. Revista Brasileira de Desenvolvimento Regional, 3(2), 197-219. DOI: 10.7867/2317-5443.2015V3N2P197-219.

Pinto, Carlos Sousa. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos. 2ª edição. Oficina de Textos. São Paulo, SP.

Ribeiro Jr, I e Futai, M. M. (2010). Estudo de Caso de um melhoramento de solos colapsíveis com compactação. In: COBRAMSEG: Gramado - RS. ABMS. 2010.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/740

Caracterização microestrutural de um perfil de solo não saturado em conjunto com sensores de umidade na Baixada Santista - SP

João Vitor Almeida Leite
Aluno do curso de Engenharia Civil, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, jva.leite@unesp.br

Mariana Ferreira Benessiuti Motta
Professora Assistente Doutora, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, mariana.motta@unesp.br

Jhonathan dos Santos Pacheco
Aluno do curso de Engenharia Civil, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, jhonathan.santos@unesp.br

Vinícius Samahá Salles
Aluno do curso de Engenharia Civil, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, vinicius.samaha@unesp.br

Márcio Roberto Magalhães de Andrade
Pesquisador, CEMADEN, São José dos Campos, Brasil, marcio.andrade@cemaden.gov.br

Daniel Metodiev
Bolsista, CEMADEN, São José dos Campos, Brasil, daniel.metodiev@cemaden.gov.br

RESUMO: Nos dias atuais, devido ao um crescente número de ocorrências de deslizamentos de terra em diversas regiões do país, ganham importância os estudos geotécnicos para a compreensão da dinâmica da água no solo. Muitas pessoas habitam áreas de risco, como encostas íngremes, como na Baixada Santista-SP, sujeitas a deslizamentos durante chuvas. Neste contexto, o presente trabalho teve como objetivo a caracterização microestrutural de um perfil de solo não saturado no município de Guarujá - SP, monitorado pelo CEMADEN (Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais), de modo a auxiliar na determinação de faixas de umidade de risco, garantindo assim maior refinamento nas emissões de alerta. A microestrutura do solo foi avaliada a partir do ensaio de Porosimetria por Injeção de Mercúrio (MIP), obtendo-se a distribuição dos poros e a estimativa da curva de retenção de umidade. Os horizontes foram classificados, em geral, como arenosos, variando a porcentagem de finos ao longo da profundidade, o que impactou na microporosidade dos materiais. Verificou-se que a região mais superficial apresenta característica bimodal, com presença de microporos em maior quantidade. Entretanto, com a profundidade, o material tornou-se unimodal, com presença significativa de macroporos.

PALAVRAS-CHAVE: Deslizamentos, Solos não saturados, Microestrutura, Porosimetria por Injeção de Mercúrcio, Curva de retenção.

ABSTRACT: In the present day, due to an increasing number of occurrences of landslides in various regions of the country, geotechnical studies for understanding the dynamics of water in the soil have gained importance. Many people inhabit risk areas, such as steep slopes, like in Baixada Santista-SP, which are subject to landslides during rain. In this context, the present study focus the microstructural characterization of an unsaturated soil profile in the municipality of Guarujá - SP, monitored by CEMADEN (National Center for Monitoring and Natural Disaster Alerts), in order to assist in determining risk humidity ranges, thus ensuring greater refinement in alert emissions. The soil microstructure was evaluated from the Mercury Injection Porosimetry (MIP) test, obtaining the pore distribution and the estimate of the moisture retention curve. From the results, the horizons were generally classified as sandy, varying the percentage of fines along the depth, which impacted the microporosity of the materials. It was found that the most superficial region presents a bimodal characteristic, with the presence of micropores, in greater quantity, and macropores. However, with depth, the material became unimodal with a significant presence of macropores.

KEYWORDS: Landslides, Unsaturated Soils, Microstructure, Mercury Injection Porosimetry, Retention Curve.

1 INTRODUÇÃO

A compreensão das características de um solo não saturado é fundamental para a análise da possibilidade de deslizamentos de terra em áreas de risco. Camapum (2005) afirma que no Brasil, os solos frequentemente estão na condição não saturada, com a oscilação do teor de umidade devido às condições climáticas instáveis. Esse processo de secagem e umedecimento, para Motta (2016), acarretam mudanças na resistência do solo, influenciando, por exemplo, na estabilidade de taludes, colocando a população que ocupa as encostas em perigo. Isso é explicado uma vez que a infiltração de água reduz a sucção do solo, fazendo com que a resistência diminua devido à redução da coesão aparente do material. A Região Metropolitana da Baixada Santista, em São Paulo, combina esse cenário com fatores topográficos e geológicos, resultando em uma extensa lista de ocorrências de deslizamentos de terra.

Devido à sua complexidade, é importante a compreensão aprofundada sobre solos tropicais, uma vez que estão presentes em muitos problemas geotécnicos. De acordo com Marinho (2005), os solos não saturados são caracterizados por um sistema multifásico, composto por fase sólida, líquida e gasosa. A fase gasosa – formada pelo ar livre – presente nos poros, é resultado da sucção na estrutura do solo, modificando seu comportamento mecânico e hidráulico. A combinação dos efeitos de capilaridade, de adsorção e de osmose compõe essa sucção em solos não saturados. Ela pode ser dividida em matricial – advinda das forças de adsorção e de capilaridade – e osmótica – originada da força osmótica. A sucção total, portanto, é a soma das duas parcelas supracitadas. É possível entender também a sucção como sendo a energia necessária para desprender a água adsorvida às partículas sólidas (Lee e Wray, 1995). A sucção mátrica é fortemente influenciada pelo contexto onde o solo é encontrado, pois as mudanças nas condições climáticas podem provocar flutuações na pressão dos poros, resultando na modificação da sucção. A capacidade de ajustar a sucção capilar diante dessas variações é denominada permeabilidade (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Para entender o comportamento dos solos não saturados, uma das principais relações constitutivas usadas é a sua curva de retenção. Pode ser expressa por diferentes relações, apresentando formatos diferentes utilizando umidade gravimétrica, grau de saturação, sucção matricial ou sucção total (Gitirana Junior, Marinho e Soto, 2023). Ela permite determinar as principais propriedades mecânicas e hidráulicas de um solo não saturado. A curva expressa a relação entre a quantidade de água retida no solo e a sucção do solo pode expressar aspectos associados à natureza e ao estado do solo. Nesse sentido, os autores também relacionam a granulometria do material com a facilidade de drenagem de água.

A granulometria está fortemente ligada a porosidade. A literatura menciona que os solos possuem famílias predominantes dependendo de suas características, sendo unimodais, com uma única concentração de tamanho de poros, bimodais, duas concentrações, entre outros que não são o foco de análise. Segundo Farias *et al.* (2011), solos que sofreram intensamente o processo de intemperismo, formados em regiões tropicais, apresentam microporos em seu interior e macroporos entre eles. Então, é fato que a sucção tem uma variação significativa com as mudanças na porosidade e diminui com o aumento da porosidade (Liu *et al*., 2020). Ademais, de acordo com Romero & Simms (2009), algumas propriedades macroscópicas do solo são evidenciadas com a observação microestrutural do mesmo – tamanho, forma, distribuição e conectividade dos poros, arranjo e contato entre partículas.

Investigações microestruturais contribuem para entender o comportamento do solo. A Porosimetria por Injeção de Mercúrio fornece uma distribuição de tamanho de poro que pode ser usada para estimar a curva de retenção. Alguns autores estudam as relações presentes entre as curvas características e a distribuição dos poros, como por exemplo, Delcourt *et al.* (2022) e Mendes e Marinho (2020), fazendo ainda a correlação desses parâmetros com o intemperismo e a mineralogia da região.

Por esses motivos, o presente artigo busca analisar um horizonte de solo existente na região da Serra do Guararu, monitorado em uma Plataforma de Coleta de Dados – PCD Geotécnica (pluviômetro e sondas com 6 sensores de umidade do solo em cada), uma das 15 instaladas pelo CEMADEN (Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais) no programa REDEGEO. Para isso, o estudo tem como objetivo caracterizar o comportamento microestrutural desse perfil de solo, a partir da análise de amostras deformadas e indeformadas e seus ensaios, principalmente a Porosimetria por Injeção de Mercúrio (MIP) e correlacionar com a curva de retenção estimada.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Perfil de Solo Estudado

O solo utilizado nos ensaios foi coletado no município de Guarujá-SP, sendo as amostras deformadas e indeformadas retiradas ao longo da profundidade em um talude no Condomínio "Jardim Albamar". Para ambas, adotou-se como ponto de origem o horizonte onde estava instalado o sensor de umidade (Figura 1d). Na data de instalação da sonda, foram coletadas seis amostras deformadas, com o auxílio de um trado, mas para esse estudo, optou-se por analisar três, correspondentes às faixas de profundidade entre 0,2m a 0,7m, entre 1,3m a 1,8m, e entre 2,8m a 3,3m, a fim de realizar a caracterização granulométrica conforme a NBR 7181 (2016) (Tabela 1) juntamente com o ensaio de densidade dos grãos, seguindo a NBR 6458 (2016), pois esses intervalos demonstraram diferenças relevantes na análise tátil-visual. Ainda, nas amostras deformadas, foram realizados os ensaios dos Limites de Atterberg do solo, de acordo com a NBR 6459 (2016).

A Figura 1a ilustra a classificação tátil-visual realizada no momento da instalação. Em relação às amostras indeformadas, destinadas ao ensaio de porosimetria por injeção de mercúrio (MIP) e determinação dos índices físicos, foram retiradas nas seguintes profundidades: +0,5 m, 0 m, -0,5 m e -2 m (Figura 1b e Figura 1c).

A caracterização física dos solos, apresentada na Tabela 1, Tabela 2 e na Tabela 3, demonstra que o perfil é tipicamente arenoso, porém com frações de material fino variando ao longo da profundidade, indo de areia argilosa para silte de baixa plasticidade e, por fim, areia siltosa.

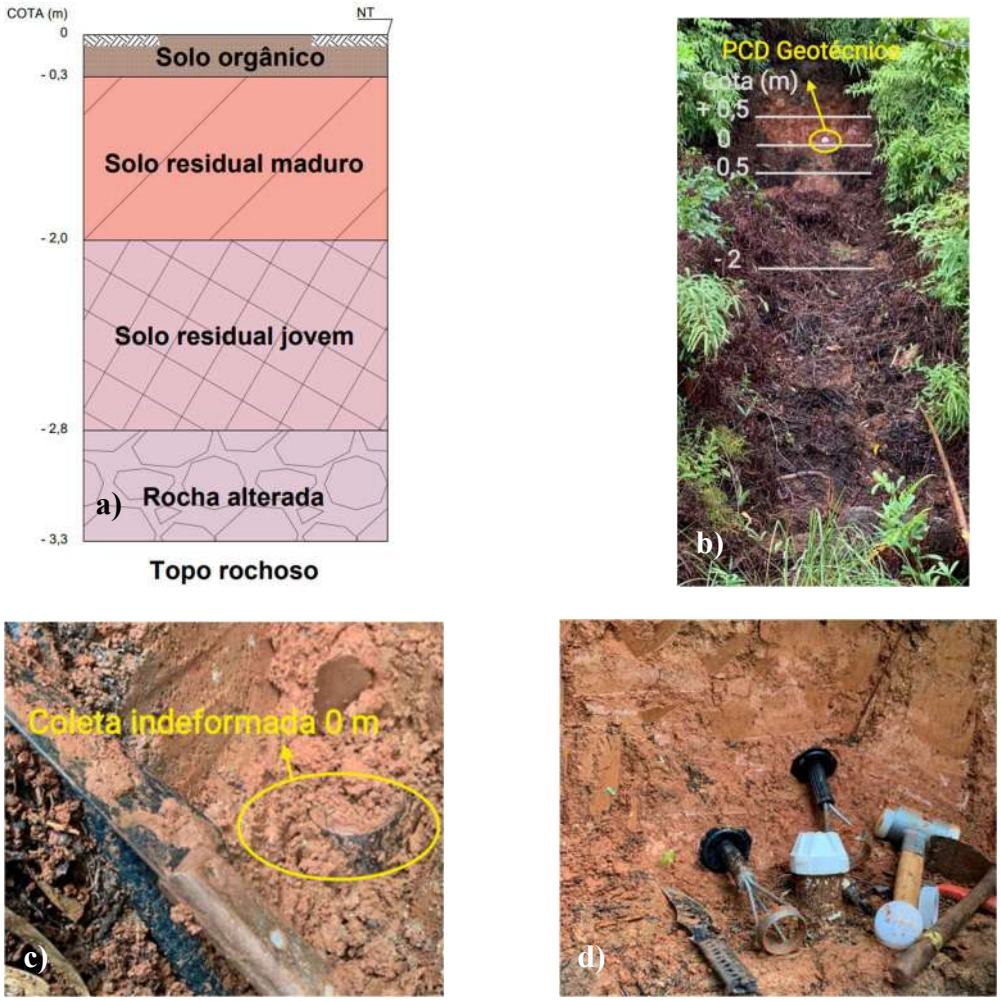


Figura 1. Perfil de solo estudado. a) Representação tátil-visual. b) Perfil de solo com as marcações de coleta de amostras indeformadas. c) Coletagem de amostra. d) Local de instalação da PCD Geotécnica.

Tabela 1. Análise granulométrica dos horizontes estudados.

Fração	**0,2 – 0,7 m (%)**	**1,3 – 1,8 m (%)**	**2,8 – 3,3 m (%)**
Pedregulho	1,1	0,38	1,1
Areia grossa	16,8	13,6	24,1
Areia média	18,0	12,8	22,6
Areia fina	24,1	18,6	36,4
Silte	18,1	38,9	14,8
Argila	22,0	15,6	1,0
Classificação SUCS	SC	ML	SM

Tabela 2. Limites de consistência dos solos.

Profundidade (m)	**W_L (%)**	**W_P (%)**	**IP (%)**
0,2 – 0,7	31,0	25,6	5,4
1,3 – 1,8	-	NP	-
2,8 – 3,3	-	NP	-

Tabela 3. Índices físicos dos solos.

Profundidade (m)	**ρ_d (g/cm^3)**	**ρ_s (g/cm^3)**	**e**	**S (%)**	**η (%)**
+ 0,5	1,32	2,66	1,01	89,35	50,20
0	1,49	2,66	0,78	93,69	43,83
- 0,5	1,42	2,66	0,88	84,59	46,70

2.2 Porosimetria por Injeção de Mercúrio (MIP)

A representação quantitativa da microestrutura do solo é obtida no ensaio de porosimetria por injeção de mercúrio, por meio da interligação dos poros no solo. Com ele, é possível determinar a distribuição da dimensão dos poros, além da curva de distribuição acumulativa dos poros do solo (Motta, 2016). O mercúrio apenas penetrará nos poros se uma pressão for aplicada, uma vez que ele se comporta como um fluido não molhante em relação ao restante das substâncias. Para isso, inicialmente a amostra deve ser seca ao ar. De forma gradual, mede-se o volume de mercúrio infiltrado. Posto isso, poros de maior diâmetro possuem menor pressão registrada, e à medida que a pressão aumenta, há predomínio de diâmetros menores. A partir do volume de poros penetrados com a respectiva pressão aplicada, traça-se uma curva porosimétrica. Com essas informações, o comportamento hidráulico do solo pode ser traduzido (Hajnos et al., 2006; Moncada, 2008; Boszczowski, 2008; Romero e Simms, 2009; Carvalho, 2012; Motta, 2016; Delcourt *et al.*, 2022; Mendes e Marinho, 2020).

Para o ensaio, foi utilizado o porosímetro 9320 V2.04, variando a pressão para as seguintes profundidades: + 0,5 m [0,6068 – 25,0555 psi], 0 m [0,4907 – 25,7316 psi], - 0,5 m [0,6952 – 25,2766 psi] e - 2 m [0,5550 – 25,1547 psi]. Além disso, o total de volume injetado, em mL/g, foi, respectivamente de: 0,1793; 0,1932; 0,1656; 0,2110.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Distribuição do tamanho dos poros no solo

A Figura 3a mostra os resultados obtidos da Porosimetria por Injeção de Mercúrio (MIP) das quatro profundidades do solo. Nessa figura, são observadas variações entre os materiais, principalmente entre a profundidade de -2m e as demais profundidades mais superficiais. Essas variações refletem a heterogeneidade que está tipicamente associada aos horizontes de solos intemperizados, em grande maioria quimicamente, em diferentes períodos, como é o caso do talude analisado, pois apresenta característica de solo maduro na superfície e jovem quanto mais próximo da rocha matriz (Delcourt *et al.*, 2022).

A NBR 6502 (2022) estabelece valores para o tamanho dos grãos, e considerando o diâmetro do poro aproximadamente dez vezes menor que o diâmetro dos grãos, assumiu-se que os microporos estão relacionados à fração de argila ($\Phi < 0{,}2$ µm), o mesoporo à fração silte ($0{,}2$ µm $< \Phi < 6$ µm) e o macroporo à fração areia do solo ($\Phi > 6$ µm).

Por outro lado, a Figura 3a também expressa o grau de intemperismo, uma vez que na profundidade de -2m há uma predominância de macroporos, já nas demais profundidades estudadas, de microporos. Todavia, é importante ressaltar que as amostras próximas à superfície possuem característica bimodal, representada pelos picos e abaulamentos em duas faixas de poros. Entretanto, interpretando a Figura 3b, é notório apenas um ponto de inflexão da profundidade de -2m, na área dos macroporos, sendo portanto, uma curva unimodal.

Tais observações são coerentes com as frações granulométricas expressas na Tabela 1, em que os horizontes são classificados, predominantemente, como areias. Porém, o teor de material fino (argila e silte) possui relevância nos dois metros de profundidade do solo. Isto é, a distribuição dos poros está relacionada com o diâmetro dos grãos, com elevado teor de microporos na faixa de maior concentração de material fino, e a partir dos dois metros, os macroporos são predominantes, visto que os grãos de areia são muito superiores a argila e silte. De acordo com Gitirana Junior, Marinho e Soto (2023), para as areias, a granulometria do material determina a distribuição e tamanho de poros, e consequentemente, a sua curva de retenção. Então, é possível afirmar que a curva de retenção do material será um reflexo da distruibuição de tamanho de poros. A relação com a curva de retenção será abordada posteriormente.

Os dados da Tabela 4 elucidam a característica bimodal dos horizontes próximos à superfície e unimodal para profundidades mais elevadas. Ademais, a tabela traz um comparativo entre a porosidade total derivada dos índices físicos e aquela obtida a partir dos ensaios de porosimetria (MIP), com uma diferença em cerca de 12% a 17%. Romero *et al.* (1999) explicam esta diferença pela existência de poros isolados ou oclusos dependendo da profundidade estudada, não permitindo o preenchimento por mercúrio dos poros nos ensaios de porosimetria por injeção de mercúrio (MIP).

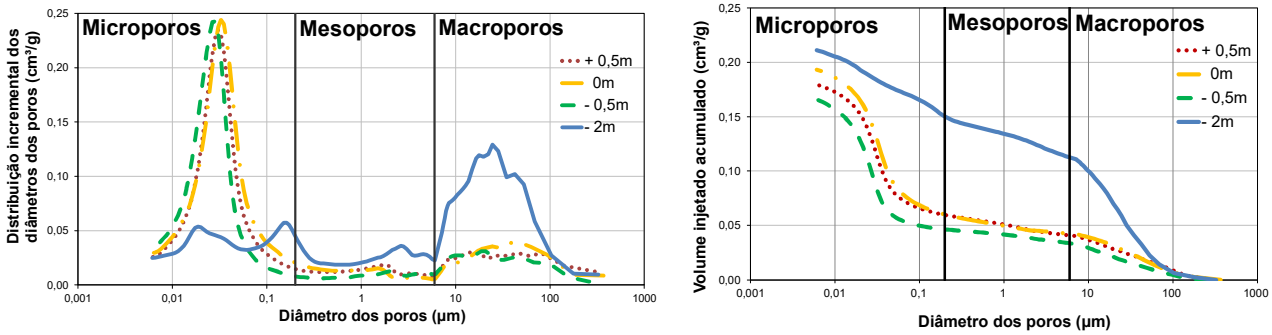


Figura 3. Resultados do ensaio de Porosimetria por Injeção de Mercúrio (MIP). a) Distribuição dos poros b) Volume injetado acumulado

Tabela 4. Dados obtidos dos ensaios de porosimetria (MIP) e índices físicos.

Profundidade (m)	Microporos (%) Φ<0,2mm	Mesoporos (%) 0,2mm<Φ<6mm	Macroporos (%) Φ>6mm	Porosidade Total (%)	Porosidade MIP (%)
+ 0,5m	66,74	10,45	22,81	50,20	36,20
0m	68,89	9,06	22,05	43,83	37,75
- 0,5m	71,98	7,73	20,29	46,70	34,69
- 2m	28,91	17,77	53,32	55,00	38,13

3.2 Curva de retenção Solo-Água

Como dito anteriormente, a curva característica é uma ferramenta de análise da estrutura do solo. Sua obtenção se deu por meio dos dados do ensaio de Porosidade por Injeção de Mercúrio (Figura 4). Pode-se notar que os três materiais próximos à superfície mostram um tipo de curva de dupla estrutura ou dupla porosidade (Gens *et al.*, 1995; Khalili e Valliappan, 1996; Koliji *et al.*, 2006), com dois valores de entrada de ar. Por outro lado, a parcela mais profunda apresenta porosidade única, resultados condizentes com os testes do MIP, que

indicaram predominância de microporos e macroporos para o primeiro caso, e apenas macroporos para o segundo.

Em complemento, com os pontos de inflexão das curvas da Figura 4, foi possível obter os valores de entrada de ar, em kPa, e suas respectivas umidades volumétricas. Esses dados estão contidos na Tabela 5.

Os resultados confirmam o que Gitirana Junior, Marinho e Soto (2023) estudam, afirmando que, quando o solo é submetido a um aumento de sucção, os poros maiores são os primeiros a sofrer drenagem. Além do mais, os autores também comentam que materiais com granulometria mais fina irão exigir maiores valores de sucção para serem drenados do que materiais relativamente mais granulares, o que fica evidente na tabela para os valores elevados na segunda entrada de ar dos solos com presença significativa de finos. Por outro lado, é importante salientar que para a primeira entrada de ar, não há relação significativa entre o grau de intemperismo das amostras.

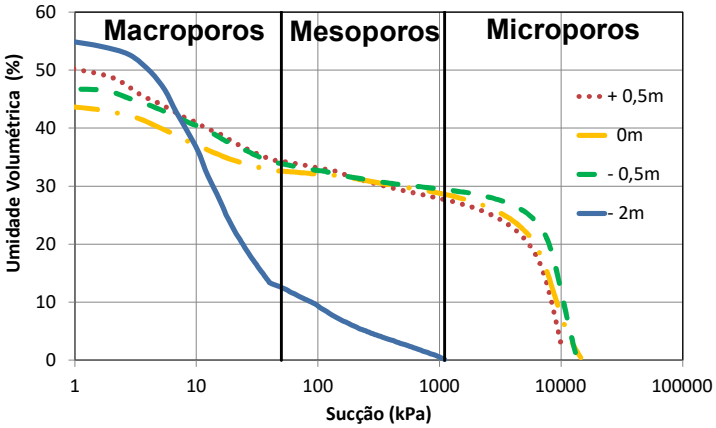


Figura 4. Curva de retenção solo-água.

Tabela 5. Valores de sução e umidade volumétrica referentes às entradas de ar.

	+ 0,5 m		0 m		- 0,5 m		-2,0 m	
	Entrada de Ar (kPa)	Umidade Volumétrica (%)	Entrada de Ar (kPa)	Umidade Volumétrica (%)	Entrada de Ar (kPa)	Umidade Volumétrica (%)	Entrada de Ar (kPa)	Umidade Volumétrica (%)
Primeira	3,3	49,2	5,7	42,3	3,4	46,5	6,1	57,5
Segunda	9400	24,0	9252	25,6	9595	26,7	-	-

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho avaliou um perfil de uma encosta na região do Guarujá-SP, por meio de ensaios de caracterização física e estrutural. Pelos resultados foi possível concluir que o perfil é composto predominantemente por solo arenoso, porém as características microestruturais são alteradas pela presença de argila e silte em teores relevantes próximos à superfície.

Analisando o perfil de estudo, nota-se que nas profundidades de + 0,5m e – 0,5m o material possui comportamento bimodal, contendo elevada quantidade de microporos quando comparada aos macroporos. Todavia, com o aumento da profundidade, os horizontes passam a ter característica unimodal e a proporção entre microporos e macroporos se inverte. É importante observar que a diferença na quantidade de microporos e macroporos é a mesma para ambos os casos, mas o comportamento da curva se altera, representado pelas inflexões da curva de volume injetado acumulado.

Por fim, vale ressaltar que esse estudo é o início de um trabalho que está em andamento, e pretende-se correlacionar esses dados com a curva de retenção obtida por métodos de ensaio em laboratório, para verificar sua aplicabilidade, além de correlacionar as umidades da PCD Geotécnica com os valores de sucção. Isso servirá de base para melhorar a compreensão dos processos envolvidos e contribuir para futuras melhorias nas técnicas de monitoramento e emissão de alertas pelo CEMADEN.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio fornecido pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), com a concessão de bolsa de Iniciação Científica, processo nº 2023/13949-0, e Projeto de Pesquisa Regular, processo nº 2023/04461-4. Também agradecem ao Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN) pela parceria nesta pesquisa, e em conjunto ao Projeto REDEGEO pelo apoio, através da Carta Convite MCTI/FINEP/FNDCT 01/2016, Instrumento contratual código N° 0.1.16.0068.00.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6502. *Solos e Rochas – Terminologia*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo – Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6458. *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8mm – Determinação da massa especificam, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Boszczowski, R. B (2008). *Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaisse de Curitiba*, PR. 577f. Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 2008.

Camapum J.C. (2005). *Relato: Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados.* V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP. 597-616.

Gens, A., Alonso, E.E., Suriol, J., Llorent, A., (1995). *Effect of structure on the volumetric behavior of a compacter soil.* In: Unsaturated Soils: Proc, 1st Int. Conf. On Unsaturated Soils/UNSAT, Paris, pp. 83-88.

Gitirana. F. N. G. Carvalho, J. C, Ferreira, S. R. M, Mascarenha, M. M. A. (2012) *O comportamento de solos não saturados submetidos à infiltração.* In: Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais. Brasília, Cap.9, pp. 157-182.

Delcourt, R. T., de Campos, T. M. P., Antunes F. S. (2022) *Interrelationship among weathering degree, pore distribution and water retention in an unsaturated gneissic residual soil.* Engineering Geology.

Farias, W.M., Camapum de Carvalho, J., Silva, G.F., Campos, I.C.O., Santos Neto, P.M. (2011). *Influência da Compactação nos Micro e Mesoporos Nanoestruturados e na Área Superficial Específica de um solo Laterítico.* VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, v. 1, Pinerópolis – GO, Kelps, pp. 169-175.

Freitas, A. A., Oda, P. S. S., Teixeira, D. L. S., Silva, P. N., Mattos, E. V., Bastos, I. R. P., Nery, T. D., Metodiev, D., Santos, A. P. P., Gonçalves, W. A. (2020) *Meteorological conditions and social impacts associated with natural disaster landslides in the Baixada Santista region from March 2nd–3rd*. Urban Climate, 42 p.

Fredlund, D. G., Rahardjo H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. New York.: Wiley & Sons.

Gitirana Jr, G. F. N.; Marinho, F. A. M.; Soto, M. A. A. (2015). *A curva de retenção de água de materiais porosos.* In: Camapum de Carvalho, J. et al. (Org.). Solos não saturados no contexto geotécnico. ABMS, São Paulo, Cap. 10, p. 205-229.

Hajnos, M., Lipiec, J., Swieboda, R., Sokolowska, Z., Witkowska-Walczak, B. (2006) *Complete characterization of pore size distribution of tilled and orchad soil using water retention curve, mercury porosimetry, nitrogen adsorption, and water desorption methods*. Geoderma, 135, p. 307-314.

Khalili, N., Valliappan, S., (1996). *Unified theory of flow and deformation in double porous media.* European Journal of Mechanis Series a Solids, v 15, 321-336.

Koliji, A., Laloui, L., Cusinier, O., Vulliet, L. (2006). *Suction Inducec Effects on the fabric of a Structured Soil. Transp. Porous Media* 64, 261.

Lee, H.C., Wray, W.K. (1995). *Techniques to evaluate soil suction – A vital unsaturated soil variable.* Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils (edited by E.E. Alonso and P. Delage), Paris, 2, pp. 615–621.

Liu, C., Tong F., Yan L., Zhou H., Hao S. (2020) *Effect of porosity on soil-water retention curves: theoretical and experimental aspects.* Geofluids, vol. 2020.

Marinho, F. A. M. (2005) *Os solos não saturados: aspectos teóricos, experimentais e aplicados*. 201f. Livre Docência, USP, São Paulo, 2005.

Motta, M. F. B. (2016) *Caracterização Físico-Hídrico-Estrutural e Efeito do Aumento da Pressão do Ar na Resistência de Solos Tropicais Não Saturados.* Tese (Doutorado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PUC-Rio, 350 p.

Moncada, M. P. H. (2008) *Avaliação de propriedades hidráulicas de solos tropicais não saturados.* 2008. 324f. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro.

Romero, E., Gens, A., Llorent, A. (1999) *Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay. Eng. Geol., 54, pp. 117-127.*

Romero, E., Simms, P. H. (2009) *Microstructure investigation in unsaturated soil: a review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy*. In: Laboratory and Field Testing of Unsaturated Soils. Tarantino et al. (eds), p. 93-115.

Mendes, R.M., Marinho, F.A.M. (2020) *Soil Water Retention Curves for Residual Soils Using Traditional Methods and MIP.* Geotech Geol Eng. 11p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/741

Comportamento Geotécnico de Solos Lateríticos: Desafios e Estratégias para Fundações em Ambientes Tropicais

Angelo Dotto Ragagnin Prior
Discente do curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, angelodrprior@hotmail.com

Patricia Rodrigues Falcão
Doutoranda no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, falcao.rodrigues.patricia@gmail.com

Magnos Baroni
Docente do curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, magnos.baroni@gmail.com

RESUMO: Este artigo demonstra a avaliação da resistência e da deformação de um solo potencialmente colapsível e apresenta os resultados da capacidade de carga de estacas escavadas convencionais, reforçadas e flutuantes, executadas em Cruz Alta, no Rio Grande do Sul, Brasil, sob condições naturais e inundadas. Em laboratório, foram realizados ensaios de cisalhamento direto e de adensamento oedométrico simples, e em campo ensaios de prova de carga estática. As estacas avaliadas possuíam 3,00 m de comprimento e 0,30 m de diâmetro, sendo que, as estacas reforçadas foram concebidas pela inserção de uma camada compactada de pedra britada na base da perfuração e as flutuantes caracterizadas pela ausência de solo na ponta. Os principais resultados indicaram que a resistência ao cisalhamento do solo estava relacionada à sucção, evidenciada por uma redução de 81,0% na coesão, o ensaio de adensamento apontou o potencial de colapso do solo como problemático. Quanto aos ensaios de campo, as estacas convencionais apresentaram recalques significativos, a inserção do reforço na ponta da estaca resultou em um acréscimo de resistência na ponta, entretanto, este reforço foi anulado pela inundação. As estacas flutuantes desempenharam um papel crucial na compreensão do comportamento quanto ao atrito lateral e ponta das estacas convencionais.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga, Colapsível, Resistência, Deformação, Capacidade de carga, Recalques.

ABSTRACT: This article demonstrates the evaluation of the resistance and deformation of a potentially collapsible soil and presents the results of the load-bearing capacity of conventional, reinforced, and floating bored piles conducted in Cruz Alta, Rio Grande do Sul, Brazil, under natural and flooded conditions. In the laboratory, direct shear and simple oedometer consolidation tests were performed, while field tests included static load tests. The evaluated piles had lengths of 3.0 meters and diameters of 0.3 meters. The reinforced piles were designed by inserting a compacted layer of crushed stone at the base of the excavation, while the floating piles were characterized by the absence of soil at the tip. The main results indicated that the soil's shear strength was related to suction, evidenced by an 81.0% reduction in cohesion, and the consolidation test pointed out the problematic collapse potential of the soil. Regarding the field tests, conventional piles showed significant settlements. The insertion of reinforcement at the pile tip resulted in an increase in tip resistance; however, this reinforcement was nullified by flooding. Floating piles played a crucial role in understanding the behavior of both the lateral friction and pile tip of conventional piles.

KEYWORDS: Load test, Collapsible, Resistance, Deformation, Load-bearing capacity, Settlements.

1 INTRODUÇÃO

Em países tropicais, como o Brasil, o qual possui um índice pluviométrico elevado, a influência da água na sucção dos solos não saturados é de extrema importância. Ao passo que a umidade dos solos não saturados varia, o seu comportamento também é modificado, de tal forma que essas flutuações impõem alterações nas propriedades físico-químicas do solo (CAMAPUM e GITIRANA, 2021). Um exemplo do impacto dessas oscilações são os solos colapsíveis, os quais em condições de baixa umidade possuem boa capacidade de carga, entretanto, quando submetidos a inundação sua coesão aparente é reduzida bruscamente e, por conseguinte, o material perde resistência (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011).

Os solos não saturados são oriundos de condicionantes geológicas e geomorfológicas que concederam a esses materiais uma estrutura porosa, dentres estes, os colapsíveis possuem resistência baseada na sucção e potencial colapsível (CAMAPUM et al., 2015). Tal comportamento de colapsividade pode ser analisado pelo potencial de colapso do solo (PC), a partir de ensaios laboratoriais como o oedométrico simples, conforme presente nos estudos de Vargas (1978), Milititsky et al. (2015) e Jenning e Knight (1975). Ensaios em campo também podem auxiliar nessa percepção, ao avaliar a variação da coesão aparente por intermédio da execução de provas de carga na condição natural e inundada, como realizado nas pesquisas de Fernandes (1995), Camapum et al. (1995) e Lobo et al. (1991).

Diante disso, mostra-se relevante ponderar a respeito da capacidade de carga de estacas inseridas em solos não saturados, principalmente, os de caráter colapsível (WU e VANAPALLI, 2021; LIU e VANAPALLI, 2021). A previsão da capacidade de carga das fundações estaqueadas é de extrema importância (VOYAGAKI et al., 2021), porém, raramente consegue-se estimar a capacidade de carga com precisão maior que 30% (RANDOLPH, 2003). Nesse sentindo, mostra-se indispensável a realização de ensaios de prova de carga, os quais são orientados pela NBR 16903 (ABNT, 2020).

A partir do contexto inserido, o fenômeno físico estudado pelas provas de carga é, em síntese, caracterizado pela mobilização das parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, sendo a capacidade de carga total o somatório dessas contribuições (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). Existem alguns métodos que permitem a quantificação das parcelas supracitadas, como o Método de Van der Veen (VAN DER VEEN, 1953) e o Método da Rigidez (DÉCOURT, 1998). O Método da Rigidez (DÉCOURT, 1998) parte do pressuposto de que a rigidez é definida pela razão entre carga aplicada e o seu respectivo deslocamento, desse modo, é concebido um gráfico de rigidez *versus* carregamento e definidas por extrapolação as resistências por atrito lateral e de ruptura da estaca.

Com base no exposto, foram realizados ensaios de cisalhamento direto nas condições natural e inundada, como também, ensaios de adensamento oedométrico simples com inundação após o início do ensaio. Além disso, foram executados treze ensaios de prova de carga estática com carregamento lento em estacas escavadas convencionais, reforçadas e flutuantes em condições naturais e inundadas. Dessa forma, encontraram-se as capacidades de carga das estacas e determinaram-se as suas respectivas contribuições de resistência por ponta e atrito lateral por meio do Método da Rigidez (DÉCOURT, 1998). Por fim, foram comparados os resultados das provas de carga entre si, e avaliada a influência da inundação nos ensaios laboratoriais, nas resistências totais das estacas, bem como, em cada uma de suas parcelas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente estudo foi realizado no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica, inserido na Universidade de Cruz Alta, localizada na cidade de Cruz Alta, Rio Grande do Sul, sob latitude 28°36’19’’e longitude 53°36’23’’ (Figura 1 (a e b)). A localidade integra o Noroeste Rio-Grandense e seu solo é composto, principalmente, por basalto. Os processos erosivos oriundos do basalto resultaram em grandes porcentagens de partículas finas, e por conseguinte, elevados teores de óxido de ferro (hematita), nessa perspectiva, existe um predomínio de solos argilosos de comportamento laterítico nessa região. Falcão et al. (2023) caracterizou e classificou este solo para uma profundidade de 2,00 m, conforme apresenta-se na Tabela 1.

Foram realizados ensaios de adensamento oedométrico simples e de cisalhamento direto em amostras indeformadas, com intuito de aferir sobre o potencial de colapso do solo e de quantificar a perda de resistência devido à colapsividade. O ensaio oedométrico seguiu os preceitos da NBR 16853 (ABNT, 2020), porém foi realizada uma pequena alteração, na qual a amostra iniciou na condição natural de campo, sendo que após o equilíbrio das variações volumétricas para as tensões de 100kPa e 200 kPa, foi realizado o processo de inundação. Já o ensaio de cisalhamento direto foi realizado seguindo a D3080 (ASTM, 2012) para as tensões normais de 50, 100 e 200 kPa nas condições natural e inundada.

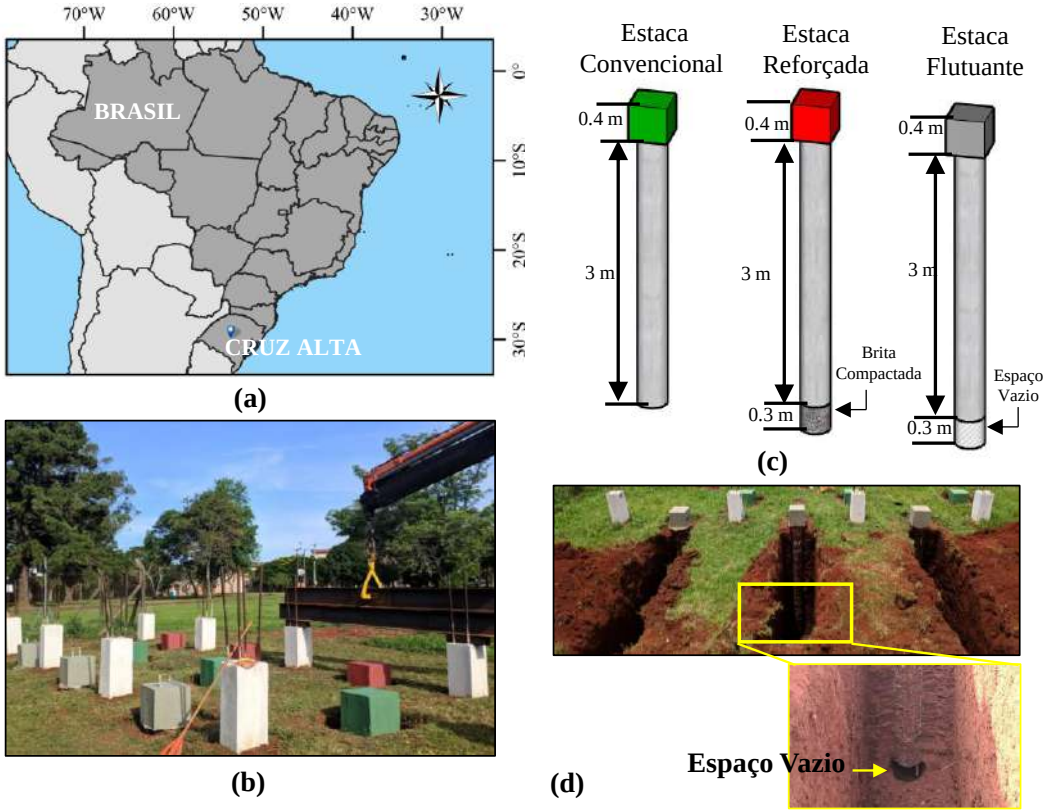


Figura 1. (a) Localização do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica em Cruz Alta; (b) Configuração do Campo; (c) Tipologia e dimensões das estacas escavadas; e (d) Estacas escavadas exumadas.

Tabela 1. Caracterização física e classificação MCT e SUCS do solo (FALCÃO et al., 2023)

Parâmetros geotécnicos	
% pedregulho (> 2,0 mm)	0
% areia (0,6 - 0,2 mm)	22
% silte (2 µm – 0,06 mm)	16
% argila (< 2,0 µm)	62
Limite de Liquidez (%)	48
Limite de Plasticidade (%)	30
Índice de Plasticidade	18
Peso específico real dos grãos (kN/m³)	27,9
Classificação MCT	LG’
Classificação SUCS	CL

Em campo, foram executados um total de treze ensaios de prova de carga, sendo estes divididos da seguinte forma: (a) dois ensaios na condição natural (CN-1 e CN-2) e dois na condição inundada (CI-1 e CI-2) para estacas convencionais; (b) três ensaios na condição natural (RN-1, RN-2 e RN-3) e três na condição inundada (RI-1, RI-2 e RI-3) para estacas com reforço; e (c) três ensaios na condição natural (FN-1, FN-2 e FN-3) para as estacas flutuantes. Para isso, as estacas de reação possuíam 6,00 m de profundidade e 0,30 m de diâmetro, enquanto a estaca submetida a compressão possuía 3,00 m de profundidade e 0,30 m de diâmetro.

Vale mencionar, que para as estacas com reforço, foi inserido 0,30 m de pedra britada compactada no fundo da perfuração e para as estacas flutuantes adicionou-se quatro discos de poliestireno expandido de 0,08 m de espessura e 0,30 m de diâmetro, os quais deixaram um espaço vazio na ponta, conforme pode ser visualizado, de modo ilustrativo, na Figura 1 (c). Na qual, o reforço em pedra britada possui coloração cinza escura e o espaço vazio possui coloração cinza clara. Além disso, nesta mesma figura, a coloração distinta dos blocos das estacas contém cunho meramente ilustrativo, não representando particularidades de campo. Nas

estacas flutuantes, interligados nas armaduras da estaca teste foram alocados dois tubos de PVC de 3,70 m de comprimento e 0,02 m de diâmetro, após a concretagem da estaca, por meio desses tubos foi possível inserir gasolina de alta octanagem e diluir os discos de poliestireno presentes na ponta da estaca.

Dessa forma, a Figura 1 (d) demonstra a exumação das estacas flutuantes, afim de garantir que apenas a resistência por atrito lateral foi mobilizada durante as provas de carga. Ainda, é possível visualizar que as estacas estavam imersas totalmente em solo laterítico, não apresentando distinção de camadas ao longo de sua profundidade. Salienta-se que os resultados dos testes de carga foram expostos de maneira bruta por Masutti et al., (2023) e Falcão et al., (2023). Entretanto, como não houve interpretação desses resultados, o objetivo do presente estudo é avaliar o atrito lateral e a resistência de ponta das estacas por meio da avaliação analítica destas.

Os intervalos de aplicação de carga, procedimentos executivos e intensidade do carregamento foram executados de acordo com a NBR 16903 (ABNT, 2020). Os ensaios sob inundação foram efetuados cerca de um ano após a realização dos ensaios na condição natural, sendo esses executados nas mesmas estacas. Para atingir a condição inundada, foram executados quatro furos com 3,00 m de comprimento e 0,50 m de diâmetro constituídos de areia e submetidos à vazão constante em um período de 96 horas.

Após os resultados oriundos das provas de carga, foi possível utilizar o Método da Rigidez proposto por Décourt (1998), o qual permite encontrar as cargas últimas e por atrito lateral das estacas. Assim, pode-se estimar e comparar as parcelas de atrito lateral e ponta para os diferentes tipos de estacas submetidas ou não ao processo de inundação em um solo potencialmente colapsível.

3 RESULTADOS

A Figura 2 (a) e (b) demonstra os resultados dos ensaios laboratoriais de cisalhamento direto, e em (c) são apresentados os resultados do ensaio de adensamento oedométrico simples. Os parâmetros de resistência obtidos para o ensaio de cisalhamento direto foram de 13,4 kPa para a coesão e 29,4° para o ângulo de atrito na condição natural. Para o estado inundado, esses valores foram de 2,5 kPa e 25,6°, respectivamente. Os parâmetros de resistência alcançados para a condição natural foram superiores aos adquiridos para a condição inundada, entretanto, é indispensável atentar-se para as porcentagens redutivas de cada um dos parâmetros. Para a coesão, a redução atingiu um valor de, aproximadamente, 81,0%, enquanto, que para o ângulo de atrito esse decréscimo foi de apenas 12,9%. Tal constatação é de extrema valia, visto que a sucção (coesão aparente) do solo foi perdida com o incremento da água no sistema, neste caso, essa perda foi consideravelmente elevada, caracterizando o material como potencialmente colapsível.

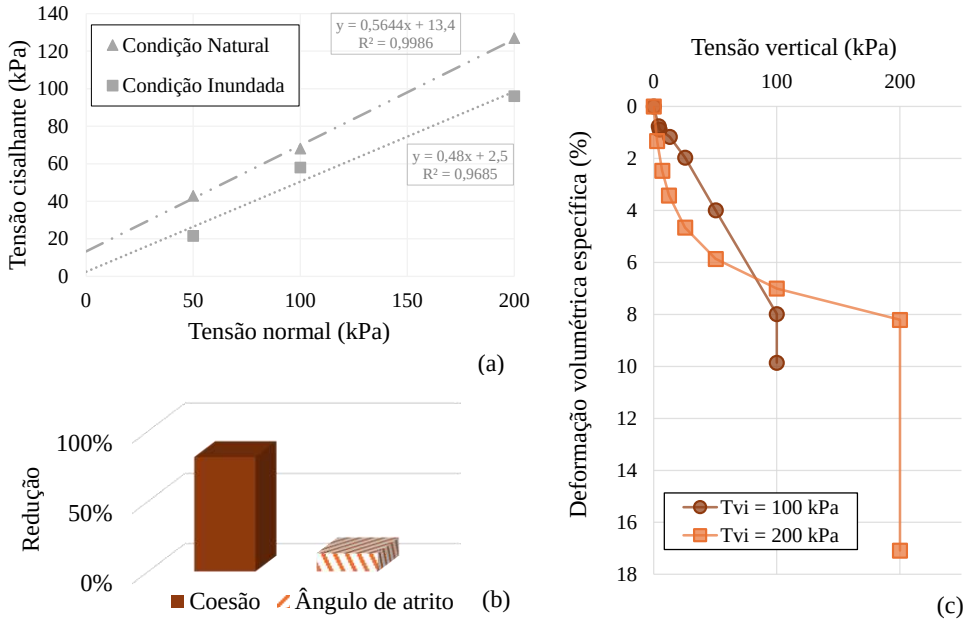


Figura 2. Ensaios laboratoriais: (a) Envoltória de ruptura; (b) influência da inundação; e (c) ensaio de adensamento oedométrico simples.

Quando ponderado o ensaio de adensamento, percebe-se um aumento brusco e exagerado da deformação volumétrica ao adicionar a inundação para as duas tensões analisadas, essa premissa concede ao solo um possível caráter colapsível diante do rearranjo das partículas com a inundação. Por meio da variação volumétrica final e inicial do corpo de prova foi possível aferir o seu potencial de colapso, dessa forma, obteve-se um PC de 2,2% para a tensão de 100 kPa e de 9,8% para 200 kPa. Vargas (1978) considera que potenciais de colapso maiores que 2,0% já caracterizam os solos como colapsíveis, sob outra perspectiva, Jenning e Knight (1975) declaram para uma tensão de 200 kPa, que um PC entre 5,0 e 10,0% caracterizam o solo como problemático e entre 10,0 e 20,0% como grave quanto à colapsividade. Nesse sentido, o solo em questão enquadra-se como problemático, sendo quase grave para a tensão de 200 kPa, em contrapartida, para Vargas (1978) o solo para as duas tensões mencionadas já sugere o fenômeno da colapsividade. A Figura 3 contém os resultados provenientes das provas de carga para os três tipos de estacas sugeridos pelo presente trabalho.

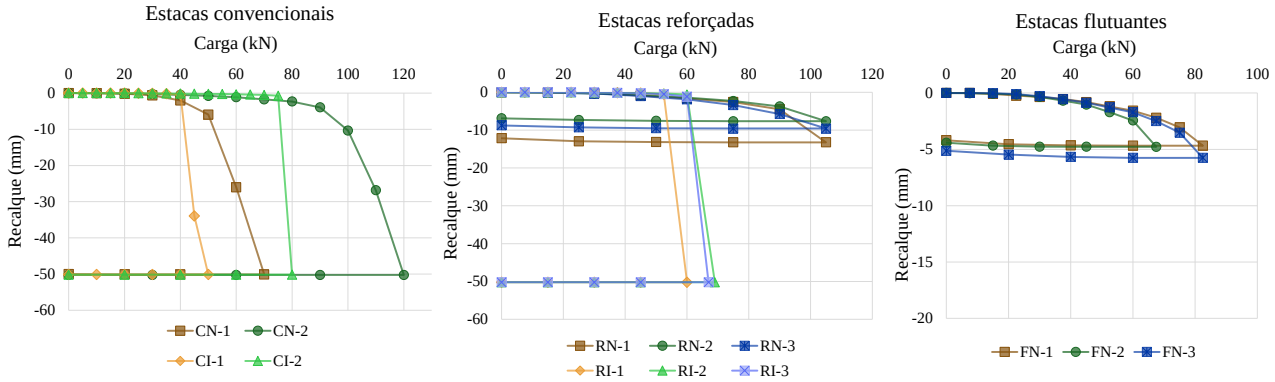


Figura 3. Resultados das provas de carga.

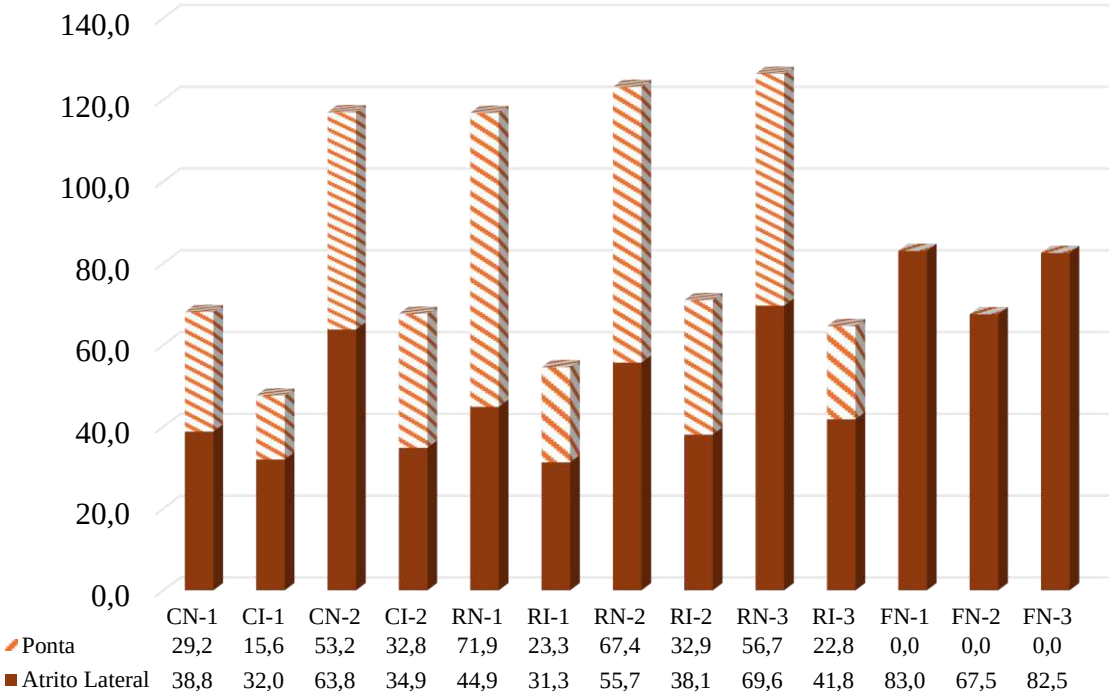
Pode-se identificar que o reforço com pedra britada elevou 50,0% da capacidade de carga das estacas em relação à estaca CN-1, porém em comparação com a estaca CN-2, este aumento não foi registrado sendo evidenciada uma redução de 12,5% no valor da resistência. Tal comportamento é explicado pelo fato de estacas curtas reterem maiores incertezas na medição de sua capacidade de carga, sendo neste caso atingida uma variação de 42,0% entre as estacas CN-1 e CN-2. Entretanto, para as estacas reforçadas e flutuantes na condição natural, as cargas últimas de ensaio não variaram mais do que 19,0%. Ademais, quando comparadas as estacas flutuantes, FN-1 e FN3, com a estaca convencional CN-2, verifica-se que a capacidade de carga da estaca convencional é representada, principalmente, pelo atrito lateral. Visto que, as estacas flutuantes não possuem ponta e que suas resistências correspondem a, aproximadamente, 80% da capacidade resistiva da estaca convencional mencionada.

Vale ressaltar, que o recalque nas estacas convencionais foi de 5,00 cm, evidencia significativa, uma vez que recalques dessa magnitude podem implicar em graves patologias nas estruturas. Para a condição natural, esse recalque mostrou-se cerca de 5 vezes maior do que os registrados para estacas reforçadas e 10 vezes mais elevado do que os das estacas flutuantes. É importante salientar que em nenhuma das curvas existiu retorno elástico das provas de carga na fase de descarregamento, ou seja, estima-se que as estacas alcançaram o seu limite resistivo.

Ao incrementar a inundação no sistema, constatou-se um decréscimo na capacidade de carga para todas as situações. Além disso, o recalque ocorreu de forma mais suave ao longo da aplicação da carga na condição natural, fato contrário ao atingido para as estacas inundadas, as quais possuíram um decaimento brusco após a inundação. Esta conduta indica solos potencialmente colapsíveis, já que o material coesivo possui sua resistência intrinsecamente conectada a coesão aparente, portanto, a inundação é um dos principais fatores da compressão volumétrica resultante do colapso (FALCÃO et al., 2023). A Figura 4 conduz às cargas de ruptura, atrito lateral e ponta obtidas pelo Método da Rigidez (DÉCOURT, 1998), cabe mencionar, que para as estacas flutuantes adotou-se a carga de ruptura da prova de carga diretamente como atrito lateral, devido à ausência de ponta em campo.

Foi possível observar que a inundação suspendeu o efeito do reforço por pedra britada, visto que as cargas de ruptura obtidas nessas estacas assumiram, praticamente, a mesma grandeza da convencional CN-1. Além disso, pode-se visualizar que o efeito da inundação atingiu, principalmente, a resistência por ponta,

diante dos maiores declínios nesta parcela do que por atrito lateral, com exceção apenas da estaca CN-2. Para ambas as condições analisadas, as estacas convencionais tiveram o seu comportamento resistivo regido em maior proporção pelo atrito lateral, já nas estacas reforçadas, o atrito lateral predominou apenas na condição inundada e na estaca RN-3, sendo que nas demais (RN-1 e RN-2), foi a resistência na ponta que prevaleceu durante o ensaio. Esta troca de conduta resistiva, na qual em condições naturais à estaca reforçada conduz a boas capacidades de carga regidas pelo ponta e quando submetidas a inundação alteram seu comportamento para menores resistências guiadas pelo atrito lateral é mais um indicativo de que o solo é potencialmente colapsível.



	CN-1	CI-1	CN-2	CI-2	RN-1	RI-1	RN-2	RI-2	RN-3	RI-3	FN-1	FN-2	FN-3
Ponta	29,2	15,6	53,2	32,8	71,9	23,3	67,4	32,9	56,7	22,8	0,0	0,0	0,0
Atrito Lateral	38,8	32,0	63,8	34,9	44,9	31,3	55,7	38,1	69,6	41,8	83,0	67,5	82,5

Figura 4. Parcelas de resistência das estacas em kN.

Na condição de reensaio com inundação, observou-se um aumento percentual na resistência por atrito lateral em todas as estacas. Massad apud Scallet (2011) sugere que esse aumento adicional poderia ser atribuído à resistência de ponta que ficou retida no primeiro ensaio. Vale ressaltar que essa abordagem é empírica e, devido à ausência de instrumentação, esses valores não puderam ser verificados. No entanto, como demonstrado, esse método proporcionou nortear algumas explicações que ajudaram a compreender a capacidade máxima de resistência das estacas.

Mediante as evidências apresentadas acima, tanto laboratoriais, quanto de campo, mostra-se relevante compreender o comportamento dos solos não saturados, visto que a variação da sucção no solo conduz a expressivas implicações. Neste caso, o dimensionamento equivocado de estacas, sem contabilizar os efeitos das variações climáticas e dos índices pluviométricos (inundação), podem gerar patologias significativas em edificações, obras geotécnicas ou de arte, devido ao recalque demasiado das fundações.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo apresentou os resultados dos ensaios de cisalhamento direto e adensamento oedométrico simples em amostras indeformadas nas condições naturais e/ou inundadas, além de exibir e investigar a respeito das capacidades de carga em estacas escavadas convencionais, reforçadas e flutuantes naturais e sob inundação. Ainda, foram atingidas as contribuições de resistência em ponta, atrito lateral e de ruptura das estacas por meio do Método da Rigidez (DÉCOURT, 1998) e comparou-se a influência da água em cada parcela e em cada tipo de estaca.

Pode-se aferir por meio do ensaio de cisalhamento direto que os parâmetros de resistência adquiridos na condição natural foram superiores aos da condição inundada, além disso, a inundação reduziu cerca de 81,0% o valor do intercepto coesivo, fato de extrema importância, visto que pode-se perceber a relação inerente entre resistência e sucção do material. Em relação ao ensaio oedométrico simples, identificou-se que o potencial de colapso para a tensão normal de 200 kPa sugere um solo problemático para Jenning e Knight (1975), enquanto que para Vargas (1978), o solo é caracterizado como colapsível para as tensões de 100 e 200 kPa.

Ao ponderar a respeito das provas de carga, pode-se verificar que, para a condição natural, o reforço com pedra britada auxiliou na resistência da fundação com relação à estaca CN-1, ao passo que, para a CN-2 essa contribuição não foi visualizada, devido à variação nos ensaios de prova de carga em estacas curtas. Além disso, por meio da análise das estacas flutuantes foi possível constatar que a capacidade de carga da estaca convencional é regida, principalmente, pelo atrito lateral. Os recalques nas estacas convencionais, para a condição natural, mostraram-se exagerados em comparação com as estacas reforçadas e flutuantes nesta mesma condição, visto que seus valores atingiram cerca de 5 e 10 vezes mais amplitude do que para as estacas reforçadas e flutuantes, respectivamente.

Com relação a inundação, em todos os tipos de estaca estudados a inundação diminuiu a capacidade de carga. Nas estacas reforçadas, o incremento de água no sistema suspendeu a ação do reforço, além de, modificar as contribuições das parcelas de resistência das estacas, antes predominantemente dominadas pela ponta, e após a inundação, sendo orientadas pelo atrito lateral. Diante dos resultados apontados, concluiu-se que os solos não saturados de caráter colapsível necessitam de uma abordagem detalhada, a fim de prevenir recalques demasiados que podem gerar severas patologias nas edificações e ruptura de obras geotécnicas.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam sua gratidão ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão da bolsa de estudos ao primeiro autor, à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa de estudos concedida ao segundo autor, e à Universidade Federal de Santa Maria pelo suporte fornecido para o desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo - Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16853. *Solo – Ensaio de adensamento unidimensional*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2012). ASTM D3080: *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*.

Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr, G. F. N. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. *Soils and Rocks*, 44 (3), p. 25.

Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr, G. F. N., Machado, S. L., Mascarenha, M. M. A., Silva, F. C. F. (2015) *Solos não saturados no contexto geotécnico*, 1nd ed., Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, São Paulo, SP, BR, 530 p.

Camapum de Carvalho, J., Melo, A. C., Santos Neto, P. M., Silva, C.M. (1995) Considerações sobre provas de carga em estacas em solos colapsíveis com inundação. In: Encontro sobre solos não saturados, Porto Alegre. *Anais*... Porto Alegre/RS. ABMS. v. 1, p. 159-173.

Cintra, J. C. A., Aoki, N., Albiero, J. H. (2011) *Fundações diretas*, Oficina de textos, São Paulo, SP, BR, 136 p.

Décourt, L. (1998) Ruptura de Fundações e Coeficientes de Segurança a Luz do Conceito de Rigidez. In:

Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília. *Anais...* Brasília/DF. ABMS. v. 3, p. 1599-1606.

Falcão, P. R., Baroni, M., Masutti, G. C., Pinheiro, J. B. P., Fagundes, D. F. (2023) Assessment of the impact of inundation on the strength of a lateritic and collapsible soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, p. 13.

Fernandes, J. C. S. (1995) *Grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo colapsível*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP.

Jenning, J. K., Knight, K. (1975). The additional settlement of foundation due to collapse of sandy subsoils on wetting. In: Proceeding of 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Liu, Y., Vanapalli, S. K. (2021) Mechanical behaviour of a floating model pile in unsaturated expansive soil associated with water infiltration: laboratory investigations and numerical simulations. *Soil and Foundation*, 61 (4), p. 929-943.

Lobo, A. S., Albieiro, J. H., Ferreira, C. V (1991) Influência da inundação do solo na carga última e estacas de pequeno porte. In: Seminário de engenharia de fundações especiais, São Paulo. *Anais...* São Paulo/SP. ABMS. v. 1, p. 207-216.

Masutti, G. C., Falcão, P. R., Barbosa, R. J. P., Souza, T. J. (2023) Load capacity evaluation of different typologies of short and small diameter piles. *Soils and Rocks*, 46 (3).

Milititsky, J., Consoli, N. C., Schnaid, F. (2015) *Patologia das Fundações*, Oficina de textos, São Paulo, SP, BR, 256 p.

Randolph, M. F. (2003) Science and Empiricism in Pile Foundation Design. *Géotechnique*, 53 (10), p. 847–875.

Scallet, M. M. (2011) *Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas / UNICAMP, 164 p.

Schnaid, F. Odebrecht. E. (2012) *Ensaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*, 2nd ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, BR, 223 p.

Van der Veen, C (1953) The bearing capacity of a pile. In: Proceeding of Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich. *Proceedings…* Zurich, p. 84-90.

Vargas, M. (1978) *Introdução à Mecânica dos Solos*, McGraw-Hill, New York, NY, USA, 509 p.

Voyagaki, E., Crispin, J. J., Gilder, C. E. L., Ntassiou, K., O´Riordan, N., Nowak, P., Sadek, T., Patel, D., Mylonakis, G., Vardanega, P. J. (2021) The DINGO database of axial pile load tests for the UK: settlement prediction in fine grained soils. *Georisk*, p. 640-661.

Wu, X., Vanapalli, S. K. (2021) Three-dimensional modeling of the mechanical behavior of a single pile in unsaturated expansive soils during infiltration, *Computers and Geotechnics*.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/742

Conhecimento do Engenheiro e da Comunidade sobre os Solos Colapsíveis e Expansivos

Jéssica de Alencar Pinto
Estudante, Universidade Federal do Cariri, Barbalha/CE, Brasil, jessica.alencar@aluno.ufca.edu.br

Ana Patrícia Nunes Bandeira
Docente, Universidade Federal do Cariri, Juazeiro do Norte/CE, Brasil, ana.bandeira@ufca.edu.br

José Camapum de Carvalho
Pesquisador Colaborador na Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, camapumdecarvalho@gmail.com

RESUMO: Na região do Cariri, Ceará, é comum ocorrências de solos não saturados de comportamento expansivo e colapsível, e problemas em edificações devido ao comportamento desses solos. O Código de Ética Profissional que regula a Engenharia, a Agronomia, a Geologia, a Geografia e a Meteorologia, traz em seu Artigo 4º que "As profissões são caracterizadas por seus perfis próprios, pelo saber científico e tecnológico que incorporam, pelas expressões artísticas que utilizam e pelos resultados sociais, econômicos e ambientais do trabalho que realizam". Dentro da expressão artística, o artigo apresenta, em forma de poesia, questões técnicas e uma breve revisão de literatura sobre tópicos relacionados ao comportamento dos solos não saturados. Traz também poemas sobre o conhecimento do engenheiro e da comunidade da região do Cariri, a fim de popularizar a ciência e a tecnologia. Exemplificando sobre sua relevância, o artigo contribui já no poema da introdução para o entendimento do colapso e expansão e aborda a questão da dinâmica temporal e espacial dos solos, aspecto pouco considerado na prática da engenharia. O artigo é finalizado destacando a ênfase dada em vários momentos à relevância da engenhocidade, do conhecimento e da reflexão para uma Engenharia Geotécnica de qualidade.

PALAVRAS-CHAVE: Solos não saturados, Poesia, Solo Tropical.

ABSTRACT: In the Cariri region, Ceará, unsaturated soils with expansive and collapsible behavior are common, and problems in buildings due to the behavior of these soils are common. The Code of Professional Ethics that regulates Engineering, Agronomy, Geology, Geography and Meteorology, states in its Article 4 that "Professions are characterized by their own profiles, by the scientific and technological knowledge they incorporate, by the artistic expressions they use and for the social, economic and environmental results of the work they perform". Within artistic expression, the article presents, in the form of poetry, technical issues and a brief literature review on topics related to the behavior of unsaturated soils. It also brings poems about the knowledge of the engineer and the community in the Cariri region, in order to popularize science and technology. Exemplifying its relevance, the article already contributes in the introduction poem to the understanding of collapse and expansion and addresses the issue of the temporal and spatial dynamics of soils, an aspect little considered in engineering practice. The article ends by highlighting the emphasis given at various times to the relevance of ingenuity, knowledge and reflection for quality Geotechnical Engineering.

KEYWORDS: Unsaturated Soils, Poetry, Tropical Soil.

1 INTRODUÇÃO

Na região do Cariri, Ceará, é comum ocorrências de solos não saturados de comportamento expansivo e colapsível, e problemas em edificações devido ao comportamento inesperado do solo. A fim de popularizar o conhecimento sobre o tema, este artigo foi elaborado em forma de poemas, um campo da expressão artística. Com o objetivo de ampliar elos entre a engenharia e a sociedade, alguns profissionais têm publicado trabalhos na linha da expressão artística. O Engenheiro Civil Aerson Moreira, docente da UFCA,

divulga em mídias sociais e em praças públicas do Cariri, artigos científicos em forma de literatura de cordel. "Entulho na obra pode acabar", divulgado em 2020, com base no trabalho de Barreto *et al* (2009), é um exemplo. Na mesma linha, o geólogo Gorki Mariano, docente da UFPE, já publicou alguns livros poéticos, a exemplo do intitulado "Geologando", inspirado nos processos de formações rochosas, publicado em 2023, em comemoração aos 66 anos do curso de graduação em Geologia da UFPE (MARIANO, 2023). Outro trabalho do geólogo é o intitulado "Riolito, o Vulcão Pernambucano", publicado em um periódico da Unicamp (MARIANO E BARBOSA, 2015).

Neste contexto, este artigo buscará contribuir, através de poemas, com a interação do meio profissional com a sociedade, de maneira que os leitores se sintam aptos a interpretar e compreender o tema poético. Em seguida a esta introdução, o item subsequente foi subdividido em subitens, de maneira a abordar temas importantes no contexto do comportamento dos solos não saturados. Em seguida é apresentado um item em que se estabelece diálogos com a sociedade, por meio de poemas e, finalmente, são apresentadas as considerações finais e a lista de referência bibliográfica.

O poema que se segue dá início a este artigo, tratando do seu tema central, que são os solos expansivos e colapsíveis.

Expansão ou Colapso eis a Questão?

Expansão ou colapso eis a questão!
Quem responde é o solo,
Mas também o agente causador,
Entendendo os fenômenos, evita-se dor.

No solo, são fatores importantes:
A composição química e mineralógica,
Assim como a sua estrutura,
Mas o seu estado muda a todo instante, o que é relevante.

São agentes causadores da expansão e do colapso:
Alterações na química do meio;
Vibrações e alterações no estado de tensões.

Outros aspectos surgem a qualquer instante,
Os temas são amplos e o contexto dinâmico no tempo e no espaço,
A engenhosidade ajuda a evitar, negativos percalços.

Conforme apresentado em 2023, por Ferreira e Vilar,
Os comportamentos de colapso e de expansão,
São encontrados nas diversas regiões,
Como no Mato Grosso, Pernambuco e Ceará.

Solos expansivos, colapsíveis, erosões estão por esse Brasil aqui e ali,
Não foge à regra a região do Cariri.
Mas não se assustem eles integram a natureza.
Sustos ocorrem quando as intervenções antrópicas do meio sem reflexões removem a beleza.

Remoções que quando mal planejadas afetam no solo a estabilidade,
Estabilidade que o solo pode perder independentemente de idade.
Esses temas estão em livros, apontam Mascarenha *et al*. (2023) em capítulo sobre erosão.
E estão na mídia como mostrado em Buricupu (MA), situações que tocam o coração.

Mas jovens e idosos que este trabalho lerá,
Tenham em mente que com conhecimento, observação, reflexão e engenhosidade,
Independentemente de experiência, cada potencial de problema geotécnico se resolverá

Mas afinal o que são os solos expansivos e colapsíveis?
A resposta à questão reside no conhecimento, elemento aos(às) engenheiros(as) indispensáveis,
Nos poemas que seguem, alguns revelarão os grandes conhecimentos dos leitores como prováveis

2 TEXTOS TÉCNICOS POÉTICOS SOBRE SOLOS COLAPSÍVEIS E EXPANSIVOS

2.1 Na Arte das Fundações - NBR 6122

Na arte das fundações, onde o solo é o palco,
A NBR 6122 nos guia num compasso exato.
Solos especiais são desafios a se pensar,
Em cada projeto, um mundo particular.

Para os solos expansivos, um aviso é dado,
A pressão admissível, um cuidado a ser considerado.
Quando a expansão supera a pressão em sua dança,
Deslocamentos podem surgir, em uma perigosa mudança.

Determinar experimentalmente, é a norma a seguir,
Em cada solo, um mistério, um porvir.
A pressão de expansão, dependente do confinamento,
Um intrincado jogo, um sutil movimento.

E aos solos colapsíveis, a precaução é essencial,
Evitar encharcamento, conhecer o potencial.
Das fundações superficiais, inicialmente é indicado fugir,
Mas se assim preferir, estudo e melhoria do solo devem preceder o construir.

Em resumo, analisar é imperativo,
Potencial de expansão e de colapso, fatores decisivos.
Nos ensaios de campo e de laboratório, a busca deve ser constante,
Por informações necessárias, análises minuciosas, de forma relevante.

Assim, na jornada da construção, com norma e razão,
Erguemos nossas fundações, com firmeza e precisão.
Sobre o solo, nosso palco, nossa eterna inspiração,
Alicerçam os sonhos, em cada edificação.

2.2 Intemperização e Formação dos Solos em Ambiente Tropical

Diferente dos solos sedimentares de outras regiões do planeta,
Em climas tropicais eles podem passar por intenso processo de intemperização.
A depender do clima, da geologia, da geomorfologia e das condições de drenagem,
Quando tais condições são favoráveis sua história parte em carruagem,
São então formados os solos tropicais, mas falhas não cometa,
Pois podem também a partir da rocha serem eles formados.
Dando origem ao longo do perfil de intemperismo a solos amarelos, vermelhos, variegados…

Nos perfis residuais, quando se inicia a intemperização da rocha, os saprólitos são formados.
Solo rico em minerais primários, minerais que como o quartzo são dotados de longevidade.
Continuando a intemperização no perfil, surgem os solos saprolíticos,
Neles se fazem presentes minerais secundários, sendo alguns deles por vezes expansivos,
Mas a característica expansiva pode ter origem na própria estrutura da rocha mãe.
Portanto, a expansão pode ter origem na estrutura ou no mineral,
Diante destas origens distintas de problemas, a engenharia encontrará a melhor solução.

Continuando a intemperização são formados os solos de transição,
Em parte têm características dos solos saprolíticos e em parte passando por profunda transformação.
Daí são eles heterogêneos, em propriedades e comportamentos.
Continuando a intemperização, surgem os solos profundamente intemperizados,
Que embora ainda possam conter minerais primários, são ricos nos secundários não expansivos.
Neles estão o grupo da caulinita e os óxi-hidróxidos de ferro e alumínio com a intemperização formados.

Os minerais neles se aglutinaram no tempo formando agregados e uma estrutura metaestável.
Ela possui distribuição de poros bimodal com macroporos entre agregados e neles os microporos.
Esses solos são homogêneos, geralmente bem drenados e apresentam comportamento colapsível.
Com uso de microscópio os detalhes aparecem, que a olho nu são imperceptíveis.
O colapso pode ter distintas origens, mas muitos se atém no aumento de tensão e na saturação.
Sua origem pode ir de uma simples alteração química do meio a mudanças no estado de tensão,
Mas vamos ficando por aqui, pois a reflexão e engenhosidade sempre encontrará as causas e solução.

2.3 Solos de Comportamento Colapsível

2.3.1 O que é e como Ocorre o Colapso

A literatura geralmente se prende ao aumento de tensão e de umidade como fontes do colapso.
Destaca-se, no entanto, que colapso é oriundo da metaestabilidade estrutural do solo,
Sem tocar nas classificações, torna-se necessário buscar outras razões.
Por exemplo, nos estados de tensões que podem mudar a qualquer momento,
Sem esquecer das alterações químicas do meio por várias fontes de poluição,
Analisar o colapso requer, portanto, entendimento,
Que se encontra em constante crescimento.

2.3.2 Comportamento Colapsível do Solo

Solos não saturados de comportamento colapsível,
Podem apresentar em seu volume, repentinas reduções,
Com o rearranjo das partículas quando umedecidos,
Mesmo sob constantes tensões.

Diversos fatores interferem no comportamento de colapso do solo,
Tais como: estrutura; sucção e cimentação,
Conforme citados por Rodrigues *et al*. (2021),
Afirmando que a resistência dos vínculos reduz com a inundação.

Quando o colapso não é avaliado previamente,
Problemas podem surgir nas obras,
E custos adicionais são onerados.

Ensaios edométricos e provas de cargas podem ser realizados.
Para avaliar o comportamento de colapso,
E evitar as rachaduras, cada vez mais frequentes.

2.3.3 Textura e Resistência a Penetração dos Solos Colapsíveis

Os solos colapsíveis se apresentam
Em diversos tipos de texturas,
Que vão desde granulares à finas, como nas areias e siltes
E nas agregações e floculações de argilas.

A resistência, desses solos, à penetração
Varia significativamente com a estação climática,
Pois tem relação com a sucção,
Bandeira *et al.* (2023) apresentam tal fato.

No Campo Experimental em Juazeiro do Norte,
O N do SPT, de 8 para 2, despencou.
Não se pode dizer que foi má sorte,
Mas uma zona ativa superficial indicou.

2.4 Solo de Comportamento Expansivo

2.4.1 Comportamento Expansivo do Solo

Segundo Ferreira e Vilar (2023), os solos de comportamento expansivo
Podem apresentar aumento de volume pelo umedecimento,
E posterior redução por secagem.
Fenômeno que tende a se repetir ciclicamente,
Por variações sazonais de umidade.

Apresentam variação volumétrica de elevada complexidade,
E como características morfológicas têm-se os slickensides,
Resultantes da contração e fissura com o ressecamento,
E da expansão com o umedecimento, segundo Ferreira e Ferreira (2009).

As características físico-químicas dos argilominerais,
Provenientes da rocha por decomposição,
Se relacionam ao aumento de volume e à tensão de expansão.

A estrutura laminar do tipo 2:1,
Pode estar presente em muitas decomposição de rochas,
Mas cuidado com as montmorilonitas, pois são mais expansivas.

Ferreira e Vilar (2023) ainda comentam:
Por outro lado, certas formações, como as sedimentares,
Que permitem a acumulação de diferentes componentes,
Também dão origem à expansibilidade,
Como é o caso de folhelhos e calcários “tão marcante no Cariri cearense”.

Em Pernambuco, semiárido brasileiro,
Uma coisa interessante por Ferreira e Ferreira (2009) foi relatada,
Um comportamento expansivo, apresentou o solo,
Quando baixas tensões de inundação lhe foram aplicadas.

No entanto, para maiores tensões,
Deformações de recalque foram observadas,
Comportamento de colapso o solo apresentou.
Que curioso né?! Mas está aí, o que a investigação geotécnica nos revelou!

Com certeza você Engenheiro(a), Engenheirando(a),
Na cabeça tem a resposta,
Apesar de nos deixar todos(as) a refletir,
Por gentileza, não nos vire as costas.

2.5. Os Ensaios de Placa e o Expansocolapsômetro

Para análise da colapsibilidade dos solos,
Ensaios de campo podem ser realizados.
A exemplo das provas de carga,
Que podem ser em estacas ou em placas aplicadas.

Queremos aqui destacar, a prova de carga em placa,
Regido pela NBR 6489 (ABNT, 2019),
Salientando que infelizmente,
É pouco utilizada na prática.

Para fins de pesquisa vale destacar,
Os ensaios com placa em miniatura que foram utilizados,
Por Ferreira *et al*. (2002) e por Souza Neto (2004).

O equipamento empregado no ensaio de placa em miniatura,
Foi denominado de Expansocolapsômetro;
Em que a tensão é transferida ao solo,
Por meio de uma placa com 0,10 m de diâmetro.

O Expansocolapsômetro, primeiramente foi idealizado,
Para observar no solo, o comportamento de colapso.
Composto por um tripé e uma haste central,
Apresentou resultados satisfatórios, nos locais onde foi utilizado.

Na UFCA, o equipamento foi utilizado,
Para estudar a capacidade de carga de um solo arenoso fino.
Bandeira *et al.* (2023) apresentam os bons resultados,
Que, com outros métodos, foram comparados.

Para expandir o seu significado,
Em relação às placas de maior dimensão,
Recomenda-se em diferentes profundidades, a sua realização.

Pela facilidade de execução do ensaio com placa em miniatura,
Parece ser promissora utilizá-la em pequenas obras,
Para estimar, do solo, a carga de ruptura.

2.6. A Sucção para o Entendimento do Colapso e Expansão

O comportamento mecânico dos solos não saturados,
Depende, dentre outros fatores, do estado de tensões atuantes.
No entanto, a atuação da sucção matricial amplia a sua relevância,
Alterações da sucção, conferem ao solo algumas mudanças,
Que interferem nas propriedades e no comportamento,
Sendo, portanto, seu estudo de grande importância.

É relevante a curva de retenção,
Para o comportamento dos solos não saturados,
Considerar a sua forma nos solos tropicais,
Ajuda na análise dos resultados.

Nestes solos, as formas podem ser unimodais e bimodais,
Sendo o solo pouco intemperizado, saprolítico, ela é unimodal,
Mas, ampliando a intemperização,
A curva passa a ser de formato bimodal.

Nos solos saprolíticos não expansivos,
Após a entrada de ar, a porosidade entra em estabilização.
No entanto, se expansivos forem os argilominerais,
A porosidade tende a variar com a sucção.

Em solos muito intemperizados,
Os macro e microporos apresentam-se na estrutura predominantemente.
Na zona de macro, a sucção é baixa;
E pouco interfere no comportamento.

No trecho de mesoporos, entre os macro e microporos,
A sucção passa por significativa variação, ocorrendo colapso por aumento da saturação.
Ao atingir os microporos predominantes no interior dos agregados,
O solo atinge certa estabilização e com aumento da umidade, colapsos importantes serão registrados.

Outro fator importante, no comportamento de colapso,

Trata-se da ascensão do lençol freático,
Que pode causar nas fundações recalques inesperados.
Interfere ainda no colapso, líquidos poluentes, pois gera no solo instabilização,
O que se deve à variação de sucção osmótica e a perda de cimentação por solubilização.

3 CONVERSANDO COM A SOCIEDADE

3.1 Conhecimento dos Pedreiros

O engenheiro sabe que é importante, o solo investigar.
Mas, e o pedreiro, será que já ouviu falar?

Um pedreiro certa feita disse, que em pouca profundidade,
É onde deve-se apoiar a sapata ou o alicerce de uma casa.
Isso é padrão, para qualquer tipo de solo, variando pouco de cidade para cidade,
Pois, quando se compara com um prédio, pequena é a carga.

Outro relatou: deve-se escavar até o solo firme encontrar,
Geralmente, aqui na cidade, até 1,5 m de profundidade, deve ser a escavação,
Mas vale uma importante observação,
O massapê vermelho, deve-se evitar.

No massapê amarelo, a casa pode apoiar,
Não vai ter problemas, pode, em mim, confiar.

Pior é construir, em cima de um aterro,
Mas compactar o solo é o grande segredo, disse ainda, outro pedreiro.

A fala do outro foi desse jeito:
Se vai construir, é preciso escavar,
Achou o massapê, tem que aprofundar,
Esse é ruim, pode gerar problema na construção,
Continue avançando sem medo; atravessar a tabatinga, é o segredo,
Para encontrar o esperado lajedo, onde se apoiará a fundação.

Mas diante de tantas opiniões, como fica o engenheiro(a)?
Experiências como as dos pedreiros são relevantes,
Mas se o engenheiro(a) não tem o conhecimento,
Se pode errar a qualquer instante.

3.2 Depoimento de um Morador

O solo daqui é ruim, é o que diz Dona Maria,
Comprei tudo que o pedreiro pediu, mas rachou minha casa todinha.
Meu sonho foi frustrado, após morar aqui por um ano.
Surgiram rachaduras por todo lado, foi um total desengano.

Na casa da esquerda e da direita, os problemas igualmente acontecem.
O construtor até tenta dar um jeito, mas as rachaduras reaparecem.
Aqui no Cariri é assim, em vários municípios isso é frequente.
Será um problema do solo? ou um problema pra muita gente?

É necessário o solo conhecer, para o problema prevenir,
O que vocês podem fazer por nós?
Engenheiros! Vocês precisam agir!

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio deste artigo foi possível abordar, através de poemas, temas importantes no contexto do comportamento dos solos não saturados. O acróstico a seguir retrata bem as considerações finais deste artigo sobre os solos expansivos e colapsíveis, tão presentes nas regiões semiáridas.

Final Feliz

Foi relevante para o(as) autor(as), escrever este artigo,
Inspirações vieram de muitas pesquisas realizadas,
Nos casos de colapso e expansão em obras lembrados.
Auroras novas brotaram, não pode ser negado.
Laureando ao leitor por meio de poemas, com amizade e carinho regados.

Foram tratados temas relevantes,
Engenhosidade, conhecimento e reflexão vieram à tona por meio de versos em muitos instantes.
Literaturas foram citadas, outras apenas lembradas.
Importante agora é a confiança na Engenharia Geotécnica em permanente construção,
Zarpando as incertezas, pois com ela, para o colapso e expansão, sempre haverá solução.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019) NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019) NBR 6489: Prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro.

Bandeira, A. P. N.; Souza Neto, J. B.; Coutinho, R. Q.; Xavier, J. M.; Chaves, A. M. M.; Silva V. L. (2023) Investigating the Collapsible Behavior of Sedimentary Soil in Shallow Foundations. *Geotechnical and Geological Engineering* JCR, v. 1, p. 1-19.

Barreto, A. M., Bertini, A. A., Carvalho, R. M. (2009) Plano de Gerenciamento de Resíduos Sólidos na Construção Civil: Crítica À Implementação. In: *Encontro Nacional Sobre Aproveitamento de Resíduos na Construção, Feira de Santana*. p. 642-654.

Ferreira, S. R. M., Vilar, O. M. (2023) Solos Colapsíveis e Expansivos. In. *Solos não saturados no contexto geotécnico*. Camapum de Carvalho, J., Gitirana Junior, G. F. N.; Machado, S.L.; Mascarenha, M.M.A; Silva Filho, F.C.; Rodrigues, R.A. (org.). São Paulo: ABMS, cap. 17, p. 559-595.

Ferreira S. R .M, Ferreira M.G.V.X. (2009) Mudanças de volume devido a variação de teor de umidade em um Vertissolo no semiárido de Pernambuco. *Revista Brasileira de Ciências do Solo*. 33: p. 779-791.

Ferreira, S. R. M.; Fucale, S. P.; Silva, M. J. R., Amorim, S. F. (2002) Análise de variação de volume devido à inundação de alguns solos colapsíveis no município de Petrolina-PE. *X Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental*, Ouro Preto, v. I, p. 1-14.

Mariano, G., Barbosa, J. A. (2015) Riolito, o Vulcão Pernambucano. *Terra e Didatica*, Campinas, SP, v. 3(1), p. 92–96. DOI: 10.20396/td.v3i1.8637483. Disponível em: https://periodicos.sbu.unicamp.br/ojs/index.php/td/article/view/8637483/5188. Acesso em: 12 abr. 2024.

Mariano, G. (2023) *Geologando*. E-book. Disponível em: https://www.adufepe.org.br/wp-content/uploads/2023/06/GEOLOGANDO-2023-1.pdf. Acesso em: 12 abr. 2024.

Mascarenha, M.M.A., Mahler, C., Lafayette, K.P.V., Nacinovic, M.G.G., Bandeira, A.P.N., Almeida, J.G.R. (2023) Erosão. In. *Solos não saturados no contexto geotécnico*. Camapum de Carvalho, J., Gitirana Junior, G. F. N.; Machado, S.L.; Mascarenha, M.M.A; Silva Filho, F.C.; Rodrigues, R.A. São Paulo: ABMS, Cap. 24., p. 825-865. Disponível em https://doi.editoracubo.com.br/10.4322/978-65-992098-3-3. Acesso em: 12 abr. 2024.

Rodrigues R. A., Soares F.V.P., Sanchez M. (2021) Settlement of footings on compacted and natural collapsible soils upon loading and soaking. *J Geotech Geoenviron Eng*.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/743

Curva de Retenção de um Solo Coluvionar a partir da Técnica do Papel Filtro e de Porosimetria de Mercúrio

Pedro Alves de Carvalho Reis
Discente do Curso de Engenharia Civil, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, carvalho.reis@unesp.br

Mariana Ferreira Benessiuti Motta
Professora Assistente Doutora, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, mariana.motta@unesp.br

Márcio Roberto Magalhães de Andrade
Pesquisador, CEMADEN, São José dos Campos, Brasil, marcio.andrade@cemaden.gov.br

Daniel Metodiev
Bolsista, CEMADEN, São José dos Campos, Brasil, daniel.metodiev@cemaden.gov.br

RESUMO: O ensaio de porosimetria por injeção de mercúrio é uma técnica que permite a obtenção da representação quantitativa da microestrutura do solo através da sua porosidade interconectada. A partir da curva de distribuição dos poros, é possível prever a curva de retenção do material baseando-se nas leis de capilaridade. Ainda, a técnica do papel filtro consiste em um método simples, rápido e econômico de se medir a sucção do solo. Seu princípio se baseia na hipótese de que o papel filtro entra em equilíbrio de energia com o solo com certa umidade. Neste sentido, este estudo visa comparar as duas técnicas para obtenção da curva de retenção de umidade de um solo coluvionar localizado em uma área de risco da cidade de Santos-SP. A análise comparativa, a partir de amostras indeformadas, se deu tanto no formato das curvas obtidas quanto nos valores de entrada de ar e de sucção residual. Como os fluidos de intrusão são diferentes para cada técnica, tal estudo é de extrema importância já que a curva de retenção é fundamental nas análises de estabilidade da área estudada.

PALAVRAS-CHAVE: solos não saturados, curva de retenção de umidade, papel filtro, porosimetria de mercúrio, distribuição de poros.

ABSTRACT: The mercury injection porosimetry test (MIP) is a technique that allows the obtention of the quantitative representation of the soil's microstructure through its interconnected porosity. From the pore distribution curve, it is possible to predict the retention curve of the material, based on que capillary laws. Yet, the filter paper technique consists in a simple, fast and economic method to measure the soil's suction. Its principle is based on the hypothesis that the filter paper balances its energy with the energy of the soil in a certain moisture. In that sense, this study seeks to compare the two techniques to obtain the SWRC of a colluvial soil located in a rik-subject area in the city of Santos-SP. The comparative analysis, from undeformed samples, took place both in the format of the obtained curves and in the points of air entrance and residual suction. As the fluids of intrusion are different for each technique, such study is of extreme importance, given that the SWRC is fundamental in the stability analysis of the studied area.

KEYWORDS: unsaturated soils, soil-water retention curve, filter paper, mercury intrusion porosimetry, pore distribution.

1 INTRODUÇÃO

Num contexto global onde os eventos climáticos extremos ocorrem com cada vez mais frequência (IPCC, 2023), a compreensão do comportamento de solos não saturados se torna cada vez mais importante, já que movimentos de massa podem ser responsáveis por causar danos nas esfera ambiental, econômica e social (Carvalho e Bernardinho, 2023). Com frequência esses acontecimentos estão diretamente relacionados com a ocorrência de eventos meteorológicos impulsionados pelas mudanças climáticas (Bustamante, 2010).

Uma vez que a presença de água na estrutura dos grãos influencia fortemente os índices físicos do solo, e, consequentemente, no seu comportamento geomecânico (Pinto, 2006), o estudo da relação água-solo é de extrema importância, principalmente no âmbito da geotecnia ambiental (Bicalho *et al.*, 2007). Uma das maneiras de se analisar esse comportamento é através da curva de retenção de umidade do solo, que relaciona a capacidade de um solo reter água com o seu teor de umidade (Nascimento *et al.*, 2010). Essa capacidade também pode ser denominada como potencial mátrico, e é relacionado com as forças capilares e de adsorção que atuam em solos não saturados (Vieira, 2006).

A obtenção da curva de retenção é possível por diferentes métodos, que buscam inferir o potencial mátrico do solo através de diferentes abordagens de ensaio, aparelhagem, amostragem e cálculo. Destes, três métodos se destacam por fazerem uso de instrumentações e recursos relativamente mais simples, e por serem amplamente utilizados. São eles: o da placa de sucção (ou funil de Haines), o da placa de pressão e o do papel filtro. O método do papel filtro acaba por ter ainda mais notoriedade, pois não encontra as mesmas dificuldades presentes nos demais ensaios, tais como: a limitação de espaço físico para realização, necessidade de boa precisão de leitura e determinação de resultados para o cálculo indireto da sucção, ou até mesmo necessidade de controle minucioso da temperatura do ambiente. Fatores esses que podem acabar por prejudicar os resultados obtidos com os métodos (Marinho *et al.*, 2023).

Considerando as problemáticas apresentadas pelos ensaios clássicos, o método do papel filtro se apresenta como uma solução relativamente mais simples e econômica (Motta, 2016), uma vez que se utiliza de materiais e aparelhos mais comuns, e demanda menos tempo de preparo e realização de ensaio; ao mesmo tempo que proporciona resultados com boa precisão - desde que o papel filtro seja manuseado corretamente e que se use uma calibração adequada (Lucas *et al.*, 2011). Alternativamente, também existe o método de porosimetria por mercúrio, que através da introdução de mercúrio nas amostras, permite o entendimento dos poros da estrutura de solo, e consequentemente a determinação de resultados para a curva de retenção relativamente próximos aos do método descrito anteriormente (Mendes e Marinho, 2020).

Visto que a sucção matricial pode ser determinada por diversos métodos – e que cada um deles apresenta determinadas vantagens e desvantagens, é possível encontrar na literatura, diversos trabalhos científicos que buscam estudar o comportamento desses métodos aplicando-os em diferentes tipos de solos e situações, assim como comparando os resultados de metodologias diferentes para uma mesma amostragem.

Melo Filho *et al.* (2015) estudaram a elaboração da curva de retenção com o método do psicrômetro em apoio ao ensaio da Câmara de Richards, e constataram que ambas abordagens apresentaram resultados semelhantes, com algumas variações. Porém, também foi notado que houve certa dificuldade para se definir qual seria o tamanho aceitável da amostra de pontos ensaiados. Lucas *et al.* (2011) também realizaram um estudo semelhante, comparando porém a técnica do papel filtro com a câmara de pressão de Richards em um latossolo vermelho. Foi constatado que o método do papel filtro apresentou resultados satisfatórios quando comparados com os da câmara de pressão, e que pode ser adotado como ensaio alternativo.

Mendes e Marinho (2020) estudaram o comportamento das curvas de retenção obtidas pelos métodos tradicionais (placa de pressão, placa de sucção e papel filtro), comparadas às curvas obtidas pela técnica de porosimetria de mercúrio (MIP). Eles atestaram que a técnica de porosimetria superestima a capacidade de retenção de água para sucções mais baixas. Foi concluído que apesar de apresentarem formatos semelhantes, as curvas obtidas pela porosimetria são geralmente deslocadas para a direita em relação às técnicas tradicionais, sugerindo tamanhos de poros menores. Tal fato está relacionado a mudança de volume induzida pela secagem prévia em estufa das amostras submetidas à injeção de mercúrio.

Assim sendo, o presente artigo tem como objetivo comparar os métodos do papel filtro e da porosimetria de mercúrio, analisando os resultados obtidos para uma mesma amostra de solo coletada em uma região de risco a deslizamentos no litoral sul do estado de São Paulo, na cidade de Santos, SP, Brasil.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Solo

O solo utilizado nos ensaios foi coletado no Morro do José Menino, em Santos-SP - uma área de risco monitorada pelo CEMADEN. Foram coletadas amostras deformadas e indeformadas (a partir de um bloco indeformado extraído) à pouca distância de uma Plataforma de Coleta de Dados (PCD), na camada mais superficial do perfil.

A partir dos ensaios de caracterização foi possível compreender que o solo estudado é uma areia argilosa, tanto pela classificação expressa pela ABNT e pelo SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos). Essas análises são evidenciadas pelos dados expostos na Tabela 1 e na Tabela 2.

Tabela 1. Índices físicos do solo estudado.

Propriedade	w	e	n	S	Gs [g/cm³]
Valor	20,8%	0,79	44%	70%	2,63
Propriedade	ρ_t [g/cm³]	ρ_d [g/cm³]	LL	LP	IP
Valor	1,77	1,47	38%	22%	16%

Tabela 2. Composição granulométrica do solo estudado.

Partícula	Composição
Pedregulho	4,97%
Areia Grossa	19,09%
Areia Média	13,29%
Areia Fina	24,14%
Silte	3,14%
Argila	35,37%

2.2 Método do Papel Filtro

O método do papel filtro consiste em inferir a capacidade de sucção do solo através de uma curva de calibração de umidade. Em contato, o solo (úmido) e o papel entram em equilíbrio de energia e se considera que apresentam a mesma sucção. Com a calibração do papel filtro é possível, portanto, determinar a sucção matricial do solo através da umidade aferida no papel filtro (Bicalho *et al.*, 2007).

Todo o procedimento de ensaio foi baseado nas diretrizes previstas na norma D5298-03 (ASTM, 2010). Com o auxílio de cilindros biselados, foram coletadas dez amostras indeformadas do bloco preservado em estado natural. Após a determinação da umidade e dos demais índices físicos de cada anel, foi estipulado um valor de umidade para cada amostra, com o objetivo de se obter valores de sucção para diferentes situações de saturação do solo.

Optou-se por determinar a curva de retenção pela trajetória de secagem, onde os anéis foram inicialmente saturados por capilaridade por três dias, conforme mostrado na Figura 1. Ao final desse período, foram submetidos à secagem em temperatura ambiente até que atingissem à massa determinada para cada teor de umidade estabelecido.

Figura 1. Amostras durante o período de saturação.

Atingindo-se o peso determinado, as amostras foram colocadas em contato com o papel filtro pelo topo e pela base dos anéis, de forma que toda a superfície do papel estivesse em contato com toda a área de solo, isoladas do ambiente em camadas alternadas de plástico filme e papel alumínio e identificadas. O papel filtro utilizado foi o modelo Whatman Nº42.

Após sete dias, as umidades de cada papel filtro foram obtidas a partir da proposta de Chandler *et al.* (1992), que determina duas equações (equação 1 e 2), para diferentes valores de umidade.

$$Wpf \leq 47\% \rightarrow \Psi = 10^{[4,84-0,0622\times Wpf]} \quad (1)$$

$$Wpf > 47 \rightarrow \Psi = 10^{[6,05-2,48\times log(Wpf)]} \quad (2)$$

Onde W*pf* é a umidade do papel filtro e Ψ é a sucção matricial.

A partir dos pontos experimentais, utilizou-se o software "SWRC *Fit*" para o ajuste da curva de retenção de água no solo. A curva de retenção pode ter o comportamento uni ou bimodal e através do software é possível testar vários ajustes e verificar qual o comportamento característico do solo ensaiado.

2.3 Método da Porosimetria por Mercúrio

A caracterização dos poros do solo estudado foi realizada por meio da Porosimetria por Intrusão de Mercúrio (MIP). Esta técnica permite avaliar os diferentes diâmetros dos poros e sua distribuição no material analisado. Para tanto foi utilizado o equipamento Poresizer 9320 da Micromeritics Instrument Corporation, capaz de inspecionar poros de até 6 x10^{-6} mm de diâmetro a uma pressão aplicada de 212 MPa.

Segundo Romero e Simms (2008), na técnica MIP uma pressão absoluta P é aplicada a um líquido não molhante (mercúrio) para entrar nos poros vazios. Para cada etapa de aplicação de pressão foi determinado o volume de mercúrio injetado nos poros da amostra.

Como a porosimetria é baseada nas leis de capilaridade que regem a intrusão de um fluido, é possível correlacionar os resultados da MIP com os resultados da curva de retenção de água no solo (SWRC) (Motta, 2016; Mendes e Marinho, 2020; Delcourt *et al*., 2022; Gomes *et al.*, 2023). O fenômeno de dessorção de água que ocorre na curva de secagem SWRC pode estar associado à expulsão de ar dos poros por injeção de mercúrio. Neste contexto, os resultados obtidos pelos testes MIP foram comparados com o ajuste obtido no software SWRC *Fit*, visando a aplicabilidade de tal técnica na estimativa desta importante propriedade do solo não saturado.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir do ensaio de porosimetria, foi possível obter a curva de distribuição dos poros, conforme observado na Figura 2. Baseado no que foi adotado por Motta (2016), Delcourt *et al.* (2022) e Gomes *et al.* (2023), os microporos estão relacionados à fração argila ($\varphi < 0{,}2\mu m$), os mesoporos à fração silte ($0{,}2 < \varphi < 6\mu m$) e os macroporos à fração areia ($\varphi > 6\mu m$). Assim, ao quantificar a curva obtida de cada amostra, pode-se observar que o solo coluvionar estudado apresenta uma grande incidência de microporos e, secundariamente, de macroporos. A caracterização exata da estrutura dos poros do solo coluvionar está explicitada na Tabela 3.

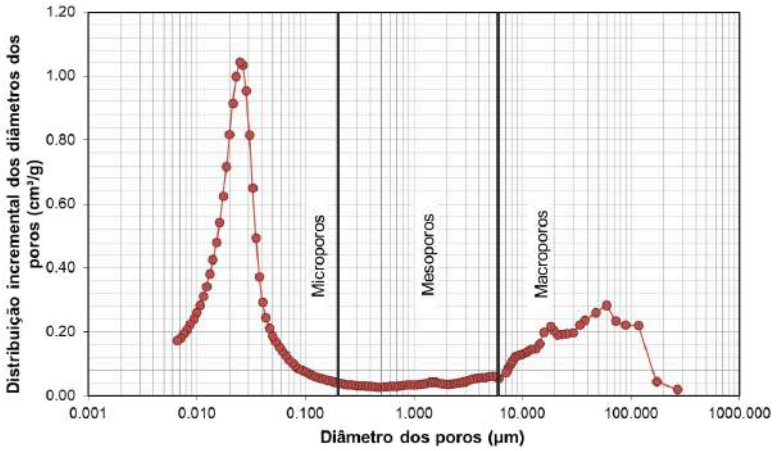


Figura 2. Gráfico da distribuição incremental dos diâmetros dos poros.

Tabela 3. Distribuição dos poros no solo estudado.

Classe	Tamanho	Composição
Microporos	φ<0,2mm	59,55%
Mesoporos	0,2mm< φ<6mm	7,09%
Macroporos	φ>6mm	33,36%

Na Tabela 4, é comparado o valor para o índice físico de porosidade total do solo obtido pelo método de porosimetria e pelo cálculo inicial durante a caracterização da amostra, pelos índices físicos. É possível perceber que o resultado calculado indica uma porosidade maior, mesmo que o mercúrio tenha boa capacidade de penetração nos poros do solo. Tal fato, também observado em Motta (2016), Delcourt *et al.* (2022) e Gomes *et al.* (2023), pode ser justificado pela presença de poros isolados e/ou oclusos não alcançados pela técnica de intrusão de mercúrio.

Tabela 4. Valores obtidos para a porosidade.

MIP	Índice
37,29%	44,15%

Para o método do papel filtro, os resultados foram calibrados pelo SWRC *Fit* pelo ajuste bimodal de Van Genuchten, o que proporcionou a curva de retenção demonstrada na Figura 3. O ajuste Dual VG foi escolhido entre os demais fornecidos pelo software, pois foi o que apresentou um melhor ajuste para os pontos experimentais obtidos.

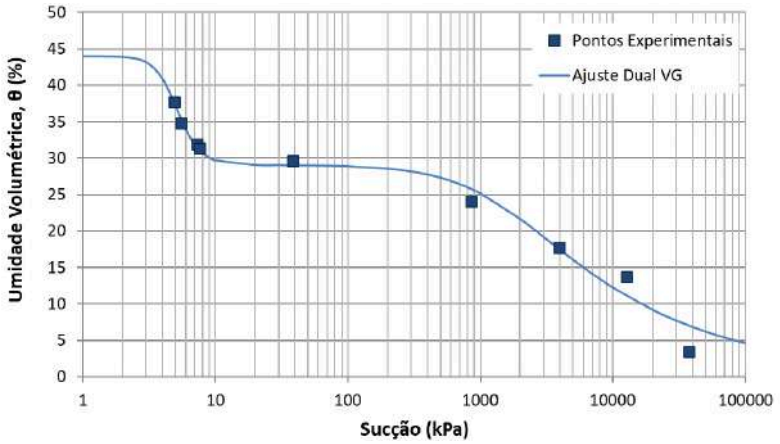


Figura 3. Curva de retenção bimodal ajustada pela proposta Dual Van Genuchten, considerando pontos experimentais obtidos pela técnica do papel filtro.

Expressando uma curva de retenção (Figura 4) a partir dos dados da porosimetria de mercúrio, é possível comparar os resultados dos dois ensaios e fazer algumas observações. As duas curvas apresentam um comportamento bimodal similar, com a primeira inflexão ocorrendo entre 3 e 8 kPa de sucção, e a segunda inflexão ocorrendo aproximadamente entre 1000 e 10000 kPa. Esse traçado evidencia o que foi observado na Figura 2: o solo estudado apresenta duas famílias principais de poros.

Há uma presença de macroporos - representada na primeira inflexão - onde grandes teores de umidade resultam em um baixo potencial mátrico, seguida por uma menor quantidade de mesoporos - representando um "patamar" onde pequenas variações na saturação do solo resultam em grande ganho de sucção. Por fim, há a presença dos microporos, que por conta de seu tamanho reduzido, conseguem apresentar maiores valores de sucção para menores níveis de umidade.

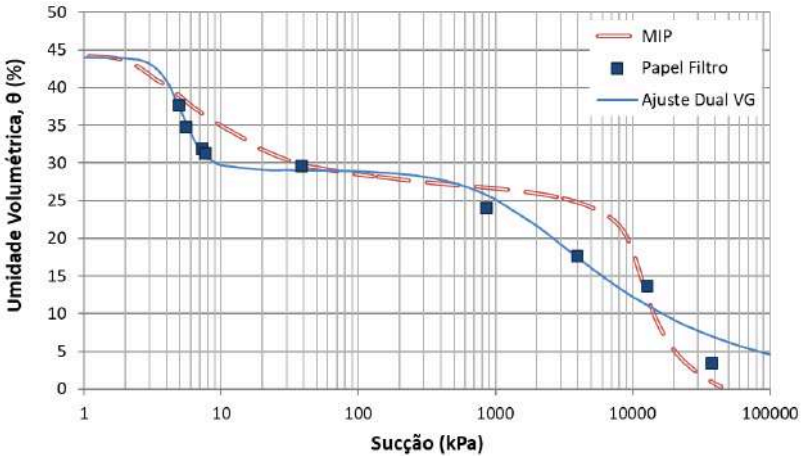


Figura 4. Comparação das curvas de retenção pelos dois métodos estudados.

Apesar da satisfatória proximidade, a curva referente a porosimetria tende a apresentar valores ligeiramente maiores de sucção nos arredores das inflexões. Variação semelhante foi observada por Mendes e Marinho (2020), e foi atribuída à secagem prévia e a consequente possibilidade de alteração na estrutura dos grãos na técnica MIP. Além disso, outros fatores mencionados pelos autores também podem ser considerados neste estudo, tais como: saturação prévia das amostras submetidas ao ensaio com papel filtro e aplicação de vácuo previamente à técnica da porosimetria.

Por fim, na Tabela 5 estão explicitados os valores de sucção que delimitam o intervalo onde ocorrem as inflexões em ambas as curvas. Novamente, apesar da proximidade (em ordem de grandeza), existem

ligeiras variações entre os dois métodos. Motta (2016) obteve o mesmo comportamento para o solo coluvionar de Tinguá, onde as maiores diferenças são verificadas na zona de microporos.

Tabela 5. Valores de sucção para os dois métodos

Sucção	Dual VG	MIP
ψ_{ar1} (kPa)	3,5	2
ψ_{r1} (kPa)	8	25
ψ_{ar2} (kPa)	680	7.000
ψ_{r2} (kPa)	25.000	20.000

4 CONCLUSÃO

Esse presente trabalho teve como propósito estudar e comparar dois métodos de obtenção da curva de retenção de umidade de um solo coluvionar: papel filtro, pelo método tradicional, e estimado pela porosimetria de mercúrio.

A partir dos resultados obtidos e das análises feitas, foi possível concluir que tanto o método do papel filtro, quanto o método da porosimetria de mercúrio são testes eficazes para a quantificação do potencial matricial dos solos. Ambas as curvas apresentaram formatos semelhantes, porém, a variação na preparação das amostras pode interferir no resultado, causando variação dos valores nos pontos de inflexão das curvas.

Como esse ainda é um estudo introdutório, as discussões aqui levantadas serão exploradas mais a fundo em futuros trabalhos. É possível repetir a técnica do papel filtro para a trajetória de umedecimento e avaliar o efeito da histerese desta técnica comparada à curva obtida pela MIP. Ainda, pode-se analisar outras técnicas de obtenção da curva de retenção, e também verificar o efeito do intemperismo do solo na utilização da MIP para a estimativa da curva de retenção. Assim, será possível produzir uma análise mais conclusiva sobre a aplicabilidade da porosimetria de mercúrio para estudos de curva de retenção do solo. O entendimento destas técnicas podem auxiliar os estudos associados às áreas de risco monitoradas pelo CEMADEN.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio fornecido pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), com a concessão do Projeto de Pesquisa Regular, processo nº 2023/04461-4. Também agradecem ao Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN) pela parceria nesta pesquisa, e em conjunto ao Projeto REDEGEO pelo apoio, através da Carta Convite MCTI/FINEP/FNDCT 01/2016, Instrumento contratual código N° 0.1.16.0068.00.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. (2016) Solo - *Determinação do Limite de Liquidez*.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. (2016) NBR 7180: *Solo – Determinação do Limite de Plasticidade.*

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. (2016) NBR 7181: *Solo – Análise Granulométrica.*

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. (2016) NBR 6508: *Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica.*

ASTM International (2010). ASTM D5298-03: *Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.*

Bicalho, K., Gomes Correia A., Ferreira, S. (2007) Filter paper method of soil suction measurement. *Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 13.

Bustamante, T. (2010) *Impactos da chuva na ocorrência de deslizamento de terra e inundações no estado de São Paulo*. Dissertação de Mestrado do Curso de Pós Graduação em Meteorologia, Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE).

Carvalho, E., Bernardinho, D. (2023) *Mudanças climáticas, eventos climáticos extremos e movimentos de massa no Brasil: Uma revisão sistemática*. In: Andrade, J. *Desafios globais, soluções locais: Avanços em Ciências Agrárias e Ambientais*. Disponível em: <http://editoralicuri.com.br/index.php/ojs/article/view/333>. Acesso em: 03 abr. 2024.

Chandler, R. J., Crilly, M. S., Montgomery-Smith, G. (1992) A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering.*

Delcourt, R.T., De Campos, T.M.P., Antunes, F.S. (2022). Interrelationship among weathering degree, pore distribution and water retention in an unsaturated gneissic residual soil. *Engineering Geology, 299*.

Filho, J., Sacramento J., Conceição B. (2015) Curva de retenção de água elaborada pelo método do psicrômetro para uso na determinação do índice "s" de qualidade física do solo. *Revista Engenharia Agrícola*.

Gomes, F., Motta, M., Bernardes, G., Soares, P. (2023) Influence of coconut fiber on the microstructural, mechanical and hydraulic behavior of unsaturated compacted soil. *Soils & Rocks*.

Intergovernmental Panel on Climate Change - IPCC. (2023) *CLIMATE CHANGE 2023 - Synthesis Report*. Disponível em: <https://www.ipcc.ch/report/ar6/syr/>. Acesso em: 04 abr. 2024.

Lucas, J. (2011) *Curva de retenção de água no solo pelo método do papel-filtro*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola, Universidade Estadual do Oeste do Paraná / UNIOESTE.

Pinto, C. S. (2006) *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*, 3ª ed., Oficina de Textos, São Paulo.

Marinho, F., Soto, M., Gitirana Junior, G. (2023) *Instrumentação de laboratório e campo e a medição da curva de retenção*. In: Carvalho, J. et al. (2023) *Solos não saturados no contexto geotécnico*. Disponível em: <https://doi.editoracubo.com.br/10.4322/978-65-992098-3-3>. Acesso em: 12 abr. 2024.

Mendes, R., Marinho, F. (2020) Soil water retention curves for residual soils using traditional methods and MIP. *Geotechnical and Geological Engineering, 38*.

Motta, M. (2016) *Caracterização Físico-Hídrico-Estrutural e Efeito do Aumento da Pressão do Ar na Resistência de Solos Tropicais Não Saturados*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PUC-Rio.

Nascimento, P. S., Bassoi, L H., Paz, V. P., Vaz, C. M., Naime, J. M., Manieri J. M. (2010) Estudo comparativo de métodos para a determinação da curva de retenção de água no solo. *Revista Irriga*.

Romero, E., Simms, P.H. (2008). Microstructure investigation in unsaturated soils: a review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. *Geotechnical and Geological Engineering, 26*.

Vieira, M. (2006) *Propriedades físico-hídrico-mecânicas do solo e rendimento de milho submetido a diferentes sistemas de manejo*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Agronomia e Medicina Veterinária / UPF.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/744

Desenvolvimento de equipamento para estudo da pressão de expansão de misturas argilosas por umedecimento através da transferência de vapor

Rafaela Faciola Coelho de Souza
Docente, Universidade Federal de Alagoas, Rio Largo, Brasil, rafaela.ferreira@ceca.ufal.br

Osni José Pejon
Docente, Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, Brasil, pejon@sc.usp.br

RESUMO: Este trabalho apresenta o desenvolvimento de um equipamento de laboratório para medir pressões de expansão em amostras misturas argilosas e arenosas com bentonita a volume constante a partir do umedecimento pela técnica da transferência de vapor. Para realização dos ensaios por transferência de vapor foi desenvolvido um sistema fechado que permite a circulação de vapor de água do reservatório de solução salina até a célula edométrica. Esse reservatório externo permite a troca da solução para impor diferentes níveis de sucção sem comprometer o confinamento das amostras na célula edométrica. Os ensaios por transferência de vapor em misturas argilosas e arenosas com bentonita previamente secas ao ar, com elevados níveis de sucção, revelaram pressões de expansão medidas na ordem de 500 a 600 kPa. O sistema de imposição de sucção com controle de umidade relativa que impôs o umedecimento das amostras por transferência de vapor correspondeu aos valores finais desejados de sucção no valor de 5.000 kPa verificados a partir de papéis filtros inseridos dentro da célula edométrica durante os ensaios. No geral, o equipamento desenvolvido na pesquisa mostrou fácil manuseio, simples montagem e desempenho satisfatório. Os ensaios realizados nas prensas manuais com células edométricas conduzidos a partir da técnica da transferência de vapor permitiram maior controle dos carregamentos mantendo o volume da amostra constante, além de viabilizar o umedecimento por vapor.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio Edométrico, Pressão de Expansão, Transferência de Vapor.

ABSTRACT: This paper presents the development of laboratory equipment to measure swelling pressure in samples of clayey and sandy mixtures with bentonite at a constant volume based on wetting using the vapor transfer technique. To carry out the vapor transfer tests, a closed system was developed that allows the circulation of water vapor from the saline solution reservoir to the oedometer cell. This external reservoir allows the solution to be changed to import different suction levels without compromising the confinement of the samples in the oedometric cell. Vapor transfer tests on clayey and sandy mixtures with bentonite previously dried in air, with high levels of extraction, revealed swelling pressure measured in the order of 500 to 600 kPa. The suction imposition system with relative humidity control that imposes the moistening of the samples by vapor transfer corresponded to the desired final suction values of 5,000 kPa selected from paper filters inserted inside the oedometric cell during the tests. Overall, the equipment developed in the research showed easy, simple assembly and superior performance. The tests carried out on manual presses with extended oedometric cells using the vapor transfer technique allowed greater control of loading, keeping the sample volume constant, in addition to enabling steam wetting.

KEYWORDS: Oedometric Test; Swelling Pressure; Vapor Transfer.

1 SOLOS EXPANSIVOS

A ocorrência de solos com potencial expansivo acarreta inúmeros problemas em obras de engenharia. Esse tipo de material apresenta um comportamento peculiar que se manifesta durante o umedecimento e secagem, resultando em uma variação de volume, o que provoca levantamentos ou deslocamentos das estruturas. Essa variação de volume origina uma pressão de expansão causada pela presença de argilominerais com características que afetam as propriedades mecânicas do solo. Pejon (2000), Pereira (2004) e outros autores, mostraram que o fenômeno de expansão depende de inúmeros fatores internos e externos, dentre estes: a composição mineralógica, textura, micro e macro porosidade, variação volumétrica, e sucção. Essas características consequentemente estão relacionadas a problemas de solos não saturados, bem como da disponibilidade de água, tipo e quantidade de cátions trocáveis, e a interação entre a água e os cátions presentes.

1.1 Métodos para Medir a Pressão de Expansão

Há diferentes métodos para avaliar a pressão de expansão: sem o controle de sucção e com o controle de sucção. Os ensaios sem controle de sucção mais utilizados se restringem ao método da amostra a volume constante e os ensaios edométricos. Já o ensaio com controle de sucção utiliza uma célula edométrica, e foi proposto inicialmente por Escario e Sáez (1973) a fim de determinar as características de deformabilidade. O ensaio consiste em confinar a amostra em um anel similar ao do edômetro convencional. Os dispositivos de entrada e saída de água permitem o controle da variação de umidade, e consequente da sucção.

Em 1988, Esteban e Sáez adaptaram a técnica do edômetro para estudar o comportamento deformacional do solo sob condição de sucção elevada. O equipamento utilizado para o ensaio consiste em uma câmara hermética que suporta uma amostra que é confinada por um anel de aço e pedras porosas com tamanhos adequados de poros. O aparelho possui um depósito destinado às soluções para implementar a umidade relativa, e também um pistão que permite medir a deformação da amostra e aplicação de tensões verticais. Essa técnica comumente conhecida como técnica da transferência de vapor.

Lee *et al.* (2012) analisaram a pressão de expansão de bentonitas compactadas em diferentes densidades secas face à diferentes concentrações de solução salina de NaCl pela VET. As densidades variaram entre 1,5 a 1,7 g/cm³, e as concentrações utilizadas foram de 0,04M e 0,4M. Os resultados dos ensaios mostraram que a pressão de expansão aumentou com o aumento da densidade. Em relação às concentrações de NaCl, a expansão foi maior na concentração de 0,04M, e a medida que aumentou para 0,4M essa pressão diminuiu.

Liang *et al.* (2021) analisaram o comportamento expansivo de amostras de solos argilosos através da medida de pressão de expansão considerando o umedecimento fornecido pela VET em elevados valores de sucção, e pela técnica osmótica (OT) para baixos valores de sucção. Os autores desenvolveram um equipamento que permitiu ensaiar as amostras tanto na técnica VET quanto na OT, e verificaram que desenvolvimento da pressão de expansão estava intimamente relacionado às características de retenção de água. Em alta sucção, a pressão de expansão resultou principalmente da hidratação intercamadas; em baixa sucção, no entanto, a pressão de expansão era controlada pelo desenvolvimento de camadas duplas, acompanhada pelo colapso de alguns macroporos.

Partindo dessas premissas, este trabalho apresenta um estudo realizado com misturas de materiais argiloso e arenosos com bentonita a fim de medir a pressão de expansão através da técnica da transferência de vapor. Para tanto, um equipamento foi desenvolvido durante a pesquisa ao qual permite umedecer as amostras de solo através do vapor de água a partir do controle de sucção, e ao mesmo tempo medir a pressão que a amostra confere ao sistema à volume constante.

2 DESENVOLVIMENTO DO EQUIPAMENTO

Para medir a pressão de amostras argilosas com potencial expansivo o equipamento foi desenvolvido no Laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos – EESC da Universidade de São Paulo. Este equipamento permite medir a pressão de expansão pela tentativa de variação de volume da amostra por meio do controle de sucção por imposição de umidade relativa. O termo “tentativa de variação de volume” é utilizado apenas para elucidar que a amostra tenta variar de volume, mas a técnica do ensaio não permite, uma vez que o volume mantém-se constante, e é medido apenas a pressão de expansão da amostra.

A técnica da imposição de umidade relativa consiste em impor níveis de sucção total à amostra por meio da pressão parcial de vapor de água que se encontra em equilíbrio com a água do solo. Ou seja, a umidade relativa conhecida pela concentração da solução salina permite saber qual a sucção que está sendo imposta.

Os ensaios foram realizados em amostras de solos secas ao ar, posteriomente compactadas em diferentes condições, por processo de umedecimento. A Tabela 1 apresenta o conjunto de amostras ensaiadas:

Tabela 1 – Amostras ensaiadas com a técnica da transferência de vapor.

Misturas Argilosas da Formação Corumbataí com Bentonita	Terminologia
Bentonita pura seca compactada	Bentonita
Amostra argilosa seca compactada com 70% de bentonita	Argiloso + 70%
Amostra argilosa seca compactada com 50% de bentonita	Argiloso + 50%
Amostra argilosa seca compactada com 30% de bentonita	Argiloso + 30%
Amostra argilosa seca compactada com 10% de bentonita	Argiloso + 10%
Amostra argilosa seca compactada com 5% de bentonita	Argiloso + 5%
Amostra argilosa seca compactada	Argiloso
Misturas Arenosas da Formação Botucatu com Bentonita	**Terminologia**
Amostra arenosa seca compactada com 70% de bentonita	Arenoso + 70%
Amostra arenosa seca compactada com 50% de bentonita	Arenoso + 50%
Amostra arenosa seca compactada com 30% de bentonita	Arenoso + 30%

Nos ensaios, foram impostas sucções de 5.000 kPa por meio de solução salina de NaCl preparada conforme a Norma ASTM E 104-85 (1991). As pressões de expansão foram medidas por meio de um sistema de aquisição de dados acoplado a uma célula de carga como mostra a Figura 1. O ensaio cessa quando a pressão da expansão é completamente mobilizada para o nível de expansão imposto pela solução salina.

Para a realização da transferência de vapor foi desenvolvido um sistema fechado que permite a circulação do vapor de água do reservatório de solução salina até a célula edométrica (Figura 1). Com esse sistema de reservatório externo é possível trocar a concentração da solução para impor diferentes níveis de sucção sem comprometer o confinamento do corpo de prova na célula edométrica. Para acelerar a transferência de umidade entre o vapor de água do reservatório de solução salina e o corpo de prova acoplado na célula edométrica optou-se utilizar uma bomba para forçar a circulação de vapor. Essa bomba tem a função de sugar o vapor de água do reservatório, e levar até a célula, trabalhando em um sistema fechado, e sem a contaminação do ar pelo funcionamento da mesma. A bomba utilizada para circulação foi uma adaptação de uma bomba de aquário, onde foram feitas algumas modificações para que o sistema ficasse completamente fechado.

Na Figura 1 é possível observar a prensa de expansão com o sistema de transferência de vapor desenvolvido nesta pesquisa. E na Figura 2 apresentam-se as peças [1], [2], [3] e [4] que compõem a célula edométrica e são montadas conforme o esquema mostrado na Figura 3.

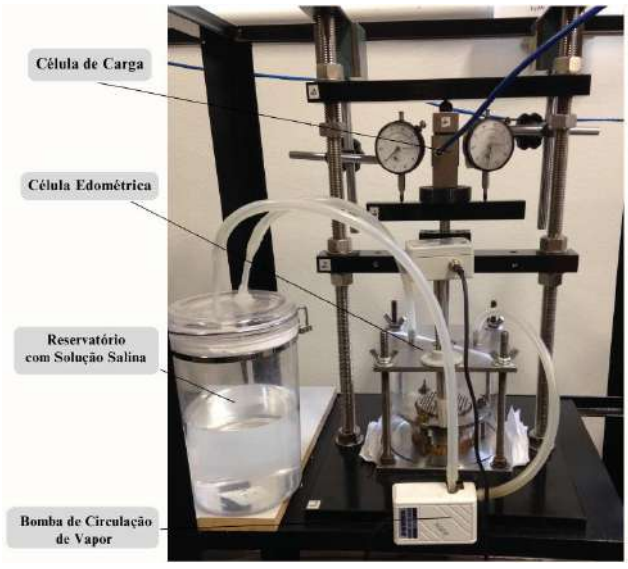
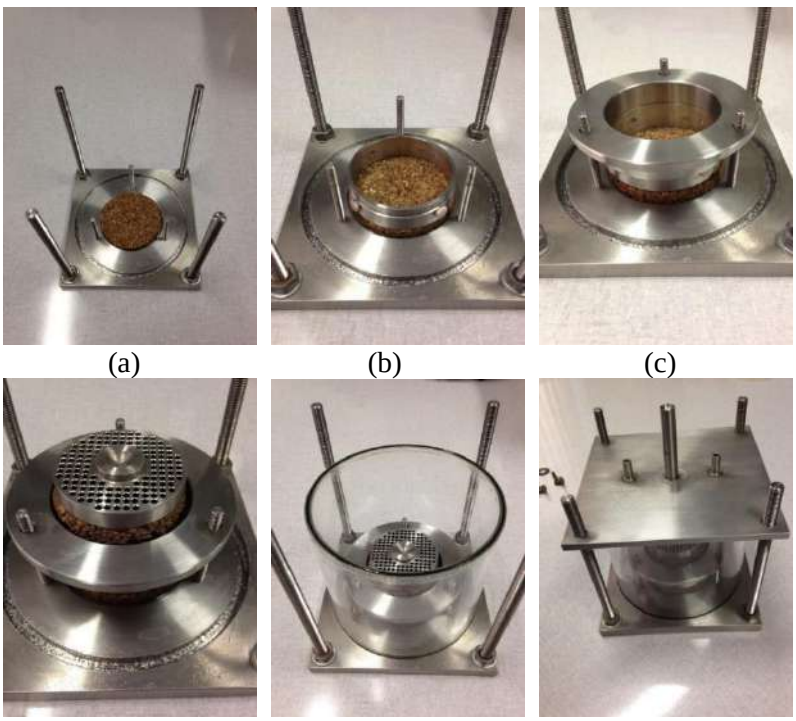


Figura 1 – Equipamento para medir pressão de expansão por transferência de vapor.

A Figura 2 apresenta as peças que compõem a célula edométrica e a Figura 3 mostra fases de montagem: em [a] coloca-se a pedra porosa de alta permeabilidade na base da célula; em [b] ilustra-se a colocação do anel onde é moldado o corpo de prova; acima do corpo de prova, em [c] é colocado o colar de aço para assegurar que o anel com o corpo de prova esteja fixo na pedra porosa inferior; na parte superior do anel com o corpo de prova [d], coloca-se uma pedra porosa identica à inferior, e logo acima a placa crivada que será o apoio do pistão de carregamento. Em [e] indica-se a colocação do cilindro de acrílico com os o-rings na parte inferior e superior. Por fim, em [f] é mostrada a célula montada com tampa e base inferior. Vale ressaltar que no momento da montagem, o corpo de prova é compactado diretamente no anel de aço, imediatamente antes do ensaio.

Figura 2 – Peças de montagem da célula edométrica para ensaio com a técnica da transferência de vapor.



(a) (b) (c)

(d) (e) (f)

Figura 3 – (a) Pedra porosa inferior; (b) Anel porta-amostra acima da pedra porosa; (c) Colar de fixação do anel; (d) Pedra porosa superior + placa crivada; (e) Cilidro de acrílico; e (f) Tampa de célula edométrica.

O reservatório para armazenar a solução salina foi confeccionado a partir de um pote de acrílico com tampa hermética, o qual garantiu o não vazamento do vapor para o ambiente externo. Na Figura 4 é possível abservar alguns cuidados que foram tomados a cada montagem do reservatório. Na tampa, foram feitos dois

furos para colagem de dois canos flexíveis para entrada e saída de vapor de água. Para evitar vazamentos, foi aplicada fita branca de vedação e graxa de vaselina em toda a extremidade do reservatório para assegurar o encaixe perfeito da tampa.

(a) (b)

Figura 4 – Detalhes da preparação do reservatório de solução salina.

Ao total foram confeccionadas cinco prensas, sendo quatro para transferência de vapor e uma para expansão inundada (não apresentado neste artigo). Para isto, foi necessário desenvolver uma caixa coletora de dados, e também, alimentadora para as cinco células de carga que trabalharam ao mesmo tempo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

2.1 Material Argiloso, Misturas Argilosas e Bentonita

Os resultados dos ensaios conduzidos com a técnica da transferência de vapor foram realizados com amostras compactadas da Formação Corumbataí misturadas com bentonita estão mostrados na Figura 5. As amostras foram previamente secas ao ar, misturadas nas respectivas porcentagens desejadas e, em seguida, compactadas no anel de ensaio. Vale ressaltar que essas amostras de solo argiloso foram misturadas com bentonita em diferentes porcentagens para testar o equipamento e também para analisar como se desenvolvia as pressões de expansão e parâmetros físicos das amostras. Os índices físicos das amostras estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Índices físicos das amostras argilosas compactadas misturadas com bentonita antes do ensaio.

Amostra	$w_{equilíbrio}$	ρ	ρ_d	ρ_s	e	n	Sr
	(%)	g/cm³	g/cm³	g/cm³	-	%	%
Bentonita	12,82	1,720	1,52	2,74	0,80	44,35	44,08
Argiloso + 70% Bent.	8,90	1,670	1,53	2,72	0,78	43,73	31,21
Argiloso + 50% Bent.	8,64	1,660	1,53	2,71	0,78	43,73	30,18
Argiloso + 30% Bent.	6,83	1,646	1,54	2,71	0,76	43,26	24,32
Argiloso + 10% Bent.	2,62	1,596	1,56	2,71	0,75	42,71	9,54
Argiloso + 5% Bent.	2,11	1,572	1,54	2,71	0,76	43,27	7,51
Seca/ Seca ao Ar	1,52	1,605	1,58	2,69	0,70	41,21	5,83

Durante todos os ensaios realizados com transferência de vapor foi imposto, apenas, um único nível de sucção às amostras, no valor de 5.000 kPa por meio da solução salina de NaCl. Este nível de sucção promoveu expansão frente à atmosfera de umedecimento, visto que, as amostras encontravam-se na condição seca com sucções mais elevadas. As amostras com sucções mais elevadas para garantir o umedecimento durante o ensaio de expansão, foram previamente preparadas em dessecadores à vácuo controlando a sucção atráves de curvas de retenção.

As pressões de expansão medidas no ensaio com transferência de vapor são apresentadas na Figura 5 por meio das curvas de pressão de expansão *versus* o tempo de cada ensaio. É possível notar que as pressões máximas foram entre 100 e 800 kPa, sendo o aumento gradativo e proporcional ao aumento da porcentagem de bentonita.

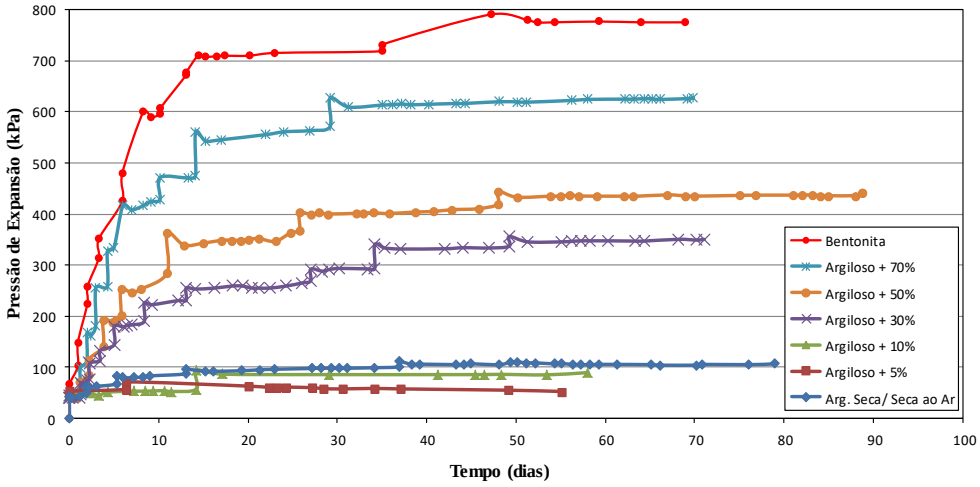


Figura 5 – Pressões de expansão em amostras argilosas compactadas com bentonita.

A Tabela 3 apresenta as sucções iniciais das amostras antes do ensaio de expansão calculadas, também, pela Lei de Kelvin como propõe Fredlund e Rahardjo (1993), e as pressões máximas máximas de expansão. É possível notar que não houve uma uniformidade entre as condições iniciais de sucção, mesmo assim, os resultados mostraram valores consistentes em relação ao aumento da pressão de expansão com o aumento no teor de bentonita da mistura.

Tabela 3 – Sucções iniciais antes dos ensaios das amostras argilosas compactadas misturadas com bentonita e máximas pressões de expansão ao final dos ensaios..

Amostra	Temperatura (ºC)	Umidade Relativa (%)	Sucção Inicial (MPa)*	$W_{equilíbrio}$ (%)	$P_{máxima}$ (kPa)
Bentonita	24,4	57,3	76,5	12,82	777,15
Argiloso + 70% Bent.	22,8	61	67,6	8,90	627,15
Argiloso + 50% Bent.	23,3	70	48,8	8,64	441,65
Argiloso + 30% Bent.	23,5	58	74,6	6,83	356,15
Argiloso + 10% Bent.	26,2	57	77,7	2,62	94,65
Argiloso + 5% Bent.	25,7	39	130	2,11	71,15
Seca/ Seca ao Ar	21	74	40,9	1,52	109,65

*Sucção determinada com base na umidade relativa antes da compactação.

A máxima pressão de expansão obtida nas misturas com material argiloso foi justificada pela elevada capacidade de absorção de água, que está intimamente ligada, mais uma vez, com as condições iniciais de sucção imposta, o que permitiu tal variação de volume. Assim, ficou evidente a importância da porcentagem de bentonita nas pressões de expansão. No que se refere às condições iniciais, as amostras mais secas revelaram maior expansão. Na literatura, diversos autores propuseram utilizar misturas de materiais argilosos e arenosos compactados para aplicação em barreiras de resíduo radioativo em diferentes densidades secas (ρ_d) a fim de verificar o comportamento expansivo dos mesmos, tais como Delage *et al.* (1998), Lee *et al.* (2012) e Cui *et al.* (2012).

2.2 Misturas Arenosas com Bentonita

Os resultados dos ensaios conduzidos com a técnica da transferência de vapor em misturas arenosas compactadas da Formação Botucatu com bentonita são mostrados na Figura 6. As amostras foram previamente secas ao ar, misturadas nas respectivas porcentagens desejadas, e em seguida compactadas no cilíndro de ensaio. Os índices físicos das amostras estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Índices físicos das amostras arenosas compactadas da Formação Botucatu misturadas com bentonita antes do ensaio de expansão por transferência de vapor.

Amostra	$w_{equilíbrio}$ (%)	ρ g/cm³	ρ_d g/cm³	ρ_s g/cm³	e -	n %	Sr %
Arenoso + 70% Bent.	8,48	1,90	1,75	2,71	0,55	35,33	42,00
Arenoso + 50% Bent.	6,25	1,75	1,65	2,68	0,63	38,49	26,81
Arenoso + 30% Bent.	3,72	1,79	1,73	2,66	0,54	35,02	18,37

A Figura 6 mostra as curvas de pressão de expansão *versus* o tempo de cada ensaio para as misturas de material arenoso com bentonita utilizando a técnica da transferência de vapor, sob sucção imposta de 5.000 kPa. Nota-se, também, que as pressões máximas foram entre 93 e 440 kPa, resultando do aumento gradativo e proporcional ao aumento da porcentagem de bentonita, como no ensaio inundado.

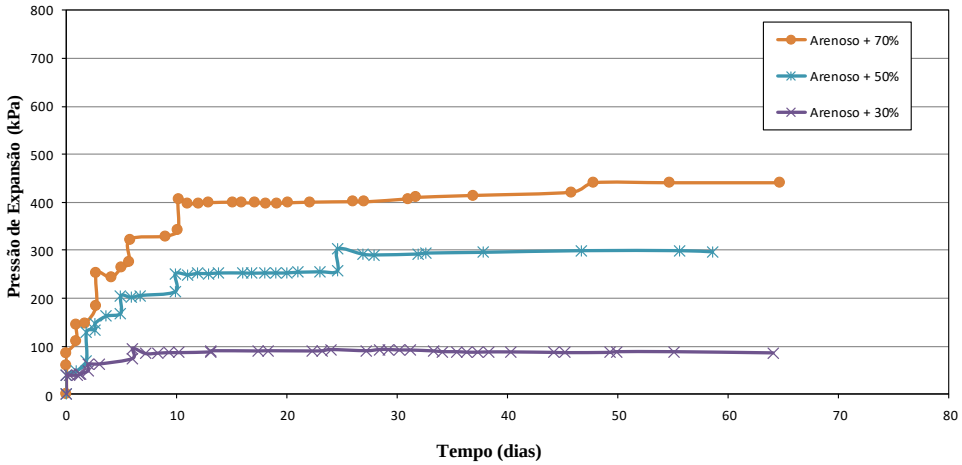


Figura 6 – Pressões de expansão em amostras arenosas compactadas com bentonita.

A pressão de expansão de materiais compactados em diferentes densidades foi estudada por diversos autores, como Komine e Ogata (2004), Çimer *et al.* (2012) e Lee *et al.* (2012). Esses autores afirmam que o efeito da densidade seca inicial de compactação afeta na máxima pressão de expansão que é aumentada para elevados valores de ρ_d. As máximas pressões de expansão são apresentadas na Tabela 5, o que confirma o comportamento expansivo da bentonita com material não expansivo. O aumento da expansão, também, é gradativo com o aumento da porcentagem de material, bem como, a amostra com maior densidade apresentou maior valor de expansão. A densidade da mistura com 50% apresentou valor abaixo do esperado, sendo esse fato podendo ser atribuído ao processo manual de compactação da misturas dentro do cilindro.

A Tabela 5 apresenta também as sucções iniciais das amostras antes do ensaio calculadas da mesma forma como nas misturas de material argiloso com bentonita. É possível notar que não houve uniformidade entre as condições iniciais de sucção, mesmo assim, os resultados mostraram-se consistentes em relação ao aumento da pressão de expansão com o aumento no teor de bentonita da mistura.

Tabela 5 – Sucções iniciais antes dos ensaios das amostras compactadas arenosas da Formação Botucatu misturadas com bentonita e máximas pressões de expansão ao final dos ensaios.

Amostra	Temperatura (ºC)	Umidade Relativa (%)	Sucção Inicial (MPa)*	$w_{equilíbrio}$ (%)	$P_{máxima}$ (kPa)
Arenoso + 70% Bent.	23	56	79,3	8,48	440,65
Arenoso + 50% Bent.	23	55,2	81,3	6,25	299,15
Arenoso + 30% Bent.	23	71	46,9	3,72	93,15

*Sucção determinada com base na umidade relativa ambiente antes da compactação.

A sucção final dos ensaios conduzidos com a transferência de vapor foi determinada por meio de papéis de filtro instalados no reservatório de solução salina, calculados a partir da pesagem desses papéis ao término

de cada ensaio. Verificou-se que no ambiente do reservatório os níveis de sucção estavam consistentes com o valor de sucção desejado de 5.000 kPa. Esse comportamento é corroborado com Liang *et al*. (2021) aos quais afirmam que as pressões de expansão aumentam gradativamente à medida em que a sucção diminuiu.

Após os ensaios com a técnica da transferência de vapor, as amostras foram submetidas à inundação para avaliar se a expansão máxima de todas as condições analisadas já haviam sido mobilizadas. Dessa forma, não foi possível determinar as umidades finais após a transferência de vapor.

4 CONCLUSÕES

Este trabalho analisou a pressão de expansão por transferência de vapor em diferentes misturas de material argiloso e material arenoso com bentonita. Para isto, desenvolveu-se um equipamento que mostrou desempenho satisfatório, de fácil manuseio e com elevada eficiência.

Em relação às pressões de expansão obtidas nas misturas afirma-se que os valores elevados para as misturas argilosas são justificados pela alta capacidade de absorção de água em relação às misturas arenosas, que está intimamente ligada, com as condições iniciais de sucção imposta. Assim, ficou evidente a importância da porcentagem de bentonita nas pressões de expansão.

No que se refere às condições iniciais, as amostras mais secas revelaram maior expansão. As sucções finais obtidas ao término de cada ensaio com a técnica da transferência de vapor foram correspondentes com o valor de sucção desejado de 5.000 kPa. Esse resultado confirma o perfeito funcionamento dos aparatos desenvolvidos a para impor e controlar a sucção nos corpos de prova.

A prensa manual permitiu maior controle do carregamento dos ensaios a volume constante, com boa resposta dos sinais da célula de carga, compatíveis com o sistema de aquisição de dados. As células edométricas utilizadas para a transferência de vapor também apresentaram ótimo desempenho, sem vazamentos e sem interrupção do ensaio.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Cui, S.; Zhang, H.; Zhang, M. (2012) *Swelling characteristics of compacted GMZ bentonite-sand mixtures as a buffer/backfill material in China.* Engineering Geology 141 – 142, pp. 65 – 73.

Delage, P.; Howat, M. D.; Cui, Y. J. (1998) *The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay.* Engineering Geology, 50, p. 31 – 48.

Escario, V.; Saez, J. (1973). *Measured of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction*. In: Proc.3rd Int.Conf . Expansive Soils (Haifa)., p.195-200.

Esteban, F.; Saez, J. (1988*). A device to measure the swelling characteristics of rock samples whit control of the suction up to very high values.* ISRM, Symposium on rock mech. and power plants, (Madrid), Vol. 2.

Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993) *Soil mechanics for unsaturated soils.* New York, John Wiley & Sons, Inc.1993. p.1-6.

Komine, H.; Ogata, N. (2004) *Predicting swelling characteristics of bentonites. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, Vol: 130, No.8., pp 818-829.

Liang, W.; Yan, R.; Xu, Y.; Zhang, Q.; Tian, H.; Wei, C. (2021) *Swelling pressure of compacted expansive soil over a wide suction range*. Applied Clay Science 203.

Pejon, O. J. (2000) *Estudo dos fenômenos de expansão de rochas sedimentares de granulometria fina. Identificação, caracterização e mapeamento.* Livre docência. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

Pereira, E. M. (2004) *Estudo do comportamento à expansão de materiais sedimentares da Formação Guatiroba em ensaios com sucção controlada.* Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

Tang, C. S.; Tang, A. M.; Cui, Y. J.; Delage, P.; Schroeder, E. De Laure. (2011) *Investigating teh swelling pressure of compacted crushed-Collovo-Oxfordian claystone.* Physics and Chemistry of the Earth, 36, p. 1857 – 1866.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/745

Efeito do Tipo de Radiação na Simulação Numérica da Interação Solo-Atmosfera de uma Areia Argilosa Não Saturada em Clima Tropical

Caio Henrique Buranello dos Santos
Discente de doutorado, Universidade Estadual Paulista (UNESP), Bauru, Brasil, caio.buranello@unesp.br

Michael Andrade Maedo
Professor, Universidade Federal de Uberlândia (UFU), Uberlândia, Brasil, michael.maedo@ufu.br

Caio Gorla Nogueira
Professor, Universidade Estadual Paulista (UNESP), Bauru, Brasil, caio.nogueira@unesp.br

Roger Augusto Rodrigues
Professor, Universidade Estadual Paulista (UNESP), Bauru, Brasil, roger.rodrigues@unesp.br

RESUMO: em solos não saturados, que são comuns em regiões de nítida sazonalidade, há uma flutuação do conteúdo de água, que ocorre pela infiltração e evaporação da água. Esses eventos têm relação com fenômenos meteorológicos e atmosféricos e têm ganhado relevância em um período marcado pela ocorrência de eventos extremos (períodos de muita ou pouca precipitação e ondas de calor intenso, por exemplo). Mudanças do conteúdo de água são associadas a mudanças da sucção que afetam o comportamento dos solos. Dessa maneira, o estudo da variação da sucção no solo associada à variação sazonal das variáveis atmosféricas é imprescindível, especialmente em locais de clima tropical, isso porque falhas em obras geotécnicas podem ocasionar perdas humanas e prejuízos materiais. Este trabalho trata da modelagem termo-hidráulica da sucção em um solo não saturado em clima tropical, visando à elaboração de um protocolo de modelagem para estudos da interação solo-atmosfera. Foi utilizado o programa de elementos finitos CODE_BRIGHT e nele foram inseridos tanto dados térmicos e hidráulicos do solo simulado quanto variáveis meteorológicas oriundas da estação meteorológica do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Nas simulações, foram consideradas duas abordagens para a definição da radiação líquida: uma considerando um tratamento de dados de radiação de onda curta obtidos por estação meteorológica e outra considerando uma rotina interna do CODE_BRIGHT para cálculo desse tipo de radiação. Esses resultados foram comparados entre si e também contrastados com medidas em campo da sucção, as quais foram obtidas por tensiômetros e sensores de matriz granular. Os resultados simulados se mostraram condizentes com as medições da sucção em campo. Entretanto, a simulação considerando o cálculo da radiação por rotina interna do CODE_BRIGHT gerou resultados mais próximos às medições em campo.

PALAVRAS-CHAVE: solos não saturados, sucção, interação solo-atmosfera, radiação, modelagem termo-hidráulica.

ABSTRACT: In regions characterized by clear seasonal changes, unsaturated soils experience fluctuations in water content due to water infiltration and evaporation. These fluctuations are closely tied to meteorological and atmospheric phenomena, gaining particular significance during periods marked by extreme weather events such as heavy precipitation or intense heat waves. The variations in water content directly impact soil behavior through changes in suction. Therefore, understanding the seasonal variation of atmospheric variables and its correlation with soil suction is crucial, particularly in tropical climates, where geotechnical failures can lead to significant human and material losses. This work focuses on developing a thermo-hydraulic model to analyze suction in unsaturated soil within a tropical climate, aiming to establish a modeling protocol for investigating soil-atmosphere interactions. The finite element program CODE_BRIGHT was used and both thermal and hydraulic data from the simulated soil and meteorological variables from the meteorological station of the National Institute of Meteorology were considered. Two approaches were employed to define

net radiation: one using shortwave radiation data obtained from the meteorological station, and other adopting an internal routine within CODE_BRIGHT for calculating this radiation. The simulated results were then compared with each other and validated against field measurements of suction obtained through tensiometers and granular matrix sensors. The findings indicated a consistency between the simulated results and field measurements of suction. Notably, simulations incorporating radiation calculated by CODE_BRIGHT's internal routine showed a closer resemblance to field measurements, suggesting its efficacy in modeling soil-atmosphere interactions.

KEYWORDS: unsaturated soils, suction, soil-atmosphere interactions, radiation, thermo-hydraulic model.

1 INTRODUÇÃO

O comportamento de solos não saturados e o desempenho de diversas obras de engenharia são influenciados pela interação entre o solo e a atmosfera (BLIGHT, 1997). Nesse contexto, entra em cena a ocorrência de mudanças climáticas, as quais podem afetar a magnitude e frequência da precipitação, evapotranspiração e o conteúdo de água no solo. Com isso, há influência nas condições de fluxo que ocorrem através do solo (STRAUCH et al., 2015).

Como o conteúdo de água no solo tem relação com a sucção (a partir da curva de retenção), a variação da umidade do solo pode causar variação na sucção e, dessa maneira, na resistência do solo. Como confirmam Toll et al. (2011) e Ruge et al. (2016), a sucção pode provocar mudanças nas propriedades mecânicas e hidráulicas do solo.

Outro aspecto a ser considerado é que a sucção e mudanças no conteúdo de água no solo sofrem variações anuais e sazonais (BLIGHT, 1997, 2003; CUI et al., 2005). Assim, nos períodos mais secos do ano, o aumento da sucção ocorre com a redução da umidade do solo (BICALHO; BOUSSAFIR; CUI, 2018). Portanto, o estudo da variação sazonal da sucção é importante especialmente em climas com estações de seca e chuva bem definidas, como é o caso do clima tropical brasileiro.

Nesse cenário, a sucção no solo é uma variável de interesse, pois sua variação, que pode ocorrer em função da variação sazonal das variáveis atmosféricas, pode afetar o desempenho de obras de engenharia. Segundo Rahardjo e Satyanaga (2020), a redução da resistência ao cisalhamento do solo, em decorrência das variações da sucção, pode levar a falhas geotécnicas e, por conseguinte, a perdas de vidas humanas.

Assim, esse trabalho tem como objetivo simular numericamente a variação da sucção para um solo não saturado em clima tropical da cidade de Bauru (SP). Nas simulações, foram consideradas diferentes abordagens para a definição da radiação solar, que é uma das variáveis atmosféricas que afeta as condições de fluxo no solo e, portanto, a própria sucção. Nesse contexto, a validação de um protocolo de simulação para solos não saturados em clima tropical é essencial para a previsão da sucção com base em dados atmosféricos que variam no tempo.

2 FORMULAÇÃO

Para as simulações numéricas, foi usado o programa de elementos finitos CODE_BRIGHT, cuja formulação foi apresentada inicialmente por Olivella et al. (1994) e cujos detalhes da implementação podem ser encontrados em Olivella et al. (1996).

2.1 Equações de balanço

Para o fenômeno em questão, tem-se um acoplamento termo-hidráulico e, dessa maneira, são apresentadas as equações de balanço de massa de água (equação 1) e de balanço de energia interna (equação 2).

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\theta_l^w S_l \phi + \theta_g^w S_g \phi\right) + \nabla \cdot \left(\mathbf{j}_l^w + \mathbf{j}_g^w\right) = f^w \tag{1}$$

em que θ_l^w e θ_g^w são as massas volumétricas de água nas fases líquida e gasosa, respectivamente; S_l e S_g são as saturações nas fases líquida e gasosa, respectivamente; ϕ é a porosidade do meio; $\nabla\cdot(\bullet)$ é o operador divergente de $(\bullet)$; $\mathbf{j}_l^w$ e $\mathbf{j}_g^w$ são, respectivamente, os fluxos totais de massas de água nas fases líquida e gasosa e f^w é a fonte externa de água.

$$\frac{\partial}{\partial t}\left[E_s\rho_s(1-\phi)+E_l\rho_l S_l\phi+E_g\rho_g S_g\phi\right]+\nabla\cdot\left(\mathbf{i}_c+\mathbf{j}_{Es}+\mathbf{j}_{El}+\mathbf{j}_{Eg}\right)=f^E \tag{2}$$

em que E_s, E_l e E_g são as energias internas das fases sólida, líquida e gasosa por unidade de massa da respectiva fase (energias específicas de cada fase); ρ_s, ρ_l e ρ_g são as densidades do sólido, líquido e gás, respectivamente; $\mathbf{i}_c$ é o fluxo de energia por condução; $\mathbf{j}_{Es}$, $\mathbf{j}_{El}$ e $\mathbf{j}_{Eg}$ são, respectivamente, os fluxos advectivos de energia das fases sólida, líquida e gasosa; f^E é o dissipador ou fonte de energia interna.

2.1 Equações constitutivas e restrições de equilíbrio

Além das equações de balanço, são necessárias uma série de equações constitutivas e restrições de equilíbrio. As principais equações constitutivas consideradas são: Lei de Darcy, Lei de Fick, Lei de Fourier e curva de retenção. As restrições de equilíbrio são a Lei de Henry e a Lei Psicrométrica. Essas equações são apresentadas em Olivella et al. (1996), sendo que, para a da curva de retenção, os autores consideram o modelo de van Genuchten (1980) com a restrição de Mualem e, assim, é considerado apenas um parâmetros para a definição da forma (ajuste) da curva de retenção. Entretanto, nesse trabalho foi considerada a formulação de van Genuchten (1980) com dois parâmetros para a definição da forma da curva de retenção, o que é apresentado na equação (3). Além disso, na definição da parte térmica, considerou-se que a condutividade térmica (λ) é função das condutividades térmicas do meio poroso seco (λ_{dry}) e saturado com água (λ_{sat}) e tem uma relação linear com a raiz quadrada do grau de saturação do líquido, conforme equação (4).

$$S_l = S_{rl} + \underbrace{\left[1+\left(\frac{P_g-P_l}{P_0\dfrac{\sigma^*}{\sigma_0}}\right)^{\eta}\right]^{-\lambda^*}}_{S_e}\left(S_{ls}-S_{rl}\right) \tag{3}$$

em que S_e, S_{rl} e S_{ls} são as saturações efetiva, residual e máxima, respectivamente; λ^* e η são parâmetros de ajuste da curva de retenção; $P_g - P_l$ é a diferença entre as pressões no gás e no líquido, o que corresponde à sucção no solo; P_0 é uma medida de pressão a uma certa temperatura e σ_0 é a tensão superficial na temperatura em que P_0 foi medida.

$$\lambda = \lambda_{sat}\sqrt{S_l}+\lambda_{dry}\left(1-\sqrt{S_l}\right) \tag{4}$$

2.2 Condição de contorno atmosférica

A condição de contorno atmosférica (condição de contorno de fluxo) é escrita em função das variáveis de estado do problema (pressões no líquido, gás e temperatura) ou a partir de variáveis dependentes e também

considerando dados meteorológicos que variam no tempo. As equações do fluxo de ar, água e energia (atmosféricos) são vistos nas equações (5), (6) e (7), respectivamente.

$$j_a = \left(1-\omega_g^w\right)\gamma_g\left(P_g - P_{ga}\right) \tag{5}$$

em que j_a é o fluxo de ar; ω_g^w é a fração mássica de água na fase gasosa; γ_g é o coeficiente de vazamento do gás; P_g é a pressão no gás e P_{ga} é a pressão atmosférica (dado do radar meteorológico).

$$j_w = k_{rain}P + k_{evap}E + j_g^w + j_{sr} \tag{6}$$

em j_w é o fluxo de água; P é a precipitação; E é a evaporação; j_g^w é o fluxo advectivo de vapor na fase gasosa; j_{sr} é o escoamento superficial; k_{rain} e k_{evap} são coeficientes utilizados para desabilitar, respectivamente, os termos da precipitação e evaporação da equação do fluxo de água.

$$j_e = k_{rad}R_n + H_s + H_c \tag{7}$$

em j_e é o fluxo total de energia; R_n é a radiação líquida, dada pela equação (8); H_s e H_c são, respectivamente, os fluxos de calor sensível e latente e k_{rad} é o coeficiente utilizado para desabilitar a radiação líquida da equação do fluxo total de energia.

$$R_n = \left(1-A_l\right)R_m + R_a - \varepsilon\sigma T^4 \tag{8}$$

em que A_l é o albedo do solo; R_m é a radiação solar; R_a é a radiação de onda longa; ε é a emissividade; σ é a constante de Stefan−Boltzman; T é a temperatura da superfície.

Na equação (8), R_m corresponde à radiação de onda curta obtida pelo radar meteorológico. Entretanto, essa variável também pode ser calculada por uma rotina interna do CODE_BRIGHT, podendo ser função das variáveis: latitude, duração da noite, mergulho, rumo e tempo quando começa o outono. Assim, este trabalho irá comparar o resultado da sucção simulada por essas duas considerações de radiação e verificar qual das duas opções gera resultados de sucção mais condizentes com a situação de campo.

2.3 Simulações numéricas

A simulação numérica da sucção foi realizada para uma coluna de solo de 5 m de largura por 30 m de altura para um período de dois anos. Os dados atmosféricos foram obtidos do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) em intervalos horários, mas, para as simulações, foram considerados dados diários dessas variáveis. Assim, os dados nos intervalos de interesse (de um em um dia) foram determinados a partir de um valor médio dos valores das variáveis atmosféricas (dadas em valores horários) para realizar as simulações. Exceção ocorre para a pressão no gás, cujo valor foi mantido constante e igual a 0,1 MPa, e para a precipitação, em que foi considerado o valor acumulado em 24 horas.

Por fim, a malha de elementos finitos considerada é formada por elementos retangulares e é densificada na superfície, uma vez que a interação solo-atmosfera tem mais influência nas proximidades com a superfície do terreno. Para definir a malha mais otimizada para as simulações, foi feito um teste de convergência de malha. Para tanto, foi necessário comparar os resultados simulados da sucção ao longo do tempo para uma mesma profundidade, considerando um tipo de malha de elementos finitos com diferentes níveis de discretização, sendo feitas comparações para profundidades em que há leituras da sucção em campo pelos sensores de matriz granular.

Inicialmente, verificou-se que o número de divisões da malha na vertical não influencia signficativamente nos resultados, o que é de se esperar, uma vez que o fluxo é unidirecional nos casos simulados. Assim, manteve-se constante (e igual a 3) o número de divisões na vertical e variou-se o número de divisões na horizontal, sempre mantendo a malha mais densificada na superfície. Ao aumentar o número de divisões na horizontal e verificar visualmente num gráfico de sucção ao longo do tempo que são similares os resultados simulados entre uma malha com mais divisões na horizontal e outra com menos, considerou-se que a malha mais otimizada é aquela com menos divisões.

2.1.1 Parâmetros do solo

O solo simulado nessa pesquisa é localizado no campo experimental da Faculdade de Engenharia da UNESP de Bauru-SP, correspondendo a uma areia fina argilosa vermelha com índice de vazios diminuindo com a profundidade. Nesse solo, há uma separação de horizontes laterítico e não laterítico entre 13 m e 14 m de profundidade (GIACHETI, COELHO E CARVALHO, 1998). Ademais, não foi encontrado o nível d'água até 30 m de profundidade (ROCHA, 2018).

Para as simulações numéricas, considerou-se como dados para a curva de retenção: $P_0 = 5{,}136 \times 10^{-3}$ MPa, $\lambda^* = 1{,}516$, $S_{rl} = 0{,}2487$, $S_{ls} = 1{,}000$ e $\eta = 1{,}261$. Estes dados foram obtidos ajustando matematicamente, pela equação (3), pares de sucção e umidade do solo determinados por Saab (2016). Além disso, como outro dado hidráulico, considerou-se $k = 1 \times 10^{-12}$ m^2, sendo que k é a permeabilidade intrínseca determinada com base em Yacoub et al. (2022). Quanto aos dados térmicos, considerou-se que $\lambda_{dry} = 0{,}3$ W m^{-1} K^{-1} e $\lambda_{sat} = 2{,}2$ W m^{-1} K^{-1}, sendo esses dados para um solo arenoso com 40% de porosidade conforme Shuttleworth (2012).

Salienta-se que os parâmetros da condição de contorno atmosférica e demais parâmetros necessários para as simulações foram determinados com base em dados atmosféricos e nas características do meio. Mais detalhes podem ser encontrados em Santos (2023).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

As simulações numéricas foram feitas para os anos de 2016 e 2017, anos em que há leituras da sucção por sensores de matriz granular e tensiômetros instalados no campo experimental da UNESP de Bauru. Os sensores de matriz granular e os tensiômetros têm uma limitação de leitura da sucção respectivamente de 200 kPa e 85 kPa.

A pressão no líquido foi determinada numericamente e, assim, determinou-se a sucção para as mesmas profundidades em que há leitura dos sensores. Nas simulações, foram consideradas duas abordagens para a definição da radiação de onda curta. A primeira é a determinação dessa variável por rotina interna do CODE_BRIGHT. Já a segunda consiste na determinação da radiação solar a partir do tratamento dos dados horários obtidos do radar meteorológico, sendo que os valores tratados (por um valor médio nos intervalos de interesse) são inseridos no programa para as simulações.

Resultados da sucção ao longo do tempo para as profundidades de 0,4 m, 3 m e 5 m são apresentados, respectivamente, nas Figuras 1, 2 e 3. Salienta-se que, nessas figuras, a simulação com a primeira consideração de radiação (uso da rotina interna do CODE_BRIGHT) está referenciada como "Simulação 1". Analogamente, a simulação feita com a segunda consideração de radiação (uso de dados do radar meteorológico) está referenciada como "Simulação 2".

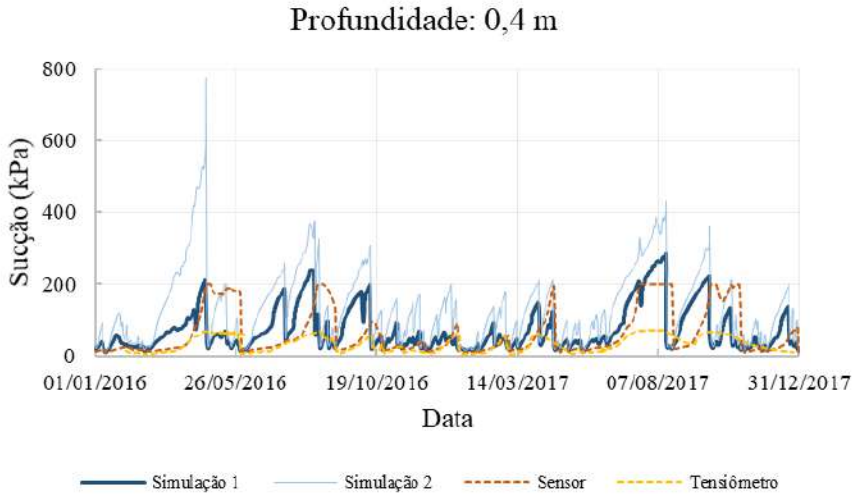


Figura 1. Sucção para a profundidade de 0,4 m.

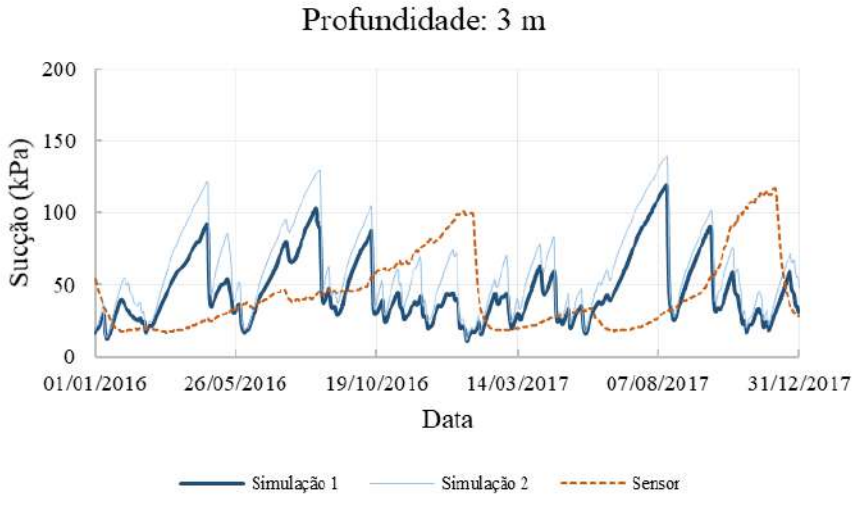


Figura 2. Sucção para a profundidade de 3 m.

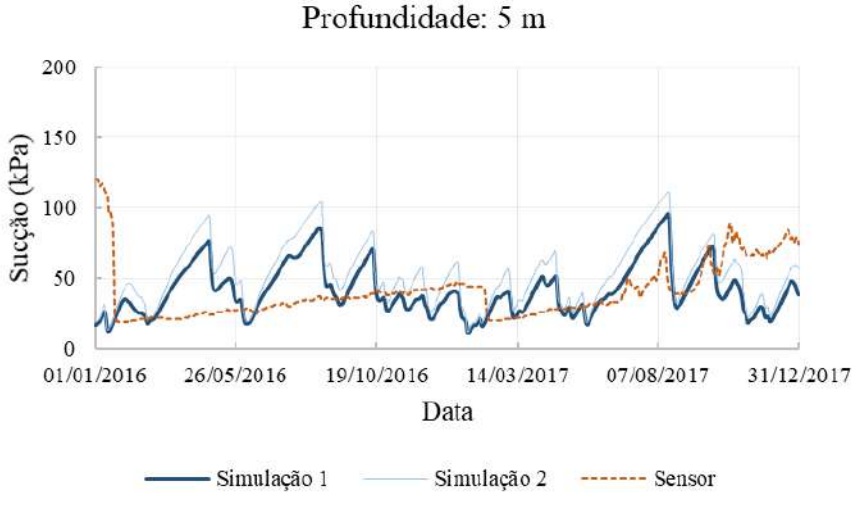


Figura 3. Sucção para a profundidade de 5 m.

Apesar da limitação na medida da sucção pelos tensiômetros, observa-se que, até a faixa de 85 kPa, os valores medidos apresentam tendência de comportamento parecida com a curva obtida pelo sensor de matriz granular. Quanto às curvas simuladas, observa-se que ambas as considerações de radiação solar geram curvas com mesma tendência. Entretanto, para as profundidades mais rasas, onde a influência atmosférica é maior, tendem a ser maiores os valores de sucção simulada considerando os dados do radar meteorológico para a definição da radiação de onda curta. Com o aumento da profundidade, as curvas simuladas por ambas as considerações de radiação tendem a ficar mais próximas (com mesma magnitude de valores). Nesse aspecto, observa-se que as maiores variações da sucção ocorrem na proximidade da superfície.

Para a comparação dos resultados (resultados simulados e medidos em campo), é importante considerar a faixa de valores em que a sucção é medida em campo pelos sensores de matriz granular e pelos tensiômetros. Valores acima dos limites não são lidos pelos equipamentos e, dessa maneira, não se sabe o real valor da sucção, o que impossibilita a comparação como os valores simulados numericamente.

Observando-se as Figuras 1, 2 e 3, nota-se que ambos os métodos de consideração da radiação solar geram resultados condizentes com as medições em campo da sucção. Entretanto, melhores resultados são obtidos quando a radiação solar é calculada por rotina interna do CODE_BRIGHT.

4 CONCLUSÃO

Esse trabalho apresentou um estudo comparativo entre respostas obtidas via simulação numérica e dados de campo para sucção em uma areia fina argilosa em clima tropical. A condição de contorno solo-atmosfera foi escrita a partir de dados meteorológicos que variam em função do tempo. Nas simulações numéricas foram consideradas duas abordagens para a definição da radiação solar: i) a primeira considerou essa radiação por meio de uma rotina interna do CODE_BRIGHT; ii) a segunda abordagem consistiu no uso de dados horários de radiação de onda curta provenientes de um radar meteorológico. Por fim, os principais resultados obtidos foram:

- O protocolo de modelagem numérica da interação solo-atmosfera, com cálculo da sucção conforme apresentado, mostrou-se eficaz para os casos e profundidades analisados. Os resultados das simulações numéricas foram capazes de representar as tendências gerais das curvas de campo, com boa concordância com as medidas de sucção dos tensiômetros e sensores de matriz granular. Isso indica que a construção do modelo termohidráulico é consistente, podendo ser estendido para estudos mais aprofundados sobre o tema;
- As variações da sucção observadas foram maiores nas proximidades com a superfície, onde o solo interage mais com a atmosfera do que nas cotas mais profundas, onde a interação com a atmosfera é menor. Esse comportamento também foi representado com as simulações numéricas;
- As curvas simuladas numericamente apresentaram boa concordância com as curvas de campo, com maior aproximação (mesma magnitude dos resultados) nas maiores profundidades;
- A consideração da radiação solar calculada por rotina interna do CODE_BRIGHT gera resultados de sucção mais condizentes com as medições em campo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao apoio financeiro recebido do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bicalho, K. V., Boussafir, Y., Cui, Y. -J. (2018) Performance of an instrumented embankment constructed with lime-treated silty clay during four-years in the Northeast of France. *Transportation Geotechnics*, 17, p. 100–116.

Blight, G. E. (1997) Interactions between the atmosphere and the Earth. *Géotechnique*, 47 (4), p. 715–767.

Blight, G. E. (2003) The vadose zone soil-water balance and transpiration rates of vegetation. *Géotechnique*, 53 (1), p. 55–64.

Cui, Y. J. et al. (2005) Field simulation of in situ water content and temperature changes due to ground-atmospheric interactions. *Géotechnique*, 55 (7), p. 557–567.

Giacheti, H. L., Coelho, V., Carvalho, D. (1998) Caracterização geotécnica de dois perfis de solos tropicais com base em ensaios de laboratório. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Brasília/DF, *Anais*..., v. 1. p. 195-202.

Olivella, S. et al. (1994) Nonisothermal Multiphase Flow of Brine and Gas Through Saline Media. *Transport in Porous Media*, 15, p. 271–293.

Olivella, S. et al. (1996) Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. *Engineering Computations*, 13 (7), p. 87–112.

Rahardjo, H., Satyanaga, A. (2020) Unsaturated soil mechanics for sustainable urban development. In: 16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 14/10/2019 – 18/10/2019, Taipei, Taiwan, *Proceedings*...

Rocha, B. P. (2018) *Caracterização Geotécnica de Solos Tropicais Não Saturados por meio de Ensaios de Campo*. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 242p.

Ruge, J. C. et al. (2016) Implications of the atmosphere-soil interaction for the design of earth retaining structures. In: 3rd European Conference on Unsaturated Soils, Paris, 2016. *Proceedings*..., EDP Sciences - E3S Web of conferences. v. 9, 12002.

Saab, A. L. (2016) *Influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade de um solo não saturado. 2016.* 125p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru.

Santos, C. H. B. (2023) *Estudo numérico do efeito da interação solo-atmosfera sobre a variação sazonal da sucção em clima tropical*. 2023. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru.

Shuttleworth, W. J. (2012) *Terrestrial Hydrometeorology*. John Wiley & Sons.

Strauch, A. M. et al. (2015) Climate driven changes to rainfall and streamflow patterns in a model tropical island hydrological system. *Journal of Hydrology*, 523, p. 160-169.

Toll, D. G. et al. (2011) Soil suction monitoring for landslides and slopes. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 44, p. 23–33.

van Genuchten, M. T. (1980) A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44, p. 892–898.

Yacoub, J. D. et al. (2022) Estudo da Condutividade Hidráulica de um Perfil de Solo Arenoso Empregando um Permeâmetro de Parede Flexível. In: ANAIS DO XX COBRAMSEG, 2022, Campinas. *Anais eletrônicos*... Campinas, Galoá, 2022. Disponível em: <https://proceedings.science/cobramseg-2022/papers/estudo-da-condutividade-hidraulica-de-um-perfil-de-solo-arenoso-por-meio-de-ensaios-de-campo-e-laboratorio>. Acesso em: 28 jul. 2022.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/746

Estudo da Estabilidade de um Talude Rodoviário à Luz dos Parâmetros Não Saturados do Solo

Whilison Marques Mendonça
Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, whilison@ufop.edu.br

Leandro Neves Duarte
Universidade Federal de São João del-Rei, Ouro Branco, Brasil, leandro.duarte@ufsj.edu.br

Hemilly Cristine Lobo Fernandes
Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, hemilly.fernandes@aluno.ufop.edu.br

RESUMO: Em regiões tropicais, onde predomina o clima quente com distribuição não uniforme de chuva, é comum a presença de zonas não saturadas no maciço do talude, que proporciona uma poropressão negativa no solo, chamada de sucção. A avaliação da influência da sucção na estabilidade dos taludes é essencial no estudo dos gatilhos de ruptura do solo. Nesse contexto, esse estudo tem como objetivo a análise da estabilidade de um talude em solo não saturado, considerando a variação da sucção, bem como determinar a curva característica do solo pelo método do papel filtro e comparar com o método do tensiômetro. Para tanto, foram realizados ensaios para caracterizar fisicamente o solo, classificá-lo e definir as suas propriedades de permeabilidade e de resistência. Os resultados obtidos serviram de parâmetro para realização da análise de estabilidade por meio do software Slide2. As análises demonstraram uma tendência de proporcionalidade entre a sucção e o fator de segurança do talude. O fator de segurança mostrou que o talude estudado se encontra estável, mesmo para a condição saturada. Por fim, a curva característica obtida pelo método do papel filtro por processo de secagem da amostra demonstrou histerese em relação à curva obtida pelo método do tensiômetro.

PALAVRAS-CHAVE: Solo Não Saturado, Sucção Mátrica, Curva Característica do Solo, Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT: In tropical areas, where a warm climate with non uniform rainfall distribution predominates, it is typical to have unsaturated zones in the slope mass of residual soils, which provides a negative pore-water pressure in the soil, that is called suction. The assessment of the influence of soil suction on slope stability becomes imperative in the study of the trigger mechanism for slope stability failures. In this context, this study focuses on slope stability analysis for unsaturated soil, considering changes on matric suction, as well as ascertain the soil-water characteristic curve using filter paper and compare it with the in situ tensiometer method. Therefore, tests were carried out to physically characterize the soil, classify it and define its permeability and shear strength properties. The results of these tests were inputted in the software Slide2 to analyze the slope stability in different scenarios. The analyses showed a trend of proportionality between suction and the slope safety factor. The studied slope is stable and has a high factor of safety, even for the saturated condition. Finally, the soil-water characteristic curve obtained by the filter paper method using the sample drying process has hysteresis in relation to the curve obtained by tensiometer method.

KEYWORDS: Unsaturated Soil, Matric Suction, Soil-water Characteristic Curve, Finite Elements Methods.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2019), os movimentos de massa, genericamente chamados de deslizamentos no Brasil, são os eventos que mais causam danos aos humanos no país. As regiões sudeste e sul apresentam suscetibilidade a deslizamentos considerada alta a muito alta em 47,8% e 40,1% do território, respectivamente. Esse cenário é ilustrado pelos desastres ocorridos na última

década que deixaram milhares de mortos em Blumenau-SC (2008), Angra dos Reis-RJ (2009), Niterói-RJ (2010), região Serrana do Rio de Janeiro (2011) e Região Metropolitana de Belo Horizonte - MG (2020).

A análise da estabilidade de um talude é uma tarefa da engenharia geotécnica e visa estabelecer um fator de segurança (FS), dado pela razão entre a soma das forças resistentes e a soma das forças atuantes no meio, a fim de expor e minimizar os riscos gerados pela movimentação de massa de um maciço de solo ou rocha. Diversos autores propuseram métodos para a realizar a análise de estabilidade baseados na teoria do equilíbrio limite. Os métodos tradicionais utilizam os parâmetros efetivos do solo saturado para cálculo da força cisalhante mobilizada (Fellenius, 2024).

Entretanto, os fatores climatológicos em regiões tropicais favorecem a formação de uma zona não saturada dinâmica nos taludes. Dessa forma, a mecânica dos solos não saturados e a consideração da atuação das poropressões negativas (sucção) nos parâmetros de resistência do solo é apropriada para o estudo dos solos em regiões tropicais (Rahardjo et al., 2012). A sucção do solo depende do seu nível de saturação e da interação da sua estrutura composta por solo, água e ar.

A realização de análises de estabilidade tem se tornado mais frequente devido à disponibilidade de ferramentas computacionais que permitem modelar os parâmetros não saturados do solo e efetuar análises numéricas com maior precisão, e ainda obter melhor entendimento do comportamento do fluxo em solos não saturados. Calle (2000), utilizando técnicas de laboratório e de campo para obtenção dos valores de sucção e modelagem da curva característica do solo, realizou retroanálises da ruptura de um talude em solo não saturado.

Kristo et al. (2017), considerando as propriedades do solo não saturado, estudaram os efeitos das variações de intensidade de chuva, devido às mudanças climáticas, no comportamento dos solos e estimaram uma diminuição significativa no fator de segurança que pode ser prejudicial para a estabilidade de taludes em Singapura. Fernandes (2021) avaliou a estabilidade de um talude em solo não saturado, a partir de dados experimentais e análises numéricas, determinando a variação do fator de segurança do talude sob a influência de precipitações e alterações nos valores de sucção obtidos pela modelação da curva característica do solo.

O presente estudo tem por objetivo analisar a estabilidade de um talude rodoviário para diferentes cenários de precipitações, sob a influência dos parâmetros do solo não saturado e comparar as curvas características obtidas por métodos distintos. Para tal, determinou-se a curva característica do solo não saturado utilizando o método do papel filtro. Os valores de sucção obtidos em laboratório com o uso do método do papel filtro são comparados com aqueles obtidos por Fernandes (2021) utilizando o método de campo com o uso do tensiômetro.

2 SOLOS NÃO SATURADOS

Os solos não saturados apresentam uma quarta fase física na interface ar-água e podem ser caracterizados pelo potencial total da água no solo. Essa interface atua como uma membrana nos vazios que influencia o seu teor de umidade, volume e resistência ao cisalhamento. O entendimento do comportamento geotécnico desses solos se dá pelo estudo dos fenômenos de fluxo, tensão e deformações por eles apresentados (Fredlund *et al.*, 2012).

A sucção mátrica é uma combinação dos efeitos de capilaridade e adsorção de água, estando relacionada à interação ocorrida entre os poros e a estrutura dos sólidos. A curva característica do solo (*soil-water characteristic curve – SWCC*) descreve a relação entre os valores de sucção do solo e a quantidade de água presente nos seus poros, sendo uma informação de entrada para estimar a força cisalhante em solos não saturados (Lu e Likos, 2004). Essa curva apresenta uma histerese entre os processos de adsorção e secagem, ou seja, o solo pode apresentar diferentes valores de sucção para um mesmo teor de umidade quando está secando ou umedecendo (Fredlung e Xing, 1994).

Há diferentes métodos de ensaio para medição da sucção no solo, dentre eles o método do papel filtro e o método do tensiômetro. O tensiômetro consiste em um método de campo que mede diretamente os valores de sucção do solo, limitado a medição um intervalo de 0 a 1500 kPa. Já o método do papel filtro consiste na avaliação em laboratório da sucção do solo por meio de um papel filtro quantitativo em contato direto com o solo, possuindo a vantagem de conseguir mensurar a sucção em qualquer valor de umidade (Pan *et al.*, 2010).

Diversos autores propuseram equações para parametrizar a curva característica do solo. A equação de van Genuchten (1980) foi a primeira a considerar a curva com comportamento sigmoidal e é uma das mais utilizadas (Equação 1). Os parâmetros θ_r e θ_s são, respectivamente, o teor de umidade residual e o teor de

umidade de saturação; a está relacionado ao valor de entrada de ar; n corresponde à taxa de retirada de água do solo após excedido o valor de entrada de ar, e; m relaciona-se às condições de teor de umidade residual.

$$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)[(1 + (a\psi)^n)^m]^{-1} \quad (1)$$

A habilidade do solo em permitir o fluxo de água, ou seja, a condutividade hidráulica, varia nos solos não saturados com os níveis de sucção. À medida que a sucção aumenta, a condutividade hidráulica diminui, pois o caminho disponível para o fluxo de água é mais restrito (Lu e Likos, 2004). A determinação experimental da condutividade hidráulica é complexa para solos não saturados. Van Genuchten (1980) combinou sua equação da curva característica com a integral da função desenvolvida por Mualem para descrever a condutividade. Essa combinação resultou na hoje conhecida como equação de Van Genuchten – Mualem (Equação 2), largamente utilizada para descrever a condutividade hidráulica em solos.

$$k(\Theta) = k_{sat}\Theta^{0,5}[1 - (1 - \Theta^{1/m})^m]^2 \quad (2)$$

A resistência ao cisalhamento de solos não saturados sofre contribuição da sucção mátrica, sendo necessário uma modificação no critério de resistência Mohr-Coulomb. Uma dessas adaptações é a proposta por Fredlund *et al* (2012), na qual os autores adicionaram uma parcela de resistência ao cisalhamento devido à sucção mátrica (Equação 3).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a).\tan\phi' + (u_a - u_w).\tan\phi^b \quad (3)$$

Na Equação 3, c', ϕ', e (σ - u_a) são os parâmetros efetivos de resistência do solo saturado e a tensão normal líquida na ruptura. A parcela ($u_a - u_w$) corresponde à sucção mátrica do solo na ruptura e ϕ^b quantifica a taxa de aumento da resistência ao cisalhamento com a variação da sucção.

3 METODOLOGIA

A metodologia desse trabalho é dividida em três etapas principais, sendo elas a escolha do local do estudo e levantamento dos dados topográficos e pluviométricos, execução de ensaios de campo e de laboratório e, por fim, a utilização de *softwares* para obtenção dos parâmetros não saturados e análise da estabilidade do talude.

3.1 Local de Estudo e Dados Pluviométricos

O talude estudado está localizado na rodovia MG 443, próximo à entrada do campus Alto Paraopeba da Universidade Federal de São João del Rei, em Ouro Branco – MG, na área geológica do quadrilátero ferrífero. A superfície do talude possui 11 metros de comprimento, fazendo um ângulo de 37º com o horizonte. Há processos erosivos aparentes em áreas do topo e vegetação de capim em toda sua extensão (Figura 1).

Figura 1. Talude em estudo (16/10/2020).

Os dados pluviométricos da região foram extraídos do sistema de informações da Agência Nacional das Águas (ANA) e a estação pluviométrica cujo dados foram obtidos localiza-se a 6,3 km do talude. O tempo de

retorno considerado foi de 100 anos, equivalente àqueles considerados para obras de arte, e a intensidade máxima de precipitação com 24 h de duração igual a 10,9 mm/h. A probabilidade de ocorrência da chuva de intensidade máxima adotada é de 63,40% para uma vida útil de 100 anos no tempo de retorno adotado.

3.2 Conhecendo o Solo: Ensaios de campo e de Laboratório

As amostras de solo, deformadas e indeformadas, foram coletadas próximo ao pé do talude. No mesmo local foi realizado o ensaio de frasco de areia a fim de ser obtido o valor da massa específica aparente *in situ* do solo. A umidade natural foi determinada pelo método da estufa em laboratório. A amostra deformada foi seca ao ar até a umidade higroscópica, destorroada e quarteada. Com a porção representativa do solo foram realizados os ensaios de massa específica dos grãos, análise granulométrica e limites de consistência, seguindo as normatizações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) para tais ensaios. Os ensaios mini-MCV e perda de massa por imersão foram realizados a fim de classificar o solo segundo a metodologia MCT (miniatura, compactado, tropical).

O ensaio de permeabilidade à carga variável foi realizado com um cilindro de amostra indeformada. As leituras de permeabilidade foram realizadas para dois valores diferentes de gradiente hidráulico inicial, sendo esses 2,97 e 6,79. Com os valores registrados obteve-se o coeficiente de permeabilidade (k) do solo saturado.

Os parâmetros de resistência do solo foram obtidos por meio de três ensaios de cisalhamento direto realizados em um equipamento automatizado, com tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Os corpos de prova com dimensões 100 mm de aresta e 20 mm de altura foram talhados da amostra indeformada e o ensaio realizado inundado. A velocidade de ruptura foi fixada em 0,01 mm/min, conforme recomendado por Knappett e Craig (2012) para siltes, de forma a permitir a dissipação da poropressão. O tempo de adensamento foi fixado em 10 h para cada amostra, pois após esse tempo não houve variação significativa da altura do CP.

Para determinação da sucção foi utilizado o método do papel filtro, seguindo a norma americana D5298: *Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper* da ASTM International (2016). Ao todo, 22 corpos de prova cilíndricos foram talhados da amostra indeformada, utilizando anéis de PVC com 50 mm de diâmetro interno. Para cada um dos 11 pontos de umidade da Tabela 1 foram utilizados dois corpos de prova separados por três papéis filtros quantitativos Whatman™ N° 42 circulares, sendo dois com 52 mm de diâmetro e um interno com 47 mm de diâmetro. O processo de obtenção da umidade de ensaio para todos os corpos de prova foi por secagem.

Tabela 1. Pontos de umidade do ensaio de sucção.

Ponto	Grau de Saturação (%)	Umidade Volumétrica (%)
1	100	53,39
2	100	53,39
3	93	49,83
4	87	46,27
5	80	42,71
6	67	35,59
7	53	28,48
8	40	21,36
9	29	15,50
10	18	9,65
11	7	3,79

O conjunto composto por dois corpos de prova e três papéis filtro foi isolado hermeticamente e armazenado por 14 dias, a fim de equilibrar a umidade da amostra de solo e dos papéis filtro. Após esse período, o conjunto foi aberto e medido a massa do papel filtro central em balança de precisão 0,0001g. Depois de seco em estufa a massa do papel filtro foi novamente determinada. Obteve-se os valores de sucção do solo para cada umidade do solo ensaiada aplicando os resultados na Equação 4, proposta por Chrystello (2017).

$$\log \psi = 4{,}9271 * e^{-0{,}018Wf} \quad (4)$$

Os pares ordenados de sucção e umidade do solo foram lançados no programa SWRC Fit (Seki, 2007) para serem obtidos os parâmetros θ_r, θ_s, a e n da Equação 1 e construída a curva característica do solo em estudo. De posse da curva característica e o coeficiente de permeabilidade saturado determinou-se a curva de permeabilidade do solo não saturado, conforme a Equação 2.

3.3 Análises Numéricas da Estabilidade do Talude

As análises numéricas foram realizadas pelo método dos elementos finitos no *software* Slide2 da Rocscience Inc. O programa foi alimentado com a geometria do talude, considerando um maciço homogêneo, e os demais dados obtidos pelos ensaios laboratoriais. A Equação 3 foi utilizada pelo programa para avaliar a resistência ao cisalhamento do solo não saturado. A malha de elementos finitos foi pré-definida com 1500 elementos triangulares de 3 nós, sendo refinada durante o processamento da análise.

O fator de segurança foi calculado utilizando sete métodos diferentes, sendo eles: Bishop Simplificado, GLE/Morgenstern-Price, Janbu Simplificado, Jabu Corrigido, Ordinário/Fellenius, Spencer e Sarma. Foram realizadas análises de estabilidade para quatro cenários diferentes, a fim de avaliar a influência da variação da sucção no fator de segurança global do talude.

No cenário 1 foi realizado uma análise estática utilizando os parâmetros efetivos de resistência. No cenário 2 analisou a estabilidade para um regime de fluxo permanente considerando a influência da sucção correspondente ao teor de umidade natural do solo encontrado em campo no dia da coleta de amostras.

Nos cenários 3 e 4 foram realizadas análises em regime de fluxo transitório devido a simulação de chuva e sua influência na sucção mátrica e, consequentemente, na estabilidade global do talude. A chuva simulada possui 10,9 mm/h de intensidade. Tanto o cenário 3 quanto o 4 foram simulados em sete estágios, sendo compostos de um inicial e outros seis equivalentes a um dia cada. No cenário 3 foi simulado a ocorrência de chuva apenas no 2º dia, já no cenário 4 foi simulado ocorrência de chuva no 2º e 5º dias.

4 RESULTADOS

A umidade natural do solo medida em campo foi de 26,4%, sendo esse valor utilizado como condição de contorno inicial nas análises de estabilidade nos cenários 2, 3 e 4. A análise granulométrica com uso de defloculante químico revelou que o solo possui 43,7% de silte, 35,2% de argila, 20,6% de areia e 0,5% de pedregulho. Não foi possível obter o limite de plasticidade pelo método da placa de vidro, pois o cilindro de solo fragmenta-se antes de alcançar 3 mm de diâmetro seja qual for o seu teor de umidade. Os demais resultados dos ensaios de caracterização, permeabilidade e resistência ao cisalhamento estão na Tabela 2.

O solo, de acordo com a classificação unificada, é um silte de alta compressibilidade com areia. Nos ensaios realizados da sistemática MCT, os corpos-de-prova compactados apresentaram elevada desagregação do material ao ser imerso em água e o solo foi classificado como siltoso não laterítico (NS').

Tabela 2. Dados do solo em estudo obtidos em laboratório.

Parâmetro	Valor
ρ_{nat} (g/cm³)	1,596
$\rho_{sólidos}$ (g/cm³)	2,710
LL (%)	62
K (m/s)	$8{,}61 \times 10^{-6}$
Coesão efetiva - c' (kPa)	24,6
Ângulo de atrito efetivo - ϕ' (º)	31,5

A curva característica do solo foi modelada de acordo com a Equação 1 pelo programa SWRC Fit, utilizando os valores de sucção obtidos pelo método de ensaio do papel filtro e calibrados pela Equação 4. O coeficiente de determinação da curva R^2 foi de 0,96. A Figura 2 apresenta a curva obtida por esse trabalho utilizando o método do papel filtro e a curva obtida por Fernandes (2021), para o mesmo solo, utilizando o método do tensiômetro.

Apesar de ser o mesmo solo e ambos os autores terem utilizado o modelo de van Genuchten, as curvas características apresentam algumas diferenças. A curva obtida por Fernandes (2021) utilizando o método de

campo do tensiômetro possui um trecho retilíneo após a saturação residual e maiores valores de saturação máxima e entrada de ar. As curvas apresentam histerese, fenômeno típico das curvas características de solos não saturados quando obtidas por secagem e umedecimento, processos que foram utilizados respectivamente pelo método do papel filtro nesse trabalho e pelo método do tensiômetro por Fernandes (2021).

De acordo com a NBR 11682 (ABNT, 2009) o fator de segurança mínimo para o talude em estudo é 1,43. Apesar de terem sido analisados 7 métodos de análise de estabilidade, o método Janbu Simplificado apresentou o menor fator de segurança em todos os cenários e será utilizado na discussão dos resultados, como referência para as comparações.

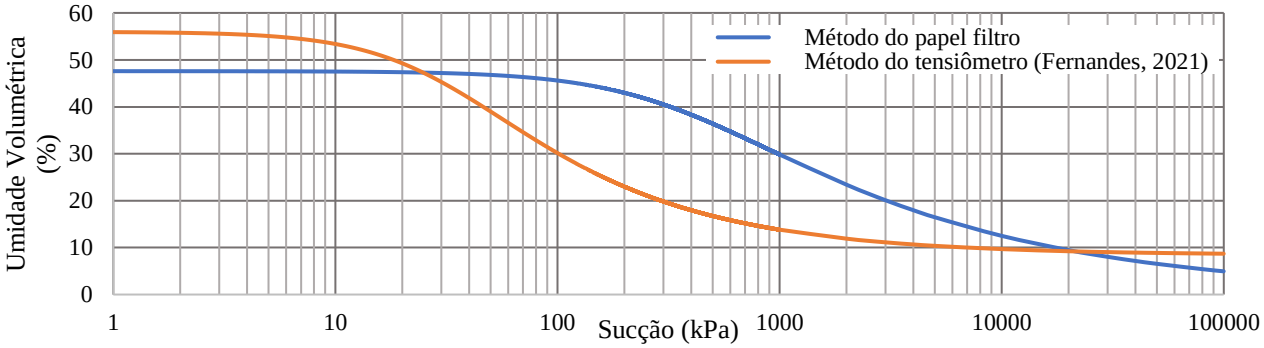


Figura 2. Curva característica do solo para dois métodos diferentes.

No cenário 1, sem influência da sucção, o talude apresentou FS de 2,613. Tal fator de segurança é 83% maior que o FS mínimo para o talude, estando o talude estável para esse cenário. Já no cenário 2, considerando a atuação de 68,27 kPa de sucção (correspondente a umidade natural do solo), o FS do talude aumentou para 4,430, ou seja, 70% maior daquele determinado no cenário 1. A maior segurança na estabilidade do talude se deu pelo aumento da resistência do solo devido a contribuição da sucção.

A Figura 3 apresenta as superfícies críticas de ruptura para os cenários 1 e 2. Ambas as superfícies são circulares e côncavas, com tendência ao movimento rotacional de ruptura. No entanto, no cenário 1, cujo FS é menor, a área transversal da seção de ruptura é inferior à do cenário 2, e o ângulo da tangente na parte final da superfície de ruptura também é menor, indicando um talude de ruptura mais íngreme. Embora o momento instabilizante no cenário 2 seja maior devido ao peso da massa de solo e à distância horizontal até o centro do raio (W.x), a tensão cisalhante mobilizada será superior, tanto pelos maiores comprimentos de arco e raio da seção de ruptura quanto pela contribuição da poropressão negativa, conforme demonstrado na Equação 3.

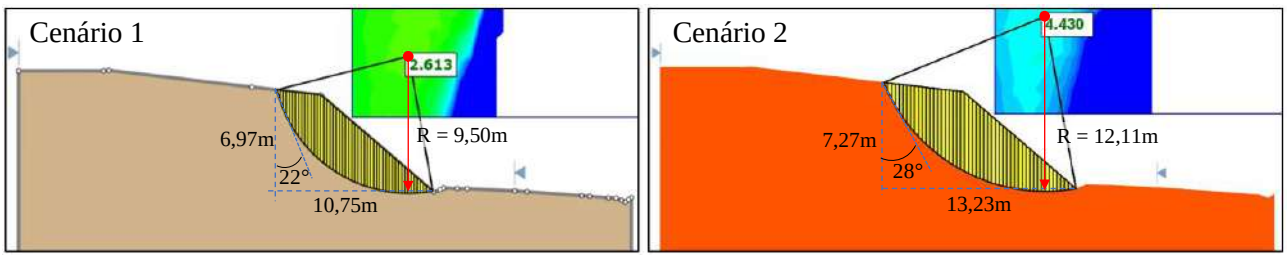


Figura 3. Superfícies críticas de ruptura geradas pelo software Slide 2 (imagem adaptada).

No cenário 3 foi realizado uma análise considerando o regimento transitório com simulação de chuva no segundo dia. O FS diminuiu 13% no final do dia de chuva, enquanto a sucção variou em 25%. Nos dias seguintes, o talude recupera lentamente o seu fator de segurança, sendo que ao final do quarto dia após a chuva o FS do talude recuperou apenas 23% da perda de segurança ocorrida durante o dia de chuva (Figura 4).

Por fim, no cenário 4, os resultados obtidos até o final do quarto dia foram os mesmos do cenário 3. Ao final do quinto dia, no qual foi simulado uma nova chuva, o talude apresentou um novo decréscimo de segurança, enquanto a sucção também teve seu valor diminuído. No dia seguinte, mesmo cessada a chuva, o fator de segurança continuar a cair, alcançando o valor de 2,837, valor esse 34% menor que o inicial. A sucção também diminui, chegando a 9,29 kPa, ou seja, valor próximo da poropressão nula (Figura 4).

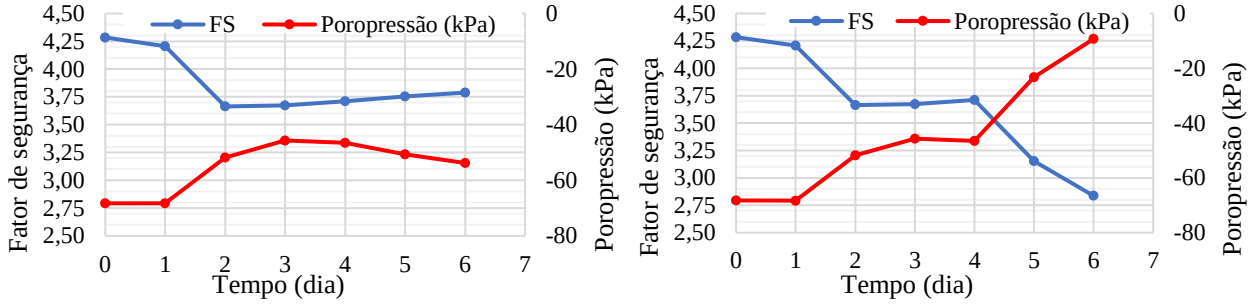


Figura 4. Resultado da análise de estabilidade no cenário 3, à esquerda, e no cenário 4, à direita.

A Figura 5 ilustra a variação do fator de segurança (FS) e da superfície de ruptura ao final de cada dia simulado. As imagens permitem observar o avanço da água pelos poros do maciço e a consequente diminuição da poropressão, resultando em um menor FS. Nos dias de chuva (2 e 5), há uma diminuição mais acentuada do FS devido à redução rápida da poropressão negativa. É importante destacar a diminuição do FS no dia 6, mesmo sem a simulação de chuva, atribuída ao avanço da franja de saturação.

Pode-se supor que o deslizamento do Morro do Bumba, em Niterói (RJ), ocorreu em situação semelhante. O evento aconteceu por volta das 21h do dia 07/04/2010, e durante todo esse dia choveu apenas 7,6 mm. No entanto, de acordo com a estação pluviométrica localizada no Forte de Copacabana (a 14,9 km do Morro do Bumba), choveu 179,4 mm no dia anterior ao desastre (INMET, 2020). A franja de saturação pode ter continuado seu movimento descendente até alcançar a superfície crítica, desmobilizando a tensão cisalhante resistente e acionando o mecanismo de ruptura. Tal hipótese pode ser verificada por meio de retroanálise.

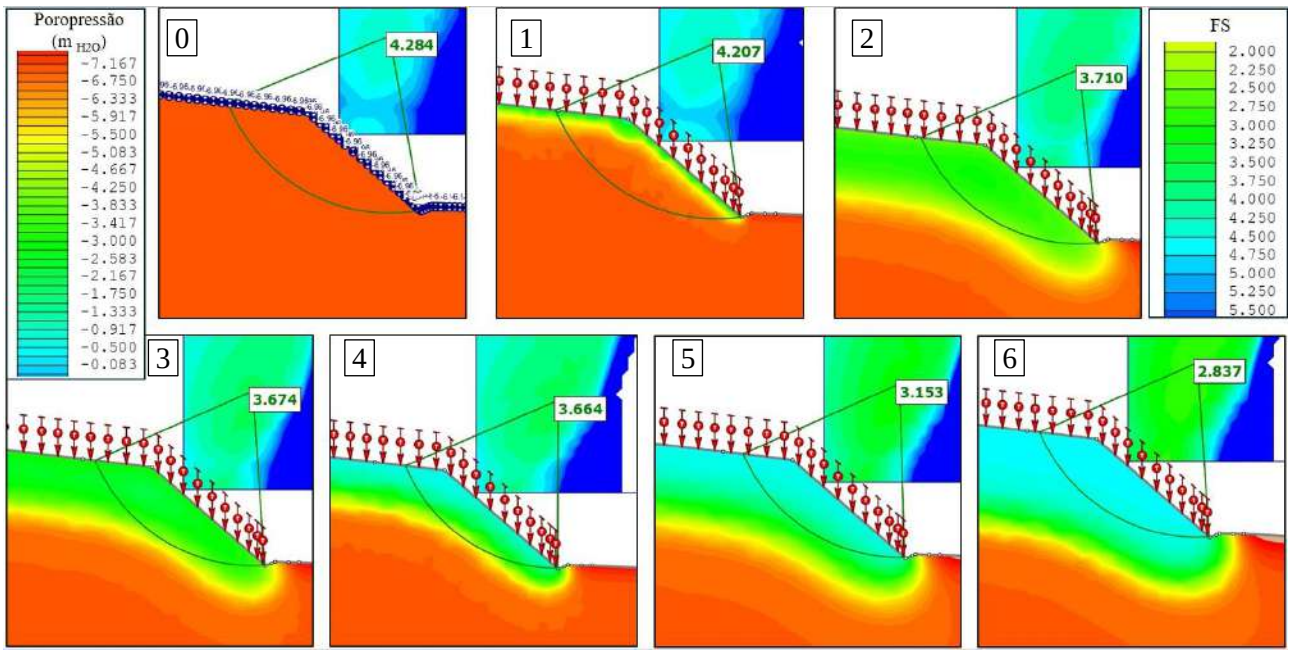


Figura 5. Evolução do FS e poropressão ao longo de 6 dias (Cenário 4)

5 CONCLUSÕES

O talude estudado apresentou estabilidade satisfatória em todos os cenários realizados, nas condições saturado e não saturado, sendo que na presença de sucção o talude apresentou maior fator de segurança. Os resultados demonstraram uma proporcionalidade entre a sucção do solo e o fator de segurança do talude. Na umidade natural do talude, a sucção do solo contribuiu para um aumento de 70% do fator de segurança. A simulação de chuva nas análises de estabilidade indicou que o talude recupera lentamente o seu valor de sucção inicial após um período de chuva intensa, ficando vulnerável em períodos chuvosos.

A curva característica do solo, traçada a partir dos parâmetros hidráulicos do solo não saturado, utilizando o método do papel filtro, exibiu comportamento padrão para solo com granulometria predominante

de silte. As curvas obtidas pelos métodos do papel filtro e do tensiômetro exibem diferentes valores de entrada de ar, cerca de dez vezes maior para o primeiro método. Tal diferença está relacionado com a histerese típica entre as curvas características de adsorção e dessorção, pois enquanto o método do tensiômetro varia a umidade do solo pela adição de água, o ensaio realizado pelo método do papel filtro variou a umidade pela secagem ao ar do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2016). D5298. *Standart Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper*. West Conshohocken, PA, USA. 6p.

Calle, J. A. C (2000) *Análise de ruptura de talude em solo não saturado*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de São Paulo, São Carlos.

Chrystello, A. C. (2017) *Avaliação de curvas de calibração do método do papel filtro tipo Whatman nº 42 utilizadas para estimar a sucção matricial em solos não saturados*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória. 135p.

Fellenius, B. H. (2024) *Basics of Foundation Design*. Eletronic Edition. Disponível em: https://www.fellenius.net. Acesso em 05 de março de 2024.

Fernandes, H. C. L. (2021) *Estudo experimental e numérico para avaliação da estabilidade de talude em solos não saturados.* Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Fredlund, D. G.; Rahardjo, H.; Fredlund, M. D. (2012) *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc, Hoboken, Nova Jersey, USA, 926 p.

Fredlund, D. G.; Xing, A. (1994) Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, v.32, p. 440-448.

INSTITUTO NACIONAL DE METEREOLOGIA – INMET. Banco de Dados Metereológicos. Disponível em: <https://bdmep.inmet.gov.br/#>. Acesso em: 25 de novembro de 2020.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2019). *Suscetibilidade a Deslizamentos no Brasil: Primeira aproximação.* Rio de Janeiro: IBGE. 60p.

Knappett, J. A.; Craig, R. F. (2012) *Craig's Soil Mechanics*, 8nd ed, Spon Press, New York, NY, USA. 552 p.

Kristo, C.; Rahardjo, H.; Satyanaga, A. (2017) Effect of variations in rainfall intensity on slope stability in Singapore. *International Soil and Water Conservation Research*, vol. 5, n. 4. DOI: http://dx.doi.org/10.1016/j.iswcr.2017.07.001.

Lu, N.; Likos, W. J. (2004) *Unsaturated soil mechanics*, John Wiley & Sons, Inc, Hoboken, Nova Jersey, USA, 566 p.

Pan, H.; Qing, Y.; Pei-Young, L. (2010) Direct and Indirect Measurement of Soil Suction in the Laboratory. *The Eletronic Journal of Geotechnical Engineering*, v. 15, bund. A. 14p.

Rahardjo, H.; Satayanaga, A.; Leong, E. C. (2012) Unsaturated Soil Mechanics for Slope Stabilization. *Geotechnical Engeneering Journal*, SEAGS & AGSSEA, Bangjok, v. 43, n. 1, p. 48-58.

Rocscience Inc. (2020) Slide 2 Versão 9.010. *2D Limit Equilibrium Slope Stability analysis*. Disponível em: https://www.rocscience.com.

Seki, K. (2007) SWRC-Fit – a nonlinear fitting program with a water retetion curve for soils having unimodal and bimodal pore structure. *Hydrology and Earth System Sciences*, v. 4, p. 407-437.

van Genuchten, M. T. A. (1980) A closed-form equation for predicting the hidraulic condutivity of unsaturated soil. *Soil Sciense Society of America Journal*, v. 44 (5), p. 892-898.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/747

Estudo de viabilidade de novo medidor de sucção confeccionado com impressão 3D.

Vitor Ferreira Morales de Oliveira
Doutorando, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, vitor_morales@hotmail.com

Marina Bellaver Corte
Professora Assistente, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, marina@puc-rio.br

RESUMO: A curva característica de água no solo é uma ferramenta importante na análise mecânica e hidráulica de solos não saturados, uma vez que expressa a relação entre a quantidade de água e a sucção do solo. O objetivo dessa pesquisa foi, através da curva de retenção, analisar a viabilidade da utilização de uma estrutura porosa, criada com impressão 3D, como medidor de sucção. Com o equipamento utilizado atingiu-se diâmetro mínimo do furo de 0,6 mm. Foram confeccionados nove corpos de prova (CP) cilíndricos, com furos idênticos de 0,6 mm de diâmetro e mesmo espaçamento entre si. Cinco CPs foram impressos com 30 mm de raio e 20 mm de altura, os demais com 20 mm de raio e 10 mm de altura. O método utilizado para a medição da sucção foi o do papel filtro, com período de equalização de 7 dias. Posicionou-se um papel no topo e outro na base do CP para verificar a equalização. Diferentemente do comportamento esperado, observou-se dois trechos lineares (na escala semi-log) conectados por uma descontinuidade. A diferença entre topo e base constatada foi aproximadamente constante para todo o intervalo da curva, com exceção apenas no trecho de descontinuidade, no qual essa diferença foi significativamente maior. Considerou-se que o medidor ainda não é adequado devido à região de descontinuidade, que inviabilizou leituras entre 10 e 1500 kPa. Em relação ao método de confecção, entendeu-se que a impressora possui precisão adequada, tendo sido observado comportamento homogêneo entre os diferentes CPs, mesmo com geometrias distintas. A resolução da impressora utilizada impediu a confecção de CPs com vazios menores para a otimização da curva. No entanto, o comportamento da curva e a precisão do equipamento sugerem que a manufatura aditiva pode ser capaz de contribuir para a mecânica dos solos com a criação de um novo tipo de medidor de sucção, desde que se utilize uma melhor configuração/geometria de vazios para otimizar o comportamento da curva de retenção.

PALAVRAS-CHAVE: Solos não saturados, impressão 3D, medidas de sucção, curva característica de água no solo.

ABSTRACT: The soil water characteristic curve is an important tool in the mechanical and hydraulic analysis of unsaturated soils, as it expresses the relationship between water content and suction. The objective of this research was to analyze, through the retention curve, the feasibility of using a porous structure created with 3D printing as a suction meter. The equipment used achieved a minimum pore diameter of 0.6 mm. Nine cylindrical specimens (CP) were produced, with identical 0.6 mm diameter pores and the same spacing between them. Five CPs were printed with a radius of 30 mm and a height of 20 mm, and the remaining ones with a radius of 20 mm and a height of 10 mm. The suction measurement method used was the filter paper method, with a 7-day equilibration period. Placing a paper at the top and another at the base of the CP allowed verifying the equilibrium. Two linear sections (on a semi-log scale) connected by a discontinuity were observed. The difference between top and base was approximately constant throughout the curve interval, except for the discontinuity section, where this difference was significantly higher. It was considered that the meter is not yet suitable due to the discontinuity region, which made readings between 10 and 1500 kPa unfeasible. Regarding the manufacturing method, it was understood that the printer has adequate precision, with a homogeneous behavior observed among different CPs, even with distinct geometries. The resolution of the printer used prevented the production of CPs with smaller voids to optimize the curve. However, the curve behavior and equipment precision suggest that additive manufacturing may be capable of contributing to soil mechanics with the creation of a new type of suction meter, provided a better void configuration/geometry is used to optimize the retention curve behavior.

KEYWORDS: Unsaturated soils, 3D printing, suction measurements, soil-water characteristic curve.

1 INTRODUÇÃO

A determinação da sucção é fundamental na análise de solos não saturados. Atualmente, há diversos ensaios capazes de realizar essas medições, cada um com suas vantagens e limitações. A sucção pode ser obtida in situ, com tensiômetros ou psicrômetros, por exemplo. Também é possível a determinação da curva característica, em laboratório, com técnicas como o papel filtro e a translação de eixo. No entanto, o foco da presente pesquisa está nos ensaios que medem a sucção utilizando um medidor poroso.

Uma curva de calibração relaciona o teor de umidade gravimétrico (w) com a sucção. Dessa forma, é possível obter a sucção em um solo medindo o teor de umidade de uma estrutura porosa qualquer, desde que a curva de calibração desse medidor seja conhecida. Diversos medidores de sucção, usando essa teoria, já foram desenvolvidos, variando-se tanto a composição do medidor quanto a forma de realizar as leituras do teor de umidade, Fredlund et al. (2012) discutem alguns desses medidores com mais profundidade.

A impressão 3D, ou manufatura aditiva, é uma tecnologia que, apesar de recente, já contribuiu para o avanço do conhecimento em diversas áreas. Mahabadi et al. (2018) utilizaram uma impressora 3D para reproduzir uma areia e comparam a curva de retenção de ambas as amostras. Devido às limitações do equipamento, não foi possível realizar a impressão em escala real, tendo sido calculada uma curva equivalente. Apesar da curva impressa ser razoavelmente próxima da esperada, a presença de trechos muito verticalizados e horizontalizados inviabilizam o uso dessa estrutura como medidor.

No entanto, pesquisas mais recentes na área da geotecnia, já reportam o uso impressoras mais avançadas e capazes de criar estruturas menores, o que possivelmente permite a confecção de amostras com curva de retenção mais próxima do desejado. Li et al. (2021) e Gora et al. (2020), por exemplo, utilizaram equipamentos com resolução inferior a 1 micrômetro, enquanto Mahabadi et al. (2018) foram limitados a camadas de 50 µm.

Assim, acredita-se que a manufatura aditiva possa ser capaz de confeccionar estruturas porosas e, eventualmente, permitir o desenvolvimento de equipamentos com maior acurácia e menor custo. Por isso, o objetivo desse trabalho é confeccionar uma estrutura porosa com uma impressora 3D e avaliar a viabilidade da utilização dessa estrutura como um medidor.

2 METODOLOGIA

O modelo digital usado como base na confecção das amostras consiste em um cilindro com uma malha de furos equidistantes e com mesmo diâmetro, conforme Figura 1. A impressora utilizada foi uma Halot One e o material uma resina fotossensível. O diâmetro mínimo dos furos transpassantes que se obteve, com esse equipamento, foi de 0,6 mm. Nove corpos de prova foram impressos, os cinco primeiros cilindros (Tipo A) possuem 30 mm de raio e 20 mm de altura e os restantes (Tipo B) com 20 mm de raio de 10 mm de altura. As malhas de furos de todas as amostras foram idênticas, com furos de 0,6 mm de diâmetro e distância de 1,2 mm entre os centros.

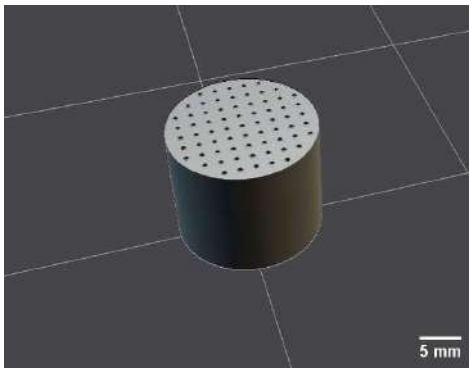


Figura 1. Exemplo de modelo digital.

Após a impressão, as amostras passaram por um processo de lavagem em álcool isopropílico, para a remoção de material indesejado dos furos, e um de cura, para a melhora das propriedades mecânicas. Antes

da medição da sucção, os corpos de prova passaram por uma etapa de secagem, para a determinação do peso seco. Segundo o fabricante, 3DLab (2021), o material atinge a temperatura de transição vítrea a 62° C. Por isso, para garantir a integridade da estrutura, a secagem foi feita mantendo-se as amostras na estufa a 49° C, por no mínimo 4 dias, intervalo no qual se observou a constância de massa.

O ensaio utilizado para a determinação da curva de retenção foi o do papel filtro. Seguiu-se a metodologia descrita por Marinho (1994), referente a sucção mátrica. No caso dessa sucção, é possível encontrar na literatura diferentes sugestões do tempo mínimo necessário para a equalização. Para Al-khafaf (1972) após dois dias a equalização está essencialmente concluída, Chandler & Gutierrez (1986) adotaram cinco dias, enquanto McQueen & Miller (1968) optaram por sete dias.

De maneira geral, é possível afirmar que, para a medição de sucção com contato, há consenso de que sete dias é suficiente. Todavia, como se utilizou uma amostra não convencional, foram adotados sete dias, mas optou-se por colocar papel filtro no topo e na base dos CPs para verificar a equalização. Durante o ensaio o teor de umidade desejado foi obtido secando a amostra ao ar ou saturando por capilaridade. A sucção foi calculada com a curva de calibração proposta por Chandler et al. (1992).

3 RESULTADO E DISCUSSÕES

A Figura 2 apresenta uma imagem obtida com microscópio óptico de uma amostra. Inicialmente é possível observar que, apesar da presença de algumas impurezas nos furos, a imagem comprova que os furos são transpassantes e, aparentemente, a amostra é condizente com o modelo digital. Ao analisar a imagem, constatou-se que o raio médio dos furos foi de 0,306 mm, isso significa que os furos da estrutura impressa possuem, em média, área 4,04% superior ao modelo digital.

O coeficiente de variação dos diâmetros foi 1,7%, indicando baixa dispersão dos dados. Entende-se que a metodologia adotada forneceu acurácia e precisão adequadas para o prosseguimento da pesquisa, mas, para o desenvolvimento de um medidor, é interessante que a metodologia seja aprimorada.

Figura 2. Imagem de uma amostra obtida com microscópio óptico.

O resultado do ensaio de papel filtro está apresentado na Figura 3. É possível notar que para leituras inferiores a 10 kPa e superiores a 1000 kPa a curva tem uma tendência linear. Na parte central da curva, por outro lado, há um trecho de descontinuidade, que une as regiões lineares, e grande dispersão das leituras. Nessa região de descontinuidade também foram observadas as maiores diferenças entre a sucção no topo e na base dos CPs.

É importante destacar que o comportamento observado na Figura 3 é diferente do comportamento esperado. Acreditava-se que, como todos os furos possuem o mesmo diâmetro, a curva de retenção seria uma reta. O menor diâmetro que se conseguiu imprimir, 0,6 mm, foi superior ao desejado e por isso, se optou por uma malha com todos os furos idênticos. Caso a amostra possuísse também furos maiores é esperado que o trecho inicial se torne mais curvo, menos inclinado e que seja possível a leitura de sucções menores.

Esse segundo trecho obtido para valores mais elevados de sucção, que não havia sido previsto, sugere que, durante a impressão e/ou o pós-processamento, houve a formação de vazios, interconectados, com

diâmetro significativamente menor. Adicionalmente, como essa região apresentou uma tendência linear, provavelmente há pouca variação no diâmetro desses vazios.

Existem diferentes possíveis causas para a formação desses vazios não intencionais. Em primeiro lugar, sabe-se que a técnica de impressão utilizada pode resultar na formação de vazios entre as camadas. Além disso, durante teste preliminares, se observou que tanto a permanência excessiva do corpo de prova no álcool isopropílico quanto a secagem na estufa com cura insuficiente são capazes de gerar fissuras visíveis a olho nu. Por isso, é possível que o tempo de lavagem e/ou cura adotados tenham resultado na formação de microfissuras, imperceptíveis visualmente. No entanto, a causa e geometria desses vazios não foi estudada com mais profundidade porque julgou-se que esse não é o foco principal da pesquisa.

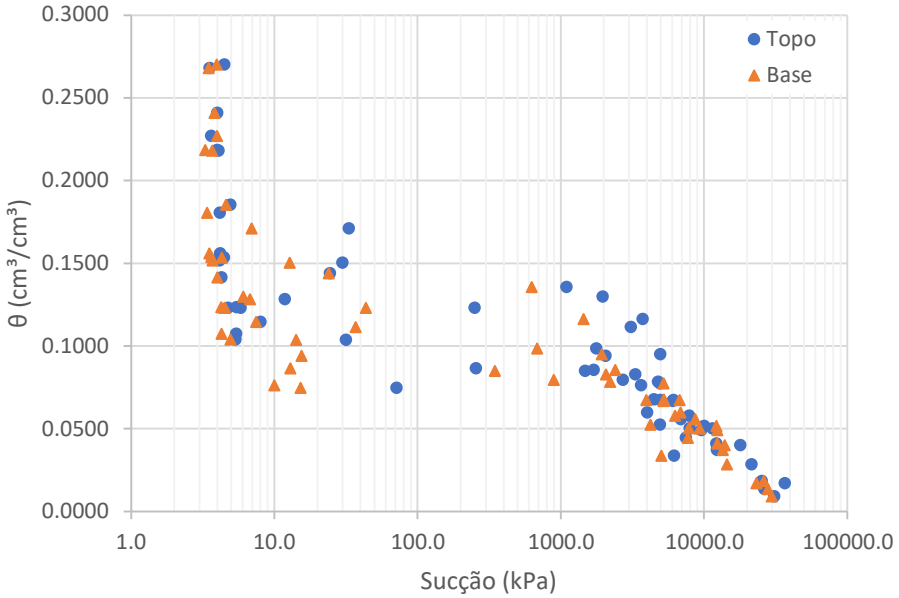


Figura 3. Curva de retenção, diferenciando leituras de topo e base.

Hasiuk (2019) observou que, devido ao processo de impressão, a escala com a qual se imprime um determinado modelo é capaz de afetar as propriedades macroscópicas da amostra. Por esse motivo, utilizou-se duas geometrias para analisar o efeito da escala. No entanto, observou-se comportamento similar em ambos os casos, conforme exibido na Figura 4, que apresenta apenas as leituras de topo, diferenciando as amostras maiores (Tipo A) das menores (Tipo B).

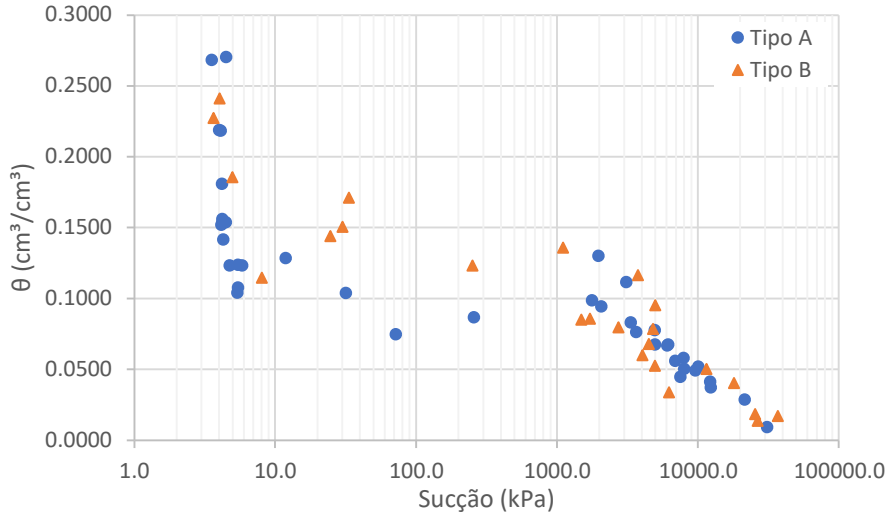


Figura 4. Curva de retenção, apenas leituras de topo, diferenciando as duas geometrias.

Outra questão de interesse dessa pesquisa é analisar a histerese do material utilizado. Ao se referirem aos medidores de sucção que realizam a leitura da condutividade térmica, Lu & Likos (2004) apontam que a histerese é uma das principais desvantagens desses medidores. Para estudar a histerese, as leituras de topo foram diferenciadas em trajetórias de umedecimento e secagem e expostas na Figura 5. Todavia, não se constatou histerese significativa.

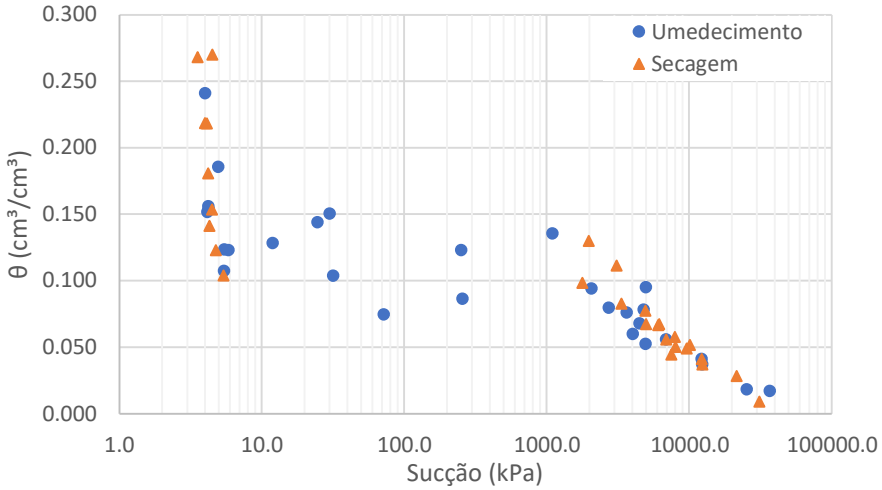


Figura 5. Curva de retenção, apenas leituras de topo, diferenciando as trajetórias.

Para a elaboração de uma curva de calibração, julgou-se mais adequado descartar os pontos que apresentaram diferença de sucção entre topo e base excessiva. Utilizou-se os métodos score z, score z modificado e boxplot para identificar esses outliers, resultando no descarte de oito pares de leituras, majoritariamente localizados na região de descontinuidade.

Considerou-se que, como a curva de retenção da amostra impressa não apresenta comportamento semelhante ao comportamento típico de solos naturais, modelos clássicos, como Brooks & Corey (1964), ou modelos de porosidade dupla, por exemplo Durner (1994), não seriam adequados para representar os dados obtidos. Optou-se por um modelo bilinear, análogo ao do papel filtro, porém adicionando-se uma descontinuidade, para obter a curva de calibração mais adequada.

Em ambos os trechos a sucção (ψ) é descrita como uma função exponencial do teor de umidade gravimétrico ($\psi = 10^{b+a}$), sendo b e a constantes. No primeiro trecho considerou-se apenas as leituras com sucção inferiores a 10 kPa, no segundo apenas valores superiores a 200 kPa e as demais leituras não foram consideradas na elaboração da curva de calibração. Os parâmetros mais adequados estão apresentados na Equação 1.

Para $w > 9\%$ $\quad \psi = 10^{4,6177- \ ,15045w}$
Para $w < 9\%$ $\quad \psi = 10^{0,8485-0,01252w}$ (1)

O coeficiente angular dos trechos é fundamental para permitir a realização de medições. É possível constatar que em ambos os trechos a constante a é próxima de valores clássicos presentes na literatura, referente a curva de calibração do papel filtro. Por exemplo, o valor obtido, para teores de umidade mais elevados, de -0,150 é próximo ao proposto por Leong et al. (2002), de -0,191. Já para umidades menores, o valor obtido de -0,0125 é próximo de -0,0135, valor recomendado pela ASTM D 5298-16 (2016).

No entanto, é válido destacar que a amostra impressa apresenta uma amplitude de teor de umidade significativamente menor que o papel filtro. Consequentemente, apesar dos coeficientes angulares serem próximos, o intervalo de leitura de sucção no medidor é consideravelmente limitado, quando comparado com o papel filtro.

Um segundo fator determinante na viabilização do medidor é a diferença entre os valores obtidos com a curva de calibração proposta e os valores medidos no ensaio. O erro relativo foi calculado dividindo-se o módulo da diferença entre o valor obtido e o medido pela média desses valores. O erro relativo médio global foi de 39,5%, no entanto, limitando-se os intervalos foi possível diminuir esse erro. Para sucções inferiores a 10 kPa, o erro foi de 13,7% e para sucções superiores a 1500 kPa de 27,5%.

Por fim, é apresentado na Figura 6 o modelo proposto reescrito na forma de uma curva de retenção. Fica evidente, conforme já discutido, que a estrutura impressa possui comportamento satisfatório para valores de sucção extremos, mas a descontinuidade limita, significativamente, o intervalo de medição. Como os furos foram criados com o menor diâmetro possível, não foi possível otimizar a malha para a obtenção de uma curva com comportamento mais próximo do desejado.

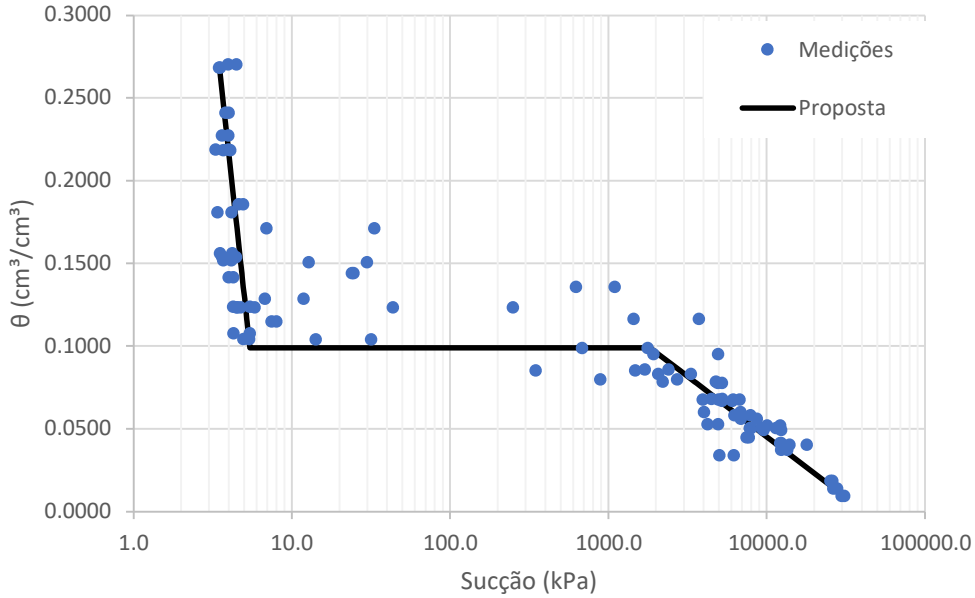


Figura 6. Comparação da curva proposta com os dados medidos.

Apesar de não se ter atingido a curva desejada, devido ao equipamento utilizado, é possível estimar o diâmetro necessário para a obtenção de uma curva adequada. A pressão capilar (P_c) pode ser calculada em função da tensão superficial (T_s), ângulo de contato (α) e raio do tubo (r), conforme apresentado na Equação 2. Não havendo mudança no material usado na confecção das amostras ou nas condições de ensaio, a tensão superficial e o ângulo de contato são constantes.

$$P_c = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} \tag{2}$$

Assim, considerando que com o diâmetro de 0,6 mm foi possível realizar leituras até 10 kPa, para a obtenção de um medidor capaz de realizar leituras até 100 kPa, limite de um tensiômetro convencional, por exemplo, é possível concluir que seria necessária uma amostra com furos de 0,06 mm. Outra possibilidade é a mudança no ângulo de contato do material utilizado. Não se dispõem de informação sobre o ângulo do material utilizado, contudo é evidente que caso se utilize materiais com α menor é possível aumentar P_c. Como esse é apenas um estudo de viabilidade, não se realizou os ensaios com outra resina. No entanto, a utilização de um material com características mais adequadas aparenta ser um caminho promissor para contornar, parcialmente (até cos $\alpha = 1$), as limitações da impressora.

4 CONCLUSÃO

Nesse artigo estudou-se a viabilidade da utilização da impressão 3D para confeccionar medidores de sucção. Em relação a metodologia adotada, os resultados da analisem de imagem, controle do peso das amostras e dispersão das leituras de sucção sugerem que se obteve uma precisão adequada, não havendo diferenças significativas entre os corpos de prova.

No entanto, ainda há questões na metodologia de confecção das amostras que podem ser aprimoradas, como técnica de limpeza mais eficaz, para minimizar a presença de impurezas nos furos, e utilização de material que suporte temperaturas mais elevadas, para facilitar a determinação do peso seco. Além disso, aparentemente, houve o desenvolvimento de microfissuras durante a impressão e/ou pós processamento.

A curva de calibração obtida possui inclinação adequada, quando comparada com valores da literatura. Todavia, devido à menor variação do teor de umidade, os intervalos de leitura de sucção no medidor desenvolvido foram limitados. A diferença entre os valores obtidos com a equação proposta e os valores medidos é superior ao desejado, contudo, como se trata de um medidor preliminar e se espera que seja possível minimizar esse erro, considera-se que o erro obtido foi satisfatório.

Por fim, o principal obstáculo para a utilização do medidor foi a região de descontinuidade, que limitou significativamente o intervalo de leitura. Acredita-se que otimizando a malha de furos do corpo de prova seja possível minimizar esse trecho e obter uma curva de calibração mais adequada. No entanto, a impressora empregada nessa pesquisa não permitiu essa otimização. Além da diminuição do diâmetro dos furos, outra alternativa para a obtenção de uma curva mais adequada é a substituição da resina utilizada na impressão por um outro material com ângulo de atrito menor

Assim, conclui-se, nesse estudo de viabilidade, que o medidor obtido não é adequado para o desenvolvimento de um ensaio de sucção. Por outro lado, considera-se que a impressão 3D é uma técnica promissora para a confecção de medidores de impressão 3D, uma vez que apresentou boa precisão e há disponível comercialmente impressoras com resolução melhores do que a utilizada. Todavia, para a criação desse medidor ainda é necessário estudar o efeito da geometria/dimensão dos furos na curva de retenção, otimizar malha de furos, analisar os diferentes materiais disponíveis na impressão 3D, observar quais propriedades físico-químicas desses materiais são relevantes e determinar o material ideal.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPQ) e da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro (FAPERJ).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

3DLab. (2021). Ficha técnica resina standard 3D Lab. Disponível em: https://imagens.3dlab.com.br/wp-content/uploads/2021/11/Data-Sheet-Resina-3D-Satandard-Clear-2-1.pdf. Acesso em: 20 mai. de 2023.

Al-Khafaf, S., (1972). Evaluation of the Filter Paper Method for Estimating Soil Water Potential. Master Degree Thesis. Department of Soil Science and Biometeorology. *Utah State University*. Logan, Utah.

ASTM 5298 (2016). Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. *ASTM International*, West Conshohoken, PA. https://doi.org/10.1520/D5298-16

Brooks, R.H. & Corey, A.T. (1964). Hydraulic properties of porous media. *Hydrology Paper*, Vol. 3, Colorado State University, Fort Collins.

Chandler, R. J., Gutierrez, C. I. (1986). The filter-paper method of suction measurement. *Géotechnique*, 36(2), 265–268. https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.2.265

Durner, W. (1994). Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. *Water Resources Research*. Vol. 30, Nº2, 211–233.

Fredlund, D. G., Rahardjo, H., Fredlund, M. D. (2012). Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. *John Wiley & Sons*. https://doi.org/10.1002/9781118280492

Goral, J., & Deo, M. (2020). Nanofabrication of synthetic nanoporous geomaterials: from nanoscale-resolution 3D imaging to nano-3D-printed digital (shale) rock. *Scientific Reports*, 10(1). https://doi.org/10.1038/s41598-020-78467-z

Leong, E. C., He, L., Rahardjo, H. (2002). Factors Affecting the Filter Paper Method for Total and Matric Suction Measurements. *Geotechnical Testing Journal*, 25(3), 8198. https://doi.org/10.1520/GTJ11094J

Li, A., Zhang, S., Xu, C., Zhao, X., Zhang, X. (2021). 3D Printing of True Pore-Scale Berea Sandstone and Digital Rock Verification. *SPE Journal*, 26(6), 3719–3724. https://doi.org/10.2118/205383-PA

Lu, N. Likos, W.J. (2004). Unsaturated Soil Mechanics. *John Wiley & Sons*, Inc., Hoboken.

Mahabadi, N., BeGell, D., Zheng, X., Paassen, L. van, Jang, J. (2018). The Soil Water Characteristic Curve for 3D Printed Soil Samples. *PanAm Unsaturated Soils 2017*, 68–76. https://doi.org/10.1061/9780784481684.008

Marinho, F. A. M. (1994). Shrinkage Behavior of Some Plastic Soils. PhD. Thesis, *Imperial College*, University of London.

McQueen, I. S., Miller, R. F. (1968). Calibration and Evaluation of a Wide-Range Gravimetric Method for Measuring Moisture Stress. *Soil Science*, 106(3), 225–231. https://doi.org/10.1097/00010694-196809000-00012

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/748

Estudo Numérico da Influência do Rebaixamento do Nível D'água Subjacente no Comportamento Hidromecânico Não Saturado de um Aterro

José Eduardo Prates Fernandes da Silva
Mestrando, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista (UNESP), Bauru, Brasil, jose.prates@unesp.br

Roger Augusto Rodrigues
Professor, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista (UNESP), Bauru, Brasil, roger.rodrigues@unesp.br

Michael Andrade Maedo
Professor, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia (UFU), Uberlândia, Brasil, michael.maedo@ufu.br

RESUMO: As deformações nos solos não saturados estão relacionadas com seu comportamento hidromecânico (HM), governado por variáveis de tensões representativas, das quais destaca-se a sucção. É avaliado no presente trabalho, por meio de experimentos numéricos, o comportamento das deformações volumétricas desenvolvidas em um talude de aterro de uma rodovia e os recalques na superfície em resposta à alteração do estado de tensões condicionada pelo rebaixamento do nível d'água realizado para possibilitar o tratamento do solo para a implantação de um bueiro metálico por método não destrutivo. O aterro apresenta-se com uma porção superior de solo não saturado, e outra, subjacente, saturada. As análises numéricas foram conduzidos de forma totalmente acoplada, por meio do programa CODE_BRIGHT. Para a simulação do comportamento mecânico do aterro, o Modelo Básico de Barcelona (BBM) foi utilizado. Como subsídio à análise HM, as variáveis grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento e deformação vertical foram selecionadas. Também foram avaliadas as influências dos parâmetros constitutivos tensão de cedência p_0^* e de compressão elastoplástico do solo saturado $\lambda(0)$ do modelo mecânico em relação ao comportamento da variação volumétrica do solo através de análises paramétricas. Os resultados indicaram influências dos parâmetros p_0^* e $\lambda(0)$ nos recalques.

PALAVRAS-CHAVE: Rodovia, solos não saturados, deformação, BBM, rebaixamento, recalque.

ABSTRACT: The deformations in unsaturated soils are related to their hydromechanical (HM) behavior, governed by representative stress variables, of which suction stands out. In the present study, the behavior of volumetric deformations developed in an embankment slope of a highway and the settlements on the surface in response to the change in stress state conditioned by the lowering of the water level, carried out to enable soil treatment for the installation of a metal culvert by non-destructive method, is evaluated through numerical experiments. The embankment presents an upper portion of unsaturated soil and another, underlying, saturated portion. The numerical analyses were conducted in a fully coupled manner, using the CODE_BRIGHT program. For the simulation of the mechanical behavior of the embankment, the Basic Barcelona Model (BBM) was used. As support for the HM analysis, the variables degree of saturation, liquid pressure, displacement, and vertical deformation were selected. The influences of the constitutive parameters yield stress p_0^* and elastoplastic compression of the saturated soil $\lambda(0)$ of the mechanical model regarding the behavior of volumetric variation of the soil were also evaluated through parametric analyses. The results indicated influences of the parameters p_0^* and $\lambda(0)$ on the settlements.

KEYWORDS: Highway, unsaturated soils, deformation, BBM (Barcelona Basic Model), lowering, settlement.

1 INTRODUÇÃO

As deformações desenvolvidas nos solos consistem em um dos aspectos mais importantes na área de projetos geotécnicos. A manifestação das deformações está relacionada à ocorrência de variações no estado de tensões dos solos. Carregamentos atuantes que promovem uma tensão mecânica, induzem intrinsecamente a interação hidro-mecânica (HM) entre o fluxo de água subterrânea e o esqueleto sólido, promovendo alterações nas pressões intersticiais e induzindo variações volumétricas do meio poroso (Kim, 2000).

O conhecimento da magnitude das deformações é de grande importância para a prevenção de situações indesejadas e tomadas de decisões quanto a definições de concepções e metodologias construtivas em projetos de engenharia, visando a segurança e vida útil das obras e dos empreendimentos.

O comportamento HM dos solos pode ser influenciado por uma variedade de parâmetros intrínsecos, que por sua vez, estão sujeitos a diversos fatores, a incluir o histórico geológico, características e composições granulométricas, condições climáticas do meio dentre outros. Nos solos não saturados, as variáveis representativas do estado de tensões influenciam o seu comportamento HM, comandando a intensidade das deformações (Rodrigues, 2007). Diverso autores destacam a importância da variável sucção matricial frente a sua significativa influência no comportamento mecânico dos solos não saturados (Josa et al., 1987; Showkat & Sivakumar Babu, 2023). Saab (2016) realizou monitoramentos em campo da sucção no solo de Bauru – SP e confrontou os resultados obtidos com dados de pluviometria monitorados pelo Instituto de Pesquisas Meteorológicas da UNESP – Bauru (IPMet), verificando a ocorrência de perfis elevados de sucção na superfície do terreno em períodos de estiagem e valores reduzidos durante períodos de precipitações, evidênciando a estreita relação da sucção matricial com a quantidade de água presente no solo. Dessa forma, a curva de retenção do solo apresenta-se como um importante instrumento que permite relacionar o valor da sucção matricial com a quantidade de água presente no solo (Fredlund & Rahardjo, 1993; Vilar, 2004). Diante do contexto, é de suma importância a consideração das particularidades do comportamento dos solos não saturados na previsão de defomações e recalques (Ali et al., 2021; Rodrigues et al., 2021; Wu et al., 2024).

Os avanços na tecnologia da computação tornaram altamente viáveis a utilização de programas de simulações numéricas para representar e reproduzir o comportamento físico de problemas de engenharia de forma bastante precisa e eficiente. Os programas baseados em Métodos de Elementos Finitos (MEF) e Métodos de Diferenças Finitas são amplamente difundidos para simular o comportamento termo-hidro-mecânico (THM) de obras geotécnicas.

Este trabalho avalia por meio de simulações numéricas o recalque desenvolvido no topo do aterro de uma rodovia em reaposta ao efeito do rebaixamento do nível d'água realizado pela aplicação de uma pressão a vácuo em drenos instalados em sua estrutura. Também foram avaliadas as influências dos parâmetros constitutivos p_0^* e $\lambda(0)$ do modelo mecânico em relação ao comportamento da variação volumétrica do solo através de análises paramétricas. A tensão de cedência do solo (p_0^*) é equivalente à tensão de pré-adensamento e corresponde à pressão máxima que o solo experimentou em algum momento de sua história geológica. O parâmetro de compressão elastoplástico do solo saturado $\lambda(0)$ corresponde ao valor da inclinação da reta virgem de compressão do solo, sendo, obtido no plano ln*p*-e.

2 ESTRUTURA MATEMÁTICA

A estrutura matemática do trabalho foi fundamentada nas equações governantes apresentadas por Olivella et al. (1994), categorizadas em equações de balanço, equações constitutivas, restrições de equilíbrio, e condições iniciais e de contorno.

Para descrever as equações de balanço, as seguintes notações são utilizadas: sobrescritos w e a referem-se a água e ar, respectivamente, enquanto os subscritos: s, l e g referem-se às fases sólida, liquida e gasosa, respectivamente.

O balanço de massa de água é dado pela Equação (1), na qual o primeiro termo é a variação temporal da massa de sólidos, o segundo termo é o divergente do fluxo e f^w corresponde à massa de água fornecida ou consumida pelo meio. Assim,

$$\frac{\partial\left(\omega_l{}^w \rho_l S_l \phi + \omega_g{}^w \rho_g S_g \phi\right)}{\partial t} + \nabla.\left(\boldsymbol{j}_l{}^w + \boldsymbol{j}_g{}^w\right) = f^w \quad (1)$$

sendo ϕ a porosidade, ω_α^i é a fração mássica da espécie i na fase α, ρ_α a densidade da fase α, S_α é o grau de saturação da fase α, t é o tempo e $\boldsymbol{j}_\alpha^i$ é o fluxo da espécie i na fase α.

O balanço de massa de sólidos é descrito pela Equação (2) a seguir:

$$\frac{\partial\left(\theta_s\left(1-\phi\right)\right)}{\partial t} + \nabla.\left(\boldsymbol{j}_s\right) = 0 \quad (2)$$

onde θ_s é a massa volumétrica do sólido. O balanço de momento linear é caracterizado pela Equação (3), na qual são desprezados os termos inerciais.

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = 0 \quad (3)$$

com $\nabla \cdot (\cdot)$ sendo o divergente de $(\cdot)$, $\boldsymbol{\sigma}$ o tensor de tensão de Cauchy e $\mathbf{b}$ é o vetor de forças do corpo.

Neste trabalho, a pressão do gás e a temperatura do meio foram mantidas constantes (isto é, $P_g = 0{,}1$MPa e $T = 20$ºC), dessa forma a equação de balanço de massa de ar e a equação de balanço de energia interna (de calor) foram desprezadas.

A lei de Darcy, descrita pela Equação (4), permite relacionar o fluxo advectivo, $\boldsymbol{q_l}$, para a fase líquida com gradientes de pressão, onde $\mathbf{k}$ é o tensor de permeabilidade intrínseca; k_r é a permeabilidade relativa; μ é a viscosidade dinâmica; P é a pressão; e $\mathbf{g}$ é um vetor das forças gravitacionais.

$$\boldsymbol{q_l} = -k\frac{k_{rl}}{\mu_l}(\nabla P_l - \rho_l g) \quad (4)$$

A Curva de retenção estabelece a relação entre a quantidade de água presente no solo (grau de saturação) e a sucção s $(P_g - P_l)$. Neste trabalho foi utilizado o modelo de Van Genuchten (1980), descrito pela Equação (5), S_{rl} e S_{ls} são, respectivamente, os graus de saturação residual e máximo, $P = P_0(\sigma/\sigma_0)$ está associado a pressão de entrada de ar, a qual corresponde à medida de pressão capilar necessária para início do estado de não saturação, σ é a tensão superficial a uma temperatura T, σ_0 é a tensão superficial à temperatura de P_0 (adotado 0,072 N/m para temperatura igual a 20 °C), e λ é a função de forma da curva de retenção de água no solo.

$$S_e = -\frac{S_l - S_{rl}}{S_{ls} - S_{rl}} = \left(1 + \left(\frac{P_g - P_l}{P}\right)^{\frac{1}{1-\xi}}\right)^{-\xi} \quad (5)$$

A permeabilidade relativa da fase líquida é descrita pela Equação (6), onde k_{rl} é a permeabilidade relativa da fase líquida, S_e é o grau de saturação e ξ é a função de forma da curva de retenção de água no solo.

$$k_{rl} = \sqrt{S_e}\left(1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{\xi}}\right)^{\xi}\right)^2 \quad (6)$$

A densidade ou massa volumétrica da fase liquida foi determinada pela Equação (7) , onde, ρ_{l0} é a massa volumétrica de fase líquida de referência (1002,6 kg.m-3); β é a compressibilidade da água (4,5×10-4 MPa-1); P_{l0} é a pressão de referência (0,1 MPa); α é o coeficiente de expansão térmica para a água (-3,4×10-4 °C-1); γ é a variação da solução (aplicável para ambientes salinos).

$$\rho_l = \rho_{l0}\exp\left[\beta\left(P_l - P_{l0}\right) + \alpha T + \gamma\omega_l^h\right] \quad (7)$$

A relação tensão-deformação do problema foi estabelecida utilizando-se o modelo mecânico elastoplástico BBM. O equacionamento do modelo pode ser verificado em Alonso et al (1990).

2 MATRIAIS E MÉTODOS

O aterro estudado integra o corpo estradal de uma rodovia localizada no interior do Estado de São Paulo, no município de Marília que dista cerca de 110 km da cidade de Bauru, onde localiza-se a Faculdade de Engenharia de Bauru da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" (FEB/UNESP). Os munícípios estão insetidos no mesmo contexto geológico, sobre a denominada Formação Marília (K2m), pertencente à unidade litológica Grupo Bauru (Mapa Geológico do Estado de São Paulo - CPRM, 2006).

Como subsídio à composição do modelo numérico, foram utilizados os seguintes dados disponíveis do aterro: Levantamento planialtimétrico cadastral, ensaios *in situ* e de laboratório que contemplam quatro perfis de sondagens à percussão do tipo SPT (SP-01, SP-02, SP-03 e SP-04), análise granulométrica, massa específica dos sólidos, umidade, índices de consistência. Os elementos permitiram a definição do perfil geológico-geotécnico apresentado na Figura 1. Na Tabela 1 são apresentadas as frações granulométricas e os índices de consistência do material do aterro. A Tabela 2 contém os índices físicos obtidos dos ensaios.

Os ensaios apontam uma camada de aterro de areia fina-média silto-argilosa marrom avermelhada escura fofa (N-SPT≤4 golpes) da ordem de 11,0 m espessura, com presença do nível freático à profundidade média de 7,8 m. Sob a camada de aterro foi verificada porção de solo de alteração de rocha composta de areia fina-média argilosa marrom avermelhada escura compacta (19≤N-SPT≤40) a muito compacta (N-SPT ≥40) com espessura de 1,0 a 4,5 m. Abaixo do solo de alteração verificou-se a presença da rocha matriz de arenito.

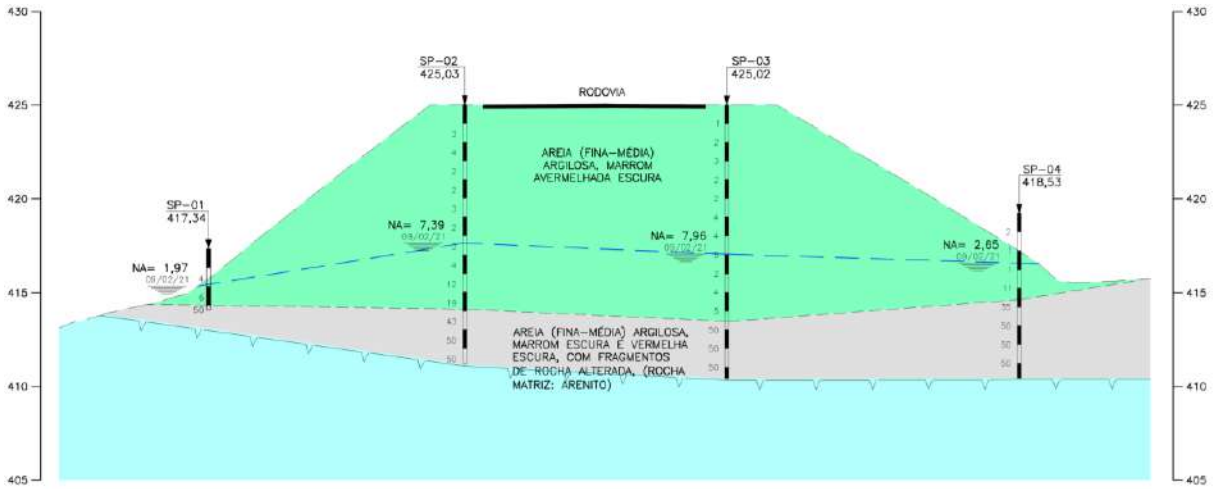


Figura 1 – Perfil geológico-geotécnico representativo do modelo

Tabela 1 – Porcentagem granulométrica e limites de consistência do aterro

Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
9	12	79	25	18	7

Tabela 2– Índices físicos do material do aterro

ρ_s (g/cm^3)	ρ (g/cm^3)	ρ_d (g/cm^3)	e	w (%)	S_{rl} (%)
2,700	1,66	1,50	0,80	10,89	29,4

Ao material do aterro (Solo1) foram atribuídas propriedades elastoplásticas e utilizado o modelo constitutivo BBM para a previsão do comportamento mecânico. Os parâmetros mecânicos e hidráulicos foram

determinados com base em ensaios de compressão triaxial, compressão edométrica, retenção de água e permeabilidade, conduzidos no Laboratório de Mecânica dos Solos da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista (FE/Unesp) com amostras do solo de Bauru (Fernandes, 2016; Saab, 2016), o qual apresenta características físicas e propriedades mecânicas similares ao aterro estudado. Os ensaios de compressão triaxial e de compressão edométrica saturados foram realizados por contrapressão e saturação por capilaridade, respectivamente, enquanto os ensaios não saturados foram realizados por meio da técnica de translação de eixo para imposição e controle de sucção. Às camadas subjacentes (Solo 2 e Solo 3) foram atribuídas propriedades elásticas e o modelo elástico linear foi empregado. Os valores dos módulos de elasticidade (E) e dos coeficientes de Poisson (ν) foram estabelecidos com base nos resultados das medidas N-SPT das sondagens disponíveis através de correlações propostas por Schnaid e Odebrecht (2014) e Teixeira e Godoy (1996). Admitiu-se o sistema em condição isotérmica e submetido à pressão atmosférica (T = 20°C e P_g = 0,10 MPa). Nas Tabelas 3, 4, 5 e 6 são apresentados os valores dos parâmetros mecânicos e hidráulicos atribuídos aos materiais do modelo.

Tabela 3 – Parâmetros do modelo BBM – Solo 1

Parâmetro		Unidade	Valor	Parâmetro		Unidade	Valor
*	κ	-	0,015	**	K	-	0,2
*	κ_s	-	0,002	**	p_{S0}	MPa	0,1
*	$K_{mín}$	MPa	4,0	**	p_c	MPa	0,14E-2
*	ν	-	0,3	**	M	-	1,38
**	$\lambda(0)$	-	0,15	**	α	-	0,99
**	r	-	0,68	**	e_0	-	0,8
**	β	MPa-1	20,0	**	p_0*	MPa	0,025

*Componente elástica; ** Componente plástica

Tabela 4 – Parâmetros do modelo Linear Elástico – Solo 2 e Solo 3

Parâmetro	Unidade	Valor (Solo 2)	Valor (Solo 3)
E	MPa	100	140
ν	-	0,3	0,3

Tabela 5 – Parâmetros da curva de retenção de água e da permeabilidade relativa da fase líquida

Parâmetro	Unidade	Valor (Solo 1)	Valor (Solo 2)
P0	MPa	0,0025	0,0025
σ0	N.m-1	0,072	0,072
ξ	-	0,5	0,5
S_{rl}	-	0,15	0,15
S_{ls}	-	1,0	1,0

Tabela 6 – Parâmetros de permeabilidade intrínseca e porosidade inicial

		Valor (Solo 1)	Valor (Solo 2)	Drenos
$(K11)_0 = (K22)_0 = (K33)_0$	m^2	1,0E-12	1,0E-12	1,0E-08
φmín	-	0,00	0,00	0,00
φ_0	-	0,50	0,50	1,00

O trabalho foi fundamentado nas atividades de pré-processamento, processamento e pós-processamento do modelo. O processamento foi realizado através do programa CODE_BRIGHT (Olivella et al., 1996). As etapas de pré e pós-processo foram desenvolvidas utilizando-se os programas Gmsh (Geuzaine & Remacle, 2009) e ParaView (Ahrens et al., 2005).

3 RESULTADOS E DISCUÇÕES

A precisão dos resultados numéricos está estreitamente ligada à escolha da malha de elementos finitos. Testes de convergência foram realizados considerando-se os resultados obtidos em simulações realizadas em malhas menos e mais discretizadas. A malha escolhida para as análises numéricas é composta por 3.484 nós e 6.706 elementos e possuem características não estruturadas bidimensionais compostas por elementos triangulares de três nós e elementos lineares de dois nós. Uma maior discretização foi realizada nas imediações dos drenos e na região da camada de aterro, com dimensão corresponde à metade do tamanho dos elementos definidos para as demais regiões que integram o modelo.

As condições iniciais e de contorno foram definidas e aplicadas ao modelo com o propósito de reproduzir um estado de tensões representativo à condição de campo do maciço terroso. A Figura 2 apresenta o domínio geométrico adotado ao modelo, ilustrando a geometria do talude, a malha de elementos finitos e as condições iniciais e de contorno definidas, onde: as identificações 1 e 2 são às condições essenciais que estabelecem deslocamento nulo; a identificação 3 corresponde à sobrecarga de utilização da rodovia de 25kPa; a identificação 4 refere-se à condição hidráulica de fluxo na superfície de contato solo-atmosfera (efeito da sucção matricial) descrita pelos valores 50kPa e 100kPa que representam, respectivamente, as regiões não saturada e saturada; a identificação 5 correspondente às condições de pressão do líquido, que estabelece a posição inicial do nível d'água; condições iniciais de pressões do líquido que definem as pressões nas regiões saturada e não saturada. Após o equilíbrio de massas e forças resultantes das condições iniciais e de contorno, assume-se o maciço sob um estado de tensões representativo às condições de campo, instante no qual as análises dos experimentos são iniciadas. Nesse momento é aplicada a condição de contorno de pressão de 50kPa (identificação 6), que corresponde à sucção apliacada aos drenos para promover o rebaixamento do nível freático no talude. Essa condição foi mantida por um período de 30 dias.

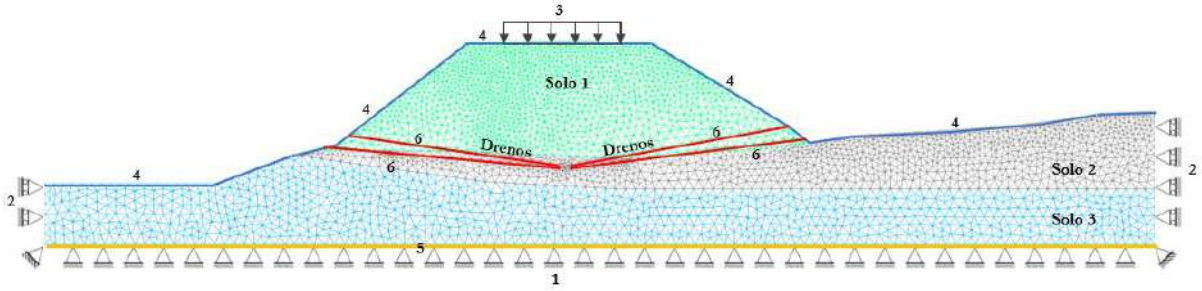


Figura 2 – Geometria, malha e condições de contorno do modelo

A avaliação da influência dos parâmetros p_0^* e $\lambda(0)$ no comportamento volumétrico ao longo do perfil do solo do aterro foi realizada variando-se individualmente cada parâmetro avaliado, mantendo-se aos demais parâmetros os seus valores originais. Para p_0^*, foram adotados os valores 0,015 MPa, 0,025 MPa e 0,035 MPa e para $\lambda(0)$ os valores 0,10, 0,15 e 0,20.

As Figuras 3 e 4 ilustram o comportamento das variáveis grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento e deformação vertical ao longo da profundidade do aterro. Os gráficos obtidos a partir dos resultados dos experimentos numéricos também subsidiaram as análises paramétricas. A curva resultante dos parâmetros originais do modelo e àquelas obtidas dos parâmetros variados foram plotadas em um mesmo perfil de forma a permitir a visualização e influência do respectivo parâmetro sobre o comportamento das variáveis avaliadas. As curvas em linha sólida, cor preta e marcadores em forma de losango foram obtidas por meio dos parâmetros originais do solo. As linhas seccionadas, em cores azul e vermelha, identificadas por marcadores em forma de círculos e triângulos descrevem os resultados obtidos para variações dos valores dos parâmetros originais. A seção de análise corresponde à seção vertical de corte do aterro na projeção do eixo da rodovia. Na Figura 5 são ilustrados os perfis de distribuição espacial das variáveis estudadas no instante *t = 30 dias*, correspondente ao final do período de operação dos drenos, obtidos a partir dos parâmetros originais do modelo.

Os resultados indicaram que não ocorreram variações do grau de saturação e da pressão do líquido em relação às variações de valores realizadas aos parâmetros p_0^* e $\lambda(0)$. Quanto ao comportamento das variáveis deslocamento e deformação, foram verificadas notáveis diferenças nos recalques desenvolvidos na superfície

do aterro em resposta às variações dos parâmetros analisados. Para decréscimos constantes de p_0^*, foram notados consideráveis acréscimo dos recalques desenvolvidos. Para variações constantes do parâmetro $\lambda(0)$ foi verificada uma menor taxa de variação nos recalques. Para maiores valores do parâmetro $\lambda(0)$ os recalques observados se mostraram maiores.

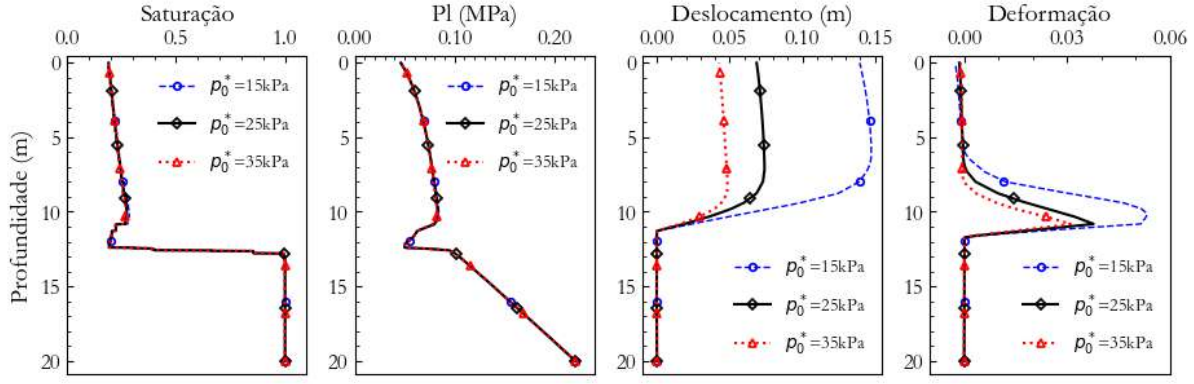


Figura 3 – Resultados obtidos para as variáveis grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento e deformação verticais decorrente do efeito do rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro p_0^*

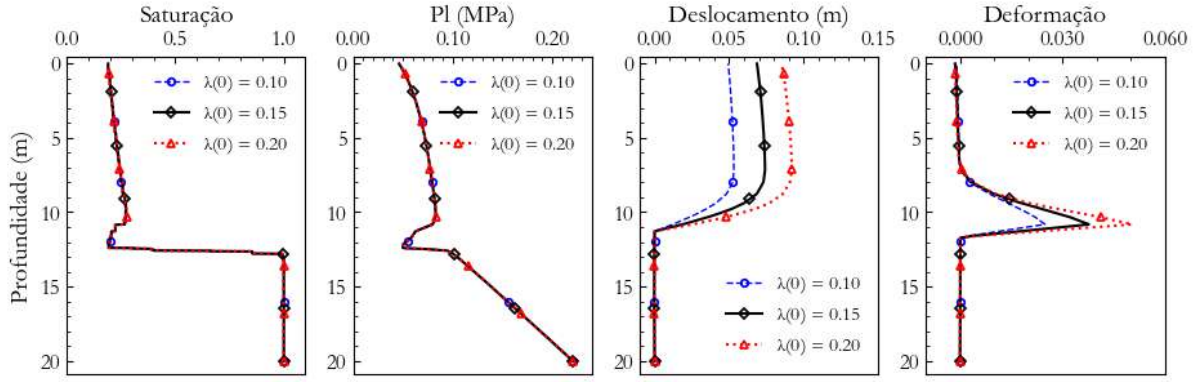


Figura 4 – Resultados obtidos para as variáveis grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento e deformação verticais decorrente do efeito do rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro $\lambda(0)$

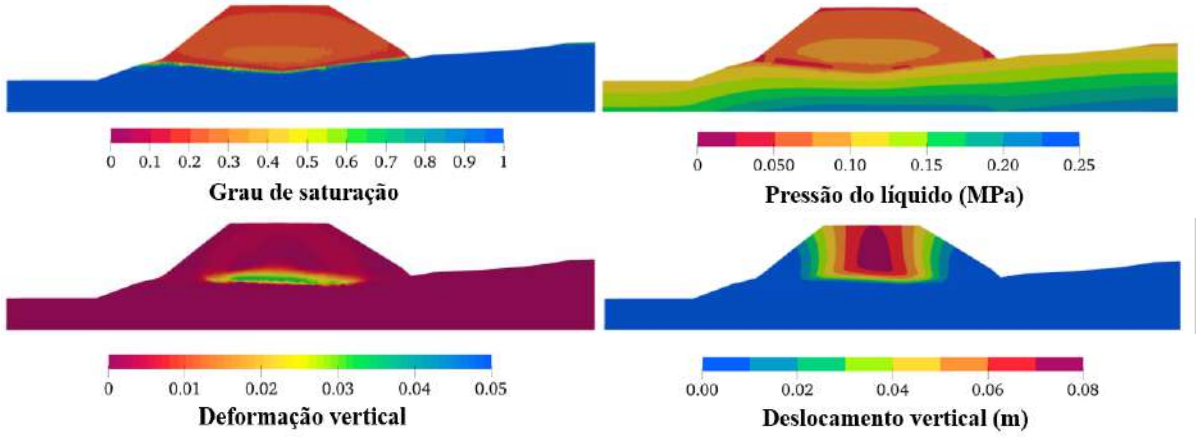


Figura 5 – Distribuição espacial do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento e deformação verticais no talude ao final da operação dos drenos (*t = 30 dias*) para o solo caracterizado pelos parâmetros originais do modelo

4 CONCLUSÕES

Diante dos resultados dos experimentos numéricos realizados, conclui-se que:

- Os parâmetros do modelo mecânico p_0^* e $\lambda(0)$ apresentaram baixa influência no comportamento das variáveis saturação e pressão no líquido.
- No tocante ao comportamento das deformações volumétricas e dos recalques desenvolvidos, foi verificada uma alta influência do parâmetro p_0^*. Para o intervalo de valores atribuídos aos parâmetros analisados, as mais significativas variações e intensidades de recalques verificados na superfície do terreno ocorreram para as variações do parâmetro p_0^*.
- O parâmetro $\lambda(0)$ apresentou também significativa influência no comportamento das deformações volumétricas e recalques exibidos pelo solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ahrens, J., Geveci, B., & Law, C. (2005). Paraview: An end-user tool for large data visualization. *The Visualization Handbook*, *717*(8).

Ali, T., Showkat, R., & Babu, G. L. S. (2021). Hydro-Mechanical Simulations of Unsaturated Soil Slope. *Indian Geotechnical Journal*, *51*(4). https://doi.org/10.1007/s40098-021-00554-3

Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, *40*(3), 405–430.

Fernandes, J. B. (2016). *Resistência e Deformabilidade de um solo não saturado a partir de ensaios triaxiais* [Dissertação (Mestrado em Geotecnia)]. Universidade Estadual Paulista.

Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils* (Vol. 1). John Wiley & Sons.

Geuzaine, C., & Remacle, J. (2009). Gmsh: A 3-D finite element mesh generator with built-in pre-and post-processing facilities. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *79*(11), 1309–1331.

Josa, A., Alonso, E. E., Lloret, A., & Gens, A. (1987). Stress-strain behaviour or partially saturated soils. *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 9*, 561–564.

Kim, J. (2000). A fully coupled finite element analysis of water-table fluctuation and land deformation in partially saturated soils due to surface loading. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *49*(9), 1101–1119.

Olivella, S., Carrera, J., Gens, A., & Alonso, E. E. (1994). Nonisothermal multiphase flow of brine and gas through saline media. *Transport in Porous Media*, *15*(3), 271–293.

Olivella, S., Gens, A., Carrera, J., & Alonso, E. E. (1996). Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. *Engineering Computations*, *13*(7), 87–112.

Rodrigues, R. A. (2007). *Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático* [Tese (Doutorado em Geotecnia)]. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

Rodrigues, R. A., Soares, F. V. P., & Sanchez, M. (2021). Settlement of Footings on Compacted and Natural Collapsible Soils upon Loading and Soaking. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *147*(4), 04021010.

Saab, A. L. (2016). *Influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade de um solo não saturado* [Dissertação (Mestrado em Geotecnia)]. Universidade Estadual Paulista.

Schnaid, F., & Odebrecht, E. (2014). Ensaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações - 2. ed. In *Oficina de Textos* (Vol. 53, Issue 9).

Showkat, R., & Sivakumar Babu, G. L. (2023). Deterministic and probabilistic analysis of the response of shallow footings on unsaturated soils due to rainfall. *Transportation Geotechnics*, *43*. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2023.101150

Teixeira, A. H., & Godoy, N. S. de. (1996). Análise, projeto e execução de fundações rasas. *Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: Pini, Cap*, *7*, 227–264.

Vilar, O. M. (2004). Modelagem constitutiva para o comportamento mecânico de solos não saturados. *5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, 527–542.

Wu, H., McCartney, J. S., & Zheng, Y. (2024). *Numerical Modeling of Deformation Response of Embankment Subjected to Rainfall Infiltration Considering the Hydro-Mechanical Coupled Behavior of Unsaturated Soils*. https://doi.org/10.1061/9780784485354.034

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/749

Fibras de PET como Material de Reforço de um Solo Expansivo

Aline Cátia da Silva
Doutoranda, UFPE, Recife, Brasil, aline.catia@ufpe.br

Silvio Romero de Melo Ferreira
Professor titular, UFPE, Recife, Brasil, silvio.ferreira@ufpe.br

RESUMO: Quando o material do subsolo apresenta comportamento de expansão e contração na presença de umidade, problemas de instabilidade podem ocorrer nas estruturas. Por outro lado, a fabricação do PET (Polietileno Tereftalato) gera resíduos que recebem muitas vezes um descarte inadequado, tornando-se um passivo ambiental. Assim, uma opção interessante é incorporá-los na Construção Civil por meio da melhoria de solos. O objetivo deste artigo é analisar a influência de fibras de PET no reforço de um solo expansivo, com a inclusão de 0,25%, 0,5%, 1% e 2% de fibras. A investigação experimental inclui ensaios de caracterização física, expansão "livre" e tensão de expansão, com corpos de prova moldados nas angulações de 0º e 90º, squeeze-flow e cisalhamento direto. As fibras de PET não mudam a granulometria do solo, mas diminuem a densidade e os limites de consistência. Os teores de 1% e 2% de fibras reduzem o peso específico seco máximo e a umidade ótima, provocam acréscimos na expansão "livre" e diminuem a tensão de expansão do solo. Nos ensaios de squeeze-flow, as fibras aumentam as tensões de escoamento e enrijecimento do solo, além de aumentarem a coesão e o ângulo de atrito nos ensaios de cisalhamento direto.

PALAVRAS-CHAVE: Argila Expansiva, Fibras, PET, Melhoramento, Squeeze-flow.

ABSTRACT: When the subsoil material has expansion and contraction behavior due to the presence of moisture, instability problems can occur in the structures. On the other hand, the manufacture of PET (Polyethylene Terephthalate) generates waste that is inadequately disposed often, becoming an environmental liability. Thus, an interesting option is incorporate it into Civil Construction through soils improvement. The objective of this article is to analyze the influence of PET fibers on the reinforcement of an expansive soil, with the inclusion of 0,25%, 0,5%, 1% and 2% of fibers. The experimental investigation includes physical characterization tests, "free" expansion and expansion stress, with specimens molded at angles of 0º and 90º, squeeze-flow and direct shear. The PET fibers do not change the grain size of the soil, but they reduce the density and consistency limits. Fiber contents of 1% and 2% reduce the maximum dry specific weight and optimum moisture, cause increases in "free" expansion and reduce the soil expansion stress. In squeeze-flow tests, the fibers increase yield stresses and stiffening stresses of the soil, in addition to increasing cohesion and the angle of friction in direct shear tests.

KEYWORDS: Expansive Clay, Fibers, PET, Improvement, Squeeze-flow.

1 INTRODUÇÃO

As argilas expansivas sofrem alterações volumétricas de expansão e contração devido a variação de umidade em sua estrutura, o que pode provocar danos ou até mesmo a inviabilização das construções. Estes solos são comumentente encontrados em regiões com elevada evapotranspiração e baixa precipitação. Em estações de alta umidade há o inchamento do solo expansivo e, de acordo com Katti *et al*. (2010), a profundidade de zona ativa dos solos expansivos é de aproximadamente 1,5 metros, estando abaixo dessa profundidade a zona de volume constante. Em contrapartida, nas estações secas o solo contrai e fissura (SHI *et al*., 2014).

No Brasil, a maioria dos casos de solos expansivos situam-se nas Regiões Nordeste e na mediação entre o Sul e o Sudeste (HOLANDA, 2022; SILVA *et al*., 2022). Embora não se tenha no país a estimativa dos custos com prejuízos causados por esses solos, na Região Nordeste há registros de sérios danos em edificações,

canais de irrigação e pavimentos assentes em solos expansivos (MAIA *et al*., 2018; OLIVEIRA *et al*., 2018; SANTOS, 2021).

Sob outra perspectiva, a rápida urbanização e o consumo de materiais plásticos geram uma elevada quantidade de resíduos, sendo incluídos nesse contexto os produtos de Polietileno Tereftalato (PET), que se caracterizam por ser um passivo ambiental quando do seu descarte inadequado. Segundo a Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais – ABRELPE (2021), no Brasil, em 2019, 18,6% do volume total de rejeitos coletados foram de resíduos plásticos, sendo 5,6% desse percentual, exclusivamente, de materiais PET. O cenário apresentado reflete em um volume preocupante de resíduos, estimulando as ações de reutilização desse material.

A aplicação de materiais provenientes do PET vem sendo incluída na Construção Civil, como por exemplo em asfalto, piscinas, concreto e no âmbito geotécnico como aditivo para melhoria de solos (PONT; BELCHIOR; ARNS, 2019; SILVEIRA *et al*., 2019; LUGEIYAMU *et al*., 2021; SAJAD; SINGH, 2022). Assim, este artigo analisa o efeito de fibras de PET como reforço de um solo expansivo, buscando a melhoria das caracterísitcas do solo e a possibilidade da inserção dos PET à cadeia da Construção Civil.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Solo e Fibras de PET

O solo expansivo utilizado é proveniente do município de Paulista-PE e foram coletadas amostras deformadas de solo na profundidade de 1,0 a 1,4 m. As fibras são um subproduto da fabricação de materiais PET, foram obtidas em uma fábrica do Polo Petroquímico de Suape, no litoral Sul de Pernambuco (Figura 1a) e foram escolhidas por serem inertes e terem uma aquisição de baixo custo. As fibras são utilizadas com comprimentos de 12 ± 0,5 mm, sendo cortadas manualmente (Figura 1b).

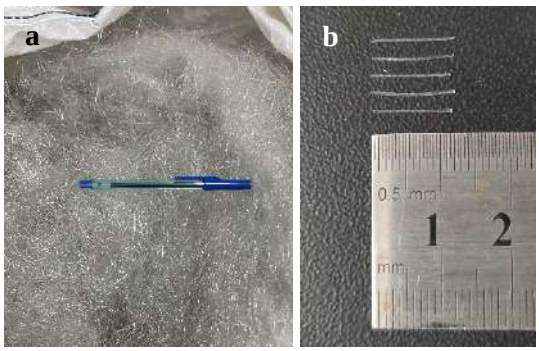


Figura 1. Fibras de PET: coletadas (a) e cortadas manualmente (b).

2.2 Programa Experimental

As fibras de PET são utilizadas como material aditivo para o solo expansivo nas proporções de 0,25%, 0,5%, 1% e 2%, em peso de solo seco, distribuídas de forma aleatória na massa de solo e tendo as seguintes denominações S-0,25F, S-0,5F, S-1F e S-2F, respectivamente.

A investigação experimental inclui a coleta, preparação dos materiais e a realização de ensaios de caracterização física, expansão “livre”, tensão de expansão, squeeze-flow e cisalhamento direto. Os ensaios de caracterização foram conduzidos de acordo com as normas brasileiras: NBR 6458 para a absorção e densidade real dos grãos; NBR 6459 e NBR 7180 para os limites de consistência; NBR 7181 para a análise granulométrica; e NBR 7182 para a compactação (ABNT, 2016a, 2016b, 2016c, 2016d e 2016e, nessa ordem). A granulometria foi feita com uso de defloculante, a densidade obtida pelo método do picnômetro e da bomba a vácuo, a absorção teve a duração de 48h e os ensaios de compactação utilizaram a energia normal.

Os ensaios de expansão “livre” e tensão de expansão seguiram as recomendações da norma D 4546 (ASTM, 2021). Todas as amostras foram preparadas na condição de peso específico seco máximo e umidade ótima, sendo compactados dois proctors para cada um dos materiais preparados. Do primeiro proctor, posicionado a 0º, foram moldados dois corpos de prova com anéis metálicos (Figura 2a), e do segundo proctor,

no ângulo de 90º, foram retirados mais dois corpos de prova com anéis metálicos (Figura 2b). Dois anéis, um de cada angulação, foram encaminhados para os ensaios de expansão "livre", enquanto que os outros dois anéis foram levados para realizar o ensaio de tensão de expansão, ambos os ensaios feitos em prensas do tipo Bishop.

Para a realização dos ensaios de squeeze-flow foram adaptadas as seguintes peças, com base na NBR 15839 (ABNT, 2010): placa inferior metálica, gabarito em compensado naval, placa superior de acrílico e anel de moldagem de PVC (Figuras 2c, 2d, 2e e 2f, respectivamente). O procedimento do ensaio de squeeze-flow não é normatizado para a aplicação em solos, porém o método é ajustado com essa finalidade, sendo as amostras passadas na peneira nº 4 e preparadas na umidade do limite de liquidez. Foi utilizado um anel dinamométrico de 1000 N (Figura 2g), instalado em uma prensa hidráulica universal, que por sua vez funcionou na velocidade constante de 0,04 mm/s.

A execução dos ensaios de cisalhamento direto está de acorco com as prescrições da norma D 3080 (ASTM, 2004), sendo feitos ensaios não inundados, sob as tensões normais de 50, 100, 150 e 200 kPa e na velocidade de 0,048 mm/min. A moldagem dos corpos de prova foi realizada diretamente na caixa de cisalhamento (100 x 100 x 40 mm), em três camadas iguais, sob compactação estática e de forma a alcançar a condição de peso específico seco máximo e umidade ótima de cada material. A prensa de cisalhamento possui sistema de carregamento de peso em pendural e anel dinamométrico de 5000 N.

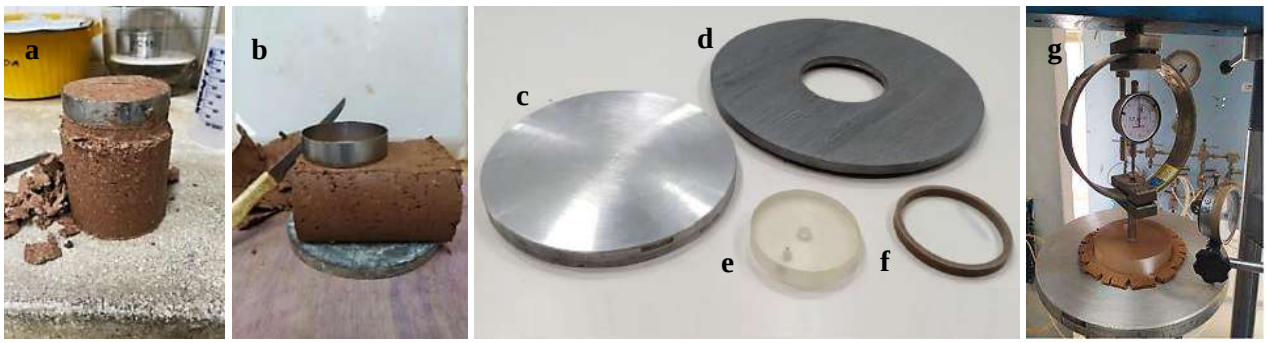


Figura 2. Moldagem com proctor posicionado a 0º (a) e na inclinação de 90º (b); peças para moldagem e realização do ensaio de squeeze-flow: placa inferior (c), gabarito (d), placa superior (e) e anel de moldagem (f); e anel dinamométrico do ensaio de squeeze-flow (g).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Caracterização Física

As fibras de PET têm um diâmetro médio de 0,5 mm, uma absorção de água de 1,1% e densidade de 1,3, próximo dos resultados de outros autores (PONT; BELCHIOR; ARNS, 2019; YARBASI; KALKAN, 2020). As frações granulométricas e as características geotécnicas do solo e das misturas formadas são apresentadas na Tabela 1. O solo é uma argila silto-arenosa de alta compressibilidade (CH), possui plasticidade muito alta (IP > 40%), de acordo com o critério qualitativo de Burmister (1949), é considerado altamente plástico pela classificação de Jenkins (IP > 15%), obtida em Caputo e Caputo (2015), e tem um índice de atividade (Ia) normal ($0,75 \leq IA \leq 1,25$), conforme Skempton (1953).

As fibras não causam alterações na granulometria do solo e os valores de densidade dos grãos das misturas estão situados entre os valores do solo e das fibras, Tabela 1. Os valores de limite de liquidez de todas as amostras estão acima de 65% e, ainda que as fibras de PET tenham baixa capacidade de interação com a água, a sua adição reduz os limites de consistência e, consequentemente, o índice de plasticidade (IP) do solo. A plasticidade de todas as misturas de solo com as fibras é classificada como muito alta (IP > 40%), de acordo com Burmister (1949).

Para os teores de 0,25% e 0,5% de fibras, praticamente, não há alterações no peso específico seco máximo ($\gamma_{d\ máx.}$) e na umidade ótima ($w_{\ ótima}$) do solo, já com a inclusão de 1% e 2% há uma redução desses índices (Tabela 1). O decréscimo do $\gamma_{d\ máx}$ das misturas com os maiores teores de fibras é devido a massa específica das fibras ser bem inferior à do solo compactado, enquanto que o decréscimo da umidade ótima se deve a redução da fração argila e acréscimo no teor fibras, visto que a argila tem maior capacidade de reter

água e as fibras possuírem uma menor capacidade de absorção.

Tabela 1. Características geotécnicas das amostras.

Parâmetros	Amostra				
	Solo	S-0,25F	S-0,5F	S-1F	S-2F
Pedregulho (%)*	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Areia (%)*	16,4	14,4	14,9	15,9	15,4
Silte (%)*	33,9	32,1	33,0	34,0	33,7
Argila (%)*	49,1	52,9	51,5	48,5	48,3
ρ	2,66	2,38	2,47	2,62	2,56
LL (%)	73,3	72,2	69,0	66,0	65,8
LP (%)	25,7	25,2	23,5	22,1	22,0
IP (%)	47,6	47,0	45,5	43,9	43,8
Ia	0,96	0,89	0,88	088	0,87
$\gamma_{d\ máx}$	15,1	15,1	15,2	15,0	14,7
$w_{ótima}$	25,4	25,4	25,5	23,7	23,3
Classificação SUCS	CH	CH	CH	CH	CH
Classificação TRB	A-7-6	A-7-6	A-7-6	A-7-6	A-7-6

Obs.: (*) – descrição conforme a NBR 6502 (ABNT, 2022); ρ – densidade dos grãos; LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade; IP – índice de plasticidade; Ia – índice de atividade; $\gamma_{d\ máx}$ – peso específico seco máximo; $w_{ótima}$ – umidade ótima; e CH – argila de alta compressibilidade.

3.2 Expansão "Livre" e Tensão de Expansão

As variações da expansão "livre" e da tensão de expansão por amostra, com moldagens nas angulações de 0º e 90º, são mostradas nas Figuras 3a e 3b, respectivamente. As misturas com os corpos de prova moldados a 0º mostram porcentagens de expansão "livre" maiores do que os corpos de prova moldados a 90º, com diferenças de até 2,6% entre os valores, Figura 3a. As expansões "livres" das misturas são próximas ao valor do solo (8,9%), contudo a mistura com 0,5% de fibras apresenta os menores resultados de expansão se comparados ao solo e as demais misturas, já a amostra "S-2F" indica os maiores valores dentre todas as expansões.

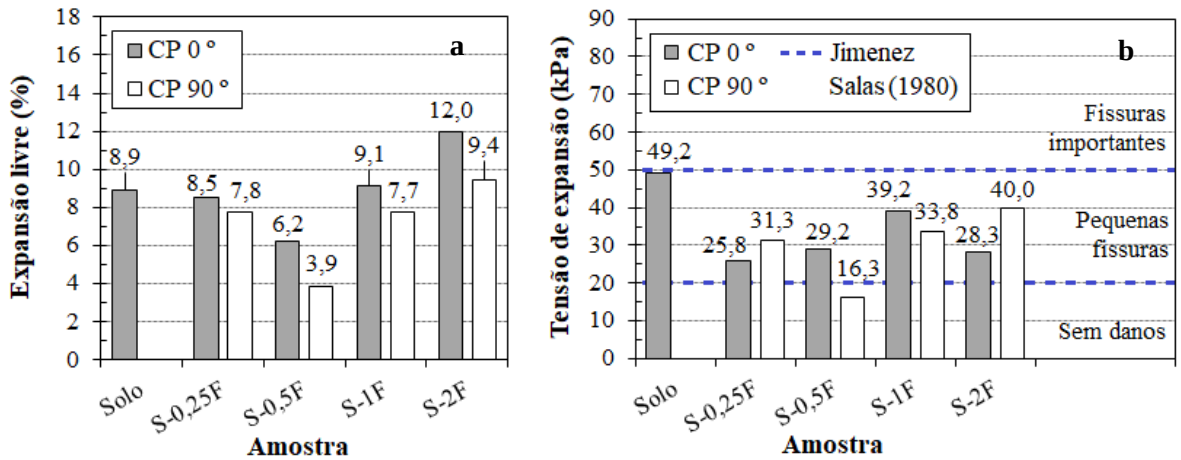


Figura 3. Variação da expansão "livre" (a) e da tensão de expansão por amostra (b).

As tensões de expansão das misturas, nas duas angulações de moldagem dos corpos de prova (0º e 90º), são menores do que o valor obtido para o solo (49,2 kPa), porém a diferença de angulação ou ainda a quantidade de fibras não indica uma tendência clara na redução dos resultados com o acréscimo do teor de fibras, Figura 3b. A avaliação direta quantitativa de Jimenez Salas (1980) indica que os danos em estruturas assentes sobre o solo expansivo ou um material formado pelas misturas de solo com as fibras resultam em pequenas fissuras, visto que a maioria das amostras apresenta tensões de expansão superiores a 20 kPa.

A mudança de angulação na moldagem influencia na orientação das fibras de PET dentro dos corpos de prova e causa diferenças nos resultados de expansão "livre" e tensão de expansão, mostrando que, embora as misturas sejam preparadas com a adição das fibras de forma aleatória, o processo de compactação proporciona uma suborientação das fibras dentro da massa de solo.

3.2 Squeeze-flow

O comportamento de interação entre as partículas em cada material, com amostras preparadas nas umidades do limite de liquidez, é apresentado nas curvas de carga *versus* deslocamento (Figura 4a), ao lado das imagens das amostras ao final do ensaio (Figura 4b). Na Tabela 2 são mostrados os índices do comportamento reológico do solo e das misturas estudadas.

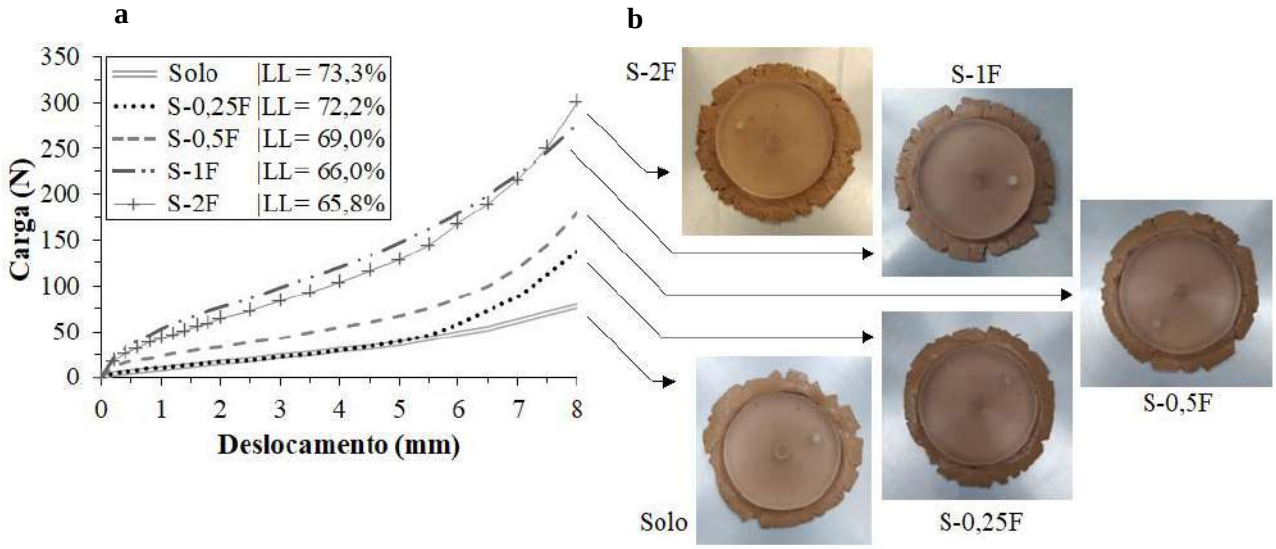


Figura 4. Curvas de carga *x* deslocamento (a) e configuração final das amostras nas umidades correspondentes ao LL (b).

Tabela 2. Índices do comportamento reológico das amostras.

Índices	Amostra				
	Solo	S-0,25F	S-0,5F	S-1F	S-2F
w_i (%)	73,3	72,2	69,0	66,0	65,8
d_{esc} (mm)	0,15	0,25	0,25	0,35	0,3
P_{esc} (N)	3,0	5,5	13,5	30,0	22,0
σ_{esc} (kPa)	0,4	0,7	1,8	4,0	2,9
d_{enrij} (mm)	5,5	5,25	5,3	5,10	5,05
P_{enrij} (N)	42,0	41,5	71,0	150,0	130,0
σ_{enrij} (kPa)	5,6	5,5	9,4	19,9	17,2
P_f (N)	78,5	138,9	180,5	276,5	301,0

Obs.: w_i – umidade inicial; d_{esc} – deslocamento de escoamento; P_{esc} – carga de escoamento; σ_{esc} tensão de escoamento; d_{enrij} – deslocamento de enrijecimento; P_{enrij} – carga de enrijecimento; σ_{enrij} – tensão de enrijecimento; e P_f – carga final.

As curvas de carga *versus* deslocamento não mostram descontinuidades de carregamento (Figura 4a), indicando a boa homogeneidade entre os componentes dos materiais ensaiados. As misturas com 1% e 2% de fibras necessitam de uma maior carga para dar continuidade ao carregamento, isso significa que as forças de atrito foram predominantes no espalhamento. Quanto a confirguração final dos corpos de prova, observa-se que suas formas tendem a formar "pétalas de flor" (Figura 4b). Embora as fibras pouco alterem a estética do solo, a abertura das "petálas" formadas torna-se mais definida nas amostras "S-1F" e "S-2F", enquanto que no solo e nas misturas com até 0,5% de fibras há trechos nas bordas em que o material escoa e não fissura.

Os deslocamentos elásticos lineares (d_{esc}) são relativamente pequenos (inferiores a 1 mm) e os valores de tensão de escoamento (σ_{esc}) tendem a aumentar com o acréscimo no teor de fibras (Tabela 2). Em um estágio intermediário, em que a deformação radial pela compressão aplicada é mais nítida, são observados deslocamentos (d_{enrij}) sem grandes acréscimos de carga (Figura 4a). Os aumentos mais expressivos de tensão de enrijecimento (σ_{enrij}) no estágio intermediário pertencem as amostras de solo com o 1% e 2% de fibras, enquato que a carga na fase final, em que prepondera o atrito entre a amostra e as placas, é maior para a mistura "S-2F" (Tabela 2).

3.3 Cisalhamento Direto

As curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal do solo e das misturas para cada tensão normal aplicada são apresentadas na Figura 5. A tensão máxima é alcançada com pico bem definido em todas as amostras submetidas as tensões normais de 50 e 100 kPa, Figuras 5a e 5b, respectivamente, já nas tensões de 150 e 200 kPa nota-se que o pico das curvas tem uma suave queda até o fim do ensaio, Figuras 5c e 5d, nessa ordem. A adição das fibras de PET causa um acréscimo na resistência máxima do solo em todos os níveis de tensões normais, sugerindo que as fibras de PET absorvem mais energia do que o solo isoladamente e majoram a tenacidade do solo.

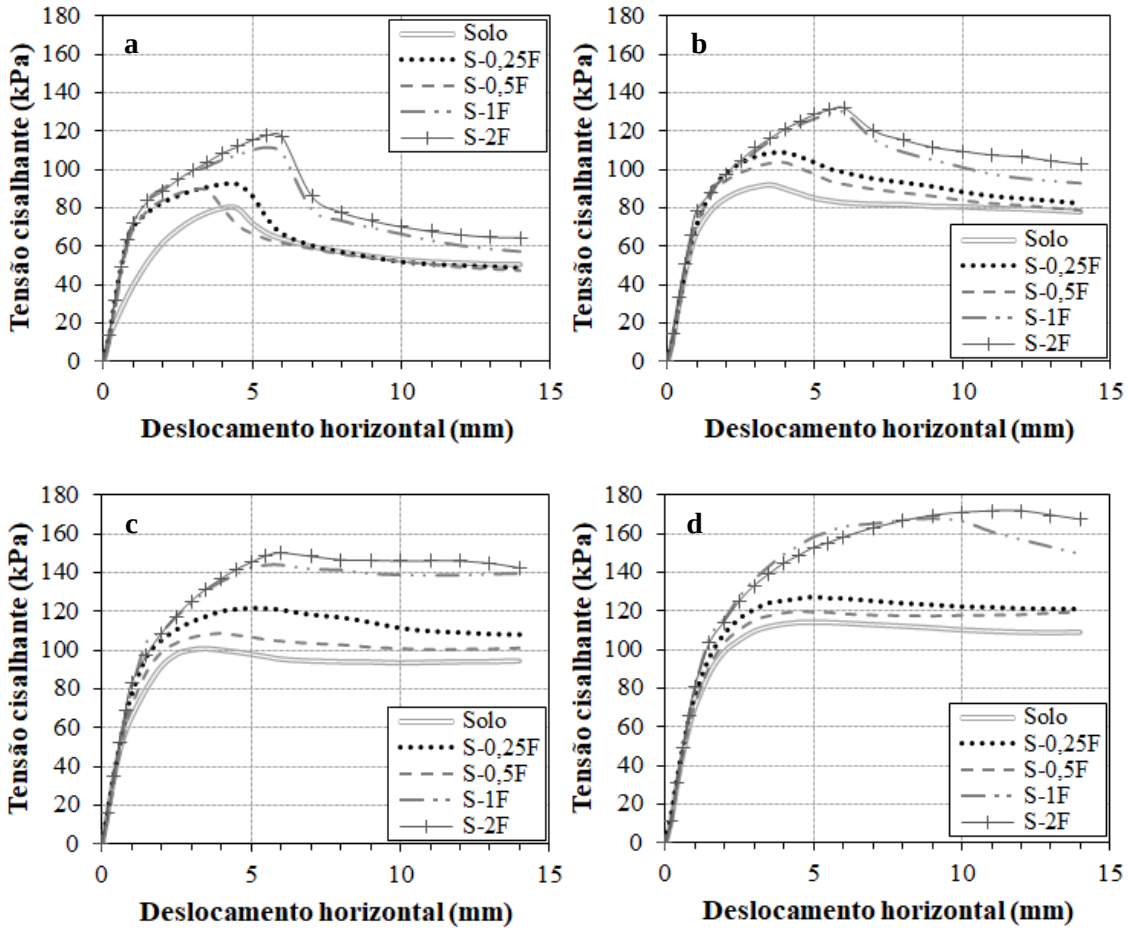


Figura 5. Curvas de tensão cisalhante *x* deslocamento horizontal para as tensões de 50 kPa (a), 100 kPa (b), 150 kPa (c) e 200 kPa (d).

A partir das curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal são traçadas as envoltórias de resistência Mohr-Coulomb, que por sua vez permitem obter a coesão e o ângulo de atrito do solo e das misturas, cujos valores encontram-se na Tabela 3. A coesão e o ângulo de atrito das misturas na tensão máxima (condição de ruptura) são maiores do que os valores obtidos para o solo. Dentre as misturas, a proporção de 0,5% de

fibras de PET não seguiu o aumento de resistência de forma proporcional ao teor de fibras incorporado ao solo, mostrando ser o teor que menos contribui com os parâmetros de resistência do solo ao esforço de cisalhamento.

Tabela 3. Resultado dos ensaios de cisalhamento direto.

Parâmetros	Amostra				
	Solo	S-0,25F	S-0,5F	S-1F	S-2F
c (kPa)	69	83	82	94	100
ϕ (º)	12	13	10	18	17
R^2	0,99	0,96	0,98	0,99	0,99

Obs.: c – coesão; ϕ – ângulo de atrito; e R^2 – coeficiente de determinação.

4 CONCLUSÕES

As fibras de PET não mudam a granulometria do solo expansivo, mas reduzem a densidade dos grãos e os índices de consistência. A umidade ótima e o peso específico seco máximo do solo sofrem reduções com a adição de 1% e 2% de fibras de PET, enquanto que para os menores teores, praticamente, não há variação.

Nos ensaios de expansão "livre" a moldagem feita a 0º demonstra porcentagens de expansão maiores do que os resultados para as moldagens a 90º. O teor com 2% de fibras mostra os maiores valores dentre todas as expansões "livres", enquanto que as tensões de expansão de todas as misturas são menores do que o obtido para o solo, independente da angulação de moldagem.

Foram adaptadas peças para os ensaios de squeeze-flow e nesses ensaios as cargas de escoamento e enrijecimento do solo tendem a aumentar com o acréscimo de fibras de PET.

Nos ensaios de cisalhamento direto as fibras tendem a ser mais mobilizadas em elevadas tensões e a adição das fibras de PET causa um acréscimo na resistência máxima, no ângulo de atrito e na coesão do solo.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio dado por meio da bolsa de estudos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais – ABRELPE (2021) *Panorama dos resíduos sólidos no Brasil*, 53 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016a). NBR 6458: *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016b). NBR 6459: *Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6502: *Solos e rochas – Terminologia*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016c). NBR 7180: *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016d). NBR 7181: *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016e). NBR 7182: *Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). NBR 15839: *Argamassa de assentamento e revestimento de paredes e tetos – Caracterização reológica pelo método squeeze-flow*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2004). D 3080: *Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions*.

ASTM International (2021). D 4546: *Standard test methods for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils.*

Burmister, D. M. (1949) *Principles and techniques of soil identification*. Annual Highway Research Board Meeting, v. 29, Washington D.C., p. 402-433.

Caputo, H. P., Caputo, A. N. (2015) *Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos*, 7th ed., LTC, Rio de Janeiro, Brasil, 252 p.

Holanda, M. J. O. (2022) *Solos colapsíveis e expansivos no Brasil: classificação da suscetibilidade de ocorrência aplicando redes neurais artificiais*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UFPE, 159 p.

Jimenez Salas, J. A. (1980) *Cimentaciones en terrenos expansivos o colapsables*. Geotecnia y cimientos, 1 ed., Editora Rueda, Madrid, p. 533-650.

Katti, R., Kulkarni, U., Katti, A., Kulkarni, R. (2010) Stabilization of embankment on expansive soil – a case study. In: GeoShanghai International Conference, Shanghai, China, *Proceedings...*, p. 181-189.

Lugeiyamu, L., Kunlin, M., Mensahn, E. S. K., Faraz, A. (2021) Utilization of waste polyethylene terephthalate (PET) as partial replacement of bitumen in stone mastic asphalt. *Construction and Building Materials*, 309, p. 125176.

Maia, I. G., Coutinho, R. Q., Silva, B. Q., Cavalcante, F. P. (2018) Trincas longitudinais longas em pavimentos assentes sobre solos expansivos no município de Cabo de Santo Agostinho/PE. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 19, Salvador. *Anais*… ABMS, 11 p.

Oliveira, S. J. C., Chaves, A. M. M., Mascena, D. W. A., Gonçalves, D. R. L., Bandeira, A. P. N., Souza Neto, J. B. (2018) Solo expansivo de fundação: estudo de caso de uma moradia popular em Picos-PI. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 19, Salvador. *Anais*… ABMS, 7 p.

Sajad, S., Singh, H. (2022) Stimulation of black cotton soil via stone dust and PET fibre. *Materials Today: Proceedings*, 48 (5), p. 1633-1637.

Santos, S. B. (2021) *Diagnóstico e proposta de solução para obra de canal assente em solo expansivo da Região de propria / SE*. Trabalho de conclusão de curso (graduação), UFSE, 82 p.

Shi, B., Chen, S. S., Han, H., Zheng, C. F. (2014) Expansive soil crack depth under cumulative damage. *Scientific World Journal*, p. 1-9.

Silva, A. C., Aquino, A. E. B., Alves, D. S., Ferreira, S. R. M. (2022) Avaliação do potencial colapsível e expansivo de solos do nordeste brasileiro por meio de métodos qualitativos e quantitativos. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 20, Campinas. *Anais*… Galoá. v. 1, p. 119717.

Silveira, C. R., Fonseca, V., Vieira, W. A., Santos, A., Figueiredo, F. B. (2019) Análise das propriedades físicas e mecânicas da laje de concreto armado com adição de PET e bambu. *Colloquium Exactarum*, 11 (1), p. 11-20.

Skempton, A. W. (1953) The colloidal activity of clays. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering 3. Zurich, Switzerland. *Proceedings*…, p. 57-61.

Pont, G. M. D., Belchior, I. R. M., Arns, P. (2019) Análise do comportamento mecânico de misturas de um solo argiloso com fibras de PET e cal hidratada. In: Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul – GEOSUL 12, Joinville. *Anais*… ABMS, 9 p.

Yarbasi, N., Kalkan, E. (2020) The mechanical performance of clayey soils reinforced with waste PET fibers. *International Journal of Earth Sciences Knowledge and Applications*, 2 (1), p. 19-26.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/750

Modelagem numérica com interação solo-atmosfera em uma pilha de rejeitos filtrados

Ágatha Ribeiro Hauck
Universidade de Brasília/Samarco, agatha.hauck@samarco.com

Felipe Rodrigues
Universidade de Brasília, felipe.henrique.fr@gmail.com

Juliana Meza
Progen, C0628142@vale.com

Nilthson Noreña
Vale, nilthson.norena@vale.com

Manoel Porfírio Cordão Neto
Universidade de Brasília, porfirio@unb.br

RESUMO: A mineração é uma atividade essencial para o Brasil, mas os recentes acidentes aumentaram a pressão social por soluções mais seguras e sustentáveis na disposição dos rejeitos. Nesse cenário, as pilhas de rejeitos filtrados emergem como uma alternativa promissora às tradicionais barragens de rejeitos. Devido às suas particularidades, essas estruturas exigem considerações específicas nos projetos. Os rejeitos compactados, mantidos próximos à umidade ótima, permanecem predominantemente não saturados durante a maior parte da vida útil da pilha. Em regiões tropicais, como o Brasil, altos índices pluviométricos podem criar zonas de saturação, afetando a estabilidade das pilhas. Este artigo apresenta uma modelagem numérica de uma pilha de rejeitos filtrados, levando em conta a sua condição não saturada, a interação solo-atmosfera típica de climas tropicais com base nos dados históricos de uma estação meteorológica do INMET. A metodologia proposta busca preencher uma lacuna no conhecimento sobre o comportamento dessas estruturas em regiões tropicais.

PALAVRAS-CHAVE: Pilha de rejeitos filtrados, solos não saturados, interação solo-atmosfera, tensão-deformação-poropressão, modelo hidromecânico acoplado.

ABSTRACT: Mining is an essential activity for Brazil, although recent accidents have increased social pressure for safer and more sustainable solutions for tailings disposal. In this context, filtered tailings stacks emerge as a promising alternative to traditional tailings dams. Due to their specific characteristics, these structures require particular considerations in their design. Compacted tailings, maintained close to their optimum moisture content, remain predominantly unsaturated for most of the stack's operational life. In tropical regions like Brazil, high rainfall indices can create zones of increased saturation, affecting the stability of the stacks. This paper presents a numerical modeling of a filtered tailings stack, taking into account its unsaturated condition, the soil-atmosphere interaction typical of tropical climates based on historical data from an INMET meteorological station. The proposed methodology aims to fill a knowledge gap regarding the behavior of these structures in tropical regions.

KEYWORDS: Filtered tailings pile, unsaturated soils, soil-atmosphere interaction, stress-strain-pore pressure, coupled hydromecanical model.

1 INTRODUÇÃO

A mineração desempenha um papel crucial no desenvolvimento econômico do Brasil, com a exploração do minério de ferro sendo sua principal fonte de receita (IBRAM, 2023). Contudo, o processo de beneficiamento a úmido gera volumes significativos de rejeitos, especialmente em Minas Gerais, onde a concentração do minério está em declínio devido à idade das minas, aumentando ainda mais a produção desses rejeitos.

Os acidentes recentes aumentaram a pressão da sociedade por soluções mais seguras e sustentáveis para a disposição desses rejeitos, levando a indústria mineradora a buscar alternativas que priorizem esses aspectos em seus projetos. Nesse contexto, as pilhas de rejeitos filtrados surgem como uma alternativa promossiora às barragens tradicionais, oferecendo vantagens como a reutilização da água no processo de produção, redução do fluxo de contaminantes, menor impacto ambiental devido à necessidade de menores áreas para disposição, e menor risco de liquefação estática e dinâmica (Lupo & Hall, 2010).

Inicialmente, essas estruturas foram recomendadas para projetos em regiões áridas. No entanto, sua aplicação expandiu-se para locais com climas tropicais, como no Brasil, onde há elevados índices pluviométricos ao longo do ano. Portanto, as particularidades dessas estruturas implantadas no Brasil devem ser cuidadosamente consideradas nos projetos. O principal fator a ser considerado é conciliar a velocidade de alteamento das pilhas para atender às altas taxas diárias de produção de rejeitos nas usinas, dentro de um cenário de elevadas precipitações anuais (MEND, 2017).

Além dos desafios operacionais, é essencial compreender o comportamento geotécnico dessas estruturas em condições não saturadas, especialmente durante períodos chuvosos que podem afetar suas propriedades hidráulicas e mecânicas. O presente artigo propõe a aprofundar essa análise, considerando a interação solo-atmosfera em climas tropicais e os aspectos operacionais do processo de disposição dos rejeitos. Um modelo numérico acoplado será utilizado para simular as tensões, deformações e fluxos em uma pilha hipotética, trazendo uma representação mais próxima do que acontece durante o processo de compactação das camadas da pilha e durante os regimes hidrológicos que a estrutura atravessa.

2 EMPILHAMENTO DE REJEITOS FILTRADOS

Os rejeitos são subprodutos do beneficiamento do minério de ferro, com propriedades variáveis conforme a frente de lavra e o processo industrial. Classificam-se conforme teor de sólidos em lamas (30-40% de sólidos), espessados (45-65%) e tortas (80-85%) (Davies, 2011). Para cada porcentagem alvo, utilizam-se diferentes técnicas de desaguamento e métodos de disposição.

O método de disposição dos rejeitos em pilhas demanda a filtragem da polpa, onde a separação dos sólidos em solução aquosa é realizada com a aplicação de uma força sobre as partículas. Essa força pode ser obtida por gravidade, vácuo, pressão ou centrifugação, permitindo assim a passagem do líquido (filtrado) e retendo os sólidos (torta) (Chaves, 2004).

A disposição de rejeitos filtrados era inicialmente atrativa em regiões áridas, onde o reuso da água no processo é importante; em locais com restrição de área ou com atividade sísmica intensa e em locais frios, onde o manejo da água é dificultado em determinados períodos do ano (Davies, 2011; Lupo & Hall, 2010). Atualmente essas pilhas têm sido adotadas também em regiões de clima tropical, como no Brasil. Os principais desafios para esses projetos brasileiros estão atrelados às altas taxas de produção de rejeitos por dia, além das elevadas precipitações anuais.

As pilhas de rejeitos filtrados são compactadas em condições próximas à umidade ótima do material, portanto, esses rejeitos se encontram em grande parte da vida útil da estrutura em condição não saturada. A mecânica dos solos não saturados é tida como uma abordagem generalizada da mecânica dos solos clássica, onde os solos saturados representam apenas um caso particular.

A resposta mecânica do solo, dada pela resistência ao cisalhamento e deformabilidade, está diretamente relacionada ao seu estado de tensões. Nos solos saturados, a resistência mecânica é dada pela tensão efetiva, definida como o excesso de tensão aplicada em relação à poro pressão (Terzaghi, 1996). Fredlund e Morgestern (1977) propuseram uma análise teórica para definição do estado de tensão em solos não saturados, onde é necessária a definição de duas variáveis, a tensão líquida e a sucção mátrica.

Nos solos não saturados, há uma grande interdependência entre seu comportamento mecânico e hidráulico, e a representação desses comportamentos em conjunto só é possível através análises hidromecânicas acopladas. Nessas análises acopladas, as equações de equilíbrio e fluxo são expressas em termos das variáveis básicas de deslocamento e poro pressão e são resolvidas simultaneamente (Farias e Cordão Neto, 2010).

As análises acopladas em meios saturados vêm evoluindo desde a teoria de adensamento unidirecional de Terzaghi em 1923, enquanto os trabalhos em solos não saturados nessa temática iniciaram apenas na década de 90 (Cordão Neto, 2005). Os avanços na modelagem para os solos não saturados de forma geral abrangem formas de prever o comportamento mecânico do solo durante o processo de molhagem. Isso é possível por meio da utilização de métodos numéricos, tais como o Métodos dos Elemento Finitos. Tais métodos permitem ainda que sejam aplicadas as mais diferentes condições de contorno no decorrer do tempo, como chuvas, evaporação, influência da irradiação e vento, etc.

Embora seja possível encontrar na literatura trabalhos relevantes apresentando modelagens hidromecânicas acopladas para barragens de terra (Cordão Neto, 2005; Farias e Cordão Neto, 2010; Saad e Mitri, 2011; Naeini e Akhtarpour, 2018), não foram encontradas referências de trabalhos semelhantes realizados em pilhas de rejeitos filtrados. Portanto, este artigo tem como objetivo realizar a análise numérica acoplada para uma pilha hipotética instalada em região tropical.

3 METODOLOGIA

O Método do Equilíbrio Limite (MEL) calcula o fator de segurança de uma estrutura geotécnica dividindo a superfície de ruptura potencial do talude em fatias e calculando as equações de equilíbrio para cada fatia. No entanto, devido à natureza hiperestática do problema, são necessárias hipóteses simplificadoras, como as apresentadas por Morgenstern e Price (1965), para viabilizar a solução. As hipóteses simplificadoras, como a obtenção dos campos de tensões e poropressões, podem ser aprimoradas, especialmente durante a fase de construção do aterro da pilha, onde coeficientes empíricos (como o parâmetro r_u) são necessários. Além disso, as poropressões variam com o tempo, exigindo a escolha de um instante específico para calcular o fator de segurança, resultando em uma série temporal de FS em vez de um único valor.

O modelo rígido-perfeitamente-plástico do MEL, inadequado para representar o comportamento do solo, pode ser melhorado com análises tensão-deformação utilizando o método dos elementos finitos (MEF) combinado com o MEL. Naylor e Farias (1998) propuseram o Método do Equilíbro Limite Aperfeiçoado, que utiliza o campo de tensões obtido por elementos finitos. Cordão-Neto (2005) e Farias e Cordão-Neto (2010) demonstraram a aplicação dessa metodologia para problemas não saturados. Para obter o fator de segurança a partir de uma análise hidromecânica acoplada, duas etapas são necessárias: a análise de tensão-deformação-poropressão via método dos elementos finitos e a obtenção do fator de segurança ao longo do ciclo de vida da pilha utilizando o Método do Equilíbrio Limite Aperfeiçoado, conforme metodologia apresentada na Figura 1.

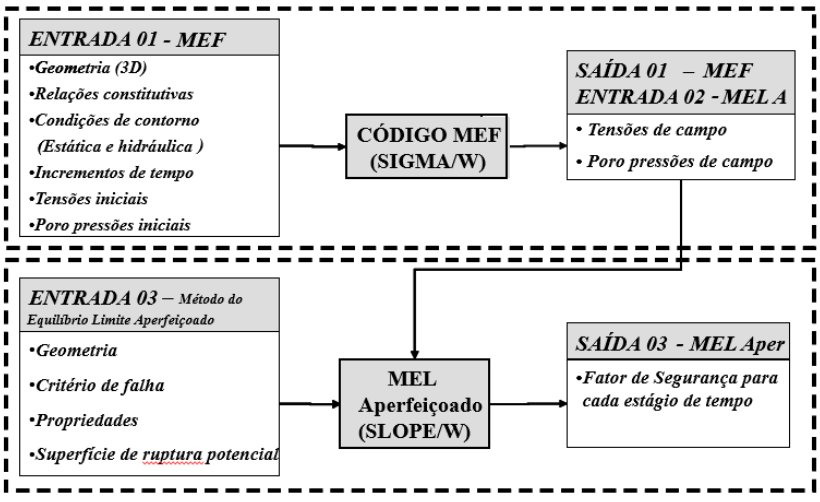


Figura 1. Metodologia utilizada para o cálculo do fator de segurança (Farias e Cordão-Neto, 2010, adaptado).

3.1 Condições de Contorno

Considerando que a pilha passará por períodos chuvosos e de estiagem ao longo do tempo, a resoluçao do problema será transiente, ou seja, as condições de contorno mudarão ao longo do tempo. Foi necessária a definição de condições de contorno não convencionais, como a infiltração de água no solo devido às chuvas, poropressões nas fronteiras do aterro geradas durante a construção, drenos, entre outros.

A definição das condições de contorno transientes para construção de aterros foi apresentada por Cordão-Neto et al. (2004) , Cordão-Neto (2005) e Farias e Cordão-Neto (2010) e está ilustrada na Figura 2. O valor da poropressão estabelecida no topo da nova camada deve ser compatível com o valor da poro pressão relacionado ao teor de umidade utilizado na compactação do material. À medida que o aterro é alteado, as condições de contorno para as camadas existentes devem ser atualizadas para construção da nova camada.

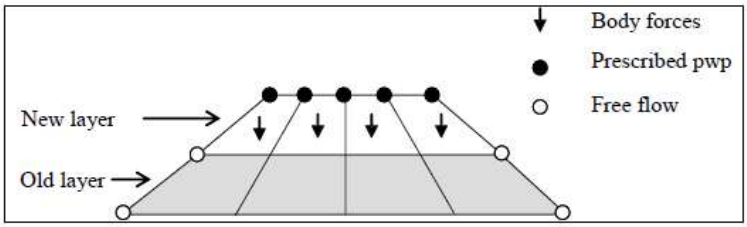


Figura 2. Forças e condição de contorno para construção de aterros (Farias e Cordão-Neto, 2010).

Além das etapas de construção, é necessário impor condições de contorno para representar as condições climáticas que a estrutura estará submetida durante os anos. Muños et al. (2017) e Muños et al (2018) apresentaram uma metodologia para aplicação de uma série temporal de 30 anos, considerando os dados de precipitação, interceptação e evapotranspiração locais. Quando uma taxa de infiltração é aplicada (condição de contorno natural), há o aumento gradativo da poropressão, até que esta atinja um valor predefinido como limite, então, muda-se a condição de contorno para poropressão prescrita (condição de contorno essencial).

4 MODELO NUMÉRICO

A modelagem do problema foi realizada no pacote de programas Geostudio, da Seequent. Para a primeira etapa, que consistiu em obter as tensões e poro pressões de campo, foram utilizados o SIGMA/W e o SEEP/W. A segunda etapa, por sua vez, foi realizada no SLOPE/W, para obtenção dos fatores de segurança da pilha em suas diferentes etapas construtivas. A metodologida completa é encontrada em Rodrigues (2023).

4.1 Contextualização do Problema

A configuração adotada na análise foi a de uma pilha de rejeitos filtrados hipotética com 100 metros de altura, dividida entre 10 camadas de 10 metros, onde cada camada construída corresponde a um ano de operação (Figura 3). Foram utilizados dois materiais na construção do problema, sendo o primeiro a fundação (em amarelo) e o segundo, os rejeitos (em verde). Na base e lateral os deslocamentos horizontais e verticais foram restringidos.

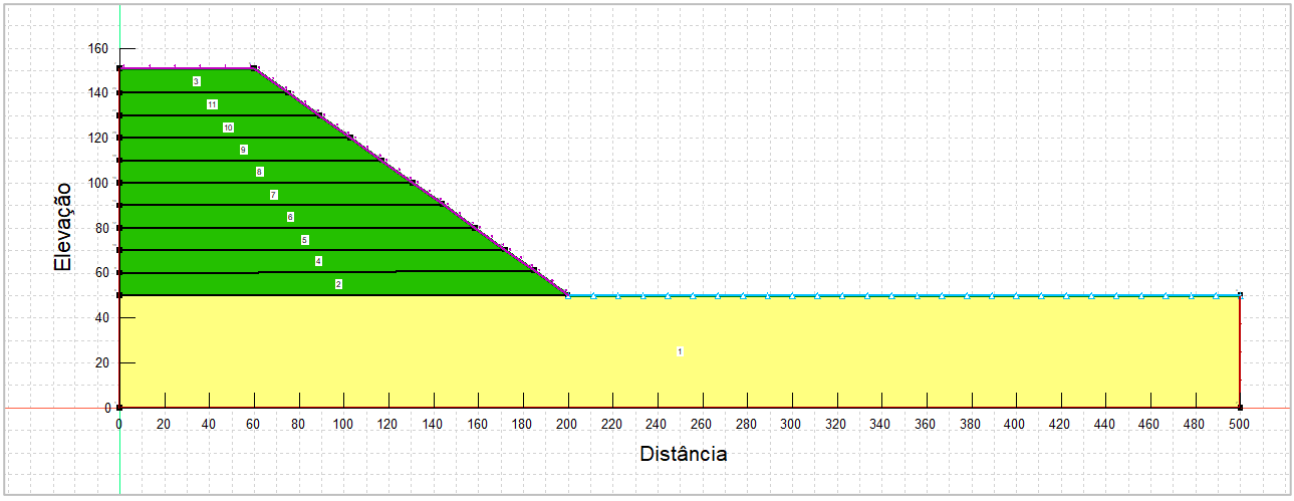
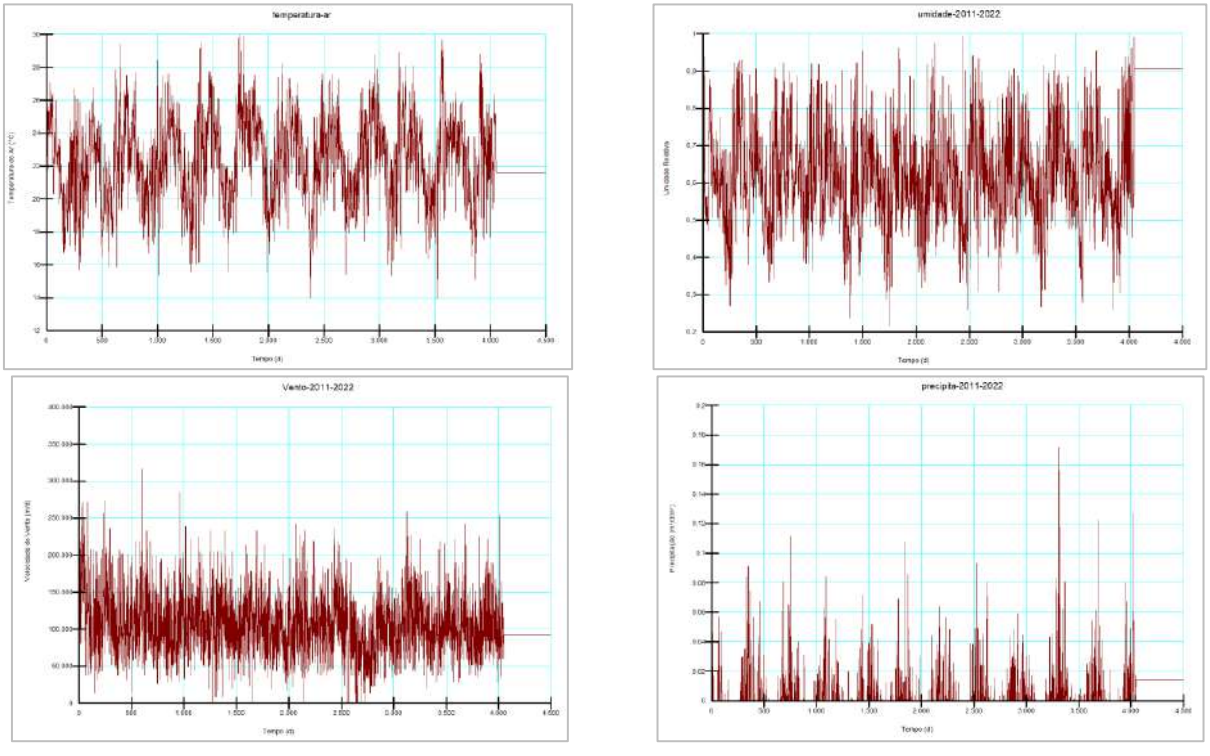


Figura 3. Geometria da pilha

Para a análise com interação solo-atmosfera (referente às condições de contorno da atmosfera), foram inseridos os gráficos com os dados meteorológicos obtidos no portal do INMET, para a estação meteorológica de Belo Horizonte, com a data de corte compreendida entre os anos de 2011 e 2022. Na análise apresentada, a variável de vegetação não foi considerada. Para a condição de contorno atmosférica, é necessária ainda a avaliação da temperatura e umidade relativa do ar, velocidade do vento, precipitação e fluxo líquido de radiação.

A interação solo-atmosfera é realizada pela integração do Método de Penman-Wilson no Método do Equilíbrio Limite (MEL) e no Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizados no programa, para a determinação do fluxo real de evaporação (GeoSlope International Ltd., 2014). Os gráficos inseridos no modelo estão apresentados na Figura 4. Os parâmetros utilizados para os materiais do modelo estão sintetizados na Tabela 1.



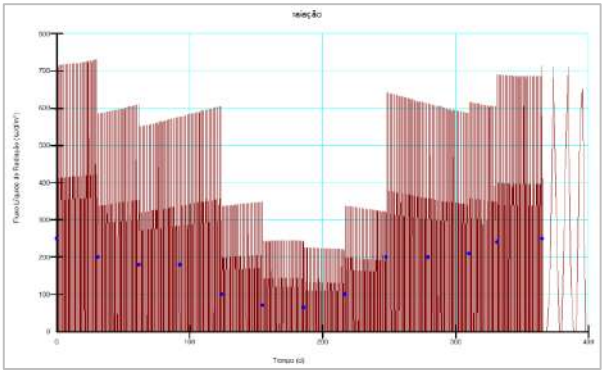


Figura 4. Gráficos de temperatura, umidade relativa do ar, velocidade do vento, precipitação e radiação, respectivamente (Rodrigues, 2023).

Tabela 1. Parâmetros dos materiais utilizados na análise (Rodrigues, 2023).

Material	**Índice de vazios inicial**	**Peso específico (kN/m³)**	**Elasticidade efetiva (kPa)**	**Poisson**	**a(kPa)**	**n**	**Compressibilidade (kPa^{-1})**	**TUV Sat**	**TUV Res**
Fundação	0,9	23	100.000	0,3	300	1,3	$1x10^{-6}$	0,4	0,05
Rejeito	1,0	25	30.000	0,4	30	1,3	0,0001	0,5	0,05

Os gráficos da Figura 5 apresentam uma comparação entre as propriedades hidráulicas (permeabilidade e curva de retenção) do rejeito e da fundação. A fundação se aproxima do modelo elástico linear, enquanto os rejeitos se aproximam do modelo rígido-perfeitamente-plástico de Mohr-Coulomb, o que justifica a diferença entre a elevação do teor de umidade volumétrico em comparação com as poropressões.

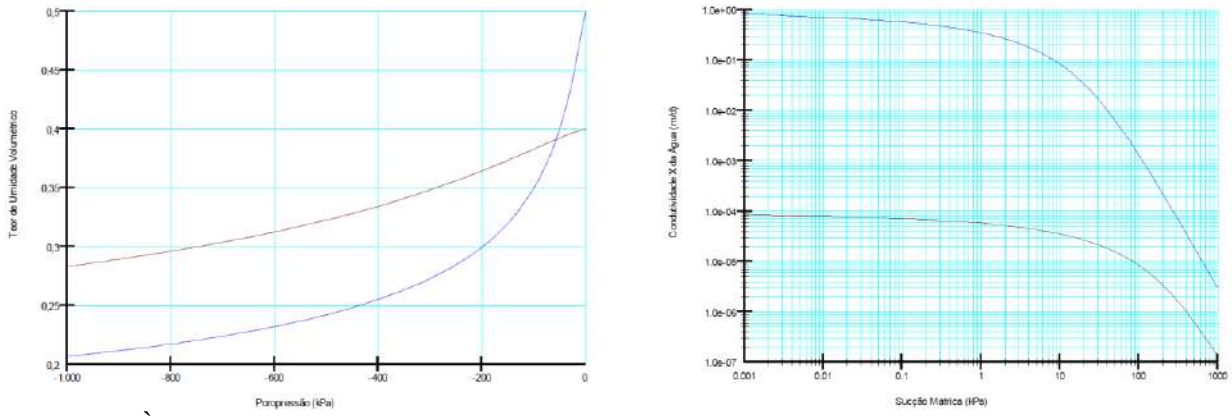


Figura 5. À esquerda: relação entre o teor de umidade volumétrico e as poropressões para fundação (em vermelho) e os rejeitos (em azul). À direita: Curvas de retenção da fundação e dos rejeitos (Rodrigues, 2023).

5 RESULTADOS

5.1 Poropressões

O objetivo da análise das poropressões foi avaliar a influência das condições de contorno atmosféricas durante as diferentes fases construtivas da pilha. Foram modeladas as poropressões para a quinta e nona camada, correspondentes ao quinto e nono ano de operação, respectivamente. Os resultados obtidos estão apresentados nas Figuras 6 e 7.

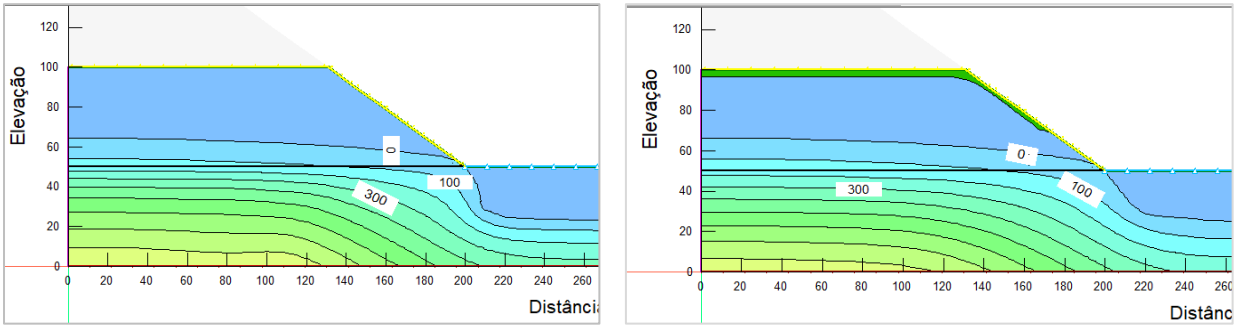


Figura 6. Poro pressões no quinto ano construtivo da pilha, sem consideração das condições de contorno atmosféricas (à esquerda) e considerando a interação solo-atmosfera (à direita).

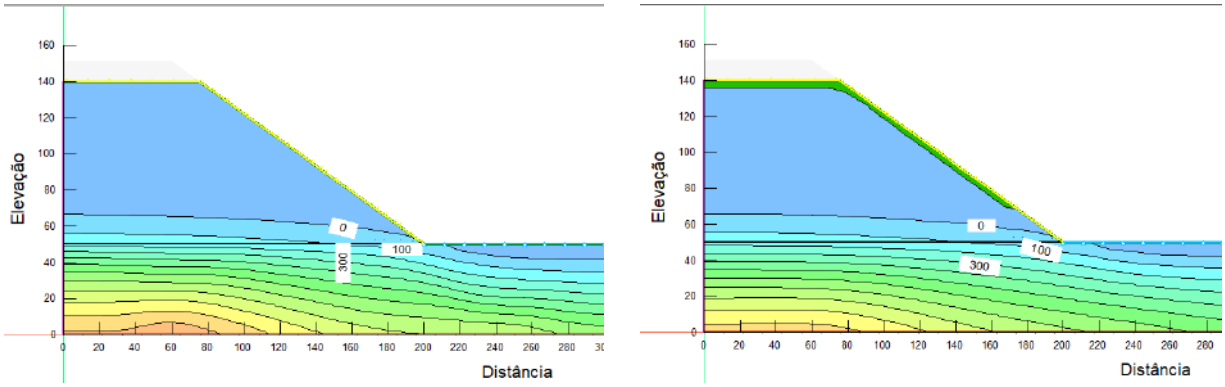


Figura 7. Poro pressões no nono ano construtivo da pilha, sem consideração das condições de contorno atmosféricas (à esquerda) e considerando a interação terra-clima (à direita).

As figuras 6 e 7 mostram que não houve alteração marcante nas poropressões durante as diferentes fases construtivas da pilha quando considerada a condição de contorno atmosférica. A base da pilha, por sua vez, pode gerar algum excesso de poro pressão durante as etapas construtivas, sendo recomendável a instalação e o monitoramento da estrutura durante toda sua vida útil com piezômetros. Segundo o modelo, as tensões totais serão iguais às efetivas, uma vez que não há geração de poropressão em praticamente todo corpo da pilha.

5.2 Fator de Segurança

Foram realizadas análises de estabilidade para a estrutura para cada ano de construção. A Figura 8 apresenta o fator de segurança obtido para o ano 9.

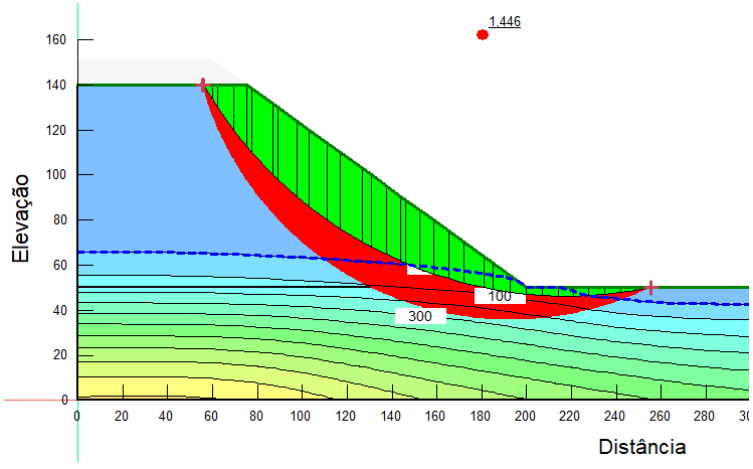


Figura 8. Fator de segurança da pilha – nono ano de construção

É importante observar que, para a configuração proposta e com os parâmetros utilizados, o fator de segurança obtido para a pilha não atende às Normas vigentes no Brasil, uma vez que estes que deveriam estar acima de 1,5 para esse tipo de estrutura geotécnica.

5 CONCLUSÕES

Os resultados mostraram que, para o caso avaliado, as condições de contorno atmosférica não alteraram significativamente as poropressões nas diferentes fases construtivas da pilha. No entanto, a base da pilha pode gerar algum excesso de poropressão durante as etapas construtivas, justificando a necessidade de monitoramento contínuo.

Para a configuração proposta e com os parâmetros utilizados, o fator de segurança obtido no modelo não se enquadra nos mínimos estabelecidos pela Norma de pilhas, ABNT NBR 13.029 - Elaboração e apresentação de projeto de disposição de estéril em pilha. Dessa forma, ajustes na geometria da pilha seriam necessários para aumentar sua estabilidade.

Por fim, é possível obter estimativas para o comportamento da estrutura no longo prazo, partindo das mesmas premissas apresentadas neste artigo. Embora as pesquisas sobre pilhas de rejeitos filtrados tenham crescido nos últimos anos, ainda há temáticas que podem ser tecnicamente aprofundadas para uma melhor compreensão do comportamento dessas estruturas ao longo de toda sua vida útil.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Chaves, A. P. (2004). *Teoria e prática do tratamento de minérios.*

Cordão Neto, M. P. C. (2005) *Análise hidro-mecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis.* Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

Davies. M. (2011) Filtered dry stacked tailings: the fundamentals. Proceedings of Tailings and Mine Waste.

Farias, M. M.; Cordão Neto, M. P. (2010) Advanced numerical simulation of collapsible earth dams. *Canadian Geotechnical Journal*, n. 47, p. 1351-1364.

Fredlund, D. G.; Morgenstern, N. R. (1977) Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the geotechnical engineering division*, v. 103, n. 5, p. 447-466.

FREDLUND, Delwyn G.; MORGENSTERN, Norbert R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the geotechnical engineering division,* v. 103, n. 5, p. 447-466.

Geoslope International Ltd. (2012). "Seepage Modeling with SEEP/W – An Engineering Methodology". Geoslope International Ltd., Calgary, Alberta, Canadá.

IBRAM. Infográfico - Mineração em números – 2022. Disponível em: < https://ibram.org.br/publicacoes/page/2/#publication > Acessado em 07/11/2023.

Lupo. J.; Hall, J. (2010) *Dry stack tailings–design considerations.* Proceedings Fourteenth International Conference on Tailings and Mine Waste, Vail, Colorado, USA, AA Balkema, The Netherlands. p. 327-334.

MEND – Mine environment neutral drainage Project. (2017) MEND Report 2.50.1 Study of Tailings Management Technologies. Klohn Crippen Berger. The Mining Association of Canada (MAC), Canadá.

Rodrigues, F. (2023). Análise de Pilha de Rejeito Filtrado Construída em Regiões de Clima Tropical. Monografia de Projeto Final – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia.

Terzaghi, K., Peck, R.B.; Mesri, G. (1996) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John wiley & sons, 1996.

SBMR

ÁREA 14.

Big Data e Inteligência Artificial em Mecânica das Rochas

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/751

Análise de Importância de Variáveis na Diluição de Realces Subterrâneos por Meio de Técnicas de Aprendizado de Máquina

Caio Oliveira Rodrigues
Engenheiro de minas e geotécnico, Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Ouro Preto, Brasil, caio.or@aluno.ufop.edu.br

Tatiana Barreto dos Santos
Professora Adjunta do Departamento de Engenharia de Minas (DEMIN/UFOP), Universidade Federal de OuroPreto, Ouro Preto, Brasil, tatiana.santos@ufop.edu.br

RESUMO: A partir de um banco de dados com 70 realces de três diferentes mineralizações (Carvoaria, Cachorro Bravo e Laranjeiras) e 25 variáveis locacionais, geométricas, geológico-geotécnicas e de perfuração e desmonte, foram conduzidas análises por métodos de aprendizado de máquina, a fim de determinar as variáveis mais relevantes na ocorrência de diluição operacional da mina em estudo. Os métodos escolhidos foram Árvores de Decisão (DT) e Florestas Aleatórias (RF), sendo este capaz de determinar a importância de variáveis por meio do estimador de erros Out-of-Bag (OOB). O estimador OOB foi mais eficiente na definiçãode significância de variáveis, com valores de R^2 superiores aos obtidos por meio das DT. Os resultados do corpo Carvoaria indicaram que adequações nas geometrias de projeto dos realces são demandadas. Para o corpo Cachorro Bravo há necessidade de atenções e cuidados direcionados às tensões *in-situ* e induzidas, enquanto para o corpo Laranjeiras as análises sugerem que o plano de fogo deve ser redimensionado, para evitar rupturas por quedas de blocos que causam diluição não planejada. Apesar das restrições de amostras disponíveis no banco de dados, o trabalho conseguiu mostrar a relevância de variáveis na diluição de cada mineralização e propor melhorias direcionadas para cada caso.

PALAVRAS-CHAVE: Diluição, Realces por Subníveis, Árvores de Decisão, Florestas Aleatórias, Estimadorde Erros *Out-of-Bag*.

ABSTRACT: From a dataset with 70 stopes of three different orebodies (Carvoaria, Cachorro Bravo, and Laranjeiras) and 25 locational, geometrical, geological-geotechnical, and drilling and blasting variables. Machine learning analyses are conducted to determine the most relevant variables that cause stope dilution. The chosen methods were Decision Trees (DT) and Random Forests (RF), the latter capable of determining variableimportance through the Out-of-Bag (OOB) error estimator. OOB estimator was more efficient in defining variable significance, with R^2 values higher than those obtained through DT. The results for the Carvoaria orebody indicate that adjustments to the design geometries of stopes are required. For the Cachorro Bravo orebody, attention are needed for *in-situ* and induced stresses, while for the Laranjeiras orebody, the analysessuggest that blasting plan should be resized to avoid block falls that cause unplanned dilution. Despite the sample limitations in the database, the paper manages to show the relevance of variables in each dilution mineralization and propose targeted improvements for each case.

KEYWORDS: Dilution, Sublevel Stoping, Decision Trees, Random Forests, Out-of-Bag Error.

1 INTRODUÇÃO

Um dos principais desafios na mineração subterrânea pelo método de lavra por realces por subníveis é o controle da diluição operacional. Alguns dos seus impactos diretos são, conforme Clark (1998), Charbel (2015), Jang et al. (2015) e Costa (2017), nos custos de produção, na recuperação metalúrgica praticada na planta de beneficiamento e na diminuição dos teores de minério, que exigem mais operações nas frentes de lavra, diminuindo a produtividade da operação, além de afetar a segurança de trabalhadores e máquinas quando ocorrem altas taxas de diluição.

Costa (2017) afirma que uma compreensão adequada dos fatores que levam à diluição é de suma importância para a continuidade de um empreendimento mineiro. Diversos métodos empíricos foram desenvolvidos historicamente para este fim, e mais recentemente, a utilização de ferramentas de *data mining* têm sido propostas para minimizar a diluição e compreender os fatores associados à sua ocorrência, uma vez que são de utilização prática, reduzem subjetividades de modelos empíricos, possuem boa acurácia e são uma excelente alternativa aos geotécnicos no auxílio de tomadas de decisão. Assim, este trabalho busca analisar por meio de duas técnicas diferentes de aprendizado de máquina (Árvores de Decisão e Florestas Aleatórias) a importância das diversas variáveis que governam a estabilidade de escavações subterrâneas e seu impacto na diluição operacional em uma mina que utiliza o método de realces por subníveis.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Árvores de Decisão

As árvores de decisão (do inglês *Decision Trees*, DT) são modelos de aprendizado de máquina utilizados em problemas de classificação e regressão. Elas funcionam criando uma estrutura hierárquica de nós internos, galhos e nós folha para representar regras de decisão baseadas nos dados de entrada (SANTOS, 2019). Conforme Qi *et al.* (2018) e Santos (2021), os nós internos representam as variáveis do conjunto de dados, enquanto os galhos são as decisões tomadas com base nessas variáveis. Cada galho leva a um próximo nó interno, refletindo as escolhas feitas pelo modelo. Os nós folha representam os resultados finais da árvore, sendo rotulados com classes (em árvores de classificação) ou valores numéricos (em árvores de regressão).

Lemos *et al.* (2005) afirmam que uma das características mais importantes das árvores de decisão é a sua capacidade de criar regras de classificação do tipo "se-então" para prever classes ou valores de saída. Essas regras são formadas ao longo dos galhos que conectam a raiz aos nós folha, representando combinações de decisões. Além disso, os autores atestam que a estrutura hierárquica das árvores de decisão reflete a relação de dependência entre as variáveis de entrada e a variável de saída, permitindo identificar os atributos mais influentes na previsão. Isso proporciona uma interpretação clara do modelo e dos fatores que mais impactam a variável de saída.

2.2 Florestas Aleatórias

Conforme aprensentam Breiman (2001), Santos (2019) e Guedes (2020), as florestas aleatórias (do inglês *Random Forests*, RF) são um método de aprendizado de máquina proposto por Breiman (2001) que combina os conceitos de árvores de decisão e métodos *ensemble*. O método funciona construindo um conjunto de árvores de decisão de forma aleatória, utilizando diferentes amostras geradas pela técnica de *bagging*, onde são selecionados aleatoriamente diversos subconjuntos de treinamento do conjunto de dados original, gerando assim amostras aleatórias para treinar cada árvore.

Cada árvore de decisão na floresta aleatória é criada a partir de uma amostra aleatória independente dos dados de treinamento, o que torna as árvores diversificadas e menos propensas a *overfitting*. Durante a construção de cada árvore, em cada nó de decisão é feita uma seleção aleatória de um conjunto de atributos para avaliar qual é o melhor atributo para dividir o nó. Após a construção das árvores, o resultado final da floresta aleatória é determinado pela votação majoritária das árvores em problemas de classificação, onde a classe mais votada é escolhida como resultado final. Em problemas de regressão, o resultado final é obtido pela média dos valores previstos por todas as árvores (BREIMAN, 2001; OSHIRO, 2013; SANTOS, 2021). Uma das principais vantagens das RF é a sua capacidade de lidar com conjuntos de dados complexos de forma não-linear, além de serem menos sensíveis a *outliers* e ruídos nos dados, e geralmente fornecem resultados de alta precisão em comparação com outros métodos de aprendizado de máquina. (QI *et al.*, 2018)

2.2.1 Estimador de Erros Out-of-Bag

Brieman (2001) justifica o uso do método *bagging* nas florestas aleatórias uma vez que melhora o desempenho do algoritmo, especialmente quando se trabalha com atributos aleatórios. Além disso, ele oferece

uma maneira eficaz de estimar o erro de generalização do conjunto combinado de árvores por meio do estimador *out-of-bag* (OOB), o que proporciona uma avaliação contínua da performance do modelo.

São conhecidos como *out-of-bag* (OOB) os dados não utilizados na construção do modelo, e possuem grande relevância no entendimento da importância das variáveis no contexto das florestas aleatórias. A não utilização frequente de certas variáveis OOB em diferentes iterações das árvores indica sua baixa influência na predição desejada. Isso é uma consequência natural do modelo, pois as variáveis mais relevantes tendem a ser escolhidas repetidamente para a construção das árvores. A estimativa de erro OOB oferece uma medida objetiva do desempenho do modelo, pois é obtida a partir da avaliação das amostras OOB presentes no modelo final. Além disso, ao utilizar o estimador de erro OOB, é possível determinar a importância preditiva de cada variável no modelo. Quanto maior a diferença no erro de predição ao substituir uma variável por variáveis OOB, mais relevante é aquela variável para o modelo preditivo, provendo importantes conclusões sobre a contribuição de cada variável para a precisão do modelo (BREIMAN, 2001; OSHIRO, 2013; SANTOS, 2021).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Banco de dados

O banco de dados utilizado neste trabalho foi obtido em Costa (2017). O banco de dados inicial é composto por 77 realces, contendo 39 variáveis em cada realce.

Numa análise inicial foram removidas amostras onde figuravam valores nulos ou incoerentes, e também descartadas algumas variáveis para análise posterior por não possuírem relação direta com diluição ou apresentarem muitos valores nulos ou pouco variáveis. Assim, o banco de dados utilizado no trabalho contém 70 realces e 26 variáveis, dividas em quatro grupos de parâmetros apresentados a seguir. Os 70 realces pertencem a três diferentes mineralizações, sendo 25 realces pertencentes ao corpo Carvoaria, 22 ao corpo Cachorro Bravo e 23 ao corpo Laranjeiras. Em parênteses é apresentado a sigla da variável que irá constar nos outros tópicos do trabalho:

- Parâmetros locacionais: profundidade (Prof, em metros);
- Parâmetros geométricos/de projeto: comprimento do realce (Strike, em metros), altura do realce em sua inclinação (AltDip, em metros), ângulo de mergulho do *hanging wall* do realce (HwDip, em graus), raio hidráulico do *hanging wall* (RH, em metros), espessura planejada do realce (Ep, em metros), largura da galeria inferior ao realce (LGi, em metros), largura do *undercutting* na galeria inferior ao realce do lado do *hanging wall* (LUGIhw, em metros) e largura do *undercutting* na galeria inferior ao realce do lado do *footwall*, em metros (LUGIfw, em metros);
- Parâmetros geológico-geotécnicos: classificações geomecânicas Q', RMR e GSI, fatores A, B, C e N' de Potvin *et al.* (1988), tensão *in-situ* estimada (σv, em MPa), ângulo formado entre a foliação e o plano do *hanging wall* (Alfa, em graus), índice de criticidade das estruturas geológicas singulares (ICEGs) e relações entre cabeamento de lavra e comprimento do realce (Mc/str), área do realce (Mc/Ahw) e tonelagem do realce (Mc/ton);
- Parâmetros de perfuração e desmonte: perfuração específica (PE), proporção entre os furos espetando o *hanging wall* e o total de furos (FEhw) e proporção entre os furos espetando o *footwall* e o total de furos de perfuração (FEfw);
- Diluição do realce (Diluição, em %).

Uma descrição detalhada de cada parâmetro pode ser obtida em Rodrigues (2023).

3.2 Metodologia

Após tratativa do banco de dados, inicia-se a investigação de importância das variáveis. Árvores de decisão (DT) e Florestas Aleatórias (RF) foram os métodos de inteligência artificial escolhidos para tal, uma vez que são adequados na definição de importância de variáveis devido à estrutura hierárquica das DT e a capacidade analítica de influência das variáveis do estimador OOB nas RF. Todas as análises foram realizadas no R v. 4.1.2 (R CORE TEAM, 2021), por meio do ambiente integrado de desenvolvimento RStudio v. 2023.12.1 (RSTUDIO TEAM, 2023). Os seguintes pacotes foram utilizados: plyr (WICKHAM, 2011);

randomForest (LIAW; WIENER, 2002); rpart (THERNEAU; ATKINSON, 2019); rpart.plot (MILBORROW, 2021).

Tendo conhecimento das particularidades e diferenças geológico-geotécnicas entre as mineralizações Carvoaria (CV), Cachorro Bravo (CB) e Laranjeiras (LJ), propõe-se que sejam feitas análises para os três corpos de forma separada. Contudo, devido ao baixo número de amostras, o RStudio não gerou resultados para as análises por DT. Foi então proposto que todos os realces do banco de dados fossem avaliados em conjunto numa série de análises que alternaram sementes aleatórias pré-definidas, proporções treino/teste e parâmetros de *tunning*, num total de 200 análises computacionais, visando a observação de importância de variáveis em cenários completamente diferentes entre si. Em cada análise foi feita contagem e registro das aparições das variáveis utilizadas na construção das DT. Ao final, as seis mais recorrentes foram aplicadas nas análises seguintes. Este processo pode ser melhor compreendido na leitura de Rodrigues (2023), que também apresenta como os hiperparâmetros a serem utilizados nos modelos de RF foram definidos.

Em seguida são realizadas 50 análises para cada mineralização, alterando apenas as sementes pré-definidas, e registrados os valores das métricas de validação em cada análise. As métricas de validação selecionadas para validar os modelos preditivos são o coeficiente de determinação R^2 e a raiz do erro quadrático médio RMSE, e tiveram sua capacidade de generalização medida pelo método da ressubstituição com divisão amostral (*random subsampling*). O mesmo modelo de RF foi utilizado para definição de importância de variáveis a partir do estimador OOB. A forma de amostragem aleatória das RF possibilita que o estimador OOB seja utilizado mesmo que haja baixo número de amostras no banco de dados, utilizando todas as variáveis e amostras disponíveis no banco de dados.

A fim de comparar os dois métodos, foram registradas a importância de todas as variáveis em cada mineralização, e nos três casos, escolhidas as seis com maiores valores apontados pelo estimador OOB. Foram então feitas 50 novas análises para cada mineralização, com as mesmas sementes pré-definidas, agora utilizando as variáveis indicadas pelo estimador OOB em cada mineralização, e registradas as métricas de validação para que sejam comparados os métodos e escolhido aquele que consegue ter maior capacidade preditiva, com melhor acurácia, utilizando as variáveis mais importantes do banco de dados.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As avaliações por DT indicam que as variáveis que mais figuraram no total de análises foram espessura planejada (Ep), ângulo formado entre a foliação e o plano do *hanging wall* (Alfa), largura do *undercutting* no *hanging wall* da galeria inferior (LUGIhw), profundidade (Prof), índice de criticidade das estruturas geológicas singulares (ICEGs) e furos espetando o *footwall* (FEfw), em ordem de significância por quantidade de aparições. Chama a atenção a ocorrência de variáveis de todos os grupos de parâmetros, indicando que de fato são diversos os fatores que controlam a diluição, e uma análise aprofundada é requerida para contemplar todos esses fatores.

De posse das variáveis mais significativas, os modelos de RF são gerados para os bancos de dados de cada uma das mineralizações, e avaliadas suas métricas de validação e ordem de importância de variáveis. O modelo preditivo do corpo Carvoaria foi denominado RFDT-CV, do corpo Cachorro Bravo RFDT-CV, e do corpo Laranjeiras RFDT-LJ. A Tabela 1 apresenta os valores das métricas de validação obtidas, e a Tabela 2 apresenta a ordem de significância das variáveis pelas análises por DT e dos modelos RFDT-CV, RFDT-CB e RFDT-LJ.

Tabela 1. Resultados dos modelos de florestas aleatórias para banco de dados de cada corpo utilizando variáveis mais relevantes obtidas por DT.

MODELO	RMSE TREINO	RMSE TESTE	R^2 TREINO	R^2 TESTE
RFDT-CV	5.1156	11.7239	0.9231	0.5295
RFDT-CB	3.5481	7.8609	0.8846	0.5465
RFDT-LJ	4.8513	10.0041	0.9164	0.4525

Tabela 21. Comparação entre as importâncias das variáveis nos diferentes modelos de aprendizado de máquina para variáveis mais importantes obtidas por DT.

	ÁRVORES DE DECISÃO	FLORESTAS ALEATÓRIAS		
		CARVOARIA	CACHORRO BRAVO	LARANJEIRAS
1	Ep	Ep	Ep	Alfa
2	Alfa	Alfa	Alfa	Ep
3	LUGIhw	LUGIhw	LUGIhw	ICEGs
4	Prof	Prof	ICEGs	FEfw
5	ICEGs	FEfw	Prof	Prof
6	FEfw	ICEGs	FEfw	LUGIhw

Utilizando o mesmo algoritmo de RF o estimador OOB foi aplicado para cada mineralização, utilizando agora todas as 26 variáveis do banco de dados tratado, a fim de observar possíveis semelhanças e discrepâncias entre os métodos na definição de importância de variáveis, e selecionadas as seis de maior significância para que fossem realizadas novas análises nos algoritmos de cada mineralização, a fim de obter as métricas de validação e comparar com aquelas obtidas anteriormente e apresentadas na Tabela 1. Os modelos agora são denominados RFOOB-CV para o corpo Carvoaria, RFOOB-CB para o corpo Cachorro Bravo e RFOOB-LJ para o corpo Laranjeiras. A Tabela 3 apresenta os valores das métricas de validação obtidas, enquanto a Tabela 4 apresenta a sequência de importância de variáveis para cada mineralização a partir dos modelos RFOOB.

Tabela 3. Resultados dos modelos de florestas aleatórias para banco de dados de cada corpo utilizando variáveis mais relevantes obtidas pelo estimador OOB.

MODELO	RMSE TREINO	RMSE TESTE	R^2 TREINO	R^2 TESTE
RFOOB-CV	3.3633	7.9299	0.8957	0.5519
RFOOB-CB	4.6610	10.6139	0.9293	0.6413
RFOOB-LJ	4.6725	9.6966	0.9156	0.5008

Tabela 42. Comparação entre as importâncias das variáveis nos diferentes modelos de aprendizado de máquina para variáveis mais importantes obtidas por OOB.

	CARVOARIA	CACHORRO BRAVO	LARANJEIRAS
1	Ep	Ep	Alfa
2	RMR	RMR	PE
3	Mc/ton	Alfa	Ep
4	LUGIhw	Prof	C
5	Q’	σv	HwDip
6	N’	A	GSI

A análise de importância de variáveis pelo estimador OOB indicou algumas semelhanças com aquela obtida pela DT, principalmente da significância das variáveis Ep e Alfa como as mais relevantes em correlação com diluição operacional, para os três casos. Contudo, é interessante observar as particularidades de cada mineralização quando utilizado o estimador OOB, possibilitando que problemas específicos das minas que operam nos diferentes corpos sejam avaliados e tratativas sejam direcionadas para eles. Além disso, observa-se que os valores de R^2 nos três casos foram superiores nos modelos RFOOB, o que indica que as variáveis indicadas como mais relevantes possuem maior capacidade descritiva nas correlações com a diluição quando comparado com os modelos RFDT, que tendem a descrever a diluição de modo mais generalizado uma vez que consideram todos os realces juntos para sua análise.

As variáveis Ep e Alfa constam como as mais relevantes em todas as análises, especialmente nas realizadas por DT, as duas mais relevantes em todos os casos. Considerando que a mina em estudo possui mineralizações caracterizadas por veios estreitos, espera-se que o parâmetro Ep seja um dos mais

significativos, pois pequenas variações da espessura planejada podem significar uma alta porcentagem de diluição. A relevância da variável Alfa é explicada pela presença de foliação nas mineralizações. Uma vez que o ângulo formado entre a foliação e o *hanging wall* dos realces é menor que 30° na maioria dos casos, observa-se uma tendência a maior instabilidade no realce pela ocorrência de desplacamentos após a abertura da escavação de lavra, principalmente devido ao alívio de tensões nessas regiões.

Observando de modo particular as variáveis mais relevantes obtidas pelos modelos RFOOB, seguem observações pertinentes de cada uma. No corpo Carvoaria é observada uma correlação direta entre as outras quatro variáveis mais relevantes na geração de diluição operacional. As classificações geomecânicas RMR e Q' possuem os menores valores médios neste corpo dentre os três. Os menores valores de Q' impactam diretamente no valor de N', uma vez que é um dos quatro fatores utilizados na obtenção deste indicador. De acordo com o modelo empírico de Potvin *et al.* (1988), menores valores de N' devem ter valores de raio hidráulico correspondente também mais baixos para que haja estabilidade do realce. Contudo, os dados indicam que os valores de raio hidráulico praticados nos realces do corpo Carvoaria são os maiores dentre os três. A proporção de metros de cabeamento por tonelada de massa (Mc/ton) deste corpo é a maior entre as três, numa tentativa de trazer estabilidade aos realces de elevado valor de raio hidráulico, contudo, a variável também foi apontada como uma das mais relevantes na ocorrência de diluição. Assim, sugere-se que as geometrias dos realces praticados no corpo Carvoaria sejam mais conservadoras, com menores alturas ou extensão, a fim de minimizar o raio hidráulico, uma vez que as classificações geomecânicas apontam para menores características de resistência do maciço rochoso. O cabeamento de lavra deve ser acompanhado em campo para certificar que o procedimento está sendo bem executado, e a equipe técnica deve estudar possíveis modificações ou adequações no procedimento para que seja mais efetivo de acordo com as realidades da mina, como a mudança de malha de cabeamento, alteração nos tipos de cabo ou método de instalação/injeção.

A análise das variáveis mais relevantes do corpo Cachorro Bravo evidencia que um dos principais indicadores dos problemas de diluição dos realces executados neste corpo está associado às tensões, sejam elas *in-situ* ou induzidas. Inicialmente, observa-se que as variáveis Prof e σv ocorrem como mais relevantes e possuem correlação proporcional direta, posto que é esperado que as tensões *in-situ* aumentem com maiores profundidades. O fator A de Potvin, também uma das variáveis mais relevantes, indica a razão entre as tensões induzidas pela escavação e a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta. Corpos foliados tendem a ter alívios de tensão nos planos de foliação, evento comumente observado no *hanging wall* de realces abertos. Desta forma, é importante que sejam conduzidos testes para conhecer profundamente como as tensões *in-situ* e induzidas se comportam no maciço rochoso do corpo Cachorro Bravo, visando a construção de banco de dados e confecção de modelagens geotécnicas confiáveis e robustas, que possam compreender valores e direções reais dos vetores de tensão no maciço rochoso. De posse desses dados, é imprescindível que haja um trabalho criterioso entre as equipes de geotecnia e planejamento de mina na definição do posicionamento e geometria dos realces, além de observações de campo para visualizar os efeitos das tensões nos realces.

As análises do corpo Laranjeiras chamam atenção pois, além da importância de variáveis diferir bastante daquelas dos outros dois corpos tanto nas análises de DT quanto nas OOB, os valores de R^2 são menores que das análises de Carvoaria e Cachorro Bravo. Isso pode indicar que as variáveis do banco de dados são menos descritivas na definição da diluição, havendo necessidade de adicionar novos parâmetros ao banco de dados, visando ampliar as correlações entre variáveis e também com a diluição operacional. Ainda assim, algumas observações podem ser feitas quanto aos resultados encontrados. Sendo o GSI uma classificação geomecânica que descreve o maciço quanto à estrutura visual da qualidade da superfície e formação de blocos, há evidência de grau de fraturamento médio a elevado neste corpo de acordo com os valores do banco de dados. Atrelado à isso está a aparição da variável C de Potvin entre as mais relevantes, indicando que o modo de falha por queda de blocos possui correlação forte na geração de *overbreak* deste corpo, especialmente na ocorrência de descontinuidades sub-horizontalizadas. Além da variável Alfa ser a mais relevante, tem-se que o ângulo de inclinação do *hanging wall* do realce também figura entre os fatores causadores de diluição nos realces do corpo. Por fim, a variável PE, definida como a razão entre a massa total planejada do realce pela metragem total do projeto de perfuração, figura entre as mais significantes. É necessário que haja dimensionamento do plano de fogo adequado às condições geoestruturais dos realces desse corpo, adotando estratégias que tragam menos perturbações ao maciço rochoso, principalmente para que as falhas por queda de blocos não sejam provocadas. É de suma importância que haja bom conhecimento das descontinuidades do corpo para este fim, com constantes observações em campo e atualização dos modelos geotécnicos.

Quanto às variáveis mais significativas pelas análises de DT, os resultados mostram que as escolhas operacionais para dimensionamento de galerias, erros durante a sua execução e a falta de aderência ao plano de perfuração e desmonte criam condicionantes que provocam diluição – a ocorrência de uma variável de largura de *undercutting* e outra da relação de furos de desmonte espetando o *footwall* indicam isso. O controle operacional destes fatores deve ocorrer visando a redução destas anomalias e consequente controle da diluição.

O alto valor da métrica RMSE teste em todos os casos indica que ainda há margem para desvios preditivos significativos nos modelos. Este incoveniente certamente pode ser contornado com a construção de um banco de dados com mais elementos amostrais de cada mineralização. É esperada uma maior capacidade preditiva na ocorrência de mais realces no banco de dados, pois o algoritmo conseguirá propor análises de correlação entre as variáveis e a diluição cada vez mais robustas e com menor erro – ou seja, maiores valores de R^2 teste. Contudo, apesar da necessidade de ampliar o banco de dados e da necessidade de aumentar os valores de acurácia do indicador R^2 e minimizar as variações do RMSE, o objetivo de avaliar a importância de variáveis consegue ser atingido, apontando para os principais desafios operacionais e geológico-geotécnicos que cada corpo propõe durante sua explotação.

5 CONCLUSÕES

A análise de importância de variáveis pelo estimador de erros OOB apresentou maiores valores de R^2 do que as análises por DT, sendo mais compatíveis com o atual banco de dados na interpretação das variáveis disponíveis em sua correlação com a diluição operacional. Dada a restrição na quantidade de amostras quando os corpos Carvoaria, Cachorro Bravo e Laranjeiras são individualizados em bancos de dados distintos, o estimador OOB se mostrou mais robusto na análise de significância de variáveis, visto que as DT só puderam realizar esta análise com utilização de todo o banco de dados.

Os dois tipos de análise indicam que as variáveis Ep e Alfa são as que possuem maiores correlações com a diluição, em todas as mineralizações. Cada uma apresenta suas particularidades quando observadas a importância das variáveis, apontando para a necessidade de diferentes abordagens na tratativa das questões de diluição em cada caso. Enquanto nos realces do corpo Carvoaria há um aparente mal dimensionamento da geometria das escavações, no corpo Cachorro Bravo as tensões *in-situ* e induzidas demonstram ser as principais condicionantes de diluição. Já no corpo Laranjeiras é necessário ter um controle operacional bastante acurado, visando aprimorar os planos de fogo, de modo que sua execução não provoque as rupturas por queda de blocos esperadas nesta mineralização.

Constata-se que os valores de RMSE teste são muito elevados, dando margem para grandes variações dos modelos preditivos, e a necessidade de aprimorar os valores de R^2 dos modelos, visando previsões mais acuradas para cada mineralização. Os valores de R^2 obtidos pelas análises RFOOB são de 0.5519 para o corpo Carvoaria, 0.6413 para o corpo Cachorro Bravo e de 0.5008 para o corpo Laranjeiras. Em ambos os casos se observa a necessidade de ampliar a quantidade de amostras nos bancos de dados.

O objetivo do trabalho, que consistiu na análise de variáveis para o estudo de caso em questão, foi alcançado. Além disso, este estudo abre portas para pesquisas futuras que busquem aprimorar a aplicabilidade do aprendizado de máquina na mineração subterrânea. Ampliar a amostragem, reduzir a complexidade dos modelos ou facilitar sua compreensão, explorar variáveis ocultas e suas interações, e investigar alternativas para reduzir o RMSE são apenas alguns exemplos de caminhos promissores a serem explorados.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos professores Dr. Allan Erlinkhman e MSc. Guilherme Alzamora por ajudar de tantas formas para que este trabalho pudesse ser finalizado. À UFOP, por proporcionar a oportunidade da execução desta pesquisa e também todos os recursos necessários.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Breiman, L. (2001) Random forests. *Machine Learning*, vol 45(1), p. 5–32.

Charbel, P. A. (2015) *Gerenciamento de Risco Aplicado à Diluição de Minério*. Tese de doutorado. Publicação / Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 406 p.

Clark, L. M. (1998) *Minimizing dilution in open stope mining with a focus on stope design and narrow vein longhole blasting*. University of British Columbia, Vancouver, Canadá.

Costa, L. C. B. (2017) *Metodologia para prever e reduzir o risco de diluição não planejada em lavras estreitas pelo método sublevel stoping. Estudo de caso: mina Córrego do Sítio, Santa Bárbara/MG*. Dissertação de mestrado. Mestrado Profissional em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto.

Guedes, E. V. O. (2020) *Aplicação de soft sensor baseado em redes neurais artificiais e random forest para predição em tempo real do teor de ferro no concentrado da flotação de minério de ferro*. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Instrumentação, Controle e Automação de Processos de Mineração, Universidade Federal de Ouro Preto e Associação Instituto Tecnológico Vale. Ouro Preto.

Jang, H.; Topal, E.; Kawamura, Y. (2015) Unplanned dilution and ore loss prediction in longhole stoping mines via multiple regression and artificial neural network analyses. *The Journal of The Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, volume 115, p. 449-456.

Lemos, E. P.; Arns, M. T. S.; Nievola, J. C. (2005) Análise de crédito bancário por meio de redes neurais e árvores de decisão: uma aplicação simples de data mining. *Revista de Administração*: RAUSP, vol. 40, núm. 3, julio-septiembre, pp. 225-234. Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

Liaw, A.; Wiener, M. (2002) Classification and Regression by randomForest. *R News* 2(3), 18--22.

Milborrow, S. (2021) rpart.plot: Plot 'rpart' Models: An Enhanced Version of 'plot.rpart'. R package version 3.1.0. Disponível em: <https://CRAN.R-project.org/package=rpart.plot>. Acesso em fev. 2023.

Oshiro, T. M. (2013) *Uma abordagem para a construção de uma única árvore a partir de uma Random Forest para classificação de bases de expressão gênica*. Dissertação (Mestrado em Bioinformática): Bioinformática, Universidade de São Paulo, São Paulo.

Potvin, Y.; Hudyma, M. (1988) *The stability graph method for open stope design*. Paper nº44, University of British Columbia, Edmonton, Alberta, Canada,

Qi, C.; Fourie, A.; Du, X.; Tang, X. (2018) Prediction of open stope hangingwall stability using random forests. Artigo. *Natural Hazards*, volume 92, p. 1179-1197.

R Core Team (2021) R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. Disponível em: <https://www.R-project.org/>. Acesso em fev. 2023.

Rodrigues, C. O. (2023) *Previsão da diluição em realces subterrâneos por meio de técnicas de aprendizado de máquina*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 131 p.

Rstudio Team (2023) RStudio: Integrated Development Environment for R. RStudio, PBC, Boston, MA. Disponível em: <http://www.rstudio.com/>. Acesso em mar. 2024.

Santos, A. E. M. (2021) *Classificação de maciços rochosos por meio de técnicas da estatística multivariada e inteligência artificial*. Tese de doutorado. Doutorado em Engenharia Mineral, Universidade Federal de Ouro Preto.

Santos, T. B. (2019) *Análise de risco geotécnico em taludes rochosos de mina com uso de técnicas estatísticas multivariadas e de aprendizado de máquina*. Tese de doutorado. Doutorado em Engenharia Mineral, Universidade Federal de Ouro Preto.

Therneau, T; Atkinson, B. (2019) rpart: Recursive Partitioning and Regression Trees. R package version 4.1-15. Disponível em: <https://CRAN.R-project.org/package=rpart>. Acesso em fev. 2023.

Wickham, H. (2011) The Split-Apply-Combine Strategy for Data Analysis. Journal of Statistical Software, 40(1), 1-29. Disponível em: <http://www.jstatsoft.org/v40/i01/.>. Acesso em fev. 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/752

Classificação de maciços rochosos em minas a céu aberto no Brasil: uma abordagem baseada em inteligência artificial e análise fatorial

Allan Erlikhman Medeiros Santos
Professor, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, allan.santos@ufop.edu.br

Milene Sabino Lana
Engenheira de Minas, Doutora em Tecnologia Mineral, Belo Horizonte, Brasil, milene@ufop.edu.br

Denise de Fátima Santos da Silva
Engenheira Geóloga, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, denisefss@ufmg.br

Tatiana Barreto dos Santos
Professora, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, tatiana.santos@ufop.edu.br

RESUMO: O propósito deste estudo é propor novos modelos para a classificação de maciços rochosos de minas a céu aberto localizadas no Brasil, fundamentados no sistema RMR. Os modelos propostos são baseados em técnicas de inteligência artificial. A utilização destes métodos quantitativos reduz a subjetividade dos sistemas propostos. As variáveis utilizadas foram a resistência e a alteração da rocha, condição e presença de água no maciço, e o grau de fraturamento do maciço rochoso. Assim, um número menor de variáveis foi utilizado, o que difere do sistema de classificação RMR. Os modelos foram treinados de modo supervisionado, de tal forma que as classes reais do RMR são utilizadas no treinamento, assim as técnicas identificam padrões para identificar estas classes; na fase de teste as classes são preditas e comparadas às reais, obtendo assim as acurácias dos modelos. Os valores médios de acurácia dos modelos treinados foram de 0,81; 0,89; 0,87 e 0,89 para naïve Bayes, random forest, redes neurais artificiais e máquinas de vetores de suporte, respectivamente. Estes resultados mostraram a possibilidade de definir as classes do RMR com um número menor de variáveis. O trabalho apresenta uma nova abordagem para lidar com sistemas de classificação de maciços rochosos, diminuindo a subjetividade, aumentando a seletividade dos parâmetros, reduzindo a dimensionalidade de bancos de dados geotécnicos e otimizando a aplicação de sistemas de classificação.

PALAVRAS-CHAVE: maciços rochosos, classificação geomecânica, inteligência artificial.

ABSTRACT: The purpose of this study is to propose new models for the classification of open-pit mine rock masses located in Brazil, based on the RMR system. The proposed models are based on artificial intelligence techniques. The use of these quantitative methods reduces the subjectivity of the proposed systems. The variables used were rock strength and alteration, rock mass condition and water presence, and rock mass fracturing degree. Thus, a smaller number of variables was used, which differs from the RMR classification system. The models were trained in a supervised manner, such that the actual classes of RMR are used in training, allowing the techniques to identify patterns to recognize these classes; during the testing phase, the classes are predicted and compared to the actual ones, thus obtaining the accuracies of the models. The average accuracy values of the trained models were 0.81, 0.89, 0.87, and 0.89 for naïve Bayes, random forest, artificial neural networks, and support vector machines, respectively. These results showed the possibility of defining RMR classes with a smaller number of variables. The work presents a new approach to deal with classification systems of rock masses, reducing subjectivity, increasing parameter selectivity, reducing the dimensionality of geotechnical databases, and optimizing the application of classification systems.

KEYWORDS: rock masses, geomechanical classification, artificial intelligence.

1 INTRODUÇÃO

Avaliar a condição dos maciços rochosos por meio da quantificação de sua qualidade constitui uma fase preliminar nos estudos de análise de estabilidade, permitindo estimativas da resistência do maciço rochoso e das descontinuidades, parâmetros de entrada usados em análises de estabilidade. No entanto, a maioria dos sistemas de classificação foi proposta para ambientes geológicos muito diferentes da realidade brasileira, tornando muitos parâmetros inadequados para os maciços rochosos brasileiros.

As limitações dos sistemas de classificação são destacadas por diversos autores, como Pells & Bertuzzi (2007), Potvin *et al*. (2012) e Ulusay *et al*. (1992). Pells & Bertuzzi (2007), Potvin *et al*. (2012) que apontam como fatores limitadores a incerteza na estimativa de parâmetros e julgamentos subjetivos. Ulusay *et al*. (1992) destacam limitações no contexto de rochas brandas e rochas altamente alteradas, relatando que o RMR (Rock Mass Rating), proposto por Bieniawski (1989), pode gerar resultados errôneos quando aplicado em rochas brandas, estratificadas e argilosas. Neste contexto, parâmetros como alteração dos maciços rochosos, são subestimados, com um peso pequeno, quando comparado aos demais parâmetros. Posto isso, muitos autores vêm propondo correções no sistema de pesos do RMR, como Santos *et al*. (2012), com foco na alteração dos maciços rochosos.

Assim, a presente pesquisa tem como objetivo a proposição de diferentes modelos de classificação para maciços rochosos brasileiros. A proposição do sistema foi feita com base na seleção das variáveis que mais influenciam a qualidade do maciço rochoso, a partir da determinação de fatores comuns utilizando a análise fatorial (Santos *et al*. 2021). Os sistemas de classificação foram desenvolvidos a partir das variáveis relativas aos fatores extraídos do banco de dados. As técnicas utilizadas para os modelos por aprendizagem supervisionada foram o Naïve Bayes, Random Forest, Redes Neurais Artificiais e as Máquinas de Vetores de Suporte.

A ciência de dados experimenta um crescimento significativo nas últimas décadas, especialmente com a popularização das técnicas de aprendizado de máquina, refletindo o poder dessas abordagens na resolução de uma variedade de problemas. No contexto dos sistemas de classificação de maciços rochosos, as classificações desenvolvidas, como o RMR (Bieniawski, 1989), estão intrinsecamente ligadas às condições tecnológicas de sua época, resultando em limitações. No entanto, é evidente que esses sistemas podem e devem ser aprimorados ao longo do tempo, especialmente à luz do desenvolvimento contínuo da ciência de dados, que permite uma melhor aquisição e processamento de dados. Esta pesquisa oferece uma nova abordagem para o desenvolvimento de classificações geomecânicas, utilizando métodos quantitativos, estatísticos multivariados e inteligência artificial, com o objetivo de reduzir as limitações inerentes aos métodos tradicionais, como subjetividade de parâmetros e incertezas nas estimativas, e abrangendo uma variedade de tipos de maciços rochosos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Banco de dados

O banco de dados utilizado nesta pesquisa é resultado de uma compilação de diferentes bancos de dados de minas brasileiras. O banco é constituído de pontos amostrais com variáveis levantadas ao longo das faces de taludes, contendo informações sobre parâmetros relacionados à classificação RMR, são 3216 amostras. Assim, para a construção dos modelos de classificação por aprendizagem supervisionada, as classes do RMR para cada ponto foram utilizadas.

As variáveis utilizadas foram selecionadas em Santos *et al.* (2021), no qual foi aplicada a análise fatorial no mesmo banco de dados, com as variáveis relativas ao RMR. Os resultados obtidos pelas cargas fatoriais indicaram o Fator 1 representando as variáveis resistência e alteração da rocha, o Fator 3 representando as variáveis espaçamento e persistência das descontinuidades, e o Fator 2 representando as variáveis água e abertura das descontinuidades. Todas as variáveis estão diretamente relacionadas a qualidade dos maciços rochosos.

Santos *et al*. (2021) aplicando o princípio da interpretabilidade, aponta no Fator 1, um fator relacionado com a competência da rocha, uma vez que nele existe a resistência da rocha intacta e a alteração.

Estes parâmetros estão relacionados uma vez que a alteração no maciço impacta diretamente a resistência deste. O Fator 3 apresenta relação direta com o grau de fraturamento do maciço rochoso, uma vez que apresenta as variáveis espaçamento e persistência das descontinuidades. Por último, o Fator 2 está relacionado com as condições de percolação de água no maciço rochoso, uma vez que o fator relaciona a presença de água com a abertura das descontinuidades.

2.2 Partição do banco de dados

Para o treinamento dos modelos, o conjunto de dados foi particionado em amostra de treinamento e teste de forma aleatória. A amostra de treinamento consistiu em 2/3 do banco de dados e a amostra de teste com o 1/3 restante, conforme recomendação de Hair *et al*. (2009). Apenas a amostra de treino foi utilizada para treinamento do modelo.

Além disso, buscando os melhores ajustes e cenários possíveis foi aplicada a técnica de random subsampling. A random subsampling foi feita com trinta seleções, ou seja, trinta modelos foram treinados para cada algoritmo de aprendizado de máquina. Cada modelo consistia em uma amostra de treinamento diferente. O processo de random subsampling foi aplicado com o objetivo de verificar a reprodutibilidade dos resultados, estabilidade do modelo e estatísticas básicas das métricas de avaliação, como intervalos de confiança, média, mínimo, máximo e variabilidade dos resultados.

2.3 Aplicação das técnicas

Para treinamento dos modelos de aprendizado de máquina, foram utilizados pacotes específicos do R (R Core Team, 2018). O pacote e1071 (Meyer *et al*., 2012) foi utilizado para otimizar o treinamento para as técnicas de *Support Vector Machines* (SVM) e *Naive Bayes* (NB). O pacote randomForest (Liaw & Wiener, 2002) foi utilizado para treinar o modelo para a técnica de Random Forest (RF). O pacote neuralnet (Günther & Fritsch, 2010) foi usado para treinar o modelo para a técnica de Redes Neurais Artificiais (ANN). Para selecionar os parâmetros de cada técnica no treinamento dos modelos, foram aplicados ajustes e recomendações da literatura. Além disso, todos os parâmetros ajustados para o treinamento dos modelos foram selecionados com base no desempenho do modelo (*tunning*), ou seja, os parâmetros foram testados e selecionados de acordo com o melhor desempenho do modelo.

2.3.1 Naive Bayes (NB)

Para o treinamento com a técnica NB, o parâmetro de ajuste é a correção de Laplace, que não foi necessária para o presente estudo. A correção de Laplace não foi necessária devido as classes do RMR já estarem balanceadas, ou seja, o mesmo número de amostras em todas as classes. Além disso, o método de partição utilizado garante que a amostra de treinamento e teste estejam equilibradas em relação ao número de exemplos de cada classe de forma proporcional tanto na amostra de treinamento quanto na amostra de teste. Assim, a proporção de classes nas amostras de treinamento e teste foi equivalente. Posto isso, o parâmetro de correção de Laplace foi 0.

2.3.2 Random Forest (RF)

Para o treinamento do RF dois parâmetros são importantes no ajuste do modelo: o número de árvores (n_{tree}); e o número de variáveis amostradas aleatoriamente como candidatas em cada nó (m_{try}). O n_{tree} não deve ser um número muito pequeno, para garantir que cada variável seja prevista pelo menos algumas vezes. O m_{try} foi selecionado de acordo com as recomendações da literatura para problemas de classificação; $m_{try} = 2$. Para ajustar o n_{tree}, vários valores foram testados procurando o valor mínimo para a precisão máxima. Dentre os valores testados, observou-se que a partir de $n_{tree} = 100$ houve uma estabilização do valor de acurácia do modelo. Valores acima de 100 não adicionaram ganho no desempenho do modelo e aumentaram o custo computacional. Então $n_{tree} = 100$ foi assumido.

2.3.3 Redes Neurais Artificiais (ANN)

Para o treinamento da ANN o método utilizado foi a rede neural *perceptron* multicamadas com aprendizado supervisionado por meio do algoritmo *resiliente backpropagation*, com uma camada intermediária e função de ativação tangente hiperbólica. Vale ressaltar que diferentes funções de ativação foram testadas, sendo que a função tangente hiperbólica apresentou os melhores resultados em termos de acurácia. A função tangente hiperbólica aproxima-se da identidade, variando os valores de 1 a -1, proporcionando os melhores resultados para o treinamento da rede; portanto, foi a escolha adequada para a função de ativação.

Com relação à estrutura da rede neural, a camada de entrada possui 24 neurônios. Em relação aos princípios sobre o número de neurônios na camada intermediária e para evitar problemas de *underfitting* (modelo de aprendizado não consegue capturar a estrutura subjacente dos dados, resultando em um desempenho ruim tanto nos dados de treinamento quanto em dados de teste) e *overfitting* (modelo se ajusta excessivamente aos dados de treinamento, ou seja, o modelo captura não apenas os padrões gerais dos dados, mas também o ruído aleatório) 25 neurônios foram usados na camada oculta. A camada de saída da rede possui 5 neurônios, equivalentes às classes RMR existentes no banco de dados, classe I, classe II, classe III, classe IV e classe V.

2.3.4 Support Vector Machines (SVM)

Para a construção do modelo de classificação por SVM o *tunning* também foi aplicado, buscando otimizar a função do kernel e seus parâmetros considerando o melhor desempenho do modelo. As funções linear, polinomial, radial e sigmoide foram testadas para o kernel, com melhores resultados de acurácia para a função radial. Assim, para o treinamento do SVM foi utilizado o kernel radial, com $(1/2\sigma^2) = 1$.

A função kernel do SVM é uma função matemática que calcula o produto interno entre dois vetores de características, mas de forma implícita, sem precisar realmente calcular a transformação explícita dos dados para um espaço de maior dimensionalidade. Isso é útil porque permite que o SVM opere em espaços de características de alta dimensionalidade sem a necessidade de armazenar ou calcular explicitamente os vetores transformados.

Essencialmente, a função do kernel avalia a similaridade entre dois pontos no espaço original das características. Isso é crucial para a operação do SVM, pois permite que ele encontre um hiperplano de separação ótimo no espaço de características transformado, mesmo que os dados não sejam linearmente separáveis no espaço original. Alguns exemplos de funções kernel comuns incluem o kernel linear, o kernel polinomial e o kernel radial. Cada tipo de kernel tem suas próprias características e é escolhido com base na natureza dos dados e no problema específico a ser resolvido.

2.4 Validação dos modelos propostos

Considerando os modelos por aprendizagem supervisionada, trinta modelos foram treinados com diferentes amostras de treinamento e validados com suas respectivas amostras de teste. Assim, a partir dos 30 modelos treinados foram obtidos os valores médios para as métricas de avaliação do modelo. Posto isso, as métricas de acurácia com seus respectivos intervalos de confiança; índice Kappa; eficiência; precisão; e índice AUC foram aplicados e avaliados.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Treinamento dos modelos

A primeira verificação dos modelos treinados foi o desempenho nas amostras de treinamento e teste, para observar a existência de problemas de *overfitting* e *underfitting*. A métrica de desempenho do modelo para verificação de *overfitting* e *underfitting* foi a acurácia, ou seja, a probabilidade geral de sucesso, em cada treinamento realizado. Na Figura 1 estão apresentados os desempenhos nas amostras de treino e teste para cada técnica, ANN, RF, NB e SVM, respectivamente.

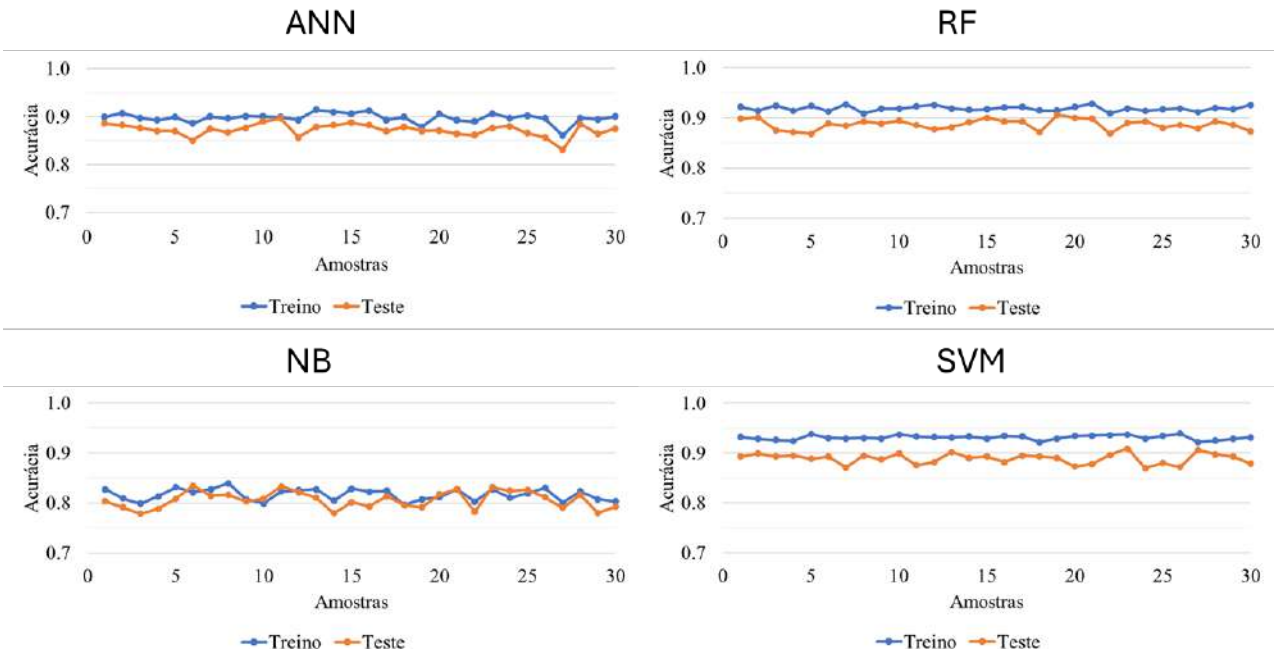


Figura 1. Desempenho nas amostras de treino e teste para os modelos.

O *underfitting* ocorre quando o desempenho do modelo não é satisfatório, considerando as amostras de treinamento e teste. Valores baixos significam que os modelos não são recomendados. Na Figura 1, todos os modelos apresentaram alta acurácia, sem *underfitting*, o que mostra a recomendação de seu uso. O *overfitting* ocorre quando o aprendizado do modelo é memorizado e funciona bem apenas na amostra de treinamento, com valores ineficientes na amostra de teste. O *overfitting* pode ser diagnosticado a partir de diferenças significativas entre o desempenho do modelo nas amostras de treinamento e teste. A partir da Figura 1, é possível observar uma semelhança entre os desempenhos no treinamento e teste, o que descarta problemas de *overfitting* nos modelos.

Os resultados apresentados na Figura 1 são importantes, pois além de evidenciar a ausência de problemas de *overfitting* e *underfitting*, é possível visualizar a adequação dos modelos solução de classificação dos maciços rochosos. Os algoritmos utilizados apresentam bons resultados para a classificação do maciço rochoso, principalmente considerando o uso de um número menor de variáveis quando comparado ao RMR tradicional. Isso mostra a sincronia do presente estudo, pois a redução do tamanho do banco de dados por meio da seleção das variáveis realmente relacionadas à qualidade do maciço rochoso é validada, pois é possível chegar às classificações por meio de diferentes algoritmos de aprendizado de máquina.

3.2 Validação dos modelos

Uma visualização das médias da acurácia dos modelos, que representa a probabilidade geral de sucesso, com seus respectivos intervalos de confiança superior e inferior está apresentada na Figura 2. Os valores médios de acurácia dos modelos foram 0.81, 0.89, 0.87 e 0.89 para NB, RF, ANN e SVM, respectivamente. A acurácia representa o número de respostas corretas em relação ao total de dados na amostra de teste. Dito isso, as taxas de erro são 0.19 (NB), 0.13 (ANN) e 0.11 (RF e SVM). Assim, é possível verificar que todos os modelos apresentam desempenho satisfatório, sendo o NB o menor valor.

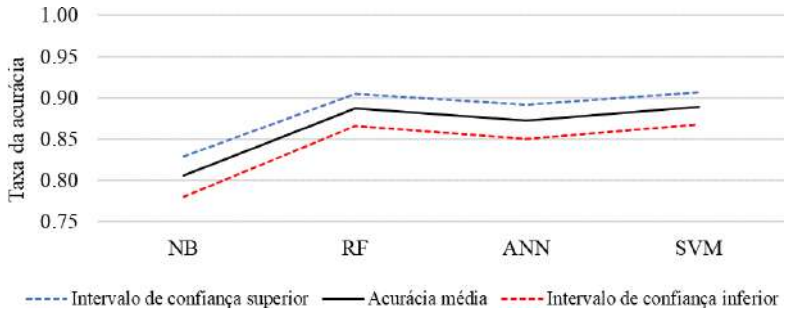


Figura 2. Acurácia média dos modelos com intervalos de confiança.

Dentre os algoritmos aplicados o que apresenta menor grau de complexidade, ou seja, o mais simples é o NB. Acredita-se que a simplicidade do algoritmo possa ter impactado no menor valor de acurácia. Embora, o valor de acurácia do NB seja o menor, 81%, isso não significa que modelo deva ser descartado. Este estudo apenas mostra que existem algoritmos com melhor taxa de desempenho. Outro ponto a ser citado é que a literatura indica que a premissa da interdependência entre os preditores pode impactar no resultado do NB, o que pode ser reafirmado aqui neste estudo. Ainda no contexto do NB, a influência da interdependência entre os preditores pode variar dependendo do contexto do problema e das características dos dados. Em alguns casos, a suposição de independência condicional feita pelo Naive Bayes pode ser violada se os preditores estiverem correlacionados entre si, levando a uma performance "pior" do modelo.

Apesar disso, ao se considerar a complexidade da classificação dos maciços rochosos, por se tratar de um problema de várias classes, com 5 classes distintas, o que eleva o grau de dificuldade do problema, o resultado de precisão de 0.81 para o NB é considerado satisfatório e pode ser aplicado.

Em relação aos maiores valores de acurácia, sejam eles RF, ANN e SVM, alguns pontos devem ser comentados. O modelo da ANN com o algoritmo Rprop e a aplicação de variáveis *dummies* potencializam os resultados, possibilitando melhor relação (interação) entre os neurônios nas camadas. A sofisticação do método SVM, principalmente devido ao aumento da dimensionalidade para ajuste do hiperplano durante o treinamento do algoritmo, implica em bons resultados. O RF funciona como um método de *ensemble* para árvores de decisão, ou seja, várias árvores são treinadas, o que contribui para a melhoria dos resultados. Nenhum dos modelos apresentou resultados que inviabilizassem seu uso, porém o RF, a ANN e a SVM foram destacados.

Para avaliar a reprodutibilidade dos resultados obtidos, foram analisados o índice Kappa e a área sob a curva ROC (AUC). As curvas ROC não foram plotadas por haver muita sobreposição entre as curvas do modelo e não apresentar a melhor visualização. Assim, optou-se pelos valores abaixo da curva em forma de tabela. Posto isso, a Tabela 1 apresenta os resultados do índice Kappa e AUC.

Tabela 1. Valores do Índice Kappa e AUC para os modelos.

Métrica/Modelo	NB	RF	ANN	SVM
Índice Kappa	0.76	0.86	0.84	0.86
AUC	0.95	0.96	0.96	0.96

O valor AUC aponta para o comportamento não aleatório dos modelos treinados. A avaliação do índice Kappa permite interpretar o NB como concordância substancial e outros como concordância quase perfeita. A partir dos resultados dos índices, verifica-se a reprodutibilidade dos modelos.

Os resultados da análise fatorial reduziram o número de variáveis, o que torna o banco de dados diferente das variáveis RMR originais, e mesmo assim, os algoritmos de aprendizado de máquina conseguiram obter as classes RMR com precisão. Assim, acredita-se na consistência e racionalidade da metodologia proposta. A metodologia proposta é uma abordagem que funciona para o problema de classificação de maciços rochosos.

Para o estudo em questão, se tratando de 5 classes de classificação a avaliação do desempenho dos modelos em relação a cada classe foi realizada utilizando as métricas de eficiência e precisão. Essas métricas são interessantes para observar o comportamento dos classificadores em relação a cada classe, identificando

os pontos fortes e fracos. A eficiência se reflete em uma acurácia balanceada, sendo uma média que entre sensibilidade e especificidade. A sensibilidade refere-se à capacidade do teste em identificar corretamente os casos positivos. Em outras palavras, é a proporção de verdadeiros positivos em relação ao total de casos positivos, expressa como uma porcentagem. Uma sensibilidade alta indica que o teste é bom em detectar casos positivos, minimizando os falsos negativos. Já a especificidade refere-se à capacidade do teste em identificar corretamente os casos negativos. É a proporção de verdadeiros negativos em relação ao total de casos negativos, expressa como uma porcentagem. Uma alta especificidade indica que o teste é bom em excluir casos negativos, minimizando os falsos positivos. A precisão mostra a taxa de acerto de previsão para cada classe. A Figura 3 apresenta os resultados para eficiência e precisão de cada classe para os modelos treinados.

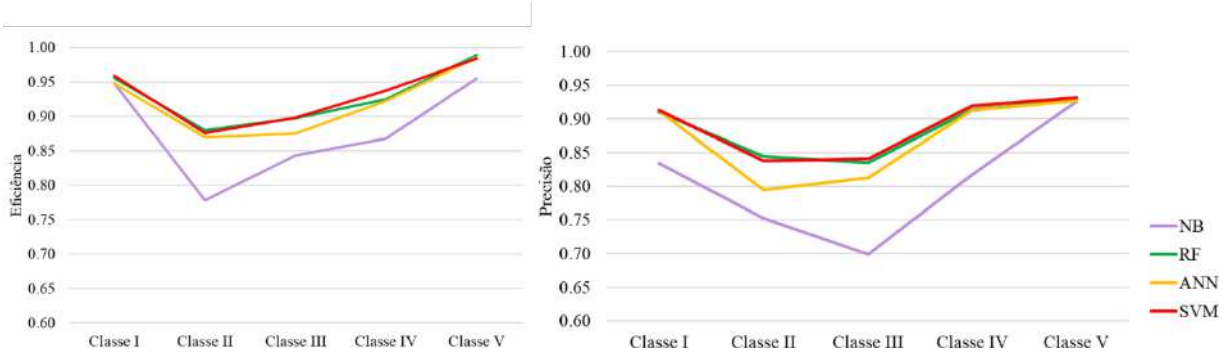


Figura 3. Eficiência das classes.

De acordo com a Figura 3, existe uma similaridade de desempenho entre os modelos RF, ANN e SVM. O NB apresentou, em média, valores menores quando comparado aos demais modelos, o que reflete no menor resultado de acurácia geral do modelo, conforme mostrado na Figura 2.

A característica geral observada nesse resultado é a predominância dos melhores valores para as métricas em classes extremas, por exemplo, o caso da Classe I e Classe V. Este resultado é esperado uma vez que essas classes são muito bem definidas, a Classe I é a rocha muito boa e a Classe V é a rocha muito pobre. Assim, os menores valores das métricas encontram-se nas Classes II, III e IV, o que pode ser interpretado como uma zona de transição entre as classes no problema em estudo. Acredita-se, que as características que definem as classes I e V são bem determinadas, particulares, para o maciço rochoso.

Em relação aos modelos com melhores taxas de desempenho, destaca-se o ANN, por ser um modelo com menor complexidade em termos de compreensão, visualização e concepção do algoritmo quando comparados aos modelos de RF e SVM. De fato, pela literatura, os modelos de ANN foram os primeiros modelos propostos para a inteligência artificial.

4 CONCLUSÕES

Os modelos propostos apresentaram bons índices de desempenho mostrando a adequabilidade das técnicas para a solução de problemas de classificação geomecânica. Além dos bons índices de desempenho destacam-se os resultados referentes a interpretação, os modelos conseguem mostrar as relações entre os parâmetros geomecânicos e a abordagem da classificação de maciços rochosos.

O banco de dados utilizado é extenso, resultante da compilação de várias minas brasileiras, com variáveis relacionadas ao sistema de classificação RMR. A seleção de variáveis na análise fatorial permitiu minimizar a subjetividade típica dos sistemas de classificação, pois seleciona as variáveis diretamente relacionadas com a qualidade do maciço rochoso. As variáveis não utilizadas, tais como preenchimento e rugosidade estão muito mais relacionadas à resistência ao cisalhamento das descontinuidades do que à qualidade do maciço propriamente dita. Além disso destacar que a alteração do maciço rochoso não é uma variável considerada no RMR (no RMR considera-se alteração das paredes da descontinuidade), no entanto a alteração do maciço rochoso é extremamente importante e determinante na qualidade dos maciços de rocha branda.

Neste ponto, consegue-se a redução da dimensionalidade do banco de dados. Portanto, todos os modelos de classificação criados foram feitos com um número menor de variáveis, sendo diferente do sistema de classificação RMR. Outro ponto vantajoso da metodologia é a abrangência do banco de dados, que inclui rochas de diferentes classes, desde maciços com baixa qualidade até alta qualidade, o que garantiu a aplicabilidade de modelos preditivos para qualquer tipo de maciço rochoso.

Os modelos treinados por aprendizagem supervisionada foram validados, provando ser precisos e eficazes. Os resultados mostram que os modelos de aprendizado de máquina forneceram bons modelos preditivos e permitiram mostrar que as variáveis selecionadas são realmente os parâmetros importantes para determinar a qualidade do maciço rochoso, visto que os modelos alcançam precisão nas validações. Os valores médios de acurácia dos modelos treinados foram de 0,81; 0,89; 0,87 e 0,89 para *Naïve Bayes*, *Random Forest*, Redes Neurais Artificiais, *Support Vector Machine*, respectivamente. Estes resultados mostraram a possibilidade de alcançar as classes do RMR com um número menor de variáveis.

Neste contexto o trabalho apresenta novas abordagens para lidar com sistemas de classificação de maciços rochosos, diminuindo a subjetividade, aumentando a seletividade dos parâmetros, reduzindo a dimensionalidade de bancos de dados geotécnicos e otimizando a aplicação de sistemas de classificação. Assim, acredita-se que a seletividade dos parâmetros e a redução da dimensionalidade dos dados permitem a simplificação dos levantamentos geotécnicos sem influenciar na estimativa da qualidade do maciço rochoso.

AGRADECIMENTOS

Os autores do artigo agradecem. o apoio recebido do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) Brasil (Projeto 402756/2023-1).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bieniawski Z. T. (1989) *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons, New York, pp. 251.

Günther F., Fritsch S. (2010) *neuralnet: Training of neural networks*. The R Journal. 2(1). p.30-38.

Hair, J. F. Anderson, R. E. Tatham, R. L. Black, W. C. (2009) *Análise Multivariada de Dados*. Tradução de A. S. Sant'anna e A. Cloves Neto, 6.ed. Porto Alegre: Bookman, p. 593.

Liaw, A. Wiener, M. (2002) *Classification and regression by randomForest*. R News, 2(3), p.18-22.

Meyer, D., Dimitriadou, E., Hornik, K., Weingessel, A., Leisch, F. (2012) *Package 'e1071'*.

Pells, P. J. N., Bertuzzi, R. (2007) *Limitations of rock mass classification systems for tunnel support designs*. Tunnels Tunn Int, 1-11.

Potvin, Y., Dight, P. M., J. Wesseloo. (2012) *Some pitfalls and misuses of rock mass classification systems for mine design*. Journal- South African Institute of Mining and Metallurgy 112, 697-702.

R Core Team (2018). *R: A Language and Environment for Statistical Computing*. R Foundation for Statistical Computing. Vienna, Austria. URL: https://www.R-project.org/.

Santos, A. E. M. Lana, M. S. Martins, T. P. (2021) *Rock Mass Classification by Multivariate Statistical Techniques and Artificial Intelligence*. GEOTECHNICAL AND GEOLOGICAL ENGINEERING, v. 39, p. 2409-2430

Santos, Y. L., Chaves, S., Paredes, J., Zenóbio, Â. (2012) *Proposta de índice de ajuste (Aw) utilizando o grau de intemperismo no sistema RMR (Rock Mass Rating) de classificação do maciço rochosos*. CBMINA 12.

Ulusay, R., Ozkan, I., Unal, R. (1992) *Characterization of weak, stratified and clay bearing rock masses for engineering applications*. Proc Conference on Fractured and Jointed Rock Masses, Lake Tahoe, p. 233–240.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/753

Optimizing Stopes and Rib Pillars in Sublevel Open Stoping Mining Method: An Automated Numerical Modeling Approach

Diogo Peixoto Cordova
Professor, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil, diogo.cordova@ufrgs.br

Ítalo Gomes Gonçalves
Professor, Federal University of Pampa, Caçapava do Sul, Brazil, italogoncalves@unipampa.edu.br

Andre Cezar Zingano
Professor, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil, andrezin@ufrgs.br

ABSTRACT: The top-down extraction sequence in the sublevel open stope method leaves rib pillars to support the excavations, making dilution control critical. This study introduces an integrated methodology for optimizing net profit and geomechanical performance of open stope layouts and rib pillars using a genetic algorithm. User-informed parameters such as minimum stope size, minimum pillar size, maximum accepted dilution, and maximum acceptable percentage of pillar failure are considered. A graphical user interface (GUI) was created to make its application easier. A profit function, capable of assigning economic value to the analyzed geometric configuration, including geomechanical performance, is developed. Geomechanical performance of the geometric configurations is determined through autonomous numerical models in FLAC3D software, which include average percentage of pillar failure and potential dilution. The algorithm's validity is demonstrated through a case study involving a mining panel in an underground gold mine. An 8% increase in net profit relative to the engineer's design method was achieved, assuming 70% hangingwall support efficiency for both methods. Pillar failure percentage decreased threefold. When no HW support is considered, the net profit increase is 22% compared to the engineer's design method. This methodology showcases the feasibility of integrated optimization, considering mining costs and geomechanical performance costs, thereby reducing the need for secondary support.

KEYWORDS: stope optimization, dilution, hangingwall, pillar failure, FLAC3D

1 INTRODUCTION

The sublevel open stope (SLOS) involves ore extraction through the creation of sizable stopes separated by sublevels, crown, and rib pillars. These stopes are excavated parallel to the ore body's strike, leaving vertical pillars for support. Extraction progresses by retreating from the sides towards the center, following a top-down approach starting from upper levels and moving downwards while working on sublevels simultaneously. Long-term planning for SLOS typically entails determining sublevel spacing, maximum stope spans, and sizing of rib, sill, and crown pillars. Layout and sequencing are then validated using numerical models to ensure stress redistribution, assess dilution in the hangingwall and evaluate overall stability.

However, this method may introduce inefficiencies due to generalized pillar and stope sizes, which can vary given variations in rock mass properties like dip angles and thickness. Thus, an irregular arrangement of stopes and pillars could yield a more optimized geometry, enhancing profitability. This optimization involves placing pillars in areas with lower grades or waste, thereby reducing potential dilution in stopes.

This study aims to propose an integrated methodology for economically and geomechanically optimizing open stope and vertical rib pillar layouts. It includes developing an evolutionary algorithm considering criteria like minimum stope and pillar size, maximum dilution, and acceptable pillar failure.

2 THEORY AND BACKGROUND

2.1 Genetic Algorithms

Genetic algorithms (GAs) iteratively refine a population of candidates until the problem's solution is reached, employing operators inspired by genetic variation and natural selection. Unlike some algorithms confined to exploring solutions in a single space, GAs can traverse multiple directions simultaneously. This versatility allows them to swiftly discard unpromising paths and pivot towards more favorable directions, avoiding stagnation and repetitive starts. Key components typically found in GAs include a diverse population of individuals with unique chromosomes, selection based on fitness, crossover for generating new generations, and introducing random mutations in subsequent iterations (Mitchell, 1998).

2.2 Optimization algorithms

Over time, multiple methods have emerged to enhance the economic efficiency of stopes; however, each has inherent shortcomings that hinder widespread adoption and reliability. Among the most prevalent algorithms is the heuristic approach known as Floating Stope (Alford, 2006). This method utilizes input parameters such as sublevel spacing, stope dimensions, pillar sizes, wall contact dilution, cutoff grade, and dip angles for hangingwall (HW) and footwall (FW).

Recent research efforts have aimed to optimize both pillars and stopes. While some studies concentrate solely on geomechanical enhancements, others endeavor to integrate economic considerations using diverse methodologies such as numerical modeling, neural networks, genetic algorithms, or mathematical optimization equations (Napa-Garcia et al, 2019; Heidarzadeh et al, 2019; Sari and Kumral, 2020).

3 METHODOLOGY

The algorithm's development involves Python scripting for the genetic algorithm, profit function, and interfacing with FLAC3D for automated numerical modeling. Initially, the case study files undergo importing into Micromine software, which optimizes the economic boundaries of the stopes. These boundaries are then segmented into vertical slices, each 1 meter thick along the mineralized body's strike axis, resulting in closed wireframe volumes. The gold grade for each slice is determined using the available block model. Subsequently, the initial population is generated through stochastic simulation, with each individual representing a configuration of stopes and pillars. The algorithm scans each sublevel, user-defined, creating alternating arrangements of stopes and pillars based on selected slices while adhering to size constraints. These individuals are then subjected to numerical analysis in FLAC3D.

Next, each individual undergoes evaluation via the fitness function, which assigns a net profit. The genetic algorithm commences by randomly selecting individuals from the population to reproduce, generating offspring with shared genetic characteristics. These offspring might undergo mutation to ensure genetic diversity before being evaluated economically using the fitness function. The algorithm iterates by generating new individuals and repeating the steps until reaching the maximum number of user-defined iterations.

3.1 Rock mass failure criteria

Within hard rock mining contexts, the stresses imposed by excavations can trigger deformations, fracture propagation, spalling, or even total collapse. Hence, understanding failure modes is pivotal in evaluating stope stability. Broadly, block falls are typically associated with stress relaxation, primarily observed in the HW of stopes, leading to dilution. Pillars, on the other hand, are prone to sudden failures under conditions of high confinement. These occurrences arise from the redistribution of stresses in situ. Depending on the width-to-height ratio of the pillars, failure mechanisms may involve crushing or shearing, often manifesting as an hourglass shape with edge-initiated failures (Diederichs, 1999; Castro, 2012).

The deviatoric stress is the difference between the maximum and minimum principal stresses and its most common use is through the concept of maximum shear stress. This criterion is often used to assess the effect of stresses induced by excavations in the rock mass, especially in an environment of deep excavations or rocks with brittle behavior (Diederichs, 1999). By using this approach, 2D and 3D numerical elastic models are applied to estimate areas where damage could accumulate and create the potential for abrupt failures around openings due to the high compressive stresses induced (Castro, 2012).

The σ_1' and σ_3' are the calculated effective principal stresses for the element in question and σ'' is the maximum principal stress that the rock can withstand until the moment of failure, keeping a constant σ'. The

σ″ is a function of the failure envelope of the rock, in the case of the Mohr-Coulomb criterion, the cohesion and the friction angle. A strength-stress ratio (SSR) value close to one indicates that the element has reached its strength limit and is in a state of failure. Equation 1 demonstrates the calculation of the SSR.

$$SSR = \left| \frac{\sigma_1'' - \sigma_3'}{\sigma_1' - \sigma_3'} \right| \tag{1}$$

Rib pillar performance evaluation relies on the derived SSR values. Typically, the core regions of pillars exhibit SSR values exceeding one, contrasting with the edges where SSR often falls below this threshold. An SSR below one signifies localized stress concentrations leading to failure. Calculating the percentage of pillar failure (PPF) involves dividing the volume of failed numerical elements within pillars by the total pillar element volume.

The presence of tensile stress on excavation surfaces serves as a indicator of HW instability assessment. Given the rock mass's negligible tensile strength, regions experiencing low confinement or tensile stress are prone to gravity-induced failure. When the magnitude of stress σ_3 surpasses the rock mass's tensile strength limit, irrespective of σ_1, the excavation is deemed to have failed (Diederichs, 1999; Cordova et al, 2022).

Following excavation, the numerical model attains a new equilibrium, facilitating the examination of stress redistribution within the HW of stopes. This is observed through the relaxation zone volume in each stope, delineated by stress isovalues of σ_3. A larger relaxation zone indicates heightened HW instability, attributable to reduced confinement, thereby increasing the risk of ore dilution. Consequently, the average potential dilution percentage (D_{model}) is calculated by dividing the volume of HW numerical elements with σ_3 less than zero by the total volume of stopes, galleries, and failed HW elements. To support the HW, cablebolts are employed, and their effectiveness is gauged by the percentage of successfully retained waste material. Subsequently, actual dilution (D_{actual}) is determined based on the HW support's efficacy.

3.2 Net profit function

To calculate the net profit function, which can economically evaluate a geometry set, input parameters are required and are filled in by the user (Table 1). Initially, the gross revenue is calculated in (2).

$$G_{value} = P_r \cdot G_r \cdot M_s \cdot R_1 \cdot R_2 \tag{2}$$

A logical test is performed to calculate the cost of reinforcing pillars in (3).

$$C_{ps} = \begin{cases} C_{ups} \cdot V_{pf}, & PPF > PPF_{max} \\ 0, & PPF \leq PPF_{max} \end{cases} \tag{3}$$

Another logical test is performed to determine the cost with additional secondary support added to the HW in (4).

$$C_{hws} = \begin{cases} C_{uhws} \cdot D_{vol}, & D_{model} > D_{max} \\ 0, & D_{model} \leq D_{max} \end{cases} \tag{4}$$

In turn, considering the efficiency attributed to the additional secondary support added to the HW, the actual dilution will be calculated in (5).

$$D_{actual} = \begin{cases} D_{model} - (D_{model} - D_{max}) \cdot \eta_s, & D_{model} > D_{max} \\ D_{model}, & D_{model} \leq D_{max} \end{cases} \tag{5}$$

The cost calculation is given in (6).

$$C_{total} = \Big\{ \Big([M_s \cdot R_1 \cdot (1 + D_{actual})] \cdot [C_m + C_p + C_{ga} + (C_t \cdot D_{tr})] \Big) + (G_r \cdot M_s \cdot R_1 \cdot R_2 \cdot C_{ref}) + (C_{roy} \cdot G_{value}) + C_{ps} + C_{hws} \Big\} \tag{6}$$

Finally, net profit will be calculated as given in (7).

$$N_{profit} = G_{value} - C_{total} \tag{7}$$

Table 1. Input and output parameters

Parameters	Equation symbol
Input parameters	
Gold price ($/g)	P_r
Mining recovery (%)	R_1
Process recovery (%)	R_2
Max. accepted dilution (%)	D_{max}
Max. accepted failed pillar elements (%)	PPF_{max}
Mining cost ($/t)	C_m
Transport cost ($/t/m)	C_t
Process cost ($/t)	C_p
General & admin. cost ($/t)	C_{ga}
Gold refining ($/g)	C_{ref}
Royalties (% gross value)	C_{roy}
Secondary support cost ($/m^3 of dilution)	C_{uhws}
Secondary support efficiency (%)	η_s
Pillar support cost ($/m^3 of failed pillar)	C_{ups}
Output parameters	
Average ore grade (g/t)	G_r
Stopes' total mass (t)	M_s
Failed pillar elements (%)	PPF
Failed pillar elements (m^3)	V_{pf}
Potential dilution (%)	D_{model}
Potential dilution (m^3)	D_{vol}
Average transport distance (m)	D_{tr}

3.3 Automated numerical models

FLAC3D software stands as a prevalent tool for numerically modeling various geotechnical challenges, enabling the assessment of rock mass behavior post-excavation. It operates as a three-dimensional, explicit, finite difference program. Material properties are represented by zone elements structured within a 3D grid tailored to user specifications. Linear and nonlinear stress/strain laws are incorporated to govern element responses to boundary conditions (Itasca, 2005).

To facilitate the proposed algorithm's search for an optimal stope and pillar layout, necessitating evaluation and optimization of multiple designs via the genetic algorithm, automated execution of numerical models is imperative, devoid of manual intervention. This entails the sequential activation of pre-written codes in FLAC3D command language and FISH language, orchestrated through a socket connection with the Python console leveraging the Itasca Python library package (Furtney, 2020). This library facilitates Socket network protocol communication between the Python kernel and FLAC3D.

Based on the problem's logical structure, the algorithm is partitioned into two separate blocks. The first block executes only once throughout the entire algorithm, while the second block is recurrently executed at each evaluation of the genetic algorithm. After import the geometries, there is a refinement of discretization in specific zones of interest, including galleries, stopes, pillars, and areas near their intersections. Here, cubic elements generated through the octree method undergo successive division until reaching the predefined minimum dimension of one meter.

Following the model setup, the next phase involves initializing key parameters such as properties, constitutive model, boundary conditions, and in situ stresses. Subsequently, the model undergoes execution to establish initial balance among acting forces before any excavation takes place. In FLAC3D, convergence is typically attained when the average force ratio reaches a value of 10^{-5}. This ratio is computed as the sum of all out-of-balance force components at each grid point divided by the sum of all total applied forces at that point (Itasca, 2005). Upon achieving equilibrium, the model state is saved.

After equilibrium, the model excavates galleries, followed by stopes. Given the algorithm's reliance on

the Mohr-Coulomb criterion and FLAC3D's default behavior where tensile failure maintains constant tensile strength within a zone, the 'flag-brittle' command is utilized. This command resets tensile strength to zero in zones experiencing tensile failure, facilitating simulation of instantaneous softening due to tensile stress.

Upon reaching the new equilibrium post-excavation, an assessment of tension redistribution within the HW of stopes becomes feasible. This assessment involves observing the volume of the relaxation zone in each stope through σ_3 stress isovalues. A larger relaxation zone signifies heightened HW instability due to confinement loss, thus amplifying the risk of ore dilution.

Pillar performance is evaluated based on the attained SSR. The volume of failed pillar elements, combined with the relaxation zone volume in the HW of stopes, serves as parameters for assessing the geomechanical efficacy of the designs under scrutiny. The evaluation process is implemented in FISH, FLAC3D's internal programming language.

3.4 Graphical User Interface (GUI)

The graphical user interface (GUI) for the program was produced using the Python library package PySimpleGUI. For the developed program, a main window is used, and the input parameters are arranged into six distinct tabs, according to the program's sections. The tabs are as follows: "Files," "Geometric Parameters," "Economic Data," "Geomechanics," "Genetic Algorithm," and "Execute." Four buttons are always visible, regardless of the selected tab: "Optimize," "Cancel," "Open Form," and "Save Form." Figure 1 below shows the interface of the program's main window and the progress bar screen in front, during its execution.

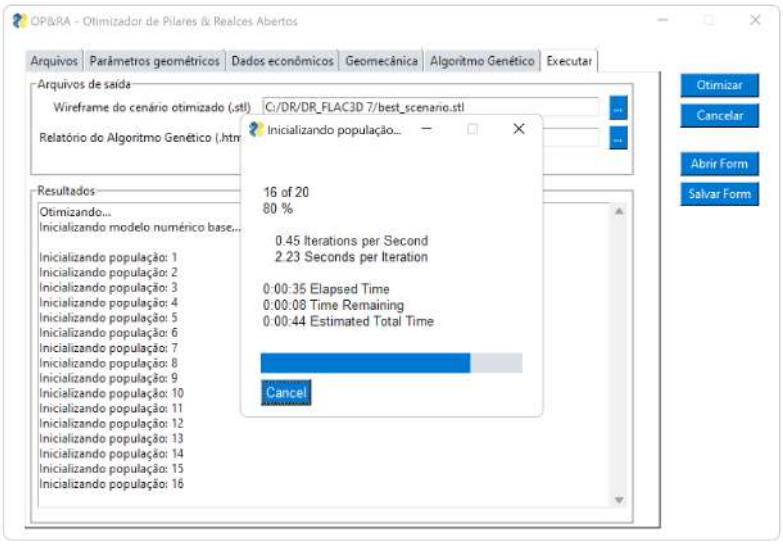


Figure 1. Program GUI with six tabs for inputting parameters and progress screen during execution.

4 CASE STUDY

The examined case study pertains to an extension project within an underground gold mine characterized by marginal ore content and a projected lifespan of 2 years. Given the project's short duration and economic considerations, the adopted method is a top-down sublevel open stope approach. The average depth of the deposit reaches 200 m, with the ore body exhibiting dips between 60-70 degrees and a relatively narrow thickness ranging from 5-7 m. Sublevel spacing is set at 15 meters, while the minimum permissible stope length is determined to be 7 m, driven by economic and operational considerations.

4.1 Geomechanical properties

The properties pertinent to the case study are detailed in Table 2, sourced from the geomechanical evaluation provided by the company. Uniform properties were chosen for the HW domain throughout the entire zone, given the absence of a clearly defined contact in the HW fault zone. Alternatively, distinct

properties could have been applied for the fault zone as a subdomain.

In determining the magnitude of in situ stress, the geological setting was deemed relatively stable, with minimal significant tectonic influences. Equations akin to those by Brown and Hoek (1978) and Sheorey (1994) were utilized for estimating in situ stresses. An average specific weight of 0.028MN/m^3 was employed in calculations. The horizontal stress component (σ_h) was derived by applying a factor (k) to the vertical stress (σ_v). Hence, it was assumed that the major principal stress (σ_1) and the intermediate principal stress (σ_2) were equal in magnitude and horizontal, while the minor principal stress (σ_3) was vertical. Given an average modulus of elasticity of 25 GPa and a depth of 200 m, a value of 1.3 was assigned to (k).

Table 2. Geomechanical input parameters

Domain	Specific Weight (t/m^3)	GSI	Bulk modulus (GPa)	Shear modulus (GPa)	Mohr-Coulomb	
					Friction angle (°)	Cohesion (MPa)
Hangingwall	2.75	55	21.9	8.9	40.0	1.1
Ore body	2.78	70	46.4	13.1	46.9	1.4
Footwall	2.63	65	44.1	18.1	47.0	2.0

4.2 Empirical stability analysis

To evaluate stope stability, empirical analyses were conducted referencing works by Potvin (1988) and Nickson (1992). Additionally, the ELOS factor, as proposed by Clark and Pakalnis (1997), was utilized to estimate HW dilution. The stability number (N') was assumed to have a mean value of 20. Stope dimensions were varied with lengths ranging from 7 to 25 m and heights from 15 to 60 m, considering up to 4 levels of interconnected stopes. The minimum hydraulic radius (HR) observed was 2.5 m, while the maximum reached 8.8 m. Consequently, stopes were deemed stable without the need for support when the HR was up to 7 m. For HR values between 7 and 13 m, cablebolt support was deemed necessary. For instance, with an HR of 10 m, an ELOS factor ranging from 0.5 to 1 m could be anticipated at the HW.

Pillar stability analysis followed the methodology by Lunder and Pakalnis (1997). Pillar height was fixed at 15 m, while the length varied from 5 to 10 m. Average stress within the pillars ranged from 15 to 20 MPa, with uniaxial compressive strength measured at 90 MPa. In these conditions, factors of safety were 1.4.

4.3 Operational and economic parameters

The economic parameters considered for the case study are from 2021. The operational parameters considered for optimization can also be observed in Table 3.

Table 3. Economic and operational input parameters entered by the user in the program's GUI.

Input parameters	Value
Gold price ($/g)	55.0
Mining recovery (%)	90.0
Process recovery (%)	93.0
Max. accepted dilution (%)	10.0
Max. accepted pillar failure (%)	10.0
Mining cost ($/t)	16.5
Transport cost ($/t/m)	0.00014
Process cost ($/t)	18.6
General & admin. cost ($/t)	18.1
Gold refining ($/g)	0.5
Royalties (% gross value)	0.015
Secondary support cost ($/m^3 of dilution)	1.0
Secondary support efficiency (%)	70
Pillar support cost ($/m^3 of failed pillar)	0.9
Minimum pillar length (m)	5
Maximum pillar length (m)	10
Minimum stope length (m)	7
Maximum stope length (m)	25

5 RESULTS AND DISCUSSION

The subsequent section outlines optimization procedures performed in a case study, contrasting outcomes obtained through the proposed methodology with those derived from the engineer's design. Figure 2 illustrates the geometry of the stopes and pillars layout as per the engineer's design, analyzed using FLAC3D. The layout appears relatively uniform, featuring larger stopes situated predominantly in the central area of the mining panel. A total of 30 stopes and 31 pillars were considered in the analysis.

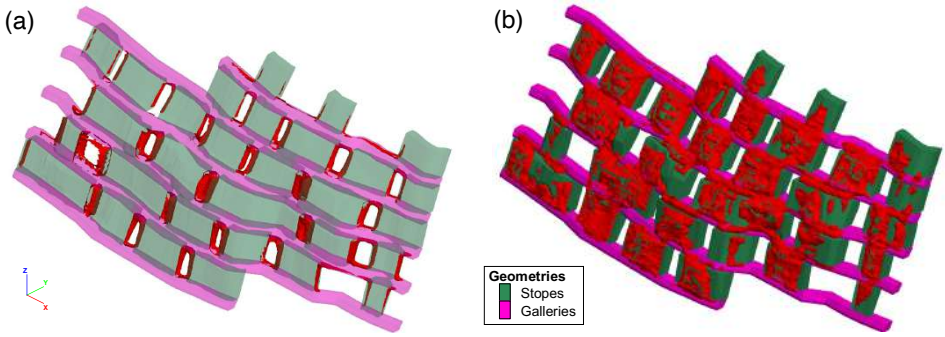


Figure 2. Base case of stopes and pillars layout: (a) Isovolume of pillar failures (red color); (b) Isovolume of potential HW dilution (red color).

5.1 Optimal scenario considering the proposed methodology

Optimization parameters encompassed an initial population of 20 individuals, a maximum of 1000 iterations, patience set at 200, and a mutation probability of 0.5. The algorithm completed the maximum iterations, exhibiting a higher evolution rate within the initial 200 generations, followed by an intermediate rate from 200 to 750 generations, and a slower evolution from 750 to 1000 generations. The optimization process required approximately 126 hours of computational time on a relatively modern computer.

The proposed methodology yielded an optimal scenario with ore production totaling 263 kt, boasting an average grade of 1.55 g/t, resulting in 13,049 contained ounces and a global recovery rate of 70.4%. The optimized geometry presented a dilution potential of 24.4%, which, considering a 70% efficiency rate of HW support, translated to an actual dilution of 14.3%, mirroring the engineer's design.

Pillar failure percentage stood at 3.4%, marking a 3.4-fold decrease compared to the engineer's design. Gross income was estimated at $18.7 million, while costs amounted to $14.8 million, resulting in a net profit of $3.9 million. By eliminating HW support, the actual dilution matched the maximum potential dilution obtained from the numerical model at 24.3%, leading to a net profit of $2.6 million. Thus, a 22% net profit improvement was observed without HW support, while an 8% improvement was realized with a 70% support efficiency. The optimized stopes and pillars geometry, analyzed in FLAC3D, is depicted in Figure 3.

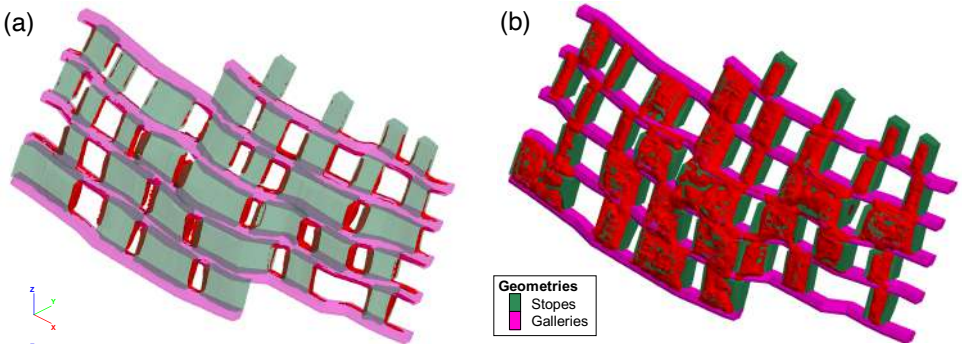


Figure 3. Algorithm result of stopes and pillars layout: (a) Isovolume of pillar failures (red color); (b) Isovolume of potential HW dilution (red color)

Notably, the arrangement exhibits relative irregularity, featuring larger stopes concentrated in the central area of the panel and smaller stopes situated in the upper levels. A total of 34 stopes, with an average length of 12.7 m, and 37 pillars, with an average length of 8.2 m, were considered in the analysis.

6 CONCLUSIONS AND FUTURE WORK

This study presents a novel integrated methodology that effectively combines economic and geomechanical parameters to optimize stope and rib pillar layouts in sublevel open stope mining. By employing a genetic algorithm, we have demonstrated a significant improvement in net profit and geomechanical performance compared to traditional engineering design methods.

The proposed profit function, which incorporates mining recovery, process recovery, and various cost factors, allows for a comprehensive evaluation of the economic viability of stope and pillar configurations. The case study results indicate an 8% increase in net profit with hanging wall support and a 22% increase without it, highlighting the methodology's robustness in different scenarios.

Future efforts will explore the integration of geomechanical models to improve results by considering variations throughout the rock mass. Furthermore, improvements are anticipated through the inclusion of various failure criteria and plastic behavior. Testing the methodology on different ore bodies in more complex geological environments or different mining methods will help validate its versatility and robustness.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to thank the Federal University of Pampa (UNIPAMPA) and the Rock Mechanics Lab at Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS) for granting the FLAC3D 7 license.

REFERENCES

Alford, C. (2006) *Optimization in underground mine design*. PhD thesis, Department of Mathematics and Statistics, The University of Melbourne

Brown, E.T., Hoek, E. (1978) Trends in relationships between measured in-situ stresses and depth. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomechanics Abstracts* 15, 211–215

Castro, L.A.M., Bewick, R.P., Carter, T.G. (2012) An overview of numerical modelling applied to deep mining. In: Sousa, L.R., Jr., E.V., Fernandes, M.M., Azevedo, R. (eds.) *Innovative Numerical Modelling in Geomechanics*, pp. 405–426. CRC Press, London

Clark, L., Pakalnis, R. (1997) An empirical design approach for estimating unplanned dilution from open stope hangingwalls and footwalls. In: *Proc. of the 99th Annual General Meeting*. CIM

Cordova, D.P., Zingano, A.C., Gonçalves, I.G. (2022) Unplanned dilution back analysis in an underground mine using numerical models. *REM - International Engineering Journal* 75, 379–388

Diederichs, M.S. (1999) *Instability of hard rockmasses, the role of tensile damage and relaxation*. PhD thesis, University of Waterloo.

Furtney, J. (2020) *Itasca: Python package*. https://pypi.org/project/itasca/ Accessed 28 August 2023

Heidarzadeh, S., Saeidi, A., Rouleau, A. (2019) Evaluation of the effect of geometrical parameters on stope probability of failure in the open stoping method using numerical modeling. *Int. J. Min. Sci. Technol.* 29

Itasca Consulting Group Inc. (2005) *Flac 5 Manual*, p. 3058. Itasca, Minneapolis

Lunder, P.J., Pakalnis, R.C. (1997) A determination of the strength of hard-rock mine pillars. *CIM* 90, 51–55

Mitchell, M. (1998) *An Introduction to Genetic Algorithms*. The MIT Press, London.

Napa-Garcia, G.F., Câmara, T.R., Torres, V.F.N. (2019) Optimization of room-and-pillar dimensions using automated numerical models. *Int. J. Min. Sci. Technol.* 29, 797–801

Nickson, S.D. (1992) *Cable support guidelines for underground hard rock mine operations*. PhD thesis, University of British Columbia.

Potvin, Y. (1988) *Empirical open stope design in Canada*. PhD thesis, University of British Columbia.

Sari, Y.A., Kumral, M. (2020) A planning approach for polymetallic mines using a sublevel stoping technique with pillars and ultimate stope limits. *Engineering Optimization* 52, 932–944

Sheorey, P.R. (1994) A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomechanics Abstracts* 31, 193

ÁREA 15.

Fundações, Escavações e Taludes em Rocha

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/754

Análise Comparativa de Capacidade de Carga de Estacões em Rocha pelo Método Cabral-Antunes e Ensaios ECD nos Contornos de Caraguatatuba e de São Sebastião

Bruno Barreto Rose
Engenheiro Civil, Engecorps Engenharia S.A., Barueri, Brasil, bruno.rose@engecorps.com.br

Ary Paulo Rodrigues
Engenheiro Civil, Engecorps Engenharia S.A., Barueri, Brasil, ary@engecorps.com.br

Eduarda Stephanie de Mello
Engenheira Civil, EGTC Infra S.A., São Paulo, Brasil, eduarda.mello@egtc.com.br

RESUMO: No âmbito das estacas executadas em rocha, é de amplo conhecimento e utilização no Brasil o método Cabral-Antunes para definição da capacidade de carga de estacas. O citado método foi empregado nos projetos de estaqueamento de duas obras de arte especiais dos Contornos de Caraguatatuba e de São Sebastião, importante obra na região do Litoral Norte de São Paulo, nas cidades de Caraguatatuba e São Sebastião, e parte integrante do complexo viário ampliado da Rodovia dos Tamoios. Como forma de controle de qualidade e de desempenho das estacas escavadas de grande diâmetro (elementos com diâmetro de 1,20m) que compõem as fundações dos viadutos e em atendimento à norma NBR 6122/2022, foram realizados ensaios de carregamento dinâmico em quinze estacas, além de ensaios de resistência à compressão do maciço rochoso extraído durante as escavações dos elementos. O presente artigo demonstra, a partir dos resultados destes ensaios, que as capacidades de carga de ruptura estimadas com base no método Cabral-Antunes superam os valores de cargas de ruptura levantados através dos ensaios ECD, enquanto as cargas admissíveis extraídas pelo método (com fator de segurança global igual a 3) e pelos ensaios (com fator de segurança global igual a 2) apresentam-se com grande aderência. Ao final desta comparação, apresenta-se, ainda, valores do parâmetro β do método calibrados para os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico visando a sua utilização no dimensionamento de estacas executadas em condições semelhantes e em maciços de mesmas características (gnaisses).

PALAVRAS-CHAVE: Estacas em rocha, ensaios ECD.

ABSTRACT: In the context of rock piles, the Cabral-Antunes method for defining the load capacity of piles is widely known and used in Brazil. The aforementioned method was used in the piling projects for two viaducts on the Contornos de Caraguatatuba e de São Sebastião, an important project in the North Coast region of São Paulo, in the cities of Caraguatatuba and São Sebastião, and an integral part of the expanded road complex of Rodovia dos Tamoios. As a form of quality control and performance of the large diameter excavated piles (elements with a diameter of 1.20m) that make up the foundations of the viaducts and in compliance with the NBR 6122/2022 standard, dynamic loading tests were carried out on fifteen piles, in addition to compressive strength tests of the rock mass extracted during the excavation of the elements. This article demonstrates, based on the results of these tests, that the rupture load capacities estimated based on the Cabral-Antunes method exceed the rupture load values obtained through the ECD tests, while the allowable loads extracted by the method (with global safety factor equal to 3) and from tests (with global safety factor equal to 2) present great adherence. At the end of this comparison, values of the parameter β of the method calibrated to the results of dynamic loading tests are also presented to their use in the design of piles built under similar conditions and in rocks with the same characteristics (gneiss).

KEYWORDS: Rock piles, dynamic load tests.

1 INTRODUÇÃO

Para melhoria das condições de tráfego na região do Litoral Norte de São Paulo, foi concebido um complexo viário nas cidades de Caraguatatuba e São Sebastião, conhecido como Contornos de Caraguatatuba e de São Sebastião, localizado junto à Rodovia dos Tamoios, importante rodovia do estado de São Paulo.

Dentro do sistema de vias, túneis e viadutos que compõem os Contornos, destacam-se duas obras de arte especiais, as OAEs 403 e 407. A caracterização do local de implantação dessas obras foi realizada através de sondagens mistas que indicaram subsolo composto por espessas camadas de argila marinha sobrepostas a solos residuais e a embasamento de gnaisse. As condições geotécnicas locais, com lençol freático elevado e solos competentes em espessura reduzida, resultaram na adoção de estacas escavadas com embutimento em rocha como solução de fundação das obras de arte especiais 403 e 407.

Visando o controle de qualidade e a verificação de desempenho da infraestrutura das obras, foram realizados, na OAE 403, 15 (quinze) ensaios de carregamento dinâmico (ECD) nas estacas, valor adequado ao atendimento das indicações dos itens 9.2.2.1 e 9.2.2.3 da NBR 6122/2022 para um total de 128 estacas componentes da OAE.

A partir desse amplo conjunto de ensaios, verificou-se a possibilidade de se comparar os resultados reais de capacidade de carga das estacas com os valores estimados a partir da metodologia de cálculo empregada no projeto (método Cabral-Antunes) e de se calibrar o parâmetro β característico do método para a aplicação em maciços de gnaisse.

2 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA

A OAE 403, objeto do presente artigo, encontra-se localizada entre as estacas 4159+12,879 e 4211+15,351 da pista direita dos Contornos de Caraguatatuba e de São Sebastião e entre as estacas 1+16,733 e 5+11,958 da Alça de Maresias. Possui extensão total de aproximadamente 1200m, divididos em 45 tabuleiros de grelhas de vigas pré-moldadas protendidas com vãos de 18m, 20m, 25m, 28m, 30m e 34m. A seção transversal destes tabuleiros possui largura variando entre 9,0m e 13,7m. A Figura 1 a seguir apresenta a OAE 403 em planta.

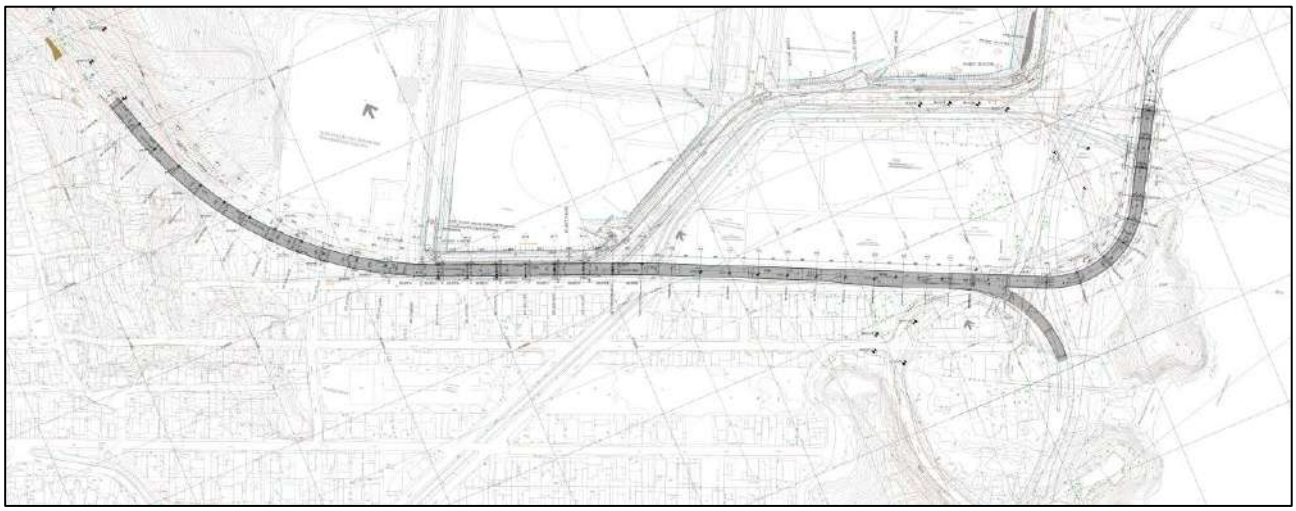


Figura 1. OAE 403 dos Contornos de Caraguatatuba e de São Sebastião – Implantação.

A infraestrutura da obra é constituída por 1 encontro apoiado em fundação direta (E1) e 2 encontros apoiados em 2 estacões cada (E2 e E3), além de 44 apoios centrais, sendo que 4 são compostos por fundação direta (AP1-AP4), 6 são compostos por bloco de fundação com 4 estacões cada (AP5, AP6, AP19, AP33, AP42 e AP34), 8 são compostos por bloco de fundação com 3 estacões cada (AP23, AP24, AP28, AP32, AP35, AP36, AP43 e AP44), 23 são compostos por blocos de fundação (blocos únicos, isolados ou ligados com viga de travamento) com 2 estacões cada (AP7-AP18, AP20-AP22, AP25-AP27, AP29-AP31 e AP37-AP38) e 3 são compostos por travessa apoiada diretamente em 2 estacões cada (AP39-AP41). Todos os encontros e

apoios centrais com fundações profundas possuem a infraestrutura composta por estacões de 120cm de diâmetro com embutimento em rocha.

3 CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA ÁREA

O contexto geológico em que os Contornos de Caraguatatuba e de São Sebastião estão inseridos compreende as rochas do Complexo Costeiro de idade Neoproterozóica (CPRM, 2006), aflorante no litoral do Estado de São Paulo (Figura 2). O Complexo Costeiro é delimitado a norte pela Falha de Cubatão, e a sul pela linha de costa e ilhas vizinhas (Hasui et al., 1981). Na área dos Contornos de Caraguatatuba e de São Sebastião, afloram duas unidades litoestratigráficas do Complexo Costeiro, sendo elas: os gnaisses bandados e os gnaisses peraluminosos. A unidade gnaisses bandados compreende rochas gnáissico-migmatíticas de composição monzogranítica e textura gnáissica, com a mineralogia compreendendo quartzo, microclínio, oligoclásio, hornblenda e biotita (CPRM, 2006). A unidade gnaisses peraluminosos, por sua vez, compreende paragnaisses heterogêneos (CPRM, 2006).

Encerrando a sequência estratigráfica, sobreposta às unidades gnáissicas do Complexo Costeiro, ocorrem depósitos detríticos indiferenciados de idade Cenozóica. Estes depósitos compreendem o retrabalhamento de sedimentos arenosos e cascalhosos das Formações Botucatu, Bauru e Cachoeirinha. Em geral, são depósitos que formam terraços areno-cascalhosos com níveis de materiais transportado e ferruginosos (CPRM, 2006).

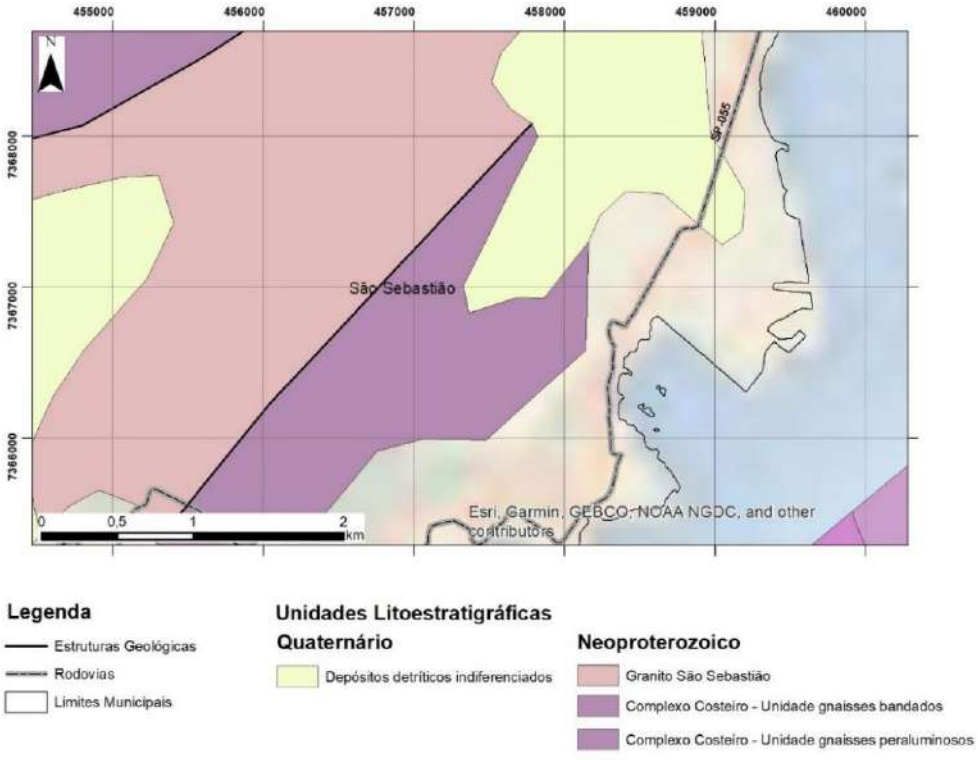


Figura 2. Mapa geológico da região do Contorno de Caraguatuba no município de São Sebastião, na escala 1:750.000 (CPRM, 2006).

4 ESTIMATIVA DE CARGA DE RUPTURA EM ESTACAS EMBUTIDAS EM ROCHA

4.1 Método Cabral-Antunes

No âmbito da geotecnia nacional, há vários métodos consagrados para estimativa de carga de estacas, destacando-se, dentre os mais conhecidos, os métodos de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma para elementos de fundação em solo. No caso de estacas com embutimento em rocha, uma das metodologias mais difundidas no meio técnico corresponde ao método Cabral-Antunes.

O método Cabral-Antunes foi apresentado no 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE) em 2000 (CABRAL, 2000), abordando especificamente a estimativa de carga de estacas escavadas embutidas em rocha.

As expressões que caracterizam o método encontram-se indicadas a seguir.

$$Q_{total} = Q_{ponta} + Q_{atrito} \quad (1)$$

$$Q_{ponta} = \beta \cdot \sigma_c \cdot A_p \quad (2)$$

$$Q_{atrito} = 0{,}025 \; a \; 0{,}035 \cdot \beta \cdot \sigma_c \quad (3)$$

Em que:

Q_{total} é a carga de ruptura da estaca, em kN

Q_{ponta} é a carga de ruptura associada à parcela de ponta, em kN

Q_{atrito} é a carga de ruptura associada ao atrito lateral, em kN

β é um fator adimensional de correlação da resistência à compressão da rocha (ver Tabela 1)

σ_c é a resistência à compressão da rocha sã, em kN/m²

A_p é a área de ponta da estaca, em m²

Para as parcelas de ponta e de atrito lateral, o método prevê, ainda, limites dos valores associados ao f_{ck} do concreto das estacas. Tais limites podem ser consultados no artigo original de apresentação da metodologia (CABRAL, 2000).

Tabela 1. Valores do parâmetro β. (CABRAL, 2000)

Grau de alteração da rocha	Variação do parâmetro β	Valor médio do parâmetro β
Muito alterada	0,07 a 0,13	0,10
Alterada	0,24 a 0,36	0,30
Pouco alterada a sã	0,48 a 0,60	0,54

Para obtenção da carga admissível das estacas, o método recomenda a utilização de fator de segurança igual a 3 a ser aplicado sobre o valor de Q_{total}.

5 FUNDAÇÕES DA OBRA DE ARTE ESPECIAL 403

5.1 Perfis de escavação das estacas

Conforme indicado anteriormente, o subsolo local na região de implantação da OAE 403 é caracterizado por espessas camadas de argila marinha sobrepostas a estratos de solo residual e a embasamento de gnaisse. As estacas definidas para a obra previam embutimento no maciço rochoso local para transferência das cargas atuantes provenientes da estrutura.

Apesar do projeto estabelecer valores específicos de embutimento em rocha para as estacas, os embutimentos reais em campo apresentaram variações devido à resistência do maciço e à capacidade de perfuração do equipamento empregado na obra.

Com base nos boletins de execução, foi possível estabelecer, para cada elemento, o perfil de escavação das estacas, tanto no trecho em solo quanto no trecho em rocha. Estes perfis, elaborados a partir das amostras

extraídas durante a perfuração e analisadas por profissional especializado, possibilitaram as verificações das reais condições de embutimento das estacas e do atendimento às definições de projeto.

A Figura 3 a seguir apresenta, para as estacas com execução de ensaios ECD da OAE 403, os perfis de escavação dos elementos, focando especificamente nos trechos de embutimento em maciço rochoso (os valores indicados na base de cada estaca correspondem às profundidades totais dos elementos). Nos trechos em rocha, adotou-se as classificações de rocha alterada mole (RAM), rocha alterada dura (RAD) e rocha pouco alterada a sã (RS). A Figura 4 indica algumas das amostras de gnaisse extraídas durante a perfuração das estacas, assim como um dos ensaios realizados em tais amostras (ver tópico seguinte).

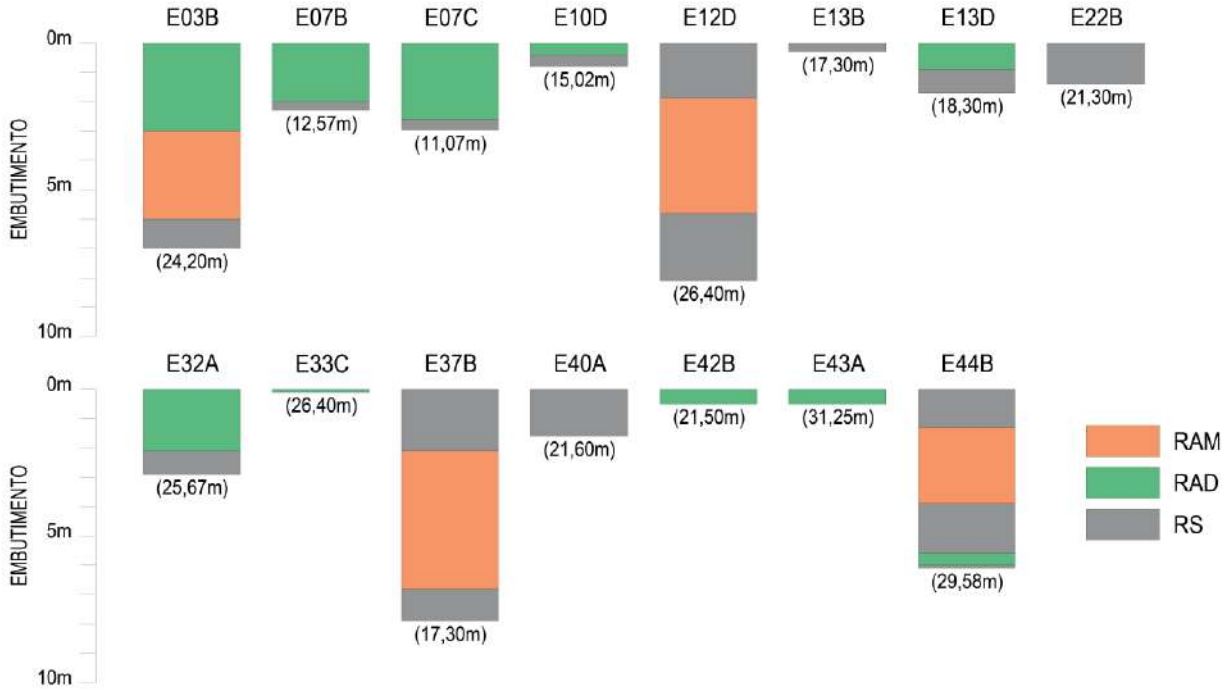


Figura 3. Perfis de escavação no trecho de embutimento em rocha das estacas da OAE 403 dos Contornos de Caraguatatuba e de São Sebastião.

Figura 4. Amostras de gnaisse extraídas durante a perfuração das estacas da OAE 403 dos Contornos de Caraguatatuba e de São Sebastião e ensaio de resistência à compressão uniaxial realizado nas amostras.

5.2 Ensaios realizados nas fundações da OAE

Como parte dos processos de controle de qualidade e de verificação de desempenho do estaqueamento da obra, foram realizados, em parte dos elementos constituintes da infraestrutura da OAE, ensaios de carregamento dinâmico – ensaios ECD – e ensaios de resistência à compressão uniaxial de amostras de rocha extraídas durante a perfuração das estacas.

Os elementos ensaiados foram definidos conjuntamente entre projetista e construtor, tendo por base os dados de perfuração das estacas. A Tabela 2 a seguir indica a lista de estacas ensaiadas na OAE 403 e os respectivos ensaios que foram realizados em cada elemento.

Tabela 2. Ensaios realizados nas estacas da OAE 403.

Estaca	Ensaio de resistência à compressão uniaxial	Ensaio ECD	Estaca	Ensaio de resistência à compressão uniaxial	Ensaio ECD
E03B	-	X	E32A	-	X
E07B	-	X	E33C	-	X
E07C	-	X	E37B	-	X
E10D	-	X	E38A	X	-
E12D	-	X	E38B	X	-
E13B	X	X	E40A	X	X
E13D	-	X	E42B	X	X
E15B	X	-	E43A	-	X
E17A	X	-	E44B	-	X
E22B	-	X			

A Tabela 3 a seguir apresenta os resultados dos ensaios de resistência à compressão executados nas estacas da OAE 403. Os resultados dos ensaios ECD, os quais foram realizados conforme as indicações da norma NBR 13208/2007, encontram-se apresentados e analisados no item 6.

Tabela 3. Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial

Estaca	Profundidade da amostra (m)	Condição do maciço	Resistência (MPa)
E13B	17,0	RS	90,3
E15B	17,5	RS	83,7
E17A	20,4	RS	86,3
E38A	19,7	RS	75,7
E38A	20,5	RS	87,5
E38B	17,7	RS	93,8
E40A	21,3	RS	88,4
E42B	21,0	RAD	40,9
Valor médio de resistência (*)			86,5

(*) excluindo-se os resultados nas amostras RAD

6 ANÁLISES DE RESULTADOS

6.1 Comparativo de cargas

6.1.1 Cargas de ruptura

A partir dos ensaios ECD realizados nas estacas da OAE 403 e dos cálculos desenvolvidos com base no método Cabral-Antunes, fez-se o comparativo dos valores de capacidade de carga visando avaliar a correlação entre os resultados calculados e os resultados obtidos em campo. A Tabela 4 a seguir apresenta a comparação entre tais valores. Ressalta-se que os ensaios ECD das estacas E12D, E37B e E44B foram excluídos das análises, tendo em vista que, conforme perfis de escavação indicados na Figura 3, tais estacas apresentaram intercalações no perfil rochoso que denotam a possibilidade de perfuração em matacões, o que poderia comprometer a avaliação dos resultados obtidos.

Tabela 4. Comparativo de resultados de capacidade de carga para as estacas da OAE 403.

Estaca	Carga atuante (kN)	Ensaio ECD (*)			Método Cabral-Antunes (*)			Relação Cabral-Antunes / ECD
		Atrito (kN)	Ponta (kN)	Carga total (kN)	Atrito (kN)	Ponta (kN)	Carga total (kN)	
E03B	3660	5.230	7.770	13.000	18.710	9.048	27.758	2,13
E07B	**5090**	**3.090**	**6.120**	**9.210**	**8.352**	**9.048**	**17.400**	**1,89**
E07C	**5090**	**3.270**	**6.880**	**10.150**	**11.067**	**9.048**	**20.115**	**1,98**

Estaca	Carga atuante (kN)	Ensaio ECD (*)			Método Cabral-Antunes (*)			Relação Cabral-Antunes / ECD
		Atrito (kN)	Ponta (kN)	Carga total (kN)	Atrito (kN)	Ponta (kN)	Carga total (kN)	
E10D	4000	3.860	7.540	11.400	3.968	9.048	13.016	1,14
E13B	3660	5.900	11.900	17.800	3.534	9.048	12.582	0,71
E13D	3660	5.440	8.760	14.200	7.729	9.048	16.777	1,18
E22B	5630	4.750	8.550	13.300	8.569	9.048	17.617	1,32
E32A	6220	5.360	8.840	14.200	11.862	9.048	20.910	1,47
E33C	**4410**	**4.290**	**6.210**	**10.500**	**0**	**9.048**	**9.048**	**0,86**
E42B	**5020**	**6.310**	**7.390**	**13.700**	**1.598**	**9.048**	**10.646**	**0,78**
E40A	4430	7.920	9.880	17.800	7.521	9.048	16.569	0,93
E43A	**4415**	**4.530**	**4.670**	**9.200**	**1.712**	**9.048**	**10.760**	**1,17**
Valor médio								1,34(**) (1,30(***))

(*) cargas sem minoração por fatores de segurança / (**) considerando-se apenas as estacas com curva carga-recalque com ruptura nítida nos ensaios ECD (estacas em negrito) / (***) considerando-se todas as estacas indicadas na tabela

Observa-se, com base nos resultados disponíveis, que o método Cabral-Antunes resulta, em média, em valores de cargas de ruptura cerca de 30% acima dos valores de cargas de ruptura obtidos em campo a partir dos ensaios ECD.

6.1.2 Cargas admissíveis

Apesar do comparativo das cargas de ruptura indicar valores calculados pelo método Cabral-Antunes superiores aos valores obtidos nos ensaios ECD, é de fundamental importância entender o impacto destas diferenças nas cargas admissíveis dos elementos de fundação.

No que tange às cargas admissíveis, observa-se que o método Cabral-Antunes, ao recomendar a utilização de fator de segurança global no valor de 3, acaba por mitigar as diferenças identificadas nas cargas de ruptura. Considerando-se que as cargas admissíveis extraídas a partir dos ensaios ECD poderiam ser calculadas com fator de segurança global igual a 2, as cargas calculadas pelo método resultariam, assim, em valores da ordem de 90% das cargas admissíveis extraídas dos ensaios ECD. A Tabela 5 apresenta esse comparativo de cargas admissíveis.

Tabela 5. Comparativo de resultados de carga admissível para as estacas da OAE 403.

Estaca	Ensaio ECD		Método Cabral-Antunes		Relação Cabral-Antunes / ECD
	Carga total (kN)	Carga admissível (kN) (FS=2)	Carga total (kN)	Carga admissível (kN) (FS=3)	
E07B	9.210	4.605	17.400	5.800	1,26
E07C	10.150	5.075	20.115	6.705	1,32
E33C	10.500	5.250	9.048	3.016	0,57
E42B	13.700	6.850	10.646	3.549	0,51
E43A	9.200	4.600	10.760	3.587	0,78
Valor médio					0,89

6.2 Estimativa do parâmetro β

Com base nos resultados obtidos, fez-se a calibração dos valores do parâmetro β de modo a se obter maior aderência entre os resultados de carga de ruptura calculados através do método Cabral-Antunes e os resultados extraídos de estacas da obra. Os valores obtidos de β (único parâmetro variável durante a calibração) a serem utilizados no cálculo da parcela de atrito lateral encontram-se indicados na Tabela 6.

Tabela 6. Valores do parâmetro β.

	Rocha muito alterada	Rocha alterada	Rocha pouco alterada a sã
Parâmetro β calibrado	0,035	0,10	0,15

Comparando-se os valores de β das Tabelas 1 e 6, observam-se diferenças significativas entre os valores calibrados e os valores originais do método. Considera-se que tal diferença se deve, em grande parte, ao fato dos valores calibrados já incorporarem as limitações de atrito na interface concreto-maciço. Entende-se que, ao se utilizar os valores calibrados (para gnaisses), não se faz necessária a aplicação das limitações da adesão previstas no método Cabral-Antunes. Um comparativo direto dos valores de β para gnaisses não pode ser feito em virtude de não serem apresentados, no artigo original do método, dados específicos por tipo de rocha.

Para o caso da parcela de ponta, observou-se que o valor obtido pelo método para maciços de elevada resistência como o gnaisse é definido pela limitação desta parcela a 40% do f_{ck} do concreto da estaca (CABRAL, 2000). Pelos resultados obtidos nos ensaios ECD, recomenda-se admitir a limitação da parcela de ponta a 30% da resistência característica do concreto.

7 CONCLUSÕES

O presente artigo teve por objetivo apresentar um comparativo entre os resultados de cargas de estacas embutidas em rocha indicadas por ensaios ECD e de cargas estimadas através do método Cabral-Antunes. O estudo comparativo foi baseado nas estacas escavadas com embutimento em gnaisse da OAE 403 dos Contornos de Caraguatatuba e de São Sebastião. Através dos dados obtidos em campo, verificou-se, para o universo amostral disponível, que os valores de carga de ruptura estimados pelo método Cabral-Antunes encontram-se, em média, cerca de 30% acima das cargas de ruptura identificadas nos ensaios ECD.

Apesar da aparente tendência identificada do método de superestimar as cargas de ruptura totais das estacas embutidas em gnaisse, verifica-se que, em termos de cargas admissíveis (parâmetro de definição dos comprimentos de embutimento em rocha), o método apresenta elevada aderência com os resultados dos ensaios de campo. Tendo em vista que o método recomenda a utilização de fator de segurança global no valor de 3 (contrapondo-se ao valor de FS=2 a ser aplicado sobre os resultados dos ensaios ECD), observa-se que as variações de carga estimadas pelo método (variações que se justificam pelas incertezas inerentes à execução das fundações e às condições dos maciços rochosos) são compensadas pelo valor de FS sugerido pelos autores da metodologia. Os resultados obtidos demonstram, assim, a validade do método Cabral-Antunes para estimativa do comprimento de embutimento de estacas em rocha, corroborando os resultados empíricos da utilização do método no meio geotécnico nacional desde a sua publicação em 2000.

Para o caso específico de se buscar maior aderência nos valores da carga de ruptura estimados pelo método Cabral-Antunes e os valores extraídos em ensaios ECD, o presente artigo apresentou sugestões de valores do parâmetro β que poderiam ser aplicados no dimensionamento de estacas embutidas em gnaisse.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a EGTC Infra S.A. pela permissão de uso dos dados de investigações geotécnicas e dos resultados de ensaios realizados nas fundações das obras dos Contornos de Caraguatatuba e de São Sebastião, o técnico de Geologia Nadson Tadeu Souza Mota pelo auxílio na compilação dos dados de campo e a geóloga Janaína Pereira Duarte pela sua contribuição na caracterização geológica da área.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.

Cabral, D.A., Antunes, W. R. (2000) Sugestão para a determinação da capacidade de carga de estacas escavadas embutidas em rocha. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE 4, São Paulo. *Anais...* ABMS. v. 1, p. 169-173.

Hasui, Y.; Dantas, A. S. L.; Carneiro, C. D. R.; Bistrichi, C. A. *O embasamento Pré-Cambriano e Eo-paleozóico em São Paulo*. In: Mapa Geológico do Estado de São Paulo. Pró-Minério, IPT. v. 1, p. 12-45, 1981.

Serviço Geológico Brasileiro (CPRM). *Breve Descrição das Unidades Litoestratigráficas Aflorantes no Estado de São Paulo*. Mapa Geológico do Estado de São Paulo, Programa Geologia do Brasil, 2006.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/755

Análise de Estabilidade de Taludes a partir da Força Sísmica Induzida por Abalos Dinâmicos Naturais

Danilo José da Silva
Pós-graduando, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, danilo.jose@aluno.ufop.edu.br

Carlos Enrique Arroyo Ortiz
Professor Adjunto, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, carroyo@ufop.edu.br

Daniel Silva Jaques
Professor Adjunto, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, daniel.jaques@ufop.edu.br

RESUMO: Na maioria dos casos, os estudos de estabilidade de taludes rochosos não incorporam nas suas análises as condições de carregamento dinâmico associados às atividades sísmicas naturais. Nesse contexto, o objetivo deste estudo é empregar os mapas probabilísticos de risco sísmico natural para calcular os fatores de segurança, utilizando o método de equilíbrio limite, considerando tanto o estado estático quanto o pseudoestático de um talude. A metodologia adotada envolveu a obtenção dos dados de geometria do talude no local, mapeamento da orientação das estruturas geológicas, bem como a determinação das propriedades e parâmetros necessários para a análise de estabilidade. Além disso, foram levantados os mapas de risco sísmico e do passo a passo recomendado para o cálculo do coeficiente sísmico. Os resultados obtidos indicaram que o talude se encontra estável para a condição estática em relação a superfície descontínua planar. Para aplicação da força sísmica na massa de bloco sobre a superfície descontínua planar os 2% de probabilidade de excedência resultou na maior redução do fator de segurança em relação a condição estática. Com uma diminuição de 43% em comparação com as demais probabilidades. Em todas as três condições de carregamento sísmico pseudoestático, o fator de segurança permaneceu acima de um, indicando uma condição de estabilidade. Conclui-se que a força sísmica exerce influência no aumento da tensão de cisalhamento mobilizadora e na redução da tensão de cisalhamento resistiva do talude rochoso, resultando na diminuição do fator de segurança.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, sismicidade, coeficiente sísmico, análise sísmica, fator de segurança.

ABSTRACT: In the majority of instances, rock slope stability studies do not incorporate the dynamic loading conditions associated with natural seismic activity into their analysis. In this context, the objective of this study is to utilize probabilistic maps of natural seismic risk to calculate safety factors through the equilibrium method, taking into account both the static and pseudo-static state of a slope. The methodology employed involved the acquisition of slope geometry data in situ, the mapping of the orientation of the geological structures, and the determination of the properties and parameters required for the stability analysis. Furthermore, the seismic risk maps and the recommended step-by-step calculation of the seismic coefficient were collated. The results indicate that the slope is stable in the static condition in relation to the discontinuous planar surface. The probability of exceedance of 2% yielded the greatest reduction in safety factor in relation to the static condition when applying seismic force to the block mass on the discontinuous planar surface. This reduction was 43% compared to the other probabilities. In all three pseudo-static seismic loading conditions, the safety factor remained above one, indicating that the slope remained stable. It can be demonstrated that seismic forces exert a significant influence on the mobilization of shear stress and the reduction of resistive shear stress in rock slopes, ultimately leading to a decline in the safety factor.

KEYWORDS: Slope stability, seismicity, seismic coefficient, seismic analysis, safety factor.

1 INTRODUÇÃO

Os taludes são classificados como superfícies inclinadas em relação ao horizonte, compostas por massa de solo, rocha ou pela combinação de ambos. Essas estruturas são divididas em duas categorias: naturais e artificiais. Os taludes naturais formam-se sem a intervenção humana, sendo predominantemente encontrados em encostas naturais. Por outro lado, os taludes artificiais são criados pela ação do homem e incluem cortes rodoviários e ferroviários, aterros, bancadas de mineração, barragens e pilhas. Dado que muitos taludes estão sujeitos a riscos de perdas humanas, materiais e ambientais, espera-se que resistam a perturbações causadas por agentes internos e externos. Portanto, é fundamental avaliar diversos fatores de risco para determinar o fator de segurança adequado (Gerscovich, 2016; Wyllie, 2017).

O Brasil enfrenta constantes riscos de movimentos de massa em taludes, especialmente devido aos períodos intensos de chuvas que ocorrem anualmente no Sudeste do país. Esses movimentos são responsáveis por grandes perdas humanas, materiais e ambientais, motivando diversos pesquisadores a conduzirem estudos de estabilidade de taludes. Um fator frequentemente negligenciado nesses estudos é a influência das atividades sísmicas naturais que ocorrem em todo o planeta Terra. Dependendo da intensidade, essas atividades podem ser classificadas como tremores de terra (para valores mais baixos) ou terremotos (para valores mais altos). Em ambos os casos, há um alto risco de desencadeamento de movimentos de massa em taludes. As ondas sísmicas propagam-se pelo meio, atuando como uma força que reduz a resistência dos materiais, podendo levá-los ao colapso. De acordo com dados publicados pela Rede Sismográfica Brasileira (RSBR), somente no ano de 2023, foram registrados cerca de 261 abalos sísmicos em todo o território brasileiro. Desses, aproximadamente 121 ocorreram na região Nordeste, com os estados da Bahia e Ceará liderando, com cerca de 50 e 31 eventos detectados, respectivamente (Wyllie, 2017; Cimellaro & Marasco, 2018; RSBR, 2024).

Petersen *et al.* (2018) publicaram mapas probabilísticos de risco sísmico natural para toda a América do Sul. Esses mapas foram desenvolvidos com base em um extenso catálogo temporal de sismicidade, modelos de taxas de ocorrência de terremotos, avaliação do tamanho dos eventos, geometria de falhas e parâmetros relacionados ao movimento do solo. As curvas presentes nesses mapas representam a aceleração de pico máximo (PGA) e a aceleração espectral (SA) para diferentes probabilidades de excedência de eventos sísmicos naturais em 2%, 10% e 50% para um período de 50 anos. Esses mapas têm como propósito fornecer parâmetros relevantes para critérios de projeto em engenharia sísmica, especialmente na determinação do coeficiente sísmico necessário para modelar a ruptura de materiais. Sendo assim, o objetivo deste estudo é empregar esses mapas probabilísticos de risco sísmico natural para calcular os fatores de segurança, utilizando o método de equilíbrio limite, considerando tanto o estado estático quanto o pseudoestático de um talude. Essa análise será aplicada para condições prováveis de ruptura de um talude em rocha, levando em conta a probabilidade de excedência do evento sísmico.

2 METODOLOGIA

O estudo foi conduzido em várias etapas. Inicialmente, realizou-se uma coleta de dados em campo, seguindo as diretrizes recomendadas por Wyllie (2017) para estabelecer a geometria do talude. Posteriormente, procedeu-se ao mapeamento estrutural em termos de altitude de orientação do talude e das principais descontinuidades, com base nas recomendações propostas por Silva (2023) para a realização de análises cinemáticas, visando obter os prováveis modos de ruptura do talude. Em seguida, a determinação da resistência da rocha foi realizada com base na metodologia proposta por Basu & Aydin (2004) e Aydin & Basu (2005). Essa metodologia avalia a dureza da rocha por meio do rebote do martelo de Schmidt, considerando correções relacionadas à orientação e ao tipo de martelo utilizado. Além disso, a densidade e a resistência à compressão uniaxial foram determinadas por meio de correlações com os valores de rebote, seguindo as metodologias sugeridas por Deere & Miller (1966) e Aydin & Basu (2005).

Os valores do GSI (Índice de Resistência Geológica), a constante do material e o fator de distúrbio, adotados para o maciço rochoso do talude, bem como os parâmetros dos critérios de Hoek-Brown Generalizado e Mohr-Coulomb, foram obtidos seguindo as metodologias sugeridas por Marinos & Hoek (2000) e Hoek *et al.* (2002). As acelerações de pico máximo (PGA) e as acelerações espectrais (SA) foram determinadas a partir das curvas relacionadas às coordenadas do talude, inseridas nos mapas probabilísticos de risco sísmico natural publicados por Petersen *et al.* (2018). Por sua vez, o cálculo do coeficiente sísmico seguiu a metodologia

apresentada por Kavazanjian *et al.* (2011). Com todos os dados obtidos para o talude estudado, realizaram-se análises de estabilidade considerando as condições estática e pseudoestática. Essas análises são essenciais para avaliar a estabilidade do talude pelo método de equilíbrio limite.

3 RESULTADOS

3.1 Localização, descrição geológica e geomecânica do talude

O talude alvo de estudo (conforme Figura 1) está localizado no município de Boa Viagem, no estado do Ceará. Trata-se de um corte de estrada situado na BR-020, uma rodovia com alto fluxo de veículos e que representa uma área de risco geológico devido às possíveis ocorrências de movimentos de massa nas rochas. O acesso a essa área se dá a partir de Fortaleza, também pela BR-020, percorrendo uma distância aproximada de 254 km. A litologia predominante no talude é o gnaisse migmatítico, caracterizado por um bandamento complexo. De acordo com a classificação do Serviço Geológico do Brasil (CPRM), trata-se de um ortognaisse bandado com presença de xistosidade. O talude exibe várias famílias de descontinuidades, configurando-se como um maciço rochoso. A predominância de blocos articulados e a presença de diversas descontinuidades, como fissuras, juntas, veios, falhas, bandamentos e xistosidades, são características relevantes. A altitude de orientação do talude é de 300°/87°, sendo esse um dado crucial para conduzir as análises cinemáticas e identificar possíveis modos de ruptura com base na orientação das principais descontinuidades (Forgiarini *et al*., 2021).

Figura 1. Talude alvo do estudo.

3.2 Geometria e resultado dos cálculos das propriedades e parâmetros geotécnicos do talude

A seção do talude selecionada para análise possui uma inclinação de 87°, com um comprimento da base até a crista do talude de 6.69 m. Ao estabelecer uma relação trigonométrica entre esses dois dados para determinar a altura vertical, obtém-se um valor aproximado de 6.68 m, considerando que o talude é praticamente vertical. A medição do rebote da rocha foi realizada diretamente nas porções intactas da rocha predominante presente no talude, em uma inclinação de +45°. Posteriormente, corrigiu-se a orientação e o valor do rebote N para L, considerando os 50% maiores valores dos 20 dados coletados. Isso resultou em um valor médio do índice de 49.63. Com base nesse rebote médio, determinou-se por correlação uma densidade aparente natural de 2.51 g/cm^3, equivalente a um peso específico natural aparente de 24.6 kN/m^3. Quanto à resistência à compressão uniaxial, que depende tanto do valor do rebote quanto da densidade, obteve-se, por meio de correlação, uma resistência de 120.42 MPa. Esses dados calculados sequencialmente estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Resultado do cálculo das propriedades e parâmetros geotécnicos do talude.

Propriedade/Parâmetro	Dados									
R_N (50% maiores)	61	61	60	60	59	58	54	54	54	53
R_N (+45° para 0°)	62.5	62.5	62	62	61	60	56	56	56	54
R_N para R_L	52.73	52.73	52.26	52.26	51.32	50.38	46.62	46.62	46.62	44.74
Média	49.63									
ρ (g/cm^3)	2.51									
γ (KN/m^3)	24.6									
UCS (MPa)	120.42									

3.3 Resultado dos parâmetros do critério de Hoek-Brown Generalizado e Mohr-Coulomb

Para o maciço rochoso do talude, a estrutura foi classificada como Bloco/Perturbada/Estruturada, com qualidade da superfície variando de fraca a muito fraca. O GSI foi estimado no intervalo entre 15 e 30, com um valor médio aproximado de 23. Considerando que o talude possui um tipo litológico de rocha predominante (gnaisse), foi atribuída uma única constante do material, com valor médio de 28. O fator de distúrbio do talude foi avaliado com base na condição de desmonte com explosivos aplicado em obras civis, resultando em grandes perturbações no maciço remanescente. Esse fator foi adotado como 1. Os parâmetros dos critérios de Hoek-Brown Generalizado e Mohr-Coulomb foram obtidos por meio do *software* RSData. A inserção das propriedades e parâmetros, como resistência à compressão uniaxial, GSI, constante do material, fator de distúrbio, peso específico natural e altura do talude, permitiu gerar os resultados apresentados na Figura 2. Vale ressaltar que as constantes do critério e os parâmetros relacionados ao maciço rochoso são os mais relevantes nesse contexto.

Hoek Brown Classification	
UCS of intact rock (MPa)	120.42
GSI	23
mi	28
disturbance factor	1
Intact Modulus (MPa)	51540
Hoek Brown Criterion	
mb	0.114
s	2.67e-06
a	0.536

Rock Mass Parameters	
tensile strength (MPa)	0.003
uniaxial compressive strength (MPa)	0.124
global strength (MPa)	4.278
modulus of deformation (MPa)	1256.878
Failure Range Envelope	
application	Slopes
sig3max (MPa)	0.158
Mohr Coulomb Fit	
cohesion (MPa)	0.054
friction angle (°)	47.385

Figura 2. Resultado dos parâmetros geotécnicos calculados no *software* RSData.

3.4 Resultado do cálculo do coeficiente sísmico

Antes de determinar o coeficiente sísmico (k) para cada evento probabilístico, é necessário obter vários parâmetros. A PGA e a SA para cada evento sísmico foram obtidas a partir dos mapas probabilísticos de risco sísmico natural para toda a América do Sul (Figura 3). Esses mapas contêm curvas de PGA e SA, permitindo a interpolação dos valores desses parâmetros com base nas coordenadas do talude. Esses dados são extraídos por meio de técnicas de geoprocessamento. Para cada um desses parâmetros, considera-se uma constante de amortecimento sísmico relacionada ao material presente no talude. No caso de uma rocha de dureza média, a constante foi atribuída como 0.80 para o F_{PGA} e o F_y. Com esses dados, é possível calcular os parâmetros β e α, sendo que o último depende da altura do talude. A partir de todas essas informações obtidas, calculou-se o coeficiente sísmico para a probabilidade de excedência de um evento sísmico para um período de 50 anos, com probabilidades de 2%, 10% e 50%, respectivamente. A Tabela 2 apresenta todos os dados obtidos desses parâmetros, bem como os resultados dos coeficientes sísmicos para cada evento avaliado. Observa-se que a probabilidade de excedência de 50% direcionou para o menor coeficiente, uma vez que o período de retorno do evento é menor em comparação com a excedência de 2%.

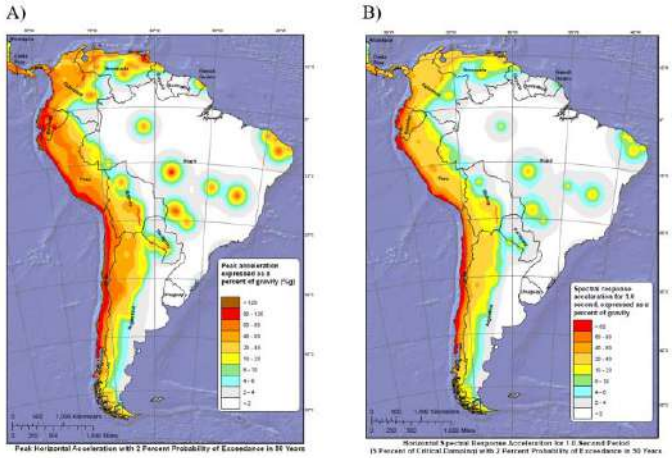


Figura 3. Mapas probabilísticos de risco sísmico natural para toda a América do Sul – A) PGA e B) SA.

Tabela 2. Resultado do cálculo dos parâmetros para obtenção do coeficiente sísmico.

Parâmetros	Dados		
	2%	10%	50%
PGA (g)	0.98	0.49	0.20
SA (g)	0.59	0.29	0.10
F_{PGA}	0.80	0.80	0.80
F_V	0.80	0.80	0.80
H (m)	6.68	6.68	6.68
β	0.60	0.59	2
α	0.85	0.84	1
k (g)	0.33	0.16	0.10

3.5 Resultado da análise cinemática

Considerando que se trata de um talude em rocha, a escala é um dos parâmetros mais relevantes para classificação. Os taludes podem ser categorizados como rocha intacta, rocha descontínua ou maciço rochoso. Embora o talude estudado não seja de grandes dimensões, ele apresenta mais de quatro famílias de descontinuidades, o que o classifica como um maciço rochoso. Independentemente dessa classificação, é recomendável conduzir análises cinemáticas para determinar os prováveis modos de ruptura, levando em consideração as orientações das descontinuidades. Essas descontinuidades desempenham um papel fundamental nas condições de falha em taludes rochosos. No escopo deste estudo, concentrou-se exclusivamente na determinação do modo de ruptura planar. Isso ocorre porque é possível aplicar análises de equilíbrio limite em duas dimensões (2D). A ruptura em cunha é mais bem abordada em análises tridimensionais (3D), enquanto a ruptura por tombamento é explorada em análises de elementos finitos. A abordagem circular só se aplica a rochas com alto grau de fraturamento, nas quais os blocos de rocha se comportam como uma massa de solo.

Para realização da análise cinemática, foram coletadas 10 medições de altitude de orientação das principais descontinuidades e famílias presentes no maciço rochoso, bem como a orientação do talude. A bússola utilizada foi calibrada para a declinação magnética da região, garantindo que os dados obtidos refletissem a orientação real. Com base no ângulo de atrito obtido para o maciço rochoso, a partir das envoltórias de correlação geradas pelo *software* RSData, conduziu-se a análise cinemática no *software* Dips. A configuração do estereograma adotado incluiu hemisfério inferior, projeção equatorial e rede estereográfica de Schmidt. A representação dos planos foi feita no formato de polos. O resultado da análise cinemática para o modo de ruptura planar apresentado na Figura 4 indica que, das dez orientações de descontinuidades e famílias, apenas uma se encontra em condição crítica para esse tipo de ruptura. Considerando um ângulo de atrito de 47°, mergulho do talude de 87°, direção de mergulho do talude de 300° e limite de direção de ±20°, a descontinuidade crítica possui atitude de orientação de 293°/51° e altura vertical em relação a base do talude de 2.35 m. Esse plano é altamente visível na Figura 1, que ilustra o talude alvo do estudo.

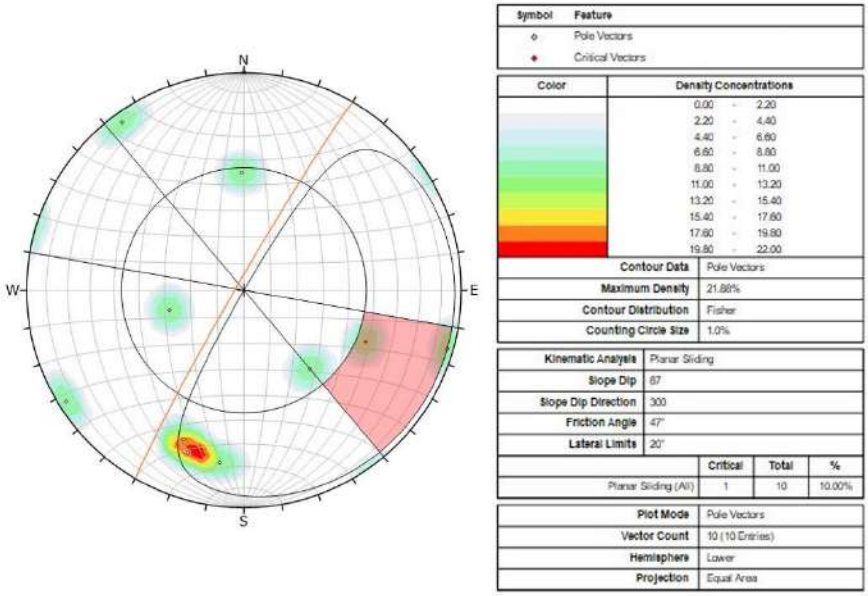


Figura 4. Resultado da análise cinemática para o modo de ruptura planar.

3.6 Resultado do fator de segurança estático e pseudoestático para probabilidades de excedência de 2%, 10% e 50% para um período de 50 anos

Com base nas propriedades e parâmetros geotécnicos, bem como nos resultados obtidos da análise cinemática, foram realizadas análises de equilíbrio limite no *software* Slide2. A modelagem da seção 2D do talude considerou sua altura e inclinação, estabelecendo assim uma representação finita artificial das extensões horizontais e verticais no domínio de influência da área do problema. O posicionamento e a orientação da descontinuidade foram adotados considerando a condição em que ela emerge na face e no topo do talude. Para o modo de ruptura, controlado pela descontinuidade na condição planar, utilizou-se o método rigoroso das fatias de Jambu corrigido, aplicado para superfícies não circulares. A busca pelo fator de segurança estático e pseudoestático foi realizada com a configuração de Block Search. Quanto à massa total da seção do talude, empregou-se os parâmetros do critério de ruptura de Hoek-Brown Generalizado. Para a descontinuidade, utilizou-se os parâmetros do critério de Mohr-Coulomb.

O resultado da análise de equilíbrio limite para a massa de bloco rochoso que atua sobre a superfície descontínua planar resultou em um fator de segurança mínimo estático de 2.23. Portanto, esse fator obtido indica que a massa do bloco se encontra bastante estável em termos de resistência ao cisalhamento sobre a superfície descontínua, com a intensidade da resistência sendo mais de duas vezes maior que a força peso mobilizadora sobre essa superfície potencial de ruptura. A Figura 5 apresenta o resultado dessa análise estática para a massa de bloco acima da superfície descontínua planar.

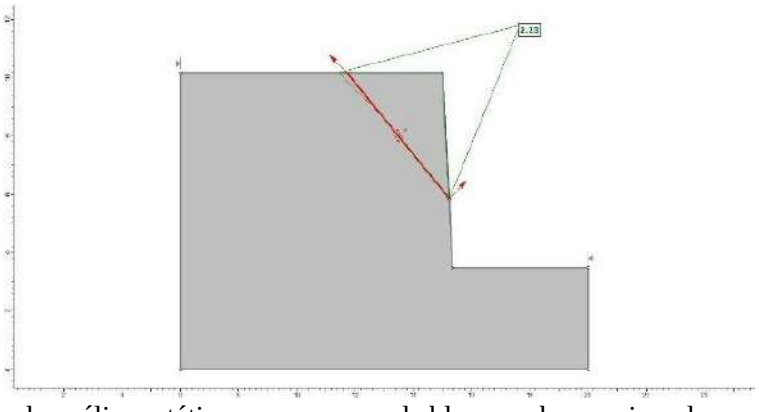


Figura 5. Resultado da análise estática para a massa de bloco rochoso acima da superfície descontínua planar.

Utilizando os mesmos dados e configurações estabelecidas para a análise que visa obter o fator de segurança estático, nessa outra avaliação, inseriu-se apenas o coeficiente sísmico como novo parâmetro para condução da análise pseudoestática. Considerando uma probabilidade de excedência de 2% para um período de 50 anos, o coeficiente sísmico obtido foi de 0.33 g. Portanto, o fator de segurança pseudoestático para a massa de bloco rochoso que atua sobre a superfície descontínua planar reduziu para 1.27, representando uma diminuição de aproximadamente 43% em relação ao fator de segurança estático. Para a probabilidade de excedência de 10% no mesmo período, o coeficiente sísmico obtido foi de 0.16 g. Nessa condição, o fator de segurança pseudoestático diminuiu para 1.72, o que representa cerca de 23% de redução em comparação com o fator de segurança estático. Por fim, para a probabilidade de excedência de 50% no período de 50 anos, o coeficiente sísmico obtido foi de 0.10 g. Nessa situação, o fator de segurança pseudoestático reduziu para 1.90, representando aproximadamente 15% de redução em relação ao fator de segurança estático. A Figura 6 apresenta os resultados das análises pseudoestáticas para a massa de bloco rochoso acima da superfície descontínua planar considerando as probabilidades de excedência de 2% (A), 10% (B) e 50% (C) para um período de 50 anos.

Apesar da aplicação de três forças sísmicas diretamente no bloco rochoso situado acima da superfície descontínua planar, o talude apresentou, nas três situações, um fator de segurança acima de 1. Isso indica uma condição de estabilidade, na qual a resistência ao cisalhamento sobre a superfície descontínua é maior do que as forças mobilizadoras induzidas pelo peso próprio e pelo carregamento dinâmico. A probabilidade de excedência de 2%, que resultou no maior coeficiente sísmico, levou a uma forte redução no valor do fator de segurança em comparação com as demais probabilidades. Isso sugere que o carregamento dinâmico diminui a resistência ao cisalhamento da rocha e aumenta as tensões de cisalhamento mobilizadoras. Portanto, pode haver risco de colapso desse talude se combinado com outros fatores instabilizantes.

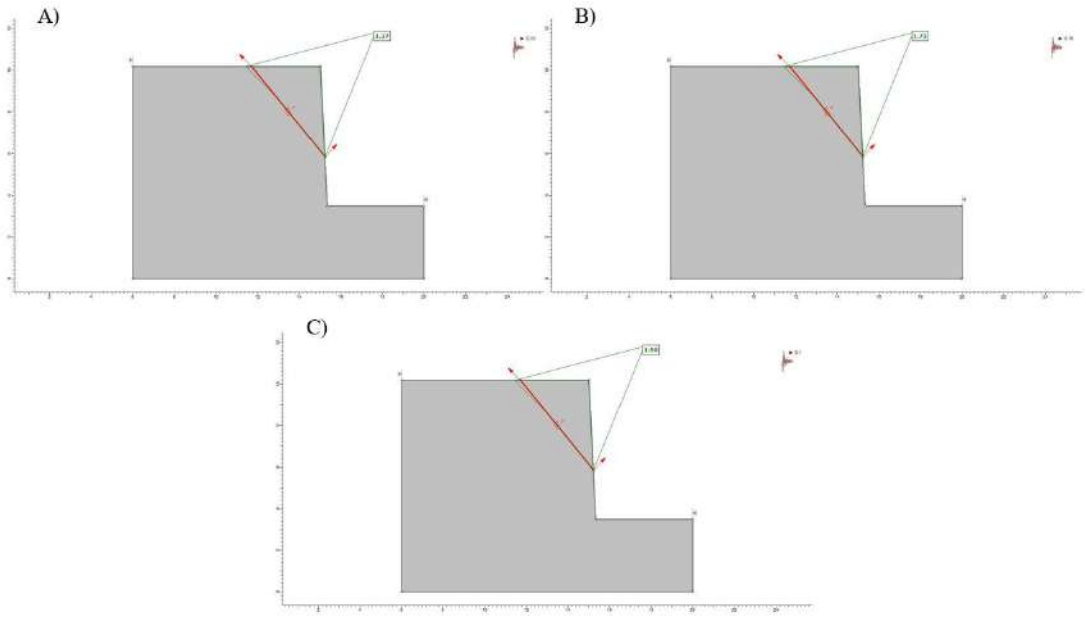


Figura 6. Resultado da análise pseudoestática para a massa de bloco rochoso acima da superfície descontínua planar considerando as probabilidades de excedência de 2% (A), 10% (B) e 50% (C) para um período de 50 anos.

4 CONCLUSÃO

Com base nas probabilidades de excedência para um evento sísmico com período de 50 anos, os 2% de probabilidade correspondeu ao maior valor de aceleração de pico máximo, aceleração espectral e coeficiente sísmico. À medida que a probabilidade de excedência aumenta para 10% e 50%, os valores de acelerações e coeficientes diminuem. A análise cinemática para o modo de ruptura planar indicou apenas uma descontinuidade principal em condição crítica, com um mergulho de 51° na face livre do talude. Essa superfície descontínua foi modelada para a realização da análise, pois influencia diretamente nas condições de

estabilidade do talude rochoso. Além disso, a análise de equilíbrio limite da massa de bloco que atua sobre a superfície descontínua planar indicou um fator de segurança estático de 2.23, representando uma condição de estabilidade estável.

Em relação às probabilidades de excedência, os 2% resultou na maior redução do fator de segurança, com uma diminuição de 43% em comparação com as demais probabilidades. Os 10% reduziu o fator em 23%, enquanto os 50% apresentou uma redução de 15%. Em todas as três condições de carregamento sísmico pseudoestático, o fator de segurança permaneceu acima de 1, indicando uma condição de estabilidade para a massa de bloco que atua sobre a superfície descontínua planar. Com base nos resultados obtidos, é possível concluir que a força sísmica de abalos dinâmicos naturais influencia no aumento da tensão de cisalhamento mobilizadora e na redução da tensão de cisalhamento resistiva do talude rochoso, resultando na diminuição do fator de segurança. Apesar de o talude em questão ser classificado como maciço rochoso de baixa escala, sua superfície descontínua ainda governa as condições de estabilidade. Esses resultados destacam a importância de considerar os efeitos dos carregamentos dinâmicos naturais ou induzidos tanto em projetos quanto em avaliações de taludes.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001. Os autores agradecem à CAPES e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mineral, da UFOP, pelo apoio e financiamento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aydin, A.; Basu, A. (2005) The Schmidt hammer in rock material characterization. *Engineering Geology*, v. 81, n. 1, p. 1-14.

Basu, A.; Aydin, A. (2004) A method for normalization of Schmidt hammer rebound values. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 41, n. 7, p. 1211-1214.

Cimellaro, G. P.; Marasco, S. (2018) *Introduction to dynamics of structures and earthquake engineering*. 1. ed. Springer International Publishing, Italy.

Deere, D. U. Miller. R. P. (1966) *Engineering classification and index properties for intact rock*. National Technical Information Service, Springfield.

Forgiarini, L. L. *et al*. (2021) *Geologia e recursos minerais da folha Independência–SB. 24-VDI: Escala 1: 100.000: Estado do Ceará*. CPRM, Fortaleza.

Gerscovich, D. (2016) Estabilidade de taludes. 2. ed. Oficina de Textos, São Paulo.

Hoek, E. *et al.* (2002) Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings of NARMS-Tac*, v. 1, n. 1, p. 267-273.

Kavazanjian, E. *et al.* (2011) *LRFD seismic analysis and design of transportation geotechnical features and structural foundations*. National Highway Institute, Washington.

Marinos, P.; Hoek, E. (2000) GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *ISRM International Symposium*. p. ISRM-IS-2000-035.

Petersen, M. D. *et al.* (2018) Seismic hazard, risk, and design for South America. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 108, n. 2, p. 781-800.

RSBR. (2024) Boletim sísmico brasileiro. *Rede Sismográfica Brasileira*. Disponível em: http://rsbr.on.br/pevjs/index.html. Acesso em: 13 de mar. de 2024.

Silva, D. J. (2023) Diretrizes para a realização de análises de estabilidade de taludes utilizando os métodos de projeção estereográfica e análise cinemática e de sensibilidade. *Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental*. v. 13, n. 1, p. 37-55.

Wyllie, D. C. (2017) *Rock slope engineering*. 5. ed. CRC Press, Boca Raton.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/756

Caracterização preliminar de talude rochoso natural com indicativo de comportamento quanto ao movimento de Massa

Tanure Amaral Souza
M. Sc. Student, UFOP, Ouro Preto, Brasil, tanure.souza@aluno.ufop.edu.br

Daniel Silva Jaques
D. Sc, UFOP, Ouro Preto, Brasil, daniel.jaques@ufop.edu.br

RESUMO: Processos tectônicos e hidrológicos podem condicionar um maciço rochoso natural ou escavações feitas pela homem à movimentos de massa. O trabalho apresenta uma caracterização simplificada de talude natural rochoso onde, por eliminação via análise cinemática foi avaliada a hipótese de movimentação por tombamento flexural. Apesar da extensa variabilidade de resistências de material rochoso para um mesmo grau de intemperismo, o trabalho procura definir sob aquelas circunstâncias e com os parâmetros obtidos da envoltória de Hoek–Brown, resistência à compressão uniaxial via correlação com o rebote do martelo de Schmidt, a espessura da camada capaz de resistir à tensões de tração e compressão geradas pelo momento fletor condicionantes para o tombamento flexural. Foi proposta uma metodologia algébrica com dados obtidos em campo para avaliar os condicionantes para que o tombamento ocorra.

PALAVRAS-CHAVE: Talude rochoso natural, Movimentos de massa, Caracterização de talude rochoso, Tombamento Flexural.

ABSTRACT: Tectonic and hydrological processes can condition a natural rock mass or man-made excavations to mass movements. The paper presents a simplified characterization of a natural rock slope that, by elimination via kinematic analysis, the hypothesis of movement by flexural toppling was evaluated. Despite the extensive variability of rock material strengths for the same degree of weathering, this work seeks to define the thickness of the layer capable of resisting the tensile and compressive stresses generated by the bending moment that condition flexural toppling, using the parameters obtained from the Hoek-Brown envelope and the uniaxial compressive strength via correlation with the rebound of the Schmidt hammer. An algebraic methodology was proposed using data obtained in the field to evaluate the conditions for toppling to occur.

KEYWORDS: Natural rock slope, mass movements, rock mass characterization, Flexural Toppling.

1 INTRODUÇÃO

Os movimentos de massa em encostas exercem grande influência na ocupação de áreas urbanas. Movimentos de massa em áreas de topografia acidentada fazem parte do histórico de várias cidades do Brasil tendo como consequência danos materiais e, algumas vezes vítimas fatais. A cidade de Ouro Preto é seriamente prejudicada nesse aspecto devido à suas características morfológicas, geológicas, índices pluviométricos entre outros fatores que condicionam movimentos de massa e processos erosivos (Ferreira et al, 2004).

A determinação do comportamento mecânico de taludes rochosos está diretamente relacionada às características geométricas do mesmo, descontinuidades e características da rocha intacta. Para estruturas geotécnicas como taludes, fundações e túneis rasos é de conhecimento que as descontinuidades podem apresentar um controle mecânico predominante sobre o maciço rochoso (Hack, 2002).

A ISRM(1978) recomenda dez parâmetros para descrição de descontinuidades e maciços rochosos:

a) Orientação – o rumo do mergulho e declividade da linha mais íngreme no plano da descontinuidade.
b) Espaçamento – distância perpendicular entre descontinuidades adjacentes. Normalmente se refere à media ou à moda dos espaçamentos

c) Persistência – comprimento do traço da descontinuidade, conforme observado no afloramento.
d) Rugosidade – rugosidade superficial inerente e ondulação relativa do plano principal da descontinuidade.
e) Resistência das paredes da descontinuidade – resistência à compressão equivalente das paredes rochosas da descontinuidade. Deverá ser menor do que a resistência ao cisalhamento do bloco, conforme o grau de alteração das paredes.
f) Abertura – distância perpendicular entre paredes adjacentes da descontinuidade
g) Preenchimento – material que separa as paredes adjacentes da rocha e normalmente é menos resistente do que a rocha de origem.
h) Percolação – fluxo de água e umidade livre na descontinuidade ou maciço rochoso como um todo.
i) Número de famílias – o número de famílias de descontinuidades que se apresentam com a mesma orientação (aproximadamente) no maciço rochoso.
j) Tamanho do bloco – as dimensões do bloco rochoso resultam da orientação das famílias de descontinuidades que se interceptam e o espaçamento destas famílias.

Conforme observado em Wyllie & Mah (2004), através das projeções estereográficas é possível a representação espacial das feições da rocha (face do talude, descontinuidades, acamamentos, fraturas) transformando planos em linhas ou pontos (polos). A linha com mergulho e direção definidos em relação ao norte representa um plano que secciona a esfera em seu eixo. O plano é representado interceptando o hemisfério inferior da esfera até o centro da mesma.

Desde que um bloco que potencialmente possa falhar é indicado nas projeções estereográficas, o mesmo diagrama poderá fornecer indicação da direção da qual esse bloco poderá se mover e indicar as condições de estabilidade. Este procedimento é conhecido como analise cinemática. O procedimento comum é identificar blocos potencialmente instáveis pela análise cinemática seguindo uma análise detalhada posteriormente (Wyllie & Mah, 2004).

Um bloco com potencial estabilização planar poderá ser formado por um plano de mergulho menos ingreme do que a face do talude. O rumo do mergulho da descontinuidade deverá estar situada +/- 20° em relação ao rumo de mergulho do talude. No caso das rupturas em cunha, a interseção entre duas famílias de descontinuidades deve ter rumo de mergulho próximo do rumo de mergulho da face do talude e, caso o mergulho desta interseção seja inferior ao mergulho do talude, a ruptura será possível. Para que ocorra ruptura por tombamento, o rumo de mergulho da descontinuidade deve ter variação de +/- 10° do rumo de mergulho do talude. Considerando que a face da camada tenha angulo de atrito φ_j, o deslizamento irá ocorrer quando a descontinuidade tiver angulo maior do que o angulo de atrito. Com a camada esbelta e angulo alta da descontinuidade alto, a resultante proveniente do peso da camada não estará posicionada sobre a descontinuidade, criando condições para o tombamento. Tendo a face do Talude ângulo ψ_f, e a descontinuidade ψ_p , para que ocorra o tombamento a seguinte condição deve ser satisfeita (Kylie & Mah, 2004):

$$\left(90° - \psi_f\right) + \phi_j < \psi_p \qquad (1)$$

Conforme observado em Adhikary *et al*(1997), O tombamento flexural em taludes de rocha foliadas ocorre devido à tensões de tração induzidas por momentos fletores nas colunas rochosas, locadas nos pontos de máximo momento. Aydan e Kawamoto(1992) propuseram um modelo teórico baseado nas seguintes premissas:

1. Cada coluna deve ser tratada como uma viga em balanço sujeita a gravidade e forças de contato. Por questões de simplicidade, a força total de cada lado foi assumida atuando no ponto χhj, onde hj é a altura correspondente do lado da camada considerada, j é o número da camada e $\chi \in (0,1)$ é o parametro de distribuição de força intercolunas, comum a todas as colunas.
2. O estado de equilíbrio limite existe simultaneamente à todas as colunas junto a fratura futura, imediatamente antes da mesma.
3. No estado limite, a tensão máxima de tração junto a fratura futura é igual a resistência à tração do material.

4. A fratura seguirá um ângulo θ em relação à normal do plano de descontinuidade. No trabalho original, Aydan e Kawamoto(1992) usam $\theta = 0$. Neste trabalho o principio foi mantido.

2 ESTUDO DE CASO

2.1 Escolha da área de estudo

Foi escolhida como área de estudo um talude em quartzito às margens da MG-129, no distrito de Antonio Pereira, Municipio de Ouro Preto, Minas Gerais. A escolha foi em virtude do acentuado ângulo de mergulho do talude rochoso e sua proximidade de áreas urbanas. Conforme Figura 1 abaixo, a área já está mapeada no sistema do Serviço Geológico Brasileiro como área de risco alto, portanto não destinada à ocupação humana. Não foi avaliado todo o maciço rochoso uma vez que boa parte da área estava bloqueada com cercamentos e vegetação.

Figura 1: Escolha da área de estudo. Delimitação da área P1 a P14. Indicação da área em sistema de Prevenção à desastres do Serviço Geológico do Brasil. Fonte: Google earth e Serviço Geológico do Brasil.

2.2 Levantamento das Descontinuidades

Foi realizada visita in loco onde foram levantadas as principais caracteristicas das descontinuidades verticais referentes às fraturas preenchidas com veios de quartzo (Familia D) e, nos poucos pontos de afloramento pôde ser verificada a familia de descontinuidades do acamamento (Familia A), conforme Tabela 1.

Tabela1: Caracterização das Descontinuidades

Caracterização das descontinuidades						
Tipo	Preench.	Rumo do Mergulho	Mergulho (°)	Espaç.(m)	Persist. (m)	Rugosidade
Fratura	Veio de quartzo	270	32	1,5	10,81	Planar Ondulada
Fratura	Veio de quartzo	291	30	2,5	10,81	Planar Ondulada
Fratura	Veio de quartzo	267	40	1,4	10,81	Planar Ondulada
Fratura	Veio de quartzo	282	29	1,45	10,81	Planar Ondulada
Fratura	Veio de quartzo	287	30	2,5	10,81	Planar Ondulada
Fratura	Veio de quartzo	282	31	2	10,81	Planar Ondulada

	Veio de	287	29			Planar
Fratura	quartzo			1,4	10,81	Ondulada
	Veio de	267	36			Planar
Fratura	quartzo			1,6	10,81	Ondulada
	Veio de	267	38			Planar
Fratura	quartzo			0,9	10,81	Ondulada
	Veio de	272	53			Planar
Fratura	quartzo			0,9	10,81	Ondulada
	Veio de	277	59			Planar
Fratura	quartzo			0,9	10,81	Ondulada
	Veio de	272	64			Planar
Fratura	quartzo			0,9	10,81	Ondulada
	Veio de	268	66			Planar
Fratura	quartzo			0,9	10,81	Ondulada
	Veio de	268	65			Planar
Fratura	quartzo			0,9	10,81	Ondulada
	Veio de	272	67			Planar
Fratura	quartzo			0,9	10,81	Ondulada
	Veio de	267	68			Planar
Fratura	quartzo			0,9	10,81	Ondulada
Acamamento	Sem	205	150-140	0,04	continuo	Planar lisa

É possível observar abaixo o esteregrama de schmidt representando as descontinuidades aferidas em campo. As linha 1m e 2m vermelhas representam as famílias de descontinuidades de fraturas preenchidas com quartzo de angulo mais forte(próximo à 60°) e mais leve(próximo à 30°) respectivamente. O acamamento é coincidente com o plano do talude de forma que a linha verde representa as duas feições. Observa-se que as linhas magenta e verde praticamente se sobrepõe visto que o talude tem a mesma direção e mergulho do acamamento.

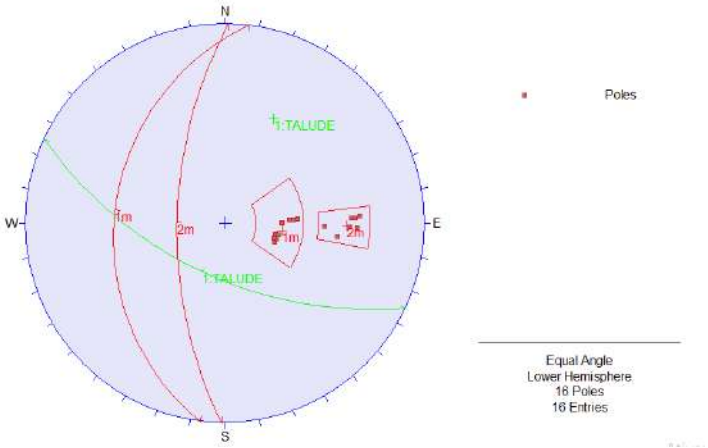


Figura 2: Projeção estereográfica das descontinuidades observadas em campo

O acamamento tem mesma direção e mergulho do talude. O plano da descontinuidade mais fragilizada (as fraturas) não tem direção de modo a seccionar o talude em angulo inferior ao mergulho do próprio talude, assim as rupturas planares são descartadas. A interseção entre as duas famílias de descontinuidade de fraturas tem rumo do mergulho bem diferente do acamamento/talude eliminando assim a possibilidade de ruptura em cunha.

Se considerarmos o angulo de atrito básico do quartzito, isto é, aquele sem contribuição das feições da descontinuidade, da ordem de 30°, conforme obtido por Bruce et al (1989) por teste de inclinação de corpos de prova, considerando também que o mergulho do talude ω_f é igual ao mergulho do plano de descontinuidade ω_p, dessa forma a condição da equação 1 é satisfeita e o tombamento deve ser considerado.

Em campo foi possível observar um material com grau de alteração bastante variado. A superfície era coberta de maneira geral por um solo de alteração de rocha que, a julgar pelos afloramentos, não devia ser espesso. Nos afloramentos que deixam à amostra fraturas e acamamentos foi possível identificar uma feições bastante heterogêneas, desde o quartzito sem descoloração aparente ou sinal de decomposição, aqui chamado de Rocha Sã (W1) de acordo com a ISRM(1978), até duas feições distintas: a primeira sem descoloração porém que se degradava em pó mediante abrasão mecânica com talhadeira; a segunda com mudança na coloração porém demasiadamente rígida. Ambas apresentaram rebote do martelo de Schmidt semelhante e, devido à esse motivo foram classificadas como W2. Foi utilizado martelo de schmidt tipo N. Os pontos azuis na Figura 3 representam o afloramento nos pontos classificados como grau de intemperismo W2, os pontos laranja representam o afloramento nos pontos cujo grau de intemperismo é W1.

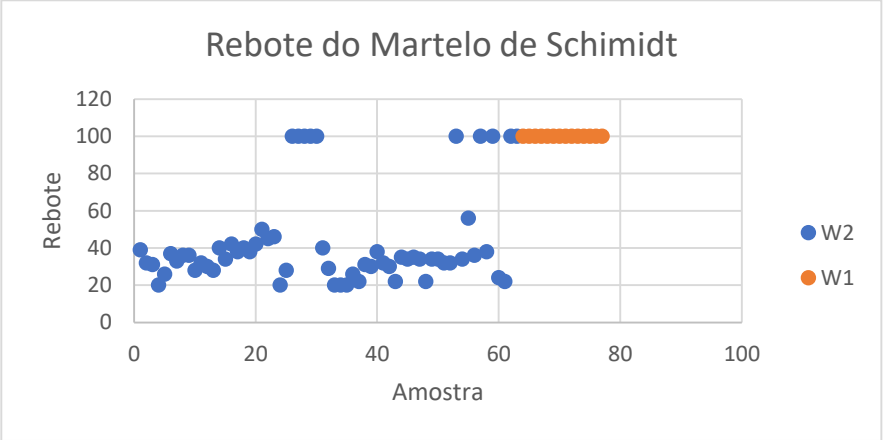


Figura 3: Gráfico de dispersão dos rebotes para o afloramento com grau de intemperismo diferente

3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para determinação da Resistência à compressão uniaxial à partir dos rebotes, foi utilizada a correlação presente no trabalho de Gupta et al (2009), apresentada na figura 4, onde a linha tracejada representa a resistência da rocha in natura e a linha sólida representa a rocha polida. Apesar do polimento ter aumentado a força da correlação o coeficiente R^2 para rochas in situ ainda é superior à 0,5.

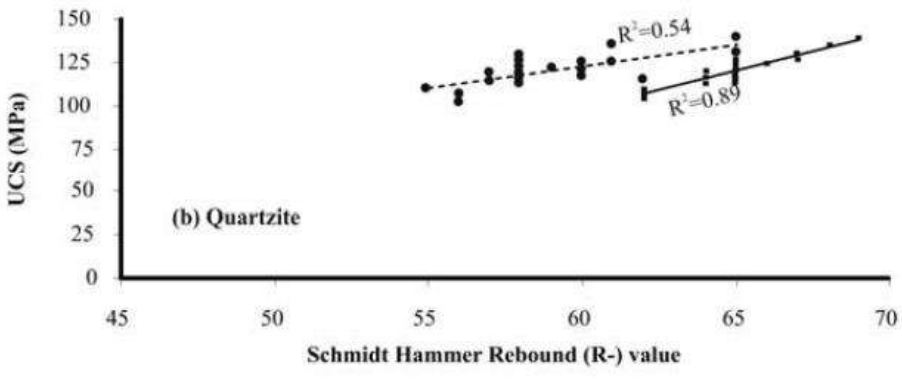


Figura 4: Correlação entre Rebote do Martelo de Schmidt e a Resistência a compressão Uniaxial para Quartzitos. Fonte: Gupta et al (2009).

Gupta et al (2009) não mostra a equação linear do gráfico acima porém é possível determina-la à partir dos dados expostos. Observando a linha pontilhada podemos determinar a Equação 2 abaixo para estimar a resistência à compressão uniaxial (UCS) à partir do rebote do martelo de Schmidt (R):

$$UCS_R = 2{,}421R - 22{,}9355 \quad (2)$$

O critério de resistência de Hoek e Brown para rocha intacta utiliza uma envoltória parabólica em um eixo de tensão principal (σ_{1R}) e tensão confinante (σ_3), usando também a resistência à compressão uniaxial (σ_c) e o parâmetro mi, o qual é uma constante do material. Conforme Equações 3 e 4:

$$\sigma_{1R} = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_c \sigma_3 + {\sigma_c}^2} \quad (3)$$

Fazendo $\sigma_{1R} = 0$, temos a resistência à tração:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c}{2}\left(\sqrt{{m_i}^2 + 4} - m_i\right) \quad (4)$$

Sendo $\sigma_c = UCS_R$ e obtendo-se os valores máximos e mínimos de mi de Wyllie & Mah(2004) para o quartzito, a resistência à tração do material estará entre os intervalos determinados pelas Equações 5 e 6:

$$\sigma_t = 0{,}0434.UCS_R \quad (5)$$

$$\sigma_t = 0{,}0586.UCS_R \quad (6)$$

Agrupando todos os dados de rebote para o quartizito levemente intemperizado (W2), excluindo-se os rebotes 100, foi possível obter a media 32,58 e desvio padrão de 7,95. Considerendo que os dados apresentem uma distribuição t-student abaixo, para intervalo de confiança de 95%, podemos ter os limites máximo e mínimo para rebote e resistência à tração, conforme Tabela 2:

Tabela 2: Limites máximo e mínimo – Rebote e Resistência à Tração

Limites - Rebotes e Resistência à Tração		
Parâmetro	Máximo	Mínimo
Rebote	34,79	30,36
Resistência à Tração	2,04	1,32

Admitindo que o principal modo de falha seria o tombamento flexural, é possível elaborar um modelo (Figura 5) para determinar qual a espessura mínima do quartzito W2 estaria sujeito à tombamento dentro da área vistoriada, conforme figura abaixo:

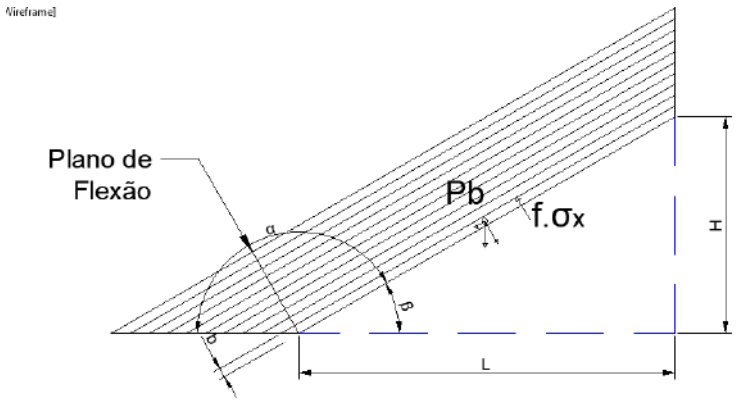


Figura 5: Seção típica do talude natural estudado. Fonte: O autor.

Admitindo que L é o afastamento da crista em relação ao nível do terreno, H a altura da crista, Pb o peso da camada e b, a espessura da camada intemperizada a qual se deseja estimar a espessura limite à partir da resistência, conforme Equação 7 obtida em Adhikary et al (1997).

$$\sigma_x = -\frac{N}{A} + \frac{M}{I}y \tag{7}$$

Onde N é a força axial na coluna; M, o momento fletor; A é a área entre colunas; I, o momento de inércia da seção e y é a distância da linha neutra até a fibra mais tracionada.

Considerando análise para seção de 1m (o que condiz com a ordem de grandeza do espaçamento das fraturas preenchidas com veios de quartzo) sendo o acamamento paralelo à face do talude, logo o termo N/A poderá ser substituído pela resistência à tração $\sigma_x = \sigma_t$ associada a um fator f referente à anisotropia (para obter a resistência à tração paralela ao acamamento no contato entre camadas que irão tombar), visto que a face do talude é paralela ao plano das descontinuidades do acamamento do quartzito. Para fins matemáticos, foi considerado que a força atua no centróide da peça e a linha neutra está no pé da camada de modo que toda tensão gerada será de tração. O momento de inércia (M) será o produto da componente perpendicular ao plano de referência multiplicada pela distância média à base do plano:

$$M = F \times d = Pb \times \sin\alpha \times \frac{\sqrt{H^2 + L^2}}{2} = \left(\sqrt{H^2 + L^2}\right) \times 1m \times b \times \gamma_q \times \sin\alpha \times \frac{\sqrt{H^2 + L^2}}{2}$$

$$M = 0{,}5 \times (H^2 + L^2) \times b \times \gamma_q \times \sin\alpha \tag{8}$$

Considerando o momento de inércia para uma seção retangular a altura y = b, temos:

$$\sigma_t = -f.\sigma_t + \left(0{,}5 \times (H^2 + L^2) \times b \times \gamma_q \times \sin\alpha\right) \times \frac{12}{b^3}$$

$$\sigma_t + f.\sigma_t = \frac{6(H^2+L^2)\gamma_q \sin\alpha}{b^2} \qquad \therefore \qquad b = \sqrt{\frac{6(H^2+L^2)\gamma_q \sin\alpha}{\sigma_t + f.\sigma_t}} \tag{9}$$

Considerando que o talude natural tem mergulho do acamamento variável(β) entre 150° e 140°, conforme mostrado na Tabela 1; e α o ângulo complementar ao mesmo(α=40°); L=8m; H=LxSen(α)=5,14m e o peso especifico 26 kN/m³, e um fator de anisotropia f = 0,83 (conforme obtido por Haimson(1987)) e utilizando ambas as resistências à tração obtidas indiretamente por correlação com a resistência à compressão uniaxial e envoltória de Hoek e Brown, temos:

Tabela 3: Limites de largura da Base

Limites - Largura da Base		
	Máximo	Mínimo
Largura da Base (b)	1,93	1,55

Quanto maior a espessura da camada maior será o seu momento de inércia e, portanto menor serão as tensões de tração atuantes devidas à flexão, assim quanto maior a espessura do Quartzito W2, mais seguro. O processo de intemperismo, entretanto, ocorre da face exposta para dentro do maciço de modo que a tendência natural é que a lamina de material intemperisado ganhe espessura. Um fator que contribui positivamente para estabilidade são graus diferentes de intemperismo na mesma lâmina (W1 e W2), fato também observado em campo.

4 CONCLUSÕES

Em relação à proposição original de Aydan e Kawamoto(1992) o problema estudado apresentou uma solução mais simples uma vez que a coluna não apresentava apoio inferior reduzindo as variaveis e portanto, o nível de indeterminação. Na formulação de Adhikary et al (1997) o parametro de distribuição de força (χ) e o ângulo em relação à normal do plano de descontinuidade (θ) convergem de maneira iterativa. O método considera parâmetros da rocha intacta uma vez que as camadas da folição devem fletir.

Taludes naturais se mostram sempre desafiadores devido à sua variabilidade quanto ao grau de intemperismo, abertura, espaçamento e persistência das descontinuidades; entre outras características geomecânicas. De toda forma o procedimento não substitui um programa de sondagens geotécnicas ao longo de várias seções com definição de modelos de resistência para cada um dos materiais constitutivos (Solos e rochas) porém tais recursos nem sempre estão disponíveis a todos os locais onde são demandados. Dessa maneira a metodologia exposta mostra valor como ferramenta preliminar de auxílio à tomada de decisão.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mineral da Universidade Federal de Ouro Preto e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) por prover condições para a realização dessa pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adhikary, D.P., Dyskin, A.V., Jewell, R.J. et al. A study of the mechanism of flexural toppling failure of rock slopes. Rock Mech Rock Engng 30, 75–93 (1997). https://doi.org/10.1007/BF01020126

Aydan, O., Kawamoto, T. (1992): Stability of slopes and underground openings against flexural toppling and their stabilisation. Rock Mech. Rock Engng. 25 (3), 143-165.

Bruce, I. G.; Cruden, D. M.; Eaton, T. M. (1989). Use of a tilting table to determine the basic friction angle of hard rock samples. Canadian Geotechnical Journal. 26, 474-479.

Ferreira, S. B.; Lana, M. S.; Conte Jr., A. A.; Leite, F. L. (2004) Movimentos em encostas de Ouro Preto, MG o caso da Vila São José. In: REM: Revista da Escola de Minas, Ouro Preto, 57(4): 235-240, out. dez. 2004.

Gupta, V., Sharma, R. and Sah, M.P., 2009: An evaluation of surfasse hardness of natural and modified rocks using Schmidt hammer: Study from northwestern Himalaya, India. Geogr. Ann. 91 A (3): 179–188

Hack, R., 2002. An evaluation of slope stability classification; Keynote lecture. In: Dinis Da Gama, C., Ribeira E Sousa, L. (Eds) ISRM EUROCK 2002; Rock Engineering for Mountainous Region, Funchal, Madeira, Portugal, 25-28 November 2002. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa, Portugal. ISBN: 972-98781-2-9. 1, pp. 3–32.

Haimson, B. C. (1978). Engineering geology, stress regime and mechanical properties of some Precambrian rocks in South central Wisconsin. Geoscience Wisconsin: 25-41

International Society for Rock Mechanics Commission on Standardization of Laboratory and Field Fests (1977). Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses.

Wyllie, D. C.; Mah, C. W. (2004). Rock slope engineering : civil and mining / Duncan C. Wyllie, Christopher W. Mah—4th ed. “Based on Rock Slope Engineering (third edition, 1981) by Dr Evert Hoek and Dr John Bray.”

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/757

Evaluation of Geotechnical Properties and Parameters that most Influence the Safety Factor in Numerical Rock Slope Stability Analysis

Danilo José da Silva
Postgraduate student, Federal University of Ouro Preto, Ouro Preto, Brazil, danilo.jose@aluno.ufop.edu.br

José Margarida Silva
Full Teacher, Federal University of Ouro Preto, Ouro Preto, Brazil, jms@ufop.edu.br

Daniel Silva Jaques
Adjunct Teacher, Federal University of Ouro Preto, Ouro Preto, Brazil, daniel.jaques@ufop.edu.br

ABSTRACT: Most sensitivity studies of the safety factor in numerical slope stability analysis have been conducted with soil data. In the case of rock, due to the need for a greater amount of data, sensitivity analysis becomes more complex. Because of this, the objective of this study is to evaluate the geotechnical properties and parameters that most influence the safety factor in rock slope stability analysis using the numerical shear strength reduction method. The methodology used involved determining the geometric data of the slope, obtained on site, and defining the properties and parameters required for the stability analysis. In addition, the ranges of values for these geotechnical data were estimated based on the literature. Subsequently, the acquired data were utilized to conduct sensitivity simulations through geotechnical software. The results of the sensitivity analysis indicate that the uniaxial compressive strength, GSI, material constant, disturbance factor, and specific weight exert some influence on the numerical safety factor. This factor is sensitive to increases in value when conditions lead to improved slope quality and decreases in value when conditions lead to worse slope quality. With regard to the modulus of elasticity and Poisson's ratio, there was no impact on the numerical safety factor, which demonstrated a high degree of insensitivity to the variability of the intervals considered for these data. It can be reasonably concluded that the use of sensitivity analysis is of some importance as a complement to the numerical analysis of rock slope stability. This allows for a more reliable assessment of the actual state of rock slope stability.

KEYWORDS: Safety factor, numerical methods, geotechnical data, failure criterion, sensitivity analysis.

1 INTRODUCTION

Slope stability represents a pivotal domain within the field of engineering, with a primary focus on ensuring the safety of surfaces that are inclined towards the horizon. Such surfaces may be composed of soil, rock, or a combination of both, and may be either natural or artificial in origin. In recent decades, methodologies for slope stability analysis have undergone a significant evolution, progressing from the interpretation of simple graphs and tables to numerical simulations based on finite elements. The technological advance in computational capabilities has been a significant milestone in several areas, including geotechnics (Wyllie, 2017).

The prevailing deterministic approach considers the safety factor to be the ratio between resistive shear stresses and mobilizing shear stresses. However, methods such as the limit equilibrium slice method, which applies this deterministic approach, were deemed to be limited due to the necessity of assuming a potential failure surface and the difficulty of calculating various interactions in the search for the surface that converges to the lowest safety factor. This method allows for the possibility of failure to occur in a planar, wedge, circular, toppling, or mixed manner, and at a location above or below the toe of the slope. This technique is therefore particularly useful for assessing the stability of slopes subject to internal and external disturbances. With the

advent of advanced computing, this limitation in the search for the surface has been effectively addressed through the implementation of an algorithm (Griffiths and Lane, 1999; Hammah *et al.*, 2005; Wyllie, 2017; Zhang, 2020).

For a considerable period of time, the slice method, developed by various authors, was a widely utilized approach in the analysis of slope stability in soil and rock. This method, based on limit equilibrium theory, had significant limitations. In order to apply it, it was necessary to assume a potential failure surface and consider or not consider the interaction between the forces acting on the slices. However, this often led to unrealistic results. To address these limitations, numerical analysis of slope stability based on finite elements emerged as a promising solution. This approach eliminates the restrictions imposed by the slice method. The model incorporates additional soil or rock properties and parameters, allowing the potential failure surface to be determined through the stress and strain analysis generated within the model. The safety factor is determined by the convergence or not of a reduction factor applied to the properties and parameters. Although the necessity for additional data is advantageous in terms of enhancing the accuracy of the safety factor, it also poses certain challenges. The incorporation of additional information may introduce uncertainties and variability due to potential inaccuracies in determining the necessary properties and parameters (Griffiths and Lane, 1999; Wyllie, 2017).

The selection of a failure criterion represents a pivotal aspect of the numerical method employed in slope stability analysis. Initially, the Mohr-Coulomb criterion was the most widely used, but its greater applicability to soils limited its use in studies involving rocks. In the case of slopes composed of rock masses, in which articulated blocks of intact rock are delimited by discontinuous surfaces, the Generalized Hoek-Brown criterion is more recommended. This criterion was developed and refined over four decades ago, with the specific aim of addressing the stability of rock masses (Griffiths and Lane, 1999; Hoek *et al*., 2002; Hammah *et al*., 2005; Wyllie, 2017; Zhang, 2020).

The majority of studies investigating the influence of properties and parameters have been conducted on soils using the Mohr-Coulomb failure criterion. In this context, the sensitivity of specific weight, cohesion, and friction angle was observed, while the modulus of elasticity and Poisson's ratio proved to be almost insensitive to the numerical safety factor. However, there is a paucity of studies on the sensitivity of rock mass properties and parameters, particularly when employing the Generalized Hoek-Brown failure criterion (Wyllie, 2017; Zhang, 2020). Given this gap, the aim of this work is to evaluate, by means of sensitivity analysis, the geotechnical properties and parameters that most influence the safety factor in rock slope stability analysis, using the numerical shear strength reduction method.

2 METHODOLOGY

The study was conducted in multiple stages. Initially, data was collected in the field in accordance with the guidelines recommended by Wyllie (2017) with the objective of establishing the geometry of the slope. Subsequently, the rock strength was determined based on the methodology proposed by Basu and Aydin (2004) and Aydin and Basu (2005). This methodology assesses the hardness of the rock by means of the rebound of the Schmidt hammer, taking into account corrections related to the orientation and type of hammer used. Subsequently, the density, uniaxial compressive strength, and modulus of elasticity were determined by correlating them with the rebound values, as well as their sensitivity intervals, in accordance with the methodologies proposed by Deere and Miller (1966), Aydin and Basu (2005) and Hoek and Diederichs (2006). Furthermore, the Poisson coefficient and its variability were determined based on the study proposed by Hoek and Brown (1997).

The GSI (Geological Strength Index) values, the material constant, and the disturbance factor adopted for the rock mass of the slope, as well as their sensitivity intervals and the parameters of the Generalized Hoek-Brown failure criterion, were obtained following the methodologies suggested by Marinos and Hoek (2000) and Hoek *et al*. (2002). Finally, a sensitivity analysis was conducted on all the data obtained for the slope under study, with regard to the uncertainty intervals for each property and parameter required for the analysis. This was done using the numerical shear strength reduction method. This method was proposed by Hammah *et al*. (2005) for rock masses using the Generalized Hoek-Brown failure criterion.

3 RESULTS

3.1 Location, geological and geomechanical description of the slope

The slope under study (see Figure 1) is located in the municipality of Boa Viagem, in the state of Ceará. The road cut is situated on the BR-020, a highway with a high traffic flow and which represents an area of geological risk due to the possible occurrence of mass movements in the rocks. Access to this area is possible from Fortaleza through the BR-020, which covers a distance of approximately 254 km. The dominant lithology on the slope is migmatite gneiss, which is characterized by complex banding. In accordance with the classification system of the Brazilian Geological Survey (CPRM), the rock is classified as a banded orthogneiss, with the presence of schist. The slope displays a multitude of discontinuities, which collectively define it as a rock mass. The prevalence of articulated blocks and the occurrence of various discontinuities, including fissures, joints, veins, faults, banding, and schistosity, are noteworthy characteristics (Forgiarini *et al*., 2021).

Figure 1. Target slope of the study.

3.2 Geometry and results of calculations of the geotechnical properties and parameters of the slope

The selected slope section exhibits an inclination of 87° and a length from the base to the crest of the slope of 6.69 m. By establishing a trigonometric relationship between these two data points, an approximate value of 6.68 m is obtained, assuming that the slope is practically vertical. The rock rebound was measured directly on the intact portions of the predominant rock present on the slope, at an inclination of +45°. Subsequently, the orientation and the N rebound value were corrected to L, taking into account the 50% highest values of the 20 data points collected. This yielded an average index value of 49.63. Based on the aforementioned average rebound, a natural apparent density of 2.51 g/cm^3 was determined by correlation, which is equivalent to a natural apparent specific weight of 0.0246 MN/m^3. For the uniaxial compressive strength and modulus of elasticity, which are dependent on both the rebound value and the bulk density, the calculations yielded a strength of 120.42 MPa and a modulus of elasticity of 51.54 GPa. With regard to the Poisson's ratio, a value of 0.25 was established for the slope condition with medium-hard rock and medium-quality mass. The data, calculated in a sequential manner, are presented in Table 1.

Table 1. Result of the calculation of the geotechnical properties and parameters of the slope.

Properties/Parameters	Data									
R_N (50% bigger)	61	61	60	60	59	58	54	54	54	53
R_N (+45° to 0°)	62.5	62.5	62	62	61	60	56	56	56	54
R_N to R_L	52.73	52.73	52.26	52.26	51.32	50.38	46.62	46.62	46.62	44.74
Average	49.63									
ρ (g/cm^3)	2.51									
γ (MN/m^3)	0.0246									
UCS (MPa)	120.42									
E (GPa)	51.54									
υ	0.25									

3.3 Result of the parameters of the Generalized Hoek-Brown failure criterion

The rock mass of the slope was classified as Block/Disturbed/Structured, with surface quality ranging from weak to very weak. The GSI was estimated to lie within the range of 15 to 30, with an average value of approximately 23. Given that the slope is predominantly composed of gneiss, a single material constant was assigned, with an average value of 28. The degree of slope disturbance was evaluated based on the impact of blasting operations in civil engineering projects, which resulted in significant disruption to the remaining mass. This factor was adopted as 1. The properties and parameters of the Generalized Hoek-Brown failure criterion were obtained using the RSData *software*. By inputting the requisite properties and parameters, including uniaxial compressive strength, GSI, material constant, disturbance factor, natural specific weight, and slope height, it was possible to generate the results depicted in Figure 2. It is important to note that the constants of the criterion and the properties and parameters related to the rock mass are of particular significance in this context.

Hoek Brown Classification	
UCS of intact rock (MPa)	120.42
GSI	23
mi	28
disturbance factor	1
Intact Modulus (MPa)	51540
Hoek Brown Criterion	
mb	0.114
s	2.67e-06
a	0.536

Rock Mass Parameters	
tensile strength (MPa)	0.003
uniaxial compressive strength (MPa)	0.124
global strength (MPa)	4.278
modulus of deformation (MPa)	1256.878
Failure Range Envelope	
application	Slopes
sig3max (MPa)	0.158
Mohr Coulomb Fit	
cohesion (MPa)	0.054
friction angle (°)	47.385

Figure 2. Results of the geotechnical parameters calculated in the RSData *software*.

3.4 Result of the analysis for the average data obtained

The numerical analysis was conducted using the shear strength reduction method, which necessitates the utilization of specific properties and parameters. These properties and parameters were included and utilized in the analysis, which was carried out using RS2 finite element *software*. The two-dimensional (2D) section of the slope was modeled in order to consider its height and slope, thus establishing an artificial finite representation of the horizontal and vertical extensions in the domain of influence of the problem area. As this is a rock slope, scale is one of the most relevant parameters for classification. Slopes can be classified as intact rock, discontinuous rock or rock mass. Although the slope under consideration is not particularly extensive, it exhibits more than four distinct types of discontinuities, which categorizes it as a rock mass. Given the focus on simulation, the 2D section of the slope was modeled as a continuous medium for simplification purposes, given the difficulty in acquiring data and modeling it as a discontinuous medium. It was therefore assumed that the discontinuities present are strongly articulated, with low persistence and spacing, allowing the Generalized Hoek-Brown failure criterion to be applied.

The finite element mesh model assumed a uniform distribution of elements, which were triangular with six nodes, resulting in approximately 2,500 elements. The properties and resistance parameters of the rock mass were applied to both the peak resistance and the residual resistance, using an elastic-plastic model. The analysis of the average data yielded a numerical safety factor of 1. This result indicates that the slope is on the verge of failure, with the influence of an internal or external parameter being sufficient to cause it to collapse. This is due to the fact that the mobilizing shear stresses of the potential failure surface are equal to the resistive shear stresses. Based on the results observed in Figure 3, it can be postulated that the potential failure zone, exhibiting lower values of resistive stresses, resembles a plane, non-circular surface. The potential failure surface emerges at the face and top of the slope, where the top characterizes a tensile zone and the base a compressive zone.

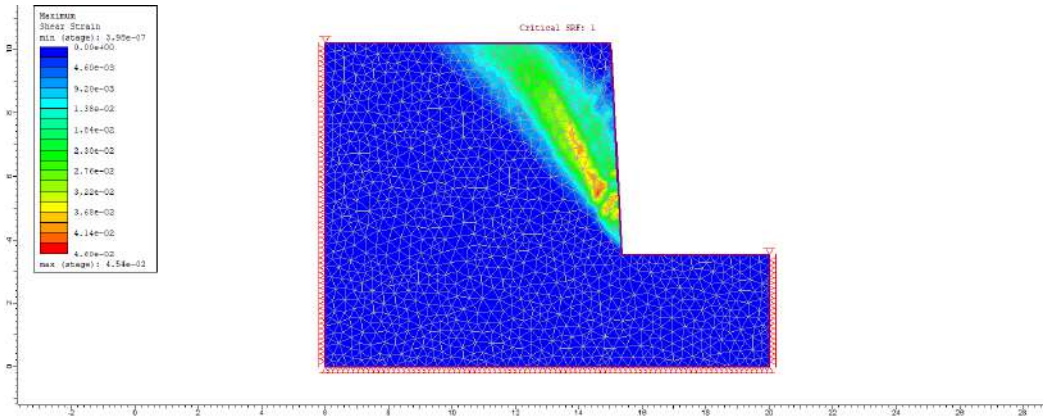


Figure 3. Result of the numerical analysis using the finite element method, based on the average data of the geotechnical properties and parameters.

3.5 Results of the sensitivity analysis for the uniaxial compressive strength

The uniaxial compressive strength of the rock on the slope is 120.42 MPa. According to the Deere and Miller abacus, the admissible variability for this data is ± 45 MPa. Consequently, for the average strength obtained, a sensitivity range of ±45 was assumed in relation to the value of 120, with increments of 15. Upon reducing the compressive strength of the rock to the lowest sensitivity value (75 MPa), the safety factor decreased to 0.97. Conversely, by increasing the resistance to the highest sensitivity value (165 MPa), the safety factor remained unchanged at the average value of 1. The results indicate that a reduction in the rock's compressive strength is accompanied by a reduction in the safety factor. However, when the strength is increased, the safety factor remains unchanged. This is likely due to the fact that the slope has high mechanical strength, which characterizes it as a competent mass. Furthermore, the potential failure surface converges on a wide range of higher strength values. In this case, the compressive strength exerts a minimal influence on the safety factor, with the numerical value of the safety factor exhibiting only a slight reduction as the rock strength value declines. Furthermore, the sensitivity interval adopted for the strength has a negligible impact on the numerical safety factor of the slope evaluated. Table 2 presents the detailed results of the sensitivity analysis for the intervals adopted.

Table 2. Results of the sensitivity analysis for uniaxial compressive strength.

UCS (MPa)	75	90	105	120	135	150	165
SF	0.97	0.98	0.99	0.98	1	1	1

3.6 Result of the sensitivity analysis for the GSI

The GSI for the rock mass present on the slope is approximately 23. Consequently, for this average GSI value, obtained within a range between 15 and 30, this same range was considered to be the sensitivity range for carrying out this analysis, with increments of 3. By reducing the GSI to the lowest sensitivity value (15), the safety factor decreased to 0.96. Conversely, an increase in the GSI to the highest sensitivity value (30) resulted in an increase in the safety factor to 1.02. The results indicate that a reduction in the GSI of the rock, which corresponds to a lower quality of the mass, also results in a decrease in the safety factor. Conversely, an increase in the GSI, which is indicative of a superior quality mass, also results in an elevated safety factor. In this instance, the GSI exerts an influence on the safety factor, which may either increase or decrease in accordance with the quality of the mass. The sensitivity interval adopted for the GSI has a relatively minor impact on the numerical safety factor of the slope evaluated. Table 3 presents the detailed results of the sensitivity analysis for the intervals adopted.

Table 3. Results of the sensitivity analysis for the GSI.

GSI	15	18	21	24	27	30
SF	0.96	0.98	0.99	1	1.01	1.02

3.7 Result of sensitivity analysis for the material constant

The material constant for the rock present on the slope is 28. Consequently, for this average value of the material constant, obtained within a range between 23 and 33, this same range was considered to be the sensitivity range for carrying out this analysis, with increments of 2. By reducing the value of the material constant to the lowest sensitivity value (23), the safety factor remained the same as the factor with average data, which is 1. Conversely, by increasing the constant to the highest sensitivity value (33), the safety factor decreased to 0.99. The results demonstrate that a reduction in the material constant does not affect the safety factor. Conversely, an increase in the constant resulted in a reduction in the safety factor, which remained constant. Moreover, these results suggest that the slope's high mechanical resistance, which characterizes it as a competent mass, may be responsible for the observed phenomenon. The potential failure surface appears to converge to a wide range of smaller and larger values of the constant. In this instance, the material constant exerts a minimal influence on the numerical safety factor of the slope under evaluation. Table 4 presents the detailed results of the sensitivity analysis for the intervals adopted.

Table 4. Results of the sensitivity analysis for the material constant.

m_i	23	25	27	29	31	33
SF	1	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99

3.8 Result of the sensitivity analysis for the disturbance factor

The disturbance factor for the rock mass present on the slope is 1. Therefore, for this average value of the disturbance factor, a range between 0.7 and 1 was assumed for the purposes of this analysis, encompassing a mass condition with minimal disturbance and a highly disturbed mass. The range was divided into increments of 0.1. Upon reducing the value of the disturbance factor to its lowest sensitivity value (0.7), the safety factor increased to 1.03. Conversely, when the disturbance factor was increased to its highest sensitivity value (1), the safety factor remained equal to the average value, which is 1. These results indicate that when the disturbance factor is decreased, which corresponds to a low disturbance condition, the safety factor increases. Conversely, when the disturbance factor was increased, which is equivalent to a disturbance condition, the safety factor remained unchanged. In this instance, the disturbance factor exerts a relatively minor influence on the numerical safety factor of the slope under evaluation. Table 5 presents the detailed results of the sensitivity analysis for the intervals adopted.

Table 5. Results of the sensitivity analysis for the disturbance factor.

D	0.7	0.8	0.9	1
SF	1.03	1.01	1	1

3.9 Result of the sensitivity analysis for the modulus of elasticity

The modulus of elasticity of the rock on the slope is 51.54 GPa. According to the Deere and Miller abacus, the admissible variability for this data is ±15 GPa. Consequently, for the average modulus of elasticity obtained, a sensitivity range of ±15 was assumed in relation to the value of 50, with increments of 5. By reducing the value of the modulus of elasticity to the lowest sensitivity value (35 GPa), the safety factor remained equal to the factor with average data, which is 1. Conversely, by increasing the value of the modulus of elasticity to the highest sensitivity value (65 GPa), the safety factor also remained equal to 1. These results indicate that by varying the modulus of elasticity of the rock, the safety factor remains unchanged. In this instance, the modulus of elasticity exerts no influence on the numerical safety factor of the slope under evaluation. Table 6 presents the detailed results of the sensitivity analysis for the intervals adopted.

Table 6. Results of the sensitivity analysis for the modulus of elasticity.

E (GPa)	35	40	45	50	55	60	65
SF	1	1	1	1	1	1	1

3.10 Result for sensitivity analysis of Poisson's ratio

The Poisson's ratio of the rock mass on the slope is 0.25. For this coefficient, a sensitivity range was assumed, varying from high hardness and high mass quality (0.20) to soft hardness and very poor mass quality (0.30), with increments of 0.02. By reducing the value of the Poisson's ratio to the lowest sensitivity value (0.20), the safety factor remained equal to the factor with average data, which is 1. Conversely, by increasing the value of the Poisson's ratio to the highest sensitivity value (0.30), the safety factor also remained equal to 1. These results indicate that by varying the Poisson's ratio of the rock mass, the safety factor does not change. In this instance, the Poisson's ratio exerts no influence on the numerical safety factor of the slope under evaluation. Table 7 presents the detailed results of the sensitivity analysis for the intervals adopted.

Table 7. Result of the sensitivity analysis for Poisson's ratio.

υ	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.30
SF	1	1	1	1	1	1

3.11 Result of sensitivity analysis for specific weight

The specific weight of the rock on the slope is 0.0246 MN/m^3. For this average specific weight value, a sensitivity range was assumed that covers the typical specific weight range of most rocks, varying between 0.020 MN/m^3 and 0.035 MN/m^3, with increments of 0.003. By reducing the specific weight value to the lowest sensitivity value (0.020 MN/m^3), the safety factor remained unchanged at 1, as it did when using the average data. Conversely, by increasing the specific weight to the highest sensitivity value (0.035 MN/m^3), the safety factor decreased to 0.98. These results demonstrate that a reduction in the specific weight does not affect the safety factor. Conversely, when the specific weight was increased, the safety factor exhibited a minimal decline. These outcomes suggest that the slope's high mechanical strength, which characterizes it as a competent mass, may be responsible for this phenomenon. The potential failure surface appears to converge on a wide range of higher specific weight values. In this instance, the specific weight exerts a negligible influence on the numerical safety factor of the slope under evaluation. Table 8 presents the detailed results of the sensitivity analysis for the intervals adopted.

Table 8. Results of the sensitivity analysis for specific weight.

γ (MN/m^3)	0.020	0.023	0.026	0.029	0.032	0.035
SF	1	1	0.99	0.99	0.98	0.98

4 CONCLUSIONS

Geotechnical variability is a complex attribute that arises from a multitude of sources of uncertainty pertaining to the properties and parameters of materials, including soils and rocks. However, slope stability analysis enables the determination of the safe height, slope, and/or depth for an excavation. The slope in question is on the verge of collapse, with a numerical safety factor equal to 1 for the average data of the properties and parameters of the rock mass, considering the simplification of the model as a continuous medium. The potential failure zone of the slope is represented by a plane, non-circular surface, with the probability of failure occurring in this area being high.

The results of the sensitivity analysis indicate that the uniaxial compressive strength, GSI, material constant, disturbance factor, and specific weight all exert some influence on the numerical safety factor. This factor is sensitive to increases in value when conditions lead to improved slope quality and decreases in value when conditions lead to worse slope quality. Among the parameters examined, only the GSI demonstrated a significant influence on the variation of the factor, while the others exhibited either minimal or no impact on the numerical safety factor for the sensitivity intervals adopted. These unexpected results may be related to the properties and parameters of the rock mass, which exhibits high mechanical strength and is therefore classified as a competent mass. The potential failure surface formed is converging on a wide range of values in these data, resulting in a low sensitivity of the numerical safety factor within the ranges considered.

With regard to the elastic modulus and Poisson's ratio, there was no impact on the numerical safety factor, which was found to be relatively insensitive to the variability of the intervals considered for these data. This result was anticipated, given that these two data sets are employed to model the stress-strain behavior in the slope section, with a significant impact on the scale of tensile and compressive areas in the potential failure zone. Despite the specific characteristics of the study, it was possible to identify the properties and parameters that influence the sensitivity or insensitivity of the numerical safety factor.

The selected slope exhibited high mechanical competence, resulting in a negligible or insignificant impact on the sensitivity of the numerical safety factor. An application to low-competence slopes could expand the comprehension of the impact of these sensitive and insensitive properties and parameters, as demonstrated in this study. Consequently, it can be posited that the incorporation of sensitivity analysis represents a valuable addition to the numerical analysis of rock slope stability. The safety factor is susceptible to alterations in the values of the principal properties and parameters of the rock mass. By employing this methodology, it is possible to ascertain the actual stability conditions with greater precision, thereby enabling the certification of the true state of stability of the rock slope with greater reliability.

ACKNOWLEDGMENTS

This work was carried out with the support of the Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel - Brazil (CAPES) - Financing Code 001. The authors thank CAPES and the Graduate Program in Mineral Engineering at UFOP for their support and funding of this work.

BIBLIOGRAPHICAL REFERENCES

Aydin, A.; Basu, A. (2005) The Schmidt hammer in rock material characterization. *Engineering Geology*, v. 81, n. 1, p. 1-14.

Basu, A.; Aydin, A. (2004) A method for normalization of Schmidt hammer rebound values. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 41, n. 7, p. 1211-1214.

Deere, D. U. Miller. R. P. (1966) *Engineering classification and index properties for intact rock*. National Technical Information Service, Springfield.

Forgiarini, L. L. *et al*. (2021) *Geologic and resources minerals of the leaf Independência–SB. 24-VDI: Scale 1: 100.000: State of Ceará*. CPRM, Fortaleza.

Griffiths, D.V.; Lane, P. A. (1999) Slope stability analysis by finite element. *Géotechnique*, v. 49, n. 3, p. 387-403.

Hoek, E.; Brown, E. T. (1997) Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 34, n. 8, p. 1165-1186.

Hoek, E. *et al*. (2002) Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings of NARMS-Tac*, v. 1, n. 1, p. 267-273.

Hoek, E.; Diederichs, M. (2006) Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 43, n. 2, p. 203-215.

Hammah, R. E. *et al*. (2005) The shear strength reduction method for the generalized Hoek-Brown criterion. *ARMA US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*. p. ARMA-05-810.

Marinos, P.; Hoek, E. (2000) GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *ISRM International Symposium*. p. ISRM-IS-2000-035.

Wyllie, D. C. (2017) *Rock slope engineering*. CRC Press, Boca Raton.

Zhang, K. (2020) *Failure mechanism and stability analysis of rock slope*. Springer International Publishing, Singapore.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/758

Fundações em Subsolo Rochoso: Comparação Entre Fundações Superficiais e Profundas

Carina Silvani
Professora na Unidade Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, carinasilvani@gmail.com

Alisson do Nascimento Lima
Doutorando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, alissonnascimentolim@gmail.com

Vitor Braga de Azevedo
Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, vitorba.eng@gmail.com

Victor Emmanuel Avelino Gomes Bahia
Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, victorbahiatreze@gmail.com

RESUMO: As fundações estão presentes em todas as obras de construção civil e implantadas nos mais diversos perfis geológico-geotécnicos. Cidades como Campina Grande na Paraíba apresentam solos rasos e afloramentos rochosos, e em se tratando do contexto de expansão urbana e verticalização das edificações, cidades desse porte podem demandar novas abordagens em termos de soluções em fundações. Neste sentido, o presente estudo objetivou dimensionar e comparar soluções em fundações superficiais e profundas em subsolo rochoso da cidade de Campina Grande-PB, buscando apresentar as estacas embutidas em rocha como uma alternativa não convencional. Resultados de designação qualitativa da rocha (RQD), obtidos por ensaio de sondagem rotativa, serviram de base para o cálculo da capacidade de carga e dimensionamento das fundações. Para dimensionamento das fundações superficial (sapata) e profunda (estaca raiz) foram utilizados métodos semi-empíricos. Em relação à fundação superficial e profunda, adotou-se, respectivamente, o método de Wyllie (1999) e o método de Reese e O'Neill (1999), que se mostraram mais adequados por serem conservadores, considerando o nível de informações disponíveis. Assim, para termos estruturais e geotécnicos, ambas as fundações são potencialmente aplicáveis. No entanto, considerando os aspectos e práticas regionais torna-se mais viável economicamente a utilização de fundações superficiais.

PALAVRAS-CHAVE: designação qualitativa da rocha (RQD), fundações em rocha, mecânica das rochas

ABSTRACT: Foundations are present in all civil construction projects and are implemented in various geological-geotechnical profiles. Cities like Campina Grande in Paraíba have shallow soils and rock outcrops, and with urban expansion and building verticalization, cities of this size may require new approaches to foundation solutions. This study aims to design and compare solutions for shallow and deep foundations in the rocky subsoil of Campina Grande-PB, proposing rock-embedded piles as a non-conventional alternative. Rock Quality Designation (RQD) results, obtained through rotary drilling tests, were the basis for calculating load capacity and foundation design. Semi-empirical methods were used to design shallow (footing) and deep (root pile) foundations. For shallow and deep foundations, the Wyllie method (1999) and the Reese and O'Neill method (1999) were adopted, respectively, as they are more conservative, considering the available information. Therefore, in structural and geotechnical terms, both foundations are potentially applicable. However, shallow foundations are more feasible considering regional practices and economic viability.

KEYWORDS: Rock quality designation (RQD), rock foundations, rock mechanics

1 INTRODUÇÃO

A maioria das fundações em rocha são do tipo rasas, em contato direto com a superfície da rocha, mas há condições para as quais este tipo de fundação não pode ser adequado. Essas condições incluem locais onde a área de contato disponível é insuficiente, resultando em excessivas tensões de contato ou, quando a capacidade de carga adequada ocorre a uma profundidade considerável e não é econômico escavar o material sobrejacente (rocha de baixa resistência). Nesses casos, soluções com estacas embutidas em rocha se torna uma solução bastante adequada (WYLLIE, 1999; MISHRA e SAWANT, 2022).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece métodos para a determinação da capacidade de carga dos sistemas sapata-solo e estaca-solo, visando o dimensionamento adequado das fundações. Observa-se que as especificações priorizam o dimensionamento considerando o solo como o elemento que recebe as tensões transmitidas pelas fundações. No entanto, há poucos procedimentos detalhados para sapatas assentes ou estacas embutidas em rocha. A escassez de investigações e detalhamentos sobre o dimensionamento de fundações em rocha pode ser atribuída a uma das características distintivas das fundações em rocha, conforme apontado por Wyllie (1999): as rochas apresentam capacidade de carga muito maior do que o solo. Contudo, outra característica relevante é a presença de defeitos na rocha, que resultam em uma resistência do maciço rochoso bem menor do que a da rocha intacta. Investigar essas fragilidades é essencial, pois uma única descontinuidade de baixa resistência, orientada em uma determinada direção, pode causar a ruptura abrupta da fundação.

A caracterização de maciços rochosos e a avaliação de suas propriedades mecânicas são fundamentais na estimativa de capacidade de carga desses maciços. O índice de designação da qualidade da rocha (RQD), proposto por Deere (1964), é um dos índices de classificação de maciços rochosos comumente disponível e no qual, por correlações empíricas, são estimadas as diferentes propriedades do maciço (ZHANG, 2016). Assim, existem vários métodos de dimensionamento de fundações rasas, como Wyllie (1999) e a Norma Portuguesa EN 1997-1 (2010), e profundas, como Cabral e Antunes (2000) e Horvath e Kenney (1979), que se baseiam nesse índice e demais correlações associadas à geologia local.

No Brasil, as fundações em rochas podem ser observadas em cidades que não se encontram em bacias sedimentares ou em regiões com solos residuais pedologicamente pouco evoluídos. No Estado da Paraíba, a cidade de Campina Grande está localizada sobre rochas pré-cambrianas, e este tipo de subsolo corresponde a mais de 80% do território. Os outros 20% são representados por bacias sedimentares, rochas vulcânicas cretáceas, coberturas plataformais e formações superficiais quaternárias (SANTOS *ET AL.*, 2002). Assim, com a expansão e verticalização de cidades como essa e outras com geologia similar, pode-se demandar novas soluções em fundações. Desse modo, o uso de estacas pode se apresentar como alternativa a ser tecnicamente e economicamente válidas, já que as estacas são comuns em projetos de fundação em edifícios altos e estruturas fortemente carregadas devido à necessidade de um sistema de maior capacidade para suportar as cargas (REZAZADEH e ESLAMI, 2017).

Neste sentido, o presente estudo objetivou dimensionar e comparar soluções em fundações superficiais e profundas em subsolo rochoso da cidade de Campina Grande-PB, buscando apresentar as estacas embutidas em rocha como uma alternativa não convencional.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Área de estudos

A área em estudo está localizada no planalto de Borborema, em rochas pré-cambrianas, configurando um subsolo rochoso. Especificamente um terreno de dimensões 69,72 x 50,98 metros, conforme a Figura 1.

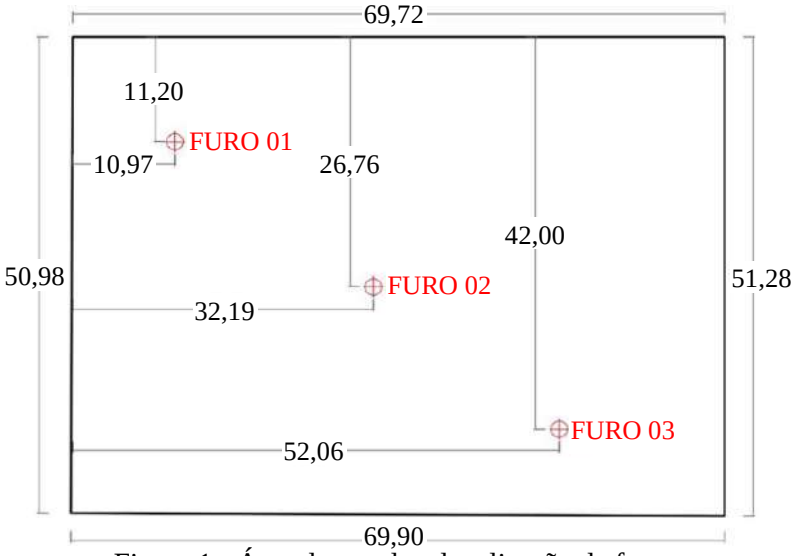


Figura 1 - Área de estudo e localização de furos

2.2 Materiais

Resultados de designação qualitativa da rocha (RQD), apresentados na Figura 2 obtidos por ensaio de sondagem rotativa, serviram de base para o cálculo da capacidade de carga e dimensionamento das fundações assentes em rocha. Além disso, para base de cálculo foi considerado um pilar típico de dimensões de 0,30 x 2,20 metros transmitindo um carregamento da ordem de 8200 kN. Para aplicação dos dados calculou-se o RQD médio e feita a caracterização do maciço rochoso, de acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995) como grau de fraturamento, de coerência, de alteração e classificação do material, apresentados na Tabela 1.

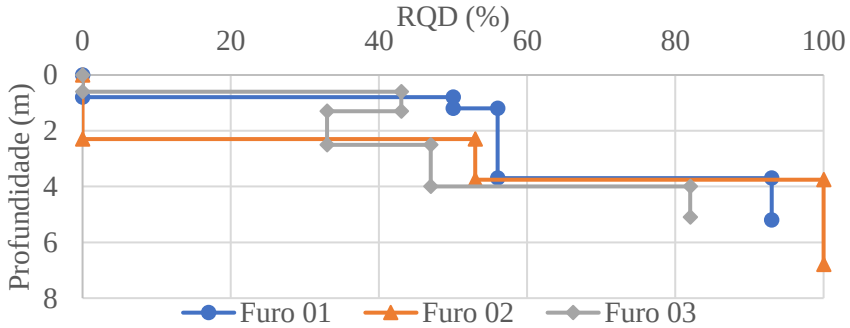


Figura 2 - Perfil de sondagem rotativa para os furos 01, 02 e 03

Tabela 1 - Resultados da SR referentes à curva RQD Médio

Profundidade (m)	0,6	0,9	1,4	2,5	3,25	4,1	5,1
Designação Qualitativa da Rocha – RQD (%)	0	0	25	52	73	91	91
Classificação do Material	Material pouco argiloso, de cor escura.	Rocha xisto-gnaissica. RQD pobre a regular.		Rocha xisto-gnaissica. RQD regular a excelente.			Rocha xisto-gnaissica. RQD excelente.
Grau de Fraturamento	-	-	F4	F2	F2	F2	F2
Grau de Coerência	-	-	C3	C2	C2	C2	C2
Grau de Alteração	-	-	A3	A2	A2	A2	A2

2.3 Métodos

Para o cálculo da capacidade de carga das fundações, foram utilizados métodos empíricos que consideram o RQD e correlações específicas. Para as sapatas (fundações superficiais), adotaram-se os métodos de Wyllie (1999), sintetizados na Equação 1, e o método da norma portuguesa EN 1997-1 (IPQ, 2010). Neste contexto, m e s são constantes que dependem do grau de fraturamento e do tipo de rocha, $\sigma u(r)$ é a tensão de compressão não confinada da rocha intacta, $C1$ é o fator de correção em função da forma da sapata, e FS é o fator de segurança.

Para utilização de tais métodos, considerou-se a sapata assente na rocha a uma cota de -2 m, fundação retangular do tipo L/B = 5, fator de segurança igual a 3, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019), e rocha gnáissica de qualidade boa e levemente intemperizada. Com relação à resistência à compressão da rocha a ser solicitada, Cabral e Antunes (2000) estipulam que a resistência à compressão de rochas gnáissicas varia de 70 a 250 MPa, portanto, nesta pesquisa será adotado o valor de 70 MPa, por ser mais conservador.

$$q_{adm} = C_1\sqrt{s}\sigma_{u(r)}\left[1+\left(ms^{-\frac{1}{2}}+1\right)^{-\frac{1}{2}}\right] \quad (1)$$

Para o cálculo da capacidade de carga do sistema estaca-rocha, foram utilizados métodos que se adequam ao nível de interpretação possível da geologia local e do RQD, sendo eles: Cabral e Antunes (2000) (Equação 2); Horvath e Kenney (1979) (Equação 3) e Reese e O'Neill (1999) (Equação 4). As variáveis nessas equações são: r_p é resistência de ponta unitária; β_p o coeficiente de correlação em função do grau de alteração da rocha; q_u é a resistência a compressão uniaxial da rocha; $\tau_{máx}$ é o atrito lateral máximo; o f_{ck} é a resistência à compressão do concreto; P_{atm} a pressão atmosférica β_1 é um fator de redução obtido com auxílio da razão do módulo de deformabilidade do maciço rochoso (E_M) e o modulo de elasticidade da rocha intacta (E_R).

Para tanto, considerou-se estaca tipo raiz argamassada, rocha gnáissica pouco alterada, resistência a compressão da argamassa igual a 20 MPa, RQD = 91% e juntas fechadas. Ainda, no dimensionamento foram analisadas algumas soluções com 1, 2 e 3 estacas e verificados os comprimentos necessários, em função do diâmetro comercial pré-definido de 200, 310, 400 e 410 mm.

$$r_p = \beta_p q_u \quad (2)$$

$$\frac{\tau_{máx}}{P_{atm}} = 0{,}65\left(\frac{q_u}{P_{atm}}\right)^{0{,}5} < 0{,}65\left(\frac{f_{ck}}{P_{atm}}\right)^{0{,}5} \quad (3)$$

$$\frac{\tau_{máx}}{P_{atm}} = \beta_1 0{,}65\left(\frac{q_u}{P_{atm}}\right)^{0{,}5} < 7{,}8P_{atm}\left(\frac{f_{ck}}{P_{atm}}\right)^{0{,}5} \quad (4)$$

Diante da determinação das capacidades de carga e dimensionamento das fundações para cada solução, em seguida fez-se uma análise crítica considerando o método de dimensionamento mais adequado para a fundação superficial e para a fundação profunda.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Dimensionamento Fundação Superficial

3.1.1 Método de Wyllie (1999)

A aplicação do método Wyllie (1999) demanda a determinação das constantes e fatores que são obtidos a partir de valores de referência estipulado pelo próprio autor. Portanto, considerando uma rocha gnáissica de qualidade boa, levemente intemperizada e de juntas espaçadas de 1 a 3 m, o valor proposto para as constantes de materiais são: m = 2,052 e s = 0,00293. Ademais, considerando uma fundação retangular do tipo L/B = 5, o fator de forma é C1 = 1,05. Uma vez definidos os parâmetros, utilizou-se a Equação 1 proposta por Wyllie (1999) para obter a capacidade de suporte para o sistema solo-sapata.

A capacidade de suporte obtida foi de 3,52 MPa, mas, aplicando o fator de segurança obtêm-se a tensão admissível de 1,17 MPa. Conforme recomendação de Araújo (2010), estimou-se que o peso próprio da sapata

é igual a 5% da carga do pilar, sendo assim, o esforço solicitante é a soma da carga do pilar com o peso próprio da sapata. Assim, pôde-se calcular a área necessária da sapata, a partir quociente entre o esforço solicitante a a tensão admissível, totalizando 7,33 m². As dimensões da sapata foram calculadas, a partir da imposição de uma largura de 2,5 m, a fim de otimizar o elemento frente o terreno disponível, sendo então, o comprimento de 2,95 m necessário para atingir a área calculada. Com base nas recomendações da NBR 6118 (2014), calculou-se uma altura total para a sapata de 0,75 m e uma altura da base de 0,25 m.

3.1.2 Método da Norma Portuguesa (EN 1997-1, 2010)

O dimensionamento pelo método da Norma Portuguesa EN 1997-1 (2010) demanda a determinação, do grupo de rochas a ser assente a sapata. As rochas gnáissicas são rochas metamórficas e conforme definido na própria norma, o gnaisse na profundidade considerada faz parte do grupo 2. Assim, considerou-se que a rocha possui 70 MPa de resistência à compressão e descontinuidades pouco espaçadas, utilizou-se o ábaco descrito na normativa para determinar a capacidade de carga do sistema sapata-rocha.

Portanto, a capacidade de carga obtida foi de 10 MPa e a tensão admissível de 3,33 MPa. A área da base da sapata obtida foi de 2,58 m². Para tanto, impôs-se a largura da sapata igual a 1,00 m e determinou-se o comprimento de 2,60 m. Conforme recomendado pela NBR 6118 (2014), calculou-se uma altura total para a sapata de 0,30 m e uma altura da base de 0,10 m.

3.2 Dimensionamento Fundação Profunda

3.2.1 Método de Cabral e Antunes (2000)

Para o método proposto por Cabral e Antunes (2000), a capacidade de carga da estaca é estimada como soma da parcela de ponta e de atrito lateral. Para cálculo da resistência de ponta, os autores propõem valores para o coeficiente de correlação com base na alteração da rocha solicitada, que com base na Tabela 1, foi definida como pouco alterada. Assim, obtêve-se um coeficiente de correlação de 0,54. Então, pode-se calcular a resistência de ponta da estaca a partir do produto da resistência à compressão da rocha com o coeficiente de correlação, resultando em um valor total de 37,8 MPa. Adicionalmente, foi aplicado um fator de segurança igual a 3, totalizando uma resistência de ponta admissível de 12,6 MPa. No cálculo da resistência lateral, Cabral e Antunes (2000) recomendam a adoção de 2,5% a 3,5% da resistência de ponta da estaca. De forma conservadora, foi adotada a relação de 2,5% em relação à tensão de ponta admissível.

Assim, pôde-se calcular o comprimento individual necessário das estacas para atender à carga do pilar. Foram analisados diferentes cenários, com 1, 2 e 3 estacas e os diâmetros comerciais de 200, 310, 400 e 450 mm.

Tabela 2 - Comprimento individual das estacas em diferentes situações - método Cabral e Antunes (2000)

Quantidade de estacas	Diâmetro da estaca (mm)			
	200	310	400	450
1	40 m	24 m	17 m	14 m
2	20 m	11 m	7 m	5 m
3	12 m	6 m	3 m	2 m

Com base nos resultados expostos na Tabela 2 e buscando reduzir a profundidade de escavação, bem como trazer mais estabilidade para o pilar, definiu-se a solução de 3 estacas de diâmetro 450 mm e comprimento 2 m como a solução mais adequada pelo método de Cabral e Antunes (2000).

3.2.2 Método de Horvath e Kenney (1979)

No método Horvath e Kenney (1979) a resistência é função apenas do atrito lateral, que é obtido pela Equação (3) com inserção da resistência à compressão da rocha. Considerando a pressão atmosférica da região de 101325 Pa. O atrito lateral calculado foi de 1,73 MPa, considerando o fator de segurança, o atrito lateral

admissivel foi de 0,58 MPa. Com isso, pôde-se calcular a o comprimento individual das estacas para diferentes cenários, com 1, 2 e 3 estacas e os diâmetros comerciais de 200, 310, 400 e 450 mm.

Tabela 3 - Comprimento individual das estacas em diferentes situações - método Horvath e Kenney (1979)

Quantidade de estacas	Diâmetro da estaca (mm)			
	200	310	400	450
1	23 m	15 m	12 m	11 m
2	12 m	8 m	6 m	5,5 m
3	8 m	5 m	4 m	3,5 m

Com base nos resultados expostos na Tabela 3 e buscando reduzir a profundidade de escavação, bem como, trazer mais estabilidade para o pilar, definiu-se a solução de 3 estacas de diâmetro 450 mm e comprimento 3,5 m como a solução mais adequada pelo método de Horvath e Kenney (1979).

3.2.3 Método de Reese e O'Neill (1999)

O método Reese e O'Neill (1999) considera que a resistência da estaca advém apenas de seu atrito lateral. Para aplicação da Equação (4) a pressão atmosférica considerada foi de 101325 Pa. O fator de redução β_1 foi atribuído de acordo com quociente entre o módulo de deformabilidade do maciço rochoso e o módulo de elasticidade da rocha intacta (E_M/E_R), que por sua vez é dependente do RQD da rocha. Logo, em função do comprimento e a consequente variação do RQD, cada estaca tem seu valor para o fator β_1, que variaram de 0,96 a 1,00. A resistência lateral calculada variou de 0,554 a 0,577 MPa. Com isso, também foram calculados o comprimento individual das estacas para diferentes cenários.

Tabela 4 - Comprimento individual das estacas em diferentes situações - método Reese e O'Neill (1999)

Quantidade de estacas	Diâmetro da estaca (mm)			
	200	310	400	450
1	23 m	15 m	12 m	10,5 m
2	12 m	8 m	6 m	5,5 m
3	8 m	5,5 m	4 m	4 m

Com base nos resultados expostos na Tabela 4 e buscando reduzir a profundidade de escavação, bem como, trazer mais estabilidade para o pilar, definiu-se a solução de 3 estacas, porém vale ressaltar que, para os diâmetros 400 mm e 450 mm, o comprimento é o mesmo. Então, buscando reduzir o volume de argamassa, foram definidas 3 estacas de diâmetro 400 mm e comprimento 4 m como a solução mais adequada.

3.3 Comparativo

3.3.1 Métodos para fundação superficial

Os resultados apresentados na Tabela 5, mostram que a capacidade de carga encontrada em ambos os métodos foi muito próxima.

Tabela 5 - Comparativo entre os métodos para dimensionamento de sapatas para o pilar P1

Parâmetros		Comprimento (A)	Largura (B)	Altura (h)	Altura da Base (h_0)	Capacidade de Carga (q_u)	Tensão Admissível (σ_{adm})	Carga Admissível (q_{adm})*
Métodos	Wyllie (1999)	2,95 m	2,50 m	0,75 m	0,25 m	3,52 MPa	1,17 MPa	8653 kN
	EN 1997-1 (2010)	2,60 m	1,00 m	0,30 m	0,10 m	10 MPa	3,33 MPa	8658 kN

*A carga admissível é obtida a partir do produto entre a área da base da sapata (A*B) e a tensão admissível encontrada

No entanto, o método de Wyllie (1999) apresentou todas as dimensões da sapata maiores que o método da norma portuguesa (EN 1997-1, 2010), mostrando-se um método conservador. As áreas da base da sapata encontradas apresentaram grande diferença, mostrando que o método da norma portuguesa considera que o subsolo possui uma capacidade de suporte superior que a considerada pelo método de Wyllie (1999).

Desse modo, optando pela segurança, considera-se o método de Wyllie (1999) como sendo a melhor solução para o dimensionamento de sapatas assentes em rocha, especialmente quando há limitações nas investigações do subsolo.

3.3.1 Métodos para fundação profunda

Analisando os resultados apresentados na Tabela 6 nota-se que os 3 métodos optam pela maior quantidade de estacas e menor comprimento delas. Além disso, observa-se que as capacidades de cargas das três opções são bem similares, ocorrendo a principal diferença no comprimento das estacas, sendo o método de Reese e O'Neill (1999) como o que apresenta o maior comprimento de estaca e menor diâmetro.

Tabela 6 – Comparativo entre os métodos para dimensionamento de estacas para o pilar P1

Parâmetros	Métodos		
	Cabral e Antunes (2000)	Horvath e Kenney (1979)	Reese e O'neill (1999)
Quantidade de Estacas	3	3	3
Comprimento de Embutimento da Estaca na Rocha (L_e)	2 m	3,5 m	4 m
Diâmetro da Estaca (D)	450 mm	450 mm	400 mm
Capacidade de Carga	8683,76 kN	8565,47 kN	8353,37 kN

O método de Cabral e Antunes (2000) considera a capacidade de carga como sendo a soma entre as resistências de ponta e lateral, o que resulta em um valor de capacidade de carga maior para profundidades menores quando comparado com os outros dois métodos em questão. No entanto, o deslocamento necessário para a mobilização da resistência de ponta da estaca é maior, assim a resistência de ponta foi desprezada.

Os métodos de Horvath e Kenney (1979) e Reese e O'Neill (1999) consideram apenas a resistência de fuste para a determinação da capacidade de carga do sistema estaca-rocha, o que implica em um comprimento final da estaca maior para suportar a carga transferida do pilar para a fundação. Reese e O'Neill consideram um fator de redução em função do índice de qualidade da rocha (RQD), tornando-o um método mais conservador em comparação com o método de Horvath e Kenney em profundidades que o RQD é menor que 100%, no caso de rochas com juntas fechadas, e em qualquer profundidade em que a rocha apresenta juntas abertas.

3.3.1 Comparação entre fundação superficial e fundação profunda

É importante levar em consideração diversos fatores no momento de definição de qual método deve ser escolhido para o dimensionamento de uma fundação, o fator mais impactante sendo a segurança. Logo, para o caso é proposta uma abordagem mais conservadora em termos de dimensionamento, e para isso deve-se levar em consideração diversas características do local e a disponibilidade de ensaios que caracterizem o perfil do local, visto que o RQD é apenas um dos muitos fatores que afetam a deformabilidade e a resistência dos maciços rochosos articulados. Outros fatores, como a orientação da descontinuidade e as condições da superfície da descontinuidade, também podem ter um grande efeito na deformabilidade e na resistência dos maciços rochosos (ZHANG, 2016).

Especificamente neste estudo, as capacidades de carga para fundação superficial e profunda são muito próximas, não havendo uma diferença significativa entre as duas. Logo, deve-se levar em consideração qual fundação seria mais eficiente economicamente para o caso apresentado sendo que estas foram tecnicamente comprovadas e avaliadas. Deste modo, toma-se a fundação superficial como a de maior potencialidade para

uso, pois a fundação profunda do tipo estaca raiz provavelmente se apresentaria como mais onerosa. Dado o contexto regional, fundações profundas necessitariam de maquinário e mão-de-obra especializada nesse tipo de serviço, que a localidade não dispõe. No entanto, este tipo de solução poderia se tornar viável em casos que a área necessária para uma fundação rasa viesse a superar as dimensões do terreno e/ou interferir em outras estruturas vizinhas.

4 CONCLUSÕES

Dado o contexto geológico-geotécnico de Campina Grande-PB e o nível de prospecção do terreno disponível, o método mais adequado de dimensionamento para a fundação superficial em sapata, foi o método de Wyllie (1999), e para fundação profundo método de Reese e O'Neill (1999). Ambos conservadores, que se justificam por considerarem apenas o RQD como parâmetro e sendo favorável à segurança.

Ademais, infere-se que, para a situação em questão, a solução que potencialmente mais econômica a ser executada é a fundação superficial do tipo rasa em sapata. Uma vez que a fundação profunda do tipo estaca raiz demanda equipamentos e funcionários especializados, e que diferem da atual cultura local de projetos. Essa diferença entre o custo total para execução da fundação superficial e da fundação profunda está diretamente ligada aos custos referentes ao maquinário e mão-de-obra necessária para execução das estacas, o que não ocorre para a sapata, haja vista que a própria equipe de execução da superestrutura da edificação é capaz de executar a fundação superficial.

AGRADECIMENTOS

À Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), à Fundação de Apoio à Pesquisa do Estado da Paraíba (FAPESQ) e à Universidade Federal de Campina Grande (UFCG).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Araújo, J.M. (2010). *Curso de Concreto Armado*, V.4, 3ª ed, Rio Grande: Dunas.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2014). NBR 6118/2014. *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2019). NBR 6122/2019. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (1995). NBR 6502/1995. *Rochas e solos*. Rio de Janeiro.

Norma Portuguesa (2010). EN 1997-1: *Eurocódigo 7 - Projeto Geotécnico – Parte 1: Regras Gerais*. Instituto Português de Qualidade.

Cabral, D. A.; Antunes, W. R. (2000). Sugestão para Determinação da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas Embutidas em Rocha. In: Seminário De Engenharia De Fundações Especiais E Geotecnia, São Paulo, *Anais...* n. 4, v. 2, p. 169-173.

Deere D. U. (1964). Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mechanics and Engineering Geology*. n. 1, v. 1, p. 16-22.

Horvath, R.G., Kenney, T.C. (1979). *Shaft resistance of rock-socketed drilled piers. In: Proceedings of Symposium on Deep Foundations*, Atlanta, Georgia, USA, ASCE, p.182-214.

Mishra, A., Sawant, V.A. (2022). Optimization of Empirical Methods in Determining the Load Capacity of Rock Socketed Piles. *Indian Geotech. Journal.* v.52, n. 4, p. 852–864.

Reese, L.C., O'neilL, M.W (1999). *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. Report FHWA-IF-99-025*, Washington, D.C, Federal Highway Administration, 758p.

Rezazadeh, S. Eslami A. (2017) Empirical methods for determining shaft bearing capacity of semi-deep foundations socketed in rocks. *J. of Rock Mech. and Geotech. Eng.* v.9, n. 6 p.1140-1151.

Santos, E. J.; Ferreira, C. A.; Silva Junior, J. M. F. (2002). *Geologia e recursos minerais do Estado da Paraíba.* Recife – PE: Ministério das Minas e Energia*;* CPRM.

Wyllie, D. C. (1999). *Foundations on rock,* 2ª ed., E & FN Spon. London.

Zhang, Lianyang. (2016) Determination and applications of rock quality designation (RQD). *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. v. 8, n. 3, p. 389-397.*

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/759

Geological and geotechnical back analysis of the Punta Cola Rock Avalanche in Chile: A 3-dimensional integrated approach

Ignacio Escudero
Project Geologist, Seequent, Santiago, Chile, ignacio.escudero@seequent.com

Marina Trevizolli
Product Manager, Seequent, Sao Paulo, Brasil, marina.trevizolli@seequent.com

Sergio A. Sepúlveda
PHD Geology, Universidad de Chile, Santiago, Chile, sesepulv@gmail.com

Marisol Lara
MSC Geology, Universidad de Chile, Santiago, Chile, mlara.uchile@gmail.com

ABSTRACT: As a result of the earthquake of April 21, 2007, in the Aysén Fjord, Chile, a series of different types of landslides were generated, most of which affected the coastline surrounding the fjord. Among these landslides, a rock avalanche occurred in the Punta Cola sector, which resulted in a rock avalanche that reached the coast and produced a tsunami that affected populated sectors. The main objective of the following work is to perform a back analysis of geological and geotechnical features and compare computation volumes obtained with limit equilibrium analysis and the onshore volume avalanche. All this within an interconnected workflow between implicit modeling for the determination of domains and geometry; and 3D limit equilibrium analysis. The 3D slope stability captured the anisotropic influence on the sliding mass shape, and further comparison with digital elevation post event compared between the computed and observed landslide volumes. This study presents the importance of the proper use of field data on the context of 3D model analysis, the benefits of a combined geological-geotechnical analysis schema and the use of limit equilibrium method for rock failure mechanism driven by discontinuities sets.

KEYWORDS: landslides, geological hazard, rock mechanics, 3D slope stability

1 INTRODUCTION

The study aims to analyze geological and geotechnical features of the Punta Cola Landslide triggered by the 2007 Aysen's Earthquake, comparing computed volumes using limit equilibrium analysis and onshore volume avalanche. This involves an interconnected workflow combining implicit modeling for domain determination and geometry with 3D limit equilibrium analysis. The study area is located precisely in the vicinity of the Aysén Fjord in the XI region of Chile, south of the capital Santiago, as shown in Figure 1.

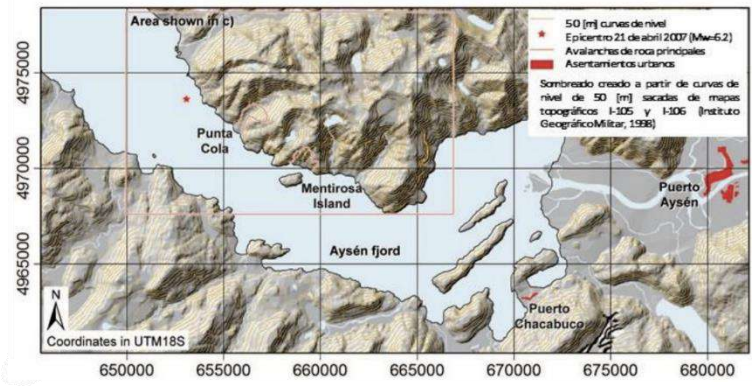


Figure 1. Location of the study area (Escudero, 2017).

1.1 Regional and local geology

As previously mentioned, the landslide under study is located at the locality of Punta Cola, to the W of Puerto Aysén. This makes it be subject to the regional geology of the Aysén region, this regional geology is framed within the Southern Andes Volcanic Zone (ZVS), a segment of the Andean orogen located between parallels 33° and 46° S approximately, where there are particular tectonic features, which are manifested, for example, in a volcanism associated with strike-slip type structures (Lara et al., 2008; Cembrano et al., 2002).

The study area is composed of a metamorphic basement (Paleozoic), a sequence of sedimentary units, plutonic rocks and Quaternary deposits. There is a series of sedimentary sequences that interdigitate, showing the processes of the Andean orogen, reaching the base of the stratigraphic column with rocks mainly of marine environment from volcanoclastic to volcano sedimentary. The study area's geology is dominated by the Patagonian Batholith (Mesozoic-Cenozoic), which intrudes the previously described. The Patagonian Batholith is subdivided into three segments according to its spatial position with respect to the north: the North Patagonian Batholith (NPB) located between latitudes 40°-47° S, the South Patagonian Batholith (SPB) defined between latitudes 47°-53° S and finally in the southernmost segment is the Fuegian Batholith (Herve, 2007). In Punta Cola prevails the Norpatagonian Batholith of calc-alkaline plutonic rocks related to a volcanic arc context, intruded in many places by mafic dykes (Beck et al., 2000). The quaternary deposits are classified into 3 groups: morainic deposits, fluvial alluvial deposits, colluvial deposits, and mass removals. Alluvial and fluvial deposits also incorporate glaciofluvial, lacustrine, floodplains, plains, and deltaic materials (Figure 2).

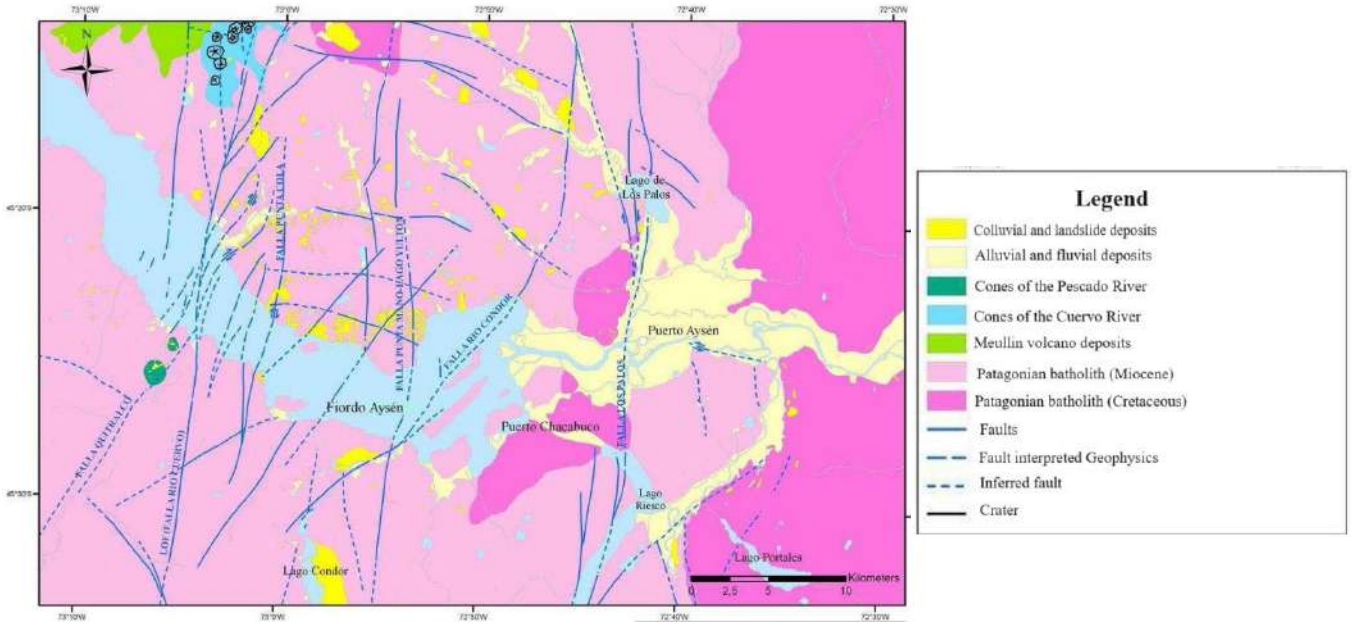


Figure 2. Map of the regional geology of the study area. (Universidad de Chile, 2009).

1.2. Aysén Fjord Earthquake 2007

The background of seismicity in the surroundings of the Aysén Fjord is given exclusively by testimonies of locals and information from traditional historiography, which accounts for some events of considerable proportions in the 1920s, including different catastrophic events such as tsunamis (Escudero, 2017).

Notably, the earthquake had a magnitude (Mw) of 6.2 (Global CMT Catalog, 2008; NEIC, 2008), whose epicenter was in the vicinity of Punta Cola, west of the town of Puerto Aysén (Figure 3). The hypocenter had a depth of approximately 8 to 9 [km], and a tectonic genesis correlated to one of the LOFZ branches (Vargas et al 2013), in addition to having a high-angle dextral strike slip focal mechanism, according to the National Seismological Center the intensities reported for the towns surrounding Puerto Aysén and Puerto Chacabuco reached a grade of VII on the Mercalli scale (Sepúlveda & Serey, 2009; Naranjo et al., 2009).

1.3. Soil and Rock Mass Movements

Mass removals, generated by the seismic event of April 21, 2007, reached 538 events, where the most common were rock-to-soil landslides, with 282 events mapped, followed by 135 landslides, 80 rockfalls, 34 rockslides and avalanches, and 7 debris flows (Serey, 2011). The landslide at Punta Cola was triggered by the 2007 earthquake in Aysén, on a lateral slope of a transverse valley of the NW mantle and continued as an avalanche through the valley until it reached the fjord, with a run-out of about 1 km from the foot of the slope. The flow removed vegetation on the slope opposite the removal, and downstream through the ravine, reaching a run-up height of more than 150 m in the opposite valley (Figure 4).

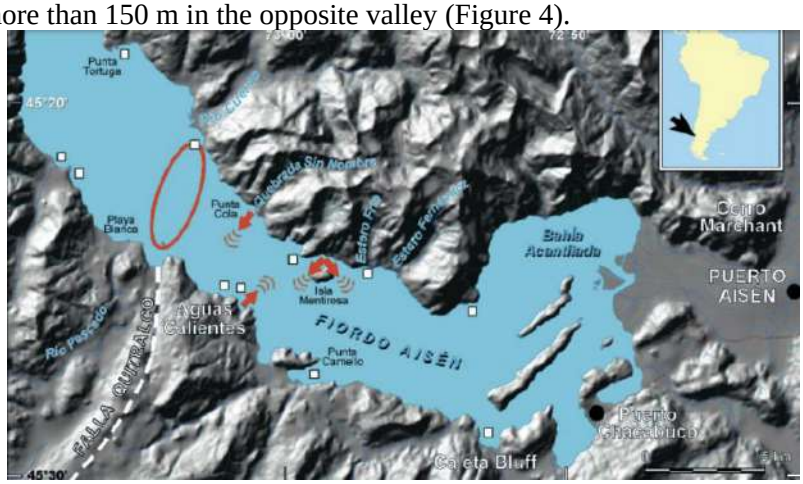


Figure 3. Epicenter of the 2007 Aysén Fjord earthquake (in red ellipse). Red arrows indicate mass removals that reached the fjord (Naranjo et al., 2009).

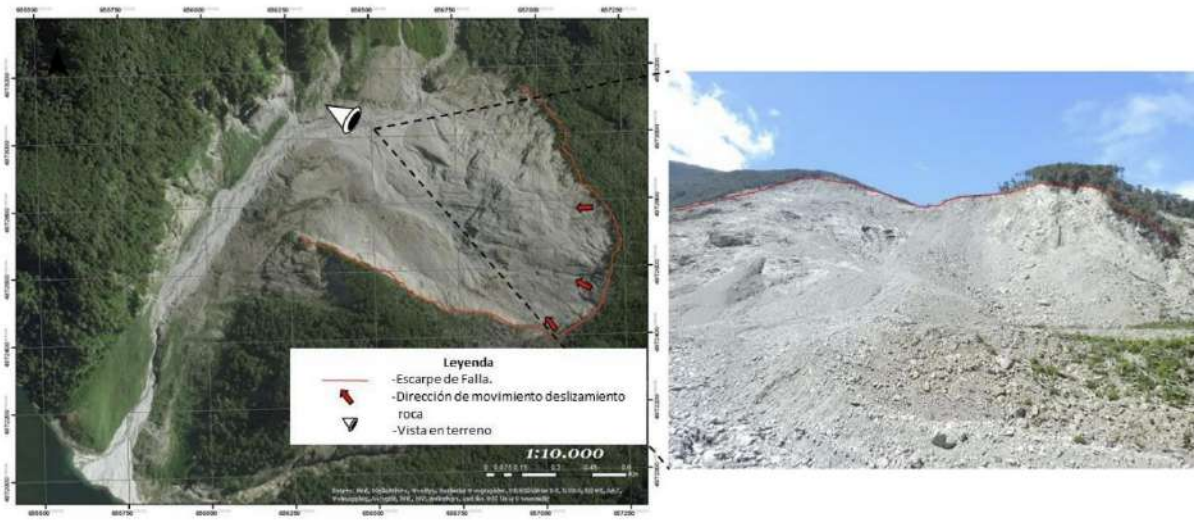


Figure 4. Rockslide of Punta Cola seen in plan (left). SE view of the Punta Cola rockslide (right).

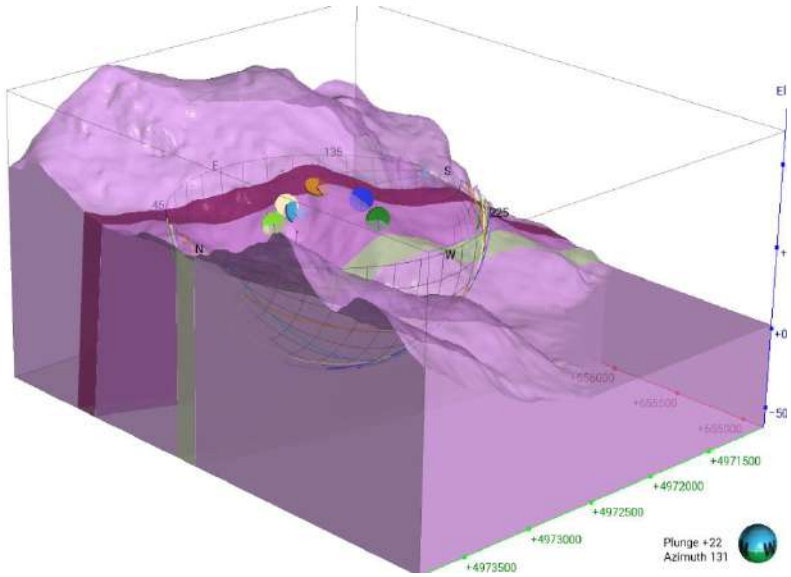
The landslide at Punta Cola occurred on a side slope of a transverse valley of NW mantle, and continued as an avalanche through the valley until it reached the fjord, with a run-out of about 1 km from the foot of the slope. The deposit in the ravine, which extends to the coast of the Fjord, has a variable thickness with a maximum of 20 m, and is located on glacial and alluvial deposits, with this, they reach around 80 m above sea level. This evidence suggests a mechanism of flow of a wave of rock fragments at high velocities, so its classification would be adjusted to that of rockslide or avalanche. In volume, the main slide moved 19.9 Mm3 of material. In addition, a series of minor removals occurred along the flanks of the valley, which were probably triggered by the friction between the avalanche and the flanks, or perhaps by aftershocks of the main earthquake (Sepúlveda & Serey, 2009; Sepúlveda et al, 2010; Opikkofer et al, 2012).

2 METHODOLOGY

The methodology consists of using Leapfrog Works modeling software, from the company Seequent, to be able to visualize all the available information collected from different bibliographic sources and, subsequently, model the geological and geotechnical domains in 3D, in this way the anisotropies that affect the geometry can be observed. Then, using a single source of truth, Central, the 3D model is passed to SLOPE3D for subsequent limit equilibrium stability analysis.

2.1. Geotechnical and Geological Domains

For the definition of the geological and geotechnical domains, the information published by Oppikofer *et al.* (2012) was referenced to the digital elevation model and geological and geotechnical observations from field mapping. The integration of such data into a 3D environment eased the geotechnical definition of the 3D anisotropies and lithologies, also, the direct and explicit definition of the discontinuity's sets were fundamental for the subsequent determination of the landslide's morphology (Figure 5).



Dip°	Dip Direction°
52.9	260
26.5	283
50.3	296
68.8	302
55.6	316
58.2	321

Figure 5. 3D Structure Model and Geomorphology with Dip and Dip direction of join sets.

The sets of discontinuities are distributed in two zones: BFS (Basal Failure Surface) and LRS (Lateral Release Surface), as is shown in Figure 5.

Based on data collected by Escudero (2017) and combined with structural information and anisotropies, the geotechnical domains for back analysis using limit equilibrium were defined. These domains (Figure 5) identify the batholith as the primary rock mass unit, based on lithology. Additionally, geomorphology complements by defining a distinct resistance zone known as the Highly Fractured Zone (HFZ), previously mapped by Oppikofer et al. (2012). Structural mapping also reveals a fault zone at the slope's base, called the Punta Cola Fault Zone (PCFZ).

Additionally, the geotechnical properties are defined, as extracted from Escudero (2017). In the case of material models, the Howk-Brown constitutive model is used according to the following parameters in Table 1. The joint sets, representing the structures through the Mohr Coulomb model, shown in Table 2.

The material models used in the analysis for all the materials was Compound Strenght (GeoStudio, 2024). This is a type of model where is necessary define 2 distinct models to use: a Base Material and Joint

Parameters. The model is going to make a composite with the slip surface and choose in between these two materials acording to the geometrical and tolerance information given.
For the sismic input, the PGA in both horizontal and vertical component, were chosen from the conservative case shown in Escudero (2017) whose values are display in Table 2. For the designation of the Seismic Coeficient (k) 0.5 of the value of the PGA was used in both components.

Table 1. Hoek-Brown model information used in the constituent models of 3D limit equilibrium analysis (Escudero, 2017).

Unit	GSI	a	mi	mb	s	UCS kPa	σ_3 kPa
Batolito	50	0.5	33	5.533	0.003865	150,000	100,000
PCFZ	35	0.5	33	3.2384	0.0007	100,000	210000
HFZ	35	0.5	33	3.2384	0.0007	100,000	210000

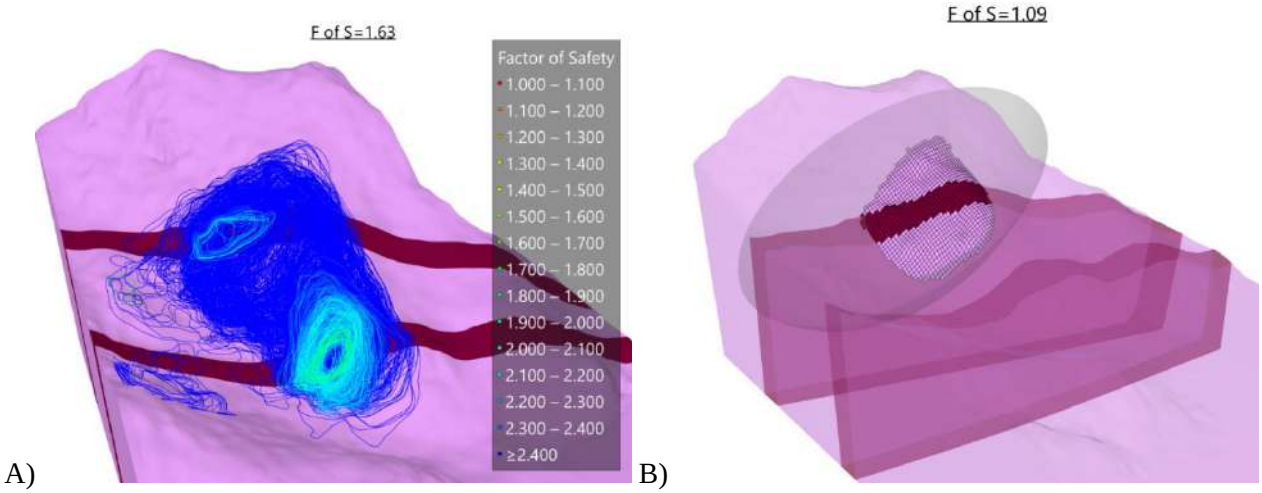
Table 2. Mohr Coulomb model information for 3D limit equilibrium analysis discontinuities and sismic input (Escudero, 2017).

Parameter	Value
Friccion Angle	33°
Cohesion	10 kPa
Unit Weight	28 kN/m³
PGA H	1.2
PGA V	0.6

3 RESULTS AND DISCUSSIONS

The slope stability results are displayed in Figure 6, performed in the SLOPE3D software. Two base cases were performed, one Static and the other Pseudo-static. Both critical surfaces were optimized with the algorithm of the software and analyzed with Morgenstern-Price. Static case used Cuckoo search for a broader evaluation of the area and Entry and Exit covering the critical sliding mass observed after the earthquake event.

The results highlight the complex structures and mechanisms involved earthquake-triggered landslides and driving forces on the minimum factor of safety. The 3D slope stability captured the anisotropic influence on the sliding mass shape, and further comparison with digital elevation post event compared between the computed and observed landslide volumes.



A) B)

Figure 6. Analysis Results 3D Limit Equilibrium A) Static Case B) Pseudo-Static Case

Table 3. Summary of slope stability analysis definition and results

Parameter	Static Case	Pseudo-Static Case
Factor of Safety	1.63	1.09
Kv/Kh	no	0.5
Volume	13,942 m³	31.213 Mm³

The dynamic nature of the earthquake poses a challenge for the analysis of seismicity-triggered mass removals. Since the responses of the inertial forces along with the generated displacement, therefore, it is a representation that may be necessary to complete the analysis. The Static case shows a factor of safety greater than 1 indicating stability, as well as delivering the zones where the fault surfaces are distributed, which are in the study area and coincide with the fault scarp. On the other hand the Pseudo Static case shows that is at a critical safety factor, of almost 1 which means at failure (Figure 6). A comparison that might be indicated at first glance is the fact that the factor of safety is lower for the Pseudo Static case, which alongside the fact that the factor of safety is almost 1, is consistent with incorporating seismic forces into the direction of motion and would also characterize the fault as earthquake-triggered.

The breakup sequence of the rock avalanche could be further evaluated since the limit equilibrium method, by its nature, provides a single surface where computation and iteration take place. In other words, and for the Pseudo Static scenario, the sliding surface is a single one, without giving rise to a set of surfaces that could be triggered non-simultaneously, which was the case of the removal of Punta Cola, or also give rise to a surface that could be smaller than the observed escarpment, but that converges because it follows the criterion of safety factor. This could result in a representation that encompasses all the other threads that exist at the time of removal on a volume, or the volume could result in a smaller surface area, the product of an additional thread to the main one. Precisely the 3D analysis allows segmenting in a representative way the different fault zones. The incorporation of anisotropy surfaces extracted from the joint sets and worked for their transformation into planes that deliver the anisotropy in Leapfrog allowed to deliver a direct component that is to carry the trend of the discontinuities and give a representative fault surface in volume and direction, as well as the failure mechanisms to ensure rupture. All this without going through a projection to the 2D geometry where the intersection and final behavior is lost. This is why explicitly importing the representative planes of the anisotropies could improve the definition of the surface for a case of back analysis like the current one. Another topic that is not being represented in the method of limit equilibrium is the propagation of the wave of the earthquake, which can lead to site and amplification, generating an amplification of the signal.

For the static case, the volume comparison could be misleading, since it would be comparing a case that was not previously available and with no representativeness. In contrast, in the pseudo-static case it can be observed that it is within the order of magnitude of the volume calculated for the rock avalanche of 22.4 Mm3, but as shown in the Table 3, the volume obtained by the limit equilibrium in 3D is greater, being an approach that takes a larger surface and makes the entire slope of the gully subject to the fault, which gives it a more conservative character, as a first approach the limit equilibrium analysis already has a failure mechanism and a sequence that yields with more conservative analyses, and also an approximated volume of failure.

3 CONCLUSION

This study presents the importance of the proper use of field data in the context of three-dimensional model analysis, the advantages of a combined geological-geotechnical analysis scheme, and the use of the limit equilibrium method for rock failure mechanisms caused by sets of discontinuities. The limit equilibrium method provides regions and zones where the failure could happened an approximated volume of failure, all this information is fundamental and works as a conservative first approach. The limitations of the limit equilibrium are given by not considering the chronology of rupture or all the steps that would take for the slide to failed; another topic not considered is the effect of site and amplification, which can amplificated the signal in the geometry of analysis. The 3-dimensional analysis provides a focus where the structures can explicitly be visualized and used for computing, which generates a final surface more representative for the back analysis.

ACKNOWLEDGMENT

Thanks to the FONDECYT Project 1140317 "Dynamic response and stability of large rock slopes during earthquakes" and to the Seequent team in Latin America and the world for their support during the realization of this article.

REFERENCES

Beck, M.E., Burmester, R., Cembrano, J., Drake, R., Garcia, A., Hervé, F., Munizaga, F., 2000. Paleomagnetism of the North Patagonian batholith, southern Chile. An exercise in shape analysis. Tectonophysics, 326, 185–202.

Cembrano, J. Lavenu, A., Reynolds, P., Arancibia, G., López, G., Sanhueza, A., 2002. Late Cenozoic ductile deformation north of the Nazca-South America-Antarctica triple junction. Tectonophysics, 354, 289-314.
Charrier, R; Pinto, L.; Rodríguez, M.P. 2007. Tectonostratigraphic evolution of the Andean Orogen in Chile. In The Geology of Chile (Moreno, T; Gibbons, W.; editors). The Geological Society of London: 21-114. London.

De la Cruz, R, Suárez, M., Belmar, M., Quiroz, D. Y Bell, M. 2003. Área Coyhaique – Balmaceda, Región de Aisén de General Carlos Ibáñez de Campo. Servicio Nacional de Geología y Minería, Carta Geológica de Chile, Serie Geológica Básica, No. 80, 40 p., 1 mapa escala 1:100.000.

De la Cruz, R. y Suarez, M. 2006. Geología del Área Puerto Guadal – Puerto Sánchez, Región de Aisén de General Carlos Ibáñez de Campo. Servicio Nacional de Geología y Minería, Carta Geológica de Chile, Serie Geológica Básica, No. 95, 85 p., 1 mapa escala 1:100.000.

Escudero, I., 2017. Modelamiento dinámico mediante elementos discretos del deslizamiento de roca de Punta Cola generado por el terremoto del Fiordo Aysén del 2007. Tesis para optar al grado de magister en ciencias mención geología. Departamento de geología. Universidad de Chile.

GeoStudio, 2024. GeoStudio Slope Stability Modeling Manual. https://lms.seequentlearning.com/learner_resource_list

Naranjo, J.A., Arenas, M., Clavero, J., Muñoz, O. 2009. Mass movement-induced tsunamis: main effects during the Patagonian Fjordland seismic crisis in Aisén (45º25'S), Chile. Andean Geology, 36, 137-146.

Niemeyer, H., Skarmeta, J., Fuenzalida, R. and Espinoza, W. 1984. Hoja Península de Taitao y Puerto Aysén. Carta geológica de Chile Nº 60-61, SERNAGEOMIN, Santiago, Chile, 80 pp. 132

Oppikofer, T., Hermanns, R., Redfield, T., Sepúlveda, S., Duhart, P., Bascuñan, I. 2012. Morphologic description of the Punta Cola rock avalanche and associated minor rockslides caused by the 21 april 2007 Aysén earthquake (Patagonia, southern Chile). Revista de la Asociacion geológica Argentina 69 (3): 339 - 353 (2012)

Sepúlveda, S.A. and Serey, A. 2009. Tsunamigenic, earthquake-triggered rock slope failures during the April 21, 2007 Aisén earthquake, southern Chile (45.5°S). Andean Geology 36: 131-136. doi:10.4067/S0718-71062009000100010.

Sepúlveda, S.A., Serey, A., Lara, M., Pavez, A. and Rebolledo, S. 2010. Landslides induced by the April 2007 Aysén fjord earthquake, Chilean Patagonia. Landslides 7: 483-492. doi:10.1007/s10346-010-0203-2

Serey, A. 2011. Análisis de las remociones en masa generadas por el terremoto del Fiordo Aysén de 2007 (45,5°S). Tesis para optar al grado de magister en ciencias mención geología. Memoria para optar al título de geología. Departamento de geología. Universidad de Chile.

SERNAGEOMIN, 2003. Mapa Geológico de Chile: versión digital. Servicio Nacional de Geología y Minería, Publicación Geológica Digital, No. 4. Santiago.

Universidad de Chile. 2009. Línea de base Estudio de Impacto Ambiental "Proyecto Central Hidroeléctrica Cuervo". http://seia.sea.gob.cl/documentos/documento.php?idDocumento=3965520

Vargas, G., Rebolledo, S., Sepúlveda, S., Lahsen, A., Thiele, R., Townley, B., Padilla, C., Rauld, R., Herrera, M., Lara, M. 2013. Submarine earthquake rupture, active faulting and volcanism along the major Liquiñe-Ofqui Fault Zone and implications for seismic hazard assessment in the Patagonian Andes. Andean Geology 40 (1): 141-171. January, 2013 doi: 10.5027/andgeoV40n1-a07

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/760

Importância de um Modelo Geológico-geotécnico bem Definido para Escolha de Alternativa de Estabilização de Erosão em Talude de Cava

Sandra Mara Ribeiro
Engenheira Civil, VALE, Belo Horizonte, Brasil, sandra.ribeiro@vale.com

Wanderson Gomes Victor
Engenheiro Geólogo, VALE, Santa Bárbara, Brasil, C0641147@vale.com

Felipe Freitas Oliveira
Engenheiro Civil, WALM Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, felipe.oliveira@walmengenharia.com.br

Lucas Almeida Campos
Engenheiro Civil, WALM Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, lucas.campos@walmengenharia.com.br

RESUMO: Quando se fala em estabilização de taludes, a litologia que compõe o mesmo, com seus parâmetros são cruciais para obtenção de fatores de segurança representativos do cenário real. Nesse sentido, a definição do modelo geológico-geotécnico, na concepção de um projeto de estabilização deve ser a primeira etapa, subsidiada por investigações de campo e ensaios de laboratório. Para abordar a importância dessa etapa, este trabalho traz um estudo de caso envolvendo a estabilização de um talude de cava de mineração. Vale mencionar que, no passado, a ausência de boas práticas e tecnologias sustentáveis na mineração acabou por gerar passivos, sobretudo em cavas. Grande parte desses passivos se deve à ausência de controle das águas superficiais, que contribuiu para o surgimento de muitos processos erosivos. Este trabalho avalia um talude localizado em uma parede de uma cava paralisada, que possui aproximadamente 210,0 metros de altura. A área sofreu uma ruptura significativa, com uma altura de 110,0 metros e uma largura média de 90,0 metros, devido à ação das águas pluviais e à falta histórica de dispositivos de drenagem, resultando na perda da geometria original de seus bancos. A reconformação da região comprometida teve como principal desafio a busca de uma geometria que atendesse ao fator de segurança mínimo exigido de 1,30 de forma emergencial, ou seja em curto prazo, dada que sua exposição à ação da chuva poderia agravar a erosão. Assim, o estudo de caso mostra a concepção da solução em dois diferentes cenários: um primeiro, logo após evento, onde o baixo número de investigações e informações geológicas, resultaram num modelo geológico-geotécnico estimado. Nesse cenário, a busca por uma geometria estável indicou a necessidade de dispositivos de drenagem complementares para garantia da estabilidade; num segundo cenário, os resultados da campanha de investigação complementar permitiram aperfeiçoar o modelo geológico-geotécnico, sendo possível encontrar uma solução mais simples, eliminando a necessidade de dispositivos de drenagem complementares. Logo,a maior precisão do modelo, obtida com os resultados das investigações, permitiu otimizar a solução de estabilização, sendo necessária apenas a reconformação geométrica, trazendo ganhos sobretudo de tempo, dada emergencialidade do problema. Dessa forma, um projeto, mesmo com suas limitações de prazo, deve priorizar a etapa das investigações e concepção do modelo, pois assim, além de garantir a segurança de forma mais assertiva, contribui para melhor utilização dos recursos, evitando custos desnecessários, e até mesmo ganho de prazo em outras fases do projeto.

PALAVRAS-CHAVE: estabilização, cavas, modelo geológico-geotécnico, talude.

ABSTRACT: When it comes to slope stabilization, understanding the lithology and parameters that makes up the slope is indeed crucial for obtaining safety factors representative of the real scenario. When establishing the geological-geotechnical model for a slope stabilization project, the first step should be field investigations and laboratory tests. This work presents a case study involving the stabilization of a mining pit slope to show the importance of investigation stage. The historical impact of inadequate practices and unsustainable technologies in mining has left a legacy of liabilities, particularly in mining pits. These liabilities are due to the lack of surface water control, which has caused many erosion processes. This case involved a slope, located

on the wall of a paralyzed pit, which is approximately 210.0m high. This slope experienced a global rupture that reached a height of 110.0 meters and an average width of 90.0 meters. The rupture was triggered by the action of rainwater, which exploited the historical absence of proper drainage devices. As a result of this rupture, the slope has suffered a loss of geometry. The challenge was to stabilize the compromised area in the short term, ensuring a minimum safety factor of 1.30. This urgency arises due to the risk of further erosion caused by rain exposure. Thus, the case shows the design of the solution in two different scenarios: first scenario where the low number of investigations and limited geological information led to the creation of an estimated geological-geotechnical model. The solution found was slope rebates complemented by drainage devices to guarantee stability. In the second scenario, the results of the additional investigation campaign played a key role in refining the geological-geotechnical model. The refinement of the geological-geotechnical model through additional investigations resulted in a simpler solution, eliminating the need for additional drainage devices. Therefore, a project, even those with limited deadlines, must prioritize the investigation stage and geological and geotechnical aspects in any project. This is a strategic decision that brings multiple benefits and guarantees safety.

KEYWORDS: stabilization, pit, geological-geotechnical model, slope.

1 INTRODUÇÃO

No passado, grandes empreendimentos industriais se ergueram com foco na economia, deixando em segundo plano as questões ambientais e sociais, o que resultou no surgimento de problemas ambientais nas últimas décadas. Na mineração, há muitos passivos gerados em função da ausência de boas práticas sustentáveis, como em cavas de lavra desprovidas de controle das águas superficiais, o que contribui para o surgimento de processos erosivos. Por outro lado, ainda falando de cavas, existe uma ausência de um banco de dados consistente que permita a construção de um modelo geológico-geotécnico bem definido. Isso ocorre porque, no passado, as investigações eram, na maioria das vezes, voltadas para exploração, não trazendo as informações necessárias do ponto de vista geotécnico. Nesse sentido, hoje, muitos problemas que surgem nessas estruturas, na maioria voltadas para erosões e instabilidades, requerem soluções de estabilização imediatas, mas esbarram na insuficência de informações geológico-geotécnicas, limitando e/ou dificultando a definação da solução mais assertiva.

Segundo Stacey (2009), o modelo geotécnico é a base fundamental para todos os projetos de taludes, snedo ompilado a partir de quatro componentes: o modelo geológico; o modelo estrutural; o modelo do maciço rochoso (propriedades dos materiais); e o modelo hidrogeológico. No entanto, aspectos particulares de cada um desses componentes pode ser crítico para um projeto de taludes, dependendo de cada caso. Daí a importância de coletar o maior número de dados possíveis para melhor entendimento das variáveis envolvidas e, consequentemente, do cenário de projeto.

Contudo, do mesmo modo que se desenvolveram passivos devido a ausência de boas práticas sustentáveis, a engenharia também evoluiu ao longo das últimas décadas, trazendo inovações. Logo, surgiram tecnologias e soluções de engenharia modernas, trazendo uma variabilidade de recursos a serem adotados nos projetos. No entanto, voltando para o exemplo do tratamento de passivos em cavas antigas e desprovidas de um banco de dados geológico-geotécnico, muita das vezes essa variabilidade de recursos tecnologicos é explorada, como alternativa mais rápida para otimização do tempo de projeto e emergencialidade da obra, porém em detrimento da etapa de investigações. Assim, cria-se soluções de maior custo, que talvez não seriam necessárias, além de colocar em dúvida a eficiência da solução, visto que quanto maior o conhecimento das varáveis envolvidas no problema, maior o sucesso na defição das tratativas.

Com base no exposto, o estudo de caso aqui apresentado irá abordar como foram conduzidas as tratativas de uma ruptura global num talude de aproximadamente 210,0m de altura, parte de uma parede de uma cava paralisada (Figura 1). Essa ruptura, com 110,0m de altura e largura média de 90,0m, ocorreu em função da ação de águas pluviais, dado a ausência histórica de dispositivos de drenagem, com perda da geometria de seus bancos. O cenário em questão exigiu ações imediatas, tanto pelo risco de exposição da área ao agravamento, quanto pelas restrições impostas no entorno, uma vez que atividades na estrutura tiveram de ser limitadas e acessos nas proximidades colocados em atenção. Contudo, a ausência de um modelo geológico-geotécnico definido para área do talude afetada, com baixo número de informações disponíveis, tornou-se um desafio,

uma vez que as ações deveriam ocorrer em curtissímo prazo, dada a susceptibilidade do material a ação do intemperismo causado pelas chuvas.

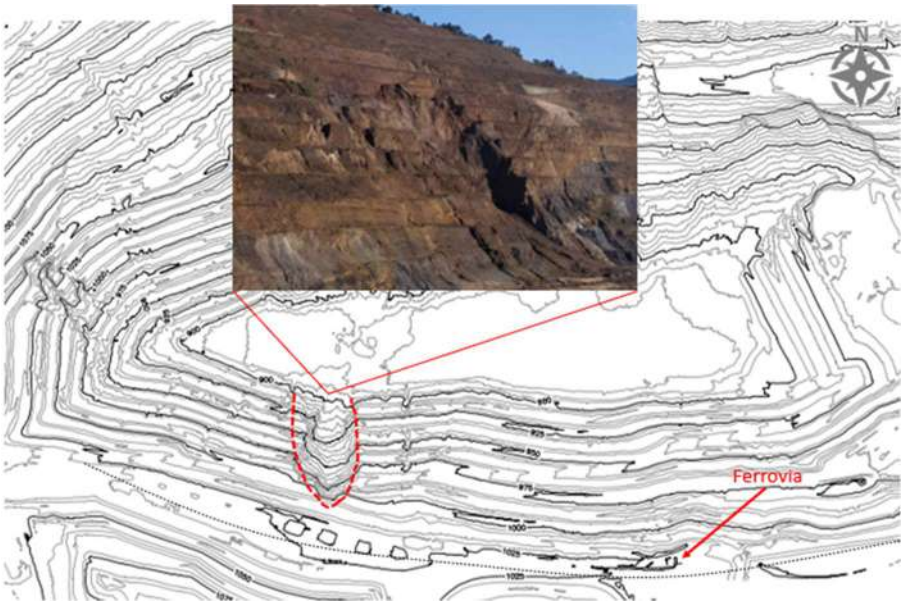


Figura 1. Locação da ruptura na cava.

2 METODOLOGIA

Em função do curtíssimo prazo necessário para o início das obras, antes do próximo período chuvoso, foram estabelecidos dois cenários de projeto: um primeiro (Cenário 1), onde seriam estudadas alternativas de estabilização com um modelo geológico-geotécnico estimado, enquanto se daria uma campanha de investigações complementares em paralelo; e um segundo (Cenário 2), onde o modelo geológico-geotécnico passaria por reinterpretação, de posse dos resultados da campanha de investigações complementares, sendo a alternativa definida no primeiro cenário reavaliada.

A principal alternativa escolhida para estabilização do talude atingido pela erosão foi o retaludamento e a execução da drenagem superficial, devido a maior viabilidade para atendimento ao prazo, ou seja, menor tempo de mobilização de equipamentos e mão de obra e maior produtividade. Assim, o desafio do projeto seria a definição de geometria capaz de atingir o fator de segurança mínimo exigido de 1,30 necessário para a estabilização, incluindo a avaliação da necessidade de outros recursos necessários para tal, e considerando ainda a limitação de espaço para as escavações, em função das restrições no entorno (acessos e ferrovia nas proximidades).

Para as análises de estabilidade foram consideradas as seguintes premisssas:

- Nível d'água traçado com base no histórico de leituras de instrumentos instalados na região em questão da cava (indicadores de nível d'água e piezômetros) e estimado nas região próxima à face do talude;
- Os parâmetros de resistência dos materiais obedeceram ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb e foram obtidos com base em ensaios de caracterização (análise granulométrica com sedimentação, massa especifica real dos grãos, massa específica aparente, limites de Atterberg e teor de umidade) e ensaios mecânicos (cisalhamento direto, compressão triaxial consolidado drenado – CID e consolidado e não-drenado – CIU);
- Análises realizadas com o *software* Slide, da Rocscience, pelo método de fatias propostos por Spencer e GLE/Morgenstern-Price, considerando superfícies potenciais de ruptura não-circular;
- Realização de análise de estabilidade em quatro seções geológico-geotécnicas representativas na região da ruptura e no seu entorno, considerando, ainda, o carregamento externo em função das composições ferroviárias de 140,0 kPa, distribuída com 3,0m de largura, e carregamento distribuído contínuo de 20,0 kPa, com largura de 15,0m, devido a existência de acesso com trânsico de máquinas e equipamentos;

- Fator de Segurança (FS) mínimo aceitável de 1,3, dada a emergencialidade, tendo por base a metodologia apresentada no item 7.3.7.2 da NBR 11.682 (2009), que preconiza o FS mínimo para deslizamento a partir de uma análise conjunta dos "níveis de segurança contra danos materiais e ambientais" e do "nível de segurança contra danos a vidas humanas". Ambos os níveis podem ser avaliados como "baixo", "médio" ou "alto". Uma vez classificados estes níveis de segurança, utilizou-se da Tabela 1 para a definição do FS. As classificações adotadas levaram em conta o caráter de descomissionamento da cava, ou seja, após a conclusão do projeto, o acesso de pessoal na área será restrito e feito de forma eventual pelas equipes de inspeção e manutenção, uma vez trata-se de estrutura paralisada.

Tabela 1. Fatores de segurança mínimos para deslizamento

Nível de segurança desejado contra danos a vidas humanas / Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte - NBR 11.682, 2009. p. 18.

Vale mencionar que na escolha da metodologia para definição do fator de segurança mínimo aceitável foi levado em conta as necessidades da mina e os riscos envolvidos. Nesse sentido, Wesseloo e Read (2009) comentam que na mineração a céu aberto, os critérios de aceitação do proprietário é que formam a base de um projeto de talude, devendo refletir o perfil de risco corporativo. Segundo o mesmo, inerentemente, o esperado é que o sistema seja otimizado para atender às necessidades essenciais de segurança, retorno financeiro e meio ambiente. No nosso caso os critérios de aceitação (fator de segurança mínimo) foram baseados nos riscos envolvendo atividades da mina e acessos no entorno, que poderiam ser comprometidos a nível de segurança e operação da ferrovia, que impacta em aspectos econômicos.

3 RESULTADOS

A seguir são apresentados os resultados obtidos para os dois cenários estabelecidos. Importante ressaltar que a estratégia estabelecida teve por objetivo primordial o quesito tempo, com o projeto sendo desenvolvido pari passu às investigações geotécnicas complementares, sendo seus resultados incorporados na definição dos parâmetros.

3.1 Cenário 1

3.1.1 Modelo geológico-geotécnico estimado

No primeiro cenário, devido a ausência de informações, o modelo geológico-geotécnico foi estimado, incluindo os parâmetros de resistência dos materiais. Na Tabela 2 é possivel observar a variabilidade dos horizontes litológicos e os respectivos parâmetros dos materiais para este cenário.

Tabela 2. Parâmetros – Cenário 1

Material	Cor	Peso Específico (kN/m³)	Coesão (kpa)	Ângulo de Atrito (graus)	Razão de resistência
Hematita Friável IV		30	120	45	
Itabirito Friável Silicoso V		26	55	36	
Itabirito SC Silicoso Talcoso IV		30	80	34	
Hematita Friável Talcosa V		20	0	20	
Pilha de Estéril		18	7	28	
Itabirito Compacto Silicoso III		32	200	40	
Hematita Friável V		30	90	43	
Talco Xisto V		18	25	22	
Sedimento		20			0,22
ISD		21	27,5	41	
ISD-CIU		24	75	33	
Aterro Compactado		19	15	28	

3.1.2 Alternativa inicial

Neste cenário, com modelo geológico-geotécnico estimado, a geometria estável encontrada indicou a necessidade de dispositivos complementares, Drenos Horizontais Profundos (DHPs), para garantia da estabilidade (Figura 2). A função dos DHPs seria o rebaixamento nível d'água contribuindo para melhoria do fator de segurança.

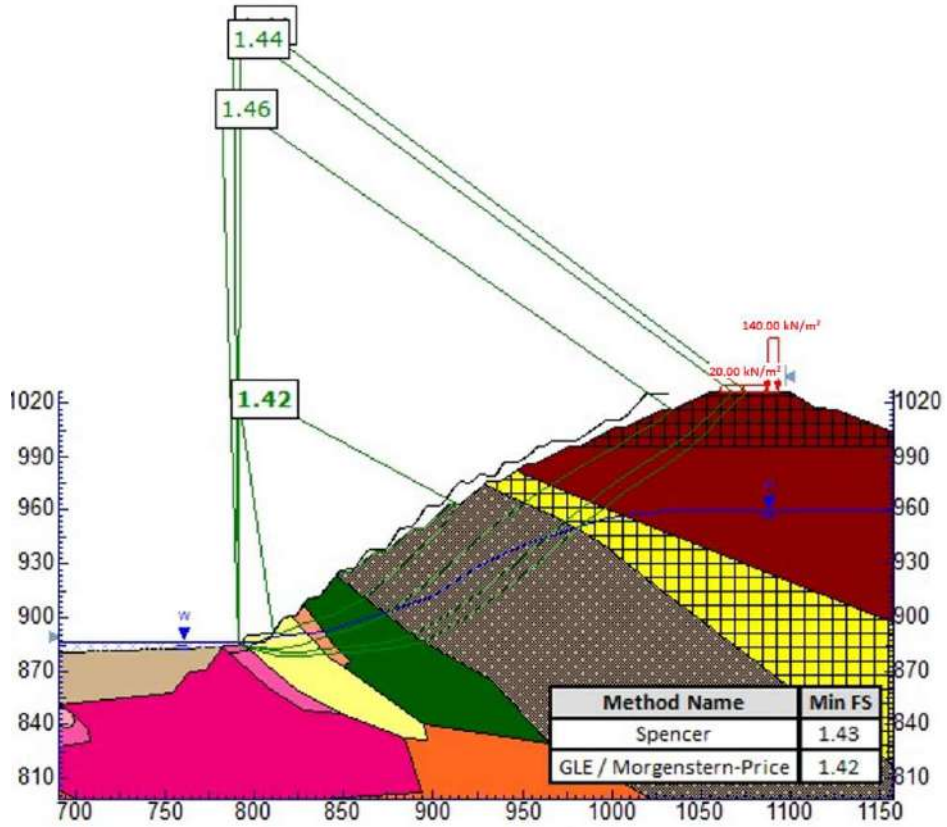


Figura 2. Geometria de retaludamento com complemento de DHP – modelo estimado

3.2 Cenário 2

3.2.1 Modelo geológico-geotécnico validado pelas investigações

Neste cenário, o modelo adotado no primeiro cenário foi reavaliado com base nos resultados das investigações complementares, e melhor aferimento do nível d'água, mostrando diferença significativa em relação ao estimado. Os novos parâmetros são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros – Cenário 2

Material	Cor	Peso Específico (kN/m³)	Coesão (kpa)	Ângulo de Atrito (graus)	Razão de resistência
Itabirito Friável Silicoso V		26	55	35	
Formação SG		20	60	30	
Aterro		20	10	32	
Itabirito SC Silicoso IV		26	100	38	
Xisto Manganesífero		20	51	36	
Sedimento		20			0,24

É valido ressaltar, como houve uma simplificação dos materiais em relação ao primeiro cenário, dado o número de informações mais assertivas advindas das investigações complementares, como pode ser observado na Tabela 3 e Figura 3.

3.2.2 Geometria final

Com o novo modelo, mais os parâmetros de resistência obtidos por ensaio, a geometria foi alterada, sendo encontrado FS satisfatório sem a necessidade de dispositivos complementares.

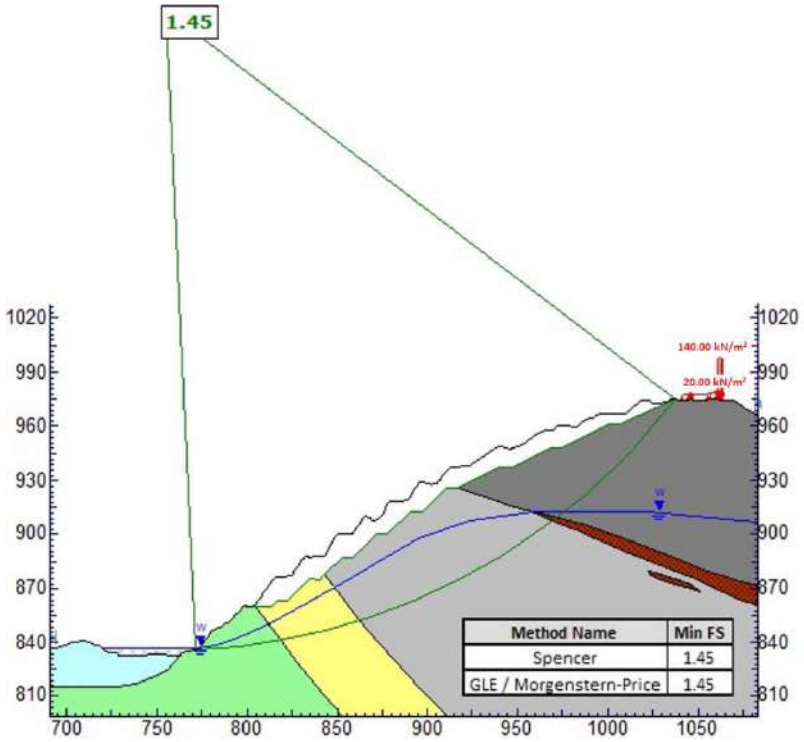


Figura 3. Geometria de retaludamento – modelo final

4 CONCLUSÃO

As cavas de mineração mais antigas, por serem resultado de um processo exploratório sem priorizar medidas sustentáveis, acabaram sofrendo maiores efeitos da ação do intemperismo ao longo do tempo, agravado pelo baixo investimento em investigações voltadas para controle mitigatório e monitoramento. Assim, muitos casos de erosões acabam sendo um desafio para os projetos pela sua complexidade e necessidade emergencial de tratativas.

Nesse sentido, através do estudo de caso aqui apresentado, fica evidente a importância das investigações como ferramenta necessária para determinação de um modelo geológico-geotécnico bem definido, capaz de embasar com maior assertividade uma alternativa de estabilização. Através da exploração dos recursos de engenharia disponíveis no mercado, no cenário 1, foi possível chegar a uma alternativa que atendesse as necessidades, porém, exigindo maior tempo para mobilização de recursos e maior custo. No cenário 2, por sua vez, viu-se uma otimização do primeiro, com eliminação dos dispositivos auxiliares (DHPs), chegando a uma geometria satisfatória e com menor prazo e custo.

O trabalho mostra não apenas a importância das investigações na fase de projeto, reduzindo as incertezas quanto ao modelo geológico-geotécnico base, mas também reforça a necessidade de traçar uma estratégia adequada diante de casos de maior complexidade. Diante de um evento de instabilidade, por exemplo, o primeiro passo é observar o cenário e mapear todas as variáveis possíveis, bem como riscos e impactos. Com isso, é possível traçar as ações dentro do tempo adequado, sem prejuízo as etapas cruciais do projeto, tal como a fase de investigações, além de estabelecer premissas em conformidade com o cenário. Foi visto no estudo de caso apresentado, que um menor fator de segurança mínimo foi estabelecido em função de condicionantes do cenário (cava paralisada, com tendência a menor acesso de pessoas) e da emergencialidade de atuação, sendo um bom exemplo de olhar crítico ao problema.

Vale ressaltar, ainda, que o exemplo aborda uma solução emergencial, logo, finalizada essa etapa, com o impedimento da evolução da erosão e a adoção de medidas preventivas, como a condução adequada das águas pluviais por meio dos dispositivos hidráulicos superficiais, tem-se um ganho de tempo para que no futuro sejam pensadas em novas alternativas que venham a propor melhores condições de estabilidade aos taludes da cava. Neste caso, com os riscos reduzidos, projetos a médio e longo prazo poderão ser implementados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Stacey P. Fundamentals of Slope Design (2009). In: Read. J. and Stacey P. *Guidelines for open pit slope design*. Australia: CSIRO, Chapter 1, p. 16.

Wesseloo J. and Read J. Acceptance Criteria (2009). In: Read. J. and Stacey P. *Guidelines for open pit slope design*. Australia: CSIRO, Chapter 9, p. 236.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/761

Previsão da taxa de penetração do TBM através de abordagens de aprendizado de máquina

Dianelys Vega Ruiz
Pesquisadora de pós-doutorado, Escola Politécnica da USP, São Paulo, Brasil, dvegaruiz@usp.br

Tarcisio Barreto Celestino
Professor Doutor, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, São Paulo, Brasil, tbcelestino@gmail.com

Marcos Massao Futai
Professor Titular, Escola Politécnica da USP, São Paulo, Brasil, futai@usp.br

RESUMO: A máquina de perfuração de rocha, ou tuneladora (TBM), é uma máquina de engenharia para escavação de túneis subterrâneos em ambientes geológicos complexos. A previsão do desempenho do TBM é um fator essencial para o planejamento, estimativa de custos e para garantir o sucesso da excavação de túneis. A estimativa de parâmetros operacionais assim como as propriedades da rocha e as características do maciço rochoso, são fundamentais para definir a condição ideal de operação de uma tuneladora. A taxa de penetração tem sido definida na literatura como a principal medida do desempenho do TBM e é usada para avaliar a viabilidade de usar uma tuneladora em uma determinada condição de solo e prever a taxa de avanço. Incorporar os efeitos do tipo de rocha em modelos de previsão de desempenho pode melhorar a precisão das estimativas. Por esse motivo, vários tipos de modelos, teóricos e empíricos tem sido propostos na literatura. Contudo, a estimativa precisa do desempenho da máquina ainda pode ser um desafio, principalmente em condições geológicas complexas, uma vez que diferentes tipos de rochas respondem de forma diferente a forças de corte do TBM. Nesse sentido, o objetivo deste trabalho é apresentar abordagens mais modernas baseadas em aprendizado de máquina com o intuito de encontrar modelos preditivos mais precisos da taxa de penetração do TBM.

PALAVRAS-CHAVE: desempenho do TBM, perfuradora de túneis, taxa de penetração, modelo preditivo.

ABSTRACT: The rock boring machine, or tunnel boring machine (TBM), is an engineering machine for excavating underground tunnels in complex geological environments. Predicting the TBM performance is an essential factor for planning, cost estimation and ensuring the success of tunnel excavation. The estimation of operational parameters, as well as the rock properties and the rock mass characteristics, are fundamental to defining the ideal operating condition of a tunneling boring machine. The penetration rate has been defined in the literature as the main measure of TBM performance, and it is used to evaluate the feasibility of using a tunnel boring machine in a given ground condition and to predict the advance rate. Incorporating the effects of rock types into performance prediction models can improve the estimates accuracy. For this reason, several theoretical and empirical models have been proposed in the literature. However, the accurate estimation of the TBM performance is still a challenge, especially in complex geological conditions, as different rock types respond differently to TBM cutting forces. In this regard, this work aims to present modern approaches based on machine learning to predict TBM penetration rate with higher accuracy.

KEYWORDS: TBM performance, tunnel boring machine, penetration rate, predictive model

1 INTRODUÇÃO

A tunneladora é uma máquina usada para a escavação de túneis com uma cabeça de corte circular equipada com cortadores de disco, brocas de arrasto, raspadores e facas de corte (Figura 1). No passado, métodos convencionais de escavação de túneis, como métodos de perfuração e explosão e/ou escavadeiras mecânicas eram frequentemente empregados. Hoje em dia, com os avanços na tecnologia de TBMs, o uso de TBMs tem aumentado significativamente (YOUNG KO; MO SON; KON KIM, 2017).

(a) (b)

Figura 1. TBM de blindagem dupla (double-shield) (a) durante a montagem e (b) uma visão da cabeça de corte (HASSANPOUR et al., 2009).

Os TBMs são usados para escavar em quase todos os maciços rochosos e sob condições geológicas variadas, variando desde solo mole a rochas duras. Os TBMs tornaram-se uma alternativa aos métodos tradicionais, trazendo várias vantagens que incluem a rápida escavação e taxas de avanço em comparação com métodos alternativos, oferecendo uma condição de trabalho mais segura. A previsão de desempenho de TBMs e a determinação de alguns parâmetros de projeto são elementos críticos no planejamento de um projeto de escavação mecânica pois tornaram-se cruciais para garantir o sucesso da operação de TBMs em rocha dura (MIRAHMADI; TABEEI; DEHKORDI, 2017).

A taxa de penetração é a principal medida do desempenho do TBM e é usada para avaliar a viabilidade de usar uma tuneladora em uma determinada condição de solo e prever a taxa de avanço da mesma. Os principais parâmetros na estimativa do desempenho da máquina são resistência da rocha, tenacidade, descontinuidade no maciço rochoso, tipo de TBM e suas especificações, entre outros. É importante definir uma penetração adequada em projetos de TBM para melhorar a eficiência do túnel, mas ainda há falta de estratégias otimizadas de penetração. Os operadores de TBM tendem a ajustar os parâmetros operacionais para atingir o máximo penetração, levando a um desgaste severo do cortador em túneis de rocha dura. Por isso, torna-se fundamental compreender os fatores que influenciam esse parâmetros, o que permite uma estimativa mais precisa dos tempos de parada e escavação.

Prever a taxa de penetração é de importância crucial para projetos de mineração e civis, pois pode minimizar os riscos associados aos custos de capital (XU et al., 2019). No entanto, é uma tarefa complexa e desafiadora devido à interação entre a tuneladora e o maciço rochoso. Muitos estudos destacam o uso de técnicas empíricas e teóricas na previsão do desempenho do TBM (HASSANPOUR et al., 2009), (STYPULKOWSKI; BERNARDEAU; JAKUBOWSKI, 2018), (PAN et al., 2019), (BENATO; ORESTE, 2015). Contudo, a estimativa precisa da taxa de penetração ainda pode ser um desafio, principalmente em condições geológicas complexas, devido à variabilidade de tipos de solos e rochas.

Na atualidade, com o aumento do desenvolvimento de técnicas computacionais, vários autores tem aplicado abordagens baseadas em aprendizado de máquina para previsão do desempenho de TBMs com resultados satisfatórios (XU et al., 2019), (KOOPIALIPOOR et al., 2019), (SALIMI et al., 2016), (FU; ZHANG; SONG, 2022), (EFTEKHARI; EFTEKHARI, 2022). Deve-se mencionar também que as capacidades de desempenho dos modelos de múltiplas variáveis são superiores às dos modelos de uma única variável. Isso se deve ao uso de parâmetros de entrada mais relacionados. Portanto, parece que as técnicas de inteligência

artificial (IA) e aprendizado de máquina (ML) podem ser a melhor escolha a ser aplicada para prever o desempenho do TBM usando vários parâmetros de entrada (XU et al., 2019).

Baseado nas premisas anteriores, este trabalho tem por objetivo testar duas abordagens bem conhecidas de aprendizado de máquina, Máquina de Vetores de Suporte (SVM) e Regressão do Processo Gaussiano (GPR), e avaliar seu uso como modelos preditivos da taxa de penetração do TBM. Para isso, são selecionados e analisados dois bancos de dados da literatura.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Banco de dados 1

O Queens Water Tunnel # 3, estágio 2 possui cerca de 7,5 km de comprimento e 7,0 m de diâmetro, foi escavado abaixo do Brooklyn e do Queens a uma profundidade média de 200 m abaixo do nível do mar no condado de Queens, no centro-oeste, usando um TBM de alta potência. Testemunhos de rocha foram retirados do lado do túnel em 151 locais diferentes ao longo do túnel de rocha dura fraturada, a fim de realizar testes de propriedades mecânicas de rocha intacta e testes de penetração de punção. Da mesma forma, os dados de campo do TBM foram analisados para obter a taxa de penetração do TBM em cada local de amostragem. Assim foi estabelecido o banco de dados composto pelos seguintes parâmetros: 1) resistência à compressão uniaxial (UCS), 2) resistência à tração do ensaio brasileiro (BTS), 3) índice de inclinação de pico ou Peak Slope Index (PSI), 4) orientação dos planos de fratura (β), 5) distância entre os planos de fratura (DPW) e 6) taxa de penetração do TBM (PR). Na tabela 1 mostra-se a descrição estatística deste banco de dados.

Tabela 1. Descrição estatística do banco de dados 1 (Fonte: YAGIZ, 2008)

	UCS (MPa)	BTS (MPa)	PSI (kN/mm)	β (º)	DPW (m)	PR (m/h)
Min	118.3	6.7	25	2	0.05	1.27
Máx	199.7	11.4	58	89	2	3.07
Média	149.88	9.55	34.64	44.57	1.02	2.05
Desvio	22.02	0.86	8.39	23.13	0.64	0.36
Variança	484.76	0.74	70.45	534.95	0.41	0.13

Número de mostras: 153

2.2 Banco de dados 2

O túnel PSRWT[1] foi escavado na área montanhosa da Península da Malásia com uma faixa de elevação de 100 a 1400 m. Três seções do túnel foram planejadas para excavação com TBM. Para estabelecer o banco de dados, os dados coletados foram divididos em duas categorias: (a) observações de campo e (b) testes de laboratório. No total, uma distância de 12649 m do túnel PSRWT para diferentes TBMs foi investigada. Para isso, foram selecionados segmentos com comprimento típico de 10 m e, por fim, foram observados/medidos 1286 segmentos. Vários parâmetros tais como o grau de intemperismo, resistência do maciço rochoso, espaçamento de descontinuidades, número de famílias de juntas, energia de perfuração, entre outros foram medidos e registrados cuidadosamente em cada segmento. Além disso, foram realizados testes de laboratório em mais de 150 amostras de blocos coletadas no local do túnel. O banco de dados usado neste estudo está composto por: 1) índice de qualidade de rocha (RQD), 2) Rock Mass Rating(RMR), 3) resistência à compressão uniaxial (UCS), 4) resistência à tração do ensaio brasileiro (BTS), 5) força de impulso da cabeça de corte (Fn), 6) revoluções por minuto (RPM) e 7) taxa de penetração (PR). Na tabela 2 mostra-se a descrição estatística deste banco de dados.

[1] Pahang-Selangor raw water transfer (PSRWT)

Tabela 2. Descrição estatística do banco de dados 2 (Fonte: KOOPIALIPOOR et al., 2019)

	RQD (%)	UCS (MPa)	RMR	BTS (MPa)	Fn (kN)	RPM (rev/min)	PR (m/h)
Min	10	49	46	4.69	107.39	4.83	1.28
Máx	95	185	95	15.1	511.53	11.79	3.75
Média	54.96	120.53	69.69	9.47	278.16	8.58	2.4
Desvio	27.09	36.78	12.92	2.44	122.11	2.29	0.53
Variança	733.66	1352.56	167.03	5.97	14910.55	5.23	0.29

Número de amostras: 100

2.3 Metodologia

Os bancos de dados apresentados anteriormente foram utilizados para treinar e validar os diferentes algoritmos de aprendizado de máquina. Para isso foi utilizado o Regression Learner App da caixa de ferramentas de estatística e aprendizado de máquina do software MATLAB R2022a, que permite treinar de forma manual ou automática modelos de regressão para prever dados usando aprendizado de máquina supervisionado. Como parte do estudo, foi realizada uma análise multivariada com os bancos de dados selecionados por meio de *Support Vector Machine* (SVM) e *Gaussian Process Regression* (GPR). Os parâmetros de entrada e saída dos modelos analisados são mostrados na Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros de entrada e saída dos modelos testados

Banco de dados	Fonte	Entrada	Saída
1	(YAGIZ, 2008)	UCS, PSI, β, DP	PR
2	(KOOPIALIPOOR et al., 2019)	RQD, UCS, BTS, RMR, TF, RPM	PR

Neste trabalho, o coeficiente de determinação (R^2), o Erro Médio Quadrático (MSE), a Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE) e o Erro Médio Absoluto (MAE) são utilizados para avaliar a acurácia e eficiência dos modelos, os quais são calculados de acordo com as seguintes expressões

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n}(X_i-\bar{X})\cdot(Y_i-\bar{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(X_i-\bar{X})^2\cdot(Y_i-\bar{Y})^2}} \quad (1)$$

$$MSE = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{n}(X_i - Y_i)^2 \quad (2)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{n}(X_i - Y_i)^2} \quad (3)$$

$$MAE = \frac{1}{N}|X_i - Y_i| \quad (4)$$

onde X_i e Y_i são os valores previstos e medidos da observação *i* analisada, N é o número de observações e, $\bar{X}$ e $\bar{Y}$ são a média dos valores previstos e medidos, respectivamente.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste estudo foram aplicadas técnicas modernas de aprendizado de máquina para tentar encontrar modelos preditivos de taxa de penetração de TBM mais precisos. Dentre as técnicas modernas, SVM e GPR são abordagens poderosas e capazes de resultar em achados mais realistas no processo de previsão. Portanto, esses métodos foram aplicados para predição do desempenho do TBM. Os resultados obtidos para cada modelo e banco de dados são mostrados nas Tabelas 4 e 5.

Tabela 4. Resultados dos modelos de SVM e GRP para prever o PR com o Banco de dados 1

Modelo	RMSE	R^2	MSE	MAE	Hiperparâmetros
SVM Linear	0.2343	0.58	0.055	0.1927	Kernel function linear, kernel scale automatic, box constraint automatic, epsilon automatic, standarsize data=true
SVM Quadratic	0.2269	0.61	0.051	0.1921	Kernel function quadratic. kernel scale automatic, box constraint automatic, epsilon automatic, standarsize data=true
SVM Cubic	0.2178	0.64	0.047	0.1751	Kernel function cubic, kernel scale automatic, box constraint automatic, epsilon automatic standarsize data=true
SVM Fine Gaussian	0.2993	0.32	0.09	0.2257	Kernel function Gaussian, kernel scale 0,5, box constraint automatic, epsilon automatic, standarsize data=true
SVM Medium Gaussian	0.2254	0.61	0.051	0.1838	Kernel function Gaussian, kernel scale 2, box constraint automatic, epsilon automatic, standarsize data=true
SVM Coarse Gaussian	0.2589	0.49	0.067	0.2069	Kernel function Gaussian, kernel scale 8, box constraint automatic, epsilon automatic standarsize data=true
GPR Rotational Quadractic	0,2149	0,65	0,046	0,1803	Basis function constant, Kernel function Rotational Quadratic, use isotropic kernel: true, Kernel scale automatic, signal standard deviation automatic, sigma automatic, standarsize data=true, Optimize numeric parameters: true
GPR Squared Exponential	0,2149	0,65	0,046	0,1803	Basis function constant, Kernel function Squared Exponential, use isotropic kernel: true, Kernel scale automatic, Signal standard deviation automatic, sigma automatic, standarsize data=true, Optimize numeric parameters: true
GRP Matern 5/2	0,213	0,65	0,045	0,178	Basis function constant, Kernel function Matern 5/2, use isotropic kernel: true, Kernel scale automatic, Signal standard deviation automatic, sigma automatic, standarsize data=true, Optimize numeric parameters: true
GPR Exponential	0,2112	0,66	0,045	0,1736	Basis function constant, Kernel function Exponential, use isotropic kernel: true, Kernel scale automatic, Signal standard deviation automatic, sigma automatic, standarsize data=true, Optimize numeric parameters: true

Como pode ser observado na Tabela 4, os valores de R^2 variaram na faixa de 0,32-0,66 para os dez algoritmos usando o banco de dados 1. O GRP forneceu o melhor resultado, sendo o valor de R^2 igual a 0,66. O melhor R^2 obtido neste estudo é igual ao reportado por (YAGIZ, 2008) que usou regressão linear por forward stepwise, podendo-se concluir que as técnicas utilizadas na análise deste banco de dados não trouxeram melhoria com respeito ao modelo de (YAGIZ, 2008).

Por outro lado, na Tabela 5 mostra-se que os resultados obtidos a partir da análise do banco de dados 2 forneceram valores de R^2 variando na faixa de 0,71-0,94 para os dez algoritmos testados. De igual forma, o GRP forneceu o melhor resultado, com valor de R^2 igual a 0,94. Em comparação aos resultados obtidos por (KOOPIALIPOOR et al., 2019), que usou redes neurais artificias (ANN) e redes neurais profundas (DNN) para estimar a taxa de penetração e, obteve como melhores valores de R^2=0,72 e R^2=0,93 para ANN e DNN, respectivamente, os modelos preditivos através de SVM e GPR mostram-se mais precisos. No entanto, a

seleção do melhor modelo preditivo é um desafio, uma vez que os valores obtidos para R^2 e RMSE são muito próximos entre si (KOOPIALIPOOR et al., 2019).

Tabela 5. Resultados dos modelos de SVM e GRP para prever o PR com Banco de dados 2

Modelo	RMSE	R^2	MSE	MAE	Hiperparâmetros
SVM Linear	0.1694	0.9	0.029	0.1282	Kernel function linear, kernel scale automatic, box constraint automatic, epsilon automatic, standarsize data=true
SVM Quadratic	0.1621	0.91	0.026	0.116	Kernel function quadratic. kernel scale automatic, box constraint automatic, epsilon automatic, standarsize data=true
SVM Cubic	0.1484	0.92	0.022	0.1098	Kernel function cubic, kernel scale automatic, box constraint automatic, epsilon automatic standarsize data=true
SVM Fine Gaussian	0.2905	0.71	0.084	0.2304	Kernel function Gaussian, kernel scale 0,61, box constraint automatic, epsilon automatic, standarsize data=true
SVM Medium Gaussian	0.1628	0.91	0.027	0.1168	Kernel function Gaussian, kernel scale 2,4, box constraint automatic, epsilon automatic, standarsize data=true
SVM Coarse Gaussian	0.1731	0.9	0.03	0.1323	Kernel function Gaussian, kernel scale 9,8, box constraint automatic, epsilon automatic standarsize data=true
GPR Rotational Quadractic	0,1599	0,91	0,026	0,1237	Basis function constant, Kernel function Rotational Quadratic, use isotropic kernel: true, Kernel scale automatic, signal standard deviation automatic, sigma automatic, standarsize data=true, Optimize numeric parameters: true
GPR Squared Exponential	0,1638	0,91	0,027	0,1295	Basis function constant, Kernel function Squared Exponential, use isotropic kernel: true, Kernel scale automatic, Signal standard deviation automatic, sigma automatic, standarsize data=true, Optimize numeric parameters: true
GRP Matern 5/2	0,1579	0,91	0,025	0,1231	Basis function constant, Kernel function Matern 5/2, use isotropic kernel: true, Kernel scale automatic, Signal standard deviation automatic, sigma automatic, standarsize data=true, Optimize numeric parameters: true
GPR Exponential	0,1327	0,94	0,018	0,099	Basis function constant, Kernel function Exponential, use isotropic kernel: true, Kernel scale automatic, Signal standard deviation automatic, sigma automatic, standarsize data=true, Optimize numeric parameters: true

Na Figura 2 mostram-se os diagrama de ajuste e os erros entre a taxa de penetração medida e prevista para os dois melhores modelos preditivos obtidos para cada banco de dados, e na Figura 3 mostram-se os diagramas de distribuição da taxa de penetração prevista e medida correspondentes para cada um desses modelos, respectivamente.

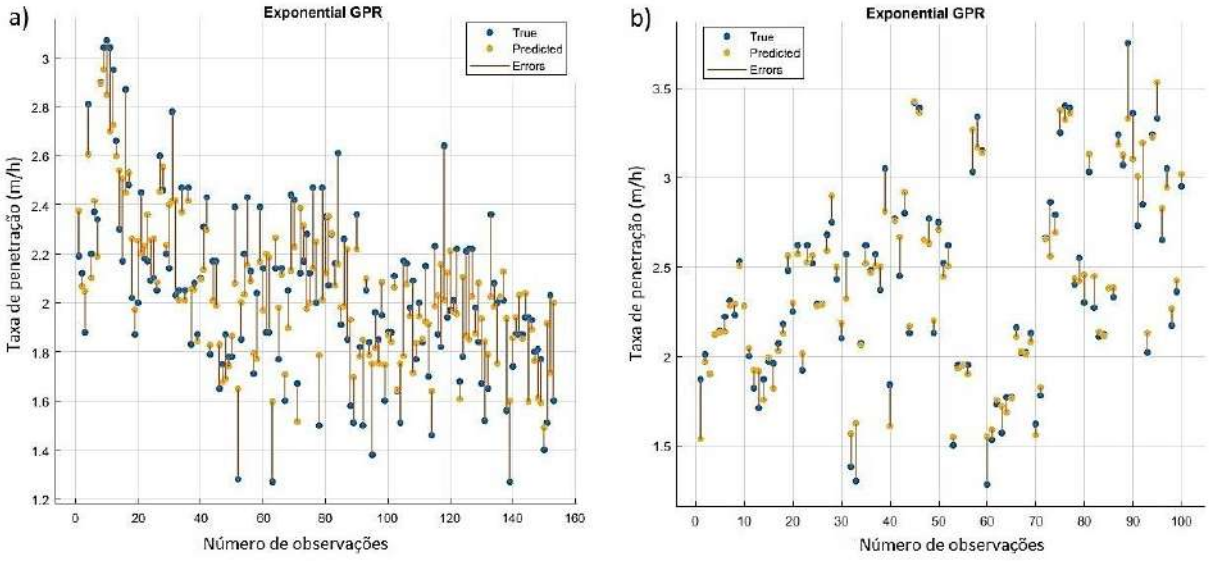


Figura 2. Diagrama de ajuste da Taxa de Penetração medida e prevista para o a)Banco de dados 1 e o b) Banco de dados 2.

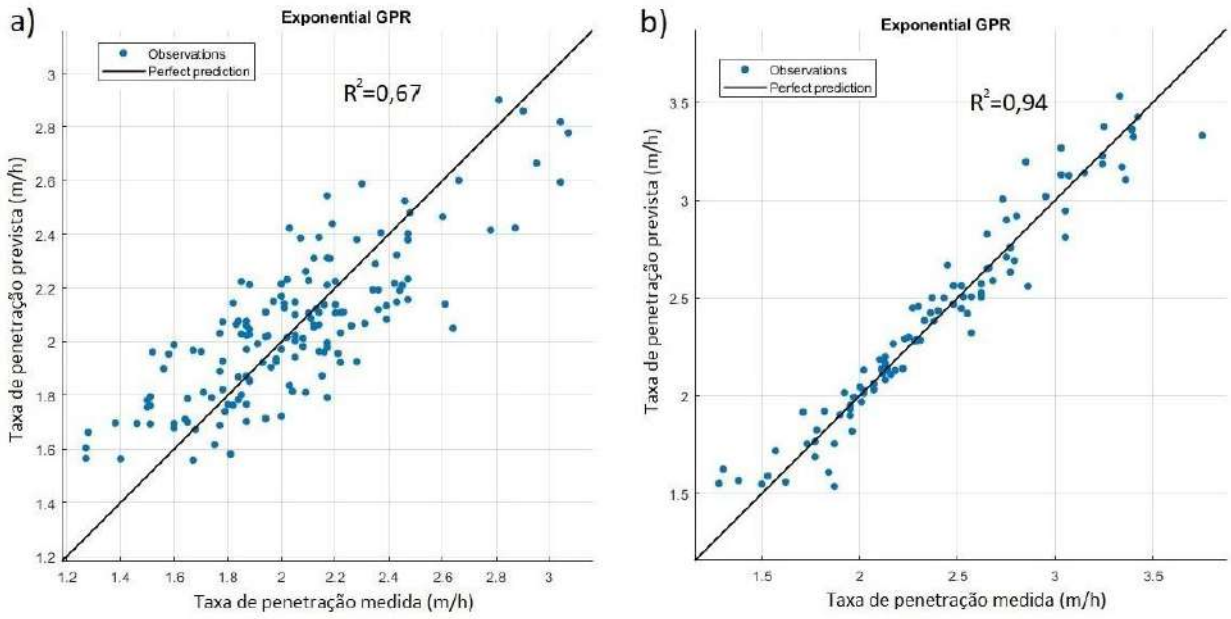


Figura 3. Diagrama de distribuição da taxa de penetração medida e prevista para o a) Banco de dados 1 e o b) Banco de dados 2.

3 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram avaliados modelos baseados em aprendizado de máquina para previsão da taxa de penetração do TBM. Para isso, foram adotados dois bancos de dados da literatura, correspondentes ao Queens Water Tunnel #3 em Nova York e o túnel PSRWT na Malásia. Os bancos de dados foram construídos principalmente a partir de dados de campo, parâmetros do TBM durante a escavação do túnel e ensaios em laboratório. Os dados foram então analisados por meio de Máquinas de Vetores de Suporte (SVM) e modelos de Regressão de Processo Gaussiano (GPR), considerando diferentes conjuntos de parâmetros de entrada e, a taxa de penetração (PR) estabelecida como parâmetro de saída. Os resultados mostraram que o melhor modelo predictivo foi o GPR exponencial, com valores obtidos de R^2 de 0,66 para o banco de dados 1 e 0,94

para o banco de dados 2, respectivamente. Baseado nisso, pode-se concluir que o método GPR exponencial tem a maior precisão (R^2 máximo e RMSE, MSE e MAE mínimos) entre todos os outros modelos preditivos avaliados neste estudo. Além disso os valores de R^2 obtidos neste estudo foram superiores aos obtidos por (KOOPIALIPOOR et al., 2019). Portanto, o método mostra-se uma ferramenta promisora para ser utilizada na previsão da taxa de penetração de TBMs em túneis. Contudo, para uma avaliação rigorosa destes algoritmos, a principal limitação continua sendo contar com suficientes dados de campo coletados durante excavação de túneis com TBM para diferentes condições geológicas, assim como parâmetros de diferentes tipos de máquinas em operação. Para trabalhos futuros, sugere- se avaliar outros algoritmos de aprendizado de máquina e a utilização de um banco de dados mais abrangente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BENATO, A.; ORESTE, P (2015). Prediction of penetration per revolution in TBM tunneling as a function of intact rock and rock mass characteristics. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 74, p. 119–127.

EFTEKHARI, M.; EFTEKHARI, N (2022). A Predictive Model for Estimating the TBM Penetration Rate Based on Hybrid ICA-ANN and DEA-AHP Algorithms. Geotechnical and Geological Engineering, v. 40, n. 6, p. 3191–3209.

FU, T.; ZHANG, T.; SONG, X (2022). A Novel Hybrid Transfer Learning Framework for Dynamic Cutterhead Torque Prediction of the Tunnel Boring Machine. Energies, v. 15, n. 8, p. 2907, 1.

HASSANPOUR, J. et al. (2009). Developing new equations for TBM performance prediction in carbonate-argillaceous rocks: a case history of Nowsood water conveyance tunnel. Geomechanics and Geoengineering, v. 4, n. 4, p. 287–297, 27.

KOOPIALIPOOR, M. et al. (2019). Application of deep neural networks in predicting the penetration rate of tunnel boring machines. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, v. 78, n. 8, p. 6347–6360, 17.

MIRAHMADI, M.; TABEEI, M.; DEHKORDI, M. S (2017). Estimation of the specific energy of tunnel boring machine using post-failure behaviour of rock mass.case study: karaj-tehran water conveyance tunnel in iran. Journal of Engineering Science and Technology, v. 12, n. 9, p. 2488–2503.

PAN, Y. et al. (2019). Full-Scale Linear Cutting Tests to Propose Some Empirical Formulas for TBM Disc Cutter Performance Prediction. Rock Mechanics and Rock Engineering, v. 52, n. 11, p. 4763–4783.

SALIMI, A. et al. (2016). Application of non-linear regression analysis and artificial intelligence algorithms for performance prediction of hard rock TBMs. Tunnelling and Underground Space Technology, v. 58, p. 236–246.

STYPULKOWSKI, J. B.; BERNARDEAU, F. G.; JAKUBOWSKI, J. (2018) Descriptive statistical analysis of TBM performance at Abu Hamour Tunnel Phase I. Arabian Journal of Geosciences, v. 11, n. 9, 30.

XU, H. et al. (2019) Supervised Machine Learning Techniques to the Prediction of Tunnel Boring Machine Penetration Rate. Applied Sciences, v. 9, n. 18, p. 3715, 6.

YAGIZ, S. (2008). Utilizing rock mass properties for predicting TBM performance in hard rock condition. Tunnelling and Underground Space Technology, v. 23, n. 3, p. 326–339.

YOUNG KO, T.; MO SON, S.; KON KIM, T (2017). Comparative study of TBM performance prediction models. ASEM 17 Anais... In: The 2017 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM 17). [s.d.].

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/762

Proposta de Metodologia Para Avaliação Integrada de Riscos em Taludes Devido a Instabilidades e Deslizamentos

Jhoan Sadith Paredes Panitz
Geólogo, TEC3, Belo Horizonte, Brasil, jpanitz@tec3engenharia.com.br

Fernando Portugal Maia Saliba
Engenheiro Civil, Belo Horizonte, Brasil, fsaliba@tec3engenharia.com.br

Lia Nogueira Garpelli
Geóloga, TEC3, Belo Horizonte, Brasil, lgarpelli@tec3engenharia.com.br

RESUMO: A identificação das áreas de risco tem por objetivo auxiliar o processo de setorização de regiões mais susceptíveis à ocorrência ruptura dos taludes, permitindo apontar, medidas para garantia da segurança geotécnica dos mesmos. A metodologia fundamenta-se em um método semi-quantitativo o qual atribui pesos à descrição qualitativa da probabilidade e das consequências, visando calcular o risco. A definição da probabilidade de ocorrência de um determinado evento geotécnico é realizada mediante o cálculo do índice de frequência (IF), que permite ponderar as avaliações semi-quantitativas das características e condições geotécnicas, hidráulicas e hidrogeológicas, bem como as condições dos próprios taludes. Por meio de uma categorização, é possível determinar a probabilidade de ocorrência do evento em questão. Para auxiliar na determinação das consequências, emprega-se a metodologia de *checklist* (Hamman, 2009), na qual são utilizadas questões específicas para avaliar o impacto de uma possível ruptura dos taludes sobre as estruturas ou pessoas diretamente afetadas. Esse questionário incluí itens de avaliação que permitem ponderar o grau de vulnerabilidade do elemento avaliado e antecipar suas prováveis consequências. O risco é definido com base na multiplicação da probabilidade do evento e suas consequências, sendo classificado em uma escala que varia de risco baixo a risco extremo.

PALAVRAS-CHAVE: Probabilidade, Consequência, Risco, Taludes.

ABSTRACT: The identification of risk areas aims to assist in the process of zoning regions more susceptible to slope failure, allowing for the identification of measures to ensure their geotechnical safety. The methodology is based on a semi-quantitative method that assigns weights to the qualitative description of likelihood and consequences, aiming to calculate risk. The definition of the likelihood of occurrence of a specific geotechnical event is determined by calculating the frequency index (FI), which allows for weighting semi-quantitative assessments of geotechnical, hydraulic, and hydrogeological characteristics and conditions, as well as the conditions of the slopes themselves. Through categorization, it is possible to determine the probability of the event occurring. To assist in determining the consequences, a checklist methodology is used (Hamman, 2009), which employs specific questions to assess the impact of a possible slope failure on structures or people directly affected. This questionnaire includes evaluation items that allow for weighting the vulnerability degree of the evaluated element and anticipating its probable consequences. Risk is defined based on the multiplication of the event's probability and its consequences, being classified on a scale ranging from low risk to extreme risk.

KEYWORDS: Likelihood, Consequence, Risk, Slopes.

1 INTRODUÇÃO

A identificação das áreas de risco tem por objetivo auxiliar o processo de setorização de regiões mais susceptíveis à ruptura e deslizamentos dos taludes, permitindo apontar eventuais problemas de estabilidade. Ademais, fornece subsídios para minimizar a ocorrência de acidentes, tomando as devidas precauções naquelas áreas onde o risco mostra-se mais iminente, além de auxiliar na definição das estratégias mais adequadas para reparação dos eventuais danos e prejuízos causados às obras de engenharia.

2 METODOLOGIA

A metodologia para determinação dos graus de risco dos taludes está baseada no método semi-quantitativo que aplica pesos ou escalas à descrição qualitativa da probabilidade e consequências para cálculo do risco. A proposta aqui apresentada consiste na superposição de informações relacionadas aos fatores mais determinantes à instabilidade dos taludes para identificação das consequências (impactos) nas estruturas, quantificação da possibilidade de ocorrência, cálculo do risco e posterior setorização.

2.1 Determinação da Probabilidade de Ocorrência

A definição da probabilidade de ocorrência de determinado evento geotécnico específico é realizada através do cálculo do índice de frequência (IF) que leva em consideração avaliações semi-quantitativas (Mavrouli et al. 2019) das características e condições geotécnicas, hidráulicas e hidrogeológicas dos taludes.

O IF é definido a partir de seis indicadores ou critérios de análise que descrevem as características determinantes na possibilidade de geração de eventos geotécnicos. Os seis critérios compreendem em:

- Classificação geotécnica do maciço (I_{RMR}) – com base nos critérios de Bieniawski (2011), o maciço é classificado em termos de sua qualidade geomecânica.
- Aspectos relacionados ao sistema de drenagem superficial (I_{DREN}) - relacionado principalmente com a resistência do material do talude. A ausência, por exemplo, de um sistema para condução da água superficial, poderá comprometer a estabilidade do talude de baixa resistência e eventualmente alto grau de alteração.
- Configuração geométrica e condição geotécnica dos taludes (I_{COND}) – são identificadas as possíveis discordâncias na configuração geométrica dos taludes expostos. Além disso, mediantes técnicas de análises cinemáticas, é verificada a presença de estruturas geológicas desfavoráveis às rupturas passiveis de acontecer.
- Condição de desmonte do maciço (I_{DSM}) – são verificadas as condições de fissuramento do maciço remanescente (presença de fendas abertas), existência de blocos pendurados, fogo estendendo-se além da área pré-estabelecida, etc. Neste caso, este critério somente é aplicável para maciços I a IV.
- Condições de segurança dos taludes (I_{SEG}) - são avaliadas as condições dos taludes identificando diversos problemas tais como estado das bermas (largura, ausência de limpeza, etc.), blocos pendurados, taludes negativos, presença de trincas, etc. Dados de inspeções e do monitoramento visual dos taludes podem ser utilizados como fonte de informações.
- Condições dos acessos (I_{ACS}) - são avaliadas as condições dos acessos, identificando diversos problemas tais como largura mínima, grau de curvatura, leiras de proteção, material escorregado que comprometa o trânsito de veículo e de equipamentos de manutenção e inspeção.

A classificação qualitativa da probabilidade de ocorrência é avaliada separadamente para cada ponto mapeado seguindo os critérios e pontuações apresentados na Tabelas 1 a 6.

Tabela 1. (I_{RMR}) Classificação geomecânica ($RMR_{básico}$).

Pontuação	Descrição
1	Maciço classe I-II
2	Maciço classe III
2	Maciço classe IV
4	Maciço classe V, solo e materiais friáveis

Tabela 2. (I_{DREN}) Sistema de drenagem superficial e saturação dos taludes – Classe V - Solo.

Pontuação	Descrição
1	Sistema de drenagem implantado em perfeitas condições de uso, talude seco.
2	Sistema de drenagem implantado, mas com pequenas falhas. Surgência de água no pé do talude.
3	Sistema de drenagem deficiente (canaleta e descidas obstruídas). Gotejamento.
4	Sem sistema de drenagem superficial ou ineficiente. Talude com fluxo contínuo de água.

Tabela 3. (I_{COND}) Configuração geométrica e condição geotécnica dos taludes

Pontuação	Descrição
$I_{COND.1}$	Taludes em Classe de Maciço V - Solo
1	Ângulo de face do talude ≤ 45° e altura do talude ≥ 5m e ≤10m. A direção do talude é desfavorável à formação de rupturas plano circulares ou talude com altura ≤5m.
2	Ângulo de face do talude ≤ 45°, e altura do talude ≥ 5m e ≤10m. A direção do talude é favorável à formação de rupturas plano circulares.
3	Ângulo de face do talude ≥45° e ≤55° e altura do talude ≥5m e ≤10m, ou ângulo de face ≤45° e altura do talude ≥10m.
4	Ângulo de face do talude ≥55° e altura do talude ≥5m, ou ângulo de face do talude ≥45° e altura do talude ≥ 10m.
$I_{COND.2}$	Taludes em Classe de Maciço I a IV
1	Não existe mecanismo para formar rupturas planar, cunha e tombamento. A direção do talude é favorável à estabilidade. Para Classe IV, o ângulo de face do talude ≤ 55°. Talude com altura ≤5m.
2	Existem mecanismos para a formação de pelo menos um tipo de ruptura. Para Classe IV, o ângulo do talude de bancada é ≥ a 55°.
3	Existem mecanismos para a formação de pelo menos dois tipos de ruptura.
4	Várias descontinuidades desfavoráveis. Existe mecanismo para formar três ou mais tipos de ruptura, onde a direção e inclinação do talude são favoráveis à instabilidade.

Tabela 4. (I_{DSM}) Condições do desmonte do maciço - Maciço I a IV

Pontuação	Descrição
1	Desmonte não provoca danos a face e bermas do talude remanescente em área superior a 90% da extensão do talude.
2	Danos leves à face do talude e berma remanescente em área específica não superior a 20% da extensão do talude.
3	Danos de intensidade moderada à face do talude e berma remanescente ou em áreas entre 20% a 40% da extensão do talude.
4	Desmonte provoca grandes danos a face e bermas do talude remanescente - superiores a 40% da extensão do talude.

Tabela 5. (I_{SEG}) Condições de segurança dos taludes

Pontuação	Descrição
1	Taludes limpos, sem blocos soltos, taludes revegetados e sem feições erosivas.
2	Material solto no pé e na crista do talude, evidência de escorregamentos, taludes com vegetação rasteira e com feições erosivas.

Pontuação	Descrição
3	Blocos soltos na face, taludes negativos, material escorregado, com perda de bermas, com feições erosivas e com estruturas de contenção parcialmente danificadas.
4	Taludes negativos, com presença de blocos soltos, com evidências de queda de blocos de rocha dos níveis superiores e presença de trincas. Taludes com feições erosivas, sem estruturas de contenção\proteção ou estruturas de contenção\proteção danificadas.

Tabela 6. (I_{ACS}) Condições dos acessos

Pontuação	Descrição
1	Acesso com largura conforme projeto, limpos, sem presença de blocos e com leiras de proteção.
2	Acesso com largura conforme projeto, porém com alguns trechos com largura inadequada, material solto no pé e blocos rolados. Com leiras de proteção.
3	Largura do acesso inferior ao projetado, escorregamentos de caráter localizado e blocos rolados, com perda de parte do acesso, com leiras de proteção. A área afetada apresenta um sistema de sinais de alerta e isolamento.
4	Perda do acesso, sem sinalização de perigo e alerta. Com presença de blocos soltos e trincas, com evidências de queda de blocos, sem leira de proteção. Existências de escorregamento e rupturas globais, comprometendo o trânsito de veículos e equipamentos de manutenção e inspeção. Presença de irregularidade no acesso.

A partir dos critérios descritos nas Tabela 1 a 6, o IF é dividido em dois grupos. Taludes conformados por classe de maciço V- Solo com o IF definido mediante a equação 1:

$$Índice\ de\ frequência_{Classe\ V}\ (IF_V) = \Sigma\ \frac{I_{RMR} + I_{DREN} + I_{COND.1} + I_{SEG} + I_{ACS}}{5} \quad (1)$$

Taludes conformados por classe de maciço I a IV, em que o índice de frequência (IF) é definido mediante a equação 2:

$$Índice\ de\ frequência_{Classe\ I-IV}\ (IF_{I-IV}) = \Sigma\ \frac{I_{RMR} + I_{COND.2} + I_{DSM} + I_{SEG} + I_{ACS}}{5} \quad (2)$$

A partir dos resultados obtidos fazendo-se uso das equações supracitadas, são definidas faixas de valores e os respectivos níveis de probabilidade de ocorrência conforme apresentado na Tabela 7.

Tabela 7. Probabilidade de ocorrência

Índice de Frequência (IF)	Probabilidade de ocorrência		
	Nível	Descrição	Detalhamento
≤1,4	1	Raro	Poderia ocorrer somente em circunstâncias excepcionais
1,4 – 2,0	2	Pouco provável	Poderia ocorrer algumas vezes
2,0 – 2,6	3	Possível	Deveria ocorrer algumas vezes
2,6 – 3,4	4	Provável	Provavelmente ocorrerá na maioria das circunstâncias
≥3,4	5	Quase certo	É esperado que ocorra na maioria das circunstâncias

2.2 Definição da Consequência

A determinação da consequência é realizada de forma qualitativa sendo avaliadas a presença de pessoas, estruturas civis e de mina nos taludes e na região onde uma eventual ruptura poderá impactar. Além

disso, é avaliado o possível nível de dano (vulnerabilidade) que um evento poderia ocasionar em função da sua severidade.

Para auxiliar na determinação da consequência, é utilizada a metodologia de *checklist* (Hamman, 2009) cuja aplicação é realizada em duas fases. Uma primeira fase consiste na definição de questões que permitam avaliar o impacto de um eventual evento de falha dos taludes nas estruturas diretamente afetadas ou na segurança das pessoas (vulnerabilidade do elemento em risco). Na segunda fase, pontuações individuais ou pesos são determinados para cada questão, fornecendo assim uma pontuação para avaliar o grau de vulnerabilidade/consequência do elemento, permitindo estimar o grau de dano causado pelo evento gerador do risco.

O questionário apresenta itens de avaliação que permite ponderar o grau de vulnerabilidade do elemento avaliado e questionar suas prováveis consequências. Os itens são baseados na análise de árvore de eventos proposta por Tapia (2007). As pontuações foram definidas em função do grau de importância do item analisado e estão apresentadas na Tabela 8.

Tabela 8. Questões avaliadas para a avaliação do impacto do evento nos elementos em risco.

N°	Metodologia Checklist - Questões Avaliadas	Pontuação		Pontuação Máxima
		Sim	Não	
1	O sistema de instrumentação está operacional? As estruturas\equipamentos são temporários?	0	5	5
2	São realizadas inspeções periódicas?	0	10	10
3	As inspeções visuais detectaram alguma movimentação?	10	0	10
4	Há indícios suficientes de anomalias que possam levar à ruptura (inspeção visual)?	10	0	10
5	Existe procedimento de evacuação?	0	10	10
6	O sistema de monitoramento identificou anomalias que possam levar à ruptura ou o sistema de monitoramento é inexistente?	15	0	15
7	As pessoas, equipamentos ou estruturas estão expostas?	20	0	20
8	Existe histórico de perdas de equipamentos, estruturas e danos a pessoas?	40	0	40
9	Há pelo menos uma fatalidade? Existe histórico de equipamentos destruídos?	50	0	50
	Pontuação Máxima (Total)			170

O impacto é calculado como uma porcentagem a partir da pontuação total obtida na avaliação e a máxima pontuação possível conforme apresentado na equação 3

$$Pontuação\ final_{Impacto} = \frac{Pontuação\ obtida}{Pontuação\ máxima}(\%) \quad (3)$$

A partir do resultado obtidos puderam ser definidos níveis de impacto conforme apresentados na Tabela 9.

Tabela 9. Definição do nível de consequência a partir do grau do impacto estimado.

Nível	Descrição	Grau do Impacto (%)	
1	Insignificante	0	15
2	Baixa	16	34
3	Moderada	35	50
4	Alta	51	75
5	Catastrófica	76	100

A definição qualitativa das consequências e sua possibilidade de ocorrência foi dividida em consequências humanas (pessoais) e de infraestruturas e equipamentos da mina, conforme indicado na Tabela 10.

Tabela 10. Definição qualitativa das consequências

Nível	Descrição	Consequência	
		Pessoais	Infraestruturas e Equipamentos
1	Insignificante	Sem ferimentos	Sem danos, sem horas de paralização nem reparos
2	Baixa	Primeiros socorros e tratamento ambulatório	Danos leves a parte da estrutura, com paralização das atividades, necessário manutenção e reparos, obstrução dos acesos, sendo necessário a remoção de material.
3	Moderada	Tratamento médico temporário sem afastamento	Afastamento temporário do equipamento para reparo, reconstrução parcial da infraestrutura, deslizamentos nos taludes ocasionando a paralização para limpeza e reconformação.
4	Alta	Lesões permanentes com afastamento	Perda total do equipamento, paralização temporária das atividades na mina, reconstrução total da estrutura, deslizamentos globais sendo necessário o retaludamento e reconformação das regiões afetadas ocasionando o fechamento das atividades em regiões pontuais da mina.
5	Catastrófica	Morte	Paralisação total das atividades.

2.3 Definição do Risco

O risco é definido em função da combinação da probabilidade do evento x consequência e classificado em quatro níveis:

- Risco Baixo (RA) - conduzido por procedimentos de rutina - risco aceitável;
- Risco moderado (RM) - requer atenção especial - risco aceitável com medidas de controle;
- Risco Alto (RA) - plano de ação requerido com acompanhamento permanente e;
- Risco Extremo (RE) - ação imediata, risco inaceitável.

Na Tabela 11 é apresentada uma matriz de risco qualitativa que avalia as implicâncias pessoais e materiais do elemento de risco avaliado.

Tabela 11. Matriz de avaliação de risco.

Probabilidade		Consequência				
		Insignificante	Baixa	Moderada	Alta	Catastrófica
		1	2	3	4	5
Raro	1	1 (RB)	2 (RB)	3 (RM)	4 (RM)	5 (RM)
Improvável	2	2 (RB)	4 (RM)	6 (RM)	8 (RA)	10 (RA)
Possível	3	3 (RM)	6 (RM)	9 (RA)	12 (RE)	15 (RE)
Provável	4	4 (RM)	8 (RA)	12 (RE)	16 (RE)	20 (RE)
Quase certo	5	5 (RM)	10 (RA)	15 (RE)	20 (RE)	25 (RE)

3 ESTUDO DE CASO

A metodologia proposta foi aplicada nos taludes dos acessos de uma mina localizada no estado de Minas Gerais. Inicialmente foi realizada uma consolidação dos dados existentes, verificação da topografia e de imagens satélite da área de estudo. O trabalho de campo consistiu no levantamento sistemático de dados geomecânicos e geológico estruturais além das condições geotécnicas dos taludes, dos acessos, das estruturas hidráulicas e de contenção. Da mesma forma, também foram levantadas informações das condições dos sistemas de drenagem superficiais, dos acessos e foi realizado o cadastro das estruturas da mina diretamente afetadas ante uma eventual falha ou deslizamentos dos taludes presentes nos acessos.

Na determinação da probabilidade de ocorrência foram utilizados os resultados da classificação geomecânica do maciço rochoso pelo sistema RMR para definição do critério I_{RMR}, incluindo o sistema de classificação *Weak Rock* (Stacey, 2018). Os aspectos relacionados ao sistema de drenagem superficial (I_{DREN})

foram avaliados e pontuados a partir do levantamento cadastral das condições do sistema de drenagem implantado e estruturas hidráulicas em geral. Além disso, foram utilizados os dados relacionados às condições de saturação do maciço. No caso do índice I_{COND}, a avaliação foi realizada a partir dos resultados da avaliação cinemática. Para os maciços classe I a IV foi verificada a possibilidade de formação de rupturas de tipo planar, cunha e tombamento a partir dos dados estruturais levantados em campo. Nos maciços Classe V, a avaliação cinemática permitiu verificar a possibilidade de ruptura circular ou plano-circular. A geometria dos taludes foi determinada a partir das informações topográficas. O índice I_{DSM} foi aplicado somente para taludes conformados por maciços I a IV. Os parâmetros I_{SEG} e I_{ACS} foram avaliados a partir da verificação das condições geotécnicas dos taludes e dos acessos realizada durante o levantamento de campo.

As pontuações obtidas foram inseridas nas formulações das equações 1, 2 e 3, chegando-se aos resultados o índice de frequência (IF) e posteriormente aos níveis da probabilidade de ocorrência (Figura 1).

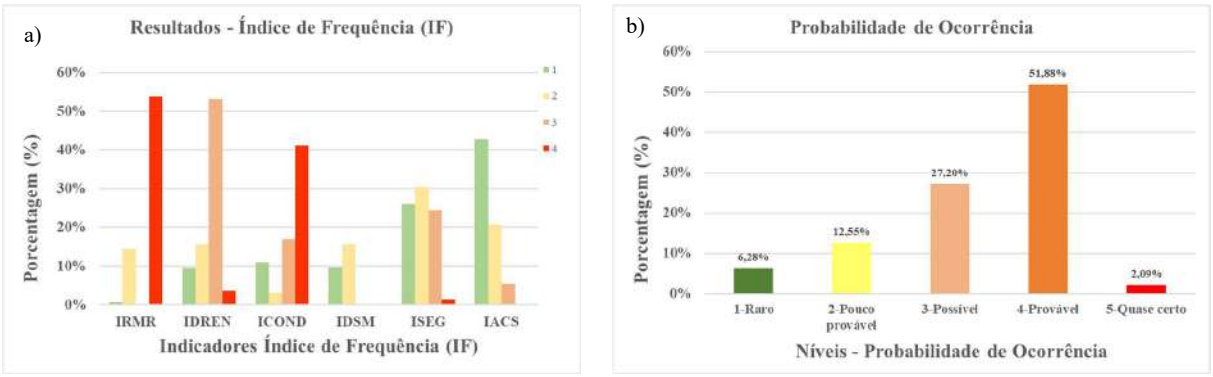


Figura 1. a) Resultados das pontuações do IF para cada indicador avaliado. b) Níveis de probabilidade de ocorrência obtidos a partir do IF.

A definição das consequências foi realizada por meio de avaliações qualitativas a partir das descrições da Tabela 10 e com o auxílio do questionário de avaliação do impacto apresentado na Tabela 8 e da equação 3. Para tanto, foram avaliadas, para cada ponto de mapeamento, as estruturas presentes no entorno que poderiam sofrer impacto caso os taludes dos acessos passem por eventos de instabilidade bem como o impacto a vida humana (danos pessoais\perda de vidas). Os resultados obtidos são apresentados na Figura 2.

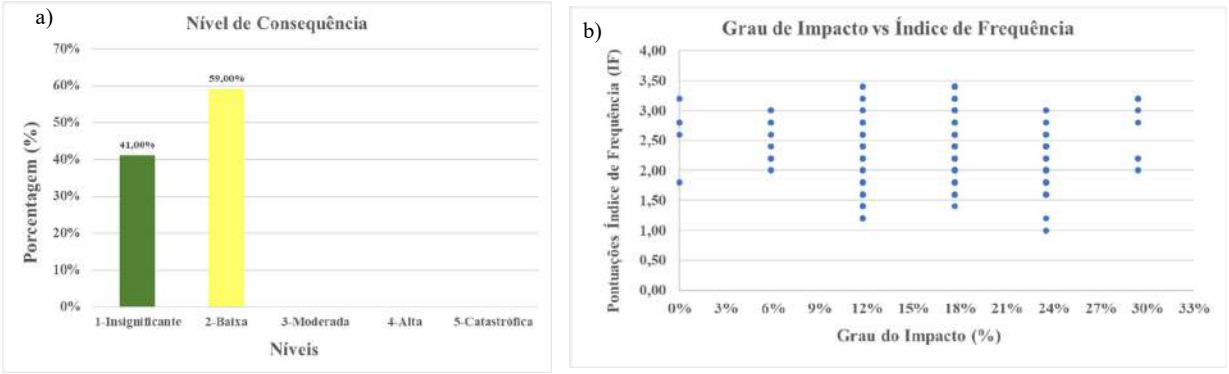


Figura 2. a) Níveis de consequência obtidos para o evento avaliado a partir da determinação do impacto. b) Grau impacto vs Índice de Frequência (IF).

A definição do risco final foi obtida com a aplicação da combinação da probabilidade do evento x consequência. Os níveis de risco foram determinados mediante a matriz de risco apresentada na Tabela 11. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 3.

Probabilidade		Consequência				
		Insignificante	Baixa	Moderada	Alta	Catastrófica
		1	2	3	4	5
Raro	1	1 (RB)	2 (RB)	3 (RM)	4 (RM)	5 (RM)
Improvavel	2	2 (RB)	4 (RM)	6 (RM)	8 (RA)	10 (RA)
Possivel	3	3 (RM)	6 (RM)	9 (RA)	12 (RE)	15 (RE)
Provável	4	4 (RM)	8 (RA)	12 (RE)	16 (RE)	20 (RE)
Quase certo	5	5 (RM)	10 (RA)	15 (RE)	20 (RE)	25 (RE)

Figura 3. Matriz com os resultados de níveis de risco obtidos nos taludes avaliados.

Os pontos classificados como de (RA), estão associados a problemas de deslizamento dos taludes, erosões e alturas de taludes superiores a 20m. Áreas de risco moderado (RM) ocorrem onde os taludes estão conformados por materiais de baixa resistência. Também são áreas em que não existem estruturas importantes da mina e a probabilidade de ocorrência de algum evento é relativamente baixa. Já o risco baixo (RB) geralmente ocorre em taludes que apresentam geometria adequada, drenagem eficiente e boas condições geotécnicas.

4 CONCLUSSÕES

A metodologia proposta permite quantificar qualitativamente o nível de risco a probabilidade de ocorrência de falha de um talude mediante a análise das suas características e condições geotécnicas, identificando o grau de susceptibilidade e potencialidade de desencadear o evento avaliado. O impacto é definido a partir de um questionário que pontua o grau de impacto do evento em função da avaliação das condições das estruturas do entorno, histórico de eventos e da identificação de feições que indiquem indícios de instabilidades. O risco é obtido mediante a aplicação da formulação clássica proposta na literatura técnica.

A metodologia proposta foi aplicada na avaliação de risco dos taludes dos acessos de uma mina. Os resultados obtidos foram coerentes com as condições dos taludes observados em campo. Avaliações mais criteriosas considerando o grau de exposição e categoria de importância estratégica do elemento em risco podem ser aplicadas visando facilitar a tomada de decisão e estabelecer a estratégia mais adequada para priorizar setores que requerem ações imediatas de forma a evitar a paralização das vias de acessos envolvidas ocasionando impactos económicos ao empreendimento.

AGRADECIMENTOS

A empresa TEC3 por permitir a publicação da metodologia proposta.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bieniawski, Z.T. (2011) *Errores em la aplicación de las clasificaciones geomecánicas y su corrección. Jornada sobre la Caracterización Geotécnica del Terreno*. Adif. Madrid.

Hamman, ECF. (2009) '*Qualitative geotechnical hazard and risk assessment'. Proceedings of the 2009 International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit and Civil Engineering*, University de los Andes, Santiago.

Martin, D. Stacey, P. (2018) *Cemented Sediments. Guidelines for Open Pit Slope Design in Weak Rocks*. D. Martin and P. Stacey (eds.), CSIRO Publishing, Melbourne, Australia, p.127-167.

Mavrouli, O.; Corominas, J.; Ibarbia, I.; Alonso, N.; Jugo, I.; Ruiz, J.; Luzuriaga, S.; Navarro, J.A. (2019) *Integrated Risk Assessment Due to Slope Instabilities in the Roadway Network of Gipuzkoa, Basque Country*. Nat. Hazards Earth Syst. Sci. 2019, 19, 399–419.

Tapia, A., Contreras I., Jefferies M., Steffen O. (2007). *Risk Evaluation of Slope Failure at the Chuquicamata Mine. Proceedings of the 2007 International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering,* Perth, Australia, 12-14 September 2007. Potvin, Y. (ed.). Australian Centre for Geomechanics.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/763

Simulação Tridimensional de Queda de Blocos

Erika Santos Brito
Engenheira Civil, Leopoldina-MG, Brasil, erika.s.brito@hotmail.com

Tatiana Barreto dos Santos
Professora doutora, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, tatiana.santos@ufop.edu.br

Thiago Bomjardim Porto
Professor Doutor, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, thiagoportoeng@gmail.com

Isabela Veiga de Souza
Graduanda em Engenharia Urbana, Escola de Minas - UFOP, Ouro Preto, Brasil, isabelaveigaiv@gmail.com

RESUMO: A Pedreira Prado Lopes é um dos bairros mais antigos de Belo Horizonte (MG), originado pelos operários que trabalharam nas obras da cidade e, posteriormente, ficaram desempregados. Eles se instalaram de maneira desordenada próximo a pedreira. As atividades da pedreira resultaram em talude rochoso muito íngreme, com cerca de 25 metros de altura, onde ocorrem queda de blocos que colocam em risco a população que vive no local. Diante desse cenário, o presente estudo teve por objetivo realizar a retroanálise de quedas de bloco que ocorreram no local, por meio de simulações utilizando o Trajec3D, um software de simulações tridimensionais, que é capaz de realizar o cálculo das trajetórias de queda dos blocos. A calibração dos modelos foi realizada com base em dados de uma queda de blocos ocorrida em 2014, levando em consideração o método de Corpo Rígido e levantamentos topográficos realizados em 2015. Utilizando as medidas do bloco que sofreu queda foi realizada a modelagem tridimensional do mesmo para calcular o seu volume. O software utilizado, embora complexo na triangulação de malhas, permite visualizações realistas quando calibrados adequadamente, fornecendo informações sobre velocidades, energias e coordenadas das trajetórias dos blocos, sendo considerado uma ferramenta interessante para a prever os locais de impacto dos blocos.

PALAVRAS-CHAVE: Queda de Blocos; Impacto Urbano; Talude Rochoso; Simulação Tridimensional; Trajec3D

ABSTRACT: The Pedreira Prado Lopes is one of Belo Horizonte's oldest neighborhoods, originally settled by workers involved in the city's construction who later found themselves unemployed. They settled near the quarry in an unplanned manner. The quarry operations resulted in a steep rocky slope, approximately 25 meters high, prone to block falls that pose risks to human lives in the surrounding area. This study aims to retrospectively analyze block falls that occurred on-site using Trajec3D, a software for three-dimensional simulations, to calculate block trajectories. Calibration of the simulation models was based on data from a 2014 incident and topographic surveys conducted in 2015, utilizing the Rigid Body method. A three-dimensional model of the blocks was created to accurately calculate their volumes. Despite the complexity of mesh triangulation in the software, it offers realistic visualizations when properly calibrated. It provides valuable data such as block trajectories, speeds, energies, and coordinates, and allows for exporting data in various formats. Thus, Trajec3D is deemed a crucial tool for predicting the locations of block impacts.

KEYWORDS: Rock Fall; Urban Impact; Rock Slope; Three-Dimensional Simulation; Trajec3D

1 INTRODUÇÃO

A discussão em torno das vantagens das simulações tridimensionais tem sido ampla. No entanto, em muitos casos, as simulações bidimensionais se mostram satisfatórias e atendem às necessidades específicas. Portanto, explorar ambos os tipos de simulação possibilita uma análise mais precisa da sua aplicabilidade e da necessidade de escolher entre um modelo ou outro conforme o problema em questão. O estudo conduzido por Chen *et al.* (2013) fornece resultados que sugerem que as simulações tridimensionais para análise de

deformação descontínua são mais adequadas para encostas íngremes, especialmente quando há presença de árvores, proporcionando uma distribuição espacial detalhada. Esses achados podem orientar na seleção do método de simulação mais apropriado para analisar quedas de blocos rochosos.

O talude, localizado no Bairro Pedreira Prado Lopes na cidade de Belo Horizonte, (conforme representado na Figura 1), escolhido como objeto de estudo neste trabalho, apresenta diversas condições de instabilidade, como geometria com grandes declividades, alto índice de fraturamento e surgimento de água em múltiplos pontos do maciço. Situado em uma área habitada, é uma preocupação potencial devido ao histórico de quedas de blocos. Por isso, este estudo assume uma relevância considerável nos âmbitos acadêmico, de engenharia e social. A face do talude proveniente de atividade de mineração a céu aberto, é composta por gnaisses bandados, de cor cinza, granulometria fina a grossa, com bandamento composicional definido por alternâncias de bandas de cor clara. Uma descrição geológico-geotécnica detalhada do talude pode ser encontrada em Brito (2022). O objetivo deste trabalho consistiu em discutir os métodos de retroanálise para calibração de modelos tridimensionais de queda de blocos, bem como compreender os mecanismos de queda de blocos, trajetória e alcance através de análises tridimensionais.

Figura 1. Vista do talude.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Definição dos parâmetros iniciais

Para a realização deste estudo, a empresa CONSMARA ENGENHARIA, forneceu um levantamento topográfico completo do talude da pedreira, realizado no ano de 2015. Esse levantamento abrangeu toda a extensão do talude, incluindo a área de corte da estrada, a rua Pedro Lessa, as estruturas da escola e do campo de areia, bem como o beco que dá acesso à área.

A densidade da rocha que compõe o talude é um parâmetro crucial para as simulações, pois, ao conhecer o volume do bloco, torna-se possível determinar sua massa, tanto para blocos que tenham sofrido queda, quanto para blocos simulados. Para isso, foram selecionados pontos estratégicos para a coleta de seis amostras de rocha, designadas de A-01 a A-06, como ilustrado na Figura 2.

Figura 2. Locação dos pontos de coleta das amostras.

Através de ensaios de laboratório conduzidos conforme as diretrizes da Norma Regulamentadora NBR 6458 (ABNT, 2016), foram obtidas as densidades das amostras individuais, bem como a densidade média dessas amostras. Os resultados desses ensaios são sumarizados na Tabela 1.

Tabela 1. Resultados dos ensaios de determinação da densidade da rocha.

	A - 01	**A - 02**	**A - 03**	**A - 04**	**A - 05**	**A - 06**
M1 (g)	385,7	178,41	257,39	732,2	379,85	197,32
M2 (g)	2845,34	1559,47	2785,81	3085,09	2806,61	1564,3
M3 (g)	2614,7	1457,40	2614,7	2614,7	2614,7	1457,40
ρ amostra (g/cm³)	2,480	2,330	2,974	2,788	2,015	2,175

Como o bloco foi retirado do local, não seria possível aferir suas medidas diretamente, então, objetos que aparecem nas fotografias de 2015 e que ainda se encontram no local foram utilizados como referência de escala para fazer a estimativa do volume do bloco.

Foram utilizadas duas imagens para retirar as dimensões aproximadas do bloco, utilizando como referência de escala a mureta e os postes de iluminação que estão presentes nas imagens (Figura 3).

Figura 3. Bloco 2014 lateral e frente.

De acordo com as medidas e fotos dos blocos, o formato do bloco pôde ser definido como alongado. Utilizando as medidas do bloco que sofreu queda em 2014, foi realizada a modelagem tridimensional estimada do mesmo com o auxílio do *AutoCad Modeling 3D*, da Autodesk *Inc* 2020, ver Figura 4. Além disso, foi calculado o volume e o peso do bloco. Para isso, foi utilizado o peso específico médio da rocha gnáissica ensaiada em laboratório (2,46 g/cm³), ver Tabela 2.

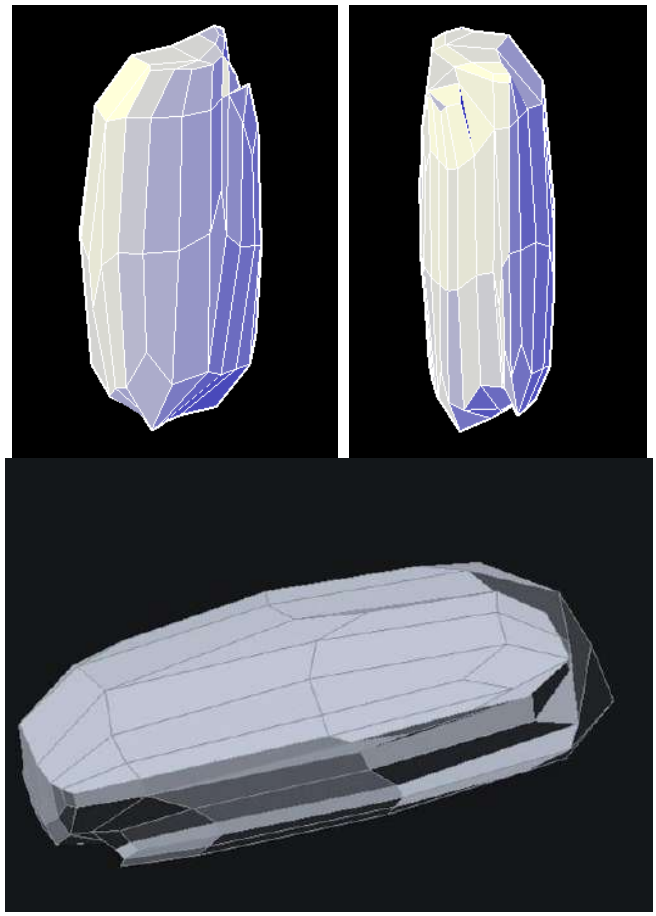


Figura 4. Simulação tridimensional do bloco.

Tabela 2. Volume e peso estimados do bloco.

Medidas (m)	1,53	1,05	2,79
Volume médio (m^3)		2,633	
Peso (kN)		64,78	

2.2 Calibração do modelo

A entrada de dados no Trajec3d se inicia com a inclusão da topografia do terreno, encosta ou maciço alvo de simulação de queda de blocos, conforme mostrado na Figura 5. É possível fazer a entrada da topografia com um arquivo, com superfície em triangulações, em formato DXF, formato utilizado, normalmente, nos softwares de simulação tridimensional.

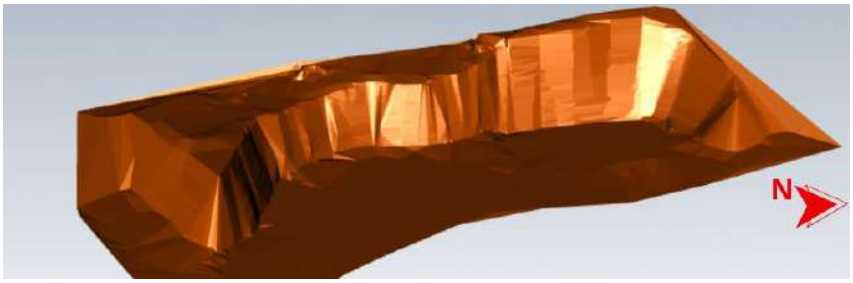


Figura 5. Entrada no Trajec3D.

Para iniciar a simulação é necessário a inserção dos parâmetros referentes aos materiais envolvidos na interação. No Trajec3D, já existem alguns materiais definidos e também existe a possibilidade de criar um novo material com os parâmetros escolhidos através de ensaios, correlações e etc.

O coeficiente de restituição, que representa a razão entre a velocidade antes e depois do impacto, foi definido como 0,10, pois neste caso a velocidade tende a diminuir significativamente após o impacto. Durante as simulações houve a necessidade de redefinir o coeficiente de restituição para adequar as distâncias de *runout*, uma vez que quanto maior o seu valor maior a distância percorrida pelo bloco.

O ângulo de atrito estático é relevante somente em situações de interação entre um bloco em movimento e outro que já cessou o movimento. Logo, o ângulo de atrito dinâmico está associado ao bloco em movimento e pode divergir do ângulo de atrito da rocha intacta, geralmente sendo maior devido à presença de arestas na superfície do bloco que se desprendeu do talude.

Na Tabela 3, encontram-se os valores utilizados para um material duro de baixo coeficiente de atrito, com coeficiente de restituição de 0,01, e com ângulos de atrito estático e dinâmico de 45° e 45°, respectivamente. Esses valores foram determinados por meio de uma análise de sensibilidade, levando em consideração a distância entre o bloco e o talude ao final da trajetória.

Tabela 3. Descrição dos materiais de interação.

DESCRIÇÃO DO MATERIAL	**Coeficiente de restituição**	**Ângulo de Atrito**	
		Estático	Dinâmico
Gnaisse	0,01	45°	45°

Na Tabela 4, são apresentados os valores empregados para o segundo material de interação, que, neste caso, é o concreto, uma vez que todo o ambiente da escola é construído com esse material, incluindo o piso. O ângulo de diferenciação é utilizado para definir o segundo material de interação, sendo determinado pela diferença em relação ao ângulo do talude. Qualquer polígono com um ângulo de inclinação menor que o ângulo de diferenciação é considerado como pertencente ao segundo material. Para este material, também são especificados valores para coeficiente de restituição e ângulos de atrito. O coeficiente de restituição adotado é igual a 0,01, enquanto os ângulos de atrito estático e dinâmico são de 65° e 60°, respectivamente, conforme indicação da biblioteca do programa.

Tabela 4. Determinação do segundo material de interação.

ÂNGULO DE DIFERENCIAÇÃO	**Coeficiente de restituição**	**Ângulo de Atrito**	
		Estático	Dinâmico
2°	0,01	65°	60°

No Trajec3D, após a inserção do arquivo de topografia, que inclui a estrutura da escola, os materiais de interação e o arquivo com o formato do bloco (Figura 5), a simulação foi configurada conforme as Tabelas 5 e 6. Destaca-se a densidade (2,46 g/cm³) e o peso estimado (64,73 kN) para o bloco cuja queda foi registrada em 2014.

Tabela 5. Configuração do Trajec3D para o ambiente da simulação.

Ambiente											
Gravidade (m/s²)	Densidade de Rocha (g/cm³)	Rotação do Bloco			Interação do bloco		Colisões			Trajetória vertical	
-9,81	2,46		Valor definido	X	Habilitada	X	Habilitada	X	Habilitada		
		X	Valores aleatórios		Inabilitada		Inabilitada			Inabilitada	

No programa Trajec3D, a gravidade é convencionada como negativa para o movimento vertical descendente, uma vez que se trata de queda livre. O valor padrão da gravidade, geralmente de 9,81 m/s², é utilizado para esse fim. Além disso, as opções de interação do bloco e colisões estão habilitadas. Essas configurações garantem que seja levado em consideração o fato de que um bloco em movimento pode colidir com outro bloco já caído. Essas variáveis são consideradas nos cálculos de trajetória, energia e velocidade, e também indicam o possível acumulo de blocos em casos específicos.

Tabela 6. Configuração do Trajec3D para a simulação.

Simulação								
Peso (ton)	Intervalo entre as interações				Trajetória		Distância (m)	Escala
7,46	0,04	s	Tempo Real	X	Definida		1	1
	25	/s	Tempo de parada		Indefinida			

O valor do peso do bloco deve ser inserido, pois combinado com a densidade definida na configuração do ambiente, determinará o tamanho e, consequentemente, o volume dos blocos na simulação.

O intervalo entre as iterações indica quantas vezes os cálculos foram realizados durante um segundo de tempo. Quando a opção de tempo real é ativada, a taxa de cálculo é ajustada de acordo com o tempo de cada simulação. No entanto, de acordo com Basson (2015), quando o tempo real está ativado, a precisão dos cálculos pode ser comprometida, uma vez que o intervalo entre os cálculos pode variar.

A distância se refere ao intervalo de registro dos resultados. Quanto menor a distância, maior será a quantidade de resultados registrados para uma simulação. A escala está relacionada com a proporção do bloco em relação ao ambiente. Uma escala maior que 1 deve ser utilizada para tornar mais evidentes trajetórias muito pequenas que não seriam facilmente detectadas na escala normal (Escala 1:1).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 6 apresenta o resultado de uma das simulações tridimensionais da queda de bloco conforme os parâmetros e configuração apresentados anteriormente.

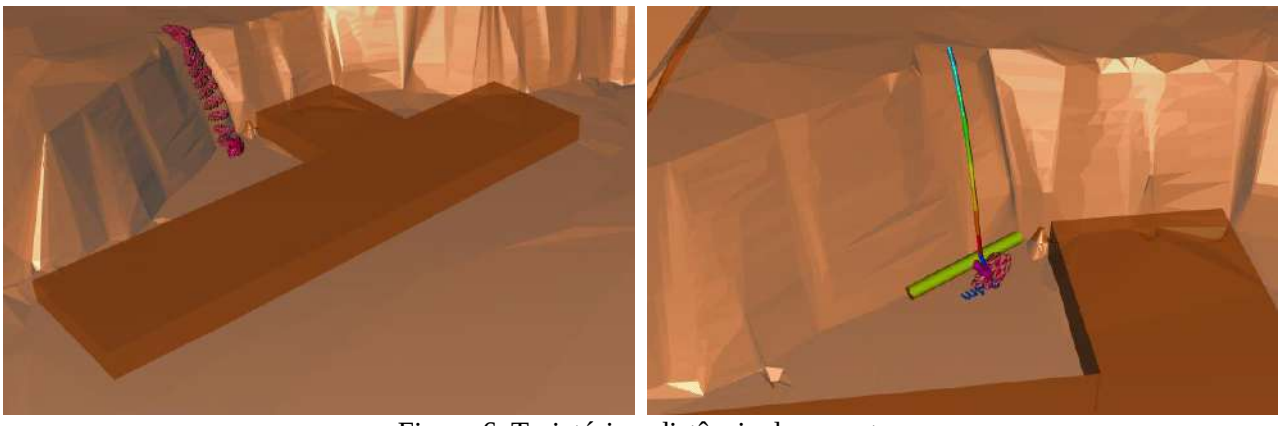


Figura 6. Trajetória e distância de runout.

As simulações foram repetidas várias vezes com o objetivo de alcançar a distância do pé do talude dentro da faixa de aproximação do bloco de 2014. A distância entre o bloco de 2014 e o pé do talude foi estimada com base nas imagens, com um valor variando entre 2,50 metros e 3,00 metros. Durante as simulações, foram

registrados valores de até 3,50 metros, com uma média desses valores igual a 2,70 metros. Esses resultados são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7. Resultados das simulações

Simulação	**01**	**02**	**03**	**04**	**05**	**06**	**07**	**08**	**09**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**
RunOut (m)	2,8	2,9	2,6	2,5	2,9	1,6	2,6	3,4	3,4	1,6	3,1	1,7	3,5	2	3,2	3,1	2,3
Média	2,7																

4 CONCLUSÕES

A correta calibração do modelo resulta em simulações mais próximas da realidade, permitindo a análise de diversas situações possíveis para a queda de blocos no talude em estudo. Isso inclui cenários com diferentes faces e blocos de tamanhos variados em comparação com o bloco utilizado na calibração. É fundamental destacar que uma calibração eficaz depende de dados confiáveis, histórico da estrutura e caracterização precisa dos materiais envolvidos, inclusive por meio de ensaios.

O programa utilizado nas simulações possui uma configuração padrão e permite a definição de parâmetros para três materiais diferentes. No entanto, a identificação desses materiais é bastante genérica, e a diferenciação entre eles apenas pela variação do ângulo de inclinação é restritiva. Uma trajetória resultante pode ser realista, fornecendo previsões mais abrangentes de pontos finais e facilitando a seleção do método de contenção e a quantidade necessária. Em geral, os resultados podem ser considerados confiáveis quando uma boa calibração do modelo é realizada.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), por meio do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas (NUGEO/UFOP), por todo o apoio técnico, conhecimento e aprendizado fornecido para o desenvolvimento deste trabalho. Expressamos também nossa gratidão à CONSMARA ENGENHARIA LTDA pelo apoio técnico concedido durante a pesquisa, especialmente pela disponibilização dos dados das investigações geológico-geotécnicas da área de estudo. Além disso, gostaríamos de estender nossos agradecimentos à Sra. Gesia Laranjeira Santos, Diretora da Escola Municipal de Educação Infantil Pedro Lessa, pelo apoio operacional local durante as visitas técnicas realizadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água Rio de Janeiro, 2016.

Autodesk Inc. AutoCAD Modeling 3D. Versão 2020. San Rafael: Autodesk Inc., 2020.

Basson F.R.P., 2015. Trajec3D Manual, April 2015.

Brito, E.S., 2022. Comparação entre simulação bidimensional e tridimensional de queda de blocos. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto.

CONSMARA ENGENHARIA. Laudo Técnico Geológico-Geotécnico Taludes da Pedreira Prado Lopes, Belo Horizonte, 2015.

CHEN, G., ZHENG, L., ZHANG, Y. et al. Numerical Simulation in Rockfall Analysis: A Close Comparison of 2-D and 3-D DDA. Rock Mech Rock Eng 46, 527–541 (2013)

ÁREA 16.

Investigação de Campo e Laboratório em Mecânica das Rochas

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/764

Análise do comportamento de maciços rochosos com base em ensaios de perda d'água executados no Quadrilátero Ferrífero (MG)

Arthur Hideo Pereira Toyoshima
Geólogo, Chammas Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, arthur.toyoshima@chammas.com.br

Caroline Campos Soares
Geóloga, Chammas Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, caroline.soares@chammas.com.br

Giovani Cecatto Lopes Ribeiro da Costa
Engenheiro Civil, Chammas Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, giovani.costa@chammas.com.br

RESUMO: Os ensaios de perda d'água são investigações geotécnicas que fornecem informações sobre a condutividade hidráulica de um maciço rochoso. O método de execução consiste na injeção de água sob pressão em um trecho isolado do maciço rochoso, por meio de um furo de sondagem, em cinco estágios de pressão efetiva (mínimo, intermediário, máximo, intermediário e mínimo), e medir o volume de água absorvido. Porém, o coeficiente de permeabilidade não é o único dado obtido no ensaio de perda d'água. Houlsby (1976) propôs um estudo do comportamento do trecho ensaiado baseado na análise de gráficos de pressão efetiva *versus* vazão específica. O autor classificou os diferentes comportamentos observados em cinco grupos distintos: fluxo laminar, fluxo turbulento, deformação das descontinuidades, lavagem e preenchimento das descontinuidades. O presente estudo teve como objetivo aplicar a classificação proposta por Houlsby (1976) em 108 ensaios de perda d'água, realizados no contexto da província geológica do Quadrilátero Ferrífero (MG). Os resultados mostraram que os comportamentos mais comuns foram a ausência de absorção de água, fluxo turbulento e lavagem das descontinuidades.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio de Perda d'Água, Coeficiente de Permeabilidade, Maciço Rochoso, Condutividade Hidráulica, Quadrilátero Ferrífero.

ABSTRACT: Water Pressure Tests, also known as Lugeon Tests, are geotechnical investigations that provide information of rock-masses hydraulic conductivity. The execution method consists of injecting water into the isolated portion of the rock mass through a borehole, using five different pressure steps (minimum, medium, maximum, medium, and minimum), as the water volume absorbed is measured. However, the hydraulic conductivity is not the only data provided by the test. Houlsby (1976) proposed a behavior analysis of isolated boreholes portions in which the tests are executed, based on average flow rate versus pressure diagram interpretation. The author classified those patterns into five different behaviors: laminar flow, turbulent flow, dilation, wash-out and void filling. The present study intends to apply the classification proposed by Houslby (1976) to analyze 108 different Water Pressure Tests results, executed at Quadrilátero Ferrífero (MG) geological province. The results show that most of the tests did not present any water absorption. Furthermore, the most common behaviors are turbulent flow and wash-out.

KEYWORDS: Water Pressure Test, Permeability Coefficient, Rock Mass, Hydraulic Conductivity, "Quadriláterio Ferrífero".

1 INTRODUÇÃO

Os ensaios de perda d'água sob pressão são realizados em maciços rochosos por meio de furos de sondagens, com o objetivo de estimar a condutividade hidráulica média equivalente e o comportamento dos maciços rochosos frente à percolação da água através de suas fissuras (ABGE, 2020). Os resultados permitem

estimar as propriedades hidráulicas, além de verificar comportamentos geomecânicos, como de deformações que o maciço rochoso pode vir a sofrer durante a execução do ensaio (ABGE, 2020).

O método executivo consiste em injetar água sob pressão em um determinado intervalo de profundidade do furo de sondagem, isolado por obturadores, medindo-se a absorção d'água pelo maciço ao longo do tempo. O ensaio é dividido em 5 estágios de pressão, medidos em kgf/cm²: pressão mínima, intermediária, máxima, intermediária e mínima. As pressões em cada estágio deverão obedecer aos seguintes critérios: pressão máxima de 0,25 kgf/cm² ou 0,15 kgf/cm² na vertical, considerando na boca do furo até a metade do trecho ensaiado ou profundidade do obturador (a depender da especificação do cliente); pressão intermediária igual à metade da pressão máxima, e; pressão mínima equivalente a um metro de coluna d'água acima da boca do furo (0,10 kgf/cm²). As pressões máximas e intermediárias deverão ter seus valores arredondados até a divisão mais próximas do manômetro.

A análise do comportamento do trecho ensaiado é realizada por meio de gráficos que relacionam a pressão efetiva x vazão específica. Estes permitem avaliar o modo como o escoamento da água se faz através das fissuras e como estas se comportam frente às pressões aplicadas (ABGE, 2020).

A atual prática de interpretação dos ensaios de perda d'água é derivada principalmente do trabalho realizado por Houlsby (1976). Em seu trabalho, voltado para o estabelecimento de requisitos de cimentação, Houlsby (1990) propôs que valores representativos de permeabilidade devem ser selecionados com base no comportamento observado nos valores de Lugeon calculados para os diferentes estágios de pressão. Houlsby (1976) classificou os comportamentos típicos observados na prática em cinco grupos diferentes, como se segue: fluxo laminar, fluxo turbulento, deformação, remoção do preenchimento e preenchimento das descontinuidades.

O presente trabalho tem como objetivo analisar o comportamento dos maciços rochosos baseados nos ensaios de perda d'água realizados no Quadrilátero Ferrífero, localizado no estado de Minas Gerais, Brasil. Com essa análise será capaz de observar possíveis tendencias de comportamentos dos maciços quando submetidos a diferentes pressões aplicadas e com isso, auxiliar em pré-avaliações de projetos de engenharia, como as barragens.

2 GEOLOGIA REGIONAL

Regionalmente, a área de estudo em questão encontra-se situada no contexto do Quadrilátero Ferrífero. Ocupando uma área aproximada de 7.000 km² na porção centro-sudeste do estado de Mina Gerais, o Quadrilátero Ferrífero é internacionalmente reconhecido como um importante terreno pré-cambriano com significativos recursos minerais, em especial ouro e ferro (CPRM, 2012). A geologia do Quadrilátero Ferrífero compreende uma sequência de *greenstone belt* arqueana, representado pelo Supergrupo Rio das Velhas, cercada por terrenos granito-gnaissicos arqueanos, que são sobrepostos por uma sucessão de rochas sedimentares de idade paleoproterozoica, o Supergrupo Minas (CPRM, 2012).

3 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS TRECHOS ENSAIADOS

A análise do comportamento do trecho ensaiado é realizada por meio de gráficos que relacionam a pressão efetiva x vazão específica. Estes permitem avaliar o modo como o escoamento da água se faz através das fissuras e como estas se comportam frente às pressões aplicadas. De mesmo modo, permitem avaliação da condutividade hidráulica do maciço rochoso no trecho ensaiado, avaliar a necessidade de tratamento de fundações de barragem, ou ainda, avaliar a eficiência destes tratamentos (ABGE, 2020).

A atual prática de interpretação dos ensaios de perda d'água, apresentada pela ABGE (2020) e modificada de Oliveira *et al.* (1975) deriva principalmente dos trabalhos realizados por Houlsby (1976; 1990). Em seu estudo, voltado para o estabelecimento de requisitos de cimentação, Houlsby (1990) propôs que valores representativos de permeabilidade devem ser selecionados com base no comportamento observado nos valores de Lugeon calculados para os diferentes estágios de pressão. Houlsby (1976) classificou os comportamentos típicos observados na prática em cinco grupos diferentes, como se segue.

3.1 Fluxo Laminar

Ocorre quando há uma relação linear entre as vazões específicas e as pressões efetivas, indicando que a condutividade hidráulica do maciço rochoso ensaiado independe da pressão efetiva aplicada. É um comportamento observado quando as velocidades de infiltração são relativamente baixas, frequentemente obtidas com utilização de pressões efetivas baixas.

3.2 Regime Turbulento

Ocorre quando não é observada linearidade entre as vazões específicas e as pressões efetivas aplicadas, podendo ser decorrente das perdas de carga que ocorrem durante o fluxo. A condutividade hidráulica do maciço rochoso no trecho ensaiado diminui à medida que a pressão efetiva aumenta. É um comportamento característico de maciços rochosos nos quais as descontinuidades encontram-se parcialmente abertas.

3.3 Deformação das Descontinuidades

Presente nas situações em que a pressão aplicada é maior do que a tensão principal mínima atuante no maciço rochoso, o que pode causar uma deformação temporária das descontinuidades. Este comportamento também pode ser observado nos estágios de média pressão, quando a pressão da água aplicada é superior à tensão principal mínima do maciço rochoso, provocando assim uma dilatação temporária das fissuras no interior do maciço. A dilatação causa um aumento na área da seção transversal disponível para o fluxo de água e, desse modo, aumenta a permeabilidade.

3.4 Remoção do Preenchimento

Nos casos em que se observa um aumento progressivo da vazão específica com o desenvolvimento do ensaio, independentemente do estágio de pressão, há a formação deste padrão. Este comportamento indica que a infiltração induz danos permanentes e irrecuperáveis ao maciço rochoso, geralmente devido a presença de preenchimentos e/ou movimentos permanentes da rocha.

3.5 Preenchimento de Vazios

A permeabilidade diminui à medida que o teste avança, independentemente das mudanças observadas na pressão da água. Esse comportamento pode indicar três cenários: 1) a água preenche progressivamente as descontinuidades isoladas/não persistentes; 2) a expansão de argilominerais presentes nas descontinuidades, quando expostos à presença de água; 3) o carreamento progressivo de finos para as descontinuidades, preenchendo-as e obstruindo o fluxo de água.

4 RESULTADOS

Foram analisados 108 ensaios de perda d'água, realizados em 9 complexos diferentes, dentro do contexto da província geológica do Quadrilátero Ferrífero (MG). Os trechos dos diferentes maciços rochosos abrangeram diferentes litotipos, sendo estes: gnaisses, filito, xisto, itabirito, anfibolitos e rochas metabásicas. Aos resultados obtidos, aplicou-se a classificação proposta por Oliveira *et al*. (1975). Os resultados podem ser visualizados na Tabela 1 a seguir.

Tabela 1. Comportamentos dos ensaios de acordo com Oliveira *et al*. (1975).

Comportamento	Total	%
Sem absorção	70	65%
Deformação da descontinuidade com abertura	9	8%
Fluxo turbulento com fechamento	7	6%
Fluxo turbulento com abertura	7	6%
Deformação da descontinuidade com fechamento	5	5%
Deformação da descontinuidade sem alteração	3	3%

Comportamento	Total	%
Vazão total da bomba com fechamento	3	3%
Fluxo laminar sem alteração	2	2%
Fluxo laminar com abertura	1	1%
Vazão total da bomba sem alteração	1	1%
Fluxo laminar com fechamento	0	0%
Fluxo turbulento sem alteração	0	0%
Vazão total da bomba com abertura	0	0%

Com os resultados obtidos, observa-se que em 65% dos ensaios realizados (70 ensaios) não houve absorção de água. Ademais, em 8% (9 ensaios) o comportamento observado foi classificado como deformação da descontinuidade com abertura e em 6% (7 ensaios), como fluxo turbulento com fechamento e fluxo turbulento com abertura. A Figura 1 abaixo ilustra o quantitativo observado para cada comportamento presente nos ensaios.

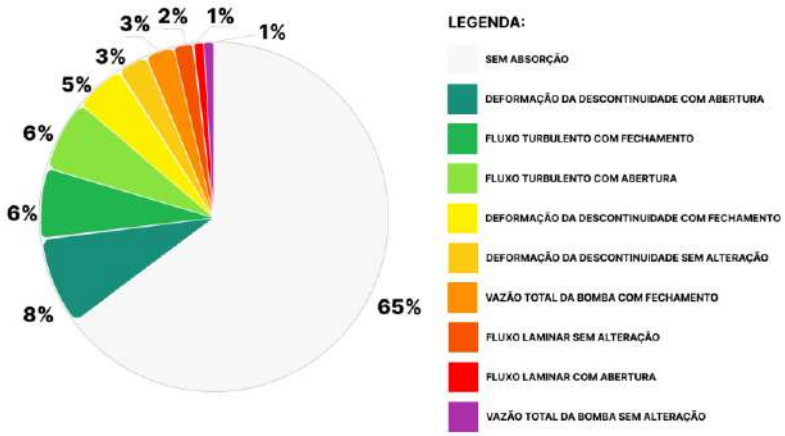


Figura 1. Resultados dos comportamentos dos ensaios por Oliveira *et al*., 1975.

Para melhor interpretação dos comportamentos dos ensaios, os resultados foram analisados desconsiderando os ensaios onde não houve absorção de água durante a execução. Os resultados são apresentados na Tabela 2 a seguir.

Tabela 2. Comportamentos dos ensaios de acordo com Oliveira *et al*.,1975. Foram desconsiderados os ensaios onde não houve absorção de água.

Comportamento	Total	%
Deformação da descontinuidade com abertura	9	24%
Fluxo turbulento com fechamento	7	18%
Fluxo turbulento com abertura	7	18%
Deformação da descontinuidade com fechamento	5	13%
Deformação da descontinuidade sem alteração	3	8%
Vazão total da bomba com fechamento	3	8%
Fluxo laminar sem alteração	2	5%
Fluxo laminar com abertura	1	3%
Vazão total da bomba sem alteração	1	3%
Fluxo laminar com fechamento	0	0%
Fluxo turbulento sem alteração	0	0%
Vazão total da bomba com abertura	0	0%

Observa-se que os principais comportamentos observados são deformação das descontinuidades com abertura, fluxo turbulento com fechamento e fluxo turbulento com abertura. Esses três comportamentos predominam sobre os demais, representando 24% (9 ensaios), 18% (7 ensaios) e 18% (7 ensaios) dos ensaios executados, respectivamente.

5 CONCLUSÕES

A interpretação dos resultados permitiu mapear as tendências de comportamento dos maciços quando submetidos a diferentes estágios de pressão. De modo geral, foi possível concluir que a principal tendência observada foi a ausência de absorção d'água do maciço rochoso, representando 65% do espaço amostral. Nesses casos, o resultado do coeficiente de permeabilidade zero, apesar da presença de fraturas e das condições das descontinuidades. Essa ausência de absorção pode ser entendida como uma inércia do maciço rochoso no que diz respeito a sua resposta ao estímulo causado pelo aumento de pressão, visto que não há alteração do estado natural dos maciços durante o ensaio.

Ao desconsiderar da análise os ensaios sem absorção de água, pode-se analisar 38 ensaios e observar as tendências predominantes. Foi possível concluir que o comportamento do tipo deformação das descontinuidades representa uma tendência forte entre os ensaios. Este comportamento indica que a permeabilidade aumenta à medida que o teste avança, independentemente das mudanças observadas na pressão da água. Também mostra que quando o maciço é condicionado a pressões elevadas, a infiltração induz danos permanentes ao material rochoso, geralmente devido a preenchimentos e/ou movimentos permanentes da rocha, a permeabilidade do maciço rochoso diminui. Comportamento característico de maciços rochosos que exibem descontinuidades parcialmente abertas a moderadamente largas.

Outra tendência destacada é a frequência do fluxo turbulento. A permeabilidade do maciço rochoso diminui à medida que a pressão da água aumenta. Este comportamento é característico de maciços rochosos que exibem descontinuidades parcialmente abertas a moderadamente largas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Chammas Engenharia por fornecer os dados utilizados no presente estudo e pelo incentivo em iniciativas de pesquisa e desenvolvimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (2020). *Ensaios de perda d´água sob pressão*. 2ª ed., São Paulo.

Houlsby, A. (1976). Routine interpretation of the Lugeon water-test. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 9 (4), p. 303-313.

Houlsby, A. (1990). *Construction and Design of Cement Grouting: A guide to grouting in Rock Foundations*, John Wiley & Sons, USA, 442p.

Oliveira, A.; Silva, R.; Ferreira Junior, J. (1975). *Ensaios de Perda d'Água sob Pressão: diretrizes*. In: Boletim nº 2, São Paulo, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, ABGE.

Serviço Geológico do Brasil (2012). *Geoparque Quadrilátero Ferrífero (MG): proposta*. Disponível em: http://dspace.cprm.gov.br/jspui/bitstream/doc/17149/1/quadrilatero.pdf. Acesso em: 18/01/2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/765

Correlações entre Ensaios Triaxiais e Uniaxiais para Rochas Duras

Henrique Alcântara Nogueira
Engenheiro Civil, Faculdade Arnaldo, Belo Horizonte, Brasil, henriquealcnog@gmail.com

Marina Fernanda Rocha de Avelar
Engenheira Civil, Faculdade Arnaldo, Belo Horizonte, Brasil, avelarmarinafr@gmail.com

Marcio Fernandes Leão
Geólogo-geotécnico, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, marcio.leao@tractebel.engie.com

RESUMO: Apesar de frequentemente utilizados para a obtenção de parâmetros de rochas, os ensaios uniaxiais e triaxiais podem representar elevado custo, incremento na espera pelo resultado da informação esperada, além da complexa execução. Por esse motivo, correlações de resultados desses ensaios podem se mostrar utéis para balizar futuros estudos, principalmente para os casos em que os ensaios laboratoriais são de difícil exequibilidade. O presente artigo buscou trazer uma correlação factível para ensaios triaxiais e de compressão uniaxial para rochas duras e comumente presentes em projetos de Engenharia e Mineração em diferentes regiões do Brasil. A partir de resultados de ensaios triaxiais e uniaxiais de variadas rochas, ígneas e metamórficas, foi desenvolvida uma correlação por meio de ajuste linear, oferecendo uma previsão estimada dos resultados de resistência à compressão máxima por litotipo. A partir dos resultados obtidos foi possível estimar, além da própria equação, um parâmetro de taxa de incremento de resistência à compressão, que representa o ganho de resistência por aumento de confinamento lateral. Observou-se que todos os litotipos apresentam ganhos de resistência à compressão à medida que o confinamento lateral aumenta, à exceção de alguns *outliers*. Entretanto, acredita-se que esse incremento da resistência máxima é maior para alguns litotipos em função das características mineralógicas e geológicas das rochas e dos resultados de resistência à compressão uniaxial (UCS). Conclui-se que a equação apresentada se mostrou útil, porém devendo ser avaliada para outros litotipos não contemplados nesse artigo, bem como tensões de confinamento para atestar o parâmetro proposto.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio Uniaxial, UCS, Ensaio Triaxial.

ABSTRACT: Although often used to obtain rock parameters, uniaxial and triaxial tests can pose challenges, including high costs, extended waiting times for expected information, and complex execution. For this reason, correlations of results from these tests can prove useful to guide future studies, especially in cases where laboratory tests are difficult to carry out. This article aimed to provide a feasible correlation for triaxial and uniaxial compression tests for hard rocks commonly found in Engineering and Mining projects in different regions of Brazil. Based on results from various triaxial and uniaxial tests on igneous and metamorphic rocks, a correlation was developed through linear fitting, offering an estimated prediction of maximum compressive strength results by lithotype. From the obtained results, it was possible to estimate, in addition to the equation itself, a parameter for the increase rate in compressive strength, representing the gain in strength resulting from the increase in lateral confinement. It was observed that all lithotypes show increases in compressive strength as lateral confinement increases, except for some outliers. However, it is believed that this increase in maximum strength is higher for certain lithotypes due to the mineralogical and geological characteristics of the rocks and the results of uniaxial compressive strength (UCS) tests. In conclusion, the presented equation proved useful but should be evaluated for other lithotypes not covered in this article, as well as for confinement stresses to validate the proposed parameter.

KEYWORDS: Uniaxial Test, UCS, Triaxial Test.

1 INTRODUÇÃO

Ensaios uniaxiais e triaxiais são recorrentemente realizados em laboratório para obtenção de parâmetros de resistência e deformação de rochas. O preparo das amostras para tais ensaios é complexo e deve ser executado por laboratórios especializados em Mecânica das Rochas. Nem todo laboratório é capaz de atingir as especificações de geometria e de instrumentação necessárias para aquisição dos parâmetros relacionados a deformação, muitas das vezes por conta de características intrínsecas e extrínsecas dos materiais amostrados. Além disso, os ensaios costumam demandar tempo e recursos a depender do tipo de projeto e especificações técnicas.

Tradicionalmente, os ensaios em rocha são realizados em corpos de provas cilíndricos, submetidos a esforços axiais com o objetivo de determinar a resistência à compressão uniaxial da rocha (Silva, 2019).

Ainda segundo Silva (2019), essa é uma das principais propriedades mecânicas determinada em ensaios em rochas e relaciona as forças internas de atração existentes entre as partículas que compõem o material. Portanto, o ensaio de compressão uniaxial visa determinar qual a tensão máxima que uma rocha suporta sem romper, quando submetida a esforços compressivos e é aplicável a rochas sobre as quais atuarão esforços verticais (Vidal et al., 1999 apud Silva, 2019).

Atualmente, estão sendo elaborados estudos que desenvolvem equações empíricas para estimativa de UCS por meio de propriedades físicas e mecânicas dos materiais geológicos (Aladejare et al., 2021). Geralmente utilizam-se propriedades físicas como: dureza, densidade, umidade, porosidade, velocidade da onda P e S, peso unitário, índice de durabilidade, bem como propriedades mecânicas, como: o Módulo de Young, a resistência à tração indireta e a resistência a carga pontual). Segundo Aladejare et al.(2021), apesar de existirem inúmeras equações empíricas disponíveis na literatura, há uma necessidade de selecionar sistematicamente equações que se adequem a localidade de origem das rochas em estudo.

No presente estudo, objetivou-se relacionar os valores de resistência à compressão na ruptura de ensaios triaxiais e uniaxiais de rochas duras (UCS > 25 MPa), de distintas regiões do Brasil, para obtenção de uma correlação empírica que permitisse estimar os valores de resistência de pico para diferentes graus de confinamento e litotipos; não foram analisados os resultados de deformabilidade. Além dessas estimativas dos valores de compressão máxima na ruptura por meio de regressões lineares, foi proposta uma taxa de incremento na resistência máxima.

Destaca-se que uma correlação entre os resultados de ensaios, pode fornecer valores de referência para situações como: (i) na elaboração de estudos em fase preliminar sem a previsão de realização de ensaios de laboratório; (ii) no auxílio da adoção de faixas de resultados críveis e escolha de alternativas ou para direcionar estratégias; (iii) no dimensionamento de equipamentos de acordo com os valores prováveis de resistência à compressão pela equipe de laboratório; e (iv) a viabilidade das campanhas que não possuem um grande número de amostras ao preparo e ao ensaio propriamente dito, bem como a ausência de prensa triaxial.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Preparação dos Ensaios

Foram preparados corpos de prova de 11 litotipos coletados no Brasil por meio de sondagem rotativa para obtenção de testemunhos rochosos, totalizando 589 corpos de prova. O preparo das amostras foi seguiu os padrões estabelecidos pelo *International Society for Rocks Mechanics (*ISRM), ou seja, corpos de prova cilíndricos com razão altura/diâmetro entre 2,0 e 2,5. O topo e a base foram usinados para garantir o paralelismo entre as faces. As laterais foram retificadas para garantir a uniformidade do diâmetro ao longo de todo o corpo de prova.

Os ensaios foram realizados conforme norma internacional D7012 da *American Society for Testing and Materials* (ASTM, 2010), em condição ambiente. A prensa utilizada para compressão tem capacidade máxima de aplicação de 2000 kN de força. Para os ensaios triaxiais, o corpo de prova foi inserido em uma câmara especial, composta por: uma célula metálica, uma membrana flexível, óleo e aparelho para aplicação

de pressão. Tal dispositivo é denominado Célula de Hoek, na qual a tensão confinante foi exercida na amostra por meio da aplicação de óleo sob pressão sobre a membrana flexível.

Para determinação da resistência à compressão uniaxial (σ_c) foi utilizada a relação entre a força aplicada pela prensa dividida pela área do topo/base do corpo de prova, medida em MPa. Durante a fase de carregamento dos ensaios, a aplicação de força foi constante até o momento da ruptura, quando ocorre uma significativa queda na tensão.

A partir dos resultados de ensaios em laboratório, foi obtida uma tabela geral com uma série de dados de entrada e saída e o gráfico de compressão x tempo. Para o estudo em questão, apenas os seguintes dados foram considerados: identificação do corpo de prova ensaiado, litotipo, confinamento lateral aplicado e compressão máxima na ruptura.

Cada amostra recebeu uma numeração única para identificação. Os valores de compressão máxima na ruptura foram obtidos de maneira automática pelo equipamento servo-controlado. De qualquer maneira, foi possível verificar o resultado a partir dos gráficos de compressão *versus* tempo. As litologias ensaiadas foram elencadas na Tabela 1, com referência do local de coleta, quantidade de ensaios e confinamentos.

Tabela 1: Resumo dos litotipos ensaiados

Litotipo	Local de Coleta	UCS (unid.)	TX (unid.)	Confinamentos TX (MPa)
Carbonatito Calcítico	São Paulo	17	17	5, 10, 15, 20, 25
Dunito	Bahia	38	43	5, 10, 15, 20, 30
Filito	Minas Gerais	14	7	5, 6, 10, 12, 15, 25, 35
Gabronorito	Bahia	35	52	5, 10, 15, 20, 30
Gnaisse	Minas Gerais	85	21	3, 5, 6, 10, 12, 15, 24, 25, 35
Harzburgito	Bahia	19	22	5, 10, 15, 20, 30
Jacupiranguito	São Paulo	10	9	5, 10, 15, 20, 25
Ortopiroxênio	Bahia	37	49	5, 10, 15, 20, 30
Quartzito	Minas Gerais	13	13	3, 5, 6, 10, 12, 15, 20, 24
Websterito	Bahia	17	28	5, 10, 15, 20, 30
Xisto	Minas Gerais	20	23	3, 6, 12, 20, 24

Os dados de resistência à compressão máxima *versus* tensões de confinamento foram plotados em um gráfico de dispersão compilando os resultados de todos os litotipos. Em seguida, foi aplicada uma regressão linear que melhor se ajustou aos pontos distribuídos.

Destaca-se que não foi objeto de estudo avaliar a composição mineralógica das rochas ensaiadas. Partindo do pressuposto que cada litotipo carrega suas propriedades geológicas intrínsecas e que essas que influenciam os parâmetros de resistência, para avaliação dos resultados de compressão uniaxial e triaxial, as amostras foram divididas em agrupamentos por litotipo.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Análise Estatística - Estimativa pela Regressão Linear

A partir da regressão linear desenvolvida para cada litotipo ensaiado (Tabela 2) é possível perceber um aumento no valor da resistência à compressão máxima com o aumento do confinamento lateral aplicado, conforme esperado. Entretanto, é possível verificar que o aumento não é perfeitamente linear e por esse motivo foram sinalizados adicionalmente os valores médios por grau de confinamento e seu respectivo ajuste linear. Para a análise compilada de todos os litotipos foi encontrado um baixo valor no parâmetro R^2, indicando um ajuste linear ruim. Uma possível justificativa para o ocorrido é o comportamento distinto entre os diferentes tipos rochosos ensaiados, somado ao fato de que apenas alguns litotipos foram ensaiados a certos valores de confinamento. Por esse motivo, o mesmo procedimento de análise foi repetido de maneira

individualizada para cada litotipo.

Comportamento similar foi observado nos gráficos individuais (Figura 1) dos litotipos ensaiados. A dispersão é grande entre os resultados de resistência à compressão máxima, levando a regressões lineares mal ajustadas. Entretanto, quando são adotados valores médios por tensão de confinamento, a regressão se ajusta bem, com valores de R^2 acima de 0,92. Para alguns litotipos, a adoção das médias apresentou melhora significativa no parâmetro em questão.

Tabela 2: Equações encontradas para estimativas de resultados de resistência à compressão máxima *versus* confinamento

Litotipo	Confinamento *versus* Compressão Máxima		Confinamento *versus* Compressão Máxima Média por Confinamento	
	Equação da Regressão	R^2	Equação da Regressão	R^2
Geral	**y = 9,1343x + 84,994**	**0,47**	**y = 5,6465x + 92,989**	**0,39**
Carbonatito Calcítico	y = 5,4735x + 68,279	0,85	y = 5,4417x + 69,699	0,99
Dunito	y = 8,2726x + 72,95	0,59	y = 7,758x + 82,941	0,98
Filito	y = 2,7289x + 41,759	0,69	y = 2,9001x + 37,988	0,96
Gabronorito	y = 10,792x + 89,8	0,76	y = 10,289x + 101,03	0,96
Gnaisse	y = 4,0792x + 66,245	0,45	y = 3,902x + 71,035	0,92
Harzburgito	y = 12,03x + 61,016	0,79	y = 12,078x + 60,62	0,97
Jacupiranguito	y = 8,5292x + 104,19	0,80	y = 7,6782x + 117,76	0,96
Ortopiroxênio	y = 11,976x + 122,9	0,60	y = 11,213x + 136,35	0,92
Quartzito	y = 7,6963x + 30,846	0,88	y = 6,8785x + 42,656	0,92
Websterito	y = 10,495x + 223,92	0,51	y = 10,081x + 230,39	0,96
Xisto	y = 3,641x + 30,592	0,76	y = 3,4702x + 34,993	0,98

A resistência à compressão máxima obtida em um ensaio de compressão é influenciada pelas características da rocha, sendo uma delas a composição mineralógica, diretamente relacionada à sua geologia ou litologia.

Estudos comprovam que a resistência mecânica das rochas é diretamente afetada por características como: tamanho dos grãos, composição mineralógica, contato entre grãos e tipo de cimento. De maneira geral, quanto maior o tamanho dos grãos, menor a resistência à compressão uniaxial (Chen et al., 2023).

Ainda segundo Chen et al. (2023) a resistência das rochas é tradicionalmente correlacionada à composição mineralógica de quartzo, feldspato, mica e argilas, que podem conferir maior ou menor resistência a depender da quantidade presente na matriz.

Segundo Yusof e Zabidi (2016) apud Esmailzadeh (2017), os processos de desenvolvimento de rochas ígneas e metamórficas incluem uma combinação de crescimento cristalino, dissolução, movimento e deformação, que resulta em mudanças na textura (microestrutura). Características petrográficas, como tamanho dos grãos, forma dos grãos, grau de intertravamento, tipo de contatos e composição mineralógica podem afetar as propriedades mecânicas da rocha.

A resistência à compressão uniaxial (UCS) é um dos índices mais importantes em estudos do comportamento mecânico de rochas e é comumente usada para uma variedade de aplicações de engenharia, como classificação de maciços rochosos e critérios de ruptura de rochas. No entanto, tais testes requerem amostras de alta qualidade que nem sempre podem ser obtidas, principalmente no caso de rochas fracas, estratificadas, altamente fraturadas ou alteradas (Esamaldeen et al., 2015 apud Esmailzadeh, 2017).

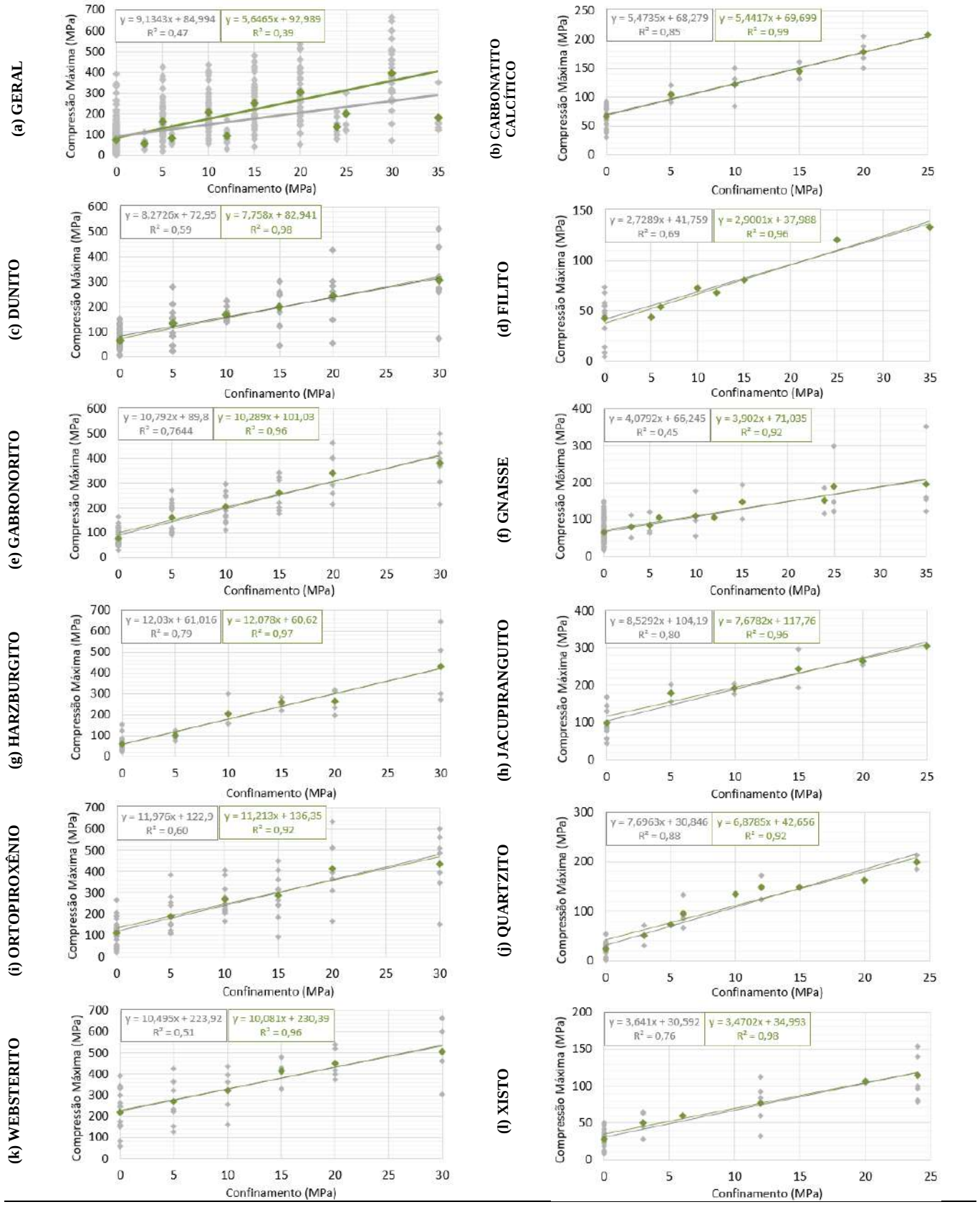


Figura 1: Gráficos de confinamento *versus* a resistência à compressão máxima para os diferentes litotipos: (a) Geral, (b) Carbonatito Calcítico, (c) Dunito, (d) Filito, (e) Gabronorito, (f) Gnaisse, (g) Harzburgito, (h) Jacupiranguito, (i) Ortopiroxênio, (j) Quartzito, (k) Websterito e (l) Xisto.

4.2 Análise do Incremento de Resistência Máxima

As regressões lineares buscaram nortear os valores de referência de compressão máxima para os litotipos mencionados. Ademais, foi percebido que o aumento no valor da resistência à compressão máxima com o aumento do confinamento lateral aplicado se dá de maneira distinta entre os diferentes litotipos. Em algumas rochas o ganho de resistência é maior que em outras. Para verificar esse cenário, foram plotados gráficos que correlacionam o confinamento lateral *versus* o incremento no resultado da compressão máxima. Os incrementos foram calculados por meio da Equação 1 e apresentados na Figura 2 e Tabela 2.

$$I_n = \frac{\sigma_n - \sigma_0}{\sigma_0} \quad (1)$$

Onde: I_n = Incremento da compressão máxima, em %, para a tensão de confinamento n
σ_n = Resistência à compressão encontrada para o confinamento n
σ_0 = Resistência à compressão encontrada sem confinamento (UCS)

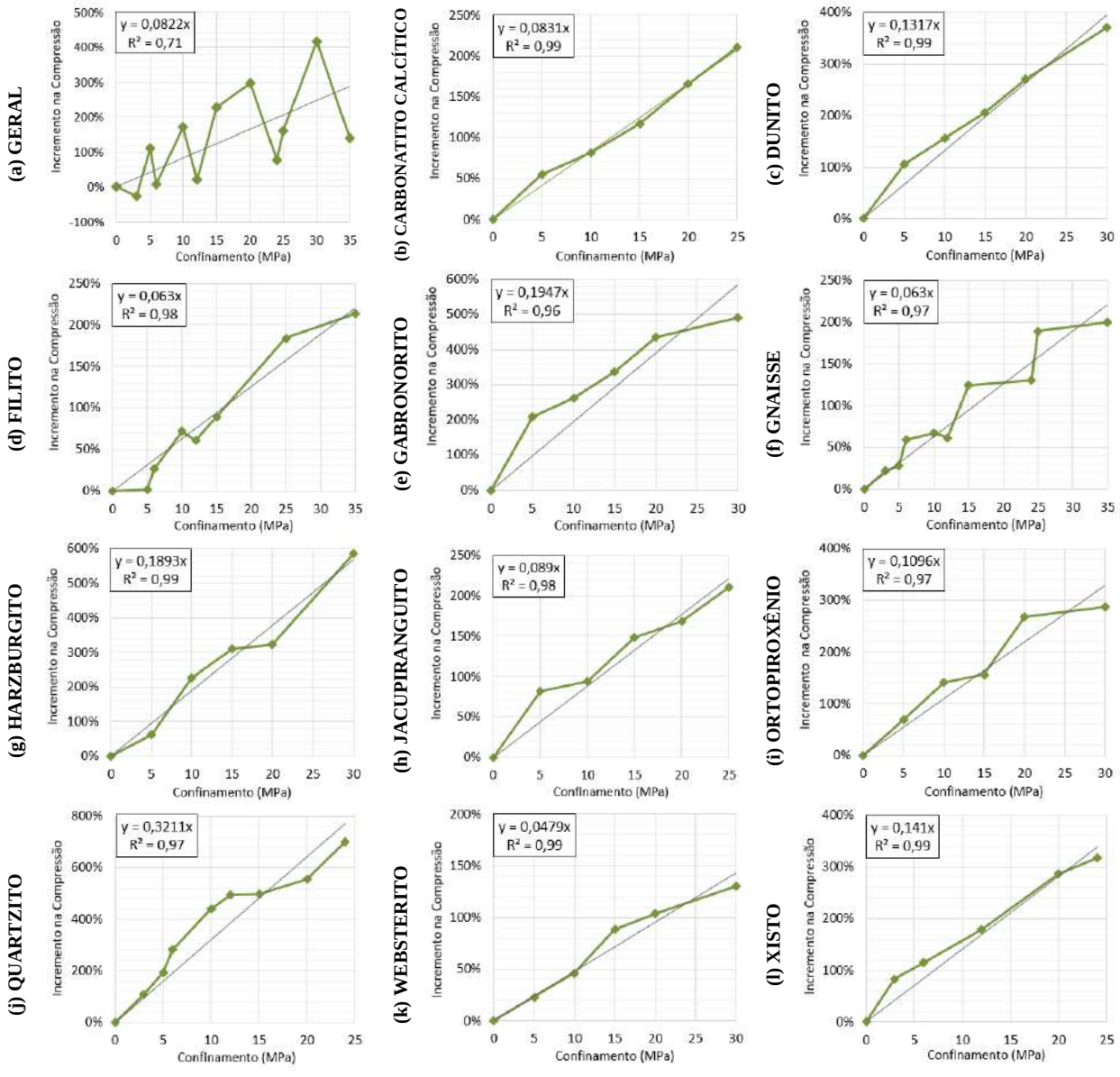


Figura 1: Gráficos de confinamento lateral *versus* incremento no resultado da compressão máxima para os diferentes litotipos: (a) Geral, (b) Carbonatito Calcítico, (c) Dunito, (d) Filito, (e) Gabronorito, (f) Gnaisse, (g) Harzburgito, (h) Jacupiranguito, (i) Ortopiroxênio, (j) Quartzito, (k) Websterito e (l) Xisto.

Tabela 2: Equações encontradas e taxa de incremento para os diferentes litotipos estudados

Litotipo	Confinamento *versus* incremento de tensão		Taxa de incremento
	Equação da Regressão	R^2	
Geral	**y = 0,0822x**	**0,71**	**8,2%**
Carbonatito Calcítico	y = 0,0831x	0,99	8,3%
Dunito	y = 0,1317x	0,99	13,2%
Filito	y = 0,063x	0,98	6,3%
Gabronorito	y = 0,1947x	0,96	19,5%
Gnaisse	y = 0,063x	0,97	6,3%
Harzburgito	y = 0,1893x	0,99	18,9%
Jacupiranguito	y = 0,089x	0,98	8,9%
Ortopiroxênio	y = 0,1096x	0,97	11,0%
Quartzito	y = 0,3211x	0,97	32,1%
Websterito	y = 0,0479x	0,99	4,8%
Xisto	y = 0,141x	0,99	14,1%

As regressões lineares foram prefixadas com início no encontro dos eixos, em que tanto o confinamento quanto o incremento no valor de compressão são zero. As taxas de inremento encontradas variaram entre 6,3% e 32,1%, o que significa na prática que uma rocha com valor de UCS conhecido terá um incremento estimado de 6,3% a 32,1% vezes cada MPa de confinamento lateral no resultado de compressão máxima para essa dada tensão de confinamento.

Para quase todos os litotipos, o incremento não cresceu de maneira completamente linear em relação ao confinamento. Entretanto, foi possível obter regressões com valor de R^2 acima de 0,96. As regressões se mostraram melhor ajustadas quando relacionadas diretamente ao litotipo, se comparadas ao grupo geral estudado, que se ajustou mal ao modelo, com R^2 de 0,71.

Avaliando-se os resultados individuais encontrados, o quartzito apresentou uma taxa de incremento muito mais elevada que os demais litotipos. Apesar da resistência à compressão uniaxial do quartzito, filito e xisto ficarem próximas, entre 20 e 50 MPa, apenas o quartzito apresentou resistência à compressão acima de 200 MPa quando confinado a 25 MPa. Por outro lado, o gnaisse já apresentou resistência mais alta mesmo não confinado, na faixa dos 75 MPa. Então mesmo ultrapassando os 200 MPa de resistência à compressão ao ser confinado a 35 MPa, o incremento no valor da resistência foi menor, explicando o baixo índice comparativamente a rochas mais brandas aqui estudadas.

Avaliando-se os resultados encontrados, nota-se que as rochas com maior taxa de incremento foram as que apresentaram valores mais baixos para resistência à compressão uniaxial (sem confinamento), com resultados abaixo dos 100 MPa. Além disso, para o harzburgito, gabronorito, dunito, o ganho de resistência foi alto, atingindo resultados acima dos 300 MPa para 30 MPa de confinamento lateral. De maneira contrária, o carbonatito calcítico mostrou resultado de resistência à compressão uniaxial inferior a 75 MPa e ganhos mais moderados de resistência ao ser confinado lateralmente, atingindo valores abaixo dos 225 MPa para confinamentos de 25 MPa. Por esse motivo, a taxa de incremento para esse litotipo foi menor, mesmo com um resultado UCS abaixo de 100 MPa.

Para o websterito ocorre o oposto. Com resultados muito altos de resistência à compressão uniaxial (acima dos 200 MPa) e resultados igualmente altos para a resistência confinada (acima dos 500 MPa para 30 MPa de confinamento lateral), a taxa de incremento encontrada é a mais baixa dentre os litotipos ensaiados.

Acredita-se que tal estimativa do incremento na resistência à compressão máxima é aplicável em níveis de tensão comumente utilizados em ensaios de laboratório, ou seja, até cerca de 35 MPa. Para valores de tensão confinante maiores, as estimativas devem ser refeitas para avaliar a aplicabilidade do método.

5 CONCLUSÃO

O estudo de correlações para estimativa de resultados de compressão máxima para rochas é um tema recorrente e amplamente aplicável. Devido às dificuldades para obtenção de resultados de ensaio satisfatórios por uma série de motivos, principalmente quando há tensão de confinamento aplicada ao corpo de prova, lançar mão de equações de regressão linear que estimam os parâmetros de resistência pode ser uma boa alternativa.

Para o presente estudo, além das equações de caráter preditivo, foi apresentado também um parâmetro nomeado taxa de incremento, relacionado ao ganho de resistência à compressão com o aumento da tensão confinante lateral. Percebeu-se que independentemente do litotipo, as amostras ensaiadas ganharam resistência com o aumento do confinamento, como já era esperado. O incremento no valor da compressão máxima variou de 6,3% a 32,1% para os litotipos ensaiados. Além disso, notou-se que a depender do litotipo, ou seja, a depender das propriedades e características mineralógicas e geológicas das rochas, e dos resultados de resistência à compressão uniaxial (UCS), alguns litotipos tendem a ganhar mais resistência com o confinamento lateral.

O parâmetro de taxa de incremento proposto pode ajudar profissionais que atuam no campo da Mecânica das Rochas no intuito de ganhar previsibilidade nos resultados de resistência à compressão triaxial. Para continuidade da validação da proposta aqui apresentada, podem ser inclusos outros litotipos para rochas duras, bem como para rochas brandas. Acredita-se que tal estimativa do incremento na resistência à compressão máxima é aplicável a níveis de tensão comumente utilizados em ensaios de laboratório, ou seja, até cerca de 35 MPa. Para valores de tensão confinante maiores, as estimativas devem ser refeitas para avaliar a aplicabilidade do método.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aladejare, A. E., Alofe, E. D., Onifade, M. et al (2021). Empirical Estimation of Uniaxial Compressive Strength of Rock: Database of Simple, Multiple, and Artificial Intelligence-Based Regressions. *Geotech Geol Eng*, 2021. v. 39, p 4427–4455.

ASTM International (2010). ASTM D7012: *Standard Test Method for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures*.

Chen, Z. L. et al. (2023) Effects of mineralogical composition on uniaxial compressive strengths of sedimentary rocks. *Petroleum Science*. v. 20, p. 3062-3073.

Esamaldeen, A., Guang, W., Ibrahim, A. (2015). Microfabrics-based approach to predict uniaxial compressive strength of selected amphibolites schists using fuzzy inference and linear multiple regression techniques. *Environmental & Engineering Geoscience*, 2015. v 21, p. 235-245.

Esmailzadeh, A., Behnam S., Mikaeil R., Naghadehi M. Z., Saei S. (2017). Relationship between Texture and Uniaxial Compressive Strength of Rocks. *Civil Engineering Journal*, v. 3, p. 480-486.

Silva, A. (2019) *Correlação de imagens digitais em ensaios de compressão diametral em rochas*. Tese de doutorado. Belo Horizonte, Escola de Engenharia da UFMG, 111p.

Yusof, M., Zabidi. H. (2016). Correlation of mineralogical and textural characteristics with engineering properties of granitic rock from Hulu Langat, Selangor. *Procedia Chemistry*, 2016. v. 19, p. 975-980.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/766

Estudo da degradação de gnaisses ao longo de dez anos de exposição a intempéries

José Luiz Ernandes Dias Filho
Professor, Universidade Federal do Oeste da Bahia, Barreiras, Brasil, jlernandes@hotmail.com

Sergio Rafael Cortes de Oliveira
Professor, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Fluminense, Campos dos Goytacazes, Brasil, s.rafaelcortes@yahoo.com.br

Paulo Gedeão Barroso Gomes Júnior
Professor, Fundação de Apoio à Escola Técnica do Estado do Rio de Janeiro, Macaé, Brasil, paulogedeaojr@gmail.com

RESUMO: As rochas podem alterar suas propriedades físicas e mecânicas com a exposição ao intemperismo. Consequentemente, surgem anomalias como desintegração e fissuras, tornando necessários estudos de degradação. A avaliação das propriedades de durabilidade surge, então, como uma análise necessária para determinar a vida útil do material sob degradação. Neste estudo, gnaisses foram divididos em dois lotes: o primeiro foi um corpo de prova padrão, não envelhecido, utilizado como controle; o segundo foi submetido à degradação naturalmente pelas condições climáticas locais de Campos dos Goytacazes, cidade do interior do Estado do Rio de Janeiro. Após o processo de degradação por até dez anos, comparou-se o enfraquecimento da rocha devido ao desgaste natural e também ao ensaio *slake durability* em relação à amostra de controle. Foram obtidos um índice de perda de massa natural de até 0,073% e um índice de perda de massa no *slake durability* de até 0,49% após o procedimento de degradação no campo. Os resultados foram avaliados conforme equação de durabilidade de Dias Filho (2020). Os dados obtidos foram inseridos às curvas e resultaram em coeficientes de correlação maior que 0,90. O ajuste da curva de correlação indicou que é possível avaliar a durabilidade dos materiais e apresenta uma ferramenta valiosa para futuramente gerar extrapolações das equações para outros tipos de rochas. Embora o método utilizado garanta uma análise abrangente durante o estudo de dez anos, é importante reconhecer que as extrapolações podem se tornar menos reflexivas das condições reais num determinado momento.

PALAVRAS-CHAVE: Rochas, Durabilidade, Desgaste, *Slake Durability*.

ABSTRACT: Rocks can change their physical and mechanical properties with exposure to weathering. Consequently, anomalies such as disintegration and cracks arise, making degradation studies necessary. The assessment of durability properties then appears as a necessary analysis to determine the useful life of the material under degradation. In this study, the gneiss specimens were divided into two groups: the first was a standard unaged specimen used as a control; the second was subjected to degradation naturally due to the local climatic conditions of Campos dos Goytacazes, a city in the interior of Rio de Janeiro. After the degradation process for up to ten years, the weakening of the rock due to natural wear and also the slake durability test was compared in relation to the control sample over time. A natural mass loss rate of up to 0.073% and a mass loss rate in slake durability of up to 0.49% were obtained after the field degradation procedure. The results were evaluated according to the durability equation by Dias Filho (2020). The data obtained were inserted into the curves and resulted in correlation coefficients greater than 0.90. The adjustment of the correlation curve indicated that it is possible to evaluate the durability of the materials and presents a valuable tool for generating extrapolations of the equations for other types of rocks in the future. While the method employed guarantees a comprehensive analysis for the duration of the ten year study, it is important to acknowledge that extrapolations may become less reflective of actual conditions at a certain point.

KEYWORDS: Rocks, Durability, Wear, *Slake Durability*.

1 INTRODUÇÃO

As rochas são materiais naturais de ampla aplicação na Engenharia, cujo comportamento mecânico é conectado a fatores como: litologia, mineralogia, tensão, desenvolvem temperatura, estrutura, tempo e agentes antrópicos. São materiais de construção amplamente aplicados em grandes obras civis, seja para fins construtivos ou em paisagismo. Quando submetidas a intempéries, esses materiais sofrem alterações na sua microestrutura e variações da resistência mecânica, que influenciam na sua vida útil.

Quando se fala a respeito da previsão da vida útil de um material isso implica o conhecimento da durabilidade do mesmo. A vida útil, assim como a durabilidade, são influenciadas pelas características intrínsecas da rocha e pela degradação devido aos agentes externos. Esses agentes podem ser intrínsecos e/ou extrínsecos. Os agentes de degradação intrínsecos são relativos à natureza do material, isto é, às características físicas, químicas e mecânicas. Os agentes de degradação extrínsecos são relativos ao meio ambiente, os quais são classificados como físicos, por exemplo, a radiação solar, a temperatura, a precipitação e a umidade relativa do ar; em químicos, entre eles estão a água, os ácidos, e as bases; e biológicos, oriundos de atividades da fauna e flora. É com base nos agentes de degradação que os principais estudos de durabilidade são conduzidos.

A durabilidade, por sua vez, é uma das exigências para todo projeto de Engenharia. Ela deve atender às necessidades do usuário conferindo um período mínimo de utilização. Especificamente no estudo de rochas, pesquisadores têm apresentado propostas para avaliar a suscetibilidade das rochas à degradação conforme o ambiente exógeno (Sonoris, 1992; Yu; Oguchi, 2010; Erkal *et al.*, 2012; Přikryl, 2013; Mousavi *et al.*, 2019).

Atualmente, as pesquisas sobre durabilidade de materiais rochosos podem ser muito bem conduzidas com base nos importantes métodos de pesquisa apresentados pelos trabalhos de Sonoris (1992) e Přikryl (2013). O primeiro mostrou o mecanismo pelo qual os agentes ambientais afetam os materiais de construção, e o segundo deu uma visão geral das principais abordagens para avaliar a durabilidade da rocha e as formas de decomposição. Assim, a combinação de mais de uma abordagem é proposta para correlacionar os resultados de métodos de avaliação de durabilidade (Benavente *et al.*, 2004; Akin; Ozsan, 2011; Viles, 2013).

Dias Filho *et al.* (2020) avaliaram a durabilidade de gnaisse ao longo de cinco anos com estudos importantes e necessários para se determinar a vida útil do material. Com o enfraquecimento da rocha devido à exposição ao intemperismo, anomalias como desintegração e fissuras surgem, tornando necessários estudos sobre degradação. Uma abordagem diferenciada que este trabalho trouxe foi a elaboração de uma equação que correlaciona os parâmetros de perda de massa obtidos com as amostras analisadas para se estabelecer a previsão da durabilidade do material aplicado em uma determinada obra como, por exemplo, fachadas de edificações, equipamentos públicos, sistemas de pavimentação de baixo tráfego.

Nesse sentido, este artigo tem como objetivo estudar a degradação de gnaisses ao longo de dez anos de exposição a intempéries e avaliar se a previsão da durabilidade de amostras de rocha ornamental, do tipo gnaisse, coletadas em Santo Antônio de Pádua-RJ, e submetidas a uma degradação em campo na cidade de Campos dos Goytacazes-RJ, cumpriu as estimativas estipuladas partindo das pesquisas de Dias Filho *et al.* (2016) e Dias Filho *et al.* (2020) acerca da vida útil desse material.

A partir desta pesquisa, estimou-se fornecer dados referentes aos desgastes dos materiais expostos ao intemperismo no campo, comparados às estimativas de comportamento da resistência estabelecidas em trabalho anterior, contribuindo assim com a difusão dos estudos que envolvam a durabilidade dos materiais de construção e a estimativa de sua vida útil para a qualidade do ambiente construído.

2 METODOLOGIA

2.1 Materiais

O material objeto de estudo deste artigo foi oriundo da extração de rochas ornamentais da Serra do Bonfim, em Santo Antônio de Pádua, região noroeste do estado do Rio de Janeiro. A economia do município gira em torno das pequenas e médias indústrias que se dedicam à produção de papel, argamassa, asfalto, café, entre outros; agropecuária; extração e beneficiamento de rochas ornamentais; e de inúmeros estabelecimentos comerciais. Trata-se da rocha olho de pombo (gnaisse cinza), comercializada na forma de revestimento, blocos, paralelepípedos e pedra almofadada. A Figura 1 ilustra a localização dos principais pontos de extração do gnaisse na cidade.

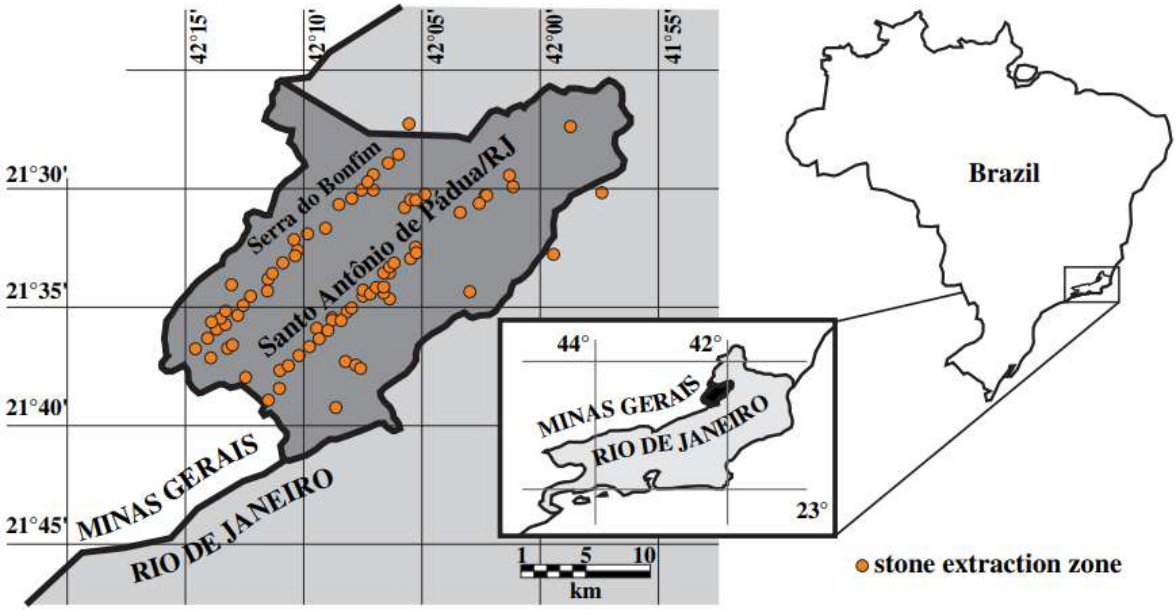


Figura 1. Localização dos pontos de extração do gnaisse olho de pombo (Dias Filho *et al.*, 2020).

2.2 Métodos

As amostras coletadas em Santo Antônio de Pádua foram levadas e submetidas a uma exposição natural na cidade de Campos dos Goytacazes, no interior do estado do Rio de Janeiro, a cerca de 100 km do local de extração. As amostras ficaram submetidas aos agentes de degradação daquela região por dez anos. Esse trabalho foi desenvolvido nos trabalhos de Dias Filho (2013), com a consolidação dos ensaios s*lake durability* para análises de durabilidade, bem como em Dias Filho *et al.* (2016) e Dias Filho *et al.* (2020), acerca da metodologia para determinação da durabilidade e desempenho desses materiais.

2.1.1 Slake durability

A resistência ao desgaste das rochas foi investigada por meio do ensaio *slake durability*. Esse ensaio é muito utilizado para medir a capacidade abrasiva de rochas brandas, além de ser uma forma de avaliar a durabilidade do material investigado, mas tem sido utilizado na caracterização da resistência à abrasão de outros tipos de rochas e materiais (Gomes Júnior *et al.*, 2021).

Panda *et al.* (2021) definem a resistência à abrasão como a capacidade de uma superfície resistir ao desgaste pela ação de fricção; o desgaste é o resultado líquido em termos de perda de material devido à extensão da abrasão. A capacidade do material de resistir à quebra física em tamanhos menores, particularmente devido aos efeitos da erosão, umectação e secagem cíclicas, é conhecida como durabilidade do *slake*.

O ensaio *slake durability* foi realizado seguindo uma orientação da ASTM D4644 (2008) e ISRM (2007), tendo como base o equipamento de desgaste da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF). No ensaio, um conjunto de 10 amostras da rocha (Figura 2(a)), cuja massa individual mede entre 40 g e 60 g, é secado em estufa a uma temperatura de 105 °C por um período mínimo de 24 horas. Essas amostras secas em estufa são inseridas no tambor de desgaste (Figura 2(b)), que possui as suas telas perfuradas. Esse tambor foi inserido na câmara de desgaste (Figura 2(c)), a qual é preenchida por água a cerca de 20 °C de temperatura em altura definida conforme a norma. Esse tambor é, então, submetido a uma rotação de 200 rpm durante um período de 10 minutos (Kahraman *et al.*, 2017). O procedimento ao todo é chamado de ciclo. No fim de um ciclo, o material retido no tambor de desgaste é levado para secagem em estufa para, posteriormente, ser pesado. Com as informações da massa inicial e da massa após um ciclo de desgaste, é possível medir o índice de perda de massa I_{PM} do material (Equação (1)). Para medir o índice de perda de massa do material estudado, o procedimento é repetido por, pelo menos, cinco vezes.

(a) amostras (b) tambor de desgaste (c) equipamento de desgaste

Figura 2. Processo de realização do ensaio de desgaste abrasivo por *slake durability*.

$$I_{PM} = \left(\frac{I_{PM_0} - I_{PM_5}}{I_{PM_0}}\right) . 100\% \quad (1)$$

A Equação (1) expressa a determinação do índice de perda de massa I_{PM} (%) no *slake durability*, na qual I_{PM_0} é a massa inicial (g) da amostra e I_{PM_5} é a massa final (g) da amostra após o 5° ciclo de ensaio.

Panda *et al.* (2021) afirmaram que e o *slake durability test* é um parâmetro importante de caracterização dos materiais. As desintegrações do material provocado pelo atrito no ensaio proporcionam ao material parâmetros de falha típicos ocasionados pelos fatores estruturais e ambientais, como quando expostos ao vento, ao sol, à chuva, à fricção e ao ataque químico. Algumas combinações desses tipos de ataques são de natureza cíclica, como os ciclos de umedecimento e secagem e a abrasão, que aceleram os problemas de durabilidade.

O índice de perda de massa, que representa a degradabilidade das rochas, é um parâmetro importante para investigar o comportamento de engenharia de rochas fracas e solúveis, como folhelhos, rochas argilosas, calcários e travertinos (Fereidooni; Khajevand, 2017). O índice obtido pelo ensaio pode ser utilizado de diferentes formas, sendo correlacionado às características químicas, mecânicas e às condições de intemperismo da rocha analisada (Ceryan, 2015).

2.1.2 Modelo de durabilidade

Os parâmetros de durabilidade discutidos nesta pesquisa tiveram como base os trabalhos desenvolvidos por Dias Filho *et al.* (2016) e Dias Filho *et al.* (2020). Para isso, são apresentadas as formas de se caracterizar o material através do índice, da curva e do modelo.

O índice é uma relação entre os parâmetros do material conforme mostrado na Equação (2), em que I_0 é um parâmetro do material intacto e I_d é um parâmetro do material degradado. O valor do índice I pode variar de zero para o material intacto até um valor máximo, que é sempre menor que um. A partir disso, então, pode-se criar uma curva relacionando o índice *I* de acordo com a propriedade escolhida ao longo do tempo.

$$I = \left(\frac{I_0 - I_d}{I_0}\right) \quad (2)$$

Pereira *et al.* (2021) observaram que a definição das equações de correlação depende se houve ou não semelhança direta entre os corpos de prova ensaiados em ensaios distintos, se eles vieram do mesmo bloco/núcleo antes da preparação do corpo de prova. Dias Filho *et al.* (2020), através da Equação (3), estabeleceram a previsão da perda de massa natural em função do tempo. Já a Equação (4), de Dias Filho *et al.* (2016), estabelece a previsão da perda de massa pelo *slake durability* em função do tempo.

$$I_{natural} = 0{,}07\left(1 - e^{\frac{-t}{400}}\right) \quad (3)$$

$$I_{slake} = 0{,}41\left(1 - e^{\frac{-t}{250}}\right) \quad (4)$$

3 RESULTADOS

Os materiais, ao serem submetidos aos agentes de degradação, sofrem alterações na sua estrutura que resultam na sua degradação e, consequentemente, perda de massa. Essa perda de massa natural refere-se ao sentido estrito da composição estrutural do material, sem considerar mecanismos físicos como o atrito, ou ações compressivas, fletoras ou torsoras.

As amostras avaliadas foram pesadas individualmente, e os valores de massa unitária foram comparados com as suas respetivas massas unitárias no estado intacto. A Tabela 1 apresenta essas medições, com os valores de perda de massa natural, em porcentagem, após o período de degradação no campo durante dez anos, sob agentes exógenos.

Tabela 1. Valores de perda de massa natural das amostras avaliadas.

Conjunto		Valores										Média
1	m_0 (g)	48,083	50,422	48,327	47,453	46,009	46,510	48,045	45,533	44,919	48,180	47,348
	m_{10} (g)	48,050	50,389	48,294	47,420	45,976	46,479	48,012	45,500	44,886	48,147	47,315
	I_m (%)	0,069	0,065	0,068	0,070	0,072	0,067	0,069	0,072	0,073	0,068	0,069
2	m_0 (g)	50,783	53,098	44,432	46,024	43,234	46,355	44,194	44,037	48,669	43,659	46,448
	m_{10} (g)	50,749	53,064	44,398	45,990	43,198	46,321	44,160	44,003	48,635	43,625	46,414
	I_m (%)	0,067	0,064	0,077	0,074	0,083	0,073	0,077	0,077	0,070	0,078	0,0740
3	m_0 (g)	49,683	51,781	46,387	43,525	46,259	48,007	43,866	49,472	43,684	43,650	46,631
	m_{10} (g)	49,648	51,746	46,352	43,488	46,224	47,972	43,831	49,437	43,649	43,615	46,596
	I_m (%)	0,070	0,068	0,075	0,085	0,076	0,073	0,080	0,071	0,080	0,080	0,076

m_0 = perda de massa do material intacto; m_{10} = perda de massa do material degradado por dez anos; I_m = índice de perda de massa

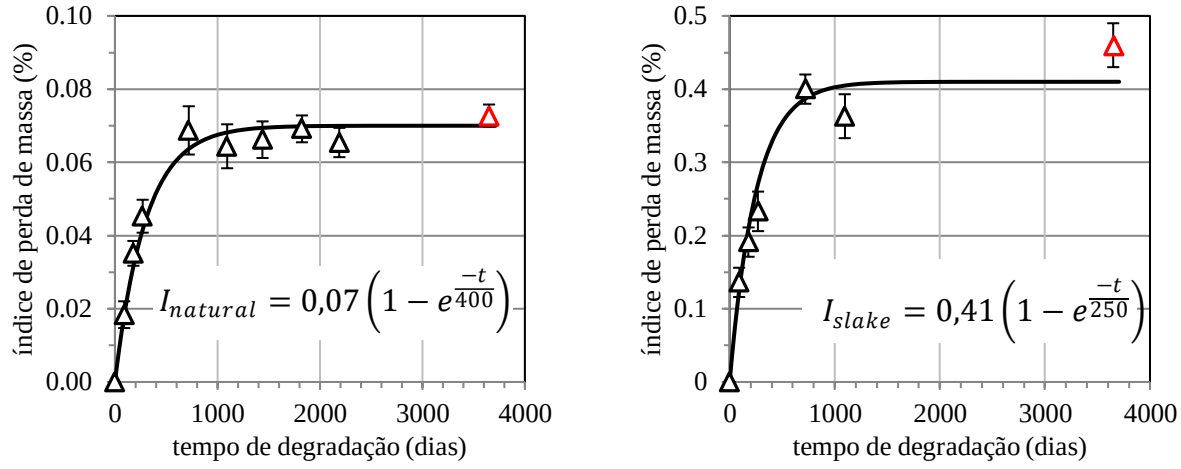
Com a média entre os três conjuntos de dados observado na Tabela 1, foi obtido 0,073% para a perda de massa natural. De forma similar foram realizados os procedimentos com o ensaio *slake durability*. Para isso, foi utilizada a Equação (1). O índice de perda de massa é apresentado na Tabela 2 para o conjunto 1, o qual obteve resultado de 0,44%. Os mesmo foi realizado para os conjuntos 2 e 3, os quais obtiveram resultados de 0,46% e 0,49%. A média entre os três foi de 0,46%.

Tabela 2. Valores de perda de massa natural das amostras avaliadas.

Amostras	m_0 (g)	Ciclo 1 (g)	Ciclo 2 (g)	Ciclo 3 (g)	Ciclo 4 (g)	Ciclo 5 (g)	I_{PM} (%)
1	48,05	47,97	47,91	47,87	47,84	47,83	0,46%
2	50,39	50,26	50,24	50,22	50,19	50,18	0,41%
3	48,29	48,20	48,15	48,13	48,12	48,1	0,40%
4	47,42	47,33	47,27	47,24	47,24	47,21	0,44%
5	45,98	45,90	45,83	45,81	45,8	45,79	0,40%
6	46,48	46,41	46,35	46,32	46,31	46,3	0,39%
7	48,01	47,90	47,84	47,81	47,77	47,76	0,52%
8	45,50	45,39	45,33	45,31	45,29	45,28	0,48%
9	44,89	44,78	44,72	44,69	44,65	44,65	0,53%
10	48,15	48,03	47,99	47,96	47,94	47,93	0,45%
Conjunto	473,15	472,15	471,60	471,35	471,17	471,05	0,44%

m_0 = perda de massa do material intacto; I_{PM} = índice de perda de massa no *slake durability*

Depois dessas análises dos resultados de perda de massa natural e pelo ensaio *slake durability*, foram plotados os resultados nos gráficos de modelo de durabilidade apresentados na metodologia. A Figura 3(a) apresenta uma curva de estimativa de perda de massa natural ao longo do tempo e o coeficiente de correlação linear de 0,99. Já a Figura 3(b) mostra a evolução do desgaste abrasivo no *slake durability* em função do tempo e seu coeficiente de correlação linear de 0,98. Em preto, estão identificados os dados obtidos em trabalhos prévios de Dias Filho *et al.* (2020) ao longo de seis anos de degradação no campo e, em vermelho, o índice de perda de massa após o período de degradação de dez anos realizado para este trabalho. Ambos os resultados apresentaram boa correlação, com coeficiente superior a 0,9, bem como ficaram muito próximos da linha de tendência dos gráficos da Figura 3.



(a) curva índice de perda de massa natural

(b) curva índice de perda de massa no *slake durability*

Figura 3. Relação genérica entre o índice de perda de massa *I* com o tempo.

De acordo com os resultados e avaliando a Figura 3 e as Equações (3) e (4), pode-se confirmar que o método continua com boa estimativa. O resultado do índice de perda de massa natural se encaixou perfeitamente na tendência, enquanto, com um pequeno desvio, o resultado para o de perda de massa no *slake durability* ficou um pouco acima da estimativa. Conforme Benavente *et al.* (2004), as aplicações práticas de equações estimativas de comportamento são relevantes para se prever a durabilidade de um determinado material. Consequentemente, o estimador economiza muito tempo e oferece vantagens práticas significativas para uma rápida avaliação da durabilidade, dado que o estimador é definido a partir dos parâmetros petrofísicos do material, que são normalmente obtidos no processo de caracterização do objeto investigado.

4 CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve o objetivo de avaliar se a previsão da durabilidade de amostras de rocha ornamental, do tipo gnaisse, coletadas em Santo Antônio de Pádua-RJ, e submetidas a uma degradação em campo na cidade de Campos dos Goytacazes-RJ, cumpriu as estimativas estipuladas, considerando as variações da energia de desgaste provocadas pelo ambiente exógeno. Com isso, contribuindo para a determinação de parâmetros de desempenho e vida útil desse material geotécnico.

Foram encontrados um índice de perda de massa natural de 0,073% e um índice de perda de massa no *slake durability* de 0,46% após dez anos de degradação no campo. A previsão para ambos os resultados foi boa considerando as variações observadas e permitem concluir que a metodologia ainda é eficaz para previsão da durabilidade das rochas em função da sua perda de massa natural ou por ensaio de desgaste.

Com esta pesquisa, espera-se contribuir para a determinação de parâmetros de durabilidade de materiais de construção rochosos e proporcionar o entendimento quanto à importância do ciclo de vida dos materiais selecionados para uma determinada aplicação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Fluminense (IFFluminense) e a Universidade Federal do Oeste da Bahia (UFOB) pela viabilidade desta pesquisa e à Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF) pelas instalações físicas e suporte dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Akin, M.; Ozsan, A. (2011) Evaluation of the long-term durability of yellow travertine using accelerated weathering tests. *Bull. Eng. Geol. Environ*. 70 (1): 101-114. https://doi.org/10.1007/s10064-010-0287-x.

ASTM International (2008). ASTM D4644: *Standard test method for slake durability of shales and similar weak rocks.*

Benavente, D.; Del Cura, M. G.; Fort, R.; Ordónez, S. (2004) Durability estimation of porous building stones from pore structures and strength. *Eng. Geol.* 74 (1–2): 113-127. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2004.03.005.

Ceryan, S. (2015) New weathering indices for evaluating durability and weathering characterization of crystalline rock material: a case study from NE Turkey. *Journal of African Earth Sciences*, 103, p. 54-64. https://doi.org/10.1016/j.jafrearsci.2014.12.005.

Dias Filho, J. L. E.; Xavier G. C.; Maia, P. C. A. (2013) Durability analysis of gneiss using wear resistance. *Vértices*. 15, p.7-16. https://doi.org/10.5935/1809-2667.20130025.

Dias Filho, J. L. E.; Xavier G. C.; Maia, P. C. A. (2020). Durability of Ornamental Gneiss Stones from Pádua, Rio de Janeiro, Brazil. *Journal of Material in Civil Engineering*. 32 (7). https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003244.

Dias Filho, J. L. E.; Xavier, G. C.; Maia, P. C. A.; Santos, V. G. P. (2016). Durability of ornamental gneisses from Pádua-RJ as covering stone. *The Eletronic Journal of Geotechnical Engineering*. 21, p.1957-1976.

Erkal, A.; D'Ayala, D.; Sequeira, L. (2012) Assessment of wind-driven rain impact, related surface erosion and surface strength reduction of historic building materials. *Building and Environment*. 57, p.336-348. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2012.05.004.

Fereidooni, D.; Khajevand, R. (2017) Correlations Between Slake-Durability Index and Engineering Properties of Some Travertine Samples Under Wetting–Drying Cycles. *Geotechnical and Geological Engineering*. 36, p.1071-1089. http://dx.doi.org/10.1007/s10706-017-0376-8.

Gomes Júnior, P. G.; Oliveira, S. R. C; Dias Filho, J. L. E. (2021) Avaliação do desempenho de compósito alternativo destinado aos sistemas urbanos e moradias de baixo custo. *Ambiente Construído*. 21 (3), p.255-272. http://dx.doi.org/10.1590/s1678-86212021000300550.

ISRM International (2007). *Rock characterization, testing and monitoring*.

Kahraman, S.; Fener, M.; Gunaydin, O. (2016) Estimating the uniaxial compressive strength of pyroclastic rocks from the slake durability index. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. 76 (3), p.1107-1115. http://dx.doi.org/10.1007/s10064-016-0893-3.

Mousavi, S. H.; Silva, A.; Brito, J.; Ekhlassi, A.; Hosseini, S. B. (2019) Influence of design on the service life of indirectly fastened natural stone cladding. *J. Perform. Constr. Facil*. 33 (3), 04019021. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001277.

Panda, S.; Sarkar, P.; Davis, R. (2021) Abrasion resistance and slake durability of copper slag aggregate concrete. *Journal of Building Engineering.* 35, p. 101987. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101987.

Pereira, M. L.; Silva, P. F.; Fernandes, I.; Chastre, C. (2021) Characterization and correlation of engineering properties of basalts. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 80 (4), p. 2889-2910. http://dx.doi.org/10.1007/s10064-021-02107-7.

Přikryl, R. (2013) Durability assessment of natural stone. *Q. J. Eng. Geol. Hydrogeol*. 46 (4): 377-390. https://doi.org/10.1144/qjegh20 12-052.

Sonoris, G. (1992) The problem of durability in building design. *Constr. Build. Mater*. 6 (4), 205-211. https://doi.org/10.1016/0950-0618(92) 90039-2.

Viles, H. A. (2013) Durability assessment of natural stone." Q. J. Eng. Geol. Hydrogeol. 46 (4): 367-375. https://doi.org/10.1144/qjegh2012 -053.

Yu, S.; Oguchi, C. T. (2010) Role of pore size distribution in salt uptake, damage, and predicting salt susceptibility of eight types of Japanese building stones. *Eng. Geol*. 115 (3-4), 226–236. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2009.05.007.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/767

Parâmetros Típicos da Rocha Intacta para Litotipos Associados a Jazidas Minerais

Bárbara Emilly V. F. E Souza
Geóloga M.a Geotecnia, Vale S.A, Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Belo Horizonte, Brasil, e.barbara@yahoo.com

Isabela Maria Maia Bernardes
Engenheira Civil, Vale S.A, Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais (PUC-MG), Belo Horizonte, Brasil, isabelammbernardes@gmail.com

Inácio Diniz Carvalho
Geólogo, Vale S.A, Univerisdade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, inacio.carvalho@vale.com

RESUMO: Buscando maior qualidade e confiabilidade nos resultados de ensaios geotécnicos de rochas, o primeiro Laboratório de Mecânica das Rochas da Vale (LGV) foi implementado em Minas Gerais, no Centro de Desenvolvimento Mineral – CDM. A análise de mecânica das rochas se inicia com ensaios não destrutivos de preparação dos testemunhos, onde se obtém corpos de provas perfeitamente cilíndricos e paralelos que seguirão para os ensaios de caracterização, nos fornecendo medidas de grandezas que nos permitem calcular absorção aparente de água, densidade aparente, porosidade aparente, coeficiente de Poisson dinâmico e Módulo de Young dinâmico. Estes dados serão importantes para cálculos ao final do processo de análise. Já os ensaios de resistência e deformabilidade são partes destrutivas da análise, onde os corpos de prova, após passarem pela determinação física, seguem para ruptura em prensas MTS que permitem obter como resultados o valor da força aplicada e consequentemente a resistência máxima suportada axialmente, como também a deformação diametral associada a resistência à compressão da rocha por meio de extensômetros laterais e diametrais capazes de nos fornecerem estes dados com extrema precisão. Dentre os diferentes tipo de rochas ensaiados os altos valores de tensão de pico chamam a atenção pois estão acima de 400MPa tendo o máximo valor de tensão à compressão unixial, 604,05 MPa, em um Piroxenito.Todos os dados gerados ao final dos ensaios de resistência a compressão, irão subsidiar cálculos matemáticos que serão capazes de auxiliar os geotécnicos na tomada de importantes decisões quanto a abertura, exploração e fechamento de minas, cavas e barragens, sejam elas subterrâneas ou abertas.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaios, Parâmetros, Rochas, Jazidas.

ABSTRACT: Seeking greater quality and reliability in the results of geotechnical rock tests, Vale's first Rock Mechanics Laboratory was implemented in Minas Gerais, at the Mineral Development Center – CDM. The rock mechanics analysis begins with non-destructive tests to prepare the samples, where perfectly cylindrical and parallel specimens are obtained that will go on to the characterization tests, providing us with measurements of quantities that allow us to calculate apparent water absorption, density apparent porosity, dynamic Poisson's ratio and dynamic Young's Modulus. This data will be important for calculations at the end of the analysis process. The resistance and deformability tests are destructive parts of the analysis, where the specimens, after undergoing physical determination, proceed to rupture in MTS presses that allow obtaining as results the value of the applied force and consequently the maximum resistance supported axially, as also the diametrical deformation associated with the rock's compressive strength using lateral and diametrical extensometers capable of providing us with this data with extreme precision. Among the different types of rocks tested, the high values of peak stress draw attention as they are above 400MPa, with the maximum stress value at uniaxial compression, 604.05 MPa, in a Pyroxenite. All data generated at the end of the testing tests compressive strength, will support mathematical calculations that will be able to assist geotechnicians in making important decisions regarding the opening, exploration and closing of mines, pits and dams, whether underground or open.

KEYWORDS: Tests, Parameters, Rocks, Deposits.

1 INTRODUÇÃO

A Mecânica das Rochas é uma área da ciência que busca, dentre outros objetivos, compreender a relação entre as tensões naturais e induzidas a qual um maciço rochoso é submetido e estudar o seu comportamento frente a deformabilidade e resistência. Segundo a Associação Internacional de Mecânica das Rochas e Engenharia de Rochas (ISRM, 1985), a Mecânica das Rochas é a ciência teórica e aplicada do comportamento mecânico (resistência e deformabilidade) das rochas. É o ramo da mecânica interessado na resposta das rochas aos campos de forças do seu ambiente físico.

Em 2021, a Vale S.A implantou o Laboratório de Geotecnia Vale (LGV) e o primeiro Laboratório de Mecânica das Rochas da empresa. Desde então, o laboratório executa ensaios de ondas P e S (ISRM, 1985) não destrutivos, compressão triaxial (ASTM D7012-14) compressão uniaxial (ASTM D2938-95) e de tração indireta (ASTM D3967-16/ISRM 1985).

A resistência à compressão e a deformabilidade são parâmetros importantes para definição do comportamento mecânico das rochas. Existem diversos fatores que influênciam no comportamento e na resistência das rochas, como por exemplo, mineralogia, microfissuras, entre outros (Milli, 2021).

Conforme comentado por Azevedo & Marques (2002) o ensaio de Compressão Uniaxial (UCS) permite a obtenção da resistência de corpos de prova não confinados que são adquiridas na direção a maior tensão de cisalhamento exercida. Os ensaios UCS são comumente realizados na área de Mecânica das Rochas por serem simples e com bom custo benefício.

A progressiva execução dos testes nos variados tipos rochosos e constante análise interpretativa dos resultados, corresponde a uma importante boa prática na rotina do laboratório. Essa rotina pode apoiar a confirmação testes válidos ou mesmo na identificação de resultados anômalos.

2 OBJETIVOS

O objetivo principal desse trabalho é apresentar uma análise dos resultados obtidos nos últimos dois anos, e investigar as principais tendências e as faixas de valores típicos para os litotipos analisados. O intuito é identificar eventuais padrões e direcionar trabalhos futuros em depósitos minerais com arcabouço geológico semelhante.

3 METODOLOGIA

Os ensaios executados tiveram como base as diretrizes dos métodos sugeridos pela Associação Internacional de Mecânica das Rochas e Engenharia de Rochas (ISRM, 1985) – *"SM for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials – 1979"* e *"SM for the Complete Stress-Strain Curve for Intact Rock in Uniaxial Compression – 1999"*.

O Laboratório de Geotecnia Vale (LGV) recebe amostras de diferentes minas da Vale, no Brasil. Normalmente provenientes de furos de sondagem ou blocos indeformados das cavas. O processo de preparação dos corpos de prova (CP) tem início na recepção das amostras, nessa etapa há a verificação do que foi recebido. No caso de blocos indeformados há a definição dos pontos que serão extraídos os CP's levando em consideração anisotropia das rochas e direção das descontinuidades. Já nos testemunhos de sondagem esse processo consta com a marcação dos CP's levando em consideração a relação entre altura e diâmetro preconizado pelas normas e conselhos internacionais.

Após esse processo, as amostras são encaminhadas para o processo de usinagem, onde serão serradas, torneadas e retificadas. O processo da usinagem é um fator importante para a execução de um ensaio com qualidade, visto que, CP's com baixo paralelismo de topo e base pode ocasionar efeito de borda e flexões parasitas nos CP's. Além disso, um torneamento sem zelo pode gerar leituras de pontos de má usinagem.

A etapa seguinte é a verificação da usinagem com paquímetro e relógio comparador e o agrupamento dos CP's (Figura 1). O agrupamento leva em consideração litologias com características geotécnicas similares (grau de resistência, grau de alteração, grau de fraturamento e descontinuidade principal).

Figura 1- Corpos de prova após usinagem.

Após as definições, os ensaios não destrutivos são executados. Nessa fase, os parâmetros obtidos são: densidade aparente, porosidade aparente, absorção aparente, tempo de trânsito da onda P e tempo de trânsito da onda S.

Posteriormente os CP's são direcionados para os ensaios destrutivos. Os ensaios de compressão uniaxial (UCS) são executados na prensa MTS 816.04 (Figura 2) com controle de deformação, que possibilitam a leitura das deformações axiais e radiais visto que os corpos de prova são instrumentados com extensômetros que possuem precisão de 10^{-4} mm nos resultados, isso possibilita a obtenção de parâmetros elásticos como por exemplo Módulo de Young e Coeficiente de Poisson.

Figura 2 - Ensaio UCS com controle de deformação.

Os ensaios de compressão uniaxial podem ser executados por dois métodos distintos: A) Método em duas etapas: (1) Etapa com controle de deformação radial, até aproximadamente 50% da carga de carga de ruptura, para determinação de parâmetros elásticos ou até a curva volumétrica torna-se assíntota. (2) Etapa com controle de força até a ruptura do CP e B) Método em etapa única: controle de deformação radial até a ruptura.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foram analisados os resultados de 251 ensaios de compressão uniaxial em 15 litologias diferentes espalhadas nas três principais Províncias Minerais do Brasil: Quadrilátero Ferrífero, Carajás e Corumbá (Figura 3).

A metodologia utilizada na execução dos ensaios UCS no Laboratório de Mecânica das Rochas é agrupar os corpos de provas, ou seja, para cada ensaio UCS são considerados 5 corpos de provas, conforme os conselhos da ISRM (1985). Isso é realizado pois em algumas situações os corpos de prova terão a ruptura em uma descontinuidade preexistente, como por exemplo, falhas, fraturas, veios, foliações e xistosidades. Nesses casos os ensaios são comumente desconsiderados durante as análises pois a ruptura ocorreu em uma zona de fraqueza. Os agrupamentos levam em consideração a litologia, localização dos corpos de provas e a localização dos mesmos dentro da cava/mina e também o grau de resistência. Quando possível, considera-se também grau de fraturamento e grau de alteração.

Nesse estudo, como o objetivo é avaliar a faixa de valores possíveis de resistência à compressão uniaxial não se levou em consideração os agrupamentos e consequentemente os parâmetros de grau de resistência e localização dos corpos de prova no furo de sondagem ou dentro da cava. O critério adotado foi a classificação litológica, ou seja, os agrupamentos de análise levaram em consideração o tipo de litologia.

Figura 3 - Principais Provincias Minerais do Brasil.

A Tabela 1 ilustra as litologias analisadas e o quntitativo de ensaios verificados em cada uma delas.

Tabela 1 - Quantidade de ensaios analisados por litologia.

Litotipo	Quantidade de Ensaios
Arenito	40
Canga	15
Gabro	14
Hematita Compacta	29
Itabirito	11
Jaspilito	24
Máfica Sã	5
Meta-Vulcânica	44
Peridotito	13
Piroxenito	12
Quartzito	10
Quartzito Xisto	6
Rocha Intrusiva	5
Serpentinito	7
Xisto Compacto	14

As rochas são sistemas sólidos compostos por um conjunto de minerais, vazios e água, além disso, a maioria das rochas brasileiras foram submetidas a um ou mais evento metamórficos. Sendo assim, os valores de resistência à compressão uniaxial possuem uma ampla variabilidade. O gráfico da Figura 4 tem como objetivo ilustrar a variabilidade de valores da tensão de pico em cada litologia avaliada.

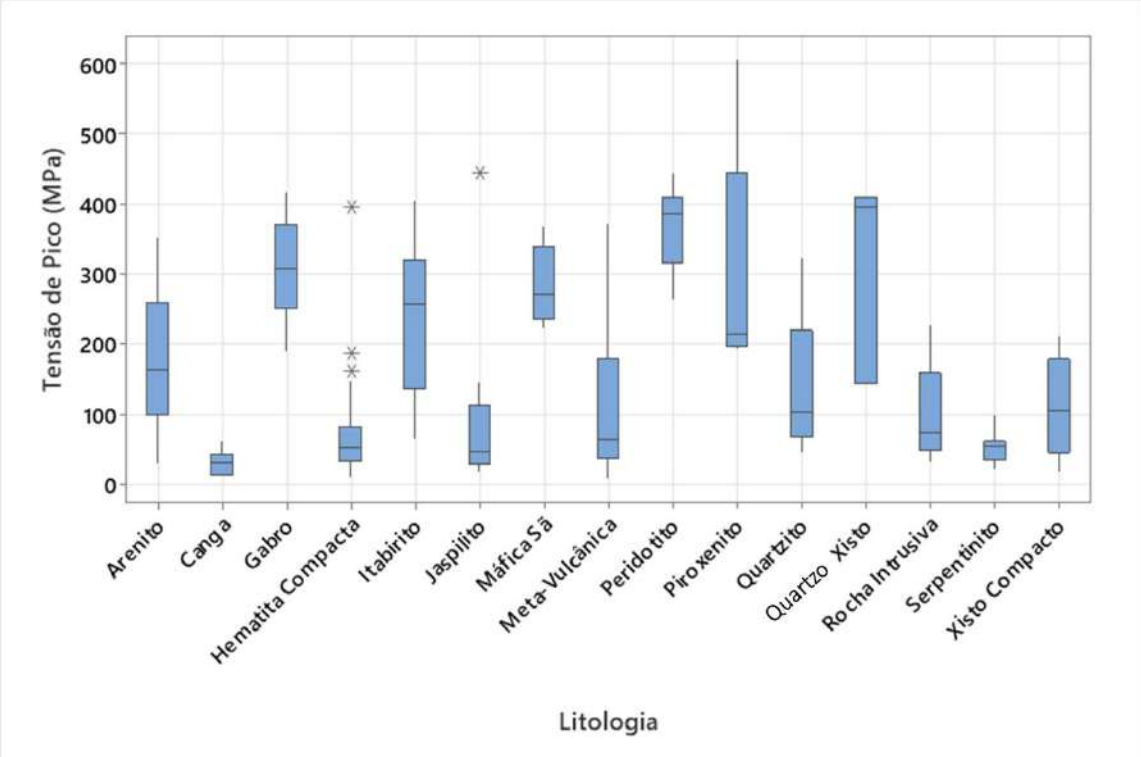


Figura 4 - Variação dos valores de tensão de pico no ensaio UCS para diferentes litologias.

Algumas litologias apresentaram pouca dispersão de tensão de, pico, como por exemplo a Canga e o Serpentinito. Já os ensaios executados em Piroxenito, Itabirito e Quartzo Xisto apresentaram variância alta, ou seja, houve um desvio padrão superior a 100, conforme Tabela 2. Outro ponto importante, que vale ressaltar, são os *outliers* nos valores de tensão de pico na Hematita Compacta e no Jaspilito, ambas são rochas compostas por alto teor de ferro com baixo teor de sílica, porém com diferentes processos de formação e localização.

Dentre os diferentes tipo de rochas ensaiados os altos valores de tensão de pico do Piroxenito, Gabro, Itabirito, Jaspilito, Peridotito e Quartzo Xisto chamam a atenção pois são tensões de pico acima de 400 MPa tendo o Piroxenito com a máxima tensão entre eles, 604,05 MPa.

Em contra partida a Canga, Hematita Compacta e as rochas Meta-vulcânicas possuem as menores tesões de picos, tendo como mínimo 9,75 MPa na Meta-vulcânica.

Tabela 2 - Relação entre desvio padrão, coeficiente de variação e valores mínimos e máximos de tensão de pico (MPa) em ensaios UCS.

Litologia	Tensão de Pico Média (MPa)	Tensão de Pico Mediana (MPa)	Desvio Padrão	Valor Máximo de Tensão de Pico (MPa)	Valor Mínimo de Tensão de Pico (MPa)	Coeficiente de Variação
Arenito	179,99	162,92	91,87	353,23	30,08	51,04%
Canga	30,49	31,35	15,04	63,02	11,33	49,34%
Gabro	307,52	308,32	64,85	417,27	190,34	21,09%

Hematita Compacta	74,91	53,54	75	396,46	10,01	100,12%
Itabirito	241,09	256,7	101,57	404,42	64,37	42,13%
Jaspilito	80,16	47,35	85,37	444,09	19,05	106,50%
Máfica Sã	284,68	270,21	50,66	367,83	223,31	17,80%
Meta-Vulcânica	108,66	64,66	92,25	371,51	9,75	84,90%
Peridotito	363,53	385,05	58,51	443,59	263,63	16,10%
Piroxenito	305,06	215,05	146,47	604,05	193,8	48,01%
Quartzito	133,25	103,29	86,21	322,71	44,84	64,70%
Quartzo Xisto	316,07	394,6	121,85	409,64	143,96	38,55%
Rocha Intrusiva	98,2	74,73	67,63	227,93	31,72	68,87%
Serpentinito	54,99	55,44	22,2	99,38	22,91	40,38%
Xisto CoMPacto	110,15	104,68	63,09	211,61	18,16	57,28%

5 CONCLUSÃO

Esse artigo visa contribuir e incentivar a sociedade geólogica-geotécnica a investir mais nos ensaios laboratoriais. O Brasil é um país com diversos tipos de rochas e com diferentes graus de metamorfismo e gênese, sendo assim é de extrema importância o conhecimento de parâmetros básicos do substrato rochoso e que em grande maioria são as litologias que são encontradas nas minas.

A análise estatística feita à variabilidade dos ensaios de compressão uniaxial mostrou que há uma grande dispersão de resultados principalmente nas amostras que possuem corpos de provas com valores de resistência muito diferentes ou porque o grupo amostral era grande. Isso ocorreu porque não foi possível subdividir os grupos litológicos de acordo com as classes de resistência mais alteradas. Esse fato implica na necessidade de haver mais resultados levando em consideração, além do tipo litológico o grau de resistência.

O grupo amostral desse estudo foi restrito, mas apresentou resultados satisfatório a respeito de uma faixa de tensão de pico em ensaios de compressão uniaxial para diferentes litotipos. É importante ressaltar os altos valores de resistência a compressão uniaxial dos Piroxenitos e Jaspilitos. Esses resultados agregam valor principalmente em situações de desmonte e dimensionamento de britador. Além de contribuir no desenvolvimento mais robusto de modelos geológicos e geomecânicos.

Os ensaios começam na coleta de amostras, quando é realizada uma seleção criteriosa levando em consideração o grau de resistência, grau de alteração e grau de fraturamento das rochas tem-se resultados com maior qualidade e acurácia.

Propõe-se para pesquisas futuras o estudo o aumento do grupo amostral de análise e uma separação das litologias por Províncias Minerais e também por Grau de Metamorfismo, por exemplo, a porção Oeste do Quadrilátero Ferrífero foi submetida a processos metamórficos e estruturais diferentes da porção Leste. Esse fator pode er influência nos valores de resistência à compressão uniaxial em litologias similares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Azevedo, I. C. D. & Marques. E. A. G. (2002). *Introdução à Mecânica das Rochas* – Caderno Didático 85, Viçosa: UFV.

ISRM (1985). *SM for Determining Water Content, Porosity, Density, Absorption and Related Properties and Swelling and Slake-Durability Index Properties.* International Society for Rock Mechanics. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr. Vol. 15.

ISRM (1985). *SM for Determining Sound Velocity*. International Society for Rock Mechanics. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr. Vol. 15.

ISRM (1985). *Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials.* International Society for Rock Mechanics. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr. Vol. 15.

ISRM (1985). *Suggested Methods for the Complete Stress-Strain Curve for Intact Rock in Uniaxial Compression.* International Society for Rock Mechanics. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr. Vol. 15.

ISRM (1985). *SM for Determining the Strength of Rock Materials in Triaxial Compression*. International Society for Rock Mechanics. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr. Vol. 15.

ISRM (1985). *SM for Determining Tensile Strength of Rock Materials*. International Society for Rock Mechanics. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr. Vol. 15.

Milli, C. B. (2021). *Análise dos fatores condicionantes da resistência à compressão dos litotipos da mina ingá, Crixás (GO).* Trabalho de conclusão de curso, Departamento de Geologia, Escola de Minas / UFOP, 87 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/768

Relação Empírica entre Velocidades de Propagação de Ondas Cisalhantes e Compressivas de um Sienogranito

Carolina Crissafe dos Santos Lemos
Estudante de doutorado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, carolina.crissafe@ufv.br

Eduardo Antonio Gomes Marques
Professor titular, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, emarques@ufv.br

Cibele Cláuver de Aguiar
Professora adjunta, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, cibele.clauver@ufv.br

Flávio Antônio Ferreira
Professor adjunto, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, flavioferreira@ufv.br

Ana Carolina Dias Baêsso
Estudante de doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, anacarolinabaesso@gmail.com

RESUMO: O presente trabalho teve como objetivo determinar as velocidades de propagação de ondas compressivas e cisalhantes, bem como a relação V_s/V_p, para um sienogranito da região sudeste do Brasil, envolvendo amostras desde rocha sã até medianamente alterada. Foram ensaiados 46 corpos de prova pelo método do pulso ultrassônico, com transdutores de 250 kHz para a medição das velocidades de ondas compressivas e de 40 kHz para as ondas cisalhantes. Adicionalmente, foram determinados os índices físicos de massa específica aparente seca, massa específica aparente natural e porosidade aparente, a fim de auxiliar a identificação dos graus de alteração das amostras. Os resultados obtidos forneceram uma razão média de V_s/V_p igual a 0,47, com um desvio padrão de 0,04 e coeficiente de variação igual a 7,53%. Além disso, observou-se que a razão V_s/V_p manteve-se consistente, sem variações drásticas entre os diferentes graus de alteração da rocha, mostrando-se semelhante a estudos anteriores disponíveis na literatura. Esses resultados possuem implicações práticas relevantes na engenharia geotécnica, uma vez que a partir da relação entre V_s e V_p é possível estimar propriedades importantes, como o módulo de elasticidade dinâmico e o coeficiente de Poisson, que são muito utilizadas em projetos geotécnicos.

PALAVRAS-CHAVE: Sienogranito, Velocidade de Propagação de Ondas, Propriedades-Índice, Caracterização Física, Relação Empírica.

ABSTRACT: This study aimed to determine the compressional and shear wave propagation velocities, as well as the V_s/V_p ratio, for a syenogranite from the southeastern region of Brazil, covering samples ranging from intact to moderately altered rock. A total of 46 specimens were tested using the ultrasonic pulse method, with 250 kHz transducers for measuring compressional wave velocities and 40 kHz for shear wave velocities. Additionally, physical indices of apparent dry bulk density, apparent natural density and apparent porosity were determined to assist in identifying the degrees of weathering of the samples. The results provided an average V_s/V_p ratio of 0.47, with a standard deviation of 0.04 and a coefficient of variation of 7.53%. Furthermore, it was observed that the V_s/V_p ratio remained consistent across different degrees of rock weathering, similar to previous studies available in the literature. These results have relevant practical implications in geotechnical engineering, as the relationship between V_s and V_p allows for the estimation of important properties such as dynamic modulus of elasticity and Poisson's ratio, which are widely used in geotechnical projects.

KEYWORDS: Syenogranite, Wave Propagation Velocity, Index Properties, Physical Characterization, Empirical Relationship.

1 INTRODUÇÃO

Os projetos de engenharia no âmbito da Mecânica das Rochas estão em constante evolução, assumindo dimensões cada vez maiores e mostrando-se notavelmente mais complexos. Esse avanço, conforme destacado por Lamas e Lemos (2021), é uma resposta à crescente ocupação do terreno, tanto em superfície quanto em subsuperfície, o que tem levado à necessidade de construir em maciços rochosos mais desafiadores.

Nesse contexto, a determinação das propriedades-índice das rochas é fundamental para prever o seu comportamento em projetos geotécnicos. Dentre essas propriedades, destacam-se as velocidades de propagação de ondas compressivas (V_p) e cisalhantes (V_s), que estão intimamente relacionadas com as características físicas, mecânicas e microestruturais da rocha intacta. A partir da obtenção dessas velocidades, é possível determinar as constantes elásticas dinâmicas de coeficiente de Poisson (υ_d) e módulo de elasticidade (E_d), possibilitando a compreensão do comportamento geomecânico de diversas estruturas geotécnicas, incluindo projetos de túneis, estabilidade de taludes, escavações subterrâneas e a céu aberto, perfurações e detonações (SARKAR; VISHAL; SINGH, 2012).

Além disso, Marques e Vargas Jr. (2022) destacam que, na prática da engenharia, observa-se que o grau de fissuração e o grau de alteração intempérica interferem na medida da velocidade de propagação das ondas, de forma que, quanto maior for o peso específico e menor for a porosidade, maior será o valor registrado para a velocidade. Desta forma, a velocidade de propagação de ondas pode ser utilizada como um índice para avaliar a integridade da rocha, quanto aos graus de fissuração e alteração intempérica.

Diante desse cenário, devido à importância da obtenção das velocidades ultrassônicas e ao efeito do intemperismo nas propriedades geomecânicas das rochas, o presente estudo teve como objetivo determinar os valores de V_p e V_s, bem como a razão V_s/V_p, para amostras de um sienogranito da região sudeste do Brasil, incluindo desde a condição de rocha sã até moderadamente intemperizada. Assim, foi possível observar se essa razão se altera com a influência do intemperismo, além de comparar os resultados com demais estudos apresentados na literatura técnica. Adicionalmente, foram determinados os índices físicos de massa específica aparente seca e porosidade aparente, a fim de auxiliar na identificação dos graus de alteração das amostras e complementar a caracterização do material em questão.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Sienogranito

Para a realização deste estudo, foram utilizados cinco blocos de rocha intacta de um sienogranito. Dentre esses blocos, um deles foi classificado como rocha sã (W1), dois como levemente intemperizados (W2) e os dois restantes foram considerados como moderadamente intemperizados (W3), de acordo com a classificação da *International Society for Rock Mechanics* – ISRM (1981). Esses blocos foram coletados em uma pedreira de extração de rochas ornamentais, localizada no município de Cachoeiro de Itapemirim, no sul do estado do Espírito Santo. Segundo dados do Centro Brasileiro Exportador de Rochas Ornamentais – CENTROROCHAS (2023), o Espírito Santo foi responsável por 82,2% da receita de exportação de rochas ornamentais do Brasil em 2023, evidenciando a importância econômica e geológica desta região.

2.2 Métodos

2.2.1 Preparação das amostras

Inicialmente, os testemunhos foram extraídos dos blocos de rocha por meio de uma máquina perfuratriz, composta por um cálice cilíndrico com duas coroas diamantadas, sendo a primeira delas com diâmetro interno de 67,5 mm e outra com diâmetro interno de 54 mm. Posteriormente, os corpos de prova foram serrados e retificados, a fim de atenderem às dimensões necessárias para a realização dos ensaios, além de garantir que as suas extremidades estivessem lisas e paralelas.

No total, foram preparadas 32 amostras cilíndricas com diâmetro de 54 mm e relação altura/diâmetro (H/D) entre 2,0 e 2,5, sendo 14 na condição W1, 6 de W2 e 12 de W3. Adicionalmente, foram preparadas 14

amostras com diâmetro de 67,5 mm e altura mínima de 160 mm, sendo 3 de W1, 7 de W2 e 4 de W3. Na Figura 1 são exemplificadas amostras referentes aos três graus de alteração intempérica.

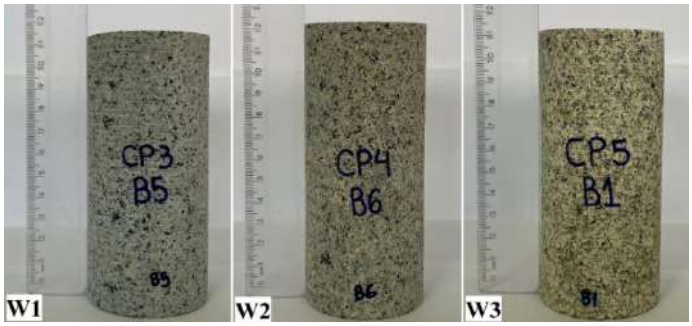


Figura 1. Exemplos de amostras preparadas das classes W1, W2 e W3.

2.2.2 Velocidade de propagação do pulso ultrassônico

Para a realização desse ensaio, utilizou-se o equipamento "Pundit PL-200", da fabricante Proceq, apresentado na Figura 2 (a). A determinação da velocidade de propagação de ondas compressivas, também conhecidas como ondas P, foi efetuada através de um par de transdutores de 250 kHz, apresentados na Figura 2 (b). Com o intuito de garantir uma boa aderência entre a amostra e esses transdutores, além de otimizar a qualidade do sinal registrado, utilizou-se um gel à base de água para a leitura dessas ondas, conforme indicado na Figura 2 (c). Em relação à determinação da velocidade de propagação das ondas cisalhantes, também denominadas ondas S, foi empregado um par de transdutores DPC (*Dry Point Shear Wave Transducers*) de 40 kHz, como mostrado na Figura 2 (d). Esse modelo de transdutor dispensa a necessidade de gel de acoplamento, uma vez que a transmissão e recepção do sinal são realizadas diretamente pelas ponteiras do transdutor.

(a) (b) (c) (d)

Figura 2. Equipamentos utilizados no ensaio de velocidade do pulso ultrassônico: (a) Pundit PL-200, (b) transdutores de onda P, (c) gel de acoplamento e (d) transdutores DPC de onda S.

O ensaio foi realizado seguindo as recomendações da *ASTM International* (ASTM, 2000). O instante de chegada da onda P foi definido como o último ponto de amplitude 0,0% antes do início do primeiro sinal registrado. Em relação à onda S, o seu tempo de chegada foi determinado como o ponto de amplitude 0,0% anterior ao primeiro pico negativo significativo da curva, conforme indicado pelo "Manual de referência rápida dos transdutores DPC de onda de cisalhamento" da Proceq (2023). Além disso, ressalta-se que essa metodologia foi previamente empregada nos estudos conduzidos por Rios *et al.* (2017), Candelaria *et al.* (2020) e Ferreira *et al.* (2021). A determinação dos tempos de chegada das ondas P e S foi realizada com o auxílio do software *PL-Link*, da fabricante Proceq.

2.2.3 Índices físicos

Neste ensaio, foram determinados os índices físicos de massa específica aparente seca (ρ_d) e porosidade aparente (η), pela técnica de flutuação, conforme o procedimento sugerido pela ISRM (2007). Além disso, foi

determinada a massa específica aparente natural (ρ) das amostras, através da medição direta das dimensões de diâmetro e altura, bem como da massa de cada corpo de prova.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Índices físicos

Os resultados do ensaio de índices físicos estão apresentados na Tabela 1. Desta forma, constatou-se uma relação inversamente proporcional entre o grau de alteração intemperíca e os valores de ρ_d e ρ das amostras, enquanto o valor de η demonstrou uma relação diretamente proporcional com a alteração intempérica. Além disso, foi possível observar uma mudança sutil nas propriedades-índice do sienogranito entre as classes de W1 e W2, enquanto uma modificação mais acentuada foi registrada entre as classes W2 e W3. A determinação dessas propriedades possibilitou a quantificação do efeito do intemperismo sobre a rocha, auxiliando a distinção dos graus de alteração intempérica.

Tabela 1. Resultados dos índices físicos

Propriedade	W1	W2	W3
Massa específica aparente seca - ρ_d (g/cm³)	2,67	2,66	2,47
Massa específica aparente natural - ρ (g/cm³)	2,64	2,63	2,43
Porosidade aparente - η (%)	1,00	1,74	7,55

3.2 Velocidade de propagação do pulso ultrassônico

Os resultados do ensaio de velocidade de propagação das ondas compressivas (V_p) e cisalhantes (V_s) estão apresentados na Tabela 2. Nota-se que tanto para V_p quanto para V_s foi registrado um aumento nos valores obtidos para as amostras levemente alteradas (W2) em relação às amostras de rocha sã (W1), sendo contrário ao comportamento esperado. Esse resultado pode ser atribuído a possíveis diferenças mineralógicas, texturais, microfissuras, ou outros fatores que podem ter exercido maior influência sobre essa propriedade do que o intemperismo, uma vez que de W1 para W2 a degradação das propriedades físicas da rocha foi pouco notória, conforme evidenciado pelos índices físicos. Contudo, em W3 foi observada uma diminuição nos valores de V_p e V_s em relação à rocha sã, indicando que a influência do intemperismo foi mais expressiva nessa classe. Adicionalmente, em todas as classes o desvio padrão obtido foi baixo, o que demonstra a homogeneidade dos grupos de amostras e indica que a diferença no tamanho dos corpos de prova ensaiados não influenciou essas medições.

Tabela 2. Resultados das velocidades de propagação das ondas P e S

Estatística	V_p (m/s)			V_s (m/s)		
	W1	W2	W3	W1	W2	W3
Valor médio (m/s)	4859,4	5443,2	3277,2	2256,0	2384,2	1665,1
Desvio padrão (m/s)	200,99	237,42	140,14	37,28	44,50	113,37
Coeficiente de variação (%)	4,10%	4,40%	4,30%	1,70%	1,90%	6,80%
Número de amostras	17	13	16	17	13	16

A Tabela 3 apresenta a razão V_s/V_p para as amostras ensaiadas.

Tabela 3. Valores da razão V_s/V_p.

Razão V_s/V_p				
Estatística	W1	W2	W3	Total
Valor médio	0,46	0,44	0,51	0,47
Desvio padrão	0,02	0,02	0,03	0,04
Coeficiente de variação (%)	3,33%	4,07%	5,79%	7,53%
Número de amostras	17	13	16	46

Desta forma, nota-se que a razão V_s/V_p variou de 0,44 a 0,51 entre as classes de alteração intempérica estudadas, resultando em uma média geral de 0,47 ao considerar todas as amostras em conjunto. Esses resultados indicam que não há uma variação tão discrepante dessa razão entre os diferentes graus de alteração intempérica estudados. A Tabela 4 apresenta os resultados encontrados por demais autores na literatura técnica para rochas graníticas, para fins de comparação. Nesse contexto, evidencia-se que os valores obtidos no presente estudo se aproximam dos que foram determinados por outros autores, mostrando-se consistentes.

Tabela 4. Comparação dos valores de V_s/V_p obtidos por demais autores

Autores	Litotipo	Localização	V_s/V_p
Presente estudo (2024)	Sienogranito	Brasil	0,40 - 0,56
Lamas (2023)	Granito	Portugal	0,57 - 0,59
Ajalloeian, Jamshidi e Khorasani (2020)	Sienogranito	Irã	0,56 - 0,60
	Granito	Irã	0,60 - 0,61
	Monzogranito	Irã	0,55 - 0,56
	Granodiorito	Irã	0,56 - 0,58
Antão e Quinta-Ferreira (2015)	Granito	Portugal	0,34 - 0,83
Sen *et al.* (2010)	Granito	Índia	0,41 - 0,58

Nesse sentido, a razão média de V_s/V_p determinada neste estudo pode ser utilizada para estimar as propriedades elásticas dinâmicas de rochas graníticas, como o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, especialmente diante da impossibilidade de se realizar ensaios que as determinem diretamente, uma vez que são extremamente úteis em projetos geotécnicos.

4 CONCLUSÕES

Diante dos resultados apresentados, constatou-se que as propriedades-índice de massa específica aparente natural, massa específica aparente seca e porosidade aparente do sienogranito em estudo possibilitaram a quantificação do efeito do intemperismo sobre a rocha, observando-se uma modificação sutil entre as classes W1 e W2, que se tornou mais acentuada de W2 para W3. Além disso, os resultados do ensaio de velocidade de propagação de ondas demonstraram que nos estágios iniciais de intemperização da rocha, entre as classes W1 e W2, fatores microestruturais como diferenças mineralógicas, texturais ou microfissuras podem ter exercido uma influência mais notória nos valores de V_p e V_s do que o intemperismo. Contudo, a partir da classe W3 a modificação dessas propriedades devido à alteração intempérica tornou-se mais expressiva.

Adicionalmente, verificou-se que a razão V_s/V_p apresentou uma pequena variação entre as amostras de sienogranito entre as classes W1, W2 e W3, mostrando-se semelhante aos valores obtidos em estudos anteriores disponíveis na literatura. Desta forma, conclui-se que os resultados deste estudo possuem implicações práticas relevantes na engenharia geotécnica, uma vez que permitem estimar propriedades importantes, como o módulo de elasticidade dinâmico e o coeficiente de Poisson, com base na relação entre V_p e V_s. Ademais, sugere-se que essa relação continue sendo investigada em futuras pesquisas, abrangendo diferentes litologias, e contribuindo para o aprimoramento das avaliações geotécnicas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão da bolsa de estudos que viabilizou o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ajalloeian, R., Jamshidi, A., Khorasani, R. (2020) Assessments of ultrasonic pulse velocity and dynamic elastic constants of granitic rocks using petrographic characteristics. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38, p. 2835-2844.

Antão, A., Quinta-Ferreira, M. (2015) Weathering influence on physical properties of the Guarda granite, Portugal. *15th International SGEM GeoConference on Science and Technologies in Geology, Exploration and Mining.*

ASTM International (2000). ASTM D2845–00: *Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock*.

Candelaria, M.D.E., Kee, S-H., Yee, J-J., Lee, J-W. (2020) Effects of Saturation Levels on the Ultrasonic Pulse Velocities and Mechanical Properties of Concrete. *Materials*, 14(1), p. 152.

CENTROROCHAS - Centro Brasileiro dos Exportadores de Rochas Ornamentais (2023). Informativo mensal de exportações de rochas: dezembro de 2023. Disponível em: <https://www.sindirochas.com/downloads/relatorios/relatorio-de-exportacoes-dezembro-2023-sindirochas.pdf>. Acesso em: 02 jan. 2024.

Ferreira, C., Rios, S., Cristelo, N., Fonseca, A. V. (2021) Evolution of the optimum ultrasonic testing frequency of alkali-activated soil–ash. *Géotechnique Letters*, 11(3), p. 158-163.

ISRM - International Society for Rock Mechanics (1981). Commission on Classification of Rocks and Rock Masses. *Basic geotechnical description of rock masses*.

ISRM - International Society for Rock Mechanics (2007). *The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006.*

Lamas, L., Lemos, J.V. (2021) O desenvolvimento da mecânica das rochas e perspectivas de evolução da investigação e dos domínios de aplicação. *Geotecnia*, 152, p. 481-508.

Lamas, R.I.R. (2023) *Estudo da variabilidade geológico-geotécnica dos perfis de alteração do granito do Porto*. Tese de doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 397 p.

Marques, E.A.G., Vargas Jr., E.A. (2022). *Introdução à Mecânica das Rochas*. 1 ed. Oficina de Textos, São Paulo, 184 p.

PROCEQ (2023). *DPC Shear Wave Transducers Quick Reference*. Disponível em: <https://www.screeningeagle.com/pt/products/pundit-200>. Acesso em 03 abr. 2023.

Rios, S., Cristelo, N., Fonseca, A.V., Ferreira, C. (2017) Stiffness Behavior of Soil Stabilized with Alkali-Activated Fly Ash from Small to Large Strains. *International Journal of Geomechanics*, 17(3).

Sarkar, K., Vishal, V., Singh, T. N. (2012) An empirical correlation of index geomechanical parameters with the compressional wave velocity. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30, p. 469-479.

Sen, K., Sharma, R., Arora, B. R., Gupta, V. (2010) Influence of magnetic fabric anisotropy on seismic wave velocity in paramagnetic granites from NW Himalaya: Results from preliminary investigations. *Journal of the Geological Society of India*, 76, p. 322-330.

ÁREA 17.

Mecânica das Rochas Alteradas e Naturalmente Brandas

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/769

Análise Comparativa de Critérios de Ruptura para Estabilidade de Taludes de uma Cava a Céu Aberto Através do Plaxis

Gabriella Quaresma
Geóloga, HIDROBR, Belo Horizonte, Brasil, gabriela.quaresma@hidrobr.com

Josymar Carlos Augusto Araújo e Sá
Auxiliar de Engenharia, HIDROBR, Belo Horizonte, Brasil, josymar.sa@hidrobr.com

Marko Rupert
Especialista em Geotecnia, HIDROBR, Belo Horizonte, Brasil, marko.rupert@hidrobr.com

Ingrid Belcavello Rigatto
Coordenadora de Geotecnia, HIDROBR, Belo Horizonte, Brasil, ingrid.rigatto@hidrobr.com

Fernanda Barbaro Franco
Engenheira Civil, Jaguar Mining, Belo Horizonte, Brasil, fernanda.franco@jaguarmining.com

RESUMO: Este estudo realiza uma análise comparativa de três critérios de ruptura para avaliar a estabilidade de taludes em uma cava de mineração em Minas Gerais: Mohr Coulomb, Hoek Brown e Anisotropic Strength. A modelagem da cava considera a presença de movimentos de massa na zona central, onde a rocha apresenta foliação marcante, influenciando a ocorrência de rupturas planares. A dificuldade em distinguir entre solo residual e rochas altamente intemperizadas é evidenciada. A metodologia envolve uma retroanálise para obter parâmetros de resistência, seguida de análises 2D utilizando o software Plaxis. Os critérios são comparados quanto à sua eficácia na descrição e avaliação do cenário estudado. O estudo visa contribuir para discussões sobre a representação de cenários geologicamente complexos e compreensão dos méritos e limitações dos critérios de ruptura. Destaca-se a influência das estruturas rochosas na deflagração de rupturas e a importância desse conhecimento na análise de estabilidade. É crucial considerar as particularidades dos materiais estudados para obter informações mais precisas. Os resultados promovem práticas aprimoradas para a avaliação da estabilidade de taludes em rochas brandas, contribuindo para o avanço da engenharia geotécnica.

PALAVRAS-CHAVE: Critérios de ruptura; Cava de mineração; Estabilidade de taludes; Complexidades geológicas.

ABSTRACT: This study conducts a comparative analysis of three failure criteria to assess the stability of slopes in a mining pit in Minas Gerais: Mohr Coulomb, Hoek Brown, and Anisotropic Strength. The pit modeling considers the presence of mass movements in the central zone, where the rock exhibits prominent foliation, influencing the occurrence of planar failures. The challenge of distinguishing between residual soil and highly weathered rocks is evident. The methodology involves backanalysis to obtain resistance parameters, followed by 2D analyses using Plaxis software. The criteria are compared in terms of their effectiveness in describing and evaluating the studied scenario. The study aims to contribute to discussions on the representation of geologically complex scenarios and understanding the merits and limitations of failures criteria. The influence of rock structures on the initiation of failure criteria is highlighted, emphasizing the importance of this knowledge in stability analysis. It is crucial to consider the peculiarities of the materials studied to obtain more accurate information. The findings of this study contribute to advancing the field of geotechnical engineering by promoting enhanced practices and methodologies for evaluating the stability of mining slopes comprised of soft rocks with complex structural characteristics.

KEYWORDS: Failure criteria; criteria; Open pit mining; Slope stability; Geological complexities.

1 INTRODUÇÃO

Estruturas geotécnicas, como os taludes de uma cava de mineração, estão sujeitas a falhas que podem desencadear deslizamentos, gerando insegurança nas operações. É importante destacar que esses eventos podem ser oportunidades valiosas de aprendizado, uma vez que o estudo de tais acontecimentos auxiliam na compreensão do comportamento do maciço permitindo extrair lições fundamentais para embasar medidas preventivas e mitigação da ocorrência desses eventos.

Nesse contexto, as retroanálises (e.g. Gomes, 2023; Shapka-Fels e Elmo, 2022) surgem como ferramentas auxiliares para compreender as propriedades do maciço rochoso, permitem verificar e comparar resultados considerando fatores de segurança e parâmetros geológico-geotécnicos provenientes de ensaios laboratoriais e do comportamento do maciço *in situ*, uma vez que recriação das condições in situ do material, mesmo com amostras indeformadas, não é uma tarefa trivial. Além disso, o elevado grau de alteração do maciço dificulta a caracterização e a distinção entre solo saprolítico e rocha muito alterada, podendo implicar em divergências na definição de parâmetros geotécnicos, haja vista a dificuldade de estabelecer parâmetros para este tipo de material comumente descrito como rocha branda (*e.g.* Lim *et al*., 2017, Lopes *et al.*, 2007).

Nesse sentido, este trabalho propõe um estudo de caso que investiga deslizamentos em um talude de uma cava exaurida por meio de uma retroanálise. Para tanto, foi considerado três critérios de ruptura para avaliação dos modelos comparativamente a realidade observada, incluindo o Mohr-Coulomb, Anisotropic Strength e Hoek Brown (*e.g.* Hoek e Brown, 1997; Hoek *et al.*, 2002). Além disso, o arranjo geométrico da estrutura antes e após a ruptura foi utilizado na análise retroativa. Essas análises foram realizadas em duas dimensões, utilizando o software PLAXIS LE.

2 METODOLOGIA

A metodologia adotada neste estudo envolveu a análise de um estudo de caso no contexto da mineração envolvendo taludes de uma cava localizada em Minas Gerais, Brasil. Inicialmente, foi realizada uma revisão da literatura para compreender os métodos mais utilizados na análise de estabilidade de taludes, destacando a importância do método de equilíbrio-limite e a definição prévia do modelo e condição de ruptura.

O estudo de caso foi selecionado com base em sua relevância prática e características geotécnicas específicas, incluindo a presença de rochas brandas em elevado estágio de intemperismo e um histórico de deslizamentos na região. Por meio de observações de campo e análises geológicas, foram coletados dados sobre a geometria da cava, a litologia predominante e sua condição de intemperismo.

A metodologia de análise envolveu a utilização de três modelos constitutivos para a retroanálise da estabilidade do talude: Hoek-Brown, Mohr Coulomb e Anisotropic Strength. Para tanto, foram realizadas análises comparativas em duas dimensões (2D) de forma a avaliar a adequação de cada modelo em representar o comportamento do material no cenário estudado.

Para a avaliação dos parâmetros de resistência, foram realizados investigações de campo e foram considerados ensaios de laboratório especificamente ensaios de cisalhamento direto referentes a duas amostras coletadas no local, a fim de obter valores realistas nos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais. No entanto, apenas foi possível a coleta de amostras referentes a camadas saprolíticas das litologias avaliadas, essencialmente devido ao difícil acesso ao local de estudo, assim como não foram consideradas a direção da foliação nos ensaios. Dessa forma, os parâmetros foram baseados inicialmente em valores típicos de rochas brandas apresentadas pela literatura (e.g. Hunt,1984; Lopes *et al.*, 2006; Shen *et al*., 2013; Araújo *et al.*, 2014), sendo ajustados por meio de retroanálise para atingir um fator de segurança o mais próximo possível de 1, em que, a priori, é quando a ruptura ocorre ou na iminência de ocorrer, devido as forças mobilizadoras se sobreporem ou se igualarem as forças resistivas ao cisalhamento. Nesse sentido, fez-se uso das relações entre o grau de resistência dos maciços rochosos e das características apresentadas pelo maciço, conforme definições de Hoek (2002) e Norbury (2010).

O software PLAXIS LE foi utilizado para realizar as análises de equilíbrio-limite, empregando os métodos de cálculo de Morgenstern-Price, Spencer e o método de busca Cuckoo Search. As simulações foram realizadas considerando a ruptura não circular em estado bidimensional, levando em conta a geometria da cava e as características geológicas locais.

3 RESULTADOS

Nos tópicos seguintes são apresentados os resultados obtidos nas retroanálsies realizadas.

3.1 Caracterização geológica local e classificação geomecânica do maciço rochoso

A cava estudada encontra-se com problemas de estabilidade, principalmente em sua região central. As características do terreno, como: xistosidade da rocha; intemperismo avançado e concentração da drenagem superficial, deterioraram os taludes com o tempo. Nestas condições, é necessário intervir para aumentar fator de segurança de estabilidade dos taludes. A cava tem a forma aproximada de um anfiteatro e seus taludes são caracterizados majoritariamente por xisto e filito do Grupo Nova Lima, no contexto geotectônico do Quadrilátero Ferrífero.

As unidades litológicas identificadas estão dispostas em camadas inclinadas, assim como os planos de fraqueza, foliação e xistosidade, com direção média para SE e mergulho de aproximadamente 45º, característica também considerada favorável para a deflagração de deslizamentos na porção central, conforme pode ser observado nas Figura 1 e Figura 2.

Figura 1. Filito alterado de coloração cinza a amarronzado fragmentado conforme plano de foliação e descontinuidades.

Figura 2. Xisto de coloração esbranquiçada com planos de fraqueza (xistosidade), ilustrados pelas setas vermelhas, bem-marcados

A classificação geomecânica foi feita de acordo com a metodologia de Bieniawski (1989) quase que integralmente por meio das informações advindas dos furos de sondagem executados, como exemplificado nas Tabela 1 e Tabela 2, bem como considerou-se as avaliações realizadas em campo. Salienta-se que tais tabelas reúnem informações de cinco furos realizados no local, sendo os dados referentes a média dos valores encontrados nos furos. Reitera-se que não necessariamente os dados apresentados na Tabela 1 e Tabela 2 representam os parâmetros e características da unidade geológica avaliada. A classificação geomecânica e obtenção do valor RMR é apresentado apenas para fins comparativos e de entendimento do material estudado. Por isso, optou-se pela penalização do valor RMR pela orientação das descontinuidades, haja vista que foi utilizado um modelo geológico simplificado para a realização das retroanálises.

Tabela 1. Classificação do maciço rochoso.

Rocha	**Filito 1**	
Início do horizonte avaliado (m)	4,5	
Fim do horizonte avaliado (m)	10,5	
Recuperação (sondagem)	60	
RQD ("Rock Quality Designation")	0	
Parâmetros		**Pesos**
Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta	R0 (<1)	0
RQD ("Rock Quality Designation")	<20	3
Espaçamento das descontinuidades (mm)	<0,06	5
Condição das descontinuidades	Polida	20
Influência da água	Seco	15
Orientação das descontinuidades	Razoável	-25
Valor RMR		18
Classe		V
Índice GSI		13

Fonte: Bieniawski (1989).

Tabela 2. Classificação do maciço rochoso.

Rocha	**Xisto**	
Início do horizonte avaliado (m)	11	
Fim do horizonte avaliado (m)	25	
Recuperação (sondagem)	90	
RQD ("Rock Quality Designation")	60	
Parâmetros		**Pesos**
Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta	R3 (25-50)	4
RQD ("Rock Quality Designation")	50-75	13
Espaçamento das descontinuidades (mm)	0,2 - 0,6	10
Condição das descontinuidades	Rugosa	30
Influência da água	Seco	15
Orientação das descontinuidades	Desfavorável	-50
Valor RMR		22
Classe		IV
Índice GSI		17

Fonte: Bieniawski (1989).

Para a avaliação dos parâmetros de resistência foram considerados, também, os ensaios de cisalhamento direto executados em duas amostras de solo residual jovem (saprolítico), cujos resultados são apresentados na Tabela 3, haja vista que as rochas analisadas se encontram muito alteradas e são consideradas como brandas.

Tabela 3. Resultado do ensaio de cisalhamento direto

Amostra	**Profundidade (m)**	**Tensão Efetiva Inundado**	
		φ' (°)	**c' (kPa)**
01	3 - 5	23,89	35,69
02	11 - 13	17,59	64,73

Ressalta-se que devido a ausência de ensaios de resistência nas rochas e a limitada quantidade de informações de campo devido a dificuldade de acesso, foram considerados os valores típicos de rochas brandas apresentadas pela literatura (e.g. Hunt,1984; Lopes *et al.*, 2006; Shen *et al.*, 2013; Araújo *et al.*, 2014) para se introduzir inicialmente no software de análise de estabilidade e sendo ajustados por meio de retroanálise para atingir um fator de segurança o mais próximo possível de 1.

Quanto ao posicionamento da linha freática no local, em nenhum dos furos de sondagem avaliados entre 30 e metros e 40 metros de profundidade foi encontrado N.A. Portanto as análises de estabilidade foram realizadas considerando o maciço seco.

3.2 Hoek-Brown

A retroanálise em que foi utilizado o critério de ruptura de Hoek-Brown (Figura 3) apresentou resultados consistentes, com uma superfície de ruptura ligeiramente mais profunda se comparada a que ocorreu no local. No entanto, os parâmetros obtidos permaneceram dentro do limite inferior do considerado para rocha branda, demonstrando a capacidade do modelo em representar parâmetros realistas.

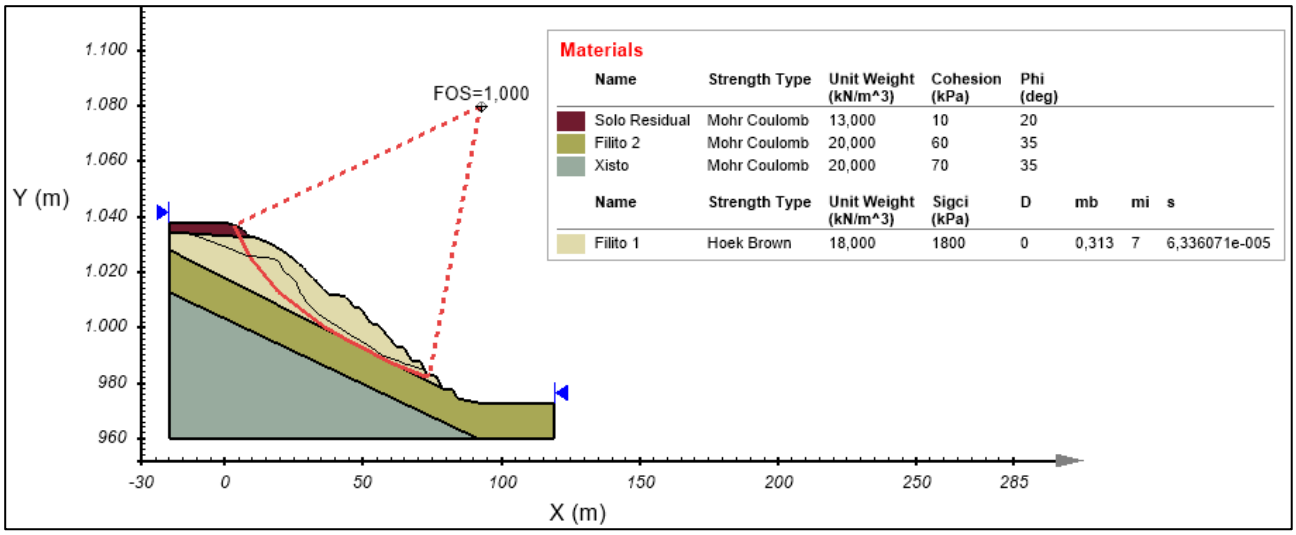


Figura 3. Resultado da retroanálise utilizando Hoek Brown.

3.2 Mohr-Coulomb

Os resultados obtidos com o critério de ruptura de Mohr Coulomb mostraram grande semelhança com os dados coletados em campo. Conforme apresentado na 4, a superfície de ruptura calculada se apresenta com grande semelhança à superfície mapeada em campo.

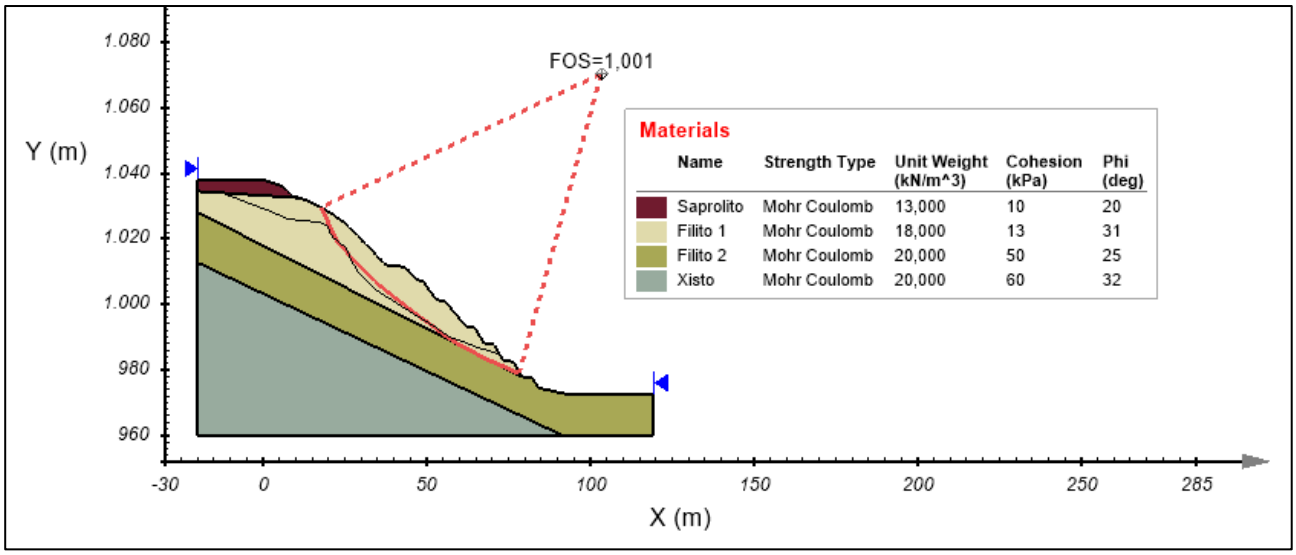


Figura 4. Resultado da retroanálise utilizando Mohr Coulomb.

3.3 Anisotropic Strength

Caracterizando o Filito 1 com o modelo constitutivo Anisotropic Strength, observou-se que a superfície de ruptura mais se aproximou da realidade quando os parâmetros foram ajustados para a superfície de maior fraqueza, com um ângulo de mergulho favorável ao deslizamento. Tal comportamento, aponta forte influência da orientação dos planos de fraqueza no comportamento da estrutura.

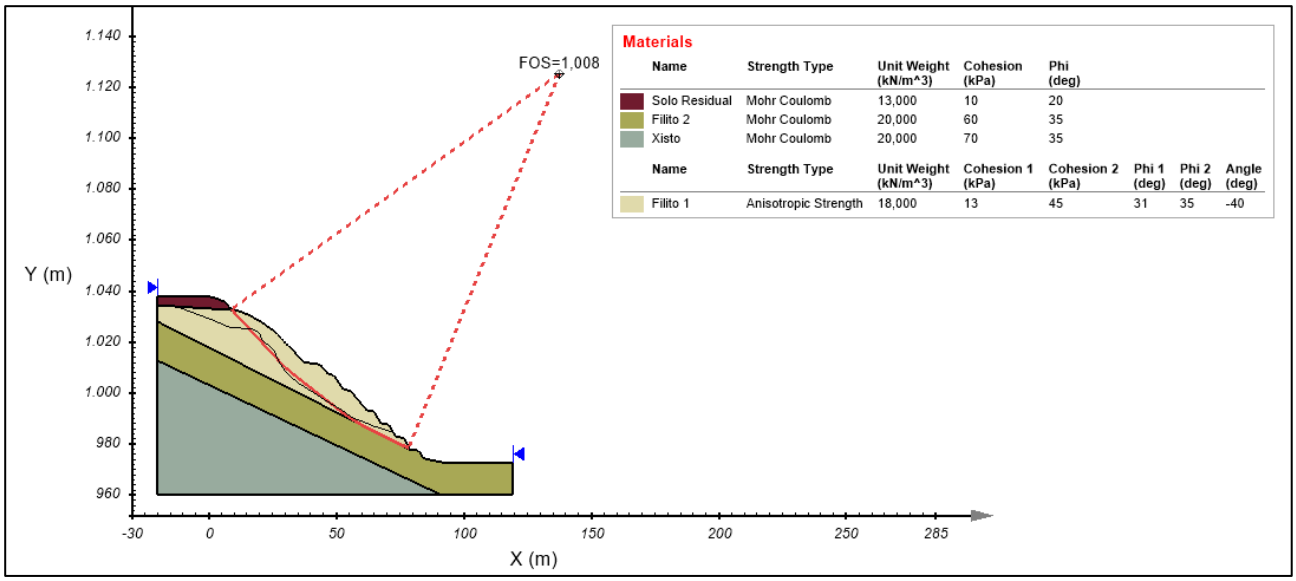


Figura 3. Resultado da retroanálise utilizando Anisotropic Strength

4 DISCUSSÃO

Os resultados obtidos das análises comparativas dos três modelos constitutivos representaram de forma razoável o comportamento do material na cava estudada. Ao realizar a retroanálise com diferentes combinações de parâmetros de resistência, foi possível alcançar um fator de segurança próximo de 1 em todas as simulações, indicando uma aproximação adequada da superfície de ruptura real.

O modelo de Hoek-Brown, apesar de apresentar uma superfície de ruptura ligeiramente mais profunda em comparação com os outros modelos, conseguiu representar com parâmetros realistas, ficando no limite inferior do considerado para rocha branda. Por outro lado, o Mohr Coulomb e o Anisotropic Strength mostraram resultados similares, especialmente quando os parâmetros foram introduzidos para o plano de maior fraqueza com um mergulho favorável ao deslizamento.

Salienta-se que o objetivo principal do presente trabalho é a comparação dos valores de resistência obtidos entre os 3 métodos propostos entre si, por meio de um modelo geológico simplificado. A classificação RMR foi apresentada apenas para fins de entendimento do contexto geomecânico local, não tendo sido utilizado como base para os parâmetros iniciais inseridos na análise de estabilidade.

Comparativamente, os ensaios de campo e laboratório revelaram parâmetros de resistência mais elevados do que os obtidos pela retroanálise, destacando a importância de considerar as características específicas do material estudado. Observou-se que a direção dos planos de fraqueza, juntamente com a baixa qualidade geomecânica do maciço rochoso, foram fatores determinantes para a ocorrência do deslizamento na cava.

É importante ressaltar que os resultados obtidos são baseados em um modelo idealizado e simplificado do problema real, e há limitações associadas à análise em duas dimensões de um problema tridimensional. No entanto, as conclusões fornecem pontos valiosos sobre a estabilidade do talude e destacam a importância da escolha adequada do modelo e dos parâmetros para análises mais fidedignas do cenário real.

5 CONCLUSÃO

O presente estudo aborda a importância e a representatividade de diferentes modelos constitutivos na avaliação da estabilidade de taludes em condições geotécnicas específicas, incluindo ambiente minerário e com maciços constituidos por rochas brandas. Os resultados obtidos demonstraram que os modelos Hoek-Brown, Mohr Coulomb e Anisotropic Strength foram capazes de representar de maneira satisfatória o comportamento do material na cava estudada, para as condições analisadas.

Utilizando-se da retroanálise foi possível ajustar os parâmetros de resistência para alcançar um fator de segurança próximo de 1 e se aproximar da superfície de ruptura observada em campo. Contudo, observeou-se que, quando as superfícies de ruptura apresentavam valores próximos de 1, os parâmetros obtidos por ensaios de campo e laboratório foram mais elevados do que os valores obtidos pela retroanálise, ressaltando a importância de considerar as características específicas do material estudado para determinação das propriedades de resistência ao cisalhamento desses materiais.

Além disso, se mostrou nítida a influência da direção dos planos de fraqueza e da baixa qualidade geomecânica do maciço rochoso, que foi evidenciada como fatores determinantes para a ocorrência do deslizamento dos taludes na cava. Nesse sentido, é imperativo a realização de ensaios que levem em consideração as estruturas do maciço rochoso e avaliem a resistência do material em diferentes direções.

Para mais, este estudo ressalta a necessidade de uma abordagem integrada e crítica na análise de estabilidade de taludes, utilizando modelos que melhor representem o comportamento do material em condições apresentadas em campo. A caracterização do maciço com o modelo adequado e dos parâmetros é essencial para garantir análises representativas que embasem tomadas de decisões mais assertivas e seguras.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à HIDROBR pelo apoio e incentivo na realização deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAUJO, T. P., Amaral Jr., A. F., Amaral, C. G., Zenóbio, A.A. (2014) Estudo da resistência de maciços de rocha branda em taludes de mineração. Mecânica das Rochas para Recursos Naturais e Infraestrutura SBMR 2014 – Conferência Especializada ISRM 09-13 Setembro 2014.

Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering Rock Mass Classifications. New York : John Wiley & Sons .

Gomes, C. L. R. (2023) Retroanálise em estabilidade de taludes em solo: metodologia para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento / Cláudio Luiz Ridente Gomes - Campinas, SP: [s.n.].

Hoek, E. (2002). Rock Mass Properties for Underground Mines. Society for Mining, Metallurgy and Exploration (SME). Litleton, Colorado. 21 p.

Hoek, E., Brown, E. T. (1997) Practical Estimates of Rock Mass Strength. International Journal Rock Mechanics Mining Science, 34, 1165-1186.

HUNT, R.E. (1984). Geotechnical Engineering Investigation Manual. McGraw-Hill, USA.983 p.

Lim, K.; Li, A. J.; Schmid, A.; Lyamin, A. V. (2017) Slope-stability assessments using finite-element limit-analysis methods. *International Journal of Geomechanics*, Vol. 17, Issue 2, n. 06016017.

Lopes MC (2006) Comportamento geotécnico e mecanismo de ruptura em rochas brandas - Mineração Córrego do Sítio. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Mineral - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, p 94.

Norbury, D. (2010) Soil and rock description in engineering practice. Whittles Publishing, April 2010. 302 pp, ISBN 978-1904445-65-4.

Shapka-Fels, T.; Elmo, D. (2022) Numerical Modelling Challenges in Rock Engineering with Special Consideration of Open Pit to Underground Mine Interaction. Geosciences, 12, 199. https://doi.org/10.3390/geosciences12050199

Shapka-Fels, T.; Elmo, D. (2022) Numerical Modelling Challenges in Rock Engineering with Special Consideration of Open Pit to Underground Mine Interaction. *Geosciences*, 12, 199. https://doi.org/10.3390/geosciences12050199

Shen, J.; Karakus, M.; XU, C. (2013) Chart-based slope stability assessment using the Generalized Hoek–Brown criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2013, 64: 210-219. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2013.09.002

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/770

Avaliação do Intemperismo em Filitos por Meio da Colorimetria

Marcio Fernandes Leão 1
Geólogo-Geotécnico, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, marcio.leao@tractebel.engie.com

Eduardo Antônio Gomes Marques 2
Geólogo-Geotécnico, UFV, Viçosa, Brasil, emarques@ufv.br

RESUMO: As consequências do intemperismo são muito distintas para diferentes tipos de rocha e, portanto, não é exequível a proposição de uma classificação única adequada para todos os tipos de rochas, estilos de intemperismo e escalas de observação e que sejam úteis para aplicações em Geologia de Engenharia. Desta forma, existem muitas proposições para classificar o efeito do intemperismo nas rochas, o que além de gerar um aumento na quantidade de termos empregados, possibilitando ainda o uso inadequado desses. Assim, ensaios expeditos na matriz podem auxiliar a padronizar as classificações do intemperismo, sendo um deles o colorímetro. O objetivo do artigo é demonstrar como o uso do colorímetro pode auxiliar na identificação dos graus de intemperismo. Para tal, amostras de filitos em níveis de alteração: são (W1), levemente intemperizado (W2), medianamente intemeperizado (W3) e altamente intemperizado (W4), foram efetuados testes em colorímetro (BYK, modelo portátil). Foram realizados testes na matriz da rocha, com mínimo de dez medidas e máximo de trinta medidas, em pontos aproximadamente equidistantes. Cabe ressaltar que o espaçamento entre os pontos é dependente da regularidade da superfície de aplicação. Os resultados indicam que o efeito da alteração nos filitos não causa descoloração da rocha e sim mudança de cor, evidenciando a necessidade de adaptar as classificações de campo para descrição do estado de rochas. Conclui-se que o ensaio na superfície da matriz rochosa pode ser um ensaio expedito a ser incorporado na classificação dos graus de intemperismo de rochas.

PALAVRAS-CHAVE: Intemperismo, Rochas Brandas, Colorimetria, Quadrilátero Ferrífero.

ABSTRACT: The consequences of weathering are very specific to different rock types and, therefore, it is not feasible to propose a single classification suitable for all rock types, weathering styles and observation scales and which are useful for applications in Engineering Geology. Therefore, there are many propositions to classify the effect of weathering on rocks, which in addition to generating an increase in the number of terms used, also enabling their inappropriate use. Thus, expeditious tests in the matrix can help standardize weathering classifications, one of them is the colorimeter. The objective of the article is to demonstrate how the use of a colorimeter can help identify degrees of weathering. To this purpose, filter samples at levels of change: fresh (W1), slightly weathered (W2), moderately weathered (W3) and highly weathered (W4), tests were carried out on a colorimeter (BYK, portable model). Tests were carried out on the rock matrix, with a minimum of ten measurements and a maximum of thirty measurements, at approximately equidistant points. It should be noted that the spacing between the points depends on the regularity of the application surface. The results indicate that the effect of alteration on phyllites does not cause discoloration of the rock but rather a change in color, highlighting the need to adapt field classifications to describe the state of rocks. It is concluded that the test on the surface of the rock matrix can be an index test to be incorporated into the classification of rock weathering degrees.

KEYWORDS: Weathering, Soft Rocks, Colorimetry, Quadrilátero Ferrífero.

1 INTRODUÇÃO

Segundo Leão (2017), o intemperismo é um processo responsável por modificar quimicamente e fisicamente as rochas, resultando diretamente em impactos negativos, do ponto de vista geotécnico, em suas propriedades químicas, físicas, bem como suas propriedades mecânicas. Além disso, o intemperismo promove uma reorganização do padrão de distribuição espacial das rochas com diferentes intensidades de alteração intempérica e comportamentos geomecânicos na escala do maciço rochoso. Pelas razões expostas,

há muitos anos, o processo de intemperismo e seus produtos derivados têm despertado interesse para as investigações geotécnicas, análises de estabilidade e projetos de engenharia em maciços rochosos.

A depender da rocha, o intemperismo se desenvolve no maciço rochoso de maneira distinta e dependente das propriedades intrínsecas da rocha intacta e descontinuidades. Desta forma, não é razoável utilizar uma única classificação sobre o efeito do intemperismo no maciço, visando a sua identificação. Assim, a classificação para identificar a evolução nos maciços necessita da compreensão: do efeito do intemperismo nas rochas, do estilo do intemperismo e escalas de observação, devendo trazer uma linguagem comum entre geólogos, engenheiros e demais profissionais.

A caracterização do intemperismo é complexa, mas pode ser estimada por meio avaliações simples in situ, por meio de instrumentos como: o martelo do geólogo e lâminas de aço, sobre a superfície da matriz da rocha e em descontinuidades. A intenção dessa metodologia é estabelecer grupos homogêneos e, então, mapeá- los no maciço rochoso (GCO, 1988; RAJ, 1983; GAMON, 1983). Dentre as sugestões comumente utilizadas com esse objetivo, pode ser mencionada a classificação da ISRM (2015), apresentada no Quadro 1.

Quadro 1. Classes de alteração intempérica das rochas (ISRM, 2015) (adaptada).

Termo	Descrição	Classe
Sã	Nenhum sinal visível de alteração da matriz; possível leve descoloração ao longo das descontinuidades principais.	W1
Levemente Intemperizado	Descoloração indica intemperismo da matriz da rocha e desuperfícies de descontinuidade. Toda a matriz da rocha pode estar descolorida pelo intemperismo e pode estar algo mais branda externamente do que na condição sã.	W2
Medianamente Intemperizado	Menos da metade da matriz da rocha está decompostae/ou desintegrada à condição de solo. Rocha sã ou descolorida está presente, formando um arcabouço descontínuo ou como núcleos de rocha.	W3
Altamente Intemperizado	Mais da metade da matriz da rocha está decomposta e/ou desintegrada à condição de solo. Rocha sã ou descoloridaestá presente, formando um arcabouço descontínuo ou como núcleos de rocha.	W4
Completamente Intemperizado	Toda a matriz da rocha está decomposta e/ou desintegrada à condição de solo. A estrutura original do maciço está, em grande parte, preservada.	W5
Solo Residual	Toda a rocha está convertida em solo. A estrutura do maciço e da matriz da rocha está destruída. Há uma grande variação de volume, mas o solo não foisignificativamente transportado.	W6

Conforme a classificação da ISRM (2015) a cor é uma dessas características que marcam a evolução do intemperismo, além do brilho e condições relacionadas a coerência e consistência da rocha intacta. Desta forma, por ser um parâmetro de fácil reconhecimento e por vezes associados à mudança mineralógica e processos geológicos, como a cimentação, por exemplo, essa característica pode ser utilizada em metódos laboratoriais conhecidos, como o colorímetro, para sua determinação.

Assim, o objetivo do artigo é demonstrar como o uso do colorímetro pode auxiliar na identificação dos graus de intemperismo. Para tal, amostras de filitos em níveis de alteração: são (W1), levemente intemperizado (W2), medianamente intemperizado (W3) e altamente intemperizado (W4), foram efetuados testes em colorímetro (BYK, modelo portátil). Além disso, foram incluídas nas análises pelo equipamento amostras do nível W2 com porções cimentadas.

2 METODOLOGIA

A avaliação da variabilidade de cores para os graus de intemperismo de filito (W1 a W4) foi realizada por meio de ensaios em colorímetro (equipamento portátil BYK). O sistema de obtenção da informação é baseado em sistema de cor expresso por coordenadas (Figura 1), ou seja, L* (localização da cor no eixo claro-escuro), variando entre L* = 0 preto e L* = 100 branco e, a* e b* (variações do tom e croma,

respectivamente) cujos eixos são dispostos ortogonalmente entre si e podem variar entre -50 (verde e azul, respectivamente) a + 50 (vermelho e amarelo, respectivamente).

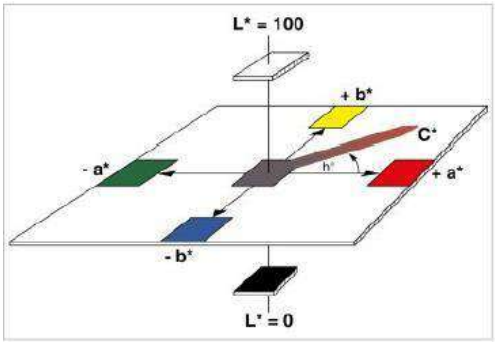


Figura 1. Sistema de coordenadas L*, a*, b* (CIELAB, 1976).

Ao término das medidas é determinada a variação total da cor (ΔE*), sendo expressa pela raiz quadrada da soma das diferenças quadráticas de cada vetor (L*, a* e b*), conforme Equação 1:

$$\Delta E^* = \sqrt{(\Delta L^*)^2 + (\Delta a^*)^2 + (\Delta b^*)^2} \quad (1)$$

A obtenção dessas informações foi baseada na medição mínima de dez e máximo de trinta medidas, em pontos aproximadamente equidistantes, em blocos de filito nos graus de intemperismo W1 a W4. Cabe ressaltar, que o espaçamento entre os pontos é dependente da regularidade da superfície de aplicação. A título de comparação, foi avaliada uma amostra de bloco de grau W2 (W2 cimentado) que apresentou cimentação presente nos planos de foliação e na superfície avaliada. A Figura 2 exemplifica como o equipamento é posicionado sobre a amostra de rocha para a medição.

Figura 2. Detalhes do colorímetro durante o teste da cor na matriz da rocha filítica (W2).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados da colorimetria são apresentados nas Figuras 3 a 6 e nas Tabelas 1 a 3 contendo os valores obtidos para L* (luminosidade), a* (intensidade cor vermelha/verde), b* (intensidade da cor amarelo/azul) e ΔE* (Tabela 4) (variação total da cor), para os níveis de alteração W1 a W4; os resultados do grau W2 (com cimentação) também são apresentados junto aos outros níveis (cor laranja).

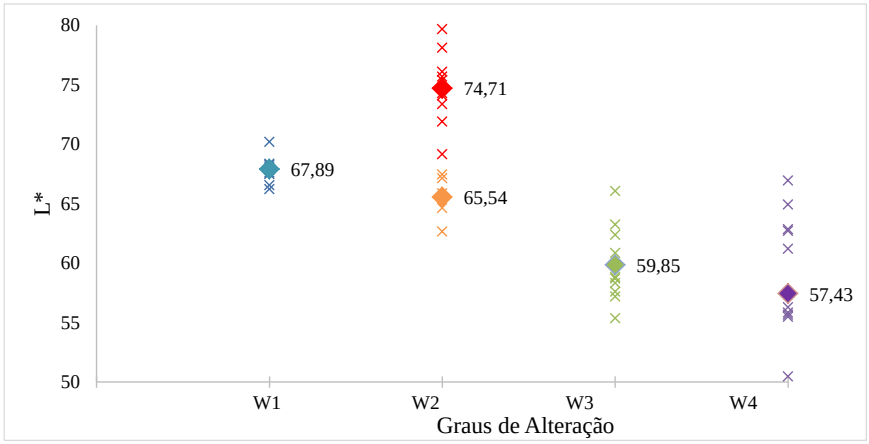


Figura 3. Valores da luminosidade L* para os graus de alteração dos filitos (W1 a W4 e, W2 cimentado – cor laranja). Em destaque o valor correspondente a média das medidas.

Tabela 1. Valores da luminosidade L* para os graus de alteração.

Grau de Alteração	Valor Mínimo	Valor Máximo	Média (10 medições)	Desvio Padrão(%)
W1	66,21	70,20	67,89	1,10
W2	69,16	79,67	74,71	2,85
W2 (cimentação)	62,64	67,44	65,54 (5 medições)	1,97
W3	55,36	66,05	59,85	3,24
W4	39,40	66,93	57,43	7,76

Analisando os resultados para L* nota-se uma tendência da redução deste parâmetro com a evolução do intemperismo, ou seja, as amostras escurecem. Esse fato pode ser explicado pela alteração da mica na rocha, responsável pelo brilho. Nos planos da foliação a luminosidade foi distinta ao padrão, provavelmente devido ao desenvolvimento de minerais secundários de sericita. Leão (2017) identifica que com o avanço do intemperismo para o filito em questão há redução da quantidade de muscovita e aumento da sericita, onde basicamente a distinção entre esses dois minerais se dá nas bordas da muscovita. Em específico para a amostra W2 observou-se que ela apresentava uma concentração de quartzo maior nas superfícies analisadas, podendo ter influênciado no aumento da luminosidade. Entretanto, para W2 cimentação, o processo de concentração de soluções mineralizadas e precipitadas de óxidos, favoreceu a redução da luminosidade.

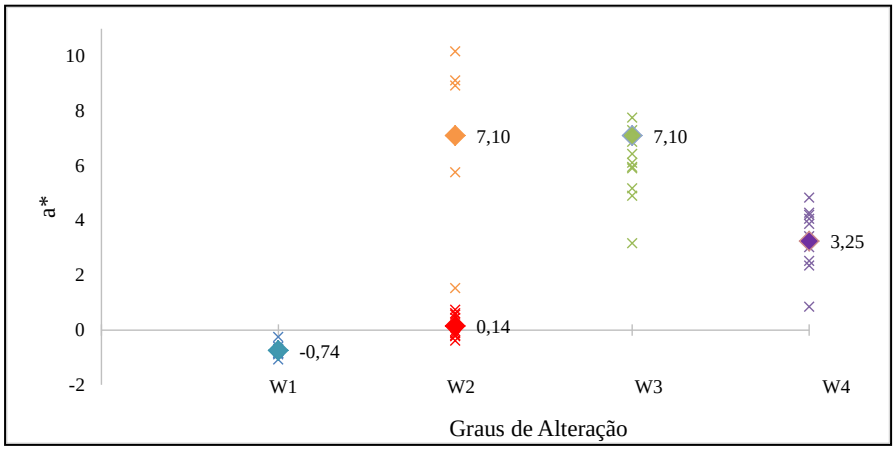


Figura 4. Valores da intensidade de cor vermelho/verde a* para os graus de alteração dos filitos (W1 a W4 e, W2 cimentação – cor laranja). Em destaque o valor correspondente à média das medidas.

Tabela 2. Valores da intensidade cor vermelho/verde a* para os graus de alteração.

Grau de Alteração	Valor Mínimo	Valor Máximo	Média (10 medições)	Desvio Padrão (%)
W1	-1,08	-0,25	-0,74	0,22
W2	-0,39	0,61	0,14	0,39
W2 (cimentação)	1,53	10,17	7,10 (5 medições)	3,52
W3	3,17	7,75	5,95	1,32
W4	0,85	4,83	3,25	1,16

Os valores da intensidade de cor a* também mostraram tendência, todavia crescente com o aumento do intemperismo. No caso das análises nos níveis W2 cimentação e W3, os valores mais altos de a*, com tendência a cor vermelha, já eram esperados, considerando que superficialmente as amostras, pontualmente, já apresentavam manchas avermelhadas e partes avermelhadas a rosadas, respectivamente. Essas características foram vistas a olho nu, sendo associadas a cimentações que ocorrem na rocha. Considerando que o maciço de origem metamórfica é condicionado pela sua compartimentação estrutural, esse comportamento não é homogêneo, ou seja, podem existir amostras (comparando W2 e W2 cimentação) que o intemperismo foi ameno nos planos de foliação e restringiu o processo de cimentação. W4 tende a apresentar uma cor mais acinzentada a esverdeada devido ao aumento de sericita na rocha.

Em relação ao efeito da cimentação associada a complexidade estrutural do maciço rochoso pode ser compreendida dada a proximidade do maciço, objeto do estudo, com regiões mineralizadas, onde o processo de lixiviação e percolação de soluções mineralizadas pelas descontinuidades são favorecidas. Assim, quanto maior o intemperismo, maior a tendência no aumento da abertura e persistência da descontinuidade, além da redução do espaçamento entre elas, favorecendo o enriquecimento de zonas cimentadas concentradas nos planos de descontinuidades, neste caso não apenas a foliação da rocha, como também fraturas em outras direções a esses planos principais.

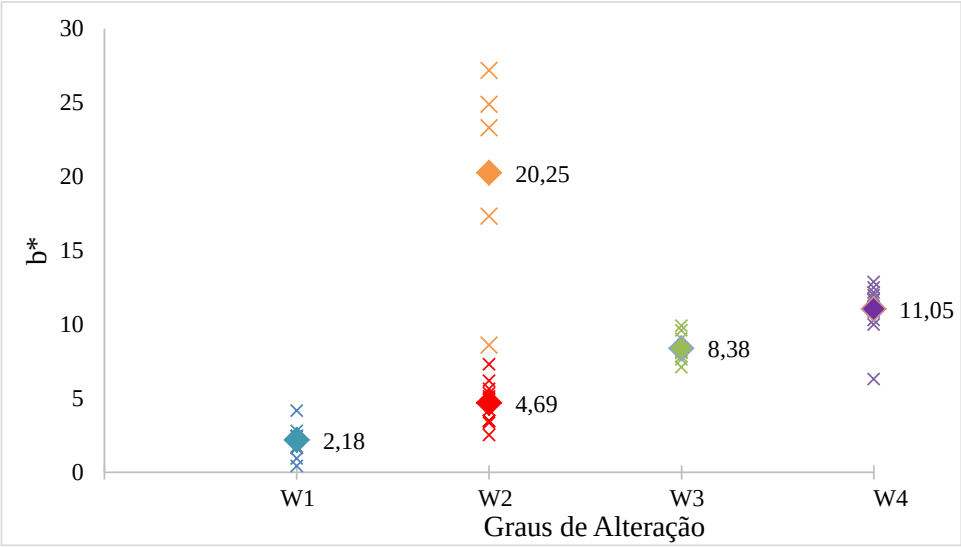


Figura 5. Valores da intensidade de cor amarelo/azul b* para os graus de alteração dos filitos (W1 a W4 e, W2 cimentação – cor laranja). Em destaque o valor correspondente a média das medidas.

Semelhante ao parâmetro a* o parâmetro b* mostrou tendência crescente conforme o intemperismo progride, estando provavelmente associadas aos planos de foliação da rocha. Esses planos exibem cores amarelas a amareladas, levemente avermelhadas, possivelmente fruto da alteração de minerais máficos. Em amostras ricas em planos cimentados, ocorre uma direta influência desses elementos no aumento do parâmetro a*.

Tabela 3. Valores da intensidade cor amarelo/azul b* para os graus de alteração.

Grau de Alteração	Valor Mínimo	Valor Máximo	Média (10 medições)	Desvio Padrão (%)
W1	0,42	4,17	2,18	1,06
W2	2,52	7,30	4,69	1,43
W2 (cimentação)	8,60	27,17	20,25 (5 medições)	7,46
W3	7,10	9,91	8,38	0,88
W4	6,31	12,87	11,05	1,80

O parâmetro ΔE* mostrou expressiva variação conforme a evolução do grau de intemperismo, principalmente para os níveis W2 cimentação, W3 e W4. Esses níveis apresentaram maior desvio padrão, respectivamente, o que era esperado considerando que o intemperismo atua em função da compartimentação estrutural do maciço e o agente intempérico (geralmente a água). De toda forma, quando se compara W1, W3 e W4 é possível notar o decréscimo da variação total da cor da amostra (resultados de luminosidade, e das cores vermelho/verde e amarelo/azul), onde visualmente é possível observar além do escurecimento a mudança de coloração de cinza para cores cinza-esverdeada a amarronzada. Essa característica é reflexo do desenvolvimento de sericita e decomposição da sericita, conforme Figura 7. Entretanto, as amostras de W2 não acompanharam diretamente essa redução, provavelmente pelo enriquecimento de quartzo das amostras analisadas. Entretanto, para W2 cimentação esse parâmetro mostrou menor dispersão e variação de ΔE*, provavelmente pela presença de planos cimentados que influenciaram as cores analisadas.

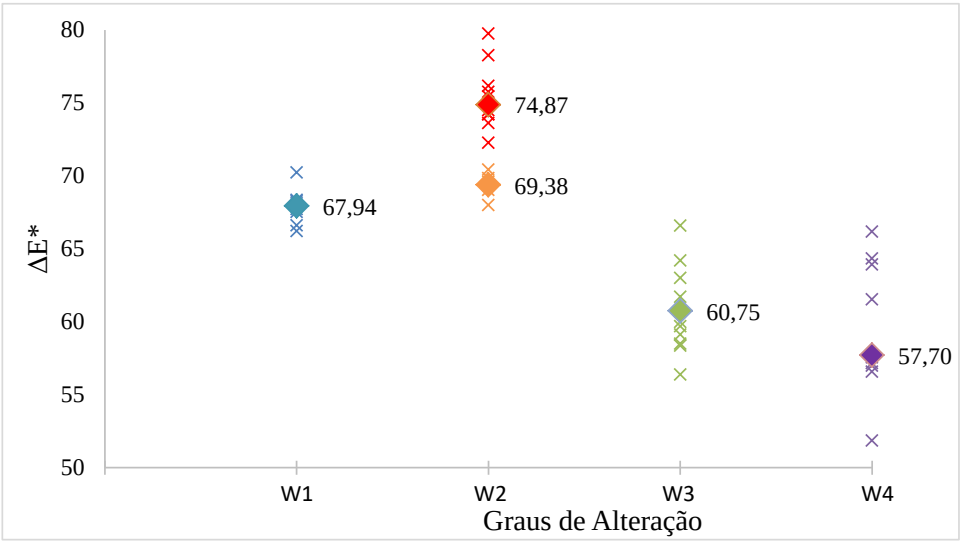


Figura 6. Valores da variação total da cor ΔE* para os graus de alteração dos filitos (W1 a W4 e, W2 cimentação – cor laranja). Em destaque o valor correspondente a média das medidas.

Tabela 4. Valores da variação total da cor ΔE* para os graus de alteração.

Grau de Alteração	Valor Mínimo	Valor Máximo	Média (10 medições)	Desvio Padrão (%)
W1	66,22	70,22	67,94	1,09
W2	69,37	79,75	74,87	2,79
W2 (Cimentação)	68,00	70,43	69,38 (5 medições)	0,92
W3	56,38	66,59	60,75	3,09
W4	40,91	66,18	57,70	7,36

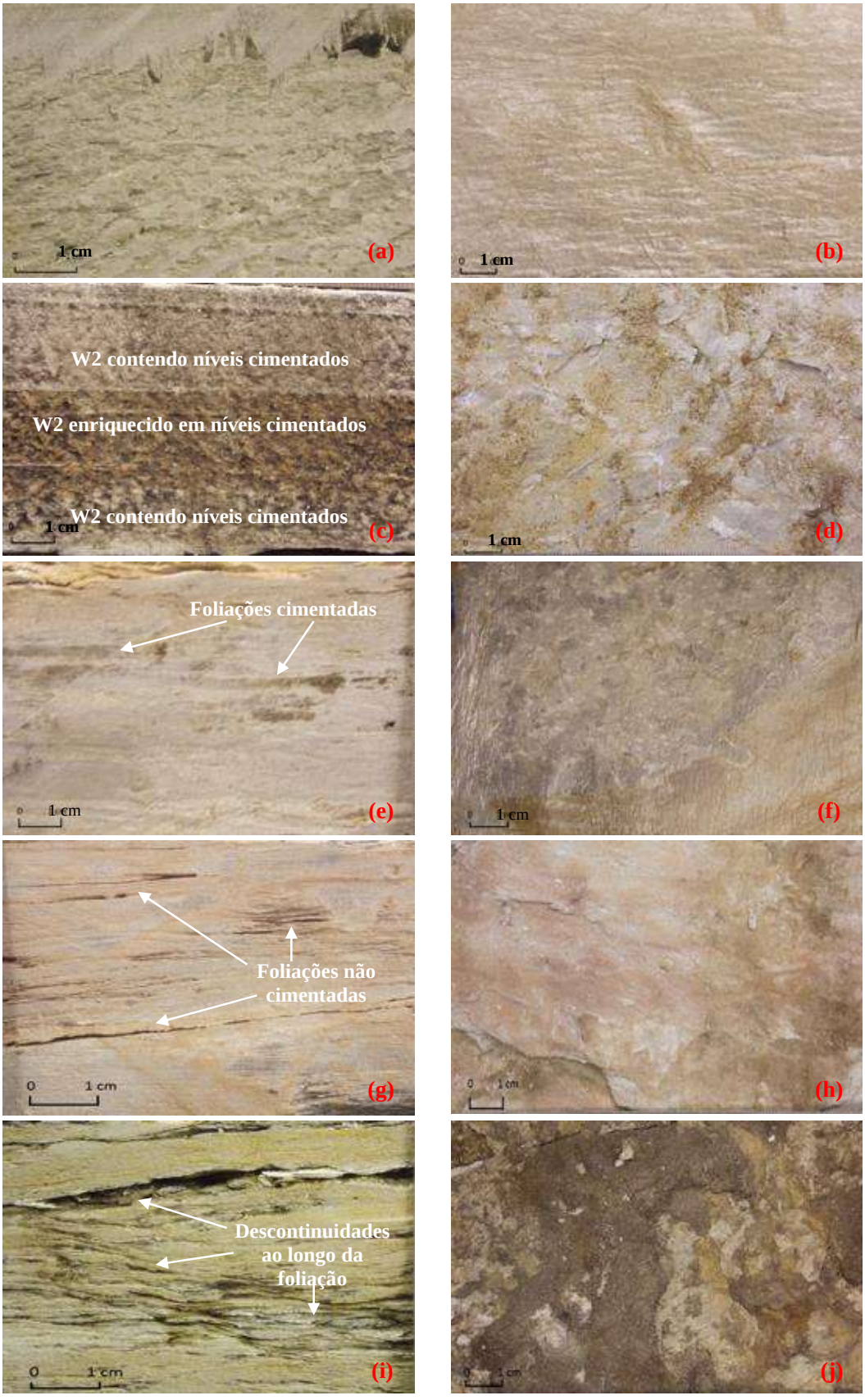


Figura 7. Aspecto das amostras avaliadas com destaque para os planos de foliação observados no sentido ortogonal (à esquerda) e paralelo (à direita) dos graus de alteração: W1 (a) e (b), W2 cimentação (c) e (d), W2 (e) e (f), W3 (g) e (h) e W4 (i) e (j), respectivamente (Leão et. al, 2017 - adaptado).

Ao avaliar os resultados é possível notar que para filitos, a colorimetria como ensaio índice mostra variação sutil para compreensão da evolução do intemperismo. Apesar da progressiva perda de brilho, as variações das cores são muito influenciadas pela mineralogia presente na rocha, tanto pela mudança mineralógica (neominerais) como pela presença de cimentação mineral nos planos de foliação da rocha. Portanto, entende-se que as amostras não sofrem descoloração e sim mudança de cor.

Além disso, destaca-se o cuidado na seleção de amostras, pois a classificação do intemperismo original proposta pela ISRM (2015) pode gerar dúvidas pela incompatibilidade de características a serem associadas com os graus de intemperismo estudados. Cita-se como exemplo, que para a definição do grau W1, a ponta do martelo geológico arranha com dificuldade a superfície da rocha e a rocha quando golpeada emite sons similares a sinos. Para o caso de W6, a rocha seria classificada nesse grau quando a estrutura da rocha é completamente destruída e a ponta do martelo geológico penetra facilmente criando sulcos, cujo material não emitiria sons ao ser golpeada pelo martelo. Deste modo, ensaios-índices adicionais podem ser utlizados em conjunto com a colorimetria para melhor classificação do intemperismo (LEÃO, 2017).

4 CONCLUSÕES

A avaliação da mudança de cores e luminosidade mostrou-se efetiva para comprovação da ação do intemperismo sobre as rochas analisadas, especialmente comparando a rocha sã (W1) com a rocha altamente inteperizada (W4). Por ser um método simples e de baixo custo, pode ser uma rotina incorporada nas caracterizações dos maciços rochosos para determinação da ação intempérica nesses.

É importante ressaltar que a seleção das amostras analisadas deve ter, antecipadamente, o reconhecimento de variáveis que possam influenciar o método, como por exemplo, o enriquecimento de determinado ou mineral ou resultado de algum processo secundário no maciço. Com base nos resultados pode se afirmar que o efeito da alteração nos filitos não causa descoloração da rocha e sim mudança de cor, o que evidencia a necessidade de adaptar as classificações de campo para descrição do estado de rochas, principalmente para as de baixo grau metamórfico, como os filitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CIELAB – Commission International de Eclaraige (1976) Recommendations on Uniform Color Spaces, Color Difference Equations, Psychometric Color Terms. Supplement 2 to CIE publication 15. Colorimetry Bureau Central de la CIE. Paris.

Gamon, T. I. (1983) A comparison of schemes for engineering description and classification of weathered rocks in Hong Kong. Bulletin of International Association of Engineering Geology, n. 28, p. 225-232.

GCO: Geotechnical Control Office (1998). Guide to rock and soil descriptions. Geotechnical Control Office, Hong Kong Government Printer, Hong Kong.

ISRM – International Society of Rock Mechanics (2015). The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014. 5 ed., R. Ulusay (Editor).

Leão, M. F., Barroso, E. V., Polivanov, H., Marques, E. A. G., Vargas Jr. A. E. (2017) Weathering of metapelites from the Quadrilátero Ferrífero mineral province, southeastern Brazil. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, v. 76, p. 1-15.

Leão, M.F. (2017) Comportamento geomecânico de frente de intemperismo em filito da região do Quadrilátero Ferrífero. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Departamento de Geologia/UFRJ (Geology), Departament of Geology, UFRJ, Rio de Janeiro, 187 p.

Raj, J. K. (1983) Characterisation of weathering profiles developed over granitic bedrock in humid tropical areas. In: International Seminar on Laterite, Anais… Kuala Lumpur, v. 1, p. 355-374.

Raposo, F. O. (1996) Formações ferríferas e metassedimentos químicos de áreas selecionadas do Quadrilátero Ferrífero e suas relações com níveis rudáceos. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências/UFMG, 127 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/771

COMPILAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO

Hugo Alvarenga de Souza
Estagiário, TPF Engenharia, Ouro Preto, Brazil, hugo.souza@tpfe.com.br

Luana Pereira
Engenheira, TPF Engenharia, Nova Lima, Brazil, luana.pereira@tpfe.com.br

Arnon Lima
Geólogo, TPF Engenharia, Nova Lima, Brazil, arnon.lima@tpfe.com.br

Fernando Resende
Engenheiro, TPF Engenharia, Nova Lima, Brazil, fernando.resende@tpfe.com.br

João Vitor da Silva
Estagiário, TPF Engenharia, Nova Lima, Brazil, joao.vitor@tpfe.com.br

RESUMO: Rochas de baixo grau metamórfico são conhecidas pela sua baixa resistência mecânica e também por sua alterabilidade elevada, o que gera frequentes problemas de estabilidade em taludes no Quadrilátero Ferrífero (QF). Assim sendo, este trabalho visa a compilação de dados geomecânicos, de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito (ϕ °), para filitos, itabiritos, quartzitos e xistos, presentes nos Supergrupos Rio das Velhas e Minas, que apresentam classe de alteração entre W4 e W6, podendo assim apresentar comportamento semelhante à solos. Foram compilados dados geomecânicos provenientes de teses e/ou artigos científicos que culminaram em um banco de dados agrupado por litologias. Na sequência, gerou-se gráficos (c') x (ϕ °), para uma visualização dos valores médios destes parâmetros para cada litotipo. O filito apresentou valores de coesão entre 20 e 40 kPa e faixa de 20 a 40° para o ângulo de atrito. Os itabiritos apresentaram uma homogeneidade para os valores de coesão e 28 a 42° para ângulo de atrito, já para os quartzitos apresentam valores de coesão variando de 18 a 50 kPa e faixa de 30 a 43° para o ângulo de atrito. Por fim, para os xistos, os valores encontrados são muito variados.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência, Estabilidade, Geomecânicos, Alteração, Dados

ABSTRACT: Rocks of low-grade metamorphism are known for their low mechanical resistance and for their high alterability, which generates frequent stability problems in slopes in the Quadrilátero Ferrífero (QF). In view of this, this work aims at compiling geomechanical data, effective cohesion (c') and friction angle (ϕ °), for phyllites, itabirites, quartzites, and schists, present in the Rio das Velhas and Minas Supergroups, which have alteration class between W4 and W6, thus potentially behaving similarly to soils. This study compiled geomechanical data from theses and/or scientific articles, resulting in a database grouped by lithologies. Finally, graphs of (c') x (ϕ °) were generated for visualization of the averages of these parameters for each lithotype. Phyllites present cohesion values between 20 and 40 kPa and a range of 20 to 40° for the friction angle. The itabirites, showed homogeneity in terms of cohesion values, and 28 to 42° for the friction angle was obtained, while quartzites present cohesion values ranging from 18 to 50 kPa and a range of 30 to 43° for the friction angle. Finally, for schists, the values found are highly varied.

KEYWORDS: Resistance, Stability, Geomechanics, Alteration, Data

1 INTRODUÇÃO

A resistência ao cisalhamento pode ser definida, como a resistência interna por unidade de área que a massa de solo ou rocha pode oferecer para resistir ao deslizamento. Sendo que as propriedadades mais significativas são o ângulo de atrito (ϕ °) e a coesão (c).

O Quadrilátero Ferrífero (QF), é uma área muito investigada em termos geológicos devido à sua importância econômica para o Brasil e para o mundo. O QF é considerado uma das maiores províncias minerais do planeta, respondendo por cerca de 11% da produção mundial de minério de ferro; também tem contribuições importantes para a produção de ouro e manganês, existindo diversos trabalhos acadêmicos sobre diferentes áreas da geologia desta região.

Porém, no que diz respeito aos dados de resistência geomecânica dos litotipos presentes nesta região, principalmente de rochas de baixo grau metamórfico e alto grau de alteração, como filitos, itabiritos, quartzitos e xistos, presentes no Supergrupos Minas e Rio das Velhas, falta compilação técnica dessas informações em um único documento, especificamente. Uma vez que, devido a sua baixa coesão e alto grau de alteração, há uma dificuldade na obtenção de amostras e realização de ensaios laboratoriais, ocasionando assim, falta de confiabilidade dos dados geomecânicos obtidos (Kanji, 2014). Além disso, devido ao processo de intemperismo tem-se um grande heterogeneidade de materiais o que ocasiona em variabilidade nos valores de resistência obtidos.

Os litotipos mencionados são normalmente rochas encaixantes dos corpos de minério de ferro e ouro do QF, apresentando grau de alteração variando de W4 a W6, sendo classificadas como rochas brandas, podendo, inclusive, ter em algums casos comportamento semelhante a solos. Segundo Costa (2009) e Silva (2015) rochas com alto grau de alteração e baixa coesão, não são classificadas como maciços rochosos, podendo ser interpretada na linha da mecânica dos solos, Figura 1. Rocha branda, ou rocha de baixa resistência, é uma designação assocaiada aos materiais rochosos com baixa resistência à compressão uniaxial e cujo comportamento geotécnico os situa entre solos e rochas duras (Pinho, 2003).

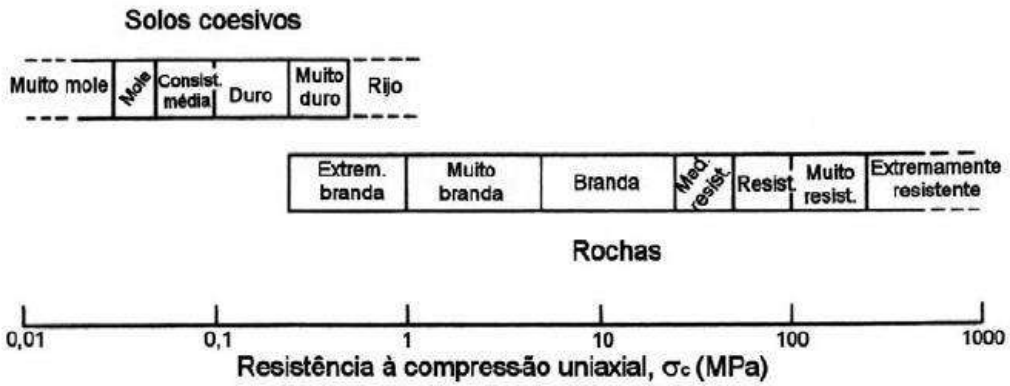


Figura 1. Resistência à compressão uniaxial em solos e rochas (ISRM, 1978)

Assim, o critério de resistência de Mohr-Coulomb tem sido utilizado por diversos autores para caracterizar rochas brandas, pois trata-se de um critério de resistência mais comumente empregado para solos. Segundo Braja M. Das (2011), o critério relaciona tensões efetivas normais e tensões tangenciais atuando em qualquer plano do solo. Este critério estabelece que, para um solo saturado, a resistência ao cisalhamento (τ), é dada pela expressão abaixo, onde (c') corresponde a coesão efetiva, (σ.) a tensão normal e (ϕ') o ângulo de atrito do solo.

$$\tau = c' + \sigma.tg(\phi') \quad (1)$$

Alguns litotipos comuns do QF, tais como os filitos, itabiritos, quartzitos e xistos, são rochas amplamente conhecidas por sua baixa resistência mecânica, principalmente quando intemperizados, e são grandes causadoras de problemas de estabilidade em minas (Costa, 2009; Silva, 2015; Leão, 2017). E, conforme já mencionado não se tem em um único documento uma compilação de parâmetros de resistência

para estes materiais. Posto isto, este artigo visa a compilação de dados geomecânicos para as litologias supracitadas, a partir de teses e/ou artigos científicos, referentes a rochas brandas do Quadrilátero Ferrífero.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O Quadrilátero Ferrífero é uma estrutura geológica de, aproximadamente 7.000 km² de área que ocupa a região centro-sul do Estado de Minas Gerais e compreende a porção sudeste do Cráton São Francisco (Farina *et al.*, 2016), Figura 2.

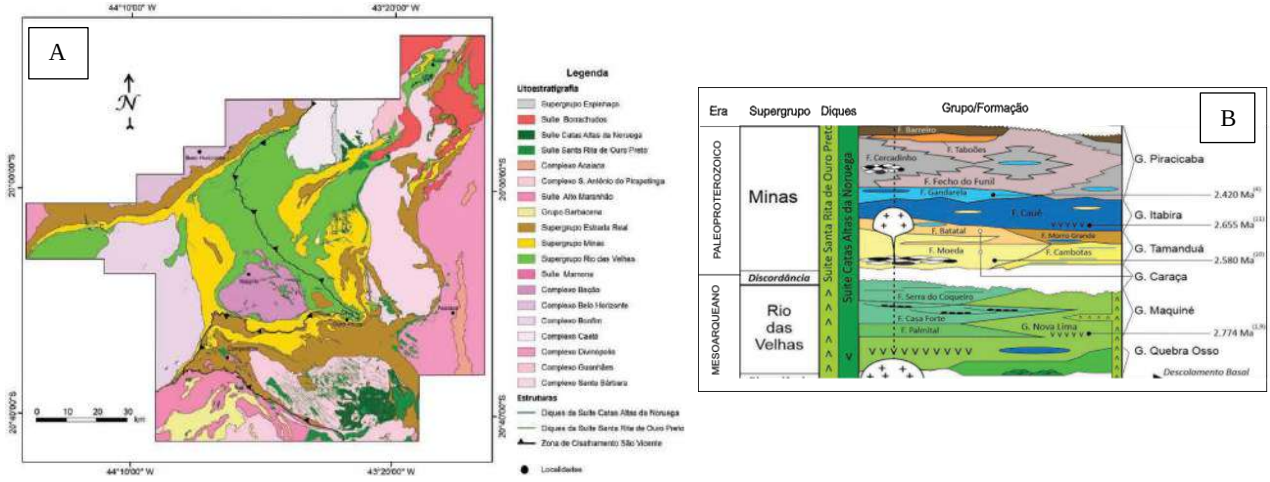


Figura 2. A) Mapa geológico do QF (Endo *et al*., 2019a), B) Coluna estratigráfica do QF (Modificado de Endo *et al.*, 2019b)

A estratigrafia do QF possui diversos complexos metamórficos granito-gnáissicos dômicos de idade arqueana em seu embasamento (Farina *et al.*, 2016). Esses complexos rodeiam uma sequência também arqueana, do tipo greenstone belt, que é grande produtora de ouro (Supergrupo Rio das Velhas), e sequências metassedimentares supracrustais paleoproterozoicas (Supergrupos Minas e Estrada Real), que são importantes produtoras de ferro (Dorr, 1969).

O Supergrupos de estudo, são os Supergrupos Rio das Velhas e Minas. O Supergrupo Rio das Velhas, apresenta sucessão de rochas típica de uma sequência arqueana do tipo greenstone belt, caracterizada por um conjunto de litofácies em associação (da base para o topo) de rochas metavulcânicas máfica-ultramáficas e félsicas, metavulcanoclásticas, metavulcanosedimentar química, metassedimentar clástica marinha e metassedimentar costeiro (Farina *et al.*, 2016). Os xistos estudados estão inseridos no Grupo Nova Lima, presente neste Supergrupo.

O Supergrupo Minas possui idade paleoproterozoica e dispõe-se em discordância sobre o Supergrupo Rio das Velhas (Dorr, 1969). A deposição das unidades do Supergrupo Minas se deu entre 2.584 +/- 10 Ma e 2.420 +/- 19 Ma (Hartmann *et al.*, 2006). O Supergrupo Minas é composto, da base para o topo, dos grupos Tamanduá, Caraça, Itabira e Piracicaba, constituindo uma sucessão continental-marinha de pelo menos 3.424 m de espessura (Dorr, 1969) e representa um dos estágios de evolução de uma bacia de margem passiva (Alkmim & Martins Neto, 2012). Os quartzitos e filitos estudados, estão localizados nas Formações Moeda e Batatal simultâneamente e estas, compõem o Grupo Caraça inserido no Supergrupo Minas. Já os itabiritos, estão localizados no Grupo Itabira.

Em relação ao arcabouço estrutural da região, para Almeida *et al.*, 2002, e Endo *et al.*, 2005, o arcabouço estrutural do QF é constituído por um conjunto de dobras de diversas gerações associadas às diferentes fases e eventos tectônicos que atuaram na região. Estas dobras, são de escala regional e estão divididas em três gerações segundo a seu grau hierárquico e período de formação; a saber: Nappe Curral e dobras de segunda ordem associadas (vergência para N-NE); Nappe Ouro Preto e dobras de segunda ordem associadas (vergência S-SW) E, Amplificação/redobramento, a partir de encurtamentos tectônicos de direção EW e NS.

Por estar localizado em uma região tropical, o QF sofre com os processos intempéricos. Segundo Leão (2017), o grau de alteração/intemperismo é definido pelo conjunto de processos que levam à modificação das propriedades mecânicas das rochas, no sentido da diminuição da sua resistência. Já o índice de alterabilidade pode ser definido como a taxa de alteração de uma determinada rocha em um tempo estipulado. Sendo que a mineralogia é um grande fator endógeno de influência na obtenção desta taxa, já que o aumento da diferença entre as condições de formação de um dado mineral e a condição encontrada na superfície terrestre, maior será a facilidade de alteração, em função da necessidade de o mineral buscar a estabilidade físico-química (Santiago, 2008). Rochas que apresentam estruturas geológicas como (foliação, clivagem, bandamento etc.), como as compiladas, também facilitam o intemperismo, já que com fluidos percolando nestes planos de fraqueza, pode aumentar a degradação (Tardy & Nahon, 1985).

O intemperismo tanto físco quanto químico, favoreceram a produção de enormes reservas de minério de ferro no QF provenientes dos itabiritos, que mesmo com qualidade inferior, ainda são potencialmente econômicas (Dorr, 1969), esta mesma formação ferrífera, constitui em um grande aquífero de caráter regional, fazendo que as rochas abaixo dela apresentem alteradas mesmo em grandes profundidades, gerando maciços de baixa resitência geomecânica (Diláscio, 2004). O que colabora para os principais problemas geotécnicos do QF.

As rochas compiladas no presente artigo possuem um alto grau de alteração que varia de W4 a W6, segundo a classificação da ISRM (Tabela 1). Tendo assim, um comporamento semelhante aos solos tendendo assim a agravar os problemas de estabilidade.

Tabela 1. Graus de altearação da rocha (adaptado de ISRM, 1981)

Grau de alteração	Descrição
W1	Rocha sã
W2	Rocha pouco alterada
W3	Rocha moderadamente alterada
W4	Rocha muito alterada
W5	Rocha completamente alterada
W6	Solo residual

Diante do exposto, nota-se que o QF é uma região de arcabouço geológico e estrutural complexo e, ainda, sofre intensa ação do intemperismo que é intensificada com a exposição de litotipos devido a abertura de minas a céu aberto. Assim, toda e qualquer tentativa de generalização de parâmetros de resistência deve ser vista com parcimônia.

3. REGIÃO DE ESTUDO E ROCHAS COMPILADAS

A área de estudo está localizada no Quadrilátero Ferrífero (QF), principlamente nas minas de ferro e ouro do Supergrupo Minas e Supergrupo Rio das Velhas As litologias analisadas foram filitos, itabiritos, quartzitos e xistos presentes nestes Supergrupos. A localização dos estudos é mostrada na (Figura *3*).

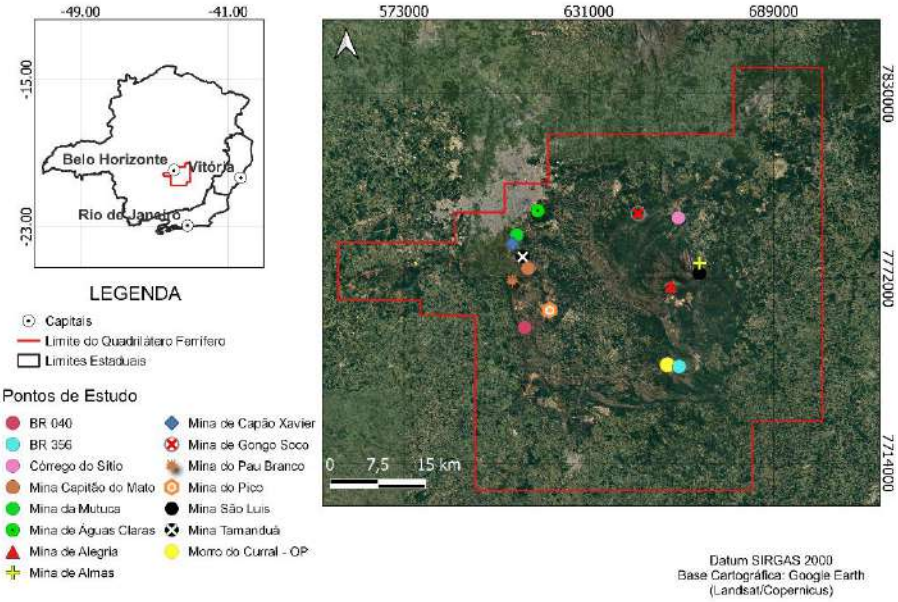


Figura 3. Pontos de estudo compilados

Os filitos do Quadrilátero Ferrífero apresentam grande alteração e erobilidade, fato este que diminui seus valores de coesão efetiva e ângulo de atrito. O mesmo, apresenta ocorrências de mecanismos de ruptura não usuais e complexos, devido ao seu alto grau de alteração e fraturamento. Este litotipo agregado a complexa geologia estrutural da região está presente em praticamente todas as minas de ferro do QF e, é a principal causa de problemas de estabilidade (Alvares, 2004; Silva, 2006; Santiago, 2008; Silva, 2010; Silva, 2015; Leão, 2017; Gomes, 2021).

Os itabiritos da Formação Cauê, pertencente ao Supergrupo Minas, são as rochas as quais o minério de ferro é extraído. Nos trabalhos de Ventura (2009), Carneiro (2013), Silva (2015) e Rosenbach (2018), é apresentado itabiritos com grande alteração, sendo normalmente de classe W6. Estes itabiritos apresentam assim problemas de estabilidade nas minas. Ademais, esses autores assim como os citados para o filito, sugerem que a geologia estrutural do QF influência no intemperismo destas rochas.

Para Alvares (2004), Silva (2006) e Ventura (2009), os quartzitos que tendem a gerar mais problemas de estabilidade nas minas de ferro do QF, são rochas com alto grau de alteração e com grande quantidade de mica em sua composição, tornando-a mais susceptível ao intemperismo e erodibilidade.

Por fim, para os xistos do Grupo Nova Lima, para Fernandes (2000), Alvares (2004) e Ferreira (2004), os xistos deste grupo tendem a gerar problemas a partir dos seus planos de xistosidade e pela sua alteração elevada.

4 METODOLOGIA

A metodologia utilizada para a compilação de parâmetros de resistência do QF foi basicamente a busca por trabalhos acadêmicos sobre o assunto na literatura técnica. Num primeiro momento definiu-se quais rochas seriam adotadas para levantamento de trabalhos técnicos, tendo sido escolhido os seguintes litotipos: filitos, itabiritos, quartizitos e xistos dos Supergrupos Rio das Velhas e Minas. O grau de intemperismo desses litotipos variaram de W4 a W6, sendo rochas que compõem o corpo do minério (itabiritos), ou rochas encaixantes, como filitos, quartzitos e xistos.

Na sequência deu-se início a o levantamento de dados, a qual foi feito uma pesquisa sistemática visando encontrar teses e/ou artigos científicos, que estudassem as rochas brandas no QF, fornecendo dados de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito (ϕ °). Posteriormente, foi foi elaborado o banco de dados no excel, o qual foi separado os litotipos estudados por cada autor com seus respectivos graus de alteração Cabe ressaltar que o litotipo com maior número de dados, são os filitos, uma vez que apresentam maiores problemas de etabilidade em taludes de mineração ou rodoviários (Leão, 2017).

Por fim, foram elaborados os gráficos de coesão efetiva (c') X ângulo de atrito (ϕ °), para cada litotipo escolhido e feito uma análise visual de quais foram os valores dos parâmetros de resistência mais obtidos na literatura técnica levantada.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com a compilação dos dados de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito (ϕ °), coletados a partir de dissertações/teses e artigos científicos, foi possível a criação de gráficos (c') x (ϕ °), para cada litotipo analisado (Figura 4), nos quais é possível identificar as faixas de valores para os dois parâmetros estudados. As faixas de valores, como citado, são dadas pela concentração dos parâmetros de resistência nos gráficos.

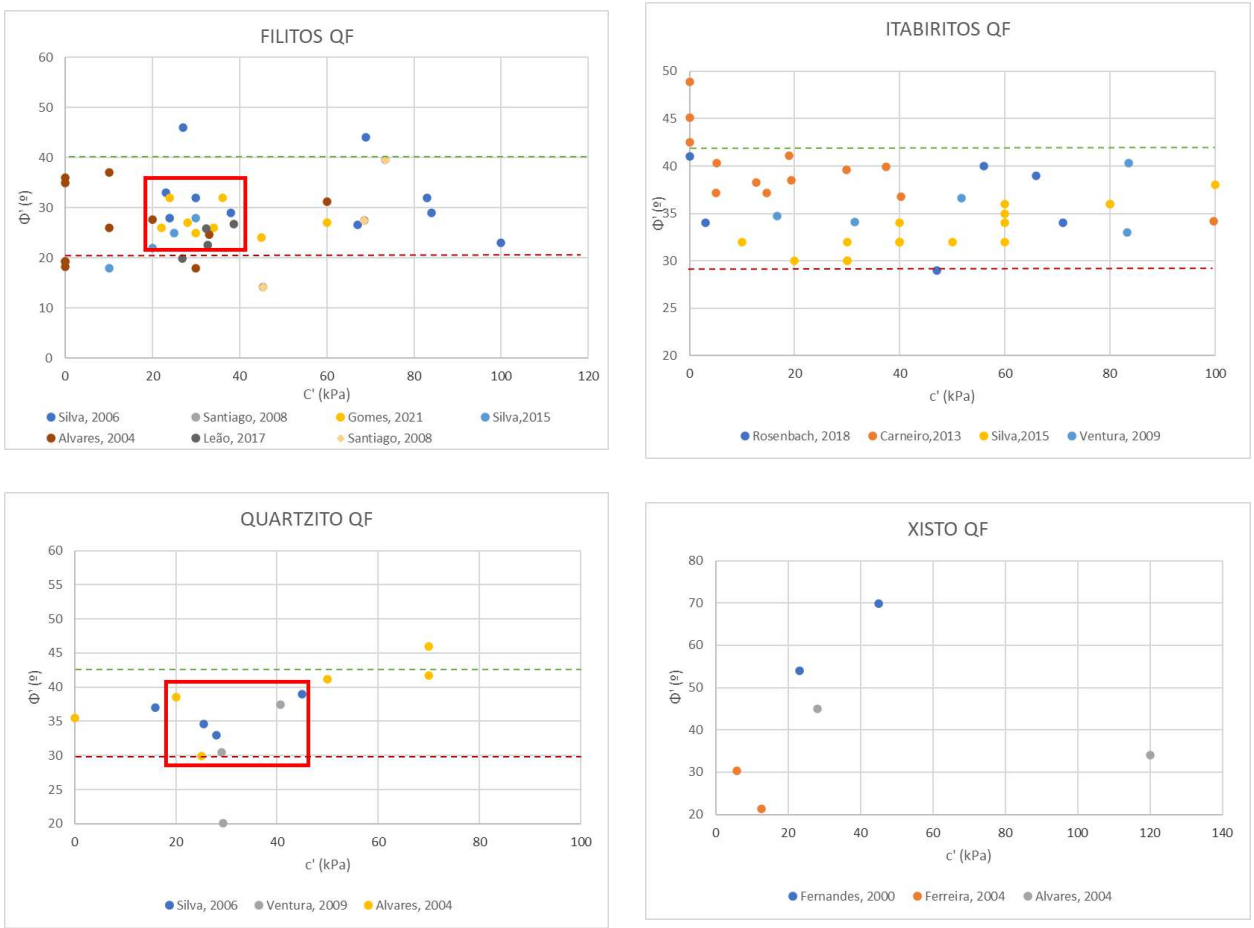


Figura 4. Gráficos (c') x (ϕ °) para cada litotipo compilado

A partir da análise das gráficos acima, é possível constatar que o filito apresenta valores de coesão entre 20 e 40 kPa e faixa de 20 a 40° para o ângulo de atrito. Para os itabiritos, Os valores de coesão apresentam uma certa homogeneidade de 0 a 100 kPa, para o ângulo de atrito, apresenta valores entre 28 e 42°, já para os quartzitos apresentam valores de coesão variando de 18 a 50 kPa e faixa de 30 a 43° para o ângulo de atrito. Por fim, para os xistos do Grupo Nova Lima, os valores encontrados são muito variados.

Observa-se, que o filito, apresenta um intervalo menos espaçado para a coesão efetiva, sendo assim mais preciso que os demais. Isso se dá, pela maior quantidade de estudos para os filitos do QF, uma vez que estes apresentam mais problemas geotécnicos que as demais litologias estudadas. Entretanto, o ângulo de atrito desse litotipo, indica maior intervalo, provavelmente devido a variação nos minerais que o compõem.

Os valores de resistência obtidos para os litotipos estudados podem ser empregados como um norteador para estudos de alternativas e/ou projetos conceituais para o QF. Contudo, para estudos/projetos mais detalhados faz-se necessário a realização de mapeamentos geológicos e ensaios de campo e laboratório específicos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nota-se a importância dos estudos das rochas de baixo grau metamórfico no Quadrilátero Ferrífero, haja vista que elas estão presentes em todas as minas de Ferro e Ouro do QF, e em outras regiões, como em taludes nas rodovias.

O presente trabalho buscou compilar em um único local informações sobre parâmetros de resistência de quatro litotipos comuns do QF disponíveis na literatura técnica. Trata-se de uma informação relevante para fases iniciais de projetos geotécnicos na região.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, L.G. (2004*) Evolução tectônica da porção central do Sinclinal Dom Bosco, Quadrilátero Ferrífero -Minas Gerais*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Geologia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto / UFOP, 110p.

Alkmim, F.F., Martins Neto, M.A. (2012) Proterozoic first-order sedimentary sequences of the São Francisco craton, eastern Brazil. *Marine and Petroleum Geology*, v. 33, n. 1, p. 127-139

Alvares, R. A. (2004) Análises Probabilísticas dos Taludes da Mina de Gongo Soco / CRVD. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto / UFOP, 121 p.

Carneiro, S. R. C. (2013) *Caracterização Mecânica e Hidrogeológica dos Maciços das Cavas de Alegria Centro e Sul, Samarco Mineração S.A.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação, em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa / UFV, 199 p.

Costa, T. A. V. (2009*) Caracterização Geológico-Geotécnica e Modos de Ruptura do Minério Hematítico Friável nas Minas da Vale.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto / UFOP, 206 p.

Das, Braja. M. (2011) *Fundamentos de Engenharia Geotécnica,* 7° Ed. São Paulo: Cengage Learning

Diláscio, M. V. (2004) *Estudo Computacional do Mecanismo de Tombamento Flexural em Filitos.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, do Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto / UFOP, 117p.

Dorr, J. V. N. II. (1969) Physiographic, stratigraphic and structural development of the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil. *U.S Geological Survey Prof. Paper* 641-A, 110p.

Endo, I., Oliveira, A. H., Peres, G. G., Guimarães, M. L. V., Lagoeiro, L. E., Machado, R., Zavaglia, G., Rosas, C. F., Melo, R. J. (2005) Nappe Curral: Uma megaestrutura alóctone do Quadrilátero Ferrífero e controle da mineralização. X Simpósio Nacional de Estudos Tectônicos / IV International Symposium on Tectonics. Curitiba. Boletim de Resumos Expandidos, p. 279-282.

Endo, I., Galbiatti, H. F., Delgado, C. E. R., Oliveira, M. M. F. de, Zapparoli, A. de C., Moura, L. G. B. de, Peres, G. G., Oliveira, A. H. de, Zavaglia, G., Danderfer, Fº A., Gomes, C. J. S., Carneiro, M. A., Nalini Jr. H. A., Castro, P de T. A., Suita, M. T. de F., Tazava, E., Lana, C. de C., Martins-Neto, M. A., Martins, M. de S., Ferreira, Fº F. A., Franco, A. P., Almeida, L. G., Rossi, D. Q., Angeli, G., Madeira, T. J. A., Piassa L. R. A., Mariano, D. F., Carlos, D. U.. 2019a. Mapa Geológico do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. Escala 1:150.000: Uma celebração do cinquentenário da obra de Dorr (1969). Ouro Preto, Departamento de Geologia da Escola de Minas – UFOP - Centro de Estudos Avançados do Quadrilátero Ferrífero: www.qfe2050.ufop.br.

Endo, I., Delgado, C. E. R. Oliveira, M. M. F. de, Zapparoli, A. de C., Carlos, D. U., Galbiatti, H. F., Castro, P. de T. A., Suita, M. T. de F., Barbosa, M. S. C., Lana, C. E., Moura, L. G. B. de. 2019b. Estratigrafia e Arcabouço Estrutural do Quadrilátero Ferrífero: Nota Explicativa do Mapa Geológico do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. Escala 1:150.000. Ouro Preto, Departamento de Geologia da Escola de Minas – UFOP - Centro de Estudos Avançados do Quadrilátero Ferrífero: www.qfe2050.ufop.br.

Farina, F., Albert, C., Dopico, C.M., Aguilar, C.G., Moreira, H., Hippert, J., Cutts, K., Alkmim, F.F., Lana, C.C. (2016) The Archean-paleoproterozoic evolution of the Quadrilátero Ferrífero, Brazil: current models and open questions. Jour. *South Am. Earth Sci.* 68, 4-21.

Gomes, T. B. G. (2021) *Comportamento de um Maciço em Solo Residual de Filito no Quadrilátero Ferrífero.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília / UNB, 88p.

Hartmann, L.A., Endo, I., Suita, M.T.F., Santos, J.O.S., Frantz, J.C., Carneiro, M.A., Naughton, N.J., Barley, M.E. (2006) Provenance and age delimitation of Quadrilátero Ferrífero sandstones based on zircon U-Pb isotopes. *Journal of South American Earth Sciences*, 20, 273-285.

ISRM. (1978) Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics, v. 15, p. 319-368.

ISRM. (1981) Rock Characterizatiom Testing and Monitoring. E. T. Brown, 211p.

Kanji, M. A. (2014) Critical Issues in soft rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. v. 6, p. 186-195.

Leão, M. F. (2017) *Comportamento Geomecânico de Frente de Intemperismo em Filito da Região do Quadrilátero Ferrífero*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geologia, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro / UFRJ, 178p.

Menezes, I. P. (2012*) Estudo de Estabilidade de Taludes da Mina a Céu Aberto São Luis em Catas Altas/MG Combinando Téc Usuais de Investigação e Análisenicas de Geoprocessamento e Métodos Usuais de Investigação e Análise Geológico-Geotécnicas.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 141 p.

PINHO, A. (2003) *Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência: o flysch do baixo alentejo*. Tese de Doutorado em Geologia – Universidade de Évora, Évora.

Rosenbach, C. M. C. (2018) *Comportamento Mecânico do Itabirito Silicoso Fiável do Quadrilátero Ferrífero, MG.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul / UFRGS, 158 p.

Santiago, L. O. R. (2008) *Alteração e Alterabilidade de Rochas Básicas Intrusivas Metamorfizadas e Filitos Sericíticos da Região do Quadrilátero Ferrífero e sua Implicação no Comportamento Mecânico*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa / UFV, 160p.

Silva, C. C. (2015) *Análise de Estabilidade de um Talude da Cava de Alegria Utilizando Abordagem Probabilística.* Dissertação de Mestrado, Programa em Pós-Graduação em Geotecnia, do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto / UFOP, 136p.

Silva, E. M. (2006) *Análise de Estabilidade de Taludes em solos de alteração de rochas metamórficas do Quadrilátero Ferrífero.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação, em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa / UFV, 123p.

Tardy, Y., Nahon, D. (1985) Geochemistry and evolution of lateritic landscape. In: Martini, I. O. e Chesworth, W. (eds.), *Weathering, Soils and Paleosoils*. Developments in Earth Surface Processes 2. Elsevier, p. 407-443

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/772

Correlação Entre Diferentes Métodos de Classificação de Maciços Rochosos no Contexto do Quadrilátero Ferrífero

Alice Ferreira Franco dos Santos
Geóloga, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, aliceffranco2@gmail.com

Marcio Fernandes Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

Jorge Roncato
Geólogo, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, roncato@ufmg.br

RESUMO: A classificação de maciços rochosos é uma das atividades fundamentais para o estudo de viabilidade de qualquer obra de engenharia que exigem competência geotécnica desses materiais. O Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski, introduzido em 1973 e refinado em 1989, é um método amplamente utilizado para essa classificação. No entanto, é altamente discutível quanto a sua validade para maciços brandos, e por isso, ao longo dos anos, foram propostos diferentes ajustes à sua aplicação. Entretanto, já houve adaptações da classificação RMR quanto ao grau de intemperismo (RMR Aw e Weak Rocks), crucial em regiões tropicais e que geram produtos altamente intemperizados. O artigo objetiva analisar a aplicabilidade dos supracitados ajustes ao RMR 89 para taludes em rochas intemperizadas, por utilizando como estudo de caso uma cava de mineração, localizada no estado de Minas Gerais. Foram calculadas as classes geomecânicas a partir de quatro sistemas em litotipos aflorantes na região, sendo elaborados mapas geomecânicos a fim de se comparar a distribuição espacial das classes na área da cava. Esse estudo salienta a importância da análise crítica dos profissionais envolvidos para ajustesno método RMR, diante das distintas condições geotécnicas e geológicas, particularmente crucial em ambientes tropicais e em maciços rochosos brandos.

PALAVRAS-CHAVE: RMR, Quadrilátero Ferrífero, Weak Rocks, Intemperismo

ABSTRACT: The classification of rock masses is one of the fundamental activities for studying predictions of any engineering work that unlocks the geotechnical competence of these materials. Bieniawski's Rock Mass Rating (RMR), introduced in 1973 and refined in 1989, is a widely used method for this classification. However, the method is highly debatable regarding its validity for soft masses, and therefore, over the years, different adjustments to its application have been proposed. However, there have already been adaptations of the RMR classification regarding the degree of weathering (RMR Aw and Weak Rocks), crucial in tropical regions and which generate highly weathered products. The objective article analyzes the applicability of the aforementioned adjustments to RMR 89 for slopes in weathered rocks, using a mining pit, located in the state of Minas Gerais, as a case study. The geomechanical classes were calculated from four systems in lithotypes outcropping in the region, and geomechanical maps were prepared in order to compare the spatial distribution of the classes in the pit area. This study highlights the importance of critical analysis by the professionals involved to adjust the RMR method, given the different geotechnical and geological conditions, particularly crucial in tropical environments and soft rock masses.

KEYWORDS: RMR, Quadrilátero Ferrífero, Weak Rocks, Weathering

1 INTRODUÇÃO

A exploração das jazidas de ferro em Minas Gerais começou após o declínio da mineração de ouro, no século XIX e hoje é uma das principais atividades econômicas do estado, representando 60% de toda a

extração de ferro do Brasil. Para tal, a compreensão dos maciços rochosos alvos dessas explorações são fundamentais para que a lavra seja ao mesmo tempo economicamente viável e segura.

A província metalogenética do Quadrilátero Ferrífero (QF), que é o maior produtor nacional de minério de ferro, está localizada ao sul do Cráton do São Francisco (ALMEIDA, 1977) e compreende um embasamento granítico-gnáissico coberto por um greenstone belt Arqueano, pertencente ao Supergrupo Rio das Velhas, e metassedimentos de plataforma proterozóica pertencentes ao Supergrupo Minas (DORR, 1969). Sobretudo as formações ferríferas da Formação Cauê (Grupo Itabira, Supergrupo Minas; DORR, 1969), abrigam um conjunto de jazidas de minério de ferro de classe mundial, que representam grande importância econômica para a região, sendo exploradas por diversas mineradoras (ROSIÈRE ET AL., 2008).

As classificações de maciços rochosos são ferramentas cruciais em estudos prévios em maciços rochosos devendo ser atualizados conforme o nível de conhecimento aumenta. Essas classificações utilizam metodologias que buscam identificar os parâmetros que influenciam o comportamento dos maciços, dividindo-os em classes com comportamentos similares. O Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski, proposto em 1973 e refinado em 1989, é o método mais utilizado para essa classificação, embora seja limitado para rochas brandas e por esse motivo desde a sua criação passou por diversos ajustes.

De acordo com International Society for Rock Mechanics (ISRM, 1981) o termo rochas fracas ou brandas (Weak Rocks) refere-se às rochas que variam de extremamente fracas, com grau de resistência R0 a rochas fracas, com grau de resistência R2.

Nesse contexto, o presente artigo visou analisar a aplicabilidade de diferentes Classificações Geomecânicas na avaliação geológico-geotécnica de um talude composto por rohcas em distintos graus de intemperimos, comparando classificações geomecânicas. Para isso, foram consideradas as seguintes classificações: RMR de Bieniawski (1989); a versão ajustada RMR (2011); a adaptação em relação ao grau de intemperismo, RMR Aw, proposta por Santos et al. (2012); e a classificação Weak Rocks por Martin & Stacey (2018).

2 METODOLOGIA

A fim de obter uma comparação da aplicabilidade dos Sistemas de Classificação de maciço rochoso para as rochas de uma cava no Quadrilátero Ferrífero, foram utilizados o método RMR Básico (89) e três dos ajustes propostos a ele, ou seja: o RMR (2011), o RMR Aw (2012) e o mais recente dentre eles, o método adicional para classificação de rochas brandas, Weak Rocks (2018). O presente trabalho foi desenvolvido em quatro etapas principais, explanadas a seguir.

2.1 Levantamento e tratamento dos dados prévios

A partir dos dados obtidos através do mapeamento de campo realizado na área de estudo, tem-se informações coletadas em 748 pontos (Santos, 2022). A partir desses dados, foram feitas interpretações litológicas, com uma estratigrafia bem definida sabe-se que a cava em análise é composta por rochas pertencentes ao Supergrupo Minas, contudo nas adjacencias são descritas também rochas do Grupo Nova Lima Indiviso.

Na porção leste/nordeste da cava, são encontrados quartzitos sericíticos de granulometria variada da Formação Moeda. Em contato gradual, as rochas da Formação Batatal aparecem caracterizadas por filitos sericíticos e dolomíticos, ambas as formações pertencente ao Grupo Caraça. Já na porção centro-leste, em contato discordante com as rochas da Formação Batatal, ocorrem itabiritos e hematititos da Formação Cauê.

Rochas de natureza ígnea também são observadas, no entanto, de forma restrita, alinhadas a condicionantes estruturais, as metavulcânicas ocorrem paralelamente ao bandamento regional dos itabiritos e hematititos da Formação Cauê e as máficas intrusivas em formas de diques, perpendiculares às hospedeiras (SUCKAU ET AL., 2005).

Foram realizadas ainda medidas de estruturas geológicas em micro e macro escala (lineações minerais, foliações, dobras e fraturas), além de dados geomecânicos provenientes de análise tátil visual, incluindo resistência, intemperismo, índice Jv, espaçamento e condições das descontinuidades, saturação do maciço, anisotropia, erodibilidade e textura. A caracterização dos pontos de campo foi feita usando o método sugerido por Martin & Stacey (2018), adaptando as classificações do ISMR (1981) propostas pela BVP

(2012) (Figura 1). As rochas com grau de resistência igual ou superior a R2+ foram analisadas com base nos parâmetros da classificação RMR de Bieniawski, enquanto para as rochas brandas, com resistência inferior à R2+, foram considerados parâmetros como textura, erodibilidade, anisotropia, resistência da rocha, grau de alteração e porosidade.

Adapted from ISRM

Strength		Description	UCS (MPa)	Is50 (MPa)	Field assessment: Hammer	p-knife scratch	p-knife blow	p-knife blade scratch	Nail scratch	Finger pressure
R6		Extremely strong	>250	>10	Chipped	No	No	No	No	No
R5		Very strong	250–100	4–10	Breaks with difficulty after several blows	No	No	No	No	
R4		Strong	100–50	2–4	Breaks after several blows	Superficial scratch	–	No	No	No
R3		Moderately strong	50–25	1–2	Breaks with difficulty after one blow			Very difficult	No	No
R2	R2⁺ (concrete)	Less strong	25–10	–	Breaks after one blow	Scratches	Small point	Difficult	No	No
	R2⁻ (soil-cement)	Soft	10–5		Fragments with one blow		Large point	Produces powder	Superficial scratch	No
R1	R1⁺ (brick)	Very soft superior	5–3	–		Deep scratch		Easily produces powder in great amount	Scratches	Breaks locally
	R1⁻ (saprolite)	Very soft inferior	3–1		Crumbles	Cuts apart	Penetrates	Peels	Penetrates	Break corners
R0		Extremely soft	1.0–2.5	–			Penetrates	–	Cuts	Crumbles

Consistence field test method

1– Reaction to the geologist + hammer blow
2– Reaction to scratch with pocket knife tip
3– Reaction to blow with pocket knife tip
4– Reaction to scratch with pocket knife blade
5– Reaction to scratch with finger nail
6– Reaction to finger pressure

Reaction index

High
Medium
Low

Figura 1. Classificação de resistência modificado do ISRM (Fonte: BVP, 2012)

O valor do RQD para os maciços com resistência inferiores a R2+ foi obtido a partir da correlação proposta por Palmstrom (1982). Os espaçamentos das descontinuidades foram obtidos em termos absolutos (em centímetros) a partir da média dos espaçamentos de cada família de descontinuidade. Outros parâmetros foram obtidos conforme recomendações do ISRM (1981), Bieniawski (1989) e Martin e Stacey (2018).

Por esse motivo, para esse trabalho, as rochas com resistência inferiores a R2+, que não tinham informações suficientes para o cálculo do RMR 89, 11 e Aw, foram atribuídos os parâmetros mais baixos de acordo com a classificação de Bieniawski, visando obter os menores valores possíveis de RMR e, consequentemente, as menores classes. Quanto ao grau de saturação do maciço, considerou-se completamente seco para todos esses pontos, dado que a maioria dos pontos de campo apresentava essa condição.

2.2 Aplicação dos Métodos de Classificação: RMR (89); RMR (11); RMR (AW) E WEAK ROCKS

Feito os devidos ajustes nos dados de campo, foram aplicados os quatro métodos de classificação propostos para este trabalho a cada um dos pontos descritos, resumidos no Fluxograma da Figura 2.

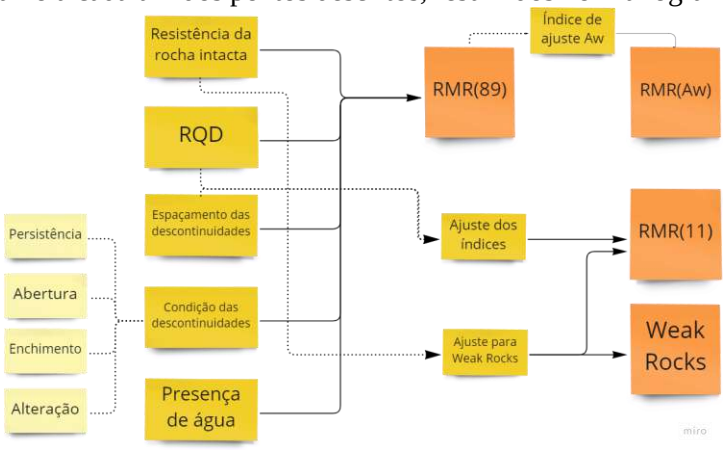


Figura 2. Fluxograma do cálculo dos métodos de classificação de maciços rochosos utilizados.

2.3 Elaboração de Mapas Geomecânicos

Utilizando o software QGIS 3.24.1 e dados geológicos de mapeamento, foram elaborados quatro mapas geomecânicos - um para cada Sistema de Classificação: RMR (89), RMR (11), RMR Aw (12) e Weak Rocks (18) - com o objetivo de comparar a disposição espacial das classes. As áreas correspondentes às classes aflorantes foram calculadas para facilitar a comparação entre elas.

No talude objeto do estudo, devido à falta de dados geomecânicos, a classificação foi feita interpolando os dados das mesmas litologias e utilizando o valor médio obtido para cada um dos sistemas.No entanto, enfatiza-se a importância de dados in situ para validar os valores atribuídos.

2.4 Correlação Entre os Dados

Dispondo dos dados calculados através de cada um dos métodos e os dados de campo e tratados pela autora, foram construídas planilhas e gráficos, a fim de estabelecer correlações estatísticas entre eles e possibilitar o melhor entendimento dos dados e da aplicabilidade de cada um dos métodos para cada tipo de rocha presente na área de estudo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As classes atribuídas a cada ponto de campo foram agrupadas de acordo com os quatro sistemas de classificação utilizados e estão resumidas no gráfico apresentado na Figura 3. Para visualização e comparação da disposição espacial desses pontos, foi construído um mapa geomecânico para cada método (Figura 4).

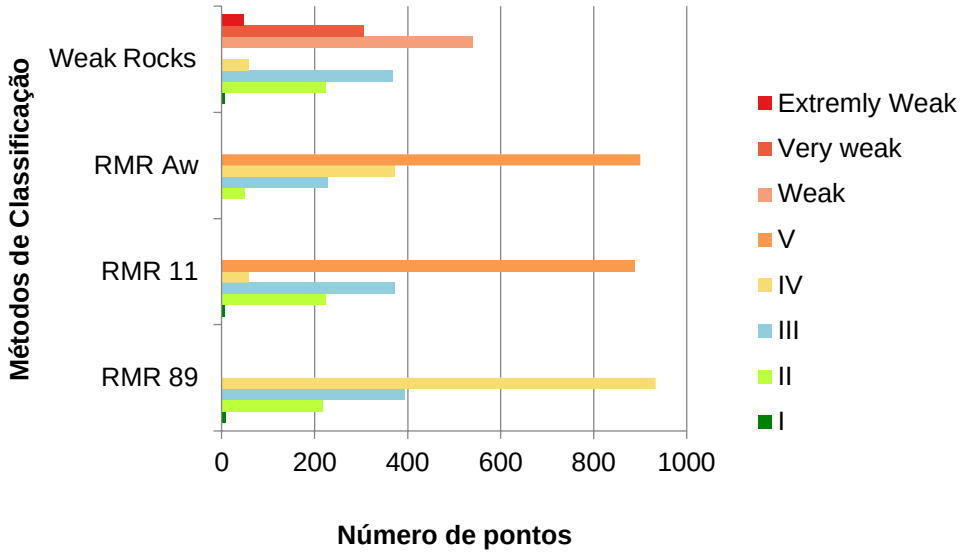


Figura 3. Gráfico em barras com o quantitativo de cada classe aflorante na Cava Tamanduá de acordo com cada um dos quatro métodos utilizados.

De maneira geral, a Classe I ocorre de forma restrita em todos os quatro métodos analisados, sendo mais prevalente no RMR (89), abrangendo 0,05% de toda a área, e menos representativa no RMR (Aw), com0,01%. Tanto o RMR (11) quanto o Weak Rocks totalizam 0,04% para essa classe. Os mapas geomecânicos destacam a baixa representatividade desses maciços na área da cava, sugerindo que eles poderiam sertratados junto com a Classe II.

Já a Classe II apresenta discrepância entre os métodos, ocupando aproximadamente 9,00% da área da cava Tamanduá nos métodos RMR (89), RMR (11) e Weak Rocks, mas apenas 2,98% no RMR (Aw). Esses corpos estão geralmente localizados na porção centro-leste da cava, em formas estiradas na direção NE-SW, coincidindo com as posições das rochas intrusivas.

A Classe III, de forma semelhante à Classe II, mostra pequenas variações entre os métodos RMR (89), RMR (11) e Weak Rocks, ocupando respectivamente 17,88%, 16,31% e 21,76% da área, enquanto no RMR (Aw) essa classe ocupa apenas 9,00%. Os maciços Classe III apresentam-se mais dispersos ao longo da cava, com concentrações maiores nas porções leste e oeste, próximas dos quartzitos e das rochas ferríferas.

A Classe IV apresenta grandes variações entre os métodos, sendo predominante em toda a área no RMR (89), ocupando cerca de 73% da cava. No entanto, no RMR (Aw), as rochas de Classe IV limitam-seao entorno das classes superiores, totalizando cerca de 17% da área. Nos métodos RMR (11) e Weak Rocks,a área correspondente é de apenas 4%, restrita a pequenas porções associadas à Classe II.

A Classe V ocorre de forma variada entre os sistemas de classificação. No RMR (89) e no Weak Rocks, é praticamente inexistente, ocupando uma área de 0,08% da cava em ambos os métodos. Já no RMR ajustado por Bieniawski em 2011 e no RMR (Aw), a Classe V predomina na cava, representando, respectivamente, 71,11% e 71,35% da área, distribuída ao longo de toda a área.

O método adicional proposto por Martin & Stacey (2018) subdivide os litotipos aflorantes na Cava Tamanduá em mais três domínios: Weak, Very Weak e Extremely Weak, que juntos representam a maior parte da área de estudo, totalizando aproximadamente 70%. As rochas classificadas como Weak predominam, ocupando 43,43% da cava, seguidas das Very Weaks com 18,81% e Extremely Weak, restritas a apenas 3,38%, localizadas principalmente na porção NE, coincidindo com as rochas filíticas da Formação Batatal.

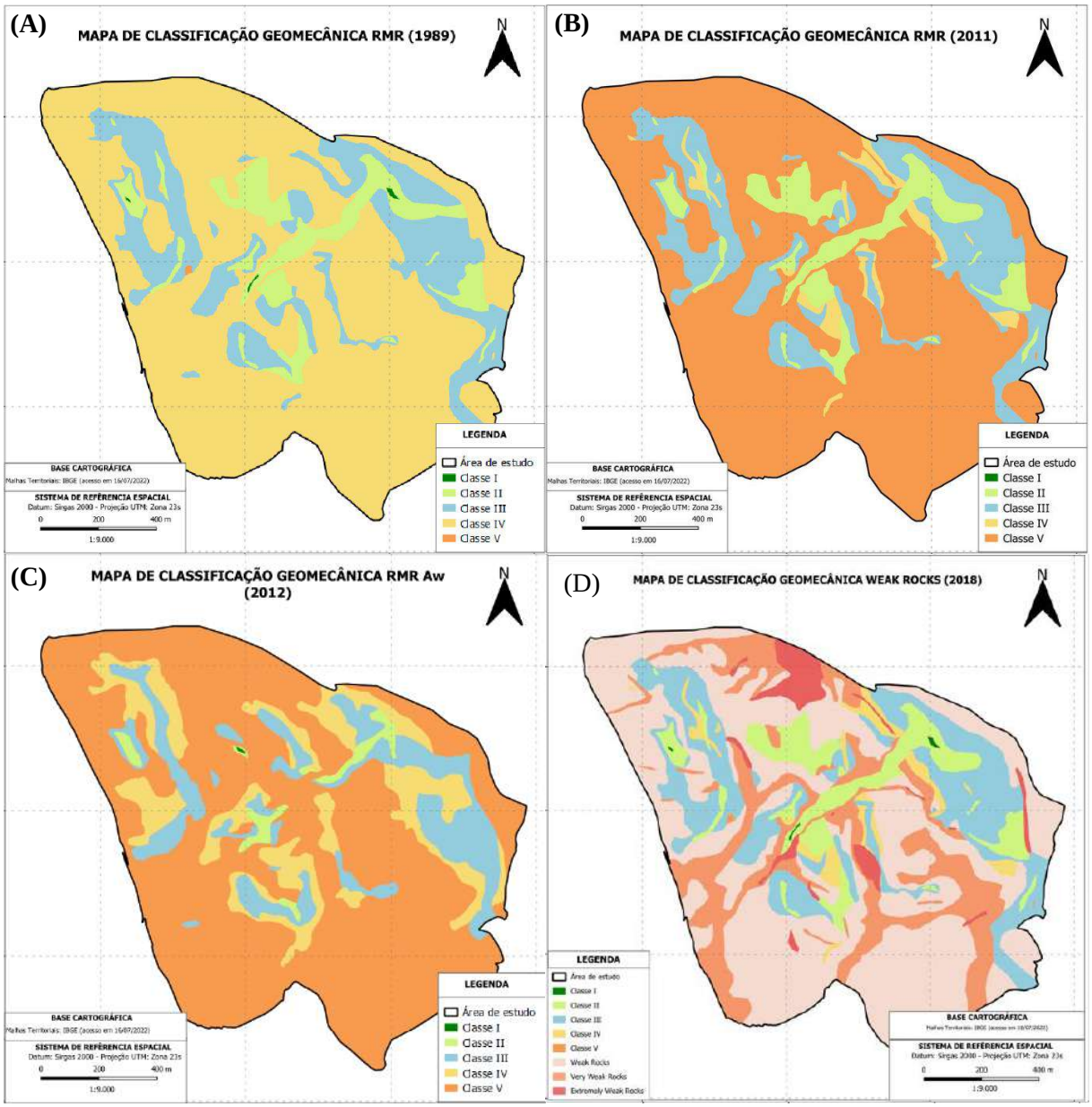


Figura 4. – Mapas de classificação geomecânica (A) RMR 1989, (B) RMR 2011, (C) RMR Aw 2012 e (D) Weak Rocks (2018)

Ao analisar os ajustes sugeridos ao método de classificação de maciços proposto por Bieniawski (1989), aplicados à realidade das rochas intemperizadas presentes na cava de estudo, foi possível observar que o método pioneiro, proposto por Bieniawski em 1989, de fato, apresenta-se pouco condizente com a realidade das rochas da região, sobretudo das rochas brandas. O que respalda a importância de utilizá-lo com cautela e da necessidade dos ajustes a depender do tipo de rocha e do empreendimento a ser realizado.

Para os ajustes utilizando dados contínuos de espaçamento e RQD, como proposto por Bieniawski (2011), nota-se uma melhor distribuição das classes ao longo dos pontos analisados, mostrando-se como um método intermediário entre todos os outros analisados. Em alguns pontos, o RMR 2011, mostrou-se bastante semelhante ao RMR ajustado segundo o grau de intemperismo, proposto por Santos et. al (2012), principalmente quando aplicado a rochas com parâmetros geomecânicos inferiores. No entanto, o RMR Aw penaliza drasticamente os valores dos maciços de melhores qualidades, apresentando as menores porcentagens de Classe I e Classe II dentre todos os analisados, mostrando-se altamente conservador.

Por fim, o método adicional proposto dos Martin & Stacey (2018), evidenciam ser o mais condizente com a realidade da cava, uma vez que por meio de uma distribuição mais heterogênea entre as classes aflorantes na área, permite uma maior discretização dos maciços brandos, subdividindo-os em três novas

classes, as quais possibilitam melhor uma caracterização e, consequentemente, melhores soluções de engenharia, de modo a garantir a segurança da obra.

4 CONCLUSÕES

De forma geral, nota-se que o talude estudado apresenta rochas com elevados graus de alteração e de intemperismo, sendo consequentemente, penalizado em classificações geomecânicas que não consideram, em maior amplitude, o efeito do intemperismo.

O método de classificação de maciços de Bieniawski (1989) revelou que não representa adequadamente as condições locais, especialmente para as rochas brandas. O RMR ajustado por Bieniawski (2011) proporcionou uma melhor distribuição das classes, mostrando-se intermediário entre os métodos analisados, com bons resultados para rochas resistentes. No entanto, o RMR Aw (2012) penaliza severamente os maciços de melhor qualidade, mostrando-se conservador e apresentando as menores porcentagens de Classe I e II. Por fim, o método de Martin & Stacey (2018) foi o mais condizente com a realidade da cava, permitindo uma melhor discretização dos maciços brandos e proporcionando soluções de engenharia mais seguras.

Ressalta-se que para melhor análise e compreensão dos dados, sobretudo nessa área, mais trabalhos com esse propósito devem ser considerados, ou seja, com novos métodos de obtenção de dados, podem incrementar a pesquisa de forma a tornar mais representativo a realidade aflorante no local. Apesar daboa aderência do método Weak Rocks esse ainda possui dificuldade na obtenção de parâmetros principalmente quanto a influência da cimentação e durabilidade, por exemplo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, F. F. M. et al. (1977) *Províncias Estruturais Brasileiras.* In: SIMPÓSIO DE GEOLOGIA DO NORDESTE, Campina Grande. Atas. Campina Grande: Sgn, p. 363-391.

Bieniawski, Z. T. (2011) *Misconceptions in the applications of Rock Mass Classifications and their Corrections.* ADIF Seminar on Advanced Geotechnical Characterization for Tunnel Design, Madrid, Espanha.

Bieniawski, Z. T. (1989) *Engineering Rock MassClassification*. New York: John Wiley. 248p.

Bieniawski, Z. T. (1973) *Engineering Classification of Jointed Rock Masses.* The Civil Engineer in South Africa, p. 335-343.

BVP. (2012) *Modelo Geomecânico da Porção Oeste da Cava Norte da Mina de Fábrica Nova – Complexo Mariana.* Mariana-MG. VL119.15-10-E-CA-RT-07-003, Setembro, Vale.

Dorr, II J.V.N., Gair J.E., Pomerene J.G., Rynearson G.A. (1957) *Revisão da estratigrafia précambriana do Quadrilátero Ferrífero.* v. 81. Brasília, Divisão de Fomento da Produção Mineral.

International Society for Rock Mechanics. Rock characterization testing & monitoring – ISRM suggested methods. London: Ed. E. T. Brown, Pergamon Press, 1981. 211 p apud AZEVEDO, I.C.D.; MARQUES, E.A.G. Introdução à Mecânica das Rochas. Ed. UFV, 2001.

Martin D., Stacey p. (2018) *Guidelines for Open Pit Slope Design in Weak Rocks.* CSIRO, A Balkema Book (ed).p.415.

Palmstrom, A. (1982)*The volumetric joint count-a useful and simple mensure of the degree of jointing.* In: Proceedings of the Fourth International Congress IAEG,New Delhi, vol. V, p. 221-229.

Santos, Y.L. et al. (2012) *Proposta de índice de ajuste (Aw) utilizando o grau de intemperismo no sistema RMR (Rock Mass Rating) de classificação do maciço rochoso.* CBMINA.

Suckau, V.E., Suita, M.T.F., Zapparolli, A.C.; Spier, C.A., Ribeiro, D.T. (2005*) Transitional Pyroclastic, Volcanic-Exhalative rocks to iron ores in the Cauê formation, Tamanduá and Capitão do Mato Mines: an overview of metallogenetic and tectonic aspects.* Simpósio sobre o Craton do São Francisco, Anais. SBG.

ÁREA 18.

Mecânica das Rochas em Petróleo

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/773

Numerical Modeling of Anisotropic Gravel Pack Behavior on Open-hole Completions

Mohara de Oliveira Nascimento
Student, Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil, mohara.civil@gmail.com

Eleazar Cristian Mejia Sanchez
Researcher, Tecgraf Institute, Rio de Janeiro, Brazil, crisms@tecgraf.puc-rio.br

Deane Roehl
Chief Researcher, Tecgraf Institute, Rio de Janeiro, Brazil, deane@tecgraf.puc-rio.br

ABSTRACT: Sand production is a worldwide phenomenon that impacts the service life of oil and gas wells, being present in intervals of poorly or unconsolidated rocks. When sand production occurs, some elements are included with the completion structures, intending to stop the produced solids from entering the well. One of them is gravel packing, which consists of a mechanical filter composed of a steel screen and a granular packing. Predicting the behavior and properties of this package is a challenge. Thus, this paper proposes an anisotropic constitutive model to describe the mechanical behavior of a granular package used in an open-hole gravel pack completion. The mechanical properties of the model are calibrated with the literature results of a polyaxial test on a synthetic sandstone cube. In the test, sample loading is divided into two steps. The first one is under confining stress up to a specific limit, and the second increases stress only in the vertical direction. The numerical model adopts a nonlinear elastic behavior in the gravel packing to simulate the effect of the compaction and the increase of particle contacts. Since the stress in the second phase is vertical, causing the arrangement of grains to be greater in one direction than in the other, the gravel packing is considered anisotropic. The study compares the induced displacements in each loading step with excellent agreement between the numerical and available experimental data. Finally, the proposed approach is an attractive alternative to predict the mechanical behavior of gravel packing with good accuracy.

KEYWORDS: Gravel pack, Open-hole completion, Anisotropic behavior, Finite element method.

1 INTRODUCTION

Many hydrocarbon reservoirs are in weak, poorly consolidated, or unconsolidated rocks, such as sandstones and chalk. These rocks generally present incomplete cementation and are susceptible to the desegregation of particles when the formation is subject to stresses high enough to cause its rupture, resulting in a process called solids or sand production. The main concern when rock undergoes sand production is the possibility of the particles produced entering the well along with the reservoir fluid during the hydrocarbon production. Given that these particles are abrasive and can cause the erosion of the well's equipment, in addition to the chance of plugging the tubes due to large amounts of solids (Fjaer et al., 2008).

To deal with this problem some techniques are applied, being separated into methods that are related to the consolidation of the rock, adding artificial consolidation (with resin injection), or opting for exploring only intervals of strong formations (with selective or oriented perforating), and methods that aim to avoid or control the solids production using structures such as slotted liners, sand screens, gravel packing, and frack packing. The great advantage of methods that apply mechanical components instead of consolidation techniques is their wide applicability, as they are not limited to short or high-strength intervals (Mahmud et al., 2020).

Among the structures mentioned, gravel packing is a wise method that combines an efficient granular medium with a sand screen. In the gravel pack system, the granular medium assumes a dual function: stabilize the borehole wall, in case of open-hole completions, and retain the produced particles, acting as a filter. At the same time, the sand screen is a perforated steel tube that has openings small enough to contain the gravel pack particles and large enough to allow the fluid production to pass through.

The use of the gravel packing as a sand control component can be done in both cased-hole and open-hole wells. In the first case, the elements act jointly with the typical completion structures (cement and casing), and in the second, they act alone in direct contact with the formation. The present paper focuses on the second case intending to find out the properties and understand the behavior of the granular material based on the results of an experimental test available in the literature. The adopted methodology was to model the experiment using the finite element method and calibrate the gravel properties according to the literature results.

Vargas et al. (2012) performed the reference experimental test and developed numerical studies with continuum and continuum-discrete models. Comparing these approaches the authors conclude that the continuum modeling shows a better fit to the experimental results. In the present paper, a numerical continuum model is also proposed, changing the properties and assumptions about the gravel, intending to produce an even better approximation. For that, extensive research was conducted, providing a comprehension of the movement and rearrangement of the gravel particles when the gravel pack is subject to different loads, and explaining the gravel anisotropic behavior (Chen et al., 2020; Oda, 1993; Hoque & Tatsuoka, 1998; Hicher & Chang, 2006). Therefore, the granular material of the gravel pack was simulated using a nonlinear elastic and anisotropic model, where Young's modulus changes according to the relation of vertical and horizontal stresses. Finally, the modeling results were compared to the experimental and numerical reference data, validating the calibration and bringing a useful understanding of the gravel pack behavior.

2 EXPERIMENTAL TEST

The reference experimental test, detailed in the works of Chavez (2011) and Vargas et al. (2012), consists of a polyaxial test on a synthetic sandstone cube with a centralized hole, which is partially filled with granular material confined by a screen. The test aimed to simulate an open-hole well with sand control structures, in a manner that the synthetic sandstone represents the formation, and the other components represent the gravel pack. Thus, Figure 1 shows: the polyaxial cell used in the experiment (Fig. 1a), the centralized hole with gravel pack (Fig. 1b), and the clip gages applied to measure the screen displacements (Fig. 1c). The dimensions of the experimental sample were: 30x30x30 cm for the sandstone cube, 6cm in diameter for the hole, and a thickness of 0.52mm and 3.8 cm in internal diameter for the screen.

Figure 1. Experimental setup: (a) Polyaxial cell, (b) gravel pack, and (c) clip gages (Vargas et al., 2012).

Table 1 shows the properties of the materials used in the synthetic sandstone cube and the sand screen; these values were obtained by the reference through tests. The granular material of the gravel pack was not tested, so its properties were unavailable.

Table 1. Mechanical properties of the materials (Vargas et al., 2012).

Material	Young's modulus (GPa)	Poisson's ratio	Yield stress (MPa)	Friction angle (º)	Cohesion (MPa)
Synthetic sandstone	2.70	0.27	-	28	5.50
Screen (Brass tube)	90.60	0.32	484	-	-

The experiment loading sequence was separated into two phases, according to Figure 2, in the first phase the cube was loaded in the directions perpendicular to the hole, with confining stress that initiates at 1.38 MPa and ends at 4.13 MPa; and in the second phase, deviatoric stress was applied in the vertical faces, with values of 4.83 MPa to 11.03 MPa. In both phases, the cube was loaded incrementally during 6 and 102 minutes, respectively. Along the test, the faces parallel to the hole were restricted, with no displacements allowed.

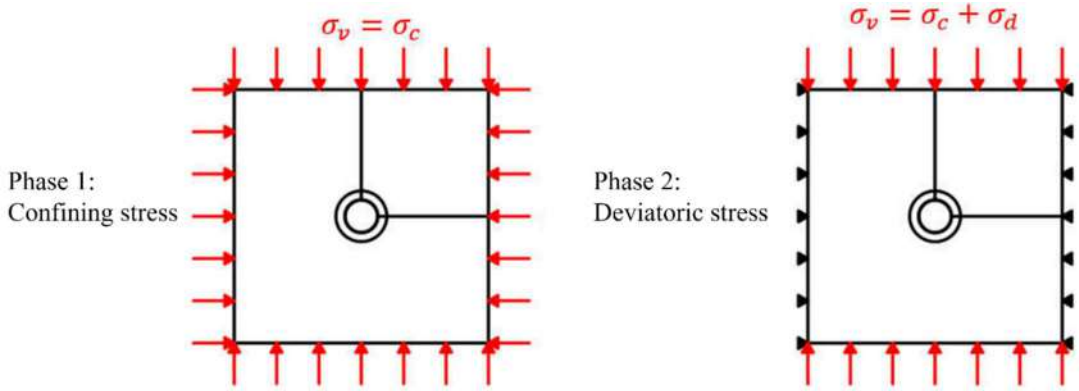


Figure 2. Experiment loading phases.

3 NUMERICAL MODELING

This section presents a proposed numerical model that simulates the experimental test described previously. The model developed here focuses on finding the properties of the granular material used in the gravel pack since this material was not tested and their properties are unknown. Hence, the characteristics of the model, the study behind the calibration of the gravel properties, and the comparative results are discussed next.

3.1 Geometry and finite element mesh

The numerical simulation has been carried out using the software ABAQUS, a potential tool used in reference works that also model wells subject to sand production (Santos et al., 2008; Hilbert et al., 2011; Xu et al., 2014). To validate the model and make a fair comparison with the numerical model developed by Vargas et al. (2012), the same type of finite element and a similar mesh were used. Thereby, the finite element chosen was the 4-node plane strain element (CPE4) and the structure was discretized in a mesh of 2520 elements and 2624 nodes, with 1600 elements for the formation, 800 elements for the gravel package, and 120 elements for the sand screen, as shown in Figure 3.

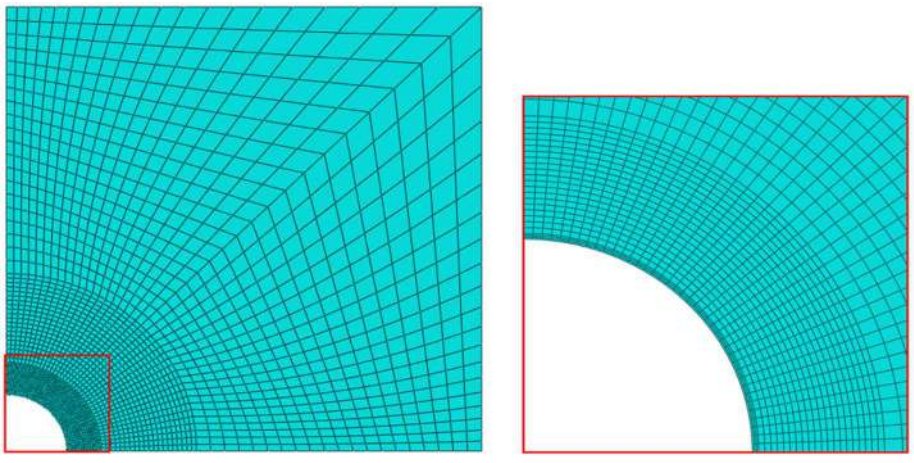


Figure 3. Mesh discretization: (a) all model, (b) gravel pack.

Since the experiment was made in a cube cell with boundary conditions that allow symmetry in the horizontal and vertical axis, the model corresponds only to a ¼ of the cube geometry, being enough to capture the behavior of the structures.

3.2 Gravel pack properties

Defining the properties of the gravel pack was a challenge, since the literature shows different sets of values, as noted in Table 2. For that reason, some approaches were tested until finding the set of properties that was adopted in this paper. Initially, we developed models with fixed Young's modulus of 60, 100, 200, and 2000 MPa. However, none of them showed satisfactory results, with displacement curves far from the reference.

Table 2. Reference mechanical properties for the gravel pack.

Reference	Young's modulus (MPa)	Poisson's ratio	Friction angle (º)	Cohesion (MPa)
Xu et al. (2014)	100	0.35	30	20
Vargas et al. (2012)	0.9 - 200	0.34-0.35	32	0
Hicher & Chang (2006)	2000	0.21	-	-

Based on Vargas et al. (2012) we start to assume that the material is nonlinear with dependence on the applied stresses. Another considered assumption was that the granular material has stress-induced anisotropy with different Young's modulus in directions horizontal and vertical. This concept is defended by Hicher & Chang (2006) and Hoque & Tatsuoka (1998). These authors also explain that the most deposited granular materials exhibit cross-anisotropy, with a direct relation between Young's modulus and stresses, vertical and horizontal.

Hicher & Chang (2006) developed in their work curves that show the influence of the ratio of the stresses σ_v/σ_h and the ratio of the Young's modulus E_v/E_h expressing the stress-induced anisotropy for two types of granular materials (hime gravel and toyoura sand), we extend these curves for the material applied in the experiment, which is a ceramic proppant called Carbolite. With this, it was possible to calibrate the gravel pack and find the set of properties shown in Table 3.

Table 3. Calibrated mechanical properties of the gravel pack material.

σ_v/σ_h	E_v/E_h	E_v (MPa)	E_h (MPa)	v_{vh}
0	1.00	13	13	0.284
1.00	1.00	15	15	0.284
2.00	1.80	23	12.77	0.284
2.30	1.90	50	26.32	0.284
2.50	1.95	60	30.77	0.284
3.00	2.44	150	61.47	0.284
3.20	2.63	200	76.05	0.284
3.50	2.86	250	87.41	0.284
4.00	3.33	300	90.09	0.284
4.50	3.85	600	155.84	0.284
5.00	4.20	1000	238.09	0.284
6.00	4.54	2000	440	0.284

The values of Table 3 were inserted in Abaqus through a subroutine, intending to simulate the behavior of the gravel, considering the increase of Young's modulus in the direction where the stress is larger. A relevant fact to highlight is that while the σ_v/σ_h is equal to 1, the E_v is equal to E_h indicating that there is no stress-induced anisotropy at this point. The idea behind it is that in the confining phase, Young's modulus is the same in both directions, but in the deviatoric phase the E_v is larger than E_h, once the stress is applied only in the vertical direction, in a manner that the particles are more compacted and the stiffness in this region is larger.

These concepts can be visualized in Figure 4, which demonstrates how the subroutine works, with the compaction of the particles following the stress-induced anisotropy.

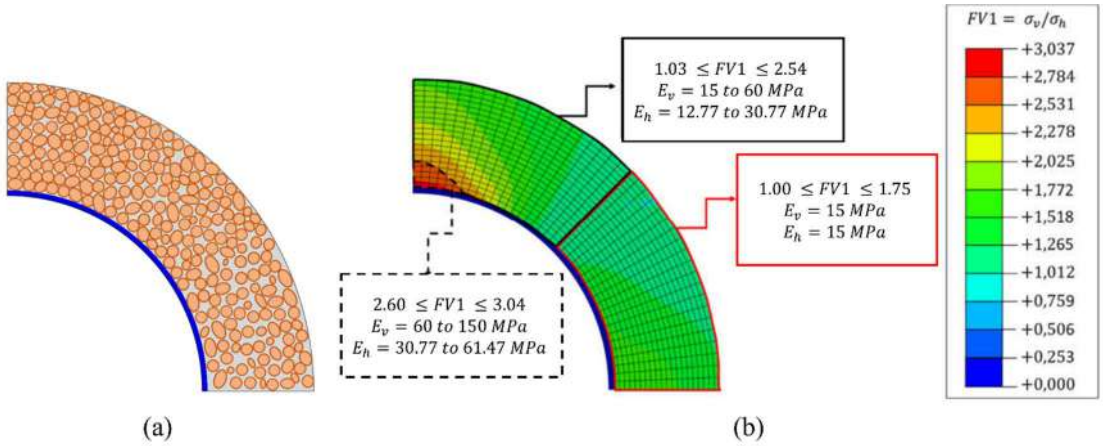


Figure 4. Arrangement of particles (a) and values of subroutine (b).

3.3 Results

In summary, the properties adopted in the proposed model were present in Table 1, for the sandstone and the sand screen, and in Table 3, for the calibrated gravel pack. The main difference between the model built here and the numerical model of Vargas et al. (2012) is that in this work we assume the material is anisotropic and the dependence of Young's modulus is related to the ratio of the stresses. Besides, we consider Young's vertical modulus initiating in 13 MPa and going to 2000 MPa, with a nonlinear anisotropic behavior. Finally, it was possible to validate the proposed model by comparing the results with the curves of the results of the experiment and the numerical model of Vargas et al. (2012).

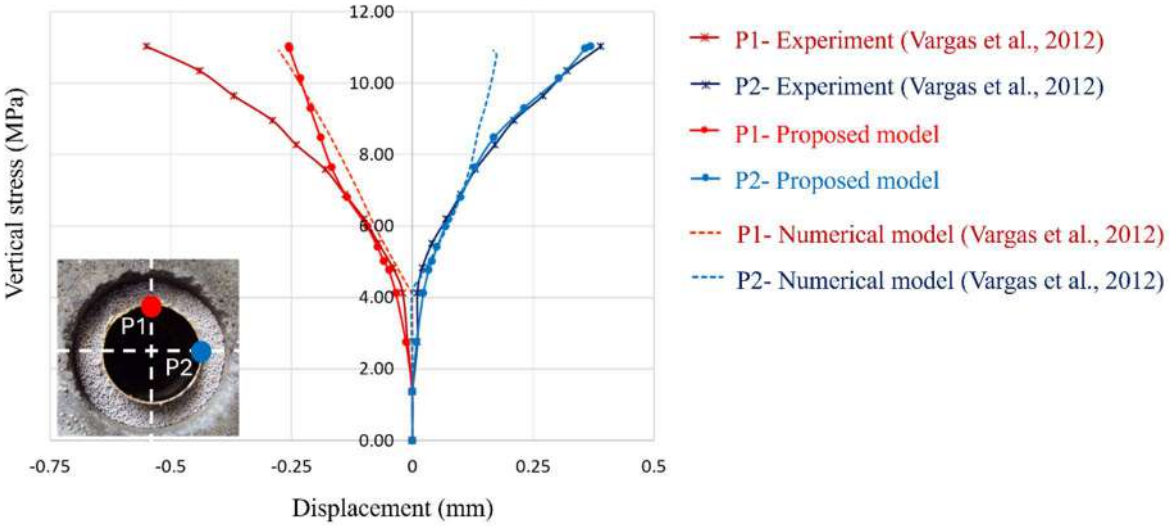


Figure 5. Comparative results.

Figure 5 shows the curves of displacement versus vertical stress in points P1 and P2 located inside the sand screen, measured by the clip gages visualized in Figure 1c. The results highlight the proposed model can fit satisfactorily the curves of displacements in the sand screen, indicating that the calibration of the gravel pack was successful, mainly for the point P2. Nonetheless, the curve of point P1 increases at a different rate compared to the experiment and must be more investigated.

4 CONCLUSIONS

This work has presented a new approach to modeling the granular material present in the gravel pack system, involving the consideration of a nonlinear anisotropic behavior. The main concern of this paper was to simulate adequately the natural rearrangement of the particles when the structure is loaded. For that reason, a subroutine was created, assuming the variable Young's modulus, which increases with the applied stresses. The results of this study were compared to a reference experimental test and a numerical model, both performed by Vargas et al. (2012), having a good fit with the experiment data and bringing a better response than the reference numerical model.

The hypotheses adopted here provide a useful methodology that can be applied in models with gravel pack structures, considering characteristics inherent to the granular material. For future work, extensions of this paper could be proposed, approximating more precisely the response of the system. Furthermore, it is interesting to adapt this model to other experimental tests, comparing the found parameters through a sensibility study.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors gratefully acknowledge support from the Brazilian National Council for Scientific and Technological Development (CNPq).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Chavez, R. R. L. (2009) *Tests on a large cubic cell for the study of solids containment in oil wells.* M. Sc. Dissertation, Postgraduate Program in Civil Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro / PUC-Rio, 111 p.

Chen, X., Qian, J., Zhang, L. & Ling, J. (2020) Investigating the Combined Effects of Inherent and Stress-Induced Anisotropy on the Mechanical Behavior of Granular Materials Using Three-Dimensional Discrete Element Method. *Mathematical Problems in Engineering*, 2020.

Fjaer, E., Holt, R. M., Horsrud, O., Raaen, A. M. & Risnes, R. (2008) *Petroleum Related Rock Mechanics*, 2nd ed., Elsevier, Amsterdam, AE, The Netherlands, 491 p.

Hicher, P. Y., Chang, C. S. (2006) Anisotropic Nonlinear Elastic Model for Particulate Materials. *Journal of Geoenvironmental Engineering*, 132, p. 1052-1061.

Hilbert, L. B., Saraf, V. K., Birbiglia, D. K. J., Shumilak, E. E., Schutjens, P. M. T. M., Hindriks, C. O. H. & Klever, F. J. Modeling Horizontal-Completion Deformations in a Deepwater Unconsolidated-Sand Reservoir. *Paper presented at the SPE Annual Technical Conference and Exhibition*, New Orleans, Louisiana.

Hoque, E., Tatsuoka, F. (1998) Anisotropy in Elastic Deformation of Granular Materials. *Soil and Foundations*, 38, p. 163-179.

Mahmud, H. B., Leong, V. H., Lestariono, Y. (2020) Sand production: A smart control framework for risk mitigation. *Petroleum*, 6, p. 1-13.

Oda, M. (1993) Inherent and induced anisotropy in plasticity theory of granular soils. *Mechanics of Materials*, 16, p. 35-45.

Santos, A. P., Silva, P. R., Vargas, E. A. & Braga, A. M. B. (2008) Collapse Analysis of Screens Used in Horizontal Open Hole Gravel Pack Completion. *Paper presented at the SPE International Symposium and Exhibition on Formation Damage Control*, Lafayette, Louisiana.

Vargas, E. A., Velloso, R. Q., Richie, R., Pessoa, T.F.P & Mejia, L.A.C. (2012) Numerical Analysis of Experiments in Sand Control Measures Using Stand Alone and Open Hole Gravel Pack Completion. *Paper presented at the 46th U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*, Chicago, Illinois.

Xu, E., Soga, K., Zhou, M., Uchida, S. & Yamamoto, K. (2014) Numerical Analysis of Wellbore Behaviour during Methane Gas Recovery from Hydrate Bearing Sediments. *Paper presented at the Offshore Technology Conference*, Houston, Texas.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/774

O Papel de Modelos Unidimensionais na Simulação da Subsidência Induzida por Retirada de Fluidos

João Vitor Araujo Santos de Barros
Estudante, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, vitorbarros2001@gmail.com

Manuel de Almeida Barreto Filho
Professor, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, barretofilho@uol.com.br

Julio Cesar Santos Nascimento
Professor, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, jcsnascimento@ufba.br

Paulo Gustavo Cavalcante Lins
Professor, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, plins@ufba.br

RESUMO: A retirada de fluidos de um aquífero ou reservatório pode levar a um processo de subsidência acima da região de extração. A literatura técnica muitas vezes trata o fenômeno utilizando modelos de compressibilidade unidimensional. Um simulador de compactação de reservatórios unidimensional foi adaptado para linguagem MATLAB/Octave e usado para prever a compactação em campo com características típicas do Recôncavo Baiano. O simulador admite que o reservatório seja plano e horizontal, o fluxo se processa em duas dimensões e é resolvido em um esquema de diferenças finitas. As vazões nos poços são impostas. A compactação do reservatório é representada pelo recalque de colunas verticais em um enfoque unidimensional. O campo simulado possui um padrão 5-spot com dezesseis poços de produção e nove poços de injeção. Os parâmetros de compressibilidade foram estimados a partir da literatura técnica. Os padrões de recalque indicam valores maiores próximos aos poços de produção e recalques negativos próximos aos poços de injeção. Os resultados das simulações mostram que modelos simples podem representar o processo de compactação de um reservatório de petróleo.

PALAVRAS-CHAVE: Reservatório, Compressibilidade, Compactação, Simulação.

ABSTRACT: The fluids withdrawal from an aquifer or reservoir can lead to a subsidence process above the extraction region. The technical literature often addresses the phenomenon using one-dimensional compressibility models. A one-dimensional reservoir compaction simulator was adapted to MATLAB/Octave language and used to predict compaction in the field with typical characteristics of the Recôncavo Baiano. The simulator assumes that the reservoir is flat and horizontal, the flow occurs in two dimensions and is solved by using a finite difference scheme. The flow rates in the wells are imposed. Reservoir compaction is represented by the settlement of vertical columns in a one-dimensional approach. The simulated field has a 5-spot pattern with sixteen production wells and nine injection wells. The compressibility parameters were estimated from technical literature. Settlement patterns indicate higher values close to production wells and negative settlements close to injection wells. The simulation results show that simple models can represent the compaction process of an oil reservoir.

KEYWORDS: Reservoir, Compressibility, Compaction, Simulation.

1 INTRODUÇÃO

No processo de retirada de fluidos de maciços rochosos existe na zona de influência do poço uma diminuição da pressão do fluido (rebaixamento). A pressão vertical da coluna litostática continua aproximadamente a mesma, ou seja, a tensão total continua aproximadamente constante e a tensão efetiva

aumenta. Consequentemente, ocorre um processo de compressibilidade da coluna litostática. Tal fenômeno é observado tanto na explotação de água subterrânea quanto de hidrocarbonetos.

O termo compactação é utilizado no contexto do estudo da subsidência e dos recalques associados com a retirada de fluidos de um aquífero ou reservatório.

Gambolati (1972) utilizou um modelo de compressibilidade unidimensional para estudar a subsidência relacionada à retirada de água na região próxima a Veneza, os valores de recalque obtidos foram da ordem de grandeza de 10 centímetros. Helm (1975) aplicou um modelo unidimensional para estimar a compactação de um aquífero próximo de Pixley, California, os recalques observados no período estudado foram da ordem de grandeza de 1 metro. Shen *et al*. (2006) realizaram o uso de um modelo tridimensional de fluxo em conjunto com um modelo unidimensional de compressibilidade para estudar a subsidência do terreno associada ao bombeamento de água em um campo de produção de gás no Japão.

Diversos estudos foram realizados com relação à subsidência associada à retirada de fluidos em campos de petróleo e gás. Colazas e Strehle (1995) discutem os problemas de subsidência no campo de Wilmington em Long Beach, California. Finol e Sancevic (1995) apresentam os problemas de subsidência na Venezuela. As questões do campo de Ekofisk, no Mar do Norte, relacionados com a compactação do reservatório e a subsidência na superfície são debatidas por Zaman *et al*. (1995), dentre outros.

No presente trabalho o simulador de Donaldson (1995) foi convertido para linguagem MATLAB/Octave O uso da implementação é ilustrado em uma aplicação com condições típicas de um campo do Recôncavo Baiano.

2 COMPRESSIBILIDADE UNIDIMENSIONAL

Para uma situação completamente drenada a compressibilidade de uma coluna com restrição de deformação lateral (C) é dada pelo inverso do módulo oedométrico (E_{oed}):

$$C = \frac{1}{E_{oed}} = \frac{(1-2\cdot\nu)\cdot(1+\nu)}{E\cdot(1-\nu)} \quad (1)$$

Onde, E é o módulo de elasticidade e ν é o coeficiente de Poisson.

Para Geertsma (1973) a compactação do reservatório ou a redução do volume do reservatório é a redução da altura do reservatório (z). O reservatório é considerado deformando predominantemente no plano vertical. Um coeficiente de compactação axial é definido como a compactação da formação por unidade de variação da poropressão:

$$C_m = \frac{1}{z}\cdot\frac{dz}{dP} \quad (2)$$

A deformação vertical é definida como:

$$\varepsilon_z = C_m \cdot dP \quad (3)$$

Na formulação utilizada para cálculo da compactação da camada produtora é definida em função da sua espessura (h), na forma:

$$\Delta h = C_m \cdot dP \cdot h \quad (4)$$

Valores de referência para o coeficiente de compactação axial são encontrados em Geertsma (1973).

Diferentes definições para o coeficiente de compressibilidade podem ser encontradas na literatura, conforme observado em Zimmerman (1984), Zimmerman *et al*. (1986), Addis (1987), Dudley *et al*. (2016).

A ISRM (*International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering*) possui uma sugestão de métodos para realização de testes para determinação da compressibilidade uniaxial para geomecânica de reservatório, reportada em Dudley *et al*. (2016).

A literatura técnica indica que os modelos unidimensionais para representar a compactação do reservatório podem ter o parâmetro de compressibilidade estimado por: (1) ensaios de carregamento hidrostático, (2) ensaios triaxiais com controle de deformação lateral, e (3) ensaios oedométricos.

3 MODELO DE FLUXO

Conforme Donaldson (1995), se a pressão de sobrecarga (P_{ob}) de zona produtora de subsuperfície é suportada pela pressão entre os grãos (P_g) da rocha e da pressão do fluido no reservatório (P). A pressão de sobrecarga é igual pressão total do reservatório somada com a pressão entre os grãos e as condições estáticas existentes no contorno (Figura 1).

Se a pressão do fluido no reservatório é reduzida, a compactação dos grãos da rocha irá ocorrer acompanhada pela redução da porosidade e da permeabilidade na zona compactada (Donaldson, 1995). Assumindo que as pressões de sobrecarga e entre os grãos permanecem constantes, o declínio da pressão no reservatório devido à retirada dos fluidos pode ser modelado como:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{k\cdot h\cdot \delta P}{\mu\cdot \delta x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{k\cdot h\cdot \delta P}{\mu\cdot \delta y}\right)+Q_{i,j}=C_f\cdot\phi\cdot\Delta h\cdot\frac{dP}{dt} \quad (5)$$

Onde k é a permeabilidade, μ é a viscosidade, C_f é a compressibilidade do fluido e ϕ é a porosidade.

A equação (5) foi discretizada em um gride retangular de diferenças finitas e sua forma analítica foi implementada no simulador. Detalhes da formulação podem ser encontrados em Donaldson (1995).

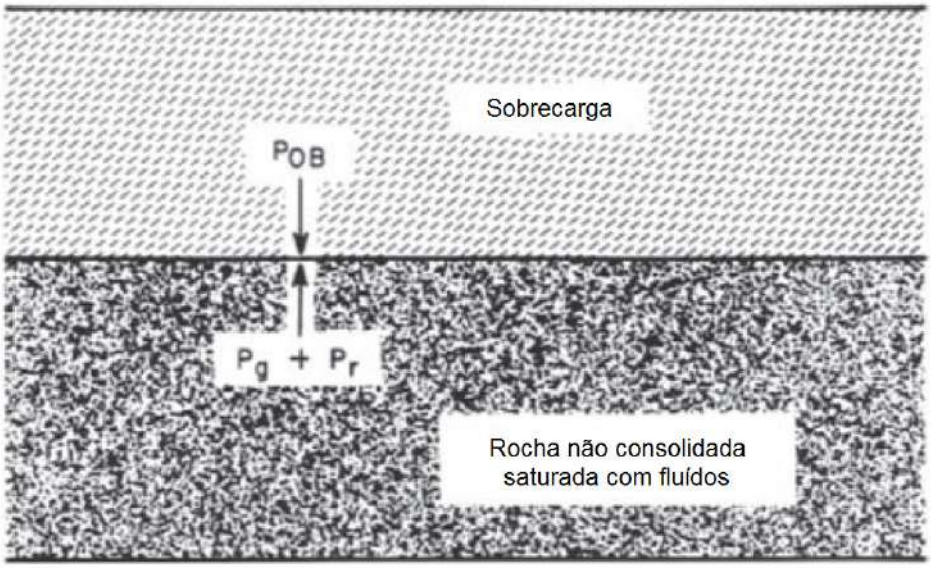


Figura 1. Equilíbrio de pressões na fronteira entre formação de sobrecarga e reservatório de produção de fluídos (Donaldson, 1995).

4 SIMULADOR IMPLEMENTADO

O simulador em Fortran apresentado em Donaldson (1995) foi utilizado como base para a elaboração da versão em MATLAB/Octave. O simulador resolve a equação (5) ao longo do tempo e com os valores da redução da poropressão a equação (4) é utilizada para o cálculo do recalque.

No simulador original a porosidade da camada produtora é reduzida com o processamento dos recalques, na versão implementada esta funcionalidade não foi considerada.

Os gráficos dos resultados são gerados no próprio MATLAB/Octave.

5 PARÂMETROS DA SIMULAÇÃO

O simulador implementado foi testado para uma condição típica de um campo do Recôncavo Baiano. O campo foi considerado como relativamente homogêneo, de estratigrafia tabular, baixa complexidade estrutural e espessura total de hidrocarbonetos constante. Para a simulação foi considerado um campo com injeção de água em um padrão 5-spot. Os parâmetros adotados na simulação são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros do campo padrão 5-spot.

Parâmetro	Valor
Distância média dos poços de injeção para os poços de produção (m)	333
Número de poços de produção	16
Número de poços de injeção	9
Vazão média bruta dos poços de produção (m^3/d) inicial	45
Vazão média bruta dos poços de injeção (m^3/d)	80
Litológica da zona produtora	Arenito
Porosidade média da zona produtora (%)	20
Espessura média da zona produtora (m)	50
Viscosidade do óleo (cP)	4
Permeabilidade (mD)	100
Pressão estática original na camada produtora (MPa)	10

A compressibilidade do fluido foi assumida como $C_f = 1{,}89 \cdot 10^{-3}$ 1/MPa. O coeficiente de compactação axial foi adotado em conformidade com as indicações de Geertsma (1973), com valor de $C_m = 3{,}00 \cdot 10^{-4}$ 1/MPa.

As dimensões do modelo e a posição dos poços de injeção e produção são mostradas na Figura 2. Um gride de 92 por 92 células quadradas foi considerado. Cada célula possui lado de 78,5 metros. No contorno do modelo a pressão foi considerada constante. Um tempo de 10 anos de produção foi considerado na simulação.

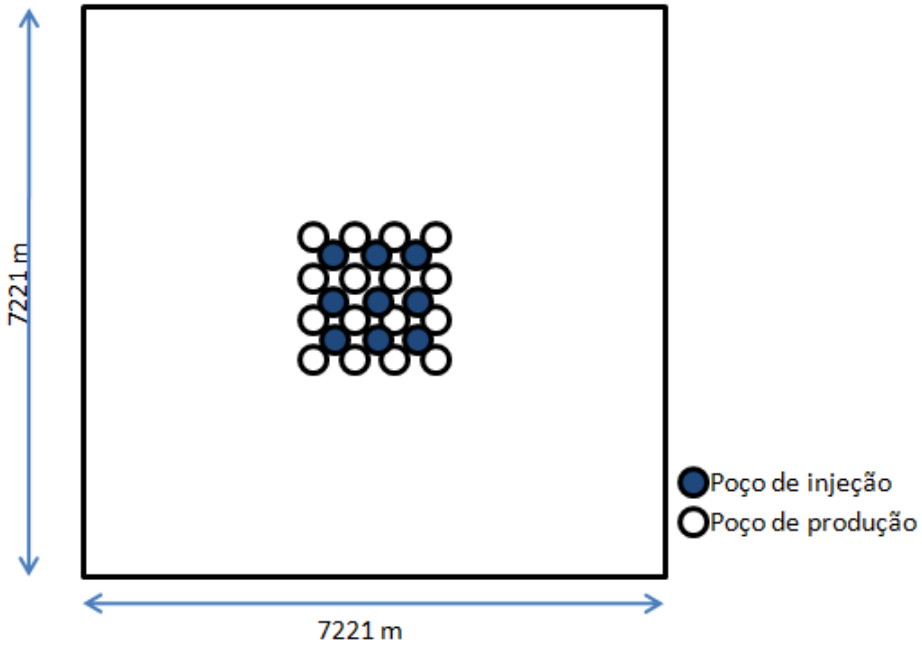


Figura 2. Dimensões do modelo.

6 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO

A Figura 3 mostra a pressão no reservatório após 10 anos de produção. Próximo aos poços de injeção a pressão é um pouco superior a pressão original do reservatório. Próximo aos poços de produção ocorreu uma queda na pressão original do reservatório.

A Figura 4 mostra os recalques no plano do reservatório. Recalques negativos (elevação do terreno) ocorrem em pontos próximos dos poços de injeção, condição coerente com a variação positiva da pressão

nestas regiões. Recalques da ordem de 4 centímetros ocorrem próximos aos poços de produção. Estes recalques são pequenos e teriam pouco significado em termos de danos na região explotada.

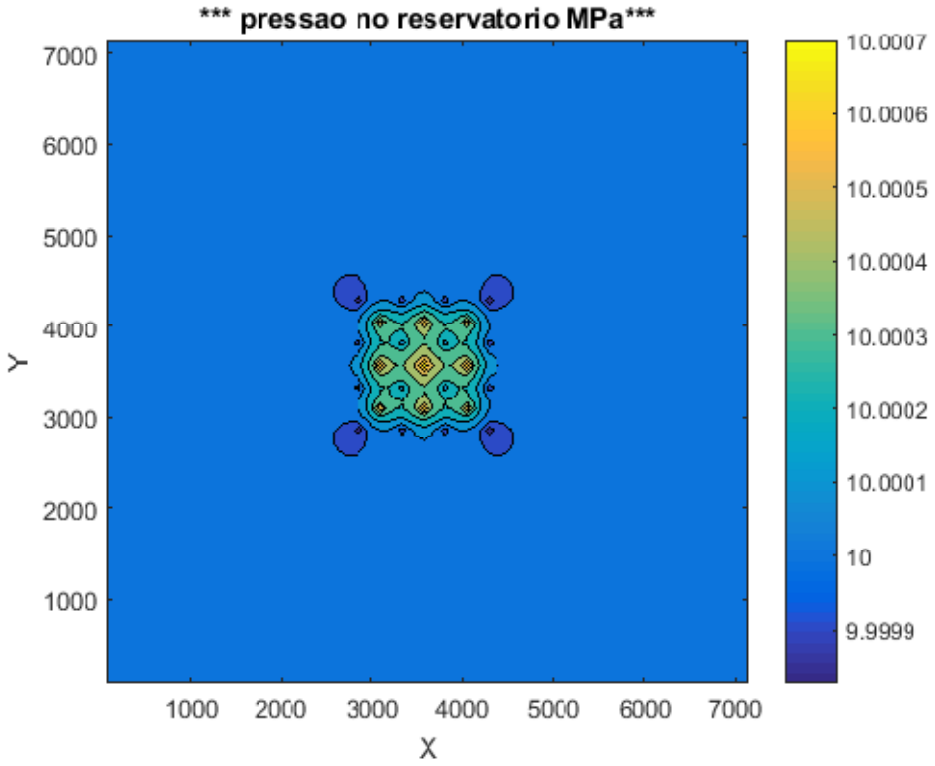


Figura 3. Pressão no reservatório (MPa), após 10 anos de produção.

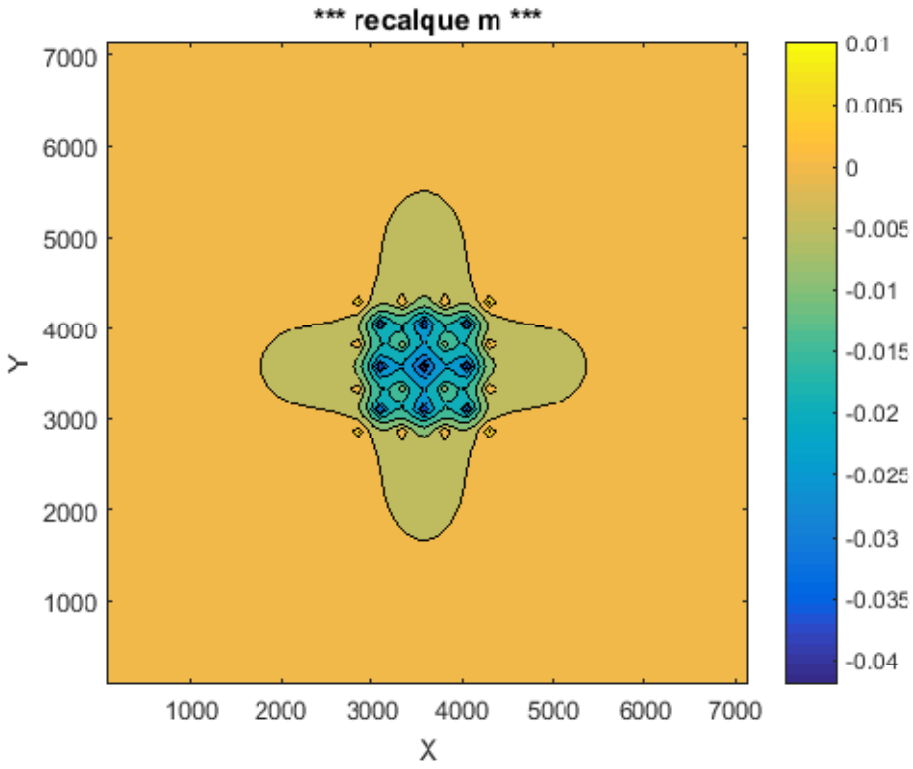


Figura 4. Recalque (m), após 10 anos de produção.

A Figura 5 mostra a porosidade na camada produtora, após 10 anos de produção. A porosidade aumenta próximo aos poços de injeção, o que é compatível com um padrão de recalques negativos. Ocorre uma diminuição da porosidade próxima aos poços de produção, o que também é consistente com o abatimento da camada decorrente da diminuição da pressão.

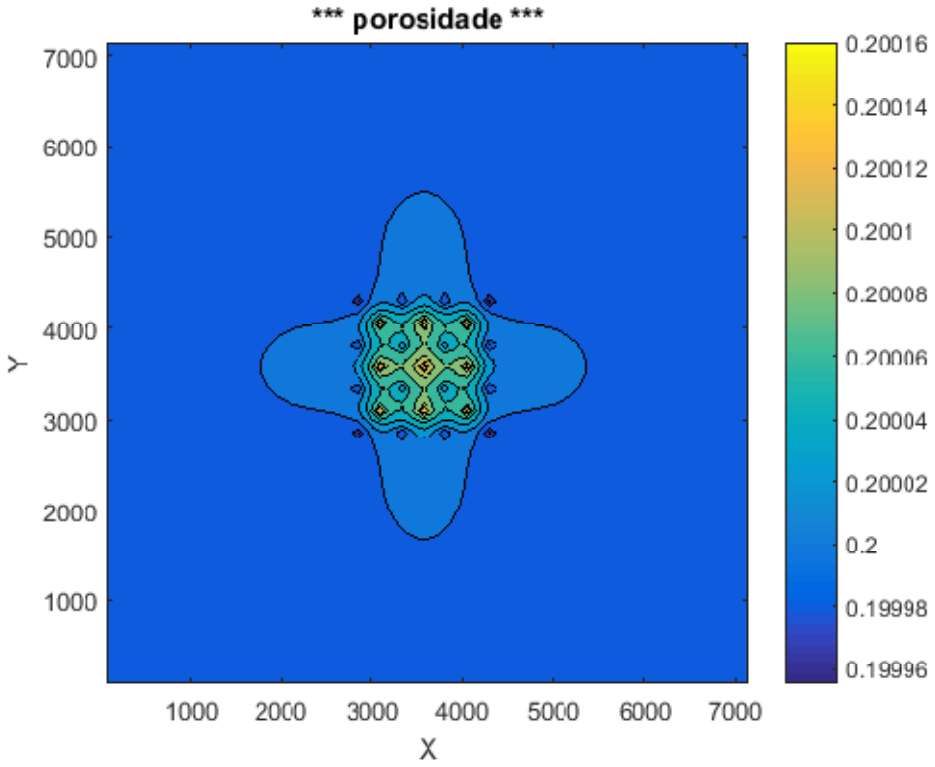


Figura 5. Porosidade, após 10 anos de produção.

7 CONCLUSÕES

O processo de compactação de reservatórios pode ser representado por modelos que consideram a compactação axial da coluna litostática e desprezado as deformações laterais. Na literatura diferentes definições para um coeficiente de compressibilidade axial são encontradas. Estes coeficientes podem ser determinados por ensaios de laboratório ou estimados por meio da literatura técnica.

Um simulador que considera o fluxo horizontal e plano e a compressibilidade vertical da coluna litostática foi implementado em MATLAB/Octave. O simulador foi testado com parâmetros representativos de um campo com injeção de água em padrão 5-spot.

Os resultados da simulação realizada indicam recalques pequenos, que não seriam prejudiciais para as operações no campo. Os padrões dos recalques são influenciados pela posição relativa aos poços de injeção e de produção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Addis, M.A. (1987) *Mechanisms of sediment compaction responsible for oil field subsidence*. PhD Thesis, University of London. 561p.

Colazas, X.C., Strehle, R.W. (1995) Subsidence in the Wilmington Oil Field, Long Beach, California, USA. In: Chilingarian, G.V.; Donaldson, E.C. & Yen, T.F. (Eds.) *Subsidence due to fluid withdrawal*. Amsterdam, Elsevier Science. p.285-335.

Donaldson, E.C. (1995) Simulation of compaction due to fluid withdrawal. In: Chilingarian, G.V.; Donaldson, E.C. & Yen, T.F. (Eds.) *Subsidence due to fluid withdrawal*. Amsterdam, Elsevier Science. p.425-438.

Dudley, J.W. *et al*. (2016) ISRM Suggested method for uniaxial-strain compressibility testing for reservoir geomechanics. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(10), p.4153-4178.

Finol, A., Sancevic, Z.A. (1995) Subsidence in Venezuela. In: Chilingarian, G.V.; Donaldson, E.C. & Yen, T.F. (Eds.) *Subsidence due to fluid withdrawal*. Amsterdam, Elsevier Science. p.337-372.

Gambolati, G. (1972) Estimate of subsidence in Venice using a one-dimensional model of the subsoil. *IBM Journal of Research and Development*, 16(2), p.130-137.

Geertsma, J. (1973) Land subsidence above compacting oil and gas reservoirs. *Journal of Petroleum Technology*, 59(6), p.734-744.

Helm, D.C. (1975) One-dimensional simulation of aquifer system compaction near Pixley, California 1. Constant parameters. *Water Resources Research*, 11(3), p.465-478.

Shen, S.-L., Xu, Y.-S., Hong, Z.-S. (2006) Estimation of land subsidence based on groundwater flow model. *Marine Georesources & Geotechnology*, 24(2), p.149-167.

Zaman, M.M., Abdulraheem, A., Roegiers, J.-C. (1995) Reservoir compaction and surface subsidence in the North Sea Ekofisk field. In: Chilingarian, G.V.; Donaldson, E.C. & Yen, T.F. (Eds.) *Subsidence due to fluid withdrawal*. Amsterdam, Elsevier Science. p.737-423.

Zimmerman, R.W. (1984) *The effect of pore structure on the pore and bulk compressibilities of consolidated sandstones*. PhD thesis, University of California, Berkeley. 116p.

Zimmerman, R.W., Somerton, W.H., King, M.S. (1986) Compressibility of porous rocks. *Journal of Geophysical Research*, 91, p12765-12777.

ÁREA 19.

Mecânica das Rochas para Mineração

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/775

Análise de Estabilidade para Redução do Diâmetro de Tirantes em Mina Subterrânea.

João Pedro Barbosa Amaral
Engenheiro Geotécnico, Nexa Resources, Aripuanã, Brasil, joao.amaral@nexaresources.com

Michel Melo Oliveira
Professor, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, michelmelo@demin.ufmg.br

André Luis Ferreira
Supervisor, Nexa Resources, Aripuanã, Brasil, andre.ferreira@nexaresources.com

Philippe Resende
Engenheiro Geotécnico, Nexa Resources, Aripuanã, Brasil, philippe.resende@nexaresources.com

RESUMO: Na mineração subterrânea, os sistemas de estabilização são usados como forma de garantir a estabilidade, permitindo o avanço das escavações de forma segura. Na mina de Aripuanã, localizada no Mato Grosso – Brasil, os tirantes preenchidos com resina representam o reforço principal. Apesar da eficiencia desse suporte, existe um custo expressivo para o empreendimento na aquisição dessas barras. Uma maneira de reduzir esse valor é diminuir as dimensões do tirante. Estima-se que a redução do diâmetro de 22 mm para 19 mm promove uma economia para a empresa de 15 a 20% na compra dessas barras. De modo a conciliar o ganho financeiro para o empreendimento e o nível de segurança exigido, o presente trabalho objetiva, usando o método de equilibro limite, avaliar a estabilidade das escavações com os tirantes de diâmetro menor e capacidade a tração reduzida de 25 t para 18.9 t. Parâmetros importantes para as análises foram coletados previamente: resistência de aderência do atirantamento (t/m), aplicando a metodologia SEPT (*Shot Encapsulation Pull Test)* em 36 testes de arranque, e zona de dano do maciço rochoso (m), obtida com filmagens de furos com microcâmera. Os parâmetros foram utilizados na análise cinemática por cunhas tetraédricas. Os resultados apontaram estabilidade para a maioria dos casos. O trabalho ainda investiga o impacto de desvios operacionais nos resultados.

PALAVRAS-CHAVE: tirantes, diâmetro, ganho financeiro, método de equilibro limite, estabilidade em galerias, desvios operacionais.

ABSTRACT: In underground mining, support systems are applied to promote the stability, enabling the safe advancement of excavations. The Aripuanã mine in Mato Grosso, Brazil, the resin-filled rock bolts represent the primary reinforcement for ongoing excavations. Despite their effectiveness, there is a significant cost associated with acquiring these bars. One approach to reduce this expense is by reducing the bolt dimensions. It is estimated that reducing the diameter from 22 mm to 19 mm would result in in a cost-saving from 15 to 20 % associated with bolts purchase. In order to achieve the financial gains and maintain the required safety level, this study uses the limit equilibrium method to assess the stability of galleries with smaller diameter bolts and reduced tensile capacity from 25t to 18.9 t. Prior to apply these techniques, crucial parameters such as bond strength (t/m) and damage zone (m), were determined by 36 pull-out tests according to SEPT (Shot Encapsulation Pull Test) methodology and borehole filming, respectively. These parameters were inputted in tetrahedral wedges analysis. The results indicated stability conditions in majority. Additionally, this study investigates the impact of operational deviations on results.

KEYWORDS: rock bolts, diameter, financial gains, limit equilibrium method, stability of galleries, operational deviations.

1 INTRODUÇÃO

Para abertura de escavações em mina subterrânea geralmente são usados sistemas para estabilização do maciço rochoso podendo ser classificados quanto à tipo, estágio de aplicação e funcionamento. Esses sistemas são dimensionados de acordo com as características da escavação (tamanho e tempo de utilização) bem como a propriedades locais do maciço rochoso.

Quando se trata de galerias em desenvolvimento na mineração brasileira, o uso de contenções mecânicas e passivas tem perdido espaço para o uso de reforços ativos como tirantes protendidos. Essa substituição está atrelada ao aumento de vida útil das minas, o que requer sistemas permanentes.

Atualmente nas minas de Aripuanã são utilizados tirantes preenchidos com resina como reforço, primário e ativo bem como concreto projetado como retenção, secundária, passiva.

Os tirantes são ovalizados e tem comprimento de 2.4 m com diâmetro de 22 mm. De acordo com o principal fornecedor atual, essas barras têm resistência a tração de 25 t. Apesar da eficiência em estabilizar as galerias, existe um custo considerável associado a utilização desse tipo de contenção. Dessa forma, faz-se necessário um dimensionamento otimizado atendendo expectativas de segurança e custo para o desenvolvimento da mina.

Uma forma de reduzir o custo para o atirantamento é diminuir as dimensões da barra de aço. Estima-se que a redução do diâmetro nominal de tirantes de 22 mm para 19 mm promove uma economia de 15 a 20 %. No entanto, essas barras têm resistência a tração reduzida para 18.9 t. Assim, o presente trabalho tem o intuito de realizar a análise de estabilidade para o uso dessas barras com diâmetro inferior de maneira a alinhar a economia proposta com os padrões de segurança exigidos.

2 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é conduzir uma análise de estabilidade para uso de tirantes com diâmetro reduzido para 19 mm na mina de Aripuanã. Para suportar a análise, primeiramente, realizou-se testes de forma a obter parâmetros importantes associados aos tirantes e maciço rochoso.

Como objetivos especificos, o trabalho apresenta: resultados de resistência de aderência dos tirantes (t/m); resultados de extensão da zona de dano do maciço rochoso (m) e resultados de análises cinemáticas por cunhas tetraedricas bem como influencia de desvios operacionais nos Fatores de Segurança (FS).

3 CONTEXTUALIZAÇÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Maciços rochosos e criterio de ruptura

O maciço rochoso pode ser entendido como a junção entre rocha intacta, descontinuidades (plano ou região com redução significativa de resistência), estado de tensão e água (Hutchinson e Diederich, 1996).

A integridade do maciço pode ser comprometida pelos esforços em que está sendo solicitado de maneira a chegar à ruptura, que, para o contexto de engenharia, significa a perda da capacidade de desempenhar sua função. Dessa forma, criaram-se critérios baseados em funções de componentes de tensão para estudar as condições em que a rocha apresenta deformações inaceitáveis. Esses critérios estudam a ruptura que ocorre quando a tensão cisalhante (τ) é superior à resistência ao cisalhamento da rocha em um plano.

Brady e Brown (2004) investigaram como características intrínsecas as descontinuidades como rugosidade e coesão dos seus planos influenciam no comportamento cisalhante. Os autores mostram como os dentes (em microescala) das descontinuidades contribuem para variações no ângulo de fricção ϕ e surgimento de coesão para o plano.

O critério de Barton e Bandis (1982) propõe que a resistência ao cisalhamento da descontinuidade (τ) seja descrita pela Equação 1:

$$\tau = \sigma_n \tan\left[JRC\ log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r\right] \quad (1)$$

Em que: σ_n = Tensão normal; JRC = Coeficiente de rugosidade da descontinuidade; JCS = Resistência a compressão da parede da descontinuidade e ϕ_r= Ângulo de fricção residual.

3.2 Zona de dano do maciço rochoso

Um importante parâmetro para este trabalho diz respeito à quantificação da Zona de Dano no entorno da galeria após sua abertura. Esse parâmetro serve de entrada para as análises conduzidas no estudo.

De acordo com Padula (2016), a técnica de *Drill and Blasting* provoca mudanças expressivas e irreversíveis nas propriedades do maciço de 0.1 a 1.5 m nos entornos da escavação.

Sharma (2020) subdivide a zona de dano, nomeada pelo autor de EDZ (*Excavation Damage Zone*), em 4 subzonas e ilustra os possíveis efeitos no entorno da galeria na Figura 1: HDZ (*Highly Damaged Zone*); EDZci *(Construction Induced Excavation Damage Zone*), BIDZ (Blast Induced Damage Zone) e EDZsi (*Stress Induced Ezcavation Damage Zone*).

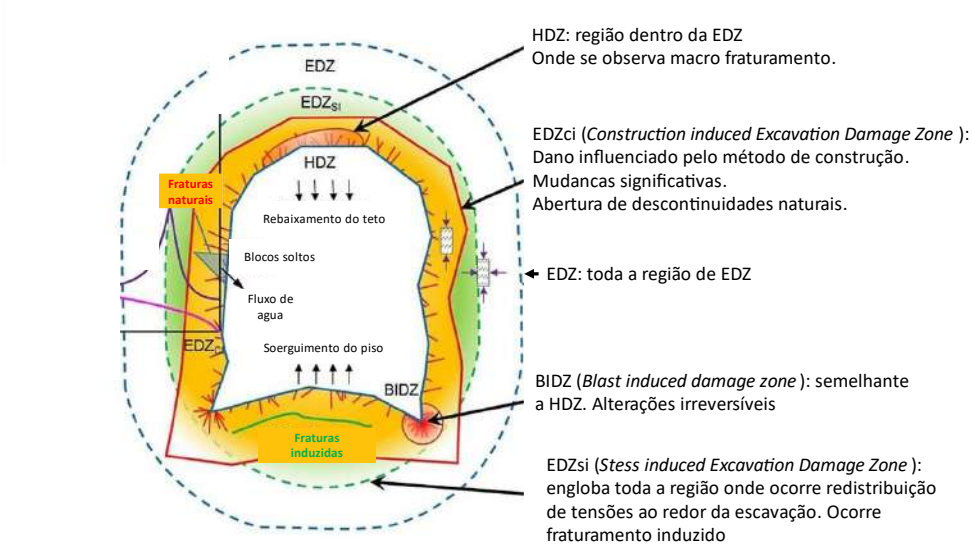


Figura 1. Regiões da EDZ e seus efeitos no entorno da galeria (adaptado de Sharma, 2020).

Para mensurar/investigar a EDZ pode se usar uma microcâmera de filmagem de furos. Utilizada por Cota (2011), a microcâmera é inserida no furo para televisionar as paredes ao longo do furo representando o interior maciço. As imagens são registradas no aparelho e podem ser analisadas em um computador.

3.3 Atirantamento em mina subterrânea

De acordo com Pereira (2018), tirantes são um grupo de barras de aço com maior elongação, desenvolvidas para absorver as deformações do maciço rochoso. Esse sistema consiste em uma barra de aço rugosa, uma placa de apoio e material ligante, podendo ser cimento ou resina.

Para funcionamento do atirantamento com coluna total e ativo, deve-se inserir um cartucho de resina pega rápida no fundo do furo com o intuito de ancorar o sistema na zona elástica do maciço rochoso, sem deformações. O restante do furo é preenchido com cartuchos de resina pega lenta. Dessa forma, ao torquear o tirante apertando a porca, cria-se uma zona de compressão no maciço de maneira a funcionar como um reforço ativo (Figura 2).

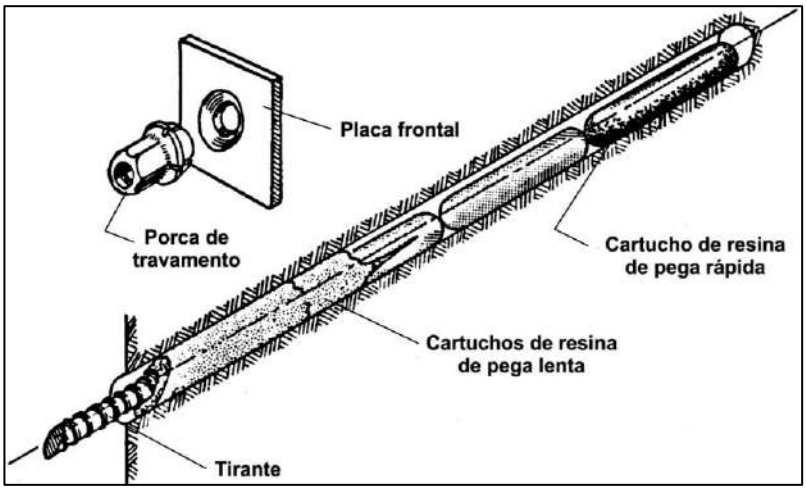


Figura 2. Tirante ancorado com cartuchos de resina (Pereira, 2018).

4 ANÁLISES E RESULTADOS

. Primeiramente, o trabalho foi conduzido para obter parâmetros importantes para as análises de resistência de aderência para os tirantes (t/m) e de extensão da zona de dano para o maciço rochoso (m). Em seguida, foram realizadas análises equilíbrio/limite para análise de estabilidade proposta neste trabalho.

4.1 Resistência de aderência

Com intuito de conhecer a resistência de aderência de acordo com o comprimento de ancoragem GF (*Grip Factor*) para o atirantamento, foram realizados 36 testes de arranque em tirantes seguindo a metodologia *Short Encapsulation Pull Teste* (SEPT). Considerou-se um comprimento de ancoragem inferior ao praticado operacionalmente, de modo que a resistência de aderência seja menor que a resistência a tração do tirante. Assim, os testes induzem o sistema a deslizar com o objetivo de conhecer a resistência por comprimento de ancoragem.

Primeiramente, realizou-se a perfuração com o equipamento Robolt Sandvik DS311. O cartucho de resina foi inserido no furo de forma manual. O tirante foi instalado com o equipamento realizando um tempo médio de mistura da resina de 35 segundos. Após 90 segundos, a chave de torque (acoplada a porca do tirante para rotação) foi desacoplada. Esse tempo corresponde ao período mínimo necessário para que evitar quebras na cristalização da resina e/ou perda de transferência de carga entre o tirante e rocha.

A Figura 3 ilustra com desenho esquemático e imagens de campo dos testes realizados. O conjunto de força utilizado é composto por um tripé e o cilindro de força hidráulica.

Os resultados para o GF de cada teste foram obtidos pela razão entre a carga máxima aplicada ate o deslizamento (t) pelo comprimento de ancoragem (m).

Considerando a média de GF para tirantes com 19 mm, obteve-se 16.9 t/m em perfurações com diâmetro de 33 mm e 19 t/m para perfurações com diâmetro de 32 mm.

Com o intuito de obter parâmetros para fins comparativos, testou-se tirantes de diâmetro de 22 mm com furos de diâmetro 35 mm. Considerando a média dos resultados para esses testes, obteve-se um GF de 20.2 t/m.

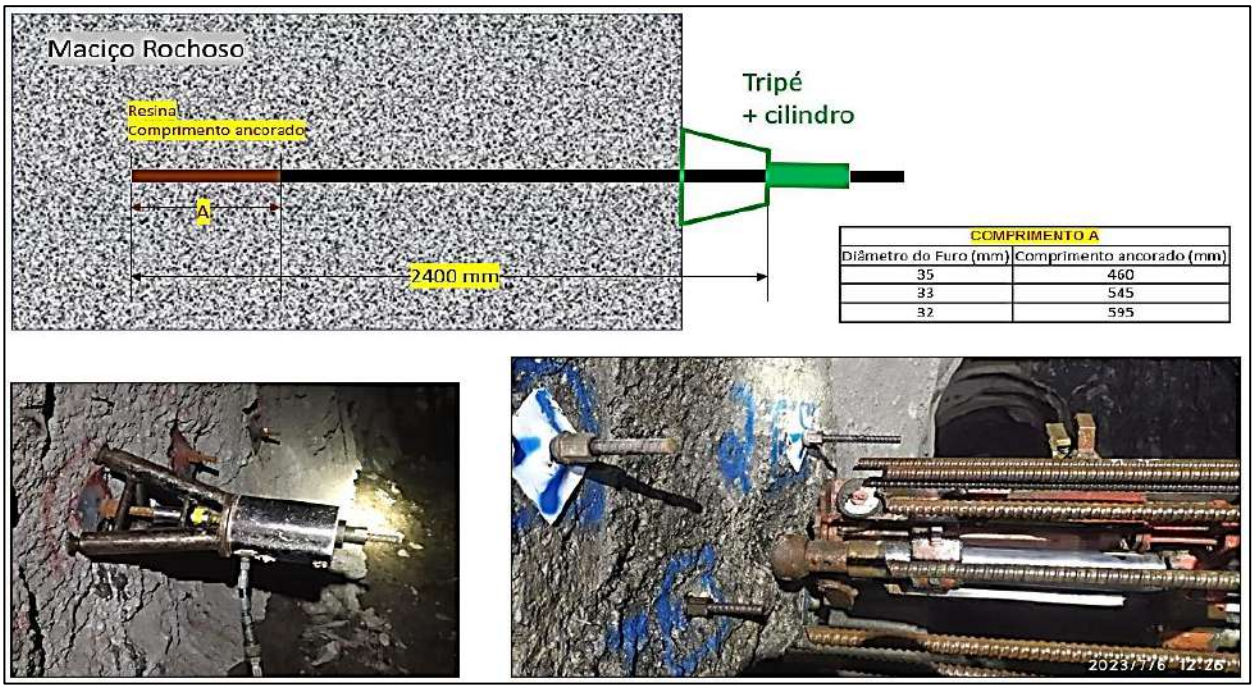


Figura 3. Desenho esquemático e imagens dos testes de arranque

4.2 Zona de dano do maciço rochoso

A obtenção da zona de dano do maciço foi realizada via filmagem de furos nas adjacencias das escavações antes e após as detonações. Ressalta-se que a microcamera conta com um dispositivo que permite medir a metragem ao longo do furo.

Realizou-se 4 seções com 3 furos de filmagem cada abrangendo os tipos de maciço da mina de Aripuanã. As imagens obtidas foram comparadas antes e após as detonações em busca das feições que caracterizam a zona de dano como descrito por Sharma (2020).

O maior valor para zona de dano encontrado foi na galeria nomeanda LI2_N2.2_GT. No Furo 3 dessa seção, observou-se uma expansao de descontinuidade pré existente em até 1.1 m de profundidade (Figura 4).

Vale destacar que esse método, apesar de fornecer imagens diretas do interior do maciço, possui certo grau de subjetividade por quem as analisa. Tendo em vista essas limitações para mensurar a zona de dano, adotou-se o valor conservador (mais crítico) de 1.1 m, oriundo das análises na LI2_N2.2_GT, como parâmetro de Zona de Dano ao longo deste trabalho.

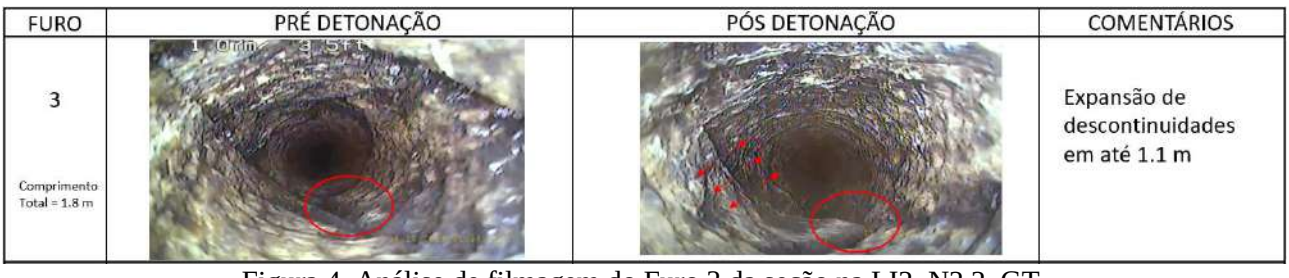


Figura 4. Análise de filmagem do Furo 3 da seção na LI2_N2.2_GT.

4.3 Análise cinematica por cunhas tetraedricas

As análises cinemáticas de cunhas foram conduzidas utilizando o *software* Unwedge®, desenvolvido pela Rocscience para aplicação em atividades de mineração subterrânea em rocha dura. Esse programa emprega a teoria dos blocos-chave proposta por Goodman e Shi (1985), juntamente com o método de equilíbrio limite, visando estimar o Fator de Segurança (FS) para os cenários propostos. Essa tecnica leva em consideração os seguintes parâmetros, discutidos individualmente na sequência: geometria e orientação das

galerias; orientação das descontinuidades; coesão e ângulo de atrito das descontinuidades; propriedades físicas dos elementos de contenção e malha de contenção.

Como seção padrão para galerias, foram adotadas as dimensões de projeto com altura de 5.5 m e largura de 5 m. Além da seção padrão, a análise considerou cenários com *overbreak*, visando obter resultados mais realisticos. Aplicando-se o *overbreak* de 16.6% (média do ultimo ano) na seção padrão, resulta-se em uma galeria de 6.1 x 6 m.

Em Aripuanã são encontradas três famílias de descontinuidades principais em toda a extensão da mina, sendo a Foliação (S1) e duas famílias de Fratura (F1 e F2). Além dessas, por vezes ocorre uma família de fratura aleatória (F3), contribuindo para um nível de fraturamento considerável. Essas estruturas determinam o comportamento mecânico do maciço rochoso e controlam a discretização de blocos. Usando um estereograma, determinou-se as seguintes medidas representativas de mergulho e direção de mergulho em graus: 59/16, 81/120, 45/193 e 41/318 para S1, F1, F2 e F3, respectivamente.

Os valores de JRC foram estimados para cada estrutura com base no trabalho de Barton, Lien e Lunde (1974). Para S1 utilizou-se o valor de JRC de 2 e, para as Fraturas (F1, F2 e F3), considerou-se um JRC de 3 (mais rugosas).

Para o JCS, considerou-se o menor valor proposto por Barton, Lien e Lunde (1974), de 30 KPa para a litologia Xisto. A utilização de um valor inferior induz a um conservadorismo nos resultados da análise.

Para o valor de ϕ_r, considerou-se uma aproximação com o valor do ângulo de atrito básico (ϕ_b). O valor utilizado foi baseado nos ensaios realizados por Machado (2018). A autora encontrou valores de ϕ_b utilizando a mesa de *Tilt*-Teste para várias litologias. Para as análises cinemáticas, adotou-se o valor médio de 26 graus para a litologia Xisto.

A Tabela 1 resume os parâmetros de suporte considerados. Vale destacar que, considerando 2.3m do tirante no interior do maciço, descontando o valor de 1.1 m de Zona de Dano do maciço, utilizou-se um comprimento de ancoragem de 1.2 m.

Ultilizou-se cenários com malha/espaçamento entre tirantes de 2 x 2 m, contemplando possiveis anomalias operacionais para ultilização de tirantes com diametro reduzido.

Tabela 1. Parâmetros de suporte

Tipo/Características	Tirantes - 19mm	Tirantes - 22mm
Comprimento (m)	2.3	2.3
Malha (m)	1.5 x 1.5 e 2 x 2	1.5 x 1.5
Tração da Barra (t)	18.9	25
Resistencia da chapa (t)	7	7
Grip Factor (t/m)	19.0	20.2
Comprimento de ancoragem (m)	1.2	1.2
Resistencia ao cisalhamento (t)	9	16

A Tabela 2 mostra os cinco cenários na análise avaliados, variando as dimensões da galeria, malha e diâmetro dos tirantes. O cenário com tirantes de 22 mm (atual) foi utilizado com intuito de analisar a influência da redução do diâmetro dos tirantes no FS em condições padrões de malha e dimensões de galeria.

Tabela 2. Cenários utilizados para análise em galerias

Cenário	Galeria (m)	Malha (m)	Diâmetro de Tirante (mm)
1	5x5.5	1.5	19
2	5x5.5	2	19
3	6.1x6	1.5	19
4	6.1x6	2	19
5	5x5.5	1.5	22

Considerando as direções de maior criticidade, o gráfico da Figura 5 apresenta os resultados de FS para cada cenário avaliado. De acordo com o *Guía Corporativo de Mecánica de Rocas* (2023) da Nexa Resources, o menor FS aceitável para uma escavação de desenvolvimento é 1.3. Assim, esse valor foi utilizado como referência nos resultados.

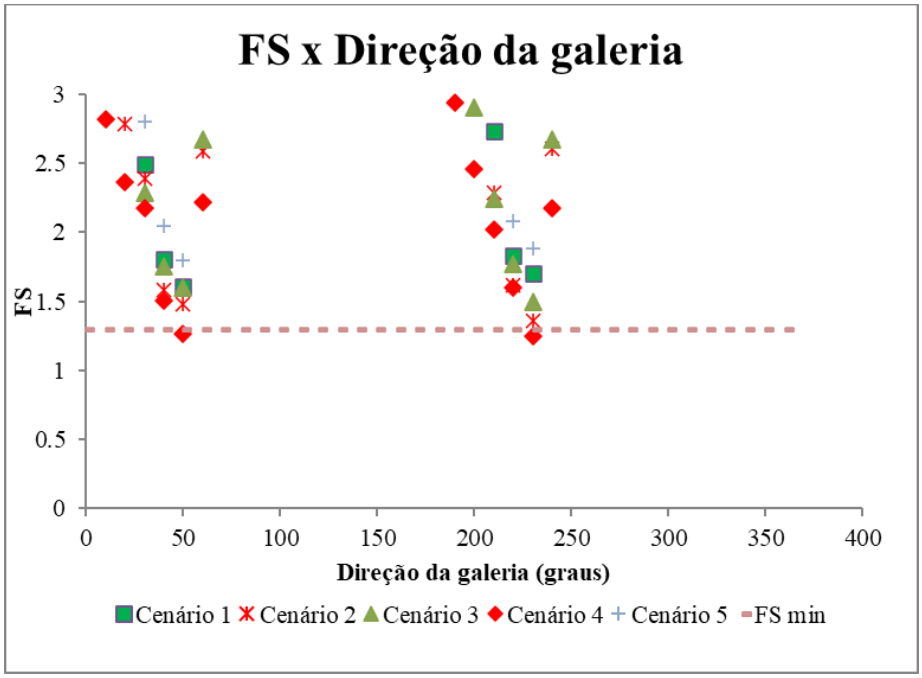


Figura 5. Resultados para os cenários avaliados considerando FS x Direção da galeria.

Considerando a redução no diâmetro dos tirantes, a análise aponta para uma redução no FS de 1.8 para 1.6 (no pior caso – direção de 50 graus), comparando o cenário 5 com o cenário 1.

Para os cenários com tirantes de 19 mm e *overbreak* na galeria (tamanho 6.1 x 6 m) o menor FS encontrado é 1.5. Considerando escavação sem *overbreak* e alteração na malha para 2 m, o menor FS encontrado chega a 1.3. Por fim, o pior cenário – malha de 2 m e galeria de 6.1 x 6 m – resulta em FS de 1.2.

Buscando interpretar os resultados estatisticamente, considerou-se todos os cenários gerados no histograma da Figura 6, contemplando todas as direções possíveis de escavação bem como variações nas dimensoes da galeria e malha.

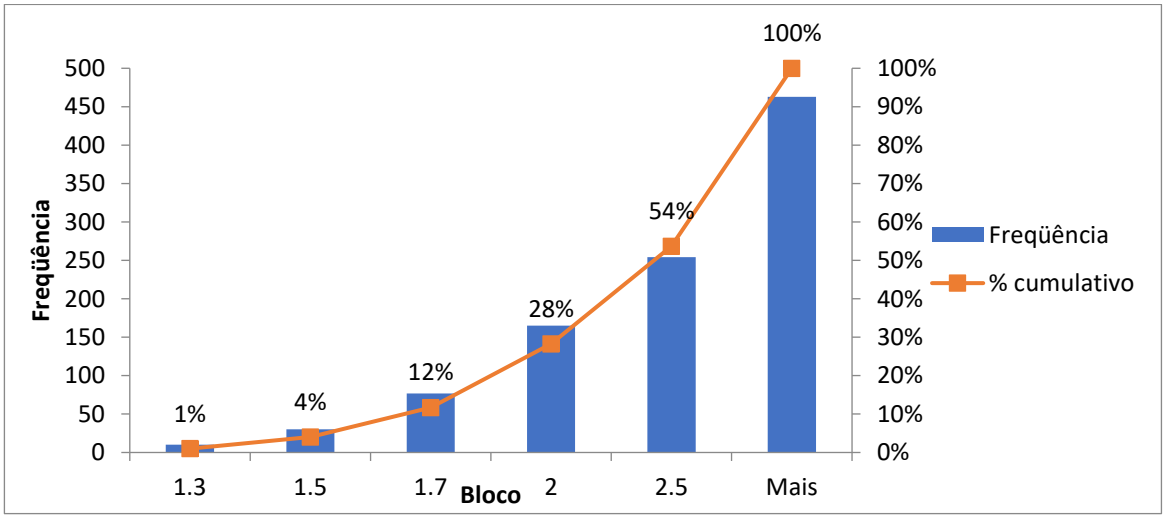


Figura 6. Histograma de FS para todos os cenários considerados.

4 CONCLUSOES

O trabalho reuniu informações importantes para avaliar a estabilidade das escavações perante a redução do diâmetro dos tirantes na mina de Aripuanã.

Os testes de arrancamento seguindo a metodologia SEPT para tirantes de diâmetro 19mm indicaram valores de 19 t/m para perfuração com diâmetro de 32mm e 16.9 t/m para diâmetro de 33 mm. Dessa forma, a perfuração com bit de 32 mm é preferivel em termos de resistência e o valor de 19 t/m foi adotado nas análises subsequentes.

As filmagens de furos com microcâmera antes e após o desmonte permitiram estimar a zona de dano para o maciço rochoso. Adotou-se o maior valor encontrado de 1.1 m de profundidade para esse parametro. Dessa forma, as análises tendem a apresentar resultados mais conservadores, presando pela segurança das escavações.

As análises cinemáticas por cunhas tetraédricas para galerias indicaram uma redução no FS de 1.8 para 1.6 (direção mais crítica) com a redução do diâmetro dos tirantes proposta no trabalho.

Constatou-se depreciação no FS ao inserir overbreak na galeria e malhas mais espaçadas nas análises, considerando cenários com tirantes de 19 mm. O cenário que contempla anomalias operacionais nas dimensoes da galeria e malha gera um FS de 1.2 nas direções de 50 e 230 graus. Tendo em vista que o menor FS aceitável é 1.3, galerias escavadas nessas direções devem ter controle de qualidade intensificado de modo a assegurar assertividade na malha e aderência ao projeto de escavação.

Considerando todos os cenários, incluindo anomalias operacionais, somente 1% dos casos têm FS menor que 1.3. Dessa forma, as análises apontam condições favoráveis para a mudanca proposta.

AGRADECIMENTOS

A Nexa Resources em especial a equipe de Geomecânica da mina de Aripuanã por ter incentivado e suportado a realização desse trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barton, N., Bandis, S. (1982) Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock, *Proceedings of 23rd US Symposium of Rock Mechanics*. New York: Society of Mining Engineers of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, ch. 76, p.739-760.

Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, vol. 6, p.189-236.

Brady, B.H., Brown E.T. (2004) *Rock mechanics for underground mining*, 3rd ed. [S. l.], Springer, 628p.

Cota, R.F. (2011) *Utilização de extensômetros e televisionamento de furos para estudo de estabilidade do hanging wall – realce 10.2 Fonte Grande Sul, Mina Cuiabá – Sabará/MG*. Dissertação de Mestrado, Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica, Núcleo de Geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 99 f.

Goodman, R., Shi, G. (1985) *Block theory and is application to rock engineering*, Englewood Cliffs, NJ, Prentice Hall.

Gritti, R.M. (2023) *Guia Corporativo de Mecânica de Rochas*, Documento interno da Nexa Resources. Disponível em plataforma interna da empresa.

Hutchinson, D. J., Diederichs, M. S. (1996) *Cablebolting in underground mines*. Richmond, B.C., BiTech.

Padula, R.C. (2016) *Determinação de Fatores de Correlação a partir da Caracterização do Maciço Rochoso na Mina de Cuiabá-Sabará/MG*. Dissertação de Mestrado, Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica, Núcleo de Geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 139 f.

Pereira, L. B. (2018) *Comportamento do sistema de suporte de uma mina subterrânea de ouro: caso de estudo - Mina Cascavel*. Dissertação (Mestrado em Geotecnica). Faculdade de tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, 182 f.

Sharma, A.K. (2020) Understanding Excavation Damazed Zone – In Tunnel. *International Advanced Research Journal in Science*, Engineering and Technology, v.7, i.3, p.91-95, DOI: 10.17148/IARJSET.2020.7313.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/776

Análise do *Overbreak* nas Escavações de Desenvolvimento de Uma Mina Subterrânea no Interior da Bahia

Carlos Hiego Oliveira Santos
Engenheiro de Minas, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, hiego.engminas@gmail.com

PhD Larissa Regina Costa Silveira
Professora, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, larissaeng07@gmail.com

RESUMO: O *overbreak* é um dos problemas mais recorrentes nas escavações de desenvolvimento em minas subterrâneas. O objetivo desse trabalho é avaliar a relação do *overbreak*, ao longo de 818m de 23 galerias de uma mina subterrânea localizada no interior da Bahia, com variáveis geológicas, geotécnicas e operacionais. Para isso, foi feito primeiramente um estudo quantitativo por regressão linear simples, para verificar se há relação entre o o *overbreak* e as variáveis RQD, Q, área da seção da galeria e avanço por escavação. Posteriormente, foi feita uma análise qualitativa com a finalidade de identificar as possíveis causas do *overbreak* na mina em questão, considerando os aspectos operacionais, como perfuração e plano de fogo, além do tipo de rocha. Através da regressão linear, foi possível identificar que para esse estudo de caso não há relação linear univariada entre o *overbreak* e as variáveis RQD, Q, área da seção e avanço. Quanto à avaliação qualitativa, foi identificado uma tendência de *overbreak* maior em galerias escavadas em regiões onde há contato entre duas litologias. Também foi observado que possíveis inadequações no plano de fogo e na operação de perfuração podem ser fatores que contribuem para as altas taxas de *overbreak* nessa mina.

PALAVRAS-CHAVE: *Overbreak*, Desenvolvimento de Mina, Regressão Linear, Análise qualitativa.

ABSTRACT: Overbreak is one of the most common problems in underground mine excavations. The objective of this work is to evaluate the relationship of overbreak, along 818m of 23 mine drifts of an underground mine located in Bahia State (Brazil), with geological, geotechnical and operational variables. In a firste step, a quantitative study was carried out using simple linear regression, to verify the relationship between overbreak and the variables RQD, Q, drift section area and advance excavation. Subsequently, a qualitative analysis was carried out in order to identify the possible causes of the overbreak in this mine, considering operational aspects, such as drilling and blasting, in addition to lithology. Through linear regression, it was possible to identify that for this case study there is no univariate linear relationship between the overbreak and the variables RQD, Q, section area and advance of excavation. As for the qualitative assessment, a tendency for greater overbreak was identified in drifts excavated in on contact between two lithologies. It was also observed that possible inadequacies in the blasting plan and drilling operation could be factors that contribute to the high overbreak rates in this mine.

KEYWORDS: Overbreak, Mining Development, Linear Regression, Qualitative Analysis

1 INTRODUÇÃO

Entende-se por *overbreak* uma área excedente de rocha escavada, além do contorno planejado de uma escavação, ou seja, é quando uma quantidade maior de material é desmontado nas operações de escavação do que o que foi de fato planejado e normalmente é dado em índices percentuais. É um dos problemas mais recorrentes nas escavações de desenvolvimento em minas subterrâneas, com impactos diretos na segurança dos trabalhadores e das operações, além dos impactos financeiros. Quanto maiores as porcentagens de *overbreak*, maiores os custos com sustentação, carregamento e transporte.

O levantamento de possíveis causas desse problema possibilita que as empresas tomem decisões que podem levar a melhorias no processo. Diante disso, esse trabalho tem como objetivo analisar o *overbreak* nas escavações de desenvolvimento de uma mina subterrânea no interior da Bahia. Para isso, será feita uma análise

quantitativa a fim de investigar se há relação matemática entre as taxas de *overbreak* com parâmetros geomecânicos do maciço rochoso e de planejamento da escavação e também uma análise qualitativa das taxas de *overbreak* com informações coletadas em campo, no dia a dia das operações, a fim de se tentar identificar as principais causas desse problema nessa mina em estudo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 *Overbreak* e *Underbreak*

Taxas de *overbreak* e *underbreak* são alguns dos indicadores mais comuns na mineração para avaliar o quanto o projeto de uma escavação de desenvolvimento foi cumprido. O *overbreak* ou sobrescavação é definido como a remoção não desejada de material, o que aumenta a dimensão da seção da escavação. Já o *underbreak* ou subescavação, é o material que permanece de forma indesejada engastada à escavação reduzindo o tamanho da seção escavada, segundo Franklin *et al.* (1989). Na Figura 1 são ilustrados esses dois indicadores.

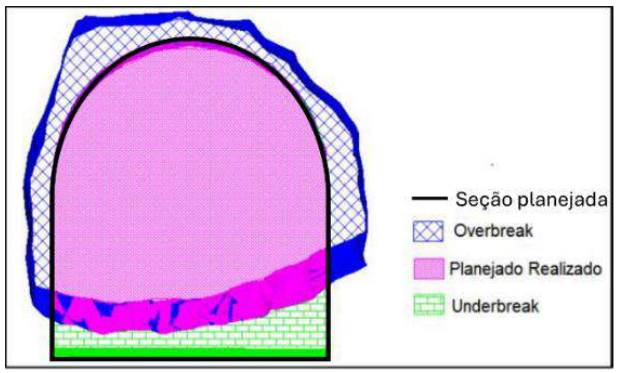


Figura 1. Ilustração do *overbreak* e *underbreak* de uma galeria (Adaptado de Santos, 2021).

Como consequências do *overbreak* pode-se apontar um aumento na quantidade de material que deverá ser carregado e transportado, o que leva a um aumento dos custos gerais dessas operações e também aumento do tempo de ciclo da escavação. Além do mais, como a seção da escavação será maior do que a planejada, aumentará também a quantidade de material de contenção. Já o *underbreak*, pode resultar em retrabalho, como um novo desmonte se for possível, o que gera atraso do ciclo e custos extras com uma nova detonação. Ambos os problemas são críticos, no entanto, no banco de dados disponível para esse trabalho, a quantidade de amostras com problemas de *underbreak* era pequena e pouco representativa. Sendo assim, apenas o *overbreak* foi avaliado.

De acordo com Jang & Topal (2013), os fatores causadores de *overbreak* são classificados em controláveis e incontroláveis. Os fatores controláveis referem-se aos parâmetros do projeto de detonação, que envolvem as características dos explosivos, tempo de atraso, concentração de carga, comprimento do furo, inclinação e diâmetro do furo. Os fatores incontroláveis são relacionados aos os parâmetros geológicos e geotécnicos e também ao campo de tensões atuante no maciço. O *overbreak* em termos de volume de material (m^3) é dado através da Equação 1. A taxa percentual de *overbreak* é dada pela Equação 2.

$$Overbreak\ (m^3) = \text{Volume desmontado} - \text{Volume planejado} \quad (1)$$

$$Overbreak\ (\%) = \frac{Overbreak}{Massa\ planejada}\ x\ 100 \quad (2)$$

2.2 Regressão Linear

A regressão linear simples descreve uma variável Y como uma soma de uma quantidade determinística que depende de X (Charnet *et al*., 2008) (Equação 3).

$$Y = \beta_{\circ} + \beta_1 X + \varepsilon \quad (3)$$

Onde: Y = variável que está sendo explicada (variável dependente); β_0 = coeficiente linear que representa a interceptação da reta de regressão com o eixo das ordenadas do gráfico de regressão linear; β_1 = coeficiente angular, ou seja, a inclinação da reta de regressão; X = variável explicativa (independente); ε = erro ou desvio, resíduo.

A regressão linear permite avaliar a relação entre duas variáveis e descobrir como uma delas influencia a outra, ou seja, como a variável dependente pode ser explicada pela variável independente. Se a regressão apresentar um alto coeficiente de determinação (R^2), a equação de regressão pode ser capaz de predizer o valor da variável dependente a partir do valor da variável independente.

O coeficiente de determinação (R^2) é uma das principais métricas utilizadas para avaliar a capacidade de predição de uma variável Y por uma variável independente X através da equação de regressão (Hoffmann, 2016) e pode variar de 0 a 1, sendo que quanto mais próximo do 0 mais fraca a relação; quanto mais próximo de 1, mais forte é a relação. Além do R^2, é importante avaliar se a variável dependente é significativa para a equação de regressão. Considerando um nível de significânica (α) igual a 0,05, se o p-valor da variável dependente X for menor que α, pode-se concluir que a variável é significativa para a análise de regressão. Mais detalhes sobre análise de regressão linear podem ser encontrados em Hair *et al.* (2009).

3 METODOLOGIA

3.1 Levantamento dos Dados

Para levantar os dados utilizados nesse estudo, foi necessário um acompanhamento em campo junto às diversas equipes envolvidas no desenvolvimento da mina, como equipe de geologia, de planejamento, de topografia e de operação. Para obter as taxas de *overbreak*, foram levados em consideração os dados de reconciliação entre os sólidos projetados e executados. Os sólidos referentes ao projeto executado foram coletados através de escaneamento da galeria pela equipe de topografia. A reconciliação entre os sólidos foi feita pelo *software* Vulcan. A Figura 2 mostra a vista em planta de um trecho de uma galeria dessa mina, onde é possível identificar o contorno da galeria executada e da galeria planejada.

Além das taxas de *overbreak*, outros parâmetros foram necessários, como *Rock Quality Designation* (RQD) (Deere *et al.*, 1967), Q (Barton *et al.*, 1974), avanço por desmonte (m) e área planejada para desmonte (m^2) e tipo de rocha. O RQD, o Q e o tipo de rocha foram obtidos com o auxílio da equipe de geologia, sendo esses dados levantados após cada avanço. Na Tabela 1 é mostrado parte do banco de dados, que foi organizado em planilha eletrônica.

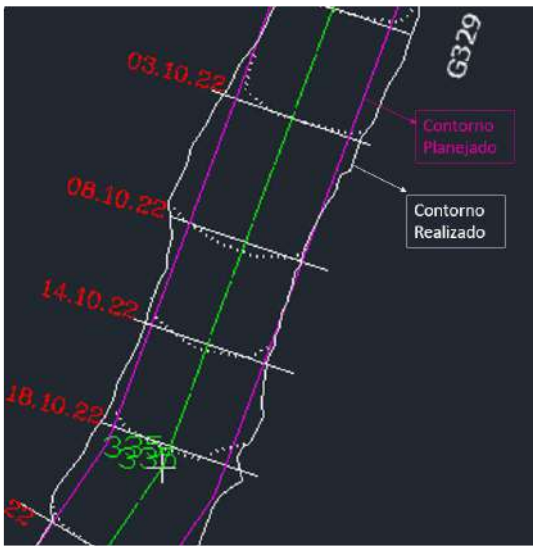


Figura 2. Vista de uma galeria com os avanços mapeados pela equipe de topografia, onde é possível identificar o contorno que foi planejado e o contorno que foi executado.

Tabela 1. Parte de banco de dados utilizado ao longo do trabalho.

Galeria	Data	Volume (m^3)	Avanço (m)	Área planejada (m^2)	Volume planejado (m^3)	*Overbreak* (%)	RQD	Q	Rocha
R. Asc	05/07/22	92,18	3,70	17,60	65,12	42	29,2	0,7	Mármore
R370	08/07/22	59,98	2,90	16,54	47,97	25	32,5	0,9	Gabro
R.Asc	09/07/22	119,86	4,98	17,60	87,65	37	32,5	1,2	Mármore

3.2 Análise dos Dados

As análises realizadas nesse trabalho se dividem entre quantitativas e qualitativas. As análises quantitativas foram feitas através de regressão linear simples, a fim de verificar se há possibilidade de predição ou ao menos de explicação do *overbreak* pelas variáveis independentes: RQD, Q, área da galeria e avanço. Na etapa de análise qualitativa, foi feita uma discussão mais aprofundada a respeito de como variáveis utilizadas na análise quantitativa bem como outras variáveis não métricas, como o tipo de rocha, equipamento de perfuração utilizado e plano de fogo podem impactar nas taxas de *overbreak*, a partir de observações feitas no dia-a-dia da operação.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Análise Quantitativa do *Overbreak*

As Equações 4, 5, 6 e 7 são, respectivamente, as equações determinadas pela análise de regressão para o *overbreak* com as variáveis, RQD, Q, Área (m^2) planejada para a galeria (Área) e Avanço (m). Na Tabela 2 são mostrados os valores de R^2 e p-valor das variáveis independentes na regressão.

$$Overbreak = 0{,}439 - 0{,}00187\ x\ \text{RQD} \quad (4)$$
$$Overbreak = 0{,}421 - 0{,}0462\ x\ \text{Q} \quad (5)$$
$$Overbreak = 0{,}891 - 0{,}03204\ x\ \text{Área} \quad (6)$$
$$Overbreak = 0{,}139 + 0{,}06327\ x\ \text{Avanço} \quad (7)$$

Tabela 2. Significância das variáveis independentes das equações de regressão.

	RQD	Q	Área	Avanço
R^2	0,0062	0,0085	0,0348	0,0584
p-valor	0,254	0,181	0,0063	0,0004

Observando a Tabela 2, nota-se que as equações de regressão das variáveis geomecânicas com o *overbreak* não apresentam bom ajuste linear. Os valores de R^2 foram bem próximos de 0, o que significa que não é possível determinar o valor do *overbreak* com as variáveis RQD e Q através das equações lineares geradas pela análise de regressão (Equações 4 e 5). Além do mais, o p-valor foi maior que o 0,05, que indica que essas variáveis não são significativas na equação de regressão. A área planejada da galeria e o avanço apresentaram p-valores válidos para a análise, pois são menores que 0,05. No entanto os valores de R^2 não tiveram resultados satisfatórios, o que demonstra uma relação fraca entre esses parâmetros e o *overbreak*.

Era esperado que as variáveis geomecânicas apresentassem boas relações com o *overbreak*, visto que as características geotécnicas e qualidade do maciço podem estar relacionadas com as causas desse tipo de problema. No entanto, talvez essas relações não sejam lineares e por isso os resultados da regressão linear não foram satisfatórios. Além do mais, o *overbreak* não é um problema univariado, ou seja, não depende apenas de um ou outro parâmetro sozinho, mas sim de variáveis atuando em conjunto, no caso, variáveis geomecânicas e operacionais. O ideal para esse tipo de análise é que os parâmetros geomecânicos sejam analisados em conjunto com parâmetros operacionais.

Adiciona-se a isso, o fato de que as análises quantitativas foram feitas já considerando o valor final do RQD e do Q, mas não foram feitas análises considerando, as variáveis individuais que levam ao valor do Q ou mesmo do RQD. Talvez o valor final do Q não tenha uma relação linear com o *overbreak*, mas pode ser que o

número de famílias de descontinuidades, ou a condição de alteração das paredes das descontinuidades, ou o espaçamento, e outras variáveis, apresente. Ressalta-se que no momento que essa pesquisa foi feita, esses dados não estavam disponíveis.

Embora a área planejada da galeria e o avanço tenham apresentado resultados melhores quando comparado com o RQD e o Q, ainda não foram relevantes para considerar que são relações significativas. De todo modo, ao observar as Equações 6 e 7 nota-se que a quanto maior a área planejada da galeria menor tende a ser o *overbreak* ; já para avanços maiores, há também a tendência de se ter maiores taxas de *overbreak*.

Devido à baixa qualidade encontrada pelas equações de regressão linear entre o *overbreak* e as variáveis independentes, não será feita uma análise aprofundada dos resíduos nesse trabalho, afinal não é recomendável, independente de análise de resíduos, utilizar essas equações (4, 5, 6 e 7) para prever taxas de *overbreak*.

4.2 Análise Qualitativa do *Overbreak*

4.2.1 Tipo de Galeria e Plano de Fogo

Como os resultados das análises por regressão linear não foram efetivos, foi necessário analisar o problema de modo qualitativo, incluindo parâmetros não métricos e que, portanto, não foram previamente avaliados na etapa de regressão linear simples. Nessa fase de avaliação qualitativa, as discussões englobam aspectos observados no dia-a-dia de trabalho que aparentemente impactam nas altas taxas de *overbreak*.

Durante o período em que os dados foram coletados, a mina em estudo possuía a princípio 4 modelos de galerias, cada uma com suas respectivas dimensões (Tabela 3), sendo Rampa Principal, Galeria de Pesquisa, *Drive* que são galerias de produção, e Rampa Ascendente, cujo objetivo era atender a requisitos de ventilação. Consequentemente, o plano de fogo para cada tipo de galeria é diferente. Os *Drives* possuem dois tipos de malhas de perfuração que dependem do tipo de maciço, sendo 43 furos para maciços ruins e 49 furos em maciço bom; as galerias de pesquisas possuem malha de 43 furos; a malha para as rampas principais apresenta 59 furos e, por fim, 49 furos para a rampa ascendente.

De um modo geral, observa-se, que as rampas possuem uma taxa média de *overbreak* menor e as galerias de pesquisa possuem uma taxa média maior, 22% e 42% respectivamente (Figura 3). As Rampas Principais possuem áreas planejadas maiores e as Galerias de Pesquisa áreas menores, o que mostra que apesar de a regressão não ser significativa estatisticamente, a explicação extraída dela é verdadeira (Equação 6). O *overbreak* que seria considerado aceitável na mina é de 15%.

Tabela 3. Dimensões das galerias de desenvolvimento da mina estudada.

Tipo de Galeria	Área (m²)	Perímetro (m)	Altura (m)	Largura (m)
Galeria de Pesquisa	15,08	10,68	4,20	4,00
Drive	16,54	11,07	4,30	4,30
Rampas Ascendentes	17,60	11,56	4,60	4,30
Rampa Principal	22,80	13,60	5,00	4,70

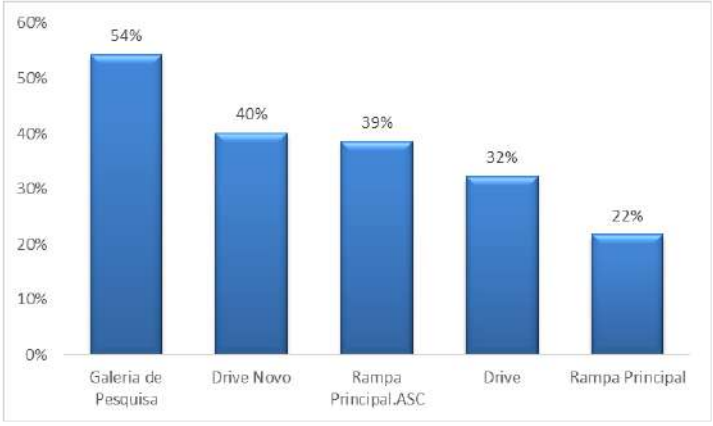


Figura 3. Média Anual do *overbreak* por galeria.

Entende-se por "*Drive* novo" uma galeria que possui as mesmas dimensões e mesmo plano de fogo que as Galerias de Pesquisa. Esse plano de fogo também é o mesmo aplicado para os *Drives* tradicionais escavados em maciços ruins. No entanto, os *Drives* possuem dimensões maiores que os *Drives* Novos. Essa pode ser uma das possíveis causas das maiores taxas de *overbreak* serem justamente nas Galerias de Pesquisa e nos *Drives* novos, afinal, é aplicado nessas galerias de dimensões menores o mesmo plano de fogo de galerias com dimensões maiores, mesmo que escavadas em maciços ruins.

Diante disso, pode ser que haja uma quantidade de energia maior que a necessária para o desmonte das Galerias de Pesquisa e dos *Drives* novos. Ressalta-se que no momento em que essa avaliação foi feita, já existia na empresa a intenção de iniciar os estudos a respeito dos planos de fogo utilizados durante o período deste trabalho.

4.2.2 Tipo de Rocha

A mina em estudo possui variados tipos de rochas, entre elas as mais comuns são o mármore, gabro, serpentinito e cromitito; em algumas frentes de serviço, há mais de um tipo de rocha. Conforme mostrado na Figura 4, as frentes que possuem mais de um tipo de rocha têm maior média de *overbreak* quando comparado com uma frente com apenas um tipo de rocha.

Um fator que favorece a ocorrência do *overbreak* em frentes com mais um tipo de rocha, pode estar associado as zonas de contato, além das fraturas e também planos de falhas que atravessam os maciços de uma maneira geral, compromentendo a a estabilidade da escavação.

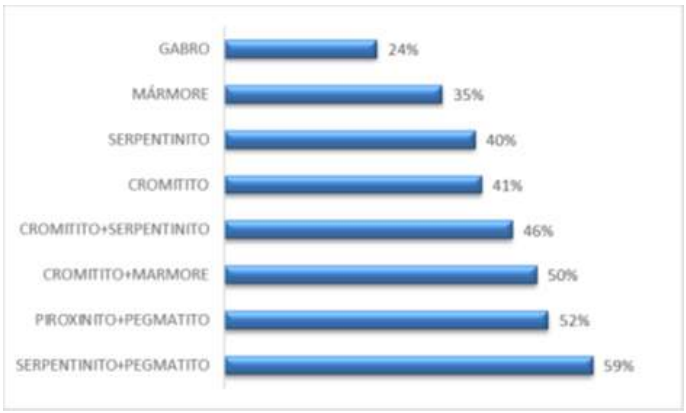


Figura 4. Médias do *overbreak* em relação ao tipo de rocha.

No entanto, não se deve avaliar o *overbreak* e o tipo de rocha de forma individualizada, pois o avanço da escavação e a redução de carga nos contornos da escavação são fatores orientados pela equipe de geologia de acordo com o tipo de rocha (Tabela 4).

Tabela 4. Médias dos avanços em relação ao tipo de rocha.

Tipo de rocha	Avanço médio recomendado por desmonte (m)
Piroxenito + Pegmatito	5,0
Cromitito + Mármore	4,6
Serpentinito + Pegmatito	4,4
Mármore	4,0
Cromitito + Serpentinito	4,0
Serpentinito	4,0
Cromitito	3,7
Gabro	3,3

O gabro e cromitito são os que possuem a menor média de avanço, pois normalmente são rochas com condições mais críticas nessa mina e, consequentemente, requerem um maior controle da operação de escavação, com redução da quantidade de explosivo e também do avanço.

Nota-se que o gabro possui a menor taxa média de *overbreak* (Figura 4) e isso pode ter relação com o cuidado especial com a escavação nessa litologia e com os avanços reduzidos (Tabela 4), apesar de ser um maciço mais complicado. Já o cromitito, embora sejam tomados cuidados especiais durante a escavação, com avanços reduzidos, ainda apresenta uma taxa alta de *overbreak*.

Uma possível justificativa pode ter relação com as características do cromitito nessa mina, como o alto grau de fraturamento e descontinuidades preenchidas com carbonato de paredes lisas ou pouco rugosas, o que faz com que essas regiões tenham casos frequentes de formação de cunhas em condição cinemática para deslizar.

4.2.3 Perfuração e Avanço

Os equipamentos de perfuração no desenvolvimento nessa mina são jumbos de dois braços e cada equipamento recebe um nome para melhor identificação, sendo JB11, JB12 e ALG193. Os jumbos JB11 e JB12 são do mesmo modelo; ALG193 é um outro modelo, mas todos do mesmo fabricante. A capacidade efetiva de perfuração dos jumbos JB11, JB12 e ALG193 é, respectivamente, 4,5m, 5,0m e 3,8m. Durante a coleta de dados, foi possível obter o avanço médio praticado por cada jumbo e o *overbreak* associado (Tabela 5) e também o *overbreak* médio para cada faixa de avanço (Tabela 6).

Tabela 5. Modelo de Jumbo relacionado com *overbreak* e avanço médio.

Modelo de Jumbo	Média de *overbreak* (%)	Média de Avanço (m)
JB11	42	3,8
JB12	37	3,8
ALG193	33	3,6

Tabela 6. *Overbreak* médio de acordo com o avanço.

Avanço (m)	Média de *overbreak* (%)
Menor que 3	33
Entre 3 e 4	35
Entre 4 e 5	42
Maior que 5	45

A Tabela 5 mostra que todos os equipamentos possuem uma elevada taxa média anual de *overbreak*. Isso ocorre devido à falta de calibração dos equipamentos, posicionamento incorreto do equipamento na galeria, problemas com as aberturas das lanças nos furos de contorno e posicionamento incorreto no emboque do furo. Com relação a falta de calibração, ressalta-se que durante a realização do trabalho, todos os equipamentos estavam sem os sensores responsáveis pela verificação e posicionamento correto das hastes no emboque dos furos, logo, os ajustes eram feitos manualmente pelos operadores, o que torna a operação sujeita a erros.

Conforme a Tabela 6, é notório que quanto maior o avanço, maior o *overbreak*. Esse fato já havia sido indicado pela Equação (7) de regressão linear, na etapa de análise quantitativa. Uma possível causa pode ser a abertura da escavação devido ao ângulo de inclinação da lança nos furos de contorno. É importante que os furos do contorno sejam inclinados, na ordem de de 3°, de modo a provocar propositalmente uma abertura na escavação a fim de evitar o estreitamento da galeria a medida em que a escavação avança.

No entanto, problemas como falta de calibração do equipamento e, consequentemente, o posicionamento incorreto no emboque do furo podem fazer com que o ângulo de inclinação seja maior que o necessário, além de desvios de furo. Em campo, foram observados também furos com afastamentos diferentes do planejado e com diferentes ângulos, o que torna o plano de fogo executado diferente do planejado, contribuindo para o surgimento de *overbreak*.

5 CONCLUSÕES

Durante a realização desse trabalho, foi possível perceber que um dos maiores problemas encontrados nas escavações de desenvolvimento é o *overbreak*. Sabendo das consequências tanto em termos econômicos

quanto em termos de segurança que o *overbreak* pode trazer, é justificável avaliar os principais fatores que tem relação com esse indicador, a fim de se tentar reduzir o problema.

Através da etapa de análise de dados por regressão linear simples, foi observado que não há relação linear univariada entre as variáveis geomecânicas, RQD e Q, com o *overbreak*. Também não foi possível identificar uma relação adequada através de regressão linear simples entre o *overbreak* e a área planejada para a seção (m²) e o avanço (m), embora tenha havido uma indicação, já nas equações de regressão, de que quanto maior a área da seção, menor tende a ser o *overbreak* e que quanto maior o avanço, maior tende a ser o *overbreak*. Essa indicação ficou mais evidente na etapa de análise qualitativa, onde essas variáveis foram avaliadas em conjunto com o plano de fogo aplicado para cada tipo de galeria, tipo de equipamento utilizado na perfuração e avanço.

Ainda na etapa de análise qualitativa, foi identificado que o *overbreak* tem relação com o tipo de rocha, onde foi possível identificar que regiões de contato entre duas litologias tendem a apresentar as maiores taxas. No entanto, ainda nessa fase, foi verificado que o tipo de rocha não deve ser avaliado sozinho, visto que as orientações quanto ao avanço (m) que deve ser praticado, bem como a carga de explosivos nos furos do contorno são vinculadas ao tipo de rocha e também ao tipo de galeria.

Diante disso, pode-se concluir que o *overbreak* não é um problema univariado, mas sim multivariado e que depende de variáveis geológicas, geomecânicas e operacionais. É importante que em trabalhos futuros, sejam medidos o máximo possível de variáveis e que novas análises sejam feitas, mas de forma multivariada, seja por estatística, ou técnicas de aprendizado de máquina e inteligência artificial.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Universidade Federal da Bahia e a empresa que cedeu os dados para a realização dessa pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barton, N., Lien, R.; Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of rock support. *Rock Mechanics* v. 6, p. 189-236.

Charnet, R.; Freire, C. A. L.; CHARNET, E. M. R.; BONVINO, H. *Análise de modelos de regressão linear: com aplicações*, 2ª edição, Campinas, Editora da UNICAMP, 2008.

Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D. and Cording, E.J. (1967). Design of surface and near surface construction in rock. *Failure and breakage of rock, proc. 8th U.S. symp. Rock mech.,* (ed. C. Fairhurst), p. 237-302.

Franklin, J.A., Ibarra, J.T. & Maerz, N.H. (1989). Blast overbreak measurement by light sectioning. *International Journal of Mining and Geological Engineering* 7, 323–331 (1989). https://doi.org/10.1007/BF00896596

Hair, J.F.; Black, W. C.; Babin, B. J.; Anderson, R. E.; Tatham, R. L. 2009. *Análise Multivariada De Dados*. Porto Alegre: Bookman, 688 P.

Hoffmann, R. (2016) *Análise de regressão: uma introdução à econometria [recurso eletrônico]* / Rodolfo Hoffmann. 5. ed. Piracicaba Universidade de São Paulo/USP. 393 p.

Jang, H. & Topal, E. (2013). Otimizando a previsão de overbreak com base em parâmetros geológicos comparando análise de regressão múltipla e rede neural artificial. *Tunneling and underground space technology* , 38, 161–169

Santos, T.F. (2021) *Análise do overbreak e underbreak das escavações das galerias da mina subterrânea Fazenda Brasileiro*. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia de Minas, Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais, Escola Politécnica,Universidade Federal da Bahia/UFBA, 83p.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/777

Análise Numérica De Mapeamento De Danos No Concreto Projetado - Mina Cuiabá, Sabará

Bruna Souza
Geotécnica, AngloGold Ashanti, Sabará, Brasil, bpsouza@anglogoldashanti.com.br

Rodrigo Padula
Especialista em Geotecnia, AngloGold Ashanti, Nova Lima, Brasil, ropadula@anglogoldashanti.com.br

RESUMO: O termo *squeezing* é utilizado para caracterizar grandes deformações que dependem do tempo, estão relacionadas ao excesso de tensão ao redor das escavações e ao tipo litológico associado (ISRM, 1995). A mina Cuiabá, localizada na cidade de Sabará, Minas Gerais, atualmente desenvolve galerias a mais de 1000m de profundidade, região na qual o maciço tem apresentado squeezing, gerando danos ao concreto projetado que atualmente é o principal suporte de superfície aplicado na mina. Nas áreas de maior deformação existe a necessidade de aplicação do telamento devido à alta plastificação do maciço rochoso, consequentemente do concreto projetado em decorrência do squeezing promovido pela alta deformação.
Esse trabalho tem foco no estudo de caso da rampa localizada no nível 15 do corpo de minério Balancão (15 BAL RP), a qual está submetida por squeezing e apresenta danos com quebras significativas no concreto projetado. Dessa forma, foi estabelecida a metodologia para avaliar o nível de danos no suporte de superfície aplicado ao longo da rampa (concreto e tela), cujo resultado fora utilizado para calibração do modelo numérico realizado no programa MAP3D, parâmetro Rock Condition Factor (RCF), que relaciona a redistribuição de tensão ao redor de uma escavação circular perfeita com o UCS (Uniaxial Compressive Strength) da rocha localizada ao redor da escavação. Portanto, o trabalho permitiu prever pontos da rampa BAL planejada em profundidade, aos quais poderão ocorrer atrasos operacionais com retrabalhos e também apontar a necessidade de estudar uma possível mudança no tipo de reforço-suporte, com capacidade de absorver maior deformação.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem Numérica, Mapeamento Geotécnico, Suporte de Superfície, Concreto Projetado, Squeezing.

ABSTRACT: Squeezing is the term used to characterize large deformations that depend on time, are related to excess stress around the excavations and the associated lithological type (ISRM, 1995). Cuiabá mine, located in Sabará city, Minas Gerais, currently develops galleries at a depth of more than 1000m, a region with squeezing mechanism over the rock mass that causes damage on the shotcrete, that is the main surface support applied at mine. In areas with high deformation is applied mesh due to the reduction of the rock mass quality, cracks on the shotcrete as a result of the squeezing promoted by the high deformation.
This paper focuses on the case study of the ramp located at level 15 of the Balancão orebody (15 BAL RP), which has squeezing conditions and presents damage with significant cracks on the shotcrete. In this way, the methodology was established to evaluate the level of damage to the surface support applied along the ramp (shotcrete and mesh), the result of which was used to calibrate the numerical model carried out in the MAP3D program, parameter Rock Condition Factor (RCF), which relates the redistribution of stress around a perfect circular excavation to the UCS (Uniaxial Compressive Strength) of the rock located around the excavation. Therefore, the research allows to predict regions of the BAL ramp planned in depth, at which operational delays with rework may occur and also highlighted the need to study a possible change in the type of reinforcement-support, with the capacity to absorb greater deformation.

KEYWORDS: Numerical Modelling, Geotechnical Mapping, Surface Support, Sprayed Concrete, Squeezing.

1 INTRODUÇÃO

A partir do aprofundamento das escavações subterrâneas, espera-se que o nível de danos no maciço e suporte de superfície aplicado sejam maior que em regiões mais rasas devido ao aumento da tensão, sendo ela natural ou induzida a partir de mais escavações ao redor. Durante o desenvolvimento da rampa Balancão (BAL) entre os níveis 15.1 e 16.1, por volta de 1000 metros de profundidade, as atividades de desenvolvimento

foram interrompidas diversas vezes devido ao nível de quebra, risco de queda dos blocos de concreto e necessidade de reabilitação com reaplicação de concreto projetado.

Com a chegada da rampa do corpo BAL a 1000 metros de profundidade, nível 15, interpretou-se que as galerias entraram em uma zona de tensão mais elevado que as áreas anteriormente conhecidas nos níveis superiores desse mesmo corpo de minério, condição a qual foi experimentada apenas no nível 18 dos corpos Fonte Grande Sul (FGS) e Serrotinho (SER). Comparativamente, a rampa do corpo BAL é desenvolvida em um xisto bastante foliado e com venulações de quartzo (52 MPa), enquanto as rampas dos corpos FGS e SER são desenvolvidos em um metabasaldo, menos foliado e com o dobro de resistência média (104 MPa). Baseado nisso, espera-se que nos corpos BAL sejam vivenciados níveis de estresse mais elevados que FGS e SER em profundidades equivalentes.

Com o intuito de quantificar o dano observado nas galerias, foi aplicada a metodologia de Mapeamento de Danos de Suporte de Superfície, a qual considera parâmetros de danos no concreto projetado e nas telas instaladas. Além disso, para dimensionar o dano na rampa planejada em profundidade, com objetivo de prever retrabalhos e atrasos no plano de produção, foi realizado um modelo numérico elástico no programa MAP3D que foi calibrado a partir do mapeamento de danos realizado no 15 BAL rampa.

2 METODOLOGIA

2.1 Mapeamento de Danos de Suporte de Superfície

Com o intuito de aumentar a compreensão sobre o comportamento do maciço rochoso, foi aplicada uma metodologia para medir a evolução dos danos no suporte de superfície dos níveis 15 a 16, 1000 a 1100 metros de profundidade, respectivamente. Neste método é dada uma classificação a quatro parâmetros: zona de dano coberta pelo concreto projetado, espessura das fissuras, carregamento da malha e exposição dos parafusos; no final, a soma da classificação é associada a uma zona de dano. Nas Tabelas 1 e 2 é possível observar os parâmetros e suas classificações e a zona de dano.

Tabela 1 . Parâmetros usados para classificação de danos no Mapeamento de Danos de Suporte de Superfície.

SUPORTE DE SUPERFÍCIE									REFORÇO (TIRANTES RESINADOS)		
CONCRETO PROJETADO						TELA					
Zona de dano do concreto	%	Nota	Trincas	Espessura (cm)	Nota	Carregamento	Deslocamento	Nota	Dano	Exposição	Dano
	0	40		0	40		<1 m	20		Sem dano	20
	0 - 20	30		< 0.5	30						
	20 - 40	20		0.5 < e < 1	20		1-2 m	10		< 30cm	10
	40 - 60	15		1 < e < 2	15						
	60 - 80	10		2 < e < 4	10		>2	0		> 30cm	0
	80 - 100	5		> 4	5						

Tabela 2. Zonas de dano baseadas nos parâmetros mapeados.

Zona de dano	
Sem dano	
80-120	
Dano baixo	
60-80	
Dano moderado	
40-60	
Dano alto	
20-40	
Dano extremamente alto	
0-20	

2.1.1 Zona de dano do concreto

O primeiro parâmetro de classificação baseia-se quantificação da extensão da zona de dano do concreto projetado em seção transversal à galeria. Dessa forma, são medidos o comprimento total da seção transversal na galeria e o comprimento do dano ao concreto projetado e, a seguir, calcula-se o percentual de dano ao suporte na seção transversal. O percentual de dano é correlacionada através da Tabela 1 com sua respectiva nota. São definidos seis graus de classificação: uma galeria sem danos ao concreto projetado, por exemplo, tem pontuação igual a 40, por outro lado a galeria com danos entre 80% e 100% tem nota 5. Isso significa que o grau inferior corresponde a maior dano ao concreto projetado (Padula, 2019). A Figura 1 ilutra a metodologia aplicada.

Figura 1. Seção transversal típica para medição da zona de dano no concreto projetado.

2.1.2. Trincas no concreto projetado

O segundo parâmetro de classificação é baseado na quantificação das espessura das trincas do concreto projetado, uma vez que as trincas comumente observadas no suporte se iniciam devido ao processo de deformação do maciço rochoso. Se a energia transmitida ao concreto projetado for maior que a capacidade de absorção deste suporte, será possível observar fissuras começando com pequena espessura que podem aumentar com o tempo. Assim, através da Tabela 1, é possível definir a nota desse parâmetro por região. A Figura 2 ilustra exemplos de trincas de diferentes espessuras e classificações.

Figura 2. Trincas de diferentes classificações no concreto projetado.

2.1.3. Deslocamento da tela

O terceiro parâmetro considera áreas onde um segundo suporte de superfície, nesse caso telas de aço galvanizado, foi instalado sobre o concreto projetado. Diferentemente do concreto, o qual apresenta um comportamento rígido e tende a trincar a partir da absorção de energia (conforme destacado no item 2.1.2), a tela produzida em material metálico, tende a apresentar um comportamento plástico e deformar-se junto ao maciço. Com uma capacidade de carga de aproximadamente 4,5 toneladas, o suporte é solicitado e os fios são tracionados até que a carga máxima para rompimento do material seja atingida e danifique o sistema. A Figura 3 ilustra um exemplo de deslocamento da tela em subsolo e a correlação entre nota e deslocamento são destacados da Tabela 1.

Figura 3. Trecho de solicitação da tela indicando deslocamento do suporte.

2.1.4. Exposição do reforço (tirantes resinados)

O último parâmetro de classificação baseia-se na quantificação da exposição dos tirantes em áreas danificadas pela remoção do concreto projetado, seja ela intensional ou não. Assim, o comprimento do tirante exposto foi medido e correlacionado através Tabela 1 com notas para classificação. Há 3 graus de classificação: uma galeria sem tirantes expostos, por exemplo, tem nota igual a 20. Por outro lado, a galeria com danos maiores que 30 cm tem nota 0 (Padula, 2019). A Figura 4 ilustra a exposição de tirantes em galeria danificada.

Figura 4. Exposição de tirantes resinados em zona de plastificação do concreto projetado.

3 ESTUDO DE CASO – 15 BALACÃO RAMPA

O primeiro mapeamento de danos foi feito em fevereiro/22 e não foram observadas áreas danificadas relevantes além das regiões reabilitadas no período de novembro/21 a fevereiro/22 antes da aplicação do telamento (Figura 5).

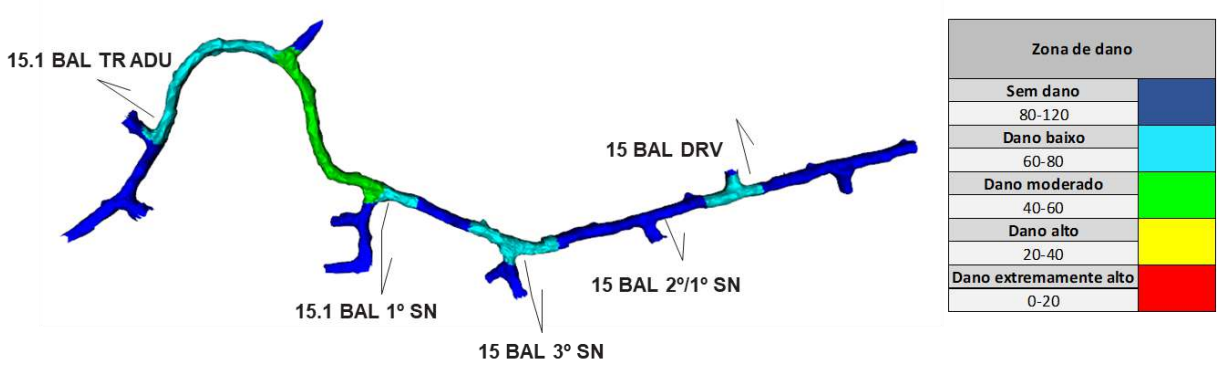


Figura 5. Primeiro mapeamento de danos realizado no 15 BAL RP (Fevereiro/22).

A primeira atualização do mapeamento foi feita em agosto/23, quando a maior parte da lavra do 15.1 BAL 2º SN LE já havia sido realizada (40 a 50 metros de pilar entre lavra e rampa), e apenas os slots do 15.1 BAL 1º SN LE e 15 BAL 3º SN LE haviam sido detonados (pilar de 50 e 45 metros, respectivamente).

A principal diferença entre o primeiro e o segundo mapeamento ocorreu abaixo do acesso ao 15.1 BAL 1º SN, em que a maior parte da área foi avaliada como sem danos e dano baixo a moderado. É importante mencionar que a área em que apenas tela foi aplicada (sem concreto projetado) não apresentou danos relevantes ao maciço rochoso ou ao suporte de superfície. A Figura 6 ilustra a atualização do mapeamento de danos.

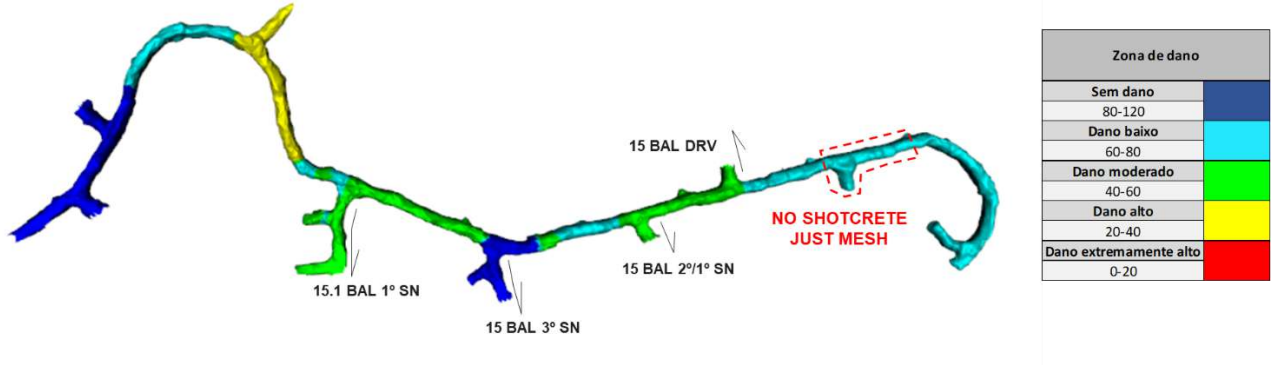


Figura 6. Atualização do mapeamento de danos no 15 BAL RP (Agosto/23).

Em outubro/23 durante nova inspeção na rampa, foi constatada uma importante evolução de danos entre 15 BAL DRV e SUMP, associada à influência da lavra 15.1 BAL 1º SN LE e 15 BAL 3º SN LE e, na ocasião, foi recomendada paralização e reabilitação do trecho. Entretanto, nenhum mapeamento de danos foi feito neste momento.

No dia novembro/23 foi realizada a segunda atualização do mapeamento devido ao aumento significativo dos danos ao concreto projetado. Notou-se que a situação entre 15 BAL 1º/2º SN e 15 BAL DRV agravou-se e o acesso foi restringido abaixo desta área. A velocidade de deformação foi superior à esperada e entende-se isso está relacionado aos realces de 15.1 BAL 1º SN LE e 15 BAL 3º SN LE. Com base nas datas de lavra, é possível constatar que os danos na rampa acompanharam as áreas desmontadas. A Figura 7 ilustra a versão atual do mapeamento de danos.

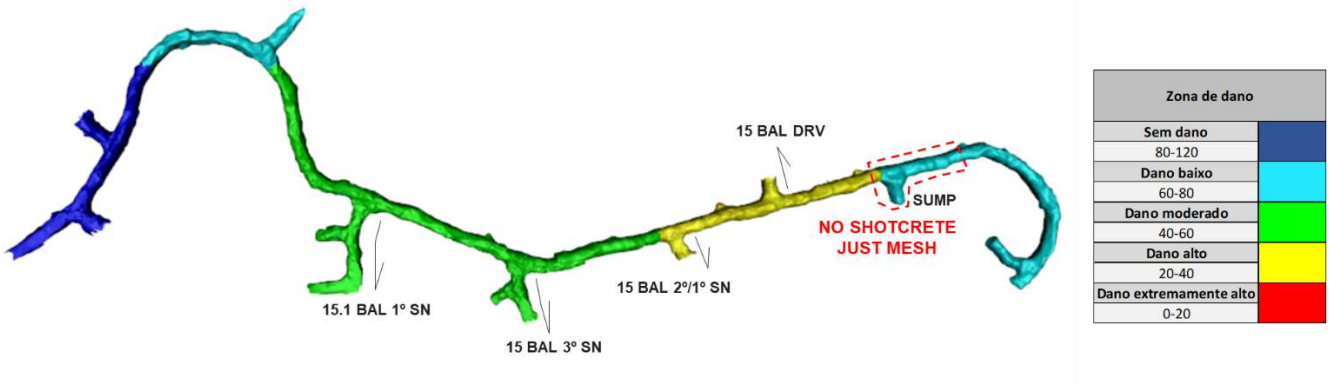


Figura 7. Segunda atualização do mapeamento de danos no 15 BAL RP (Novembro/23) e fotos típicas dos danos no suporte.

4 MODELO NUMÉRICO

Foi construído um modelo numérico elástico usando elemento de contorno no software MAP3D, permitindo análises de tensão-deformação, com objetivo de verificar o dano ao redor da escavação do 15 BAL RP. De acordo com Hofmann (2021), para correlacionar a tensão elástica modelada com a ruptura do maciço rochoso em escavações subterrâneas, considera-se necessário quantificar os parâmetros de modelagem ao redor do túnel, levando em conta principalmente a tensão induzida.

O parâmetro Rockwall Condition Factor (RCF) permite analisar possíveis danos ao redor de uma escavação subterrânea, pois correlaciona a tensão induzida em torno do perímetro de um túnel circular com a resistência do maciço rochoso. O RCF (Equação 1) é definido como uma razão entre a tensão induzida para escavações circulares e a resistência do maciço rochoso.

$$RCF = \frac{3\sigma 1i - \sigma 3i}{f \times UCS} \quad (1)$$

Sendo: σ1i e σ3i as tensões in-plane máximas e mínimas respectivamente, UCS (resistência à compressão uniaxial da rocha ensaiada em laboratório) e f sendo o fator de degradação de UCS para estimar o valor da resistência do maciço rochoso. De acordo com Jager (1999), f = 1 pode ser usado para rochas competentes, que foi a orientação para esse estudo. A Figura 8 mostra comparação de UCS com indicação de breakout em furo de sonda.

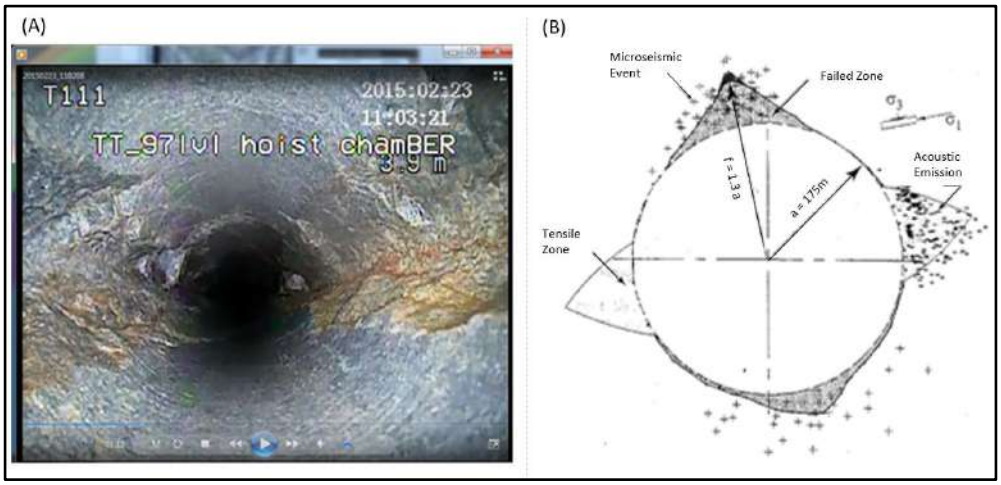


Figura 8. Quebra de *breakout* em furo de perfuração. (A) Imagem de furo de filmagem e (B) Imagem esquemática indicnado a quebra de *breakout* em furo circular (Hajiabdolmajid, 1999).

A investigação através do modelo numérico visa estabelecer se o mecanismo de dano dominante está relacionado com o fraturamento perpendicular ao componente principal de tensão no plano circular. Os danos devem então ser categorizados em diferentes classes com base em observações e correlacionados com os valores de RCF para derivar uma previsão de danos para desenvolvimento para litologias semelhantes. Dessa forma, presume-se que a condição de deformação plana é a principal condutora de danos no maciço rochoso ao redor das escavações subterrâneas.

Sendo assim, a abordagem considerada para estimar o dano no 15 BAL RP foi o método de avaliação através da análise do RCF, o qual teve o resultado calibrado pelo mapeamento de danos no concreto projetado realizado no mesmo trecho do limite do modelo numérico (item 2.1), cuja comparação pode ser visualisada na figura a seguir:

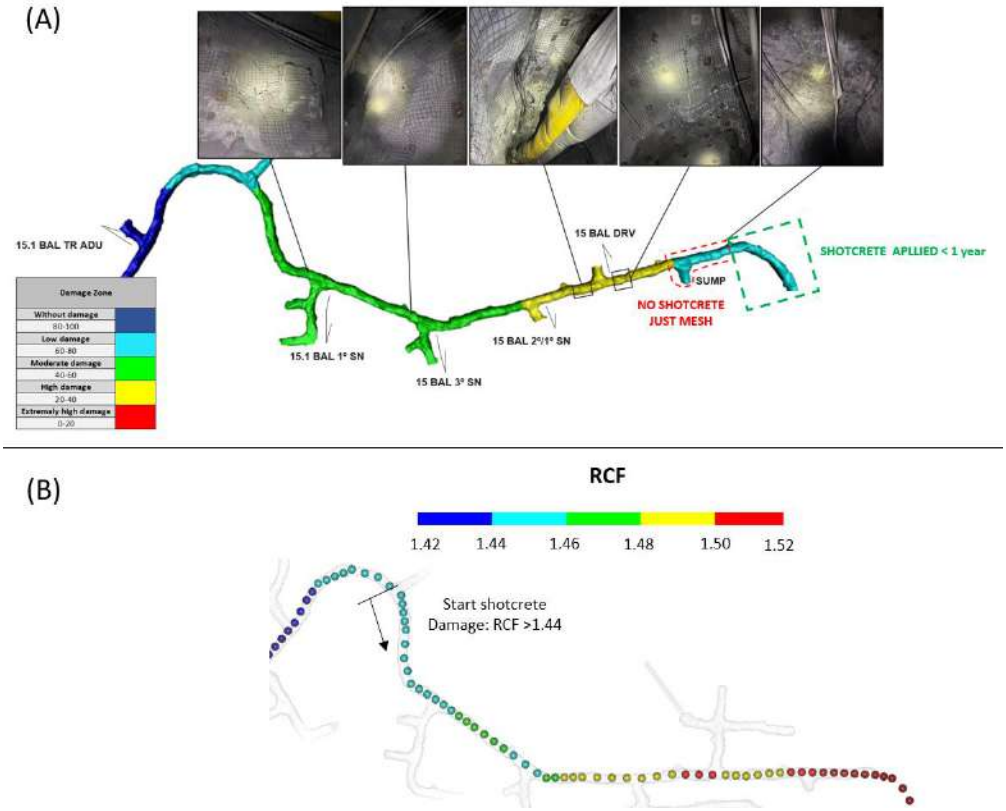


Figura 9. (A) Mapeamento de danos realizado no 15 BAL RP. (B) RCF_Re-Calc considerando o modelo litológico disponibilizado pela equipe de Geologia de Mina (MAP3D).

A Figura 9 representa o mapeamento de danos (9A) comparado com o resultado do modelo numérico (9B – RCF) ao longo do 15 BAL RP. Conforme descrito, é importante mencionar que constantes reabilitações de concreto projetado ocorreram ao longo deste trecho da rampa e o primeiro mapeamento de danos realizado foi em fevereiro/2022. A Figura 9-A mostra o mapeamento de danos feito em novembro/2023 e indica longa extensão com danos elevados (valores entre 20-40), localizados entre 15 BAL 2º SN e 15 BAL 1º SN e entrada para captação de água (SUMP). As imagens mostram fissuras no concreto projetado e altas deformações pontuais. O mesmo trecho na Figura 9-B apresenta valores de RCF superiores a 1,48. Importante destacar que outros trechos sofreram danos históricos com retrabalhos, fissuras de concreto projetado e pequenos blocos de concreto projetado foram submetidos a malha de carregamento pontual localizada. Nestas partes o modelo numérico apresenta valores de RCF entre 1,44 e 1,49.

Embora a Figura 9-B apresente uma pequena diferença na escala de RCF, deve-se observar que RCF = 1,44 corresponde a um nível de tensão e deformação que pode causar fissuras no concreto projetado e iniciar danos nas galerias. Portanto, para definição prévia de galerias planejadas pode se utilizar o valor limite (RCF até 1,44) como base de conhecimento para evitar danos ao concreto projetado. RCF superior a 1,44 pode resultar em danos ao concreto projetado, retrabalho e atraso no desenvolvimento e, portanto, impacto no plano de produção.

O trecho em destaque vermelho na Figura 9-A (ao lado do *sump*) mostra baixo dano ao telamento local e está correlacionado com alto valor de RCF (aproximadamente RCF = 1,5). Importante destacar que esta região não foi suportada com concreto projetado, apenas houve instalação de tela. O alto valor de RCF indica alta deformação, porém, o reduzido dano à tela pode ser explicado devido à capacidade da mesma em deformar e absorver mais energia quando comparada ao concreto projetado. Por outro lado, o concreto projetado pode trincar e quebrar sob alta deformação, perdendo sua eficácia e criando seus próprios blocos de concreto projetado. A imagem apresenta uma área em destaque verde (parte final da Figura 9-A) que indica mapeamento de baixo dano e o mesmo trecho da Figura 9-B apresenta alto valor de RCF (entre 1,50 e 1,52). Este contraste pode estar associado ao tempo de aplicação do concreto projetado e à execução do mapeamento de danos. Especificamente neste caso, o mapeamento de danos havia sido feito há menos de 1 ano de aplicação de concreto projetado. De modo geral, a correlação entre o mapeamento de danos e a modelagem numérica mostra

que trechos com RCF > 1,44 podem produzir danos ao concreto projetado e recomenda a aplicação de tela sem concreto projetado.

5. CONCLUSÃO

O artigo mostra de forma clara e objetiva que o mapeamento de danos no concreto projetado foi fundamental para a calibração do modelo numérico construído no programa MAP3D, que levou em consideração o parâmetro de análise RCF como *output* e base da análise técnica. O estudo também mostra que a modelagem numérica pode ser aplicada para avaliar as condições da rampa BAL planejada em profundidade, com precisa indicação de pontos da rampa que existe a necessidade de aplicação de suporte de superfície que absorva maior energia. Observaram-se que escavações suportadas com concreto projetado, com valores de RCF > 1,44 apresentaram danos e quebras nesse tipo de suporte de superfície. Por outro lado, local com resultado de RCF próximo de 1,5 em um dos pontos escavados na mesma rampa, que estava contido apenas com tela, não se observou danos nesse suporte de superfície. Sabe-se que suportes de superfície como a tela tem maior capacidade de deformação que aqueles mais enrijecidos como o concreto projetado. Dessa forma, a principal conclusão desse artigo é de mostrar que áreas que apresentarem RCF > 1,44 e que forem suportadas por concreto projetado tem grande chance de apresentar danos e, portanto, para locais com esses valores de RCF deve ser suportado por suporte de superfície que absorva maior energia e uma das opções para a mina Cuiabá é a aplicação da tela atual, que se apresentou em boas condições mesmo para valores de RCF = 1,50.
De toda forma, destaca-se a importância de dar continuidade a esse estudo, com foco nos seguintes itens:

- Estudar o aumento do valor de RCF para a rampa avaliada em níveis mais profundos;
- Diante do item anterior, é necessário avaliar a capacidade de deformação da tela atualmente aplicada em CB pois, em maior profundidade o aumento deformacional (squeezing) sofrido pelo maciço rochoso pode ultrapassar a capacidade de absorção de energia que essa tela suporta e, sendo assim, a plastificação do maciço por trás do telamento aplicado volte a ser o problema principal da instabilidade nas escavações de rampa.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

G. Hofmann. *AGA Elastic Numerical Modelling Framework and Design Criteria, 2021*.

Padula. R. *Method to execute damage mapping in the support and reinforcement of underground mines. Case study: Cuiabá mine - Sabará, MG/Brazil*. Paper presented at the 14th ISRM Congress, Foz do Iguaçu, Brazil, September 2019.

V. Hajiabdolmajid, P.K. Kaiser, C.D Martin. *Modelling brittle failure of rock.* Geomechanics Research Centre, Lurentian University, Sudbury, Ontario, Canada P3D 6B5.

Villaescusa et all. *In-situ stress measurements using oriented core - A comparison of uniaxial vs triaxial Acoustic Emission results*, 2003.

W. Jager, *Modelling consumer behavior*. Thesis, University of Groningen, 1999.

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/778

Aplicação prática da técnica do inverso da velocidade na previsão de ruptura global de talude

Eduardo Jose Diniz
Gerente Técnico, Hexagon, Belo Horizonte, Brasil, eduardo.diniz@hexagon.com

Otávio Pataro Sales
Supervisor de Monitoramento, Hexagon, Belo Horizonte, Brasil, otavio.sales@hexagon.com

Gustavo Gomes Rocha
Analista de Monitoramento, Hexagon, Belo Horizonte, Brasil, gustavo.rocha@hexagon.com

Marcus Vinicius dos Santos
Analista de Monitoramento, Hexagon, Belo Horizonte, Brasil, marcus.santos@hexagon.com

RESUMO: Os radares interferométricos terrestres são poderosas ferramentas no monitoramento para mitigação e gerenciamento de risco em estruturas geotécnicas com danos potenciais associados. Os dados de deslocamentos coletados em tempo real apontam áreas e tendências de movimentação que seriam impossíveis de serem detectadas e acompanhadas somente por inspeção visual. As aquisições realizadas por essa instrumentação podem ser manipuladas para se obter outros parâmetros que irão auxiliar na interpretação do comportamento de uma área em análise, como velocidade, aceleração e o inverso da velocidade. Esse último conceito se torna crucial em determinados casos, onde é possível prever o tempo de falha de uma região com uma precisão confortável para a tomada de decisão. A utilização do recurso estatístico de média móvel assim como o tamanho da área a ser considerada, auxilia na visualização dos dados e impacta diretamente no resultado da regressão, atrasando ou adiantando o tempo previsto (ToF) de ruptura. Esse estudo busca realizar uma análise quantitativa entre os diferentes valores de médias móveis de velocidade aplicadas ao parâmetro do inverso da velocidade e suas eficácias na previsão do tempo de falha ocorrido.

PALAVRAS-CHAVE: Radar, interferometria, monitoramento, previsão, ruptura

ABSTRACT: Ground-based interferometric radars are powerful monitoring tools for risk mitigation and management in geotechnical structures with associated potential damages. The displacement data collected in real time points out areas and movement trends that would be impossible to detect and monitor only through visual inspection. The acquisitions made by this instrumentation can be manipulated to obtain other parameters that will assist in interpreting the behavior of an area under analysis, such as velocity, acceleration, and the inverse velocity. This last concept becomes crucial in certain cases, where it is possible to predict the time of failure for a region with comfortable accuracy for decision making. The use of statistical resource such as moving average as well as the size of the area to be considered assists in data visualization and directly impacts the regression result, delaying or advancing the predicted time of failure (ToF). This study seeks to carry out a quantitative analysis between the different values of moving average velocity windows applied to the inverse velocity parameter and their effectiveness in predicting the time of failure.

KEYWORDS: Radar, interferometry, monitoring, prediction, failure

1 INTRODUÇÃO

O monitoramento de obras geotécnicas é de suma importância para o gerenciamento da segurança dessas construções, pois, através dele, é que se pode obter as informações relevantes, como posições de nível d´água, poropressões, deslocamentos, recalques, condição física-estrutural e outros dados essenciais para avaliar a estabilidade do empreendimento. Este acompanhamento, não apenas proporciona um entendimento das condições atuais, mas também antecipa possíveis problemas, permitindo a implementação de medidas preventivas. Além disso, valida as premissas utilizadas nos projetos, fornece dados para ajustes nas operações e projetos existentes, e orienta o desenvolvimento de novos empreendimentos similares.

Dentro do contexto do monitoramento de deslocamentos superficiais em cavas de mineração, um dos principais equipamentos utilizados são os radares terrestres. O Radar Terrestre SAR (*Sinthetic Aperture Radar)* mapeia a evolução dos deslocamentos, para obter um melhor conhecimento do comportamento do maciço monitorado, é utilizado para o monitoramento dos deslocamentos superficiais. É um equipamento composto por uma antena emissora e uma antena receptora que deslizam por um trilho de 2 a 3 metros de comprimento (**IBIS-FM**), ou, rotacionando através de um único eixo 360 graus (**ArcSAR**). Comumente, os dados do radar são processados usando uma técnica interferométrica, que fornece um mapa de deslocamento distribuído espacialmente (Monserrat et al., 2014). O princípio da interferometria é a medição da diferença de fase, $\Delta\phi$, entre duas medidas consecutivas. $\Delta\phi$ é proporcional ao deslocamento de acordo com a equação 1 abaixo:

$$\Delta R = \frac{\Delta\phi\lambda}{4\pi} \quad (1)$$

onde ΔR é o componente de deslocamento paralelo à linha de visada (LOS) e λ é o comprimento de onda. O comprimento de onda mais comumente adotado varia entre 10 e 20 mm, assim o equipamento pode detectar deslocamentos milimétricos. No entanto, como a fase é periódica entre 0 e 2π, $\Delta\phi$ é afetada por ambiguidade de fase e, portanto, um Radar Terrestre SAR só pode medir deslocamentos menores que $\lambda/2$ entre duas medidas sucessivas.

No presente artigo o radar SAR utilizado foi o **ArcSAR Lite** (λ=17,2 mm), e o processamento de dados foi realizado no Software *Guardian*®. Este tipo de radar é bastante utilizado para detectar deslocamentos em estruturas geotécnicas, conseguindo assim mapear de modo mais preciso as áreas estáveis e as áreas não estáveis. Uma vez que este radar está configurado para realizar aproximadamente 30 aquisições a cada 1 hora (um ciclo de leitura, aproximado, a cada 2 minutos), e apresenta alguns parâmetros pré-definidos como o deslocamento máximo detectável entre duas aquisições (4,38 mm) e a acurácia do equipamento (0,01 mm), que é o deslocamento mínimo detectável pelo radar entre duas aquisições, as velocidades máximas e mínimas mensuráveis podem ser encontradas através das equações (2 e 3) onde NA equivale ao número de aquisições em 1 hora:

$$Vmin = 0{,}1\ x\ NA\ \cong 0{,}3mm/h \quad (2)$$

$$Vmax\ = 4{,}38\ x\ NA\ \cong 131{,}40mm/h \quad (3)$$

Com aplicação do SAR, é possível realizar a previsão de rupturas de taludes, sejam globais ou de bancadas. Sharon e Eberhardt (2020) já destacam em sua revisão que a previsão de comportamentos futuros depende de diversos fatores, tais como a atividade de mineração e fatores climáticos. Ambos os elementos podem resultar em acelerações adicionais, com vibrações sísmicas induzidas, alteração de poropressões ou até mesmo iniciar condições de congelamento que podem retardar o movimento. Existem alguns métodos na literatura utilizados para prever estes comportamentos, o método convencional é o do "Inverso da Velocidade" (IV), proposto por Fukuzono (1985), baseado na análise de dados de monitoramento de deslocamento, tornou-se um método eficaz para resolver este problema porque é fácil de executar e os resultados de previsão são geralmente aceitáveis. Praticamente, algumas limitações como ruído instrumental aleatório, ruído ambiental e o erro de medição são fatores onipresentes que dificultam a confiabilidade da previsão.

A aplicação do conceito do "Inverso da Velocidade" na previsão de rupturas de taludes foi inicialmente apresentada por Fukuzono (1985), a partir de estudos realizados no Centro Nacional de Pesquisa para

Prevenção de Desastres no Japão, utilizando-se de dados obtidos por ensaios e instrumentação de laboratório em simulações de deslizamentos de terra induzidos por precipitação.

Por meio da plotagem de curvas do inverso da velocidade das simulações, Fukuzono observou que os valores sempre se aproximavam de zero no momento da ruptura e identificou três tipos de curvas características, apresentadas na Figura 1, e orientadas pela equação (4):

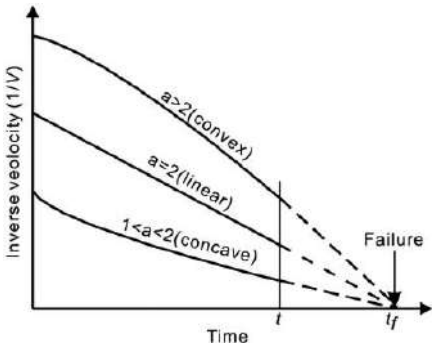


Figura 1. Inverso da velocidade em função do tempo, Fukuzono (1985).

$$\frac{1}{V} = [A(a-1)]^{1/a-1}(t_f - t)^{1/a-1} \quad (4)$$

Nos cenários lineares onde a=2, tem-se que o momento da ruptura ocorre no ponto onde a extensão da reta toca o eixo da abscissa, já nos casos em que a≠2, o ponto t_f é obtido a partir de reta tangente às curvas.

O parâmetro da velocidade é sabidamente definido em função do deslocamento e de um dado período, de acordo com a equação (5):

$$V = \frac{dx}{dt} \quad (5)$$

Sendo classificada como velocidade instantânea, aquela onde o dt é igual ao intervalo entre duas aquisições consecutivas ou velocidade mediada, quando o dt é dado pelas janelas de médias móveis, que podem variar de 00:00 a 23:59.

Consequentemente, a mediação da velocidade resultará também na mediação do inverso da velocidade na mesma janela aplicada, uma vez que é dado pela equação 6:

$$IV = \frac{1}{V} \quad (6)$$

É importante destacar que o inverso da velocidade nunca será de fato igual a zero, pois teoricamente seria necessária uma velocidade infinita para tal ($V \rightarrow \infty$), e em um projeto real de monitoramento há diretrizes e configurações que devem ser atendidas e que terão impacto direto na velocidade máxima mensurável pelo radar, além das próprias limitações do equipamento. No caso em estudo, a velocidade máxima que pode ser medida pelo radar é de 86,36mm/h, logo, o valor mínimo possível para o inverso da velocidade será dado por:

$$IV = \frac{1}{86{,}36} = 0{,}01\ {}^{h}/_{mm} \quad (7)$$

O método de proposto por Fukuzono (1985) foi originalmente desenvolvido para avaliação e previsão de tendências a curto prazo. No entanto, Rose e Hungr (2007) ao analisarem dados de monitoramento de taludes de algumas falhas, sugeriram que o método do "inverso da velocidade" também poderia ser aplicado a tendências de longo prazo, por meio de regressão linear. Em seu estudo Rose e Hungr (2007) utilizaram um coeficiente de determinação de ajuste R^2 de 99% para realizarem a regressão.

Nos projetos atuais de monitoramento que se utilizam de Radares Terrestres há disponibilidade de dados com baixo intervalo de tempo entre si (no caso em estudo, tem-se um novo dado adquirido e processado a cada 3 minutos), tornando processo de plotagem e regressão das curvas de tendência altamente dinâmicos e mutáveis.

A técnica do "Inverso da velocidade" conforme utilizada no estudo de Fukuzono (1985), apresenta limitações devido a sua dependência de um único ponto ou uma série de pontos para prever o comportamento de uma determinada área. Como resultado, a análise pode sofrer incerteza e ambiguidade nas estimativas de tempo até a falha (ToF), devido a heterogeneidade das encostas, e a possibilidade de interpretação equivocada dos modos de falha. Nesse contexto, Newcomen e Dick (2016) desenvolveu uma metodologia de análise que envolve a seleção criteriosa de uma área de estudo combinada com a aplicação do método do "Inverso da Velocidade" para determinar o ToF.

O procedimento proposto por Newcomen e Dick (2016) consiste em identificar o pixel com a maior deformação acumulada e, em seguida, selecionar uma área que contenha os pixels com 50% ou mais deste valor de deformação pré-estabelecido. Após a seleção dessa área, o método do "Inverso da Velocidade" é aplicado para determinar o tempo até a falha (ToF). Essa abordagem visa mitigar as limitações da técnica tradicional, permitindo uma análise mais precisa e confiável do comportamento da área em questão.

Toda modelagem numérica deste estudo foi realizada diretamente a partir do software *Guardian*® por meio de suas funções nativas, que ao ser imputado com os dados de deslocamentos obtidos pelo Radar *ArcSAR*® em campo, disponibiliza graficamente e numericamente os parâmetros da velocidade, inverso da velocidade, aceleração, além de amplitude de sinal e do próprio deslocamento em si.

Neste trabalho, o método do "Inverso da Velocidade" proposto por Newcomen e Dick (2016) é aplicado em séries temporais de velocidade de um evento de ruptura global em uma operação mineira com o propósito de discutir retrospectivamente as previsões de falhas. Para tanto este trabalho se fundamentou na revisão detalhada das literaturas existentes, buscando discutir se a metodologia existente se adequa ao estudo deste caso específico, além disso, buscou-se identificar se a inclusão de possíveis variáveis a esta metodologia acarretaria benefícios significativos. Essa abordagem visa discutir a compreensão e a capacidade de previsão dos eventos de deslizamento, contribuindo para a segurança e a eficiência das operações mineiras. Além disso, os modelos de filtro de suavização podem fornecer mais precisão e informações úteis sobre o provável tempo de falha.

2 METODOLOGIA

A metodologia deste estudo envolveu o uso do Software Guardian® para processamento dos dados do radar ArcSAR Lite. As análises foram realizadas em uma janela temporal de um dia, iniciando em 31/10/2022 às 23:00h e encerrando em 01/11/2022 às 23:00h, próximo ao evento de ruptura, visando identificar uma região com acúmulo de deslocamento.

Seguindo a abordagem estabelecida por Dick et al. (2015), foi identificado o pixel com a maior taxa de deslocamento, aproximadamente 710mm. Em seguida, foram delimitadas áreas que apresentavam 50% desse valor de deslocamento, além de áreas com 30%, 40%, 60%, 70% e 80% do valor absoluto máximo de deslocamento encontrado na janela temporal selecionada, para fins de comparação.

Posteriormente, o método do "Inverso da Velocidade" foi aplicado a todas as áreas, com um intervalo de regressão de 06:00h e um coeficiente de $R^2 >= 0,99$, conforme utilizado por Rose e Hungr (2007). Além disso, foram testados valores de média móvel de velocidades de 03:00h, 04:00h e 05:00h. O objetivo é de comparar os tempos de falha (ToF) encontrados para cada área delimitada, a fim de verificar o impacto das diferentes configurações utilizadas nos resultados das previsões.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Características do Projeto e da Estrutura Monitorada

O alvo do estudo se trata de um talude em uma mina de cobre localizada no hemisfério Norte. A estrutura tem em seu ponto mais elevado uma altura de cerca 150 metros, do pé até a crista, escalonada por 8 taludes nesse ponto, com inclinações variando de 40 a 55°.

O projeto foi iniciado no dia 12 de setembro de 2022, com monitoramento realizado por radar interferométrico terrestre de abertura sintética *ArcSAR*® instalado a uma distância média aproximada de 500 metros do maciço e acompanhado em regime 24/7 por equipe especializada através do software *Guardian*®.

O evento de ruptura em estudo ocorreu no dia 01/11/2022 às 23:22, estendendo-se por uma área aproximada de 10.233m² e movimentando um volume da ordem de centenas de metros cúbicos de material, englobando todas as bancadas da estrutura em uma ruptura do tipo rotacional.

3.2 Resultados

Durante o monitoramento da estrutura, foi observado um acúmulo de pixel em áreas inicialmente criadas, de maneira não criteriosa, as quais demonstram um comportamento progressivo. Notavelmente, os gráficos do Inverso da Velocidade para essas áreas apresentaram um comportamento linear (a=2), conforme referenciado por Fukuzono (1985).

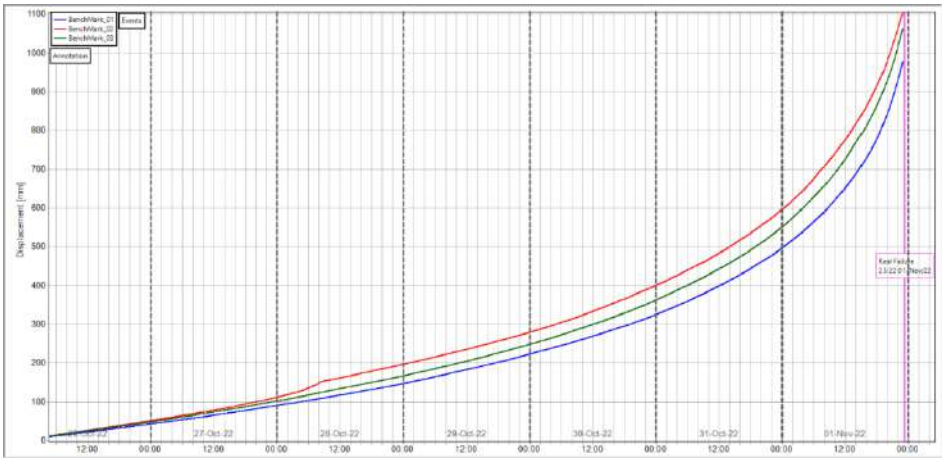


Figura 2. Gráfico de deslocamento das áreas antes do estudo.

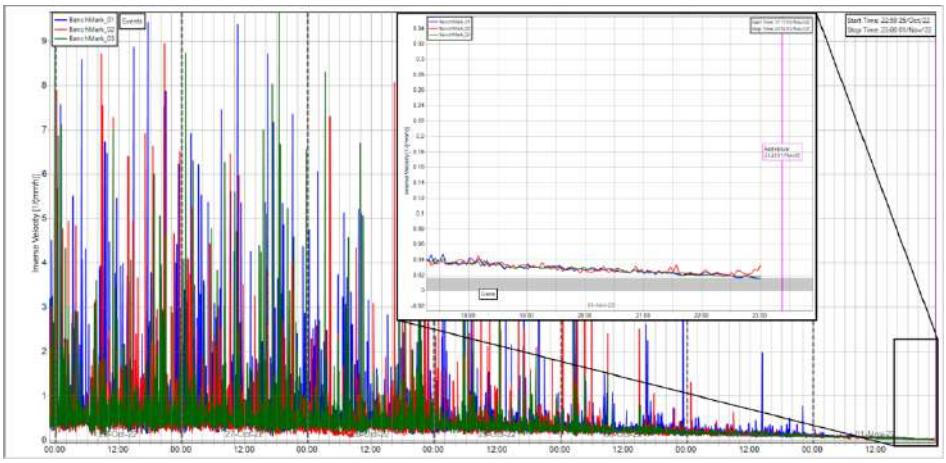
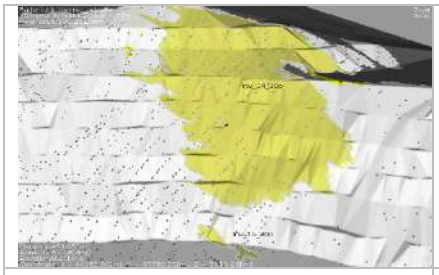
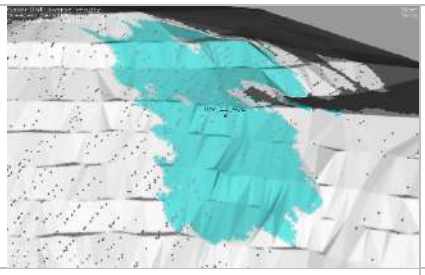
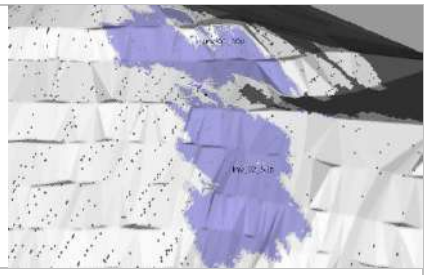
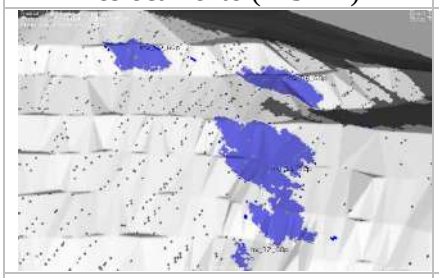
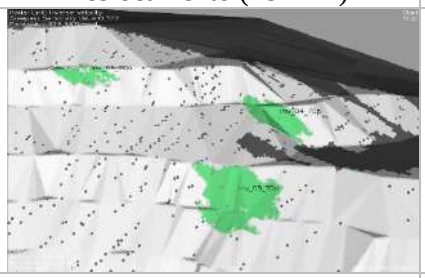
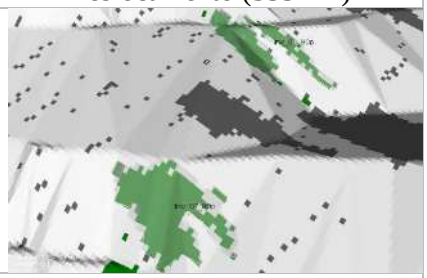


Figura 3. Gráfico do Inverso da velocidade das áreas antes do estudo.

Através do processamento dos dados no Guardian, foi possível verificar o pixel com o maior valor de deslocamento absoluto, o que permitiu a criação de áreas representando 30%, 40%, 50%, 60%, 70% e 80% do valor máximo de deslocamento absoluto. Abaixo se encontra a Tabela 1 com as áreas utilizadas e suas respectivas nomenclaturas.

Após a criação das áreas, foi realizado o método do "Inverso da Velocidade", utilizando médias móveis de 03:00h, 04:00h e 05:00h, com um coeficiente de determinação (R^2) de 0,99 e um intervalo de regressão de 06:00h. Abaixo, as Figura 4 e Figura 5, apresentam exemplos dos gráficos do inverso da velocidade plotados com seus respectivos ToF. A Tabela 2 mostra as previsões (TOF) encontradas para todas as áreas juntamente com seus coeficientes de determinação (R^2). Na tabela, os valores indicados por um "x", apontam os cenários onde não foi possível realizar uma regressão linear com os parâmetros configurados.

Tabela 1. Tabela com as áreas utilizadas no método do Inverso da Velocidade.

		
30% do valor máx. de Deslocamento (213mm)	40% do valor máx. de Deslocamento (284mm)	50% do valor máx. de Deslocamento (355mm)
		
60% do valor máx. de Deslocamento (426mm)	70% do valor máx. de Deslocamento (497mm)	80% do valor máx. de Deslocamento (568mm)

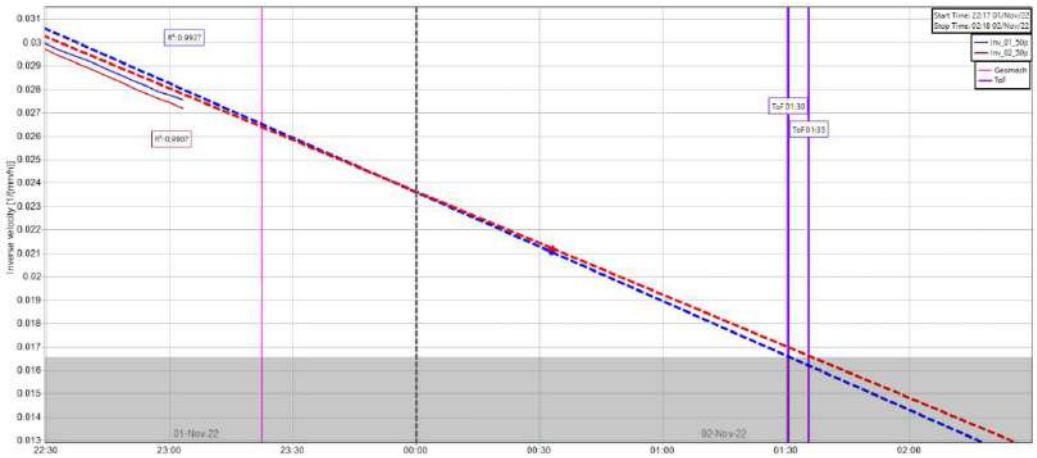


Figura 4. Gráfico do Inverso da Velocidade para as áreas de 50% com média móvel de 03:00.

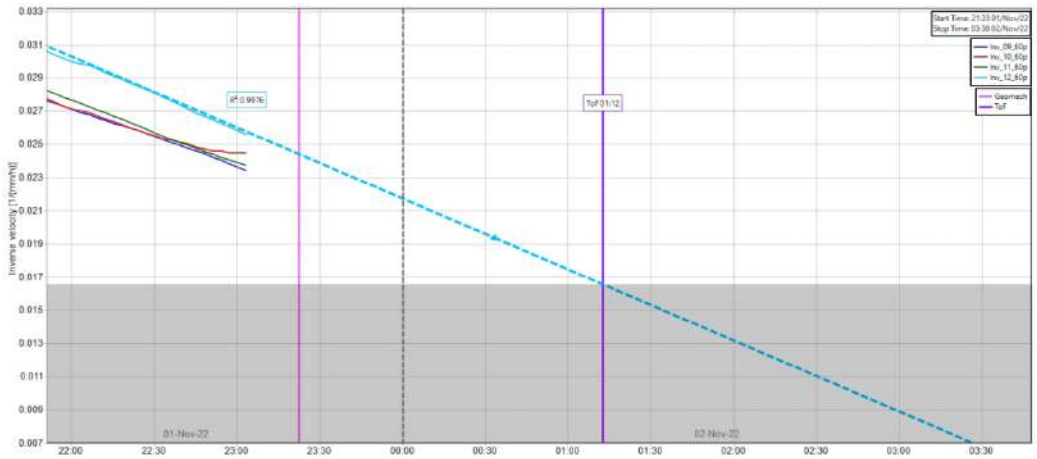


Figura 5. Gráfico do Inverso da Velocidade para as áreas de 60% com média móvel de 03:00.

Tabela 2. ToF das Áreas e suas respectivas Médias Móveis.

		Média Móvel 03:00		Média Móvel 04:00		Média Móvel 05:00	
Nome da Área	Superfície (m²)	ToF	R^2	ToF	R^2	ToF	R^2
Inv_01_50p	1914,63	02/11/22 01:30	0,9927	02/11/22 01:50	0,9953	02/11/22 02:11	0,9971
Inv_02_50p	2695,72	02/11/22 01:35	0,9907	02/11/22 01:57	0,9942	02/11/22 02:18	0,9955
Inv_03_70p	457,57	X	X	X	X	X	X
Inv_04_70p	239,62	X	X	X	X	X	X
Inv_05_70p	141,06	X	X	X	X	X	X
Inv_06_80p	135,46	X	X	X	X	X	X
Inv_07_80p	152,24	X	X	X	X	X	X
Inv_08_80p	19,90	X	X	X	X	X	X
Inv_09_60p	366,21	X	X	X	X	X	X
Inv_10_60p	479,91	X	X	X	X	X	X
Inv_11_60p	1090,00	X	X	X	X	X	X
Inv_12_60p	51,82	02/11/22 01:12	0,9976	02/11/22 01:12	0,9976	02/11/22 01:52	0,9983
Inv_13_40p	6038,40	02/11/22 01:48	0,9946	02/11/22 02:10	0,9968	02/11/22 02:31	0,9979
Inv_14_30p	8723,38	02/11/22 02:04	0,9967	02/11/22 02:26	0,9982	02/11/22 02:48	0,9989
Inv_15_30p	152,10	02/11/22 02:27	0,9998	02/11/22 02:50	0,9997	02/11/22 03:13	0,9995

3.3 Discussão dos Resultados

Dentre os seis cenários possíveis de acordo com as premissas previamente apresentadas, foram comparados os tempos de ruptura obtidos com as variações das médias móveis de velocidade de 3, 4 e 5 horas. Para todos os casos, foram encontrados ToF após o evento, indicados nas Figura 6 e Figura 7 por "T+" seguidos do intervalo de tempo após a ruptura.

As médias móveis de velocidade de 03:00 apresentaram melhor desempenho na previsão da ruptura, com uma média de ToF de 02:34 além do evento.

Em termos de seleção de áreas, a Figura 7 indica que as áreas com 60% do deslocamento máximo resultaram em uma previsão mais aproximada do horário da ruptura, com uma média de 02:03 após o colapso. É válido destacar que entre as áreas com 60% de deslocamento máximo, somente uma delas atendeu à premissa do R^2>0,99, sendo a Inv_12_60p, que cobre uma superfície de somente 51,82m² de extensão, retratando 0,51% da área total afetada. Os dados em vermelho indicam os resultados dessa área com as variações das médias móveis de velocidade.

Em termos gerais, observa-se que o intervalo de tempo das previsões após a ruptura são diretamente proporcionais ao valor da média móvel de velocidade aplicada e inversamente proporcional ao valor de referência para seleção das áreas. Consequentemente, uma configuração ideal para previsão do ToF seria a seleção de áreas que contenham pixels com valores de deslocamento iguais ou superiores a 60% do pixel com a maior leitura de deslocamento identificada com aplicação de média móvel de três horas. No entanto, é prudente avaliar se a área utilizada é de fato representativa frente à movimentação observada.

Uma configuração utilizando as premissas de média móvel de velocidade de três horas e seleção de áreas com 50% ou mais do valor máximo do deslocamento ainda apresenta bons resultados de previsão (02:08 após ruptura no melhor cenário) além de melhor correspondência com a movimentação em andamento.

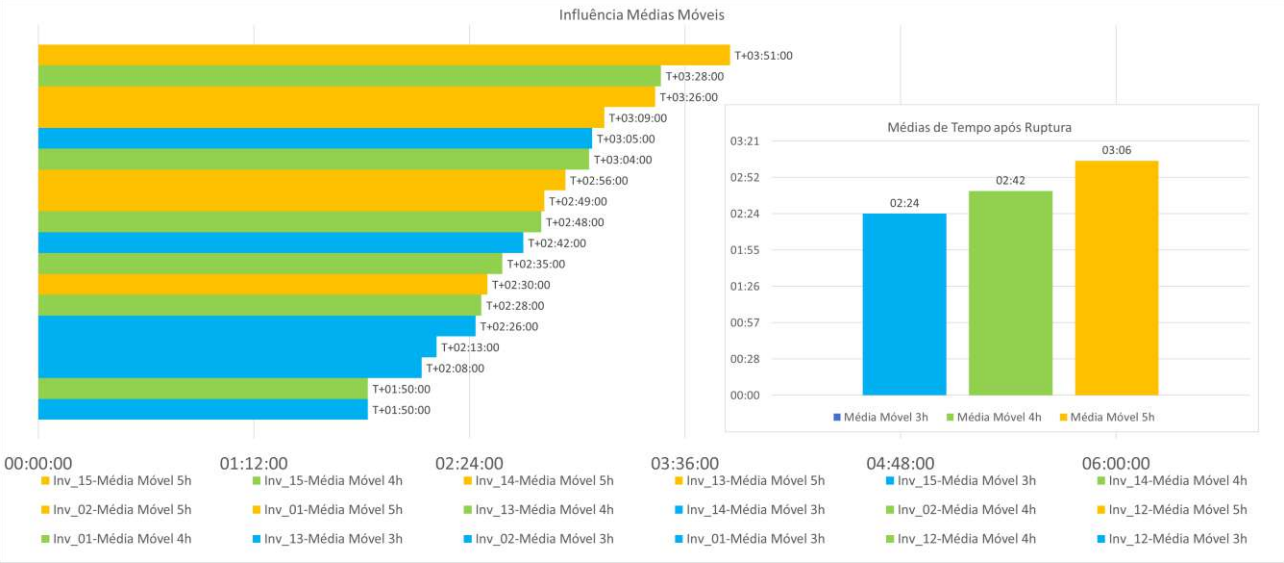


Figura 6. Distribuição dos ToF pela influência das médias móveis.

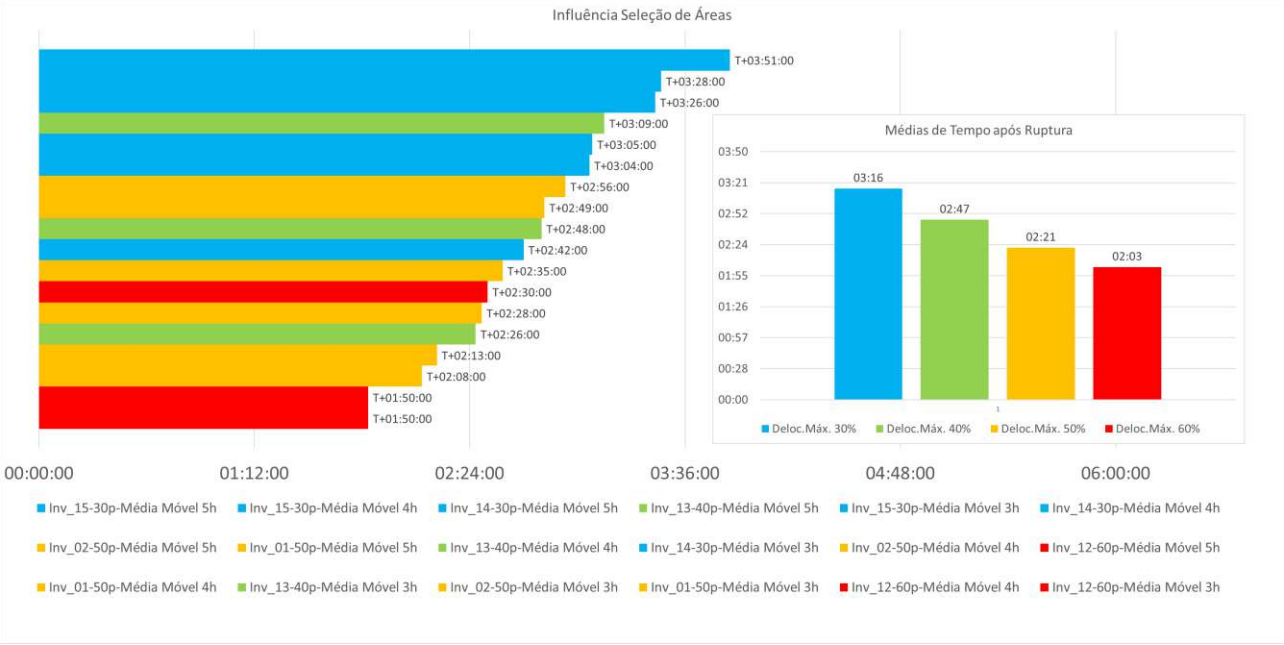


Figura 7. Distribuição dos ToF pela influência de seleção das áreas.

4 CONCLUSÕES

A técnica da aplicação da análise do inverso da velocidade, comumente utilizada para previsão de rupturas de taludes por meio de radares interferométricos, foi adaptada com base nos trabalhos de Newcomen e Dick (2016) e Rose e Hungr (2007), empregando a metodologia da criação da área e alcançando um coeficiente de determinação (R^2) superior a 0,99, respectivamente.

Essas adaptações e avaliações reforçam a eficácia da técnica de inverso da velocidade na previsão de rupturas de taludes, ressaltando a importância de sua aplicação em diferentes contextos de ruptura. De modo geral, os resultados demonstram e validam os estudos anteriormente apresentados, mostrando ser uma técnica prática de ser executada na previsão de taludes. Deve-se ressaltar a importância de checar se a técnica é aplicada em outros modos de rupturas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Hexagon e ao time da *Radar & Monitoring Division* pelo apoio na publicação deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Fukuzono, Teruki. *A new method for predicting the failure time of slope*. In: Proceedings, 4th Int'l. Conference and Field Workshop on Landslides. 1985. p. 145-150.

Monserrat, O.; Crosetto, M.; Luzi, G. *A review of ground-based SAR interferometry for deformation measurement*. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, v. 93, p. 40-48, 2014. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.isprsjprs.2014.04.001>. Acesso em: 12 abr. 2024.

NEWCOMEN, W.; DICK, G. An update to the strain-based approach to pit wall failure prediction, and a justification for slope monitoring. Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy, v. 116, n. 5, p. 379-385, 2016.

Rose, Nick D.; Hungr, Oldrich. *Forecasting potential rock slope failure in open pit mines using the inverse-velocity method*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 44, n. 2, p. 308-320, 2007.

Sharon, R; Eberhardt, E (Ed.). *Guidelines for Slope Performance Monitoring*. Csiro Publishing, 2020.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/779

Comparativo entre o gráfico de estabilidade quantitativo e a regressão linear múltipla para estimativa de diluição em lavras subterrâneas

João Vítor de Souza Nascimento
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, jvsnascimento@outlook.com

Savio de Oliveira Viana Ribeiro
Engenheiro Geotécnico, AngloGold Ashanti, Sabará, Brasil, saviooliveira96@hotmail.com

RESUMO: O trabalho propõe uma análise comparativa entre o gráfico de estabilidade quantitativo e a regressão linear múltipla para estimativa de diluição em lavras estreitas utilizando o método *sublevel stoping*. O estudo se baseia na relação entre a qualidade do maciço rochoso e a geometria da abertura, conforme descrito por Mathews (1981). A calibração dos intervalos de *overbreak* no gráfico de estabilidade foi realizada por meio de regressão logística, considerando o *Equivalent Radius Factor* (ERF) e o Número de Estabilidade Modificado (N') como variáveis independentes. Os resultados indicam que a escolha do método estatístico deve ser adequada ao comportamento dos dados, visando obter resultados e interpretações precisas e confiáveis no contexto geotécnico. Conclui-se que tanto o gráfico de estabilidade quantitativo quanto a regressão linear múltipla podem ser utilizados em conjunto para estimar a estabilidade dos vãos livres, proporcionando uma abordagem abrangente e confiável.

PALAVRAS-CHAVE: Estimativa de diluição, regressão linear múltipla, regressão logística, geomecânica.

ABSTRACT: The paper proposes a comparative analysis between the quantitative stability chart and multiple linear regression for estimating dilution in narrow mines using the sublevel stoping method. The study is based on the relationship between the quality of the rock mass and the geometry of the opening, as described by Mathews (1981). The calibration of overbreak intervals on the stability graph was carried out using logistic regression, considering the Equivalent Radius Factor (ERF) and the Modified Stability Number (N') as independent variables. The results indicate that the choice of statistical method should be appropriate to the behavior of the data, aiming to obtain precise and reliable results and interpretations in the geotechnical context. It is concluded that both the quantitative stability chart and multiple linear regression can be used together to estimate the stability of voids, providing a comprehensive and reliable approach.

KEYWORDS: Dilution estimation, multiple linear regression, logistic regression, geomechanics.

1 INTRODUÇÃO

Dentre os diversos desafios observados em operações subterrâneas, a estabilidade das escavações é um fator de grande importância, tanto na segurança quanto no controle da diluição operacional, o que motivou o aprofundamento neste estudo. Ao longo dos anos, muitas foram as abordagens desenvolvidas e aprimoradas com o intuito de avaliar a estabilidade dos vãos livres.

Pakalnis (1986) abordou a estimativa de diluição a partir de um estudo de estabilidade de realces. Neste estudo, o objetivo principal consistiu na determinação de diretrizes de estabilidade para a Mina Ruttan. Os resultados mostraram as três principais variáveis de projeto que impactaram na diluição operacional, sendo elas: qualidade do maciço rochoso, taxa de extração e área de superfície exposta no *hangingwall*. Por meio de análises multivariadas, foram elaboradas equações empíricas para estimar a porcentagem de diluição em diferentes grupos de stopes.

Semelhante à abordagem da diluição, Mathews et. al (1981) propuseram o gráfico de estabilidade convencional, que é uma ferramenta qualitativa de design, utilizada para determinar o potencial de estabilidade dos stopes. Para tal, com base em uma relação intuitiva entre a qualidade do maciço rochoso e a geometria da abertura, o gráfico de estabilidade foi proposto, levando em consideração o Raio Hidráulico (RH) e o Número de Estabilidade Modificado (N'). No estudo em questão, foram considerados 50 casos históricos, que permitiram a definição de zonas de estabilidade, denominadas: Stable Zone, Unstable Zone e Cave Zone.

Mawdesley (2001), utilizou o método da regressão logística para delinear e otimizar o posicionamento das zonas de estabilidade, a partir de um denso banco de dados que compunham o gráfico de estabilidade estendido, contendo mais de 400 casos históricos. Historicamente, as zonas do gráfico tradicional foram definidas visualmente, o que incorpora subjetividade ao método. Sendo assim, a aplicação de um modelo probabilístico é de grande importância, afinal maximiza o valor da metodologia enquanto ferramenta de design, trazendo flexibilidade à otimização das curvas de estabilidade e avaliação da acurácia do modelo. Além disso, conhecendo a probabilidade de estabilidade de um design de escavação, o engenheiro é capaz de considerar o risco e o custo aceitável associado a sobrequebras críticas.

2 CONTEXTO

2.1 Regressão Logística

A regressão logística é uma ferramenta de análise de dados voltada a interpretação de variáveis de natureza dicotômica. Os modelos de regressão logística estimam a probabilidade de ocorrência de um evento, em função das variáveis independentes associadas e das respostas observadas. Neste caso, as variáveis explicativas (independentes) podem ser categóricas ou não e a variável resposta (dependente) é binária.

A probabilidade de ocorrência de um evento pode ser obtida de forma direta. Logo, considerando que a variável dependente Y pode assumir somente dois valores possíveis (1 ou 0) e que o seu resultado pode depender de n variáveis independentes x_1, x_2, … , x_n, o modelo de regressão logística é descrito da seguinte forma:

$$P(Y = 1) = \frac{1}{1+e^{-g(x)}} \quad (1)$$

$$g(x) = \alpha + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \cdots + \beta_p x_p \quad (2)$$

O termo P(Y = 1) representa a probabilidade de que o evento ocorra. O termo g(x) é denominado *logit*, sendo este uma função das constantes a serem calibradas e das variáveis explicativas do modelo.

O *logit* - o logaritmo natural de uma razão de chances - é o conceito matemático central implícito à regressão logística. Seu resultado representa o logaritmo natural do quociente da probabilidade de ocorrência e não ocorrência do evento, representado pela seguinte equação:

$$log\frac{P(Y_i=1|X=x)}{P(Y_i=0|X=x)} = \alpha + \beta x_i, \quad i = 1, \dots, n \quad (3)$$

Um valor positivo de *logit* indica que, ao aumentar o valor da variável independente, maior é a probabilidade do evento ocorrer, enquanto um valor negativo de *logit* indica que, o aumento da variável independente está associado a uma menor probabilidade do evento ocorrer.

O modelo é calibrado a partir do método da Máxima Verossimilhança, que retorna os valores ótimos das constantes α e β. Os estimadores de máxima verossimilhança de α e β correspondem a solução das seguintes equações (Morenttin & Singer, 2021):

$$\sum_{i=1}^{n}\left\{y_i - \frac{\exp(\hat{\alpha}+\hat{\beta}x_i)}{1+\exp(\hat{\alpha}+\hat{\beta}x_i)}\right\} = 0 \qquad \sum_{i=1}^{n} x_i\left\{y_i - \frac{\exp(\hat{\alpha}+\hat{\beta}x_i)}{1+\exp(\hat{\alpha}+\hat{\beta}x_i)}\right\} = 0 \tag{4}$$

2.2 Regressão Linear Múltipla

O modelo de regressão linear múltipla é descrito em termos de n variáveis explicativas $x_1, \dots, x_n$, que podem ser contínuas ou categóricas, e uma variável resposta contínua, como mostrado a seguir:

$$y_i = \beta_0 + \beta_1 x_{i1} + \beta_2 x_{i2} + \cdots + \beta_p x_{ip} + e_i, \quad i = 1, \dots, n \tag{5}$$

Neste caso, testar hipóteses dos coeficientes do modelo ou construir intervalos de confiança para eles, exige supor que a distribuição de frequências dos erros é Normal. Sendo assim, o modelo possui p+2 parâmetros desconhecidos, nomeadamente, β_0, β_1, …, β_p e σ^2, que devem ser estimados com base nos dados observados.

O modelo de regressão linear múltipla é calibrado a partir da minimização do somatório dos erros ao quadrado, como mostra a equação a seguir:

$$Q(\beta_0, \dots, \beta_p) = \sum_{i=1}^{n} e_i^2 = \sum_{i=1}^{n}[y_i - \sum_{j=0}^{p}\beta_j x_{ij}]^2 \tag{6}$$

Em linhas gerais, a operação consiste em encontrar os valores ótimos de β_0, β_1, …, β_p, que minimizem o resultado do somatório dos erros ao quadrado. O erro é a diferença entre o valor real observado e o valor estimado para diversas hipóteses de coeficientes, como indicado a seguir:

$$\hat{e} = y_i - \hat{y}_i, \quad i = 1, \dots, n \tag{7}$$

3 METODOLOGIA

3.1 Coleta de Dados

A coleta de dados para calibração do gráfico de estabilidade por regressão logística, compreendeu dois diferentes corpos da mina. No total foram utilizados 30 dados, sendo 14 do Corpo Q e 16 do Corpo C. Optou-se por substituir o Raio Hidráulico (RH) pelo *Equivalent Radius Factor* (ERF), por ser mais flexível em stopes com geometrias mais complexas e por ser facilmente calculado utilizando-se o software Gem4D.

$$ERF = \frac{0{,}5}{1/n\sum_{\theta=1}^{n} 1/r_\theta} \tag{8}$$

Como mencionado, utilizou-se o software Gem4D para o calculo do ERF na face crítica de cada vão formado, como exemplifica a imagem abaixo:

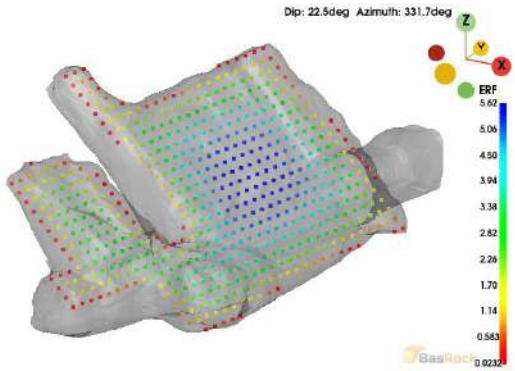


Figura 1. ERF na face *hangingwall* em stope de lavra.

Sequencialmente, realizou-se o levantamento do volume de *overbreak* no *hangingwall* dos stopes por meio do software Datamine RM, bem como do Número de Estabilidade Modificado (N').

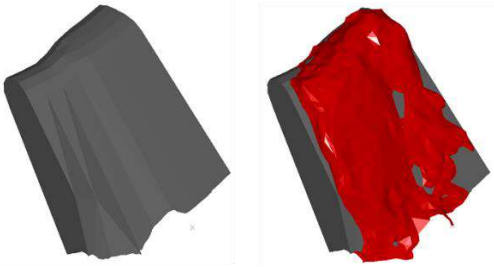


Figura 2. *Overbreak* na face *hangingwall* em stope de lavra.

Os valores de N' foram obtidos a partir de mapeamentos realizados em campo, e refletem as particularidades de cada região de lavra, tais quais atitudes das principais famílias de descontinuidades, contatos litológicos, entre outros parâmetros. Para mais informações acerca do N' e seus fatores, consultar Mathews (1981). Segue abaixo um exemplo dos mapeamentos geológicos utilizados:

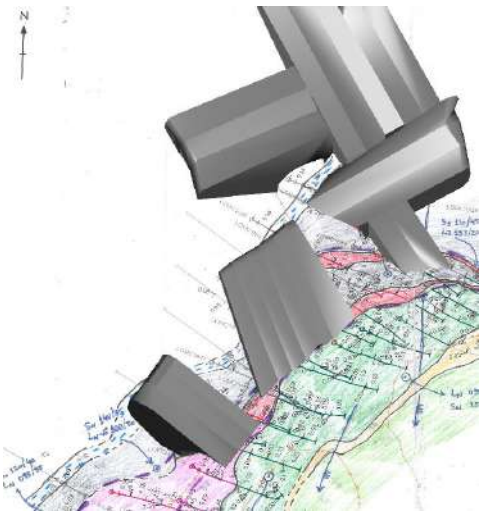


Figura 3. Mapeamento de galerias

De posse do banco de dados, os stopes foram classificados de acordo seu percentual de *overbreak*, se enquadrando nas seguintes classes:

CLASSE A: *Overbreak* < 7%
CLASSE B: *Overbreak* 7 - 14%
CLASSE C: *Overbreak* > 14%

3.2 Aplicação da Regressão Logística

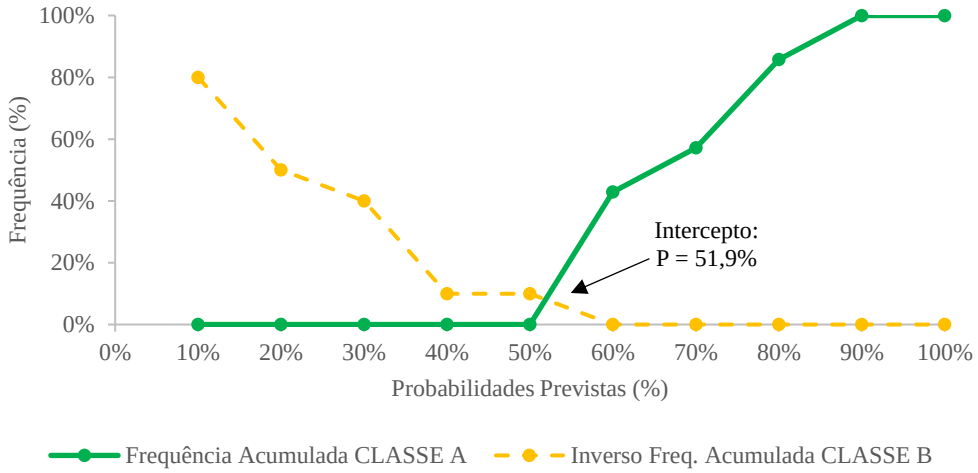
A regressão logística foi realizada utilizando-se linguagem de programação Python no ambiente Google Colab. A definição das zonas/limites de estabilidade foram feitas separadamente, primeiro entre a Classe A e a Classe B, em seguida entre as Classes A e B, e os dados da Classe C. Logo, para cada um dos conjuntos de dados foi obtida uma função *logit*, contendo os valores calibrados dos coeficientes de regressão, α, β_1 e β_2 (Equação 9).

$$z = \alpha + \beta 1 lnERF + \beta 2 lnN' \quad (9)$$

Experimentos com este tipo de banco de dados mostraram que a transformação logarítmica dos termos N' e RH (Neste caso ERF) fornece uma resposta melhor, gerando limites de separação lineares para as classes de estabilidade (Mawdesley, 2002). Logo, os dados de entrada da regressão logística foram dados em termos do logarítmo natural.

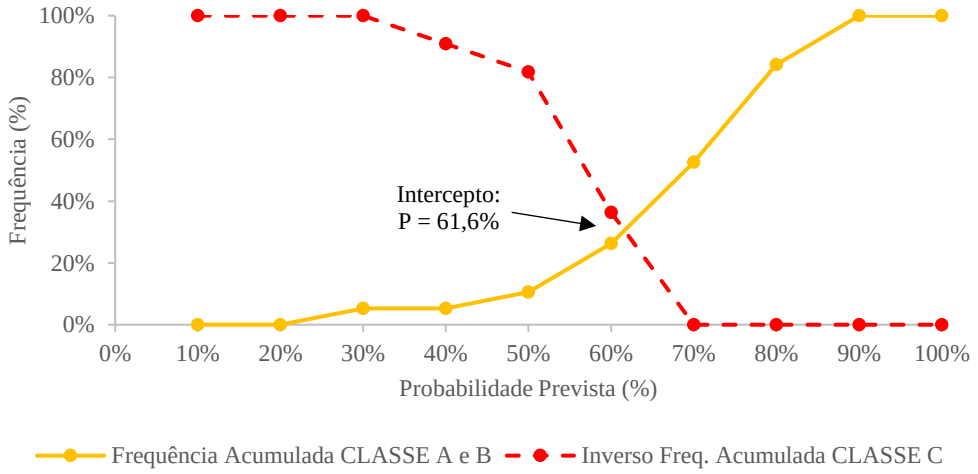
O próximo passo consistiu na delimitação da melhor posição de cada um dos limites de classes. Para tal, é necessário levar em consideração a frequência acumulada das probabilidades previstas pelo modelo *logit*, bem como o inverso da frequência acumulada das probabilidades da classe adjacente. Sendo assim, a ideia consiste em obter o valor da probabilidade prevista na interseção entre a curva de frequência acumulada da Classe A e a curva do inverso da frequência acumulada da Classe B, e assim sucessivamente.

Gráfico 1. Frequência acumulada das probabilidades previstas entre a Classe A e B



O mesmo foi realizado entre os dados das Classes A, B e a Classe C.

Gráfico 2. Frequência acumulada das probabilidades previstas entre a Classe AB e C



Existem vantagens em delinear matematicamente os limites entre classes, quando comparado ao método meramente visual, principalmente por trazer mais objetividade e a possibilidade de quantificação da variância dos limites estimados. Deste modo, os limites entre classes são expressos matematicamente da seguinte forma (Mortazavi, 2021).

$$N' = e^{\frac{(z - \alpha - \beta 1 lnERF)}{\beta 2}} \tag{10}$$

Segue o desenvolvimento matemático da igualdade:

$$P\,(Y = 1) = \frac{1}{1 + e^{-(\alpha + \beta_1 lnERF + \beta_2 lnN')}}$$

$$\frac{1}{P} = 1 + e^{-(\alpha + \beta_1 lnERF + \beta_2 lnN')}$$

$$\frac{1}{P} - 1 = e^{-(\alpha + \beta_1 lnERF + \beta_2 lnN')}$$

$$ln\left(\frac{1}{P} - 1\right) = -(\alpha + \beta_1 lnERF + \beta_2 lnN')$$

$$ln\left(\frac{1}{P} - 1\right) + \alpha + \beta_1 lnERF = -\beta_2 lnN'$$

$$\beta_2 lnN' = -ln\left(\frac{1}{P} - 1\right) - \alpha - \beta_1 lnERF$$

$$lnN' = \frac{-ln\left(\frac{1}{P} - 1\right) - \alpha - \beta_1 lnERF}{\beta_2}$$

$$N' = e^{\frac{-ln\left(\frac{1}{P} - 1\right) - \alpha - \beta_1 lnERF}{\beta_2}}$$

$$N' = e^{\frac{(z - \alpha - \beta 1 lnERF)}{\beta 2}} \tag{11}$$

O parâmetro z, mostrado na Equação 11, é o valor de *logit* resultante da probabilidade na interseção dos gráficos 1 e 2. Logo, cada limite foi construído seguindo a Equação 11 e considerando a probabilidade na interseção entre as respectivas classes. A estimativa do valor *logit* para a definição dos limites é calculada da seguinte forma:

$$z = \ln\left(\frac{P}{1-P}\right) = -ln\left(\frac{1}{P} - 1\right) \tag{12}$$

No qual,

z: Valor do *logit* previsto

p: Valor da probabilidade prevista pelo modelo *logit* na interseção

3.3 Aplicação da Regressão Linear Múltipla

Utilizou-se o software Excel e a ferramenta Análise de Dados para realização da regressão. Para a análise de regressão linear múltipla foram considerados os mesmos 30 dados utilizados na regressão logística, sendo a porcentagem de *overbreak* a variável dependente e N' e ERF as variáveis independentes. Considerando-se os resultados obtidos na tabela abaixo, referentes à calibração do modelo de regressão linear múltipla, observou-se que os resultados do teste de significancia das variáveis (valor-P) podem não ser confiáveis, visto que a relação linear não é tão evidente entre os valores de porcentagem de *overbreak* e ERF, ou seja, o valor p-value pode ser questionado e a hipótese nula menos provável.

Tabela 1. Resultados da regressão linear múltipla

	Coeficientes	Erro padrão	Stat t	valor-P	95% inferiores	95% superiores	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Interseção	0.1362	0.0655	2.0807	0.0471	0.0019	0.2705	0.0019	0.2705
N'	-0.0036	0.0013	-2.7896	0.0096	-0.0062	-0.0009	-0.0062	-0.0009
ERF	0.0070	0.0114	0.6156	0.5433	-0.0164	0.0305	-0.0164	0.0305

A regressão linear múltipla abre margem à observação de diversas outras variáveis geotécnicas, que podem ser utilizadas a fim de estimar a sobrequebra em faces de stopes. Para mais informações acerca deste método, consultar Costa (2017).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Resultados da Regressão Logística

Limite Superior:
Acurácia do modelo: 0.894 (17 acertos de 19 dados)
Coeficientes da regressão: [[-0.88249725 1.58715811]]
Coeficiente de interceptação: [-3.4661699]

$$N' = e^{\frac{[z-(-3{,}466)-(-0{,}882)lnERF]}{1{,}587}} \quad (13)$$

$$z = \ln\left(\frac{0{,}519}{1-0{,}519}\right) \quad (14)$$

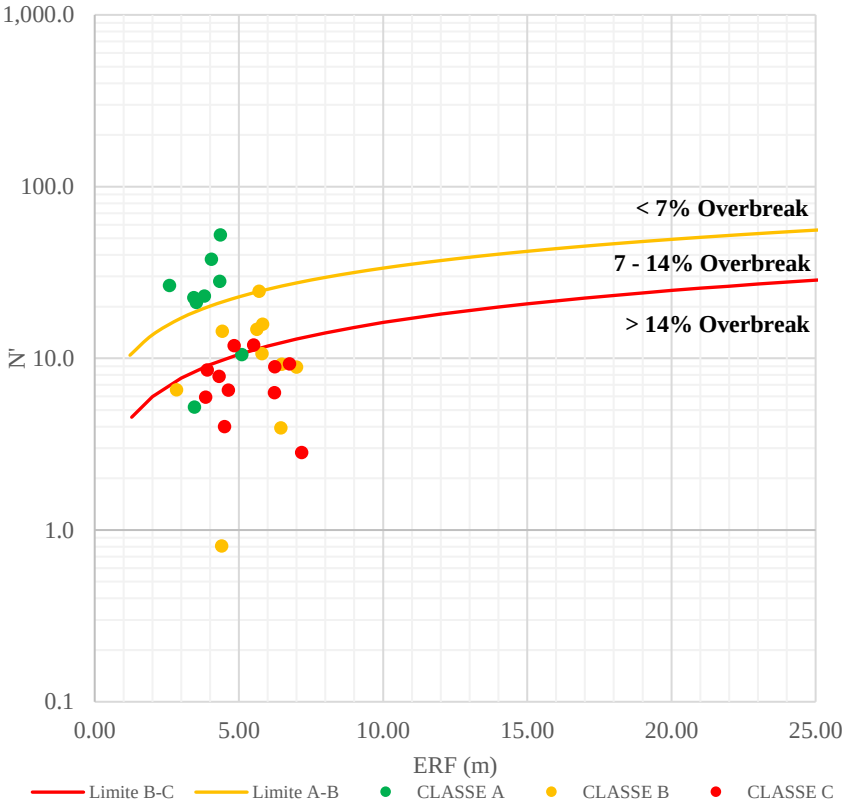
Limite Inferior:
Acurácia do modelo: 0.733 (22 acertos de 30 dados)
Coeficientes da regressão: [[-0.45958349 0.74319632]]
Coeficiente de interceptação: [-0.42941662]

$$N' = e^{\frac{[z-(-0{,}429)-(-0{,}459)lnERF]}{0{,}743}} \quad (15)$$

$$z = \ln\left(\frac{0{,}616}{1-0{,}616}\right) \quad (16)$$

De acordo o valor de acurácia do modelo do limite superior, 89,4% das observações foram classificadas corretamente nas Classes A e B, enquanto no limite inferior, 73,3% das observações foram classificadas corretamente nas Classes AB e C, ou seja, representam a taxa de acerto no modelo dentro dos limites de *overbreak* propostos. É válido salientar que, a acurácia pode não ser suficiente para determinar a qualidade do modelo, principalmente em conjuntos de dados onde uma classe é muito mais frequente do que outra. Logo, os limites foram traçados a partir da equações 13 e 15, como mostra o gráfico a seguir:

Gráfico 3. Gráfico de estabilidade quantitativo calibrado



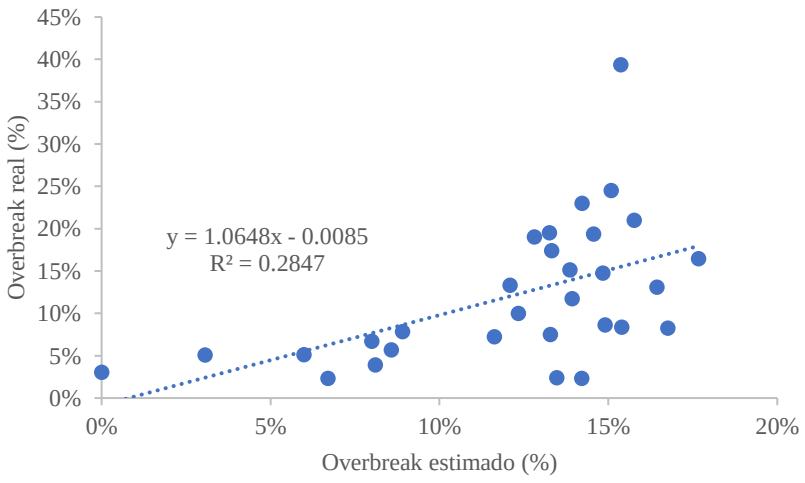
4.2 Resultados da Regressão Linear Múltipla

A partir dos valores de coeficientes retornados (Tabela 1) obteve-se a seguinte equação preditiva de porcentagem de *overbreak*:

$$OB\ (\%) = \ (0{,}1362 + 0{,}007\text{ERF} - 0{,}0036\text{N}') \cdot 100 \qquad (17)$$

Logo, a porcentagem de *overbreak* foi estimada para a base de dados usada na calibração. Os resultados mostraram $R^2 = 0.2847$

Gráfico 4. Dispersão entre valores de *overbreak* estimado e real



5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo os resultados observados, a escolha do método estatístico deve estar alinhada ao comportamento dos dados, a fim de retornar resultados e interpretações precisas e confiáveis no contexto geotécnico. Neste caso, a regressão logística foi considerada mais confiável, pois classificou com acurácia os realces dentro dos intervalos de *overbreak* propostos. No entanto, como mencionado, a acurácia do modelo pode não ser suficiente para determinar sua qualidade, principalmente em conjuntos de dados desbalanceados, ou seja, que contém classes com frequências de observações maiores do que outras. Neste caso, o balanceamento do modelo foi realizado a partir dos gráficos 1 e 2, o que melhorou sua taxa de acertos. Na regressão logística existem outras formas de avaliar a qualidade do modelo, além da acurácia, sendo elas o F1-Score e o Recall. A acurácia indica a proporção de previsões corretas, tanto acima quanto abaixo dos limites do gráfico de estabilidade, ou seja, previsões corretas de verdadeiros positivos e verdadeiros negativos. É considerada uma métrica fácil, intuitiva e confiável em classes balanceadas.

Além disso, a partir da regressão logística é possível delinear no gráfico de estabilidade curvas de iso-probabilidade, que ilustram com facilidade a probabilidade de ocorrência para cada classe utilizada, em função dos valores de N' e ERF. A utilização de curvas de iso-probabilidade é uma boa alternativa para classificação de risco de lavra, possibilitando julgar quais classes de *overbreak* são mais prováveis de acontecer em um determinado realce.

Por outro lado, a regressão linear múltipla também é capaz de descrever o comportamento de sobrequebras em realces, o que depende das variáveis geotécnicas selecionadas e, principalmente, de um banco de dados sólido e confiável. No entanto, o método carrega consigo algumas limitações, principalmente por assumir uma relação de linearidade entre as variáveis independentes e a variável dependente. Considerando uma relação não linear, o modelo pode resultar em previsões imprecisas que não descrevem a dinâmica dos dados. Outrossim, a regressão linear múltipla é mais sensível a *outliers*, o que prejudica a qualidade do modelo.

A utilização de cada um dos métodos depende do tipo de resultado esperado para a variável dependente. Para previsões contínuas de porcentagem de *overbreak* a regressão linear múltipla pode ser mais adequada. Para classificação binária e avaliação probabilística de risco, a regressão logística é a escolha apropriada. Portanto, ambos os métodos podem ser utilizados em consonância para estimar a estabilidade dos vãos livres de forma eficaz, o que depende do comportamento dos dados geotécnicos, das variáveis explicativas selecionadas e da qualidade do banco de dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Costa, L. C. B. (2017). *Metodologia para prever Costa, e reduzir o risco de diluição não planejada em lavras estreitas pelo método Sublevel Stoping. Estudo de caso: Mina Córrego do Sítio, Santa Bárbara/MG.* Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, 106 p.

Mathews, K.; Hoek, E.; Wyllie, D. C.; Stewart, S. B. V. (1981). *Prediction Of Stable Excavation Spans for Mining at Depths below 1000 Meters in Hard Rock*, Report to Canada Centre for Mining and Energy Technology, 110 p.

Mawdesley, C. A. (2002). *Predicting rock mass cavability in block caving mines*. PhD thesis (unpublished), Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre. University of Queensland, Brisbane.

Mawdesley, C. A; Trueman, R.; Whiten, W. (2001). *Extending the Mathews stability graph for Open-stope design, Transactions of the Institutions of Mining and Metallurgy, Mining Technology*, 110(1):A27–A39.

Morettin, P. A.; Singer, J. M. (2021). *Estatística e Ciência de Dados*. LTC, São Paulo, 489 p.

Mortazavi, A.; Osserbay, B. (2021). *The Consolidated Mathews Stability Graph for Open Stope Design*. Kazakhstan, Nazarbayev University, 22 p.

Pakalnis, R. T. (1986). *Empirical stope design at the Ruttan Mine, Sherritt Gordon Mines Ltd*. University of British Columbia, 276 p. DOI: https://dx.doi.org/10.14288/1.0081095

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/780

Determinação da Espessura Ideal para Crown Pillar através de Modelagem Numérica

Michele Márcia de Souza
Coordenadora de Geomecânica, Equinox Gold, Teofilândia, Brasil, michele.msouza@equinoxgold.com

Marina Ramos Campos
Assistente de Geotecnia, Equinox Gold, Teofilândia, Brasil, marina.campos@equinoxgold.com

Arilton Ferreira Nascimento
Geólogo Geotécnico, Equinox Gold, Teofilândia, Brasil, arilton.nascimento@equinoxgold.com

RESUMO: A extração de minérios rasos limitados como crown pillars entre escavações subterrâneas e a céu aberto tem se tornado comum, especialmente com o contexto de aprofundamento das escavações e valorização do conteúdo metálico. Embora os mecanismos de rupturas em regiões de crown pillars tenham sido amplamente estudadas nos últimos anos, as diretrizes e condicionantes de projetos ainda são limitadas. Muito se deve a complexidade geológica e estrutural, assim como às diferentes geometrias já escavadas. Sendo assim, métodos empíricos e analíticos permanecem sendo os mais utilizados como metodologias de análises. Tomando a mina de Fazenda Brasileiro como exemplo, onde a mina a céu aberto possui interação com as escavações subterrâneas, o contexto de crown pillar ideal se torna ainda mais relevante, tornando assim a aplicação de modelagens numéricas um passo crucial para garantir a estabilidade do projeto. O trabalho apresenta um estudo de caso de aplicação de métodos numéricos para avaliação de estabilidade do crown pillar na mina de Fazenda Brasileiro, pertencente a Equinox Gold. Durante o estudo foram elaborados modelos bidimensionais em regiões especificas da mina, tendo como foco avaliar a influência do crown pillar nos taludes próximos.

PALAVRAS-CHAVE: Crown pillar, Fazenda Brasileiro, RS2, modelagem numérica.

ABSTRACT: The extraction of limited shallow ores as crown pillars between underground and open-pit excavations has become commonplace, especially with the context of deepening excavations and the valorization of metal content. Although rupture mechanisms in crown pillar regions have been widely studied in recent years, project guidelines and constraints are still limited. Much of this is due to the geological and structural complexity, as well as the different geometries already excavated. Therefore, empirical and analytical methods remain the most widely used methodologies for analyses. Taking the Fazenda Brasileiro mine as an example, where the open pit mine interacts with the underground excavations, the context of the ideal crown pillar becomes even more relevant, making the application of numerical modelling a crucial step in guaranteeing the stability of the project. This paper presents a case study of the application of numerical methods to assess crown pillar stability at the Fazenda Brasileiro mine, belonging to Equinox Gold. During the study, two-dimensional analyses were also carried out in specific regions of the mine, with the aim of assessing the influence of the crown pillar on nearby slopes.

KEYWORDS: Crown pillar, Fazenda Brasileiro, RS2, numerical modelling

1 INTRODUÇÃO

A procura por bens minerais é uma prática que se desenvolve desde os primórdios da humanidade, sendo o ouro um dos principais metais preciosos procurado. No Brasil, a descoberta do ouro se deu em 1560, tendo sido encontrada em 1590 a primeira jazida de “ouro de lavagem” (Lis et. al 2000).

Ao longo dos anos a crescente e constante busca por esse bem mineral acarretou na redução da ocorrência e concentração do mesmo, gerando assim a necessidade de buscá-lo em locais cada vez mais profundos ou então, através do desenvolvimento de novas técnicas de extração.

A mineração Fazenda Brasileiro (FBDM), pertencente à empresa Equinox Gold, mantem suas operações há quase 40 anos, sendo o foco principal de produção lavras subterrâneas através do método *Sublevel Stoping*. A extração do ouro ocorre em diferentes corpos de minério, estando a produção concentrada em regiões mais profundas, cerca de 1070 metros em relação a cota da superfície.

O aprofundamento em minas subterrâneas traz consigo um aumento nos custos e riscos associados ao processo produtivo. O aumento da DMT (distância média de transporte) e elevação do nível de tensões induzidas no maciço rochoso, são alguns exemplos dos impactos relacionados a operações nessas regiões.

A alta valorização do ouro, associada aos impactos descritos anteriormente, corroboraram para introdução do Open Pit em regiões de crown pillar no plano estratégico de Fazenda Brasileiro.

Com a mudança do meio de exploração e aumento da interação com antigas escavações, há também um acréscimo de fatores que influenciam na estabilidade do projeto, surgindo então, a necessidade cada vez maior da aplicação de controles e estudos geotécnicos para determinação do crown pillar ideal durante as etapas de operação.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO

2.1 Localização

A mina de Fazenda Brasileiro está localizada no estado da Bahia, mais especificamente a noroeste da capital do estado, Salvador, cerca de 180 quilometros (Figura 1). FBDM está em operação a aproximadamente quatro décadas, já tendo produzido aproximadamente 3.3 milhões de onças até o momento, que juntamente com as minas de Santa Luz, Aurizona, Riacho dos Machados e Aurizona, integram as minas da Equinox no Brasil.

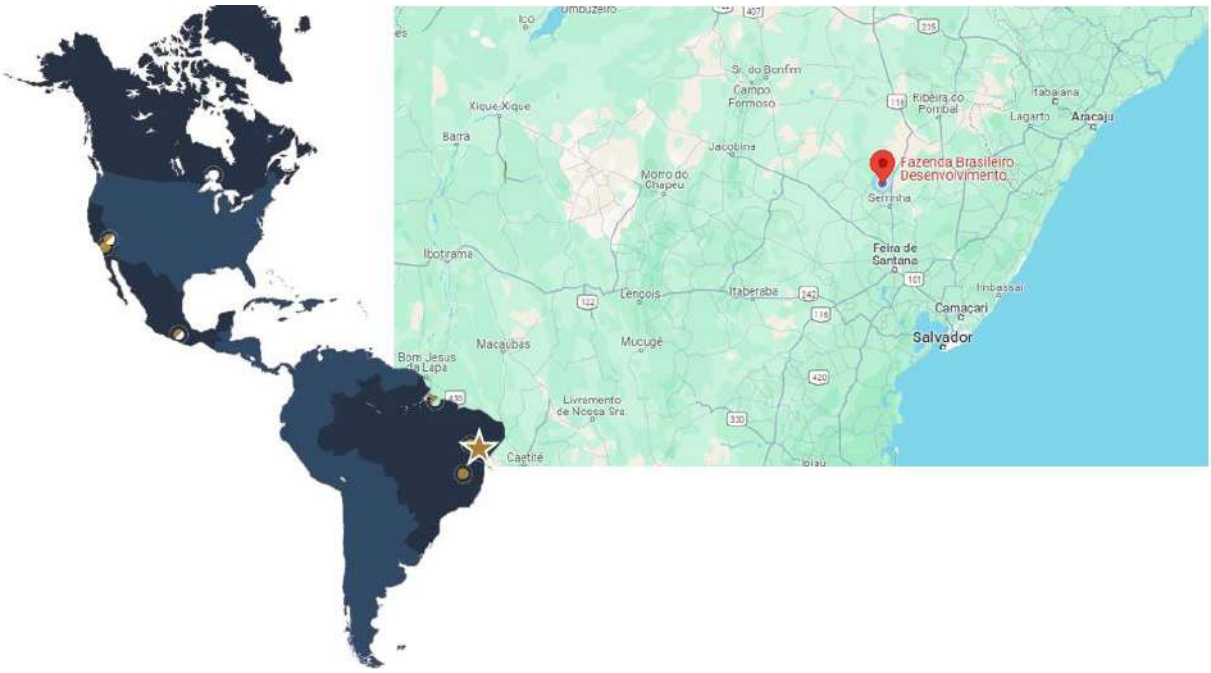


Figura 1. Localização da área de estudo.

2.2 Contexto Geológico e Estrutural

A mineralização de ouro de Fazenda Brasileiro está hospedada em um sill gabróico intrudido em rochas pertencentes ao *Greenstone Belt* Rio Itapicuru (GBRI), Cráton São Francisco (Silva, 1983). O GRBI é composto por rochas supracrustais que estão sobrepostas ao embasamento gnáissico-migmatítico Santa Luz. Essas rochas subpracrustais são subdivididas em três unidades, sendo a Vulcânica Félsica hospedeira da mineralização (Figura 2).

Já em relação ao contexto estrutural, o GBRI está disposto em sucessões de sinclinais e anticlinais, limitados por zonas de cisalhamentos regionais, com orientação bem definida de N-S na região centro-oeste e E-W na porção sul (Silva, 1983), sendo estruturas de mesmo padrão observadas em escala menor em Fazenda Brasileiro.

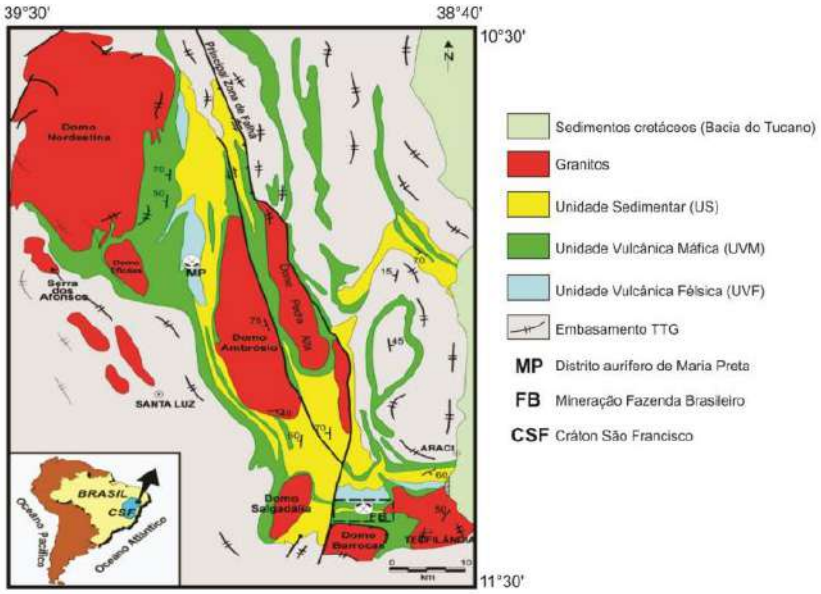


Figura 2: Mapa geológico simplificado do Greenstone Belt do Itapicuru (Rocha-Neto 1994).

2.3 Método de lavra

O foco de produção em Fazenda Brasileiro consiste na extração por meio de escavações subterrâneas através do método *Sublevel Stoping*, tendo a sequência *Top Down* como predominante. Diferente da sequência *Bottom Up* que prevê o enchimento dos stopes já lavrados para continuação da lavra nos níveis superiores, a sequência *Top Down*, mantem as escavações abertas, estabilizadas por meio de pilares verticais e horizontais, também conhecidos como *rib pillar* e *sill pillar*.

Embora as escavações substerrâneas tenham sido parte principal da produção do conteúdo metálico ao longo dos anos, a abertura de cavas em regiões anteriormente definidas como *crown pillar* tornaram-se parte do plano estratégico de FBDM, acarretando assim em operações simultaneas, ou seja, operações por meio do *Open Pit* e subsolo.

Na Figura 3 é possível visualizar a interação entre superfície e subsolo melhor detalhada, sendo as escavações em vermelho correspondentes a lavras subterrâneas e as linhas em azul o projeto previsto para o *Open Pit*. Vale a pena ressaltar que as escavações subterrâneas tratam-se de escavações antigas cujo foco de produção correspondia a minério de teor maior, ao passo que o *Open Pit* busca extrair a mineralização ao entorno dessas escavações, que possuem teor a menor, porém se tornam viáveis de ser extraídas através da superfície.

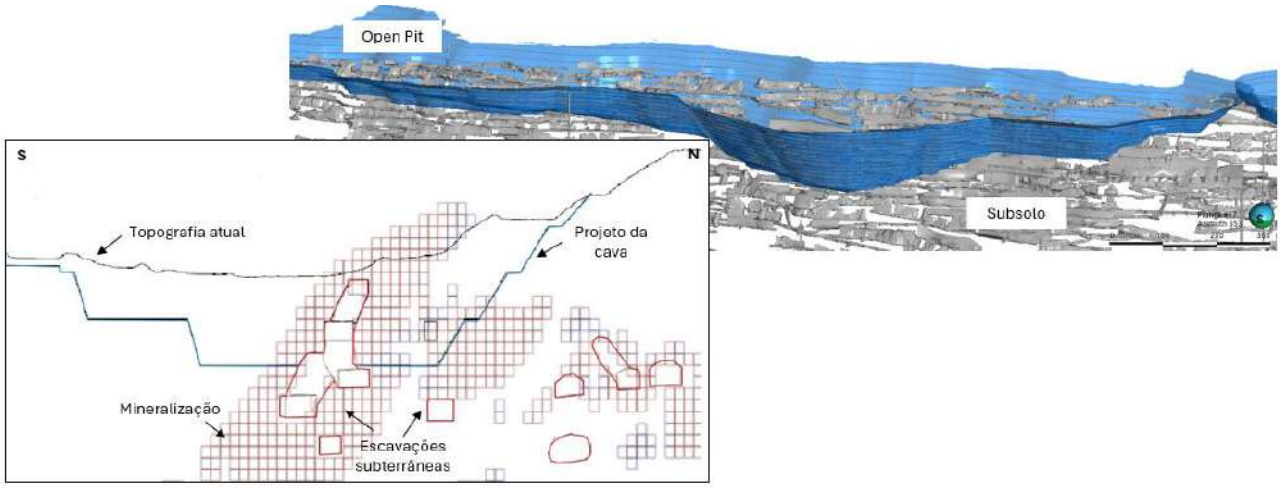


Figura 3: Croqui esquemático indicando interação entre Open Pit e subsolo.

3 METODOLOGIA

3.1 Caracterização Geomecânica

Para realização das análises numéricas são tidos como inputs básicos os parâmetros do maciço rochoso, obtidos por meio das classificações geotécnicas e ensaios laboratoriais.

A caracterização geotécnica é realizada através da descrição de testemunhos de sondagem e mapeamentos geotécnicos ao longo do *Open Pit*, sendo utilizadas as metodologias propostas por Barton *et al* (1974) e por Bieniawski (1989), sendo elas o Q e RMR respectivamente. Para ambas são atribuídos pesos a parâmetros que interferem na qualidade do maciço, como por exemplo, a resistência a compressão uniaxial da rocha, RQD, espaçamento das descontinuidades, orientação e condição das mesmas.

Junto dessas classificações também são realizados mapeamentos estruturais (Figura 4) que tem por objetivo entender o comportamento das familias de estruturas e qual o impacto delas nas escavações, principalmente nos trechos de avaliação do *crown pillar*. Aerofotogrametria e mapeamentos em campo são as principais metodologias utilizadas.

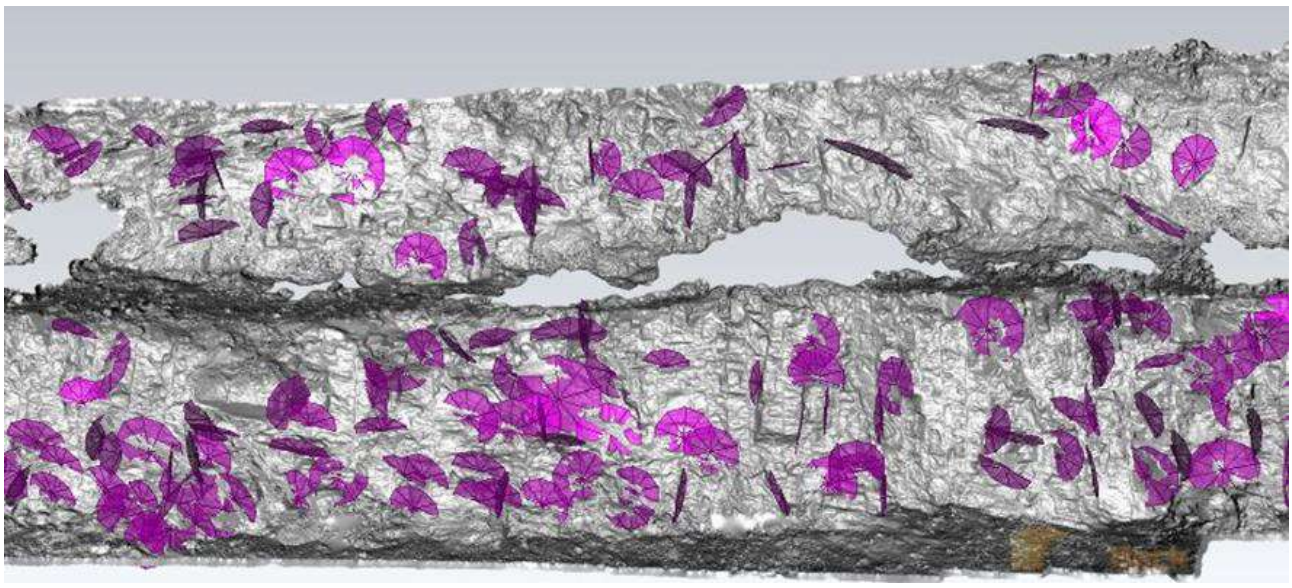


Figura 4: Discos estruturais obtidos por meio de aerofotogrametria e mapeamentos em campo.

3.2 Mapeamento de Vazios

Para a identificação e mapeamento das escavações antigas, também denominadas de vazios, são realizadas avaliações através do uso dos escaneamentos topográficos. Entretanto, por se tratar de uma mina em operação a aproximadamente 40 anos, parte das escavações superficiais que haviam sido projetadas e direcionadas apenas com o uso mapas em papeis, não tiveram seus dados recadastrados e digitalizados uma vez que foram perdidos com o passar dos anos. Com isso, diferentes metodologias de identificação de vazios se tornam necessárias, sendo os métodos geofísicos, perfurações investigativas e voos de drone parte do trabalho.

Os métodos como o GPR (*Ground Penetrating Radar*), e a Eletroresistividade, cujas anomalias encontradas podem estar relacionadas a regiões potenciais de vazios (Figura 5), são metodos aplicados a FBDM nas fases iniciais de projeto (uma vez que dependem de uma área maior para execução) que posteriormente são validados através das sondagens investigativas.

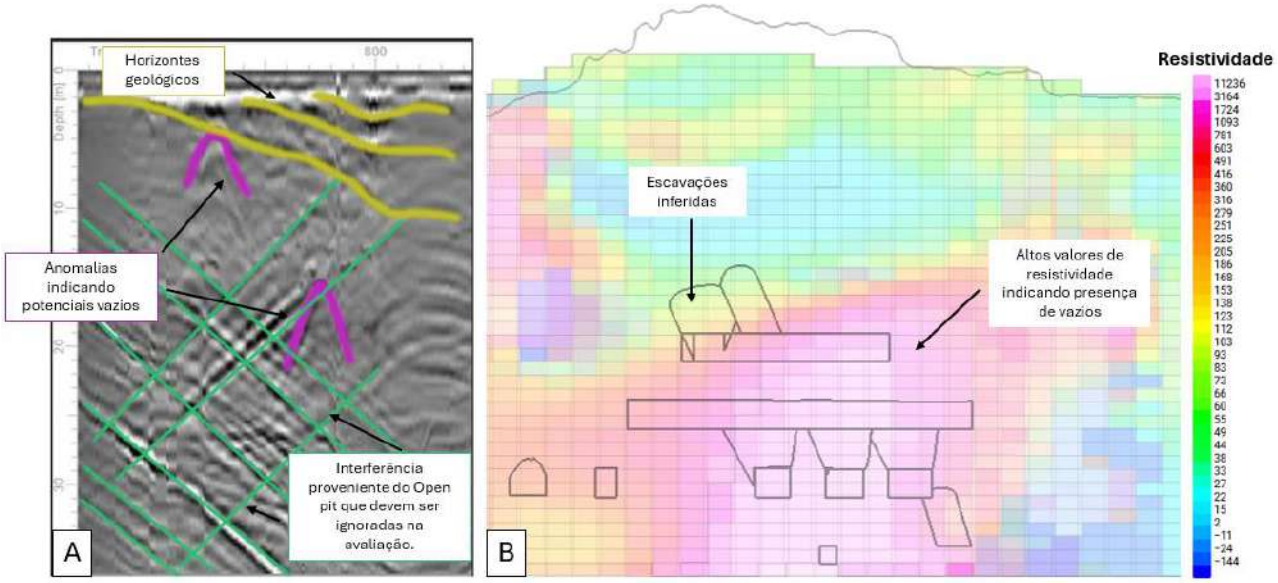


Figura 5: A) Interpretação dos resultados geofísicos obtidos através do GPR, estando em rosa a interpretação de potenciais vazios. B) Seção com valores de resistividade, sendo os valores baixos interpretados como solos argilosos e/ou rochas alteradas, valores médios interpretados como rocha e valores acima de 10.000 tratados como anomalias, podendo as mesmas serem indicativos de vazios.

3.3 Análises numéricas bidimensionais

A estabilidade do talude rochoso e dos esforços exercidos no *crown pillar* podem ser determinados a partir do uso do método de Redução da Força ao Cisalhamento (SSR), encontrando-se o fator de redução da resistência crítica (SRF).

A opção “redução da resistência ao cisalhamento” no *software* RS2 permite que seja executado uma análise de estabilidade por elementos finitos e calculado um fator crítico de redução de resistência para o modelo. O fator crítico de redução da resistência é equivalente ao "fator de segurança" do talude.

Em termos gerais, o conceito básico do método de Redução da Força de Cisalhamento (SSR) pode ser explicado da seguinte maneira: Os parâmetros de resistência de um talude são reduzidos pelo fator (SRF), e a análise de tensões por elementos finitos é calculada. Esse processo é repetido para diferentes valores de SRF, até que o modelo se torne instável (os resultados da análise não convergem mais). Isso determina o fator crítico de redução de resistência (SRF crítico), ou fator de segurança da escavação.

Na Figura 6 é demonstrado um exemplo de análise considerado o SRF como parâmetro de análise, para este cenário são apresentados contornos/condição de deformação máxima de cisalhamento, onde não são observadas influências entre as escavações subterrâneas e o talude.

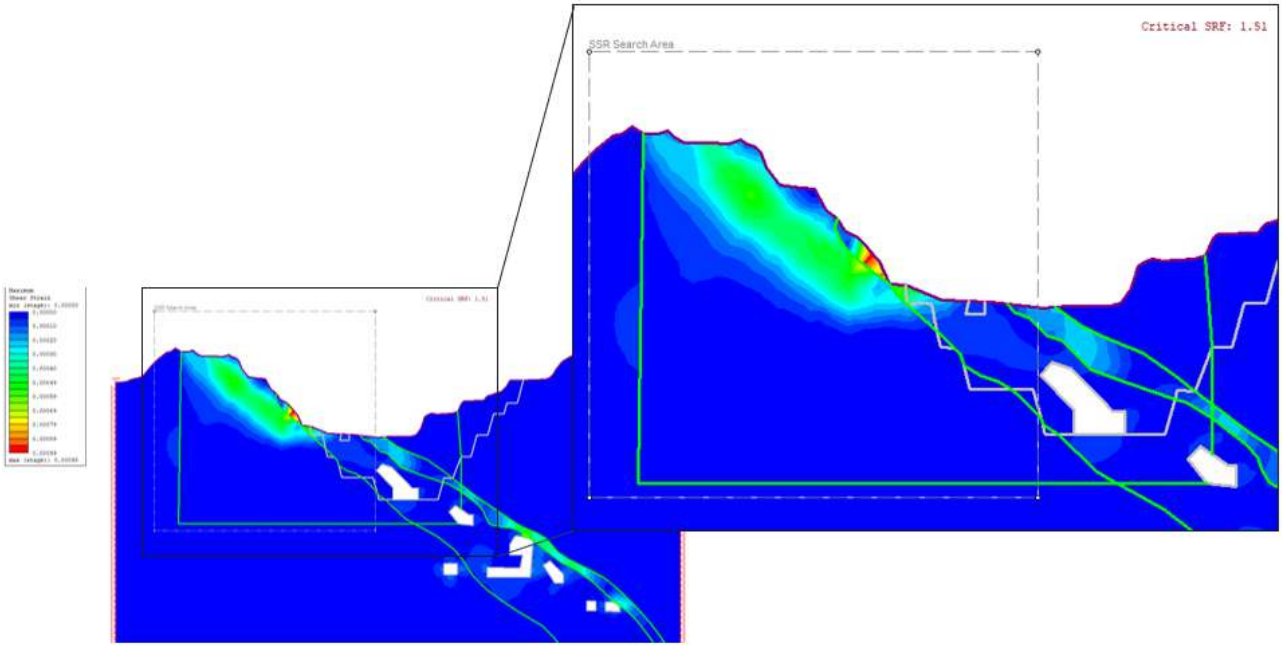


Figura 6: Condição de deformação máxima de cisalhamento, indicando valores de SRF iguais a 1.51. Para esse cenário é possível observar que não há interferência das escavações com

Além do método SRF avaliações em termos de *strength factor* (SF) e *yielded elements* também são utilizadas para mapeamento do crown pillar ideal, porém em escala de trabalho menor. A Figura 7 ilustra um cenário de avaliação com crown pillar de 10m entre a superficíe da cava e teto da galeria.

A observância dos limites de plastificação do maciço, com a utilização do parâmetro *yielded elements* não indicou plastificação avançada no núcleo do pilar, considerando a espessura modelada de 10 metros. Somado a isto, os valores de *strength factor* acima de 1.8 na região central do *crown pillar* são considerados estáveis se considerada metodologia proposta por Carter *et al* (1995).

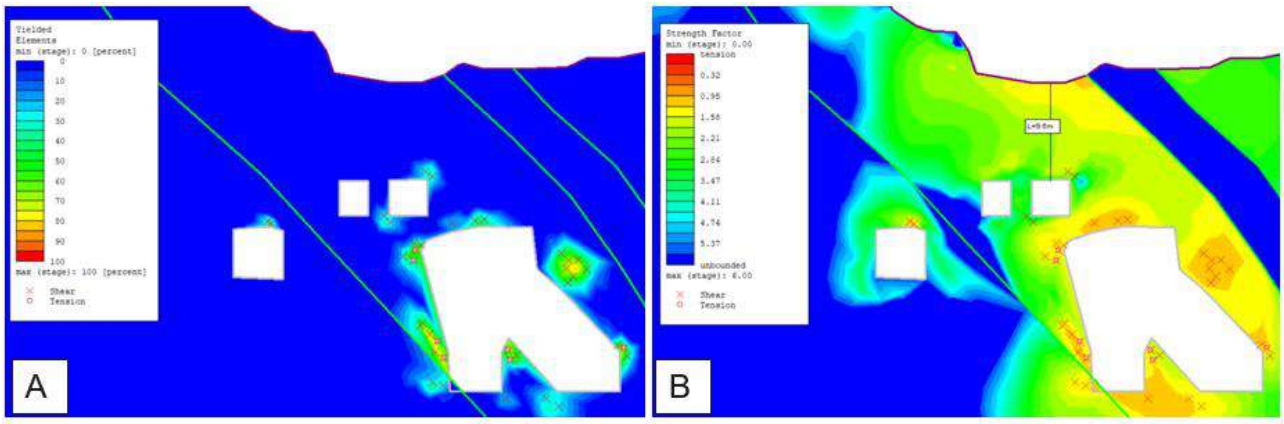


Figura 7: Exemplos de análises numéricas bidimensionais para dimensionamento do *crown pillar* ideial. A) avaliação em termos de zona de plastificação – *yielded elements* e B) avaliação em termos de *strength factor*.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A complexidade geológica e estrutural, assim como as diferentes geometrias de projeto tornam as análises numéricas parte fundamental para avaliação de crown pillar. Entretanto, para uma correta avaliação são necessárias avaliações multidisciplinares que vão desde o mapeamento de vazios, coleta de dados de qualidade de maciço, até as calibrações dos modelos numéricos. Porém, a correta aplicação da ferramenta promove maior confiabilidade do projeto e segurança ao longo de todas as etapas operacionais.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a toda equipe de Serviços Técnicos e Operação pela parceira e condução conjunta dessa metodologia de lavra tão complexa, mas que sempre nos desafia a promover um trabalho com foco em segurança e excelência. Em conjunto agradescemos também a Equinox Gold por incentivar e apoiar nosso projetos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974). *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support*. Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering, 6: 189–236.

Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classification*. New York. John Wiley & Sons, 251 p.

Carter, T.G., and Miller, R.I. (1995). *Crown Pillar Risk Assessment - Cost Effective Measures for Mine Closure Remediation Planning*. Trans. Inst. Min. Metl, Vol 104, pp.A41-A57.

Lis, F.A.; Loureiro, F.E.V.L.; Alburquerque,G.A.S.C. (2000). *Brasil 500 anos. A construção do Brasil e da América Latina pela mineração*. 421p.

Rocha-Neto, M.B. (1994). *Geologia e recursos minerais do greenstone belt do Rio Itapicuru, Bahia*. CBPM, Salvador, Série Arquivos Abertos, v.4, 47p.

SILVA, M. G (1983). A seqüência vulcanossedimentar do médio Rio Itapicuru, Bahia: caracterização petrográfica, considerações petrogenéticas preliminares e zoneografia metamórfica. Dissertação de Mestrado, Salvador, Instituto de Geociências, Universidade Federal da Bahia.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/781

Determinação de parâmetros do material para análise de estabilidade de taludes de um canal de desvio

Jaime Mesquita de Souza
Geólogo Geotécnico Sênior, Hatch Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, jaime.souza@hatch.com

Carlos Concha
Engenheiro Geotécnico Intermediário, Hatch Engenharia, Niagara Falls, Canadá, carlos.concha@hatch.com

Linda Lau
Engenheira Geotécnica Sênior, Hatch Engenharia, Mississauga, Canadá, linda.lau@hatch.com

RESUMO: Para mitigar os riscos na área destinada a deposição de rejeito filtrado será necessário coletar o escoamento de uma bacia através de um canal projetado ao redor do depósito. As seções transversais do projeto mostram taludes superiores a 25 m de altura, compostos por solo e rocha, tornando-se necessária a realização de uma análise de estabilidade ao longo do canal de desvio, visando garantir que o canal cumpra as premissas do projeto. O objetivo desse artigo é apresentar os desafios em definir parâmetros de resistência geotécnica numa sequência granítica intemperizada e garantir a estabilidade dos cortes nma região sismicamente ativa. A geologia local apresenta rochas ígneas intrusivas de natureza granítica, granodiorítica e ligeiramente diorítica. As informações sobre as características geomecânicas do maciço são oriundas de investigações geotécnicas, geofísicas e levantamento de campo, para obtenção de medidas estruturais ao longo dos mais de 3 km do canal projetado. Fundamentado no RQD e no grau de alteração, foi possível diferenciar no perfil de intemperismo a parte do maciço que representava rocha, da parte representada por solo. O eixo do canal foi compartimentado conforme as suas mudanças de direção e cada seguimento foi representado por um conjunto de medidas estruturais, para posteriormente determinar os processos instabilizadores. Por fim, os parâmetros geomecânicos encontrados estavam compatíveis com as caracristicas do maciço e as análises de estabilidade apresentaram fatores de segurança mínimos superiores ao determinado em projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Talude Rochoso, Parâmetros Resistência, Fator de Segurança, Canal, Carregamento Sísmico.

ABSTRACT: To mitigate risks in the area intended for depositing filtered waste, it will be necessary to collect runoff from a basin through a channel designed around the deposit. The cross-sections of the project show slopes exceeding 25 m in height, composed of soil and rock, making it necessary to carry out a stability analysis along the diversion channel. The objective of this article is to present the challenges in defining geotechnical resistance parameters in a weathered granite sequence and ensuring the stability of cuts in a seismically active region. The local geology presents intrusive igneous rocks of a granitic, granodioritic and slightly dioritic nature. Information on the geomechanical characteristics of the stratigraphy comes from geotechnical and geophysical investigations and field surveys, to obtain structural measurements along more than 3 km of the designed channel. Based on the RQD and the degree of weathering, it was possible to differentiate in the weathering profile rock from soil. The channel axis was compartmentalized according to its changes in direction and each segment was represented by a set of structural measures, to later determine the destabilizing processes. Finally, the geomechanical parameters found were compatible with the characteristics of the massif and the stability analysis showed minimum factor of safety values higher than those required by the project.

KEYWORDS: Rock Slope, Resistance Parameters, Safety Factor, Channel, Seismic Loading.

1 INTRODUÇÃO

Uma mineradora possui e opera um complexo de mineração de minério de ferro dentro de uma planta de beneficiamento nominal anual de 16 milhões de toneladas. Atualmente, o rejeito gerado pelo beneficiamento do minério é armazenado numa barragem. Com o objetivo de substituir o método de armazenamento desse rejeito, a mineradora contratou um estudo de engenharia detalhado para elaboração do projeto de empilhamento de rejeito filtrado numa área de 138 ha, com volume de estocagem estimado em 54 milhões de m^3. O desenvolvimento da área de armazenamento desse rejeito exigirá o desvio de um córrego para coletar o escoamento da bacia hidrográfica e ser transportado através do entorno desta pilha. Os estudos hidráulicos indicaram a necessidade de desenvolvimento de um amplo canal, com taludes escavados em rocha e solo, alcançando cerca de 30 metros de altura. Para obter informações visando compreender as condições da fundação do canal de desvio, a projetista elaborou um extenso programa de investigação geotécnica e geofísica da área, além de um programa de ensaios laboratoriais específico para a região de fundação do canal de desvio. O estudo geotécnico do canal incluiu a realização de dezoito sondagens mistas e testes carga pontual. Além disso, foi conduzido um levantamento geofísico utilizando dois métodos sísmicos: o método MASW (Análise Multicanal de Ondas de Superfície), com quarenta e oito (48) pontos distribuídos em sete perfis ao longo e perpendicularmente ao alinhamento do canal, e o método de Refração Sísmica, que abrangeu dezesete (17) perfis ao longo e perpendicularmente ao alinhamento do canal. Durante a análise dos dados ficou evidente a dificuldade na determinação do fator de segurança a partir de um talude misto, diante das incertezas provenientes do contato entre solo e a rocha e dos parâmetros geotécnicos de resistência a serem utilizados para a análise de estabilidade.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Levantamento de campo e tabulação de dados

Os dados estruturais das descontinuidades, do local onde será escavado o canal de desvio e nos seus arredores, foram obtidos em duas campanhas de levantamento de campo alcançado 35 medidas estruturais complementares, somando-se as 59 já obtidas no primeiro levantamento de campo, perfazendo um conjuntos de atitudes que cobriram os trechos então com poucas ou nenhuma medida. A avaliação das medidas estruturais foi realizada através do programa Dips 2022 versão 8.018 da *Rocscience*. Em complementação a organização de dados e análise das famílias de descontinuidades, a utilização do Dips permitiu que fossem analizados os processos instabilizadores e as suas respectivas probabilidades de ocorrência.

2.2 Compartimentação do eixo do canal de desvio

O projeto de construção do canal de desvio envolve cortes em distintas direções de alinhamento ao longo de mais de 3 km, perfazendo 27 segmentos, que em algumas áreas de corte, alcança-se profunidades onde rocha de filiação granítica serão expostas. Inicialmente, foram distribuidas as medidas estruturais ao longo do eixo compartimendo de modo que cada segmento tivesse representado por ao menos uma medida estrutural, ou seja, uma atitude. Posteriormente, foi executada uma análise cinemática, levando em consideração três diferentes inclinações de corte do talude, para a sua conformação final. Assim, com o objetivo de investigar como o ângulo de inclinação influencia os fatores de segurança nos distintos tipos de processos de instabilização. Para analisar o percentual crítico de ocorrência de diferentes processos instabilizadores, foi realizada uma análise de sensibilidade variando a inclinação do talude do canal projetado (1H:1V, 1.5H:1V e 2H:1V) e cruzando com os diferentes ângulos de mergulho das descontinuidades de cada um dos trechos. Na figura 1 é apresentado o percentual crítico de diferentes tipos de falhas para os 27 segmentos, sendo que a falha do tipo tombamento oblíquo possui o maior percentual crítico, variando entre 15% e 20%, enquanto a falha tombamento flexural varia entre 10% e 15%. O deslizamento em cunha é o que apresenta o menor percentual de ocorrência.

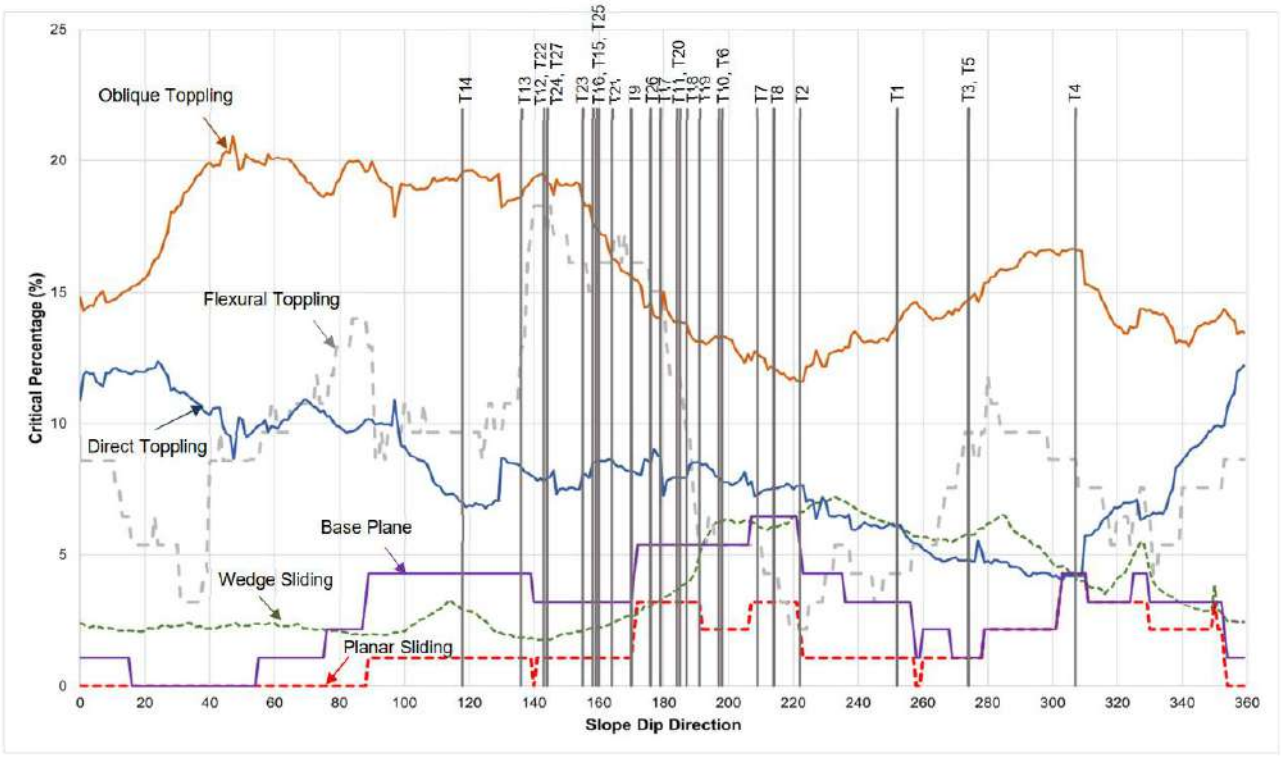


Figura 1. Distribuição dos processos instabilizadores nos segmentos do canal.

Na tabela 1 são apresentados os segmentos mais críticos, onde há proximidade de afloramentos rochosos e maior altura de corte, juntamente com suas respectivas probabilidades de falha.

Tabela 1. Probabilidade de falhas de segmentos mais críticos.

Trecho	Altura da inclinação de corte (m)	Porcentagem de Probabilidade de Falha				
		Deslizamento Planar	Deslizamento da Cunha (%)	Tombamento Flexural (%)	Tombamento Direto (%)	Tombamento Obliquo (%)
1	6	0	14	0	5	6
25	9.6	0	0	33	0	33
26	10.4	0	0	25	0	17
27	30.5	0	0	50	17	17

3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA - GEOTÉCNICA

3.1 Avaliação Geológica, estrutural e dos materiais

3.1.1 Geologia regional

O projeto do canal de desvio está localizado na porção oeste da província fisiográfica da Sierra Madre del Sur e na subprovíncia das Sierras de La Costa de Jalisco e Colima. O contexto geológico regional é marcado por uma tectônica tangencial, que envolve uma margem continental ativa e a evolução de uma área vulcânica em arco. Um processo dinâmico associa e distorce a série de sedimentos vulcânicos composta por andesitos, tufos andesíticos, aglomerados andesíticos, pórfiros andesíticos, arenitos, folhelhos, calcários e alguns corpos microcristalinos em forma de soleiras. Nesse contexto, também hospeda rochas ígneas de caráter intrusivo e composição granítica, variando do granito ao granodiorito, que varia ligeiramente em algumas áreas para diorito das quais cobrem toda a área de implantação do canal.

3.1.2 Geologia local

As unidades litológicas que representam a estratigrafia local da área de estudo são constituídas por rochas do Cretáceo Superior na base e correspondem a rochas ígneas. de composição granítica e granodiorítica intrudidas nas rochas pré-existentes. O Quaternário é representado por depósitos aluviais resultantes do intemperismo das rochas mais antigas, encontradas em rios e córregos que as transportaram como blocos, cascalho, areia e argila. A região de implantação do canal apresenta localmente afloramentos de rochas ígneas intrusivas de natureza granítica ou granodiorítica a composição ligeiramente diorítica em certas áreas. Os levantamentos geológicos em campo realizados ao longo do alinhamento do canal mostraram a presença de perfis saprolíticos de origem granítica e granitos intemperizados de coloração variável do bege com tons amarelos ao cinza-claro. Microscopicamente os minerais se apresentam subédricos a anédricos, faneríticos, composto por fenocristais de feldspato potássico, quartzo e plagioclásio.

A erosão progressiva na área expôs a unidade granítica na superfície que, por sua vez exposta foram submetidos aos esforços de distensão, para posteriormente serem erodidos O processo intempérico alterou parte dos seus minerais primários resultando em argilosominerais, indicando assim um grau de Intemperismo III-IV na escala ISRM, o que significa que o maciço rochoso está decomposto em 80% na área. Durante o levantamento de campo ficou clara a divisão do canal baseado a natureza das rochas. O primeiro setor possui como característica principal a grande presença de blocos, envoltos numa matriz argilosa. O segundo setor, onde são encontrados poucos blocos e quando visualizados, estão presentes nas linhas de drenagem ou próximos a estas, sobre solo de matriz arenosa.

3.1.3 Geologia estrutural do maciço

Os planos de descontinuidades medidas na área são onipresentes e os mergulhos tendem a ser vertical. O tipo de descontinuidade medida ficou dividido em falhas, foliações e fraturas, principalmente, como também a ocorrência de diques dioríticos, em número de 2. A interpretação estrutural da área de estudo definiu, com o auxílio de estereogramas realizados no *software* Dips v7.016, um conjunto de 3 famílias principais; família 1, descontinuidades (fraturas) que tem atitude média 131/89, família 2, secundária, com atitude 251/75 e uma terceira família com atitude 18/79.

3.2 Definição dos materiais

Foram classificados cinco materiais distribuídos no perfil de intemperismo que compõe à fundação de acordo com a investigação de campo e descrições laboratoriais. A tarefa crítica foi definir o limite do saprolito, pois essa sequência pode se estender a profundidades de até 50 m, com alternância de materiais de diferentes resistências. A determinação do contato entre o material rochoso e o solo, dentro de um mesmo perfil contido na seção de análise de estabilidade configurou-se numa das dificuldades para determinação de uma geometria assertiva, principalmente na altura do talude a ser analisado. A tabela 2 foi resultado da tabulação dos dados obtidos quando descritos os boletins de sondagem. A categorização informada na coluna “Material” foi determinada a partir da experiencia da equipe de projeto como também dos dados obtidos no levantamento de campo. O desafio de determinar que parte do maciço seria tratada como solo e a parte que seria determinada como rocha é crucial para avaliação da estabilidade. Para determinação do modelo para solo era importante determinar o *bedrock* e as suas características anisotrópicas que podem influenciar diretamente na determinação do fator de segurança, numa primeira análise, se a superfície de ruptura poderia eventualmente penetrar no *bedrock* e sua anisotropia exercer uma influência decisiva na análise. Na situação da parte do maciço, onde serão tratados os processos instabilizadores em rocha, quais seriam suas características mínimas para determinar o contato com o material “solo”. Assim, a equipe envolvida nas análises de estabilidade determinou, com base fundamentalmente no RQD, grau de intemperização e grau de resistencia, que os maciços classificados como I, II e III, segundo o seu RMR, seriam tratados como rocha. A

parte do perfil de intemperismo, cuja classificação RMR remetesse a uma classe de maciço IV e V, com RQD inferior a 15, grau de intemperização W5 e W6, grau de resistência R0 a R1 e durante a execução da sondagem a percussão fosse obtido o valor "n" devem ser tratados como solo.

Tabela 2. Critérios para classificação de material da fundação do canal.

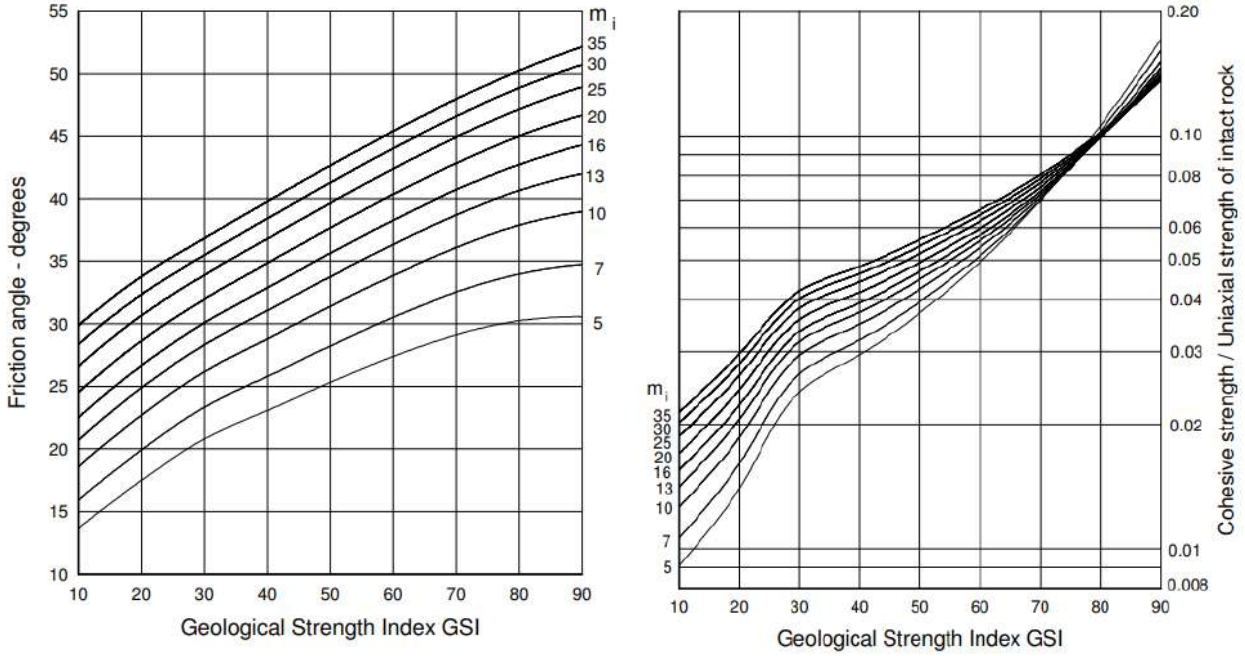
Material	Descrição	RMR	RQD	Grau de Imtemperização	Grau de Resistência	SPT (N)
Solo residual A	>50% de finos	N/A	N/A	W6	R0	0 – 14
Solo residual B	>50% de areia e pedregulhos	N/A	N/A	W6	R0	14 – 25
Rocha completamente intemperizada	Transição da rocha para solo. 10 – 90% de fragmentos	IV-V	0 - 15	W5	R0 – R1	25 – R
Rocha intemperizada	Parcialmente intemperizado	III	15 - 50	W3 – W4	R2 – R4	R
Rocha não intemperizada	Ligeiramente intemperizada, rocha fresca	I,II,III	50 - 100	W1 – W3	R3 – R6	R

A rocha intemperizada está subjacente a rocha completamente intemperizada e é considerado rocha quando alcança valores de RQD de pelo menos 15%. O granito intemperizado é geralmente descrito como rocha parcialmente intemperizada com grau de intemperismo de W3 a W4. A profundidade do granito intemperizado varia de 1,35 m a 50,4 m. A velocidade interpretada da onda de cisalhamento pode atingir até 1281 m/s. Foi considerado leito rochoso de granodiorito onde o valor de RQD é superior a 50% com baixo rau de intemperismo, variando de W1 a W3 e alta resistência de R3 a R6. A profundidade do leito rochoso varia de 14,3 m a 50,4 m. Os testes de carga pontual revelaram que para o granito totalmente intemperizado e intemperizado, em média, apresentaram 4,7 e 9,8 MPa. Para o granito não intemperizado o teste revelou uma resitência média de 51,7 MPa.

(a) (b) (c) (d)

Figura 2. Testemunhos de sondagem: (a) Solo residual, (b) Rocha completamente intemperizada, (c) Rocha intemperizada e (d) Rocha não intemperizada.

Com a determinação dos materias que compõem o perfil deve-se determinar os parâmetros geotécnicos para realização das análises de estabilidade. É importante destacar que nessa fase do projeto não foram previstos ensaios em rocha complementares. Assim, as estimativas foram necessárias para estabelecer os *inputs* provenientes de algumas correlações como de Hoek & Brown (1997) para determinação do ângulo de atrito interno e do valor do intercepto de coesão (figura 3).



(a) (b)

Figura 3. Relação entre o ângulo de atrito, (a) para diferentes combinações de GSI e m_i e a (b) coesão e resistência à compressão uniaxial de rocha intacta.

4 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

4.1 Materiais e Método

Para determinação do fator de segurança as análises foram realizadas simulando três inclinações finais para os taludes de corte. As duas primeiras inclinações remetem a premissas geométricas pré-determinadas em projeto. A terceira iclinação foi definida através da determinação do fator de segurança minimo, ou seja, a inclinação do talude rochoso foi levado no limite até que se atingisse o menor fator de segurança determinado em projeto. Para determinação dos fatores de segurança mínimos foram definidas três condições de projeto (tabela 3). Uma carga pontual normal de 324 kPa foi aplicada na face superior da cunha para representar a sobrecarga de solo, correspondente aos materiais solo residual A e B. Para todas as análises, foi definida uma condição de poropressão apenas nas descontinuidades, considerando 100% do espaço das juntas preenchido com água. Os programas RocTopple (Versão 2.004) e Swedge (Versão 7.014) da Rocscience foram utilizados para modelar o talude de corte, na sua porção rochosa. A Tabela 4 mostra os parâmetros de material atribuídos à seção transversal do talude para os modelos analisados obtidos a partir de correlações com o índice de resistência geológica (GSI) e a constante do material (mi) de Hoek e Brown (1997) para representar uma classificação de massa rochosa (RMR) classe III.

De acordo com as análises das seções, baseada nas interpretações das sondagens mistas, somente o maciço classe III, correspondente a rocha intemperizada, está representada nas seções analisadas.

Foi adotado um coeficiente de aceleração sísmica horizontal (kh) de 0,33 para a condição de carregamento pseudoestático. As quatro seções analisadas foram as que apresentaram os taludes com a maior exposição de rocha, dentros dos segmentos que apresentaram a maior probabilidade de ocorrência de falha por tombamento e escorregamento em cunha. Foi adotada uma análise determinística de blocos rígidos considerando a dimensão da cunha, parâmetros de resistência ao cisalhamento (modelo constitutivo de Mohr-Coulomb) em cada plano de deslizamento e forças externas. Para ralizar as análises de estabilidade por tombamento foram obtidas o espaçamento e o mergulho das descontinidades, além da geometria dos cortes, com bermas de cinco m de largura e inclinação de zero. O espaçamento entre as descontinuidades variou de 0,1 a 0,6 m e o mergulho máximo foi de 89°. A análise de estabilidade para o processo de deslizamento em cunha utilizou o mergulho para as duas descontinuidades de 42 e 65°. A geometria para o talude de corte foi o mesmo para o tombamento.

Tabela 3. Fatores de segurança mínimos para as condições de projeto (CDA, 2014).

Condição	Fator de Segurança
Longo Prazo (local e global)	1,5
Pseudostático	1.0

Tabela 4. Parâmetros geotécnicos da rocha.

Material	Peso específico (kN/m3)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Resistência a tração (kPa)
Granodiorito	23	70	46	0

4.2 Resultados

As tabelas 5 e 6, apresentam os resultados das análises de estabilidade realizados para os processos instabilizadores que apresentaram maior probabilidade de ocorrência na análie cinemática.

Tabela 5. Resultados da análise de estabilidade para tombamento.

Estaca	Inclinação		Fator de Segurança	
	Ângulo (°)	Altura (m)	Longo Prazo (local e global)	Pseudostático
0+000	1H:1V	6	3,00	2,24
	0.66H:1V		1,96	1,80
	0.4H:1V		1,50	1,37
2+870	1H:1V	9,6	3,11	1,86
	0.74H:1V		2,14	1,41
	0.53H:1V		1,51	1,11
2+910	1H:1V	10,4	3,19	1,88
	0.75H:1V		2,20	1,44
	0.55H:1V		1,56	1,11
3+030	1.33H:1V	30,5	1,88	1,28
	1.15H:1V		1,54	1,12

Tabela 6. Resultados da análise de estabilidade para deslizamento em cunha.

Estaca	Inclinação		Fator de Segurança	
	Ângulo (°)	Altura (m)	Longo Prazo (local e global)	Pseudostático
0+000	1H:1V	6	14,48	7,23
	0.4H:1V		12,95	6,27
	0H:1V		12,14	5,80

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A extrapolação das informações pontuais das sondagens para determinação do limite entre solo e rocha teve o apoio fundamental da investigação geofísica. Apesar da boa cobertura das investigações geotécnicas e das informações coletadas no levantamento de campo, os mais de 3 km do eixo do canal ainda precisam evoluir para um conhecimento mais aprofundado, principalmente quanto aos perfis de intemperismo ao longo do seu eixo. Ainda existe uma zona dentro do perfil de intemperismo a ser explorada por não apresentar, até o momento, sondagens que verifiquem a transição dos materiais entre as classes V e IV, com RQD superior a 15. A percepção de campo sobre a divisão do eixo em duas áreas com predominância de matriz arenosa e argilosa pode ser fundamentada na distribuição dos litotipos. O segumento com predominância de matriz arenosa pode ser originário de rocha graníticas. Assim, o trecho com predominância de blocos envoltos em mtatriz argilosa pode indicar o segmento do canal com predominância do granodiorito ou diorito. Através da análise de investigações geotécnicas complementares é possível que sejam analisadas seções que apresentem materiais com resistência inferior a classe III, encontrada nas seções de projeto e verificadas nesse artigo e ratifique a percepção de campo, quanto a segmentação litológica percebida em campo.

Apesar das incertezas a serem elucidadas quanto as propriedades geotécnicas dos materiais, o levantamento estrutural trouxe fundamentais informações a respeito da geometria das descontinuidades. As geometrias impostas buscando os menor fatores de segurança, apresentaram-se exequíveis para implantação do canal e mesmo com a imposição do carregamento sísmico, atendem ao mínimo determinado em projeto. A segurança quanto a aderência do fator de segurança com os dados estrutrais levantados está na incompatibilidade das direções das descontinuidades com a direção do eixo do canal, nos seus 27 segmentos analisados, ou seja, as direções das principais descontinuidades não são paralelas as direções do alinhamento do canal. Os resultados apresentados mostrando as baixas probabilidades de falha para os diversos processos instabilizadores corroboram com os fatores de segurança encontrados, alguns muito elevados, como os encontrados para o deslizamento em cunha.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Hatch Engenharia pelo apoio para elaboração e apresentação desse artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Hoek, E. and Brown, E.T. (1997) Practical estimates or rock mass strength. *Int. J. Rock Mech.& Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*. 34(8), p1165-1186.

CDA, 2014. Technical Bulletin: Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/782

Metododologia para Gerenciamento de Riscos em Lavras de Crown pillar. Estudo de caso: Mineração Fazenda Brasileiro

Marina Ramos Campos
Assistente de Geotecnia, Equinox Gold, Barrocas, Brasil, marina.campos@equinoxgold.com

Michele Márcia de Souza
Coordenadora de Geotecnia, Equinox Gold, Barrocas, Brasil, michele.msouza@equinoxgold.com

Arilton Ferreira Nascimento
Géologo Geotécnico, Equinox Gold, Barrocas, Brasil, arilton.nascimento@equinoxgold.com

RESUMO: Há 38 anos em operação, a mineração Fazenda Brasileiro, localizada na cidade de Barrocas, região nordeste do estado da Bahia, produziu mais de 3.,3 milhões de onças de ouro. Embora o foco principal seja a extração por meio de lavras subterrâneas pelo método Sublevel Stoping, na sequência Top Down, a alta valorização do ouro, associada ao desenvolvimento de novas tecnologias e custos elevados com o aprofundamento subterrâneo, viabilizaram a reabertura das operações a céu aberto, tendo como foco de produção regiões de teor a menor e trechos de crown pillar com o subsolo. Como forma de gerenciar e mitigar os riscos de interação com vazios, foi desenvolvido em Fazenda Brasileiro uma metodologia de caracterização e operação nessas regiões. Atualmente essa identificação é realizada através de métodos geofísicos, sondagens investigativas e escaneamentos. Somado a isto, são realizados o levantamento de dados geológicos e geotécnicos, como mapeamento estrutural e classificações do maciço, seguido de elaboração de modelos geotécnicos tridimensionais e análises numéricas. O estudo mostra que se não mapeados, operações em regiões de crown pillar estreito possuem risco alto para pessoas e equipamentos, tornado assim a aplicação da metodologia desenvolvida uma ferramenta chave para o gerenciamento dos riscos associados a esta atividade.

PALAVRAS-CHAVE: Crown pillar, Fazenda Brasileiro, Gerenciamento de riscos, Vazios

ABSTRACT: The Fazenda Brasileiro mining company located in the town of Barrocas, in the northeast of the state of Bahia, has produced more than 3.3 million ounces of gold during its 38 years of activities. Although the main focus is on extraction through underground mining using the Sublevel Stoping method with a Top Down sequence approach, the high value of gold combined with the development of new technologies and the high costs of underground deepening have made it possible to reopen open-pit operations, focusing on lower grade regions and crown pillar stretches of the subsoil. As a way of managing and mitigating the risks of interaction with stope, a methodology for characterizing and operating in these regions was developed at Fazenda Brasileiro. This identification is currently carried out using geophysical methods, investigative drilling and scans. In addition to the collection of geological and geotechnical data, such as structural mapping and classifications of the massif, this work also presents the development of three-dimensional geotechnical models and numerical analyses. The study shows that operations in narrow crown pillar regions pose, when not mapped, a high risk to both people and equipment, making the application of the methodology developed a key tool for managing the risks associated with this activity.

KEYWORDS: Crown pillar, Fazenda Brasileiro, Risk management, Stope

1 INTRODUÇÃO

A Mineração Fazenda Brasileiro possui aproximadamente 40 anos de operação, tendo o método de extração iniciado através de lavras a céu aberto, mas que após quatro anos migrou para o contexto de lavras subterrâneas através do método *Sublevel Stoping*, na sequência *Top Down*, sendo este o principal método de extração o minério, com escavações atualmente a mais de 1000m abaixo da superfície.

Com a alta valorização do ouro, e o desenvolvimento de novas tecnologias, foi viabilizada a reabertura de operações a céu aberto, em regiões anteriormente definidas como *crown pillar*. Atualmente o plano estratégico da empresa prevê o aumento da produção de ouro iniciado em 2022 sendo incrementada parte das onças proveniente do Open Pit.

O método de lavra em bancadas prevê o aprofundamento do Open Pit em regiões já escavadas pelo subsolo, promovendo assim uma interação com vazios, o que gera maior complexidade no gerenciamento e mitigação dos riscos. Somando a isso, também tem-se o desafio de mapear/identificar as galerias mais rasas devido ao fato das mesmas terem sido lavradas no contexto inicial da mina, onde a maior parte dos dados topográficos eram registrados por meio de papeis, sendo parte deles perdidos ao longo do passar dos anos.

Dessa forma, o presente trabalho foi desenvolvido de forma a propor uma metodologia de investigação e trabalho em regiões com interações em subsolo, buscando mitigar os riscos associados a interações com essas escavações, garantindo assim maior segurança para as atividades e aumento de confiabilidade ao projeto.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO

2.1 Localização

O presente estudo foi realizado na Mineração Fazenda Brasileiro (FBDM) situada a nordeste da Bahia, localizada a 180 km de Salvador, no munícipio de Barrocas, sendo FBDM pertencente a empresa Equinox Gold, que assumiu as operações a partir de março de 2020 (Figura 1).

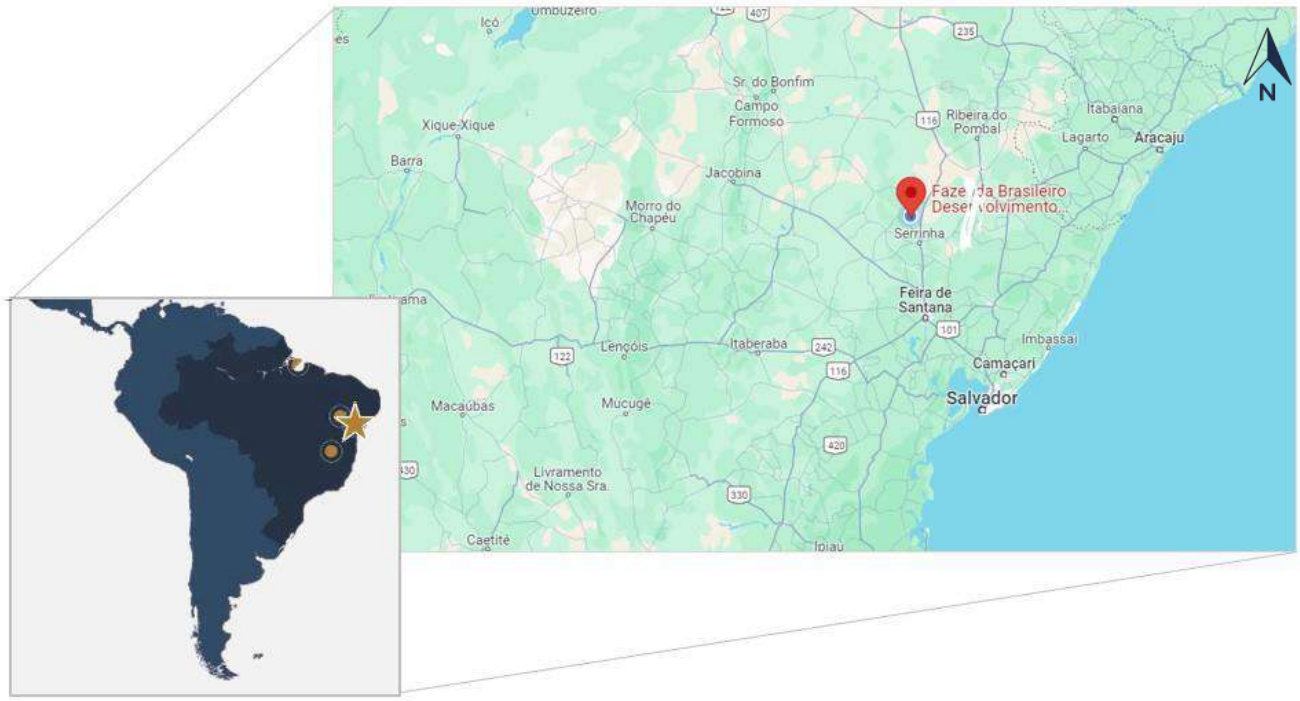


Figura 1. Localização da área de estudo

2.2 Métodos de lavra

O foco de produção em Fazenda Brasileiro consiste na extração por meio de escavações subterrâneas através do método *Sublevel Stoping*, tendo a sequência *Top Down* como predominante. Diferente da sequência *Bottom Up* que prevê o enchimento dos stopes já lavrados para continuação da lavra nos níveis superiores, a sequência *Top Down*, mantem as escavações abertas, estabilizadas por meio de pilares verticais e horizontais, também conhecidos como *rib pillar* e *sill pillar*.

Embora as escavações substerrâneas tenham sido parte principal da produção do conteúdo metálico ao longo dos anos, a abertura de cavas em regiões anteriormente definidas como *crown pillar* tornaram-se parte

do plano estratégico de FBDM, acarretando assim em operações simultaneas, ou seja, operações por meio do *Open Pit* e subsolo.

Na Figura 2 é possível visualizar a interação entre superfície e subsolo melhor detalhada, sendo as escavações em vermelho correspondentes a lavras subterrâneas e as linhas em azul o projeto previsto para o *Open Pit*. Vale a pena ressaltar que as escavações subterrâneas tratam-se de escavações antigas cujo foco de produção correspondia a minério de teor maior, ao passo que o *Open Pit* busca extrair a mineralização ao entorno dessas escavações, que possuem teor a menor, porém se tornam viáveis de ser extraídas através da superfície.

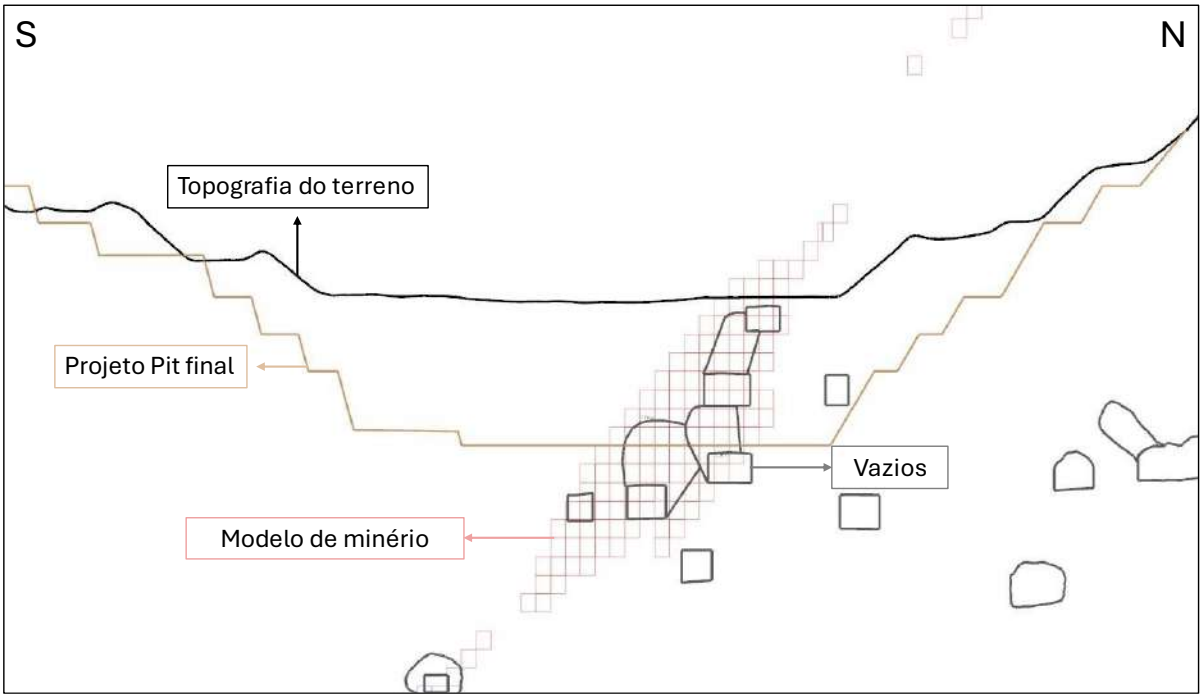


Figura 2: Croqui esquemático representado em seção indicando interação entre Open Pit e subsolo.

3 METODOLOGIA

3.1 Identificação de Vazios

Para a identificação e mapeamento das escavações antigas, também denominadas de vazios, são realizadas avaliações através do uso dos escaneamentos topográficos. Entretanto, por se tratar de uma mina em operação a aproximadamente 40 anos, parte das escavações superficiais que haviam sido projetadas e direcionadas apenas com o uso mapas em papeis, não tiveram seus dados recadastrados e digitalizados uma vez que foram perdidos com o passar dos anos. Com isso, diferentes metodologias de identificação de vazios se tornam necessárias, sendo os métodos geofísicos, perfurações investigativas e voos de drone parte do trabalho.

3.1.1 Levantamento Geofísicos

Para identificação de vazios podem ser utilizados métodos como o GPR (*Ground Penetrating Radar*), e a Eletroresistividade, cujas anomalias encontradas podem estar relacionadas a regiões potenciais de vazios, que são então validadas através de perfurações investigativas.

O GPR é um método eletromagnético baseado na propagação de ondas eletromagnéticas (EM) de alta frequência. A partir de uma antena transmissora, são emitidas ondas/pulsos eletromagnéticos que podem variar de 10MHz a 2,5 GHz, essas ondas são refletidas e refratadas sendo recebidas pela antena receptora. As ondas EM são radiadas diretamente do subsolo, por uma antena transmissora, colocada em superfície (TOPP et al., 1980).

O GPR permite a investigação de alvos rasos, bem como seu detalhamento, o que possibilita no auxílio da descrição dos meios geológicos e/ou geotécnicos. O processamento dos dados tem a finalidade de realçar os contrastes do GPR para distinguir possíveis anomalias do subsolo, a partir dos resultados (Figura 3), é realizada a interpretação dos dados.

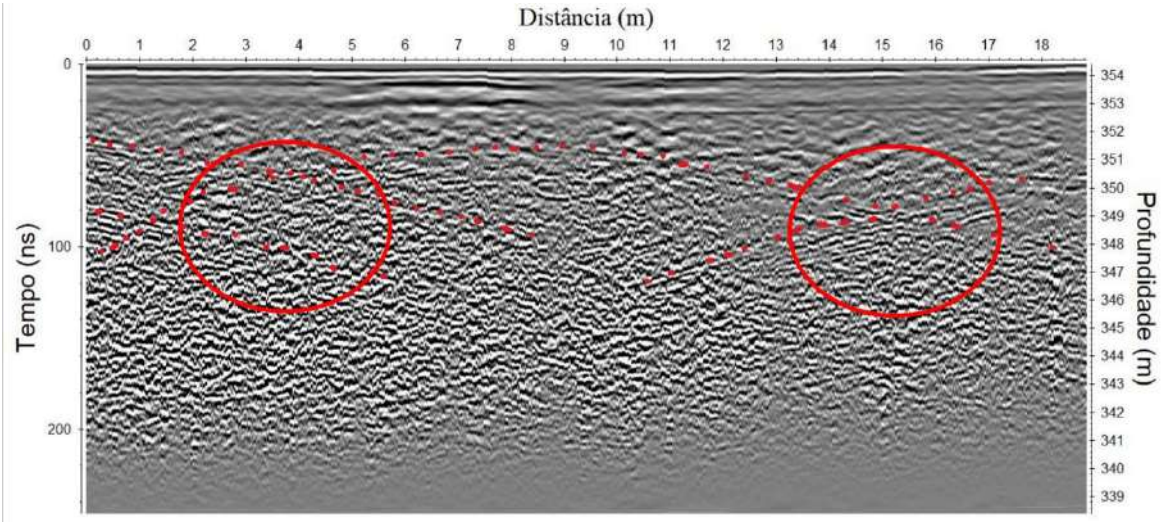


Figura 3. Perfil de processamento de dados do GPR a partir do Software Reflex-Win

Já a eletroresistividade pode ser realizada através de levantamentos utilizando a técnica de caminhamento elétrico efetuado ao longo de linhas paralelas e tranversais. Este método é possível identificar anomalias com maior profundiade que o GPR. Os caminhamento elétricos realizados em FBDM utilizam o arranjo Dipolo-Dipolo, com espaçamento de 5 e 10 metros entre eletródos (o tipo de caminhamento dependerá da necessidade da investigação, ou seja, maior profundidade ou maior resolução).

Na figura 4 é possível observar um exemplo de anomalia obtida com esse tipo de levantamento, sendo as cores mais quentes caracteristicas de regiões com potenciais escavações subterrâneas/vazios.

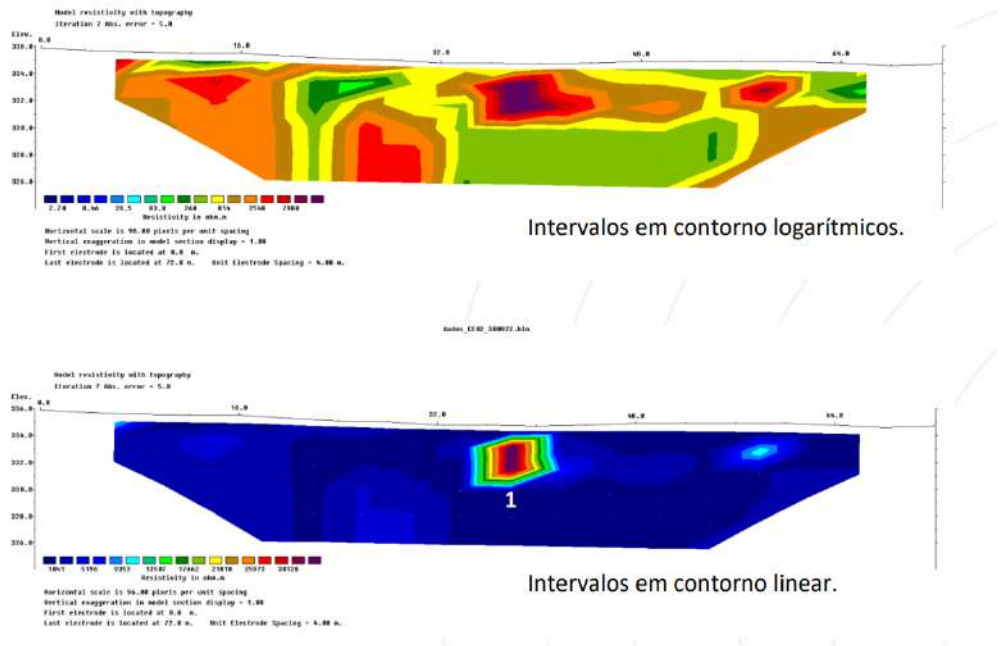


Figura 4. Perfil de processamento de dados a partir da eletroresistividade a partir do Softwares Prosys II

3.1.2 Furos investigativos

A partir de sólidos tridimensionais desenhados com os resultados dos levantamento geofisicos, são então adicionadas sondagens exploratórias para validar os dados de geometria e profundidades identificadas. Entretanto, para o posicionamento correto dos furos, são seguidas premissas de *crown pillar* minimo que definirá se os furos poderão seguir com inclinação de 90 graus ou se terão que ser perfurados partindo de fora da região a ser investigada.

3.1.3 Levantamento de drone

A depender do tipo e posicionamento das escavações a serem investigadas, somente os voos de drone se tornam viáveis para o mapeamento (questões relacionadas a profundidade, inclinação e espaço para o caminhamento geofísico podem influenciar nessa tomada de decisão).

Nestes casos são utilizados drones com a tecnologia do LIDAR Slam (Algoritimo de localização e mapeamento simultâneo), que funciona utilizando um laser scanner para construir uma nuvem de pontos e georreferenciar ela no espaço (DURRANT-WHYTE et. al., 2006), confirmando e gerando geometrias exatas dos possíveis vazios identificados por meio dos caminhamentos e furos investigativos.

Vale a pena ressaltar que esse tipo de levantamento é realizado partindo do subsolo, em regiões próximas às programadas para serem lavradas pelo Open Pit e correspondem ao método de maior precisão para este tipo de cenário, contribuindo para aumento da segurança e redução do tempo de espera para execução das sondagens exploratórias confirmativas.

3.2 Análises Numéricas

Tendo em vista a influência das tensões induzidas ao entorno das escavações, principalmente dos stopes, são confeccionadas análises numéricas com intuito de entender melhor as rupturas no entorno do plano de perfuração envolvendo regiões em interação com vazios. Neste método são realizadas análises e desenhso do sólidos prevendo diferentes cenários de varação. Essas análises irão influênciar principalmente na garantia do rompimento do *crown pillar*, preenchimento por completo dos vazios, e na avaliação da condição do talude final e berma após a varação.

Uma das formas de avaliação é por meio da abordagem bidimensional, sendo feito uso do *software* RS2 da empresa *Rocscience*, inserindo os parâmetros geotécnicos obtidos por meio de mapeamentos, descrições de sondagem e execução de ensaios de laboratório.

Os resultados são apresentados em termos de SRF (*strength reduction factor)*. O princípio do cálculo considera que:

- Os parâmetros de resistência de um talude são reduzidos por um determinado fator (SRF), e a análise de tensões por elementos finitos é calculada.
- Esse processo é repetido para diferentes valores de fator de redução de força (SRF), até que o modelo se torne instável (os resultados da análise não convergem).
- Isso determina o fator crítico de redução de resistência (SRF crítico), ou fator de segurança, do talude (Figura 5).

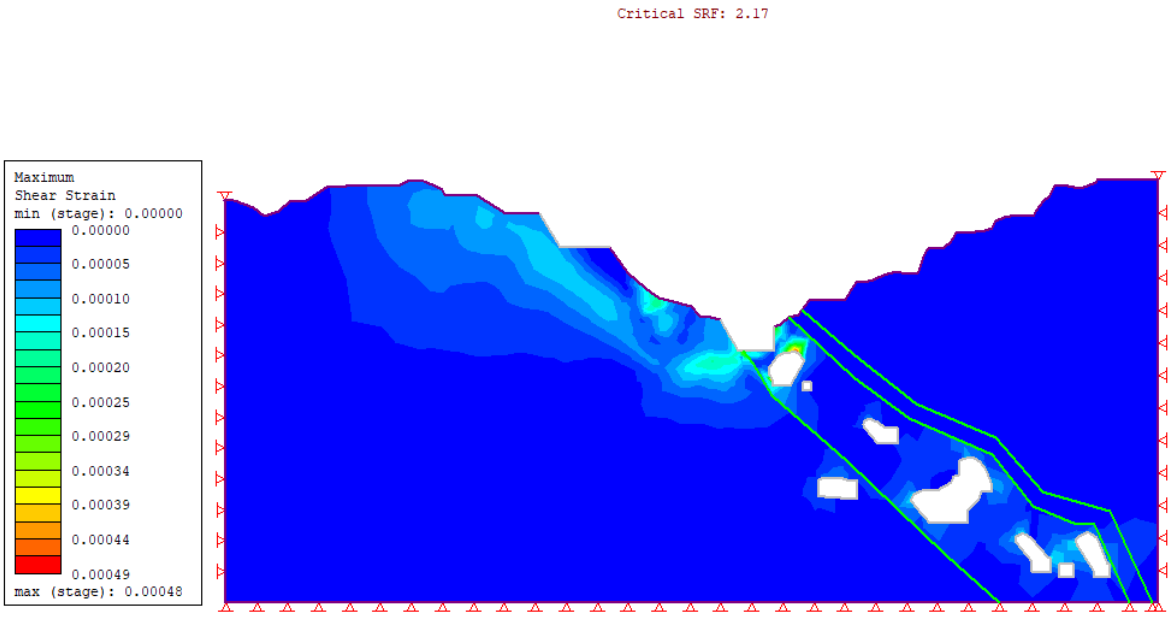


Figura 5. Resultado da análise numérica relizada para avaliação da interação com Open Pit e Subsolo

Para lavras mais complexas e com um span maior, são realizadas análises numéricas tridimensionais, fazendo uso do *software* MAP3D que corresponde a um programa tridimensional que utiliza o método de análise por elementos de contorno para avaliar a estabilidade das escavações subterrâneas, fornecendo resultados em termos de tensões e deformações. Durante essas análises, é verificada a estabilidade do crown pillar e definida a sequência operacional (realização de varação ou mantido as operações respeitando crown pillar mínimo).

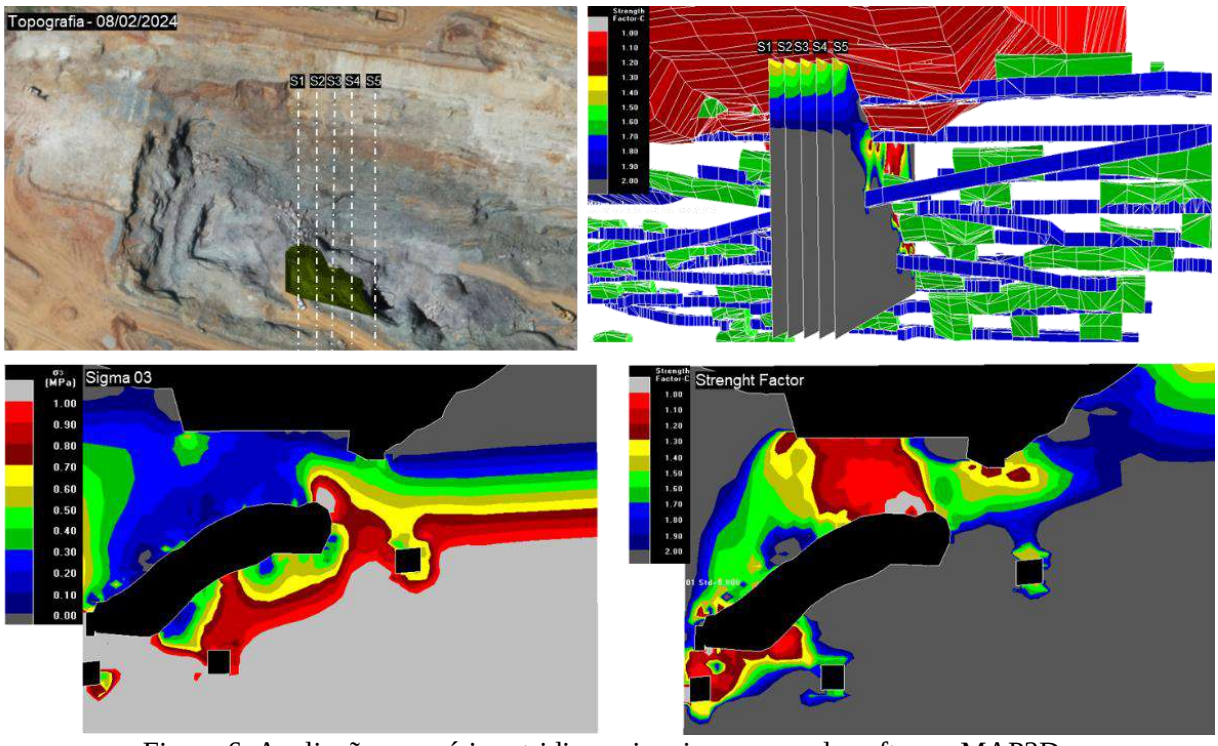


Figura 6. Avaliações numéricas tridimensionais com uso do software MAP3D.

3.3 Inspeções pós desmonte

Após o desmonte ocorrer em uma área com interação céu aberto com subsolo, é crucial garantir que o local esteja seguro antes de qualquer atividade operacional. Para isso, uma equipe multidisciplinar realizada a confirmação da quebra do crown pillar e avalia se houve o preenchimento parcial ou completo do vazio. Essas avaliaçõe são feitas através do acompanhamento dos desmontes por drone, seguido de inspeção próximo ao local de varação.

Antes que a área seja liberada para o trabalho, é essencial que haja um plano para as atividades de escavação. Isso é elaborado em colaboração com as equipes de Operações de Mina, Planejamento e Geomecânica. Este plano detalhado garante que todas as etapas sejam consideradas, minimizando os riscos associados à atividade da operação de lavra.

Em algumas situações, pode não haver evidência rompimento do *crown pillar* após a detonação. Nestes casos, são definidos isolamentos a um raio de segurança da região detonada e novas investigações são realizadas ao entorno, sendo estas utilizadas como premissas para novas diretrizes de trabalhos.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A utilização da metodologia para o gerenciamento de riscos em lavras de *Crown Pillar* tem demonstrado grande eficácia, uma vez que permite a minimização dos riscos e o aumento da previsibilidade dos vazios. Contudo, para assegurar a efetividade desse processo, é imprescindível dar continuidade a uma investigação apropriada dos vazios, bem como estabelecer uma operação de lavra adequada em áreas com interação entre Céu Aberto e Subsolo. Nesse contexto, torna-se fundamental a realização frequente de reuniões multidisciplinares, envolvendo toda a equipe técnica, visando garantir a execução correta das operações.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos às equipes de Geologia, Geomecânica, Planejamento e Operação pelo apoio e disponibilidade de suporte em todas etapas do trabalho. Agradecemos também a Equinox Gold Corp. por incentivar e apoiar nossos projetos de melhoria.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Durrant-Whyte, H., & Bailey, T. (2006) Simultaneous Localization and Mapping: Part 1. IEEE *Robotics & Automation Magazine*, 99-108.

Topp, g.c.; Davis, J.L. (1985) *Time- domain reflectometry. Advances in Irrigation*, V. 3, p.107-127

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/783

Modelagem numérica em mineração subterrânea em condições de rockburst

Victor Miguel Vergara Lovera
Investigador Geotécnico, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, victor.vergaral@pucp.edu.pe

Eurípedes A. Vargas Jr.
Professor Associado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, vargas@puc-rio.br

Raquel Velloso
Professora Assistente, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, raquelvelloso@puc-rio.br

José Antonio Samaniego Alcântara
Professor Ordinário – Principal, PUCP, Lima, Perú, jsamani@pucp.edu.pe

Rodrigo Peluci de Figueiredo
Professor Permanente, UFOP, Ouro Preto, Brasil, rpfigueiredo@ufop.edu.br

RESUMO: Atualmente, a maioria de minas subterrâneas no Perú estão alcançando profundidades superiores a 1000 m, submetendo o maciço rochoso a um maior grau de tensão. Esses eventos envolvem a ejeção de blocos de rocha com alta energia cinética, causando danos significativos à atividade mineradora, incluindo atrasos na extração, perda de equipamentos e até mesmo perdas humanas. O objetivo desde trabalho é realizar um retro análise dos dois maiores eventos de *rockburst* ocorridos na mina subterrânea Orex, mediante métodos numéricos FEM/DEM, assim como fazer a caracterização do maciço rochoso, das propriedades de resistência da rocha e do tipo de preenchimento que pode originar os eventos sísmicos. Por último, se determino curvas de velocidades em função das características das descontinuidades próprios da mina, que relaciona energia cinética, ângulo de atrito das descontinuidades e espessura de dano.

PALAVRAS-CHAVE: *Rockburst, Mecânica de rochas, Energia cinética, Modelagem Numérica, FEM/DEM*

ABSTRACT: Currently, most underground mines in Peru are reaching depths greater than 1000 m, subjecting the rock mass to a higher level of stress. These events involve the ejection of rock blocks with high kinetic energy, causing significant damage in mining operations, including extraction delays, equipment loss, and even human casualties. The objective of this work is to conduct a back-analysis of the two largest rockburst events that occurred in the Orex underground mine using FEM/DEM numerical methods, as well as to characterize the rock mass, the rock strength properties, and the type of filling that can trigger seismic events. Lastly, velocity curves were determined based on the characteristics of the mine´s discontinuities, relating kinetic energy, the friction angle of the discontinuities and damage thickness.

KEYWORDS: Rockburst, Rock mechanics, Kinematic Energy, Numerical Modelling, FEM/DEM

1 INTRODUCÃO

A unidade de mineração subterrânea Orex S.A.C. está localizada no departamento de Arequipa (Peru), no distrito de San Juan de Chorunga. O método de mineração subterranea utilizado é o de corte e preenchimento (Cut & Fill), focado na extração de minério de ouro com uma produção de 300 Ton/dia e uma média de teor de 15gr/Ton. A mina subterrânea apresenta eventos de *rockburst* em profundidades superiores a 800 m em túneis de extração, tais como são os By 8707 W (870 m de profundidade) e By 8596 E (900 m de profundidade). Portanto, o presente trabalho apresenta a caracterização do maciço rochoso e tipo de descontinuidades como fatores de rockburst. Além isso, foram determinados os valores da velocidade de ejeção e energia cinética por meio modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos e discretos (FEM/DEM). Também foram elaborados ábacos empíricos específicos a partir das características das descontinuidades de preenchimento e da rugosidade.

2 DEFINICÃO DE ROCKBURST

Rockburst define-se como o deslocamento súbito, violento e inesperado da rocha devido a um evento sísmico que causa dano significativo no entorno de uma escavação subterrânea. Esse evento no maciço rochoso está relacionado a rochas de alta resistência à compressão simples, com características de rocha rígida. Na Figura 1, são apresentados os tipos de rockburst estudados em mineração, definidos como strainburst, pilar burst e fault-slip burst.

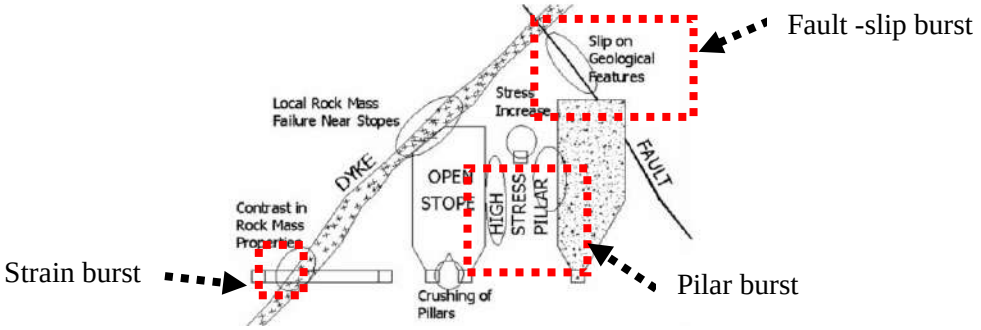


Figura 1. Eventos de rockburst em deferentes condições subterrâneas (Hudyma et al., 2003)

3 MÉTODOS DA MODELAGEM NUMÉRICA

Existem diversos métodos de modelagem numérica, tais como o método de elementos finitos (FEM), método de elementos de contorno (BEM), método de elementos discretos (DFN) e métodos híbridos (FEM/DEM). No caso deste último método, ele se caracteriza por ser um domínio multicorpo onde cada elemento discreto recebe uma malha de elementos finitos (Guo, 2014). Além disso, o comportamento contínuo é analisado pelo FEM, onde os elementos são avaliados e obtidos os valores de deformações e tensões dentro dos elementos discretos. Em determinado momento, o meio contínuo se transforma em um meio descontínuo. A partir desse momento, o meio é analisado pelo DEM, que representa os contatos e a interação entre interfaces descontínuas, permitindo que os corpos possam deformar-se, rotacionar, transladar, interagir uns com os outros e fraturar até atingir o equilíbrio ou até um tempo de interesse.

No caso deste estudo, foi utilizado o software Irazu (Geomechanica, 2021) para determinar a energia cinética para um evento de rockburst e velocidades de ejeção no momento do início dos eventos de rockburst.

4 CASO DE ESTUDO

4.1 Localização

A mina subterrânea em estudo fica localizada no departamento de Arequipa (Peru), situado entre 700 e 1500 m de altitude. Especificamente, encontra-se na faixa Nazca-Ocoña, no distrito de San Juan de Chorunga. Na Figura 2, apresenta-se a localização da mina subterrânea.

Figura 2. Localização da mina subterrânea no Perú e profundidade de 900 m das zonas de rockburst

4.2 Geologia

A geologia da zona de estudo é caracterizada por um maciço rochoso composto por rocha intrusiva do tipo granodiorito e diques adjacentes à zona de mineralização. Além disso, as direções predominantes das estruturas mineralizadas são de oeste para leste. Na Figura 3, são apresentados testemunhos da rocha granodiorito com a presença de discos devido as altas tensões.

Figura 3. Testemunho geotécnico DDHRSP – 14A21 e discos devidos a altas tensões – Litologia granodiorito

4.3 Investigações geotécnicas

Foram realizados ensaios de mecânica de rochas na zona de estudo, com o objetivo de determinar as propriedades da rocha intacta e as propriedades de resistência, que são parâmetros determinante quando ocorre um rockburst. O presente trabalho de investigação compilou e analisou as seguintes informações geotécnicas:

- 5 furos geotécnicos com uma metragem total de 626 m.
- 10 mapeamento geotécnicos com valores de RQD (Deere, 1964) & RMR_{89} (Bieniawski, 1989)
- 48 mapeamento geotécnico com detalhe estrutural das paredes das descontinuidades com dados de preenchimento e rugosidade

Na Figura 4, apresenta-se a localização dos furos e mapeamento geotécnicos.

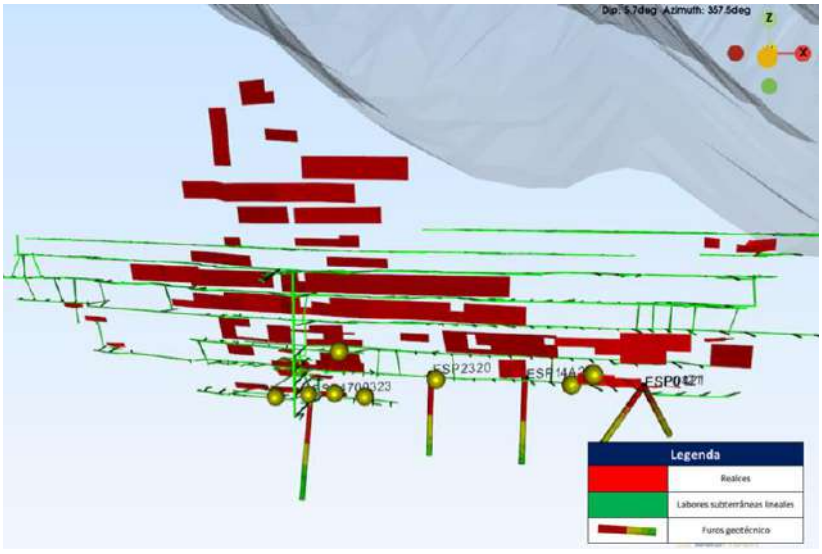


Figura 4. Localização dos furos e mapeamento geotécnicos

4.4 Ensaios de mecânica de rochas

4.4.1 Ensaios de compressão simples (UCS) e Point Load Test (PLT)

Foi realizado 10 ensaios de compressão simples e 6 ensaios do tipo Point Load Test, onde o valor do índice "α" de correlação é 24 entre o resultado de Índice de Schmidt (Is 50) e resistência à compressão simples,

complementando assim os ensaios de resistência de compressão. Na Tabela 2, apresenta-se o resumo dos ensaios de compressão simples e Point Load Test.

Tabela 2. Ensaios de compressão simples (σ_{ci})

Unidades geotécnicas	Número de dados	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Min (MPa)	Max (MPa)
Granodiorito	16	118	39,6	56,8	196,3

4.4.2 Propriedades do maciço rochoso

As propriedades de resistência do maciço rochoso são definidas por meio de ensaios triaxiais para determinar os parâmetros da rocha intacta através do parâmetro "mi" do critério de Hoek & Brown (2018). É importante realizar ensaios de deformabilidade e determinar o valor do módulo de elasticidade "Ei" da rocha intacta. Na Tabela 3, apresentam-se os valores de resistência e deformabilidade do granodiorito.

Tabela 3. Parâmetros de resistência e elasticidade da rocha intacta

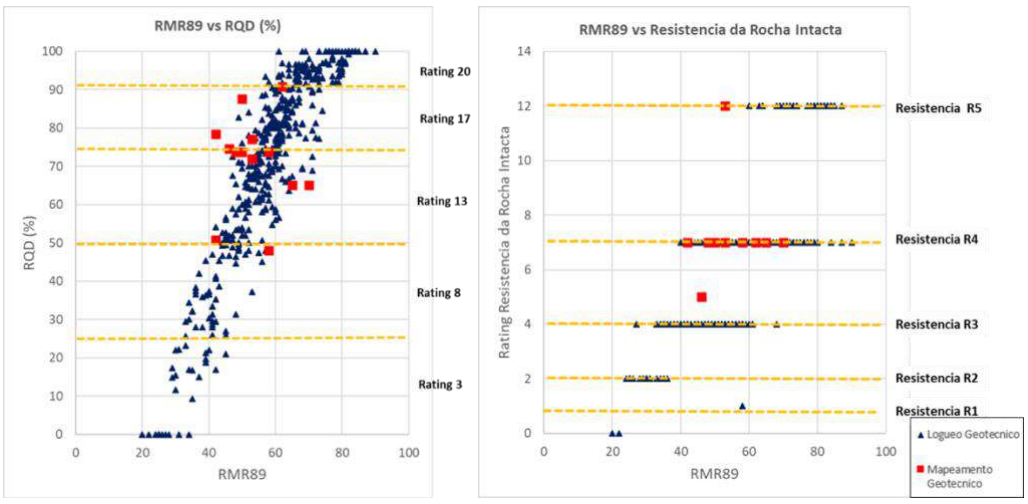
Unidades geotécnicas	Rocha intacta		Propriedades elásticas	
	mi	UCS (MPa)	Ei (MPa)	*v*
Granodiorito	32	118	22000	0,14

5 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO MACIÇO ROCHOSO E ESTADO DAS TENSÕES

5.1 Maciço Rochoso

A partir da caracterização geotécnica, foi realizada a classificação geomecânica do maciço rochoso com o objetivo de determinar a qualidade do maciço rochoso, a fim de fazer domínios geotécnicos caracterizados por suas homogeneidades estruturais e geotécnicas. Na Figura 5 (a), apresenta-se os resultados da comparação entre os valores de RMR_{89} (Bieniawski, 1989) que apresenta um valor entre na faixa de 60 a 75 da qualidade do maciço rochoso, e a média de RQD (Deere, 1964), que é maior que 80%.

Com relação à Figura 5 (b), são apresentados os valores compilados a partir dos dados de sondagens e mapeamento geotécnico para correlacionar os valores de resistência à compressão, onde a maioria dos valores se encontra entre os ratings de R4, que está na faixa de 50 – 100 MPa, e R5, que se encontra na faixa de 100 - 250 MPa, conforme atribuído por Bieniawski (1989) e confirmado nos ensaios de resistência à compressão simples.

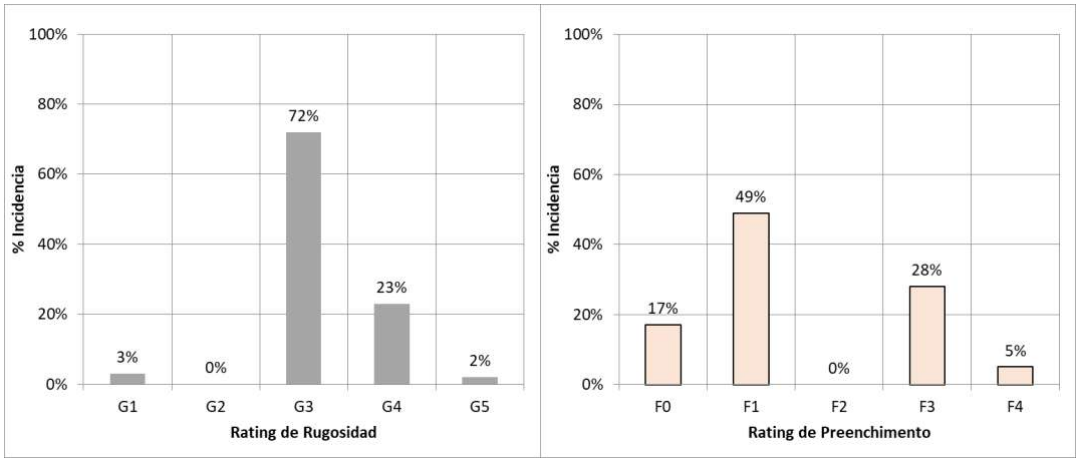


(a) (b)

Figura 5. (a) Relação entre RQD (%) e RMR_{89} a partir dos dados de sondagens e mapeamento. (b) Relação direta entre os valores de RMR_{89} e valores de resistência da rocha.

5.2 Preenchimento e rugosidade das descontinuidades

A partir dos dados de mapeamento geotécnico se encontro um preenchimento do tipo quartzito, onde foi realizada uma análise estatística para determinar as características de preenchimento e rugosidade. Na Figura 6 (a), apresenta-se a análise estatística dos valores de rugosidade, onde 72% são classificados como parâmetros G3 (ligeiramente rugosos). Na Figura 6 (b), são apresentados os valores de preenchimento das descontinuidades, dos quais 49% são classificados como parâmetros F1 (preenchimento duro).



(a) (b)

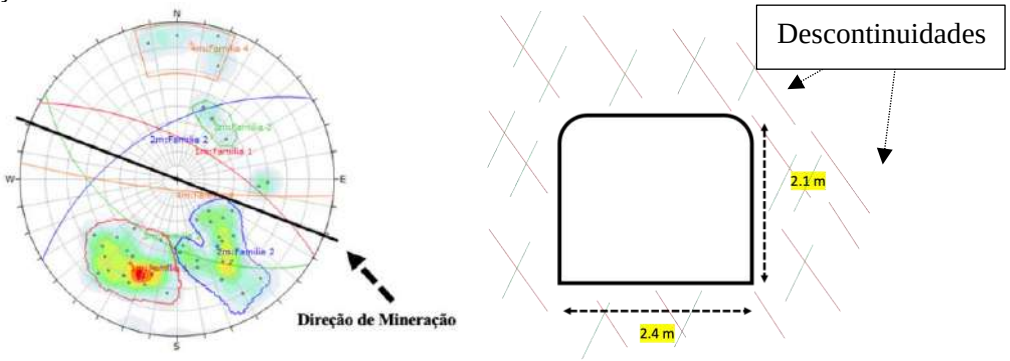
Figura 6. (a) Análises estadístico das características de rugosidade (b) Análises estadístico das características de preenchimento

Além disso, foi determinado as principais famílias de descontinuidade que são subparalelas às escavações subterrâneas, no sentido paralelo da direção de mineração. Na Figura 7 (a), é apresentado um estereograma indicando as quatro principais famílias de descontinuidades.

Tabela 4. Resumo das principais famílias de descontinuidade

Famílias de descontinuidade	Mergulho (°)	Direção de mergulho (°)
Família 1	63	29
Família 2	53	329
Família 3	47	213
Família 4	82	186

Na Figura 7 (b), são apresentadas as descontinuidades que são representadas no estereograma, assim apresenta mesma direção do túnel.



(a) (b)

Figura 7. (a) Famílias de descontinuidades principais (b) Secção transversal do túnel e famílias com mesma direção do túnel

5.3 Estado de tensões in situ e calibração das orientações

Com base nos 48 dados de mapeamento estrutural, determinaram-se as orientações das zonas de descontinuidades em cada uma das paredes de descontinuidades utilizando o método de Anderson (1951) e identificando espelhos de falhas com alinhamento de estrias paralelas às fraturas. Os resultados da análise indicam um regime tectônico onde σ_1 é vertical e, consequentemente, σ_2 e σ_3 são horizontais; e valor de Kmáx de 0,7. Na Tabela 5, são apresentadas as orientações das tensões principais.

Tabela 5. Estado das tensões In-situ

Tensão principal	Mergulho (°)	Direção de mergulho (°)	Kmáx
σ_1	75	0	0,7
σ_2	0	120	-
σ_3	0	35	-

6 EVENTOS SÍSMICOS IMPORTANTES DA MINA SUBTERRANEA

Com relação ao estudo de análises de *rockburst*, foram compilados os eventos que causaram danos significativos, afetando o ciclo de produção na mina. Na Figura 8, apresentam-se as localizações dos principais eventos sísmicos:

- By 8707 W - Nv. 516, localizado a uma profundidade de 870 m da superfície.
- By 8596 E - Nv. 470, localizado a uma profundidade de 900 m da superfície.

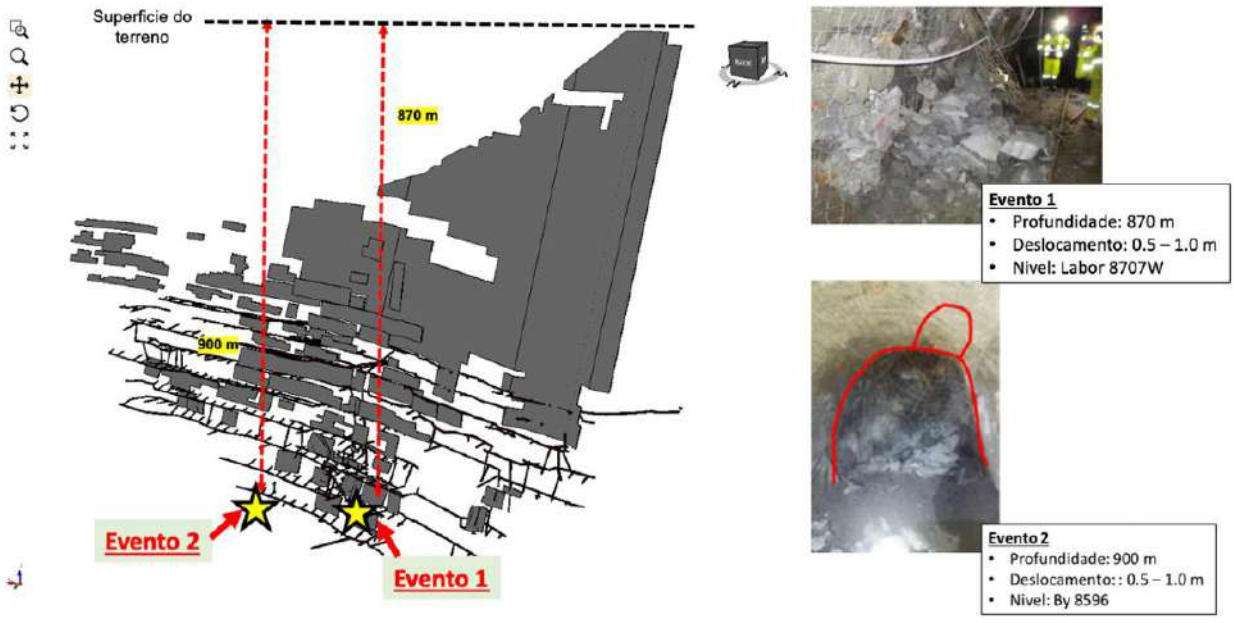


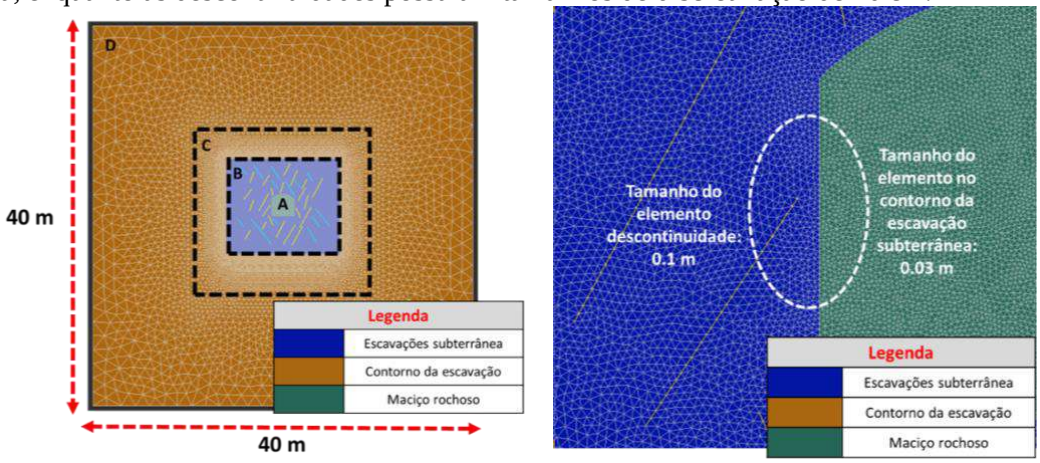
Figura 8. Localizações dos eventos sísmicos importantes na mina subterrânea

7 RETRO ANÁLISES MEDIANTE MODELAGEM NUMÉRICA FEM-DEM

7.1 Discretização e parâmetros da modelagem numérica do maciço rochoso e descontinuidades

Com relação aos eventos de rockburst em escavações subterrâneas, que apresentavam uma configuração geométrica de 2,1 x 2,4 m, foram definidos diferentes subdomínios, conforme mostrado na Figura 9 (a). No primeiro subdomínio, A, detalhou-se a discretização no interior do túnel; para o domínio B, no contorno da escavação, utilizou-se uma malha mais precisa de 10 cm para observar o processo de fraturamento crítico no contorno da escavação. No caso do Subdomínio C, foi utilizado um tamanho de malha de 0,5 m; e por último, o subdomínio D foi discretizado com tamanho de 1,5 m, mais distante da zona de rockburst.

No caso da Figura 9 (b) se detalha discretização com tamanho de 3 cm no contorno da escavação subterrânea, enquanto as descontinuidades possuíam tamanhos de discretização de 10 cm.



(a) (b)

Figura 9. (a) Subdomínios da modelagem numérica (b) Discretização no contorno da escavação By 8707 W

Na Tabela 6, apresenta-se as propriedades do maciço rochoso e descontinuidades no modelo FEM/DEM, a partir de ensaios de laboratório, assim como as propriedades de tenacidade da rocha que foram obtidas de investigações de rocha de granodiorito como Vazaios (2018), Salinas (2018) e Peçanha (2024).

Tabela 6. Propriedades do modelo numérico para rocha intacta e descontinuidades

Rocha intacta			Descontinuidades com preenchimento		
Parâmetro	Unidade	Parâmetro numérico	Parâmetros	Unidade	Parâmetro numérico
Modulo de Young	Pa	2,2*10^10	Coeficiente de atrito	-	0,7
Poisson	-	0,14	Resistência à tração	Pa	1,0*10^6
Penalidade de contato normal (pn)	Pa/m	6,5*10^11	Coesão	Pa	1,4*10^6
Contato tangencial normal (pr)	Pa/m	6,5*10^11	Penalidade de contato normal (pn)	Pa	5,0*10^11
Penalidade por fratura (pr)	Pa	6,5*10^11	Contato tangencial normal (pr)	Pa/m	6,5*10^11
Coeficiente de atrito	-	1,2	Penalidade por fratura (pr)	Pa	6,5*10^11
Coesão	Pa	1,2*10^7	Energia da fratura - Modo I**	N/m	150
Resistência à tração	Pa	1,0*10^7	Energia da fratura - Modo II**	N/m	950
Energia da fratura - Modo I**	N/m	58	-	-	-
Energia da fratura - Modo II**	N/m	580	-	-	-

* Modelling of Hard Rockmasses with Non-Persistent Joints to Assess the Stress Induced Damage of Deep Excavations (Vazaios, e.t. 2018)
** Estudo experimental para determinação da tenacidade à fratura ao Modo II (KIIC) através de ensaios DNBD (Peçanha, V. S., e.t. 2024)

7.2 Eventos de rockburst e quantificação de energia cinética

7.2.1 Resultados do modelo numérico FEM/DEM

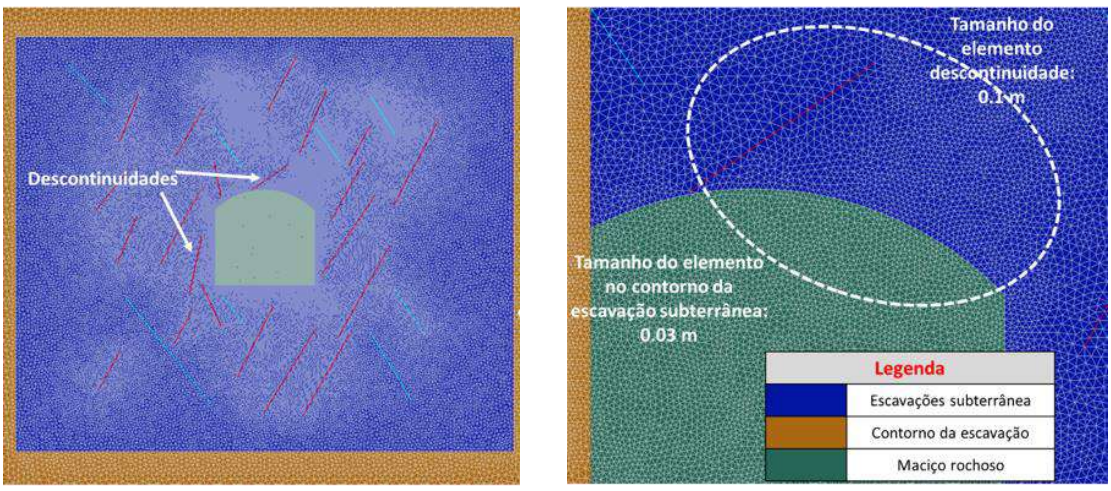
O primeiro evento sísmico ocorreu no túnel de extração By 8707W, a uma profundidade de 870 m de superfície. A litologia foi granodiorito, apresentando fraturamento regular e planos de descontinuidades na mesma direção do túnel de extração. Na Figura 10 (a), apresenta-se uma espessura de dano de 0,60 m ocorridos na parede esquerda do túnel. Na Figura 10 (b), é apresentada a modelagem numérica com 3’000,000 de

iterações a partir dos parâmetros mencionados anteriormente, visando calibrar o modelo numérico com o ocorrido na mina subterrânea.

(a) (b)

Figura 10. (a) Dano na parede ao momento de rockbusrt. (b) Evento com modelagem numérica

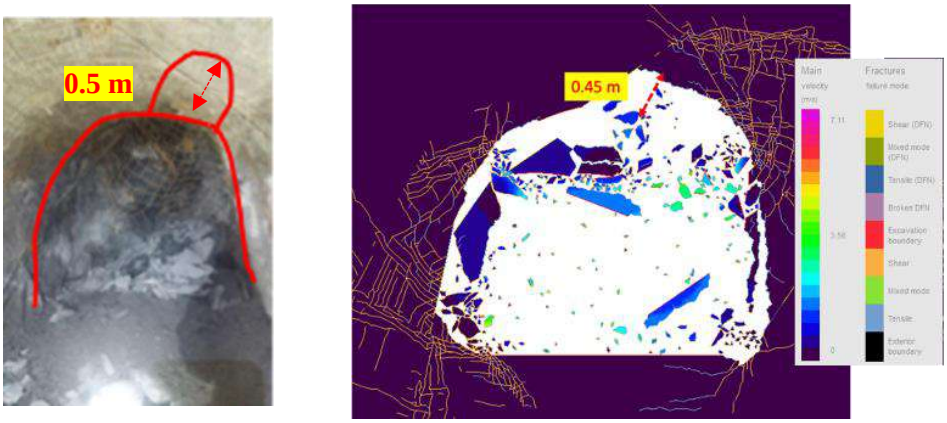
O segundo evento ocorreu no túnel de extração By 8596E, a uma profundidade de 900 metros da superfície, onde a litologia é granodiorito e o maciço rochoso apresenta um fraturamento regular e planos de descontinuidade subparalelos à direção da escavação subterrânea, como se apresenta na Figura 11 (a). Na configuração das descontinuidades, formam-se cunhas no teto direito da escavação como mostrada na Figura 11 (b), com discretização de 10 cm nas descontinuidades e no contorno da escavação subterrânea, com discretização de 3 cm.



(a) (b)

Figura 11. (a) Discretização do túnel e descontinuidades (b) Detalhe da discretização no teto direito

O evento de *rockburst* gerou desprendimento dos blocos de rochas no teto superior direita com uma profundidade de 0,5 m, como apresenta-se na Figura 12 (a). A partir de aquele evento, foi realizado um segundo retro análises com 3’000,000 de iterações, de maneira de alcançar uma espessura de dano semelhante ao que ocorreu como se apresenta na Figura 12 (b) e permitindo assim ajustar os parâmetros numéricos do modelo FEM/DEM.



(a) (b)

Figura 12. (a) Dano na parede ao momento de *rockbusrt*. (b) Evento com modelagem numérica no teto superior direito

7.2.2 Cálculo da energia cinética dos eventos sísmicos

No cálculo da energia cinética e as velocidades de ejeção, foram calculados os valores de velocidade para cada elemento ejetado "*vi*" multiplicados com valores de massa "*mi*" (Ver equação 1), de maneira de determinar o valor total de energia cinética unitário e determinar o valor total de cada evento de *rockburst*.

$$Ek = \frac{1}{2}\sum_{k=0}^{n} mi * vi^2 \quad (1)$$

No caso do primeiro evento, a energia cinética foi de 4,72 KJ/m^2, com uma velocidade média de ejeção de 2,63 m/s. No segundo evento, a energia cinética foi de 16,2 KJ/m^2, com uma velocidade média de ejeção de 3,26 m/s. Na Tabela 7, é apresentado o valor total de energia para cada modelo numérico de retro análise.

Tabela 7. Cálculo de energia cinética de ejeção da modelagem numérica

Evento rockburst	Número de Elementos	N° Blocos	ΣÁreas elementos (m^2)	ΣMassa elementos (kgr/m^2)	Velocidade média (m/seg.)	ΣEnergía cinética (kJ/m^2)
By 8707W Nv. 516 (Evento 1)	112020	1	0.145	405.7	1.59	0.513
		2	0.028	77.6	1.59	0.098
		3	0.018	50.4	1.59	0.064
		4	0.136	379.7	2.46	1.149
		5	0.032	88.8	2.46	0.269
		6	0.075	211.1	2.46	0.639
		7	0.014	38.6	4.26	0.351
		8	0.010	28.3	4.82	0.329
		9	0.010	28.8	1.6	0.037
		10	0.041	114.8	4.6	1.215
					2.63	**4.72**
By 8596E Nv. 470 (Evento 2)	111484	1	0.28	785.7	1.7	1.16
		2	0.09	246.4	4.8	2.86
		3	0.23	638.4	2.5	2.06
		4	0.10	277.2	7.1	7.01
		5	0.01	15.7	3.6	0.10
		6	0.22	609.6	2.5	1.86
		7	0.12	336.6	1.9	0.61
		8	0.11	294.6	1.9	0.53
					3.26	**16.2**

8 CURVAS DE VELOCIDADES DE EJEÇÃO EM FUNCÃO DAS CARACTERÍSTICAS DESCONTINUIDADES

A partir das condições das descontinuidades de preenchimento e rugosidade (Ver item 7.1), foi possível desenvolver um gráfico próprio da mina do qual se pode determinar a profundidade de espessura de dano em futuros eventos sísmicos, levando em consideração a energia cinética através de uma análise de sensibilidade em função das características de preenchimento de descontinuidades.

Para isso, foram estabelecidos diferentes cenários com base nas características do coeficiente de ângulo de atrito, onde os valores são 0.4,0.5 e 0.6; e foram determinados os valores de velocidades média e energia cinética de cada cenário. Na Tabela 8, é apresentado o resumo dos valores de energia cinética para diferentes coeficientes de ângulo de atrito.

Tabela 8. Energia de velocidade de ejeção para deferentes coeficientes de ângulo de atrito

Espessura de dano (m)	Coeficiente de ângulo de atrito	Σ Áreas elementos (m2)	Σ Massa elementos (kgr/m2)	Velocidades média (m/seg)	Σ Energia cinética (kJ/m2)
0.80	0.4	0.8	2265.8	5.30	17.6
		0.6	1624.6	6.20	34.7
		0.9	2562.2	4.53	8.9
0.70	0.5	0.7	1841.0	4.70	15.3
		1.3	3704.1	5.83	30.4
		1.1	1510.8	5.31	27.3
0.50	0.6	1.2	3267.3	3.26	16.2
		0.9	2282.2	3.04	5.7
		0.8	2429.0	2.76	6.8
		0.9	1889.7	2.80	6.1

Na Figura 13, apresenta-se as curvas de velocidades de ejeção e energia cinética para diferentes valores de coeficientes de ângulo de atrito.

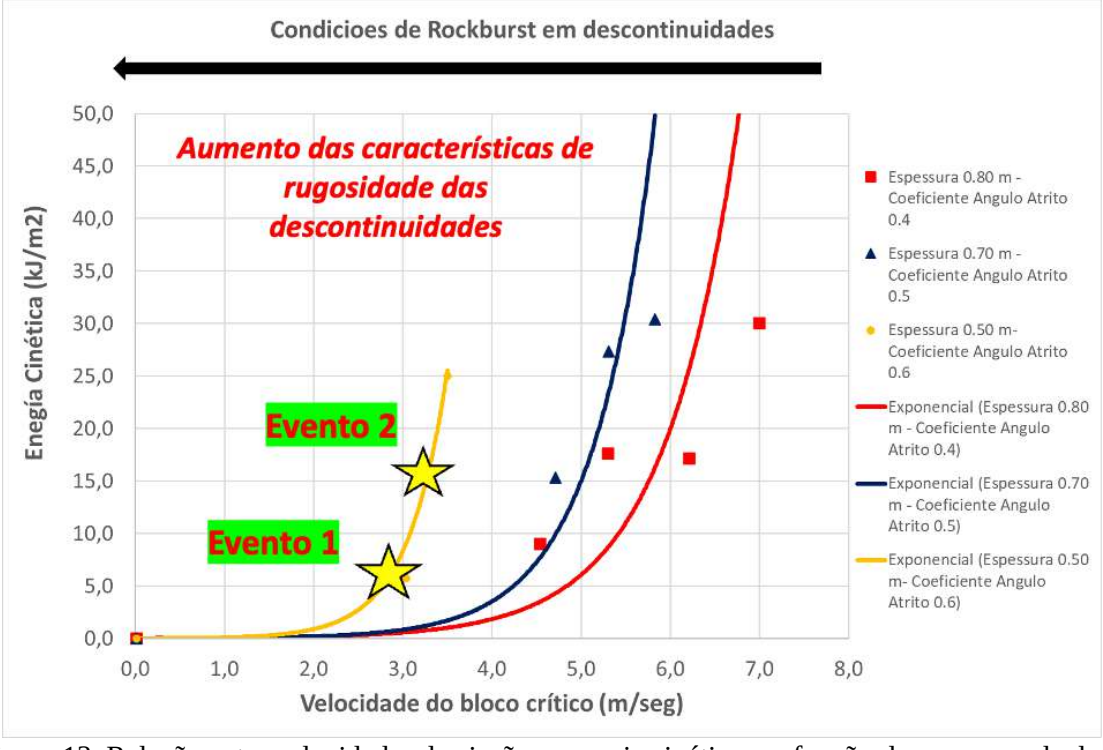


Figura 13. Relação entre velocidades de ejeção e energia cinética em função da espessura de dano

9 CONCLUSÕES E RECOMENDACÕES

O uso do modelo numérico FEM/DEM permitiu determinar os valores da energia cinética dos eventos sísmicos mais importantes na mina subterrânea. O primeiro evento apresenta uma energia de 4,72 KJ/m² e o segundo de 16,2 KJ/m². Além disso, detalha-se a importância das condições de preenchimento do quartzito, que são um causador de rockburst na mina subterrânea Orex. Por último, realizou-se uma análise de sensibilidade mediante modelagem numérica, utilizando uma tabela empírica de velocidades de ejeção e espessura de dano, em função das características próprias das descontinuidades. Recomenda-se complementar esta análise com ensaios de laboratório de mecânica das rochas e realizar análises de sensibilidade em função dos parâmetros de energia de fratura e ensaios de propagação da fratura do tipo I e II, devido ao fato de serem indicadores iniciais da propagação da rotura em eventos de rockburst, alem disso como parâmetros no modelo numérico.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos a empresa mineradora Orex S.A. por outorgar os dados mecânica de rochas para desenvolver o tema de dissertação. Por último, o presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal da Nível Superior – Brasil (CAPES)

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anderson, E. (1951). The Dynamics of Faulting (2nd Edition). Edinburgh: Oliver & Boyd.

Bieniawski, Z. (1989). Enginnering Rock Mass Classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering. United States: Wiley & Sons.

Cai, M., & Kaiser, P. (2018). Rockburst Support Reference Book - Volume I: Rockburst phenomenon and support characteristics. Sudbury, Ontario, Canada: MIRARCO - Mining Innovation, Laurentian University.

Camones, L. A. M. (2015) Simulação Numérica do Processo de Propagação de Fraturas em Materiais Rochosos em Condições de Acoplamento Fluidomecânico. Rio de Janeiro. 139p. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.

Deere, D. (1962). Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes. University of Illinois.

Deere, D. U. (1968). Geologic Considerations. En K. G. Stagg, & O. C. Zienkiewicz (Edits.), Rock Mechanics in Engineering Practice (págs. 1-20). New York, USA: J. Wiley.

Evert, H., & Brown E.T.. (2018). The Hoek-Brown failure criterion and GSI - 2018 edition. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 19.

Feng, X.-T. (2018). Rockburst: Mechanicsms, Monitoring, Warning and Mitigation. Elsevier.

Geomechanica Inc. (2021). Irazu 2D Geomechanical Simulation Software. V.5.0 Tutorial Manual.

Griffith, A. (1921). The phenomena of rupture and flow in solids. Philosophical Trans-actions of the Royal Society of London, 221:163-98.

Guo, N. (2014). A coupled FEM/DEM approach for hierarchical multiscale modelling of granular media. International Journal for Numerical Methods in Engineering.Vol. 99, Pag. 789-818

Hudyma, M., Heal, D. & Potvin, Y. (2003) Evaluating Rockburst Damage Potential in Underground Mining. American Rock Mechanics Association (ARMA), The 41st U..S. Symposium of Rock Mechanics. Golden , Colorado, June 17-21, 2006.

Lisjak A., Garitte, B., Grasselli, G., Müller, H., & Vietor, T. (2015). The excavation of a circular tunnel in a bedded argillaceous rock (Opalinus Clay): short-term rock mass response and FDEM numerical analysis. Tunnelling and Underground Space Technology, 45:227-48.

Lisjak, A. (2013). Investigation the influence of mechanical anisotropy on the fracturing behaviour of brittle clay shales with application to deep geological repositories. Toronto, Canada: PhD Thesis.

Lisjak, A., Kaifosh, P., He, L., Tatone, B., Mahabadi, O., & Grasselli, G. (2017). A 2D, fully-coupled, hydro-mechanical, FDEM formulation for modelling fracturinf processes in discontinuous, porous rock masses. Computers and Geotechnics, 81:1-18.

Lisjak, A., Tatone, B., Mahabadi, O., Grasselli, G., Marschall, P., Lanyon, G., Nussbaumm, C. (2016). Hybrid finite-discrete element simulation of the EDZ formation and mechanical sealing process around a microtunnel in Opalinus Clay. Rock Mechanics and Rock Engineering, 49(5):1849 - 73.

Peçanha, V. S. (2024) Estudo experimental para determinação da tenacidade à fratura ao Modo II (KIIC) através de ensaios DNBD. Msc tesse , PUC-Rio.

Oliveira, D. (2020). Implementacao de um código numérico tridimensional para simulacao de processos de fraturamento em rochas. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.

Salinas, E. (2018) Análisis de Propiedades Geotécnicas de Algunas rocas comunes en Chile. 78 p. Memoria para obtar título de geológo – Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas – Departamento de Geología, U. de Chile.

Vazaios, I., Diederichs, M., & Vlachopoulos, N. (2018). Assessment of strain bursting in deep tunnelling by using the finite-discrete element method. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. Volume 11, Pag 12-37

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/784

Modelos DDA para o Estudo do Mecanismo de Estabilização com Ancoragens do Teto de Aberturas Subterrâneas

Paulo Gustavo Cavalcante Lins
Professor, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, plins@ufba.br

Larissa Regina Costa Silveira
Professora, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, larissarcs@ufba.br

Erisvaldo Bitencourt de Jesus
Professor, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, ebjesus@ufba.br

RESUMO: A análise de deformação descontínua (DDA) refere-se a uma classe de modelos numéricos que pode permitir a representação de maciços rochosos como sistemas compostos por blocos elásticos separados por descontinuidades que obedecem a um critério de ruptura. No presente trabalho o teto de uma escavação em um maciço rochoso fraturado é estudado. Sem o reforço de ancoragens existe a formação de uma zona solta no teto da escavação. Simulações foram realizadas também para o mesmo maciço com a inclusão de ancoragens no teto. Os modelos com ancoragens consideram a existência de uma rigidez entre dois blocos ligados pela ancoragem. Desta forma a carga na ancoragem não é imposta, mas calculada em cada simulação. Dois padrões de ancoragens foram adotados. No primeiro padrão as ancoragens são verticais. No segundo padrão as ancoragens na região central do teto são verticais e inclinadas na região próximas das laterais. Os resultados indicam que a carga das ancoragens individuais é diferente, com maior carregamento das ancoragens próximas das laterais do teto. As simulações permitem uma melhor compreensão do processo de estabilização de aberturas subterrâneas por meio de ancoragens.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de Deformação Descontínua (DDA), Aberturas Subterrâneas, Instabilidade de Teto, Ancoragens.

ABSTRACT: Discontinuous deformation analysis (DDA) refers to a class of numerical models that can allow the representation of rock masses as systems composed of elastic blocks separated by discontinuities that attends a failure criterion. In the present work the roof of an excavation in a fractured rock mass is studied. Without reinforcement of bolts, a loosening area will be formed on the roof of the excavation. Simulations were also carried out for the same mass with the inclusion of bolts in the roof. In this way, the load on the bolts is not imposed, but calculated in each simulation. Models with anchor consider the existence of stiffness between two blocks connected by the bolt. Two bolt patterns were adopted. In the first pattern, the bolts are vertical. In the second pattern, the bolts in the central region of the roof are vertical and inclined in the region close to the sides. The results indicate that the load of the individual bolts is different, with greater loading of the bolts close to the sides of the roof. The simulations allow a better understanding of the process of stabilizing underground openings using bolts.

KEYWORDS: Discontinuous Deformation Analysis (DDA), Underground Openings, Roof Instability, Bolts.

1 INTRODUÇÃO

Aberturas subterrâneas com teto com estratificação horizontal podem formar uma zona solta acima do teto que se torna instável. Por conseqüência uma parte do teto pode desabar. Por um processo de arqueamento o carregamento acima da abertura no teto pode ser transferido para as laterais da abertura. Em aberturas subterrâneas de Engenharia é possível controlar a instabilização com a instalação de ancoragens. O dimensionamento destas ancoragens é usualmente realizado por métodos empíricos ou baseado em soluções analíticas.

O conceito de unidade de reforço de rocha admite que o perímetro em torno de uma ancoragem individual está em equilíbrio limite e assim é possível definir uma carga para a ancoragem, conforme desenvolvem Lang e Bischoff (1981). Soluções analíticas são apresentadas por Bischoff e Smart (1975) e Krauland (1983) que assumem a hipótese que se desenvolve um arco plano de tensões no teto da abertura, onde uma zona de compressão é criada por sobreposição da ação dos bulbos de tensão das ancoragens.

No presente trabalho a análise de deformação descontínua (DDA) é aplicada para representar o processo de instabilização do teto fraturado acima de uma abertura subterrânea. Inicialmente um modelo sem reforço é utilizado para estudar a instabilização do teto e o processo de reequilíbrio do sistema com o arqueamento das tensões e formação de vigas aduela ("voussoir") acima da zona solta. Dois modelos com diferentes padrões de ancoragens forma construídos. Estes modelos ilustram o processo de estabilização permitem determinar as cargas nas ancoragens.

Os valores das cargas nas ancoragens são comparados com a referência do conceito de unidade de reforço de rocha, conforme Lang e Bischoff (1981).

A aplicação de modelos DDA para estudo da estabilização do teto de escavações em maciços fraturados já foi realizada por Yeung (1993) e Nie (2019). Hatzor e Benary (1998) e Tsesarsky e Hatzor (2006) apresentam a utilização de modelos DDA para avaliação da estabilidade de vigas aduela ("voussoir").

No presente trabalho o teto de uma escavação em um maciço rochoso fraturado foi avaliado utilizando a análise de deformação descontínua (DDA). Três diferentes cenários/modelos foram avaliados. O primeiro de uma escavação sem sistema de reforço. O segundo e o terceiro, com sistemas de reforços com ancoragens em dois diferentes padrões.

2 FORMULAÇÃO DA ANÁLISE DE DEFORMAÇÃO DESCONTÍNUA (DDA)

A formulação da análise de deformação descontínua (DDA) é detalhada, por exemplo, em Hatzor *et al*. (2018). O DDA permite realizar modelagem de sistemas compostos por blocos de rocha individuais separados por descontinuidades. A simulação pode representar grandes deslocamentos. Cada bloco possui seis variáveis: deslocamentos horizontais e verticais, rotação, deformação axial horizontal e vertical e distorção angular.

As variáveis são relacionadas com os esforços equivalentes por meio de uma matriz de forma:

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{K}_{11} & \boldsymbol{K}_{12} & \cdots & \boldsymbol{K}_{1n} \\ \boldsymbol{K}_{21} & \boldsymbol{K}_{22} & \cdots & \boldsymbol{K}_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \boldsymbol{K}_{n1} & \boldsymbol{K}_{n2} & \cdots & \boldsymbol{K}_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{d}_1 \\ \boldsymbol{d}_2 \\ \vdots \\ \boldsymbol{d}_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{F}_1 \\ \boldsymbol{F}_2 \\ \vdots \\ \boldsymbol{F}_n \end{Bmatrix} \quad (1)$$

Onde as submatrizes na diagonal principal $\mathbf{K}_{ii}$ representam a rigidez do bloco individual, e as submatrizes fora da diagonal principal $\mathbf{K}_{ij}$ representam a rigidez do contato entre dois blocos.

Algoritmos de detecção de contato entre blocos são utilizados para definir criação de novos contatos, manutenção de contatos ou perda de contato. Os algoritmos envolvem contatos vértice-vértice, vértice-aresta e aresta-aresta.

Na formulação adotada as equações de movimento são resolvidas para cada passo de tempo por meio de um procedimento de solução incremental. A minimização da energia potencial permite determinar um sistema de equações que relaciona deslocamentos, velocidades e acelerações com forças aplicadas, que pode ser representado como:

$$\boldsymbol{K}\boldsymbol{d} + \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{d}} + \boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{d}} = \boldsymbol{F} \quad (2)$$

Onde **K** é a matriz de rigidez, **C** é a matriz de viscosidade, **M** é a matriz de massa, **F** é o vetor de forças externas, $\boldsymbol{d}$, $\dot{\boldsymbol{d}}$ e $\ddot{\boldsymbol{d}}$ são os vetores deslocamento, velocidade e aceleração, respectivamente.

A Figura 1 representa uma ancoragem de comprimento l conectando um ponto (x_1, y_1) em um bloco i com um ponto (x_2, y_2) em um bloco j, sendo a rigidez da ancoragem s, a força atuante na ancoragem é definida como:

$$f = -s \cdot \frac{dl}{l} \quad (3)$$

Note-se que nesta formulação, para representar as ancoragens no modelo, o reforço é representado por incremento de rigidez no sistema.

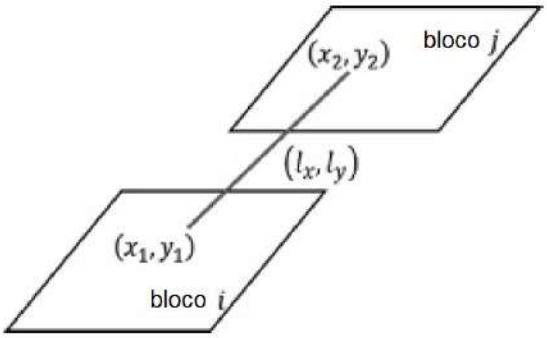


Figura 1. Conexão de ancoragens no DDA (Hatzor *et al*., 2018).

3 MODELO SEM SUPORTE

A configuração inicial do modelo sem suporte é mostrada na Figura 2. Os blocos nas laterais e na base são blocos fixos. A abertura possui oito metros de largura e quatro metros de altura. Os blocos nas laterais da abertura permitem verificar o carregamento das paredes. Na região do teto os blocos possuem lados iguais de um metro. O padrão de fraturamento no teto envolve uma família subhorizontal persistente e uma família subvertical não persistente, o que configura uma aparência de imbricamento.

A análise foi realizada com a configuração mostrada na Figura 2, com carregamento tipo ligar a gravidade. As análises foram estáticas. O programa DDA 2D de Shi (2019) foi utilizado nas análises.

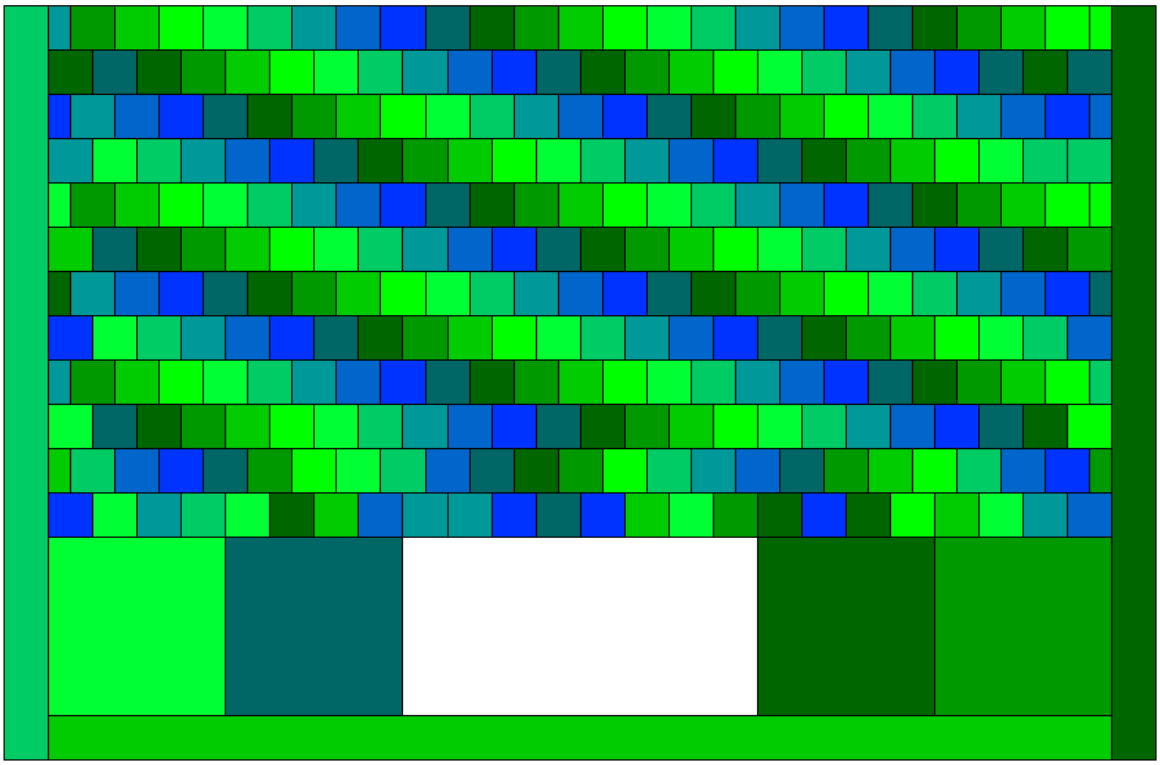


Figura 2. Modelo sem suporte, configuração inicial.

Os blocos foram assumidos com um módulo de elasticidade E = 5 GPa e um coeficiente de Poisson ν = 0,25, o peso específico foi de γ = 26 kN/m^3. A resistência das descontinuidades foi tomada com um ângulo de atrito ϕ = 15º e coesão nula.

A Figura 3 mostra a configuração final do modelo, após a estabilização do movimento dos blocos. Uma zona solta se formou acima da abertura. Nota-se que três linhas de blocos se precipitaram para o interior da escavação. Outras três linhas de blocos mantiveram-se estáveis após um movimento, indicando que as tensões laterais equilibram estes blocos, formando vigas aduela ("voussoir").

Na Figura 3 as linhas vermelhas nos centróides dos blocos indicam a magnitude e orientação das tensões principais. O padrão geral mostra um alívio de tensões acima da abertura, com as tensões arqueando para as laterais. O arqueamento das tensões se mostra visível.

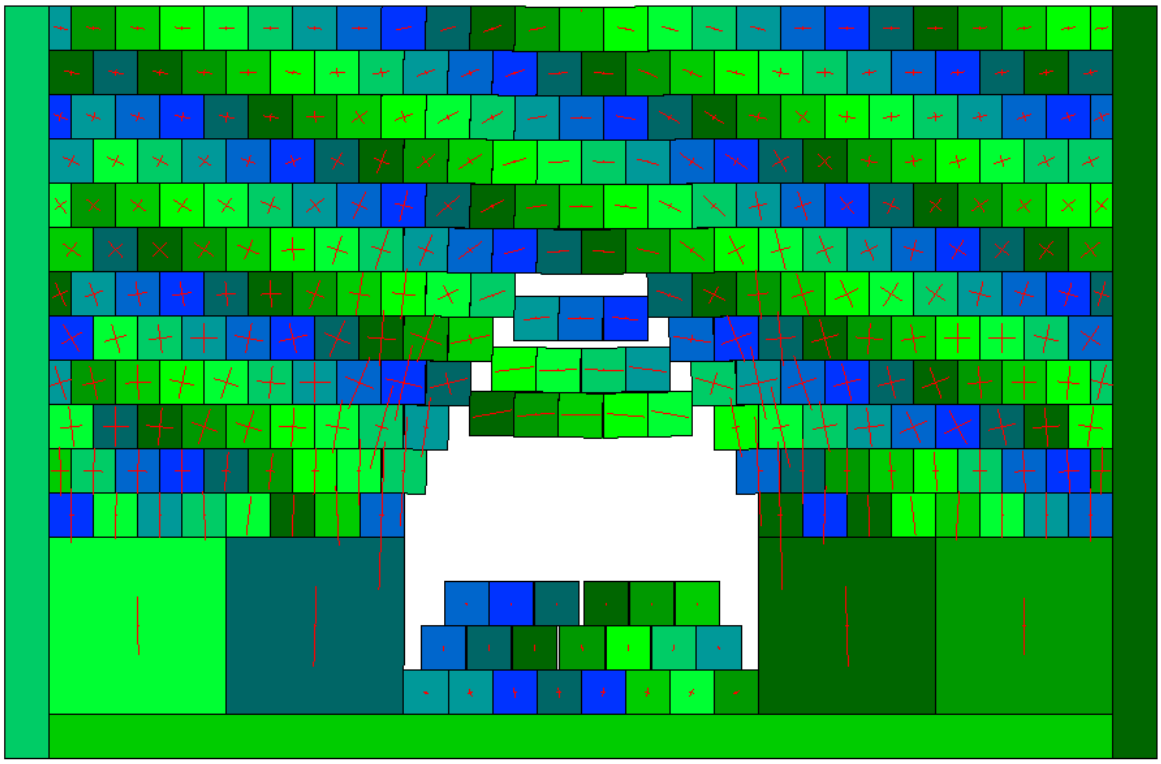


Figura 3. Modelo sem suporte, configuração final.

4 MODELOS COM SUPORTE

Os blocos nos modelos com suporte são idênticos aos do modelo sem suporte. A diferença dos modelos está no padrão das ancoragens. A configuração inicial do modelo com o primeiro padrão de ancoragens está mostrada na Figura 4. Neste padrão são representadas oito ancoragens verticais. A rigidez das ancoragens foi tomada como a de barras de aço, com 2,5 cm de diâmetro.

A configuração final do modelo com suporte com o primeiro padrão de ancoragem é mostrado na Figura 5. Nota-se que a posição dos blocos é praticamente idêntica da configuração inicial, ou seja, as ancoragens foram efetivas no sentido de manter os blocos estáticos.

Na Figura 5 a orientação das tensões principais (linhas vermelhas) mostra um padrão de arqueamento acima do que seria a região da zona solta do modelo sem suporte. Embora as ancoragens sejam verticais, existe um carregamento horizontal dos blocos na região ancorada, formando uma nova região de vigas aduela ("voussoir"). Pode-se interpretar também que a hipótese do desenvolvimento de um arco plano de tensões no teto da abertura é confirmada, conforme indica os modelos de Bischoff e Smart (1975) e Krauland (1983).

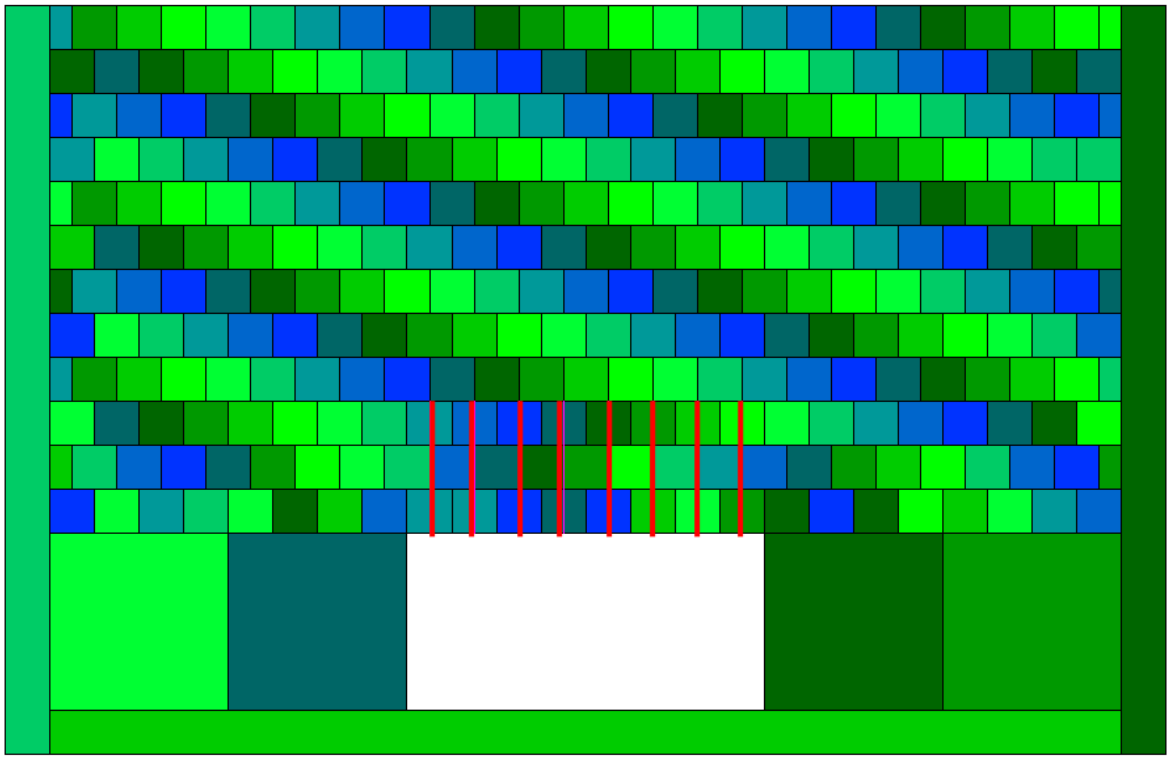


Figura 4. Modelo com suporte, primeiro padrão de ancoragens, configuração inicial.

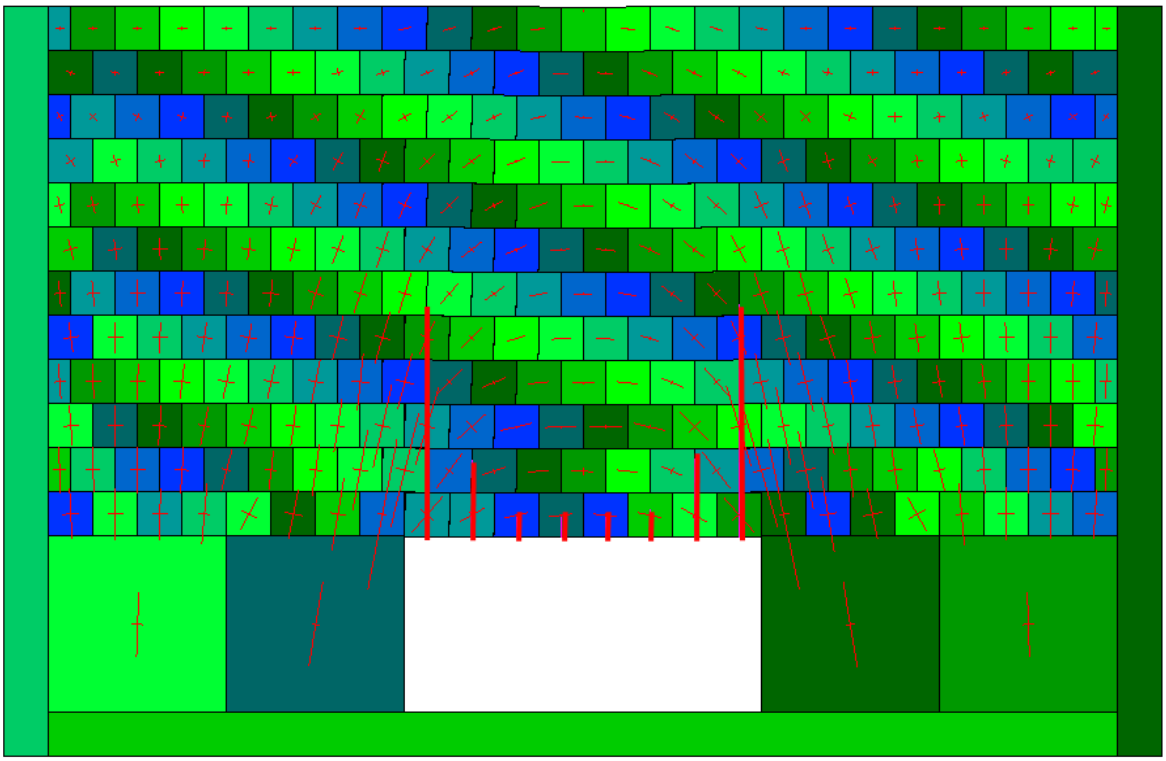


Figura 5. Modelo com suporte, primeiro padrão de ancoragens, configuração final.

A Figura 6 mostra o modelo com suporte, com o segundo padrão de ancoragens. A diferença do primeiro padrão de ancoragens é que agora as duas primeiras e as duas últimas linhas de ancoragens estão inclinadas.

A Figura 7 mostra também pequenos movimentos dos blocos, o que também confirma a eficiência deste padrão de suporte. Na Figura 7 observa-se também uma orientação das tensões principais (linhas vermelhas) indicando um arqueamento das tensões acima da zona solta do modelo sem suporte. Na região onde seria a zona solta existe um carregamento horizontal dos blocos o que os estabiliza.

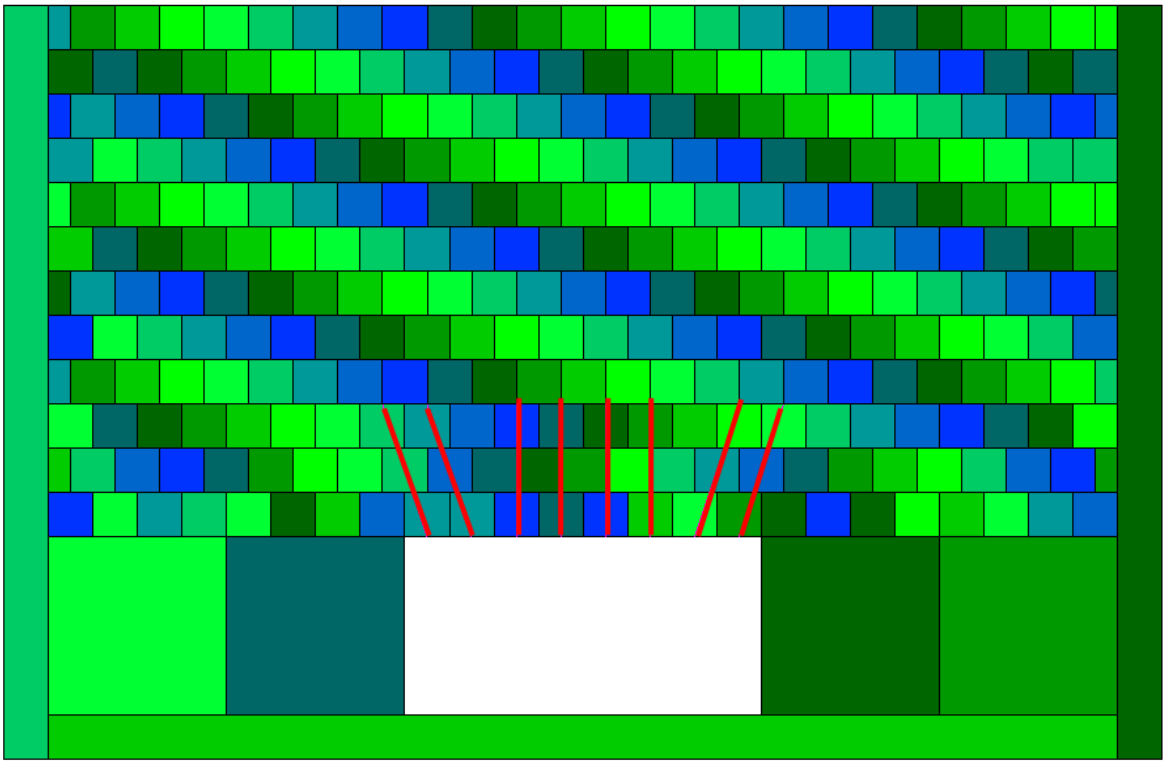


Figura 6. Modelo com suporte, segundo padrão de ancoragens, configuração inicial.

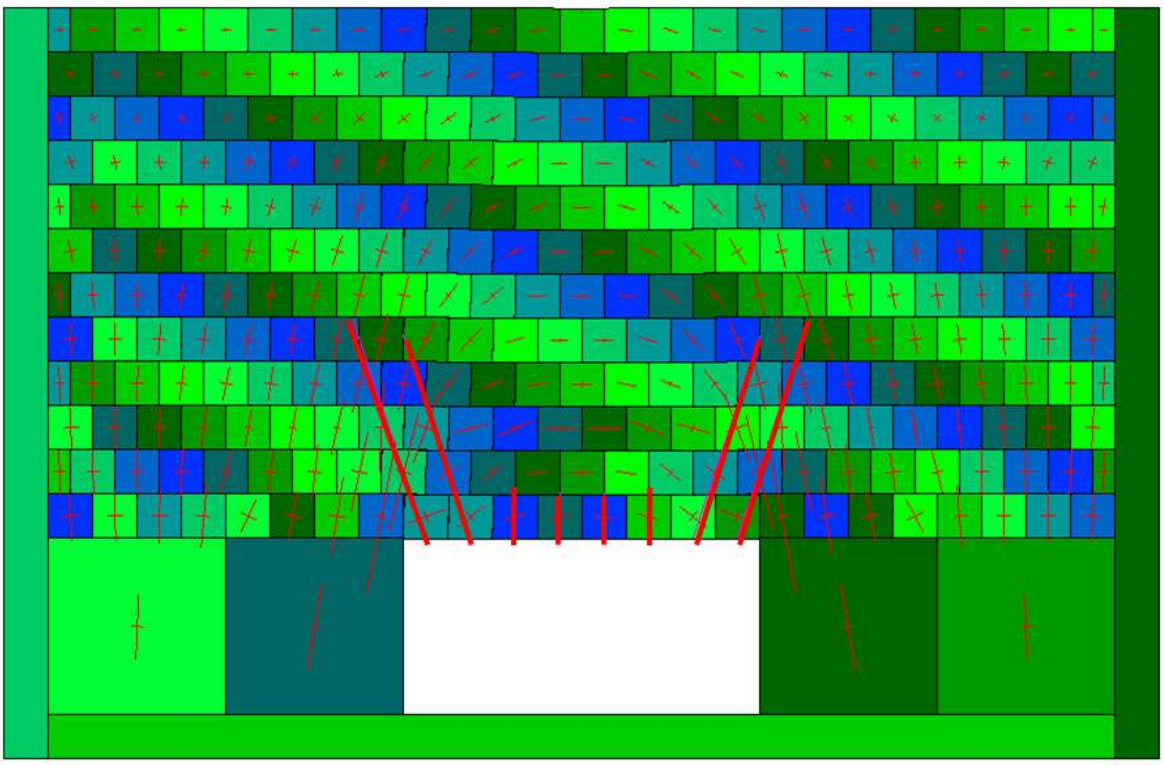


Figura 7. Modelo com suporte, segundo padrão de ancoragens, configuração final.

As cargas nas ancoragens obtidas nas duas análises são mostradas na Tabela 1. Note-se que as cargas são maiores nas ancoragens das laterais e menores nas ancoragens do centro. A pequena não simetria das cargas pode ser atribuída ao processo iterativo de cálculo do modelo DDA.

Tabela 1. Cargas, em kN, nas oito ancoragens dos dois modelos.

Modelo	1	2	3	4	5	6	7	8
Primeiro padrão	289,7	97,0	27,7	24,9	28,4	34,6	99,2	292,3
Segundo padrão	168,0	155,7	38,3	34,3	33,0	36,9	155,6	167,0

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Por meio do conceito de unidade de reforço de rocha cada ancoragem possui uma área de influência definida por um espaçamento *s*, as ancoragens possuem comprimento *l* e atuam em um maciço que possui altura da rocha não carregada acima da superfície da abertura *D*, conforme ilustrado na Figura 8 (Lang e Bischoff, 1981).

Sendo α um parâmetro igual a 1 para ancoragens passivas e igual a 0,5 para ancoragens ativas; γ é o peso específico da rocha; $\mu = \tan \phi$, onde ϕ é o ângulo de atrito do maciço; *c* é a coesão do maciço, e *h* é o carregamento acima a unidade de reforço de rocha, *k* é o coeficiente de empuxo horizontal; a carga na ancoragem (*T*) pode ser calculada por:

$$T = \alpha \cdot \frac{\gamma \cdot A \cdot R}{\mu \cdot k} \cdot \left(1 - \frac{c}{\gamma \cdot R} - \frac{\mu \cdot h}{\gamma \cdot R}\right) \cdot \left[\frac{1-e^{-\mu \cdot k \cdot D/R}}{1-e^{-\mu \cdot k \cdot l/R}}\right] \quad (4)$$

Adotando-se $\alpha = 1$; $\gamma = 26$ kN/m^3; $\phi = 15º$; $c = 0$; $h = 0$; $l = 3$ metros; $k = \nu/(1-\nu) = 0{,}25/(1-0{,}25) = 0{,}33$; D = 12 metros; chega-se a uma carga na ancoragem $T = 98{,}6$ kN. Os valores obtidos nas simulações DDA, indicados na Tabela 1, são menores que este valor de referência para as ancoragens do centro e maiores para as ancoragens das laterais.

Os valores de carga nas ancoragens das análises DDA são consistentes em ordem de grandeza com o obtido na análise pelo conceito de unidade de reforço de rocha.

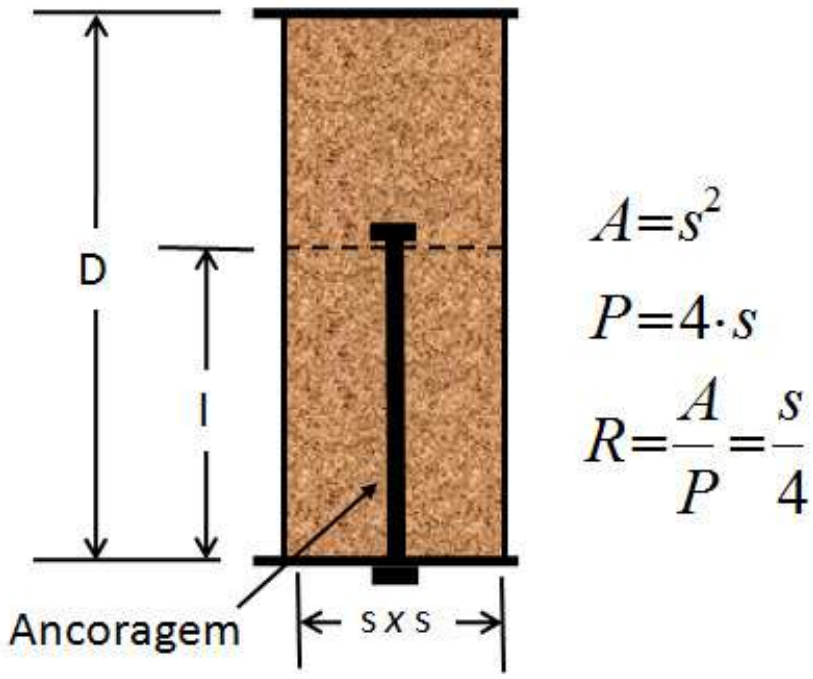


Figura 8. Conceito de unidade de reforço de rocha (modificado de Lang e Bischoff, 1981).

6 CONCLUSÕES

No modelo sem reforço se observa a formação de uma zona solta acima da abertura subterrânea. As primeiras linhas de blocos se desprendem completamente. As linhas de blocos imediatamente superiores se movimentam verticalmente formando vigas aduela ("voussoir"), onde os esforços horizontais mobilizam a resistência ao cisalhamento entre os blocos criando uma situação de equilíbrio do conjunto. A orientação das tensões principais mostra um processo de arqueamento dos esforços para a lateral da abertura.

Nos modelos com reforço de ancoragem se observa um confinamento da região que formaria a zona solta, resultando em estabilidade do sistema. As ancoragens geram esforços horizontais que mobilizam a resistência ao cisalhamento dos blocos, em um mecanismo similar ao preconizado pela solução analítica do modelo de arco plano de tensões no teto.

O padrão de ancoragem com inclinação apresenta esforços menores nos elementos de reforço. As ancoragens próximas as laterais da abertura apresentam cargas maiores. Os valores das cargas das ancoragens dos modelos DDA possuem cargas similares, em ordem de grandeza, das cargas previstas pelo modelo do conceito de unidade de reforço de rocha.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bischoff, J.A., Smart, J.D. (1975) A method of computing a rock reinforcement system which is structurally equivalent to an internal support. In: 16th US Symposium on Rock Mechanics, Minneapolis. *Proceedings*… p.179-184.

Hatzor, Y.H., Benary, R. (1998) The stability of a laminated voussoir beam: Back analysis of a historic roof collapse using DDA. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(2), p.165-181.

Hatzor, Y.H., Ma, G., Shi, G.-H. (2018) *Discontinuous deformation analysis in rock mechanics practice*. CRC Press, Boca Raton. 388p.

Krauland, N. (1983) Rock bolting and economy. In: International Symposium on Rock Bolting, Abisko. *Proceedings*… p.499-507.

Lang, T.A., Bischoff, J.A. (1981) *Research study of coal mine rock reinforcement*. US Bureau of Mines Open File Report OFR 72-82. 224pp.

Nie, W. (2019) *Reinforcement mechanism of rockbolt system for underground excavation*. Disponível em: <https://hdl.handle.net/10356/83549>. Acesso em 20 fev. 2024.

Shi, G.-H. (2019) *DDA 2D. The original version of 2D DDA for Windows platform*. Disponível em: <https://www.ddamm.org /wiki/Softwares#DDA_2D>. Acesso em 21 jun. 2022.

Tsesarsky, M., Hatzor, Y.H. (2006) Tunnel roof deflection in blocky rock masses as a function of joint spacing and friction – A parametric study using discontinuous deformation analysis (DDA). *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(1), p. 29-45.

Yeung, M.R. (1993) Analysis of a mine roof using the DDA method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 30(7), p.1411-1417.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/785

Monitoramento de Vibrações Geradas no Desmonte de Rochas por Explosivos em Barragens e Pilhas de Rejeito de Mineração

Marcelo Lopes Mendes
Engenheiro de Minas, Belo Horizonte, Brasil, marcelo@vibroengenharia.com.br

Marcio Fernandes Leão
Geólogo-Geotécnico, Tractebel/UFV, Belo Horizonte, Brasil, marciotriton@hotmail.com

RESUMO: As atividades de engenharia que envolvem o uso de explosivos industriais devem ser rigorosamente controladas, principalmente no desmonte de rochas convencionais, seja na construção civil ou mineração. Esse controle visa a prevenção de danos estruturais e/ou estéticos em edificações localizadas nas proximidades (casas, edificações históricas, etc.). Também devem ser controlados outros impactos ambientais inerentes à atividade de mineração, como: propagação de ruídos e sobrepressão acústica atmosférica entre outros. Neste contexto destaca-se o objetivo geral do artigo que buscou avaliar o armazenamento e utilização de explosivos. Além disso, buscou-se a análise dos resultados de um conjunto de medições sismográficas que foram executados em 2019 em mineração subterrânea, localizada na região noroeste de Minas Gerais, junto às frentes de produção e desenvolvimento da lavra subterrânea executada com operação unitária de desmonte de rochas por explosivos. Como metodologia, foi realizada uma pesquisa documental, assim como estudos de caso, produzindo uma revisão de literatura com abordagem qualitativa-quantitativa e exploratória. Foi verificado durante o trabalho que é primordial a realização de uma análise técnica rigorosa com avaliação dos níveis de vibração no maciço rochoso geradas na operação unitária de desmonte de rochas por explosivos e/ou em eventual detonação acidental de explosivos armazenados. Esse monitoramento se mostra eficaz na avaliação e potencial do dano em estruturas físicas de barramento (barragem de rejeitos de mineração) existente no entorno da área de mineração, evitando assim danos diretos às estruturas, ou mesmo, gerando gatilhos para eventos de colapso global destas estruturas.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem de Mineração, Monitoramento Sismográfico, Desmonte de Rochas por Explosivos.

ABSTRACT: Engineering activities that involve the use of industrial explosives must be strictly controlled, especially when dismantling conventional rocks, whether in civil construction or mining. This control aims to prevent structural and/or aesthetic damage to buildings located nearby (houses, historic buildings, etc.). Other environmental impacts inherent to mining activities must also be controlled, such as: noise propagation and atmospheric acoustic overpressure, among others. In this context, the general objective of the article stands out, which sought to evaluate the storage and use of explosives. Furthermore, we sought to analyze the results of a set of seismographic measurements that were carried out in 2019 in underground mining, located in the northwest region of Minas Gerais, next to the production and development fronts of underground mining carried out with a unitary dismantling operation. rocks by explosives. As a methodology, documentary research was carried out, as well as case studies, producing a literature review with a qualitative-quantitative and exploratory approach. It was verified during the work that it is essential to carry out a rigorous technical analysis with evaluation of the vibration levels in the rock mass generated in the unitary operation of dismantling rocks using explosives and/or in the eventual accidental detonation of stored explosives. This monitoring proves to be effective in evaluating the potential for damage to physical dam structures (mining tailings dam) existing around the mining area, thus avoiding direct damage to the structures, or even generating triggers for global collapse events of these structures.

KEYWORDS: Dam Mining, Seismographic Monitoring, Rock Blast.

1 INTRODUÇÃO

As atividades de monitoramento sismográfico em barragens e pilhas de rejeito de mineração são regidas por normas técnicas que sugerem parâmetros de medição e limites definidos na avaliação de prováveis danos. No caso específico do desmonte de rochas por explosivos em mineração a velocidade de vibração de partícula (Vp), expressa em mm/s, é o parâmetro que tem dado melhor correlação na avaliação de possíveis danos às estruturas atribuídos às vibrações do terreno (MELLO, 2011).

A construção de uma barragem é uma tarefa que na fase de projeto obriga a tomada de decisão quanto ao tipo de barragem a ser projetada, sendo sua escolha essencialmente dependente de fatores geológicos, morfológicos, finalidade da estrutura, fatores de segurança e o fator econômico. Em seguida, faz-se uma reflexão não exaustiva sobre os tipos de barragens existentes distinguindo as barragens rígidas, as não rígidas ou de aterro (ALMEIDA, 2015).

O aumento do número de acidentes em barragens, tornou crescente a preocupação com a segurança deste tipo de estrutura. Acidentes com barragens causam problemas em larga escala e quase sempre catastróficos, haja vista que a falha destas estruturas pode deixar áreas inundadas, leitos d'água contaminados, plantações dizimadas e causar mortes de populações e animais (COSTA, 2012).

No Brasil, como forma de minimizar o risco de uma barragem e identificar possívei problemas, são realizadas inspeções periódicas para identificação de anomalias no barramento e suas estruturas auxiliares e uso de tecnologias que possibilitam conhecer a estrutura internamente seguindo a legislação da Lei Federal nº 12.334/2010 (Política nacional de Segurança de Barragens). Com base nas inspeções e nos dados obtidos com os equipamentos, é realizada a avaliação de risco da barragem, de modo a ser o principal instrumento para a prevenção de possíveis acidentes (BRASIL, 2010).

Neste contexto destaca-se o objetivo geral: avaliar o armazenamento e utilização de explosivos na operação unitária de mineração, assim como a análise dos resultados de um conjunto de medições sismográficas que foram executadas no ano de 2019 em empresa conceituada do setor de mineração, em suas frentes de lavra subterrânea com operação de desmonte de rochas por explosivos.

Os objetivos específicos foram: entender os diferentes tipos de barragens e suas principais características; mostrar as consequências da falta de monitoramento das barragens e seus impactos ambientais e sociais; aplicar a norma brasileira ABNT/NBR 9653:2018 que regulamenta a aplicação de explosivos atrelada ao controle de vibração no Brasil; avaliar algumas tecnologias utilizadas para o monitoramento de barragem; caracterizar a aplicação dos sismógrafos, assim como o levantamento de dados em uma barragem, mostrando os relatórios gerados e suas conclusões.

2 METODOLOGIA

Para avaliar danos decorrentes de detonações acidentais de explosivos em paióis de superfície e subterrâneos, bem como diretamente nas operações de mineração convencional, uma metodologia técnica específica foi empregada, seguindo os parâmetros das normas atuais, incluindo a Norma ABNT NBR 9653:2018, onde os pontos de captação de dados foram determinados entre os pontos de detonação e as estruturas mais próximas à área de mineração, incluindo a barragem de rejeitos, com o geofone (sensor) do sismógrafo fixado diretamente no terreno, ou diretamente no concreto das próprias estruturas usando-se gesso de secagem rápida.

As medições sismográficas foram realizadas com sismógrafos de engenharia devidamente calibrados em conformidade com a norma pertinente, com a seguinte configuração padrão de disparo (trigger):

- Vp > 0,254 mm/s
- Pressão Acústica > 100 dB (Mínimo)

Para vibrações inferiores aos valores de configuração de disparo foram atribuídos para efeito de cadastro os valores < 0,254 mm/s e < 100 dB.

As principais referências Normativas utilizadas foram as normas ANBT NBR 9653:2018 e ABNT NBR ISO/IEC 17025:2017 - Requisitos gerais para competência de laboratórios de ensaio e calibração. A seguir são apresentados conceitos que visam descrever as etapas realizadas para avaliação e controle da detonação.

2.1 Metodologia para Avaliação e Controle de Detonação

Um evento de detonação de explosivos é uma forma de emprego de energia pouco eficiente, uma vez que parte da energia é liberada ao meio ambiente, propagando-se através do maciço rochoso e do ar na forma de ondas, ruído e calor. A rocha não é um meio isotrópico, logo cada situação encontrada terá uma propagação de onda diferente, devido à direção e mergulho de foliações e acamamentos, distâncias entre planos de fraqueza, descontinuidades e flutuações no nível do lençol freático, além de parâmetros do próprio plano de fogo como desempenho do explosivo, acoplamento explosivo-rocha, intervalos de iniciação, entre outros.

Quando uma carga explosiva é detonada, sua energia potencial é liberada num intervalo de tempo muito curto, provocando uma onda de choque que é utilizada no trabalho de fragmentação da rocha, e podem ser captadas e registradas por instrumentos específicos, como os sismógrafos de engenharia.

A vibração pode ser descrita matematicamente como o modo com que um corpo ou partícula se move em determinado intervalo de tempo. Pode-se dizer que um corpo vibra quando descreve um movimento oscilatório em relação a um corpo de referência. O número de vezes que um ciclo do movimento se completa no período de um segundo é chamado de Frequência, medido em hertz (Hz). O movimento pode constituir-se em um único componente, ocorrendo numa única frequência, ou em vários componentes que ocorrem em frequências diferentes, simultaneamente.

O comportamento vibratório de um sistema pode ser estudado comparando-se as amplitudes de vibração em cada frequência. A Análise de frequência consiste na subdivisão de sinais de vibração em elementos individuais de frequência e é considerada base para o diagnóstico da vibração.

2.2 Parâmetros de Ação e Controle

No entorno da área de detonação, a energia transmitida ao maciço rochoso é captada na forma de uma vibração do terreno, que corresponde à passagem, através dos materiais (solo/rocha), de ondas sísmicas cuja frente se desloca radialmente a partir do ponto de detonação. Estas ondas produzem um movimento de partículas nos materiais.

Os parâmetros de medição da vibração mais utilizados compreendem a velocidade, a aceleração e o deslocamento da partícula no terreno, juntamente com sua respectiva frequência.

a) Velocidade de Vibração de Partícula

As vibrações do terreno são medidas através da Velocidade de Vibração de Partícula de Pico – PPV (peak particle velocity) expresso em mm/s. Este número é o valor máximo instantâneo da velocidade de uma partícula em um ponto durante um determinado intervalo de tempo, considerado como sendo o maior valor dentre os valores de pico das componentes de velocidade de vibração de partícula é o máximo valor de qualquer uma das três componentes ortogonais de velocidade de vibração de partícula medido durante um dado intervalo de tempo.

A vibração no terreno está condicionada às características das ondas sísmicas geradas, assim como das características do meio, onde o uso de modelos empíricos que relacionam velocidade de vibração de partícula, distância e a carga explosiva máxima por espera, são suficientes para uma aplicação prática. Atualmente são utilizadas as Equações 1 e 2, denominadas "equações de propagação", cujas formas são atualmente, a mais utilizada na previsão de possíveis danos estruturais.

$$Vp = k\left(\frac{D}{\sqrt{Q}}\right) \quad (1)$$

(usada quando a carga de explosivo apresenta o comportamento de uma carga cilíndrica)

$$Vp = k\left(\frac{D}{\sqrt[3]{Q}}\right) \quad (2)$$

(usada quando a carga de explosivo apresenta o comportamento de uma carga esférica)

Onde:
V.P.: Velocidade de vibração de partículas, expressa em mm/s;
D: Distância entre a fonte e o ponto de captação, expressa em metros;
Q: Carga explosiva máxima por espera, expressa em quilogramas;
k e b: São coeficientes numéricos inerentes à geometria do plano de fogo e características do terreno, sendo determinadas estatisticamente.

A expressão ($D/\sqrt{Q}$) é chamada de distância escalonada, sendo é usada por alguns autores e órgãos norte-americanos como uma forma de se estimar a possibilidade de ocorrência de danos em uma detonação. A partir da Equação 3 considera-se, assim, que uma detonação seria segura se:

$$\text{DE} = \left(\frac{D}{\sqrt{Q}}\right) \geq 22{,}6 \qquad (3)$$

A correta determinação dos coeficientes das equações anteriores para um determinado local, só é possível através da realização de medições sismográficas.

b) Frequência Predominante

A onda vibratória é um sinal transiente. Existem amplitudes diferentes de zero, relativas a determinadas frequências que são inexistentes sob o ponto de vista da resposta estrutural, mas que devem estar presentes para produzir corretamente a onda verdadeira. Não há frequência única que descreva a vibração na sua totalidade, sendo a Análise de Fourier (através de FFT) a mais usada para decompor o sinal em um espectro de frequências. Se uma das frequências for escolhida como a frequência dominante em relação as demais, uma avaliação equivocada do potencial de dano ou incômodo pode ser realizada. Para evitar este tipo de problema e simplificar os cálculos, usa se como parâmetro de medição da frequência das vibrações a chamada “Zero-crossing Frequency” (ZC).

Os desmontes de rochas por explosivos apresentam vibrações complexas, com sobreposição de ondas, tendo-se, portanto, diversas frequências associadas aos diversos componentes. No entanto, essas frequências são normalmente elevadas e de curta duração, o que faz com que os atuais sismógrafos de engenharia, em geral, possam ser utilizados para o monitoramento da maioria dos eventos.

A frequência predominante e considerada na avaliação de possíveis danos estruturais, indicando, juntamente com a velocidade de partícula, se a estrutura corre algum risco de sofrer danos associados a um evento desta magnitude em função da possibilidade de ocorrência do fenômeno de ressonância, provocado pela coincidência da frequência predominante do evento com a frequência natural ou própria da estrutura.

c) Sobrepressão Acústica

A sobrepressão acústica é a propagação de uma onda elástica no ar, onde as partículas da onda vibram em torno de uma posição de equilíbrio. Durante a passagem da onda aérea as partículas de ar oscilam ao redor da posição de equilíbrio. A pressão acústica pode ter sua energia distribuída ao longo do espectro de frequência de muitos modos. A parte que estiver entre 20 e 20.000 Hz ou acima de 20.000 Hz são denominadas respectivamente de infrassons e ultrassons.

O ruído é um som desagradável, definido segundo algum critério humano. A norma brasileira define ruídos contínuos, intermitentes e impulsivos. O ruído impulsivo e aquele cujo pico energético possui a durabilidade de menos de 1 segundo e está separado do próximo pico em mais de 1 segundo e está separado do próximo pico em mais de 1 segundo. O ruído continuo e o que não é impulsivo.

Deste modo, uma detonação gera uma pressão acústica com parte não audível e/ou audível. Na parte audível, pode se ter um ruído impulsivo. Dependendo do tempo e da quantidade de retardos, pode se ter uma detonação que não seja impulsiva, por prolongar se por mais de 1 segundo.

A certa distância da detonação, uma grande porção de energia acústica pode estar na faixa de infrassom, que apesar de não poder ser ouvida gera efeitos secundários nas estruturas como o vibrar de janelas e portas. A ausência de som audível pode fazer com que estes efeitos causem surpresa ou alarme nas pessoas, mesmo

estando a pressão acústica razoavelmente baixa, frequentemente confundindo esse tipo de fenômeno com o da vibração transmitido pelo terreno.

d) Potencial de Danos nas Estruturas

O Quadro 1 apresenta uma correlação entre valores de velocidade de vibração de partícula e possíveis efeitos e danos em potencial.

Quadro 1. Correlação entre valores de velocidade e danos causados (MEND, 2017 – adaptado).

Vp (mm/s)	Efeito Direto
3 a 5	Vibrações perceptíveis.
10	Dano físico em construções de baixa resistência e edifícios históricos.
33 a 50	Vibrações desagradáveis / desconforto ambiental urbano.
50	Dano físico em construções convencionais (Baixo risco - menor que 5%).
125	Dano físico em construções convencionais (Maior risco - maior que 5%).
230	Danos físicos (rachaduras) em bloco de concreto.
300	Quedas de blocos de concreto em túneis.
1000	Desalinhamento de eixo em bombas e compressores.
1500	Dano em edificações de metal ancoradas sobre sapatas de concreto.
2500	Fragmentação de rocha sã (Fraturamento)

Parâmetros de Avaliação Preliminar: na impossibilidade de um estudo matemático aprofundado de correlação de dados para determinação de Carga Máxima por Espera (CME), pode-se utilizar a Equação 4 empírica para estimativa do potencial de dados inerentes ao desmonte.

$$V = K\,(D/Q^{0.5})^{B} \qquad (4)$$

Onde:
V = Máxima Velocidade de Partícula (mm/s);
K = Coeficiente Numérico Relativo ao Local (Baixo confinamento = 500);
D = Distância da Carga (m);
Q = Carga Instantânea Máxima (Kg);
B = Constante Relativa à Rocha (-1,6).

Vale ressaltar que tal parâmetro de avaliação deve servir como base para estudo mais aprofundado com a geração maciça de dados em campo no sentido de se obter uma curva de atenuação de vibração que forneça a melhor correlação entre vibração, QME (Carga Máxima por Espera) e distância.

2.3 Limites Preconizados e Norma de Referência

A norma brasileira que trata da avaliação dos efeitos provocados pelo uso de explosivos em minerações em áreas urbanas é a Norma ABNT NBR 9653:2018, em sua 3ª Edição. Esta norma estabelece limites máximos para a Velocidade de Vibração de Partícula de Pico (Vp) e para os níveis de sobrepressão acústica, estabelecendo parâmetros que visam reduzir os riscos para a segurança das populações vizinhas.

A Norma cita:

"Os riscos de ocorrência de danos induzidos por vibrações de terreno devem ser avaliados levando-se em consideração a magnitude e a frequência de vibrações de partícula".

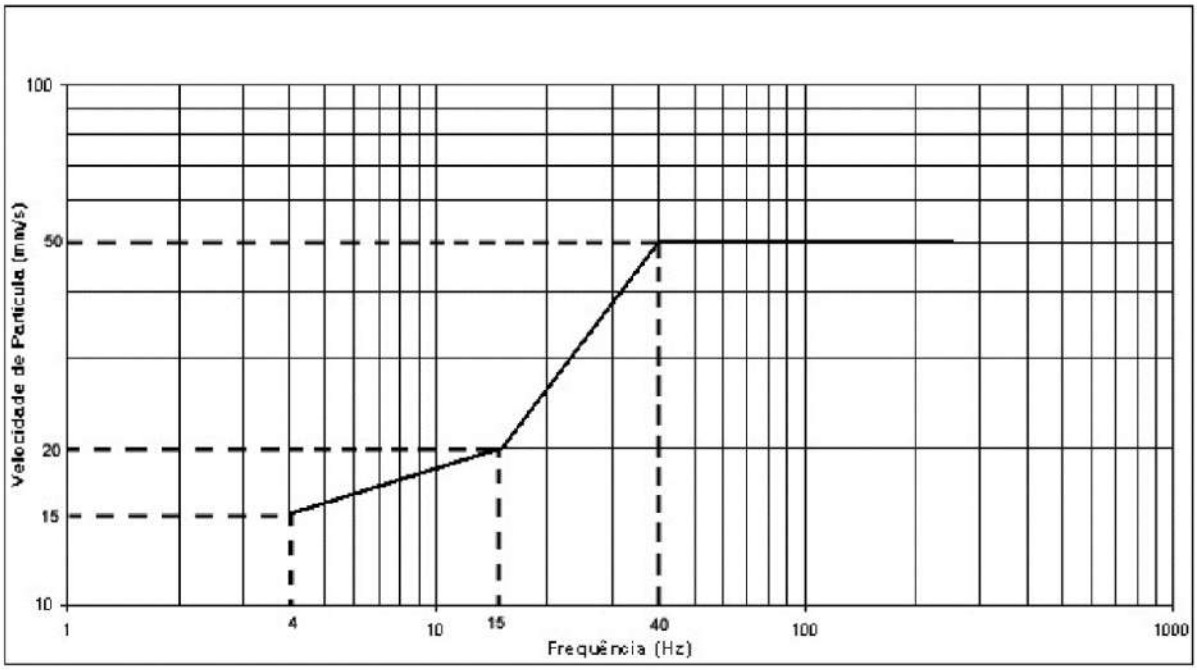
Os limites para a velocidade de vibração de partícula de pico acima dos quais podem ocorrer danos induzidos por vibrações do terreno são apresentados numericamente no Quadro 2.

Quadro 2. Limites para velocidade de vibração, Fonte: ABNT 9653,2018.

Faixa de Frequência (Hz)	**Limite de Vibração de Partícula de Pico - V_p (mm/s)**
4 a 15	Iniciando em 15, aumenta linearmente até 20
15 a 40	Acima de 20, aumenta linearmente até 50
Acima de 40	50
Para valores de frequência abaixo de 4 Hz, deve ser utilizado como limite o critério de deslocamento de partícula de pico de no máximo 0,6 mm (de zero a pico).	

Basicamente a Velocidade de Vibração de Partícula de Pico permitida é de 15 a 20 mm/s para frequências de 4 a 15 Hz e de 20 a 50 mm/s para frequências de 15 a 40 Hz, ou valores acima. Em frequências abaixo de 4 Hz deve ser utilizado como limite o critério de deslocamento de partícula de pico de no máximo 0,60 mm (de zero a pico). Na sequência é apresentado na Figura 1 o gráfico da distribuição dos valores de pico de vibração em relação à frequência associada.

Figura 1. Limites de Velocidade de Vibração de Partícula de Pico, Fonte: Norma ABNT NBR 9653:2018



3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Através da campanha de medição sismográfica e análise dos resultados do conjunto de medições sismográficas, apresentadas na Tabela 1, e que foram realizadas em 2019 na área do empreendimento de mineração em questão, em relação às estruturas mais próximas, incluindo as ombreiras da barragem de rejeitos, foi possível estabelecer uma gama de considerações e parâmetros de referência para continuidade nos ensaios correlatos, que poderão até servir como ponto de partida para o estabelecimento de uma norma própria específica.

Tabela 1. Resultados de Medição Sismográfica

Data	**Dist.** (m)	**QME** (Kg)	**Vpr** (mm/s)	**Freq.** (Hz)	**Vpv** (mm/s)	**Freq.** (Hz)	**Vpt** (mm/s)	**Freq.** (Hz)	**PVS** (mm/s)	**Aceler.** (g's)
08/04	1757	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
	4051	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
09/04	1711	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
	3929	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
09/04	4.803	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
	5740	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-

Data	**Dist.** (m)	**QME** (Kg)	**Vpr** (mm/s)	**Freq.** (Hz)	**Vpv** (mm/s)	**Freq.** (Hz)	**Vpt** (mm/s)	**Freq.** (Hz)	**PVS** (mm/s)	**Aceler.** (g's)
09/04	1737	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
	4017	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
10/04	3394	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
	5231	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
10/04	844	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
	4020	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
11/04	862	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
	3867	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
11/04	93	08,33	1,02	19,6	1,40	34,1	0,635	102,4	1,40	
	3021	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
11/04	1021	08,33	1,02	19,6	1,40	34,1	0,635	102,4	1,40	0,0530
	3878	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
11/04	490	18,38	0,889	13,1	0,381	32,0	0,762	12,8	0,889	0,0133
	5873	18,38	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
12/04	843	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
	3876	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
12/04	1553	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
	3998	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
12/04	175	08,33	0,254	-	0,508	36,5	0,381	46,5	0,508	0,0265
	4026	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
13/04	2010	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
	3998	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
13/04	1683	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
	3960	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
16/04	892	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
	468	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
17/04	364	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
	827	08,33	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-	< 0,254	-
17/04	117	08,33	15,2	170,6	9,14	170,6	20,3	170,6	24,1	1,5600
	112	08,33	7,87	170,6	3,81	256,0	8,51	256,0	9,53	0,7550

No estudo em questão envolvendo o monitoramento sismográfico, as medições de vibração realizadas geraram um conjunto de dados, onde foi possível avaliar os resultados de pico de vibração (Vp) mais expressivos, de até 20,3 mm/s, porem com frequência associada significativamente alta, acima de 150 Hz. Portanto, em comparação com valores limites presentes na literatura internacional, assim como os limites das faixas estabelecidas pela Norma ABNT NBR 9653:2018 foi possível concluir que, tais valores de vibração, estariam bastante distantes dos limites de potencial de dano estrutural, ou seja, bastante inferiores a Vp = 50 mm/s, com frequência associada abaixo de 40 Hz. Vale ressaltar que praticamente todos os resultados de vibração da tabela apresentada, onde a fonte geradora se encontrava a distâncias superiores a 120 metros em relação ao ponto de medição, os valores de medição sismográfica geraram resultados abaixo do trigger do sismógrafo, Vp < 0,254 mm/s. Os valores de vibração captados, em relação ao desmonte convencional, foram considerados muito baixos e geralmente associados a frequências relativamente altas, portanto, neste caso específico, não representaram risco de dano físico qualquer às estruturas da Barragem de Rejeitos de Mineração do empreendimento, assim como de qualquer infraestrutura civil localizada na superfície. Para o caso específico, foi recomendado que fossem feitas campanhas periódicas de medição sismográfica para possibilitar a elaboração de um estudo mais completo tendo como base a geração de uma curva de atenuação e aplicação dos critérios internacionais supracitados para garantir a previsibilidade dos níveis de vibração em eventos futuros tipicamente operacionais, em relação direta com a detonação de uma determinada carga de explosivo.

Com relação à possível detonação acidental, tendo em vista os resultados obtidos em superfície na campanha de medição sismográfica, pode-se considerar que as cargas totais detonadas, em um evento acidental, seriam muito inferiores ao das quantidades armazenadas na empresa, da ordem de 0,2% da quantidade total apostilada para armazenamento. Levando-se em consideração uma quantidade de explosivos (aproximadamente 300 kg) a energia transferida ao maciço rochoso em forma de ondas sísmicas transientes

de curta duração seria insuficiente para ocasionar danos às estruturas do barramento em questão e/ou comprometer sua estabilidade, pois a Vp esperada seria < 0,254 mm/s, tendo em vista a distância.

4 CONCLUSÃO

A partir dos resultados foi observado que é possível utilizar os sismógrafos de engenharia de maneira mais efetiva para o monitoramento de vibrações em barragens, assim como é possível conhecer o comportamento da estrutura (resposta) e elaborar planos de ações para resolver qualquer possível causa de vibrações excessivas.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos nossas famílias, amigos e mestres, que contribuíram significativamente para o desenvolvimento desta pesquisa. Agradecemos em especial nosso orientador Márcio Leão, pelos conhecimentos transmitidos e apoio. Gratidão pelas ideias compartilhadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2018). NBR 9653. *Guia Para Avaliação dos Efeitos Provocados pelo Uso de Explosivos nas Minerações em Área Urbana.*

Almeida, J. A. S. (2015). *Julgamento de condições de risco de uma barragem de aterro ou enrocamento.* Dissertação (Engenharia Civil). Universidade da Beira Interior. Covilhã.

Costa, W. D. (2012). *Geologia de barragens*. São Paulo: Oficina de Textos. 352 p.

Mello, F. M. (2011). *A história das barragens no Brasil, Séculos XIX, XX e XXI: cinquenta anos do Comitê Brasileiro de Barragens.* Rio de Janeiro: Corrado Piasentin, p.524.

MEND – Mine Environment Neutral Drainage Project (2017). *MEND Report 2.50.1 Study of Tailings Management Technologies. Klohn Crippen Berger*. The Mining Association of Canada (MAC), Canadá.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/786

Proposta de aplicação de modelo de risco geotécnico no plano de produção da mina Pilar, Ero Brasil Caraíba

Daniel Santos de Santana
Coordenador de Geotecnia, Ero Brasil Caraíba, Jaguarari, Brasil, daniel.santana@erobr.com

Lucas Renan Mendes Machado
Engenheiro Geotécnico Sênior, Ero Brasil Caraíba, Jaguarari, Brasil, lucas.machado@erobr.com

Selton de Oliveira Lima
Graduando em Engenharia de Minas, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, selton.lima@ufpe.br

RESUMO: O planejamento de produção de uma mina subterrânea envolve primariamente o projeto de mina em conjunto com o sequenciamento das operações mineiras necessárias para a continuidade da extração do bem mineral de maneira segura e sustentável. Para que o plano de produção possa atingir um grau aceitável de previsibilidade e assertividade, é necessário que o projeto e sequenciamento estejam baseados em parâmetros robustos que possam atender às especificidades do depósito explotado. Nesse contexto, é necessário identificar, avaliar e quantificar os riscos intrínsecos ao plano de forma que sejam tomadas as devidas ações mitigadoras. Sob o ponto de vista geotécnico, o risco se relaciona com os diferentes mecanismos de instabilidade presentes ao longo da vida útil planejada para as escavações e que podem trazer impactos significativos para o sucesso do plano. Dessa forma é necessário fazer com que a disciplina de geotecnia esteja presente de maneira efetiva na formação do plano de produção de médio prazo atuando para quantificar e avaliar o risco geotécnico relacionado às operações subterrâneas. Para isso, foi proposta a aplicação de um modelo de blocos tridimensional que integra dados geotécnicos (classificação de maciço, tensões *in-situ*, dados estruturais) em conjunto com parâmetros de projeto e de sequenciamento de lavra e enchimento. Em posse desses dados e com base na retroanálise de realces lavrados, foram formulados critérios para definição de risco geotécnico de realces que resultaram na definição do perfil de risco geotécnico do plano de lavra da mina Pilar, Ero Brasil Caraíba.

PALAVRAS-CHAVE: Mineração subterrânea, Risco geotécnico, Modelo de blocos, Análise de médio prazo.

ABSTRACT: The production planning of an underground mine primarily involves mine design along with the sequencing of mining operations necessary for the continuous extraction of the mineral resource in a safe and sustainable manner. For the production plan to achieve an acceptable level of predictability and accuracy, it is necessary for the design and sequencing to be based on robust parameters that can address the specificities of the exploited deposit. In this context, it is necessary to identify, assess, and quantify the intrinsic risks to the plan so that appropriate mitigating actions can be taken. From a geotechnical standpoint, risk is related to the various instability mechanisms present throughout the planned lifespan of excavations, which can have significant impacts on the success of the plan. Therefore, it is necessary to ensure that the discipline of geotechnics is effectively incorporated into the formation of the medium-term production plan, working to quantify and assess the geotechnical risk related to underground operations. To achieve this, the application of a three-dimensional block model has been proposed, integrating geotechnical data (rock mass classification, in-situ stresses, structural data) along with design and sequencing parameters for mining and backfilling. With these data and based on the retro-analysis of mined orebodies, criteria were formulated to define the geotechnical risk of orebodies, resulting in the definition of the geotechnical risk profile of the mining plan for the Pilar, Ero Brazil Caraíba mine.

KEYWORDS: Underground mining, Geotechnical risk, Block model, Medium-term analysis.

1 INTRODUÇÃO

O risco é uma variável presente em todas as esferas da realidade, seja no âmbito econômico, profissional ou ambiental. No entanto, é crucial aprender a conviver com ele e compreendê-lo para encontrar maneiras eficazes de contorná-lo. Nesse sentido, a análise de riscos torna-se uma prática essencial em empreendimentos que buscam quantificar os riscos presentes em planos de produção. Essa abordagem visa simplificar as complexidades técnicas, transformando-as em indicadores compreensíveis, que podem ser utilizados no gerenciamento de planos e processos decisórios. Na operação de minas subterrâneas, a análise de riscos desempenha um papel fundamental na garantia da segurança dos trabalhadores, na preservação das escavações e na sustentabilidade das operações. A natureza intrinsecamente desafiadora e complexa da atividade mineradora torna imperativo antecipar e mitigar potenciais riscos associados. Além disso, tal análise contribui para a eficiência operacional. Ao antecipar possíveis obstáculos, as empresas podem ajustar seus planos de produção, aprimorar processos e otimizar o uso de recursos, resultando em uma operação mais eficiente e rentável. Um modelo de risco geotécnico consiste na compilação de dados abrangentes relacionados aos parâmetros de projeto e às características inerentes do local. Esses parâmetros, derivados do momento de criação do plano de produção, e as características específicas do local, como a geologia do maciço rochoso, são cuidadosamente analisados para formar uma representação compreensiva dos potenciais desafios geotécnicos que podem ser enfrentados durante a execução do projeto (BASSON e DU PLOOY, 2020).

A mina Pilar é situada no Vale do Curaçá, ao norte da Bahia, no distrito de Pilar, pertencente ao município de Jaguarari. O desenvolvimento do modelo de avaliação de risco geotécnico foi concretizado em concordância com a elaboração do planejamento de produção a médio prazo. Sua aplicação visa proporcionar resultados que contribuam para o delineamento e projeto das atividades de lavra dos realces, assegurando, concomitantemente, o devido reconhecimento, atenção e gestão adequada das áreas de maior vulnerabilidade geotécnica dentro da mina subterrânea (BROCKMAN *et al*., 2019; ANM, 2022).

2 OBJETIVOS

O modelo de risco geotécnico desempenha papel crucial ao possibilitar a compreensão e gestão dos riscos associados ao plano de produção. Utilizando uma abordagem simplificada, busca-se a visualização do risco geotécnico contido nas lavras dos realces a partir de modelos tridimensionais. O uso dessa metodologia busca não apenas oferecer uma visão mais clara dos fatores potenciais de insucesso do plano de médio prazo, mas também visa desenvolver perfis de risco geotécnico específicos para cada projeto da mina. Tais perfis são ferramentas informativas importantes para tomadas de decisões variadas, que possibilitam o corpo técnico antecipar e executar com mais aderência o plano de produção.

3 MINA PILAR

A Mina Pilar é uma mina subterrânea de mais de 1400m de profundidade, localizada abaixo da antiga cava a céu aberto. Em consequência da grande proporção a mina é subdividida em diferentes projetos (Figura 1). Os projetos da mina podem ser vistos na figura a seguir.

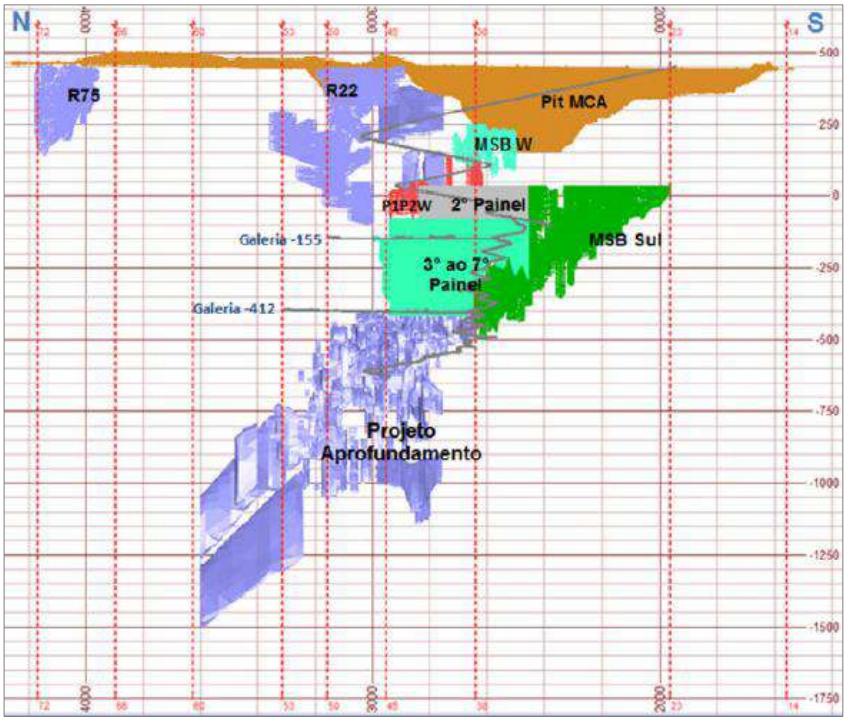


Figura 1. Layout dos projetos da mina subterrânea (FREITAS, 2016)

O método de lavra aplicado na mina atualmente é o *Vertical Retreat Mining* (VRM), com a aplicação de enchimento com pasta (*paste fill*) e/ou com rocha estéril (*rock fill*), a lavra ocorre de modo ascendente, com realces classificados entre primários, secundários e terciários. Para aplicação do método, os realces primários começam a serem lavrados, após conclusão estes devem ser preenchidos com enchimento a critério, com a finalização e estabilização do enchimento é iniciada a lavra dos realces secundários, após mesmo processo, é dado início a lavra dos terciários (FREITAS, 2016).

Na figura 2, pode ser visualizado o padrão de sequenciamento esquemático do método de lavra da mina.

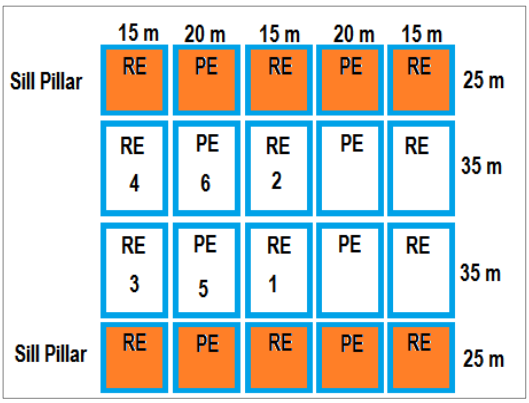


Figura 2. Desenho esquemático da sequência de lavra (ANDRADE FILHO, 2002).

4 FATORES DE RISCO GEOTÉCNICO

No âmbito do planejamento de mina, os fatores de risco geotécnico são elementos que podem contribuir para a ocorrência de eventos indesejados em uma mina, que podem acarretar, em alguns casos, a paralização temporária dos ciclos de operações e por conseguinte implicar negativamente no cumprimento do plano de produção. Eles são identificados através de um processo de análise dos principais determinantes que influenciam as escavações mineiras. Os principais fatores que serão considerados na estrutura da proposta de modelo de risco incluem aspectos estruturais, de dimensionamento de lavras, impactos na infraestrutura, sequenciamento de enchimento e fatores operacionais.

4.1 Fator estrutural (F_{EST})

Descontinuidades de escala regional como zonas de falha, podem afetar a estabilidade das escavações subterrâneas aumentando o risco de instabilidades em realces de lavra e induzir desde pequenas sobreescavações até o colapso do vão. Para este trabalho, foi utilizado o modelo tridimensional da zona de falha principal (FREITAS, 2016), posteriormente detalhado por Santana e Tomé (2022). O cálculo do risco geotécnico associado a essa estrutura consistiu no levantamento da menor distância entre o realce avaliado e o sólido do modelo tridimensional da falha a partir do software GEM4D.

4.2 Fatores de dimensionamento (F_{DIM})

Nos critérios de dimensionamento foram explorados os parâmetros geométricos dos realces que compõem o plano de produção a partir de dois eixos principais: primeiro foi analisar a condição da estabilidade das faces das escavações dos realces depois de lavrados, e o segundo a estabilidade dos pilares horizontais (*sill pillar*) formados após a lavra (Figura 2).

4.2.1 Estabilidade e design dos realces

Para análise da estabilidade das escavações conforme as dimensões propostas, foi empregado o Método Empírico do Gráfico de Estabilidade Modificado, Potvin (1988). Esse método incorpora em sua curva a relação entre o N' (número de estabilidade), responsável por representar a qualidade do maciço rochoso da região do realce analisado, e o HR (raio hidráulico), responsável por demonstrar os critérios de geometria do realce. O cálculo do N', que pode ser visto na equação 1, é executado utilizando uma variedade de parâmetros, são eles: Índice Q', *Tunneling Quality Index* modificado (HOEK *et al*, 1995), utilizado para avaliar a qualidade do maciço rochoso em projetos de túneis e escavações subterrâneas. Conforme a equação 2, o Índice Q' utiliza o RQD, *Rock Quality Designation* (DEERE, 1968), calculado dividindo-se a soma dos comprimentos dos trechos de rocha com mais de 10 cm por todo o comprimento do intervalo amostrado, do número de famílias de fraturas, Jn, da rugosidade das descontinuidades, Jr, e do grau de alteração das descontinuidades, Ja. Fator A, razão das tensões induzidas paralelas à face do realce, que variam de acordo com a profundidade, tensão máxima induzida e resistência à compressão uniaxial da rocha intacta; Fator B, considera a orientação relativa de estruturas que podem promover rupturas em relação à face analisada do realce; Fator C, relaciona-se ao efeito gravitacional, que influencia na queda dos blocos do teto e deslizamento de blocos das paredes da escavação. Para aplicar o gráfico de estabilidade, também é essencial calcular o raio hidráulico (HR) da face escolhida, que é determinado pela divisão da área da face do realce pelo seu perímetro, como pode ser visto na equação 3 (POTVIN, 1988).

$$N' = \text{Índice Q'} \times \text{Fator A} \times \text{Fator B} \times \text{Fator C} \quad (1)$$

$$Q' = \frac{RQD}{Jn} \times \frac{Jr}{Ja} \quad (2)$$

$$HR = \frac{\text{Área da face}}{\text{Perímetro da face}} \quad (3)$$

Na figura 3 pode-se ver o gráfico correlacionando o número de estabilidade (N') com o raio hidráulico (HR) da face em estudo, delineando zonas que podem ser consideradas estáveis, instáveis ou em risco de colapso (POTVIN, 1988).

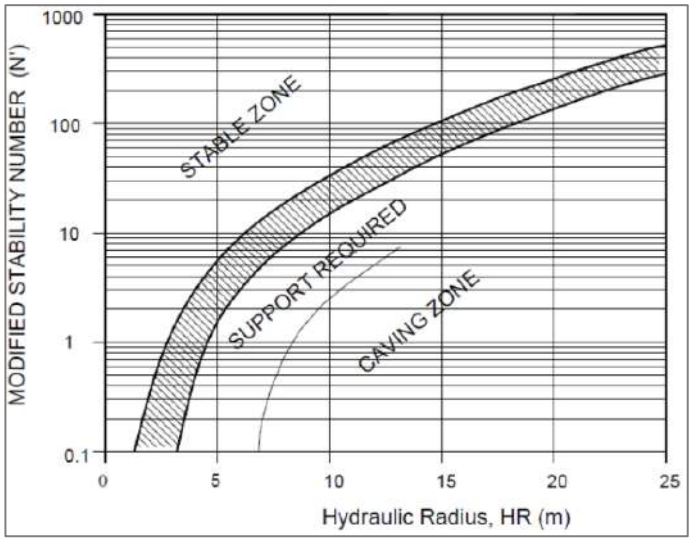


Figura 3. Gráfico de estabilidade modificado para os realces propostos (POTVIN, 1988)

4.2.2 Estabilidade dos pilares horizontais

Na análise da estabilidade dos pilares horizontais foi utilizada a Classificação de Resistência de Pilares em Minas de Rocha Dura utilizando a Fórmula do Confinamento, proposto por Lunder & Pakalnis (1997). Neste método a resistência do pilar é avaliada por meio de relações empíricas entre a largura e altura do pilar e a resistência do maciço rochoso. O método demonstra a resistência do pilar utilizando-se de dois termos, um que representará a resistência do maciço rochoso *in-situ* (*size*) e outro que considerará a influência da variação da geometria do pilar em sua resistência (*shape*). A fórmula do confinamento, apresentada na equação 6, é utilizada para determinação da resistência do pilar (Ps), nela são empregadas constantes empíricas e duas variáveis, são elas: o *Uniaxial compressive strength* (UCS), essa é a resistência à compressão não confinada do material íntegro do pilar. Já a outra variável é o *Mine pillar friction term* (kappa), termo de atrito do pilar, este se assemelha ao efeito de aumentar o ângulo de atrito de um material e é determinado pelo *Average pillar confinement* (Cpav), que pode ser visto na equação 4 e relaciona a razão entre largura (w) e altura (h) do pilar para obtenção de seu confinamento médio. À medida que o confinamento aumenta, o valor aparente do termo de atrito diminui, esta relação pode ser observada na equação 5 (LUNDER e PAKALNIS, 1997).

$$Cpav = 0{,}46 \times \left[\log\left(\frac{w}{h} + 0{,}75\right)\right]^{\frac{1{,}4}{\left(\frac{w}{h}\right)}} \quad (4)$$

$$kappa = \tan\left[\cos^{-1}\left(\frac{1 - Cpav}{1 + Cpav}\right)\right] \quad (5)$$

$$Ps = Size \times Shape = (0{,}44 \times UCS) \times (0{,}68 + 0{,}52 \times kappa) \quad (6)$$

A figura 4 apresenta o gráfico de estabilidade dos pilares utilizando a Fórmula do Confinamento, delineando zonas que podem ser consideradas estáveis, instáveis ou ruptura (LUNDER e PAKALNIS, 1997).

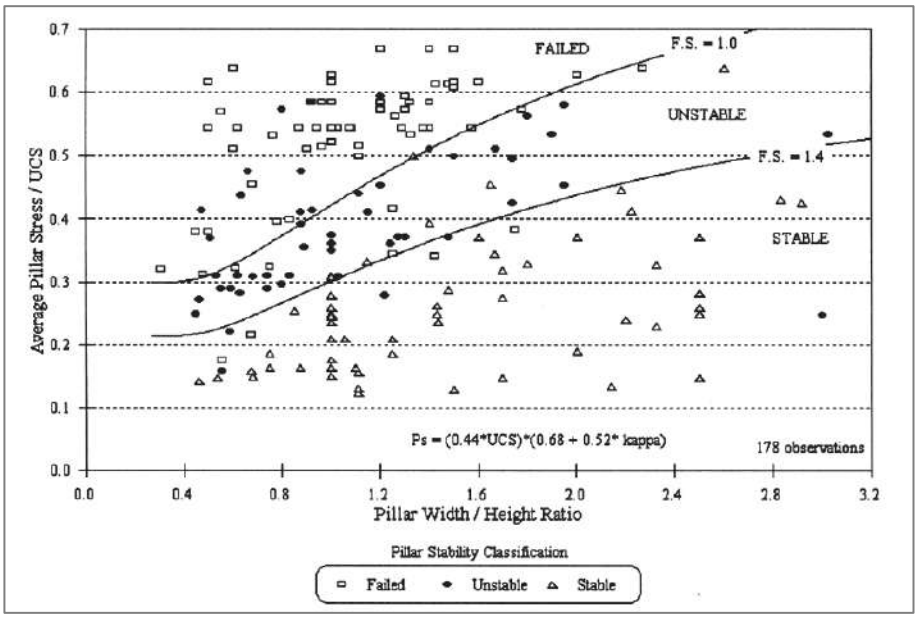


Figura 4. Gráfico de estabilidade de pilares com relação largura/altura (LUNDER e PAKALNIS, 1997)

4.3 Fatores operacionais (F_{OP})

4.3.1 Influência nas vias de acesso

As rampas desempenham papel fundamental como as principais vias de acesso na mina. Oferecendo acesso contínuo e gradual entre os diferentes níveis, facilitando o transporte eficiente de veículos, equipamentos e pessoas de um nível a outro. Além disso, as rampas servem como rotas para a instalação de serviços essenciais, como sistemas de ventilação, cabos elétricos, tubulações de água e drenagem, garantindo o funcionamento adequado das operações.

Considerando a importância das rampas de acesso na mina Pilar, um fator crucial levado em conta foi a distância relativa entre os realces propostos e essas vias principais. Esse fator foi avaliado levando em conta a possibilidade de dano às contenções de acessos principais a partir das vibrações geradas pelos desmontes de lavra e o impacto gerado pela necessidade de reparo no sistema de reforço e suporte de superfície dessas galerias.

4.3.2 Infraestrutura

De maneira similar às vias de acesso, o risco a algumas escavações de infraestrutura foram avaliadas observando o potencial dano por vibrações geradas na detonação de realces. Um dos principais problemas decorrentes desse impacto é o potencial instabilidade dos poços, que podem representar um risco significativo à continuidade das operações mineras devido à qualidade da ventilação nas frentes de serviço.

4.3.3 Limpeza dos realces

Para garantir a eficácia da limpeza dos realces após o desmonte, são utilizados pontos de carregamento, conhecidos como *draw points*, nos quais as carregadeiras operadas remotamente podem acessar as escavações de forma adequada para remover o minério. Ao analisar os riscos associados a esse processo, considerou-se o comprimento do realce em relação ao número de pontos de carregamento planejados. Realces com dimensões maiores do que o esperado e apenas um ponto de carregamento planejado apresentam menor produtividade e efetividade durante a limpeza devido à grande distância que as carregadeiras precisam percorrer dentro das escavações de lavra. Essa situação aumenta a probabilidade de atrasos na operação e possíveis danos ao equipamento, quebrando o fluxo de produtividade.

4.3.4 Sequência de enchimento

Na mina Pilar, em decorrência de seu método de lavra, um dos fatores mais importantes é a devida atenção a sequência de enchimento dos realces lavrados. Como dito anteriormente, no método de lavra utilizado, após conclusão das lavras dos realces primários, estes devem ser preenchidos. Para determinar o risco associado ao enchimento, foi avaliada a dependência do enchimento entre realces sequenciados no plano de produção levando em conta a necessidade da recuperação de pilares verticais entre lavras (*rib pillars*) utilizando enchimento auto-portante (*pasta*), ou enchimento com estéril de realces abertos realizar a lavra de realces ascendentes.

5 MATRIZ DE RISCO

Para cada parâmetro de risco geotécnico avaliado foi determinado um número relativo à Probabilidade (P) de ocorrência da consequência gerada por aquele risco. Sendo assim, o Risco para cada Realce (R_R) foi calculado a partir da soma de cada fator, conforme equação 7.

$$R_R = F_{EST} + F_{DIM} + F_{OP} \quad (7)$$

O valor de R_R foi correlacionado com a chance de insucesso do projeto de cada realce, ou seja, a probabilidade de baixa aderência da lavra ao plano de produção, conforme tabela 1.

Tabela 1. Classificação da Probabilidade (P)

Risco total	Probabilidade (%)	Classificação
>20	80 - 100	(5) Quase certo
15 - 20	60 - 79	(4) Provável
12 - 15	40 - 59	(3) Possível
6 - 11	5 - 39	(2) Improvável
0 - 5	<5	(1) Raro

O Impacto (I) da baixa aderência da lavra avaliada foi definido com base na relevância do projeto de realce em termos do metal equivalente a uma quantidade de dias no plano de produção conforme tabela 2.

Tabela 2. Classificação de Impacto (I)

Dias de produção	Classificação
0 - 6	(1) Insignificante
6 - 15	(2) Baixo
15 - 30	(3) Moderado
30 - 90	(4) Alto
>90	(5) Principal

Para construção da matriz de classificação de risco foram colocadas as dimensões de Probabilidade (P) e Impacto (I), definindo assim uma matriz 5x5 contendo 25 níveis de risco:

		Impacto (I)				
	Classificação	Raro	Improvável	Possível	Provável	Quase certo
Probabilidade (P)	Principal	11	16	20	23	25
	Alto	7	12	17	21	24
	Moderado	4	8	13	18	22
	Baixo	2	5	9	14	19
	Insignificante	1	3	6	10	15

Classe	Nível de risco
21 to 25	Alto
13 to 20	Significativo
6 to 12	Médio
1 to 5	Baixo

Figura 5. Matriz de risco geotécnico

7 CONCLUSÕES

A abordagem integrada de diferentes parâmetros de risco geotécnico aliada à visualização tridimensional dessas variáveis no contexto de planejamento de mina tem se mostrado eficaz para a proposição de medidas que possam reduzir o risco e aumentar a aderência dos planos de produção no curto prazo. Essa técnica proporciona uma análise expedita dos maiores riscos associados ao plano de lavra e resulta em uma maneira simplificada, porém efetiva, de direcionar o corpo técnico para a solução de problemas futuros de forma antecipada. Para aplicar esse conceito na avaliação do plano de produção, foi necessário entender o histórico de ocorrência de instabilidades e, desse modo, definir quais métodos de análise de estabilidade podem ser empregados para atender às necessidades específicas da operação avaliada. Isso tem sido crucial para identificar e lidar com os fatores ao longo das rotinas de planejamento de mina subterrânea, garantindo uma abordagem proativa para mitigar problemas potenciais e aproveitar oportunidades de flexibilização do plano.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração (2023). Anuário Mineral Brasileiro: *principais substâncias metálicas*. Brasília.

Andrade Filho, H. R. Aumento da recuperação de lavra da mineração caraíba. In: II Congresso Brasileiro de Mina a Céu Aberto e Mina Subterrânea, Jaguarari, 14p., 2002.

Barton, N., Lien, R. & Lund, J. (1974) *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support*. Rock Mechanics. Vol.6, n. (4), pp.189-236.

Basson, F., Du Plooy, D. (2020) *From Block Model to Risk Model*. Disponível em: <https://basrock.co/pptx/20200810%20From%20Block%20Model%20to%20Risk%20Model_RevB.pptx>. Acesso em: 10 mar. 2024

Brockman, M., Gosche, K., Du Plooy, D. (2019) The role of the geotechnical model for rapid integration in managing operational geotechnical risk. In: MGR 2019: Proceedings of the first international conference on mining geomechanical risk. Perth: Australian Centre for Geomechanics, 2019.

Bieniawski, Z.T. (1989) - Engineering Rock Mass Classifications. John Wiley & Sons publ., New York, USA. 251p.

Santana, D., Tomé, J.G., (2022) atualização do modelo estrutural 3d da mineração caraíba e a relação com os projetos de longo e curto prazo. In: Anais do XX COBRAMSEG. Campinas. Disponível em: <https://proceedings.science/cobramseg-2022/trabalhos/atualizacao-do-modelo-estrutural-3d-da-mineracao-caraiba-e-a-relacao-com-os-proj?lang=pt-br> Acesso em: 12 Abr. 2024.

Deere, D. U. (1968). Rock Mechanics in Engineering Practice. Geological considerations. (eds. Stagg and Zienkiewicz), London: John Wiley and Sons, pp. 1-20.

FREITAS, J.P. Elaboração do Modelo Geomecânico Tridimensional para a reavaliação e setorização *geotécnica dos realces da Mineração Caraíba, 2016*. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. Ouro Preto.

Hoek, E. & Brown, E. T., (1980). Underground Excavations in Rock. In: Institution of Mining and Metallurgy. London, UK, 527p.

Lunder, P. J., Pakalnis, R. C. (1997) *Determination of the strength of hard-rock mine pillars*. v. 90, n. 1013, p. 51–55.

Potvin, Y. (1988) *Empirical stope design in Canada*. Ph.D. thesis, Department of Mining and Minerals Processing, University of British Columbia, Canadá.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/787

Retroanálise de rompimento de pilar remanescente em câmara de lavra antiga pós recuperação de pilares.

Victor Lui Domingos Diniz Cambraia
Geólogo Geomecânico, Nexa Resources , Paracatu, Brasil, victor.cambraia.vc1@nexaresources.com

Leonardo Pereira da Silva
Coordenador de Geomecânica, Nexa Resources, Vazante, Brasil, leonardo.silva.ls5@nexaresources.com

Dan Mothé Silva
Estagiário de Geomecânica, Nexa Resources , Paracatu, Brasil, dan.silva@nexaresources.com

RESUMO: Operada pela Nexa Resources, a mina Morro Agudo utilizou durante anos a técnica de câmaras e pilares como principal método de lavra para extração dos minérios de zinco e chumbo. Recentemente, foram acrescentados os métodos sub-level stoping e recuperação de pilares remanescentes, os quais acarretam no abandono permanente da região não suportada pós lavra. Em outubro de 2023, a unidade experienciou um tremor de relevante intensidade e tempo de duração, provando, após constatação com dados do monitoramento sísmico, ser decorrente de um colapso de teto subsequente da perda de capacidade portante de um pilar remanescente em câmara de lavra antiga. Frente ao evento, iniciou-se uma investigação para dimensionar a evolução do desplacamento durante a fase de acomodação de tensões, quando estalos e desprendimento de fragmentos menores são frequentes até que o estado de tensões entre em equilíbrio novamente. Durante esse período, dados do monitoramento sísmico e inspeções geotécnicas constantes aliadas à modelagem numérica forneceram uma retroanálise acerca da tendência do desplacamento regional antes e depois da perda do pilar, tal como sua a influência no crownpillar e escavações permanentes próximas.

PALAVRAS-CHAVE: Rompimento de Pilar, Desplacamento, Câmara Remanescente, *Crownpillar*, Modelagem Numérica.

ABSTRACT: The Morro Agudo mine, operated by Nexa Resources, applied the room and pillar technique for years as the main mining method for extracting zinc and lead ore. However, recently the company also introduced methods of sublevel stopping and pillar recovering, which results in permanent leaving the unsupported post-mining chamber. In October 2023, Morro Agudo experienced a tremor of significant intensity and duration, which, after verifying seismic monitoring data, proved to be due to a roof collapse after losing support capacity of a remaining pillar in an old chamber. In view of the event, an investigation began to measure the displacement's evolution meanwhile stress accommodation, when popping and fragment detachments are frequent until stresses reach equilibrium again. During this time, seismic monitoring data and constant geotechnical inspections combined with numerical modeling provided a back-analysis on regional displacement's tendency before and after the pillar's loss, as well as its influence on crownpillar and nearby permanent excavations.

KEYWORDS: Pillar Break, Detachment, Remaining Chamber, Crownpillar, Numerical Modelling.

1 INTRODUÇÃO

No dia 2 de outubro de 2023, a unidade Morro Agudo da Nexa Resources experienciou um tremor de considerável intensidade (Magnitude Momento 1.5), sentido tanto na superfície quanto no subsolo. Este evento foi registrado pelos geofones do sistema de monitoramento sísmico, que, a partir dos dados coletados, conseguiu determinar a localização exata da origem da vibração na mina. (Figura 1).

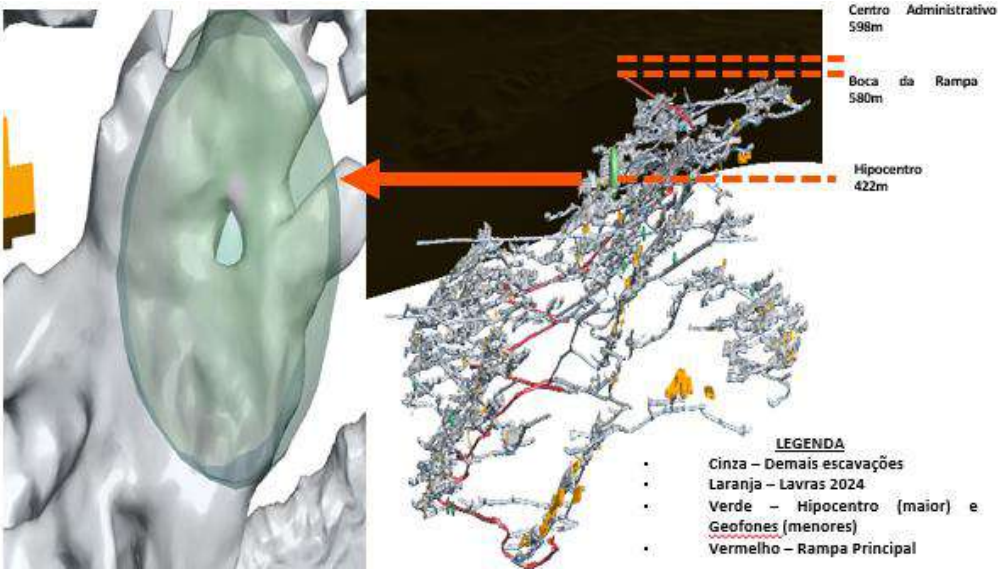


Figura 1: Imagem em planta da localização do hipocentro do tremor captado e visão geral da mina com a localização do hipocentro.

A análise da vibração constatou o rompimento de um pilar remanescente em uma câmara antiga, situada entre os níveis 116 e 183 (aproximadamente 160 metros abaixo da superfície). No passado, a lavra foi realizada neste local utilizando o método de câmaras e pilares, e posteriormente os pilares remanescentes foram lavrados, deixando o local sem acesso.

A averiguação em campo confirmou um grande volume de rocha desplacado do teto ao longo do contato litológico presente (dolarenito e sequência argilo-dolomítica) (Figura 2), subsequente à perda de sustentação causada pelo pilar rompido.

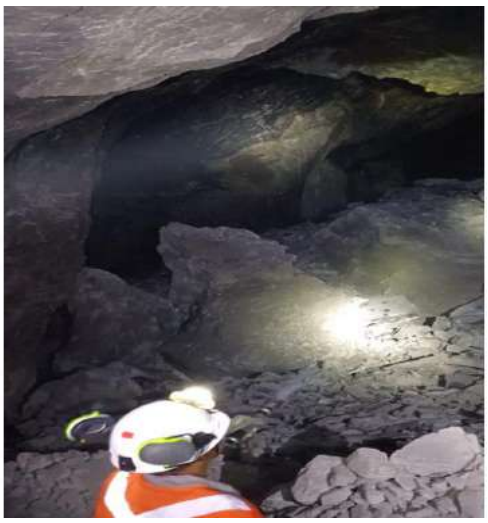


Figura 2: Visita em campo ao local pós ruptura do pilar.

A partir deste evento tornou-se necessário realizar estudos como a tendência da evolução do desplacamento, possível perda dos demais pilares remanescentes na câmara e estabilidade do crown pillar acima. O objetivo, era verificar a influência do evento na superfície e nas escavações vizinhas com acesso de pessoas, uma vez que o monitoramento sísmico continuava captando vibrações menores com frequência no

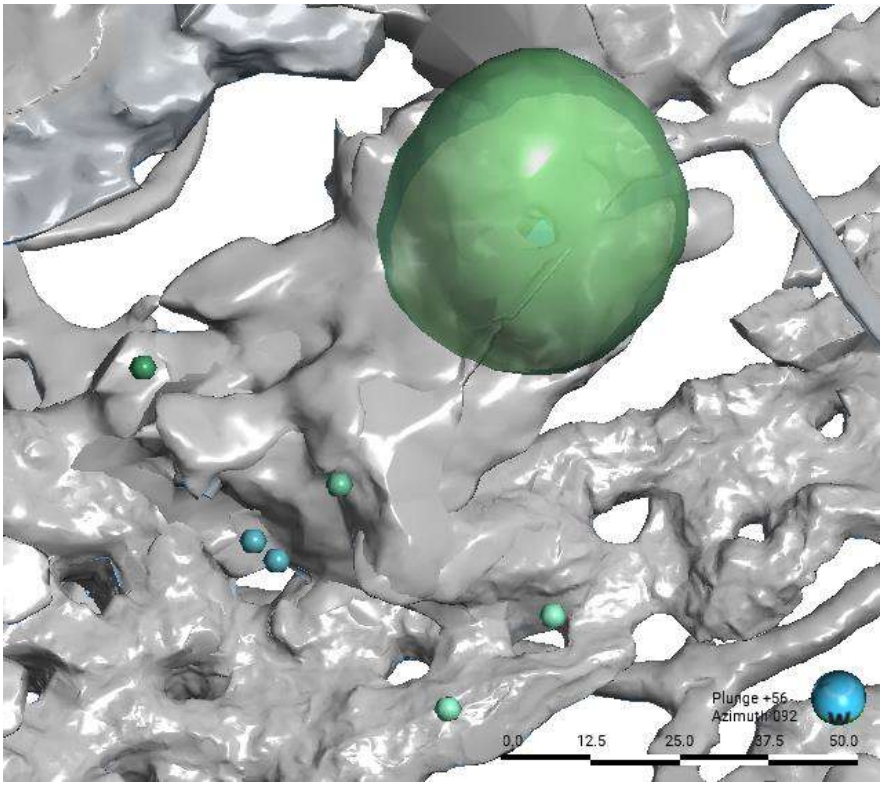


Figura 3: Imagem em planta representativa da ocorrência da perda do pilar e novos eventos menores captados na mesma região

local. nos meses seguintes (Figura 3).

Frente a necessidade de garantir a estabilidade regional dos níveis citados, adotou-se a estratégia de construir um modelo numérico baseado em análise de elementos finitos com uso do software RS3, par que fosse possivel verificar o estado de tensões confinantes e de relaxamento (sigma 1 e 3) e deslocamento total previsto para o momento pós ruptura do pilar nos anos seguintes. Adicionalmente, foram realizadas inspeções geotécnicas constantes na região, de modo que fosse possível validar as tendências apresentadas pelo modelo com as observações em campo.

2 METODOLOGIA

2.1 Sistema de Monitoramento

Para localizar rapidamente o foco da vibração em uma mina antiga e de grandes dimensões, como a de Morro Agudo, foi essencial utilizar dados captados pelo monitoramento sísmico. Esse sistema tem como objetivo fornecer um entendimento das razões e causas das vibrações detectadas, sendo estas, deformações plásticas repentinas gerando ondas captáveis a partir de uma fonte. (MCGARR, 1992).

Segundo Hanks & Kanamori (1979), a unidade utilizada para ilustrar intensidade das vibrações em termos de energia liberada é chamada Magnitude Momento (MMS) possuindo a combinação do módulo de cisalhamento da rocha, área de ruptura da descontinuidade e deslocamento ao longo da mesma. Para quantificar a intensidade das vibrações, as ondas são captadas com uso de geofones uniaxiais e triaxiais, aparelhos que captam o movimento propagado no meio em 3 eixos, vertical, transversal e radial.A partir desta aquisição,

torna-se possível a localização do evento por meio da velocidade e diferença do tempo de captação da onda pelos aparelhos (MENDECKI, 1996).

$M_0 = \mu SD$
$M_w = \frac{2}{3}\log_{10}(M_0)$ - 10,7
M_0 = Momento sísmico
μ = Módulo de cisalhamento
S = Área de ruptura da descontinuidade
D = Deslocamento de S
M_w= Magnitude Momento (1)

2.2 Modelagem Numérica e Análise de Elementos Finictos

De acordo com Jager & Ryder (1999) a modelagem numérica é uma ferramenta utilizada para avaliar o comportamento mecânico de maciços rochosos por meio de equações matemáticas, com representações de geometrias coerentes com a realidade da mina estudada frente a condições submetidas, como estado de tensões e geração de novos vãos de escavação.

A modelagem numérica ainda pode ser subdividida em integrais (elementos de contorno) ou diferenciais (elementos finitos). Para o presente estudo, optou-se pelo uso da análise de elementos finitos. Jager & Ryder (1999) definem a modelagem numérica diferencial como um método de modelar uma porção do maciço dividindo o mesmo com elementos interconectados através de uma malha de pontos, por onde atribui-se as diversas propriedades mecânicas desejadas (em função dos diferentes tipos de materiais presentes). Por fim, para este tipo de modelagem, é necessário atribuir um limite ao mesmo de forma que a computação matemática esteja limitada à zona de interesse do estudo.

2.3 Parâmetros de Ruptura

Para iniciar o estudo do comportamento do maciço rochoso através de modelagem numérica é necessário possuir dados referentes à resistência das litologias presentes. Se tratando de análises de comportamentos elasto-plásticos, se utiliza as constantes iniciais como módulo de Young, que mede a rigidez do corpo através da relação entre tensão e deformação em regime de elasticidade, e coeficiente de Poisson, que representa a razão entre alteração dimensional em um eixo frente a contração imposta no eixo oposto.

De acordo com os dados de resistência dos materiais disponíveis acerca das litologias presentes na câmara em questão e mecanismo de falha identificado em campo, optou-se em utilizar o parâmetro de ruptura desenvolvido por Hoek & Brown (1998), onde através da envoltória de ruptura, o modelo é capaz de determinar tensões máximas e mínimas que definem a plasticidade do maciço em questão, tal como deslocamento estimado em função das dimensões do vão presente.

$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\,(m_b \frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} + s)^{\alpha}$
$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28}}$
$s = e^{\frac{GSI-100}{9}}$
$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}})$
σ_1 = Esforço principal máximo para ruptura.
σ_3 = Esforço principal mínimo para ruptura.
σ_{ci} = Resistência da rocha intacta a compressão uniaxial.
m_b ,s e α = Constantes do material analisado e dependentes da qualidade da rocha (GSI).
m_i = relação entre a resistência a compressão uniaxial e a resistência a tração. (2)

3 Desenvolvimento

Para dar início a construção do modelo, foram utilizados dados de escaneamentos antigos da câmara de lavra, com o devido tratamento computacional. A partir disso, inseriu-se os dados de entrada referentes às propriedades mecânicas do maciço (Tabela 1).

A partir das observações em campo das inspeções geomecânicas, contatou-se que as litologias presentes possuem tendências elasto-plásticas, de forma que suportam deformações decorrentes das escavações até certo momento, quando atingem o ponto de ruptura. Tal fato, aliado aos dados disponíveis, levam à construção de um modelo baseado no parâmetro de ruptura generalizado de Hoek e Brown, que possibilitará a definição das tensões mínimas e máximas que configuram a envoltória de ruptura para as litologias presentes.

Tabela 1: Dados de entrada para o modelo

Dados de Input - Resistência dos Materiais							
Litologia	**Peso Específico (MN/m^3)**	**Coeficiente de Poisson**	**Módulo de Young**	**UCS (intacta)**	**mb**	**s**	**a**
Dolarenito (DAR)	0.0297	0.27	63374.1	210	3.438	0.02	0.5
Sequência Argilodolomítica (SAD)	0.03	0.21	38707.2	192	1.869	0.007	0.5

Ainda antecedendo a etapa de computar os dados e geometrias inseridas no modelo, foi necessário ajustar o domínio do tempo. Resssalta-se que não há registro do início e do fim das lavras no local, portanto, o tempo foi dividido em quatro etapas: A primeira compreende a câmara já completamente escavada, a segunda representa o rompimento do pilar e a terceira e quarta a evolução do desplacamento na região, com um possível recalque em superfície.

Com os primeiros dados definidos, foi dado seguimento a etapa de configuração do estado de tensões, no qual optou-se por tensões gravitacionais. Uma vez que o estado de tensões foi medido em relatório oficial da Golder (2011) obteve-se K1 e K2 através das tensões horizontais e vertical (3.32 e 1.17 respectivamente) juntamente com a orientação do vetor principal. Após o tratamento das geometrias, foi gerada a caixa limitante do modelo (external box) e definidos os limites em que os deslocamentos seriam calculados (restrains). Optou-se por deixar o limite superior aberto, para considerar o possível deslocamento do crown pillar, e limitar os planos apenas com o vetor perpendicular, permitindo que a energia se disperse ao longo das direções paralelas aos limites do modelo. Por fim, a malha de pontos (mesh) foi criada e verificada, ajustando-a bem e minimizando possíveis erros para que os cálculos referentes ao critério de ruptura fossem precisos. (Figura 4).

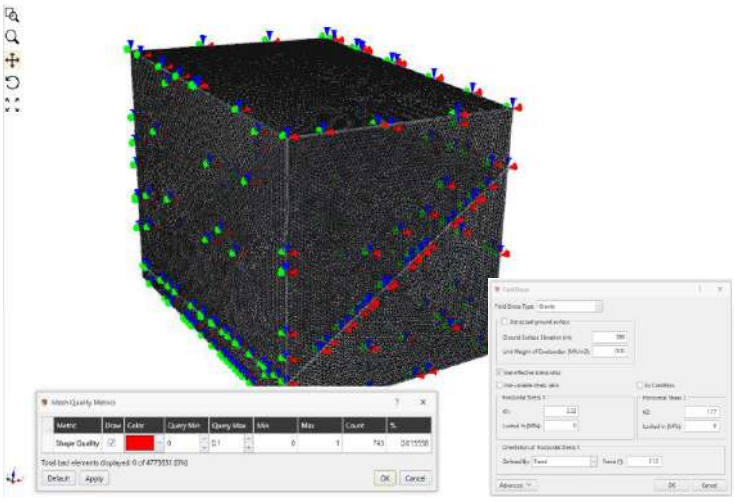


Figura 4: Mesh do modelo, verificação de erros e campo de tensões.

4 RESULTADOS

Com a computação dos parâmetros inseridos no modelo, foram criados 5 perfis (Figura 5) afim de observar com mais detalhamento as mudanças no estado de tensão das regiões de interesse na câmara e escavações permanentes. Decidiu-se detalhar o pilar rompido em dois eixos, além dos demais pilares na parte inferior da câmara, e também os pilares próximos à região onde foram captados estalos recorrentes pelo sistema de monitoramento sísmico (Figura 3).

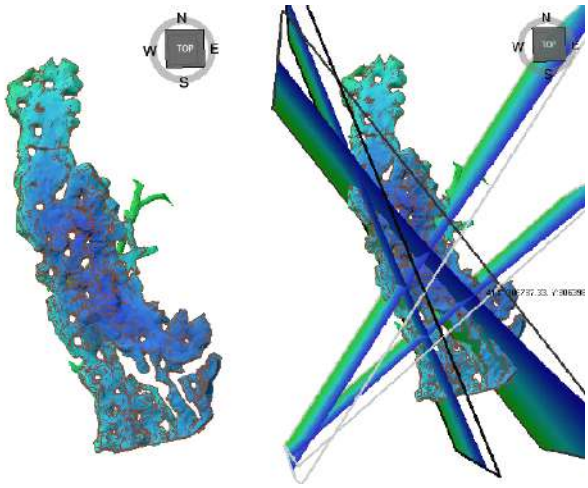


Figura 5: Resultado geral do modelo e perfis gerados.

Na retroanálise focada no pilar rompido, ao avaliar valores abaixo de 0 em *sigma* 3, observa-se uma tendência grande de relaxamento acima do mesmo, seguindo a direção do mergulho do acamamento que se estende para NW (Figura 6). Além disso, a condição de tensão negativa aparenta estar condicionada ao contato litológico entre DAR e SAD, evidenciado por uma linha retilínea nos perfis, indicando que o desplacamento identificado em campo pode ter ocorrido em virtude da diferença de reologia entre os litotipos, que, ao ser submetidos por um desconfinamento da escavação, cedeu por gravidade ao longo do contato. Avaliando o contexto de *sigma 3* nos demais perfis, fica ainda mais perceptível que a condição de relaxamento do maciço intensifica-se em locais onde o teto das escavações está localizado próximo do contato litológico, novamente evidenciado pelo padrão retilíneo da zona destacada no modelo (apenas valores negativos de *sigma* 3) e circulados em preto na figura 7.

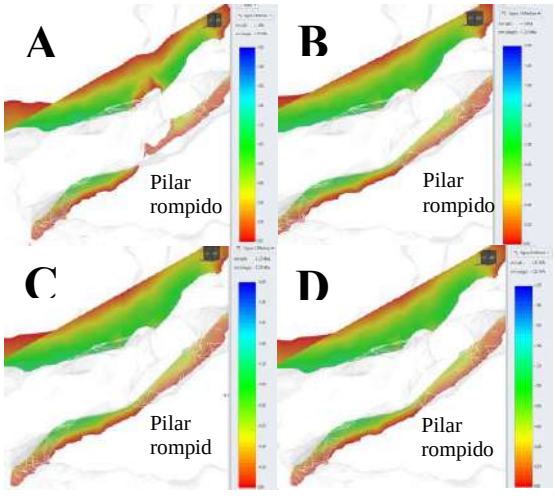


Figura 6: Análise da evolução do relaxamento no maciço acerca do pilar rompido.

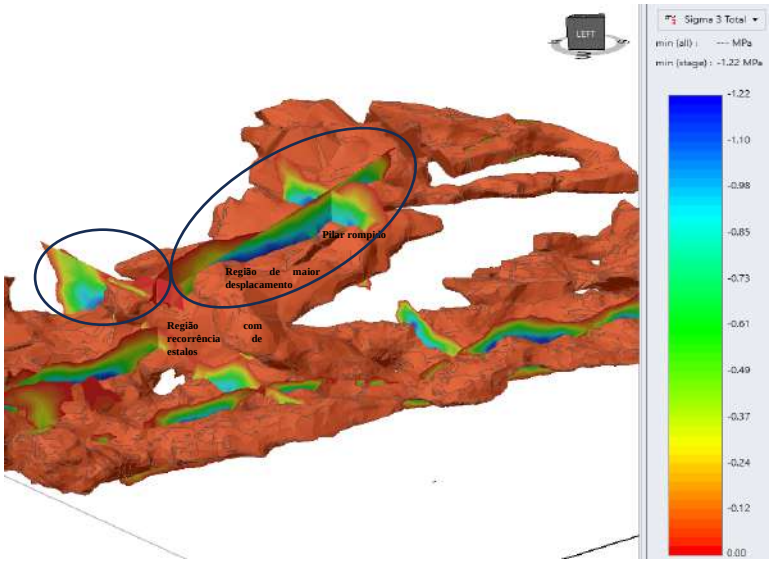


Figura 7: Análise de sigma 3 nos demais pilares.

Seguindo o estudo para avaliar a condição do vetor de tensão principal (Figura 8a), é possível concluir que não houve acúmulo de tensão significativo, uma vez que o modelo fornece valores relativamente baixos (de 20 a 30 MPa) no pilar rompido, o que reforça a ideia anterior onde a causa do rompimento pode ter sido em decorrência do peso acumulado do teto relaxado ao longo de anos, excedendo a capacidade sustentação do pilar. Avaliando as condições de *sigma* 1 nos demais pilares em todas as etapas, percebe-se que reflete a mesma tendência citada e reafirma que não há acúmulo de tensão na câmara, mas sim condição de relaxamento, mesmo tratando-se do vetor de tensão principal (Figura 8b e 8c).

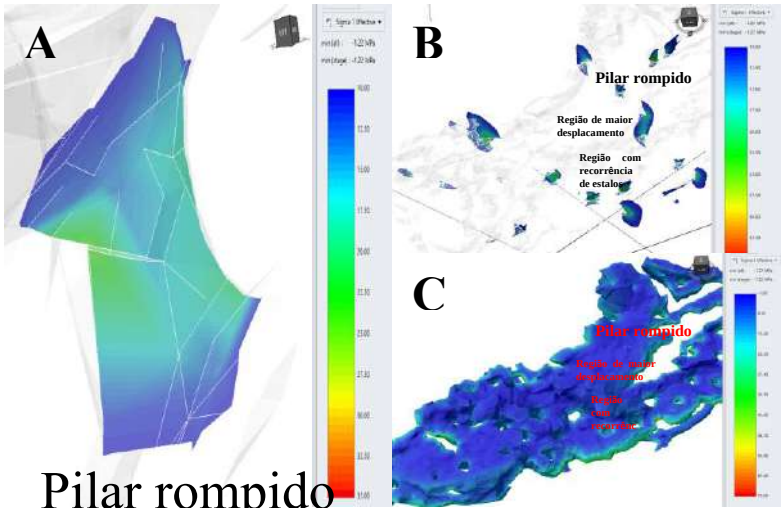


Figura 8a: Sigma 1 no pilar rompido. 8b: Sigma 1 nos demais pilares. 8c: Sigma 1 na escavação total.

Por fim, foi proposto averiguar a condição de deslocamento prevista para o *crownpillar* na última etapa temporal do modelo (Figura 9a). Para averiguar de forma efetiva um possível recalque em superfície é necessário destacar apenas valores negativos no eixo Z, uma vez que este reflete em deslocamento orientado para baixo. Sendo assim, considerando que o limite superior do perfil possui a cota da superfície, conclui-se que deve haver subsidência de 2cm (0.02m) apenas na porção mais SE do modelo. Já as escavações permanentes também não apresentam condição de relaxamento acentuada (Figura 9b).

Também foi verificado a condição de *Strengh Factor* ao longo das escavações, no entanto, uma vez que o confinamento em geral é baixo o SF tende a valores satisfatórios.

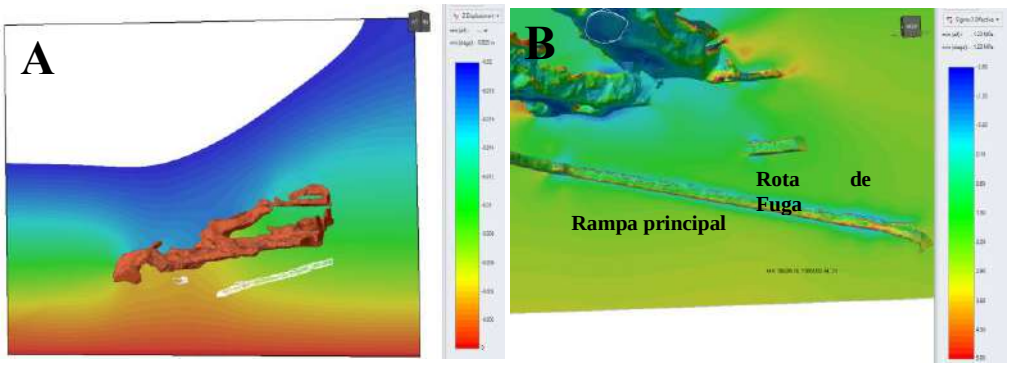


Figura 9a: Deslocamento total no crownpillar. 9b: Sigma 3 em escavações permanentes.

5 CONCLUSÕES

Ainda que no passado os métodos de análise fossem menos precisos que os atuais e, tendo em vista que a região estudada foi devidamente isolada após a atividade de recuperação de pilares, não é possível concluir que a lavra tenha sido mal dimensionada, uma vez que rompimentos de matriz rochosa, estalos e desplacamentos experenciados na mina de Morro Agudo ocorrem e permanecem contidos dentro da câmara pós lavra, onde não há acesso de pessoas ou equipamentos, não gerando recalque em superfície e tampouco afetando estruturas permanentes como a rampa principal. Tal situação é confirmadapor inspeções em campo e no modelo aqui apresentado. Contudo, ainda que os resultados para escavações permanentes tenham sido positivos, é importante aumentar o nível de segurança por meio de instrumentação em caso de instabilidades.

Como deduzido que algumas regiões da câmara possuem a mesma tendência dos arredores do pilar rompido, é possível que no futuro mais eventos como esse ocorram. Logo, é interessante que se evoluam os estudos acerca do tema através da simulação da possível perda de mais pilares que apresentam a tendência apontada, a fim de verificar um aumento da subsidência prevista para superfície.

AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos a todos colaboradores da Nexa Morro Agudo por todo apoio durante o momento de investigação e inspeções na região do pilar rompido (N150 e 183), aos demais autores deste artigo, ao Gabriel Resende e Lucas Guimarães.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Hanks, T.C.; Kanamori, H. (1979). *A moment magnitude scale.* Journal of Geophysical Research. p.84.

Hoek, E.; Brown, E. (1998). *Practical estimates of rock mass strength.* International Journal of Rock Mechanics and Mining Engineering Sciences, v.34: p.1165–1186.

Mendecki, A. J. (1996). *Seismic monitoring in mines*. Springer Science & Business Media. (Ed.).

Jager, A. J.; Ryder, J. A. (1999). *Rock Engineering Practice – a handbook for tabular hard rock mines*. Johannesburg: The safety in mines research advisory committee (SIMRAC), 371p.

Golder Associates. (2011). *Medições de Tensões In Situ em Morro Agudo* (10-1119-0013). Relatório Técnico RT-002_109-515-3014_00-B.

McGarr, A. (1992). *An implosive component in the seismic moment tensor of a mining-induced tremor.* Geophysical Research Letters, 19(15):1579–1582.

ÁREA 20.

Mecânica das Rochas para Túneis, Barragens e Obras de Infraestrutura

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/788

Caracterização da Resistência de Descontinuidades em Maciços Rochosos Competentes

Soraia Bastos Katereniuk
Mestranda, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, eng.sbk@gmail.com

Alessander Christopher Morales Kormann
Professor, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, alessander@ufpr.br

Vitor Pereira Faro
Professor, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, vitorpereirafaro@gmail.com

RESUMO: O presente trabalho apresenta uma aplicação da envoltória de resistência de Patton para descontinuidades em maciços rochosos metasedimentares e gnáissico. O objetivo do presente artigo é compartilhar experiência e boas práticas nos processos que envolvem a definição de parâmetros para avaliações de estabilidade em taludes rochosos. De maneira geral, pode-se verificar boa aderência da envoltória aos dados dos ensaios de cisalhamento direto para os metarenitos, considerando a faixa de tensões normais até 500 kPa. Este seria o nível de tensões as quais os taludes seriam submetidos devido aos efeitos das escavações. Para esta faixa de tensões normais todas as envoltórias obtidas são conservadoras. Apesar poder se considerar haver algum superdimensionamento, lembra-se que com a exposição da face do talude rochoso devido às escavações e, posteriormente, com o enchimento do reservatório e, consequente presença de água no maciço rochoso, é razoável se esperar que haja alguma alteração nas paredes das descontinuidades e, por consequência, redução da resistência das mesmas. Deste modo, entende-se que a caracterização geológica e geotécnica do talude rochoso antes da escavação é de extrema importância para garantir a segurança, eficiência e sucesso da obra.

PALAVRAS-CHAVE: Descontinuidades, Estabilidade de Taludes, Taludes Rochosos.

ABSTRACT: The present paper presents an application of Patton's resistance envelope to discontinuities in metasedimentary and gneiss rock masses. The objective of this paper is to share experience and good practices in the processes that involve defining parameters for stability assessments in rock slopes. In general, good adhesion of the envelope to data from direct shear tests for metarenites can be seen, for the range of normal stresses up to 500 kPa. This would be the level of tension to which the slopes would be subjected due to the effects of excavations. For this range of normal stresses, all envelopes obtained are conservative. Although it may be considered that there is some oversizing, it is necessary to remember that with the exposure of the rock slope face due to excavations and, subsequently, with the filling of the reservoir and, consequent presence of water in the rock mass, it is reasonable to expect that there will be some change on the walls of the discontinuities and, consequently, a reduction on resistance. Therefore, it is understood that the geological and geotechnical characterization of the rock slope before excavation is extremely important to guarantee the safety, efficiency and success of the work.

KEYWORDS: Discontinuities, Slope Stability, Rock Slopes.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de encostas rochosas é uma questão fundamental tanto em engenharia geotécnica quanto em geologia, pois está diretamente relacionada à segurança de comunidades, infraestruturas e do meio ambiente em geral. A segurança das escavações em rocha é influenciada por diversos fatores geométricos, tais como a altura e a inclinação dos taludes, a presença de descontinuidades ou planos de fraqueza, o nível freático, além da resistência e deformabilidade da rocha que compõe o maciço (VALLEJO et *al*., 2002).

Verifica-se, portanto, que o dimensionamento de escavações em rocha demanda um conhecimento aprofundado das características das descontinuidades, uma vez que a estabilidade é determinada pela resistência ao cisalhamento das paredes dessas feições e por sua orientação espacial ou atitude (BELL, 2007).

A investigação do comportamento dos materiais geotécnicos, juntamente com o estudo de técnicas construtivas apropriadas, desempenha um papel crucial na geração de conhecimento para o desenvolvimento de projetos que atendam às demandas da sociedade e que reduzam os riscos potenciais associados.

Dessa forma, o presente estudo teve como objetivo avaliar a aplicação de uma envoltória de resistência bi-linear para a caracterização da resistência de descontinuidades em maciços rochosos competentes, além de abordar as implicações correspondentes para a estabilidade de taludes.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Foram avaliados 28 ensaios de cisalhamento direto executados com amostras de rocha provenientes do maciço da ombreira esquerda da barragem do Aproveitamento Hidrelétrico de Laúca, localizada na República de Angola.

O maciço rochoso do local é constituído em sua porção superior por rochas metassedimentares, seguido por um gnaisse alterado e gnaisse são em sua base. A seção geológica pelo eixo da barragem é apresentada na Figura 1 e legenda na Figura 2.

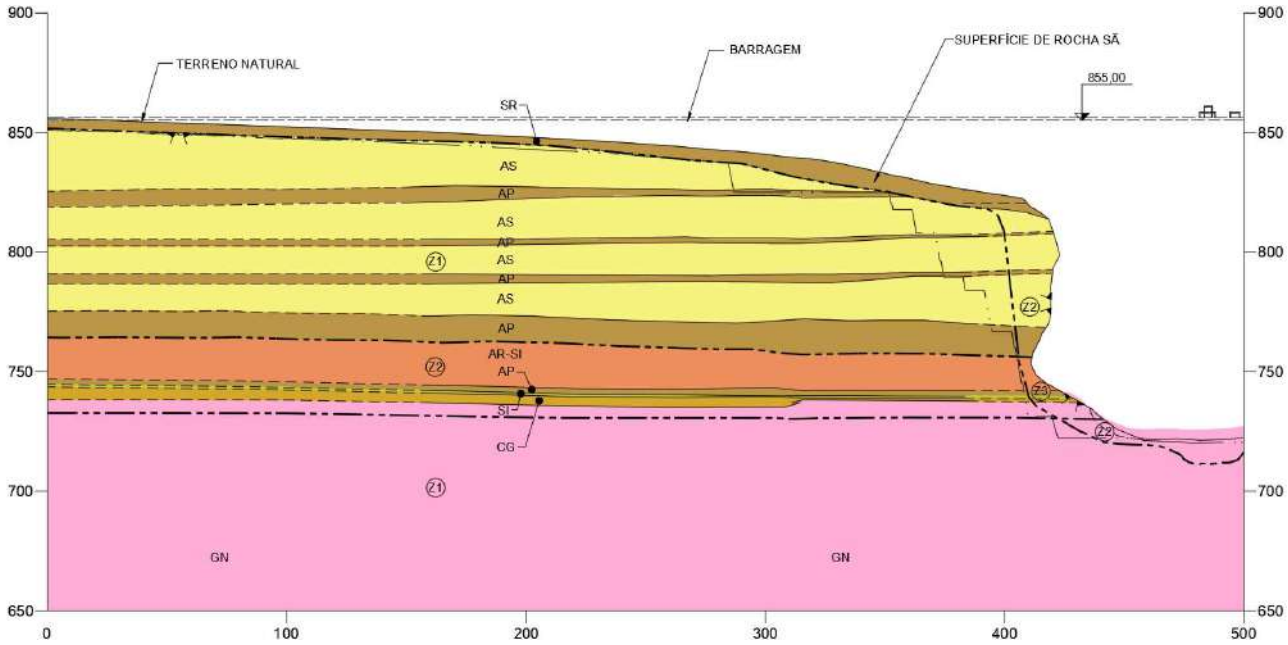


Figura 1. Seção geológica pelo eixo da barragem – Ombreira esquerda

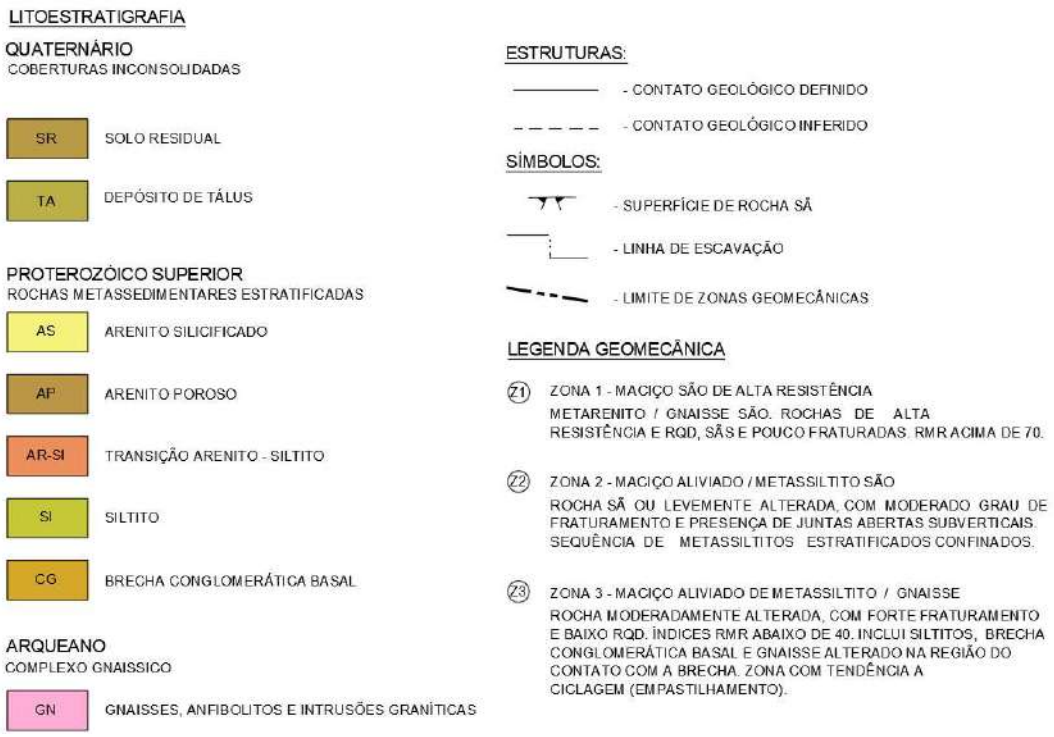


Figura 2. Seção geológica pelo eixo da barragem – Ombreira esquerda - Legenda

Os corpos-de-prova foram confeccionados a partir de testemunhos de sondagens rotativas. Foram ensaiadas as superfícies das descontinuidades naturais. Os ensaios foram realizados em uma prensa de bancada, com capacidade máxima de 40 kN de carga normal e 100 kN de carga cisalhante. Preconizou-se a realização dos ensaios com tensões normais de 250 kPa, 500 kPa, 1000 kPa e 2000 kPa. Não houve avaliação quanto à rugosidade da descontinuidade ensaiada.

Os ensaios foram realizados Laboratório de Furnas e os resultados foram disponibilizados para realização da presente avaliação que faz parte da dissertação de Katereniuk (2022).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A caracterização do maciço rochoso envolveu, além das campanhas de investigações in situ, a realização de ensaios de laboratório. Na fase de projeto básico, foram conduzidos ensaios triaxiais, ensaios de compressão simples e medições do módulo de deformabilidade em amostras de testemunhos obtidos por meio de sondagens rotativas. Na fase de projeto executivo, foram realizados ensaios triaxiais, ensaios de cisalhamento direto em descontinuidades, ensaios de compressão simples e determinação do módulo de deformabilidade em amostras de testemunhos provenientes das sondagens rotativas.

Para determinar as envoltórias de resistência das descontinuidades, foram analisados os ensaios de cisalhamento das diversas litologias presentes no maciço rochoso. Os pares de tensões de pico e residual obtidos nos ensaios, conforme avaliação efetuada neste estudo, são apresentados na Tabela 1.

A tensão normal indicada nas tabelas anteriores corresponde à tensão especificada para o ensaio (250 kPa, 500 kPa, 1000 kPa e 2000 kPa) corrigida pela área do corpo-de-prova.

Realizou-se, então o ajuste de uma envoltória linear, tendo sido escolhida a envoltória de Patton, aos dados do resultado dos ensaios de cisalhamento direto.

O critério de ruptura desenvolvido por Patton em 1966 é representado por uma envoltória bi-linear que contempla dois estágios do cisalhamento por descontinuidades, conforme ilustrado na Figura 3. Para uma superfície lisa, a envoltória de resistência (1) é uma reta cujo coeficiente angular corresponde ao ângulo de atrito básico. Em baixos níveis de tensão e para uma superfície rugosa, a envoltória (2) é uma reta com coeficiente angular igual ao ângulo de atrito básico acrescido de i. A partir do momento em que o cisalhamento começa a ocorrer na rocha intacta, a envoltória de resistência é descrita pela equação (3) (ANDRIANI, 2015).

Tabela 1. Resultados do ensaio de cisalhamento direto realizado em amostras de metarenito poroso

Corpo-de-prova	Litologia	Comportamento	σ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)
				Pico	Residual
202	Metarenito Poroso	Frágil-dúctil	281,0	403,50	282,52
203		Frágil-dúctil	1998,5	2054,00	1721,76
204		Dúctil	247,0	378,26	
205		Dúctil	501,0	450,92	
206		Dúctil	998,5	655,58	
206		Dúctil	495,0	737,94	
218	Metarenito Silicificado	Dúctil	254,5	381,55	
219		Dúctil	996,5	501,57	
220		Frágil-dúctil	2003,0	2231,30	1923,85
221		Dúctil	254,5	472,66	
222		Dúctil	507,5	600,82	
223		Frágil-dúctil	997,5	1364,70	-
224		Frágil-dúctil	1999,5	2225,80	1637,44
212	Metasiltito	Dúctil	254,0	299,41	
213		Dúctil	492,0	575,54	
214		Dúctil	999,0	402,45	
215		Dúctil	1999,0	1179,2	
216A		Dúctil	257,0	474,26	
216B		Dúctil	990,0	1130,36	
217		Dúctil	2003,0	1113,92	
235	Gnaisse	Dúctil	233	751,01	
236		Frágil-dúctil	505	604,19	472,26
237		Dúctil	1004	471,25	
238		Dúctil	2002	1578,08	
239		Frágil	249,2	815,87	348,45
240		Frágil-dúctil	497	745,84	626,5
241		Dúctil	1000	1254,29	
242		Frágil	1996,5	1583,36	677,63

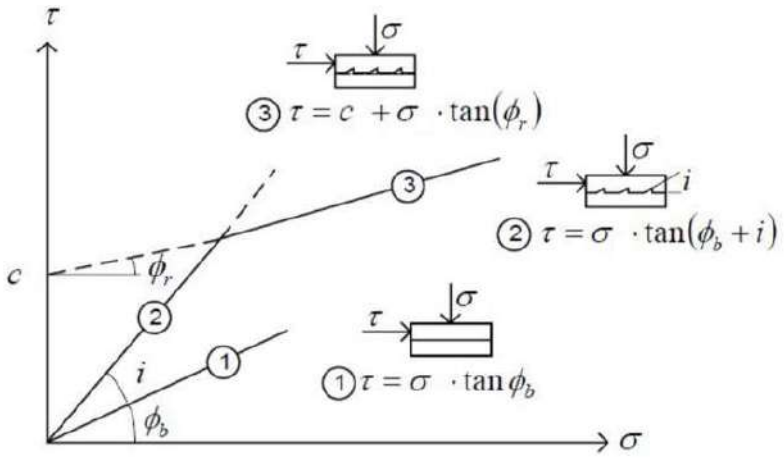


Figura 3. Envoltória bi-linear de Patton. Fonte: Modificado de Andersson (2019).

Na análise geotécnica da estabilidade de uma escavação, quando não são tolerados deslocamentos significativos, os cálculos empregam os parâmetros de resistência de pico. Isso ocorre porque para que uma descontinuidade atinja sua resistência residual, são necessários grandes deslocamentos. Essa premissa foi considerada para as escavações do AH Laúca.

A envoltória de resistência de Patton, previamente à resistência de pico, é definida pela reta descrita pela equação 1:

$$\tau = \sigma \tan(\phi_b + i) \quad 1$$

Onde:
$i -$ Ângulo entre a feição superficial da descontinuidade e a inclinação da vertente;
$\phi_b -$ Ângulo de atrito básico;
$\tau -$ Tensão cisalhante;
$\sigma -$ Tensão normal.

Ou seja, o primeiro segmento da envoltória é representado por uma equação de reta que parte da origem (coesão nula) e tem um coeficiente angular correspondente ao ângulo de atrito básico acrescido de uma componente relacionada à rugosidade das paredes da descontinuidade.

Wyllie e Mah (2004) afirmam que uma típica envoltória linear de resistência ao cisalhamento de descontinuidades sem preenchimento e rugosas apresenta coesão nula e ângulo de atrito composto pelas componentes $\phi_b + i$.

As descontinuidades do AH Laúca são descritas como rugosas e sem preenchimento, portanto, compatíveis com a utilização da envoltória de resistência de Patton.

As equações que descrevem a envoltória para cada tipo rochoso são apresentadas nas figuras subsequentes.

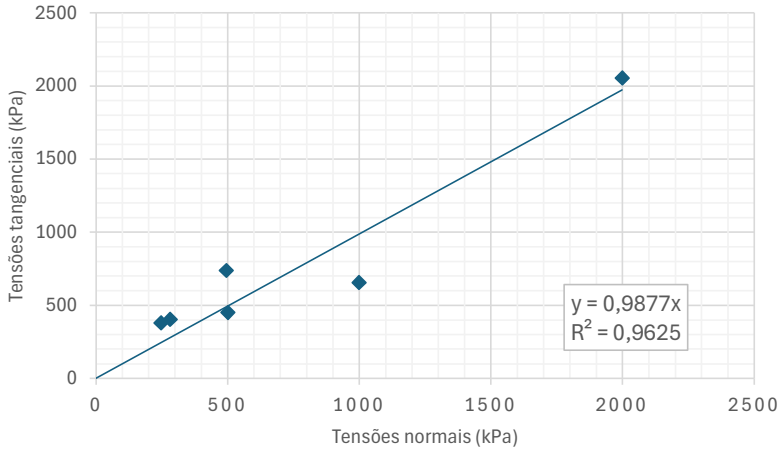


Figura 4. Metarenito poroso – Envoltória de Patton para resistência de pico

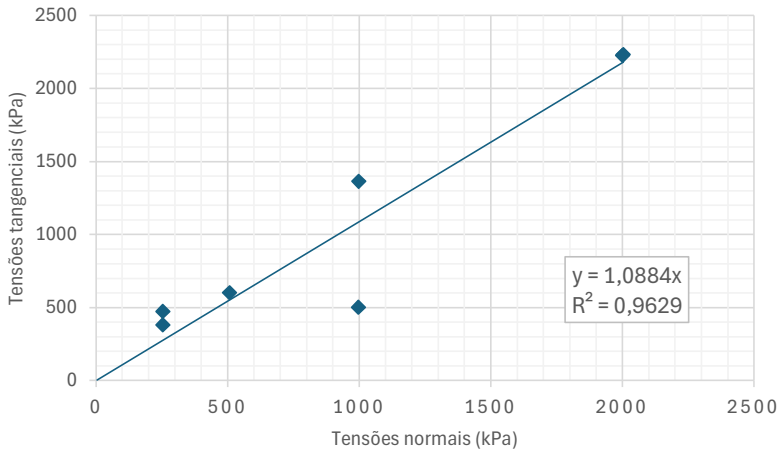


Figura 5. Metarenito silicificado – Envoltória de Patton para resistência de pico

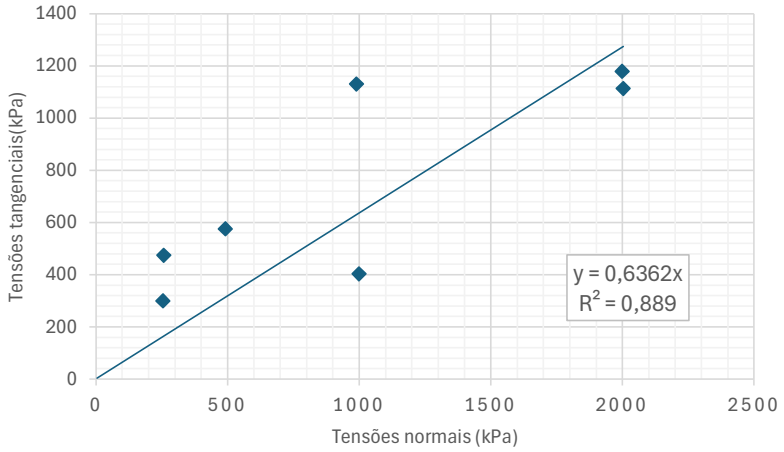


Figura 6. Metasiltito– Envoltória de Patton para resistência de pico

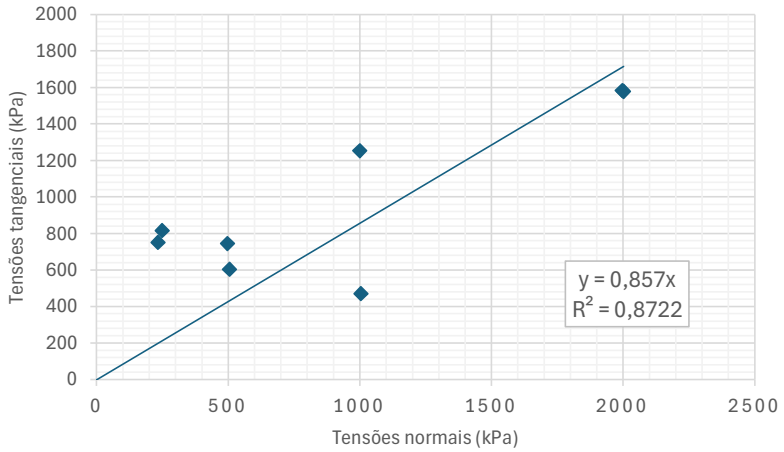


Figura 7. Gnaisse– Envoltória de Patton para resistência de pico

Verifica-se nos gráficos, que vão da Figura 3 até a Figura 6, que, em todas as litologias, os resultados dos ensaios para uma tensão normal de 1000 kPa foram os que apresentaram maior afastamento da reta de regressão linear.

Conforme indicam os valores de R^2 apresentados nos gráficos, a envoltória de Patton teve melhor aderência aos dados dos ensaios para os metarenitos. Nestas litologias, considerando tensões de até 500 kPa, verifica-se que a envoltória representa o limite inferior da resistência destas descontinuidades, comparando-a com os resultados dos ensaios de cisalhamento realizados. Este seria o nível de tensões as quais os taludes seriam submetidos devido aos efeitos das escavações. Para esta faixa de tensões normais todas as envoltórias as envoltórias obtidas são conservadoras. Vale ressaltar que para tensões mais elevadas o mais adequado seria empregar a equação do segundo trecho da envoltória de Patton, referente à resistência residual.

A partir das equações das envoltórias obtidas para cada litologia, considerando valores para ângulo de atrito básico baseados em Krsmanovic (1967), Patton (1996) e Coulson (1972), conforme apresentado no trabalho de Barton e Choubey (1977), estimou-se qual seria o valor da contribuição das irregularidades (i) na resistência ao cisalhamento das descontinuidades (Tabela 2).

Conforme a literatura técnica, os valores do ângulo de atrito básico para arenitos variam entre 25° e 35°, para siltitos a faixa de variação é de 27° a 33°, e para maciços gnáissicos de 23° a 29°. Os valores apresentados na Tabela 2 correspondem à média da faixa de variação encontrada na bibliografia. Esses valores também estão em conformidade com Vallejo et al. (2002), que menciona que para rochas sedimentares o ângulo de atrito está entre 25° e 37°, e para rochas metamórficas entre 21° e 30°.

Considerando os ângulos de atrito básicos indicados na tabela 2, verificou-se que a contribuição das irregularidades ou rugosidades na resistência ao cisalhamento das descontinuidades é de 12,29 ° em média, sendo que quase não há contribuição da rugosidade no metasiltito.

Os valores estimados para a contribuição das irregularidades (i) são comparáveis aos apresentados por Look (2007), que sugere uma faixa típica de variação para rugosidades de primeira ordem entre 10° e 15°.

Tabela 2. Estimativa do valor de i

Litologia	Coesão (kPa)	$\phi_b + i$ (°)	ϕ_b(°)	i (°)
	Pico			
Metarenito poroso	0	44,64	30	14,64
Metarenito silicificado	0	47,42	30	17,42
Metasiltito	0	32,51	30	2,51
Gnaisse	0	40,59	26	14,59

4 IMPLICAÇÕES PARA ESTABILIDADE DE TALUDES

Entende-se que, considerando as hipóteses admitidas nesta pesquisa, a envoltória de resistência ao cisalhamento de Patton resultaria em dimensionamentos seguros para a avaliação da estabilidade das escavações.

Apesar de inicialmente se considerar a possibilidade de superdimensionamento, é importante ressaltar que a exposição da face do talude rochoso devido às escavações, seguida pelo enchimento do reservatório e pela presença subsequente de água no maciço rochoso, é plausível esperar alguma alteração nas paredes das descontinuidades e, consequentemente, uma redução em sua resistência.

Deste modo, compreende-se que a caracterização geológica e geotécnica do talude rochoso antes da escavação é de extrema importância para garantir a segurança, eficiência e sucesso da obra. Esta fase é crucial para fornecer informações detalhadas sobre as condições geológicas e geotécnicas do terreno, capacitando os engenheiros geotécnicos e geólogos a tomarem decisões assertivas sobre o projeto e a execução da escavação.

Recomenda-se enfatizar e realizar uma caracterização geotécnica abrangente do maciço a ser escavado, uma vez que esta etapa fornece informações cruciais sobre a resistência à compressão, resistência ao cisalhamento e outras propriedades mecânicas das rochas. Esses dados são fundamentais para o planejamento e projeto adequados das escavações.

5 CONCLUSÕES

No presente estudo, foi empregada a envoltória de resistência bi-linear proposta por Patton para caracterizar a resistência ao cisalhamento de descontinuidades em maciços metassedimentares e gnáissicos. A análise geológica e geomecânica das descontinuidades possibilitou a determinação dos parâmetros a serem utilizados, levando em consideração tal envoltória.

De modo geral, observa-se uma boa concordância entre a envoltória e os dados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto para os metarenitos, dentro da faixa de tensões normais de até 500 kPa. Este seria o nível de tensões as quais os taludes estudados seriam submetidos devido aos efeitos das escavações.

Além disso, uma análise foi conduzida para avaliar a influência da rugosidade na resistência ao cisalhamento das descontinuidades. Foi constatado que, para as quatro litologias investigadas, a contribuição das irregularidades ou rugosidades na resistência ao cisalhamento das descontinuidades é em média de 12,29°, sendo praticamente insignificante para o metasiltito. Os valores estimados para a contribuição das irregularidades são consistentes com os relatados por Look (2007), que sugere uma variação típica de 10° a 15° para as rugosidades de primeira ordem.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Gabinete de Aproveitamento do Médio Kwanza (GAMEK), à Odebrecht e Intertechne Consultores pela disponibilização das informações necessárias para o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andersson, E. (2019) *Evaluation of influence from matedness on the peak shear strength of natural rock joins*. Dissertação – Division of soil and rock mechanics, KTH Royal Institute of Technology, Estocolmo.

Andriani, G. F. (2015) Uso próprio e improprio dei criteri di resistenza degli ammassi rocciosi. *Geologi e Territorio - Ordine regionale dei geologi*, Puglia, n° 1/2015, p. 17-22.

Barton, N., Choubey, V. (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock mechanics*, v. 10, p. 1–54.

Bell, F. G. (2007) *Engineering Geology*. Oxford: Elsevier.

Katereniuk, S. B. (2022) *Avaliação da resistência ao cisalhamento de descontinuidades em metarenito, metasiltito e gnaisse e aplicação de método probabilístico à estabilidade de taludes*. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Curitiba.

Look, B. G. (2007) *Handbook of geotechnical investigation and design tables*. AK Leiden: Taylor & Francis / Balkema.

Vallejo, L. I. G., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. (2002) *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.

Wyllie, D. C., Mah, C. W. (2004) *Rock Slope Engineering and mining – Based on Rock Slope Engineering* (third edition, 1981) by Dr Evert Hoek and Dr John Bray. London and New York: Spon Press.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/789

Determinação do Módulo de Deformabilidade por Retroanálise na Fundação Rochosa de Blocos de Contrafortes da Barragem de Itaipu

Adriana Elisabete Limberger
Mestre em Engenharia Civil, Fundação Parque Tecnológico Itaipu - Brasil, Foz do Iguaçu, Brasil, adriana.limberger@pti.org.br

Débora de Oliveira Fernandes
Mestre em Geotecnia, Geóloga, Fundação Parque Tecnológico Itaipu - Brasil, Foz do Iguaçu, Brasil, deboraof@pti.org.br

Luan Reginato
Mestre em Engenharia Civil (Estruturas), Fundação Parque Tecnológico Itaipu - Brasil, Foz do Iguaçu, Brasil, luan.reginato@pti.org.br

Paola Maria Camila Villalba Fiore
Mestre em Engenharia Civil (Estruturas), Engenheira Civil Pleno, Itaipu Binacional, Hernandarias, Paraguai, paovilla@itaipu.gov.py

Josiele Patias
Doutora em Geotecnia, Engenheira Civil Senior, Itaipu Binacional, Foz do Iguaçu, Brasil, jpatias@itaipu.gov.br

RESUMO: A determinação dos parâmetros de deformação de materiais rochosos desempenha um papel fundamental na engenharia geotécnica aplicada à fundação de barragens. Os parâmetros de deformabilidade, sejam eles determinados por ensaios laboratoriais, ensaios in situ ou métodos teóricos, quando comparados com as deformações obtidas pela instrumentação de campo, oferecem informações úteis para a avaliação contínua da segurança das estruturas. A partir do plano de auscultação em fundações de barragens, é possível potencializar o uso dos dados coletados na determinação dos parâmetros da fundação utilizando-se métodos de retroanálise. Nesse sentido, este artigo tem como objetivo apresentar os resultados do cálculo do módulo de deformabilidade por retroanálise de uma porção da fundação rochosa dos blocos de contrafortes, localizados no Trecho E da barragem de Itaipu. Os dados de um extensômetro de fundação instalado durante a construção do Trecho E foram utilizados para este cálculo, associados às informações de tensão obtidas por meio de simulação das etapas construtivas do bloco de contrafortes denominado E-6, e de dois blocos adjacentes, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF). Os resultados obtidos permitiram identificar a variação do módulo de deformabilidade durante a construção dos blocos, indicando uma tendência de atenuação dos recalques ao se aproximar da fase final da construção, o que sugere uma relação de causa e efeito com as etapas de fechamento das fraturas e de consolidação da fundação.

PALAVRAS-CHAVE: Módulo de Deformabilidade. Retroanálise. Fundação Rochosa. Barragem de Itaipu. Instrumentação Geotécnica.

ABSTRACT: The determination of the deformation parameters of rock materials plays a fundamental role in geotechnical engineering applied to dam foundations. The deformability parameters, whether determined by laboratory tests, in situ tests, or theoretical methods, when compared with the deformations obtained by field instrumentation, provide useful information for the continuous evaluation of the structures' safety. From the monitoring plan in dam foundations, it is possible to enhance the use of collected data in determining foundation parameters using back-analysis methods. In this sense, this article aims to present the results of the calculation of the deformation modulus by back-analysis of a portion of the rocky foundation of the buttress blocks, located in Section E of the Itaipu dam. The data from a foundation extensometer installed during the construction of Section E were used for this calculation, associated with stress information obtained through simulation of the construction stages of the buttress block called E-6, and two adjacent blocks, using the Finite Element Method (FEM). The results obtained allowed the identification of the variation of the deformation modulus during the construction of the blocks, indicating a tendency for settlement attenuation as it approaches the final phase of construction, which suggests a cause-and-effect relationship with the stages of fracture closure and foundation consolidation.

KEYWORDS: Deformation modulus. Back-analysis. Rock foundation. Itaipu Dam. Geotechnical instrumentation.

1 INTRODUÇÃO

A deformabilidade das fundações rochosas tem sido objeto de discussão ao longo dos anos no contexto de barragens. Os métodos de determinação desse parâmetro são frequentemente influenciados pelas variações nas definições do conceito de módulo, pela variabilidade nos métodos utilizados para determinação e pelos elementos constituintes do maciço rochoso. Além disso, ao contrário da seleção da resistência ao cisalhamento da rocha, no qual tanto os limites superiores quanto inferiores da resistência são considerados, apenas o limite superior do módulo de deformabilidade pode ser prontamente previsto, o que dificulta a seleção do parâmetro mais apropriado a ser considerado (USACE, 1994).

A caracterização da deformabilidade dos maciços rochosos, definidos como meios descontínuos formados pela matriz rochosa e pelas descontinuidades que o atravessam, não deve ser realizada somente por ensaios em laboratório. Isso ocorre por não ser viável coletar e ensaiar amostras com dimensões suficientemente grandes para serem representativas do maciço rochoso (Silveira, 2003; Marques e Vargas Jr., 2022). Sendo assim, os ensaios laboratoriais permitem, em regra, caracterizar a deformabilidade da matriz rochosa, ou seja, do material dos blocos de rocha integrantes do maciço, delimitado pelas superfícies de compartimentação (Silveira, 2003).

Uma alternativa à dificuldade de realização de ensaios laboratoriais para a determinação da deformabilidade do maciço rochoso é a realização de testes in situ. Dentre esses testes, podem-se citar a aplicação da geofísica, os ensaios de placa, os ensaios utilizando dispositivos dilatométricos, os ensaios de macaco plano, entre outros. Esses experimentos são realizados considerando áreas e profundidades maiores na região de estudo, mas podem ser dispendiosos e não refletir a deformabilidade do maciço, dependendo da situação particular do tipo da rocha, do estado de alteração ou do preenchimento das fissuras. (Azevedo e Marques, 2006).

Em decorrência da variabilidade de determinação do parâmetro de deformabilidade, monitorar o desempenho de estruturas em seu período de construção e operação em termos de deformabilidade se apresenta como uma alternativa confiável. As retroanálises, por meio de dados de instrumentação, por exemplo, podem ser utilizadas para estimar tal parâmetro, possibilitando uma boa avaliação do comportamento do maciço rochoso de fundação no período pós-construtivo. Em meados dos anos 80 e 90, no Brasil, foram aplicados dados de extensômetros múltiplos para esse fim nas barragens de Água Vermelha, Três Irmãos e Itaipu.

Os métodos utilizados para a determinação da deformabilidade com os dados de instrumentação são variados. Analiticamente, Coelho (1982) aplicou um método considerando a transformação das cargas provenientes da concretagem de blocos de contraforte em tensões teóricas na região de instalação de extensômetro no domínio 2D. Silveira (2003) aplicou um método semelhante, entretanto a transformação das cargas em tensões teóricas foi feita no domínio tridimensional. Abrahão et. al (1983) apud Silveira (2003) utilizaram um modelo matemático bidimensional baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF) para obter a evolução da deformabilidade, antes e depois da construção de elementos de reforço na fundação.

Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivos apresentar uma revisão dos métodos encontrados em literatura para estimação da deformabilidade a partir de dados dos extensômetros, e realizar um estudo de caso aplicado à fundação rochosa basáltica de um bloco de contraforte do Trecho E da Barragem de Itaipu. Para isso, serão utilizados os dados dos extensômetros instalados durante a construção do bloco, os dados de concretagem à época, e simulações numéricas atuais utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF).

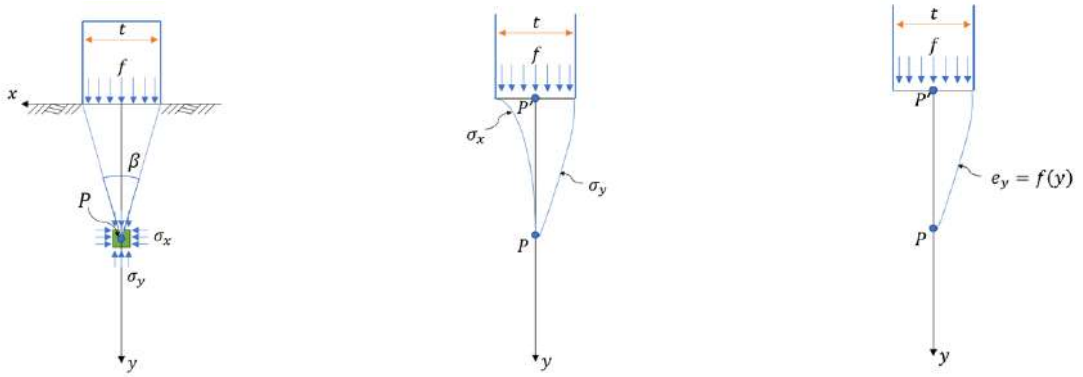
2 ESTUDO DOS MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA DEFORMABILIDADE POR RETROANÁLISE

2.1 Método Analítico de Coelho (1982)

Coelho (1982) calcula o módulo de deformabilidade do maciço usando leituras dos extensômetros de haste durante a concretagem dos blocos de concreto. O autor aplicou essa metodologia para estimar o módulo da fundação de dois blocos de contraforte na barragem de Itaipu, em uma camada de basalto denso.

Para a determinação do módulo de deformabilidade, de acordo com o método, determinam-se as tensões σ_x e σ_y no ponto P interior a um semiespaço elástico infinito, situado na vertical de uma carga distribuída f, de largura t e infinitamente longa na terceira dimensão (Figura 1.a). Sendo t associada a largura dos blocos e f à elevação do peso do bloco durante a concretagem.

De acordo com Obert e Duvall (1967), as tensões ao longo da profundidade seguem uma senóide, sendo possível traçar as tensões em *x* e *y,* conforme a Figura 1.b. Sendo *P* o ponto da âncora do extensômetro. Ao conhecer a variação de tensão na profundidade *y*, tem-se a deformação e_y em função de *y,* considerando o estado plano de deformação (Figura 1.c). Integrando a deformação e_y ao longo de P e P', encontra-se o deslocamento teórico estimado pelo extensômetro de haste Δy. Isolando o módulo de deformabilidade, tem-se a Eq. 1.



a) b) c)

Figura 1. a) Esquema para consideração das tensões no ponto; b) Variação de σ_x e σ_y entre os pontos *P'* e *P*; c) Variação de e_y entre os pontos *P'* e *P*.

$$E = \frac{1}{\Delta y}\int_{P}^{P}\left[(1-\nu^2)\sigma_y - \nu(1-\nu)\sigma_x\right]dy \qquad \text{Eq. 1}$$

Por integração numérica, a expressão do módulo de elasticidade é apresentada na Eq. 2, sendo ν o coeficiente de Poisson e *f* a razão entre o peso do bloco e a área da base do bloco.

$$E = \frac{-t(\nu^2-1)f}{2\pi\Delta y}\times 4{,}3378 - \frac{t\nu(1+\nu)}{2\pi\Delta y}\times 1{,}7887 \qquad \text{Eq. 2}$$

2.2 Método Analítico de Silveira (2003)

O método analítico proposto por Silveira (2003) consiste no cálculo das tensões teóricas axiais resultante do peso das camadas de concretagem lançadas no período. As tensões são calculadas considerando distribuição uniforme da carga vertical do concreto em projeção retangular dos blocos na superfície.

O cálculo das tensões é realizado por meio da fórmula de Holl, extraída do livro de Poulos & Davis (1974), que fornece a tensão sob o vértice de um retângulo carregado com carga uniforme, sobre a superfície de um semiespaço infinito. A Figura 2 ilustra o esquema de carregamento, onde *l* é a largura entre os blocos, *b* é a profundidade dos blocos, *p* é o carregamento correspondente a elevação do concreto no tempo e *z* é a profundidade que se deseja calcular a tensão (profundidade da haste do extensômetro). As tensões σ_x, σ_y e τ_{xy} são calculadas através das equações a seguir.

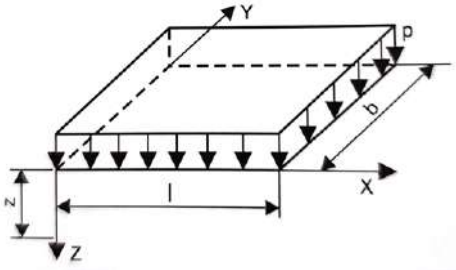


Figura 2. Esquema de carregamento: distribuição uniforme sobre área retangular.

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi}\left[\tan^{-1}\frac{b}{zR_3} + \frac{bz}{R_3}\left(\frac{1}{R_1^2}+\frac{1}{R_2^2}\right)\right] \quad \text{Eq. 3}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{2\pi}\left[\tan^{-1}\frac{b}{zR_3} + \frac{bz}{R_1^2 R_3}\right] \quad \text{Eq. 4}$$

$$\tau_{xy} = \frac{P}{2\pi}\left[\frac{b}{R_2} + \frac{z^2 b}{R_1^2 R_3}\right] \quad \text{Eq. 5}$$

$$R_1 = (1^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Eq. 6}$$

$$R_2 = (b^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Eq. 7}$$

$$R_3 = (1^2 + b^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Eq. 8}$$

Com as equações apresentadas, também é possível calcular as tensões na direção das hastes inclinadas dos extensômetros múltiplos que formam um ângulo θ com a direção vertical z, conforme a Eq. 9 e Eq. 10. Ainda, de acordo com Poulos & Davis (1974), essas equações são aplicáveis para um coeficiente de Poisson de 0,5. Salienta-se que as equações se aplicam para um meio homogêneo, elástico e isotrópico, de forma que os resultados devem ser sempre analisados com cuidado, entretanto, segundo Silveira (2003) são adequados para maciços rochosos pois refletem as características médias das camadas.

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z)\cos 2\,\theta + \tau_{xz}\sin 2\,\theta \quad \text{Eq. 9}$$

$$\tau_\theta = \tau_{xz}\cos 2\,\theta - \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z)\sin 2\,\theta \quad \text{Eq. 10}$$

Com isso, a partir das deformações (ε) entre hastes medidas pelos extensômetros múltiplos instalados na fundação das estruturas de concreto, é possível calcular os módulos de deformabilidade do maciço pela Lei de Hooke.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{Eq. 11}$$

2.3 Método Numérico por Elementos Finitos

Com o método dos elementos finitos é possível simular a construção da barragem por aplicação de peso próprio e também adicionar à simulação o enchimento do reservatório através da aplicação do empuxo hidrostático, além das subpressões na fundação (Silveira, 2003). Nesse sentido, para calcular o módulo de deformabilidade é necessário a modelagem 2D ou 3D da barragem de estudo e sua fundação, discretizar em malha de elementos finitos, atribuir as condições de contorno e os carregamentos.

A partir dessa construção numérica, dois caminhos são possíveis na determinação do módulo de deformabilidade. Pode-se, inicialmente, produzir um deslocamento relativo que se ajuste com a maior precisão possível ao deslocamento medido no instrumento, a partir do incremento de carga devido ao peso da concretagem. Isso é conseguido através de variações no módulo de deformabilidade do trecho analisado. Obtendo-se a compatibilização entre o deslocamento do modelo e o deslocamento medido, obtém-se o módulo ajustado (Coelho, 1982).

O segundo caminho possível é a determinação do módulo através do levantamento das tensões nos pontos onde estão instalados os instrumentos. A variação dessas tensões é conseguida a partir da variação do carregamento aplicado (peso adicionado devido à concretagem) (Silveira, 2003). De posse das deformações medidas nos instrumentos para a situação real, pode-se construir por correlação um gráfico tensão versus deformação, e obter-se o módulo de deformabilidade.

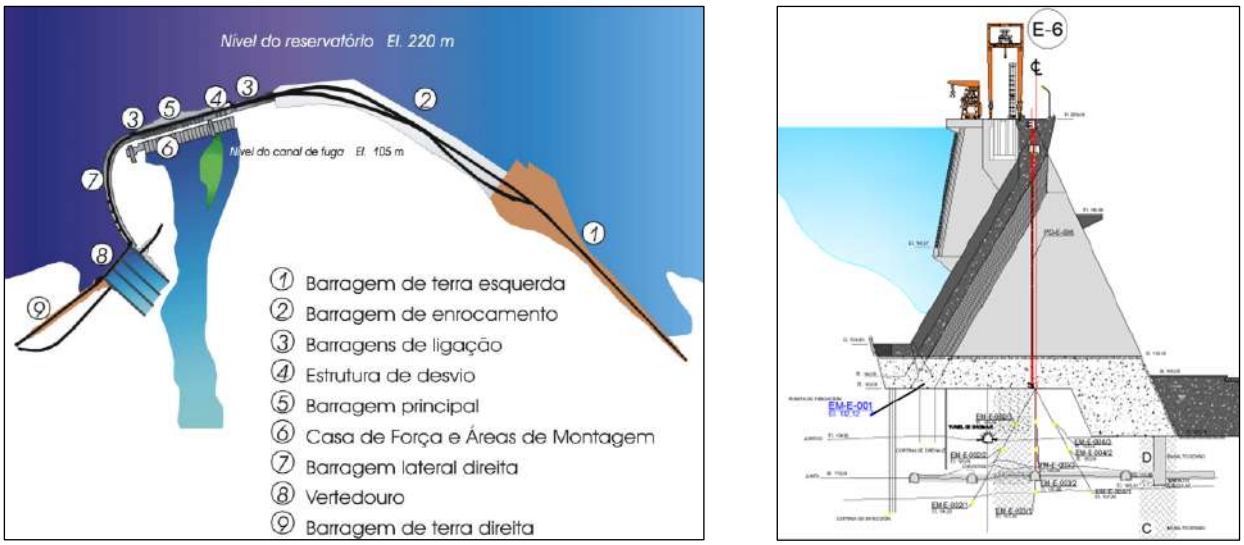
3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Local de Estudo

O estudo foi aplicado na fundação rochosa do “Trecho E” da Usina Hidrelétrica de Itaipu (UHI), localizada no rio Paraná, na fronteira entre Brasil e Paraguai (Figura 3.a). A barragem de Itaipu está assentada sobre os basaltos pertencentes aos extensos derrames da formação Serra Geral.

3.2 Dados de Instrumentação

Para calcular a estimativa do módulo de deformabilidade, utilizou-se os dados do extensômetro EM-E-001, localizado na fundação do bloco E-06, a montante, inclinado a 60º em relação à vertical (Figura 3.b). O instrumento iniciou sua operação no dia 16/11/1981, antes da finalização da concretagem. O extensômetro atravessa o concreto, o basalto denso do derrame E, a brecha basáltica entre os derrames D/E e o basalto vesicular do derrame D. Além disso, localizada na elevação 134,78, a Junta D também está interceptada. O módulo de deformabilidade estimado será o módulo equivalente dessas camadas interceptadas.



a) b)

Figura 3. a) Esquema da Usina Hidrelétrica de Itaipu; b) Localização do extensômetro na seção do Bloco E6. Fonte: Itaipu Binacional (2024).

3.3 Modelagem das Elevações do Concreto no Tempo para os Blocos E5, E6 e F-1/2

Para simular o comportamento da elevação do concreto no tempo, foram modeladas as geometrias dos blocos E-05, E-06 e F-1/2. Foram considerados os três blocos na análise, pois, de acordo com Silveira (2003), é necessário levar em consideração pelo menos os dois blocos adjacentes ao bloco analisado. As geometrias foram subdivididas em camadas conforme os períodos de concretagem, determinados a partir das fichas da época da construção. A Figura 4 ilustra as geometrias que representam a elevação do concreto para 30/11/1981, corresponde à primeira medição do extensômetro, para uma data intermediária, e para a finalização da concretagem dos blocos, ocorrida em 17/06/1982.

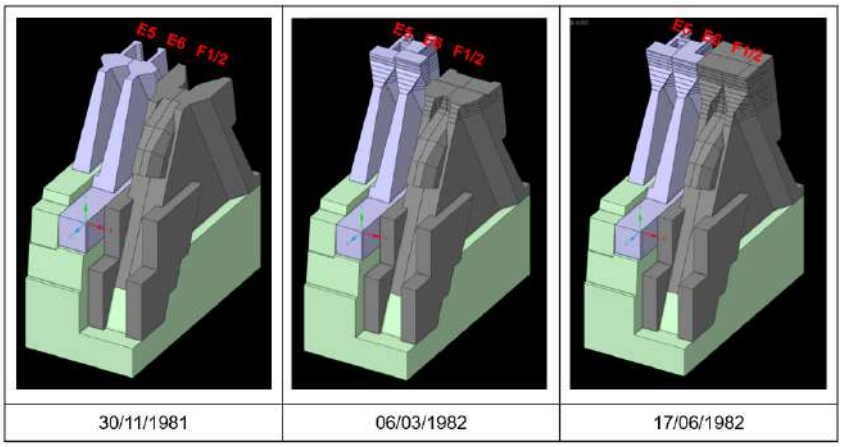


Figura 4. Modelagem das elevações do concreto no tempo para os blocos E-05, E-06 e F-1/2.

Esse procedimento foi realizado para ser possível simular a tensão provocada pela elevação do concreto dos blocos na fundação de forma sequencial e automática, ou seja, o valor da tensão no ponto de interesse foi extraído, na região do instrumento, a cada data em que havia uma medição correspondente do extensômetro.

3.4 Obtenção das Tensões Calculadas pelo Método dos Elementos Finitos

As simulações realizadas permitiram determinar as tensões no ponto médio da haste do instrumento a cada elevação de concreto no tempo. Para isso, foi utilizado no software Ansys o recurso de exibição de resultados de tensões normais axiais ao longo de uma linha auxiliar (*path*), coincidente com a posição e direção de instalação do extensômetro. O modelo utilizado para a barragem e para a fundação foi homogêneo, linear, elástico e isotrópico, aplicando-se a Lei de Hooke. A densidade adotada para o concreto foi de 2600 kg/m^3, o módulo de elasticidade foi de 30 GPa e o coeficiente de Poisson foi de 0,16, segundo relatório 4124-50-15205 da Itaipu Binacional.

Para os blocos, as condições de contorno adotadas foram de restrição perpendicular ao movimento. Entre os blocos, foram consideradas condições de contato do tipo *Frictionless*, que permitem totalmente o deslocamento tangencial entre os blocos, mas não permitem o deslocamento longitudinal. No contato concreto-rocha foram considerados os contatos do tipo colado.

As condições de contorno utilizadas para a fundação foram de apoio fixo na base e restrição de movimento perpendicular nas laterais direita e esquerda do modelo, bem como a montante e a jusante. A densidade foi considerada como sendo nula, e foi utilizado um módulo de elasticidade inicial equivalente (32 GPa) e coeficiente de Poisson de 0,28.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Após realizadas as simulações para todas as medições registradas no extensômetro durante o período de concretagem, foi possível relacionar as tensões calculadas com as deformações registradas no instrumento. O período considerado foi entre a primeira medição do EM-E-001 até a finalização da concretagem do bloco F-1/2. É importante salientar que de acordo com as fichas de concretagem, os blocos E-05 e E-06 foram finalizados em data anterior ao F-1/2. Ao se construir então o gráfico de tensão versus deformação, notou-se que no trecho final do gráfico, correspondente à elevação apenas do bloco F-1/2, houve baixa correlação entre o acréscimo de tensão e a deformação medida (da ordem de $R^2 \cong 0{,}6$), havendo, inclusive, uma tendência à estabilização do deslocamento medido no extensômetro, conforme é observado na Figura 5. Pode-se supor, então, que a elevação isolada do bloco F-1/2 não afeta significativamente o comportamento do instrumento.

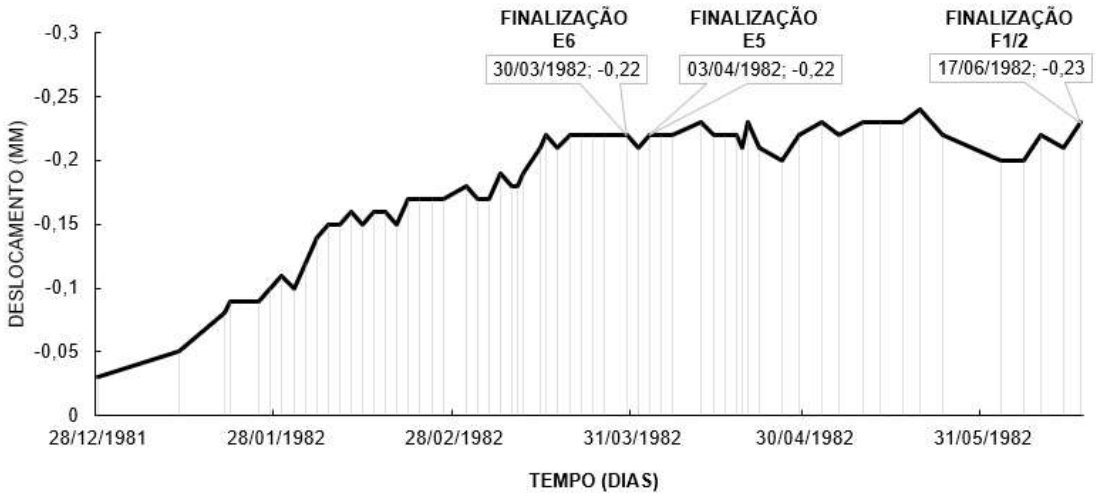


Figura 5. Deslocamento medido no EM-E-01 durante o período de concretagem dos blocos.

Construiu-se, então, o gráfico de tensão versus deformação para o período que compreendeu o início da medição do EM-E-001 (30/11/1981) e a finalização da concretagem dos blocos E-05 (30/03/1982) e E-06 (03/04/1982) com $R^2 \cong 0{,}96$. A Figura 6 apresenta os resultados obtidos.

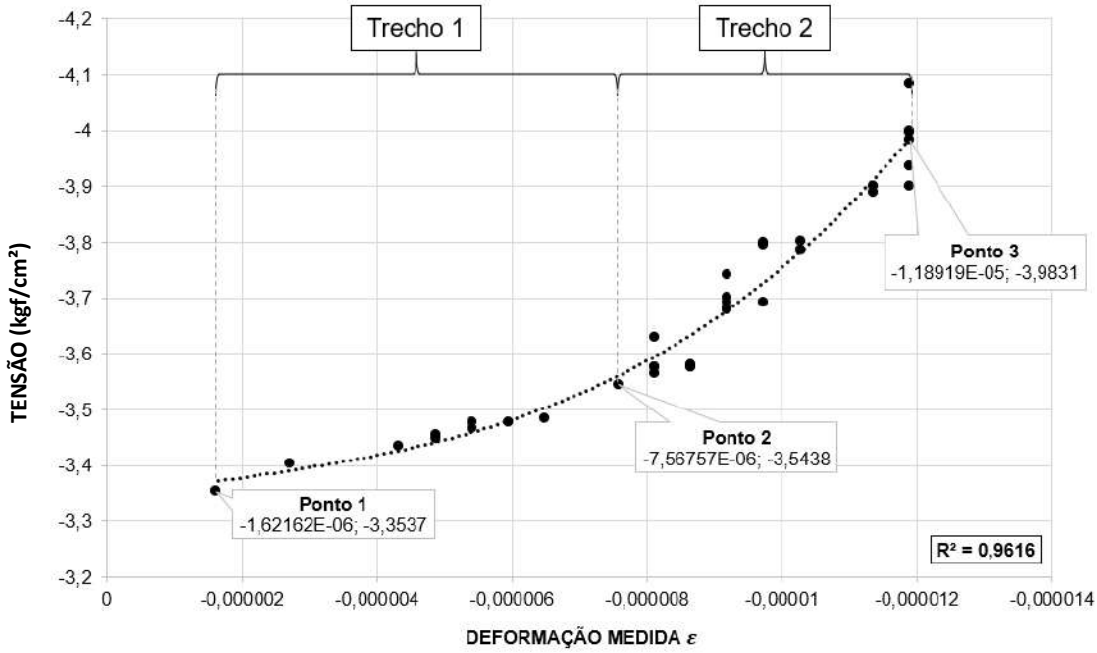


Figura 6. Gráfico da tensão versus deformação utilizando a simulação da elevação do concreto no tempo dos blocos E-05, E-06 e F-1/2 e os dados do EM-E-001.

Observa-se no gráfico da Figura 6 que foram identificados três pontos de interesse. Entende-se como hipótese que os pontos 1 e 2 formariam um primeiro trecho (Trecho 1), com o valor do módulo de deformabilidade inicial correspondente ao fechamento das fraturas. Entre os pontos 2 e 3, que caracterizam um segundo trecho (Trecho 2), o módulo de deformabilidade poderia representar o início da consolidação do maciço. Os valores de deformação desses pontos foram inseridos como dados de entrada na equação da curva de correlação, e foram obtidos os respectivos resultados de tensão, que estão apresentados na Tabela 1.

Com a diferença de deformação e tensão entre os pontos, é possível calcular o módulo de deformabilidade pela Lei de Hooke. Com isso, para o primeiro trecho, o módulo de deformabilidade estimado foi de 3,006 GPa e para o segundo trecho, de 9,485 GPa.

Tabela 1. Ajuste das tensões calculadas com base nas deformações medidas utilizando a curva de regressão

Ponto	Deformação (10^{-6})	Tensão (kgf/cm^2)
1	-1,62162	-3,370956
2	-7,56757	-3,553261
3	-11,8919	-3,971525

Os valores encontrados estão coerentes com a magnitude dos valores medidos por Abraão (1983) apud Silveira (2003), para o Trecho F da Barragem de Itaipu, sendo 5,5 GPa da camada superficial até 10 m e 7,0 GPa para o Basalto Vesicular ou Brecha Basáltica. Os valores estão também na mesma ordem de grandeza dos valores encontrados em estudos feitos em 2012, no qual sugerem módulos de 10 e 8 GPa para Brecha Basáltica e Basalto Amigdaloidal, respectivamente.

Em laboratório, os valores médios desses parâmetros resultaram em 15,3 GPa para o Basalto Vesicular do derrame E, 33,4 GPa para a brecha basáltica D/E e 61,5 GPa para o basalto denso do derrame E (Itaipu Binacional, 2012). Por serem resultados obtidos para a rocha intacta, e, portanto, não levarem em consideração

as fraturas e as descontinuidades, nota-se que os valores são superiores aos obtidos no presente estudo para a porção superior do maciço, evidenciando a importância de se analisar o parâmetro do maciço com cautela.

5 CONCLUSÕES

O cálculo do módulo de deformabilidade utilizando o MEF apresentou-se como uma alternativa satisfatória de retroanálise utilizando dados do extensômetro EM-E-01. Os valores médios calculados, que abrangem a camada de concreto, de Basalto Denso do derrame E e da Brecha Basáltica D/E, são coerentes com os valores determinados por Abraão (1983) apud Silveira (2003), para o Trecho F da Barragem de Itaipu. E também para os valores encontrados em estudos feitos em 2012, especialmente quando se trata das camadas de brecha e basalto vesicular-amigdaloide.

Para a aplicação do método, foi considerado um modelo homogêneo, linear, elástico e isotrópico. Na análise dos resultados das simulações, foi utilizado no Ansys o recurso de exibição de tensões ao longo de uma geometria auxiliar (*path*), coincidente com a posição do ponto médio do extensômetro.

Por fim, entende-se que a metodologia pode ser aplicada a outros extensômetros da Barragem de Itaipu, considerando como dados de entrada o carregamento proveniente da elevação do concreto ou do enchimento do reservatório. Especificamente para o Trecho E, o único extensômetro que foi instalado antes da finalização da concretagem dos blocos foi o utilizado na presente análise. Os outros extensômetros, então, somente poderiam ser avaliados considerando o carregamento advindo do enchimento do reservatório, o que poderia ser objeto de trabalhos futuros.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Itaipu Binacional pela liberação dos dados e a Fundação Parque Tecnológico Itaipu – Brasil pelo suporte na realização da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abrahão, R. A.; Silveira, J. F. A.; Paes de Barros, F. (1983) “Itaipu Main Dam Foundations: Design and Performance During Construction and Preliminary Filling of the Reservoir”. In: 5th Congresso Internacional de Mecânica das Rochas. Melbourne (Austrália).

Azevedo, I. C. D., Marques, E. A. G. (2006) *Introdução à Mecânica das Rochas*, UFV, Viçosa.

Coelho (1982) - Disponível no Relatório 4096-10-5002-P-R0A interno da Itaipu Binacional.

Goodman, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics Second Edition*. 2nd ed. John Wiley & Sons, 576p.

Itaipu Binacional (2017). *Itaipu Binacional: barragem*. Disponível em: <https://www.itaipu.gov.br/energia/barragem>. Acesso em 13/03/2024.

Itaipu Binacional (2012). Central Hidrelétrica de Itaipu. Blocos do Trecho E. Novo Modelo Geomecânico.

Marques, E. A. G., Vargas Jr. E. A. (2022). *Mecânica das Rochas,* first ed. São Paulo, Oficina dos Textos, 176 p.

Obert, L., Duvall, W. I. (1967). *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*. New York, John Wiley, 650 p.

Poulos, H. G. Davis, E.H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. New York, John Wiley & Sons, 243 p.

Silveira, J. F. A. (2003). *Instrumentação e comportamento de fundações de barragens de concreto*. São Paulo, Oficina de Textos, 320 p.

USACE (1994). Rock Foundations. US Army Corps of Engineers. 120 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/790

Geração Estocástica de Orientação de Descontinuidades Conforme a Distribuição de Fisher

Rubén Medinaceli-Tórrez
Doutorando, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, ruben.medinaceli@usp.br

Paulo Gustavo Cavalcante Lins
Professor, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, plins@ufba.br

Tarcísio Barreto Celestino
Professor, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, e Themag Engenharia, São Paulo, SP, Brasil, tbcelest@usp.br

RESUMO: A orientação de descontinuidades é um dos principais parâmetros utilizados na modelagem estocástica de maciços rochosos. A distribuição de Fisher é a mais utilizada quando se trata de representar a dispersão de uma família de descontinuidades. No contexto de representação estatística de propriedades geomecânicas de maciços rochosos, um dos algoritmos necessários nas simulações de Monte Carlo refere-se à geração de orientações de descontinuidades conforme uma dada distribuição de probabilidade. Um algoritmo de referência para geração de orientações de descontinuidades é discutido. Este algoritmo envolve a geração de dois ângulos em relação à orientação média. O primeiro ângulo relaciona-se com o azimute do vetor mergulho sendo dado por um número aleatório entre zero e 360°. O segundo ângulo é gerado a partir de uma expressão da função de distribuição acumulada de Fisher. Três expressões matemáticas para a representação da função de distribuição acumulada foram encontradas na literatura. Estas três expressões foram testadas computacionalmente. O presente trabalho se propõe a sistematizar a discussão sobre geração de orientações regidas pela distribuição de Fisher. Alguns problemas que foram observados na geração das distribuições são discutidos.

PALAVRAS-CHAVE: Descontinuidade, Orientação, Distribuição de Fisher, Simulação.

ABSTRACT: Discontinuity orientation is one of the main parameters used in stochastic modeling of rock masses. The Fisher distribution is the most used when it comes to representing the dispersion of a discontinuities family. In the context of statistical representation of geomechanical properties of rock masses, one of the algorithms required in Monte Carlo simulations refers to the generation of discontinuity orientations according to a given probability distribution. A reference algorithm for generating discontinuity orientations is discussed. This algorithm involves generating two angles relative to the mean orientation. The first angle relates to the azimuth of the dip vector and is given by a random number between zero and 360°. The second angle is generated from an expression of Fisher's cumulative distribution function. Three mathematical expressions for representing the cumulative distribution function were found in the literature. These three expressions were tested computationally. The present work aims at systematizing the discussion on the generation of orientations governed by the Fisher distribution. Some problems that were observed in generating the distributions are discussed.

KEYWORDS: Discontinuity, Orientation, Fisher Distribution, Simulation.

1 INTRODUÇÃO

A descrição quantitativa de descontinuidades em maciços rochosos envolve conhecer: orientação, espaçamento, persistência, rugosidade, resistência das paredes, abertura, preenchimento, condições de percolação, número de famílias e tamanho dos blocos, conforme preconiza a ISRM (1978). Em um processo

de modelagem estatística de um maciço rochoso um ou mais destes parâmetros podem ser representados por funções de distribuição de probabilidade.

A representação da orientação como uma estatística em uma distribuição esférica é realizada por diversos modelos; pode-se citar, por exemplo, Fisher (1953), Bingham (1964) e Kent (1982). Uma discussão geral sobre estes tipos de modelos pode ser encontrada em Mardia (1972) e Fisher *et al*. (1987).

No presente trabalho será discutida a geração estocástica de orientação de descontinuidades conforme a distribuição de Fisher (1953). Elementos de três formulações para a geração estocástica serão considerados como base: Dershowitz (1984), Jimenez-Rodriguez e Sitar (2005) e Zheng *et al*. (2014). O programa MCSDO_OPEN de Zheng *et al*. (2014) é utilizado como base para o presente estudo. As duas outras formulações para gerar o ângulo de dispersão foram adaptadas dentro do programa. O trabalho busca delinear a aplicabilidade das três formulações. De forma complementar foram realizadas gerações orientações de famílias de descontinuidades com o programa comercial UnWedge (Rocscience, 2024).

2 DISTRIBUIÇÃO DE FISHER

Uma família de descontinuidades possui uma orientação média e uma dispersão que pode ser representada pelo modelo de Fisher (1953). Conforme Goodman (1976), Goodman (1989) e Celestino e Diniz (1998), se para uma família são considerados *N* planos de descontinuidades e que o módulo do vetor resultante da soma dos vetores unitários normais dos *N* planos é dado por $|\vec{R}|$, o índice de dispersão (k_f) do modelo de Fisher (1953) é dado por:

$$k_f = \frac{N}{N-|\vec{R}|} \tag{1}$$

Deve ser referido que diversos autores colocam (*N*-1) no numerador da equação (1), como por exemplo, Zheng *et al*. (2014).

Valores pequenos de k_f indicam uma dispersão grande. Valores grandes de k_f indicam uma dispersão pequena. No limite, um valor de k_f infinito indica que não existe dispersão e todos os vetores possuem exatamente a mesma orientação.

A probabilidade *P* de que a normal de um plano irá fazer um ângulo menor ou igual a ψ com a orientação média é descrito implicitamente por:

$$cos\psi = 1 + \frac{1}{k_f} ln(1 - P) \tag{2}$$

O desvio padrão da distribuição hemisférica normal ($\bar{\psi}$) também pode ser utilizado para expressar a dispersão das orientações normais em torno da média:

$$\bar{\psi} = \frac{1}{\sqrt{k_f}} \tag{3}$$

Goodman (1976), Goodman (1989), Celestino e Diniz (1998) e Zheng *et al*. (2014) detalham o processo de cálculo do índice de dispersão a partir de dados de orientação levantados em campo.

3 ALGORITMO DE GERAÇÃO ESTOCÁSTICA

O algoritmo de Zheng *et al*. (2014) será utilizado como base para o desenvolvimento. A orientação média da família de descontinuidades é definida pelo mergulho médio (δ_m) e pela direção de mergulho média (θ_m). Conforme pode ser observado na Figura 1, no sistema de coordenadas original *x* é leste, *y* é norte e *z* é o zênite. Um novo sistema de coordenadas pode ser determinado por:

$$\begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix} = \boldsymbol{A} \cdot \begin{bmatrix} x' \\ y' \\ z' \end{bmatrix} \tag{4}$$

Onde A é a matriz de transformação de coordenadas, sendo dada por:

$$\boldsymbol{A} = \begin{bmatrix} \cos\beta_m \cdot \cos\alpha_m & -\sin\alpha_m & \sin\beta_m \cdot \cos\alpha_m \\ \cos\beta_m \cdot \sin\alpha_m & \cos\alpha_m & \sin\beta_m \cdot \sin\alpha_m \\ -\sin\beta_m & 0 & \cos\beta_m \end{bmatrix} \quad (5)$$

Onde α_m e β_m, conforme Figura 1, podem ser determinados por:

$$\beta_m = \delta_m \quad (6)$$

$$\alpha_m = \begin{cases} \frac{\pi}{2} - \theta_m \; quando \; \theta_m \leq \frac{\pi}{2} \\ \frac{5\cdot\pi}{2} - \theta_m \; quando \; \theta_m > \frac{\pi}{2} \end{cases} \quad (7)$$

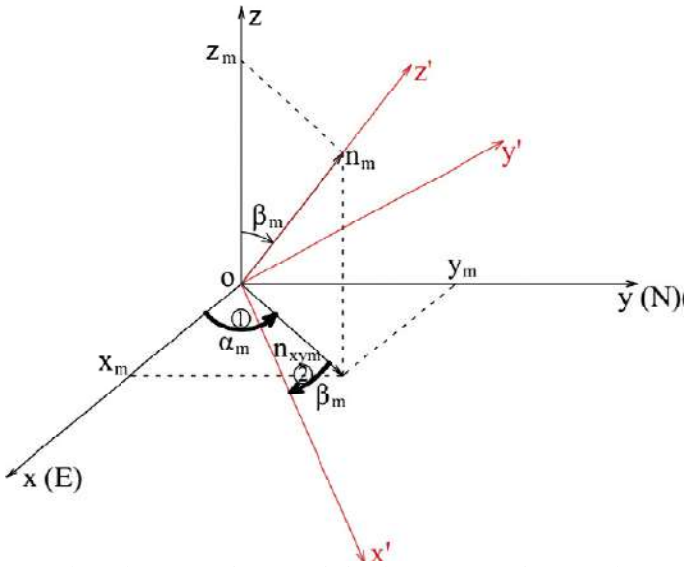


Figura 1. Sistema de coordenadas cartesianas original (*x*, *y*, *z*) e sistema de coordenadas cartesianas transformado (*x*', *y*', *z*') (Zheng *et al*., 2014).

Para cada plano, dois números pseudo-aleatórios (R1 e R2) serão gerados no intervalo [0, 1]. Em seguida serão determinados dois ângulos:

$$\alpha' = 2 \cdot \pi \cdot R1 \quad (8)$$

$$\beta' = \cos^{-1}\left\{\frac{ln\left[e^{k_f} - (2\cdot\sinh k_f \cdot R2)\right]}{k_f}\right\} \quad (9)$$

Com os valores de α' e β', as coordenadas do plano podem ser determinadas no sistema de coordenadas original por:

$$\begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix} = \boldsymbol{A} \cdot \begin{bmatrix} \sin\beta' \cdot \cos\alpha' \\ \sin\beta' \cdot \sin\alpha' \\ \cos\beta' \end{bmatrix} \quad (10)$$

Nas convenções adotadas o vetor normal unitário é superior, então *z* não deve ser menor que zero. Se *z* < 0, então:

$$\begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix} = -1 \cdot \boldsymbol{A} \cdot \begin{bmatrix} \sin\beta' \cdot \cos\alpha' \\ \sin\beta' \cdot \sin\alpha' \\ \cos\beta' \end{bmatrix} \tag{11}$$

O mergulho (δ) e a direção de mergulho (θ) do plano gerado são dados por:

$$\delta = \cos^{-1} z \tag{12}$$

$$\theta = \tan^{-1}\frac{x}{y} \tag{13}$$

Na abordagem de Dershowitz (1984), na sua programação, a Equação (9) seria substituída por:

$$\beta' = \cos^{-1}\left\{\frac{ln\left[e^{k_f} + R2 \cdot \left(1.0 - e^{k_f}\right)\right]}{k_f}\right\} \tag{14}$$

No equacionamento de Jimenez-Rodriguez e Sitar (2005), e Equação (9) seria substituída por:

$$\lambda = e^{-2 \cdot k_f} \tag{15a}$$

$$\beta' = 2 \cdot \sin^{-1}\left\{\frac{-ln(R2 \cdot (1-\lambda) + \lambda)}{2 \cdot k_f}\right\}^{\frac{1}{2}} \tag{15b}$$

O programa VBA/Excel MCSDO_OPEN foi modificado criando duas versões novas com as outras formulações. O programa possui os algoritmos para identificar e ajustar orientações que se estendem além da borda de uma projeção do hemisfério superior, detalhados em Zheng *et al*. (2014).

4 RESULTADOS

Para as simulações foram consideradas as três famílias de descontinuidades apresentadas na Tabela 1.

Para 100 amostras geradas os valores de índice de Fisher calculados são apresentados nas Tabelas 2 e 3, para k_f de simulação respectivamente iguais a 100 e 10.

Para 1000 amostras geradas os valores de índice de Fisher calculados são apresentados nas Tabelas 4 e 5, para k_f de simulação respectivamente iguais a 100 e 10.

Para 10000 amostras geradas os valores de índice de Fisher calculados são apresentados nas Tabelas 6 e 7, para k_f de simulação respectivamente iguais a 100 e 10.

Os polos para simulação com 1000 amostras geradas com k_f = 100 e a formulação de Zheng *et al*. (2014) são mostrados na Figura 2. Os polos para simulação com 1000 amostras geradas com k_f = 10 e a formulação de Zheng *et al*. (2014) são mostrados na Figura 3.

Tabela 1. Orientação média das famílias de descontinuidades.

Família	Mergulho	Direção de mergulho
F1	40	20
F2	60	130
F3	70	250

Tabela 2. Valores de k_f calculados, para 100 amostras geradas, com k_f = 100.

Formulação	F1	F2	F3
Zheng *et al*. (2014)	101,84	101,84	101,84
Dershowitz (1984)	101,84	101,84	101,84
Jimenez-Rodriguez e Sitar (2005)	89,72	89,72	89,72
UnWedge	92,60	95,22	118,482

Tabela 3. Valores de k_f calculados, para 100 amostras geradas, com k_f = 10.

Formulação	F1	F2	F3
Zheng *et al*. (2014)	10,18	10,18	10,99
Dershowitz (1984)	10,18	10,18	10,33
Jimenez-Rodriguez e Sitar (2005)	9,26	9,26	9,26
UnWedge	9,26	9,52	11,85

Tabela 4. Valores de k_f calculados, para 1000 amostras geradas, com k_f = 100.

Formulação	F1	F2	F3
Zheng *et al*. (2014)	102,90	102,90	102,90
Dershowitz (1984)	102,90	102,90	102,90
Jimenez-Rodriguez e Sitar (2005)	100,44	100,44	100,44
UnWedge	100,43	98,84	100,23

Tabela 5. Valores de k_f calculados, para 1000 amostras geradas, com k_f = 10.

Formulação	F1	F2	F3
Zheng *et al*. (2014)	10,29	10,29	10,29
Dershowitz (1984)	10,29	10,29	10,29
Jimenez-Rodriguez e Sitar (2005)	10,31	10,31	10,31
UnWedge	10,04	9,89	10,02

Tabela 6. Valores de k_f calculados, para 10000 amostras geradas, com k_f = 100.

Formulação	F1	F2	F3
Zheng *et al*. (2014)	101,41	101,41	101,41
Dershowitz (1984)	101,41	101,41	101,41
Jimenez-Rodriguez e Sitar (2005)	99,99	99,99	99,99
UnWedge	99,92	100,77	98,93

Tabela 7. Valores de k_f calculados, para 10000 amostras geradas, com k_f = 10.

Formulação	F1	F2	F3
Zheng *et al*. (2014)	10,14	10,14	10,14
Dershowitz (1984)	10,14	10,14	10,14
Jimenez-Rodriguez e Sitar (2005)	10,28	10,28	10,28
UnWedge	9,99	10,08	9,89

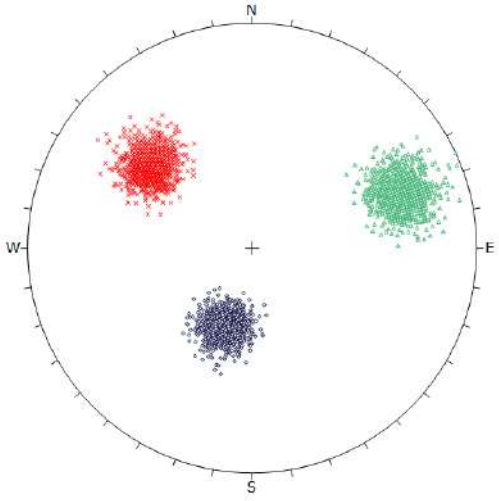


Figura 2. Polos para simulação com 1000 amostras geradas (3 famílias com 1000 amostras cada), k_f =100, formulação de Zheng *et al*. (2014).

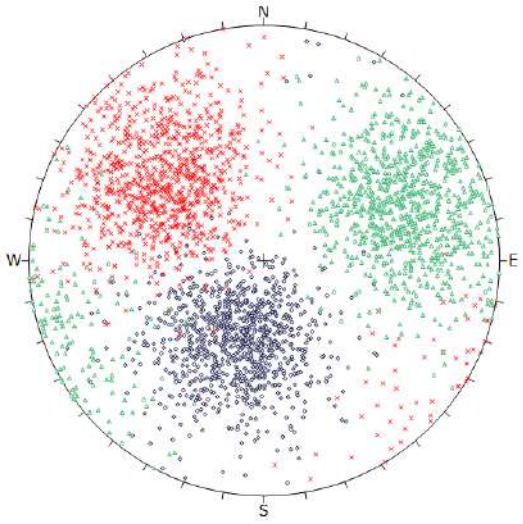


Figura 3. Polos para simulação com 1000 amostras geradas, k_f =10 (3 famílias com 1000 amostras cada), formulação de Zheng *et al*. (2014).

Para verificar se com o aumento do número de planos gerados ocorre convergência para o valor teórico foram realizadas análises de sensibilidade. Para a formulação de Zheng *et al*. (2014) os resultados são apresentados na Figura 4. O programa comercial UnWedge gerou os resultados apresentados na Figura 5.

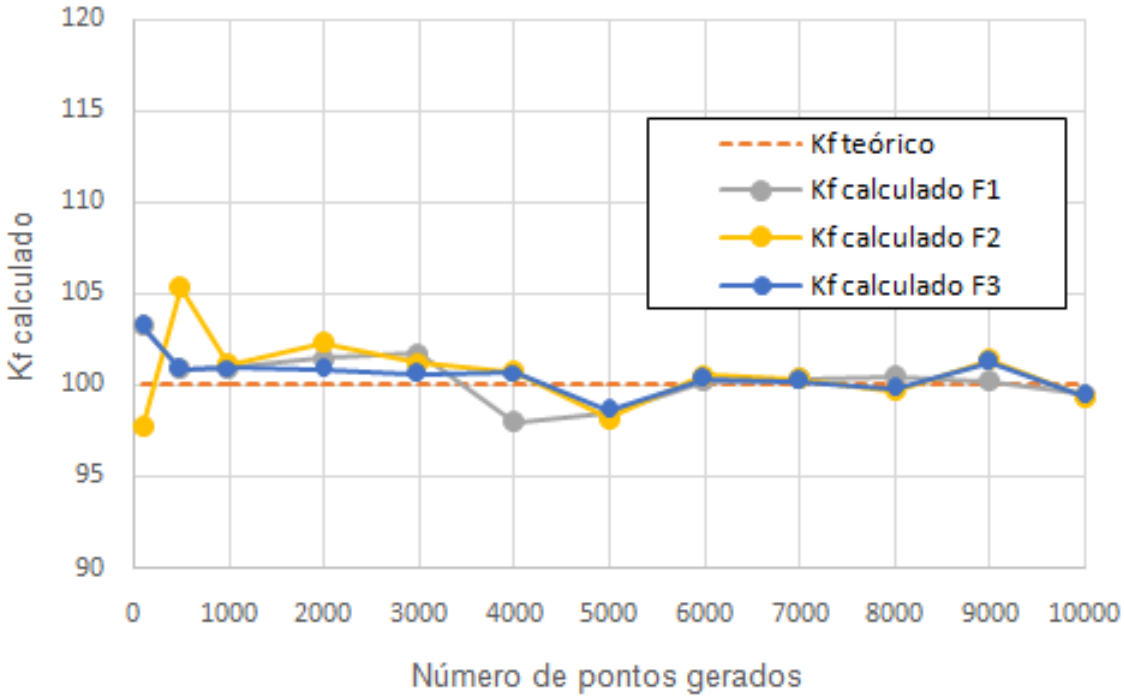


Figura 4. Valor do k_f calculado em função do número de amostras geradas, valor teórico de k_f =100, formulação de Zheng *et al*. (2014).

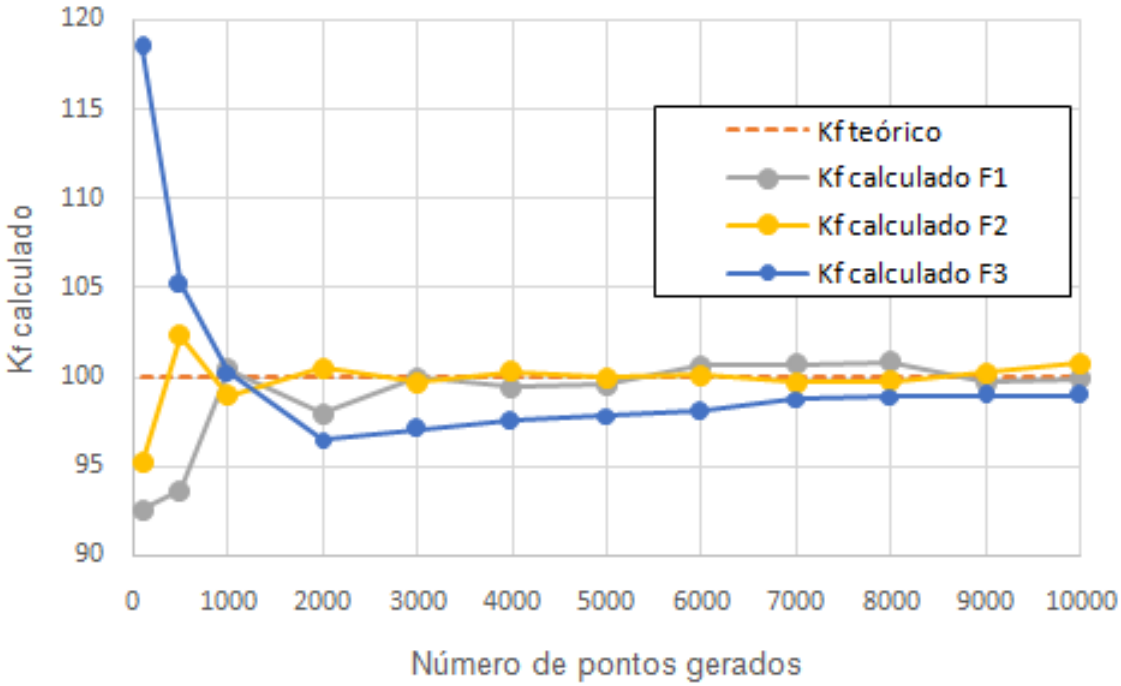


Figura 5. Valor do k_f calculado em função do número de amostras geradas, valor teórico de k_f =100, resultados do UnWedge.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados são tanto melhores se nas Tabelas 2, 4 e 6 os valores calculados se aproximem de 100, e nas Tabelas 3, 5 e 7 se os valores calculados se aproximem de 10.

Os resultados para as formulações de Zheng *et al*. (2014) e Dershowitz (1984) são numericamente idênticos. As equações (9) e (17) não são idênticas. Para valores de k_f inferiores a -5 estas equações apresentam diferenças significativas. Mas para valores de k_f entre 0 e 100, os resultados numéricos são muito similares.

As três formulações consideradas apresentam uma regularidade de resultados. Isto deve estar associado ao processo de geração de números pseudo-aleatórios do VBA/Excel. No código MCSDO_OPEN não existe inicialização da semente da geração dos números pseudo-aleatórios. Assim se o programa é aberto, a primeira rodada de geração irá obter sempre os mesmos números, o que se repete para outro conjunto de números na segunda rodada de geração e assim por diante. Os dados das Tabelas 2 a 7 se referem sempre à primeira geração de número pseudo-aleatórios.

A documentação do programa UnWedge não detalha o processo de geração de números pseudo-aleatórios que utilizada. Mas os resultados apresentam pequena variação.

Para a geração dos dados da análise de sensibilidade apresentada na Figura 4, as rodadas de geração de números pseudo-aleatórios foram realizadas em sequência. Isto leva a gerações diferentes. Com o aumento do número de pontos gerados o resultado tende assintoticamente para o valor teórico.

Conforme pode ser observado na Figura 5, nas simulações com o programa comercial UnWedge ocorreu também uma tendência para o valor teórico com o aumento no número de gerações.

6 CONCLUSÕES

As três expressões matemáticas para representar a função de distribuição acumulada do modelo de Fisher funcionam de forma semelhante. As formulações de Zheng *et al*. (2014) e Dershowitz (1984) apresentaram resultados numericamente idênticos.

Para o trabalho com o programa MCSDO_OPEN o gerador de números pseudo-aleatórios exerce influência nos resultados. No caso de geração de orientações de descontinuidades para simulações de Monte Carlo, uma opção pode ser realizar várias gerações até que o valor do índice de Fisher calculado esteja dentro de uma margem definida como aceitável.

Os resultados obtidos com o programa MCSDO_OPEN e com o programa comercial UnWedge mostraram-se coerentes. Isto aumenta a confiança na utilização do programa MCSDO_OPEN.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao Dr. Zheng Jun da Zhejiang University, China, por fornecer cópia do programa MCSDO_OPEN.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bingham, C. (1964) *Distributions on the sphere and on the projective plane*. PhD Thesis, Yale University. 99p.

Celestino, T.B., Diniz, N.C. (1998) Informática. In: Oliveira, A.M.S., Brito, S.N.A. *Geologia de Engenharia*. São Paulo, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. p.227-241.

Dershowitz, W.S. (1984) *Rock joint systems*. PhD Thesis, Massachusetts Institute of Technology. 918 p.

Fisher, N.I., Lewis, T., Embleton, B.J.J. (1987) *Statistical analysis of spherical data*. Cambridge, Cambridge University Press. 329p.

Fisher, R. (1953) Dispersion on a sphere. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, 217(1130), p.295-305.

Goodman, R.E. (1976) *Methods of geological engineering in discontinuous rocks*. St. Paul, West Publishing Company. 472p.

Goodman, R.E. (1989) *Introduction to rock mechanics*. 2nd Edition. New York, Willey. 562p.

ISRM (1978) Suggested Methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(6), p.319-368. (Também: *Métodos para a descrição quantitativa de descontinuidades em maciços rochosos*. Tradução No. 12, São Paulo, ABGE, 1983. 132p.).

Jimenez-Rodriguez, R., Sitar, N. (2005) *Influence of stochastic discontinuity network parameters on the formation of removable blocks in rock slopes*. GeoEngineering Report No. UCB/GE-2005/02. Disponível em: https://nisee.berkeley.edu/elibrary/. Acesso em: 20 ago. 2016.

Kent, J.T. (1982) The Fisher-Bingham distribution on the sphere. *Journal of the Royal Statistical Society. Series B (Methodological)*, 44(1), p.71-80.

Mardia, K.V. (1972) *Statistics of directional data*. London, Academic Press. 357p.

Rocscience (2024) *UnWedge*. Disponível em: https://www.rocscience.com/. Acesso em: 20 mar. 2024.

Zheng, J., Deng, J., Yang, X., Wei, J., Zheng, H., Cui, Y. (2014) An improved Monte Carlo simulation method for discontinuity orientations based on Fisher distribution and its program implementation. *Computers and Geotechnics*, 61, p.266-276.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/791

Mecánica de la fractura lineal elástica aplicada a rocas fracturadas empleando el modelo CVBM

Carlos Boada Becerra
Estudante, Departamento de Engenharia Geotecnica, Brasilia, Brasil, carlos.becerra@aluno.edu.co

Leandro Lima Rasmussen
Professor, Departamento de Engenharia Geotecnica, Brasilia, Brasil, leandro.lima@unb.br

RESUMEN: Los modelos convencionales de tipo continuo no representan la distribución heterogénea de tensiones que se presenta en materiales fracturados con micro y macroestructuras como lo es el caso de la roca. La mecánica de la fractura aborda este comportamiento mediante el Factor de Intensidad de Tensiones (SIF), con el que es posible establecer un límite (K_{Ic}), propiedad del material, a partir del cual ocurre la propagación de la fractura. En este artículo se verificó la capacidad del modelo "Continuum Voronoi Block Model" (CVBM), un modelo de partículas pegadas disponible en RS2, para recrear el comportamiento en la fractura en el modo I de materiales rocosos empleando la mecánica de la fractura lineal elástica. Para ello, se modelaron los ensayos "Center Cracked Tension" (CCT), "Cracked Straight Through Brazilian Disc" (CSTBD) y "Semi Circular Bend" (SCB), obteniendo superficies de propagación de la fractura y valores de tenacidad a la fractura en el modo I acordes a los encontrados en la literatura.

PALABRAS-CLAVE: Macizos rocosos, Mecánica de la fractura, Tenacidad a la Fractura, Continuum Voronoi Block Model (CVBM), Modo I.

ABSTRACT: The behavior of rock close to failure is highly non-linear due to meso and macrostructures that interact and propagate fractures in a process where the material loses integrity until reaching rupture. Fracture mechanics addresses this behavior through the Stress Intensity Factor (SIF), which establishes a limit (K_{Ic}) beyond which fracture propagation occurs. This article verifies the capability of the "Continuum Voronoi Block Model" (CVBM), a bonded particle model available in RS2, to recreate fracture behavior in mode I of rocky materials using linear elastic fracture mechanics. To achieve this, "Center Cracked Tension" (CCT), "Cracked Straight Through Brazilian Disc" (CSTBD), and "Semi-Circular Bend Test" (SCBT) experiments were modeled, obtaining fracture propagation surfaces and mode I fracture toughness values consistent with those found in the literature.

KEYWORDS: Rock mases, Fracture mechanics, Fracture toughness, Continuum Voronoi Block Model (CVBM), Mode I.

1 INTRODUCIÓN

La ruptura de materiales rocosos ocurre en un proceso que comienza con la concentración de tensiones en las micro y macroestructuras provenientes de su origen e historia geológica, que, al llegar a valores críticos propios del material, fracturan los puentes de roca intacta entre ellas, y propagan la superficie de fractura, generando finalmente un mecanismo de falla.

En el modelaje convencional de materiales rocosos, son empleados modelos con fundamentos en la mecánica de los medios continuos. El uso de estos modelos representa una limitación pues los macizos rocosos son materiales altamente estructurados y fracturados, que no siguen las hipótesis de un medio continuo, por lo que dichos modelos resultan inadecuados para el análisis de estos medios fracturados, generando imprecisiones al no corresponder a las características de fractura del material real.

Una alternativa para considerar el efecto de distribución heterogénea de tensiones y la concentración de éstas en la punta de las fracturas es la mecánica de la fractura lineal elástica, la teoría que simplifica la propagación de la fractura, considerando elástico todo el cuerpo excepto la punta de la fractura, donde esta se propaga (Bazant & Planas, 1998). En este artículo se verifica la capacidad del modelo CVBM de replicar el

proceso de falla de la roca, basando los principios del modelaje en la mecánica de la fractura lineal elástica, empleando para ello el factor de intensidad de tensiones (SIT) en el modo I de propagación de fractura.

2 ANTECEDENTES

2.1 Principios de la mecánica de la fractura lineal elástica

La mecánica de la fractura lineal elástica considera un cuerpo elástico excepto en una zona cercana a la punta de la fractura en la cual esta se propaga (Bazant & Planas, 1998). En esta teoría son definidos tres modos principales en los cuales ocurre la propagación de una fractura, estos son esquematizados en la Figura 1.

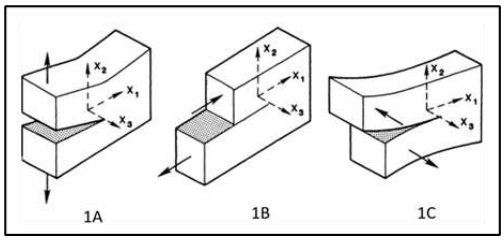


Figura 1 Esquema de los modos fundamentales de propagación de fractura. (1A) Modo I, tensión o abertura; (1B) Modo II, cizallamiento plano o modo de deslizamiento; (1C) Modo III, modo de rasgamiento (Tomado y editado de Kanniwen & Popelar (1985))

Cada modo de propagación de fractura expone al cuerpo a un estado de tensiones, este puede ser medido en la punta de la fractura por el factor de intensidad de tensiones (SIF). El modo I de propagación de fractura ocurre por extensión o abertura de la fisura, como se muestra en la Figura 1A. En este modo, la propagación ocurre cuando el SIF en el modo 1 (K_I) alcanza el valor crítico soportado por el material, propiedad denominada tenacidad a la fractura en el modo I (K_{Ic}).

2.2 CVBM

El CVBM es un modelo basado en la formulación FEM de integración implícita que se encuentra disponible en el software RS2. Este permite generar redes de juntas Goodman en formato de teselación de Voronoi que le confieren características propias de un modelo de partículas pegadas. Al replicar el comportamiento de un material a partir de parámetros en su escala meso, las propiedades deformacionales del CVBM no son definidas directamente como lo son en un modelo basado en el medio continuo, sino que estas son el resultado de la interacción entre los bloques y las juntas.

El CVBM permite aplicar modelos constitutivos diferentes para el bloque y las juntas, en este artículo fueron considerados bloques Voronoi elásticos de alta rigidez, y en las juntas fue adoptado el modelo Mohr Coulomb elastoplástico. Lo anterior implica que la deformabilidad y resistencia en escala macro está controlada por las características de la junta y de la geometría de la teselación Voronoi, es decir, la regularidad y el tamaño del bloque. Estas condiciones traen como ventaja la simplificación y reducción de las variables que intervienen en el modelo, facilitando su calibración y, por tanto, reduciendo el tiempo y gasto computacional.

3 METODOLOGÍA

3.1 Selección de la escala y tamaño de bloque

3.1.1 Selección de la escala del cuerpo de prueba

Con el objetivo de controlar el efecto de la insuficiencia de elementos, se empleó el criterio de usar entre 10.000 y 15.000 bloques Voronoi para los modelos de cuerpos de prueba durante la calibración usando la relación de altura/diámetro de 2/1. Este criterio permite tener un número cercano a 60 bloques Voronoi en la sección transversal de los cuerpos de prueba.

3.1.2 Tamaño de la célula Voronoi y efecto de escala

La selección del tamaño del bloque Voronoi y la escala del modelo del cuerpo de prueba es de alta importancia, ya que la cantidad de elementos afecta a la tenacidad a la fractura del material por efectos ajenos a los parámetros empleados. Potyondy & Cundall (2004), estudiaron, empleando el modelo de partículas pegadas, la relación entre el tamaño de la partícula y la resistencia a tracción máxima en el ensayo CCT, encontrando que el "Crack Resolution" (longitud de la fractura en relación con el diámetro de la partícula) y la resistencia a la tracción en el ensayo CCT concluyendo la existencia de una relación inversa. Empleando esta relación, es posible establecer la resolución requerida (o el tamaño de bloque Voronoi) con la cual la tenacidad a la fractura coincide con la del material real a partir de linealización de los datos obtenidos de un proceso iterativo.

3.2 Calibración del material de estudio: Granito Lac du Bonnet

La calibración del material pasa por 3 grandes etapas, calibración de deformabilidad, calibración de resistencia a tracción de pico, y calibración de la tenacidad en el modo I. Las propiedades del material de estudio por calibrar son listadas en la Tabla 1.

Tabla 1 Propiedades del material Granito Lac du Bonnet (Martin, 1994)

Variable por calibrar	Valor	Desv. Est.	n
Módulo de Young	69 GPa	±5.8 GPa	81
Coeficiente de Poisson	0.26	±0.04	81
Resistencia a tracción pico	6.9 MPa	-	-
Tenacidad en el modo I	1.82 MPa/m$^{0.5}$	±0.08 MPa/m$^{0.5}$	5

Para los modelos derivados de los medios continuos, propiedades tales como resistencia y módulo que son derivadas de mediciones realizadas en especímenes de laboratorio pueden ser ingresadas al modelo de forma directa, por otra parte, los modelos de partícula colada BPM sintetizan el comportamiento en la escala macro del material a partir de la interacción de componentes en escala micro, en este proceso de síntesis las propiedades que componen al modelo frecuentemente son desconocidas, lo anterior implica que el proceso de calibración sea realizado de forma iterativa.

3.2.1 Calibración de deformabilidad

La deformabilidad es calibrada empleando el ensayo de compresión simple, para el modelo realizado, los bloques que conforman el material fueron considerados elásticos lineales de alta rigidez, dicha consideración implica que la deformabilidad del cuerpo es controlada por las juntas entre los bloques, siendo definida indirectamente por la rigidez de las juntas. En este punto, los valores de los parámetros de resistencia de las juntas tales como la cohesión pico y la resistencia a tracción pico son considerados con valores muy altos para evitar la interferencia de la plastificación de las juntas en el proceso de calibración de la deformabilidad del material. Éstas variables serán modificadas posteriormente en el ensayo de tracción directa.

Las variables por modificar durante la calibración de la deformabilidad del material son la rigidez normal (Kn), asociada con el módulo de Young del material, y la rigidez cizallante (Ks), que se encuentra relacionada con el coeficiente de Poisson. Sin embargo, esta asociación es simplificada, puesto que la dinámica entre estas variables hace difícil la estimación inmediata de un valor que calibre de forma directa el material, por lo anterior el proceso de calibración de la deformabilidad es iterativo.

Este proceso inicia estableciendo el valor de la relación Kn/Ks entre 3 a 5, modificando Kn y Ks sin cambiar la relación Kn/Ks inicial hasta encontrar el orden de magnitud de los parámetros que calibran el módulo de Young. Una vez establecido el orden de magnitud de la rigidez normal y cizallante, se busca establecer el valor de la relación Kn/Ks que conduce a calibrar el coeficiente de Poisson, siendo útil en el proceso la relación directa entre Kn/Ks y el coeficiente de Poisson. Así, de forma iterativa, ajustando la relación

Kn/Ks, y los valores individuales de Kn y Ks, de acuerdo con la precisión requerida, se llega al módulo de Young y el coeficiente de Poisson del modelo.

3.2.2 Calibración de resistencia a la tracción

Una vez se ha calibrado la deformabilidad del cuerpo de prueba, es realizada la calibración de la resistencia a tracción empleando el ensayo de tracción directa. En este ensayo el objetivo es determinar el valor de la cohesión y la resistencia a la tracción pico de la junta.

La resistencia a tracción pico de la junta fue considerada muy alta con el objetivo de eliminar el efecto de reconstitución de la junta mencionado por Rógenes et al. (2021), que se presenta en el software RS2 cuando esta falla por el criterio de tracción pico. Por lo anterior, las juntas que fallan a tracción y a cizallamiento lo harán siguiendo la envolvente de falla de Mohr Coulomb desconsiderando el criterio de tracción pico de la junta.

3.2.3 Evaluación de la tenacidad a la fractura en el modo 1

Para evaluar la tenacidad a la fractura del material modelado fue utilizado el ensayo CCT, este ensayo consiste en un cuerpo de prueba con una ranura en el medio que es traccionado hasta la ruptura. La geometría y variables relacionadas al cuerpo de prueba son esquematizadas en la Figura 2.

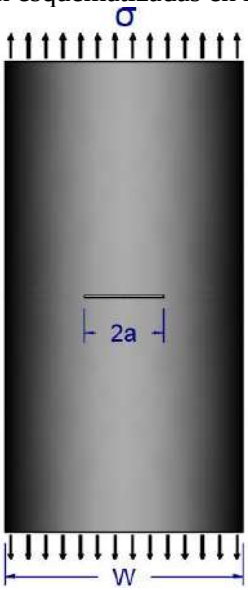


Figura 2 Esquema del ensayo CCT

Este ensayo cuenta con múltiples ecuaciones numéricas, entre ellas la Ecuación 1, desarrollada por (Tada, 2000), que permite evaluar la tenacidad a la fractura.

$$K_{Ic} = \sigma_{rup}\sqrt{\pi a}\left[sec\left(\frac{\pi\alpha}{2W}\right)^{\frac{1}{2}}\right]\left[1 - 0.025\left(\frac{\alpha}{W}\right)^{2} + 0.06\left(\frac{\alpha}{W}\right)^{4}\right] \quad (1)$$

Donde
σ_{rup} = Carga máxima,
a = Mitad de la longitud de la fractura,
W = Ancho del cuerpo de prueba.

El resultado de cada proceso de calibración del material con diferente tamaño de bloque Voronoi entra a ser parte del proceso iterativo que permite determinar el tamaño del bloque que lleva al valor de tenacidad a la fractura del material real.

3.3 Ensayos complementarios

Fueron realizados ensayos complementarios para evaluar la capacidad del modelo de replicar el comportamiento del material rocoso con otras condiciones de contorno. Estos ensayos tienen la característica de que someten al cuerpo a un estado de tensiones que conduce a propagar la fractura en el modo I.

3.3.1 Ensayo CSTBD

La geometría y variables relacionadas al ensayo CSTBD son presentadas en la Figura 3.

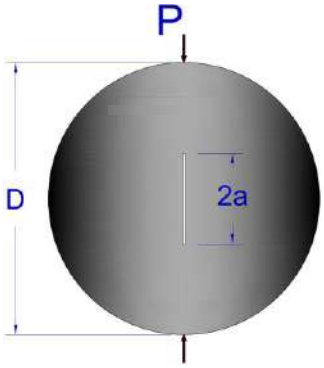


Figura 3 Esquema del ensayo CSTBD

Este ensayo cuenta con la Ecuación 2, de origen numérico desarrollada por Atkinson et al. (1982), para estimar la tenacidad a la fractura en el modo I.

$$K_{Ic} = \frac{2P\sqrt{a}}{\sqrt{\pi}DB} N_I \;\; ; \;\; N_I = 1 - 4\, sen^2(2a/D)\,.\,(1 - cos^2(2a/D))\,.\left(\frac{2a}{D}\right)^2 \quad (2)$$

Donde
P = Carga máxima,
a = Mitad de la longitud de la fractura,
D = Diámetro del cuerpo de prueba,
N_I = Factor de corrección proveniente de las condiciones de contorno.

3.3.2 Ensayo SCB

El ensayo SCB consta de la geometría y variables presentadas en la Figura 4

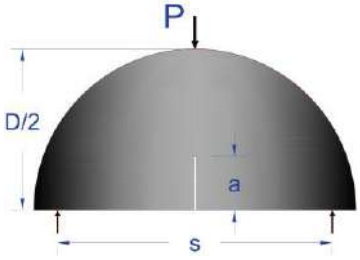


Figura 4 Esquema del ensayo SCB

En la Ecuación 3 es presentada la formulación obtenida por Atkinson et al. (apud Omidimanesh et al., 2023) para determinar la tenacidad a la fractura por medio de este ensayo.

$$K_{Ic} = \left(\frac{P}{D}\right)\sqrt{\pi a}\, Y_I \;;$$
$$Y_I = -1.297 + 9.516\,\frac{s}{D} - \left(0.47 + 16.457\,\frac{s}{D}\right)\frac{2a}{D} + \left(1.071 + 34.401\frac{s}{D}\right)\left(\frac{2a}{D}\right)^2 \quad (3)$$

Donde
P = Carga máxima,
a = Longitud de la fractura,
D = Diámetro del cuerpo de prueba,
Y_I = Factor de corrección proveniente de las condiciones de contorno.

4 RESULTADOS

4.1 Calibración del material de estudio: Granito Lac du Bonnet

4.1.1 Calibración en deformabilidad y resistencia a la tracción

Como fue discutido en la Sección 2.2, la condición de bloques Voronoi elásticos de alta rigidez simplifica el modelo, dejando la deformabilidad y resistencia a tracción del material en manos de los parámetros de las juntas. Los valores encontrados para calibrar la deformabilidad y resistencia a tracción pico del Granito Lac du Bonnet son mostrados en la Tabla 2.

Tabla 2 Parámetros de calibración del Granito Lac du Bonnet

Elemento	Criterio de falla	Rigidez normal [kPa/m]	Rigidez cizallante [kPa/m]	Cohesión pico [kPa]	Angulo de fricción pico	Res. Tracción residual [kPa]	Cohesión residual [kPa]	Angulo de fricción residual
Juntas	Mohr Coulomb Elastoplastico	3.95E+09	1.162E+09	13800	45°	0	0	35°

4.1.2 Calibración de la tenacidad a la fractura en el modo I

De acuerdo con Potyondy & Cundall (2004) la relación entre el “Crack Resolution” y la resistencia máxima en el ensayo CCT es inversa, lo que quiere decir que el tamaño de la partícula tiene una relación directa con la tenacidad a la fractura en el modo I. Este comportamiento fue evidenciado durante el proceso de calibración del material de estudio como es mostrado en la Figura 5.

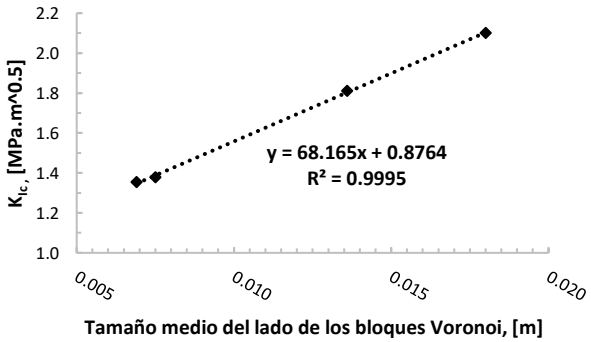


Figura 5 Relación entre el tamaño del bloque Voronoi y la tenacidad a la fractura obtenida con el modelo del ensayo CCT.

Dicha curva es obtenida mediante la experimentación con diferentes tamaños de lado del bloque Voronoi y permite identificar el tamaño de bloque que representa la tenacidad del material. Mediante el uso de esta regresión fue determinado que, para el material de estudio, Granito Lac du Bonnet, el tamaño del lado del bloque Voronoi con el que se calibra el material con las características presentadas en la Tabla 3 es de 0.0136 m.

Tabla 3 Propiedades del material Granito Lac du Bonnet (Martin, 1994) y propiedades del material calibrado empleando CVBM.

Variable por calibrar	Valor laboratorial	Desv. Est.	n	Valor del modelo	Desv. Est.	n
Módulo de Young	69.0 GPa	±5.8 GPa	81	69.1 GPa	±0.4 GPa	5
Coeficiente de Poisson	0.26	±0.04	81	0.263	±0.003	5
Resistencia a tracción pico	6.9 MPa	-	-	6.90 MPa	±0.07 MPa	5
Tenacidad en el modo I	1.82 MPa/m$^{0.5}$	±0.08 MPa/m$^{0.5}$	5	1.79 MPa/m$^{0.5}$	±0.09 MPa/m$^{0.5}$	5

La superficie de propagación obtenida en el ensayo CCT mediante este análisis es mostrada en la Figura 6.

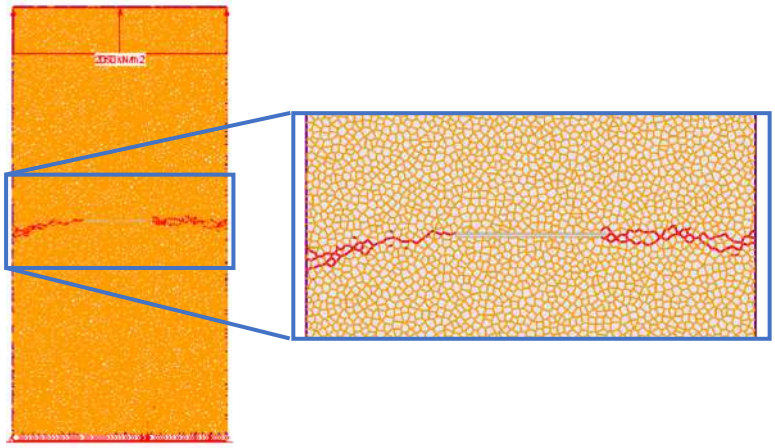


Figura 6 Superficie obtenida en el ensayo CCT con el modelo del material calibrado

4.2 Resultados de los ensayos complementarios

4.2.1 Resultados del ensayo CSTBD

Fueron empleadas juntas irrompibles en cercanía al punto de carga y punto de apoyo (de color verde) para evitar falla puntual de elementos manteniendo las mismas propiedades de deformabilidad. Fue encontrada la superficie de propagación mostrada en la Figura 7.

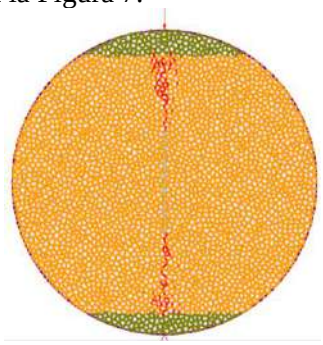


Figura 7 Superficie obtenida en el ensayo CSTBD con el modelo del material calibrado

En este ensayo la tenacidad de la fractura obtenida fue de 1.50 MPa.m$^{0.5}$ ±0.10 MPa.m$^{0.5}$

4.2.2 Resultados del ensayo SCB

Fueron empleadas juntas irrompibles en cercanía al punto de carga (de color verde) para evitar falla puntual de elementos manteniendo las mismas propiedades de deformabilidad. Fue encontrada la superficie de propagación mostrada en la Figura 8.

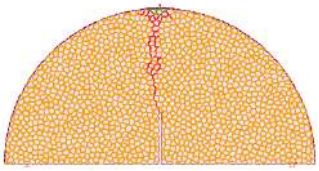


Figura 8 Superficie obtenida en el ensayo SCB con el modelo del material calibrado.

En este ensayo la tenacidad de la fractura obtenida fue de 1.75 MPa.m$^{0.5}$ ±0.08 MPa.m$^{0.5}$.

5 CONCLUSIONES

Se comprueba que es posible aplicar la mecánica de la fractura lineal elástica con el modelo CVBM, habiendo calibrado de forma exitosa para el caso de estudio la deformabilidad, resistencia a tracción pico y tenacidad en el modo I de fractura del material.

Fue verificada la capacidad que tiene el modelo CVBM de replicar las trayectorias esperadas en diferentes condiciones de contorno, dando como resultado superficies continuas y orientadas de acuerdo con lo evidenciado en rupturas del material real.

Los resultados de los ensayos complementarios muestran valores de tenacidad a la fractura K_{Ic} de 1.50 MPa.m$^{0.5}$ y 1.75 MPa.m$^{0.5}$, cercanos al valor de 1.79 MPa.m$^{0.5}$, obtenido mediante el ensayo CCT en la calibración del material. Esta diferencia puede atribuirse a las variaciones inherentes a ensayos de esta naturaleza, como discuten Sarkar et al. (2019) y Li et al. (2023). Los autores señalan que ensayos de este tipo están sujetos a variaciones significativas debido a cambios en las condiciones de contorno, por lo tanto, estas variaciones son consideradas aceptables en el contexto de la investigación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bazant, Z. P., & Planas, J. (1998). *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials* (W. F. Chen, Ed.). Taylor & Francis.

Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y., Maejima, T., Morioka, H., & Minami, M. (2004). Generalized crack initiation and crack damage stress thresholds of brittle rock masses near underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, *41*(5), 833–847. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.02.001

Fairhurst, C. (2013). Fractures and fracturing: Hydraulic fracturing in jointed rock. *ISRM International Conference for Effective and Sustainable Hydraulic Fracturing 2013*, 47–79. https://doi.org/10.5772/56366

Kanniwen, M. F., & Popelar, C. H. (1985). *Advanced Fracture Mechanics OXFORD UNIVERSITY PRESS New York CLARENDON PRESS Oxford*.

Li, J. Le, Wei, X. D., & Zhao, G. F. (2023). An integrated experimental and numerical study of size effect on the mode I fracture toughness of rock. *Engineering Fracture Mechanics*, *287*. https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2023.109327

Martin, C. D. (1994). *The strength of massive Lac du Bonnet granite around underground openings.* National Library of Canada = Bibliothèque nationale du Canada.

Omidimanesh, M., Sarfarazi, V., Babanouri, N., & Rezaei, A. (2023). Investigation of Fracture Toughness of Shotcrete using Semi-Circular Bend Test and Notched Brazilian Disc test; Experimental Test and Numerical Approach. *Journal of Mining and Environment*, *14*(1), 233–242. https://doi.org/10.22044/jme.2022.12465.2263

Potyondy, D. O., & Cundall, P. A. (2004). A bonded-particle model for rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, *41*(8 SPEC.ISS.), 1329–1364. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.09.011

Rógenes, E., Márcio Muniz De Farias, |, Leandro, |, Rasmussen, L., & Address, P. (n.d.). *The Continuum Voronoi Block Model for simulation of fracture process in hard rocks*.

Sarkar, S., Kumar, R., & Murthy, V. M. S. R. (2019). Experimental and Numerical Simulation of Crack Propagation in Sandstone by Semi Circular Bend Test. *Geotechnical and Geological Engineering*, *37*(4), 3157–3169. https://doi.org/10.1007/s10706-019-00833-0

Tada, H.-P. P. C.-I. G. R. (2000). *The Stress Analysis of Cracks Handbook* (3rd ed.).

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

COBRAMSEG 2024
XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/792

Proposta de Metodologia Análoga ao Método da Convergência e Confinamento para Túneis Utilizando Análises Numéricas Bidimensionais

Cinthia Gomes Moreira
Graduanda, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil, cinthiamoreira22@poli.ufrj.br

Maria do Carmo Reis Cavalcanti
Professora, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil, carminhacavalcanti@poli.ufrj.br

Wagner Nahas Ribeiro
Professor, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil, wagnernahas@poli.ufrj.br

RESUMO: O artigo apresenta de proposta de metodologia para abordagem numérica análoga ao método da convergência e confinamento, associando duas análises bidimensionais, em estado plano de deformações e axissimétricas, para incorporar a inerente tridimensionalidade ao desenvolvimento e planejamento do projeto executivo; tal que o principal objetivo é otimizar o dimensionamento dos suportes e agilizar ajustes ao longo da execução do projeto. Inicialmente desenvolveu-se análise axissimétrica para definição do perfil longitudinal de deslocamentos radiais do contorno da escavação (LDP), incorporando assim a tridimensionalidade do processo executivo. Foram então efetuadas análises, em estado plano de deformações, variando o módulo de elasticidade da região a ser escavada, associando a cada valor de E uma posição, em relação à frente de escavação, correspondente a igual deslocamento radial na LDP. Dessa forma, conforme a distância relativa de instalação do suporte, o estado de tensões prévio à implantação do suporte, nas análises em estado plano de deformações seria determinado com o módulo de elasticidade da região correspondente à esta distância da frente, viabilizando assim a otimização do dimensionamento dos suportes uma vez que absorveriam apenas deslocamentos posteriores à sua instalação. Foram analisados maciços tipo II, III e IV segundo a classificação RMR89 de Bieniawski, sendo os estudos efetuados utilizando *software* de modelagem numérica por elementos finitos RS2, desenvolvido pela Rocscience.

PALAVRAS-CHAVE: Escavação, Túneis, Suporte de Túneis, Elementos Finitos, Teoria da Elasticidade

ABSTRACT: This paper presents a methodology proposal for a numerical approach analogous to the convergence and confinement method, combining two two-dimensional analyses, in bi-dimensional plane strain and axisymmetric, to incorporate the inherent three-dimensionality of the problem into the development and planning of the executive design aiming to optimize the dimensioning of the supports and speed up adjustments throughout the project execution. An axisymmetric analysis was initially developed to define the longitudinal radial displacement profile of the excavation contour (LDP), thus incorporating the three-dimensionality into the executive process. Pane strain analyses were then carried out, varying the modulus of elasticity (E) of the region to be excavated, associating each E value with a position related to the distance from the excavation front correspondent to an equal radial displacement in the LDP. This way, depending on the relative installation distance of the support, the state of stress before its installation in the plane strain analyses would be determined with the modulus of elasticity of the region corresponding to this distance from the excavation front, thus enabling the optimization of the support once it would only absorb displacements that occur after the installation. Type II, III, and IV masses were analyzed according to Bieniawski RMR89 classification, with studies carried out using finite element numerical modeling software RS2, developed by Rocscience.

KEYWORDS: Excavation, Tunnels, Tunnel Support, Finite Elements, Elasticity Theory

1 INTRODUÇÃO

No contexto do rápido crescimento populacional global e sua concentração nas cidades, as obras subterrâneas, especialmente túneis, destacam-se como soluções cruciais para otimizar espaços urbanos. Além de facilitar a conexão eficiente entre áreas urbanas, os túneis desempenham um papel central na superação de obstáculos geográficos e na criação de corredores vitais. A construção subterrânea não só libera espaços valiosos na superfície para atividades prioritárias, como moradias e lazer, mas também reduz substancialmente o congestionamento nas vias urbanas, preservando a estética urbana e fortalecendo a resiliência das cidades diante de desastres naturais.

As análises de escavações subterrâneas constituem uma área de pesquisa em constante evolução, apresentando diversas abordagens, incluindo análises tridimensionais, bidimensionais e axissimétricas. Destas, as análises tridimensionais são reconhecidas como as mais congruentes com a realidade.

A proposta deste trabalho consiste no desenvolvimento de uma metodologia análoga ao Método de Convergência e Confinamento, proposto pela primeira vez por Pacher (1964), cujo objetivo principal é a otimização do dimensionamento dos suportes de túneis e possibilitar uma maior agilidade nos ajustes de projeto ao longo da execução, incorporando o efeito tridimensional do problema através da associação de análise axissimétrica á análises bidimensionais em estado plano de deformações, utilizando o *software* RS2 da Rocscience, que emprega o método de elementos finitos para os cálculos. A metodologia envolve a variação dos parâmetros de deformabilidade do material escavado compatibilizando os deslocamentos das duas análises bidimensionais associando à distância da frente de escavação.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Características dos Materias

Para as análises axissimétricas e 2D em estado plano de deformações, foram considerados dois cenários distintos, sendo eles: meio homogêneo elástico isotrópico e, meio homogêneo elástico perfeitamente plástico isotrópico, sem presença de água em ambos os casos. Quanto à deformabilidade do meio foi utilizado o método estabelecido por Bieniawski (1978) e por Serafim Pereira (1983), que utiliza o índice de classificação RMR para a obtenção o módulo de elasticidade (E) do material classificado. Os índices RMR considerados foram 30, 50 e 70, resultando em módulos de elasticidade de 3.200 MPa, 10.000 MPa e 40.000 MPa, respectivamente, constantes ao longo da profundidade e, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,25 e peso específico (γ) de 25 kN/m³ fixos para todos os casos. Um resumo das propriedades dos materiais encontra-se na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros dos Materiais.

Caso	RMR	Módulo de Elasticidade (E)	Ângulo de atrito (°)	Coesão (c)	Coeficiente de empuxo no repouso (K_0)	Coeficiente de Poisson (n)	Peso específico (γ)
Cenário 1 Linear Elástico	30	3.200	20	150	1	0,25	25
	50	10.000	30	250	1	0,25	25
	70	40.000	40	350	1	0,25	25
Cenário 2 Elástico Perf. Plástico	30	3.200	20	150	1	0,25	25
	50	10.000	30	250	1	0,25	25
	70	40.000	40	350	1	0,25	25
Unidade		MPa	Grau	kPa	adimensional	adimensional	kN/m³

Já para o suporte instalado no processo de escavação foi selecionada solução em concreto projetado com espessura de 10 cm aplicado de forma contínua ao longo do túnel, mantendo-se a uma distância especificada da frente de escavação d_0. O concreto foi dimensionado com um fck de 20 MPa, conforme estabelecido pela NBR 6118:2014. A Figura 1, apresenta a propriedades do revestimento adotado.

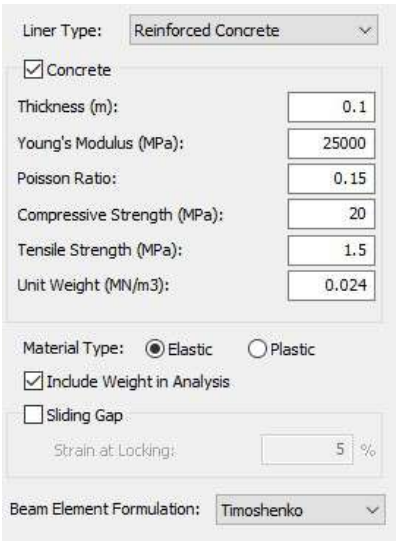


Figura 1. Propriedades do Revestimento em Concreto Projetado.

2.2 Método Desenvolvido para a Análise dos Resultados

Foram realizadas análises axissimétricas para definir o perfil longitudinal de deslocamentos radiais do contorno das escavações (LDP), incorporando a complexidade tridimensional do processo executivo. Em seguida, conduziram-se análises em estado plano de deformações, variando o módulo de elasticidade na região a ser escavada.

A metodologia proposta e análise dos resultados foram divididas em 5 etapas principais, tal que a descrição abrangente destas análises e critérios utilizados, abarcando todas as classes de maciços estudados é apresentada a seguir:

Etapa 1: Análise axissimétrica para obtenção do perfil longitudinal de deslocamento (LDP), com avanços de 2 m entre cada estágio de escavação e sem instalação de suporte;

Etapa 2: Análise em estado plano de deformação, sem instalação de suporte, na qual o processo de escavação é simulado através da redução progressiva do módulo de elasticidade da região a ser escavada;

Etapa 3: Avaliação conjunta das análises 2D axissimétricas e em estado plano de deformação, a partir da qual é associado um valor de E, na análise em estado plano de deformação, a uma distância da frente de escavação, sendo este valor o correspondente a igual deslocamento radial na LDP;

Etapa 4: Considera-se cada par de valores de Módulo de Elasticidade e distância da frente de escavação encontrados na etapa 3, e então são realizadas análises em estado plano de deformação, iniciando a análise com o Módulo de Elasticidade da região a ser escavada igual ao do maciço circundante com imposição de reduções progressivas até alcançar o módulo de elasticidade pré-definido. Somente nesse ponto, é aplicada a escavação completa e instalado o suporte;

Etapa 5: Os esforços e deformações incidentes no suporte são analisados para diversas solicitações, as quais incluem: força axial, momento fletor e esforço cortante.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após a conclusão das etapas 1 e 2, conforme detalhado no item 2.2, foi realizada a avaliação conjunta das análises 2D axissimétricas e em estado plano de deformação, normalizando os deslocamentos em relação ao deslocamento máximo para cada RMR, a distância pela relação com o diâmetro da escavação e o módulo de elasticidade em relação ao módulo de elasticidade do maciço. A Figura 2 ilustra a metodologia adotada definição do módulo de elasticidade correspondente a cada distância da frente de escavação especificada para a instalação do suporte. Essa abordagem foi aplicada nas 3 classes de maciço analisadas.

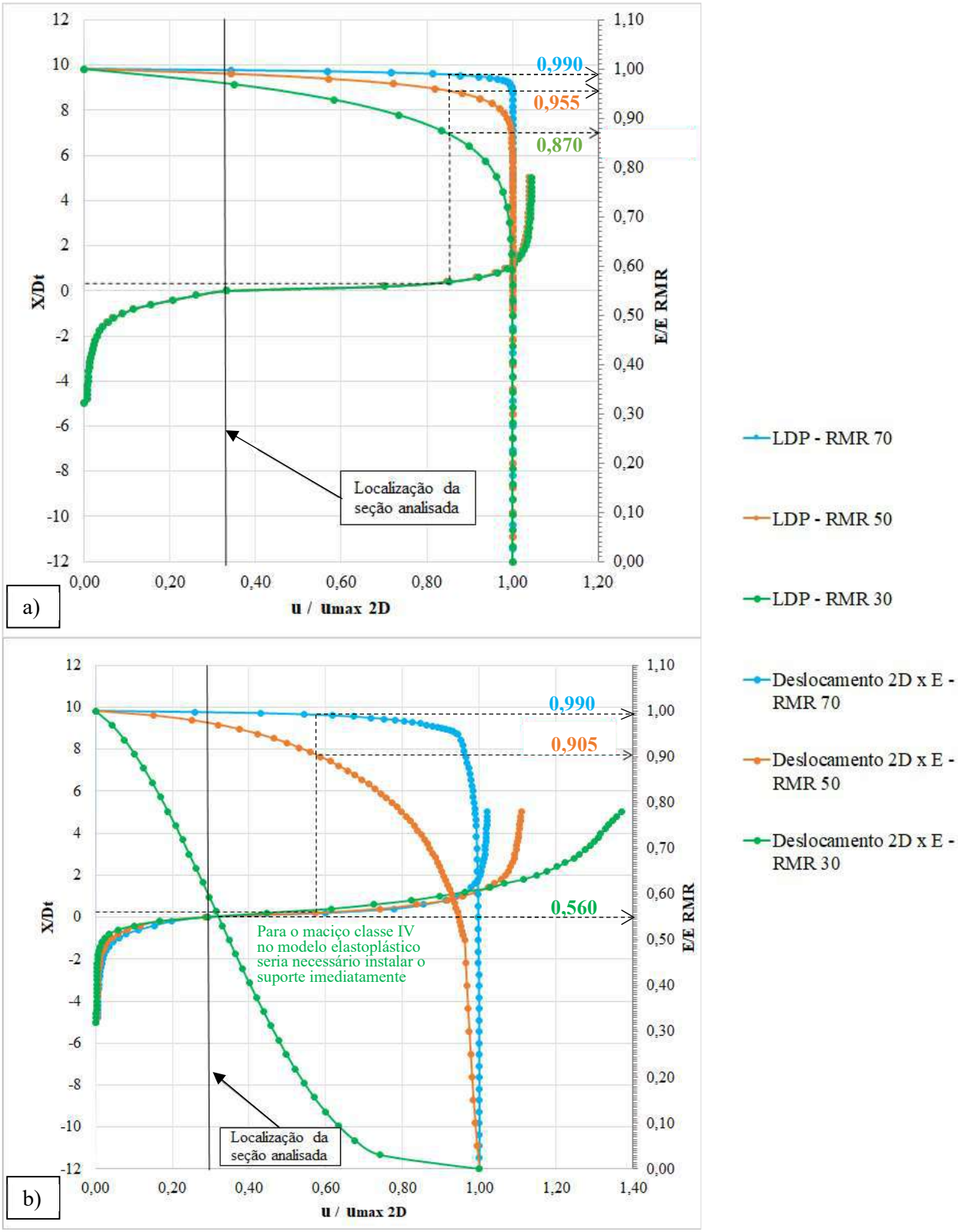


Figura 2. a) Modelo elástico, b) Modelo elastoplástico. RMR 70, 50 e 30 – Avaliação conjunta entre análises 2D axissimétricas e em estado plano de deformação. Correlação entre distância da frente de escavação, módulo de elasticidade do maciço e deformação.

No gráfico da Figura 2 a), ao considerar um modelo linear elástico para um maciço com RMR 30 e $E_{maciço}$ = 3.200 MPa, determinou-se a instalação do suporte a uma distância de 4 m da frente de escavação.

Isso resultou em um Módulo de Elasticidade de instalação do suporte ($E_{instalação}$) equivalente a 87,0% do Módulo de Elasticidade do maciço, totalizando 2.784 MPa. Já na Figura 2 b), adotou-se o modelo elástico perfeitamente plástico, com a mesma distância de 4 m para a instalação do suporte. Considerando um maciço com RMR 50 e $E_{maciço}$ = 10.000 MPa, foi determinado um $E_{instalação}$ 9.050 MPa, representando 90,5% do Módulo de Elasticidade do maciço.

Devido à geometria circular e estado hidrostático de tensões considerado em todas as análises, neste estudo, a solicitação incidente no suporte do túnel mais representativa é a força axial. Na Figura 3 são apresentados os gráficos de força axial incidente ao longo do revestimento para as 3 classes de maciço estudadas.

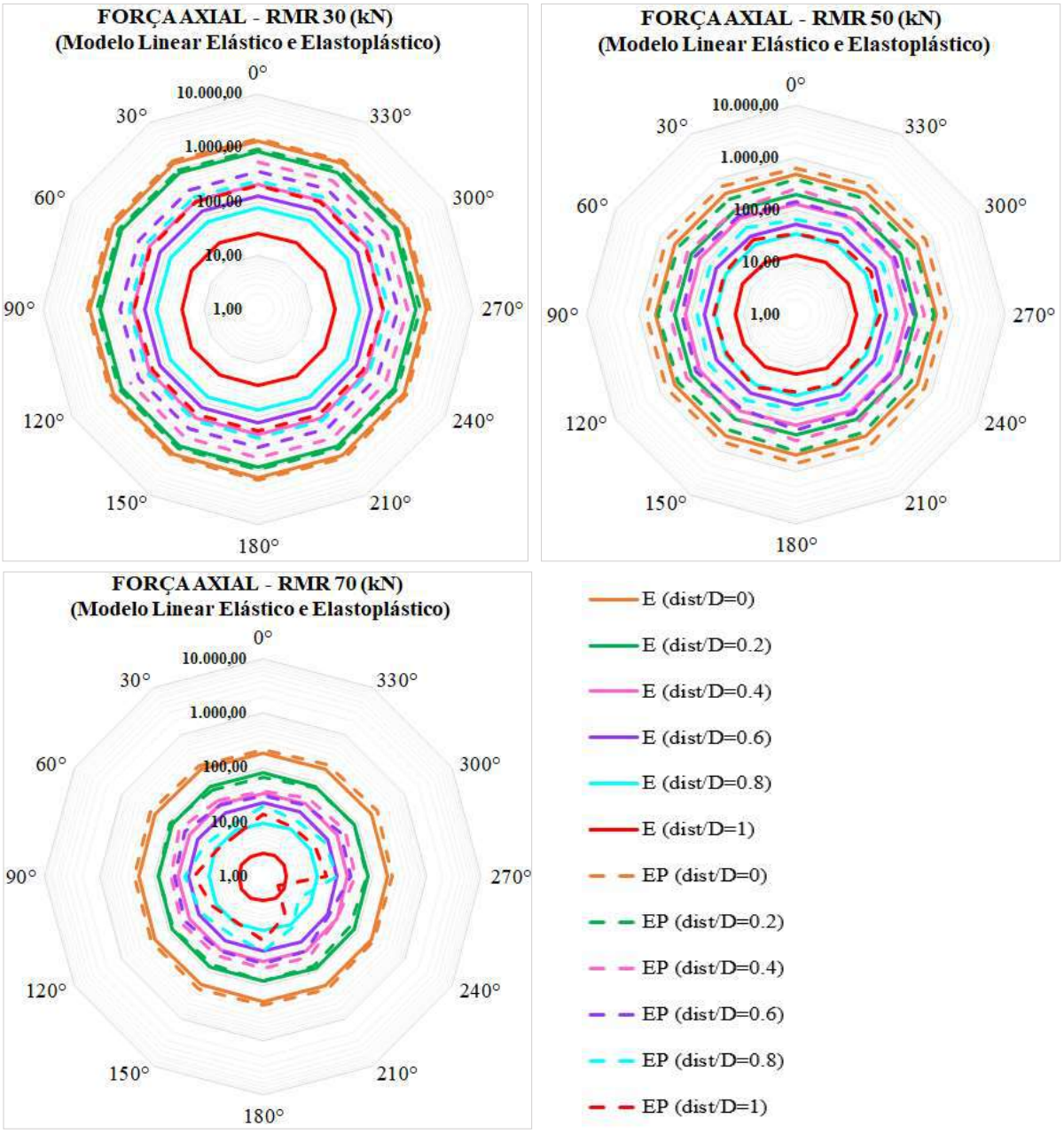


Figura 3. Modelo elástico (E) e elastoplástico (EP). RMR 30, 50 e 70 – Força axial incidente no revestimento do túnel para diferentes distâncias de instalação d_0.

Ao analisar os gráficos de força axial ao longo do revestimento evidenciados na Figura 3, observa-se que a redução da distância entre a frente de escavação e a instalação do suporte resulta em maiores forças axiais atuantes no revestimento. Isso ocorre devido à deformação no maciço, que não é instantânea após a

passagem da frente de escavação, mas ocorre ao longo de seu avanço. Ao instalar o suporte imediatamente após a escavação, o revestimento precisará suportar a maior parte da deformação do maciço. Por outro lado, ao aumentar a distância de instalação do suporte, parte da deformação será absorvida pelo próprio maciço, reduzindo a carga que o suporte precisará resistir e otimizando assim o seu dimensionamento.

Outro ponto a se destacar é a influência direta da qualidade do maciço escavado nas forças axiais atuantes no suporte. Maciços de menor qualidade tendem a apresentar maiores deformações, refletindo-se em cargas axiais mais elevadas no suporte. Essa disparidade é evidenciada ao comparar a força axial incidente no maciço de RMR 30 com a do maciço de RMR 70. Para o ponto no topo da escavação (0°), a carga axial no maciço de RMR 30 chega a ser 7 vezes maior do que a incidente no mesmo local para o maciço de RMR 70.

Além disso, em todos os RMRs estudados, ao analisar as forças axiais para um mesmo RMR e comparar os modelos elásticos e elásticos perfeitamente plásticos, percebe-se que as diferenças nas forças axiais incidentes nos suportes aumentam ou diminuem, conforme as distâncias definidas para a instalação desses suportes, sendo as maiores forças axiais sempre observadas nos casos de modelos elásticos perfeitamente plásticos.

Por fim, foram plotados os gráficos das solicitações máximas impostas à escavação, considerando diferentes distâncias de instalação do revestimento. Para isso, no eixo y, realizou-se a normalização das solicitações, dividindo-as pela tensão vertical incidente no eixo da escavação, igual a 2.500 MPa, multiplicada pela espessura do revestimento de 10 cm. Já no eixo x, foram colocadas as distâncias de instalação do revestimento, as quais foram parametrizadas pelo diâmetro do túnel. Na Figura 4 são apresentados os gráficos parametrizados de força axial, esforço cortante e momento fletor máximos para os RMRs 70, 50 e 30.

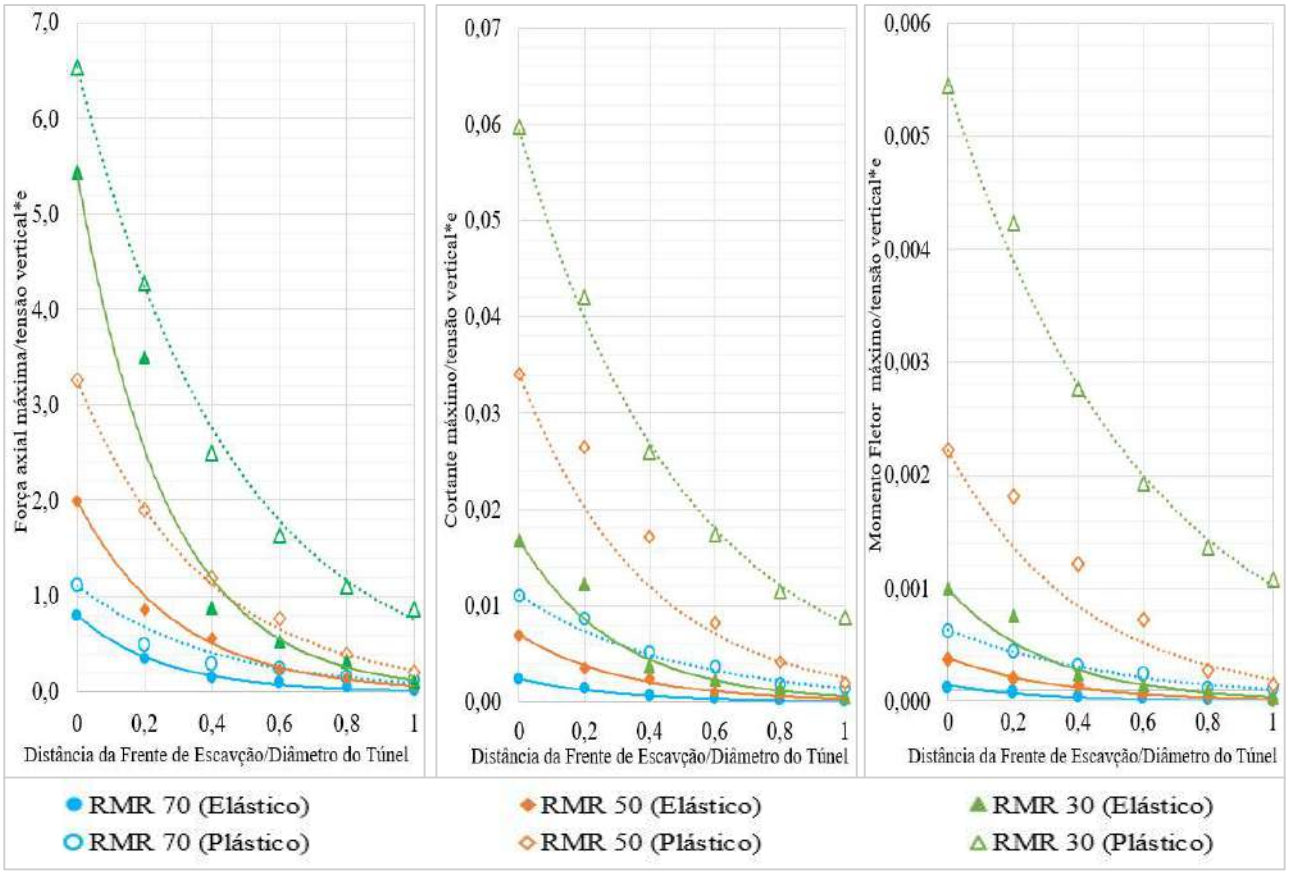


Figura 4. Modelo elástico (E) e elastoplástico (EP) RMR 70, 50 e 30. Parametrização da força axial máxima, esforço cortante e momento fletor máximo.

A Tabela 2 apresentada as equações das curvas supracitadas, assim como o desvio encontrado para cada um dos ajustes realizados.

Tabela 2. Ajustes Encontrados para cada RMR.

	Força Axial		Cortante		Momento Fletor	
RMR	Equação	R^2	Equação	R^2	Equação	R^2
Modelo Linear Elástico						
30	$y = 5{,}432e^{-3{,}808x}$	0,944	$y = 0{,}017e^{-3{,}344x}$	0,949	$y = 0{,}001e^{-3{,}180x}$	0,944
50	$y = 0{,}000e^{-2{,}937x}$	0,993	$y = 0{,}007e^{-3{,}064x}$	0,994	$y = 0{,}000e^{-2{,}937x}$	0,993
70	$y = 0{,}803e^{-3{,}908x}$	0,998	$y = 0{,}002e^{-3{,}329x}$	0,992	$y = 0{,}000e^{-3{,}325x}$	0,984
Modelo Elástico Perfeitamente Plástico						
30	$y = 6{,}536e^{-2{,}155x}$	0,996	$y = 0{,}059e^{-1{,}984x}$	0,997	$y = 0{,}005e^{-1{,}670x}$	0,993
50	$y = 3{,}260e^{-2{,}661x}$	0,998	$y = 0{,}034e^{-2{,}615x}$	0,950	$y = 0{,}002e^{-2{,}421x}$	0,933
70	$y = 1{,}113e^{-2{,}490x}$	0,953	$y = 0{,}011e^{-2{,}045x}$	0,981	$y = 0{,}001e^{-1{,}824x}$	0,989

Pelas informações contidas no gráfico da Figura 4 e Tabela 2, referente a força axial, é possível observar um bom ajuste da curva exponencial, as quais revelam que o maior desvio encontrado foi na curva do modelo elastoplástico de RMR 70, com $R^2 = 0{,}953$. Isso reforça as considerações estabelecidas na análise gráfica da Figura 3, deixando mais clara as correlações existentes entre a qualidade do maciço, a distância definida para instalação do suporte e a força axial incidente no suporte. Essas correlações estão listadas abaixo:

1. Maiores forças axiais são observadas em maciços de menor qualidade devido à tendência de maiores deformações e, consequentemente, maiores solicitações do suporte;
2. Ao comparar maciços de mesmo RMR nos casos elásticos e elásticos perfeitamente plásticos, em geral, os casos elásticos terão menores forças axiais incidentes no suporte devido à propensão a menores deformações;
3. Quanto maiores são as distâncias entre a frente de escavação e a instalação do suporte, menores são as forças axiais incidentes no suporte, visto que parte da deformação incidente na escavação já teria ocorrido;
4. Com exceção do modelo elástico perfeitamente plástico de RMR 30, para os demais casos estudados, observa-se uma convergência de forças axiais conforme se aumenta a distância da frente de escavação para a instalação do suporte.

Para os demais gráficos parametrizados de cortante máximo e momento fletor máximo, observa-se um comportamento semelhante ao descrito para a força axial. Este comportamento abrange a totalidade das 4 correlações supracitadas. Além disso, obteve-se um bom ajuste da curva exponencial, sendo o maior desvio encontrado para o cortante de $R^2 = 0{,}949$, referente ao modelo linear elástico de RMR 30, e $R^2 = 0{,}933$, referente ao modelo elástico perfeitamente plástico de RMR 50.

4 CONCLUSÃO

Este trabalho realizou análises de tensões e deformações no processo de escavação de um túnel profundo, por meio de modelagem numérica em análises 2D axissimétricas e em estado plano de deformação. O objetivo foi apresentar uma proposta de metodologia para otimização do dimensionamento de suporte de túneis profundos.

A partir das premissas adotadas e da avaliação conjunta das análises 2D axissimétricas e em estado plano de deformação, os resultados obtidos mostraram-se coerentes. Com eles, foi possível obter boas correlações entre a qualidade do maciço, a distância de instalação do suporte e os esforços incidentes no suporte.

A partir das análises realizadas, foi possível estabelecer um modelo para o dimensionamento de suportes de túneis profundos, utilizando as correlações supracitadas. Essas correlações fornecem informações

importantes para o projeto do túnel, como a definição da distância de instalação do suporte em relação a frente de escavação e as forças incidentes no mesmo. Isso possibilita a escolha de um ponto chave de instalação e, consequentemente, a otimização do projeto de suporte para túneis profundos.

Sendo assim, pode-se concluir que a proposta apresentada atinge o objetivo pretendido devendo ser ampliada para diferentes tipos e características de suporte, no futuro gerando ábacos que permitam a pronta reavaliação do suporte durante o processo executivo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos.* Rio de Janeiro.

Bieniawski, Z.T. (1973) *Engineering Classification of Jointed Rock Masses. Trans. South African Inst.* Civ. Eng. 15:335–344.

Bieniawski, Z.T. (1978) *Determining rock mass deformability: experience from case histories.* In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & geomechanics abstracts. Pergamon, p. 237-247.

Pacher, F. (1964) *Measurements of deformation in a test gallery as a means of investigating the behaviour of the rock mass and of specifying lining requirements.* Rock Mechanics and Engineering Geology, Supplement I, p. 146-161.

Serafim J.L., Pereira J.P. (1983) *Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski.* Proc. Int. Symp on Eng. Geol. and Underground Construction, vol. I (II), Lisbon, Portugal, 1983, p.33–44.

ÁREA 21.

Novas Tecnologias Aplicadas à Mecânica das Rochas

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/793

A Utilização Da Fibra Óptica no Monitoramento Microssísmico de Maciços Rochosos Fraturados

Tiago Borges da Silva
Doutorando, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, tiago.borges.silva@usp.br

Marcos Massao Futai
Professor Titular, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, futai@usp.br

RESUMO: A tecnologia denominada *Distributed Acoustic Sensing* - DAS é baseada no princípio de um interrogador enviar um pulso de luz em uma fibra óptica e medir as mudanças de tensão ao longo de seu comprimento causadas por perturbações acústicas. Quando uma onda sísmica exerce uma pequena mudanças de pressão/deformação nesta fibra, isso muda a amplitude e a fase da luz retroespalhada. O sistema registra digitalmente a resposta em pontos de medição ou canais uniformemente espaçados ao longo da fibra. O DAS é uma tecnologia emergente para medir o campo de tensão associado com propagação de ondas sísmicas e, por vezes, considerado com maior resolução espacial e capacidade de amostragem superior aos instrumentos sísmicos tradicionais, além da alta sensibilidade para eventos em baixa escala. O presente artigo apresenta vantagens e limitações relacionadas com aquisições por fibra óptica, além de apresentar estudos que demonstram o potencial da tecnologia DAS no monitoramento de eventos microssísmicos com a leitura de deformações causadas pelas ondas sísmicas, a localização dos eventos, a relação entre as técnicas de empilhamento de dados gerados pelo grande quantidade de leituras e grande cobertura resultante da utilização da fibra em comparação com sismógrafos existentes no mercado, além de pesquisas no Brasil.

PALAVRAS-CHAVE: Fibra óptica, Maciço rochoso, DAS, Microssísmica.

ABSTRACT: The technology, known as Distributed Acoustic Sensing (DAS), is based on the principle that an interrogator sends a pulse of light into an optical fiber and measures the strain changes along the length of the fiber caused by acoustic disturbances. When a seismic wave causes small changes in pressure or strain in this fiber, it causes a change in the amplitude and phase of the backscattered light. The system digitally records the response at measurement points, or channels, evenly spaced along the fiber. DAS is an emerging technology for the measurement of the stress field associated with the propagation of seismic waves and is sometimes considered to have a higher spatial resolution and a better sampling capability than conventional seismic instruments, in addition to a high sensitivity to small-scale events. The purpose of this article is to present the advantages and limitations associated with fiber-optic acquisition, as well as studies that demonstrate the potential of DAS technology for monitoring microseismic events by reading the deformations caused by seismic waves and the location of events, and to the relationship between data stacking techniques generated by the large number of readings and the large coverage resulting from using fiber compared to existing seismographs, as well as research conducted in Brazil.

KEYWORDS: Fiber optic, rock mass, DAS, microseismic

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos 15 anos, uma nova classe de instrumento, o *Distributed Acoustic Sensor* - DAS, foi lançado e adiciona imagens sísmicas à lista de aplicações na indústria de energia. O DAS é uma tecnologia emergente para medir o campo de tensão associado com propagação de ondas sísmicas como reflexo de meios elásticos, além da alta sensibilidade para eventos em baixa escala de energia.

Inicialmente, o DAS foi usado na indústria de exploração de petróleo e gás, com fibra implantada em poços para gerar imagens de subsuperfície com métodos sísmicos ativos, como *Vertical Seismic Profiling* - VSP (Daley *et al*., 2013). Nos últimos anos o DAS tem sido aplicado a investigações sísmicas passivas, incluindo o estudo da tectônica de terremotos (Lindsey et al., 2017); estudos de ruído ambiente e microssismos em uma variedade de configurações, incluindo estimulação de reservatório por fraturamento hidráulico

(Verdon *et al*., 2020). Em conjunto, têm surgido inúmeras propostas de estudos em minerações subterrâneas, aplicação em barragens de rejeito e monitoramento de túneis, inclusive com prospectos no Brasil.

2 O MACIÇO ROCHOSO E AS ONDAS SÍSMICAS

A descrição das características mecânicas do meio natural são normalmente complexas por apresentarem uma natureza heterogênea, desta forma, a correlação de observações sísmicas e propriedades elásticas devem admitir condições simplificadoras para uma aproximação realista.

São conhecidos quatro tipos de ondas separadas em dois grupos conforme o meio e tipo de propagação a partir de uma fonte natural ou artificial. O grupo das compressionais e transversais, que integram o grupo de ondas volumétricas ou de corpo e o grupo de ondas superficiais, denominadas Rayleigh e Love. (Miranda *et al*., 2000).

Inúmeros autores fizeram proposições da utilização de ondas sísmicas para o estudo do comportamento geomecânico do maciço (Watanabe e Sassa, 1996; Boadu, 1997; Goh *et al*., 2011), outros, mais especificamente, para análise direta de métodos de classificação (Barton, 2006), no monitoramento de poços e reservatórios de petróleo (Bois *et al*., 1972; Doyen, 1988; Maxwell e Urbancic, 2005; Trudeng *et al*., 2014), monitoramento de fraturamento hidráulico (Eaton e Dusseaeult, 2003), minas subterrâneas (Gibowicz e Kijko, 1994; Urbancic e Trifu, 2000) e, por fim, para o projeto, construção e monitoramento de estruturas geotécnicas, voltados para túneis (Taioli, 1999; Sattel *et al*., 1996; Dickmann, 2005), estudos de fundações (Xia *et al*., 1999; Fatehnia *et al*., 2015), estudos para o monitoramento de barragens (Rodrigues *et al*., 2020; Johansson *et al*., 2020).

Diferentes exemplos de monitoramento de estruturas estão distribuídos pelo mundo e a tecnologia sísmica apresenta grande potencial. Como exemplo, em uma usina hidrelétrica de Jinping, na China, foi observado que o monitoramento microssísmico é uma técnica inestimável para avaliar a estabilidade de taludes e outras estruturas rochosas. Xu *et al.* (2011) utilizaram a técnica para analisar a correlação entre a microssismicidade e a potencial superfície de deslizamento do talude da margem esquerda da usina hidrelétrica. Foi implementado um modelo numérico para analisar os processos de falha e a estabilidade do talude denominado *Rock Failure Process Analysis - Strain Rock Mass* - RFPA-SRM, em que, a análise de elementos discretos pode simular o processo de falha de rochas e solos. Os resultados da simulação foram comparados com a distribuição espacial da microssismicidade registrada pelo sistema de monitoramento e os resultados coincidiram com a distribuição espacial dos sismos. Xu *et al.* (2015), descreveram como os riscos associados às cavernas subterrâneas na usina hidrelétrica de Houziyan, no sudoeste da China, estavam crescendo devido ao descarregamento induzido pela escavação e foi instalado um monitoramento sísmico de alta resolução para determinar a relação entre as atividades microssísmicas medidas e as zonas de dano de escavação do maciço rochoso circundante. Zhao *et al.* (2019) aplicaram método microssísmico à Mina de Ferro Shirengou, selecionando uma área que apresentava infiltração e falha de massa rochosa como área de estudo. Foi gerada uma *Discrete Fracture Network* - DFN com base em uma varredura de descontinuidade tridimensional sem contato e estabeleceram a DFN escaneando os planos estruturais. Com base nos dados microssísmicos da área de estudo, os autores usaram seus critérios propostos para extrair as fraturas razoáveis dos planos focais associados a diferentes mecanismos de falha.

O monitoramento sísmico permite o controle das variações das velocidades de partículas e acelerações no meio, de acordo com os eventos sísmicos ou estímulos antrópicos percebidos por sensores capazes de registrar essas vibrações, como geofones ou fibras ópticas.

3 SENSORES SÍSMICOS E A TECNOLOGIA DA FIBRA ÓPTICA

A aquisição de dados sísmicos depende diretamente da sensibilidade do equipamento, portanto, a escolha entre sensores individuais (geofones) ou fibra óptica, dependerá do nível de detalhamento objetivado. Um série de trabalhos compararam os resultados brutos e transformados (Daley *et al.,* 2014; Spikes *et al.,* 2018; Eaid *et al.,* 2020), em que fica nítida a evolução da qualidade do equipamentos por fibra, com dados semelhantes, sendo necessário o ajuste no arranjo para a obtenção do máximo de informações coletados.

O *Distributed Acoustic Sensing* - DAS (Farhadiroushan *et al.*, 2009) é baseado no princípio do interrogador enviar um pulso de luz em uma fibra óptica e medir as mudanças de tensão ao longo dessa fibra

causadas por perturbações acústicas. Quando o pulso de luz é enviado, uma pequena quantidade dessa luz é dispersada e retroespalhada de volta para a unidade de detecção devido à interação com o vidro da fibra óptica (Parker *et al*., 2014).

Quando uma onda sísmica exerce uma pequena mudanças de pressão/deformação na fibra isso muda a amplitude e a fase do luz retroespalhada. A fase relativa e a amplitude podem ser usadas para determinar a taxa de deformação na fibra. O sistema de detecção mede mudanças na tensão a uma taxa de até várias dezenas de kHz, necessário para registrar campos acústicos com precisão. O sistema registra digitalmente a resposta em pontos de medição ou canais uniformemente espaçados ao longo da fibra

Diversos autores, dentre eles, Parker *et al* (2014) e Hull *et al.* (2017) descrevem o funcionamento de aquisição sísmica pelo DAS como um pulso de luz em uma fibra óptica, em que, as mudanças de tensão causadas pelas ondas acústicas interagem com a fibra. A resposta do sistema à deformação dinâmica é linear, o que torna possível tratar os dados do DAS de forma semelhante às tecnologias de sensores convencionais, como geofones e acelerômetros. Uma vez que o sinal acústico registrado é verdadeiro em frequência, fase e amplitude, é possível realizar um processamento avançado de arranjo de fase.

Em um campo de testes, Daley *et al.* (2013) analisaram o monitoramento subterrâneo pela detecção de pulsos de luz enviados pelo cabo de fibra óptica e análise da radiação retroespalhada pelas alterações causadas pelas vibrações. No artigo os autores discutem como os avanços na optoeletrônica e no processamento de sinais associados desempenham um papel crucial ao permitir o uso de cabos de fibra óptica como sensor. Esses avanços melhoraram a sensibilidade e a precisão na detecção de mudanças na luz retroespalhada, permitindo medições mais precisas das ondas acústicas.

Em um estudo dos aspectos técnicos da utilização de fibra óptica e casos históricos de sucessos de implementação desta tecnologia, Verdon *et al.* (2020) mencionam o alto fornecimento de taxa de dados pela sensibilidade do aparelho e distribuição de inúmero canais ao longo do cabo, permitindo o monitoramento microssísmico em tempo real. No mesmo artigo os autores exemplificam que o arranjo proposto para a fixação do cabo foi suficiente para o levantamento completo dos eventos microssísmicos, com captação do sinal nos três eixos de direções (Figura 1).

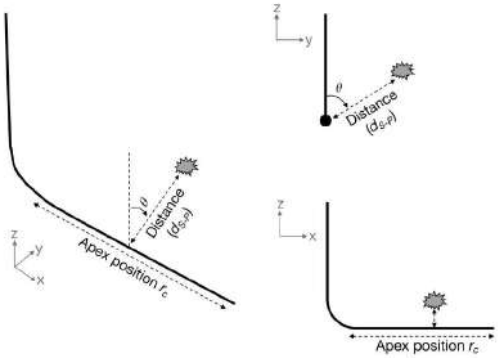


Figura 1. Representação esquemática do procedimento de localização de um evento sísmico. A figura à esquerda representa em 3D o arranjo da fibra ao longo do poço (traço em preto) e a posição do evento (em cinza). As outras duas ilustram visões em diferentes eixos (Verdon, *et al*., 2020).

Uma vez observada a vantagem da tecnologia da fibra-óptica para a aquisição de dados sísmicos de diferentes naturezas, suas aplicações em diferentes indústrias são conhecidas e apresentam franco crescimento. Levantamentos utilizando a tecnologia DAS, além das inúmeras utilizações em petróleo e gás, estão sendo aplicados em infraestrutura, mais especificamente para uso no monitoramento geotécnico de barragens e túneis que exigem alto grau de segurança.

A agência nacional francesa (ANDRA-Déchets Radioctifs), responsável por identificar, implementar e garantir soluções de gestão de segurança para materiais radioativos, tem realizado testes com fibra óptica para o monitoramento sísmico de possíveis danos em galerias de armazenamento de resíduos (ANDRA, 2023).

Outro exemplo é a aplicação do DAS em anomalias em barragens na Suécia. Johansson *et al.* (2020) utilizaram equipamento para verificar o potencial de detecção de infiltração e erosão interna em barragens de terra com o monitoramento contínuo de sinais acústicos ao longo de toda a extensão da fibra. O DAS mostrou-se eficaz na detecção de eventos acústicos, como vazamentos e fluxo de água com detecção eficaz resultante

da alta resolução espacial da fibra. O DAS foi capaz de medir deformações em ordens de magnitude abaixo dos métodos tradicionais em acústica ou sistemas sísmicos convencionais.

Em uma barragem experimental, Johansson *et al.* (2021) e (2022) realizaram levantamentos utilizando DAS para detectar anomalias ao longo da operação, principalmente relacionando com os processos de enchimento e esvaziamento. Como resultados mencionaram capacidade da fibra óptica de observar mudanças em pequena escala com a análise de onda sísmica de frequência mais alta, além disso, os cabos puderam ser instalados de forma contínua em toda a estrutura, o que permitiu a construção de uma imagem 3D da barragem.

A Tabela 1 faz uma compilação das principais vantagens de utilização da fibra óptica em relação aos geofones tradicionais conforme os autores de estudos supracitados.

Tabela 1. Principais vantagens relacionadas à aquisição de dados sísmicos por fibra óptica. Compilado de Daley *et al*. (2013), Verdon *et al*. (2020), Johansson *et al*. (2022)

VANTAGEM	DESCRIÇÃO
Sensibilidade distribuída	O monitoramento contínuo ao longo de todo o comprimento do cabo de fibra óptica, permitindo a detecção de sinais acústicos em vários pontos simultaneamente.
Alta resolução espacial	Permite a detecção de mudanças sutis no movimento do maciços em intervalos muito pequenos ao longo do cabo. Possibilita a criação de leituras sísmicas detalhadas e a identificação de características com maior precisão.
Versatilidade	Como um cabo, pode ser fixado em diferentes geometrias, de maneira contínua, inclusive soterrado, fixado na superfície de paredes ou estruturas.
Imunidade eletromagnéticas	As fibras ópticas são imunes a interferências eletromagnéticas, o que as torna ideais para ambientes com alta interferência elétrica.
Baixo impacto na estrutura	A instalação das fibras ópticas pode ser feita de forma não intrusiva, sem a necessidade de grandes alterações na estrutura. Isso minimiza o impacto no funcionamento e na integridade do objeto estudado durante o processo de instalação.
Aplicação	A tecnologia tem sido amplamente utilizada em revestimentos de poços para a verificação fraturamento hidráulico da rochas, dinâmica de reservatórios, em cavas e galerias de mineração, nas injeções para sequestro de carbono e, por fim, no monitoramento de túneis e barragens.

No entanto, por ser uma tecnologia de vanguarda, a utilização da fibra ainda necessita de estudos e desenvolvimento de técnica de utilização. O Quadro 2 apresenta algumas desvantagens ou defasagens que a tecnologia DAS apresenta.

Tabela 2. Principais limitações relacionadas à aquisição de dados sísmicos por fibra óptica. Compilado de Hudson *et al.* (2021), du Toit *et al.* (2022).

LIMITAÇÕES	DESCRIÇÃO
Variação de sensibilidade	Sensibilidade que depende do ângulo de incidência da energia sísmica em relação à orientação da fibra. O sistema tende a ser menos sensível às chegadas de ondas P laterais - ondas P que chegam de direções perpendiculares à orientação axial da fibra.
Limitação da taxa de amostragem	Os interrogadores DAS são capazes de detectar em diferentes faixas de

	frequência dependendo do comprimento da fibra óptica - apenas um pulso pode estar presente na fibra em qualquer momento dado, limitando a taxa de amostragem temporal com base na velocidade da luz. Como regra aproximada, uma fibra de 10 km pode ser interrogada a 10 kHz, e cada duplicação no comprimento irá reduzir pela metade a taxa de interrogatório.
Ruído	O ruído de medição aleatório ao longo da fibra pode ser observado como mais potente do que o em geofones. Em monitoramento passivo, a faixa de frequência normalmente utilizada deve ser assumida a priori, o que geralmente leva a filtragem mais conservadora (ou seja, banda de passagem mais ampla) e maior contaminação por ruído.

Ainda que algumas desvantagens indicadas apresentem sérias interferências nas aquisições e o DAS necessite de mais aprimoramentos, a tecnologia já apresenta vantagens na cobertura e a possibilidade de utilizar a distribuição de rede de comunicação como grandes sensores sísmicos, além do aumento na resolução para imageamento de subsuperfície para diferentes fins.

4 MONITORAMENTO DO MACIÇO ROCHOSO UTILIZANDO DAS

A microssismicidade natural é um fenômeno sismológico de pequena magnitude que ocorre de forma contínua e difusa na crosta terrestre. A utilização do DAS em estudos de microssismicidade natural oferece uma amostragem espacial densa dos campos de ondas sísmicas, permitindo uma melhor resolução espacial, detecção de eventos microssísmicos e melhora significativa na relação sinal-ruído (*Signal to Noise Ratios* - SNR) com a largura de banda do espectro medido.

Conforme demonstrado por Hudson *et al.* (2021), a relação SNR indica a proporção entre a intensidade do sinal desejado e o nível de ruído presente nos dados. O DAS pode combinar os sinais registrados em diferentes pontos da fibra para melhorar a detecção e a qualidade dos eventos sísmicos reduzindo o impacto do ruído nos dados sísmicos, aumentando a intensidade do sinal em relação ao ruído de fundo. Essa melhoria na SNR é crucial para a detecção precisa de eventos microssísmicos de baixa magnitude, que podem ser facilmente mascarados pelo ruído ambiental. Com uma SNR aprimorada, o DAS torna-se uma ferramenta eficaz para identificar e analisar eventos sísmicos sutis e de pequena escala (Figura 2).

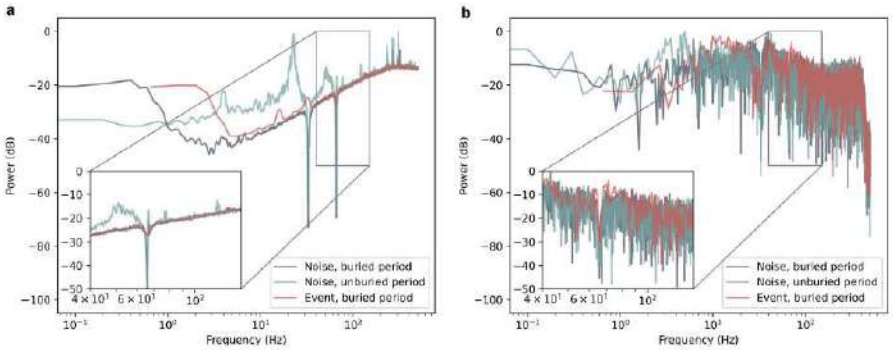


Figura 2 - Comparação dos espectros de eventos e ruídos para o DAS e geofones. (a) Espectro de eventos e espectros de ruído com fibra. (b) Espectro de eventos e espectros de ruído correspondentes aos mesmos períodos de tempo que o anterior, mas para um geofone colocado no final da fibra (Hudson *et al.,* 2021).

A Figura 2 apresenta os espectros de eventos e ruídos para o DAS e os geofones, tanto quando o cabo do DAS está enterrado quanto quando está desenterrado. A análise dos espectros mostra que o evento observado pelo DAS possui uma SNR mais alta em comparação com o espectro observado pelos geofones. Mesmo com a aplicação de um filtro em 66 Hz, o sinal no espectro do DAS permanece significativamente acima do nível de ruído, indicando uma SNR superior. O resultado ilustra a diferença na qualidade dos dados sísmicos obtidos pelo DAS em comparação com os geofones, destacando a capacidade do DAS de oferecer

uma SNR aprimorada devido à sua capacidade de empilhar múltiplos canais de medição. Essa melhoria na SNR é essencial para a detecção e análise eficaz de eventos microssísmicos de baixa magnitude, demonstrando a vantagem do DAS em fornecer dados de alta qualidade para estudos de microssismicidade natural.

A Universidade de Utah, utilizando um laboratório de campo subterrâneo dedicado a desenvolver e testar tecnologias em sistemas geotérmicos, realizou testes de monitoramento microssísmico utilizando fibra óptica (FORGE, 2022). Em uma análise prévia de dados abertos disponibilizados pela universidade (FORGE, 2022), a filtragem de banda permitiu a detecção de eventos microssísmicos durante a estimulação de poços em três etapas. Esses eventos foram registrados em outros poços de observação, indicando a ocorrência de atividade sísmica induzida pela injeção de fluido no poço (Figura 3).

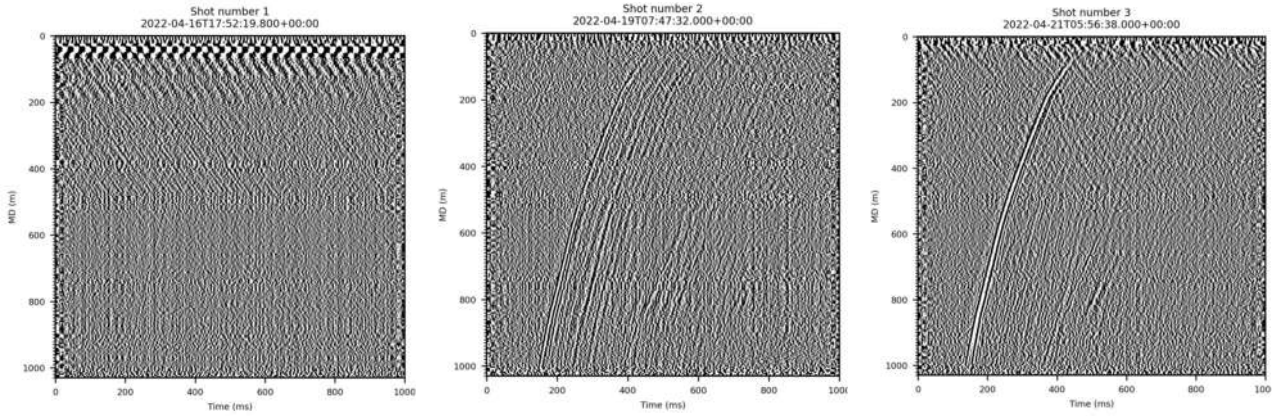


Figura 3 - Eventos registrados durante as três fases de estimulação do poço 16A (78) - 32 e monitoramento DAS pelo poço de observação 78A - 32 (FORGE, 2022).

Durante a estimulação do poço 16A (78) - 32, o poço de observação 78A-32 foi monitorado por meio da instalação do sistema de fibra óptica, permitindo a detecção e registro de eventos microssísmicos induzidos pela injeção de fluido e a interação com o maciço rochoso. Apesar dos benefícios do monitoramento no poço 78A-32, houve desafios na determinação precisa da profundidade e azimute dos eventos microssísmicos devido à configuração dos poços de observação. A detecção e catalogação dos eventos registrados no poço 78A-32 contribuíram significativamente para a compreensão da resposta sísmica do subsolo à estimulação hidráulica.

Na Universidade de São Paulo – USP, os pesquisadores do presente trabalho, estão iniciando os pesquisas utilizando a tecnologia DAS para futuras análises de caracterização de módulos elásticos e identificação de microssismos relacionados deslocamento de blocos no maciço rochoso de um túnel ferroviário. Os primeiros dados estão sendo gerados em testes de bancada e análises pontuais em campos de teste na universidade para o completo entendimento da tecnologia e desenvolvimento e proposta do melhor arranjo para aquisições em túneis e cavernas, uma vez que este tipo de trabalho é inédito no mundo. O trabalho está inserido no grupo de projeto Tunnel 4.0 – Aplicação de transformação digital na inspeção, monitoramento, análise e diagnóstico de túneis ferroviários.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS

Como brevemente discutido a tecnologia da fibra óptica apresenta grande potencial no monitoramento de vibrações, em especial microssismos, além de deformações estáticas e variações de temperatura. O objetivo principal foi apresentar o potencial de uma tecnologia de vanguarda, já largamente utilizada na indústria de óleo e gás, em fase inicial em minerações subterrâneas e com grande potencial para infraestrutura, no acompanhamento de estruturas civis e geotécnicas. Foram discutidas as vantagens e desvantagens até então conhecidas e exemplos recentes de monitoramento microssísmicos utilizando fibra óptica.

Novos estudos estão sendo realizados pelos autores. Os resultados esperados são a calibração e verificação de módulos elásticos em um maciço rochoso fraturado e a possibilidade da aplicação do estudo de blocos formados por descontinuidades. Os resultados esperados são a validação cruzada de módulos elásticos com dados sísmicos mais detalhados e contínuos obtidos pelo DAS e a aplicação da técnica DFN para maciços

revestidos, possibilitando a aplicação do monitoramento microssísmico com fibra óptica em estruturas como túneis e taludes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRA. (2023). *Acquisition de données géophysiques dans une galerie de grand diamètre*. Acesso em junho de 2023, disponível em https://www.youtube.com/watch?v=gegd-gMCgWs

BARTON, N. (2006). *Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy.* Taylor & Francis Group.

BOADU, F. (1997). Fractured rock mass characterization parameters and seismic properties- Analytical studies. *Journal of Applied Geophysics*, pp. 1-19.

BOIS, P., LA PORTE, M., LAVERGNE, M., & THOMAS, G. (1972). Well-to-well seismic measurements. *Geophysics, 3*, pp. 471-480.

DALEY, T., FREIFELD, B., AJO-FRANKLIN, J., DOU, S., PEVZNER, R., SHULAKOVA, V., . . . LUETH, S. (2013). Field testing of fiber-optic distributed acoustic sensing (DAS) for subsurface seismic monitoring. *The Leading Edge, 32*, pp. 699-706. doi:10.1190/tle32060699.1

DALEY, T., MILLER, D., FREIFELD, B., & DODDS, K. (2014). Results of Field Testing of Simultaneous DAS and Geophone VSP. *76th EAGE Conference & Exhibition.* Amsterdam.

DICKMANN, T. (2005). Seismic Prediction While Tunnelling In Hard Rock. *Annual Meeting of the German Geophysical Society.* Graz, Austria.

DOYEN, P. (October de 1988). Porosity from seismic data: A geostatistical approach. *Geophysics, 53*, 1263-1275.

DU TOIT, H., GOLDSWAIN, G., & OLIVIER, G. (2022). Can DAS be used to monitor mining induced seismicity? *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 155*. doi:https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2022.105127

EAID, M., KEATING, S., & INNANEM, K. (2020). Multi-parameter seismic elastic full waveform invertion with combined geophone and shaped fiberoptic cable data. *Geophysics*, pp. 1-64.

EATON, D., & DUSSEAEULT, M. (2013). Microseismic monitoring developments in hydraulic fracture stimulation. Em M. VAN DER BAAN, D. EATON, & M. DUSSEAEULT, *Effective and Sustainable Hydraulic Fracturing* (Vol. 1, p. 1074).

FARHADIROUSHAN, M., PARKER, T., & SHATALIN, S. (2009). *Patente Nº WO201013681OA2.*

FATEHNIA, M., HAYDEN, M., & LANDSCHOOT, M. (2015). Correlation between Shear Wave Velocity and SPT-N Values for North Florida Soils. *EJGE, 20*, pp. 1421-1430.

FORGE. (2022). *Geothermal Data Repository.* Disponível em: https://gdr.openei.org/submissions/1423. Acesso em: 18 de mar. 2024.

GIBOWICZ, S., & KIJKO, A. (1994). *An introduction to mining seismology.* Academic Press.

GOH, T., GHANI RAFEK, A., RAHIM SAMSUDIN, A., HARIRI ARIFFIN, M., & BAIZURA YUNUS, N. (2011). Rock Mass Geomechanical Characterization by Seismic Methods: Poisson's Ratio. *Sains Malaysiana, 40*(6), pp. 561-568.

HUDSON, T., BAIRD, A., KENDALL, J., KUFNER, S., BRISBOURNE, A., SMITH, A., . . . CLARKE, A. (2021). Distributed Acoustic Sensing (DAS) for Natural Microseismicity Studies: A Case Study From Antarctica. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 127*, pp. 10-19.

HULL, R., MEEK, R., BELLO, H., & MILLER, D. (2017). Case History of DAS Fiber-Based Microseismic and Strain Data, Monitoring Horizontal Hydraulic Stimulations Using Various Tools t Highlight Physical Deformation Processes (Part A). *Unconventional Resources Technology Conference, URTeC: 2695282*, pp. 1-13. Austin, Texas, USA. doi:10.15530/urtec-2017- 2695282

JOHANNESSEN, K., DRAKELEY, B., & FARHADIROUSHAN, M. (2012). Distributed acoustic sensing - A new way of listening to your well/reservoir. *SPE Intellignet Energy International.* Utrecht, Netherlands.

JOHANSSON, S., BEAUPRETRE, S., BOUE, A., & STORK, A. (2021). Distributed Acoustic Sensing for Detection of Defects in the Test Dam at Älvkarleby. *Energiforsk.*

JOHANSSON, S., BEAUPRETRE, S., MORDET, A., & STORK, A. (2022). Distributed Acoustic Sensing for Detection of Defects in the Test Dam at Älvkarleby – Phase 2. *Energiforsk.*

JOHANSSON, S., STORK, A., DAVID, A. M., & NYGREN, C. (2020). Fibre-optic distributed acoustic sensing for detection of seepage and internal erosion - Measurements in embankment dams. *Energiforsk* (Report 2020:682).

LAVOUÉ, F.; COUTANT, I.; BOUÉ, P.; PINZON-RINCON, L.; BRENGUIER, F.; BRONSSIER, R.; DALES, P.; REZAEIFAR, M.; BEAN, C.J. (2020). Understanding Seismic Waves Generated by Train Traffic via Modeling: Implications for Seismic Imaging and Monitoring. *Seismological Research Letters, 20*(20).

LINDSEY, N., MARTIN, E. R., DREGER, D. S., FREIFELD, B., COLE, S., JAMES, S. R., & BIONDI, B. (2017). Fibre-optic network observations of earthquake wavefields. *Geophysical Research Letters, 11*(44), pp. 792-799.

MAXWELL, S., & URBANCIC, T. (February de 2005). The Potential Role of Passive Seismic Monitoring for Real-Time 4D Reservoir Characterization. *SPE - Reservoir Evaluation & Engineering, 8*(1), 70-76.

PARKER, T., SHATALIN, S., & FARHADIROUSHAN, M. (2014). Distributed Acoustic Sensing – a new tool for seismic applications. *First Break, 32*, pp. 1-9.

RODRIGUES, C., PAULA, A., & DIAS, L. (2020). Interferometria sísmica passiva para o monitoramento de barragens. *Boletim SBGF, 112*.

SATTEL, G., SANDER, B. K., AMBERGF, F., & KASHIWA, T. (1996). Predicting ahead of the face – tunnel. *Tunnels and Tunnelling*, pp. 24-30.

SPIKES, K., TISATO, N., HESS, T., & HOLT, J. (2018). Comparison of geophone and surface-deployed das seismic data. *Geophysics*, pp. 1-19.

TAIOLI, F. (1999). Comportamento elástico dinâmico da Formação São Paulo. *Revista Brasileira de Geociências*, 29, pp. 657-662.

TRUDENG, T., GARCIA-TEIJEIRO, X., RODRIGUEZ-HERRERA, A., & KHAZANEHDARI, J. (2014). Using Stochastic Seismic Inversion as Input for 3D Geomechanical Models. *International Petroleum Technology Conference.* Doha, Qatar.

URBANCIC, T., & TRIFU, C. (2000). Recent advances in seismic monitoring technology at Canadian mines. *Journal of Applied Geophysics*, pp. 225-237.

VERDON, J. P., HORNE, S., CLARKE, A., STORKA.L., BAIRD, A., & KENDALL, J. (2020). Microseismic monitoring using a fibre-optic Acoustic Sensor (DAS) array. *Geophysics*, 3, pp. 89-99. doi:10.1190/geo2019-0752.1

WATANABE, T., & SASSA, K. (1996). Seismic Attenuation Tomography and its Application to Rock Mass Evaluation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., 33*, pp. 467-477.

XIA, J., MILLER, R. D., & PARK, C. B. (1999). Estimation of near-surface shear-wave velocity by inversion of Rayleigh waves. *Geophysics, 64*, pp. 691-700.

XU, N., LI, T., DAI, F., LI, B. Z., & YANG, D. (2015). Microseismic Monitoring and Stability Evaluation for the Large Scale Under- ground Caverns at the Houziyan Hydropower Station in Southwest China. *Engineering Geology, 188*(2015), pp. 48-67. doi:10.1016/j.enggeo.2015.01.020

XU, N., TANG, C., LI, L., ZHOU, Z., LIANG, Z., & YANG, J. (2011). Microseismic monitoring and stability analysis of the left bank slope in Jinping first stage hydropower station in southwestern China. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*(48), p. 950-963. doi:10.1016/j.ijrmms.2011.06.009

ZHAO, Y., YANG, T., ZHANG, P., XU, H., ZHOU, J., & YU, Q. (2019). Method for Generating a Discrete Fracture Network from Microseismic Data and its Application in Analyzing the Permeability of Rock Masses: a Case Study. *Rock Mechanics and Rock Engineering*(52), pp. 3133-3155. doi:10.1007/s00603-018-1712-x

XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/794

Estimativa de Tensão a partir do Campo de Deslocamentos e Deformações utilizando a Técnica de Correlação de Imagem Digital (DIC)

Júlio de Oliveira França Barbosa
Mestrando em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, julio.barbosa7@hotmail.com

Marina Bellaver Corte
Professora Assistente, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, marina@puc-rio.br

Alexandr Khemchuzhnikov
Pesquisador, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, alx.zhm@gmail.com

Raquel Quadros Velloso
Professora Adjunta, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, raquelvelloso@puc-rio.br

RESUMO: A técnica de Correlação Digital de Imagem ou *Digital Image Correlation* – DIC consiste em um método óptico que rastreia a movimentação de determinado objeto ou área por meio de algoritmos que buscam averiguar as modificações entre as imagens após determinado evento, seja em escala microscópica ou macroscópica. A partir da imagem captada, a área de interesse é definida para a obtenção dos subconjuntos (subsets), após a seleção, o cálculo dos deslocamentos é realizado através de software específico, correlacionando os subconjuntos de uma imagem-referência com os subconjuntos das imagens seguintes e, através desses deslocamentos, as deformações são calculadas. A proposta deste artigo é explorar a técnica de DIC na realização do ensaio de Compressão Uniaxial Simples no Arenito Aberto da Formação Botucatu para realizar a retroanálise de tensões, obtendo os campos de deslocamentos e, consequentemente às deformações e, desta maneira, prever às tensões aplicadas ao material. Os resultados obtidos apresentaram uma acurácia inferior ao esperado pois as deformações foram muito pequenas em relação à área de estudo do corpo de prova, impedindo assim a estimativa de tensão.

PALAVRAS-CHAVE: *Digital Image Correlation*, Ensaio não destrutivo, Análise de tensões, Arenito da Formação Botucatu.

ABSTRACT: The Digital Image Correlation or Digital Image Correlation – DIC technique consists of an optical method that tracks the movement of a certain object or area through algorithms that seek to investigate the changes between images after a certain event, whether on a microscopic or macroscopic scale. From the captured image, the area of interest is defined to obtain the subsets (subsets), after selection, the calculation of displacements is carried out using specific software, correlating the subsets of a reference image with the subsets of the following images and, through these displacements, the deformations are calculated. The purpose of this article is to explore the DIC technique in carrying out the Simple Uniaxial Compression test on the Open Sandstone of the Botucatu Formation to perform stress retroanalysis, obtaining the displacement fields and, consequently, the deformations and, in this way, predicting the applied stresses to the material. The results obtained were less accurate than expected because the deformations were very small in relation to the area of study of the specimen, thus preventing the estimation of stress.

KEYWORDS: Digital Image Correlation, Non-destructive testing, Stress analysis, Botucatu Formation Sandstone.

1 INTRODUÇÃO

Durante realizações de ensaios de laboratório, as deformações oriundas de cargas aplicadas é uma das principais informações a serem adquiridas. O uso de extensômetros de resistência elétrica, conhecido como strain gages, é confiável e garante resultados satisfatórios quando aplicado em medições locais ou com baixo gradiente de deformação. Entretanto, para a obtenção de informações com altos gradientes de deformação faz-se a necessidade do uso de extensômetros com dimensões muito reduzidas. Ainda assim, sua limitação acaba contribuindo por fornecerem informações de deformações em pontos intrínsecos apenas.

Uma das formas de superar a limitação dos strain gages é através da utilização de técnicas ópticas. A obtenção de medidas e o aperfeiçoamento da fotogrametria ao longo dos anos, permitiu o surgimento da Correlação Digital de Imagem ou *Digital Image Correlation* – DIC, um dos campos da fotogrametria, nos Estados Unidos, com capacidade de registrar deformações tanto no plano (2D) quanto em três dimensões (3D). A técnica foi criada na década de 80 e vem recebendo notoriedade por conta da capacidade de aquisição e tratamento de imagens.

A Correlação Digital de Imagem é definida como um método óptico que rastreia a movimentação de determinado objeto ou área, por meio de algoritmos, que buscam averiguar as modificações entre as imagens após determinado evento, seja em escala microscópica ou macroscópica (MCCORMICK; LORD, 2010).

A principal função da técnica é capturar imagens e processar a partir de um software específico. As fotos são tiradas durante a realização de um carregamento e/ou descarregamento e, a partir do conhecimento dos campos de deslocamentos de pontos reproduzidos na face da amostra, é possível determinar os campos de deformações sofridas. A popularidade da técnica ganhou destaque em diversas áreas de conhecimento e que comprovam a validade da técnica quanto utilizada para medir os campos de deformações. Contudo, existe uma necessidade de restrição quanto a sua aplicação a ambientes com níveis de ruídos e vibrações.

Com a disseminação da técnica, principalmente quando se trata do monitoramento de desempenho das estruturas, houve o crescimento de uso em inúmeros âmbitos. Pode-se citar alguns exemplos da aplicação do método, como na detecção de tensão no processo de secagem da madeira (Chai, 2023) ou aplicação na avaliação do comportamento do concreto reforçado com fibras de aço – CRFA (Oliveira, 2018) ou análise das contribuições de diferentes mecanismos na resistência à força cortante de vigas de concreto (Resende, 2019), ou ainda, o uso da técnica para estudos em ensaios em escala reduzida de corrida de lama (Sakano, 2018).

Para este trabalho, além da aplicação da técnica sob o viés de mecânica das rochas, cenário ainda pouco encontrado na literatura, trará também aqui, a validação da técnica para os estudos em rochas. O objetivo deste trabalho é explorar a técnica de DIC na realização do ensaio de Compressão Uniaxial Simples no Arenito Aberto da Formação Botucatu.

2 METODOLOGIA

A metodologia conta com seis etapas que serão descritas abaixo, que vão desde a retirada dos testemunhos em blocos de rochas em laboratório até o processamento das imagens obtidas a partir da técnica do DIC.

2.1 Materiais

O Arenito da Formação Botucatu utilizado nesta pesquisa é proveniente da porção central paulista e do centro leste paranaense marcando, em conjunto com os basaltos da Formação Serra Geral, os limites das encostas da Bacia Sedimentar do Paraná, dos planaltos da região e do relevo de elevados platôs. A Formação Botucatu (Jurássico, Bacia do Paraná) é composta de um depósito eólico e constituída, em sua maioria, por arenitos quartzosos permeáveis e porosos (MONTANHEIRO *et al.*, 2011).

Os arenitos da Formação Botucatu mostram uma ótima relação entre a porosidade e permeabilidade, além de pequena porcentagem de material argiloso e de composição predominantemente quartzosa (CAETANO-CHANG *et al.*, 1992). Devido sua característica, ela é muito adequada para conter fluidos. Os blocos em questão, foram adquiridos junto a empresa Inartec e coletados de frente de pedreira localizada na cidade de Jacarezinho, no estado do Paraná. Os ensaios realizados por Pires (2023) apresentam o Arenito Aberto com resistência à compressão uniaxial de 41,5 MPa e Módulo de Young de 13,3 ± 0,42 (GPa), tais valores serão utilizados como referência neste artigo.

2.2. Métodos

2.1.1. Preparação do corpo de prova

A primeira etapa se trata da retirada de testemunhos de rocha, para este caso, Arenito Aberto da Formação Botucatu em blocos que apresentavam dimensões aproximadas de 30 x 30 x 60 cm, conforme ilustrado na Figura 1, provenientes da Bacia do Paraná, do período Jurassico-Cretaceo, formada em ambiente deposicional eólico de natureza continental (Milani *et* al., 2007).

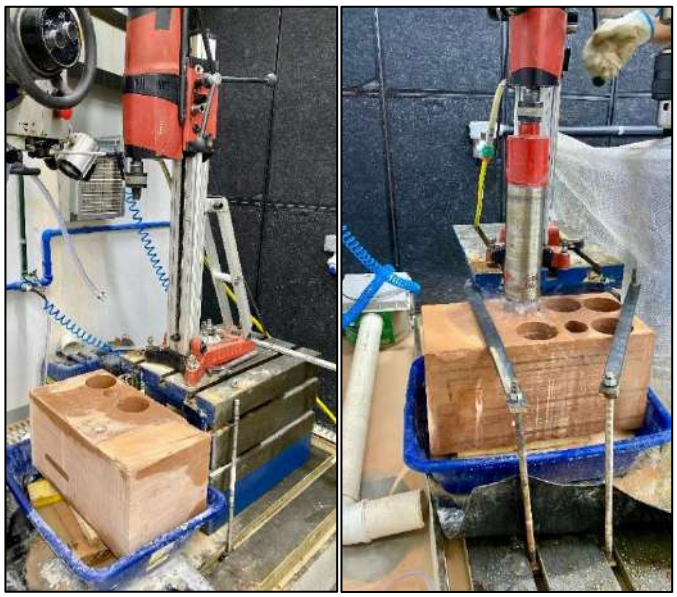


Figura 1. Retirada dos testemunhos de Arenito da Formação Botucatu.

Na segunda etapa, é realizado o corte dos corpos de prova em formato prismático, de aproximadamente, 150 mm de altura e 75 mm de largura, como mostrado na Figura 2. Além do corte em formato prismático, foi realizado também o faceamento da amostra para que a superfície em contato com o atuador esteja o mais regular possível. O formato prismático da amostra é necessário para a análise dos ensaios através de DIC. Após a preparação das amostras, são realizadas medidas dos corpos de prova para determinações das dimensões finais, utilizadas como dados de entrada no processamento das imagens no software da *Correlated Solutions*.

Figura 2. Corte do corpo de prova em formato prismático.

A terceira etapa corresponde à preparação do corpo de prova para a aquisição externa, como apresentado na Figura 3. Nesta etapa, é realizada a fixação de um extensômetro que medirá as deformações elásticas geradas pela compressão durante o ensaio de compressão simples.

Figura 3. Instrumentação do corpo de prova – Strain gauges.

E por fim, a superfície a ser analisada pela técnica DIC é preparada na quarta etapa. A Figura 4 mostra a superfície do corpo de prova com pintura branca cuja função é uniformizar o fundo a ser captado e, em seguida, a realização dos pontos pretos espaçados aleatoriamente (para o uso do DIC). A realização desses pontos permitirá a obtenção dos campos de deslocamentos e deformações a partir dos registros das imagens ao longo de todo o ensaio.

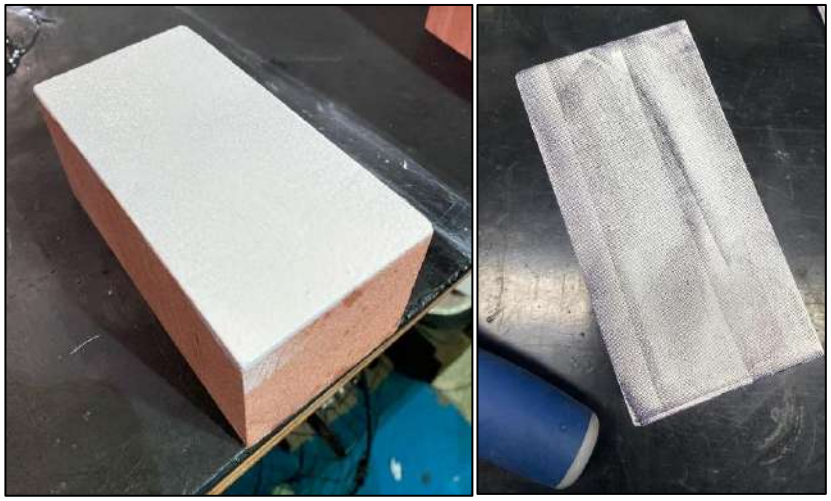


Figura 4. Pintura e realização dos pontos pretos (*speckels*) – Strain gauges.

Após a realização das 4 etapas inicias, é montado o ensaio. Nesta etapa, é utilizada uma câmera posicionada ortogonalmente à superfície do objeto em análise, sempre mantendo a câmera fixa em relação ao objeto (corpo de prova). As imagens dos pontos pretos são registrados ao longo do ensaio e transferidas para um software de tratamento e análise das imagens, que correlaciona as intensidades de luz das várias sub-regiões (*subsets*) que formam as imagens.

A técnica objetiva determinar a média dos deslocamentos dos centros das subáreas de análise entre as imagens inicial e final. O deslocamento é determinado quando uma sub-região da imagem não deformada (primeira) é identificada na imagem deformada (segunda). Tal identificação é obtida pelo uso de algoritmos

que procuram pela melhor correlação entre as distribuições de intensidades de luz (ou níveis de cinza) dos pixels contidos nas subáreas das imagens antes e depois do carregamento.

A Figura 5 apresenta a configuração básica dos equipamentos necessários para a aquisição de imagens para uma análise de correlação em duas dimensões. O sistema de aquisição é constituído por uma câmera profissional de 30 Megapixels de resolução, com zoom aplicado ao máximo. Para a análise de correlação das imagens foram utilizados os equipamentos e softwares fornecidos pela *Correlated Solutions*. Além disso, foram utilizados um computador para aquisição externa referente ao strain gages utilizado na amostra.

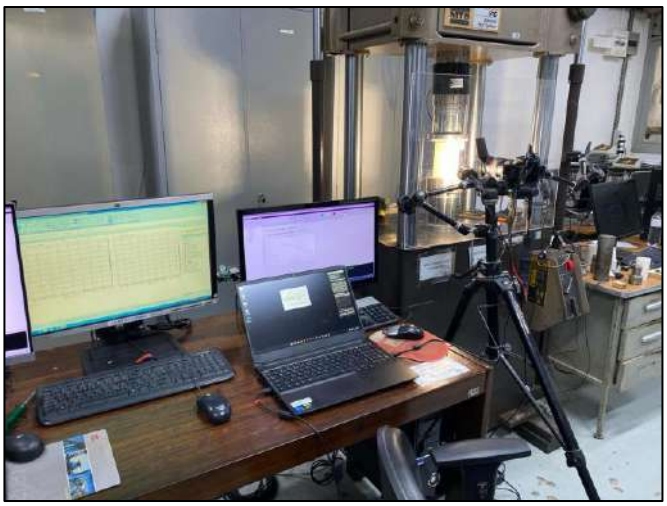


Figura 5. Configuração de ensaio.

Mesmo existindo uma evolução quanto os equipamentos e softwares em uso no DIC, alguns cuidados devem ser tomados e controlados durante a realização para a maior acurácia. Dentre os principais cuidados, pode-se indicar o tamanho dos pontos pretos, iluminação, zoom, foco, tamanho dos subconjuntos de pixels que serão correlacionados, quantidade de fotos e entre outros.

2.2.1 Realização do UCS

A aplicação da técnica DIC foi realizada no ensaio de compressão uniaxial ou simples (UCS) que corresponde a compressão produzida, a partir da aplicação de uma carga normal à direção axial do corpo de prova. Para a determinação dos parâmetros de resistência das rochas em função do carregamento uniaxial de compressão é realizado o ensaio de UCS – Resistência à Compressão Uniaxial.

Os ensaios foram realizados seguindo as sugestões da ASTM (ASTM, 2014) em uma máquina de ensaios em rochas da marca *MTS Systems Corporation*, modelo 810, com capacidade de carga compressional de 1 kN, pertencente ao Laboratório de Estruturas e Materiais da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio.

O ensaio realizado atingiu uma tensão máxima de 10 MPa, considerando 40% da carga última de ruptura. O procedimento realizado no ensaio é descrito a seguir, cabe ressaltar que o valor de referência da resistência à compressão uniaxial utilizado para o arenito foi de 41,5 MPa (Pires, 2023).

a. Carregamento com controle de força axial até 51,7 kN, com uma taxa de 0,02 mm/min;
b. Descarregamento até 0 kN com uma taxa de 0,05 mm/min.

Os resultados do ensaio serão apresentados no próximo item principal.

2.2.2 Processamento das Imagens

Os softwares utilizados para tratamento e análises das imagens foram o image J (para mudança de formato e agrupamento das fotos em formato .tif). Após a integração das imagens, é realizado a exportação diretamente para o VIC-2D 2010, onde é feito o processamento das imagens do corpo de prova avaliado.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As Figuras 6 e 7 mostram a curva tensão *versus* deformação obtidas nos ensaios de compressão uniaxial realizados no arenito aberto por meio da aquisição externa, oriundo do strain-gauges e o resultado do processamento da imagem por meio do software utilizado, respectivamente.

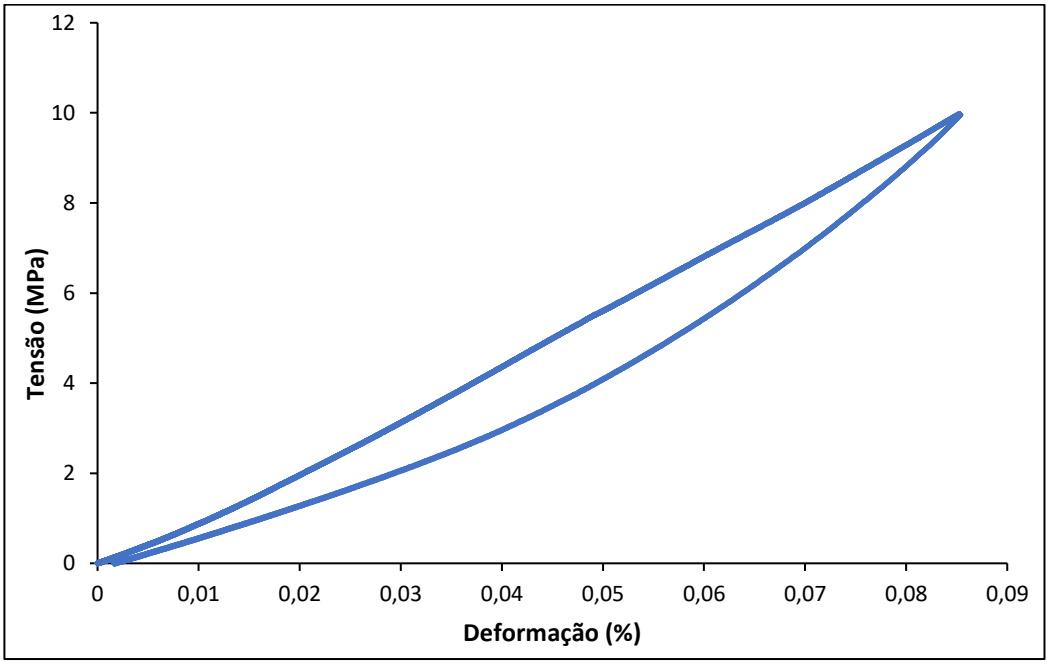


Figura 6. Curva tensão x deformação

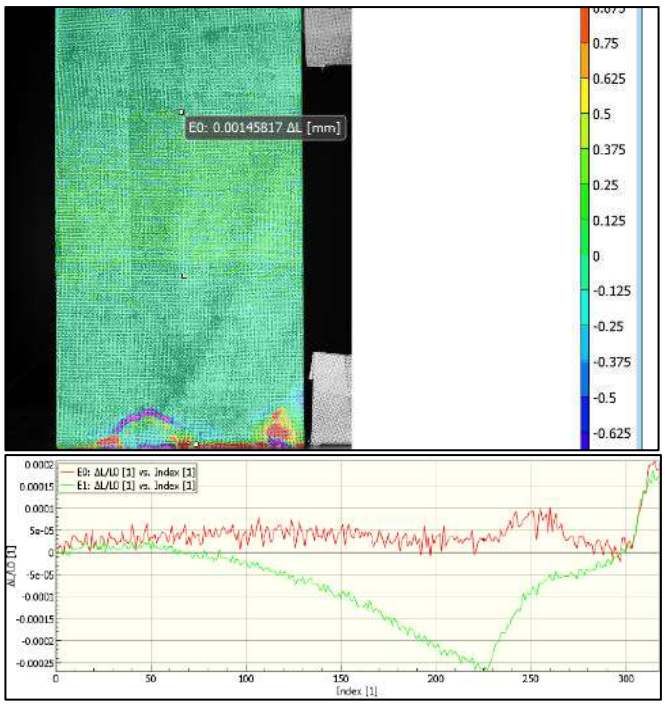


Figura 7. Resultado do ensaio.

A partir do ensaio realizado foi possível a obtenção do diagrama de tensões e deformações, conforme a Figura 6, que apresenta o gráfico oriundo do strain gages. A ordem da deformação obtida no strain gage foi de 0,085% para a tensão máxima aplicada, o que corresponde a um valor máximo de 0,045 mm de deformação em todo corpo da amostra. Por meio da técnica do DIC, a resolução de medida da câmera para a visualização

dos deslocamentos foi na ordem de 0,02 mm/pixel quando aplicado em toda a amostra. O que implica na não possibilidade de comparação entre as duas técnicas utilizadas.

Como também resultado proveniente do strain gages real foi possível também encontrar o módulo de Young da amostra a partir do gráfico de tensão *versus* deformação, por meio do trecho de reta virgem a partir de médias de intervalos de tensões resultando em um valor médio de 12,18 GPa. O valor do módulo de Young obtido também ficou muito próximo à literatura como esperado.

Desta maneira, devido a resolução insuficiente do DIC não foi possível comparar com os resultados obtidos pelo strain gages porque o resultado do processamento do DIC apresentou apenas uma tendência do resultado obtido quando comparado com o strain gages, mostrando que a resolução não foi suficiente para o acompanhamento dos deslocamentos do corpo de prova.

Com o avanço da tecnologia ou com o uso de uma ou mais câmeras com resolução ainda maior, permitirá o mapeamento em escala plausível à comparar com o uso do strain gages. Sendo assim, as deformações se mostraram pequenas demais para o padrão de imagem existente, o que não permitiu estimar a tensão.

4 CONCLUSÕES

O método de metrologia DIC é uma ferramenta óptica não destrutiva e não invasiva, ou seja, não há contato direto ou destruição do elemento em estudo, que por meio de um conjunto de imagens é capaz de realizar o mapeamento dos campos de deslocamentos e deformações. A técnica basicamente, estabelece a correlação entre vários pontos da superfície obtidas no registro da imagem, e com uso de um algoritmo de correlação, faz-se a relação entre as fotos, antes e após o ensaio.

A técnica possui uma configuração barata e acessível, com simples execução e manutenção, que pode ser utilizada em diferentes materiais e situações, em espaço e tempo, bem como, mesmo com a influência externa, no caso da variação de luminosidade no ambiente, trazer resultados consistentes. Além de, acompanhar a evolução cronológica do ensaio e fazer uso de strain gages virtuais e obter informações em diferentes ângulos. A Correlação Digital de Imagem ganhou notoriedade em diversos cenários devido a medição precisa, como na biomedicina, engenharia, metalurgia e, até mesmo, na produção de novos materiais utilizados na medicina.

Viu-se por meio do ensaio realizado que para a comprovação da técnica, a continuidade do avanço da tecnologia contribuirá para a possibilidade de maiores resoluções que permitirá não apenas apresentar uma tendência de comportamento do material, mas também, comparar com métodos usualmente utilizados hoje em dia.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International (2016). ASTM. D3967: *Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens.*

CAETANO-CHANG, M.R.; WU, F.T. *Bacia do Paraná: Formações Piramboia e Botucatu***.** IN: Congresso Brasileiro de Geologia, 37. São Paulo. Roteiro de excursão São Paulo: Sociedade Brasileira de Geologia, 1992, n.2, p.1-19.

CHAI et al. (2023). *Digital Image Correlation Method for detecting Strain in wood drying process.* Bio Resources 18(2), 4143-4152.

ISRM, 1978 – Suggested Methods for determining tensile strength of rock materials.

ISRM, *ISRM suggested method for the complete stress-strain curve for intact rock in uniaxial compression.* International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 36: p.279- 289. 1999.

KEMPNY, Marcin. *Digital Image Correlation – Method Development, Scope, Principle Functioning, and Future Goals*. Journal of Mettalic Materials., 2022, 74 (3-4), p. 30-41.

MCCORMICK, N.; LORD, J. *Digital Image Correlation*. Materials Today, v. 13, n. 12, p. 52–54, 1 Dez. 2010.

MILANI E.J., MELO J.H.G., SOUZA P.A., FERNANDES L.A. e FRANÇA A.B. *Bacia do Paraná*. Boletim de Geociências da Petrobras, 15(2):265-287. 2007.

MONTANHEIRO, T. J., ARTUR A. C., MONTANHEIRO F., NEGRI F. A., GESICKI A. L., BOGGIANI P. C. *Investigação Tecnológica de arenitos silicificados da Formação Botucatu (NE do Paraná) para uso como rocha de revestimento*. São Paulo, UNESP, Geociências, v. 30, n. 2, p. 237-251, 2011.

PIRES, B.P. *Estudo Experimental do Comportamento Mecânico da Interface Rocha-Pasta de Cimento para Integridade de Poços*. Rio de Janeiro, 2023. 196 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio., 2023.

SAKANO, Victor Keniti et al. *Uso da técnica Digital Image Correlation (DIC) para estudos em ensaios em escala reduzida de corrida de lama*. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2018. Salvador, Bahia, Brasil.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/795

Plano de Monitoramento, Inspeções e Manutenção de dois Túneis de Passagem de Gasodutos do Brasil

Ana Paula Mikos
Engenheira Civil Geotécnica, NTS, Rio de Janeiro, Brasil, ana.mikos@ntsbrasil.com

Matheus Braz de Souza Viana
Geólogo, NTS, Rio de Janeiro, Brasil, matheus.viana@ntsbrasil.com

Clara Emoingt Farias
Estudante de Geologia, NTS, Rio de Janeiro, Brasil, clara.farias@ntsbrasil.com

RESUMO: Os túneis são estruturas subterrâneas construídas para transporte, seja ele de pessoas, como túneis rodoviários, ferroviários e metroviário, ou de cargas e materiais, como água, esgoto, gás, entre outros. Os túneis do GASTAU e do GASDUC III são túneis construídos para a passagem de gasodutos em regiões de terreno acidentado. O objetivo do presente artigo é apresentar o histórico de ambos os túneis e descrever as atividades de recuperação e manutenção que foram executadas a partir de 2017, ano em que os túneis passaram a ser ativos da Nova Transportadora do Sudeste (NTS). Além disso, também é apresentado o Plano de Monitoramento, Inspeção e Manutenção dos túneis com as principais atividades que vêm sendo realizadas nos últimos anos. Atualmente os túneis contam uma programação de inspeções e instrumentação geotécnica automatizada nos dois túneis, além de monitoramentos de meteorologia, InSAR e escaneamento a laser 3D.

PALAVRAS-CHAVE: Túneis, Gasodutos, Manutenção.

ABSTRACT: The tunnels are underground structures built for transportation for people, such as road, railway, and subway tunnels, or for goods and materials, such as water, sewage, gas, among others. The GASTAU and GASDUC III tunnels are tunnels built for the passage of gas pipelines in regions with rough terrain. The paper aims to present the history of both tunnels and describe the recovery and maintenance activities that have been carried out since 2017, the year in which the tunnels became assets of Nova Transportadora do Sudeste (NTS). Additionally, the Monitoring, Inspection, and Maintenance Plan of the tunnels are also presented, outlining the main activities that have been carried out in recent years. Currently, the tunnels have a schedule of inspections and automated geotechnical instrumentation in both tunnels, as well as meteorological monitoring, InSAR, and 3D laser scanning.

KEYWORDS: Tunnels, Pipelines, Maintenance.

1 INTRODUÇÃO

As faixas de gasoduto de transporte de gás natural da Nova Transportadora do Sudeste – NTS, conectam os estados mais industrializados do Brasil (São Paulo, Rio de Janeiro e Minas Gerais). Em alguns trechos, os dutos passam por regiões de relevo acidentado, sendo necessária a passagem destes por túneis.

Os túneis do GASTAU e do GASDUC III constituem os ativos da NTS. O túnel do GASTAU tem aproximadamente 5,2 km e foi construído com o objetivo de transpor a Serra do Mar. O seu trecho inicial foi realizado em NATM e na sequência TBM. O seu emboque é no município de Caraguatatuba-SP (aproximadamente na cota 60 m) e seu desemboque em Paraibuna-SP, através de um poço vertical, que permite ao duto sua subida até a cota 700 m, aproximadamente.

Outro túnel da NTS é o GASDUC III que tem aproximadamente 3,8 km de extensão, e é situado no município de Cachoeiras de Macacu-RJ. O túnel foi escavado a fogo simultaneamente pelos dois emboques, sendo adotada seção arco retângulo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Metodologias Executivas para Escavação de Túneis

O método NATM – *New Austrian Tunneling Method*, também denominado SEM – *Sequencial Excavation Method*, é aplicado quando o maciço não apresenta resistência e suporte para uma escavação total, e por isso é necessário ser escavado em etapas. Os estágios intermediários de escavação são apoiados conforme necessário no próprio material da seção, e a próxima porção é escavada gradativamente até que toda a seção transversal seja concluída. As seções são arredondadas, por serem mais eficientes na distribuição de tensões ao redor da abertura (FHWA, 2015). Geralmente em túneis NATM são necessários dados geotécnicos e análises mais abrangentes para prever o comportamento e classificar as condições do solo e os sistemas de suporte ao solo em quatro ou cinco categorias com base no comportamento (FHWA, 2010).

A metodologia *Drill and Blast*, também denominada escavação de rocha a fogo, consiste na utilização de explosivos e detonações sistemáticas. O desmonte de rocha D&B é composto por etapas distintas que, ordenadamente, formam um ciclo de escavação, considerando: instalação de enfilagens; execução dos furos exploratórios, com eventual aplicação de calda de cimento; perfuração da frente de escavação; carregamento dos furos com explosivos e detonação; ventilação e limpeza do túnel; instalação das cambotas metálicas e aplicação do concreto projetado e medição dos deslocamentos (FHWA, 2010). O método D&B também pode ser utilizado em conjunto com o método NATM. Normalmente são escavados em formato de ferradura para proporcionar um arco sobre a abertura (FHWA, 2015).

A escavação pelo método TBM (*Tunnel Boring Machine*) consiste em uma máquina com uma cabeça e discos de corte rotativa que escava mecanicamente rochas com uma abertura circular de tamanho fixo. No Brasil, o TBM também é conhecido como “tatuzão”. As características da rocha apresentam grande influência na escolha das ferramentas e das configurações da máquina. Em rochas brandas, o TBM é projetado para equilibrar as pressões do terreno e da água subterrânea na face escavada, o que ajuda a minimizar as perdas de material e recalques, reduzindo danos potenciais a estrutura. A parte atrás da cabeça de corte, denominada escudo, que suporta os esforços do terreno até que os segmentos pré-moldados sejam colocados dentro do escudo, juntamente com a injeção de calda de cimento ou pedregulho para preenchimento dos vazios. O TBM avança com o auxílio de macacos hidráulicos, que empurram a frente contra os anéis dos segmentos pré-moldados do revestimento montado. Em rochas duras, os TBM são projetados para realizar o corte rapidamente sem o uso dos escudos, geralmente sem o equilíbrio de forças provenientes da frente de escavação, uma vez que rochas duras são mais estáveis e estanques (FHWA, 2015).

2.2 Tratamentos em Túneis

Os principais tratamentos aplicados em túneis são: concreto projetado, cambotas metálicas, ancoragens ou tirantes e enfilagens. O concreto projetado normalmente é aplicado juntamente com fibras ou instalado com tela metálica, e é aplicado para promover o confinamento do maciço em pontos localizados, ou ao longo do túnel (ATS, 2020).

As cambotas são elementos estruturais de suporte e podem ter perfil metálico ou ser treliçadas. A geometria da cambota também tem a função de funcionar como guia para execução das enfilagens. As cambotas são normalmente utilizadas juntamente com o concreto projetado, que deve preencher os vazios entre a cambota e a superfície do túnel escavado (FWHA, 2015).

As ancoragens ou tirantes são utilizadas em regiões com falhas e descontinuidades, normalmente combinados com concreto projetado e tela metálica (ATS, 2020). As ancoragens são utilizadas tanto como pré-suporte, como elementos permanentes.

As enfilagens são dispositivos metálicos tubulares instalados na abóboda do túnel formando um leque acima da geratriz superior. Os tubos interagem entre si e são ancorados no maciço imediatamente a frente da escavação do túnel. As enfilagens são utilizadas como pré-suporte e suportes para avanços na frente de escavação do túnel. Devido a necessidade de serem instaladas sobrepostas, as enfilagens são instaladas sub-horizontalmente (ATS, 2020).

3 TÚNEL DO GASTAU

O túnel de passagem do GASTAU foi construído para transpor a Serra do Mar. O GASTAU é parte integrante do gasoduto que transporta o gás proveniente do campo Mexilhão, que é processado e armazenado em Caraguatatuba, e transportado para Taubaté, ambos no Estado de São Paulo. O emboque do túnel está localizado no município de Caraguatatuba, na cota 62 m, com extensão aproximada de 5.200 m, e inclinação de 3%. No final do túnel existe um poço vertical com cerca de 540 m de extensão, que atinge a região do planalto, no município de Paraibuna, também no Estado de São Paulo. A cobertura máxima do túnel é de 600 m, no trecho final. Atualmente o túnel contém um duto de gás de 28 polegadas (GASTAU), e dois dutos de óleo de 8 polegadas. O acesso ao longo do túnel é feito através de um veículo sobre trilhos.

Para construção do túnel foram utilizadas duas metodologias. Nos primeiros 282 m, a partir do emboque, foi utilizado a escavação convencional pelo método NATM com dimensão de 7,2 m. O revestimento utilizado foi concreto projetado com uso de enfilagens, quando necessário.

O trecho subsequente foi executado com TBM (*Tunnel Boring Machine*), com tuneladora de escudo duplo (*Double Shield Tunnel Boring Machine*: DS TBM). O diâmetro interno a seção é 5,40 m, o diâmetro da escavação é de 6,16 m e o revestimento de concreto pré-moldado com 25 cm de espessura. No espaço vazio entre a escavação e o revestimento foi preenchido com pedregulho através da abertura dos segmentos para auxiliar na drenagem. A Figura 1 apresenta uma seção esquemática do Túnel do GASTAU.

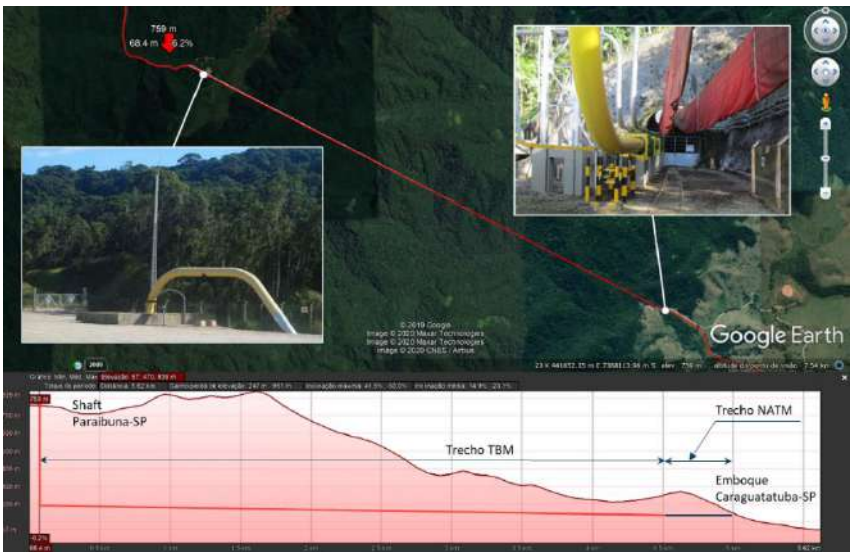


Figura 1. Seção esquemática do Túnel e Shaft do GASTAU

Na Figura 2 são apresentadas fotos dos trechos internos do túnel, o trecho inicial em NATM, o trecho final executado com TBM e o trecho final com a subida do gasoduto pelo Shaft.

(a) (b) (c)

Figura 2 Túnel do GASTAU.
Legenda: (a) Trecho em NATM. (b) Trecho em TBM. (c) Subida do duto no final do túnel.

Como o túnel não apresenta uma saída, a tuneladora TBM ficou mantida no final do túnel. Desse modo, o túnel do GASTAU é considerado espaço confinado, e para acesso é necessário treinamentos e exames, além do funcionamento da ventilação, iluminação e comunicação via rádio no interior do túnel.

O acesso ao túnel é realizado por um veículo sobre trilhos com auxílio de baterias, ou a pé para lateral oposta aos dutos. Na região central do túnel (entre os trilhos) existe uma canaleta de água, que direciona as águas de infiltração do túnel para o seu exterior.

3.1 Caracterização Geológica-Geotécnica

A geologia do traçado do túnel do GASTAU apresenta três diferentes unidades geológicas distintas: granítico/gnáissica, milonítica e diabásica (em forma de diques). A primeira unidade é a predominante, e em áreas perturbadas (tecnonizadas) ocorrem os milonitos que se caracterizam por zonas deformadas, de menor resistência e contendo descontinuidades abertas e como consequência maior percolação de água em profundidade. O mesmo efeito é provocado pelos diques de diabásio que se inserem em regiões pré-fraturadas.

A área do emboque do GASTAU situa-se justamente na transição entre dois compartimentos geomorfológicos do terreno, sendo eles o sopé da escarpa da Serra do Mar e as áreas de planície ou baixadas, dominantemente constituídas por depósitos aluvionares. No trecho inicial do túnel, o maciço sofreu forte processo de intemperismo encontrando-se em forma de solos maduros e solos jovens (solos saprolíticos),

No entorno da área do shaft foi observado que a região do platô foi assentada sobre solo residual, com alguma espessura de aterro. Nas regiões mais íngremes dos taludes dos morros, ainda que de acesso restrito, em favor da segurança, entende-se que existam depósitos coluvionares, migrando para aluvionares, principalmente na margem do vale no qual está instalado canal meandrante, interligado à Represa de Paraiubuna.

3.2 Inspeções e Manutenções Realizadas

Em 2019 foram realizadas inspeções geotécnicas por especialistas em túneis para identificação de anomalias e passivos estruturais. Nas inspeções foram identificados problemas como: pequenos desplacamentos no concreto projetado, deslocamentos entre aduelas (juntas), surgência de água, revestimento com marcas de umidade, infiltração entre juntas, presença de material avermelhado carreado, trechos com muita infiltração com grande deposição de material esbranquiçado, cabeça dos tirantes não revestidas

No ano de 2022 foi realizada a readequação da infraestrutura do túnel, como a ventilação, comunicação e locomoção, que é realizada através de um veículo sobre trilhos. Neste mesmo ano também foi realizada uma nova inspeção para atualização e confirmação dos passivos do túnel.

A mitigação dos passivos foi realizada em 2023, sendo que as principais atividades realizadas consistiram em injeção de resina, proteção de corrosão da cabeça dos tirantes e adequação do sistema de drenagem interna com DHPs (drenos horizontais profundos), conforme apresentado na Figura 3.

(a) (b)

Figura 3. Mitigação dos passivos do túnel do GASTAU.
Legenda: (a) Execução da injeção com resina. (b) Proteção da cabeça dos tirantes.

A injeção de resina teve como objetivo a redução dos pontos de infiltração e surgência, principalmente aqueles que apresentavam carreamento de material. No total, foi realizada a injeção de dois tipos de resina (gel acrílico e resina de poliuretano) em 18 pontos. A proteção contra corrosão dos tirantes foi realizada com argamassa na cabeça de 73 tirantes.

A instrumentação geotécnica do emboque e do Shaft do GASTAU foi instalada em 2023. A descrição dos instrumentos e do monitoramento é apresentada no Item 5.

4 TÚNEL DO GASDUC III

O túnel de passagem do GASDUC III foi o primeiro do Brasil construído para a passagem de um gasoduto, compondo a faixa de dutos que conecta o Terminal Cabiúnas (Macaé) a Refinaria de Duque de Caxias (REDUC). Localizado no município de Cachoeira de Macacu, no Estado do Rio de Janeiro, o traçado do túnel atravessa a Serra do Soarinho, também conhecida como a Serra dos Gaviões. O túnel foi construído em formato arco-retângulo ("U" invertido), com 3.762 m de extensão, 7,2 m de largura e 6,2 m de altura. O túnel possui um duto de gás em operação com diâmetro de 38 polegadas em sua lateral, sendo possível o acesso ao longo do túnel de carro. A declividade do túnel é variável, sendo que o ponto mais alto é situado próximo ao centro, mergulhando em direção aos dois emboques com o objetivo de facilitar a drenagem natural.

A escavação do túnel durou aproximadamente 13 meses, com frentes simultâneas de avanço, utilizando os métodos *Drill and Blast* (Perfuração e desmonte) e o NATM (*New Autrian Tunneling Method*), com a conclusão das obras em janeiro de 2010. No total, o túnel apresentou um volume de escavação de 149.935 m³, com 3.880 m³ de concreto projetado, instalação de 10.534 tirantes e 127 cambotas.

Os emboques são denominados "Emboque Oeste" e "Emboque Leste", que vão da estaca 0 à estaca 187, respectivamente. Em relação ao perfil longitudinal do túnel, a cobertura máxima é de aproximadamente 350 m, há cerca de 1 km do Emboque Oeste. A Figura 4 apresenta uma seção esquemática do túnel.

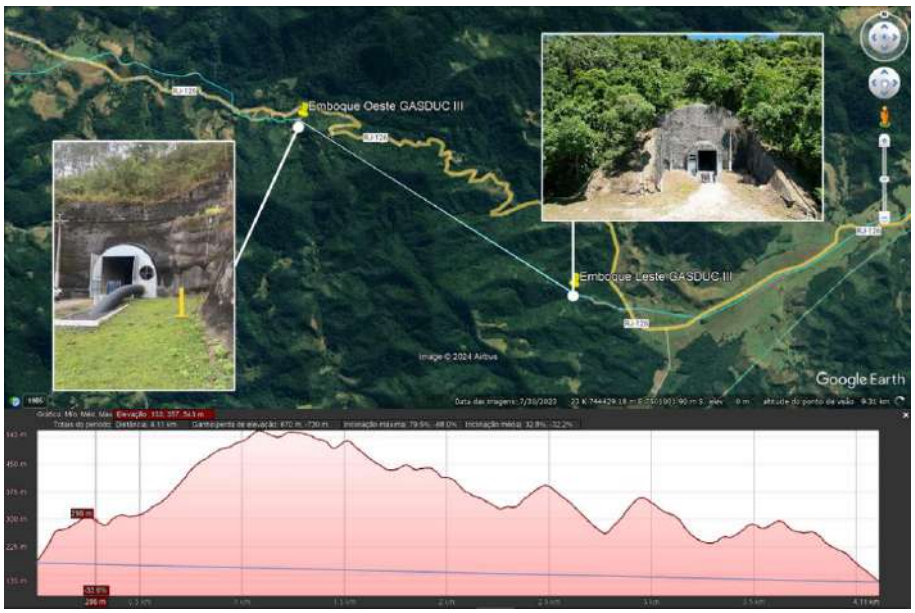


Figura 4. Seção Esquemática do Túnel do GASDUC III.

4.1 Caracterização Geológica-Geotécnica

O traçado do túnel do GASDUC III está inserido em rochas que, em sua grande maioria, são granito gnaisses ricos em biotita, frequentemente migmatíticos (diferenciação marcante entre bandas máficas, ricas em mica e félsicas, ricas em minerais quartzo-feldspáticos). O mapeamento indicou que o maciço no qual se insere o túnel se encontra intensamente fraturado, embora não seja realizada distinção entre fraturas de origem tectônica, alívio ou induzidas pela detonação. Também foram observados diques de diabásio ao longo da extensão do túnel, e um dique constituído de material quartzo feldspático fino.

O Emboque Oeste do GASDUC III localiza-se na baixada litorânea do estado do Rio de Janeiro, em uma região caracterizada pela transição do domínio de mar de morros e colinas para as escarpas serranas com

cobertura superficial composto por solo residual. Do ponto de vista geológico, a área do emboque encontra-se inserida no Domínio Costeiro do Terreno Oriental da Faixa Ribeira, mais especificamente na unidade geológica denominada como "Granito Cassorotiba".

No entorno do Emboque Leste, semelhante ao Emboque Oesta, há a predominância de um relevo típico de escarpas serranas com uma cobertura superficial composta por solo residual, que tende a ser pouco espesso e não saturado, em função da declividade da encosta, classificado como um cambissolo.

4.2 Inspeções e Manutenções Realizadas

Em 2017, quando o túnel passou a ser da NTS, foram feitas inspeções de modo a identificar as principais patologias e definir um plano de ação. As patologias identificadas consistiram em sinais de deterioração com trincas e desplacamento do concreto projetado, focos de umidade, rocha exposta, cambotas expostas e com corrosão.

Na inspeção foi identificada uma queda de blocos de rocha em um trecho mais crítico do túnel, com rocha exposta apresentando fraturamento subvertical, indicando a baixa qualidade do maciço rochoso e com presença de rocha alterada. Neste trecho havia cambotas metálicas não incorporadas ao túnel com concreto projetado, além de estarem afastadas da parede no túnel. A solução consistiu na execução de um muro de concreto moldado *in loco* com tirantes em uma das laterais, muro moldado *in* loco chumbado no piso na outra lateral e a readequação e instalação de cambotas e concreto projetado com telas metálicas no restante da seção. A mitigação dos passivos foi executada entre os anos de 2017 e 2018, e o histórico das fotos pode ser observado na Figura 5.

(a) (b) (c)

Figura 5. Queda de blocos no túnel da parede esquerda do túnel do GASDUC III.
Legenda: (a) Parede antes da queda dos blocos. (b) Queda de blocos. (c) Solução executada.

Em 2022 foi realizada uma nova inspeção no túnel do GASDUC III de modo a avaliar as mitigações realizadas nos anos anteriores. Durante a inspeção também foi utilizada uma Plataforma de Trabalho Aéreo (PTA) para realização de "bate-choco" e visualizações mais próximas de porções altas das paredes laterais e abóboda. Durante esta inspeção, as principais ocorrências e patologias observadas foram relacionadas à sinais de umidade e indícios de carbonatação no revestimento do concreto projetado. Localmente também foram identificados trechos de pequena magnitude com deterioração no concreto projetado com trincas pouco persistentes. Apesar disso, entende-se que os tratamentos realizados em 2018 foram adequados aos problemas geotécnicos de estabilidade do maciço rochoso, indicando operação segura do gasoduto.

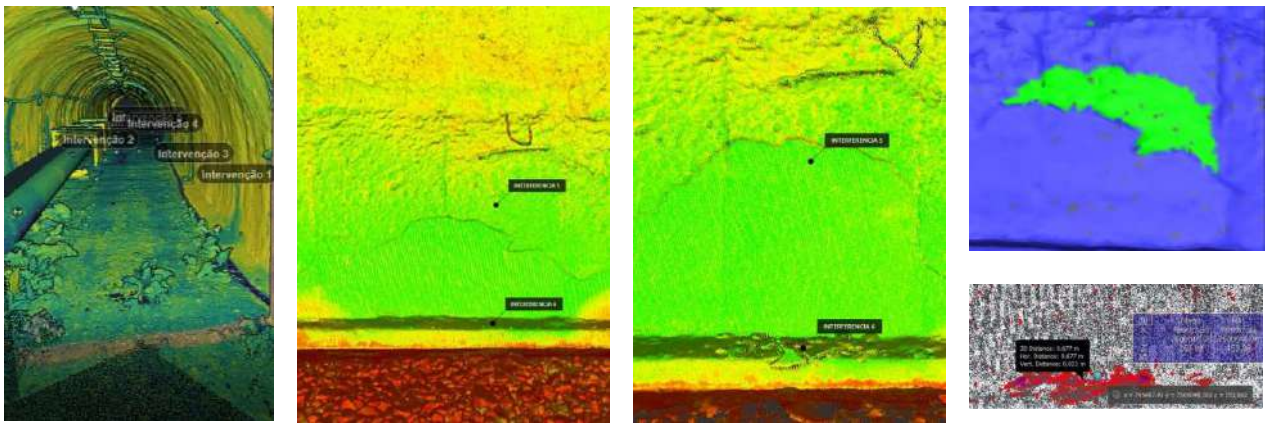
Em 2022 também foi realizado um escaneamento a laser 3D, que é apresentado no Item 4.3. E a instrumentação geotécnica dos emboques do GASDUC III foi instalada em 2023. A descrição dos instrumentos e do monitoramento é apresentada no Item 5.

4.3 Escaneamento a Laser 3D

O escaneamento a Laser 3D é caracterizado por dispositivos de emissão de laser, usualmente pulsado, que verifica coordenadas tridimensionais de superfícies alvo, criando uma nuvem de pontos 3D que permite a análise e comparação entre escaneamentos. Em 2022, foi realizado um escaneamento a laser 3D ao longo de toda a extensão do túnel do GASDUC III, de modo a avaliar a atual condição da estrutura e seu revestimento

interno. O levantamento também teve como objetivo ser a "leitura zero" para a comparação com futuros escaneamentos, permitindo a comparação e identificação de deslocamentos e/ou anomalias.

Nesta primeira campanha também foi realizado um segundo escaneamento para simulação de intervenções em um trecho de inicial de 100 m, de modo a garantir que a tecnologia fosse adequada para detecção das mudanças do túnel. As intervenções simularam deslocamentos, desplacamentos e defeitos ao longo do revestimento do túnel, e consistiram em: fechamento da portinha da capela da Santa Bárbara, raspagem do concreto em uma estrutura de proteção do duto, remoção de parte de concreto projetado, entre outros. Na Figura 6 é apresentado um exemplo de uma das intervenções avaliadas no túnel do GASDUC III, que consistiu na remoção de uma camada de concreto projetado que estava sobre um dos muros de concreto armado construídos na lateral do túnel. A Figura 6 (a) apresenta uma visão geral do levantamento do túnel. Nas Figuras 6 (b) e (c), é possível verificar o antes e depois da remoção do concreto projetado. Na Figura 6 (c) é possível identificar tanto a região sem concreto projetado, quanto o acúmulo de material na base. Por fim, a Figura 6 (d) apresenta a análise de deformidade da região, que indica as dimensões da anomalia.



(a) (b) (c) (d)

Figura 6. Escaneamento a laser 3D no túnel do GASDUC III.
Legenda: (a) Visão geral do túnel. (b) Local antes das Interferências 5 e 6. (c) Local após as Interferências 5 e 6. (d) Resultado da detecção de mudanças.

A comparação dos escaneamentos subsequentes com simulação de falhas permitiu detectar as intervenções realizadas neste trecho do túnel, e se apresentou com uma boa ferramenta para identificação de possíveis anomalias, como deslocamentos no túnel, desplacamentos do concreto projetado, queda de blocos, infiltrações, etc.

5 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA DOS TÚNEIS

No ano de 2023 foram instalados instrumentos geotécnicos para monitoramento dos 2 emboques do túnel do GASDUC III e para o emboque e shaft do túnel do GASTAU. Os instrumentos utilizados foram: tensiômetros, umidostatos e tiltímetros, com monitoramento remoto. O tensiômetros tem como objetivo medir a sucção do solo, o umidostado mede a umidade do solo, e os tiltímetros permitem estimar os deslocamentos horizontais através da medição angular. Para cada ponto de instalação foram considerados tensiômetros, umidostados e tiltímetros instalados em furos de sondagem em 3 profundidades diferentes: 1,5 m, 3,0 m e 4,5 m.

Além dos instrumentos automatizados, no Shaft do GASTAU também foram instalados dois inclinômetros, que medem deslocamentos horizontais ao longo de uma vertical. As leituras são realizadas com um torpedo com frequência mensal.

No total, o emboque leste e emboque oeste do GASDUC III apresentam um total de 36 e 30 instrumentos geotécnicos automatizados, respectivamente. O emboque e o Shaft do GASTAU contam com 30 e 20 instrumentos geotécnicos automatizados, respectivamente. Em complemento a estes instrumentos, também foram instalados 2 inclinômetros no Shaft do GASTAU e 3 pluviômetros, um próximo ao emboque oeste do GASDUC III e mais dois no GASTAU, um no emboque e outro no shaft.

6 PLANO DE MONITORAMENTO, INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO DOS TÚNEIS

A Figura 7 apresenta, de maneira geral, como foi definido o plano de monitoramento, inspeção e manutenção dos túneis do GASDUC III e GASTAU.

Figura 7. Plano de Monitoramento, Inspeção e Manutenção dos Túneis.

O monitoramento geotécnico compreende a instrumentação geotécnica e o escaneamento a laser 3D. A instrumentação tem o acompanhamento contínuo, com frequência de leitura diária. A frequência é aumentada em períodos chuvosos. O escaneamento a laser está sendo implementado no GASTAU, e devem ser realizados levantamentos ao longo dos anos para identificação de possíveis anomalias.

As inspeções foram divididas em rotina e sazonais. Os principais objetivos da inspeção de rotina são a avaliação do sistema de drenagem, infraestrutura e revestimento de concreto projetado. Na inspeção sazonal são consideradas investigações adicionais às inspeções de rotina. Tais investigações podem compreender ensaios geotécnicos ou geofísicos, ensaios ultrassônicos e/ou coleta de amostras e ensaios de laboratório.

As manutenções são realizadas de acordo com as demandas observadas nas inspeções, sendo para as Tipo 1, de “demandas menores” e a Tipo 2, de “demandas maiores”. Também são consideradas Manutenções Extraordinárias em casos emergenciais.

Cabe salientar que as inspeções e manutenções têm frequências pré-definidas, contudo, a equipe de geotecnia da NTS avalia constantemente os monitoramentos específicos dos túneis e monitoramentos gerais (InSAR e Meteorologia) podendo alterar as frequências planejadas em qualquer eventual necessidade que possa surgir.

6 CONCLUSÕES

Atualmente, os túneis da NTS são acompanhados periodicamente de modo a garantir a segurança da operação dos gasodutos. Após as intervenções realizadas nos últimos anos e com os monitoramentos através da instrumentação geotécnica, meteorológica e escaneamento a laser 3D, entende-se que as estruturas estão bem monitoradas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Australian Tunnelling Society. (2020). ATS – Tunnel Design Guideline. Austrália.

Federal Highway Administration. (2009). *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements.* Publication No. FHWA-NHI-10-034. EUA.

Federal Highway Administration. (2015). *Tunnel Operations, Maintenance, Inspection, and Evaluation (TOMIE) Manual*. Publication No. FHWA-HIF-15-005. EUA.

XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/796

The FMEA Methodology Applied In The Risk Map For An Open Pit Mine

Ramayana Ferreira Viegas
Geóloga, Vale, Rio Piracicaba, Brasil, raviegas@gmail.com

Thiago Diniz
Eng. Civil, Vale, João Monlevade, Brasil, thiagojmde@yahoo.com.br

Lais Assis
Eng. Ambiental, Vale, João Monlevade, Brasil, laismily9@gmail.com

Jonatan Fonseca Machado
Eng. Civil, Vale, Rio Piracicaba, Brasil, jonatanfmachado@yahoo.com.br

Felipe Bolívar Domingos
Eng. Geólogo, Vale, Ouro Preto, Brasil, felipe.domingos@vale.com

ABSTRACT

Mine accidents can be prevented if risks are identified and mitigated by creating barriers through risk management to reduce the likelihood of Material Undesired Events (MUEs). The FMEA methodology – Failure Modes and Effects Analysis is cited in international risk management standards and is already used in mining and traffic to identify and propose preventive and mitigating controls associated with the risk scenario for the geotechnical structure. In this study, an FMEA was analyzed for an open pit mine in the Quadrilatero Ferrífero whose evaluation considered information regarding inspections and instrumentation, historical occurrences regarding geodynamic processes in addition to a lack of operational discipline. The scenario is identified and depending on its classification in terms of probability and severity will lead to critical action to reduce the risk. From the creation of the risk map, it is possible to represent, through graphic information, the risks identified in a geotechnical structure. The structure was sectorized by operational sectors and evaluated according to its reported nonconformities. In this context, the present study associated the risk map with the FMEA as the anomalies identified with the initial event and the failure modes with the undesired event according to the possibilities of occurrence.

KEYWORDS: MUEs, FMEA, risk management, mitigation control, risk map

1 INTRODUCTION

Hazard and risk analyze are essential for the Evolution of projects, resulting in safe deliveries and greatest reliability for customers. According to ISO 31000 (2018) risks can be defined by the effect of uncertainties on some objective. In the brazilian mining risk analyzes came into the agenda with greater force after the disasters involving dams.

Some documents such as GISTM (2020) indicate necessary improvements in the mining production process aimed at their sustainability, and among their primary factors is asset risk management and open communication with society. By this way risk assessments about dams have evolved significantly in recent years, but there is a need for developments in risk assessments involving other types of structures, such as open pits. “Risk analysis is the examination of how the different factors at play may interact, what scenarios may result from them and what losses they may cause. This process thus provides the possibility of identifying how uncertainties can combine and how this combination results in unfavourable scenarios.” (Maranha das Neves, 2002)

Large open pit projects are divided into regions, where the materials variation, types of contact, common anomalies, among other aspects that make a single and focused risk analysis difficult, as is carried out for dams and waste piles.

By observing these difficulties, this work proposed to carry out risk classification using the FMEA methodology of different regions of an open pit in the Quadrilatero Ferrifero considering each one its particularities and different failure modes, plotting the result in a risk map for users of the structure to view.
In a mine it's possible to finds different scenarios with certain severity levels, wich define a MUE. The failure modes in an open pit slope can be predicted during the design according to the geological and geomechanical characteristics of the massif. The economic exploitation and the necessity of geometry optimized could impact the structure stability. Another important point is throughout the development of the mine according to the execution of the excavation during a life of mine. The risks analyze in all stages of a mine could show the steps need to be considered to maintain the hazard control.
It is not enough to make the classification and management it is believed that the risk communication is essencial to keep the people involved aware of the risk they may be exposed to. Thus, based on the FMEA classification, a risk map of a mine in Quadrilatero Ferrífero was elaborated.

2 THE FMEA

The FMEA methodology was developed by NASA and the automotive industry and is responsible for identifying possible failure modes and their effects for a given product, asset or production system, Where through the eyes of evaluators it is possible to identify the probability of their occurrence as well as their severity. (GAYA; CHERRARED, 2023)

As demonstrated by Zhang, Zhang e Gong (2024), it is important that the analysis methodology is well defined if necessary with the use of more than one method so that the individualities of each of the evaluators do not interfere with the final results of the evaluation. It is suggested that theses assessments be carried out by multidisciplinary teams generating an in-depth view of the topic.

To determine clear and direct standards some guidelines were defined for the classification of severity and probability in the FMEA matrix of this work, according to Table 1 e Table 2. When assessing potential severity, people and the environment were assessed. In the probability classification, aspects related to the occurrence of events initiating the failure mode in the region safety factor and information uncertainty were defined.

Table 1. Severity Ruler

People	Environment	Severity
Multiple fatalities in wich the cause is related to operational processes	The affected environment restores its integrity in more than 10 years after the event	Very Critical
1 fatality in which the causes is related to operational processes. Event that results in the multiple fatalities	The affected environment restores its integrity within 5 to 10 years after the event	Crítical
Events resulting in life-changing injury/illness or 1 fatality	The affected environment restores its integrity within 1 week to 5 years after the event	Significant
Events that result in injury/illness with absence from work or with medical treatment or work restriction	The affected environment restores its integrity within 1 week after the event	Moderate
Event that result in first aid	The affected environment does not lose its integrity (composition, structure, and functions)	Low

Table 2. Probability Ruler

Qualitative Risk Analysis	Category
A serious fundamental deficiency or defect. Is known to exist. There is a history of significant initiating events occurring once or several times a year and direct evidence of failure mode progression There are no controls designed	Very likely
A significant physical disability or defect is known to exist. There is a history of significant initiating events occurring up to once a year and some indirect evidence of small failure mode progression There are limited engineering controls and system-based controls for a failure mode or there is a history of frequent failure of controls implemented at the facility for a failure mode.	Likely
It is known that there is a disability or physical defect, however the defect is not serious. There is no history of significant initiating events occurring for failure modes associated with the deficiency and no evidence of progression of failure modes. There is at least one preventive engineering control implemented for a failure mode or several system-based controls and no history or failure of these controls at the facility and occasionally occur in the industry.	Possible
There are no physical deficiencies and no history of occurence of initiating events for failure mode in the structure. There is at least one preventive engineering control and on system-based control implemented for the failure mode and no failure history of these controls at the structure or at any other site, however failures have occurred in the industry for failure modes and conditions similar.	Remote
There are no physical deficiencies and no history of occurrence of initiating events for all failure mode in this structure.	Very remote

During the preparation of this work a 5x5 matrix was considered to classify risks, where through the classification of probability of occurrence and indicated severity, it is possible to identify the risk classification varying between low (green), médium (yellow), high (Orange) and very heigh (red), as shown in figure 1.

The risks classification was considered inherent, residual, and projected scenarios. The importance of classification in these three aspects is given by verifying the effectiveness of existing controls in the processes and the need to implement better security barriers. Inherent risk represents natural risk, that is, the probability of a scenario materializing if the enterprise is not concerned with it. Residual risk deals with the scenario with the controls existing on the day of assessment. This classification is important for viewing and understanding the effectiveness of existing preventive barriers. If the residual risk is considered very high, which a good risk appetite does not allow, a projected risk analysis must be carried out considering the implementation of actions to reduce the level of this scenario.

The target of a FMEA matrix is to compile a list of credible failure modes for the geotechnical structure, that could cause a MUEs, considering the performance of the structure based on the activities and future operations at the site. The MUE is a combine of potential failure mode will define by a specific demand, root cause and initianting event. The analyses showed the effects of the materialization of this event.

In this work, the mine sectors were considered components of the system and each failure mode was classified according to the FMEA methodology. The risk assessment considers the probability ruler and severity ruler, where the combine of this classification gives a priority range from low to very high for each MUEs described considering industry experience with similar structure (Figure 1). The risks are classified by inherent if there is no control residual considering existing control and residual forecast after implementation of all critical controls managed so that full lifecycle of the Geotechnical Structure have the required reliability.

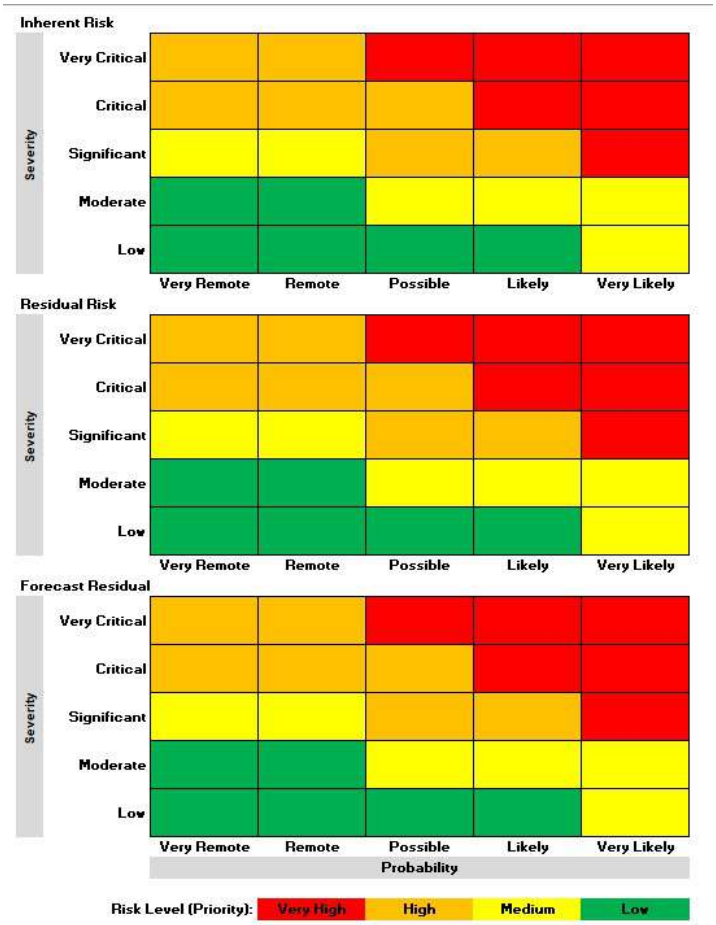


Figure 1 – FMEA RISK MATRIX

3 FAILURE MODE and ANOMALIES

A potential failure mode occurs whenever an imbalance takes place between shear strength and shear stress in the massive and. The triggering factors for slope failure could be linked to heavy precipitation, weathering conditions, seismic disturbances, and human activities. The failure slope known: plane failure, circular failure, wedge failure and toppling failure. The plane failure occurs when a structural discontinuity plane such as; bedding plane, fault plane or preferred orientations of a joint set dips or daylight towards the valley or excavation at an angle smaller than the slope angle and greater than the angle of friction of the discontinuity surface. (Raghuvanshi, 2019). “Although these are typical mechanisms of soil slopes, circular failure can also occur in rock masses, especially if it is made up of soft rocks, a material that has soil behavior due to its high degree of alteration and fracturing. Wedge failure develops from the existence of two or three discontinuities that intersect, forming an unstable block. The orientations of these elements are critical in the conditioning of wedge slippage, and for the rupture to occur, it is necessary that the inclination of the intersection line is less than the slope and that the friction angle along the planes of discontinuities is less than the inclination of the intersection. In addition, the sliding surfaces”. (Silva, 2010). Toppling failure are movements that involve the rotation of masses of soil or rock, relative to a point or axis located below the center of gravity of the displaced mass. In a fractured rock mass, the net force that determines the tipping is due to the weight of the blocks formed by the masses of soil or rock, the water pressure at the joints, and friction. (Azevedo e Marques, 2000). In the design phase the failure mode needs to be identified. The project of an open pit could be changed, or engineering controls implemented to solve the hazard identified.

The anomalies are events anomalous identified in geotechnicals inspections. This event could be caused by the materialization of a failure mode or could be operational deviation. The FMEA matrix evaluated, occurred plain failures, circular failures and other events arising of development of mine like inefficient drainage, overbreaks, pipping and block fall. This MUEs are evaluated and classified in each sector of the mine.

4 MATERIALS AND METHOD

The geomechanical classification and structural geology of the massif are the main sources of data on the possible failure modes to wich the slope is susceptible. This information will be the first look at creating controls that will minimize the occurrence of slope failures.After human intervention on the slope, geotechnical inspections will report the stability condition of the slope and will be a source of information for defininf the MUEs for preparing the FMEA matrix and risk classification.

The methodology consist of defining the operational sectors and evaluating the risk for each failure mode of concern to the sector. The map has a georeferenced image of the mine, the limits of the sectors and it will be hatched according to the highest risk defined in the FMEA matrix. The failure modes and anomalies represented by symbols in the place where they occur.

The map also presents the sectorization defined for radar monitoring that is an important information in the case of reaching a defined displacement level. As well as the control and mitigation actions proposed to reduce the risk. The matrix presented indicates the residual scenario found in the risk assessment that is, it considers the structure with the controls already implemented.

5 THE RISK MAP

The risk map (Figure 2) is an important tool to communicate the employes the risk that they are exposed in an open pit mine. The dynamic development of an open pit requires that it be update frequently. The update forecast of the FMEA matrix is 2 years but the scenarios of modes of failure and anomalies could be changed, and it could be modified on the map. As well as the mitigation actions could be implanted, and the risk classification could be changed for each sector.

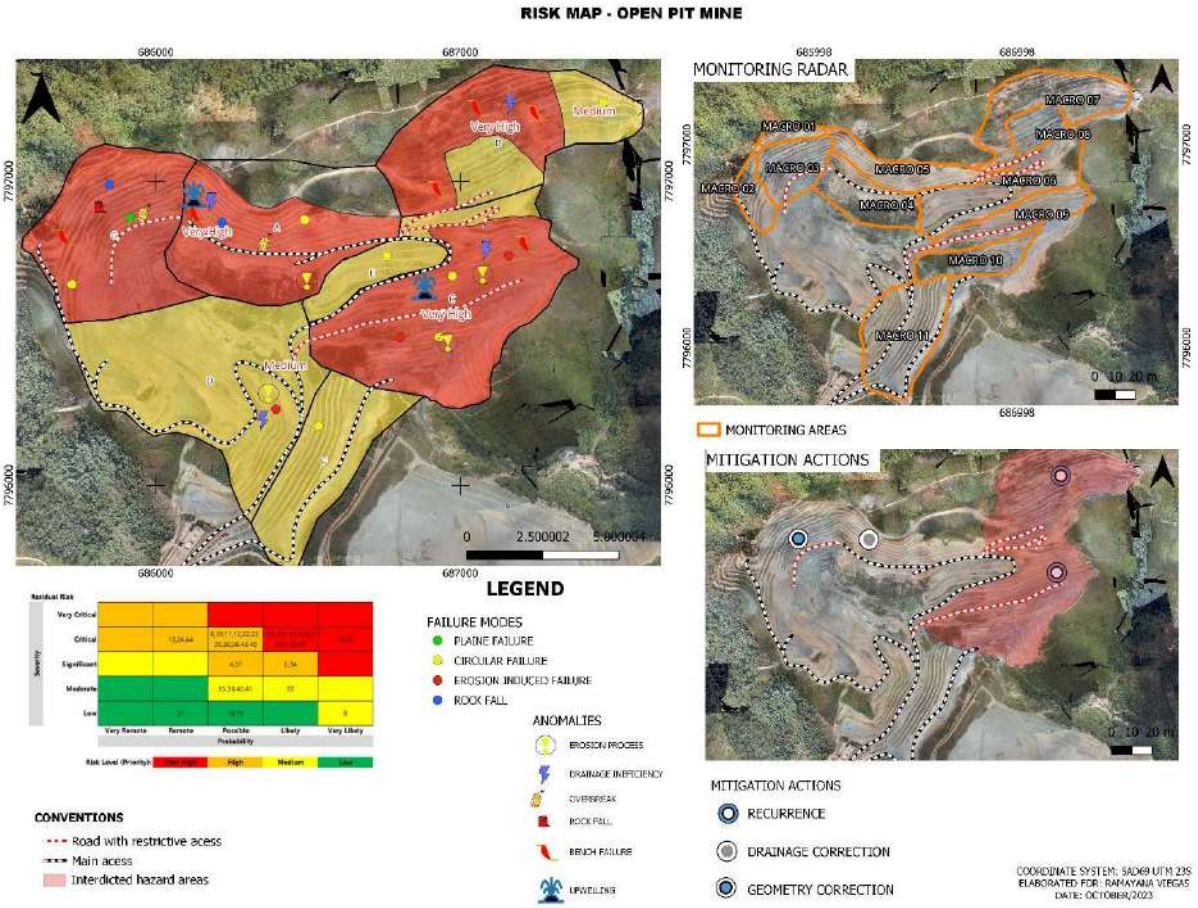


Figure 2 – RISK MAP

5.1 The Mitigating Actions

In the FMEA matrix, the critical controls that enable the reduction of the risk classification, in terms of the severity found, were described. The development of emergency plans, monitoring indicators for dealing with anomalies and preventive actions for the rainy season are examples of migration controls For each MUE described, actions were defined that, when implemented, also favor risk control, which are: preparation of the operation and maintenance manual, training for operators who perform activities in the pit, follow the adherence indicators, conclusion of drainage master plan, improvement of information about the massif, drillhole campaign, tests and hydrogeological model.

6 RESULTS AND DISCUSSION

The risk assessed and presented on the map will be the residual as it refers to current information about the mine, as it is today. According to the evaluation of the probability and severity matrix, 12 very high risk scenarios were found, 18 high risk MUEs, 6 medium risks. After implementing the proposed actions, we will no longer have high or very high risk scenarios, as can be seen in the forecast residual matrix (Figure 3).

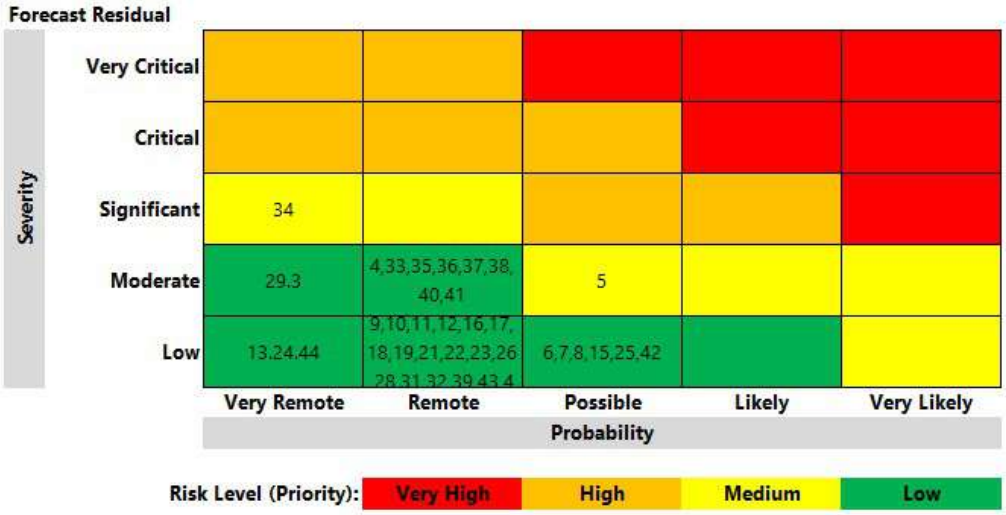


Figure 3 – FORECAST RESIDUAL MATRIX

The proposed controls are related to knowledge of the intrinsic characteristics of the structure, such as geology, geomechanical and hydrogeological behavior and the characteristics of the proposed project. As well as controls related to operational discipline and application of best mining practices such as the correct direction of drainage, verification of adherence of what was executed to what was planned, monitoring of preparedness indicators for the rainy season. Through these controls, it is expected to achieve the forecast residual risk and reduce operators' exposure to risk in the structure in question.

7 CONCLUSION

The risk map is an important tool for sharing the structure's risk information with employees. It does not reduce the risk, but it assertively reports the condition of the structure. The FMEA methodology proved to be assertive in identifying the MUEs that reduce the structure's safety condition. Through this identification, it was possible to define the appropriate controls to reduce the structure's risk.
Through the assessment, the average projected risk was arrived at for all sectors of the mine, which is expected for a place where people are working daily.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AZEVEDO, I. C. D.; MARQUES, E. A. G. (2002). Introdução a Mecânica das Rochas. *Caderno Didático. Viçosa*: UFV. 363p

GAYA, S; CHERRARED, M. Inundation risf of Sewerage Systme According to the Concepts of Hazerd and Vulnerability – Case of Algiers City. *Journal of Geographical Institute Jova Cvijic* SASA, v. 73, n.2, p.139-154, 2023. Available at: https://doi.org/10.2298/IJGI2302139G

GLOBAL INDUSTRY STANDARD ON TAILINGS MANAGEMENT (GISTM). [S. l.], 2020. Available at: https://globaltailingsreview.org/global-industry-standard/. Acesso em: 17 nov. 2023.

ISO 31000. ISO 31000 - Gestão de riscos — Diretrizes. In: [S. l.]: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018. p. 17.

MARANHA DAS NEVES, E. (2002). Breves considerações sobre análises de risco de obras geotécnicas em Portugal. 8º Congresso Nacional de Geotecnia - A Geotecnia Portuguesa e os desafios do futuro, Vol.4, pp. 2313-2317

Mohammad Khalid Ansari, Mashud Ahmad, Rajesh Singh, Trilok Nath Singh, Slope Stability Assessment of Saptashrungi Gad Temple, Vani, Nashik, Maharashtra, India—A Numerical Approach, Department of Earth Sciences, Indian Institute of Technology Bombay, Mumbai, India, 2016

ZHANG, P.; ZHANG, Z.-J.; GONG, D.-Q. An improved failure mode and effect analysis method for group decision-making in utility tunnels construction project risk evaluation. Reliability Engineering and System Safety, [s. l.], v. 244, 2024. Available at: https://doi.org/10.1016/j.ress.2024.109943

contato@editoraomnisscientia.com.br
https://editoraomnisscientia.com.br/
@editora_omnis_scientia
https://www.facebook.com/omnis.scientia.9
+55 87 99914-6495

EDITORA
OMNIS SCIENTIA

contato@editoraomnisscientia.com.br
https://editoraomnisscientia.com.br/
@editora_omnis_scientia
https://www.facebook.com/omnis.scientia.9
+55 87 99914-6495